

# Chapitre 04

## Conception et calcul des halles industrielles métalliques

### 1. Introduction

Les halles industrielles sont fréquemment réalisées avec des ossatures métalliques. Légères, et de portées assez longues, celles-ci (ces ossatures) engendrent souvent de grandes surfaces exposées au vent. Ainsi, le problème de stabilisation (ou de contreventement) de ce type de structure s'avère d'une grande importance. Dans ce chapitre, l'accent sera mis sur le rôle joué par les systèmes de stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux d'origines diverses (vent, séisme ou autres actions), aussi bien en phase d'exploitation du bâtiment qu'en phase de montage.

Malgré sa conception tridimensionnelle, on montre que l'on peut concevoir et calculer cette ossature à partir d'une modélisation simplifiée de structures planes situées selon les deux directions principales, par exemple : longitudinale et transversale.

Le système de contreventement doit être élaboré avant d'entreprendre toute démarche de dimensionnement ou de vérification. Il devrait être intégré dès les premières phases de conception de la structure.

### 2. Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements remplissent des fonctions principales suivantes :

- **Transmettre les charges horizontales aux fondations** : Ils sont chargés de reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts résultant des actions latérales ou horizontales, engendrées par divers facteurs tels que le vent, les séismes, les forces de freinage des ponts roulants, et la poussée des terres.
- **Limiter les déformations importantes** : Ils sont conçus pour empêcher d'importantes déformations ou pour limiter les déplacements horizontaux résultant de ces actions.
- **Prévenir les phénomènes d'instabilité** : Les contreventements jouent un rôle crucial dans la prévention des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. Ils accomplissent cela en diminuant les longueurs de flambement des poteaux et en agissant parfois comme des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées des poutres et des portiques, minimisant ainsi le risque de déversement.
- **Gérer les problèmes de vibration** : Ils occupent également une place importante dans la gestion des problèmes de vibration de la construction dans son ensemble, ou dans des éléments élancés de celle-ci. Cela se réalise en modifiant la période fondamentale, contribuant ainsi à éviter le phénomène de résonance.

### 3. Les techniques de contreventement des ossatures

#### 3.1 Terminologie et désignations des systèmes de contreventements

Les contreventements sont définis selon leur direction par rapport à celle du vent (**longitudinal** ou **transversal**), leur position dans l'espace (**vertical** ou **horizontal**) et leur emplacement dans la structure (**façade** ou **toiture**) (figure 59). Ainsi, pour désigner avec précision un contreventement, il

est nécessaire de préciser trois conditions, par exemple : « **contreventement longitudinal vertical de façade** ». Le terme « contreventement longitudinal » ou « contreventement transversal » se rapporte à la direction particulière du bâtiment. Par exemple, le contreventement longitudinal est celui qui reprend les efforts longitudinaux s'exerçant sur la structure, en particulier les pressions dues à un vent soufflant dans le sens longitudinal du bâtiment.

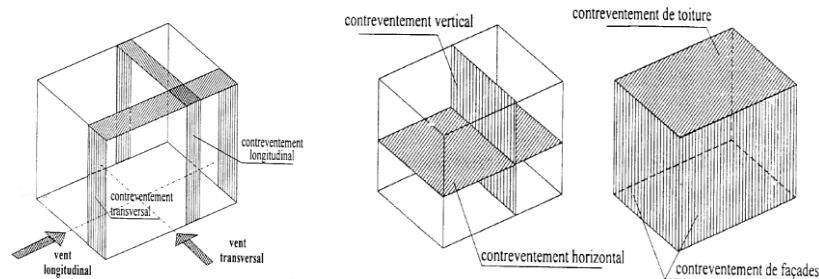


Figure 60 : différentes terminologies des contreventements existants dans les ossatures

### 3.2 Le principe de rigidification d'un panneau

Comme déjà précisé au chapitre 01, une ossature poteaux/poutres dont tous les assemblages (nœuds) sont articulés est *instable* : un effort horizontal faible provoquerait son effondrement (figure 61 ci-dessous)

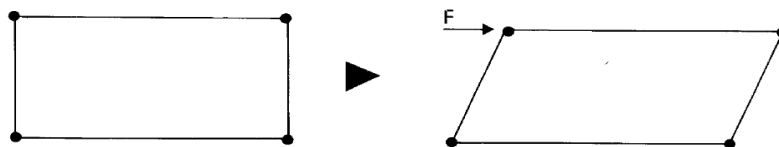


Figure 61 : Panneau instable à cause des quatre articulations

Afin d'assurer la stabilité de cette ossature, il est impératif de la contreventer, c'est-à-dire de la rendre limiter ses déformations.

A cet effet, quatre approches peuvent être utilisées :

1. **Rigidification des Nœuds** : Il s'agit de renforcer un ou plusieurs nœuds par un assemblage ou une liaison rigide, comme dans le cas du portique autostable ou du cadre rigide.
2. **Triangulation Intérieure avec des Barres Droites** : Une triangulation interne du panneau à l'aide de barres droites, comme observé dans le cas de la palée triangulée déjà expliquée au chapitre 01 .
3. **Remplissage du Panneau par un Élément Rigide dans son Plan** : Cette méthode implique le remplissage du panneau constitué de deux poteaux adjacents et deux poutres (figure 82) avec un élément rigide dans son plan, tel qu'un mur en béton armé ou en maçonnerie rigide.
4. **Semi-Triangulation Intérieure du Panneau** : Une semi-triangulation interne du panneau (figures 83 et 84).

Ces quatre procédés seront détaillés et expliqués dans les paragraphes suivants.

### 3.3 Les techniques de rigidification d'un panneau vertical

#### 3.3.1 La rigidification par assemblage ou liaison rigide (effet cadre)

Dans les portiques autostables, ou à cadres rigides, c'est la rigidification des assemblages poutres - poteaux qui assure l'indéformabilité du panneau (figure 62). Dans la figure 62a, un seul poteau et une seule poutre participent à la rigidité, par leur assemblage rigide : c'est le « semi-portique ».

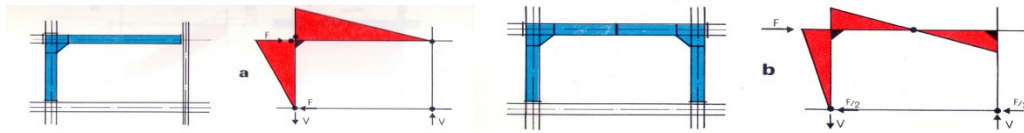


Figure 62 : Contreventements par cadres rigides (figures extraites de Louis Fruitet cours de CM)

Pour la figure 62b, le portique est à trois rotules. Il présente deux articulations en pied et une au milieu de la traverse (poutre supérieure). Les deux poteaux participent au contreventement et les efforts sont donc moins importants par rapport au cas a.

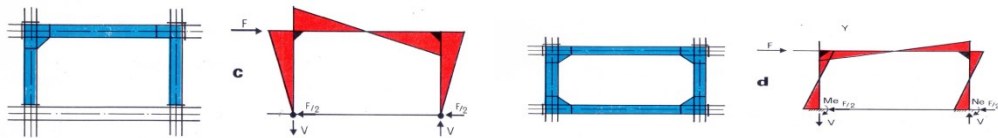


Figure 62 (suite): Contreventements par cadres rigides (figures extraites de Louis Fruitet cours de CM)

Le portique à deux articulations en pied (figure 62c) est le plus courant. Son comportement ne diffère du précédent (b) que sous les charges verticales. Enfin, le portique de la figure 62d est encasté en pieds et présente quatre nœuds rigides: il est appelé « cadre rigide ». Dans ce cas, les deux poutres et les deux poteaux participent au contreventement et les efforts sont encore moindres.

Les bases des portiques peuvent être fixées soit sur des poteaux et poutres de l'étage situé au-dessous, soit sur des infrastructures en béton armé ou des fondations. La quantité de métal utilisée, qui dépend des moments maximaux, décroît de a à d ; mais les coûts ne diminuent pas nécessairement, car le nombre des nœuds rigides (les plus coûteux) augmente.

Les poteaux et les traverses des portiques peuvent être des poutres à âme pleine (I ou H), comme sur les figures précédentes, ou des poutres en treillis (fermes). La figure 63a donne l'exemple d'un portique à traverse à treillis et deux poteaux profilés en H. Les éléments travaillant en flexion dans le plan moyen du portique doivent naturellement présenter la plus grande rigidité dans ce plan ; l'âme des poteaux en I ou H doit donc être située dans ce plan et non perpendiculairement.

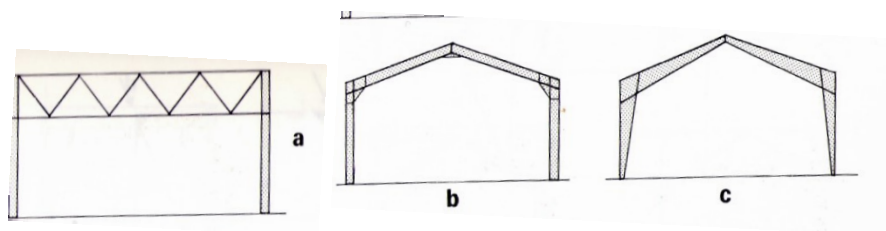


Figure 63 : portiques simples

La figure 63 b montrent l'exemple d'un portique muni de renforts aussi bien au niveau du faitage qu'au niveau des nœuds de liaison poteaux-traverses (jarrets). La figure 63c montre le cas de poteaux et outres à sections variables en fuseaux mais dont les cout de fabrication (découpage et soudages) restent assez élevés. Tous ces types de structures de la figure 63 possèdent des nœuds rigides et peuvent remplir leur fonction de contreventement dans leurs plans respectifs.

Lorsque plusieurs panneaux sont rigidifiés dans une même file (figure 64a) ou sur divers étages superposés (figure 64b), on obtient des « portiques multiples ». Par ailleurs, on peut concevoir la rigidification de tous les assemblages poutres-poteaux de l'ossature d'un bâtiment dans les deux directions, ce qui constitue un « portique tridimensionnel autostable » (figure 65).

Anciennement, les calculs de telles structures étaient complexes à cause de leur haut degré d'hyperstaticité. De nos jours, ils sont devenus moins difficiles grâce aux ordinateurs. Ceci est pour le projecteur un moyen d'optimiser le poids d'acier utilisé, mais pas le coût des assemblages.

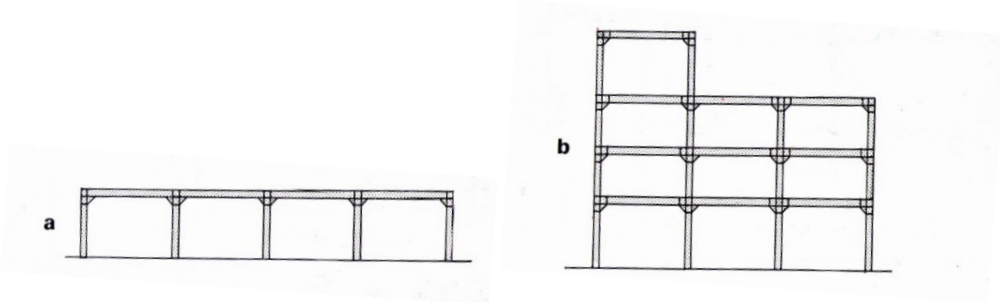


Figure 64 : portiques multiples

Les figures suivantes montrent des structures à deux niveaux contreventées uniquement par des portiques à liaisons rigides dans les deux directions longitudinales et transversales. Les diagrammes des moments fléchissants ainsi que l'allure des déformées sont illustrées ci-dessous.

