



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

PROJET SKILLS

BÂTIMENTS EN ACIER EN EUROPE

Bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée

Partie 4 : Conception et calcul des portiques

Octobre 2013



Bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée

Partie 4 : Conception et calcul des portiques

AVANT-PROPOS

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

Les 11 parties de ce guide sont :

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

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

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

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

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

Contenu

	Page n°	
1	INTRODUCTION	1
1.1	Portée du document	1
1.2	Conception assistée par ordinateur	1
2	EFFETS DU SECOND ORDRE DANS LES PORTIQUES	3
2.1	Comportement des portiques	3
2.2	Effets du second ordre	4
2.3	Résumé	5
3	ÉTAT LIMITE ULTIME	6
3.1	Généralités	6
3.2	Imperfections	8
3.3	Analyse au premier et au second ordre	14
3.4	Rigidité des pieds de poteaux	18
3.5	Résumé	20
4	ÉTAT LIMITE DE SERVICE	21
4.1	Généralités	21
4.2	Choix des critères de flèches	21
4.3	Analyse	21
4.4	Résumé	21
5	RÉSISTANCE DES SECTIONS TRANSVERSALES	22
5.1	Généralités	22
5.2	Classification des sections transversales	22
5.3	Ductilité des barres pour une analyse plastique	23
5.4	Résumé	23
6	STABILITÉ DES BARRES	24
6.1	Introduction	24
6.2	Résistance au flambement selon l'EN 1993-1-1	25
6.3	Maintien hors-plan	27
6.4	Longueurs stables adjacentes à une rotule plastique	29
6.5	Résumé	33
7	CALCUL DES TRAVERSES	34
7.1	Introduction	34
7.2	Résistance des traverses	35
7.3	Stabilité hors-plan des traverses	35
7.4	Stabilité des traverses dans le plan	39
7.5	Résumé	40
8	CALCUL DES POTEAUX	41
8.1	Introduction	41
8.2	Résistance de l'âme	41
8.3	Stabilité des poteaux	41
8.4	Stabilité en plan	44
8.5	Résumé	44
9	CONTREVENTEMENT	45
9.1	Généralités	45
9.2	Palée de stabilité	45
9.3	Poutre au vent	52

Partie 4 : Conception et calcul des portiques

9.4	Maintien des semelles internes	54
9.5	Maintien au droit des rotules plastiques	55
9.6	Résumé	56
10	PIGNONS	58
10.1	Types de structures de pignons	58
10.2	Potelets de pignon	58
10.3	Traverses de pignon	59
11	ASSEMBLAGES	60
11.1	Attaches poutre-poteau	60
11.2	Attaches de faîtage	61
11.3	Pieds de poteaux, plaques d'assise et fondations	62
11.4	Résumé	68
12	COMPOSANTS STRUCTURAUX SECONDAIRES	69
12.1	Panne sablière	69
12.2	Buton de rive	69
13	CALCUL DES PORTIQUES MULTI-TRAVÉES	70
13.1	Généralités	70
13.2	Types de portiques multi-travées	70
13.3	Stabilité	71
13.4	Instabilité par claquage	72
13.5	Résumé	72
	RÉFÉRENCES	73
Annexe A	Limites pratiques des flèches des bâtiments à simple rez-de-chaussée	75
A.1	Flèches horizontales des portiques	75
A.2	Flèches verticales des portiques	77
Annexe B	Calcul de $\alpha_{cr,est}$	80
B.1	Généralités	80
B.2	Facteur $\alpha_{cr,s,est}$	80
Annexe C	Détermination de M_{cr} et de N_{cr}	83
C.1	M_{cr} pour les barres uniformes	83
C.2	M_{cr} pour les barres avec maintiens ponctuels de la semelle tendue	84
C.3	N_{cr} pour les barres uniformes avec maintiens ponctuels de la semelle tendue	86
Annexe D	Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	89

RÉSUMÉ

Ce document fournit des recommandations pour la conception et le calcul des portiques selon les Eurocodes.

L'introduction passe en revue les avantages des structures en portiques et elle précise que la portée de ce document est limitée aux portiques sans tirants entre les jarrets. L'essentiel de ce guide est consacré aux portiques à travée unique mais il contient également quelques éléments concernant les portiques à travées multiples.

Cette publication donne des conseils relatifs à :

- l'importance des effets du second ordre dans les portiques,
- l'utilisation des analyses élastiques ou plastiques,
- le calcul aux états limites ultimes et aux états limites de service,
- le calcul des éléments : résistance des sections transversales et stabilité des barres,
- les éléments secondaires : potelets de pignon, contreventements et barres en rive de toiture.

Le document comprend un exemple avec une estimation de la sensibilité aux effets du second ordre et la vérification des barres principales.

1 INTRODUCTION

Pour réaliser des bâtiments à simple rez-de-chaussée, les portiques en acier sont très efficaces et très économiques sous réserve que certains détails de conception ne soient pas trop onéreux et que les paramètres et hypothèses de calcul soient bien choisis. Dans les pays où cette technologie est fortement développée, les portiques en acier représentent le concept dominant pour les bâtiments industriels à un seul niveau et les bâtiments commerciaux. Il est devenu le système porteur le plus fréquent pour les bâtiments dont la toiture est à versants plans en raison de son faible coût et de sa souplesse d'utilisation associés à une large gamme de portées.

Lorsque des indications proviennent d'autres documents disponibles dans la littérature, leurs références sont fournies avec une brève description et une analyse de leur contenu. Des renvois vers les paragraphes pertinents de l'EN 1993-1-1^[1] sont également fournis lorsque nécessaire.

1.1 Portée du document

Cette publication guide le concepteur à travers toutes les étapes nécessaires au calcul détaillé des portiques d'après l'EN 1993-1-1, en prenant en compte le rôle des analyses menées à l'aide de logiciels commerciaux disponibles. Il est reconnu que le dimensionnement le plus économique est réalisé en utilisant des logiciels adaptés. Néanmoins, ce document fournit à la fois des conseils sur les méthodes manuelles utilisées pour le prédimensionnement et les approches offertes par les logiciels. L'importance de dispositions constructives appropriées est mise en évidence, illustrée par de bonnes pratiques.

Ce document ne concerne pas les portiques avec tirants entre les jarrets, cette forme de structure sous-tendue étant relativement rare dans la pratique. Notons cependant que le tirant modifie très sensiblement la distribution des moments fléchissants et qu'il augmente l'effort normal dans la traverse de manière importante. Le recours à un logiciel de calcul au second ordre est alors indispensable pour pouvoir étudier ce type de portique.

Une introduction aux structures à un seul niveau, incluant les portiques, est fournie dans un document complémentaire *Bâtiments à simple rez-de-chaussée. Partie 2 : Conception*^[2].

1.2 Conception assistée par ordinateur

Bien que les portiques, comme les barres, puissent être analysés et vérifiés par des méthodes manuelles, l'utilisation de logiciels est recommandée pour conduire à plus d'efficacité. Un grand nombre de logiciels dédiés au calcul des structures sont disponibles qui permettent :

- de mener une analyse élasto-plastique,
- de prendre en compte les effets du second ordre,
- de vérifier les barres,

- de vérifier les assemblages.

En général, pour calculer un portique, un très grand nombre de combinaisons de charges doit être étudié. Les logiciels, capables de vérifier les barres pour toutes ces combinaisons, réduisent considérablement le processus de calcul.

Bien qu'un calcul manuel puisse être utile pour le prédimensionnement des barres et qu'une compréhension approfondie de toute la démarche de calcul soit nécessaire, l'utilisation de logiciels adaptés est recommandée.

2 EFFETS DU SECOND ORDRE DANS LES PORTIQUES

2.1 Comportement des portiques

Les vérifications de la résistance d'une structure quelconque ne sont valables que si l'analyse globale donne une bonne représentation du comportement de la structure réelle.

Toute structure chargée se déforme rendant ainsi sa géométrie différente de celle de son état non chargé. Les déplacements qui en découlent provoquent dans les barres des efforts qui agissent selon des directions qui peuvent être différentes de celles qui sont supposées dans l'analyse, comme le montrent les schémas de la Figure 2.1 et de la Figure 2.2. Si les déformations sont petites, leurs conséquences sont très faibles et une analyse au premier ordre (négligeant l'effet des déplacements) est suffisamment précise. A contrario, si les déplacements sont tels que les effets des charges axiales sur la géométrie déformée deviennent assez grands pour créer des moments additionnels significatifs et amplifier les flèches, le portique est dit sensible aux effets du second ordre. Ces derniers, encore appelés effets *P-delta*, peuvent être suffisants pour réduire la résistance du portique.

Ces effets du second ordre sont des effets géométriques et ils ne doivent pas être confondus avec le comportement non linéaire des matériaux.

Comme montré sur la Figure 2.1, il existe deux catégories d'effets du second ordre :

- les effets des déplacements suivant la longueur des barres (flèches locales), appelés habituellement effets *P- δ* (*P*-petit delta),
- les effets des déplacements aux intersections des barres, appelés habituellement effets *P- Δ* (*P*-grand delta).

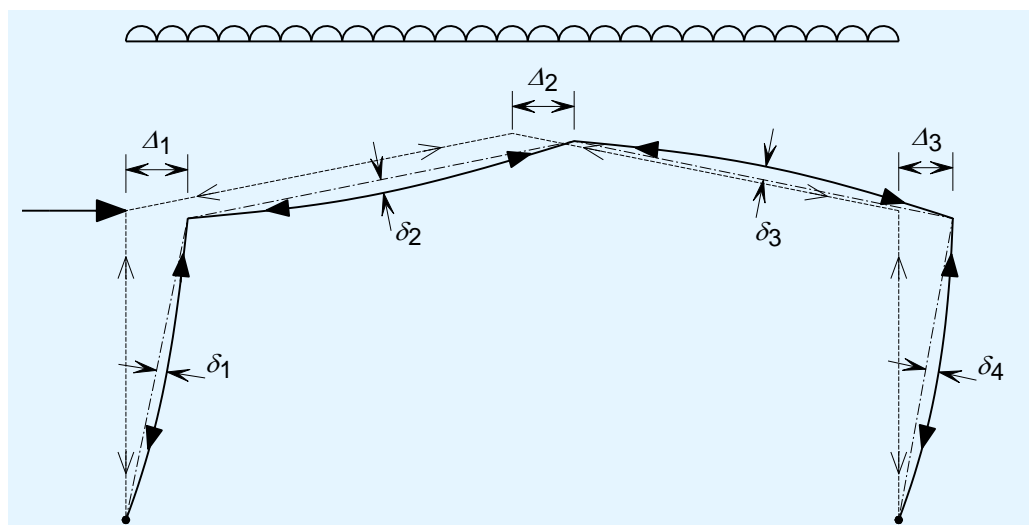


Figure 2.1 Mode asymétrique ou à nœuds déplaçables

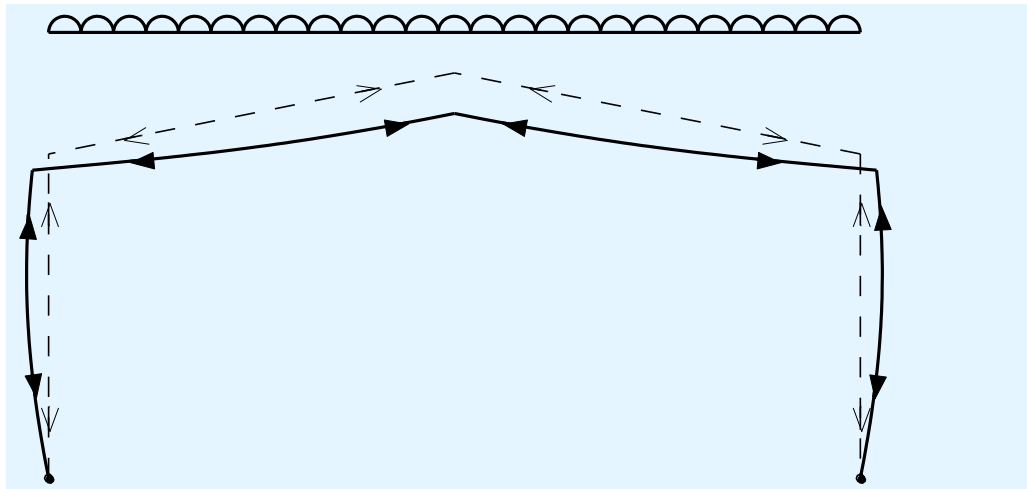


Figure 2.2 Mode de déplacement symétrique

Les conséquences pratiques des effets $P-\delta$ et $P-\Delta$ sont de réduire la rigidité des ossatures et de leurs barres en-dessous de celle calculée par une analyse au premier ordre. Les portiques à un seul niveau sont sensibles aux effets des efforts de compression axiale dans les traverses et les poteaux. Ces efforts normaux sont fréquemment de l'ordre de 10 % des charges critiques de flambement élastique de ces barres, niveau autour duquel la réduction de la rigidité effective devient importante.

2.2 Effets du second ordre

Les effets du second ordre augmentent, non seulement les flèches, mais aussi les sollicitations au-delà des valeurs calculées par une analyse au premier ordre. « Analyse au second ordre » est le terme utilisé pour décrire les méthodes d'analyse dans lesquelles les effets de l'augmentation des déplacements, sous l'effet de l'augmentation des charges, sont pris en compte dans la résolution ; les résultats intègrent donc les effets $P-\Delta$ et $P-\delta$ décrits au Paragraphe 2.1. Ainsi, en fonction de l'intensité des effets $P-\Delta$ et $P-\delta$, les résultats peuvent être très différents de ceux d'une analyse au premier ordre.

Les effets de la déformation de la géométrie sont estimés dans l'EN 1993-1-1 en calculant le factor α_{cr} , défini comme :

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$$

où :

F_{cr} est la charge critique élastique pour l'instabilité dans un mode global, fondée sur les rigidités élastiques initiales

F_{Ed} est la charge de calcul appliquée à la structure.

A condition que l'ossature soit suffisamment rigide, les effets du second ordre peuvent être ignorés et une analyse au premier ordre peut être effectuée. Selon le § 5.2.1 (3), c'est le cas si :

- pour une analyse élastique : $\alpha_{cr} \geq 10$,
- pour une analyse plastique : $\alpha_{cr} \geq 15$.

α_{cr} peut être déterminé en utilisant un logiciel ou (dans certaines limites) en utilisant l'expression 5.2 de l'EN 1993-1-1. Si l'ossature est hors de ces limites, une expression alternative peut être utilisée pour calculer une valeur approximative de α_{cr} . De plus amples détails sont donnés au Paragraphe 3.3.

Lorsque les effets du second ordre sont significatifs, deux options sont possibles :

- Une analyse rigoureuse au 2nd ordre (ce qui implique, dans la pratique, d'avoir recours à un logiciel de calcul au second ordre approprié) ;
- Une analyse au 2nd ordre approchée (à savoir des calculs, éventuellement manuels, fondés sur une analyse au premier ordre en appliquant des corrections appropriées pour tenir compte des effets du second ordre).

Dans la seconde méthode, connue également sous le nom d'« analyse au premier ordre modifiée », les actions appliquées, obtenues à l'aide d'un calcul au premier ordre, sont amplifiées pour tenir compte des effets du second ordre. Cette méthode est décrite au Paragraphe 3.3.

2.3 Résumé

- Les effets du second ordre se produisent dans la structure prise dans son ensemble ($P-\Delta$) et au niveau des barres ($P-\delta$).
- Les effets du second ordre sont quantifiés par le coefficient α_{cr} .
- Pour les portiques, l'expression donnée au § 5.2.1(4) de l'EN 1993-1-1 pour calculer α_{cr} , peut être utilisée en respectant certaines limites. En dehors des limites prescrites par la norme, une méthode de calcul alternative peut être utilisée, comme expliqué dans l'ANNEXE B.
- Les effets du second ordre peuvent être significatifs pour les portiques courants.
- Les effets du second ordre peuvent être déterminés, soit par une analyse au second ordre rigoureuse en utilisant un logiciel, soit par une analyse au premier ordre modifiée par une amplification des efforts.

3 ÉTAT LIMITE ULTIME

3.1 Généralités

Les méthodes d'analyse des ossatures à l'État Limite Ultime sont généralement de deux types – l'analyse élastique (voir Paragraphe 3.2.2) et l'analyse plastique (voir Paragraphe 3.2.3). Cette dernière recouvre à la fois l'analyse rigide-plastique et l'analyse élastique-plastique.

La formation des rotules plastiques en des points de moment maximal et la redistribution associée des moments dans l'ossature, sont inhérents à l'analyse plastique et sont les éléments clés pour une conception économique de la plupart des portiques. Ils « soulagent » les zones fortement sollicitées et ils permettent de mobiliser plus pleinement la capacité des parties sous-utilisées dans les portiques.

Ces rotules plastiques se développent dans les sections où le moment fléchissant atteint le moment plastique (ou plus généralement la résistance plastique), pour des niveaux de chargement inférieurs au chargement final à l'ELU.

Un diagramme de moment fléchissant « plastique » idéalisé, dans un portique symétrique, sous chargement vertical symétrique, est représenté à la Figure 3.1. Il montre la position des rotules pour le mécanisme de ruine plastique. La première rotule se forme normalement à proximité du renfort (ici dans le poteau). Ensuite, selon les proportions du portique, les rotules suivantes se développent, vers le faîtage, au point de moment positif maximum.

Un portique biarticulé en pieds est hyperstatique de degré un. Il faut donc deux rotules pour créer un mécanisme. Les quatre rotules représentées sur la Figure 3.1 résultent de la symétrie de la structure. En pratique, en raison des variations de la résistance du matériau et des dimensions des sections, seules une rotule au faîtage et une autre au jarret se forment pour créer le mécanisme. Comme il est difficile de savoir quelles rotules se forment dans la structure réelle, une hypothèse de disposition symétrique est retenue.

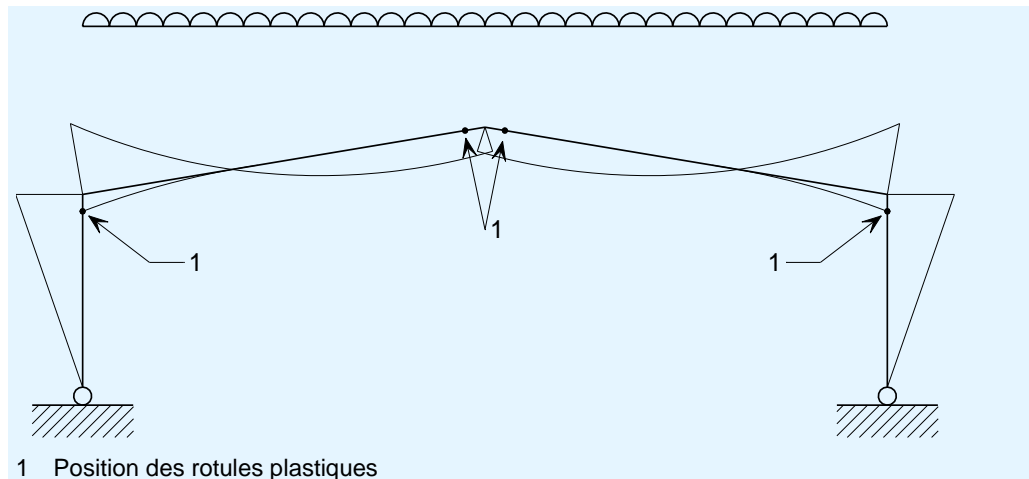


Figure 3.1 Diagramme de moment fléchissant résultant de l'analyse plastique d'un portique symétrique sous chargement vertical symétrique

La plupart des combinaisons de charges sont asymétriques car elles incluent, soit des forces horizontales équivalentes (FHE ; voir Paragraphe 3.2), soit des charges de vent. Des diagrammes typiques de chargement et de moments fléchissants sont représentés à la Figure 3.2. Comme le vent et les FHE peuvent agir dans l'une ou l'autre direction, un maintien doit être assuré au niveau des positions de chaque rotule plastique, des deux côtés de l'ossature.

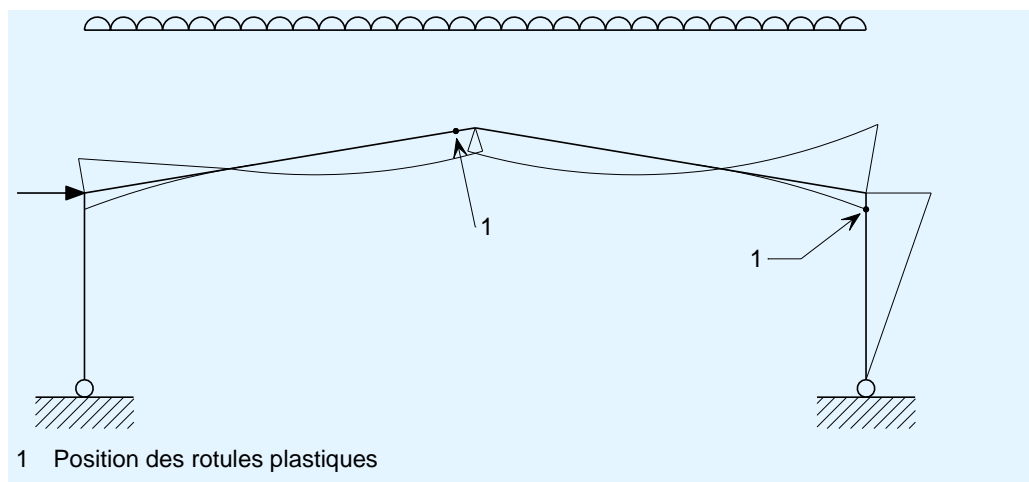


Figure 3.2 Diagramme de moment fléchissant résultant de l'analyse plastique d'un portique symétrique sous chargement asymétrique

Un diagramme typique de moment fléchissant, résultant d'une analyse élastique d'un portique biarticulé en pieds, est représenté à la Figure 3.3. Dans ce cas, le moment maximum (au jarret) est plus élevé que celui calculé à partir d'une analyse plastique. Le poteau et le renfort doivent, tous les deux, être conçus pour ces moments fléchissants les plus importants. Le renfort peut être prolongé sur environ 15 % de la portée, pour équilibrer le moment fléchissant le plus élevé.

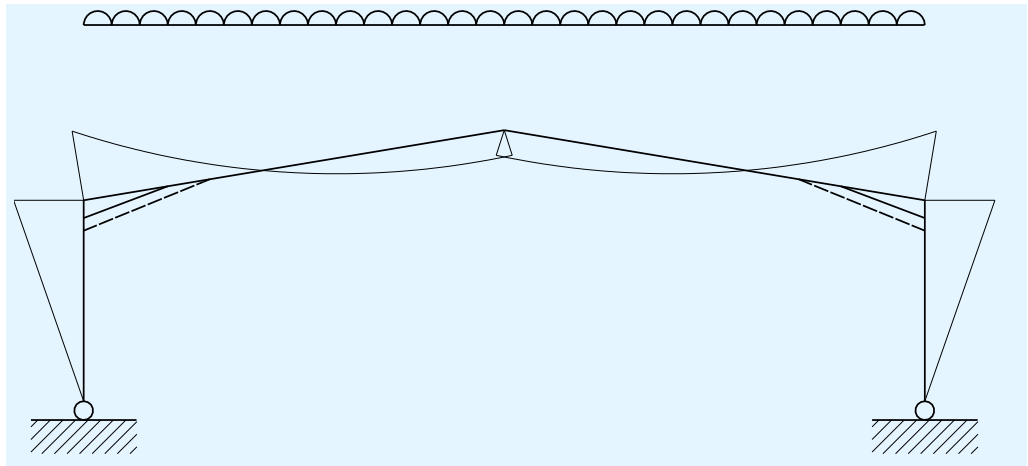


Figure 3.3 Diagramme de moment fléchissant résultant de l'analyse élastique d'un portique symétrique sous chargement symétrique (le cas d'un renfort sur 10 % de la portée est représenté par une ligne continue, celui sur 15 % de la portée par une ligne en pointillés)

3.2 Imperfections

Les imperfections des ossatures sont traitées au § 5.3.2 de l'EN 1993-1-1. En général, elles doivent être prises en compte dans le calcul. Les portiques peuvent être modélisés avec un défaut d'aplomb, mais une alternative consiste à introduire les imperfections à l'aide d'un système de forces horizontales équivalentes (FHE). L'utilisation des FHE est recommandée pour une approche simplifiée.

3.2.1 Forces horizontales équivalentes

L'utilisation de forces horizontales équivalentes (FHE) traduisant l'effet du défaut initial global d'aplomb, est autorisée par le § 5.3.2(7). Les imperfections initiales sont données par l'expression 5.5, où de défaut initial ϕ (assimilé à une inclinaison par rapport à la verticale) est donné par :

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

où :

ϕ_0 est la valeur de base : $\phi_0 = 1/200$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ mais } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

h est la hauteur de la structure en mètres

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

m est le nombre de poteaux dans une file – pour une structure à portiques, c'est le nombre de poteaux pour un seul portique.

Pour les portiques à une seule travée, h est la hauteur du poteau, et $m = 2$.

On se place en sécurité en choisissant $\alpha_h = \alpha_m = 1,0$.

Les FHE peuvent être calculées en multipliant ϕ par la réaction verticale à la base du poteau (incluant les charges de pont roulant si nécessaire). Les FHE sont appliquées horizontalement, dans une même direction, au sommet de chaque poteau.

Le § 5.3.2(4) spécifie que les défauts globaux d'aplomb peuvent être négligés lorsque $H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$.

Il est recommandé que cette condition soit évaluée en comparant la somme des réactions horizontales en pied de poteau à la somme des réactions verticales. Dans de nombreux cas, l'expression donnée en 5.3.2(4) signifie que les FHE ne sont pas nécessaires dans les combinaisons d'actions incluant les effets du vent. Elles devront toutefois être prises en compte dans les combinaisons des actions gravitaires seules

3.2.2 Analyse élastique

L'analyse élastique est la méthode d'analyse la plus courante pour les structures en général mais, dans le cas des portiques, elle conduit généralement à des solutions moins économiques qu'une analyse plastique. À condition que les sections soit de Classe 1 ou 2, l'EN 1993-1-1 autorise l'utilisation de la résistance plastique des sections transversales dans le cadre d'une analyse élastique. De plus, il permet une redistribution de 15 % des moments, comme défini au § 5.4.1.4(B) de l'EN 1993-1-1.

Des projeteurs peu familiers avec le calcul des structures en acier peuvent être surpris par l'utilisation du moment de résistance plastique et par la redistribution des moments, dans le cadre d'une analyse élastique. Il doit cependant être noté qu'en pratique :

- Du fait des contraintes résiduelles, des imperfections dans les barres, des écarts entre les inerties réelles et celles qui sont supposées, de rigidités réelles des attaches, différentes de celles prises en hypothèse, et des jeux dans les assemblages, la distribution réelle des moments dans toute ossature diffère nécessairement de celle qui est estimée par une analyse élastique.
- Les sections de Classe 1 ou 2 sont capables d'une certaine rotation plastique, avant qu'une réduction significative de leur capacité n'apparaisse en raison du voilement local. Ceci justifie une redistribution de 15 % des moments à partir de ceux déterminés par l'analyse élastique.

Toutefois, les résultats de l'analyse élastique ne doivent être considérés que comme un système raisonnablement réaliste de sollicitations en équilibre sous les charges appliquées.

Dans une traverse de portique avec renfort, il est possible de redistribuer jusqu'à 15 % du pic du moment fléchissant à la pointe du renfort, à condition que le moment fléchissant dépasse la résistance plastique de la traverse et que les moments et les forces, résultant de la redistribution, puissent être repris par le reste de la structure. Alternativement, si le moment à mi-portée du portique excède la résistance plastique de la traverse, il peut être réduit jusqu'à 15 % par redistribution, sous réserve à nouveau que le reste de la structure puisse supporter les moments et les forces résultant de la redistribution.

Si une analyse élastique démontre que le moment fléchissant en un certain point dépasse le moment de résistance plastique, le moment minimum en ce point doit, après redistribution, être pris égal au moment de résistance plastique. Ceci correspond à la formation d'une rotule plastique en ce point. Autoriser une réduction en dessous de la résistance plastique serait illogique et pourrait conduire à des hypothèses dangereuses dans le calcul de la résistance au flambement des barres.

3.2.3 Analyse plastique

L'analyse plastique n'est pas très fréquente en Europe continentale, même si c'est une méthode d'analyse reconnue. Elle est cependant utilisée à plus de 90 % pour les calculs d'ossatures en Grande-Bretagne où elle est utilisée depuis plus de 40 ans.

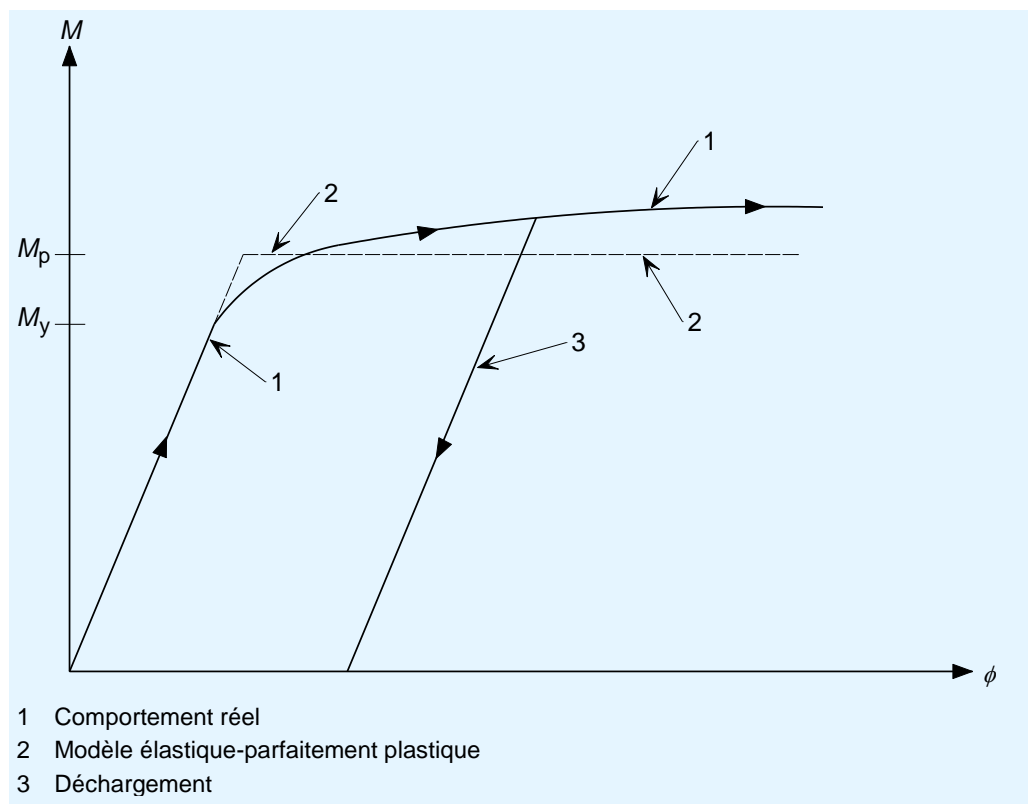


Figure 3.4 Comportement moment/rotation et modèle élastique-parfaitement plastique pour une section transversale de Classe 1

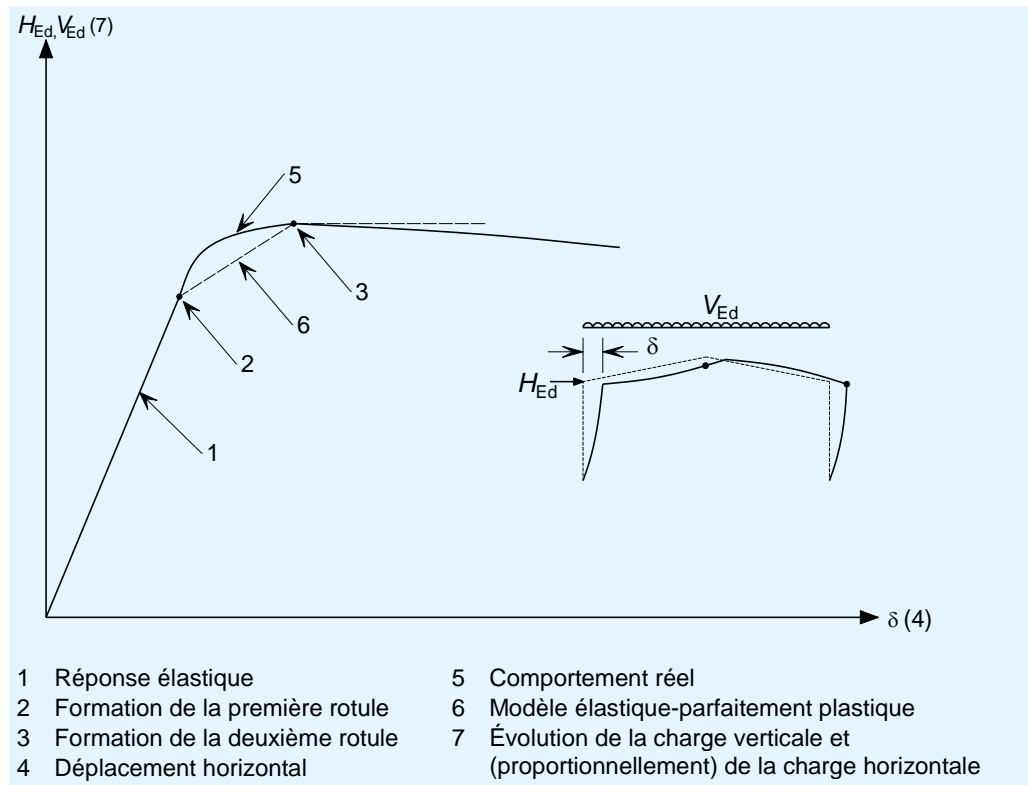


Figure 3.5 Modèle simplifié d'un portique soumis à un accroissement des charges verticales et horizontales dont la ruine est gouvernée par un mécanisme à nœuds déplaçables

Traditionnellement, l'analyse plastique utilisait les méthodes de calcul manuelles (méthode dite graphique, méthode des travaux virtuels, etc.). Ces méthodes ne sont pas discutées dans ce document, car l'analyse plastique est maintenant généralement réalisée avec un logiciel, la plupart du temps fondé sur un comportement élastique-parfaitement plastique. Le principe de cette méthode est illustré à la Figure 3.4 et à la Figure 3.5.

