

Boulons à haute résistance



dans les ouvrages de génie civil

G.L. Kulak, Ph.D., ing.

Département de génie civil
Université de l'Alberta
Edmonton, Alberta

cisc  icca

Boulons à haute résistance dans les ouvrages de génie civil

G.L. Kulak, Ph.D., P.Eng.

*Department of Civil Engineering
University of Alberta
Edmonton, Alberta*



**CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION
INSTITUT CANADIEN DE LA CONSTRUCTION EN ACIER
201 CONSUMERS ROAD, SUITE 300
WILLOWDALE, ONTARIO M2J 4G8**

Droits d'auteur 2005

Par l'Institut canadien de la construction en acier

Tous droits réservés. Il est interdit de reproduire tout ou partie de cet ouvrage, sous quelque forme que ce soit, sans l'autorisation préalable de l'éditeur.

Première édition

Première édition, novembre 2005

ISBN 0-88811-111-8

Photo de couverture : Terri Meyer Boake

IMPRIMÉ AU CANADA

Par :

Quadratone Graphics Ltd.

Toronto, Ontario

TABLE DES MATIÈRES

Introduction

Objet et champ d'application.....	1
Notes historiques	1
Connecteurs mécaniques	1
Types d'assemblages	4
Philosophie de calcul.....	7
Approche choisie dans ce document	8

Résistance des rivets

Introduction	9
Rivets en traction	9
Rivets en cisaillement.....	9
Rivets en cisaillement et traction combinés	11

Pose des boulons et inspection

Introduction	13
Pose des boulons à haute résistance	13
Pose par méthode du tour d'écrou	14
Pose avec clé dynamométrique.....	17
Précontraintes obtenues au moyen de la pose par la méthode du tour d'écrou	17
Boulons à couple de serrage contrôlé.....	18
Utilisation des rondelles de précontrainte	19
Sélection de boulons à serrage contrôlé ou non-contrôlé	19
Inspection de la pose	20
Généralités.....	20
Assemblages avec serrage non-contrôlé.....	21
Assemblages au moyen de boulons à serrage contrôlé.....	21
Arbitrage.....	22

Comportement d'un seul boulon

Introduction	23
Boulons en traction.....	23
Boulons en cisaillement.....	24
Boulons en traction et cisaillement combinés	25

Boulons dans des assemblages en cisaillement

Introduction	27
Assemblages antiglissement.....	29
Assemblages par contact	30
Introduction	30
Résistance au cisaillement des boulons.....	30
Résistance à la pression diamétrale	31
Rupture par traction et cisaillement combinés	32
Décalage en cisaillement	32

Boulons en traction

Introduction	35
Boulons uniques en traction	35
Force dans les boulons d'assemblages en traction.....	37

Fatigue des assemblages boulonnés et rivetés

Principes fondamentaux	39
Introduction à la fatigue des assemblages boulonnés et rivés	39
Assemblages rivetés	39
Assemblages boulonnés.....	41
Joint de recouvrement boulonnés.....	41
Boulons dans les assemblages en traction.....	43

Sujets spéciaux

Introduction	45
Utilisation de rondelles dans des assemblages à trous standard.....	45
Trous surdimensionnés ou oblongs	45
Utilisation de boulons longs ou courts	47
Boulons galvanisés	47
Réutilisation des boulons à haute résistance	48
Assemblages mixtes à boulons et soudures.....	48
Enduits protecteurs	49

Références 51

Index 55

AVANT-PROPOS

L'Institut canadien de la construction en acier est une organisation nationale d'industrie représentant l'acier de construction et les industries de fabrication de poutrelles ajourées en acier et de plat en acier au Canada. Fondé en 1930 et accordé une charte fédérale en 1942, la fonction de l'ICCA comme organisme à but non lucratif est de promouvoir l'utilisation efficace et économique de l'acier fabriqué dans la construction.

En tant que membre du Conseil canadien de la construction en acier (CCCA), l'institut a un intérêt général pour toutes les utilisations de l'acier dans la construction. L'ICCA travaille avec la collaboration étroite de la Fondation pour l'éducation en charpentes d'acier (Steel Structures Education Foundation) pour développer des cours et des programmes de formation en conception et construction des structures en acier. L'ICCA appuie et participe activement au travail du Conseil canadien des normes, l'association canadienne de normalisation, la Commission canadienne sur des codes de bâtiment et de feu et nombreux d'autres organismes, au Canada et d'autres pays, impliqués dans le travail de recherches et la préparation des codes et des normes.

La préparation de dessins techniques n'est pas une fonction de l'ICCA. L'institut fournit des informations techniques par son personnel professionnel de technologie, par la préparation et la diffusion de publications, par l'intermédiaire de conférences, cours, réunions, matériel audio-visuel, et logiciels. Les architectes, les ingénieurs et tous autres intéressés à la construction en acier sont encouragés à se servir des services d'information de l'ICCA.

Ce guide a été préparé et édité par l'Institut canadien de la construction en acier. C'est une partie importante d'un effort continu de fournir de l'information courante et pratique pour venir en aide aux éducateurs, concepteurs, constructeurs, et d'autres intéressés à l'utilisation de l'acier dans la construction.

Bien qu'aucun effort n'ait été épargné afin d'essayer de s'assurer que toutes les données dans cette publication sont factuelles et que les valeurs numériques sont précises à un degré conforme à la pratique de calcul des structures en vigueur, l'Institut canadien de la construction en acier, l'auteur et son employeur, l'université d'Alberta, déclinent toute responsabilité les erreurs ou les inadvertances résultant de l'utilisation de l'information contenue dans ce document. N'importe qui se servant du contenu de ce livre assume toute la responsabilité résultant d'une telle utilisation. Toutes les suggestions pour l'amélioration de cette publication recevront la pleine considération pour les prochains tirages.

PRÉFACE

En 2002, l'auteur a écrit un guide de conception à l'intention des ingénieurs praticiens publié par l'American Institute of Steel Construction¹. Rédigé autant que possible dans un style générique, le guide fait référence en de nombreux endroits aux règles de calcul de l'AISC. Les règlements de l'Association canadienne de normalisation auxquels adhèrent les ingénieurs canadiens s'écartent suffisamment des règles de l'AISC pour que l'utilité de ce guide soit limitée. L'AISC a été contactée et a gracieusement autorisé l'Institut canadien de la construction en acier à publier une version du guide à l'intention des concepteurs canadiens. L'éditeur et l'auteur tiennent à remercier l'AISC pour son empressement à partager ses ressources documentaires.

Les ingénieurs pourront se référer à cette publication pour mieux comprendre le comportement des boulons à haute résistance dans les structures, leur mode de pose et les exigences d'inspection. Ces éléments ne sont pas compliqués, mais c'est à l'ingénieur en structure qu'il incombe d'une façon ou d'une autre de s'en charger. Le présent document réunit toutes ces caractéristiques et, après étude de leur base, les relie aux exigences de CAN/CSA-S16-01 (bâtiments et structures connexes) ou de CAN/CSA-S6-00 (ponts).

Il nous reste à ajouter un mot sur les unités. Depuis un certain temps, le Canada est passé au système SI. Par contre, la grande majorité des travaux de recherche sur lesquels s'appuie ce document utilise les unités de mesure anglo-saxonnes. La conversion des figures, graphiques et autres d'un système à l'autre n'a pas semblé être nécessaire et, de plus, risquait d'introduire des erreurs. Après étude des avantages et désavantages, l'auteur et l'éditeur ont décidé de présenter les figures et graphiques dans les unités d'origine, c'est-à-dire anglo-saxonnes. Comme leur utilisation se limite à des fins descriptives, l'utilisateur ne devrait pas en être incommodé.

L'auteur souhaite exprimer sa gratitude à l'Institut canadien de la construction en acier pour l'aide apportée à ce projet.

¹High Strength Bolts: A Primer for Structural Engineers, Steel Design Guide 17, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2002.

Chapitre 1

INTRODUCTION

1.1 Objet et champ d'application

Le montage des structures en acier fait appel à deux types de connecteurs—les boulons et la soudure. L'utilisation de ces deux types de connecteurs est largement répandue et il arrive même qu'ils soient utilisés dans un même assemblage. Dans de nombreux cas, il n'est pas rare d'utiliser la soudure pour la fabrication en atelier et les boulons sur le terrain. La soudure demande un équipement relativement important, des opérateurs chevronnés et des méthodes d'inspection assez compliquées. Par contre, les boulons sont des éléments préfabriqués dont la pose se fait au moyen d'un équipement simple et dont l'inspection ne requiert pas une formation poussée.

Il faut que les ingénieurs en structures connaissent parfaitement le comportement des boulons et des soudures et qu'ils sachent concevoir des assemblages basés sur ces deux connecteurs. En général, la conception et la spécification des soudures, ainsi que leurs méthodes d'inspection, exigent la sélection de techniques standardisées et de critères d'acceptation ou l'intervention d'un spécialiste. Par contre, la conception et la spécification d'un assemblage boulonné exigent de l'ingénieur qu'il choisisse le type de connecteur, qu'il comprenne son mode d'utilisation et qu'il établisse des méthodes acceptables de pose et d'inspection. En d'autres termes, un ingénieur constructeur doit en savoir plus sur les boulons à haute résistance que sur les soudures.

Ce document se propose donc de fournir à l'ingénieur en structures les informations nécessaires à la sélection des boulons à haute résistance, à la spécification des méthodes de pose et d'inspection, et la conception des assemblages faisant appel à ce type de connecteur. Les boulons peuvent être de type courant (que l'on appelle aussi boulon ordinaire) ou à haute résistance. Nous traiterons des deux types en insistant plus particulièrement sur ceux à haute résistance. Comme les structures rivetées sont encore en services de nos jours et qu'il faut souvent en vérifier l'état, nous avons aussi prévu une brève description des rivets.

1.2 Notes historiques

Les premières structures en fer et en acier étaient principalement rivetées [1, 2]. C'était une solution généralement satisfaisante, mais l'effort de serrage du rivet chauffé contre les matériaux était variable et incertaine. Par conséquent, l'emploi de rivets comme connecteurs dans des assemblages où il fallait éviter le glissement dans les assemblages posait des problèmes. En outre, des rivets dans des assemblages où la charge était telle que le connecteur était soumis à une traction posaient aussi un problème. Peut-être plus important encore, la pose de rivets

exigeait plus d'équipement et de main d'oeuvre que pour la pose des boulons à haute résistance qui commençait à se généraliser dans les années 50. La pose d'un rivet revenait plus chère que celle d'un boulon à haute résistance. De plus, les boulons à haute résistance offraient certains avantages en matière de résistance et de performance que les rivets n'offraient pas.

On avait utilisé à l'occasion des boulons en acier doux sur les premières structures en acier et fonte. L'utilisation de boulons à haute résistance fit son apparition en 1934 dans un rapport préparé par Batho et Bateman à l'intention du Steel Structures Committee of Scientific and Industrial Research of Great Britain (Comité des structures en acier de la recherche scientifique et industrielle de Grande Bretagne) [3]. Ils étaient arrivés à la conclusion qu'un boulon avec une limite élastique d'au moins 54 ksi pouvait être suffisamment précontraint pour qu'il n'y ait pas glissement dans les assemblages. D'autres recherches précoces avaient été entreprises par Wilson et Thomas [4] à l'université de l'Illinois. Dans leur étude consacrée à la résistance à la fatigue des recouvrements à cisaillement rivetés, ils démontraient qu'un assemblage boulonné précontraint de haute résistance avait une durée de vie en fatigue au moins aussi bonne que celle des assemblages rivetés.

Le Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints (RCRBSJ) est fondé en 1947. Cet organisme était chargé de diriger les recherches qui se sont finalement soldées par l'acceptation unanime du boulon à haute résistance comme connecteur de choix dans les structures en acier. Ce conseil existe encore de nos jours sous le nom de Research Council on Structural Connections (RCSC). La première norme sur les assemblages dans les ouvrages de génie civil a été émise par le RCRBSJ en 1951 [5].

Conjointement avec l'Amérique du Nord, d'autres pays se sont lancés dans des travaux de recherche et la rédaction de normes; tout d'abord l'Allemagne et la Grande Bretagne, puis d'autres pays européens, le Japon et autres. De nos jours, les chercheurs de nombreux pays participent à la croissance de la base de données sur les assemblages boulonnés. Le lecteur intéressé peut trouver d'autres informations en la matière dans les références [6–10].

1.3 Connecteurs mécaniques

Les rivets et les boulons sont les connecteurs mécaniques le plus souvent utilisés dans les charpentes d'acier. On peut utiliser à l'occasion d'autres connecteurs : ce sont en général

des formes spéciales de boulons à haute résistance. Les rivets et les boulons sont utilisés dans des trous forés, poinçonnés ou découpés au chalumeau pour fixer les pièces à assembler. Le connecteur peut avoir été précontrainte, ceci étant déterminé par le type et la fonction de l'assemblage.

Fabriqués à partir de barres, les rivets sont fournis avec une tête préformée à une extrémité. Le processus de fabrication peut se faire par matriçage à chaud ou à froid. Ils sont en général équipés d'une tête ronde, mais il est aussi possible de se les procurer avec une tête aplatie ou fraisée lorsque l'espace libre est restreint. Pour poser un rivet, il faut le chauffer à haute température, le placer dans le trou, et former la tête de l'autre côté avec un marteau pneumatique. La tête préformée doit être maintenue en place au moyen d'un outil d'appui tout au long de l'opération. En application courante, la deuxième tête est aussi ronde.

En refroidissant, le rivet se contracte contre le matériau serré. Ceci résulte en une force de traction dans le rivet, la *précontrainte*. Comme la température initiale du rivet et la compacité initiale du matériau serré sont toutes deux des variables, le degré de précontrainte du rivet est aussi une variable. Un examen destructif après la pose d'un rivet montre que celui-ci ne remplit pas en général l'intérieur du trou.

La pose de rivets demande une équipe de trois ou quatre personnes et un quantité importante d'équipement—pour chauffer les rivets et pour former les têtes—c'est en outre une opération bruyante.

La norme ASTM pour les rivets de construction, A502, prévoit trois nuances, 1, 2 et 3 [11]. La nuance 1 est un rivet en acier au carbone réservé aux emplois généraux, la nuance 2 est utilisée pour les aciers de plus haute résistance et la 3 est identique à la 2 avec en plus des propriétés de résistance à la corrosion atmosphérique. La seule propriété mécanique spécifiée pour un rivet est la dureté. La relation

traction/déformation pour les deux différents niveaux de résistance est illustrée sur la figure 1.1, ainsi que celle des catégories de boulons dont nous traiterons plus loin. (La courbe de la figure 1.1 représente le comportement d'un échantillon prélevé sur un rivet ou boulon.) Étant donné que la seule raison de s'intéresser à la résistance des rivets de nos jours réside dans l'évaluation d'une structure en place, il faut donc prendre garde de vérifier avec certitude la nuance des rivets utilisés. Les structures très anciennes peuvent avoir des rivets en acier dont la résistance est inférieure à aux exigences de la norme ASTM A502. (Cette norme ASTM A502 est caduque depuis 1999.)

Les charpentes d'acier comptent des éléments filetés tels que les tirants en fer ronds, les tiges d'ancrage et les boulons de construction. Dans les constructions légères, les éléments en traction sont souvent constitués d'une seule tige filetée à chaque extrémité sur une courte longueur. Le transfert de la charge de la tige à la membrure suivante se fait au moyen d'un écrou. La section filetée étant la partie la plus faible de l'ensemble, la conception est basée sur ce que l'on pourrait appeler la « surface de contrainte », c'est-à-dire une surface bien définie située à peu près entre la section transversale du fond de filet et la section transversale correspondant au diamètre nominal du boulon.

Les tiges filetées ne sont pas produites en usine, comme le sont les boulons. Une tige filetée peut donc être constituée d'un acier dont la nuance convient spécialement à l'utilisation.

Les tiges d'ancrage servent à relier un socle de poteau ou de poutre aux fondations. Comme les éléments en traction, elles sont fabriquées pour une tâche bien précise. Si elles se terminent par un crochet ou une tête, seule une extrémité est filetée étant donné que sa section principale sera prise ou fixée mécaniquement dans le béton. Les tiges peuvent être aussi filetées aux deux extrémités et bloquées par des

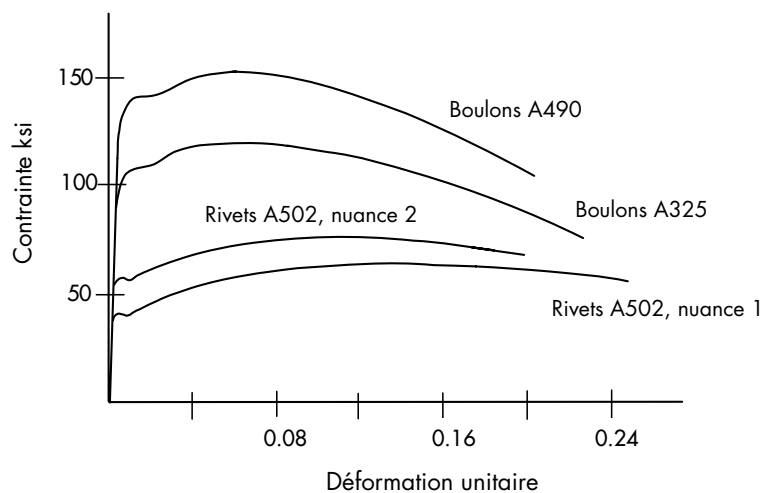


Fig 1.1 Comparaison de contrainte/déformation des échantillons prélevés sur des boulons et rivets

écrous. Tout comme les tiges d'ancrage, les tiges filetées peuvent être constituées d'acier aux nuances diverses. Bien souvent cependant, l'acier utilisé est conforme à la norme ASTM A307, c'est-à-dire celui constituant les boulons, goujons et autres éléments de section circulaire.¹ Nous en traiterons plus loin.

Les boulons de construction sont classés de façon sommaire en boulons *ordinaires* ou à *haute résistance*². Les boulons ordinaires, aussi appelés non finis, courants, de mécanique ou sans traitement sont conformes à la norme ASTM A307 [12]. Cette norme comprend les produits du type *goujons* et les boulons d'ancrage. (Le terme *goujon* indique un produit fileté utilisé sans écrou et vissé dans une pièce composante.) La norme ASTM A307 se divise en trois catégories—A, B et C. La catégorie B, qui est réservée aux systèmes de canalisations, ne sera pas traitée dans les présentes. La catégorie A, qui offre une limite élastique minimale de 60 ksi (415 MPa) est destinée aux applications générales; elle est disponible dans des diamètres allant de 1/4 po à 1 1/2 po. Quant à la catégorie C, elle est prévue pour l'ancrage de construction, c.-à-d., les tiges ou goujons sans tête. Dans cette classe, le diamètre peut atteindre 4 po dans les boulons de construction conformes à la norme ASTM A307 qui sont parfois utilisés dans des applications

d'un boulon ASTM A307 en traction pure est illustrée sur la figure 1.2, où il est comparé à deux types de boulons à haute résistance. L'inconvénient principal des boulons A307 réside dans ses propriétés mécaniques qui sont inférieures à celles des boulons à haute résistance et dans le fait que la précontrainte (si elle est nécessaire pour l'assemblage) sera faible et incertaine.

Dans la fabrication des charpentes d'acier, on utilise deux normes pour les boulons à haute résistance : ASTM A325 [13] et ASTM A490 [14]. Les boulons de construction fabriqués en conformité avec la norme ASTM A325 peuvent être de Type 1 ou de Type 3 et sont disponibles en diamètres allant de 1/2 po à 1 1/2 po (les boulons de Type 2 ont déjà existé, mais ils ont été retirés de la norme courante.) Les boulons de Type 1 sont en acier à carbone moyen, à carbure de bore ou à carbone faiblement allié. Les boulons de Type 3 sont constitués en acier résistant à la corrosion et sont utilisés en général dans des structures en acier exposées aux intempéries. Les boulons A325 sont utilisés pour assemblages conçus selon les exigences du Research Council on Structural Connections Specification (RCSC) [15]. Ce lien entre la norme du produit (ASTM A325) et la norme d'utilisation (RCSC) est traité de façon explicite dans la norme ASTM A325. La limite élastique minimale des boulons

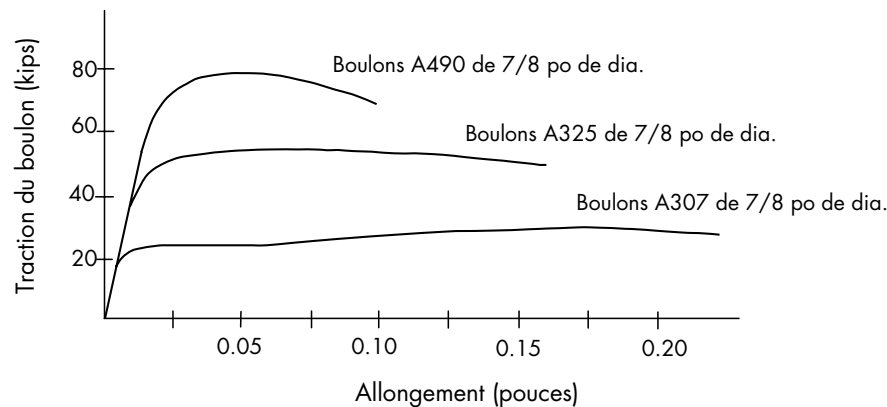


Fig. 1.2 Comparaison des types de boulons : traction pure

où les forces à transférer ne sont pas particulièrement importantes et lorsque les charges ne sont pas dynamiques, répétitives ni sujettes à des inversions. Ces boulons sont relativement bon marché et faciles à poser. Le comportement

A325 est de 120 ksi (830 MPa) pour les diamètres jusqu'à 1 po et de 105 ksi (725 MPa) pour les diamètres supérieurs à cette valeur.³

L'autre boulon à haute résistance utilisé dans les charpentes d'acier correspond à la norme ASTM A490. C'est un boulon en acier traité thermiquement dont la limite élastique est de 150 ksi (1 030 MPa) au minimum et de

¹La norme ASTM F1554-99 (norme pour les boulons d'ancrage en acier à limite élastique de 36, 55 et 105 ksi) est probablement le choix actuel le plus courant.

²Comme les boulons aux États-Unis sont aux dimensions anglo-saxonnes, ce rapport les cite en « pouces ». Il existe cependant des boulons aux dimensions métriques.

³Les différences de résistance en fonction du diamètre proviennent de restrictions métallurgiques. Ces restrictions n'existent plus, mais la distinction a perduré.

170 ksi au maximum. Comme le boulon A325, le boulon A490 est utilisé dans les assemblages conformes à la norme RCSC. Il est de deux classes : Type 1 et Type 3. (Comme pour les boulons A325, les boulons A490 de Type 2 ont déjà existé, mais ne sont plus disponibles.) Les boulons de Type 1, disponibles en diamètres de $\frac{1}{2}$ à $1\frac{1}{2}$ po, sont en acier allié. Les boulons de Type 3 qui sont résistants à la corrosion atmosphérique sont utilisés dans des éléments en acier exposés eux aussi aux intempéries. Ils sont aussi disponibles en diamètres allant de $\frac{1}{2}$ à $1\frac{1}{2}$ po.

Les boulons A325, comme les A490, peuvent aussi être précontraints. Comme nous le verrons ultérieurement, la précontrainte est un facteur important dans certains types d'assemblages. Cette caractéristique et les exigences qui lui sont associées au niveau de la pose et l'inspection sont traitées plus loin.

Il existe un certain nombre d'autres connecteurs de construction répondant à des normes ASTM : A193, A354 et A449 par exemple. La première d'entre elles est un boulon à haute résistance utilisé à des températures élevées. Le boulon A354 a des propriétés mécaniques similaires à celles des boulons A490, surtout en catégorie BD, mais en diamètres plus grands (4 po max.). Le boulon A449 a des propriétés mécaniques similaires à celles du boulon A325, mais lui aussi en diamètres plus grands.⁴ C'est la norme la plus souvent utilisée pour les tiges d'ancrage de haute résistance. Cependant, dans la majorité des cas, les boulons A325 et A490 sont utilisés pour l'assemblage d'éléments de construction en acier.

Les écrous qui accompagnent les boulons (et les rondelles, si nécessaires) font partie intégrante de l'assemblage boulonné. En supposant que l'ajustement entre le boulon et l'écrou est adéquat, l'écrou est doté d'une résistance compatible avec celle du boulon. Cela signifie essentiellement que l'écrou doit être assez fort et son filetage suffisamment profond pour développer la même résistance que le boulon, et ce avant que ses filets ne s'arrachent.⁵ L'ingénieur en structure peut s'aider de la norme ASTM A563 sur les écrous en acier allié et au carbone [16] pour sélectionner un écrou correspondant au boulon. La norme contient un tableau indiquant les écrous adaptés aux diverses catégories de connecteurs. Les rondelles sont décrites dans la norme ASTM F436 [17]. La norme RCSC [15] offre des informations sommaires pour la sélection des écrous et rondelles.

⁴Bien que les boulons A354 et A449 aient des propriétés de mécaniques similaires aux boulons A325 et A490, respectivement, leur longueur de serrage, leurs normes d'assurance de qualité et leur conditionnement diffèrent.

⁵Ce n'est pas toujours nécessaire. Si le boulon a pour unique objet le transfert du cisaillement, l'écrou ne sert qu'à le maintenir en place. Cependant, par simplicité, les exigences concernant les écrous s'appliquent à toutes les applications de boulonnage.

1.4 Types d'assemblages

Il est pratique de classer les assemblages selon les types d'efforts produits dans les connecteurs, c'est-à-dire la traction, le cisaillement et la combinaison de traction et de cisaillement. Dans chaque cas, la force peut être produite de plusieurs manières.

La figure 1.3 montre différents types d'assemblages caractérisés par un effort tranchant au niveau des boulons. La partie (a) illustre un joint à *double recouvrement*. L'effort développé dans l'un des composants principaux, la plaque gauche par exemple, doit être transféré dans l'autre composant principal, la plaque droite. Sur l'assemblage illustré, les six boulons de la plaque gauche se chargent du transfert. Ces boulons agissent en cisaillement. Puis, les six boulons en question transfèrent la charge dans les deux plaques de raccord par contact des boulons contre les parois des trous dans les plaques.⁶ La charge est maintenant dans les plaques de transfert où l'effort dans les connecteurs est équilibré par un effort de traction dans les plaques de transfert. La charge passe ensuite par les six boulons de droite des plaques de transfert dans la plaque principale de droite. Dans tout assemblage il est essentiel de comprendre le cheminement des efforts dans les divers composants, pour la bonne conception des composants, tant pour les pièces assemblées que pour les connecteurs. Dans l'illustration, cette visualisation du cheminement des efforts (ou l'emploi de diagrammes de corps libres!) permet au concepteur de réaliser, entre autres, que six connecteurs, et non douze, doivent à tout moment donné se charger de la force. De nombreuses applications pratiques font intervenir des dispositions plus compliquées d'éléments de transfert et l'utilisation de composants principaux différents, des éléments laminés au lieu de plaques par exemple. Le concepteur reste cependant confronté au même problème—comprendre le cheminement des forces à travers l'assemblage.

La partie (b) de la figure 1.3 illustre un assemblage dans un noeud de treillis léger. Les forces passent des (ou dans les) membrures du treillis (ou hors de) aux goussets par les boulons qui sont soumis à des efforts tranchants. La figure 1.3 (c) montre un support de pont roulant. Là encore les boulons sont soumis à un cisaillement, engendré cette fois par une force excentrée par rapport au centre de gravité du groupe de connecteurs. Un assemblage commun entre poutre et poteau (fig. 1.3 (d)) offre un autre exemple d'assemblage où les boulons sont soumis à des efforts tranchants. Il existe de nombreux autres d'assemblages où les boulons sont soumis à des efforts tranchants.

⁶Le transfert de la charge peut aussi se faire par frottement, ce dont traite la section 5.2.

La figure 1.4 (a) montre un assemblage où certains des boulons sont soumis à une traction; ici, le raccordement d'un tirant à l'aile inférieure d'une poutre. La figure 1.4 (b) montre un assemblage d'une poutre à un poteau dont le but est de faire passer le moment et l'effort tranchant de la poutre au poteau. Une hypothèse satisfaisante pour la conception veut que tout l'effort tranchant dans la poutre soit entièrement repris par l'âme et que son moment soit repris entièrement par les ailes. Dans cet ordre d'idée, les boulons sur la paire de cornières utilisées pour transférer l'effort tranchant de la poutre sont sollicités en cisaillement. Le moment fléchissant de la poutre (représenté par un couple de force situé au niveau des brides) est transmis par des profilés en T reliés aux ailes de la poutre. L'assemblage des profilés en T aux ailes de la poutre place deux boulons

en cisaillement, tandis que le raccordement du profilé en T supérieur qui relie l'aile de la poutre à l'aile du poteau place ces boulons en traction.

L'illustration suivante montre un assemblage où les boulons sont soumis à la fois à une traction et à un cisaillement. La pièce de contreventement illustrée dans la figure 1.5, montrée sous la forme d'une paire d'angles, est un élément en traction ou compression simple. Envisageons le cas de traction; la résolution de la force inclinée de traction dans ses composants horizontaux et verticaux indique que les boulons qui raccordent le profilé en T au poteau doivent résister aux efforts de traction et de cisaillement appliqués.