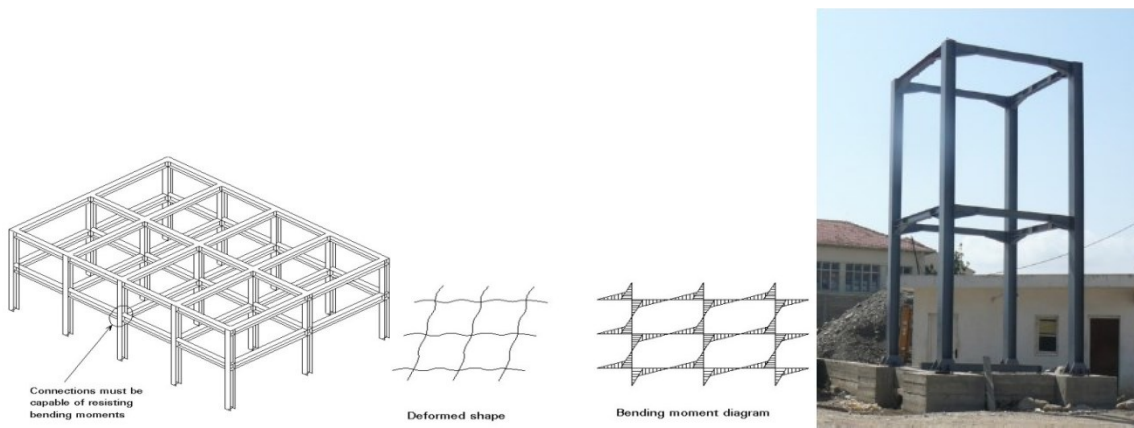


Figure 65: portique 3D autostable (photo prise de la gare routière de Bejaia)

Dans ce qui suit, nous illustrons par des figures détaillées les différents types d'assemblages rigides (soudés et boulonnés) utilisés dans la rigidification des nœuds poteaux-poutres (figure 66 à 69).

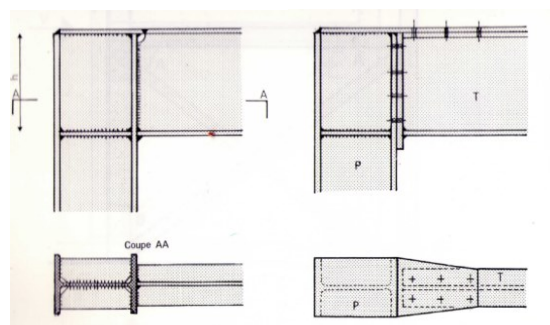


Figure 66 : Nœuds rigides de portiques : assemblages par soudage (à gauche) et boulonnage (à droite)

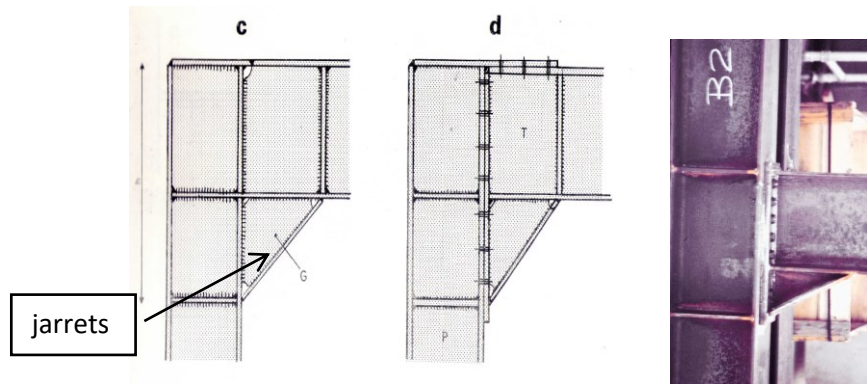
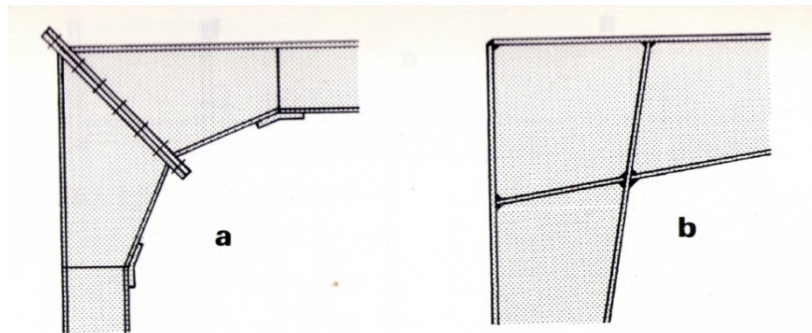


Figure 67: Réalisation des assemblages de nœuds rigides de portiques avec jarrets de renforts.



Figures 68 : assemblages rigides de sections de hauteurs variables optimisées pour reprendre des moments fléchissants importants



Figure 69: Assemblages rigides dans les deux directions par platines d'extrémités avec dispositif d'éclisse soudée

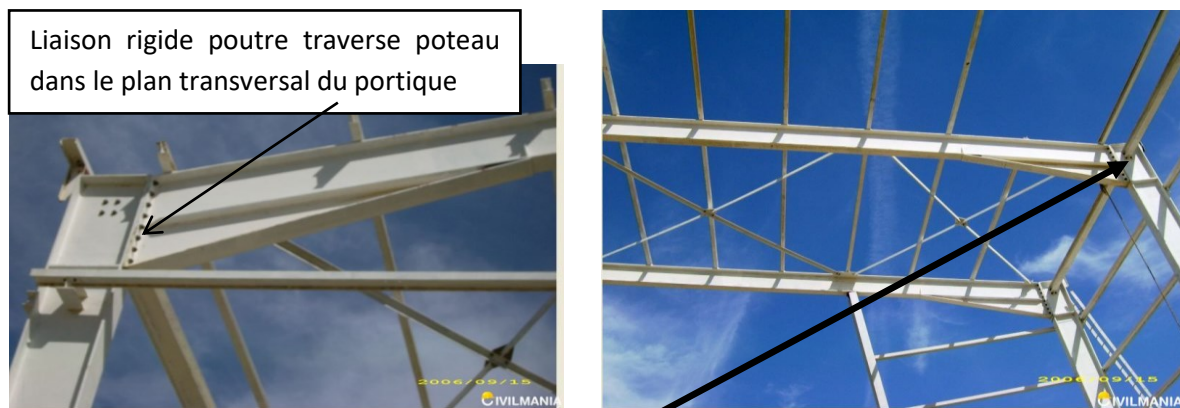
Pour faire des liaisons rigides suivant les deux directions principales, il a fallu opter pour des liaisons par platines d'extrémité **avec un dispositif d'éclisse soudée** pour éviter le perçage et le boulonnage direct sur l'âme du poteau (figure 69).

On peut également concevoir des liaisons poteaux poutres rigides dans une direction et des liaisons souples (ou articulées) dans l'autre direction perpendiculaire. C'est le cas de la figure 70 ci-dessous. Dans ce cas, le contreventement par palées ou par voiles des panneaux à nœuds articulés sont nécessaires.



Figure 70 : Assemblage rigide dans une direction et articulé dans la direction perpendiculaire

Le même système structural que précédemment est très utilisé dans les halles industrielles où les liaisons poteaux poutres sont rigides transversalement et articulées longitudinalement. Les détails de liaison de cette structure sont illustrés dans les photographies de la figure 71 suivante :



**Liaison articulée poteau poutre sablière** dans le plan longitudinal des long pan

Figure 71 : liaisons poteaux poutres rigides transversalement (à gauche) et articulées longitudinalement (à droite)

Pour bien comprendre la signification de la liaison rigide, il faudrait également bien connaître **la liaison articulée**. A cet effet, nous illustrons dans la figure 72 ci-dessous deux exemples de liaisons articulées par cornières : à droite poteau poutre et à gauche solive poutre principale. En effet, **un jeu** (ou un vide) de l'ordre de 10 mm d'épaisseur entre l'extrémité de la poutre et la semelle du poteau (figure 72 à droite) ou l'âme de la poutre principale et la solive (figure 72 à gauche) est nécessaire pour permettre la libre rotation de la section d'extrémité de la poutre sans pour autant entrainer avec elle celle ( c'est à dire la section d'extrémité) du poteau.

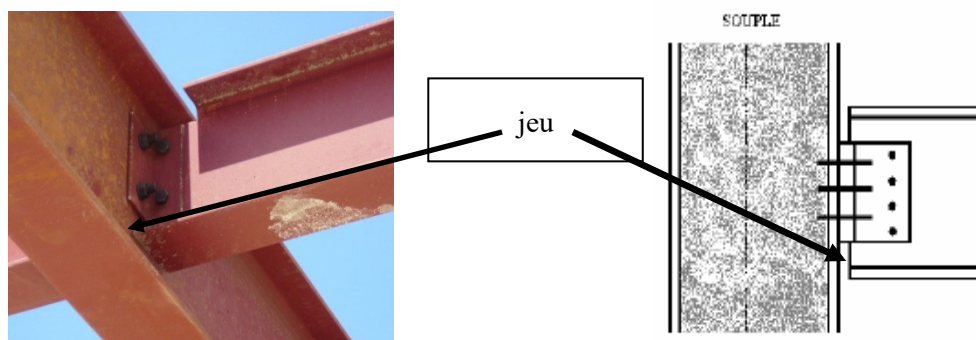


Figure 72 : exemples de liaisons articulées par cornières (à gauche solive poutre principale et à droite poteau poutre)

### 3.3.2 La rigidification par triangulation intérieure du panneau

Une barre en diagonale dans le panneau assure sa triangulation, donc son indéformabilité. Dans le cas de la figure 73, pour le sens de vent de gauche à droite (effort  $F$ ), la diagonale est tendue, mais elle serait comprimée pour le sens opposé du vent.

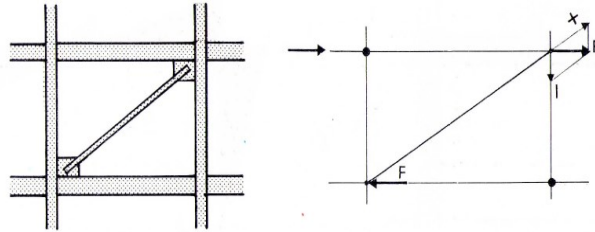


Figure 73: Contreventement triangulé avec une seule diagonale

Pour assurer la stabilité pour les deux sens, il faudra donc :

- soit tenir compte d'une résistance à la compression de la diagonale (par exemple en profil creux) ;
- soit disposer une diagonale inversée dans le même panneau (contreventement en croix de Saint André, figure 74 à gauche) ou dans un autre panneau de la même file (figure 74 à droite).

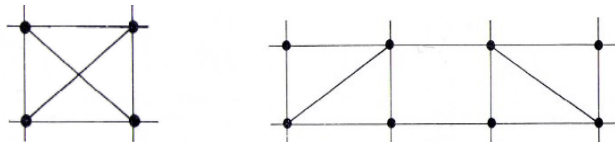


Figure 74 : contreventement en croix de Saint André ou en diagonales inversées (si elles sont placées dans des travées différentes : voir la figure à droite ci-dessus)

Pour le cas de panneau contreventé par une seule barre diagonale (contreventement en Z ou en N), les efforts normaux  $N$  (de traction ou de compression) repris par les diagonales et les réactions  $V$  se calculent comme suit:

Soit  $F$  l'effort revenant à un panneau triangulé par une seule barre diagonale. Cette barre peut être orientée par rapport au sens de la force  $F$  soit en traction (cas de la figure 75 a), soit en compression (cas de la figure 75 b). Aussi bien pour le vent que pour le séisme, la force  $F$  change de sens. Ainsi, la diagonale va se trouver une fois tendue (figure 75 a ci-dessous) et une autre fois comprimée (figure 75 b).

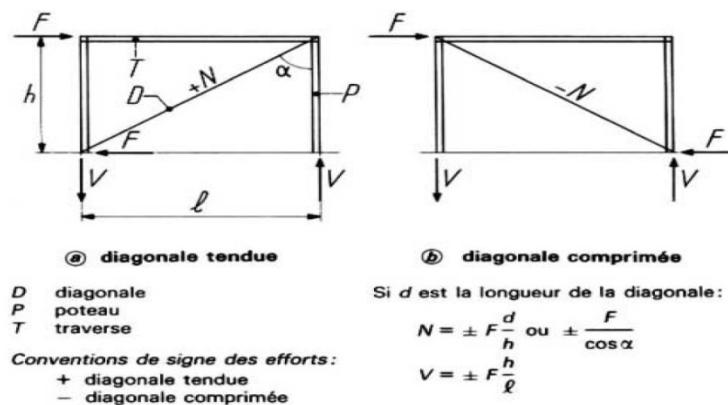


Figure 75: Calcul de l'effort normal  $N$  dans la barre diagonale

Pour le cas des panneaux contreventés par deux barres diagonales (contreventement en X ou en croix de Saint André), les calculs sont comme suit. Soit  $F$  l'effort revenant au panneau doublement triangulé par deux barres diagonales. Le calcul est basé sur l'hypothèse qui consiste à négliger la résistance à la compression de la diagonale comprimée et à équilibrer la force  $P$  (appliquée au panneau) par la seule diagonale tendue pour le sens du vent considéré (figure 76). Cette méthode est valable pour deux raisons :

- 1- la diagonale tendue s'oppose au déplacement des nœuds supérieurs du panneau
- 2- L'effort normal de traction repris ( $N = P / \cos\alpha$ ) par cette diagonale tendue est largement surestimé. Ce qui met en sécurité.

