

# norme française

NF P 21-205-2

Mai 1995

DTU 31-3

---

## Charpentes en bois assemblées par connecteurs métalliques ou goussets

### Partie 2 : règles de conception et de calcul

---

E : Timber structures connected with metal plate fasteners or gussets - part 2 : design rules  
D : Durch metallische Verbindungsstücke oder Bindebleche verbundene Holztragwerke - Teil 2  
: Regeln für die Auslegung und Bemessung

---

#### Statut

Norme française homologuée par décision du Directeur Général de l'AFNOR le 20 avril 1995 pour prendre effet le 20 mai 1995.

#### Correspondance

A la date de publication du présent document, il n'existe pas de travaux européens ou internationaux sur le même sujet.

#### Analyse

Ce document est un document de mise en oeuvre de produits de bâtiment intervenant dans le domaine antérieurement couvert par un DTU.

Ce document définit des règles particulières de conception, de calcul et de mise en oeuvre des charpentes en bois dont les composants sont définis dans la norme P 21-101.

#### Descripteurs

**Thésaurus International Technique** : bâtiment, élément de construction, charpente en bois, assemblage, élément de fixation, connecteur, produit métallique, règle de conception, règle de calcul, résistance des matériaux, flambement, flèche, déformation, ancrage, contrainte admissible, stabilité.

#### Modifications

Inclut l'erratum de septembre 1995 paru dans le Cahier 2833.

## Sommaire

- Liste des auteurs
- 1 Domaine d'application
- 2 Références normatives
- 3 Dispositions générales
  - 3.1 Charges
    - 3.1.1 Charges permanentes
    - 3.1.2 Charges d'exploitation
    - 3.1.3 Charges d'entretien
    - 3.1.4 Surcharges climatiques
  - 3.2 Divers
  - 3.3 Cas de charges et nature des justifications de performances
- 4 Matériaux
  - 4.1 Caractéristiques des bois
    - 4.1.1 Casses de résistance (bois massifs)
    - 4.1.2 Bois massifs aboutés
    - 4.1.3 Modifications de contraintes admissibles
  - 4.2 Caractéristiques des assemblages
    - 4.2.1 Sécurité - stabilité
    - 4.2.2 Déformations
    - 4.2.3 Principes généraux
- 5 Prescriptions concernant le calcul des fermes
  - 5.1 Modélisation des fermes
    - 5.1.1 Positions et modélisations des appuis
    - 5.1.2 Cas particuliers
  - 5.2 Justifications
    - 5.2.1 Barres
    - 5.2.2 Assemblages
    - 5.2.3 Fermes
    - 5.2.4 Déplacements et flèches
  - 5.3 Stabilité
    - 5.3.1 Antiflambement des arbalétriers
    - 5.3.2 Justification des dispositifs d'antiflambement d'arbalétriers
    - 5.3.3 Antiflambement des autres barres

- Annexe A (normative) Poutres composites - détermination de la hauteur équivalente en flexion des poutres en deux pièces superposées connectées
  - A.1 Objet
  - A.2 Hypothèses
  - A.3 Principe de calcul
  - A.4 Dimension minimale des connecteurs
  - A.5 Application numérique
- Annexe B (informative) Antiflambement de pièce comprimée par adjonction d'une inertie - (méthode de calcul)
  - B.1 Par augmentation de l'inertie géométrique
    - A) Hypothèse
    - B) Calcul
  - B.2 Par addition d'une inertie externe
    - A) Hypothèse
    - B) Calcul
    - C) Exemple
- Annexe 3 (normative) Cas de charges et nature des justifications de performances
- Annexe D (informative) Exemples de solutions concernant les trémies d'escaliers, de conduits de fumées et d'accidents de couverture
  - D.1 Conduit de fumée
  - D.2 Fenêtres de toit, lucarnes, houteau sur fermes symétriques, sur dalle ou plancher indépendant
    - D.2.1 Passage entre ferme
    - D.2.2 Fermes coupées
  - D.3 Cage d'escalier Sur ferme en « A », sur dalle ou plancher indépendant
  - D.4 Fenêtre de toit, lucarne, houteau et cage d'escalier sur fermes symétriques à entrain porteur
  - D.5 Cage d'escalier sur ferme à entrain porteur
  - D.6 Fermes porteuses

Membres de la commission de normalisation

Président : M FLORENTIN

Secrétariat : M CRUBILE CTBA

- M AGOGLIATI INGENIEUR CONSEIL
- ANDRIAMITANTSOA CEBTP
- BERLAN ETS CHAMPEAU
- BIGER BUREAU VERITAS
- BLACHERE INGENIEUR CONSEIL
- BONCHE CMF
- BONNET CTBA
- BOULLARD CAPEB
- BOURDIN INFORMATIQUE BATIMENT
- CAILLAUD CONTROLE ET PREVENTION
- CETRE WOLF CONNEXION
- CHARMASSON TECHNOBOIS

- CLEMENT CIFIC
- COMPAROT GIPEN
- COMPIN UNFCSCMP
- COQUART ETS COQUART

#### MME COTTENET CTBA/BNBA

- M CROCHET AGINCO
- DALIGAND SYNDICAT INDUSTRIES DU PLATRE
- DEMANGE CTBA/BNBA
- ESCUDIE CALVIGNAC RAMBERT
- FLORENTIN CTBA
- FONTAN CSTB
- GORDY BUREAU VERITAS
- DE GRANDPRE BATCO FRANCE
- GUILLOUX SIGA
- HUC FNIBB
- DE IRIGOYEN ERIBOIS
- JACOB ENTREPRISE JACOB
- JUHEM INGENIEUR CONSEIL
- DE LADONCHAMPS SNFMI
- LAMADON CEP
- LECOMTE INGENIEUR CONSEIL
- LOBEL INGENIEUR CONSEIL
- MARAINE INFORMATIQUE BATIMENT SA
- MONTHARRY SCIC
- N'GUYEN INGENIEUR CONSEIL
- NUSSBAUMER STANLEYBOSTITCH FRANCE
- PARCILLE INGENIEUR CONSEIL
- PETETIN CTBA
- PREZIOSA INGENIEUR CONSEIL
- ROLLET ETS BLANVILLAIN
- SOUBAIGNE SOCIETE SOUDAIGNE
- TAN THANH MITEK INDUSTRIE
- TARRADE UNFSA
- TEYSSANDIER ISOROY SA
- TRINH CETEN APAVE
- VIDON SOCOTEC

## 1 Domaine d'application

Ce document a pour objet de définir les règles particulières de conception et de calcul des charpentes en bois appartenant au paragraphe défini ci-après, en application de la réglementation en vigueur en France pour la construction, notamment des Règles de Conception et de Calcul des Charpentes en Bois (NF P 21-701, référence DTU Règles CB 71).

Il s'applique aux composants définis par la norme P 21-101, c'est-à-dire aux fermes et poutres totalement ou partiellement triangulées assemblées par goussets ou connecteurs métalliques (dites aussi « fermes-chevrons » ou fermes industrialisées).

Les fermes ou poutres faisant appel, pour leurs assemblages, à des techniques de collage dont dépend leur sécurité ne font pas partie du domaine d'application de ce document.

Ne sont concernées par ce document que les charpentes triangulées assemblées par goussets ou connecteurs et dont les éléments sont faits de pièces d'une épaisseur supérieure ou égale à 35 mm.

Pour des portées entre appuis consécutifs supérieures à 15 m, cette épaisseur minimale est portée à 47 mm ou à deux fois 35 mm, par jumelage solidaire de deux fermes, réalisé en atelier. (On entend par jumelage la réalisation d'une ferme par l'assemblage côte-à-côte de deux fermes identiques rigidement liées.)

L'emploi de cloisons maçonnées portées par la charpente (dans le cas de combles habitables par exemple) n'est pas

permis dans le cadre de ce document.

## 2 Références normatives

Ce document comporte par référence datée ou non datée des dispositions d'autres publications. Ces références normatives sont citées aux endroits appropriés dans le texte et les publications sont énumérées ci-après. Pour les références datées, les amendements ou révisions ultérieurs de l'une quelconque de ces publications ne s'appliquent à ce document que s'ils y ont été incorporés par amendement ou révision. Pour les références non datées, la dernière édition de la publication à laquelle il est fait référence s'applique.

### NF EN 385

Aboutages à entures multiples dans les bois de construction Exigences - de performances et prescriptions minimales de fabrication (indice de classement : P 21-360) <sup>1</sup>.

### NF B 50-003

Bois - Vocabulaire.

### NF B 52-001-4

Règles d'utilisation du bois dans les constructions - Partie 4 : Classement visuel pour l'emploi en structure des principales essences résineuses et feuillues.

### B 52-001-5

Règles d'utilisation du bois dans les constructions - Partie 5 : Caractéristiques mécaniques conventionnelles associées au classement visuel des principales essences résineuses et feuillues utilisées en structure.

### NF P 06-001

Bases de calcul des constructions - Charges d'exploitation des bâtiments.

### NF P 06-002

Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions (Référence DTU Règles NV 65).

### NF P 06-003

Règles parasismiques 1969 et annexes (Référence DTU Règles PS 69).

### NF P 06-006

Actions de la neige sur les constructions (Référence DTU Règles NV 84).

### P 21-101

Éléments industrialisés de charpente en bois - Spécifications.

### NF P 21-205-1

Charpentes en bois assemblées par connecteurs métalliques ou goussets - Partie 1 : Règles de mise en oeuvre (Référence DTU 31.3).

### NF P 21-701

Règles de calcul et de conception des charpentes en bois (Référence DTU Règles CB 71).

<p><sup>1</sup> En préparation</p>
--

Directives UEATC des connecteurs métalliques pour charpente en bois.

## 3 Dispositions générales

### 3.1 Charges

#### 3.1.1 Charges permanentes

Il s'agit des charges permanentes de structure (poids propre) des remplissages et isolations, des couvertures et des équipements fixes, qui doivent être évaluées en fonction de leurs masses réelles. Il s'agit aussi des charges des cloisons de distribution dont les valeurs de charges équivalentes uniformément réparties sont données par la norme NF P 06-001, lorsque la répartition transversale en est assurée par le plancher.

Une part des charges d'exploitation, au moins égale à 20 % et variable selon la destination des locaux concernés, doit être considérée comme permanente.

Une part de la surcharge de neige normale peut éventuellement être considérée comme permanente (voir 3.1.4).

#### 3.1.2 Charges d'exploitation

Il s'agit des charges de plancher définies par la norme NF P 06-001, sauf dispositions contractuelles.

En raison du mode d'exploitation habituel des combles aménageables, il est admis dans ce document de ne pas tenir compte de la majoration pour petites surfaces (sauf clause particulière des documents particuliers du marché).

Pour les fermes à entrait porteur étudiées en chargement dissymétrique (cas 3 du tableau 1), les charges

d'exploitation du plancher sont considérées comme dissymétriques s'il existe au moins un appui intermédiaire sous la zone aménageable du comble. On réduit alors de moitié la charge d'exploitation sur la travée la plus courte.

Tableau 1

Pente (a) (°)	Coefficient de réduction
$a \leq 15$	0,85
$15 < a \leq 18$	0,80
$18 < a \leq 22$	0,75
$22 < a \leq 25$	0,70
$a > 25$	0,65

### 3.1.3 Charges d'entretien

Les charges d'entretien doivent être prévues, telles qu'elles sont définies par la norme NF P 06-001.

Elles doivent être appliquées pour les barres d'arbalétriers, et pour les barres d'entrants des combles perdus, dans les zones où la hauteur libre pour la circulation au-dessus de ces barres est au moins égale à 1,20 m.

### 3.1.4 Surcharges climatiques

Elles sont définies pour la neige et le vent par les Règles Neige et Vent en vigueur.

**Neige normale :** Dans certains cas exceptionnels, en fonction de l'altitude (et sur clause spéciale des documents particuliers du marché), une portion de cette charge (à définir) est éventuellement considérée comme permanente à l'égard de l'évaluation des déplacements. NOTE

#### **Vent perpendiculaire au faîtage**

Les fermes dissymétriques (par la pente, la position des potelets, la longueur des parties libres d'arbalétrier, par exemple) doivent faire l'objet de deux études distinctes (une pour chaque sens du vent).

#### **Demi-neige normale dissymétrique**

Telle que définie par les règles Neige et Vent et le versant le moins chargé étant situé sous le vent.

#### **Surpression ou dépression intérieure**

Les deux cas suivants, au moins, doivent être étudiés :

- vent normal perpendiculaire au faîtage : On retient pour ce cas la présence d'une dépression intérieure sur la totalité des rampants de couverture ;
- vent extrême perpendiculaire ou parallèle au faîtage : On retient pour ce cas la présence d'une surpression intérieure sur la totalité des rampants de couverture.

Les charges ponctuelles (amenées par d'autres fermes, chevêtres ou équipements tels que conduits de fumées) doivent être considérées comme telles.

### 3.2 Divers

Certaines fonctions ou sollicitations autres que celles traitées dans le présent paragraphe peuvent être imposées à la charpente. Elles doivent alors être explicitées par les documents particuliers du marché.

Il s'agit notamment des aspects suivants :

- rigidité particulière en fonction de certains matériaux associés à la structure ou de certaines caractéristiques d'exploitation ;
- résistance à des sollicitations particulières prévisibles en matière de transport, manutention, mise en oeuvre ;
- résistance à des sollicitations dynamiques alternées ou non ;
- stabilisation par la charpente étudiée d'autres éléments ou structures (long-pans, pignons, etc.) ;
- stabilité au feu.

### 3.3 Cas de charges et nature des justifications de performances

Les combinaisons et pondérations de charges définies par la norme NF P 21-701 (Référence DTU Règles CB 71) s'appliquent.

L'annexe C donne la liste des cas de charges à appliquer à la structure et des vérifications correspondantes à effectuer, quant à son comportement.

Le détail des critères de justification à satisfaire pour les diverses performances figure à l'article 6.

## 4 Matériaux

Les matériaux utilisables dans le cadre de ce document sont les bois massifs, les bois lamellés-collés et les lamibois (définis par la norme NF B 50-003, item 37, et dans la mesure où ils ont fait l'objet des essais nécessaires à leur qualification).

L'humidité de référence, pour les dimensions des pièces de bois massif, est fixée à 20 %.

### 4.1 Caractéristiques des bois

#### 4.1.1 Casses de résistance (bois massifs)

Les bois massifs résineux (sapin, épicéa, pin sylvestre, pin maritime, pin laricio, douglas) ou de peuplier utilisés pour la réalisation des fermes correspondant au domaine d'application de ce document doivent appartenir à l'une des classes de résistance définies par la norme NF B 52-001-4.

#### 4.1.2 Bois massifs aboutés

Les bois aboutés ne sont admis que dans le cas où la réalisation et la qualité des aboutages collés sont conformes à la norme européenne EN 385. Ils doivent être l'objet d'une certification de qualité.

#### 4.1.3 Modifications de contraintes admissibles

Les modifications de contraintes et limites élastiques en flexion, définies dans la norme NF P 21-701 (Référence DTU Règles CB 71) pour des hauteurs de flexion différentes de 15 cm, ne sont pas applicables.

Aucune correction des contraintes admissibles et des modules d'élasticité instantanés en fonction de l'humidité ne doit être appliquée lorsque les conditions d'exploitation de l'ouvrage ne conduisent pas l'humidité du bois à dépasser 18 %.

### 4.2 Caractéristiques des assemblages

On doit tenir compte, dans le calcul des structures (efforts et déformations) des glissements d'assemblages.

Pour les assemblages de goussets faisant exclusivement appel à des techniques de collage, la justification des caractéristiques de résistance et de rigidité fait l'objet de méthodes particulières non traitées ici.

#### 4.2.1 Sécurité - stabilité

Les assemblages mécaniques par pointes, boulons, connecteurs sont supposés, pour les calculs de stabilité, avoir une limite élastique conventionnelle déduite de l'effort admissible par le coefficient multiplicateur 1,75. NOTE La limite d'élasticité d'un assemblage est la valeur de l'effort au delà duquel les déformations instantanées ne sont plus exactement réversibles.

#### 4.2.2 Déformations

Les modules de glissements des assemblages sont évalués sur la base de résultats d'essai (se reporter, pour les connecteurs, métalliques aux dispositions du paragraphe 4.2). Le fluage des assemblages est supposé égal à celui des bois assemblés.

#### 4.2.3 Principes généraux

Les efforts admissibles dans les connecteurs à dents et les goussets d'assemblages sont définis, pour chaque procédé, à l'aide d'essais (selon l'annexe A de la norme P 21-101 ou selon les directives UEATC ou selon les normes européennes en préparation), sur des éprouvettes d'assemblages faisant intervenir en particulier l'orientation relative des connecteurs, du fil du bois et de l'effort ; ils correspondent à un coefficient de sécurité de 2,75 par rapport à la moyenne des ruptures et à un glissement de l'assemblage inférieur ou égal à 1 mm ; ils sont donnés en décanewtons par centimètre carré de recouvrement d'un bois par un connecteur ou par unité d'assemblage (voir aussi l'annexe A de la norme P 21-101), et rapportés à une masse volumique nominale de 450 kg/m<sup>3</sup>.

Un effort admissible en décanewtons par centimètre de joint est défini également pour chaque type de connecteur ou de gousset à la suite d'essais. Il correspond à un coefficient de sécurité de 2,5 et est donné d'une part en traction, d'autre part en cisaillement, et en fonction, si nécessaire, de l'angle de sollicitation.

## 5 Prescriptions concernant le calcul des fermes

### 5.1 Modélisation des fermes

Les calculs sont conduits avec les hypothèses suivantes :

- le modèle de calcul doit être constitué par des barres correspondant aux lignes d'épure des éléments ;
- les lignes d'épure de tous les éléments doivent être situées à l'intérieur de ceux-ci ;
- les lignes d'épure des éléments périphériques doivent correspondre à leur fibre neutre ;
- on considère que les assemblages par connecteurs ou goussets sont articulés ;
- les chargements uniformes sont appliqués aux longueurs des barres du modèle de calcul ;
- tous les contacts d'appui avec l'infrastructure sont considérés, soit comme rotules, soit comme appuis roulants la prise en compte de deux appuis rapprochés distincts n'est admise que sous certaines conditions (voir b) en 5.1.2) ;
- dans le cas des fermes sans entrain porteur incorporé, mises en oeuvre sur les planchers dont la raideur ne peut pas être considérée comme très grande devant celle de la ferme (planchers en bois par exemple), la raideur du plancher aux points d'appuis de la ferme (appuis de jambettes en particulier) doit être incorporée dans le modèle statique de la ferme (appui élastique, barre fictive, entrain fictif équivalent, etc.) et on utilise des hypothèses de liaison en ces points qui correspondent aux dispositions réelles prévues pour la mise en oeuvre, en vérifiant leur aptitude à reprendre les efforts de traction entre fermes et planchers ;
- on tient compte de la continuité des barres ;
- la géométrie du modèle de calcul doit correspondre aux sections figurant au plan de fabrication.

#### a) épure de calcul, principes généraux

Tous les types de fermes constituées de barres à inertie constante (en bois massif, lamibois, lamellé-collé ou reconstituées en pièces connectées ou à âme continue) doivent être modélisées pour le calcul selon des segments de droites confondus avec leur fibre neutre en flexion (avec leur axe de symétrie pour les pièces de section symétrique). Les noeuds doivent en général être situés au point de concours des fibres neutres des barres.

Les barres périphériques, arbalétriers et entrains notamment, sont « prioritaires » par rapport aux barres internes du treillis. Il en découle que :

- les altérations de position des barres du modèle de calcul (par rapport aux fibres neutres des pièces définies au plan de fabrication) doivent être faites en premier lieu (et si possible exclusivement) sur les barres internes ;
- les longueurs des barres du modèle doivent être égales aux distances entre points d'épure tels que définies au plan de fabrication.