L'exemple de transfert de charge illustré dans la figure 1.3 (a) peut être poussé plus loin s'il faut établir les forces et les contraintes correspondantes dans les pièces

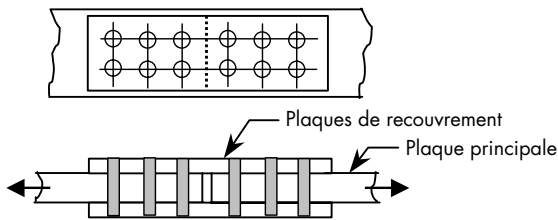


Fig. 1.3(a) Assemblage par recouvrement

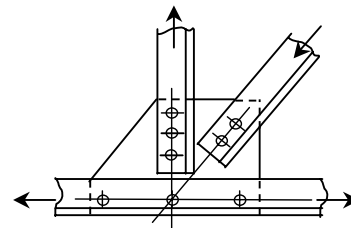


Fig. 1.3(b) Assemblage avec gousset

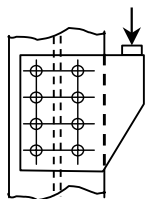


Fig. 1.3(c) Assemblage avec charge excentrée

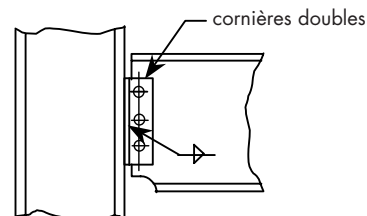


Fig. 1.3(d) Assemblage entre poutre et poteau

Fig. 1.3 Configurations d'assemblages boulonnés

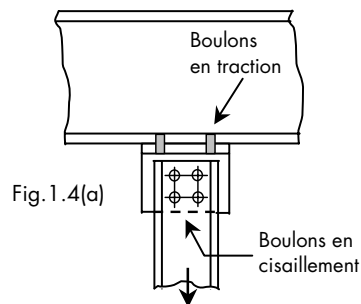


Fig. 1.4(a)

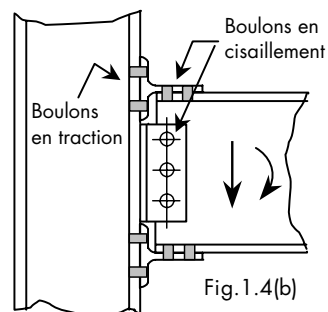


Fig. 1.4(b)

Fig. 1.4 Exemples où les boulons sont tendus

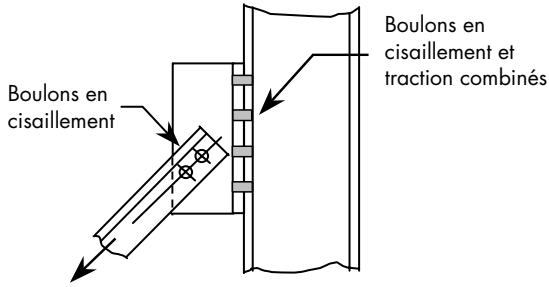


Fig. 1.5 Boulons en cisaillement et traction combinés

assemblées. La figure 1.6 montre le même assemblage que celui de la figure 1.3 (a), sauf qu'il a été simplifié à un boulon et deux plaques. La partie (a) montre l'assemblage. On obtient un diagramme de corps libre lorsque le boulon est coupé au niveau de l'interface entre les deux plaques, comme le montre la figure 1.6 (b). (Le boulon est légèrement prolongé à titre pratique.) Pour préserver l'équilibre, la force P dans la plaque doit être, tel qu'indiqué, équilibrée par une force dans le boulon; c'est l'effort de cisaillement dans le boulon. On peut, au besoin, l'exprimer en terme de contrainte moyenne de cisaillement, τ , dans le boulon en divisant cette

force dans le boulon par l'aire de la section transversale du boulon. À l'étape suivante, figure 1.6 (c), un segment de boulon est isolé. Ce diagramme de corps libre montre qu'il faut une force opposée et égale pour compenser l'effort tranchant. Le seul point qui se qualifie pour cela est la face droite du boulon. Le boulon est soumis à cet effort lorsque la plaque supérieure tire contre lui, c.-à-d. lorsque le boulon et la plaque s'appuient l'un contre l'autre. Finalement, la figure 1.6 (d) montre l'extrémité de la plaque supérieure à droite du boulon, figure 1.6 (a). Il faut que la pression diamétrale relevée à la figure 1.6 (c) soit présente sous forme de force égale et opposée dans la partie (d) de la figure. Cette pression diamétrale peut être exprimée en terme de contrainte, comme indiqué, si c'est plus pratique. En fin de compte, comme le segment de plaque doit être équilibré, les efforts, $P/2$, doivent être présents dans la plaque.

Nous venons de voir des illustrations simples sur la manière dont certains assemblages agissent et sur les efforts sollicitant les boulons et les pièces assemblées. Il existe d'autres cas où le mécanisme de transfert de charge exige des explications plus détaillées, lorsqu'il s'agit par exemple de boulons à haute résistance précontraints. Nous en traiterons dans des chapitres ultérieurs.

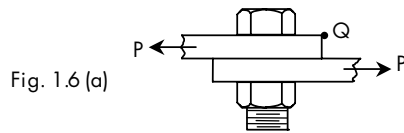


Fig. 1.6 (a)

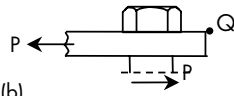


Fig. 1.6 (b)

(et contrainte de cisaillement associée, $\tau = P/A$)

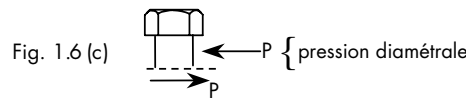


Fig. 1.6 (c)

{ pression diamétrale

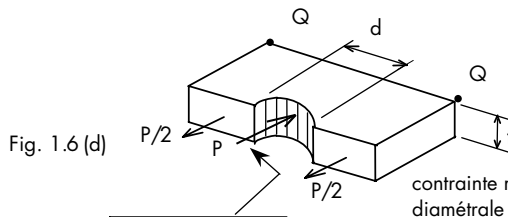


Fig. 1.6 (d)

contrainte moyenne causée par la pression diamétrale : $\sigma = P/A = P/(t \times d)$

à noter que cette force est égale et opposée à la pression diamétrale indiquée en (c)

Fig. 1.6 Efforts dans un boulon et compression dans la plaque

1.5 Philosophie de calcul

La méthode de calcul utilisée au Canada pour la réalisation de charpentes métalliques s'appelle calcul aux états limites. Dans le cadre de cette méthode de calcul, les performances d'une structure sont comparées à diverses conditions limites à des niveaux de charge appropriés. Les conditions limites à vérifier sont des états limites ultimes et des états limites d'utilisation. Les états limites ultimes concernent la sécurité, par exemple la résistance aux charges, le renversement, le glissement et la rupture due à la fatigue ou à d'autres causes. Les états limites d'utilisation concernent le comportement de la structure en conditions normales d'exploitation, notamment la déflexion, les vibrations et la déformation permanente.

Essentiellement le concepteur tente d'assurer que la résistance maximale d'une structure (ou des éléments d'une structure) est supérieure aux charges aux quelles elle sera soumise, avec une marge raisonnable contre la défaillance. C'est le critère de l'état limite ultime. En outre, le concepteur doit s'assurer que la structure remplira de façon satisfaisante ses fonctions lorsqu'elle sera soumise à sa charge de service : c'est le critère d'état limite d'utilisation.

Pour vérifier la condition de l'état limite ultime, il faut essentiellement que la résistance pondérée soit égale ou supérieure à l'effet des charges pondérées. On peut l'écrire sous l'équation suivante

$$\phi R \geq \sum \alpha_i S_i \quad (1.1)$$

dans laquelle

ϕ = coefficient de résistance

R = résistance nominale d'un élément de la structure

α_i = facteur de pondération de la i^{e} charge d de service

S_i = i^{e} charge variable d de service

S_i — Pour le Code national du bâtiment du Canada 2005, les charges de service englobent les charges principales et les charges complémentaires. Une charge principale est la charge d de service qui domine dans une combinaison de charges données, tandis que la charge complémentaire est une charge d de service qui s'ajoute à la charge principale dans une combinaison de charges données. L'importance du facteur de charge dépend du statut de la charge de service, c'est-à-dire si elle est principale ou complémentaire. Les charges de service sont la charge permanente (D), la surcharge d'exploitation (L), une charge variable due au vent (W), une charge variable due à la neige (S), une charge rare due aux tremblements de terre (E), une charge permanente due à la pression latérale du sol (H), des effets permanents causés par les forces

de précontrainte (P) et les effets de la température, de la contraction ou du retrait des matériaux des composants ou au tassement différentiel (T). En ce qui concerne les charges dues à la neige, au vent et aux tremblements de terre, il faut aussi multiplier la valeur donnée par un facteur d'importance qui représente l'importance de la structure, p. ex., les exigences imposées après désastres.

L'information présentée dans ce document porte presque exclusivement sur le côté gauche de l'équation 1.1. Là, le coefficient de résistance, ϕ , est appliqué à la résistance nominale de la pièce de charpente de façon à tenir compte du fait que sa résistance réelle peut être inférieure à ce qui a été prévu en raison des variables au niveau des propriétés du matériau, des dimensions et de la qualité de la main-d'oeuvre. Dans certaines équations de calcul aux états limites, le coefficient de résistance fait aussi intervenir le type de défaillance anticipé pour la pièce et l'incertitude dans le calcul de sa résistance. Dans la norme CAN/CSA-S16-01 [18], ces paramètres ne sont pas inclus dans le coefficient de résistance, ϕ , mais plutôt dans les équations qui établissent la résistance théorique des pièces. En règle générale, ϕ correspond à 0,90 pour les composants en acier et à 0,60 pour les composants en béton. Il existe cependant un certain nombre d'exceptions, surtout en ce qui concerne les règles de calcul pour les assemblages.

La résistance *nominale*, R, d'une pièce de charpente représente la résistance calculée à partir des propriétés spécifiées du matériau, des dimensions nominales et des équations décrivant le comportement théorique de la pièce, de l'assemblage ou de la structure. Ainsi, selon les termes de calcul aux états limites, la résistance *pondérée* d'un élément de charpente, ϕR , est le produit de la résistance nominale et du coefficient de résistance. Comme l'exprime l'équation 1.1, la résistance pondérée doit égaler ou dépasser l'effet pondéré des charges (le côté droit de l'équation 1.1).

Dans l'équation 1.1, D, L, W et T sont les charges de service prescrites par l'organisme de réglementation. Les charges typiques de service sont énumérées dans le Code national du bâtiment du Canada. On appelle le produit d'une charge de service et du coefficient de pondération approprié la charge *pondérée*. Il faut utiliser les charges pondérées lors de la vérification d'états limites ultimes, par contre, ce sont les charges de service qu'il faut utiliser pour la vérification des états limites d'utilisation. La référence [19] donne plus de détails sur le calcul aux états limites.

Cette règle générale comporte une exception, à savoir lors de la conception de structures pour la résistance à la fatigue. Les défaillances dues à la fatigue entrent dans le cadre des états-limites ultimes, mais la structure est conçue pour résister aux effets de la fatigue sous les charges de service. Cette anomalie apparente existe du fait que

la défaillance due à la fatigue résulte d'applications très nombreuses de la charge normalement prévue pour agir sur la structure (c.-à-d., la charge de service). D'autres défaillances à l'état limite ultime, telle que la défaillance d'un poteau, peuvent se produire à la suite d'une seule application d'une charge dont l'action sur la structure est supérieure à ce qui a été normalement prévu—dans ce cas, on utilise la charge pondérée dans les calculs.

1.6 Approche choisie dans ce document

Dans le présent document, nous avons décidé de décrire en termes généraux le phénomène traité, de fournir des

informations documentaires à travers des recherches ou, dans certains cas, des analyses théoriques, pour arriver à une description du phénomène et, ultérieurement, une règle de conception. Cette démarche est ensuite reliée à la règle de calcul correspondante dans la norme sur les constructions métalliques, c.-à-d., CAN/CSA-S16 [18]. On fera aussi parfois référence à la norme CAN/CSA-S6-F00, Code canadien sur le calcul des ponts routiers [20].

Chapitre 2

RÉSISTANCE DES RIVETS

2.1 Introduction

Comme nous l'avons mentionné au chapitre 1, cela fait de nombreuses années que l'on n'utilise plus les rivets dans la construction des charpentes d'acier. Toutefois, l'ingénieur en structure doit être familier avec le comportement des rivets. Puisqu'on rencontre des rivets dans certains bâtiments et ponts existants, il peut être nécessaire d'évaluer la résistance de ces éléments lorsque l'on envisage la rénovation d'une structure ou lorsque l'on détermine sa sécurité sous des niveaux de charge croissants. Ce chapitre traite de la résistance statique des rivets. La résistance à la fatigue d'un assemblage riveté, autre centre d'intérêt important, est traitée au chapitre 7, *Fatigue des assemblages boulonnés et rivetés*.

Les règles de calcul des rivets ne figurent pas dans les normes consacrées à la conception des charpentes d'acier [18] ou des ponts [20]. Cependant, la section 14 de ce dernier document (*Évaluation*) donne certaines informations sur les rivets que nous utiliserons dans ce chapitre. Le paragraphe 14.6.3.5 propose des valeurs à utiliser pour la résistance à la traction des rivets si les plans ou les certificats d'essai en usine ne sont pas disponibles. Le paragraphe 14.13.1.3 donne les règles de calcul proprement dites.

2.2 Rivets en traction

La figure 1.1 montrait une courbe de contrainte – dilatation pour les rivets en acier ASTM A502 (c.-à-d., rivets avant l'installation). La résistance à la traction est d'environ 60 ksi (415 MPa) pour les rivets de nuance 1 et d'environ 80 ksi (550 MPa) pour les rivets de nuance 2 ou 3. Une fois le rivet enfoncé, la résistance à la traction peut considérablement augmenter [21]. Pourtant, la ductilité du rivet est considérablement inférieure à celle du matériau d'où il a été extrait. La majorité des essais de traction sur les rivets montre également une diminution de résistance avec une augmentation de la longueur de serrage. L'effort résiduel de serrage dans un rivet n'affecte en rien la résistance finale du rivet. Par principe donc, la résistance en traction un rivet se limite simplement à la contrainte ultime minimale à la traction du matériau multipliée par un facteur de résistance.

La section 14 du code canadien sur le calcul des ponts routiers [20] représente la résistance à la traction pondérée d'un assemblage riveté par l'équation

$$T_r = \phi_r n A_r F_u \quad (2.1)$$

dans laquelle

T_r = résistance pondérée en traction

ϕ_r = coefficient de résistance

n = nombre de rivets

F_u = contrainte de rupture spécifiée de l'acier du rivet

A_r = section du rivet calculée à partir de son diamètre.

De toute évidence, le produit $A_r F_u$ représente la résistance à la traction finale de la tige du rivet. La valeur du coefficient de résistance ϕ_r recommandée dans la norme de calcul est de 0,67, ce qui est relativement faible, même pour les éléments d'un assemblage. Il n'existe aucune recherche disponible qui fait état de la valeur appropriée du coefficient de résistance pour les rivets en traction. Cependant, on peut utiliser à titre de comparaison les boulons à haute résistance en traction. Dans la référence [22], on a établi que $\phi = 0,85$ est un choix satisfaisant pour les boulons à haute résistance en traction. C'est également la valeur que recommande le *Guide* [6]. Par conséquent, la sélection de 0,67 est un choix conservateur pour les rivets. Elle donne des valeurs qui sont conformes à celles utilisées précédemment dans les règles de calcul aux contraintes admissibles et qui reflètent aussi la réalité qu'un rivet peut s'être détérioré en service.

Il est courant pour les connecteurs en traction d'être sollicités à un niveau supérieur à celui correspondant à la charge totale appliquée divisée par le nombre de connecteurs. C'est le résultat de l'effet de levier produit par la déformation des pièces raccordées. On recommande d'observer les mêmes règles pour l'effet de levier des rivets en traction que celles recommandées pour les boulons en traction. Le chapitre 6 traite de l'effet de levier.

Il faut surtout pour le calcul de la résistance d'un rivet ou d'un groupe de rivets en traction déterminer la résistance d'un assemblage en place et examiner de près l'intégrité des têtes de rivets. Si la tête n'est pas en mesure de résister à la force identifiée dans l'équation 2.1, le calcul de la résistance n'est pas valide. Les têtes de rivets dans des structures telles que des ponts ferroviaires peuvent se corroder sérieusement suite aux conditions environnementales auxquelles elles ont été soumises au cours des années.

2.3 Rivets en cisaillement

On a entrepris de nombreux essais pour déterminer la résistance au cisaillement des rivets-voir, par exemple, les références [21, 23, 24]. Ces essais démontrent que la relation entre l'effort tranchant appliqué sur un rivet et la déformation correspondante ne comporte pratiquement aucune région

que l'on pourrait décrire linéaire. Par conséquent, la meilleure description de résistance d'un rivet en cisaillement est sa capacité maximale en cisaillement. Pour pouvoir comparer des rivets de résistances différentes, nous utilisons habituellement la relation entre la résistance au cisaillement et la résistance à la traction de l'acier constitutif du rivet. Les résultats [21, 23] d'essais indiquent que la valeur du rapport résistance au cisaillement/résistance à la traction est d'environ 0,75. La nuance du rivet ou le fait que l'essai de cisaillement a été exécuté sur des rivets avant ou après l'installation, n'affecte pas de manière importante ce rapport. Par contre, la plage de valeur du rapport est relativement large, d'environ 0,67 à 0,83, selon les travaux des références [21 et 23].

La figure 2.1 montre des courbes types de charge de cisaillement par rapport aux déformations en cisaillement [25]. Ces essais concernent les rivets A502 de nuance 1 et de $\frac{7}{8}$ po de diamètre, possédant deux longueurs différentes de serrage, 3 po et $4\frac{1}{2}$ po. Étant donné que la flexion dans les rivets plus longs est supérieure (et une charge dissymétrique dans le cas de ces essais), il se produit une plus grande déformation dans ces rivets à un stade précoce de l'essai. Cependant, la résistance au cisaillement finale n'est pas affectée par la longueur de serrage. Comme la pause du rivet augmente sa résistance à la traction, il y a de fortes chances pour que la résistance au cisaillement correspondante augmente elle aussi.

Les résistances à la traction des rivets illustrés dans les essais présentés dans la figure 1.1 sont de 60 ksi (415 MPa) pour les rivets A502 de nuance 1 et 80 ksi (550 MPa) pour les rivets de nuances 2 et 3. En se basant sur ces valeurs, la

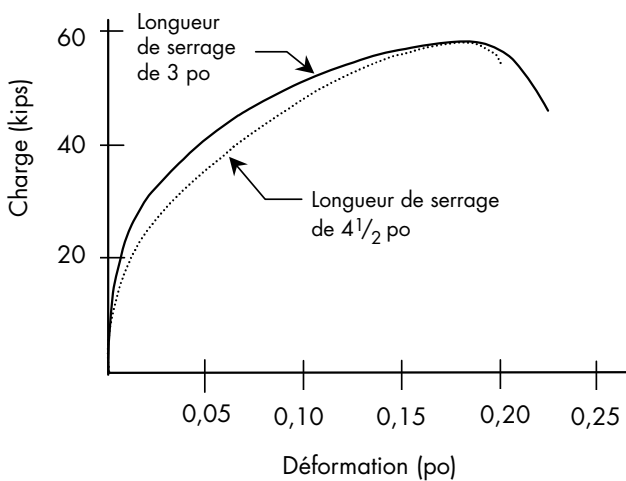


Fig. 2.1 Comportement en cisaillement des rivets A502 de nuance 1

résistance au cisaillement des rivets A502 de nuance 1 sera d'au moins $0,75 \times 415 \text{ MPa} = 310 \text{ MPa}$ et pour les rivets de nuance 2 ou 3, d'environ $0,75 \times 550 \text{ MPa} = 415 \text{ MPa}$. (La constante 0,75 n'est pas un facteur de résistance. C'est la valeur du rapport résistance au cisaillement/résistance à la traction susmentionnée.)

Comme c'était le cas pour les rivets en traction, il n'y a aucune étude qui explore le coefficient de résistance pour les rivets. La valeur que recommande le *Guide* [6] pour les boulons en cisaillement est de 0,80. La référence [22] recommande une valeur de 0,83 pour le coefficient de résistance pour les boulons ASTM A325 et 0,78 pour les boulons ASTM A490.

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers [20] (section 14) exige que la résistance pondérée en cisaillement d'un assemblage avec rivets soit prise comme

$$V_r = 0,75 \phi_r n m A_r F_u \quad (2.2)$$

dans laquelle

ϕ_r = coefficient de résistance, 0,67

F_u = contrainte de rupture spécifiée de l'acier du rivet

A_r = aire de la section transversale d'un rivet

n = nombre de rivets

m = nombre de plans de cisaillement

Comme noté ci-dessus, le produit $0,75 A_r F_u$ est la résistance au cisaillement d'un rivet. Les autres termes de l'équation 2.2 représentent le nombre de plans de cisaillement et le nombre de rivets.

L'utilisation de l'équation 2.2 pour le type le plus courant d'acier à rivet, A502, présente un problème car cette norme ne présente pas la résistance à la traction. Ce sont des valeurs de dureté plutôt qui sont prises en considération. La norme CAN/CSA-S6 [20] suggère (paragraphe 14.6.3.5) que la contrainte de rupture des rivets A502 soit rapportée à 360 MPa, à défaut de meilleures informations. Selon l'équation 2.2, la contrainte de rupture en cisaillement sera alors $0,75 \times 360 \text{ MPa} = 270 \text{ MPa}$. Des résultats d'essais ont démontré que pour un rivet A502 de nuance 1, la contrainte de rupture en cisaillement est de 310 MPa et pour un rivet de nuance 2 ou 3, 415 MPa. Par conséquent, l'équation 2.2 est assez conservatrice, avant même que le coefficient de résistance ne soit pris en compte. Au moment d'évaluer la résistance au cisaillement des rivets dans une structure en place, il faut garder à l'esprit ces éléments conservateurs de la règle de conception.

L'effet de la longueur de l'assemblage sur la résistance au cisaillement appliqué aux joints de recouvrement boulonnés (section 5.1) s'applique aussi aux joints de recouvrement rivetés.

2.4 Rivets en cisaillement et traction combinés

On a expliqué à la section 1.4 (avec référence à la figure 1.5) que les connecteurs doivent parfois agir sous des efforts combinés de traction et de cisaillement. Les essais effectués par Munse et Cox [23] constituent la base de la règle de calcul pour ce cas. Les essais ont été effectués sur des rivets ASTM A141 (comparables aux rivets A502 de nuance 1), mais on considère que les résultats peuvent s'appliquer à toutes les nuances de rivets. Les variables étudiés lors des essais comprennent la longueur de serrage, de diamètre du rivet, de méthode de pose et le processus de fabrication. La seule variable parmi celles susmentionnées ayant un impact sur le comportement était la longueur de serrage : les rivets à grande longueur de serrage ont tendance à montrer une diminution de résistance en rapport avec la longueur. Ce résultat est en accord avec les essais effectués sur des rivets chargés uniquement en cisaillement. En passant de traction seulement à cisaillement seulement, la condition de charge se traduit par une réduction des capacités de déformation. C'est également en accord avec les observations sur les rivets en traction et les rivets en cisaillement.

Une courbe d'interaction elliptique a été adaptée aux résultats d'essais [23]. La description mathématique de la courbe est la suivante :

$$\frac{x^2}{(0,75)^2} + y^2 = 1,0 \quad (2.3)$$

dans laquelle

x = rapport de la contrainte de cisaillement calculée (τ) à la résistance à la traction du rivet (σ_u),

c.-à-d.,

$$x = \tau/\sigma_u$$

y = rapport de la contrainte de traction calculée (σ) à la résistance à la traction du rivet (σ_u), c.-à-d.,

$$y = \sigma/\sigma_u$$

En utilisant les symboles V_f et T_f pour l'effort pondéré de cisaillement et l'effort pondéré de traction, respectivement, l'équation 2.3 peut s'écrire de la manière suivante

$$\frac{(V_f/A_r)^2}{0,56 F_u^2} + \frac{(T_f/A_r)^2}{F_u^2} = 1,0$$

dans laquelle le nombre 0,56 a été écrit pour remplacer $0,75^2$ et le symbole F_u pour remplacer le symbole σ_u . Après combinaison algébrique cela devient

$$V_f^2 + 0,56 T_f^2 = 0,56 (A_r F_u)^2$$

Le seul terme qui représente une résistance est celui de droite et par conséquent on devrait lui associer un coefficient de résistance. En outre, l'équation sera écrite sous la forme d'une exigence, c.-à-d., sous forme d'inégalité. L'exigence de calcul décrite dans la section 14.13.1.3.3 de CAN/CSA-S6 devint ainsi:

$$V_f^2 + 0,56 T_f^2 \leq 0,56 (\phi_r A_r F_u)^2 \quad (2.4)$$

Le coefficient de résistance ϕ_r prend la valeur de 0,67. À noter que les équations 2.3 et 2.4 ne sont écrites que pour un seul rivet.

Chapitre 3

POSE DES BOULONS ET INSPECTION

3.1 Introduction

Ce chapitre traite de la pose des boulons à haute résistance et ordinaires. Il fournit également des informations sur la méthode d'inspection nécessaire pour assurer que la pose répond bien à ce que l'on attend d'elle. D'autres informations sur les caractéristiques physiques et les propriétés mécaniques des boulons y sont également incluses.

Les boulons à haute résistance peuvent être posés de manière à être soumis à une précontrainte initiale (ou prétension). La pose de boulons ordinaires (p. ex., ASTM A307), par contre, ne prévoit pas de précontrainte appréciable. Dans certaines applications, la présence d'une précontrainte affecte le comportement général de l'assemblage, et l'inspection de la pose des boulons à haute résistance doit vérifier la présence ou l'absence de précontrainte du boulon. Il est donc primordial de savoir tant à la pose qu'à l'étape d'inspection si les boulons doivent être précontraints. Il faut donc indiquer quand les boulons doivent être précontraints.

3.2 Pose des boulons à haute résistance

Un boulon est un connecteur à filetage externe et tête utilisé en combinaison avec un écrou. Les boulons à haute résistance présentés à la section 1.3 sont de deux types selon l'application de construction-ASTM A325 et ASTM A490. La présence de rondelles (voir chapitre 8) est facultative et dépend du type d'application. La tête du boulon et l'écrou sont hexagonaux. La tige n'est filetée qu'en partie et la longueur du filetage dépend du diamètre du boulon. Des informations complètes sur ces détails se trouvent dans les normes pertinentes [13, 14].

Les boulons de construction utilisés dans la pratique ne répondent pas tous à la définition susmentionnée. Il existe deux autres types de boulons couramment utilisés. Ce sont des boulons qui répondent aux exigences des normes ASTM A325 ou A490 mais qui en plus ont des caractéristiques spéciales au niveau de la pose. L'un d'entre eux est le boulon à couple de serrage contrôlé qui fait l'objet de la norme ASTM F1852. Il est décrit à la section 3.2.4. Quant à l'autre, il diffère de l'ensemble conventionnel boulon/écrou uniquement par l'addition d'une rondelle spéciale qui joue le rôle d'indicateur de précontrainte dans le boulon. La pose de ces rondelles de précontrainte et ses caractéristiques sont décrites à la section 3.2.5.

Les boulons répondant aux exigences des normes ASTM A325 et A490 ont fait l'objet d'une première description au paragraphe 1.3. Il y était mentionné que la contrainte de rupture en traction pour les boulons A325 était de 120 ksi

(830 MPa) ou de 105 ksi (725 MPa). La première valeur concerne les boulons d'un diamètre allant jusqu'à 1 po, tandis que l'autre concerne les boulons dont le diamètre est supérieur à 1 po. Il n'existe pas de résistance à la traction maximale prescrite pour les boulons A325. L'autre type de boulon à haute résistance utilisé dans la construction, défini par la norme ASTM A490, affiche une contrainte de rupture de 150 ksi (1030 MPa) et une résistance maximale à la traction de 173 ksi (1 190 MPa) pour tous les diamètres. Dans chaque cas, les normes des exigences mécaniques font également référence à une charge d'essai, c'est-à-dire le niveau maximal auquel on peut charger et décharger le boulon sans lui faire subir de déformation permanente résiduelle. Dans les aciers de construction doux, on l'appelle limite élastique. Cependant, dans le cas des boulons à haute résistance, il n'existe pas de limite élastique bien définie et toutes les mentions de résistance envisagées pour les boulons à haute résistance utilisent comme paramètre de base la contrainte de rupture. Par conséquent, il n'est pas nécessaire que le concepteur se préoccupe de la charge d'essai.

Il est impératif que les écrous pour les boulons à haute résistance utilisés dans les applications normales de construction soient des écrous hexagonaux pour travaux durs conformes à la norme ASTM A563 [16]. (Si les boulons doivent être soumis à des températures élevées ou à des pressions élevées, une autre norme ASTM permet d'identifier les écrous appropriés.) Lorsqu'il faut utiliser des boulons A325 galvanisés, les écrous doivent être également galvanisés et tarudés à un diamètre plus grand. Dans ce cas, la norme ASTM A325 requiert une lubrification des écrous et un essai de capacité de rotation de l'ensemble boulon – écrou. (Ce dont traite la section 8.5.)

Pour poser un boulon, il faut le placer en premier lieu dans son trou et visser ensuite l'écrou sur son filetage jusqu'à ce qu'il entre en contact avec les plis de l'assemblage. On peut le faire manuellement, avec une clé à mâchoires¹, ou un outil électrique, en l'occurrence une clé à chocs pneumatique². Le but est de joindre les pièces assemblées en contact étroit, bien que pour les assemblages faits de plaques épaisses, cela soit difficile à réaliser pleinement. La pose des boulons doit

¹La clé à mâchoires est utilisée par les monteurs de charpentes métalliques pour poser un boulon. Elle se compose d'une tête hexagonale ouverte et d'un manche effilé que le travailleur insère dans les trous pour un premier alignement des pièces.