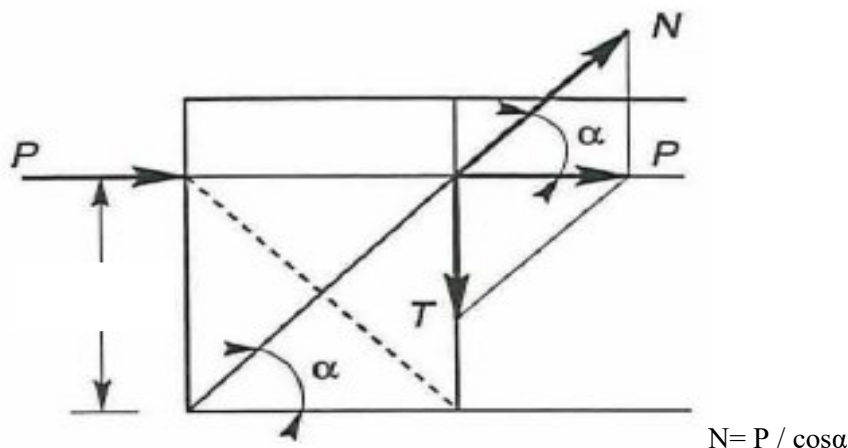


Figure 76 : cas des panneaux contreventés par deux barres diagonales (contreventement en X)

**Remarque importante :**

Attention ! Dans le cas de la figure 74b (à droite) ci-dessus, où la file de panneaux est contreventée par deux panneaux simplement triangulés, cette méthode peut être appliquée à condition que la diagonale tendue reprenne la totalité des forces revenant à la file de panneaux.

Par ailleurs, l'effort horizontal  $F$  appliqué au niveau supérieur du panneau rigide est transporté au niveau inférieur (réaction  $F$ ) avec un couple de renversement équilibré par deux réactions verticales égales et de signes opposés  $V$  :  $+V$  à l'avant (compression ou écrasement),  $-V$  à l'arrière (traction ou soulèvement). Ces efforts verticaux sont reçus par des fondations (si le panneau est au rez-de-chaussée) ou par les poteaux des étages inférieurs (figure 77). Des détails d'exécution sont illustrés en figure 78.

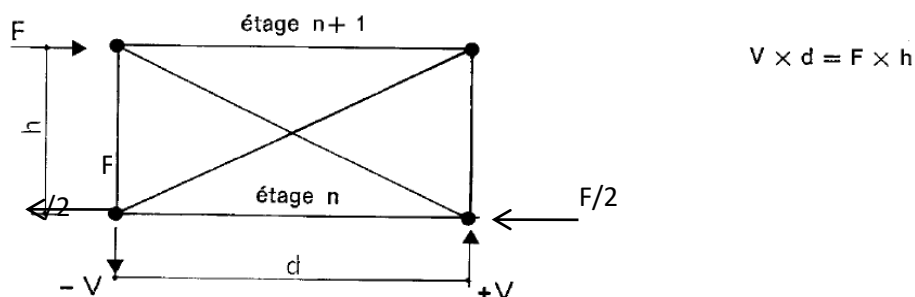


Figure 77 : palées de stabilité et réactions d'appuis



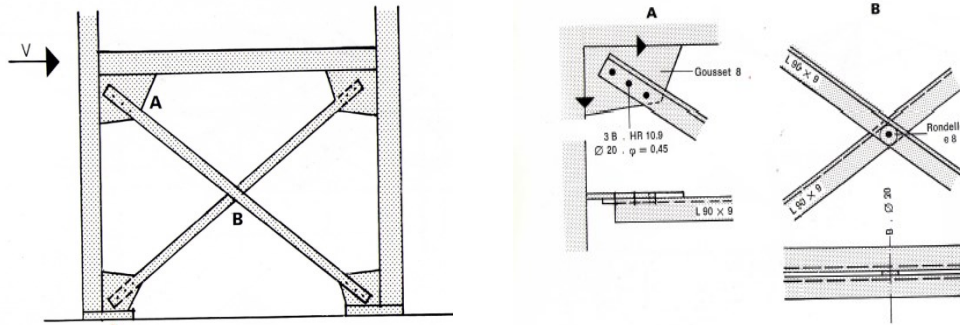


Figure 78 : Palée en croix de Saint André réalisée avec des barres constituées de profilés en simples cornières.

Par ailleurs, les palées de stabilité peuvent être sous forme de (figure 79):

- une seule croix de Saint André occupant toute la hauteur du portique
- deux ou plusieurs croix de Saint André séparées par des montants ou poutres horizontales pour rigidifier davantage la ferme cantilever ainsi constituée.

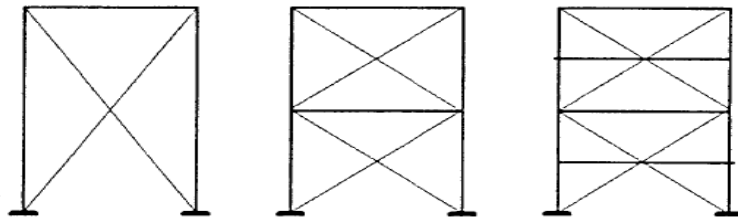


Figure 79 : contreventement avec une palée (à gauche) et plusieurs palées séparées par des montants (à droite)

La triangulation peut également être réalisée par diagonales intérieure disposées en V ,en Z ou en losanges (figure 80).

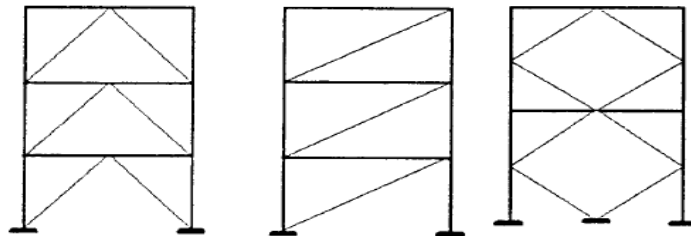


Figure 80 : contreventement par diagonales intérieure disposées en V ,en Z ou en losanges

Toute autre forme de triangulation est admissible, pourvu que les barres travaillant en compression résistent au flambement. On peut ainsi libérer les zones de passage ou d'éclaircissement (figure 81).

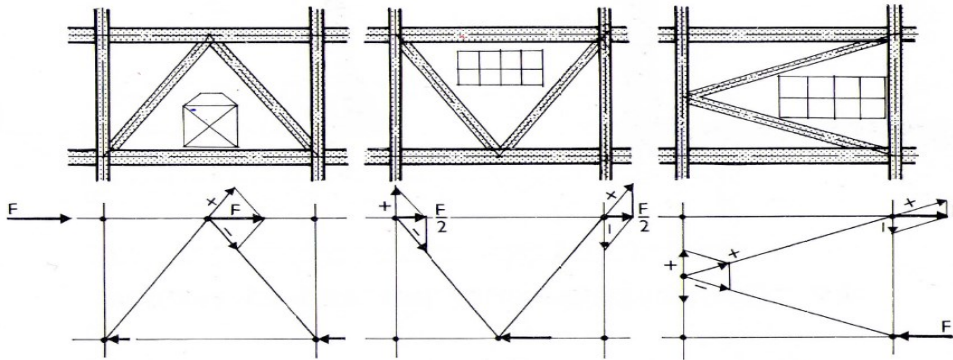


Figure 81 : Contreventements triangulés libérant des espaces intérieurs

### 3.3.3 La rigidification par remplissage par un mur rigide dans son plan

Un panneau est rendu indéformable s'il est rempli de matériaux rigides: maçonneries, béton, etc. (figure 82). Sous l'effet d'un effort horizontal  $F$ , il se produit une *diagonale de compression* (ces matériaux travaillant mal en traction, en général) de largeur  $I$  (environ 6 fois l'épaisseur de maçonnerie) qui constitue avec le poteau et la poutre une triangulation.

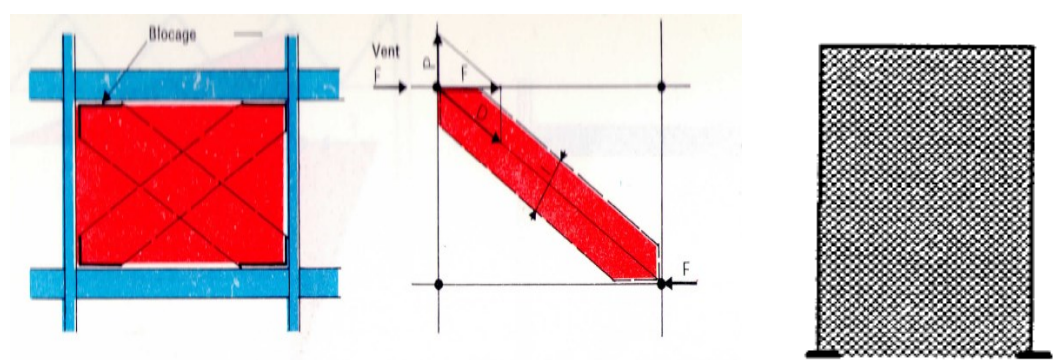


Figure 82 : Contreventements par maçonneries et voiles en béton armé.

### 3.3.4 La rigidification par semi triangulation du panneau

La rigidité d'un angle dans un cadre peut être obtenue en utilisant une barre articulée aux deux extrémités, communément appelée bracon ou contrefiche (voir figure 83). Cette approche permet de réaliser un panneau d'équerre en utilisant uniquement des assemblages articulés, créant ainsi des palées semi-triangulées. L'indéformabilité de ces éléments est garantie par la continuité de la poutre qui est soumise exclusivement à de la flexion. On parle alors d'un portique semi-triangulé ou semi-portique (figure 79).

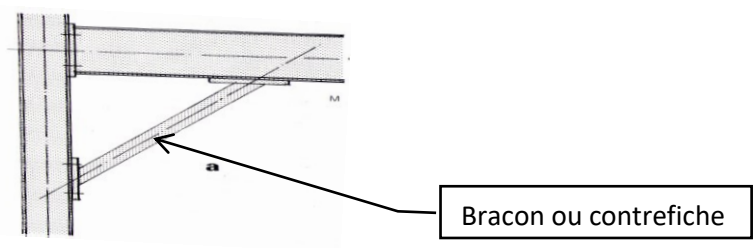


Figure 83 : Nœud de portique rendu rigide par la mise en place d'un bracon ou d'une contrefiche .

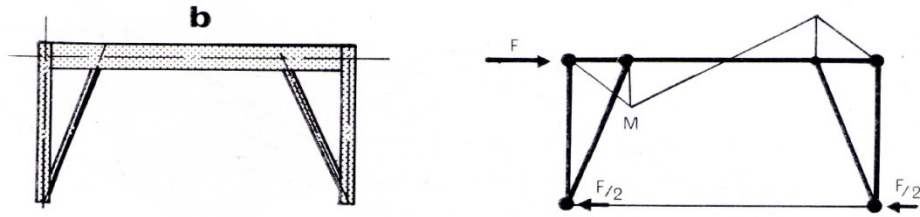


Figure 84 : Portique dit à pied droit où la poutre est continue.

