



Programme d'éducation
et de formation
tout au long de la vie

PROJET SKILLS

BÂTIMENTS EN ACIER EN EUROPE

Bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée

Partie 5 : Conception et calcul des structures à treillis

Octobre 2013



Bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée

Partie 5 : Conception et calcul des structures à treillis

AVANT-PROPOS

Cette publication est la cinquième partie du guide de conception et calcul : *Bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée*.

Les 11 parties de ce guide sont :

- Partie 1 : Guide pour les architectes
- Partie 2 : Conception
- Partie 3 : Actions
- Partie 4 : Conception et calcul des portiques
- Partie 5 : Conception et calcul des structures à treillis
- Partie 6 : Conception et calcul des poteaux composés
- Partie 7 : Ingénierie incendie
- Partie 8 : Enveloppe des bâtiments
- Partie 9 : Introduction aux logiciels de calcul
- Partie 10 : Guide pour la spécification d'un projet de construction
- Partie 11 : Assemblages de continuité par platines d'about

Le guide *Bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée* est le premier d'un ensemble en deux volumes, le second s'intitulant *Bâtiments en acier à plusieurs niveaux*.

Ces deux guides ont été réalisés dans le cadre du projet européen "Facilitating the market development for sections in industrial halls and low rise buildings (SECHALO) RFS2-CT-2008-0030" que l'on peut traduire en français par « Faciliter le développement du marché des profilés laminés pour les halles industrielles et les bâtiments de faible hauteur ».

Ces guides de conception et de calcul ont été rédigés sous la direction d'ArcelorMittal, Peiner Träger et Corus. Le contenu technique a été préparé par le CTICM et le SCI, collaborant dans le cadre de « Steel Alliance », réalisée grâce à une subvention financière du Fonds de Recherche du Charbon et de l'Acier (RFCS) de la Communauté européenne.

La traduction française de la présente publication a été réalisée dans le cadre du projet SKILLS, sous l'égide du CTICM et dans le cadre d'une collaboration avec ConstruirAcier et l'APK. Le projet SKILLS a été financé avec le soutien de la Commission européenne. Cette publication n'engage que son auteur et la Commission n'est pas responsable de l'usage qui pourrait être fait des informations qui y sont contenues.

Contenu

	Page n°
1 INTRODUCTION	1
1.1 Définition	1
1.2 Utilisation de treillis dans les bâtiments à simple rez-de-chaussée	1
1.3 Différentes formes de treillis	4
1.4 Aspects de conception des treillis pour les fermes de toitures	7
1.5 Calcul des poutres au vent	10
2 INTRODUCTION AU CALCUL DÉTAILLÉ	12
2.1 Exigences générales	12
2.2 Description de l'exemple d'application	13
3 ANALYSE GLOBALE	16
3.1 Généralités	16
3.2 Modélisation	16
3.3 Modélisation de l'exemple d'application	17
3.4 Analyse globale simplifiée de l'exemple d'application	19
3.5 Efforts secondaires	21
3.6 Incidence des jeux sur la flèche	22
3.7 Modification d'un treillis pour le passage d'un équipement	25
4 VÉRIFICATION DES BARRES	29
4.1 Vérification des barres comprimées	29
4.2 Vérification des barres tendues	43
5 VÉRIFICATION DES ATTACHES	46
5.1 Caractéristiques des attaches de montants de treillis	46
5.2 Attaches de continuité de membrures	48
5.3 Attaches de diagonales sur membrures	50
RÉFÉRENCES	52
Annexe A Exemple d'application : Calcul d'un assemblage de continuité de membrure par couvre-joints boulonnés	54
Annexe B Exemple d'application - Calcul d'un nœud de treillis avec gousset	80

RÉSUMÉ

Ce document fournit des recommandations pour la conception et le calcul des treillis pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée. Le recours aux treillis permet de réaliser des bâtiments de toutes formes et de toutes dimensions. Le guide explique que l'on peut utiliser des treillis 2D ou 3D. Les formes 2D correspondent essentiellement aux poutres planes destinées à supporter les toitures, leur portée pouvant aller jusqu'à 120 m dans les grands bâtiments industriels. Les formes des treillis en 3D peuvent être utilisées pour couvrir de grandes surfaces sans appuis intermédiaires ; ces formes sont souvent utilisées pour les grandes halles d'exposition. Les explications détaillées fournies dans ce document concernent principalement les structures à treillis 2D composées de profilés laminés à chaud mais les principes sont tout à fait transposables à tous les autres types de structures à treillis.

1 INTRODUCTION

1.1 Définition

Un treillis est avant tout un système triangulé constitué d'éléments structuraux rectilignes interconnectés ; ce type de structure est quelquefois appelé poutre à âme ajourée. Les barres élémentaires sont attachées aux nœuds ; les attaches sont souvent supposées être articulées. Les charges appliquées au système et les réactions d'appui sont généralement appliquées aux nœuds. Quand toutes les barres et tous les efforts appliqués sont situés dans le même plan, le système est dit plan ou à treillis 2D.

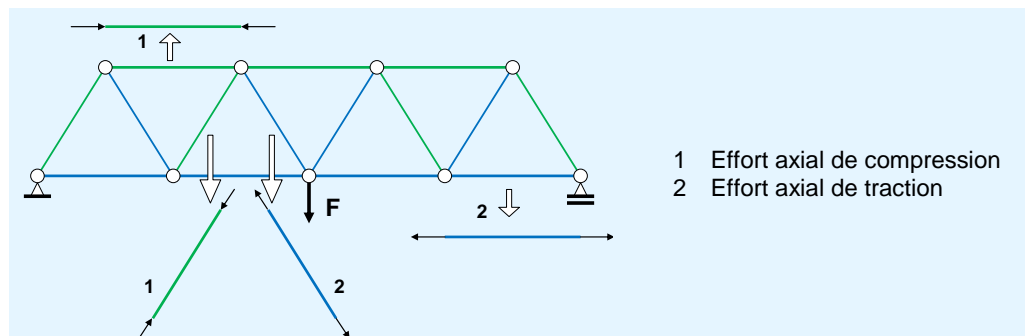


Figure 1.1 Barres soumises à des efforts axiaux dans un treillis simple

Les efforts principaux dans chaque barre sont des efforts axiaux, de traction ou de compression. Si les attaches aux nœuds sont rigides, des efforts de flexion secondaires sont introduits ; ceci est exposé ci-après.

1.2 Utilisation de treillis dans les bâtiments à simple rez-de-chaussée

Dans un bâtiment industriel typique à simple rez-de-chaussée, on utilise souvent des treillis pour remplir les deux fonctions principales suivantes :

- supporter les charges de toiture :
 - charges gravitaires (poids propre, charge de neige, couverture et équipements disposés, soit sur le toit, soit suspendus à la structure) ;
 - actions dues au vent (y compris le soulèvement dû à une dépression).
- assurer la stabilité horizontale :
 - poutres au vent situées au niveau toiture ou à des niveaux intermédiaires si nécessaire,
 - contreventement vertical (palées de stabilité) dans les longs pans ou les pignons.

Deux types de dispositions structurales d'un bâtiment typique à simple rez-de-chaussée sont représentés à la Figure 1.2 et à la Figure 1.3.

Dans le premier cas (Figure 1.2), la stabilité latérale de la structure est assurée par une série de portiques en treillis : les attaches entre le treillis et les poteaux

assurent la résistance au moment fléchissant global. Les charges sont appliquées à la structure porteuse par les pannes et les lisses de bardage.

Pour assurer la stabilité longitudinale de la structure, une poutre au vent transversale est utilisée en toiture en association avec le contreventement des longs pans (palées de stabilité). Dans cette configuration, les efforts dus au vent longitudinal sont transférés des pignons dans les longs pans puis dans les fondations.

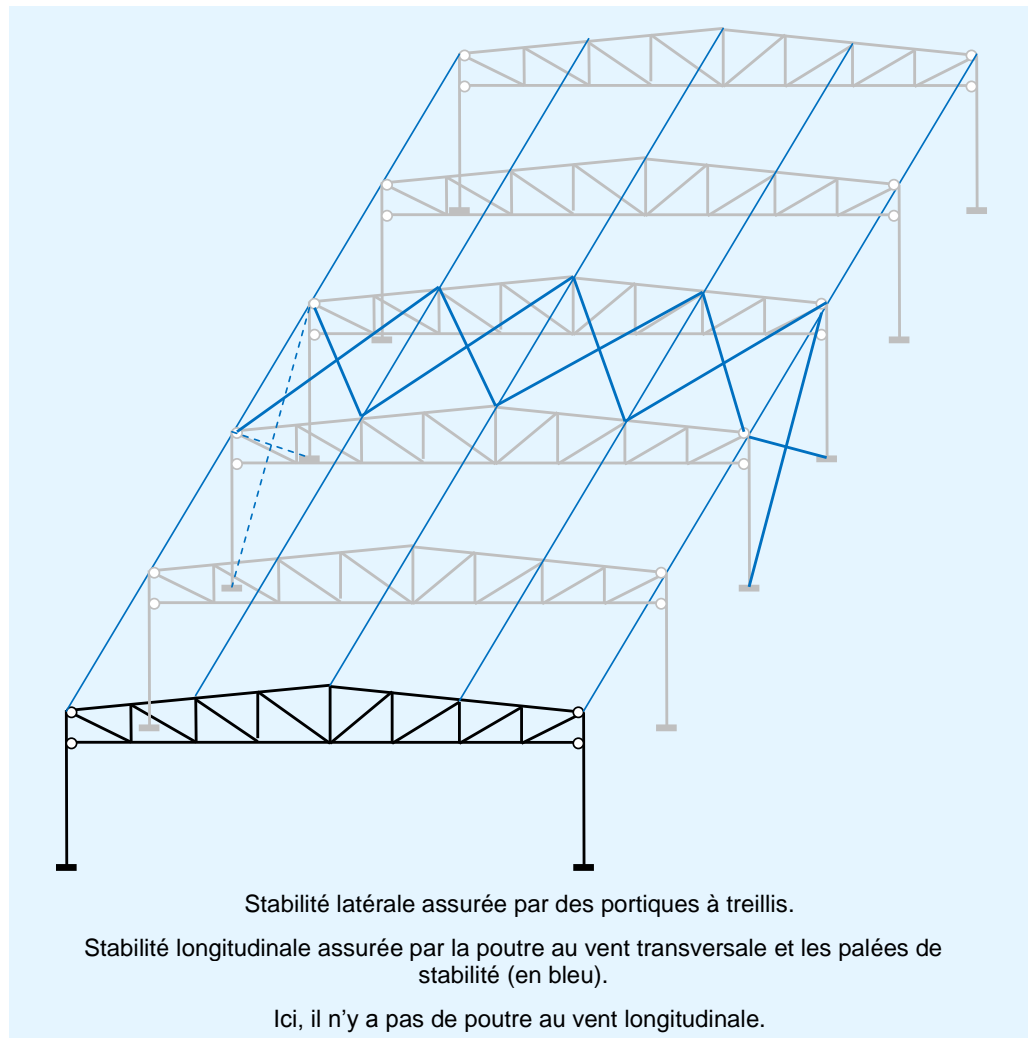


Figure 1.2 Disposition structurale à base de portiques

Dans le second cas (Figure 1.3), chaque treillis vertical est supporté par deux poteaux ; il constitue alors une simple ferme : les assemblages entre le treillis et les poteaux ne résistent pas au moment fléchissant global et les pieds de poteaux sont articulés. Un maintien transversal est donc nécessaire au niveau supérieur de la structure ; il est réalisé au moyen d'une poutre au vent longitudinale qui transmet les efforts de vent transversaux sur longs pans jusqu'aux contreventements de pignon.

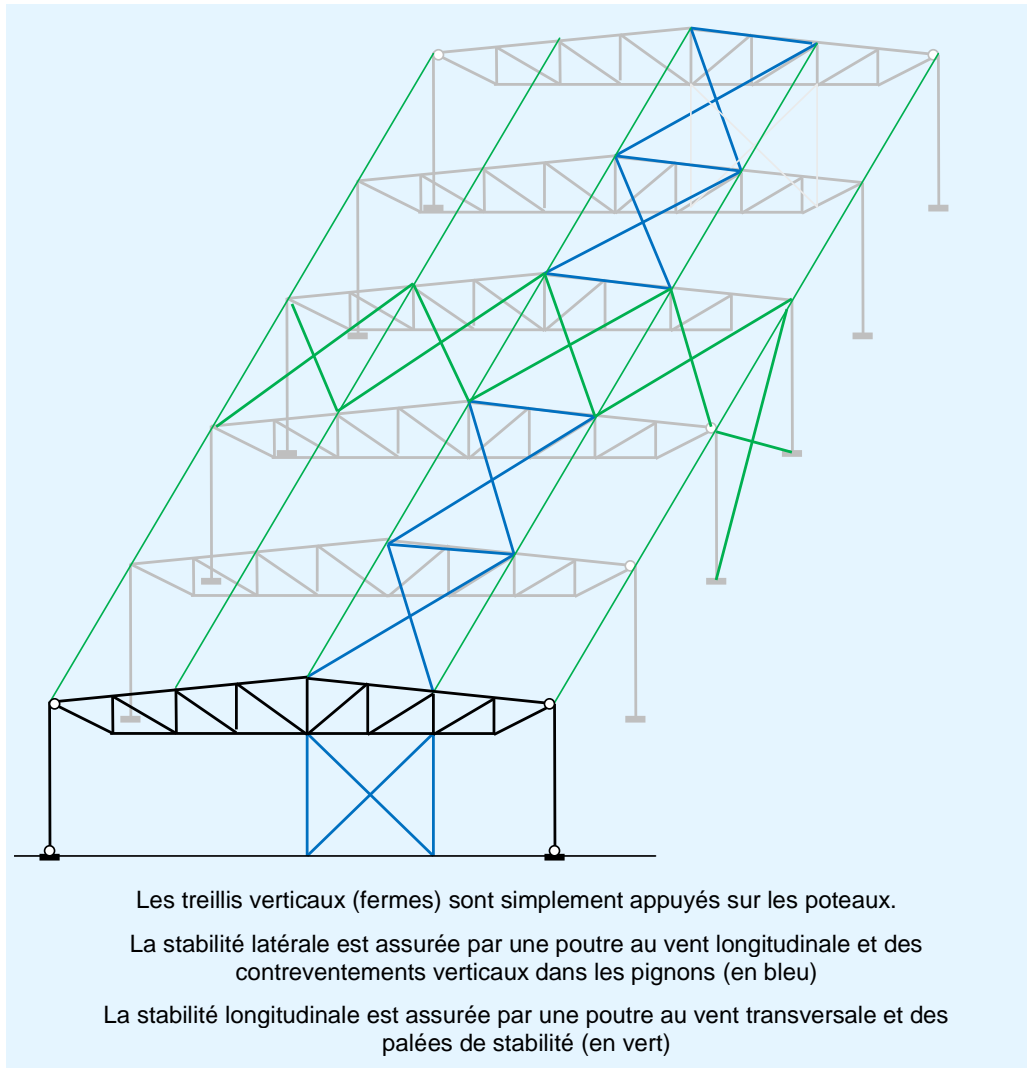


Figure 1.3 Disposition structurale à base de poutres et de poteaux

Une autre disposition est montrée à la Figure 1.4. La structure de la toiture se décompose en treillis principaux reposant sur les poteaux et en treillis secondaires portés par les treillis principaux.

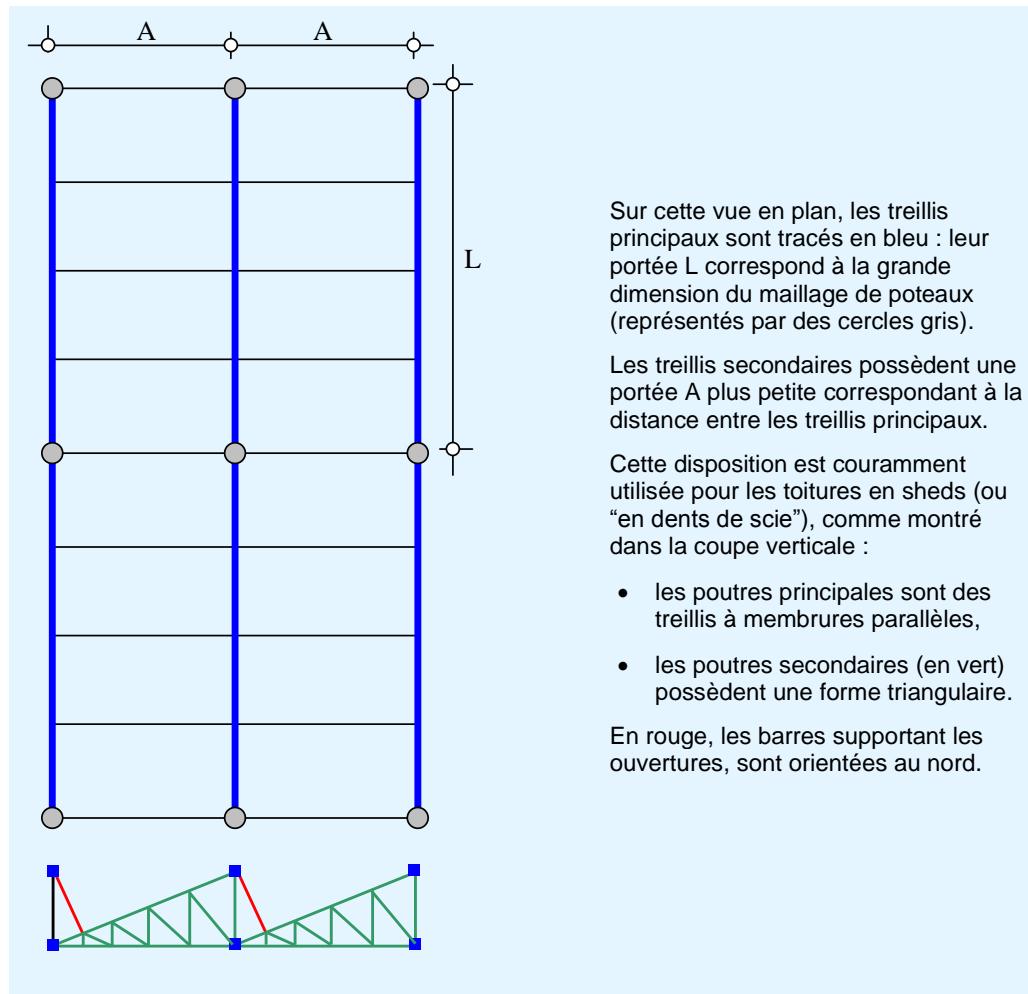


Figure 1.4 Disposition structurale de type « sheds »

1.3 Différentes formes de treillis

Une grande variété de formes existe pour les treillis. Quelques-unes, couramment utilisées, sont représentées dans le Tableau 1.1.

Tableau 1.1 Types principaux de treillis

	Grandes portées : de 20 à 100 m	Treillis Pratt : dans ce treillis, les diagonales sont en traction sous l'action des charges gravitaires. Il est donc utilisé pour des actions descendantes prédominantes.
		Treillis Howe : les diagonales sont tendues sous l'action des charges ascendantes. Cette solution est utilisée pour des situations où le soulèvement est prédominant (bâtiments ouverts par exemple).
		Treillis Warren : dans ce type de treillis, les diagonales sont soit tendues, soit comprimées. Cette forme est également utilisable comme treillis horizontal de poutres de roulement (voir Figure 1.5)
	Tous ces types de treillis peuvent être utilisés, soit dans les structures en portiques (voir Figure 1.2), soit dans les structures à fermes en treillis simple (voir Figure 1.3).	Treillis en X : il en existe deux types : <ul style="list-style-type: none"> • si les diagonales sont calculées pour résister en compression, ce treillis est la superposition de deux treillis Warren. • si la résistance des diagonales comprimées est ignorée, le comportement est le même que celui d'un treillis Pratt. Cette forme est plus couramment utilisée pour les poutres au vent où les diagonales sont très longues.
		Il est possible d'ajouter des barres secondaires pour : <ul style="list-style-type: none"> • créer des points d'appuis intermédiaires, • limiter la longueur de flambement des barres comprimées (sans influencer le comportement global de la structure).
		Pour chaque forme représentée ci-dessus, il est possible de donner une simple ou une double pente à la membrure supérieure d'un treillis supportant une toiture. Cet exemple représente un treillis à deux versants.
		Fermes à entrain horizontal portant une toiture « shed » Membrure supérieure à simple pente pour ces treillis triangulaires faisant partie d'une toiture en « sheds ». Les ouvertures sont orientées au Nord.
		Treillis Fink : Ce type de treillis est plus couramment utilisé pour des toitures de maisons individuelles.
	Ferme à entrain retroussé : Ce type de ferme est utilisable pour supporter une toiture à double pente.	
	Sur appuis simples, plus petites portées allant de 10 à 15 m.	

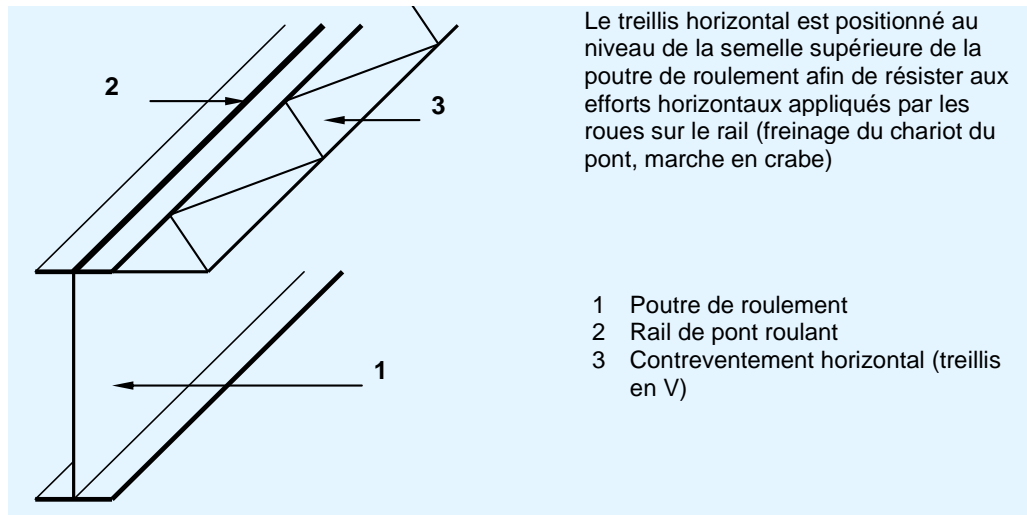


Figure 1.5 Contreventement horizontal pour une poutre de roulement

La Figure 1.6 et la Figure 1.7 illustrent quelques-uns des treillis décrits au Tableau 1.1.



Figure 1.6 Treillis en N (ou treillis Pratt) – 100 m de portée



Figure 1.7 Treillis en N (pour le portique et pour les pannes)

1.4 Aspects de conception des treillis pour les fermes de toitures

1.4.1 Poutre à treillis ou poutre en I à âme pleine ?

A poids d'acier égal, il est possible d'obtenir une meilleure performance en termes de résistance et de rigidité avec un treillis plutôt qu'avec une poutre en I à âme pleine. Cette différence est plus sensible pour les grandes portées ou dans le cas de charges importantes.

Cet avantage est encore plus net si la hauteur du treillis n'est pas limitée par un autre critère que l'efficacité structurale (une limite sur la hauteur totale du bâtiment par exemple).

Cependant, la fabrication d'un treillis demande généralement plus de temps que celle d'une poutre en I, même en considérant que la modernisation des équipements de fabrication permet d'optimiser le temps de réalisation.

L'équilibre entre poids et coût minimums dépend de plusieurs facteurs : l'équipement de l'atelier, le coût de fabrication local, le coût unitaire de l'acier, etc. Les treillis fournissent généralement une solution économique pour des portées supérieures à 20 ou 25 m.

Un avantage de concevoir des toitures à treillis est que les conduits et les tuyaux nécessaires pour les services et les équipements des bâtiments peuvent être installés à travers l'âme des treillis.

1.4.2 Géométrie générale

Afin d'obtenir une bonne performance structurale, le rapport de la portée sur la hauteur de la poutre doit être choisi dans un intervalle de 10 à 15.

La conception architecturale du bâtiment détermine sa géométrie extérieure et elle gouverne la ou les pentes de la membrure supérieure du treillis.

La destination de l'espace intérieur peut conduire, soit au choix d'une membrure inférieure horizontale (par exemple lorsque des convoyeurs doivent être suspendus à cette membrure), soit à celui d'une membrure inférieure inclinée pour libérer un maximum d'espace (voir le dernier exemple dans le Tableau 1.1).

Pour obtenir une disposition efficace des barres de treillis entre les membrures, il convient de respecter les conseils suivants :

- l'inclinaison des barres diagonales par rapport aux membrures doit être comprise entre 35° et 55° ,
- les charges ponctuelles doivent impérativement être appliquées aux nœuds,
- l'orientation des barres diagonales doit être telle que les barres les plus longues soient tendues (seules les plus courtes sont susceptibles d'être comprimées).

1.4.3 Section des barres

Plusieurs solutions sont disponibles. Les critères principaux sont :

- les sections doivent être symétriques pour une flexion hors du plan vertical du treillis,
- pour les barres comprimées, la résistance au flambement dans le plan vertical du treillis doit être proche de celle hors-plan.

Une solution très courante, particulièrement pour les bâtiments industriels, est d'utiliser des sections composées de deux cornières boulonnées sur des goussets verticaux et de les relier entre elles en des points intermédiaires sur leur longueur, pour réaliser aussi bien les membrures que les barres intérieures. C'est une solution très simple et efficace.

Pour des efforts importants dans les barres, une bonne solution est d'utiliser :

- des membrures constituées de profilés IPE, HEA ou HEB, ou une section constituée de deux sections en U (UPE)
- des diagonales formées de deux cornières jumelées.

L'âme de profilés IPE, HEA ou HEB utilisés comme membrures peut être orientée soit verticalement, soit horizontalement. Comme il est plus aisé d'augmenter la résistance au flambement des membrures dans le plan du treillis (en ajoutant des diagonales supplémentaires) que d'augmenter leur résistance hors-plan, une disposition horizontale de l'âme est plus efficace pour les membrures comprimées. En revanche, l'attache des pannes sur la membrure supérieure est plus simple si l'âme de cette dernière est verticale.

Une bonne solution peut consister à prévoir une membrure supérieure avec l'âme verticale et une membrure inférieure avec l'âme horizontale.

Une autre gamme de solutions consiste à utiliser des sections tubulaires, tant pour les membrures que pour les barres intérieures.

1.4.4 Types d'attaches

Quel que soit le type de sections utilisé pour les barres, il est possible de concevoir des attaches soit boulonnées, soit soudées. En général, les attaches boulonnées sont préférées sur chantier. Lorsque des attaches boulonnées sont utilisées avec des boulons chargés perpendiculairement à leur axe, il convient d'évaluer les conséquences de la présence de jeux dans les assemblages. Afin de réduire ces conséquences (typiquement, l'augmentation des flèches), des solutions sont disponibles comme l'usage de boulons précontraints ou la limitation du diamètre des trous de boulons.

1.4.5 Stabilité latérale

Il convient de calculer les membrures comprimées vis-à-vis du flambement hors-plan. Pour les treillis simplement appuyés, la membrure supérieure est comprimée sous les charges gravitaires alors que la membrure inférieure l'est sous les charges ascendantes. Pour les portiques à treillis, chaque membrure est partiellement comprimée et partiellement tendue.

Pour la membrure supérieure, des maintiens latéraux sont généralement fournis par les pannes et la poutre au vent transversale de toiture.

Pour le maintien de la membrure inférieure, des contreventements additionnels peuvent être nécessaires, comme montré à la Figure 1.8. De tels contreventements permettent de limiter la longueur de flambement de la membrure inférieure, hors-plan du treillis, à la distance entre les points maintenus latéralement : ils servent à transférer les efforts de maintien jusqu'au niveau de la membrure supérieure, niveau auquel le contreventement général de la toiture est assuré. Ce type de contreventement est également utilisé quand une charge horizontale est appliquée à la membrure inférieure (par exemple, les forces dues au freinage d'un convoyeur suspendu).

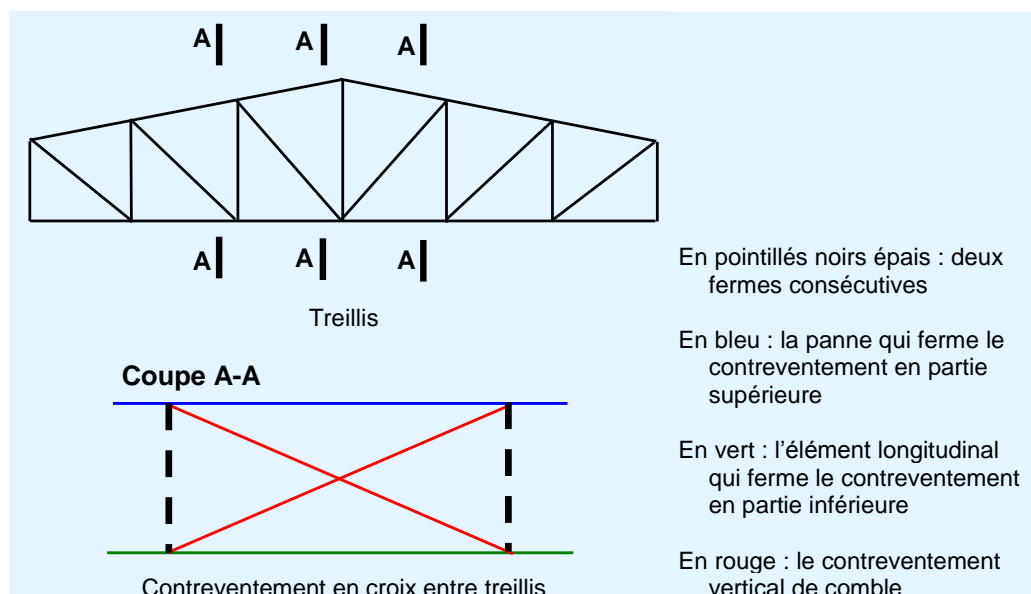


Figure 1.8 Contreventement vertical : ciseaux entre fermes

Les pannes servent souvent d'élément de contreventement de la membrure supérieure. L'introduction de barres longitudinales au niveau de la membrure inférieure permet de stabiliser les treillis par le même contreventement vertical.

Grâce à des éléments longitudinaux, il est possible de créer une poutre au vent horizontale au niveau des membrures inférieures pour stabiliser tous les treillis.

1.5 Calcul des poutres au vent

1.5.1 Poutre au vent transversale

En général, la forme d'une poutre au vent transversale est la suivante (voir Figure 1.2) :

- La poutre au vent est conçue comme un treillis en X, parallèle au plan de la toiture ;
- Les membrures de la poutre au vent sont les membrures supérieures de deux treillis verticaux adjacents. Cela signifie qu'il faut ajouter les efforts axiaux dans ces barres dus aux charges sur les treillis verticaux et ceux dus aux charges dans la poutre au vent (pour une combinaison correcte des actions) ;
- Les pannes constituent généralement les montants de la poutre au vent. Cela signifie que les pannes sont soumises à une compression, en plus de la flexion due aux charges sur la toiture ;
- Il est possible également, pour les poutres au vent de grande portée, d'avoir des montants séparés (généralement des sections tubulaires) qui n'agissent pas comme des pannes ;
- Les diagonales sont assemblées dans le plan des montants. Si les montants sont les pannes, les diagonales sont assemblées au niveau de la partie inférieure des pannes. Dans les grands treillis en X, seules les diagonales tendues sont prises en compte et il est possible de les réaliser à partir de simples cornières ou de câbles.

Il est intéressant de prévoir une poutre au vent transversale à chaque extrémité du bâtiment, mais il est alors important de veiller aux effets de la dilatation thermique qui peuvent engendrer des efforts significatifs si des éléments longitudinaux sont attachés entre les deux systèmes de contreventement (spécialement pour les bâtiments dont la longueur est supérieure à 60 m).

Afin de libérer l'allongement des éléments longitudinaux, la poutre au vent transversale peut être placée au centre du bâtiment, mais il est alors nécessaire de s'assurer que les charges de vent sont transmises des pignons jusqu'au contreventement central.

Des poutres au vent transversales sont quelquefois disposées dans la deuxième et l'avant-dernière travée de la toiture car, si les pannes sont utilisées comme montants de la poutre au vent, ces travées sont les moins sollicitées en flexion par les charges de toiture.

Les pannes qui servent de montants de poutre au vent et qui sont en même temps comprimées, doivent quelquefois être renforcées :

- pour renforcer des pannes en IPE, on peut utiliser des cornières soudées ou des U (UPE),

- pour renforcer des pannes formées à froid, on peut en augmenter l'épaisseur dans la portée considérée, ou, si ce n'est pas suffisant, doubler la section de la panne (l'une dans l'autre pour les Zed, dos à dos pour les Sigma).

1.5.2 Poutre au vent longitudinale

Il est nécessaire de prévoir une poutre au vent longitudinale (entre pignons d'extrémités contreventés) dans les bâtiments où les fermes à treillis ne fonctionnent pas comme des portiques.

La disposition générale est similaire à celle décrite pour une poutre au vent transversale :

- treillis en X,
- les membrures sont deux lignes de pannes dans les petits bâtiments, ou des éléments additionnels (généralement des sections tubulaires),
- les montants sont les membrures supérieures des fermes à treillis consécutifs stabilisés.

2 INTRODUCTION AU CALCUL DÉTAILLÉ

Le calcul détaillé des treillis est illustré dans les chapitres suivants en référence à un « exemple d'application ». Le présent chapitre résume les exigences générales et il introduit l'exemple. Les sujets couverts dans les chapitres suivants sont :

- Chapitre 3 : Analyse globale
- Chapitre 4 : Vérification des barres
- Chapitre 5 : Vérification des attaches

Des calculs très détaillés pour la vérification d'un assemblage de continuité d'une membrure par couvre-joints boulonnés et pour celle d'un nœud avec gousset, sont donnés dans les Annexes A et B.

2.1 Exigences générales

Les paramètres à prendre en compte dans la conception et le calcul sont :

- l'esthétique,
- la géométrie (portée, hauteur, pente, etc.),
- les actions.

Les exigences suivantes doivent être respectées :

- les exigences règlementaires,
- les exigences contractuelles par référence à des normes,
- les exigences contractuelles spécifiques.

Les résultats sont les documents d'exécution de la structure étudiée.

La nature des exigences règlementaires varie d'un pays à l'autre. Elles ont généralement pour objet la protection des personnes. Elles existent notamment dans le domaine du comportement des constructions en zone sismique et dans celui du comportement des constructions lors d'un incendie (voir le guide *Ingénierie incendie*¹).

Les exigences normatives concernent la détermination des actions à prendre en compte, les méthodes d'analyse à utiliser et les critères de vérification à respecter pour la résistance et la rigidité.

Les exigences spécifiques qui peuvent être imposées pour tout bâtiment, peuvent varier à l'infini mais elles concernent en priorité la géométrie de la construction ; elles ont bien sûr une incidence sur la détermination des actions, notamment climatiques.

Les obligations et les dispositions d'interface à retenir pour la conception de détail peuvent comprendre :

- L'interdiction d'utiliser des tubes pour constituer les membrures inférieures des fermes treillis auxquelles l'exploitant industriel souhaite pouvoir suspendre des équipements ;
- L'obligation d'utiliser des tubes pour les membrures de fermes treillis pour une question d'aspect ;
- La possibilité d'utiliser la couverture pour stabiliser certains éléments structuraux.

Le logigramme ci-dessous schématise les principales étapes de la démarche de conception et de calcul d'un élément de structure.

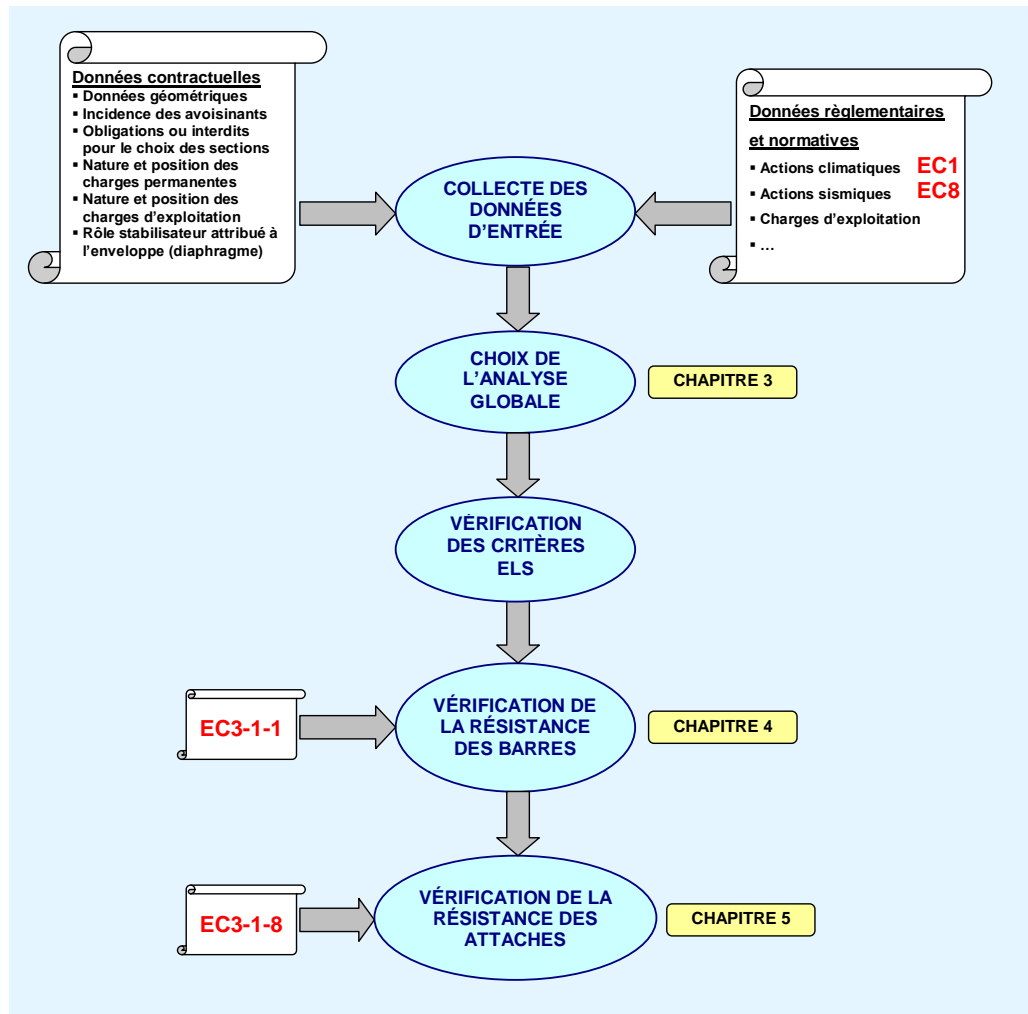
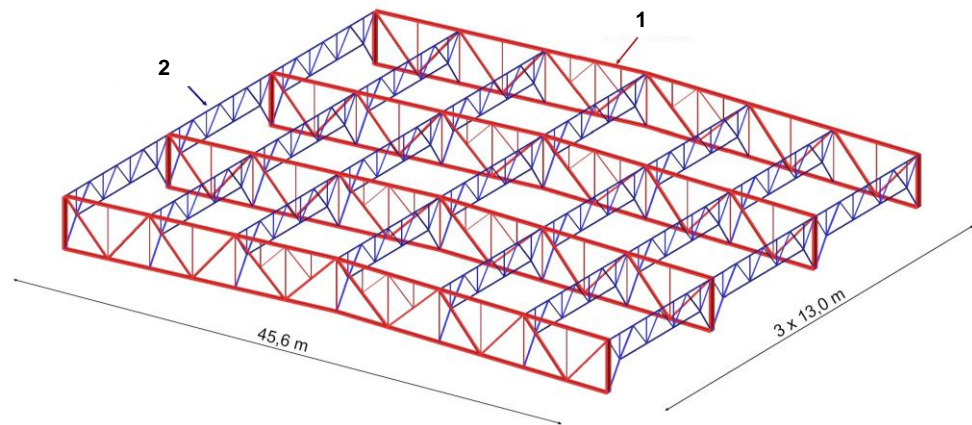


Figure 2.1 Logigramme pour le calcul d'un élément de structure

2.2 Description de l'exemple d'application

L'exemple qui fait l'objet des chapitres suivants est une ferme de grande portée supportant la couverture d'un bâtiment industriel par l'intermédiaire de pannes, elles-mêmes conçues à treillis. Cet exemple est directement transposé d'une construction réelle, simplifiée pour clarifier l'exposé.



