

Table des matières

Résumé	iii
Abstract.....	v
Table des matières.....	vii
Liste des tableaux	xi
Liste des figures	xiii
Liste des abréviations.....	xvii
Liste des symboles	xix
Remerciements.....	xxi
Chapitre 1. Introduction.....	1
1.1 Mise en contexte	1
1.2 Objectifs.....	4
1.3 Résumé de la méthodologie.....	5
1.4 Organisation du mémoire	6
Chapitre 2. Revue de la littérature	7
2.1 Utilisation de l'aluminium dans les ponts et passerelles	7
2.1.1 Généralités	7
2.1.2 Historique de l'utilisation de l'aluminium dans les ponts.....	7
2.1.3 Utilisation de l'aluminium dans les passerelles piétonnières.....	10
2.1.4 Utilisation de l'aluminium dans les platelages de ponts routiers.....	11
2.2 Avantages de l'aluminium	14
2.2.1 Généralités	14
2.2.2 Légèreté de l'aluminium	14
2.2.3 Stabilité à basse température.....	14
2.2.4 Tenue à la corrosion	14
2.2.5 Facilité de recyclage	15

2.2.6	Facilité de fabrication	15
2.3	Inconvénients de l'aluminium	16
2.3.1	Coût élevé du matériau	16
2.3.2	Manque d'expertise.....	17
2.3.3	Résistance à la fatigue	17
2.3.4	Ajout d'une surface d'usure	18
2.4	Corrosion galvanique	19
2.5	Les connecteurs en cisaillement et les sections mixtes	22
2.5.1	Définition d'une section mixte	22
2.5.2	Les avantages de développer une section mixte.....	23
2.5.3	Le choix du connecteur.....	24
2.6	Résistance au glissement des assemblages boulonnés	25
2.7	Les coefficients de glissement	28
2.7.1	Généralités	28
2.7.2	Assemblages acier-acier	28
2.7.3	Assemblages aluminium-aluminium.....	29
2.7.4	Assemblages acier-aluminium	29
2.8	Charge thermique sur les ponts routiers	29
2.8.1	Généralités	29
2.8.2	Les charges thermiques.....	29
2.8.3	Charges thermiques selon CAN/CSA S6-14.....	30
2.8.4	Effets de la température sur les tabliers de pont.....	33
Chapitre 3.	<i>Description du modèle d'analyse par éléments finis.....</i>	39
3.1	Généralités	39
3.2	Les ponts types	39
3.3	Calcul de la résistance	40
3.3.1	Hypothèses de calcul	40
3.3.2	Utilisation d'une poutre en I équivalente au platelage	41
3.3.3	Résumé des résultats de conception.....	44
3.4	Modélisation du tablier de pont	45

3.4.1	Détails de l'assemblage boulonné	45
3.4.2	Propriétés des matériaux	46
3.4.3	Type d'éléments et maillage.....	51
3.4.4	Type d'analyse	55
3.4.5	Interaction	56
3.4.6	Conditions aux limites et chargement.....	60
3.4.7	Analyse du problème.....	66
Chapitre 4. Résultats et discussion		67
4.1	Généralités	67
4.2	Évolution des contraintes suite à la mise en précontrainte des boulons.....	67
4.3	Résultats pour la poutre de 15 m de long.....	70
4.3.1	Généralités	70
4.3.2	Résultats à l'état limite d'utilisation (ÉLUT).....	71
4.3.3	Résultats à l'état limite d'utilisation (ÉLUL).....	85
4.4	Résultats pour la poutre de 25 m de long.....	91
4.4.1	Généralités	91
4.4.2	Résultats à l'état limite d'utilisation (ÉLUT).....	91
4.4.3	Résultats à l'état limite d'utilisation (ÉLUL).....	102
4.5	Effet des cycles thermiques pour le pont de 15 m	106
4.6	Solution pour empêcher le glissement.....	108
4.6.1	Généralités	108
4.6.2	Effets de l'augmentation du coefficient de glissement	108
4.6.3	Augmentation du coefficient de glissement et du nombre de boulons aux appuis pour la poutre de 15 m de long	109
Chapitre 5. Conclusion		119
5.1	Revue des objectifs du projet	119
5.2	Recommandations	121
5.3	Travaux futurs	122
Bibliographie.....		123

<i>Annexe A</i>	135
<i>Annexe B</i>	139
<i>Annexe C</i>	169
<i>Annexe D</i>	287

Liste des tableaux

Tableau 2-1 – Exemple d'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers (Walbridge et De La Chevrotière, 2012).....	9
Tableau 2-2 – Valeurs de k_s et c_s	28
Tableau 2-3 – Température effective en fonction du type de tablier (CAN/CSA S6-14, 2014)	31
Tableau 2-4 – Température effective en fonction du cas considéré	33
Tableau 3-1 – Comparaison entre les calculs manuels et les résultats obtenus avec le modèle numérique ..	43
Tableau 3-2 – Résumé des résultats de conception	44
Tableau 3-3 – Propriétés thermiques des matériaux utilisés dans le modèle.....	51
Tableau 3-4 – Influence du type d'éléments sur les contraintes de von Mises et les temps de calcul	53
Tableau 3-5 – Coefficients de pondération des charges et combinaisons de charges (CAN/CSA S6-14, 2014)	61
Tableau 3-6 – Température aux fibres extrêmes de la poutre mixte en fonction du cas considéré	61
Tableau 4-1 – Contrainte maximale atteinte dans l'aluminium en fonction des conditions d'analyse	68
Tableau 4-2 – Contrainte maximale atteinte pour l'aluminium en fonction de la force de précontrainte des boulons	69
Tableau 4-3 – Critères d'espacement des boulons selon la norme canadienne des ponts routiers	110

Liste des figures

Figure 1-1 – État des structures du réseau routier supérieur (MTMDET, 2016)	1
Figure 1-2 – Endommagement des structures routières (MTMDET, 2017)	2
Figure 2-1 – Le pont d'Arvida, au Saguenay (Potvin, 2006)	8
Figure 2-2 – Pont flottant en aluminium, près de Hedel, Pays-Bas (Soetens, 2003)	10
Figure 2-3 – Passerelle du Parc de la Rivière-aux-Sables (Duchesne, 2011)	11
Figure 2-4 – Extrusion AlumaBridge Gen. II (Beaulieu et al. , 2015)	12
Figure 2-5 – Extrusion Svensson (Roy et al. , 2001)	12
Figure 2-6 – Profil des extrusions développées par la compagnie Bayards (Beaulieu et al., 2015)	13
Figure 2-7 – Platelage développé par la compagnie Nippon Light Metal (2011)	13
Figure 2-8 – Exemple de profilés réalisables par extrusion (CQRDA, s.d.)	16
Figure 2-9 – Corrosion galvanique entre l'acier et l'aluminium (Amira et al. , 2010)	20
Figure 2-10 – Corrosion du pont de Petersburg (Thompson, 2010)	21
Figure 2-11 – Corrosion des boulons galvanisés du pont de Little Buffalo Creek (Beaulieu et al., 2015)	22
Figure 2-12 – Efficacité de l'action composite en fonction de la rigidité des connecteurs (Sorelli, 2014)	23
Figure 2-13 – Exemples d'utilisation de goujons et de béton pour développer l'action composite	24
Figure 2-14 – Assemblage par contact et assemblage antiglissement (Annan, 2013)	26
Figure 2-15 – Échange de chaleur entre une section de pont et son milieu (Zuk, 1965)	30
Figure 2-16 – Gradients thermiques à considérer (CAN/CSA S6-14, 2014)	33
Figure 2-17 – Barre de longueur L encastrée à ses deux extrémités	34
Figure 2-18 – Déformation d'une poutre en flexion (Barron et Barron, 2012)	36
Figure 3-1 – Représentation des tabliers de pont analysés	40
Figure 3-2 – Approche utilisée pour calculer la relation moment/courbure (Cuerrier, 2016)	42
Figure 3-3 – Résultats obtenus avec le modèle numérique utilisant la section réelle du platelage	43
Figure 3-4 – Modélisation de la poutre mixte	45
Figure 3-5 – Comparaison entre les pressions de contact obtenues en laboratoire et à l'aide d'un modèle Abaqus (Husson, 2008)	46
Figure 3-6 – Courbe contrainte/déformation de l'aluminium d'alliage 6063-T6	48
Figure 3-7 – Courbe contrainte/déformation de l'acier de nuance 350AT	49
Figure 3-8 – Courbe contrainte/déformation de l'acier des boulons	50
Figure 3-9 – Modèle utilisé pour l'analyse de l'ordre des éléments	52
Figure 3-10 – Contrainte de von Mises (MPa) en fonction de l'ordre d'interpolation des éléments suite à l'application de la précontrainte des boulons	54

Figure 3-11 – Contrainte de von Mises (MPa) en fonction de l'ordre d'interpolation des éléments suite à l'application de la charge	55
Figure 3-12 – Différence pour les pressions de contact entre la méthode nœud-à-surface et la méthode surface-à-surface (Dassault Systems, 2010)	56
Figure 3-13 – Modèle de comportement en direction tangentielle (Dassault Systems, 2010)	58
Figure 3-14 – Chute de température entre deux surfaces (Heistermann, 2011)	58
Figure 3-15 – Transfert de chaleur dans un assemblage boulonné (Heistermann, 2011).....	59
Figure 3-16 – Modèle de comportement de la conductance thermique	60
Figure 3-17 – Plans de symétrie utilisés dans le modèle	62
Figure 3-18 – Concentration de contraintes à un appui lors de la flexion de la poutre	62
Figure 3-19 – Contrainte de von Mises suite à l'utilisation d'appareils d'appui	63
Figure 3-20 – Contraintes axiales (S33) le long de la poutre	63
Figure 3-21 – Contrainte de cisaillement (S23) à l'appui sur à l'utilisation de l'appareil d'appui	63
Figure 3-22 – Contrainte S22 pour l'appareil d'appui.....	64
Figure 3-23 – Application de la précontrainte des boulons à l'aide de la charge <i>Bolt Load</i>	64
Figure 4-1 – Modèle utilisé pour connaître les contraintes induites par la mise en précontrainte des boulons	68
Figure 4-2 – Contraintes de von Mises pour l'aluminium suite à l'application d'une force de précontrainte de 140 kN.....	70
Figure 4-3 – Distribution verticale de la température pour la poutre de 15 m à l'ÉLUT #1.....	71
Figure 4-4 – Flèche verticale (mm) de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1.....	73
Figure 4-5 – Nœuds utilisés pour obtenir les contraintes axiales, les déformations axiales ainsi que la température	74
Figure 4-6 – Répartition des contraintes axiales sur la section centrale d'une poutre de 15 m de long.....	75
Figure 4-7 – Contraintes de von Mises pour le platelage de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1	76
Figure 4-8 – Évolution de la contrainte de von Mises au cours de l'analyse	77
Figure 4-9 – Contraintes de von Mises pour la poutre de 15 m à l'ÉLUT #1	78
Figure 4-10 – Contraintes de von Mises pour les boulons localisés à l'appui de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1	79
Figure 4-11 – Évolution de la force dans les boulons au cours de l'analyse	80
Figure 4-12 – Sens du glissement en fonction du type de chargement	81
Figure 4-13 – Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement à l'appui.....	81
Figure 4-14 – Contrainte de cisaillement en fonction du glissement pour différents points le long de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1.....	82
Figure 4-15 – Déformations axiales (LE33) suite aux chargements thermique et mécanique	84

Figure 4-16 – Contraintes de von Mises pour le platelage de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2	86
Figure 4-17 – Contrainte de von Mises pour les boulons localisés à l'appui de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2.....	87
Figure 4-18 – Contrainte de von Mises pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2.....	88
Figure 4-19 – Contrainte de von Mises à l'appui, poutre de 15 m de long à ÉLUL #2	89
Figure 4-20 – Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement à différents points le long de la poutre de 15 m à l'ÉLUL #2	90
Figure 4-21 – Distribution verticale de la température à l'ÉLUT #1 de la poutre de 25 m de long	91
Figure 4-22 – Flèche verticale (mm) de la poutre de 25 m à l'ÉLUT #1	92
Figure 4-23 – Répartition des contraintes axiales (S33) sur la section centrale de la poutre de 25 m de long	94
Figure 4-24 – Contraintes de von Miss dans le platelage de la poutre de 25 m à l'ÉLUT #1	95
Figure 4-25 – Évolution de la contrainte de von Mises au cours de l'analyse pour le platelage de la poutre de 25 m de long	96
Figure 4-26 – Contraintes de von Mises pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1	97
Figure 4-27 – Contrainte de von Mises pour les boulons de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1	98
Figure 4-28 – Évolution de la force dans les boulons au cours de l'analyse pour la poutre de 25 m de long ..	99
Figure 4-29 – Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement à différents points le long de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1	99
Figure 4-30 – Déformations axiales (LE33) suite au chargement thermique et mécanique pour la poutre de 25 m de long	101
Figure 4-31 – Contraintes de von Mises pour le platelage de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2	102
Figure 4-32 – Contraintes de von Mises pour les boulons de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2	103
Figure 4-33 – Contrainte de von Mises pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2	104
Figure 4-34 – Contrainte de von Mises à l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2	105
Figure 4-35 – Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement à différents points le long de la poutre de 25 m à l'ÉLUL #2	106
Figure 4-36 – Amplitude des charges thermiques appliquées aux fibres supérieures et inférieures de la poutre mixte	107
Figure 4-37 – Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement à l'appui pour les cycles de chargement thermique.....	108
Figure 4-38 – Résistance au glissement en fonction du coefficient de glissement	109
Figure 4-39 – Disposition des boulons le long de la poutre de 15 m	110
Figure 4-40 – Disposition des boulons près de l'appui pour la poutre de 15 m de long	111
Figure 4-41 – Contrainte de cisaillement en fonction du glissement pour différents points le long de la poutre de 15 m de long avec la nouvelle disposition des boulons à l'ÉLUT #1	112

Figure 4-42 – Contraintes de von Mises pour le platelage pour la poutre de 15 m de long avec la nouvelle disposition des boulons à l'ÉLUT #1	113
Figure 4-43 – Contraintes de von Mises pour les boulons pour la poutre de 15 m de long avec la nouvelle disposition des boulons à l'ÉLUT #1	114
Figure 4-44 – Contrainte de von Mises pour les boulons suite à l'application de la précontrainte	115
Figure 4-45 – Contraintes de von Mises pour le platelage pour la poutre de 15 m de long avec la nouvelle disposition des boulons à l'ÉLUL #2	116
Figure 4-46 – Contraintes de von Mises pour les boulons pour la poutre de 15 m de long avec la nouvelle disposition des boulons à l'ÉLUL #2	117

Liste des abréviations

AASTHO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society for Testing and Materials
CEN	Comité européen de normalisation
CNRC	Conseil national de recherches du Canada
CSA	Canadian Standards Association
MTMDET	Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports
MTQ	Ministère des Transports du Québec (maintenant MTMDET)
RCSC	Research Council on Structural Connections

Liste des symboles

A_b	Aire des boulons (mm^2)
C_w	Constante de torsion de gauchissement (mm^6)
c_s	Coefficient de tenue pour la résistance au glissement d'un joint boulonné
E	Module d'élasticité (MPa)
E_a	Module d'élasticité de l'aluminium (MPa)
E_s	Module d'élasticité de l'acier (MPa)
E_{sh}	Module tangent lors de l'écroutissage (MPa)
F	Force (kN)
F_T	Force thermique (N)
F_u	Limite ultime de l'acier (MPa)
F_y	Limite élastique de l'acier (MPa)
F_{ub}	Limite ultime des boulons (MPa)
F_{yb}	Limite élastique des boulons (MPa)
f_y	Limite élastique de l'aluminium (MPa)
f_u	Limite ultime de l'aluminium (MPa)
$f_{0,2}$	Contrainte à 0,2% de déformation
I	Moment d'inertie (mm^4)
I_x	Moment d'inertie selon l'axe x (mm^4)
I_y	Moment d'inertie selon l'axe y (mm^4)
I_z	Moment d'inertie selon l'axe z (mm^4)
k_s	Coefficient relié à la résistance au glissement d'un joint boulonné
L	Portée (m)
$l_{\text{platelage}}$	Largeur totale de platelage (m)
M	Moment de flexion (Nm)
M_T	Moment thermique (Nm)
m	Dans un joint boulonné, nombre de surfaces de recouvrement ou de plans de cisaillement (égal à 1 pour les boulons en cisaillement simple et à 2 pour les boulons en cisaillement double)
n	Nombre de boulons ; Paramètre d'écroutissage
P	Paramètre d'écroutissage ; Pression de contact appliquée (MPa)
P_e	Force appliquée à l'appui (N)
q	Pression (kPa)
R	Rayon de courbure (mm)
T	Température ; Température finale ($^{\circ}\text{C}$)
T_0	Tension initiale (N) ; Température initiale ($^{\circ}\text{C}$)
V_s	Résistance au glissement à l'ÉLUT (N)

y	Distance ; Centre de gravité (mm)
α	Coefficient de dilatation thermique (mm/(mm°C))
α_a	Coefficient de dilatation thermique de l'aluminium (mm/(mm°C))
α_s	Coefficient de dilatation thermique de l'acier (mm/(mm°C))
ΔT	Différence de température (°C)
ε	Déformation ; déformation totale
ε_b	Déformation en flexion
ε_{nom}	Déformation nominale
ε_s	Déformation d'écrouissage
ε_{sh}	Déformation au début de l'écrouissage
ε_{vraie}	Déformation vraie
ε_0	Déformation initiale ; Déformation mécanique
σ	Contrainte (MPa) ; contrainte mécanique (MPa)
σ_{nom}	Contrainte nominale (MPa)
σ_{sh}	Contrainte lors de l'écrouissage (MPa)
σ_{vraie}	Contrainte vraie (MPa)
τ_{cr}	Contrainte critique à l'interface (MPa)
μ	Coefficient de glissement
ψ	Angle (rad)

Remerciements

J'aimerais tout d'abord remercier mon directeur de recherche, Mario Fafard, de même que mon codirecteur, Charles-Darwin Annan, pour m'avoir donné la chance d'effectuer ce projet de recherche. Leur aide et leur conseil m'ont été précieux tout au long de ce projet de recherche. Je tiens aussi à remercier Hicham Chaouki, professionnel de recherche, pour son aide apportée.

Ce projet de recherche n'aurait pu avoir lieu sans l'aide apportée par la Stratégie québécoise de développement de l'aluminium (SQDA), le Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (MTMDET) et le Centre de recherche sur l'aluminium – REGAL. Je les remercie pour leur soutien financier qui a permis de réaliser ce projet.

Je tiens aussi à souligner l'apport Caroline Arsenault, Vincent Bédard et Samuel Petitclerc dans la réalisation de certaines tâches de ce projet.

Je désire remercier mes collègues de bureaux autant pour le climat de travail que leur aide apportée dans les moments les plus difficiles. Je tiens particulièrement à remercier Mathieu Fiset, Maxime Ampleman, Éric Beaumont, Daniel Charron-Drolet, Catherine St-Gelais, Olivier Lacroix sans oublier nos Français, Jean-Baptiste Burgelin et Victor Desjardins.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude à ma conjointe, Audrey-Anne, qui m'a toujours supporté lors de mon parcours universitaire. Je tiens finalement à remercier ma famille, et plus particulièrement mon père, Claude, et ma sœur, Louise, pour avoir fait de moi la personne que je suis.

Chapitre 1. Introduction

1.1 Mise en contexte

En date de 2006, près de 50 % des ponts sous la gestion du Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (MTMDET) ont été jugés structurellement déficients (voir Figure 1-1). Bien qu'une situation semblable se produise dans le reste du Canada ainsi qu'aux États-Unis, le Québec se retrouve dans le cas le plus critique (Miami International In. et The Technology Strategies Group, 2013). En effet, au Québec, plus de 70 % des ponts ont été construits entre 1960 et 1980. La durée de vie d'une dalle en béton armé étant d'environ 30 ans (Osberg et Vachon, 2014), les dalles en béton des ponts ayant été construits entre 1960 et 1980 ont atteint leur durée de vie utile et doivent donc être remplacées. Des investissements majeurs ont été faits afin de rétablir l'état du réseau routier supérieur québécois. En 2015-2016, ces investissements se chiffrent à 849,8 millions de dollars (MTMDET, 2016). Sur trois ans, 2,154 milliards de dollars ont été consacrés à la remise en état des ouvrages d'art. Ces dépenses, bien qu'importantes, ont permis d'obtenir un pourcentage de structures en bon état supérieur à 70 pour l'année 2016 (voir Figure 1-1)

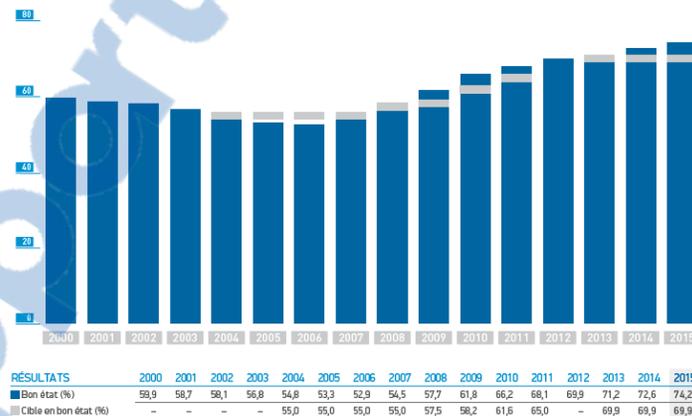


Figure 1-1 – État des structures du réseau routier supérieur (MTMDET, 2016)

Cependant, pour atteindre l'objectif principal du MTMDET, qui est de ramener le nombre de ponts jugés structurellement déficients sous la barre des 20% d'ici 2022 (MTQ, 2008), une augmentation ou, tout au moins, un maintien des investissements pour l'entretien des ouvrages d'art sera nécessaire. D'ici là, ces ouvrages continueront de subir les effets

néfastes du climat québécois. En effet, malgré les nombreux travaux de recherche menés à travers les années, les structures routières continuent de subir de la dégradation causée par l'eau et l'utilisation des sels déglaçant sur les routes (voir des exemples à la Figure 1-2). Ces derniers finissent éventuellement par pénétrer le béton et corroder l'armature en acier. Ceci entraîne la fissuration du béton qui mène éventuellement au délaminage et à la désagrégation du matériau. En raison de ces dommages, les dalles en béton deviennent encore plus sujettes à se détériorer.



(a) Fissuration, désagrégation du béton et corrosion de l'acier d'armature



(b) Corrosion d'une poutre en acier

Figure 1-2 – Endommagement des structures routières (MTMDET, 2017)

Avec l'idée de réduire ses dépenses au niveau de la réfection des infrastructures routières, le MTMDET étudie la possibilité d'utiliser davantage l'aluminium dans les ponts routiers. Cet objectif a été formalisé en juin 2015 lors du lancement de la *Stratégie québécoise de développement de l'aluminium (SQDA) horizon 2015-2025*, dont une partie concerne les ponts routiers et passerelles (Gouvernement du Québec, 2015). Les platelages en aluminium sont particulièrement ciblés par la SQDA. Le platelage est défini selon l'article 1.3.3 de (CAN/CSA S6-14, 2014) comme l'élément de l'ossature d'un pont qui porte et répartit les charges de roues aux éléments porteurs. Les platelages en aluminium, tout comme les dalles en béton, font partie des éléments les plus vulnérables du pont puisqu'ils reçoivent l'eau de pluie et les produits de déglçage. L'excellente résistance à la corrosion de l'aluminium est donc particulièrement intéressante pour son utilisation dans les tabliers de ponts routiers. Il a été démontré que les platelages en aluminium ont un excellent comportement face à la corrosion atmosphérique puisque l'aluminium est mieux adapté aux produits de déglçage que le béton ou l'acier (Houska, s.d.). Les nouveaux alliages d'aluminium peuvent être utilisés sans avoir à peindre les surfaces (Beaulieu, 2003). Cette

propriété permet de réduire considérablement les coûts d'entretien d'une structure en aluminium. Si un programme d'entretien est maintenu (s'assurer du bon comportement du platelage face à la corrosion et remplacer la surface d'usure tous les 15 à 20 ans), il est estimé qu'un platelage en aluminium peut offrir une durée de vie de 100 ans, sans remplacement (Thompson, 2010).

Compte tenu du potentiel de l'aluminium, le MTMDET a lancé un projet pilote de Saint-Ambroise, dans la région du Saguenay-Lac-Saint-Jean, lequel a permis l'installation d'un platelage en aluminium sur une structure routière pour la première fois au Québec.

Jusqu'à présent, les platelages en aluminium sont utilisés sans que l'action composite entre le platelage et les poutres ne soit développée. Cependant, pour que les platelages en aluminium puissent effectivement remplacer les dalles en béton armé dans le cas d'une réhabilitation, c'est-à-dire en réutilisant la structure existante, il est intéressant de développer l'action composite totale entre le platelage et les poutres. Cette dernière peut être développée si un nombre suffisant de connecteurs est utilisé afin d'empêcher le glissement relatif entre le platelage et les poutres en acier. Ceci fait en sorte que les deux éléments travaillent ensemble pour reprendre les efforts, ce qui augmente la rigidité et la résistance de la superstructure. Cependant, lors d'un changement de température, des contraintes importantes sont susceptibles de se développer au niveau de l'assemblage puisque les connecteurs restreignent les mouvements différentiels entre les éléments. Cette situation est d'autant plus critique dans le cas impliquant l'aluminium et l'acier puisque le coefficient de dilatation thermique de l'aluminium ($23,6 \times 10^{-6} \text{ mm}/(\text{mm}^\circ\text{C})$) est le double de celui de l'acier ($11,7 \times 10^{-6} \text{ mm}/(\text{mm}^\circ\text{C})$). Ainsi, l'aluminium est prédisposé à se dilater et se contracter deux fois plus que l'acier suite aux variations de température, ce qui peut occasionner des problèmes au niveau de l'assemblage antiglissement.

À l'heure actuelle, il n'existe que très peu de recherche traitant du comportement thermique des assemblages en cisaillement sur les ponts à poutres mixtes. De plus, l'utilisation de boulons comme connecteurs en cisaillement est peu répandue dans les structures routières. Cependant, comme il a été montré ci-haut, il est essentiel de comprendre le comportement de l'assemblage antiglissement entre les poutres en acier et le platelage en aluminium face aux variations de température avant d'utiliser de tels assemblages dans les ponts routiers. Dans ce contexte, il est donc clair qu'une étude sur le comportement de l'assemblage boulonné sous chargement thermique est nécessaire.

1.2 Objectifs

Le présent projet propose de connecter le platelage en aluminium aux poutres en acier à l'aide de boulons à haute résistance en acier galvanisé ASTM F3125/F3125M-15a et de diamètre M20. Il vise à déterminer les effets de la variation de la température sur l'assemblage boulonné entre le platelage en aluminium et les poutres en acier. Pour ce faire, une analyse thermomécanique en utilisant Abaqus, un logiciel d'analyse par la méthode des éléments finis, est proposée. Les contraintes induites par le chargement thermique sont analysées et une optimisation raffinement du platelage est effectuée. Les objectifs généraux du projet sont :

1. Établir si un tablier de pont avec platelage d'aluminium sur poutres d'acier est susceptible de se comporter adéquatement, sur le plan structural, si une action composite totale est développée entre le platelage et les poutres, dans un contexte nordique québécois, c'est-à-dire avec de grands écarts de température saisonniers et journaliers ;
2. Établir certains principes pour la conception d'une structure de tablier à platelage d'aluminium sur poutres d'acier avec action composite totale.

Les objectifs spécifiques du projet sont :

1. Réaliser une modélisation paramétrique d'un tablier type sur appuis simples dans Abaqus, permettant de générer un maillage éléments finis pour des analyses mécaniques ;
2. Effectuer des analyses par éléments finis du modèle de tablier acier/aluminium à action composite en considérant d'abord les effets thermiques combinés seulement avec la force de contact développée entre le platelage d'aluminium et les poutres d'acier par les connecteurs en cisaillement. Par la suite, la combinaison de cette force avec les autres charges applicables pour un tablier de pont routier devra être considérée afin de déterminer si les effets thermiques peuvent influencer de façon négative le comportement structural et la capacité de résistance aux charges des composants de ce type de tablier ;
3. Démontrer la faisabilité de développer des tabliers avec action composite entre le platelage d'aluminium et les poutres d'acier pour des travaux futurs ;
4. Établir les principes de conception de tels tabliers de ponts.

En plus, dans le cadre de ce projet, il faut :

1. Émettre des recommandations quant aux dimensions de l'extrusion en aluminium ;
2. Émettre des commentaires concernant les directives de la norme CAN/CSA S6-14 sur l'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers.

1.3 Résumé de la méthodologie

Dans ce présent projet de recherche, il est proposé d'étudier le comportement de l'assemblage boulonné sous chargement thermique à l'aide de la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel commercial Abaqus. Les analyses thermomécaniques sont menées sur des poutres de deux longueurs différentes, soient 15 m et 25 m. Ceci permet de couvrir un éventail de ponts de courtes portées. Cette analyse est considérée statique et elle est résolue de façon implicite. Bien que les charges thermiques soient applicables sur un pont entier, seulement le quart d'une poutre est modélisé afin de réduire l'effort de calculs. Les charges agissant sur la largeur tributaire de la poutre sont représentées dans le modèle d'analyse par éléments finis. Les charges mortes et vives sont représentées à l'aide d'une pression uniforme afin de profiter de la symétrie du problème. Toutes les charges sont tirées des directives du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (CAN/CSA S6-14). Les combinaisons à l'état limite d'utilisation (ÉLUT #1) et à l'état limite ultime (ÉLUL #2) sont celles considérées dans l'analyse. L'intensité de ces charges est modifiée en fonction de l'état limite considéré (ÉLUL ou ÉLUT). Le chargement thermique est appliqué sur les fibres supérieures et inférieures de la poutre mixte. Les gradients horizontaux sont considérés comme nuls. Trois cas de chargement thermiques doivent être considérés : une diminution de la température effective avec un gradient thermique vertical positif (premier cas hivernal), une diminution de la température effective avec un gradient thermique vertical négatif (deuxième cas hivernal), et une augmentation de la température effective avec un gradient thermique vertical positif (cas estival). Ces charges thermiques doivent être considérées à l'ÉLUT et à l'ÉLUL. Six cas de chargement par longueur de pont sont donc analysés pour couvrir tous les cas imposés par la norme canadienne, pour un total de douze (12) analyses. Par la suite, une analyse des effets de deux cycles complets de variation de température est effectuée. Finalement, les impacts de la modification du coefficient de glissement et de la disposition des boulons près des appuis sont analysés.

1.4 Organisation du mémoire

Le présent document est divisé en cinq chapitres. Le premier chapitre met l'étude en contexte en formulant la problématique rencontrée ainsi que les objectifs à remplir. Le second chapitre contient la revue de la littérature nécessaire à la compréhension des résultats. Cette section présente un descriptif de l'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers, une illustration du développement de l'action composite à l'aide d'un assemblage boulonné antiglisement et une introduction de l'effet des charges thermiques sur les ponts routiers. Le troisième chapitre présente la méthodologie utilisée pour aborder le sujet. Il s'agit d'une description détaillée du modèle d'analyse par la méthode des éléments finis thermomécanique utilisé pour obtenir les résultats. Le quatrième chapitre présente des résultats obtenus et discute de ceux-ci. Finalement, le dernier chapitre présente les conclusions de l'étude, résume les recommandations émises et énonce des propositions de recherches futures.

Chapitre 2. Revue de la littérature

2.1 Utilisation de l'aluminium dans les ponts et passerelles

2.1.1 Généralités

Il existe une vaste documentation traitant de l'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers et les passerelles. La documentation concernant ce sujet ne cesse de s'accroître d'année en année. Cette section présente tout d'abord un bref historique de l'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers. Par la suite, quelques exemples de passerelles piétonnières en aluminium sont donnés. Cette section se termine avec une présentation de différents types de platelage en aluminium ainsi que des exemples d'utilisation.

2.1.2 Historique de l'utilisation de l'aluminium dans les ponts

L'aluminium est utilisé dans les ponts routiers depuis plus de 80 ans. L'histoire commence à Pittsburgh, en Pennsylvanie, en 1933. Le pont Smithfield Street doit être réhabilité en raison de son endommagement. Le remplacement du platelage en acier et en bois par un platelage en aluminium beaucoup plus léger permet d'augmenter la charge de trafic admissible en réduisant le poids propre de la structure. Le platelage était formé de l'alliage 2014-T6 avant d'être remplacé, en 1967, par les alliages 6061-T6 et 5456-H321, qui offrent une meilleure résistance à la corrosion. De plus, la nouvelle conception permettait d'avoir un platelage plus léger utilisant une surface d'usure jumelée à ce dernier. Ce nouveau platelage est demeuré en service jusqu'en 1994, au moment où le pont a été réaménagé pour satisfaire la demande croissante de trafic routier (Siwowski, 2006).

Le pont de Massena à New-York, construit en 1946, est le premier qui utilise l'aluminium sur une portée complète, d'une longueur de 30 m. Les six autres portées étaient faites d'acier. La structure en aluminium était 43% plus légère que celles en acier (Siwowski, 2006). Le premier tablier de pont routier entièrement en aluminium a été construit en 1950 à Arvida, au Saguenay (voir Figure 2-1). Il fait toujours partie des ponts en aluminium les plus longs au monde avec une portée centrale de 88,4 m pour une longueur totale de 153 m (Tindall, 2008). Ce pont est encore en service aujourd'hui et il n'a subi sa première réfection majeure qu'à l'été 2015, soit après 65 ans de service.



Figure 2-1 – Le pont d'Arvida, au Saguenay (Potvin, 2006)

Entre 1958 et 1963, la construction de l'*Interstate Highway System* aux États-Unis a fait grimper les prix de l'acier en plus de réduire la disponibilité des produits de l'acier (Das et Kaufman, 2007; Siwowski, 2006). Bien que le prix de l'aluminium était plus élevé, sept ponts utilisant l'aluminium furent construits à cette époque (Siwowski, 2006). Les ingénieurs ont considéré que les coûts de fabrication, de transport, d'érection ainsi que ceux d'entretien étaient en mesure de compenser l'investissement initial. Le premier pont de ce groupe fût celui de Clive Road, à Des Moines, en Iowa. Ce pont était constitué de quatre portées continues pour une longueur totale de 66 m sur une largeur d'environ 11 m. Quatre poutres d'une hauteur de 965 mm et constituées de plaques en aluminium soudées les unes aux autres formaient la superstructure. C'était la première fois que des plaques soudées en aluminium étaient utilisées dans un pont. Une dalle en béton venait agir de façon composite avec ces poutres. L'action composite était alors utilisée pour la première fois dans les structures en aluminium. Les alliages d'aluminium 5083 et 5456 ont été utilisés. Ces derniers possèdent une résistance mécanique, une soudabilité ainsi qu'une tenue à la corrosion supérieure à la série 2000 qui était utilisée jusqu'alors. Ce pont a été démoli en 1993 en raison d'une reconfiguration de l'intersection.

Plusieurs autres exemples de pont en aluminium sont donnés au Tableau 2-1 (Tiré de Walbridge et De La Chevrotière, 2012). Une liste plus exhaustive de l'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers est disponible dans (Roche, 2008).

Tableau 2-1 — Exemple d'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers (Tiré de Walbridge et De La Chevrotière, 2012)

#	Emplacement	Type de pont	Application	Nbre de voies	Portée(s) (m)	Année	Alliage
1	Pont, Rue Smithfield Pittsburgh, PA, É-U	Pont-treillis avec tablier orthotrope en aluminium	Routière/Tramway	2+2 Voies	2@111	1933, 1967	2014-T6 (1933) 6061-T6 (1967)
2	Pont de la rivière Grasse Massena, NY, É-U	Poutre rivetée	Ferroviaire	1 Voie	30,5	1946	2014-T6
3	Pont Sunderland Angleterre	Pont levis riveté à double-vantaux	Routière/Ferroviaire	1+1 Voie	37	1949	2014-T6 6151-T6
4	Pont Arvida Saguenay, QC, Canada	Pont arqué riveté	Routière	2	5@6.1, 88.4, 5@6.1	1950	2014-T6
5	Pont Aberdeen Écosse	Pont levis riveté à double-vantaux	Routière/Ferroviaire	1+1 Voie	30,5	1953	2014-T6 6151-T6
6	Pont Schwansbell Allemagne	Poutre rivetée à treillis de type Warren	Routière	1	44	1956	6351-T6
7	Route 86 au dessus de I-80 Des Moines, IA, É-U	Tablier de béton sur des poutres en plaque d'aluminium soudée	Routière	2	12, 21, 21, 12	1958	5083-H113
8	Pont Banbury Angleterre	Pont levis rivetée	Routière	1	3	1959	6351-T6
9	I-495 au dessus de l'échangeur Jerico Jerico, NY, USA	Tablier de béton sur des poutres en plaque d'aluminium soudée	Routière	4 (2 Ponts)	23	1960	6061-T6
10	Route 36 (Rivière Appomattox) Petersburg, VA, É-U	Tablier de béton sur poutres-caissons en aluminium boulonnées	Routière	2	30	1961	6061-T6
11	Pont Gloucester Angleterre	Pont levis rivetée	Routière	1	12	1962	6351-T6
12	Route 110 au dessus de l'aut. Sunrise Amityville, NY, É-U	Tablier de béton sur poutres-caissons en aluminium rivetées	Routière	6 (2 Ponts)	9, 23, 23, 9	1963	6061-T6
13	Route 32 (Rivière Patapsco) Sykesville, MD, É-U	Tablier de béton sur poutres-caissons en aluminium rivetées	Routière	2	28, 29, 32	1963	6061-T6
14	Pont de la rivière Saone Montmerle, France	Pont-treillis en aluminium	Routière	N/A	79,9, 79,9	1973	A-SGMT 6
15	Pont de la rivière Rodan Groslee, France	Tablier de béton sur des poutres triangulées en aluminium	Routière	N/A	174	1977	6082-R31
16	Pont Chamalières Chamalières, France	Poutre en aluminium	Routière	4	N/A	1978	N/A

De nos jours, l'aluminium est surtout utilisé dans les projets pour lesquels la légèreté du matériau est mise en valeur. Par exemple, à Amsterdam, il existe plusieurs ponts à bascule utilisant l'aluminium en raison de son rapport résistance/poids élevé (Tindall, 2008). Toujours aux Pays-Bas, une utilisation innovatrice de l'aluminium a été développée : un pont flottant sur lequel les automobiles peuvent circuler jusqu'à 80 km/h (Soetens, 2003) (voir Figure 2-2). La légèreté de l'aluminium a été mise à contribution dans ce projet. Situé à Hedel, le pont est constitué de modules en aluminium de dimensions 5,3 m × 3,5 m × 1,5 m. Le pont est aussi conçu pour recevoir un véhicule d'un poids maximal de 8000 kg.



Figure 2-2 – Pont flottant en aluminium, près de Hedel, Pays-Bas (Soetens, 2003)

2.1.3 Utilisation de l'aluminium dans les passerelles piétonnières

Certaines passerelles piétonnières profitent aussi des avantages de l'aluminium. La légèreté et la résistance à la corrosion de l'aluminium (sans besoin de peinture) permettent de construire des ponts piétonniers de longues portées ne nécessitant que peu d'entretien. De plus, la malléabilité de ce matériau permet d'ajouter des qualités architecturales aux éléments composants la passerelle. Plusieurs passerelles piétonnières en aluminium ont été construites au Japon (Okura, 2003). Des passerelles piétonnières utilisant l'aluminium ont aussi été érigées en Europe. Parmi les exemples, le célèbre Pont du Millennium, à Londres, utilise une plate-forme en aluminium de 4 mètres de large ; la passerelle piétonnière de 42 m de portée, en Suède, composée de poutres assemblées ainsi que la passerelle en arche de 52 m de portée, en Écosse (Tindall, 2008). Au Québec, la passerelle du Parc de la Rivière-aux-Sables, à Jonquière, d'une portée de 80 m, utilise un platelage en aluminium, en plus des garde-corps (Figure 2-3) (Structurae, 2016). Celle de Chandler, en Gaspésie, est la passerelle en aluminium la plus longue au monde en date de 2013, avec une longueur totale de 142 mètres pour trois travées (Saint-Pierre, 2013). Le Port de Québec s'est aussi doté d'une passerelle en aluminium, en 2008, pour accueillir les voyageurs des bateaux de croisières lors de leur passage dans la vieille capitale (Maadi Group, 2015).



Figure 2-3 — Passerelle du Parc de la Rivière-aux-Sables (Duchesne, 2011)

2.1.4 Utilisation de l'aluminium dans les platelages de ponts routiers

Les platelages en aluminium sont une alternative intéressante en remplacement des dalles en béton armé en raison de leur légèreté et de leur résistance à la corrosion. Différents types de platelage en aluminium sont déjà utilisés aux États-Unis, aux Pays-Bas, en Norvège, en Suède ainsi qu'au Japon (Miami International et The Technology Strategies Group, 2013; Beaulieu, 2003; Siwowski, 2006; Nippon Light Metal, 2011).

Entre le milieu des années 1990 et 2013, des profilés en aluminium ont été utilisés à cinq occasions dans les platelages de pont aux États-Unis (Miami International et The Technology Strategies Group, 2013). Le pont de Smithfield Street, cité plus haut, est un exemple de réhabilitation utilisant un platelage en aluminium. Dans cet exemple, la charge de trafic admissible a pu être augmentée en raison de la réduction du poids propre de la structure. Le pont Corbin, à Huntingdon, en Pennsylvanie, comprenait le remplacement des poutres en acier par des poutres en aluminium, le renforcement des treillis et le remplacement du platelage par un platelage en aluminium. Le pont, d'une portée de 300 pieds (un peu plus de 90 m), a pu supporter une charge de 24 tonnes, contrairement à seulement 7 tonnes avant la réfection (Thompson, 2010). Cette augmentation de la charge vive admissible est encore une fois possible grâce à la réduction de la charge morte offerte par l'utilisation de l'aluminium. Selon Osberg et Vachon (2014), le pont de *Little Buffalo Creek* dans le sud de la Virginie a pu être élargi de 7 m (23 pieds) à 8,50 m (28 pieds) en réutilisant la majeure partie de la structure. Cette conception n'aurait pu être réalisée sans l'utilisation d'un platelage aussi léger que celui en aluminium. Plus récemment, les ponts de Saint-Ambroise, au Saguenay et de Sandisfield, au Massachusetts, utilisent un platelage en aluminium (Osberg et Vachon, 2014). En ce moment, en Amérique du Nord, seul le fabricant américain *AlumaBridge* conçoit des

extrusions en aluminium suffisamment résistantes pour pouvoir être utilisées dans les ponts routiers (voir Figure 2-4). Les ingénieurs de cette compagnie ont développé des platelages en aluminium dont les extrusions sont assemblées les unes aux autres à l'aide de soudage par friction-malaxage.

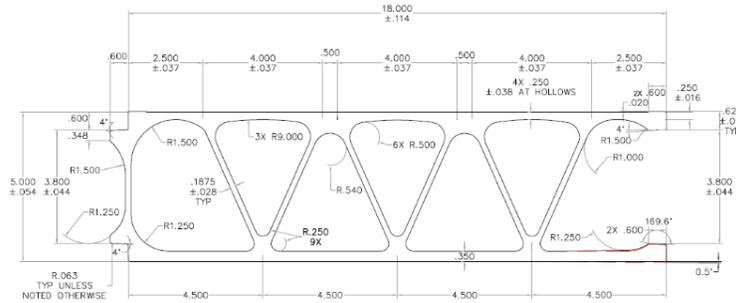


Figure 2-4 – Extrusion *AlumaBridge* Gen. II (Beaulieu et al., 2015)

Les pays de l'Europe devancent largement ceux de l'Amérique du Nord en ce qui concerne l'utilisation de platelages en aluminium dans les ponts routiers. Par exemple, le platelage développé par *SAPA bridge decking system*, anciennement *Svensson Decking System* (voir Figure 2-5), a été utilisé dans plus de 70 ponts à travers l'Europe (Thompson, 2010). Ce platelage est conçu pour être disposé transversalement par rapport à l'axe principal du pont. La compagnie possède deux types de profilé : le système 50, d'une hauteur de 50 mm pour une largeur de 250 mm, et le système 100 qui a une hauteur de 100 mm et une largeur de 300 mm. Le système 50 est principalement utilisé pour le remplacement de platelages de bois et le système 100, pour le remplacement de dalles de béton.

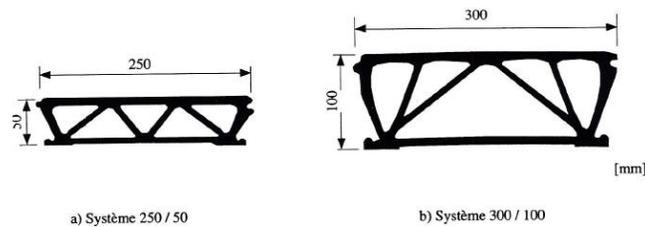


Figure 2-5 – Extrusion Svensson (Roy et al., 2001)

La compagnie Bayards, située aux Pays-Bas, s'est aussi lancée dans la production de platelage en aluminium au début du XXI^e siècle (voir Figure 2-6). Depuis, la compagnie a complété 26 ponts et passerelles en aluminium (Beaulieu et al., 2015).



Figure 2-6 – Profil des extrusions développées par la compagnie Bayard (Beaulieu et al., 2015)

Au Japon, la compagnie *Nippon Light Metal* a récemment conçu un platelage en aluminium utilisant des sections extrudées soudées les unes aux autres à l'aide de soudures par friction-malaxage (Figure 2-7). Le pont est situé au-dessus de la rivière traversant la propriété de la compagnie. Ce pont, d'une longueur de 4,56 m et d'une largeur totale de 12,82 m, est utilisé un platelage en aluminium disposé transversalement aux poutres principales et agit de façon composite avec celles-ci.



(a) Profil du platelage



(b) Installation du platelage

Figure 2-7 – Platelage développé par la compagnie Nippon Light Metal (2011)

Dans le cadre de ce projet, un nouveau concept de platelage en aluminium est proposé. Ce concept se base sur les profils déjà disponibles sur le marché. Entre autres, la forme en treillis de l'extrusion permet de répartir les efforts induits par le passage d'une roue de camion (Arrien, 1995). Aussi, la hauteur du platelage de 200 mm permet d'obtenir une section ayant une inertie plus grande en comparaison avec les sections actuellement disponibles sur le marché nord-américain. Cette augmentation de l'inertie permet d'améliorer la rigidité et la résistance du platelage, ce qui permet d'augmenter l'espacement entre les poutres. En raison de la capacité limitée des extrudeuses, la

conception de l'extrusion en aluminium doit se baser sur une géométrie se trouvant à l'intérieur d'un rayon circonscrit maximal de 460 mm. Ainsi, la largeur maximale disponible pour une extrusion de 200 mm de haut se limite à 370 mm. Un schéma du platelage est disponible à l'annexe A.

2.2 Avantages de l'aluminium

2.2.1 Généralités

L'aluminium possède de nombreux avantages qui peuvent être exploités dans le milieu de la construction. Parmi ceux-ci, il faut noter sa légèreté, sa stabilité à basse température, sa résistance à la corrosion atmosphérique, sa facilité de recyclage et sa facilité de fabrication. Les différents avantages de l'aluminium sont détaillés dans la section suivante.

2.2.2 Légèreté de l'aluminium

Un platelage en aluminium pèse entre 72 à 122 kg par mètre carré (15 et 25 livres par pied carré), ce qui fait en sorte qu'ils sont généralement cinq fois plus légers que les dalles en béton armé (Siwowski, 2006). Ils sont aussi plus légers que la majorité des autres systèmes de platelage offerts sur le marché (Thompson, 2010). La réduction de la charge permanente permet d'accroître la charge utile admissible du pont (charge vive) ou la largeur du pont. Le rapport entre la charge vive et la charge morte (Ratio L/D) est donc plus élevé. Cette donnée est particulièrement intéressante lors de la reconstruction partielle d'un pont dont la capacité portante a été réduite avec le temps, comme il a été montré dans les exemples ci-haut. La légèreté des éléments en aluminium facilite aussi la construction en réduisant les coûts de transport, le coût des équipements de levage et le nombre de travailleurs requis pour l'exécution des travaux (Siwowski, 2006).

2.2.3 Stabilité à basse température

L'aluminium garde sa ductilité et sa résistance même à une température très basse (Tindall, 2008). Ce point est important lors de l'utilisation de l'aluminium dans des climats nordiques comme celui du Québec. Ceci permet d'assurer un comportement adéquat de la structure et réduit le risque d'une rupture fragile lors des périodes de grands froids.

2.2.4 Tenue à la corrosion

La corrosion est l'une des principales inquiétudes lorsqu'il est question d'utiliser un métal quelconque dans un milieu où il entre en contact avec des produits de déglacage. L'aluminium ne fait pas exception. Cependant, en consultant la littérature, il est possible

de voir que l'aluminium se comporte très bien dans ces conditions (Beaulieu, 2003). L'aluminium s'oxyde en contact de l'air pour former l'oxyde d'aluminium (Al_2O_3), communément appelé alumine. Cette mince couche d'oxyde, d'une épaisseur d'environ 5 à 10 nm, se forme à la surface et rend cette dernière imperméable et très résistante aux attaques atmosphériques (Beaulieu, 2003; Mazzolani, 1995). Cette couche se forme dès que le métal est mis en contact avec l'air et elle se reforme à nouveau après des opérations de mise en forme ou de soudage. Le risque de corrosion est donc moins grand avec l'aluminium (en particulier la série 6000) même en présence de sels de déglçage (Osberg et Vachon, 2014; Beaulieu, 2003; Arrien, 1995; Hoglund et Nilsson, 2006). Grâce à cette protection, les éléments en aluminium ne nécessitent pas de peinture ni de produits anticorrosion. D'ailleurs, les panneaux de signalisation en aluminium sont utilisés depuis longtemps en bordure de route au Québec sans qu'aucune protection ne soit nécessaire (Transports Québec, 2010).

Le point le plus préoccupant avec l'aluminium est lorsque celui-ci entre en contact avec d'autres métaux ou avec du béton. La corrosion galvanique peut alors se produire. Plus de détails seront donnés à ce sujet à la section 2.4.

2.2.5 Facilité de recyclage

L'aluminium est recyclable à 100% et à l'infini (Beaulieu, 2003). Dans l'industrie de la construction, 95% de l'aluminium est recyclé (Tindall, 2008). Toujours selon Tindall (2008), l'énergie nécessaire pour recycler ce matériau est d'environ 5% l'énergie nécessaire à sa production. De plus, les profilés en aluminium peuvent avoir un important contenu issu du recyclage. Ainsi, la faible empreinte écologique de l'aluminium, qui pourrait être déterminée lors d'une analyse de cycle de vie, est un autre avantage de ce matériau.

2.2.6 Facilité de fabrication

L'aluminium est un matériau malléable, c'est-à-dire qui est facile à travailler. Cette propriété permet de produire des pièces aux géométries complexes grâce au procédé d'extrusion (voir Figure 2-8). Ces profilés ne peuvent pas être produits à l'aide de laminoir.



Figure 2-8 — Exemple de profilés réalisables par extrusion (CQRDA, s.d.)

De plus, l'un des grands avantages de l'aluminium en comparaison du béton est qu'il ne nécessite pas de coffrage et ni de temps de cure. Les platelages en aluminium peuvent être préfabriqués en usine, ce qui permet une érection rapide de la structure sans perturbation majeure du trafic routier. Les sections préfabriquées ne nécessitent aucune soudure sur le terrain et sont installées plus rapidement (les soudures étant faites en usine). L'utilisation de sections préfabriquées fait gagner plusieurs jours de travail comparativement aux solutions classiques en béton et en acier. Par exemple, le pont de Forsmo en Norvège, long de 39 m, devait être remplacé en raison de sa structure d'acier et de béton très détériorée. La démolition de l'ancien tablier de pont et la mise en place du nouveau tablier, en aluminium, se sont déroulées dans un intervalle de 5 jours seulement (Tindall, 2008). Un pont en Suède a même été réhabilité en moins de 24 heures grâce à l'utilisation de panneaux préfabriqués en aluminium qui possédaient déjà une surface d'usure (Arrien et al., 2001).

2.3 Inconvénients de l'aluminium

2.3.1 Coût élevé du matériau

Le coût initial de l'aluminium est parmi les premières préoccupations lorsqu'il s'agit d'utiliser ce matériau dans les ouvrages d'art. Le coût des platelages de pont dépend de nombreux facteurs, notamment la conception du platelage, la distance entre le fournisseur et le chantier, les coûts de la main-d'œuvre, de l'énergie et du matériau ainsi que le nombre de platelages de pont produit à la fois ou durant une certaine période (Miami International et The Technology Strategies Group, 2013). Toujours selon Miami International et The Technology Strategies Group (2013), le coût initial d'un platelage en

aluminium est nettement supérieur à celui des platelages en acier ou en béton armé. Cependant, une analyse du cycle de vie peut montrer que le coût à long terme compense le coût initial du projet (Siwowski, 2006; Arrien, 1995; Wright, 1997). Ce résultat est possible en raison du faible coût d'entretien d'un platelage en aluminium. De plus, si le volume de production de platelage en aluminium augmente, cela va sans doute entraîner une diminution des coûts chez les fabricants. Cependant, la majorité des ministères et départements de transport accorde une importance plus grande au coût initial des projets en raison de leurs contraintes budgétaires. Ceci limite l'utilisation des platelages en aluminium à quelques projets spécifiques, ce qui a comme conséquence de maintenir les prix élevés.

2.3.2 Manque d'expertise

Le manque d'expertise de la part des ingénieurs et concepteurs est une autre raison qui limite l'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers. Une des premières lacunes était associée au manque d'informations techniques au niveau des codes de conception, bien que la norme CAN/CSA S157-05 (2005) et l'AASHTO LRFD (2012) pouvaient être consultées. Cette lacune a été corrigée avec l'ajout d'une section traitant spécifiquement de l'aluminium dans la norme canadienne des ponts routiers (CAN/CSA S6-06, réédition de 2011 (CAN/CSA S6-06, 2011)) qui a été bonifiée dans la version 2014. Le manque de formation des ingénieurs est aussi un problème qui peut être constaté. Il n'existe que peu de collèges ou d'universités au Canada donnant une formation sur l'utilisation de l'aluminium dans les structures (Roche, 2008). Sans les connaissances nécessaires, les concepteurs ne sont pas enclins à utiliser l'aluminium comme matériau dans les structures. L'*Association de l'aluminium du Canada* fait cependant des efforts afin de former les ingénieurs canadiens sur la conception des structures en aluminium grâce à la mise en place de formations, présentées par le Dr. Denis Beaulieu, auteur du livre *Calcul des charpentes d'aluminium* (Beaulieu, 2003). Néanmoins, les ingénieurs et concepteurs demeurent peu enclins à utiliser l'aluminium dans les ponts routiers.

2.3.3 Résistance à la fatigue

La fatigue d'un métal est un phénomène d'endommagement du matériau sous un chargement cyclique à des contraintes inférieures à sa limite élastique. Une rupture par fatigue dépend de l'amorce d'une ou de plusieurs fissures qui ne sont généralement pas détectables lors de l'inspection visuelle d'une structure. Cette rupture se produit brutalement. Pour cette raison, des pondérations appropriées de la résistance sont prises

en compte dans les normes afin de réduire la probabilité de rupture par fatigue. Ceci se traduit normalement par une pondération plus faible de la résistance à la fatigue des éléments. La résistance à la fatigue de l'aluminium correspond au tiers de celle de l'acier (Das et Kaufman, 2007). Néanmoins, l'aluminium est utilisé depuis de nombreuses années dans les véhicules routiers et dans les avions où le nombre de cycles de chargement en fatigue est très élevé. Notamment, Alutrec (2017) fabrique des remorques conçues entièrement en aluminium. Ceci montre qu'à l'aide d'une conception appropriée, aucun problème de fatigue ne devrait être rencontré avec les éléments en aluminium. Des exemples récents témoignent qu'en réduisant les concentrations de contraintes à l'aide d'une conception appropriée, le comportement de l'aluminium sous les charges cycliques est adéquat. Wright (1997) rapporte que le platelage en aluminium du pont de Smithfield Street Bridge ne montre que très peu de signes de dégradation dues à la fatigue après 27 ans de service. Les poutres du pont de Des Moines, en Iowa, possédaient des propriétés en tension et en fatigue comparables à la mise en service même après environ 40 ans de service (Das et Kaufman, 2007). Cependant, pour contrer les problèmes de fatigue, des pièces de plus grandes dimensions sont généralement utilisées, ce qui augmente le coût d'un projet. Néanmoins, il est possible d'utiliser des pièces en aluminium dans les ponts routiers sans rencontrer de problèmes de fatigue. Plus de détails concernant la résistance à la fatigue des éléments en aluminium ainsi que des méthodes de calcul pour tenir compte de ce phénomène peuvent être trouvés dans (Beaulieu, 2003).

2.3.4 Ajout d'une surface d'usure

Le choix de la surface d'usure est primordial puisque l'aluminium possède une surface molle qui favorise la délamination de la surface d'usure. De plus, l'utilisation d'une couche asphaltée viendrait augmenter le poids total de la structure, ce qui vient réduire le gain offert par l'utilisation d'un platelage en l'aluminium. Plusieurs propositions ont été faites concernant la surface d'usure pour les platelages en aluminium : des couches en asphalte, un mélange de polymère et d'agrégats et des mélanges à base d'acryliques. Hoglund et al. (2006) rapportent que le mélange à base d'acrylique offre une grande résistance à l'usure, même à long terme, sur des ponts existants. Parmi les platelages développés par SAPA, plusieurs utilisaient une surface d'usure de 6 mm d'épaisseur en acrylique afin de minimiser le poids de la structure. Il existe aussi des mélanges d'agrégats et de polyuréthane (les mêmes mélanges que ceux utilisés pour certaines dalles en béton) qui donnent d'excellents résultats (Thompson, 2010). Ces mélanges

offrent une bonne résistance au glissement et adhèrent bien à la surface d'aluminium. Selon Osberg et Vachon (2014), la surface d'usure installée sur le pont de la route 58E, en Virginie du Sud, se comporte de manière adéquate depuis 1997, malgré un trafic routier important et le passage de camions lourds. Toujours selon Osberg et Vachon (2014), la surface d'usure du pont de Little Buffalo Creek est toujours intacte après 17 ans d'utilisation malgré le passage de camions lourds et de déneigeuses. Cette surface est formée de deux couches de polyuréthane-époxy mélangées avec des agrégats pour former du béton polymère (*polymer concrete*). Les auteurs de l'article cité proposent d'appliquer la surface d'usure en usine afin de contrôler les conditions de température et d'humidité. Dans le cas du pont de Saint-Ambroise, au Québec, la surface d'usure est composée d'un mélange de polyuréthane recouvert d'agrégats (Fortin, 2016).

Bien que les différentes couches d'usure proposées sur le marché se comportent d'une façon adéquate, les concepteurs ont toujours une préoccupation quant à la durabilité de ces revêtements. De plus, le coût associé à ces revêtements est plus élevé que le coût de l'enrobé bitumineux habituellement utilisé en raison du manque de compétiteurs.

2.4 Corrosion galvanique

La corrosion galvanique a lieu lorsque deux métaux, dont les potentiels d'oxydoréduction diffèrent l'un de l'autre, sont mis en contact électrique en présence d'un électrolyte. Ce type de corrosion agit comme une pile en court-circuit. Le matériau le moins noble, c'est-à-dire dont le potentiel électrique, en volt (V), est le plus faible, agit comme une anode et libère des électrons qui circulent vers la cathode. Pour déterminer quel matériau est le moins noble, des essais peuvent être réalisés en laboratoire afin d'obtenir un classement, appelé série galvanique, du métal le plus noble vers le moins noble. Un exemple est donné ci-dessous :

$$\text{Au} > \text{Ag} > \text{Acier inox.} > \text{Fonte} > \text{Acier} > \text{Al} > \text{Zn} > \text{Mg}$$

Ce classement est donné pour les métaux plongés dans l'eau de mer. Il dépend de certaines conditions (composition de l'eau, pH et température, entre autres). Dans cette liste, l'or (Au) est le matériau le plus noble. L'aluminium (Al), quant à lui, se retrouve parmi les matériaux les moins nobles de cette liste, tout juste devant le zinc (Zn). Plus la différence entre les potentiels électrochimiques des deux métaux est grande, plus la probabilité de corrosion augmente. De façon générale, la corrosion galvanique ne se

produit pas si la différence entre les potentiels électrochimiques des métaux en contact est inférieure à 100 mV. L'aluminium et l'acier possèdent des potentiels électrochimiques largement plus de grand que 100 mV dans la plupart des milieux (Amira et al., 2010). Ainsi, une attention doit être portée quant à la possibilité de corrosion galvanique. Lors de la mise en contact de l'acier avec l'aluminium, ce dernier agit comme une anode et se corrode au profit de l'acier (voir Figure 2-9).

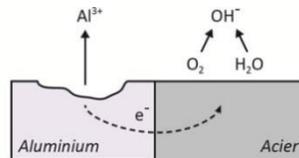


Figure 2-9 – Corrosion galvanique entre l'acier et l'aluminium (Amira et al., 2010)

La corrosion galvanique a lieu en présence de trois conditions différentes :

1. Deux métaux de natures différentes, aux potentiels d'oxydoréduction différents ;
2. La mise en contact électrique entre les deux métaux ;
3. La présence d'un électrolyte (de l'eau de pluie, par exemple).

Pour inhiber la réaction, il faut retirer l'une de ces trois composantes. Une première solution serait d'éviter l'accumulation d'eau dans les endroits critiques (près d'un assemblage acier/aluminium) à l'aide d'une conception appropriée. Si les pièces ne sont pas complètement submergées dans l'eau, la corrosion galvanique se produit à des fréquences irrégulières en raison du manque d'humidité. À cela s'ajoute la faible conductivité de l'eau de pluie, qui fait en sorte que l'intensité de la corrosion galvanique est faible, voire nulle (Beaulieu, 2003). La corrosion est cependant accélérée en présence de sels de déglçage. Cette solution est donc plus à risque lorsque l'aluminium est utilisé sur des ponts routiers.

Une deuxième piste de solution serait d'éviter le contact électrique entre les métaux par la galvanisation de l'acier. Selon ce qu'en dit la littérature, il n'y a généralement pas de corrosion de l'aluminium lorsqu'il est en contact avec des pièces en acier galvanisé (Beaulieu, 2003; Osberg et Vachon, 2014; The Aluminum Association, 2015; Tindall, 2008). Le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (CAN/CSA S6-14, 2014) considère d'ailleurs que la galvanisation de l'acier est une façon adéquate de prévenir la corrosion galvanique entre l'acier et l'aluminium. Plus encore, *The Aluminum Association* (2015) rapporte que plusieurs assemblages utilisant conjointement l'aluminium et l'acier

inoxydable ou galvanisé ont été utilisés dans les ponts à bascule en Floride sans que des signes de corrosion n'aient été remarqués. Un autre exemple est le pont de Petersburg qui surplombe la rivière Appomattox où un platelage en aluminium a été utilisé en 1961. En date de mars 2009, soit après 48 ans de service, les assemblages qui utilisent de l'acier galvanisé et de l'aluminium ne montrent que de faibles signes de corrosion, bien qu'aucune peinture n'ait été utilisée (voir Figure 2-10).



Figure 2-10 – Corrosion du pont de Petersburg (Thompson, 2010)

Le pont de Little Buffalo Creek est un autre exemple d'utilisation d'aluminium et d'acier galvanisé dans une même structure. Ce pont a été construit en 1996 près de Clarksville, en Virginie. L'alliage d'aluminium 6063-T6 a été utilisé comme matériau pour le platelage. Cette fois-ci, un niveau important de rouille des boulons en acier galvanisé sous le platelage est visible, bien que l'aluminium soit encore en très bon état (voir Figure 2-11). Selon Beaulieu et al. (2015), l'épaisseur de la couche de zinc sur les boulons n'était probablement pas suffisante. Ces boulons devront être remplacés. Néanmoins, ceci montre que le zinc corrode de façon préférentielle à l'aluminium.



Figure 2-11 – Corrosion des boulons galvanisés du pont de Little Buffalo Creek (Beaulieu et al., 2015)

La solution à la corrosion galvanique réside dans une conception adéquate qui minimise l'accumulation d'eau. Ainsi, un système de drainage adéquat limite l'écoulement de l'eau salée sous le platelage. Les sels de déglaçages et l'eau de pluie n'entrent pas en contact avec l'assemblage acier/aluminium puisque ce dernier est mis en place sous le platelage, à l'abri de l'eau. Ceci diminue le risque de corrosion galvanique.

2.5 Les connecteurs en cisaillement et les sections mixtes

2.5.1 Définition d'une section mixte

L'utilisation de connecteurs en cisaillement permet de lier deux ou plusieurs matériaux entre eux. Une fois connectés, les éléments reprennent ensemble les sollicitations. Si le platelage n'est pas efficacement connecté aux poutres en acier, il ne contribue pas à la résistance en flexion. Sous l'effet des charges, il se produit alors un glissement entre les deux éléments (voir Figure 2-12a). Le platelage est alors désigné comme non-participant. Par contre, si le platelage et les poutres sont solidarisés par des connecteurs qui empêchent totalement ou partiellement le glissement relatif entre les éléments, ces derniers résistent ensemble aux efforts de flexion (voir Figure 2-12b et Figure 2-12c). Le platelage est alors désigné comme participant et la section est appelée section « mixte » ou « composée ». L'action composite est dite totale si l'ajout de connecteurs n'a plus d'effet sur la résistance à l'ultime d'une poutre mixte (voir Figure 2-12d). En d'autres mots, la résistance ultime de la poutre n'est pas limitée par la résistance de la liaison entre les deux matériaux.

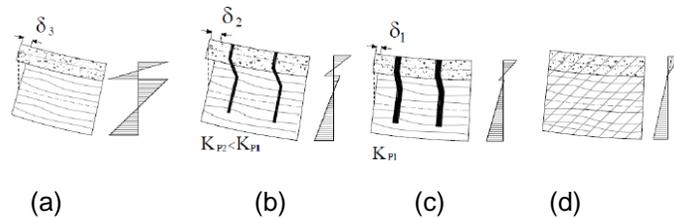


Figure 2-12 – Efficience de l'action composite en fonction de la rigidité des connecteurs (Sorelli, 2014)

2.5.2 Les avantages de développer une section mixte

Le but de développer une section mixte est d'augmenter la résistance en flexion. Par exemple, la résistance en flexion pondérée d'une section mixte composée d'une dalle en béton et d'une poutre en acier est généralement augmentée de 40% (Picard et al., 2010). La rigidité flexionnelle est aussi augmentée de façon significative par l'action composite. Ainsi, en utilisant les mêmes éléments, il est possible de diminuer les flèches sous les charges d'utilisation. En raison de l'amélioration de la résistance et de la rigidité, il est possible d'utiliser des poutres moins profondes et moins lourdes pour un même chargement. Pour les ponts, il est presque toujours plus économique d'utiliser des sections mixtes en raison des portées et des charges. De plus, si l'action composite est considérée, il faut un nombre de connecteurs suffisant pour développer l'action composite totale. Ceci a l'avantage de diminuer les sollicitations sur chaque connecteur lors des variations cycliques des efforts (passage des camions) et réduire la probabilité de rupture par fatigue des connecteurs.

En ce qui concerne les sections mixtes utilisant un platelage en aluminium disposé sur des poutres en acier, Matteo (1997) et Matteo et al. (1997) se sont intéressés aux bénéfices qu'il est possible d'en retirer. Parmi les constats des auteurs, il faut noter que l'atteinte de l'action composite totale entre le platelage en aluminium et les poutres en acier ne permet pas d'obtenir un module de section comparable à celui obtenu avec une dalle en béton de même épaisseur et la même poutre en acier. Cependant, la contrainte admissible de l'aluminium est nettement supérieure à celle du béton. Ainsi, la résistance à l'ultime de la poutre mixte acier/aluminium est supérieure à celle acier/béton. De plus, le comportement du platelage en aluminium en zone de moment négatif, c'est-à-dire lorsque la fibre supérieure de la poutre mixte est tendue et la fibre inférieure comprimée, est excellent. Les auteurs concluent qu'il serait possible d'économiser 40% en matériau sur la poutre en

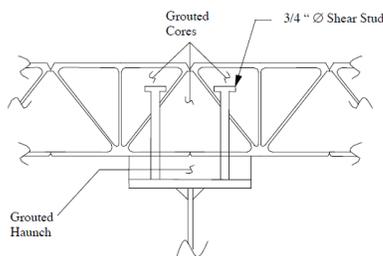


acier en utilisant un platelage en aluminium plutôt qu'une dalle en béton. Ce gain est dû à la diminution du poids mort et des charges de construction.

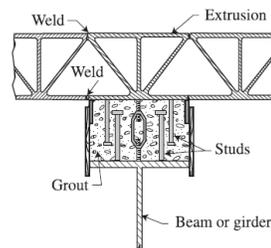
2.5.3 Le choix du connecteur

2.5.3.1 Les goujons

Pour obtenir l'action composite totale entre le platelage en aluminium et les poutres en acier, la première idée retenue par les concepteurs a été d'utiliser des goujons et un coulis de ciment pour assembler les poutres en acier au platelage en aluminium. Des représentations de celles-ci sont données à la Figure 2-13. Selon Osberg et Vachon (2014), ce type d'assemblage n'est pas favorable puisque sa durabilité est limitée en plus de rendre le recyclage de l'aluminium plus difficile. Si la connexion s'endommage, la section de platelage endommagée doit être retirée et le béton démolé avant de remplacer les composants. Le temps nécessaire pour cette réparation demande un coût social (fermeture du pont, fermeture de voies de circulation, détours et trafic routier) ainsi qu'un coût monétaire (enlèvement du béton, nettoyage des goujons et de l'aile supérieure de la poutre, pose d'un nouveau coulis et cure du coulis de ciment) élevés. Comme mentionné, le temps de cure du coulis de ciment rallonge le temps de fermeture du pont. Tout ceci augmente le coût d'une telle réparation. Ce type d'assemblage est jugé non satisfaisant.



(a) Tirée de (Prince, 1997)



(b) Tirée de (Roy et al., 2001)

Figure 2-13 — Exemples d'utilisation de goujons et de béton pour développer l'action composite

2.5.3.2 Les boulons à haute résistance

Afin de développer la section mixte, il est suggéré d'utiliser des boulons à haute résistance dans un assemblage antiglissement. Cette conception a l'avantage de satisfaire le degré de connexion composite (action composite totale) sans temps de cure en plus d'offrir un assemblage facilement remplaçable. Dans le cadre de ce projet, l'assemblage en cisaillement est réalisé à l'aide de boulons respectant les recommandations de la norme ASTM F3125/F3125M-15a (2015) et du *Research Council on Structural Connections*

(RCSC) (2014) de diamètre M20 (19,05 mm). Il faut cependant s'assurer d'atteindre une force de précontrainte minimale lors du serrage des boulons. Bien que plusieurs méthodes pour contrôler la force de précontrainte minimale soient proposées dans (RCSC, 2014), la norme canadienne des ponts routiers n'accepte que la méthode du tour d'écrou pour le serrage des boulons. Cette méthode consiste à serrer le joint jusqu'à l'obtention d'une prise ferme (*snug-tight condition*), puis à tourner l'écrou d'un angle supplémentaire défini selon le diamètre du boulon et de la longueur de la tige du boulon.

La pertinence d'utiliser des boulons ASTM F3125/F3125M-15a doit cependant être vérifiée. Lorsqu'un assemblage antiglissement est utilisé, les pièces sont écrasées (comprimées) suite à l'application de la précontrainte des boulons. Ces derniers sont normalement utilisés avec des plaques en acier qui possède une limite élastique et un module d'élasticité plus élevés que l'aluminium. Il est donc possible que les pièces en aluminium ne possèdent pas la résistance nécessaire pour supporter les charges induites par le serrage des boulons. Fortin (2001) a cependant démontré que la résistance des plaques en aluminium est suffisante pour résister aux efforts de serrage d'un boulon à haute résistance de diamètre M20. Par contre, les nuances utilisées avaient une limite élastique plus élevée que la nuance 6063-T6. Ainsi, il est possible que la paroi inférieure du platelage plastifie lors du serrage des boulons. Une étude doit donc être menée afin de déterminer la résistance à l'écrasement de la fibre inférieure du platelage en aluminium lors du serrage d'un boulon. Un des objectifs de ce projet est donc d'étudier le comportement de l'aluminium lors du serrage des boulons à haute résistance à l'aide d'un modèle d'analyse par la méthode des éléments finis. Les résultats des simulations permettront de déterminer si la résistance de l'assemblage est suffisante. Sinon, des solutions alternatives seront proposées.

2.6 Résistance au glissement des assemblages boulonnés

Le serrage intensif des boulons entraîne la compression des pièces et crée une résistance aux forces de cisaillement en bénéficiant du frottement entre les pièces (voir Figure 2-14).

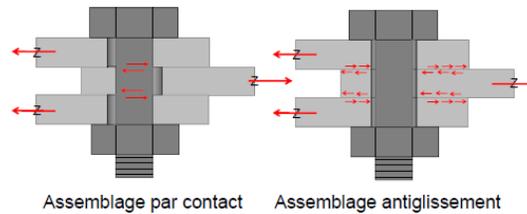


Figure 2-14 – Assemblage par contact et assemblage antiglisement (Annan, 2013)

Comme il est bien connu, l'effort de frottement entre deux surfaces est proportionnel à l'effort normal agissant sur ces surfaces :

$$F = \mu N \quad (2-1)$$

La résistance au glissement d'un assemblage boulonné (qui correspond à la force F) est donc influencée par la force de serrage (ici, représentée par N , soit l'effort normal appliqué) et le coefficient de glissement (μ). L'assemblage doit être conçu de telle sorte que la probabilité que se produise un glissement relatif soit faible sous les charges d'utilisation (ÉLUT). Aucun déplacement relatif entre les pièces de l'assemblage n'est toléré sous ces conditions. Ainsi, la norme canadienne des ponts routiers définit la résistance au glissement en utilisant des paramètres statistiques pour s'assurer que la probabilité de glissement demeure faible. Dans cette norme, la résistance au glissement prend la forme suivante :

$$V_s = m(c_s k_s T_0) \quad (2-2)$$

où

- m : le nombre de plans de cisaillement dans un assemblage boulonné ;
- V_s : résistance au glissement à l'ÉLUT (N) ;
- c_s : coefficient de tenue pour la résistance au glissement d'un joint boulonné ;
- k_s : coefficient relié à la résistance au glissement d'un joint boulonné ;
- T_0 : effort de tension dans les boulons (N).

Dans le cas présent, l'effort de tension dans un boulon est contrôlé par la méthode du tour d'écrou et représente 70% de la limite ultime de la section de boulon.

$$V_s = mc_s k_s (0,7F_{ub}A_b) \quad (2-3)$$

où

A_b : aire transversale d'un boulon (mm²) ;

F_{ub} : limite ultime des boulons (MPa).

Cependant, pour des fins de sécurité, la norme canadienne stipule que l'aire de la section de boulon doit être réduite en raison de la présence des filets sur la tige du boulon. Ainsi,

$$V_s = mc_s k_s (0,7F_{ub}0,75A_b) = mc_s k_s (0,53F_{ub}A_b) \quad (2-4)$$

Lorsque la contrainte de cisaillement est supérieure à la résistance, un glissement se produit jusqu'à ce que la tige du boulon entre en butée avec la plaque en acier ou celle en aluminium. L'effort tranchant est alors transmis par une pression latérale sur les tiges du boulon et ce dernier est cisailé (voir Figure 2-14). Pour un groupe de boulons, cette résistance doit être multipliée par le nombre de boulons (n).

$$V_s = nmc_s k_s (0,53F_{ub}A_b) \quad (2-5)$$

L'équation (2-5) est valide dans le cas où des essais ont permis de déterminer les coefficients c_s et k_s . Cependant, dans le cas des assemblages utilisant l'aluminium, la norme canadienne ne donne pas de valeur pour ces coefficients. La norme stipule seulement qu'un traitement de surface doit être appliqué sur les pièces assemblées afin d'obtenir un coefficient de glissement d'au moins 0,3. Ainsi, dans le cas d'un assemblage boulonné antiglissement utilisant des pièces en aluminium, la résistance au glissement est donnée par l'équation suivante :

$$V_s = 0,15nmF_{ub}A_b \quad (2-6)$$

Cette équation ne varie pas en fonction du coefficient de glissement entre les surfaces (k_s) ni en fonction du coefficient de tenue (c_s), ces derniers étant celui-ci étant fixés à une valeur combinée de 0,28. Elle est donc plus pénalisante que l'équation (2-5) et contrôle le nombre de boulons requis sous les charges d'utilisation.

2.7 Les coefficients de glissement

2.7.1 Généralités

La valeur du coefficient de glissement change en fonction des surfaces qui sont mises en contact. Ainsi, pour chaque type d'assemblage, des essais doivent être réalisés afin d'obtenir le coefficient de glissement typique à un d'assemblage. La procédure pour déterminer ce coefficient est donnée par le RCSC (2014). Cette section présente une brève revue des valeurs de coefficients de glissement obtenues pour les assemblages acier-acier, aluminium-aluminium et acier-aluminium.

2.7.2 Assemblages acier-acier

Kulak et al. (1987) ont fait une revue de plusieurs études qui ont été réalisées pour obtenir le coefficient de glissement de différentes nuances d'acier et certaines préparations de surface. Cette étude a permis de conclure qu'il est possible d'obtenir une valeur caractéristique de coefficient de glissement pour certains traitements de surface. La norme canadienne des ponts routiers a adopté ses propres valeurs données au tableau 10.9, repris au Tableau 2-2.

Tableau 2-2 – Valeurs de k_s et c_s

Surfaces de contact des pièces boulonnées		Coefficient de tenue, c_s			
		k_s	Installation par serrage par rotation de l'écrou		
Classe	Description		ASTM A325 et A325M	ASTM A490 et A490M	ASTM F1852 et F2280
A	Surfaces en acier non peintes sans scories de laminage ou surfaces avec revêtement de classe A sur de l'acier nettoyé au jet de sable ou galvanisé à chaud et nettoyé à la brosse métallique à main	0,30	1,00	0,92	0,78
B	Surfaces non peintes en acier nettoyées au jet de sable ou surfaces avec revêtement de classe B sur de l'acier nettoyé au jet de sable	0,52	1,04	0,96	0,81

Note : Les revêtements de catégories A et B procurent un coefficient de glissement moyen d'au moins 0,30 et 0,52, respectivement. Les valeurs de c_s et de k_s autres que celles indiquées dans ce tableau doivent être déterminées selon une méthode approuvée.

Dans sa version 2014, la norme canadienne des ponts routiers ne permet que deux valeurs de coefficient k_s alors que trois valeurs étaient admises dans la version 2006. Néanmoins, il est possible de voir qu'un coefficient de glissement supérieur à 0,3 est atteignable à l'aide d'un traitement de surface approprié.

2.7.3 Assemblages aluminium-aluminium

Pour le contact aluminium-aluminium, Fortin (2001) a fait une revue d'études expérimentales sur le sujet en plus de fournir le point de vue de différentes associations normatives. Il a aussi réalisé sa propre série d'essais et a démontré qu'un coefficient de glissement aussi élevé que 0,50 est accessible si un traitement de surface permettant d'atteindre un profil moyen des aspérités de 0,05 mm (2,0 mils) est réalisé. De plus, l'Eurocode 9 permet des coefficients de glissement allant de 0,27 à 0,4 en fonction de l'épaisseur totale de l'assemblage. Ces valeurs sont basées sur l'étude réalisée par (Ramirez, 1987). Quant à elles, les normes canadiennes (CAN/CSA S157-05 et CAN/CSA S6-14) sont plutôt limitatives quant à la résistance au glissement des assemblages boulonnés en ne permettant qu'un coefficient de glissement de 0,3.

2.7.4 Assemblages acier-aluminium

Selon les connaissances de l'auteur, très peu d'études se sont intéressées à l'assemblage antiglissement entre l'acier et l'aluminium. L'une des raisons pourrait être la probabilité de corrosion galvanique entre ces matériaux. Néanmoins, *The Aluminum Association* (2015) propose un coefficient de glissement de 0,5 entre l'acier peint et l'aluminium.

2.8 Charge thermique sur les ponts routiers

2.8.1 Généralités

La section suivante traite des différents types de chargement thermique qu'il est possible de rencontrer dans les ponts routiers ainsi que leurs effets sur les composants d'un tablier de pont.

2.8.2 Les charges thermiques

Les charges thermiques agissant sur les ponts peuvent être divisées en trois catégories : la température effective, le gradient de température vertical et le gradient de température horizontal. La température effective, qui cause la dilatation ou la contraction des éléments du pont, correspond à la moyenne pondérée de la distribution de température à travers une coupe transversale. Cette température correspond normalement à la température ambiante. Le gradient vertical, qui cause des efforts axiaux et flexionnels supplémentaires lorsque l'expansion thermique des éléments est empêchée, représente une différence de température entre deux points sur l'axe vertical de la coupe transversale. Le gradient de température horizontal est la différence de température entre deux points positionnés à la

même hauteur sur la section. Seules les deux premières catégories de charges thermiques sont prises en compte dans la majorité des codes de conception (Zhou et Yi, 2013).

Zuk (1965) a mené une étude sur le comportement thermique des ponts routiers. Les résultats démontrent que la température des éléments d'un pont est affectée par l'air ambiant, le vent, l'humidité, l'intensité du rayonnement solaire et le type de matériau (voir Figure 2-15). Comme il est possible de le voir, beaucoup de facteurs entrent en jeu. Afin de simplifier le problème, le présent projet ne prend en compte que les directives émises par la norme canadienne des ponts routiers.

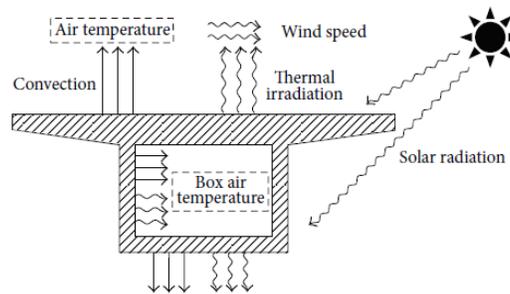


Figure 2-15 — Échange de chaleur entre une section de pont et son milieu (Zhou et Yi, 2013)

2.8.3 Charges thermiques selon CAN/CSA S6-14

Comme mentionné, l'aluminium possède un coefficient de dilatation thermique deux fois plus grand que l'acier ou le béton. Ceci fait en sorte que les déformations différentielles entre les éléments en acier ou béton et ceux en aluminium sous chargement thermique peuvent être importantes. L'article 17.16.2 de la norme canadienne des ponts routiers traite de cet aspect, bien qu'il demeure vague. Il y est écrit : « Une marge doit être prévue pour les contraintes et les déformations dues à la différence entre les coefficients d'expansion linéaire du tablier de béton et des poutres en aluminium ». Le béton ayant un coefficient de dilatation thermique similaire à l'acier, le même critère s'applique pour les poutres mixtes acier/aluminium. Il est évident que cette marge doit être calculée en fonction des charges thermiques prescrites au chapitre 3 de la norme, mais cette marge n'est pas quantifiée. Le chapitre 3 de la norme spécifie les charges thermiques à appliquer pour obtenir ces déformations.

La norme canadienne distingue trois types de structures (article 3.9.3) :

- Type A** Poutres d'acier ou d'aluminium, poutres-caissons ou poutres triangulées avec platelages en acier et poutres triangulées à tablier inférieur ;
- Type B** Poutres d'acier ou d'aluminium, poutres-caissons ou poutres triangulées à tablier supérieur avec platelages en béton ;
- Type C** Ossatures en béton avec platelages en béton.

Remarquons que le cas de poutres en acier avec platelage en aluminium ne se retrouve pas parmi les trois types. Il peut être supposé que ce type d'ossature est de type A puisque l'aluminium est un très bon conducteur thermique (meilleur que l'acier). Ainsi, sous l'effet du rayonnement solaire, les pièces en aluminium redistribuent la chaleur aux autres éléments en contact avec ceux-ci. Cependant, comme il sera montré au Tableau 3-3, il est plus difficile d'augmenter la température des éléments en aluminium en comparaison avec ceux en acier sous le rayonnement solaire (capacité calorifique plus élevée de l'aluminium). Ces deux propriétés font en sorte que les éléments en aluminium peuvent se comporter différemment face aux changements de température, en comparaison avec les éléments en acier. Néanmoins, en supposant qu'une section mixte composée d'un platelage en aluminium disposé sur une poutre en acier se comporte comme une ossature de type A, il est possible de tirer la température effective de la poutre à partir du tableau 3.8 de la norme canadienne (repris au Tableau 2-3).

Tableau 2-3 – Température effective en fonction du type de tablier (CAN/CSA S6-14, 2014)

Type d'ossature (voir l'article 3.9.3)	Température effective maximale	Température effective minimale
A	25 °C au-dessus de la température moyenne quotidienne maximale	15 °C au-dessous de la température moyenne quotidienne minimale
B	20 °C au-dessus de la température moyenne quotidienne maximale	5 °C au-dessous de la température moyenne quotidienne minimale
C	10 °C au-dessus de la température moyenne quotidienne maximale	5 °C au-dessous de la température moyenne quotidienne minimale

Dans le cadre de ce projet, la région de Montréal est choisie comme celle ayant les températures quotidiennes effectives maximales et minimales les plus critiques (30°C et -35°C, respectivement). Cette condition est vraie en considérant les régions seulement situées aux abords du fleuve Saint-Laurent ainsi que la région du Saguenay-Lac-Saint-Jean. Pour l'instant, il est supposé qu'en région éloignée, aucun pont ne sera construit en

aluminium. Les températures effectives peuvent être trouvées à partir des figures A3.1.1 et A3.1.2 de la norme.

La norme canadienne permet de réduire la température effective en fonction de la profondeur de la poutre. Cependant, ces modifications ne seront pas prises en compte dans ce projet. Ainsi, on considère ici un cas plus critique que celui recommandé par la norme canadienne. Les températures effectives sont :

$$\text{Été : Température effective} = 30^{\circ}\text{C} + 25^{\circ}\text{C} = 55^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Hiver : Température effective} = -35^{\circ}\text{C} - 15^{\circ}\text{C} = -50^{\circ}\text{C}$$

À ce stade, les bornes supérieures et inférieures de températures effectives à considérer sont connues. Cependant, comme il sera montré à la section 2.8.4, seule la variation de température (ΔT) importe dans le cas d'analyse thermique. Pour cela, il faut connaître la température lors de l'exécution des travaux en chantier. La norme canadienne spécifie que la température effective au moment des travaux est de 15°C (article 3.9.4.2). La différence de température dans chaque cas est donc :

$$\text{Été : Température effective} = 55^{\circ}\text{C} - 15^{\circ}\text{C} = 40^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Hiver : Température effective} = -50^{\circ}\text{C} - 15^{\circ}\text{C} = -65^{\circ}\text{C}$$

À ces températures effectives, il faut ajouter un gradient thermique prenant en compte la différence de température entre le dessus du platelage et le dessous de la poutre (voir Figure 2-16). Comme le dessus et le dessous de la poutre mixte ne sont pas soumis aux mêmes conditions ambiantes, il est normal que la température à ces points diffère l'une de l'autre.

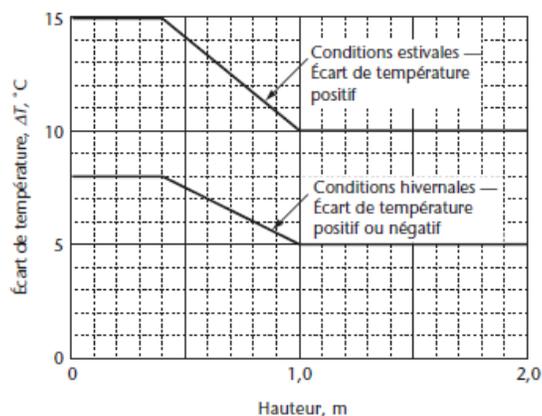


Figure 2-16 – Gradients thermiques à considérer (CAN/CSA S6-14, 2014)

Trois cas doivent être étudiés. Ceux-ci sont présentés au Tableau 2-4.

Tableau 2-4 – Température effective en fonction du cas considéré

Cas considéré	Température (°C)	
	Sur le dessus du platelage	Sous la poutre
Été avec gradient positif	55 (40 + 15)	40
Hiver avec gradient positif	-57 (-65 + 8)	-65
Hiver avec gradient négatif	-73 (-65 - 8)	-65

Ces températures doivent être pondérées en fonction de l'état limite considéré (ÉLUL ou ÉLUT).

2.8.4 Effets de la température sur les tabliers de pont

2.8.4.1 Généralités

Pour connaître l'effet d'un chargement thermique sur un tablier de pont, il faut d'abord comprendre comment se comporte un système simple en termes de contraintes et de déformations. Une approche analytique est présentée dans les paragraphes suivants.

2.8.4.2 Approche analytique pour déterminer les contraintes et les déformations suite à un chargement thermique

Une barre, dont les extrémités sont libres, soumise à une augmentation de température ne subira aucune contrainte, bien que la barre se déforme (s'allonge) sous l'effet du chargement thermique. Les contraintes développées lors d'un chargement thermique sont

en fait des contraintes mécaniques induites par les appuis qui empêchent la déformation thermique de se produire. Dans le cas d'une barre encastrée à ses extrémités (voir Figure 2-17), une variation de la température entraînera des contraintes dans la barre puisqu'elle n'est pas libre de se déformer.

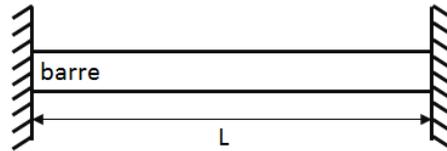


Figure 2-17 — Barre de longueur L encastrée à ses deux extrémités

Il peut être intéressant de connaître l'ampleur de contraintes qui se développent dans la barre. Pour se faire, il faut examiner les déformations qui se seraient produites si la barre était libre de se déformer. Les déformations peuvent s'écrire sous la forme suivante (Barron et Barron, 2012) :

$$d\varepsilon = \left(\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma}\right)_T d\sigma + \left(\frac{\partial\varepsilon}{\partial T}\right)_\sigma dT \quad (2-7)$$

Le premier terme décrit la variation de la déformation en fonction de la variation de la contrainte mécanique, lorsque la température est gardée constante, alors que le deuxième terme décrit la variation de la déformation en fonction de la variation de la température, lorsque la contrainte mécanique est gardée constante.

En supposant que le matériau demeure dans le domaine élastique, il est possible de définir la loi de Hooke sous la forme suivante :

$$E = \left(\frac{\partial\sigma}{\partial\varepsilon}\right)_T = \frac{\sigma}{\varepsilon_m} \quad (2-8)$$

où

ε_m : Déformation mécanique ou déformation due à l'application d'une force.

Les déformations induites par un changement de température dépendent, quant à elles, du coefficient de dilatation thermique (α) qui est défini comme suit :

$$\alpha = \frac{1}{L} \left(\frac{\delta L}{\delta T}\right)_\sigma \quad (2-9)$$

En remplaçant les termes définis aux équations (2-8) et (2-9), l'équation (2-7) prend alors la forme suivante :

$$d\varepsilon = \frac{d\sigma}{E} + \alpha dT \quad (2-10)$$

En intégrant l'équation (2-10), on obtient l'équation ci-après :

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \int_{T_0}^T \alpha dT \quad (2-11)$$

En supposant que le coefficient de dilatation thermique ne varie pas dans le domaine de température considéré, on trouve l'équation suivante :

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \alpha \Delta T \quad (2-12)$$

où

$$\Delta T = (T - T_0).$$

Il est donc possible de trouver les contraintes telles que :

$$\sigma = E\varepsilon - \alpha E\Delta T \quad (2-13)$$

Comme la barre est encastree, elle ne peut se déformer : la variation de la longueur est nulle ($\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = 0$). Il est alors possible de trouver les contraintes à l'aide de l'équation (2-13), comme établit ci-après :

$$\sigma = -\alpha E\Delta T \quad (2-14)$$

Ainsi, lorsque la température de la barre augmente, la barre se retrouve comprimée puisque $\Delta T > 0$. Dans le cas d'une diminution de la température, des contraintes de traction se développeront dans la barre.