#### 4. Conception de la stabilité d'un bâtiment de type Halle

Les bâtiments du type « halle » les plus courants ont généralement la stabilité dans le sens transversal assurée par une succession de portiques transversaux. La stabilité longitudinale est réalisée par des palées de contreventements (figures 85 ci-dessous). Les portiques transversaux ont généralement des portées variant de 10 à 40 m et leurs espacements sont distants de 6 à 12 m. Selon l'intensité des efforts horizontaux appliqués sur les longs pans, la stabilité transversale assurée par les portiques transversaux, peut être renforcée par des palées de stabilité disposées au niveau des pignons. Par ailleurs, pour les halles de faible longueur, si la stabilité transversale n'est pas assurée par les portiques, il convient de placer obligatoirement des contreventements verticaux dans les pignons (figure 85).

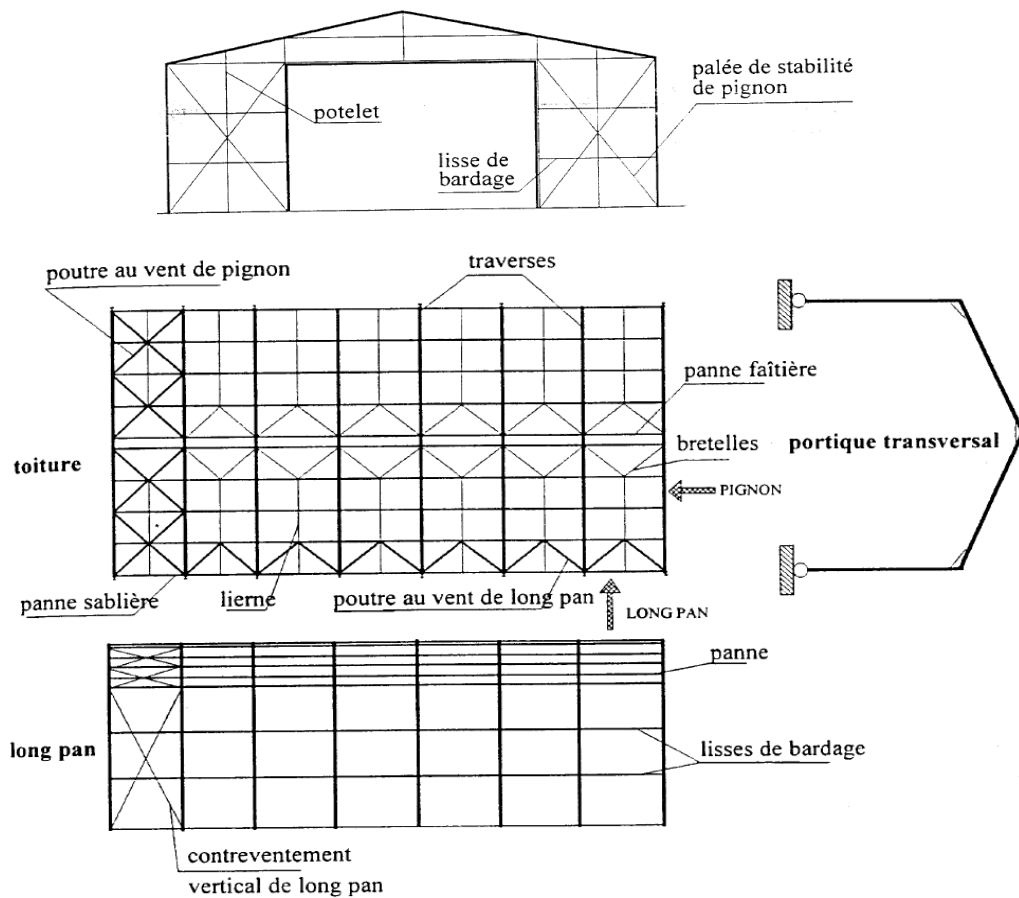


Figure 85 : Plan d'une ossature de halle industrielle classique

La stabilité longitudinale comprend généralement des contreventements de longs pans (figure 86). Dans certains cas particuliers, par exemple une halle de faible longueur, on peut envisager de mettre des portiques avec effets cadres dans les longs pans. Dans le cas de halle avec des ponts roulants, il convient de disposer dans les longs pans des palées de stabilité capables de reprendre les efforts de freinage longitudinal.

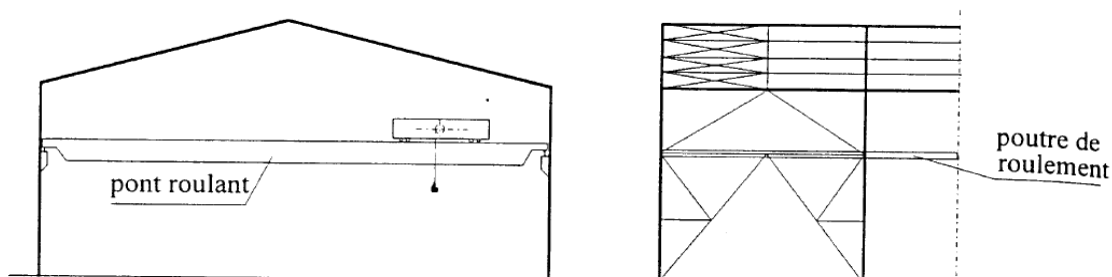


Figure 86 : contreventement en présence d'un pont roulant

En ce qui concerne, les poutres au vent, celles-ci ont un rôle essentiel puisqu'elles permettent de ramener les efforts dus à la pression du vent exercée sur les faces aux systèmes de stabilité transversale ou longitudinale qui, eux-mêmes, transfèrent ces efforts jusqu'aux fondations. Pour reporter les efforts horizontaux dus à l'action du vent sur les poteaux, il est nécessaire de mettre en place des poutres au vent sur les versants de la toiture. Ces poutres au vent prennent le nom général de poutre au vent de versant et, pour les distinguer, selon leur position dans la toiture, on les appelle soit les poutres au vent de pignon ou soit les poutres au vent de long pan (figure 87).

## 4.1 Stabilité longitudinale

### 4.1.1 Poutre au vent de pignon

Ces contreventements sont généralement situés aux extrémités du bâtiment (contreventement de pignon) (voir figure 87) et éventuellement entre joints de dilatation. Ils ont pour but de **s'opposer au déplacement longitudinal des pannes** et réduisent, de ce fait, la longueur de flambement des éléments transversaux (membrures supérieures de fermes, traverses de portiques) dans le plan des versants.

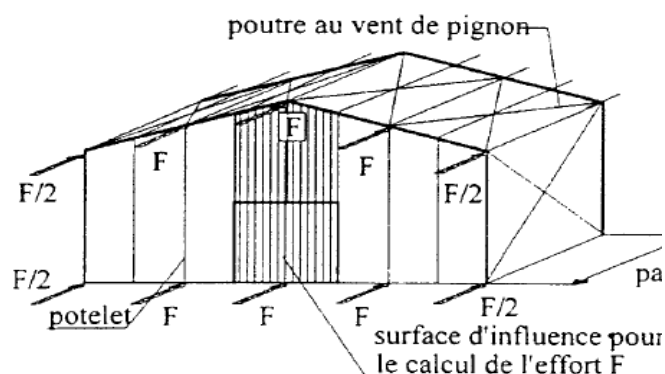


Figure 87 : poutre au vent de pignon

Ces contreventements de versants sont sollicités par la poussée du vent sur les pignons et par les efforts de frottements du vent sur la couverture (lorsque la longueur du bâtiment est supérieure à trois fois la hauteur au faîtage).

Pour constituer cette poutre de contreventement, on utilise des diagonales, le plus souvent en croix de Saint-André, entre deux éléments transversaux consécutifs (membrures supérieures de ferme ou traverses de portique) qui forment les membrures de cette poutre dont les pannes constituent les montants. Dans le calcul du contreventement seules les diagonales tendues seront considérées. On utilisera pour les diagonales des cornières, des fers ronds ou des fers plats.

#### 4.1.2 Contreventements verticaux de longs pans

Ils ont pour but de stabiliser la structure longitudinalement en reprenant et en transmettant jusqu'aux fondations les sollicitations horizontales longitudinales dues à l'effet du vent sur les pignons, au freinage des ponts roulants et à l'effet du frottement (ou d'entraînement) du vent sur la couverture. Ils peuvent être constitués de différentes façons selon la nature des remplissages et leur disposition :

##### 4.1.2.1 Contreventement par remplissage en maçonnerie rigide

Lorsque la construction comporte des remplissages en maçonnerie rigide, ils sont généralement placés à l'intérieur des poteaux de sorte qu'ils puissent jouer efficacement le rôle de contreventement (figure 88). Pour ce type de remplissage, des contreventements provisoires doivent être prévus afin d'assurer la stabilité de la construction avant l'exécution des maçonneries.

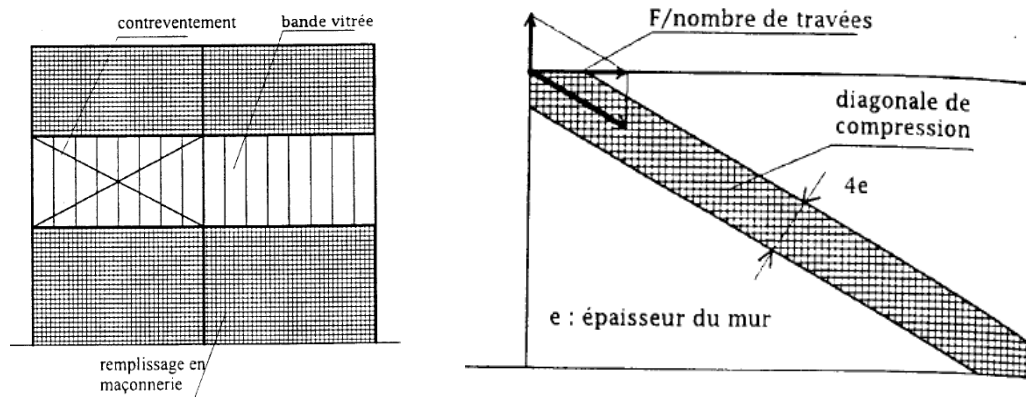


Figure 88: contreventement par remplissage en maçonnerie rigide

Lorsque les murs sont interrompus par des bandes vitrées (figure 88 précédente) on devra, dans la hauteur de ces bandes, assurer la transmission des efforts par des croix de Saint-André ou des cadres avec des assemblages rigides.

On s'assurera de la résistance des maçonneries en vérifiant que la diagonale fictive d'une largeur égale à quatre fois l'épaisseur du mur résiste à l'effort de compression (figure 88) qui résulte de la décomposition de l'effort résultant lui-même des sollicitations horizontales (réaction de la poutre au vent de pignon, ou du pont roulant)

#### 4.1.2.2 Contreventement par palées de stabilité ou portiques autostables

Pour assurer le contreventement longitudinal lorsque le bardage est constitué d'éléments souples (tôle nervurée par exemple), on peut utiliser, soit des portiques autostables soit des croix de Saint-André. On préférera les contreventements en croix de Saint-André, plus rigides, lorsqu'il y a lieu d'avoir une certaine rigidité longitudinale pour éviter toute détérioration des parois vitrées.

Lorsque le contreventement est assuré par une croix de Saint-André, les diagonales sont solidarisées avec le poteau et sa platine de base afin de réaliser une bonne transmission de l'effort à la fondation (voir figure 89).