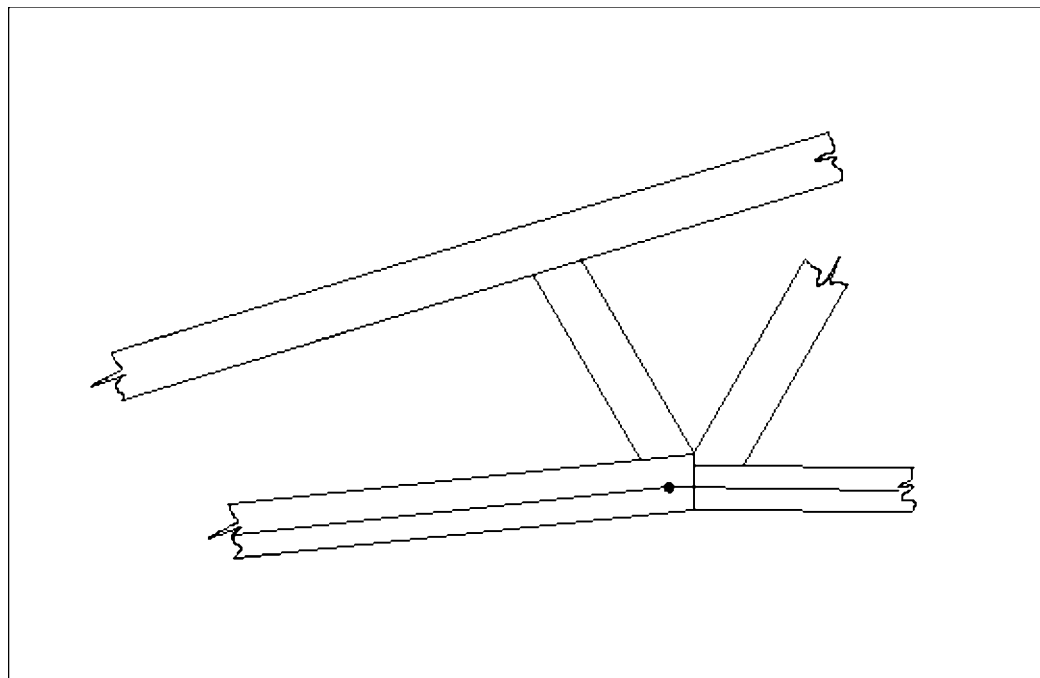
#### b) cas particuliers

A un noeud d'assemblage entre une pièce périphérique rectiligne (arbalétrier ou entrain) et une ou plusieurs pièces internes, la position du noeud de calcul est définie par le point de concours unique des axes de ces pièces avec celui de la pièce périphérique quand cela est possible. A défaut, la position du noeud de calcul est déterminée, sur l'axe d'une pièce périphérique, de manière à ce que les segments de droites servant à modéliser les pièces secondaires soient intégralement contenus dans la largeur des pièces de bois concernées, telles que prévues au plan de fabrication.

A un noeud d'assemblage entre deux barres de pentes différentes d'une pièce périphérique (arbalétrier ou entrain) et une ou plusieurs pièces secondaires, la position du noeud de calcul est définie par l'intersection des fibres neutres des deux barres périphériques (voir figure 1).

Figure 1 Noeud défini par des barres périphériques





Dans les cas où l'on ne peut pas respecter les règles du présent article, les défauts de concourance des fibres neutres des barres doivent être incorporés au modèle de calcul sous la forme de barres fictives supplémentaires.

Les arbalétriers de la partie supérieure de la ferme au-dessus de l'entrait haut d'un comble habitable, lorsque cette partie est préfabriquée séparément, perdent leur priorité pour la détermination des positions de noeud du modèle et leurs positions peuvent être altérées comme celles des barres secondaires. On peut adopter, pour ces barres, une épure de calcul alignée sur celle de l'arbalétrier principal.

Pour les entrails composés (dans une zone de comble habitable par exemple) de deux pièces superposées et connectées, on conserve, pour le calcul, l'axe neutre de la pièce inférieure, en continuité avec les parties non renforcées de l'entrait.

### c) cas des assemblages entre arbalétriers et entrails

Si le point de concours des fibres neutres des deux barres se situe en dehors du bois, si ce point est extérieur à l'appui réel et si la longueur de contact entre les deux pièces est au moins égale à la longueur de l'assemblage nécessaire à la reprise de l'effort de cisaillement parallèle à ce joint, il est admis d'altérer l'inclinaison de l'une ou l'autre des premières barres d'arbalétrier ou d'entrait pour ramener le point de concours, au plus, à la limite du bois. Toutefois, dans le cas d'un décalage intérieur de l'appui (voir 6.1.2), la position du noeud de calcul peut être rapprochée de celle du noeud d'appui (en restant sur la fibre moyenne de l'entrait) sous réserve que la barre du modèle ne sorte pas de la coupe de l'arbalétrier (voir figure 2).

Figure 2 Exemples d'altérations d'épure admises

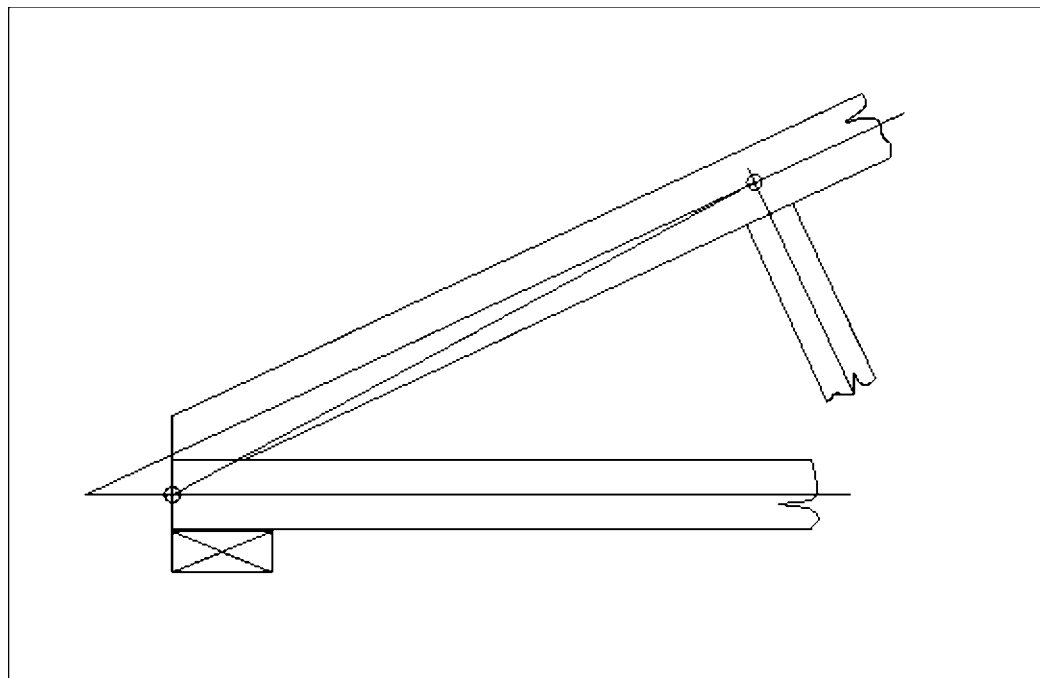
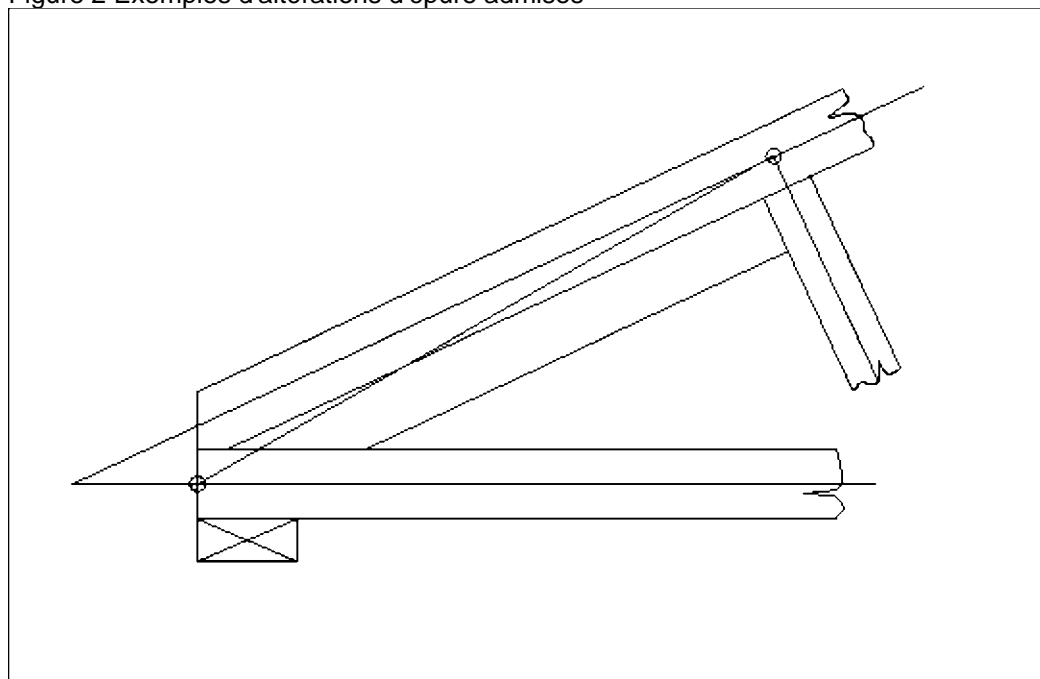


Figure 2 Exemples d'altérations d'épure admises



Si la longueur de contact entre les deux pièces de bois est inférieure à la longueur de l'assemblage nécessaire à la reprise de l'effort de cisaillement parallèle à ce joint, il faut prévoir l'adjonction d'une pièce de doublage de l'arbalétrier ou de l'entrait. Cette pièce et celle qu'elle double sont alors modélisées comme une barre unique partant du noeud précédent de la barre doublée et aboutissant au même point d'épure que celui qui résulterait de l'application du premier alinéa. La section totale de la pièce doublée doit assurer une concourance à l'intérieur du bois, et si tel n'est pas le cas, une barre fictive supplémentaire (verticale le plus souvent) doit être incorporée au modèle de calcul.

### 5.1.1 Positions et modélisations des appuis

Les appuis doivent être matérialisés par des noeuds.

Les noeuds d'appuis sont confondus avec les noeuds de triangulation lorsque la zone de contact des éléments recouvre la longueur de l'appui sur au moins 5 cm.

Dans le cas contraire, on doit créer un noeud d'appui spécifique.

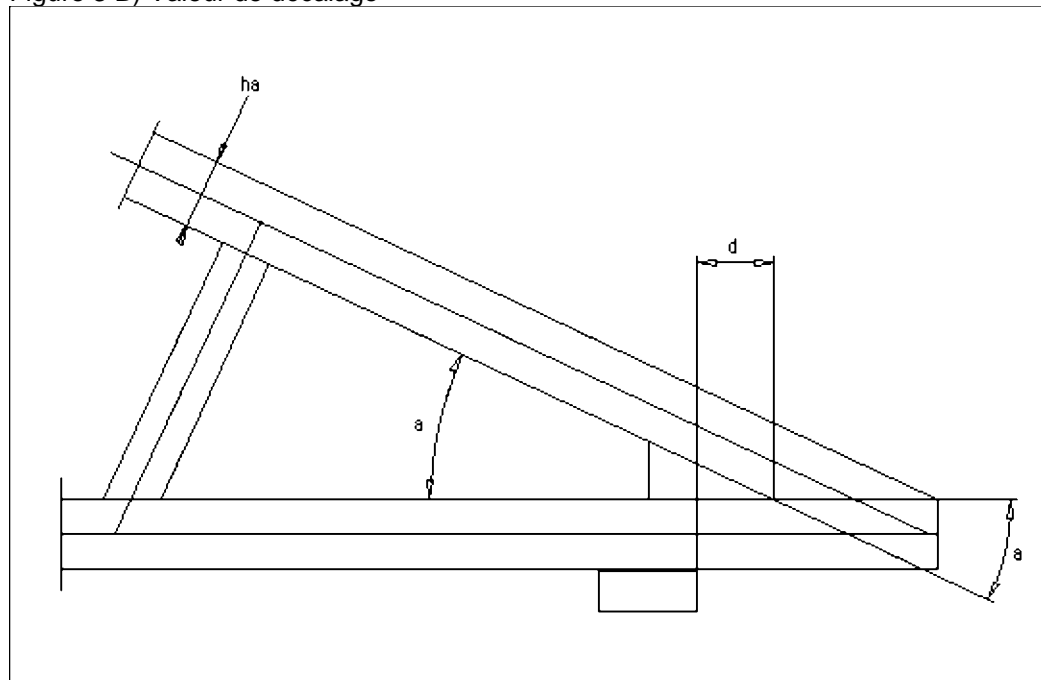
Il n'est pas admis d'écarter les moments sur appui.

Pour les barres d'appui très courtes (représentant un potelet ou écoinçon) les glissements d'assemblages, très grands par rapport à la déformation élastique de bois, conduisent à utiliser, si ces glissements ne sont pas pris en compte directement par la méthode de calcul, un module d'élasticité axial réduit ; une valeur égale au dixième de celle du bois est recommandée.

### A) Décalage d'appui intérieur et dispositions constructives

On désigne par,  $d$ , la valeur du décalage, définie comme la distance horizontale entre l'extrémité intérieure de la coupe d'arbalétrier et le point le plus proche de l'appui (voir figure 3b). Il n'est pas admis, dans le cadre de ce document, de décalage supérieur à 50 cm. Si tel est le cas, une barre supplémentaire doit être adjointe pour assurer la triangulation du noeud d'appui.

Figure 3 B) Valeur de décalage



Dans le cas d'un décalage inférieur ou égal à 50 cm, la mise en oeuvre d'un écoinçon ou d'un potelet est nécessaire. NOTE

Il est suggéré de ne recourir à l'emploi d'un écoinçon que si :

$$hA > (d + 5) \times \tan a$$

où :  $hA$  est la hauteur de section de l'arbalétrier ;

$a$  est l'angle entre arbalétrier et entrain ;

$d$  (décalage) et  $hA$  étant exprimés en centimètres, car cette condition permet seule de récupérer la chute de la coupe d'arbalétrier comme écoinçon.

Figure 3 A) Critère de non décalage d'appuis

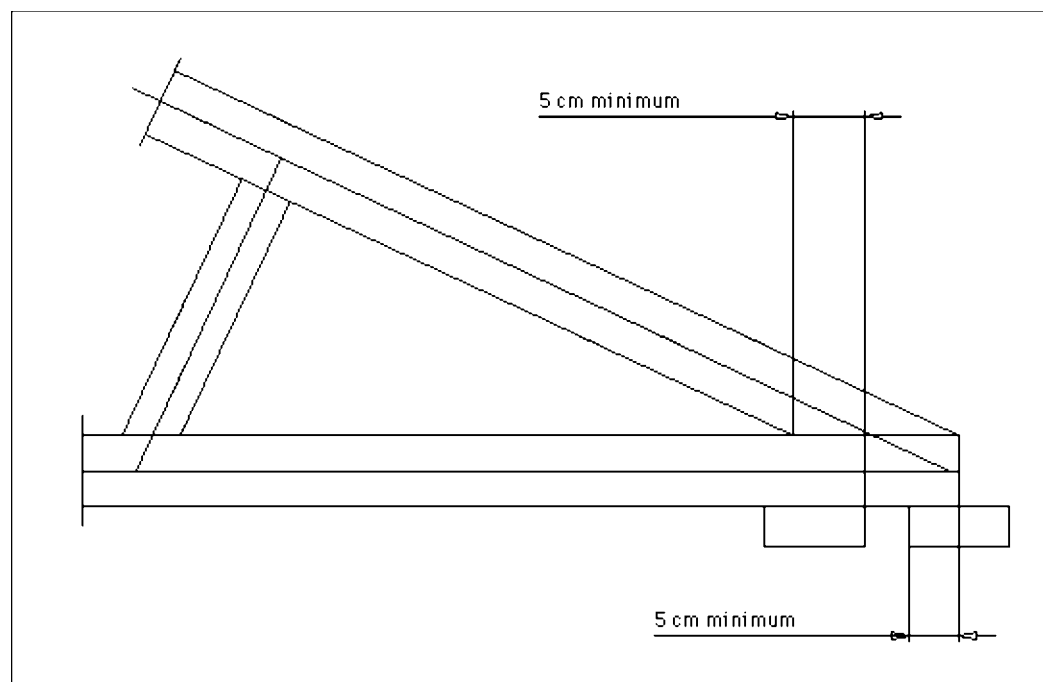
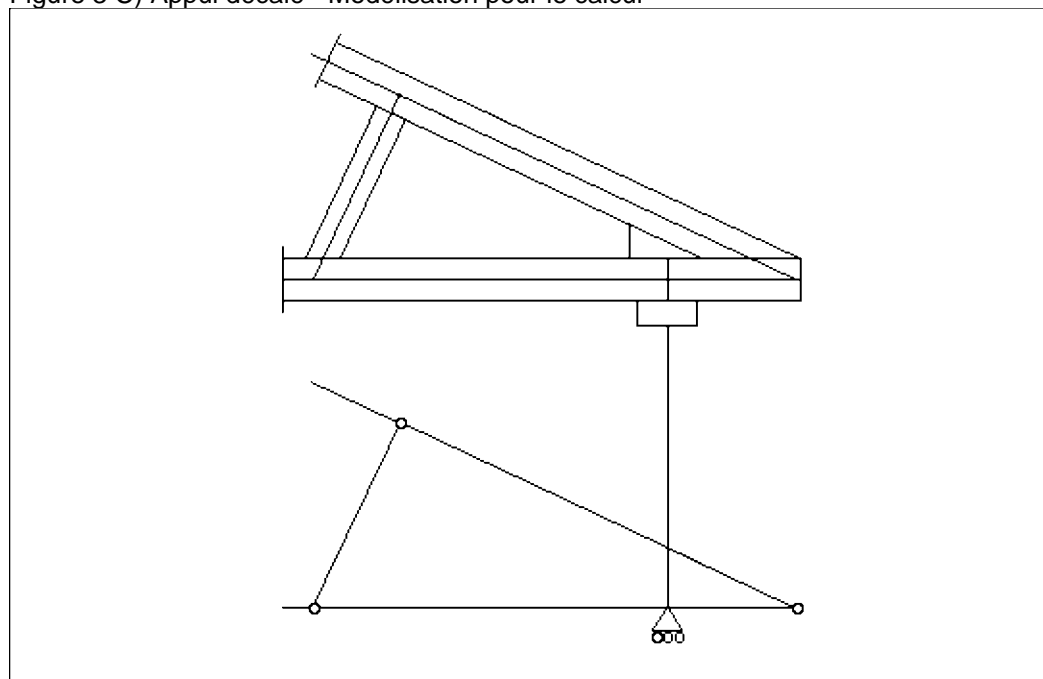


Figure 3 C) Appui décalé - Modélisation pour le calcul



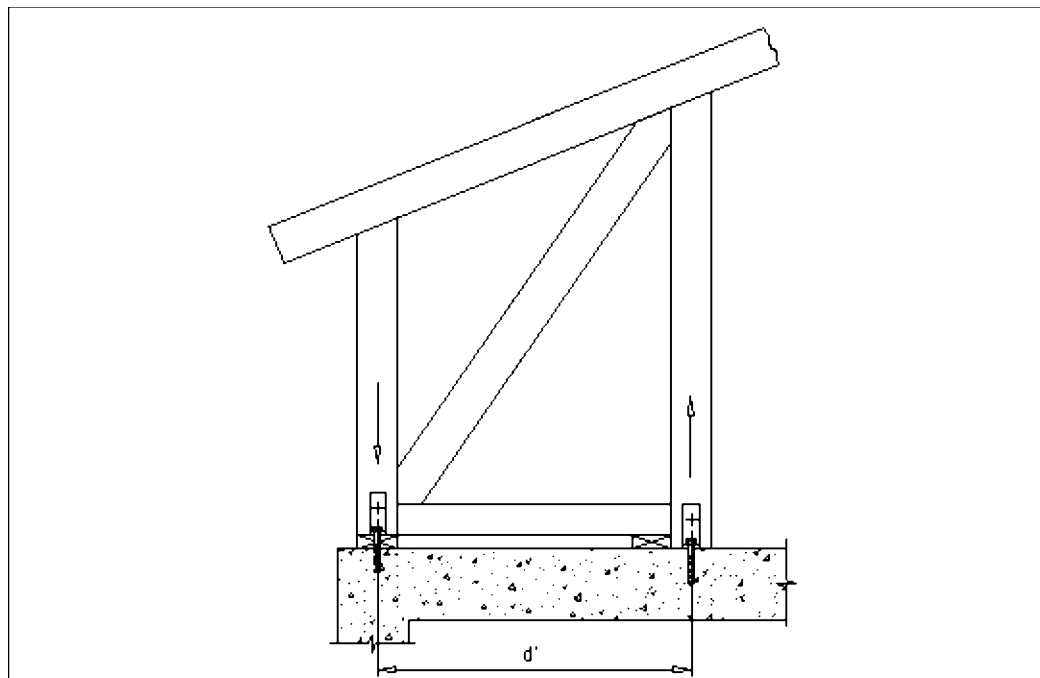
Dans tous les cas de décalages, la vérification par calcul doit porter aussi sur les contraintes de flexion et de cisaillement. L'écoîçon doit être assemblé à l'arbalétrier et à l'entrait, au même titre qu'un potelet, par un ou des connecteurs suffisants pour transmettre l'effort que l'on y a calculé.

L'axe du potelet doit être situé dans l'axe de l'appui ou à 5 cm au moins à l'intérieur de l'appui. Lorsqu'un potelet ou un écoîçon est mis en oeuvre pour satisfaire le présent article, il doit être incorporé au modèle de calcul, comme toute autre barre interne.