Le modèle élastique-parfaitement plastique, Figure 3.4, suppose que les barres se déforment de manière élastique linéaire jusqu'à ce que le moment appliqué atteigne la valeur du moment plastique M_p . Au-delà, le comportement est supposé être parfaitement plastique sans écrouissage.

Avec une analyse élastique-parfaitement plastique, la charge est appliquée en petits incréments, des rotules plastiques apparaissant pendant le calcul pour chaque section atteignant le moment plastique, M_p , comme illustré à la Figure 3.6. Si un logiciel de calcul approprié est utilisé, il est possible de prédire la formation des rotules, leur rotation, ainsi que le comportement lors du déchargement ou même d'un chargement inverse. Le mécanisme final est le vrai mécanisme de ruine et il correspond au plus petit facteur de charge qui peut être obtenu par la méthode rigide plastique.

La méthode élastique-parfaitement plastique présente les avantages suivants :

- Elle permet d'identifier le mécanisme de ruine réel.
- Elle permet d'identifier toutes les rotules plastiques, y compris celles qui peuvent se former et ensuite être déchargées du fait d'une nouvelle redistribution des

efforts. De telles rotules (transitoires) n'apparaissent pas dans le mécanisme de ruine final, mais elles nécessitent néanmoins un maintien.

- Elle permet d'identifier les rotules qui se forment pour des charges supérieures à celles de l'ELU. Ces rotules n'ont cependant pas besoin d'être maintenues, la structure étant capable de supporter les charges maximales de calcul. Ceci peut conduire à des économies dans la structure si la résistance des sections est plus grande que nécessaire, comme cela se produit lorsque les déplacements gouvernent le calcul, ou lorsque l'on utilise des sections surdimensionnées.
- Elle permet d'identifier le vrai diagramme de moment fléchissant à la ruine, ou à toute étape antérieure à la ruine.

3.2.4 Analyse élastique comparativement à analyse plastique

Comme exposé au Paragraphe 3.1, une analyse plastique conduit généralement à des structures plus économiques, car la redistribution plastique autorise l'utilisation de barres plus petites pour supporter les mêmes charges. Pour les portiques analysés en plasticité, les longueurs de renforts sont souvent de l'ordre de 10 % de la portée.

Lorsque les flèches (ELS) sont déterminantes, il n'y a aucun intérêt à utiliser une analyse plastique à l'ELU. Si des sections plus rigides sont choisies pour répondre aux critères de flèches, il est tout à fait possible qu'aucune rotule plastique ne se forme et que la structure reste élastique à l'ELU.

L'économie liée à une analyse plastique est associée également au système de contreventement car une redistribution plastique impose des exigences complémentaires sur le maintien des barres, comme expliqué au Paragraphe 6.3. Par conséquent, l'économie globale sur la structure peut dépendre de la facilité avec laquelle le portique peut être maintenu.

Une analyse plastique ne peut être entreprise que si un logiciel du commerce est disponible. Les suites de logiciels les plus sophistiqués permettent de mener directement une analyse élastique-plastique au second ordre ($P-\Delta$), simplifiant significativement le processus de calcul global. Les logiciels déjà disponibles de calcul élastique/plastique permettent de s'adapter facilement à une analyse plastique complète. La limitation qui en résulte, d'utiliser des sections de Classe 1 exigées dans les zones des rotules plastiques potentielles, n'est pas significative.

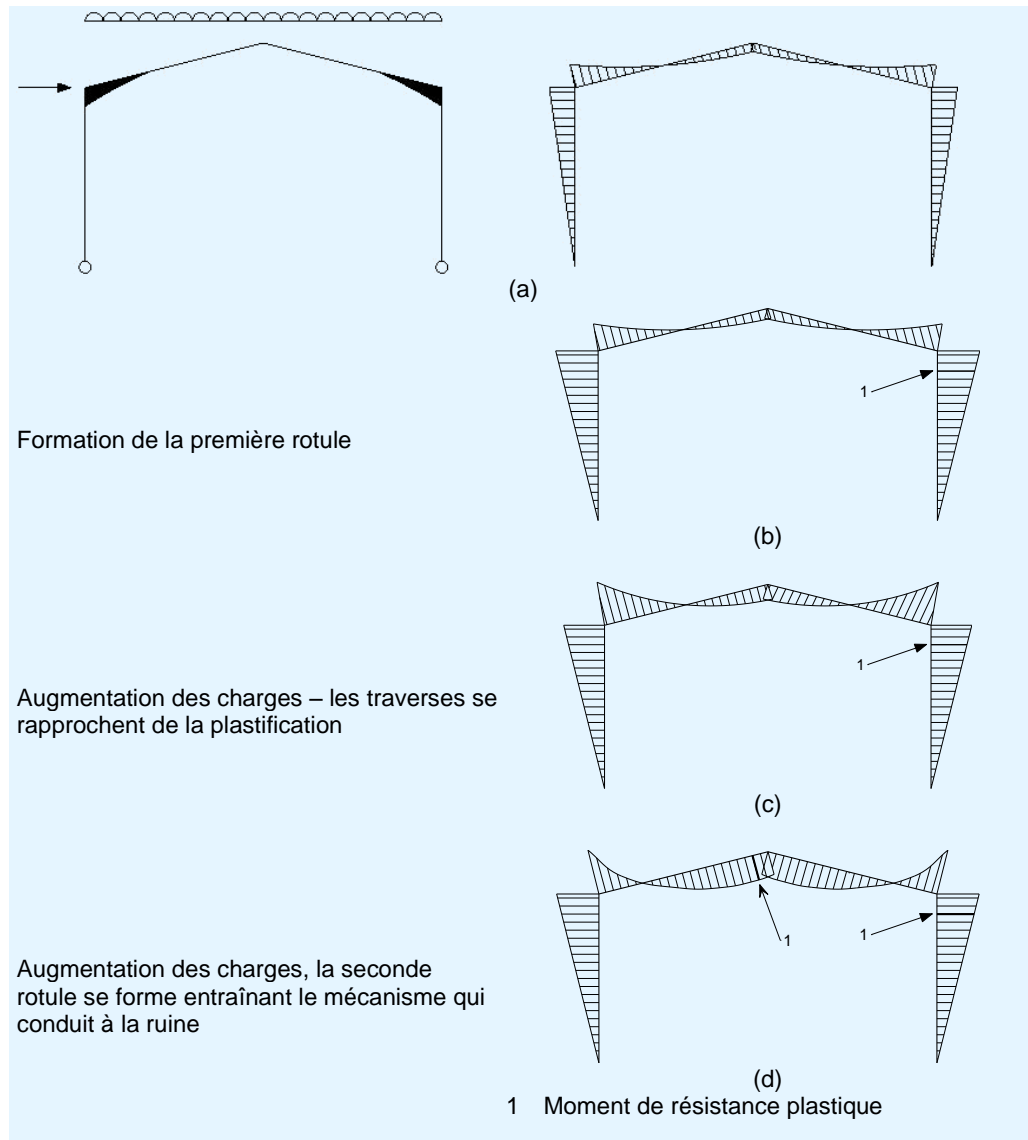


Figure 3.6 Analyse élastique-parfaitement plastique montrant l'état du portique sous augmentation proportionnelle des charges horizontales et verticales a) Domaine élastique partout ; (b) Rotule plastique en tête d'un poteau ;(c) Les traverses se rapprochent de la plasticité ; (d) Rotule plastique dans la traverse

Il est admis que quelques redistributions de moments sont possibles, même en utilisant un calcul élastique. Le § 5.4.1.4(B) de l'EN 1993-1-1 autorise une redistribution de 15 % , comme expliqué au Paragraphe 3.2.2, bien que ce ne soit pas courant dans la pratique.

Si des longueurs des renforts de l'ordre de 15 % de la portée sont acceptables, et si le chargement latéral est faible, le diagramme de moment fléchissant élastique est presque le même que le diagramme de moment fléchissant plastique à la ruine. Comme illustré à la Figure 3.3, le moment négatif maximum à l'extrémité du renfort est similaire au moment positif maximum dans la traverse. Dans de tels cas, une analyse élastique peut offrir une solution équivalente à une structure analysée en plasticité.

3.3 Analyse au premier et au second ordre

Tant pour un calcul en élasticité que pour un calcul en plasticité, le choix d'une analyse d'ossature au premier ou au second ordre peut être gouverné par la flexibilité dans le plan du portique, mesurée par le coefficient α_{cr} (voir Paragraphe 3.3.1). En pratique, le choix entre une analyse au premier ou second ordre dépend aussi de la disponibilité d'un logiciel de calcul. Même si un portique était suffisamment rigide pour que les effets du second ordre soient assez faibles pour être ignorés, il peut tout de même être commode d'utiliser un logiciel de calcul au second ordre.

Lorsqu'une analyse au second ordre est nécessaire mais qu'elle n'est pas disponible, des méthodes de calcul au premier ordre modifié peuvent être utiles pour le dimensionnement. L'approche au premier ordre modifié est légèrement différente pour un calcul en élasticité et en plasticité. Elle est décrite dans les Paragraphes 3.3.2 et 3.3.3. Dans une analyse élastique, seules les actions horizontales sont amplifiées alors que, dans une analyse plastique, elles le sont toutes.

3.3.1 Coefficient α_{cr}

L'expression 5.2 du § 5.2.1(4)B de l'EN 1993-1-1 donne α_{cr} égal à :

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

Les notes 1B et 2B de cette clause limitent l'application de l'expression 5.2 aux portiques à toiture de faible pente et où l'effort normal dans la traverse n'est pas significatif. Plus précisément :

- une pente de toiture est considérée comme faible si elle n'excède pas 26°
- l'effort normal dans la traverse est supposé être significatif si $\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}}$.

Un moyen commode pour exprimer la limitation de l'effort normal est de considérer ce dernier non significatif si :

$$N_{Ed} \leq 0,09 N_{cr}$$

où

N_{cr} est l'effort critique de flambement élastique pour la portée totale de la traverse (la paire d'arbalétriers), c'est-à-dire $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$

L est la longueur développée de la totalité de la traverse, de poteau à poteau, prise égale à la portée/cos θ (θ étant la pente de la toiture).

Si ces limites sont satisfaites, alors l'expression 5.2 peut être utilisée pour calculer α_{cr} . Néanmoins, dans la plupart des portiques réels, la charge axiale dans la traverse est significative et l'expression 5.2 ne peut pas être utilisée.

Lorsque c'est le cas, l'Annexe B donne une alternative, une méthode approchée pour évaluer la stabilité du portique par l'intermédiaire de $\alpha_{cr,est}$. Dans de

nombreux cas, cette méthode donne un résultat conservatif. Des valeurs précises de α_{cr} peuvent être obtenues à l'aide d'un logiciel.

3.3.2 Premier ordre modifié pour une analyse élastique

La « méthode d'amplification des moments de déplacements latéraux » est la méthode la plus simple pour prendre en compte les effets du second ordre dans une analyse élastique de la structure. Le principe en est donné dans le § 5.2.2(5B) de l'EN 1993-1-1.

Au départ, on effectue une analyse élastique linéaire au premier ordre ; puis, toutes les charges horizontales sont amplifiées en les multipliant par un coefficient destiné à prendre en compte les effets du second ordre. Les charges horizontales comprennent les charges extérieures appliquées, les actions du vent par exemple, et les forces horizontales équivalentes (FHE) utilisées pour tenir compte des défauts d'aplomb ; les deux sont amplifiées.

A condition que $\alpha_{cr} \geq 3,0$, le coefficient d'amplification est :

$$\left(\frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr}} \right)$$

Si la charge axiale dans la traverse est significatif, et si $\alpha_{cr,est}$ a été calculé selon l'Annexe B, le terme multiplicateur devient :

$$\left(\frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr,est}} \right)$$

Si α_{cr} ou $\alpha_{cr,est}$ est inférieur à 3,0, il faut utiliser un logiciel de calcul au second ordre.

3.3.3 Premier ordre modifié pour une analyse plastique

Philosophie du calcul

En l'absence d'un logiciel de calcul élasto-plastique au second ordre, la philosophie du calcul consiste à déterminer les charges puis à les amplifier pour tenir compte des effets de la déformation de la géométrie (effets du second ordre). L'application de ces charges amplifiées au travers d'une analyse au premier ordre, donne des moments fléchissants, des efforts normaux et des efforts tranchants intégrant approximativement les effets du second ordre.

L'amplification est calculée par une méthode parfois connue sous le nom de méthode de Merchant-Rankine. Puisque, dans une analyse plastique, les rotules plastiques limitent les moments supportés par l'ossature, l'amplification est réalisée sur toutes les actions qui sont appliquées dans l'analyse au premier ordre (c'est-à-dire toutes les actions et pas seulement les forces horizontales relatives au vent et aux imperfections).

La méthode de Merchant-Rankine classe les portiques selon deux catégories :

- Catégorie A : réguliers, symétriques, ou avec une toiture à un seul versant,
- Catégorie B : ceux qui ne relèvent pas de la Catégorie A mais en excluant les portiques sous-tendus.

Pour chacune de ces deux catégories, un coefficient d'amplification différent doit être appliqué aux actions. La méthode de Merchant-Rankine a été vérifiée pour les portiques qui satisfont aux critères suivants :

1. Portiques où $\frac{L}{h} \leq 8$ quelle que soit la travée
2. Portiques pour lesquels $\alpha_{cr} \geq 3$

où :

L est la portée du portique (voir Figure 3.7)

h est la hauteur du poteau le plus bas à une extrémité quelconque de la portée considérée (voir Figure 3.7)

α_{cr} est le coefficient par lequel les charges de calcul devraient être multipliées pour provoquer l'instabilité élastique.

Si la charge axiale dans la traverse est significative (voir Paragraphe 3.3.1), $\alpha_{cr,est}$ doit être calculé selon l'Annexe B.

Les autres portiques doivent être calculés en utilisant un logiciel de calcul élastique-plastique au second ordre.

Coefficients d'amplification

Catégorie A : Portiques réguliers, symétriques, avec une toiture à un seul versant ou à deux versants pratiquement symétriques (voir Figure 3.7).

Les portiques de catégorie A incluent les portiques à une seule ou à plusieurs travées, pour lesquels la variation de hauteur (h) et de la portée (L) entre les différentes travées est faible ; les variations de hauteur et de portée de l'ordre de 10 % peuvent être considérées comme étant suffisamment petites.

Dans les applications industrielles traditionnelles de cette approche, une analyse au premier ordre peut être utilisée pour de tels portiques, si les actions appliquées sont amplifiées par $\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}}\right)$, ou par $\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr,est}}\right)$ si l'effort normal dans la traverse est jugé significatif.

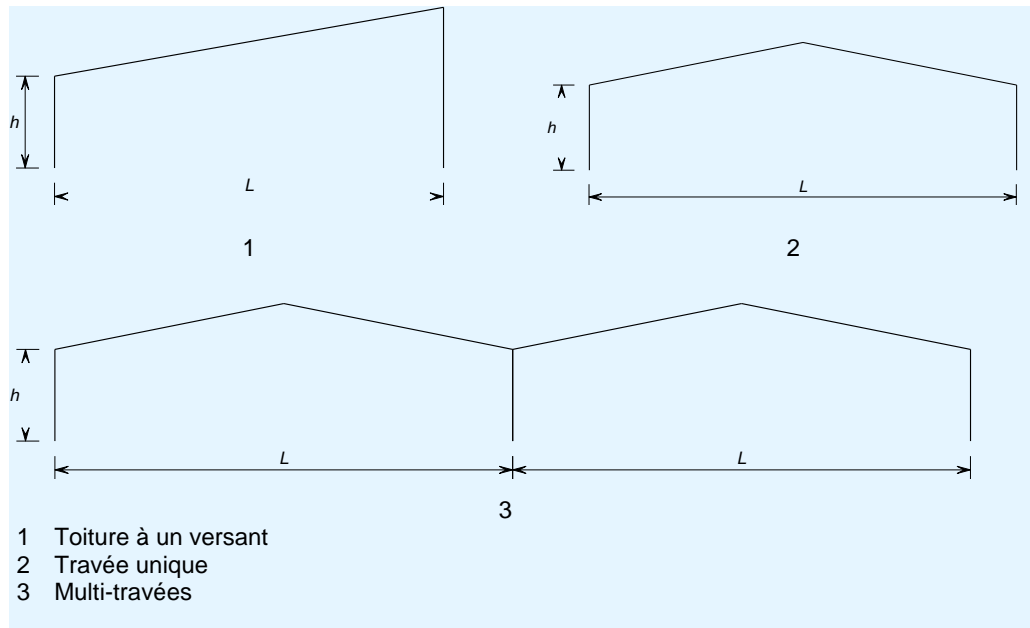


Figure 3.7 Exemples de portiques de Catégorie A

Catégorie B : Portiques qui n'entrent pas dans la Catégorie A (voir Figure 3.8), mais en excluant les portiques sous-tendus.

Pour les portiques qui ne remplissent pas les conditions de la Catégorie A, une analyse au premier ordre peut être utilisée si toutes les charges appliquées sont amplifiées par :

$\left(\frac{1,1}{1 - 1/\alpha_{cr}} \right)$, ou par $\left(\frac{1,1}{1 - 1/\alpha_{cr,est}} \right)$ si l'effort normal dans la traverse est jugé significatif.

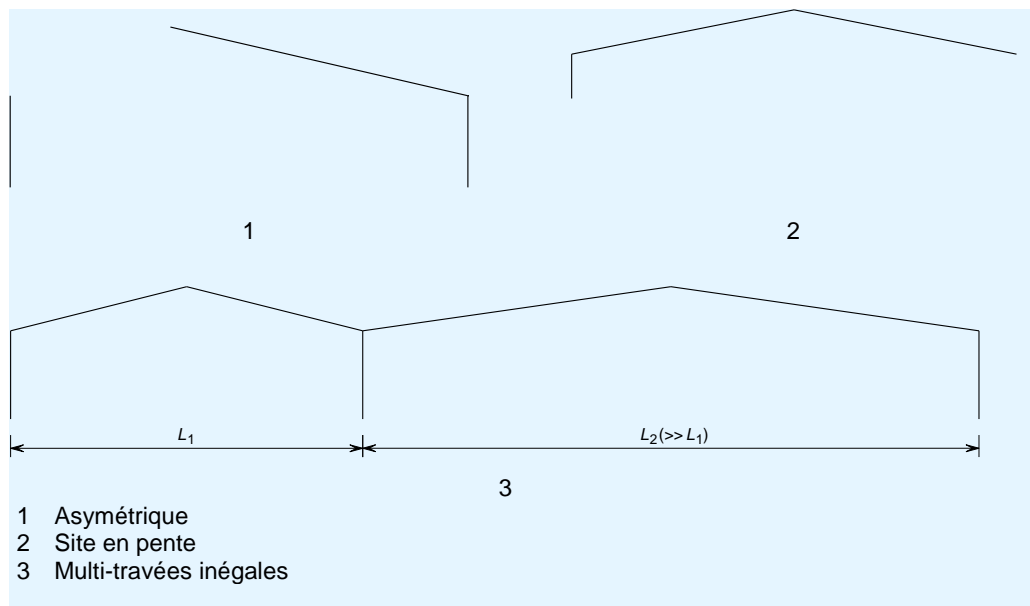


Figure 3.8 Exemples de portiques de Catégorie B

3.4 Rigidité des pieds de poteaux

L'analyse doit prendre en compte la rigidité en rotation des pieds de poteaux. Il est recommandé d'utiliser les règles simples suivantes, données dans ce paragraphe. Ces recommandations peuvent ne pas être acceptées dans certains pays ; les Annexes Nationales appropriées et les autorités réglementaires locales doivent donc être consultées.

Il est important de faire la distinction entre résistance et rigidité des pieds de poteaux. La résistance des pieds de poteaux ne concerne que le calcul élastique-plastique ou rigide-plastique de la résistance des portiques, mais pas celui des déplacements. La rigidité des pieds de poteaux concerne le calcul élastique-plastique ou élastique, tant pour la résistance que pour les déplacements.

Si une rigidité quelconque est considérée dans le calcul à l'ELU des pieds de poteaux, ces derniers, comme les fondations, doivent être dimensionnés pour posséder la résistance correspondant aux sollicitations calculées.

Dans beaucoup de programmes de calcul généraux d'analyse de structure, la rigidité des pieds de poteaux peut être modélisée facilement en introduisant un élément fictif, comme montré à la Figure 3.9.

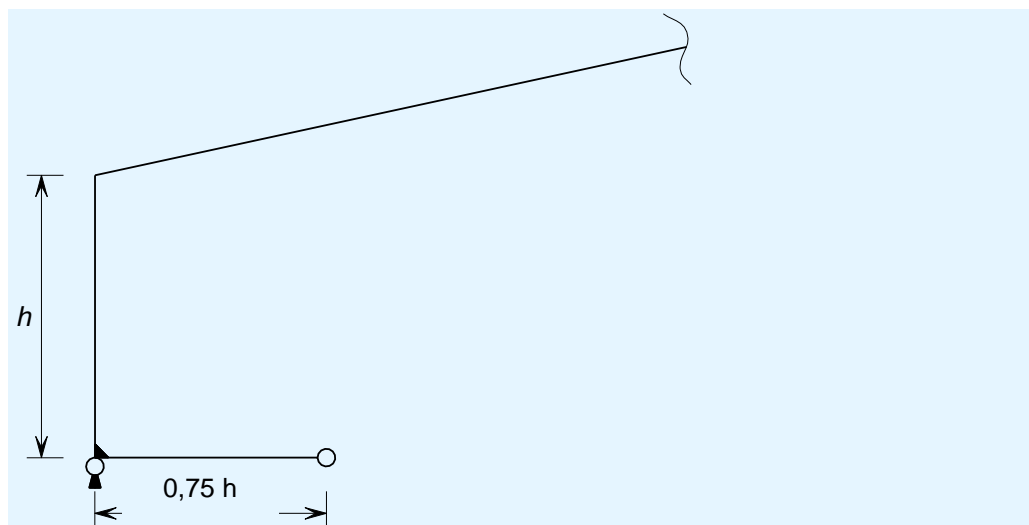


Figure 3.9 Éléments fictifs pour modéliser un pied de poteau nominale rigide

Il est à noter que la réaction à l'extrémité articulée de l'élément fictif, affecte la réaction d'appui du pied de poteau. Ceci doit être corrigé en prenant la réaction en pied de poteau égale à l'effort normal dans le poteau, qui lui-même est égal à la somme des réactions en pied de poteau et dans l'extrémité articulée de l'élément fictif.

3.4.1 Pied de poteaux articulés ou à bascule

Si, comme illustré à la Figure 3.10, une vraie articulation ou un appui à bascule sont utilisés, la rigidité en rotation est nulle. L'utilisation de tels pieds de poteaux est rarement justifiée dans la pratique. S'ils sont adoptés, il convient de veiller soigneusement au transfert de l'effort tranchant dans la fondation, tout comme à la stabilité temporaire du poteau pendant le montage.

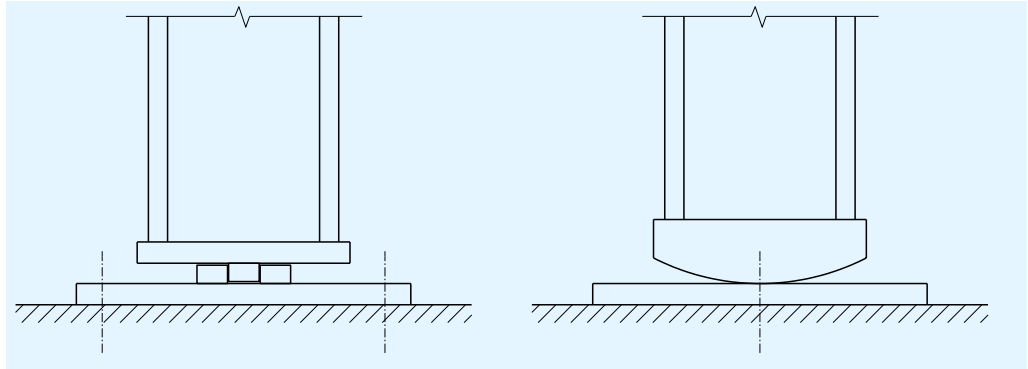


Figure 3.10 Exemples de pieds de poteaux à rigidité nulle

3.4.2 Pieds de poteaux nominalemt rigides

Si un poteau est assemblé rigidement à une fondation conçue en conséquence, il convient d'adopter les recommandations suivantes :

Analyse globale élastique :

Pour les calculs à l'ELU, la rigidité du pied de poteau peut être prise égale à celle du poteau.

Pour les calculs à l'ELS, le pied de poteau peut être traité comme rigide pour déterminer les flèches sous les charges de service.

Analyse globale plastique :

Il est possible de faire l'hypothèse d'une capacité de résistance d'un pied de poteau comprise entre zéro et le moment de résistance plastique du poteau, sous réserve que la fondation soit conçue pour résister à un moment égal à cette capacité de résistance et pour les efforts obtenus à partir de cette analyse.

Analyse globale élastique-plastique :

La rigidité supposée du pied de poteau doit être cohérente avec la capacité de résistance en flexion dans cette zone, mais elle ne doit pas dépasser la rigidité du poteau.

3.4.3 Pieds de poteaux nominalemt semi-rigides

Une rigidité nominale d'un pied de poteau allant jusqu'à 20 % de celle du poteau, peut être prise en hypothèse pour une analyse globale élastique, sous réserve que la fondation soit conçue pour les moments et les efforts obtenus à partir de cette analyse.

3.4.4 Pieds de poteaux nominalemt articulés

Si un poteau est nominalemt articulé sur une fondation conçue en supposant un moment nul à la base, le pied de poteau doit être considéré comme articulé pour l'analyse globale élastique destinée à déterminer les autres sollicitations dans le portique sous un chargement à l'ELU.

La rigidité du pied de poteau peut être prise égale à la proportion suivante de la rigidité du poteau :

- 10 % pour le calcul de α_{cr} ou de $\alpha_{cr,est}$
- 20 % pour le calcul des déplacements sous les charges de service.

Dans certains pays, les pieds des poteaux avec une plaque d'assise relativement mince et quatre boulons situés à l'extérieur de la section du poteau, sont considérés comme nominalement articulés s'ils possèdent une capacité de déformation suffisante, bien qu'en fait ils présentent un comportement semi-rigide. De tels pieds de poteaux présentent l'avantage pratique complémentaire d'offrir une rigidité suffisante pour permettre aux poteaux d'être auto-stables pendant le montage, et de rendre ainsi leur alignement plus facile.

3.5 Résumé

Une analyse à l'ELU :

- peut être réalisée, soit à l'aide d'une analyse élastique, soit à l'aide d'une analyse plastique,
- doit prendre en compte les effets du second ordre ($P-\Delta$), lorsque α_{cr} ou $\alpha_{cr,est}$ est inférieur à 10 (analyse élastique) ou à 15 (analyse plastique),
- si nécessaire, les effets du second ordre peuvent être pris en compte, soit directement (en utilisant une analyse au second ordre), soit en utilisant une analyse au premier ordre modifiée avec un coefficient d'amplification.

Pour la plupart des structures, la plus grande économie (et la plus grande facilité d'analyse et de calcul) est réalisée en utilisant un logiciel :

- basé sur un comportement moment-rotation élastique-parfaitement plastique,
- qui prend en compte directement les effets du second ordre ($P-\Delta$).

Un résumé de l'évaluation de la sensibilité aux effets du second ordre et de l'amplification pour les prendre en compte, est donné au Tableau 3.1.

Tableau 3.1 Effets du second ordre : évaluation et facteurs d'amplification

	Restrictions	Analyse élastique	Analyse plastique
Mesure de la sensibilité aux effets du second ordre	Toitures à faible pente et effort normal dans la traverse non significatif	α_{cr}	α_{cr}
	Toitures à forte pente et effort normal dans la traverse significatif	$\alpha_{cr,est}$	$\alpha_{cr,est}$
Amplification pour représenter les effets du second ordre	Portiques réguliers	$\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}}\right)$ ou $\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr,est}}\right)$	$\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}}\right)$ ou $\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr,est}}\right)$
	Portiques irréguliers mais en excluant les portiques sous-tendus	$\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}}\right)$ ou $\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr,est}}\right)$	$\left(\frac{1,1}{1-1/\alpha_{cr}}\right)$ ou $\left(\frac{1,1}{1-1/\alpha_{cr,est}}\right)$
		$\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}}\right)$ ou $\left(\frac{1}{1-1/\alpha_{cr,est}}\right)$	$\left(\frac{1,1}{1-1/\alpha_{cr}}\right)$ ou $\left(\frac{1,1}{1-1/\alpha_{cr,est}}\right)$
	Amplification appliquée aux :	Charges horizontales seulement	Toutes les charges

4 ÉTAT LIMITE DE SERVICE

4.1 Généralités

L'analyse à l'état limite de service (ELS) doit être réalisée en utilisant les cas de charges de l'ELS, pour vérifier si les déformations sont acceptables sous les « charges d'utilisation ».

4.2 Choix du critère de flèche

Aucune limite de flèche n'est spécifiée dans l'EN 1993-1-1. Selon le § 7.2 de l'EN 1993-1-1 et l'Annexe A1.4 de l'EN 1990, les limites de flèches doivent être spécifiées pour chaque projet et acceptées par le client. L'Annexe Nationale appropriée de l'EN 1993-1-1 peut spécifier des limites à appliquer dans chaque pays individuellement. Si des limites sont spécifiées, elles doivent être respectées. Dans le cas contraire, l'ANNEXE A du présent document donne des limites courantes.

Si la structure possède des ponts roulants aériens, le déplacement différentiel entre les poteaux au niveau du pont roulant est évidemment un critère de calcul important. Dans de nombreux cas, il est nécessaire d'utiliser des sections avec une rigidité plus grande que nécessaire pour le calcul à l'ELU, ou apporter une certaine rigidité aux pieds de poteau et aux fondations. Une alternative est un portique sous-tendu (une analyse au second ordre est alors nécessaire) ou un treillis.

4.3 Analyse

Normalement, l'analyse à l'ELS est une analyse (élastique) au premier ordre. Le concepteur doit vérifier que des rotules plastiques ne se forment pas à l'ELS, simplement pour valider le calcul des flèches.

4.4 Résumé

L'état limite de service (ELS) :

- est évalué par une analyse au premier ordre,
- utilise les critères de flèches définies dans l'Annexe Nationale appropriée ou en accord avec le client.

5 RÉSISTANCE DES SECTIONS TRANSVERSALES

5.1 Généralités

L'EN 1993-1-1 exige que la résistance des sections transversales et la stabilité des barres, soient vérifiées à l'aide de calculs séparés. Des vérifications complémentaires doivent être effectuées pour la résistance des âmes au voilement et au flambement sous charges transversales.

La résistance calculée dépend de la classification de la section transversale. La résistance de la section transversale est traitée dans le Paragraphe 6.2 de l'EN 1993-1-1.

5.2 Classification des sections transversales

Dans l'EN 1993-1-1, les sections transversales sont classifiées en fonction de l'épaisseur relative de leurs parois (semelles et âme), associée à l'intensité du moment fléchissant et de l'effort normal de compression dans la section. La classification en fonction de l'élancement des parois (âme et semelles) est donnée au Tableau 5.2 de l'EN 1993-1-1. L'EN 1993-1-1 couvre les sections sous effort normal seul, sous sollicitation de flexion pure et de flexion composée. La classe d'une section correspond à la classe la plus élevée, soit des semelles, soit de l'âme.

Il est important de noter que la classification dépend, d'une part, de la géométrie de la section transversale et, d'autre part, du rapport entre les moments et l'effort normal qui y résident. Par exemple, une section en I typique peut être de Classe 1 en compression pure, de Classe 2 ou 3 sous un chargement de flexion pure et de Classe 1, 2, ou 3 en flexion composée, selon l'importance relative de l'effort normal et du moment fléchissant dans la section transversale considérée.