²On peut aussi se servir de clés électriques qui sont particulièrement utiles pour les boulons de petit diamètre.

commencer dans la partie la plus rigide de l'assemblage et progresser de façon systématique. La reprise de certaines étapes s'impose parfois. À ce stade de serrage initial la précontrainte dans le boulon est le produit de l'effort du monteur de charpentes métalliques utilisant une clé à mâchoires ou vissant l'écrou jusqu'à ce que la clé pneumatique accuse son premier choc. Le boulon subit un certain allongement au cours de ce processus qui impose au boulon sa précontrainte initiale. Pour maintenir l'équilibre, une force de compression égale et opposée se développe dans le matériau raccordé. Le degré de traction du boulon dans l'état de précontrainte initiale suffit en général à maintenir les pièces solidement ensemble et à empêcher l'écrou de se dévisser sous charges statiques. À titre d'exemple, dans les essais de laboratoire, la gamme des précontraintes initiales des boulons va de 5 à 10 kips (22 à 44 kN) pour les boulons A325 de diamètre $\frac{7}{8}$ po. Dans la pratique, cette gamme est probablement plus importante.

Dans beaucoup d'applications, la précontrainte initiale suffit amplement. Comme c'est une solution économique, il ne faut pas manquer de s'en servir le plus possible. Si la fonction de l'assemblage exige que les boulons soient précontraints, leur pose doit être exécutée de l'une des manières décrites ci-dessous. La section 3.3 indique si le boulon doit être précontraints ou non.

3.2.1 Pose par la méthode du tour d'écrou

Si l'on continue à tourner l'écrou au-delà du serrage initial, la précontrainte du boulon continue à augmenter. Cette section traite de la méthode de pose caractérisée par un nombre précis de tours d'écrou à appliquer suite à la précontrainte initiale. Cette méthode de serrage contrôlé permet le contrôle de la traction du boulon et c'est la seule méthode générique de pose autorisée par la norme S16. Cette norme permet par ailleurs l'emploi de rondelles de précontrainte ou de boulons à couple de serrage contrôlé qui feront l'objet d'un traitement ultérieur dans ce chapitre.

À mesure que l'écrou tourne, les conditions dans le boulon sont premièrement élastiques, mais il se produit bientôt une plastification locale dans la partie filetée, plus particulièrement entre la fin du filetage et les quelques premiers filets chargés de l'écrou. À mesure que le boulon continue à s'allonger sous l'action de rotation de l'écrou, la courbe de charge (précontrainte) en fonction de l'allongement du boulon s'aplatie, c'est à dire que la force de précontrainte du boulon atteint une valeur limite.

La figure 3.1 montre la précontrainte obtenue au niveau du boulon en tournant l'écrou sur un certain groupe de boulons A325 [26]. Ce sont des boulons de diamètre $\frac{7}{8}$ po possédant une longueur de serrage de $4\frac{1}{8}$ po. (Dans cette étude, la condition de serrage initial a été contrôlé de sorte que

tous les boulons d'un même lot ont reçu le même serrage initial 8 kips.) On remarque que la réponse moyenne est linéaire jusqu'à un niveau de charge dépassant légèrement la charge d'essai prescrite, puis la plastification commence à se manifester dans les filets et la courbe de réponse s'adoucit. La figure montre également l'écart des valeurs d'allongement observé à un demi-tour au-delà du serrage initial, qui représente l'exigence de la norme RCSC [15] pour les boulons de la longueur utilisée dans cette étude. La précontrainte minimale prescrite pour le boulon est de 39 kips (174 kN) pour les boulons A325 de ce diamètre et on remarque que la précontrainte mesurée à un demi tour est bien supérieure à cette valeur. (La précontrainte minimale requise est de 70 % de la contrainte de rupture minimale prescrite pour le boulon [15].)

La figure 3.1 montre également que la résistance minimale à la traction prescrite pour le boulon (c.-à-d., la traction pure) est bien au-dessus de la traction maximale atteinte dans l'essai (c.-à-d. la traction par couple de serrage). Cela indique que pendant la pose, les boulons sont soumis à des contraintes de traction et torsion combinées.

Le résultat de la pose du boulon indiqué dans la Fig. 3.1, qui est typique des poses par la méthode du tour d'écrou, soulève les questions suivantes :

- Comment réagissent ces boulons dans des assemblages plutôt qu'individuellement comme le montre la Fig. 3.1?
- Si les boulons doivent ultérieurement agir en traction, peuvent-ils atteindre la résistance minimale à la traction prescrite?
- La déformation plastique qui se manifeste dans le filetage du boulon (principalement) affecte-t-elle la

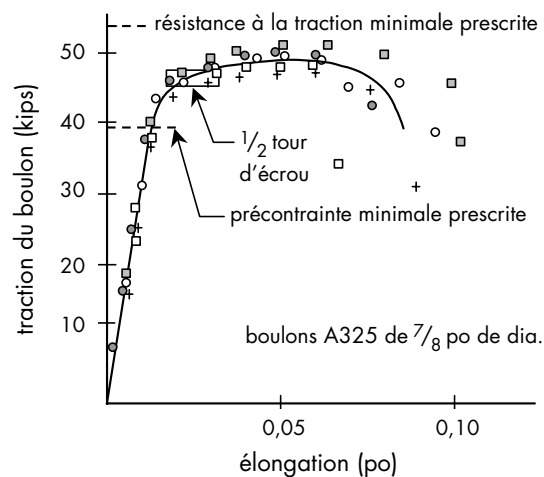


Fig. 3.1 Relation entre la charge et l'élongation, traction par application de couple

résistance ultérieure du boulon au cisaillement, à la traction ou à la traction et au cisaillement combinés?

- Quelle marge ont les boulons avant cassure au cas où on appliquerait par inadvertance plus d'un $\frac{1}{2}$ tour?
- Quel effet le niveau de serrage initial a-t-il sur l'état final (précontrainte du boulon à $\frac{1}{2}$ tour)?

Les trois premiers éléments de la liste concernent les boulons posés par n'importe quel moyen, tandis que les autres concernent plus précisément les poses par la méthode du tour d'écrou.

On peut répondre à plusieurs de ces questions en observant le comportement des boulons prélevés dans le même lot que ceux utilisés pour obtenir la Fig. 3.1 lorsqu'ils ont été installés dans un grand assemblage [6]. La figure 3.2 montre l'élongation des boulons et les précontraintes faisant suite à la pose pour 28 de ces boulons posés à un $\frac{1}{2}$ tour d'écrou au-delà du serrage initial.

On peut prévoir les précontraintes de chaque boulon en projetant vers le haut de l'histogramme d'élongation du boulon au bas de la figure à la courbe de précontrainte obtenue par pose par la méthode du tour d'écrou. Même si l'élongation de ces 28 boulons varie énormément d'un boulon à l'autre, (d'environ 0,03 po à près de 0,05 po), la précontrainte qui en résulte ne varie pratiquement pas. Cela est dû au fait que les boulons ne sont plus dans la phase élastique. Par conséquent, la pose par la méthode du tour d'écrou produit un niveau fiable de précontrainte, uniformément supérieur au minimum requis.

L'observation de la Fig. 3.2 nous montre en second lieu que malgré un grand écart de précontrainte au serrage initial

(d'environ 16 kips à 36 kips), la précontrainte finale n'en est aucunement affectée. Là encore, on doit cela au fait que l'allongement imposé au boulon à l'étape de la pose a fait passer le boulon dans la phase non élastique de son comportement.

Il y a très peu de chances pour qu'un boulon à haute résistance, une fois posé, soit soumis à un serrage dépassant les normes prescrites. En raison du niveau extrêmement élevé de précontrainte, environ 49 kips dans l'exemple de la Fig. 3.2, il faudrait un équipement considérable pour surmonter la résistance à la torsion existante et continuer à tourner l'écrou. En d'autres termes, cela exigerait une action délibérée de continuer à serrer l'écrou, un phénomène pratiquement impossible dans les ponts ou les bâtiments une fois la construction terminée. Il se peut cependant qu'un monteur de charpentes métalliques visse par inattention l'écrou plus que prévu. Quelle serait la conséquence, par exemple, d'un écrou qui aurait été vissé, disons, d'un tour au lieu d'un $\frac{1}{2}$ tour?

Il y a deux réponses à cette question. Premièrement, à un tour d'écrou le niveau de précontrainte dans le boulon reste au-dessus de la précontrainte minimale prescrite [6]. De fait, la recherche montre que la précontrainte a de fortes chances d'être élevée juste avant la rupture du boulon. En second lieu, la marge avant rupture reste importante. La figure 3.3 montre comment la précontrainte varie avec le nombre de tours d'écrou pour deux lots de boulons, A325 et A490, de $\frac{7}{8}$ po de diamètre et $5\frac{1}{2}$ po de longueur avec une longueur de serrage de $\frac{1}{8}$ po [6]. On remarque qu'il a fallu environ $1\frac{3}{4}$ tour pour la rupture des boulons A325 et environ $1\frac{1}{4}$ tour pour la rupture des boulons A490. En

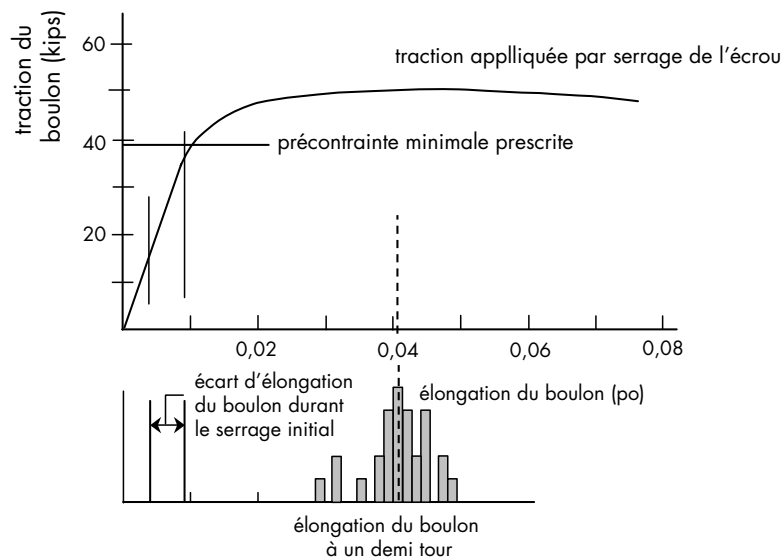


Fig. 3.2 Effort de traction dans un boulon après serrage initial et un demi tour d'écrou

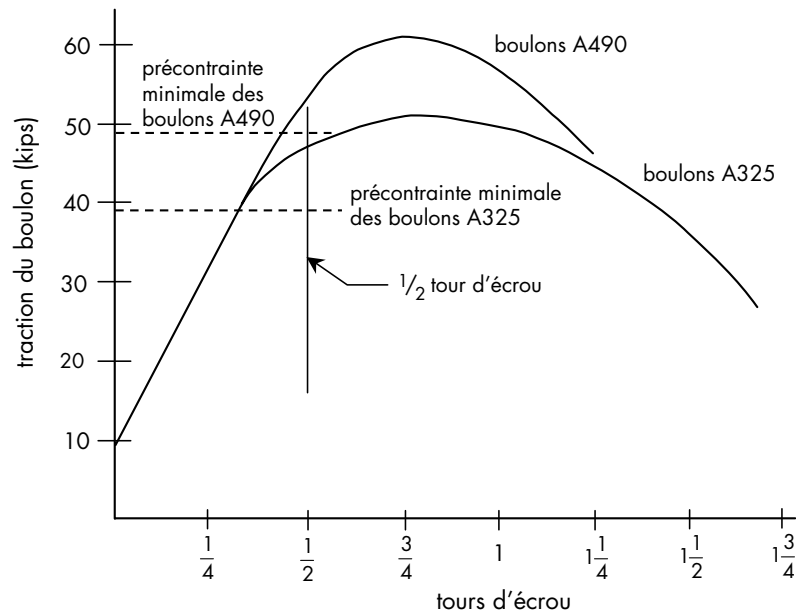


Fig. 3.3 Charge du boulon en fonction de la rotation de l'écrou

d'autres termes, la marge avant la rupture de ces deux types de boulons est considérable.

On a observé à l'étude des données de la figure 3.1 que la précontrainte obtenue en vissant un écrou sur un boulon n'atteint pas la charge maximale possible dans un essai de traction directe du boulon. En effet, la résistance se détériore en raison des contraintes causées par la traction et celles causées par la torsion. Cependant, les essais en laboratoire pour les boulons A325 et A490 [26,27] montrent qu'un boulon posé en utilisant la méthode du tour d'écrou et ultérieurement chargé en traction directe uniquement peut parvenir à sa pleine résistance à la traction directe. Cela est dû au fait que les contraintes de cisaillement dues à la torsion créées lors de la pose se dissipent lorsque les pièces assemblées sont chargées et que les contraintes de contact disparaissent avant la rupture du boulon. Ainsi, les boulons précontraints lors de la pose peuvent être soumis à une charge de traction pure ultérieure sur la base de leur contrainte de rupture.

La résistance des boulons au cisaillement n'est pas elle non plus affectée par les contraintes imposées pendant la pose. On en traite en détail au paragraphe 4.3 qui décrit la résistance des boulons au cisaillement.

La section 4.4 nous apprend que la règle de calcul pour les boulons en traction et en cisaillement combinés est une équation d'interaction élaborée directement à partir de résultats d'essais. D'où la question de savoir comment la résistance peut-elle ne pas être affectée par les états de contraintes préexistants. De toute façon, comme ni la résistance à la traction directe ni la résistance au cisaillement

n'est affectée par la prétension, il y a peu de chances que la torsion et le cisaillement combinés soient eux aussi influencés.

Nous avons traité jusqu'à présent de boulons qui sont posés à un $1/2$ tour au-delà du serrage initial. En pratique, c'est bien ce qu'il faut faire dans un grand nombre de cas pratiques. Cependant, pour les boulons plus longs, un $1/2$ tour ne suffit peut-être pas à amener la précontrainte au niveau désiré, alors que pour les boulons plus courts, un $1/2$ tour risque de les casser. Les études de laboratoire montrent que pour les boulons dont la longueur est supérieure à huit diamètres, sans dépasser 12 diamètres, il faut $2/3$ de tour d'écrou pour obtenir une précontrainte satisfaisante. Pour les boulons courts, dont la longueur est inférieure ou égale à quatre diamètres, il faut appliquer $1/3$ de tour d'écrou. On entend par longueur du boulon, la distance de la face inférieure de la tête de boulon à l'extrémité du boulon. On s'attend à ce que l'extrémité du boulon affleure la face extérieure de l'écrou ou qu'elle la dépasse légèrement. Si la combinaison longueur de boulon et longueur de serrage est telle qu'une partie importante « sort », on recommande alors d'envisager comme longueur du boulon la distance allant de la face inférieure de la tête de boulon à la face extérieure de l'écrou, ceci afin de sélectionner le serrage approprié.

Ces règles s'appliquent lorsque les faces extérieures des éléments boulonnés sont perpendiculaires à l'axe des boulons. Certaines formes structurelles en acier ont des surfaces en pente – une pente maximale de 1:20 est autorisée. En présence des surface non parallèles, le tour d'écrou diffère de ce que

nous venons de voir. Le déplacement exact à appliquer à l'écrou dépend du nombre de surfaces en pente, s'il y en a une ou deux. Il faut pour cela consulter la norme RCSC. À titre d'alternative, on peut utiliser des rondelles amincies pour ajuster les surfaces auquel cas on considère qu'elles sont parallèles.

Il est important de se rendre compte que le matériau raccordé doit être entièrement en acier sur toute la longueur de serrage. En présence d'un matériau plus flexible que l'acier, isolant thermique, par exemple, les relations au niveau des tours d'écrou développées pour l'acier ne sont plus valides. Quels que soient le type de boulon et la méthode de pose, le but est de réaliser et de conserver la précontrainte du boulon. La norme RCSC suppose simplement que tous les matériaux raccordés sont en acier.

Ceux qui utilisent des boulons dont la longueur est supérieure à 12 diamètres environ, doivent user de précaution : les boulons de cette longueur n'ont fait l'objet que de très peu de recherches en laboratoire pour la pose par la méthode du tour d'écrou. Il faut faire précéder l'installation de ce genre de boulon par des essais d'étalonnage pour établir le degré approprié de tour d'écrou.

En règle générale, les rondelles ne sont pas nécessaires pour la pose par la méthode du tour d'écrou réalisée avec des boulons A325. Les exceptions majeures étant (a) lorsque les surfaces ne sont pas parallèles, comme nous en avons traité ci-dessus et (b) lorsque les plaques externes ont des trous surdimensionnés ou oblongs. Comme l'explique la section 8.2, il faut employer des rondelles pour la pose par la méthode du tour d'écrou des boulons A490. L'utilisation de trous surdimensionnés ou oblongs fait l'objet de la section 8.3. La présence de rondelles avec les boulons A490 est due au fait qu'il peut se produire des éraillures ou échancrures suite aux précontraintes très élevées qui vont de pair avec ces boulons. S'il se produit des déformations par éraillures ou échancrures sous la tête du boulon ou de l'écrou, la précontrainte qui en résulte peut être inférieure à ce qui avait été prévu. L'utilisation de rondelles durcies sous la tête du boulon et sous l'écrou permet d'éliminer ce problème. Cependant, la majorité des aciers utilisés de nos jours peuvent être assemblés avec succès au moyen de boulons A490 sans rondelles. Le chapitre 8 offre des détails plus complets à ce sujet.

Il faut aussi ajouter que toute méthode de pose pour boulons précontraints, la méthode du tour d'écrou étant la seule traitée jusqu'à maintenant, peut entraîner des précontraintes supérieures à la valeur minimale prescrite. Il n'y a pas lieu de s'en inquiéter. Les personnes chargées de la pose des boulons à haute résistance et les inspecteurs des travaux doivent comprendre que l'obtention de la valeur prescrite « exacte » de précontrainte n'est pas le but et qu'il est tout à fait acceptable de la dépasser.

3.2.2 Pose avec clé dynamométrique

L'analyse théorique révèle qu'il existe une relation entre le couple de serrage appliqué et la précontrainte qui en résulte dans un boulon [28]. Il serait tentant d'en déduire que l'on peut installer avec succès des boulons à des précontraintes spécifiées uniquement en appliquant un couple de serrage donné. La relation entre la précontrainte et le couple de serrage est compliquée et fait intervenir des facteurs tels que le pas de filetage, l'angle de filetage et d'autres caractéristiques géométriques du boulon et de l'écrou, ainsi que les conditions de frottement entre les divers composants de l'assemblage. En conséquence, il est convenu généralement que la relation dérivée entre couple de serrage et précontrainte n'est pas fiable [6, 28]. La norme RCSC [15] ne laisse aucun doute à ce sujet. Elle mentionne ne pas accepter les couples de serrage standard déterminés à partir de tableaux ou de formules qui relient soi-disant le couple à la traction.

Une méthode de pose basée sur le couple est possible sous réserve que la clé servant à la pose soit étalonnée. Pour ce faire, il faut utiliser un échantillon représentatif des boulons à installer. Il fut un temps où la norme S16 le permettait mais ce n'est plus le cas depuis de nombreuses années. La méthode de pose par tour d'écrou est plus simple, elle offre des niveaux uniformes de précontrainte et elle est beaucoup moins litigieuse sur le terrain. La section 3.2.4 traite d'une forme de pose basée sur le couple de serrage, l'emploi de boulons à couple de serrage contrôlé.

3.2.3 Précontraintes obtenues au moyen de la pose par la méthode du tour d'écrou

La méthode de pose décrite à la section 3.2.1 concerne les situations où il est impératif d'obtenir une précontrainte du boulon de façon à ce que l'assemblage soit conforme à sa conception. (Voir section 3.3.) Dans le même ordre d'idée, il convient de commenter sur les précontraintes obtenues pour le boulon par rapport aux valeurs minimales prescrites. Comme nous l'avons déjà mentionné, la précontrainte minimale prescrite pour les boulons à serrage contrôlé correspond à 70 % de la contrainte de rupture nominale. (Ce sont les valeurs de précontrainte énumérées au tableau 7 de S16-01.)

Selon les études en laboratoire, la précontrainte réelle du boulon, dans une pose par tour d'écrou, peut être considérablement supérieure à la valeur prescrite. Deux facteurs sont à l'origine de cette hausse. Premièrement, les boulons possèdent une résistance réelle à la traction bien supérieure à la valeur minimale prescrite. Deuxièmement, la pose par tour d'écrou produit des contraintes supérieures à la valeur prescrite, quelle que soit la résistance du boulon. Prenons par exemple le cas des boulons A325 dont la résistance est d'environ 18% supérieure à celle de leur traction

minimale prescrite, alors que la méthode par tour d'écrou ($\frac{1}{2}$ tour) engendre une précontrainte qui est à environ 80 % de sa résistance réelle à la traction [6]. Il s'ensuit donc que la précontrainte du boulon posé sera d'environ $(1,18 \times 0,80 =) 0,95$ fois la résistance minimale à la traction prescrite des boulons A325. En d'autres termes, la précontrainte moyenne du boulon est susceptible de dépasser la valeur minimale requise d'environ $[(0,95 - 0,70) / 0,70] 100 \% = 35 \%$ lorsque la méthode du tour d'écrou est utilisée. Une étude similaire en laboratoire sur les boulons A490 montre que la précontrainte moyenne du boulon peut dépasser la valeur minimale requise d'environ 26% [6]. On dispose d'études sur le terrain qui entérinent ces conclusions [29].

La section 5.2 montre que ces valeurs de traction observées pour les boulons constituent un élément des règles de conception pour les assemblages anti-glisement.

En résumé, l'utilisation de la méthode de pose par tour d'écrou est fiable et produit des précontraintes qui sont uniformément supérieures aux valeurs prescrites.

3.2.4 Boulons à couple de serrage contrôlé

Les boulons à couple de serrage contrôlé, ASTM F1852, sont des connecteurs qui répondent globalement aux exigences de la norme ASTM A325 mais qui se distinguent par un mode de pose particulier [30]. Pour être plus précis, le boulon comporte une extrémité cannelée qui s'étend au-delà de sa partie filetée, ainsi qu'une rainure annulaire entre sa partie filetée et son extrémité cannelée. La figure 3.4 montre un exemplaire de boulon à couple de serrage contrôlé. Le boulon illustré possède une tête arrondie (appelée aussi tête bombée ou en coupole), mais on peut aussi l'obtenir avec la même tête que les boulons de construction hexagonaux à haute résistance. Le boulon, l'écrou et la rondelle doivent être fournis sous forme d'ensemble ou « jeu ».

La clé spéciale nécessaire à la pose de ces boulons se compose de deux mandrins coaxiaux – un mandrin interne qui s'engage sur l'extrémité cannelée et un mandrin externe qui entoure l'écrou. Les deux mandrins tournent dans le sens



Fig. 3.4 Boulon à contrôle de traction

contraire de l'un par rapport à l'autre pour serrer le boulon. A un moment donné, le couple développé par le frottement entre l'écrou et les filets du boulon, et à l'interface écrou/rondelle surmonte la résistance au cisaillement par torsion du boulon au niveau de la rainure annulaire. L'extrémité cannelée du boulon casse alors au niveau de la rainure. Si le système a été correctement fabriqué et étalonné, ce point marque la précontrainte ciblée pour le boulon. La précontrainte dépend alors des facteurs suivants : la résistance du matériau constitutif du boulon, l'état du filetage, le diamètre de la rainure annulaire et les conditions de surface à l'interface écrou/rondelle. La méthode de pose n'exige la présence que d'une seule personne, placée uniquement d'un côté de l'assemblage, ce qui est souvent un avantage sur le plan économique. La clé utilisée pour la pose est électrique ce qui est un atout sur le terrain puisqu'elle est moins bruyante que les outils pneumatiques.

Il existe une étude [31] sur la précontrainte des boulons à couple de serrage contrôlé, sur ses variations d'un fabricant à l'autre, et sous différentes conditions de vieillissement, d'exposition aux intempéries et d'état du filetage. Les résultats montrent que la précontrainte dans un boulon à couple de serrage contrôlé reflète le frottement existant sur les filets, sur la face de compression de l'écrou et sur les rondelles fournies avec les boulons. Dans cette étude, la qualité du lubrifiant fourni par le fabricant varie et dans de nombreux cas son efficacité décroît après exposition à l'humidité et aux éléments.

La méthode pour la pose d'un boulon à couple de serrage contrôlé repose sur le couple de serrage. A ce titre, il faut prévoir un procédé avant pose permettant d'assurer que l'installation produira des niveaux adéquats de précontrainte dans les boulons. Ce procédé est expliqué au paragraphe 23.8.4 de la norme S16-01 [18]. Il faut tester au moins trois ensembles complets de boulons, représentatifs en matière de diamètre, longueur, nuance et lot, dans un appareil capable d'indiquer la traction obtenue sur application d'un couple de serrage. Le dispositif indicatif de charge utilisé en général est une jauge hydraulique (nom de marque, Skidmore-Wilhelm). La valeur de précontrainte ciblée est de 5% supérieure à la valeur minimale prescrite dans la norme. Cette hausse de 5% permet d'avoir une marge de sécurité entre l'échantillon testé et la pose réelle des boulons sur le chantier. Les boulons F1852 doivent être équipés de rondelles de façon à pouvoir contrôler les conditions de frottement à l'interface écrou/rondelle.

Le processus d'étalonnage doit être entrepris en début de travail ou à tout moment auquel les variables changent, c'est-à-dire des changements de diamètre, de longueur, de nuance ou de lot de fabrication. Il faut faire plus particulièrement attention aux méthodes de stockage et de manipulation des boulons à contrôle de traction et à une dégradation possible à

la longue du lubrifiant, tel qu'il a été livré. Dans ces cas, il faut entreprendre un nouvel étalonnage avant pose.

Les études consacrées aux précontraintes dans les assemblages composés de boulons à cassure de tige sont limitées à celles de laboratoire; il n'en n'existe pas sur le terrain. A bien des égards, ils sont similaires aux boulons posés au moyen de clés étalonnées que les normes américaines autorisent. Il existe des études en laboratoire pour ce cas qui précisent que la précontrainte obtenue lors de la pose est d'environ 13 % supérieure à la valeur minimale requise [6]. A noter que c'est considérablement inférieur à la précontrainte obtenue au moyen de la méthode du tour d'écrou.

3.2.5 Utilisation des rondelles de précontrainte

On peut aussi poser des boulons à haute résistance à des valeurs ciblées au moyen de rondelles de précontrainte [32]. Ce sont des rondelles spéciales, définies dans la norme ASTM F959 et illustrées sur la figure 3.5, qui sont placées sous la tête de boulon ou sous l'écrou. En tournant l'écrou, des petites protubérances en forme d'arc, moulées dans la surface de la rondelle, se compriment sous la précontrainte dans le boulon. Si l'étalonnage est correct, on peut déterminer le degré de précontrainte du boulon en mesurant la hauteur de l'écartement restant à mesure que les protubérances s'écrasent. Cet étalonnage exige un certain nombre d'essais dans un dispositif d'indication de charge et l'utilisation d'une jauge d'épaisseur pour mesurer l'écartement.³ Il y a par exemple cinq protubérances sur la rondelle de précontrainte utilisée avec un boulon A325 de $\frac{7}{8}$ po de diamètre. Il faut qu'il y ait au moins trois refus de jauge à la valeur ciblée d'écartement, qui est de 0,015 po. Les normes RCSC [15] et ASTM [32] offrent des détails sur les rondelles de précontrainte ainsi que sur la procédure d'étalonnage. Hormis



Fig. 3.5 Rondelle de précontrainte

³ Dans la pratique, on ne procède à aucune mesure, mais on utilise une jauge d'épaisseur pour vérifier.

les particularités de la rondelle de précontrainte proprement dite, le processus de vérification est similaire à celui de la pose par clé dynamométrique.

L'utilisation de rondelles de précontrainte pour la pose des boulons à haute résistance étant une méthode de contrôle par déformation, elle n'est pas sujette aux variables liées au frottement qui vont de pair avec les méthodes de couple de serrage contrôlé et de clé dynamométrique. Comme c'est le cas pour les boulons à couple de serrage contrôlé, il n'existe pas de nombreuses études sur le terrain relatives à l'efficacité des rondelles de précontrainte. Les résultats disponibles semblent mitigés. Une étude a démontré [29] que le rapport de précontrainte mesurée à la traction minimale prescrite était de 1,12 pour un échantillonnage de 60 boulons A325 équipés de rondelles de précontrainte. Bien que ces résultats ne soient pas aussi élevés que ceux relevés pour la pose par la méthode du tour d'écrou, ils restent satisfaisants. D'autres études [33, 34], consacrées uniquement aux boulons A490, indiquent que les tractions minimales prescrites pour les boulons sont difficiles à obtenir lorsque l'on utilise des rondelles de précontrainte pour poser des boulons de gros diamètre, relativement longs. Certaines des difficultés rapportées, mais pas toutes, portent sur la longueur et la nuance des boulons, comme telles, plutôt que sur l'utilisation de rondelles de précontrainte. En revanche, si ces derniers sont utilisés conformément aux exigences de la norme RCSC, on peut s'attendre à ce que les précontraintes produites soient satisfaisantes.

3.3 Sélection de boulons à serrage contrôlé ou non-contrôlé

Deux des trois normes de conception auxquelles ce document fait référence (RCSC et S16-01) exigent du concepteur qu'il mentionne le mode de pose des boulons : précontraint ou non précontraint. Les devis doivent indiquer l'intention du concepteur. De cette manière, ceux chargés de la fabrication en atelier, de l'édification sur le terrain et de l'inspection des travaux pourront respecter ses désirs au moment de l'assemblage. L'autre norme citée, S6-00, exige simplement que tous les assemblages soient de type antiglisement, c'est-à-dire que tous les boulons doivent être précontraints.

Ponts—La conception de ponts soulève un problème important : la présence de charges mobiles répétitives. Si les assemblages devaient glisser sous l'action de ces charges, il pourrait en résulter un comportement indésirable de la construction (p. ex., fissuration par fatigue) qui entraînerait des modifications inacceptables de la géométrie. Dans cet ordre d'idée, le code canadien sur le calcul des ponts routiers [20] exige que tous les assemblages soient de type antiglisement ce qui signifie que tous les boulons doivent être précontraints.