### B) Reprises d'arrachement dans le cas d'appuis rapprochés

La transmission de couples à l'infrastructure (entraînant des efforts locaux d'arrachement d'ancrage) par deux appuis rapprochés n'est admise que si la distance entre ceux-ci est au moins égale à 40 cm. La résistance, la rigidité et la fiabilité des dispositifs de reprise des efforts d'arrachement doivent être justifiées (voir figure 4).

Figure 4 Reprise d'arrachement



### C) Technologie des appuis

Pour les fermes dont les appuis du modèle sont constitués par une rotule et un ou plusieurs appuis roulants, et lorsque le déplacement (calculé sous cas de charge 1) d'un appui roulant n'excède pas 5 mm, on admet l'emploi d'appareils d'appuis de technologie simple (équerrés, boîtiers) qui présentent de faibles rigidités en déplacement horizontal.

Cette simplification n'est admissible que sous réserve que la portée entre appuis de la ferme n'excède pas 18 m. Dans tous les cas, les appareils d'appuis doivent présenter des caractéristiques de résistance et de rigidité compatibles avec les hypothèses et les résultats de calcul propres à chacun des appuis.

## 5.1.2 Cas particuliers

### A) Fermes dissymétriques de chien-assis (voir figure 5)

Figure 5 Fonctionnement et modélisations de ferme dissymétrique a) Une liaison entre ferme et couronnement façade de chien-assis ne peut pas, le plus souvent, s'opposer à la poussée de la ferme

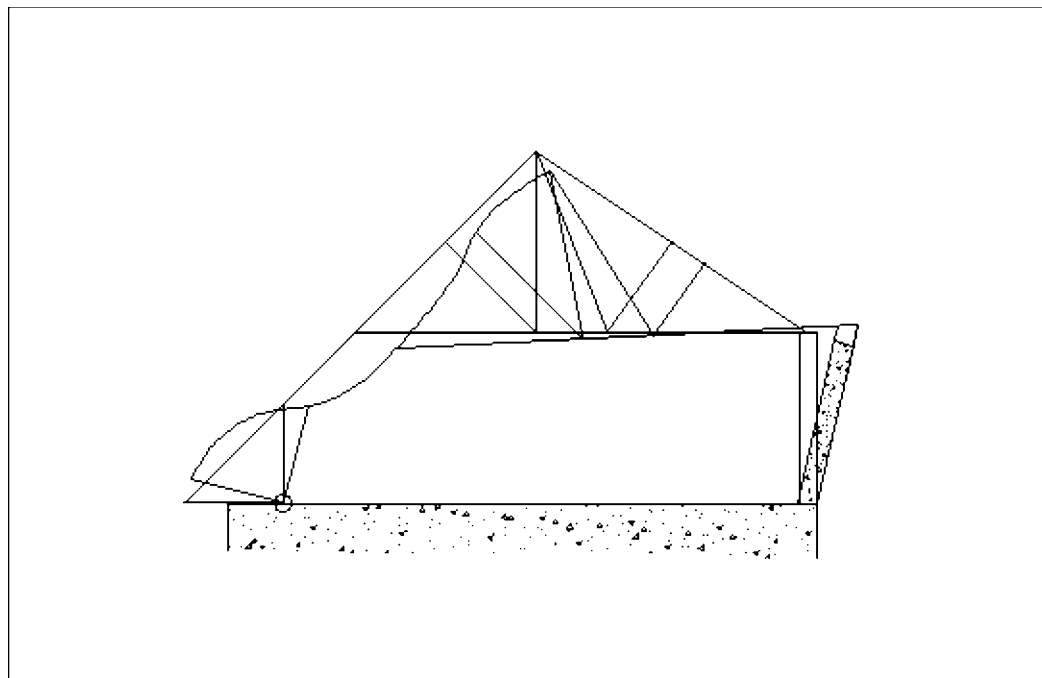


Figure 5 Fonctionnement et modélisations de ferme dissymétrique b) Efforts aux appuis

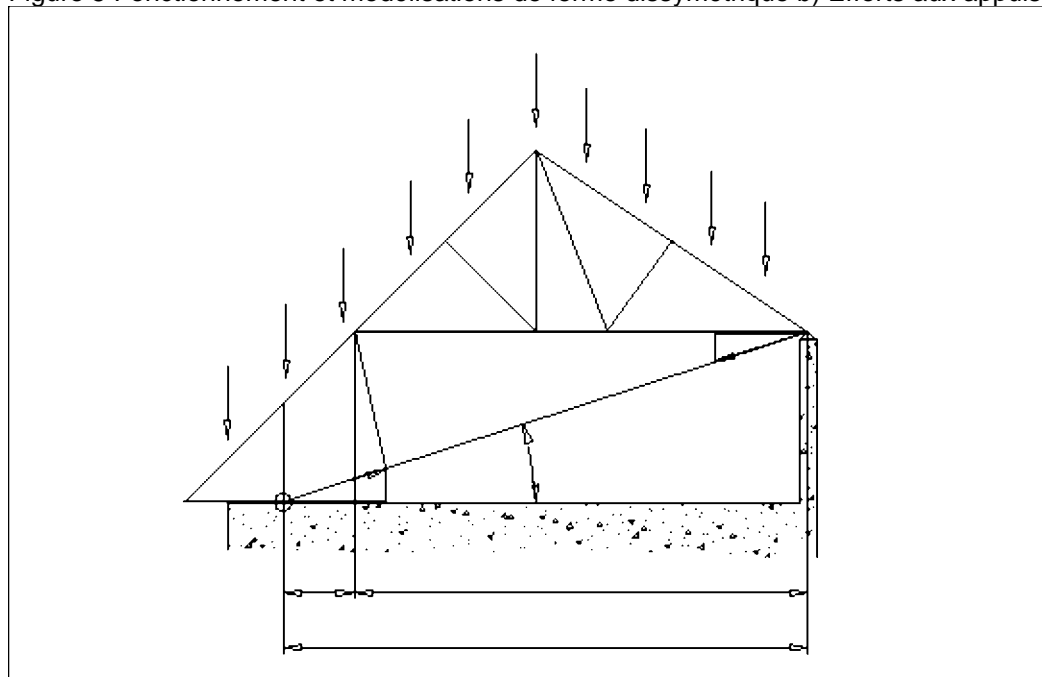


Figure 5 Fonctionnement et modélisations de ferme dissymétrique c) Transfert de poussées par une poutre de poussée horizontale

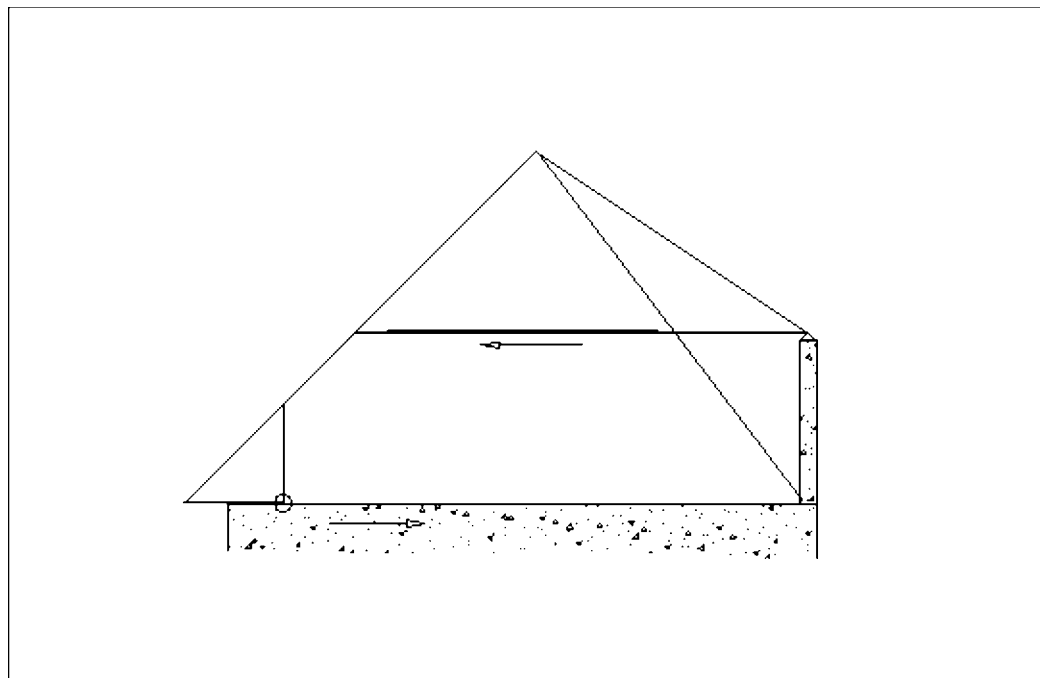


Figure 5 Fonctionnement et modélisations de ferme dissymétrique d) Schéma statique pour calculs

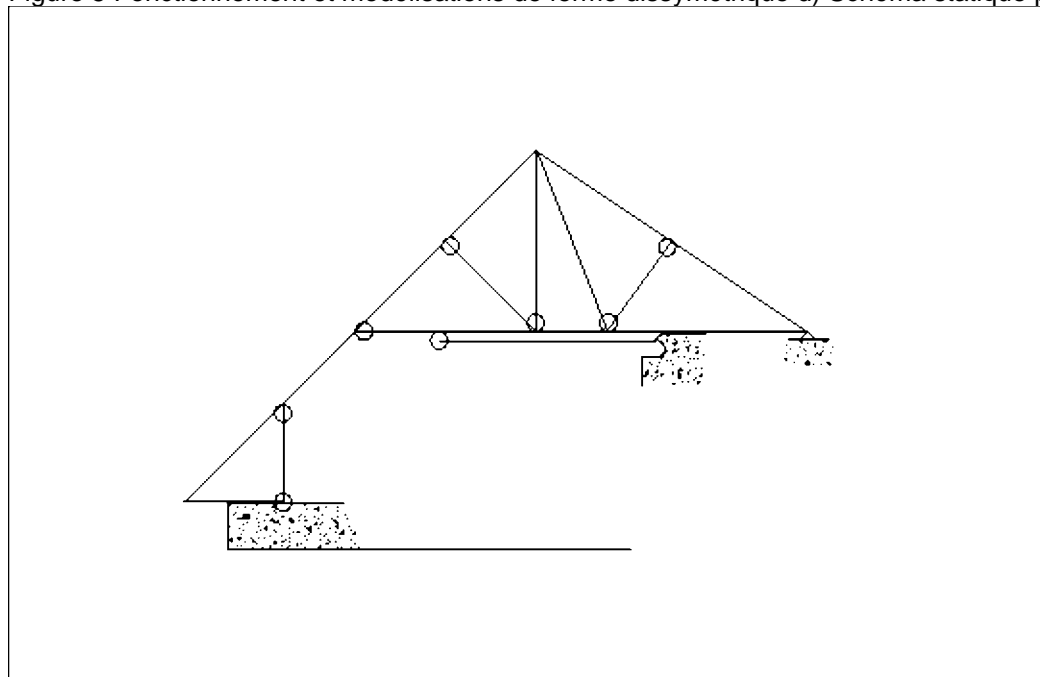


Figure 5 Fonctionnement et modélisations de ferme dissymétrique e) Création d'un appui par poutre verticale

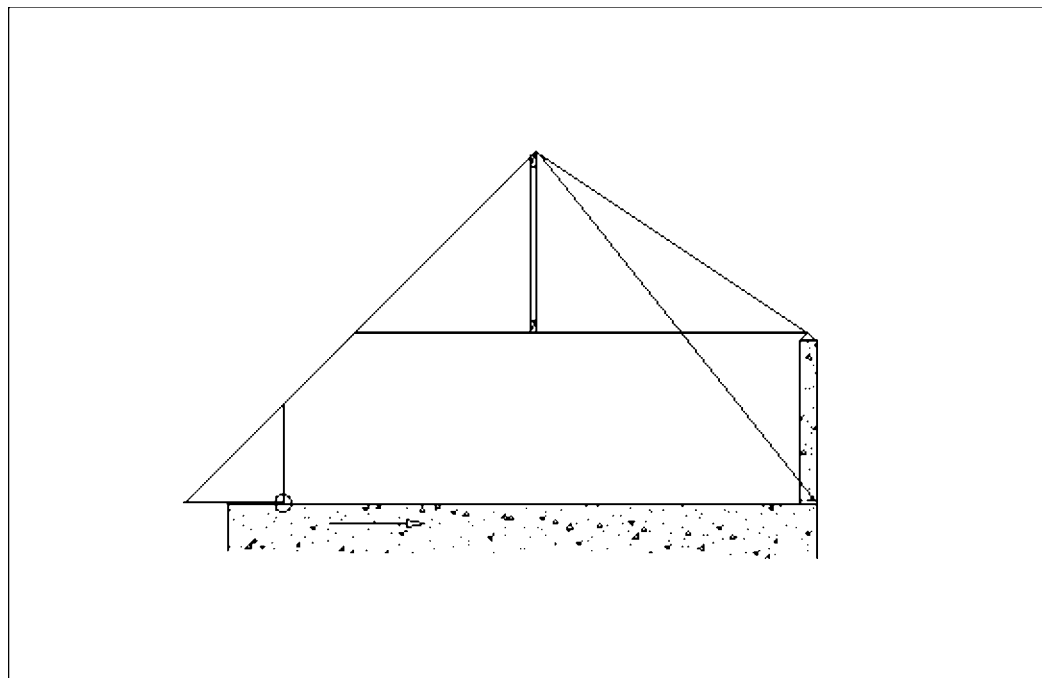
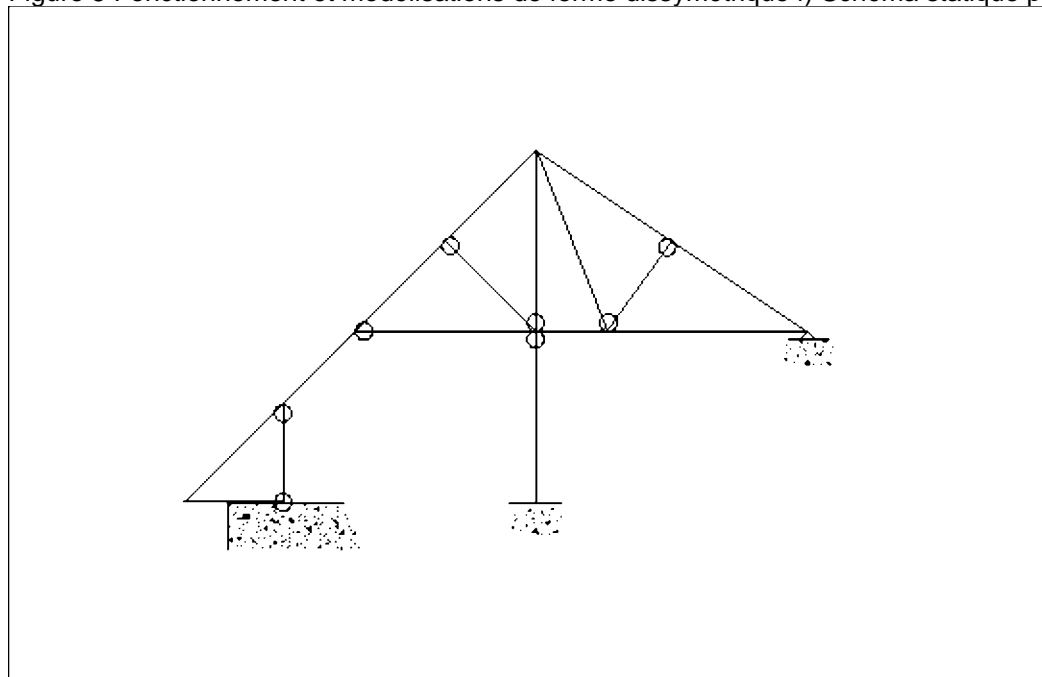


Figure 5 Fonctionnement et modélisations de ferme dissymétrique f) Schéma statique pour calculs



Il est question ici des fermes de combles habitables prenant appui à deux niveaux différents (sablère haute de façade de lucarne et plancher inférieur par exemple), en y appliquant, sous chargement vertical, des poussées horizontales que l'infrastructure ne permet pas de reprendre, en raison d'une insuffisance de résistance ou de rigidité.

La mise en oeuvre d'un dispositif de reprise de la poussée (poutre longitudinale dans le plan des entrants), d'une poutre chevrete longitudinale fournissant un appui supplémentaire aux fermes, ou toute combinaison des deux systèmes, est alors nécessaire. Le calcul doit être conduit comme indiqué en 5.2.3.

### B) Fermes supports de chevêtres

Quel que soit le nombre de fermes coupées pour faire place à des trémies, les fermes supports de chevrete sont dimensionnées en fonction de leur surcharge et de manière à respecter les mêmes critères de sécurité et rigidité que les fermes adjacentes.

Leurs déformations doivent être compatibles avec celles des fermes adjacentes et avec la nature des matériaux utilisés.



**C) Fermes de pignons, support de bardage**

Ces fermes doivent faire l'objet des justifications rendues nécessaires par les sollicitations particulières auxquelles elles sont soumises (par les efforts de vent notamment).

**5.2 Justifications****5.2.1 Barres****A) Calcul des barres**

Les barres comprimées avec risque de flambement doivent être vérifiées conformément au paragraphe 4.9.34 de la norme NF P 21-701 (Référence DTU Règles CB 71) sauf prescriptions particulières indiquées ci-après.

Les barres soumises à une flexion composée doivent être vérifiées à l'aide des formules suivantes :

$$\text{Flexion + traction} = \frac{\text{Contrainte de traction}}{\text{Contrainte admissible de traction}} + \frac{\text{Contrainte de flexion}}{\text{Contrainte admissible de flexion}} \leq 1$$

$$\text{Flexion + compression} = \frac{\text{Contrainte de compression}}{\text{Contrainte admissible compression} \times K} + \frac{\text{Contrainte de flexion}}{\text{Contrainte admissible flexion}} \leq 1$$

en considérant successivement le flambement selon le plan de ferme et perpendiculairement à celui-ci.

**B) Calcul du coefficient de flambement K**

Ce coefficient est calculé selon la norme NF P 21-701 (Référence DTU Règles CB 71) paragraphes 4,932 à 4,934.

**C) Longueurs de flambement**

Pour la vérification selon le plan de la ferme des barres périphériques de fermes totalement triangulées (continues sur au moins deux travées et recevant une charge uniformément répartie génératrice de flexion), on doit prendre une longueur de flambement égale à 0,8 fois la longueur d'épure de la barre.

Pour la vérification (dans le plan de ferme ou dans un plan perpendiculaire) des barres internes comprimées, la longueur totale de la barre est retenue.

Pour ce qui concerne le flambement perpendiculaire au plan de ferme des barres périphériques comprimées (arbalétriers notamment), la longueur de flambement ( $L_f$ ) est définie comme suit, lorsque l'antiflambement est assuré par des dispositifs de type A, B ou C :

$$L_f = c \times e$$

où :

- e est l'entraxe des fermes ; et
- c = 0,9 pour les fermes n'excédant pas 9 m de portée ;
- c = 1,1 pour les fermes ayant une portée au moins égale à 11 m ;
- c est la portée en décimètres pour les valeurs intermédiaires.

On entend ici par « portée », la plus grande distance entre deux appuis consécutifs (pris en compte dans le calcul) de la ferme étudiée.

Dans le cas où la couverture est portée par des pannes ou pannelettes fixées sur les fermes et distantes d'au moins 60 cm (aux axes), la valeur de « e » est prise comme la distance entre axes de ces pannes.

Lorsque l'antiflambement est assuré par des panneaux supports de couverture cloués directement sur les fermes,  $L_f$  est égal à :

$$1,1 \times d$$

où :

- d est la distance entre points de fixation sur l'arbalétrier.

(Les trois types d'antiflambement envisagés ci-après sont définis au paragraphe 5.3.2 :

- type A : Antiflambement continu par diagonales sous arbalétriers ;
- type B : Antiflambement par poutre au vent ;
- type C : Antiflambement par le chaînage des pignons en maçonnerie.)

La méthodologie de justification de ces dispositifs d'antiflambement est donnée au paragraphe 5.3.2.

**D) Combinaisons de contraintes**

On doit justifier le taux de travail combiné (sous sollicitation de moment de flexion et d'effort normal) de la section la plus défavorable de chaque barre pour les différentes combinaisons de charges.

**5.2.2 Assemblages**

## a principes de calcul des noeuds d'assemblage

Tous les assemblages doivent être symétriques (une plaque sur chaque face de la ferme).

## b efforts à prendre en compte

Aux noeuds d'assemblage, la totalité des efforts tranchants et normaux amenés par chaque barre doit être reprise par le gousset ou connecteur, qu'il s'agisse d'une traction ou d'une compression, et pour les sollicitations définies au tableau C.1 de l'annexe C.