Maintenant, il faut examiner le cas où la température ne serait pas constante, mais varierait linéairement sur la hauteur. Dans ce cas, le chargement thermique produira une flexion de la barre. Cette situation peut alors être analysée à l'aide de la théorie des poutres. Pour une poutre encastree à une seule extrémité, la flexion de la poutre est illustrée à la Figure 2-18. Quant aux déformations, celles-ci sont obtenues à l'aide de l'équation (2-15).

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \alpha\Delta T = \varepsilon_0 + \varepsilon_b \quad (2-15)$$

où :

ε_0 : Déformation axiale uniforme ;

ε_b : Déformation en flexion.

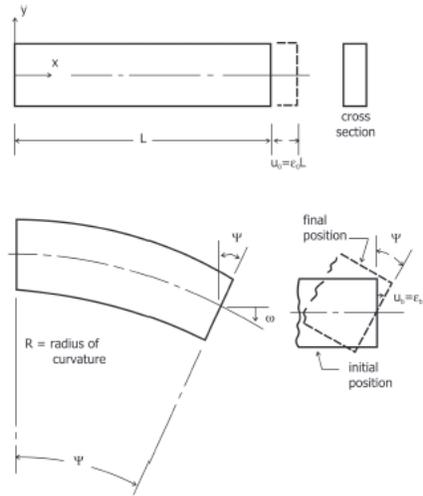


Figure 2-18 — Déformation d'une poutre en flexion (Barron et Barron, 2012)

En considérant que la poutre ne subit que des petites déformations, il est possible d'affirmer que :

$$\tan \psi \approx \psi = \frac{\varepsilon_b L}{y} \quad (2-16)$$

où :

y : Position sur la hauteur de l'élément (voir Figure 2-18) ;

En observant la Figure 2-18, il est possible de voir que l'angle ψ peut aussi être écrit de la façon suivante :

$$\tan \frac{\psi}{2} \approx \frac{\psi}{2} = \frac{L}{2R} \quad (2-17)$$

En combinant les équations (2-16) et (2-17), la relation suivante peut être obtenue :

$$\varepsilon_b = \frac{y}{R} \quad (2-18)$$

Ainsi, en insérant l'équation (2-18) dans l'équation (2-15), il est possible d'obtenir l'expression suivante :

$$\sigma = E \left(\varepsilon_0 + \frac{y}{R} - \alpha \Delta T \right) \quad (2-19)$$

Il est possible de voir que les contraintes qui se développent dans le matériau dépendent des déformations axiales et des déformations flexionnelles qui se développent en raison des déplacements empêchés par les conditions aux appuis.

Pour connaître la valeur de ε_0 , il est possible de passer par l'équilibre des forces axiales à l'appui, en considérant la force appliquée à l'appui (P_e).

$$P_e = \int \sigma dA = EA\varepsilon_0 + 0 - \alpha E \int \Delta T dA \quad (2-20)$$

Ici, la troisième partie de l'équation (2-20) est définie comme étant la « force thermique ».

$$F_T = \alpha E \int \Delta T dA \quad (2-21)$$

En combinant les équations (2-20) et (2-21), il est possible de connaître les déformations agissant au centre de gravité de la section :

$$\varepsilon_0 = \frac{P_e + F_T}{EA} \quad (2-22)$$

Concernant les efforts de flexion, en utilisant l'équation (2-19), le moment de flexion dues aux charges mécaniques (M) à n'importe quel point le long de la poutre peut être trouvé par :

$$M = \int \sigma y dA = 0 + \frac{E}{R} \int y^2 dA - \alpha E \int \Delta T y dA \quad (2-23)$$

Le premier terme de la partie de droite de l'équation est nul puisque l'origine se trouve au centre de gravité de la section. Le dernier terme est appelé « le moment thermique » et est défini par :

$$M_T = \alpha E \int \Delta T y dA \quad (2-24)$$

L'équation (2-24) est vraie si le coefficient de dilatation thermique et le module d'élasticité ne varient pas dans le domaine de température considéré.

En sachant que le moment d'inertie de la section selon l'axe z est défini par :

$$I = I_z = \int y^2 dA \quad (2-25)$$

Il est possible de reformuler l'équation (2-24) comme étant

$$\frac{1}{R} = \frac{M + M_T}{EI} \quad (2-26)$$

En utilisant les équations (2-22) et (2-26), l'équation (2-19) devient :

$$\sigma = \frac{P_e + F_T}{A} + \left(\frac{M + M_T}{EI} \right) y - \alpha E \Delta T \quad (2-27)$$

Des détails supplémentaires et des exemples d'utilisation sont donnés dans (Barron et Barron, 2012).

2.8.4.3 Cisaillement à l'interface d'une poutre mixte

Parmi les efforts causés par les chargements thermiques, la contrainte de cisaillement à l'interface entre le platelage en aluminium et la poutre en acier a un intérêt particulier pour ce projet. En effet, l'assemblage boulonné doit pouvoir résister à cet effort de cisaillement autant à l'ÉLUT qu'à l'ÉLUL. À l'ÉLUT, la résistance au glissement doit être suffisante pour contrer le cisaillement à l'interface. À l'ÉLUL, la résistance au cisaillement du boulon et la résistance à l'ovalisation des trous dans l'acier et dans l'aluminium doivent pouvoir résister à l'effort de cisaillement

Timoshenko (1925) a établi les principes de base de la théorie derrière les contraintes induites par un chargement thermique. Il s'est aussi intéressé au cisaillement développé à l'interface. Il a constaté que cet effort est concentré aux appuis sur une distance plus ou moins égale à la hauteur de la poutre mixte. Bien que ce résultat soit arbitraire, il s'agit d'une règle du pouce qui demeure réaliste. Carpinteri et Paggi (2008) ont développé une approche analytique pour calculer le cisaillement à l'interface causé par un chargement thermique. Les résultats obtenus confirment l'hypothèse émise par Timoshenko. Ainsi, il faut retenir que le chargement thermique induit le cisaillement à l'interface maximal aux appuis. Dans le cadre de ce projet, une attention particulière devra donc être portée à la résistance de l'assemblage boulonné aux appuis. La magnitude de cet effort sera déterminée par les résultats du modèle d'analyse par la méthode des éléments finis.

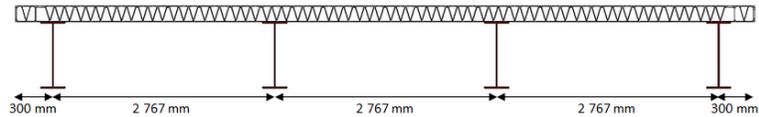
Chapitre 3. Description du modèle d'analyse par éléments finis

3.1 Généralités

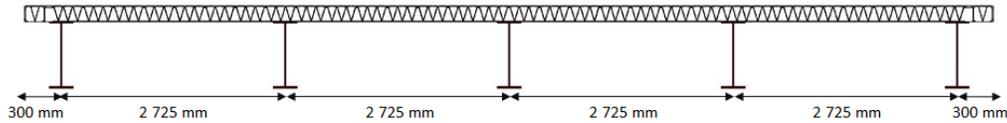
Ce chapitre présente une description détaillée du modèle d'analyse par éléments finis utilisé. Ce dernier a été généré en utilisant le logiciel commercial Abaqus 6.14-1. Le chapitre présente d'abord des détails concernant les dimensions des ponts types analysés et de l'assemblage boulonné. Par la suite, des détails concernant les calculs de conception et les hypothèses émises sont donnés. Une description du modèle d'analyse est finalement fournie. Cette description détaille les propriétés des matériaux, le type d'éléments, les étapes d'analyse, les propriétés des interactions, les conditions aux limites ainsi que le chargement appliqué.

3.2 Les ponts types

Au Québec, comme en Amérique du Nord, l'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers est peu répandue. Pour cette raison, les projets pour lesquels des platelages en aluminium seront utilisés se limitent à des routes locales avec un niveau de circulation relativement faible (Route de classe C selon (CAN/CSA S6-14, 2014)). Ce projet s'intéresse aux tabliers de pont ayant une largeur carrossable de 8,0 m ou 10,6 m pour une largeur hors-tout de 8,9 m et 11,5 m, respectivement, et ayant une courte portée (25 m et moins). Ceci amène deux tabliers de pont pour chacune des deux portées considérées (voir Figure 3-1). Il faut constater que l'espacement entre les poutres est relativement grand. Il est supposé que le platelage sera conçu de manière à ce que l'espacement maximal permis entre les poutres soit d'au moins 2 767 mm. Si la conception du platelage ne permet pas un espacement de 2 767 mm entre les poutres, une poutre supplémentaire sera nécessaire pour chacun des tabliers de pont et les efforts mécaniques sur le platelage seront diminués. Il est supposé que le nombre de poutres et l'espacement entre celles-ci n'influencent pas de façon significative les efforts induits par le chargement thermique. L'effet induit en ne modélisant que le quart d'une poutre est supposé faible puisque seul le gradient vertical est considéré, les gradients horizontaux étant considérés comme nuls. Les effets du chargement thermique se font plutôt sentir aux appuis et n'ont que peu d'impact sur la répartition transversale des efforts.



(a) Tablier de pont à quatre poutres, largeur hors-tout de 8,9 m



(b) Tablier de ponts à cinq poutres, largeur hors-tout de 11,5 m

Figure 3-1— Représentation des tabliers de pont analysés

3.3 Calcul de la résistance

3.3.1 Hypothèses de calcul

Dans le cadre de ce projet, plusieurs hypothèses sont émises concernant la résistance du platelage puisque la forme finale des extrusions n'est pas définitive et est sujette à changer. Ces hypothèses sont définies ci-après :

1. Le platelage est dimensionné de telle sorte que le voilement des parois n'est pas envisagé. L'élanement des parois des extrusions doit donc être approprié ;
2. La résistance et la rigidité du platelage permettent un espacement entre les poutres en acier d'au moins 2 767 mm ;
3. Le platelage est dimensionné de telle sorte que les concentrations de contrainte ne soient pas excessives et n'engendrent pas la rupture du platelage avant l'atteinte de sa plastification globale. La pleine capacité de l'aluminium peut donc être utilisée dans les calculs ;
4. La largeur effective du platelage est de 2 213 mm (0,8S).

Ces hypothèses permettent d'avoir une sollicitation maximale sur le platelage. Par exemple, si la largeur effective était plus faible, les efforts sur le platelage seraient moins importants et la poutre en acier serait de plus grandes dimensions. De même, si l'espacement entre les poutres était inférieur à 2 767 mm, une poutre supplémentaire serait nécessaire et les efforts sur le platelage seraient réduits. Ce projet s'intéresse alors au cas le plus critique, c'est-à-dire celui où le platelage est sollicité au maximum de sa capacité. Si le platelage ne respectait pas ces conditions, les efforts qu'il reprendrait seraient moins importants et il serait moins sollicité. Les poutres en acier, dont le

comportement est bien connu, seraient alors plus sollicitées. Concernant la largeur tribulaire, la valeur de 0,8 a été obtenue à partir d'analyses préliminaires réalisées sur le platelage de 200 mm d'épaisseur au cours de ce projet. Ces analyses sont réalisées à partir d'un modèle d'analyse par la méthode des éléments finis.

3.3.2 Utilisation d'une poutre en I équivalente au platelage

Le platelage en aluminium est composé d'extrusions ayant une forme particulière. Cette dernière varie énormément sur la hauteur et ne permet pas une répartition régulière de l'aire sur la section. Ainsi, le calcul des moments élastique et plastique est complexe. Il est proposé de remplacer le platelage en aluminium par une poutre en I équivalente afin d'obtenir une forme plus régulière de la section pour effectuer les calculs manuels. Pour ce faire, il faut d'abord soustraire l'aire des parois inférieure et supérieure du platelage de l'aire totale du platelage (8 mm x 2 213 mm pour l'aile supérieure, par exemple). Ensuite, la hauteur de l'âme étant connue (200 – 6 - 8 = 186 mm), l'aire du platelage d'aluminium résiduelle permet de trouver l'épaisseur de l'âme. Dans le cas présent, cette transformation permet d'obtenir une poutre en I ayant une aile supérieure de 8 mm par 2 213 mm, une aile inférieure de 6 mm par 2 213 mm et une âme de 186 mm par 276,39 mm. Un exemple est donné à l'annexe B.

Pour vérifier que cette hypothèse permet de représenter le comportement réel de la poutre mixte, une comparaison a été faite à partir d'un modèle numérique représentant la section de poutre mixte en utilisant l'aire réelle du platelage. L'approche est celle proposée dans les références (Paultre, 2011) et (Kwak et Kim, 2002) et qui a été utilisée dans (Cuerrier, 2016). Cette approche permet de calculer la relation moment/courbure à partir de la section de la poutre mixte et des lois de comportement des matériaux composant cette section. Avant tout, il faut discrétiser la poutre mixte en un nombre donné de tranches rectangulaires (voir Figure 3-2d). Par la suite, la procédure à utiliser est la suivante :

1. Supposer une courbure initiale $\chi^{(1)} = 0$ et une position initiale de l'axe neutre $c^{(1)} = h/2$;
2. Augmenter la courbure par un incrément ($\chi^{(n)} = \chi^{(n-1)} + \Delta\chi$) ;
3. Calculer la distribution linéaire des déformations axiales sur la section (Figure 3-2e);
4. À partir des lois de comportement des matériaux, calculer les contraintes pour chacune des couches (Figure 3-2f) ;
5. Calculer la force résultante (Figure 3-2g) ;

6. Poursuivre l'itération sur la position de l'axe neutre jusqu'à ce que l'équilibre des forces soit atteint ($N=0$) en répétant les étapes 3 à 5 ;
7. Calculer le moment résultant (M) pour la valeur de la courbure(χ) à l'étape 1 ;
8. Répéter les étapes 2 à 7 jusqu'à ce que la valeur maximale de la courbure soit atteinte, c'est-à-dire l'atteinte de la déformation ultime de l'une ou l'autre des fibres extrêmes de la section.

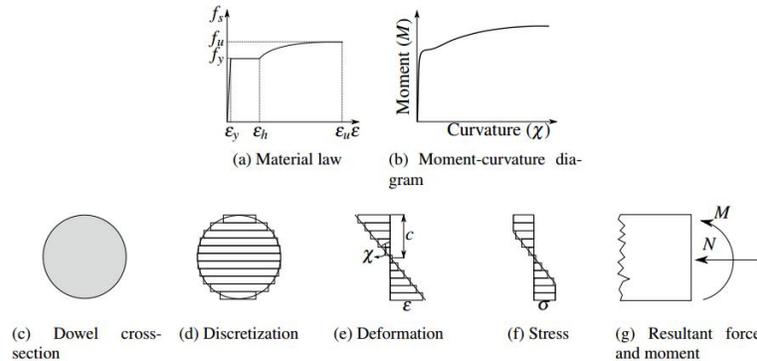
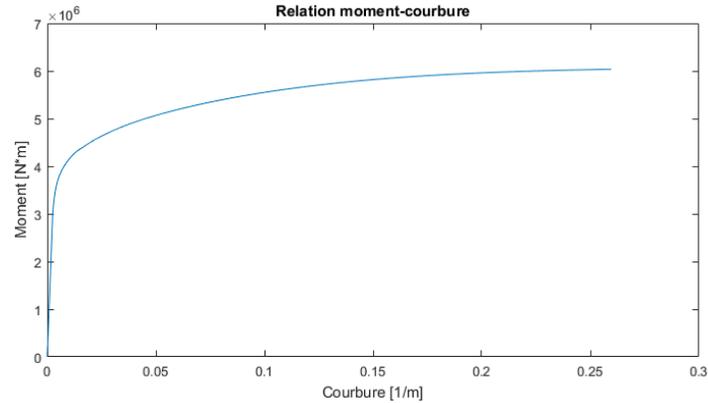
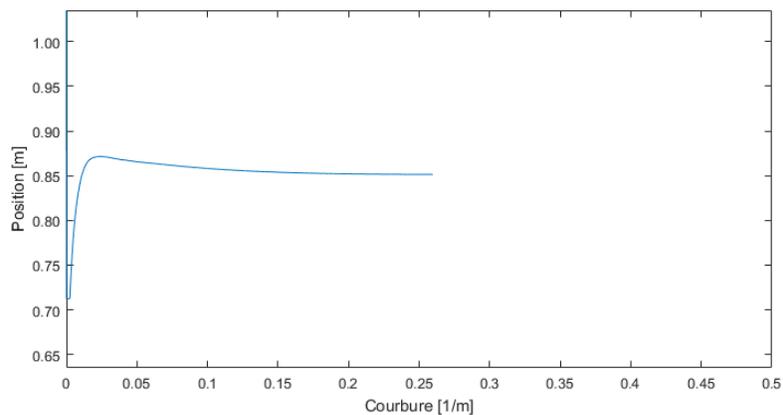


Figure 3-2 — Approche utilisée pour calculer la relation moment/courbure (Cuerrier, 2016)

Cette approche permet d'obtenir les résultats présentés sur la Figure 3-3. À l'aide de cette approche, il est possible d'obtenir le moment élastique de la poutre mixte, le moment plastique, la position de l'axe neutre. De plus, la pente initiale de la relation moment/courbure représente la rigidité (EI) de la poutre mixte. Les informations obtenues à l'aide de cette approche permettent de confirmer que l'utilisation d'une poutre en I équivalente donne de bons résultats (voir Tableau 3-1). Les erreurs obtenues se situent entre 0,5 % et 3,5 %, ce qui est acceptable. Ainsi, l'utilisation d'une poutre en I équivalente est une approche conseillée pour calculer le moment résultant de la poutre composée d'un platelage en aluminium et des poutres en acier.



(a) Relation moment/courbure



(b) Position de l'axe neutre à partir de la fibre inférieure de la poutre en fonction de la courbure

Figure 3-3 – Résultats obtenus avec le modèle numérique utilisant la section réelle du platelage

Tableau 3-1 – Comparaison entre les calculs manuels et les résultats obtenus avec le modèle numérique

Propriété	Modèle numérique	Poutre en I équivalente	Erreur (%)
Axe neutre élastique à partir du bas de la poutre (mm)	713	716	1,0
Axe neutre plastique à partir du bas de la poutre (mm)	851	845	0,7
Moment élastique non pondéré (kNm)	3 007	2 963	1,5
Moment plastique non pondéré (kNm) ¹	4 854	4 685	3,5
Rigidité (Nm ²)	1,206 x 10 ⁹	1,212 x 10 ⁹	0,5

¹Le moment plastique obtenu avec la modèle numérique considère des matériaux élastoplastiques parfaits afin d'être cohérent avec l'approche utilisée pour les calculs manuels. En considérant les lois de comportement véritables (avec écrouissage), le moment plastique est de 6 036 kNm (voir Figure 3-3a)

3.3.3 Résumé des résultats de conception

Les détails des calculs de conception de la poutre mixte sont présentés à l'annexe B. Le Tableau 3-2 résume les résultats de conception pour la poutre mixte en fonction de la largeur hors-tout et de la portée utilisée.

Tableau 3-2 – Résumé des résultats de conception

Portée	Largeur	Poutre	Cas considéré	Effort	Résistance	Ratio sollicitation /résistance
15 m	8,9 m	W840x176	Cisaillement (kN)	770	2 142	0,36
			Flexion (kNm)	2 427	4 399	0,55
			Fatigue (MPa)	90	96	0,94
	11,5 m	W840x176	Cisaillement (kN)	759	2 142	0,35
			Flexion (kNm)	2 394	4 637	0,52
			Fatigue (MPa)	89,8	96	0,94
25 m	8,9 m	W1100x343	Cisaillement (kN)	1 042	3 550	0,29
			Flexion (kNm)	5 588	9 511	0,59
			Fatigue (MPa)	84,7	96	0,82
	11,5 m	W1100x343	Cisaillement (kN)	1 028	3 550	0,29
			Flexion (kNm)	5 519	9 487	0,58
			Fatigue (MPa)	83,4	96	0,87

Comme il est possible de le constater, le critère de fatigue est le plus critique, le ratio sollicitation/résistance étant le plus élevé pour ce cas. Ceci implique que la poutre mixte est surdimensionnée quant à sa résistance à la flexion et au cisaillement. En effet, la poutre doit être de plus grande dimension afin que l'amplitude des sollicitations à l'état limite de fatigue soit suffisamment faible pour être en dessous de la résistance. Une poutre de plus grandes dimensions implique aussi une augmentation du nombre de boulons. Pour des raisons de sécurité, le critère de rupture à l'ultime doit être la plastification de la poutre mixte et non la rupture de l'assemblage boulonné. Ainsi, la résistance combinée des boulons doit être supérieure à la résistance à l'ultime de la poutre. Pour cette raison, les boulons sont espacés de 115 mm dans le cas de la poutre de 15 m et de 100 mm dans celle de 25 m. Les fractions de charge de camion élevées de la norme peuvent aussi expliquer l'espacement faible entre les boulons. En effet, les fractions de charge de camion calculées selon l'approche proposée par la norme sont toutes supérieures à l'unité. Ainsi, chacune des poutres est dimensionnée de façon à

reprenre les efforts d'un camion CL-625 alors que le pont ne possède que deux voies de chargement. Ceci signifie que la norme ne considère pas la répartition transversale offerte par les platelages en aluminium, lesquels possèdent une rigidité supérieure à celle des madriers de bois. Cet aspect leur permet de transmettre les efforts aux poutres avoisinantes. L'approche proposée par la norme est très prudente et est expliquée par le fait qu'aucune étude n'a permis d'établir une largeur de répartition (facteur D_T de la norme) adéquate pour les platelages en aluminium.

3.4 Modélisation du tablier de pont

Dans le cadre de ce projet, la modélisation complète du tablier de pont n'est pas envisageable, car la taille des éléments utilisés autour des trous de boulons ainsi que le nombre de surfaces de contact (quatre pour chacun des boulons) nécessitent un temps de calcul élevé. Ainsi, afin de réduire ce temps de calcul, il est proposé de ne modéliser que le quart d'une poutre à l'aide de chargements et de plans de symétrie adéquats (voir Figure 3-4). Les temps de calcul sont réduits à environ 72 heures pour la poutre de 15 m de long et 336 heures pour la poutre de 25 m de long. Dix (10) processeurs sont utilisés pour réaliser les calculs.

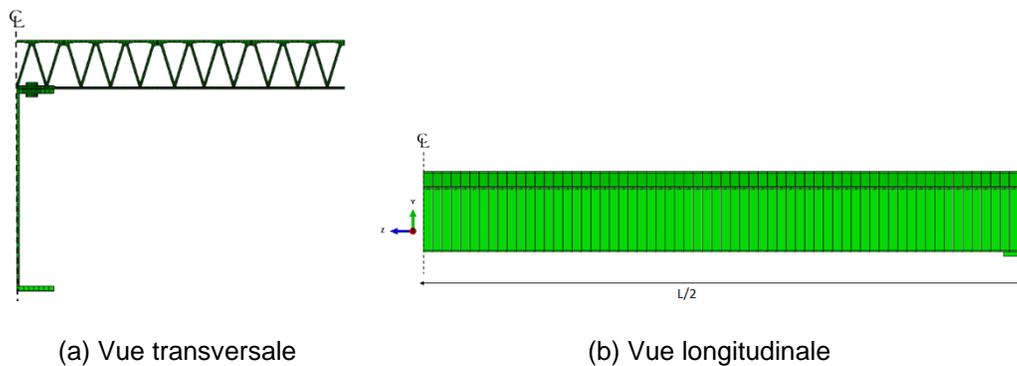


Figure 3-4 — Modélisation de la poutre mixte

3.4.1 Détails de l'assemblage boulonné

Conformément à la norme S6, chacun des boulons possède deux rondelles : une sous la tête du boulon et une autre sous l'écrou. Pour ce projet, les rondelles ne sont pas modélisées. Ceci permet d'économiser sur le temps de calcul en diminuant le nombre de surfaces en contact, car quatre surfaces de contact sont éliminées pour chaque boulon. De plus, les dimensions de la tête et de l'écrou du boulon sont ajustées afin de prendre en compte le diamètre des rondelles. Les surfaces de contact sont alors représentatives de la

réalité et les résultats demeurent adéquats. Ce type de représentation a été utilisé par le passé, notamment dans (Husson, 2008) et (Heistermann, 2011), et donne de bons résultats (voir Figure 3-5).

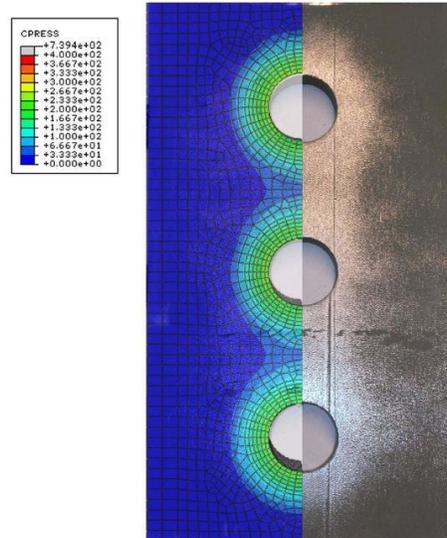


Figure 3-5 – Comparaison entre les pressions de contact obtenues en laboratoire et à l'aide d'un modèle Abaqus (Husson, 2008)

3.4.2 Propriétés des matériaux

3.4.2.1 Loi de comportement mécanique

3.4.2.1.1 Aluminium

Le comportement de l'aluminium peut être représenté par l'équation générale proposée par Ramberg et Osgood (1943). Cette équation est notamment utilisée pour reproduire le comportement non linéaire de certains métaux. L'équation prend la forme suivante :

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + K \left(\frac{\sigma}{E} \right)^n \quad (3-1)$$

L'équation ne comporte que trois paramètres : le module d'élasticité (E) et les paramètres K et n qui caractérisent l'écroutissage. Cette équation a ensuite été reprise par Hill (1944) qui la modifia pour prendre en compte la méthode de déformation permanente (*offset method*) qui est plus commune en ingénierie. L'équation modifiée par Hill est la suivante :

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + 0,002 \left(\frac{\sigma}{f_{0,2}} \right)^n \quad (3-2)$$

Cette équation dépend de la contrainte à une déformation permanente de 0,2 % ($f_{0,2}$), de son module de Young (E) ainsi que d'un paramètre n qui caractérise l'écroutissement. La valeur de $f_{0,2}$ correspond au point utilisé pour définir la transition élastique-plastique. En ce qui concerne le paramètre n , des recherches ont été menées afin de caler celui-ci pour les alliages de la série 6000 (Langseth et Hopperstad, 1997; Hopperstad et al., 1999; Faella et al., 2000; Gardner et Ashraf, 2006; Liu et al. 2015). Les valeurs obtenues varient entre 12 et 90, avec une valeur moyenne de 20 (Gardner et Ashraf, 2006). Mazzolani (1995) recommande une valeur de n comprise entre 20 et 40 pour les alliages à l'état T6. L'Eurocode 9 (CEN, 2007) spécifie une valeur de $n = 24$ pour l'alliage 6063-T6. Une valeur de $n = 20$ est utilisée dans le cadre de la présente recherche puisque la déformation à l'ultime calculée est alors de 8%, ce qui correspond à celle prescrite par l'Eurocode 9. La norme canadienne sur l'aluminium (CAN/CSA S157-05, 2005) ne précise aucune valeur quant à la déformation ultime du matériau. Pour l'alliage d'aluminium 6063-T6, le module d'élasticité (E) est de 70 GPa, le coefficient de Poisson (ν) est de 0,33 et la limite élastique (f_y ou $f_{0,2}$) est de 170 MPa. Ainsi, en utilisant des contraintes en mégapascal (MPa), l'équation devient :

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{70\,000} + 0,002 \left(\frac{\sigma}{170} \right)^{20} \quad (3-3)$$

L'expression de cette courbe est donnée à la Figure 3-6.

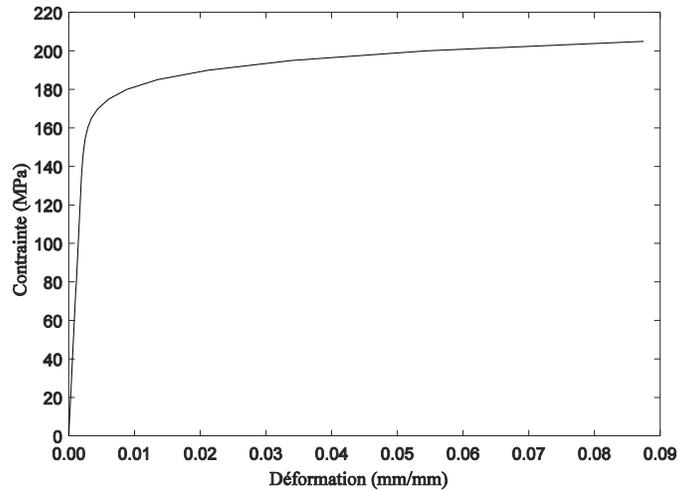


Figure 3-6 – Courbe contrainte/déformation de l'aluminium d'alliage 6063-T6

3.4.2.1.2 Acier de nuance 350AT

Pour la présente étude, il est considéré que les poutres du tablier sont constituées d'acier de nuance 350AT conforme aux exigences de la référence (CAN/CSA G40.20-13/G40.21-13, 2013). En ce qui concerne cette nuance d'acier, le modèle utilisé est le suivant (Manderet al., 1984) :

$$\sigma_{sh} = f_u + (f_y - f_u) \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_s}{\varepsilon_u - \varepsilon_y} \right)^P \quad (3-4)$$

avec

$$P = E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}{f_u - f_y} \right) \quad (3-5)$$

où

- σ_{sh} : Contrainte lors de l'écroutissage (MPa);
- f_u : Limite ultime (MPa);
- f_y : Limite élastique (MPa);
- ε_u : Déformation à l'ultime (mm/mm);
- ε_{sh} : Déformation au début de l'écroutissage (mm/mm);
- ε_y : Déformation élastique (mm/mm);
- ε_s : Déformation d'écroutissage (mm/mm);
- E_{sh} : Module tangent lors de l'écroutissage (MPa).

Cette équation donne la relation contrainte-déformation lors de l'écroutissement (*strain hardening*). Selon Mazzoni et al. (s.d), les valeurs de E_{sh} et ε_{sh} doivent être de $0,02E$ et $8\varepsilon_y$, respectivement. Les propriétés de l'acier de nuance 350AT peuvent être trouvées dans (CAN/CSA G40.20-13/G40.21-13, 2013). Ceux-ci sont : module élastique (E) de 200 GPa, coefficient de Poisson (ν) de 0,3, limite élastique (f_y) de 350 MPa, limite ultime (f_u) de 480 MPa et déformation à l'ultime (ε_u) de 22%.

La Figure 3-7 présente la courbe contrainte-déformation de l'acier de nuance 350AT.

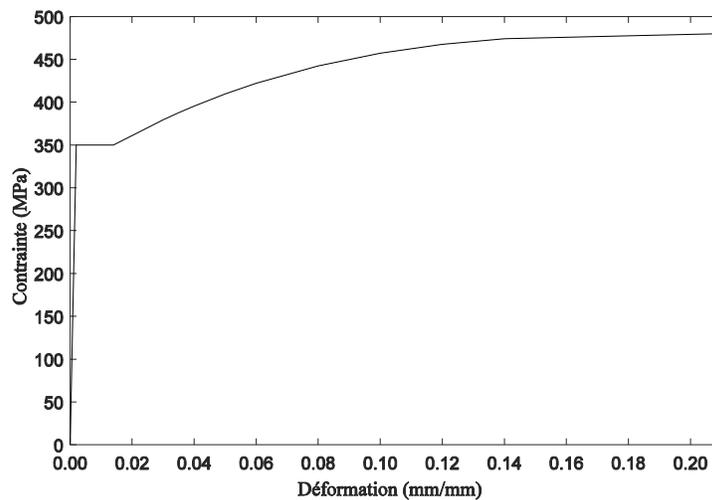


Figure 3-7 – Courbe contrainte/déformation de l'acier de nuance 350AT

3.4.2.1.3 Acier galvanisé des boulons

La nuance d'acier utilisée pour les boulons est le grade 325 de la norme ASTM F3125/F3125M-15a, (2015). Les propriétés mécaniques de cet acier sont : module élastique (E) de 200 GPa, coefficient de Poisson (ν) de 0,3, limite élastique (f_{yb}) de 635 MPa, limite ultime (f_{ub}) de 830 MPa et déformation à l'ultime (ε_{ub}) de 14%. Pour représenter le comportement du matériau sous un chargement en traction, les données sont acquises à partir d'un graphique proposé dans (Kulak et al., 2001). La Figure 3-8 présente la courbe contrainte-déformation de l'acier des boulons.

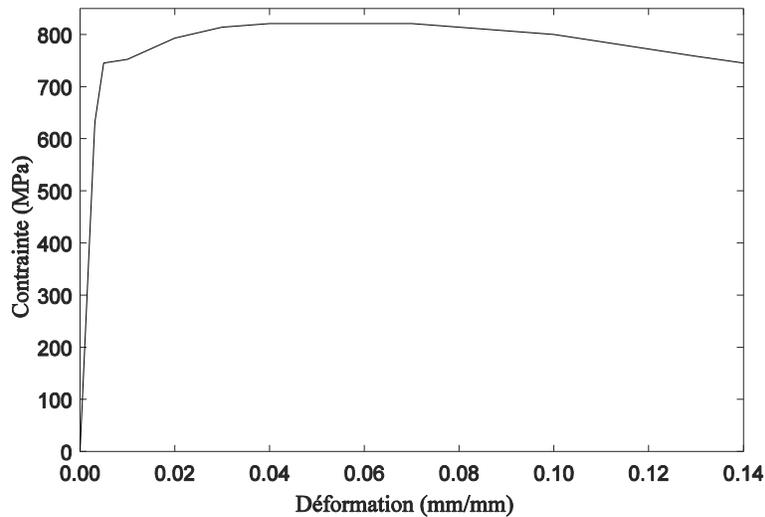


Figure 3-8 – Courbe contrainte/déformation de l'acier des boulons

3.4.2.1.4 Élastomère

L'élastomère est le matériau utilisé pour les appareils d'appuis. Le Groupe de sociétés Goodfellow (s.d.) a été consulté pour trouver les propriétés de ce matériau. Ceux-ci sont : module élastique (E) de 40 MPa et coefficient de Poisson (ν) de 0,5. Pour le modèle proposé dans ce rapport, il est supposé que les appareils d'appuis demeurent dans le domaine élastique.

3.4.2.2 Passage en contrainte vraie

Ces lois de comportement doivent cependant être modifiées avant d'être implantées dans Abaqus. Les courbes contraintes-déformations utilisées en ingénierie sont basées sur les contraintes et déformations nominales, c'est-à-dire en fonction de l'aire de la section d'origine. En effet, les contraintes et les déformations obtenues expérimentalement ne prennent pas en compte le changement de l'aire de la section dû à l'effet de Poisson. Ces contraintes sont alors dites nominales. En réalité, il faudrait tenir compte de cette réduction de l'aire de la section pour calculer les contraintes et les déformations. Afin d'obtenir des contraintes et déformations vraies, il faut appliquer les changements suivants aux contraintes et déformations nominales (Dassault Systems, 2010) :

$$\varepsilon_{vraie} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (3-6)$$

$$\sigma_{vraie} = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (3-7)$$

3.4.2.3 Propriétés thermiques

L'aluminium possède des propriétés thermiques différentes des matériaux courants comme le béton et l'acier. L'aluminium possède la capacité d'absorber et de diffuser la chaleur plus aisément que l'acier ou le béton, en plus d'avoir un coefficient d'expansion thermique plus élevé que ces derniers. Ces propriétés sont données au Tableau 3-3 pour le béton, l'acier, l'aluminium (alliage 6063-T6) et pour l'élastomère. Les données pour le béton sont tirées de (Ghali et al., 2012). Celles de l'acier et l'aluminium sont tirées de (Beaulieu, 2003). Pour l'élastomère, *Le Groupe de sociétés Goodfellow* (s.d.) fournit ces valeurs.

Tableau 3-3 – Propriétés thermiques des matériaux utilisés dans le modèle

Matériau	Conductivité thermique (W/(m°C))	Capacité calorifique (J/(kg°C))	Coefficient d'expansion thermique (mm/(mm°C))
Béton	25	1 000	11×10^{-6}
Acier	46	500	$11,7 \times 10^{-6}$
Aluminium	185	900	$23,6 \times 10^{-6}$
Élastomère	0,22	1 400	275×10^{-6}

3.4.3 Type d'éléments et maillage

Les éléments utilisés sont des hexaèdres, c'est-à-dire des éléments tridimensionnels à six faces. Ces éléments ont été préférés aux éléments coques afin d'obtenir une meilleure représentation de l'écrasement des pièces d'aluminium et d'acier suite à l'application de la force de précontrainte des boulons. Le choix des degrés de liberté est multiple. Ici, les éléments de types couplés thermomécaniques sont utilisés afin de résoudre le problème thermomécanique. Les degrés de liberté sont alors les déplacements dans les trois directions (X , Y et Z) ainsi que la température (T). Une représentation du maillage de chacun des éléments composant le modèle est présentée à l'annexe D.

Concernant le type d'éléments, une analyse a été effectuée afin de vérifier que l'utilisation d'éléments de premier ordre à interpolation linéaire n'inflige pas une erreur importante sur les résultats. De plus, la possibilité d'utiliser des éléments avec intégration réduite (RI) a été regardée. L'utilisation d'éléments avec intégration réduite permettrait de diminuer les temps de calcul puisque le nombre de point d'intégration (point de Gauss) est réduit de 4 à 1. Un modèle simple composé d'un boulon, d'une plaque en acier et d'une plaque en

aluminium a été soumis à une analyse par éléments finis en faisant varier le type d'éléments utilisés (voir Figure 3-9). Le modèle représente un assemblage boulonné soumis à l'effort de précontrainte des boulons puis à un effort de traction sur l'une des plaques. La plaque du dessous, en acier, est encadrée à l'une de ses extrémités. L'effort de traction est appliqué sur la plaque en aluminium. Les analyses ont été complétées en utilisant deux types de maillage différents : un pour les éléments linéaires (Figure 3-9b) et l'autre pour les éléments quadratiques (Figure 3-9c). Pour définir la taille des éléments, l'objectif a été d'avoir un nombre équivalent de nœuds, puisque les dimensions des systèmes à résoudre (le nombre d'inconnues) sont directement reliées au nombre de nœuds. La taille des éléments utilisés ainsi que le nombre total de nœuds sont donnés au Tableau 3-4.

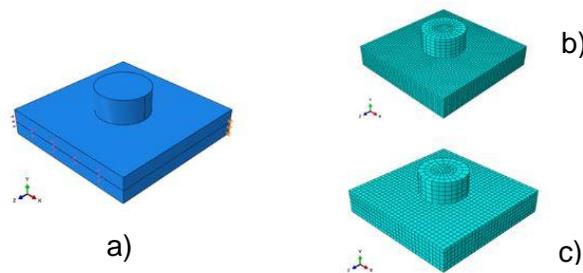


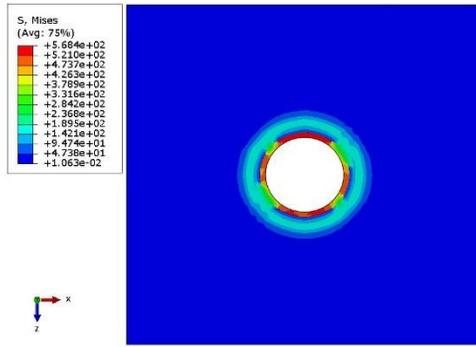
Figure 3-9 — Modèle utilisé pour l'analyse de l'ordre des éléments

Les résultats, montrés au Tableau 3-4, indiquent que l'utilisation d'éléments linéaires permet un gain en temps de calcul. Bien que ce gain soit minime pour ce modèle, il est supposé qu'il sera plus important pour le modèle de quart de poutre. Cependant, il est possible de voir que la contrainte maximale atteinte sur la plaque en aluminium (contrainte de von Mises) diffère en fonction du maillage utilisé. Ces résultats peuvent être expliqués par le fait qu'une concentration de contrainte s'effectue à l'arête formant le trou de boulon en raison de la singularité numérique causée par ce changement de géométrie. À cet endroit, le raffinement du maillage cause l'augmentation de la contrainte calculée. L'intensité de la contrainte près de l'arête du trou de boulon devrait donc être plus faible que celle calculée. Les résultats obtenus aux nœuds situés directement à l'arête devraient donc être ignorés.

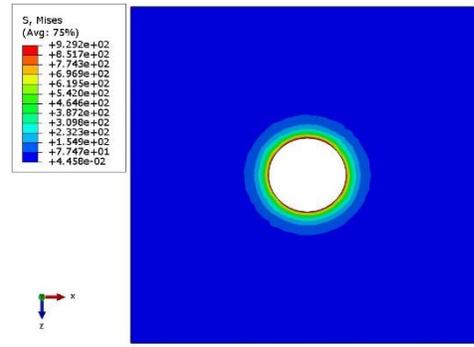
Tableau 3-4 – Influence du type d'éléments sur les contraintes de von Mises et les temps de calcul

Type d'éléments	Taille des éléments, plaque (mm)	Taille des éléments, boulon (mm)	Nombre total des nœuds	Temps de calcul (s)	Contrainte de von Mises (MPa)
Linéaire	2	3	33 690	125	630
Linéaire, RI	2	3	33 690	130	517
Quadratique	3,25	4	33 942	184	477
Quadratique, RI	3,25	4	33 942	132	410

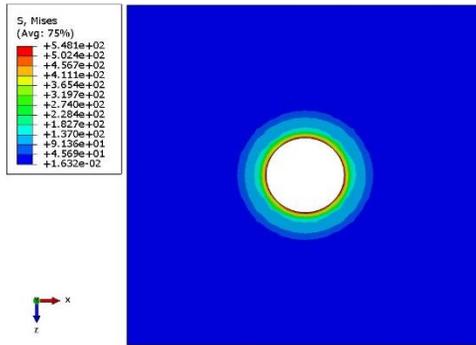
La Figure 3-10 montre que l'utilisation d'éléments linéaires n'engendre pas de différences marquées sur la répartition des contraintes autour du trou de boulon. En effet, en utilisant une échelle similaire, il est possible de constater que la répartition des contraintes est semblable pour trois des quatre modèles utilisés. Le modèle utilisant des éléments linéaires avec intégration réduite doit être écarté en raison de l'imprécision sur le calcul des contraintes. Ceci est causé par le faible nombre de points d'intégration pour le calcul des contraintes.



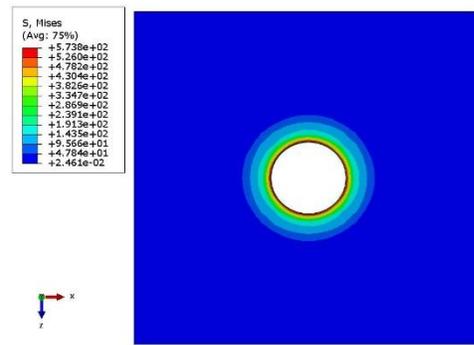
(a) Linéaire avec intégration réduite



(b) Linéaire



(c) Quadratique avec intégration réduite



(d) Quadratique

Figure 3-10 – Contrainte de von Mises (MPa) en fonction de l'ordre d'interpolation des éléments suite à l'application de la précontrainte des boulons

En observant la Figure 3-11, il est possible de constater que la répartition des contraintes n'est pas influencée par le type de maillage utilisé. Il est donc possible de conclure que les éléments linéaires sans intégration réduite peuvent être utilisés dans le cadre de ce projet pourvu que le maillage soit suffisamment fin.

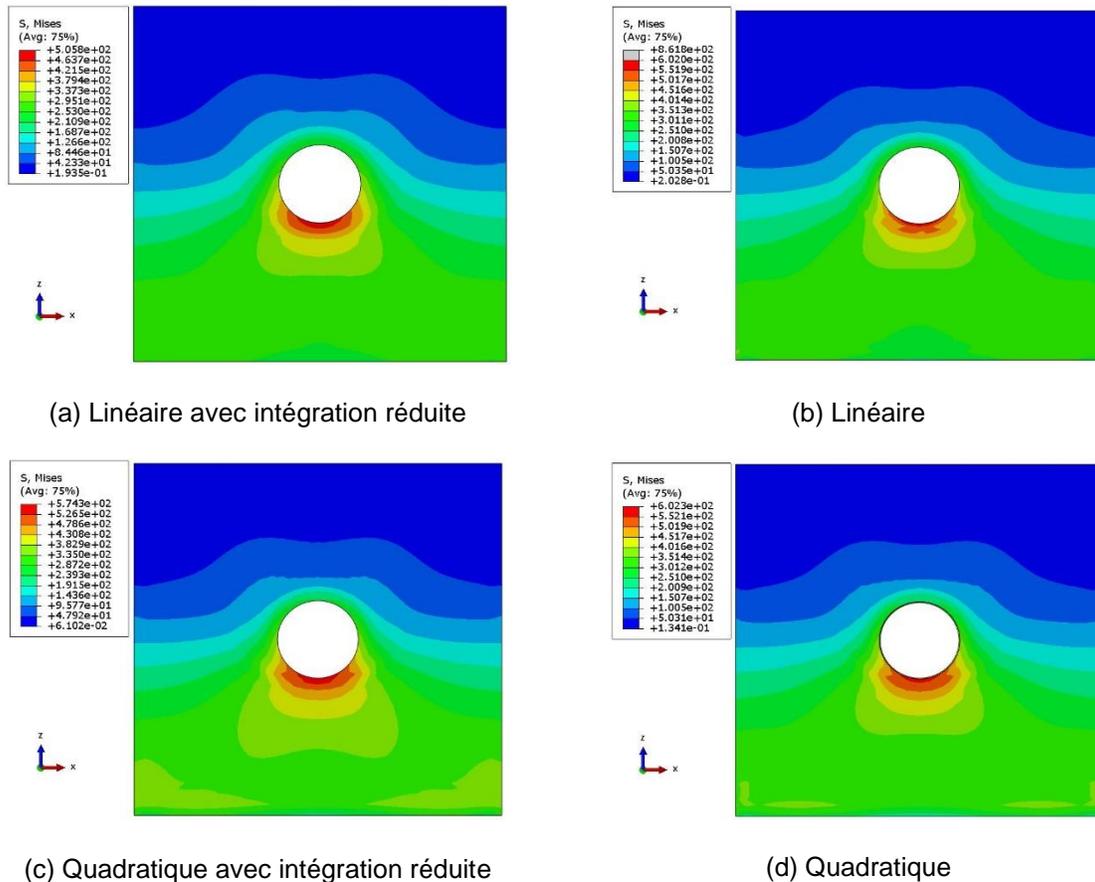


Figure 3-11 – Contrainte de von Mises (MPa) en fonction de l'ordre d'interpolation des éléments suite à l'application de la charge

3.4.4 Type d'analyse

La simulation se déroule en quatre étapes. Les deux premières étapes sont des analyses non linéaires de type *statique général*. Elles permettent de mettre en place la force de précontrainte dans les boulons et de stabiliser l'assemblage. La précontrainte des boulons est fixée à 125 kN, soit la force minimale imposée par la norme canadienne (70% de la résistance à la traction minimale, soit 835 MPa). La première étape sert à appliquer la force de précontrainte. À la deuxième étape, il faut fixer la longueur de la tige du boulon avant de procéder à l'application d'un autre type de chargement. Cette façon de procéder est propre à Abaqus. Par la suite, l'analyse thermomécanique débute. Les contraintes et les déformations de l'assemblage sont calculées en fonction du chargement thermique imposé. Finalement, la dernière étape consiste en l'application d'une pression uniformément répartie sur le dessus du platelage. Cette pression simule l'effet des charges d'utilisation et des charges mortes en reproduisant un moment équivalent au

centre de la poutre. Ainsi, il est possible d'analyser le comportement de la poutre mixte suite au chargement thermique et au chargement mécanique.

3.4.5 Interaction

3.4.5.1 Généralités

Abaqus propose deux méthodes de discrétisation pour définir le contact entre les surfaces. La première est la méthode nœud-à-surface (*node-to-surface*). Pour cette méthode, chaque nœud de la surface esclave est projeté sur la surface maîtresse et interagit avec celle-ci. Ainsi, chaque nœud esclave interagit avec un groupe de nœuds maîtres. La direction du contact est normale à la surface maîtresse. Les nœuds de la surface esclave ne peuvent pas pénétrer la surface maîtresse. Cependant, les nœuds de la surface maîtresse peuvent pénétrer la surface esclave. La deuxième méthode, surface-à-surface (*surface-to-surface*), utilise un ensemble de nœuds sur la surface esclave plutôt qu'un seul nœud afin de définir le contact en un point. Cette méthode permet une interpénétration entre les surfaces. Cependant, de grandes interpénétrations entre les surfaces ne peuvent pas se produire avec cette méthode, laquelle permet d'obtenir des pressions de contact lissées et plus précises (voir Figure 3-12). Alors que cette méthode nécessite des temps de calcul plus longs que la méthode nœud-à-surface, elle a tout de même été retenue pour le modèle utilisé dans ce projet puisque les pressions de contact sont d'une grande importance plus le calcul de la résistance au glissement.

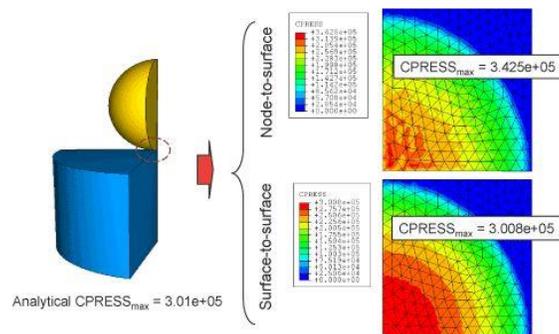


Figure 3-12 — Différence pour les pressions de contact entre la méthode nœud-à-surface et la méthode surface-à-surface (Dassault Systems, 2010)

3.4.5.2 Comportement en direction normale

Le comportement utilisé pour générer le contact en direction normale est la méthode par contact rigide (*hard contact*). Cette méthode suppose que toutes les pressions de contact

soient transférées lorsque les surfaces entrent en contact. De plus, il est possible que ces surfaces se séparent suite au contact si la pression de contact retombe à zéro.

3.4.5.3 Comportement en direction tangentielle

Pour le comportement tangentiel, un modèle utilisant un coefficient de friction constant de type pénalisation (*penalty*) est utilisé. Ce modèle permet un glissement « élastique » avant que le glissement ne se produise. La résistance au glissement est donnée en fonction de la pression appliquée et du coefficient de friction μ .

$$\tau_{cr} = \mu P \quad (3-8)$$

où

- τ_{cr} : contrainte de critique à l'interface ;
- μ : coefficient de friction entre les deux matériaux en contact ;
- P : pression de contact appliquée.

Si la contrainte de cisaillement équivalente dépasse la contrainte de cisaillement critique, un glissement se produit. Le comportement est identique à celui d'un matériau élastoplastique parfait où le cisaillement critique est équivalent à la limite élastique et la rigidité tangentielle, au module d'élasticité (voir Figure 3-13). De plus, la méthode par glissement fini (*finite sliding*) est utilisée. Cette méthode permet une séparation arbitraire des surfaces, du glissement et une rotation des surfaces. Cette méthode est la plus générale offerte par le logiciel Abaqus. Dans le cas où des petits déplacements sont prévus, il est possible d'utiliser une autre méthode (*small sliding*) permettant de simplifier les calculs et diminuer le temps de résolution. Cependant, dans le cadre du présent travail, des problèmes de convergence ont été rencontrés avec l'utilisation de cette méthode. La méthode par glissement fini a donc été retenue. Les autres paramètres sont laissés par défaut.

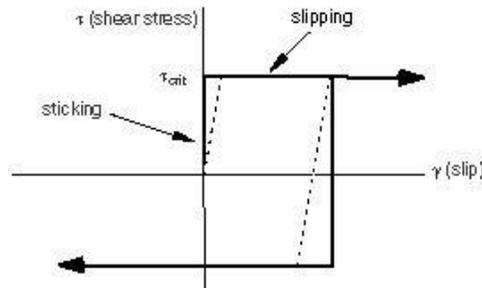


Figure 3-13 – Modèle de comportement en direction tangentielle (Dassault Systems, 2010)

Un coefficient de friction de 0,3 est spécifié entre l'acier et l'aluminium puisque la norme S6 impose un traitement de surface sur l'aluminium permettant d'atteindre au minimum cette valeur. Pour le contact entre deux surfaces en acier, la valeur est aussi de 0,3, soit celle d'une surface galvanisée à chaud et nettoyée à la brosse métallique à main.

3.4.5.4 Conductance thermique

La conductance thermique représente la quantité de chaleur circulant entre deux surfaces en raison de la différence de température entre les surfaces et permet de déterminer la différence de température entre les surfaces (voir Figure 3-14). Cette propriété est influencée par la conduction entre les surfaces, la radiation entre les pièces ainsi que la conductance thermique de contact. Dans le cadre de ce projet, seule la conductance thermique de contact est d'intérêt ; les deux autres composantes pouvant être considérées comme négligeables. La conductance thermique de contact est entre autres influencée par la rugosité des surfaces, la pression appliquée, la dureté des matériaux et le module de Young de chacun des matériaux. Pour plus de détails, se référer à (Hasselstrom et Nilsson 2012).

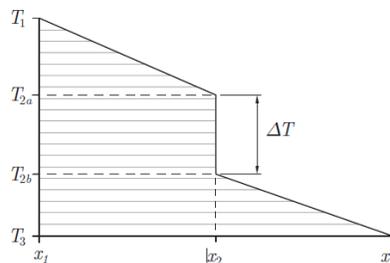


Figure 3-14 – Chute de température entre deux surfaces (Heistermann, 2011)

Dans le cas d'un assemblage boulonné, la mise en précontrainte du boulon diminue la surface de contact en raison de la déformation des pièces assemblées. Ceci implique que le transfert de chaleur ne peut s'effectuer qu'à l'intérieure d'une zone réduite (voir Figure

3-15). Cette diminution de la zone de contact nuit au transfert de chaleur, ce qui cause la chute de température entre les pièces qui est illustrée à la Figure 3-15.

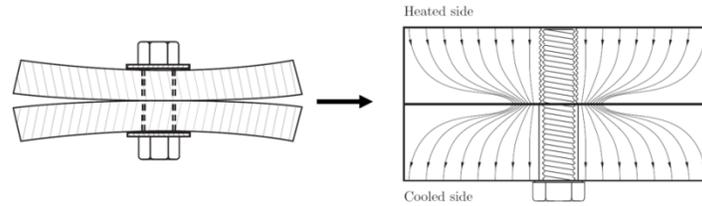


Figure 3-15 – Transfert de chaleur dans un assemblage boulonné
(Heistermann, 2011)

Pour des raisons de simplification, il est supposé que la conductance thermique entre les surfaces en contact varie linéairement en fonction de la pression de contact jusqu'à atteindre une valeur limite à une pression de 250 MPa. Passer ce point, la conductance thermique cesse d'augmenter et atteint sa valeur maximale. Des essais numériques ont permis de déterminer l'impact de la modification de la conductance thermique sur la répartition de la température sur la section de la poutre. Il a été constaté que, dans l'ordre de grandeur intéressant pour ce modèle, les changements entraînés par la modification de la conductance thermique et de la pression ne sont pas significatifs. Les résultats sont présentés à l'annexe C. Pour ce modèle, la loi de comportement de la conductance thermique est représentée à la Figure 3-16. La valeur maximale de la conductance thermique est basée sur la valeur obtenue par (ECSS, 2010).

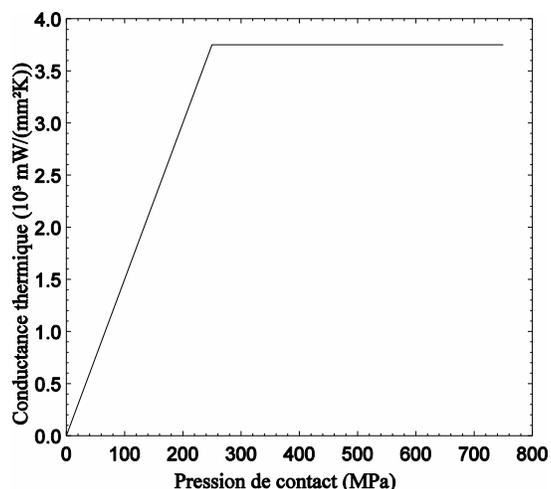


Figure 3-16 — Modèle de comportement de la conductance thermique

3.4.6 Conditions aux limites et chargement

3.4.6.1 Généralités

Cette section présente les explications concernant les conditions aux limites et les chargements qui ont été utilisés dans le modèle éléments finis. Les conditions de symétrie ainsi que les types d'appuis seront d'abord présentés. Par la suite, les charges de précontrainte des boulons et la charge représentant le poids mort et la charge vive seront détaillées.

3.4.6.2 Conditions aux limites

3.4.6.2.1 Température

La température est appliquée comme une condition aux limites. Comme mentionné à la section 2.8.3, les températures à la fibre supérieure du platelage et à la fibre inférieure de la poutre sont déterminées à partir des directives de la norme S6. Ces températures doivent être pondérées en fonction du cas de chargement considéré. Les pondérations sont données au tableau 3.1 de la norme, lequel est repris ici-bas.

Tableau 3-5 – Coefficients de pondération des charges et combinaisons de charges (CAN/CSA S6-14, 2014)

Charges	Charges permanentes			Charges transitoires					Charges exceptionnelles			
	D	E	P	L*	K	W	V	S	EQ	F	A	H
État limite de fatigue												
Combinaison ÉLF n° 1	1,00	1,00	1,00	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0
États limites d'utilisation												
Combinaison ÉLUT n° 1	1,00	1,00	1,00	0,90	0,80	0	0	1,00	0	0	0	0
Combinaison ÉLUT n° 2†	0	0	0	0,90	0	0	0	0	0	0	0	0
États limites ultimes‡												
Combinaison ÉLUL n° 1	α_D	α_E	α_P	tableau 3.2	0	0	0	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 2	α_D	α_E	α_P	tableau 3.2	1,15	0	0	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 3	α_D	α_E	α_P	tableau 3.2	1,00	0,45§	0,45	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 4	α_D	α_E	α_P	0	1,25	1,40§	0	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 5	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	0	1,00	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 6**	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	0	0	1,30	0	0
Combinaison ÉLUL n° 7	α_D	α_E	α_P	0	0	0,75§	0	0	0	0	1,30	0
Combinaison ÉLUL n° 8	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00
Combinaison ÉLUL n° 9	1,35	α_E	α_P	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Les charges thermiques (représenté par le symbole K) doivent donc être pondérées par un facteur 0,8 à l'ÉLUT #1 et 1,15 à l'ÉLUL #2. Le Tableau 3-6 résume les températures appliquées en fonction du cas considéré.

Tableau 3-6 – Température aux fibres extrêmes de la poutre mixte en fonction du cas considéré

Cas considéré	Température (°C)			
	Haut platelage		Bas poutre	
	ÉLUT	ÉLUL	ÉLUT	ÉLUL
Cas hivernal avec gradient négatif	-58,4	-84	-52	-75
Cas hivernal avec gradient positif	-45,6	-66	-52	-75
Cas estival avec gradient positif	40	63	32	46

3.4.6.2.2 Conditions de symétrie

Comme mentionné plus haut, il est proposé de modéliser le quart d'une poutre. La Figure 3-17a montre le plan de symétrie longitudinal. Les déplacements horizontaux suivant l'axe X des éléments assignés aux surfaces situées en $X = 0$ sont considérés comme nuls. Pour représenter le plan de symétrie transversal, les déplacements horizontaux suivant l'axe Z des éléments assignés aux surfaces situées en $Z = L/2$ sur la Figure 3-17b sont considérés comme nuls.

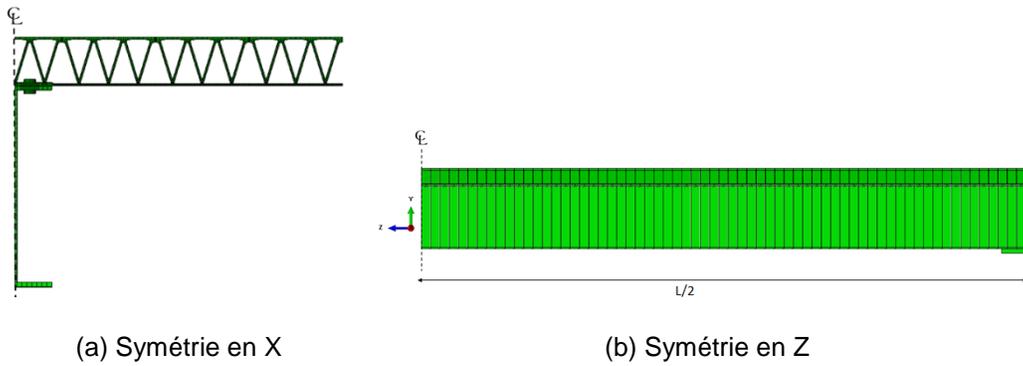


Figure 3-17 — Plans de symétrie utilisés dans le modèle

3.4.6.2.3 Appareils d'appuis

L'utilisation d'appareils d'appuis dans le modèle éléments finis a pour but de réduire les concentrations de contraintes aux appuis. Suite aux analyses préliminaires, il a été remarqué qu'une concentration de contraintes a lieu aux appuis (voir Figure 3-18). Cette dernière présente les contraintes de von Mises à un appui lors d'un essai de flexion réalisé avec une poutre en acier simplement appuyée. Il est possible de constater que les contraintes qui se développent à l'appui sont importantes. Ces contraintes ne peuvent être expliquées par le cisaillement à l'appui.

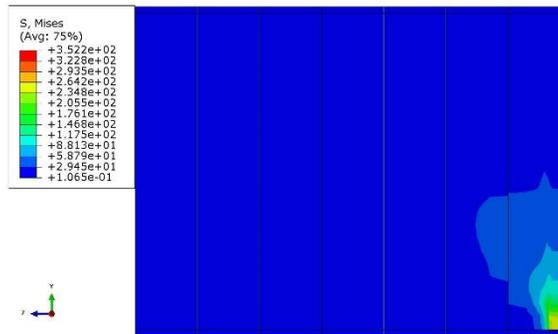


Figure 3-18 — Concentration de contraintes à un appui lors de la flexion de la poutre

Pour contrer ce problème, il est suggéré d'utiliser des appareils d'appui. Ces appareils d'appui en élastomère sont joints aux poutres à l'aide de contrainte de liaisons (*Tie*) et sont considérés comme encastrés au sol. En utilisant ces appareils d'appui, il est possible d'obtenir une répartition de contrainte appropriée (voir Figure 3-19).

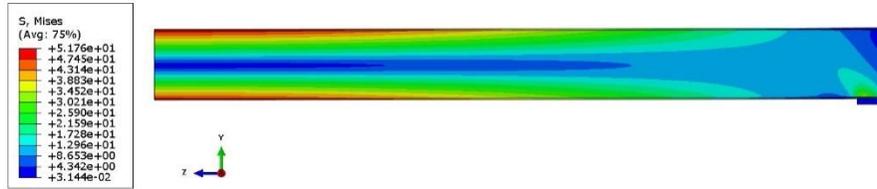


Figure 3-19 — Contrainte de von Mises suite à l'utilisation d'appareils d'appui

En observant les contraintes axiales dans la poutre, il est possible de noter que l'utilisation d'appareils d'appui n'affecte pas le comportement en flexion (voir Figure 3-20).

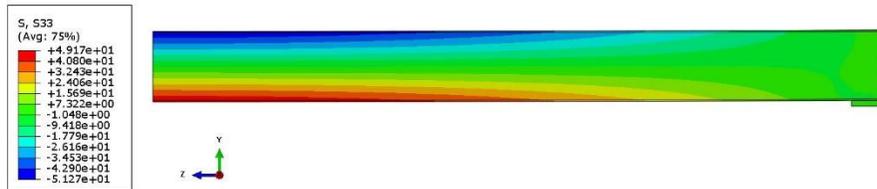


Figure 3-20 — Contraintes axiales (S33) le long de la poutre

Aussi, les contraintes de cisaillement (S23) se propagent à partir de l'appui avec un angle près de 45 degrés avant de se dissiper dans la poutre. Ce comportement est conforme à ce qui est prédit par la théorie.

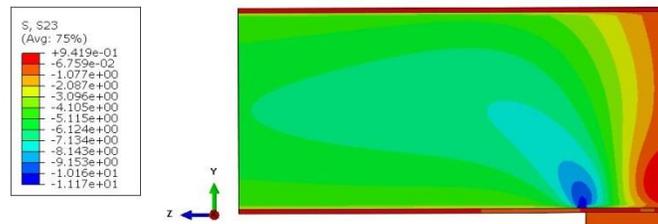


Figure 3-21 — Contrainte de cisaillement (S23) à l'appui sur à l'utilisation de l'appareil d'appui

Il faut aussi vérifier que l'appareil d'appui ne subit pas de contraintes de traction excessives. En effet, afin d'assurer que le comportement de l'ensemble est adéquat, il faut s'assurer que l'appareil d'appui se déforme suite à des efforts de compression et non de traction. De plus, il ne faut pas que la plaque d'appui bloque la rotation de la poutre. Si des contraintes de traction importantes se développent dans l'appareil d'appui, cela signifie qu'elle empêche les rotations de la poutre. La Figure 3-22 montre les contraintes de traction en compression selon l'axe Y. Il est possible de remarquer que l'ordre de grandeur des contraintes de traction est faible (0,6 MPa).



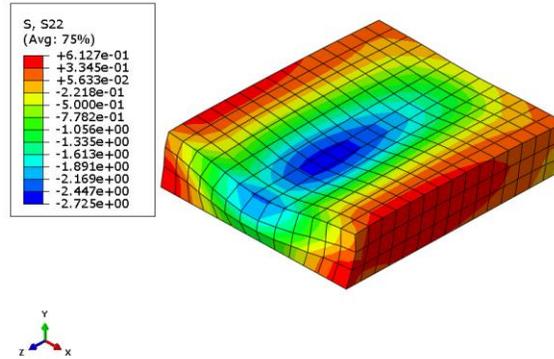


Figure 3-22 — Contrainte S22 pour l'appareil d'appui

Après avoir effectué les vérifications du comportement global de la poutre et de l'appareil d'appui, il a été proposé que l'utilisation d'un appareil d'appui soit utilisée pour tous les modèles afin de représenter les conditions aux appuis de la poutre.

3.4.6.3 Chargement

3.4.6.3.1 Précontrainte des boulons

Abaqus possède un type de charge conçu spécifiquement pour représenter la force de précontrainte de boulons (*Bolt load*). Il s'agit d'appliquer une charge sur la section centrale de la tige de chacun des boulons (voir Figure 3-23). La charge est de 125 kN (70% de la limite élastique des boulons) pour les boulons de diamètres M20. Cette force de précontrainte est appliquée à tous les boulons à l'étape 1 de l'analyse : *Précontrainte des boulons*.

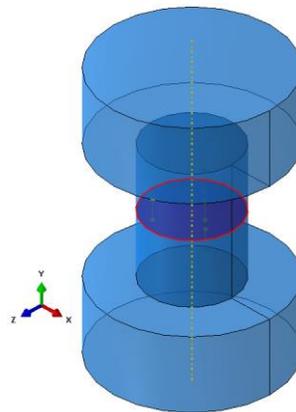


Figure 3-23 — Application de la précontrainte des boulons à l'aide de la charge *Bolt Load*

À la seconde étape de l'analyse, la force de précontrainte des boulons est modifiée. À cette étape, il faut fixer la longueur de la tige du boulon (*Fix at current length*). Cette

méthode de procéder est propre à la représentation de ce type de charge à l'aide d'Abaqus. Lors de l'application de la précontrainte, la tige de boulon subit de la traction et s'allonge sous l'effet des charges. Avant de procéder à l'application d'un autre type de chargement, il faut fixer la longueur de la tige du boulon à une valeur constante après l'application de la précontrainte. Sinon, la force de précontrainte augmenterait vers l'infini. Suite à cette seconde étape, la force dans le boulon peut changer en fonction du chargement appliqué sur le modèle d'analyse. Par exemple, lors de l'augmentation de la température, les pièces se dilatent, ce qui augmente la force dans le boulon.

3.4.6.3.2 Surcharge mécanique

Comme mentionné, la surcharge mécanique appliquée à la suite du chargement thermique inclut le poids propre de la structure ainsi que la charge du camion CL-625. L'ajout de la charge morte en même temps que la charge vive, c'est-à-dire après l'ajout de la charge thermique, n'a pas une influence significative puisque la charge vive représente environ 90% de la charge totale. Pour représenter ces charges, il est proposé d'utiliser une charge uniformément répartie (pression surfacique) afin de profiter de la symétrie et de pouvoir diminuer le temps de calcul. Pour le calcul de cette charge, le moment maximal sollicitant la poutre a été transformé en pression équivalente à l'aide de l'équation suivante :

$$q = \frac{8M_f}{L^2 \times l_{\text{platelage}}} \quad (3-9)$$

où

q : Pression appliquée sur la face supérieure du platelage (kPa) ;

M_f : Moment de flexion pondéré (ÉLUL #2) sollicitant la poutre (kNm) ;

L : Portée de la poutre (m) ;

$l_{\text{platelage}}$: Largeur totale de platelage modélisée (m).

Par exemple, pour le cas de la poutre de 15 m de long et d'une largeur hors-tout de 8 900 mm, la pression appliquée à l'ÉLUL #2 est de :

$$q = \frac{8 \times 2\,294}{15^2 \times 2,59} = 31,5 \text{ kPa}$$

3.4.7 Analyse du problème

L'analyse statique non linéaire élasto-plastique avec contact nécessite entre 72 et 336 heures pour être complétée. La durée varie en fonction de la portée de la poutre et du nombre de surfaces de contact, c'est-à-dire le nombre de boulons. Dix (10) processeurs sont utilisés pour résoudre le problème.

Chapitre 4. Résultats et discussion

4.1 Généralités

Ce chapitre présente et discute des résultats obtenus à l'aide du modèle d'analyse par la méthode des éléments finis. Tout d'abord, les contraintes dans le plâlage en aluminium suite à l'application de la précontrainte des boulons sont présentées. Par la suite, les résultats des analyses pour les poutres de 15 m et de 25 m de long sont présentés. Ces sections sont divisées selon que l'ÉLUT ou l'ÉLUL est considéré. L'effet de cycles thermiques sur l'assemblage antiglisement est ensuite présenté. Finalement, les impacts de l'augmentation du coefficient de glissement et de la modification de l'espacement entre les boulons près des appuis sont présentés.

4.2 Évolution des contraintes suite à la mise en précontrainte des boulons

Il faut vérifier l'état des contraintes dans les éléments suite à la mise en précontrainte des boulons. En effet, la méthode du tour d'écrou est celle préconisée pour l'assemblage des boulons. À cette étape, une force de 125 kN est appliquée à la section de chacun des boulons. Comme mentionné à la section 3.4.6.3.1, il s'agit de la force de précontrainte minimale suggérée par (RCSC, 2014) pour assurer le comportement antiglisement de l'assemblage. Cependant, cette directive a été élaborée pour des assemblages composés de pièces en acier seulement. L'alliage d'aluminium 6063-T6 possède une limite élastique et un module d'élasticité nettement inférieurs à l'acier structural. Il est donc possible que l'aluminium subisse des déformations plastiques lors de l'application de la charge de précontrainte. Pour connaître les contraintes induites à cette étape, un modèle simple a été élaboré (voir Figure 4-1).

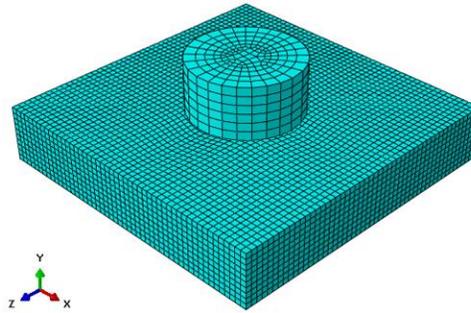


Figure 4-1 – Modèle utilisé pour connaître les contraintes induites par la mise en précontrainte des boulons

Ce modèle n'est composé que de deux plaques, l'une en aluminium et l'autre en acier, en plus d'un boulon ASTM F3125/F3125M-15a de grade A315 et de diamètre M20. Plusieurs simulations ont été réalisées en variant l'épaisseur de la plaque en aluminium (celle du dessus), l'épaisseur de la rondelle en acier ou les deux paramètres à la fois. Les résultats obtenus sont présentés au Tableau 4-1.

Tableau 4-1 – Contrainte maximale atteinte dans l'aluminium en fonction des conditions d'analyse

Épaisseur de la plaque d'aluminium	Contrainte de von Mises (MPa)	
	Rondelle d'une épaisseur de 3 mm	Rondelle d'une épaisseur de 4,5 mm
9 mm	152,4	146,0
10 mm	146,4	139,9
12 mm	139,3	137,6

Comme il est possible de le voir, si aucune modification n'est apportée, les contraintes atteignent la valeur de la contrainte admissible de l'aluminium (soit 153,6 MPa ou $0,9f_y$) suite à l'application de la force de précontrainte du boulon. La solution envisagée pour réduire au maximum les contraintes est d'augmenter l'épaisseur de la paroi inférieure du platelage en aluminium à 12 mm en plus d'utiliser des rondelles épaisses (4,5 mm d'épaisseur (0,177 po)). Ainsi, les contraintes vont atteindre 91% de la contrainte admissible suite à la mise en précontrainte des boulons. Cependant, la méthode du tour d'écrou admet une grande variabilité dans la force de précontrainte réellement atteinte en chantier. Des analyses ont été réalisées afin de vérifier l'état des contraintes dans les pièces en fonction de la force de précontrainte appliquée aux boulons. Pour ces analyses,

la force de précontrainte appliquée varie de 125 à 150 kN. Les résultats obtenus sont montrés au Tableau 4-2.

Tableau 4-2 – Contrainte maximale atteinte pour l'aluminium en fonction de la force de précontrainte des boulons

Force (kN)	Contrainte maximale atteinte (MPa)
125	137,64
132	145,27
140	152,45
145	156,80
150	160,72

En analysant ces résultats, il est possible de voir que la contrainte admissible dans l'aluminium est dépassée lorsque la force de précontrainte dépasse 140 kN. Cependant, comme observé sur la Figure 4-2, ces contraintes sont localisées à l'arête du trou. Ceci peut être causé par une singularité numérique causée par l'arête. Ainsi, il est supposé que les contraintes obtenues lors d'un essai réalisé en laboratoire seraient inférieures à 153 MPa. De plus, la norme S6 spécifie que la plastification locale et limitée est admissible (article 17.5.3.3). Ceci porte à croire que les contraintes induites par la mise en précontrainte des boulons ne sont pas problématiques. Des essais en laboratoire permettraient de confirmer ou d'infirmer ces résultats. Dans le cas où, la plastification de l'aluminium près des trous de boulons était problématique, il serait pertinent d'envisager d'utiliser des alliages d'aluminium différent, comme le 6061-T6 ou le 6005A-T61. En effet, la limite élastique de ces deux alliages est supérieure à celle de l'alliage 6063-T6 (240 MPa au lieu de 170 MPa (CAN/CSA S6-14, 2014)). Bien que les alliages 6061-T6 et 6005A-T61 soit plus coûteux que l'alliage 6063-T6, les problèmes de plastification pourraient être totalement résolus avec cet alliage.

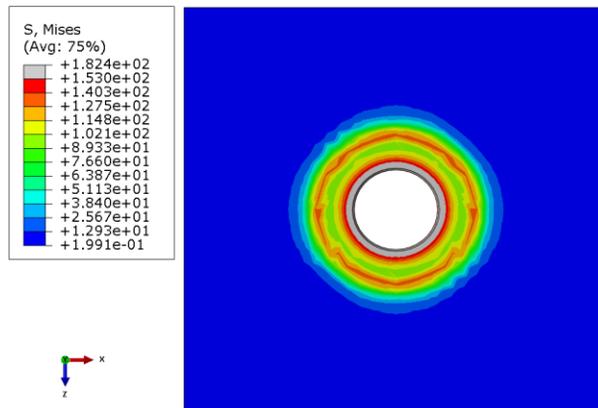


Figure 4-2 — Contraintes de von Mises pour l'aluminium suite à l'application d'une force de précontrainte de 140 kN

Une fois qu'il est validé que les contraintes suite à la mise en précontrainte des boulons ne posent pas de problème, il est possible d'ajouter les charges thermiques et mécaniques afin de vérifier le comportement de la poutre mixte face à ces combinaisons de charge. Les sections suivantes présentent les résultats obtenus à l'ÉLUL et l'ÉLUT.

4.3 Résultats pour la poutre de 15 m de long

4.3.1 Généralités

Cette section présente les résultats obtenus pour la poutre de 15 m de long pour les cas à l'ÉLUT #1 et l'ÉLUL #2. Bien que la norme S6 spécifie trois cas de chargement thermique (cas hivernal avec gradient positif, cas hivernal avec gradient négatif et cas estival avec gradient positif), seuls les résultats des deux derniers cas seront détaillés, car les résultats obtenus montrent que le cas hivernal avec gradient positif est moins critique que le cas hivernal avec gradient négatif. Les déformations différentielles entre le platelage en aluminium et la poutre en acier sont moindres puisque la différence de température entre ces deux éléments est moins importante. Les résultats du cas hivernal avec gradient positif sont présentés à l'annexe C. À partir de ce point, le cas hivernal avec gradient négatif sera désigné comme cas hivernal et le cas estival représentera le cas estival avec gradient positif.

4.3.2 Résultats à l'état limite d'utilisation (ÉLUT)

4.3.2.1 Comportement global de la poutre

Tout d'abord, il faut s'assurer que le modèle représente les conditions simulées. Pour ce faire, il est possible d'analyser la distribution verticale de la température sur la section de poutre (voir Figure 4-3). Le trait en pointillé est situé à l'interface entre la poutre et le platelage.

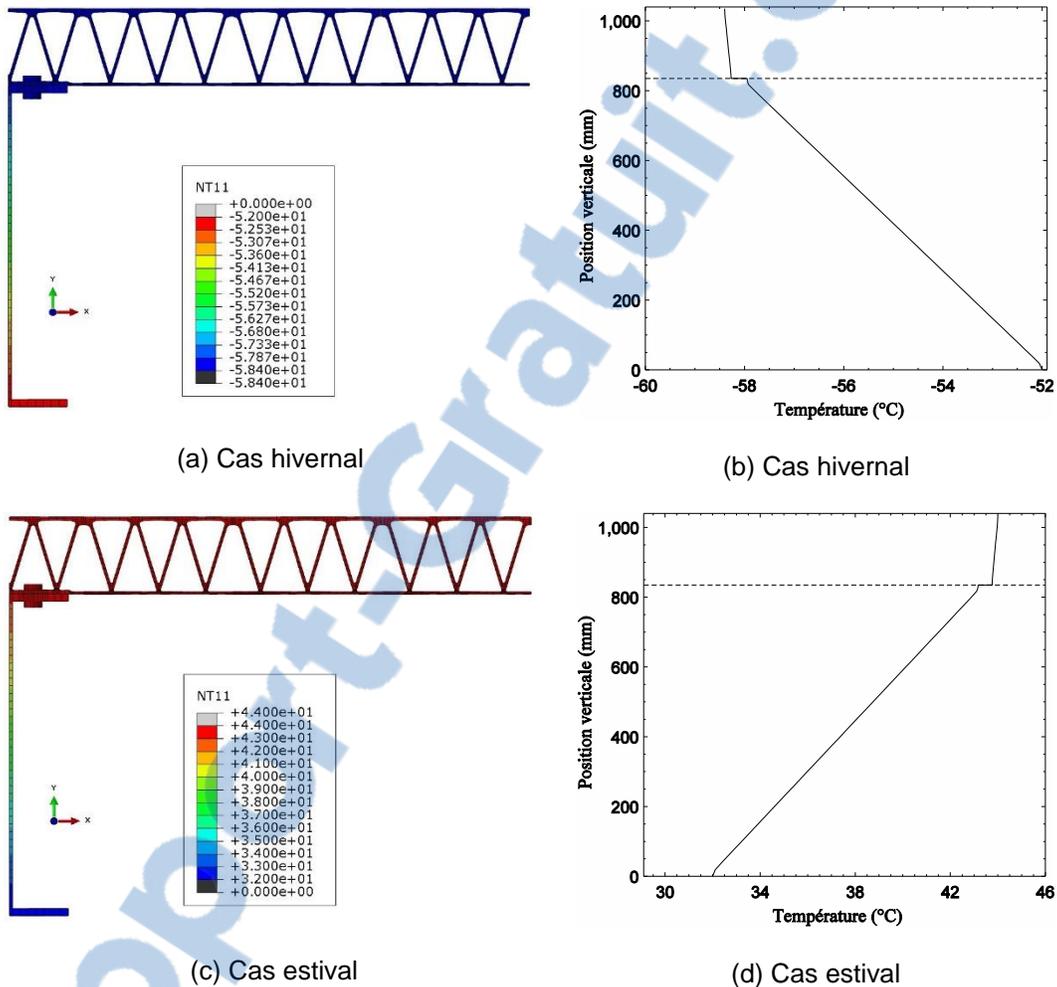


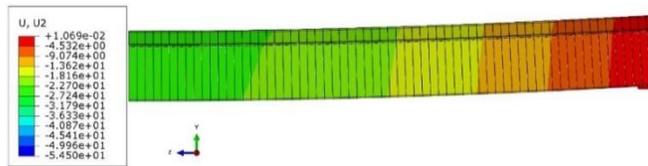
Figure 4-3 – Distribution verticale de la température pour la poutre de 15 m à l'ÉLUT #1

Les températures aux fibres supérieure et inférieure de la poutre mixte respectent celles prescrites dans le modèle. Il est possible d'observer que la température du platelage est relativement uniforme. Ceci est expliqué par la conductibilité thermique de l'aluminium qui est relativement élevée. Aussi, un saut de température s'effectue entre la poutre et le platelage en raison de la surface d'échanges thermiques qui a été réduite lors de la mise en précontrainte des boulons. Finalement, la température se distribue graduellement de la

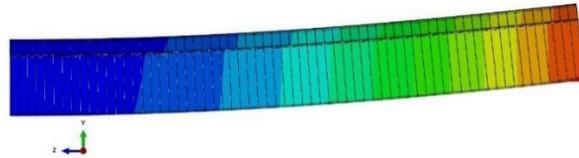
fibre supérieure de la poutre à sa fibre inférieure en raison de la température imposée à cette dernière.

Cette distribution de température entraîne la flexion de la poutre puisque les boulons empêchent le platelage de se déformer librement sous l'effet de la variation de la température. Cette flexion est illustrée à la Figure 4-4. Ces déflexions sont amplifiées d'un facteur 10. Il est possible de constater que l'effet du chargement thermique entraîne une flexion importante de la poutre. En effet, les charges thermiques seules entraînent une flèche de 24,5 mm (Ratio $L/612$), ce qui représente 45,2% de la flèche totale à l'ÉLUT # 1 pour le cas hivernal. L'effet du chargement thermique cause donc une flèche de même magnitude que la charge vive. Pour le cas estival, le chargement thermique vient réduire la flèche totale puisque son effet est dans le sens inverse des charges mortes et des charges vives.

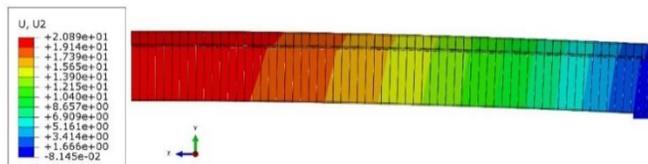
Néanmoins, la norme S6 n'exige pas de limitations directes sur les flèches. En effet, comme mentionné dans les commentaires de la norme, les limitations de la flèche sous les charges vives sont présentes pour contrôler les vibrations, pour prévenir la fatigue, pour limiter les contraintes dans les éléments secondaires et pour prendre en compte les effets de charges dynamiques. La norme canadienne traite spécifiquement de ces sujets au travers de différents articles (ex : art. 3.4.4 et art. 10.11.4).



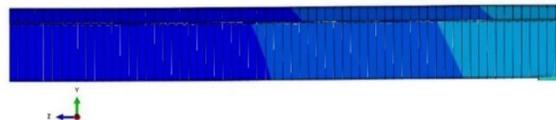
(a) Chargement thermique, cas hivernal (Ratio L/612)



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal (Ratio L/275)



(c) Chargement thermique, cas estival (Ratio L/718)



(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival (Ratio L/9036)

Figure 4-4 — Flèche verticale (mm) de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1

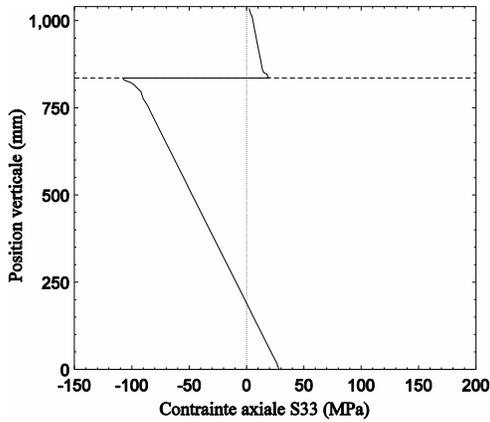
La prochaine étape est d'analyser la répartition des contraintes sur la section. Suite à une diminution de température, des contraintes de traction doivent se développer dans le platelage. Dans le cas d'une augmentation de la température, le platelage est en compression, car il n'est pas libre de se déformer. La Figure 4-6 présente la répartition des contraintes axiales sur la section suite à l'application de la charge thermique (à gauche) et suite à l'ajout de la charge mécanique (à droite) au centre de la poutre pour les deux cas de chargement thermique. Le trait en pointillé à l'horizontal représente l'interface entre la poutre et le platelage. Ces données sont obtenues à partir des nœuds identifiés sur la Figure 4-5.



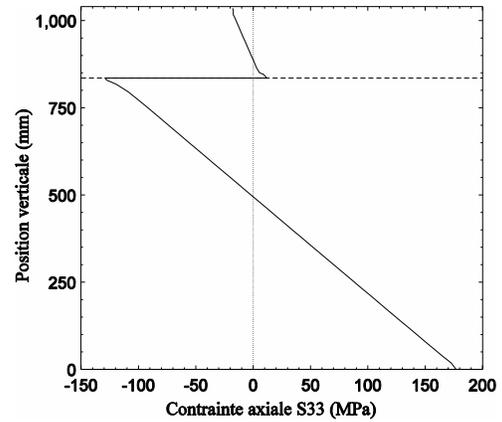


Figure 4-5 — Nœuds utilisés pour obtenir les contraintes axiales, les déformations axiales ainsi que la température

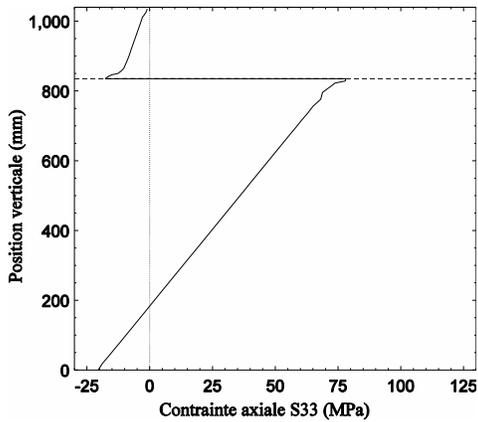
Le cas hivernal entraîne de la traction dans le platelage et ce dernier est comprimé lorsque le cas estival est considéré. Ainsi, le modèle représente ce qui est attendu en théorie. La poutre, quant à elle, subit de la traction et de la compression afin d'obtenir l'équilibre des forces internes sur la section. Près de l'interface, la répartition des contraintes n'est plus linéaire. Ceci est causé par le changement de géométrie qui s'opère à la jonction entre l'aile supérieure et l'âme de la poutre ainsi qu'à la jonction entre la paroi inférieure et les diagonales de l'extrusion en aluminium. Finalement, en comparant la répartition des contraintes avant et après l'application de la charge mécanique, il est possible de constater que les contraintes dans le platelage diminuent alors que la poutre subit à la fois de la compression et de la traction. Ce changement est d'autant plus marquant dans le cas estival. L'hypothèse selon laquelle les sections planes restent planes est alors plausible. Le platelage est comprimé et l'axe neutre se trouve dans l'aile supérieure de la poutre. Cette hypothèse sera confirmée dans les paragraphes suivants.



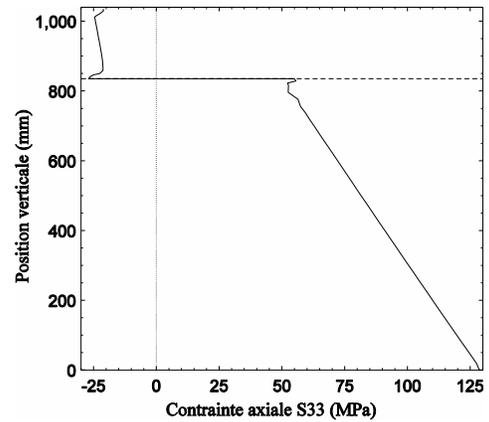
(a) Chargement thermique, cas hivernal



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



(c) Chargement thermique, cas estival



(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival

Figure 4-6 — Répartition des contraintes axiales sur la section centrale d'une poutre de 15 m de long

4.3.2.2 Évolution des contraintes dans les éléments

La prochaine étape est de vérifier l'intensité des contraintes dans les éléments. Il est possible d'analyser les contraintes dans le platelage en aluminium. La Figure 4-7 présente les contraintes de von Mises pour les sections de platelage se situant à l'appui, c'est-à-dire à l'endroit où les contraintes maximales sont enregistrées. Les résultats pour les trois premières lignes de boulons sont présentés. Ces figures représentent les contraintes de von Mises sous le platelage (à l'interface entre la poutre et le platelage) pour les surfaces situées autour des trous de boulon.

