

CHAPITRE 1 : CONCEPTION ET CALCUL DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENTS D'OSSATURES METALLIQUES

1. Introduction :

Un *contreventement* est un système statique ; son rôle principal est de reprendre et de transmettre aux fondations les efforts d'un ouvrage dus aux effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.).

2. Rôle de système de contreventement :

- Assurer la stabilité statique
- Limiter les déformations des ouvrages pour respecter les déformations admissibles.
- Assurer la construction des constructions spéciales comme par exemple les poutres horizontales des ponts roulants.
- stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

3. Choix de contreventement :

Pour assurer le *contreventement horizontal*, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité.

Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie.

Le *contreventement vertical* par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- **leur nombre** : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- **leur disposition** : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- **leur distribution verticale** : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

4. Les principes

- Pendant un séisme, une construction reçoit des charges horizontales qui, comme les charges verticales doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction.
- Pour ce faire deux approches sont possibles:
 - Structures autostables : les descentes de charges horizontales passent par les mêmes éléments de structure que les charges verticales (murs, coques, treillis tridimensionnels, portiques croisés...)
 - Structures contreventées : les descentes de charges horizontales passent par des dispositifs spécifiques (systèmes articulés + contreventements...).
- Les structures contreventées sont, pour un grand nombre de partis architecturaux, moins coûteuses que les structures autostables.
- Le contreventement d'une structure doit être horizontal et vertical.

5. Contreventement général des bâtiments :

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments. Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, telles celles résultant de l'action du vent, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées. Ces problèmes se posent avec une acuité particulière dans les immeubles à grand nombre d'étages

Les solutions susceptibles d'être choisies pour assurer le contreventement général des bâtiments sont évidemment liées aux contraintes qui peuvent être imposées par le parti architectural ; elles sont également dépendantes, dans une certaine mesure, du matériel dont dispose l'entreprise. Ces solutions peuvent être classées en trois grandes catégories

5.1. Contreventement assuré par portique :

Les portiques doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; cette résistance implique la rigidité des noeuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments.

À moins que l'on ne puisse prévoir, dans chaque plan de contreventement, des portiques comportant un nombre relativement important de travées, cette solution de contreventement

est onéreuse, et on ne la retient guère que lorsqu'il n'est pas possible d'en choisir une autre. Il faut cependant lui reconnaître l'avantage de ne pas créer d'obstacles à la présence d'ouvertures de grandes dimensions dans le plan des portiques.

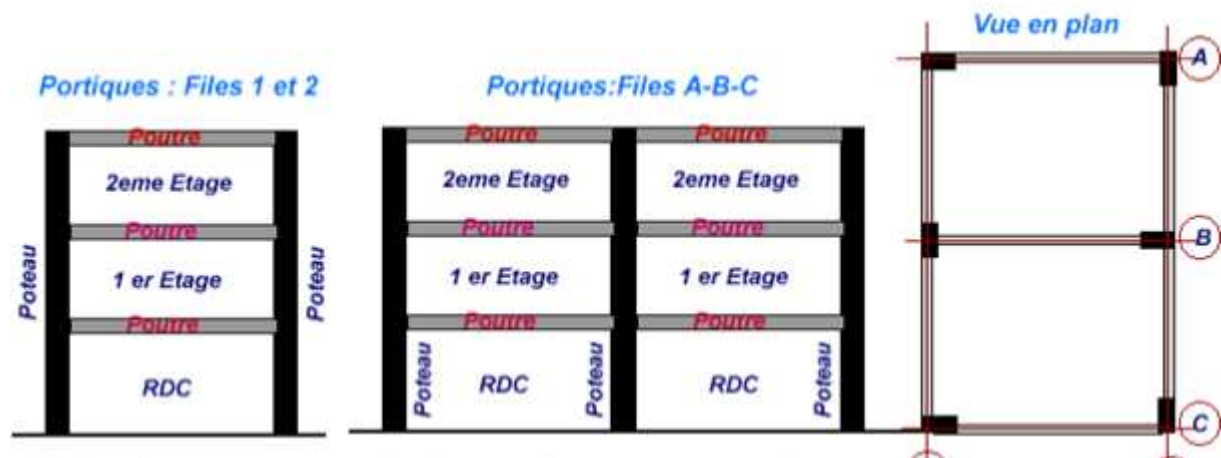


figure 1 :Ossature en portique (à des travées)

Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans des rotules plastiques formées dans les poutres ou dans les assemblages, de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique. Les zones dissipatives peuvent aussi être situées à la base de l'ossature et au sommet des poteaux dans le dernier niveau des bâtiments à plusieurs étages.

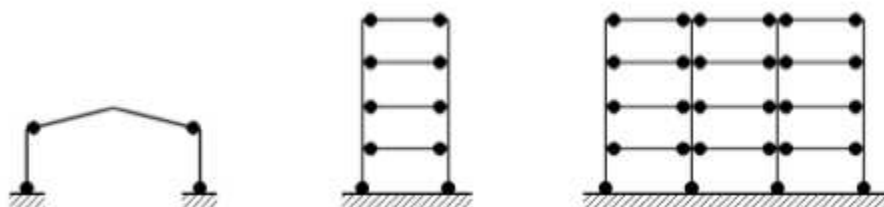


Figure 2 :Ossature à cadre ou en portique

Bien que ces structures soient très dissipatives, leur comportement flexible peut favoriser leur mise en résonance avec le sol surtout dans le cas d'un signal sismique potentiellement riche en basses fréquences (longues périodes). Dans ce cas, il est préférable de prévoir des contreventements afin de réduire leur période propre d'oscillation et d'exclure une éventuelle mise en résonance avec le sol d'assise.

5.2. Noyau de stabilité des immeubles-tour :

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux, et par les planchers. Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, toilettes, vestiaires, archives, etc.)

Les parois de ce noyau assurent la transmission d'une partie des charges verticales et, à elles seules, la résistance aux forces horizontales, notamment aux actions du vent.

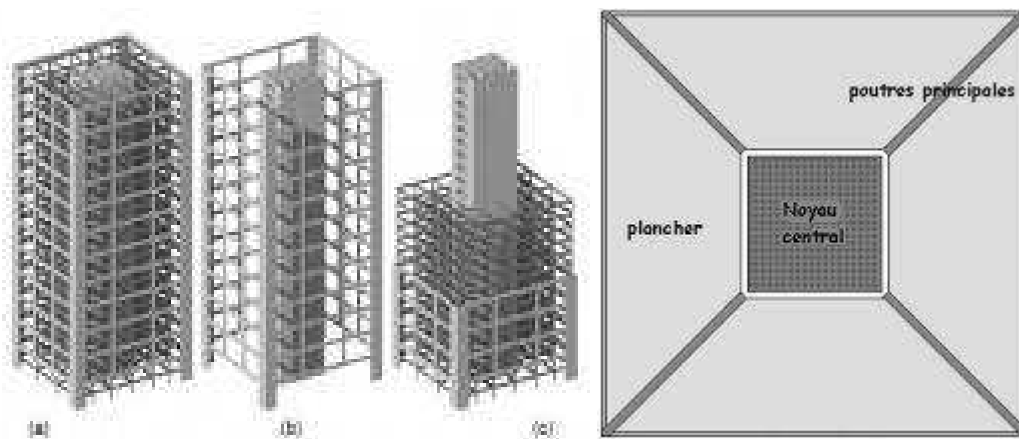


Figure 3 : ossature avec noyau central

Les éléments verticaux de la structure, tout autour du noyau, n'ont en principe à supporter que des charges verticales.

Dans certains cas, le noyau de stabilité a été réalisé en béton armé, alors que les parties périphériques comportaient une ossature –poutres et poteaux –en métal.

Il faut cependant noter que, dans certains immeubles-tours, ce sont les ossatures des façades qui ont été conçues pour assurer la stabilité sous l'action du vent.

5.3. Contreventement assuré par pans rigides :

La rigidité des pans de contreventement peut être assurée :

- Soit par des triangulations;
- Soit par des voiles en béton armé ;
- Soit éventuellement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante entre éléments (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé.