Tableau C.1

Cas de charge	Combinaison d'actions	Vérifications correspondantes de sécurité et de rigidité
<b>1</b>	charges permanentes + charges d'exploitation + charge de neige normale	Contraintes admissibles dans les éléments. Efforts admissibles dans les assemblages et appuis. Déplacement (globaux et locaux) et flèches relatives limites (*)
<b>1 bis</b>	(pour les ouvrages porteurs de planchers) : charges permanentes + charges d'exploitation majorées de 20 %	Contraintes admissibles dans les éléments. Efforts admissibles dans les assemblages et appuis.
<b>2</b>	charges permanentes + charges d'entretien (sur barre d'arbalétriers)	Contraintes admissibles multipliées par 1,4
<b>2 bis</b>	charges permanentes + neige normale + charges d'entretien (sur barres d'entrait)	Contraintes admissibles multipliées par 1,4
<b>3</b>	charges permanentes + charges d'exploitation éventuellement dissymétriques + demi-neige normale dissymétrique + vent normale perpendiculaire au faîtage	Contraintes admissibles dans les éléments. Efforts admissibles (assemblages et appuis) Déplacements limites (globaux et locaux) et flèches (*) relatives limites
<b>4</b>	charges permanentes majorées à 10 % + charges d'exploitation majorées de 50 % + charge de neige extrême	Limites élastiques conventionnelles dans les éléments, assemblages et appuis (**)
<b>5</b>	charges permanentes minorées de 10 % + vent en soulèvement (extrême) majoré de 10 %	Vérification aux limites élastiques pour les appuis ancrages, barres et assemblages si ce cas de charge conduit à une inversion d'une réaction d'appui
<b>6</b>	sollicitations sismiques éventuelles	Limites élastiques conventionnelles dans les éléments, assemblages et appuis

(\*) On appelle flèche le plus grand déplacement calculé (compté perpendiculairement) entre la déformée de l'élément considéré et la ligne droite joignant ses appuis.

(\*\*) Ce cas n'est à vérifier que s'il conduit à une charge totale excédant 1,5 fois celle du cas de charge 1.

Le transfert d'un moment de flexion par une seule paire de connecteur métallique (un par face de l'assemblage) n'est pas admis dans le cadre de ce document.

La surface de connecteur nécessaire sur les barres doit être calculée à partir de la force résultante sur cette barre, de l'angle de cette force avec la barre et de l'orientation du connecteur.

Les dimensions de chaque connecteur doivent permettre de reprendre l'effort de cisaillement et de traction dans toutes les directions du plan de ferme.

Les dimensions et positions des connecteurs doivent satisfaire à tous les cas de charge.

Les fermes sont soumises à des efforts de manutention pendant la fabrication, le transport et la pose. Pour en tenir compte, les connecteurs doivent être capables de reprendre un effort de 100 daN dans n'importe quelle direction du plan de la ferme.

**5.2.2.1 Vérifications locales**

Outre la surface minimale de recouvrement de la pièce de bois, on vérifie :

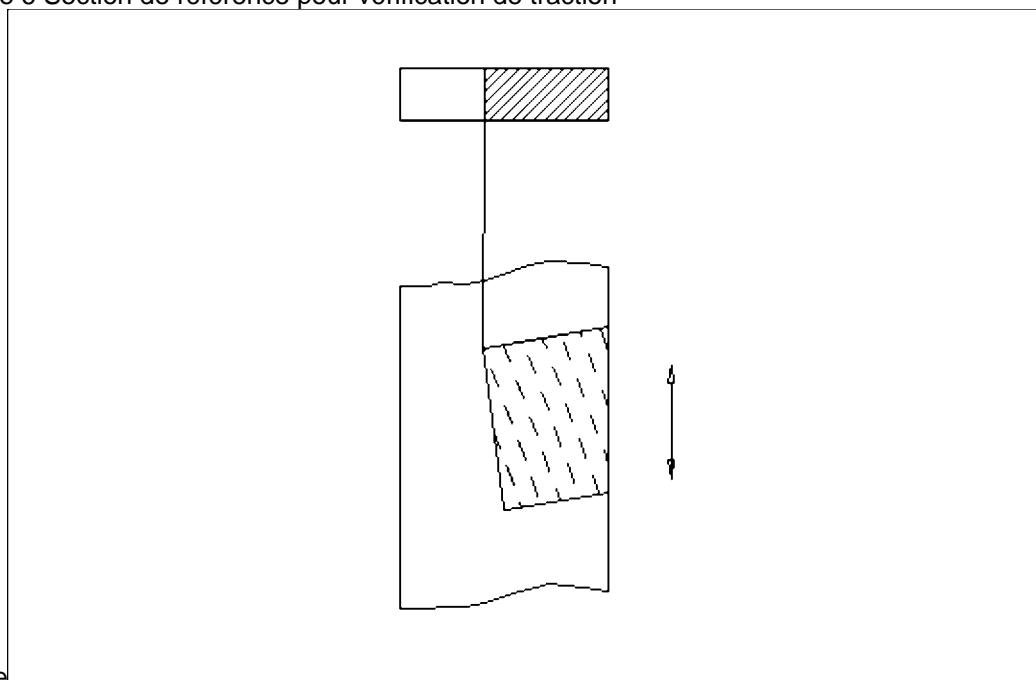
- les efforts de cisaillement et de traction dans les goussets ou connecteurs ;

Lorsque l'emprise (hm) du gousset ou connecteur sur la pièce (distance la plus grande à partir du joint) est

inférieure à la moitié de la largeur de la pièce plus 1 cm, on vérifie dans ce cas :

- la traction axiale entraînée par l'effort d'assemblage sur une section égale à la partie de la pièce recouverte par le gousset ou connecteur (voir figure 6) ;

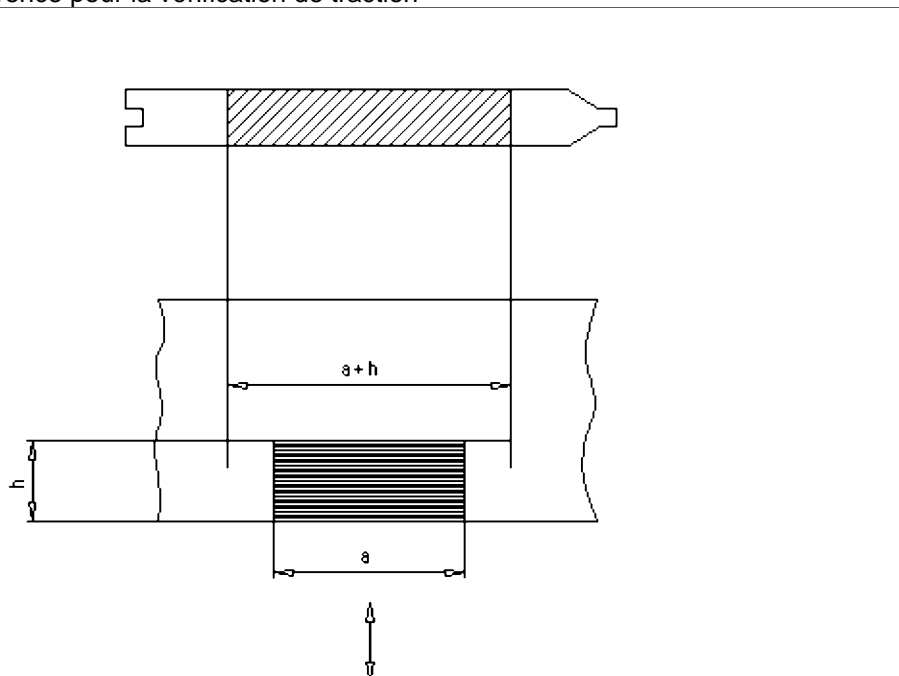
Figure 6 Section de référence pour vérification de traction



axiale

- la traction transversale supposée répartie également sur l'épaisseur de la pièce et sur la longueur du joint d'assemblage prise égale à la longueur du connecteur (cote parallèle aux fibres) majorée d'une valeur égale à son emprise (cote perpendiculaire)  $h$  (voir figure 7).

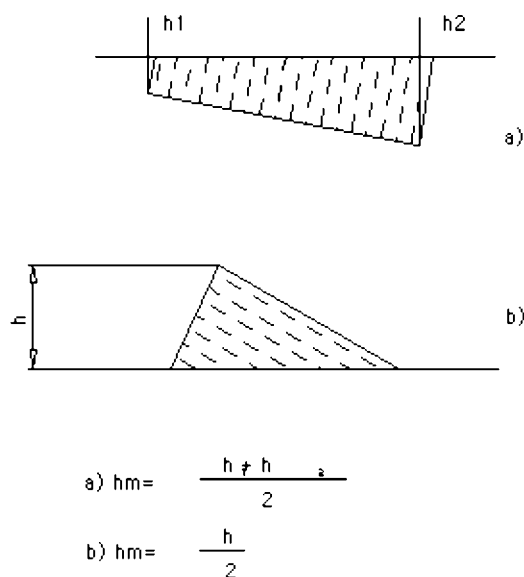
Figure 7 Section de référence pour la vérification de traction



transversales

Si l'emprise  $h_m$  du connecteur est supérieure à  $(1/2 + 1)$  cm, ces vérifications ne sont pas demandées.

Figure 8 Définition de l'emprise  $H_m$



### A) Réduction de résistance en fonction de la pente

Pour les assemblages d'arbalétrier sur entrain, lorsque l'entrain est coupé (« queue de vache » par exemple), la résistance unitaire des connecteurs est réduite, en fonction de la pente (voir tableau 1).

#### 5.2.2.2 Joints de barres

Sont considérés ci-après les assemblages réalisés sur une barre en dehors de noeuds de triangulation.

Il n'est pas permis, dans le cadre de ce document de faire l'hypothèse d'un transfert de moment de flexion, sous l'effet des charges permanentes, par les joints à connecteurs, sans justification par voie d'essai sur éprouvette d'assemblage ou sur prototype de ferme.

Toutefois, pour les entrains porteurs de combles habitables et pour les barres recevant des charges ponctuelles importantes (fermes de noue par exemple), on peut déroger à cette règle (se reporter à 5.2.2.4).

Si les calculs sont menés en supposant la continuité de la barre, le joint doit être placé en un point de moment nul sous charges permanentes (ou charges permanentes + neige) avec une tolérance de plus ou moins 15 cm par rapport à la position théorique.

Pour les barres autres que les entrains porteurs de combles habitables, l'effort normal seul est pris en compte pour le calcul de la surface du gousset ou connecteur.

Cependant, les dimensions minimales du gousset ou connecteur sont de :

- pour la largeur : 0,6 fois la largeur du bois utilisé
- pour la longueur : 1,2 fois la largeur du bois utilisé.

### A) Dimensionnement minimal des connecteurs ou goussets

Les dimensions minimales du gousset ou connecteur ayant été définies (surfaces, largeur de joint, etc.) conformément aux dispositions qui précèdent, les dimensions finales sont établies en fonction des règles suivantes :

L'emprise réelle moyenne,  $h_m$ , d'un connecteur ou gousset sur une pièce ne doit jamais être inférieure à 25 mm. Afin de tenir compte des tolérances de fabrication, la dimension minimale du connecteur doit être augmentée de 10 mm sur chacun des bords pour lesquels une translation perpendiculaire de la plaque fait varier la surface de recouvrement du connecteur sur le bois. En conséquence, l'emprise moyenne définie ci-dessus **ne doit jamais être inférieure, sur plan, à 35 mm.**

#### 5.2.2.3 Assemblages de chantier

Tous les assemblages de chantier (et faisant appel à des plaques d'acier préperçées, goussets en contreplaqué cloués, fourrures en bois massif, boulons) doivent être étudiés et calculés selon les règles qui leur sont propres (Réglementation et Recommandations en vigueur) et définis sur plan (voir figure 9).

Figure 9 Assemblages de chantier - a) Joints par recouvrement

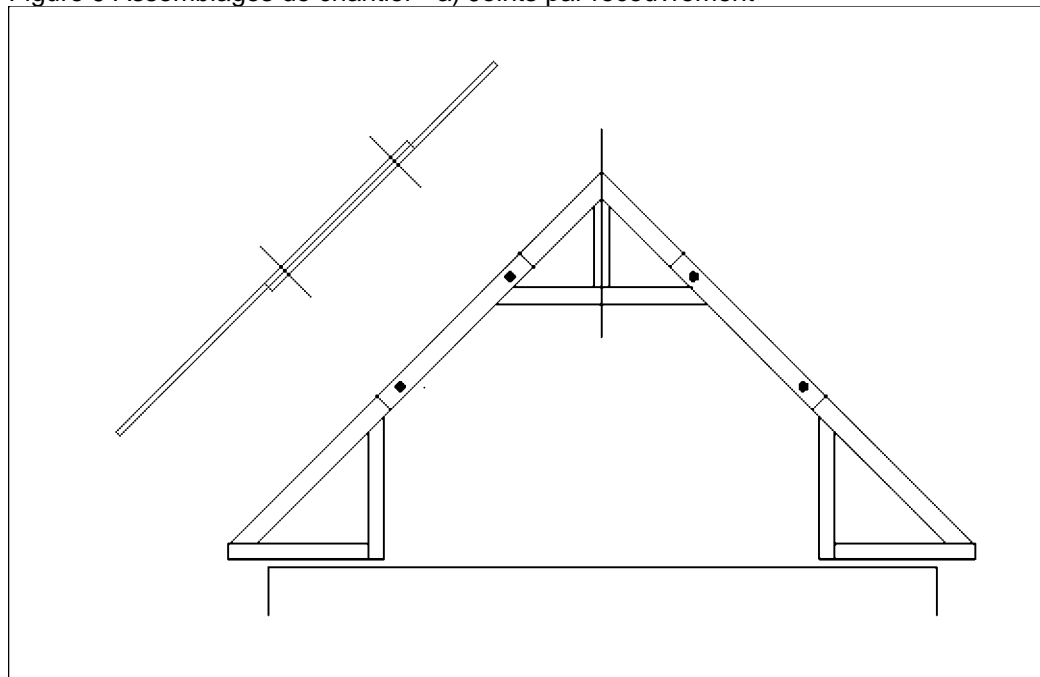
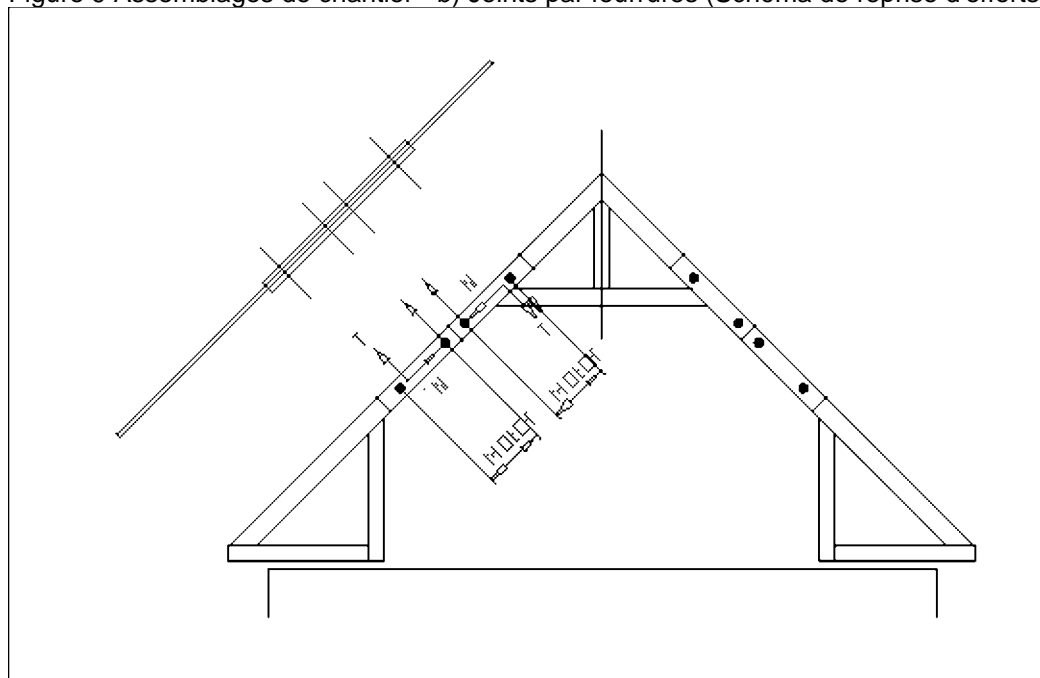


Figure 9 Assemblages de chantier - b) Joints par fourrures (Schéma de reprise d'efforts)



#### 5.2.2.4 Assemblages de continuité

On peut considérer les assemblages coaxiaux de barres (aboutages par connecteurs pour les joints en arbalétrier ou entrain) comme susceptibles de transférer des moments de flexion sous les conditions suivantes :

a cas des fermes ne supportant pas de plancher (combles perdus) :

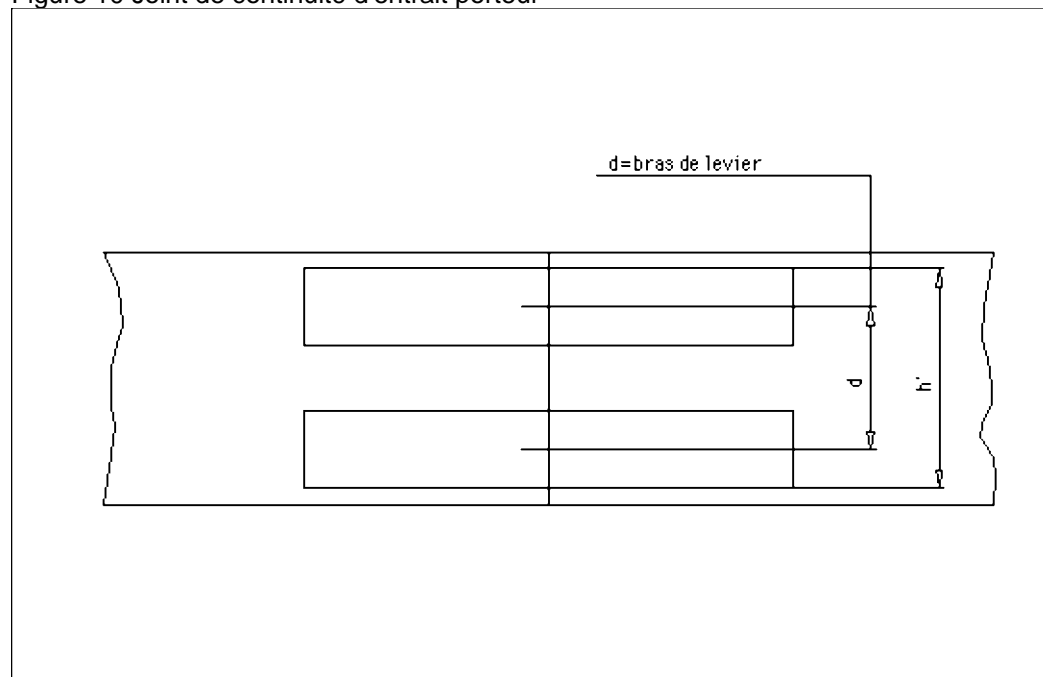
Le joint est nécessairement placé en un point de moment nul sous cas de charge 1 (compte tenu de la tolérance de  $\pm 15$  cm), et, outre les vérifications de résistance en matière d'effort tranchant et d'effort normal pour tous les cas de charge, on se réfère aux dispositions générales de dimensions minimales de connecteurs d'aboutage (largeur  $\geq 0,6 h$  et longueur  $\geq 1,2 h$ ) ;

b cas des fermes supportant un plancher :

On admet d'assurer la continuité de l'entrain par un joint connecté réalisé à l'aide de deux paires de connecteurs de

dimensions identiques (voir figure 10), sous les conditions indiquées ci-après.

Figure 10 Joint de continuité d'entrait porteur



Le joint connecté de continuité ne peut être placé que dans une zone de la pièce où le moment de flexion, quelque soit le cas de charge considéré, n'excède pas la moitié du moment admissible de la pièce de bois elle-même.

On néglige la résistance polaire de chacune des paires de connecteurs.

On ne calcule que le connecteur le plus tendu, auquel sont attribués la moitié de l'effort de traction et la moitié de l'effort tranchant.

L'effort de traction dû au moment est calculé en utilisant la distance entre axes des deux connecteurs.

La hauteur totale  $h'$  de l'assemblage est au moins égale à 0,9 fois la hauteur des pièces.

Enfin, dans tous les cas, on majore de 50 % les surfaces minimales calculées afin d'augmenter la rigidité en rotation.

**AVERTISSEMENT : Le fonctionnement correct de ce type d'aboutage connecté assurant la reprise de moments n'est possible que dans l'hypothèse d'un contact initial des bois en fabrication. Cette nécessité est réputée satisfaite si l'ouverture de la coupe n'excède en aucun point 1,5 mm.**

#### 5.2.2.5 Joints de transports ou de chantier

Les assemblages réalisés sur chantier doivent être conçus dimensionnés et indiqués dans le cadre de l'étude de la ferme et leurs caractéristiques mécaniques incorporées aux hypothèses de cette étude.