Bâtiments—Les exigences de calcul pour les bâtiments laissent toute latitude pour la sélection de pose des boulons. Il n'est pas courant en effet que les bâtiments soient soumis à des charges mobiles et les forces du vent ou de tremblements de terre n'ont pas la réputation de provoquer la fatigue des matériaux. Par conséquent, le besoin de boulons précontraints et des assemblages antiglisement n'est pas aussi fréquent pour les bâtiments que pour les ponts.

Les assemblages boulonnés de bâtiments doivent répondre à trois conditions. Au titre de l'économie et du bon fonctionnement, il est important de préciser celle qui convient.

La norme S16-01 énumère au paragraphe 22.2.2 les cas où il est indispensable de poser les boulons à une précontrainte minimale prescrite. Cela comprend les assemblages soumises à des charges cycliques ou d'impact, montés avec des trous surdimensionnés ou oblongs, des joints pour charges sismiques et des assemblages où les boulons sont soumis à des charges de traction. Seul le dernier cas est contre-intuitif parce que la résistance limite de ce type de boulons n'est pas fonction de la précontrainte (chapitre 4). On considère qu'il est dans les règles de l'art que les pièces d'un assemblage chargées en traction ne se séparent pas sous les charges de service, d'où la nécessité de précontrainte pour ces boulons.

- Assemblages avec des boulons à serrage non-contrôlé—La précontrainte des boulons n'affecte en rien la résistance au cisaillement d'un boulon à haute résistance ni la résistance en compression du matériau assemblé. Elle n'affecte pas non plus la résistance en traction, à moins que des charges pouvant causer la fatigue des matériaux ne soient présentes. (Ces éléments sont traités aux chapitres 4 et 5.) C'est ainsi que la majorité des assemblages dans les bâtiments sont raccordés avec des boulons à serrage non-contrôlé, c'est-à-dire posés avec une clé à mâchoires par un monteur de charpentes métalliques mettant en oeuvre tous ses efforts. C'est le moyen le plus économique de réaliser des assemblages boulonnés dans un bâtiment, car ils se font sans air comprimé ni équipement auxiliaire, sans rondelles, et le contrôle reste simple.

Selon la norme S16, dans la plupart des bâtiments, seuls les éléments de renfort et les assemblages où la traction est introduite dans le boulon par la charge ont besoin de boulons précontraints. Dans le premier cas, l'assemblage doit aussi être antiglisement.

- Assemblages avec boulons à serrage contrôlé—Dans les assemblages de bâtiment où le raccordement se fait avec des boulons précontraints, mais sans assemblages antiglisement, c.-à-d., des assemblages qui sont

chargés de telle manière que les boulons sont en traction, l'état en surface du matériau assemblé ne joue aucun rôle. Il suffit que les boulons soient posés au niveau de précontrainte prescrit.

Il est évident que les coûts de pose des boulons et d'inspection des assemblages avec à serrage contrôlé seront plus élevés que pour les boulons à serrage non-contrôlé.

- Assemblages antiglisement—Comme nous l'avons déjà vu, ce type d'assemblage est requis pour tous les joints de ponts où la fatigue joue un rôle de premier plan et dans certains cas pour les bâtiments, surtout pour les éléments de renfort. Dans les bâtiments, on considère que le vent n'est pas un phénomène de fatigue. Cependant, si l'on utilise des trous surdimensionnés ou des trous oblongs parallèles au sens des forces de l'élément, il faut prévoir des assemblages antiglisement dans les bâtiments. On inclut dans l'interprétation de ces impératifs les éléments de contreventement. Il importe de noter aussi que les assemblages destinés à résister aux forces sismiques doivent faire l'objet d'une attention particulière.

Toute utilisation inutile d'assemblages antiglisement dans des bâtiments se solde par des frais de pose et d'inspection plus élevés.

Les exigences pour les boulons à serrage non-contrôlé, à serrage contrôlé, ou antiglisement diffèrent quelque peu dans la norme RCSC, mais traitent essentiellement du même domaine que la norme S16 dont on s'est servi ici.

3.4 Inspection de la pose

3.4.1 Généralités

L'inspection relative à la pose de tout composant en acier est importante à plusieurs titres. Il est évident que l'intégrité d'un composant doit être assurée par le processus d'inspection. En même temps, l'inspection doit être effectuée à un niveau conforme à la fonction de l'élément à l'étude et avec compréhension quant à son comportement. Par exemple, si l'agence d'inspection juge (à tort) que les précontraintes des boulons doivent être strictement conformes à des valeurs maximale et minimale, cela risque de conduire à une situation de litige avec l'entreprise de montage et à un fardeau économique inutile. Pour résumer, donc, le niveau d'inspection doit permettre de vérifier que le composant est en mesure de remplir sa fonction prévue, mais ne doit pas être excessif au point d'affecter économiquement le travail en cours.

Dans le cas de boulons à haute résistance, la première étape consiste à bien comprendre la fonction du connecteur

dans l'assemblage. S'il n'est pas nécessaire que les boulons soient précontraints, l'inspection ne doit pas prévoir d'examen à ce sujet. Cela paraît évident, mais on sait par expérience que des inspections de précontrainte ont lieu pour des boulons qui selon la conception du projet ne nécessitent pas de précontrainte.

Les éléments les plus importants dans l'inspection de pose des boulons à haute résistance sont :

- Savoir si les boulons doivent être précontraints ou non et dans la négative ne pas les inspecter à ce sujet.
- Savoir quelles sont les vérifications avant pose requises et effectuer un contrôle régulier sur le chantier.
- Observer régulièrement la progression des travaux.

L'utilisation des méthodes acoustiques permet de déterminer avec une précision raisonnable la précontrainte de boulons à haute résistance posés [28, 29]. Toutefois, ce procédé qui détermine la précontrainte par l'envoi d'un signal acoustique à travers le boulon n'est en général pas économique, sauf pour les applications les plus sophistiquées. Il faut que l'inspecteur, comme le concepteur, réalisent qu'il est impossible de déterminer pendant l'inspection la précontrainte des boulons pour la majorité des applications de construction de bâtiments ou de ponts. Il n'est pas inutile donc d'exagérer l'importance de la liste de vérification susmentionnée.

Les exigences de contrôlée S16-01 se trouvent au paragraphe 23.9. Pour plus de détails et des commentaires, consulter la norme RCSC.

3.4.2 Assemblages avec serrage non-contrôlé

Lorsqu'il s'agit d'assemblages où il suffit de poser les boulons sans contrôler le serrage, l'inspection est simple et directe. Comme mentionné précédemment, la pose de boulons avec serrage non-contrôlé ne requiert pas de procédure d'inspection. L'inspecteur doit établir que les boulons, écrous, rondelles (le cas échéant) et l'état des surfaces de contact des pièces à assembler sont bien conformes à la norme. Les types de trous (p. ex., surdimensionnés, oblongs ou ordinaires) doivent être conformes aux devis. Les surfaces de contact doivent être dépourvues d'écailles de laminage libres, de saleté ou autre corps étranger. Les bavures de $1/16$ po maximum sont autorisées. L'inspecteur doit vérifier que tous les matériaux dans la longueur de serrage du boulon sont en acier et que toutes les pièces en acier sont solidement engagées entre elles une fois que les boulons ont été serrés. Il n'est pas nécessaire que le contact entre les pièces soit continu.

Ces exigences concernent aussi les boulons à haute résistance A325 et A490, ainsi que les boulons ordinaires A307.

3.4.3 Assemblages au moyen de boulons à serrage contrôlé

Si le concepteur a déterminé qu'il faut des boulons précontraints, la méthode d'inspection est alors plus complexe que pour les boulons à serrage non-contrôlé. Bien entendu, les exigences déjà décrites pour les boulons à serrage non-contrôlé sont toujours valides.

Lorsqu'il s'agit d'une précontrainte par la méthode du tour d'écrou, il suffit de vérifier dans le cadre de l'inspection que les monteurs appliquent la bonne rotation. Alternativement, on peut utiliser des repères d'assemblage pour contrôler la rotation de l'écrou. L'utilisation d'une clé à chocs pneumatique est évidente si les faces de l'écrou sont martelées au cours des opérations de pose.

La vérification de la pose de boulons à couple de serrage contrôlé est elle aussi périodique. Comme la précontrainte de ces boulons se fait par application d'un couple, l'entreposage et la manutention sont particulièrement importants. Il faut y inclure des délais d'utilisation entre le moment où les boulons, écrous et rondelles sont sortis de leur contenant protecteur et leur pose.

L'observation de la cassure de la tige cannelée n'est pas la preuve que la précontrainte obtenue est la bonne. Cela indique seulement que le couple appliqué à la pose a suffi à casser le bout de la tige. Il est important que les boulons à couple de serrage contrôlé puissent prendre le couple de serrage initial sans se casser au cours de l'opération d'ajustement. Ainsi, l'inspecteur observe les boulons avant la pose afin d'évaluer leurs capacités à serrer toutes les plaques du joint avant que leur extrémité ne casse.

Pour les boulons à serrage contrôlé avec rondelles de précontrainte, il faut procéder à des observations périodiques pour déterminer que les protubérances de la rondelle sont correctement orientées et que la jauge d'épaisseur adéquate est acceptée dans au moins la moitié des espaces entre les protubérance. Une fois la précontrainte réalisée, il faut procéder à d'autres vérifications périodiques pour établir que la jauge ne peut pénétrer dans la moitié des ouvertures, au minimum. Comme pour les boulons à couple de serrage contrôlé, la simple observation que les espaces sont clos peut être trompeuse. Le serrage initial ne doit pas produire d'obturations égales ou inférieures à 0,015 po, dans plus de la moitié des écartements.

Lorsqu'il s'agit d'un assemblage antiglisement, non seulement la précontrainte du boulon est importante, mais en plus il faut inspecter l'état de la surface de contact; l'inspecteur doit s'assurer qu'elle est bien conforme aux devis et qu'elle n'a pas été contaminée sur le chantier. Lorsque la préparation de la surface se fait sur le chantier, par exemple pour la retouche des surfaces préparées en atelier, il est important de prévoir

un délai de séchage suffisant avant l'assemblage final. A noter que l'utilisation d'une brosse métallique électrique sur des surfaces galvanisées n'est pas autorisée.

3.4.4 Arbitrage

Les normes S16-01 et RCSC prévoient toutes les deux une méthode d'arbitrage pour les boulons qui ont été posés et inspectés conformément à l'une des méthodes approuvées, mais qui ont soulevé un désaccord quant à la précontrainte réelle des boulons installés. On utilise une clé dynamométrique manuelle pour déterminer un couple de serrage d'arbitrage que l'on applique aux boulons en question.

Comme on l'a fait remarquer dans le commentaire de la norme RCSC, une telle procédure est sujette à toutes les

incertitudes liées à la pose par clé dynamométrique. Il peut manquer en outre d'autres éléments indispensables au contrôle des problèmes relatifs au couple de serrage. Par exemple, une pose exécutée à l'origine par la méthode du tour d'écrou, sans rondelles, souffrira de l'absence de rondelles au moment de l'inspection d'arbitrage. Le passage du temps peut aussi affecter considérablement la fiabilité de l'arbitrage. Les procédures d'arbitrage sont sans aucun doute moins fiables qu'une pose exécutée dans les règles de l'art et une inspection préalable. Les personnes responsables de l'inspection ayant recourt à l'arbitrage doivent être conscientes de son manque inhérent de fiabilité.

Chapitre 4

COMPORTEMENT D'UN SEUL BOULON

4.1 Introduction

Ce chapitre traite du comportement des boulons hors assemblage en traction, cisaillement ou en traction et cisaillement combinés. Les caractéristiques associées à chacun de ces effets, qui sont particulières à l'action d'un boulon lorsqu'il fait partie d'un groupe, c'est-à-dire dans un assemblage, sont traitées ultérieurement. Ce chapitre porte uniquement sur les boulons seuls sous charge statique. La charge de fatigue des assemblages boulonnés constitue le chapitre 7, tandis que la section 6.3 traite de l'effet de levier dans les assemblages en traction.

4.2 Boulons en traction

La figure 1.2 présente les courbes de comportement pour des boulons de trois nuances différentes.

Ces essais sont entrepris sur des boulons entiers; ils représentent le comportement du boulon complet et non uniquement d'un échantillon du matériau constituant. Par conséquent, les essais affichent essentiellement les caractéristiques de la tige et de la partie filetée. Comme on peut s'y attendre, les contraintes seront plus importantes dans la section transversale filetée, tandis que l'allongement se produira surtout dans la partie filetée du boulon entre la fin du filetage et les deux ou trois premiers filets engagés de l'écrou.

La résistance réelle à la traction des boulons dépasse très largement la valeur minimale prescrite [6]. Les boulons A325 de $\frac{1}{2}$ po à 1 po de diamètre possèdent une résistance à la traction mesurée supérieure d'environ 18 % à la valeur minimale prescrite (écart type de 4,5 %). Les boulons A325 de diamètre plus important affichent une marge encore plus grande. Les boulons A490, quant à eux, ont une résistance réelle à la traction supérieure à la valeur minimale prescrite d'environ 10 % (écart type de 3,5 %).

La charge de rupture en traction d'un boulon après une pose introduisant un effet de torsion (par n'importe quelle méthode décrite à la section 3.2) indique qu'il n'y a eu aucune dégradation de sa résistance en traction. Le couple de serrage appliqué à l'étape de pose se dissipe sous la charge, tandis que les contraintes de contact diminuent (voir la section 3.2.1). On peut ainsi disposer de la capacité totale du boulon en traction. En cas de précontrainte des boulons à la pose, la seule question qui se pose en plus est de savoir si la traction dans le boulon précontraint augmente lorsque les pièces assemblées sont sollicitées en traction.

Comme en traite le chapitre 3, un boulon précontraint est placé en traction et le matériau dans la section de serrage est comprimé. Si les éléments raccordés sont ultérieurement

écartés parallèlement à l'axe du boulon, c.-à-d. si l'assemblage est placé en traction, la force de compression dans le matériau décroît et la force de traction dans le boulon augmente. Dans le domaine élastique nous remarquons [6] que la force résultante du boulon est sa force initiale (c.-à-d., la précontrainte) multipliée par la quantité $[1 + (\text{aire du boulon}/\text{aire de la plaque associée à un boulon})]$.

Dans la combinaison habituelle boulon/plaque, la surface de la plaque qui contribue est beaucoup plus importante que l'aire du boulon. Par conséquent, le coefficient de pondération ne peut pas être supérieur de beaucoup à 1.0. La théorie comme les essais [6] indiquent que la hausse de précontrainte dans un boulon au moment où la charge appliquée sur l'assemblage est suffisante pour séparer les pièces assemblées est à peine de l'ordre de 5 à 10 % de la précontrainte initiale.

Cette augmentation est suffisamment faible pour qu'on l'ignore dans la pratique. Ainsi, l'hypothèse selon laquelle, sous charges d'exploitation imprimant une traction aux pièces assemblées, un boulon précontraint n'accusera pas une charge interne beaucoup plus élevée est vérifiée. Le chapitre 6 traite en détail de ce sujet.

Une fois que les pièces assemblées se séparent, le boulon doit résister la charge externe complète imposée. Ceci peut être facilement illustré à l'aide d'un diagramme de corps libre. Après séparation des éléments, lorsque l'on envisage une condition de charge de rupture par exemple, la force dans le boulon représente directement les charges externes et la résistance sera celle du boulon en traction. La figure 4.1 montre sous forme de schéma comment la charge interne

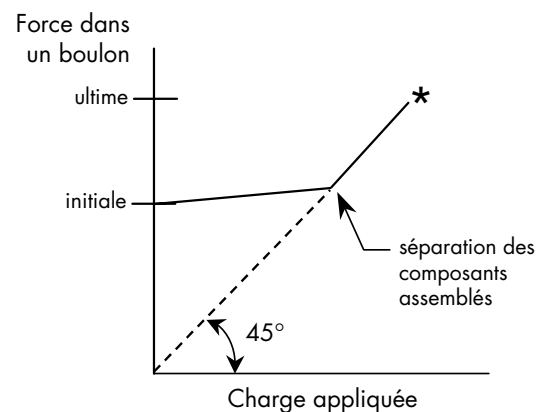


Fig. 4.1 Force du boulon par rapport à charge appliquée pour un seul boulon précontraint

sur le boulon augmente légèrement jusqu'à ce que la charge externe appliquée force la séparation des éléments assemblés. Après quoi, la charge externe appliquée et la force dans le boulon doivent s'équilibrer.

En principe, la résistance à la traction projetée d'un seul boulon à haute résistance doit être le produit de la surface du boulon, de sa résistance minimale à la traction et d'un coefficient de résistance. La règle S16-01 relative à la capacité d'un boulon en traction reflète directement ce que nous avons traité jusqu'à maintenant. La section 13.12.1.2 de la norme stipule que la résistance pondérée en traction d'un boulon (T_r) doit être calculée comme suit —

$$T_r = 0,75 \phi_b A_b F_u \quad (4.1)$$

dans laquelle

ϕ_b = coefficient de résistance, égal à 0,80

F_u = valeur prescrite de la contrainte de rupture du boulon

A_b = aire de la section transversale du boulon correspondant au diamètre nominal

La résistance à la traction d'un connecteur fileté (T_r) devrait être le produit de la contrainte minimale de rupture en traction du boulon (F_u) et la section à fonds de file. Comme le décrit la section 1.3, la section à utiliser est bien définie : c'est la section minimale en traction (A_{st}). Elle se situe quelque part entre la section prise à travers le fond de file et la section du boulon correspondant au diamètre nominal¹. Pour éviter au concepteur le calcul de la section A_{st} , la norme utilise une valeur moyenne de cette section pour les boulons de grosseur habituelle correspondant au diamètre du boulon — 0,75 fois la section correspondant au diamètre nominal du boulon. On peut donc exprimer la résistance à la traction $F_u A_{st}$ sous la forme $F_u (0,75 A_b)$, comme le fait l'équation 4.1. Ne pas oublier que la contrainte de rupture en traction des boulons A325 et A490 (F_u) sont respectivement 120 ksi et 150 ksi.

Les mêmes remarques s'appliquent en général aux boulons A307 en traction. La contrainte de rupture en traction d'un boulon A307 est de 60 ksi.

La référence [22] a démontré que le coefficient de résistance $\phi = 0,85$ convient aux boulons à haute résistance en traction. C'est aussi la valeur que recommande le *Guide* [6]. Par conséquent le choix de 0,80 pour l'équation 4.1 est quelque peu conservateur. Dans une certaine mesure, ce choix fait intervenir la présence d'un fléchissement dans le boulon, bien que le concepteur ne calcule que la traction axiale.

¹Dans le système anglo-saxon, la section à fonds de file est $A_{st} = 0,7854 (D - 0,9743/n)^2$, dans laquelle D est le diamètre nominal du boulon en pouces et n le nombre de filets par pouce.

Comme nous l'avons déjà mentionné, la résistance d'un seul boulon en traction reflète directement sa contrainte de rupture. Plusieurs facteurs cependant peuvent affecter négativement sa résistance lorsque le boulon est utilisé dans un assemblage. Ce sont l'effet de levier dont traite le chapitre 6 et la fatigue dont traite le chapitre 7.

4.3 Boulons en cisaillement

La figure 4.2 montre le comportement de boulons A325 et A490 en cisaillement. Le type d'essai illustré fait appel à des plaques d'assemblage chargées en compression. Des essais similaires réalisés avec des plaques d'assemblage chargées en traction indiquent des résistances au cisaillement légèrement inférieures pour le boulon [6]. (La différence provient du fait que les plaques de recouvrement dans l'essai en traction créent un effet de levier, ce qui résulte en un état combiné de contrainte, cisaillement plus traction, dans le boulon. Cet effet n'est pas présent dans l'essai en compression.)

À noter que la partie du comportement que l'on pourrait décrire comme étant linéaire est pratiquement inexistante. Par conséquent, la contrainte de rupture d'un boulon constitue la mesure idéale de sa résistance en cisaillement.

Il ne convient pas d'utiliser une soi-disant limite élastique du boulon.

Comme on pouvait s'y attendre, les essais démontrent que la résistance au cisaillement d'un boulon est directement liée à sa contrainte de rupture. Il ressort [6] que la valeur moyenne du rapport de la résistance au cisaillement à la résistance en traction est de 0,62, avec un écart type de 0,03.

Les essais de cisaillement soulèvent une question évidente, à savoir si le niveau de précontrainte dans le boulon affecte les résultats. Les essais ne laissent aucun doute à ce sujet : le niveau de précontrainte initialement présent dans le boulon n'affecte pas sa résistance en cisaillement [6].

Cela est dû au fait que les allongements très faibles introduits au moment de la précontrainte se dissipent lorsque le boulon est déformé en cisaillement. Les deux résultats d'essai de résistance au cisaillement à divers niveaux de précontrainte initiale et les mesures de traction du boulon relevées pendant l'essai confirment que les précontraintes sont essentiellement égales à zéro lorsque le boulon atteint sa charge de rupture en cisaillement. Les implications en la matière concernent, entre autres, l'inspection. Si la capacité d'un assemblage est basée sur la contrainte de rupture des boulons, comme c'est le cas dans un soi-disant assemblage par contact, alors une inspection de précontrainte n'a aucune raison d'être, même dans les cas où les boulons ont été précontraints.

L'autre caractéristique relative à la résistance au cisaillement d'un boulon concerne la surface de cisaillement disponible.

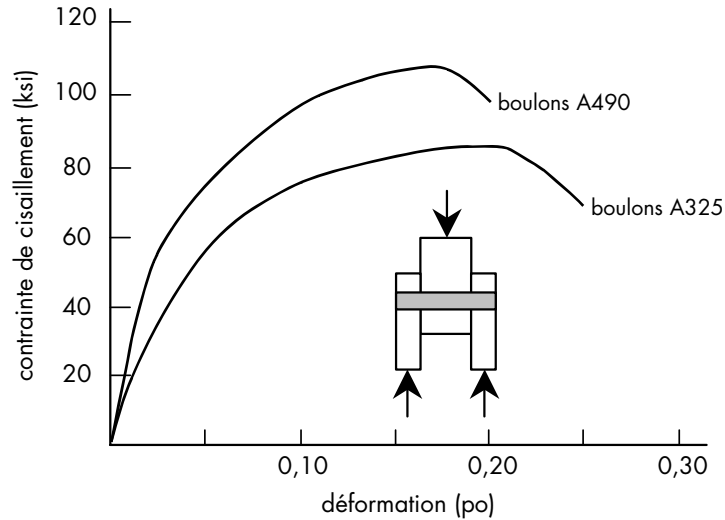


Fig. 4.2 **Comportement** des boulons A325 et A490 en cisaillement

Si les filets du boulon sont interceptés par un ou plusieurs plans de cisaillement, la surface de cisaillement s'en trouve plus réduite que s'il n'y avait pas eu interception des filets. L'évidence expérimentale sur la nature de la réduction est loin d'être concluante. Les essais dans lesquels deux plans de cisaillement étaient présents supportent la théorie selon laquelle la résistance au cisaillement du boulon reflète la surface de cisaillement disponible [6]. Par exemple, si un plan de cisaillement passe par les filets et un autre par la tige, on obtient la meilleure représentation en utilisant une surface totale de cisaillement, c'est-à-dire la somme de la surface du fond de filet plus la surface de la tige du boulon. Ces résultats démontrent que le rapport de résistance entre la rupture au cisaillement à travers les filets et la rupture au cisaillement à travers la tige est d'environ 0,70, c'est-à-dire, le rapport de la surface du fond de filet à la surface de la tige pour les boulons du calibre habituel de construction. En revanche, dans des essais à cisaillement unique, ce rapport était considérablement plus élevé, environ 0,83 [35, 36]. Pour le moment, la différence n'a pas été résolue. La norme RCSC [15] comme la norme AISC LRFD [37] utilisent une valeur plus élevée, légèrement arrondie vers le bas à 0,80. La norme S16 quant à elle utilise la valeur de 0,70.

La règle S16-01 de résistance prescrite d'un boulon en cisaillement suit le présent texte jusqu'ici. Elle est donnée au paragraphe 13.12.1.1 de la norme, sous la forme :

$$V_r = 0,60 \phi_b n m A_b F_u \quad (4.2)$$

dans laquelle

- n = nombre de boulons
- m = nombre de plans de cisaillement
- ϕ_b = coefficient de résistance, soit 0,80

F_u = valeur nominale de la contrainte de rupture
 A_b = section de la tige du boulon.

L'équation 4.2 découle directement de ce qui a été présenté jusqu'à présent, la constante 0,62 ayant été arrondie à 0,60.

Le paragraphe 13.12.1.1 de la norme S16 mentionne aussi que quand les joints chevauchés ont une longueur d'assemblage ≥ 15 fois le diamètre du boulon, il faut procéder à une réduction due à l'effet de longueur. S'il n'y a qu'un seul boulon, c'est à lui de toute évidence de s'acquitter de toute la charge de cisaillement. S'il y a deux boulons alignés dans le sens de la charge, chacun s'acquitter de la moitié de la charge totale. En revanche, pour tous les autres cas, les boulons ne se partagent pas la force à égalité. Des explications détaillées à ce sujet se trouvent en section 5.1, ainsi que le facteur de réduction requis par S16 pour la longueur d'assemblage.

Le coefficient de résistance utilisé pour les boulons en cisaillement (équation 4.2) est $\phi_b = 0,80$.

Tant que l'effet de la longueur du joint sur la résistance au cisaillement du boulon n'aura pas été traité (section 5.1), il n'est pas possible d'expliquer complètement la sélection de 0,80. On remarque cependant que le facteur de résistance recommandé par le *Guide* [6], qui est fondé sur l'étude consignée dans la référence [22], est aussi 0,80.

4.4 Boulons en traction et cisaillement combinés

On a vu sur la figure 1.5 comment les boulons pouvaient être chargés à la fois en cisaillement et en traction. Chesson et al. [38] ont entrepris une série d'essais sur les boulons dans cet état dont les résultats forment la base des règles S16-01. Deux types de connecteurs ont été soumis aux essais : des boulons A325 et des boulons A354 de nuance BD. Ces derniers

possèdent des propriétés mécaniques similaires à celles des boulons A490. Le programme d'essai a démontré que la seule variable affectant les résultats, hormis sa nuance, était la longueur du boulon. On pouvait s'y attendre car à mesure que le boulon s'allonge, une flexion apparaît et la résistance au cisaillement du boulon augmente légèrement.

(Cela est dû au fait que les plans de cisaillement à travers un boulon fléchi sont légèrement plus larges que pour un boulon droit.)

Une courbe d'interaction elliptique a été adaptée aux résultats de l'essai [38]. L'expression développée se trouve dans le Guide [6]. Elle s'applique aux boulons A325 et A490 :

$$\frac{x^2}{(0,62)^2} + y^2 = 1,0 \quad (4.3)$$

dans laquelle

- x = rapport de l'effort tranchant calculé (τ) à la résistance en traction du boulon (σ_u)
- y = rapport de l'effort de traction calculé (σ) à la résistance en traction du boulon (σ_u)

L'effort de cisaillement est calculé sur la surface applicable, la tige ou à travers les filets, tandis que la contrainte de traction est calculée sur la section à fonds de filet.

On peut donc reformuler l'équation 4.3 comme suit, au moyen de la notation utilisée dans S16 :

$$x = \frac{V_f / m A_b}{F_u} \quad y = \frac{T_f}{0,75 A_b F_u}$$

dans laquelle V_f est l'effort tranchant pondéré, T_f est la force de traction pondérée et m est le nombre de plans de cisaillement. Dans l'expression x , A_b est la section soumise au cisaillement, mais dans l'expression y , c'est la section de la tige du boulon. Nous reconnaissons que le dénominateur dans le terme y est T_r , en supposant que le coefficient ϕ_b soit encore à insérer. En utilisant ces substitutions et en formulant l'équation 4.3 sous forme d'inégalité, on peut l'écrire ainsi

$$\frac{V_f^2}{(0,62 m A_b F_u)^2} + \frac{T_f^2}{T_r^2} \leq 1,0$$

Finalement, nous remarquons que le dénominateur dans le terme de gauche est tout simplement V_r et l'équation d'interaction (pour un seul boulon) s'écrit

$$\left(\frac{V_f}{V_r} \right)^2 + \left(\frac{T_f}{T_r} \right)^2 \leq 1,0 \quad (4.4)$$

C'est ce que la norme S16-01 impose pour les boulons en cisaillement et traction combinés dans son paragraphe 13.12.1.3.

Chapitre 5

BOULONS DANS DES ASSEMBLAGES EN CISAILLEMENT

5.1 Introduction

La figure 1.3 (a) montrait un joint à recouvrement symétrique composé de plaques pour transférer la force d'un côté de l'assemblage, disons, la plaque principale de gauche, à l'autre, la plaque principale de droite. (Le plus souvent, la plaque principale illustrée ici est en réalité un profilé en I, mais il est plus facile d'en décrire le comportement avec une plaque). On utilise ce genre de raccord, par exemple, pour assembler la membrure d'un treilli.

Le comportement d'un gros joint de recouvrement testé en laboratoire est illustré à la figure 5.1 [6]. Cet assemblage a été réalisé avec des boulons A325 de $\frac{7}{8}$ po de dia. répartis sur deux lignes. Les trous avaient été contre-perçés, puis alésés à un diamètre de $\frac{15}{16}$ po, soit $\frac{1}{16}$ po plus larges que les boulons. Les boulons avaient été précontraints au moyen de la méthode du tour d'écrou. Les plaques étaient en acier ASTM A440 et les résistances mesurées étaient de 42,9 ksi pour la limite élastique statique et die 76,0 ksi à la rupture. Le coefficient de frottement de cet assemblage était de 0,31 d'après les mesures.