5.3.1 Palées triangulées :

Les travées triangulées sont des systèmes de contreventement assez rigides. Elles peuvent être constituées de:

- Tirants en diagonale (ne travaillent pas en compression, fatiguent sous les efforts alternés et dissipent très peu d'énergie)
- Barres en diagonale, en X, en V ou autres (attention à la création de tronçons courts)

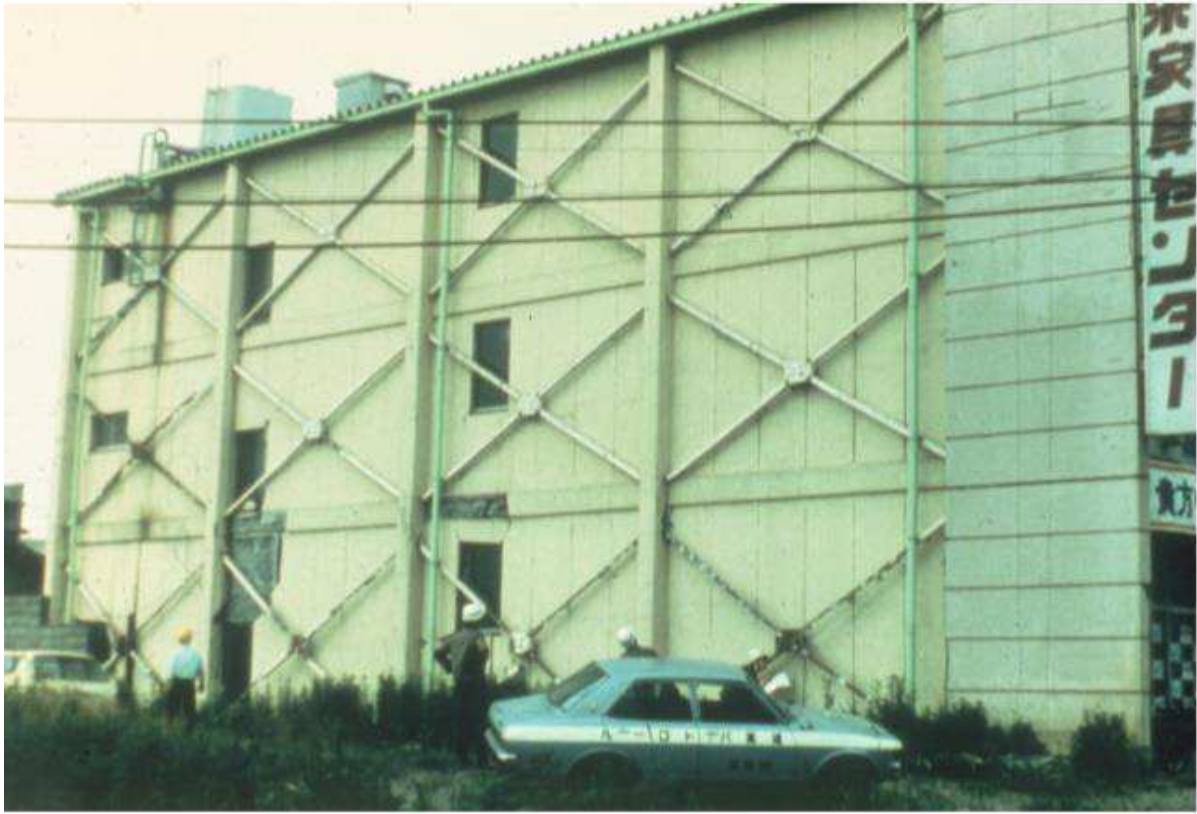


Figure 4: Contreventement par des barres en X



Figure 5 : Contreventement par tirants en triangulation

On note deux types de triangulation

a. Triangulation à barres centrées :

L'utilisation de la triangulation à barre centrées donne des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec la jonction poteaux poutres. La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par plastification en traction de ces barres à condition que le phénomène de flambement de ces dernières soit vérifié dans le cas de la compression. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans les barres tendues.

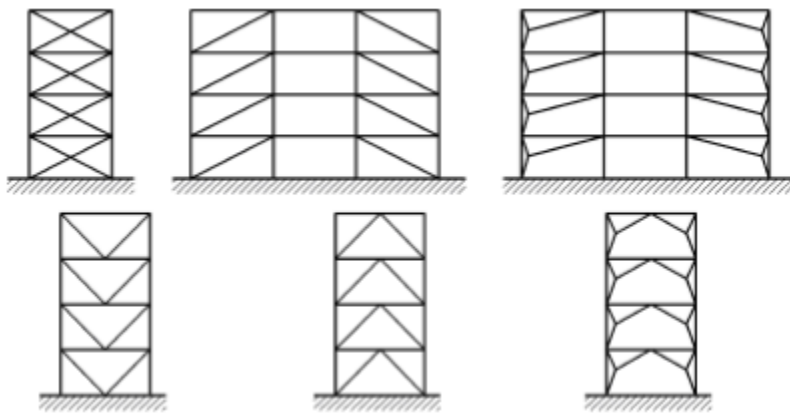


Figure 6: Ossatures avec triangulation à barres centrées

b. triangulation à barres excentrées :

Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée. La dissipation de l'énergie sismique se fait principalement par plastification des barres tendues mais peut se faire par formation, dans des tronçons sismiques, d'une rotule plastique travaillant soit en flexion cyclique, soit en cisaillement cyclique. Il convient donc d'utiliser des configurations permettant de garantir que tous les tronçons d'excentrement seront actifs.

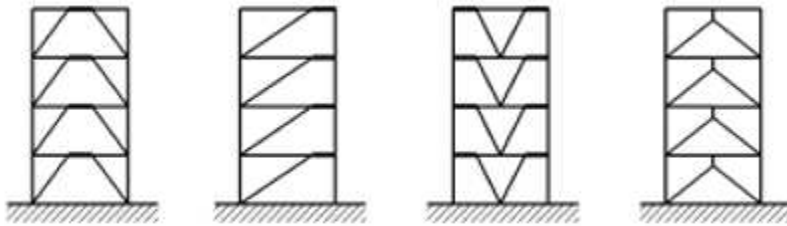


Figure 7: Ossatures avec triangulation à barres excentrées

c. Quelques types de contreventement à barres centrées :

Il existe plusieurs configurations pour les systèmes de contreventement à barres centrées parmi lesquelles on peut citer :

- **Contreventement en X (croix de Saint André) :**

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Ce système de contreventement est caractérisé par des sections réduites des diagonales qui peuvent ne pas se situer sur une même travée.

Ce système de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales.

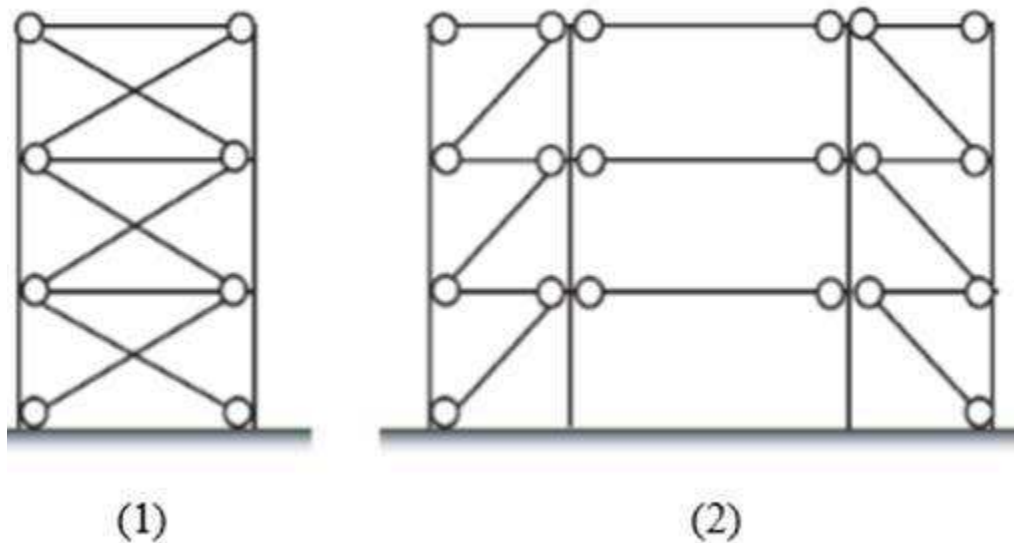


Figure 8 : Contreventement en X (1) Diagonale sur la même travée (2) Diagonales sur deux travées différentes

- **Contreventement en V:**

Dans ce cas, la résistance aux forces horizontales est assurée simultanément par les diagonales tendue et comprimée ce qui leur confère des sections plus importantes que celles du contreventement en croix de Saint André. Le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une barre horizontale qui doit être continue. La configuration imposée par ce système de triangulation favorise l'apparition rapide de rotules plastiques à des endroits peu souhaités