- 1 Ferme treillis
- 2 Panne treillis

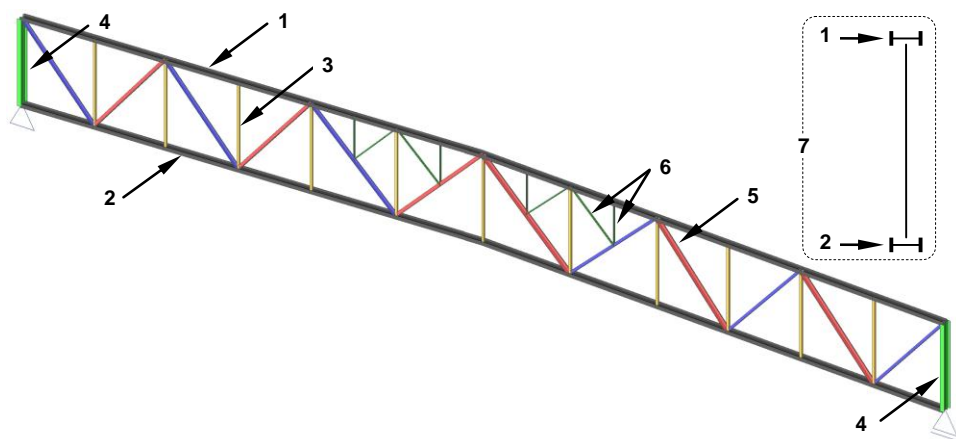
Note : le contreventement horizontal n'est pas représenté sur cette figure mais il est conçu de telle manière que les pannes assurent des maintiens latéraux efficaces pour les fermes.

Figure 2.2 Exemple d'application – Schéma général de la toiture

La toiture est à deux versants symétriques. La pente de chacun des versants est de 3 %.

Les fermes, d'une portée de 45,60 m, sont simplement appuyées en tête des poteaux à chacune de leurs extrémités (il n'y a pas de transmission de moment entre la ferme et le poteau).

La stabilité générale transversale du bâtiment est assurée par encastrement des pieds de poteaux ; la stabilité longitudinale est assurée par un système de poutres au vent de toiture et de palées de stabilité dans les longs pans.



- 1 Membrane supérieure IPE 330 à plat
- 2 Membrane inférieure IPE 330 à plat
- 3 Montant – Cornière simple L 100x100x10
- 4 Tête de poteau (IPE 450)
- 5 Diagonales - Cornières jumelées
- 6 Treillis secondaire
- 7 Schéma de la section transversale

Figure 2.3 Exemple d'application – Vue de la ferme

La ferme est représentée à la Figure 2.3. Ses membrures sont parallèles et réalisées avec des IPE 330 à âme horizontale. Ses diagonales sont constituées de cornières jumelées : 2L 120×120×12 pour les diagonales tendues sous charges gravitaires (en bleu sur le schéma ci-dessus) et 2L 150×150×15 pour

les diagonales comprimées également sous les charges gravitaires (en rouge sur le schéma précédent) ; les montants sont des cornières simples L 100×100×10.

Il est à noter, dans les panneaux centraux, la présence de diagonales et de montants secondaires qui peuvent être installés avec l'un ou l'autre des objectifs suivants :

- permettre l'application d'une charge ponctuelle entre nœuds principaux sans générer de flexion supplémentaire dans la membrure supérieure,
- diminuer la longueur de flambement, dans le plan de la ferme, des tronçons centraux de la membrure supérieure.

Dans cet exemple, ces barres de treillis secondaires réduisent la longueur de flambement.

Les cornières jumelées qui constituent la section d'une diagonale, sont liées par des barrettes de liaison destinées à rendre la section composée homogène vis-à-vis du phénomène de flambement entre nœuds principaux. Pour jouer efficacement leur rôle, les barrettes de liaison doivent donc interdire le glissement relatif d'une cornière par rapport à l'autre (voir paragraphe 4.1.3 pour plus d'information).

Chaque membrure est fabriquée en deux parties (voir Figure 3.6). Les diagonales et les montants sont boulonnés à leurs deux extrémités à des goussets verticaux qui sont eux-mêmes soudés aux âmes horizontales des membrures en IPE 330. Des schémas détaillés de ce type d'attache sont donnés à l'Annexe A et aux paragraphes 5.2 et 5.3.

Les poteaux sur lesquels la ferme prend appui sont des IPE 450 dont l'âme est perpendiculaire au plan de la poutre à treillis.

De façon à illustrer l'ensemble des thèmes abordés, la poutre à treillis constituant cet exemple est calculée pour deux cas de chargement, un cas de charges gravitaires et un cas de charges ascendantes. Les charges qui correspondent à ces combinaisons d'actions sont déterminées selon l'EN 1990 pour les vérifications vis-à-vis des états limites ultimes (ELU).

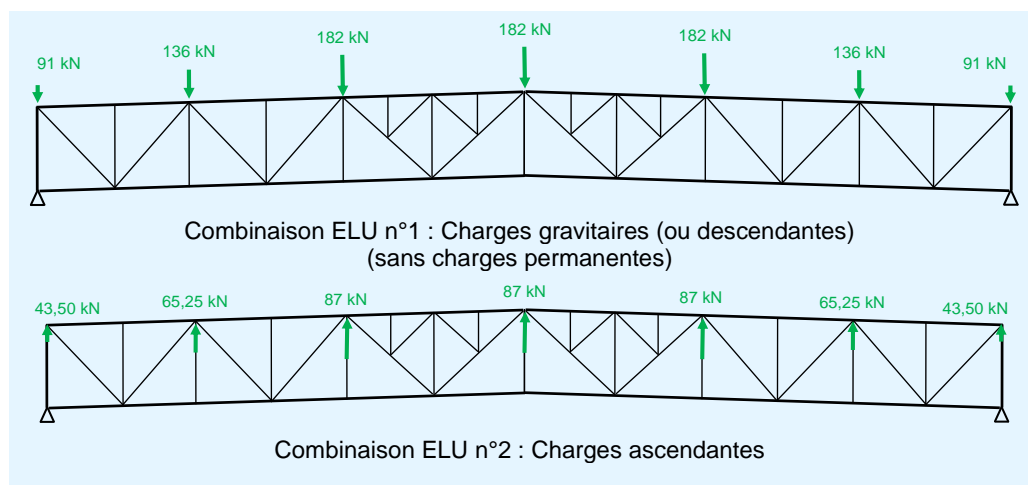


Figure 2.4 Exemple d'application – Combinaisons d'actions

3 ANALYSE GLOBALE

3.1 Généralités

Le paragraphe 1.1 décrit le comportement général d'un treillis. Dans la pratique, les structures s'éloignent sensiblement de ce comportement théorique et leur analyse globale nécessite de prendre en compte l'influence des écarts. Ces derniers se traduisent en particulier, par l'apparition de sollicitations de flexion dans les barres qui ne sont alors plus soumises seulement à un seul effort normal comme dans les structures parfaites. Ces moments, appelés « moments secondaires », peuvent conduire à des contraintes additionnelles significatives dans les barres constituant le treillis.

Les écarts de conception prennent des formes variées :

- Toutes les barres constituant la structure ne sont généralement pas articulées à leurs deux extrémités. Les membrures des poutres notamment, sont souvent fabriquées d'un seul tenant, sur plusieurs panneaux de treillis : les tronçons de membrure en continuité se trouvent alors rigidement liés à leur nœud origine et à leur nœud extrémité. La rotation des nœuds résultant de la déformation générale de la poutre à treillis génère des moments de flexion dans les tronçons rigidement liés, moments d'autant plus importants que les tronçons de membrure sont plus raides (voir paragraphe 3.4) ;
- Les barres ne sont pas toujours strictement épurées sur leur nœud origine et leur nœud extrémité. Les moments fléchissants qui résultent d'un défaut de convergence d'épures sont d'autant plus importants que l'excentrement est plus grand et que la raideur des barres est, elle aussi, plus grande. Ce phénomène est illustré au paragraphe 3.6 ;
- Les charges ne sont pas toujours strictement appliquées aux nœuds et, si l'on ne prend pas la précaution d'introduire un treillis secondaire pour trianguler le point d'application de charges entre nœuds, il en résulte des moments de flexion.

3.2 Modélisation

Plusieurs questions se posent lors de la modélisation d'un treillis.

Il est toujours plus commode de travailler sur des modèles partiels. Pour un bâtiment courant par exemple, il est habituel et le plus souvent justifié, de travailler sur des modèles 2D (portique, poutre au vent de toiture, palées de stabilité) plutôt qu'un modèle global 3D. Une ferme de toiture peut même être modélisée sans les poteaux qui la supportent si elle est articulée sur ces mêmes poteaux.

Il est néanmoins important de remarquer que :

- si l'on utilise des modèles partiels, il peut être nécessaire, pour vérifier la résistance de certaines barres, de combiner les résultats de plusieurs analyses : par exemple la membrure supérieure d'une ferme de toiture joue également le rôle de membrure de la poutre au vent de toiture ;

- si l'on utilise un modèle global 3D, des sollicitations « parasites » peuvent apparaître qui, souvent, ne traduisent qu'une précision illusoire de l'approche du comportement structural. C'est pourquoi des modèles 2D sont généralement préférables.

Dans le cas de l'exemple d'application, la ferme étant articulée sur ses poteaux supports, le modèle de calcul retenu est celui de la ferme seule.

Une fois l'étendue du modèle déterminée et adaptée à l'exploitation que l'on veut faire des résultats, il convient de porter une attention particulière à la nature des liaisons internes. Dans les modélisations courantes de structures à barres, le choix se situe entre « barre articulée à un nœud » ou « barre rigidement liée à un nœud » ; la possibilité offerte par l'EN 1993 de modéliser des liaisons comme semi-rigides n'est guère utilisée pour les structures à treillis.

Pour les fermes treillis, il est courant que le modèle le plus représentatif soit :

- à **membres continus** (et donc avec des tronçons de membres rigidement liés à leurs deux extrémités),
- avec des **barres de treillis** (diagonales ou montants) articulées sur les membres.

3.3 Modélisation de l'exemple d'application

Dans l'exemple d'application, les diagonales du treillis sont articulées sur les membres bien que les attaches soient réalisées à l'aide de boulons à haute résistance aptes à la précontrainte et à serrage contrôlé. En effet, si ces boulons réalisent une liaison rigide sans jeu entre la diagonale et les goussets d'attache, l'assemblage peut être considéré comme articulé car les goussets verticaux sont soudés à mi-hauteur de l'âme horizontale, peu rigide, de l'IPE 330.

La Figure 3.1 montre la modélisation retenue ainsi que la numérotation des barres.

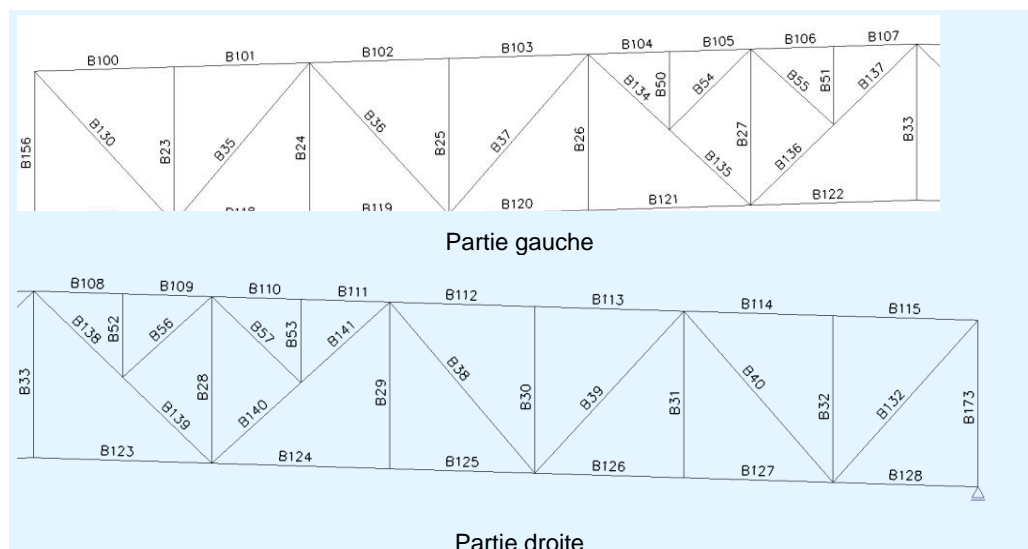


Figure 3.1 Modèle de calcul

Il est important que la modélisation représente correctement les excentricités qui existent dans la structure réelle. Elles peuvent avoir un effet significatif, comme montré au Paragraphe 3.6.1.

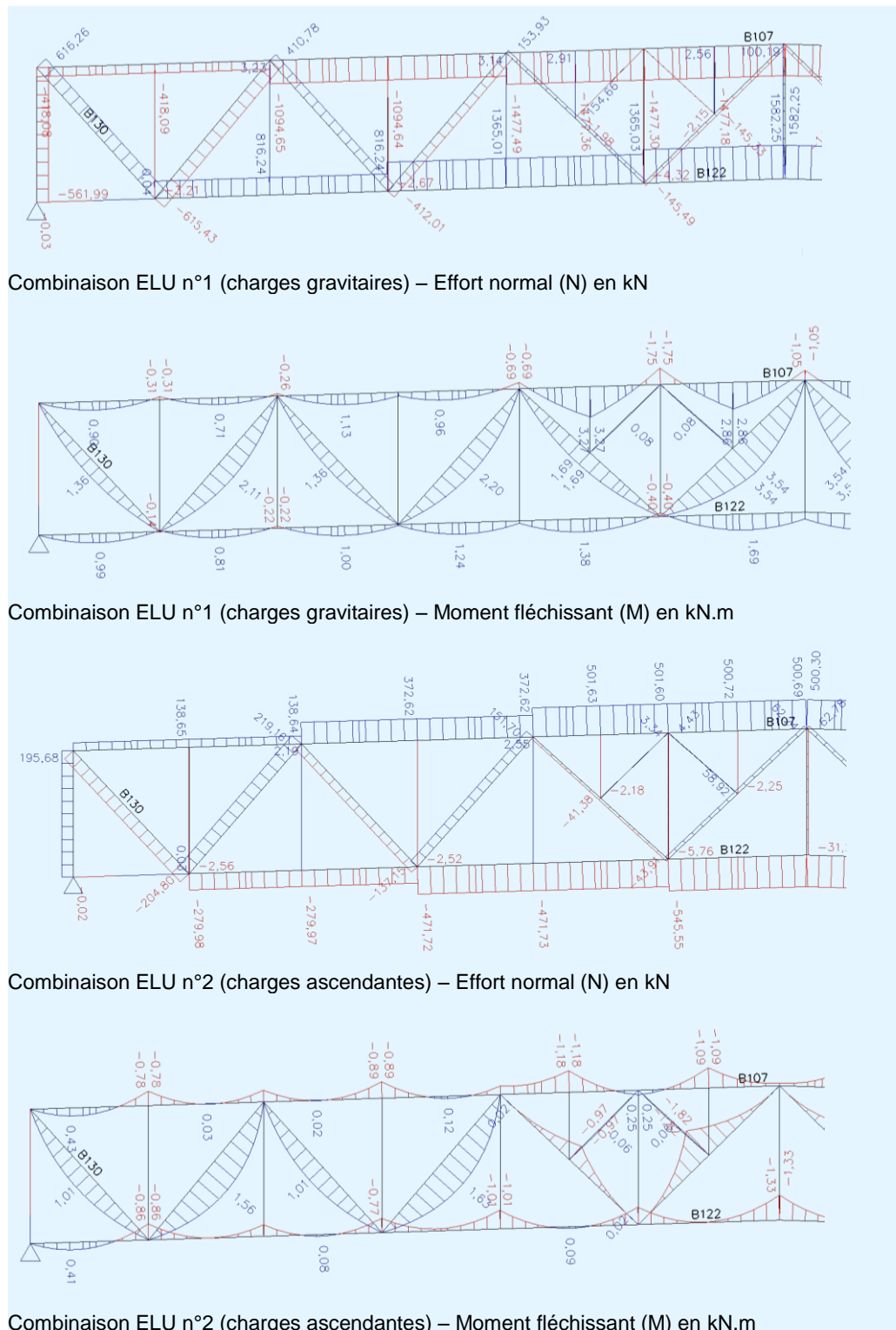


Figure 3.2 Exemple d'application – Efforts normaux et moments

Il est également important que la modélisation des chargements soit représentative de la situation réelle. Le fait notamment de ramener aux nœuds du treillis des charges qui, dans la réalité, sont appliquées entre nœuds, risque de conduire à négliger des sollicitations de flexion à incidence significative.

Les résultats principaux de l'analyse sont donnés à la Figure 3.2 pour la partie gauche du treillis.

Il est intéressant d'examiner la forme des diagrammes de moment dans les barres:

- dans les membrures et les diagonales, le poids propre génère un moment fléchissant à diagramme parabolique,
- dans les membrures, la modélisation continue (tronçons rigidement liés à leurs deux extrémités) conduit à des moments aux nœuds.

3.4 Analyse globale simplifiée de l'exemple d'application

Une poutre triangulée de hauteur constante peut être assimilée à une poutre à âme pleine. Cette assimilation est possible et donne une bonne approximation, par exemple, pour une poutre à membrures parallèles.

L'effort tranchant global V_{global} et le moment fléchissant global M_{global} dans la poutre équivalente varient très peu dans un panneau et ils peuvent être confondus avec les valeurs moyennes dans ce panneau. Par conséquent, l'effort normal peut être déterminé à partir des expressions suivantes (voir la Figure 3.3 pour les notations) :

$$N_{\text{ch}} = \pm M_{\text{global}}/h \quad \text{dans les membrures}$$

$$N_{\text{d}} = \pm V_{\text{global}}/\cos \theta \quad \text{dans une diagonale}$$

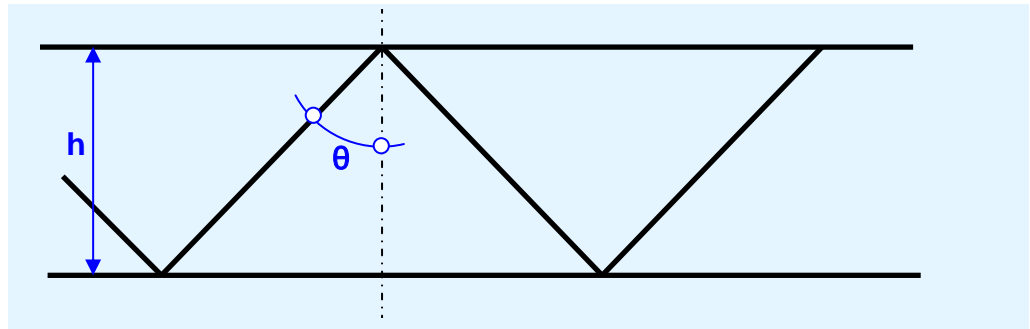


Figure 3.3 Treillis à membrures parallèles - Notations

Une évaluation de la flèche d'une poutre à treillis peut être obtenue en calculant celle d'une poutre équivalente, pour le même chargement. Pour se faire, la démarche classique est d'utiliser les formules élémentaires de la théorie des poutres en donnant à la poutre équivalente un moment d'inertie égal à :

$$I = \sum_{i=1}^2 A_{\text{ch},i} d_i^2$$

où :

$A_{\text{ch},i}$ est l'aire de la section de la membrure i ,

d_i est la distance du centre de gravité des deux membrures au centre de gravité de la membrure i .

Pour prendre en compte forfaitairement les déformations d'effort tranchant global, négligées dans les formules élémentaires, il est possible d'avoir recours à un module d'élasticité réduit. En effet, les déformations d'effort tranchant global ne sont pas négligeables dans le cas des poutres treillis puisqu'elles résultent de la variation de longueur des diagonales et des montants. La valeur du module d'élasticité réduit est évidemment variable en fonction de la géométrie de la poutre, de la section des barres, etc. Pour une poutre à treillis à membrures parallèles « bien proportionnée », l'ordre de grandeur du module d'élasticité réduit est de 160000 N/mm^2 (au lieu de 210000 N/mm^2).

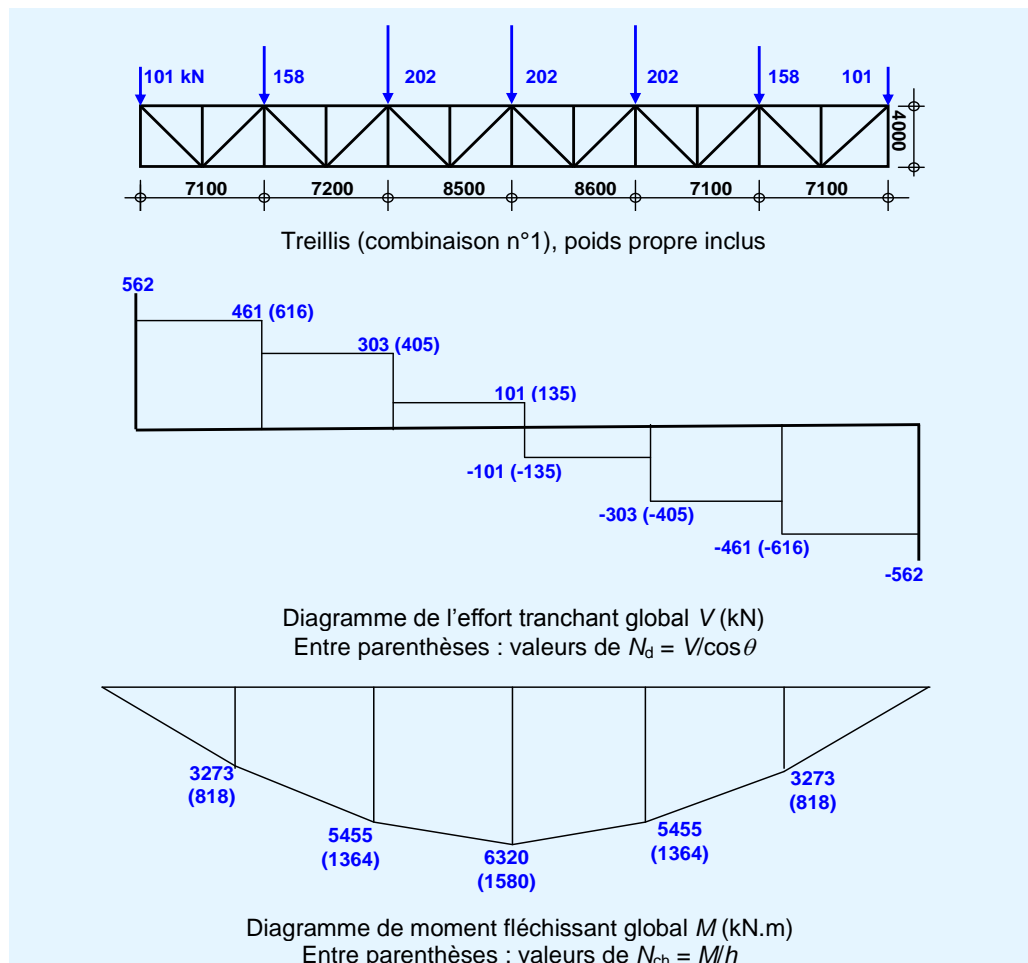


Figure 3.4 Exemple d'application – Calcul approché

Les valeurs des forces axiales dans les membrures, M_{global}/h , obtenues par l'approche simplifiée, sont représentées à la Figure 3.4. Elles sont très proches des valeurs des efforts normaux dans les membrures obtenues à l'aide d'un logiciel d'analyse de structures (voir Figure 3.2) pour les sections proches des charges appliquées. La faible différence provient de la pente (3 %) des membrures de la poutre à treillis de l'exemple d'application, non prise en compte dans le calcul manuel.

Les valeurs des efforts normaux dans les diagonales, $V_{\text{global}}/\cos \theta$, obtenues par l'approche simplifiée sont, elles aussi, très proches des valeurs obtenues à l'aide d'un logiciel.

3.5 Efforts secondaires

3.5.1 Influence de la rigidité des barres

Les membrures des poutres triangulées utilisées dans les constructions sont rarement articulées aux nœuds mais plutôt assemblées de manière rigide ; cela signifie que les barres qui aboutissent à un même nœud doivent conserver leurs angles mutuels. Pendant la déformation de la structure sous chargement, les extrémités de ces barres tournent donc ensemble d'un même angle autour du nœud considéré. Dans ces conditions, des efforts de flexion (moment de flexion et effort tranchant) appelés efforts secondaires, s'ajoutent aux efforts normaux dans les barres calculés en supposant les nœuds articulés (efforts principaux).

Il est de conception courante de réaliser des membrures continues et d'y articuler les barres de treillis.

En fait, transformer les nœuds articulés en nœuds rigides ne modifie que fort peu les efforts normaux dans les barres car, d'une part, les efforts tranchants transmis par les barres, faibles vis-à-vis des efforts normaux, ont peu d'influence sur l'équilibre des nœuds et, d'autre part, la flexion d'une barre due aux moments fléchissants secondaires ne fait varier la distance entre ses extrémités que très peu vis-à-vis de la variation de longueur due à l'effort normal (c'est un effet du second ordre).

Néanmoins, pour bien concevoir les charpentes triangulées, il convient que les barres soient suffisamment élancées pour pouvoir subir des flexions sans contraintes importantes, mais pas trop élancées pour éviter leur flambement. Notons que plus les membrures (qui sont en général continues) possèdent une raideur propre significative par rapport à la raideur globale de la poutre à treillis, plus les moments générés dans les membrures sont importants. Pour une poutre au vent de toiture par exemple, les raideurs des membrures sont relativement faibles et les moments secondaires restent également faibles.

Pour un treillis peu élancé, c'est-à-dire quand la raideur flexionnelle des membrures individuelles n'est pas significativement plus faible que la rigidité globale du treillis, il peut être nécessaire de prendre en compte les moments secondaires. Dans ce cas, les barres et les attaches doivent être calculées en conséquence.

Ce phénomène peut être illustré dans l'exemple d'application en disposant les IPE 330 constituant les membrures « debout » au lieu d'être « à plat » dans la conception initiale (Figure 3.5). Les membrures fléchissent alors dans le plan vertical de la poutre à treillis en mobilisant leur grande inertie. Les résultats du calcul montrent bien une augmentation significative des moments secondaires.

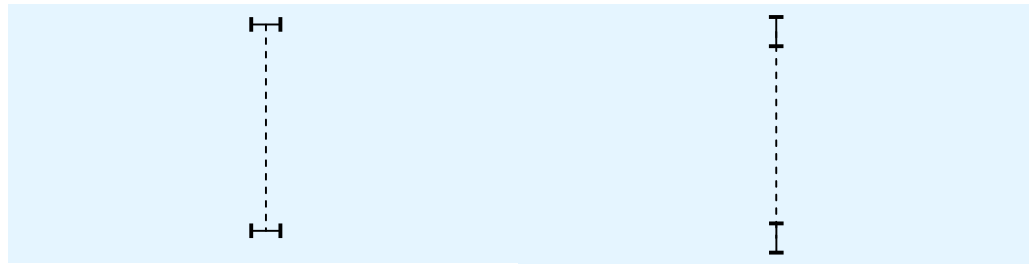


Figure 3.5 Options pour l'orientation des membrures

Dans la membrure supérieure en IPE 330 debout, au voisinage de la mi-travée, le moment fléchissant calculé sous charges gravitaires (ELU) vaut 28,5 kN.m, comparé à 2,7 kN.m dans la même section d'un IPE 330 à plat.

De même, dans la membrure inférieure, le moment fléchissant est de 23,4 kN.m comparativement à 1,7 kN.m.

Le coefficient multiplicateur des moments est de 11 pour la membrure supérieure et de 14 pour la membrure inférieure. Ceci est comparable aux rapports des inerties dans un IPE 330 (environ 15).

3.5.2 Hypothèse d'attaches rigides

Dans une autre évaluation de l'incidence de la rigidité des barres sur la valeur des moments secondaires, le treillis de l'exemple d'application a été recalculé en rendant rigides toutes les liaisons internes (diagonales et montants encastres en leurs nœuds origine et extrémité). Cette comparaison est résumée dans le Tableau 3.1, où l'on voit que les moments d'extrémité dans les diagonales sont du même ordre de grandeur que les moments sous le poids propre des diagonales.

Tableau 3.1 Incidence de l'utilisation d'attaches rigides au lieu d'articulées

	Âme horizontale	Âme verticale
Moment d'extrémité dans une diagonale tendue (doubles cornières L 120x20x 12)	1,03	1,17
Moment d'extrémité dans une diagonale comprimée (doubles cornières L 150x150x15)	1,30	2,35
<i>Moment sous poids propre (en comparaison)</i>	1,36	1,36
Hypothèse de diagonales biarticulées	Acceptable	Acceptable

Note : les moments fléchissants sont exprimés en kN.m.

3.6 Incidence des jeux sur la flèche

Lorsque les assemblages entre les éléments composant une poutre à treillis sont des attaches boulonnées avec boulons cisailés (attache de catégorie A dans l'EN 1993-1-8^[2]), le jeu introduit dans ces assemblages peut avoir une incidence significative sur les déplacements des nœuds.

Afin de faciliter le montage, les boulons sont en effet logés dans des trous de diamètre supérieur à leur propre diamètre. Pour les diamètres courants de boulons, les trous sont généralement réalisés avec un diamètre supérieur de 2 mm au diamètre du boulon (on dit alors qu'il y a un jeu de 2 mm).

Pour qu'un assemblage avec jeu transmette au nœud l'effort qui sollicite la barre attachée, le boulon doit venir en contact avec l'une des pièces assemblées puis avec l'autre : on dit qu'il faut « rattraper le jeu ». Pour une barre attachée tendue, on peut assimiler ce rattrapage de jeu à un allongement complémentaire qui s'ajoute à l'allongement élastique de la barre. De même, pour une barre comprimée, le rattrapage de jeu est assimilé à une réduction de longueur qui s'ajoute au raccourcissement élastique de la barre.

Le cumul des rattrapages de jeu dans les différentes attaches d'une structure peut conduire à une augmentation significative des déplacements qui peut entraîner des conséquences plus ou moins graves. Parmi celles-ci, on peut citer :

- l'effet visuel qui, dans la plupart des cas, est la conséquence la plus grave ;
- l'augmentation de la flèche qui peut conduire à un déficit de hauteur libre sous entrainement empêche ou gênant l'exploitation prévue. Par exemple, la flèche additionnelle d'une poutre à treillis recevant les portes suspendues en pignon d'un hangar d'avion peut empêcher le passage de la dérive de l'appareil ;
- l'augmentation de la flèche qui peut également conduire à une diminution de la pente de la toiture portée, voire, si la pente théorique est faible, à une inversion de pente ; un risque d'accumulation d'eau peut survenir suite à cet effet ;
- si la structure à treillis est hyperstatique, ne pas maîtriser les déplacements peut conduire à ne pas maîtriser la distribution des efforts.

Il est donc indispensable, dans les structures à treillis, de maîtriser l'incidence des jeux d'assemblages sur les déplacements. Pour ce faire, on est souvent amené :

- soit à limiter le jeu dans les assemblages de catégorie A : perçage à + 1 mm, voire à + 0,5 mm, et à utiliser des boulons cisailés sur la partie lisse de la tige (pour limiter l'augmentation des jeux par matage des filets et des pièces) ;
- soit à utiliser des boulons ajustés ;
- soit à utiliser des boulons précontraints (attaches de catégorie C) ;
- soit à utiliser des attaches soudées au lieu d'attaches boulonnées.

Dans les cas où les efforts dans les barres ne changent pas de signe, il est possible de calculer une valeur correspondant à l'effet du rattrapage des jeux dans toutes les attaches. Le calcul qui suit illustre ce phénomène pour l'exemple d'application.

Chacune des membrures, haute et basse, comporte un assemblage de continuité par couvre-joints boulonnés situé au voisinage de la mi-portée. Par ailleurs, les diagonales sont assemblées par boulonnage sur des goussets soudés sur les membrures. Les trous sont percés avec un jeu de 2 mm.

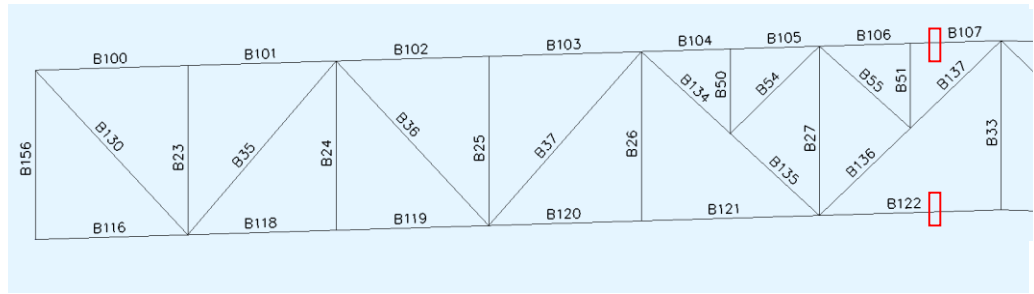


Figure 3.6 Exemple d'application – Position des assemblages de continuité des membrures

Dans un assemblage de continuité de membrure, l'influence des jeux sur la flèche peut être évaluée en supposant qu'en position initiale, les boulons sont centrés dans leur trou. Si le diamètre des trous est $d + 2$ mm (d étant le diamètre du boulon), une membrure tendue s'allonge de 4 mm comme le montre la Figure 3.7.

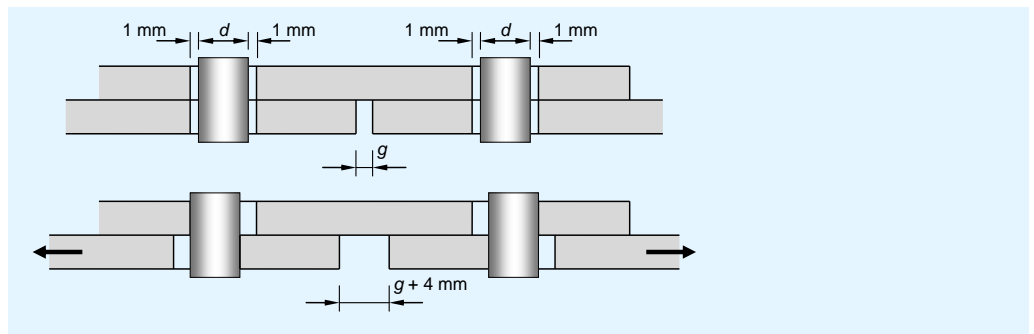


Figure 3.7 Effet des jeux sous chargement

Pour qu'une diagonale se mette en charge, il faut rattraper 2 mm à chaque extrémité : une diagonale tendue subit donc un allongement additionnel de 4 mm et une diagonale comprimée un raccourcissement additionnel de 4 mm.

La flèche d'un treillis due au rattrapage des jeux, peut être évaluée en considérant les efforts sous une charge unitaire appliquée à mi-portée et en utilisant l'équation de Bertrand de Fontviolant.

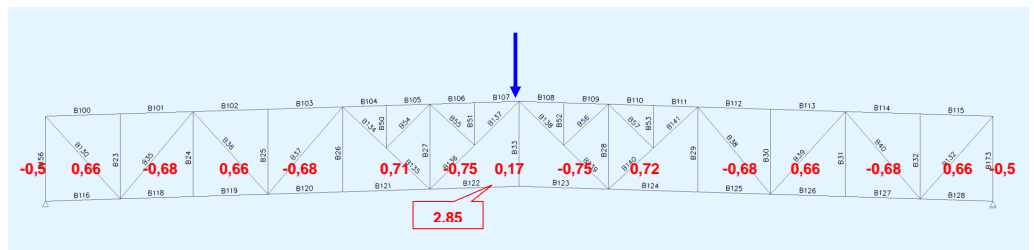


Figure 3.8 Exemple d'application – Efforts normaux ($N_{1,i}$) sous charge unitaire

La flèche est donnée par :

$$v = \sum_{i=1}^{i=b} N_{1,i} \frac{F_i l_i}{ES_i}$$

où :

$N_{1,i}$ est l'effort axial produit dans la barre i par une force unitaire appliquée au point où l'on cherche la flèche

l_i est la longueur de la barre i

S_i est l'aire de la section de la barre i

b est le nombre de barres boulonnées.

$\frac{F_i l_i}{ES_i}$ est la variation de longueur de la barre i résultant du rattrapage de jeux

= ± 4 mm selon que la barre est comprimée ou tendue.

Soit :

$$v = 4 \times (2,31 + 2,85 + 0,5 + 0,66 + 0,68 + 0,66 + 0,68 + 0,71 + 0,75 + \dots \\ + 0,17 + 0,75 + 0,72 + 0,68 + 0,66 + 0,68 + 0,66 + 0,5)$$

$$v = 58,4 \text{ mm}$$

Cette flèche additionnelle est significative comparativement à la flèche calculée sous la combinaison de charges à l'ELU (127 mm).

3.7 Modification d'un treillis pour le passage d'un équipement

Il arrive fréquemment qu'il soit nécessaire de modifier la forme d'un treillis pour permettre le passage d'un équipement (conduit de grande section par exemple).

Plusieurs solutions sont envisageables (Figure 3.9) :

- soit augmenter la surface de passage disponible en excentrant l'épure d'une des barres, en général une diagonale (cas 1) ;
- soit « briser » la forme rectiligne d'une diagonale en triangulant le point de brisure (cas 2).

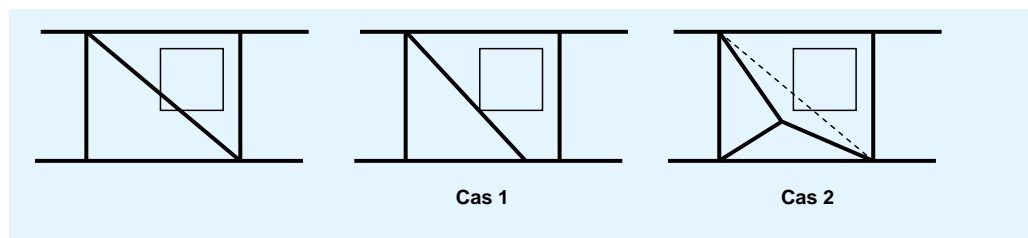


Figure 3.9 Passage d'un conduit – Modification locale du treillis

Dans le cas 1, les moments secondaires qui résultent de l'introduction d'une excentricité sont d'autant plus importants que l'excentrement imposé par le passage de l'équipement est plus grand. Si l'on a le choix, il est toujours préférable d'excentrer l'épure des barres les moins sollicitées.

Dans le cas 2, il convient de prendre garde à plusieurs phénomènes :

- l'effort normal peut augmenter de façon importante dans certaines barres situées à proximité immédiate du panneau modifié (du fait de la modification de l'orientation des barres),
- des moments « secondaires » apparaissent du fait du déficit de rigidité d'une diagonale brisée par rapport à une diagonale rectiligne, même si le point de brisure est triangulé,
- le point de brisure doit bien sûr être triangulé dans le plan du treillis ; il doit également être maintenu hors plan (où les trois barres se rencontrent) si la diagonale brisée est comprimée.

Ces deux solutions (cas1 et cas 2) sont illustrées au moyen de l'exemple d'application.

3.7.1 Introduction d'un excentrement d'épure dans une diagonale (cas 1)

Le panneau de treillis au travers duquel le passage d'un équipement est requis est le deuxième panneau à compter de l'appui de droite. La Figure 3.10 montre une partie du treillis, avec l'excentrement d'une diagonale.