Le comportement initial est raisonnablement linéaire jusqu'à ce que l'assemblage glisse. Suite au glissement, c'est-à-dire lorsque la charge est transmise par contact, l'assemblage maintient plus ou moins la même rigidité que la rigidité initiale. Il commence à se produire un allongement du matériau raccordé dans la section transversale nette tout d'abord, puis à travers la section brute du matériau raccordé. La charge de rupture que cet assemblage peut accepter

correspond à une contrainte moyenne de cisaillement du boulon de 67,0 ksi. Toutefois, des essais pratiqués sur des boulons individuels prélevés dans le même lot ont montré que la contrainte de cisaillement à la rupture était de 76,9 ksi.

Le comportement de cet assemblage, raisonnablement représentatif des assemblages de ce type, soulève les questions suivantes :

- Quelle sera l'ampleur du glissement susceptible de se produire?
- Pourquoi la contrainte moyenne de cisaillement du boulon à la rupture dans l'assemblage composé de plusieurs boulons est-elle inférieure à celle d'un boulon individuel comme l'ont montré les essais?

Si les boulons n'avaient pas été précontraints, on se serait attendu à ce que le matériau raccordé tire contre les côtés des boulons sous une charge relativement faible. Dans le cas de l'assemblage illustré à la figure 5.1, ce glissement ne s'est produit qu'après avoir surmonté la résistance au frottement, comme il se doit. Dans les conditions les plus défavorables, l'ampleur du glissement peut être de deux jeux de trou, c.-à-d., $\frac{1}{8}$ po dans ce cas. Comme on ne peut pas s'attendre à ce que les boulons et leurs trous soient tous aux pires emplacements, le degré de glissement qui s'est en réalité produit est, d'après les observations, bien inférieur à deux jeux de trou. Dans les échantillons de laboratoire, le degré de glissement de ce type d'assemblage est d'environ

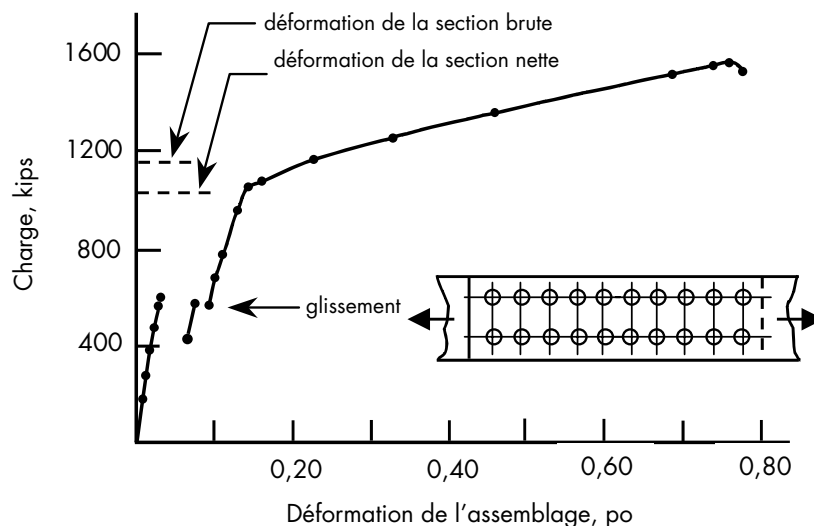


Fig. 5.1 Comportement sous charge par rapport à l'allongement d'un assemblage long

un demi jeu de trou [6], et les mesures réalisées sur le terrain sont encore inférieures [39]. Ainsi, à moins d'utiliser des trous surdimensionnés ou oblongs, on peut affirmer que s'il y a glissement, celui-ci sera relativement faible.

La figure 5.2 nous permet de comprendre pourquoi la contrainte moyenne de rupture en cisaillement d'un boulon dans un assemblage à plusieurs boulons est inférieure à celle d'un seul boulon hors assemblage. La plaque A (la plaque principale) subit 100 % de la charge jusqu'à ce que les boulons

celle vers l'extrémité. Étant donné que l'effort tranchant dans les boulons résulte de l'imposition de ces déformations relatives [6], les boulons à proximité de l'extrémité de l'assemblage seront soumis à des charges plus élevées que dans la partie médiane. Il est important de noter que ce chargement irrégulier des boulons en cisaillement s'accroît à mesure que la charge de l'assemblage augmente, en partant de zéro. On avait l'habitude de prétendre que même si la répartition de l'effort tranchant dans les boulons était irrégulière

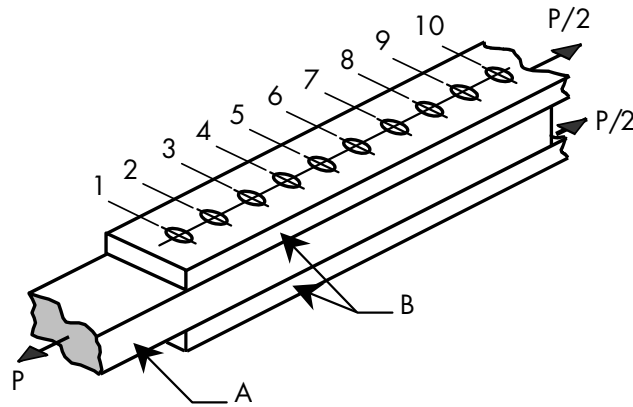


Fig. 5.2 Répartition de la charge dans un assemblage à plusieurs boulons

commencent à en transférer une partie dans les plaques de recouvrement (plaques B sur la figure). Prenons une charge élevée, près du point de rupture. Dans la plaque A, entre les lignes de boulons 1 et 2, la contrainte reste élevée car seule une petite partie de la charge a été éliminée (par le boulon 1). Les déformations dans cette plaque sont de ce fait élevées. Par contre, la contrainte dans les plaques de recouvrement B, entre les lignes 1 et 2, est faible parce que seulement une petite partie de la force a été extraite de la plaque principale et transmise dans les plaques de recouvrement. Ainsi, la déformation des plaques de recouvrement, entre les lignes de boulons 1 et 2, reste faible. Cela signifie que la différentielle de déformation dans les plaques A et B sera importante dans la région proche de l'extrémité de l'assemblage.

Passons maintenant à la région proche de la partie médiane de l'assemblage, disons, entre les lignes de boulons 5 et 6. Quelle que soit la répartition des efforts tranchants dans les boulons, une partie considérable de la charge totale de l'assemblage a été extraite de la plaque A et transférée dans les plaques B. Ainsi, les déformations dans la première plaque sont moindres par rapport à celles d'extrémité, tandis que celles des plaques de recouvrement ont augmenté. Par conséquent, la différentielle de déformation entre les deux systèmes de plaques est inférieure dans la partie médiane à

sous les charges de service, elle s'uniformiserait en s'approchant de la charge de rupture. En fait, la règle inverse est vraie.

La figure 5.3 montre la répartition irrégulière des forces dans un joint de recouvrement à plusieurs boulons. Cette coupe montre les quatre boulons d'extrémité dans une ligne de 13 boulons. Le boulon supérieur (boulon d'extrémité) est proche de la rupture, tandis que le quatrième boulon en partant du haut qui est beaucoup moins déformé est soumis à une force moindre de cisaillement.

La nécessité de réduire la résistance en cisaillement est traitée dans la section 5.3, plus loin dans ce chapitre.

Le concepteur doit décider en premier lieu s'il faut ou non un assemblage antiglissement. Dans l'affirmative, il faut alors déterminer les règles de calcul qui conviennent. Si un assemblage par contact est satisfaisant, ce sont ces règles de conception qu'il faut suivre. (Comme l'explique la section 1.4, les assemblages par contact requièrent à la fois une résistance des boulons au cisaillement et une capacité de compression du matériau assemblé.) Comme les assemblages antiglissement sont conçus au niveau de la charge de service, il faut que les critères de charge de rupture, c.-à-d., les règles de calcul d'assemblages par contact, soient observés au niveau de la charge pondérée. Les sections restantes de ce chapitre traitent de ces questions.

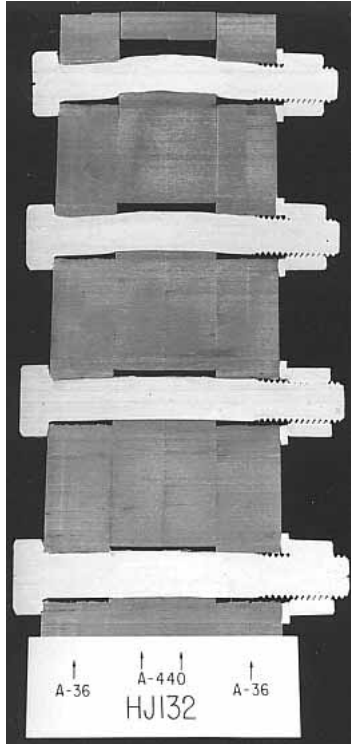


Fig. 5.3 Section en coupe d'un assemblage

5.2 Assemblages antiglisement

La section 3.3 a traité de cas qui prévoyaient la réalisation d'assemblages antiglisement. Si le bon fonctionnement de la structure exige qu'un assemblage ne passe pas en contact, on décrit alors cet exigence comme étant un état limite *d'utilisation*. Dans la conception des bâtiments, entreprise conformément à S16-01 [18], il est stipulé que l'assemblage ne doit pas glisser sous l'action des charges de service. (Les charges de service sont les poids propres et les charges vives non-pondérés.) Pour la conception des ponts, il faut se référer à S6-00 [20]; la prévention du glissement est requise sous une force comprenant les poids propres et 90 % de la charge vive désignée, tous les deux n'étant pas pondérés. Dans les deux cas, (bâtiments et ponts) il faut préciser que le même assemblage doit également être conçu comme un assemblage par contact agissant cette fois sous des charges pondérées.

La résistance au glissement d'un assemblage boulonné peut donc s'exprimer ainsi :

$$P = k_s m \sum T_i \quad (5.1)$$

dans laquelle

k_s = coefficient de frottement de l'acier

m = nombre de plans de glissement (m est d'habitude un ou deux)

T_i = précontrainte des boulons (dans chaque boulon)

Le coefficient de frottement, comme la précontrainte dans les boulons, ne sont ni l'un ni l'autre déterministes. Ils sont représentés de façon raisonnable comme des distributions logarithmiques normales et peuvent donc être caractérisés par une valeur moyenne et un écart type. Compte tenu de ce type d'information, que fournissent les études de laboratoire sur les assemblages grandeur nature, il est possible de déterminer une probabilité de glissement à partir d'états de départ donnés [6]. Le résultat reproduit deux réalités importantes, décrites ci-dessous.

Les boulons tels qu'ils sont livrés ont une résistance à la traction supérieure à la résistance minimale spécifiée. Dans le cas des boulons A325, cette différence est d'environ 20 %, tandis que pour les boulons A490 elle est d'environ 7 % [22]. En second lieu, la précontrainte dans les boulons posés sera supérieure à la précontrainte minimale prescrite, soit 70 % de la contrainte de rupture.

Pour établir une équation de calcul, il faut sélectionner une probabilité de glissement. En se fondant sur les expériences antérieures, le *Guide* [6] propose environ 5 % lorsque la pose se fait par la méthode du tour d'écrou. L'étude à ce moment ne faisait pas intervenir les boulons à couple de serrage contrôlé ou ceux équipés de rondelles de précontrainte. Dans la norme RCSC [15], cette équation de calcul s'écrit ainsi :

$$R_s = \phi \mu D T_m N_b N_s \quad (5.2)$$

dans laquelle

R_s = résistance au glissement de l'assemblage

N_b = nombre de boulons

N_s = nombre de plans de glissement

μ = coefficient de frottement ($\cong k_s$ dans l'équ. 5.1)

T_m = précontrainte minimale prescrite des boulons

D = un facteur de probabilité qui reflète la distribution des coefficients de frottement réels par rapport à leur valeur moyenne, le rapport de résistance à la traction mesurée sur la résistance minimale spécifiée et la probabilité de glissement (p. ex., 5 % dans le cas d'une pose par la méthode du tour d'écrou.)

ϕ = modificateur représentant l'état du trou (normal, surdimensionné, oblong (court ou long) dans le sens de la force ou oblong perpendiculaire à la force). À noter que le terme ϕ dans cette équation n'est pas le coefficient de résistance associé d'habitude au calcul aux états limites.

On peut remarquer que l'équation 5.2 est essentiellement la même que l'équation 5.1, qui exprimait le glissement en termes fondamentaux. Le déterminant ϕ représente la

diminution de précontrainte des boulons lorsque les trous sont surdimensionnés ou oblongs. Le terme D incarne le facteur de probabilité de glissement choisi et fournit une transition entre la valeur moyenne et la valeur nominale de la précontrainte dans un boulon et le coefficient de frottement. Dans la forme donnée par l'équation 5.2, on peut utiliser le Guide pour obtenir les charges de glissement pour d'autres probabilités de rupture et diverses autres conditions, lorsque cela s'avère nécessaire.

Les règles S16 pour la conception d'assemblages antiglissement sont stipulées au paragraphe 13.12.2.2. La résistance au glissement d'un assemblage boulonné y est donnée sous la forme—

$$V_s = 0,53 c_1 k_s m n A_b F_u \quad (5.3)$$

dans laquelle

- k_s = coefficient de frottement de l'acier
- m = nombre de surfaces de contact
- n = nombre de boulons
- A_b = section de la tige du boulon
- F_u = contrainte de rupture minimale du boulon
- c_1 et $0,53$ = déterminants décrits ci-après

Selon l'expression fondamentale pour la résistance au glissement (équation 5.1), nous nous attendons d'y voir le coefficient de frottement (k_s), la force totale qui comprime les pièces assemblées et le nombre de surfaces de contact.

La force de qui comprime les pièces assemblées est contenue dans les termes $0,53 n A_b F_u$. Ce groupement peut être énoncé d'une façon plus fondamentale sous la forme $0,70 \times 0,75 n A_b F_u$. La constante $0,70$ sert à représenter la précontrainte minimale désirée qui doit être égal à au moins 70 % de la résistance à la traction du matériau constitutif du boulon, F_u . Il est pratique ensuite d'utiliser la section nominale de la tige du boulon dans l'équation 5.3, alors qu'en fait c'est la section en fonds de filet que l'on devrait utiliser. La constante $0,75$ est une conversion raisonnable de la section de la tige à la section à fonds de filet pour les calibres de boulons utilisés dans la construction. Le produit de ces deux nombres, $0,70$ et $0,75$, est $0,53$ que l'on utilise dans l'équation 5.3.

Tous les termes de l'équation 5.3 sont maintenant définis, sauf c_1 . Ce coefficient permet de lier les valeurs moyennes du coefficient de frottement et la précontrainte initiale spécifiée (c.-à-d., 70 % F_u) à une probabilité de glissement de 5 % [6]. Les valeurs de c_1 et du coefficient de frottement, k_s , figurent au tableau 3 de la norme. Pour les assemblages qui ne sont pas antiglissement, où l'on peut tolérer des probabilités de glissement plus importantes, il existe des données pour une probabilité de 10 % [6].

L'équation de résistance au glissement donnée dans la norme S16 (équation 5.3) est identique à celle de la norme RCSC (équation 5.2), à une exception près. Cette dernière précise qu'en présence de trous surdimensionnés ou oblongs, la résistance est inférieure à ce qui est prévu. On utilise pour ce faire le terme ϕ . Dans la norme RCSC, $\phi = 1,0$ pour les trous standard (comme prévu), mais prend une valeur inférieure à $1,0$ pour les trois autres cas de trous surdimensionnés ou oblongs. En présence de trous oblongs, le paragraphe 13.12.2.2 de la norme S16 (équation 5.3) exige l'application d'un facteur de réduction de $0,75$ à la résistance au glissement calculée. (Cela couvre l'un des trois cas de réduction établis par la norme RCSC.) La section 8.3 offre plus de détails à ce sujet.

5.3 Assemblages par contact

5.3.1 Introduction

S'il n'est pas nécessaire que l'assemblage soit antiglissement, la conception ne concerne alors que la résistance au cisaillement des boulons et la résistance à la pression diamétrale du matériau raccordé. Ce sont les caractéristiques envisagées dans les explications présentées à la section 1.4. On a déjà traité de la capacité de cisaillement d'un boulon seul (section 4.3) et de l'influence de la longueur de l'assemblage sur la résistance au cisaillement du boulon (section 5.1). La section 5.3 complète les données sur la résistance au cisaillement des boulons et traite de la résistance à la pression diamétrale du matériau raccordé.

5.3.2 Résistance au cisaillement des boulons

La section 4.3 présente la règle S16-01 relative à la capacité d'un boulon en cisaillement. À titre pratique, nous répétons ici ces données—

$$V_r = 0,60 \phi_b n m A_b F_u \quad (4.2)$$

dans laquelle

- V_r = résistance au cisaillement pondérée
- n = nombre de boulons
- m = nombre de plans de cisaillement
- ϕ_b = coefficient de résistance, soit $0,80$
- F_u = contrainte de rupture spécifiée
- A_b = section de la tige du boulon correspondant à son diamètre nominal

On a remarqué à la section 5.1 que la résistance nominale des boulons à la traction dans les longs assemblages à recouvrement faisait intervenir l'effet de longueur de l'assemblage. La norme S16 exige que quand

$$L \geq 15 d$$

dans laquelle L est la longueur de l'assemblage (entre les boulons d'extrémité) et d est le diamètre du boulon, la résistance au cisaillement calculée conformément à l'équation 4.2 soit réduite d'un facteur de $1,075-0,005 L/d$, mais pas inférieur à $0,75$. Dans de nombreux cas, surtout lorsqu'il s'agit d'assemblages plus courts, c'est une mesure inutilement conservatrice [6].

Comme la norme (paragraphe 13.12.1.1) le fait remarquer, le facteur de réduction ne concerne que les assemblages à recouvrement. Le phénomène de longueur n'a plus cours pour les boulons dans des cornières de raccordement sur âme, par exemple.

La valeur du coefficient de résistance des boulons en cisaillement, $\phi_b = 0,80$, est appropriée comme l'explique la référence [22].

La calcul des boulons en cisaillement doit également faire état de l'emplacement des plans de cisaillement par rapport aux filets, comme en traite la section 4.3.

5.3.3 Résistance à la pression diamétrale

La manière dont le matériau raccordé réagit à un boulon chargé en cisaillement est décrite à l'article 1.4. La figure 1.6 (d) illustre la pression diamétrale agissant contre le matériau raccordé, tandis que la figure 5.3 montre l'effet réel produit par le contact entre les boulons et le matériau raccordé. Cette section explique d'une part comment un élément de charpente (élément raccordé) peut atteindre son état limite en contact et d'autre part présente les règles de la norme S16.

La figure 1.6 nous a montré l'action d'un seul boulon. Si ce boulon se trouve à proximité de l'extrémité des pièces assemblées (voir figure 1.6 (d)), de toute évidence il se peut que l'état limite se traduise par déchirement de l'extrémité de la pièce raccordée. C'est ce que montre la figure 5.4. Il se peut aussi que des déformations excessives se produisent à mesure que le matériau raccordé s'ovalise ou qu'il se fende entre le trou du boulon et l'extrémité de la plaque suite à l'apparition de forces de traction transversales. On observe souvent dans les essais une combinaison de ces caractéristiques. La norme établit simplement une pince longitudinale, e , minimale pour les boulons qui garantit que

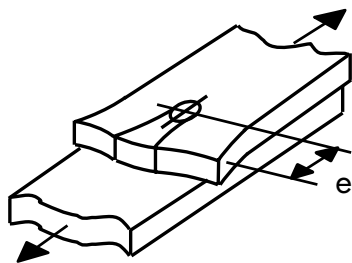


Fig. 5.4 Résistance à la pression diamétrale d'un seul boulon

ces modes de rupture ne se produiront pas. La règle se trouve au paragraphe 22.3.4, où la distance minimale est fonction en général du diamètre du boulon, sauf quand seulement un ou deux boulons sont en ligne avec le sens de la force. Dans ce dernier cas, la pince longitudinale doit être au moins $1,5$ fois le diamètre du boulon.

Ce qu'on entend en réalité par résistance à la pression diamétrale d'un boulon (σ_b) est la résistance à la compression de la plaque adjacente au boulon. Pour un seul boulon, on peut l'écrire ainsi

$$B_r = \sigma_b d t \quad (5.4)$$

L'hypothèse veut que la pression diamétrale du boulon agissant sur la plaque adjacente s'étale sur une surface égale au diamètre du boulon multiplié par l'épaisseur de la plaque. Une donnée conservatrice dans la mesure où la pression se propage rapidement à une distance bien supérieure au diamètre du boulon. Des résultats d'essai [6] démontrent que la relation entre la pression diamétrale et la contrainte de rupture (F_u) peut être exprimée comme suit

$$\frac{\sigma_b}{F_u} = \frac{e}{d} \quad (5.5)$$

En principe, la résistance à la pression diamétrale pour un boulon donné, B_r , peut s'obtenir en substituant la valeur de la contrainte de pression obtenue de l'équation 5.5 dans l'équation 5.4. Toutefois les données d'essai démontrent que cette estimation de résistance n'est valide que pour les rapports de e/d jusqu'à environ 3 . Au-delà de cette limite, le mode de rupture change progressivement de celui de cisaillement du matériau de la pièce assemblée à celui dans lequel il se produit une ovalisation des trous et des déformations de la plaque. C'est pourquoi la norme (paragraphe 13.10(c)) exige que

$$B_r = 3 \phi_{br} t d n F_u \quad (5.6)$$

L'équation 5.6 s'obtient en remplaçant la contrainte de pression diamétrale σ_b donnée par l'équation 5.5, comme on l'a mentionné plus haut, et en établissant la limite à $e = 3d$. (On a introduit en outre le coefficient de résistance ϕ_{br} dans l'équation.)

Conformément aux concepts montrés à la figure 1.6, t doit être la partie la plus mince des deux pièces raccordées. Voir aussi la figure 5.4. Si trois (ou plus) plaques sont raccordées, t est le plus mince de $t_1 + t_3$ ou t_2 .

Il serait raisonnable de penser que l'équation 5.4 donne lieu directement à une spécification, comme c'était le cas dans des éditions antérieures de la norme. Toutefois, la rupture du matériau au-delà d'un boulon (figure 5.4) ou d'un groupe de boulons est traitée dans S16 dans le cadre du

calcul des pièces en traction. Le phénomène s'appelle « déchirure en traction et cisaillement combinés ». Même si cela se rapporte au calcul d'une pièce en traction, on en traitera ici (à la section 5.4) de manière à ce que le lecteur puisse avoir une idée complète du mode de comportement des assemblages dans une pièce de charpente en traction boulonnée. À noter aussi que seule l'exigence de l'équation 5.6 est à envisager pour les pièces de charpente en compression. Le phénomène illustré à la figure 5.4 ne se produit pas dans les assemblages pour membrures en compression.

Le coefficient de résistance utilisé dans l'équation de la résistance à la pression diamétrale dans la norme S16 est $\phi_{br} = 0,67$. Cette valeur est en accord avec la valeur calculée à la référence [22] qui recommande une valeur de 0,64.

5.4 Rupture par traction et cisaillement combinés

La figure 5.5 illustre un assemblage à un gousset. La membrure (non illustrée) en tirant sur le gousset fait apparaître trois caractéristiques du comportement: ovalisation des trous, déformation par cisaillement à proximité immédiate des trous et rupture en traction entre les deux trous à la base de l'assemblage. La déformation par cisaillement se produit en général dans le sens de la force, tandis que la rupture en traction est perpendiculaire. L'assemblage illustré représente la charge limite de rupture que le gousset peut accepter. Passée ce point, on observe une perte de résistance et un bloc de matériau se sépare finalement du gousset.

La règle de calcul principale est fondée sur cet état de déformation par cisaillement et de rupture en traction [40, 41]. On remarque dans les essais que la déformation en cisaillement se situe plus ou moins dans la zone près des trous, c.-à-d. que la surface de cisaillement brute (A_{gv}) est engagée. La rupture en traction se situe dans la zone de la surface nette (A_{nt}), c'est-à-dire entre les deux trous sur la figure 5.5. En conséquence, selon S16-01, la capacité d'un tel assemblage est la somme de la résistance à la traction

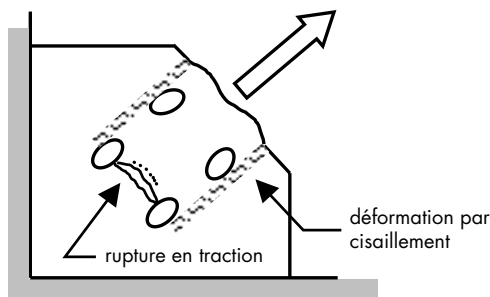


Fig. 5.5 Rupture d'un gousset en traction et cisaillement combinés

(T_r) et de la résistance au cisaillement (V_r). La limite élastique en cisaillement s'obtient au moyen du critère de von Mises, en l'occurrence $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3} \approx 0,60 \sigma_y$. La règle se trouve dans le paragraphe 13.11(a)(i) :

$$T_r + V_r = \phi A_{nt} F_u + 0,60 \phi A_{gv} F_y \quad (5.7a)$$

Tous les termes de cette équation suivent la description de comportement qui vient d'être traitée.

Selon la géométrie de cet assemblage, il est possible que la limite élastique en cisaillement, $0,60 A_{gv} F_y$, soit supérieure à la résistance à la rupture par cisaillement, $0,60 A_{gv} F_u$. Pour tenir compte de cela, la norme prévoit une limite supérieure à l'équation 5.7a, à savoir

$$T_r + V_r \leq \phi A_{nt} F_u + 0,60 \phi A_{nv} F_u \quad (5.7b)$$

Dans ce cas, la surface de cisaillement à utiliser doit se trouver à travers les trous, c.-à-d., A_{nv} .

Les règles de calcul du type d'assemblage illustré à la figure 5.5 concernent tous les cas de rupture en traction et cisaillement combinés tant que l'assemblage est symétrique aux alentours de la ligne d'action de la force appliquée. Dans les autres cas, tels que le raccordement d'extrémité d'une poutre avec l'aile supérieure entaillée, il faudra inclure l'effet d'excentricité [40, 41] en raison de la présence d'une résistance au cisaillement sur un seul des côtés du groupe de boulons.

5.5 Décalage en cisaillement

Pour les treillis, les efforts dans les membrures sont habituellement acheminés au moyen de goussets, comme le montre la figure 5.6. En général, il n'est pas pratique de tenter de relier toute la section transversale de la pièce. Par exemple, comme l'illustre la figure 5.6 (a), les ailes de la section en I sont reliées aux goussets, mais l'âme n'est pas directement reliée. Par conséquent, la distribution des contraintes se déplaçant des boulons dans la section en I doit ressembler à ce que montre la figure 5.6 (b). On peut donc s'attendre, par intuition, à ce qu'un assemblage long favorise cet écoulement des lignes de force. Dans le même ordre d'idée, une forme étroite sera plus favorable à l'écoulement des forces qu'une forme profonde. Les effets de ces caractéristiques géométriques ont été démontrés dans des essais physiques.

La figure 5.7 montre un autre exemple dans lequel une seule cornière est raccordée à un gousset. Dans ce cas, l'aile de la cornière qui fait saillie n'est pas raccordée. Là encore, on s'attend à une répartition inégale des contraintes allant des boulons dans et hors de la cornière, tandis que l'aile en saillie n'est peut-être pas complètement efficace. Ce qui signifie que dans les deux illustrations utilisées, la surface totale de la section transversale du profilé ne doit pas être prise en

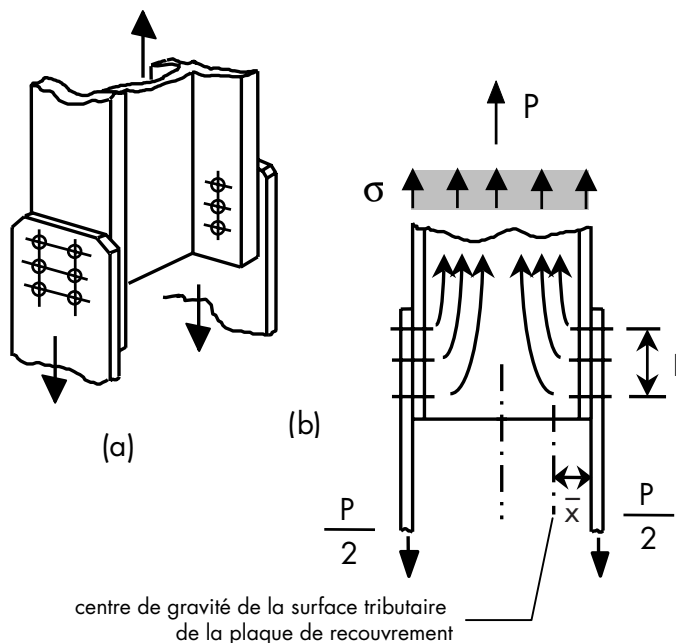


Fig. 5.6 Décalage en cisaillement dans un joint de continuité

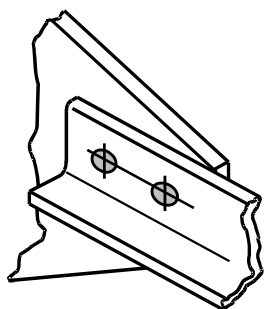


Fig. 5.7 Décalage en cisaillement dans un assemblage à gousset

compte (outre la présence de trous) dans le calcul de la capacité de la pièce en traction. Ce phénomène a été nommé *décalage en cisaillement*.

Les caractéristiques géométriques les plus évidentes qui déterminent la sévérité du décalage en cisaillement sont (a) le déplacement du centre de gravité du gousset par rapport à celui de la membrure et (b) la longueur de l'assemblage. (Un assemblage particulièrement long peut lui aussi avoir un impact, comme l'explique la section 5.1.) Les essais physiques ont démontré que d'autres caractéristiques telles que la ductilité du matériau raccordé, la méthode de perçage des trous (poinçonnés ou forés, p.ex.), la proximité des trous entre eux, etc., n'ont en général que peu d'influence.