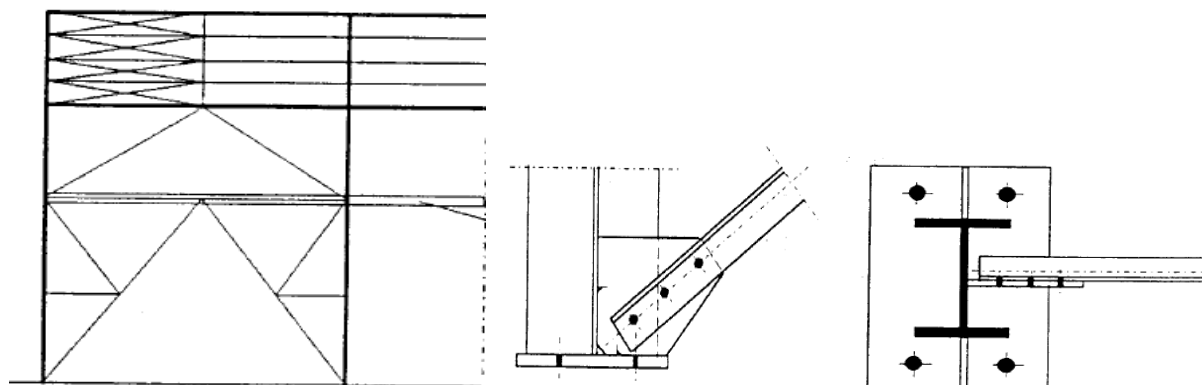


Figure 89 : Détails d'assemblage de la barre diagonale de la palée de stabilité avec le pied de poteau

## 4.2 Stabilité transversale

### 4.2.1 Les poutres auvent de long pans

Située le long du bâtiment généralement en bas de la toiture, cette poutre au vent permet de **répartir les pressions** de vent exercées sur les longs pans de manière équilibrée sur l'ensemble des portiques transversaux (figure 90 ci-dessous). Lorsque l'écartement des poteaux est important, les **pannes sablières ne peuvent résister aux réactions** des potelets intermédiaires (figure 86).

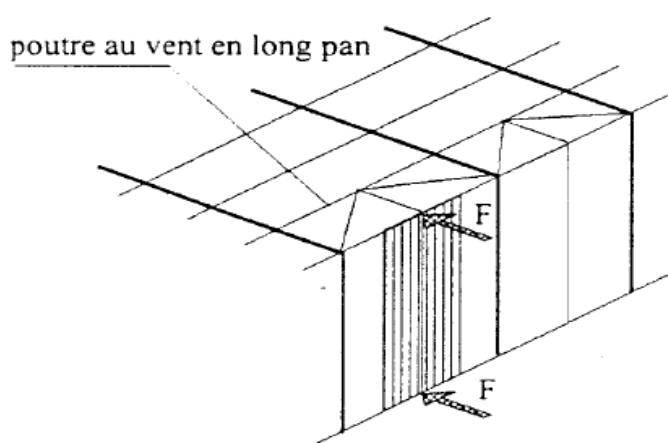


Figure 90 : poutre auvent de long pan

Celles-ci ont pour but :

1. dans les bâtiments où la stabilité transversale est assurée par une suite de portiques, de **limiter leurs déplacements relatifs**, en particulier sous l'action du vent et des efforts transversaux de freinage des chariots de ponts roulants ;
2. dans les bâtiments de faible longueur où la stabilité transversale n'est réalisée que par des portiques de pignon, de reporter sur ces derniers les actions du vent agissant sur les longs pans;
3. dans les deux cas, de transmettre aux poteaux de portiques et / ou aux palées de stabilité transversales (par exemple celles se trouvant en pignon), la réaction horizontale des potelets intermédiaires qui assurent la stabilité des parois.

#### 4.2.2 Contreventements verticaux de pignons

Les contreventements verticaux de pignons (figure 91) sont constitués de la même façon que les contreventements verticaux de longs pans. Ils ont pour but d'assurer la stabilité transversale d'ensemble de la halle industrielle ne comportant pas de portiques transversaux rigides.

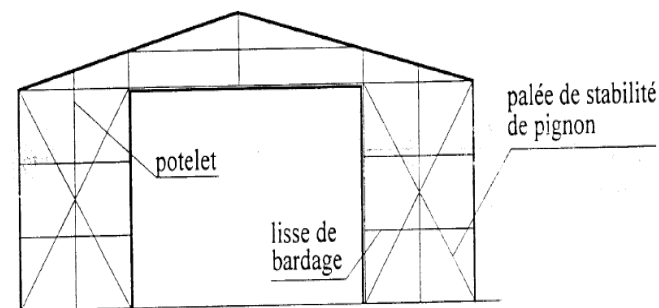


Figure 91 : palée de stabilité de pignon

## 5. Cheminement des efforts internes

### 5.1 Cas d'un vent transversal

La figure 92 ci-dessous illustre les détails de cheminement des efforts internes jusqu'aux fondations pour le cas d'un vent transversal avec et sans présence d'une poutre auvent de long pan. Quant à la figure 93, elle illustre les détails de cheminement des efforts internes jusqu'aux fondations pour le cas d'un vent transversal agissant sur une structure isostatique simple.

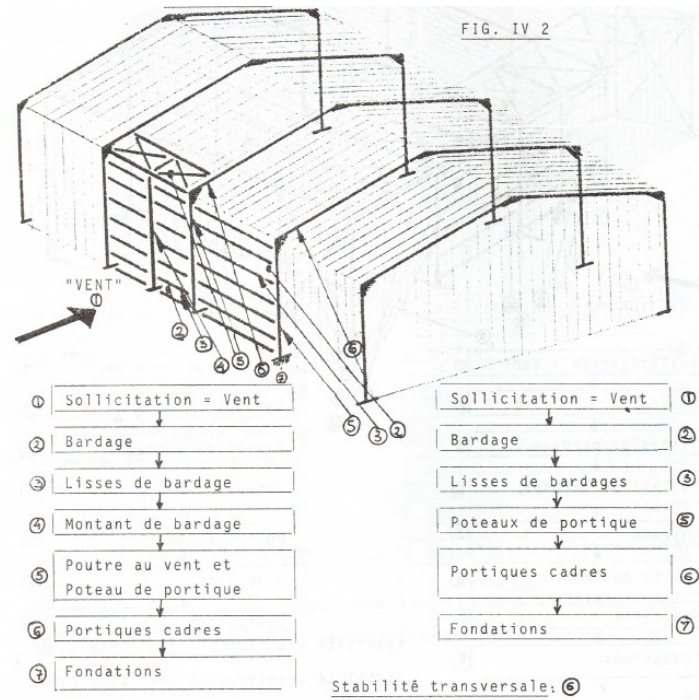


Figure 92 : détail de cheminement des efforts internes jusqu'aux fondations dus à un vent transversal (figures extraites de « Calcul pratique des structures métalliques » ouvrage du CGS éditions OPU)

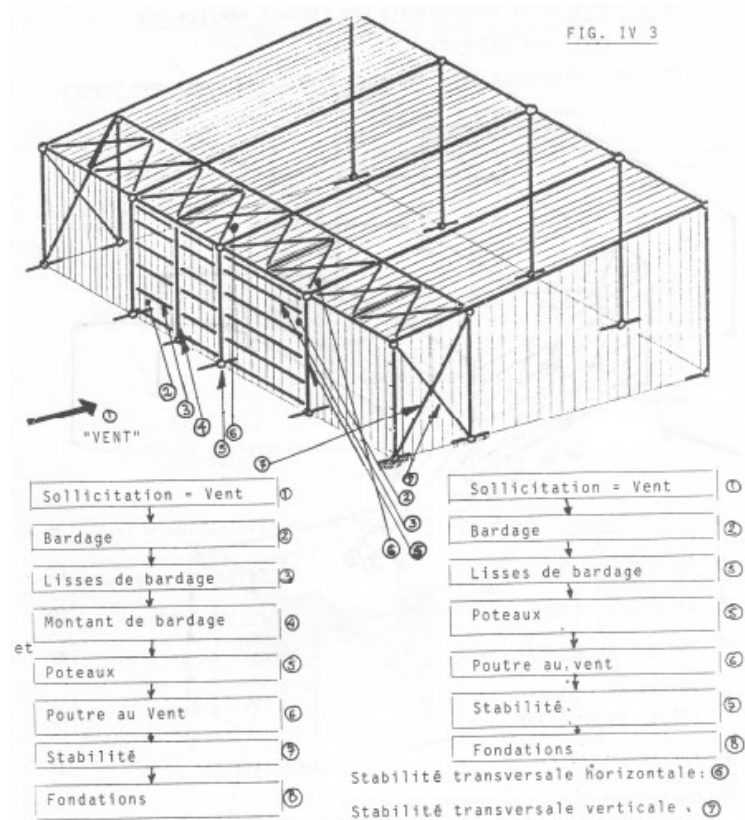


Figure 93 : détail de cheminement des efforts internes jusqu'aux fondations dus à un vent transversal pour le cas d'une structure isostatique simple (figures extraites de « Calcul pratique des structures métalliques » ouvrage du CGS éditions OPU)



## 5.2 Cas d'un vent longitudinal

Pour le cas d'un vent longitudinal, les figures 94 et 95 ci-dessous illustrent les détails de cheminement des efforts internes jusqu'aux fondations. En particulier, la figure 95 montre le cas de la présence d'une poutre au vent intermédiaire.

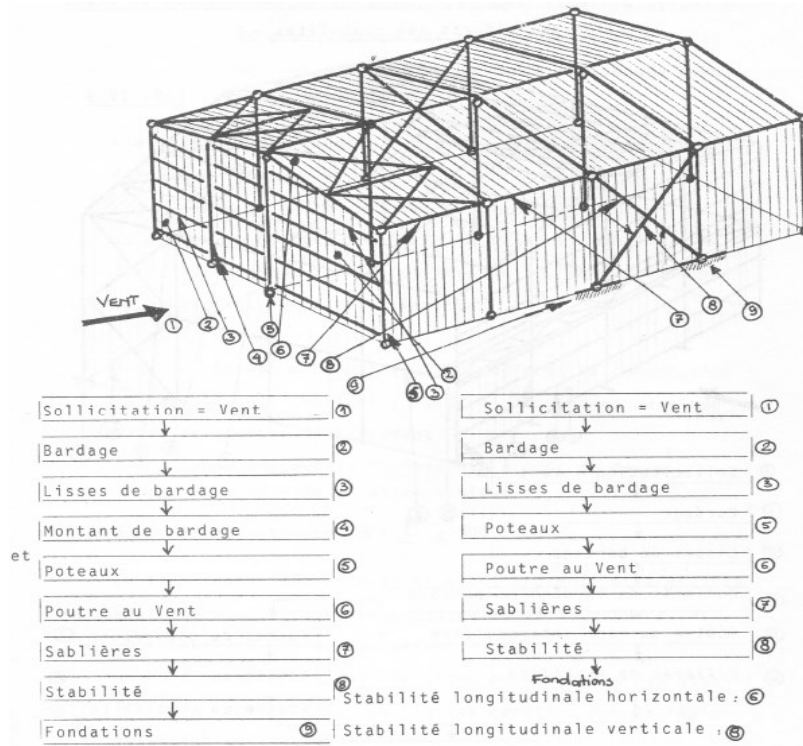


Figure 94 : détail de cheminement des efforts internes jusqu'aux fondations dus à un vent longitudinal (figures extraites de « Calcul pratique des structures métalliques » ouvrage du CGS éditions OPU)

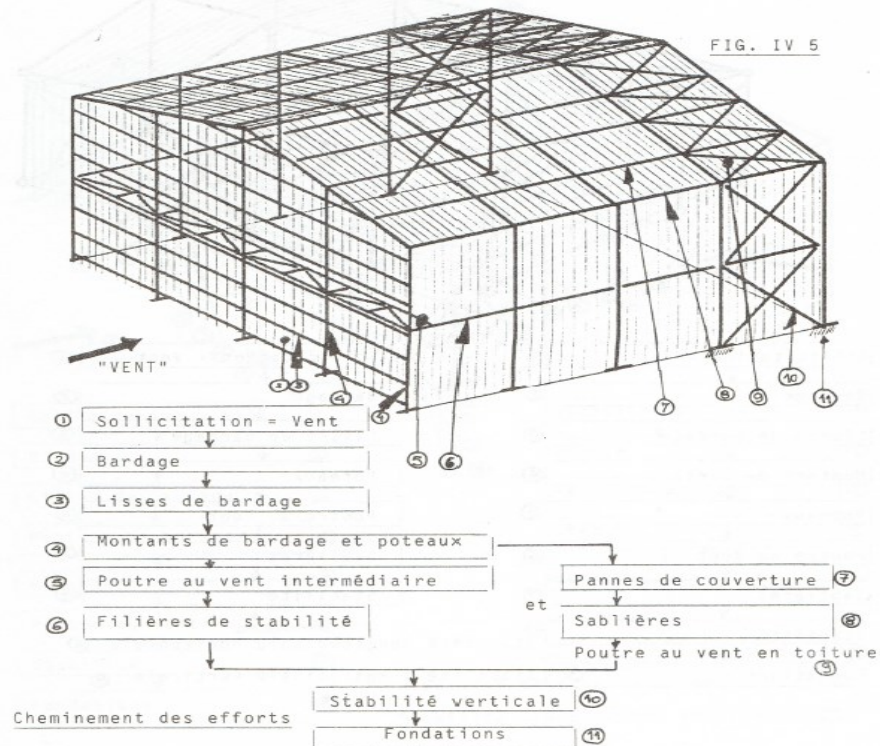


Figure 95 : détail de cheminement des efforts internes jusqu'aux fondations dus à un vent longitudinal (figures extraites de « Calcul pratique des structures métalliques » ouvrage du CGS éditions OPU)

## 6. Dimensionnement des éléments structuraux d'un bâtiment de type Halle

### 6.1 Dimensionnement des couvertures de toiture

Les couvertures en bacs aciers nervurés (ou en aluminium) sont utilisés dans la grande majorité des bâtiments industriels métalliques et présentent, en dépit de leurs coûts, de multiples avantages, d'où leur large utilisation. Etant entièrement standardisés, ces produits ne font plus l'objet de calculs ou de dimensionnement. Des tableaux de résultats et des abaques ont été mis au point par les fabricants pour les différents profils. Le profil recherché (ou adéquat) sera déterminé par une simple lecture de ces tableaux ou abaques. Ces bacs nervurés, en acier galvanisé, souvent prélaqués, se présentent sous formes de panneaux qui ont généralement les dimensions suivantes : longueur = 12 m , largeur = 0,75 m , épaisseurs courantes des tôles = 0,75 mm et 1 mm.