Les différentes classes correspondent aux comportements structuraux suivants :

Classe 1 peut supporter la formation d'une rotule plastique sans perte de résistance due au voilement local.

Classe 2 peut développer le moment résistant plastique mais avec une capacité de rotation limitée avant que le voilement local ne réduise la résistance.

Classe 3 peut atteindre la limite d'élasticité dans les fibres extrêmes mais le voilement local empêche d'atteindre le moment plastique.

Classe 4 possède des proportions telles que le voilement local survient pour des contraintes inférieures à la limite d'élasticité.

5.3 Ductilité des barres pour une analyse plastique

Comme spécifié dans le § 5.6 de l'EN 1993-1-1:2005, toutes les barres issues de sections laminées à chaud (et par conséquent de section uniforme en dehors des renforts) où des rotules plastiques peuvent se former avant l'atteinte du chargement correspondant à l'ELU, doivent être constituées de sections transversales de Classe 1. Ailleurs, elles peuvent être de Classe 2.

Le § 5.6(3) fournit des exigences complémentaires pour les sections non uniformes, c'est-à-dire les traverses avec leurs renforts. Ces exigences sont automatiquement satisfaites par les exigences générales, pour les sections uniformes du paragraphe précédent, si les renforts sont formés d'éléments découpés dans la même section que la traverse ou à partir de profilés laminés légèrement plus gros.

5.4 Résumé

- La classification des sections transversales dépend de l'importance relative entre l'effort normal et le moment fléchissant qui les sollicitent.
- La résistance de toutes les sections transversales critiques doit être vérifiée d'après le Paragraphe 6.2 de l'EN 1993-1-1.
- Pour une analyse plastique, toutes les sections où se forment des rotules plastiques, doivent être de Classe 1.

6 STABILITÉ DES BARRES

6.1 Introduction

Les barres doivent être vérifiées sous les effets combinés des charges axiales et de la flexion. En général, cette vérification est menée en satisfaisant les expressions 6.61 et 6.62 de l'EN 1993-1-1, comme expliqué au Paragraphe 6.2. Dans des circonstances particulières où des rotules plastiques se développent dans les barres, l'EN 1993-1-1 donne des exigences spécifiques, comme exposé au Paragraphe 6.4.

L'instabilité dans le plan est celle qui se développe par rapport à l'axe fort des barres (axe de grande inertie). Comme expliqué au Paragraphe 6.1.1, dans le cas d'un portique, il n'y a pas de maintiens intermédiaires pour ce type d'instabilité.

L'instabilité hors-plan est celle qui se développe par rapport à l'axe faible des barres. Dans un portique, les éléments de structures secondaires peuvent être utilisés pour assurer des maintiens, et augmenter ainsi la résistance à l'instabilité, comme exposé au Paragraphe 6.3.

6.1.1 Flambement des barres de portiques

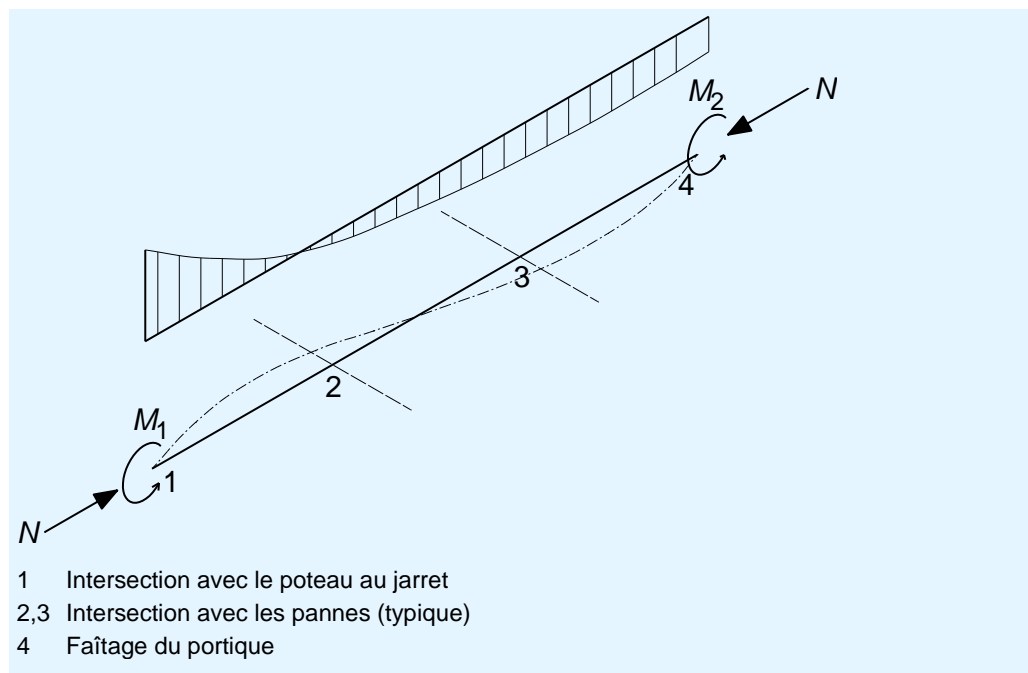


Figure 6.1 Représentation schématique d'un arbalétrier

La Figure 6.1 montre une représentation simple des problèmes susceptibles de devoir être examinés lors de la vérification de la stabilité d'une barre de portique ; il s'agit ici, à titre d'exemple, d'un arbalétrier entre un jarret et le faitage du portique. Il convient de noter les points suivants :

- Il peut ne pas y avoir de points de maintien intermédiaires, pour le flambement dans le plan, entre les nœuds principaux du portique, 1 et 4.

- Des maintiens intermédiaires peuvent être introduits (nœuds 2 et 3) pour empêcher le flambement hors-plan.

Dans la pratique, le calcul aborde cette interaction de plusieurs manières :

- La stabilité hors-plan, à proximité des rotules plastiques, est généralement traitée par le concept des longueurs stables, L_{stable} , L_m , L_k et L_s . Celles-ci sont supposées être indépendantes de toute interaction avec les effets de la stabilité dans le plan (voir Paragraphe 6.4.).
- La combinaison effort normal et moment fléchissant est traitée en satisfaisant simultanément les expressions 6.61 et 6.62 de l'EN 1993-1-1. Ceci est généralement réalisé en considérant la vérification hors-plan la plus pénalisante (pour tous les tronçons de la barre) conjointement avec la vérification dans le plan approprié.

6.2 Résistance à l'instabilité selon l'EN 1993-1-1

La vérification de la résistance à l'instabilité des barres est traitée par plusieurs clauses de l'EN 1993-1-1. Celles qui présentent le plus d'intérêt pour le calcul des portiques sont décrites ci-dessous.

6.3.1 Barres uniformes comprimées. Cette clause couvre la résistance au flambement des barres uniformes comprimées et le choix des courbes de flambement. Elle concerne principalement le flambement par flexion, mais elle aborde également le flambement par torsion et le flambement par flexion-torsion. Ces deux derniers modes de ruine ne régissent pas les sections IPE, ni les sections transversales similaires utilisées pour les portiques.

6.3.2 Barres uniformes fléchies. Cette clause concerne le déversement des poutres.

La distribution des moments fléchissants, suivant la longueur non maintenue des poutres, influence de manière importante la résistance au déversement. Elle est prise en compte par le choix d'un facteur C_1 dans le calcul de M_{cr} (voir ANNEXE C).

6.3.3 Barres uniformes fléchies et comprimées. Cette clause concerne la l'interaction entre une charge axiale et un moment fléchissant, dans le plan et hors-plan.

Elle exige de mener les vérifications suivantes à moins qu'une analyse au second ordre complète, prenant en compte toutes les imperfections des barres ($P-\delta$, imperfections latérales et en torsion), ne soit utilisée.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.62)$$

Pour les sections de Classes 1, 2 et 3 et les sections bi-symétriques de Classe 4,
 $\Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0$

Il est commode de définir $\chi_y \frac{N_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}$ égal à $N_{b,y,Rd}$ et $\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}$ égal à $M_{b,Rd}$.

$M_{z,Ed}$ est nul car le portique n'est chargé que dans son plan.

Par conséquent, les expressions se simplifient en :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + \frac{k_{yy} M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \text{ (d'après l'expression 6.61)}$$

et
$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + \frac{k_{zy} M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \text{ (d'après l'expression 6.62).}$$

Les valeurs de k_{yy} et k_{zy} peuvent être obtenues d'après l'EN 1993-1-1, dans l'Annexe A ou dans l'Annexe B. L'Annexe A fournit généralement de plus grandes résistances de calcul que l'Annexe B, pour les traverses et les poteaux de portiques. Dans certains pays, le choix entre Annexe A ou B peut être défini par les Annexes Nationales. L'exemple de calcul, traité dans cette publication, adopte les valeurs de l'Annexe B.

Les résistances au flambement sont normalement basées sur la longueur d'épure de la traverse et du poteau. Quelques autorités réglementaires nationales peuvent autoriser l'utilisation d'une longueur d'épure réduite et un coefficient de longueur de flambement. Ce dernier est inférieur ou égal à 1,0, et il reflète l'augmentation de la résistance au flambement de barres due à des conditions de maintien des sections d'extrémité. La longueur de flambement est le produit de la longueur par le facteur de longueur de flambement et elle est inférieure à la longueur d'épure. Cette approche conduit à une augmentation de la résistance au flambement.

Clause 6.3.5 Déversement des barres avec rotules plastiques. Cette clause concerne les barres de portiques qui ont été calculées par une analyse plastique. Elle exige un maintien au niveau des rotules plastiques et la vérification de « longueur stable » pour les tronçons de barre situés entre de tels maintiens et d'autres maintiens latéraux. Ces deux points sont traités de manière plus détaillée au Paragraphe 6.4.

6.2.1 Influence d'une variation de moment

Un moment fléchissant uniforme est le système de chargement le plus défavorable pour le calcul de la résistance d'une barre au déversement. Un moment non uniforme est moins pénalisant. Les Annexes A et B de l'EN 1993-1-1 prennent en compte l'effet d'une variation de moment à l'aide des facteurs $C_{mi,0}$ et C_{mLT} , etc. Ces facteurs C influencent les facteurs k_{yy} et k_{zy} des expressions 6.61 et 6.62, utilisées dans la vérification des barres.

Bien que prendre les coefficients C égaux à 1,0 place en sécurité, ce choix n'est pas recommandé.

6.3 Maintien hors-plan

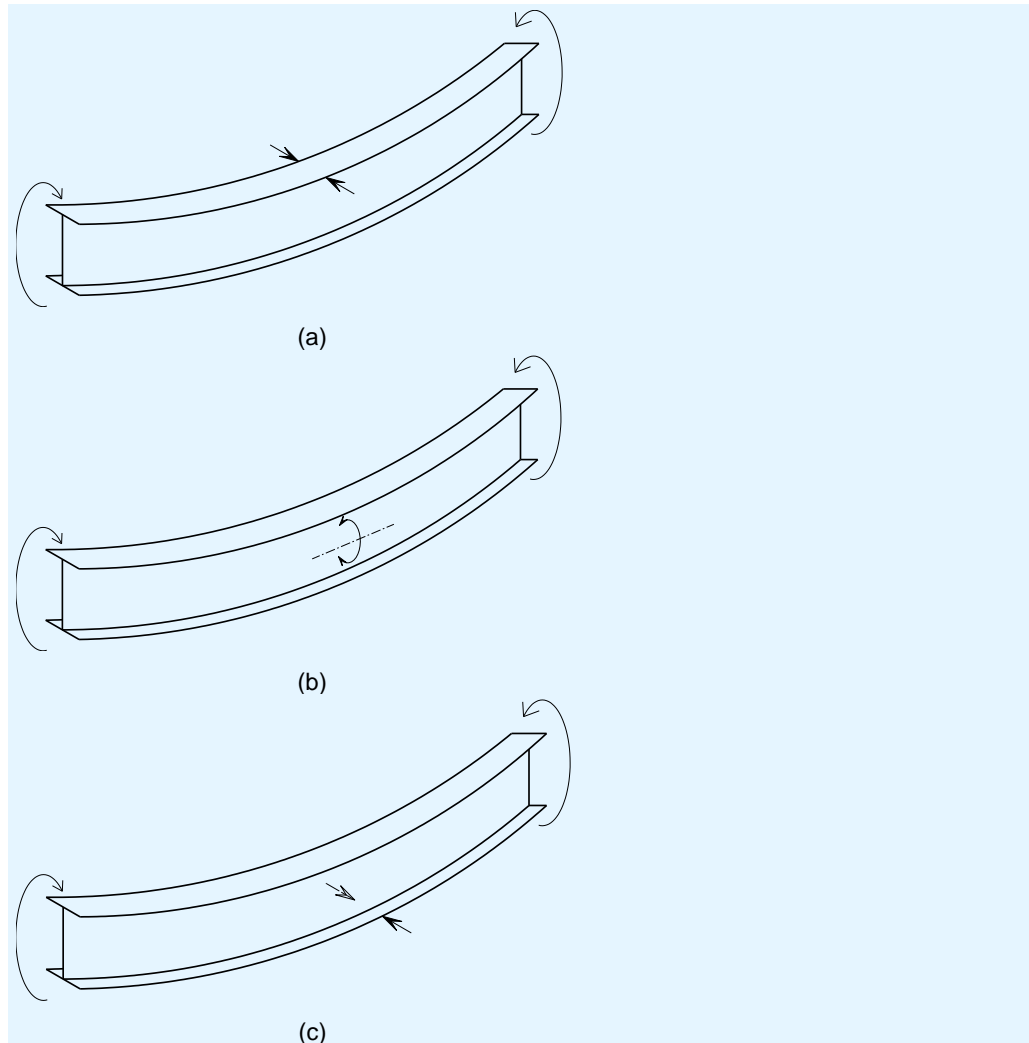


Figure 6.2 Types de maintien pour le flambement hors-plan

La Figure 6.2 montre les trois types de maintiens de base qui peut être utilisés pour réduire ou pour empêcher le flambement hors-plan :

- (a) Maintien latéral, qui empêche le mouvement latéral de la semelle comprimée.
- (b) Maintien en torsion, qui évite la rotation d'une barre par rapport à son axe longitudinal.
- (c) Maintien latéral intermédiaire de la semelle tendue. De tels maintiens sont d'un intérêt limité, mais ils modifient les modes de flambement hors-plan et peuvent, par conséquent, permettre d'augmenter la distance entre les maintiens en torsion.

Comme montré sur la Figure 6.3, certains éléments utilisés dans la pratique peuvent remplir le rôle de plusieurs types de maintiens.

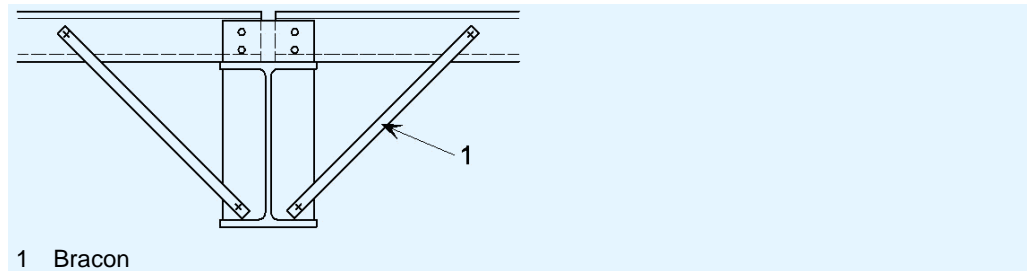


Figure 6.3 Exemple de maintiens latéral et en torsion combinés

Les pannes attachées à la semelle supérieure de la traverse et les lisses attachées à la semelle externe du poteau, assurent la stabilité de la traverse de différentes manières :

- Maintien latéral direct, lorsque la semelle externe est en compression.
- Maintien latéral intermédiaire pour la semelle tendue entre maintiens en torsion, lorsque la semelle externe est en traction.
- Maintien latéral et torsionnel pour la traverse lorsque la panne est attachée à la semelle tendue et utilisée conjointement avec les bracons de la semelle comprimée.

Dans tous les cas, les pannes et les lisses doivent être intégrées à un système de contreventement dans le plan des traverses (voir Chapitre 9). Généralement, l'hypothèse selon laquelle les forces sont transmises au système de contreventement par l'intermédiaire du diaphragme de la toiture, est acceptée dans plusieurs pays, même sans vérification. Dans d'autres pays, soit des calculs sont nécessaires, soit les pannes ne sont supposées pouvoir fournir un maintien, que si elles sont alignées directement avec le système de contreventement.

La position des pannes et des lisses doit correspondre à un équilibre entre la capacité de ces éléments eux-mêmes et l'espacement nécessaire exigé pour maintenir les barres principales. L'espacement maximum est généralement déterminé par les abaques du fabricant. Cet espacement peut devoir être réduit pour pouvoir fournir un maintien de la semelle intérieure de la traverse ou du poteau en des points stratégiques sur leur longueur. C'est pourquoi il est courant de disposer des pannes avec des espacements réduits dans les zones de moment fléchissant élevé, comme à proximité des jarrets.

La pratique normale consiste à disposer une panne en sortie de jarret et une autre près du faîtage. La longueur intermédiaire est divisée en intervalles réguliers – d'habitude de l'ordre de 1,6 à 1,8 m. Une panne est souvent positionnée près de la platine d'about de la traverse et, selon la longueur du renfort, une ou deux pannes (voire plus) le long du jarret, généralement avec un espacement inférieur à celui utilisé sur la longueur principale de la traverse.

Des pannes additionnelles peuvent être nécessaires pour supporter les accumulations de neige – celles-ci étant également susceptibles d'être utilisées pour assurer un maintien.

Les lisses sont habituellement positionnées pour s'adapter au bardage, aux portes et aux fenêtres. L'intérieur de la semelle, en dessous du renfort,

nécessite toujours un maintien – il est courant de positionner une lisse à ce niveau.

Les pannes et les lisses doivent être continues afin d'offrir un maintien adéquate, comme montré à la Figure 6.3. On ne peut pas compter sur une lisse qui n'est pas continue (par exemple interrompue par une porte industrielle) pour assurer un maintien adéquate.

6.4 Longueurs stables adjacentes à une rotule plastique

6.4.1 Introduction

L'EN 1993-1-1 introduit quatre types de longueurs stables, L_{stable} , L_m , L_k et L_s . Chacune d'entre elles est discutée ci-après. L_k et L_s sont utilisées pour la vérification de la stabilité des barres entre les maintiens en torsion et elles tiennent compte des effets stabilisants des maintiens intermédiaires de la semelle **tendue**.

L_{stable} (Clause 6.3.5.3(1)B)

L_{stable} est la longueur stable de base pour un tronçon de barre uniforme soumis à un moment linéairement variable et sans compression axiale « significative ». Ce cas de base simple est d'utilisation limitée dans la vérification des portiques réels.

Dans ce contexte, « significative » peut être associée à la détermination de α_{cr} dans le § 5.2.1 4(B) Note 2B de l'EN 1993-1-1. Un effort de compression n'est pas significatif si $N_{Ed} \leq 0,09N_{cr}$, comme exposé au Paragraphe 3.3.1

L_m (Annexe BB.3.1.1)

L_m est la longueur stable entre l'emplacement d'une rotule plastique et le maintien latéral adjacent. Il tient compte à la fois de l'effort de compression et de la distribution des moments suivant la longueur de la barre. Différentes expressions sont disponibles pour :

- les barres uniformes (expression BB.5),
- les renforts avec semelle filante (expression BB.9),
- les renforts sans semelle filante (expression BB.10).

L_k (Annexe BB.3.1.2 (1)B)

L_k est la longueur stable entre l'emplacement d'une rotule plastique et le maintien en torsion adjacent dans la situation où une barre uniforme est soumise à un moment constant, sous réserve que l'espacement entre les maintiens de la semelle tendue ou de la semelle comprimée ne soit pas supérieur à L_m . De manière conservatrice, cette limite peut aussi être appliquée à un moment non uniforme.

L_s (Annexe BB.3.1.2 (2)B) and (3)B

L_s est la longueur stable entre l'emplacement d'une rotule plastique et le maintien en torsion adjacent, dans la situation où une barre uniforme est soumise une compression axiale et un moment linéairement variable, sous

réserve que l'espacement entre les maintiens de la semelle tendue ou de la semelle comprimée, ne soit pas supérieur à L_m .

Différents coefficients C et différentes expressions sont utilisés pour des moments linéairement variables (expression BB.7) et non linéairement variables (expression BB.8).

Lorsque la section transversale du tronçon varie suivant sa longueur, c'est-à-dire dans un renfort, deux approches différentes sont adoptées :

- pour des moments variant ou non linéairement dans un renfort à semelle filante – BB.11,
- pour des moments variant ou non linéairement dans un renfort sans semelle filante – BB.12.

6.4.2 Application pratique

Les organigrammes des Figures 1.0, 1.1 et 1.2 résument l'utilisation pratique des différentes formules donnant la longueur stable pour tout tronçon de barre adjacent à une rotule plastique. En l'absence d'une rotule plastique, le tronçon de barre est vérifié par le critère élastique conventionnel, fondé sur les expressions 6.61 et 6.62.

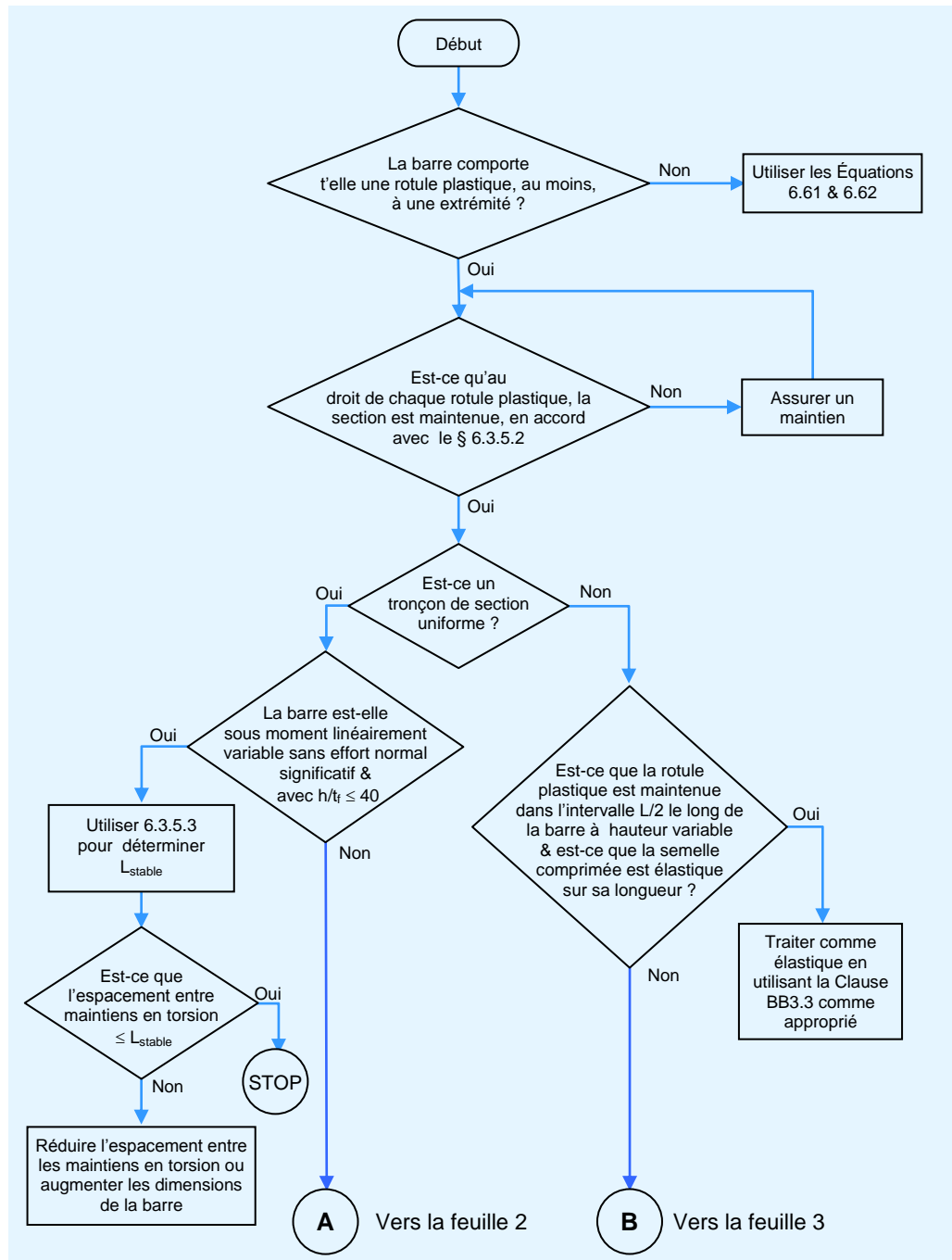


Figure 6.4 Arbre de décision pour choisir le critère de longueur stable approprié pour tout tronçon de portique – Feuille 1

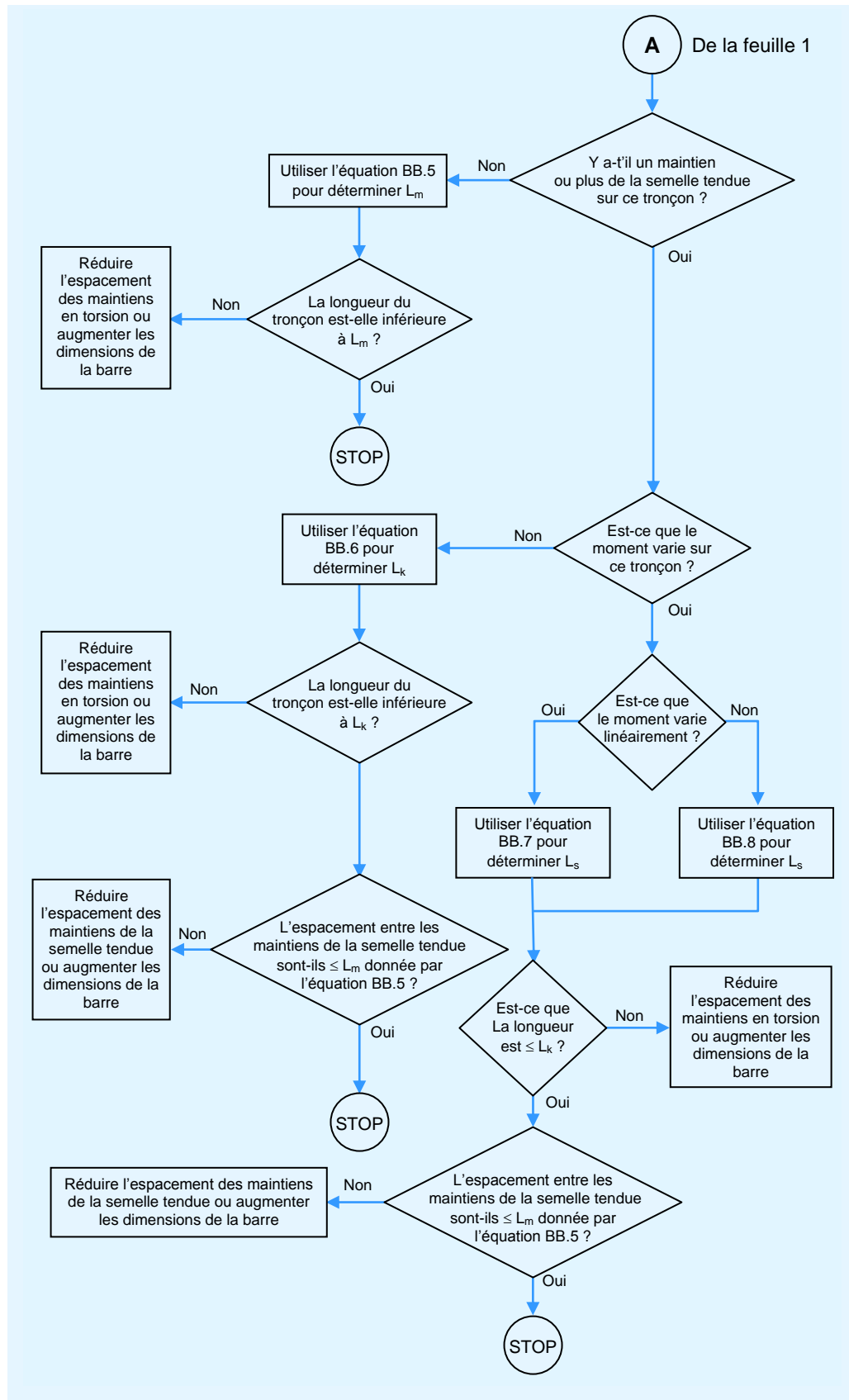


Figure 6.5 Arbre de décision pour choisir le critère de longueur stable approprié pour tout tronçon de portique – Feuille 2

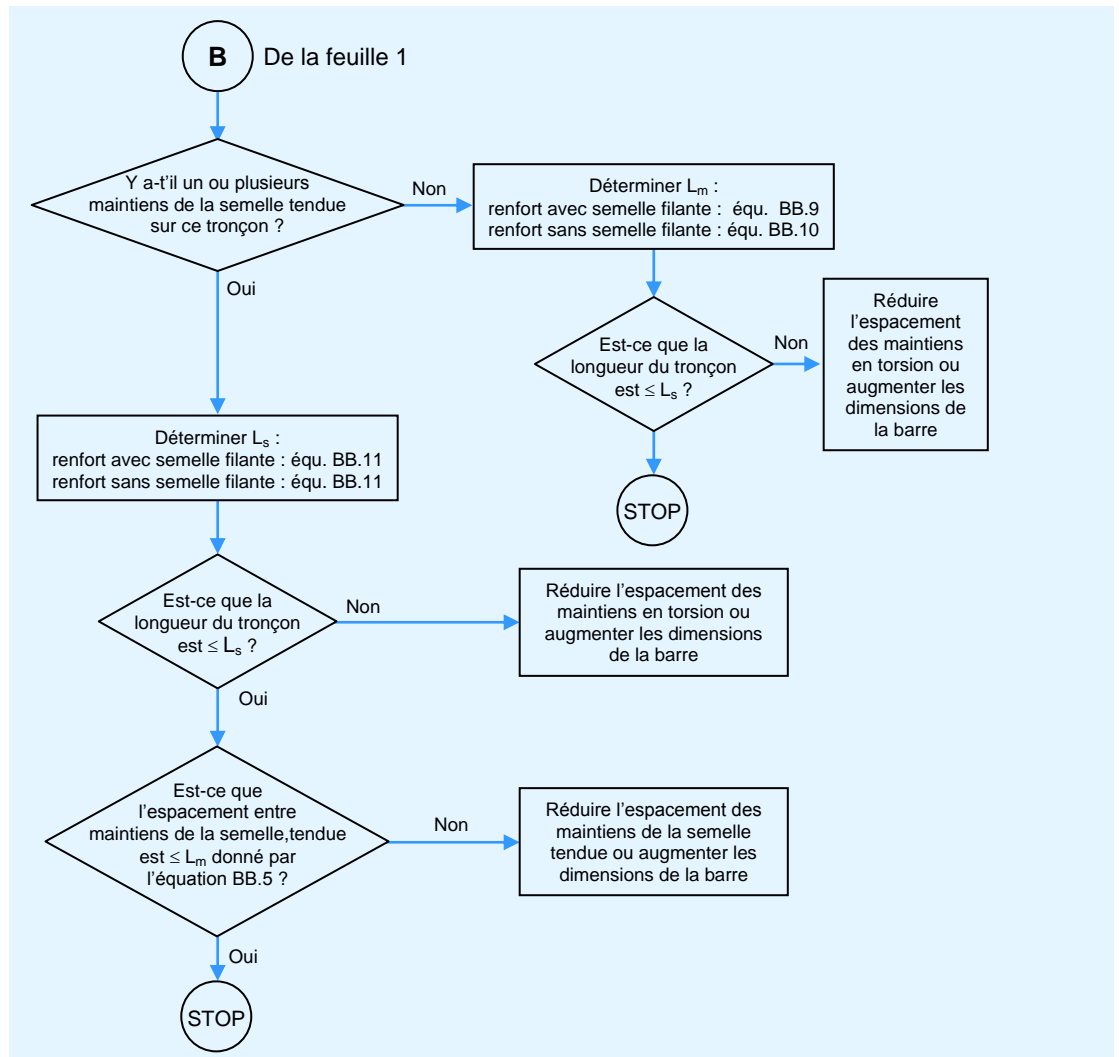


Figure 6.6 Arbre de décision pour choisir le critère de longueur stable approprié pour tout tronçon de portique – Feuille 3

6.5 Résumé

Avant de procéder à la vérification détaillée de la stabilité de la traverse et du poteau, les concepteurs doivent prendre en considération que :

- Des maintiens latéraux et en torsion doivent être assurés au droit de toutes les rotules plastiques, comme exigé par le § 6.3.5.2.
- L'EN 1993-1-1 considère quatre différents types de longueurs stables, L_{stable} , L_m , L_k et L_s , adjacentes à des positions de rotules plastiques. Les maintiens latéraux, adjacents à la rotule, doivent être assurés à une distance inférieure à L_{stable} ou L_m et des maintiens en torsion à une distance inférieure à L_k ou L_s , selon les cas.
- Dans les zones où il n'y a pas de rotule plastique, chaque barre doit satisfaire les formes simplifiées des expressions 6.61 et 6.62. Celles-ci considèrent la stabilité dans le plan et hors-plan et leur interaction potentielle.