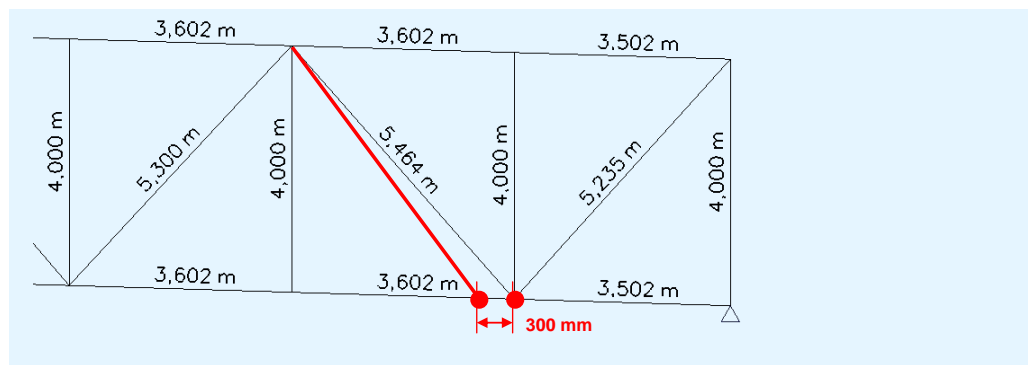


Figure 3.10 Passage d'un conduit – Excentrement d'une diagonale

L'évolution des sollicitations dans la zone modifiée est représentée à la Figure 3.11.

L'excentrement de 300 mm rend la triangulation imparfaite.

La conséquence majeure de cette disposition est l'augmentation significative des moments fléchissants dans la membrure inférieure qui reçoit la diagonale excentrée. Le calcul donne un moment de 74,15 kN.m dans le deuxième tronçon à partir de l'appui de droite et un moment de 62,72 kN.m dans le premier tronçon, très supérieurs aux moments dans la structure initiale sans excentrement.

Le moment résistant élastique de la section d'un IPE 330 à plat vaut :

$$69,2 \times 0,355 = 24,57 \text{ kN.m}$$

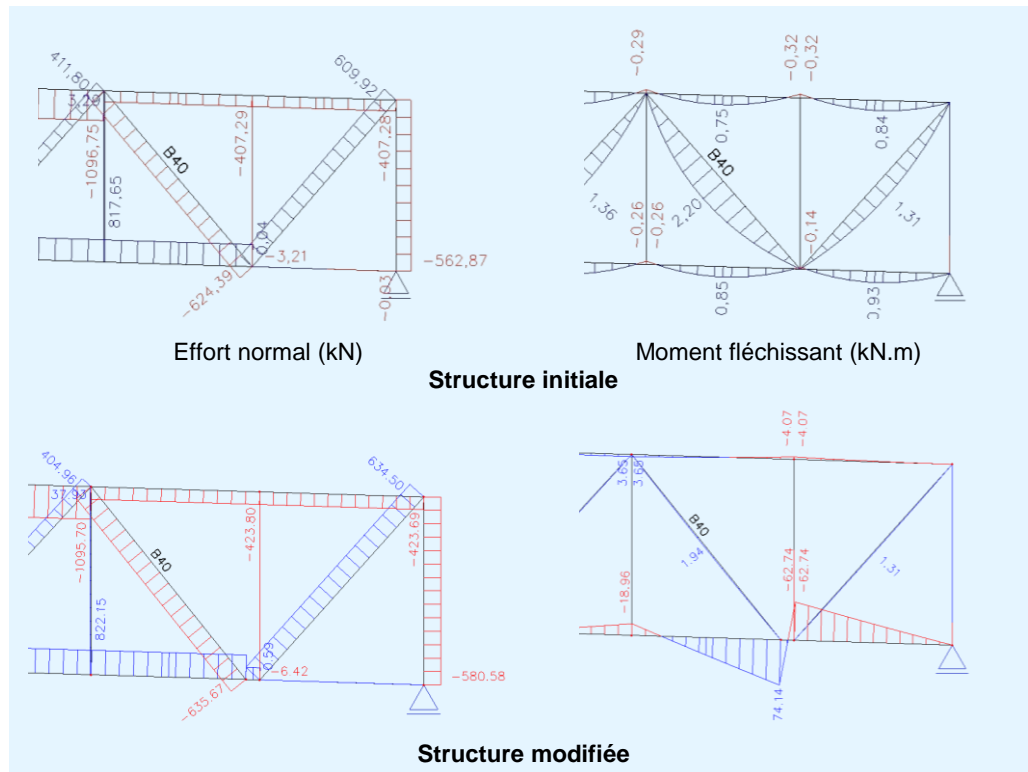


Figure 3.11 Effets de l'excentricité d'une diagonale sous charges gravitaires à l'ELU

La capacité en flexion est donc largement dépassée, en dehors même de toute autre interaction. Un renforcement de la membrure inférieure est donc indispensable pour pouvoir supporter l'excentrement d'épure introduit.

3.7.2 Diagonale « brisée » (cas 2)

Le panneau de pénétration de l'équipement est le même qu'au paragraphe 3.7.1. La Figure 3.12 représente le schéma de « brisure » de la diagonale.

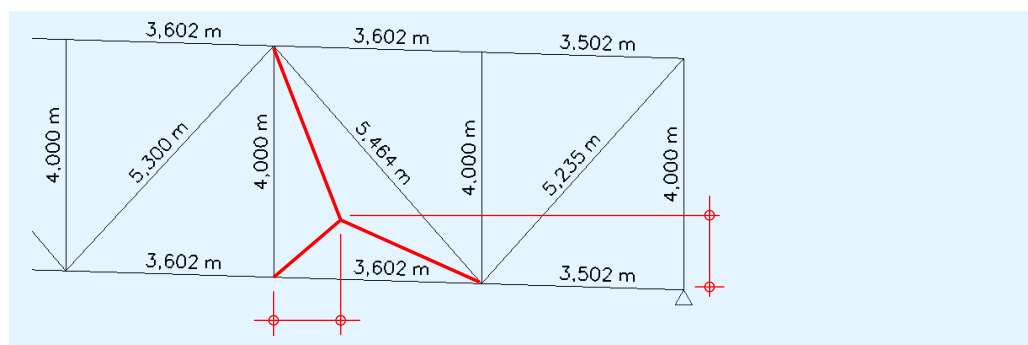


Figure 3.12 Passage d'un conduit – Diagonale brisée

L'évolution des sollicitations dans la zone modifiée est représentée sur les diagrammes de la Figure 3.13.

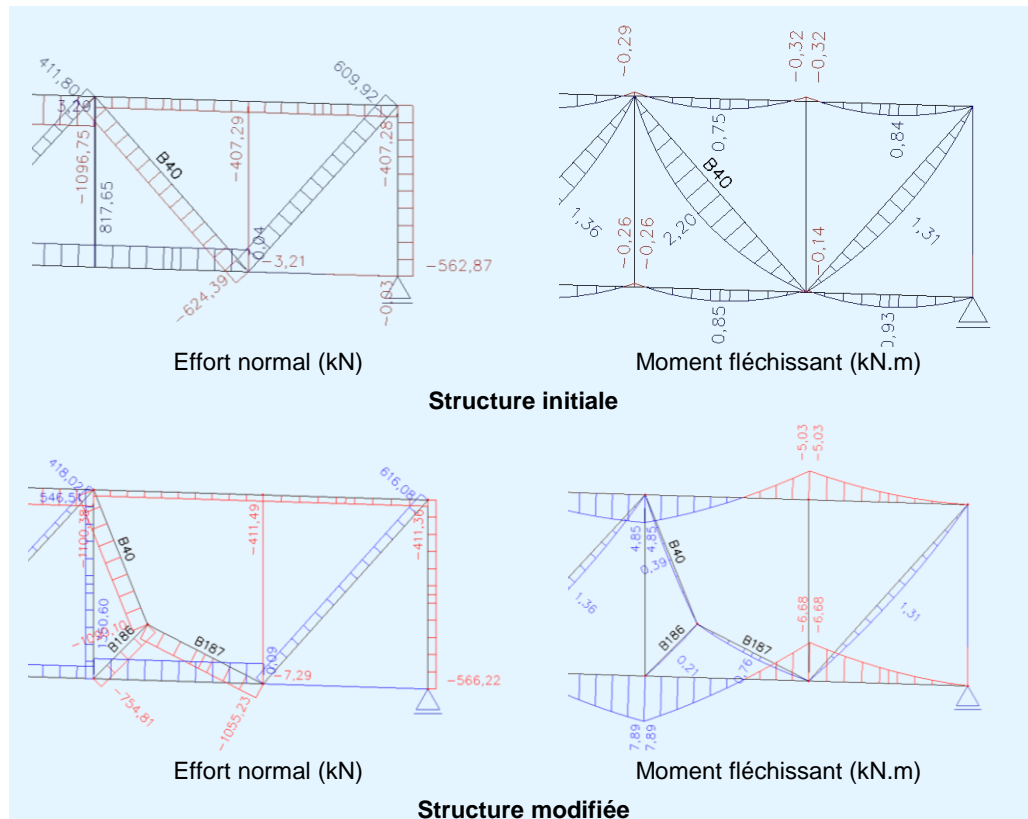


Figure 3.13 Effets de la brisure d'une diagonale sous charges gravitaires ELU

Les effets de la modification apportée sur les sollicitations calculées sont principalement :

- une augmentation notable de l'effort normal de traction dans le deuxième tronçon de membrure inférieure à compter de l'appui de droite (dans le panneau à diagonale brisée) : la traction calculée passe de 818 à 1350 kN ;
- une augmentation importante de l'effort de compression dans la diagonale brisée par rapport à la diagonale rectiligne de la structure initiale : la compression augmente de 624 à 1090 kN ;
- la barre de triangulation additionnelle supporte, quant à elle, un effort normal de compression de 755 kN ;
- dans la membrure inférieure, outre une augmentation de l'effort normal de traction, on observe également une augmentation des moments « secondaires » sur les trois panneaux de droite.

La modification apportée à la structure (diagonale brisée) a donc une incidence significative sur le dimensionnement des barres.

4 VÉRIFICATION DES BARRES

Comme cela a été vu au chapitre précédent, consacré à l'analyse globale des structures à treillis, la sollicitation prépondérante dans les barres est l'effort normal.

De la même manière, il a été observé que, dans bien des cas, les barres sont également sollicitées par des moments de flexion dits secondaires.

4.1 Vérification des barres comprimées

La résistance à la compression d'une barre est évaluée en tenant compte des différents modes d'instabilité :

- Le voilement local de la section est contrôlé grâce au concept de classification des sections transversales et, si nécessaire, en déterminant les propriétés de la section efficace (Classe 4),
- le flambement de la barre est maîtrisé en appliquant un coefficient minorateur à la résistance en section.

Pour une barre comprimée, plusieurs modes de flambement doivent être considérés. Dans la plupart des treillis, seul le flambement par flexion des barres comprimées dans le plan et hors-plan de la poutre à treillis doit être étudié.

Pour chaque mode de flambement, la résistance au flambement est obtenue à partir de l'EN 1993-1-1^[3], en appliquant un coefficient minorateur à la résistance de la section transversale. Ce coefficient minorateur est obtenu à partir de l'élançement de la barre qui dépend lui-même de la force critique élastique.

Pour les diagonales et les montants sollicités en compression uniforme, l'effort normal critique se déduit de la longueur de flambement de la barre (voir EN 1993-1-1, 6.3.1.3). Selon l'annexe BB1 de l'EN 1993-1-1, on retient :

- pour le flambement dans le plan de la poutre à treillis : la longueur de flambement est prise égale à 90 % de la longueur d'épure (distance entre nœuds) dès lors que la barre de treillis est attachée à chacune de ses extrémités par au moins deux boulons ou par soudage (EN 1993-1-1 §BB.1.1(4)).

(Une exception est faite par l'annexe BB pour les barres de treillis en cornière pour lesquelles une évaluation différente est donnée ; il n'est pas précisé dans l'annexe BB1 si cette règle particulière concerne aussi les barres constituées de 2 cornières jumelées : par mesure de simplification, on suggère de conserver la longueur de flambement de 0,9 fois la longueur d'épure) ;

- pour le flambement hors-plan de la poutre à treillis : la longueur de flambement est prise égale à la longueur d'épure.

Pour le flambement dans le plan du treillis des tronçons de membrures sollicités en compression uniforme, la longueur de flambement peut être prise égale à 90 % de sa longueur d'épure (distance entre nœuds).

Pour le flambement hors-plan du treillis, la détermination de l'effort normal critique peut être plus délicate à mener pour les raisons suivantes :

- il n'y a pas forcément un point de maintien latéral à chaque nœud de la poutre à treillis,
- les points de maintien latéral ne sont pas forcément infiniment rigides.

Lorsqu'il n'y a pas de maintien latéral à chaque nœud d'une membrure, le tronçon compris entre points de maintien se trouve soumis à une compression variable par paliers. Dans ces circonstances, il est possible d'adopter :

- une approche conservatrice en utilisant l'effort normal de compression à sa valeur maximale et en prenant une longueur de flambement égale à la distance entre appuis, mais cela peut conduire à une sous-évaluation de la résistance de la membrure,
- une approche plus précise en recherchant une longueur de flambement équivalente sous compression constante.

Dans l'exemple d'application où le treillis supporte une toiture avec des pannes posées au niveau de la membrure supérieure de la ferme :

- toutes les pannes reliées à un nœud de la poutre au vent de toiture peuvent être considérées comme points de maintien latéral rigides ;
- les pannes intermédiaires peuvent aussi être considérées comme un point de maintien latéral rigide dans la mesure où le rôle de diaphragme a été attribué à la couverture (construction de classe 2 au sens de l'EN 1993-1-3) ;
- concernant la membrure inférieure, ses points de maintien latéral sont constitués par des éléments de contreventement verticaux additionnels entre les treillis (voir les bracons sous pannes treillis à la Figure 2.2).

Un autre point à noter, très courant, concernant la détermination de la résistance à la compression, est le cas des barres jumelées. Il est très fréquent, comme cela a été établi, de constituer les barres d'une structure treillis au moyen de deux cornières ou de deux profils en U (UPE).

Afin de s'assurer que de telles barres composées se comporteront comme un élément unique dans un mode de flambement par flexion, les deux constituants sont reliés par de petites barrettes de liaison (Figure 4.1). Le rôle de ces barrettes étant d'empêcher le glissement relatif d'un constituant par rapport à l'autre, elles doivent être assemblées sans jeu. L'espacement entre les cornières et l'épaisseur des barrettes de liaison doivent être les mêmes que l'épaisseur du gousset sur lequel la barre composée est attachée.

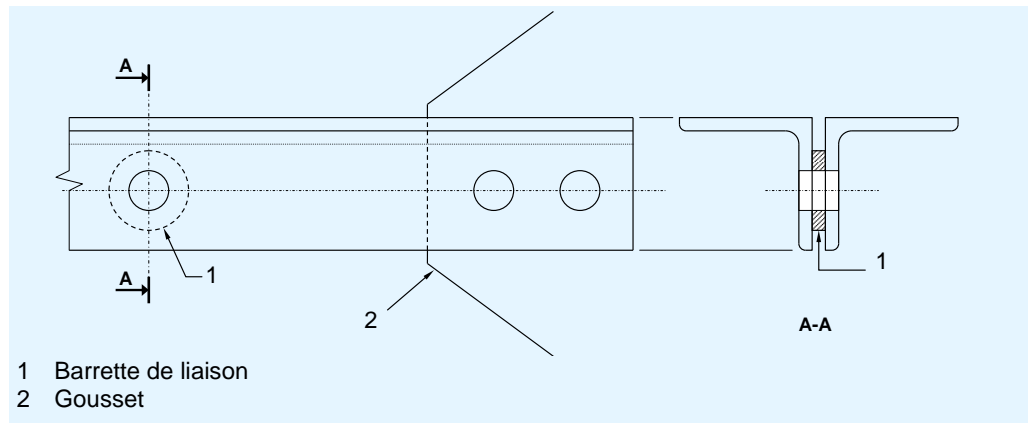


Figure 4.1 Barres composées de deux cornières

L'espacement maximal des barrettes de liaison est fixé par l'EN 1993-1-1 à 15 fois le rayon de giration minimal du composant isolé. Sinon, une vérification plus complexe doit être menée, en prenant en compte la rigidité de cisaillement de la barre composée. Cette limitation est très restrictive. A titre d'exemple, pour jumeler 2 cornières L 50×50×5 en respectant la condition d'espacement, il faudrait placer une barrette tous les 150 mm.

Afin d'illustrer les différents principes énoncés ci-dessus, les calculs justificatifs sont développés dans les paragraphes suivants pour les différents types d'éléments comprimés dans la structure treillis de l'exemple d'application. Les résultats concernent ainsi :

- les membrures qui sont des IPE 330 à plat,
- les diagonales et les montants qui sont supposés biarticulés,
- les membrures qui sont supposées continues.

4.1.1 Membrane supérieure en compression

Les vérifications exposées ci-après concernent le tronçon de membrane voisin de la mi-portée (élément B107 de la Figure 3.1) dans lequel l'effort normal de compression, calculé sous charges gravitaires ELU, est maximum et égal à :

$$N_{Ed} = -1477 \text{ kN}$$

Les vérifications sont faites en prenant en compte les moments fléchissants calculés concomitants.

Il convient de noter que la vérification devrait également être faite pour le premier tronçon en partant de la mi-portée qui n'est pas maintenu par le treillis secondaire : l'effort normal de compression est plus faible mais la longueur de flambement dans le plan du treillis est plus grande. La démarche de vérification étant strictement identique, elle n'est pas formalisée dans ce qui suit. Si cette vérification montrait un déficit de résistance, la solution de renforcement consisterait évidemment à étendre la mise en œuvre du treillis secondaire.

L'effort tranchant et le moment fléchissant sont donnés à la Figure 4.2

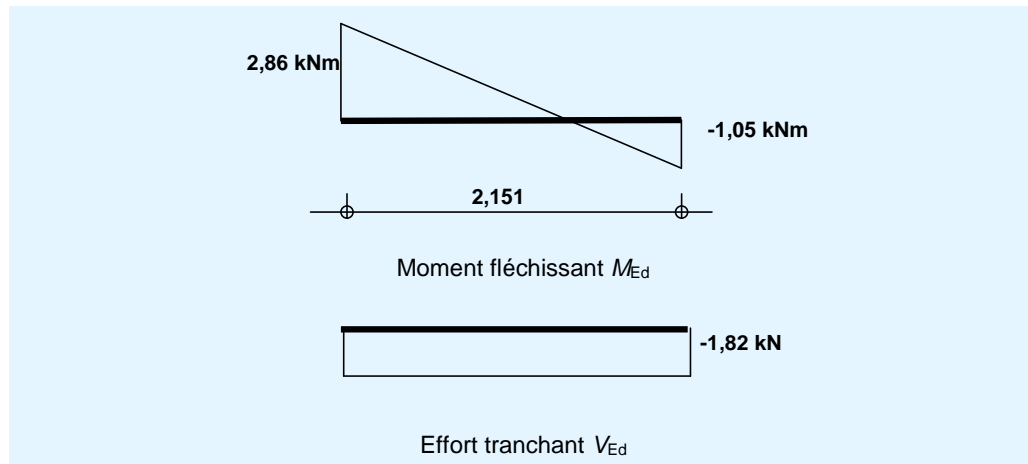


Figure 4.2 Moment fléchissant et effort tranchant dans la membrure supérieure

Caractéristiques de la section transversale

Pour un IPE 330 à plat (acier de nuance S355)

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

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

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

$$W_{el,z} = 98,5 \text{ cm}^3$$

Classe de la section transversale

Le coefficient du matériau est :

$$\varepsilon = 0,81$$

Par simplification, la section transversale peut être classée en compression uniforme, même si elle est soumise à la combinaison d'un effort axial et d'un moment fléchissant.

Les semelles sont classées comme des semelles comprimées en console (EN 1993-1-1 Tableau 5.2, Feuille 2) :

$$\frac{c}{t} = \frac{58,25}{11,5} = 5,1 < 9\varepsilon = 7,29$$

La semelle est de Classe 1.

L'âme est classée comme une paroi comprimée interne (EN 1993-1-1 Tableau 5.2, Feuille 1) :

$$\frac{c}{t} = \frac{271}{7,5} = 36,1 > 42\varepsilon = 34,02$$

L'âme est de Classe 4.

Propriétés efficaces de la section transversale

L'aire efficace A_{eff} est calculée en compression simple.

Les semelles sont de Classe 1, c'est-à-dire pleinement efficaces.

La largeur efficace de l'âme est évaluée selon l'EN 1993-1-5 (Tableau 4.1) :

$$\psi = 1 \Rightarrow k_{\sigma} = 4$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{b}{t}}{28,4\varepsilon\sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{\frac{271}{7,5}}{28,4 \times 0,81 \times \sqrt{4}} = 0,782 > 0,673$$

$$\psi = 1 \Rightarrow k_{\sigma} = 4 \Rightarrow \bar{\lambda}_p = \frac{\frac{b}{t}}{28,4\varepsilon\sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{\frac{271}{7,5}}{28,4 \times 0,81 \times \sqrt{4}} = 0,782 > 0,673$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,919 \Rightarrow b_{\text{eff}} = 0,919 \times 271 = 249 \text{ mm}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0,5b_{\text{eff}} = 124,5 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} = 0,919 \times 271 = 249 \text{ mm}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0,5 b_{\text{eff}} = 124,5 \text{ mm}$$

L'aire efficace de la section complète vaut :

$$A_{\text{eff}} = 6260 - (271 - 249) \times 7,5 = 6095 \text{ mm}^2$$

Le module de section efficace selon l'axe faible ($W_{\text{eff},z}$) est calculé en flexion pure.

En flexion simple dans le plan du treillis selon l'axe faible, les semelles sont forcément de Classe 1, alors que l'âme n'est pas sollicitée. La section est donc pleinement efficace :

$$W_{\text{eff},z} = W_{e1,z} = 98,5 \text{ cm}^3$$

Résistance de la section transversale

En compression (EN 1993-1-1 §6.2.4) :

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{\text{eff}} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6095 \times 0,355}{1,0} = 2164 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1477}{2164} = 0,683 < 1. \text{ La condition est vérifiée.}$$

En flexion dans le plan du treillis (EN 1993-1-1 §6.2.5) :

$$M_{z,Rd} = \frac{W_{\text{eff},z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{98,5 \times 0,355}{1,0} = 34,97 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{2,86}{34,97} = 0,082 < 1. \text{ La condition est vérifiée.}$$

En cisaillement (EN 1993-1-1 §6.2.6) :

$$A_{v,y} = 2 \times 160 \times 11,5 = 3680 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{v,y} \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{3680 \times \frac{0,355}{\sqrt{3}}}{1,0} = 754 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{1,82}{754} = 0,002 < 1 . \text{ La condition est vérifiée.}$$

Comme $V_{Ed}/V_{pl,Rd}$ est inférieur à 0,5, il n'y a pas d'effet de l'effort tranchant sur la résistance de la section transversale pour la combinaison flexion et effort normal.

Interaction M-N (EN 1993-1-1 §6.2.93) :

L'interaction M-N est vérifiée en utilisant le critère suivant :

$$0,683 + 0,082 = 0,765 < 1 . \text{ Le critère est vérifié.}$$

Résistance de la barre au flambement

Résistance au flambement dans le plan du treillis, c'est-à-dire selon l'axe faible de la section transversale (EN 1993-1-1 § 6.3.1)

La longueur de flambement de la membrure supérieure est égale à 90 % de la longueur d'épure (EN 1993-1-1 §B.B.1.1) :

$$L_{cr,z} = 0,9 \times 2151 = 1936 \text{ mm}$$

L'effort normal critique vaut :

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_z^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 788}{193,6^2} = 4357 \text{ kN}$$

L'élanement réduit est donné par :

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{6095 \times 0,355}{4357}} = 0,705$$

La courbe de flambement à utiliser est la courbe **b** (EN 1993-1-1 Tableau 6.2), et le facteur d'imperfection est :

$$\alpha = 0,34$$

$$\Phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 0,8344$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,8344 + \sqrt{0,8344^2 - 0,705^2}} = 0,781$$

La résistance de calcul de la barre comprimée au flambement est alors :

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,781 \times 6095 \times 0,355}{1,0} = 1690 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{b,z,Rd} = 1477 / 1690 = 0,874 . \text{ La condition est vérifiée.}$$

Résistance au flambement hors-plan du treillis, c'est-à-dire selon l'axe fort de la section transversale (EN 1993-1-1 § 6.3.1)

Les maintiens latéraux de la membrure supérieure sont constitués par les pannes treillis espacées de 8504 mm.

L'effort normal de compression est quasi-constant entre les maintiens latéraux (voir 3.2).

Il n'y a donc pas lieu d'utiliser une méthode qui prenne en compte des efforts non uniformes.

L'effort normal critique vaut :

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_y^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 11770}{850,4^2} = 3373 \text{ kN}$$

L'élancement réduit est donné par :

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{6095 \times 0,355}{3373}} = 0,8009$$

La courbe de flambement à utiliser est la courbe **a** (EN 1993-1-1 Tableau 6.2), et le facteur d'imperfection est :

$$\alpha = 0,21$$

$$\Phi_y = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) = 0,8838$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,8838 + \sqrt{0,8838^2 - 0,8009^2}} = 0,7952$$

Par conséquent, la résistance de calcul de la barre comprimée au flambement est :

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7952 \times 6095 \times 0,355}{1,0} = 1720 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} / N_{b,y,Rd} = 1477 / 1720 = 0,859. \text{ La condition est vérifiée.}$$

Interaction M-N (EN 1993-1-1 §6.3.3) :

Il n'y a pas à considérer de risque de déversement pour une barre fléchie autour de son axe de faible inertie (pas de flexion autour de l'axe fort). On doit donc vérifier :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A_{eff} f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{W_{eff,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (\text{éq. 6.61 de l'EN 1993-1-1})$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A_{eff} f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{W_{eff,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (\text{éq. 6.62 de l'EN 1993-1-1})$$

En utilisant les résistances déjà calculées, ces critères peuvent également être écrits sous la forme :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Les coefficients d'interaction k_{yz} et k_{zz} sont calculés selon l'Annexe A de l'EN 1993-1-1, pour une section transversale de Classe 4 :

$$k_{yz} = C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

où :

$$C_{mz} = 0,79 + 0,21\psi + 0,36(\psi - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}$$

$$\psi = \frac{-1,05}{2,86} = -0,367$$

$$C_{mz} = 0,628$$

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = \frac{1 - \frac{1477}{3373}}{1 - 0,7952 \frac{1477}{3373}} = 0,8624$$

$$k_{yz} = 0,628 \times \frac{0,8624}{1 - \frac{1477}{4357}} = 0,819$$

Premier critère d'interaction (éq. 6.61)

$$\frac{1477}{1720} + 0,819 \times \frac{2,86}{34,97} = 0,926 \leq 1 \text{ . Le critère est vérifié.}$$

$$k_{zz} = C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

où :

$$C_{mz} = 0,628$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = \frac{1 - \frac{1477}{4357}}{1 - 0,781 \frac{1477}{4357}} = 0,899$$

Le coefficient k_{zz} peut alors être calculé par l'expression :

$$k_{zz} = 0,628 \times \frac{0,899}{1 - \frac{1477}{4357}} = 0,854$$

Second critère d'interaction (éq. 6.62)

$$\frac{1477}{1690} + 0,854 \times \frac{2,86}{34,97} = 0,944 \leq 1. \text{ Le critère est vérifié.}$$

Note sur les treillis secondaires

La présence de treillis secondaires dans la partie centrale de la poutre à treillis (voir Figure 2.3) a permis de réduire de moitié la longueur de flambement de la membrure supérieure dans le plan du treillis.

Le treillis secondaire est dimensionné pour supporter un effort d'anti-flambement dont la valeur dépend de l'effort de compression dans la membrure maintenue et de son élancement (voir EN 1993-3-1 consacré au calcul des pylônes dans l'Annexe H4).

4.1.2 Membrure inférieure en compression

En ce qui concerne le calcul complet de la structure, il est bien sûr essentiel de vérifier également la membrure inférieure, soumise à un effort de compression plus faible, mais sans être supportée par un treillis secondaire.

La vérification de la membrure inférieure en compression est similaire à celle décrite en 4.1.1 pour la membrure supérieure en compression.

Le maintien latéral de la membrure inférieure est assuré par chaque panne (Figure 2.2).

Le seul point spécifique qu'il peut être intéressant de développer est l'analyse du flambement hors-plan du treillis.

Le flambement de la membrure inférieure est à considérer de manière similaire à celui de la membrure supérieure, sur une longueur égale à la distance entre pannes treillis grâce à la présence des bracons sous pannes (voir Figure 2.3).

La différence est que l'effort normal dans la membrure inférieure est variable le long de la longueur de flambement, dans deux tronçons, alors que l'effort était constant le long de la longueur de flambement pour la membrure supérieure

On doit également noter qu'ici, pour le tronçon de membrure le plus sollicité, la variation d'effort normal est très faible ; dans une étude réelle, la légère réduction de la longueur de flambement due à la variation d'effort normal peut être négligée tout en restant dans le domaine de la sécurité.

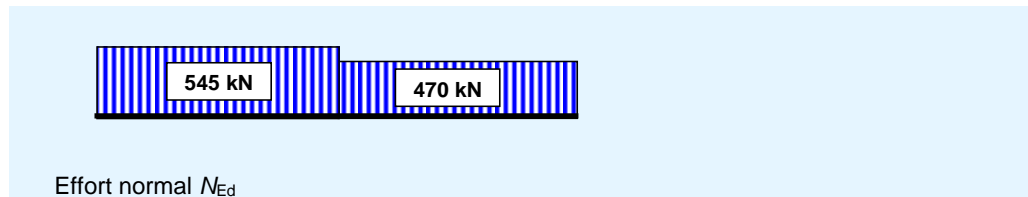


Figure 4.3 Effort normal dans la membrure inférieure

4.1.3 Diagonale en compression

La diagonale dont la résistance est évaluée ici à titre d'exemple, est la deuxième diagonale comptée à partir de l'appui de droite (élément B40 de la Figure 3.1), sous charges gravitaires ELU.

L'effort normal de compression est :

$$N_{Ed} = -624,4 \text{ kN}$$

Dans un premier temps, comme cela est courant dans la pratique, le moment fléchissant dû au poids propre de la barre est ignoré.

On évaluera l'incidence de ce moment dans un deuxième temps.

Caractéristiques de la section transversale d'une diagonale

Pour une cornière L 150×150×15

$$A = 43 \text{ cm}^2$$

$$z_G = y_G = 4,25 \text{ cm}$$

$$I_y = I_z = 898,1 \text{ cm}^4$$

$$I_v = 369 \text{ cm}^4$$

Pour une paire de cornières jumelées

Aire de la section transversale :

$$A = 2 \times 43 = 86 \text{ cm}^2$$

Moment d'inertie hors-plan du treillis (la section est supposée être homogène) en supposant que la distance entre les cornières est de 10 mm :

$$I_y = 2 \times 898,1 + 2 \times 43 \times (4,25 + 10/2)^2 = 3737 \text{ cm}^4.$$

Moment d'inertie dans le plan du treillis :

$$I_z = 2 \times 898,1 = 1796 \text{ cm}^4$$

Classe de section en compression uniforme

Coefficient du matériau pour $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$: $\varepsilon = 0,81$

Pour une cornière (EN 1993-1-1 Tableau 5.2 (Feuille 3)) :

$$\frac{h}{t} = \frac{150}{15} = 10 < 15\varepsilon = 12,15$$

$$\frac{h+b}{2t} = \frac{2 \times 150}{2 \times 15} = 10 > 11,5\varepsilon = 9,31$$

La section est de Classe 4 et, par conséquent, elle n'est pas pleinement efficace en compression uniforme. L'aire efficace de la section transversale doit être calculée en référence à l'EN 1993-1-5. Un tel calcul conduit à une aire pleinement efficace égale à :

$$A_{\text{eff}} = A = 86 \text{ cm}^2$$

Résistance de la section transversale

La résistance de la section en compression uniforme est donnée par :

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8600 \times 0,355}{1,0} = 3053 \text{ kN}$$

Résistance au flambement de la barre

Résistance au flambement dans le plan du treillis

La longueur de flambement est égale à :

$$0,9 \times 5,464 = 4,918 \text{ m}$$

L'effort normal critique vaut :

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_y^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 1796}{491,8^2} = 1539 \text{ kN}$$

L'élancement réduit est donné par :

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{8600 \times 0,355}{1539}} = 1,408$$

La courbe de flambement à utiliser est la courbe **b** (EN 1993-1-1 Tableau 6.2), et le facteur d'imperfection est :

$$\alpha = 0,34$$

$$\Phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) = 1,697$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,697 + \sqrt{1,697^2 - 1,408^2}} = 0,378$$

Ainsi, la résistance de calcul de la barre comprimée au flambement est :

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z Af_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,378 \times 8600 \times 0,355}{1,0} = 1154 \text{ kN}$$

Résistance au flambement hors-plan du treillis

La longueur de flambement est égale à la longueur d'épure : $L_{cr,y} = 5,464 \text{ m}$.

L'effort normal critique vaut :

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_y^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 3737}{546,5^2} = 2594 \text{ kN}$$

L'élançement réduit est donné par :

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{8600 \times 0,355}{2594}} = 1,085$$

La courbe de flambement à utiliser est la courbe **b** (voir EN 1993-1-1, tableau 6.2), et le facteur d'imperfection est :

$$\alpha = 0,34$$

$$\Phi_y = 0,5 \times (1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) = 1,239$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,239 + \sqrt{1,239^2 - 1,085^2}} = 0,544$$

La résistance de calcul de la barre comprimée au flambement vaut ainsi :

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y Af_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,544 \times 8600 \times 0,355}{1,0} = 1661 \text{ kN}$$

La résistance au flambement dans le plan du treillis étant plus faible, le critère de vérification dépend donc de cette dernière, soit :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{624,4}{1154} = 0,541 < 1,0. \text{ Le critère est vérifié.}$$

La résistance de la diagonale est suffisante ; sa section pourrait être optimisée.

Barrettes de liaison

La diagonale est composée de deux cornières jumelées par des barrettes de liaison. Le calcul de résistance à la compression qui précède est mené en supposant la section homogène (vis-à-vis du flambement par flexion hors-plan du treillis).

Pour faire une telle hypothèse, l'EN 1993-1-1 prescrit de placer des barrettes de liaisons espacées au maximum de 15 fois le rayon de giration minimal de la cornière isolée ; pour une cornière L 150×150×15, cela correspond à une distance de $15 \times 29,3 = 440 \text{ mm}$.

Compte tenu de la réserve de résistance, il est recommandé d'espacer davantage les barrettes de liaison (les coûts de fabrication et de mise en œuvre ne sont pas négligeables). Au lieu des 12 barrettes de liaison par diagonale auxquelles conduit la condition précédente, on se propose de n'en mettre que 3, espacées de 1366 mm.

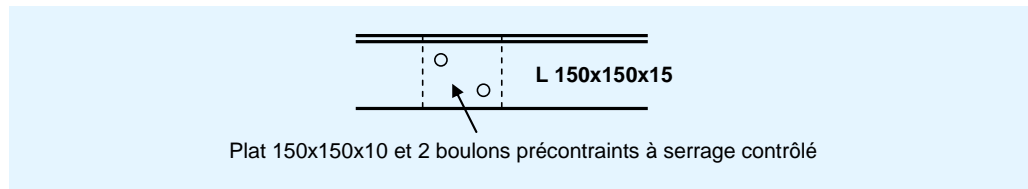


Figure 4.4 Barrettes de liaison

Pour que les barrettes de liaison soient efficaces, elles doivent être disposées comme illustré ici. Cela conduit à une longueur de flambement autour de l'axe principal d'inertie égal à $0,7 \times 1366 = 956$ mm.

Pour ce type de flambement, la force critique élastique est :

$$N_{cr,v} = \frac{\pi^2 EI_v}{l_v^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 369 \times 10^4}{956^2} \times 10^{-3} = 8368 \text{ kN}$$

L'élancement réduit d'une simple cornière est :

$$\bar{\lambda}_v = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,v}}} = \sqrt{\frac{4300 \times 355}{8368000}} = 0,427$$

La courbe de flambement à utiliser est la courbe **b** et le facteur d'imperfection est : $\alpha = 0,34$

$$\Phi_v = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + \bar{\lambda}_v^2) = 0,630$$

$$\chi_v = \frac{1}{\Phi_v + \sqrt{\Phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = \frac{1}{0,630 + \sqrt{0,630^2 - 0,427^2}} = 0,915$$

Dans une approche en sécurité, la résistance à la compression peut être évaluée en calculant le coefficient minorateur de la résistance en section comme étant le produit de celui de la barre jumelée par celui d'une cornière simple entre barrettes de liaison :

$$\chi = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z) \times \chi_v = 0,378 \times 0,915 = 0,346$$

La résistance de calcul de la diagonale est :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi Af_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,346 \times 8600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 1056 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{624,4}{1056} = 0,591 < 1,0$$

La résistance de la diagonale est suffisante.

Vérification locale de la section au droit de l'attache sur gousset

Cette vérification est formalisée à l'Annexe B du présent document.

Incidence du moment fléchissant dû au poids propre de la diagonale

Le moment fléchissant est :

$$M_{y,Ed} = 2,20 \text{ kN.m} \quad (\text{voir 3.2 précédent}).$$

Le module de résistance élastique de la section pour la flexion dans le plan du treillis vaut : $W_{el,z} = 167 \text{ cm}^3$.

Les critères d'interaction sont donnés dans l'EN 1993-1-1 §6.3.3 :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

où :

le coefficient k_{yz} est :

$$k_{yz} = C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_v \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = \frac{1 - \frac{624,4}{2594}}{1 - 0,915 \times 0,544 \times \frac{624,4}{2594}} = 0,863$$

$$C_{mz} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} = 1 + 0,03 \frac{624,4}{1539} = 1,012$$

$$k_{yz} = 1,012 \times \frac{0,863}{1 - \frac{624,4}{1539}} = 1,47$$

Le coefficient k_{zz} est :

$$k_{zz} = C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_v \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = \frac{1 - \frac{624,4}{1539}}{1 - 0,915 \times 0,378 \times \frac{624,4}{1539}} = 0,691$$

$$k_{zz} = 1,012 \times \frac{0,691}{1 - \frac{624,4}{1539}} = 1,18$$

On en déduit :

$$\frac{624400}{0,915 \times 0,544 \times 8600 \times 355 / 1,0} + 1,47 \times \frac{2,20 \times 10^6}{167000 \times 355 / 1,0} = 0,465 \leq 1$$

$$\frac{624400}{0,915 \times 0,378 \times 8600 \times 355 / 1,0} + 1,18 \times \frac{2,20 \times 10^6}{167000 \times 355 / 1,0} = 0,635 \leq 1$$

Lorsque le moment fléchissant dû au poids propre de la diagonale est pris en compte, le facteur de résistance passe de 0,591 à 0,635 : soit une augmentation de 7 %.

4.2 Vérification des barres tendues

La particularité de la vérification de la résistance des barres tendues est l'existence de critères faisant intervenir la section nette de la barre. Ceci est étudié pour l'exemple d'application.