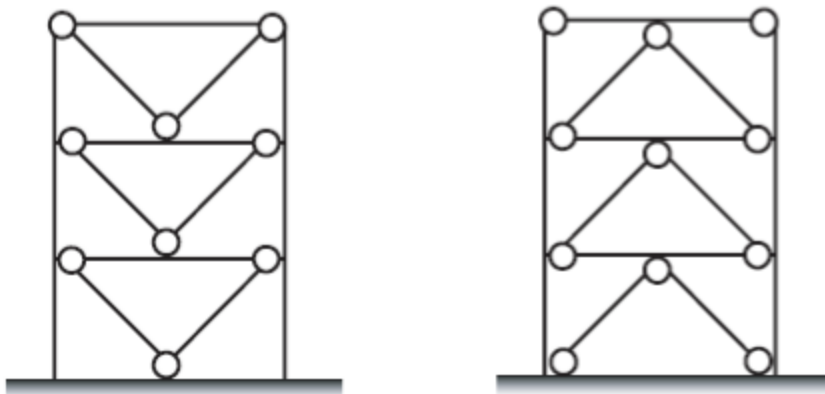


Figure 9 : Contreventement en V

- **Contreventement en K :**

Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des diagonales est situé sur l'axe des poteaux. Un tel système ne peut être considéré comme dissipatif parce qu'il exigerait la contribution d'éléments nécessaires à la stabilité d'ensemble au mécanisme plastique.

Les contreventements en K sont à éviter surtout dans les zones sismiques vu que l'intersection des barres de contreventement se situe au niveau des poteaux et non des poutres provoquant ainsi la création de rotules plastiques dans ce dernier, ce qui constitue un risque d'effondrement de la structure.

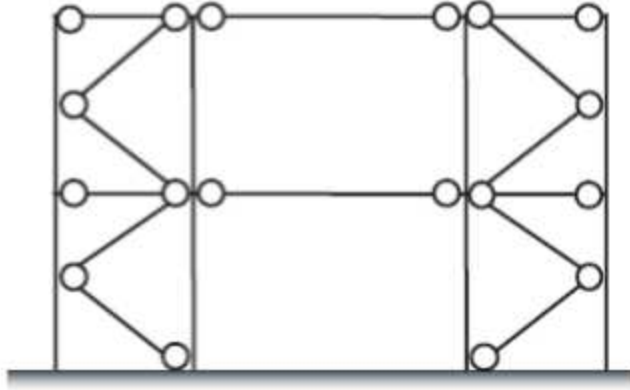


Figure 10: Contreventement en K

6. stabilisation des structures :

6.1. Stabilisation des halls

Un système de contreventement est normalement destiné à transmettre les charges horizontales aux fondations et à empêcher, ou au moins à restreindre, les déplacements latéraux dans les ossatures à un ou plusieurs étages.

Un hall de forme simple est stable si chaque direction de l'espace est stabilisée

- Horizontalement la dalle présente un espace non déformable qu'on peut le considérer comme contreventement
- Longitudinalement le contreventement est assuré par un ou deux longs pans.
- Transversalement, les halls sont stabilisés :
 - Soit par les cadres eux-mêmes à condition qu'ils soient isostatiques ou hyperstatiques.
 - Soit par contreventement si les cadres sont articulés.

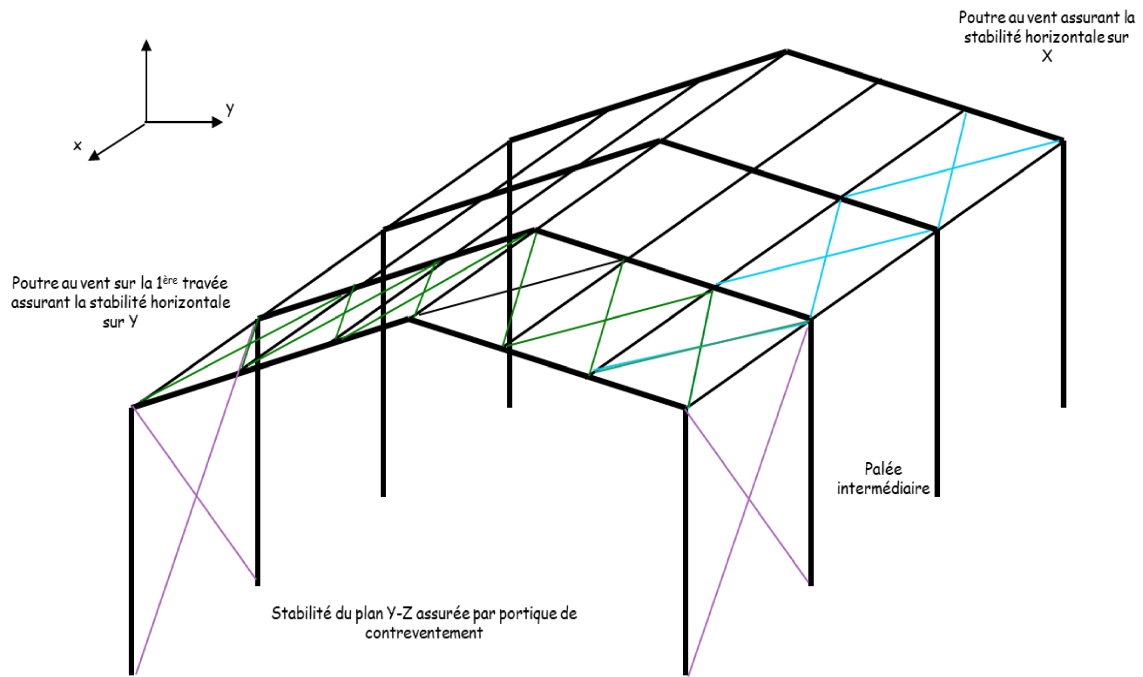


Figure 11 : disposition des contreventements pour un hall

Les forces sont transmises par :

- Des efforts normaux dans les barres pour les treillis.
- Des efforts de cisaillement du béton ou du tôle pour les voiles et les diaphragmes.
- Par flexion des traverses et des montants dans le cas des cadres ou portiques.

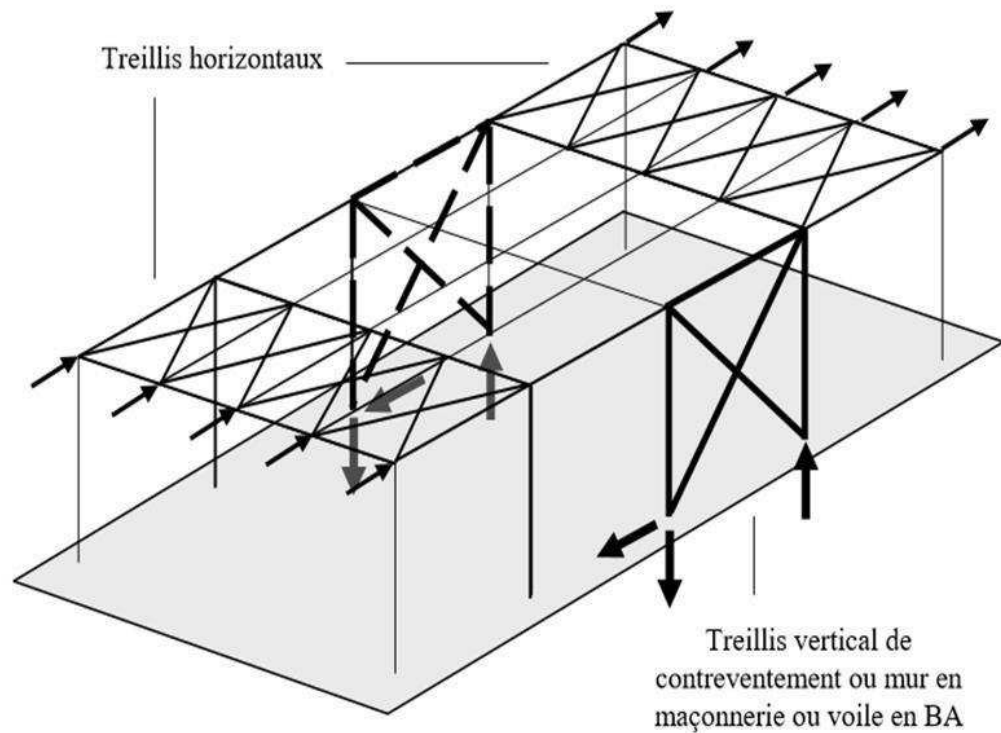


Figure 12: Stabilisation longitudinale d'un bâtiment industriel par contreventement