Ils doivent être étudiés, selon le type d'assemblage utilisé, en fonction de la norme NF P 21-701 (Référence DTU Règles CB 71) (pointes, boulons, broches, etc.) ou selon les préconisations des fabricants (anneaux, crampons, etc.). On vérifie en particulier la reprise correcte des moments, efforts normaux et efforts tranchants, et on tient compte des conditions particulières de préparation et de mise en oeuvre sur chantier pour l'évaluation de leur comportement mécanique.

Lorsque l'on ne peut pas éviter la création de moments secondaires perpendiculaires au plan de ferme, on étudie les mesures à mettre en oeuvre (retournements, contreventements, antiflambements) pour en éliminer les conséquences néfastes.

### 5.2.3 Fermes

#### 5.2.3.1 Appuis intermédiaires

Lorsqu'une ferme repose sur plus de deux murs, les appuis intermédiaires sont situés au droit de noeuds de triangulation.

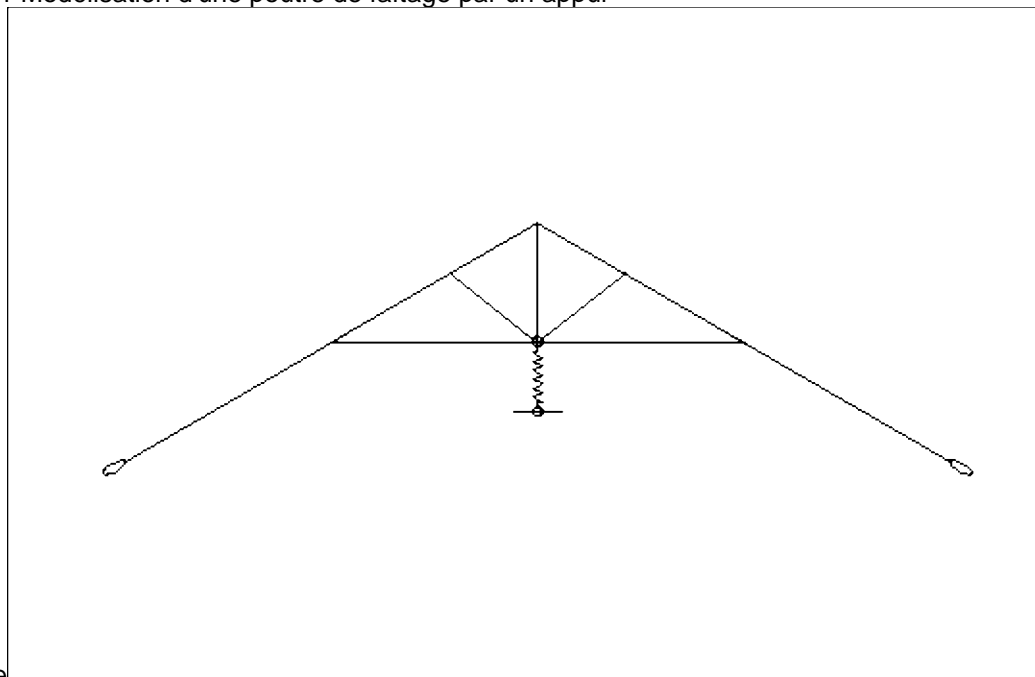
Dans ce cas, le treillis est globalement considéré comme hyperstatique à moins que des dispositions ne soient prises pour supprimer la continuité sur les appuis intermédiaires.

Fermes en appui sur poutre : Les poutres porteuses ou de poussée doivent être considérées comme des éléments essentiels de la charpente.

Deux cas sont à distinguer :

les déformations de la (ou des) poutre(s) influent sur le fonctionnement des fermes portées (interaction hyperstatique) (voir figure 11).

Figure 11 Modélisation d'une poutre de faîtage par un appui



élastique

La méthode la plus précise consiste à réaliser le calcul global d'un modèle incorporant la totalité des fermes portées et de la (ou des) poutre(s) porteuse(s).

Un tel calcul ne nécessite pas impérativement l'utilisation d'un programme tridimensionnel et peut, moyennant certaines précautions (notamment : liaisons, entre fermes et poutres, libres dans un plan horizontal), être conduit sur un programme de structures planes par « rabattement » dans un plan unique.

Dans le cas où les fermes portées sont l'objet d'un calcul distinct de celui des poutres, ces fermes doivent être justifiées dans les deux conditions de fonctionnement extrêmes :

- 1 sans déplacement imposé, la (ou les) poutre(s) porteuse(s) étant considérée(s) comme infiniment rigide(s) dans leur propre plan ;
- 2 avec un déplacement imposé (au niveau des appuis sur poutre(s)) correspondant au déplacement calculé de la poutre (calculée préalablement) sous l'effet de la poussée ou action naturelle des fermes (c'est-à-dire fonctionnant comme en 1).

Il est, bien entendu, tenu compte des déplacements des appuis de la poutre.

Pour la justification de ce type de poutres (ou fermes) porteuses ayant une interaction hyperstatique avec les éléments portés, il n'est pas possible de prendre en compte une éventuelle contreflèche de fabrication ;

#### NOTE

Dans le cas où la (ou les) poutre(s) sont conçues de manière à présenter sous cas de charge 1, une flèche inférieure à 1/500 de leur portée sans excéder 10 mm, l'interaction hyperstatique peut être ignorée et les fermes portées peuvent être justifiées comme étant sur appui infiniment rigide (selon le plan de la (ou des) poutre(s) porteuse(s)), ce qui revient à se placer dans le contexte de b).

- a lorsque les déformations de la (ou des) poutre(s) n'influent pas sur le fonctionnement des fermes portées (pas d'interaction hyperstatique, par exemple fermes de croupes), le calcul des fermes portées est conduit comme pour une ferme isolée.

#### 5.2.3.2 Ancrages

Les fermes et les divers éléments porteurs principaux de la charpente doivent être munis de dispositifs d'appuis susceptibles de reprendre en sécurité les divers efforts correspondant aux cas de charge étudiés et respectant au mieux les hypothèses du calcul théorique (appuis à rotule ou libres par exemple). On doit vérifier en particulier :

- les surfaces d'appui (compression localisée et cisaillement longitudinal) ;
- la résistance aux efforts éventuels de soulèvement ;
- la résistance aux efforts horizontaux dans les plans parallèles et perpendiculaires aux fermes.

Ces vérifications doivent s'appuyer sur des efforts admissibles des organes de liaisons dûment justifiés (par essais notamment).

### 5.2.3.3 Réduction de portance des fermes multiples (chargées latéralement)

Lorsque l'on prévoit d'avoir recours à des éléments multiples en épaisseur (fermes doublées, triplées, etc.) et si la transmission des charges doit être assurée par les organes de liaison entre fermes (par exemple le clouage dans le cas d'une ferme support multiple chargée sur le côté de l'entrait), il convient de réduire l'épaisseur de calcul des fermes en fonction du nombre total d'épaisseurs unitaires.

Ce qui conduit dans le calcul à adopter pour l'ensemble porteur une épaisseur équivalente tirée du tableau 2 suivant : Tableau 2

Nombre d'épaisseurs unitaires 1	2	3	4 et +
Epaisseur équivalente 1	2e	2,8e	3,6e

On doit en outre vérifier les transferts de cisaillement entre éléments en fonction de la méthode d'assemblage utilisée. Enfin, on évite d'assembler un nombre  $n$  d'éléments tel que l'épaisseur totale ( $n \times e$ ) soit supérieure à la hauteur des éléments principaux de la ferme (entrait ou arbalétrier) majorée de 10 % ( $n \times e \leq 1,1 \times h$ ).

(On s'assure que les dimensions des bois constituant les fermes porteuses et les fermes portées permettent la fixation correcte des dispositifs de liaison.)

### 5.2.3.4 Cas particulier des entrails en deux pièces superposées assemblées par connecteurs

Il est possible, pour des raisons pratiques de calcul, de considérer ce type d'entrait comme une pièce unique.

Compte tenu de l'augmentation notable de déformation par effort tranchant par rapport à une pièce massive d'encombrement identique, il est toutefois nécessaire de modéliser cette pièce en calculant préalablement l'inertie (ou la hauteur équivalente) de la pièce unique équivalente en flexion.

L'annexe A donne un exemple de méthode de calcul permettant l'évaluation de cette hauteur équivalente. L'effet du retrait sur ces poutres doit également être pris en compte en fonction de l'écart entre humidité de fabrication et de stabilisation.

## 5.2.4 Déplacements et flèches

### 5.2.4.1 Méthodes de calcul

Les déplacements et flèches sont calculés en fonction des cas de charge précisés sous référence 1 et 3 du tableau C.1 de l'annexe C.

Le coefficient de fluage est affecté aux déplacements et flèches dus à la partie permanente des charges. Dans le cas de justification par voie d'essai, ce coefficient doit être appliqué au moment de l'interprétation des résultats en majorant les résultats mesurés.

Si des critères de comportement complémentaires sont à prévoir (déplacements et flèches absolues en particulier), ils doivent être explicités au niveau des documents particuliers du marché.

Les calculs de déplacements doivent tenir compte des glissements d'assemblage (voir 4.2).

Pour les connecteurs à dents embouties on peut, en alternative, tenir compte forfaitairement des glissements d'assemblage en réduisant les modules d'élasticité de traction et de compression du bois (instantanés ou différés) par les coefficients suivants :

- 1 (pas de réduction) pour les barres continues à leurs deux noeuds d'extrémité ;
- 0,75 pour les barres assemblées à une de leur extrémité et continues à l'autre extrémité ;
- 0,50 pour les barres assemblées à leurs deux extrémités ou pour les barres comportant un joint d'aboutage par connecteur métallique, même si une extrémité est continue.

Les mêmes hypothèses doivent être utilisées pour les calculs d'efforts nécessitant l'utilisation des raideurs de barres aux sollicitations axiales (modèles hyperstatiques).

On peut également utiliser, à titre de simplification, un coefficient unique forfaitaire pour l'ensemble des barres de la ferme.

Ce coefficient (réducteur des modules de compression et traction axiales) est fixé :

- pour les fermes de combles habitables sur dalle en béton à 0,90
- pour les fermes de combles habitables à entrail porteur ou reposant sur une poutre composite ou sur un plancher à 0,80



- pour les fermes triangulées de combles perdus ayant un élancement (é) :
  - inférieur ou égal à 8 0,66 ;
  - compris entre 8 et 120,66 0,04 (é-8) ;
  - supérieur à 120,50.

(On entend ici par élancement le rapport entre la plus grande portée libre de la ferme et sa hauteur au milieu de cette portée).

Dans le cas des assemblages mécaniques complétés par des collages réalisés à l'aide de colles de structure à faible fluage (résorcines, urée-formol, mélamine-urée-formol), les glissements sont réputés nuls. Ces collages et les assemblages mécaniques auxquels ils sont associés doivent être capables, chacun, de reprendre (en valeur admissible) la totalité des efforts.

#### 5.2.4.2 Fluage

Sauf indications concernant des conditions particulières d'état hygrométrique et de température, on peut, pour les combles (habitables ou non) de maisons individuelles et toutes les charpentes intérieures exposées à des conditions hygrothermiques normales, utiliser un coefficient de fluage de 1,5 correspondant à la partie permanente des charges. Sont considérés comme charges permanentes à l'égard des caractéristiques de déformation :

- le poids propre de la structure ;
- les couvertures, remplissages, plafonds, isolation, revêtements de sol et équipements fixes divers ;
- pour les locaux d'habitation, 20 % des charges d'exploitation, sauf prescriptions particulières.

**AVERTISSEMENT : Certains types de charges d'exploitation sont permanents par nature et doivent être considérés comme tels (réservoirs de fluides à niveau constant par exemple, remise et stockages divers, etc.).**

Lorsque l'on calcule les déplacements et flèches pour un cas de charge combinant des charges permanentes et des charges temporaires, on doit calculer séparément, puis sommer, les flèches et déplacements dus aux parties permanentes des charges d'une part, aux parties temporaires d'autre part, en utilisant les modules d'élasticité appropriés.

Tableau 3 Déformations admissibles des ouvrages ou parties d'ouvrages de charpentes pour les bâtiments d'habitation ou assimilés et les établissements recevant du public

Nature de l'élément	Déplacement maximal ou flèche
Ferme	Verticalement : 1/400 de la portée Horizontalement (noeuds) : 10 mm Perpendiculairement au rampant : 1/300 du rampant
Structures porteuses de fermes et poutres de poussée	1/500 de la portée sans tenir compte de la contre-flèche (voir 5.2.3.1)
Consoles et appuis en flexion <sup>(1)</sup> (sans circulations)	Verticalement : 5 mm (jusqu'à 1 m) ou 1/200 de la longueur horizontale (ou de la distance horizontale entre noeud et appui, si elle est > 1 m)
Arbalétriers, noues, arêtières et empanons, sans plafonds	Perpendiculairement à la ligne du rampant : 1/300 de longueur de la barre
Entrails, arbalétriers, pannes, poutres, linteaux et solives de plancher avec plafond et/ou plancher	1/400 de longueur de la barre
Entrails et solives avec plafonds peu flexibles <sup>(2)</sup> ou supports de cloisons maçonnées	1/500 de longueur de la barre sans excéder 10 mm
Porte-à-faux de planchers (supportant leur seule charge d'exploitation)	1/300
Pannes ne supportant pas de plafond	1/300
Poteaux avec remplissage de maçonnerie prenant appui sur le poteau, ou recevant un vitrage sur plus de la moitié de leur hauteur, poteaux d'ossature en bois	Tête de poteau : 1/300 de la hauteur, horizontalement
Autres poteaux (portiques avec bardage par exemple)	Tête de poteau : 1/150 de la hauteur horizontalement
Ces critères sont à vérifier sous cas de charge 1 et 3 du tableau C.1 de l'annexe C. (1). Il s'agit de pièces en porte-à-faux (pannes, chevrons, etc.) ou d'appuis de fermes en flexion simple par prolongation d'arbalétrier ou d'entrait, sans reprise de poussée horizontale. Le déplacement (vertical) concerné est celui de la jonction arbalétrier-entrait. (2). Par exemple : enduit armé de plâtre ou éléments en terre cuite.	

En alternative, on peut également utiliser, pour chaque barre, un module pondéré  $E_p = E / [t + f \times (1 - t)]$ , de la forme, fonction du coefficient de fluage (f), du module d'élasticité instantané (E) et du taux de charges temporaires (t) pour cette barre.

En ce qui concerne les poutres droites en treillis à diagonales en bois ou métalliques, on retient, outre l'effet des glissements d'assemblages, et sauf justification par voie d'essai, un coefficient de fluage égal à 1,9 (au lieu de 1,5) lorsque leur élanement est supérieur à 10.

#### 5.2.4.3 Critères de déplacements et de flèches

**AVERTISSEMENT : Il est nécessaire, dans tous les cas, de tenir compte des déplacements et flèches des éléments porteurs sur le comportement des ouvrages associés (portés par ou liés) à ces éléments.**

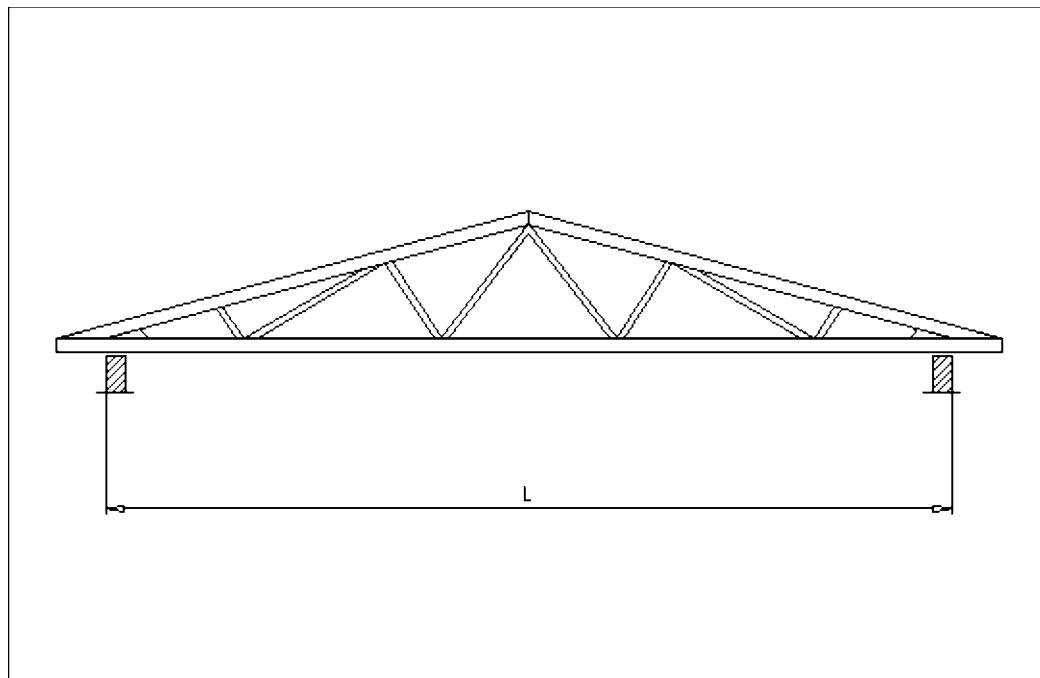
Les déplacements des noeuds d'un élément, ou de ses points les plus déplacés doivent être limités comme indiqué dans le tableau 4.

Tableau 4 Autres bâtiments

Nature de l'élément	Déplacement maximal ou flèche
Fermes et tous éléments en flexion	Perpendiculairement à la ligne d'appui : 1/200 de distance entre appuis
Autres déformations et déplacements	Limités par les conditions de fonctionnement de la structure et de ses menuiseries et équipements (ou par les DPM)
(Voir figure 13, L = portée de référence pour flèches relatives globales.)	

On appelle flèche le plus grand déplacement calculé (compté perpendiculairement) entre la déformée de l'élément considéré et la ligne droite joignant ses appuis.

Figure 12 Portée de référence



### Contreflèches

Les contreflèches de fabrication peuvent être déduites dans les justifications précédentes, mais la déformation totale de l'élément ne doit en aucun cas excéder  $1/200$  de sa portée.

Elles ne doivent pas être prises en compte pour les justifications des éléments de fermes supportant des planchers. La contreflèche prise en compte ne peut excéder la valeur de la flèche sous la charge permanente, y compris l'effet du fluage.

### 5.3 Stabilité

antiflambement :

L'antiflambement est nécessaire, dans toutes les hypothèses, pour assurer aux fermes leur capacité portante nominale.

Ce dispositif doit présenter des caractéristiques minimales de résistance et de rigidité.

La position et la nature des dispositifs d'antiflambement doivent impérativement être mentionnées sur les plans d'exécution.

L'antiflambement des pièces peut être assuré :

- 1 par des éléments à haute rigidité tels que des panneaux supports de couverture en matériaux dérivés du bois si ceux-ci sont solidarisés aux pièces à antiflamber (certains cas d'arbalétriers ou d'entraits) ;
- 2 par la création de points suffisamment rigides (selon le plan dans lequel on doit empêcher le flambement) à des écartements suffisamment réduits pour annuler le risque de flambement. Ces points rigides peuvent être rendus tels :
  - soit par simple rappel (sur une distance n'excédant jamais 12 m) par des pièces transversales assemblées à un élément rigide de la construction (poutre au vent, pignon rigide) ;
  - soit par un rappel (comme ci-dessus) prenant appui sur une triangulation assurant le report des efforts et la liaison avec l'infrastructure. L'extrémité basse de cette triangulation doit être rigidement liée aux pieds de fermes et à la sablière d'appui.

La méthode la plus fiable à l'égard des conditions de mise en oeuvre de la charpente consiste à créer cette triangulation sous la forme d'une ou plusieurs poutres préfabriquées qui peuvent aussi, dans de nombreux cas, remplir une fonction de contreventement.

- 3 par l'adjonction à la barre concernée d'une pièce présentant, dans le plan où l'on doit assurer l'antiflambement, une inertie suffisante (voir méthode de calcul en annexe B).

Dans tous les cas, le but est d'empêcher la translation de points intermédiaires de la pièce par rapport à ses extrémités, ce qui implique que la chaîne des liaisons entre ces points et les extrémités soit continue.