7 CALCUL DES TRAVERSEES

7.1 Introduction

Le calcul des portiques est habituellement gouverné par la vérification des barres à l'ELU. Bien que les vérifications à l'ELS soient importantes, les portiques traditionnels sont généralement suffisamment rigides pour satisfaire les limites de flèches de l'ELS. Une économie sur la totalité de l'ossature peut généralement être obtenue en ayant recours à une analyse plastique ; ceci exige d'utiliser partout des sections de Classe 1 ou 2 et des sections de Classe 1 dans les tronçons où une rotule est susceptible de tourner.

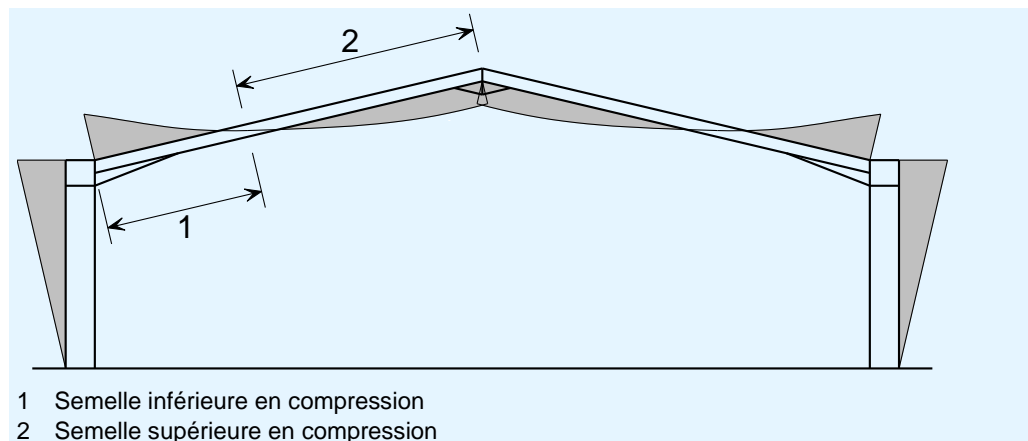


Figure 7.1 Moments fléchissants dans un portique sous charges gravitaires

Comme montré à la Figure 7.1, les traverses sont soumises à des moments fléchissants élevés dans le plan du portique et qui varient d'un moment « négatif » maximum à la jonction avec le poteau jusqu'à un moment « positif » minimum près du faîtage. Les traverses sont également soumises à une compression globale due à l'effet de cadre. Par contre, elles ne subissent aucun moment par rapport à leur axe de faible inertie.

Bien que la résistance de la barre soit importante, une rigidité du portique est également nécessaire pour limiter les effets de déformation de la géométrie et pour limiter les flèches à l'ELS. Pour ces raisons, les barres utilisées dans les portiques ne sont généralement pas à haute résistance mais de nuances d'acier plus faibles avec des inerties élevées. Un calcul optimal de traverses de portique est généralement obtenu en utilisant :

- Une section transversale avec un rapport de I_{yy} sur I_{zz} élevé qui satisfait les exigences des Classes 1 ou 2 sous la combinaison d'une flexion autour de l'axe fort et un effort axial de compression ;
- Un renfort qui se développe à partir du poteau jusqu'à environ 10 % de la portée du portique. Cela implique généralement que les moments négatifs et positifs sur la longueur de toute la traverse sont similaires.

7.2 Résistance des traverses

La résistance de toutes les sections transversales critiques des traverses doit être vérifiée selon le Chapitre 6 de l'EN 1993-1-1.

7.3 Stabilité hors-plan des traverses

7.3.1 Stabilité de la traverse et du renfort sous moment négatif maximum

Il convient de mener des vérifications de la stabilité dans le plan et hors-plan. On commence par effectuer les vérifications hors-plan pour s'assurer que les maintiens sont situés aux endroits appropriés et avec un espacement correct.

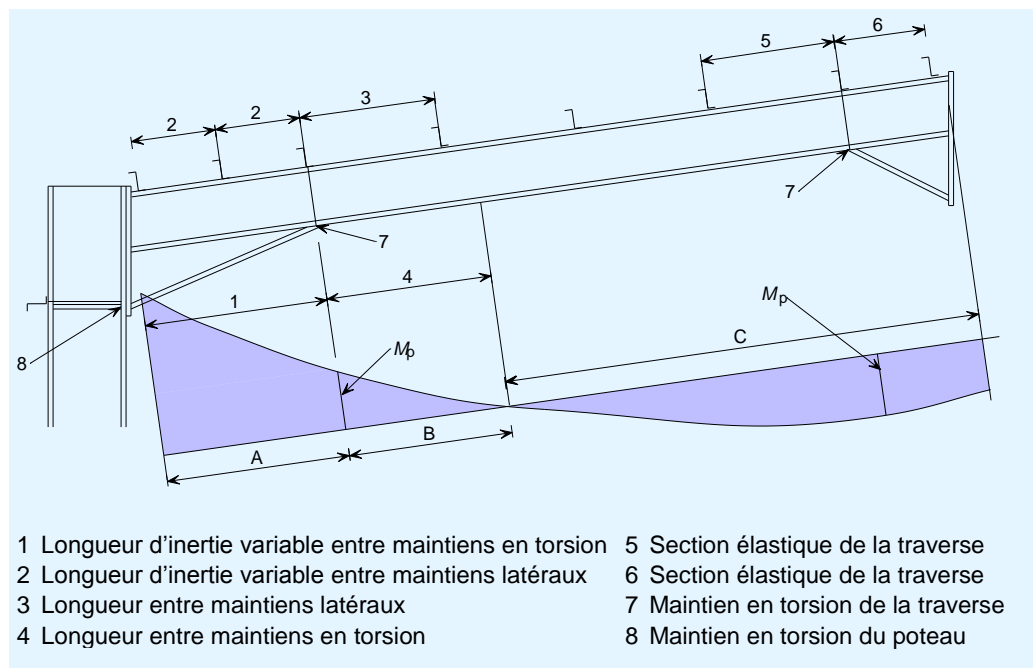


Figure 7.2 Traverse de portique typique avec les rotules plastiques potentielles au bout du renfort et au niveau de la première panne à partir du faitage

La Figure 7.2 représente une distribution typique des moments sous actions permanentes et variables, les positions habituelles des pannes et des maintiens.

Les pannes sont espacées d'une distance d'environ 1,8 m mais cette valeur peut devoir être diminuée dans les zones proches des moments élevés, près du jarret. Trois zones de stabilité sont notées sur la Figure 7.2 (zones A, B, et C) et elles sont analysées dans les paragraphes suivants.

La présence de rotules plastiques dans la traverse dépend du chargement, de la géométrie et du choix des sections du poteau et de la traverse.

Le choix des vérifications appropriées dépend de la présence d'une rotule plastique, de la forme du diagramme de moment fléchissant et de la géométrie de la section (à semelle filante ou non). L'objectif des vérifications est de fournir des maintiens suffisants pour garantir que la traverse est stable hors-plan.

Stabilité du renfort dans la zone A

Dans la zone A, la semelle inférieure du renfort est en compression. Les vérifications de stabilité sont rendues compliquées par la variation de la géométrie le long du renfort.

La jonction de la semelle interne du poteau et de celle du renfort (point 8 de la Figure 7.2) doit toujours être maintenue. Un maintien de la semelle inférieure relié à une panne, formant en ce point un maintien en torsion, est généralement disposé en sortie du jarret (point 7 de la Figure 7.2). Si une rotule plastique est prévue à cet endroit, un maintien doit être positionné à une distance inférieure à $h/2$ de la position de la rotule, si h est la hauteur de la traverse. A la Figure 7.2, une rotule est prévue au point 7 et un maintien de la semelle inférieure a été assuré. Les maintiens de chaque semelle, dans la région du renfort, sont représentés à la Figure 7.3.

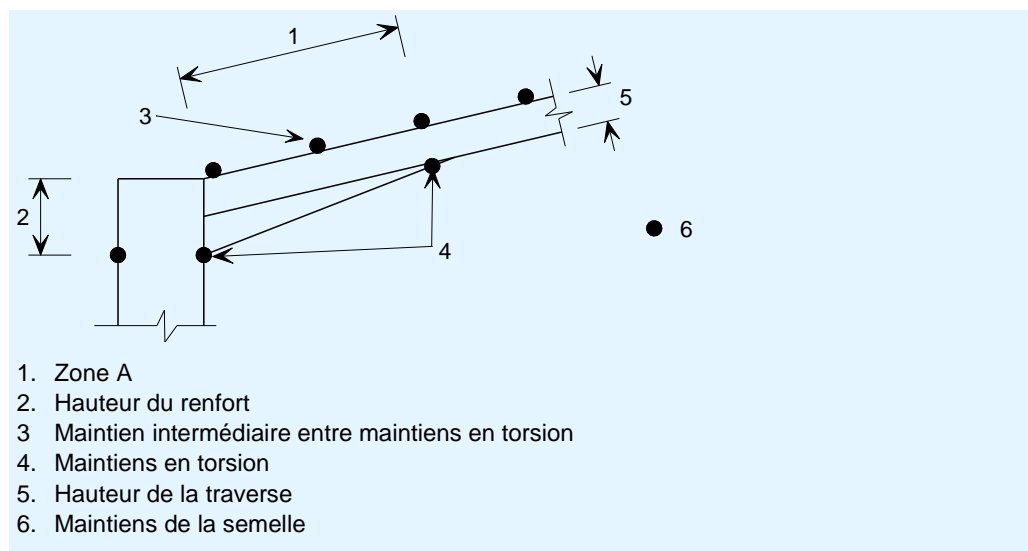


Figure 7.3 Maintiens dans la zone renforcée d'un portique

Il est nécessaire de vérifier que la distance entre les maintiens en torsion (elle est notée '1' dans la zone A de la Figure 7.2) de chaque côté d'une rotule plastique, ne dépasse pas L_s comme indiqué dans le § BB.3.2.2. Dans la zone A, la barre est à hauteur linéairement variable et le moment fléchissant n'est pas constant.

La longueur L_s est donnée par l'expression BB.11 du § BB.3.2.2 pour un jarret à semelle filante et par l'expression BB.12 pour un jarret sans semelle filante. Dans les deux cas, un facteur C_n (donné en BB.3.3.2) tient compte de la variation non linéaire du moment en déterminant les paramètres appropriés dans cinq sections transversales, comme montré à la Figure 7.4. Le coefficient c est un coefficient de variation de hauteur, donné au § BB.3.3.3(1)B. Le § BB.3.2.2 demande également que l'espacement entre maintiens latéraux intermédiaires satisfasse les exigences pour L_m données au § BB.3.2.1. A la Figure 7.2, les deux longueurs notées '2' doivent satisfaire cette vérification.

L'expression BB.9 est utilisée pour les renforts avec semelle filante et l'expression BB.10 pour les renforts sans semelle filante. Un renfort avec semelle filante représente la situation courante lorsque ce renfort est fabriqué à partir d'une section découpée puis soudée sur la face inférieure de la traverse.

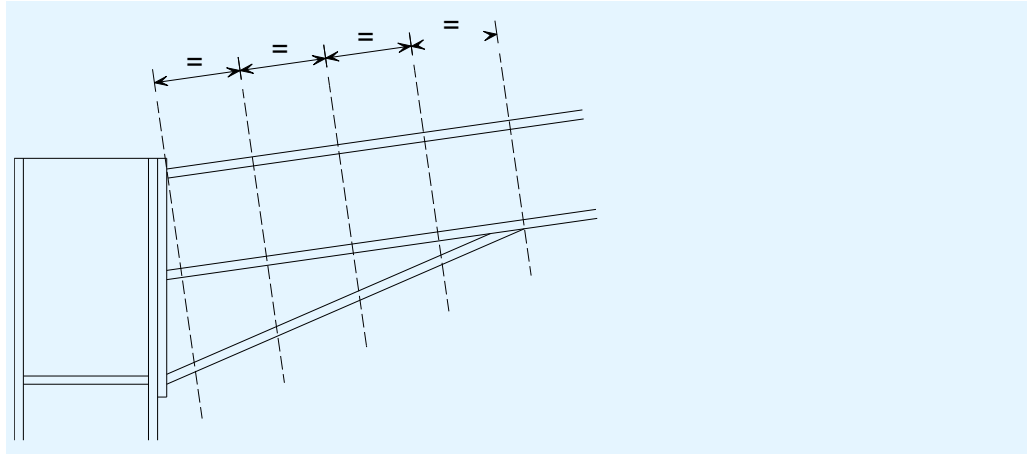


Figure 7.4 Sections transversales à considérer pour déterminer C_n

Stabilité de la traverse dans la zone B

La zone B s'étend généralement de la sortie du jarret jusqu'au point d'inflexion (voir Figure 7.2) de la courbe des moments. La semelle inférieure est partiellement ou totalement comprimée sur sa longueur. Selon l'analyse globale, cette zone peut, ou non, contenir une rotule plastique en sortie de jarret.

Dans cette zone, un maintien latéral et torsionnel est assuré à l'extrémité du jarret. A l'autre extrémité, un maintien est assuré par une panne au-delà du point d'inflexion. Quelques autorités nationales permettent de considérer le point d'inflexion comme un maintien, sous réserve que les conditions suivantes soient satisfaites :

- la traverse est une section laminée,
- au moins deux boulons sont prévus pour les attaches panne - traverse,
- la hauteur de la panne n'est pas inférieure à 0,25 fois la hauteur de la traverse.

Si une rotule plastique est prévue en sortie du jarret, un maintien en torsion doit être assuré à une distance ne dépassant pas la limite donnée au § BB.3.1.2. Cette distance limite peut être calculée en supposant :

- Un moment uniforme – utiliser l'expression BB.6 ;
- Un moment linéairement variable – utiliser l'expression BB.7 ;
- Un moment non linéairement variable – utiliser l'expression BB.8.

En outre, l'espacement entre les maintiens latéraux intermédiaires (notés '3' à la Figure 7.2) doivent satisfaire les exigences relatives à L_m comme indiqué au § BB.3.1.1.

S'il n'y a pas de rotule plastique et dans les zones élastiques, la barre doit être vérifiée selon l'expression 6.62 (voir Paragraphe 6.2 dans ce document).

Stabilité de la traverse dans la zone C

Dans la zone C, les pannes peuvent être supposées fournir un maintien latéral à la semelle supérieure (en compression), sous réserve qu'elles soient reliées à un

système de maintien global quelconque. Dans plusieurs pays, il est simplement supposé que l'action diaphragme des bacs de toiture est suffisante pour transmettre les forces de maintien jusqu'au système de contreventement. Dans d'autres pays, toutes les pannes supposées assurer un maintien, doivent être attachées directement au système de contreventement.

Les vérifications hors-plan nécessitent la vérification de la barre d'après l'expression 6.62 (voir Paragraphe 6.2 du présent document). Normalement, si les pannes sont régulièrement espacées, il suffit de vérifier la traverse entre les maintiens pour le moment fléchissant et la charge axiale maximums.

S'il est prévu qu'une rotule plastique se forme à proximité du faîtage, elle doit être maintenue. En outre, les exigences de stabilité habituelles à proximité d'une rotule plastique doivent être satisfaites :

- La distance entre les maintiens au niveau de la rotule plastique et du maintien latéral suivant ne doit pas dépasser la distance limite L_m .
- La distance aux maintiens en torsion les plus proches, de chaque côté de la rotule, ne doit pas dépasser la distance limite L_k , ou L_s , avec un espacement des maintiens intermédiaires remplissant les exigences pour L_m , comme expliqué pour la zone B.

Même s'il n'y a pas de rotule plastique à proximité du faîtage, il est de pratique normale, d'assurer un maintien en torsion en ce point, d'autant que ce maintien est nécessaire sous une combinaison d'actions ascendante – la semelle inférieure devenant comprimée.

7.3.2 Stabilité d'une traverse et d'un renfort en situation de soulèvement

En situation de soulèvement, la plus grande partie de la semelle inférieure de la traverse est en compression. Un diagramme typique de moment fléchissant correspondant à cet état de chargement inversé, est représenté à la Figure 7.5.

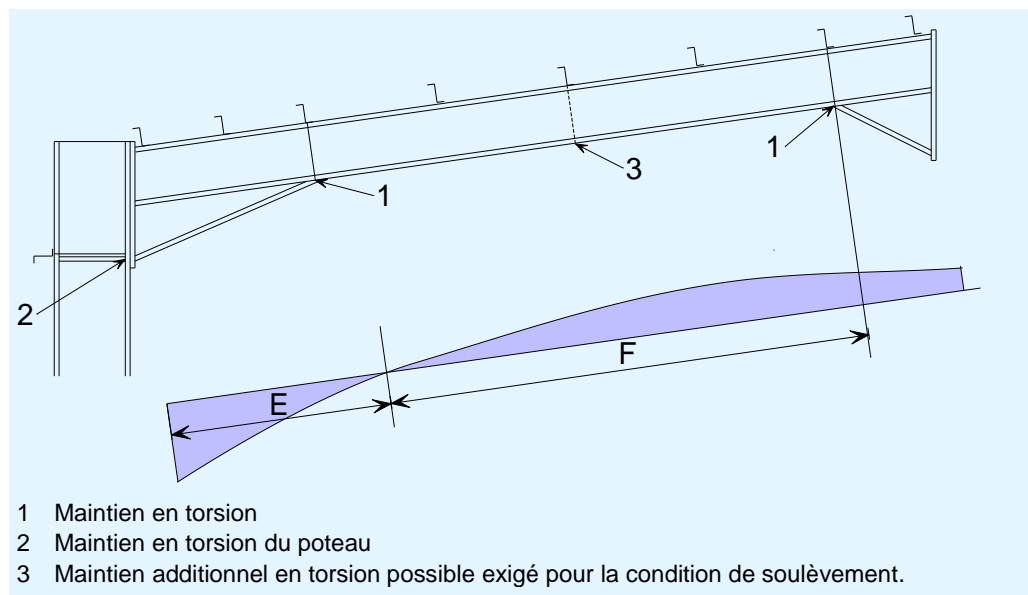


Figure 7.5 Disposition typique de pannes et de bracons pour le vent ascendant

Ce type de diagramme de moment fléchissant apparaît généralement sous pression intérieure et vent ascendant. Normalement, les moments fléchissants sont plus faibles que sous les combinaisons de charges gravitaires et les barres restent dans le domaine élastique. Les vérifications de stabilité recommandées ci-après supposent que des rotules plastiques n'apparaissent pas dans cette situation de soulèvement.

Stabilité du renfort en zone E

Dans la zone E (voir Figure 7.5), la semelle supérieure du renfort est comprimée et elle est maintenue par les pannes.

Les sollicitations sont plus faibles que celles provoquées par la combinaison des charges gravitaires. Les barres doivent être vérifiées en utilisant l'expression 6.62 (voir Paragraphe 6.2 de ce document). Cette vérification est généralement facile à satisfaire.

Stabilité en zone F

Dans la zone F, les pannes ne maintiennent pas la semelle inférieure qui est comprimée.

La traverse doit être vérifiée entre les maintiens en torsion. Un maintien de ce type est généralement assuré à proximité du faitage, comme montré à la Figure 7.5. La traverse peut être stable entre ce point et le maintien virtuel au point d'inflexion. Dans le cas contraire, si la traverse n'est pas stable sur cette longueur, des maintiens en torsion supplémentaires peuvent être introduits et chaque tronçon de la traverse doit être vérifié.

Cette vérification peut être menée en utilisant l'expression 6.62.

Les effets bénéfiques des maintiens de la semelle tendue (la semelle supérieure dans cette combinaison) peuvent être pris en compte en utilisant un coefficient correcteur C_m , à partir du § BB.3.3.1(1)B pour les moments linéairement variables et à partir du § BB.3.3.2(1)B pour les moment non linéairement variable. Si cette possibilité est utilisée, l'espacement des maintiens intermédiaires doit également satisfaire les exigences pour L_m , obtenus d'après le § BB.3.1.1.

7.4 Stabilité des traverses dans le plan

En plus des vérifications hors-plan exposées au Paragraphe 7.3, les vérifications de la stabilité dans le plan doivent être satisfaites en utilisant l'expression 6.61.

Pour les vérifications dans le plan, la résistance axiale $\frac{\chi_y N_{Ed}}{\gamma_{M1}}$ est fondée sur la

longueur d'épure de la traverse. La résistance au flambement $\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}$ peut

être prise égale à la plus faible des résistances de toutes les zones décrites au Paragraphe 7.3.

7.5 Résumé

- Les traverses doivent être réalisées à partir de profilés IPE ou similaires de Classe 1 ou 2 sous sollicitations de flexion et de charge axiale combinées. Les sections présentant des rotules plastiques doivent être de Classe 1.
- Les sections transversales doivent être vérifiées selon le Chapitre 6 de l'EN 1993-1-1.
- Des vérifications détaillées doivent être effectuées pour garantir une stabilité hors-plan adéquate, à la fois sous charges gravitaires et en situation de soulèvement – voir Paragraphes 7.3.1 et 7.3.2.
- La stabilité dans le plan des traverses et l'interaction avec la stabilité hors-plan, doivent être vérifiées, en utilisant les expressions 6.61 et 6.62 – voir Paragraphe 6.2.

8 CALCUL DES POTEAUX

8.1 Introduction

Comme montré à la Figure 8.1, la région de la traverse la plus fortement chargée est renforcée par un jarret. En comparaison, le poteau est soumis à un moment fléchissant similaire au niveau de la face inférieure du renfort. Il doit donc être d'une section significativement plus importante que la traverse – une proportion de 150 % de la dimension de la traverse est courante.

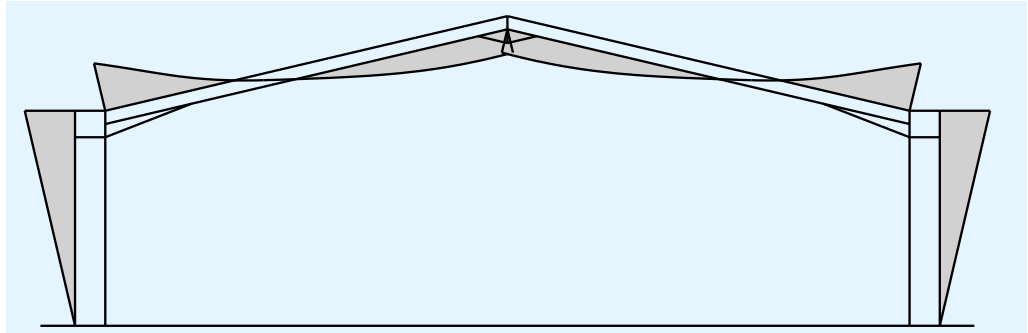


Figure 8.1 Diagramme typique de moment fléchissant pour un portique articulé en pieds soumis à un chargement gravitaire

La conception optimale de la plupart des poteaux est généralement obtenue en utilisant :

- Une section transversale avec un rapport de I_{yy} sur I_{zz} élevé et qui remplit les conditions pour les Classes 1 ou 2 sous la combinaison d'une flexion par rapport à l'axe de grande inertie et d'un effort axial de compression ;
- Un module plastique de section approximativement 50 % plus grand que celui de la traverse.

Les dimensions du poteau sont généralement déterminées à l'étape de prédimensionnement sur la base des exigences de résistance en flexion et en compression.

8.2 Résistance de l'âme

L'âme du poteau est soumise à une compression élevée au niveau de la semelle inférieure du renfort. En outre, le § 5.6(2) de l'EN 1993-1-1 impose que des raidisseurs d'âme soient disposés aux endroits de formation des rotules plastiques, si la charge transversale appliquée dépasse 10 % de la résistance au cisaillement de la barre. Pour toutes ces raisons, des raidisseurs sont généralement nécessaires pour renforcer l'âme du poteau.

8.3 Stabilité des poteaux

8.3.1 Stabilité du poteau sous combinaisons gravitaires maximales

Que le portique soit dimensionné plastiquement ou élastiquement, un maintien en torsion doit toujours être disposé à la partie inférieure du renfort. Des

maintiens en torsion additionnels peuvent être exigés sur la hauteur du poteau car les lisses sont attachées à la semelle tendue (externe) plutôt qu'à la semelle comprimée (interne). Comme indiqué au Paragraphe 6.3, on ne peut pas compter sur une lisse qui n'est pas continue (en raison d'une interruption par une ouverture par exemple) pour assurer un maintien adéquate. La section du poteau peut devoir être augmentée si des maintiens intermédiaires ne peuvent pas être prévus.

Un maintien peut être assuré par des bracons attachés à la semelle intérieure, comme montré à la Figure 8.2 qui représente également les raidisseurs dans le poteau, disposés au niveau de la semelle inférieure du renfort, où ils agissent en tant que raidisseurs comprimés. Ailleurs, des raidisseurs ne sont généralement pas nécessaires.

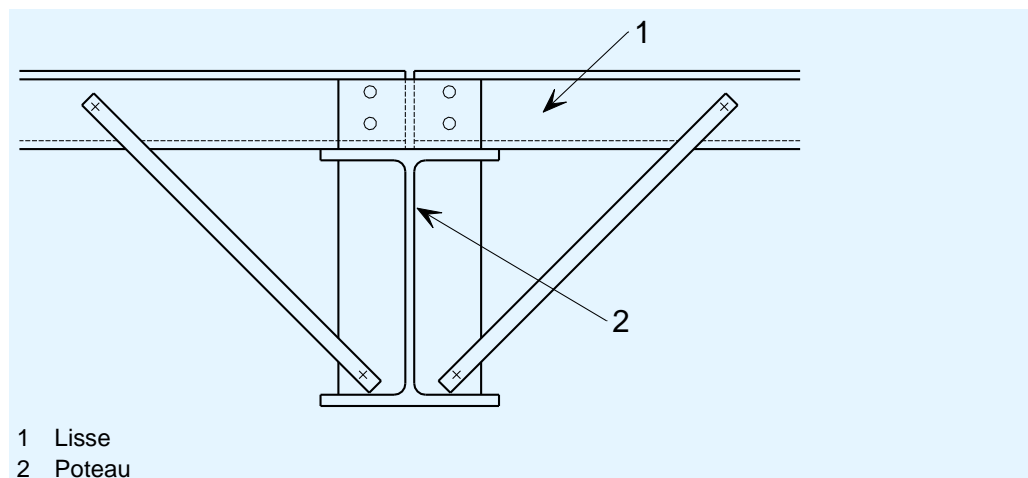


Figure 8.2 Détail typique de jarret avec un bracon de poteau

Pour assurer le maintien au niveau de la semelle inférieure du renfort, il peut être intéressant de disposer une barre laminée à chaud, généralement un tube. Il est essentiel d'attacher le contreventement de la semelle extérieure vers la semelle intérieure en un point (au moins) sur la longueur du bâtiment.

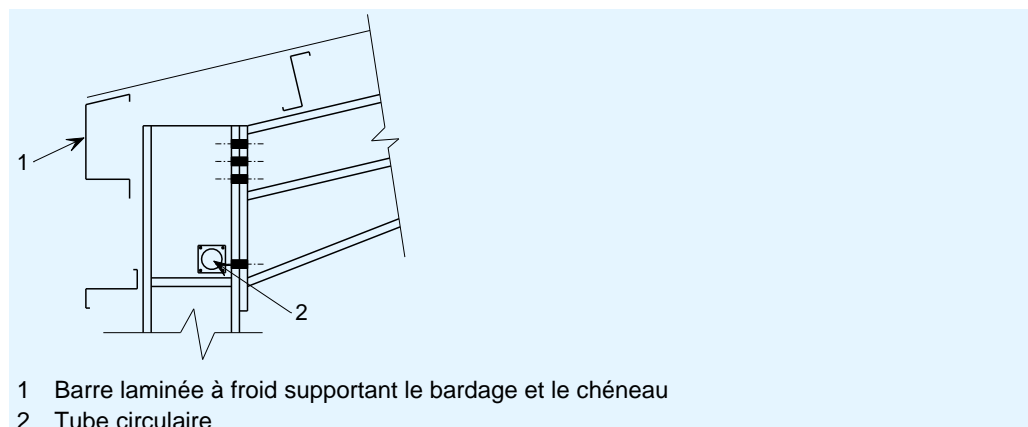


Figure 8.3 Détail typique de jarret utilisant un tube circulaire comme barre de contreventement longitudinale

La Figure 8.4 montre une distribution typique de moments sous actions permanentes et variables et elle indique les positions des maintiens pour un poteau courant. La présence d'une rotule plastique dépend du chargement, de la

géométrie et du choix des sections de poteau et de traverse. La stabilité hors-plan et dans le plan doit vérifiée de manière similaire à la traverse.

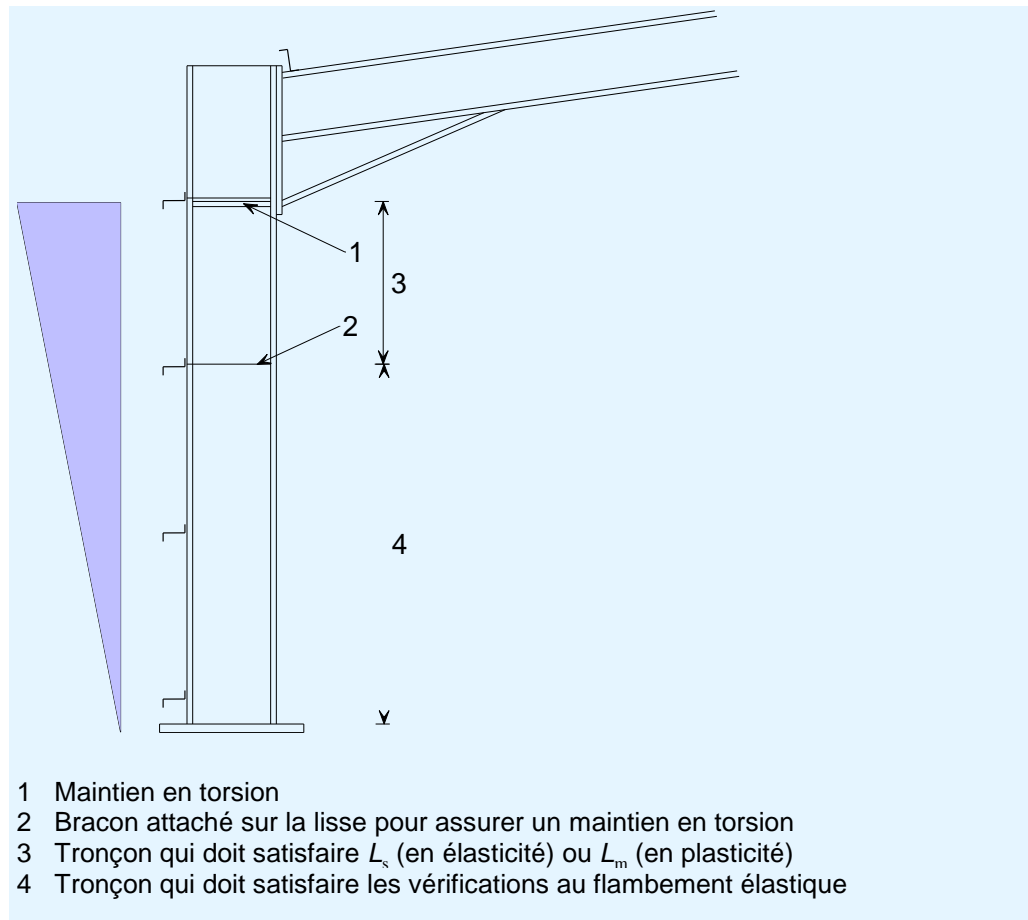


Figure 8.4 Poteau de portique typique avec une rotule plastique en partie inférieure du renfort

8.3.2 Stabilité hors-plan sous combinaisons de charges gravitaires

En cas de rotule plastique à la face inférieure du renfort, la distance au maintien en torsion adjacent doit être inférieure à la distance limite L_s comme indiqué au § BB.3.1.2 de l'EN 1993-1-1. L'expression BB.7 doit être utilisée lorsque le moment est linéaire et l'expression BB.8 dans le cas contraire.

En outre, l'espacement entre maintiens latéraux intermédiaires doit vérifier les exigences pour L_m comme indiqué en BB.3.1.1.

Si la stabilité entre maintiens en torsion ne peut pas être vérifiée, il peut s'avérer nécessaire d'introduire des maintiens en torsion complémentaires. A la Figure 8.4, la vérification entre les maintiens en torsion (notés '1' sur la figure) et le pied de poteau, ne sont pas satisfaites – un maintien en torsion additionnel a été introduit à la position '2'. S'il n'est pas possible de réaliser des maintiens intermédiaires additionnels, il convient de prendre une barre de dimensions supérieures.