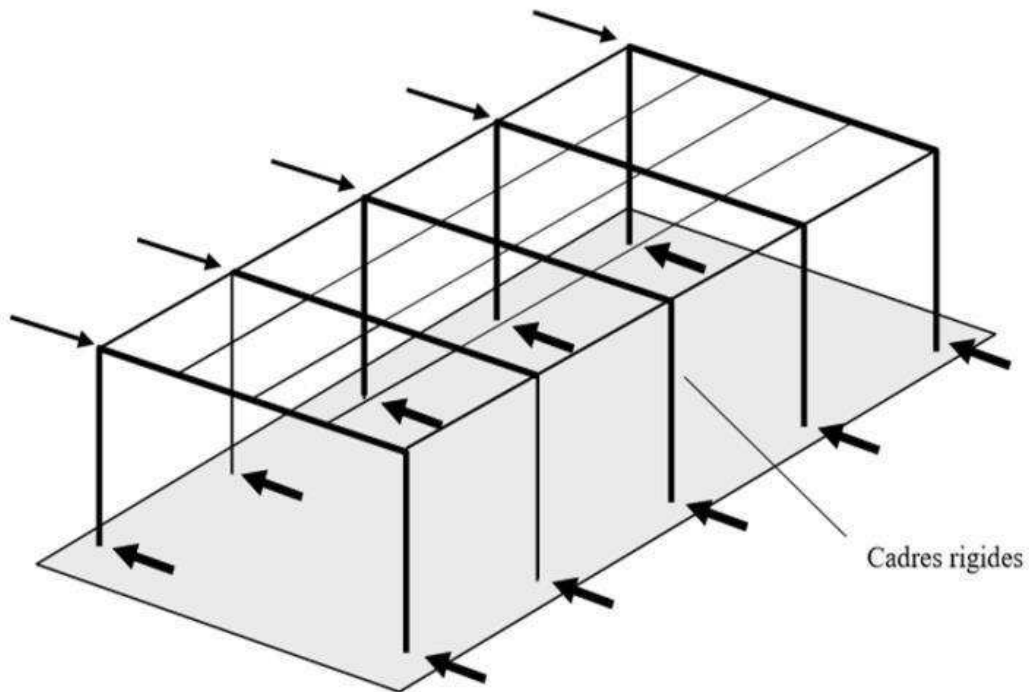


Figure 13 : Stabilisation latérale d'un bâtiment industriel assurée par cadres rigides (absence de contreventement)

6.2. Stabilisation des structures à étages :

Tous les principes concernant les halls sont également valables pour les bâtiments à étages. La différence essentielle est que la hauteur de la structure à étage est plus grande que les dimensions en plan. L'augmentation de cette hauteur mène à ce que les charges horizontales deviennent prépondérantes par rapport aux charges verticales.

Les contreventements horizontaux ont pour rôle de rigidifier les surfaces horizontales qui doivent transmettre les charges dues au vent agissant sur les façades aux points fixes verticaux. Les contreventements verticaux ont pour rôle de transmettre les charges horizontales aux fondations.

Les contreventements triangulés constituent le moyen le plus économique et le plus efficace pour stabiliser les structures métalliques. Ce sont des treillis où pour membrures les poteaux et comme montants les solives de planchers. Les treillis sont conçus de façon que les diagonales travaillent uniquement en traction. Un deuxième type de contreventement est utilisé, il s'agit de la paroi en béton (un mur disposé en façade ou à l'intérieur du bâtiment et sur toute la hauteur de la structure).

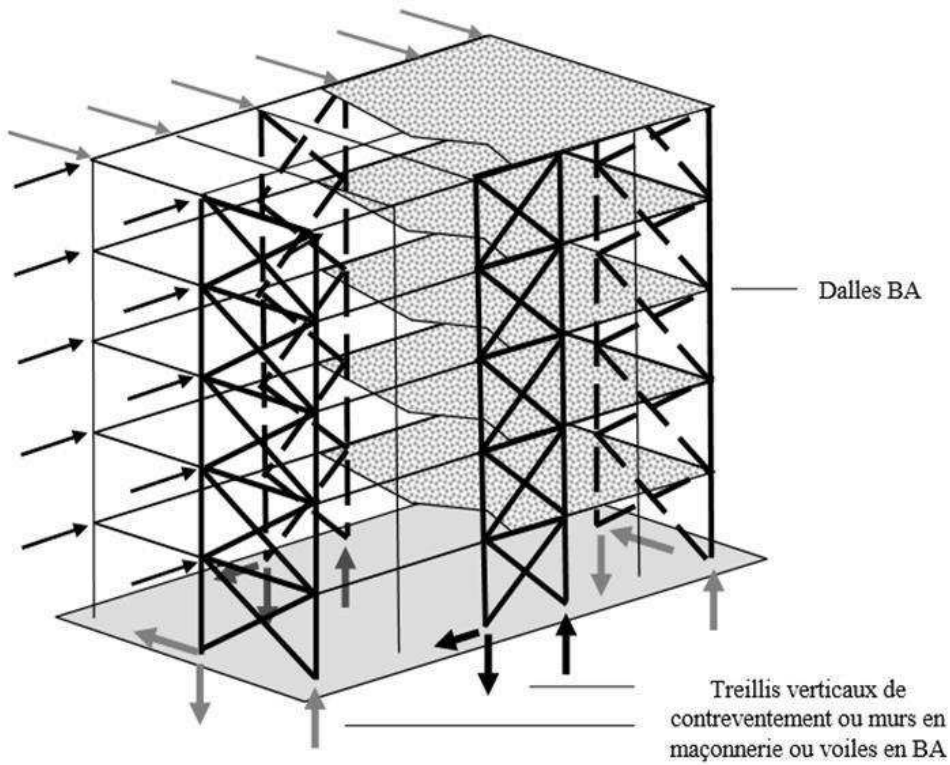


Figure 14 : Stabilisation longitudinale et latérale d'un bâtiment à étages assurée par divers contreventements

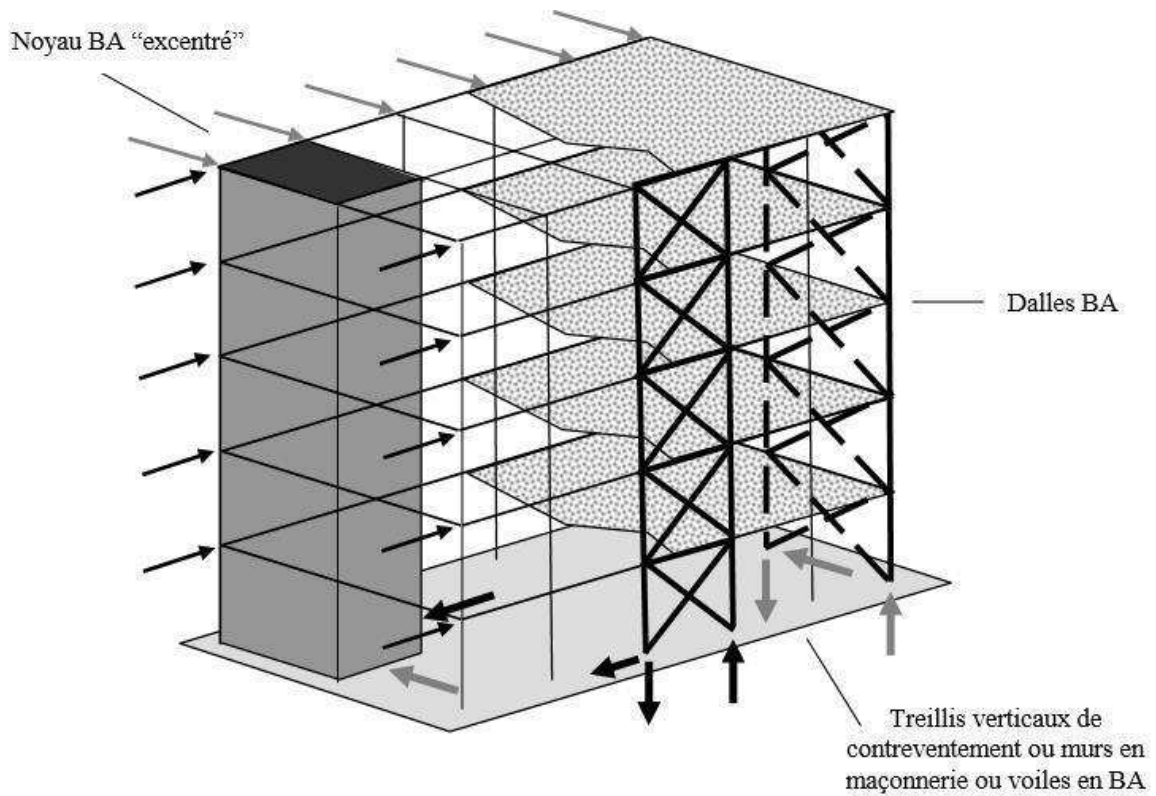


Figure 15 : Stabilisation d'un bâtiment à étages avec un noyau en béton armé excentré