### 5.3.1 Antiflambement des arbalétriers

#### A) Type A (antiflambement continu) (figures 13 et 15)

Figure 13 Antiflambement continu

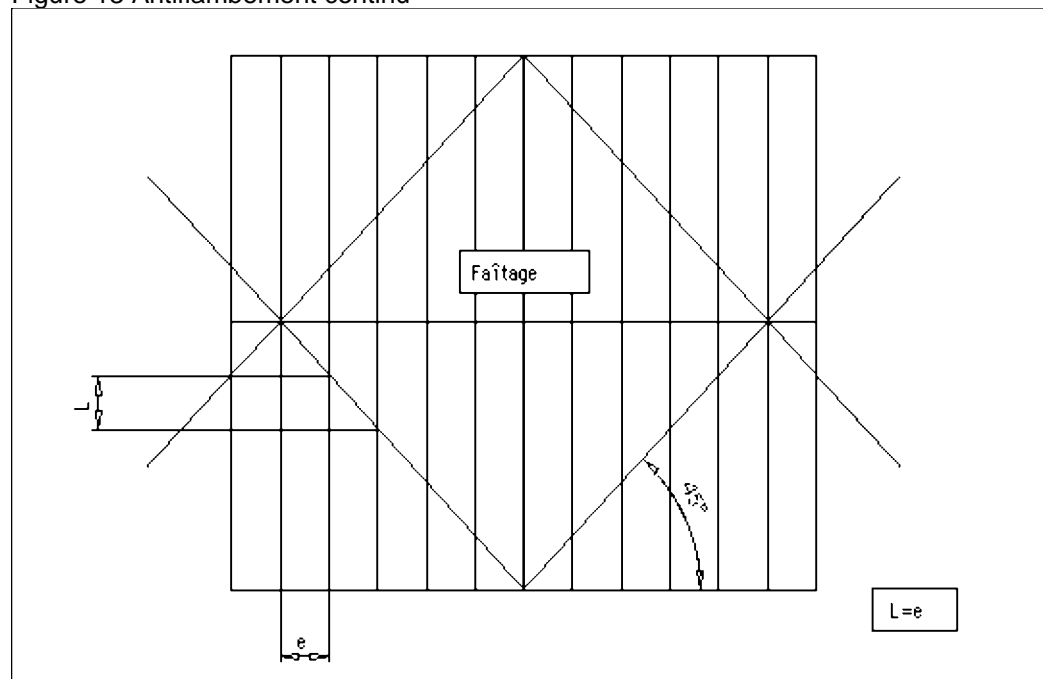
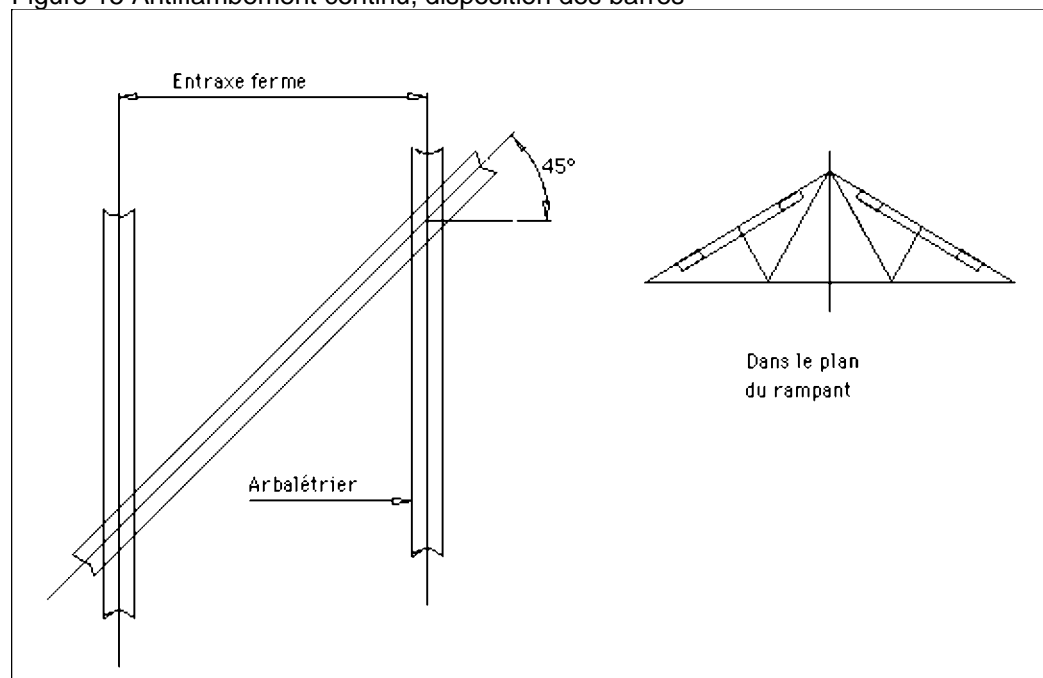


Figure 15 Antiflambement continu, disposition des barres



L'antiflambement est réalisé à l'aide de lisses fixées sous les arbalétriers et faisant avec ceux-ci un angle voisin de 45° de sorte que leurs intersections avec les arbalétriers soient distantes, selon la direction de ceux-ci, d'une valeur proche de l'entraxe des fermes.

Ces lisses doivent exister sur toute la longueur de la charpente et sur toute la longueur des parties comprimées des arbalétriers (sous cas de charge 1 du tableau C.1 de l'annexe C).

Chacune de leurs extrémités inférieures doit être fixée de manière rigide au point d'appui correspondant d'une ferme

et en fonction de l'effort à transmettre.

En alternative, chaque lisse d'antiflambement peut être remplacée par une paire de feuillards d'acier disposés en Croix-de-Saint-André.

Des lisses filantes sont disposées à chaque noeud des arbalétriers.

Cette méthode d'antiflambement n'est valide que dans la mesure où il existe, dans le plan des arbalétriers, des éléments de rappel, perpendiculaires au plan des fermes (supports de couverture entre autres), fixés individuellement sur les fermes, dont l'écartement n'excède pas 60 cm.

## B) Type B (antiflambement ponctuel) (figures 14 et 16)

Figure 14 « Antiflambement ponctuel » (par route)

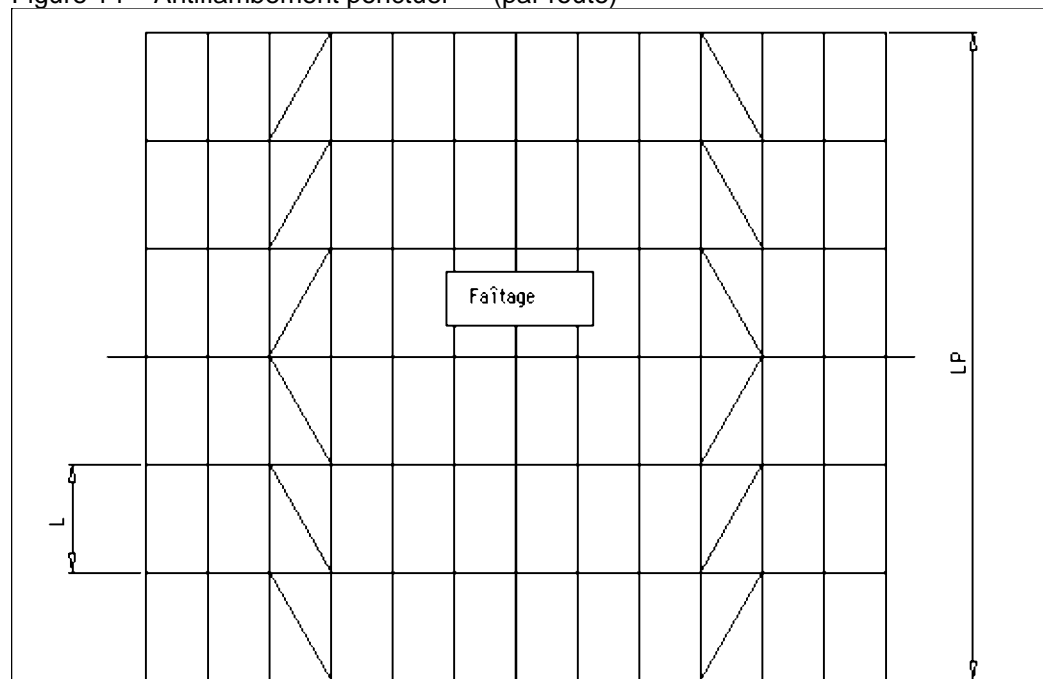
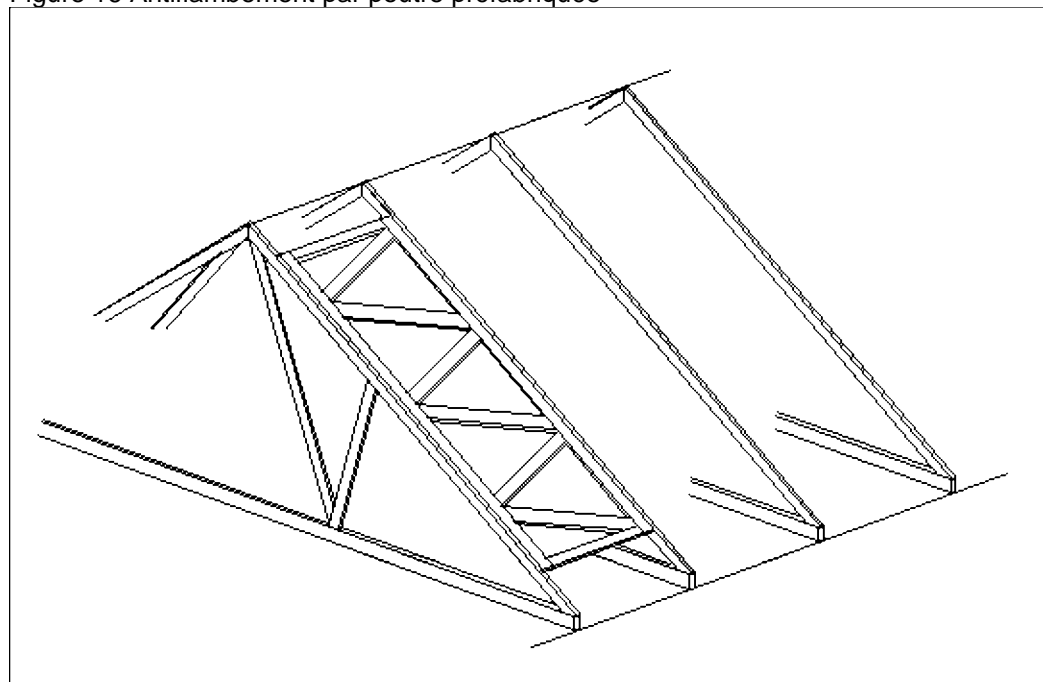


Figure 16 Antiflambement par poutre préfabriquée



L'antiflambement est réalisé, dans un ou plusieurs entraxes de fermes, à l'aide de diagonales assemblées à des barres perpendiculaires aux arbalétriers (barres spécifiques ou pannes, par exemple) de manière à former une ou plusieurs « poutres-au-vent » (qui peuvent aussi servir au contreventement de la charpente).

Une telle poutre peut éventuellement être préfabriquée et assemblée à deux arbalétriers consécutifs.

**C) Type C (antiflambement par un pignon en maçonnerie)**

Le chaînage de pignon peut être pris en compte comme poutre d'antiflambement sous les conditions suivantes :

- la distance entre deux pignons ou refends n'excède pas 12 m (aux axes) ;
- la poutre de chaînage du pignon satisfait aux mêmes critères de résistance qu'une poutre d'antiflambement (telle que prévue pour le type B) ;
- les éléments de rappel d'antiflambement (les lisses filantes des noeuds d'arbalétriers et les pannes ou liteaux) sont rigidement fixés au chaînage par des dispositifs (ferrures, clouage ou vissage dans une pièce de bois solidaire du chaînage) présentant une résistance compatible avec les efforts à transmettre.

**5.3.2 Justification des dispositifs d'antiflambement d'arbalétriers**

La méthode suivante suppose que la pose des fermes est réalisée en respect des tolérances spécifiées dans la norme NF P 21-205-1 (Référence DTU 31.3).

**A) Type A (antiflambement continu)**

Les diagonales et leurs liaisons d'extrémité à l'infrastructure doivent être vérifiées pour un effort axial égal à :  $La N / (42 \times e)$

où :

La est la longueur de zone comprimée d'un arbalétrier ;

N est l'effort normal moyen de cette zone d'arbalétrier ;

e est l'entraxe des fermes.

**B) Types B et C (antiflambement ponctuel ou par chaînage de pignon)**

La résistance de la poutre d'antiflambement et de ses assemblages doit être assurée sous l'effet d'une charge uniformément répartie (q), éventuellement combinée avec la charge due au vent si la poutre assure également le contreventement, avec :

$$q = n \times N / (30 \times L_p)$$

où :

n est le nombre de fermes afférentes à la poutre ;

N est l'effort normal moyen dans un arbalétrier ;

Lp est la longueur de la poutre.

**C) Cas des ouvrages courants (voir figure 17)**

Figure 17 A) Antiflambement des arbalétriers d'ouvrages courant (effort axial maximal inférieur à 1 500 daN)

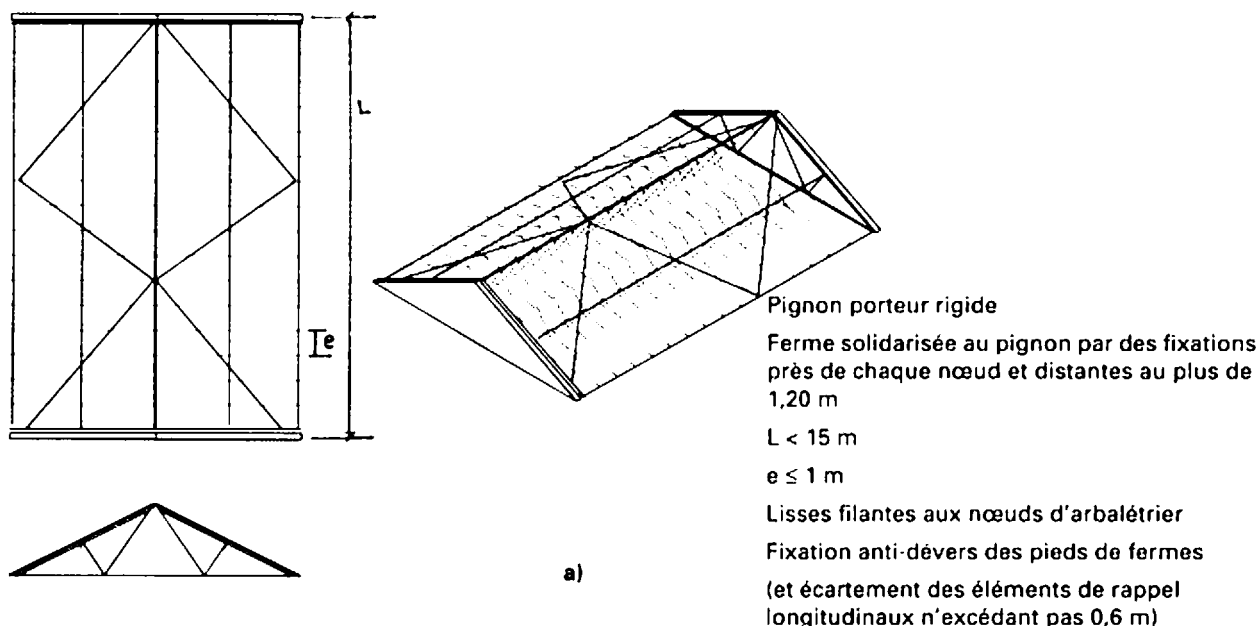
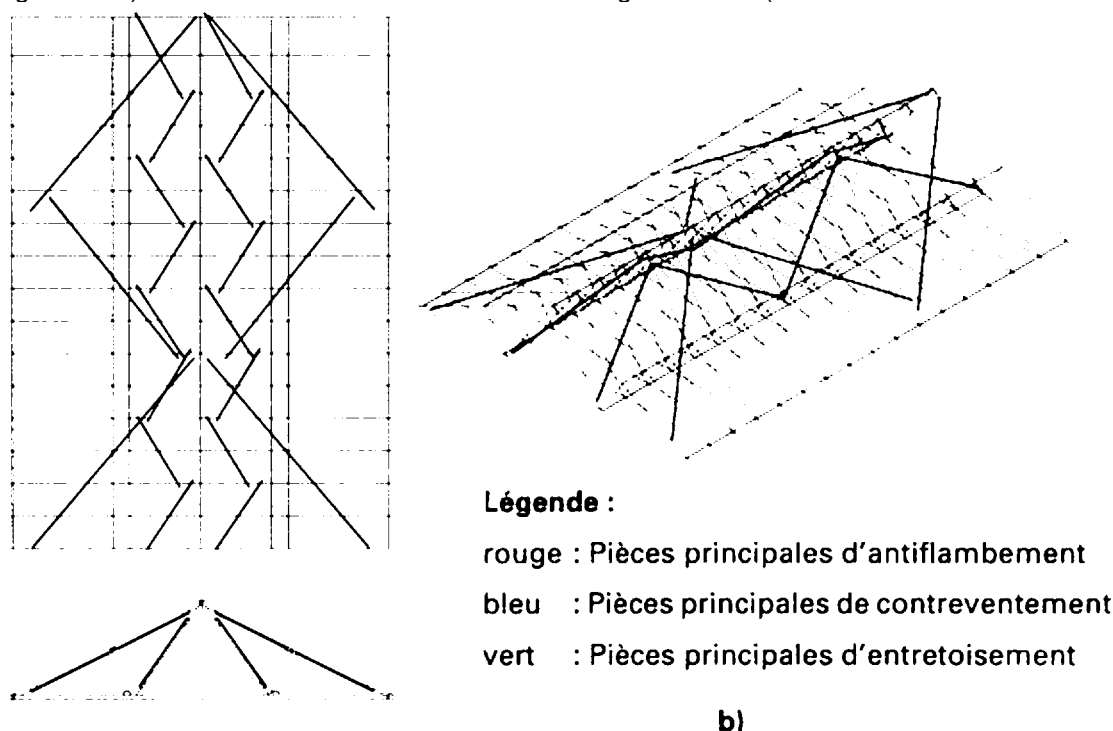


Figure 17 B) Antiflambement des arbalétriers d'ouvrages courant (effort axial maximal inférieur à 1 500 daN)



Lorsque les caractéristiques suivantes sont réunies dans l'ouvrage concerné :

- la longueur (distance entre pignons) n'excède pas 15 m ;
- l'effort maximal de compression axiale dans les arbalétriers n'excède pas 1 500 daN ;
- les pignons ou refends sont porteurs et rigides ;
- l'écartement des fermes n'excède pas 1 m ;
- il existe, dans le plan des arbalétriers, des éléments de rappel, perpendiculaires au plan des fermes (supports de couverture entre autres), fixés individuellement sur les fermes, dont l'écartement n'excède pas 60 cm.

On considère comme suffisant, pour l'antiflambement des arbalétriers, un dispositif de type A (antiflambement continu), à condition qu'une ferme soit adjointe et rigidement solidarifiée à chaque pignon ou refend.

Dans ce cas, la longueur de flambement, hors plan des arbalétriers (nécessaire au calcul de leur taux de contraintes combinées), est forfaitairement fixée à 60 cm.

**AVERTISSEMENT : Pour tous les systèmes d'antiflambement, la prise en compte des supports de couverture dans la justification de la charpente suppose, notamment, que leurs abouts sont cloués à une distance suffisante de leurs extrémités, ce qui conduit, pour des arbalétriers d'une épaisseur inférieure à 45 mm, à adjoindre des fourrures pour la fixation des liteaux, fixées par des pointes torsadées ou crantées à un écartement moyen de 15 cm.**

### 5.3.3 Antiflambement des autres barres

L'antiflambement d'une diagonale peut être réalisé par une (ou plusieurs) lisse(s) horizontale(s) reliant les diagonales de toutes les fermes et bloquée(s) en translation, au moins à chaque extrémité du bâtiment, soit par une pièce oblique les joignant à l'une des extrémités de la diagonale, soit par fixation ou butée sur un point dur de la structure.

Les pièces de contreventement peuvent réaliser ce blocage. Chaque contrefiche peut être antiflambée individuellement sur chaque ferme par des raidisseurs disposés soit latéralement, soit sur l'un des chants de la pièce.

**NOTE**  
La figure a) ne montre pas les pièces principales de contreventement et d'entretoisement des entrails.

La figure b) rappelle la disposition habituelle des pièces d'antiflambement, ainsi que celles de contreventement et d'entretoisement (d'entrait notamment) qui doivent compléter le dispositif de la figure a).

## Annexe A (normative) Poutres composites - détermination de la hauteur équivalente en

## flexion des poutres en deux pièces superposées connectées

### A.1 Objet

Détermination d'une hauteur équivalente de pièce unique présentant la même flèche au milieu, en tenant compte des glissements de connecteurs en cisaillement longitudinal, pour introduction en modèle informatisé.

### A.2 Hypothèses

- poutre sur deux appuis libres (portée L) ;
- chargement uniformément réparti p (exprimé en décanewtons par centimètre) ;
- connecteurs uniformément répartis (correspondant à un cisaillement admissible F, exprimé en décanewtons par centimètre) ;
- poutre en deux pièces (hauteur totale H), d'inertie I ;
- épaisseur des pièces b.