Dans tous les cas, un maintien latéral doit être assuré à une distance inférieure à L_m d'une rotule plastique.

En l'absence d'une telle rotule, la stabilité du poteau doit être vérifiée à l'aide de l'expression 6.62 (voir Paragraphe 6.2 de ce document). Il est possible de tenir compte du bénéfice apporté par le maintien de la semelle tendue comme exposé à l'Annexe C de ce document.

8.3.3 Stabilité sous combinaisons en soulèvement

Lorsque le portique est soumis à un soulèvement, le moment dans le poteau change de signe. Néanmoins, dans ce cas, les moments fléchissants sont généralement nettement plus petits que dans celui des combinaisons de charges gravitaires et le poteau reste dans le domaine élastique.

Les vérifications hors-plan doivent être menées selon l'expression 6.62 (voir Paragraphe 6.2 de ce document).

8.4 Stabilité en plan

En plus des vérifications hors-plan exposées au Paragraphe 8.3, il convient de satisfaire les vérifications dans le plan en utilisant l'expression 6.61.

Pour les vérifications dans le plan, la résistance axiale $\frac{\chi_y N_{Ed}}{\gamma_{M1}}$ est fondée sur la longueur d'épure du poteau. La résistance au flambement $\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}$ doit être prise égale à la plus faible des résistances de toutes les zones décrites au Paragraphe 8.3.

8.5 Résumé

- Les poteaux doivent être réalisés à partir de profilés IPE ou similaires de Classe 1 ou 2 sous sollicitations de flexion et de charge axiale combinées.
- Idéalement, la section doit être capable de résister à des efforts tranchants importants dans la hauteur de l'attache poutre-poteau, sans raidisseurs de cisaillement.
- Les sections transversales critiques doivent être vérifiées selon le Chapitre 6 de l'EN 1993-1-1.
- Les vérifications détaillées, comme exposé aux Paragraphes 8.3 et 8.4, doivent être menées pour garantir une stabilité adéquate.

9 CONTREVENTEMENT

9.1 Généralités

Un contreventement est indispensable pour résister aux actions longitudinales, principalement les actions du vent, et assurer un maintien aux barres. Il doit être positionné correctement et il doit posséder une résistance et une rigidité adéquates pour justifier les hypothèses faites dans l'analyse et la vérification de barres.

9.2 Palée de stabilité

9.2.1 Généralités

Les fonctions principales d'une palée de stabilité disposée dans les parois latérales de l'ossature sont :

- De transmettre les forces horizontales jusqu'au sol. Celles-ci incluent les efforts du vent et de ponts roulants.
- De fournir une ossature rigide sur lequel les lisses peuvent être attachées, ces dernières assurant, à leur tour, la stabilité des poteaux.
- D'assurer une stabilité temporaire pendant le montage.

Selon l'EN 1993-1-1, le contreventement doit satisfaire les exigences des § 5.3.1, 5.3.2 et 5.3.3 relatives à l'analyse globale et aux imperfections du système de contreventement.

Le système de contreventement se présente habituellement sous la forme :

- d'une diagonale simple de section tubulaire,
- de sections creuses disposées en K,
- de plats en croix (habituellement disposés dans la cavité d'une paroi), considérés agir seulement en traction,
- de cornières croisées.

La palée de stabilité peut être située :

- à l'une ou aux deux extrémités du bâtiment, en fonction de la longueur de la structure,
- au centre du bâtiment (voir Paragraphe 9.2.5),
- dans chaque tronçon entre les joints de dilatation (s'ils existent).

Lorsque la palée de stabilité n'est pas située dans la même travée que la poutre au vent, un buton de rive (une sablière n'ayant pas pour fonction de porter la couverture) est nécessaire entre les portiques pour transmettre les efforts de la poutre au vent jusqu'à la palée de stabilité.

9.2.2 Contreventement réalisé à partir de tubes circulaires

Des sections creuses sont très efficaces en compression et elles évitent ainsi de recourir à un contreventement en croix. Lorsque la hauteur au jarret est approximativement égale à l'espacement entre les portiques, une simple barre de contreventement disposée en diagonale est économique (Figure 9.1). Lorsque la hauteur au jarret est grande par rapport à l'espacement entre les portiques, un contreventement en K est souvent utilisé (Figure 9.2).

Un buton de rive entre les portiques peut être exigé dans les travées d'extrémité, selon la configuration du plan de contreventement (voir Paragraphe 9.3.2).

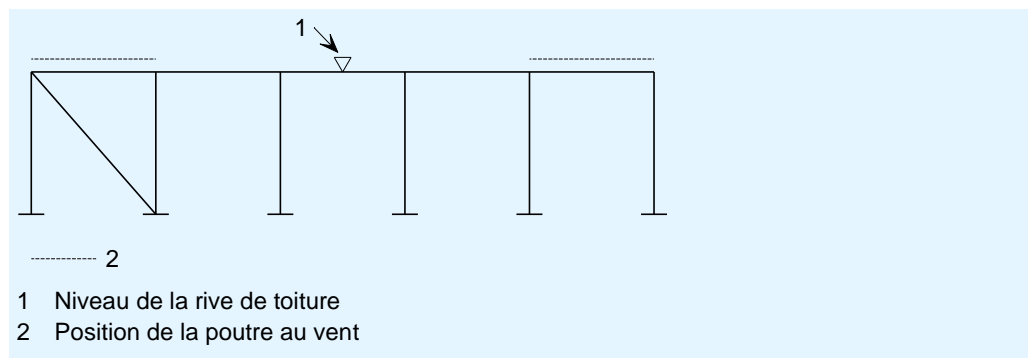


Figure 9.1 Contreventement en diagonale simple pour les portiques de faible hauteur

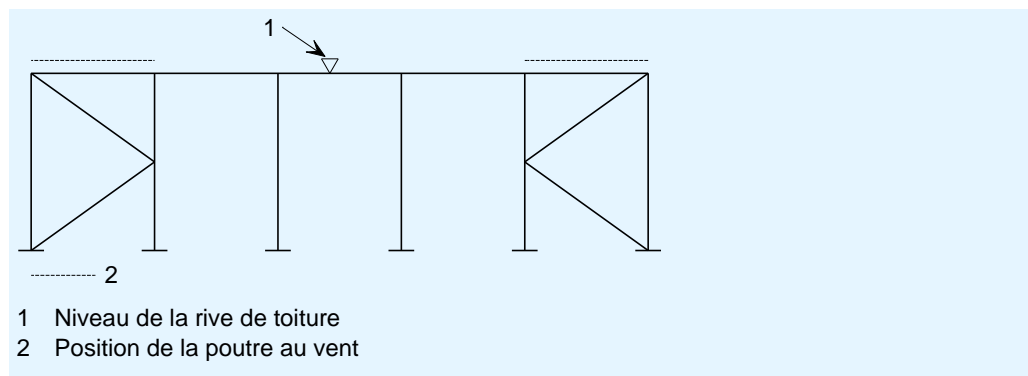


Figure 9.2 Disposition en K pour les portiques de plus grande hauteur

9.2.3 Contreventement réalisé avec des cornières ou des plats

Des cornières ou des plats disposés en croix (dans une cavité d'un mur en maçonnerie) peuvent être utilisés en tant que contreventement (comme montré à la Figure 9.3). Dans ce cas, on suppose que la diagonale tendue est la seule efficace.

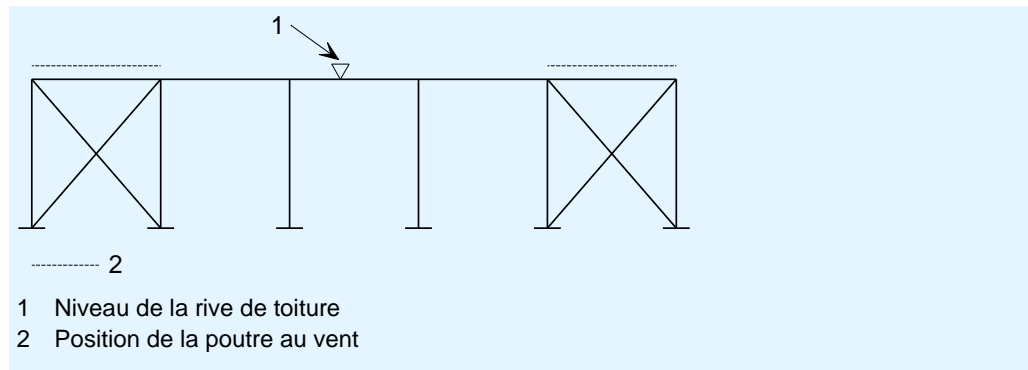


Figure 9.3 Système typique de contreventement en croix réalisé à partir de barres tendues constituées de cornières ou de plats

9.2.4 Contreventement dans une seule travée

Pour une palée de stabilité disposée dans une seule travée, un buton de rive est nécessaire entre les portiques pour transmettre les efforts du vent de la poutre au vent jusqu'à la palée de stabilité (Figure 9.4). De plus amples détails sur les butons de rive sont donnés au Paragraphe 12.2.

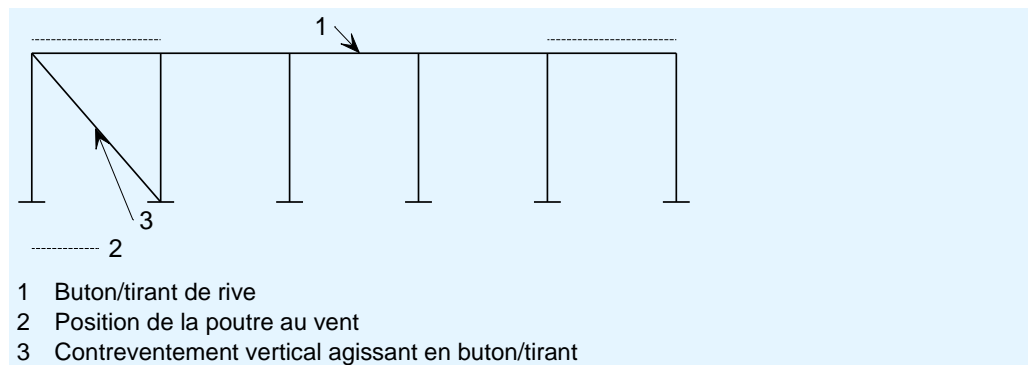


Figure 9.4 Contreventement dans une seule travée d'extrémité avec un buton de rive

9.2.5 Contreventement dans la travée centrale

La conception avec une seule palée de stabilité vers le milieu de la structure (Figure 9.5) n'est pas très fréquent car elle implique de commencer le montage à partir de la travée contreventée et de progresser de part et d'autre de cette zone jusqu'aux deux extrémités du bâtiment. Néanmoins, contreventer le milieu du bâtiment présente l'avantage d'autoriser la libre dilatation thermique de la structure, ce qui est particulièrement efficace dans des régions comme l'Europe du Sud ou le Moyen Orient où les écarts de température diurne sont très importants. Dans la plupart des pays d'Europe, l'étendue normale des températures est plus faible, typiquement de -5°C à $+35^{\circ}\text{C}$, et la dilatation globale n'est généralement pas considérée comme un problème. Si une palée de stabilité centrale est utilisée, il peut être nécessaire de réaliser un contreventement temporaire complémentaire dans les travées d'extrémité pour faciliter le montage.

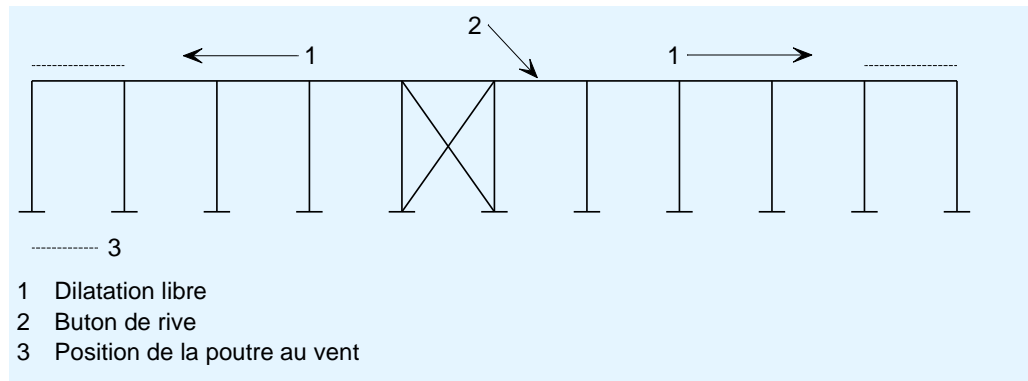


Figure 9.5 Contreventement typique en croix au centre de la structure pour autoriser la libre dilatation

9.2.6 Contreventement par portique de stabilité

Lorsqu'il est difficile ou impossible de contreventer l'ossature verticalement avec un contreventement conventionnel, il faut introduire des portiques avec assemblages résistant aux moments (portiques de stabilité) dans les long-pans. Il existe pour cela deux solutions de base :

- Un portique de stabilité dans une travée ou plus, comme montré à la Figure 9.6.
- Utiliser l'ensemble du long-pan pour résister aux efforts longitudinaux, avec des assemblages résistant à un moment localisés généralement dans les travées d'extrémité, où le poteau a été tourné de 90° pour offrir une meilleure rigidité dans la direction longitudinale, comme le montre la Figure 9.7. Cette disposition n'est possible que si l'ossature d'extrémité (le pignon) est un pan de fer plutôt qu'un portique courant. Les ossatures de pignon sont discutées au Paragraphe 10.

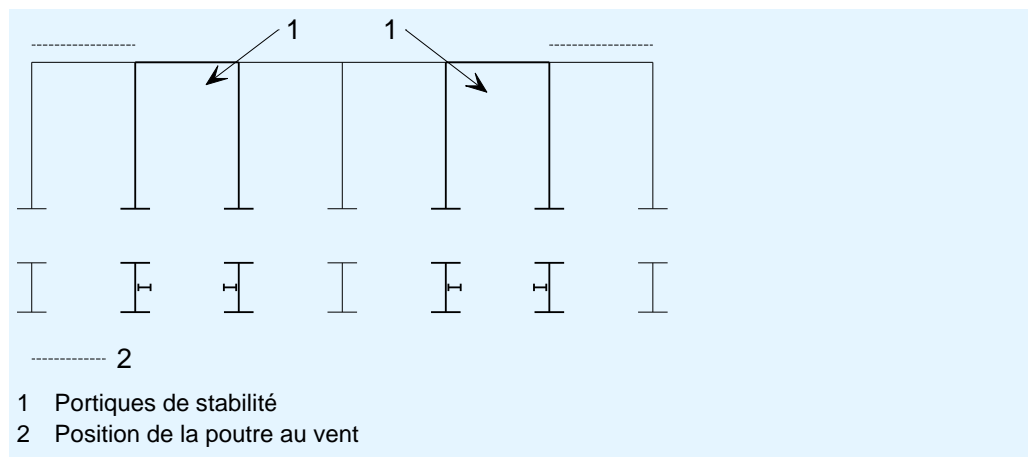


Figure 9.6 Ossature avec portiques de stabilité

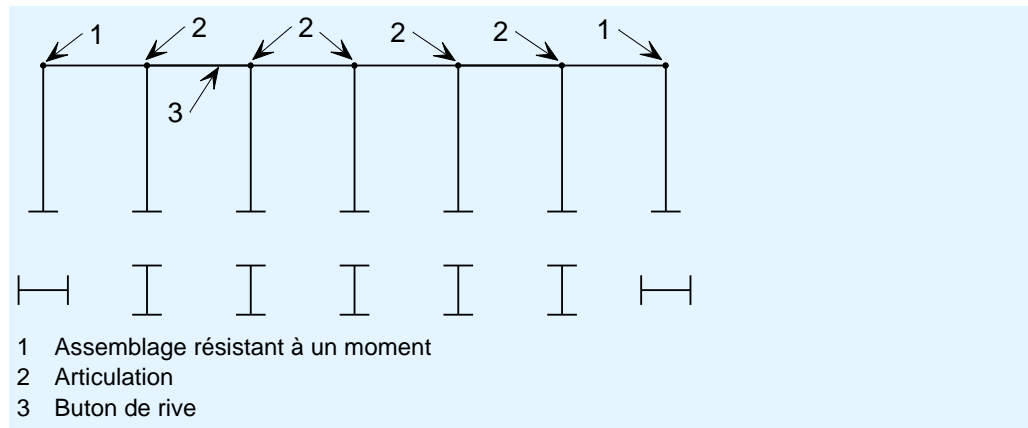


Figure 9.7 Ossature hybride sur la longueur totale du bâtiment

Dans le calcul de ces deux systèmes, il est suggéré que :

- La résistance à la flexion de la travée stabilisée (pas le portique principal) soit vérifiée à partir d'une analyse élastique d'ossature ;
- La flèche sous les forces horizontales équivalentes (dues aux imperfections, et éventuellement majorées par la prise en compte du second ordre) soit limitée à $h/1000$;
- La rigidité soit assurée en limitant les flèches en condition de service à un maximum de $h/360$, où h est la hauteur de la travée stabilisée.

Dans certains cas, il est possible de créer un contreventement classique dans une façade et de disposer des portiques de rigidité dans l'autre. Les conséquences des différences de rigidités des panneaux sont généralement négligeables en raison de l'effet diaphragme de la toiture.

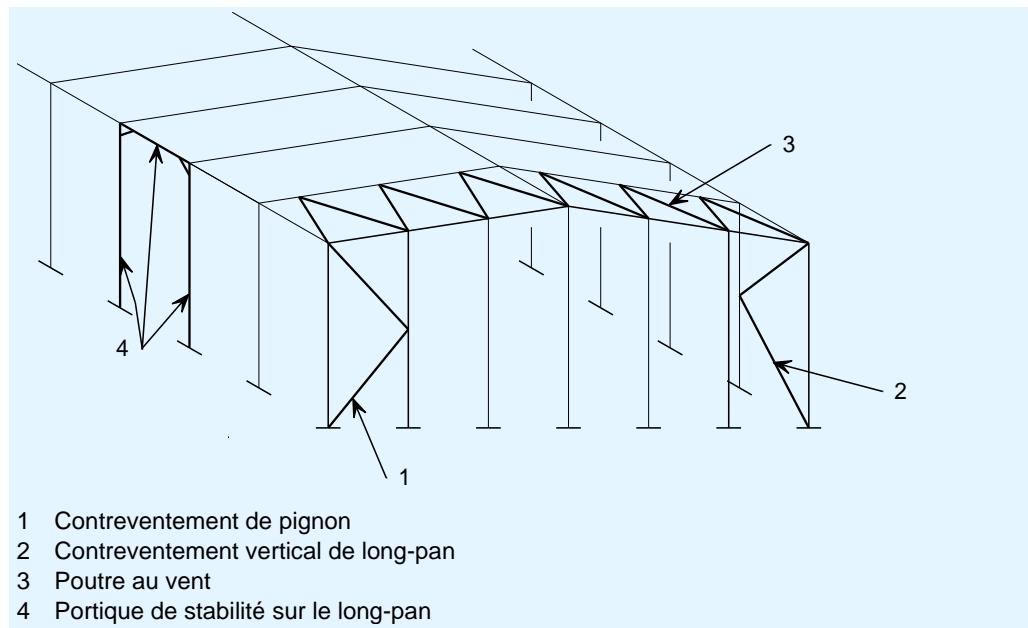


Figure 9.8 Ouverture avec un portique de stabilité sur un long-pan combiné avec un contreventement conventionnel sur les autres faces de la structure

9.2.7 Contreventement de poteaux avec maintiens

Si les lisses et les bracons de poteau fournissent un maintien latéral ou torsionnel au poteau, il est important d'identifier le cheminement des efforts de maintien jusqu'à la palée de stabilité. S'il existe plus d'une ouverture sur le long-pan, un contreventement intermédiaire complémentaire peut être nécessaire. Ce contreventement doit être positionné aussi près que possible du plan des lisses, de préférence sur la face intérieure de la semelle externe (Figure 9.9).

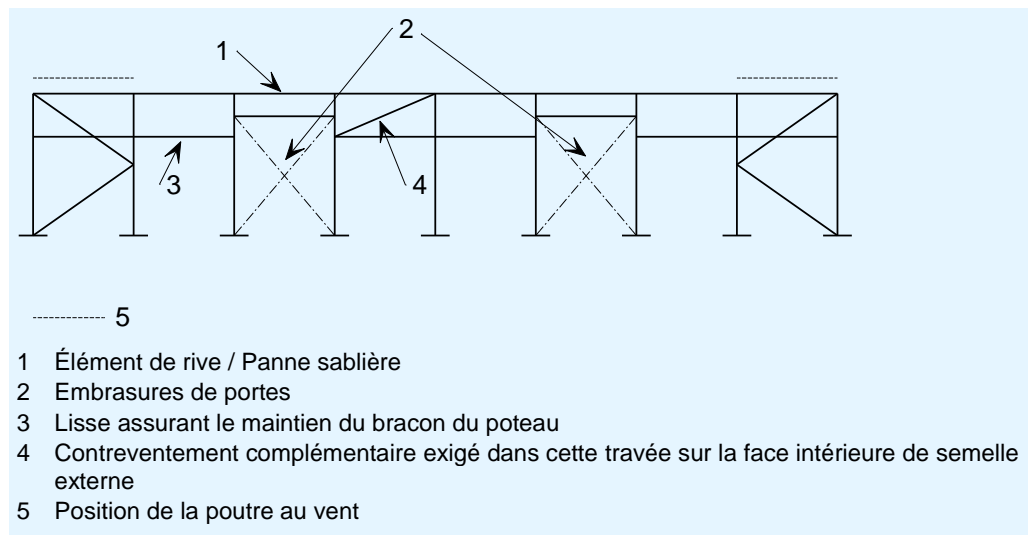


Figure 9.9 Forme typique de contreventement de long pan d'un bâtiment avec ouvertures

Il n'est normalement pas nécessaire pour la lisse qui assure le maintien du bracon de poteau, d'être alignée avec un nœud de la pale de stabilité. On peut supposer qu'un effet diaphragme dans les panneaux verticaux du long pan et la rigidité transversale du poteau peut transmettre la charge jusqu'à la palée de stabilité.

Par contre, lorsqu'une barre est utilisée pour maintenir la position d'une rotule plastique dans le poteau, il est essentiel qu'elle soit liée correctement au système de contreventement. Ceci peut conduire à la configuration représentée à la Figure 9.10. Lorsqu'il y a plus d'une ouverture dans le long pan, un contreventement intermédiaire additionnel est nécessaire de manière similaire à ce qui est exposé ci-dessus.

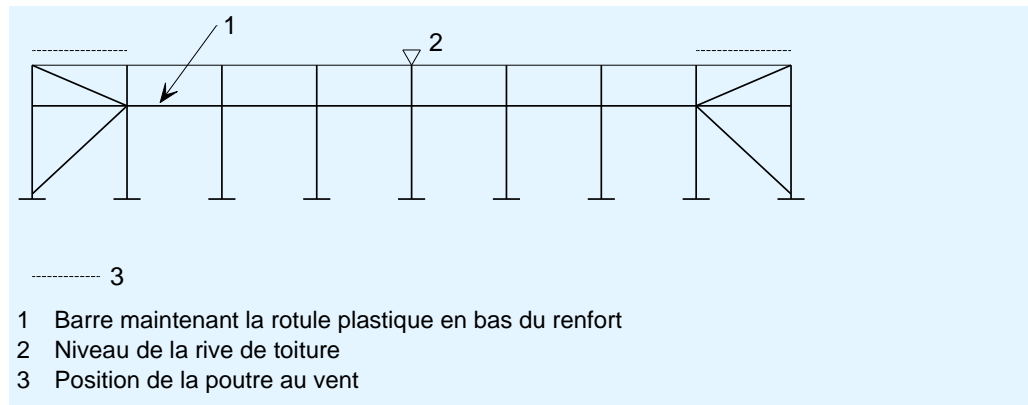


Figure 9.10 Forme de contreventement typique dans un bâtiment utilisant des barres laminées à chaud pour maintenir une rotule plastique à la base du renfort

9.2.8 Contreventement pour maintenir les actions longitudinales de ponts roulants

Si un pont roulant est directement supporté par le portique, la force dynamique longitudinale, excentrée par rapport à l'axe du poteau, tend à le solliciter en torsion, à moins qu'un maintien additionnel ne soit prévu. Un treillis horizontal placé au niveau de la semelle supérieure de la poutre de roulement ou, pour les ponts roulants plus légers, une barre horizontale attachée sur la face intérieure de la semelle du poteau, peut permettre d'assurer le maintien nécessaire, si ces éléments sont reliés à la palée de stabilité.

Pour les charges horizontales élevées, un contreventement additionnel doit être réalisé dans le plan de la poutre de roulement (Figure 9.11 et Figure 9.12). Le critère donné dans le Tableau 9.1 a été proposé par Fisher ^[3] pour définir les exigences de contreventement.

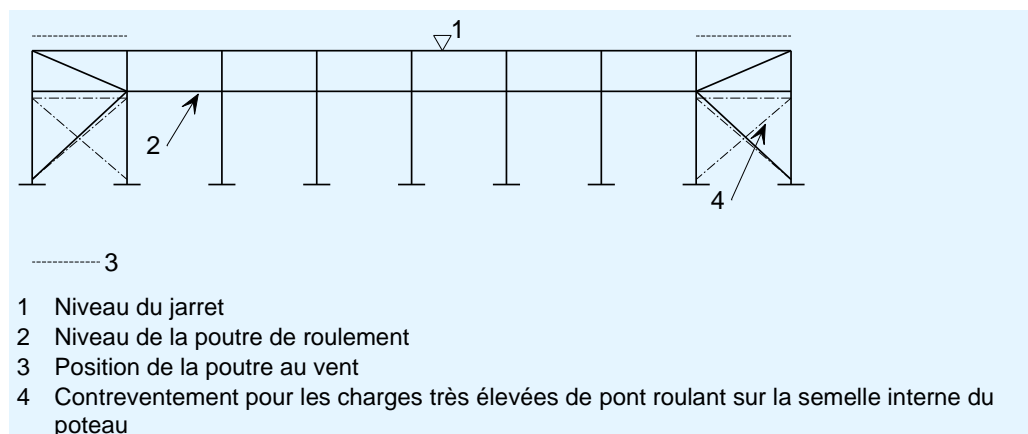


Figure 9.11 Élévation montrant la position du contreventement additionnel dans le plan de la poutre de roulement

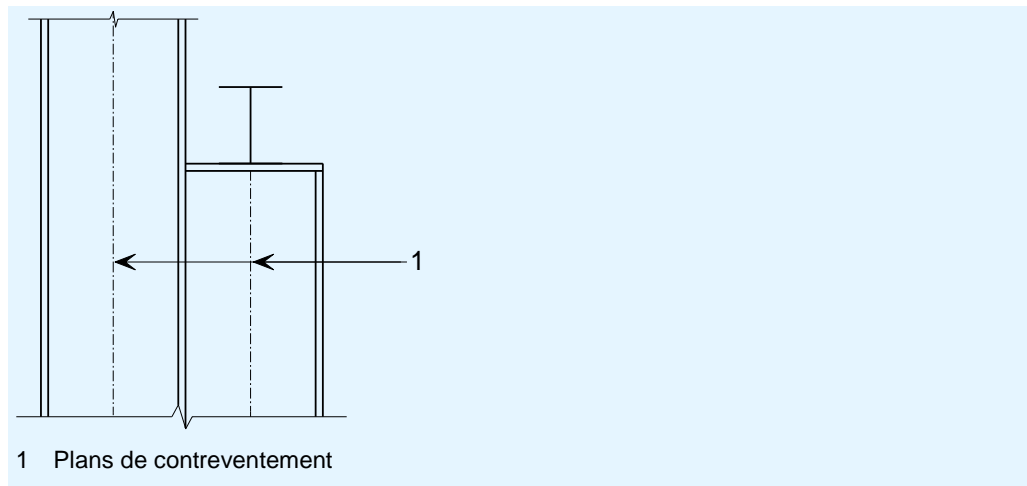


Figure 9.12 Détail montrant le contreventement additionnel dans le plan de la poutre de roulement

Tableau 9.1 Exigences de contreventement pour les poutres de roulement

Force horizontale pondérée	Exigences de contreventement
Petite (<15 kN)	Utiliser les éléments de stabilité au vent
Moyenne (15 - 30 kN)	Utiliser un contreventement horizontal pour transférer les efforts du pont roulant à la palée de stabilité
Grande (> 30 kN)	Prévoir un contreventement additionnel dans le plan des efforts longitudinaux du pont roulant

9.3 Poutre au vent

9.3.1 Généralités

La poutre au vent est disposée dans un plan horizontal ou dans le plan de la toiture. Ses fonctions principales sont :

- de transmettre les actions horizontales du vent, des potelets de pignon jusqu'aux palées de stabilité dans les longs-pans,
- de transmettre toutes les forces de frottement exercées par le vent sur la toiture aux palées de stabilité,
- de fournir la stabilité pendant le montage,
- de fournir un ancrage rigide pour les pannes utilisées pour maintenir les traverses.

La poutre au vent transmet les actions du vent efficacement en étant attachée à la tête des potelets de pignon.

Selon l'EN 1993-1-1, le contreventement doit satisfaire les exigences des § 5.3.1, 5.3.2 et 5.3.3 pour l'analyse globale et les imperfections du système de contreventement.

9.3.2 Contreventement à l'aide de sections creuses circulaires

Dans les constructions modernes, des tubes circulaires sont généralement utilisés en toiture et sont calculés pour résister à la fois à la traction et à la

compression. Plusieurs dispositions sont possibles, selon l'espacement entre les portiques et la position des potelets de pignon. Deux dispositions typiques sont représentées à la Figure 9.13 et à la Figure 9.14. Le contreventement est généralement assemblé à des goussets attachés sur l'âme de la traverse, comme montré à la Figure 9.15. Les points d'attache doivent être aussi proches que possible de la semelle supérieure, en tenant compte des dimensions des barres et de l'attache.

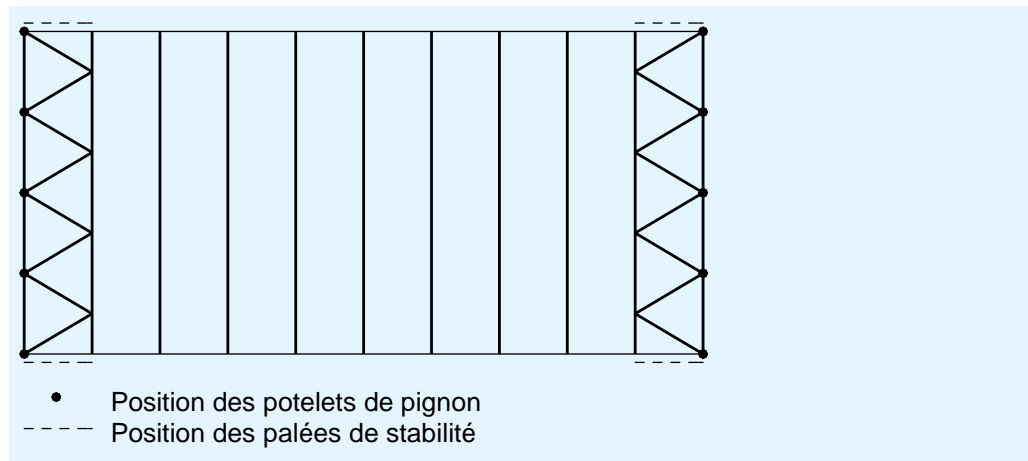


Figure 9.13 Vue en plan montrant les deux travées d'extrémité contreventées

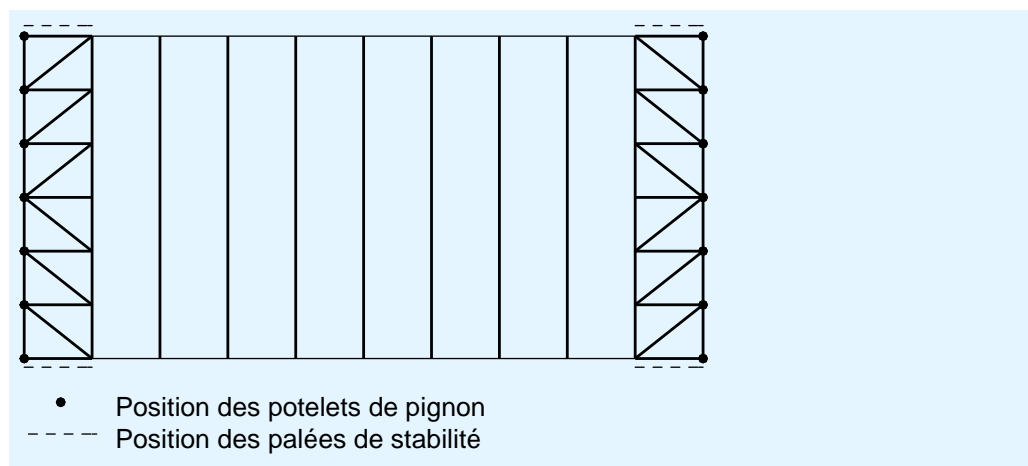


Figure 9.14 Vue en plan montrant les deux travées d'extrémité contreventées où les potelets de pignons sont peu espacés

Un buton de rive, disposé entre portiques, peut être nécessaire dans les travées d'extrémités, selon la configuration de la poutre au vent. Dans tous les cas, il est de bonne pratique de prévoir un tirant de rive sur toute la longueur du bâtiment.