4.2.1 Membrane inférieure en traction (IPE 330 à plat)

La membrure inférieure en traction est vérifiée pour les efforts calculés au voisinage de la mi-portée. A partir des résultats obtenus précédemment en 3.2 :

$$N_{Ed} = 1582 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,69 \text{ kN.m}$$

La résistance en traction de la section est déterminée par deux conditions, l'une en section « brute », l'autre en section « nette » :

Section brute

$$A = 6260 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6260 \times 0,355}{1,0} = 2222 \text{ kN}$$

Section nette

$$A_{net} = 6260 - (4 \times 24 \times 11,5) - (3 \times 22 \times 7,5) = 4661 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M0}} = \frac{0,9 \times 4661 \times 0,51}{1,25} = 1711 \text{ kN}$$

La résistance à la traction est donnée par :

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}) = 1711 \text{ kN}$$

En flexion simple dans le plan du treillis (EN 1993-1-1 (6.2.5)), la Classe 1 de la section permet de mobiliser le module plastique :

$$W_{pl} = \frac{2 \times 1,15 \times 16^2}{4} = 147,2 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{147,2 \times 0,355}{1,0} = 52,3 \text{ kNm}$$

On vérifie que :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{1582}{1711} = 0,93$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1,69}{52,3} = 0,03$$

Interaction N-M : $0,93 + 0,03 = 0,96 < 1$

4.2.2 Diagonales tendues (doubles cornières L 120×120×12)

La vérification est menée pour la diagonale sur l'appui de gauche, sous charges gravitaires. A partir des résultats obtenus précédemment en 3.2 :

$$N_{Ed} = 616,3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,36 \text{ kN.m}$$

Résistance en traction

La résistance en traction de la section est déterminée par deux conditions, l'une en section brute, l'autre en section nette :

Section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5510 \times 0,355}{1,0} = 1956 \text{ kN}$$

Section nette (voir dispositions détaillées à l'Annexe 2 du présent document)

$$A_{net} = 5510 - (2 \times 26 \times 12) = 4886 \text{ mm}^2$$

Pour les cornières attachées par une seule aile, l'EN 1993-1-8 donne une vérification supplémentaire pour tenir compte de l'effet de l'excentrement de l'effort de traction dans la cornière (écart entre l'axe neutre et la ligne de trusquinage) sur les sollicitations (apparition de moments secondaires).

Cette méthode nécessite d'appliquer un coefficient réducteur de la résistance ultime de la cornière (EN 1993-1-8, Clause 3.10.3(2)).

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Le coefficient réducteur β_3 dépend de l'entraxe p_1 .

Pour, $p_1 = 2,5 d_0 = 65 \text{ mm}$: $\beta_3 = 0,5$ (EN 1993-1-8, Tableau 3.8)

Note : Les coefficients réducteurs β sont fournis seulement pour le cas d'une cornière simple ; la méthode est sécuritaire dans le cas d'une « double cornière ». Il est recommandé, au droit de l'attache, de considérer le comportement de deux diagonales simples vis-à-vis de ces phénomènes locaux.

$$N_{u,Rd} = \frac{0,5A_{net}f_u}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 4886 \times 0,51}{1,25} = 997 \text{ kN}$$

Donc :

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}) = 997 \text{ kN}$$

Résistance en flexion

En flexion simple dans le plan du treillis (EN 1993-1-1 (6.2.5)) :

$$W_{el} = 85,46 \text{ cm}^3$$

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{85,46 \times 0,355}{1,0} = 30,3 \text{ kNm}$$

Vérification :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{616,3}{997} = 0,62 < 1$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1,36}{30,3} = 0,05$$

et le critère d'interaction M-N s'écrit : $0,62 + 0,05 = 0,67 < 1$.

5 VÉRIFICATION DES ATTACHES

5.1 Caractéristiques des attaches de montants de treillis

5.1.1 Généralités

Il est essentiel de concevoir l'attache de la ferme treillis sur le poteau conformément aux hypothèses retenues dans la modélisation.

Il faut notamment bien respecter le choix qui a été fait entre une liaison encadrée et une liaison articulée. La différence entre ces deux types de liaison est que l'articulation permet une rotation indépendante de la ferme d'une part et du poteau d'autre part, alors que l'encastrement impose que ferme et poteau aient à leur liaison la même rotation. La conséquence en termes de sollicitations est que l'articulation ne transmet pas de moment fléchissant de la ferme au poteau, alors que l'encastrement transmet un tel moment.

La rotation sur appui d'une ferme treillis se traduit par un déplacement horizontal différentiel entre le nœud origine de la membrure supérieure et le nœud origine de la membrure inférieure.

Pour permettre la rotation globale, il convient donc de permettre le déplacement horizontal de l'extrémité d'une des membrures par rapport au poteau : en général le déplacement de la membrure qui ne reçoit pas la diagonale sur appui est libéré.

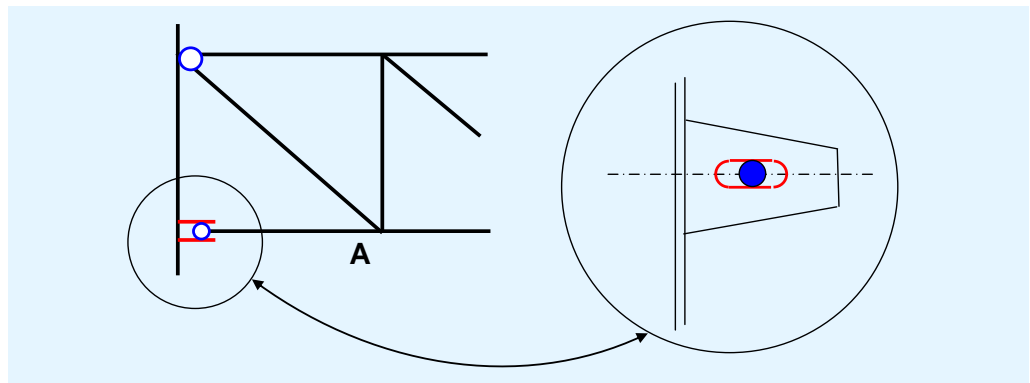


Figure 5.1 Trou oblong sur la membrure inférieure de la ferme

Avec une telle disposition, l'effort normal est nul dans la membrure inférieure du premier panneau. La membrure inférieure pourrait donc être arrêtée au premier nœud de treillis (A sur la figure) ; il est cependant préférable de la prolonger et de la lier au poteau pour créer une stabilisation latérale de la ferme au niveau de la membrure inférieure.

Une application de ce principe d'action d'une articulation dans l'exemple d'application est donnée en 5.1.2 ci-après.

Au contraire, pour réaliser une liaison encadrée de la ferme sur le poteau, il convient de créer une liaison sans jeu de chacune des membrures de la ferme sur le poteau.

5.1.2 Convergence d'épures à l'attache de la ferme sur le poteau

Un autre problème à traiter pour réaliser la liaison d'une ferme sur un poteau est la convergence des axes des barres assemblées et ses effets sur la modélisation. Les choix sont illustrés à la Figure 5.2.

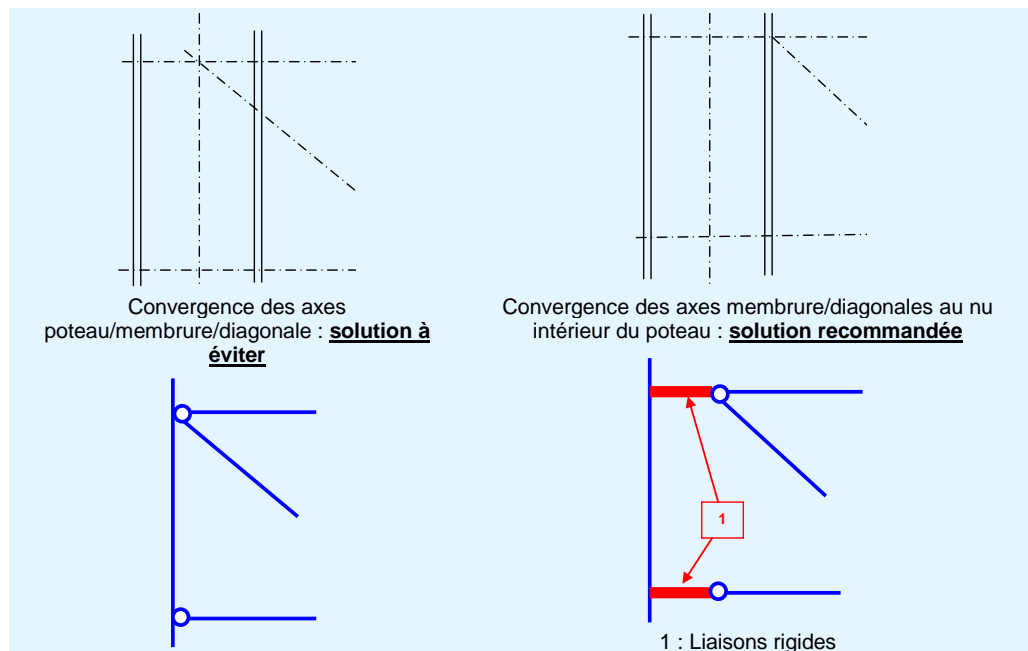


Figure 5.2 Attache rigide de la ferme sur le poteau

Dans le premier exemple, la conception de l'attache n'est pas en bonne cohérence avec le modèle : il existe un risque de créer des moments secondaires significatifs dans la diagonale et la membrure. Dans le deuxième exemple, la cohérence est bien meilleure ; le moment d'excentrement d'épure est clairement supporté par le poteau qui possède une résistance en flexion supérieure à celle de la membrure ou de la diagonale, notamment lorsque la ferme est attachée rigidement sur le poteau.

Il est à noter que ce n'est pas le cas pour l'exemple d'application dans lequel l'âme des poteaux est perpendiculaire au plan de la poutre à treillis : la convergence des trois axes se fait alors sans créer de moments secondaires.

5.1.3 Exemple d'application : conception d'une articulation

La Figure 5.3 représente les déplacements horizontaux des nœuds inférieur et supérieur des deux sections d'appui, respectivement pour les combinaisons de charges gravitaires et pour les combinaisons de charges ascendantes à l'ELU. On remarque que, quand la structure est symétrique et symétriquement chargée, chaque cas de chargement produit des rotations globales égales dans les deux sections d'appui.

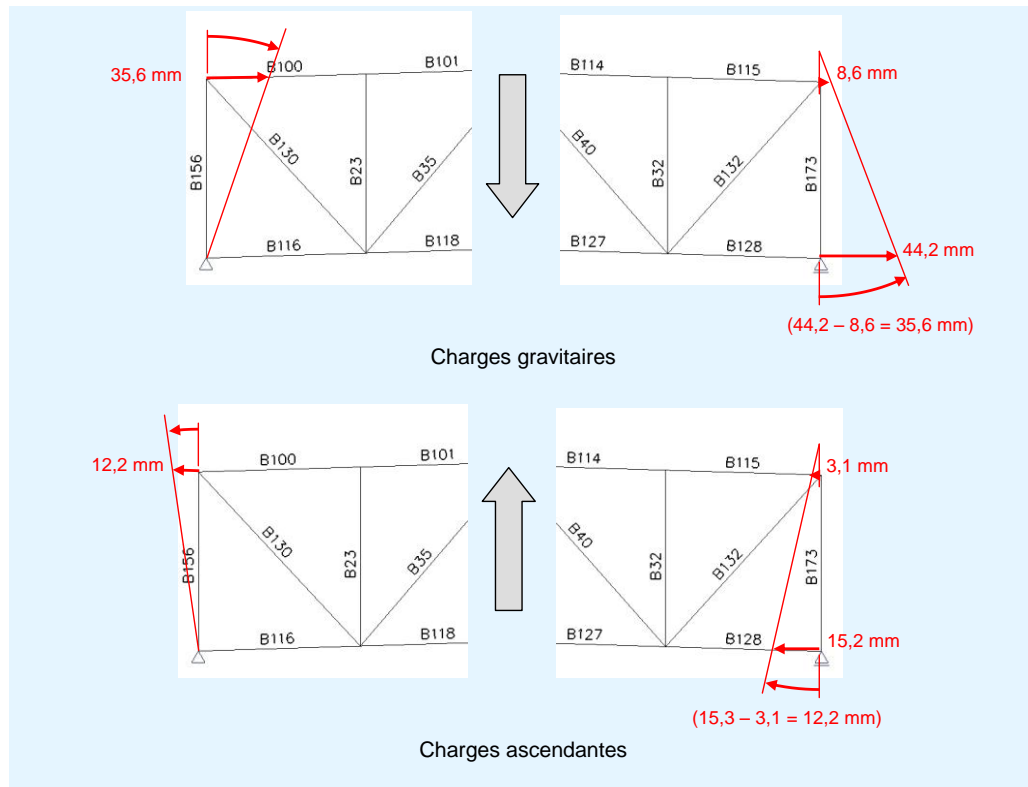


Figure 5.3 Rotations sur appuis de la ferme

Afin que les rotations globales sur appuis soient libres (hypothèse de la ferme articulée sur les poteaux), les trous oblongs mis en œuvre dans l'attache de la membrure inférieure sur le poteau doivent permettre un mouvement de 35,6 mm vers l'extérieur et de 12,2 mm vers l'intérieur. Il est bien sûr prudent de prendre une certaine sécurité sur la dimension des trous oblongs et de vérifier, après montage, que sous poids propre, la liberté de déplacement reste suffisante dans les deux sens.

5.2 Attaches de continuité de membrures

Il est souvent nécessaire de délivrer sur chantier les poutres treillis de grande portée en plusieurs tronçons ; il est donc nécessaire de réaliser des joints de continuité de membrures entre ces tronçons. En général, on préfère réaliser les assemblages sur chantier par boulonnage plutôt que par soudage.

La conception de ces assemblages boulonnés dépend du type de section de la membrure à attacher. On peut cependant distinguer deux familles de tels assemblages :

- ceux dans lesquels les boulons sont principalement sollicités en traction : il s'agit d'assemblages par platines d'about ;
- ceux dans lesquels les boulons sont sollicités perpendiculairement à leur tige : il s'agit d'assemblages par couvre-joints.

Lorsque les membrures sont constituées par un profil unique, en I ou en H, l'un ou l'autre type d'assemblage peut être utilisé.

Lorsque les membrures sont constituées par deux cornières ou deux profilés en U jumelés, on utilise très généralement des assemblages par couvre-joints.

Lorsque les membrures sont constituées de tubes, on utilise généralement des assemblages par platines d'about (l'utilisation de sections creuses ne fait pas partie du champ d'application de ce guide).

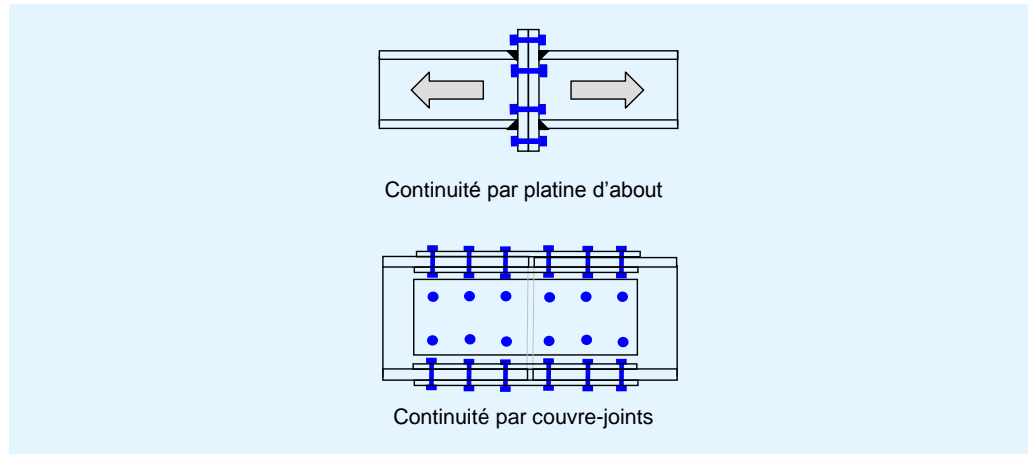


Figure 5.4 Attaches de continuité de membrures

L'assemblage par couvre-joints représenté à la Figure 5.4 est à doubles couvre-joints sur les semelles et sur l'âme (offrant deux interfaces pour transmettre l'effort tranchant). Si les efforts dans les couvre-joints sont faibles, de simples couvre-joints extérieurs peuvent être utilisés mais des couvre-joints doubles pour l'âme permettent de conserver la symétrie dans la transmission de l'effort normal.

Selon l'EN 1993-1-8, la résistance des assemblages par couvre-joints des membrures des poutres treillis doit être vérifiée en traction prépondérante avec moment fléchissant secondaire dans le plan de la poutre, en adaptant la méthode des composantes développée pour les assemblages poutre – poteau. Un gratuiciel est disponible pour cette vérification (voir le site <http://www.steelbizfrance.com> développé par le CTICM). La vérification de ce type d'assemblage est donnée à l'Annexe A pour l'exemple d'application.

Outre la résistance, il est fondamental d'assurer la rigidité des assemblages de continuité de membrure. En général, lorsque la résistance d'un assemblage poutre – poutre par platine d'about est assurée, on peut le considérer rigide.

Les assemblages par couvre-joints sont effectivement rigides quand les déplacements relatifs sont maîtrisés (voir au paragraphe 3.6 un exemple d'évaluation de l'effet des jeux dans les assemblages boulonnés du treillis de l'exemple d'application). Par conséquent, pour les assemblages par couvre-joints, il est recommandé de choisir l'une des conditions suivantes :

- utiliser des boulons à haute résistance aptes à la précontrainte et à serrage contrôlé, permettant une transmission des efforts par frottement (pas de glissement) ;

- utiliser des boulons ajustés, de préférence cisailés sur la partie lisse de la tige, afin d'éviter un glissement en charge par matage des filets ou des pièces assemblées.

5.3 Attaches de diagonales sur membrures

L'attache de diagonales et de montants sur des membrures peut être réalisée de différentes façons selon le type des sections à assembler.

Lorsque les membrures sont composées de deux barres jumelées (deux cornières ou deux profilés UPE), la règle générale est d'insérer des goussets entre ces deux barres. Les goussets sont alors, soit soudés, soit boulonnés sur les membrures. Généralement, les diagonales et les montants sont assemblés sur les goussets par boulonnage.

Lorsque les membrures sont constituées de sections IPE ou HE (HEA ou HEB), le mode d'assemblage le plus fréquent est également d'utiliser un gousset soudé sur la membrure. La plaque du gousset est attachée à la semelle lorsque le profilé est debout (âme verticale) et sur l'âme lorsque le profilé est à plat (âme horizontale).

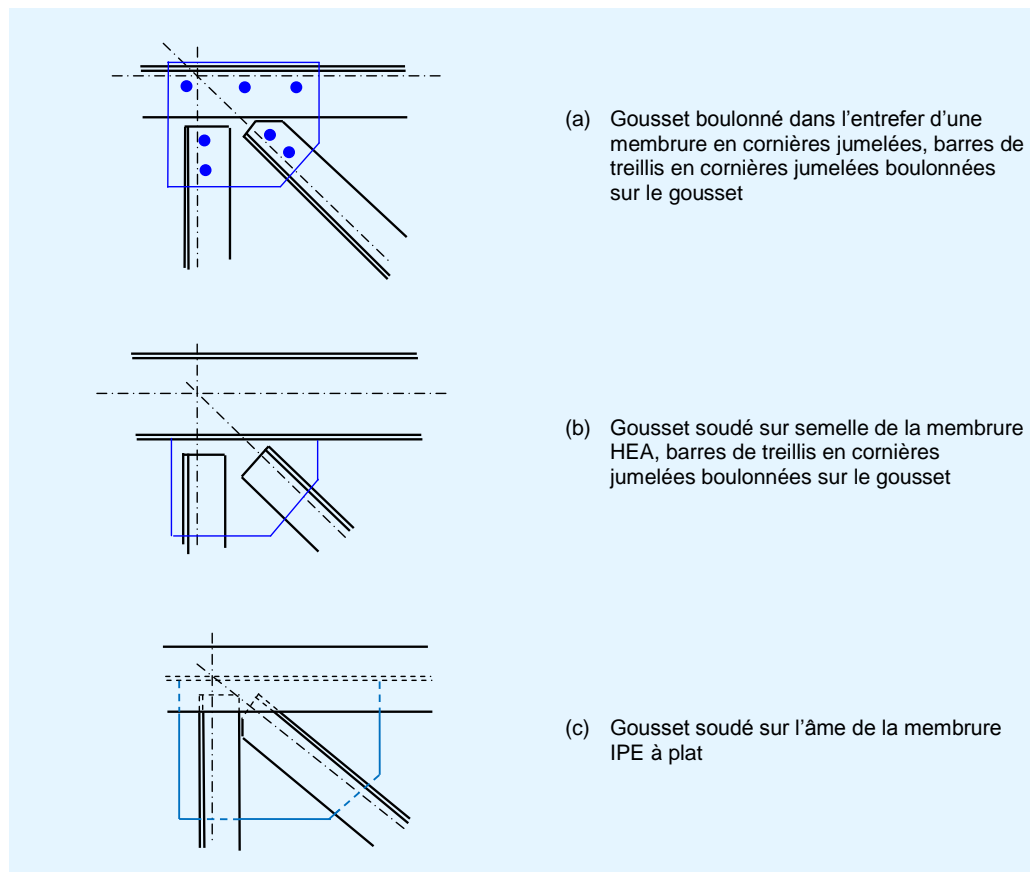


Figure 5.5 Attache de diagonales et de montants sur une membrure

Lorsque les membrures sont des profilés à plat, il est fréquent également d'utiliser des barres de treillis en IPE ou HEA de même hauteur que les membrures et de les assembler par doubles goussets boulonnés sur chaque semelle. Une solution alternative consiste à concevoir un assemblage soudé sans gousset comme montré à la Figure 5.6.

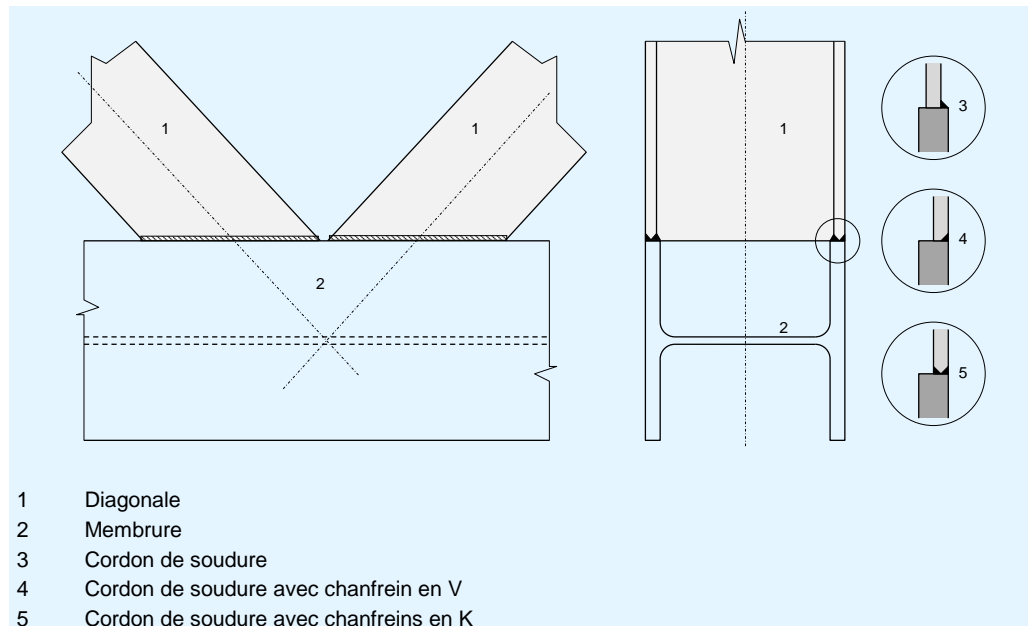


Figure 5.6 Attache soudée entre diagonales et membrure

Lorsque les membrures sont constituées par des tubes (sujet hors du domaine d'application de ce guide), les attaches par goussets soudés sur les membrures sont également utilisées. Le soudage direct de diagonales et de montants sur les membrures est également utilisé ; notons que ceci impose une découpe en gueule-de-loup pour les assemblages entre tubes à section circulaire.

Dans les attaches par gousset décrites précédemment, la vérification de la résistance des attaches boulonnées ou soudées est clairement définie dans l'EN 1993-1-8. Cependant, la vérification de la résistance de la plaque du gousset ne l'est pas. La vérification de l'attache d'un gousset est donnée à l'Annexe B pour l'exemple d'application.

Une attention particulière doit être portée à la vérification des goussets, notamment ceux qui possèdent une zone importante non raidie : dans les treillis, de nombreux problèmes ont été provoqués par le voilement local des goussets. Par exemple, dans les attaches de la Figure 5.5(c), si la hauteur de l'âme de la membrure à plat est insuffisante pour y attacher les cornières constituant les barres du treillis, les zones de gousset non raidies et leur stabilité doivent être examinées soigneusement.

Bien que les treillis constitués de tubes ne soient pas l'objet du présent guide, signalons que l'EN 1993-1-8 consacre un chapitre particulier au calcul de la résistance des assemblages soudés de sections tubulaires.

Dans les assemblages de barres de treillis sur des membrures, les jeux doivent également être maîtrisés (comme indiqué pour les attaches de continuités de membrures), pour contrôler les déplacements des composants de la structure et, en conséquence, la distribution des efforts si la structure est hyperstatique.

RÉFÉRENCES

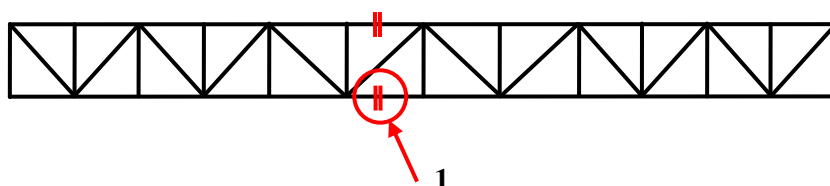
- 1 Bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée. Partie 7 : Ingénierie incendie.
- 2 EN 1993-1-8:2005 - Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Calcul des assemblages.
- 3 EN 1993-1-1:2005 - Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Règles générales et règles pour les bâtiments.

ANNEXE A

Exemple d'application - Calcul d'un assemblage de continuité de membrure par couvre-joints boulonnés

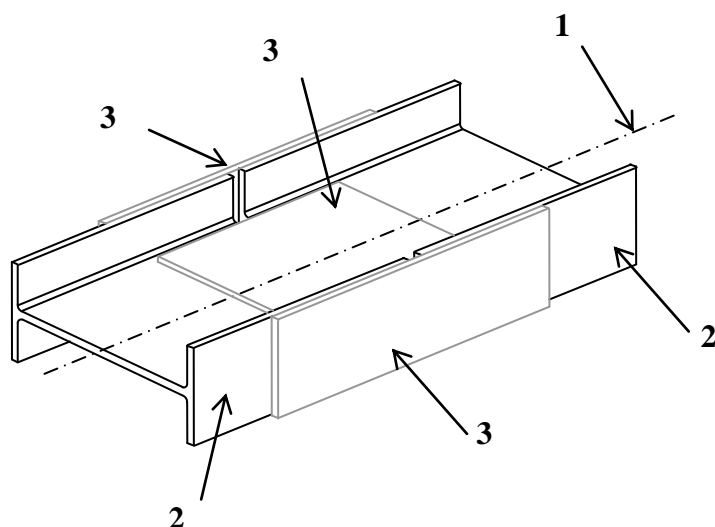
1. Assemblage de continuité par couvre-joints boulonnés

Cet exemple concerne l'un des assemblages de continuité par couvre-joints boulonnés représentés à la Figure A.1. Il est constitué de doubles couvre-joints sur l'âme et de simples couvre-joints externes sur les semelles (voir Figure A.2).



1 Assemblage par couvre-joints étudié

Figure A.1 Position des assemblages de continuité



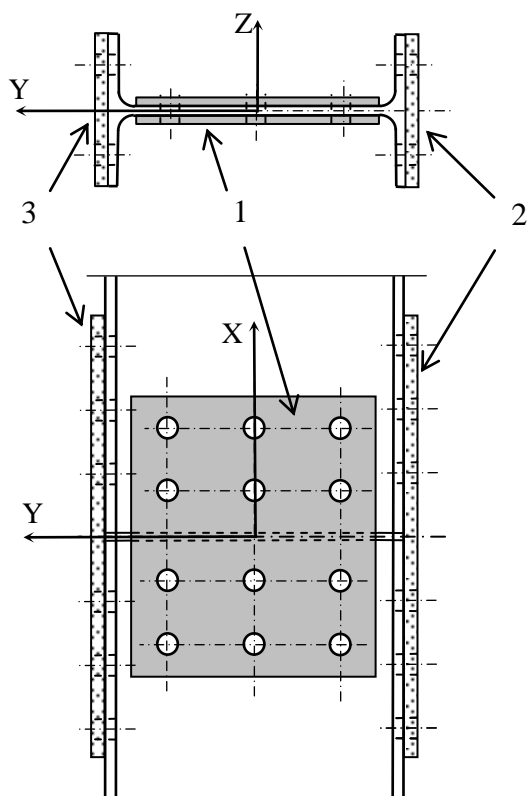
- 1 Axe longitudinal
- 2 Membrures inférieures à assembler (IPE 330)
- 3 Assemblage par couvre-joints

Figure A.2 Assemblage de continuité de membrure par couvre-joints

La résistance de cet assemblage doit être vérifiée sous effort normal de traction avec moments secondaires dans le plan du treillis.

Quatre couvre-joints doivent être vérifiés (voir Figure A.3)

Il est également important de vérifier la rigidité de l'attache. Un assemblage résistant au glissement est exigé.



- 1 Couvre-joint de l'âme de la membrure
- 2 Couvre-joint de la semelle 1 (du côté droit)
- 3 Couvre-joint de la semelle 2 (du côté gauche)

Figure A.3 Couvre-joints

Les coordonnées globales du système sont telles que :

- le plan XOZ est celui du treillis,
- le plan XOY est celui de l'âme de la membrure.

2. Données de base

Les dimensions des couvre-joints et la position des trous sont indiquées à la Figure A.4.

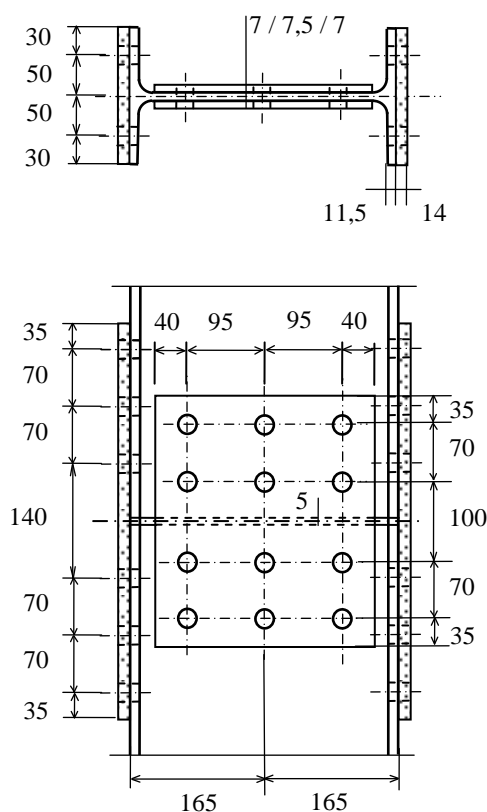


Figure A.4 Dimensions (en mm) et position des trous

Données relatives aux matériaux (à l'exception des boulons)

Les profilés en I et les couvre-joints sont de nuance S355 selon l'EN 10025-2.

EN 1993-1-1
Tableau 3.1

Nuance de l'acier S355

Limite d'élasticité $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

Résistance ultime $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$

Données relatives aux poutres en I

Hauteur $h = 330 \text{ mm}$

Largeur des semelles $b = 160 \text{ mm}$

Épaisseur de l'âme $t_w = 7,5 \text{ mm}$

Épaisseur des semelles $t_f = 11,5 \text{ mm}$

Rayon de raccordement $r = 18 \text{ mm}$

Aire de la section $A = 62,61 \text{ cm}^2$

Moment d'inertie $I_y = 788,1 \text{ cm}^4$

Module plastique $W_{pl,y} = 153,7 \text{ cm}^3$

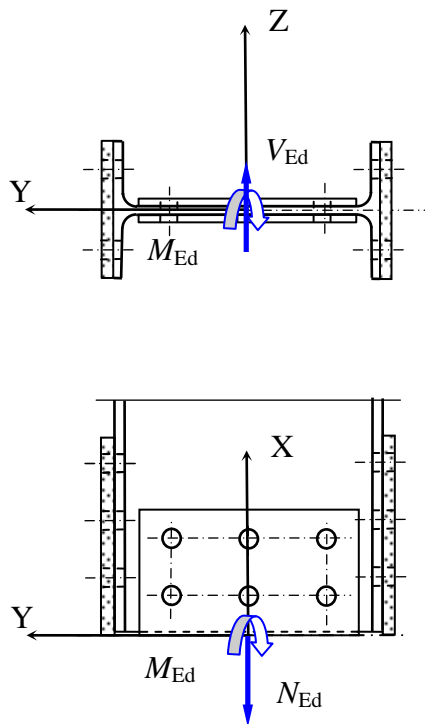


Figure A.5 Sollicitations

3. Classification de la section transversale des membrures

Pour la classification de la section transversale, il est nécessaire de connaître la distribution des contraintes normales.

EN 1993-1-1
Tableau 5.2
Feuille 2 sur 3

Pour l'âme, nous considérons une contrainte uniforme égale à :

$$\sigma_w = \frac{N_{Ed}}{A} = -250,34 \text{ N/mm}^2$$

Pour les semelles, nous avons :

$$\sigma_i = \frac{N_{Ed}}{A} - \frac{M_{Ed}}{I_{yy} / v_i}$$

où v_i est la position de la fibre considérée.

Pour le bord supérieur de la semelle selon la Figure A.5 ($Z > 0$) :

$$v_1 = b_f / 2 \text{ et } v_2 = t_w / 2 + r$$

$$\sigma_1 = 180,91 \text{ N/mm}^2, \sigma_2 = 245,62 \text{ N/mm}^2$$

Pour le bord inférieur de la semelle selon la Figure A.5 ($Z < 0$) :

$$v_1 = -(b_f / 2) \text{ et } v_2 = -(t_w / 2 + r)$$

$$\sigma_1 = 319,78 \text{ N/mm}^2, \sigma_2 = 255,06 \text{ N/mm}^2$$

Titre	ANNEXE A Exemple d'application - Calcul d'un assemblage de continuité de membrure par couvre-joints boulonnés	6 sur 24	
<p>D'après ces résultats, la section transversale étant entièrement tendue, elle est considérée de Classe 1.</p> <p>4. Vérification globale de la section transversale de la membrure</p> <p>4.1. Effet de l'effort tranchant</p> <p>Calcul de $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}}$</p> <p>avec $A_v = A - h_w t_w = 3959 \text{ mm}^2$</p> $V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 811,3 \text{ kN}$ <p>D'où $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,002 < 0,5$</p> <p>Aucune réduction n'est donc à prendre en compte du fait de la présence de l'effort tranchant.</p> <p>4.2. Combinaison M + N – Effet de l'effort normal</p> $N_{Ed} = 1567,4 > \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 817,4 \text{ kN}$ <p>La capacité portante doit être diminuée pour prendre en compte la présence de l'effort normal.</p> <p>4.3. Combinaison M + N – Considération des trous de fixation</p> <p>Effort normal</p> <p>Sous charge axiale de traction, la présence des trous de fixation doivent être prise en compte.</p> <p>Attache de catégorie C \Rightarrow la résistance de calcul à la traction est :</p> $N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}}$ <p>Pour le calcul de l'aire nette, nous considérons 7 trous de boulon (2 par semelle et 3 dans l'âme).</p> <p>L'aire nette est : $A_{net} = 4707 \text{ mm}^2$</p> <p>Par conséquent : $N_{net,Rd} = 1671 \text{ kN}$</p>			<p>EN 1993-1-1 6.2.10</p> <p>EN 1993-1-1 6.2.6(2)</p> <p>EN 1993-1-1 6.2.10 (2)</p> <p>EN 1993-1-1 6.2.9.1</p> <p>EN 1993-1-1 6.2.9.1 (5)</p> <p>EN 1993-1-1 6.2.3(4)</p>

Titre	ANNEXE A Exemple d'application - Calcul d'un assemblage de continuité de membrure par couvre-joints boulonnés	7 sur 24	
<p>Moment fléchissant</p> <p>Nous avons : $A_f = b t_f$ et $A_{f,net} = A_f - 2 d_{0,f} t_f$</p> <p>Pour chaque semelle tendue, il convient de vérifier :</p> $\frac{A_{f,net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} = 473 < \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} = 653,2 \text{ kN}$ <p>Les trous de fixation doivent donc être pris en compte dans les semelles.</p> <p>De même, nous avons : $A_{net} = A - 4 d_{0,f} t_f - 3 d_{0,w} t_w$</p> <p>Pour la totalité de l'aire tendue, il convient de vérifier :</p> $\frac{A_{net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} = 1728,4 < \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 2222,7 \text{ kN}$ <p>Les trous de fixation doivent donc être pris en compte dans l'âme.</p> <p>Résistance de calcul en flexion</p> <p>Pour un IPE 330, nous avons : $W_{pl,y} = 153,7 \text{ cm}^3$</p> <p>$d_z = 50 \text{ mm}$ = distance, selon la direction z-z, de l'axe des trous dans les semelles par rapport à l'axe y-y du profilé.</p> $W_{pl,y,holes} = 4(d_{0,f} t_f d_z) = 55,2 \text{ cm}^3$ <p>Le moment résistant plastique de calcul de la section nette est :</p> $M_{pl,Rd} = \frac{(W_{pl,y} - W_{pl,y,holes}) f_y}{\gamma_{M0}} = 34,967 \text{ kN.m}$ <p>4.4. Combinaison M + N – Vérification</p> <p>Le critère suivant doit être vérifié :</p> $M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$ <p>avec : $n = \frac{N_{Ed}}{N_{net,Rd}} = 0,938$</p> <p>et : $a = \min \left\{ (A - 2 b t_f) / A ; 0,5 \right\} = 0,412$</p> <p>Soit : $M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(\frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right] = 6,99 \text{ kN.m}$</p> <p>$M_{Ed} = 1,71 < M_{N,Rd} = 6,99 \text{ kN.m}$. Le critère est donc vérifié.</p> <p>5. Distribution des sollicitations</p> <p>Notons que l'âme est disposée horizontalement (le profilé IPE 330 est disposé à plat).</p>			<p>EN 1993-1-1 6.2.5 (4)</p> <p>EN 1993-1-1 6.2.5 (5)</p> <p>EN 1993-1-1 6.2.5(2)</p> <p>EN 1993-1-1 6.2.9.1(1)</p> <p>EN 1993-1-1 6.2.9.1(3)</p> <p>EN 1993-1-8 2.5</p>

Titre	ANNEXE A Exemple d'application - Calcul d'un assemblage de continuité de membrure par couvre-joints boulonnés	8 sur 24
<p>5.1. Effort normal</p> <p>L'effort normal se répartit entre l'âme et les semelles, en fonction du rapport entre les sections brutes de l'âme et des semelles ; les rayons de raccordement étant intégrés aux semelles.</p> <p>Ainsi, avec : $A_w = (h - 2t_f)t_w = 2302,5 \text{ mm}^2$</p> <p>et : $A_f = (A - A_w)/2 = 3958,5 \text{ mm}^2$ (par semelle),</p> <p>nous obtenons : $N_{N,w} = N_{Ed} A_w / A = 576,4 \text{ kN}$</p> <p>et : $N_{N,f} = (N_{Ed} - N_{N,w})/2 = 495,5 \text{ kN}$</p> <p>5.2. Effort tranchant</p> <p>Le profilé étant à plat, l'effort tranchant est intégralement équilibré par les semelles.</p> <p>Soit : $V_{V,f} = V_{Ed} / 2$ (par semelle).</p> <p>5.3. Moment fléchissant</p> <p>De même, le moment fléchissant selon l'axe faible est entièrement équilibré par les semelles :</p> $M_{M,f} = 0,855 \text{ kN.m pour chaque semelle.}$ <p>6. Sollicitations dans chaque élément de l'attache</p> <p>6.1. Attache de l'âme</p> <p>Les couvre-joints d'âme (et leurs boulons) ne sont soumis qu'à un effort normal :</p> $N_{N,w} = 576,4 \text{ kN}$ <p>6.2. Attaches des semelles</p> <p>Chaque couvre-joint de semelle (et ses boulons) est soumis à :</p> <ul style="list-style-type: none"> • un effort normal $N_{N,f} = 495,49 \text{ kN}$, • un effort tranchant $V_{V,f} = 0,85 \text{ kN}$ • un moment fléchissant $M_{M,f} = 0,855 \text{ kN.m}$ <p>Le moment dû à l'excentricité de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité de l'attache (voir Figure A.6) est le suivant:</p> $M_{V,f} = V_{V,f} e_v$ <p>avec : $e_v = 140 \text{ mm}$ $M_{V,f} = 0,119 \text{ kN.m}$</p>		

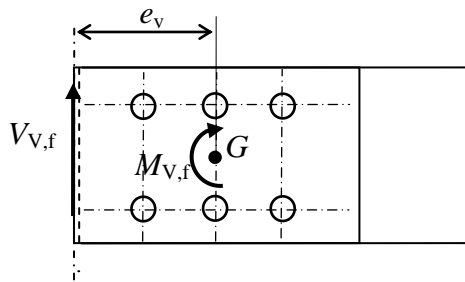


Figure A.6 Moment dû à l'excentricité de l'effort tranchant

6.3. Bilan des sollicitations

Dans l'âme : $N_w = 576,42 \text{ kN}$

Dans une semelle : $N_f = 495,49 \text{ kN}$

$V_f = 0,85 \text{ kN}$

$M_f = 0,97 \text{ kN.m}$

7. Vérification de l'attache de l'âme

L'attache de l'âme est à double recouvrement (double couvre-joints).