Les bacs de faibles longueurs peuvent être portés par 2 pannes (cas isostatique). Toutefois, dans la quasi totalité des cas, les panneaux utilisés sont de grandes longueurs. Et par souci d'économie, ces panneaux sont portés par 3 ou 4 pannes. Ils bénéficient alors de l'avantage de la continuité qui donne lieu à des flèches réduites. Il est à signaler que la distance (ou bien l'entre axe) entre les pannes, est déterminée par la portée admissible des bacs de couverture. Cette portée dépend des paramètres suivants :

- la continuité ou non du panneau (autrement dit : le nombre d'appuis)
- les valeurs des charges sollicitant les bacs (neige, vent, entretien, étanchéité, etc...)
- des caractéristiques géométriques des sections de ces bacs telle : la hauteur et la largeur des nervures, l'épaisseur de la tôle, la forme du profil, etc...

Pour cela, les fabricants proposent divers profils correspondant à divers moments d'inertie. Ces bacs sont couramment dimensionnés pour présenter une flèche maximale inférieure au 1/200 de leur portée, et pour supporter une charge minimale de 100 daN/m<sup>2</sup> qui correspond au poids de deux hommes et de leur matériels présents sur la toiture en vue d'effectuer des travaux de réparation ou d'entretien.

Parmi les avantages majeurs des couvertures en bacs acier, on peut citer leur grande rapidité de pose ainsi que leurs poids faibles (environ 10 daN/m<sup>2</sup>). Ce qui en fait un mode de couverture particulièrement adapté aux constructions industrielles métalliques. A titre d'exemple, le choix d'un profil de bacs peut se faire par une simple lecture des tableaux proposés par le fabricant, et ce, en fonction des charges à supporter et des portées (continues ou non). Le modèle exemple ci-dessous, est un tableau dans lequel on pourra choisir le type et la portée du bac en fonction des surcharges de neige.

Profil	Critère Flèche	Épaisseur	Poids kg/m <sup>2</sup>	Nombre d'appuis	Portée (en m) pour une charge (daN/m <sup>2</sup> ) de :						
					100	115	125	150	175	200	250
Plein	f. 1/200	0,75	6,74	2	2,45	2,35	2,30	2,15	2,05	1,95	1,80
				3	2,95	2,80	2,70	2,50	2,35	2,20	1,95
	f. 1/300	1,00	8,99	2	2,70	2,60	2,55	2,40	2,25	2,15	2,00
				3	3,25	3,10	3,00	2,80	2,70	2,50	2,25
Plein	f. 1/200	0,75	6,74	2	2,15	2,05	2,00	1,85	1,70	1,65	1,50
				3	2,60	2,45	2,35	2,20	2,05	1,95	1,80
	f. 1/300	1,00	8,99	2	2,35	2,25	2,20	2,05	1,95	1,85	1,70
				3	2,95	2,80	2,70	2,50	2,30	2,20	2,00

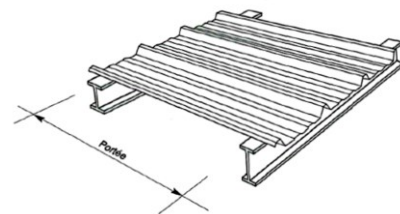
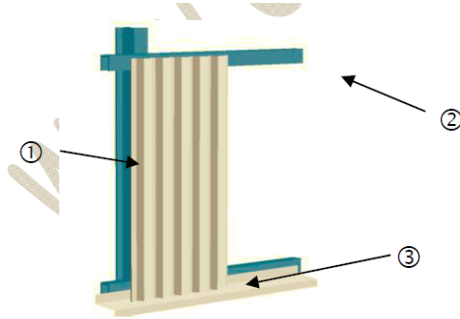


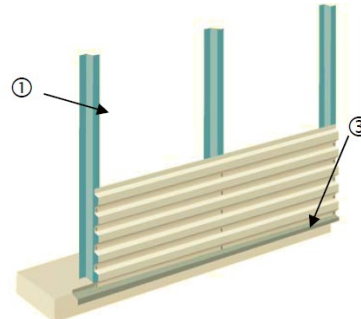
Tableau 17: Exemple de dimensionnement d'une couverture selon le critère de la portée maximale

## 6.2 Dimensionnement des bardages des parois verticales.

Les bardages ont pour rôle de remplir et de couvrir les façades. Ils sont généralement réalisés en bacs acier de tôles nervurées sous formes soit d'un simple parement (ou simple peau) ou d'un double parement (double peau). Pour ces derniers, les deux parements peuvent être posés soit à nervures croisées, soit à nervures parallèles (figures 96 et 97).

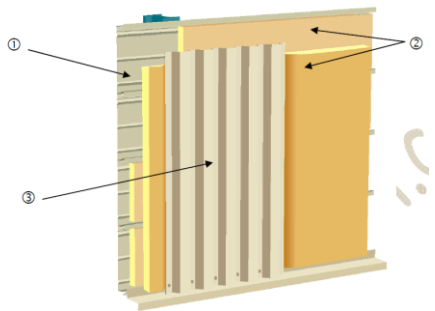


nervures verticales en présence  
de lisses de bardage

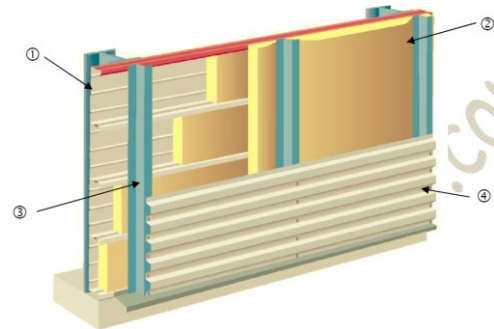


nervures horizontales en l'absence  
de lisses de bardage

Figure 96 : différentes orientations des nervures de bardages simples peaux



nervures croisées horizontales et verticales



nervures parallèles et horizontales  
en l'absence de lisses de bardages

Figure 97 : différentes orientations des nervures de bardages doubles peaux

Selon leurs portées et leurs sections droites, les panneaux présentent des rigidités différentes. De ce fait, les tableaux fournis par les fabricants sont différents pour chaque type de bardage, et tiennent compte du fait que le bâtiment soit ouvert ou fermé.

Transmettant les efforts dus au vent, les ossatures secondaires constituées soit par des lisses de bardage, soit par des potelets verticaux, présentent des entre axes qui sont déterminés par les portées admissibles de ces bacs de bardage. La méthode de dimensionnement des bacs de bardage est analogue à celle des bacs de couverture. En voici deux exemples :

Premier exemple :

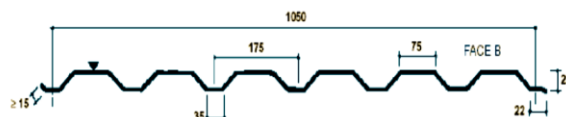
EXEMPLE DE DIMENSIONNEMENT D'UN BARDAGE SIMPLE-PEAU

Charges admissibles en daN/m<sup>2</sup>

Dépression				Portée (m)	Pression				
épaisseurs en mm		épaisseurs en mm			épaisseurs en mm		épaisseurs en mm		
0,75	0,63	0,75	0,63		0,75	0,63	0,75	0,63	
228	268	201	197	1,60	182		188		
170	185	153	143	1,80	146	193	157	174	
131	132	102	102	2,00	119	157	134	141	
104	106	80	80	2,20	100	129	116	120	
86	87	64	64	2,40	85	107	102	108	
71	73	68	52	2,60	73	91	89	98	
60		55		2,80	63	78	77	89	
		46		3,00	53	66	67	80	
				3,20	46	57	59	71	
				3,40		49	52	63	
				3,60		43		56	

Second exemple

Exemple : plaque de bardage vertical HACIERBA 6.175.25 B



Portée (m)	Charge normale en daN/m <sup>2</sup>									
	en travée simple					en travée double				
	0,63	0,75	0,88	1,00	1,25	0,63	0,75	0,88	1,00	1,25
Pression	1,60	158	189							
Dépression	1,60	135	161							
Pression	1,80	118	141	165	187					
Dépression	1,80	103	123	144	164					
Pression	2,00	91	108	127	144	175				
Dépression	2,00	80	95	112	127	160				
Pression	2,20	71	85	99	113	141	168			
Dépression	2,20	64	76	89	101	128	152			
Pression	2,40	57	68	80	91	115	137	161		
Dépression	2,40	52	61	72	82	104	124	145		
Pression	2,60	47	56	65	74	94	111	131	148	
Dépression	2,60	43	51	59	68	83	99	116	132	
Pression	2,80		45	54	62	73	87	102	116	
Dépression	2,80		43	50	57	67	80	93	106	
Pression	3,00			46	52	58	69	81	92	
Dépression	3,00			42	48	55	65	76	87	
Pression	3,20					46	55	65	74	
Dépression	3,20					45	54	63	72	
Pression	3,40						45	59	60	
Dépression	3,40						45	53	60	
Pression	3,60								49	
Dépression	3,60								49	
Pression	3,80									
Dépression	3,80									

### 6.3 Les pannes de toiture

Disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan des versants, les pannes ont pour fonction de supporter la couverture, les surcharges de neige, de maintenance ainsi que les pressions dues au vent.

Elles peuvent être subdivisées en trois catégories..

- Les pannes faitières sont situées au faitage et peuvent être jumelées
- Les pannes intermédiaires sont disposées à entre axes constants

- Les pannes sablières sont situées en bas de versant et peuvent être renforcées pour reprendre des efforts horizontaux dus au vent.

L'entre axe des portiques transversaux, détermine la portée des pannes. Par contre, l'entre axe des pannes est déterminé par la portée admissible des bacs de couverture.

Constituées dans la majorité des cas de poutrelles laminées de type IPE, leur poids moyen ramené au  $m^2$  de toiture varie généralement entre 5 et 12 daN/m<sup>2</sup>. Des profilés réalisés en tôles minces pliées à froid dont les sections ont des formes en Z, en U ou en  $\Sigma$ , sont parfois utilisés.

Les pannes sont assemblées par boulonnage au niveau des appuis qui sont considérés simples (ou articulés). Ces appuis que sont les traverses de portiques (ou des membrures supérieures des fermes) fixent les pannes grâce à un dispositif de pièce en équerre appelées échantignolles (voir la figure 98 ci dessous) . Ces échantignolles en équerre empêchent le glissement vers le bas des pannes en reprenant les efforts tangentiels dans le plan des versants. Elles empêchent également le soulèvement vers le haut de toute la toiture sous l'effet des dépressions du vent. Ainsi, on voit clairement l'importance majeure du rôle joué par ces échantignolles.