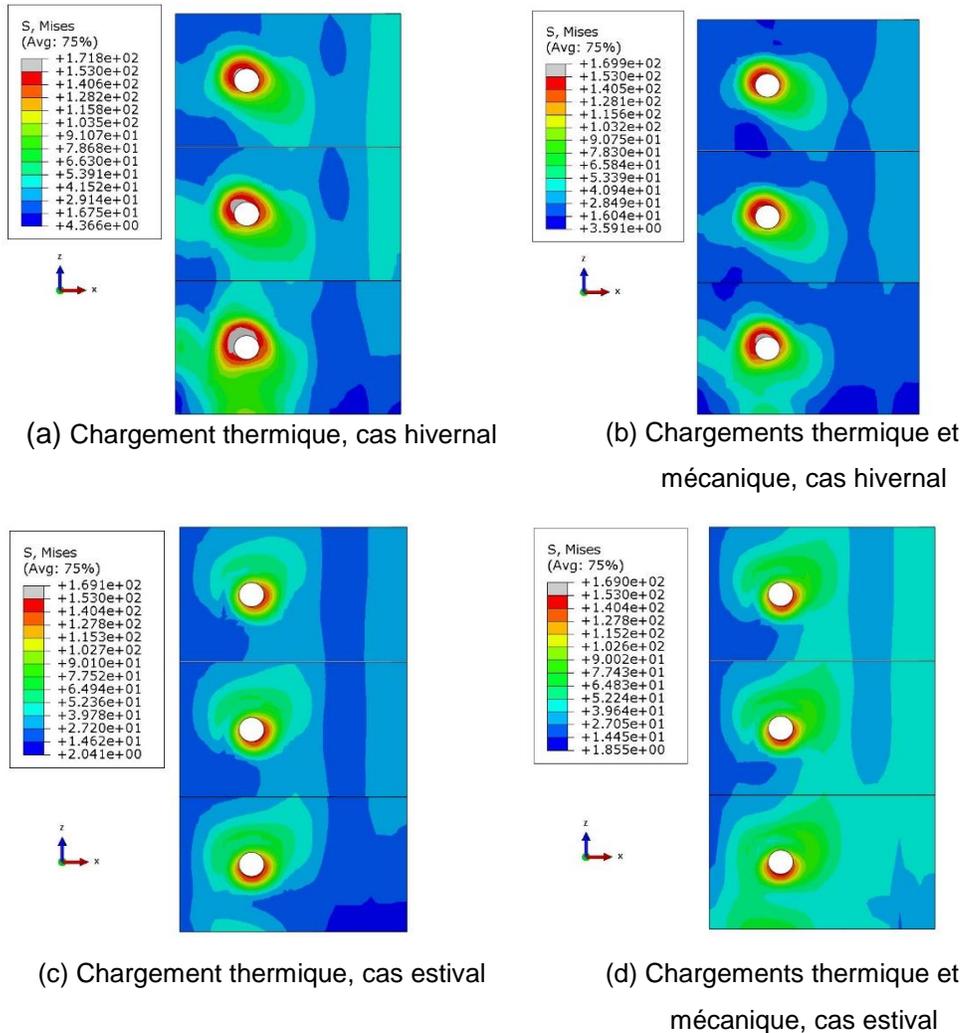


Figure 4-7 – Contraintes de von Mises pour le platelage de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1

Sur ces figures, les contraintes maximales se situent au pourtour des trous de boulons et elles excèdent la contrainte admissible de l'aluminium à l'ÉLUT qui est de 153 MPa ($0,9f_y$). Cependant, il faut prendre en compte que les résultats affichés graphiquement ont été extrapolés à partir des valeurs calculées aux points d'intégration. Il faut donc vérifier les contraintes aux points d'intégration afin d'obtenir les contraintes qui ont été réellement calculées. La Figure 4-8 présente l'évolution de la contrainte de von Mises au point d'intégration où la contrainte maximale a été enregistrée. L'axe des abscisses représente chacune des quatre étapes de l'analyse qui sont :

1. Application de la force de précontrainte des boulons ;
2. Stabilisation de la force de précontrainte des boulons ;
3. Application du chargement thermique ;
4. Application du chargement mécanique (surcharge routière).

Il est possible d'observer que la contrainte maximale enregistrée est légèrement supérieure à la contrainte admissible de l'aluminium (159,07 MPa vs 153,6 MPa) lors d'une diminution de la température (cas hivernal). Il faut néanmoins considérer l'augmentation de la contrainte près de l'arête formant le trou de boulon causée par la singularité numérique, comme présenté à la section 3.4.3. À tout le moins, il est possible de conclure qu'une plastification locale est possible autour des trous de boulons suite à la combinaison des charges thermiques et mécaniques à l'ÉLUT #1. Il est à noter que cette plastification ne se produit que pour les boulons situés près de l'appui, c'est-à-dire aux endroits où les contraintes maximales ont été enregistrées. En s'éloignant de l'appui, les efforts thermiques tendent à diminuer, ce qui réduit les contraintes observées.

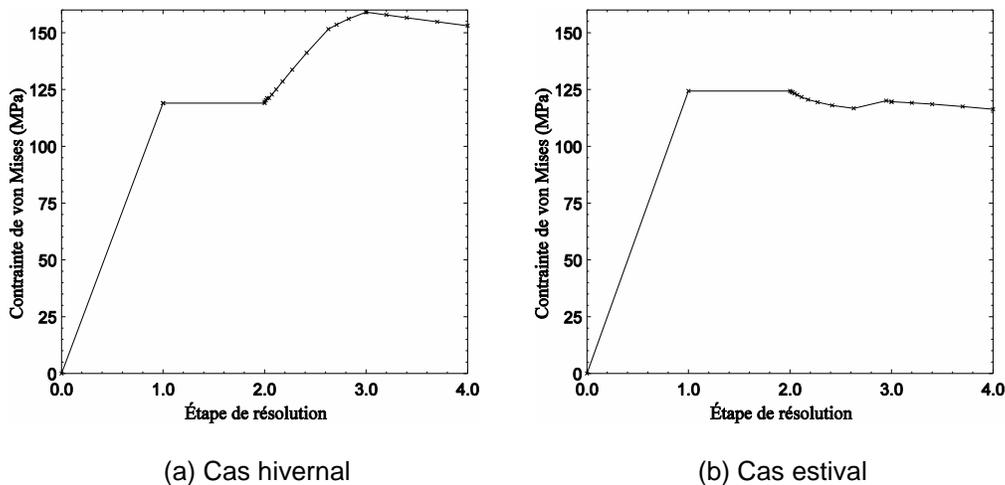
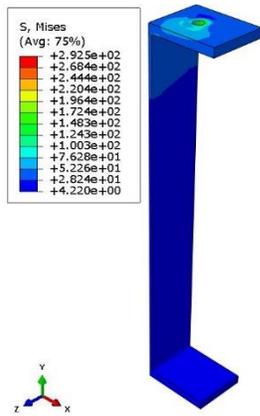
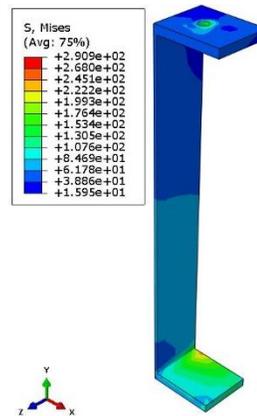


Figure 4-8 — Évolution de la contrainte de von Mises au cours de l'analyse

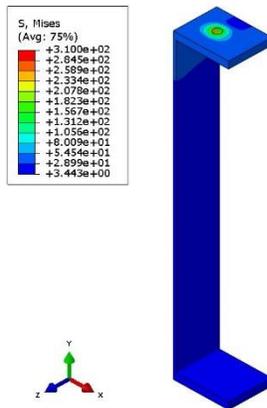
Pour la poutre, les résultats sont montrés à la Figure 4-9. Cette dernière présente les contraintes de von Mises pour la section de poutre située à l'appui. Les contraintes sont sous la limite admissible de 332,50 MPa ($0,95F_y$). Aucun problème n'est à signaler concernant les contraintes engendrées par la combinaison des chargements thermique et mécanique à l'ÉLUT #1 pour la poutre.



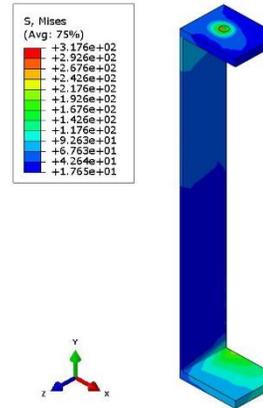
(a) Chargement thermique, cas hivernal



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



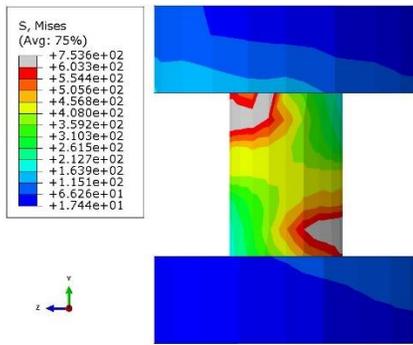
(c) Chargement thermique, cas estival



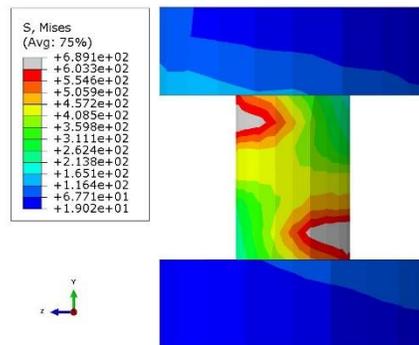
(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival

Figure 4-9 – Contraintes de von Mises pour la poutre de 15 m à l'ÉLUT #1

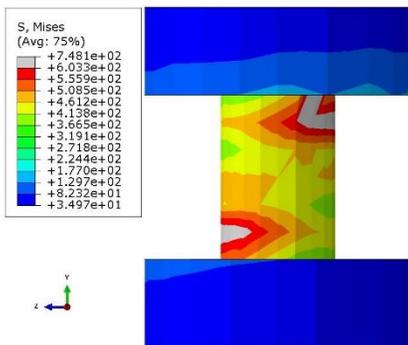
Finalement, l'état des contraintes des boulons est présenté à la Figure 4-10. Les boulons plastifient sous l'effet des charges thermiques. En effet, les contraintes dans les boulons dépassent la limite admissible de 603 MPa ($0,95 \times 635$ MPa) aux endroits identifiés en gris sur la figure. La plastification des boulons peut être causée par le glissement qui cause le cisaillement des boulons. Cette plastification doit être évitée. Il est possible de croire qu'en éliminant le glissement, le cisaillement des boulons diminuerait, ce qui pourrait réduire, voire éliminer, la plastification. Cette hypothèse sera vérifiée à la section 4.6.



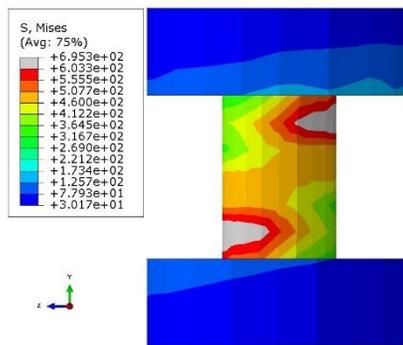
(a) Chargement thermique, cas hivernal



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



(c) Chargement thermique, cas estival



(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival

Figure 4-10 – Contraintes de von Mises pour les boulons localisés à l'appui de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1

4.3.2.3 Variation de la force de précontrainte des boulons

Au cours de l'analyse, les pièces se déforment en raison de la variation de la température. Il faut donc s'assurer que les variations cycliques de température n'entraînent pas des variations importantes dans la force de précontrainte du boulon. La Figure 4-11 présente la force de précontrainte d'un boulon au cours de l'analyse.

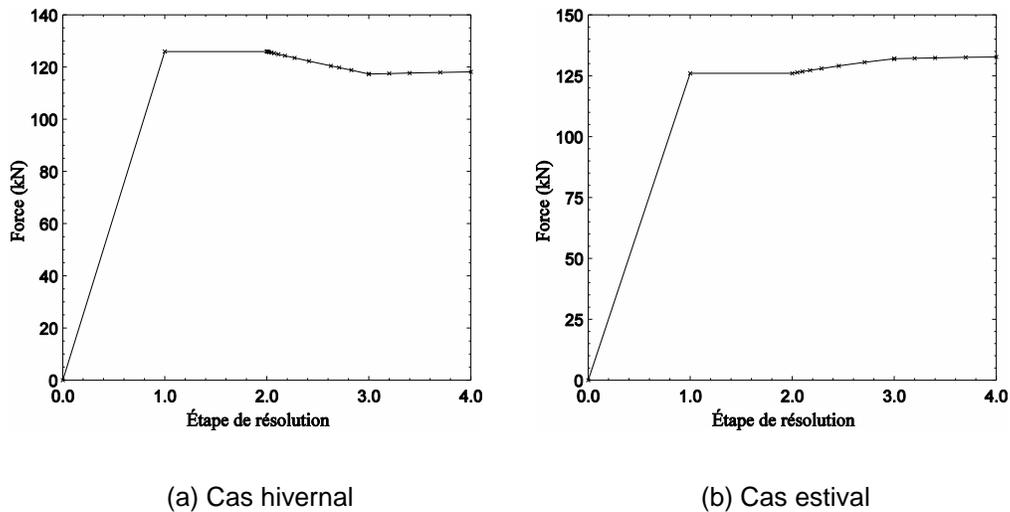


Figure 4-11 — Évolution de la force dans les boulons au cours de l'analyse

Les résultats obtenus montrent que la force dans les boulons varie légèrement. Cette variation ne cause pas de contraintes excessives dans le platelage, comme il a été montré à la section précédente. La seule problématique est la diminution de la force dans les boulons dans le cas hivernal, entraînant une perte de résistance au glissement puisque cette dernière est reliée à la force normale appliquée à la surface. Le comportement de l'assemblage antiglissement est vérifié à la section ci-dessous.

4.3.2.4 Comportement de l'assemblage antiglissement

Pour s'assurer que l'action composite se maintient tout au long de l'analyse, il faut analyser le glissement à la surface de contact entre le boulon et le platelage ainsi que les déformations axiales à quelques endroits le long de la poutre. Il faut alors analyser le glissement en fonction de la contrainte de cisaillement à l'interface entre le platelage et la poutre (aux surfaces de contact entre ces deux éléments). Ceci est une représentation équivalente à tracer la courbe charge/glissement lors des essais de glissement prescrits par les recommandations du RCSC. Avant de tracer ces courbes, il faut s'intéresser au sens dans lequel les déplacements entre le platelage et la poutre s'effectuent. Pour le cas hivernal, le platelage subit de la contraction suite à la diminution de la température. Le sens des déplacements va ensuite s'inverser lors de l'application de la charge mécanique. Dans le cas estival, les chargements thermique et mécanique agissent dans le même sens. Ces scénarios sont illustrés à la Figure 4-12.

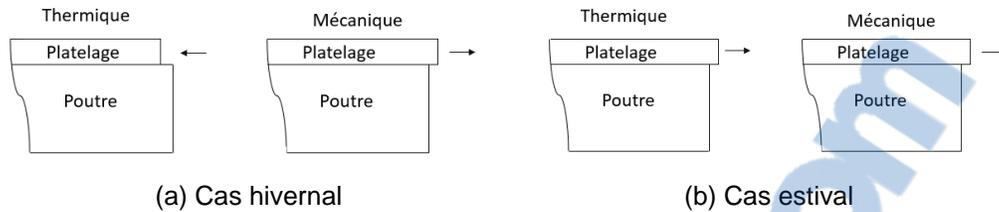


Figure 4-12 – Sens du glissement en fonction du type de chargement

Une fois que ce concept est établi, il est possible d'analyser le glissement en fonction de la contrainte de cisaillement à l'interface entre le platelage et la poutre aux surfaces de contact entre ces deux éléments. La Figure 4-13 présente ces résultats pour les surfaces de contact du boulon situé le plus près de l'appui. Chacune des courbes représente celle où le glissement le plus important a été enregistré.

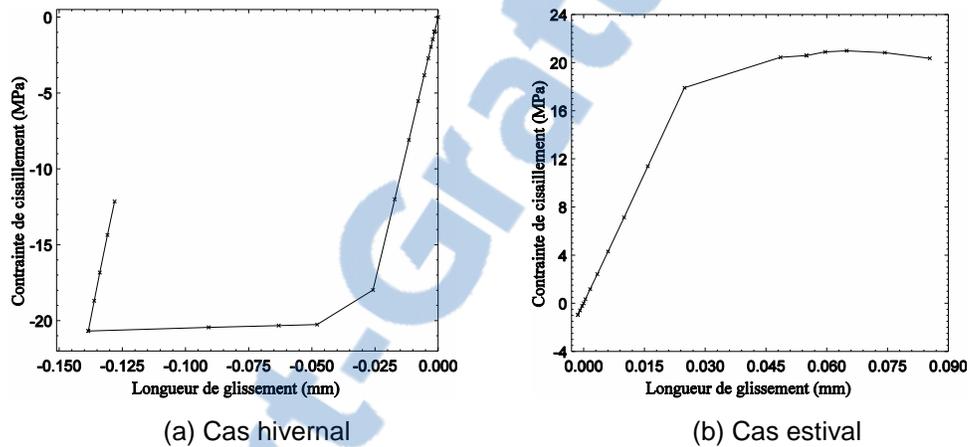


Figure 4-13 – Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement à l'appui

Dans le cas hivernal (Figure 4-13a), la valeur de glissement est négative puisque le platelage se contracte sous les effets de la charge thermique. Au point où la contrainte de cisaillement diminue (devient moins négative), le chargement mécanique débute. Ce dernier ne cause pas d'augmentation du glissement pour le cas hivernal. En effet, la charge mécanique produit un effet inverse à la charge thermique puisque le platelage glisse vers l'extérieur lors du chargement mécanique. Il faut remarquer que, lorsque le chargement mécanique est appliqué, le glissement diminue selon une pente parallèle à la pente de départ. Ce comportement est comparable à un retour élastique lors du relâchement d'un effort mécanique. Du glissement se produit à l'appui. En effet, lorsque la contrainte dépasse la résistance au glissement (20 MPa), un changement brusque de la longueur de glissement se produit. Bien que cette dernière soit faible (environ 0,15 mm),

ce changement de pente est suffisant pour conclure que le comportement antiglisement n'a plus lieu. Ce résultat porte à croire que l'action composite est perdue.

Pour le cas estival (Figure 4-13b), du glissement se produit lors du chargement thermique et continue à progresser lors du chargement mécanique. Comme il a été montré, ces deux types de chargement entraînent un glissement dans la même direction. Leur effet sur le glissement est donc superposé.

Malgré ce glissement, le boulon n'entre pas en butée avec la poutre puisque l'amplitude maximale du glissement (0,15 mm) est inférieure à l'espace entre la tige et le trou du boulon (1,5 mm de diamètre, donc 0,75 mm de rayon). Cependant, l'action composite totale est perdue près des appuis puisque du glissement se produit à l'ÉLUT #1.

La relation contrainte de cisaillement-glissement peut être reproduite pour plusieurs points le long de la poutre. Les résultats sont illustrés à la Figure 4-14.

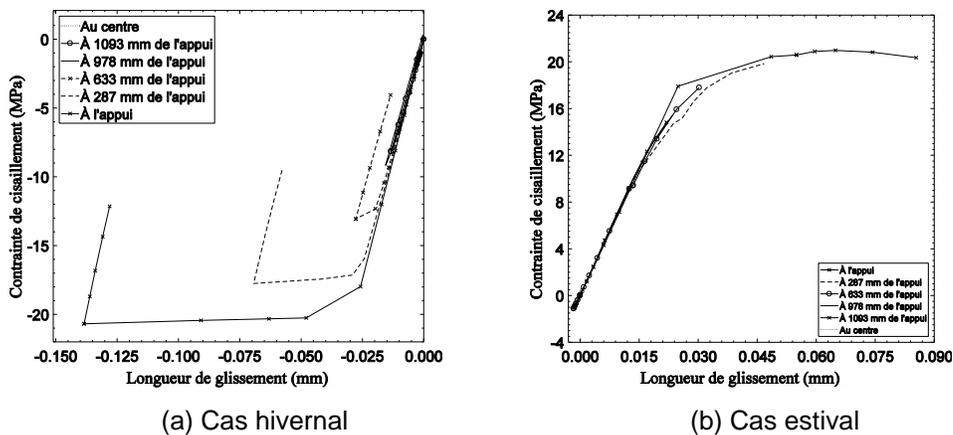


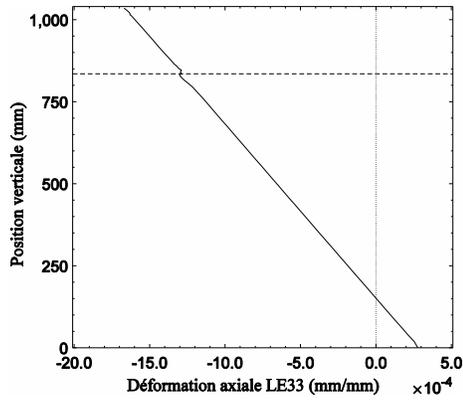
Figure 4-14 – Contrainte de cisaillement en fonction du glissement pour différents points le long de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1

Du glissement se produit pour les boulons situés à une distance de 978 mm de l'appui pour le cas hivernal et 633 mm pour le cas estival. Ceci montre que les effets du chargement thermique sont effectifs seulement aux appuis, comme le prédit la théorie.

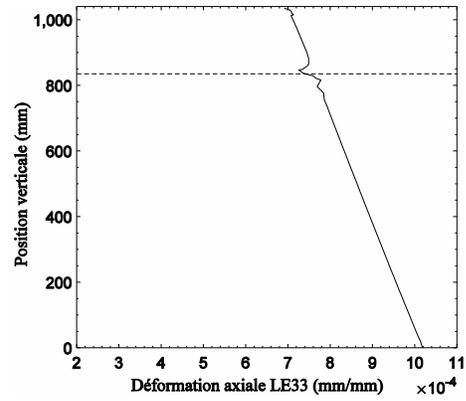
4.3.2.5 Déformations axiales

Pour vérifier qu'une action composite totale est toujours effective entre la poutre et le platelage, il est possible d'analyser les déformations axiales dans la poutre (voir Figure 4-15) après l'application de la charge thermique et de la charge mécanique. Ces déformations sont prises aux nœuds des éléments identifiés à la Figure 4-5. Au centre de

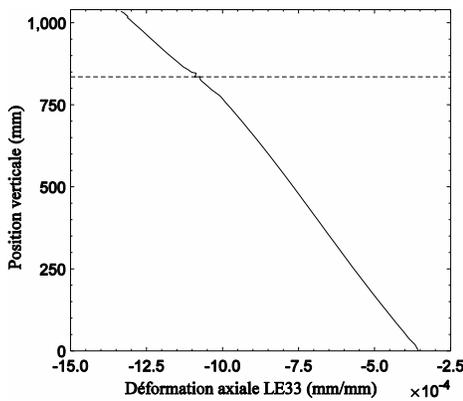
la poutre, l'action composite totale est toujours présente puisque les déformations axiales sont linéaires, sauf aux endroits où un changement de la section se produit (aux bas de la poutre, à la jonction entre le platelage et la poutre ainsi qu'à la paroi supérieure du platelage). Cependant, près de l'appui, l'action composite totale est perdue puisqu'un saut dans les déformations se produit. Ce saut de déformations, bien qu'il perd en importance, se produit jusqu'à 920 mm de l'appui, où il est jugé que l'action composite totale a lieu. Il faut donc conclure qu'une perte d'action composite se produit sur une distance de 920 mm de l'appui.



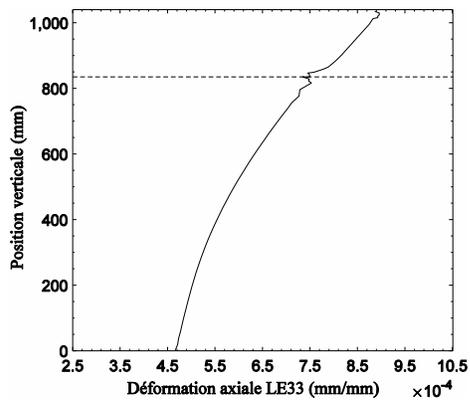
(a) Cas hivernal, section centrale



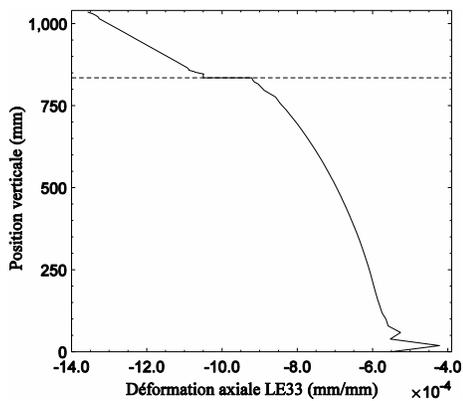
(b) Cas estival, section centrale



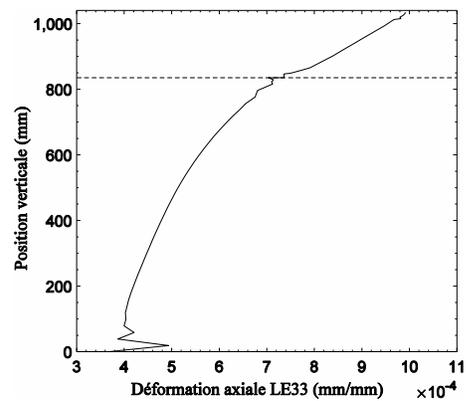
(c) Cas hivernal, section située à 920 mm de l'appui



(d) Cas estival, section située à 920 mm de l'appui



(e) Cas hivernal, section située à 460 mm de l'appui



(f) Cas estival, section située à 460 mm de l'appui

Figure 4-15 — Déformations axiales (LE33) suite aux chargements thermique et mécanique

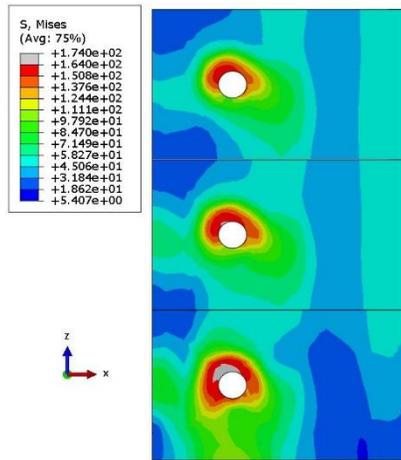
4.3.3 Résultats à l'état limite d'utilisation (ÉLUL)

4.3.3.1 Comportement global de la poutre

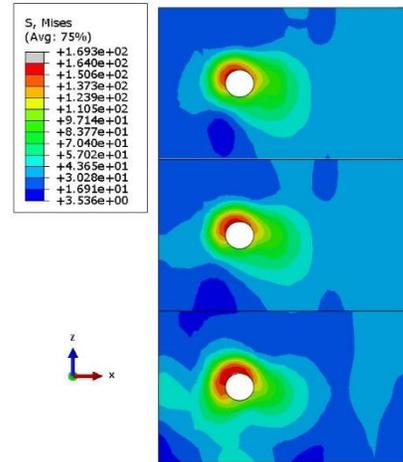
Les conclusions du comportement global de la poutre sont les mêmes que celles tirées à la section 4.3.2. Les températures aux fibres inférieure et supérieure de la poutre mixte respectent celles prescrites. Les résultats détaillés se trouvent à l'annexe C.

4.3.3.2 Évolution des contraintes dans les éléments

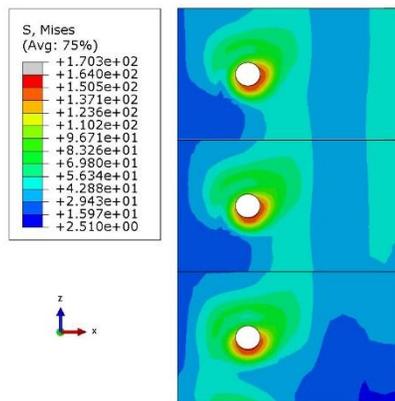
Encore une fois, il faut vérifier les contraintes dans les éléments. La Figure 4-16 présente les contraintes de von Mises de la section de platelage se situant à l'appui, c'est-à-dire à l'endroit où les contraintes maximales ont été enregistrées. Les contraintes maximales se situent près des trous de boulons. Les zones grises représentent les endroits où la contrainte admissible en butée est dépassée ($0,8f_u = 164$ MPa). Cependant, comme il sera montré plus bas, le glissement n'est pas suffisamment important pour engendrer une butée du boulon avec les plaques à l'ÉLUL. Il faut donc comparer la contrainte maximale calculée aux points d'intégration (164,25 MPa) à la contrainte admissible à l'ultime de l'aluminium (184,5 MPa ou $0,9f_u$). La rupture du platelage en aluminium n'est pas envisagée à l'ÉLUL #2 puisque les contraintes ne dépassent pas la contrainte admissible.



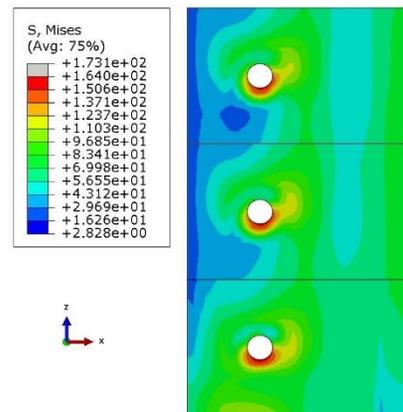
(a) Chargement thermique, cas hivernal



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



(c) Chargement thermique, cas estival



(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival

Figure 4-16 — Contraintes de von Mises pour le platelage de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2

Concernant les boulons, les contraintes maximales atteintes sont de 714 MPa (voir Figure 4-17) ce qui est supérieur à la limite admissible à l'ultime du matériau (680 MPa, soit $0,8F_{ub}$). Ainsi, il est évalué que la rupture du boulon est possible à l'ÉLUL #2. Cette situation doit être évitée. La rupture des boulons ne se produit que pour les trois premières lignes de boulons situées le plus près de l'appui. Ainsi, une solution serait d'augmenter le nombre de boulons à l'appui. Ceci viendrait, entre autres, diminuer le glissement qui se produit à l'appui, ce qui permettrait de diminuer l'effort de cisaillement. De plus, une augmentation du nombre de boulons près de l'appui augmenterait la résistance du groupe

de boulons, ce qui engendrerait une diminution des efforts induits sur chacun des boulons. Cette solution est proposée et analysée à la section 4.6.3.

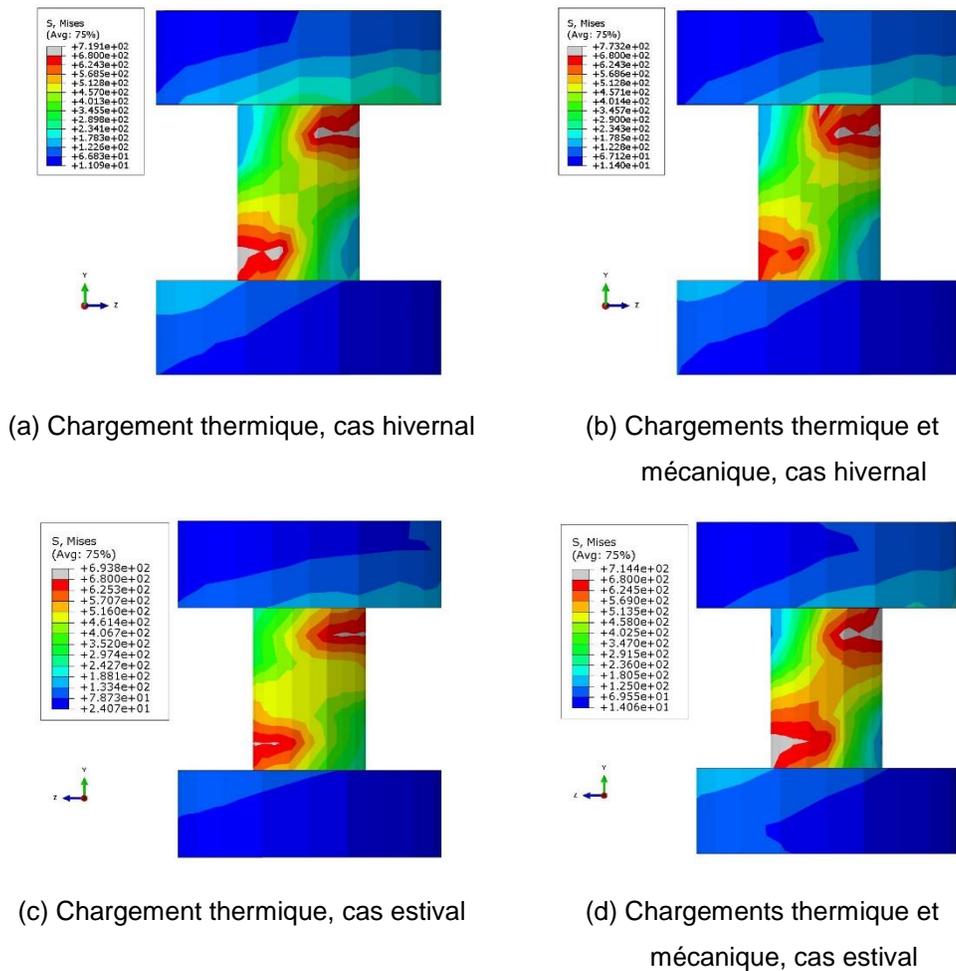
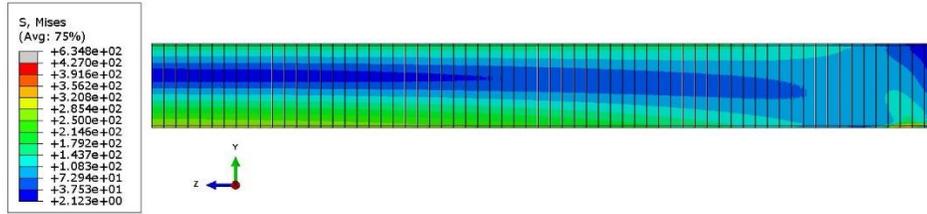
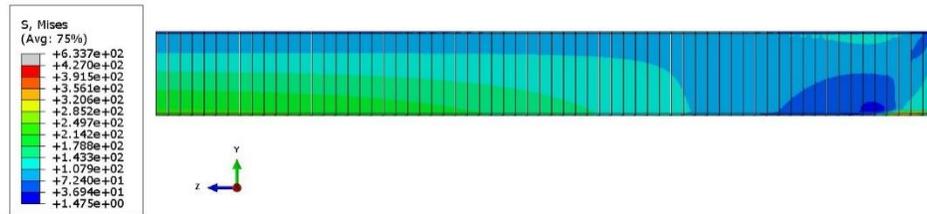


Figure 4-17 – Contrainte de von Mises pour les boulons localisés à l'appui de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2

Pour ce qui est de la poutre, globalement, les contraintes qui s'y développent ne sont pas problématiques. En analysant les contraintes de von Mises sur la longueur de la poutre, il est possible de remarquer que la poutre demeure dans le domaine élastique (voir Figure 4-18). Cette situation peut être expliquée par le surdimensionnement de la poutre par rapport aux efforts de flexion. En effet, la résistance de la poutre mixte en flexion est environ deux fois supérieure aux sollicitations. La poutre a été surdimensionnée pour accommoder le critère de fatigue qui est plus critique (voir Tableau 3-2). Seules les surfaces près des trous de boulons et à l'appui ont subi de la plastification.



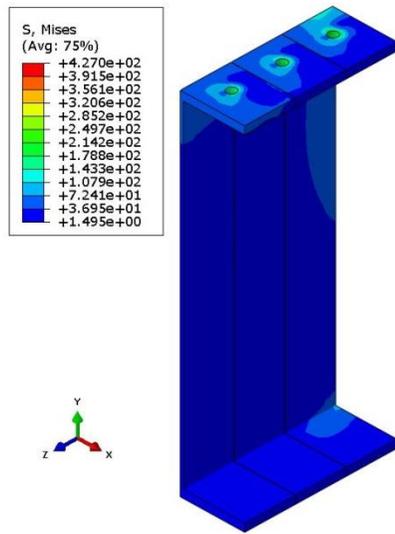
(a) Cas hivernal



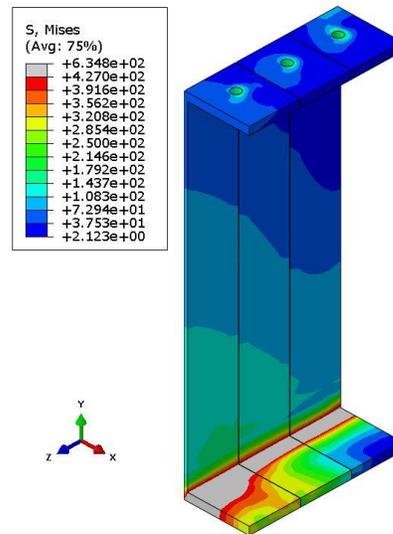
(b) Cas estival

Figure 4-18 – Contrainte de von Mises pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2

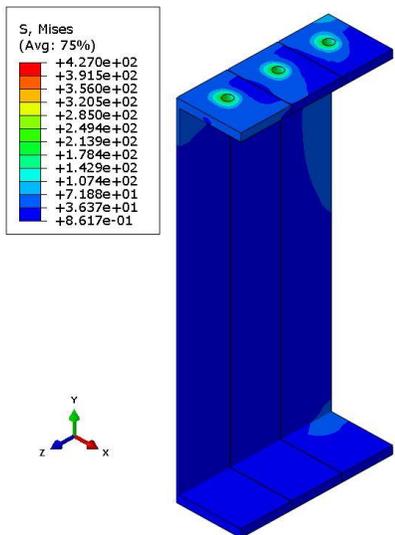
Concernant les contraintes dans la poutre à l'appui, suite à l'application des charges thermiques, celles-ci demeurent inférieures à la contrainte admissible de 427 MPa ou $0,95F_u$ (Figure 4-19a et Figure 4-19c). Cependant, après l'ajout de la charge mécanique (Figure 4-19b et Figure 4-19d), les contraintes dépassent la contrainte admissible de l'acier à l'aile inférieure de la section de poutre à l'appui. Ceci est causé par l'utilisation de l'appareil d'appui. Sous les charges mécaniques, l'aile inférieure voile à l'appui. Ce voilement n'est causé que par le chargement mécanique : les contraintes étant relativement faibles sous les charges thermiques. En réalité, des raidisseurs sont généralement installés aux appuis et ils ont pour rôle de rigidifier l'âme et les ailes de la poutre et d'empêcher le voilement des parois. Ceci augmente la résistance à l'appui et réduit les contraintes reprises par les ailes et l'âme de la poutre lors du chargement mécanique. Ainsi, il est possible de conclure que le comportement à l'ultime de la poutre mixte au cours de l'analyse thermomécanique réalisé n'est pas conforme à la réalité puisqu'aucun raidisseur n'a été modélisé. Si des raidisseurs sont utilisés, aucun voilement de l'aile inférieure de la poutre en acier ne devrait se produire.



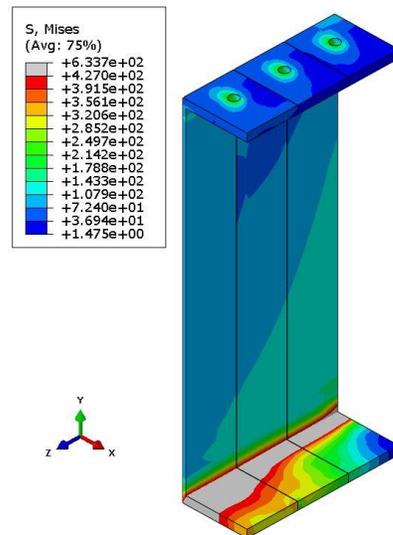
(a) Chargement thermique, cas hivernal



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



(c) Chargement thermique, cas estival



(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival

Figure 4-19 — Contrainte de von Mises à l'appui, poutre de 15 m de long à ÉLUL #2

4.3.3.3 Comportement de l'assemblage antiglisement

Bien que le comportement antiglisement ne soit pas une exigence à l'ÉLUL, il est intéressant de tracer la relation contrainte de cisaillement/glisement à l'ÉLUL. La Figure 4-20 donne le glissement à différents endroits le long de la poutre au cours de l'analyse. Il est possible de voir que le comportement de l'assemblage antiglisement à l'ÉLUL est

sensiblement le même que l'ÉLUT. Du glissement se produit sous les charges thermiques autant pour le cas hivernal que pour le cas estival. Du glissement se produit aussi sous les charges mécaniques pour le cas estival. Comme mentionné, ce glissement n'est pas problématique puisque ce n'est pas une exigence d'avoir un comportement antiglissement à l'ÉLUL.

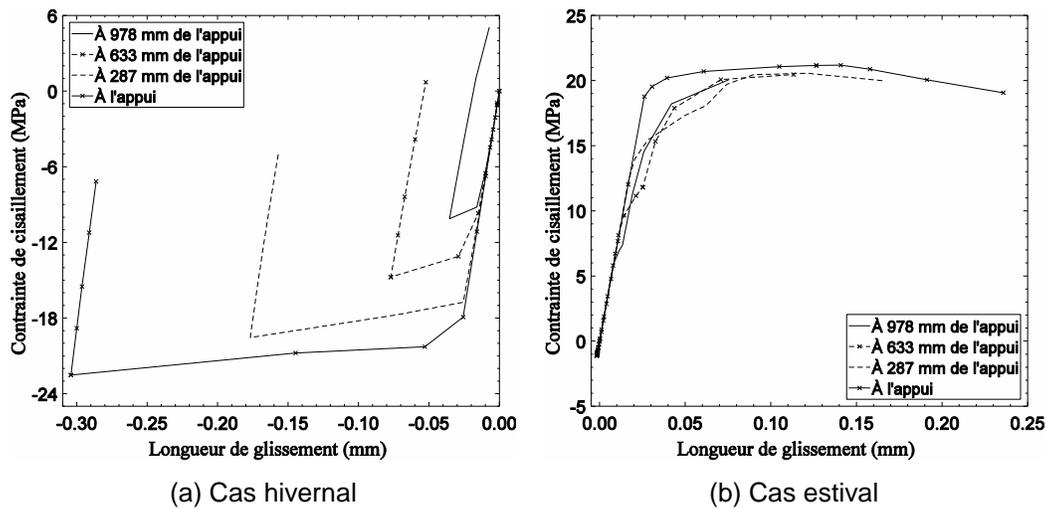


Figure 4-20 — Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement à différents points le long de la poutre de 15 m à l'ÉLUL #2

Comme mentionné plus haut, l'amplitude maximale du glissement (environ 0,3 mm) n'est pas suffisante pour que le boulon de l'appui entre en butée ; l'espace minimal disponible étant de 0,75 mm (la moitié de 1,5 mm). Ainsi, pour analyser le comportement de l'aluminium autour des trous de boulons, il ne faut pas considérer la capacité en butée de l'aluminium (164 MPa), mais plutôt la contrainte admissible à l'ultime (184,5 MPa).

4.4 Résultats pour la poutre de 25 m de long

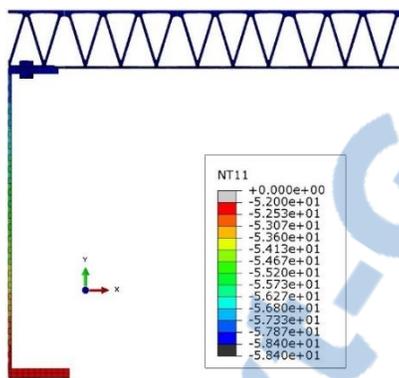
4.4.1 Généralités

Cette section du document traite des résultats pour la poutre d'une longueur de 25 m. L'ordre de présentation des résultats et des conclusions est le même que celui de la poutre de 15 m de long. Ces résultats et conclusions pourraient être semblables à ceux obtenus avec la poutre de 15 m de long. Ainsi, cette section fera souvent référence aux conclusions qui ont été tirées précédemment.

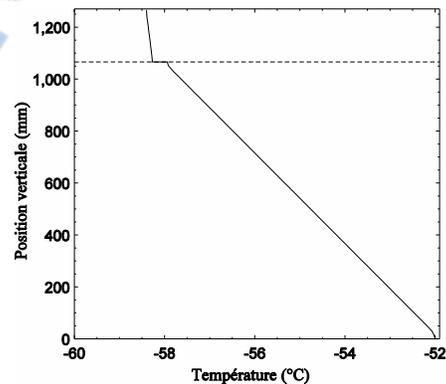
4.4.2 Résultats à l'état limite d'utilisation (ÉLUT)

4.4.2.1 Comportement global de la poutre

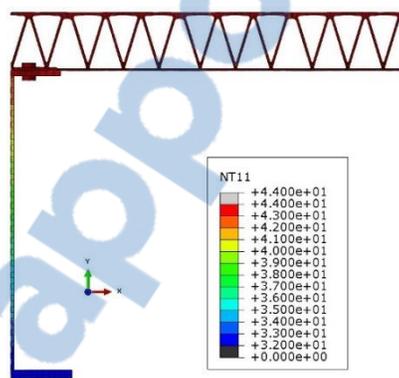
La Figure 4-21 présente la distribution verticale de la température sur la section de poutre. Le trait pointillé est situé à l'interface entre la poutre et le platelage.



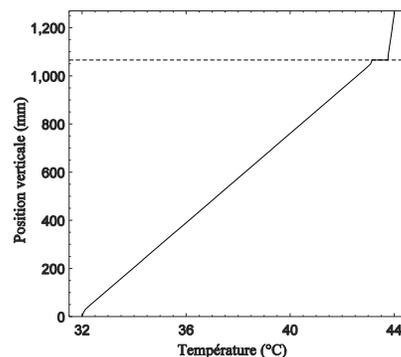
(a) Cas hivernal



(b) Cas hivernal



(c) Cas estival



(d) Cas estival

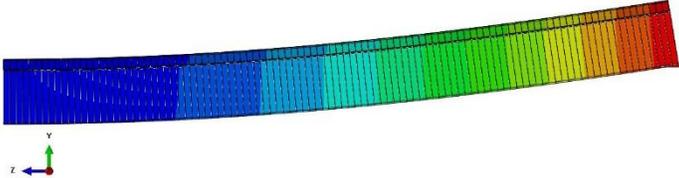
Figure 4-21 — Distribution verticale de la température à l'ÉLUT #1 de la poutre de 25 m de long

Les températures aux fibres supérieure et inférieure de la poutre mixte respectent celles prescrites. Encore une fois, la température du platelage est relativement uniforme en raison de la conductibilité thermique de l'aluminium et un saut de température s'effectue entre la poutre et le platelage. Finalement, la température se distribue graduellement de la fibre supérieure de la poutre à sa fibre inférieure en raison de la température imposée à cette dernière.

La flexion de la poutre est illustrée à la Figure 4-22. Ces déformations sont amplifiées d'un facteur 10. Le comportement de la poutre est semblable à celui de la poutre de 15 m de long. Les mêmes conclusions peuvent donc être tirées.



(a) Chargement thermique, cas hivernal (Ratio L/458)



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal (Ratio L/211)



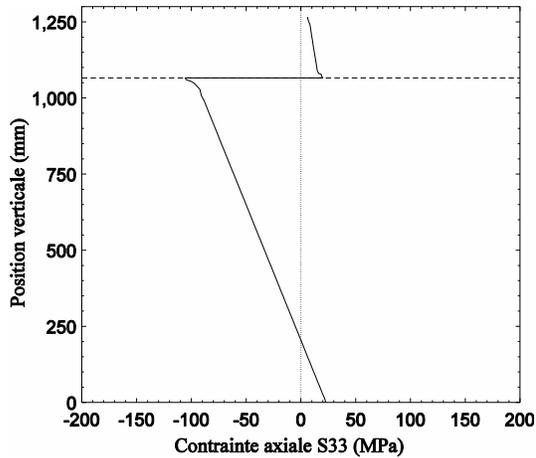
(c) Chargement thermique, cas estival (Ratio L/580)



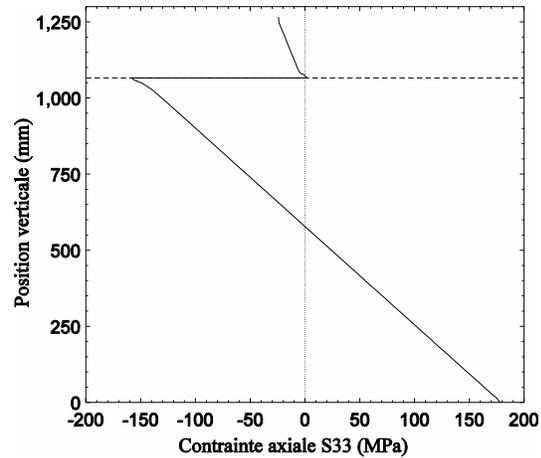
(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival (Ratio L/950)

Figure 4-22 — Flèche verticale (mm) de la poutre de 25 m à l'ÉLUT #1

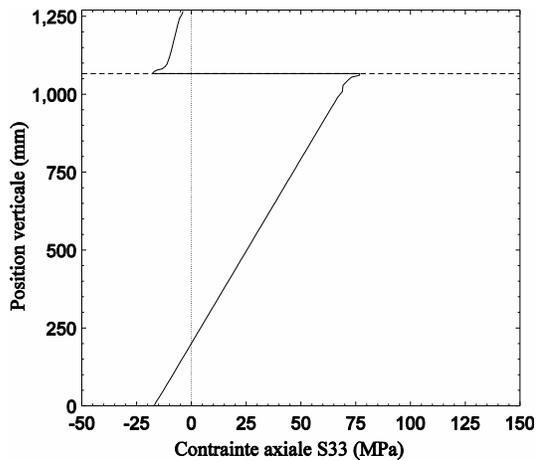
La prochaine étape consiste à analyser la répartition des contraintes sur la section. Suite à une diminution de température, des contraintes de traction se développent dans le platelage. Dans le cas d'une augmentation de la température, le platelage sera comprimé s'il n'est pas libre de se déformer. La Figure 4-23 présente la répartition des contraintes axiales sur la section suite à l'application de la charge thermique (à gauche) et suite à l'ajout de la charge mécanique (à droite) au centre de la poutre pour les deux cas de chargement (hivernal et estival). Le trait en pointillé à l'horizontal représente l'interface entre la poutre et le platelage. Comme prédit, le cas hivernal entraîne de la traction dans le platelage et celui-ci est comprimé lorsque le cas estival est considéré. La poutre, quant à elle, subit de la traction et de la compression afin d'obtenir l'équilibre des forces internes sur la section. Près de l'interface, la répartition des contraintes n'est plus linéaire. Ces observations s'expliquent une fois de plus par le changement de géométrie qui s'opère à la jonction entre l'aile supérieure et l'âme de la poutre. Finalement, il est supposé que l'action composite totale se développe au centre de la poutre puisque, comme expliqué plus haut, le platelage ne subit que de la compression lors du chargement mécanique.



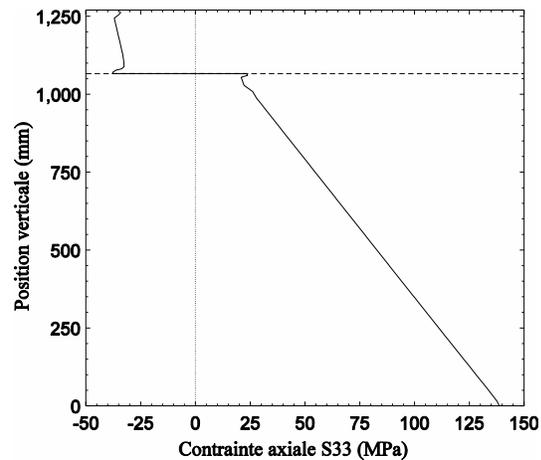
(a) Chargement thermique, cas hivernal



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



(c) Chargement thermique, cas estival

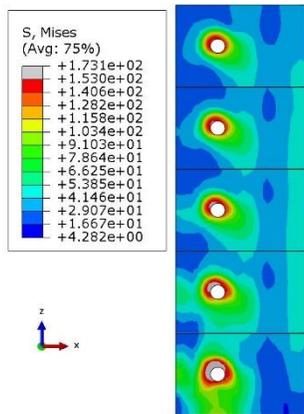


(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival

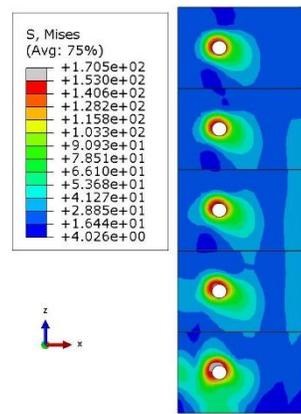
Figure 4-23 – Répartition des contraintes axiales (S33) sur la section centrale de la poutre de 25 m de long

4.4.2.2 Évolution des contraintes dans les éléments

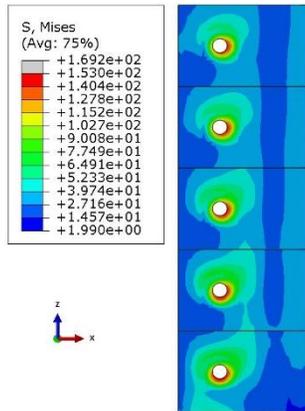
La Figure 4-24 présente les contraintes de von Mises pour les sections de platelage se situant à l'appui, c'est-à-dire à l'endroit où les contraintes maximales sont enregistrées (lesquelles se situent une fois de plus près des trous de boulons). Ces contraintes sont essentiellement causées par la mise en précontrainte des boulons. Les contraintes autour du trou de boulon dépassent la limite admissible de l'aluminium à l'ÉLUT, qui est de 153 MPa ($0,9f_y$). Il faut tout de même vérifier les contraintes aux points d'intégration afin d'obtenir les contraintes qui ont réellement été calculées.



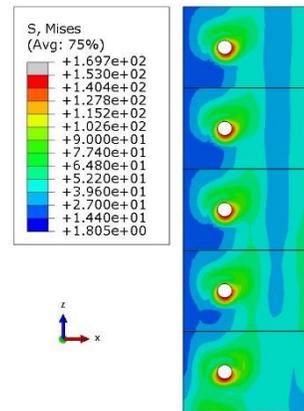
(a) Chargement thermique, cas hivernal



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



(c) Chargement thermique, cas estival



(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival

Figure 4-24 – Contraintes de von Mises dans le platelage de la poutre de 25 m à l'ÉLUT #1

La Figure 4-25 présente l'évolution de la contrainte de von Mises au point d'intégration où la contrainte maximale a été enregistrée. Les contraintes calculées à ce point d'intégration sont légèrement supérieures à la contrainte admissible de l'aluminium (163,25 MPa vs 153,6 MPa). En considérant l'augmentation de la contrainte près de l'arête formant le trou de boulon causée par la singularité numérique, il est possible de conclure qu'une plastification locale est possible autour des trous de boulons suite à la combinaison des charges thermiques et mécaniques à l'ÉLUT #1. Cette plastification est visible principalement près des trous de la première ligne de boulon près de l'appui.

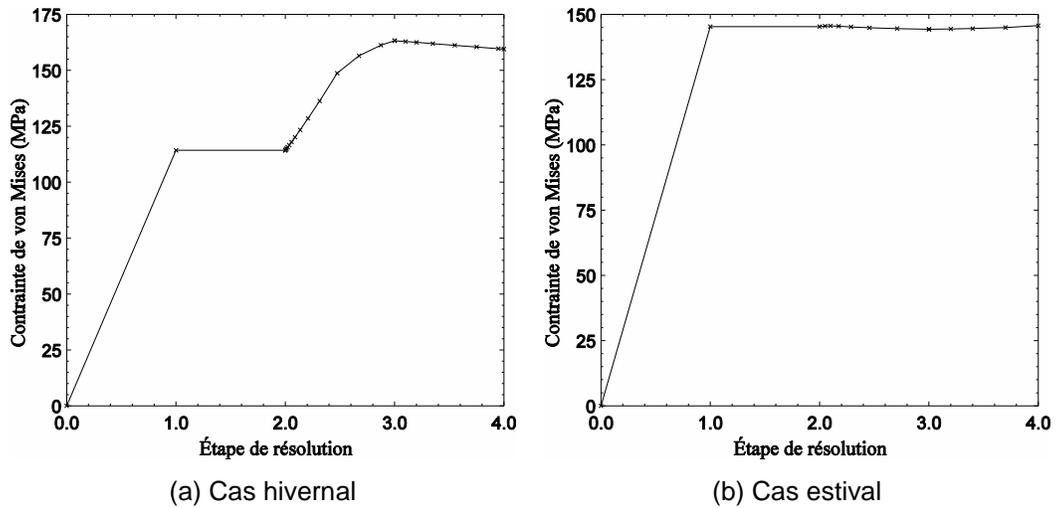
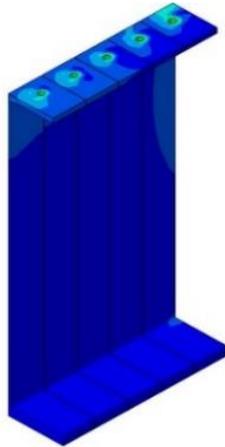
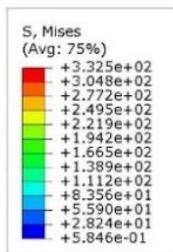
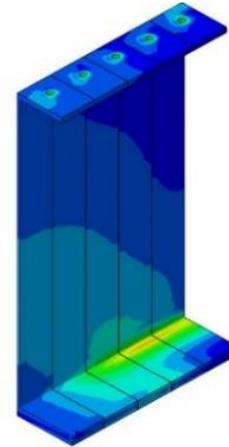
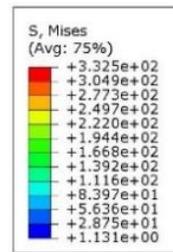


Figure 4-25 — Évolution de la contrainte de von Mises au cours de l'analyse pour le platelage de la poutre de 25 m de long

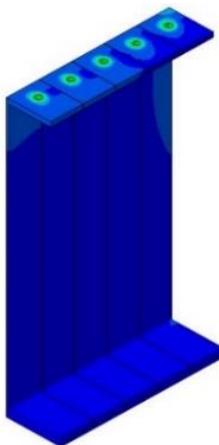
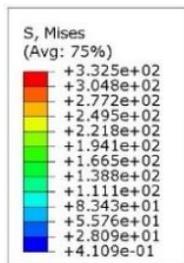
Pour la poutre, les résultats à l'appui sont montrés à la Figure 4-26. Cette fois-ci, les contraintes ne dépassent pas la contrainte admissible de 332,50 MPa ($0,95F_y$), ce qui indique que la combinaison des chargements thermique et mécanique n'est pas problématique à l'ÉLUT #1, malgré l'utilisation de l'appareil d'appui.



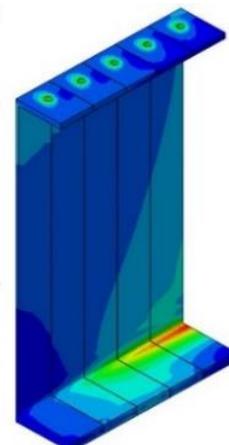
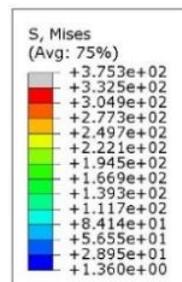
(a) Chargement thermique, cas hivernal



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



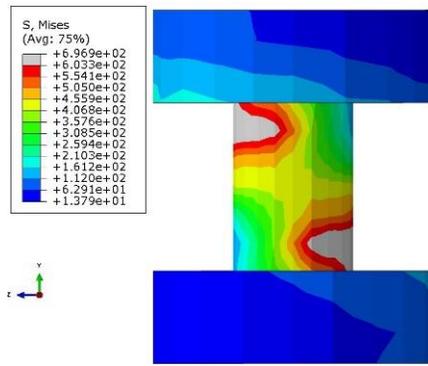
(c) Chargement thermique, cas estival



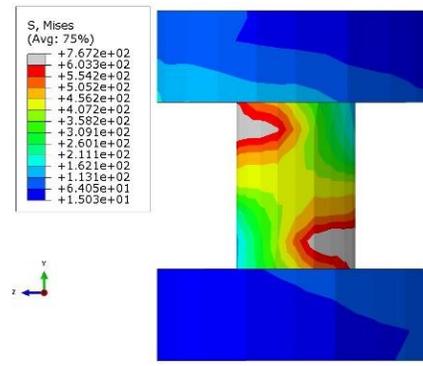
(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival

Figure 4-26 — Contraintes de von Mises pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1

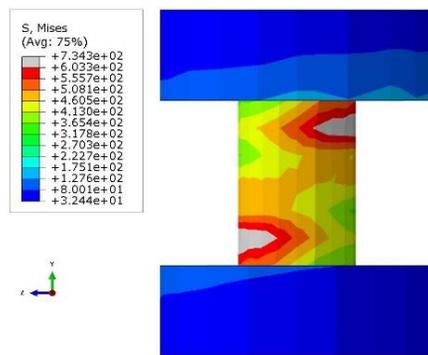
Finalement, les boulons subissent encore une fois de la plastification (voir Figure 4-27). Cette plastification pourrait être causée par le cisaillement des boulons. Cette situation pourrait être résolue en augmentant le nombre de boulons à l'appui.



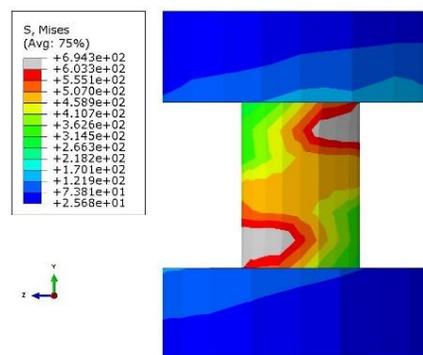
(a) Chargement thermique, cas hivernal



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



(c) Chargement thermique, cas estival



(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival

Figure 4-27 — Contrainte de von Mises pour les boulons de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1

4.4.2.3 Variation de la force de précontrainte des boulons

La Figure 4-28 présente la force de précontrainte d'un boulon au cours de l'analyse. Bien que la force dans les boulons varie légèrement, cette variation ne cause pas de contraintes excessives dans le platelage, comme il a été montré à la section précédente. La seule problématique est la diminution de la force de précontrainte des boulons dans le cas hivernal qui entraîne une perte de résistance au glissement, puisque cette dernière est liée à la force normale appliquée à la surface. Le comportement de l'assemblage antiglissement est vérifié à la section ci-dessous.

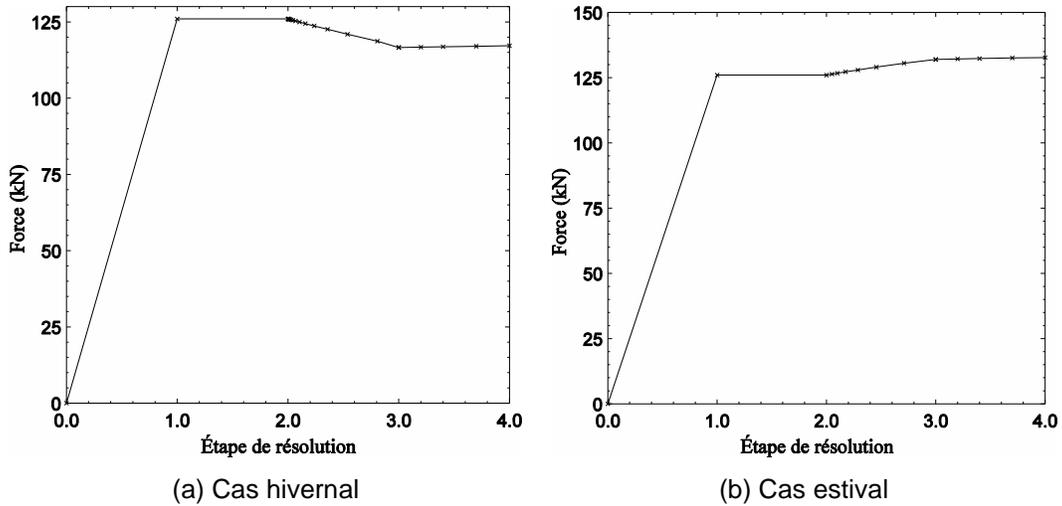


Figure 4-28 – Évolution de la force dans les boulons au cours de l'analyse pour la poutre de 25 m de long

4.4.2.4 Comportement de l'assemblage antiglisement

La contrainte de cisaillement en fonction de la longueur de glissement est reproduite pour divers points le long de la poutre. Les résultats sont illustrés à la Figure 4-29.

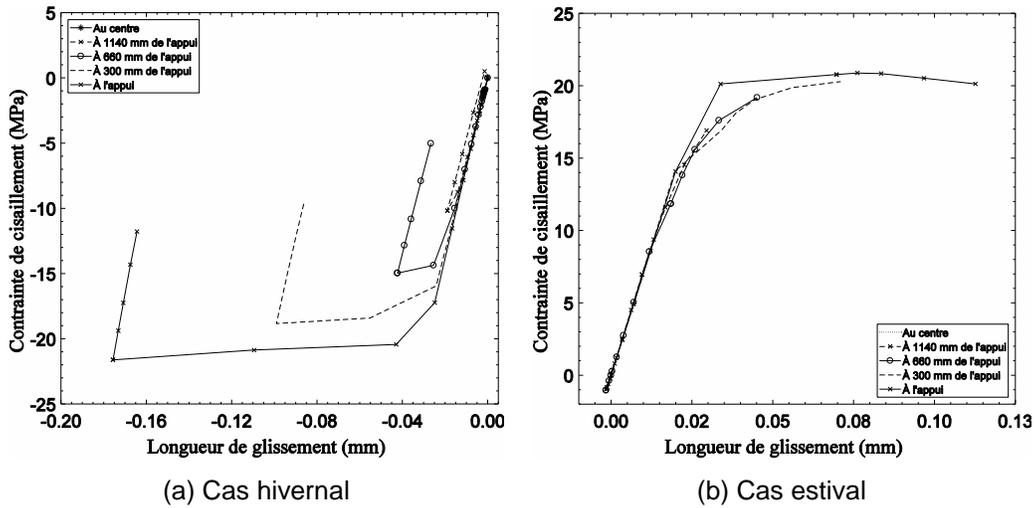


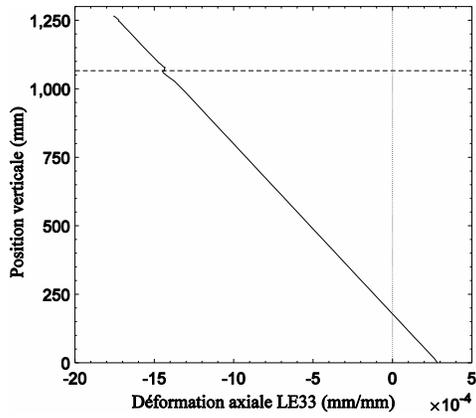
Figure 4-29 – Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement à différents points le long de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1

Le comportement est similaire aux cas de la poutre de 15 m de long. Du glissement se produit pour les boulons situés près des appuis. L'amplitude maximale du glissement est, cette fois-ci, d'environ 0,18 mm. Malgré ce glissement, les boulons n'entrent pas en butée avec la poutre puisque l'amplitude maximale du glissement (0,18 mm) est inférieure à l'espace entre la tige et le trou du boulon (0,75 mm). Néanmoins, ces résultats portent à

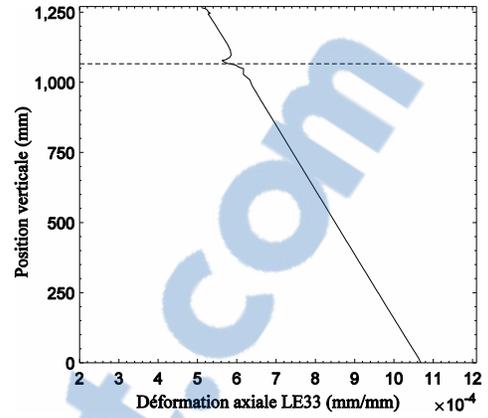
croire que l'action composite est perdue près de l'appui. Pour la poutre de 25 m, un faible glissement se produit pour le boulon situé à une distance de 1 500 mm de l'appui (voir les résultats détaillés en annexe C).

4.4.2.5 Déformations axiales

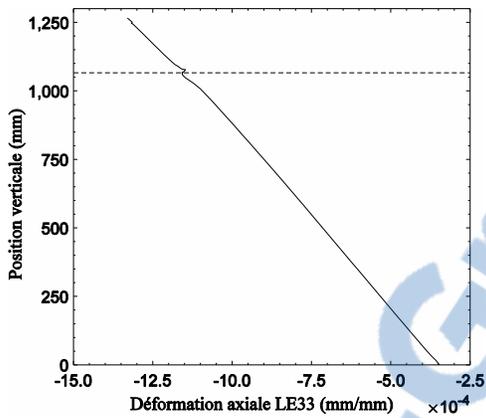
Pour vérifier qu'une action composite totale est toujours effective entre la poutre et le platelage près des appuis, les déformations axiales dans la poutre mixte après l'application de la charge thermique et de la charge mécanique sont analysés (Figure 4-30). Ces déformations sont prises aux nœuds des éléments identifiés à la Figure 4-5. La Figure 4-30 montre qu'au centre de la poutre, l'action composite totale est toujours présente puisque les déformations axiales sont linéaires (sauf au bas de la poutre, à la jonction entre le platelage et la poutre ainsi qu'à la paroi supérieure du platelage où un changement de la section se produit). Cependant, près de l'appui, l'action composite totale est perdue, car il se produit un saut dans les déformations. Ce dernier, bien qu'il perd en importance, se produit jusqu'à 1 500 mm de l'appui, où il est observé que l'action composite totale a lieu. Il faut donc conclure qu'une perte d'action composite se produit sur une distance de 1 500 mm de l'appui dans le cas de la poutre de 25 m de long.



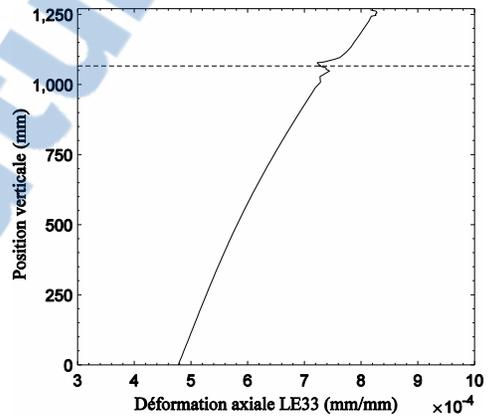
(a) Cas hivernal, section centrale de la poutre



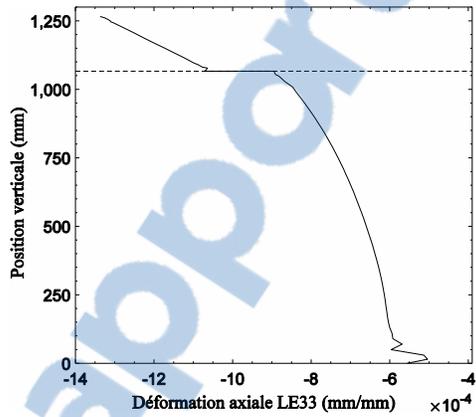
(b) Cas estival, section centrale de la poutre



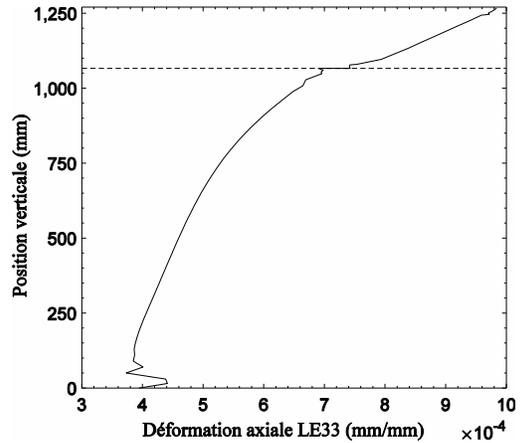
(c) Cas hivernal, section située à 1 500 mm de l'appui



(d) Cas estival, section située à 1 500 mm de l'appui



(e) Cas hivernal, section située à 480 mm de l'appui



(f) Cas estival, section située à 480 mm de l'appui

Figure 4-30 – Déformations axiales (LE33) suite au chargement thermique et mécanique pour la poutre de 25 m de long

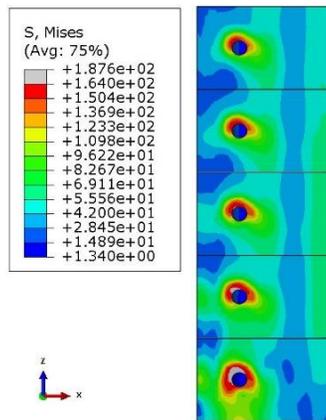
4.4.3 Résultats à l'état limite d'utilisation (ÉLUL)

4.4.3.1 Comportement global de la poutre

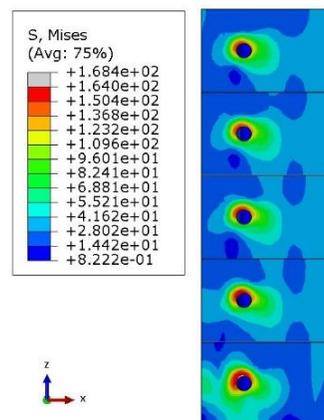
Les conclusions du comportement global de la poutre sont les mêmes que celles tirées à la section 4.3.3. Les températures aux fibres inférieure et supérieure de la poutre mixte respectent celles prescrites. Les résultats détaillés se trouvent à l'annexe C.

4.4.3.2 Évolution des contraintes dans les éléments

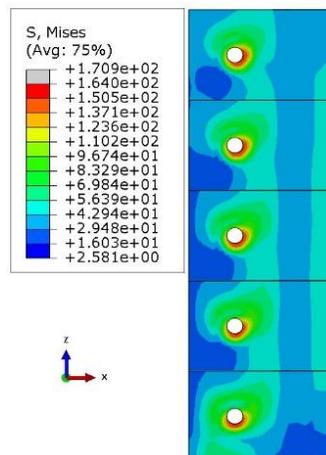
La Figure 4-31 présente les contraintes de von Mises des sections de platelage se situant à l'appui, c'est-à-dire à l'endroit où les contraintes maximales ont été enregistrées.



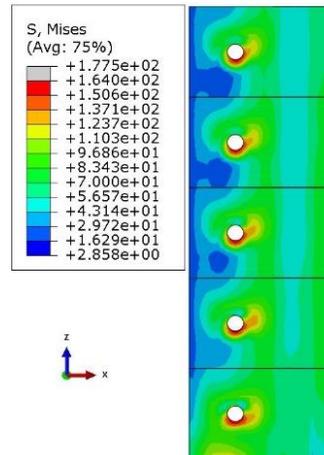
(a) Chargement thermique, cas hivernal



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



(c) Chargement thermique, cas estival



(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival

Figure 4-31 – Contraintes de von Mises pour le platelage de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2

Les contraintes maximales se situent encore une fois autour des trous de boulon. La contrainte maximale calculée aux points d'intégration est de 169,1 MPa, ce qui est inférieure à la contrainte admissible de l'aluminium à l'ultime de 184,5 MPa ($0,9f_u$). La rupture du platelage en aluminium n'est pas envisagée à l'ÉLUL #2.

Pour les boulons, la contrainte maximale atteinte est de 714 MPa (Figure 4-32), ce qui est supérieur à la contrainte admissible à l'ultime du matériau (680 MPa ou $0,8F_{ub}$). Dans ces conditions, la rupture du boulon est possible à l'ÉLUL #2. Cette situation doit être évitée. La rupture des boulons ne se produit que pour les trois premières lignes de boulons situées le plus près de l'appui. La solution serait une fois de plus d'augmenter le nombre de boulons à l'appui afin de diminuer le glissement qui se produit à l'appui. De plus, une augmentation du nombre de boulons près de l'appui augmenterait la résistance du groupe de boulons, ce qui engendrerait une diminution des efforts induits sur chacun des boulons. Cette solution est proposée et analysée à la section 4.6.3.

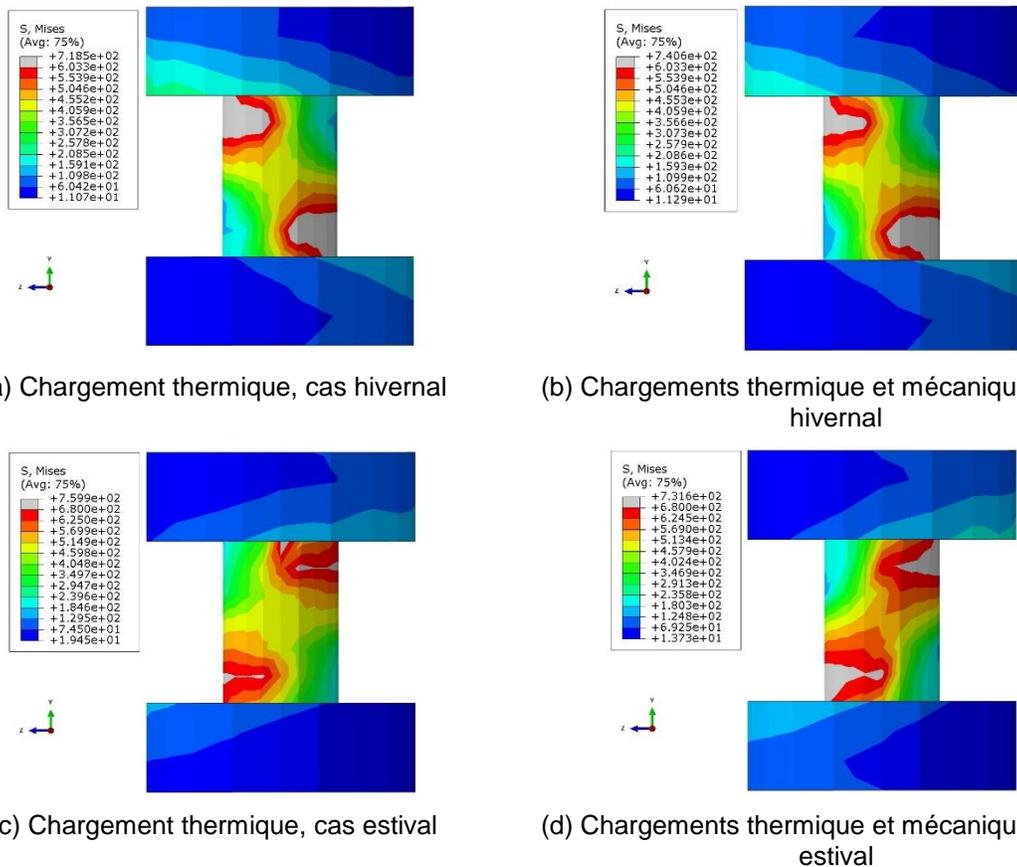
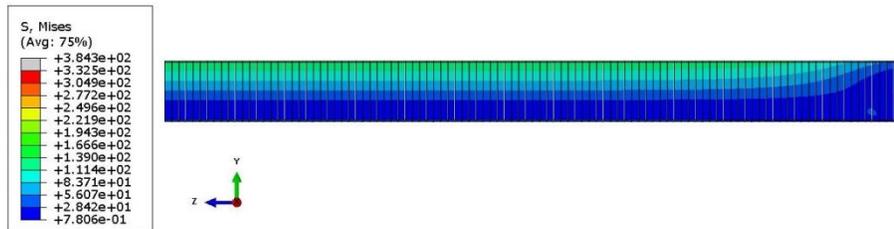


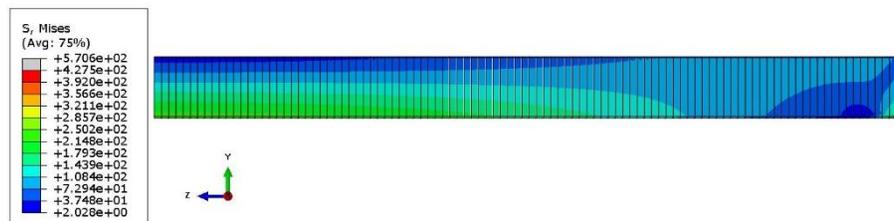
Figure 4-32 – Contraintes de von Mises pour les boulons de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2



Pour ce qui est de la poutre, globalement, les contraintes qui s'y développent ne sont pas problématiques. En analysant les contraintes de von Mises sur la longueur de la poutre, il est possible de voir que, globalement, celles-ci demeurent inférieures à la limite élastique ($0,9F_y$) (voir Figure 4-33). Cette situation peut encore une fois être expliquée par le surdimensionnement de la poutre par rapport aux efforts de flexion. Seules les surfaces près des trous de boulons et à l'appui ont subi de la plastification.



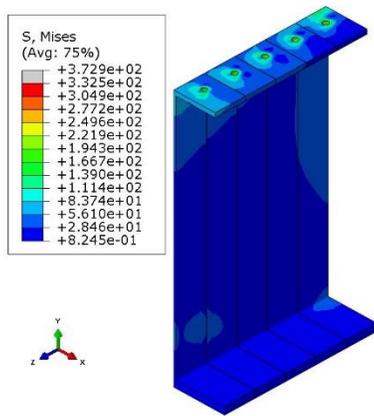
(a) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



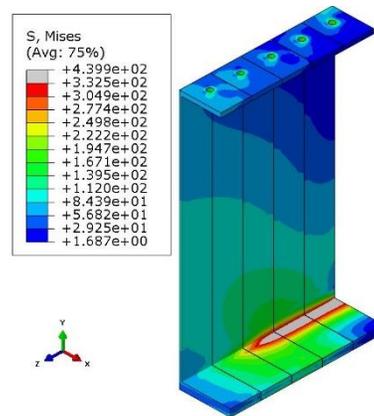
(b) Chargements thermique et mécanique, cas estival

Figure 4-33 – Contrainte de von Mises pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2

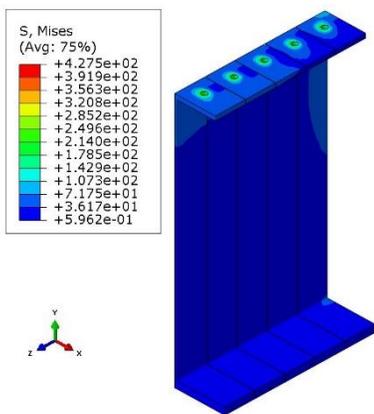
Concernant les contraintes à l'appui, suite aux charges thermiques, celles-ci demeurent inférieures à la contrainte admissible de 427 MPa ou $0,95F_u$ (voir Figure 4-34a et Figure 4-34c). Cependant, après l'ajout de la charge mécanique (Figure 4-34b et Figure 4-34d), les contraintes dépassent la contrainte admissible de l'acier à l'aile inférieure de la section de poutre à l'appui. Ceci est causé par l'utilisation de l'appareil d'appui. Encore une fois, il est supposé que des raidisseurs seront installés aux appuis afin de rigidifier l'âme et les ailes de la poutre et d'empêcher le voilement des parois. Ceci augmente la résistance à l'appui et réduit les contraintes reprises par les ailes et l'âme de la poutre lors du chargement mécanique. Ainsi, il est possible de conclure que le comportement à l'ultime de la poutre mixte au cours de l'analyse thermomécanique réalisé n'est pas conforme à la réalité puisque les raidisseurs n'ont pas été modélisés. Encore une fois, aucun voilement de l'aile inférieure de la poutre en acier ne devrait se produire.



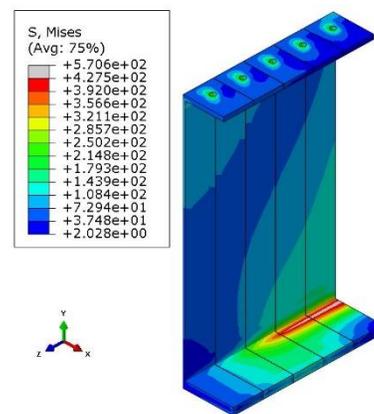
(a) Chargement thermique, cas hivernal



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



(c) Chargement thermique, cas estival



(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival

Figure 4-34 – Contrainte de von Mises à l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2

4.4.3.3 Comportement de l'assemblage antiglisement

Bien que le comportement antiglisement ne soit pas une exigence à l'ÉLUL, il est intéressant de comprendre le comportement de l'assemblage. La Figure 4-35 donne le glissement à différents endroits le long de la poutre au cours de l'analyse. Il est possible de voir que le comportement de l'assemblage antiglisement à l'ÉLUL est sensiblement le même qu'à l'ÉLUT : du glissement se produit sous les charges thermiques autant pour le cas hivernal que pour le cas estival. Du glissement se produit aussi sous les charges mécaniques pour le cas estival. L'amplitude maximale (environ 0,4 mm) n'est pas suffisante pour que le boulon de l'appui entre en butée ; l'espace minimal disponible étant de 0,75 mm (la moitié de 1,5 mm). Ainsi, pour analyser le comportement de l'aluminium autour des trous de boulons, il ne faut pas considérer la capacité en butée de l'aluminium (164 MPa), mais plutôt la contrainte admissible à l'ultime (184,5 MPa).

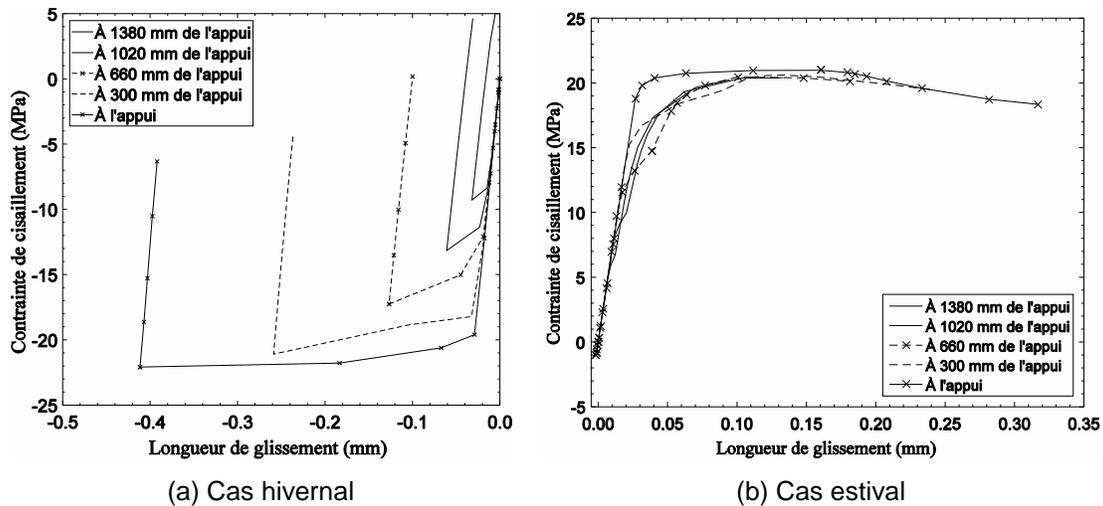


Figure 4-35 — Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement à différents points le long de la poutre de 25 m à l'ÉLUL #2

4.5 Effet des cycles thermiques pour le pont de 15 m

Jusqu'à présent, les charges thermiques ont été analysées de façon séparée. Les résultats ont montré que du glissement se produit lors d'une augmentation de la température et lors d'une diminution de la température. Dans la réalité, le tablier de pont subira les effets de variations de température de façon cyclique. Ces variations cycliques peuvent être journalières, hebdomadaires ou annuelles. Si un glissement se produit aux appuis lors de ces variations cycliques de température, au fil du temps, ce glissement s'accumulera puisque l'amplitude du glissement lors d'un chargement thermique hivernal est plus grande que celle induite par le chargement thermique estival. Il est donc possible que le boulon entre en butée avec les parois des trous. Cette situation n'est pas recommandable. De plus, lorsque les pièces glisseront les unes par rapport aux autres, il est possible que le frottement entre les pièces abîme les aspérités, ce qui pourrait avoir comme conséquence de lisser les surfaces et de réduire le coefficient de glissement. Il faut donc analyser les variations cycliques de la température afin de mieux comprendre les effets que cela peut induire. Un modèle d'analyse a été créé afin de considérer la variation annuelle de la température entre l'été et l'hiver. Le modèle utilisé est celui de la Figure 3-4. Seules les amplitudes maximales des cas de chargement hivernal et estival sont considérées (voir Figure 4-36). Deux cycles complets de variations de température sont analysés. Par la suite, un retour à l'état initial permet de constater les changements perçus à la suite des charges thermiques.

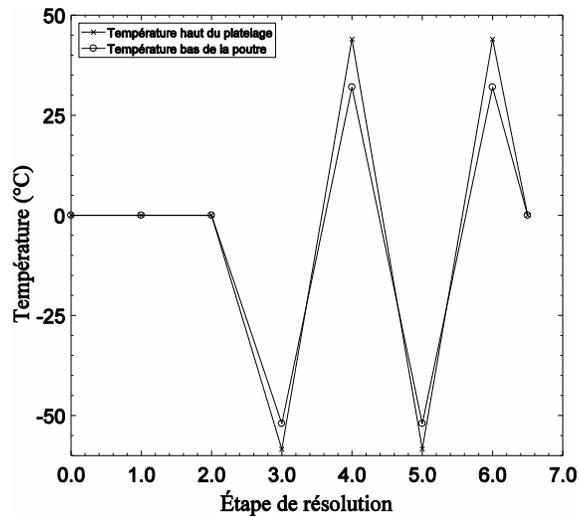


Figure 4-36 — Amplitude des charges thermiques appliquées aux fibres supérieures et inférieures de la poutre mixte

Les résultats sont présentés à la Figure 4-37. Comme prédit, le glissement au cours des variations cycliques de température offre un comportement hystérétique, c'est-à-dire qu'un glissement se produit lors d'une diminution de la température et lors de l'augmentation de la température. Comme mentionné, ce glissement peut endommager les surfaces et réduire le coefficient de glissement. Cette situation occasionnerait une perte de résistance au glissement à l'appui. Il est aussi possible de voir sur la Figure 4-37 que le glissement s'accumule, puisque la courbe se déplace vers la gauche à chaque nouvelle boucle. Finalement, lors d'un retour à l'état initial, ni les déplacements ni les contraintes ne retournent au point 0. Ainsi, après seulement deux cycles complets, des contraintes résiduelles et un glissement résiduel sont perceptibles. Cette situation doit être évitée, entre autres parce que le glissement résiduel entraînera la butée du boulon avec les parois des trous de boulons. Ceci pourrait éventuellement mener à l'ovalisation des trous de boulon, ce qui causerait la rupture de l'assemblage. Pour éviter cette situation, des pistes de solution sont proposées à la section suivante.

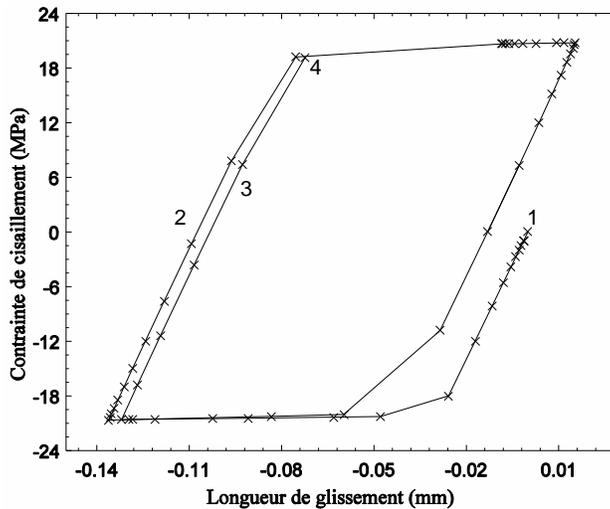


Figure 4-37 — Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement à l'appui pour les cycles de chargement thermique (1 : état initial ; 2 : 1^{er} cycle de chargement ; 3 : 2^{ème} cycle de chargement ; 4 : état final)

4.6 Solution pour empêcher le glissement

4.6.1 Généralités

Les résultats ont montré jusqu'à présent que les charges thermiques semblent problématiques. La préoccupation majeure est le glissement qui se produit lors des variations de température. Ce glissement peut affecter le comportement global de la poutre. L'action composite est perdue aux appuis, ce qui implique une perte de résistance de la poutre mixte. Cette perte de résistance, si elle n'est pas prise en compte dans la conception, peut entraîner la rupture prématurée de la poutre lors de l'ajout d'une surcharge routière. L'effet des variations cycliques de température peut engendrer une perte de résistance au glissement et, éventuellement, causer la rupture prématurée de la poutre. De plus, le glissement peut causer la plastification des boulons. Différentes pistes de solution à ce problème sont proposées dans cette section. Tout d'abord, l'impact de l'augmentation du coefficient de glissement est analysé. Par la suite, une distribution particulière des boulons près des appuis pour la poutre de 15 m de long est proposée.

4.6.2 Effets de l'augmentation du coefficient de glissement

Pour contrer le glissement aux appuis, il est proposé d'augmenter le coefficient de glissement à l'aide d'un traitement de surface approprié. La norme canadienne des ponts routiers suggère de faire un traitement de surface afin d'obtenir un coefficient de glissement d'au moins 0,3. Cependant, dans la littérature, il a été démontré qu'un

coefficient de glissement de 0,4 est atteignable à l'aide d'un traitement de surface approprié (voir section 2.7). La Figure 4-38 montre que l'augmentation du coefficient de glissement permet un gain de résistance en cisaillement, passant d'environ 21 MPa à environ 27 MPa. Ce gain n'est cependant pas suffisant pour empêcher le glissement à l'appui. Par contre, l'augmentation de la résistance au glissement permet de diminuer la distance pour laquelle les éléments glissent les uns par rapport aux autres. Cette distance passe de 978 mm à 633 mm pour le cas hivernal (celui dont l'amplitude du glissement est la plus élevée). L'augmentation du coefficient de glissement serait donc une partie de la solution. Pour accentuer le gain en résistance, il est proposé d'augmenter le nombre de boulons près de l'appui. Cette solution est développée à la section suivante.