L'âme doit être vérifiée en tant que composant de l'attache ainsi, du fait de la symétrie, qu'un seul des deux couvre-joints.

7.1. Positionnement des boulons

La structure est supposée ne pas être exposée aux intempéries ou autres influences corrosives.

Pour les composants âme et couvre-joint, le positionnement des boulons est vérifié dans les tableaux ci-dessous.

Tableau A.1 Attache de l'âme – Composant âme – Positions des trous

Distance ou pince	Valeur minimale	Valeur calculée	Valeur maximale
e_1	24	47,5	
e_2	24	1)	
p_1	44	70	105
p_2	48	95	105

¹⁾ non applicable en raison de la proximité de la semelle

Tableau A.2 Attache de l'âme – Composant couvre-joint – Positions des trous

Distance ou pince	Valeur minimale	Valeur calculée	Valeur maximale
e_1	24	35	
e_2	24	40	
p_1	44	70	98
p_2	48	95	98

EN 1993-1-8
Tableau 3.3

Titre	ANNEXE A Exemple d'application - Calcul d'un assemblage de continuité de membrure par couvre-joints boulonnés	10 sur 24
<p>7.2. Effort de cisaillement de calcul $F_{V,Ed}$ pour chaque boulon</p> $F_{V,Ed,w} = \frac{N_w}{6} = 96,07 \text{ kN} \quad \text{pour le composant âme}$ $F_{V,Ed,p} = \frac{N_w / 2}{6} = 48,03 \text{ kN} \quad \text{pour chaque couvre-joint}$ <p>7.3. Résistance de calcul au glissement $F_{S,Rd}$</p> <p>En considérant : des trous normaux pour les boulons $\Rightarrow k_s = 1,0$ une classe de surface de frottement = Classe A $\Rightarrow \mu = 0,5$</p> <p>et avec : $A_{s,w} = 192 \text{ mm}^2$ aire résistante du boulon</p> $F_{p,c} = 0,7 f_{ub} A_{s,w} = 134,4 \text{ kN}$ effort de précontrainte <p>n nombre de surfaces de frottement</p> $n_w = 2 \text{ relativement au composant âme}$ $n_p = 1 \text{ relativement au composant couvre-joint}$ <p>Nous obtenons : $F_{S,Rd,w} = \frac{k_s n_w \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,c} = 107,52 \text{ kN}$</p> <p>et : $F_{S,Rd,p} = \frac{k_s n_p \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,c} = 53,76 \text{ kN}$</p> <p>7.4. Résistance de calcul en pression diamétrale $F_{b,Rd}$ pour chaque boulon</p> <p>Le tableau 3.4 de l'EN 1993-1-8 fournit les expressions de calcul de la pression diamétrale. Dans ces expressions, les coefficients α_b et k_1 dépendent de l'orientation du chargement, de la position par rapport aux bords du composant mais aussi de la position des autres boulons.</p> <p>L'expression générale de la résistance de calcul en pression diamétrale d'un boulon est :</p> $F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ <p>Selon le tableau 3.4 de l'Eurocode 1993-1-8, les coefficients α_b et k_1 sont déterminés à partir des expressions suivantes :</p> <p>Pour les boulons de rive : $\alpha_{b,end} = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\}$</p> $k_{1,end} = \min \left\{ 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$		

Pour les boulons intérieurs : $\alpha_{b,inner} = \min \left\{ \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\}$

$$k_{1,inner} = \min \left\{ 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

Composant âme

La Figure A.7 montre comment sont déterminés les coefficients α_b et k_1 .

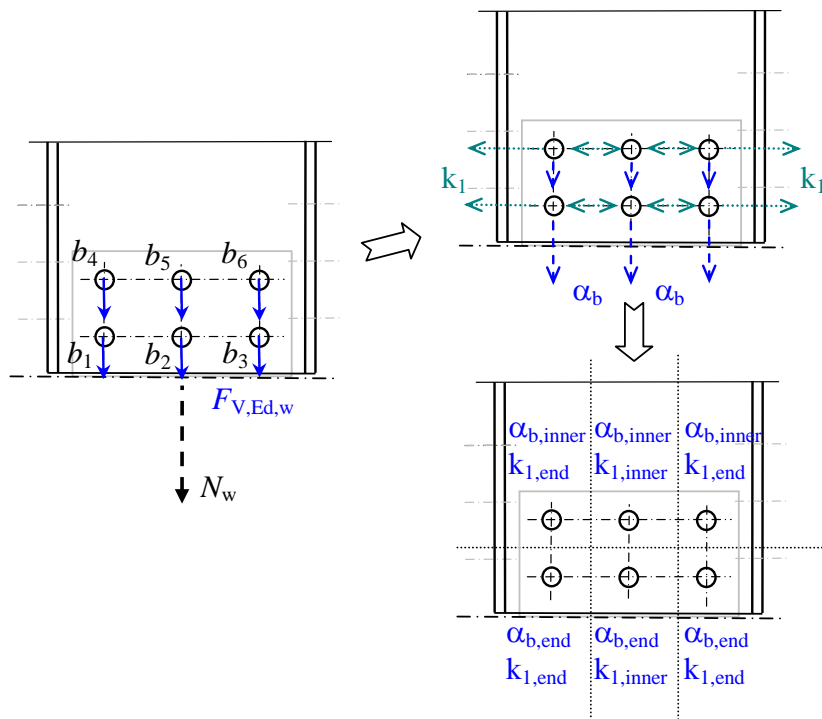


Figure A.7 Attache de l'âme – Composant âme – Détermination des types de boulon

La détermination des coefficients k_1 est menée perpendiculairement à la direction du transfert d'efforts. Mais, comme deux directions sont envisageables pour cette perpendiculaire, il est difficile, pour quelques boulons (b_1 , b_4 , b_3 et b_6), de définir si ce sont des boulons de rive ou des boulons intérieurs.

Pour ces quatre cas, nous considérons la valeur maximale de $k_{1,inner}$ et $k_{1,end}$. En remarquant de plus que $\min \{k_{1,inner}; k_{1,end}\} = k_{1,end}$, tous ces boulons doivent donc être considérés comme étant de rive.

Il est rappelé en outre que pour le composant âme, la pince transversale e_2 n'est pas applicable en raison de la proximité de la semelle. Cela explique également pourquoi les expressions de $k_{1,inner}$ et $k_{1,end}$ sont identiques.

Titre	ANNEXE A Exemple d'application - Calcul d'un assemblage de continuité de membrure par couvre-joints boulonnés	12 sur 24
<p>L'effort de cisaillement de calcul est donc le même pour chaque boulon avec de plus : $k_{1,inner} = k_{1,end} = 2,50$</p> <p>Nous ne considérons donc qu'une seule rangée de boulons, par exemple les boulons b_1 et b_4.</p> <p>Pour le boulon b_1, nous avons :</p> $\alpha_{b,b1} = \alpha_{b,b1,end} = 0,79$ $F_{b,b1,Rd,w} = 109,01 \text{ kN}$ <p>et pour le boulon b_4 :</p> $\alpha_{b,b4} = \alpha_{b,b4,inner} = 0,92$ $F_{b,b4,Rd,w} = 126,23 \text{ kN}$ <p>Par conséquent, pour le composant âme, nous obtenons au final :</p> $F_{b,Rd,w} = 109,01 \text{ kN}$ <p>Composant couvre-joint</p> <p>Comparativement au composant âme, on peut noter pour le couvre-joint que les boulons b_1, b_2, b_3 deviennent des boulons intérieurs et les boulons b_4, b_5, b_6 des boulons de rive (voir Figure A.8).</p> <p>Dans ce cas, pour le boulon b_1 :</p> $\alpha_{b,b1} = \alpha_{b,b1,inner} = 0,92$ $F_{b,b1,Rd,p} = 117,81 \text{ kN}$ <p>et pour le boulon b_4 :</p> $\alpha_{b,b4} = \alpha_{b,b4,end} = 0,58$ $F_{b,b4,Rd,p} = 74,97 \text{ kN}$ <p>Au final, pour le composant couvre-joint, il faut retenir :</p> $F_{b,Rd,p} = 74,97 \text{ kN}$		

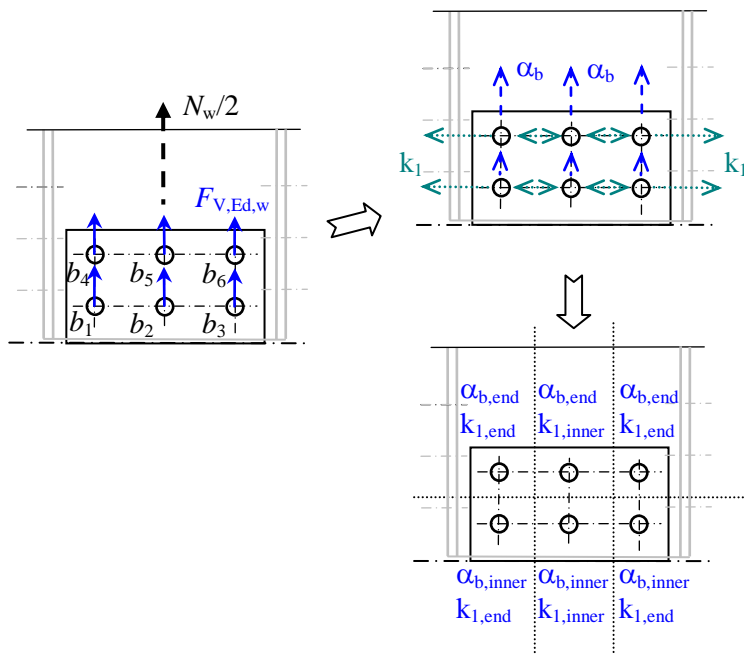


Figure A.8 Attache de l'âme – Composant couvre-joint – Détermination des types de boulon

7.5. Vérification des boulons

7.5.1. Relativement au composant âme

Vérification individuelle

Résistance de calcul en pression diamétrale :

$$F_{V,Ed,w} = 96,07 < F_{b,Rd,w} = 109,01 \text{ kN}$$

Résistance de calcul au glissement :

$$F_{V,Ed,w} = 96,07 < F_{s,Rd,w} = 107,52 \text{ kN}$$

Groupe de fixations

La résistance de calcul au cisaillement par plan de cisaillement $F_{v,Rd}$ est prise égale à :

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

En considérant que le plan de cisaillement ne passe pas par la partie fileté du boulon et que les trous sont des trous normaux :

$$\Rightarrow \alpha_v = 0,6$$

$$\Rightarrow A = 254,47 \text{ mm}^2 \text{ (aire de la section de tige lisse du boulon)}$$

$$\text{d'où : } F_{v,Rd} = 122,15 \text{ kN}$$

EN 1993-1-8
Tableau 3.2

EN 1993-1-8
Tableau 3.4

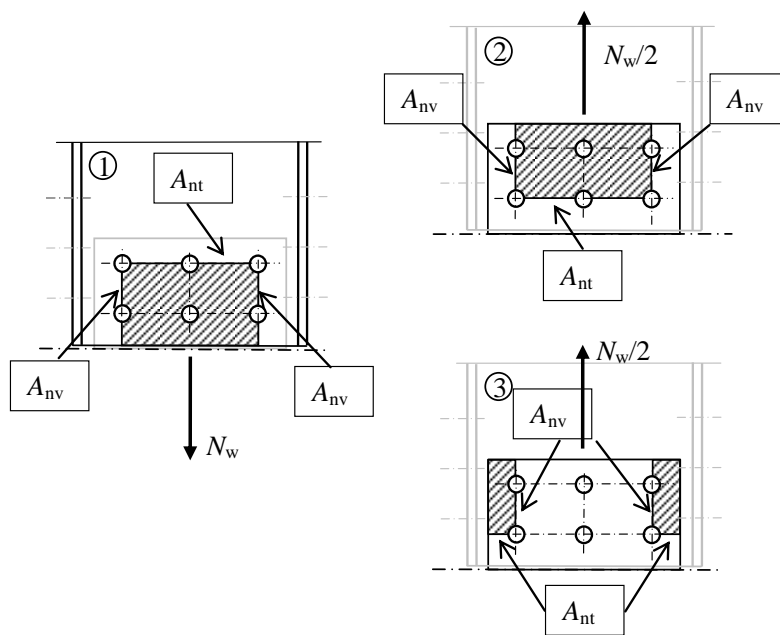
Titre	ANNEXE A Exemple d'application - Calcul d'un assemblage de continuité de membrure par couvre-joints boulonnés	14 sur 24
<p>Comme $F_{v,Rd} > F_{b,Rd,w}$ pour seulement trois boulons, le résultat obtenu pour le calcul du groupe de fixation est :</p> $F_{gr,b,Rd,w} = n_{bi} \times \min\{F_{b,bi,Rd,w}\} = 6 \times 109,01 = 654,06 \text{ kN}$ <p>Donc : $N_w = 576,42 < F_{gr,b,Rd,w} = 654,06 \text{ kN}$</p> <p>7.5.2. Relativement au composant couvre-joint Vérification individuelle</p> <p>Résistance de calcul en pression diamétrale :</p> $F_{V,Ed,p} = 48,03 < F_{b,Rd,p} = 74,97 \text{ kN}$ <p>Résistance de calcul au glissement :</p> $F_{V,Ed,p} = 48,03 < F_{s,Rd,p} = 53,76 \text{ kN}$ <p>Groupe de fixations</p> <p>La résistance de calcul par plan de cisaillement $F_{v,Rd}$ est prise égale à :</p> $F_{v,Rd} = 122,15 \text{ kN}$ <p>Comme on voit que $F_{v,Rd} > F_{b,Rd,w}$ pour tous les boulons, le calcul du groupe de fixations donne :</p> $F_{gr,b,h,Rd} = \sum_1^{n_{bi}} F_{b,bi,h,Rd} = 3 \times 117,81 + 3 \times 74,97 = 578,34 \text{ kN}$ <p>D'où : $N_w / 2 = 228,21 < F_{gr,b,Rd} = 578,34 \text{ kN}$</p> <p>7.6. Calcul de la section nette</p> <p>Pour une attache en traction, la valeur de calcul de la résistance plastique de la section nette au droit des trous de boulon doit être vérifiée :</p> $\sum_1^{n_b} F_{V,Ed} \leq N_{net,Rd}$ <p>où n_b est le nombre de boulons situés dans la section nette considérée.</p> <p>7.6.1. Composant âme</p> <p>L'aire de la section nette est : $A_{w,net} = A_w - 3d_{0,w}t_w = 1852,5 \text{ mm}^2$</p> <p>et la valeur de calcul de la résistance : $N_{w,net,Rd} = \frac{A_{w,net}f_y}{\gamma_{M0}} = 657,64 \text{ kN}$</p> <p>soit : $N_{w,net,Rd} = 657,64 > \sum_1^3 F_{V,Ed,w} = 3 \times 96,07 = 288,21 \text{ kN}$</p>		<p>EN 1993-1-8 3.7</p> <p>EN 1993-1-8 Tableau 3.2</p> <p>EN 1993-1-8 3.7</p> <p>EN 1993-1-8 Tableau 3.2</p>

Titre	ANNEXE A Exemple d'application - Calcul d'un assemblage de continuité de membrure par couvre-joints boulonnés	15 sur 24
<p>7.6.2. Composant couvre-joint</p> <p>La section nette est prise égale à : $A_{p,net} = A_p - 3d_{0,w}t_p = 1470 \text{ mm}^2$</p> <p>La valeur de calcul de la résistance est : $N_{p,net,Rd} = \frac{A_{p,net}f_y}{\gamma_{M0}} = 521,85 \text{ kN}$</p> <p>soit : $N_{w,net,Rd} = 521,85 > \sum_1^3 F_{V,Ed,w} = 3 \times 48,03 = 144,10 \text{ kN}$</p> <p>7.7. Calcul au cisaillement de bloc</p> <p>La Figure A.9 montre le cisaillement de bloc pour l'âme et le couvre-joint.</p> <p>7.7.1. Composant âme</p> <p>Le groupe de boulons est soumis à un chargement centré.</p> <p>Nous avons : $A_{nt} = (2p_2 - 2d_0)t_w = 1125 \text{ mm}^2$</p> <p>et : $A_{nv} = 2(e_1 + p_1 - 1,5d_0)t_w = 1312,5 \text{ mm}^2$</p> <p>D'où : $V_{eff,1,Rd} = 728,01 \text{ kN}$</p> <p>soit : $V_{eff,1,Rd} = 728,01 > N_w = 576,42 \text{ kN}$</p> <p>7.7.2. Composant couvre-joint</p> <p>Deux cas de cisaillement de bloc sont à considérer. Pour les deux, l'aire de cisaillement étant la même, le cas déterminant est celui qui donne l'aire tendue minimale. Ici aussi, le groupe de boulons est soumis à un chargement centré.</p> <p>Nous avons : $A_{nt} = (2e_2 - d_0)t_p = 420 \text{ mm}^2$</p> <p>et : $A_{nv} = 2(e_1 + p_1 - 1,5d_0)t_p = 1050 \text{ mm}^2$</p> <p>D'où : $V_{eff,1,Rd} = 386,57 \text{ kN}$</p> <p>soit : $V_{eff,1,Rd} = 386,57 > N_w / 2 = 288,21 \text{ kN}$</p>		

EN 1993-1-8
3.10.2 (1)

EN 1993-1-8
3.10.2 (2)

EN 1993-1-8
3.10.2 (2)



- 1 Cisaillement de bloc pour le composant âme (chargement centré)
- 2 Premier cas de cisaillement de bloc pour le composant couvre-joint (chargement centré)
- 3 Second cas de cisaillement de bloc pour le composant couvre-joint (chargement centré)

Figure A.9 Cisaillement de bloc pour l'attache de l'âme

8. Vérification de l'attache des semelles

L'attache des semelles est un assemblage à recouvrement simple (par simple couvre-joint).

Il convient de vérifier les deux composants de l'attache : la semelle et le couvre-joint.

En règle générale, en présence d'une combinaison de charges, chaque boulon est soumis à un effort de cisaillement non parallèle au bord des composants. Dans ce cas, l'Eurocode précise que la résistance en pression diamétrale peut être vérifiée séparément pour les composants de l'effort appliqué au boulon parallèlement et perpendiculairement au bord.

$$F_{V,bi,h,Ed} \leq F_{b,bi,h,Rd}$$

$$F_{V,bi,v,Ed} \leq F_{b,bi,v,Rd}$$

Dans la publication P126 de la CECM (Recommandations européennes pour le calcul des assemblages simples en Construction Métallique – 2009), une vérification supplémentaire est proposée, fondée sur une formule d'interaction :

$$\left(\frac{F_{V,bi,h,Ed}}{F_{b,bi,h,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{V,bi,v,Ed}}{F_{b,bi,v,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Les composants du chargement sont déterminés dans un repère $\{h, v\}$ situé au centre de gravité de l'assemblage et orienté selon les directions principales de la semelle (voir Figure A.10).

EN 1993-1-8
Tableau 3.4³⁾

8.1. Positionnement des boulons

Le treillis est supposé ne pas être exposé aux intempéries ou autres influences corrosives.

La vérification doit être menée dans les deux directions du chargement. En prenant en compte les limites spécifiées dans le tableau 3.3 de l'EN 1993-1-8, les exigences suivantes doivent être satisfaites :

$$\min \{e_1; e_2\} \geq 1,2d_0$$

$$\min \{p_1; p_2\} \geq 2,2d_0$$

$$\max \{p_1; p_2\} \leq \min \{14t; 200\text{ mm}\}$$

Les tableaux ci-après montrent les vérifications pour chaque composant.

Tableau A.3 Attache des semelles – Composant semelle – Positionnement des boulons

Distance ou pince	Valeur minimale	Valeur calculée	Valeur maximale
$\min \{e_1; e_2\}$	28,8	30	
$\min \{p_1; p_2\}$	52,8	70	
$\max \{p_1; p_2\}$		100	161

Tableau A.4 Attache des semelles – Composant couvre-joint – Positionnement des boulons

Distance ou pince	Valeur minimale	Valeur calculée	Valeur maximale
$\min \{e_1; e_2\}$	28,8	30	
$\min \{p_1; p_2\}$	52,8	70	
$\max \{p_1; p_2\}$		100	196

8.2. Effort de cisaillement de calcul $F_{V,Ed}$ pour chaque boulon

Relativement au composant semelle

- Les composantes de l'effort de cisaillement sont déterminées dans le repère $\{h, v\}$ (voir Figure A.10). Le groupe de boulons est soumis à un effort normal N_f , un effort de cisaillement V_f et un moment fléchissant M_f (voir 6.2).

L'effort normal N_f engendre un effort de cisaillement horizontal :

$$F_{N,bi,h} = \frac{N_f}{6} = -82,58 \text{ kN pour chaque boulon.}$$

L'effort de cisaillement V_f engendre un effort de cisaillement vertical :

$$F_{V,bi,v} = \frac{V_f}{6} = 0,14 \text{ kN pour chaque boulon.}$$

EN 1993-1-8
Tableau 3.3

Le moment M_f se répartit dans les boulons en fonction de la distance r_i entre le centre des boulons b_i et le centre de gravité du groupe de boulons ;

$$F_{M,bi} = \frac{M_f r_i}{\sum_1^6 r_i^2}$$

Cet effort de cisaillement $F_{M,bi}$, calculé dans le repère $\{h, v\}$, donne :

$$F_{M,bi,h} = \frac{M_f v_i}{\sum_1^6 r_i^2} \quad \text{composante horizontale pour le boulon } b_i.$$

$$F_{M,bi,v} = \frac{M_f h_i}{\sum_1^6 r_i^2} \quad \text{composante verticale pour le boulon } b_i.$$

avec h_i et v_i coordonnées du centre du boulon b_i .

Au final, pour chaque boulon :

$$F_{V,bi,h,Ed} = F_{N,bi,h} + F_{M,bi,h} \quad \text{effort de cisaillement horizontal de calcul}$$

$$F_{V,bi,v,Ed} = F_{V,bi,v} + F_{M,bi,v} \quad \text{effort de cisaillement vertical de calcul}$$

$$F_{V,bi,Ed} = \sqrt{F_{V,bi,h,Ed}^2 + F_{V,bi,v,Ed}^2} \quad \text{résultante de calcul}$$

La distribution de ces sollicitations est représentée à la Figure A.10.

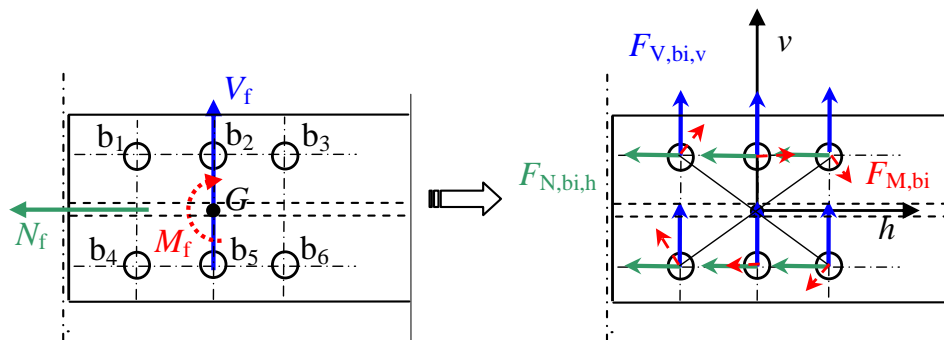


Figure A.10 Distribution des sollicitations dans le composant semelle.

La direction de l'effort résultant et ses composantes sont représentées à la Figure A.11.

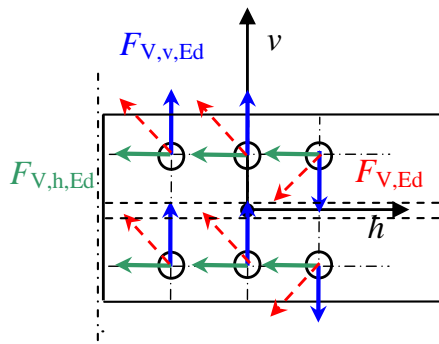


Figure A.11 Directions de l'effort de cisaillement de calcul

Le Tableau A.5 résume la détermination des efforts de cisaillement de calcul.

Tableau A.5 Attache des semelles – Composant semelle – Efforts de cisaillement de calcul en kN dans le repère $\{h, v\}$.

Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6
h_i	-70	0	70	-70	0	70
v_i	50	50	50	-50	-50	-50
r_i	86,02	50	86,02	86,02	50	76,02
$F_{M,bi}$	2,42	1,41	2,42	2,42	1,41	2,42
$F_{M,bi,h}$	1,41	1,41	1,41	-1,41	-1,41	-1,41
$F_{M,bi,v}$	1,97	0	-1,97	1,97	0	-1,97
$F_{N,bi,h}$	-82,58	-82,58	-82,58	-82,58	-82,58	-82,58
$F_{V,bi,v}$	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
$F_{V,bi,Ed}$	81,20	81,17	81,20	84,02	83,99	84,01
$F_{V,bi,h,Ed}$	-81,17	-81,17	-81,77	-83,99	-83,99	-83,99
$F_{V,bi,v,Ed}$	2,11	0,14	-1,83	2,11	0,14	-1,83

On constate à la lecture de ce tableau que la composante verticale de la charge est négligeable devant la composante horizontale. En conséquence, pour la vérification de la pression diamétrale, nous nous limitons à la direction horizontale.

De plus, si nous n'avions considéré ni l'effort tranchant V_{Ed} , ni le moment M_{Ed} , l'effort de cisaillement horizontal de calcul à prendre en compte serait :

$$F_{V,bi,h,Ed} = F_{N,bi,h} = -82,58 \text{ kN, ce qui représente un écart de } \pm 2 \text{ \% .}$$

Ainsi, la valeur de 84,02 kN peut être retenue (= valeur maximale obtenue pour $F_{V,bi,Ed}$) pour l'effort de cisaillement de calcul : $F_{V,Ed} = 84,02 \text{ kN}$.

Titre	ANNEXE A Exemple d'application - Calcul d'un assemblage de continuité de membrure par couvre-joints boulonnés	20 sur 24
<p>Relativement au composant couvre-joint</p> <p>L'attache des semelles étant à simple recouvrement, en ce qui concerne le composant couvre-joint, les efforts de cisaillement de calcul pour chaque boulon sont directement déduits des résultats précédents.</p> <p>En conséquence, la valeur de 84,02 kN peut être retenue.</p> <p>8.3. Résistance de calcul au glissement $F_{S,Rd}$</p> <p>En considérant : des trous normaux pour les boulons $\Rightarrow k_s = 1,0$ une classe de surface de frottement = Classe A $\Rightarrow \mu = 0,5$</p> <p>et avec : $A_{s,f} = 303 \text{ mm}^2$ aire résistante du boulon</p> <p>$F_{p,c} = 0,7 f_{ub} A_{s,f} = 212,1 \text{ kN}$ effort de précontrainte</p> <p>n nombre de surfaces de frottement</p> <p>Simple recouvrement $\Rightarrow n = 1$ pour chaque composant</p> <p>Nous obtenons : $F_{s,Rd,f} = F_{s,Rd,p} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,c} = 84,54 \text{ kN}$</p> <p>8.4. Résistance de calcul en pression diamétrale $F_{b,Rd}$ pour chaque boulon</p> <p>Pour déterminer la pression diamétrale de calcul, nous nous limitons à la direction horizontale (voir 8.2).</p> <p>Composant semelle</p> <p>La Figure A.12 montre comment sont déterminés les facteurs α_b et k_1 pour chaque boulon.</p> <p>Pour tous les boulons : $k_{1,end} = 1,80$.</p> <p>Pour les boulons b_1 et b_4 : $\alpha_{b,end} = 0,94$</p> <p>$F_{b,Rd,f} = 174,19 \text{ kN}$</p> <p>Pour les autres boulons : $\alpha_{b,inner} = 0,72$</p> <p>$F_{b,Rd,f} = 134,19 \text{ kN}$</p> <p>Par conséquent, pour le composant semelle, la valeur minimale à retenir est :</p> <p>$F_{b,Rd,f} = 134,19 \text{ kN}$</p>		

EN 1993-1-8
3.9.1

EN 1993-1-8
Tableau 3.4

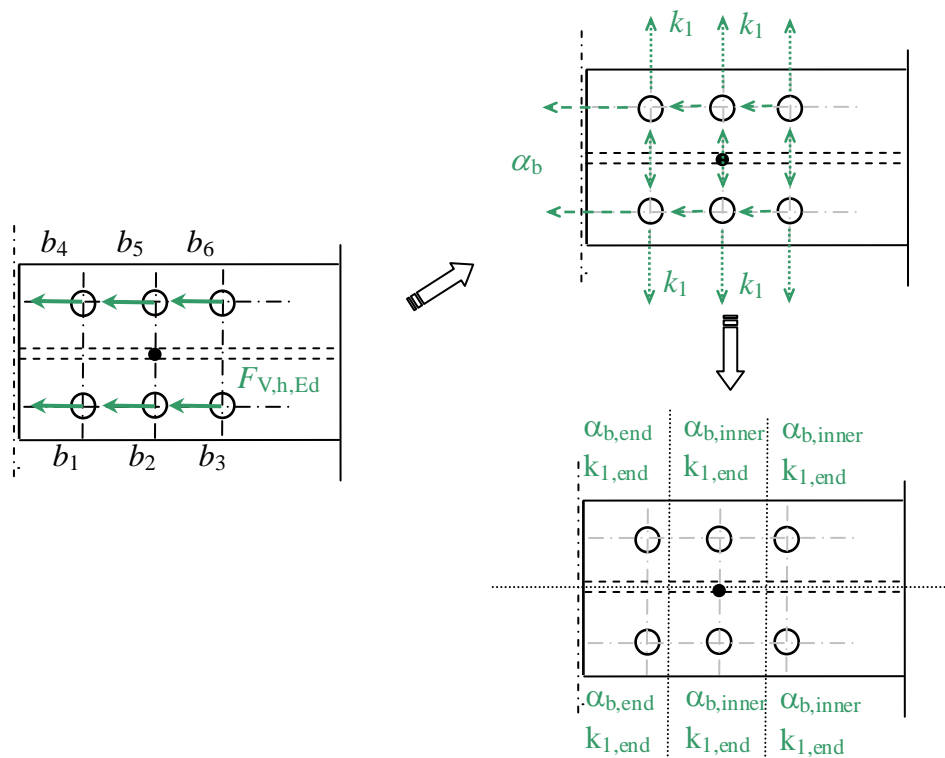


Figure A.12 Attaches des semelles – Composant semelle – Détermination des types de boulon

Composant couvre-joint

Pour tous les boulons : $k_{1,end} = 1,80$.

Pour les boulons b_3 et b_6 : $\alpha_{b,end} = 0,49$

$$F_{b,Rd,p} = 90,32 \text{ kN}$$

Pour les autres boulons : $\alpha_{b,inner} = 0,72$

$$F_{b,Rd,p} = 134,19 \text{ kN}$$

Par conséquent, pour le composant couvre-joint, la valeur minimale à retenir est :

$$F_{b,Rd,p} = 90,32 \text{ kN}$$

8.5. Vérification des boulons

8.5.1. Relativement au composant semelle

Vérification individuelle

Résistance de calcul en pression diamétrale :

$$F_{V,Ed,w} = 84,02 < F_{b,Rd,w} = 134,19 \text{ kN}$$

Résistance de calcul au glissement :

$$F_{V,Ed,w} = 84,02 < F_{s,Rd,w} = 84,54 \text{ kN}$$

Titre	ANNEXE A Exemple d'application - Calcul d'un assemblage de continuité de membrure par couvre-joints boulonnés	22 sur 24
<p>Groupe de fixations</p> <p>La résistance de calcul au cisaillement par plan de cisaillement $F_{v,Rd}$ est prise égale à :</p> $F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <p>En considérant que le plan de cisaillement ne passe pas par la partie fileté du boulon et que les trous sont des trous normaux :</p> $\Rightarrow \alpha_v = 0,6$ $\Rightarrow A = 380,13 \text{ mm}^2 \text{ (aire de la section de tige lisse du boulon)}$ <p>d'où : $F_{v,Rd} = 182,46 \text{ kN}$</p> <p>Comme $F_{v,Rd} > F_{b,Rd,w}$ pour tous les boulons, le résultat obtenu pour le calcul du groupe de fixations est :</p> $F_{gr,b,Rd,w} = \sum_1^{n_{bi}} F_{b,bi,Rd,f} = 2 \times 174,19 + 4 \times 134,19 = 885,15 \text{ kN}$ <p>Donc : $N_f = 495,49 < F_{gr,b,Rd,f} = 885,15 \text{ kN}$</p> <p>8.5.2. Relativement au composant couvre-joint</p> <p>Vérification individuelle</p> <p>Résistance de calcul en pression diamétrale :</p> $F_{v,Ed,p} = 84,02 < F_{b,Rd,p} = 90,32 \text{ kN}$ <p>Résistance de calcul au glissement :</p> $F_{v,Ed,p} = 84,02 < F_{s,Rd,p} = 84,54 \text{ kN}$ <p>Groupe de fixations</p> <p>La résistance de calcul par plan de cisaillement $F_{v,Rd}$ est égale à :</p> $F_{v,Rd} = 182,46 \text{ kN}$ <p>Comme $F_{v,Rd} > F_{b,Rd,w}$ pour tous les boulons, le calcul du groupe de fixations conduit à :</p> $F_{gr,b,Rd,p} = \sum_1^{n_{bi}} F_{b,bi,Rd,p} = 2 \times 90,32 + 4 \times 134,19 = 717,40 \text{ kN}$ <p>D'où : $N_p = N_f = 495,49 < F_{gr,b,Rd,p} = 717,40 \text{ kN}$</p>		

EN 1993-1-8
Tableau 3.4

EN 1993-1-8
3.7

EN 1993-1-8
Tableau 3.4

EN 1993-1-8
3.7

8.6. Calcul de la section nette

Pour une attache en traction, la valeur de calcul de la résistance plastique de la section nette au droit des trous de boulon doit être vérifiée :

$$\sum_1^{n_b} F_{V,Ed} \leq N_{net,Rd}$$

où n_b le nombre de boulons situés dans la section nette considérée.

8.6.1. Composant semelle

L'aire de la section nette est : $A_{f,net} = A_f - 2d_{0,f}t_f = 1427,25 \text{ mm}^2$

et la valeur de calcul de la résistance : $N_{f,net,Rd} = \frac{A_{f,net}f_y}{\gamma_{M0}} = 506,67 \text{ kN}$

soit : $N_{f,net,Rd} = 506,67 > \sum_1^2 F_{V,Ed,f} = 2 \times 84,02 = 168,04 \text{ kN}$

8.6.2. Composant couvre-joint

La section nette est prise égale à : $A_{p,net} = A_p - 2d_{0,w}t_p = 1568 \text{ mm}^2$

d'où l'on déduit : $N_{p,net,Rd} = \frac{A_{p,net}f_y}{\gamma_{M0}} = 556,64 \text{ kN}$

soit : $N_{p,net,Rd} = 556,64 > \sum_1^2 F_{V,Ed,p} = 2 \times 84,02 = 168,04 \text{ kN}$

Note : La section transversale globale de la membrure doit être vérifiée en tenant compte des trous de fixation et de la combinaison des sollicitations (voir paragraphe 4).

La section nette du composant couvre-joint doit également être vérifiée sous cette combinaison des sollicitations.

En supposant une distribution uniforme de la charge dans la section, on peut utiliser l'expression suivante :

$$\sigma_{\max} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_y$$

$$\text{où : } \sigma = \frac{N_p}{A_{p,net}} \pm \frac{M_p}{I_{p,net}/v} \text{ et } \tau = \frac{V_p}{A_{p,net}}$$

En supposant une distribution uniforme des contraintes de cisaillement, cela conduit à se placer du côté de la sécurité.

EN 1993-1-8
Tableau 3.2

Avec $A_{p,net} = 1568 \text{ mm}^2$

$$I_{p,net} = I_{p,gross} - I_{p,holes} = 477,87 - 171,23 = 306,64 \text{ cm}^4$$

Alors : $\sigma = 316 \text{ N/mm}^2$ et $\tau = 25,31 \text{ N/mm}^2$

soit : $\sigma_{max} = 341,31 \text{ N/mm}^2 \leq f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

8.7. Calcul au cisaillement de bloc

8.7.1. Composant semelle

Le groupe de boulons est soumis à un chargement centré N_f et un chargement excentré V_f mais, en tenant compte de la présence de l'âme, seul le cas avec chargement centré est considéré.

La Figure A.13 montre le cisaillement de bloc pour le composant semelle.

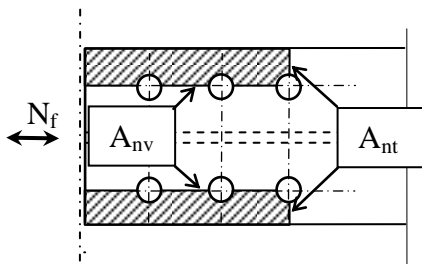


Figure A.13 Attache des semelles – Cisaillement de bloc pour le composant semelle

Nous avons : $A_{nt} = 2(e_2 - 0,5d_0)t_f = 414 \text{ mm}^2$

et : $A_{nv} = 2(e_1 + 2p_1 - 2,5d_0)t_f = 3392,5 \text{ mm}^2$

D'où : $V_{eff,1,Rd} = 826,24 \text{ kN}$

soit : $V_{eff,1,Rd} = 826,24 > N_w = 495,49 \text{ kN}$

8.7.2. Composant couvre-joint

Le groupe de boulons est soumis à un chargement centré N_p et un chargement excentré V_p .

La Figure A.14 montre le cisaillement de bloc pour le composant couvre-joint.