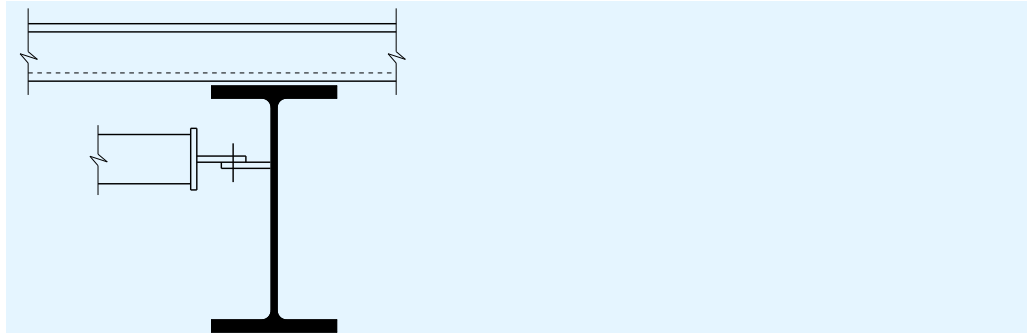


Figure 9.15 Détail d'attache typique pour un contreventement en tubes circulaires

9.3.3 Contreventement à l'aide de cornières

L'utilisation de cornières n'est pas courante dans les structures modernes, mais des cornières en croix possèdent l'avantage de conduire à des diagonales relativement petites car elles peuvent être calculées pour ne résister qu'à la traction (Figure 9.16).

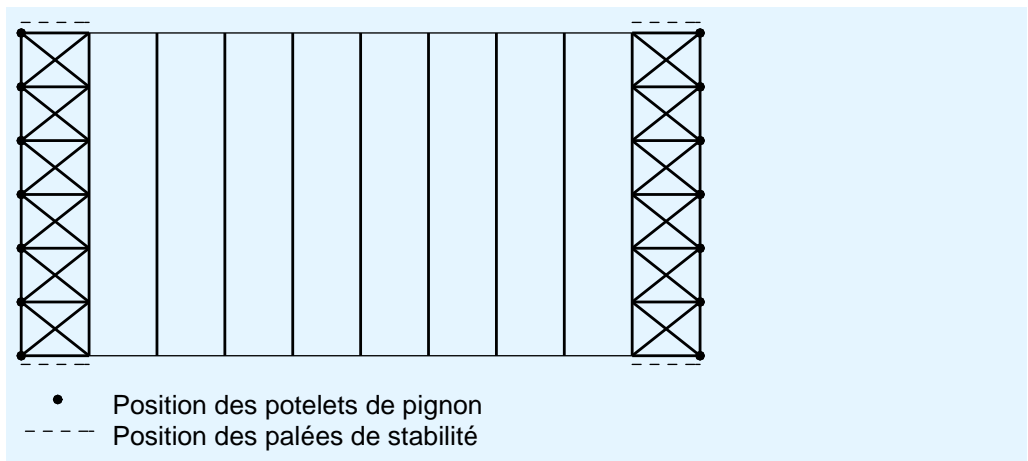


Figure 9.16 Vue en plan montrant les deux travées d'extrémité contreventées en utilisant des cornières en croix

9.4 Maintien des semelles internes

Le maintien des semelles internes des traverses ou des poteaux est souvent plus facilement réalisé par des bracons allant des pannes ou des lisses jusqu'à de petits goussets soudés sur la semelle interne et l'âme. Des tirants pliés en acier sont les plus courants. Comme ils n'agissent qu'en traction, ils doivent être remplacés par des cornières aux endroits où le maintien doit être assuré d'un côté seulement.

L'efficacité de tels maintiens dépend de la rigidité du système, et plus particulièrement de la rigidité des pannes. L'effet de la flexibilité des pannes sur le contreventement est représenté à la Figure 9.17. Lorsque les proportions des barres, des pannes et des espacements, diffèrent des conceptions validées par l'expérience, leur efficacité doit être vérifiée. Ceci peut être réalisé en utilisant les formules données au Paragraphe 9.5, ou d'autres méthodes, telle que celle que l'on peut trouver dans les règlements de ponts pour la rigidité des cadres en U.

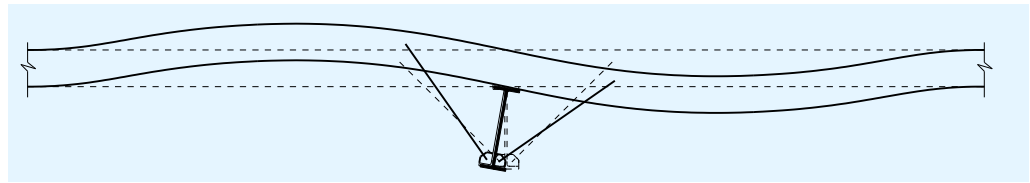


Figure 9.17 Effet de la flexibilité des pannes sur la stabilité

9.5 Maintien au droit des rotules plastiques

Le paragraphe 6.3.5.2 de l'EN 1993-1-1 recommande qu'un maintien latéral soit assuré à la fois pour les semelles tendues et comprimées, à l'emplacement calculé des rotules plastiques, ou dans un intervalle de $0,5h$ de celles-ci, si h est la hauteur de la barre (voir Figure 9.18).

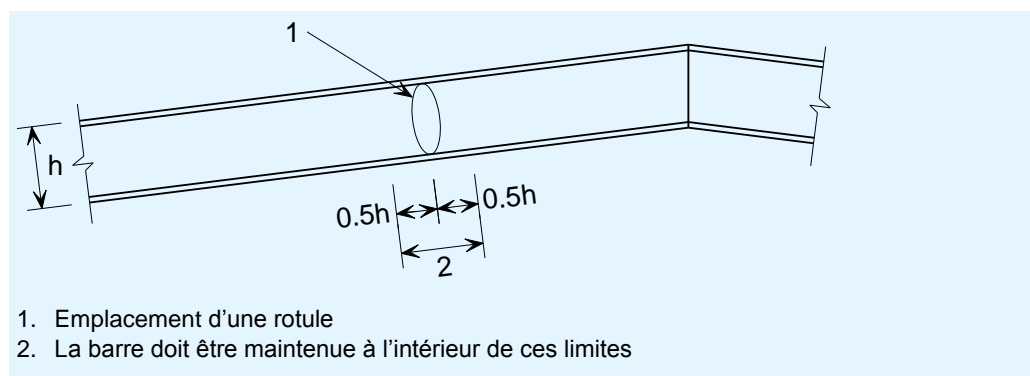


Figure 9.18 Maintien à l'emplacement d'une rotule plastique

L'EN 1993-1-1 recommande que le maintien d'une rotule plastique soit calculé en supposant que la semelle comprimée exerce une force latérale de 2,5 % de l'effort dans la semelle (pris égal à la valeur du moment plastique résistant divisé par la hauteur de la section), perpendiculairement à l'âme de la barre.

De plus, selon le § 6.3.5.2(5)B de l'EN 1993-1-1, le système de contreventement doit être capable de résister aux effets des forces locales Q_m appliquées à chaque barre stabilisée au droit de la rotule plastique, où :

$$Q_m = 1,5 \alpha_m \frac{N_{f,Ed}}{100}$$

si :

$N_{f,Ed}$ est l'effort normal dans la semelle comprimée de la barre stabilisée au droit de la rotule plastique

α_m est un coefficient pour tenir compte du bénéfice statistique de maintenir un groupe de barres comparativement à une barre individuelle

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

dans lequel m est le nombre de barres maintenues.

Lorsque la rotule plastique est maintenue par des diagonales à partir des pannes (voir Figure 6.3), la rigidité du « cadre eu U » formé par la panne et les

diagonales est particulièrement importante. Lorsque les proportions de la barre, des pannes ou des espacements diffèrent des pratiques précédentes, l'efficacité doit être vérifiée. En l'absence d'autres méthodes, la vérification de la rigidité peut être basée sur les travaux de Horne et Ajmani^[4]. Ainsi, la barre support (la panne ou la lisse) doit posséder une inertie $I_{y,s}$ telle que :

$$\frac{I_{y,s}}{I_{y,f}} \geq \frac{f_y}{190 \times 10^3} \frac{L(L_1 + L_2)}{L_1 L_2}$$

où :

f_y est la limite d'élasticité de la barre du portique

$I_{y,s}$ est le moment d'inertie de flexion de la barre support (panne ou lisse) par rapport à l'axe parallèle à l'axe longitudinal de la barre du cadre (c'est-à-dire l'axe fort de la panne dans la pratique normale)

$I_{y,f}$ est le moment d'inertie de flexion de la barre du portique par rapport à l'axe faible

L est la portée de la panne ou de la lisse

L_1 et L_2 sont les distances de part et d'autre de la rotule plastique jusqu'à la rive (ou la noue), ou au point d'inflexion le plus proche de la rotule (voir Figure 9.18).

Les rotules qui se forment, tournent, s'arrêtent, ou même se déchargent et tournent dans le sens inverse, doivent être maintenues entièrement. Cependant, les rotules qui apparaissent dans le mécanisme de ruine mais tournent seulement après l'ELU ne doivent pas être prises en compte comme rotules plastiques pour les vérifications à l'ELU. Ces rotules sont facilement identifiables par une analyse élastique-plastique ou graphique.

L'analyse ne peut pas tenir compte de toutes les tolérances des sections, des contraintes résiduelles et des variabilités du matériau. Une attention doit être portée aux points de maintiens où ces effets peuvent affecter la position des rotules, c'est-à-dire la sortie du jarret au lieu du sommet du poteau. Partout où les moments fléchissants s'approchent du moment plastique résistant, la possibilité de création d'une rotule doit être considérée.

9.6 Résumé

Un contreventement doit être assuré avec une résistance et une rigidité adéquates pour agir conjointement avec les pannes, les lisses et les barres de rive (buton, sablière...) afin de résister aux actions horizontales, incluant le vent, pour garantir la stabilité globale du bâtiment et pour donner la stabilité locale aux poteaux et aux traverses. Un contreventement doit être assuré :

- Dans les murs de long pan, dans un plan vertical ; voir Paragraphe 9.2,
- Dans le plan ou à proximité de la toiture du bâtiment ; voir Paragraphe 9.3,
- Pour stabiliser, à l'aide de bracons, les semelles internes des poteaux et des traverses lorsqu'elles sont comprimées et potentiellement instables ; voir Paragraphe 9.4,

- Au droit ou à proximité des emplacements des rotules plastiques pour fournir un maintien en torsion ; voir Paragraphe 9.5.

10 PIGNONS

10.1 Types de structures de pignons

Les ossatures de pignons typiques se présentent sous deux formes :

- Un portique identique à ceux de la structure courante. Dans ce cas, les potelets ne sont pas conçus pour supporter la traverse. Cette forme de pignon est utilisée par simplicité ou parce qu'elle peut permettre une extension future de la structure.
- Un pan de fer composé de potelets et de traverses isostatiques. Ici, les potelets supportent les traverses. Les ossatures de pignons de cette catégorie nécessitent un contreventement dans le plan du pignon, comme montré à la Figure 10.1. L'avantage de cette forme de structure est que les traverses et les poteaux extérieurs sont plus petits que ceux des portiques courants.

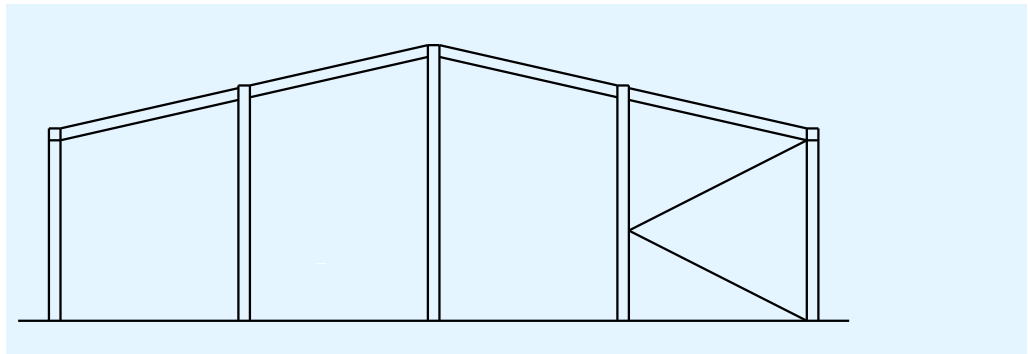


Figure 10.1 Ossature de pignon avec poteaux, poutres et contreventement

10.2 Potelets de pignon

Les potelets sont calculés comme des poutres verticales dont la portée va de leur base jusqu'à la traverse. Au niveau de cette dernière, les charges horizontales que transmettent les potelets, sont reprises par le contreventement de toiture puis elles transitent dans les sablières, puis jusqu'au sol via les palées de stabilité.

Les potelets sont calculés pour une pression et une dépression. La dépression maximale peut se produire lorsque la face du pignon est perpendiculaire à la direction du vent, comme montré sur la Figure 10.2(a), ou plus probablement quand le pignon est parallèle à la direction du vent, comme montré à la Figure 10.2(b).

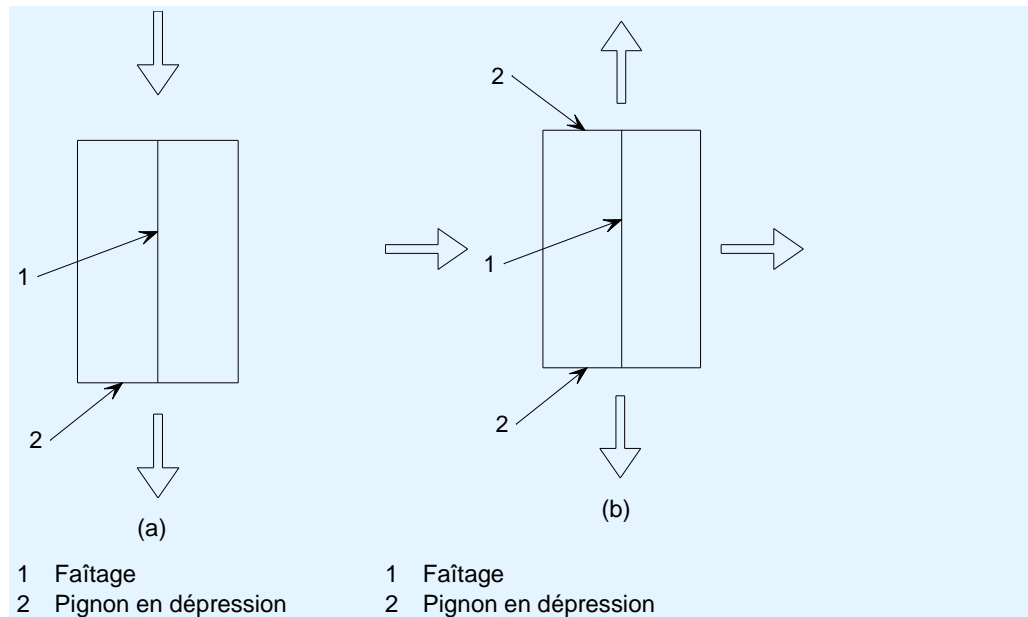


Figure 10.2 Action du vent sur les pignons

Les pressions intérieure et extérieure se combinent pour donner l'action totale sur le pignon. Quand cette dernière équivaut à une pression extérieure, les semelles externes des potelets sont comprimées mais elles sont maintenues par les lisses de bardage. Quand l'action totale équivaut à une dépression extérieure, ce sont les semelles internes des potelets qui sont comprimées et cette situation est susceptible d'être la plus défavorable. Il est possible de réduire la longueur de déversement de la semelle intérieure des potelets en installant des bracons attachés sur les lisses, comme illustré à la Figure 6.3.

10.3 Traverses de pignon

Si le pignon est un pan de fer comme représenté à la Figure 10.1, ses traverses sont généralement des barres de section en I simplement appuyées. En plus d'équilibrer les charges verticales, ces traverses agissent souvent comme les membrures du contreventement de toiture ce qui conduit à une situation de calcul à vérifier.

Si un portique est utilisé en tant qu'ossature de pignon, il est courant de lui donner les mêmes dimensions que celles des portiques courants, même si les actions verticales aux extrémités de la structure sont moindres. Généralement, ce chargement vertical réduit implique que la traverse peut supporter l'effort normal additionnel issu du système de contreventement de toiture sans devoir en augmenter les dimensions.

11 ASSEMBLAGES

Dans un portique, les assemblages principaux sont les attaches poutre-poteau et les attaches de faîtage, toutes deux étant des assemblages de continuité. Les attaches poutre-poteau, notamment, doivent généralement supporter des moments fléchissants très élevés. Ces deux types d'attaches sont susceptibles de subir des renversements d'efforts sous certaines combinaisons d'actions et ces cas de calculs peuvent devenir dimensionnant. D'un point de vue économique, les attaches doivent être conçues pour limiter le recours à des renforcements complémentaires (appelés, de manière générale, raidisseurs). Ceci est généralement obtenu en :

- augmentant la hauteur du renfort (augmentation des bras de levier),
- faisant déborder l'attache au-dessus de la semelle supérieure de la traverse (cela conduit à une rangée de boulons de plus),
- ajoutant de rangées de boulons supplémentaires,
- choisissant un poteau de plus grande section.

Le calcul des attaches de continuité est présenté en détail dans *Bâtiments à simple rez-de-chaussée. Partie 11 : Assemblages de continuité par platines d'about*^[5].

11.1 Attaches poutre-poteau

Une attache poutre-poteau typique est représentée à la Figure 11.1. En plus d'accroître le moment résistant de la traverse, la présence du renfort augmente le bras de levier des boulons dans la zone tendue, ce qui est important si l'attache supporte un moment fléchissant élevé. En général, les boulons dans la zone tendue (les boulons supérieurs sous un chargement gravitaire conventionnel) sont principalement destinés à supporter la traction créée par le moment appliqué, alors que les boulons inférieurs (adjacents au raidisseur de compression) sont principalement destinés à supporter l'effort tranchant vertical, qui est généralement assez faible.

Les éléments constitutifs des portiques étant choisis pour leur résistance à la flexion, des sections assez hautes avec des âmes relativement minces sont couramment utilisées. Un raidisseur de compression dans le poteau est généralement nécessaire. Le panneau d'âme du poteau peut aussi nécessiter un renforcement, soit avec un raidisseur diagonal, soit avec une doublure d'âme (correspondant à un plat d'âme supplémentaire).

La platine d'about et le poteau peuvent déborder au-dessus de la partie supérieure de la traverse, avec une paire de boulons supplémentaire. La platine d'about de la traverse peut devoir être raidie comme elle peut simplement être conçue plus épaisse, mais il est courant de trouver que la semelle du poteau doit être renforcée localement au droit des boulons tendus. Les raidisseurs sont onéreux, c'est pourquoi une bonne conception d'assemblage doit limiter le recours à des raidisseurs par un choix judicieux de la géométrie de l'attache.

Sous un moment fléchissant inversé, il peut être nécessaire de prévoir un raidisseur dans l'âme du poteau, dans sa partie supérieure, aligné avec la semelle supérieure de la traverse.

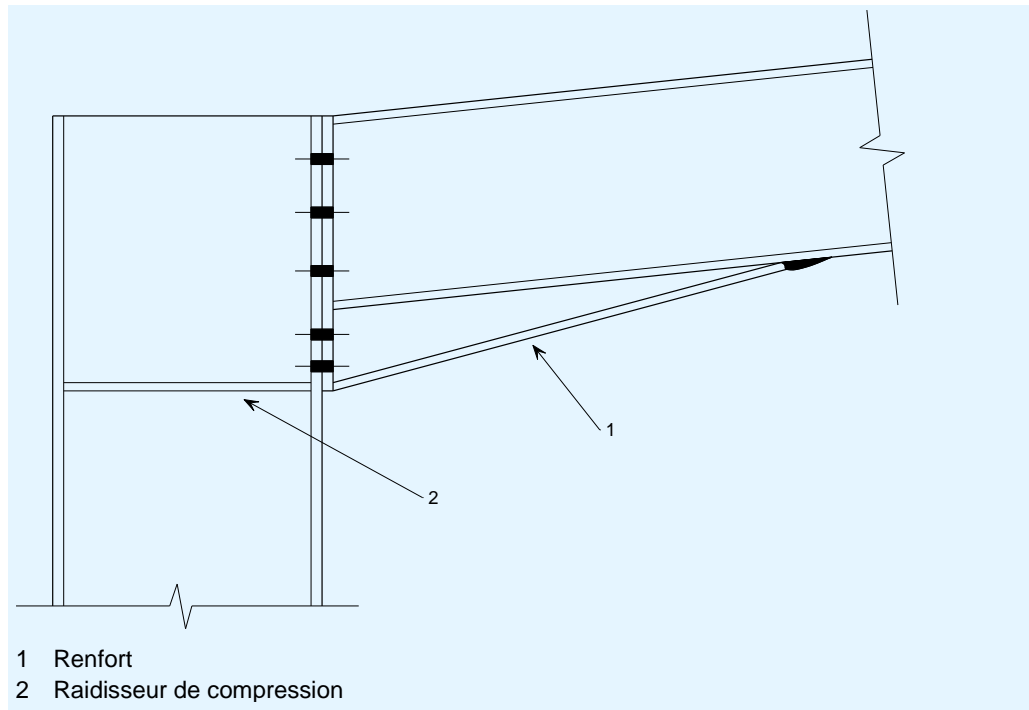


Figure 11.1 Attache poutre-poteau typique

11.2 Attaches de faîtage

Une attache de faîtage typique est représentée à la Figure 11.2. Sous des conditions de chargement normales, la partie inférieure de l'attache est en traction. Dans les portiques faiblement chargés, le renfort sous la traverse n'est pas nécessaire et l'attache se réduit alors à une simple platine d'about débordante vers le bas. Si un renfort est présent, il permet d'augmenter le bras de levier des boulons tendus, conduisant ainsi à un moment résistant plus élevé. Le renfort est généralement petit et court et il n'est pas pris en compte dans le calcul du portique.

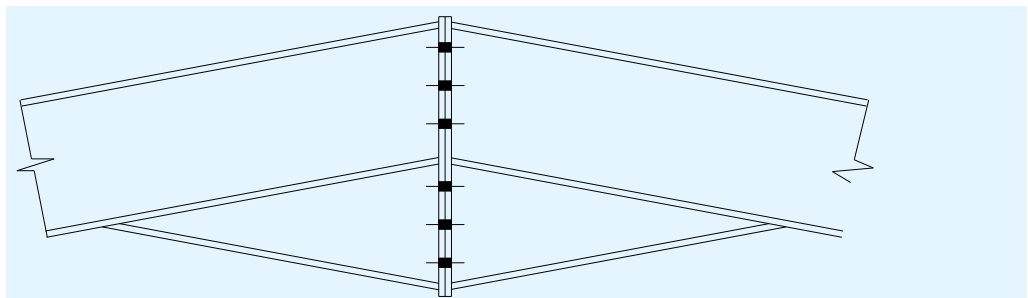


Figure 11.2 Attache de faîtage typique

11.3 Pieds de poteaux, plaques d'assise et fondations

11.3.1 Généralités

Dans ce document, la terminologie ci-dessous est utilisée pour les composants des fondations :

- Pied de poteau – combinaison de la plaque d'assise, des tiges d'ancrage et de la fondation en béton. Les termes *nominalement articulé* et *nominalement rigide* sont habituellement appliqués au comportement du pied de poteau, en relation avec sa rigidité.
- Plaque d'assise – plaque en acier à la base du poteau, assemblée à ce dernier par des cordons de soudure.
- Tiges (ou boulons) d'ancrage – tiges filetées passant au travers de la plaque d'assise et ancrées dans la fondation en béton.
- Fondation – la base en béton nécessaire pour résister à la compression, au soulèvement et, si nécessaire, au moment de renversement.
- Plaques d'ancrage – plaques ou cornières utilisées pour ancrer les tiges d'ancrage dans la fondation. Elles doivent être dimensionnées pour assurer un coefficient de sécurité adéquate face à la ruine par écrasement du béton.

Dans la majorité des cas, les pieds de poteau sont conçus nominalement articulés en raison de la difficulté et du coût pour réaliser des assemblages nominalement rigides qui offriraient une bonne capacité de résistance à un moment. Non seulement la partie acier du pied de poteau serait beaucoup plus coûteuse, mais la fondation en béton devrait, elle aussi, être capable de résister à un moment ce qui augmenterait encore les coûts.

Lorsque des poutres de roulement de ponts roulants sont supportées par les poteaux, il peut être nécessaire de concevoir des pieds de poteaux suffisamment rigides et résistant à la flexion pour réduire les flèches à des limites acceptables. Des détails typiques plaque d'assise/fondation sont représentés aux Figure 11.3, Figure 11.4 et Figure 11.5.

Dans les pieds de poteau nominalement articulés destinés à de gros poteaux, les tiges d'ancrage peuvent être disposées entièrement à l'intérieur de la section du profil utilisé (Figure 11.3(a)). Pour les poteaux plus petits (inférieurs approximativement à 400 mm), la plaque d'assise est conçue plus grande de telle manière que les boulons puissent être disposés à l'extérieur des semelles (Figure 11.3(b)).

Un pied de poteau nominalement rigide, résistant à un moment, est réalisé en prévoyant un bras de levier plus grand pour les tiges d'ancrage et une plaque d'assise plus rigide en augmentant son épaisseur, comme le montre la Figure 11.4. Des raidisseurs supplémentaires peuvent être nécessaires pour les attaches plus lourdes, comme illustré à la Figure 11.5.

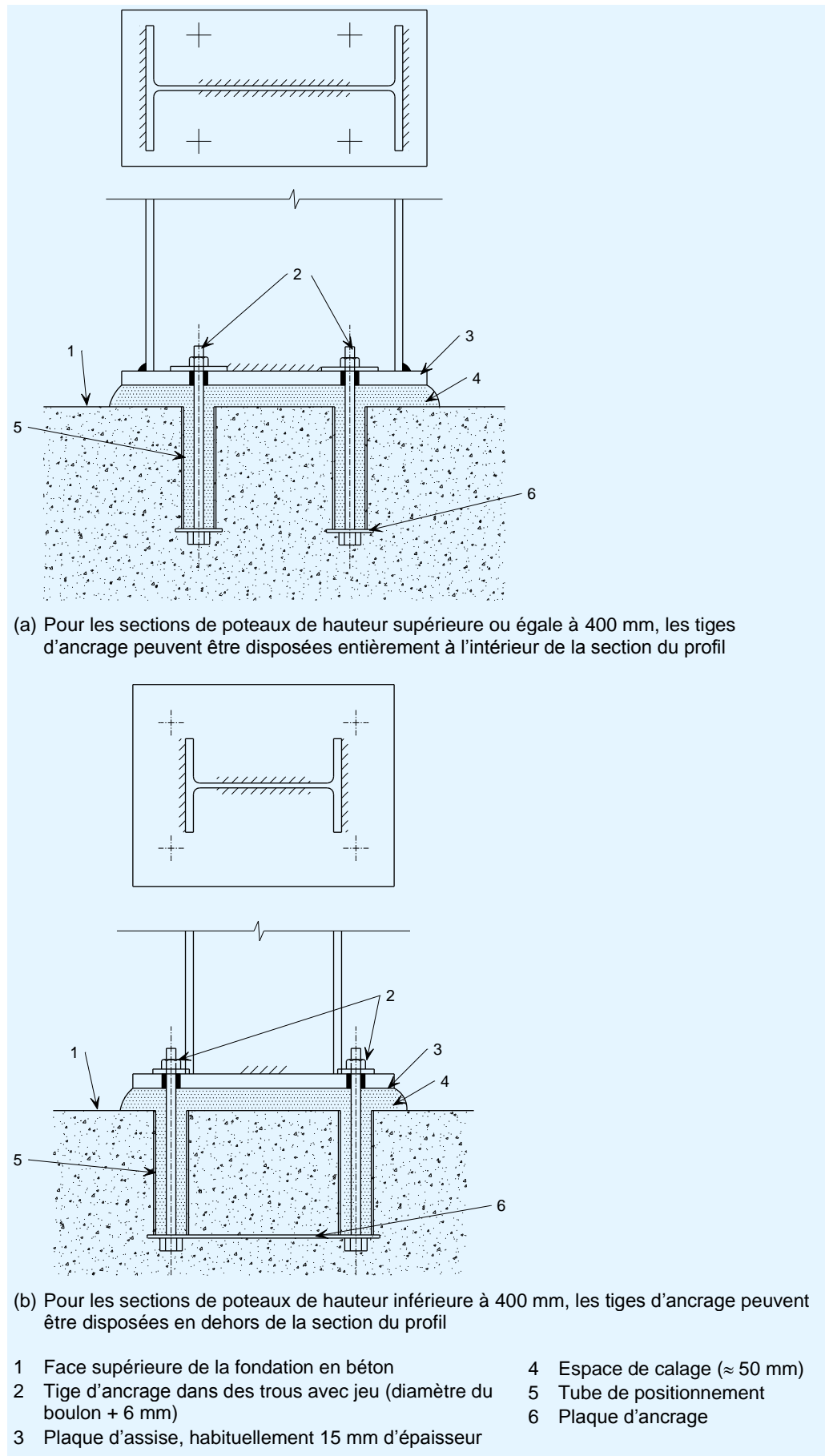


Figure 11.3 Pieds de poteau nominalemt articulés typiques

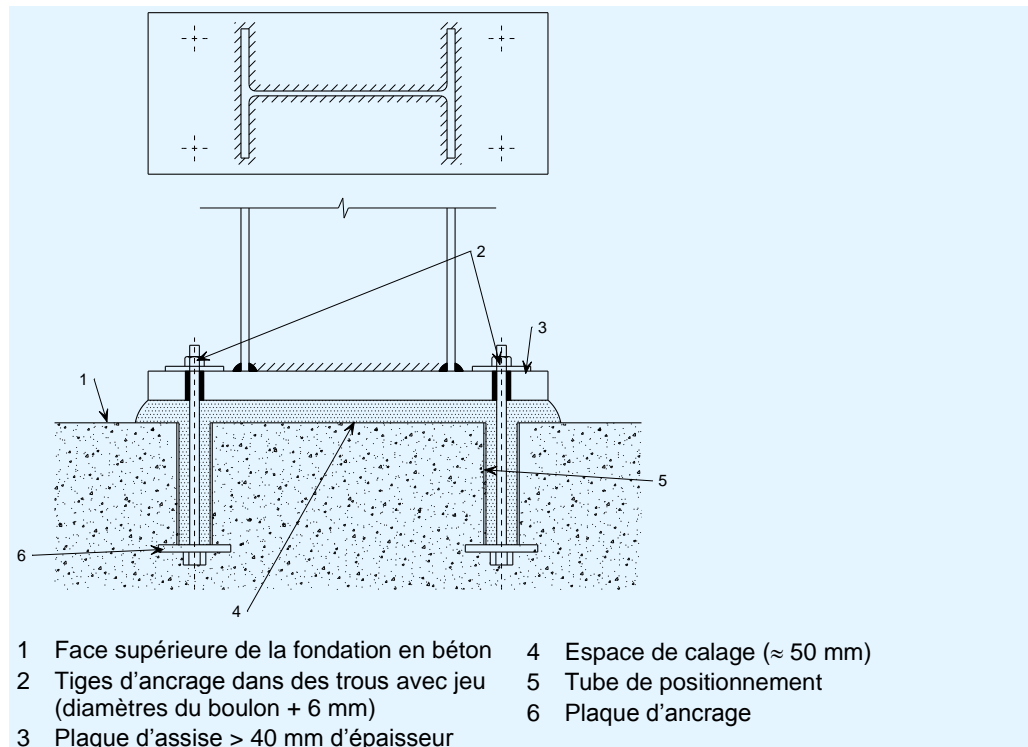


Figure 11.4 Pied de poteau nominalemt rigide typique

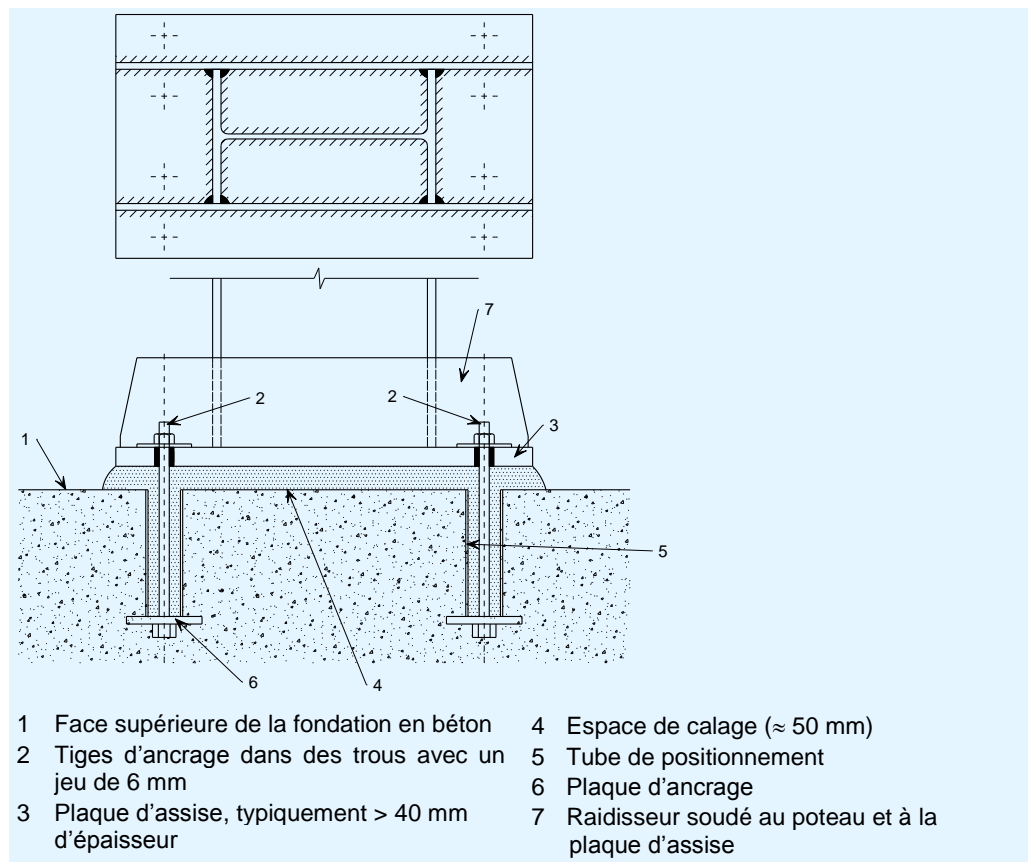


Figure 11.5 Pied de poteau nominalemt rigide avec raidisseurs pour résister à des moments élevés

11.3.2 Sécurité au montage

Il est habituel de prévoir au moins quatre boulons dans la plaque d'assise pour assurer la stabilité pendant le montage. Une alternative consiste à fournir, immédiatement après la mise en place du poteau, un appui temporaire intermédiaire. Néanmoins, dans la plupart des sites, cette solution n'est pas réalisable et elle est susceptible d'engendrer des risques.