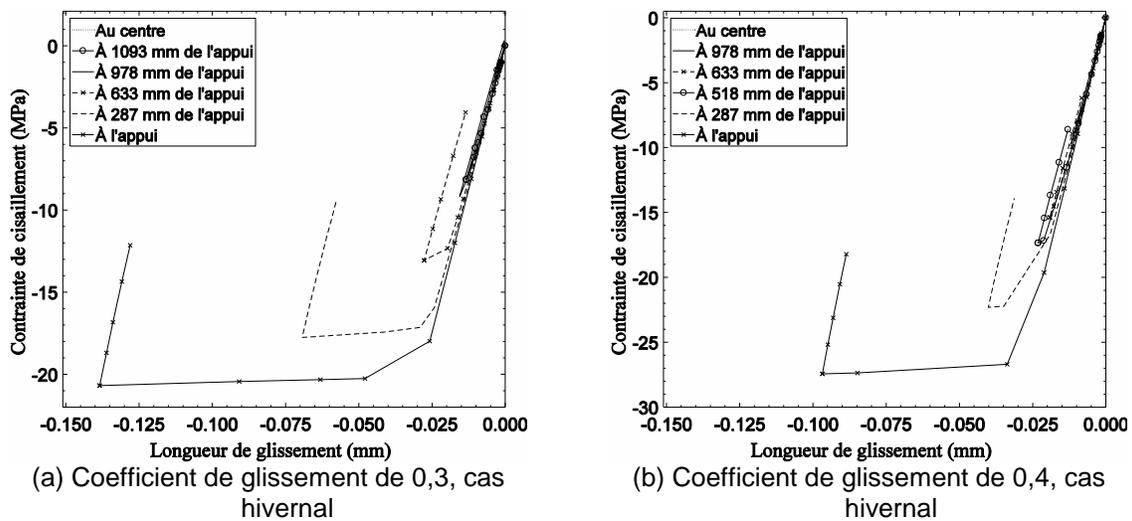


Figure 4-38 — Résistance au glissement en fonction du coefficient de glissement

4.6.3 Augmentation du coefficient de glissement et du nombre de boulons aux appuis pour la poutre de 15 m de long

4.6.3.1 Disposition des boulons

Pour la poutre d'une longueur de 15 m, la disposition proposée des boulons est donnée à la Figure 4-39 ainsi qu'à la Figure 4-40. La distance minimale entre les boulons étant de 60 mm ($3d_b$) (CAN/CSA S6-14, 2014), quatre rangées de boulons sont nécessaires afin d'obtenir une résistance suffisante pour empêcher le glissement aux appuis. L'arrangement des boulons comprend d'abord trois lignes de boulons espacées à 60 mm près des appuis. Ceci permet d'obtenir une résistance suffisamment grande directement à l'appui. Par la suite, les lignes boulons sont espacées de 100 mm c/c jusqu'à une distance de 1 270 mm de l'appui. Les boulons sont ensuite espacés à 300 mm c/c jusqu'au centre

de la poutre. Au total, 272 boulons par poutre sont utilisés. Cette configuration utilise donc un nombre relativement semblable de boulons que précédemment (272 boulons vs 260 boulons). Cependant, les boulons sont plus rapprochés aux appuis (où l'effort de cisaillement est plus important) et sont plus distancés au centre de la poutre (où le cisaillement est moins important).

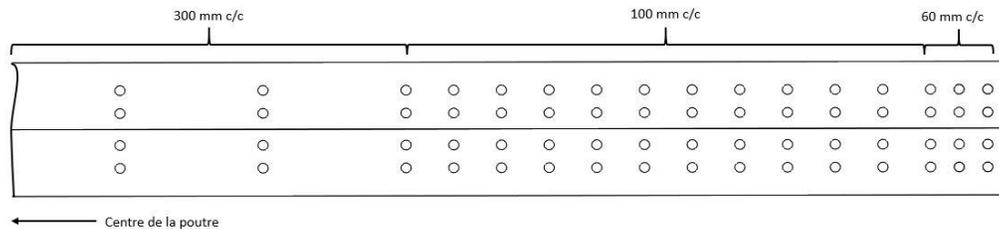


Figure 4-39 – Disposition des boulons le long de la poutre de 15 m

La Figure 4-40 présente la disposition des boulons près des appuis. Ceci permet de vérifier les critères d'espacements minimaux donnés par la norme. Le Tableau 4-3 résume les critères de la norme.

Tableau 4-3 – Critères d'espacement des boulons selon la norme canadienne des ponts routiers

Critère	Valeur pour l'acier	Valeur pour l'aluminium	Choix
Espacement minimal	$3d_b = 60 \text{ mm}$	$2,5d_b = 50 \text{ mm}$	60 mm
Distance à la rive	32 mm	$1,25d_b = 25 \text{ mm}$	50 mm
Distance minimale à l'extrémité	$1,5d_b = 30 \text{ mm}$	$1,5d_b = 30 \text{ mm}$	51 mm
Distance maximale à la rive ou l'extrémité	125 mm	90 mm	51 mm

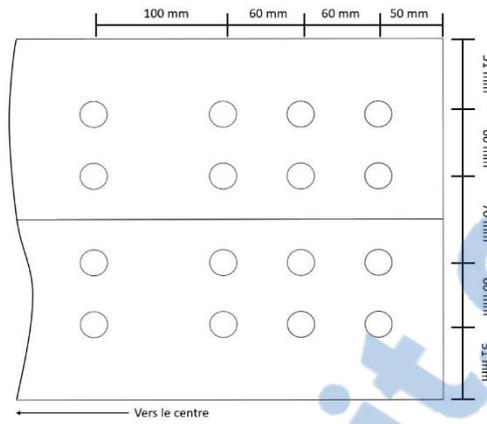


Figure 4-40 – Disposition des boulons près de l'appui pour la poutre de 15 m de long

Rapport-Gratuit.com

4.6.3.2 Comportement de l'assemblage antiglisement à l'ÉLUT #1

Cette disposition des boulons a subi les mêmes cas de chargement que la disposition initiale. Les résultats pour l'ÉLUT #1 sont présentés à la Figure 4-41. La disposition des boulons permet d'éviter tout problème de glissement à l'ÉLUT #1. Il reste à vérifier l'état des contraintes dans chacun des éléments. En effet, si le glissement est empêché, les efforts doivent être repris par les éléments. Ceci augmente les contraintes occasionnées par le chargement thermique. La section suivante présente ces résultats.

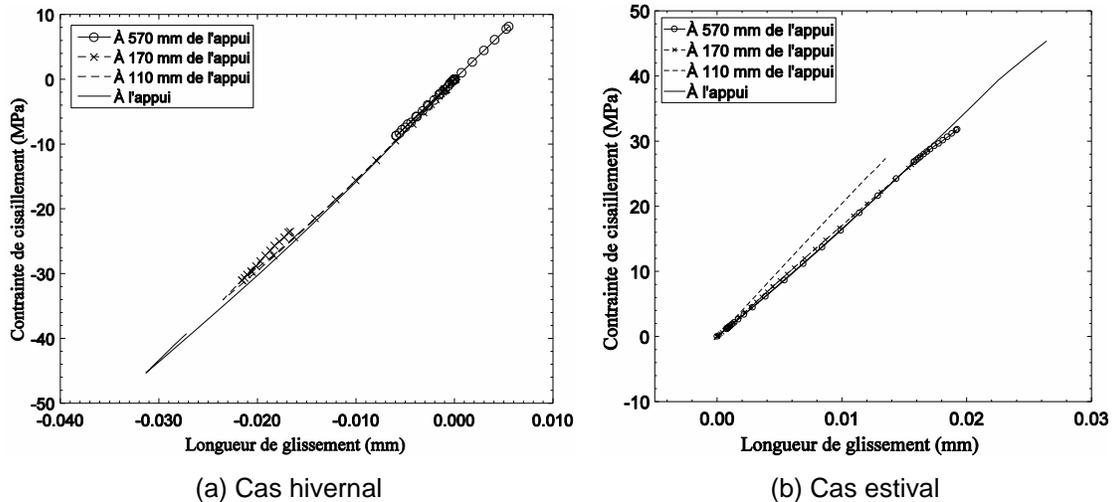
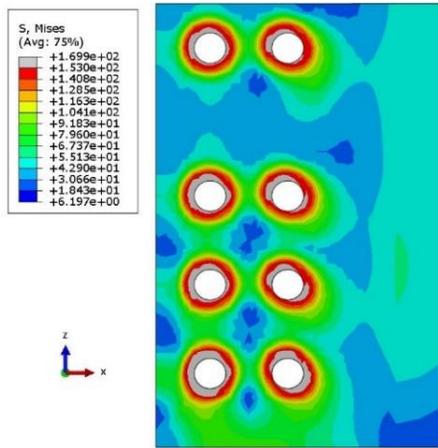


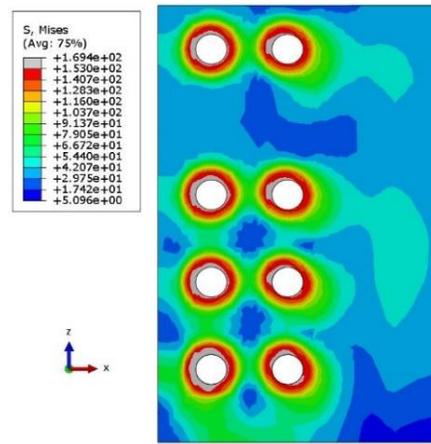
Figure 4-41 – Contrainte de cisaillement en fonction du glissement pour différents points le long de la poutre de 15 m de long avec la nouvelle disposition des boulons à l'ÉLUT #1

4.6.3.3 Évolution de la contrainte dans les éléments à l'ÉLUT #1

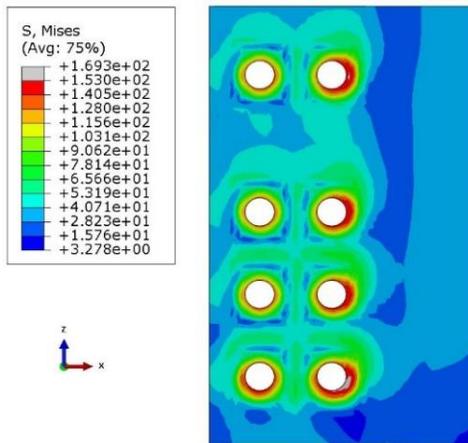
L'état des contraintes pour le platelage est donné à la Figure 4-42. La contrainte de von Mises maximale enregistrée est de 162 MPa, ce qui est supérieur à la contrainte admissible de 153 MPa. Une plastification du platelage près des trous de boulons est donc toujours envisageable. Cette plastification est limitée aux régions près des trous de boulons et seulement pour les trous près des appuis. Cette plastification ne devrait pas être un critère de rupture de l'assemblage à l'ÉLUT #1.



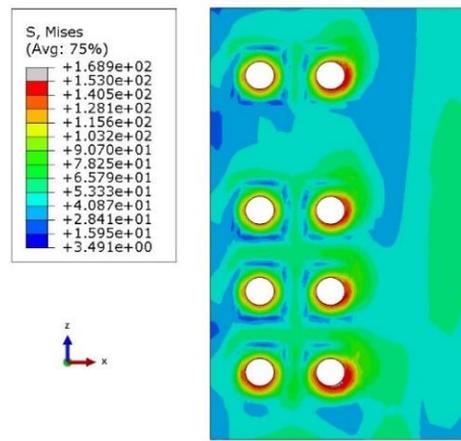
(a) Chargement thermique, cas hivernal



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



(c) Chargement thermique, cas estival

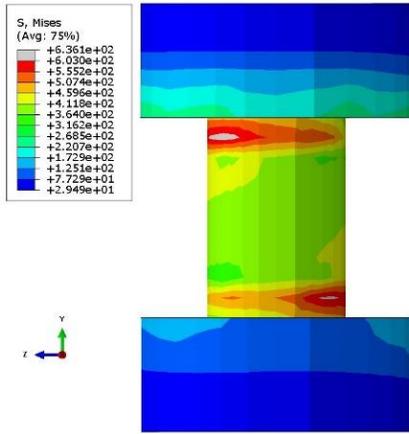


(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival

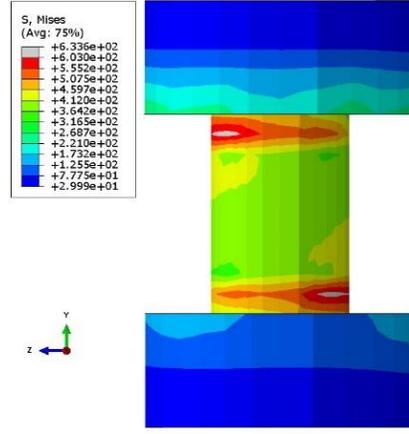
Figure 4-42 — Contraintes de von Mises pour le platelage pour la poutre de 15 m de long avec la nouvelle disposition des boulons à l'ÉLUT #1

Pour la poutre, seule l'utilisation de l'appareil d'appui vient encore une fois causée de la plastification (voir annexe C). Finalement, concernant les boulons, ceux-ci subissent encore de la plastification (voir Figure 4-43). Cependant, cette plastification semble être causée par la mise en précontrainte des boulons, comme le montre la Figure 4-44.

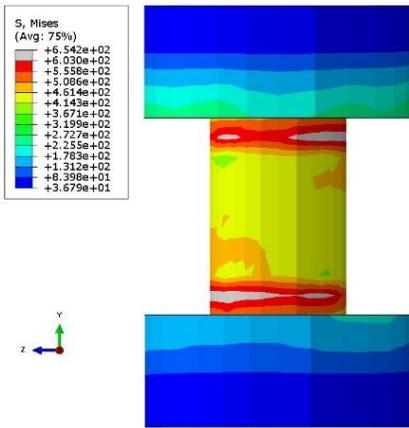




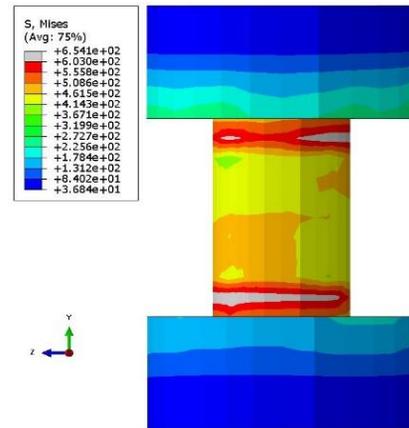
(a) Chargement thermique, cas hivernal



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



(c) Chargement thermique, cas estival



(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival

Figure 4-43 – Contraintes de von Mises pour les boulons pour la poutre de 15 m long avec la nouvelle disposition des boulons à l'ÉLUT #1

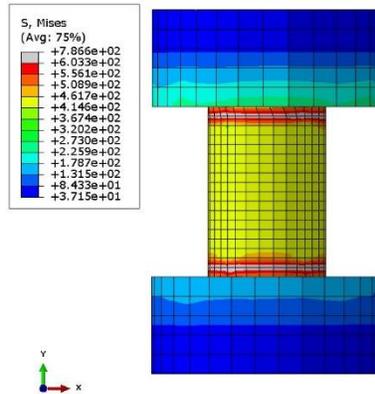
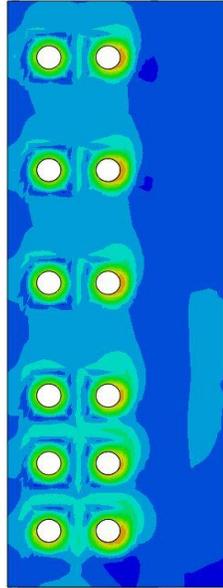
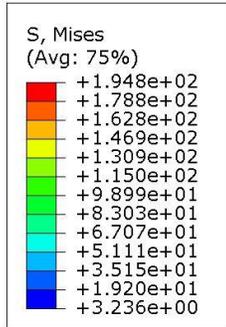


Figure 4-44 — Contrainte de von Mises pour les boulons suite à l'application de la précontrainte

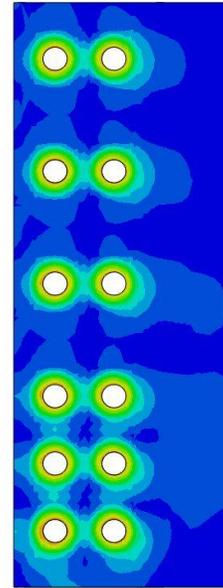
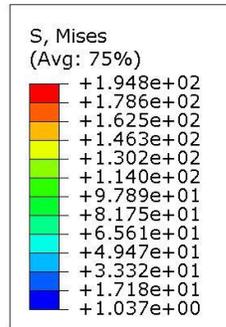
Cette plastification est visible pour tous les boulons. De plus, la plastification est localisée que sur une ligne de nœuds. Ainsi, cette plastification serait une erreur du modèle d'analyse. La force de précontrainte des boulons doit engendrer une contrainte équivalente à 70% de la limite élastique des boulons. Cependant, dans le modèle, la limite élastique des boulons est dépassée lors de la mise en précontrainte des boulons. Cette plastification demeure lors des analyses subséquentes et ne semble pas variée grandement. La conclusion qui peut être tirée de cette analyse est que la combinaison des charges thermiques et mécaniques ne devrait pas causer la plastification des boulons à l'ÉLUT #1 avec la nouvelle disposition des boulons.

4.6.3.4 Évolution de la contrainte dans les éléments à l'ÉLUL #2

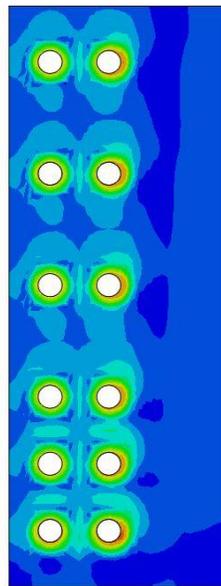
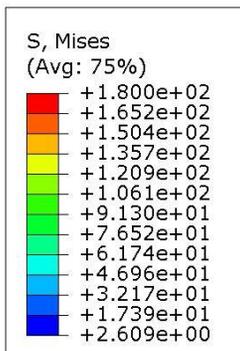
L'état des contraintes dans le platelage est donné à la Figure 4-45. Il est possible de voir que les contraintes qui se développent dans le platelage à l'ÉLUL #2 ne dépassent pas la contrainte admissible à l'ultime de l'aluminium qui est de 184 MPa. La rupture de l'aluminium à l'ÉLUL n'est donc pas envisagée.



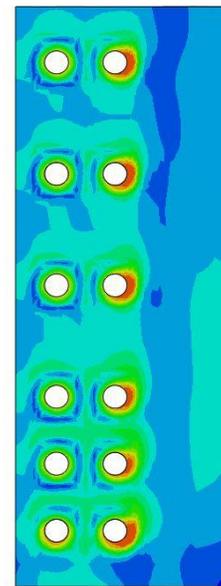
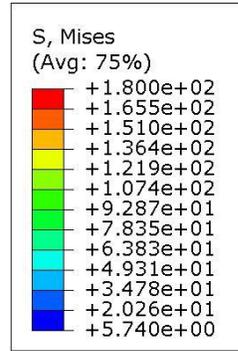
(a) Chargement thermique, cas hivernal



(b) Chargements thermique et mécanique, cas hivernal



(c) Chargement thermique, cas estival



(d) Chargements thermique et mécanique, cas estival

Figure 4-45 – Contraintes de von Mises pour le platelage pour la poutre de 15 m de long avec la nouvelle disposition des boulons à l'ÉLUL #2

Pour ce qui sont des boulons, les contraintes sont cette fois-ci en-deçà de la contrainte admissible de l'acier ASTM F3125/F3125M-15a de grade A325 (680 MPa). Ainsi, la

nouvelle disposition des boulons proposée permet de résorber la plastification des boulons à l'ÉLUL #2.

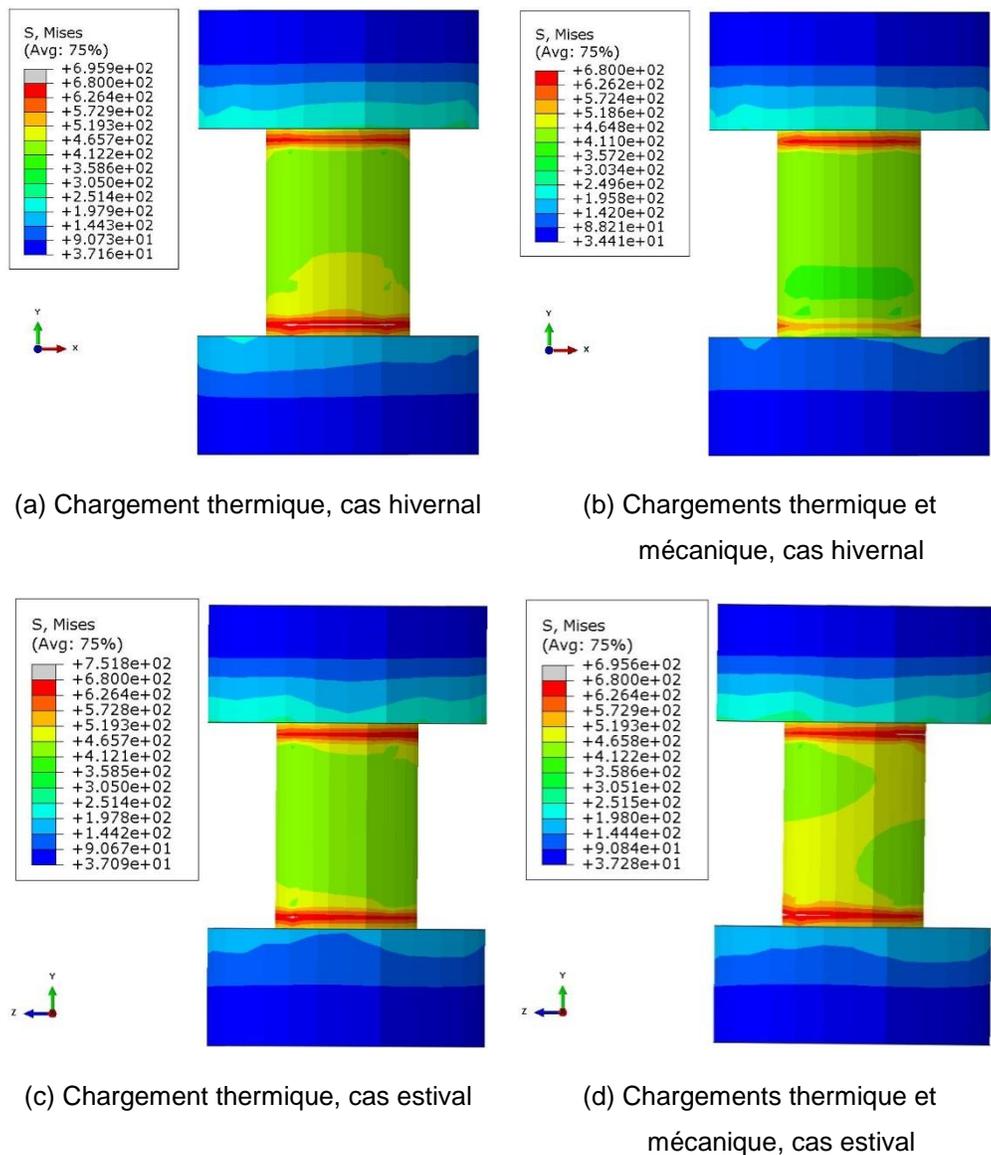


Figure 4-46 — Contraintes de von Mises pour les boulons pour la poutre de 15 m de long avec la nouvelle disposition des boulons à l'ÉLUL #2

Chapitre 5. Conclusion

5.1 Revue des objectifs du projet

L'objectif principal de ce projet de recherche était de démontrer que l'action composite totale entre les poutres en acier et le platelage en aluminium est possible à l'aide d'un assemblage antiglisement utilisant des boulons à haute résistance en acier galvanisé ASTM F3125/F3125M-15a de grade A325 et de diamètre M20. L'analyse des déformations axiales de la section transversale de la poutre mixte permet de démontrer que l'action composite totale est possible entre le platelage et la poutre. Les analyses par la méthode des éléments finis ont aussi démontré que ces boulons peuvent être utilisés avec les platelages en aluminium. Pour ce faire, il faut s'assurer que l'épaisseur de la paroi inférieure du platelage soit d'au moins 12 mm et que des rondelles d'une épaisseur minimale de 4,5 mm (0,177 po) soient utilisées. Ceci permet de réduire les efforts induits pour la précontrainte des boulons.

Ce projet se devait aussi de déterminer les effets d'un chargement thermique sur l'assemblage boulonné antiglisement pour des tabliers de pont d'une portée de 15 m et de 25 m et d'une largeur hors-tout de 8,9 m et 11,5 m. L'utilisation du modèle d'analyse par la méthode des éléments finis a permis de démontrer que la combinaison des charges thermiques et des charges mécaniques à l'ÉLUL pouvait entraîner la rupture prématurée des boulons près des appuis. La rupture des boulons n'est pas souhaitable puisqu'elle est de nature fragile. La résistance de l'assemblage boulonné doit être supérieure à la résistance en flexion de la poutre mixte afin de garantir une rupture ductile. Ce raisonnement suit la pensée de la norme CAN/CSA S6-14 qui utilise des coefficients de pondération plus faible pour la résistance des assemblages boulonnés. Le comportement de l'assemblage boulonné à l'ÉLUT est aussi problématique puisque les charges thermiques entraînent le glissement du platelage et une perte d'action composite près des appuis. Ce glissement entraîne la plastification des boulons en cisaillement à cet endroit. Pour résoudre ce problème, la disposition des boulons aux appuis a été repensée. La nouvelle configuration, adaptée pour un pont d'une portée de 15 m, utilise un nombre de boulons plus élevés aux appuis afin d'augmenter la résistance au glissement à cet endroit critique. La nouvelle configuration permet d'obtenir un comportement adéquat de la poutre

mixte autant à l'ÉLUT qu'à l'ÉLUL. L'approche proposée pourrait aussi être adaptée aux poutres d'une longueur de 25 m.

De plus, ce rapport devait émettre des commentaires concernant les directives du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (CAN/CSA S6-14) sur l'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers. Certaines valeurs spécifiées dans cette norme sont prudentes puisqu'il manque de données techniques concernant l'utilisation de platelage en aluminium dans les ponts routiers. Entre autres, les fractions de charge de camion (anciennement « facteurs d'essieu »), la notion de largeur effective, la valeur du coefficient de glissement et de la résistance au glissement sont notées parmi les points à améliorer. Les fractions de charge de camion sont calquées sur les valeurs spécifiées pour les platelages en madrier de bois, qui sont les valeurs les plus faibles données dans la norme. Ainsi, selon les calculs effectués, chacune des poutres doit être conçue pour revoir plus d'un camion CL-625 alors que le pont ne contient que deux voies de chargement. Les poutres sont alors surdimensionnées. Ceci entraîne une augmentation du nombre de boulons requis pour reprendre les efforts à l'ultime (ÉLUL) puisque la rupture de l'assemblage boulonné doit survenir après la plastification de la poutre. Des analyses approfondies afin de déterminer des fractions de charge de camion plus appropriée au platelage en aluminium permettraient de diminuer la dimension des poutres et, par le fait même, le nombre de boulons. Ceci permettrait de réduire les coûts du tablier. Concernant la largeur effective, puisque l'action composite totale est souhaitée, la notion de la largeur effective (ou plutôt d'aire effective dans le cas du platelage) doit être déterminée comme pour les dalles en béton. Cette notion est primordiale au calcul du moment résistant de la poutre mixte. Des analyses poussées permettront de déterminer des valeurs qui pourront être éventuellement ajoutées à la norme canadienne. Des analyses préliminaires ont montré qu'une valeur de 0,8 pouvait être utilisée dans le cas des ponts étudiés dans ce projet. Concernant les valeurs de coefficient de glissement, des études seraient nécessaires afin que le code accepte des valeurs de coefficient de frottement plus élevées que 0,3. La méthode pour obtenir ces coefficients de glissement est déjà établie par (RCSC, 2014). Le calcul de la résistance au glissement des assemblages utilisant des éléments en aluminium pourrait être adapté à ces différentes valeurs de coefficient de glissement. Une équation semblable à celle présentée pour les structures en acier serait souhaitable.

5.2 Recommandations

Les recommandations suivantes sont proposées :

1. L'épaisseur de la paroi inférieure du platelage en aluminium doit être d'au moins 12 mm afin de diminuer les contraintes induites par la précontrainte des boulons. De plus, il est recommandé d'utiliser des rondelles d'une épaisseur de 4,5 mm (0,177 po) ;
2. L'utilisation d'un alliage différent, tels que les alliages 6061-T6 ou 6005A-T61 en remplacement de l'alliage 6063-T6 permettrait d'éliminer les problèmes de plastification près des trous de boulons puisque la limite élastique de ces alliages est supérieure à celle de l'alliage 6063-T6 (240 MPa au lieu de 170 MPa) ;
3. L'utilisation d'une poutre en I équivalente au platelage pour le calcul du moment résistant de la poutre mixte permet d'obtenir des résultats adéquats (erreur relative en-deçà de 3,5%) pour le moment résistant, le moment élastique et l'inertie équivalente. Cette solution est conseillée pour les conceptions futures ;
4. Une attention particulière doit être portée quant à la disposition des boulons près des appuis afin d'éviter le glissement sous les charges thermiques. À cet effet, une disposition particulière des boulons a été proposée dans ce rapport ;
5. Un traitement de surface permettant d'obtenir un coefficient de glissement d'au moins 0,4 doit être réalisé afin d'éviter le glissement sous les charges thermiques ;
6. Le glissement sous charge thermique peut engendrer la plastification des boulons près des appuis à l'ÉLUT si aucune attention n'est portée à la disposition ces boulons. Une disposition spécifique des boulons à l'appui est proposée dans ce projet de recherche et permet de résoudre ce problème ;
7. L'utilisation d'appareils d'appui dans le modèle éléments finis est à proscrire à moins de modéliser des raidisseurs aux appuis. Les appareils d'appuis engendrent le voilement de l'aile inférieure de la poutre si aucun raidisseur n'est présent dans le modèle.

5.3 Travaux futurs

Il serait intéressant de confirmer les résultats de cette recherche à l'aide d'essais en laboratoire. Ces essais font d'ailleurs déjà partie d'un projet de recherche en cours à l'Université Laval. Ces essais permettront, entre autres, de déterminer l'amplitude de la plastification de l'aluminium près des trous de boulons et de déterminer des valeurs de coefficient de glissement pour les surfaces aluminium/acier galvanisé et aluminium/acier métallisé. Ceci permettra de déterminer une gamme de valeur à utiliser et permettra de confirmer qu'un coefficient de glissement d'au moins 0,4 est atteignable.

De plus, suite à ce projet, il serait possible de lancer un projet pilote où, pour la toute première fois en Amérique du Nord, l'action composite entre les poutres en acier et le platelage en aluminium serait utilisée. Ce projet pilote concernerait un tablier d'un pont ayant un faible débit de circulation afin de réduire les coûts sociaux en cas de fermeture du pont. Ce pont pourrait aussi être étudié en temps réel afin de connaître les efforts induits par les charges thermiques.

Bibliographie

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th Edition*. Washington, D.C, USA.
- Annan, C.-D. (2013). *Structures métalliques*. Notes du cours GCI-2007, automne 2013. Université Laval, Québec, Canada
- Arrien, P. (1995). *Remplacement d'un tablier de béton par un tablier en aluminium*, mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, Québec, Canada.
- Arrien, P., Bastien, J. et Beaulieu, D. (2001). Rehabilitation of bridges using aluminum decks. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28(6) : 992–1002.
- American Society for Testing and Materials (ASTM). (2015). *F3125/F3125M-15a : Standard specification for high strength structural bolts, steel and alloy steel, heat treated, 120 ksi (830 MPa) and 150 ksi (1040 MPa) minimum tensile strength, inch and metric dimensions*. West Conshohocken, USA.
- Amira, S., Gagnon, M.-C. et Gallant, D. (2010). *Guide de solutions pratiques permettant de contrer la corrosion galvanique entre l'aluminium et l'acier dans le domaine du transport terrestre*. Préparé pour l'Association de l'aluminium de Canada, décembre 2010. Saguenay, Canada.
- Association canadienne de normalisation. (2013). *CAN/CSA G40.20-13/G40.21-13 : Exigences générales relatives à l'acier de construction laminé ou soudé/acier de construction*. Mississauga, Canada.
- Association canadienne de normalisation. (2005). *CAN/CSA S157-05 : Calcul de la résistance mécanique des éléments en aluminium*. Mississauga, Canada.
- Association canadienne de normalisation. (2009). *CAN/CSA S16-F09 : Règles de calcul des charpentes en acier*. Mississauga, Canada.
- Association canadienne de normalisation. (2011). *CAN/CSA S6-06 : Code canadien sur le calcul des ponts routiers supplément n° 2 — octobre 2011*. Mississauga, Canada.

- Association canadienne de normalisation. (2014). *CAN/CSA S6-14 : Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Mississauga, Canada.
- Barron, R. F. et Barron, B. (2012). *Design for Thermal Stresses*. New Jersey, USA. 504 pages.
- Beaulieu, D. (2003). *Calcul des charpentes d'aluminium*. Les Presses de l'aluminium, Québec, Canada. 810 pages.
- Beaulieu, D. et Internoscia, J. (2015). *Chantier infrastructures et ouvrages d'art : Mission technique sur les ponts en aluminium*. Préparé pour l'Association de l'aluminium du Canada et pour aluQuébec, octobre 2015, Montréal, Canada.
- Beaulieu, D., Internoscia, J. et Hartlieb, M. (2015). *Ponts et passerelles en aluminium : Rapport de visites et rencontres en Suède, en Hollande et aux États-Unis*. Préparé pour l'Association de l'aluminium du Canada et pour aluQuébec, avril 2015, Montréal, Canada.
- Carpinteri, A. et Paggi, M. (2008). Thermo-elastic mismatch in nonhomogeneous beams. *Journal of Engineering Mathematics*, 61(371) : 371–384.
- Centre québécois de recherche et de développement de l'aluminium (CQRDA) (s.d.). *L'extrusion de l'aluminium*. [En ligne] http://www.cqrda.ca/wp-content/uploads/2013/07/Feuillard30_Extrusion.pdf (Consultée le 2017-02-16).
- Chen, Y.-T., Zhao, Y., West, J. S. et Walbridge, S. (2014). Behaviour of steel – precast composite girders with through-bolt shear connectors under static loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 103 :168–178.
- Comité européen de normalisation (2007). *Eurocode 9 : Design of aluminium structures - Part 1-1 : General structural rules*. Brussels, Belgique.
- Das, S. K. et Kaufman, J. G. (2007). Aluminum alloys for bridges and bridge decks. *The Minerals, Metals and Materials Society (TMS)*, 61–72.
- Dassault Systèmes. (2010). *Abaqus analysis user's version 6.14*. Dassault Systèmes, Providence, USA.

- Dobmeier, J. M., Barton, F.W., Gomez, J. P., Massarelli, P. J. et McKeel, W. T. (1999a). *Analytical and experimental evaluation of an innovative aluminum bridge deck panel, Part I : Service load performance*. Rapport technique No. 99-R22, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, VA, USA.
- Dobmeier, J. M., Barton, F.W., Gomez, J. P., Massarelli, P. J. et McKeel, W. T. (1999b). *Analytical and experimental evaluation of an aluminum bridge deck panel, Part II : Failure analysis*. Rapport technique No. 00-R5, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, VA, USA.
- Duchesne, F. (2011). Passerelle piétonnière d'aluminium sur la rivière aux sables. [En ligne] https://fr.wikipedia.org/wiki/Fichier:Passerelle_d%27aluminium.jpg (Consultée le 2017-02-23).
- European Cooperation for Space Standardization (ECSS). (2010). *Space engineering : Threaded fasteners handbook*. European Space Agency. Noordwijk, The Netherlands. 236 pages.
- Faella, C., Mazzolani, F., Piluso, V. et Rizzano, G. (2000). Local buckling of aluminium members : testing and classification. *Journal of Structural Engineering*, 126(3) : 353—360.
- Fortin, D. (2001). *Étude expérimentale du comportement des assemblages boulonnés antiglissement en aluminium dans le contexte canadien*, mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, Québec, Canada.
- Fortin, D. (2016). Construction d'un pont à platelage en aluminium. Dans *23e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*. Mai 2016, Québec, Canada.
- Gardner, L. et Ashraf, M. (2006). Structural design for non-linear metallic materials. *Journal of Engineering Structures*, 28(6) : 926–934.
- Ghali, A., Favre, R. et Elbadry, M. (2012). *Concrete Structures : Stresses and Deformations : Analysis and Design for Serviceability*. Spon Press, Royaume-Uni, 4th edition. 672 pages.

- Gouvernement du Québec (2015). Stratégie québécoise de développement de l'aluminium. [En ligne] http://www.economie.gouv.qc.ca/fileadmin/contenu/documents_soutien/secteur_activites/metallurgie/strategie_aluminium_document_consultation.pdf (Consultée le 2015-08-24).
- Hasselström, A. K. et Nilsson, U. E. (2012). *Thermal contact conductance in bolted joints*, mémoire de maîtrise. Département de matériaux et de technologie de fabrication, Université technologique Chalmers, Royaume-Uni.
- Heistermann, C. (2011). *Behavior of pretensioned bolts in friction connections : Toward the use of higher strength steel in wind towers*, mémoire de maîtrise. Luleå University of Technology. Suède.
- Herzog, M. (1992). Cost effective aluminium decks for long span suspension bridges. Dans *Proceedings of the 5th INALCO'92 international conference on aluminium weldments*, 27 au 29 avril 1992. Munich, Allemagne.
- Hill, H. N. (1944). *Determination of stress-strain relations from « offset » yield strength values*. Rapport technique No. 927, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D.C, USA.
- Hoglund, T. et Nilsson, L. (2006). Aluminum in bridge decks and in a new military bridge in Sweden. *Structural Engineering International*, 16(4) : 248–351.
- Hopperstad, O. S., Langseth, M. et Tryland, T. (1999). Ultimate strength of aluminium alloy outstands in compression : experiments and simplified analysis. *Thin-Walled Structures*, 34(4) : 279–294.
- Houska, C. (2016). *Deicing salt – recognizing the corrosion threat*. [En ligne] http://www.imoa.info/download_files/stainless-steel/DeicingSalt.pdf (Consultée le 2016-11-21).
- Husson, W. (2008). *Friction connections with slotted holes for wind towers*, mémoire de maîtrise. Luleå University of Technology. Suède.
- Kulak, G., Fisher, J. W. et Struik, J. H. A. (2001). *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints, 2nd edition*. American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, USA.

Langseth, M. et Hopperstad, O. S. (1997). Local buckling of square thin-walled aluminium extrusions. *Thin-Walled Structures*, 27(1) : 117–126.

Le Groupe de sociétés Goodfellow (2016). *Élastomère de silicone : Information matériau*. [En ligne] <http://www.goodfellow.com/F/Elastomere-de-Silicone.html> (Consultée le 2016-08-15).

Liu, M., Zhang, L., Wang, P., et Chang, Y. (2015). Buckling behaviors of section aluminum alloy columns under axial compression. *Journal of Engineering Structures*, 95 :127–137.

MAADI Group (2015). *Pont piétonnier en aluminium - catalogue 2016*. [En ligne] <http://www.maadigroup.com/pdf/fr/2015/MAADI-Group-Aluminum-Pedestrian-Bridge-Catalog.pdf> (Consultée le 2017-03-16).

Mander, J. B., Priestley, M. J. N. et Park, R. (1984). *Seismic design of bridge piers*. Rapport technique 84-2, Département de génie civil, Université de Canterbury, Christchurch, Nouvelle-Zélande.

Matteo, A. D. (1997). An aluminum bridge deck system for highway bridges. Dans *Building To Last-Proceedings of Structures Congress XV, Vol. 2* : 841-845.

Matteo, A. D., Massarelli, P., Gomez, J., Wright, W. et Cooper, J. (1997). Preliminary evaluation of an aluminum bridge deck design for highway bridges. Dans *Proceedings of the Seventh Conference on Structural Faults and Repair*. 8 juillet 1997. Édinburgh, Royaume-Uni.

Mazzolani, F. M. (1995). *Aluminium Alloy Structures*. E and FN SPON, Londres, Royaume-Uni, 2^{ème} édition. 693 pages.

Mazzolani, F. M. (2006). Structural applications of aluminium in civil engineering. *Structural Engineering International*, 16(4) : 1–4.

Mazzoni, S., McKenna, F. et Fenves, G. (s.d.). Open system for earthquake engineering simulation comparison of modelling tools. [En ligne] <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/comparisonManual/HTMLmodelcomparisonOpeningPage.htm> (Consultée le 2016-08-15).

- Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (MTMDET) (2016). *Rapport annuel de gestion 2015-2016*. Québec, Canada.
- Ministère des Transports du Québec (MTQ) (2008). *Rapport annuel de gestion 2007-2008*. Québec, Canada.
- Ministère des Transports du Québec (MTQ) (2014). *Rapport annuel de gestion 2013-2014*. Québec, Canada.
- Ministère des Transports du Québec (MTQ) (2015). *Rapport annuel de gestion 2014-2015*. Québec, Canada.
- Mirambell, E. et Aguado, A. (1990). Temperature and stress distributions in concrete box girder bridge. *Journal of Structural Engineering*, 116(9) : 2388–2409.
- Misch, P. C. J., Barton, F. W., Gomez, J. P., Massarelli, P. J. et McKeel, W. T. (1999). *Experimental and analytical evaluation of an aluminum deck bridge*. Rapport technique No. 00-R10, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, USA.
- Nippon Light Metal. (2011). *Bridge using aluminum road bridge plate decks constructed firstly in Japan*. [En ligne] http://www.nikkeikin.com/news/whatsnew/post_23.html (Consultée le 2015-08-25).
- O'Connor, D. S. (1995). *Review of the life cycle cost issues relating to prefabricated aluminum bridge decks*. Préparé pour Reynolds Metals Company. 27 mai 1995.
- Okura, I. (2003). Application of aluminum alloys to bridges and joining technologies. *Welding International*, 17 : 781–785.
- Osberg, G. et Vachon, M. (2014). Aluminum bridge decking advancements and applications. Dans *9th International Conference on Short and Medium Span Bridges*, 15 au 18 juillet 2014, Calgary, Canada.
- Pavlovic, M., Markovic, Z., Veljkovi, M. et Budevaca, D. (2013). Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. *Journal of Constructional Steel Research*, 88 : 134–149.

- Permadeck systems (2013). *Permagrip*. [En ligne]. <http://www.permadecksystems.com/index.php/products/item/permagrip> (Consultée le 2015-09-01).
- Picard, A., Beaulieu, D., Tremblay, R., Massicotte, B. et Grondin, G. (2010). *Calcul des charpentes d'acier, Tome II*. Institut canadien de la construction d'acier (ICCA), Canada. 636 pages.
- Potvin, S. (2006). *Pont d'aluminium d'Arvida. vue latérale*. Ministère de la Culture et des Communications [En ligne] <http://www.patrimoineculturel.gouv.qc.ca/rpcq/detail.do?methode=consulter&id=93514&type=bien#.WK7tLPK71-x> (Consultée le 2017-02-23).
- Prince, R. (1997). *Evaluation of field tests performed on an aluminum deck bridge*, mémoire de maîtrise, Virginia Polytechnic Institute and State University, USA.
- Ramberg, W. et Osgood, W. R. (1943). *Description of stress-strain curves by three parameters*. Rapport technique No. 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D.C, USA.
- Research Council on Structural Connections (2014). *Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts*. American Institute of Steel Construction, Chicago, USA.
- Roche (2008). *Positionnement de l'aluminium dans la construction des ponts au Canada : répertoire, problématique et stratégie*. Préparé pour l'Association de l'aluminium du Canada et le Centre québécois de recherche et de développement de l'aluminium, novembre 2008. Québec, Canada.
- Roy, C., Beaulieu, D. et Bastien, J. (2001). Utilisation d'éléments structuraux en aluminium dans les ponts routiers : Étude économique et structurale. *Journal of Civil Engineering*, 28(6) : 1029–1040.
- Saleem, M. A., Mirmiran, A., Xia, J. et Mackie, K. (2012). Experimental evaluation of aluminum bridge deck system. *Journal of Bridge Engineering*, 17(1) : 97–106.
- Saint-Pierre, A. (2013). *Chandler – un record mondial pour une passerelle*. [En ligne] http://www.portailconstructo.com/actualites/chandler_%E2%80%93_reco rd_mondial_pour_passerelle (Consultée le 2017-03-16).

- Siwowski, T. W. (2006). Aluminum bridges – past, present and future. *Structural Engineering International*, 4 : 286–293.
- Siwowski, T. W. (2009). Structural behaviour of aluminium bridge deck panels. *Engineering Structures*, 31(7) : 1349–1353.
- Soetens, F. (2003) Staying afloat – a road to the future. *Traffic and Transport – Transport Matters*. Netherlands Organisation for Applied Scientific Research (TNO). Décembre 2003.
- Sorelli, L. (2014). *Conception des structures I*. Notes du cours GCI-2011, hiver 2014. Université Laval, Québec, Canada
- Structurae (2016). *Passerelle du parc de la Rivière-aux-Sables*. [En ligne] <http://structurae.info/ouvrages/passerelle-du-parc-de-la-riviere-aux-sables> (Consultée le 2015-08-19).
- Svensson, L. et Peterson, L. (1990). Aluminum extrusion bridge rehabilitation system. Dans *Proceedings of the International Conference on Bridge Management*, 777–783, London, UK.
- The Aluminum Association (2005). *Aluminum Design Manual : Specifications and Guidelines for Aluminum Structures*. John Wiley and Sons, Inc., New York, USA. 588 pages.
- Thompson, K. P. (2010). Lightweight aluminum bridge decks - 40+ year history, 72 examples. Dans *13th Heavy Movable Structures Symposium*, octobre 2010. Orlando, USA.
- Timoshenko, S. (1925). Analysis of bi-metal thermostats. *Journal of the Optical Society of America*, 11(3) : 233–255.
- Tindall, P. (2008). Aluminium in bridges. Dans Parke, G. et Hewson, N., editors, *ICE Manual of Bridge Engineering*, pages 345–355. Thomas Telford Ltd, London, UK.
- Transports Québec (2010). *Manuel des structures de signalisation : Inventaire, inspection et entretien*. Québec, Canada.
- Vargel, C. (2004). *Corrosion of aluminium*. Elsevier Ltd., Kidlington, UK. 626 pages.

Viami International Inc. et The Technology Strategies Group (2013). *Étude de marché sur les possibilités d'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers*. Préparé pour l'Association de l'aluminium du Canada, mai 2013. Montréal, Canada.

Walbridge, S. et De la Chevrotière, A. (2012). *Possibilités d'utilisation de l'aluminium dans la construction de ponts routiers et de viaducs*. Préparé pour l'Association de l'aluminium du Canada, juin 2012. Montréal, Canada

Wolchuk, R. (1987). Applications of orthotropic decks in bridge rehabilitation. *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, 24 : 113-121

Wright, W. (1997). Building the bridge to the 21st century with aluminum?. *Public Roads Magazine*, 60(4) : 30–33.

Zhou, G.-D et Yi, T.-H. (2013) Thermal loads in large-scale bridges: A state-of-the-art review. *International Journal of Distributed Sensor Networks*, 2013 :1-17

Zuk, W. (1965). Thermal behaviour of composite bridges-insulated and uninsulated. *Highway Research Record*, 76 : 231–253.

ANNEXE A

Profil des extrusions en aluminium

Annexe A.

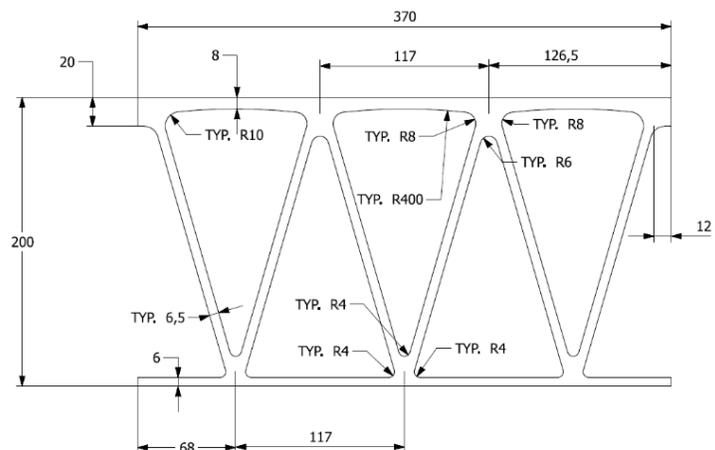


Figure A-1 — Profil de l'extrusion de type I

Les dimensions de l'extrusion de type II sont exactement les mêmes que celles de l'extrusion de type I, sauf pour les dimensions suivantes : l'épaisseur de l'aile inférieure et le rayon de la jonction (voir Figure A-2).

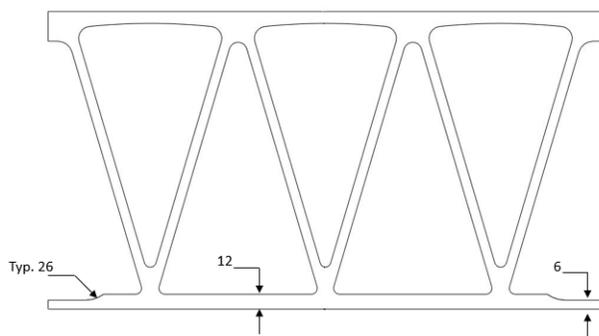


Figure A-2 — Profil de l'extrusion de type II

ANNEXE B

Exemple de calculs : Conception d'un tablier de pont à platelage en aluminium sur poutres d'acier

Annexe B.

1. Généralités

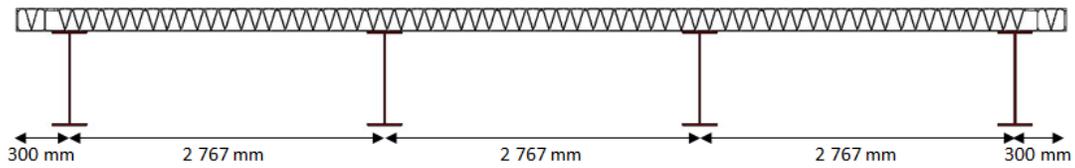
Cette annexe présente un exemple de calcul pour le dimensionnement des poutres mixtes utilisant un platelage en aluminium sur des poutres en acier pour un tablier d'une portée de 15 m et d'une largeur hors-tout de 8,9 m.

2. Données

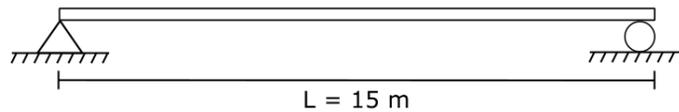
2.1. Pont

Tableau B-1 – Caractéristiques du tablier de pont

Données	Valeurs	Notes
Portée	15 000 mm	Choix
Largeur carrossable	8 000 mm	Largeur minimale pour la classe de route selon le MTMDET (2016)
Largeur totale	8 900 mm	Incluant la largeur typique des chasse-roues
Poutres	4 poutres	W840x176
Largeur en porte-à-faux	300 mm	Limite pour les platelages en aluminium selon les spécifications du fabricant
Classe de route	Type C	Route pour circulation locale seulement



(a) Disposition des poutres



(b) Portée et type d'appuis

Figure B-1 – Schéma du tablier de pont

2.2. Poutre en acier

Tableau B-2 – Données pour la poutre en acier W840x176 de nuance d'acier 350AT

Données	Valeurs	Unité
F_y	350	MPa
F_u	480	MPa
t_1	18,8	mm
b_1	292	mm
d	835	mm
w	14	mm
t_2	18,8	mm
b_2	292	mm
Aire de la section	22 400	mm ²
$c_{g,s}$	417,5	mm
Z_x	$6\,810 \times 10^3$	mm ³
S_x	$5\,900 \times 10^3$	mm ³
E_s	200	GPa
C_w	$13\,000 \times 10^9$	mm ⁶
J	$2\,220 \times 10^3$	mm ⁴
G	77	GPa
I_y	$78,2 \times 10^6$	mm ⁴
I_x	$2\,460 \times 10^6$	mm ⁴
Longueur non supportée	7 500	mm

2.3. Platelage en aluminium

Tableau B-3 — Données pour le platelage en aluminium

Données	Valeurs	Unité
f_y	170	MPa
f_u	205	MPa
Épaisseur de la fibre inférieure	10	mm
E_a	70	GPa
Épaisseur de la fibre supérieure	8	mm
Hauteur d'une extrusion	200	mm
Aire d'une extrusion	13 774	mm ²
Largeur d'une extrusion	370	mm
Largeur totale du tablier	8 900	mm
Largeur effective	2 213	mm
Aire effective par poutre	82 396	mm ²
$c_{g,a}$	109,42	mm ²
I_x d'une extrusion	$76,51 \times 10^6$	mm ⁴

3. Calcul de l'inertie équivalente de la poutre mixte

3.1. Aire équivalente et inertie équivalente du platelage

$$n = \frac{E_s}{E_a} = \frac{200}{70} = 2,857$$

$$A_{n, \text{platelage}} = \frac{A_{\text{platelage}}}{n} = \frac{82\,396}{2,857} = 28\,840 \text{ mm}^2$$

$$I_{n, \text{platelage}} = \frac{I_{\text{platelage}}}{n} = \frac{76\,510\,000 \times \left(\frac{2\,213}{370}\right)^3}{2,857} = 160 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

3.2. Calcul du centre de gravité de la poutre mixte à partir de la fibre inférieure ($c_{g, \text{poutre mixte}}$)

$$c_{g, \text{poutre mixte}} = \frac{A_{\text{poutre}} c_{g,s} + A_{n, \text{platelage}} (c_{g,a} + d_{\text{poutre}})}{A_{\text{poutre}} + A_{n, \text{platelage}}}$$

$$c_{g, \text{poutre mixte}} = \frac{22\,400 \times 417,5 + 28\,840 \times (109,42 + 835)}{22\,400 + 28\,840} = 714 \text{ mm}$$

3.3. Inertie de la poutre mixte

$$I_{n,mixte} = I_{n,platelage} + A_{n,platelage}y_{platelage}^2 + I_{poutre} + A_{poutre}y_{poutre}^2$$

$$I_{n,mixte} = 160 \times 10^6 + 28\,840 (835 + 109,42 - 714)^2 + 2\,460 \times 10^6 + 22\,400 (417,5 - 714)^2$$

$$I_{n,mixte} = 6\,120,4 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

4. Calcul des charges

4.1. Charges mortes

4.1.1. Valeurs pour les charges mortes selon CAN/CSA S6-14

Tableau B-4 – Valeurs en fonction des différents types de charges mortes

Type de charge	Valeur
Poids volumique de l'acier	77 kN/m ³
Poids volumique de l'aluminium	27 kN/m ³
Surcharge des travailleurs et de l'équipement	2,4 kPa
Couche d'usure (12 mm)	0,012 mm x 23,5 kg/m ³ = 0,3 kPa
Glissière de sécurité ¹	0,64 kN/m

¹ Glissière de pont de classe H3 selon (Marcegaglia, 2010)

4.1.2. Calcul des charges mortes

Tableau B-5 – Calcul des charges linéiques équivalentes pour les charges mortes

Type de charges	Calcul	Valeurs
Platelage	27 kN/m ³ x (13 774 mm ²)/(370 mm) x (8 900 mm) / 4 poutres	2,24 kN/m
Poutre	22 400 mm ² x 77 kN/m ³	1,73 kN/m
Traverses et boulons	0,2 x Poids de la poutre	0,35 kN/m
Couche d'usure	0,3 kPa x (8 000 mm/4 poutres)	0,60 kN/m
Glissière de sécurité	0,64 kN/m x 2 glissières/4 poutres	0,32 kN/m
Poids des travailleurs et équipement	2,4 kPa x (8 900 mm/4 poutres)	5,34 kN/m

Note : Pour les glissières, il faut diviser le poids total en 4 poutres en raison de la redistribution des efforts. Le poids des traverses et des boulons est évalué à 20% du poids des poutres.

4.2. Charges vives

4.2.1. Utilisation de la méthode simplifiée

4.2.1.1 Applicabilité de la méthode simplifiée [art. 5.4.8.2.]

- ✓ Condition (f) : Platelages en aluminium sur poutres en acier

4.2.1.2 Condition d'utilisation [art. 5.6.2]

- ✓ Toutes les conditions sont respectées.

4.2.1.3 Calcul des fractions de charge de camion

Puisque la largeur carrossable est de 8 000 mm, il faut considérer 2 voies de calcul seulement [art. 3.8.2]. Le moment longitudinal (M_L) et le cisaillement vertical longitudinal (V_L) doivent être calculés de la façon suivante :

$$M_L = F_T F_S M_T$$

et

$$V_L = F_T F_S V_T$$

La fraction de charge de camion est ici la combinaison des facteurs F_T et F_S .

4.2.1.3.1 Valeur de F_S [art. 5.6.3]

Condition (b) : Poutre non étayée sans biais, donc $F_S = 1$

4.2.1.3.2 Valeur de F_T [art. 5.6.4]

Dans le cas des platelages en aluminium sur poutres d'acier, le tablier de pont est de type poutre [art. 5.6.4.3]

Le facteur F_T est calculé de la façon suivante :

$$F_T = \frac{S}{D_T \gamma_c (1 + \mu \lambda)} \geq 1,05 \frac{n R_L}{N} \text{ pour ELUL et ELUT}$$

$$F_T = \frac{S}{D_T \gamma_c (1 + \mu \lambda + \gamma_e)} \geq 1,05 \frac{1}{N} \text{ pour ELF}$$

L'espacement entre les poutres (S) est de 2 767 mm. Le pont est constitué de 4 poutres (N) et de deux voies de circulation (n). Le facteur de modification de charge (R_L) est de 0,9 (tableau 3.6 de la norme). Pour l'état limite de fatigue, la valeur de R_L est de 1,0 puisque ce cas de calcul ne considère qu'un seul camion à la fois.

Le coefficient de modification de la largeur de voie est donné par [art. 5.6.4.4] :

$$\mu = \frac{W_e - 3,3}{0,6} \leq 1,0$$

où W_e est la largeur d'une voie de calcul (4 m).

Le coefficient μ est modifié par le paramètre de largeur de voie (λ) qui est nul selon [art. 5.6.7.4].

La largeur de répartition des charges des camions (D_T) est donnée par l'article 5.6.7.1 qui renvoie au tableau 5.10 de la norme. Pour un pont de 2 voies et plus, la valeur de D_T est de 2,55 à l'ÉLUT et l'ÉLUL et 2,40 à l'ÉLF. De plus, l'article 5.6.7.1 mentionne qu'une majoration de la largeur D_T de 1,05 est applicable à l'ÉLUL et l'ÉLUT pour les routes de classe C et D.

Les valeurs des coefficients de modification de charge de camion pour les ponts à dalle sur poutres (γ_c) et de modification de charge de camion pour la poutre extérieure des ponts à dalle sur poutres (γ_e) sont données au tableau 5.3 de la norme pour les ponts à platelage en aluminium sur poutres en acier. Cependant, l'article 5.6.7.1 spécifie que la valeur de γ_c doit être de 1,0 pour les poutres intérieures à l'ÉLF. Le tableau 5.3 de la norme renvoie aux tableaux 5.5 et 5.6. Dans le cas qui concerne ce projet, la largeur en porte-à-faux (S_c) est inférieure à la moitié de la distance entre les poutres selon le tableau 5.5 de la norme ($S_c = 0,3 \text{ m} < 0,5 \times 2,77 = 1,38 \text{ m}$). De plus, l'espacement entre les poutres est plus grand que 2 m [tableau 5.6]. Ainsi, la valeur de γ_c vaut toujours 1,0. La valeur de γ_e peut être trouvée à l'aide du tableau 5.7 de la norme. Puisque le nombre de voies de calcul (n) est supérieur à 1 et que la longueur de travée équivalente (L_e) est de 15 m, le calcul pour trouver γ_e est le suivant :

$$\gamma_e = 0,28(D_{VE} - 1,0)[1 + 0,40(D_{VE} - 1,0)^2]$$

où D_{VE} correspond à la distance entre le camion et la rive (voir figure B-2).

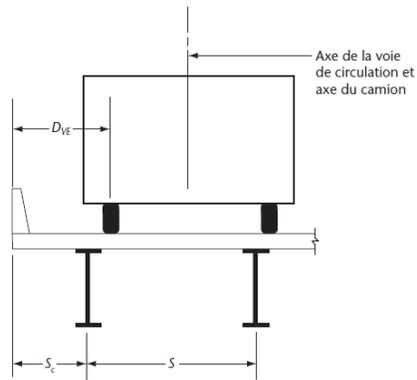


Figure B-2 – Distance D_{VE} (Figure tirée de (CAN/CSA S6-14, 2014))

Le camion, de 1,8 m de large, doit être placé au centre de la voie. Il faut ensuite ajouter 450 mm à cette distance pour tenir compte de la présence de la glissière de sécurité. Alors,

$$D_{VE} = \frac{4 \text{ m}}{2} - \frac{1,8 \text{ m}}{2} + 0,45 \text{ m} = 1,55 \text{ m}$$

et

$$\gamma_e = 0,28(1,55 - 1,0)[1 + 0,40(1,55 - 1,0)^2] = 0,173$$

Le tableau B-6 résume les calculs.

Tableau B-6 – Calcul des fractions de charge de camion

Critères	Flexion				Cisaillement				Commentaires
	ÉLUL/ÉLUT		ÉLF		ÉLUL/ÉLUT		ÉLF		
	Ext.	Int.	Ext.	Int.	Ext.	Int.	Ext.	Int.	
F_s	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	Pont sans biais
S	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77	espacement entre les poutres (m)
D_T	2,55	2,55	2,40	2,40	2,55	2,55	2,40	2,40	[tableau 5.10]
Majoration	1,05	1,05	1,00	1,00	1,05	1,05	1,00	1,00	[art. 5.6.7.1]
γ_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	[art. 5.6.7.1] et [tableau 5.3]
μ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	[art. 5.6.4.4]
λ	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	[art. 5.6.7.4]
D_{ve}	-	-	1,55	-	-	-	-	-	[figure 5.2]
γ_e	-	-	0,17	0,00	-	-	0,00	0,00	[tableau 5.3]
W_e	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	largeur d'une voie
n	2	2	2	2	2	2	2	2	nombre de voies [art. 3.8.2]
R_L	0,9	0,9	1,0	1,0	0,9	0,9	1,0	1,0	[tableau 3.6]
N	4	4	4	4	4	4	4	4	nombre de poutres
F_T	1,03	1,03	0,98	1,15	1,03	1,03	1,15	1,15	[art. 5.6.4.3]
F	1,03	1,03	0,98	1,15	1,03	1,03	1,15	1,15	Fraction de charge de camion

Le tableau B-7 résume les fractions de charge de camion utilisées.

Tableau B-7 – Fractions de charge de camion selon le cas considéré

Cas	Flexion	Cisaillement
ÉLUL/ÉLUT	1,03	1,03
ELF	1,15	1,15

5. Calcul des efforts

5.1. Charges mortes et surcharge des travailleurs

Pour les charges mortes et la surcharge des travailleurs, il est possible de trouver l'effort de flexion et de cisaillement en tout point à l'aide des équations suivantes :

$$M(x) = \frac{wx}{2}(x - L)$$

$$V(x) = w\left(\frac{L}{2} - x\right)$$

5.2. Charge du camion CL-625 [art. 3.8.3.1.2]

À l'aide de calculs manuels, il est possible d'obtenir les valeurs maximales du cisaillement et de flexion causées par le camion CL-625. L'effort obtenu doit être majoré par un coefficient de majoration dynamique (1+CMD) afin de prendre en compte les effets dynamiques causés par le passage du camion [art. 3.8.4.5.3].

5.2.1. Cisaillement

5.2.1.1 Cas 1

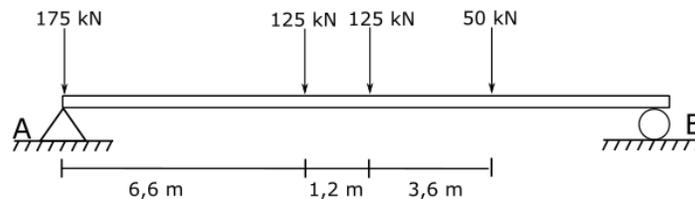


Figure B-3 – Répartition des essieux pour le premier cas de cisaillement

$$R_B = \frac{[(6,6 + 1,2 + 3,6) \times 50 + (6,6 + 1,2) \times 125 + (6,6) \times 125]}{15} = 158 \text{ kN}$$

$$R_A = [175 + 50 + 125 + 125] - 158 = 317 \text{ kN}$$

$$V = (CMD)(F_E)R_A = (1,25) \times 1,03 \times 317 \text{ kN} = 408 \text{ kN}$$

5.2.1.2 Cas 2

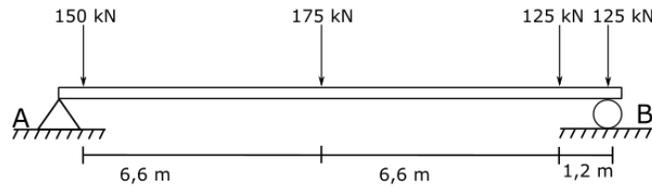


Figure B-4 – Répartition des essieux pour le deuxième cas de cisaillement

$$R_A = \frac{[(6,6 + 6,6 + 1,2) \times 150 + (6,6 + 1,2) \times 175 + (1,2) \times 125]}{15} = 245 \text{ kN}$$

$$R_B = [175 + 150 + 125 + 125] - 245 = 330 \text{ kN}$$

$$V = (C_{MD})(F_E)R_B = (1,25) \times 1,03 \times 330 \text{ kN} = 425 \text{ kN}$$

5.2.1.3 Cas 3

Le troisième cas prend en compte la surcharge de voie. Ainsi, les charges de camion peuvent être diminuées à 80% de leur valeur [art. 3.8.3.1.3].

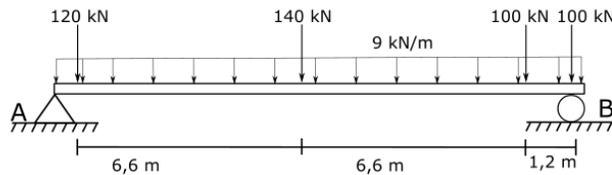


Figure B-5 – Répartition des essieux et surcharge de voie pour le troisième cas de cisaillement

$$R_{A_{camion}} = \frac{[(6,6 + 6,6 + 1,2) \times 120 + (6,6 + 1,2) \times 140 + (1,2) \times 100]}{15} = 196 \text{ kN}$$

$$R_{B_{camion}} = [140 + 120 + 100 + 100] - 196 = 264 \text{ kN}$$

$$R_{A_{surcharge}} = R_{B_{surcharge}} = \frac{9 \times 15}{2} = 67,5 \text{ kN}$$

$$V = (F_E)R_{B_{camion}} + R_{B_{surcharge}} = 1,03 \times 264 \text{ kN} + 67,5 \text{ kN} = 333 \text{ kN}$$

5.2.1.4 Effort de cisaillement maximal

L'effort de cisaillement maximal (V_i) est donc de 425 kN (cas 2).

5.2.2. Flexion au centre

5.2.2.1 Généralités

Selon (PICARD et al., 2010), pour connaître le moment maximal causé par une série de charges ponctuelles, il faut disposer les charges ponctuelles de telle sorte que la charge la plus près de la résultante et la résultante soit équidistante du centre de la poutre. Le moment maximal se trouve alors sous la charge située le plus près de la résultante.

5.2.2.2 Calcul de la résultante

Puisque la longueur du camion CL-625 est plus grande que la longueur totale du pont, toutes les charges ponctuelles n'agissent pas en même temps. Au maximum, quatre d'entre elles vont agir sur la poutre en même temps. Il faut donc trouver la résultante maximale en utilisant seulement quatre essieux.

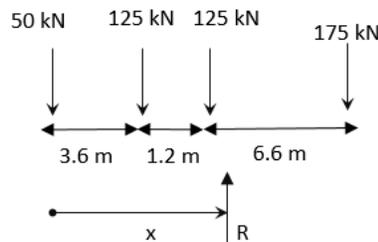


Figure B-6 – Calcul de la résultante

$$\sum F = 0, R = 475 \text{ kN}$$

$$\sum M_0 = 0, x = \frac{125 \times 3,6 + 125 \times (3,6 + 1,2) + 175 \times (3,6 + 1,2 + 6,6)}{475} = 6,41 \text{ m}$$

$$d = \frac{6,41 - (3,6 + 1,2)}{2} = 0,81 \text{ m}$$

Alors, la charge du troisième essieu (125 kN) doit être positionnée à 0,81 m du centre de la poutre. La charge de 50 kN est donc à 1,89 m d'un des appuis.

$$\text{Distance de l'appui} = 7,5 - 0,81 - (3,6 + 1,2) = 1,89 \text{ m}$$

5.2.2.3 Cas 1

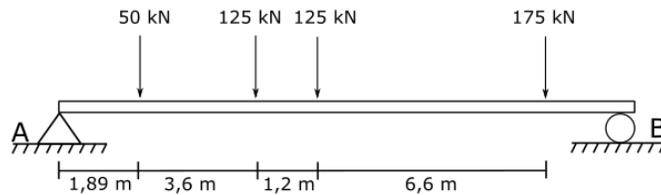


Figure B-7 – Répartition des essieux pour le premier cas en flexion

$$R_A = 212 \text{ kN}, R_B = 263 \text{ kN}$$

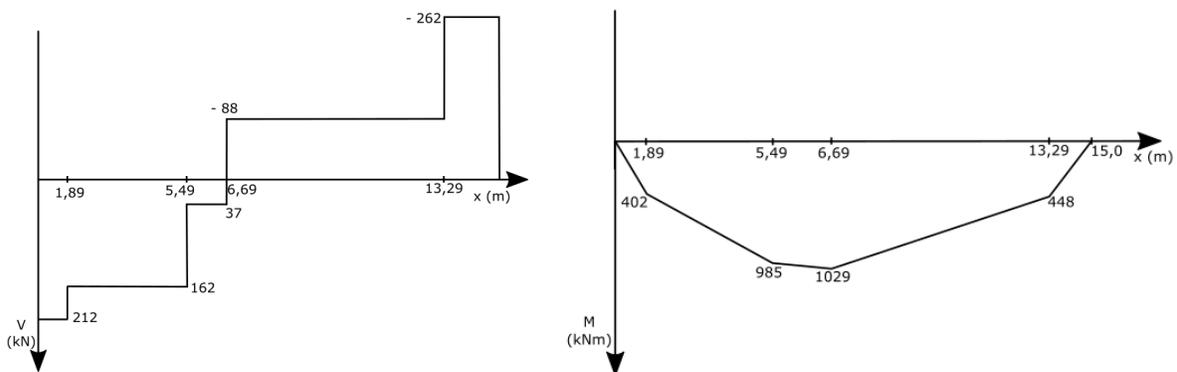


Figure B-8 – Cisaillement et effort de flexion, premier cas en flexion

$$M_{max} = M \times F_e \times (1 + CMD) = 1029,28 \text{ kNm} \times 1,03 \times 1,25 = 1325 \text{ kNm}$$

Le moment de flexion causé par le camion CL-625 au centre de la poutre est égal à :

$$M_{centre} = M \times F_e \times (1 + CMD) = 958 \text{ kNm} \times 1,03 \times 1,25 = 1233 \text{ kNm}$$

5.2.2.4 Cas 2

Le deuxième cas prend en compte la surcharge de voie. Ainsi, les charges du camion CL-625 sont diminuées à 80% de leurs valeurs normales [art 3.8.3.1.3].

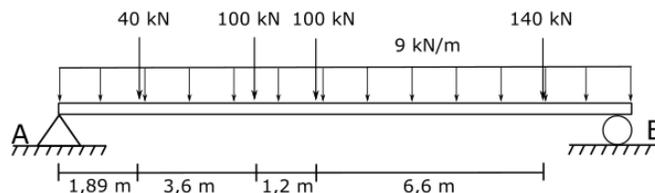


Figure B-9 – Répartition des essieux et surcharge de voie pour le deuxième cas en flexion

$$R_A = 237 \text{ kN}, R_B = 278 \text{ kN}$$

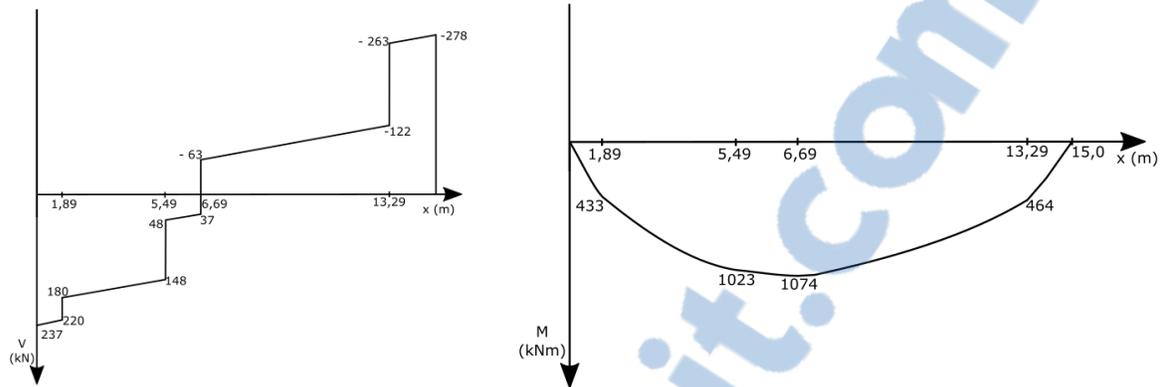


Figure B-10— Cisaillement et effort de flexion, deuxième cas en flexion

Dans le cas présent, il n'y a pas de majoration dynamique (article 3.8.4.5.1). Alors, l'effort de flexion est de :

$$M_{max} = M \times F_e = 1075 \text{ kNm} \times 1,03 = 1\,106 \text{ kNm}$$

5.2.2.5 Effort de flexion maximale

L'effort de flexion maximal (M_f) est donc de 1 325 kNm (cas 1).

5.3. Pondération et combinaison des charges

5.3.1. Coefficients de pondération [tableaux 3.1 et 3.2 de (CAN/CSA S6-14, 2014)]

Tableau B-8— Coefficients de pondération en fonction du type de charge

Coefficient de pondération des charges				
Charge	ÉLUL #1	ÉLUL #2	ÉLUT #1	ELF #1
Platelage en aluminium	1,1	1,1	1	1
Poutre en acier	1,1	1,1	1	1
Traverses et boulons	1,1	1,1	1	1
Glissière de sécurité	1,1	1,1	1	1
Couche d'usure	1,5	1,5	1	1
Surcharge*	1,7	1,6	0,9	1

*Pour la surcharge des travailleurs, le coefficient de pondération est donné à [art. 3.16.3].

Le coefficient est de $85\% \times 1,7 = 1,445$.

5.3.2. État limite ultime

5.3.2.1 Moment de flexion

Les calculs sont effectués durant la phase de construction (avant l'atteinte de l'effet mixte) et après l'atteinte de l'effet mixte.

Avant l'atteinte de l'effet mixte, les charges à considérer sont les suivantes :

$$M_{\text{avant l'effet mixte}} = M_{\text{platelage}} + M_{\text{poutre}} + M_{\text{traverses et boulons}} + M_{\text{glissière}} + M_{\text{surcharge}}$$

Après l'atteinte de l'effet mixte, les charges à considérer sont les suivantes :

$$M_{\text{avant l'effet mixte}} = M_{\text{platelage}} + M_{\text{couche d'usure}} + M_{\text{poutre}} + M_{\text{traverses et boulons}} + M_{\text{glissière}} + M_{\text{camion}}$$

Les charges à considérer pour le calcul des efforts d'une poutre sont données au tableau B-5. Les efforts causés par le camion CL-625 ont été trouvés à la section 5.2 de la présente annexe. Le tableau B-9 résume les calculs pour le moment fléchissant.

Tableau B-9 – Sollicitation en flexion à l'ÉLUL #1

Type de charge	Effort non pondéré		Coefficient de pondération	Effort pondéré	
	Centre (kNm)	À 6700 mm de l'appui gauche ¹ (kNm)		Centre (kNm)	À 6700 mm de l'appui gauche ¹ (kNm)
Platelage	62,90	62,17	1,1	69,19	68,39
Couche d'usure	16,88	16,68	1,5	25,31	25,02
Poutre	48,51	47,95	1,1	53,36	52,75
Traverses et boulons	9,70	9,59	1,1	10,67	10,55
Glissière	8,97	8,86	1,1	9,86	9,75
Surcharge des travailleurs et équipement	150,19	148,46	1,445	217,02	214,52
Camion	1 237,94	1 329,45	1,7	2 104,51	2 260,07
Somme	Moment fléchissant avant l'effet mixte			375,56	371,23
	Moment fléchissant avec l'effet mixte			2 272,90	2 426,52

¹ À 6 700 mm de l'appui gauche, c'est-à-dire à la position où le camion crée l'effort maximal en flexion.

5.3.2.2 Cisaillement

Pour le cisaillement à l'ÉLUL, les efforts sont donnés au tableau ci-dessous.

Tableau B-10 — Sollicitation en cisaillement à l'ÉLUL #1

Type de charge	Effort non pondéré (kN)	Coefficient de pondération	Effort pondéré (kN)
Platelage	16,77	1,1	18,5
Couche d'usure	4,50	1,5	6,8
Poutre	12,94	1,1	14,2
Traverses et boulons	2,59	1,1	2,8
Glissière	2,39	1,1	2,6
Camion	426,24	1,7	724,6
Somme	Cisaillement avec l'effet mixte		769,5

5.3.3. État limite utilisation

5.3.3.1 Moment de flexion

Le tableau ci-dessous résume les calculs pour le moment fléchissant.

Tableau B-11 — Sollicitation en flexion à l'ÉLUT #1

Type de charge	Effort non pondéré		Coefficient de pondération	Effort pondéré	
	Centre (kNm)	À 6700 mm de l'appui gauche ¹ (kNm)		Centre (kNm)	À 6700 mm de l'appui gauche ¹ (kNm)
Platelage	62,90	62,17	1	62,90	62,17
Couche d'usure	16,88	16,68	1	16,88	16,68
Poutre	48,51	47,95	1	48,51	47,95
Traverses et boulons	9,70	9,59	1	9,70	9,59
Glissière	8,97	8,86	1	8,97	8,86
Camion	1 237,94	1 329,45	0,9	1 114,15	1 196,51
Somme	Moment fléchissant			1 261,10	1 341,77

¹ À 6 700 mm de l'appui gauche, c'est-à-dire à la position où le camion crée l'effort maximal en flexion.

5.3.3.2 Cisaillement

Pour le cisaillement à l'ÉLUT, les efforts sont donnés au tableau ci-dessous.

Tableau B-12 – Sollicitation en cisaillement à l'ÉLUT #1

Charge	Effort non pondéré (kN)	Coefficient de pondération	Effort pondéré (kN)
Platelage	16,77	1	16,77
Couche d'usure	4,50	1	4,50
Poutre	12,94	1	12,94
Traverses et boulons	2,59	1	2,59
Glissière	2,39	1	2,39
Camion	426,24	0,9	383,6
Somme			422,8

5.4. État limite de fatigue

Pour le critère de fatigue, seule la variation de l'effort est importante. Ainsi, la seule charge à considérer est la charge de camion qui agit de façon cyclique. La sollicitation à l'ÉLF est donnée à l'équation suivante :

$$M_{S\,ELF} = M_{camion\,ELF} \times F_{E\,ELF} \times (1 + CMD) \times \alpha_{L\,ELF}$$

$$M_{S\,ELF} = (1029,28 \times 1,15 \times 1,25) \times 1$$

$$M_{S\,ELF} = 1\,480\,kNm$$

6. Résistance à la flexion avant l'effet mixte [art. 10.10]

6.1. Généralités

Avant que les boulons ne soient serrés, seules les poutres résistent aux charges qui sont appliquées. Le cisaillement n'est pas critique si la surcharge de camion n'est pas prise en compte puisqu'il est considéré que seule l'âme de la poutre résiste à l'effort tranchant, même lors de l'effet mixte. Ainsi, la résistance de l'âme de la poutre doit être suffisante pour résister à l'effort tranchant après l'effet mixte qui est largement supérieure à celui avant l'effet mixte. Avant l'atteinte de l'effet mixte, il ne faut vérifier que la résistance en flexion de la poutre.

Tout d'abord, il faut vérifier la classe de la poutre en acier.

6.2. Classe de la poutre (tableau 10.3 de la norme)

6.2.1. Âme

$$\sqrt{F_y} \frac{h}{w} = \sqrt{350} \frac{797}{14,0} = 1065$$

Limite classe 1 = 1100, limite classe 2 = 1700,

Résultat : Âme classe 1

6.2.2. Ailes

$$\sqrt{F_y} \frac{b_0}{t} = \sqrt{350} \frac{292/2}{18,8} = 145,29$$

Limite classe 1 = 145, limite classe 2 = 170,

Résultat : Ailes classe 2

6.3. Calcul du moment résistant

Il est supposé que la poutre est retenue au centre et aux extrémités. La longueur non supportée est lors de 7,5m. La résistance de la poutre avant l'effet mixte est calculée selon [art. 10.10.2.3].

$$M_r = 1,15\varphi_s M_p \left[1 - \frac{0,28M_p}{M_u} \right] \leq \varphi_s M_p \text{ si } M_u > 0,67M_p$$

Où

$$M_r = \varphi_s M_u \text{ si } M_u \leq 0,67M_p$$

Il faut donc calculer le moment élastique critique de la poutre :

$$M_u = \frac{\omega_2 \pi}{L} \sqrt{E_s I_y G_s J + \left(\frac{\pi E_s}{L} \right)^2 I_y C_w}$$

En supposant $\omega_2 = 1$ (cas conservateur),

$$L = 7,5m ; E_s = 200 \times 10^9 Pa ; I_y = 78,2 \times 10^6 m^4 ; G_s = 77 \times 10^9 Pa ; J = 2,22 \times 10^6 m^4 ;$$

$$C_w = 13 \times 10^6 m^6.$$

$$M_u = 1\,311,86 \text{ kNm}$$

Puisque la section est de classe 2,

$$M_p = Z_x F_y = 6,81 \times 10^{-6} (350 \times 10^6) = 2\,384 \text{ kNm}$$

Ainsi,

$$M_u \leq 0,67M_p = 0,67 \times 2\,384 = 1\,597 \text{ kNm}$$

$$1\,311,86 \text{ kNm} \leq 1\,597 \text{ kNm}$$

Alors,

$$M_r = \varphi_s M_u = 0,95 \times 1\,311,86 = 1\,246 \text{ kNm}$$

$$M_r > M_f = 376 \text{ kNm}$$

La résistance est suffisante. La poutre ne devrait pas déverser durant l'installation.

7. Résistance du platelage

7.1. Hypothèses de calcul

Les hypothèses données à la section 3.3.1 du présent document sont toujours valides.

7.2. Résistance du platelage en flexion

7.2.1. Sollicitation

La sollicitation maximale est causée par la charge de roue de 87,5 kN (essieu de 175 kN). Cette charge doit être amplifiée par le facteur d'amplification dynamique (1+CMD) de 1,4 puisqu'un seul essieu est considéré. Lorsque cette charge est disposée entre deux poutres, la sollicitation est la suivante :

$$M_{s \text{ platelage}} = M_{\text{platelage}} + M_{\text{couche usure}} + M_{\text{roue}}$$

$$M_{s \text{ platelage}} = 1,1 \left(\frac{(1,01 \text{ kPa} \times 1\text{m}) \times 2,767^2}{8} \right) + 1,5 \left(\frac{(0,3 \text{ kPa} \times 1\text{m}) \times 2,767^2}{8} \right) + 1,7 \left(\frac{87,5 (1 + 0,4) \times 2,767}{4} \right)$$

$$M_{s \text{ platelage}} = 1,06 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 0,43 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 144,04 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{s \text{ platelage}} = 145,52 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

7.2.2. Moment résistant du platelage en flexion entre deux poutres

En supposant que les seules parois supérieures et inférieures du platelage participent à la résistance, cette dernière est donnée par :

$$M_{R \text{ platelage}} = \varphi_a T e$$

$$M_{R \text{ platelage}} = 0,9 (1\text{ m} \times 0,006\text{ m} \times 170\text{ MPa}) \times \left(200 - \frac{6}{2} - \frac{8}{2}\right)$$

$$M_{R \text{ platelage}} = 177\text{ kNm/m}$$

$$M_{R \text{ platelage}} > M_{S \text{ platelage}} \text{ (OK)}$$

8. Résistance à la flexion après l'effet mixte [art. 10.11.5]

8.1. Hypothèses de calcul

Les hypothèses données à la section 3.3.1 du présent document sont toujours valides.

Une hypothèse supplémentaire est admise à cette étape : il est supposé que l'utilisation d'une poutre en I équivalente au platelage en aluminium permet d'obtenir des résultats représentatifs de la réalité.

8.2. Calcul de la position de l'axe neutre

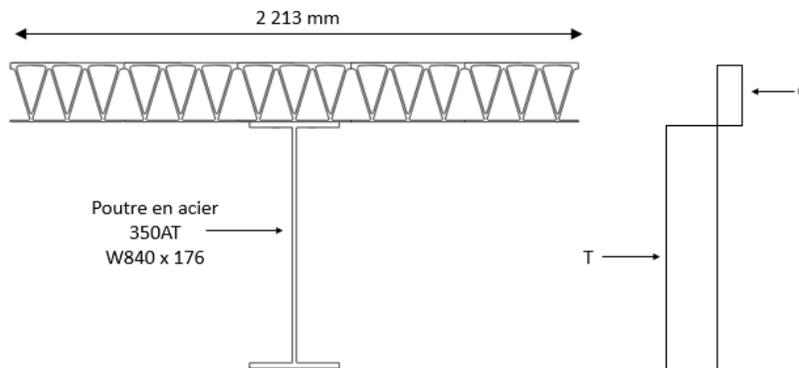


Figure B-11 – Schéma de la poutre mixte

8.2.1. Force de compression maximale dans le platelage en aluminium

$$C = \phi_a A_a f_{ya} = 0,9 \times \frac{(13\ 774)}{(370)} \times L \times 170\text{ MPa}$$

Avec $L = 0,8 \times 2\ 767 = 2\ 213\text{ mm}$

$$C = 12\ 605\text{ kN}$$

8.2.2. Force de tension maximale dans la poutre

$$T = \phi_s A_s f_{ys} = 0,95 \times 22\ 400 \times 350 = 7\ 448\text{ kN}$$

Puisque $C > T$, l'axe neutre est dans le platelage.

8.2.3. Calcul à l'aide d'une poutre en I équivalente au platelage

8.2.3.1 Généralités

C'est ici la partie complexe où il faut trouver l'axe neutre, l'aire tendue, l'aire comprimée ainsi que le centre de gravité de la partie tendue et de la partie comprimée. Pour ce faire, le platelage en aluminium est transformé en poutre en I équivalente. Le principe est simple : en utilisant une poutre en I ayant des ailes supérieures et inférieures de même largeur et de même épaisseur que les membrures respectives du platelage en aluminium, il est possible de représenter le platelage par une poutre en I équivalente ayant des propriétés géométriques (aire et inertie) semblables (voir tableau B-13). En ayant fixée les dimensions des ailes supérieures et inférieures et en gardant la hauteur totale de l'extrusion identique, il est possible de calculer la largeur de l'âme de la poutre en I afin de conserver la même aire que l'extrusion.

Tableau B-13— Aire et inertie de la section standard de platelage et de la poutre en I équivalente

Propriété	Section standard de platelage	Poutre en I équivalente	Erreur (%)
Aire (mm ²)	82 396	82 396	0,0
Inertie (mm ⁴)	457,7 x 10 ⁶	434,9 x 10 ⁶	5,0

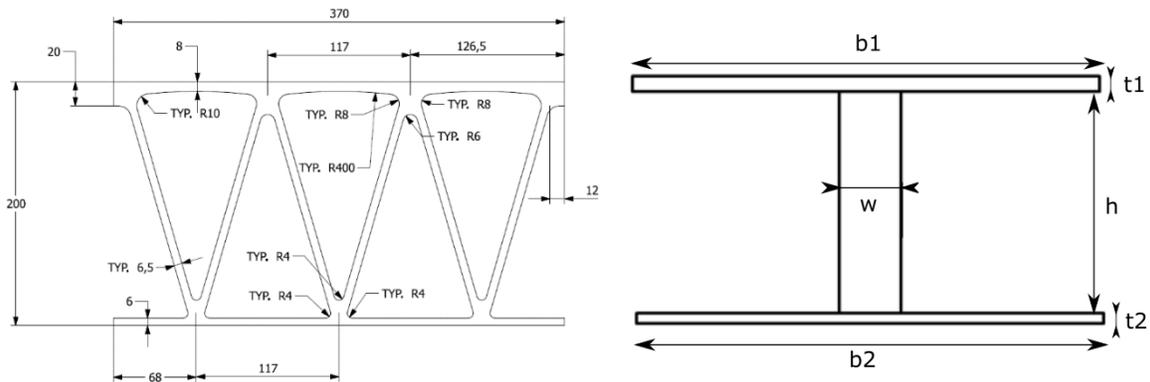


Figure B-12 — Représentation de la poutre en I équivalente

Les dimensions de la poutre en I équivalente sont données au tableau B-14.

Tableau B-14– Dimensions de la poutre en I équivalente au plâlage

Dimension	Valeur	Unité
t_1	8	mm
b_1	2 213	mm
h	186	mm
w	276,39	mm
t_2	6	mm
b_2	2 213	mm

Il est alors possible de trouver l'axe neutre pour avoir l'équilibre des forces.

8.2.3.2 Calcul de la tension qui doit être reprise par le plâlage

$$T_{\text{plâlage}} = \frac{C - T}{2} = \frac{12\,605 - 7\,448}{2} = 2\,579 \text{ kN}$$

8.2.3.3 Force de tension maximale dans l'aile inférieure du plâlage

$$F = 6 \text{ mm} \times 2\,213 \text{ mm} \times (0,9 \times 170 \text{ MPa}) = 2\,032 \text{ kN} < 2\,579 \text{ kN}$$

L'axe neutre se trouve donc dans l'âme du plâlage.