Bien qu'il existe un certain nombre d'études sur les effets du décalage en cisaillement, les normes de calcul

actuelles en Amérique du Nord sont fondées essentiellement sur le travail de Munse et Chesson [42, 43]. Ce travail porte notamment sur l'étude des différentes configurations de profilés, les assemblages, les matériaux et les méthodes de fabrication. Il y est proposé une équation empirique pour calculer l'efficacité de la section nette. Elle est basée sur les résultats d'essai de 218 échantillons. Cette équation a fait l'objet de vérifications plus approfondies par comparaison avec plus de 1 000 autres données d'essai. Si on admet que la surface nette sera calculée au moyen de la soi-disant règle $s^2/4g$ et que le diamètre des trous sera pris à $1/16$ po de plus que sa dimension réelle [20], selon Munse et Chesson la résistance prévue de la section nette d'une membrure en traction est donnée par

$$P_u = \left(1 - \frac{\bar{x}}{L}\right) A_n F_u \quad (5.8)$$

dans laquelle L et \bar{x} décrivent la géométrie (figure 5.6), A_n est l'aire la section nette de la section et F_u la contrainte de rupture du matériau.

L'utilisation directe de l'équation 5.8 pose un problème au concepteur car il faut qu'il connaisse (ou suppose) la longueur L de l'assemblage avant de pouvoir l'appliquer. C'est pourquoi une solution itérative est indiquée.

Pour de nombreuses configurations, il est possible de réaliser des approximations raisonnables de l'équation 5.8. Voici comment la norme prend en charge le décalage en cisaillement : au lieu d'utiliser la surface nette, A_n , associée

d'habitude à la conception d'une pièce en traction, elle définit une section nette efficace, A_{ne} , d'après la liste suivante figurant au paragraphe 12.3.3.2 de S16-01.

- a. Sections WWF, W, M ou S avec des ailes dont la largeur est égale ou supérieure au $\frac{2}{3}$ de la profondeur (et des éléments en T coupés à partir de ces sections), sous réserve que le l'assemblage se fasse au niveau des ailes et qu'il y ait au moins trois connecteurs par ligne de boulons : utiliser $A_{ne} = 0,90 A_n$
- b. Cornières reliées par une seule aile – quatre lignes transversales ou plus de connecteurs $A_{ne} = 0,80 A_n$

moins de quatre lignes transversales de connecteurs $A_{ne} = 0,60 A_n$

- c. Toutes les autres profilés reliés avec-trois lignes transversales ou plus de connecteurs $A_{ne} = 0,85 A_n$
deux lignes transversales de connecteurs $A_{ne} = 0,75 A_n$

Ces approximations donnent des résultats satisfaisants pour les cas décrits. Dans d'autres situations ou des géométries d'assemblage inusitées, on peut utiliser directement l'équation 5.8.

Chapitre 6

BOULONS EN TRACTION

6.1 Introduction

La section 1.4 (Types d'assemblages) décrit des configurations d'assemblages dans lesquelles les groupes de boulons sont en traction. Dans ce chapitre, nous nous servirons de l'assemblage d'un élément en T à l'aile d'un poteau (voir figure 1.4(b)) pour illustrer ces questions. Deux questions se posent : (1) quelle est la relation entre la charge de traction appliquée extérieurement et la précontrainte du boulon et (2) quelle force est prise en charge par chaque boulon correspondant à la charge appliquée extérieurement, P.

6.2 Boulons uniques en traction

Boulons non précontraints – La figure 6.1(a) montre un seul boulon raccordant deux plaques (extrêmement rigides) sous la charge d'une force extérieure, P. Si le boulon n'a pas été précontraint, le diagramme de corps libre montré à la figure 6.1(b) s'applique. Cela confirme que le boulon doit résister à toute la charge extérieure appliquée sur la pièce. Le boulon joue tout simplement le rôle d'une bielle en traction et il faut utiliser la section minimum pour déterminer sa capacité. Comme le boulon est fileté, il faut utiliser une section réduite (comparée à la tige du boulon) et, comme le filetage est une spirale, la section réduite est supérieure à une section prise à travers le fond de filet. Une section théorique, la section à fonds de filet (A_{st}), introduite au chapitre 1 à l'équation 1.1, convient pour cela. On en déduit donc que la capacité d'un boulon qui n'a pas été précontraint est simplement le produit de la section à fonds de filet et de la contrainte de rupture du

boulon, soit,

$$R_{ult} = A_{st} \sigma_u \quad (6.1)$$

Si le boulon de la figure 6.1 est précontraint, la question évidente qui se pose est de savoir si la précontrainte et la force dans le boulon résultant d'une charge externe s'ajoutent d'une manière quelconque. La réponse à cette question est traitée à la section suivante.

Boulons précontraints – Le serrage de l'écrou produit une force de traction dans le boulon et une force de compression correspondante dans les éléments assemblés. Le diagramme de corps libre de la figure 6.2(a) (boulon précontraint sans application d'une charge extérieure) montre que

$$C_i = T_b \quad (6.2)$$

La figure 6.2(b) montre un diagramme de corps libre du boulon, des plaques adjacentes, et une charge externe, P, appliquée aux pièces raccordées. Dans ce schéma, la force de traction dans le boulon et la force de compression dans la plaque représentent respectivement les conditions finales, T_f et C_f . Le terme d'intérêt est la traction finale du boulon, c.-à-d., de combien la force dans le boulon augmente-t-elle par rapport à sa valeur de précontrainte initiale lorsque la charge externe, P, est appliquée. Ce diagramme de corps libre indique que

$$T_f = P + C_f \quad (6.3)$$

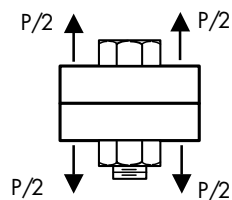


Fig. 6.1 (a) Boulon unique et force de traction

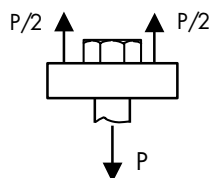


Fig. 6.1 (b) Diagramme de corps libre

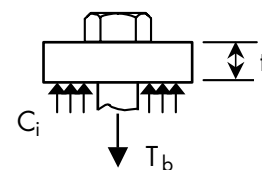


Fig. 6.2 (a) Diagramme de corps libre : aucune charge externe

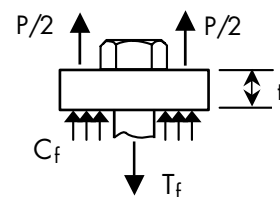


Fig. 6.2 (b) Diagramme de corps libre : charge externe appliquée

On peut supposer que les plaques et le boulon restent élastiques,¹ et que par conséquent, on peut calculer l'allongement de chaque composant lorsque la force externe est appliquée. L'allongement du boulon sur une longueur égale à l'épaisseur d'une plaque, t , est

$$\delta_b = \frac{(T_f - T_b)}{A_b E} t \quad (6.4)$$

À l'application de la force externe, la pression de contact entre les plaques, à une valeur initiale de C_i , diminue à une certaine valeur C_f . Au cours de ce processus, la plaque se dilate de

$$\delta_p = \frac{(C_i - C_f)}{A_p E} t \quad (6.5)$$

dans laquelle A_p représente la surface de la plaque en compression associée à un boulon.

Si les plaques ne se sont pas séparées, la compatibilité des déformations exige que $\delta_b = \delta_p$. En faisant intervenir les équations 6.4 et 6.5, nous obtenons

$$\frac{T_f - T_b}{A_b} = \frac{C_i - C_f}{A_p}$$

En utilisant la valeur de C_i dans l'équation 6.2, la valeur de C_f que l'on peut obtenir de l'équation 6.3 et après quelques combinaisons algébriques, on peut obtenir la force finale du boulon :

$$T_f = T_b + \frac{P}{1 + \frac{A_p}{A_b}} \quad (6.6)$$

L'équation 6.6 indique que la force finale dans le boulon, T_f , est la force de précontrainte initiale, T_b , plus une composante de la force appliquée extérieurement qui dépend des surfaces relatives du boulon et de la surface du matériau en compression. Bien entendu, ce n'est pas la seule hypothèse et on peut en dériver bien d'autres de l'équation 6.6. Par contre, les résultats d'essai [44] démontrent que l'équation 6.6 explique assez bien le phénomène et que l'on peut s'attendre à une augmentation de la précontrainte dans le boulon de l'ordre de 5 % à 10 %, au plus.

¹Le boulon va se plastifier au moment de la précontrainte, mais cet plastification ne touche qu'une partie réduite du volume total du boulon. L'hypothèse voulant que le boulon soit élastique reste raisonnable pour le sujet à traiter.

Une fois que les pièces se sont séparées, l'équation 6.6 n'est plus valide et la situation correspond à la figure 6.1(b), c.-à-d., le boulon doit prendre en charge toute la force externe. En résumé, le comportement du boulon sous la charge externe est tel qu'indiqué à la figure 6.3.

On peut maintenant décrire les exigences de calcul pour les boulons à haute résistance en traction. La légère hausse de force dans le boulon se produisant sous les charges de service n'est pas prise en compte et par conséquent, la norme S16-01 a adopté la résistance donnée par l'équation 6.1. En revanche, il est plus pratique que le concepteur n'ait pas à calculer la section à fonds de filet du boulon, A_{st} , dans l'équation 6.1. Plutôt, l'équation de calcul utilisera la section de la tige du boulon correspondant à son diamètre nominal. Pour la majorité des boulons utilisés dans la construction, la relation entre les deux section est d'environ 0,75. En intégrant cet ajustement à l'équation 6.1 et en introduisant le coefficient de résistance ϕ_{st} , l'expression pour la résistance à la traction des boulons donnée au paragraphe 13.12.1.2 est

$$R_n = 0.75 \phi_b A_b F_u \quad (6.7)$$

soit une reproduction directe de l'équation 6.1. La norme exige que le coefficient de résistance soit $\phi_b = 0,75$; c'est-à-dire une valeur relativement moins élevée que celle recommandée dans [22], où les valeurs données sont 0,85 et 0,83, respectivement, pour les boulons A325 et A490. Cela concerne des boulons chargés au moyen d'appareils d'essai en laboratoire : des boulons similaires dans un assemblage réel peuvent accuser des flexions. Quoi qu'il en soit, la recommandation S16-01 ($\phi_b = 0,80$) semble être conservatrice.

La section suivante traite de la question en suspens; un boulon dans un assemblage de membrures réelles assume quelle force.

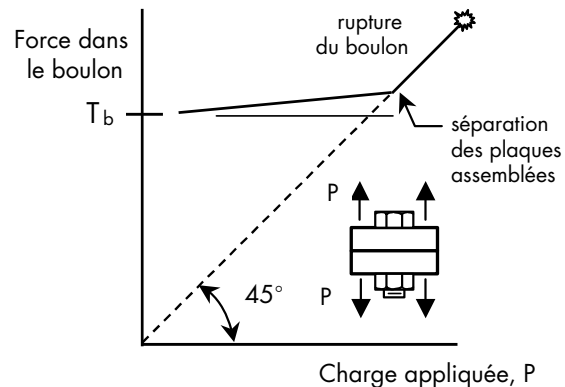


Fig. 6.3 Force dans un boulon par rapport à la charge appliquée

6.3 Force dans les boulons d'assemblages en traction

Nous avons identifié dans la section précédente la résistance d'un boulon unique à une charge externe appliquée. Nous étudierons dans cette section l'effet d'une charge externe sur un groupe de boulons soumis à des forces de traction. Cette étude a sa raison d'être du fait que la déformation des pièces assemblées peut produire dans le boulon des forces supérieures aux valeurs nominales. Par exemple, l'assemblage de la section en T illustré à la figure 6.4 — composant l'assemblage illustré à la figure 1.4(b) — comporte quatre boulons reliant l'aile du T à l'aile du poteau. On s'attend normalement à ce que la charge par boulon soit $P/4$. Cependant, la déformation des pièces assemblées peut entraîner des charges beaucoup plus importantes que cela.

La figure 6.5 montre la déformation subie par la section en T. Le dessin exagère la déformation, mais montre bien que les rebords du T agissent en levier sur les boulons. C'est ce que l'on appelle *l'effet de levier*. De toute évidence, le degré d'effet de levier dépend, entre autres, de la rigidité de l'aile. Si l'aile est très rigide, la relation entre la force dans le boulon et la charge appliquée ressemble à celle illustrée dans la figure 6.3, c'est-à-dire un boulon unique chargé par une force extérieure ayant agi sur une pièce infiniment rigide. Si l'aile est relativement flexible, la relation est alors illustrée sur la figure 6.6. Outre la rigidité de l'aile, il existe d'autres

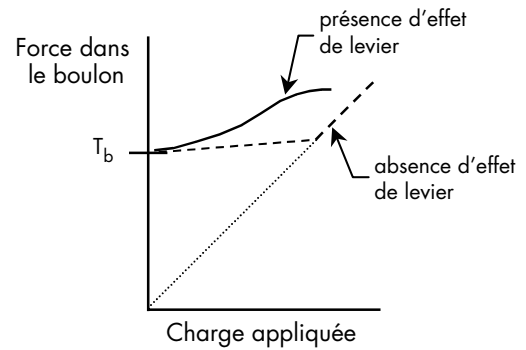


Fig. 6.6 Force dans un boulon par rapport à la charge appliquée, en présence d'un effet de levier

facteurs pouvant avoir l'effet le plus important sur l'effet de levier; ce sont la capacité de déformation du boulon et sa position sur l'aile de l'élément en T (c.-à-d., les dimensions a et b sur la figure 6.4).

Plusieurs modèles ont été élaborés pour quantifier l'effet de levier sur le boulon. Ils sont passés en revue à la référence [6], où le modèle recommandé est celui qui a été sélectionné pour utilisation dans le Handbook of Steel Construction [45]. La figure 6.7 montre la géométrie du modèle. Il paraît évident que la sélection de la dimension b devrait être aussi réduite que possible (suffisamment de jeu pour engager une clé) de façon à minimiser l'effet de levier, Q .

La somme des forces donne

$$T + Q - B = 0 \quad (6.8)$$

Un diagramme de corps libre de l'extrémité de l'aile à l'axe du boulon (non illustré) montre que

$$M_2 = Q \cdot a \quad (6.9)$$

Ensuite, un diagramme de corps libre de la l'aile entre la face de l'âme de la section en T et la ligne du boulon (figure 6.8) et une sommation des moments donnent

$$M_1 + M_2 - T \cdot b = 0 \quad (6.10a)$$

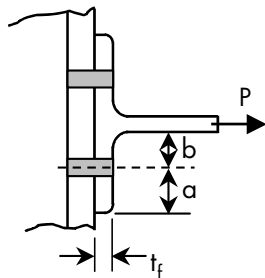


Fig. 6.4 Assemblage avec élément en T

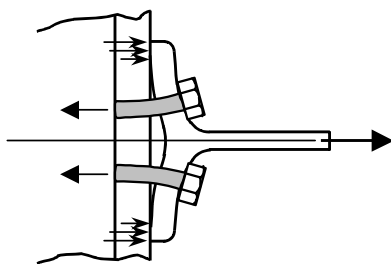


Fig. 6.5 Élément en T déformé

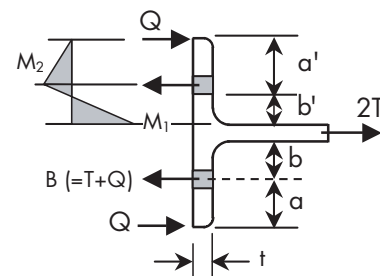


Fig. 6.7 Nomenclature pour l'effet de levier

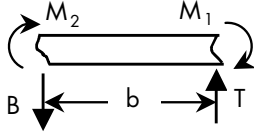


Fig. 6.8 **Diagramme** de corps libre

Les moments M_1 et M_2 agissent sur des sections transversales différentes, le premier sur la section transversale brute de l'aile et le second sur la section transversale nette, c.-à-d. sur une coupe passant par les trous de boulon. Pour normaliser l'équation 6.10(a), le moment M_2 sera multiplié par le rapport $\delta = \text{section transversale nette}/\text{section transversale brute}$. Par conséquent, il faut réécrire l'équation 6.10(a) ainsi :

$$M_1 + \delta \cdot M_2 - T \cdot b = 0 \quad (6.10b)$$

Il est aussi pratique de décrire M_2 comme fraction, α , de M_1 , où $0 \leq \alpha \leq 1,0$:

$$M_1 + \alpha \cdot \delta \cdot M_1 - T \cdot b = 0$$

résolvant pour le moment M_1 —

$$M_1 = \frac{T \cdot b}{1 + \alpha \cdot \delta} \quad (6.11)$$

L'équation 6.9 peut maintenant être réécrite ainsi

$$\alpha \cdot \delta \cdot M_1 = Q \cdot a$$

ou,

$$Q = \frac{\alpha \cdot \delta}{a} M_1$$

On remplace la valeur de M_1 conformément à l'équation 6.11 pour obtenir l'effort de levier

$$Q = \frac{\alpha \cdot \delta}{(1 + \alpha \cdot \delta)} \frac{b}{a} T$$

et on utilise ensuite l'équation 6.8 ($B = T + Q$) pour obtenir l'effort final dans le boulon, soit

$$B = T \left[1 + \left(\frac{\alpha \cdot \delta}{1 + \alpha \cdot \delta} \right) \left(\frac{b}{a} \right) \right] \quad (6.12)$$

La référence [6] suggère l'utilisation des dimensions a' et b' (figure 6.7) au lieu de a et b . Ceci améliore l'accord avec les résultats d'essai et c'est légèrement moins conservateur.

Le résultat obtenu à l'aide de l'équation 6.12 peut maintenant servir à établir si le boulon est adéquat, en conformité avec les exigences de la norme relative aux états limites (c.-à-d., l'équation 6.7 multipliée par un coefficient de résistance qui est aussi exprimé à l'équation 4.1). Une exigence concomitante veut que la résistance à la flexion de l'aile de la section en T soit adéquate. La capacité correspondant au moment plastique, $\phi M_p = \phi Z F_y$, est disponible puisque le voilement local ne pose aucun problème. Pour une longueur tributaire de l'aile w pour un seul boulon, la résistance en flexion est

$$\phi \frac{w t_f^2}{4} F_y$$

Plaçant cette résistance égale à M_1 , comme l'indique l'équation 6.11, et résolvant pour l'épaisseur de l'aile requise —

$$t_f = \sqrt{\frac{4 T b}{\phi w F_y (1 + \alpha \cdot \delta)}} \quad (6.13)$$

Là encore, on recommande d'utiliser les dimensions a' et b' montrées à la figure 6.7.

Pour l'examen de la résistance de l'assemblage au moyen des équations 6.12 et 6.13, il faut connaître la valeur de α , qui identifie la relation entre M_1 et M_2 . (Si $\alpha = 1,0$, c'est qu'il y a une rotule plastique à chacune des positions de M_1 et M_2 (fig. 6.7) et l'effet de levier est à son maximum. Si $\alpha = 0$, il n'y a bien entendu aucun effet de levier.) Les références [51] et [52] fournissent des informations utiles concernant les aspects pratiques d'utilisation des équations 6.12 et 6.13.

Bien souvent, il est plus rapide d'identifier l'épaisseur de plaque pour laquelle la force de levier est nulle, c.-à-d., $\alpha = 0$. Si c'est une épaisseur acceptable, il ne faut pas chercher plus loin, si ce n'est choisir un boulon suffisamment gros pour prendre en charge la force T .

L'effet de levier est particulièrement important lorsque l'assemblage est sujet à la fatigue, auquel cas il faut consulter le chapitre 7.

Chapitre 7

FATIGUE DES ASSEMBLAGES BOULONNÉS ET RIVETÉS

7.1 Principes fondamentaux

La fatigue des métaux se caractérise par l'apparition et le développement de fissures sous l'action répétée de la charge. Si ces fissures se propagent suffisamment longtemps, elles se soldent par la rupture d'une membrure lorsque la partie non fissurée ne peut plus résister aux efforts internes ou lorsque la fissure a atteint des dimensions telles qu'il se produit une rupture fragile. Le processus de fatigue peut se développer à des niveaux de contrainte (calculés sur la section initiale) considérablement inférieurs à ceux associés à des conditions de charge statique. Les fissures par fatigue sont habituellement le résultat de l'application d'un grand nombre de cycles de charge.

La présence dans les charpentes en acier de fissures ou discontinuités similaires à des fissures est inévitable; le but étant bien entendu de les maintenir à des niveaux acceptables. En règle générale, les structures soudées possèdent plus de défauts et de discontinuités que celles qui sont boulonnées ou rivetées.

Nous nous proposons dans le présent chapitre de soumettre à l'attention du lecteur une analyse des caractéristiques de résistance à la fatigue propre aux assemblages boulonnés. Ceux qui souhaiteraient avoir plus de détails sur la fatigue et la rupture fragile trouveront la référence [46] utile.

7.2 Introduction à la fatigue des assemblages boulonnés et rivetés

Les ouvrages neufs soumis à des charges répétitives sont souvent assemblés au moyen de boulons à haute résistance. On inclut dans ces structures les ponts, les supports de grues, et autres. Bien souvent, les assemblages boulonnés sont en cisaillement ce qui est reconnue pour favoriser la rupture par fatigue dans la section brute ou nette du matériau raccordé. On ne rapporte pas d'exemples de rupture par fatigue des connecteurs lorsqu'il s'agit de boulons à haute résistance utilisés dans des assemblages en cisaillement. Par contre, les assemblages qui sollicitent les boulons à une traction peuvent conduire à une rupture par fatigue des boulons.

La résistance à la fatigue des assemblages rivetés présente de l'intérêt dans la mesure où il faut établir la résistance à la fatigue restante de structures en place. Suite à la corrosion, il est peu probable que les vieilles structures rivetées, les ponts en particulier, aient des têtes de rivet suffisamment résistantes à la fatigue dans le sens axial. Il faut donc dans de tels cas remplacer les rivets par des boulons à haute résistance précontraints. Par conséquent, nous ne traiterons dans les présentes que d'assemblages rivetés en cisaillement.

Malgré la distinction établie entre la fatigue des rivets ou boulons dans des assemblages en cisaillement et des rivets ou boulons dans des assemblages en traction, il existe des cas où le cisaillement et la traction se combinent. Ce sont souvent des cas imprévus qui surgissent en raison de la déformation des pièces assemblées ou de forces que le concepteur n'a pas pris en considération. Par exemple, une poutrelle raccordée transversalement à une poutre par des cornières de raccordement boulonnées ou rivetées sera traitée par le concepteur comme un assemblage en cisaillement. Cependant, un moment risque de se développer, surtout si les cornières sont relativement profondes. Par conséquent, un boulon ou un rivet conçu uniquement pour le cisaillement peut aussi être soumis à la traction. D'ordinaire, ce n'est pas d'une importance capitale au niveau de la résistance, mais le connecteur peut manifester une rupture par fatigue. C'est un cas qui ne sera pas traité dans le présent document : le lecteur trouvera plus d'informations à ce sujet aux références [46] et [47].

7.3 Assemblages rivetés

On sait par expérience que les fissures de fatigue dans les assemblages en cisaillement rivetés se manifestent dans le matériau assemblé et non dans les rivets eux-mêmes. On peut donc en déduire que la résistance à la fatigue serait le produit de caractéristiques telles que les dimensions du trou par rapport à la pièce, sa méthode de formation (percé, poinçonné ou poinçonné en retrait et alésé à la cote), la pression diamétrale du rivet dans les plaques assemblées et l'effort de serrage du rivet. Dans l'état actuel de nos connaissances, l'effort de serrage, les conditions de pression diamétrale et la méthode de formation des trous n'ont pas fait l'objet d'études systématiques. L'impact des dimensions du trou, comme tel, n'est pas très important tant que la dimension des trous et l'épaisseur des plaques correspondent à ce qui s'utilise couramment dans les pratiques de construction. Ainsi, les meilleures données disponibles sont des essais sur des assemblages rivetés dont les proportions sont en rapport avec les pratiques habituelles de construction et de dimensions complètes ou tout au moins de grandes dimensions. Contentons-nous pour le moment d'inclure tout simplement dans le groupe de données les effets de l'effort de serrage, les conditions de contact entre les rivets et plaques assemblées et la formation de trous. Pour cette raison et parce que les défauts de fabrication retrouvés dans des assemblages de recouvrement rivetés n'est pas sérieux, on peut s'attendre à une grande dispersion des résultats d'essais.

La figure 7.1 montre les données expérimentales, présentées ici en unités SI. L'identification précise des sources à l'origine de ces données se trouve à la référence [48]. La plupart des données proviennent d'essais sur des éléments fléchis dont la majorité avait été retirée du service. Dans ce dernier cas, l'historique antérieur de contrainte a fait l'objet d'une étude et a été jugé non destructif. Certains résultats ont été obtenus d'éléments en traction. Lorsqu'il s'agit d'éléments en flexion, le moment d'inertie de la section comprenait l'effet des trous. Pour les éléments en traction, l'étendue des contraintes cycliques a été calculée sur la section nette. (Rien ne prouve pour le moment que cela soit justifié. Dans les essais, on a observé que les fissures par fatigue se propageaient à angles droits par rapport à la section lorsque des trous en quinconces étaient présents.)

Il est habituel d'établir la résistance à la fatigue d'un élément soudé d'après la moyenne des données d'essai moins deux écarts types de résistance à la fatigue [46]. Lorsqu'il s'agit de joints de recouvrement boulonnés ou rivetés, on se retrouve avec une dispersion plus importante des résultats d'essais de telle sorte que la sélection de la courbe de résistance à la fatigue repose plus sur le jugement. La figure

7.1 montre l'étendue des contraintes cycliques autorisée pour les joints de recouvrements en cisaillement rivetés conformément aux normes S16-01 [18] et S6-00 [20]. Dans les deux cas, il faut utiliser la section nette de l'élément pour calculer la plage de contrainte.

L'étendue des contraintes cycliques autorisée est la même (soi-disant détail de catégorie D) pour les deux normes dans la partie initiale de la figure 7.1, mais une différence importante se manifeste au niveau de la durée. Pour la norme S16, la ligne horizontale en pointillés sur la figure 7.1 à la valeur de l'étendue des contraintes cycliques de 48 MPa (7 ksi) est le facteur de contrôle dans cette région des résistances à la fatigue supérieures à environ 6,6 millions de cycles. La norme S6 prévoit la même valeur, mais la rabaisse ensuite par un facteur de 2.

La limite d'endurance pour une amplitude constante, souvent abrégée dans les documents sous la forme de CAFL et décrite de manière symbolique dans ces deux normes comme F_{srt} , est l'étendue de contraintes cycliques au-dessous de laquelle les fissures ne se propagent plus. En d'autres termes, les contraintes sont suffisamment faibles pour que la fissure ne s'allonge pas. Tel qu'impliqué dans le titre la

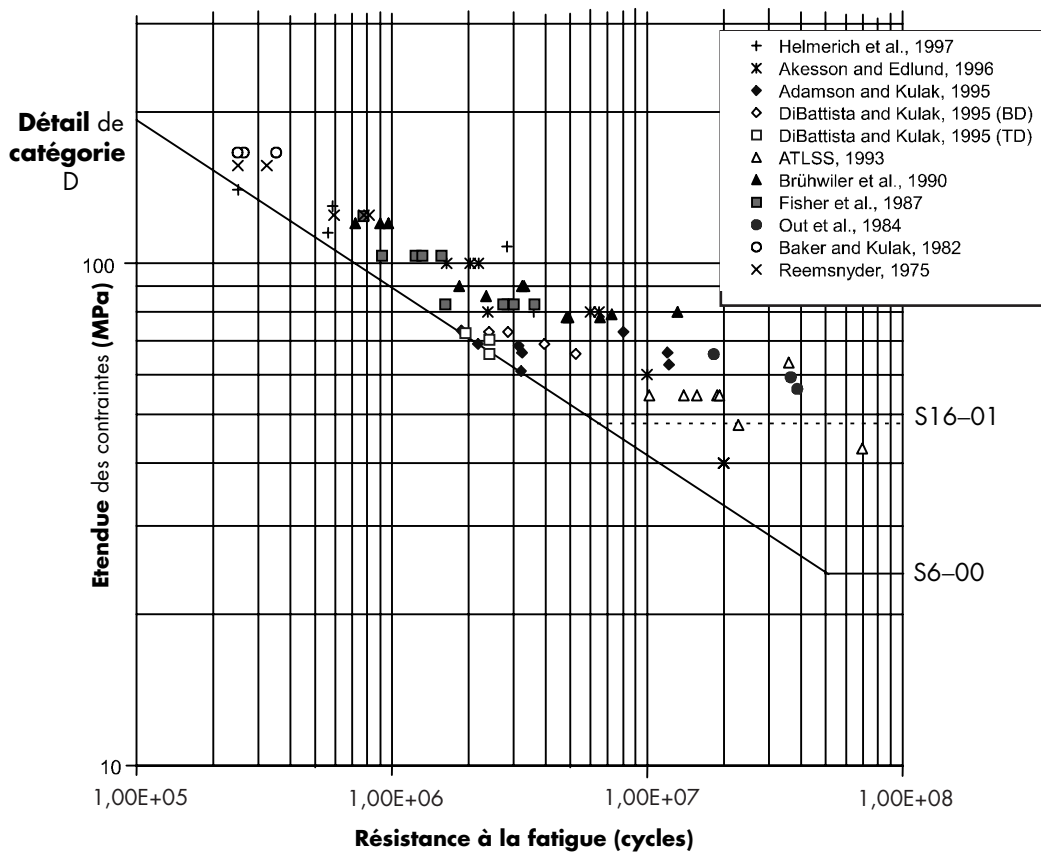


Fig. 7.1 Fatigue des assemblages rivetés

condition de charge se limite à une charge cyclique à amplitude constante. La plupart des ouvrages de génie civil soumis à des charges répétitives seront soumis à des charges cycliques à amplitude variable. Il est de coutume et en général satisfaisant d'utiliser malgré tout les résultats de fatigue à amplitude constante dans les deux cas.