Pour les cas avec chargement centré, seul celui donnant l'aire minimale est étudié :

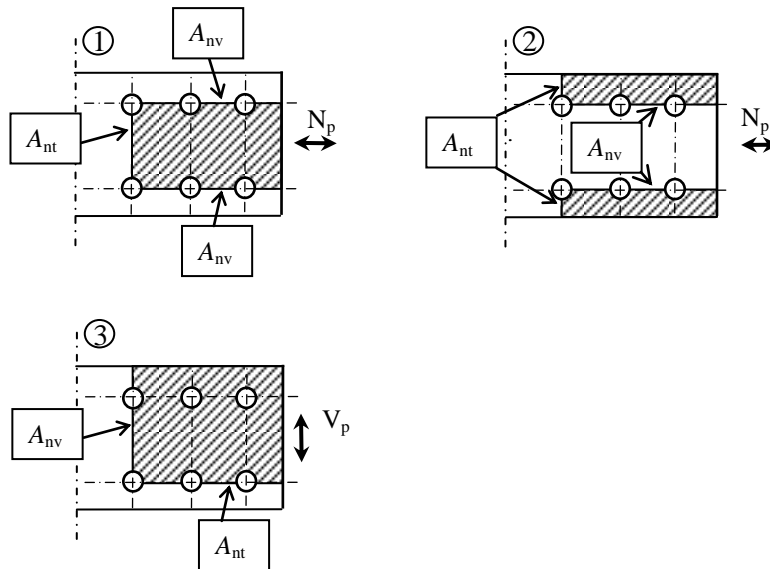
Nous avons : $A_{nt} = \min \{(p_2 - d_0); 2(e_2 - 0,5d_0)\}t_p = 504 \text{ mm}^2$

et : $A_{nv} = 2(e_1 + 2p_1 - 2,5d_0)t_p = 3220 \text{ mm}^2$

EN 1993-1-8
3.10.2

D'où : $V_{eff,1,Rd} = 865,60 \text{ kN}$

soit : $V_{eff,1,Rd} = 865,60 > N_f = 495,49 \text{ kN}$



- 1 Premier cisaillement de bloc avec chargement centré
- 2 Second cisaillement de bloc avec chargement centré
- 3 Cisaillement de bloc avec chargement excentré

Figure A.14 Attache des semelles – Cisaillement de bloc pour le composant couvre-joint

Dans le cas du chargement excentré, nous avons :

$$A_{nt} = (e_1 + 2p_1 - 2,5d_0)t_p = 1610 \text{ mm}^2$$

et : $A_{nv} = (e_2 + p_2 - 1,5d_0)t_p = 1316 \text{ mm}^2$

D'où : $V_{eff,2,Rd} = 598,17 \text{ kN}$

soit : $V_{eff,2,Rd} = 598,17 > V_p = 0,85 \text{ kN}$

Ainsi, le groupe de boulons a été vérifié pour les deux chargements successivement. Une exigence complémentaire fondée sur l'interaction des sollicitations doit également être satisfaite :

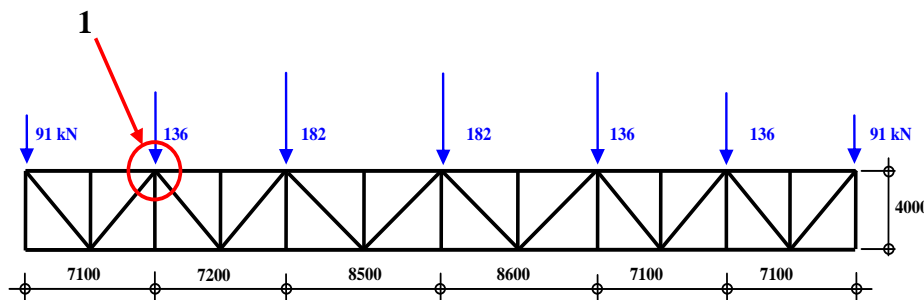
$$\frac{N_p}{\min \{V_{eff,1,Rd,block1}; V_{eff,1,Rd,block2}\}} + \frac{V_p}{V_{eff,2,Rd,block3}} \leq 1,0$$

soit : $\frac{495,49}{865,60} + \frac{0,85}{598,17} = 0,57 \leq 1,0$. Le critère est vérifié.

ANNEXE B

Exemple d'application - Calcul d'un nœud de treillis avec gousset

Ce treillis comporte plusieurs types d'assemblages : de continuité par couvre-joints boulonnés, nœuds en T et en KT. Cette annexe donne le détail du calcul d'un nœud en KT situé sur la membrure supérieure, comme le montre la Figure B.1.



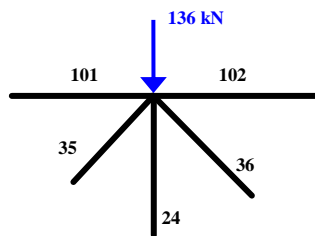
1 Nœud en KT

Figure B.1 Position du nœud en KT

Les valeurs des sollicitations dans les barres du treillis (voir Tableau B.1) proviennent d'un cas de charges gravitaires. Ce cas de charge correspond à une combinaison de charges à l'ELU déterminée selon l'EN 1990.

Tableau B.1 Nœud en KT – Sollicitations dans les barres du treillis

Barre	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
Diagonale 35	-609,4	-1,27	0
Diagonale 24	406,9	1,03	0
Montant 36	2,6	0	0
Membrure 101	-413,8	1,25	-0,46
Membrure 102	-1084	1,26	-0,09



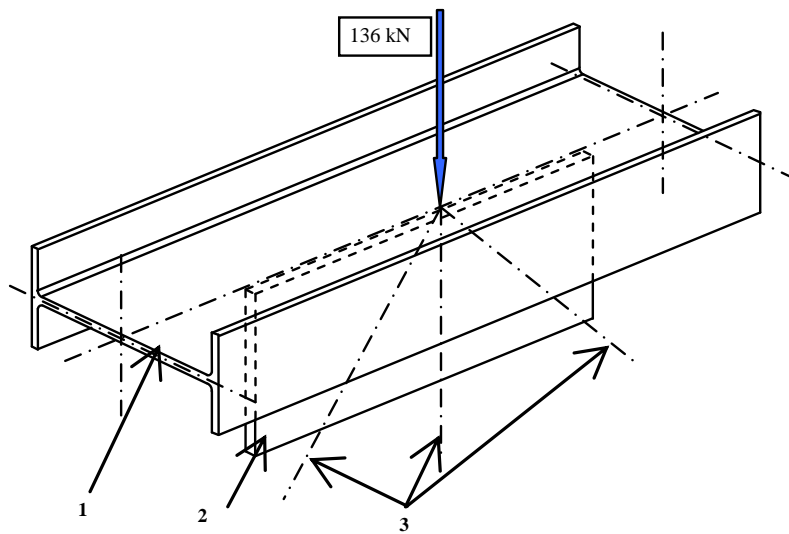
1. Présentation générale du nœud en KT

Le nœud en KT étudié comprend les attaches suivantes : l'assemblage soudé du gousset sur l'âme de la membrure et l'assemblage boulonné des cornières sur le gousset (voir Figure B.2 et Figure B.3). Les deux assemblages doivent être vérifiés selon les règles de l'EN 1993-1-1 et e l'EN 1993-1-8.

L'attache soudée du gousset sur l'âme de la membrure correspond à un plat soudé perpendiculairement sur l'âme de la membrure par deux cordons de soudure (voir Figure B.7).

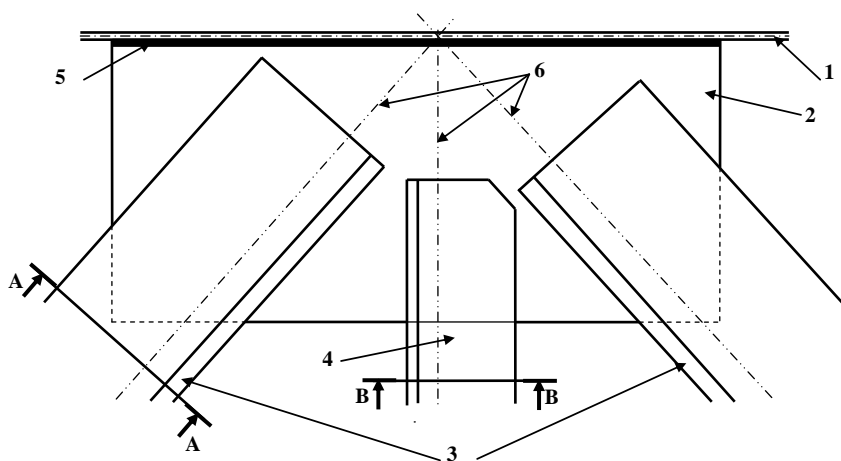
L'assemblage boulonné des cornières sur le gousset se compose de deux diagonales en doubles cornières dos à dos (voir Figure B.4) et d'un montant en simple cornière (voir Figure B.5).

Il s'agit de vérifier trois attaches sollicitées en cisaillement de catégorie C.



- 1 Membrane (IPE 330)
- 2 Gousset
- 3 Axes du treillis de l'âme

Figure B.2 Présentation générale du nœud en KT



- 1 Âme de la membrane (IPE 330)
- 2 Gousset 580×260×15
- 3 Cornières L 150×150×15
- 4 Cornière L 100×100×10
- 5 Cordon de soudure
- 6 Axes des barres du treillis

Figure B.3 Nœud en KT

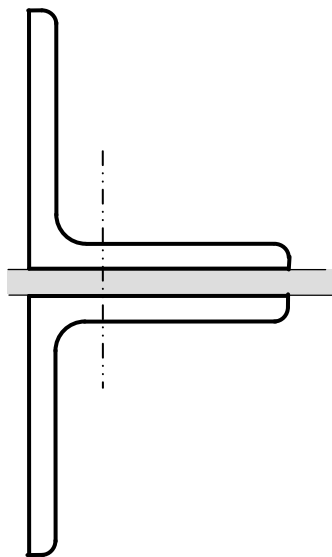


Figure B.4 Nœud en KT
Section AA

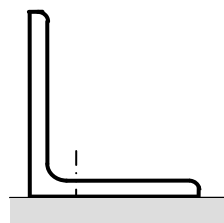


Figure B.5 Nœud en KT
Section BB

2. Attache par soudage du gousset sur l'âme de la membrure

Cette attache consiste en un plat soudé perpendiculairement à l'âme de la membrure, voir Figure B.6. Les deux cordons de soudure sont identiques. Le calcul du gousset et de ses soudures prend en compte les efforts normaux dans les trois barres constituées de cornières qui y sont attachées.

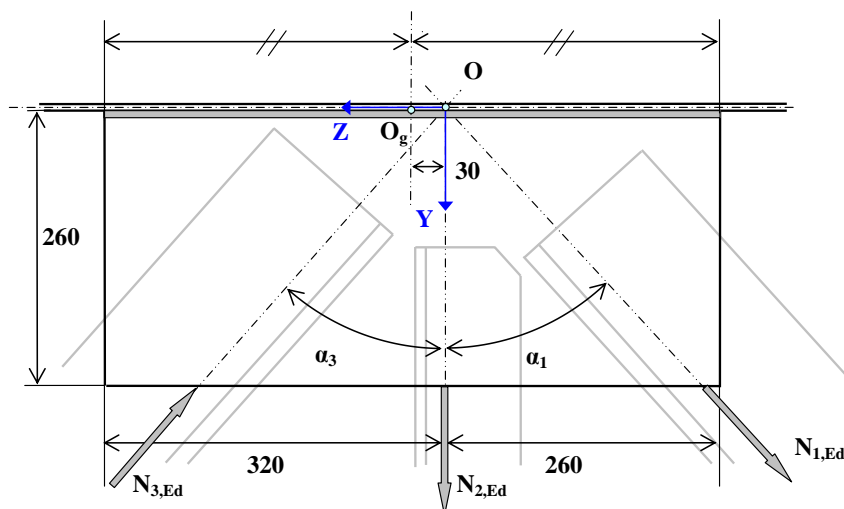


Figure B.6 Attache soudée du gousset sur l'âme de la membrure

Les axes longitudinaux des trois barres du treillis se coupent sur l'axe de la membrure au point O situé dans le plan de l'âme.

Le gousset n'est pas positionné symétriquement par rapport à l'axe OY normal au plan de l'âme (voir Figure B.6 et Figure B.7). Le moment résultant de l'excentricité e_z doit être pris en compte.

Le moment résultant de l'excentricité $e_y = t_w/2$ peut être négligé.

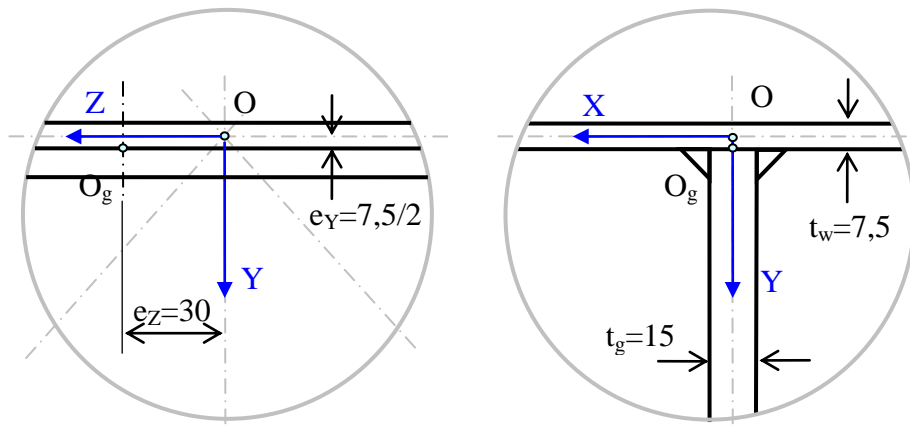


Figure B.7 Attache du gousset sur l'âme de la membrure – Détails

L'hypothèse de base est que le gousset transfère les efforts normaux agissant dans son plan et dans la direction des axes des barres du treillis.

2.1. Données

Système de coordonnées globales (voir Figure B.6 et Figure B.7)

Le plan YOZ est celui du plan du gousset.

Le plan XOZ est celui de l'âme de la membrure.

Données géométriques

Épaisseur du gousset	$t_g = 15 \text{ mm}$
Épaisseur de l'âme	$t_w = 7,5 \text{ mm}$
Angle entre le gousset et l'âme	$\alpha_a = 90^\circ$
Nombre de cordons de soudure	$n_a = 2$
Gorge utile du cordon	$a = \text{Valeur à définir}$
Longueur des soudures	$L_w = 560 \text{ mm}$

Données concernant le matériau

Nuance d'acier :	S355
Limite d'élasticité :	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
Résistance à la traction :	$f_u = 510 \text{ N/mm}^2$

EN 1993-1-1
Tableau 3.1

Note : La limite d'élasticité et la résistance à la traction du métal d'apport de la soudure doivent être au moins équivalentes à celles spécifiées pour le métal de base.

EN 1993-1-8
4.2(2)

Titre	Annexe B Exemple d'application - Calcul d'un nœud de treillis avec gousset	5 sur 45
<p>Coefficient partiel</p> <p>Résistance de la soudure : $\gamma_{M2} = 1,25$ (valeur recommandée)</p> <p>Sollicitations dans les barres du treillis (voir Figure B.6)</p> <p>Tous les efforts normaux sont appliqués dans le plan XOZ du gousset :</p> <p>Effort normal de traction d'angle $\alpha_1 = 42^\circ$ par rapport à la normale OY :</p> $N_{1,Ed} = 406,9 \text{ kN}$ <p>Effort normal de traction d'angle $\alpha_2 = 0^\circ$ par rapport à la normale OY :</p> $N_{2,Ed} = 2,6 \text{ kN}$ <p>Effort normal de compression d'angle $\alpha_3 = -41,3^\circ$ par rapport à la normale OY :</p> $N_{3,Ed} = -609,4 \text{ kN}$ <p>2.2. Contraintes dans la section transversale du gousset au niveau des soudures</p> <p>Cette approche est basée sur une analyse élastique linéaire qui conduit à une estimation en sécurité de la résistance de l'attache soudée.</p> <p>2.2.1. Efforts de calcul dans le gousset au niveau de la face de l'âme de la membrure</p> <p>Les effets de la petite excentricité e_Y à partir de l'axe de la membrure sont négligés. La section du gousset est vérifiée pour les efforts suivants :</p> <p>$N_{g,Ed}$ effort normal à l'excentricité de $e_Z = 30 \text{ mm}$ de l'axe du gousset, $V_{g,Ed}$ effort de cisaillement</p> <p>Nous avons : $N_{g,Ed} = \sum_{i=1}^3 N_i \cos(\alpha_i)$</p> $V_{g,Ed} = \sum_{i=1}^3 N_i \sin(\alpha_i)$ <p>et : $M_{g,Ed}, \text{ le moment dû à l'excentricité : } M_{g,Ed} = e_Z N_{g,Ed}$</p> <p>D'où : $N_{g,Ed} = -152,83 \text{ kN}$</p> $V_{g,Ed} = 674,47 \text{ kN}$ $M_{g,Ed} = 4,585 \text{ kN.m}$ <p>Note : la valeur élevée de l'effort normal $N_{g,Ed}$ est due à la résultante des efforts concentrés dans l'attache et au poids propre du treillis.</p>		<p>EN 1993-1-8 Tableau 2.1 NOTE</p> <p>EN 1993-1-8 2.4(2)</p>

Titre	Annexe B Exemple d'application - Calcul d'un nœud de treillis avec gousset	6 sur 45
<p>2.2.2. Contrainte normale</p> <p>En supposant une distribution uniforme des efforts dans la section, la contrainte normale s'exprime sous la forme :</p> $\sigma_{g,max} = \frac{N_{g,Ed}}{A_g} + \frac{M_{g,Ed}}{I_g / v}$ <p>où : A_g est l'aire de la section transversale I_g est le moment d'inertie de la section transversale v est la position de la fibre extrême</p> <p>Nous avons : $A_g = t_g L_w = 15 \times 580 = 8700 \text{ mm}^2$</p> $I_g = \frac{t_g L_w^3}{12} = 243,89 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ $v = 290 \text{ mm}$ <p>D'où : $\sigma_{g,max} = -23,02 \text{ N/mm}^2$</p> <p>2.2.3. Contrainte de cisaillement</p> <p>La contrainte de cisaillement moyenne est :</p> $\tau_g = \frac{V_{g,Ed}}{A_g}$ <p>soit : $\tau_g = 77,53 \text{ N/mm}^2$</p> <p>La vérification de la combinaison des contraintes axiale et de cisaillement dans la section du gousset se fait généralement en utilisant le critère de Von Misès.</p> <p>2.3. Résistance de calcul des cordons de soudure</p> <p>La résistance de calcul d'un cordon de soudure peut être déterminée en utilisant, soit la méthode directionnelle, soit la méthode simplifiée.</p> <p>La méthode directionnelle est fondée sur la comparaison entre la résistance de calcul à la traction et la contrainte appliquée dans la zone la plus sévèrement sollicitée de la gorge du cordon de soudure. La contrainte appliquée étant déterminée à partir d'une formulation de Von Mises, elle tient compte de l'influence, sur la résistance de la soudure, de l'inclinaison par rapport à l'axe de la soudure et du plan de gorge, de l'effort résultant par unité de longueur.</p> <p>La méthode simplifiée est basée sur la détermination de la résistance de calcul de la soudure par unité de longueur qui est comparée à la valeur de calcul de l'effort exercé dans la soudure par unité de longueur. La méthode simplifiée est toujours sécuritaire comparativement à la méthode directionnelle.</p> <p>Dans cet exemple, c'est la méthode directionnelle qui est appliquée.</p>		
		EN 1993-1-8 4.5.3.1(1)
		EN 1993-1-8 4.5.3.2

Titre	Annexe B Exemple d'application - Calcul d'un nœud de treillis avec gousset	7 sur 45
<p>2.3.1. Méthode directionnelle</p> <p>Note : on suppose une distribution de contrainte uniforme dans la section de gorge de la soudure.</p> <p>avec: σ_{\perp} contrainte normale dans le plan de gorge, τ_{\perp} contrainte de cisaillement (dans le plan de gorge) perpendiculaire à l'axe du cordon, $\tau_{//}$ contrainte de cisaillement (dans le plan de gorge) parallèle à l'axe du cordon.</p> <p>Note : il n'est pas nécessaire de prendre en compte la contrainte normale $\sigma_{//}$ dans la soudure.</p> <p>Dans la section de gorge du cordon, les efforts par unité de longueur sont :</p> $a \sigma_{\perp} = \frac{\sigma_{g,\max} e_g}{n_a} \sin(\alpha_a / 2) = -122,08 \text{ N/mm.mm}$ $a \tau_{\perp} = \frac{\sigma_{g,\max} e_g}{n_a} \cos(\alpha_a / 2) = -122,08 \text{ N/mm.mm}$ $a \tau_{//} = \frac{\tau_g e_g}{n_a} = 581,44 \text{ N/mm.mm}$ <p>La résistance de calcul du cordon de soudure sera suffisante si les deux conditions suivantes sont remplies :</p> $\sigma_w = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$ <p>et : $\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2}$</p> <p>où : β_w est le facteur de corrélation pour le cordon de soudure $\beta_w = 0,8$</p> <p>Ces conditions peuvent être réécrites sous la forme suivante :</p> $(a \sigma_w) / a \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$ $(a \tau_{\perp}) / a \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2}$ <p>A partir de ces expressions, on déduit une valeur minimale pour l'épaisseur de gorge efficace, soit :</p> $a_{1,\min} = a \sigma_w / [f_u / (\beta_w \gamma_{M2})] = 2,03 \text{ mm}$ $a_{2,\min} = a \sigma_{\perp} / (0,9 f_u / \gamma_{M2}) = 0,33 \text{ mm}$ $a_{\min} = \max(a_{1,\min} ; a_{2,\min}) = 2,03 \text{ mm}$ <p>Les exigences suivantes doivent être satisfaites :</p> $a \geq 3 \text{ mm}$ $l_{\text{eff}} \geq \max(30 \text{ mm} ; 6 a) \text{ avec } l_{\text{eff}} = L_w - 2 a$ <p>Une épaisseur de gorge efficace de 4 mm est donc suffisante.</p>		<p>EN 1993-1-8 4.5.3.2(4)</p> <p>EN 1993-1-8 4.5.3.2(5)</p> <p>EN 1993-1-8 4.5.3.2(6)</p> <p>EN 1993-1-8 Tableau 4.1</p> <p>EN 1993-1-8 4.5.2(2) 4.5.2(1)</p>

3. Attaches boulonnées cornières - gousset

Les trois attaches en cisaillement sont calculées conformément à la catégorie C. Elles sont représentées à la Figure B.8.

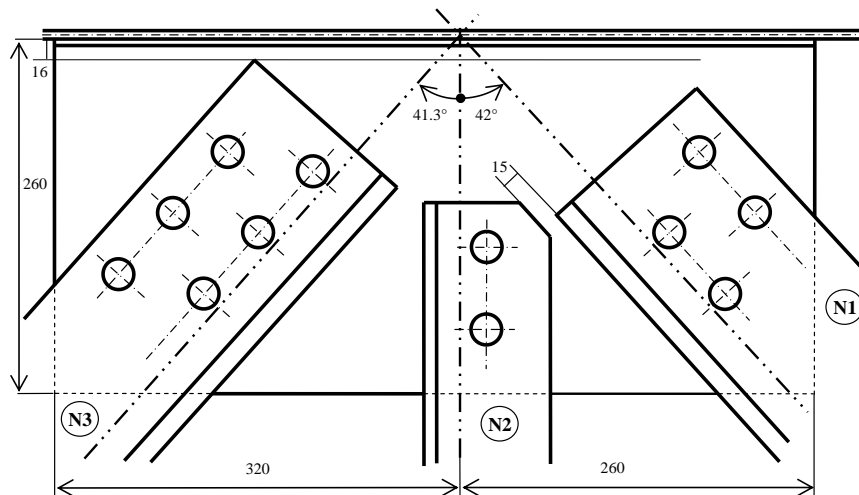


Figure B.8 Attaches boulonnées cornières - gousset

Cette attache concerne deux diagonales en doubles cornières dos à dos (N1 et N3) et un montant en cornière simple (N2).

Les sollicitations dans les barres du treillis sont :

$$\begin{aligned}
 N_{1,Ed} &= 406,9 \text{ kN} && \text{effort normal de traction} \\
 N_{2,Ed} &= 2,6 \text{ kN} && \text{effort normal de traction} \\
 N_{3,Ed} &= -609,4 \text{ kN} && \text{effort normal de compression}
 \end{aligned}$$

3.1. Données de base

Données relatives aux matériaux (à l'exception des boulons)

Nuance d'acier	S355
Limite d'élasticité	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
Résistance ultime	$f_u = 510 \text{ N/mm}^2$

EN 1993-1-1
Tableau 3.1

Gousset

Épaisseur	$t_g = 15 \text{ mm}$
Longueur	$L_g = 580 \text{ mm}$
Largeur	$H_g = 260 \text{ mm}$

Barres du treillis en cornières

N1	deux cornières à ailes égales	L 150×150×15
N2	une cornière à ailes égales	L 100×100×10
N3	deux cornières à ailes égales	L 150×150×15

Données concernant les attaches boulonnées

Catégorie d'attache boulonnée	Catégorie C
Classe des boulons	Classe 10.9
Limite d'élasticité	$f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$
Résistance à la traction	$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$
Diamètre nominal des boulons	$d = 24 \text{ mm}$
Diamètre des trous	$d_0 = 26 \text{ mm}$

EN 1993-1-8
Tableau 3.1**Coefficients partiels (valeurs recommandées)**

Acier de construction	$\gamma_{M0} = 1,00$
Acier de construction	$\gamma_{M1} = 1,00$
Acier de construction	$\gamma_{M2} = 1,25$
Boulons	$\gamma_{M2} = 1,25$
Boulons	$\gamma_{M3} = 1,25$

EN 1993-1-1
6.1 NOTE 2BEN 1993-1-8
2.2 NOTE**3.2. Vérification globale des sections transversales du gousset**

Les sections transversales brutes du gousset à vérifier sont localisées sur la Figure B.9.

Note : Les sections transversales brutes des cornières sont vérifiées ultérieurement.

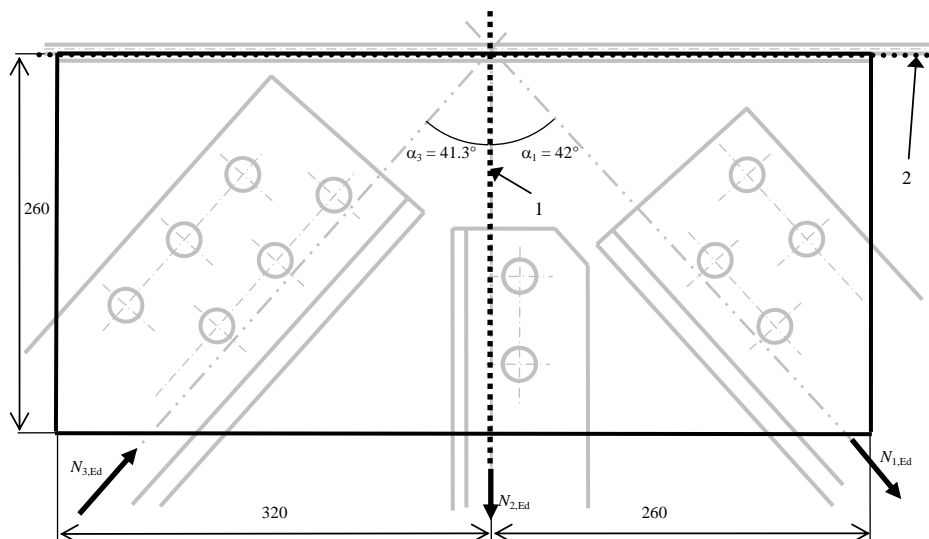


Figure B.9 Localisation des sections transversales brutes du gousset

Vérification de la section transversale brute n°1

Nous avons : A_{g1} aire de la section transversale n°1

$$A_{g1} = H_g t_g = 3900 \text{ mm}^2$$

Titre	Annexe B Exemple d'application - Calcul d'un nœud de treillis avec gousset	10 sur 45
<p>Résistance au cisaillement</p> $V_{g1,Ed} = \max(N_{1,Ed} \cos \alpha_1 ; N_{2,Ed} \cos \alpha_2) = 457,82 \text{ kN}$ $V_{g1,pl,Rd} = A_{g1} f_y / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 799,34 \text{ kN}$ $V_{g1,Ed} < V_{g1,pl,Rd} \Rightarrow \text{Le critère est vérifié.}$ <p>Résistance à l'effort axial</p> $N_{g1,Ed} = \sum_{i=1}^3 N_{i,Ed} \sin(\alpha_i) = 674,47 \text{ kN}$ $N_{g1,pl,Rd} = A_{g1} f_y / \gamma_{M0} = 1384,50 \text{ kN}$ $N_{g1,Ed} < N_{g1,pl,Rd} \Rightarrow \text{Le critère est vérifié.}$ <p>Vérification de la section transversale brute n°2</p> <p>Nous avons : A_{g2} aire de la section transversale n°2</p> $A_{g2} = L_g t_g = 8700 \text{ mm}^2$ <p>Résistance au cisaillement</p> $V_{g2,Ed} = \sum_{i=1}^3 N_{i,Ed} \sin(\alpha_i) = 674,47 \text{ kN}$ $V_{g2,pl,Rd} = A_{g2} f_y / (\gamma_{M0} \sqrt{3}) = 1783,15 \text{ kN}$ $V_{g2,Ed} < V_{g2,pl,Rd} \Rightarrow \text{Le critère est vérifié.}$ <p>Résistance à l'effort axial</p> $N_{g2,Ed} = \sum_{i=1}^3 N_{i,Ed} \cos(\alpha_i) = 152,83 \text{ kN}$ $N_{g2,pl,Rd} = A_{g2} f_y / \gamma_{M0} = 3088,5 \text{ kN}$ $N_{g2,Ed} < N_{g2,pl,Rd} \Rightarrow \text{Le critère est vérifié.}$ <p>3.3. Attache N3 – Attache boulonnée de la diagonale N3 en doubles cornières dos à dos avec le gousset</p> <p>L'attache en cisaillement de la barre comprimée est calculée selon la catégorie C.</p> <p>Les dimensions des composants et la position des trous sont représentés sur la Figure B.10 et la Figure B.11.</p>		

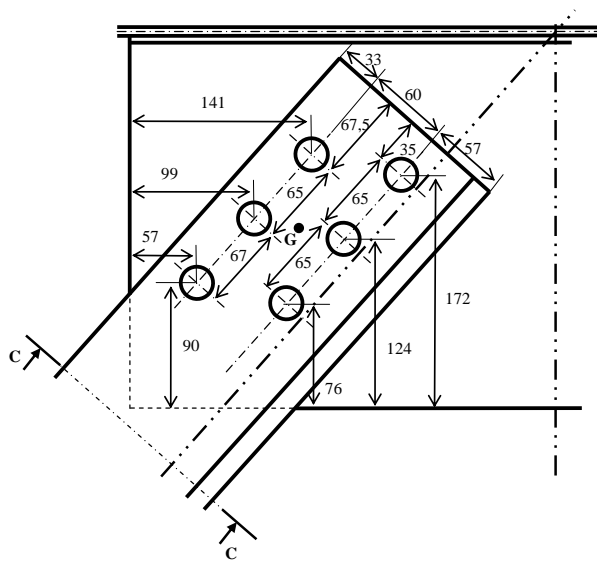
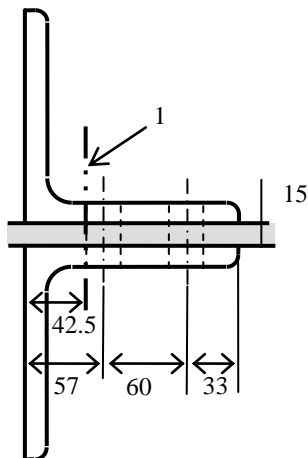


Figure B.10 Attache N3 – Dimensions (en mm) et positionnement



1 Axe neutre des cornières

Figure B.11 Attache N3 – Coupe CC

3.3.1. Attache N3 – Efforts de calcul

Nous avons : $N_{3,Ed}$ effort normal de compression à une excentricité de e_{N3} du centre de gravité de l'attache

$M_{3,N,Ed}$ moment fléchissant résultant de l'excentricité :

$$M_{3,N,Ed} = e_{N3} N_{3,Ed}$$

Nous avons ainsi, pour le gousset :

$$N_{3,g,Ed} = 609,4 \text{ kN}$$

$$e_{N3} = 44,5 \text{ mm}$$

$$M_{3,g,Ed} = e_{N3} N_{3,g,Ed} = 27,12 \text{ kN.m}$$

et pour chaque cornière :

$$N_{3,a,Ed} = 304,7 \text{ kN}$$

$$M_{3,a,Ed} = 13,56 \text{ kN.m}$$

3.3.2. Attache N3 – Vérification de la cornière

Résistance de la section transversale brute

Contrainte longitudinale

Supposons une distribution uniforme de la charge dans la section, la contrainte longitudinale est :

$$\sigma_i = \frac{N_{3,a,Ed}}{A_{3,a}} + \frac{M_{3,a,Ed}}{I_{3,a}} \cdot \frac{v}{v}$$

avec : $A_{3,a}$ aire de la section transversale de la cornière

$$A_{3,a} = 4302 \text{ mm}^2$$

$I_{3,a}$ moment d'inertie de la cornière

$$I_{3,a} = 8,981 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

v position de la fibre extrême considérée (voir Figure B.12)

$$v_1 = 87 \text{ mm}$$

$$v_2 = 63 \text{ mm}$$

En conséquence, les contraintes normales sont :

$$\sigma_1 = 202,18 \text{ N/mm}^2 \text{ (compression)}$$

$$\sigma_2 = -24,29 \text{ N/mm}^2 \text{ (traction)}$$

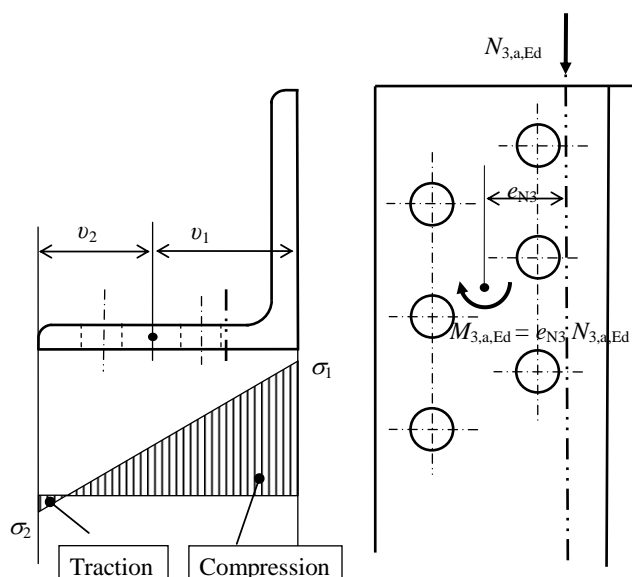


Figure B.12 Contraintes dans la cornière N3

Titre	Annexe B Exemple d'application - Calcul d'un nœud de treillis avec gousset	13 sur 45
<p>Classe de la section transversale</p> <p>$h/t = 10 < 15 \varepsilon = 12,20$</p> <p>$(b+h)/2t = 10 > 11,5 \varepsilon = 9,36$</p> <p>⇒ Classe 4</p> <p>$c/t = 7,93 < 10 \varepsilon / \alpha = 10 \varepsilon / 1 = 8,14$</p> <p>⇒ Classe 2</p> <p>⇒ Classe de la cornière = Classe 4</p> <p>Combinaison M + N</p> <p>Critère à satisfaire : $\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{3,a,Ed}}{A_{3,a,eff}} + \frac{M_{3,a,Ed}}{W_{3,a,eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$</p> <p>avec : $A_{3,a,eff}$ aire efficace de la section transversale</p> <p>$A_{3,a,eff} = A_{3,a,eff,leg1} + A_{3,a,eff,leg2}$</p> <p>où : $A_{3,a,eff,leg1}$ aire efficace relative à l'aile « libre »</p> <p>$A_{3,a,eff,leg2}$ aire efficace relative à l'aile « attachée »</p> <p>Détermination de l'aire efficace de la section transversale $A_{3,a,eff,leg1}$</p> <p>$\psi = \sigma_1 / \sigma_1 = 1,0$</p> <p>coefficient de voilement $k_\sigma = 0,43$</p> <p>$\bar{\lambda}_p = 0,660 \Rightarrow \rho = 1$ pas de réduction</p> <p>Détermination de l'aire efficace de la section transversale $A_{3,a,eff,leg2}$</p> <p>$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = -0,120$</p> <p>coefficient de voilement $k_\sigma = 2,55$</p> <p>$\bar{\lambda}_p = 0,271 \Rightarrow \rho = 1$ pas de réduction</p> <p>Vérification</p> <p>$A_{3,a,eff} = A_{3,a}$ (pas de réduction)</p> <p>$\sigma_{x,Ed} = \max(\sigma_1 ; \sigma_2) = 202,18 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 355 \text{ N/mm}^2$</p> <p>⇒ Le critère est satisfait.</p> <p>Résistance de la section transversale nette</p> <p>Selon la clause 6.2.5 (5) de l'EN 1993-1-1, il n'est pas nécessaire de tenir compte des trous des fixations dans la zone tendue, sous réserve que les limites suivantes soient satisfaites pour la totalité de la zone tendue :</p> <p>$\frac{A_{t,net}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_t f_y}{\gamma_{M0}}$</p>		
		<p>EN 1993-1-1 Tableau 5.2 Feuille 3 sur 3</p> <p>Tableau 5.2 Feuille 2 sur 3</p> <p>EN 1993-1-1 6.2.9.3</p> <p>EN 1993-1-5 Tableau 4.2</p> <p>EN 1993-1-5 4.4 (2)</p> <p>EN 1993-1-5 Tableau 4.2</p> <p>EN 1993-1-5 4.4 (2)</p> <p>EN 1993-1-1 6.2.5 (5)</p>

Ici, les trous sont dans la zone tendue (voir Figure B.12).

Du fait que $A_{3,a,eff} = A_{3,a}$, le critère suivant doit être vérifié :

$$N_{3,a,Ed} \leq N_{3,a,c,Rd} = \frac{A_{3,a} f_y}{\gamma_{M0}}$$

avec $A_{3,a} = 4302 \text{ mm}^2$:

$$N_{3,a,Ed} = 304,7 < N_{3,a,c,Rd} = 1527,2 \text{ kN}$$

Résistance au flambement

Une barre comprimée doit être vérifiée au flambement.

Ceci est effectué dans la partie qui traite de la vérification des barres (voir § 4 de ce guide).

3.3.3. Attache N3 – Vérification du gousset

Résistance de la section transversale

Pour la détermination de la résistance de la section transversale brute du gousset, nous supposons une diffusion de l'effort axial $N_{g,Ed}$ à 45° (voir Figure B.13).