11.3.3 Résistance aux efforts horizontaux

Les plus grandes forces horizontales agissant à la base du poteau sont généralement celles, dirigées vers l'extérieur, qui résultent d'une flexion dans les poteaux provoquée par un chargement vertical sur la toiture.

Les réactions horizontales agissant vers l'extérieur peuvent être équilibrées de différentes manières, par :

- la butée des terres sur le côté de la fondation, comme indiqué à la Figure 11.6(a),
- un tirant noyé dans la dalle de plancher et attaché à la base du poteau, comme montré à la Figure 11.6(b),
- un tirant reliant les deux poteaux sur toute la largeur du portique et disposé sous ou dans la dalle de plancher, comme illustré aux Figure 11.6(c) et (d).

La méthode, de loin la plus populaire, pour résister aux efforts horizontaux est d'utiliser la butée des terres. Ceci présente des avantages économiques du fait que les dimensions des fondations nécessaires pour résister au soulèvement sont généralement suffisantes pour offrir une capacité portante adéquate sur le sol. Cependant, la capacité portante du sol environnant peut être inférieure à celle anticipée s'il n'est pas compacté correctement en raison des tranchées pour le drainage et les conduites disposées le long de l'ossature du bâtiment qui peuvent réduire considérablement la butée de terres.

En alternative, une barre (de type armature de béton armé) attachée au poteau, coulée dans la dalle de plancher et enveloppée à l'extrémité pour permettre un mouvement vertical, peut être une solution relativement peu coûteuse. Ce détail peut toutefois conduire à quelques fissures locales dans la dalle de plancher et, lorsque cette dernière est spécifiée de haute qualité, la garantie du plancher peut être invalidée. La longueur de la barre doit être déterminée à partir de la résistance ultime à l'arrachement nécessaire pour résister à la force horizontale.

Un tirant traversant toute la largeur du portique et attaché de chaque côté aux deux poteaux est le moyen le plus sûr pour résister aux efforts horizontaux. C'est aussi plus onéreux en termes de matériaux et de travail et le tirant risque d'être endommagé pendant les activités de chantier. Un tirant disposé sur toute la largeur de l'ouvrage peut, en effet, faire obstacle au montage de la structure qui est généralement réalisé dans l'emprise du bâtiment.

11.3.4 Plaques d'assise et tiges d'ancrages

Le constructeur métallique est généralement responsable du calcul de la plaque d'assise et des tiges d'ancrage. Il convient donc d'être clair dans les documents du contrat quant aux responsabilités pour le calcul des détails des fondations,

notamment de l'espacement des armatures ou des points particuliers qui peuvent être exigés.

Les plaques d'assise sont généralement réalisées en acier de nuance S235 ou S275.

Le diamètre des tiges d'ancrage est généralement déterminé en considérant les efforts de soulèvement et de cisaillement qu'elles doivent supporter, mais il n'est normalement pas inférieur à 20 mm. Pour permettre de prendre en compte les effets non calculables d'une position incorrecte des tiges et ceux de la combinaison effort tranchant et flexion sur ces dernières lorsque le calage n'est pas terminé, un surdimensionnement de leur diamètre est même très fréquent.

La longueur des tiges d'ancrage doit être déterminée d'après leur espacement, les propriétés du béton et la valeur de l'effort de traction. Une méthode simple pour déterminer la longueur d'ancrage est de supposer que l'effort dans la tige est équilibré par une surface conique du béton. Lorsqu'une plus grande résistance au soulèvement est nécessaire, des cornières ou des plaques peuvent être utilisées pour relier les tiges d'ancrages entre elles par paires ce qui représente une alternative aux plaques d'ancrage. Les calculs doivent être menés par le concepteur au stade de l'étude d'exécution pour s'assurer de la viabilité de l'espacement proposé pour les tiges.

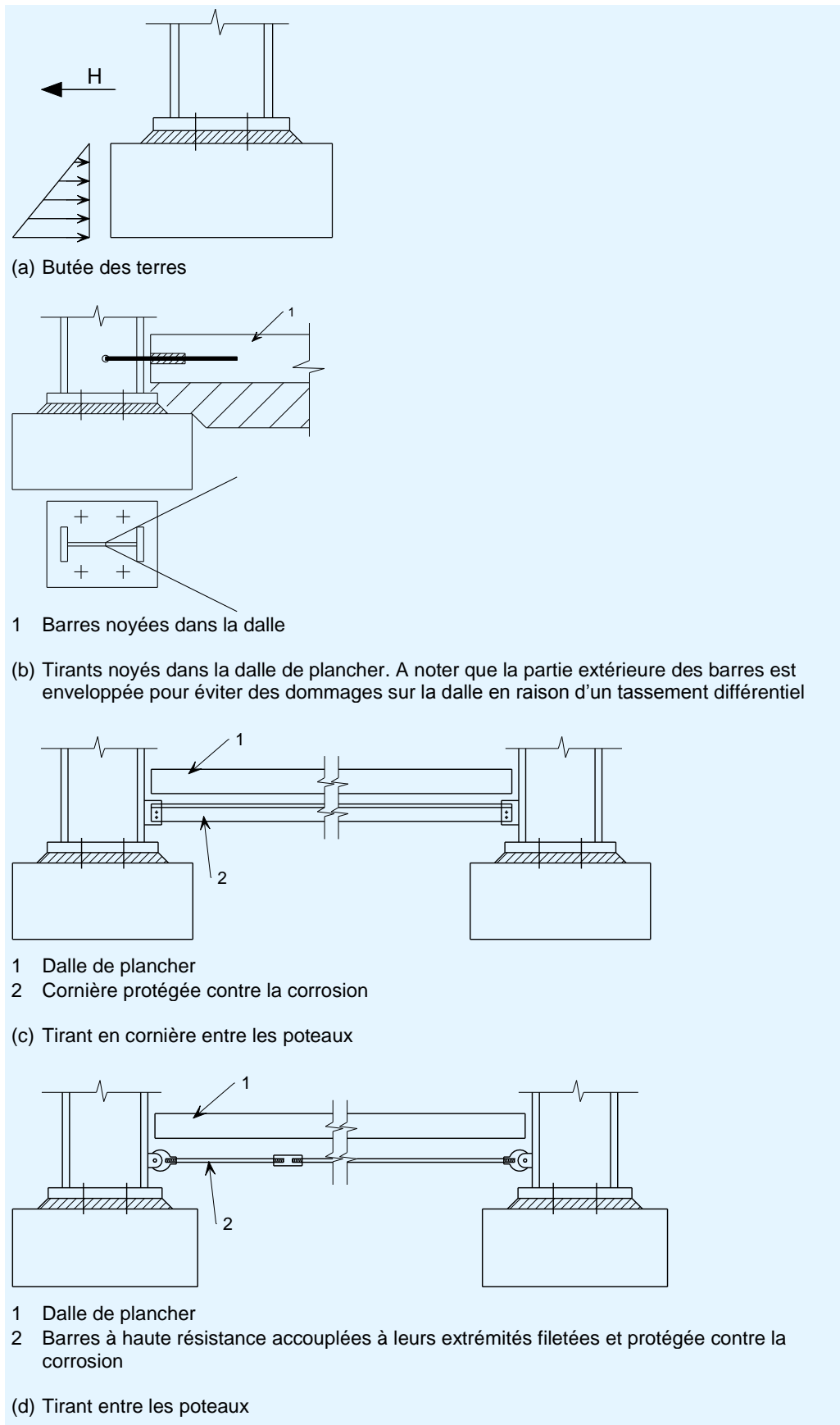


Figure 11.6 Méthodes pour assurer la résistance aux forces horizontales au niveau des fondations

11.3.5 Calcul des fondations à l'état limite d'incendie

Si la fondation est calculée pour résister à un moment dû à un effondrement de la transverse en cas d'incendie, la plaque d'assise et la fondation elle-même doivent être calculées toutes les deux pour résister au moment comme le montre la Figure 11.7(a). Il est possible également de décaler le pied de poteau pour réduire ou pour éliminer l'excentricité engendrée par le moment et conduire ainsi à une distribution de pression uniforme sous la fondation comme montré à la Figure 11.7(b).

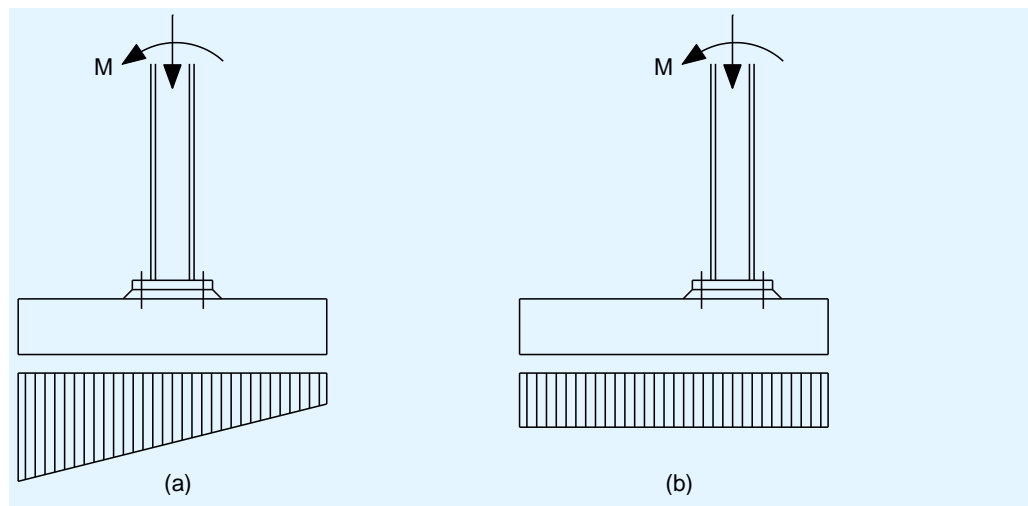


Figure 11.7 Fondation de portique en situation limite d'incendie

11.4 Résumé

- Les assemblages de pieds de poteaux résistant à un moment doivent être conçus en minimisant tout renforcement local complémentaire.
- Il est habituellement plus économique d'adopter des pieds de poteau nominalement articulés.
- L'expérience a démontré qu'une attache par quatre boulons avec une plaque d'assise relativement mince se comporte effectivement comme une articulation alors qu'elle fournit une rigidité suffisante pour un montage en sécurité.
- Les précautions doivent être prises concernant la résistance aux efforts tranchants, à la fois dans le pied de poteau et dans la fondation.

12 COMPOSANTS STRUCTURAUX SECONDAIRES

12.1 Panne sablière

L'élément formé à froid qui relie les portiques en rive de toiture (noté (2) sur la Figure 12.1) est généralement connu sous le nom de panne sablière.

La fonction première de la panne sablière est de supporter la couverture, le bardage et le chéneau le long de la rive, mais elle peut également être utilisée pour fournir un maintien latéral au niveau supérieur de la semelle extérieure du poteau.

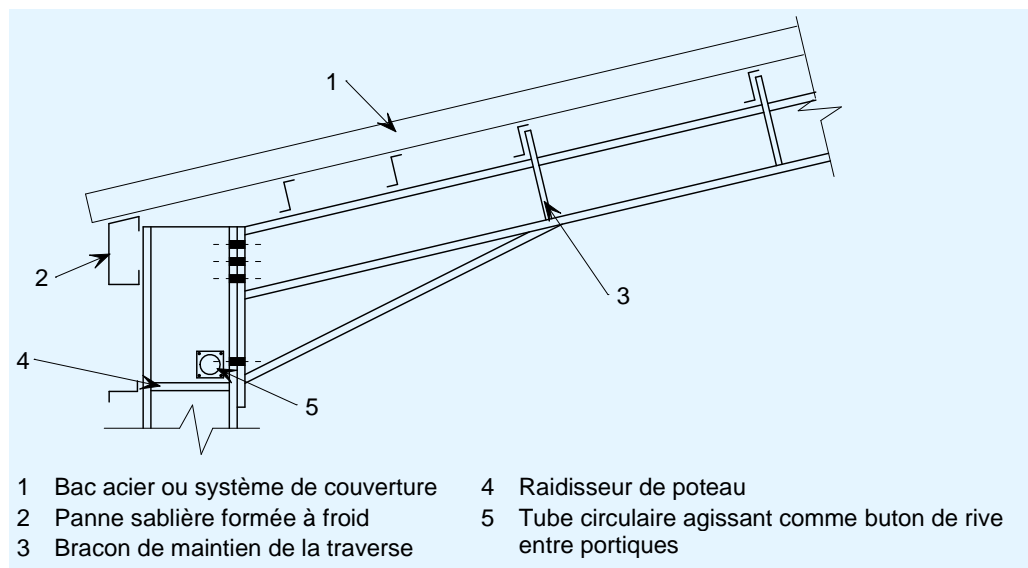


Figure 12.1 Détail de renfort avec panne sablière

12.2 Buton de rive

Si une palée de stabilité de long pan, capable de résister en traction et en compression, est prévue aux deux extrémités de la structure (voir Paragraphe 9.2), un buton de rive n'est pas nécessaire ailleurs que dans ces mêmes travées d'extrémité. Il est cependant de bonne pratique de prévoir une barre entre les poteaux pour agir comme un tirant pendant le montage et assurer une robustesse complémentaire à la structure.

Si une section creuse circulaire est utilisée pour maintenir la rotule plastique au bas du jarret comme illustré à la Figure 12.1, elle peut jouer le rôle de buton longitudinal de stabilité en même temps que de maintien de rotule plastique. Si une barre est prévue comme buton de rive au-dessus de ce niveau, elle est inefficace pour maintenir la rotule plastique à la partie inférieure du renfort.

13 CALCUL DES PORTIQUES MULTI-TRAVÉES

13.1 Généralités

La plupart des aspects du comportement et du calcul des portiques multi-travées sont similaires à ceux des portiques à une seule travée. Ce paragraphe décrit les types de portiques multi-travées courants et met en évidence les différences principales.

13.2 Types de portiques multi-travées

13.2.1 Poutre de noues et pseudo-portiques

Dans une ossature de bâtiment en portiques multi-travées, il est de pratique courante d'utiliser des poutres de noues pour supprimer quelques poteaux intérieurs. En d'autres termes, des poteaux intermédiaires sont supprimés et la noue du portique est supportée par une poutre appelée « poutre de noue », portant entre les poteaux des portiques adjacents, comme montré à la Figure 13.1. Les portiques sans poteaux intermédiaires peuvent être désignés comme « pseudo-portiques ». Quelquefois, plus d'un poteau est supprimé mais que de tels schémas mécaniques, d'une part, exigent de très grandes poutres de noue et, d'autre part, réduisent la rigidité et affectent la stabilité de la structure, même si les portiques complets restants sont utilisés pour stabiliser ceux pour lesquels il manque des poteaux.

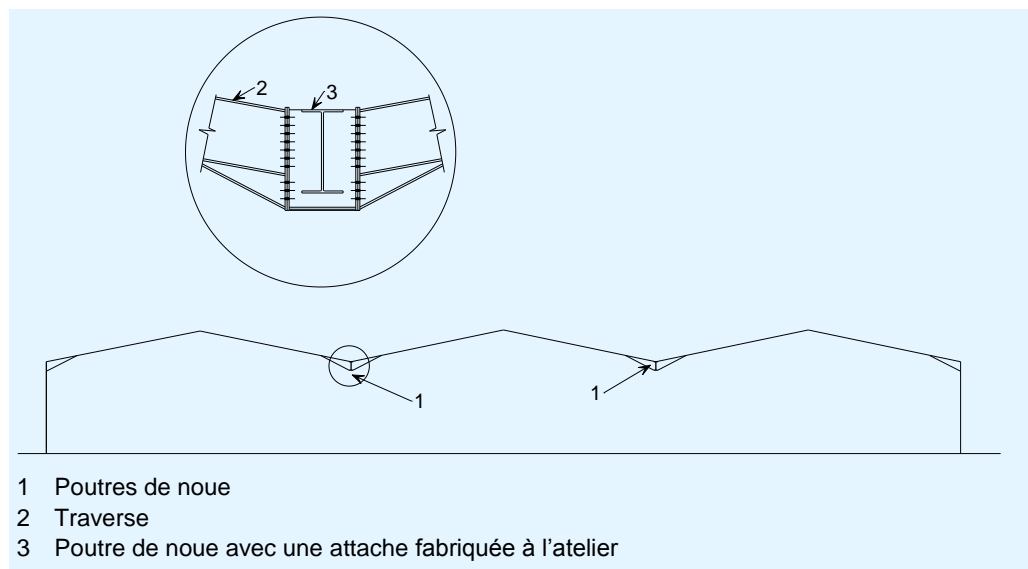


Figure 13.1 Poutres de noue

Les poutres de noue peuvent être sur appuis simples ou conçues en continuité au travers des poteaux qui les supportent. Le choix dépend normalement du coût relatif. La poutre est plus lourde si elle est simplement appuyée et ses assemblages sont plus coûteux si elle est continue.

Les poutres de noue forment souvent un ou plusieurs cadres rigides avec les poteaux intérieurs le long de la noue pour assurer la stabilité structurale au niveau des angles droits des portiques. Ceci évite d'utiliser des

contreventements en croix sur les lignes de poteaux intérieurs, solution souvent inacceptable pour la bonne utilisation du bâtiment. En alternative, un grand treillis (poutre au vent) peut être installé dans le plan des traverses, en appui entre les façades extérieures. Pour les treillis longs des structures multi-travées, il est courant de les prévoir sur une largeur de deux travées (deux entraxes de portiques), plutôt que dans la travée d'extrémité seulement.

13.3 Stabilité

La majorité des portiques multi-travées possèdent des poteaux intérieurs élancés. Lorsque qu'une charge horizontale est appliquée à ces portiques, elle n'induit qu'un petit moment fléchissant dans ces poteaux car les poteaux extérieurs étant plus raides, ils reprennent plus d'efforts. Un diagramme typique de moment fléchissant est représenté à la Figure 13.2.

Cette différence dans la répartition du moment fléchissant, et la réduction associée de la rigidité des poteaux intérieurs, a un impact significatif sur le comportement du portique. A l'ELU, le portique fonctionne sensiblement entre 20 et 30 % de sa charge critique élastique globale. Du fait de la diffusion de la plasticité à partir des positions des rotules critiques, la charge critique efficace est réduite, en augmentant ainsi davantage le ratio de la charge critique efficace.

Cet effet peut être traité par un logiciel au second ordre, élastique / plastique approprié.

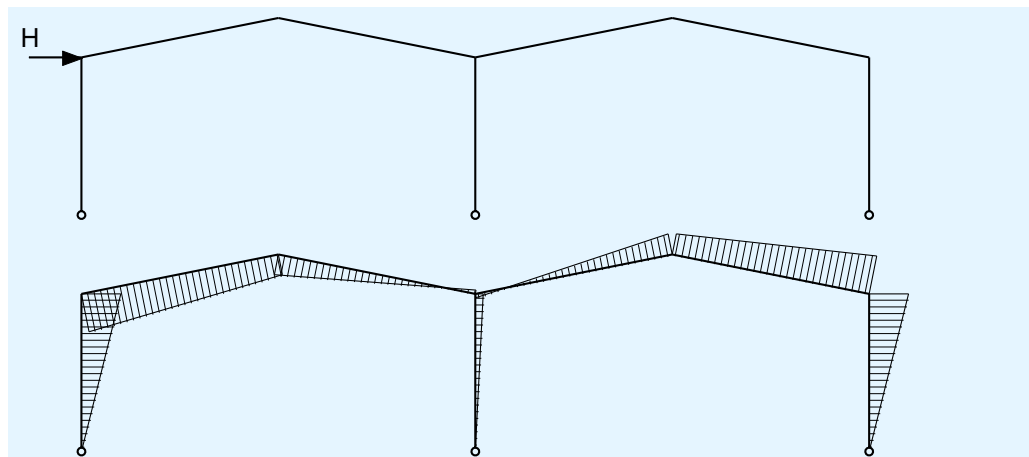


Figure 13.2 Moments fléchissants dans un portique à deux travées sous chargement horizontal

Le portique de la Figure 13.2 peut être considéré comme deux sous-structures, chacune comprenant un poteau extérieur et une traverse (paire d'arbalétriers), comme montré à la Figure 13.3. Pour les portiques multi-travées en général, les deux sous-structures extérieures assurent la plus grande partie de la rigidité, c'est pourquoi la même modélisation en une paire de sous-structures peut être utilisée pour les calculs manuels. Lorsque la rigidité des poteaux intérieurs doit être prise en compte, il est préférable d'utiliser un logiciel pour analyser la structure dans sa globalité.

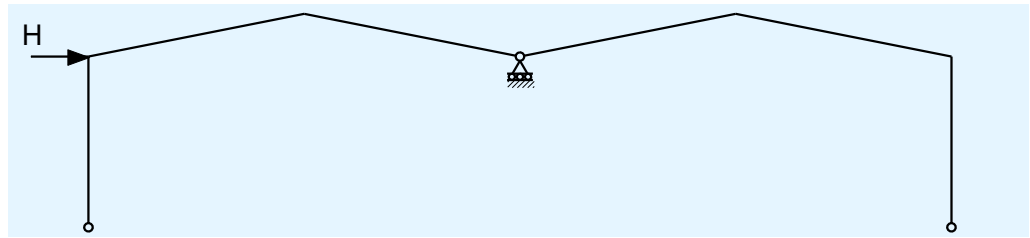


Figure 13.3 Sous-structures pour un portique typique à deux travées

Lorsque des poteaux intérieurs offrent une rigidité significative, il est plus économique de ne pas les ignorer. Il est donc préférable de mener une analyse détaillée de la totalité de la structure à l'aide d'un logiciel.

13.4 Instabilité par claquage

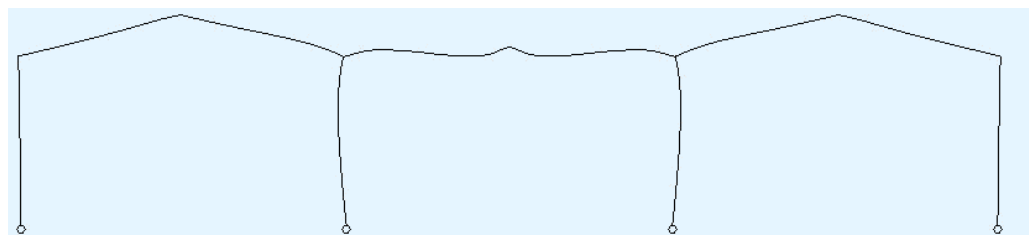


Figure 13.4 Instabilité par claquage

Comme le montre la Figure 13.4, la diminution de la rigidité latérale des portiques à trois travées ou plus peut conduire à l'instabilité par claquage d'une travée intérieure. De telles structures peuvent être vérifiées avec un logiciel approprié pour vérifier si le comportement est satisfaisant. L'ANNEXE B peut être utilisée pour estimer la sensibilité à l'instabilité par claquage.

13.5 Résumé

- Plusieurs aspects du comportement de portiques multi-travées sont similaires à ceux des portiques à une seule travée
- Une attention particulière doit être apportée à la stabilité latérale et au risque d'instabilité par claquage des portiques multi-travées.

RÉFÉRENCES

- 1 EN 1993-1-1 Eurocode 3. Calcul des structures en acier. Règles générales et règles pour les bâtiments
- 2 Bâtiments en acier en Europe
Bâtiments à simple rez-de-chaussée. Partie 2 : Conception
- 3 FISHER, J.M.
Industrial buildings
Chapitre 6.1 dans "Construction steel design": an international guide
Elsevier Applied Science, London, 1992
- 4 HORNE, M.R. et AJMANI, J.L.
Failure of columns laterally supported on one flange: Discussion
The structural Engineer, Vol. 51, n° 7, juillet 1973
- 5 Bâtiments en acier en Europe
Bâtiments à simple rez-de-chaussée. Partie 11 : Assemblages de continuité par platines d'about
- 6 LIM, J, KING, C.M, RATHBONE, A, DAVIES, J.M et EDMONDSON, V
Eurocode 3: The in-plane stability of portal frames
The Structural Engineer, Vol. 83. n°21, 1^{er} novembre 2005

ANNEXE A Limites pratiques des flèches des bâtiments à simple rez-de-chaussée

A.1 Flèches horizontales des portiques

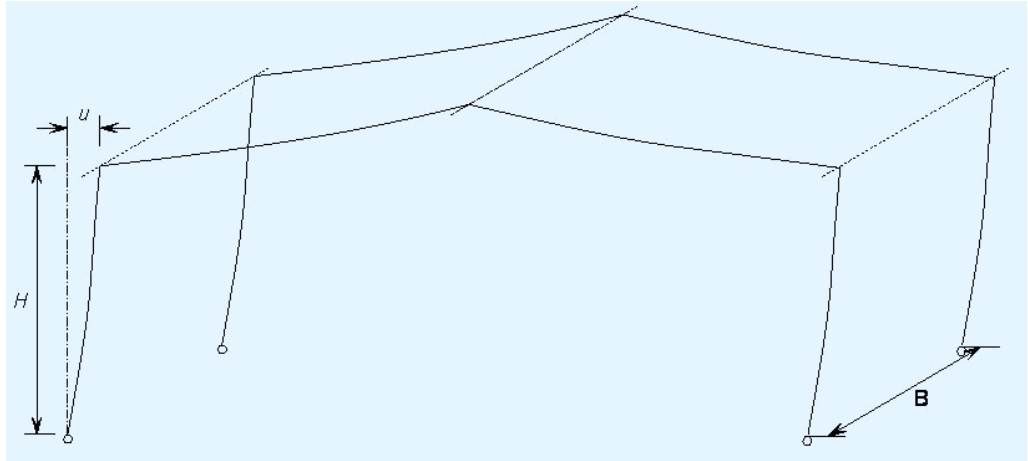


Figure A.1 Définition de la flèche horizontale

Les limites des flèches horizontales pour les structures en portiques ne sont pas explicitement couvertes par les Eurocodes structuraux. Généralement, les limites sont fixées nationalement, soit par des règlements, soit par des pratiques industrielles reconnues.

Des valeurs limites typiques pour les flèches horizontales sont données dans le Tableau A.1.

Tableau A.1 Limites typiques des flèches horizontales

Pays	Structure	Flèches limites u	Commentaires
France	Portiques sans pont roulant Bâtiments sans exigence particulière en matière de déformation.		Les valeurs sont données dans l'Annexe Nationale à la NF EN 1993-1-1 et elles doivent être utilisées si rien d'autre n'est convenu avec le client. Les valeurs des déplacements calculés à partir des combinaisons caractéristiques doivent être comparées à ces limites.
	Déplacement en tête de poteaux	$H/150$	
	Déplacement différentiel entre deux portiques consécutifs	$B/150$	
	Éléments supports de bardage métallique		
	Montants	$H/150$	
	Lisses	$B/150$	
	Autres bâtiments à niveau unique Bâtiment avec des exigences particulières en matière de déformation (fragilité des parois, aspect, etc.).		
Déplacement en tête de poteaux	$H/250$		
Déplacement différentiel entre deux portiques consécutifs	$B/200$		
Allemagne			Il n'existe pas de limites de flèches au plan national. Les limites doivent être choisies selon les instructions des fabricants (agrément techniques) ou doivent être convenues avec le client.
Espagne	Portiques (sans éléments fragiles susceptibles de se rompre dans l'enveloppe, les façades et la toiture)	$H/150$	Les valeurs sont fournies dans les documents techniques nationaux pour les structures en acier et dans le Règlement Technique des Bâtiments et elles doivent être utilisées si rien d'autre n'est convenu avec le client.
	Bâtiments à simple rez-de-chaussée avec toitures horizontales (sans éléments fragiles susceptibles de se rompre dans l'enveloppe, les façades et la toiture)	$H/300$	

A.2 Flèches verticales des portiques

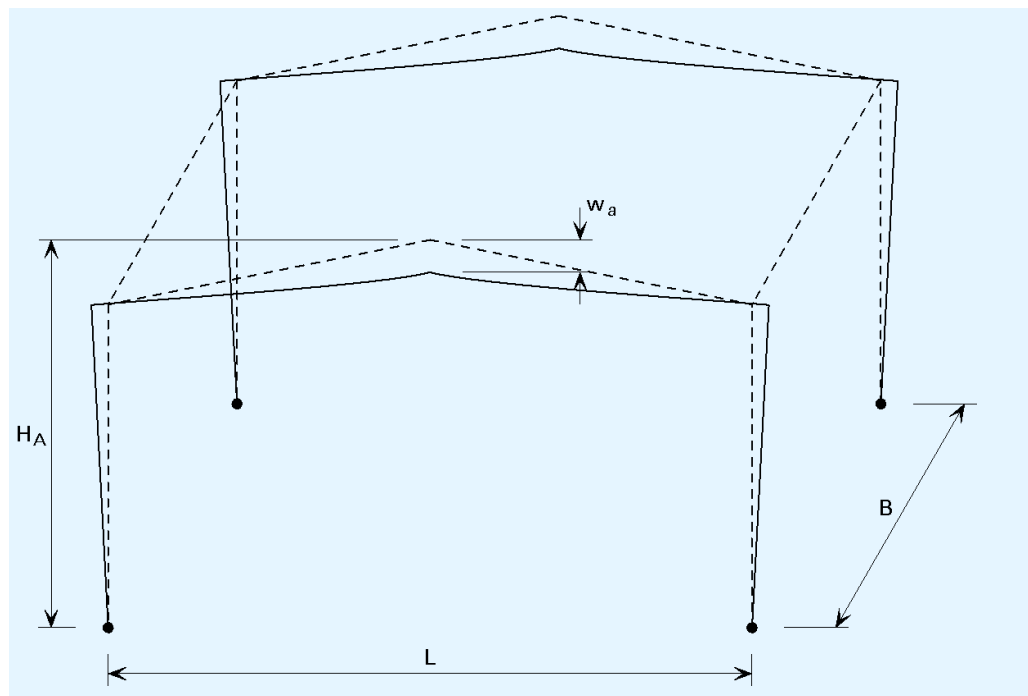


Figure A.2 Définition de la flèche verticale au faîtage d'un portique

Des valeurs limites typiques pour les flèches verticales de quelques pays sont données dans le Tableau A.2.

Tableau A.2 Valeurs limites pour les flèches verticales

Pays	Structure	Flèches limites		Commentaires
		w_{max}	w_3	
France	Toitures en général	$L/200$	$L/250$	Les valeurs sont données dans l'Annexe Nationale à la NF EN 1993-1-1 et doivent être utilisées si rien d'autre n'est convenu avec le client.
	Toitures supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	$L/200$	$L/300$	
	Toitures supportant des cloisons en plâtre ou réalisées avec d'autres matériaux fragiles ou rigides	$L/250$	$L/350$	
Allemagne				Il n'existe pas de limites de flèches au plan national. Les limites doivent être choisies selon les instructions des fabricants (agrément techniques) ou doivent être convenues avec le client.