### A.3 Principe de calcul

Définir le rapport entre la **flèche  $f_F$  d'une pièce unique de hauteur H** (le glissement du bois est négligé), et la flèche de la poutre en deux parties, majorée d'une composante  **$f_T$  due aux seuls glissements de connecteur**.

La hauteur équivalente h sera alors définie par l'expression suivante, traduisant l'équivalence d'inertie :

$$h = H \left( \frac{f_F}{f_F + f_T} \right)^{1/3}$$

$$\text{ou} \quad \frac{h}{H} = \left( \frac{1}{1 + f_T / f_F} \right)^{1/3}$$

### A.4 Dimension minimale des connecteurs

L'effort de cisaillement à reprendre, fonction de l'effort tranchant à l'appui pL/2 est :

$$F_c = T \frac{M}{I} = \frac{3}{2} (pL/2) \times \frac{1}{H} = \frac{3}{4} p e'$$

(si e' est le rapport L/H)

Fc est exprimé en décanewtons par centimètre.

Soit  $g_0$  le glissement nominal du connecteur soumis à sa contrainte admissible F d'adhérence dans le bois si  $F_c < F$  on a :

$$g = \frac{F_c}{F} g_0$$

où :

g est le glissement à prendre en compte dans le calcul de  $f_T$  qui suit :

Calcul de  $f_T$  :

$$f_T = \frac{g}{H/2} \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{2} = \frac{gL}{2H} = \frac{ge'}{2}$$

soit :

$$f_T = \frac{3}{4} p e' \times \frac{1}{F} \times g_0 \times \frac{e'}{2} = \frac{3}{8} \frac{p e'^2 g_0}{F}$$

Calcul de  $f_T/f_F$  :

$$f_T/f_F = \frac{3}{8} \frac{p e'^2 g_0}{F} / \frac{12 \times 5 \times p L e'^3}{384 E b} = 2,4 \frac{E b g_0}{L e' F}$$

où :

$$g_0 = 0,006 \text{ cm.}$$

### A.5 Application numérique

On donne ci-dessous un tableau indicatif des rapports h/H et en fixant, dans la formule (A.6), les paramètres suivants :

- E = 100 000 daN / cm<sup>2</sup> (soit 10 000 MPa) ;



- $b = 3,6 \text{ cm}$ .

Alors :  $f_T/f_F = 51\,840 / L \cdot e'F$ .

L'effort  $F$  par centimètre de poutre est fonction du type, de dimensions et de l'encartement en connecteurs.

Par exemple, pour un connecteur fournissant un effort admissible de cisaillement de 100 daN/cm de joint, et si le joint entre les deux pièces de bois est garni de connecteurs sur sa longueur,  $F$  est égal à 10 daN/cm.

Le tableau A.1 qui suit, est établi pour  $F = 10 \text{ daN/cm}$  et donne le rapport  $h/H$ , en fonction du rapport  $L/H$ . NOTE L'introduction dans un calcul informatisé des hauteurs de poutre ainsi réduites équivaut à une réduction de module d'élasticité en flexion dans une proportion égale au cube du rapport  $h/H$  dans le tableau A. 1 (par exemple, pour  $0,90(0,90)^3 = 0,73$ ) et à la réduction de contrainte admissible de flexion proportionnelle à son carré.

Tableau A.1

Portée L (cm)	Rapport L/H				
	10	12	14	16	18
300	0,72	0,74	0,76	0,78	0,80
350	0,74	0,76	0,79	0,80	0,82
400	0,76	0,78	0,80	0,82	0,83
450	-	0,80	0,82	0,83	0,85
500	-	0,81	0,83	0,85	0,86
550	-	-	0,84	0,86	0,87
600	-	-	0,85	0,87	0,88
650	-	-	-	0,87	0,88
700	-	-	-	0,88	0,89
750	-	-	-	-	0,90
800	-	-	-	-	0,90

## Annexe B (informative) Antiflambement de pièce comprimée par adjonction d'une inertie - (méthode de calcul)

### B.1 Par augmentation de l'inertie géométrique

#### A) Hypothèse

La nervure est intimement liée à la pièce d'origine.  
Elle est sollicitée par la compression globale.

#### B) Calcul

Le calcul considère une section monolithique formée des deux pièces associées.

**AVERTISSEMENT : Cette méthode de calcul qui néglige le glissement entre les pièces n'est correcte que si l'on assemble les deux pièces par collage, solution qui n'est guère habituelle.**

### B.2 Par addition d'une inertie externe

#### A) Hypothèse

La pièce additionnelle est libre en cisaillement longitudinal mais liée par des attaches régulièrement espacées qui imposent aux deux pièces la même déformation transversale.

La pièce additionnelle n'est donc pas sollicitée axialement.

#### B) Calcul

Dans ces conditions, on ne doit plus faire appel au rayon de giration de l'ensemble selon le plan de flambement. Il convient de considérer l'expression de la force critique de flambement ( $F_c$ ) avant l'introduction de la notion de rayon de giration :

$$F_c = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

(pièce bi-articulée de longueur L et d'inertie I dans le plan considéré).

Le calcul devient très aisé puisque la force critique est proportionnelle à l'inertie. Il suffit d'adjoindre une pièce d'inertie Is tel que le rapport :

$$\frac{I + I_s}{I} \text{ soit au moins égal à } \frac{N'_c}{N_c}$$

où :

N'\_c est l'effort réel de compression à reprendre ;

N\_c est l'effort de compression admissible selon le calcul habituel pour la pièce initiale seule.

**AVERTISSEMENT : Cette méthode d'antiflambement est préférable à la première en raison du fait que la qualité des liaisons n'influence que très peu la sécurité.**

### C) Exemple

Soit une barre comprimée d'un effort de 2 100 daN, longueur de flambement 120 cm, section (3,6 × 14,7) cm.

(Contrainte admissible en compression axiale du bois utilisé : 10 MPa = 100 daN/cm².)

Flambement dans le plan de ferme :

$$\text{élancement} = 3,464 \times \frac{120}{14,7}$$

(=28,3 pas de flambement)

Flambement hors plan :

$$\text{élancement} = 3,464 \times \frac{120}{3,6} = 115,47$$

Attention : Pour ce calcul, utiliser la formule ci-après, même au-delà d'un élancement de 133.

$$K = \frac{3100}{\text{élancement}^2} = 0,2325$$

soit :

$$N_c = 0,2325 \times 100 \times 3,6 \times 14,7 = 1230 < 2100$$

et :

$$\frac{N'_c}{N_c} = \frac{2100}{1230} = 1,707$$

donc :

$$I_s = 0,707 \times \frac{3,6^3 \times 14,7}{12} = 40,4 \text{ cm}^4$$

Ceci implique le montage d'un raidisseur de :

(4,7 × 4,7) cm (Is = 40,66 > 40,4)

ou de :

(2,5 × 6,0) cm (Is = 45 > 40,4).

## Annexe 3 (normative) Cas de charges et nature des justifications de performances

Figure C.1 Exemples d'application des cas de charge avec vent (3 et 5) a) Cas de charge 3

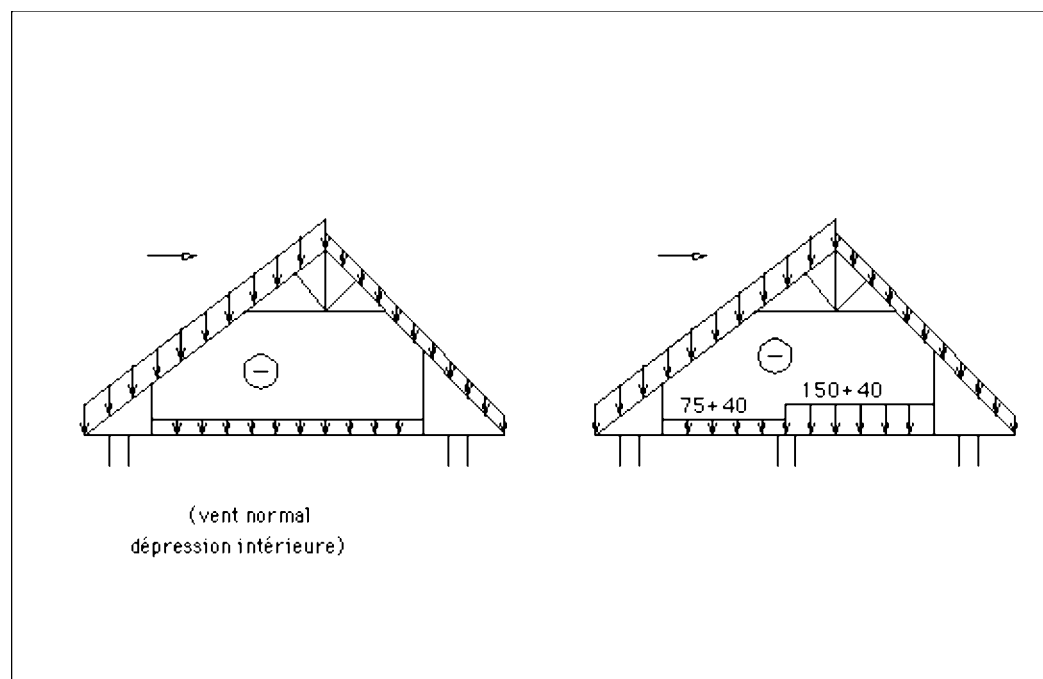
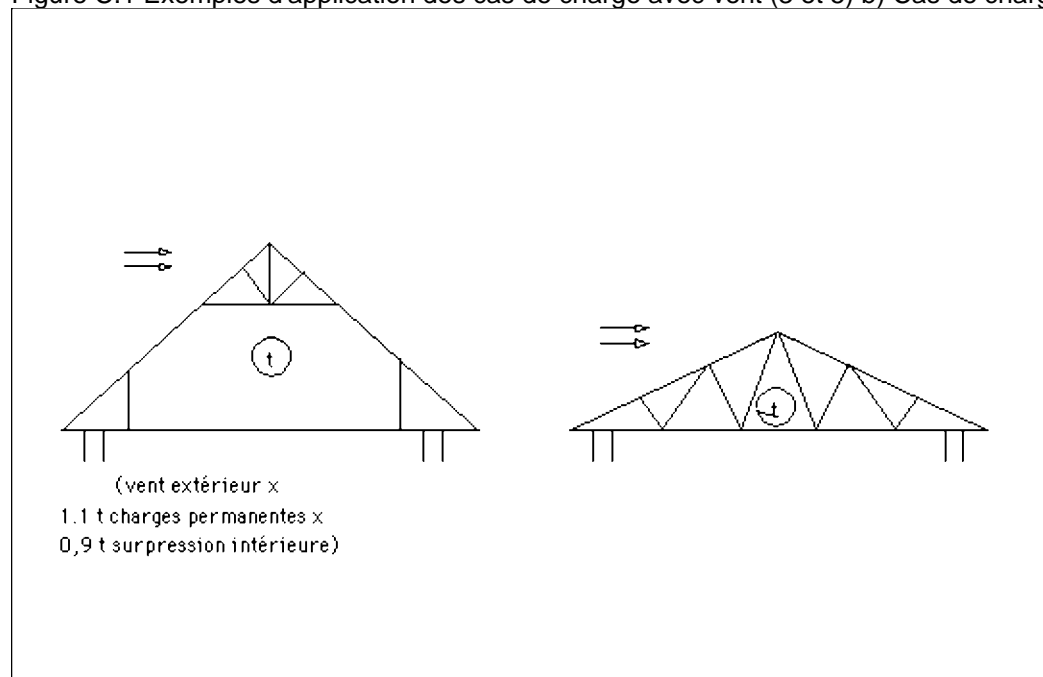


Figure C.1 Exemples d'application des cas de charge avec vent (3 et 5) b) Cas de charge 5



## Annexe D (informative) Exemples de solutions concernant les trémies d'escaliers, de conduits de fumées et d'accidents de couverture

On rappelle que tout ouvrage local destiné à reporter des charges sur les fermes des charges ponctuelles doit faire l'objet de justifications de dimensionnement de ses éléments et assemblages, ainsi que des fermes porteuses, et que les positions et dimensions de tous les accidents de couverture doivent être précisées sur plans.

Les exemples de la présente annexe ne sont pas exhaustifs et ne dispensent pas des justifications de dimensionnement et de dispositions constructives.

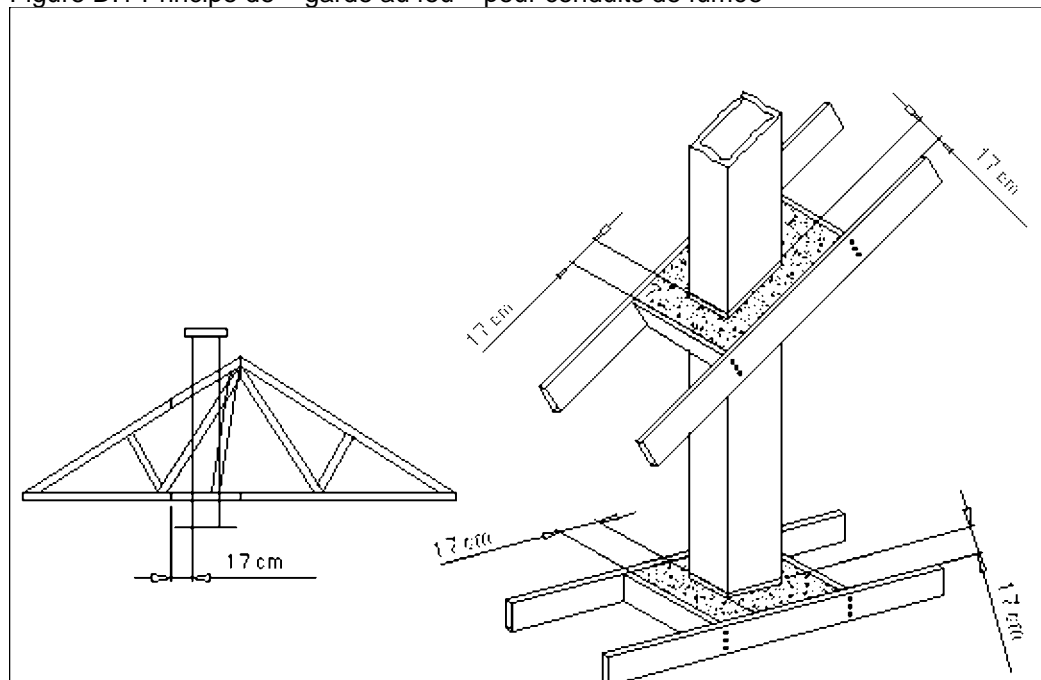
### D.1 Conduit de fumée

#### NOTE

Tout bois de charpente doit avoir une distance minimale de 16 cm (ou plus, voir 4.6) par rapport à la flamme.

Tout ensemble de conduit maçonné doit faire l'objet d'un renforcement des fermes latérales par lien de triangulation et/ou par doublage des barres sollicitées entre noeuds (voir figure D.1).

Figure D.1 Principe de « garde au feu » pour conduits de fumée



## D.2 Fenêtres de toit, lucarnes, houteau sur fermes symétriques, sur dalle ou plancher indépendant

### D.2.1 Passage entre ferme

Le chevêtre aura une hauteur au moins égale aux  $\frac{2}{3}$  de celle des éléments qui le supportent.

### D.2.2 Fermes coupées

Renforcement des arbalétriers des fermes latérales, si nécessaire.

Sauf des dispositions contractuelles, les fermes porteuses du chevêtre restent entières et conformes à leur géométrie de base.

Pour les fermes de combles habitables, positionnement de deux chevêtres de reprise verticaux dans le chapeau de la ferme en prenant soin de les bloquer par potelets.

Lorsque l'on fait appel à des renforcements par doublage, il convient de procéder à la vérification des ancrages et des assemblages des fermes, porteuses [voir figures D.2 a), b), et c)].

Figure D.2 A) Renforts d'arbalétriers pour trémies de lucarne et chevêtres de reprise des efforts dissymétriques

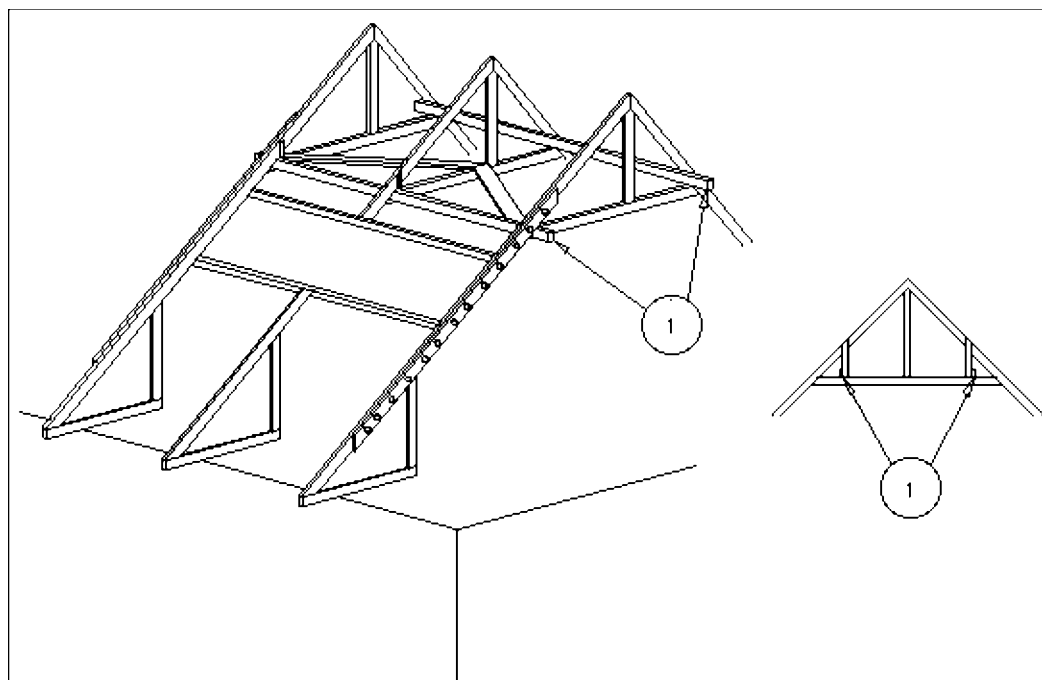


Figure D.2 A) Renforts d'arbalétriers pour trémies de lucarne et chevêtres de reprise des efforts dissymétriques