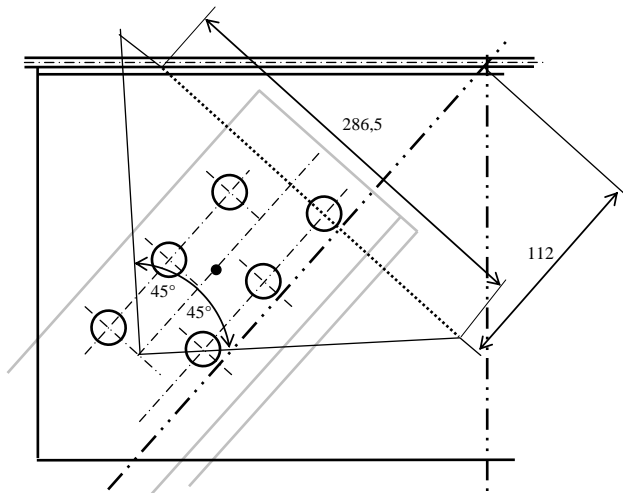


Figure B.13 Attache N3 – Diffusion de l'effort axial à 45°

Le critère suivant doit être satisfait :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{3,g,Ed}}{A_{3,g}} \pm \frac{M_{3,g,Ed}}{I_{3,g}/v} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

avec : $A_{3,g} = 286,5 \times t_g = 4297,5 \text{ mm}^2$

$$I_{3,g} = t_g \times 286,5^3 / 12 = 29395706 \text{ mm}^4$$

$$v = +325 / 2 \text{ mm}$$

Titre	Annexe B Exemple d'application - Calcul d'un nœud de treillis avec gousset	15 sur 45
<p>D'où : $\sigma_{x,Ed} = 141,80 + 149,92 = 291,72 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 355 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Résistance au flambement</p> <p>Le gousset est assimilable à un poteau encastré possédant les caractéristiques suivantes :</p> <p>Aire $A_{3,g} = 4297,5 \text{ mm}^2$</p> <p>Hauteur $h_c = 112 \text{ mm}$ (voir Figure B.13)</p> <p>Moment d'inertie $I_{c,zz} = 80578 \text{ mm}^2$</p> <p>Il faut vérifier :</p> $N_{3,g,Ed} \leq N_{3,g,b,Rd} = \frac{\chi A_{3,g} f_y}{\gamma_{M1}}$ <p>où χ est le facteur de réduction pour la courbe de flambement appropriée</p> <p>Avec une longueur de flambement de $2h_c$, l'élanement est donné par :</p> $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{4h_c^2 A_c f_y}{\pi^2 E I_c}} = 0,677$ <p>La courbe de flambement à utiliser est la courbe c et l'imperfection est :</p> $\alpha = 0,49$ <p>D'où : $\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,846$</p> <p>et : $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,739$</p> <p>Soit : $N_{3,g,Ed} = 609,4 < N_{3,g,b,Rd} = 1127 \text{ kN}$</p> <p>3.3.4. Attache N3 – Vérification des boulons relativement au composant gousset</p> <p>Effort de cisaillement de calcul $F_{V,Ed}$ pour chaque boulon</p> <p>Du fait de l'orientation de l'effort axial $N_{3,Ed}$, l'effort dans chaque boulon n'est pas parallèle au bord du gousset. C'est pourquoi il faut déterminer les composantes de l'effort de cisaillement dans un repère approprié.</p> <p>Dans un premier temps, les composantes sont calculées dans le repère $\{h', v'\}$ situé au centre de gravité de l'attache et orienté en accord avec les directions principales des fixations qui sont aussi les directions principales des cornières (voir Figure B.14).</p> <p>Ensuite, un changement de base est réalisé, du repère initial $\{h', v'\}$ vers le repère $\{h, v\}$ (voir Figure B.15).</p>		
		EN 1993-1-1 6.3.1.1
		Tableau 6.1
		EN 1993-1-1 6.3.1.2
		EN 1993-1-8 Tableau 3.4 ³⁾

Dans le repère $\{h', v'\}$, l'effort normal $N_{3,g,Ed}$ crée un effort de cisaillement horizontal dans chaque boulon b_i :

$$F_{N,bi,h'} = \frac{N_{3,g,Ed}}{5} = 101,57 \text{ kN}$$

Le moment dû à l'excentricité est réparti en fonction de la distance r'_i entre les centres des boulons b_i et le centre de gravité de l'attache :

$$F_{M,bi} = \frac{M_{1,a,Ed} r'_i}{\sum_1^5 r_i'^2}$$

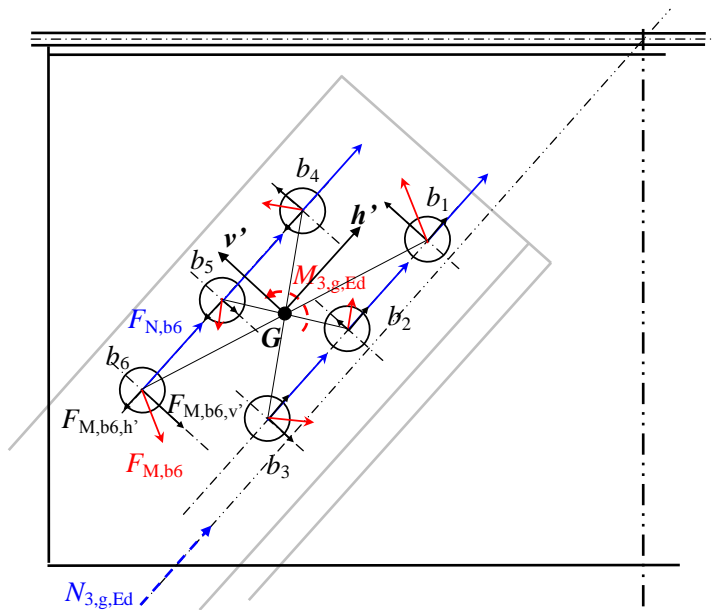


Figure B.14 Attache N3 – Composant gousset – Positions des boulons

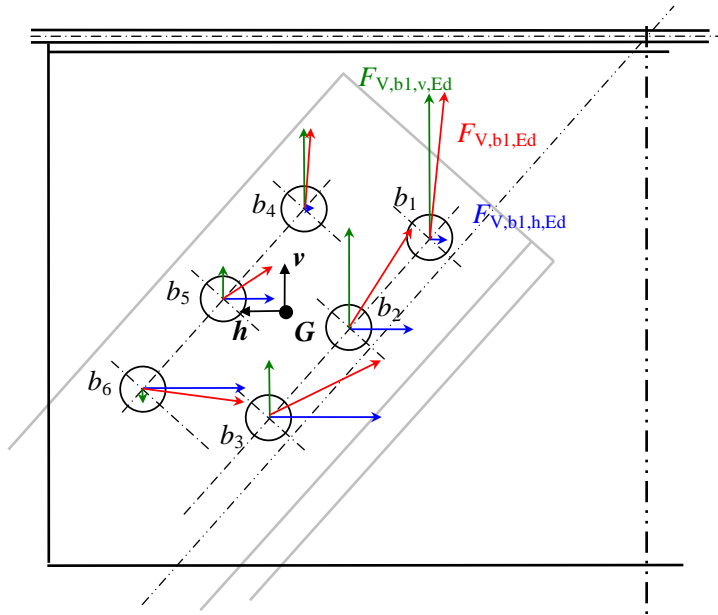


Figure B.15 Attache N3 – Composant gousset – Chargement

L'effort de cisaillement $F_{M,bi}$ est calculé dans le repère $\{h', v'\}$:

$$F_{M,bi,h'} = \frac{M_{1,a,Ed} v'_i}{\sum_1^5 r_i'^2} \quad \text{composante horizontale}$$

$$F_{M,bi,v'} = \frac{M_{1,a,Ed} h'_i}{\sum_1^5 r_i'^2} \quad \text{composante verticale}$$

avec h'_i et v'_i coordonnées du centre du boulon b_i .

Nous obtenons ainsi (voir Tableau B.2) :

$$F_{V,bi,h',Ed} = F_{N,bi,h'} + F_{M,bi,h'} \quad \text{effort de cisaillement horizontal,}$$

$$F_{V,bi,v',Ed} = F_{M,bi,v'} \quad \text{effort de cisaillement transversal,}$$

$$F_{V,bi,Ed} = \sqrt{F_{V,bi,h',Ed}^2 + F_{V,bi,v',Ed}^2} \quad \text{résultante des efforts de cisaillement}$$

Tableau B.2 Attache N3 – Composant gousset – Efforts de cisaillement de calcul en kN dans le repère $\{h', v'\}$.

Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6
h'_i	81,25	16,25	-48,75	48,75	-16,25	-81,25
v'_i	-30	-30	-30	30	30	30
r'_i	86,61	34,12	57,24	57,24	34,12	86,61
$F_{M,bi}$	-98,34	-38,74	-64,99	-64,99	-38,74	-98,34
$F_{M,bi,h'}$	34,06	34,06	34,06	-34,06	-34,06	-34,06
$F_{M,bi,v'}$	92,25	18,45	-55,35	55,35	-18,45	-92,25
$F_{N,bi}$	101,57	101,57	101,57	101,57	101,57	101,57
$F_{V,bi,Ed}$	164,03	136,88	146,49	87,30	69,98	114,31
$F_{V,bi,h',Ed}$	135,63	135,63	135,63	67,50	67,50	67,50
$F_{V,bi,v',Ed}$	92,25	18,45	-55,35	55,35	-18,45	-92,25

Le changement de repère s'effectue avec :

$$F_{V,bi,h,Ed} = -F_{V,bi,h',Ed} \sin(\alpha_3) + F_{V,bi,v',Ed} \cos(\alpha_3)$$

$$F_{V,bi,v,Ed} = F_{V,bi,h',Ed} \cos(\alpha_3) + F_{V,bi,v',Ed} \sin(\alpha_3)$$

où $\alpha_3 = 41,3^\circ$ (voir Figure B.6)

Le Tableau B.3 contient les résultats du calcul.

Tableau B.3 Attache N3 – Composant gousset – Efforts de cisaillement de calcul en kN dans le repère $\{h, v\}$

Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6
$F_{V,bi,Ed}$	164,03	136,88	146,49	87,30	69,98	114,31
$F_{V,bi,h,Ed}$	-20,21	-75,65	-131,10	-2,97	-58,41	-113,86
$F_{V,bi,v,Ed}$	162,78	114,07	65,36	87,25	38,54	-10,17

Positionnement des boulons

La structure n'est pas exposée aux intempéries ou autres influences corrosives.

Il convient de vérifier le positionnement des boulons dans les deux directions des composantes du chargement. En considérant les limites spécifiées dans le tableau 3.3 de l'EN 1993-1-8, il convient de satisfaire les dispositions suivantes :

EN 1993-1-8
3.5 (1) and
Tableau 3.3

Titre	Annexe B Exemple d'application - Calcul d'un nœud de treillis avec gousset	19 sur 45																
<p> $\min \{e_1 ; e_2\} \geq 1,2d_0$ $\min \{p_1 ; p_2\} \geq 2,2d_0$ ou $\min \{p_1 ; p_2\} \geq 1,2d_0$ if $L \geq 2,4d_0$ $\max \{p_1 ; p_2\} \leq \min \{14t ; 200\text{mm}\}$ </p> <p>Pour e_1 et e_2 il faut respecter les pinces longitudinales et transversales minimales selon les directions Gh et Gv. Pour p_1 et p_2, il faut considérer les entraxes selon les directions Gh' et Gv'.</p> <p>Les positions des boulons sont vérifiées dans le tableau ci-dessous.</p> <p>Tableau B.4 Attache N3 – Composant gousset – Position des boulons</p> <table border="1" data-bbox="193 636 1177 824"> <thead> <tr> <th>Distance ou entraxe</th> <th>Valeur minimale</th> <th>Valeur calculée</th> <th>Valeur maximale</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\min \{e_1 ; e_2\}$</td> <td>31,2</td> <td>57</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\min \{p_1 ; p_2\}$</td> <td>31,2</td> <td>60</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\max \{p_1 ; p_2\}$</td> <td></td> <td>65</td> <td>200</td> </tr> </tbody> </table> <p>Résistance de calcul en pression diamétrale $F_{b,Rd}$ pour chaque boulon</p> <p>Le tableau 3.4 de l'EN 1993-1-8 donne les expressions pour déterminer la résistance de calcul en pression diamétrale. Ces expressions font intervenir deux coefficients α_b et k_1.</p> <p>Pour chaque boulon, la valeur de ces coefficients dépend de l'orientation du chargement par rapport aux bords du gousset mais aussi de la position des autres boulons.</p> <p>Il convient ainsi de considérer successivement le chargement horizontal (charges dans la direction Gh) et le chargement vertical (charges dans la direction Gv).</p> <p>Chargement horizontal</p> <p>Les efforts horizontaux, issus des résultats du Tableau B.3, sont représentés à la Figure B.16.</p> <p>Sur cette figure, il est montré comment déterminer les coefficients α_b et k_1 pour chaque boulon. Il est donc possible de vérifier pour chacun d'entre eux :</p> <ul style="list-style-type: none"> - la pince longitudinale et la pince transversale (e_1 et e_2) - les entraxes (p_1, p_2 et L) pour définir le type des boulons : <ul style="list-style-type: none"> - de rive ou intérieur - ou de rive et intérieur 		Distance ou entraxe	Valeur minimale	Valeur calculée	Valeur maximale	$\min \{e_1 ; e_2\}$	31,2	57		$\min \{p_1 ; p_2\}$	31,2	60		$\max \{p_1 ; p_2\}$		65	200	<p>EN 1993-1-8 Tableau 3.3⁵⁾</p> <p>EN 1993-1-8 Tableau 3.4</p>
Distance ou entraxe	Valeur minimale	Valeur calculée	Valeur maximale															
$\min \{e_1 ; e_2\}$	31,2	57																
$\min \{p_1 ; p_2\}$	31,2	60																
$\max \{p_1 ; p_2\}$		65	200															

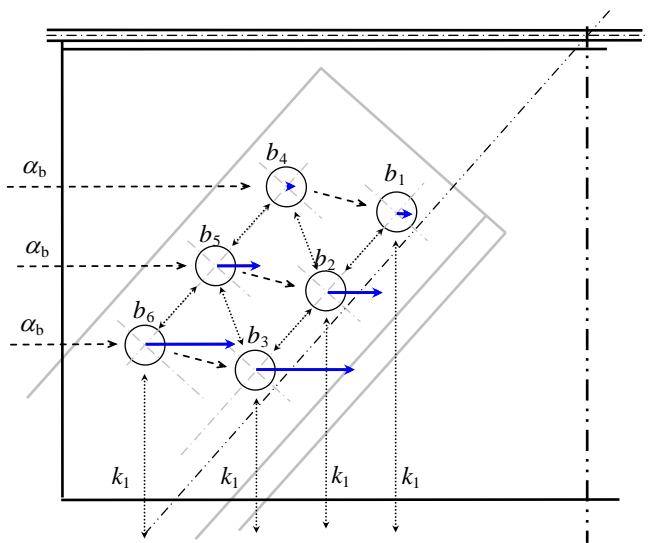


Figure B.16 Attache N3 – Composant gousset – Efforts horizontaux

L'expression générale pour le calcul de la résistance en pression diamétrale est :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

Selon le tableau 3.4 de l'Eurocode 1993-1-8, les coefficients α_b et k_1 sont déterminés selon les cas suivants :

Pour les boulons de rive : $\alpha_{b,end} = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\}$

$$k_{1,end} = \min \left\{ 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

Pour les boulons intérieurs : $\alpha_{b,inner} = \min \left\{ \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\}$

$$k_{1,inner} = \min \left\{ 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

Le Tableau B.6 donne la valeur de calcul de la composante horizontale des pressions diamétrales $F_{b,bi,h,Rd}$.

EN 1993-1-8
Tableau 3.4

Tableau B.5 Attache N3 – Composant gousset – Valeur de calcul de la composante horizontale de la pression diamétrale en kN

Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6
e_1						
e_2	172	124	76			90
p_1 ¹⁾	68,24	68,24	68,24	68,24	68,24	68,24
p_2	65	65 ²⁾	65 ²⁾	65 ²⁾	65 ²⁾	65
α_b	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$
	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62
k_1	$k_{1,min}$ ³⁾	$k_{1,min}$ ³⁾	$k_{1,min}$ ³⁾	$k_{1,inner}$	$k_{1,inner}$	$k_{1,min}$ ³⁾
	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
$F_{b,bi,h,Rd}$	165,19	165,19	165,19	165,19	165,19	165,19

¹⁾ la distance L a été conservée

²⁾ $\min\{65; L\}$

³⁾ $k_{1,min} = \min\{k_{1,inner}; k_{1,end}\}$

Chargement vertical

Les efforts verticaux, issus des résultats du Tableau B.3, sont représentés à la Figure B.17.

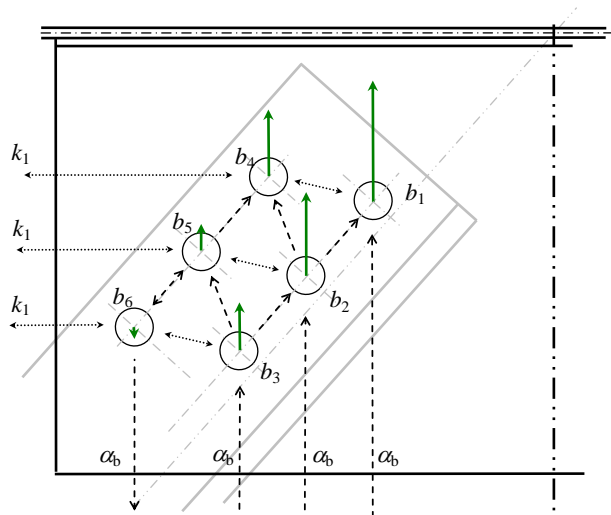


Figure B.17 Attache N3 – Composant gousset – Efforts verticaux

Le Tableau B.6 donne la valeur de calcul de la composante verticale des pressions diamétrales $F_{b,bi,v,Rd}$.

Titre	Annexe B Exemple d'application - Calcul d'un nœud de treillis avec gousset						22 sur 45																																																																	
Tableau B.6 Attache N3 – Composant gousset – Valeur de calcul de la composante verticale de la pression diamétrale en kN																																																																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Boulon</th> <th>b_1</th> <th>b_2</th> <th>b_3</th> <th>b_4</th> <th>b_5</th> <th>b_6</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>e_1</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>90</td> </tr> <tr> <td>e_2</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>141</td> <td>99</td> <td>57</td> </tr> <tr> <td>p_1</td> <td>65</td> <td>65¹⁾</td> <td>65¹⁾</td> <td>65¹⁾</td> <td>65¹⁾</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$p_2$²⁾</td> <td>68,24</td> <td>68,24</td> <td>68,24</td> <td>68,24</td> <td>68,24</td> <td>68,24</td> </tr> <tr> <td>α_b</td> <td>$\alpha_{b,inner}$</td> <td>$\alpha_{b,inner}$</td> <td>$\alpha_{b,inner}$</td> <td>$\alpha_{b,inner}$</td> <td>$\alpha_{b,inner}$</td> <td>$\alpha_{b,end}$</td> </tr> <tr> <td></td> <td>0,58</td> <td>0,58</td> <td>0,58</td> <td>0,58</td> <td>0,58</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>k_1</td> <td>$k_{1,inner}$</td> <td>$k_{1,inner}$</td> <td>$k_{1,inner}$</td> <td>$k_{1,min}$³⁾</td> <td>$k_{1,min}$³⁾</td> <td>$k_{1,min}$³⁾</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1,97</td> <td>1,97</td> <td>1,97</td> <td>1,97</td> <td>1,97</td> <td>1,97</td> </tr> <tr> <td>$F_{b,bi,v,Rd}$</td> <td>169,16</td> <td>169,16</td> <td>169,16</td> <td>169,16</td> <td>169,16</td> <td>289,98</td> </tr> </tbody> </table>	Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6	e_1						90	e_2				141	99	57	p_1	65	65 ¹⁾	65 ¹⁾	65 ¹⁾	65 ¹⁾		p_2 ²⁾	68,24	68,24	68,24	68,24	68,24	68,24	α_b	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,end}$		0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	1,00	k_1	$k_{1,inner}$	$k_{1,inner}$	$k_{1,inner}$	$k_{1,min}$ ³⁾	$k_{1,min}$ ³⁾	$k_{1,min}$ ³⁾		1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	$F_{b,bi,v,Rd}$	169,16	169,16	169,16	169,16	169,16	289,98		
Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6																																																																		
e_1						90																																																																		
e_2				141	99	57																																																																		
p_1	65	65 ¹⁾	65 ¹⁾	65 ¹⁾	65 ¹⁾																																																																			
p_2 ²⁾	68,24	68,24	68,24	68,24	68,24	68,24																																																																		
α_b	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,end}$																																																																		
	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	1,00																																																																		
k_1	$k_{1,inner}$	$k_{1,inner}$	$k_{1,inner}$	$k_{1,min}$ ³⁾	$k_{1,min}$ ³⁾	$k_{1,min}$ ³⁾																																																																		
	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97																																																																		
$F_{b,bi,v,Rd}$	169,16	169,16	169,16	169,16	169,16	289,98																																																																		
<p>¹⁾ $\min\{65; L\}$</p> <p>²⁾ la distance L a été conservée</p> <p>³⁾ $k_{1,min} = \min\{k_{1,inner}; k_{1,end}\}$</p>																																																																								
<p>Résistance de calcul au glissement $F_{s,Rd}$</p>							EN 1993-1-8																																																																	
<p>Nous avons : $A_s = 353 \text{ mm}^2$ aire de la section filetée du boulon</p>							3.9																																																																	
<p>$F_{p,C} = 0,7 f_{ub} A_s = 247,1 \text{ kN}$ effort de précontrainte</p>							EN 1993-1-8																																																																	
<p>$n = 2$ nombre de surfaces de frottement par rapport au gousset</p>							3.9.1 (2)																																																																	
<p>et en considérant :</p>							EN 1993-1-8																																																																	
<p>des trous normaux pour les boulons $\Rightarrow k_s = 1,0$</p>							Tableau 3.6																																																																	
<p>une classe de surface de frottement = Classe A $\Rightarrow \mu = 0,5$</p>							Tableau 3.7																																																																	
<p>Nous obtenons : $F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C} = 197,68 \text{ kN}$</p>							EN 1993-1-8																																																																	
<p></p>							3.9.1 (1)																																																																	
<p>Vérification des boulons – Vérification individuelle</p>																																																																								
<p>Les critères à satisfaire sont :</p>																																																																								
<p>Pour la résistance de calcul au glissement : $F_{V,bi,Ed} \leq F_{s,Rd}$</p>							EN 1993-1-8																																																																	
<p>Pour la résistance de calcul en pression diamétrale :</p>							Tableau 3.2																																																																	
<p></p>							EN 1993-1-8																																																																	
<p></p>							Tableau 3.2 et																																																																	
<p></p>							Tableau 3.4 ³⁾																																																																	
<p></p>																																																																								
<p></p>																																																																								
<p>Note : une vérification additionnelle basée sur une expression d'interaction est proposée :</p>																																																																								
<p></p>																																																																								
$\left(\frac{F_{V,bi,h,Ed}}{F_{b,bi,h,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{V,bi,v,Ed}}{F_{b,bi,v,Rd}} \right)^2 \leq 1$																																																																								

Chaque boulon doit être vérifié. Il est à noter que la plus grande valeur de résistance ne correspond pas nécessairement au boulon le plus chargé.

Le Tableau B.7 résume les vérifications pour le seul boulon b_1 .

Tableau B.7 Attache N3 – Composant gousset – Vérification du boulon b_1

Valeurs de calcul	Valeurs de résistance
$ F_{V,b1,Ed} $ 164,03 kN	$F_{S,Rd}$ 197,68 kN
$ F_{V,b1,h,Ed} $ 20,21 kN	$F_{b,b1,h,Rd}$ 165,19 kN
$ F_{V,b1,v,Ed} $ 162,78 kN	$F_{b,b1,v,Rd}$ 169,16 kN
$\left(\frac{F_{V,b1,h,Ed}}{F_{b,b1,h,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V,b1,v,Ed}}{F_{b,b1,v,Rd}}\right)^2$ 0,94	1

Vérification des boulons – Groupe de fixations

Selon l'Eurocode, la résistance de calcul d'un groupe de fixations peut être prise égale à :

EN 1993-1-8
3.7

$$F_{gr,b,Rd} = \sum_1^{n_{bi}} F_{b,bi,Rd}$$

si pour chaque boulon b_i nous avons : $F_{v,Rd} \geq F_{b,bi,Rd}$

sinon : $F_{gr,b,Rd} = n_{bi} \times \min\{F_{b,bi,Rd}\}$

avec : $F_{v,Rd}$, la résistance au cisaillement par plan de cisaillement, soit :

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

En considérant que le plan de cisaillement passe par la partie filetée des boulons disposés dans des trous normaux :

$$\alpha_v = 0,5$$

$$A = A_s = 353 \text{ mm}^2 \text{ (aire résistante en traction)}$$

Soit : $F_{v,Rd} = 141,12 \text{ kN}$

Nous obtenons finalement pour la résistance de calcul :

$$F_{gr,b,h,Rd} = 991,17 \text{ kN pour les composantes horizontales}$$

$$F_{gr,b,v,Rd} = 1014,94 \text{ kN pour les composantes verticales}$$

Et nous vérifions bien que :

$$N_{3,g,Ed} \sin(\alpha_3) = 402,21 < F_{gr,b,h,Rd} = 991,17 \text{ kN}$$

$$N_{3,g,Ed} \cos(\alpha_3) = 457,82 < F_{gr,b,v,Rd} = 1014,94 \text{ kN}$$

3.3.5. Attache N3 – Vérification des boulons relativement au composant cornière

Détermination de la charge ultime de calcul au cisaillement $F_{V,Ed}$ pour chaque boulon

Le Tableau B.8 donne les valeurs des efforts ultimes de calcul au cisaillement $F_{V,bi,Ed}$ et leurs composantes $F_{V,bi,h,Ed}$ et $F_{V,bi,v,Ed}$ (voir Figure B.18).

Ces résultats sont déduits de ceux obtenus pour le gousset dans le repère $\{h', v'\}$.

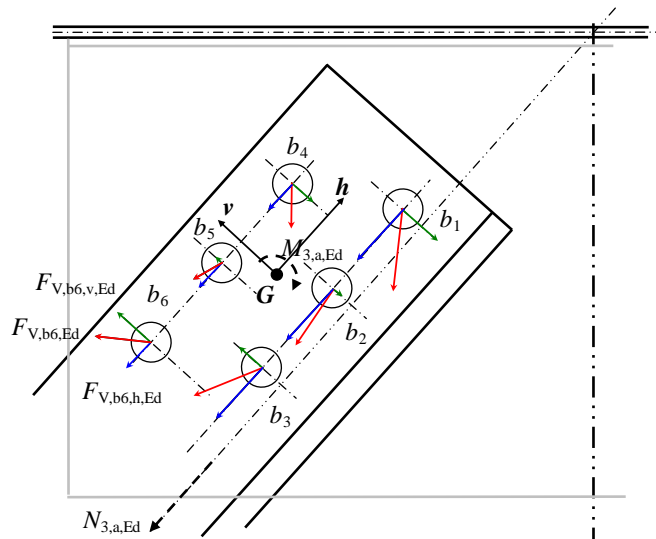


Figure B.18 Attache N3 – Composant cornière – Chargement

Tableau B.8 Attache N3 – Composant cornière – Efforts de calcul au cisaillement en kN

Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6
$F_{V,bi,Ed}$	82,01	68,44	73,24	43,65	34,99	57,16
$F_{V,bi,h,Ed}$	-67,81	-67,81	-67,81	-33,75	-33,75	-33,75
$F_{V,bi,v,Ed}$	-46,13	-9,23	27,68	-27,68	9,23	46,13

Positionnement des boulons

Les positions des boulons sont vérifiées dans le tableau ci-dessous.

Tableau B.9 Attache N3 – Composant cornière – Position des boulons

Distance ou pince	Valeur minimale	Valeur calculée	Valeur maximale
$\min\{e_1; e_2\}$	31,2	33	
$\min\{p_1; p_2\}$	31,2	60	
$\max\{p_1; p_2\}$		65	200

Détermination de la résistance de calcul en pression diamétrale $F_{b,Rd}$ pour chaque boulon

Chargement horizontal

Les efforts horizontaux, issus des résultats du Tableau B.8, sont représentés à la Figure B.19

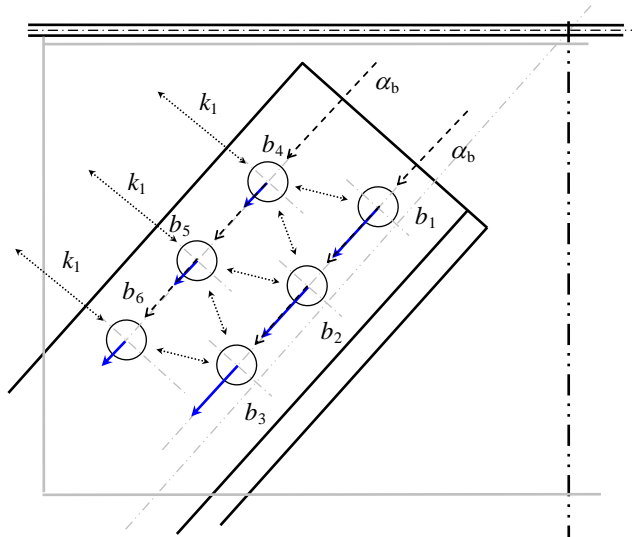


Figure B.19 Attache N3 – Composant cornière – Efforts horizontaux

Le Tableau B.10 donne les valeurs de calcul des composantes horizontales de la pression diamétrale $F_{b,bi,h,Rd}$.

Tableau B.10 Attache N3 – Composant cornière – Valeurs de calcul des composantes horizontales de la pression diamétrale en kN

Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6
e_1						
e_2				33	33	33
ρ_1	65	65	65	65	65	65
ρ_2 ¹⁾	68,24	68,24	68,24	68,24	68,24	68,24
α_b	$\alpha_{b,inner}$ 0,58	$\alpha_{b,inner}$ 0,58	$\alpha_{b,inner}$ 0,58	$\alpha_{b,inner}$ 0,58	$\alpha_{b,inner}$ 0,58	$\alpha_{b,inner}$ 0,58
k_1	$k_{1,inner}$ 1,97	$k_{1,inner}$ 1,97	$k_{1,inner}$ 1,97	$k_{1,min}$ ²⁾ 1,85	$k_{1,min}$ ²⁾ 1,85	$k_{1,min}$ ²⁾ 1,85
$F_{b,bi,h,Rd}$	169,16	169,16	169,16	158,84	158,84	158,84

¹⁾ la distance L a été conservée

²⁾ $k_{1,min} = \min \{k_{1,inner}; k_{1,end}\}$

Chargement vertical

Les efforts verticaux, issus des résultats du Tableau B.8, sont représentés à la Figure B.20

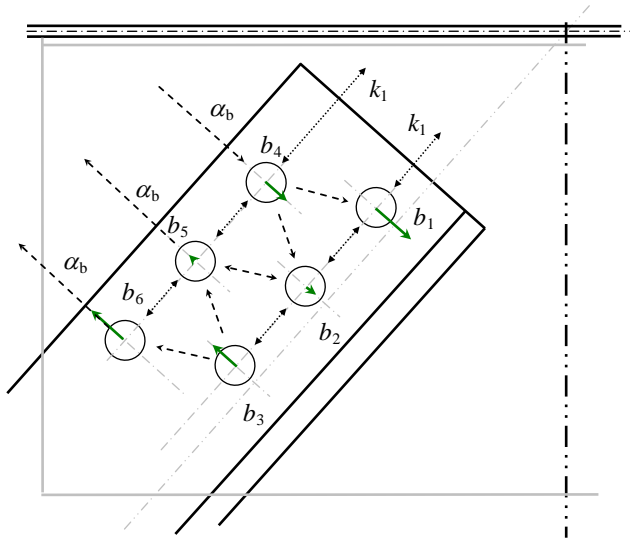


Figure B.20 Attache N3 – Composant cornière – Efforts verticaux

Le Tableau B.11 donne les valeurs de calcul des composantes verticales des résistances en pression diamétrale $F_{b,bi,v,Rd}$.

Tableau B.11 Attache N3 – Composant cornière – Valeurs de calcul des composantes verticales de la pression diamétrale en kN

Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6
e_1					33	33
e_2	35			67,5		
p_1 ¹⁾	68,24	68,24	68,24	68,24	68,24	68,24
p_2	65	65	65	65	65	65
α_b	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,end}$	$\alpha_{b,end}$
	0,62	0,62	0,62	0,62	0,42	0,42
k_1	$k_{1,min}$ ²⁾	$k_{1,inner}$	$k_{1,inner}$	$k_{1,min}$ ²⁾	$k_{1,inner}$	$k_{1,inner}$
	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
$F_{b,bi,v,Rd}$	165,19	165,19	165,19	165,19	111,85	111,85

¹⁾ la distance L a été conservée

²⁾ $k_{1,min} = \min\{k_{1,inner}; k_{1,end}\}$

Détermination de la résistance de calcul au glissement $F_{s,Rd}$

Pour le composant cornière, les surfaces de frottement sont au nombre de 1.

Ainsi, avec $n = 1$ nous obtenons :

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C} = 98,84 \text{ kN}$$

Vérification des boulons – Vérification individuelle

Chaque boulon doit être vérifié.

Le Tableau B.12 résume les vérifications pour le seul boulon b_1 .

EN 1993-1-8
3.9

EN 1993-1-8
3.9.1 (2)

Tableau B.12 Attache N3 – Composant gousset – Vérification du boulon b_1

Valeurs de calcul	Valeurs des résistances
$ F_{V,b1,Ed} $ 82,01 kN	$F_{S,Rd}$ 98,84 kN
$ F_{V,b1,h,Ed} $ 67,81 kN	$F_{b,b1,h,Rd}$ 169,16 kN
$ F_{V,b1,v,Ed} $ 46,13 kN	$F_{b,b1,v,Rd}$ 165,19 kN
$\left(\frac{F_{V,b1,h,Ed}}{F_{b,b1,h,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V,b1,v,Ed}}{F_{b,b1,v,Rd}}\right)^2$ 0,24	1

Vérification des boulons – Groupe de fixations

Pour la cornière, nous pouvons ne considérer que la composante horizontale.

Dans ce cas :

$$F_{gr,b,h,Rd} = 991,17 \text{ kN}$$

Et nous vérifions bien que :

$$N_{3,a,Ed} = 304,70 < F_{gr,b,h,Rd} = 991,17 \text{ kN}$$

3.3.6. Attache N3 – Calcul de la section nette

La résistance plastique de calcul de la section nette au niveau des trous de boulons ne doit être vérifiée que dans le cas de l'attache d'une barre tendue (ce qui n'est pas le cas ici).

EN 1993-1-8
3.4.1 (1) c)

3.3.7. Attache N3 – Calcul au cisaillement de bloc

Étant donné que la barre N3 est comprimée, il n'est pas nécessaire de mener un calcul au cisaillement de bloc.

3.4. Attache N1 – Attache boulonnée de la barre N1 en doubles cornières dos à dos avec le gousset

Il s'agit de l'attache en cisaillement d'une barre tendue à calculer selon la catégorie C.

Les dimensions des composantes de cette attache et la disposition des trous sont montrées sur la Figure B.21. La coupe DD est identique à la coupe CC de l'attache N3 (voir Figure B.11).

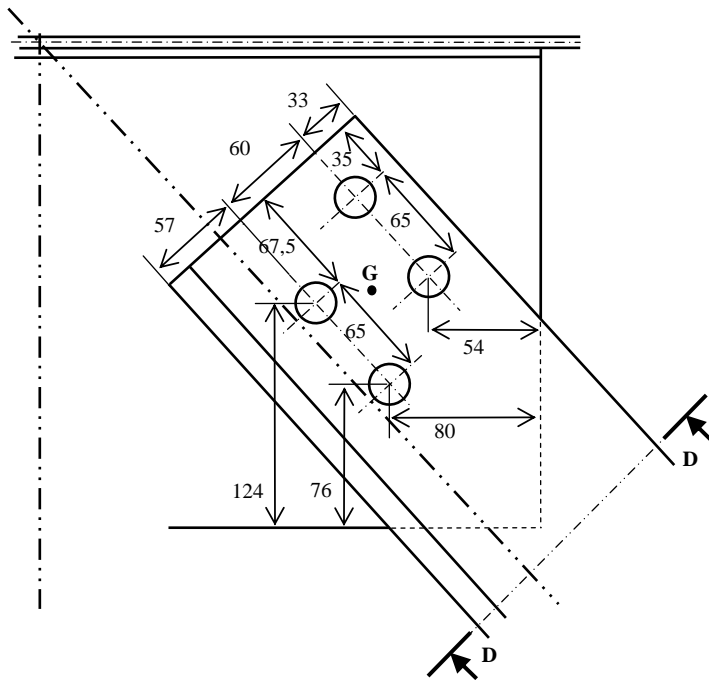


Figure B.21 Attache N1 – Dimensions (en mm) et disposition

3.4.1. Attache N1 – Efforts de calcul

Nous avons : $N_{1,Ed}$ effort normal de traction excentré de e_{N1} du centre de gravité de l'attache

$M_{1,N,Ed}$ moment résultant de l'excentricité :

$$M_{1,N,Ed} = e_{N1} N_{1,Ed}.$$

Nous avons ainsi, pour le gousset :

$$N_{1,g,Ed} = 406,9 \text{ kN}$$

$$e_{N1} = 44,5 \text{ mm}$$

$$M_{1,g,Ed} = e_{N1} N_{1,g,Ed} = 18,11 \text{ kN.m}$$

et pour chaque cornière :

$$N_{1,a,Ed} = 203,45 \text{ kN}$$

$$M_{1,a,Ed} = 9,05 \text{ kN.m}$$

3.4.2. Attache N1 – Vérification de la cornière

Résistance de la section transversale brute

Contrainte longitudinale

Supposons une distribution uniforme de la charge dans la section, la contrainte longitudinale est :

$$\sigma_i = \frac{N_{1,a,Ed}}{A_{1,a}} + \frac{M_{1,a,Ed}}{I_{1,a} / v}$$

avec : $A_{1,a}$ aire de la section transversale de la cornière
 $I_{1,a}$ moment d'inertie de la cornière
 v position de la fibre extrême considérée

soit : $A_{1,a} = 4302 \text{ mm}^2$
 $I_{1,a} = 8,981.10^6 \text{ mm}^4$
 $v_1 = 87 \text{ mm}$ et $v_2 = 63 \text{ mm}$ (voir Figure B.22)

Nous obtenons (avec une compression positive) :

$$\sigma_1 = -134,99 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = 16,22 \text{ N/mm}^2$$

Classe de la section transversale

$$h/t = 10 < 15 \varepsilon = 12,20$$

$$(b+h)/2t = 10 > 11,5 \varepsilon = 9,36$$

⇒ Classe 4

$$c/t = 7,93 < 10 \varepsilon / \alpha = 10 \varepsilon / 1 = 8,14$$

⇒ classe 2

⇒ Classe de la cornière = Classe 4

EN 1993-1-1
Tableau 5.2
Feuille 3 sur 3

Tableau 5.2
Feuille 2 sur 3

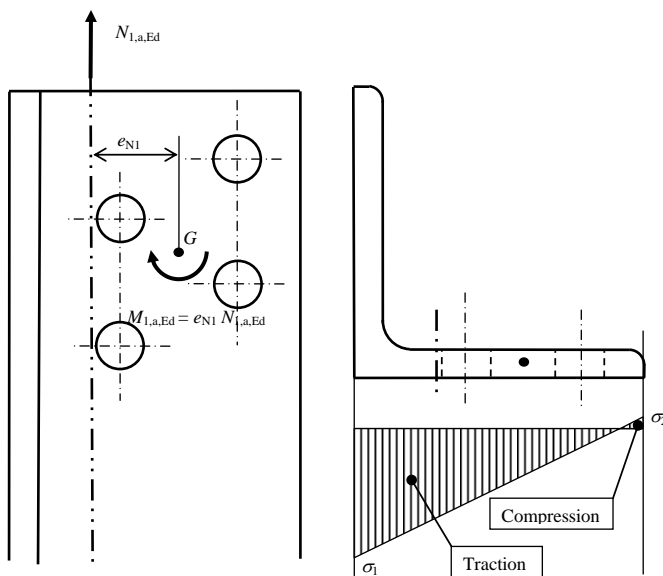
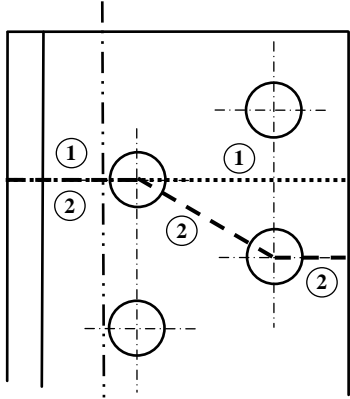


Figure B.22 Contraintes dans la cornière N1

Titre	Annexe B Exemple d'application - Calcul d'un nœud de treillis avec gousset	30 sur 45
<p>Combinaison M + N</p> <p>Critère à satisfaire : $\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{1,a,Ed}}{A_{1,a,eff}} + \frac{M_{1,a,Ed}}{W_{1,a,eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$</p> <p>avec : $A_{1,a,eff}$ aire efficace de la section transversale</p> $A_{1,a,eff} = A_{1,a,eff,leg1} + A_{1,a,eff,leg2}$ <p>où : $A_{1,a,eff,leg1}$ aire efficace relative à l'aile « libre » $A_{1,a,eff,leg2}$ aire efficace relative à l'aile « attachée »</p> <p>Détermination de l'aire efficace de la section transversale $A_{3,a,eff,leg1}$ Aucune réduction car l'aile « libre » est tendue</p> <p>Détermination de l'aire efficace de la section transversale $A_{3,a,eff,leg2}$ $\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = -0,120$ coefficient de voilement $k_\sigma = 2,55$ $\bar{\lambda}_p = 0,271 \Rightarrow \rho = 1$ pas de réduction</p> <p>Vérification</p> $A_{1,a,eff} = A_{1,a} \text{ (pas de réduction)}$ $\sigma_{x,Ed} = \max(\sigma_1 ; \sigma_2) = 134,99 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 355$ <p>\Rightarrow Le critère est satisfait.</p> <p>Résistance de la section transversale nette</p> <p>Il faut vérifier :</p> $N_{1,a,Ed} \leq N_{1,a,net,Rd} = \frac{A_{1,a,net} f_y}{\gamma_{M0}}$ <p>Les sections nettes considérées sont représentées sur la Figure B.23</p>  <p>Figure B.23 Sections nettes de la cornière N1</p>		<p>EN 1993-1-1 6.2.9.3</p> <p>EN 1993-1-5 Tableau 4.2</p> <p>EN 1993-1-5 4.4 (2)</p> <p>EN 1993-1-1 6.2.3. (1) et (4)</p>

Nous avons :

$$A_{1,a,net} = \min(A_{1,a,net1}; A_{1,a,net2}) = \min(3912; 3588) = 3588 \text{ mm}^2$$

et nous satisfaisons bien le critère :

$$N_{1,a,Ed} = 203,45 < N_{1,a,net,Rd} = 1317,52 \text{ kN}$$

3.4.3. Vérification du gousset

Résistance de la section transversale

Pour la détermination de la résistance de la section transversale brute du gousset, nous supposons une diffusion de l'effort axial $N_{g,Ed}$ à 45° (voir Figure B.24).