Comme le montre la figure 7.1, la limite d'endurance à amplitude constante présentée dans la norme S6 ne commence pas avant environ 50 millions de cycles. L'ajustement tient compte de la présence d'étendues de contraintes cycliques occasionnelles supérieures (par un facteur de 2) à celles correspondant à l'étendue équivalente de contraintes calculée [46]. C'est une démarche raisonnable et compatible avec les effets observés de la circulation routière des camions. Ainsi, la limite d'endurance présentée dans la norme S6 correspond à la moitié de celle utilisée dans la norme S16. Cela implique que celui qui se conforme à cette dernière norme doit connaître exactement les étendues des contraintes cycliques. Il suffirait en effet qu'un nombre réduit de cycles, normalement à amplitude constante, dépassent la valeur de CAFL pour que la fissuration par fatigue s'installe pour tous les cycles de contrainte. Le nombre de cycles dépassant la valeur de CAFL peut être aussi minime que 0,01 % du total et avoir une influence [49]. Par conséquent, lors de l'application des règles de la norme S16, le concepteur doit s'assurer que les étendues des contraintes calculées dans la région de longue durée soient toujours inférieures à la valeur de CAFL. Pour ce faire, il suffit d'utiliser des hypothèses conservatrices en ce qui concerne les forces appliquées. Comme expliqué plus haut, la norme S6 traite ce phénomène par un redoublement de la charge de fatigue.

On peut aussi observer (figure 7.1) qu'il existe des données d'essai égales ou inférieures au seuil limite S16 de 48 MPa. L'élément le plus important dans les prévisions de résistance à la fatigue porte sur la région de longue durée, précisément le domaine où les données d'essai sont les moins nombreuses. Selon l'auteur, la valeur de CAFL de la norme S16 devrait être égale ou inférieure à 40 MPa et non pas de 48 MPa comme c'est l'usage actuellement.

Il existe d'autres différences importantes sur la manière de traiter la région de longue durée. On en traite ci-dessous.

7.4 Assemblages boulonnés

Les assemblages avec boulons à haute résistance peuvent se diviser en deux catégories; les assemblages en cisaillement et les assemblages en traction. Dans le premier cas, les boulons peuvent être précontraints ou non, bien que dans les nouvelles constructions, les règles de calcul exigent le plus souvent que les boulons soient précontraints si une charge cyclique est prévue. Il a toujours été de pratique courante dans la construction des ponts d'utiliser des boulons précontraints dans les assemblages sujets à glissement.

7.4.1 Joints de recouvrement boulonnés

La résistance à la fatigue d'un joint de recouvrement boulonné dépend étroitement du type de transfert de charge dans l'assemblage. Ce transfert de charge peut se faire uniquement par frottement entre les surfaces des pièces assemblées (assemblages à serrage contrôlé), uniquement par contact des boulons contre le matériau assemblé (boulons non précontraints) ou encore par combinaison de ces deux mécanismes. Lorsque le transfert de la charge se fait par frottement, les pièces assemblées peuvent accuser une usure de contact, plus particulièrement au niveau des surfaces de contact à proximité des extrémités du raccordement. À ce point, la différence en matière de déformation entre les deux composants est à son plus haut et, par conséquent, il s'y produit un glissement minime sous l'application répétée de la charge. Les fissures commencent et se propagent dans cette zone, ce qui signifie que la fissuration se produit à l'avant du premier (ou dernier) trou de boulon dans une ligne et qu'elle progresse de la surface vers l'intérieur à travers la section transversale brute de la membrure. On qualifie ce phénomène de « fatigue par usure de contact ».

Si les boulons ne sont pas précontraints, le transfert de charge se fait par cisaillement dans les boulons et par une force de soutien d'équilibrage dans les pièces assemblées. La région de la pièce assemblée adjacente au trou se caractérise par une tension élevée et c'est là que les fissures de fatigue peuvent débiter et se propager. Un point donné au bord du trou ou dans son cylindre marque le départ de la fissure qui se propage à travers la section transversale nette de la pièce assemblée.

On a observé le comportement de ces deux types de fissuration par fatigue dans des essais de laboratoire et, dans quelques cas, on a remarqué les deux types dans le même essai. L'emploi de boulons à serrage non-contrôlé garantit qu'il ne se produira pratiquement aucune fatigue par usure de contact. L'emploi de boulons précontraints exige du concepteur qu'il vérifie la possibilité de ces deux types de défaillance.

On doit de nouveau noter qu'il n'y a aucun antécédent de rupture par fatigue des boulons haute résistance eux-mêmes dans les joints de recouvrement. Seul le matériau assemblé est susceptible à la fissuration par fatigue.

La figure 7.2 montre que la résistance à la fatigue est fonction du nombre de cycles de contrainte. La majorité des catégories de détails de construction concernent les détails soudés, mais le détail de catégorie D sur cette figure apparaît aussi à la figure 7.1, où elle concerne des pièces rivetées. Sur la figure 7.2, la région de fatigue de longue durée montre une alternance du niveau des pentes, soit zéro (horizontal) ou cinq. Les particularités qui y sont associés feront l'objet d'un traitement ultérieur.

La figure 7.2 illustre aussi une caractéristique principale du comportement de la rupture par fatigue des détails de

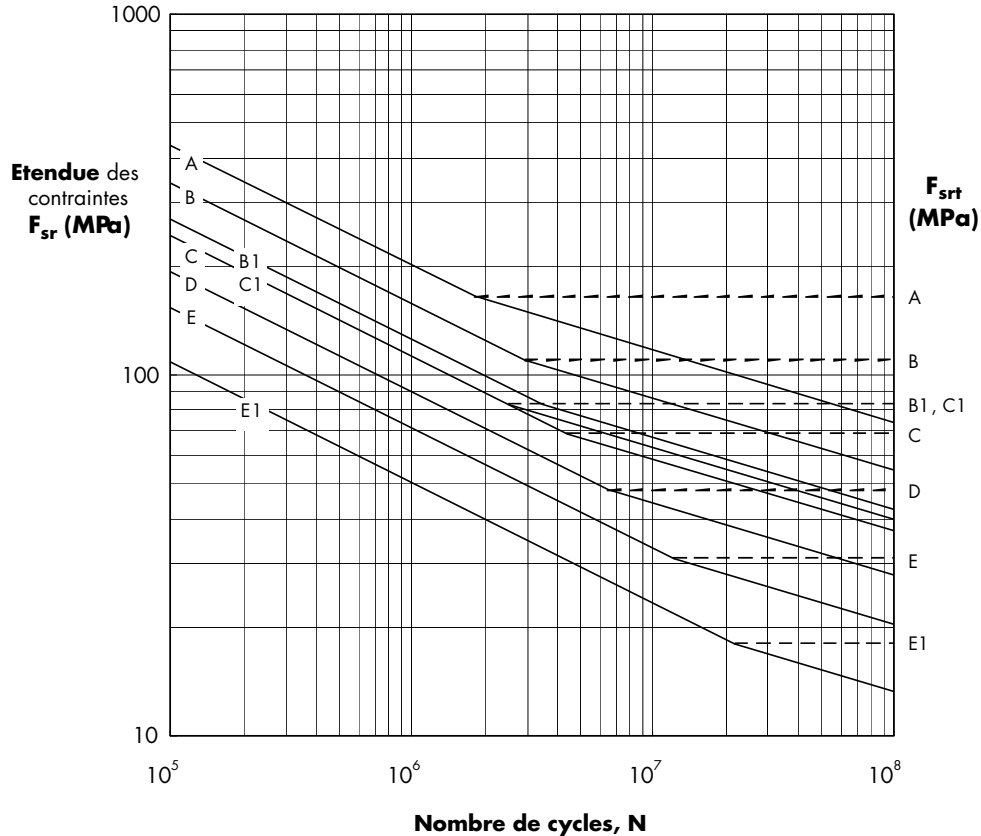


Fig. 7.2 Règles de calcul pour la fatigue selon S16

construction, à savoir qu'il existe une relation linéaire entre le logarithme de l'étendue des contraintes cycliques et le logarithme du nombre de cycles. (L'étendue des contraintes cycliques est la différence algébrique entre la contrainte maximale et la contrainte minimale.) Sous forme d'équation, on écrirait

$$\log N = \log M - m \log \Delta\sigma_r \quad (7.1)$$

dans laquelle N est le nombre de cycles pour l'étendue des contraintes cycliques $\Delta\sigma_r$, m et M représentent la pente et l'intercepte de la courbe de fatigue obtenus à partir d'une analyse statistique des essais physiques. L'équation 7.1 ou son équivalent

$$N = M \Delta\sigma_r^{-m} \quad (7.2)$$

sert de base à la résistance à la fatigue permise dans les normes S16 et S6.

Ces deux normes utilisent la courbe de catégorie B pour les assemblages boulonnés antiglisement. Comme expliqué ci-dessus, il faut utiliser la section transversale brute, où les

fissures par fatigue se produiront, pour calculer l'étendue des contraintes cycliques. Les résultats d'essai montrent que la catégorie B est raisonnable sans être parfaite [6]. Toutefois, un examen plus approfondi des données montre que la pente de la courbe de fatigue n'est pas 3, comme cela avait été utilisé dans la région initiale pour toutes les catégories de réalisations, mais plutôt 5. Quoiqu'il en soit, l'utilisation de la catégorie B est satisfaisante.

Les deux normes décrivent une catégorie pour les assemblages boulonnés avec glissement non-critique à utiliser de concert avec la section transversale nette. Le détail de construction est de catégorie B. Il est difficile de savoir ce que l'on entend par assemblage à glissement non-critique. Pour la majorité des ingénieurs c'est un assemblage par contact. Un assemblage avec boulons à haute résistance avec serrage non-contrôlé est plus ou moins identique à un assemblage riveté, c.-à-d., un détail de catégorie D. L'auteur recommande l'utilisation de la catégorie D pour un assemblage par contact. On trouve maintenant de meilleures informations pour ce cas [50], y compris comment calculer l'étendue des contraintes cycliques en présence de trous en quinconce, une situation courante.

La catégorie identifiée « assemblage à glissement non-critique » par les normes représente vraisemblablement un assemblage avec boulons à serrage contrôlé mais où il s'est produit un glissement et les boulons sont maintenant en contact [6]. Dans ce cas, la précontrainte du boulon persiste et le transfert de charge est une combinaison de résistance au frottement, de cisaillement dans les boulons et de compression diamétrale.

En appliquant l'un quelconque de ces critères de conception, la distinction établie par les deux normes dans la région de résistance de longue durée, comme l'explique la section 7.3 pour les assemblages rivetés, s'applique aussi aux assemblages boulonnés.

Il existe de nombreux exemples où la fissuration par fatigue résulte de déformations hors du plan [46, 47]. On pourrait l'appeler une fissuration par fatigue causée par le déplacement. La norme S6 offre une certaine orientation en la matière, tandis que la norme S16 se contente de mentionner le phénomène. L'élimination de la fissuration par fatigue causée par le déplacement repose essentiellement sur des règles de bonne pratique pour les détails de construction, un élément difficile à quantifier. Toutefois, les références [46] et [47] et la norme de l'AASHTO [51] constituent des sources utiles. Le concepteur ne doit pas oublier que le fait de se conformer aux règles de calcul destinées à pallier aux forces cycliques, comme on en a traité dans ce chapitre, n'élimine pas le besoin d'examiner le risque de fissuration par fatigue causé par la distorsion.

L'adaptation des différentes étendues de contraintes cycliques se fait au moyen de la sommation Palmgren-Miner [46], qui est simplement une règle linéaire du cumul des dommages dus à la fatigue. Les normes S6 et S16 diffèrent sur le mode de traitement des étendues des contraintes dans la région de longue durée; S6 suppose que le comportement à la fatigue est une région initiale dont la pente est de -3 suivie d'une région où la pente est égale à zéro. La figure 7.1 montre cette approche. La norme S16 utilise aussi une pente de -3 dans la région initiale, mais la fait suivre par une région où la pente est -5 . La figure 7.2 illustre cette approche. Il y a désaccord sur l'approche la plus représentative de la réalité, mais les données récoltées actuellement semblent pencher vers la norme S16.

7.4.2 Boulons dans les assemblages en traction

Bien que la rupture de boulons dans des assemblages en cisaillement avec boulons à haute résistance soit peu courante pour ne pas dire inexistante, il se produit parfois des ruptures de boulons dans les assemblages en traction. Heureusement, il n'est pas habituel d'utiliser des assemblages en traction dans les ponts et autres structures soumises à des charges

cycliques. Les données expérimentales sur lesquelles sont fondées les règles de calcul ne sont pas très nombreuses.

Des assemblages avec des boulons en traction sont illustrés à la figure 1.4. L'assemblage se caractérise par le développement d'effets de levier, comme l'explique le chapitre 6, qui ajoutent une force dans le boulon et augmentent ainsi la valeur nominale de traction (c.-à-d., la force totale externe divisée par le nombre de boulons). L'ampleur de l'effet de levier dépend de la flexibilité de l'assemblage. Cette même flexibilité favorise un fléchissement du boulon dont l'effet est négatif sur la résistance à la fatigue du boulon. Le point de départ de la fissure se situe sur la partie filetée du boulon, en règle générale au niveau du fond de filet. À noter que les prévisions des effets de levier indiquées au chapitre 6 sont basées sur des conditions sous charge pondérée. Le niveau de l'effet de levier sous charge de service, point de développement de la fatigue, n'a pas été encore établi par analyse ou essai.

L'étendue des contraintes cycliques dans un boulon lorsque l'assemblage est soumis à des charges cycliques dépend étroitement de son niveau de précontrainte [6]. D'une part, des boulons correctement précontraints dans un assemblage très rigide ne subissent pratiquement aucune contrainte cyclique et possèdent par conséquent une grande résistance à la fatigue. D'autre part, un assemblage relativement flexible implique une flexion des boulons et, si leur précontrainte est faible, une grande étendue des contraintes cycliques. Dans ces conditions, les boulons auront une résistance à la fatigue de courte durée. Il se produit une complication supplémentaire si la charge appliquée est suffisamment élevée pour engendrer une plastification importante des boulons, auquel cas l'étendue des contraintes cycliques augmente à chaque cycle, comme on l'a démontré [6].

Les références [52] et [53] fournissent les données d'essai disponibles. Le programme expérimental n'avait pas pour objet principal la fatigue, si bien que les paramètres d'essai qui s'y rapportent sont limités. On y a cependant démontré que l'étendue réelle des contraintes cycliques dans un boulon correctement précontraint et soumis à de faibles effets de levier est considérablement inférieure à l'étendue nominale des contraintes cycliques. (On entend par étendue nominale des contraintes cycliques la charge nominale par boulon divisée par la section à fonds de filet du boulon.)

Les exigences de calcul de la norme S6 pour les assemblages boulonnés en traction suivent le même modèle général que pour les autres détails de construction. À noter cependant que l'effet de levier appliqué au boulon ne doit pas dépasser 30 % de la force nominale dans le boulon. On nous fait aussi remarquer qu'il faut utiliser la tige du boulon pour calculer l'étendue des contraintes cycliques. Ceci à titre pratique, car le rapport entre la section à fonds de filet et

celle de la tige est relativement constant pour les boulons de calibres courants. S'il y a rupture par fatigue, c'est dans la partie filetée qu'elle se produit.

La norme S6 prévoit une ligne droite en pente dans la région de résistance à courte durée, suivie d'une limite d'endurance, comme c'est le cas pour tous les autres détails de construction. Cependant, la partie de la ligne droite en pente est courte et la limite d'endurance à amplitude constante (CAFL) régit la majorité des cas. Pour les boulons A325, la valeur de CAFL (214 MPa) n'intervient qu'à environ 57 000 cycles si elle est prise à sa valeur projetée. Si la valeur de CAFL est divisée par 2, comme l'explique la section 7.3, la ligne droite en pente coupe alors la ligne CAFL/2 à 458 000 cycles. Pour les boulons A490, la valeur de CAFL correspond à 262 MPa et, là encore, la partie de la ligne droite en pente de la courbe de fatigue est relativement courte. Les règles de la norme S6 reproduisent les données d'essai de façon raisonnable, mais il n'y a aucune raison d'utiliser les parties de la ligne droite en pente. On peut aussi faire remarquer que les données d'essai n'indiquent pas de différence significative entre les boulons A325 et A490, position prise par la norme S6.

La norme S16 propose simplement des valeurs constantes pour la résistance à la fatigue des boulons à haute résistance en traction. Ces valeurs sont de 214 MPa et 262 MPa pour les boulons A325 et A490, respectivement. Tout comme la norme S6, la norme S16 exige aussi que l'effort de

levier calculé ne soit pas supérieur à 30 % des valeurs nominales.

Dans S16, le concepteur peut (1) déterminer l'étendue des contraintes cycliques par analyse, à l'aide de la rigidité relative des divers composants de l'assemblage, y compris les boulons, ou (2) calculer simplement l'étendue des contraintes cycliques à l'aide des charges de service et y inclure l'effet de levier. Compte tenu de la difficulté à calculer l'étendue des contraintes cycliques, il y a de fortes chances pour que les concepteurs utilisent la deuxième option.

Comme on l'a déjà mentionné, il y a peu de données disponibles pour l'élaboration de règles relatives à la résistance à la fatigue des boulons à haute résistance. Des travaux sont actuellement en cours (2004).

Quant à la fatigue, toute conception relative aux boulons à haute résistance en traction doit se conformer aux directives suivantes :

- Dans la mesure du possible, reconfigurer l'assemblage de façon à mettre les boulons en cisaillement et non en traction.
- S'assurer des méthodes adéquates de pose soient observées de façon à obtenir la précontrainte prescrite pour les boulons.
- Concevoir l'assemblage de façon à réduire l'effet de levier.

Chapitre 8

SUJETS SPÉCIAUX

8.1 Introduction

Il existe de nombreuses questions d'intérêt pour le concepteur qui ne justifient pas un traitement détaillé dans le présent document en raison de leur amplitude. On peut facilement obtenir des précisions à ce sujet en étudiant les normes pertinentes selon les besoins. Les divers sujets traités dans ce chapitre portent notamment sur le besoin de rondelles, l'utilisation de trous surdimensionnés ou oblongs, l'utilisation de boulons particulièrement courts ou longs, les boulons et écrous galvanisés, la réutilisation de boulons à haute résistance, les assemblages combinant boulons et soudures et la présence de surfaces de contact revêtues. On se propose surtout dans le traitement succinct de ces sujets d'alerter le concepteur en raison des questions que cela implique et des problèmes potentiels.

8.2 Utilisation de rondelles dans des assemblages à trous standard

Les paragraphes 23.5.1 et 23.5.2 de la norme soulignent les situations où il est nécessaire d'utiliser des rondelles standard durcies, ASTM F436 [17]. Cela comprend les installations faisant intervenir les boulons à couple de serrage contrôlé (F1852) et lorsqu'il faut employer la méthode d'arbitrage d'inspection. Dans ces deux cas, l'utilisation d'une rondelle durcie sous l'élément rotatif a pour but de fournir une surface de frottement raisonnablement uniforme. Dans ce cas, l'élément fixe n'exige aucune rondelle.

Il faut aussi prévoir une rondelle pour la pose des boulons avec rondelles de précontrainte (F959). Bien que la méthode de pose ne fasse pas intervenir de couples de serrage, il y a des raisons propres à la manière dont on exécute cette installation qui exigent d'ordinaire l'utilisation de rondelles; il faut (a) que les protubérances sur la rondelle F959 portent contre une surface durcie et (b) que ces protubérances ne s'usent pas en grattant, ce qui serait le cas si un boulon ou un écrou était vissé directement contre le côté de la rondelle équipé de protubérances. Il n'est pas nécessaire de poser des rondelles standard lorsque la rondelle F959 est placée directement sous la tête du boulon, sous réserve que cette dernière reste fixe. L'article 6.2.4 de la norme RCSC donne des informations précises sur l'emplacement de la rondelle. La référence [54] est elle aussi très utile pour identifier l'emplacement des rondelles lors de l'utilisation des rondelles de précontrainte F959 (et autres détails de boulonnage similaires).

L'utilisation des boulons A490 pour assembler des éléments en acier dont la limite élastique est égale ou inférieure à 280 MPa exige la présence de rondelles durcies

sous l'écrou et la tête du boulon. Ceci pour bénéficier d'une surface dure, non abrasive par frottement, sous l'élément rotatif et qui ne risque pas de s'enfoncer dans la surface des plaques assemblées sous les hautes précontraintes obtenues par les boulons A490. En revanche, la majorité des aciers actuels dépasse la limite élastique de 280 MPa. Indépendamment du fait que les rondelles ne sont pas indispensables pour la plupart des installations de boulons A490, l'utilisation d'une rondelle sous l'élément rotatif peut réduire le temps de pose, surtout pour les boulons A490 de grands diamètres.

Il n'est pas nécessaire de prévoir des rondelles dans les assemblages à serrage non-contrôlé, sauf dans les cas mentionnés ci-dessous. Dans le même ordre d'idée, les assemblages dont la résistance au glissement est cruciale, et qui sont montés avec des boulons précontraints A325, n'ont pas besoin en général de rondelles. Exception est faite des cas mentionnés ci-dessous :

- Si la pente des surfaces est supérieure à 5 % (soit 1:20), il faut utiliser une rondelle biseautée ASTM F436 pour compenser l'absence de parallélisme. Cela concerne les boulons A325 et A490.
- Les rondelles sont souvent indispensables pour les assemblages à trous surdimensionnés ou oblongs, quel que soit le type d'assemblage ou de pose. La section 8.3 traite de cela.

Les éléments d'assemblage sont en général fournis par le fabricant ou le distributeur sous forme d'éléments séparés, par ex., boulons, écrous et rondelles. Le montage des composants en « ensembles » se fait parfois à ce point pour faciliter la tâche du monteur. Si le devis ne stipule pas l'emploi de rondelles, les utiliser accroîtra le temps de pose requis car la pose des boulons demande dans ce cas des manipulations supplémentaires. En revanche, l'emploi de rondelles dans l'ensemble du travail exige que le monteur de charpentes s'acquitte de chaque assemblage d'une manière uniforme. Si c'est la méthode sélectionnée, cela vaut tout au moins la peine que le processus d'inspection mentionne s'il fallait des rondelles.

8.3 Trous surdimensionnés ou oblongs

L'utilisation de trous surdimensionnés ou oblongs permet aux monteurs de bénéficier d'une marge de manoeuvre plus grande pour la mise en place des composants. La question à ce point est de savoir quelle est la répercussion que ces types de trous peuvent avoir sur les performances prévues pour l'assemblage.

Un trou standard pour les boulons à haute résistance a 2 mm de plus que le diamètre nominal du boulon utilisé. Dans les assemblages composés de nombreux boulons, il se peut que tous les trous ne concordent pas exactement avec ceux de l'élément à raccorder. L'emploi de trous surdimensionnés permet de bénéficier d'une tolérance omnidirectionnelle. Dans les cas de trous oblongs, la tolérance est encore plus grande qu'avec les trous surdimensionnés, mais dans le sens de l'élongation uniquement. La norme fait la différence entre les trous oblongs « courts » et « longs » qui sont définies au paragraphe 22.3.5.2.

On tient compte directement dans les calculs de l'effet des trous surdimensionnés ou oblongs sur la section nette. À ce point, c'est le comportement du boulon qui présente de l'intérêt — aura-t-il des capacités réduites dans un trou surdimensionné ou allongé?

La section 3.3 définit les situations exigeant seulement un serrage initial des boulons. Par définition, il n'y a aucune précontrainte dans ce cas et, par conséquent, on peut supposer qu'il n'y a aucun transfert de charge par frottement. Dans un cas de ce genre, il peut se produire un glissement jusqu'au contact des boulons lorsque les charges sont relativement faibles, c'est-à-dire sous les charges de service. La norme S16 exige donc que lorsque de des boulons à serrage non-contrôlé sont utilisés des trous standard soient utilisés pour que le glissement soit minimal et qu'il se produise selon toute vraisemblance à la phase de montage. L'utilisation de boulons à serrage non-contrôlé et sans rondelles est aussi permise avec des trous oblongs courts ou longs orientés perpendiculairement par rapport au sens de la charge car le glissement potentiel est similaire à celui des trous standard dans le sens de la charge. En résumé, les trous standard et les trous oblongs courts ou longs orientés perpendiculairement par rapport à la charge sont autorisés lorsque des boulons à serrage non-contrôlé sont utilisés. Les trous surdimensionnés ne sont pas autorisés.

Comme on en a déjà fait la remarque, les trous surdimensionnés peuvent être utilisés dans toutes les plaques des assemblages antiglisement, mais non pas dans les assemblages par contact. Dans le premier cas, le glissement ne se produira pas au niveau de la charge de service de telle sorte que le surcroît de jeu des trous surdimensionnés n'est pas pris en compte. Dans le cas d'un assemblage par contact, le glissement pouvant se produire sous charges relativement faibles, les trous surdimensionnés ne sont pas autorisés.

Lorsque l'on utilise des trous surdimensionnés dans des assemblages antiglisement, il faut utiliser des rondelles standard (F436) contre ce type de trous s'ils se trouvent dans les plaques extérieures.

Les trous oblongs courts peuvent être utilisés dans toutes les plaques des assemblages antiglisement (n'importe quel

sens) ou par contact (doit être perpendiculaire au sens de la charge).

On peut utiliser des **trous** oblongs longs dans les assemblages antiglisement sans tenir compte du sens de la charge sous réserve de réduire la résistance au glissement. Comme le mentionne la section 5.2, le calcul fait intervenir dans ce cas un facteur de réduction (ϕ) égal à 0,75. Comme pour les trous oblongs courts, les longs peuvent être utilisés dans des assemblages par contact tant qu'ils sont orientés perpendiculairement au sens de la charge. Le facteur de réduction est appliqué parce que, dans le cas improbable où il se produirait un glissement, celui-ci serait relativement important.

On peut utiliser un trou oblong long uniquement sur des pièces de raccordement au niveau d'une surface de liaison (assemblages par contact ou antiglisement). Lorsque la plaque extérieure comporte des trous oblongs longs, il faut prévoir des plaques ou barres perforées d'une épaisseur minimale de 8 mm pour recouvrir toute la surface des trous oblongs. À noter qu'il ne suffit pas d'empiler des rondelles standard (F436) pour se conformer aux exigences : c'est un problème de rigidité et non de résistance.

Des rondelles sont nécessaires dans les assemblages antiglisement parce qu'il n'est pas possible d'obtenir la précontrainte voulue avec des rondelles standard. Des essais ont démontré que les trous surdimensionnés ou oblongs peuvent avoir un impact sur le niveau de précontrainte dans le boulon lorsque l'on fait appel aux procédures de pose standard. Prenons par exemple un trou surdimensionné. À mesure que le trou devient plus large par rapport au diamètre du boulon, il y a réduction de la quantité de matériau disponible pour réagir à la force du boulon. Par conséquent, le matériau raccordé se trouvant sur la périphérie du trou est soumis à des contraintes de contact supérieures à celles prévues. Cela prend encore plus d'ampleur si la tête de boulon, l'écrou ou la rondelle érode le matériau raccordé. La situation est similaire lorsqu'on utilise des trous oblongs. Le résultat est que l'ampleur d'allongement du boulon (et de précontrainte) pour un tour d'écrou donné sera moindre que pour un trou standard.

Les essais ont montré que l'utilisation de rondelles standard de $5/32$ po d'épaisseur¹, ne permet pas la plupart du temps de réaliser les précontraintes prévues en présence de trous surdimensionnés ou oblongs. Il faut des rondelles plus épaisses (plus rigides) pour recouvrir l'ouverture et

¹Les rondelles ASTM A436 ont une épaisseur maximale autorisée de 0,177 po pour tous les diamètres de boulon, tandis que l'épaisseur minimale autorisée dépend du diamètre du boulon. On utilise en général comme valeur moyenne raisonnable d'épaisseur $5/32$ po (0,156 po).

obtenir des précontraintes normales. La norme RCSC autorise les rondelles F436 dans un certain nombre de cas – tous les diamètres des boulons A325 et A490 ≤ 1 po de diamètre lorsque les plaques extérieures d'un assemblage comportent des trous surdimensionnés ou oblongs courts. Cependant, quand un trou oblong long est utilisé dans une plaque extérieure, il faut prévoir une plaque perforée ou une barre continue de $5/16$ po. Lorsqu'il s'agit de boulons A490 > 1 po de diamètre et de trous surdimensionnés ou oblongs courts dans une plaque extérieure, il faut une rondelle ASTM F436 de $5/16$ po d'épaisseur. Si l'on utilise un boulon A490 dans une plaque extérieure comportant un trou oblong long, il faut alors une plaque perforée durcie ou une barre continue durcie de $5/16$ po d'épaisseur. Comme nous l'avons déjà mentionné, il ne suffit pas d'empiler des rondelles standard pour arriver à l'épaisseur voulue. Il s'agit ici de rigidité et non d'épaisseur comme telle.

8.4 Utilisation de boulons longs ou courts

Les boulons longs ou courts ne demandant aucune précontrainte ne font pas l'objet d'une attention spéciale. Par contre, lorsque la précontrainte intervient, il faut analyser avec soin la longueur des boulons et leur emploi.

La majorité des recherches qui ont servi à l'origine à formuler les règles de pose des boulons à haute résistance ont été réalisées avec des boulons dont la longueur allait en général de 4 diamètres de boulon à environ 8 diamètres [6]. On a découvert ultérieurement que si la longueur des boulons était inférieure à ces valeurs, la pose pouvait entraîner leur rupture par torsion ou le dépouillement des filets avant que l'installation ne soit terminée. À l'opposé du spectre, l'utilisation de boulons plus longs que huit fois le diamètre implique une relaxation élastique risquant d'avoir un impact négatif sur la précontrainte. Quant aux boulons très longs, il n'y a pas suffisamment de données de recherche pour pouvoir établir des règles de précontrainte standard et de pose satisfaisantes, de telle sorte qu'il faut exécuter des essais avant installation. Là encore, ces préoccupations sur les boulons courts et longs n'ont une raison d'être que si une précontrainte est requise.