8.2.4. Position de l'axe neutre

Il faut alors trouver la hauteur de l'âme tendue du plâlage (x).

$$C = 0,9 \times 170((8 \times 2213) + (186 - x) \times 276,39)$$

$$T = 7\,448 + 0,9 \times 170((6 \times 2213) + 276,39x)$$

Avec l'équilibre des forces ($C=T$), il est possible de trouver $x= 12,95 \text{ mm}$. Alors,

$$T = C = 10\,027 \text{ kN}$$

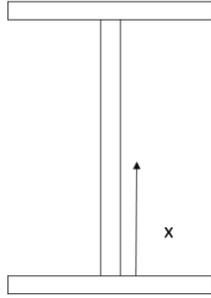


Figure B-13— Position de l'axe neutre dans la poutre en I équivalente au platelage

8.3. Calcul du moment résistant

Le moment résistant de la poutre mixte est donné par l'équation suivante (voir figure B-14) :

$$M_R = C_1 e_{c1} + C_2 e_{c2} + T_1 e_{t1} + T_2 e_{t2} + T_{poutre} e_{tpoutre}$$

Avec

$$C_1 = 0,9 f_y t_1 \text{ platelage } b_1 \text{ platelage} = 2\,709 \text{ kN}$$

$$e_1 = h + \frac{t_1}{2} - x = 177,05 \text{ mm}$$

$$C_2 = 0,9 f_y (h - x) w_{\text{platelage}} = 7\,318 \text{ kN}$$

$$e_2 = \frac{h - x}{2} = 86,53 \text{ mm}$$

$$T_1 = 0,9 f_y x w_{\text{platelage}} = 547 \text{ kN}$$

$$e_1 = \frac{x}{2} = 6,47 \text{ mm}$$

$$T_2 = 0,9 f_y t_2 \text{ platelage } b_2 \text{ platelage} = 2\,032 \text{ kN}$$

$$e_2 = \frac{t_2 \text{ platelage}}{2} + x = 15,95 \text{ mm}$$

$$T_{\text{poutre}} = 7\,448 \text{ kN}$$

$$e_{t \text{ poutre}} = y + t_2 \text{ platelage} + x = 436,45 \text{ mm}$$

$$M_R = 4\,399 \text{ kNm} > M_f = 2\,427 \text{ kNm}$$

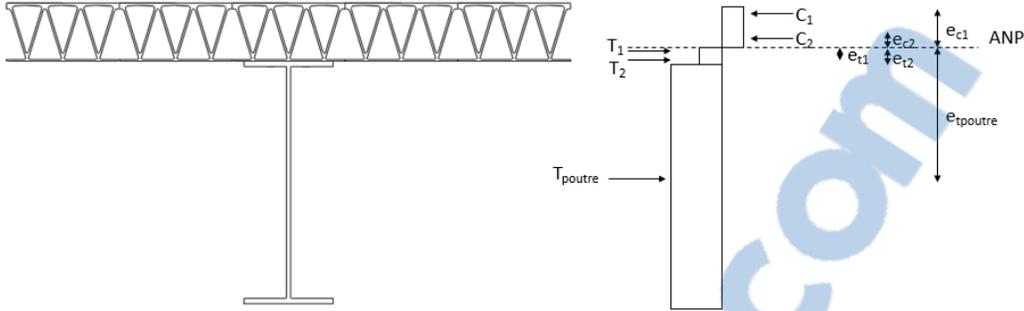


Figure B-14 – Valeurs pour le calcul du moment résistant de la poutre mixte

9. Résistance au cisaillement [art. 10.10.5]

9.1. Prise en compte des raidisseurs [art.10.10.6.1]

Est-ce que les appuis des traverses peuvent être considérés comme des raidisseurs ?

$$\frac{h}{w} = \frac{797}{14} = 57 < 150$$

$$a = 7\,500\text{ mm} > 3h = 3 \times 797\text{ mm} = 2\,391\text{ mm}$$

Non, les appuis des traverses ne peuvent pas être considérés comme des raidisseurs.

9.2. Calcul de la résistance au cisaillement [art. 10.10.5.1]

$$V_r = \phi_s A_w F_s$$

9.2.1. Calcul de k_v , de F_t et de F_{cr}

$$k_v = 5,34$$

Puisqu'il n'y a pas de raidisseurs.

$$\frac{h}{w} < 502 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}}$$

$$\frac{797}{14} < 502 \sqrt{\frac{5,34}{350}}$$

$$57 < 62,01$$

Donc, **cas A**

$$F_t = 0 \text{ et } F_{cr} = 0,577F_y$$

$$F_s = 0 + 0,577 \times 350 = 201,95 \text{ MPa}$$

9.2.2. Valeur de la résistance au cisaillement

$$V_r = 0,95 \times (797 \times 14) \times 201,95 = 2\,141 \text{ kN}$$

$$V_f = 770 \text{ kN OK!}$$

10. Résistance de l'assemblage boulonné

10.1. Résistance à l'ÉLUL

10.1.1. Résistance à l'écrasement de la plaque d'acier [art. 10.18.2.3.3]

$$B_r = 3\phi_{B_r} n t d F_u$$

$$B_r = 3(0,8)(1)(18,8)(19,05)(480 \text{ MPa}) = 413 \text{ kN/boulon}$$

10.1.2. Cisaillement du boulon [art. 10.18.2.3.3]

$$V_r = 0,5\phi_b n m A_b F_u$$

$$V_r = 0,5(0,8)(1)(1) \left(\frac{19,05^2 \times \pi}{4} \right) (830 \text{ MPa}) = 94,63 \text{ kN/boulon}$$

10.1.3. Résistance à l'écrasement de l'aluminium [17.22.2.6]

Si la distance à l'extrémité de la poutre > 2d=38,10 mm

$$B_r = \phi_u 2 d t F_u$$

$$B_r = (0,75)(2)(19,05)(12)(205 \text{ MPa}) = 70,3 \text{ kN/boulon}$$

10.1.4. Effort qui doit être transféré

L'effort de traction de la poutre doit être transféré au platelage pour équilibrer les forces internes.

$$P = 7\,448 \text{ kN}$$

10.1.5. Calcul du nombre de boulons

$$N = \frac{P}{q_r} = \frac{7\,448 \text{ kN}}{70,3 \frac{\text{kN}}{\text{boulon}}} = 105,95 \text{ boulons}$$

10.1.6. Espacement entre les boulons

$n = 2$ rangées de boulons par poutre

$$s = \frac{L}{\left(\frac{N}{n} + 1\right)} = \frac{7500 \text{ mm}}{\left(\frac{106}{2} + 1\right)} = 138,9 \text{ mm}$$

$$s = 135 \text{ mm}$$

10.2. Résistance à l'ÉLUT

10.2.1. Contact avec acier [10.18.2.3.2]

$$V_s = 0,53c_s k_s m n A_b F_u$$

À partir du tableau 10.9 de la norme, on trouve $c_s = 1$, $k_s = 0,3$, pour l'acier galvanisé des boulons ASTM F3125/F3125M-15a de grade A325.

$$V_s = 0,53(1)(0,3)(1)(1) \left(\frac{19,05^2 \times \pi}{4} \right) (830 \text{ MPa}) = 37,61 \text{ kN/boulon}$$

10.2.2. Contact avec aluminium [17.22.2.4.2]

$$V_r = 0,15 m n A_b F_u$$

$$V_s = 0,15(1)(1) \left(\frac{19,05^2 \times \pi}{4} \right) (830 \text{ MPa}) = 35,48 \text{ kN/boulon}$$

10.2.3. Calcul du nombre de boulons

10.2.3.1 Contraintes aux fibres extrêmes de la poutre mixte

Pour connaître le nombre de boulons à utiliser, il faut d'abord trouver la force qui doit être transférée. Du tableau B-11, on trouve que l'effort maximal dû aux charges d'utilisation est de 1 342 kNm.

$$S_{n1} = \frac{I_{nx}}{y_1} = \frac{6,12 \times 10^9}{714} = 8,57 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{n2} = \frac{I_{nx}}{y_2} = \frac{6,12 \times 10^9}{(835 + 200 - 714)} = 1,907 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

Donc,

$$\sigma_1 = \frac{M}{S_{n1}} = \frac{1\,342 \text{ kNm}}{8,57 \times 10^{-3} \text{ m}^3} = 156,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{M}{S_{n2}} = \frac{1\,342 \text{ kNm}}{19,07 \times 10^{-3} \text{ m}^3} = 70,4 \text{ MPa}$$

10.2.3.2 Contrainte au bas du platelage

Par triangles semblables :

$$\sigma_{\text{bas_platelage}} = \frac{70,4 \text{ MPa} \times (835 - 714)}{(835 + 200 - 714)} = 26,5 \text{ MPa}$$

10.2.3.3 Force qui doit être transférée

$$F = \sigma_{\text{moy}} \times A_{\text{platelage}}$$

$$F = \frac{(70,4 + 26,5)}{2} \times 82\,396 = 3\,992 \text{ kN}$$

10.2.4. Nombre de boulons

$$N = \frac{P}{q_r} = \frac{3\,992 \text{ kN}}{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{boulon}}} = 112,87 \text{ boulons}$$

10.2.5. Espacement entre les boulons

$n = 2$ rangées de boulons par poutre

$$s = \frac{L}{\left(\frac{N}{n} + 1\right)} = \frac{7500 \text{ mm}}{\left(\frac{114}{2} + 1\right)} = 129 \text{ mm}$$

$$\mathbf{s = 115 \text{ mm}}$$

10.3. Choix pour l'espacement entre les boulons

L'espacement doit être de 115 mm c/c.

11. Limitations des flèches permanentes [art. 10.11.4]

La limitation des flèches permanentes est un critère d'état limite d'utilisation. Afin de limiter les flèches permanentes, la norme recommande que les contraintes aux ailes supérieures et inférieures de la poutre ne dépassent pas la limite de $0,9F_y$.

$$\frac{M_d}{S_{\text{poutre}}} + \frac{M_{sd}}{S_n} + \frac{M_L}{S_n} \leq 0,9F_y$$

La poutre est bi-symétrique, alors $S_1 = S_2$ pour la poutre seule.

Pour la poutre mixte, l'aile inférieure est plus loin du centre de gravité. Il faut donc utiliser S_{n1} de la poutre mixte.

$$\frac{(62,17 + 16,68 + 47,95 + 9,59)}{5\,900} + \frac{8,86}{8\,570} + \frac{1\,196,51}{8\,570} \leq 0,9(350)$$

$$23,11 + 1,03 + 139,62 \leq 315$$

$$163,8 \text{ MPa} \leq 315 \text{ MPa } \mathbf{OK!}$$

12. Critère de fatigue

12.1. Généralités

La fatigue ne s'adresse qu'aux pièces soumises à des efforts de tension. Puisque le centre de gravité de la poutre mixte (donc, l'axe neutre élastique) se trouve dans la poutre, seule la poutre subit des efforts de traction. Les contraintes maximales en tension se situent à la fibre inférieure de la poutre.

12.2. Poutre en acier [art. 10.17]

Le critère de calcul est présenté à l'article [10.17.2.2].

$$0,52C_L f_{sr} \leq F_{sr}$$

12.2.1. Calcul de f_{sr}

L'écart de contrainte

$$M = 1\,480 \text{ kNm}$$

$$f_{sr} = \frac{M}{S} = \frac{M}{\left(\frac{I_n}{y}\right)} = \frac{1\,480 \text{ kNm}}{\left(\frac{6,12 \times 10^9}{714}\right)} = \frac{1\,480 \text{ kNm}}{8,57 \times 10^6} = 173 \text{ MPa}$$

Le paramètre λ dépend de la catégorie de détail. Dans le cas d'une poutre laminée en acier patinable (nuance AT), la catégorie de détail est B (tableau 10.7 de la norme et exemple 2 de la figure 10.6)

Selon le tableau 10.4 de la norme, les données pour une catégorie de détail B sont les suivantes :

Catégorie B : $\gamma = 3930 \times 10^9$, $\gamma' = 47,6 \times 10^{15}$ et $F_{sr} = 110 \text{ MPa}$

12.2.2. Calcul de F_{sr} [art. 10.17.2.3.1]

$$F_{sr} = si \left[\left(\frac{\gamma}{N_c} \right)^{1/3} < F_{srt} \right] \rightarrow \left[\left(\frac{\gamma'}{N_c} \right)^{1/5} \geq \frac{F_{srt}}{2} \right]$$

Pour une route de classe C, ADDT=250 (tableau 10.6 de la norme).

$$N_c = 365 \times 75 \times 1 \times (0,85 \times 250) = 5\,817\,188 \text{ cycles}$$

$$F_{sr} = si \left[\left(\frac{3930 \times 10^9}{5,818 \times 10^6} \right)^{1/3} < 110 \right] \rightarrow \left[\left(\frac{47,6 \times 10^{15}}{5,818 \times 10^6} \right)^{1/5} \geq \frac{110}{2} \right]$$

$$F_{sr} = si(87,75 < 110) \rightarrow (96,07 \geq 55)$$

$$F_{sr} = 96,07 \text{ MPa}$$

$$0,52(1)173 \leq 96,07$$

$$90 \leq 96 \text{ OK!}$$

ANNEXE C

Résultats des analyses par la méthode des éléments finis

Annexe C.

C.1. Effets de la modification des paramètres de la conductance thermique

C.1.1. Amplitude de la conductance

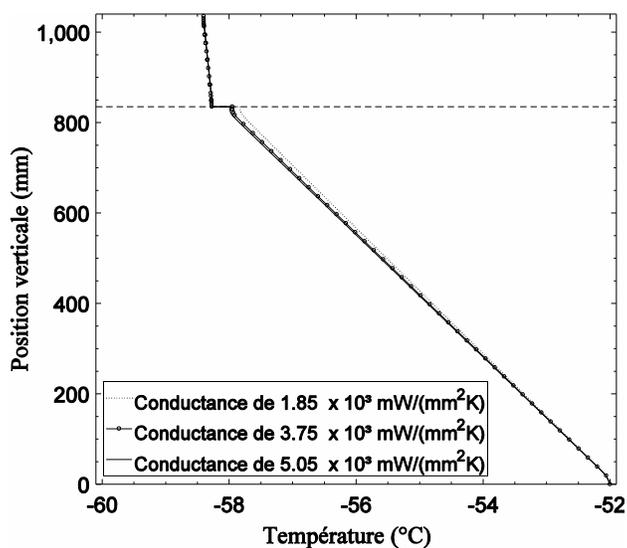


Figure C-1 — Effet de la variation de l'amplitude maximale de la conductance thermique sur la distribution de la température

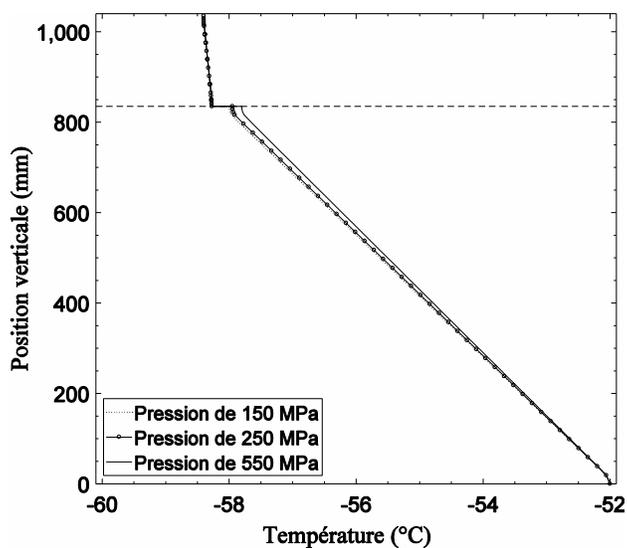


Figure C-2 — Effet de la variation de pression comme paramètre de la conductance thermique sur la distribution de la température

C.2. Résultats pour la poutre de 15 m de long

C.2.1. État limite d'utilisation (ÉLUT)

C.2.1.1. Cas I : Hiver avec gradient négatif

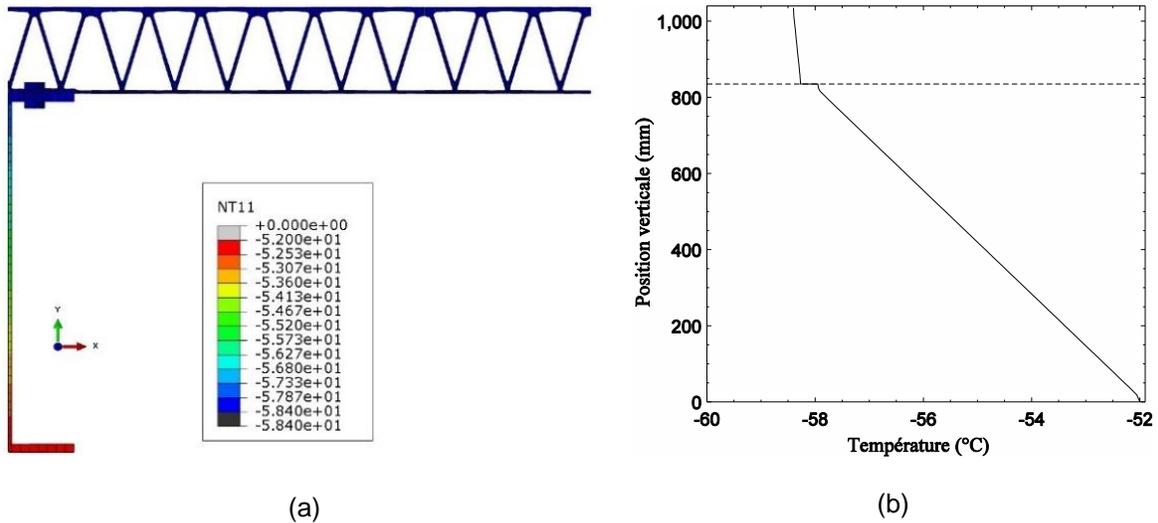
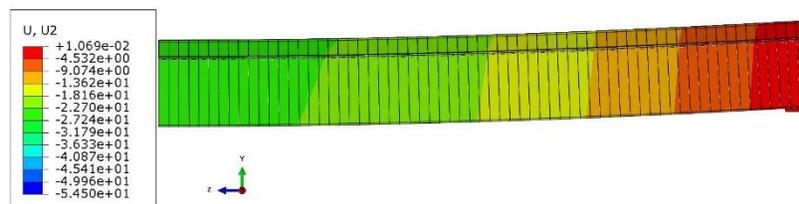
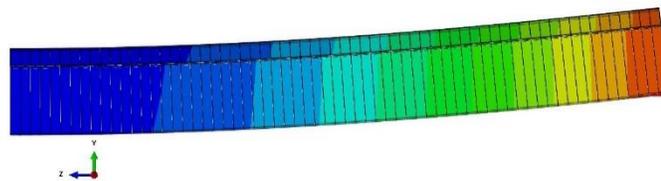


Figure C-3 – Distribution verticale de la température à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 15 m de long



(a) Chargement thermique (Ratio L/612)



(b) Chargements thermique et mécanique (Ratio L/275)

Figure C-4 – Flèche verticale (mm) de la poutre à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 15 m de long

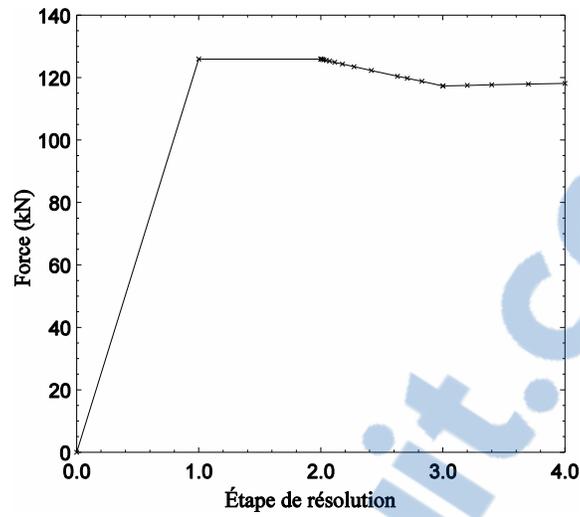
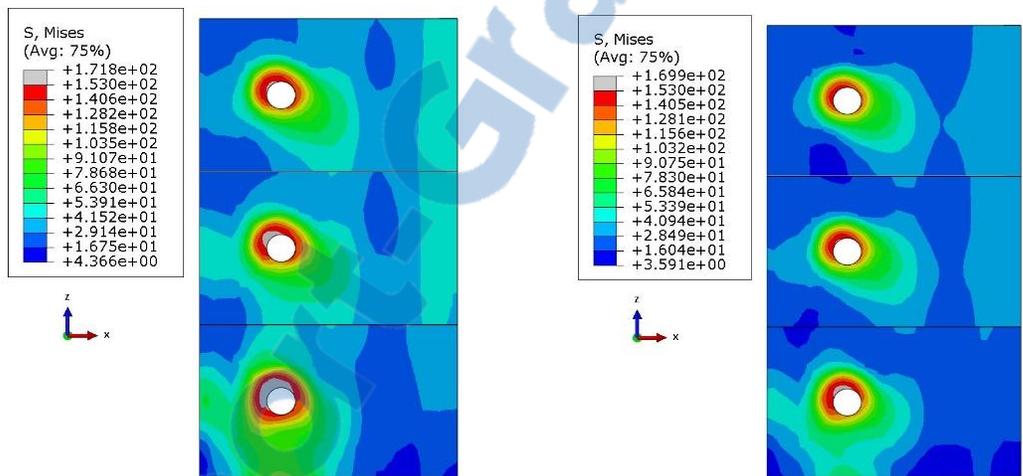


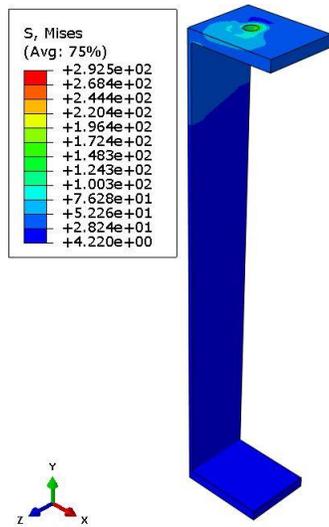
Figure C-5 — Évolution de la force dans le boulon au cours de l'analyse, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 15 m de long



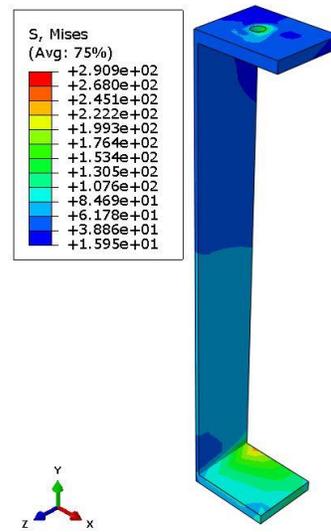
(a) Chargement thermique

(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-6 — Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 15 m de long

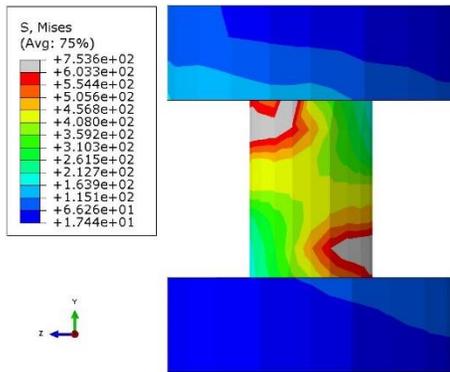


(a) Chargement thermique

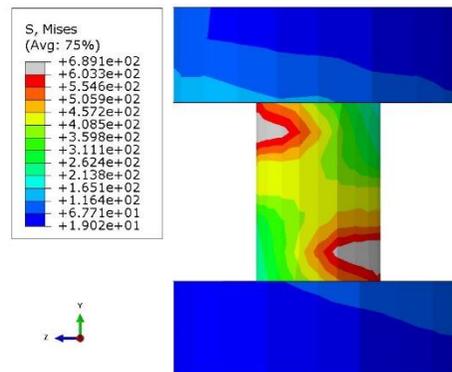


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-7 – Contraintes de von Mises pour la poutre à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 15 m de long

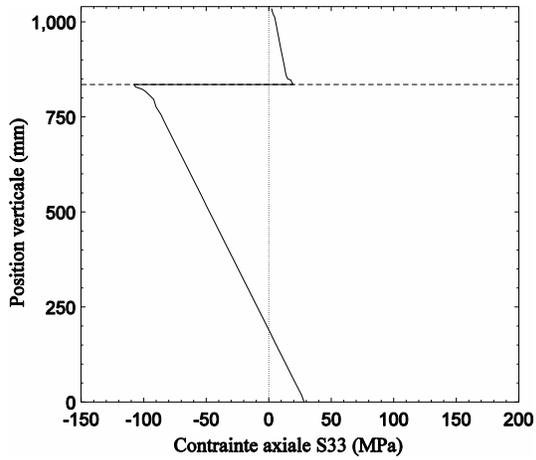


(a) Chargement thermique

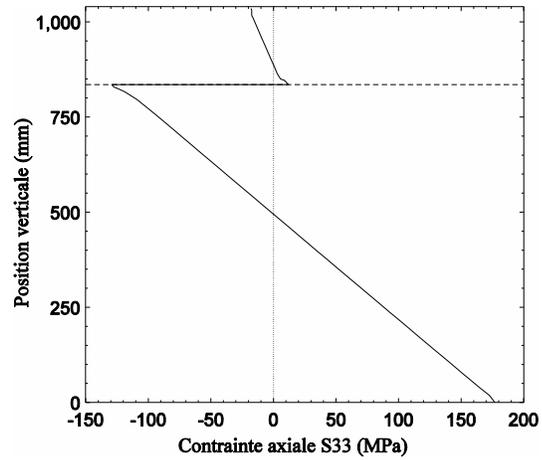


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-8 – Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 15 m de long

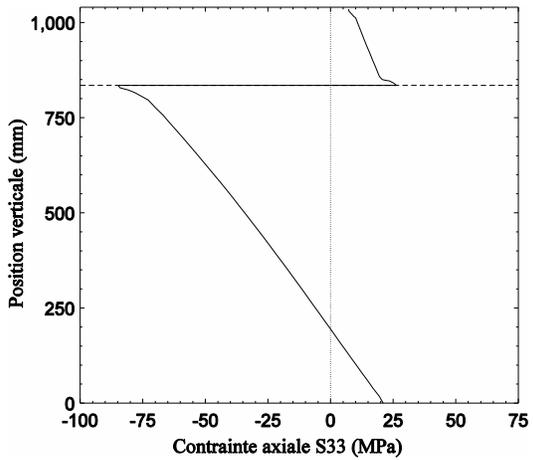


(a) Chargement thermique

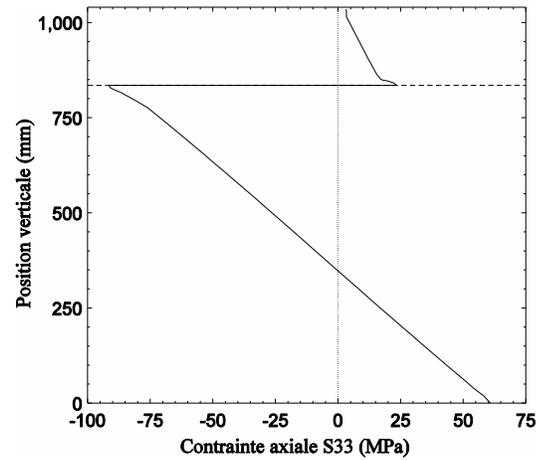


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-9 — Répartition des contraintes axiales sur la section centrale de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

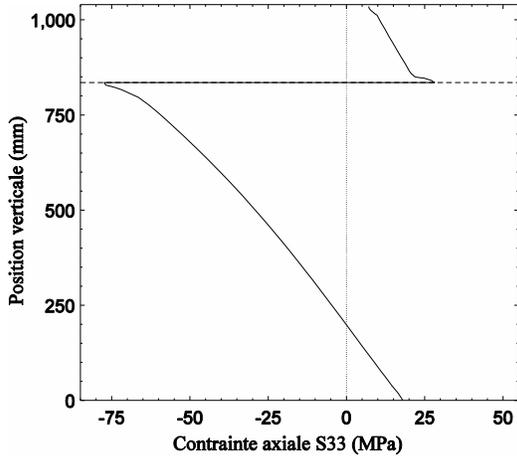


(a) Chargement thermique

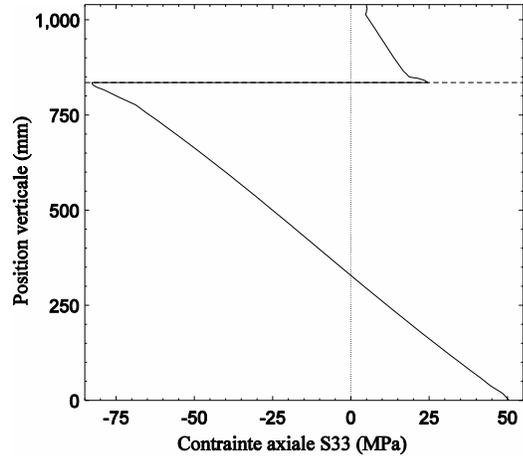


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-10 — Répartition des contraintes axiales sur la section située à 1 150 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

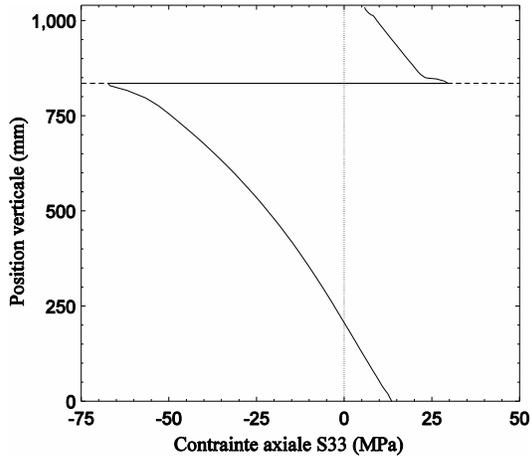


(a) Chargement thermique

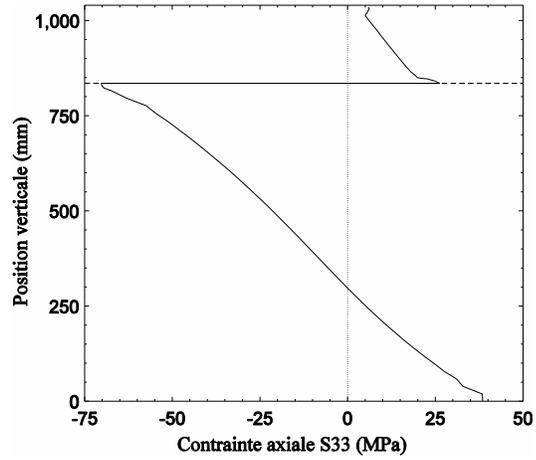


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-11 – Répartition des contraintes axiales sur la section située à 920 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

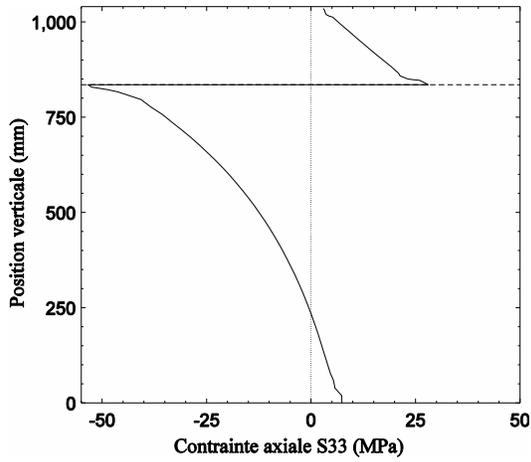


(a) Chargement thermique

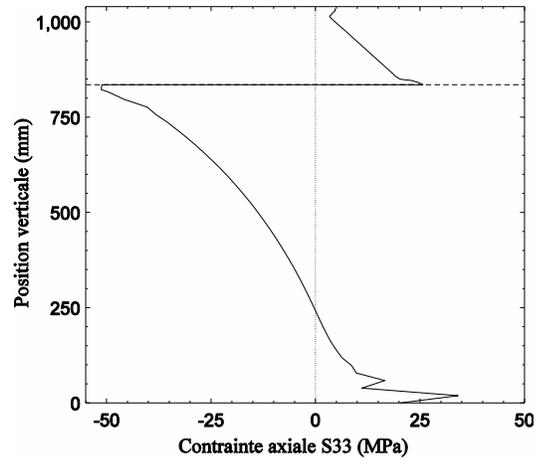


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-12 – Répartition des contraintes axiales sur la section située à 690 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

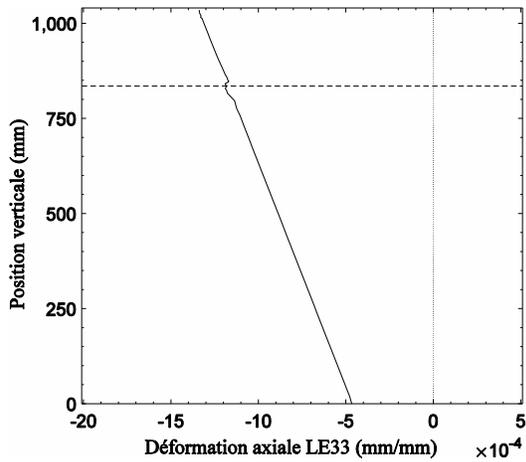


(a) Chargement thermique

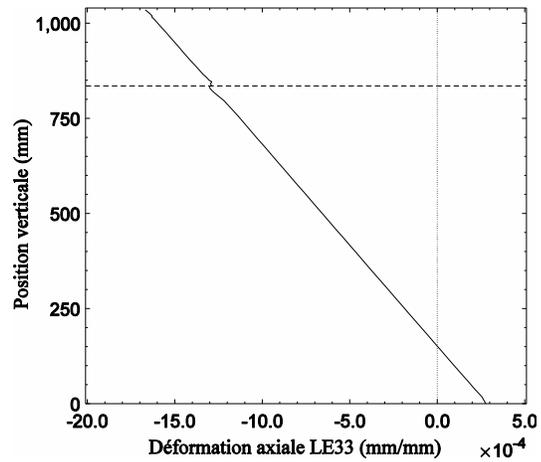


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-13 – Répartition des contraintes axiales sur la section située à 460 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

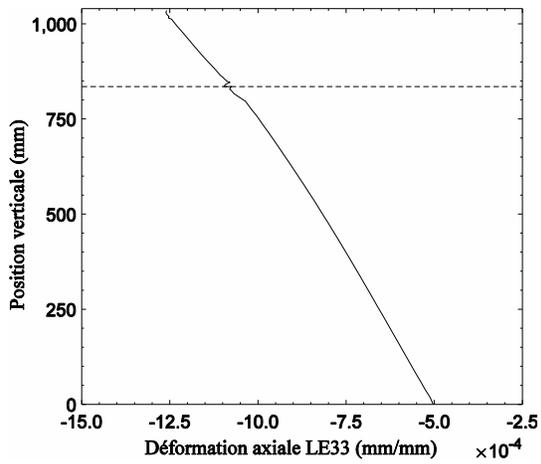


(a) Chargement thermique

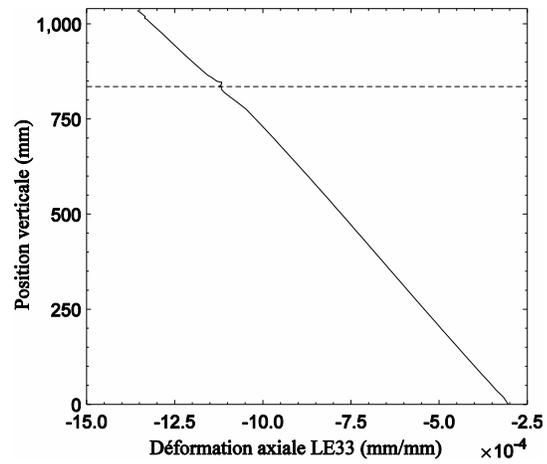


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-14 – Répartition des déformations axiales sur la section centrale de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

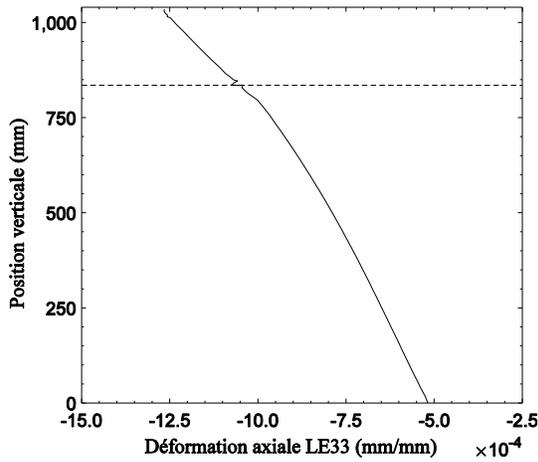


(a) Chargement thermique

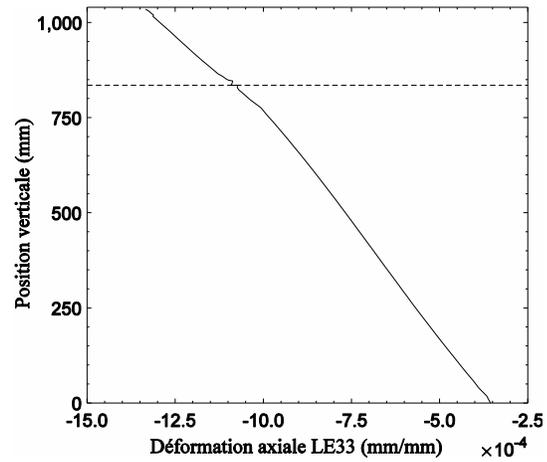


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-15 – Répartition des déformations axiales sur la section située à 1 150 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

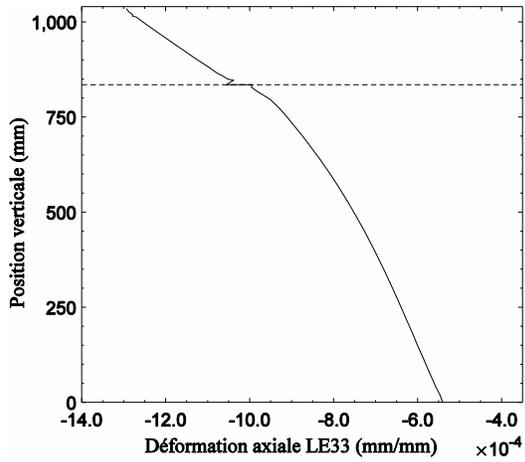


(a) Chargement thermique

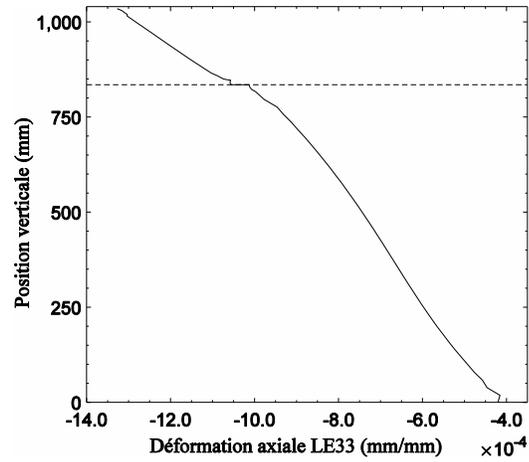


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-16 – Répartition des déformations axiales sur la section située à 920 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

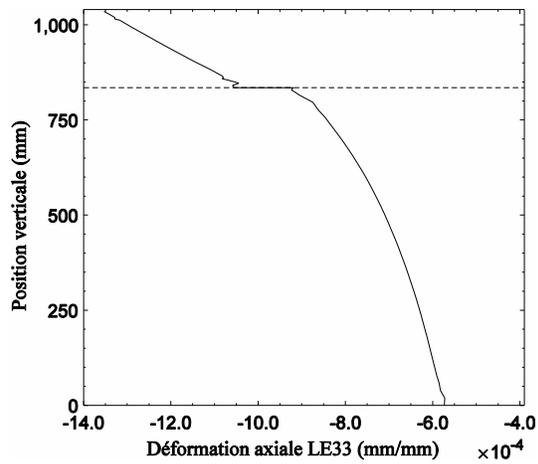


(a) Chargement thermique

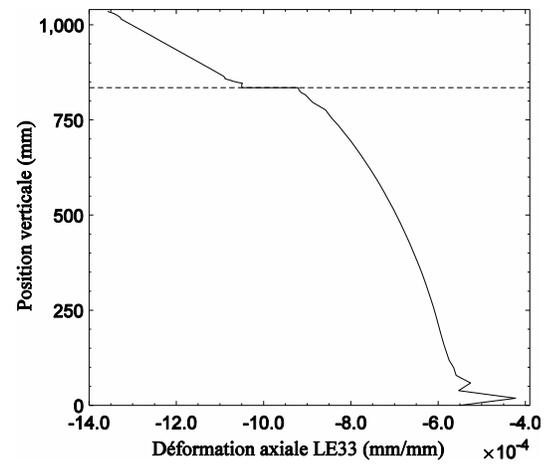


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-17 — Répartition des déformations axiales sur la section située à 690 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long, cas hivernal avec gradient négatif

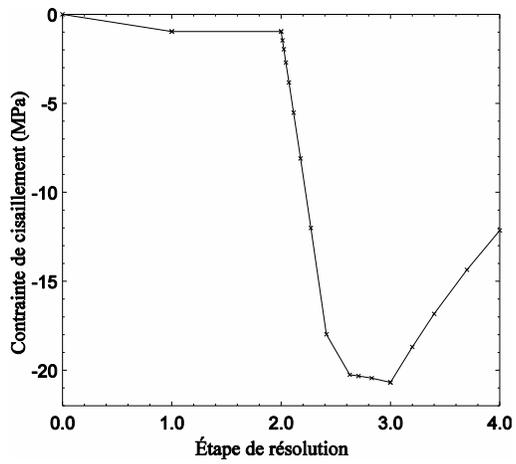
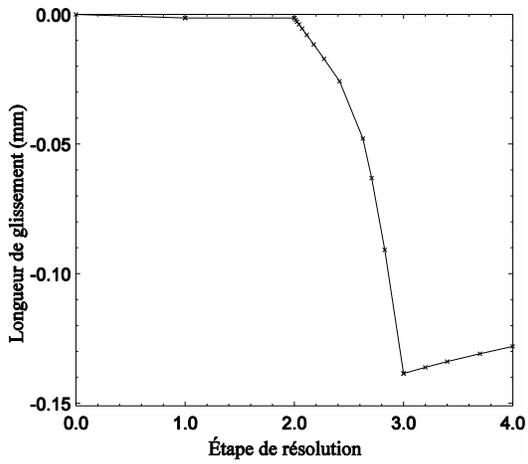


(a) Chargement thermique



(b) Chargements thermique et mécanique

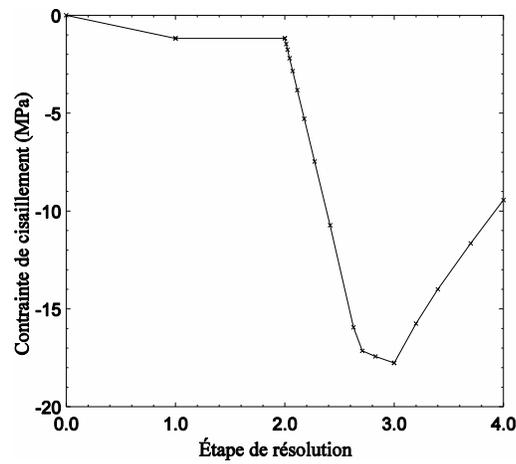
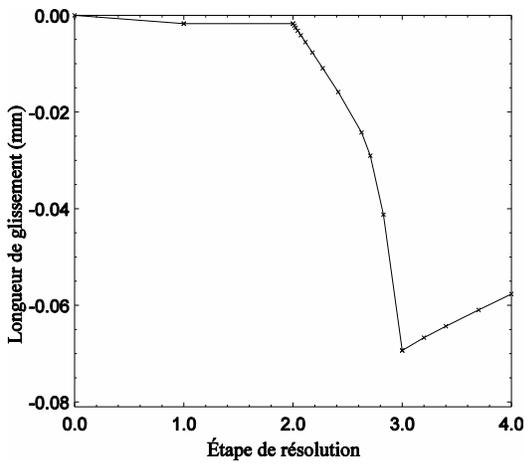
Figure C-18 — Répartition des déformations axiales sur la section située à 460 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

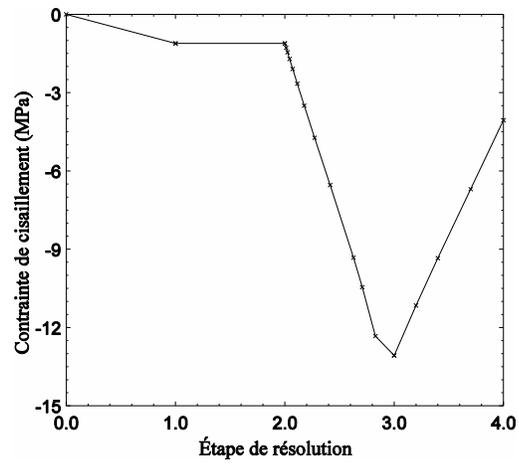
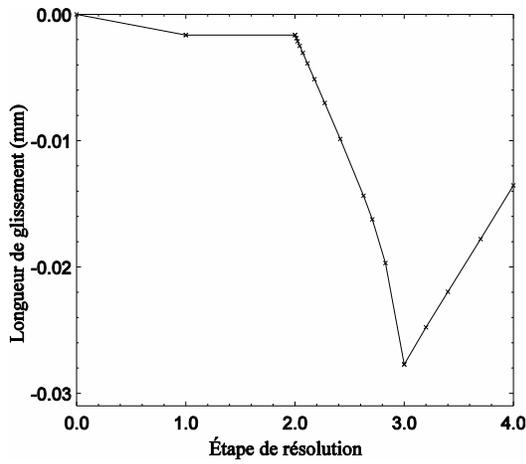
Figure C-19 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

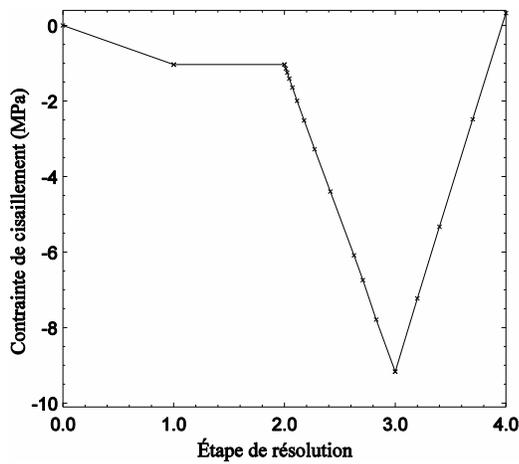
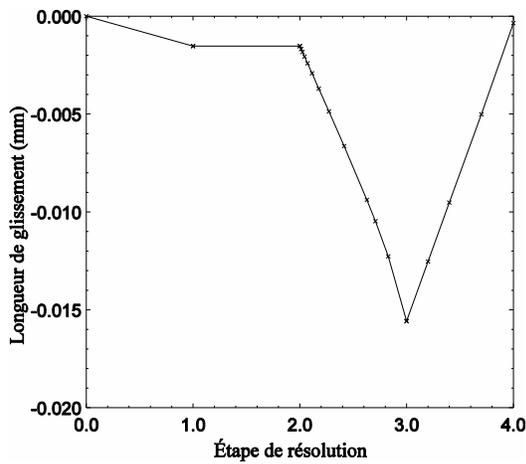
Figure C-20 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 287,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

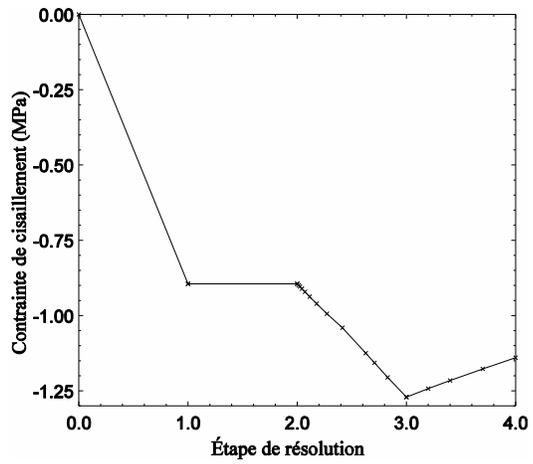
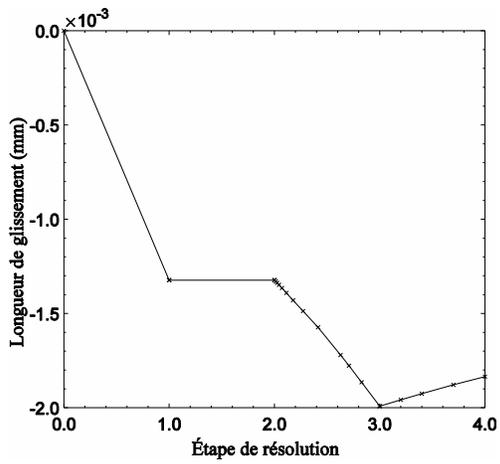
Figure C-21 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 632,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

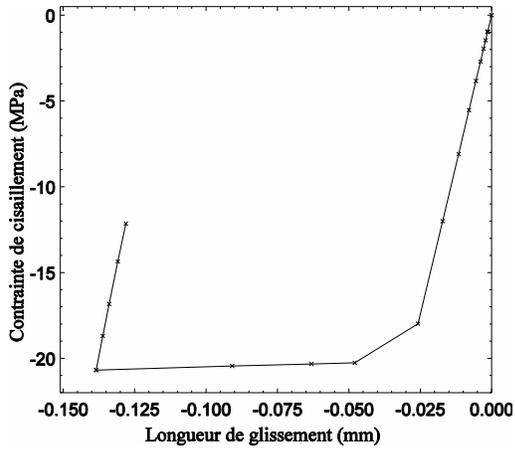
Figure C-22 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 977,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif



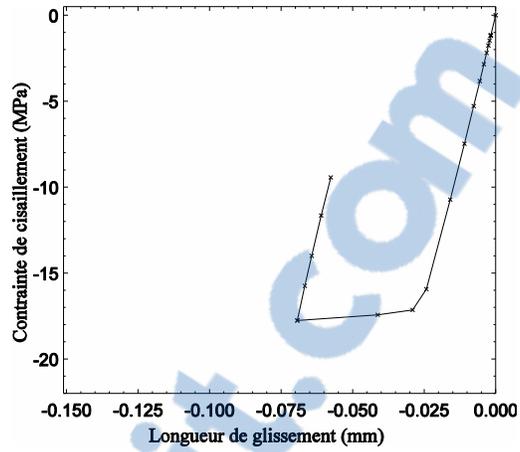
(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

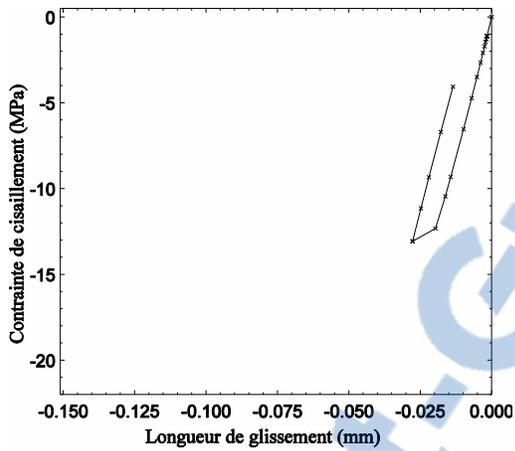
Figure C-23 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement au centre de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif



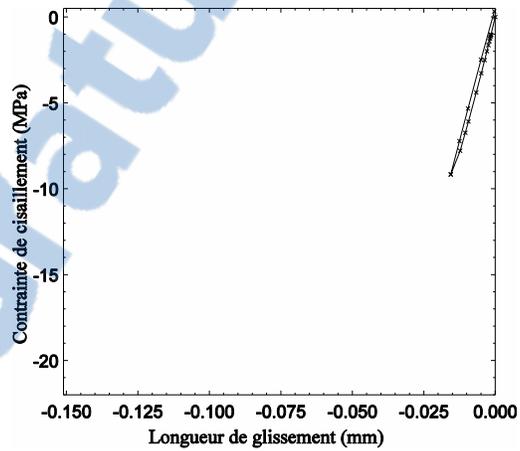
(a) À l'appui



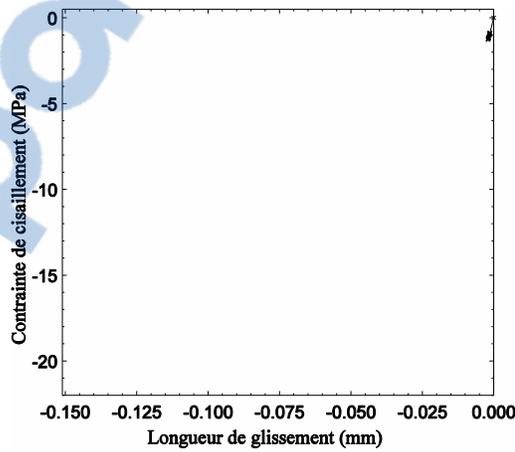
(b) À 287,5 mm de l'appui



(c) À 632,5 mm de l'appui



(d) À 977,5 mm de l'appui



(e) Au centre de la poutre

Figure C-24 — Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

C.2.1.2. Cas II : Hiver avec gradient positif

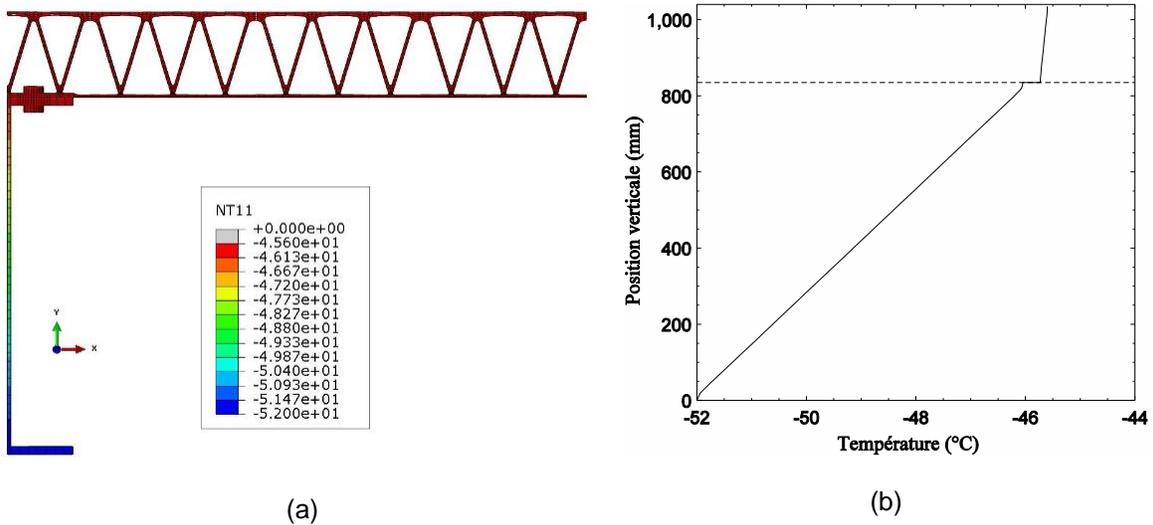


Figure C-25 — Distribution verticale de la température à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 15 m de long

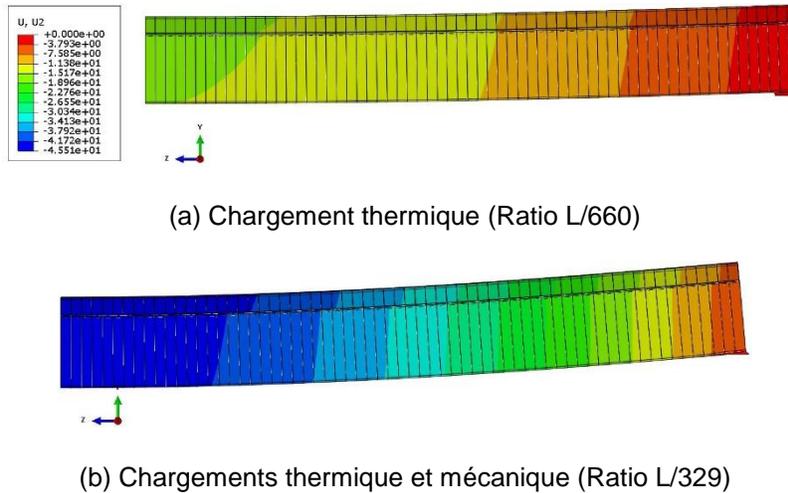


Figure C-26 — Flèche verticale (mm) de la poutre à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 15 m de long

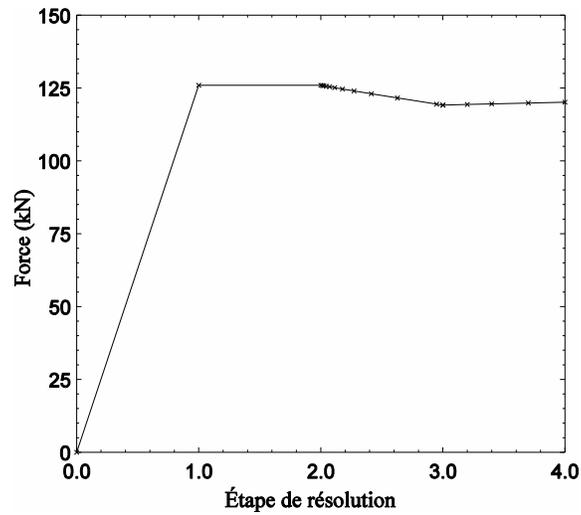
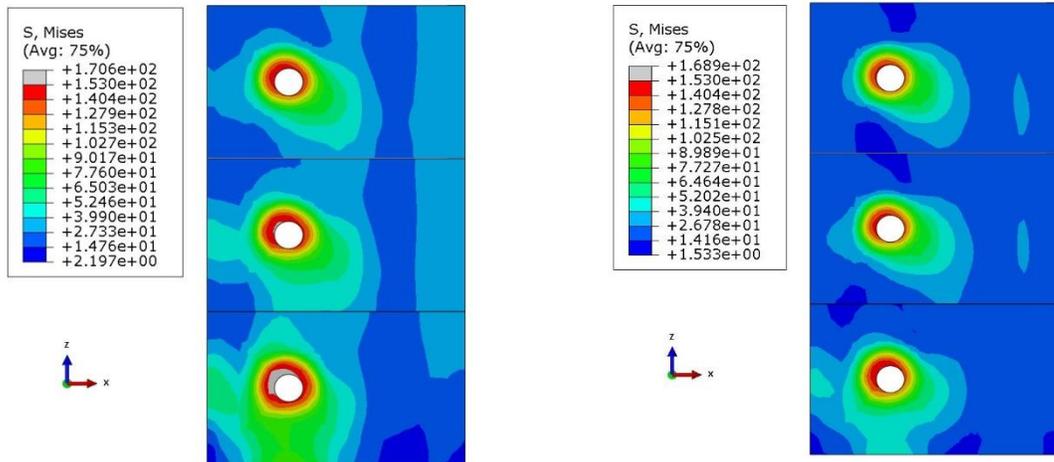


Figure C-27 — Évolution de la force dans le boulon au cours de l'analyse, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 15 m de long

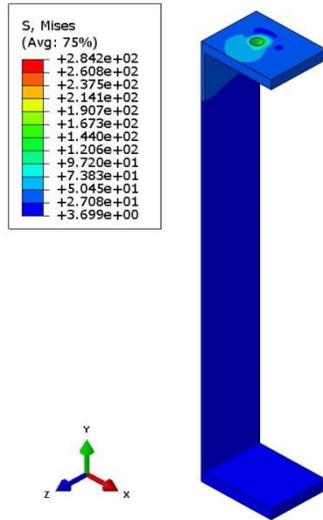


(a) Chargement thermique

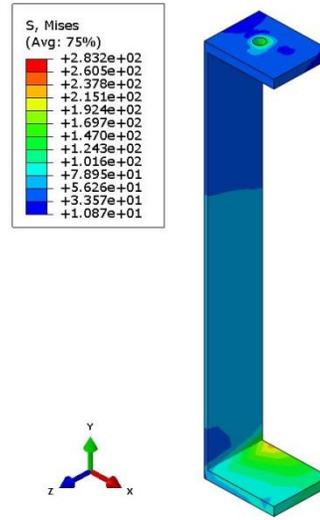
(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-28 — Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 15 m de long



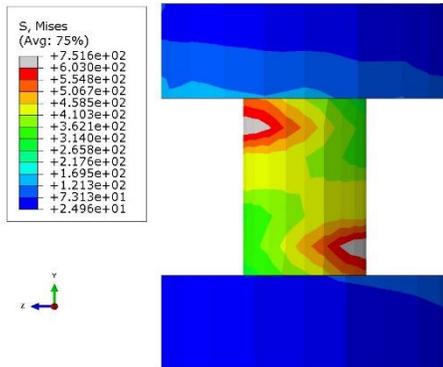


(a) Chargement thermique

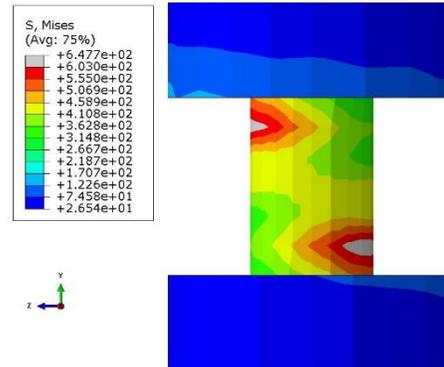


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-29 – Contraintes de von Mises pour la poutre à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 15 m de long

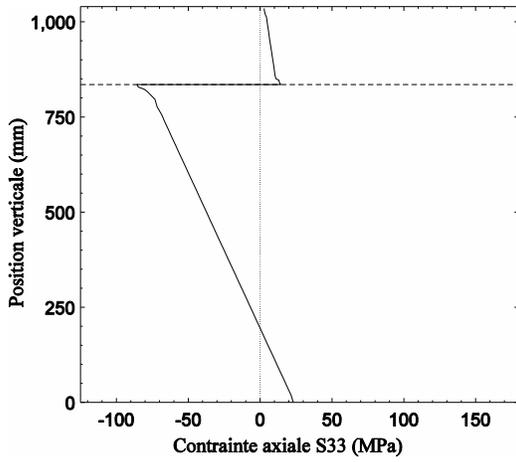


(a) Chargement thermique

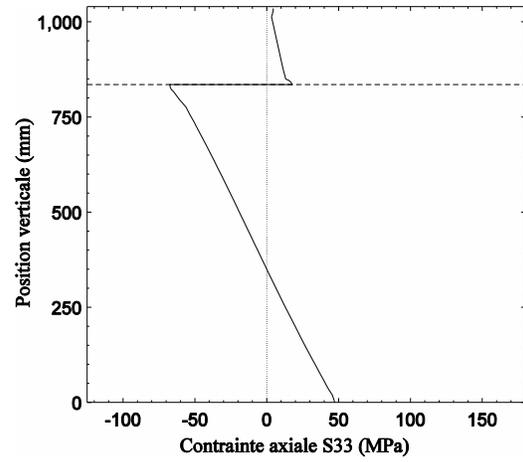


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-30 – Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 15 m de long

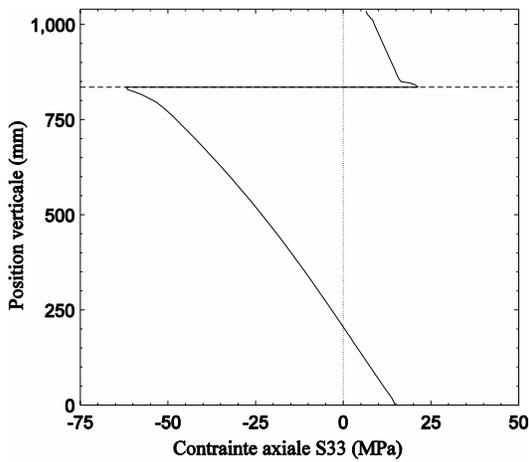


(a) Chargement thermique

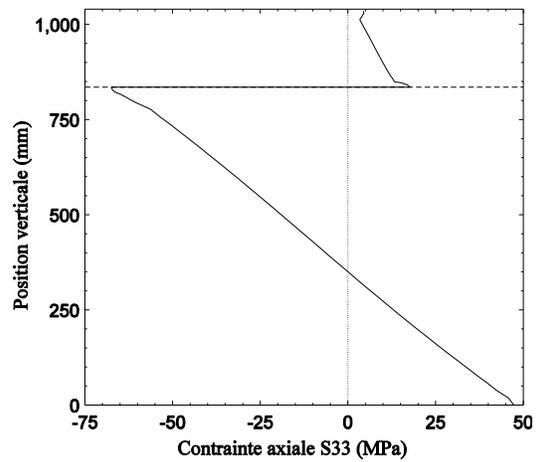


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-31 — Répartition des contraintes axiales sur la section centrale de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT#1, cas hivernal avec gradient positif

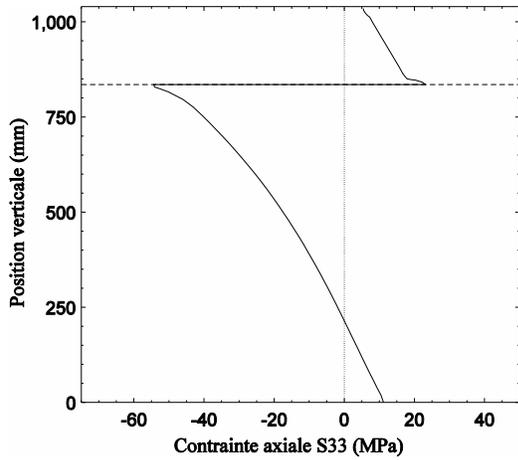


(a) Chargement thermique

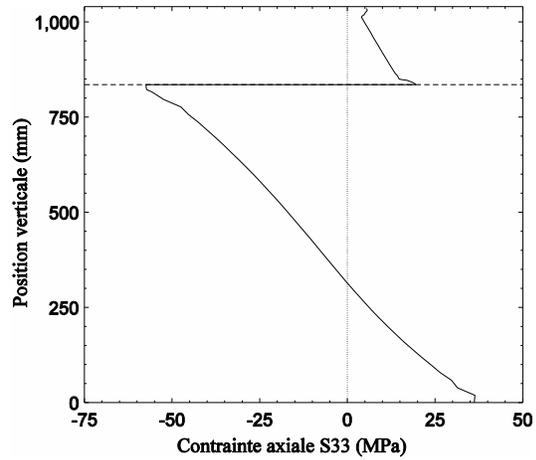


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-32 — Répartition des contraintes axiales sur la section située à 920 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT#1, cas hivernal avec gradient positif

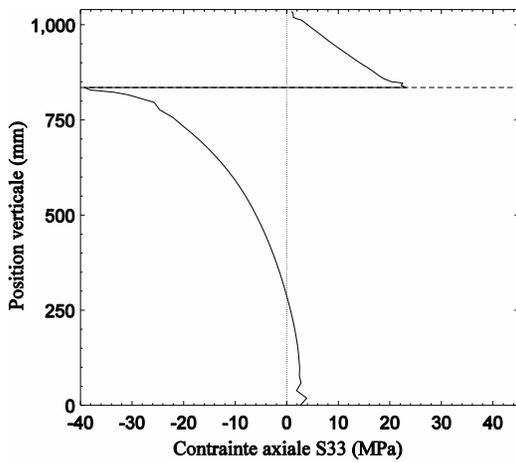


(a) Chargement thermique

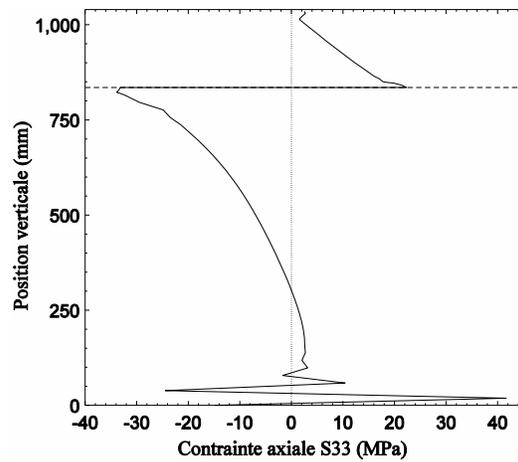


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-33 — Répartition des contraintes axiales sur la section située à 690 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT#1, cas hivernal avec gradient positif

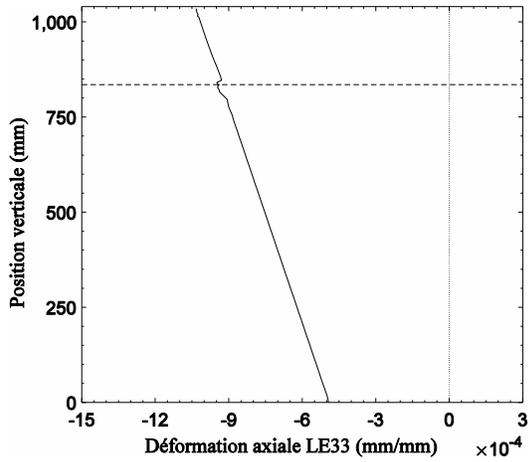


(a) Chargement thermique

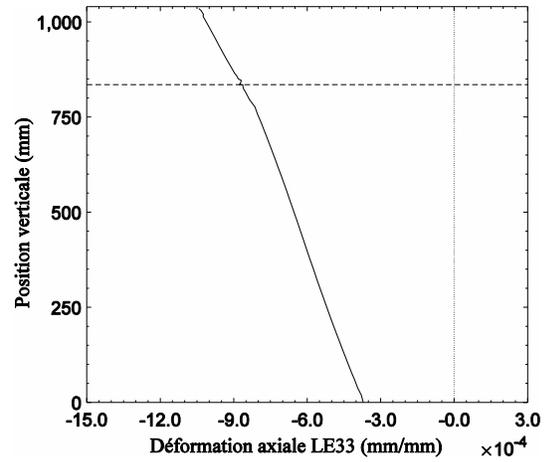


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-34 — Répartition des contraintes axiales sur la section située à 460 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT#1, cas hivernal avec gradient positif

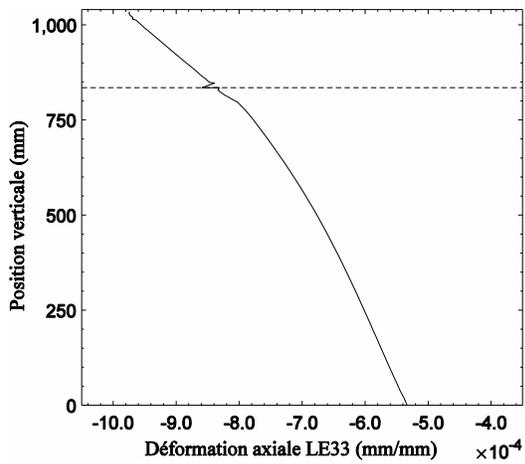


(a) Chargement thermique

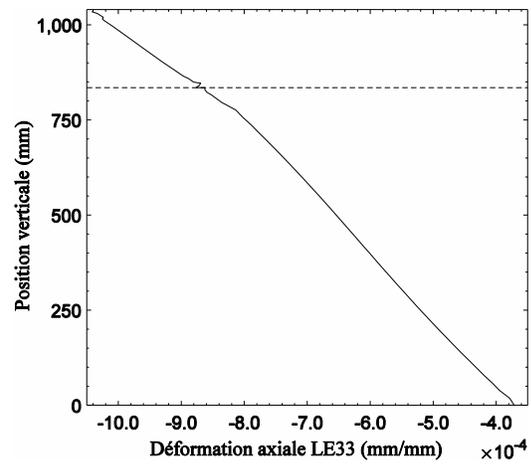


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-35 — Répartition des déformations axiales sur la section centrale de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT#1, cas hivernal avec gradient positif

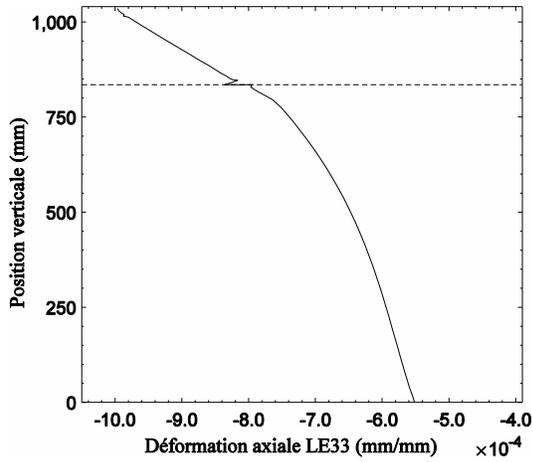


(a) Chargement thermique

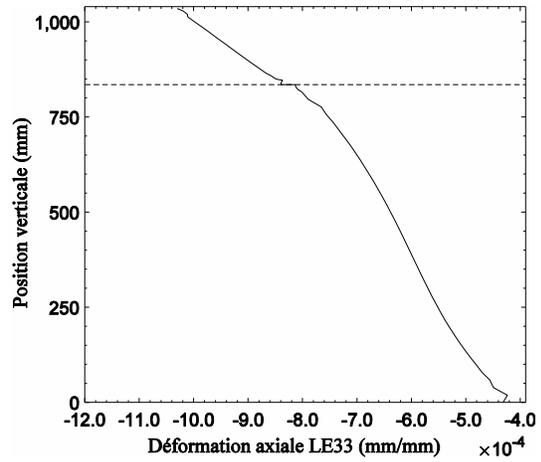


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-36 — Répartition des déformations axiales sur la section située à 920 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT#1, cas hivernal avec gradient positif

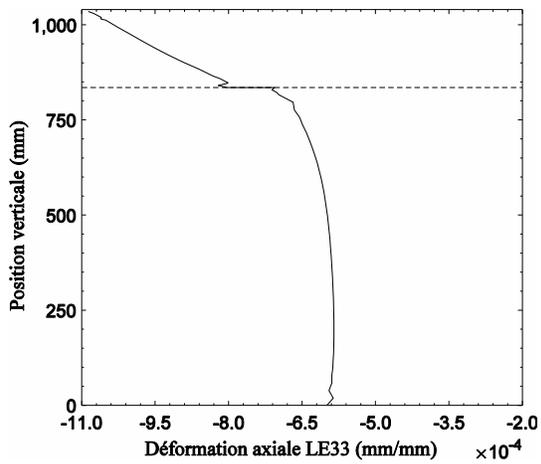


(a) Chargement thermique

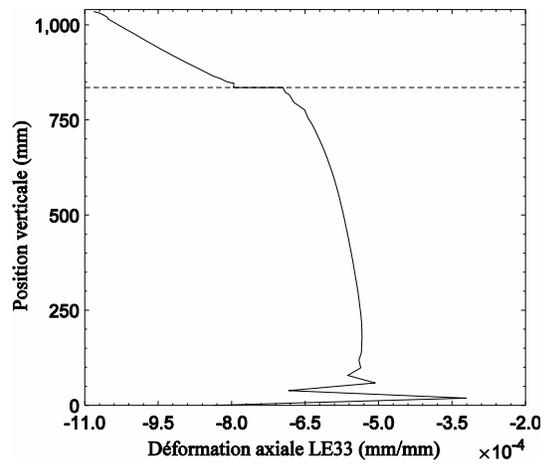


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-37 — Répartition des déformations axiales sur la section située à 690 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT#1, cas hivernal avec gradient positif

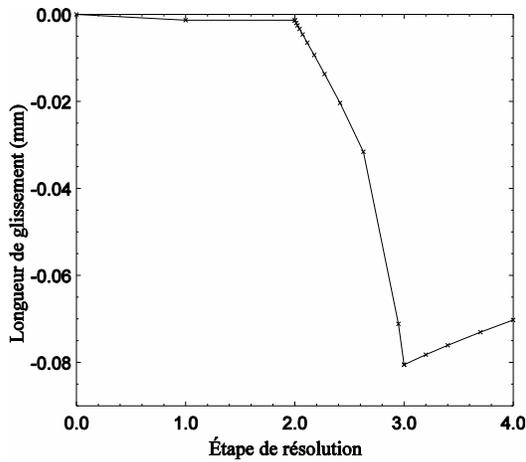


(a) Chargement thermique

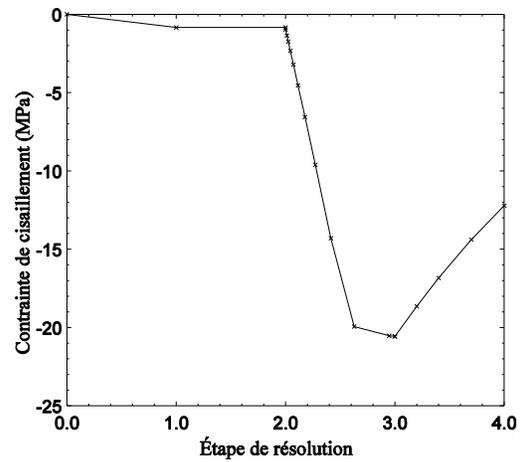


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-38 — Répartition des déformations axiales sur la section située à 460 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT#1, cas hivernal avec gradient positif

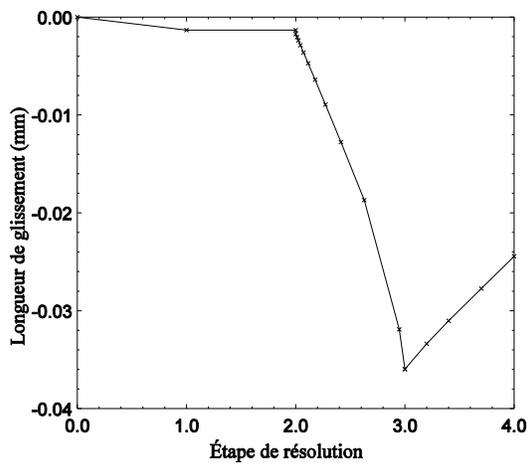


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

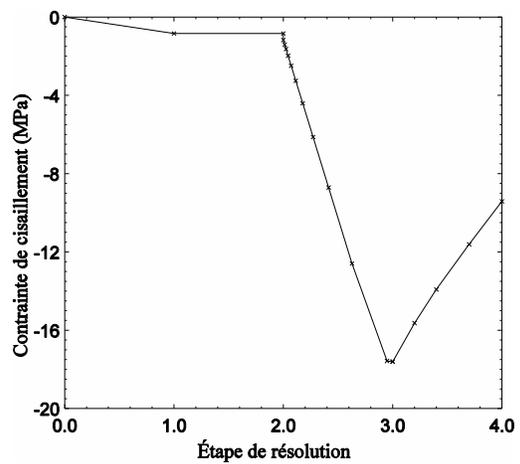


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-39 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

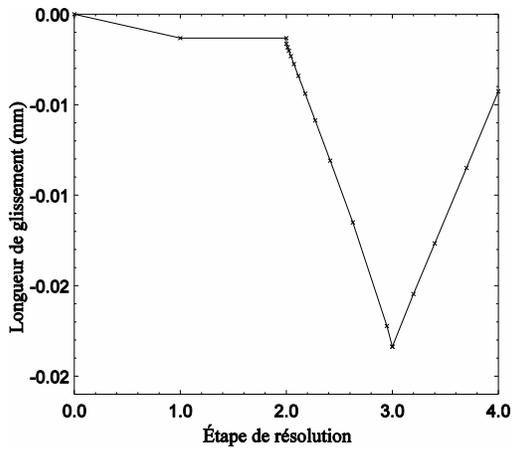


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

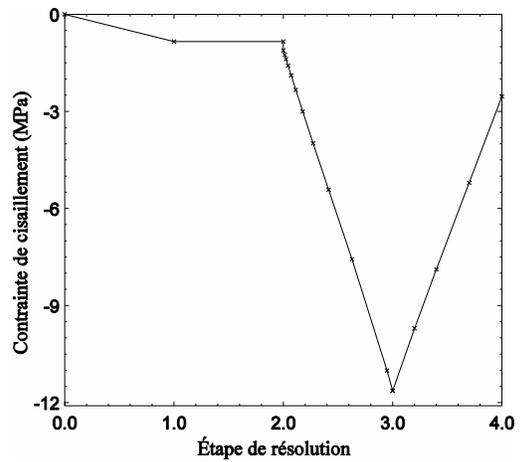


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-40 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 287,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

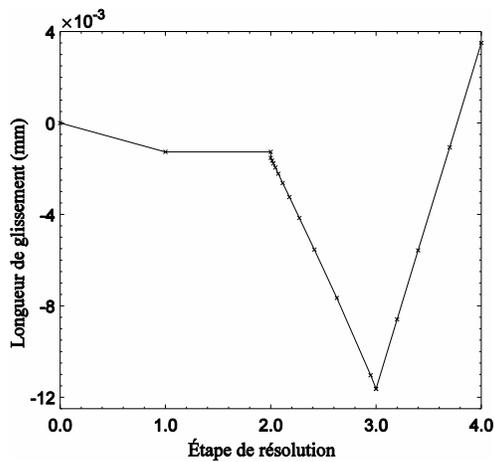


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

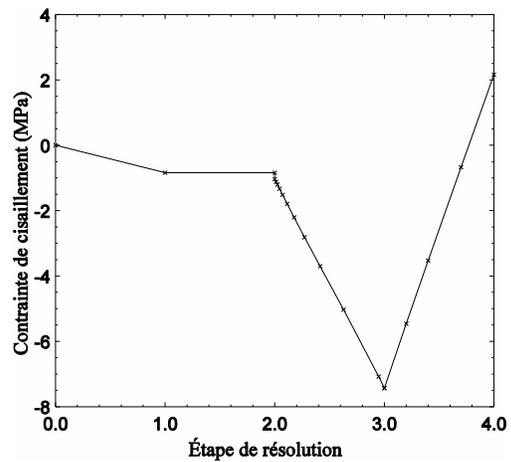


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-41 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 632,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

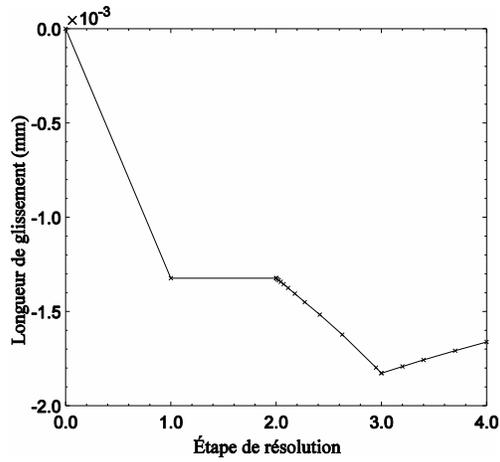


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

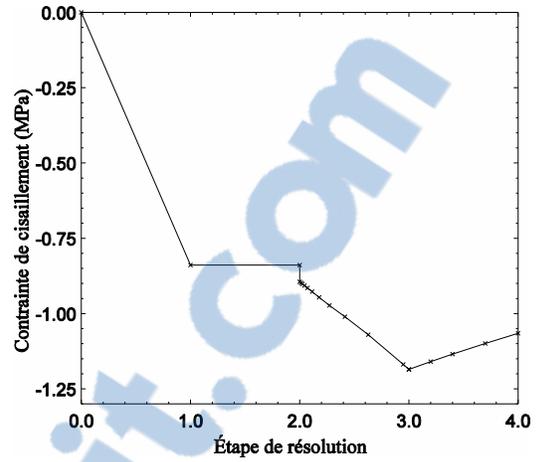


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-42 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 977,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif



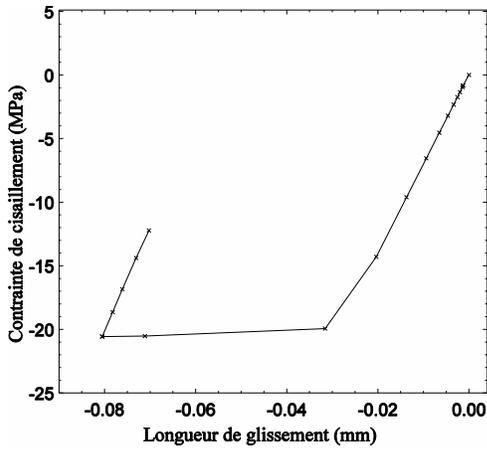
(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution



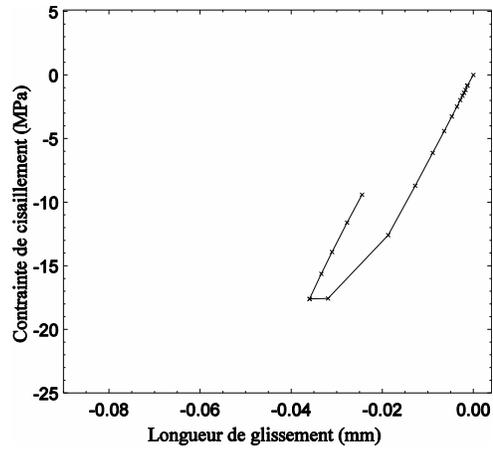
(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-43 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement au centre de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

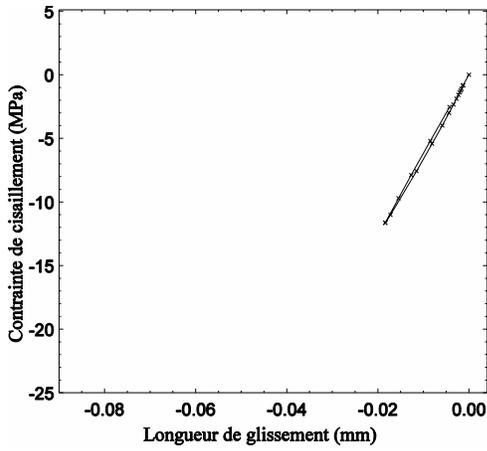
Rapport-Gratuit.com



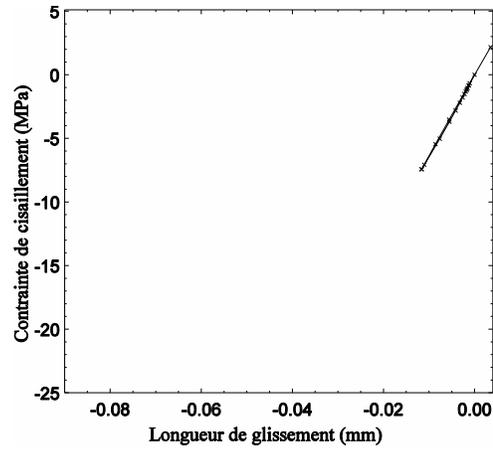
(a) À l'appui



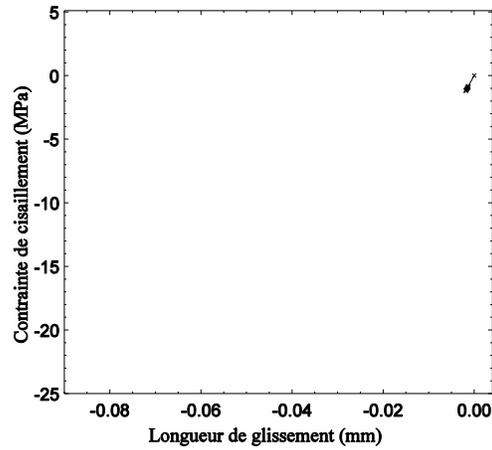
(b) À 287,5 mm de l'appui



(c) À 632,5 mm de l'appui



(d) À 977,5 mm de l'appui



(e) Au centre de la poutre

Figure C-44 — Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

C.2.1.3. Cas III : Été avec gradient positif

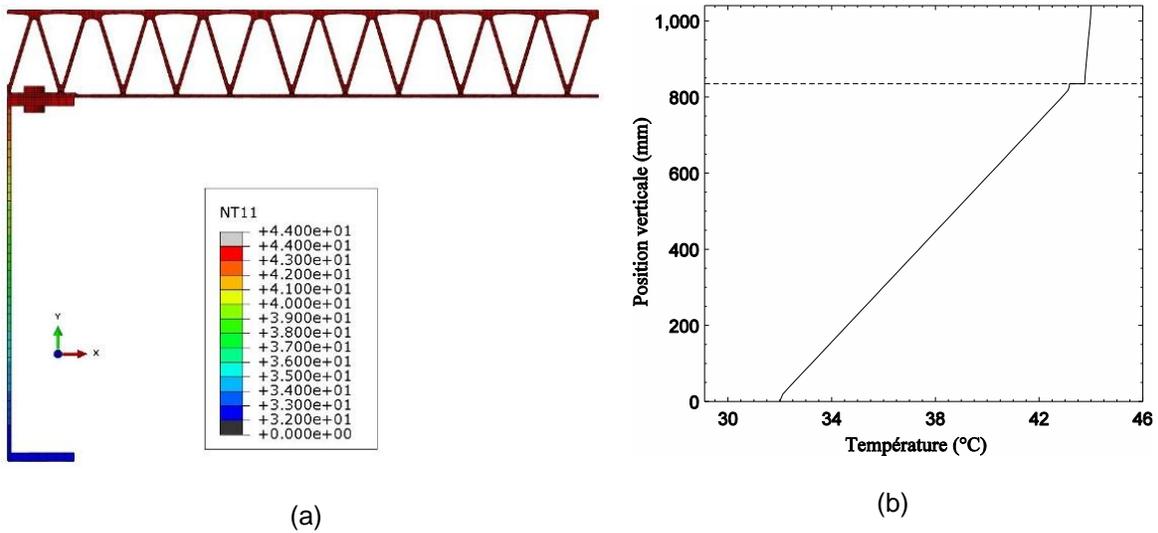


Figure C-45 – Distribution verticale de la température à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, poutre de 15 m de long

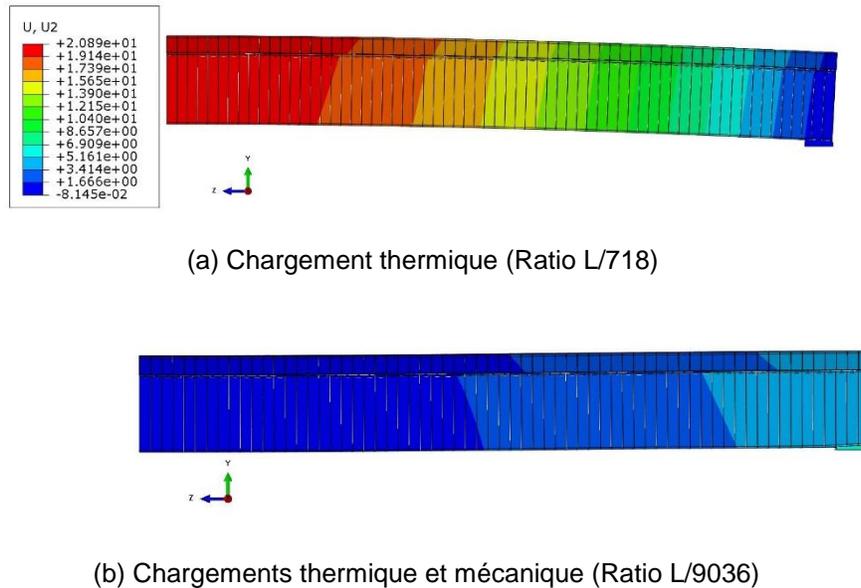


Figure C-46 – Flèche verticale (mm) de la poutre à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, poutre de 15 m de long

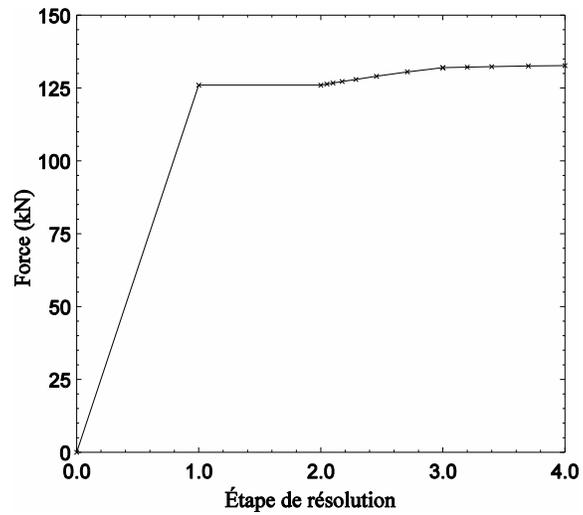
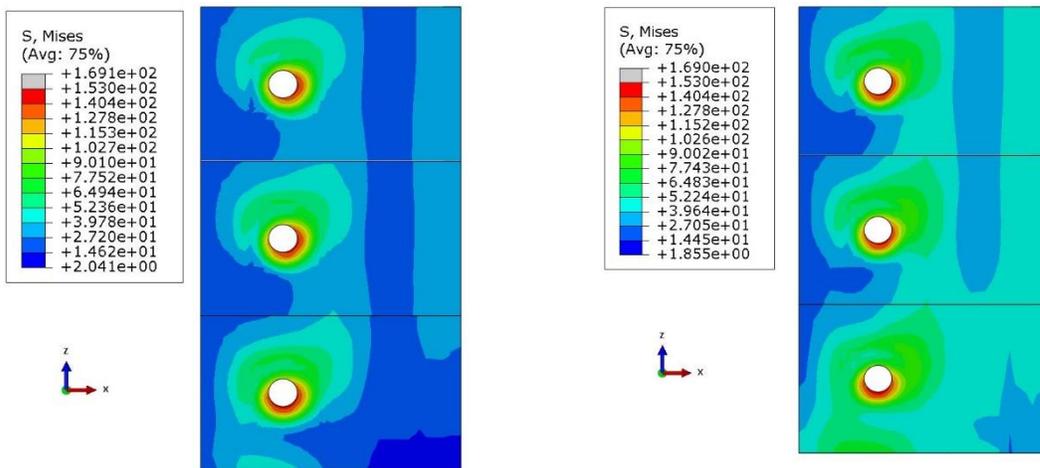