7. Calcul de contreventement :

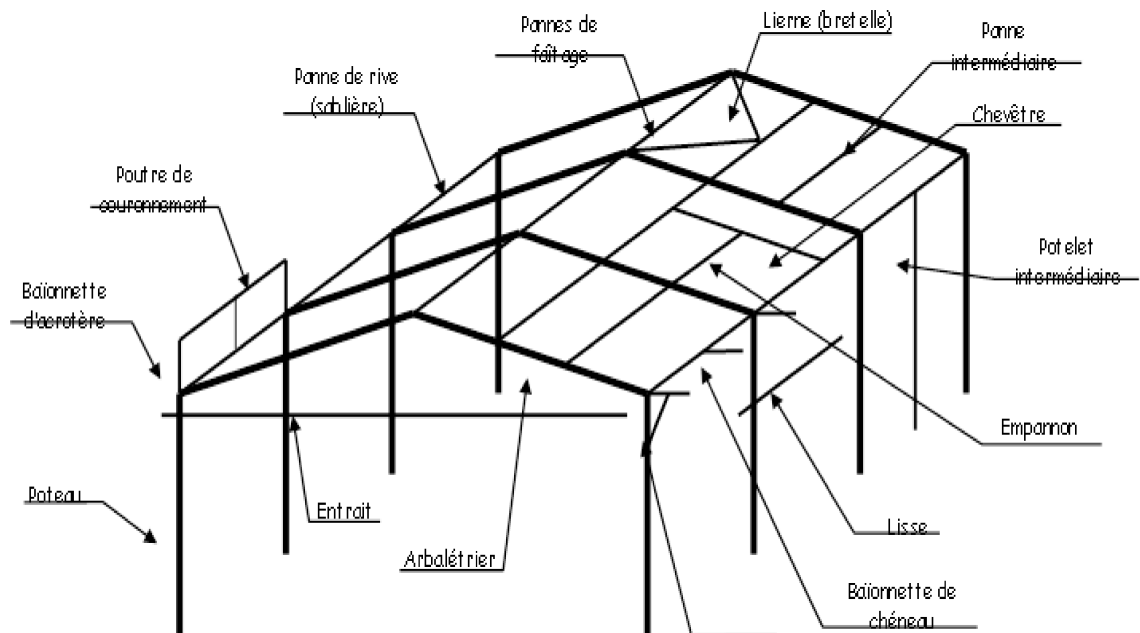


Figure 16 : les constituants d'un hall

7.1. Les actions extérieures :

- Vent
- Effet de pont roulant
- Effet de séisme
- Effet de choc

7.2. Transmission des charges :

Les efforts horizontaux agissent sur toutes les directions du plan. Quel que soit le système de contreventement utilisé, il faut assurer la transmission des efforts horizontaux au sol.

Prenant comme exemple le cheminement du vent :

- Le vent agit sur les éléments de façade (tôle, plaque de béton, vitre.....) qui sont fléchis et s'appuient sur les filières qui à leur tour transmettent les efforts aux montants.
- Les montants travaillent comme des poutres simples fléchies dans le sens vertical, le montant est lié à sa base à la fondation et à la panne à son sommet.

- Les pannes transmettent l'effort horizontal par compression dans le contreventement transversal de la toiture.
- Le contreventement de toiture est une poutre à treillis sur deux appuis qui sont les contreventements longitudinaux (long pans). Cette poutre est soumise aux charges provenant de panne.
- Les contreventements de façade conduisent les réactions d'appuis de contreventement de toiture aux fondations.

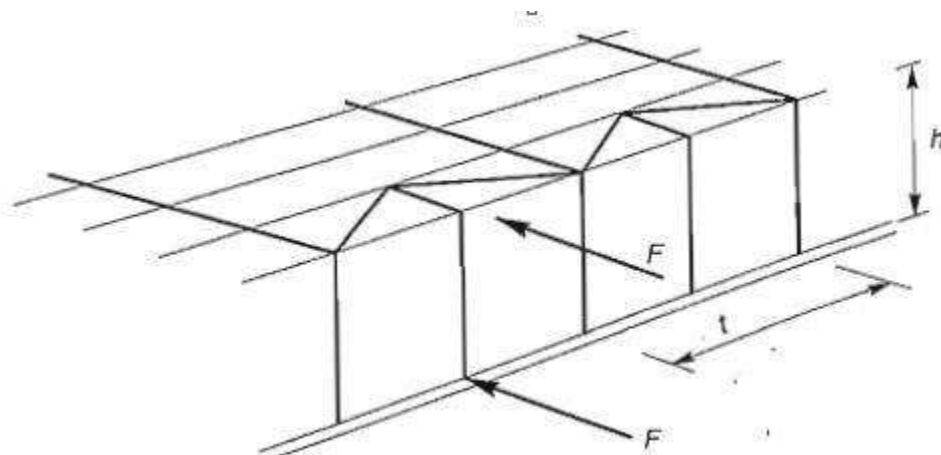
7.3. Efforts du vent sur les longpans :

Les efforts du vent sur le bardage en longpan sont transmis aux poteaux des portiques par l'intermédiaire des lisses. Les poteaux reprennent en tête 50% des efforts, les 50% restants étant absorbés par le dallage.

L'effort résultant en tête de poteau est transmis dans le portique, rigide et dimensionné à cet effet, et aucun dispositif particulier n'est à prévoir dans ce cas.

Mais lorsque la travée t est trop grande, les lisses doivent reposer sur un appui intermédiaire. On place à cet effet un potelet intermédiaire, appuyé en tête contre la panne sablière. L'effort F , en tête du potelet, est :

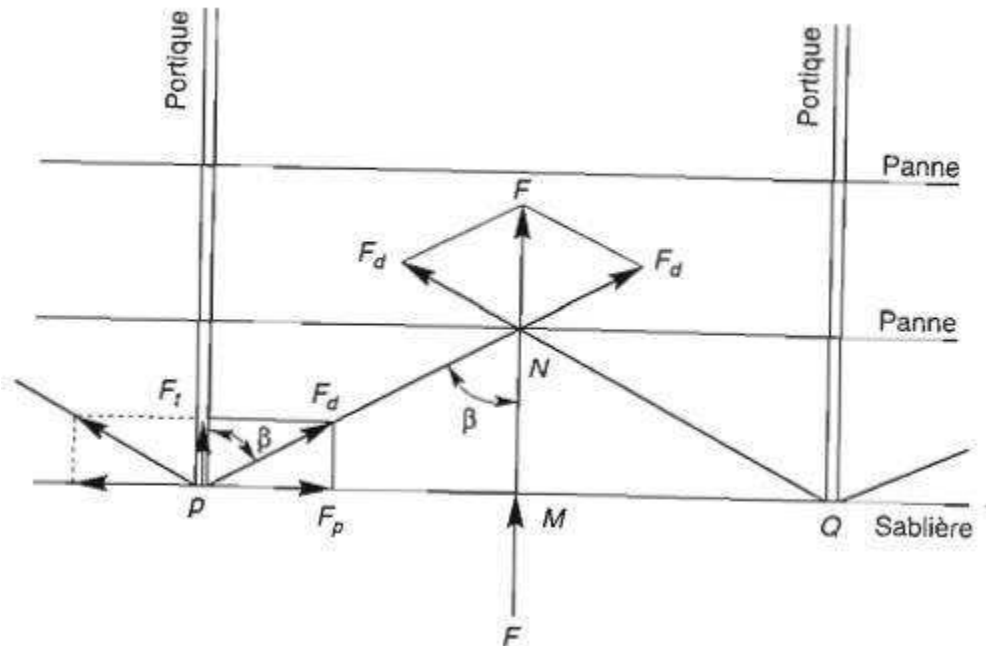
- Soit repris par la panne sablière, raidie transversalement à cet effet
- Soit transmis à la panne suivante par un montant attaché par deux diagonales, qui ramènent les efforts en tête de portique. On a ainsi constitué une « poutre au vent en longpan »



7.4. Calcul de la poutre au vent en longpan :

Considérons le dispositif dans une travée de portique. L'effort du vent F en tête du potelet se décompose en :

- Un effort F de compression simple dans le montant MN
- Un effort F_d de traction dans les diagonales NP et NQ
- Un effort F_t de compression dans les traverses des portiques
- Un effort F_p de compression dans les pannes sablières.