La norme S16 stipule que les boulons courts devant être précontraints selon la méthode du tour d'écrou reçoivent $1/3$ de tour au lieu du $1/2$ tour habituel. Cela concerne les boulons dont la longueur maximale correspond à 4 diamètres. Le choix d'autres méthodes de pose faisant intervenir des rondelles de précontrainte ou des boulons à couple de serrage contrôlé exige des essais avant pose pour déterminer les effets de la longueur. Les boulons particulièrement courts, comme on pourrait en utiliser pour la construction d'un pylône, peuvent soulever un problème. Compte tenu du

calibre de l'appareil d'étalonnage Skidmore-Wilhelm, il se peut qu'il ne soit pas possible d'adapter correctement le boulon dans l'appareil. Plusieurs solutions se présentent : utiliser un nouveau raccord pour adapter l'appareil aux boulons courts, utiliser des rondelles de précontrainte étalonnées ou improviser un bloc solide qui mesure la charge au moyen de jauges de contrainte.

Dans le cas de boulons longs (entre 8 et 12 diamètres) devant être précontraints au moyen de la méthode du tour d'écrou, il faut leur donner $2/3$ de tour. Les boulons dont la longueur est supérieure à 12 diamètres n'ont pas fait l'objet d'essais suffisants pour établir des règles. Les boulons longs posés avec des rondelles de précontrainte ou les boulons à couple de serrage contrôlé peuvent être facilement étalonnés au moyen de l'appareil Skidmore-Wilhelm et d'un matériau massif permettant d'augmenter la longueur de serrage.

8.5 Boulons galvanisés

Il est parfois indispensable d'appliquer une couche de zinc sur l'acier de construction, c'est-à-dire le galvaniser, pour le protéger contre la corrosion. Dans ce cas, il faut en général utiliser aussi des boulons galvanisés. Sous conditions ordinaires, les boulons à haute résistance ne sont pas sujets à la corrosion si bien qu'il n'est pas nécessaire de les protéger pour la majorité des constructions, à moins qu'ils ne soient exposés à un milieu marin. L'atmosphère industrielle qui règne dans certaines usines justifie aussi la galvanisation des boulons à haute résistance. En aucun cas il ne faut galvaniser les boulons A490, car leur haute résistance les rend susceptibles à la fragilisation par l'hydrogène.

Cette section traite des effets de la galvanisation des boulons A325, tandis que la section 8.8 traite de ses effets sur le matériau raccordé.

Les problèmes que soulèvent un boulon et un écrou galvanisés sont divers, notamment les effets possibles sur les propriétés du boulon, la possibilité de dépouillement des filets en raison de leur surtraudage et l'impact du revêtement en zinc sur le couple de serrage requis pour la pose.

Comme on pouvait s'y attendre, les études ont démontré que la galvanisation restait sans effet sur les propriétés de résistance du boulon [6].

Le frottement entre le boulon et l'écrou augmente lorsqu'ils sont tous les deux galvanisés. La galvanisation a deux effets. En premier lieu, la relation entre le couple de serrage appliqué et la précontrainte qui en résulte n'est plus la même. Dans un cas extrême, un boulon et un écrou galvanisés peuvent casser avant obtention de la précontrainte souhaitée. En second lieu, les filets peuvent s'arracher avant que la pose soit terminée en raison des grandes forces de frottement. Pour identifier et résoudre tout problème lié à

la galvanisation, la norme ASTM A325 stipule que l'écrou doit être lubrifié et que le montage soit soumis à des essais pour garantir qu'un tour de plus que prévu pour la pose ne risque pas d'arracher les filets ou qu'il n'y aura aucune rupture avant que la pose ne soit terminée.

Le fabricant se charge en général du surtaraudage de l'écrou de façon à ce que l'écrou plaqué et le boulon plaqué se montent correctement, car c'est aussi une cause de l'épouillement des filets. La conformité du montage avec les tests de rotation requis par la norme A325 certifie que l'ensemble se comportera de façon satisfaisante.

La conformité aux exigences concernées des normes ASTM A325 et RCSC assure que les boulons et écrous galvanisés se comporteront de façon satisfaisante. Ces normes exigent notamment (1) que les boulons, écrous et rondelles galvanisés, s'ils sont requis, soient traités sous forme d'ensemble, (2) que les écrous soient lubrifiés et testés avec les boulons fournis, (3) que les écrous et les boulons soient expédiés ensemble dans le même conteneur et (4) qu'il soit interdit au vendeur de fournir des boulons et des écrous provenant de différentes sources de fabrication.

8.6 Réutilisation des boulons à haute résistance

Il faut à l'occasion démonter un boulon posé au cours du processus d'édification pour ensuite devoir le reposer. Ce besoin peut aussi survenir au démontage d'une structure qui doit être remontée ailleurs. La question est de savoir si les boulons à haute résistance à serrage contrôlé peuvent être réutilisés et, dans l'affirmative, combien de fois.

La pose d'un boulon à haute résistance s'accompagne d'une certaine déformation plastique avant d'atteindre ou de dépasser la précontrainte minimale requise. La plastification se limite à un relativement faible volume de matériau situé dans la région filetée juste sous l'écrou. Cette petite déformation ne nuit en aucune manière aux performances du boulon [6]. Toutefois, si la précontrainte du boulon est relâchée, lors du desserrage du boulon par exemple, la question se pose de savoir s'il est réutilisable.

Le cycle de précontrainte, desserrage et de nouveau précontrainte implique à chaque fois une légère perte de ductilité. Si les cycles se répètent trop souvent, il devient impossible de parvenir à la précontrainte désirée avant rupture. La figure 8.1 illustre par un schéma cet effet. Dans cette illustration, basée sur des résultats d'essai [6], la traction minimale requise a été obtenue à la première pose et aux trois reposes successives (par la méthode du tour d'écrou), suivies d'une rupture à la cinquième tentative.

Les études ont démontré [6] qu'il était possible de réutiliser les boulons A325 et A490 un nombre réduit de fois, sous réserve que l'enduit huileux soluble à l'eau, normalement présent après le procédé de fabrication, soit

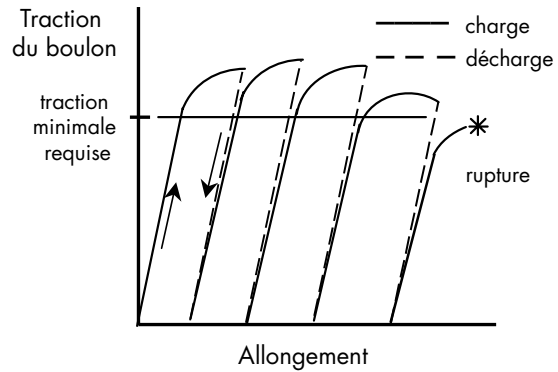


Fig. 8.1 Pose répétée

intact. Les essais sur les boulons A325 font état de la réussite de trois à quatre réinstallations, au moins. En revanche, les essais sur les boulons A490 ont montré que cela se limitait à une ou deux reposes seulement.

La norme S16 n'offre aucun conseil sur la réutilisation des boulons. La norme RCSC, quant à elle, interdit la réutilisation des boulons A490 et des boulons galvanisés A325. On peut déterminer le nombre de réutilisations autorisées pour les boulons A325 bruts pour un lot donné en exécutant une procédure d'étalonnage au moyen d'une jauge Skidmore-Wilhelm. Bien entendu, le nombre de réutilisations doit faire l'objet d'un contrôle sévère. De façon empirique, si l'on peut tourner l'écrou librement à la main sur toute la longueur filetée du boulon, on peut le réutiliser.

À noter d'autre part que les boulons A325 ou A490 installés avec serrage initiale seulement que l'on retrouve ultérieurement desserrés peuvent être posés invariablement avec serrage contrôlé. On considère que ce n'est pas une réutilisation étant donné qu'aucune déformation plastique des filets ne s'est produite durant la première utilisation. Même retoucher les boulons précontraints dans un assemblage à plusieurs boulons ne constitue pas en général une réutilisation, à moins que le boulon n'ait été substantiellement desserré lorsque les autres parties de l'assemblage sont boulonnées.

8.7 Assemblages mixtes à boulons et soudures

Il est parfois nécessaire d'utiliser dans un même assemblage des boulons à haute résistance et des soudures d'angle, plus particulièrement lorsqu'il s'agit de travaux correcteurs. Lorsque ces éléments agissent dans un même plan de cisaillement, la résistance combinée dépend de la pose des boulons, avec serrage contrôlé ou non-contrôlé, de l'orientation des soudures d'angle par rapport au sens de la force dans l'assemblage et de l'emplacement des boulons par rapport à leur trou. La norme S16 présente au paragraphe 21.10 des recommandations pour la conception de ce type d'assemblage. Cependant, des études

récentes [55, 56] ont révélé que ces recommandations ne permettaient pas de prévoir avec certitude la résistance réelle des assemblages boulonnés/soudés. Si l'utilisation de ces règles donne des résultats conservateurs, elles ne sont cependant pas fondées sur un modèle rationnel.

L'approche soulignée dans les références [55] et [56] recommande que la résistance de l'assemblage soit déterminée à partir de la plus grande des capacités suivantes : (1) cisaillement des boulons seulement, (2) cisaillement des soudures seulement ou (3) cisaillement de la combinaison soudures d'angle/boulons. L'étude porte aussi sur les boulons à haute résistance précontraints et à serrage non-contrôlé.

Compte tenu des résultats des essais des combinaisons diverses, la capacité d'une combinaison de boulons à haute résistance et de soudures d'angle placées longitudinalement par rapport à la force, la référence [56] recommande que

$$P_n = (0,50 \times \text{résistance du boulon au cisaillement}) \\ + (\text{résistance au cisaillement de la soudure} \\ \text{longitudinale}) \\ + (0,25 \times \text{résistance au glissement}) \quad (8.1)$$

La résistance du boulon au cisaillement, la résistance longitudinale de la soudure au cisaillement et la résistance au glissement sont tous des calculs effectués conformément à la norme S16, y compris les coefficients de résistance (qui ne figurent pas sur l'équation 8.1).

Si des boulons et des soudures d'angle transversales sont combinés, la capacité devient alors

$$P_n = \text{résistance au cisaillement d'une soudure} \\ \text{transversale} \\ + (0,25 \times \text{résistance au glissement}) \quad (8.2)$$

dans laquelle on utilise maintenant la résistance au cisaillement transversale de la soudure. Comme le degré de déformation qu'une soudure d'angle transversale peut subir avant rupture est très faible, la contribution du boulon en cisaillement est négligeable et réduite dans ce cas à zéro. Dès que la soudure transversale atteint sa capacité maximale prévue (sa limite de rupture), la situation revient tout simplement à un assemblage boulonné. La résistance dans ce cas peut être supérieure à celle fournie par l'équation 8.2, selon la proportion de boulons par rapport à la soudure transversale.

Lorsque les boulons sont combinés à des soudures transversales et longitudinales, la capacité devient

$$P_n = (0,85 \times \text{résistance au cisaillement d'une soudure} \\ \text{longitudinale}) \\ + (\text{résistance au cisaillement d'une soudure} \\ \text{transversale}) \\ + (0,25 \times \text{résistance au glissement}) \quad (8.3)$$

Une fois de plus, on remarque que la soudure transversale atteint sa charge de rupture après un degré de déformation relativement faible. Dès qu'elle se rompt, la situation revient à une soudure d'angle longitudinale en combinaison avec des boulons à haute résistance. C'est maintenant l'équation 8.1 qui s'applique et la résistance calculée de cette manière pourrait être supérieure à ce que l'on a obtenu à l'équation 8.3.

Annulant tous ces cas, on a déjà fait remarquer qu'il est possible que seule la résistance au cisaillement de la soudure puisse régir l'assemblage ou que ce soit la résistance seule au cisaillement du boulon qui s'en charge. Dans la pratique, ce genre de situation signifie que certaines combinaisons de soudures et de boulons n'offrent aucun avantage. Ces cas se produisent lorsque les proportions de soudures et de boulons ne sont pas adéquates. Prenons, par exemple, un assemblage boulonné existant auquel on a ajouté une petite soudure longitudinale. Conformément à l'équation 8.1, les boulons ne sont pas complètement efficaces en cisaillement lorsqu'ils sont sous charge. Quand la soudure longitudinale atteint sa capacité maximale et qu'elle casse, nous voilà de nouveau en présence d'un assemblage boulonné, uniquement. Les boulons sont maintenant totalement efficaces et leur résistance peut être supérieure à la résistance combinée soudures/boulons. Finalement, le concepteur doit vérifier ces situations (boulons seulement ou soudures seulement) et les équations appropriées parmi 8.1, 8.2 et 8.3.

En général, l'addition d'une soudure d'angle transversale à un ensemble boulonné ne constitue pas un moyen efficace de renforcer un assemblage existant.

8.8 Enduits protecteurs

Il est recommandé dans certaines applications de prévoir un revêtement de protection à la surface de l'acier utilisé dans la structure. Ceci afin essentiellement d'empêcher la corrosion de l'acier exposé aux intempéries à la phase d'édification ou pour qu'il puisse ultérieurement bénéficier d'une protection permanente. Les revêtements protecteurs peuvent se présenter sous diverses formes : peinture, plaquage de zinc ou d'aluminium, divers types de couches vinyliques, peintures organiques ou inorganiques riches en zinc, etc. Un revêtement appliqué sur les surfaces des assemblages qui sont à serrage non-contrôlé [18] n'a aucune influence sur la résistance ou sur le comportement de l'assemblage. Dans ces cas, la résistance de l'assemblage relève de la section nette du matériau assemblé, de la résistance au cisaillement des boulons ou de la résistance à la pression diamétrale du matériau assemblé. Le revêtement ne joue un rôle que lorsque l'assemblage est antiglissement.

La section 5.2 propose une description d'assemblages antiglissement. Comme l'explique cette section, le coefficient de frottement de l'acier, k_s , entre directement dans l'équation

de calcul 5.3. Le tableau 3 de la norme S16 indique les valeurs de k_s pour trois types de revêtements. Une surface galvanisée par immersion à chaud qui a été dépolie (par léger brossage métallique) a une valeur prescrite de coefficient de frottement, $k_s = 0,40$. De toute façon, en cas

d'utilisation de revêtements ne figurant pas sur la liste, la norme S16 exige l'exécution d'essais pour en déterminer le coefficient de frottement. La norme RCSC [15] précise la méthode d'essai.

REFERENCES

1. Bibliography on Bolted and Riveted Joints, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 48, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.,
2. Bibliography on Riveted Joints, A.E.R. deJong, American Society of Mechanical Engineers, New York, 1945.
3. C. Batho and E.H. Bateman, "Investigations on Bolts and Bolted Joints, Second Report of the Steel Structures Research Committee," London, 1934.
4. W.M. Wilson and F.P. Thomas, "Fatigue Tests on Riveted Joints," Bulletin 302, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, 1938.
5. Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation, Specifications for Assembly of Structural Joints Using High-Strength Bolts, 1951.
6. G.L. Kulak, J.W. Fisher, and J.A.H. Struik, "*Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*," Second Edition, John Wiley, New York, 1987.
7. *Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength, and Design*, Elsevier Applied Science, 1988, Editors: Reidar Bjorhovde, Jacques Brozzetti, and Andre Colson
8. *Connections in Steel Structures II: Behavior, Strength, and Design*, American Institute of Steel Construction, 1991. Editors: Reidar Bjorhovde, Andre Colson, Geerhard Haaijer, and Jan Stark.
9. *Connections in Steel Structures III: Behaviour, Strength, and Design*, Pergamon, 1996. Editors: Reidar Bjorhovde, Andre Colson, and Riccardo Zandonini.
10. *Connections in Steel Structures IV: Behavior, Strength and Design*, American Institute of Steel Construction, 2002. Editors: R. T. Leon and W.S. Easterling.
11. ASTM A502-93, Standard Specification for Steel Structural Rivets, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
12. ASTM A307-00, Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs, 60 000 PSI Tensile Strength, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
13. ASTM A325-02, Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 102/105 ksi Minimum Tensile Strength, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
14. ASTM A490-02, Standard Specification for Structural Bolts, Alloy Steel, Heat-Treated, 150 ksi Minimum Tensile Strength, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
15. Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts, Research Council on Structural Connections, 2000. (Available free at www.boltcouncil.org).
16. ASTM A563-00, Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Nuts, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
17. ASTM F436-93(2000), Standard Specification for Hardened Steel Washers, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
18. Association canadienne de normalisation, CAN/CSA-S16-01 Limit States Design of Steel Structures, Toronto, 2001.
19. G.L. Kulak and G.Y. Grondin, *Limit States Design in Structural Steel*, Seventh Edition, Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, 2002.
20. Association canadienne de normalisation, CAN/CSA-S6-00 Code **canadien** sur le **calcul** des **ponts** routiers, Toronto, 2000.
21. L. Shenker, C.G. Salmon, and B.G. Johnston, "Structural Steel Connections," Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, 1954.
22. Fisher, J.W., Galambos, T.V., Kulak, G.L., and Ravindra, M.K., "Load and Resistance Factor Design Criteria for Connectors," J. of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST9, September 1978.
23. Munse, W.H. and Cox, H.C., "The Static Strength of Rivets Subjected to Combined Tension and Shear," Engineering Experiment Station Bulletin 427, University of Illinois, Urbana, 1956.
24. Hechtman, R.A., "A Study of the Effects of Heating and Driving Conditions on Hot-Driven Structural Steel Rivets," Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, 1948.

25. Yoshida, N. and Fisher, J.W., "Large Shingle Splices that Simulate Bridge Joints," Fritz Engineering Laboratory Report No. 340.2, Lehigh University, Bethlehem, PA, December, 1968.
26. Rumpf, John L. and Fisher, John W., "Calibration of A325 Bolts," J. of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, ST6, December, 1963.
27. Christopher, R.J., Kulak, G.L., and Fisher, J.W., "Calibration of Alloy Steel Bolts," J. of the Structural Division, ASCE, Vol. 92, ST2, April, 1966.
28. Bickford, John H., "An Introduction to the Design and Behavior of Bolted Joints," Second Edition, Marcel Dekker Inc., New York, 1990.
29. Kulak, G.L. and Birkemoe, P.C., "Field Studies of Bolt Pretension," J. Construct. Steel Research, Vol. 25, Nos. 1 & 2, pages 95-106, 1993.
30. ASTM F1852-00, Standard Specification for "Twist Off" Type Tension Control Structural Bolt/Nut/Washer Assemblies, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
31. Kulak, Geoffrey L. and Undershute, Scott T., "Tension Control Bolts: Strength and Installation," Journal of Bridge Engineering, Vol. 3 No. 1, ASCE, February, 1998.
32. ASTM F959-99a, Standard Specification for Compressible-Washer-Type Direct Tension Indicators for Use with Structural Fasteners, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
33. Dahl, Joan S., Le-Wu Lu, Fisher, John W., and Abruzzo, John, "Comparative Effectiveness of Tightening Techniques for A490 1-1/4 in. Diameter Bolts," Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 33, No. 1, First Quarter, 1996.
34. Oswald, C.J., Dexter, R.J., Brauer, S.K., "Field Study of Pretension in Large Diameter A490 Bolts," ASCE Journal of Bridge Engineering, Vol. 1, August, 1996.
35. Mikkel A. Hansen, "Influence of Undeveloped fillers on Shear Strength of Bolted Splice Joints," PSFSEL Thesis No. 80-1, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, March, 1980.
36. Yura, J.A., Frank, K.H., and Polyzois, D., "High Strength Bolts for Bridges," PMFSEL Report No. 87-3, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, May, 1987.
37. Load and Resistance Design Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 1999.
38. Chesson, Eugene, Jr., Munse, William H., and Faustino, Norberto R., "High-Strength Bolts Subjected to Tension and Shear," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 91, ST5, October, 1965.
39. Chesson, Eugene, Jr., "Bolted Bridge Behavior During Erection and Service," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 91, ST3, June, 1965.
40. Kulak, Geoffrey L. and Grondin, G.Y., "AISC LRFD Rules for Block Shear in Bolted Connections—A Review," Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 38, No. 4, Fourth Quarter, 2001. (Voir aussi les errata à cette référence.)
41. Driver, R.G, Grondin, G.Y., and Kulak, G.L., "A Unified Approach to Design for Block Shear," Proc. Connections in Steel Structures V, Amsterdam, June, 2004.
42. Munse, W.H. and Chesson, E. Jr., "Riveted and Bolted Joints: Net Section Design," J. of the Struct. Div., ASCE, Vol. 89 (1), 107-126, 1963.
43. Chesson, E., Jr., and Munse, W.H., "Riveted and Bolted Joints: Truss Type Tensile Connections," J. of the Struct. Div., ASCE, Vol. 89 (1), 67-106, 1963.
44. McGuire, William, "Steel Structures," Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1968.
45. Institut canadien de la construction en acier, "Handbook of Steel Construction," Eighth Edition, Willowdale, Ontario, 2004.
46. Fisher, J.W., Kulak, G.L., and Smith, I.F.C., "A Fatigue Primer for Structural Engineers," National Steel Bridge Alliance, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., 1998.
47. Fisher, J.W., Yen, B.T. and Wang D., "Fatigue of Bridge Structures – a Commentary and Guide for Design, Evaluation and Investigation Of Cracking," ATLSS Report No 89-02, Lehigh University, Bethlehem, PA, 1989.
48. Kulak, G.L., "Fatigue Strength of Riveted Shear Splices," Progress in Structural Engineering and Materials, Vol 2 (1), 1-10, 2000.
49. Dexter, J. Robert, Wright, W.J., and Fisher, J.W., "Fatigue and Fracture of Steel Girders," J. of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 9, No. 3, May, 2004.

50. Josi, Georg, Grondin, Gilbert Y., and Kulak, Geoffrey L., "Fatigue of Joints with Staggered Holes," *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 9, No. 6, November–December 2004.
51. American Association of State Highway and Transportation Officials, "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI, 3rd Edition," Washington, D.C., 2004.
52. Nair, R.S., Birkemoe, P.C., and Munse, W.H., "High Strength Bolts Subjected to Tension and Prying," *J. of the Structural Division, ASCE*, Vol. 100, No. ST2, February, 1974.
53. Bouwman, L.P., "Fatigue of Bolted Connections and Bolts Loaded in Tension," Report No. 6–79–9, Stevin Laboratory, Delft Univ. of Technology, Delft, The Netherlands, 1979.
54. *Structural Bolting Handbook*, Steel Structures Technology Center, Inc. Novi, MI., 2000.
55. Manuel, Thomas J. and Kulak, Geoffrey L., "Strength of Joints that Combine Bolts and Welds," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 126, No. 3, March, 2000.
56. Kulak, Geoffrey L. and Grondin, G.Y., "Strength of Joints that Combine Bolts and Welds," *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, Vol. 40, No. 2, Second Quarter 2003.

INDEX

- Tiges d'ancrage (boulons d'ancrage), 2
- American Society for Testing and Materials (voir ASTM)
- Inspection d'arbitrage, 21
- ASTM (boulons et normes connexes)
 - A141, 11
 - A193, 4
 - A307, 3
 - A325, 3, 13
 - A354BD, 4
 - A449, 4
 - A490, 3, 13
 - A502, 2
 - A563, 4
 - F436, 45
 - F1852, 13, 45
- Compression
 - contraintes de pression, 6, 31
- Assemblages par contact, 6, 30,
- Bloc de cisaillement (voir bloc de traction et de cisaillement)
- Boulons
 - Longueur des boulons, 46
 - Cisaillement et traction combinés, 25
 - Combinés aux soudures, 48
 - Résistance à la fatigue, 41, 43
 - Galvanisés, 47
 - Haute résistance, 3
 - Notes historiques, 1
 - Pose (voir pose des boulons)
 - Longs, 16, 47
 - Propriétés mécaniques, 3, 13
 - Ordinaires ou courants (A307), 3
 - Précontraints (voir Précontrainte)
 - Charge d'essai, 13
 - Réutilisation, 48
 - Capacité de rotation, 16
 - Résistance au cisaillement, 6, 24
 - Courts, 47
 - Résistance à la traction, 23, 35
- Assemblage à recouvrement, 27
- Pose avec clé dynamométrique, 17
- Étalonnage des boulons, 17
- Association canadienne de normalisation
 - CAN/CSA – S06, 7
 - CAN/CSA – S16, 7
- Force de serrage (voir précontrainte)
- Revêtements, 49
- Assemblages mixtes boulonnés/soudés, 48
- Traction et cisaillement combinés, 4, 11, 25
- Boulons courants (A307), 3
- Assemblages
 - À recouvrement, 27
 - À gousset, 4
 - En traction, 5
- Philosophie de conception, 7
- Rondelles de précontrainte, 19, 45
- Pince longitudinale, 31
- Résistance pondérée, 7
- Fatigue
 - Norme AASHTO, 42
 - Usure de contact, 41
 - Assemblages rivetés, 39
 - Assemblages boulonnés en cisaillement, 41
 - Assemblages boulonnés en traction, 43
- Boulons et écrous galvanisés, 47
- Longueur de serrage, 16
- Boulons à haute résistance
 - ASTM A307, 3
 - ASTM A325, 3, 13
 - ASTM A354BD, 4
 - ASTM A449, 4
 - ASTM A490, 3
 - ASTM F1852, 13
 - Résistance à la traction pure, 23, 35
 - Fatigue, 39
 - Galvanisés, 47
 - Étude historique, 1
 - Pose (voir Pose des boulons)
 - Comportement des boulons en cisaillement, 25
 - Comportement des boulons en traction, 23
 - Propriétés mécaniques, 3, 13
 - Réutilisation (réinstallation), 48
 - Résistance au cisaillement, 24
 - Boulons à couple de serrage contrôlé, 18
 - Traction par couple de serrage, 14
- Notes historiques, 1
- Trous
 - Trous surdimensionnés, 45
 - Oblongs, 45
- Inspection
 - Arbitrage, 21
 - Rondelles de précontrainte, 19
 - Impératifs généraux, 20
 - Boulons précontraints, 21
 - Boulons à serrage initial, 21
 - Boulons à couple de serrage contrôlé, 20
- Pose des boulons
 - Clé dynamométrique, 17
 - Exigences générales, 13
 - Rondelles de précontrainte, 19
 - Boulons à couple de serrage contrôlé, 18
 - Tour d'écrou, 14
 - Rondelles, 16, 45

- Effet de longueur de l'assemblage, 27
- Types d'assemblages (à chevauchement)
 - À compression
 - Boulons précontraints, 21
 - Antiglisement, 29
 - Boulons à ajustement serré, 21
 - Assemblage à recouvrement, 4
 - États-limites
 - Ultimes, 6
 - De service, 7
 - Coefficient de pondération des charges, 7
 - Rondelles de précontrainte, 19
 - Concepts de transfert de charge, 4
 - Boulons longs, 16, 47
 - Connecteurs mécaniques
 - Boulons, 3
 - Rivets, 1, 9
 - Résistance nominale, 7
 - Écrous
 - Galvanisés, 47
 - Généralités, 13
 - Spécifications, 4
 - Trous surdimensionnés, 45
 - Précontrainte
 - Pose avec clé dynamométrique, 17
 - Rondelle de précontrainte, 19
 - Effet de longueur des boulons, 16, 46
 - Effet de la charge externe, 35
 - Effet de dimension du trou, 45
 - Boulons à haute résistance, 4, 13, 15
 - Boulons ordinaires (A307), 3
 - Rivets, 2, 9
 - Sélection du type d'assemblage, 20
 - Résistance au glissement, 28
 - Boulons à couple de serrage contrôlé, 18
 - Pose par la méthode du tour d'écrou, 17
 - Exigences relatives aux rondelles, 16, 45
 - Effet de levier, 37
 - Réinstallation de boulons à haute résistance, 48
 - Réutilisation des boulons à haute résistance, 48
 - Research Council on Structural Connections (RCSC)
 - Historique, 1
 - Normes, 3
 - Coefficient de résistance, 7
 - Rivets
 - Force de serrage, 2
 - Cisaillement et traction combinés, 11
 - Résistance à la fatigue, 39
 - Nuances, 2
 - Historique, 1
 - Pose, 2
 - Propriétés mécaniques, 2
 - Force de levier, 9
 - Résistance au cisaillement, 9
 - Résistance à la traction, 9
 - État-limite d'utilisation, 7
 - Cisaillement (dans les fixations)
 - Boulons en cisaillement et traction combinés, 25
 - Rivets en cisaillement et traction combinés, 11
 - Effet de longueur de l'assemblage, 25
 - Effet de précontrainte, 15, 25
 - Effet des filets, 25
 - Résistance au cisaillement des boulons, 24, 30
 - Résistance au cisaillement des rivets, 9
 - Décalage en cisaillement, 32
 - Glissement dans les assemblages, 27
 - Assemblages antiglisement, 19, 28
 - Coefficient de frottement, 29
 - Résistance au glissement, 29
 - Boulons courts, 47
 - Trous oblongs, 45
 - Boulons à ajustement serré, 13, 19
 - Surface de contrainte, 2
 - Couches protectrices, 49
 - Bloc de traction et cisaillement, 32
 - Surface de contrainte de traction, 2, 24
 - Boulons à couple de serrage contrôlé, 18
 - Résistance à la traction des boulons, 23, 35
 - Résistance à la traction des rivets, 9
 - Assemblages en traction, 5, 35
 - Tiges filetées, 2
 - Relation couple de serrage/traction, 17
 - Assemblages à treillis, 4
 - Méthode de pose par tour d'écrou, 14
 - Rondelles
 - Rondelles de précontrainte, 19
 - Trous surdimensionnés, 45
 - Trous oblongs, 45
 - Trous standard, 45
 - Rondelles standard, 45

Institut canadien de la construction en acier
300-201 Consumers Road
Willowdale, ON M2J 4G8
Tél.: 416-491-4552 Téléc.: 416-491-6461
www.cisc-icca.ca

ISBN 0-88811-111-8