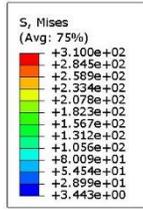
Figure C-47 – Évolution de la force dans le boulon au cours de l'analyse, cas hivernal avec gradient positif à l'ÉLUT #1, poutre de 15 m de long



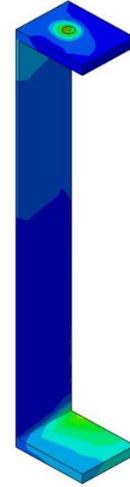
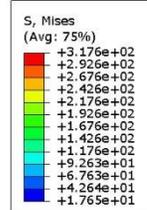
(a) Chargement thermique

(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-48 – Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, poutre de 15 m de long

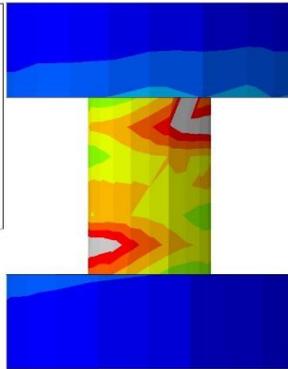
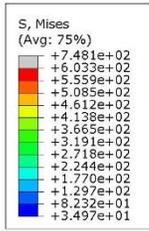


(a) Chargement thermique

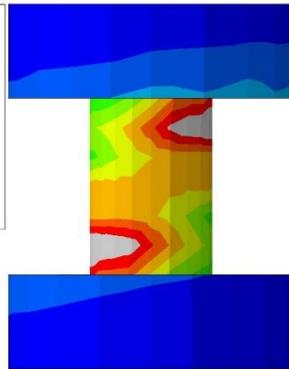
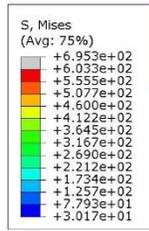


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-49 – Contraintes de von Mises pour la poutre à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, poutre de 15 m de long

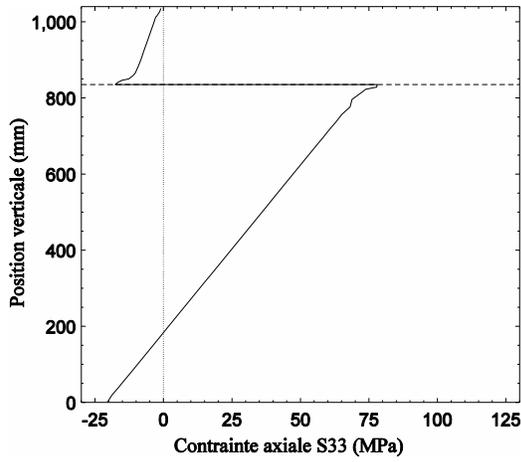


(a) Chargement thermique

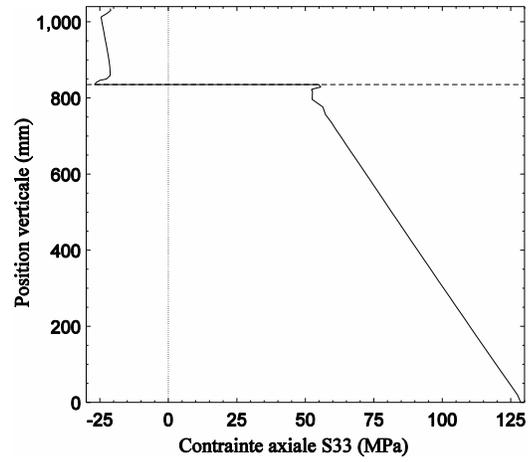


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-50 – Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, poutre de 15 m de long

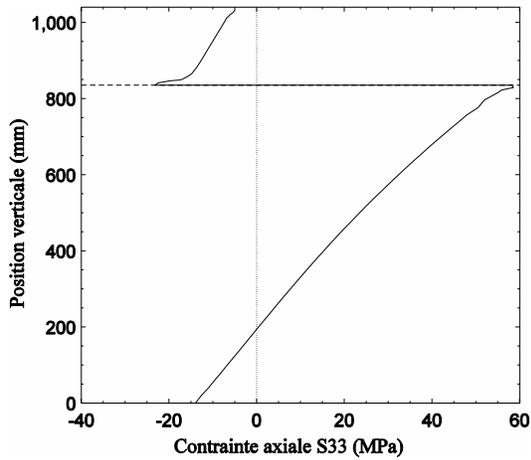


(a) Chargement thermique

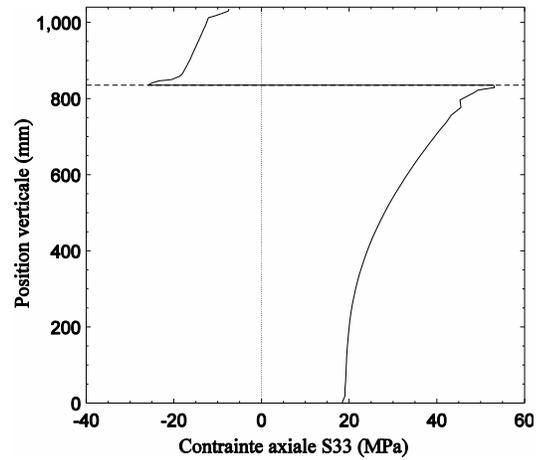


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-51 – Répartition des contraintes axiales à l'ÉLUT #1 sur la section centrale de la poutre de 15 m de long, cas estival avec gradient positif

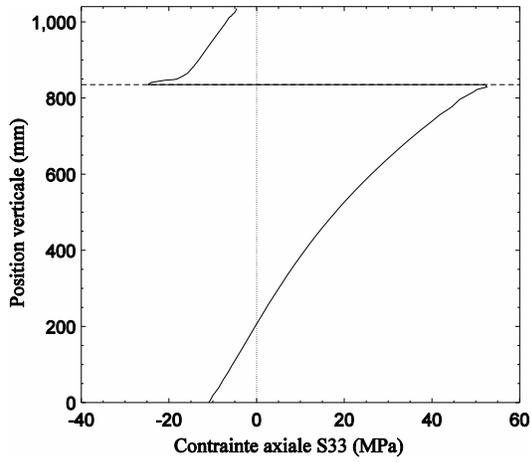


(a) Chargement thermique

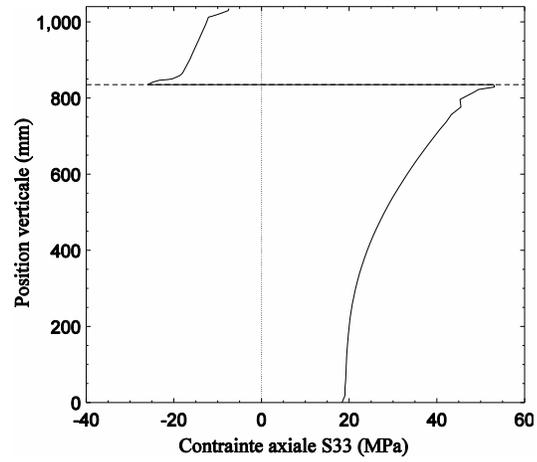


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-52 – Répartition des contraintes axiales à l'ÉLUT #1 sur la section située à 920 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long, cas estival avec gradient positif

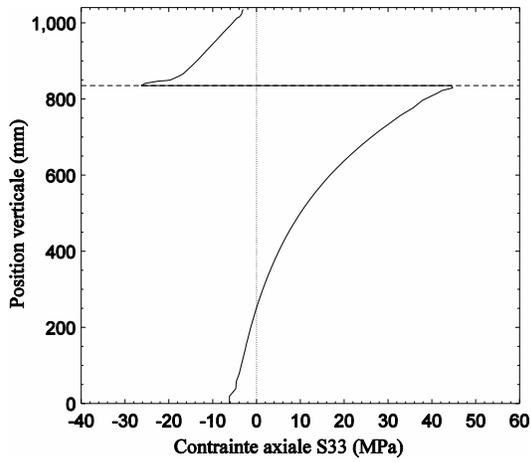


(a) Chargement thermique

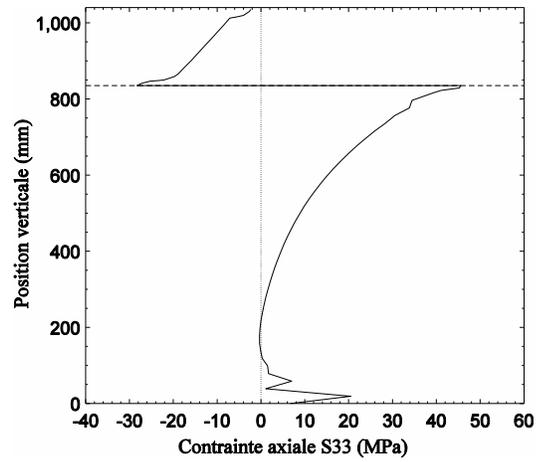


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-53 – Répartition des contraintes axiales sur la section située à 690 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long, cas estival avec gradient positif

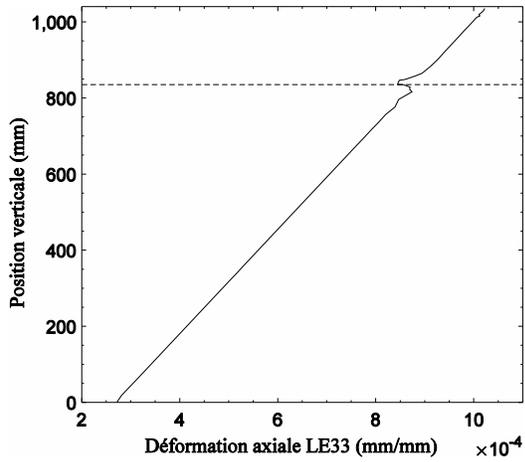


(a) Chargement thermique

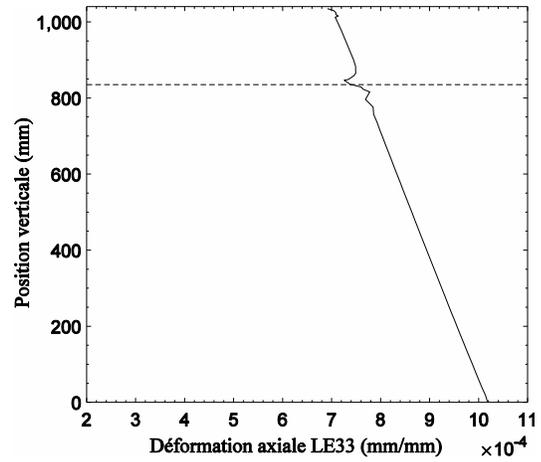


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-54 – Répartition des contraintes axiales à l'ÉLUT #1 sur la section située à 460 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long, cas estival avec gradient positif

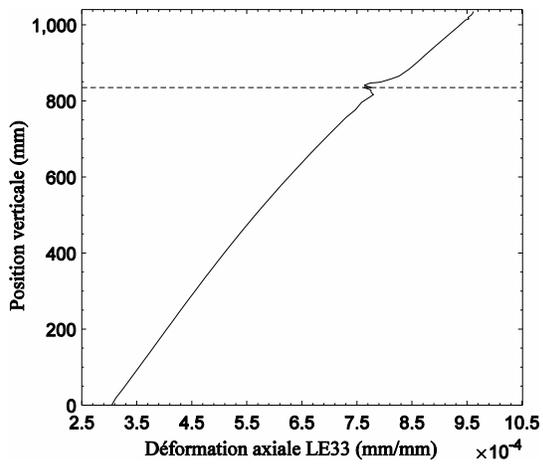


(a) Chargement thermique

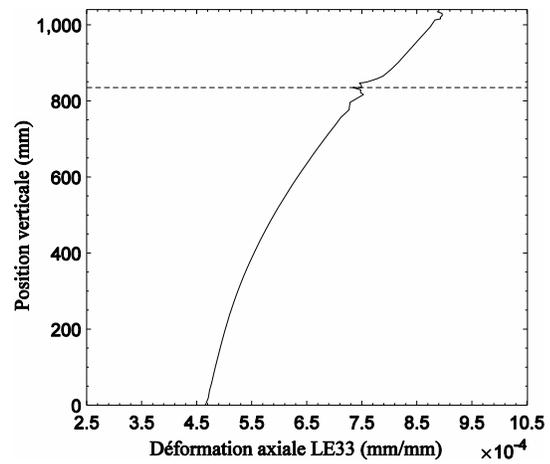


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-55 — Répartition des déformations axiales à l'ÉLUT #1 sur la section centrale de la poutre de 15 m de long, cas estival avec gradient positif

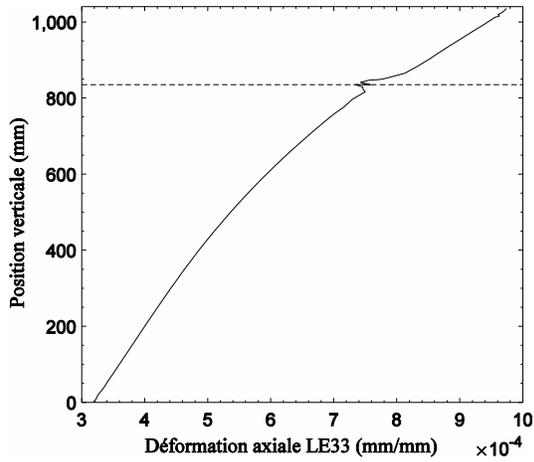


(a) Chargement thermique

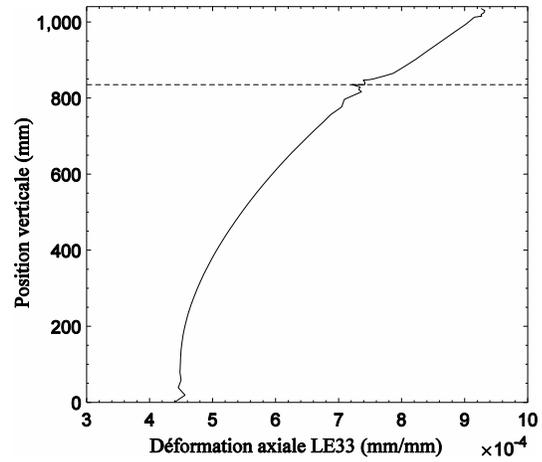


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-56 — Répartition des déformations axiales à l'ÉLUT #1 sur la section située à 920 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long, cas estival avec gradient positif

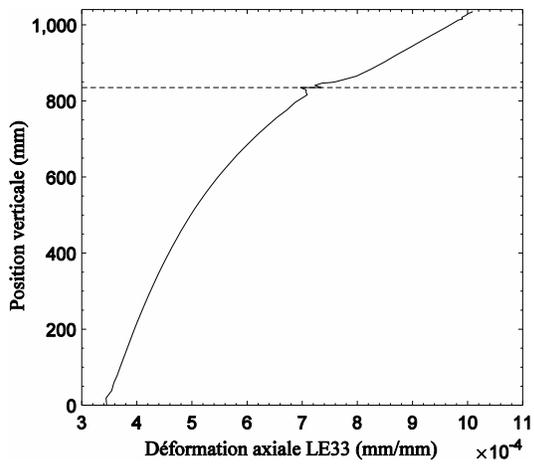


(a) Chargement thermique

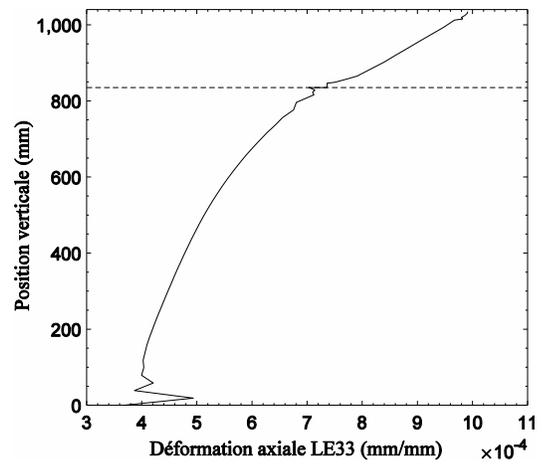


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-57 — Répartition des déformations axiales à l'ÉLUT #1 sur la section située à 690 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long, cas estival avec gradient positif

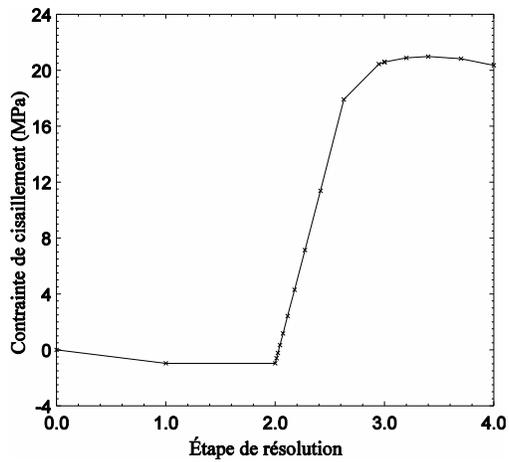
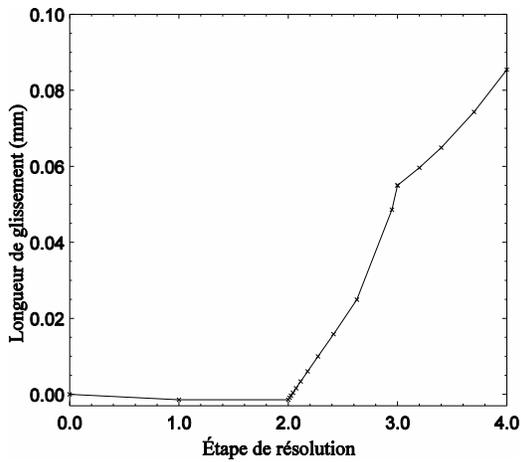


(a) Chargement thermique



(b) Chargements thermique et mécanique

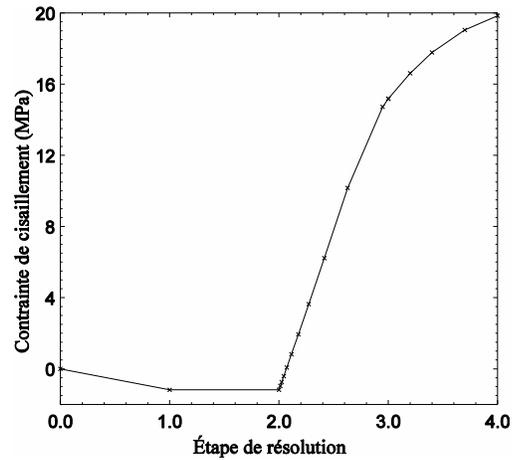
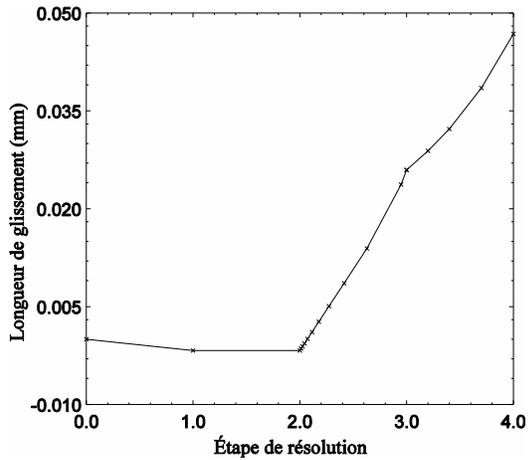
Figure C-58 — Répartition des déformations axiales à l'ÉLUT #1 sur la section située à 460 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long, cas estival avec gradient positif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

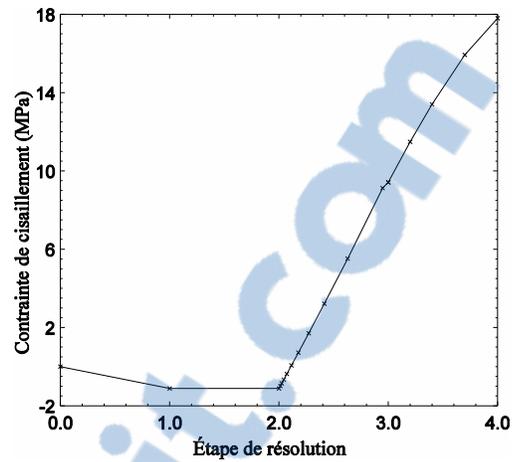
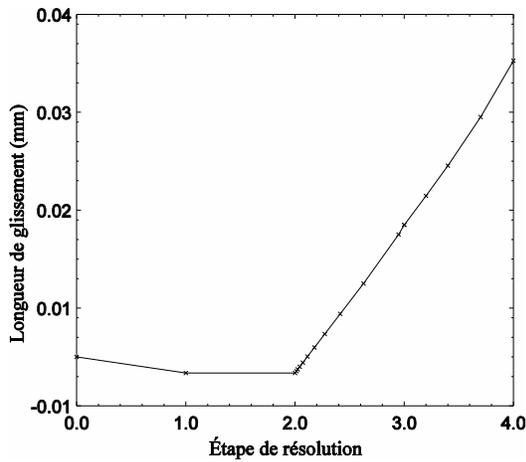
Figure C-59 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

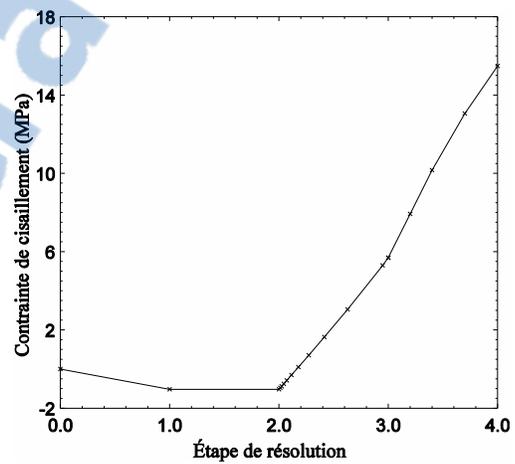
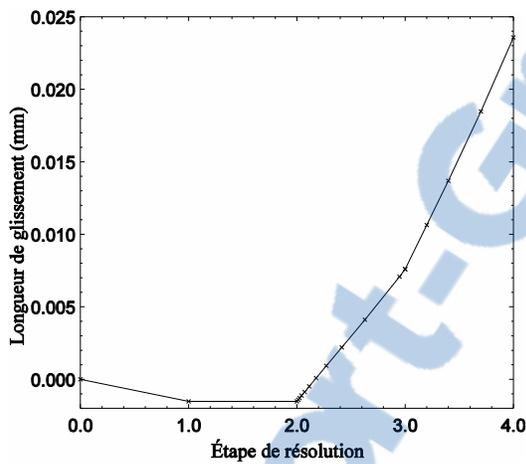
Figure C-60 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 287,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

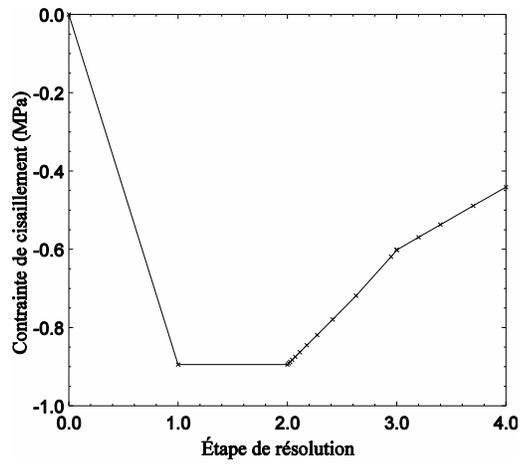
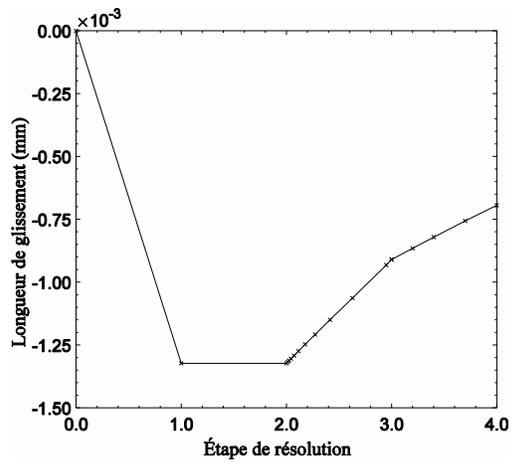
Figure C-61 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 632,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

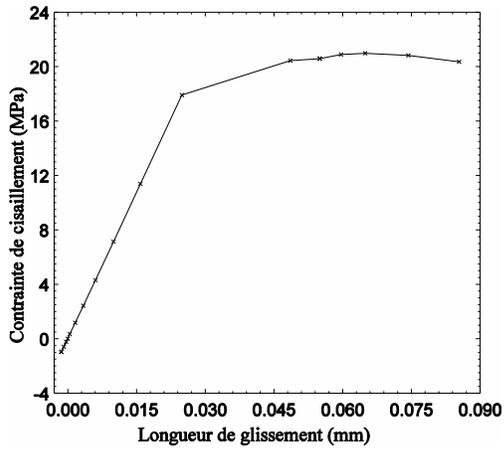
Figure C-62 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 977,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif



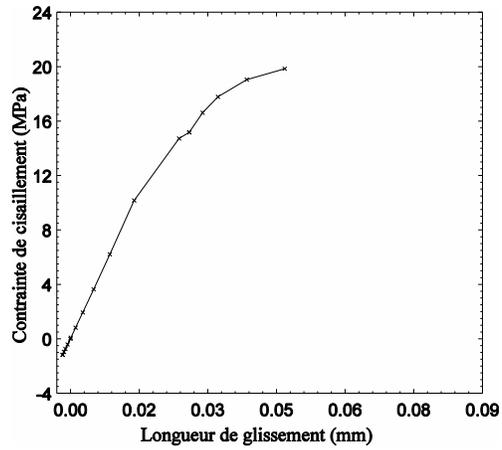
(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

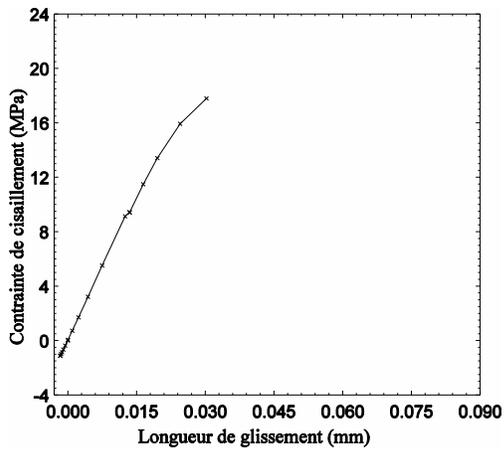
Figure C-63 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement au centre de la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif



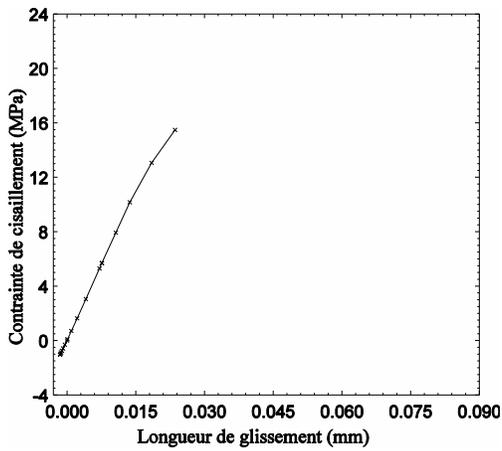
(a) À l'appui



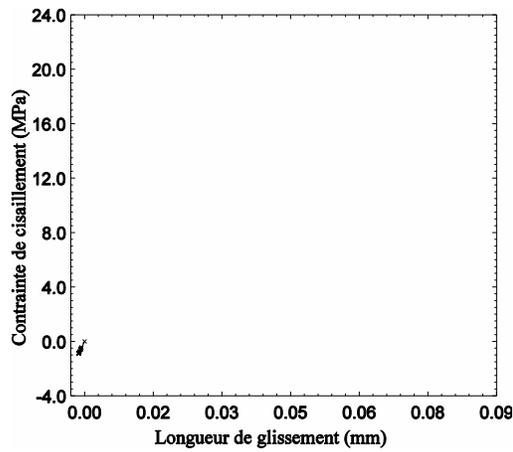
(b) À 287,5 mm de l'appui



(c) À 632,5 mm de l'appui



(d) À 977,5 mm de l'appui



(e) Au centre de la poutre

Figure C-64 – Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif

C.2.2. État limite ultime (ÉLUL)

C.2.2.1. Cas I : Hiver avec gradient négatif

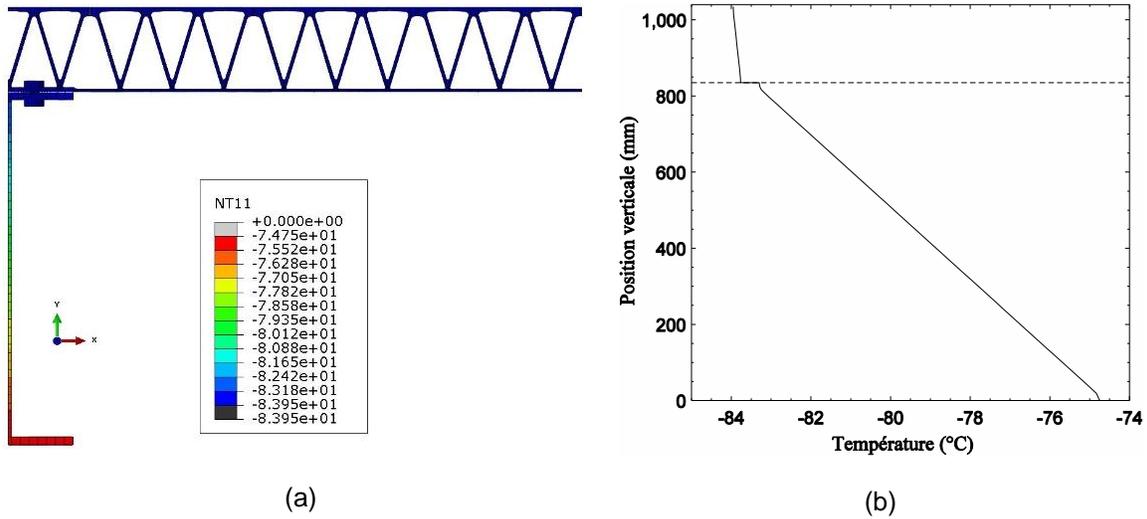
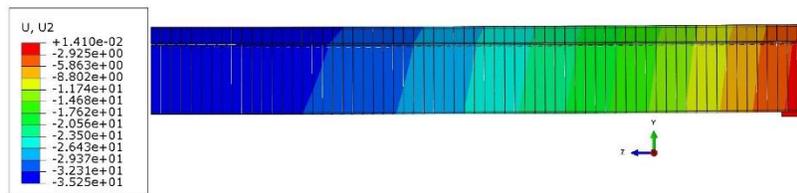
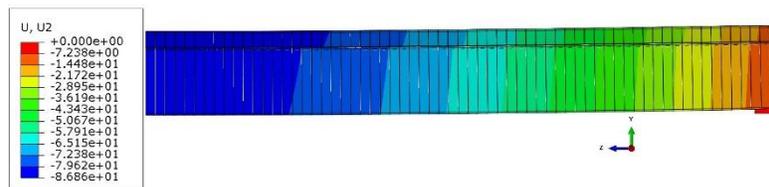


Figure C-65 — Distribution verticale de la température à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 15 m de long

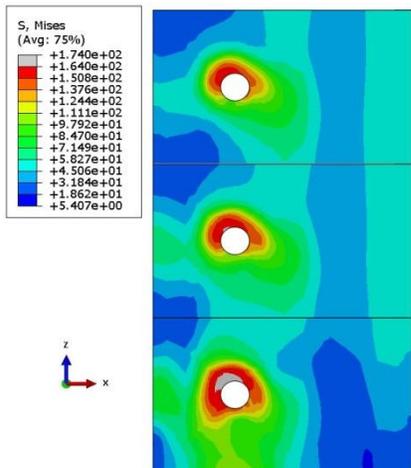


(a) Chargement thermique (Ratio L/425)

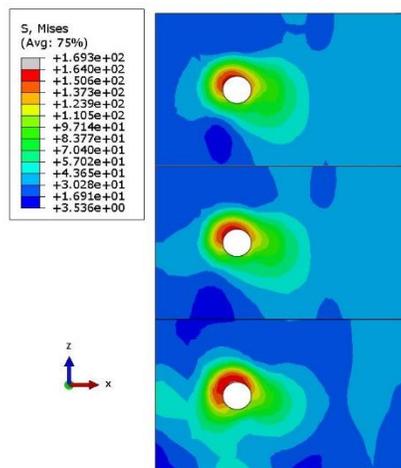


(b) Chargements thermique et mécanique (Ratio L/172)

Figure C-66 — Flèche verticale (mm) de la poutre à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 15 m de long

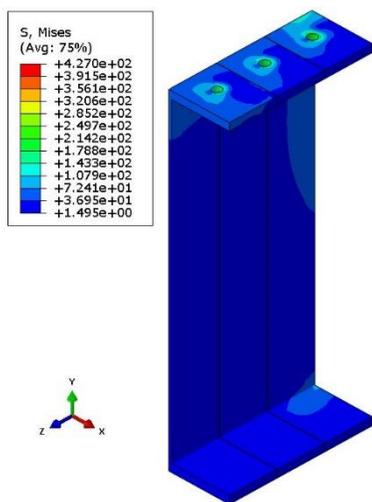


(a) Chargement thermique

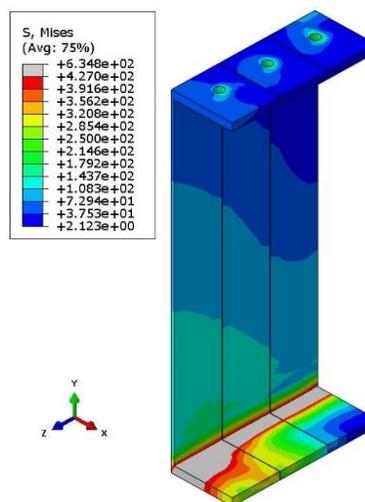


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-67 – Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 15 m de long

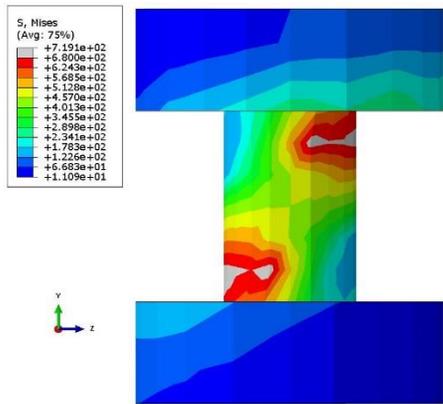


(a) Chargement thermique

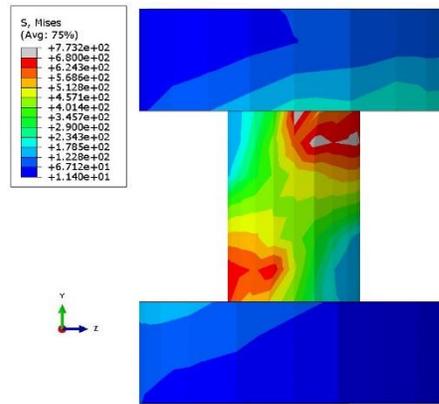


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-68 – Contraintes de von Mises pour la poutre à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 15 m de long

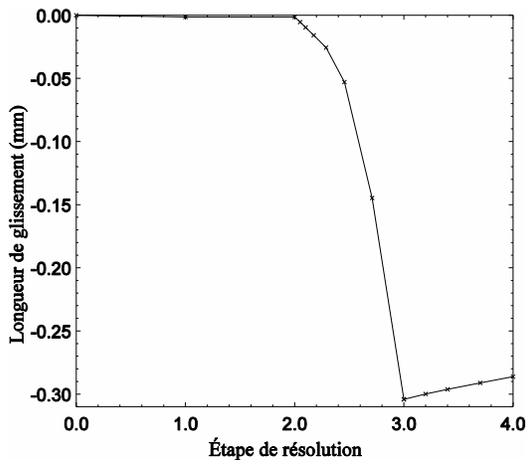


(a) Chargement thermique

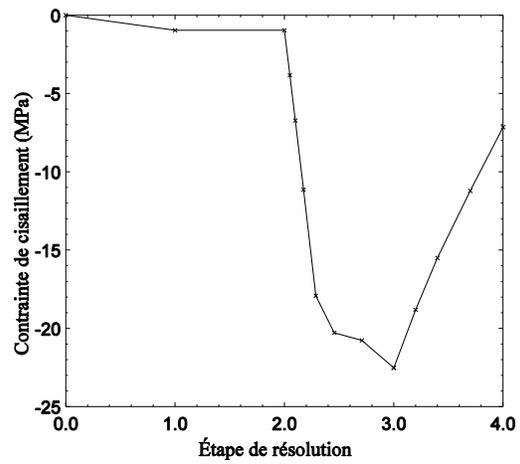


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-69 – Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 15 m de long

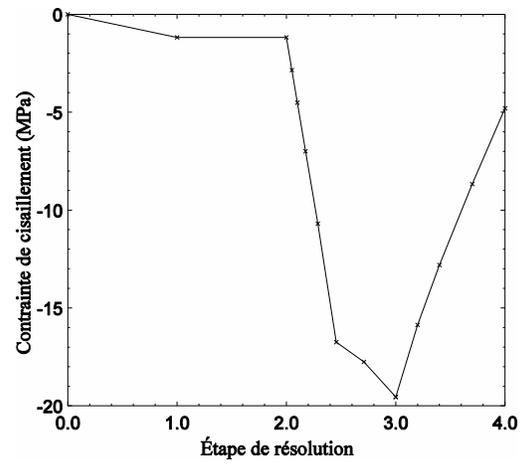
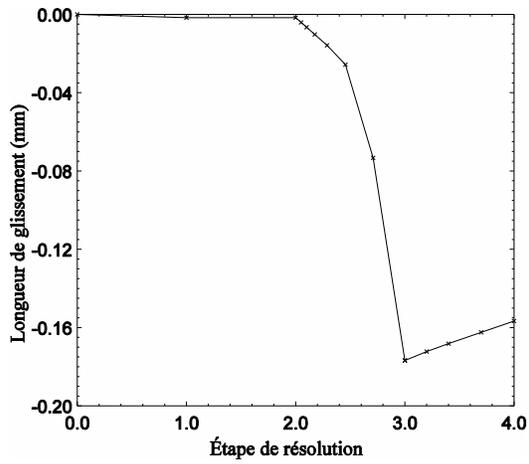


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution



(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

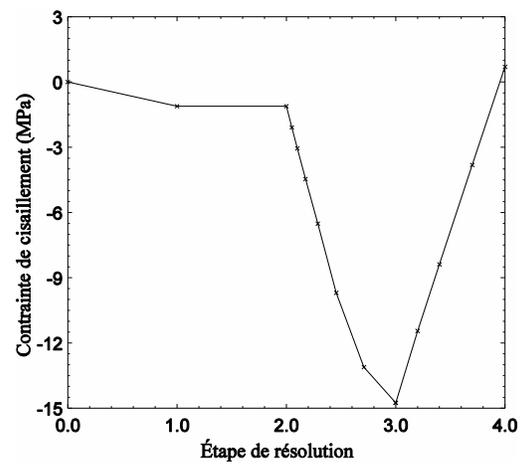
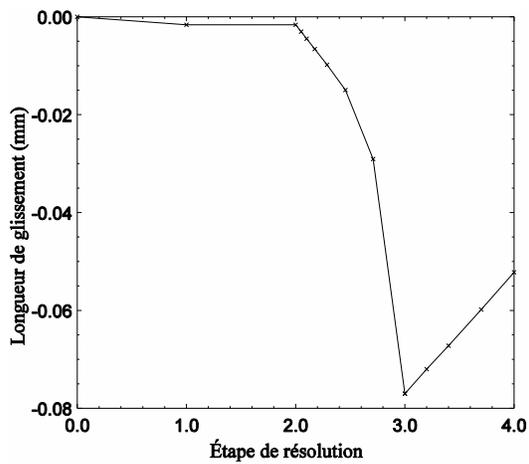
Figure C-70 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

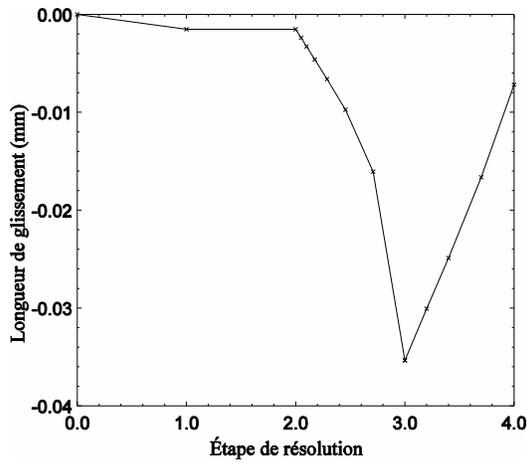
Figure C-71 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 287,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif



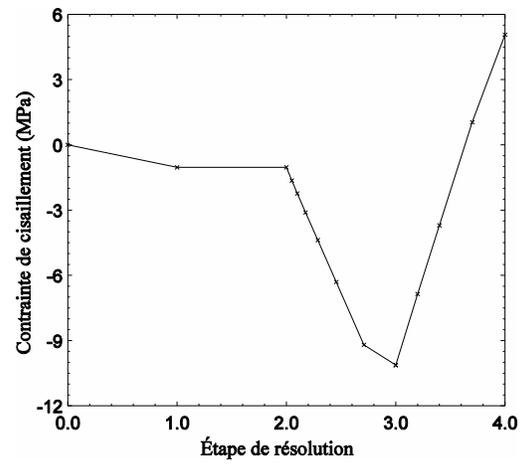
(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-72 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement 632,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif

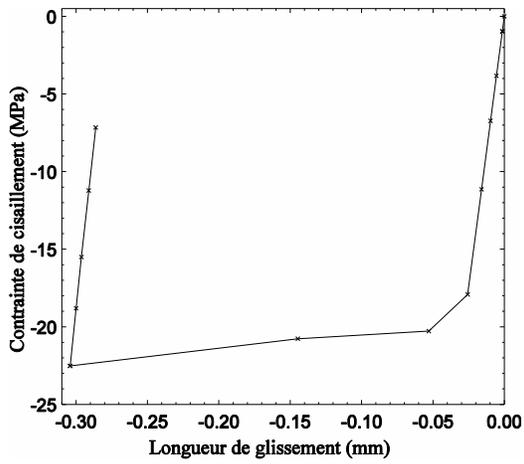


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

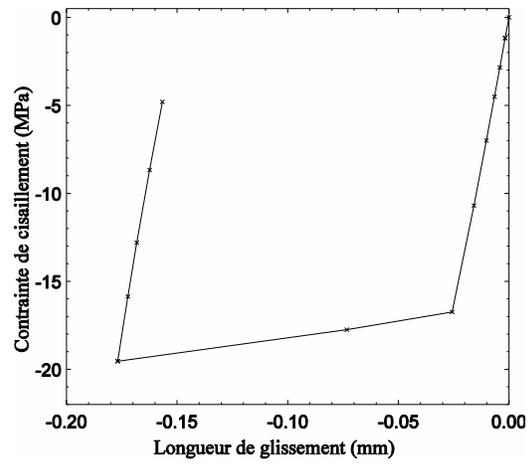


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

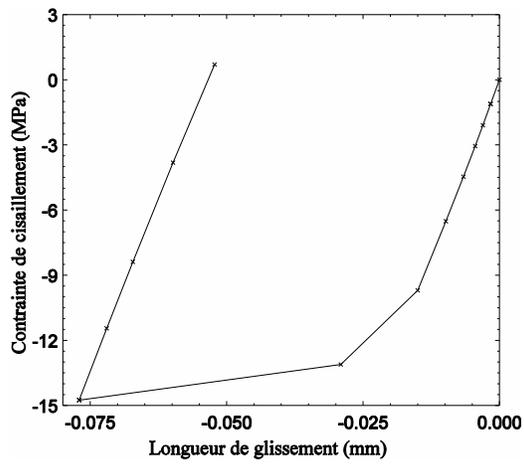
Figure C-73 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 977,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif



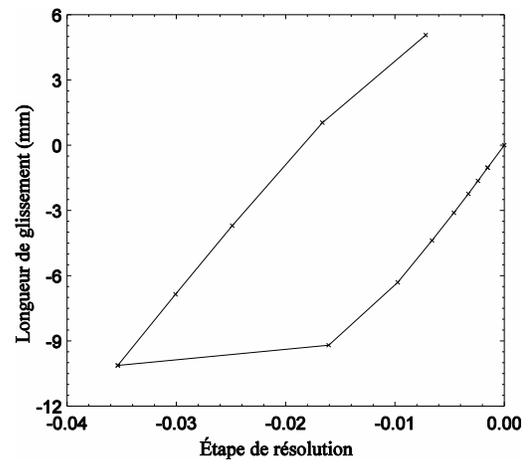
(a) À l'appui



(b) À 287,5 mm de l'appui



(c) À 632,5 mm de l'appui



(d) À 977,5 mm de l'appui

Figure C-74 – Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif

C.2.2.2. Cas II : Hiver avec gradient positif

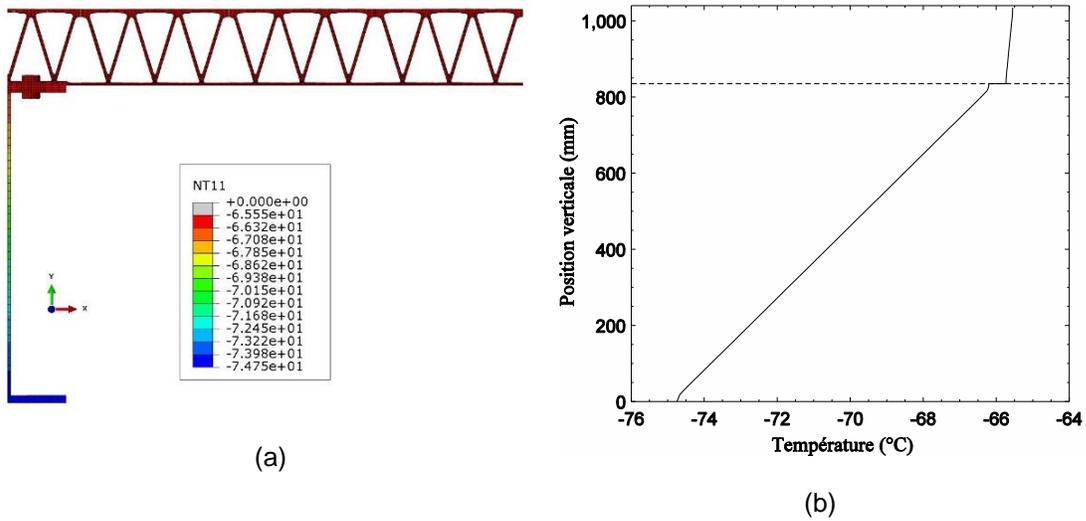
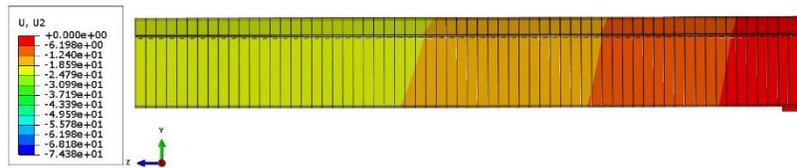
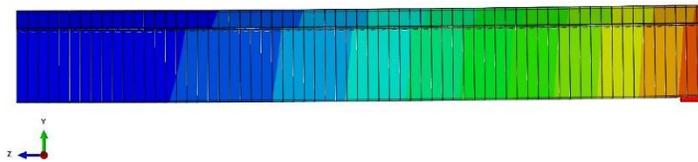


Figure C-75 — Distribution verticale de la température à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 15 m de long

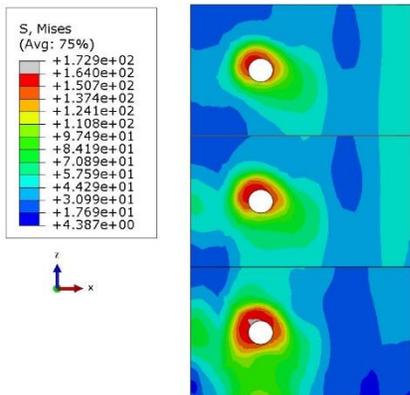


(a) Chargement thermique (Ratio L/570)

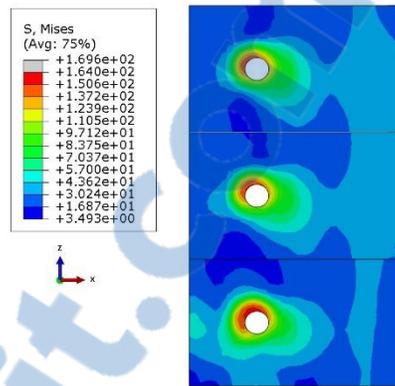


(b) Chargements thermique et mécanique (Ratio L/201)

Figure C-76 — Flèche verticale (mm) de la poutre à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 15 m de long

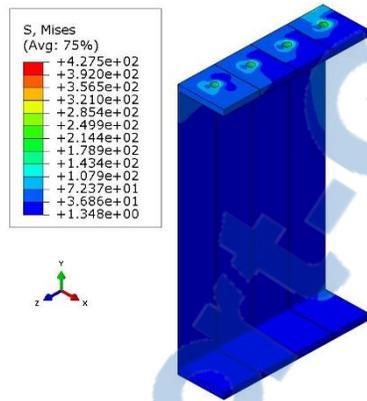


(a) Chargement thermique

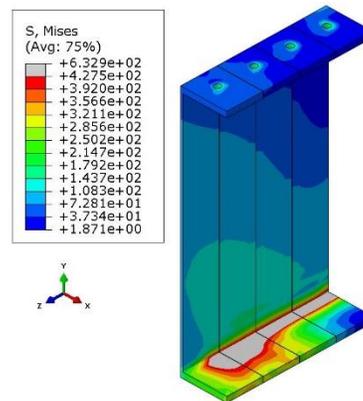


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-77 – Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 15 m de long

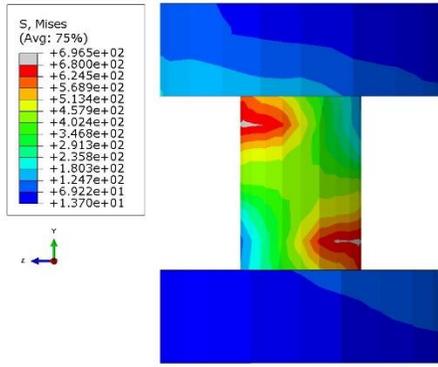


(a) Chargement thermique

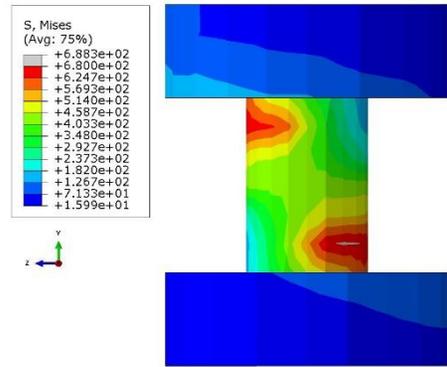


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-78 – Contraintes de von Mises pour la poutre à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 15 m de long

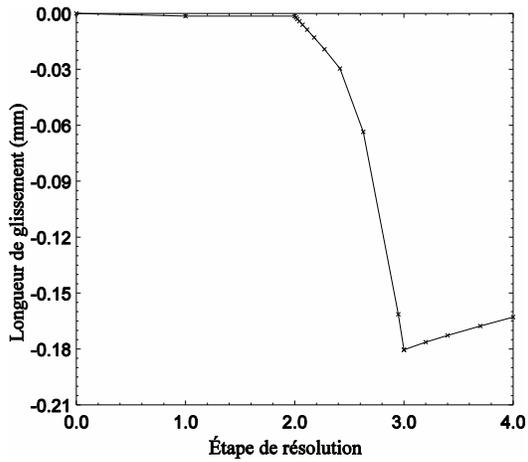


(a) Chargement thermique

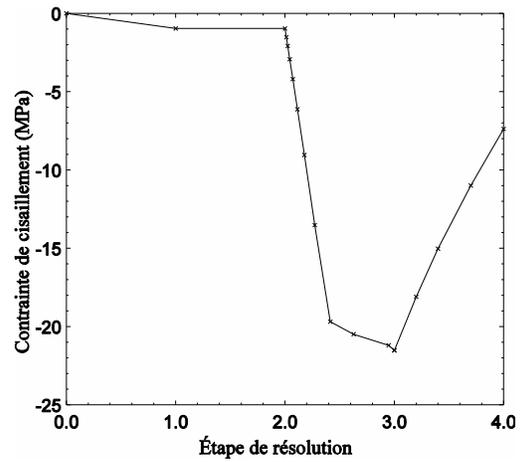


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-79 – Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 15 m de long

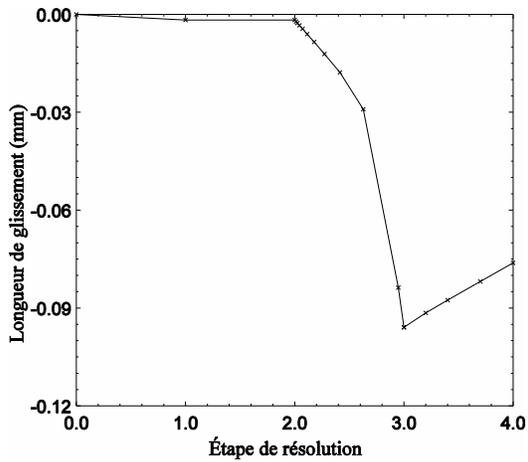


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

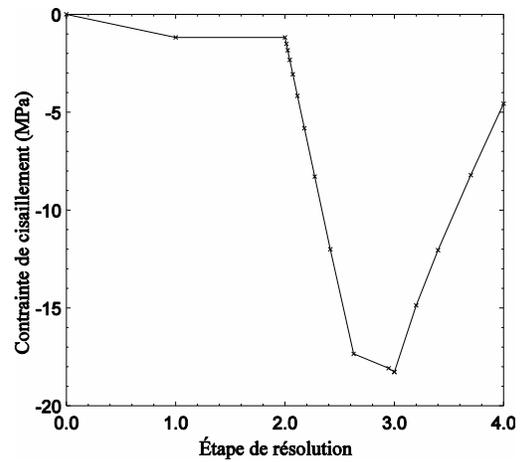


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-80 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient positif

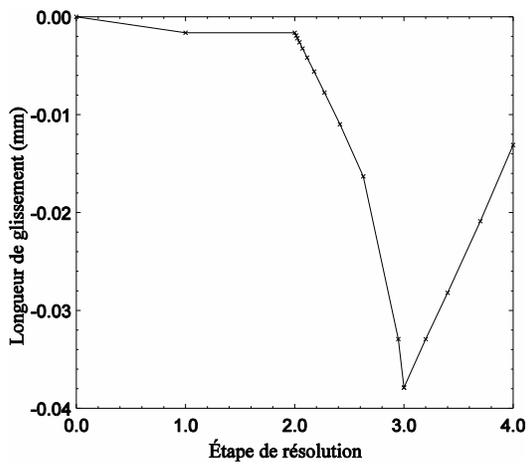


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

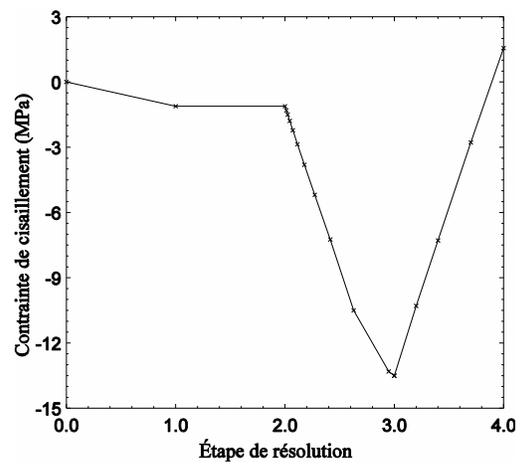


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-81 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 287,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient positif

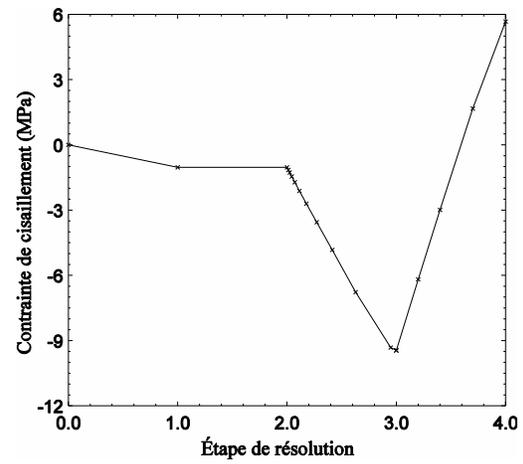
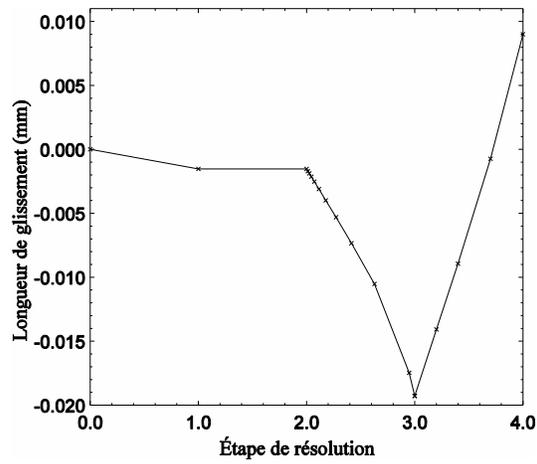


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution



(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

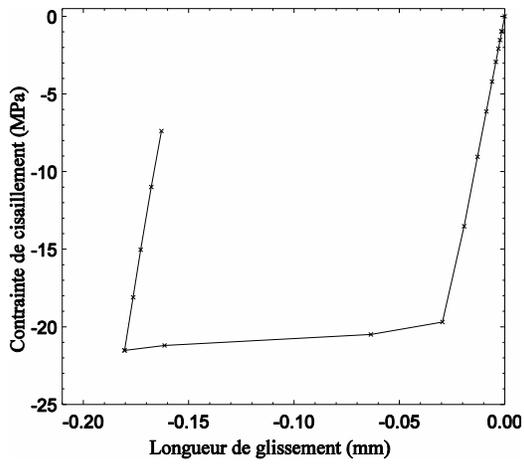
Figure C-82 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 632,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient positif



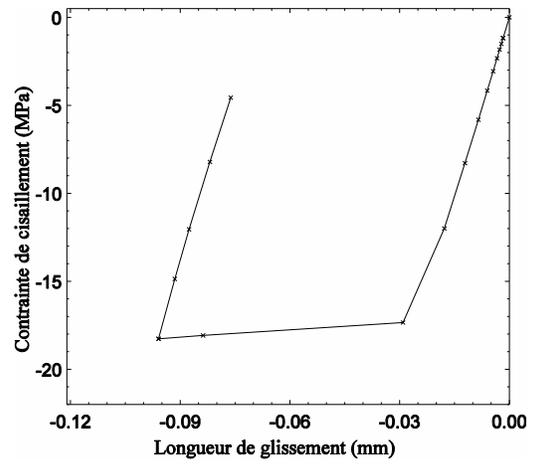
(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

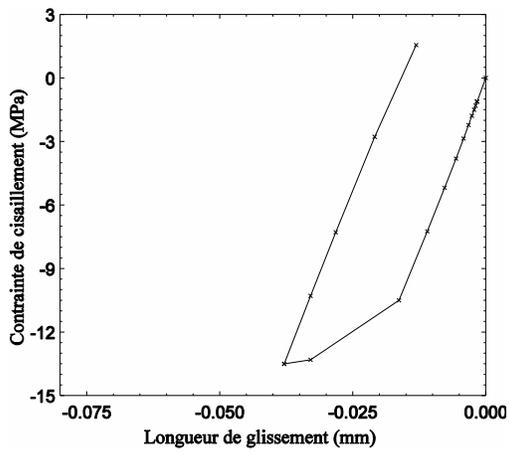
Figure C-83 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 977,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient positif



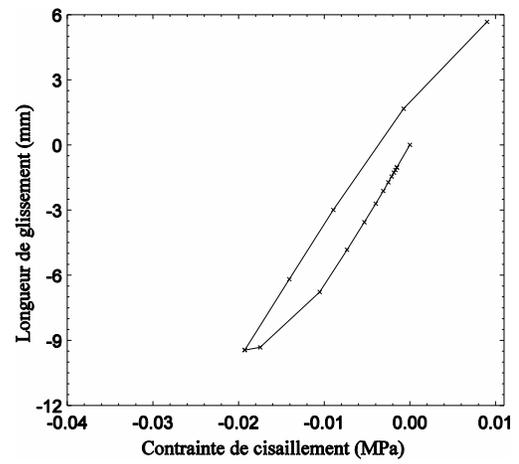
(a) À l'appui



(b) À 287,5 mm de l'appui



(c) À 632,5 mm de l'appui



(d) À 977,5 mm de l'appui

Figure C-84 – Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient positif

C.2.2.3. Cas III : Été avec gradient positif

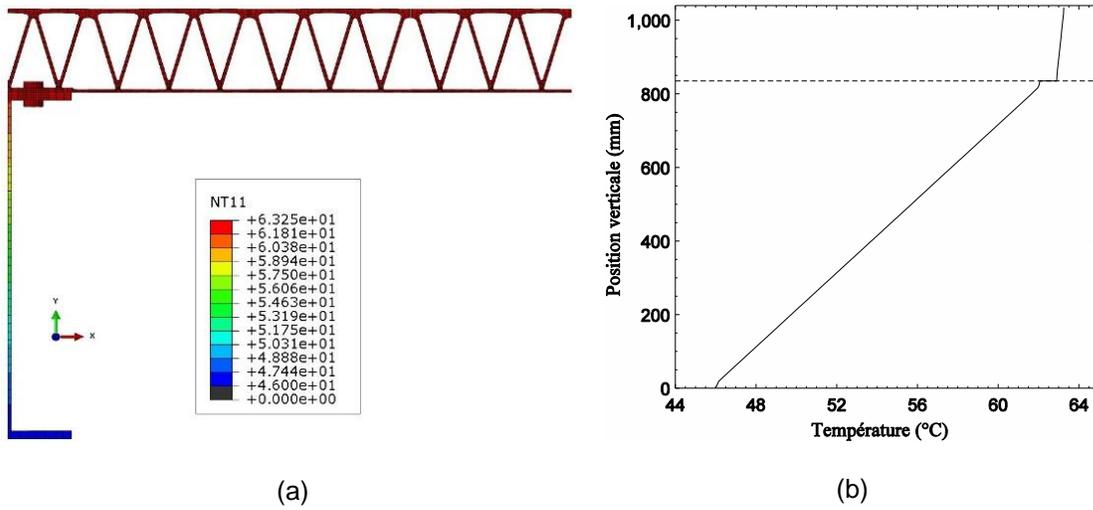


Figure C-85 – Distribution verticale de la température à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif, poutre de 15 m de long

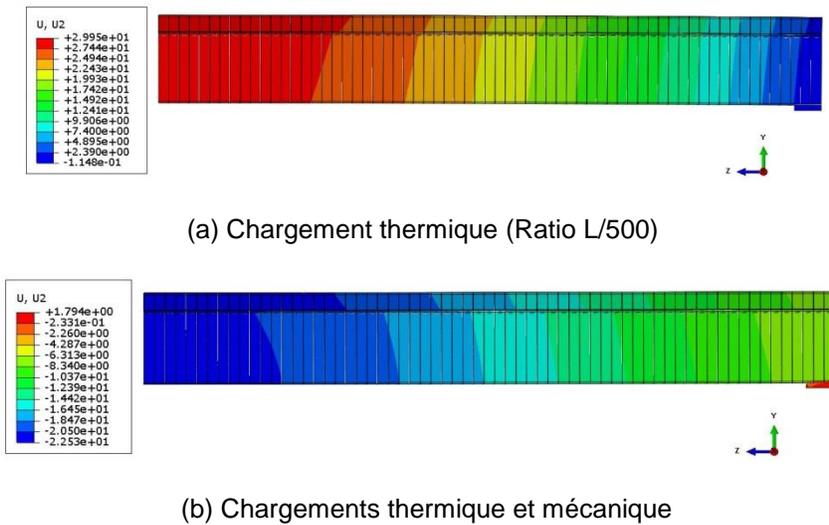
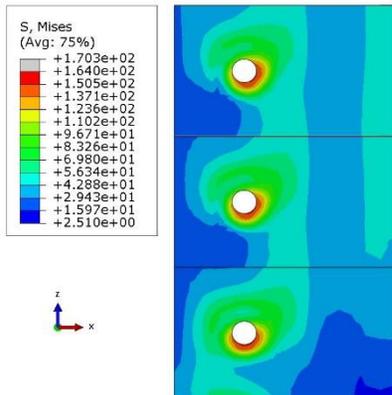
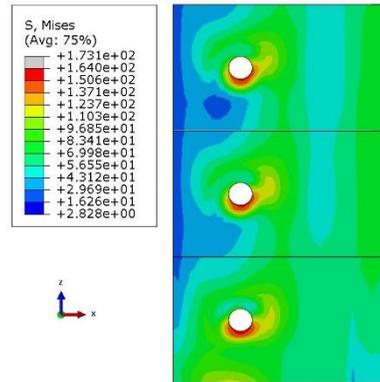


Figure C-86 – Flèche verticale (mm) de la poutre à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif, poutre de 15 m de long

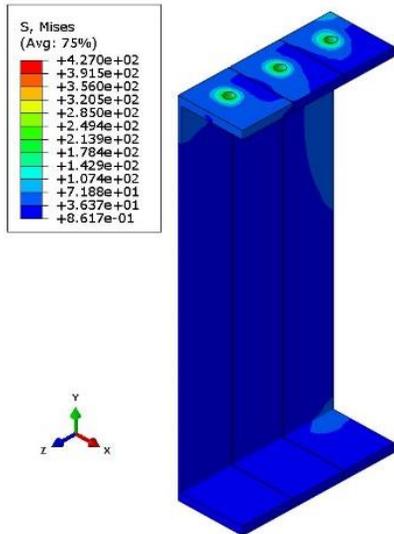


(a) Chargement thermique

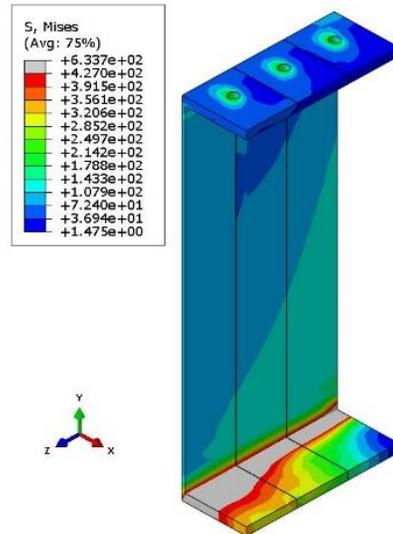


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-87 — Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif, poutre de 15 m de long

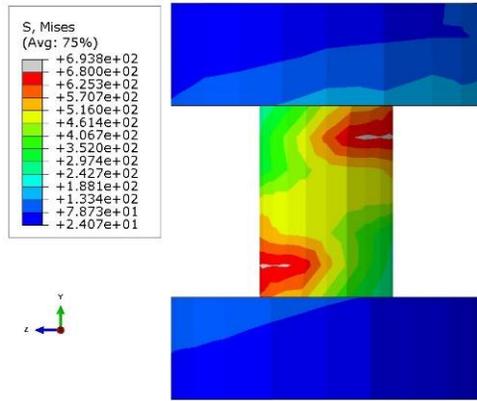


(a) Chargement thermique

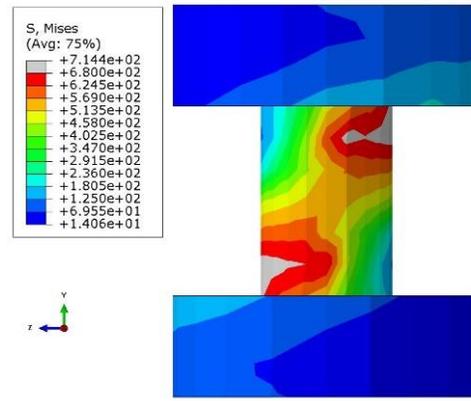


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-88 — Contraintes de von Mises pour la poutre à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif, poutre de 15 m de long

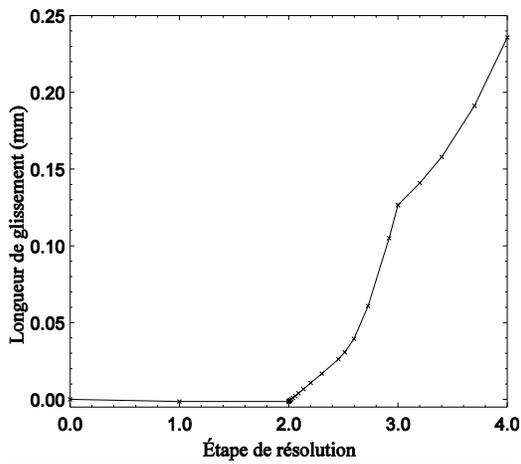


(a) Chargement thermique

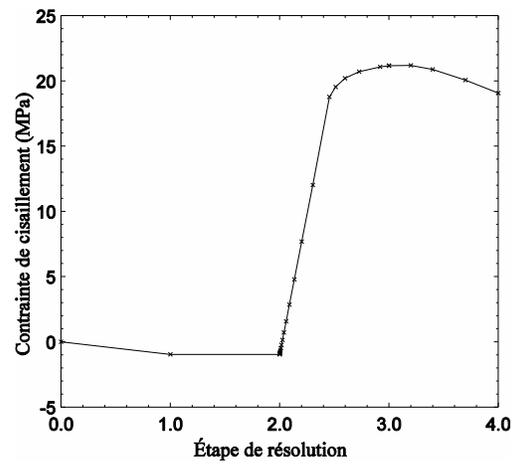


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-89 – Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif, poutre de 15 m de long

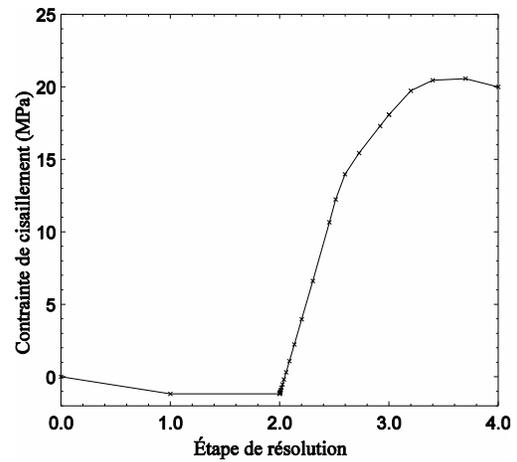
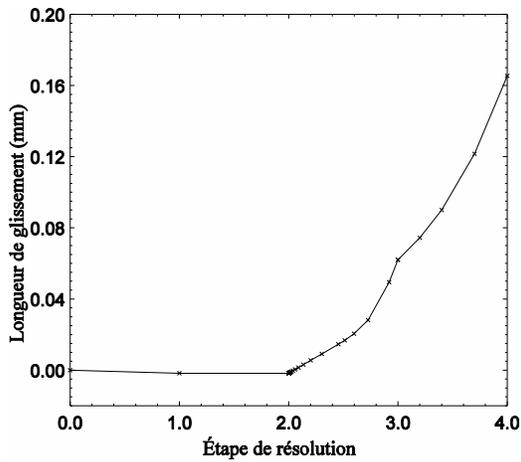


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution



(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

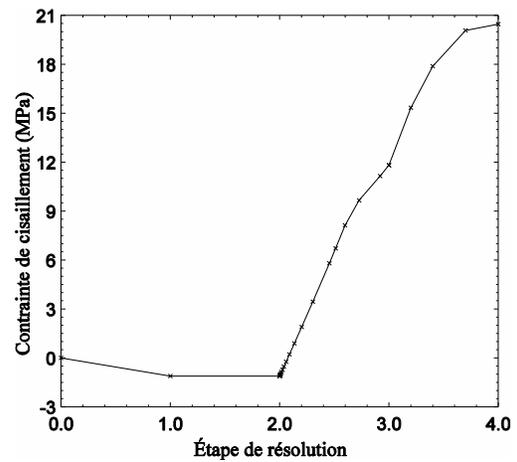
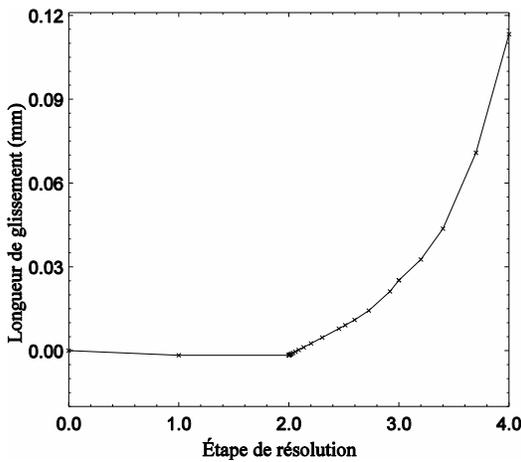
Figure C-90 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

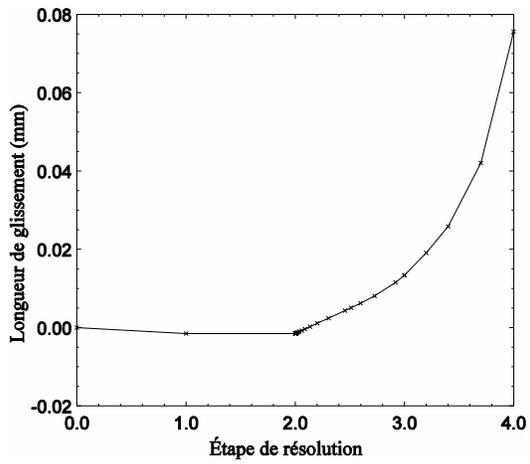
Figure C-91 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 287,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif



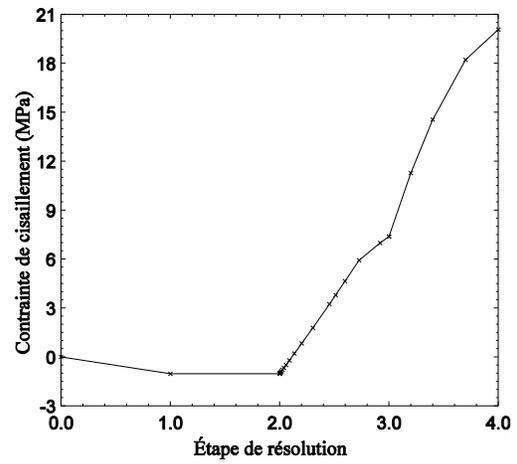
(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-92 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 632,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif

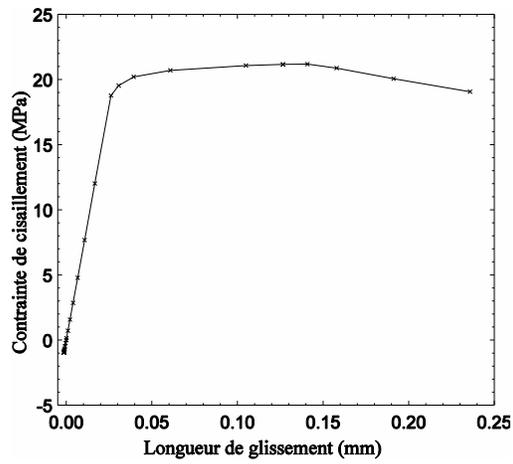


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

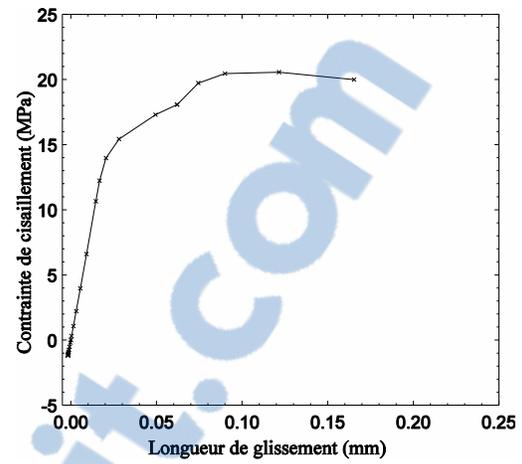


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

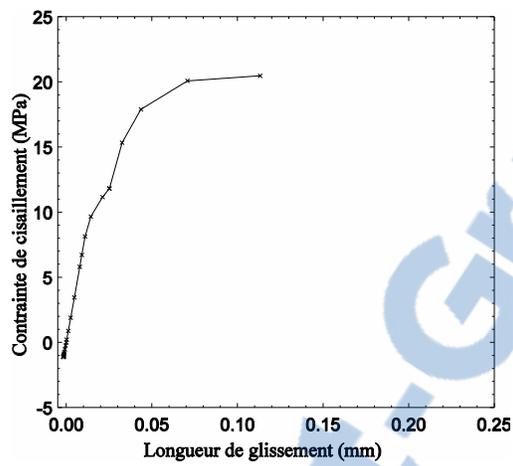
Figure C-93 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 977,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif



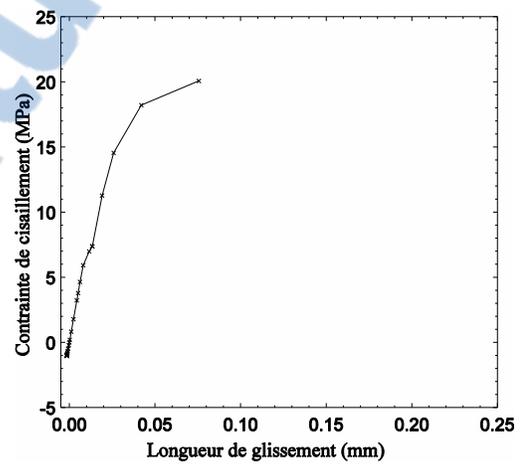
(a) À l'appui



(b) À 287,5 mm de l'appui



(c) À 632,5 mm de l'appui



(d) À 977,5 mm de l'appui

Figure C-94 – Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement pour la poutre de 15 m de long à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif

C.3. Résultats pour la poutre de 25 m de long

C.3.1. État limite d'utilisation (ÉLUT)

C.3.1.1. Cas I : Hiver avec gradient négatif

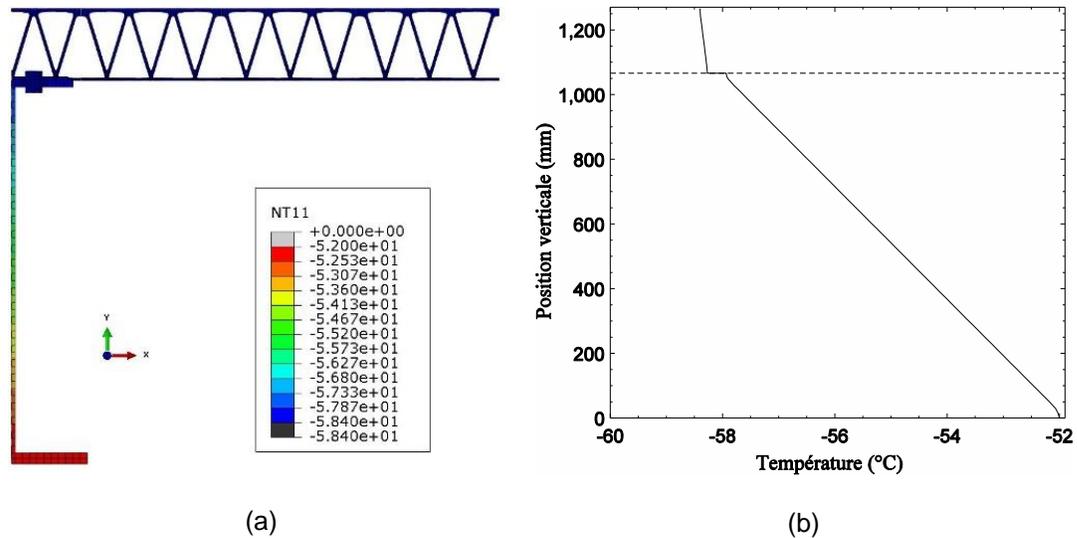
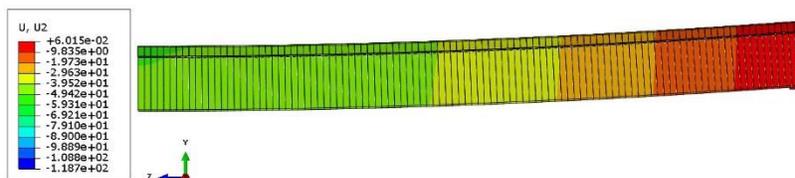
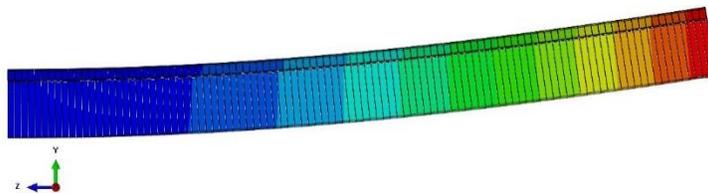


Figure C-95 — Distribution verticale de la température à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 25 m de long



(a) Chargement thermique (Ratio L/458)



(b) Chargements thermique et mécanique (Ratio L/211)

Figure C-96 — Flèche verticale (mm) de la poutre à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 25 m de long

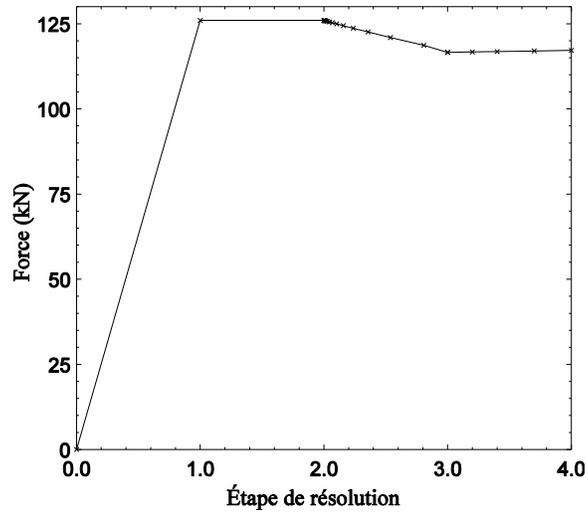
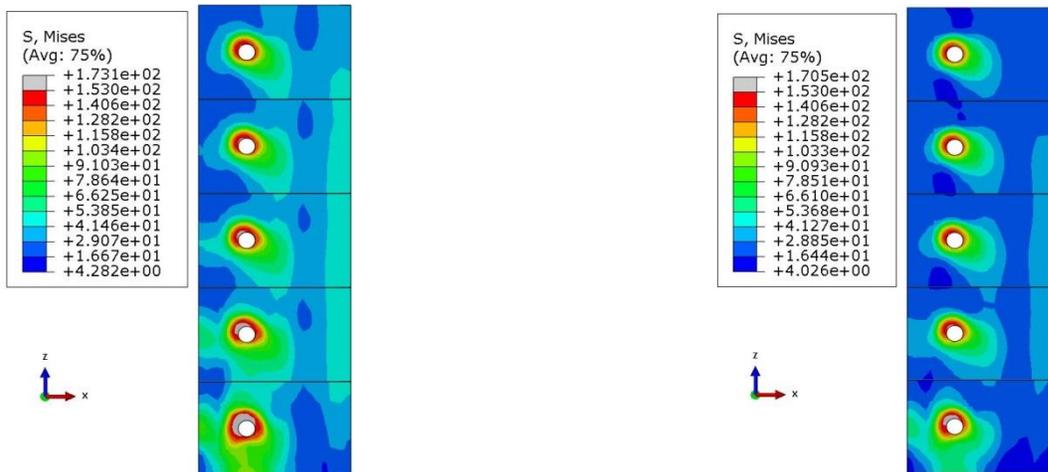


Figure C-97 — Évolution de la force dans le boulon au cours de l'analyse à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 25 m de long

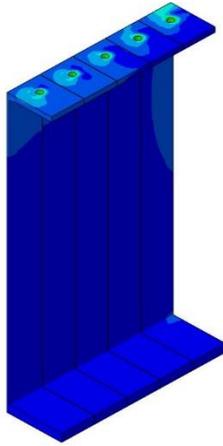
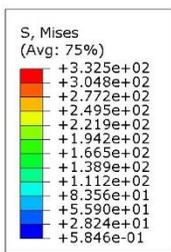


(a) Chargement thermique

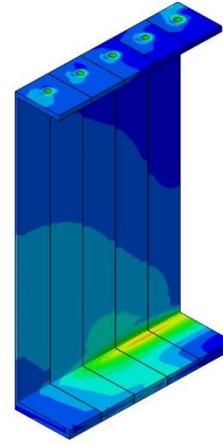
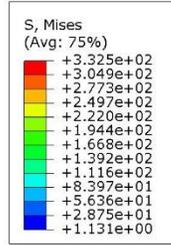
(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-98 — Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif à l'ÉLUT #1, poutre de 25 m de long



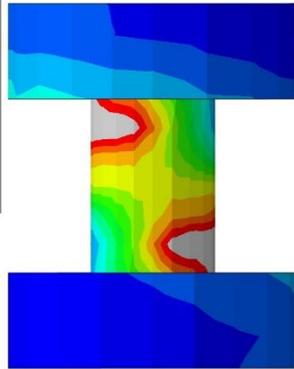
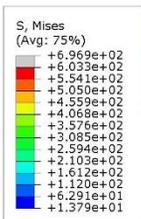


(a) Chargement thermique

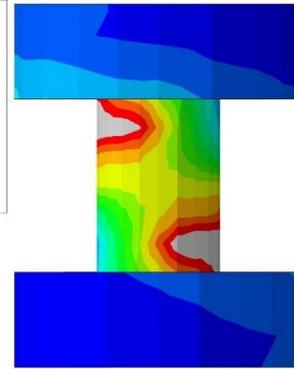
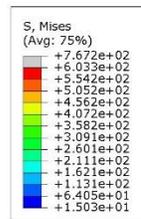


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-99 – Contraintes de von Mises pour la poutre à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif à l'ÉLUT #1, poutre de 25 m de long

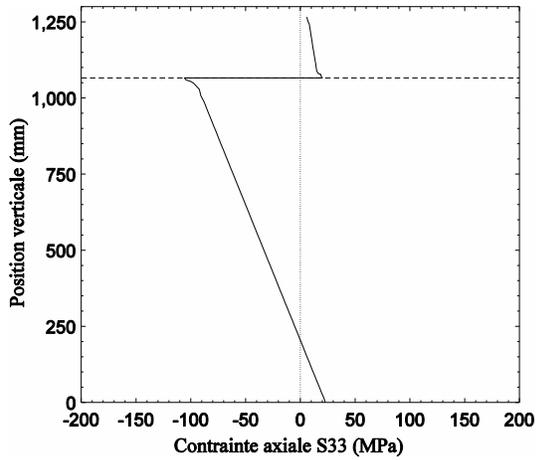


(a) Chargement thermique

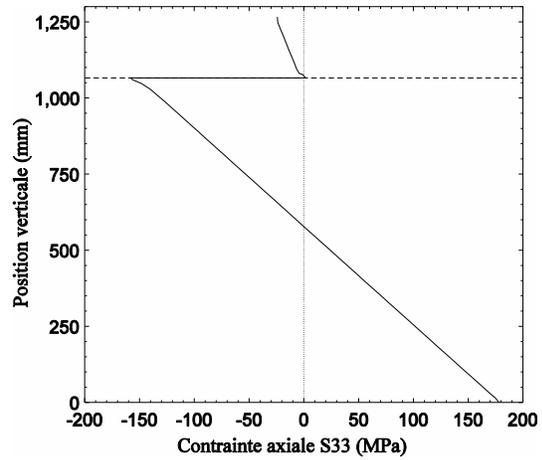


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-100 – Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif à l'ÉLUT #1, poutre de 25 m de long

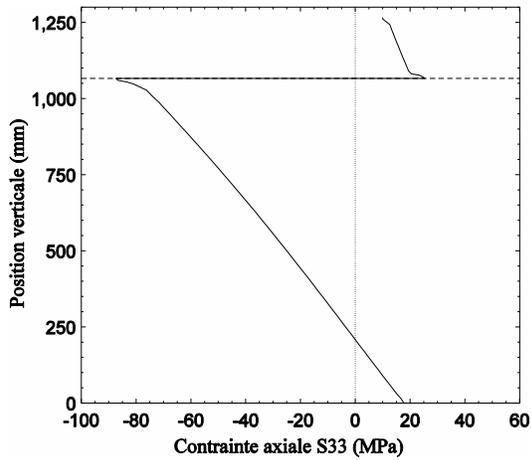


(a) Chargement thermique

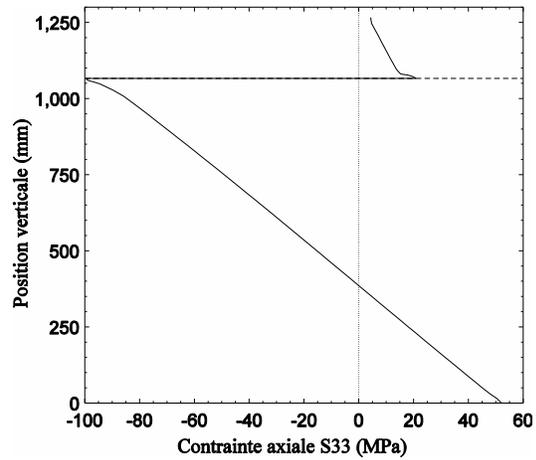


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-101 — Répartition des contraintes axiales sur la section centrale de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

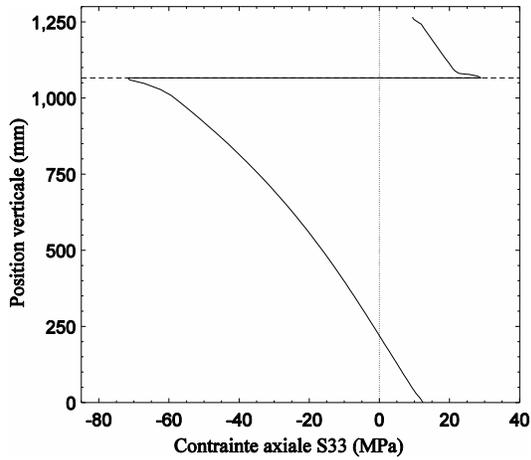


(a) Chargement thermique

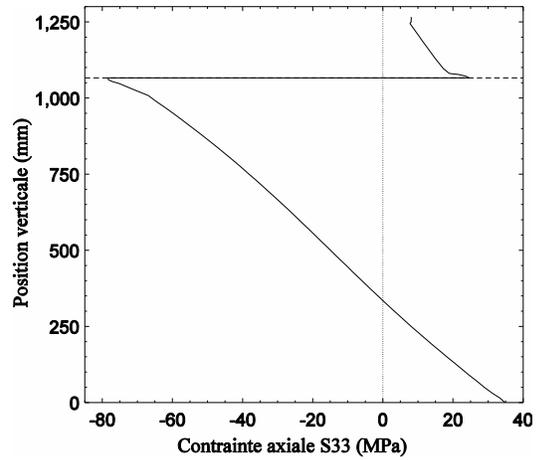


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-102 — Répartition des contraintes axiales sur la section située à 1 500 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