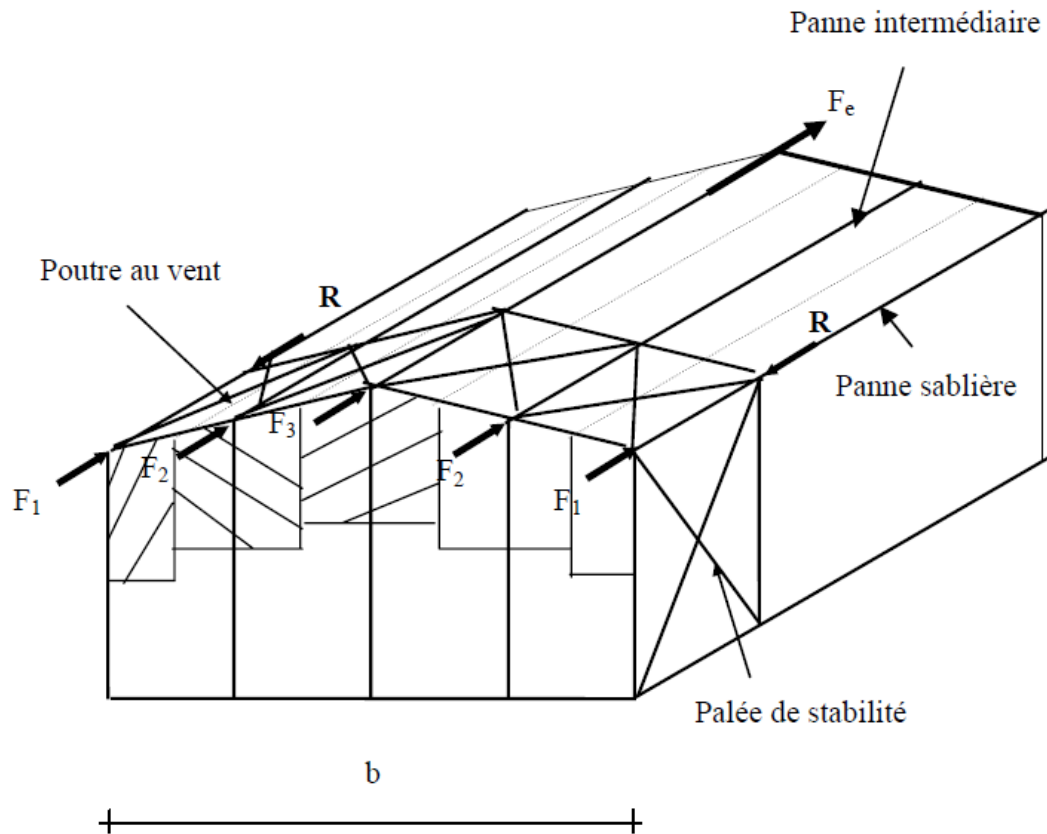


En travée courante, il n'y a pas d'effort de compression F_p , ce dernier étant équilibré, donc annulé, par le même effort de sens opposé dans la travée adjacente.

En revanche, dans les deux travées de rive, il subsiste un effort F_p unilatéral dans les sablières, qu'il convient de vérifier au flambement. La vérification sera effectuée plus loin, lors de l'étude de la poutre au vent en pignon.

7.5. Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).



7.6. Calcul de la poutre au vent en pignon

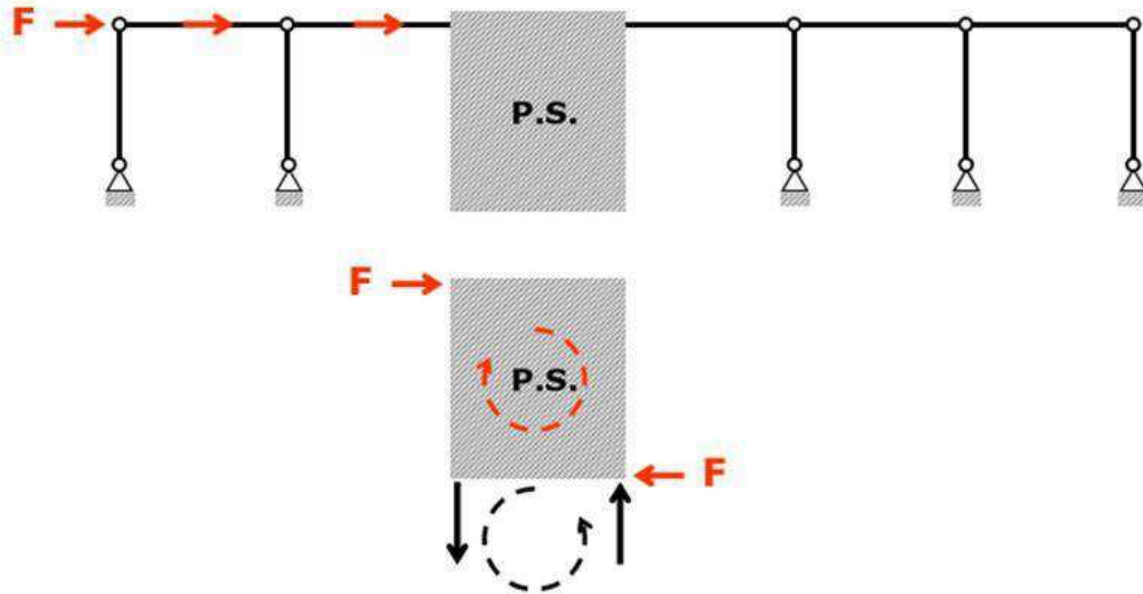
Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.

Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

7.7. Palée de stabilité :

La conception générale d'une structure, ainsi que de chacun de ses composants, doivent permettre d'assurer la descente des charges horizontales depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.



On a toujours intérêt à mettre la palée de stabilité au centre du bâtiment.

Si on place une stabilité à chaque extrémité d'un bâtiment celui-ci se trouve bloqué et la dilatation n'est pas possible, ce qui crée des efforts supplémentaires dans la structure. On considère dans ce cas que chaque contreventement reprend l'intégralité des efforts appliqués à son pignon.

Chapitre 02 : dimensionnement des éléments structuraux d'un bâtiment de type hall (hangar)

1. Introduction :

Les éléments secondaires d'une halle constituent essentiellement l'enveloppe (toiture et façades)

La toiture constitue la partie supérieure des halls ; elle doit assurer la fermeture de hall d'une part et d'autre part elle doit assurer la reprise des charges permanente (le poids propre de la couverture) et les charges variables telles le vent et la neige.

On distingue deux types de toitures

- Toiture plats
- Toiture inclinée

La façade constitue la partie verticale de l'enveloppe d'une halle. Elle est soumise aux actions suivantes

- Poids propre
- Effort du au vent
- Force verticale provenant de toiture

En plus du rôle porteur des toitures et façades, les deux éléments doivent assurer leurs fonctions protectrices telles que l'étanchéité, perméabilité et l'isolation thermique et phonique.

L'étude de l'enveloppe amène à l'étude de ces différents constituants qui sont la couverture, le bardage, les pannes, lisse de bardage ainsi que les contreventements de façade et les contreventements horizontaux.

2. couverture et bardage :

2.1. Calcul des couvertures :

Les couvertures équipant la grande majorité des bâtiments métalliques, sont de deux types :

- Les couvertures en plaques ondulée d'amiante-ciment, destinées généralement aux constructions de bas de gamme (hangars agricole, dépôts...)

- Les couvertures en bacs acier nervurés (éventuellement aluminium), plus onéreuses, mais présentant de multiples avantages, qui font que ce mode de couverture est le plus répandu.

Ces produits étant entièrement **standardisés**, on **ne les calcule plus**, Les fabricants ont calculé une fois pour toutes les différents profils et on récapitulé les résultats dans des tableaux ou sur des abaques. La détermination du profil recherché adéquat se fait donc par simple lecture.

2.1.1. Les couvertures en AMIANTE-CIMENT :

Les plaques ondulées en amiante-ciment ont pour avantages principaux :

- Une bonne résistance au vieillissement, du fait de leur insensibilité à l'humidité
- Leur incombustibilité
- Une grande stabilité dimensionnelle (dilatation et flèches minimes)
- Un cout modique

En revanche, elles nécessitent :

- Une pente minimale de toiture de 9%
- L'adjonction de cordons d'étanchéité dans tous les cas, pour pente inférieure à 16%
- Un recouvrement de plaques de 20cm
- Un entraxe de panne faible, de 1 m à 1.38 m maximum (à l'exception des maxi-plaques qui vont à 2.25 m)



Enfin, leur aspect architectural est médiocre, leur poids élevé (18 daN/m^2) et leur résistance aux chocs limitée (risque de rupture brutale).