Par conséquent, les calculs de vérification et de dimensionnement de ces pièces doivent fournir des épaisseurs suffisantes vis à vis du risque de pliage ainsi que des assemblages résistants au niveau de leur fixation sur la structure principale (risque de rupture des boulons qui subissent à la fois la traction et le cisaillement, risque de déchirement de la pièce par pression diamétrale, etc...)

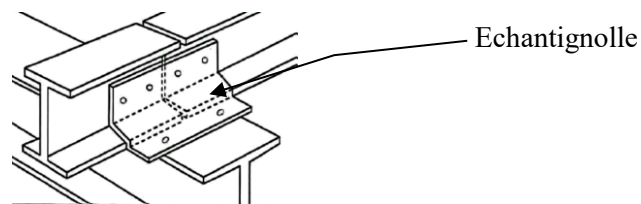


figure 98 : dispositif d'échantignolle.

La pente des versants, donne systématiquement l'angle d'inclinaison  $\alpha$  de la panne, laquelle fonctionne donc en flexion déviée. En effet, les pannes sont soumises à (figure 99) :

- des charges verticales (poids propre de la panne et de la couverture, de la neige, etc..), dont la résultante  $n$  ramenée en charge /ml, se décompose en une charge  $f$  parallèle à l'âme de la panne et une charge  $t$  perpendiculaire qu'il faut bien prendre en compte, afin d'éviter tout risque de déversement latéral.

- une charge ascendante et inclinée  $W$ , due au vent (pression ou succion) est appliquée perpendiculairement au versant, donc parallèlement à l'âme.

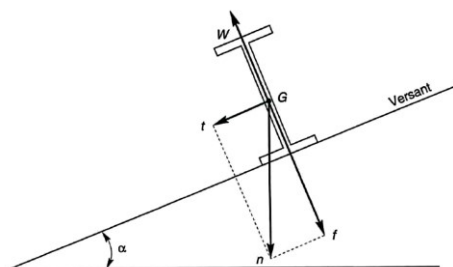


Figure 99 : Orientation de la panne et des forces qui lui sont appliquées

Les pannes doivent être dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions de résistance (à l'ELU) des sections transversales, de stabilités vis à du déversement (pour la semelle inférieure comprimée sous l'effet des dépressions de soulèvement dues au vent) et de la limitation de flèches (à l'ELS).

Quant à l'échantignolle, celle-ci est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les membrures supérieures des fermes ou sur les traverses de portiques (figure 100). Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent.

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$

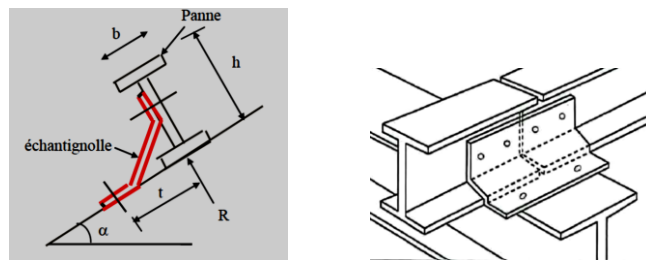


Figure 100 : détails de disposition de l'échantignolle sur poutre traverse de portique

### Conditions de résistance à l'ELU:

#### Calculs en plasticité (sections de classes 01 et 02) :

Après avoir calculé les moments de flexion  $M_y$ , dû aux charges  $f$  et  $w$  et le moment de flexion  $M_z$ , dû aux charges  $t$ , la vérification sera comme suit. S'agissant de flexion déviée (bi-axiale), il faut vérifier que :

$$\left( \frac{M_y}{M_{pl.y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{pl.z}} \right)^\beta \leq 1$$

où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

- section en  $I$  et  $H$  :  
 $\alpha = 2 \quad \beta = 5 \quad n \geq 1$
- tubes circulaires :  
 $\alpha = 2 \quad \beta = 2$
- profils creux rectangulaires  
 $\alpha = \beta = 1,66 / (1 - 1,13 n^2) \leq 6$   
avec  $n = N / N_{pl}$

La majorité des pannes ne sont soumises à aucun effort normal  $N$ . Dans ce cas,  $N = 0$  et  $\beta = 1$ .

Un autre critère de vérification des pannes en flexion bi-axiale (avec ou sans effort axial N), valable pour les trois classes de sections 01 et 02, procure une sécurité supérieure:

$$\left(\frac{N}{N_{pl}}\right) + \left(\frac{M_y}{M_{pl.y}}\right) + \left(\frac{M_z}{M_{pl.z}}\right) \leq 1$$

CALCUL EN ELASTICITE (SECTIONS DE CLASSES 03):

Après avoir calculé les moments de flexion  $M_y$ , dû aux charges  $f$  et  $w$  et le moment de flexion  $M_z$ , dû aux charges  $t$ , on pourra calculer les contraintes de flexion correspondant à ces moments

$$\sigma_{f_y} = M_y / W_y \quad \text{et} \quad \sigma_{f_z} = M_z / W_z$$

et vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{f_z} + \sigma_{f_y} < f_y$$

$W_y$  et  $W_z$  : sont les modules élastiques de flexion de la section.

En cas de présence de l'effort normal N, il faut vérifier :

$$\left(\frac{N}{A \cdot f_{yd}}\right) + \left(\frac{M_y}{W_y \cdot f_{yd}}\right) + \left(\frac{M_z}{W_z \cdot f_{zd}}\right) \leq 1$$

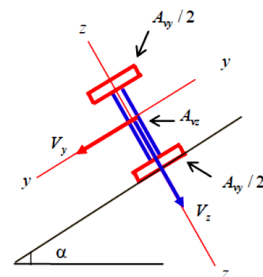
Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_z \leq V_{pl.z.Rd}$$

$$V_y \leq V_{pl.y.Rd}$$

$$V_{pl.z} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad V_{pl.y} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$



## 6.4 Les lisses de bardage

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux des portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

Les lisses, ont pour rôle de reprendre les efforts du vent exercés sur le bardage. Elles sont posées (ou orientées) dans le sens d'une plus grande inertie (maximale) dans le plan horizontal. Autrement dit; l'âme doit être placée horizontalement.

Par ailleurs, la lisse doit reprendre son poids propre et le poids du bardage qu'elle supporte. De ce fait, elle fléchit verticalement sous l'effet de ces actions permanentes par rapport à son axe de faible inertie.

En présence simultanée du vent et de ces actions permanentes, elle fonctionne à la flexion bi-axiale ou déviée.

Pour les lisses de bardage, dans de nombreux cas, ce sont les conditions de limitation de flèches (calculs à l'ELS) qui sont les plus défavorables (ou bien qui dimensionnent). Par conséquent, la vérification à l'ELS ne doit jamais être omise (oubliée!!).

**Remarque** : Lorsque la flèche devient excessive, comme c'est parfois le cas pour les dispositifs de liernes utilisés avec les pannes, il est nécessaire de mettre en place des suspentes (ou des tendeurs de lisses) à mi portée afin de créer un appui intermédiaire. Dans cette configuration, la lisse fonctionne de manière continue sur trois appuis verticaux (figure 101).

Sur la figure 101 ci-dessous, est illustré un exemple schématique de disposition de lisse avec suspente (ou tendeur de lisse) :

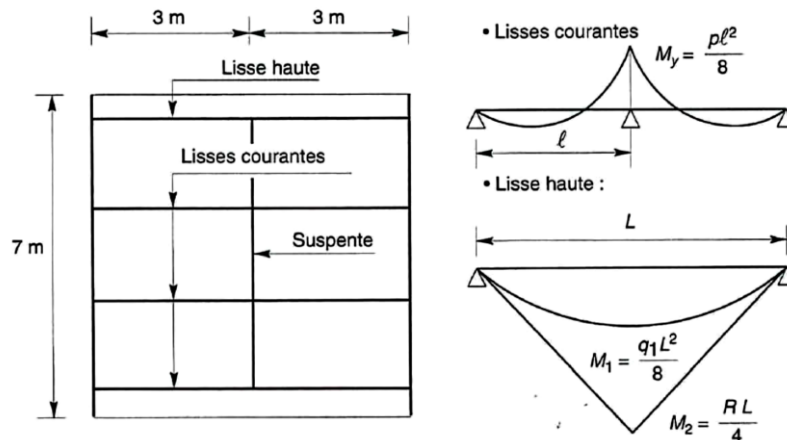


Figure 101 : cas de disposition de lisse de bardage avec suspente (ou tendeur de lisse)

Dans ce cas, à cause des efforts transmis vers le haut par la suspente, la lisse haute sera très sollicitée. Par conséquent, il est indispensable de vérifier cette lisse aussi bien à l'ELS (limitation des flèches) qu'à l'ELU (conditions de résistance). En effet, la lisse haute supporte en plus de son poids propre et du bardage associé (charge  $p_{v1}$ ), les poids des autres lisses et des bacs qui lui sont transmis par l'intermédiaire de la suspente.

Lorsque la flèche verticale dépasse la flèche admissible, l'une des solutions à ce problème consiste à adopter pour la lisse haute une section composée de deux UAP soudés orthogonalement selon la figure ci-dessous (figure 102).

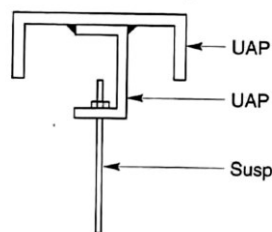


Figure 102 : lisse haute composée de deux UAP soudés orthogonalement avec suspente

**Remarque importante** : Comme pour les pannes faitières du paragraphe précédent, on peut ne pas relier les suspentes à la lisse haute, et utiliser des tiges en diagonales (ou des bretelles : voir la figure 103 ci-dessous) et transmettre directement les efforts aux poteaux et potelets. Toutefois, le



potelet va recevoir un effort de compression supplémentaire et risque de flamber (s'il est très élancé). Dans ce cas, la vérification au flambement du potelet devient indispensable.

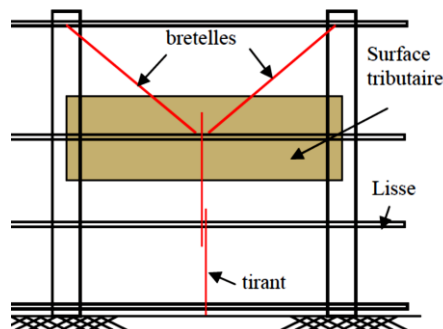


Figure 103 : disposition de tiges en diagonales (ou bretelles) et transmission d'efforts aux poteaux

## 6.5 Dimensionnement des potelets

Destinés à rigidifier le bardage et à transmettre les efforts horizontaux dus au vent, les potelets sont des éléments très souvent élancés. Profilés en **I** ou en **H**, les dimensions de leurs sections varient en fonction du type de bardage (en maçonnerie ou en tôle nervurée) et de leur propre hauteur (figure 104). Leurs sections d'extrémités sont non seulement articulées mais, grâce à un dispositif d'appui glissant (figure 105), ne doivent (en principe) recevoir aucun effort normal vertical de compression de la toiture (notamment ceux dus à la neige).