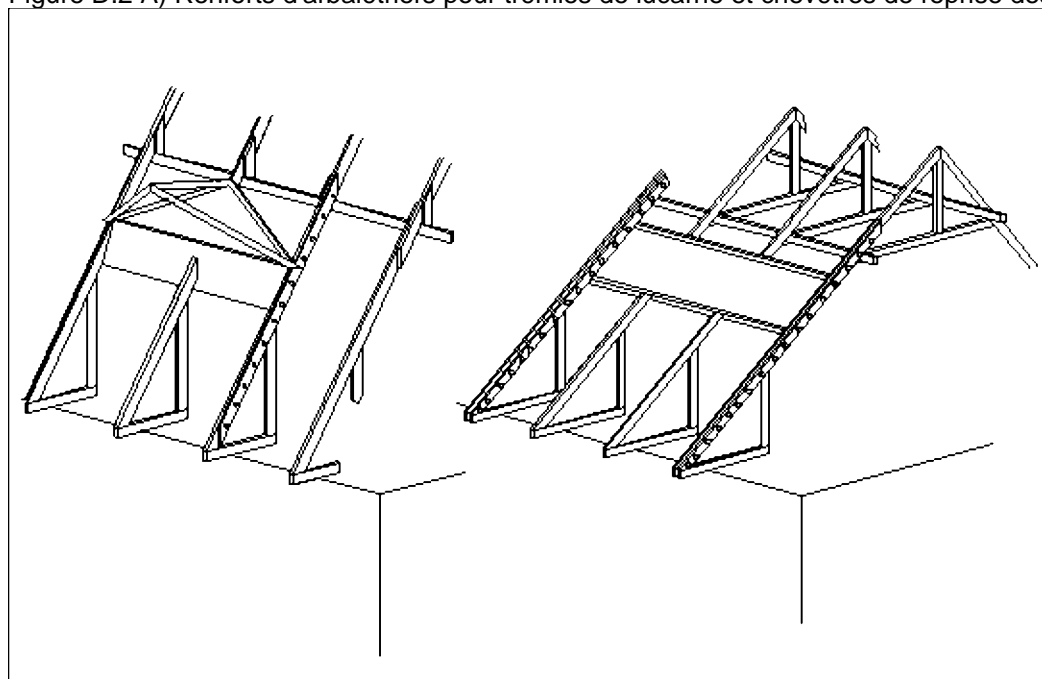


Figure D.2 B) Principe de reprise d'effort au droit d'une trémie en toiture

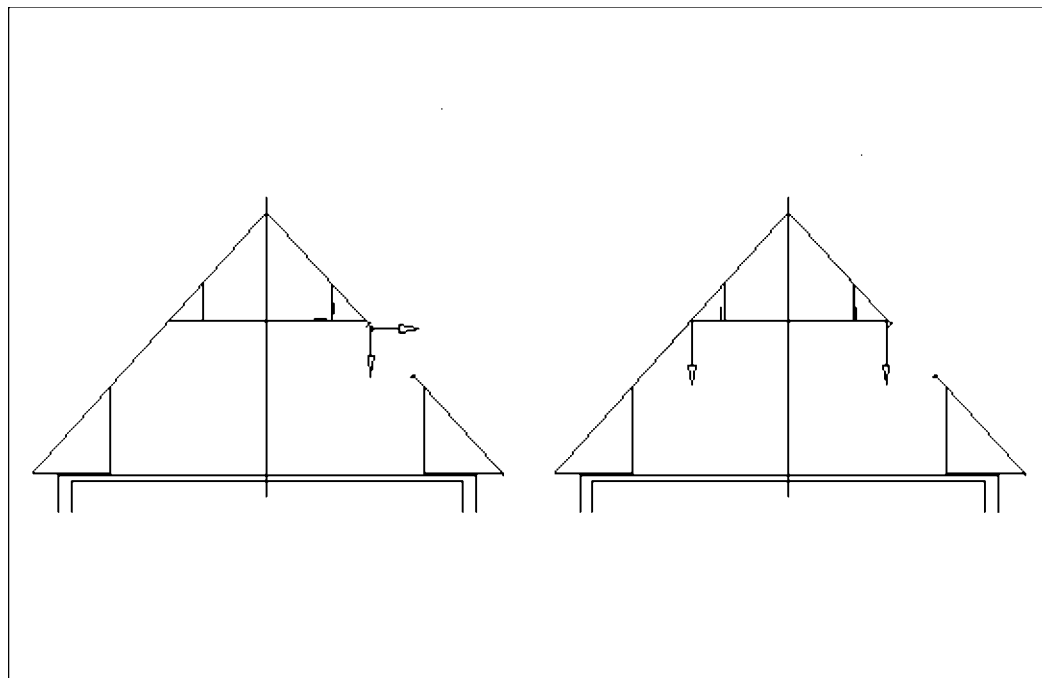
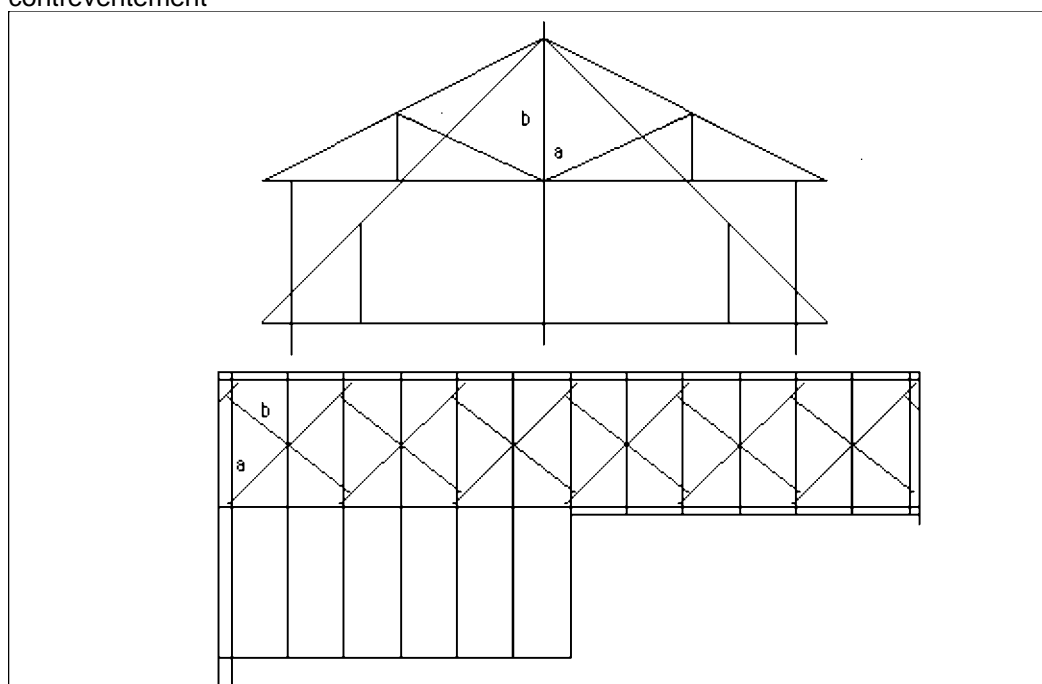


Figure D.2 C) Exemple de rigidification longitudinale sur chien-assis symétriques, par renforcement du contreventement



### D.3 Cage d'escalier Sur ferme en « A », sur dalle ou plancher indépendant

Les fermes latérales sont renforcées conformément à l'article précédent.

La ferme sur escalier est renforcée si nécessaire par renfort d'arbalétrier de section adaptée allant jusqu'à l'appui du pied de la ferme [voir figures D.3 a) et b)].

Figure D.3 A) Exemple de chevêtre et de renforcement d'arbalétrier sur trémie d'escalier

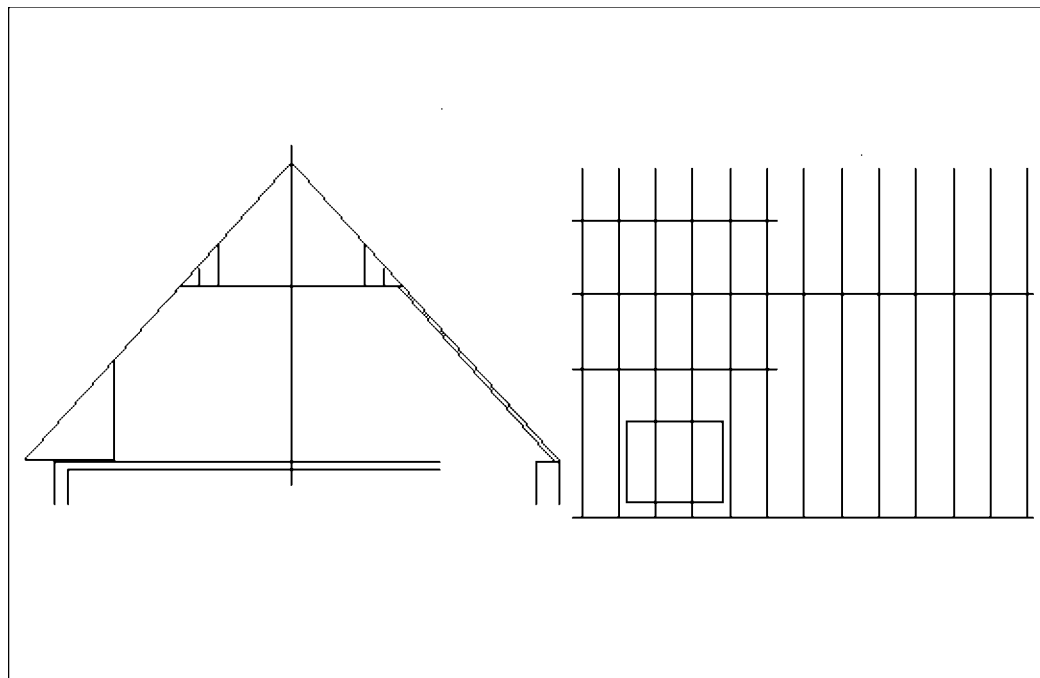
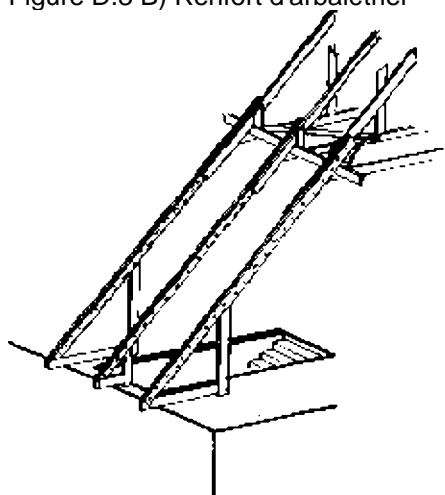


Figure D.3 B) Renfort d'arbalétrier



#### **D.4 Fenêtre de toit, lucarne, houteau et cage d'escalier sur fermes symétriques à entrain porteur** **AVERTISSEMENT : On ne traite ici que du cas d'une ferme coupée [voir figures D.4 a) et b)].**

Figure D.4 A) Renfort d'arbalétrier pour trémie de lucarne

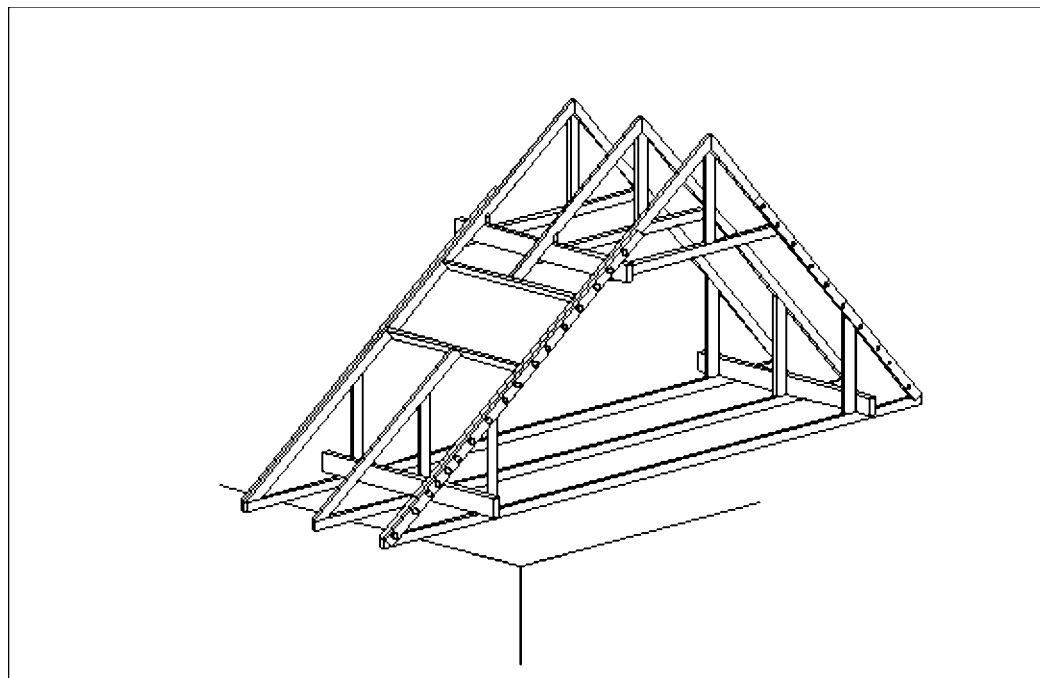
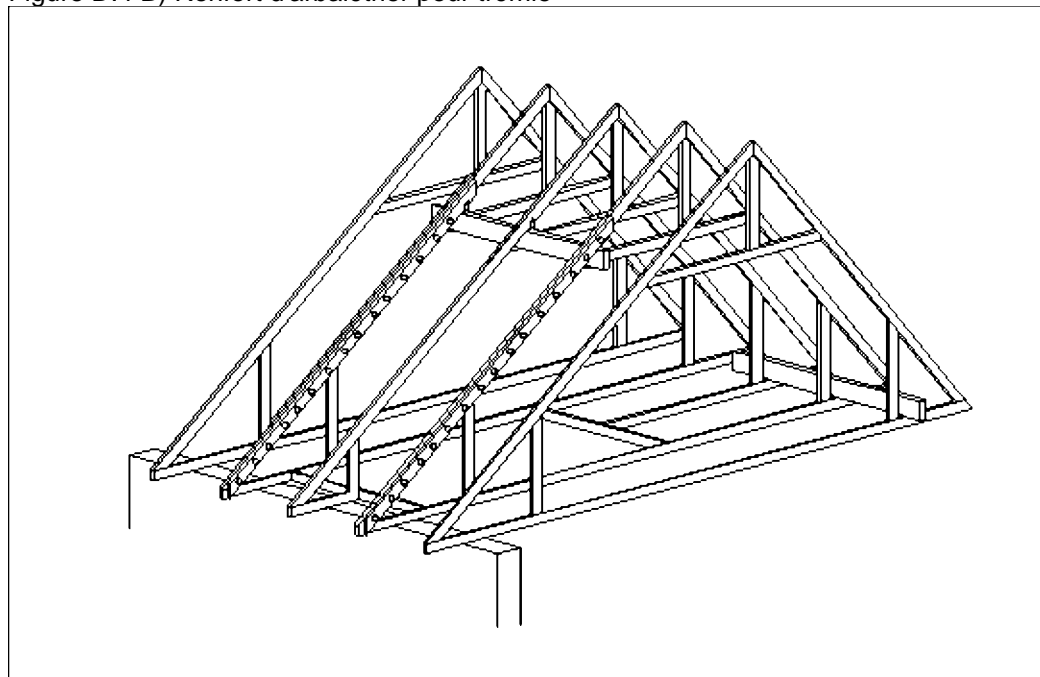


Figure D.4 B) Renfort d'arbalétrier pour trémie



Sur la ferme coupée, renfort d'entrait, au minimum dans le cas de changement de largeur habitable entre jambette au droit de l'accident.

Renforcement des fermes latérales par doublage des arbalétriers et/ou entrait, symétriquement ou doublage complet de la partie basse trapèze de la ferme.

Mise en place des bras de reprise verticaux et symétriques et blocage par potelets dans le chapeau de la ferme.

Mise en place d'un bras de reprise vertical dans le pied du trapèze et symétriquement fixé sur jambette.

#### **D.5 Cage d'escalier sur ferme à entrait porteur**

La trémie d'escalier reporte sur les fermes adjacentes, par leurs chevêtres, des charges ponctuelles qui doivent être prise en compte pour leur justification et leurs éventuels renforcements.

#### **D.6 Fermes porteuses**

Les fermes porteuses sont spécialement étudiées, justifiées par calcul et définies sur plans.

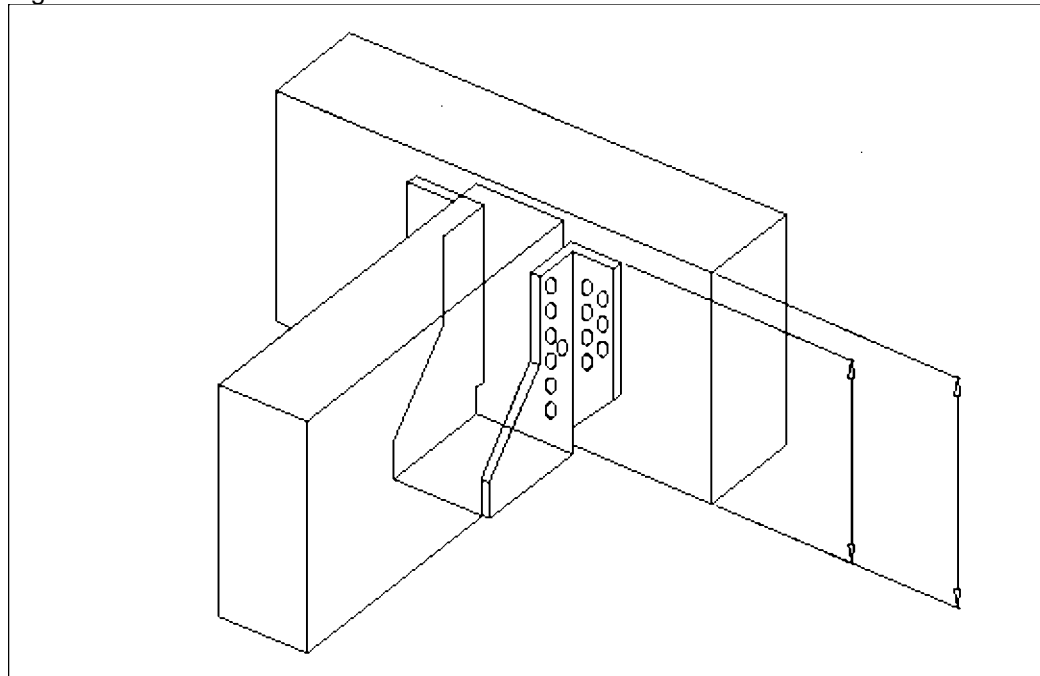


La reprise des fermes portées est réalisée par des boîtiers adaptés et de hauteur au moins égale aux  $3/4$  du bois porteur en recouvrement.

Les sections de bois doivent être choisies de manière à assurer la mise en oeuvre et le fonctionnement corrects des boîtiers (ou de tout autre type d'assemblage utilisé)

(voir figure D.5).

Figure D.5 Hauteur minimale d'un boîtier de chevêtre



$$h = H \ 3 / 4$$

Dans le cas de fermes porteuses réalisées par fermes multiples, on doit les solidariser par clouage ou boulonnage sur l'ensemble des membrures.

Il est recommandé que cette solidarisation soit effectuée en atelier.

#### Liste des documents référencés

#1 - Règles NV65 (DTU P06-002) (février 2009) : Règles de calcul définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes (Règle DTU de calcul retirée) (Indice de classement : P06-002)

#2 - Règles N84 (DTU P06-006) (février 2009) : Action de la neige sur les constructions (Règle DTU de calcul retirée) (Indice de classement : P06-006)

#3 - DTU 31.3 (NF P21-205-1) (mai 1995) : Charpentes en bois assemblées par connecteurs métalliques ou goussets - Partie 1 : Règles de mise en oeuvre (Indice de classement : P21-205-1)

#### Liste des figures

Figure 1 Noeud défini par des barres périphériques

Figure 2 Exemples d'altérations d'épure admises

Figure 2 Exemples d'altérations d'épure admises

Figure 3 B) Valeur de décalage

Figure 3 A) Critère de non décalage d'appuis

Figure 3 C) Appui décalé - Modélisation pour le calcul

Figure 4 Reprise d'arrachement

Figure 5 Fonctionnement et modélisations de ferme dissymétrique a) Une liaison entre ferme et couronnement façade de chien-assis ne peut pas, le plus souvent, s'opposer à la poussée de la ferme

Figure 5 Fonctionnement et modélisations de ferme dissymétrique b) Efforts aux appuis

Figure 5 Fonctionnement et modélisations de ferme dissymétrique c) Transfert de poussées par une poutre de poussée horizontale

Figure 5 Fonctionnement et modélisations de ferme dissymétrique d) Schéma statique pour calculs

Figure 5 Fonctionnement et modélisations de ferme dissymétrique e) Création d'un appui par poutre verticale

Figure 5 Fonctionnement et modélisations de ferme dissymétrique f) Schéma statique pour calculs

Figure 6 Section de référence pour vérification de traction axiale

Figure 7 Section de référence pour la vérification de traction transversales

Figure 8 Définition de l'emprise  $H_m$

Figure 9 Assemblages de chantier - a) Joints par recouvrement

Figure 9 Assemblages de chantier - b) Joints par fourrures (Schéma de reprise d'efforts)

Figure 10 Joint de continuité d'entrait porteur

Figure 11 Modélisation d'une poutre de faîtage par un appui élastique

Figure 12 Portée de référence

Figure 13 Antiflambement continu

Figure 15 Antiflambement continu, disposition des barres

Figure 14 « Antiflambement ponctuel » (par route)

Figure 16 Antiflambement par poutre préfabriquée

Figure 17 A) Antiflambement des arbalétriers d'ouvrages courant (effort axial maximal inférieur à 1 500 daN)

Figure 17 B) Antiflambement des arbalétriers d'ouvrages courant (effort axial maximal inférieur à 1 500 daN)

Figure C.1 Exemples d'application des cas de charge avec vent (3 et 5) a) Cas de charge 3

Figure C.1 Exemples d'application des cas de charge avec vent (3 et 5) b) Cas de charge 5

Figure D.1 Principe de « garde au feu » pour conduits de fumée

Figure D.2 A) Renforts d'arbalétriers pour trémies de lucarne et chevêtres de reprise des efforts dissymétriques

Figure D.2 A) Renforts d'arbalétriers pour trémies de lucarne et chevêtres de reprise des efforts dissymétriques

Figure D.2 B) Principe de reprise d'effort au droit d'une trémie en toiture

Figure D.2 C) Exemple de rigidification longitudinale sur chien-assis symétriques, par renforcement du contreventement

Figure D.3 A) Exemple de chevêtre et de renforcement d'arbalétrier sur trémie d'escalier

Figure D.3 B) Renfort d'arbalétrier

Figure D.4 A) Renfort d'arbalétrier pour trémie de lucarne

Figure D.4 B) Renfort d'arbalétrier pour trémie

Figure D.5 Hauteur minimale d'un boîtier de chevêtre

## Liste des tableaux

Tableau 1

Tableau C.1

Tableau 2

Tableau 3 Déformations admissibles des ouvrages ou parties d'ouvrages de charpentes pour les bâtiments d'habitation ou assimilés et les établissements recevant du public

Tableau 4 Autres bâtiments

Tableau A.1