Connaissant le site de construction, on calcule la surcharge de neige extrême et on en déduit le type de plaque à utiliser, ce qui détermine alors l'entraxe des pannes.

2.1.2. Les couvertures en BACS ACIER NERVURES :

Il s'agit de bacs nervurés, en acier galvanisé, généralement pré laqués, et de grandes dimensions :

- Largeur = 1m environ
- Longueur jusqu'à 12m couramment
- Épaisseurs courantes : 75/100 et 10/10 mm



Les bacs de faible longueur peuvent porter sur 2 pannes (calcul isostatique). Mais la plupart du temps, les bacs sont utilisés en grande longueur (économie de temps et de main d'œuvre à la pose) et portent, de ce fait, sur 3 ou 4 appuis. Ils sont alors calculés en continuité et présentent des flèches réduites.

La portée des bacs (continus ou non), qui détermine l'entraxe des pannes, est obtenue :

- En fonction des charges sollicitant les bacs (charges climatiques, charges de montage, isolation, étanchéité...)
- En fonction du profil des bacs. Les fabricants proposent divers profils, correspondant à divers moments d'inertie (variables en fonction de l'épaisseur de la tôle, du pas des nervures et de la hauteur des ondes).

Tous les bacs sont dimensionnés pour présenter une flèche maximale inférieure à $1/200$ de leur portée, et pour supporter une charge minimale de 100 daN/m^2 , qui correspond au poids de deux hommes et de leurs matériels (entretien ou travaux sur la toiture).

Les bacs peuvent être posés tels quels, en couverture sèche (si la pente $< 5\%$) ou bien recevoir une étanchéité, généralement multicouches. Les pentes, modes de fixation et recouvrements sont réglementés

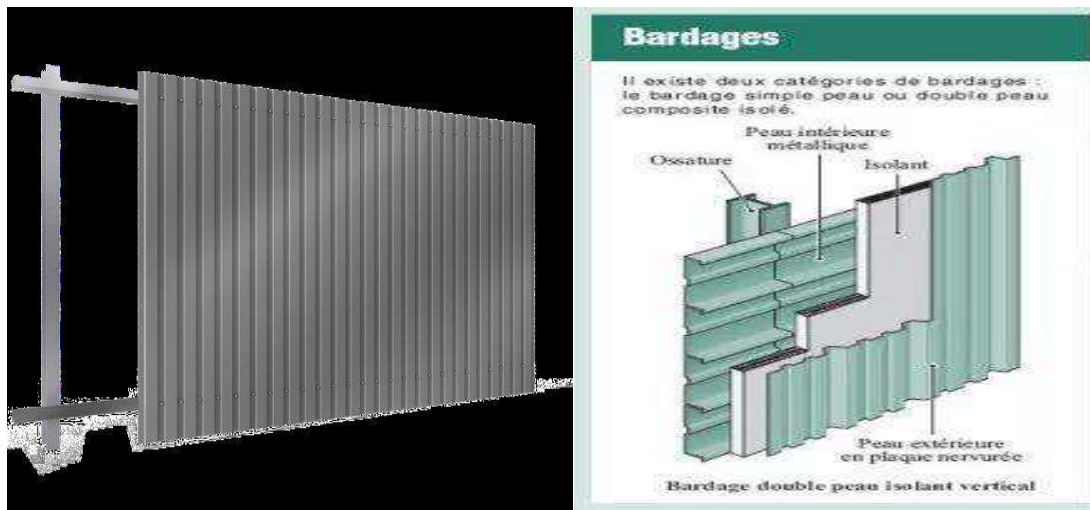
Leur grande rapidité de pose et leur faible poids (environ 10 daN/m²) en font un mode de couverture particulièrement adapté aux constructions industrielles métalliques.

Le choix d'un profil de bacs s'effectue par simple lecture des tableaux proposés par les fabricants, en fonction des charges à supporter et des portées (continues ou non),

2.2. Calcul des bardages :

Les bardages, dont la fonction est le remplissage des façades, sont généralement réalisés en bacs acier.

Constitués d'un simple parement de tôle nervurée, ils sont dits : simple-peau. Constitués de deux parements, ils sont dits double-peau. Dans ce dernier cas, les deux parements peuvent être posés à nervures croisées avec isolations en laine de verre ou à nervures parallèles avec isolation par mousse.



Selon les cas, les rigidités des panneaux sont très différentes, et donc leurs portées également

Les tableaux de calculs donnés par les fabricants sont donc différents pour chaque type de bardage, et selon que le bâtiment est ouvert ou fermé

Les portées admissibles des bacs de bardage nécessitent des ossatures secondaires pour les porter, constituées soit par des lisses horizontales, soit par des potelets verticaux, qui transmettent les efforts du vent à la structure.

La conception, le profil et le calcul d'un bac de bardage sont analogues à ceux d'un bac de couverture.

EXEMPLE DE DIMENSIONNEMENT D'UN BARDAGE SIMPLE-PEAU

Charges admissibles en daN/m²

				Portée (m)					
Dépression		Pression			Dépression		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	
	268		197	1,60	182		188		
228	185	201	143	1,80	146	193	157	174	
170	132	153	102	2,00	119	157	134	141	
131	106	110	80	2,20	100	129	116	120	
104	87	24	64	2,40	85	107	102	108	
86	73	68	52	2,60	73	91	89	98	
71		55		2,80	63	78	77	89	
60		46		3,00	53	66	67	80	
				3,20	46	57	59	71	
				3,40		49	52	63	
				3,60		43		56	

3. Etude des pannes de toiture :

Les pannes sont des poutres reposent sur les traverses ou sur les fermes, elles sont disposées parallèlement au long pan ou à la ligne de faitage en cas de toiture inclinée. Destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Dans la majorité des cas, les pannes sont constituées de poutrelles laminées IPE. Elles peuvent être également réalisées en profilés minces (tôles pliées à froid), en section de Z, U ou Σ .

3.1 Rôle des pannes :

- Supporter la couverture et transmettre les charges aux cadres ou fermes
- Transmettre aux contreventements horizontaux une partie de la charge du vent
- Les pannes constituent les membrures ou les montants de contreventement de la toiture

3.2 Conception :

-L'entraxe des pannes varie selon l'élément de toiture

1m pour les plaques ondulées en fibrociment

4m pour les tôles profilées

-La portée de la panne

6 à 9 m pour les profilés laminés

12 à 15m pour les poutres treillis

-on utilise pour les pannes

IPE pour la toiture plate

HEA pour les toitures inclinées

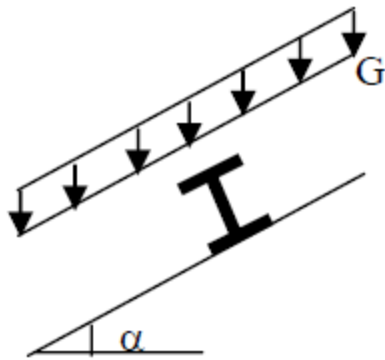
3.3 Calcul :

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions de résistance et de flèches.