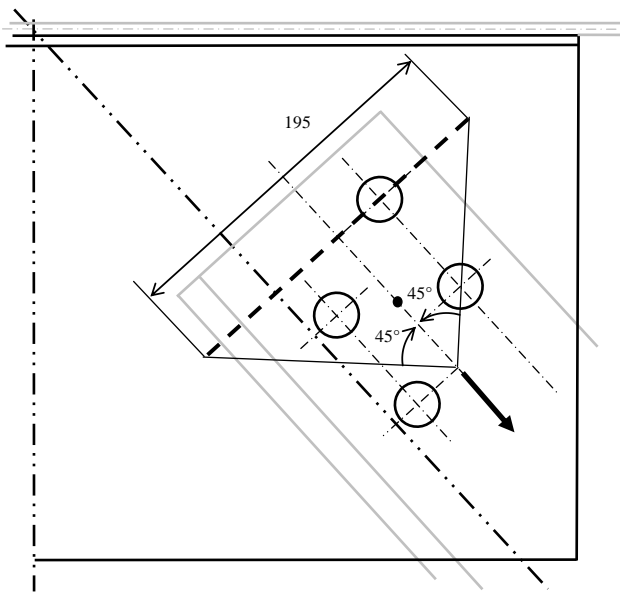


Figure B.24 Attache N1 – Diffusion de l'effort axial à 45°

Le critère suivant doit être satisfait :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{1,g,Ed}}{A_{1,g}} \pm \frac{M_{1,g,Ed}}{I_{1,g} / \nu} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

avec : $A_{1,g} = 195 \times t_g = 2925 \text{ mm}^2$

$$I_{3,g} = t_g \times 195^3 / 12 = 9268594 \text{ mm}^4$$

$$\nu = +195/2 \text{ mm}$$

Nous obtenons : $\sigma_{x,Ed} = 139,11 + 190,51 = 329,62 \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 355 \text{ N/mm}^2$

3.4.4. Attache N1 – Vérification des boulons relativement au composant gousset

Effort de cisaillement de calcul $F_{V,Ed}$ pour chaque boulon

Du fait de l'orientation de l'effort normal $N_{1,Ed}$, l'effort dans chaque boulon n'est pas parallèle au bord du gousset. C'est pourquoi les composantes parallèles et normales de l'effort de cisaillement de calcul doivent être déterminées.

Le calcul des composantes est conduit de la même manière que pour l'attache N3 (voir 3.3.4). Les composantes sont calculées dans le système $\{h', v'\}$ (voir Figure B.25) puis dans le repère $\{h, v\}$ (voir Figure B.26).

EN 1993-1-8
Tableau 3.4³⁾

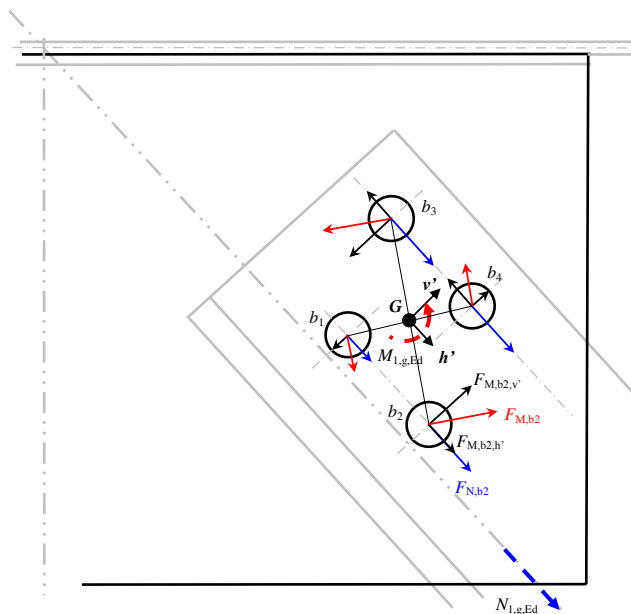


Figure B.25 Attache N1 – Composant gousset – Positions des boulons

Le Tableau B.13 donne les détails des calculs et les résultats obtenus pour l'effort de cisaillement ultime de calcul $F_{V,bi,Ed}$ et ses deux composantes $F_{V,bi,h',Ed}$ et $F_{V,bi,v',Ed}$ pour chaque boulon b_i dans le système d'axes $\{h', v'\}$.

Tableau B.13 Attache N1 – Composant gousset – Effort de cisaillement de calcul en kN dans le repère $\{h', v'\}$.

Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4
h'_i	-16,25	48,75	-48,75	16,25
v'_i	-30	-30	30	30
r'_i	34,12	57,24	57,24	34,12
$F_{M,bi}$	69,56	116,70	116,70	69,56
$F_{M,bi,h'}$	61,16	61,16	-61,16	-61,16
$F_{M,bi,v'}$	-33,13	99,39	-99,39	33,13
$F_{N,bi}$	101,73	101,73	101,73	101,73
$F_{V,bi,Ed}$	166,22	190,82	107,35	52,37
$F_{V,bi,h',Ed}$	162,89	162,89	40,56	40,56
$F_{V,bi,v',Ed}$	-33,13	99,39	-99,39	33,13

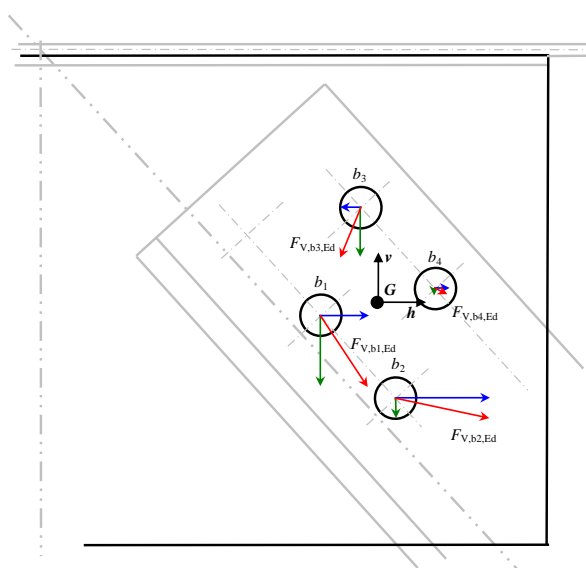


Figure B.26 Attache N1 – Composant gousset – Efforts

Le changement de repère s' effectuée avec :

$$F_{V,bi,h,Ed} = F_{V,bi,h',Ed} \cos(\alpha_3) + F_{V,bi,v',Ed} \sin(\alpha_3)$$

$$F_{V,bi,v,Ed} = -F_{V,bi,h',Ed} \sin(\alpha_1) + F_{V,bi,v',Ed} \cos(\alpha_1)$$

où $\alpha_1 = 42^\circ$ (voir Figure B.6)

Le Tableau B.14 contient les résultats du calcul.

Tableau B.14 Attache N1 – Composant gousset – Efforts de cisaillement de calcul en kN dans le repère $\{h, v\}$.

Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4
$F_{V,bi,Ed}$	166,22	190,82	107,35	52,37
$F_{V,bi,h,Ed}$	84,37	182,86	-46,72	51,76
$F_{V,bi,v,Ed}$	-143,22	-54,54	-96,65	-7,97

Positionnement des boulons

Les positions des boulons sont vérifiées dans le tableau ci-dessous.

Pour e_1 et e_2 , nous respectons les pinces longitudinales et transversales minimales selon la direction appropriée (Gh ou Gv). Pour p_1 et p_2 , nous considérons les entraxes par rapport à la direction principale de l'attache (Gh' ou Gv').

Tableau B.15 Attache N1 – Composant gousset – Position des boulons

Distance ou entraxe	Valeur minimale	Valeur calculée	Valeur maximale
$\min \{e_1 ; e_2\}$	31,2	54	
$\min \{p_1 ; p_2\}$	31,2	60	
$\max \{p_1 ; p_2\}$		65	200

Résistance de calcul en pression diamétrale $F_{b,Rd}$ pour chaque boulon

Chargement horizontal

Les efforts horizontaux, issus des résultats du Tableau B.14, sont représentés sur la Figure B.27

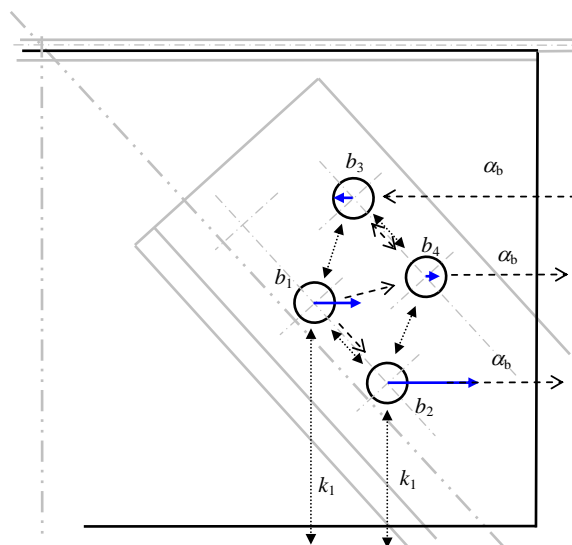


Figure B.27 Attache N1 – Composant gousset – Efforts horizontaux

Le Tableau B.16 donne la valeur de la composante horizontale des résistances de calcul en pression diamétrale $F_{b,bi,h,Rd}$.

Tableau B.16 Attache N1 – Composant gousset – Composante horizontale des résistances de calcul en pression diamétrale en kN

Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4
e_1		80		54
e_2	124	76		
ρ_1	65 ¹⁾		65	
ρ_2	65 ¹⁾	65 ¹⁾	65 ¹⁾	65 ¹⁾
α_b	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,end}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,end}$
	0,58	1,00	0,58	0,69
k_1	$k_{1,min}$ ³⁾	$k_{1,min}$ ³⁾	$k_{1,inner}$	$k_{1,inner}$
	1,80	1,80	1,80	1,80
$F_{b,bi,h,Rd}$	154,22	264,38	154,22	183,04

$$^1) \min\{65; L\}$$

$$^2) k_{1,min} = \min\{k_{1,inner}; k_{1,end}\}$$

Chargement vertical

Les efforts verticaux, issus des résultats du Tableau B.14, sont représentés à la Figure B.28.

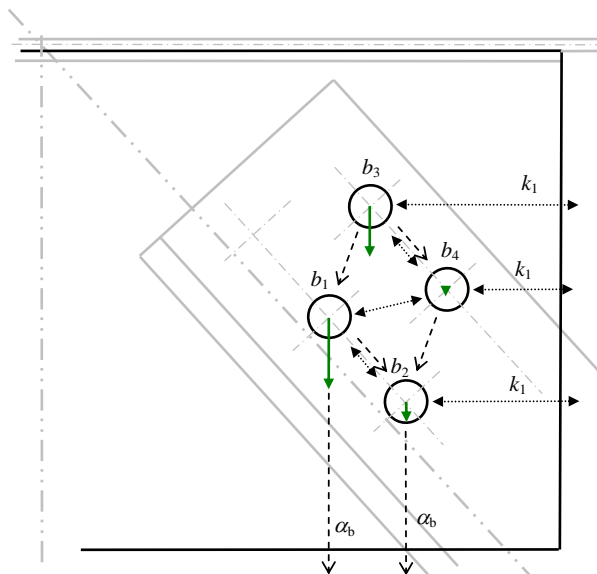


Figure B.28 Attache N1 – Composant gousset – Efforts verticaux

Le Tableau B.17 donne la valeur de la composante verticale des résistances de calcul en pression diamétrale $F_{b,bi,v,Rd}$.

Titre	Annexe B Exemple d'application - Calcul d'un nœud de treillis avec gousset				36 sur 45																																					
<p>Tableau B.17 Attache N1 – Composant gousset – Composante verticale des résistances de calcul en pression diamétrale en kN</p>																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Boulon</th> <th>b_1</th> <th>b_2</th> <th>b_3</th> <th>b_4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>e_1</td> <td>124</td> <td>76</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>e_2</td> <td></td> <td>80</td> <td>98</td> <td>54</td> </tr> <tr> <td>p_1</td> <td></td> <td></td> <td>65¹⁾</td> <td>65¹⁾</td> </tr> <tr> <td>p_2</td> <td>65¹⁾</td> <td>65</td> <td>65</td> <td>65¹⁾</td> </tr> <tr> <td>α_b</td> <td>$\alpha_{b,end}$ 1,00</td> <td>$\alpha_{b,end}$ 0,97</td> <td>$\alpha_{b,inner}$ 0,58</td> <td>$\alpha_{b,inner}$ 0,58</td> </tr> <tr> <td>k_1</td> <td>$k_{1,inner}$ 1,80</td> <td>$k_{1,min}^{2)}$ 1,80</td> <td>$k_{1,min}^{2)}$ 1,80</td> <td>$k_{1,min}^{2)}$ 1,80</td> </tr> <tr> <td>$F_{b,bi,v,Rd}$</td> <td>264,38</td> <td>257,60</td> <td>154,22</td> <td>154,22</td> </tr> </tbody> </table>	Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4	e_1	124	76			e_2		80	98	54	p_1			65 ¹⁾	65 ¹⁾	p_2	65 ¹⁾	65	65	65 ¹⁾	α_b	$\alpha_{b,end}$ 1,00	$\alpha_{b,end}$ 0,97	$\alpha_{b,inner}$ 0,58	$\alpha_{b,inner}$ 0,58	k_1	$k_{1,inner}$ 1,80	$k_{1,min}^{2)}$ 1,80	$k_{1,min}^{2)}$ 1,80	$k_{1,min}^{2)}$ 1,80	$F_{b,bi,v,Rd}$	264,38	257,60	154,22	154,22		
Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4																																						
e_1	124	76																																								
e_2		80	98	54																																						
p_1			65 ¹⁾	65 ¹⁾																																						
p_2	65 ¹⁾	65	65	65 ¹⁾																																						
α_b	$\alpha_{b,end}$ 1,00	$\alpha_{b,end}$ 0,97	$\alpha_{b,inner}$ 0,58	$\alpha_{b,inner}$ 0,58																																						
k_1	$k_{1,inner}$ 1,80	$k_{1,min}^{2)}$ 1,80	$k_{1,min}^{2)}$ 1,80	$k_{1,min}^{2)}$ 1,80																																						
$F_{b,bi,v,Rd}$	264,38	257,60	154,22	154,22																																						
<p>¹⁾ $\min\{65; L\}$</p>																																										
<p>²⁾ $k_{1,min} = \min\{k_{1,inner}; k_{1,end}\}$</p>																																										
<p>Détermination de la résistance de calcul au glissement $F_{s,Rd}$</p>																																										
<p>Avec $n = 2$, nombre de surfaces de frottement relativement au gousset, nous obtenons :</p>					<p>EN 1993-1-8 3.9</p>																																					
$F_{S,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C} = 197,68 \text{ kN}$					<p>EN 1993-1-8 3.9.1 (1)</p>																																					
<p>Vérification des boulons – Vérification individuelle</p>																																										
<p>Chaque boulon doit être vérifié.</p>																																										
<p>Le Tableau B.18 et le Tableau B.19 résument les vérifications pour les seuls boulons b_1 et b_2.</p>																																										
<p>Tableau B.18 Attache N1 – Composant gousset – Vérification du boulon b_1</p>																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Valeurs de calcul</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$F_{V,b1,Ed}$</td> <td>166,22 kN</td> </tr> <tr> <td>$F_{V,b1,h,Ed}$</td> <td>84,37 kN</td> </tr> <tr> <td>$F_{V,b1,v,Ed}$</td> <td>143,22 kN</td> </tr> <tr> <td>$\left(\frac{F_{V,b1,h,Ed}}{F_{b,b1,h,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V,b1,v,Ed}}{F_{b,b1,v,Rd}}\right)^2$</td> <td>0,59</td> </tr> </tbody> </table>		Valeurs de calcul		$ F_{V,b1,Ed} $	166,22 kN	$ F_{V,b1,h,Ed} $	84,37 kN	$ F_{V,b1,v,Ed} $	143,22 kN	$\left(\frac{F_{V,b1,h,Ed}}{F_{b,b1,h,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V,b1,v,Ed}}{F_{b,b1,v,Rd}}\right)^2$	0,59	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Valeurs des résistances</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$F_{S,Rd}$</td> <td>197,68 kN</td> </tr> <tr> <td>$F_{b,b1,h,Rd}$</td> <td>154,22 kN</td> </tr> <tr> <td>$F_{b,b1,v,Rd}$</td> <td>264,38 kN</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table>			Valeurs des résistances		$F_{S,Rd}$	197,68 kN	$F_{b,b1,h,Rd}$	154,22 kN	$F_{b,b1,v,Rd}$	264,38 kN		1																		
Valeurs de calcul																																										
$ F_{V,b1,Ed} $	166,22 kN																																									
$ F_{V,b1,h,Ed} $	84,37 kN																																									
$ F_{V,b1,v,Ed} $	143,22 kN																																									
$\left(\frac{F_{V,b1,h,Ed}}{F_{b,b1,h,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V,b1,v,Ed}}{F_{b,b1,v,Rd}}\right)^2$	0,59																																									
Valeurs des résistances																																										
$F_{S,Rd}$	197,68 kN																																									
$F_{b,b1,h,Rd}$	154,22 kN																																									
$F_{b,b1,v,Rd}$	264,38 kN																																									
	1																																									

Tableau B.19 Attache N1 – Composant gousset – Vérification du boulon b_2

Valeurs de calcul	Valeurs des résistances
$ F_{V,b1,Ed} $ 190,82 kN	$F_{S,Rd}$ 197,68 kN
$ F_{V,b1,h,Ed} $ 182,86 kN	$F_{b,b1,h,Rd}$ 264,38 kN
$ F_{V,b1,v,Ed} $ 54,54 kN	$F_{b,b1,v,Rd}$ 257,60 kN
$\left(\frac{F_{V,b1,h,Ed}}{F_{b,b1,h,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V,b1,v,Ed}}{F_{b,b1,v,Rd}}\right)^2$ 0,52	1

Vérification des boulons – Groupe de fixations

En considérant que le plan de cisaillement passe dans la partie filetée des boulons disposés dans des trous normaux :

$$\alpha_v = 0,5$$

$$A = A_s = 353 \text{ mm}^2 \text{ (aire pour la résistance à la traction)}$$

Nous obtenons :

$$F_{v,Rd} = 141,12 \text{ kN}$$

et pour la résistance de calcul :

$$F_{gr,b,h,Rd} = 616,90 \text{ kN pour les composantes horizontales}$$

$$F_{gr,b,v,Rd} = 616,90 \text{ kN pour les composantes verticales}$$

Nous vérifions alors que :

$$N_{1,g,Ed} \sin(\alpha_1) = 272,27 < F_{gr,b,h,Rd} = 616,90 \text{ kN}$$

$$N_{1,g,Ed} \cos(\alpha_1) = 302,39 < F_{gr,b,h,Rd} = 616,90 \text{ kN}$$

3.4.5. Attache N1 – Vérification des boulons par rapport au composant cornière

Détermination de la charge de cisaillement de calcul $F_{V,Ed}$ pour chaque boulon

Le Tableau B.20 donne les résultats de l'effort de cisaillement de calcul à l'état limite ultime $F_{V,bi,Ed}$ et ses composantes $F_{V,bi,h,Ed}$ et $F_{V,bi,v,Ed}$ (voir Figure B.29).

Ces résultats sont déduits de ceux obtenus pour le gousset dans le repère $\{h', v'\}$.

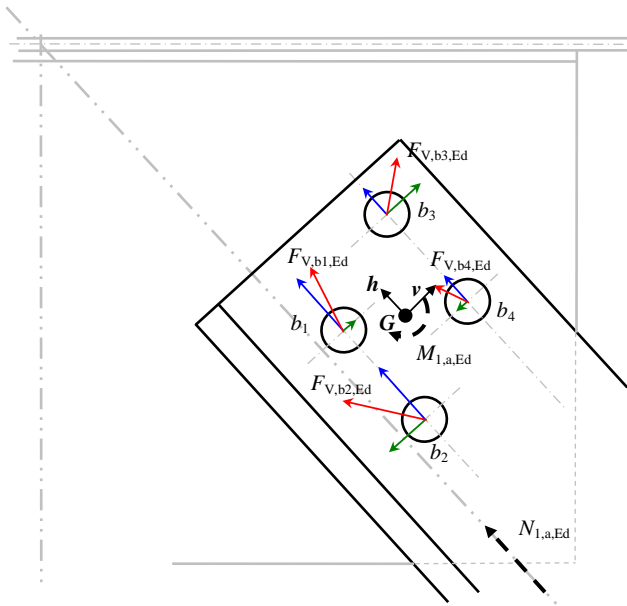


Figure B.29 Attache N1 – Composant cornière – Chargement

Tableau B.20 Attache N1 – Composant cornière – Efforts de cisaillement de calcul en kN

Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4
$F_{V,bi,Ed}$	83,11	95,41	53,67	26,19
$F_{V,bi,h,Ed}$	81,44	81,44	20,28	20,28
$F_{V,bi,v,Ed}$	16,57	-49,70	49,70	-16,57

Positionnement des boulons

Les positions des boulons sont vérifiées dans le tableau ci-dessous.

Tableau B.21 Attache N1 – Composant cornière – Chargement horizontal – Position des boulons

Distance ou entraxe	Valeur minimale	Valeur calculée	Valeur maximale
$\min \{e_1 ; e_2 \}$	31,2	33	
$\min \{p_1 ; p_2 \}$	57,2	60	200
$\max \{p_1 ; p_2 \}$		65	200

Détermination de la résistance de calcul en pression diamétrale $F_{b,Rd}$ pour chaque boulon

Chargement horizontal

Les efforts horizontaux, issus des résultats du Tableau B.20 sont représentés à la Figure B.30

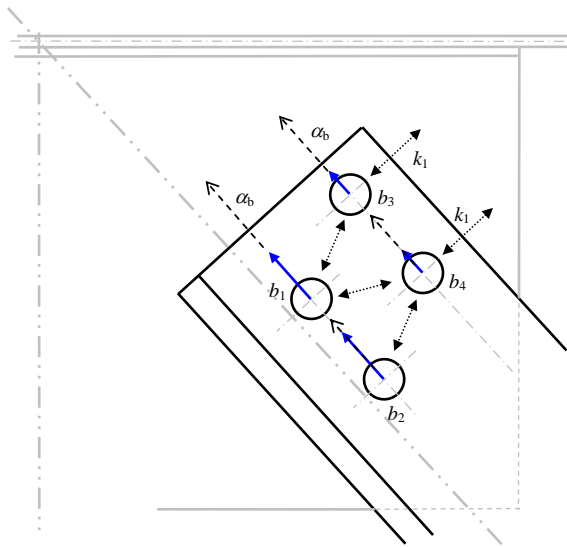


Figure B.30 Attache N1 – Composant cornière – Efforts horizontaux

Le Tableau B.22 donne les valeurs de calcul des composantes horizontales des résistances de calcul en pression diamétrale $F_{b,bi,h,Rd}$.

Tableau B.22 Attache N1 – Composant cornière – Valeurs de calcul des composantes horizontales de la pression diamétrale en kN

Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4
e_1	67,5		35	
e_2			33	33
ρ_1		65		65
ρ_2 ¹⁾	68,24	68,24	68,24	68,24
α_b	$\alpha_{b,end}$	$\alpha_{b,inner}$	$\alpha_{b,end}$	$\alpha_{b,inner}$
	0,87	0,58	0,45	0,58
k_1	$k_{1,inner}$	$k_{1,inner}$	$k_{1,min}$ ²⁾	$k_{1,min}$ ²⁾
	1,97	1,97	1,85	1,85
$F_{b,bi,h,Rd}$	250,95	169,16	122,18	158,84

¹⁾ la distance L a été conservée

²⁾ $k_{1,min} = \min\{k_{1,inner}; k_{1,end}\}$

Chargement vertical

Les efforts verticaux, issus des résultats du Tableau B.20 sont représentés à la Figure B.31

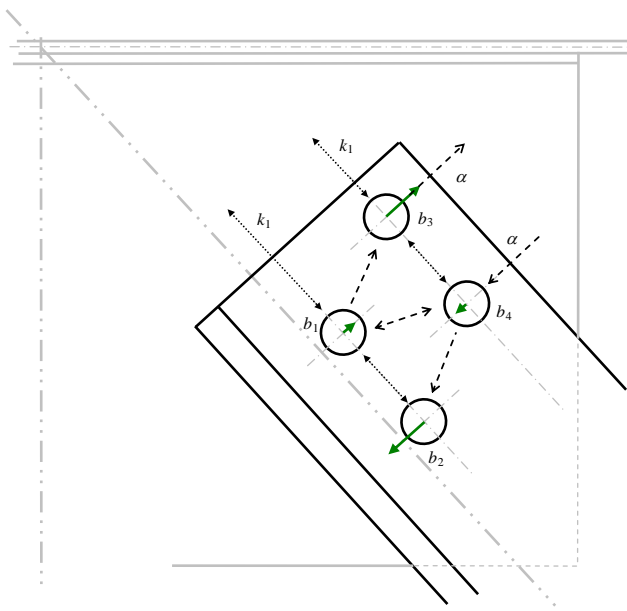


Figure B.31 Attache N1 – Composant cornière – Efforts verticaux

Le Tableau B.23 donne les valeurs des composantes verticales des résistances de calcul en pression diamétrale $F_{b,bi,v,Rd}$.

Tableau B.23 Attache N1 – Composant cornière – Composantes verticales des résistances de calcul en pression diamétrale en kN

Boulon	b_1	b_2	b_3	b_4
e_1			33	
e_2	67,5		35	
p_1 ¹⁾	68,24	68,24		68,24
p_2	65	65	65	65
α_b	$\alpha_{b,inner}$ 0,62	$\alpha_{b,inner}$ 0,62	$\alpha_{b,end}$ 0,42	$\alpha_{b,inner}$ 0,62
k_1	$k_{1,min}$ ²⁾ 1,80	$k_{1,inner}$ 1,80	$k_{1,min}$ ²⁾ 1,80	$k_{1,inner}$ 1,80
$F_{b,bi,h,Rd}$	165,19	165,19	111,85	165,19

¹⁾ la distance L a été conservée

²⁾ $k_{1,min} = \min\{k_{1,inner}; k_{1,end}\}$

Détermination de la résistance de calcul au glissement $F_{S,Rd}$

Pour le composant cornière, le nombre de surfaces de frottement est égal à 1.

Ainsi, avec $n = 1$, nous obtenons :

$$F_{S,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C} = 98,84 \text{ kN}$$

Vérification des boulons – Vérification individuelle

Chaque boulon doit être vérifié. Le Tableau B.24 résume les vérifications pour le seul boulon b_2 .

EN 1993-1-8
3.9

EN 1993-1-8
3.9.1 (2)

Tableau B.24 Attache N1 – Composant cornière – Vérification du boulon b_2

Valeurs de calcul	Valeurs des résistances
$ F_{V,b1,Ed} $ 95,41 kN	$F_{S,Rd}$ 98,84 kN
$ F_{V,b1,h,Ed} $ 81,44 kN	$F_{b,b1,h,Rd}$ 169,16 kN
$ F_{V,b1,v,Ed} $ 49,70 kN	$F_{b,b1,v,Rd}$ 165,19 kN
$\left(\frac{F_{V,b1,h,Ed}}{F_{b,b1,h,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{V,b1,v,Ed}}{F_{b,b1,v,Rd}}\right)^2$ 0,32	1

Vérification des boulons – Groupe de fixations

Pour la cornière, nous pouvons ne considérer que la composante horizontale :

$$F_{gr,b,h,Rd} = 488,73 \text{ kN}$$

Et nous vérifions bien que :

$$N_{1,a,Ed} = 203,45 < F_{gr,b,h,Rd} = 488,73 \text{ kN}$$

3.4.6. Attache N1 – Calcul de la section nette

Composant gousset

Pour une attache en traction, la résistance des sections nettes doit être vérifiée.

Vérifions la section nette marquée 1 sur la Figure B.32. Pour cette section, nous devons satisfaire :

$$n_b \frac{N_{1,g,Ed}}{n_{bt}} \leq \frac{A_{net1} f_y}{\gamma_{M0}}$$

où $n_b = 2$ nombre de boulons relativement à la section transversale

$n_{bt} = 4$ nombre total de boulons dans l'attache

avec $A_{net1} = 2194 \text{ mm}^2$

Nous avons bien :
$$n_b \frac{N_{1,g,Ed}}{n_{bt}} = 203,4 < \frac{A_{net1} f_y}{\gamma_{M0}} = 778 \text{ kN}$$

Composant cornière

La section nette a déjà été vérifiée (voir 3.4.2).

De plus, ces vérifications ont été menées avec N_{Ed} au lieu de $n_b F_{V,Ed}$.

3.4.7. Attache N1 – Calcul au cisaillement de bloc

Composant gousset

La Figure B.32 représente le cisaillement de bloc pour le gousset.

EN 1993-1-8
3.4.1 (1) c) et
Tableau 3.2

EN 1993-1-8
3.10.2

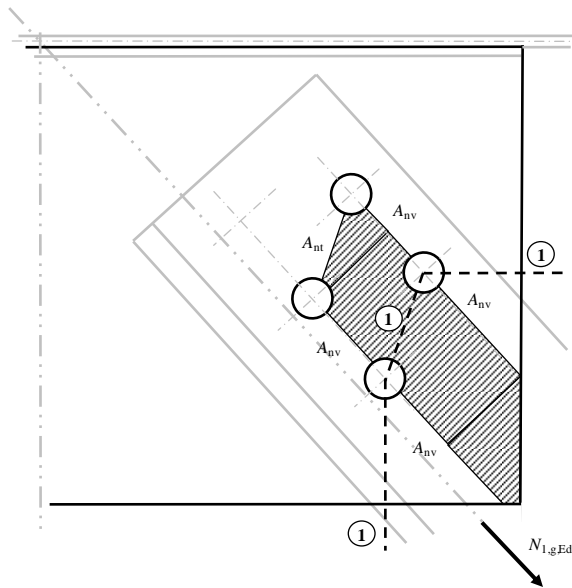


Figure B.32 Attache N1 – Cisaillement de bloc pour le gousset

Le groupe de boulons est soumis à un chargement excentrique et il doit satisfaire :

EN 1993-1-8
3.10.2 (3)

$$N_{1,g,Ed} \leq V_{eff,2,Rd}$$

où
$$V_{eff,2,Rd} = \frac{0,5 f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{f_y A_{nv}}{\gamma_{M0}}$$

avec $A_{nt} = 633,6 \text{ mm}^2$

$$A_{nv} = 3533,1 \text{ mm}^2$$

Le critère est bien satisfait :

$$N_{1,g,Ed} = 406,9 \leq V_{eff,2,Rd} = 853,4 \text{ kN}$$

Composant cornière

La Figure B.33 représente le cisaillement de bloc pour la cornière.

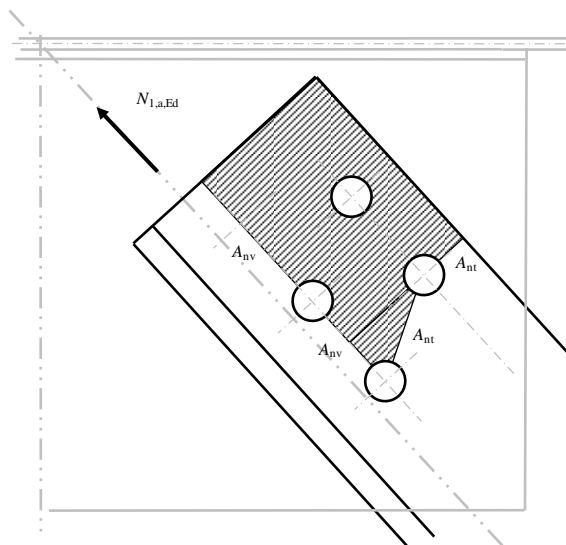


Figure B.33 Attache N1 – Cisaillement de bloc pour la cornière

Le groupe de boulons est soumis à un chargement excentrique et il doit satisfaire :

EN 1993-1-8
3.10.2 (3)

$$N_{1,a,Ed} \leq V_{eff,2,Rd}$$

avec $A_{nt} = 933,6 \text{ mm}^2$

$$A_{nv} = 1402,5 \text{ mm}^2$$

Le critère est bien satisfait :

$$N_{1,g,Ed} = 203,45 \leq V_{eff,2,Rd} = 407,91 \text{ kN}$$

3.5. Attache N2 – Attache boulonnée du montant N2 en simple cornière sur le gousset

Il s'agit de l'attache en cisaillement d'une barre tendue calculée en Catégorie C.

Étant donné que le chargement est faible, la vérification de cette attache n'est pas explicitée ici. Sinon, la procédure reste la même avec toutefois un aspect complémentaire :

il s'agit d'une simple cornière tendue attachée par une seule rangée de boulons dans une aile. Lors de la vérification de la section nette de cette cornière, la valeur de calcul de la résistance ultime doit être déterminée de la manière suivante :

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

avec : $\beta_2 = 0,4$ ($p_1 = 65 = 2,5 d_0$)

EN 1993-1-8
3.10.3 (2)
et
Tableau 3.8

3.6. Effets de l'excentricité et d'autres paramètres

Nous considérons seulement les boulons au regard du composant gousset.

3.6.1. Attache N3 – Moment dû à l'excentricité

Les effets de l'excentricité dépendent de la position des boulons comparativement à l'axe neutre mais aussi de leurs positions relatives.

Supposons le moment dû à l'excentricité égal à 0. Dans ce cas et quel que soit le boulon, nous obtenons dans le repère $\{h, v\}$:

$$|F_{V,b,Ed}| = 101,57 \text{ kN (valeur sans moment dû à l'excentricité)}$$

$$|F_{V,b,h,Ed}| = 67,03 \text{ kN (valeur sans moment dû à l'excentricité)}$$

$$|F_{V,b,v,Ed}| = 76,30 \text{ kN (valeur sans moment dû à l'excentricité)}$$

Valeurs à comparer aux résultats obtenus pour le boulon b_1 :

$$|F_{V,b,Ed}| = 164,03 \text{ kN (valeur avec moment dû à l'excentricité)}$$

$$|F_{V,b,h,Ed}| = 20,21 \text{ kN (valeur avec moment dû à l'excentricité)}$$

$$|F_{V,b,v,Ed}| = 162,78 \text{ kN (valeur avec moment dû à l'excentricité)}$$

3.6.2. Attache N3 – Influence du nombre de boulons et de l'entraxe p_1

Réduisons le nombre de boulons de 6 à 5 en supprimant le boulon noté b_6 (voir Figure B.14). Cette modification change la position du centre de gravité du groupe de boulons. Même si le moment dû à l'excentricité diminue, les charges de cisaillement de calcul par boulon augmentent. De plus, deux boulons (b_1 et b_3) ne satisfont plus le critère relatif aux résistances de calcul en pression diamétrale (voir tableaux ci-dessous).

Tableau B.25 Attache N3 – Composant gousset – Boulon b_1 – Réduction du nombre de boulons

Valeurs de calcul			Valeurs des résistances	
Nombre total de boulons	6	5		
$ F_{V,b1,Ed} $	164,03 kN	189,76 kN	$F_{S,Rd}$	197,68 kN
$ F_{V,b1,h,Ed} $	20,21 kN	28,43 kN	$F_{b,b1,h,Rd}$	165,19 kN
$ F_{V,b1,v,Ed} $	162,78 kN	187,62 kN	$F_{b,b1,v,Rd}$	169,16 kN

Tableau B.26 Attache N3 – Composant gousset – Boulon b_3 – Réduction du nombre total de boulons

Valeurs de calcul			Valeurs des résistances	
Nombre total de boulons	6	5		
$ F_{V,b1,Ed} $	146,49 kN	189,76 kN	$F_{S,Rd}$	197,68 kN
$ F_{V,b1,h,Ed} $	131,10 kN	182,40 kN	$F_{b,b1,h,Rd}$	165,19 kN
$ F_{V,b1,v,Ed} $	65,36 kN	52,36 kN	$F_{b,b1,v,Rd}$	169,16 kN

A ce stade, augmentons la valeur de l'entraxe p_1 de 65 à 75 mm. Ainsi, tous les boulons satisfont le critère. Regardons par exemple les résultats pour le boulon b_1 .

Tableau B.27 Attache N3 – Composant gousset – Boulon b_1 – Augmentation de l'entraxe p_1 à 75 mm

Valeurs de calcul		Valeurs des résistances	
$ F_{V,b1,Ed} $	180,06 kN	$F_{S,Rd}$	197,68 kN
$ F_{V,b1,h,Ed} $	28,74 kN	$F_{b,b1,h,Rd}$	225,70 kN
$ F_{V,b1,v,Ed} $	177,75 kN	$F_{b,b1,v,Rd}$	220,50 kN

3.6.3. Attache N1 – Influence du nombre de boulons

Réduisons le nombre de boulons de 4 à 3 en supprimant le boulon noté b_3 (voir Figure B.25). Le moment dû à l'excentricité décroît alors que les efforts de cisaillement de calcul par boulon augmentent Et les deux boulons (b_1 et b_2) ne satisfont plus de nouveau le critère relatif aux résistances de calcul en pression diamétrale (voir tableaux ci-dessous).

Tableau B.28 Attache N1 – Composant gousset – Boulon b_1 – Réduction du nombre total de boulons

Valeurs de calcul			Valeurs des résistances	
Nombre total de boulons	4	3		
$ F_{V,b1,Ed} $	166,22 kN	222,19 kN	$F_{S,Rd}$	197,68 kN
$ F_{V,b1,h,Ed} $	84,37 kN	57,25 kN	$F_{b,b1,h,Rd}$	154,22 kN
$ F_{V,b1,v,Ed} $	143,22 kN	214,69 kN	$F_{b,b1,v,Rd}$	264,38 kN

Tableau B.29 Attache N1 – Composant gousset – Boulon b_2 – Réduction du nombre total de boulons

Valeurs de calcul			Valeurs des résistances	
Nombre total de boulons	4	3		
$ F_{V,b1,Ed} $	190,82 kN	222,19 kN	$F_{S,Rd}$	197,68 kN
$ F_{V,b1,h,Ed} $	182,86 kN	207,52 kN	$F_{b,b1,h,Rd}$	264,38 kN
$ F_{V,b1,v,Ed} $	54,54 kN	79,38 kN	$F_{b,b1,v,Rd}$	257,60 kN

Afin de satisfaire le critère, il est nécessaire d'augmenter la valeur de l'entraxe p_1 de 65 à un minimum de 101 mm. Regardons par exemple les résultats pour le boulon b_1 .

Tableau B.30 Attache N3 – Composant gousset – Boulon b_1 – Augmentation de l'entraxe p_1 à 101 mm

Valeurs de calcul		Valeurs des résistances	
$ F_{V,b1,Ed} $	197,33 kN	$F_{S,Rd}$	197,68 kN