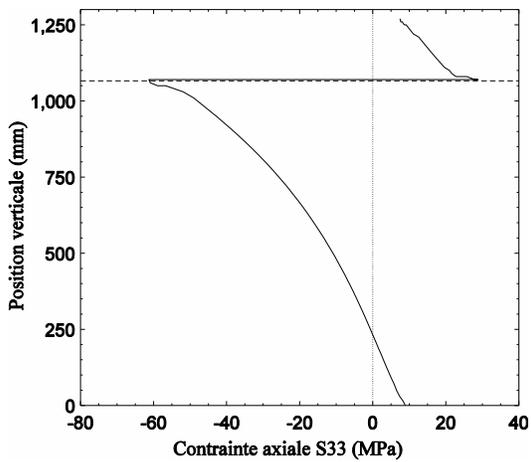


(a) Chargement thermique

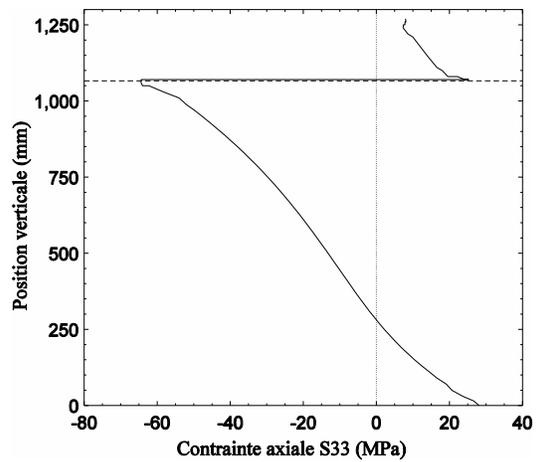


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-103 – Répartition des contraintes axiales sur la section située à 960 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

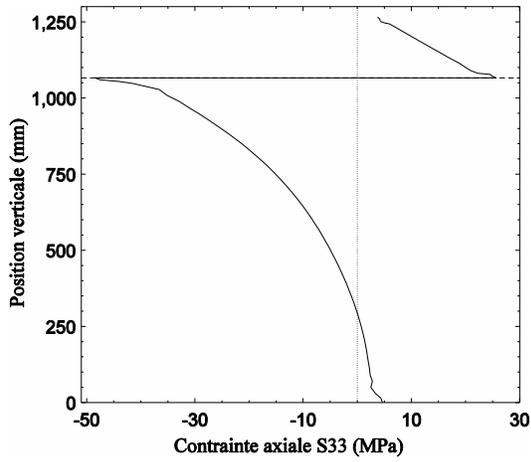


(a) Chargement thermique

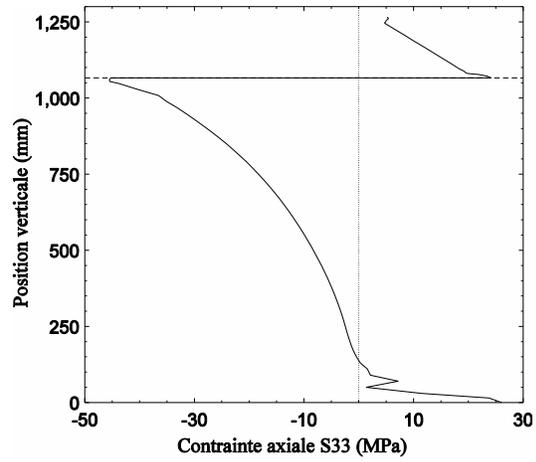


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-104 – Répartition des contraintes axiales sur la section située à 720 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

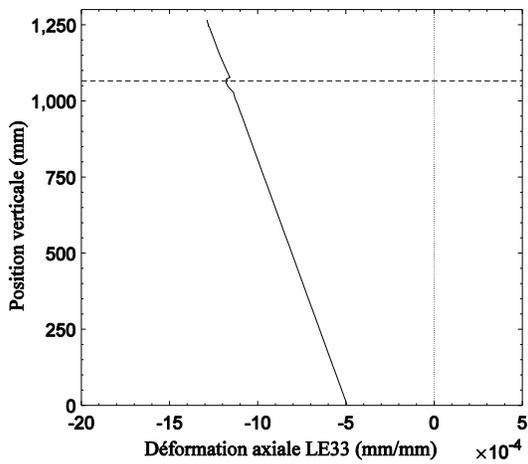


(a) Chargement thermique

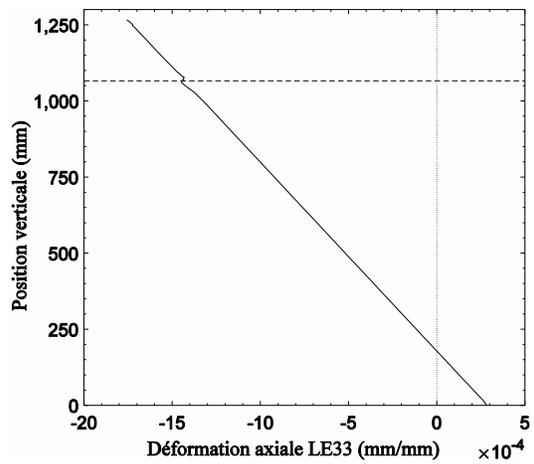


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-105 – Répartition des contraintes axiales sur la section située à 480 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

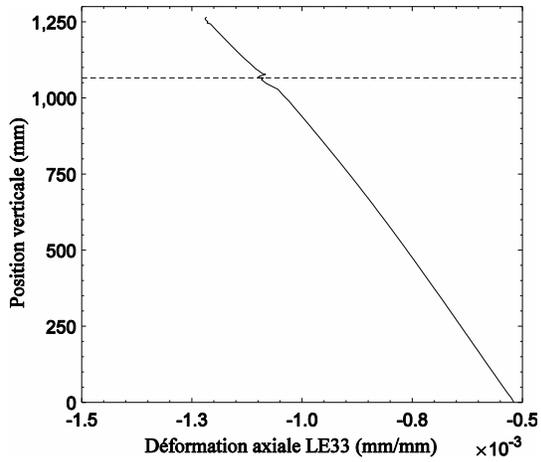


(a) Chargement thermique

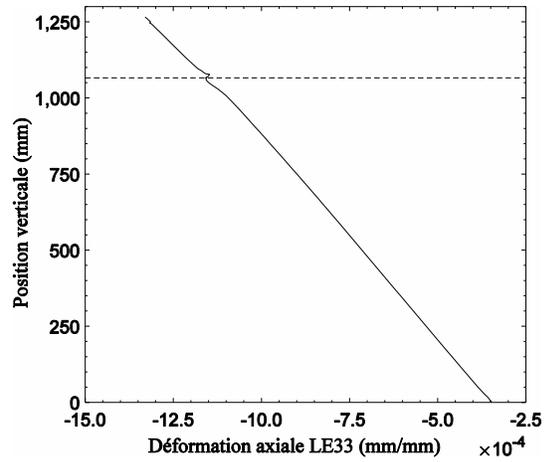


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-106 – Répartition des déformations axiales sur la section centrale de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

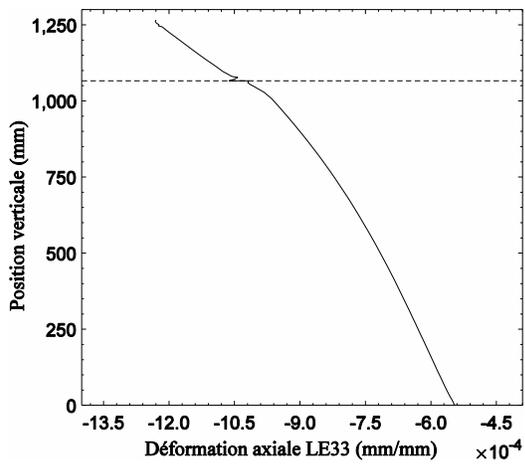


(a) Chargement thermique

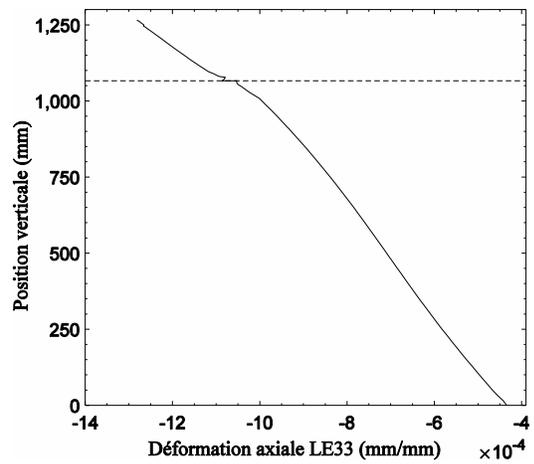


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-107 — Répartition des déformations axiales sur la section située à 1 500 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

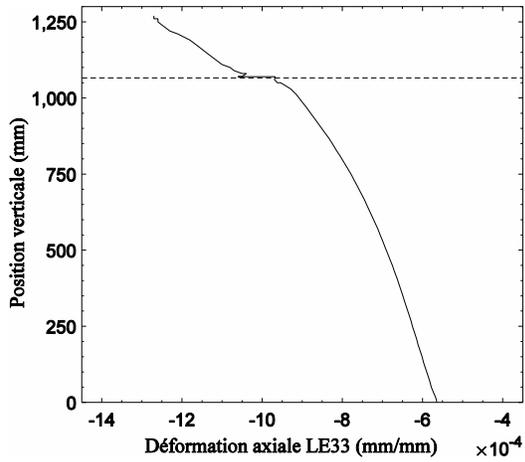


(a) Chargement thermique

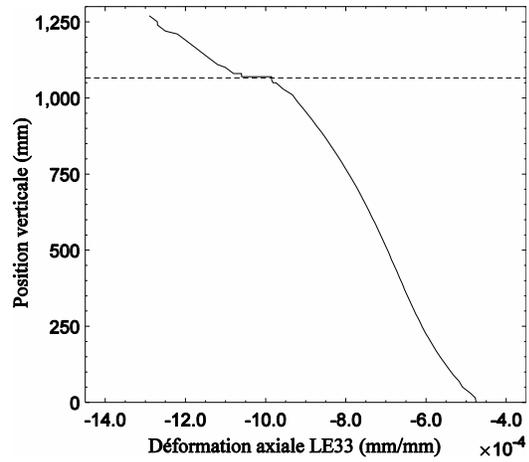


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-108 — Répartition des déformations axiales sur la section située à 960 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

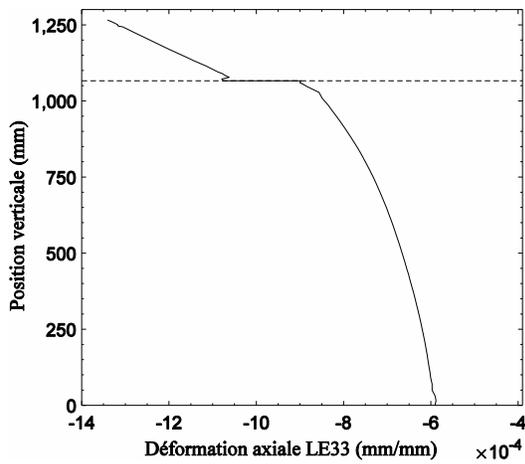


(a) Chargement thermique

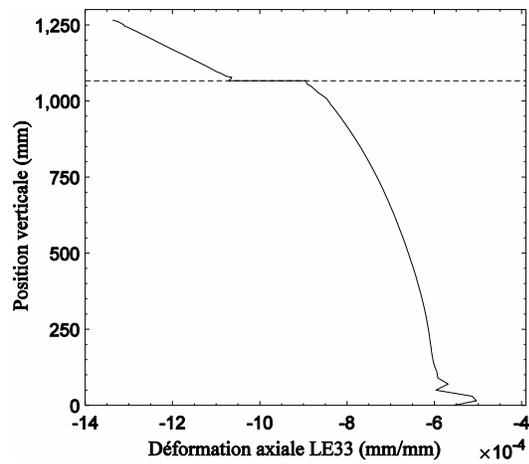


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-109 — Répartition des déformations axiales sur la section située à 720 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

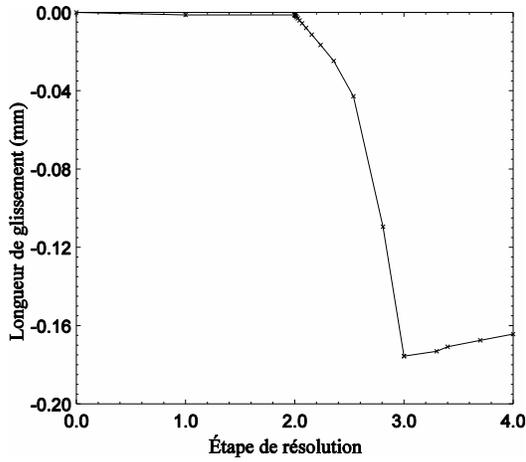


(a) Chargement thermique

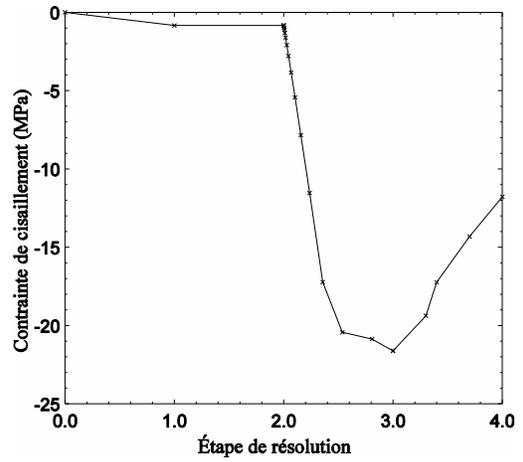


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-110 — Répartition des déformations axiales sur la section située à 480 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

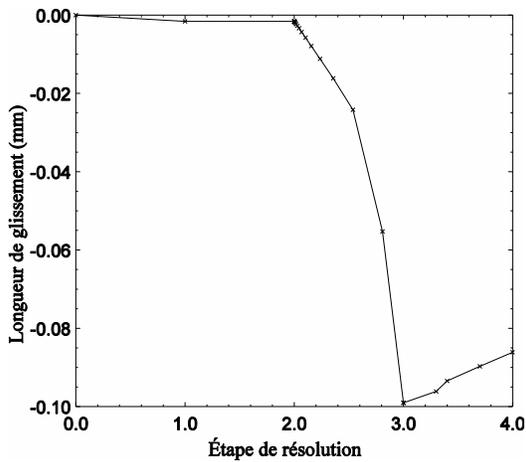


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

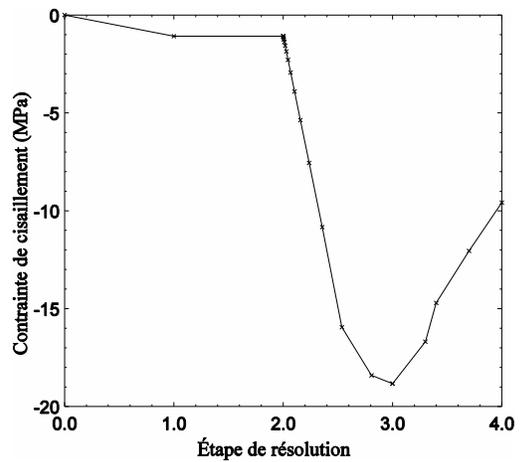


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-111 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

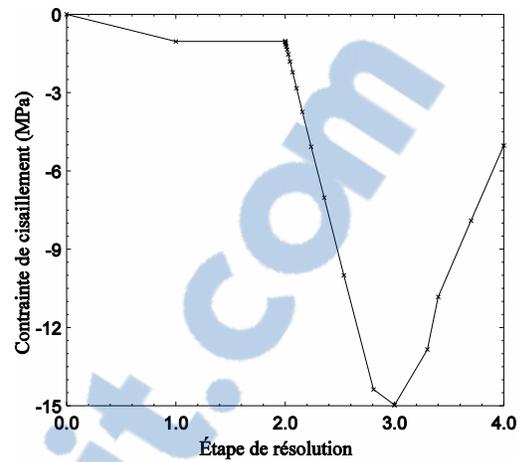
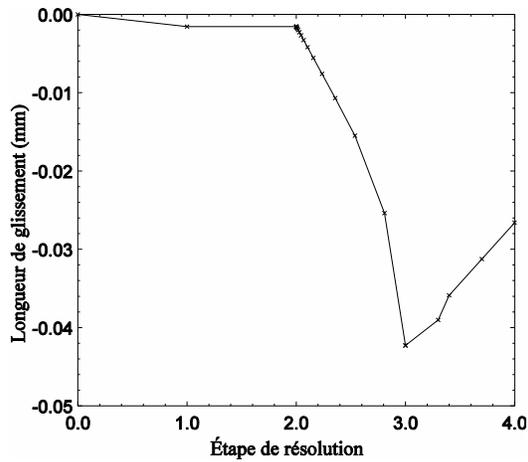


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution



(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

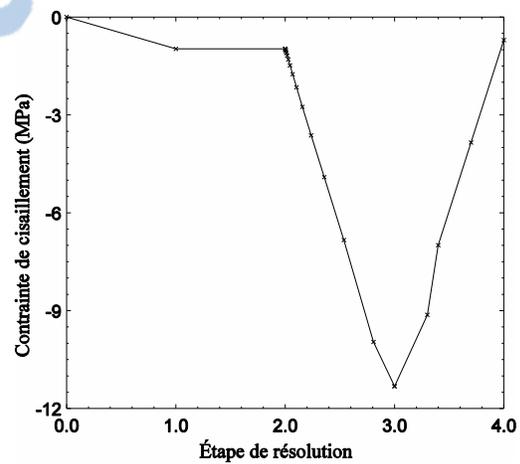
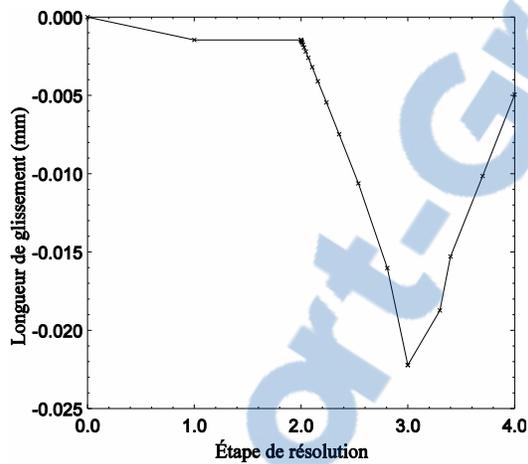
Figure C-112 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 300 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

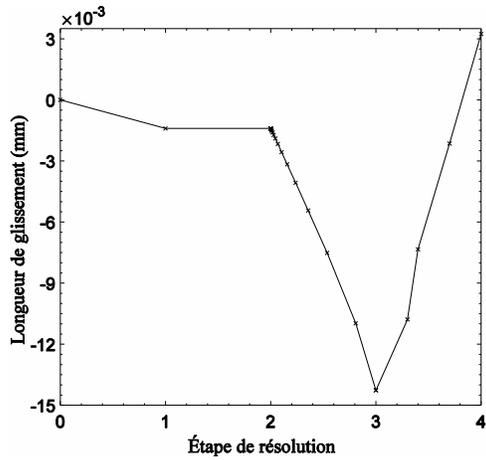
Figure C-113 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 660 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif



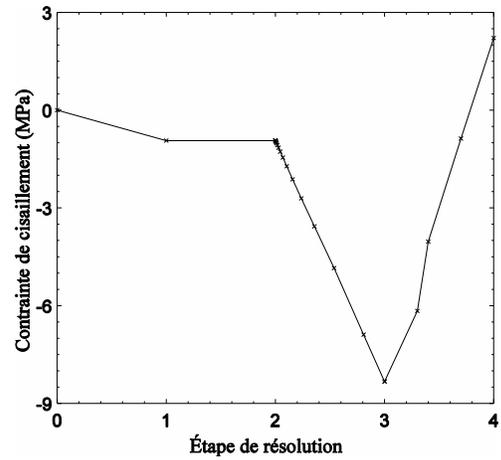
(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-114 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 1 020 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

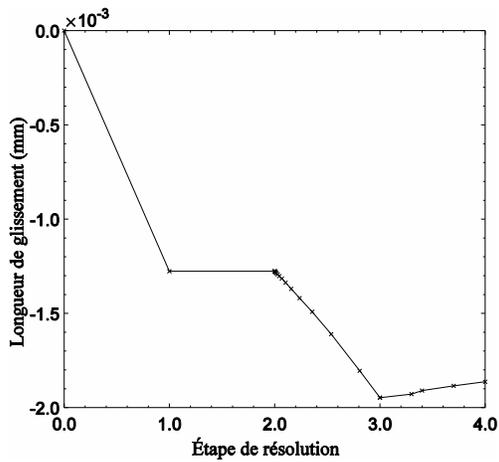


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

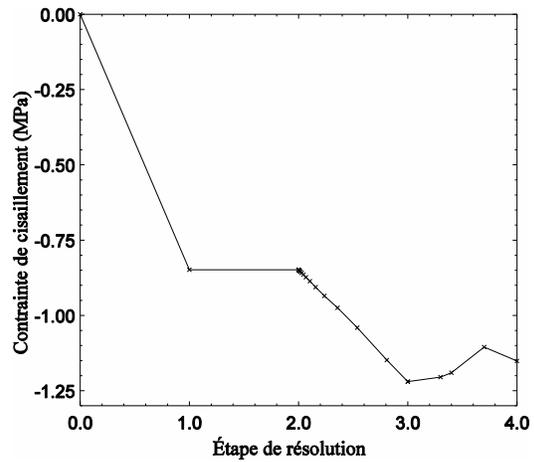


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-115 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 1 380 mm de l'appui de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

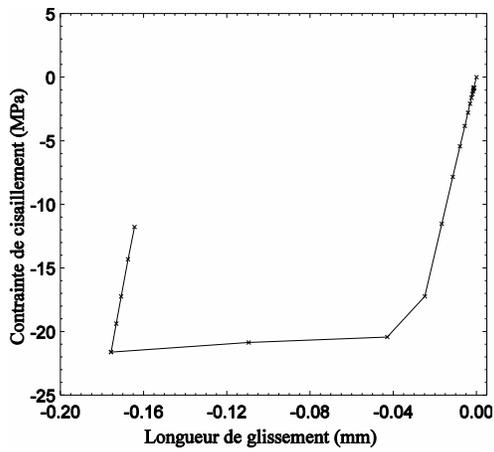


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

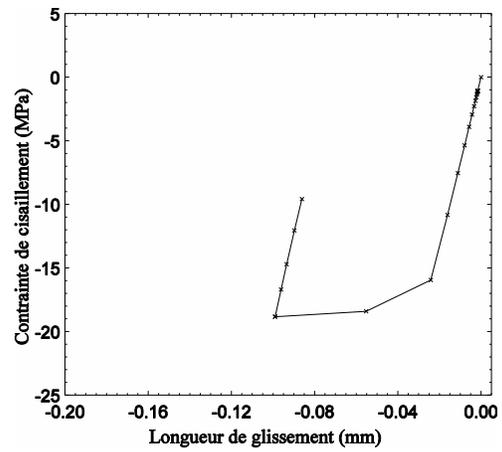


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

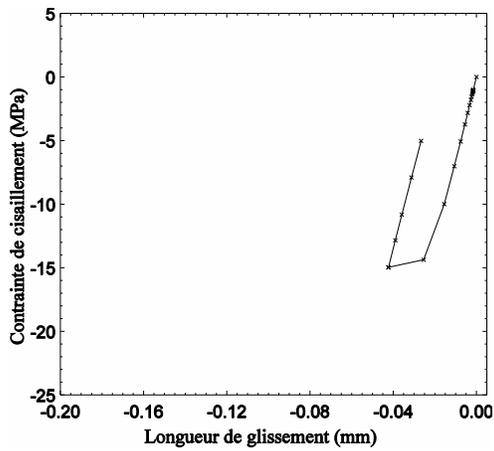
Figure C-116 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement au centre de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif



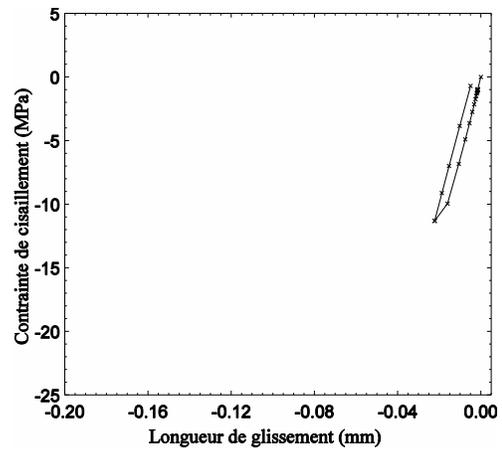
(a) À l'appui



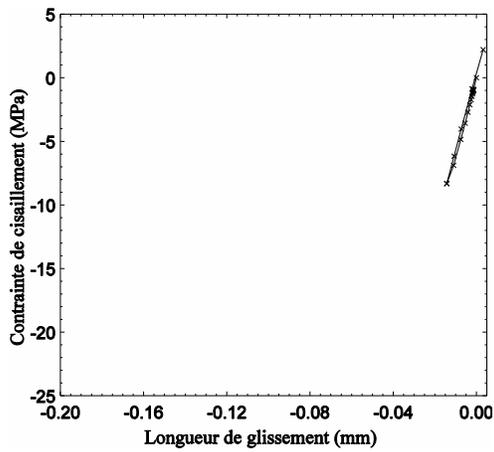
(b) À 300 mm de l'appui



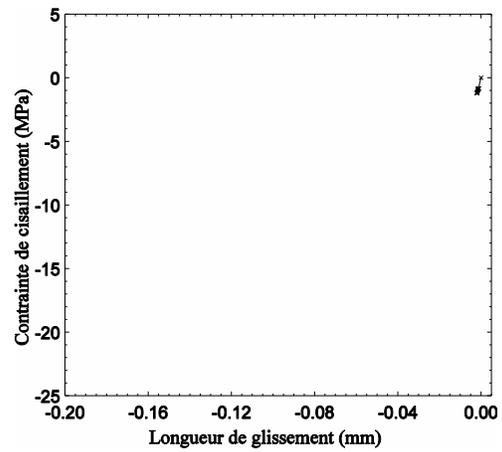
(c) À 660 mm de l'appui



(d) À 1 020 mm de l'appui



(e) À 1380 mm de l'appui



(f) Au centre de la poutre

Figure C-117 — Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

C.3.1.2. Cas II : Hiver avec gradient positif

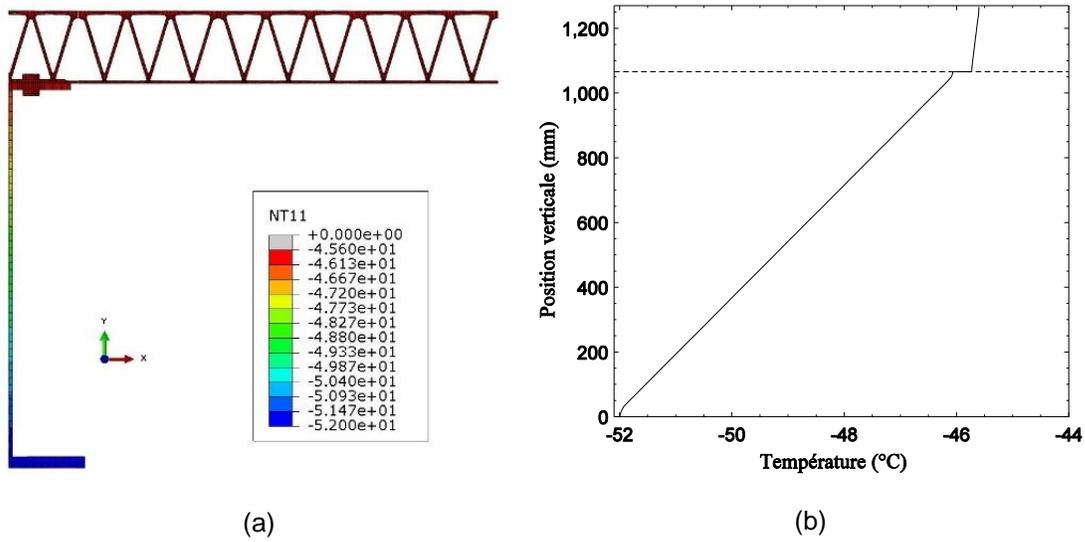


Figure C-118 – Distribution verticale de la température à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 25 m de long

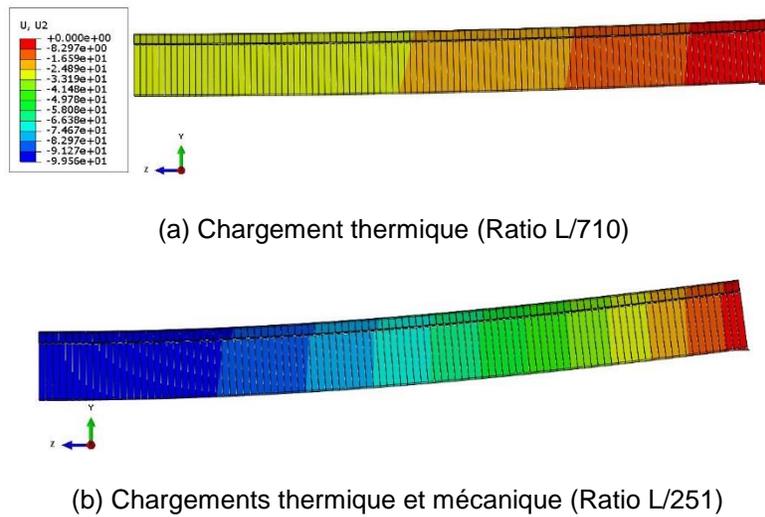


Figure C-119 – Flèche verticale (mm) de la poutre à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 25 m de long

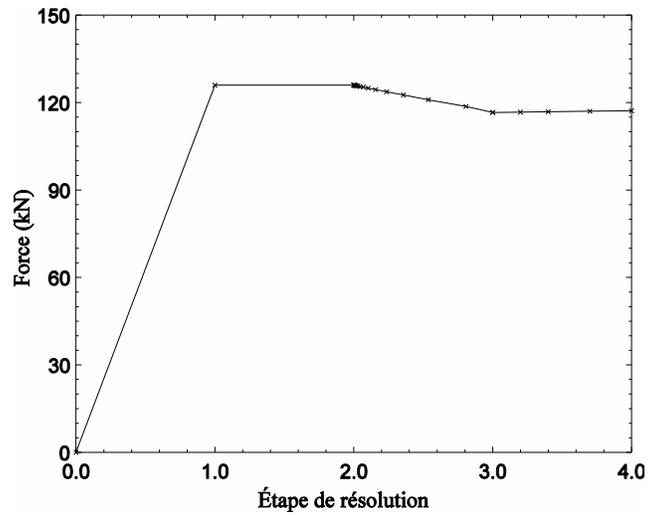
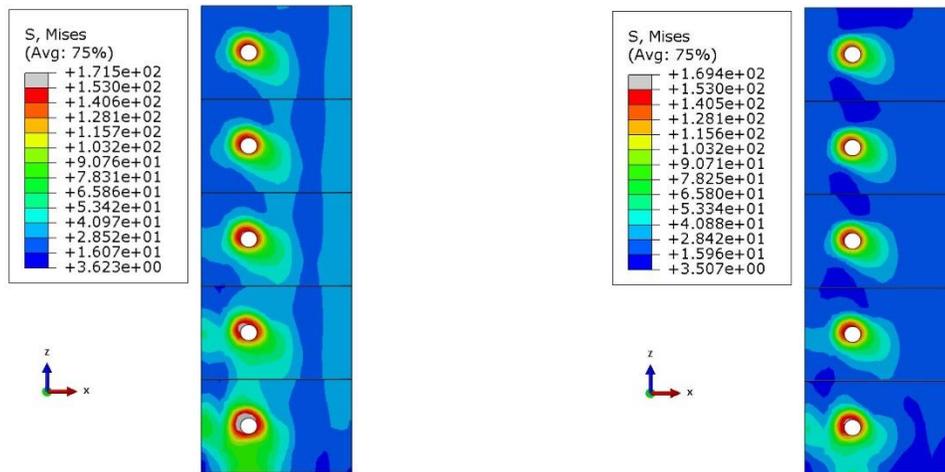


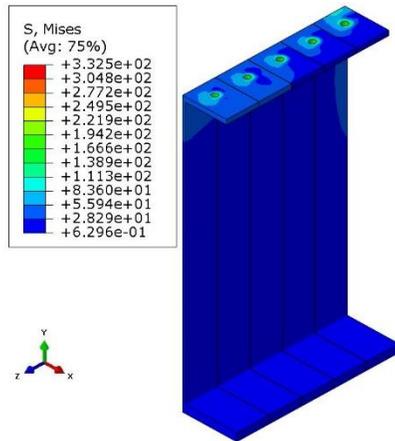
Figure C-120 – Évolution de la force dans le boulon au cours de l'analyse à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 25 m de long



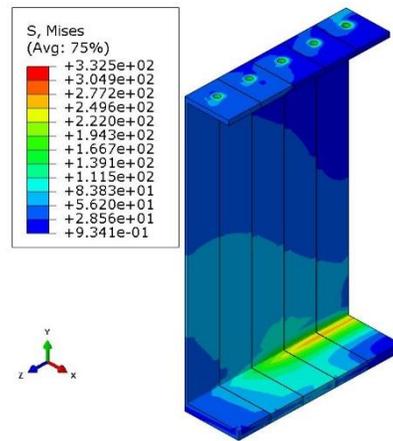
(a) Chargement thermique

(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-121 – Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 25 m de long

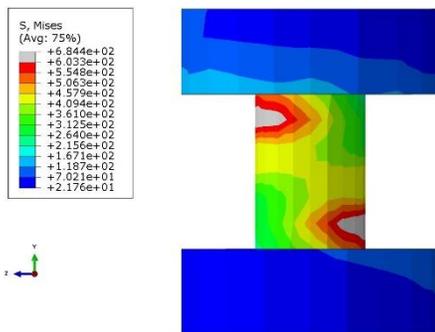


(a) Chargement thermique

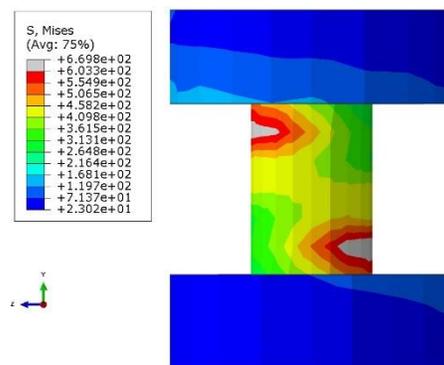


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-122 – Contraintes de von Mises pour la poutre à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 25 m de long

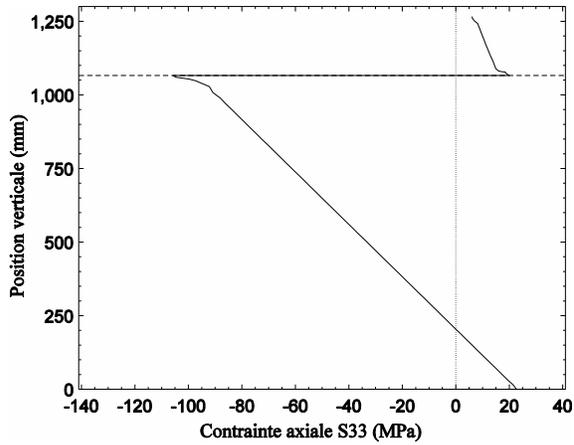


(a) Chargement thermique

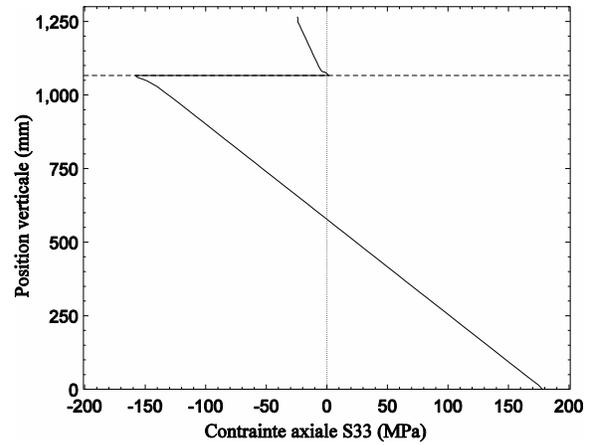


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-123 – Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif, poutre de 25 m de long

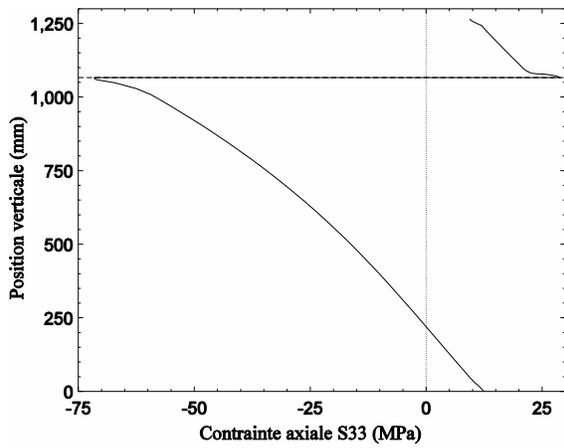


(a) Chargement thermique

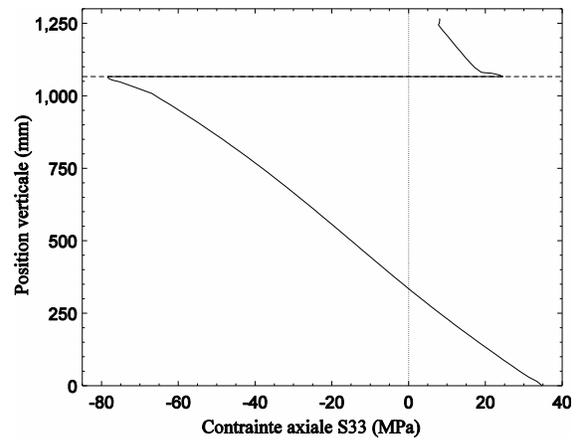


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-124 – Répartition des contraintes axiales sur la section centrale de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

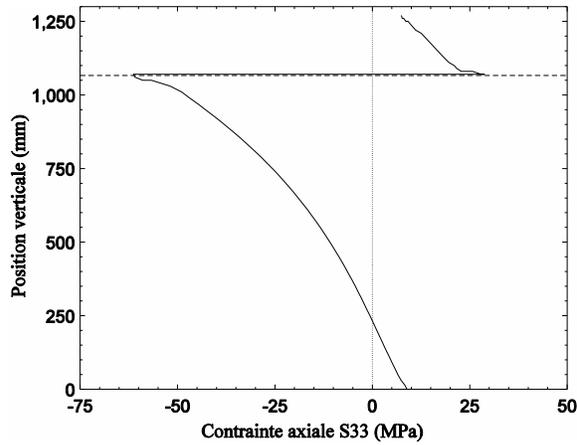


(a) Chargement thermique

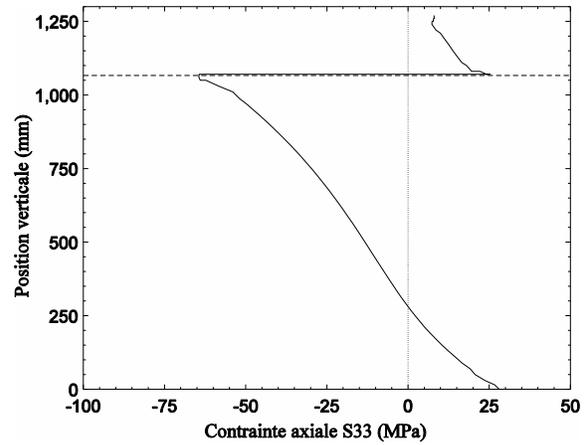


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-125 – Répartition des contraintes axiales sur la section située à 1 200 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

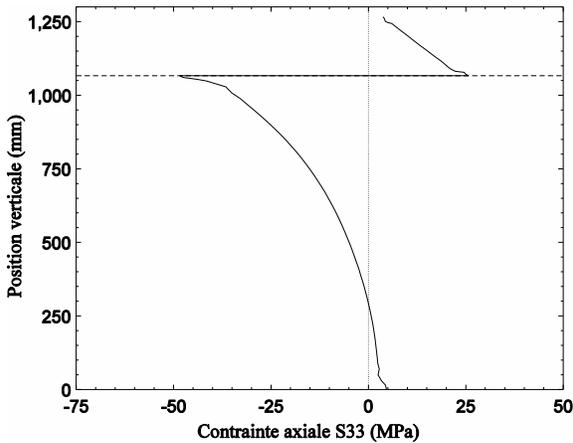


(a) Chargement thermique

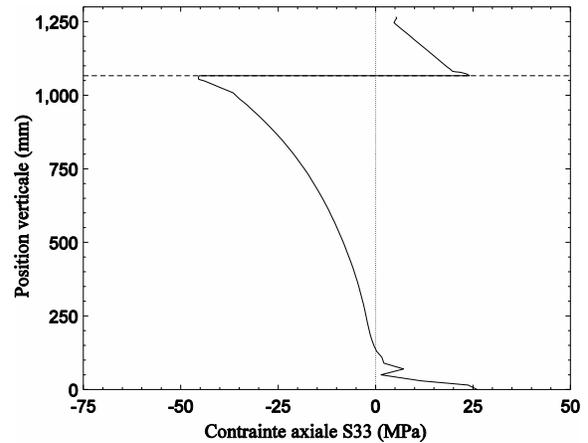


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-126 — Répartition des contraintes axiales sur la section située à 720 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

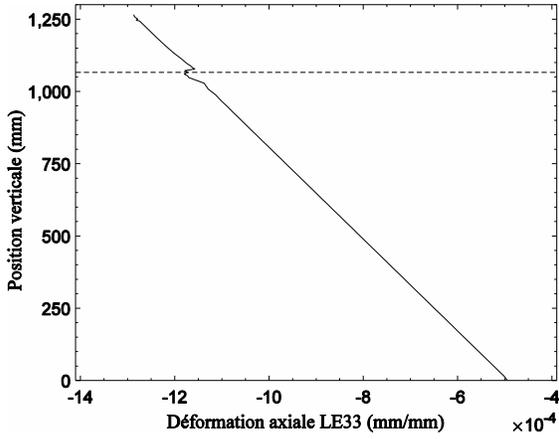


(a) Chargement thermique

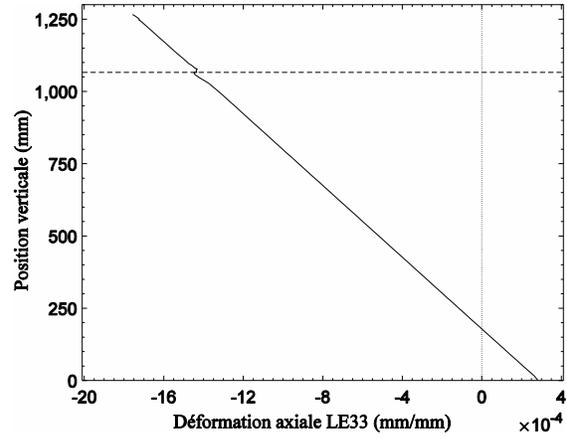


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-127 — Répartition des contraintes axiales sur la section située à 480 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

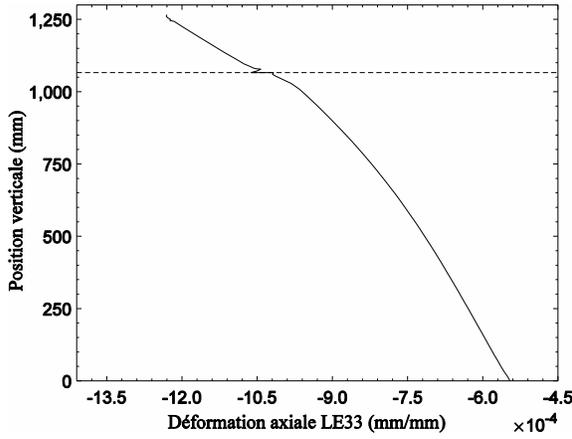


(a) Chargement thermique

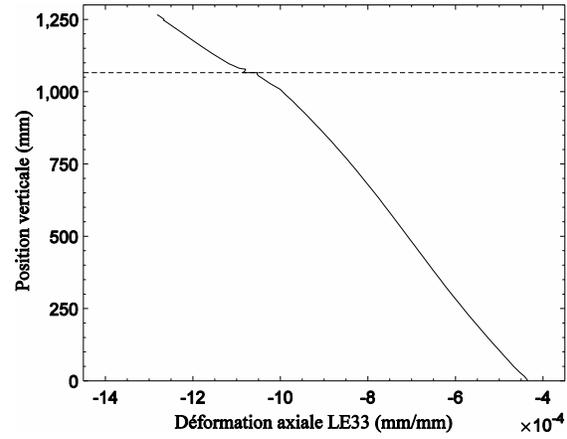


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-128 – Répartition des déformations axiales sur la section centrale de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif

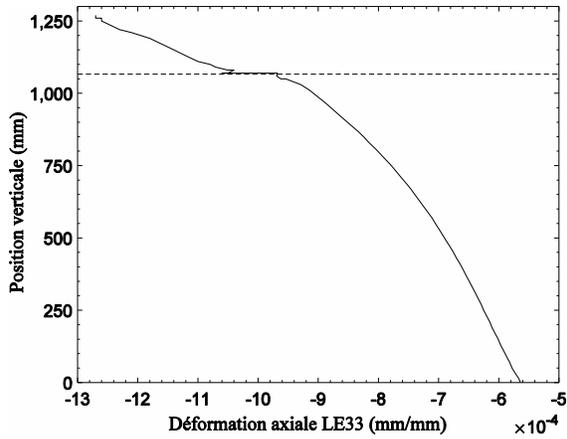


(a) Chargement thermique

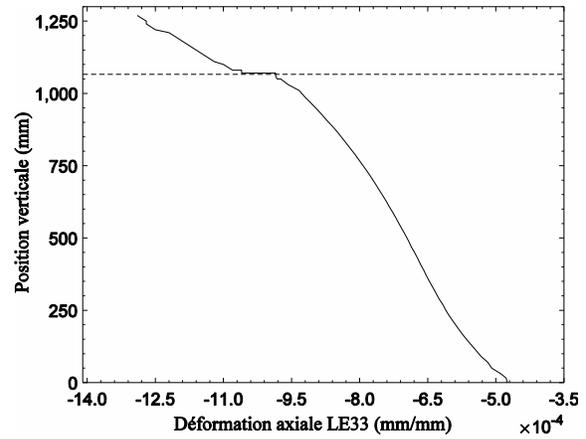


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-129 – Répartition des déformations axiales sur la section située à 1 200 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

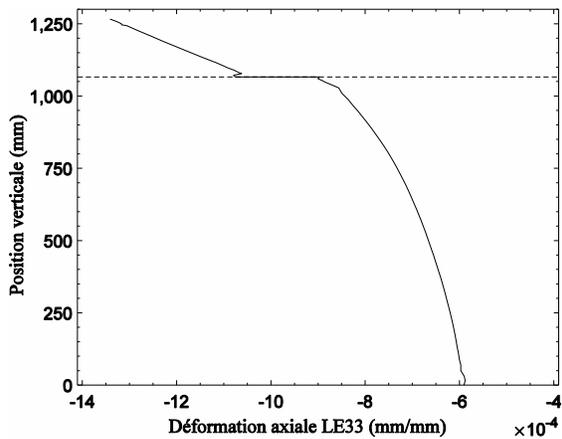


(a) Chargement thermique

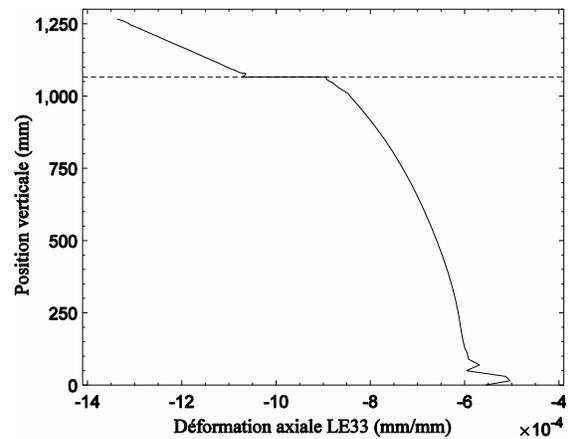


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-130 – Répartition des déformations axiales sur la section située à 720 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

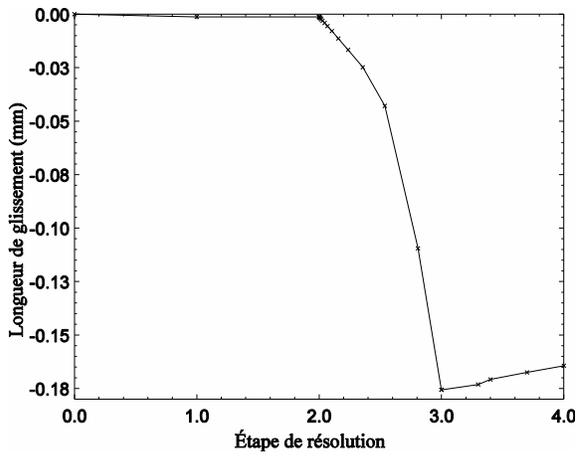


(a) Chargement thermique

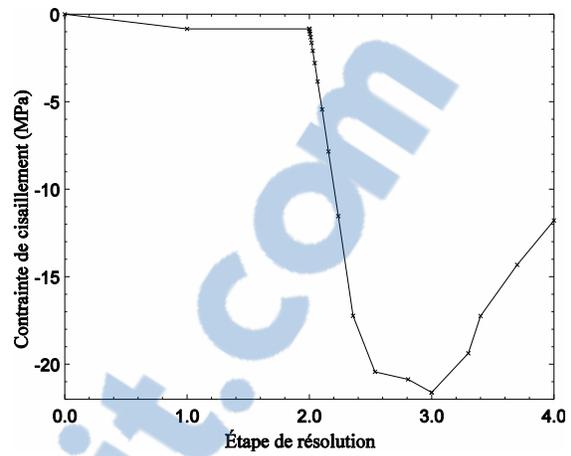


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-131 – Répartition des déformations axiales sur la section située à 480 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

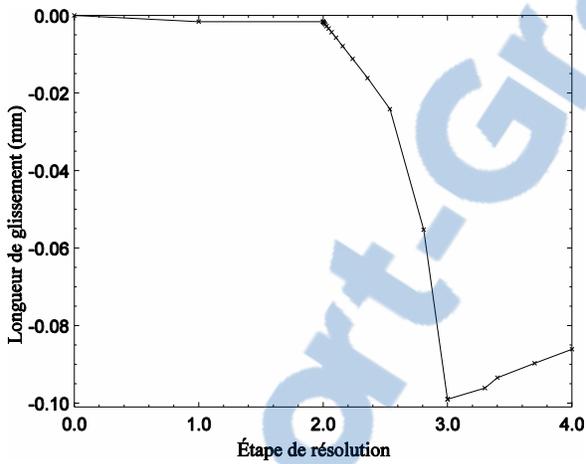


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

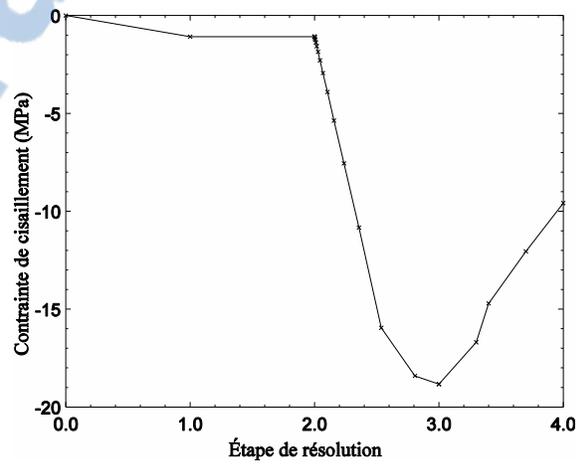


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-132 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

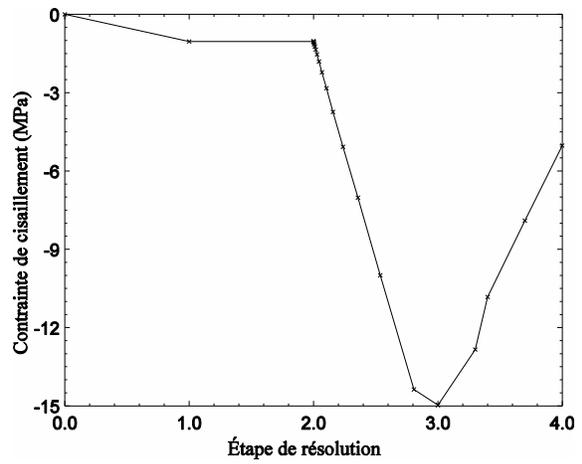
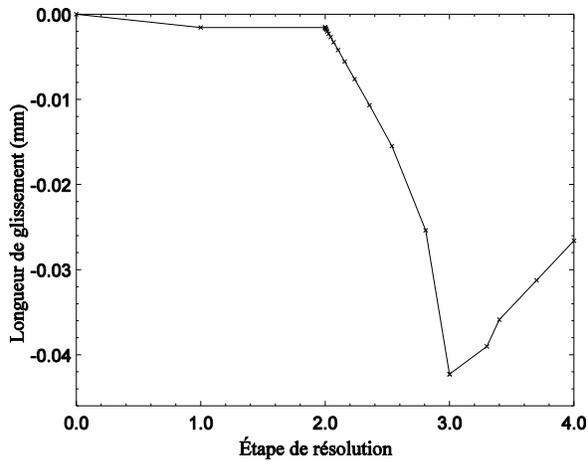


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution



(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

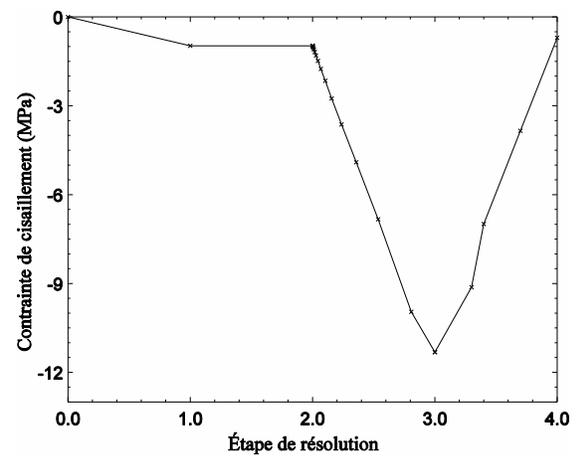
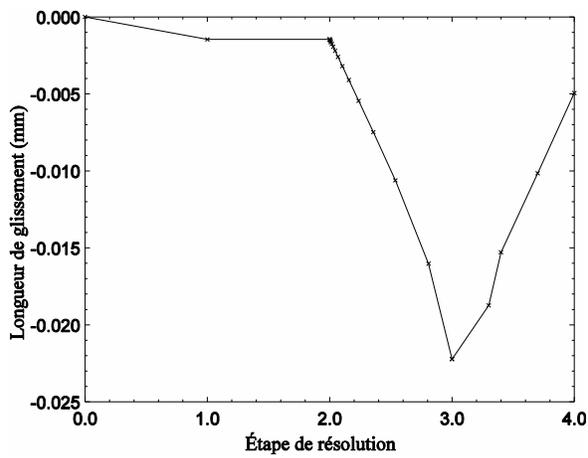
Figure C-133 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 300 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

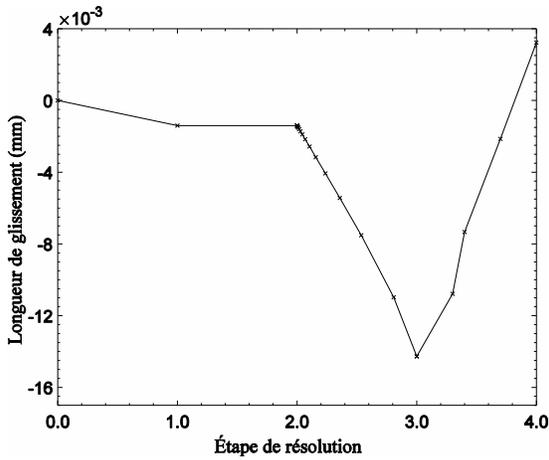
Figure C-134 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 660 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif



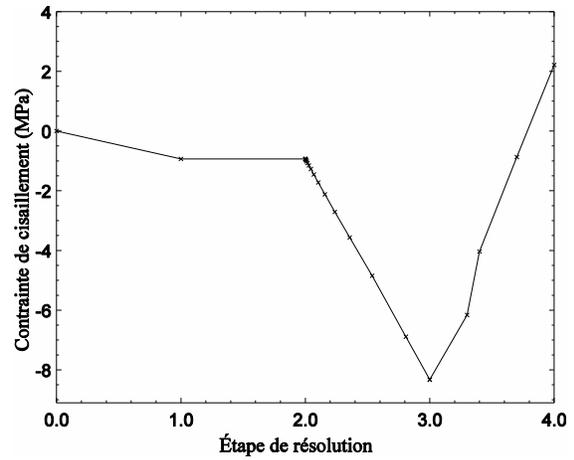
(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-135 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 1 020 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

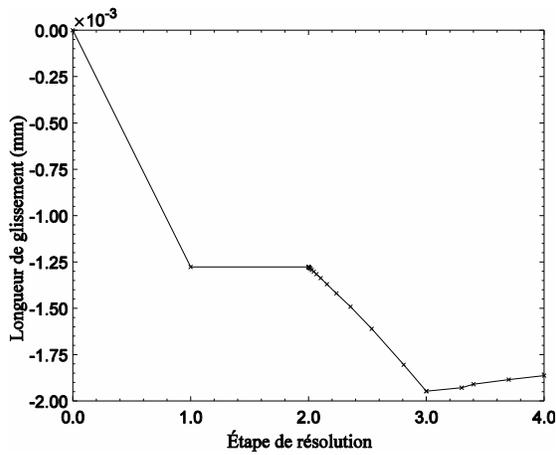


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

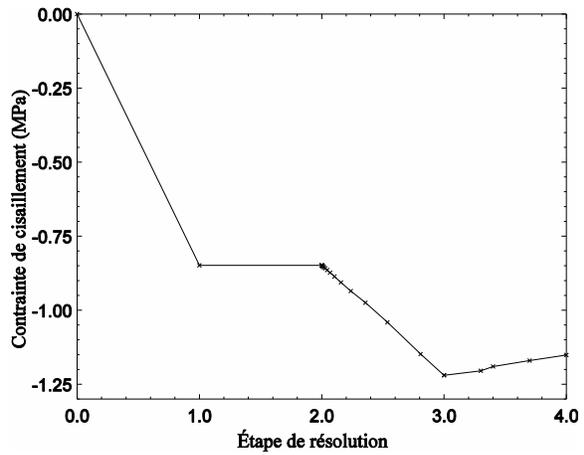


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-136 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 1 380 mm de l'appui de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

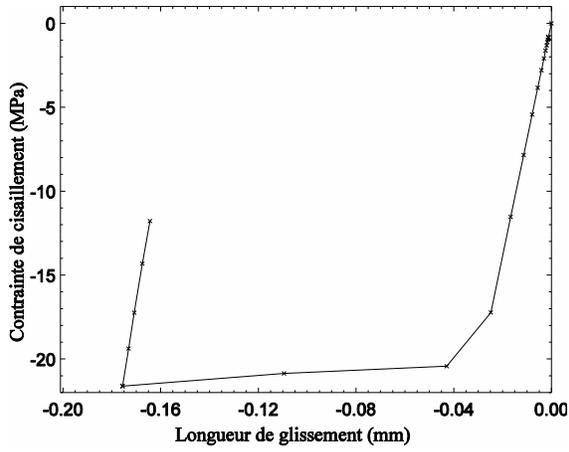


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

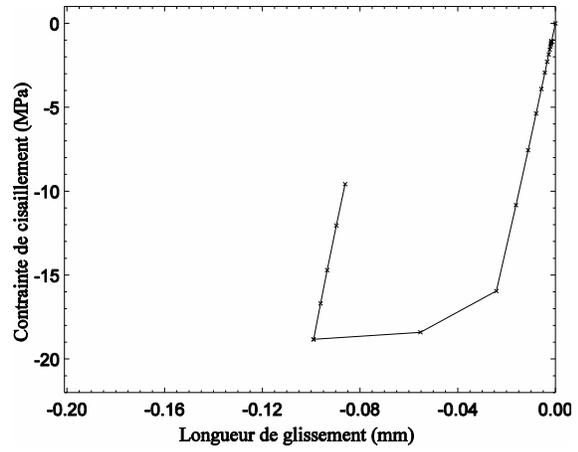


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

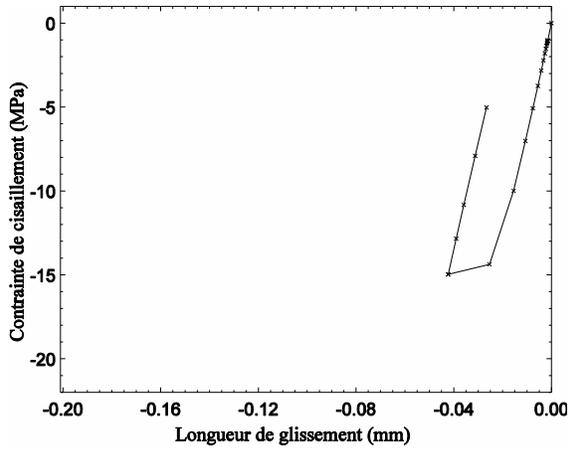
Figure C-137 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement au centre de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif



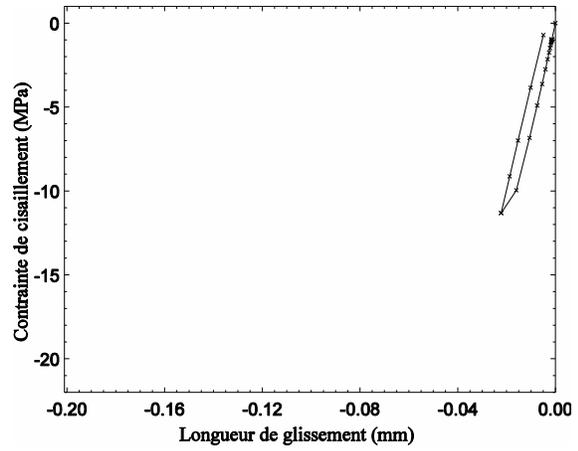
(a) À l'appui



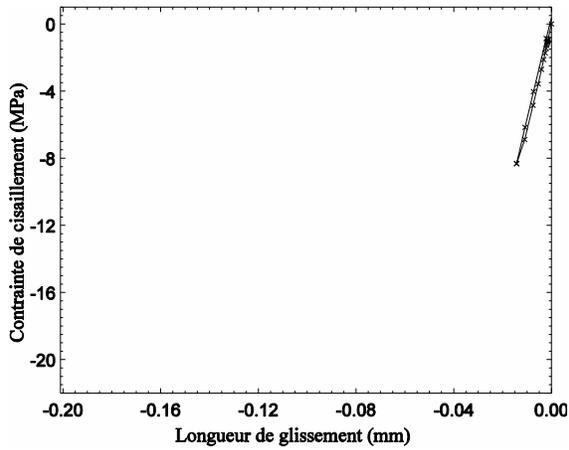
(b) À 300 mm de l'appui



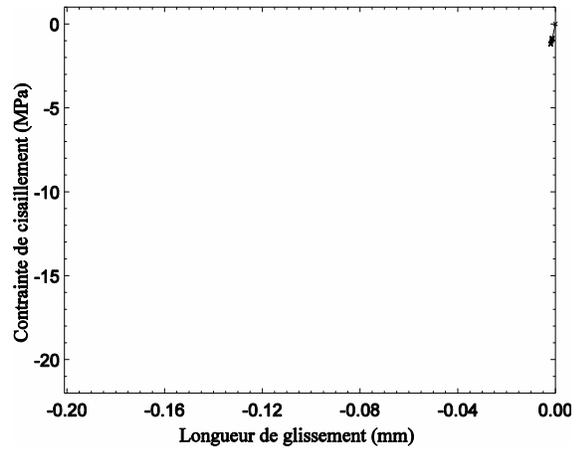
(c) À 660 mm de l'appui



(d) À 1 020 mm de l'appui



(e) À 1380 mm de l'appui



(f) Au centre de la poutre

Figure C-138 — Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient positif

C.3.1.3. Cas III : Été avec gradient positif

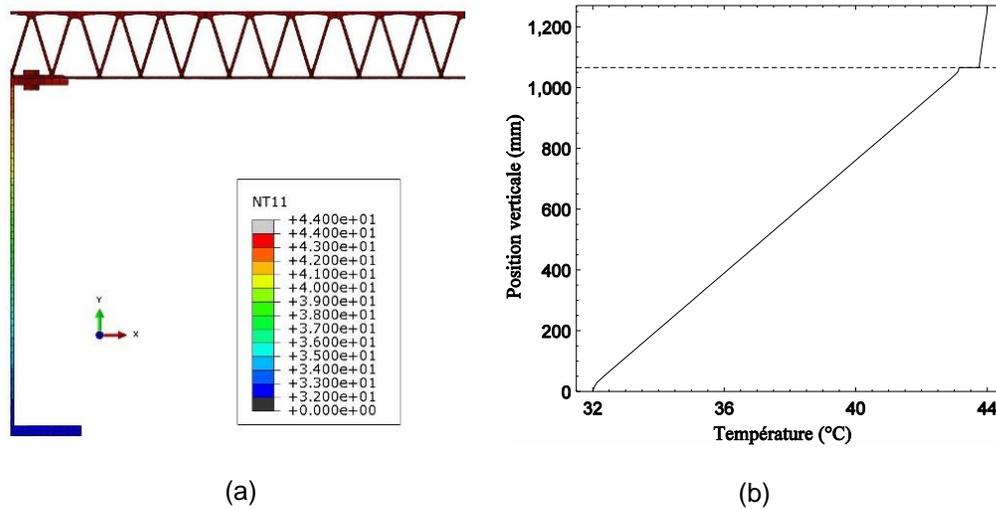


Figure C-139 — Distribution verticale de la température à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, poutre de 25 m de long



Figure C-140 — Flèche verticale (mm) de la poutre à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, poutre de 25 m de long

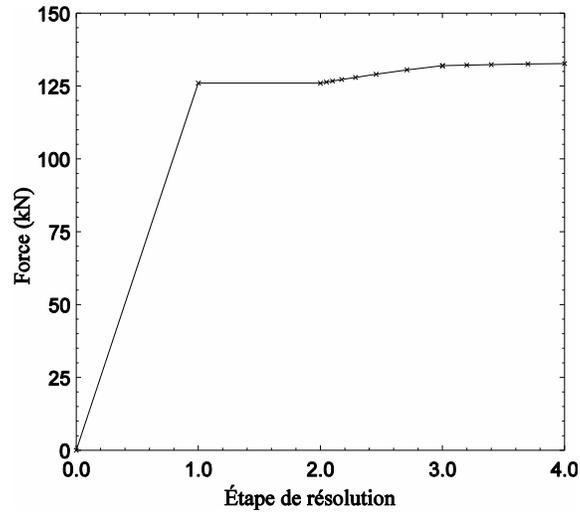
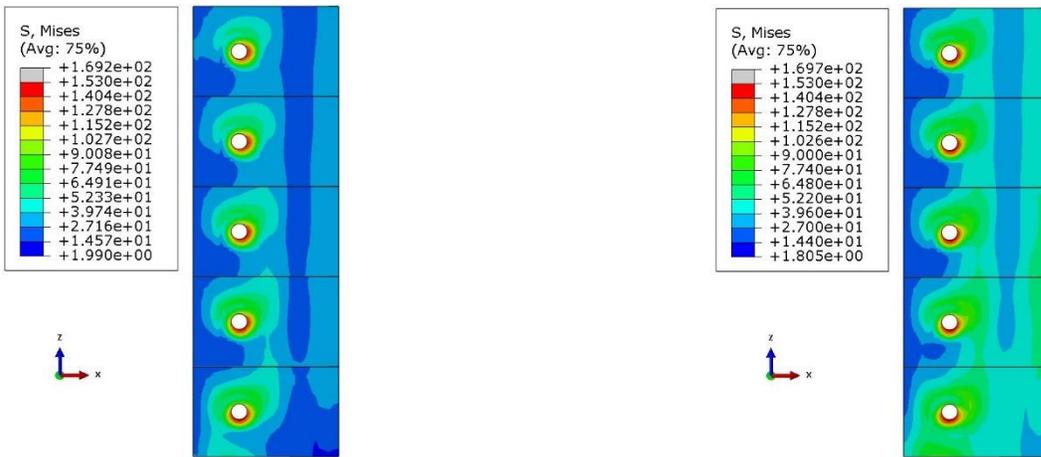


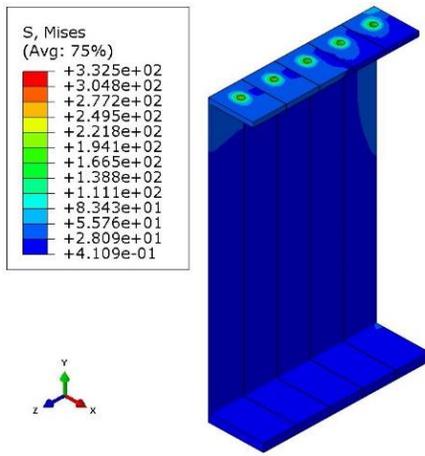
Figure C-141 — Évolution de la force dans le boulon au cours de l'analyse, cas estival avec gradient positif à l'ÉLUT #1, poutre de 25 m de long



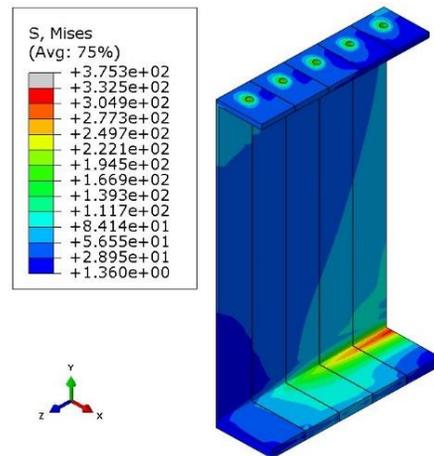
(a) Chargement thermique

(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-142 — Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, poutre de 25 m de long

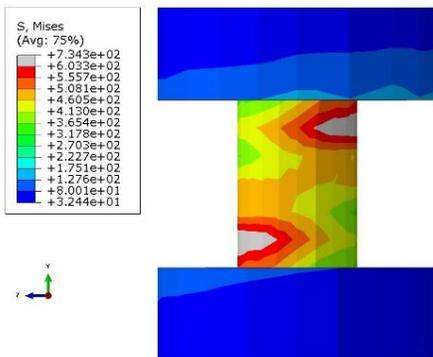


(a) Chargement thermique

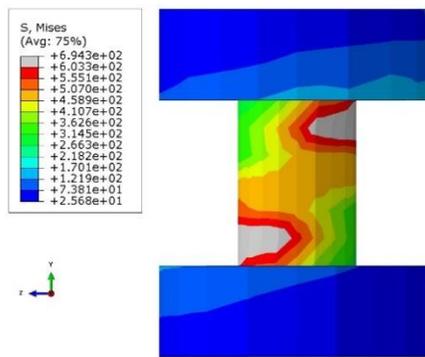


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-143 – Contraintes de von Mises pour la poutre à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, poutre de 25 m de long

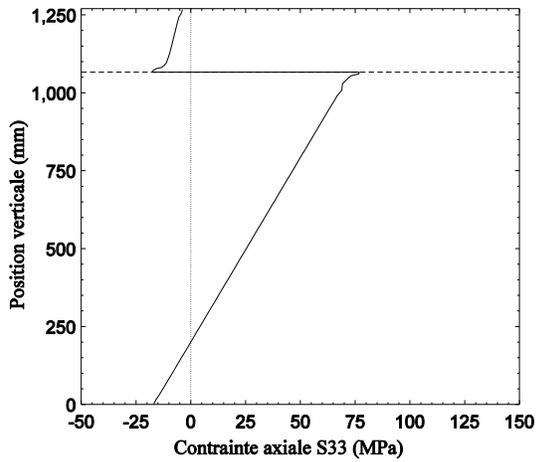


(a) Chargement thermique

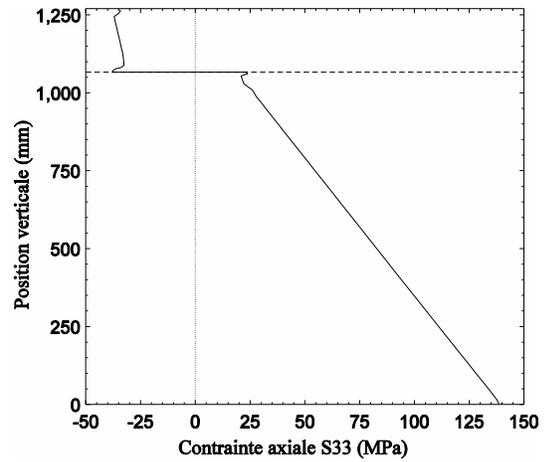


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-144 – Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, poutre de 25 m de long

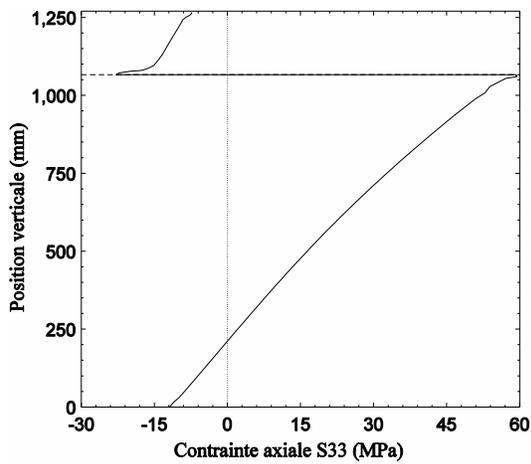


(a) Chargement thermique

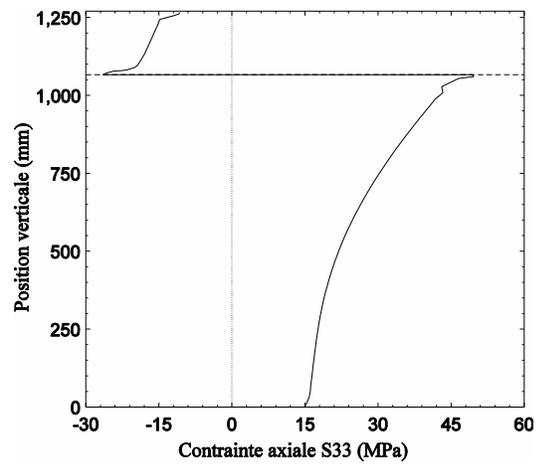


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-145 — Répartition des contraintes axiales sur la section centrale de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif

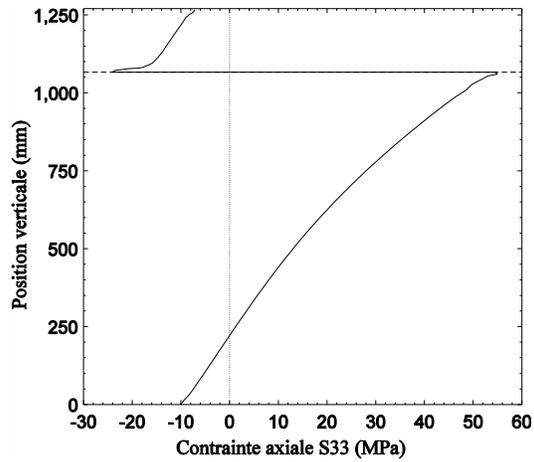


(a) Chargement thermique

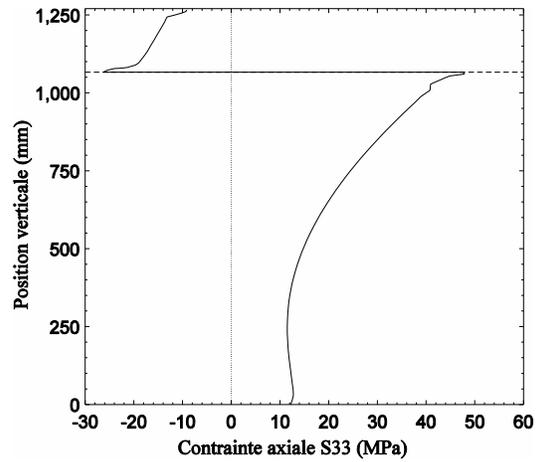


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-146 — Répartition des contraintes axiales sur la section située à 1 200 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif

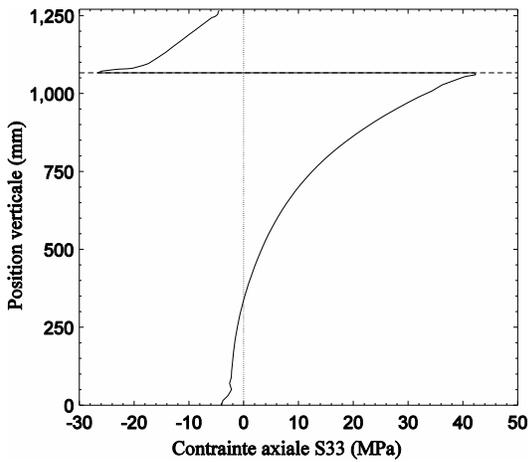


(a) Chargement thermique

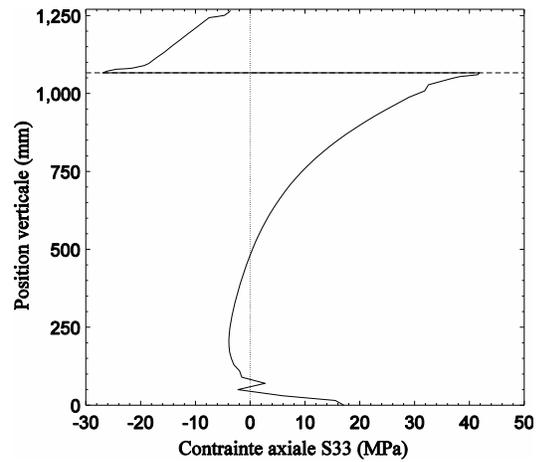


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-147 – Répartition des contraintes axiales sur la section située à 720 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif

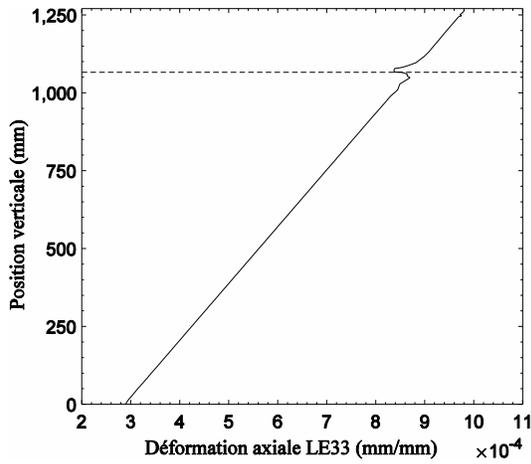


(a) Chargement thermique

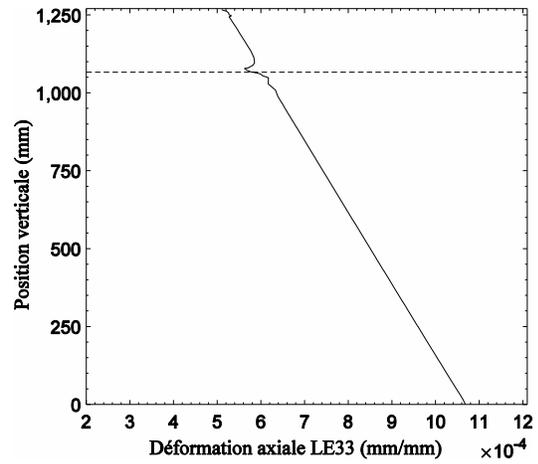


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-148 – Répartition des contraintes axiales sur la section située à 480 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient négatif

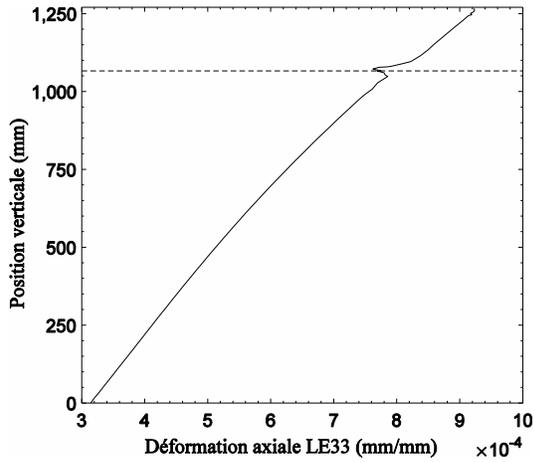


(a) Chargement thermique

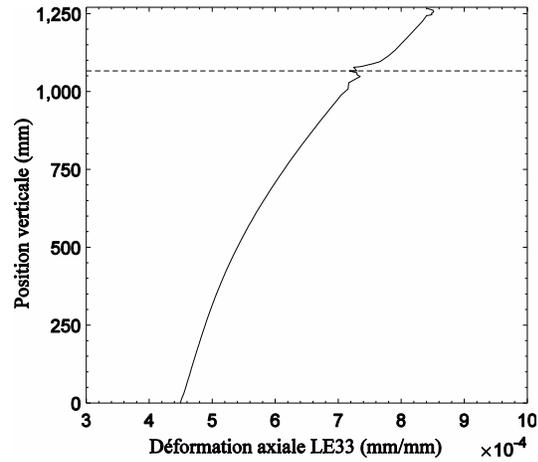


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-149 – Répartition des déformations axiales sur la section centrale de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient négatif

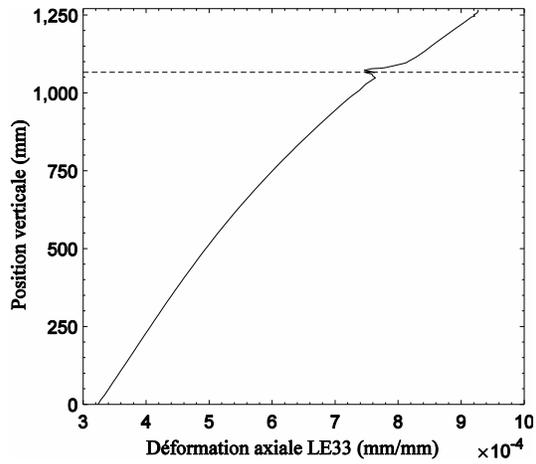


(a) Chargement thermique

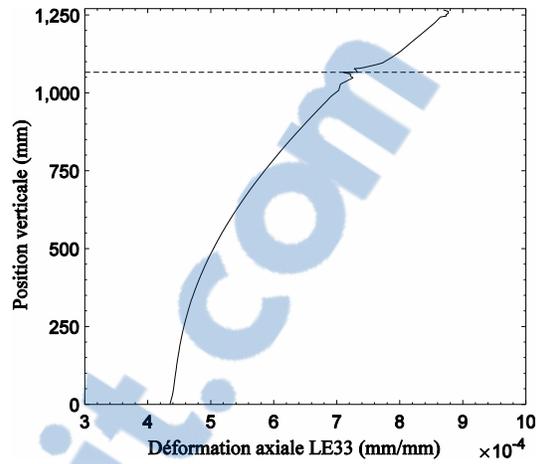


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-150 – Répartition des déformations axiales sur la section située à 1 200 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif

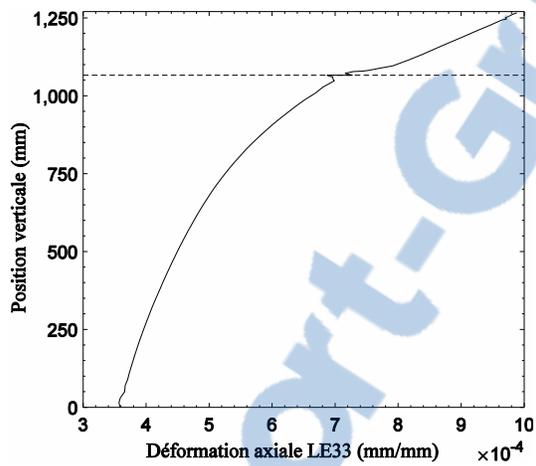


(a) Chargement thermique

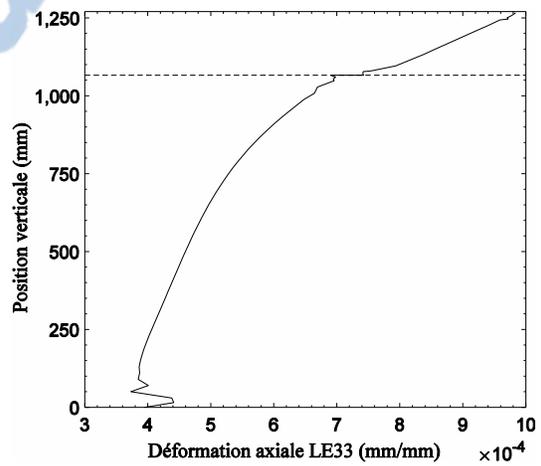


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-151 — Répartition des déformations axiales sur la section située à 720 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif

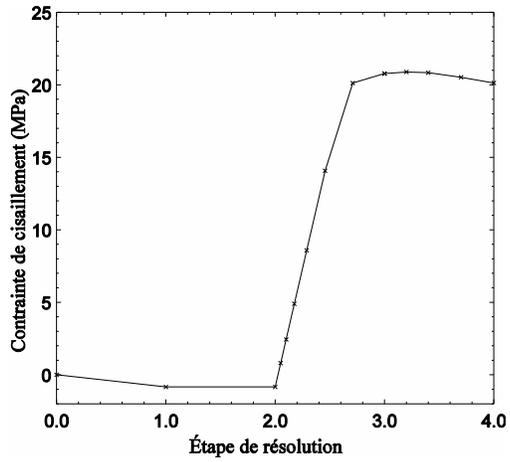
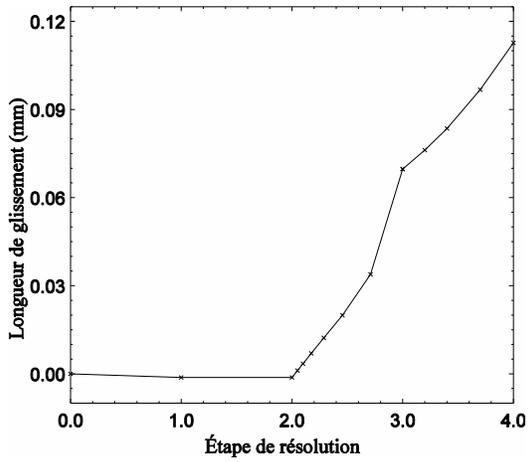


(a) Chargement thermique



(b) Chargements thermique et mécanique

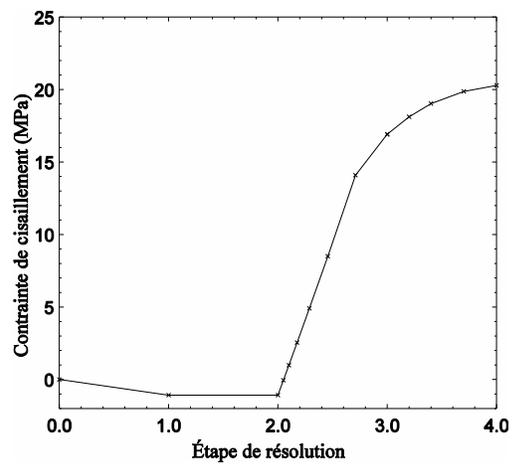
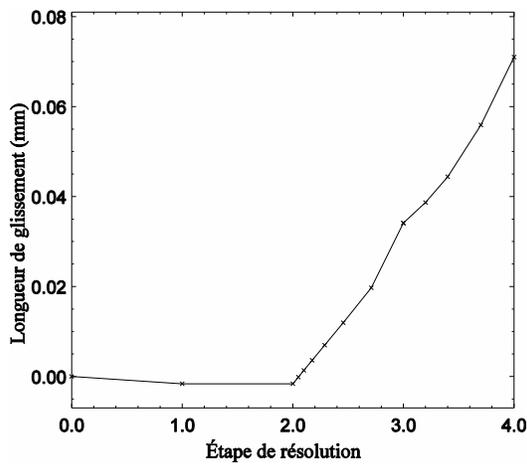
Figure C-152 — Répartition des déformations axiales sur la section située à 480 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

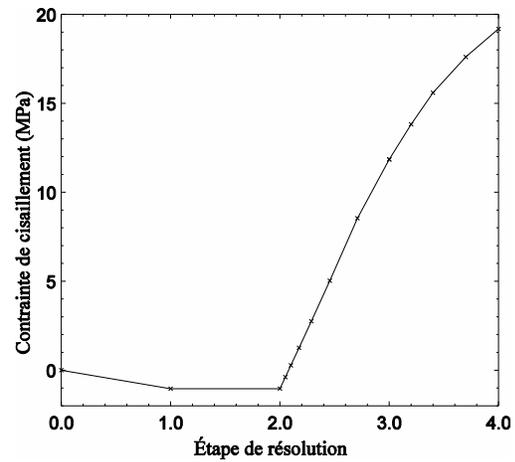
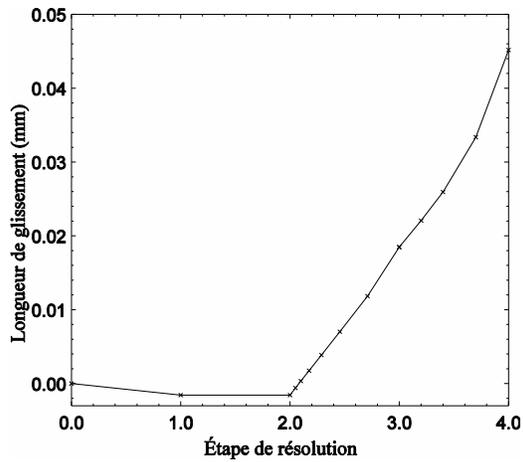
Figure C-153 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

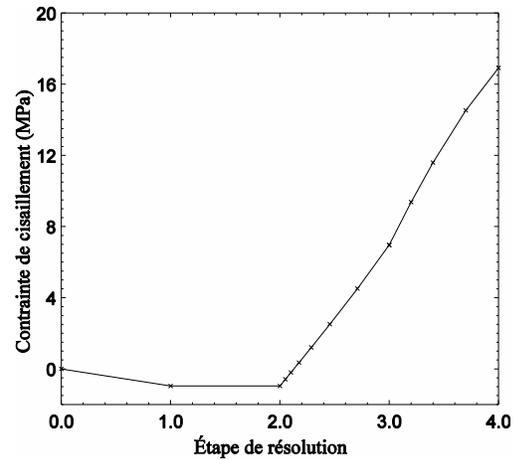
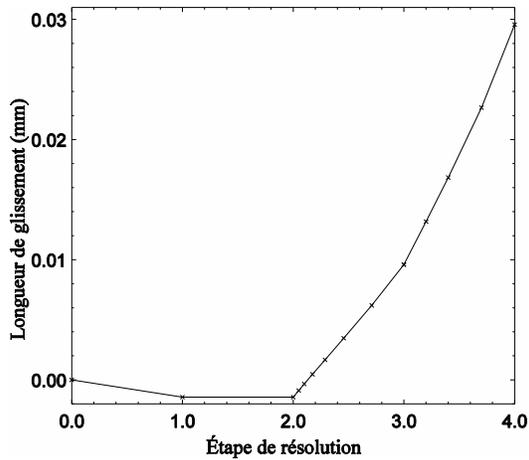
Figure C-154 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 300 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

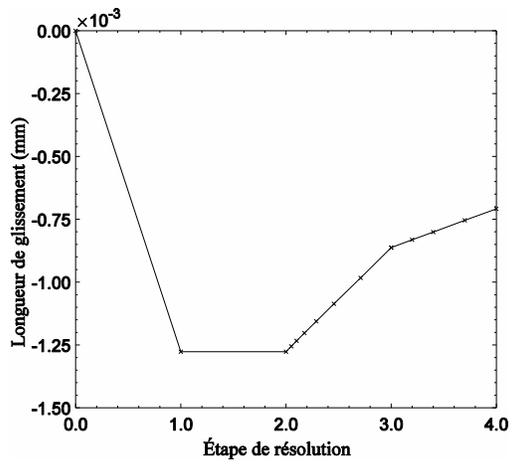
Figure C-155 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 660 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif