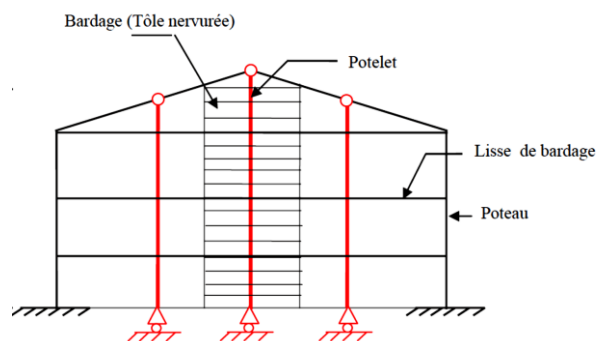


Figure 101 : Exemple courant de potelets sur façade pignon

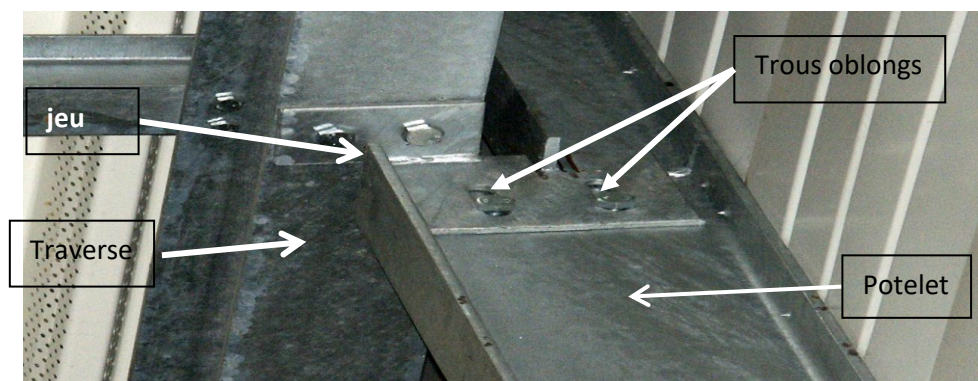


Figure 102 : dispositif d'appui glissant du potelet sur la poutre auvent (la traverse en fait partie)

Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et les lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la

construction sous l'effet des dépressions (ou succions). Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachés.

Par conséquent, le potelet risque :

1. de subir une flèche importante sous les pressions  $q_w$  due au vent (calculs à l'ELS)
2. de flamber lorsqu'il est très élancé (vérification à l'ELU au flambement flexion sous  $N$  et  $M$ )
3. de déverser sous les dépressions dues au vent où la semelle interne comprimée et qui est non attachée aux lisses de bardage risque de flamber latéralement et de provoquer le déversement du potelet (vérification au déversement sous  $N$  et  $M$ ) (voir la figure 103).

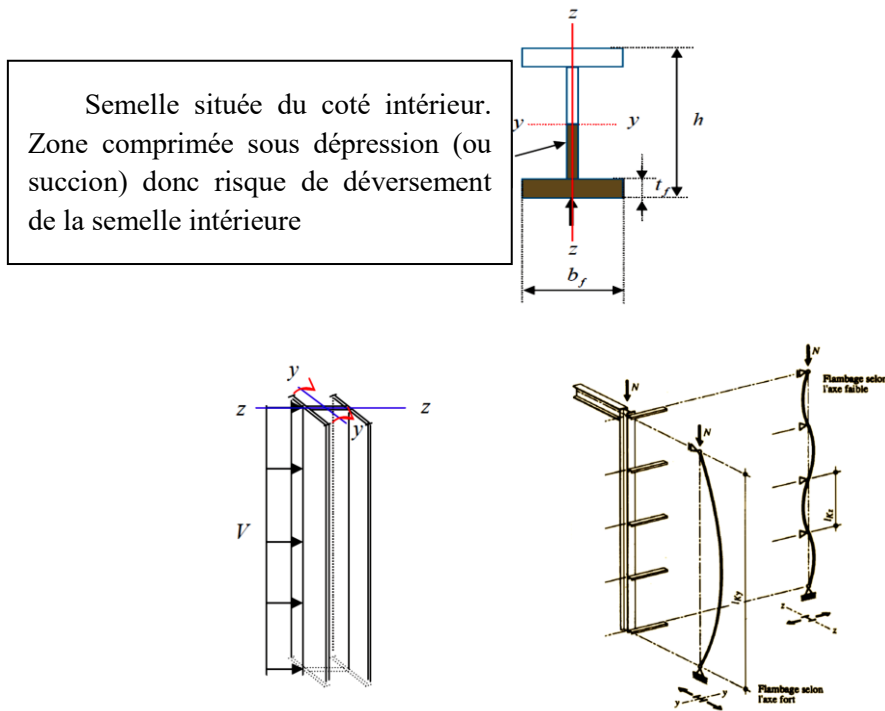


Figure 103 : modes de flambement des potelets

## 6.6 Les portiques transversaux

Les portiques sont composés de poteaux et de poutres traverses. Ils sont soit en treillis, soit à âmes pleines.

Leur conception varie en fonction

- de leur portée : on utilise les profils laminés à sections constantes pour des petites portées (jusqu'à 40 m), des PRS à sections variables pour des longues portées (entre 40 et 80m) , et des portiques à treillis pour les très longues portées (par exemple : hangars aéronautiques entre 80 et 140 m)

- du schéma statique de la structure en général et du portique en particulier. Ce schéma statique dépend aussi de la nature du sol, de l'existence ou non de ponts roulants, de la nature des équipements utilisés (machines vibrantes ou non, etc.)

- du procédés technologique utilisé par le constructeur.

Les portiques à âmes pleines peuvent être composés de plusieurs types de profils :

- Profils laminés à inertie constante : utilisation générale de profils tels que IPE, HEA, HEB, etc. (voir figure 104A).

- Profils à inertie constante avec renforts supplémentaires : Utilisation de profils à inertie constante, avec des renforts aux endroits fortement sollicités par des moments fléchissants maximaux, tels que les jarrets aux liaisons poteaux-poutres, les clés de faitage, etc. (voir figure 104B). Cette catégorie est largement adoptée, notamment pour des portées inférieures à environ 40 m.
- Profils PRS à inertie variable : Recours à des profils PRS présentant une inertie variable (voir figure 104C). Cette catégorie se révèle plus économique pour des portées dépassant les 40 m. Toutefois, il est recommandé de comparer systématiquement les coûts de main-d'œuvre et les délais d'exécution à chaque cas.

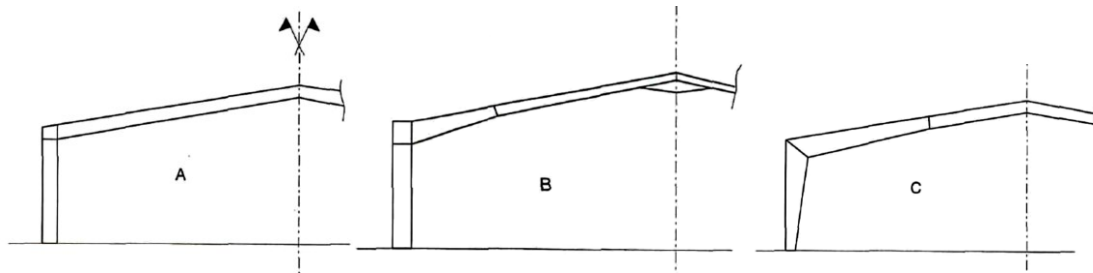


Figure 104 : types de profils des portiques à âmes pleines (à inertie constante, avec renforts, et en fuseau)

Comparés aux portiques à treillis, les portiques à âmes pleines sont plus avantageux, notamment :

- en temps de mains d'œuvre (nombre plus élevé d'opérations de découpage, d'ajustage, et de soudage pour les éléments à treillis)
- au niveau des coûts (sauf pour les très grandes portées)
- des facilités de transports et de manutention
- et de la simplicité des assemblages pour les éléments à âmes pleines (assemblages par platines d'extrémité, cornières, et boulons HR)
- de l'entretien moins difficile (peinture moindre)

En ce qui concerne les schémas statiques, les portiques peuvent être subdivisés en deux principales catégories :

- les portiques à pieds de poteaux articulés
- et les portiques à pieds de poteaux encastés.

Toutefois, nous distinguons aussi les portiques isostatiques des portiques hyperstatiques. Cela étant dit, il faut bien savoir que plus la structure est de degré d'hyperstaticité élevée, plus elle est stable, rigide et indéformable. Toutefois, le coût de la structure augmente avec l'augmentation du degré d'hyperstaticité. Ce coût plus élevé est dû soit au temps de la main d'œuvre, de la fabrication en atelier et du montage sur chantier, soit au poids de l'acier plus élevé. Les systèmes isostatiques quant à eux possèdent l'inconvénient d'être moins résistants aux incendies (temps de résistance au feu plus court) et d'être plus souples. Par ailleurs, une vigilance particulière doit être accordée à ces systèmes isostatiques en zones sismiques (où les phénomènes d'adaptation plastiques où les redistributions favorables d'efforts sont inexistantes).

Ci-dessous sont représentés les différents schémas statiques des portiques. Les schémas A4 et E4 restent les plus utilisés de tous.

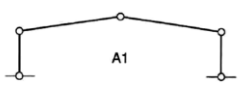



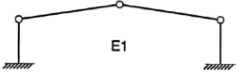



	Schémas	Degrés de stabilité (croissants des indices 1 à 4)
Pieds de poteaux articulés		Hypostaticité de degré 2 } Instabilité
		
		Isostaticité
		Hyperstaticité de degré 1
Pieds de poteaux encastrés		Isostaticité
		Hyperstaticité de degré 1
		Hyperstaticité de degré 2
		Hyperstaticité de degré 3

Tableau 18 : différents schémas statiques des portiques transversaux

Il est connu qu'une structure peut être soumise à des actions soit permanentes, soit variables, soit accidentelles. Lorsque ces actions agissent simultanément, on dit que cette structure est soumise à des combinaisons d'actions. Lors de cet événement d'actions simultanées, une action peut agir en intensité plus grande qu'une autre. Ceci est pris en charge par les coefficients partiels de sécurité définis par les règlements dans lesquels des formules relatives aux combinaisons d'actions ont été établies. Toutefois, il se peut aussi qu'une action puisse avoir plusieurs directions ou sens différents, donnant (pour chaque sens ou direction) des sollicitations et des distributions différentes dans la structure. Pour remédier à ce problème, il faut subdiviser cette action en cas de chargements. Ce qui est communément connu dans les logiciels de calcul de cas de chargement (ou "load case" dans les logiciels anglo-saxons).

Cela étant dit, pour dimensionner un portique, dans le cadre des actions définies initialement (tels que le poids propre, le vent, la neige, le séisme, etc.), il faut définir tous les cas de chargements possibles inclus dans une action. Par exemple, l'action du vent sur les portiques transversaux est due à celle du vent transversal (ou bien cas de vent sur long pan) ainsi qu'à celle du vent longitudinal (ou bien cas de vent sur pignon). Cette action regroupera six cas de chargement possibles tels que :

- 1<sup>er</sup> cas de chargement : vent sur long pan avec surpression intérieure (ouvertures face au vent ouvertes, le reste des ouvertures fermées)
- 2<sup>ème</sup> cas de chargement : vent sur long pan avec dépression intérieure (toutes les ouvertures sous et parallèles au vent sont ouvertes et celles face au vent fermées)
- 3<sup>ème</sup> cas de chargement (généralement favorable) : vent sur long pan avec parois étanches donc pas de pressions intérieures (toutes les ouvertures sont fermées)
- 4<sup>ème</sup> cas de chargement : vent sur pignon avec surpression intérieure (ouvertures face au vent ouvertes, le reste des ouvertures fermées)

- 5<sup>ème</sup> cas de chargement : (généralement favorable pour le portique) vent sur pignon avec dépression intérieure (toutes les ouvertures sous et parallèles au vent sont ouvertes et celles face au vent fermées)
- 6<sup>ème</sup> cas de chargement (généralement favorable) : vent sur pignon avec parois étanches donc pas de pressions intérieures (toutes les ouvertures sont fermées)

Ainsi, il est clair que les combinaisons d'actions qui incluront le vent, tiendront compte de ces cas de chargements. Autrement dit, s'il y a N cas de chargements pour le vent, et M combinaison d'actions incluant le vent, il y aura (N x M) combinaisons incluant le vent.

Le dimensionnement des portiques (ou bien la détermination des sections et des assemblages) doit se faire après avoir déterminé toutes les sollicitations les plus défavorables issues de toutes les combinaisons incluant tous les cas de chargements possibles qui pourraient être appliqués à la structure. La combinaison de ces cas de chargements doit être effectuée en utilisant les mêmes formules que celles des combinaisons d'actions (avec les mêmes coefficients). Par ailleurs, il est clair que lors de ces combinaisons, on tiendra compte de la nature de ces cas chargements (permanent, variable ou accidentel), de leur rôle favorable ou défavorable (défavorable signifie: agissant dans le sens de provoquer la ruine de la structure). Ces combinaisons étant souvent nombreuses, il en ressort un temps de calcul élevé. Ce qui justifie le recours aux logiciels de calculs sur ordinateur.