3.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

a- charges permanentes (G) :

Poids propre de la panne et de la couverture charges accrochées éventuelles.



b- surcharges d'entretien (P) :

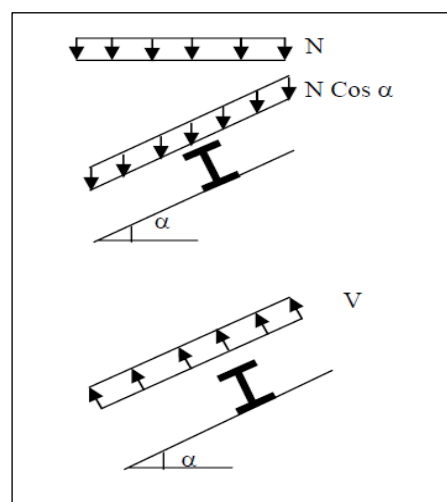
Dans le cas de toitures inaccessibles on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

surcharge de neige (N) :

- Par projection horizontale : N
- Suivant rampant : $N \cos \alpha$

surcharge du vent (V) :

- Perpendiculaire au versant : V



3.3.2 Vérification de résistance :

3.3.2.1 Vérification à la flexion :

Pour les classes de section 1 et 2

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

Les coefficients α et β peuvent prendre les valeurs suivantes :

Section en I et H : $\alpha=2$ $\beta=5n \geq 1$

Tubes circulaires : $\alpha=2$ $\beta=2$

Profils creux rectangulaires : $\alpha = \beta = \frac{1.66}{1-1.13n^2} \leq 6$

Avec $n = \frac{N}{N_{pl}}$

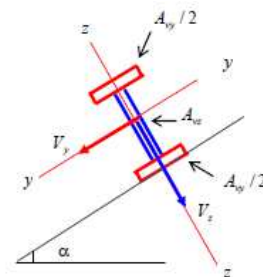
Pour la classe 3 :

$$\frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

3.3.2.2 Vérification au cisaillement :

$$V_y \leq V_{pl,y} \quad \text{et} \quad V_z \leq V_{pl,z}$$

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



3.3.2.3 Vérification au déversement

Généralement le déversement est empêché par la tôle de toiture pour la semelle supérieure ; par contre la semelle inférieure n'est pas liée à la tôle ; donc elle doit être vérifiée au déversement

La formule de vérification est la suivante :

$$M_y \leq M_{b.rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{w_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

β_w : Pour les sections de classes 1 et classes 2.

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le flambement

3.3.2.4 Vérification à la flèche

$$f \leq f_{ad}$$

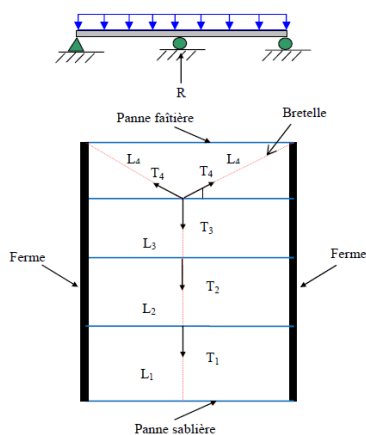
$$f_{ad} = \frac{l}{200} \quad f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_z \cdot l^4}{E \cdot I_y} \quad \text{poutre sur deux appuis}$$

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} \quad f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{q_y \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} \quad \text{poutre sur trois appuis}$$

4. Calcul des liernes

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

Soit l'exemple illustré dans la figure ci-dessous



La réaction R au niveau de lierne vaut $R = 1,25 \cdot P \cdot \frac{l}{2}$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière $T_1=R/2$

$T_2=R+T_1$, $T_3=R+T_2$

Effort dans la diagonale L4 $T_4 = \frac{T_3}{2.\sin \theta}$

La condition de résistance en cas de traction est $N \leq N_{pl.rd} = \frac{A.f_y}{\gamma_{M0}}$

5. Calcul des lisses de bardages

5.1. Introduction :

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

5.2 Détermination des sollicitations :

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

5.3 Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes (G) : (perpendiculaire à l'âme)

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient .

Charges accrochées éventuelles.

Surcharge climatiques : (dans le plan de l'âme) Surcharge du vent (V)

5.4 Principe de dimensionnement :

Les lisses sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes

5.4.1 Condition de résistances :

Pour les classes de section 1 et 2

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

Les coefficients α et β peuvent prendre les valeurs suivantes :

Section en I et H : $\alpha=2$ $\beta=5n \geq 1$

Tubes circulaires : $\alpha=2$ $\beta=2$

Profils creux rectangulaires : $\alpha = \beta = \frac{1.66}{1-1.13n^2} \leq 6$

Avec $n = \frac{N}{N_{pl}}$

Pour la classe 3 :

$$\frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

5.4.2 Vérification au cisaillement :

$$V_y \leq V_{pl,y} \quad \text{et} \quad V_z \leq V_{pl,z}$$

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

5.4.3 Vérification à la flèche

$$f \leq f_{ad}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200} \quad f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_z \cdot l^4}{E \cdot I_y} \quad \text{poutre sur deux appuis}$$

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} \quad f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{q_y \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} \quad \text{poutre sur trois appuis}$$

5.4.4 Vérification au déversement

La stabilité des lisses concerne la vérification au déversement, on distingue deux cas :

➤ **Cas du vent de pression** : La semelle extérieure est comprimée sous l'action du vent et vu quelle est fixée au bardage, il n'y a donc pas risque de déversement.

➤ **Cas du vent de dépression** : La semelle intérieure est comprimée sous l'action du vent, de plus, elle est libre tout au long de sa portée. Donc, le déversement est à craindre dans ce cas et la formule de vérification est la suivante :

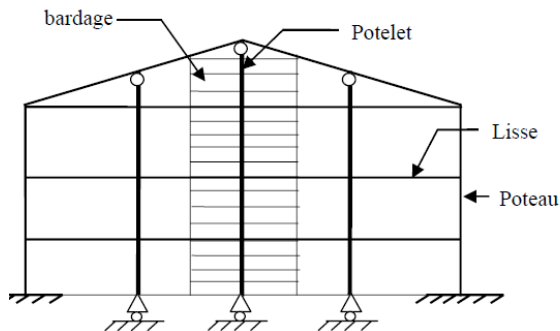
$$M_y \leq M_{b.rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{w_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

β_w : Pour les sections de classes 1 et classes 2.

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le flambement

6. Calcul des potelets

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction. Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.



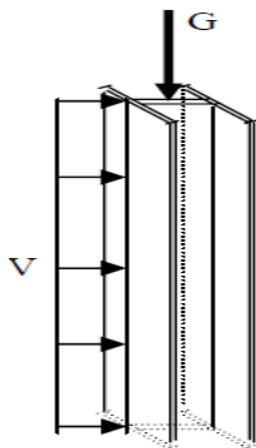
6.1 Evaluation des charges et surcharges

Deux charges appliquées sur le potelet

- Une charge permanente concentrée (G) :

$G = \text{poids propre du potelet} + \text{poids propres des lisses} + \text{poids propre du bardage}.$

- Et une surcharge de vent dans le plan de l'âme



6.2 Détermination des sollicitations :

Le potelet, travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composée.

6.3 Principe de dimensionnement :

Les éléments élancés travaillant en flexion sont généralement dimensionnés par la condition de flèche

$$f_y = \frac{5 \cdot V \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

6.4 Vérification de contrainte

Pour une section comprenant des semelles :

Si $N_{sd} > \min(0.25N_{pl}, 0.25(A_w \cdot f_y / \gamma_{M1}))$ Présence d'effort normal

Flexion autour de l'axe yy : $M_{sd} \leq M_{N,Rd}$,

$$M_{N,Rd,y} = M_{pl,y} [(1-n)/(1-0.5a)]$$

Flexion autour de l'axe zz : $M_{N,Rd,z} = M_{pl,z} [1 - ((n-a)/(1-a))^2]$; $\alpha = \min(A_w/A; 0.5)$

$$N_{sd} = 1.35 G ; M_{sd} = (1.5V)l^2/8$$

6.5 Vérification à la stabilité (poteau élancé) :

Si $\bar{\lambda}_{max} > 0.2$ il y a risque de flambement

$N_{sd} / \chi_{min} N_{pl} > 0.1$ Présence de l'effort normal

Où

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) \text{ et } \chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

La vérification à la stabilité est donnée par la formule suivante :

$$(N_{sd} / \chi_{min} N_{pl} + k_y M_{y} / M_{pl,Rd,y}) \leq 1.0$$

$$k_y = 1 - (\mu_y N_{sd} / \chi_y A \cdot f_y) \text{ avec } k_y \leq 1.5 ; \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + (W_{pl,y} - W_{el,y}) / W_{el,y} \text{ avec } \mu_y \leq 0.9$$

Calcul de l'élancement réduit max : $\bar{\lambda}_{max} = \lambda_{max} / \lambda_1$; $\lambda_y = l_y / i_y$ et $\lambda_z = l_z / i_z$

6.6 Vérification au déversement :

Si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$ risque de déversement

La formule de vérification est la suivante : $(N_{sd}/\chi_{min}) + (k_{LT}M_y/\chi_{LT}M_{pl,y}) \leq 1.0$

Avec $k_{LT} = 1 - (\mu_{LT}N_{sd}/\chi_z A \cdot f_y)$ et $k_{LT} \leq 1.0$

$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15$ et $\mu_{LT} \leq 0.9$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \lambda_{LT} / \lambda_1$$

$$\lambda_{LT} = L_{iz} (C_1)^{0.5} [1 + (1/20) [(L/iz)/(h/tf)]^2]^{0.25}$$