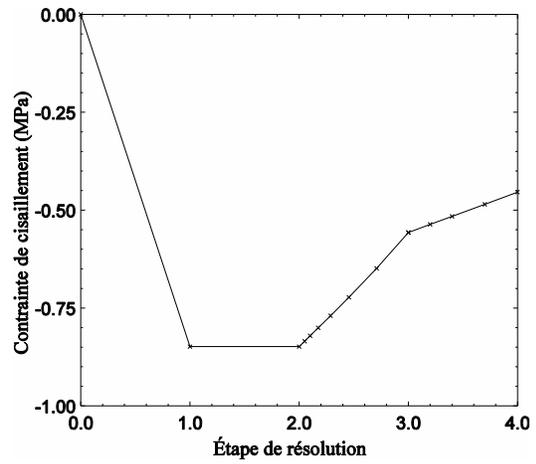
(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-156 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 1 020 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif

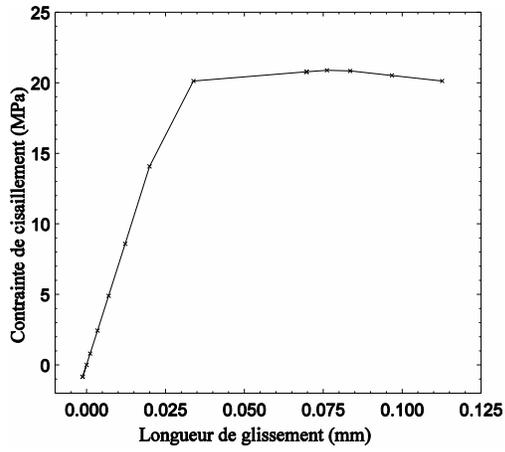


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

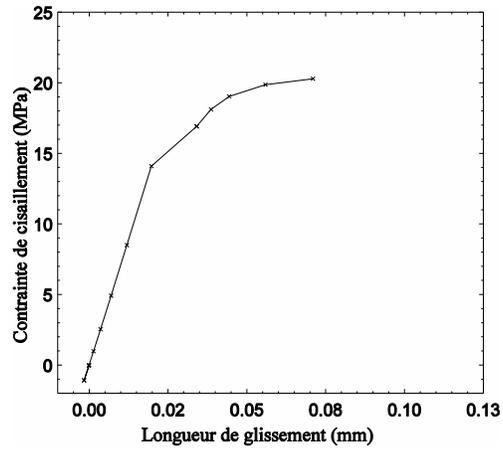


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

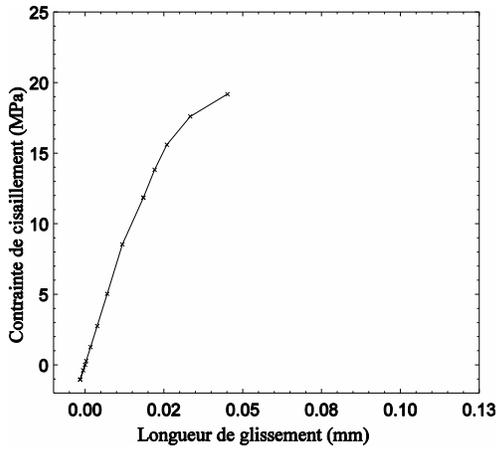
Figure C-157 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement au centre de la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif



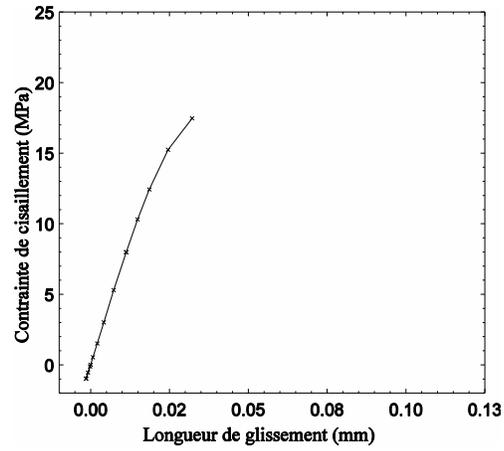
(a) À l'appui



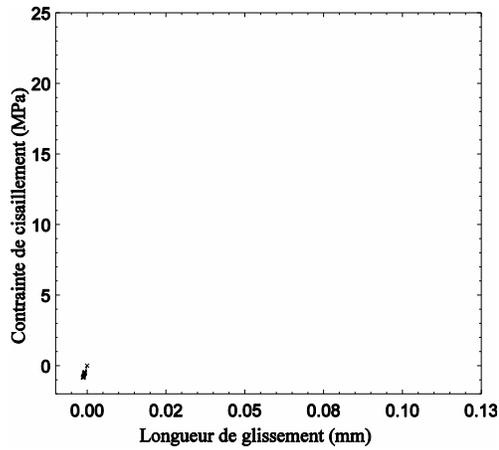
(b) À 300 mm de l'appui



(c) À 660 mm de l'appui



(d) À 1 020 mm de l'appui



(e) Au centre de la poutre

Figure C-158 — Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif

C.3.2. État limite ultime (ÉLUL)

C.3.2.1. Cas I : Hiver avec gradient négatif

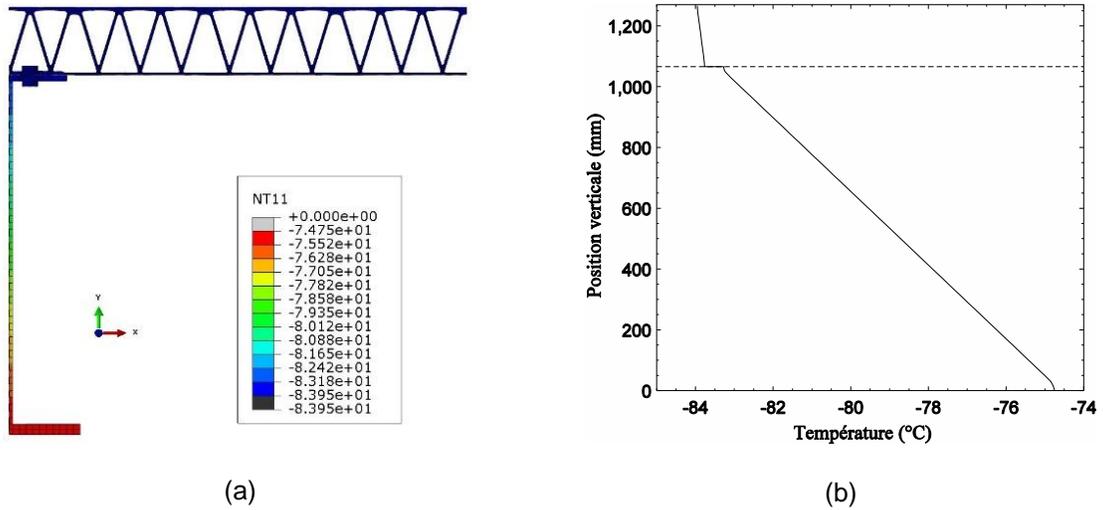
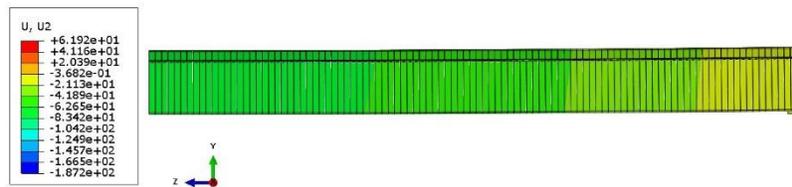
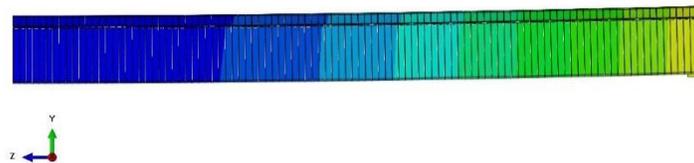


Figure C-159 – Distribution verticale de la température à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 25 m de long

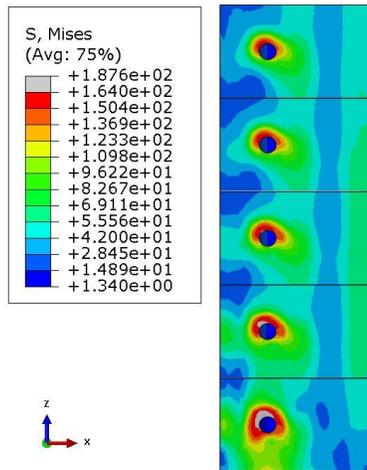


(a) Chargement thermique (Ratio L/438)

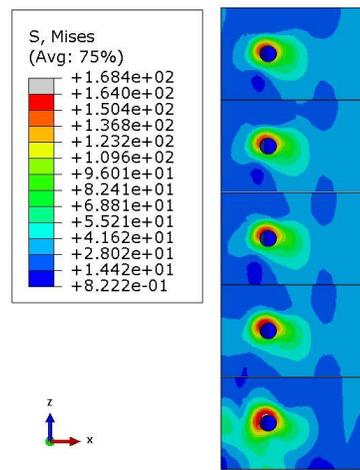


(b) Chargements thermique et mécanique (Ratio L/133)

Figure C-160 – Flèche verticale (mm) de la poutre à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 25 m de long

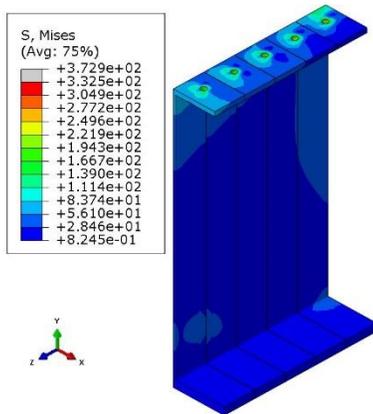


(a) Chargement thermique

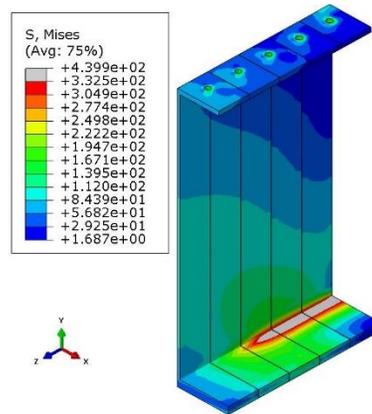


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-161 — Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 25 m de long

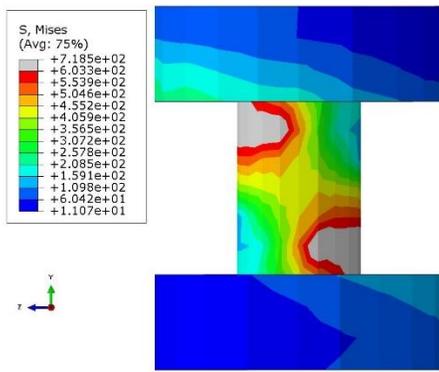


(a) Chargement thermique

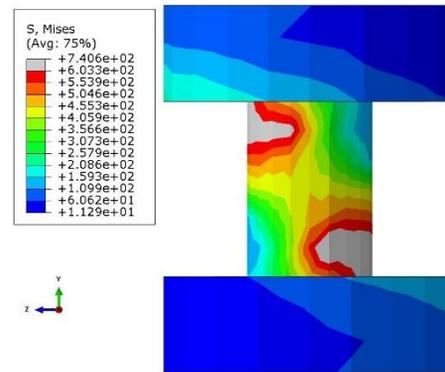


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-162 — Contraintes de von Mises pour la poutre à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 25 m de long

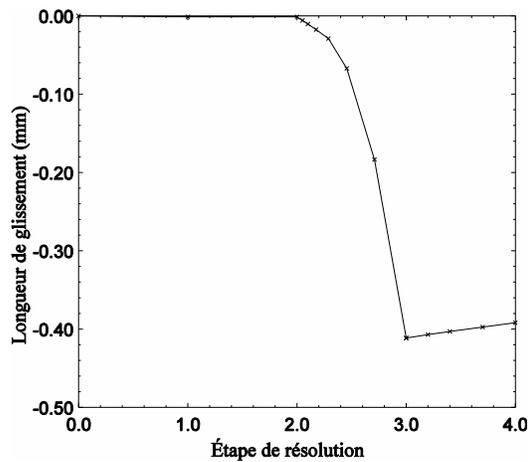


(a) Chargement thermique

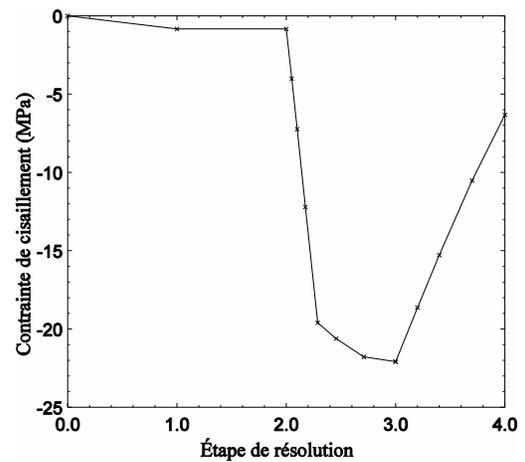


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-163 – Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif, poutre de 25 m de long

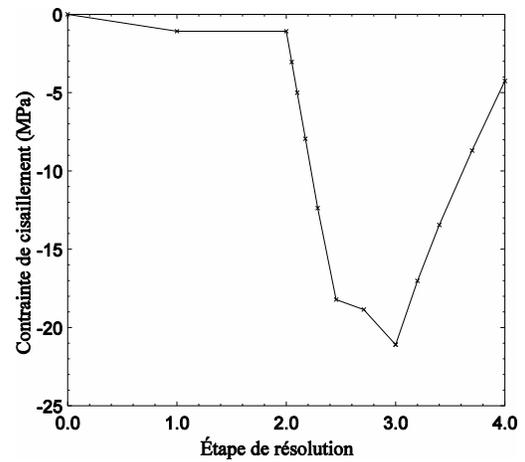
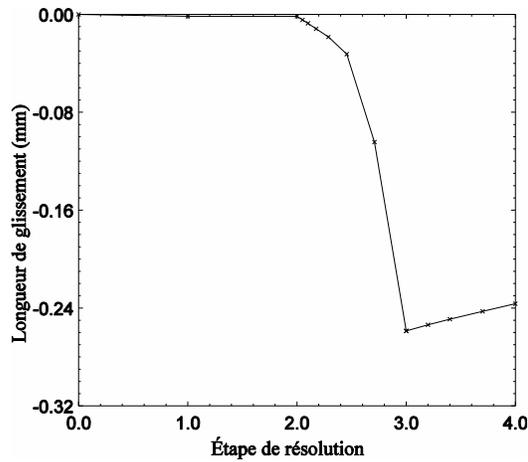


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution



(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

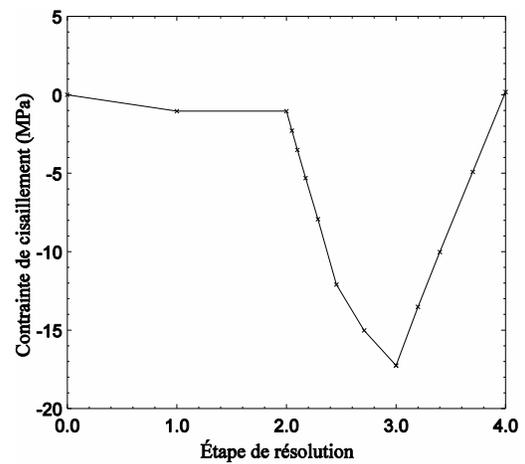
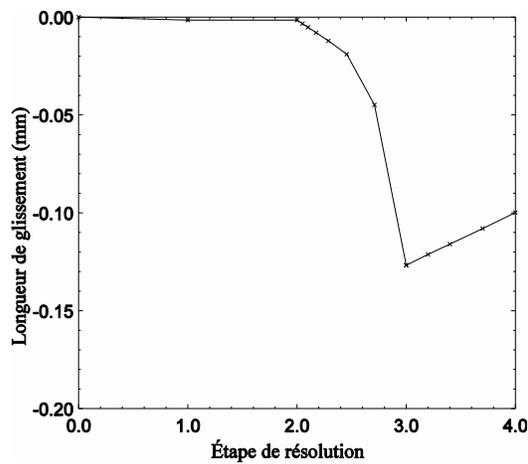
Figure C-164 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

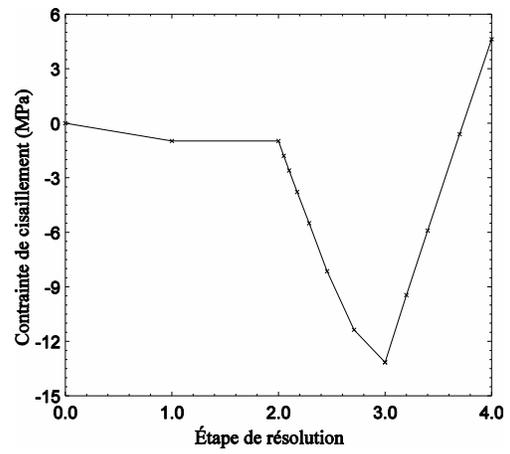
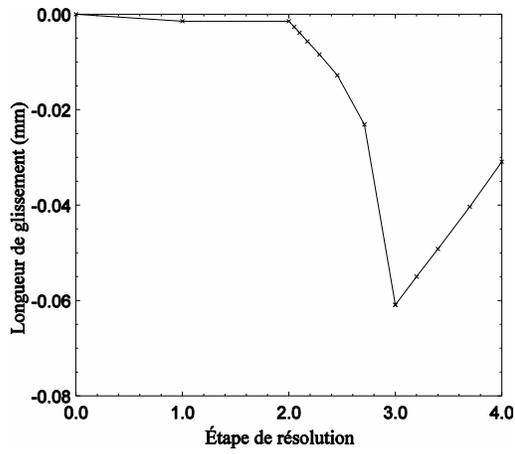
Figure C-165 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 300 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

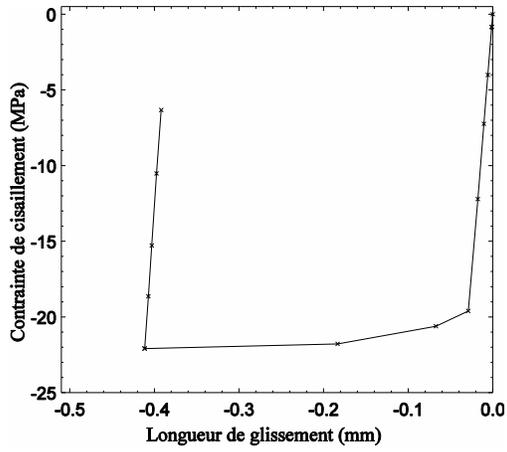
Figure C-166 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 660 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif



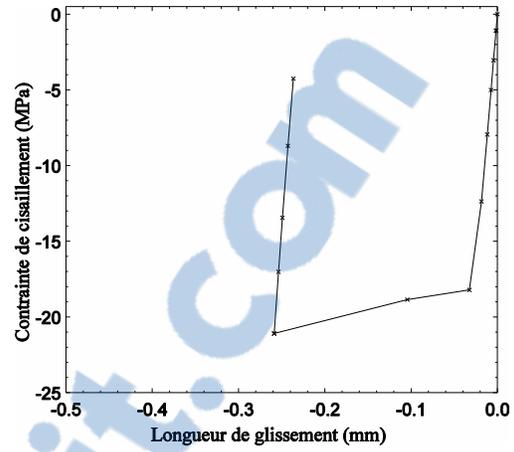
(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

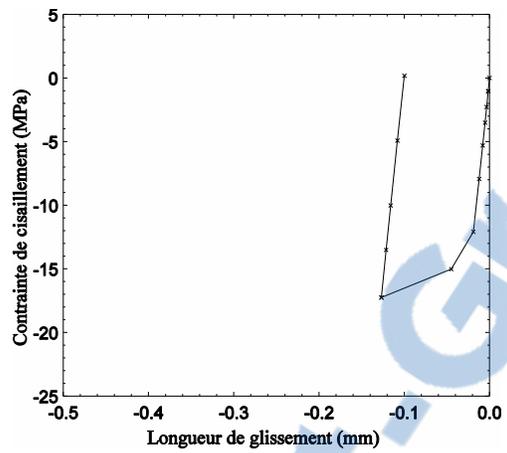
Figure C-167 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 1 020 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif



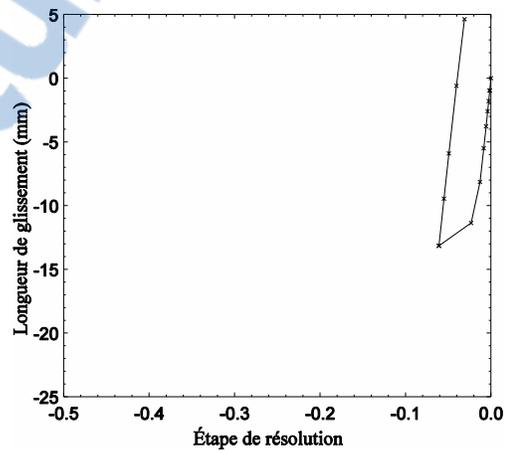
(a) À l'appui



(b) À 300 mm de l'appui



(c) À 660 mm de l'appui



(d) À 1 020 mm de l'appui

Figure C-168 — Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement pour la poutre de 5 m de long à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif

C.3.2.2. Cas III : Été avec gradient positif

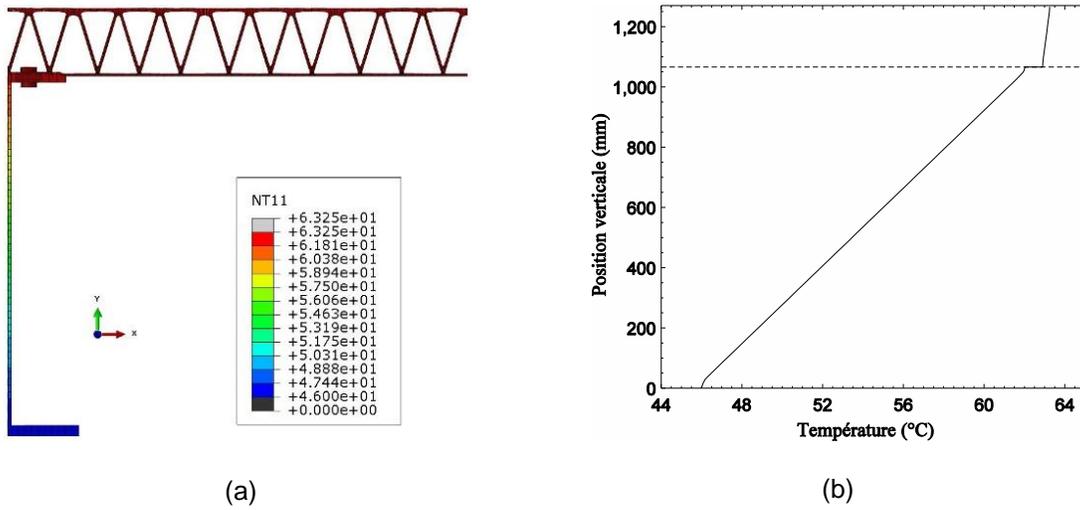
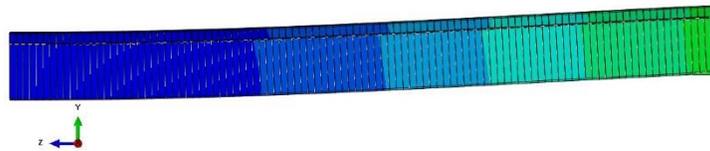


Figure C-169 – Distribution verticale de la température à l'ÉLUL #2, cas estival avec un gradient positif, poutre de 25 m de long

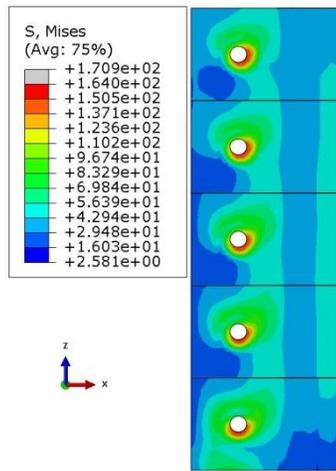


(a) Chargement thermique (Ratio L/403)

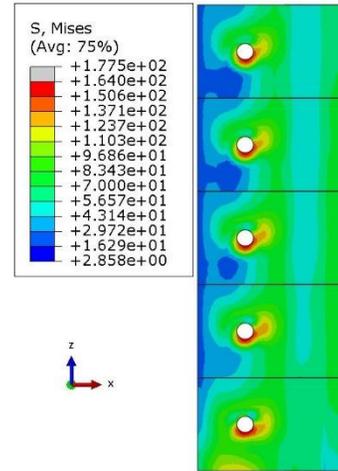


(b) Chargements thermique et mécanique (Ratio L/454)

Figure C-170 – Flèche verticale (mm) de la poutre à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif, poutre de 25 m de long

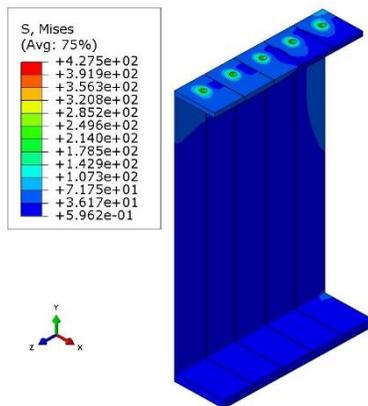


(a) Chargement thermique

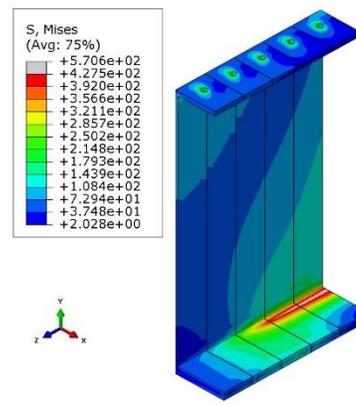


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-171 – Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif, poutre de 25 m de long



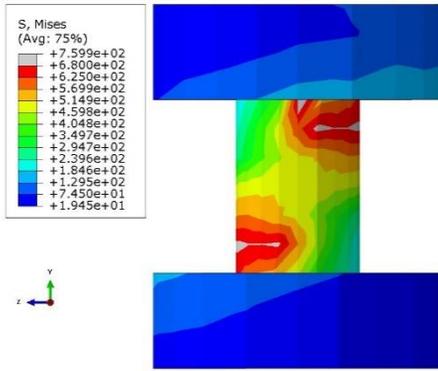
(a) Chargement thermique



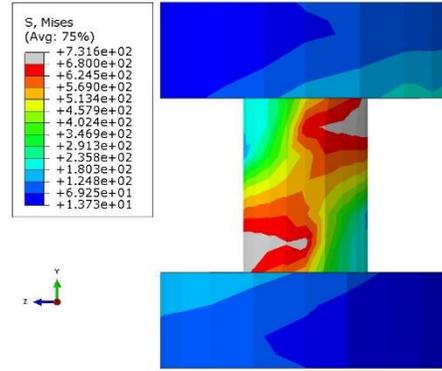
(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-172 – Contraintes de von Mises pour la poutre à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif, poutre de 25 m de long



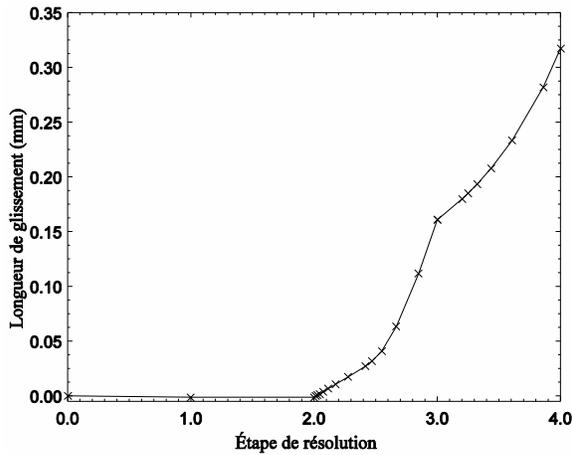


(a) Chargement thermique

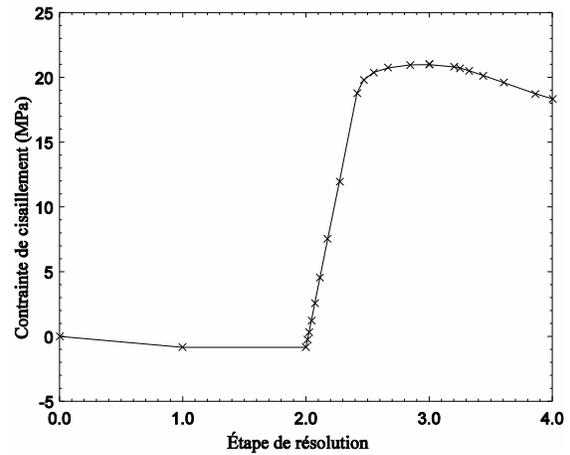


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-173 – Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif, poutre de 25 m de long

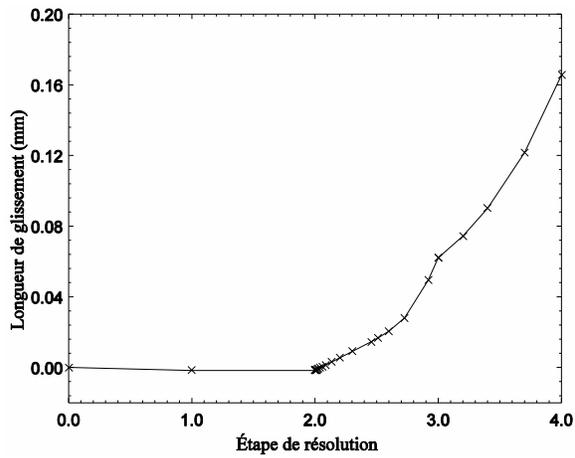


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

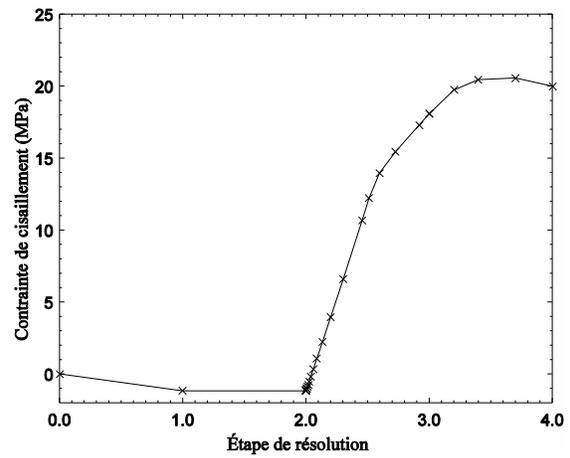


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-174 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif

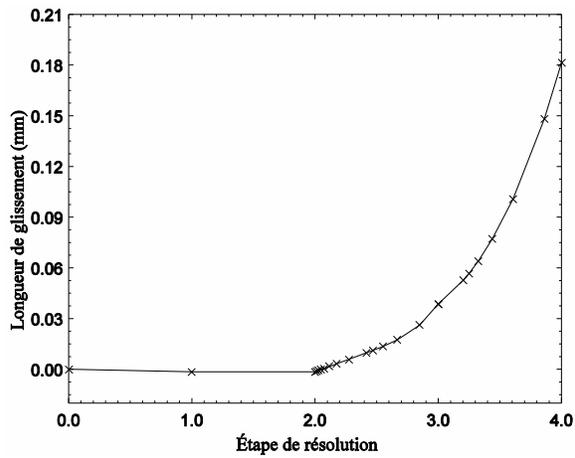


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

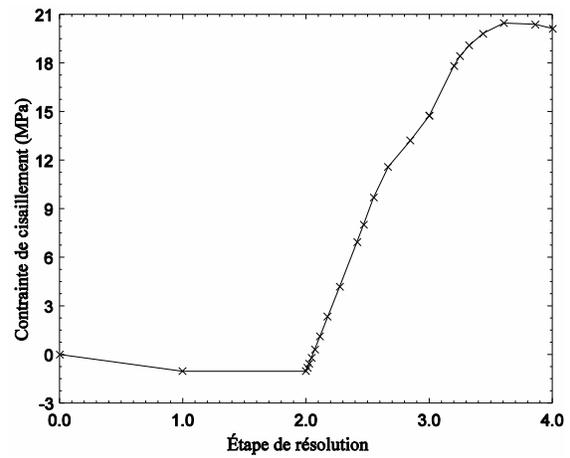


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-175 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 300 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif

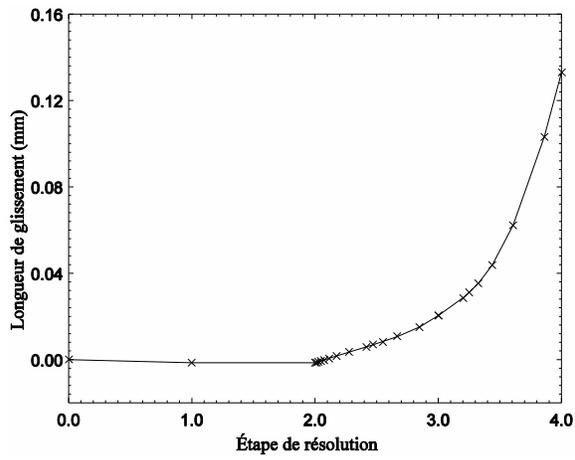


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

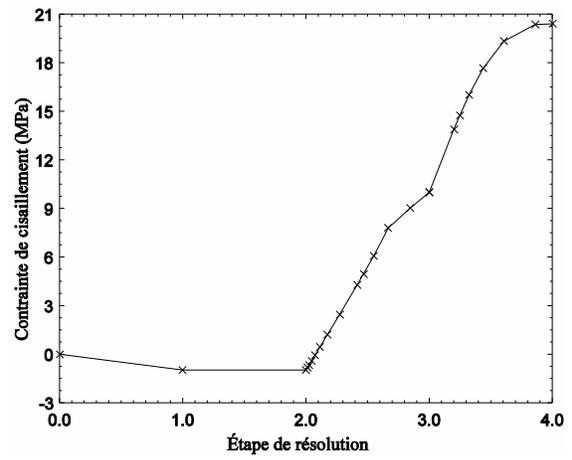


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-176 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 660 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif

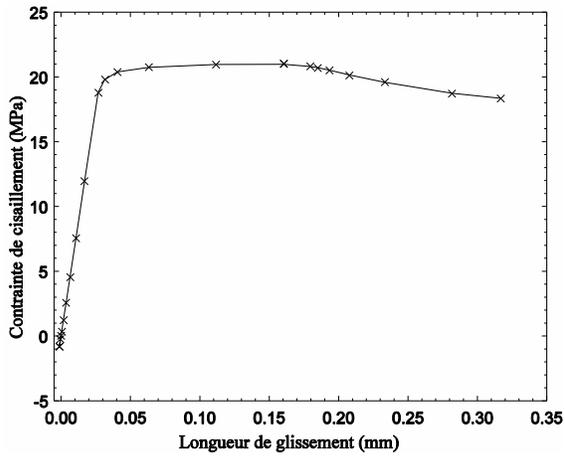


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

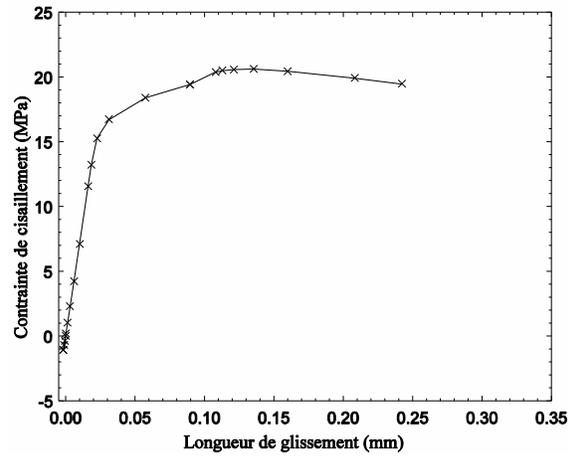


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

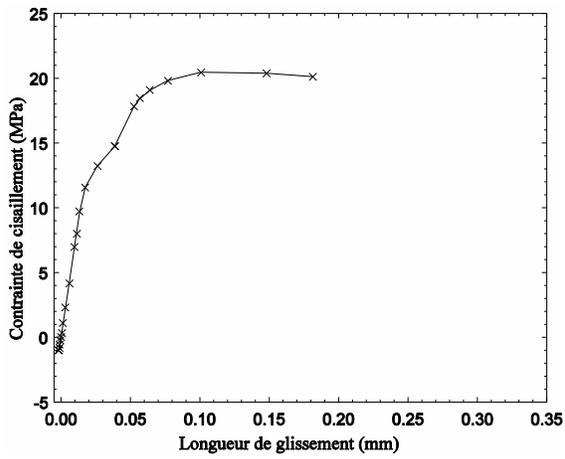
Figure C-177 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 1 020 mm de l'appui pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif



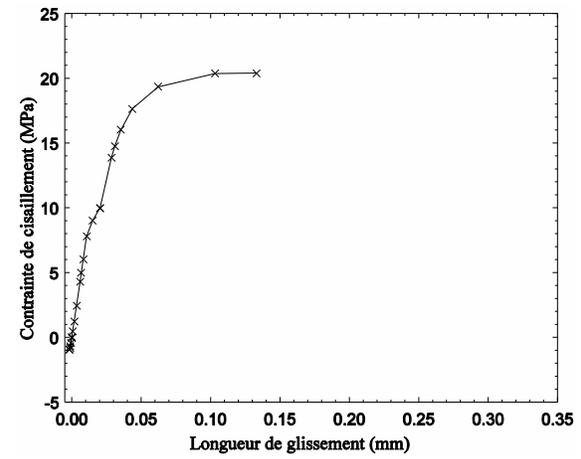
(a) À l'appui



(b) À 300 mm de l'appui



(c) À 660 mm de l'appui



(d) À 1 020 mm de l'appui

Figure C-178 — Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement pour la poutre de 25 m de long à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif

C.4 Effets des cycles thermiques pour le pont de 15 m

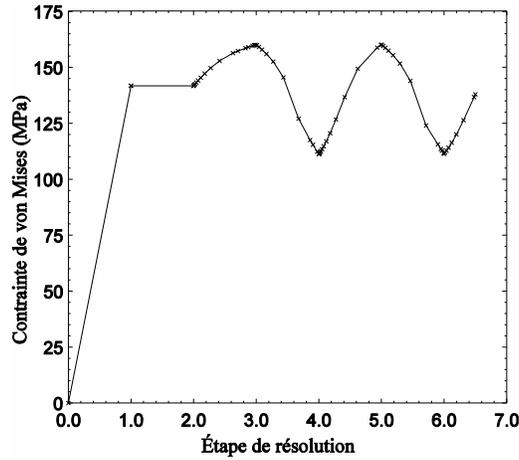
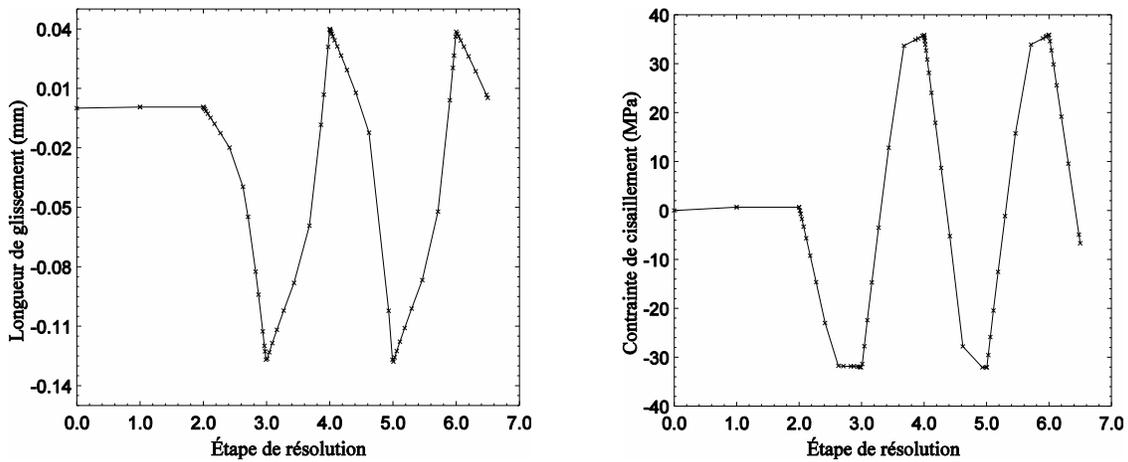


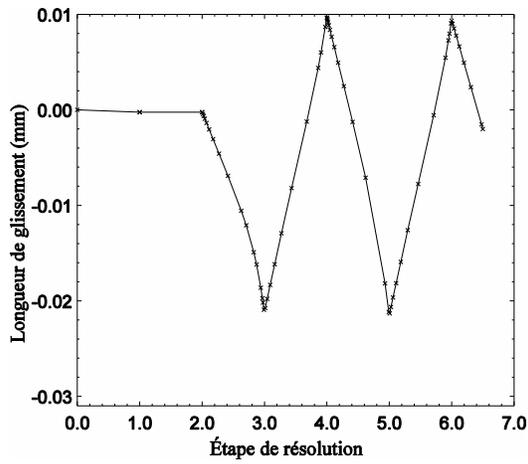
Figure C-179 — Variation de la contrainte de von Mises pour le platelage au cours des cycles thermiques



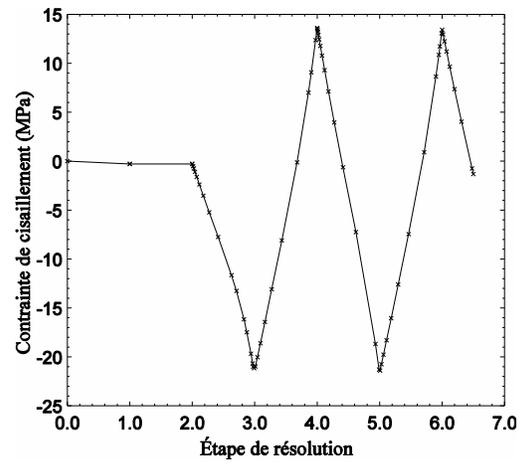
(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-180 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à l'appui pour la poutre de 15 m de long au cours des cycles thermiques



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution



(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-181 – Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 632,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long au cours des cycles thermiques

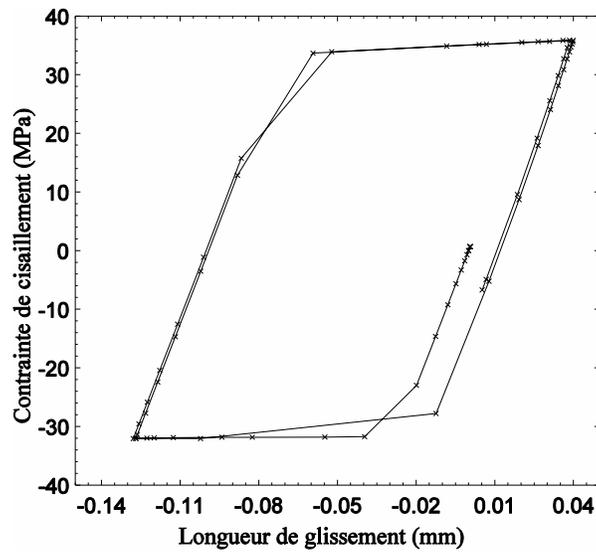


Figure C-182 – Contrainte de cisaillement en fonction de la longueur de glissement à l'appui pour la poutre de 15 m de long au cours des cycles thermiques

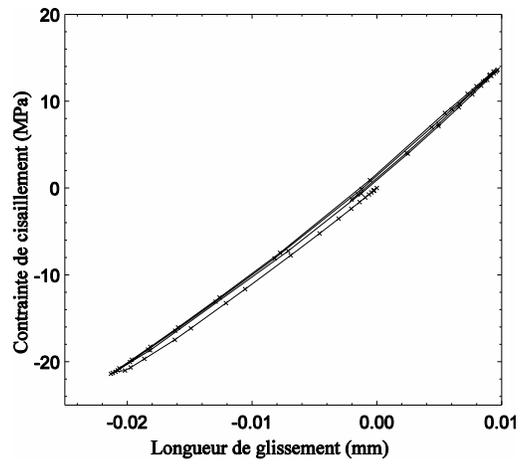
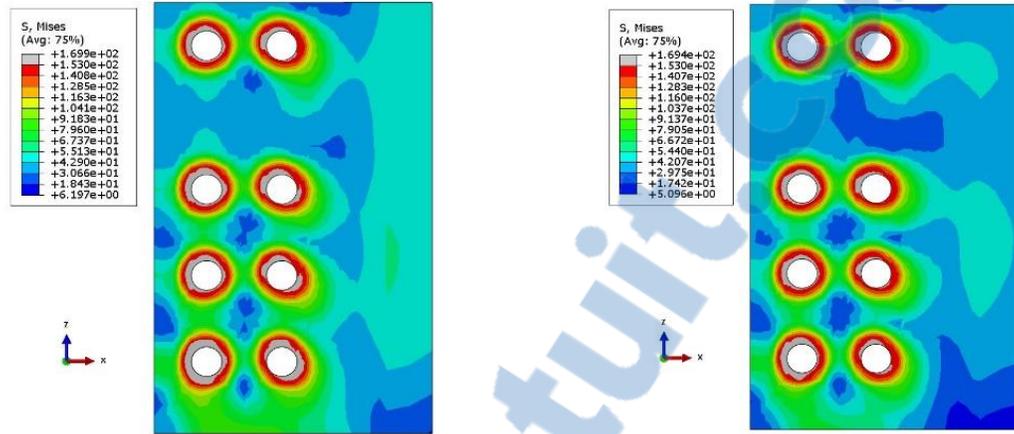


Figure C-183 — Contrainte de cisaillement en fonction de la longueur de glissement à 632,5 mm de l'appui pour la poutre de 15 m de long au cours des cycles thermiques

C.5. Nouvelle disposition des boulons

C.5.1. État limite d'utilisation (ÉLUT)

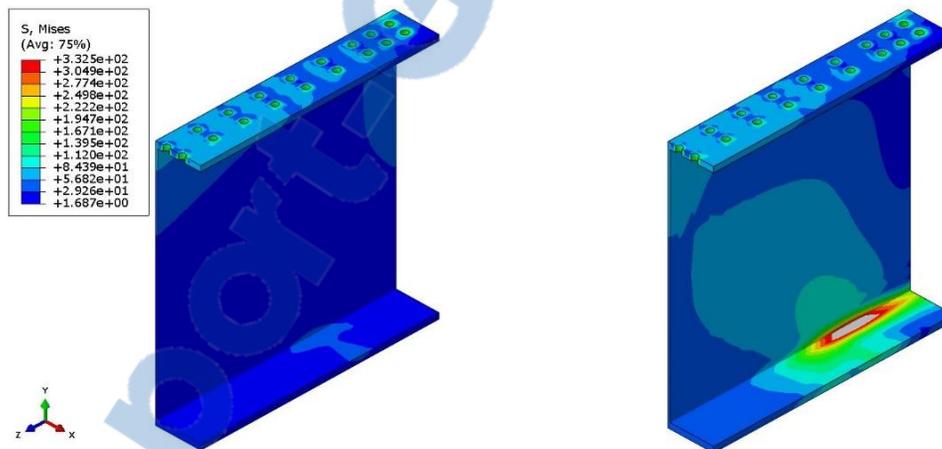
C.5.1.1. Cas I : Hiver avec gradient négatif



(a) Chargement thermique

(b) Chargements thermique et mécanique

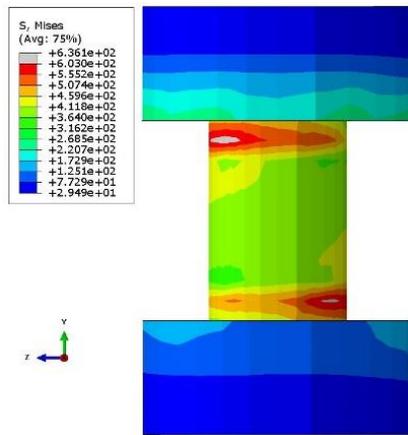
Figure C-184 — Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, nouvelle disposition des boulons



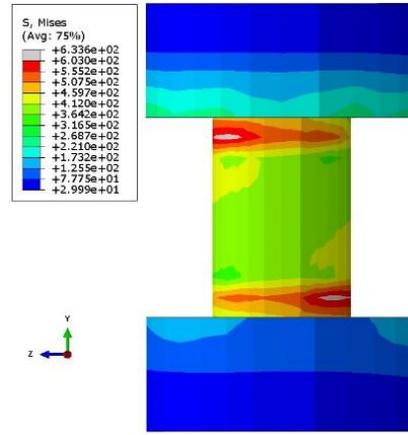
(a) Chargement thermique

(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-185 — Contraintes de von Mises pour la poutre à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, nouvelle disposition des boulons

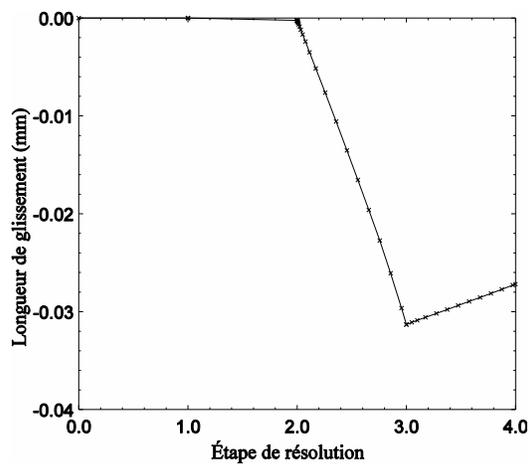


(a) Chargement thermique

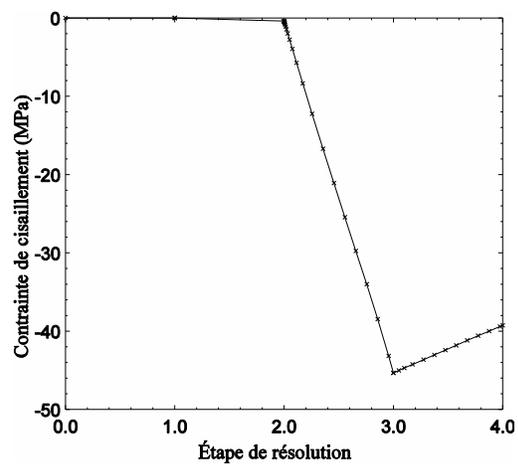


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-186 — Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, nouvelle disposition des boulons

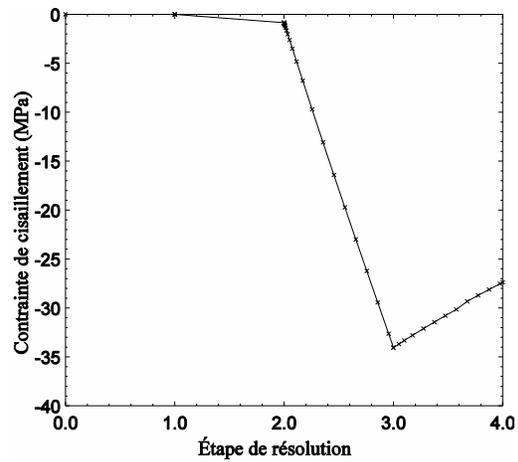
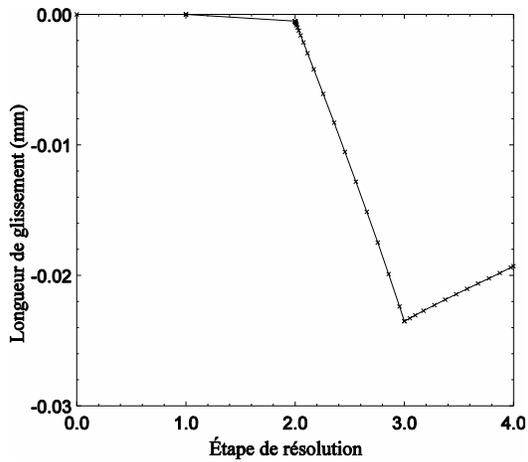


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution



(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

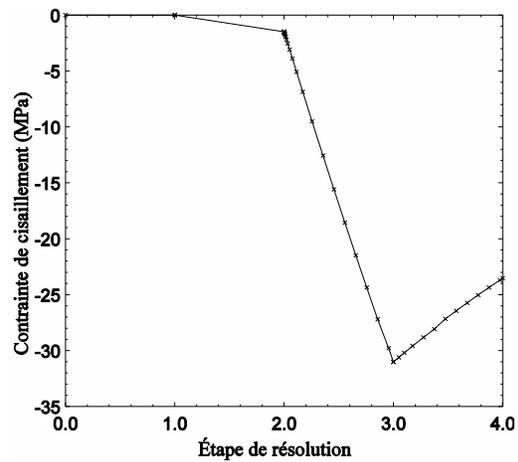
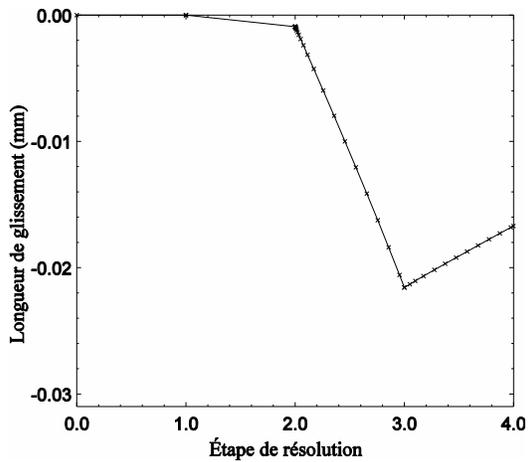
Figure C-187 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à l'appui à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, nouvelle disposition des boulons



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

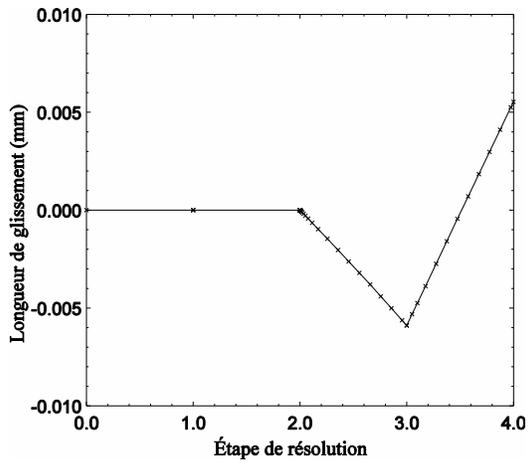
Figure C-188 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 110 mm de l'appui à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, nouvelle disposition des boulons



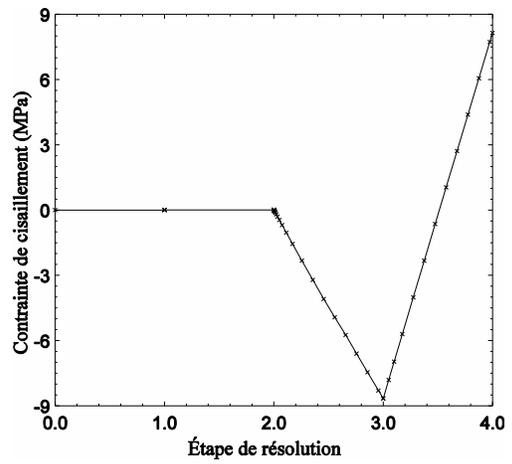
(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

Figure C-189 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 170 mm de l'appui à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, nouvelle disposition des boulons

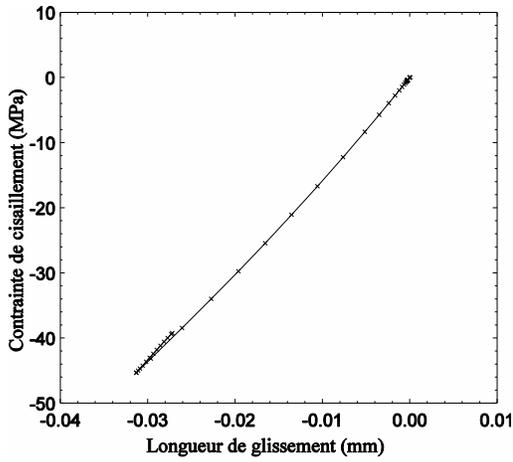


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

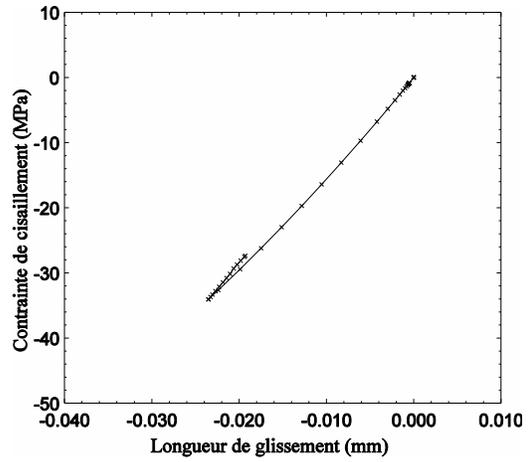


(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

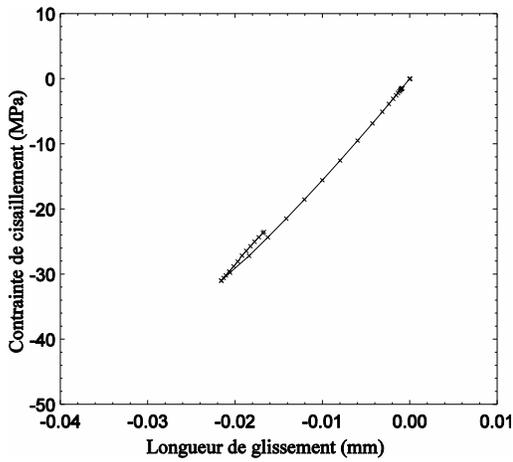
Figure C-190 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 570 mm de l'appui à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, nouvelle disposition des boulons



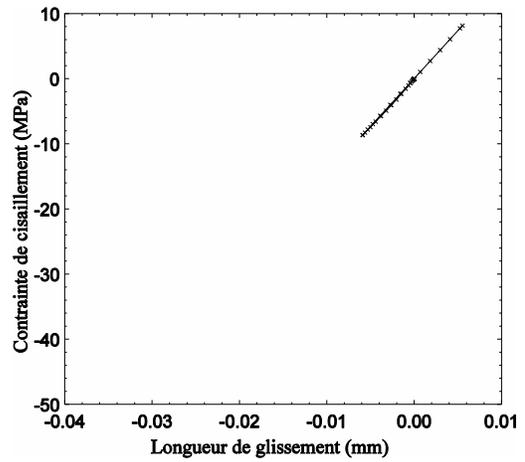
(a) À l'appui



(b) À 110 mm de l'appui



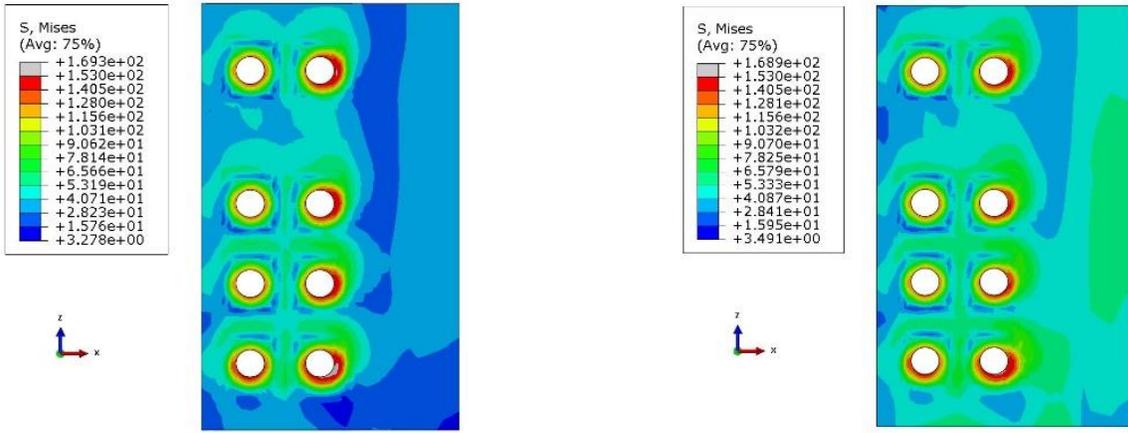
(c) À 170 mm de l'appui



(d) À 570 mm de l'appui

Figure C-191 – Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement à l'ÉLUT #1, cas hivernal avec gradient négatif, nouvelle disposition des boulons

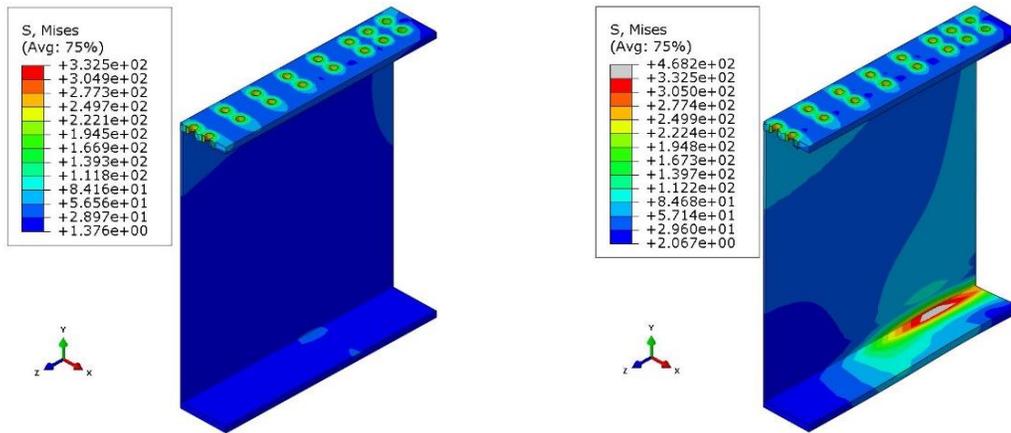
C.5.1.2. Cas III : Été avec gradient positif



(a) Chargement thermique

(b) Chargements thermique et mécanique

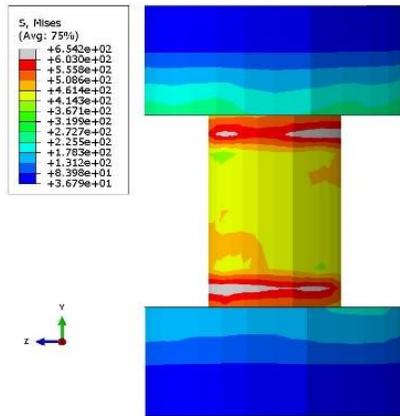
Figure C-192 – Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, nouvelle disposition des boulons



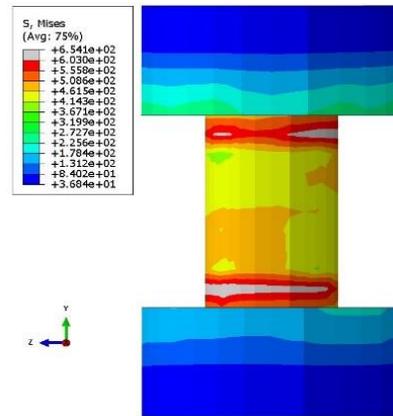
(a) Chargement thermique

(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-193 – Contraintes de von Mises pour la poutre à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, nouvelle disposition des boulons

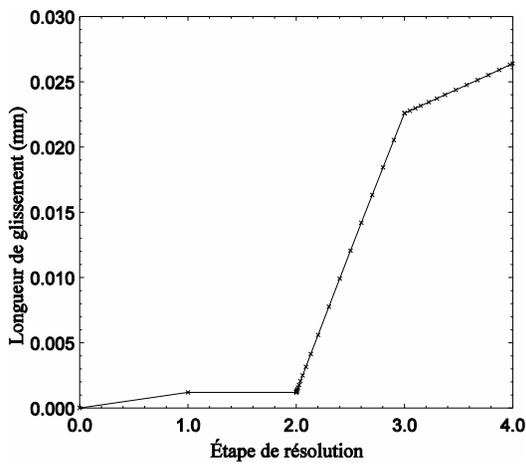


(a) Chargement thermique

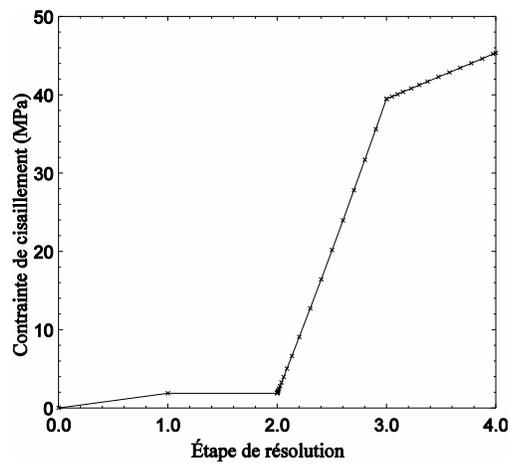


(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-194 — Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, nouvelle disposition des boulons

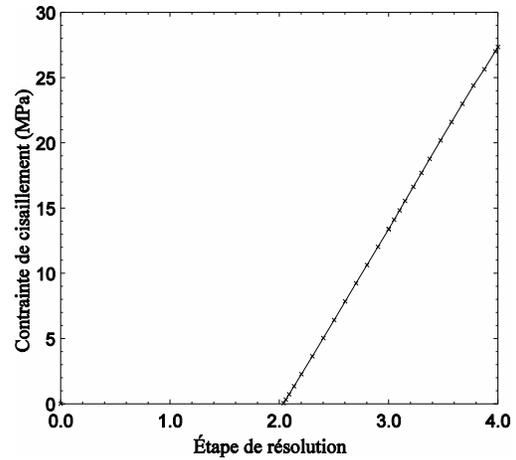
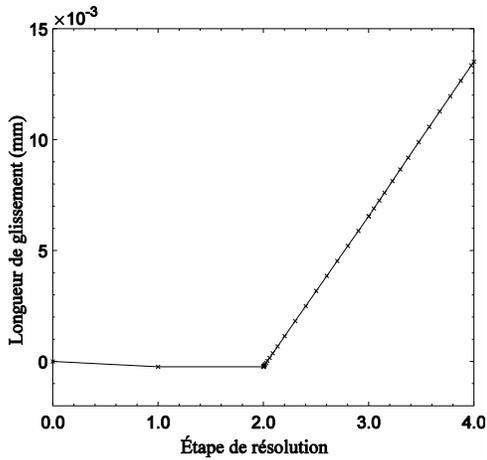


(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution



(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

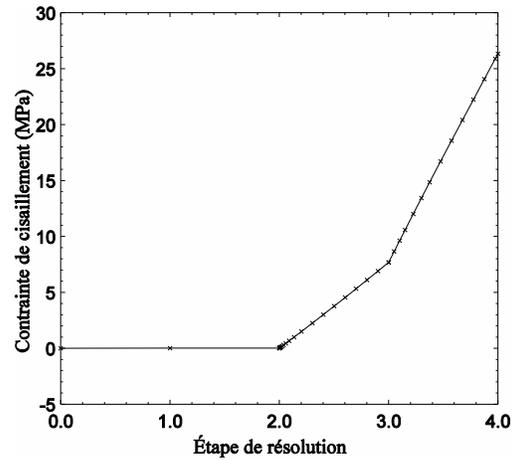
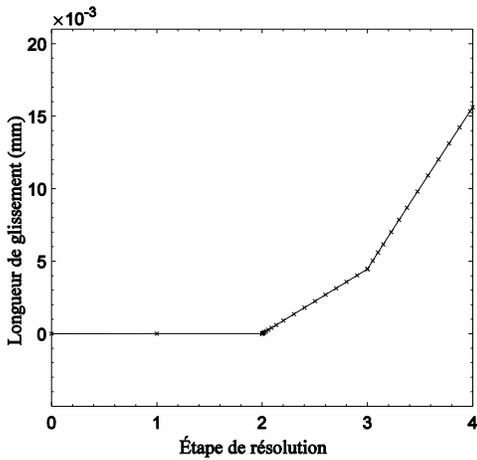
Figure C-195 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à l'appui à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, nouvelle disposition des boulons



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

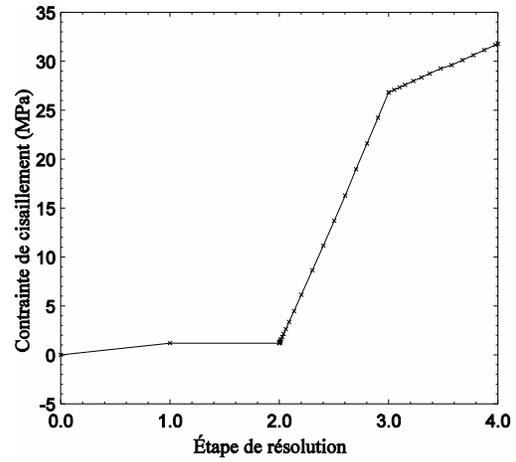
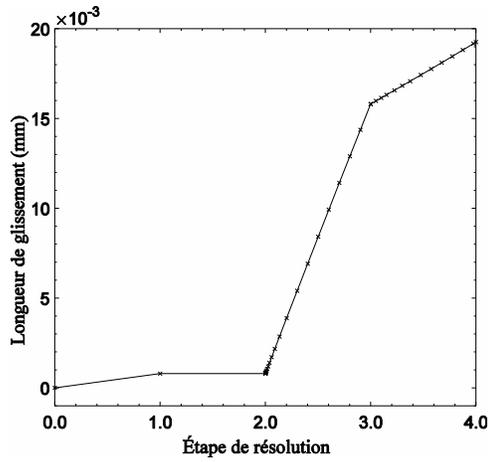
Figure C-196 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 110 mm de l'appui à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, nouvelle disposition des boulons



(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

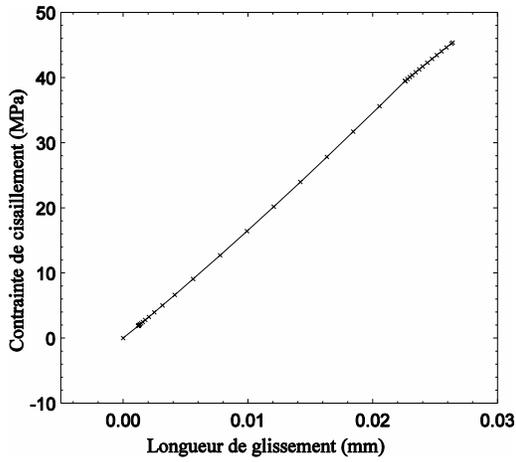
Figure C-197 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 170 mm de l'appui à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, nouvelle disposition des boulons



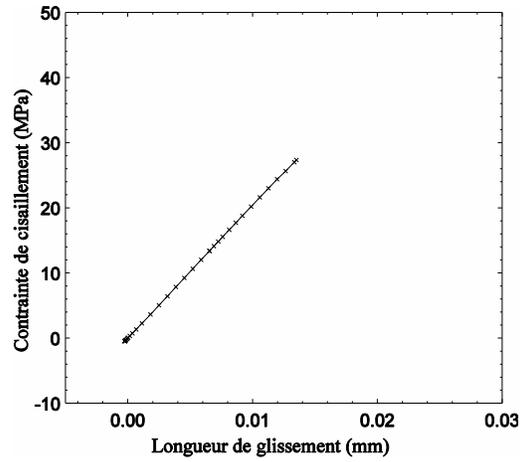
(a) Longueur de glissement en fonction de l'étape de résolution

(b) Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de l'étape de résolution

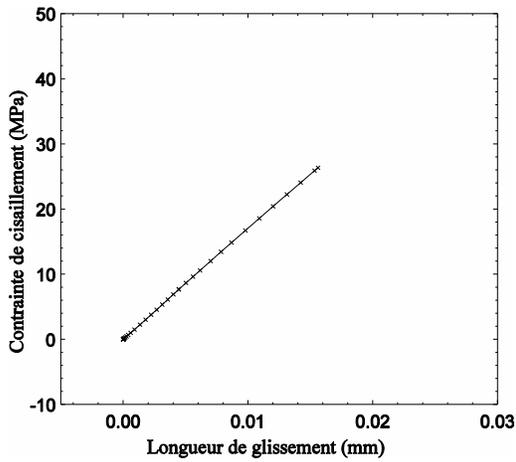
Figure C-198 — Longueur de glissement et contrainte de cisaillement à 570 mm de l'appui à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, nouvelle disposition des boulons



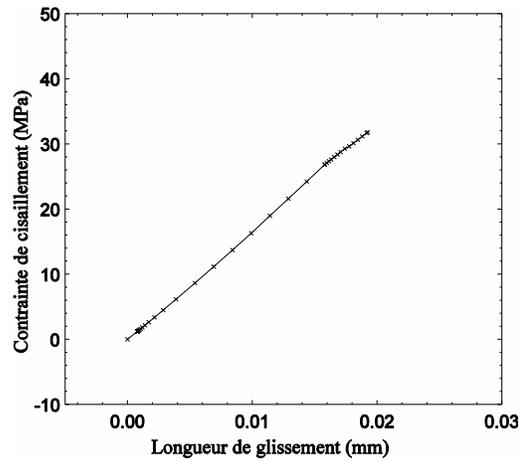
(a) À l'appui



(b) À 110 mm de l'appui



(c) À 170 mm de l'appui

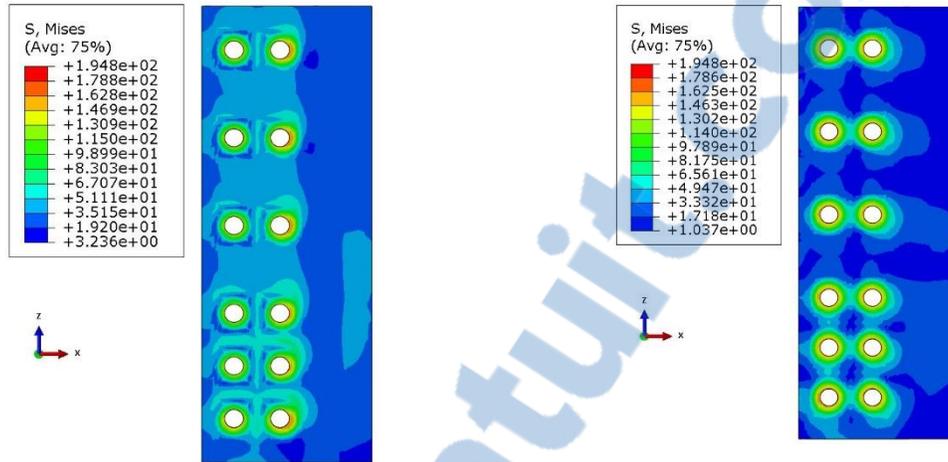


(d) À 1570 mm de l'appui

Figure C-199 – Contrainte de cisaillement à l'interface en fonction du glissement à l'ÉLUT #1, cas estival avec gradient positif, nouvelle disposition des boulons

C.5.2. État limite ultime (ÉLUL)

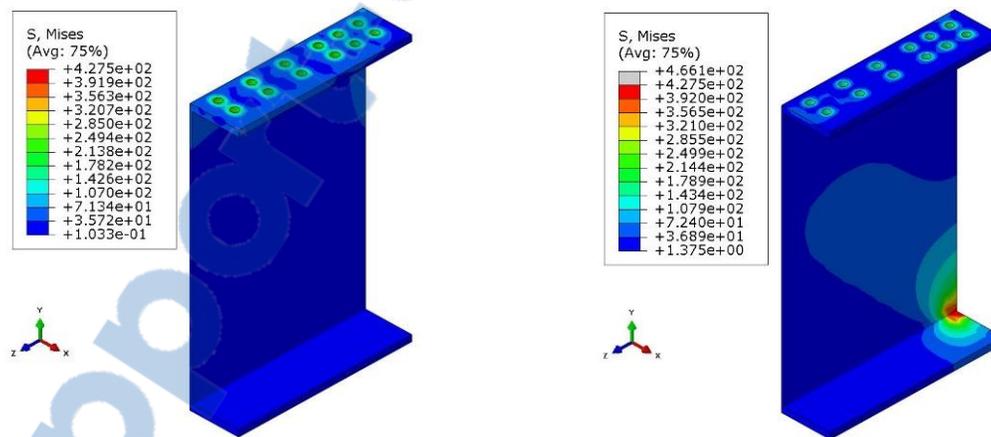
C.5.2.1. Cas I : Hiver avec gradient négatif



(a) Chargement thermique

(b) Chargements thermique et mécanique

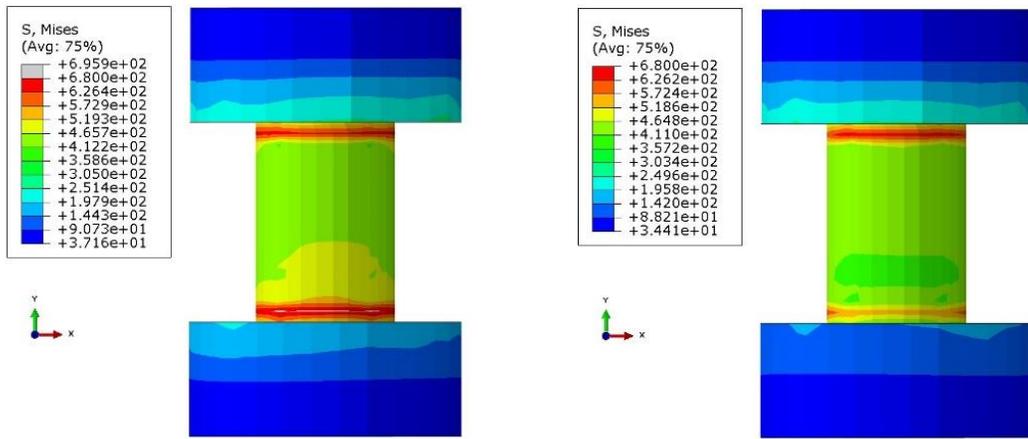
Figure C-200 — Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif, nouvelle disposition des boulons



(a) Chargement thermique

(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-201 — Contraintes de von Mises pour la poutre à l'ÉLUL #2, cas hivernal avec gradient négatif, nouvelle disposition des boulons

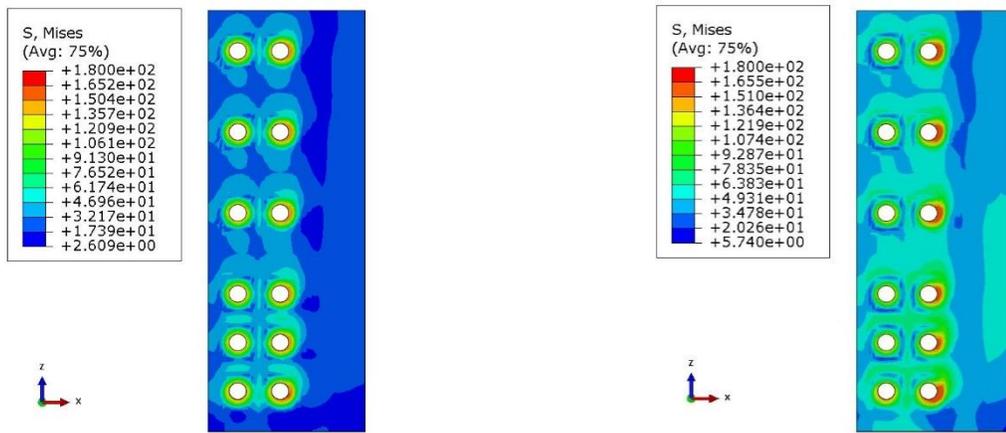


(a) Chargement thermique

(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-202 — Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif, nouvelle disposition des boulons

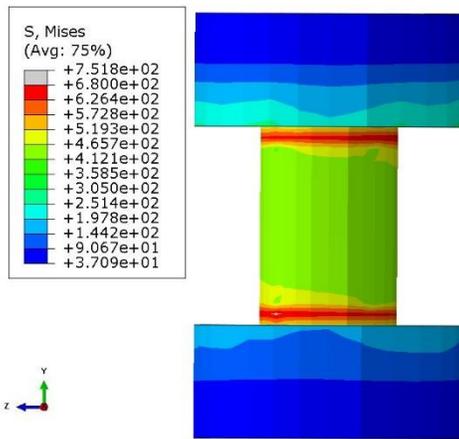
C.3.2.2. Cas III : Été avec gradient positif



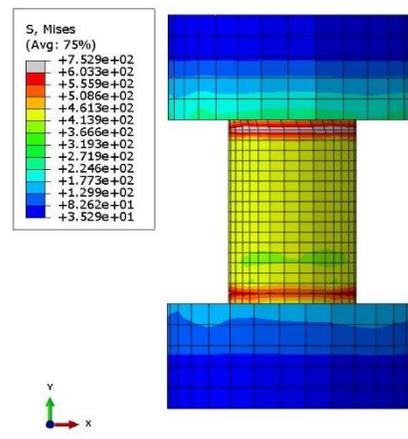
(a) Chargement thermique

(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-203 — Contraintes de von Mises pour le platelage à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif, nouvelle disposition des boulons



(a) Chargement thermique



(b) Chargements thermique et mécanique

Figure C-204 — Contraintes de von Mises pour les boulons à l'ÉLUL #2, cas estival avec gradient positif, nouvelle disposition des boulons

ANNEXE D

Maillage des pièces

Annexe D.

D.1. Extrusion de type I

Taille globale des éléments : 20 mm

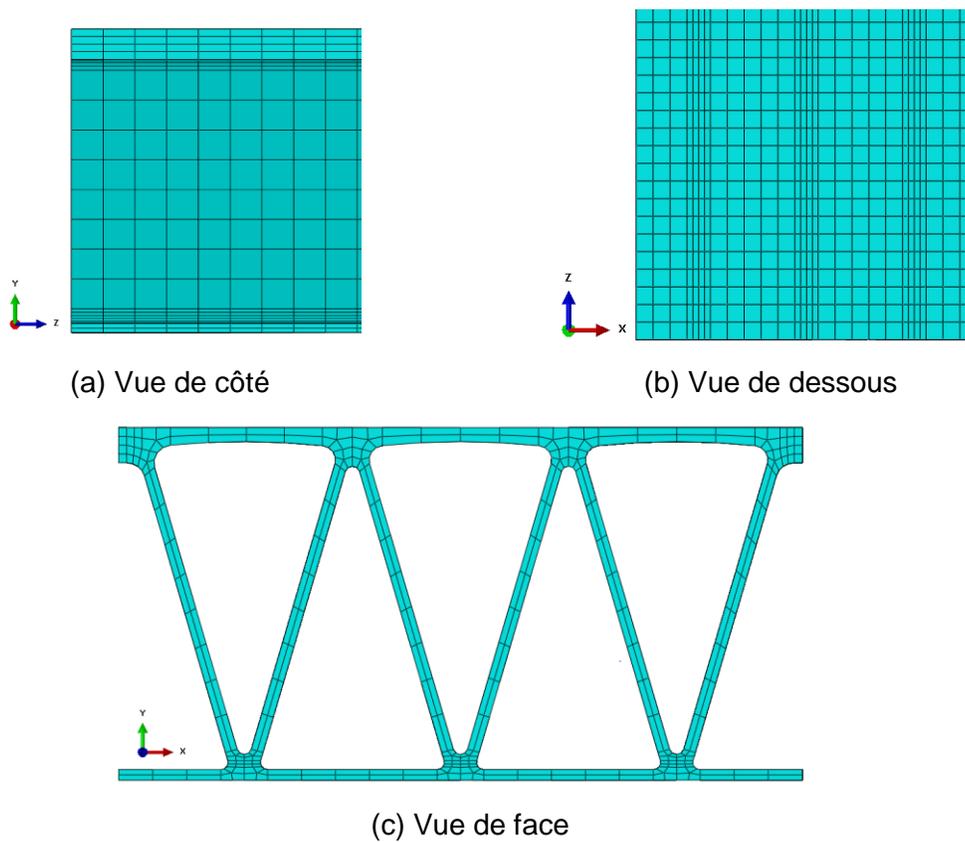


Figure D-1 – Maillage de l'extrusion de type I

D.2. Extrusion de type II

Taille globale des éléments : 20 mm

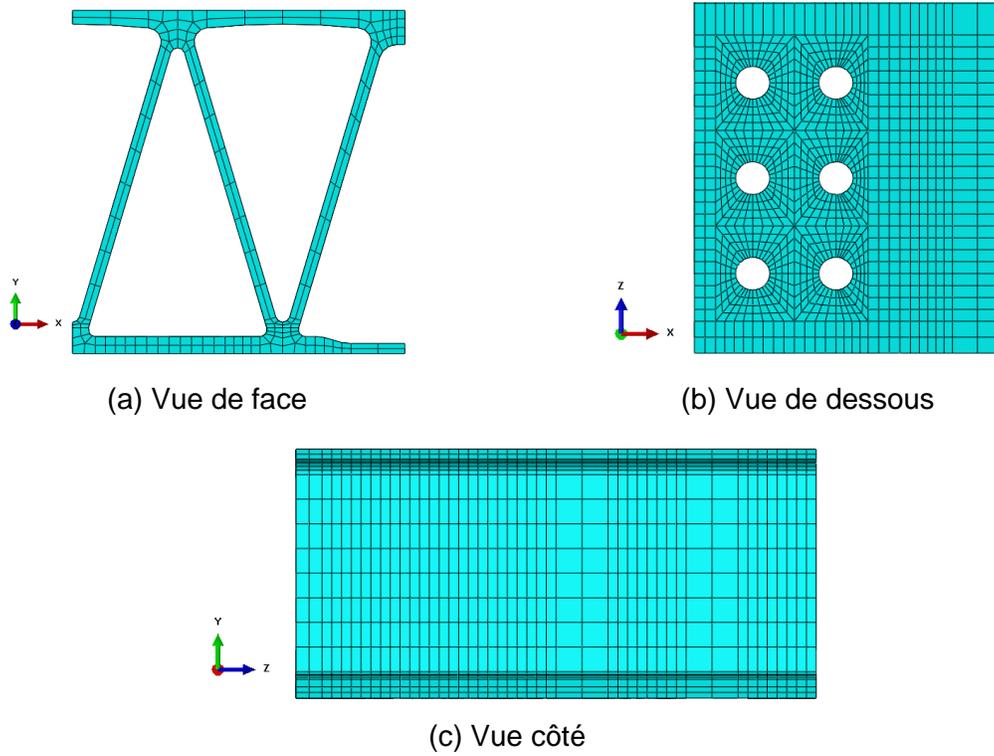


Figure D-2 — Maillage de l'extrusion de type II coupée

D.3. Poutre

Taille globale des éléments : 20 mm

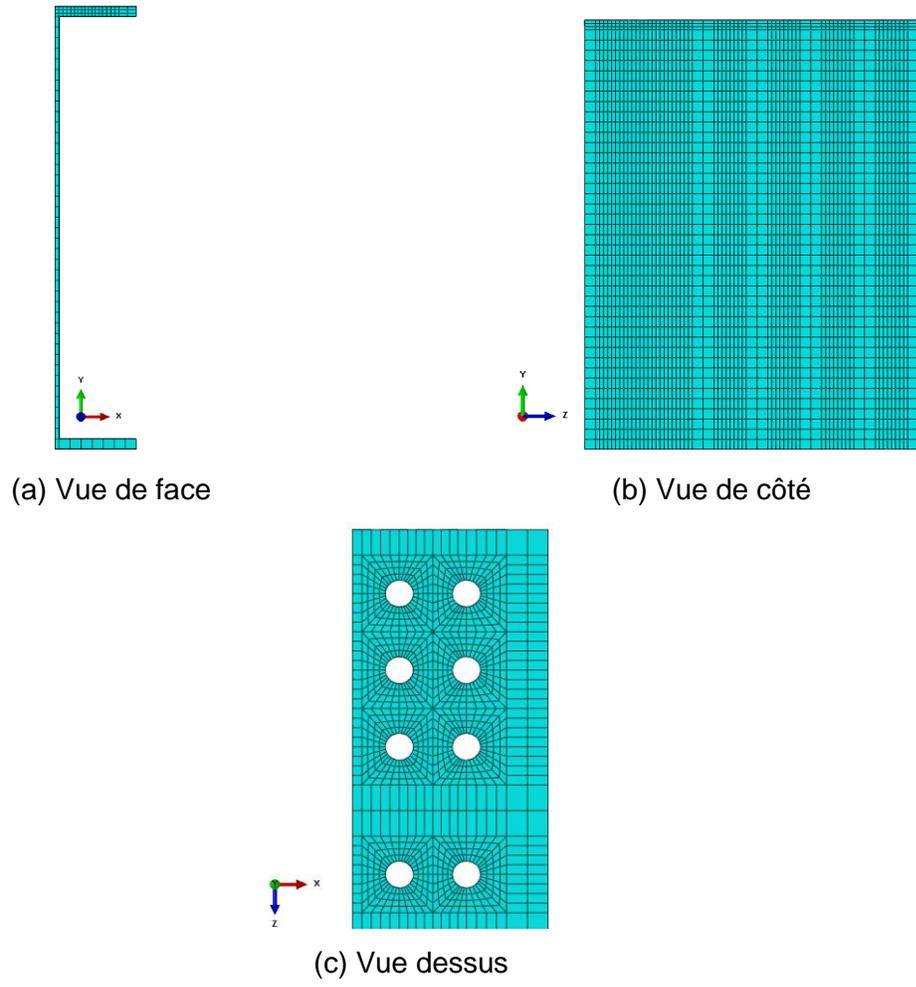


Figure D-3 — Maillage de la poutre

D.4 Appareil d'appui

Taille globale des éléments : 20 mm

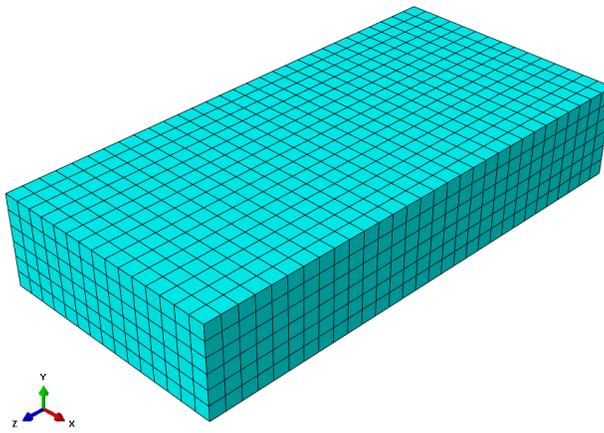


Figure D-4 — Maillage de l'appareil d'appui, vue isométrique

D.5. Boulons

Taille globale des éléments : 5mm

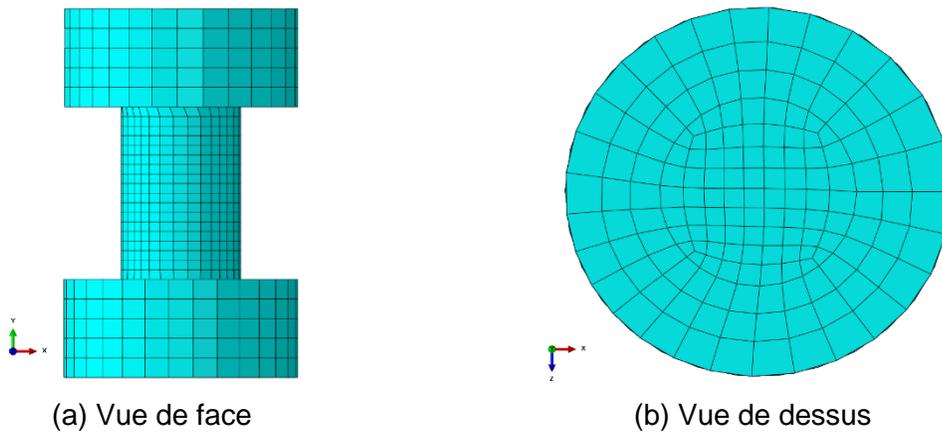


Figure D-5 — Maillage des boulons