A.2.1 Flèches verticales pour les barres de toitures horizontales

États limites de service

Des valeurs pour les flèches limites sont données dans le Tableau A.3 pour quelques pays européens. La définition des flèches verticales de l'Annexe A de l'EN 1990 est reprise à la Figure A.3.

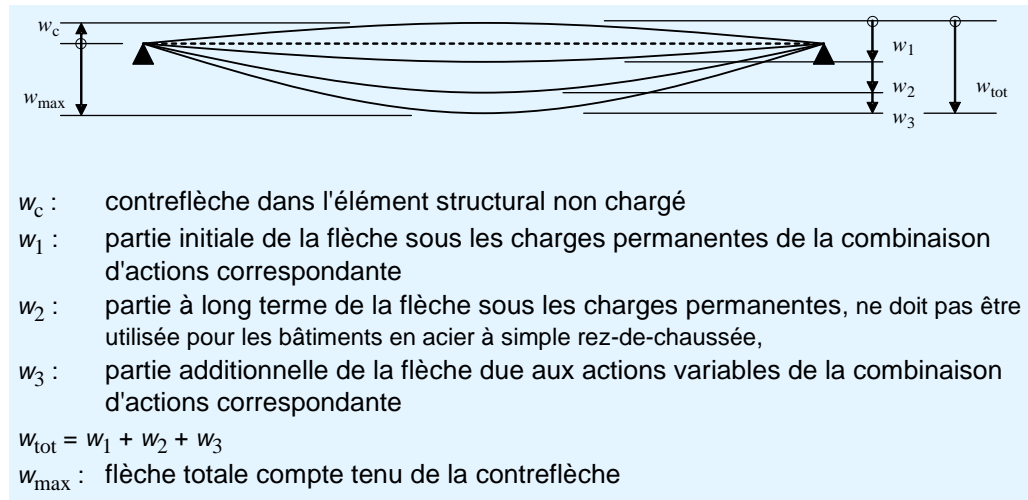


Figure A.3 Définition des flèches verticales

Tableau A.3 Valeurs limites maximales recommandées pour les flèches verticales

Pays	Structure	Flèches limites		Commentaires
		w_{max}	w_3	
France	Toitures en général	$L/200$	$L/250$	Les valeurs sont données dans l'Annexe Nationale à la NF EN 1993-1-1 et doivent être utilisées si rien d'autre n'est convenu avec le client. Les valeurs des déplacements calculés à partir des combinaisons caractéristiques doivent être comparées à ces limites.
	Toitures supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	$L/200$	$L/300$	
	Toitures supportant des cloisons en plâtre ou réalisées avec d'autres matériaux fragiles ou rigides	$L/250$	$L/350$	
Allemagne				Il n'existe pas de limites de flèches au plan national. Les limites doivent être choisies selon les instructions des fabricants (agrément techniques) ou doivent être convenues avec le client.
Espagne	Toitures en général	$L/300(*)$	-	Les valeurs sont fournies dans les documents techniques nationaux pour les structures en acier et dans le Règlement Technique des Bâtiments et elles doivent être utilisées si rien d'autre n'est convenu avec le client.
	Toitures avec accès seulement pour l'entretien	$L/250(*)$		

(*) Ces valeurs se réfèrent à $w_2 + w_3$ mais $w_2 = 0$ pour les structures en acier.

État limite ultime : Effet de mare

Lorsque la pente de la toiture est inférieure à 5 %, des calculs complémentaires doivent être menés pour vérifier que la ruine ne peut pas survenir du fait du poids de l'eau :

- soit collectée dans des mares qui peuvent se former en raison de la flèche prise par les éléments structuraux ou de toiture
- ou retenue par la neige.

Ces vérifications complémentaires doivent être fondées sur les combinaisons à l'ELU.

La contreflèche des poutres peut réduire la probabilité d'accumulation d'eau de pluie dans les mares, sous réserve que les orifices d'évacuation soient disposés dans des zones appropriées.

ANNEXE B Calcul de $\alpha_{cr,est}$

B.1 Généralités

Le § 5.2.1 (4)B de l'EN 1993-1-1 donne :

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

Néanmoins, cette démarche ne peut être appliquée que si la charge axiale dans la traverse n'est pas significative. La Note 2B du § 5.2.1(4)B précise que « significatif » correspond à :

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}}, \text{ qui peut s'écrire sous une autre forme permettant de clarifier}$$

que la charge axiale n'est pas significative si: $N_{Ed} \leq 0,09N_{cr}$

où :

N_{cr} est la charge de flambement critique élastique pour la portée totale de la traverse (ou de la paire d'arbalétriers), c'est-à-dire $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$

L est la longueur développée de la traverse, de poteau à poteau, prise égale à la portée/cos θ (θ est la pente de la toiture).

Si la charge axiale dans la traverse dépasse cette limite, l'expression de l'EN 1993-1-1 ne peut pas être utilisée.

Une expression alternative, prenant en compte l'effort normal dans la traverse, a été développée par J. Lim et C. King^[6]. Elle est détaillée ci-dessous.

Pour les portiques à traverse brisée :

$$\alpha_{cr,est} = \min (\alpha_{cr,s,est}; \alpha_{cr,r,est})$$

où :

$\alpha_{cr,s,est}$ est une estimation de α_{cr} pour un mode d'instabilité à nœuds déplaçables

$\alpha_{cr,r,est}$ est une estimation de α_{cr} pour un mode de flambement par claquage de la traverse. Ce mode d'instabilité ne doit être vérifié que pour les portiques à trois travées ou plus, ou si la traverse est horizontale, ou si les poteaux ne sont pas verticaux.

B.2 Facteur $\alpha_{cr,s,est}$

Les paramètres nécessaires au calcul de $\alpha_{cr,s,est}$ pour un portique sont présentés à la Figure B.1. δ_{NHF} est le déplacement latéral en tête de chaque poteau soumis à une force latérale fictive H_{NHF} (l'intensité de la force latérale totale est arbitraire car elle ne sert qu'à déterminer la rigidité latérale). L'effort

horizontal appliqué en tête de chaque poteau doit être proportionnel à la réaction verticale.

En pratique, l'application de cette recommandation consiste à calculer H_{NHF} égale à 1/200 de la réaction verticale en pied de poteau. Dans les combinaisons comprenant les actions du vent, H_{NHF} doit toujours être pris égal à 1/200 de la réaction verticale en pied de poteau.

En calculant δ_{NHF} , seules les forces fictives, H_{NHF} , sont appliquées au portique. La rigidité du pied de poteau peut être introduite dans l'analyse (comme expliqué au Paragraphe 3.4).

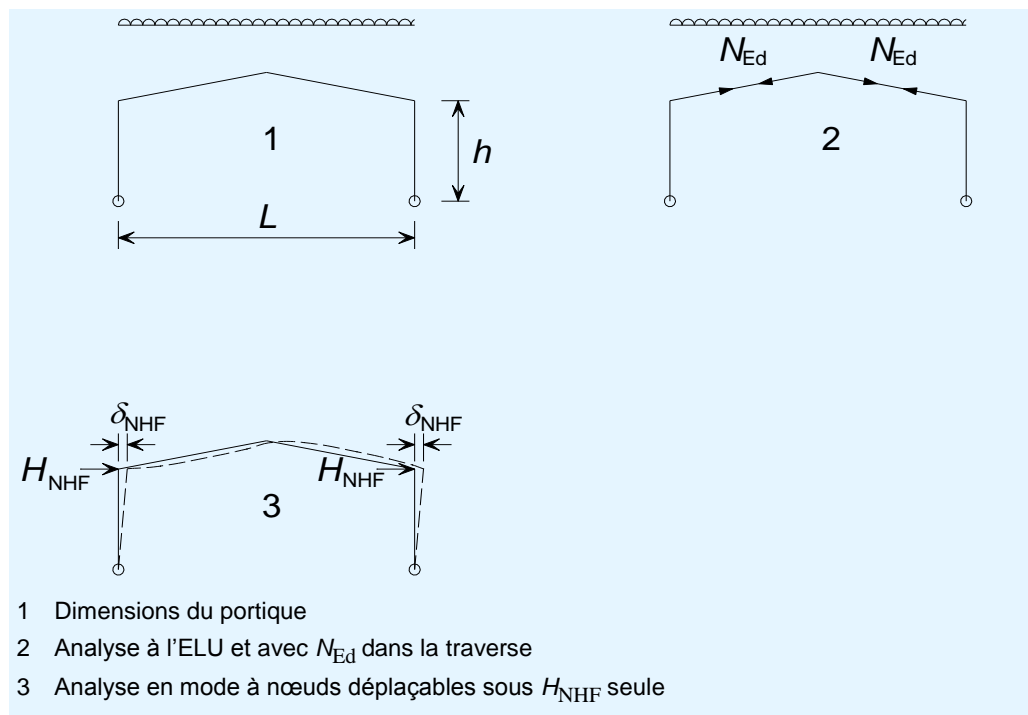


Figure B.1 Calcul de α_{cr}

α_{cr} peut alors être calculé avec :

$$\alpha_{cr} = \frac{h}{200\delta_{NHF}}$$

La plus petite valeur de α_{cr} pour chaque poteau est retenue pour le portique dans son ensemble.

$\alpha_{cr,s,est}$ peut alors être calculé avec :

$$\alpha_{cr,s,est} = 0,8 \left\{ 1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{cr,R}} \right)_{\max} \right\} \alpha_{cr}$$

où :

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{cr,R}} \right)_{\max}$$
 est le ratio maximum dans une traverse quelconque

Partie 4 : Conception et calcul des portiques

N_{Ed} est l'effort normal dans la traverse à l'ELU (voir Figure B.1)

$N_{cr,R} = \frac{\pi^2 EI_r}{L^2}$ est la force critique d'Euler pour la portée entière de la traverse (ou de la paire d'arbalétriers) supposée articulée.

L est la longueur développée de la traverse, de poteau à poteau, prise égale à la portée/cos θ (θ étant la pente de la toiture)

I_r est l'inertie de flexion en plan de la traverse

Facteur $\alpha_{cr,r,est}$

Ce calcul doit être mené si le portique possède trois travées ou plus ou si la traverse est horizontale.

Pour les portiques dont la pente des traverses est inférieure à 1/2 (26°), $\alpha_{cr,r,est}$ peut être pris égale à :

$$\alpha_{cr,r,est} = \left(\frac{D}{L} \right) \left(\frac{55,7(4 + L/h)}{\Omega - 1} \right) \left(\frac{I_c + I_r}{I_r} \right) \left(\frac{275}{f_{yr}} \right) (\tan 2\theta_r)$$

mais où $\Omega \leq 1$, $\alpha_{cr,r,est} = \infty$

où :

D est la hauteur de la section transversale, h

L est la portée de la baie

h est la hauteur moyenne du poteau, de son pied, au jarret ou à la noue

I_c est l'inertie de flexion en plan du poteau (prise égale à zéro si le poteau n'est pas assemblé rigidement à la traverse ou si la traverse est supportée sur une poutre de noue)

I_r est l'inertie de flexion de la traverse

f_{yr} est la limite d'élasticité nominale des traverses en N/mm^2

θ_r est la pente de la toiture si elle est symétrique, sinon $\theta_r = \tan^{-1}(2h_r/L)$

h_r est la hauteur de faîtage de toiture prise au-dessus d'une ligne droite entre les têtes des poteaux

Ω est le rapport W_r/W_0

W_0 est la valeur de W_r pour la ruine plastique des traverses prises comme des poutres bi-encastées de portée L

W_r est la charge verticale pondérée totale sur les traverses de la baie.

Si les deux poteaux ou les deux traverses d'une baie sont différents, il convient d'utiliser la valeur moyenne de I_c .

ANNEXE C Détermination de M_{cr} et de N_{cr}

C.1 M_{cr} pour les barres uniformes

C.1.1 Expression générale

La méthode donnée en C.1.1 s'applique seulement aux barres droites uniformes pour lesquelles la section transversale est symétrique par rapport au plan de flexion.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$$

Dans le cas d'un portique, $k = 1$ et $k_w = 1$. La charge transversale est supposée appliquée au centre de cisaillement et par conséquent $C_2 z_g = 0$. L'expression peut se simplifier sous la forme :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

E est le module de Young ($E = 210000 \text{ N/mm}^2$)

G est le module de cisaillement ($G = 81000 \text{ N/mm}^2$)

I_z est l'inertie de flexion par rapport à l'axe faible z

I_t est l'inertie de torsion

I_w est l'inertie de gauchissement

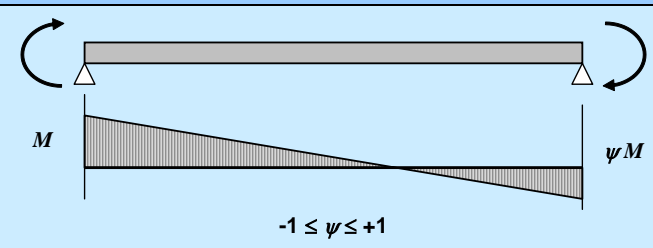
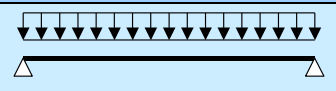
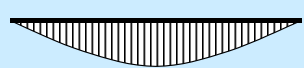
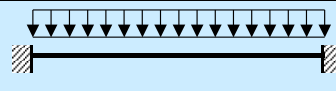

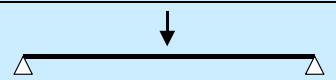

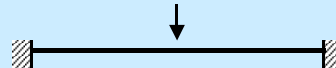

L est la longueur de la barre entre points de maintiens latéraux

C_1 dépend de la forme du diagramme de moments fléchissants

C.1.2 Facteur C_1

Le facteur C_1 peut être déterminé à partir du Tableau C.1, pour les barres soumises à deux moments d'extrémité ; et pour quelques cas de chargements transversaux.

Tableau C.1 Facteur C_1

Chargement par moments d'extrémité		ψ	C_1
		+1,00	1,00
		+0,75	1,17
		+0,50	1,36
		+0,25	1,56
		0,00	1,77
		-0,25	2,00
		-0,50	2,24
		-0,75	2,49
		-1,00	2,76
Chargements transversaux			
		0,94	1,17
		0,62	2,60
		0,86	1,35
		0,77	1,69

C.2 M_{cr} pour les barres avec maintiens ponctuels de la semelle tendue

Il est possible de profiter de la présence des maintiens de la semelle tendue, cela pouvant conduire à une plus grande résistance de la barre au déversement.

De tels maintiens sont généralement assurés par des éléments attachés sur la semelle tendue de la barre (les pannes par exemple).

Leur espacement doit satisfaire les exigences pour L_m comme indiqué au § BB.3.1.1 de l'EN 1993-1-1.

C.2.1 Expression générale

Pour le cas général d'une barre de hauteur variable, mais symétrique par rapport à l'axe faible, et soumise à un moment variable :

$$M_{cr} = c^2 C_m M_{cr0} \quad \text{pour les barres avec un diagramme de moment linéairement variable}$$

ou

$$M_{cr} = c^2 C_n M_{cr0} \quad \text{pour les barres avec un diagramme de moment non linéairement variable}$$

où

M_{cr0} est le moment critique pour une barre soumise à un moment uniforme.
Les expressions de M_{cr0} sont données en C.2.2

c tient compte de la variation de hauteur ($c = 1$ pour les barre de hauteur uniforme)

La valeur de c est donnée dans l'Annexe BB.3.3.3 de l'EN 1993-1-1 en fonction de la hauteur de la barre à l'extrémité la moins haute sous réserve que $1 \leq h_{\max}/h_{\min} \leq 3$. Il est à noter que l'expression de c vient de la référence 4 pour les éléments où $\lambda \leq 1,05$, ce qui est courant pour les renforts de portiques,

C_m prend en compte la variation linéaire du moment. Sa valeur est donnée par l'expression BB.13 de l'Annexe BB de l'EN 1993-1-1. Il est recommandé que $C_m \leq 2,7$,

C_n prend en compte la variation non linéaire du moment. Sa valeur est donnée par l'expression BB.14 de l'Annexe BB de l'EN 1993-1-1. Il est recommandé que $C_n \leq 2,7$.

Pour l'utilisation de l'Annexe BB.3.3.2 de l'EN 1993-1-1, les points suivants nécessitent une clarification :

La même définition de moments « positif » et « négatif » s'applique comme dans le paragraphe BB.3.3.1 : les moments qui produisent une compression dans la semelle non maintenue doivent être considérés comme positifs.

Ceci est fondamental car seules les valeurs positives de R doivent être retenues.

BB.3.3.2 suppose que les charges sont appliquées au centre de cisaillement.

C.2.2 Calcul de M_{cr0}

Pour les sections uniformes, symétriques par rapport à l'axe faible, et maintenues à intervalles le long de la semelle tendue :

$$M_{cr0} = \frac{1}{2a} \left(\frac{\pi^2 EI_z a^2}{L_t^2} + \frac{\pi^2 EI_w}{L_t^2} + GI_t \right)$$

$$\text{mais } M_{cr0} \leq \frac{\pi^2 EI_z}{s^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{s^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

où :

a est la distance entre l'axe longitudinal maintenu (par exemple le centre de gravité des pannes) et le centre de cisaillement de la barre. Ceci prend en compte le fait que le maintien efficace est légèrement décalé de la semelle

L_t est la longueur du tronçon entre les maintiens en torsion des deux semelles, le long de l'élément

s est la distance entre les maintiens le long de l'axe longitudinal maintenu (par exemple l'espacement entre les pannes).

Pour les barres à hauteur variable ou les barres avec renforts, M_{cr0} est calculé en utilisant les propriétés de la section aux extrémités les moins hautes.

Les paramètres a , L_t et s sont représentés à la Figure C.1

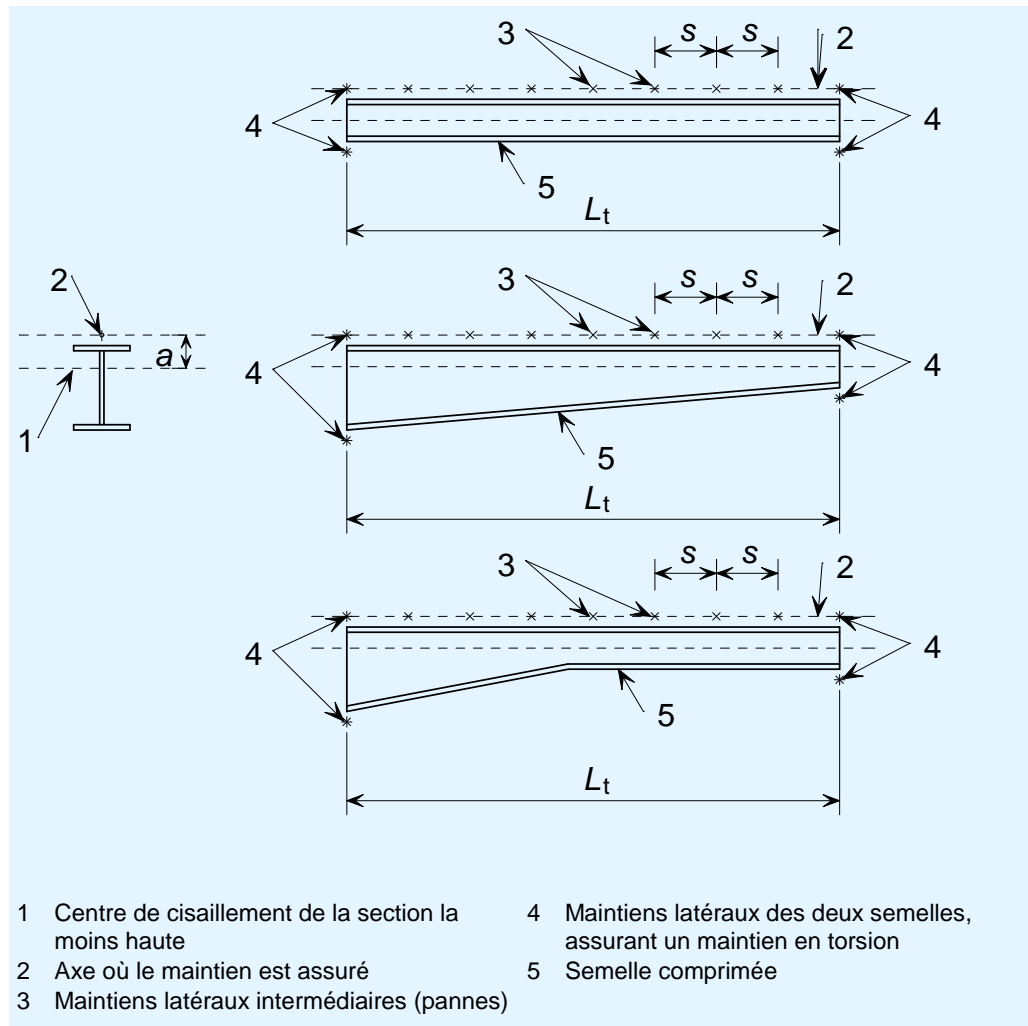


Figure C.1 Disposition des maintiens de semelles tendues

C.3 N_{cr} pour les barres uniformes avec maintiens ponctuels de la semelle tendue

Il est possible de profiter de la présence des maintiens de la semelle tendue, cela peut conduire à une plus grande résistance de la barre au flambement.

De tels maintiens sont généralement assurés par des éléments attachés sur la semelle tendue de la barre (les pannes par exemple).

C.3.1 Expression générale

Pour les sections transversales de Classe 1, 2 ou 3, le § 6.3.1.2 de l'EN 1993-1-1 donne :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad \text{où} \quad N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad \text{pour le flambement par flexion}$$

C.3.2 N_{crT} pour les barres uniformes avec maintiens ponctuels de la semelle tendue

La force critique de flambement élastique pour une section en I avec maintiens intermédiaires de la semelle tendue est donnée en BB.3.3.1 sous la forme suivante :

$$N_{crT} = \frac{1}{i_s^2} \left(\frac{\pi^2 EI_z a^2}{L_t^2} + \frac{\pi^2 EI_w}{L_t^2} + GI_t \right)$$

où :

$$i_s^2 = i_y^2 + i_z^2 + a^2$$

L_t est la longueur du tronçon le long de la barre entre maintiens en torsion des deux semelles

a est défini en C.1.

Pour les barres à hauteur variable ou les barres avec renforts, N_{crT} est calculé en utilisant les propriétés de la section aux extrémités les moins hautes.

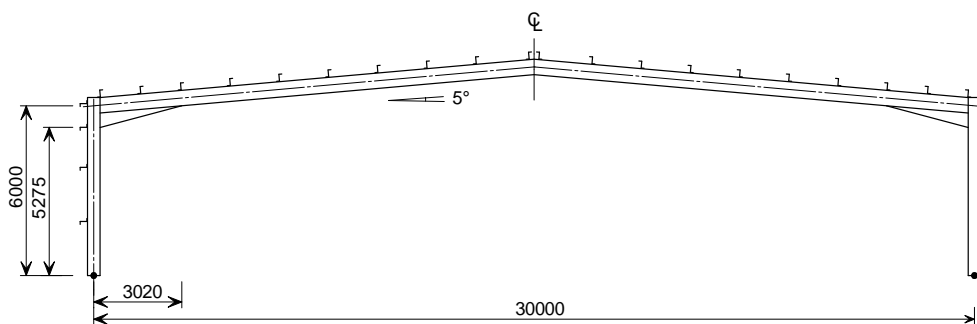
ANNEXE D

Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique

1. Analyse élastique d'un portique à une seule travée

Cet exemple présente le calcul d'un portique d'un bâtiment à simple rez-de-chaussée, en utilisant une méthode d'analyse globale élastique. Ici, seules les actions gravitaires sont étudiées. L'ossature est fabriquée à partir de sections en I laminées à chaud pour les traverses et les poteaux.

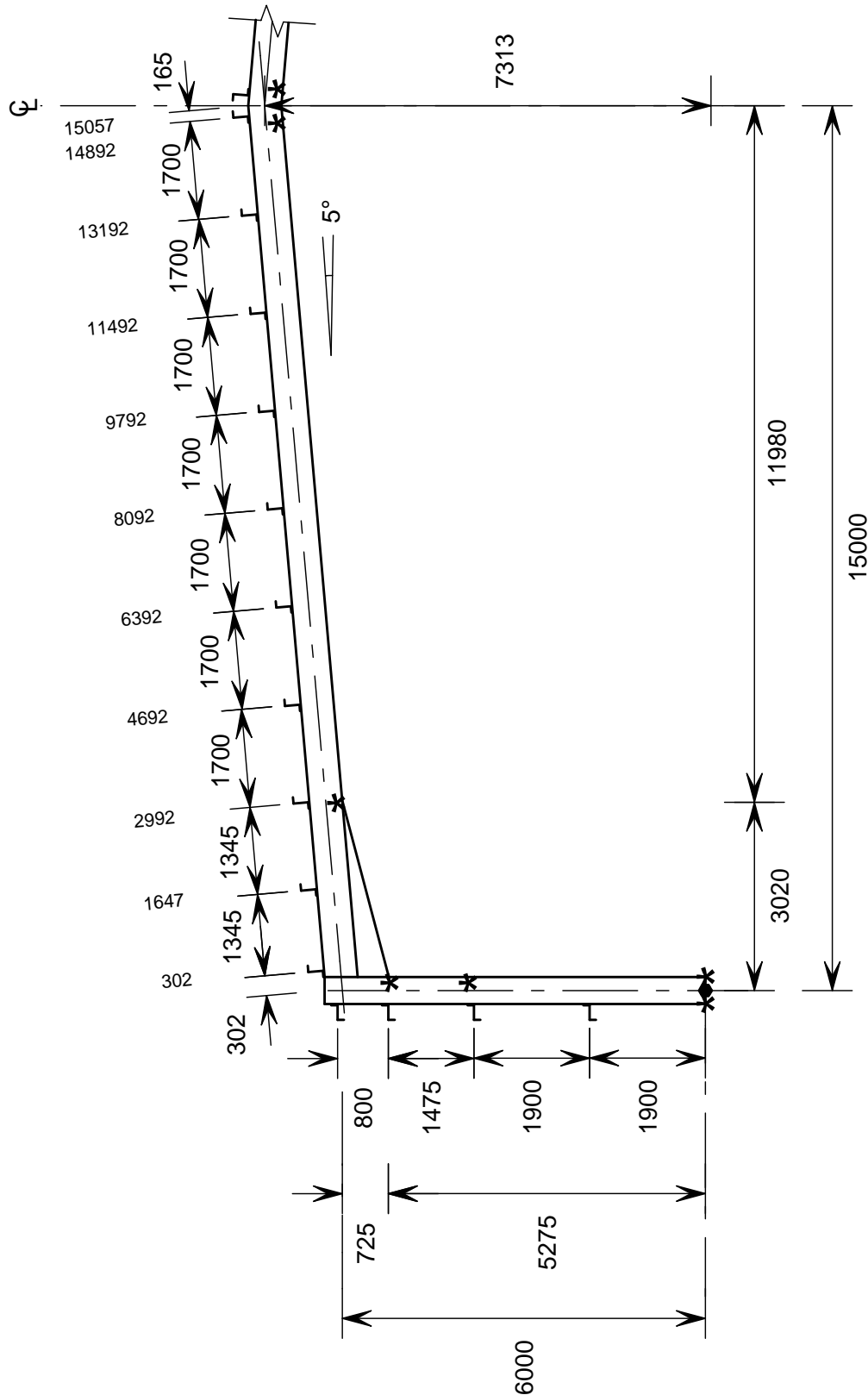
2. Géométrie du portique



Espacement des portiques = 7,2 m

Les bacs acier de la couverture et le bardage sont supportés par des pannes et des lisses de bardage.

Les pannes ont été disposées provisoirement à des intervalles compris entre 1500 mm et 1800 mm comme le montre la figure. De même, les lisses de bardage sont placées a priori à des distances ne dépassant pas 2000 mm. Les vérifications des traverses et des poteaux peuvent conduire à modifier ces dispositions.



* maintiens en torsion des semelles internes

3. Actions

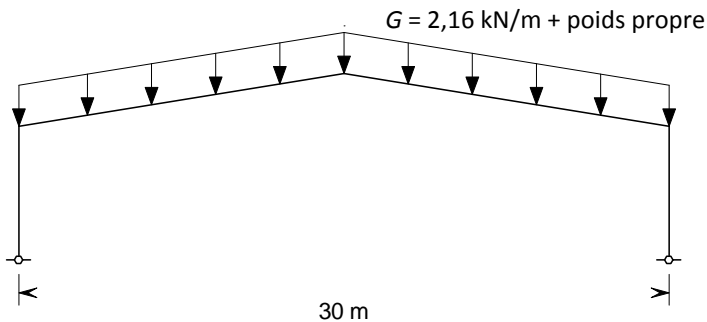
3.1. Charges permanentes

$$G = G_{\text{poids propre}} + G_{\text{toiture}}$$

$G_{\text{poids propre}}$: poids propre des poutres

G_{toiture} : couverture avec les pannes $G_{\text{toiture}} = 0,30 \text{ kN/m}^2$

$$\Rightarrow \text{pour un portique courant : } G_{\text{toiture}} = 0,30 \times 7,20 = 2,16 \text{ kN/m}$$

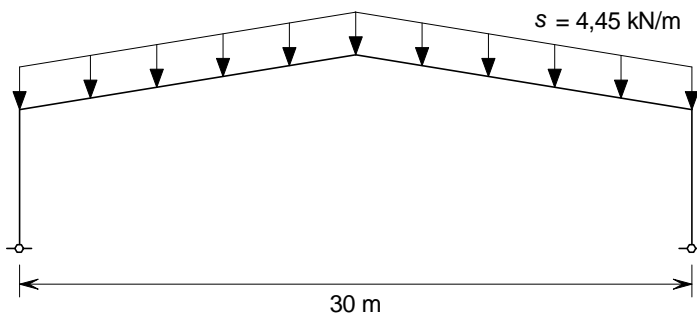


EN 1991-1-1

3.2. Charges de neige

Valeur caractéristique de la charge de neige sur la toiture dans un endroit donné, dans un pays particulier et à une certaine altitude : $s_k = 0,618 \text{ kN/m}^2$

$$\Rightarrow \text{pour un portique courant : } s = 0,618 \times 7,20 = 4,45 \text{ kN/m}$$

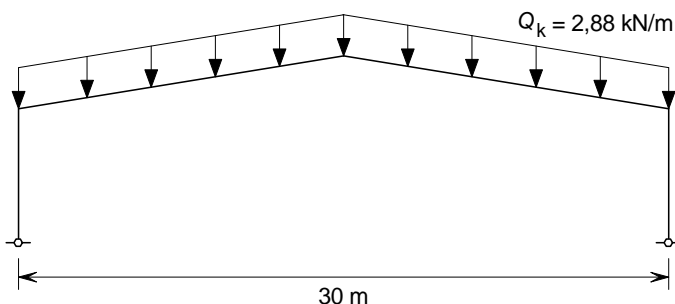


EN 1991-1-3

3.3. Charge d'exploitation sur la toiture

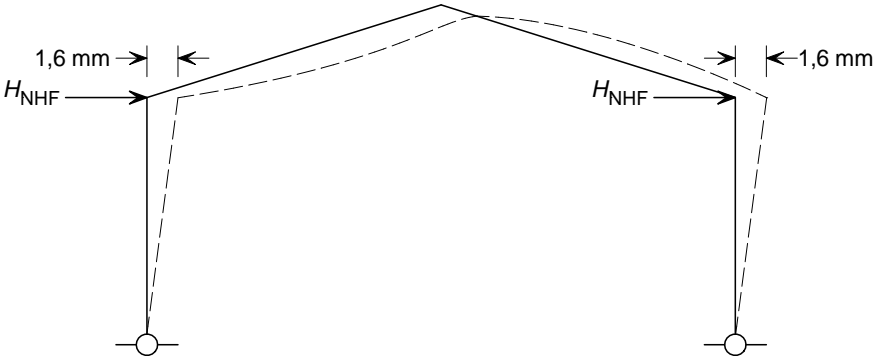
Valeurs caractéristiques de l'action sur la toiture (catégorie H : non accessible) : $q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$

$$\Rightarrow \text{pour un portique courant : } q_k = 0,4 \times 7,20 = 2,88 \text{ kN/m}$$

EN 1991-1-1
Tableau 6.10

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	4 sur 46
<p>3.4. Combinaisons d'actions</p> <p>Par simplification, les actions du vent ne sont pas étudiées dans cet exemple. En conséquence, la combinaison critique de calcul pour dimensionner les barres est : $\gamma_G G + \gamma_Q Q$</p> <p>où :</p> <p>Q est le maximum de la charge de neige et de la charge d'exploitation.</p> <p>$\gamma_G = 1,35$ (actions permanentes)</p> <p>$\gamma_Q = 1,50$ (actions variables)</p> <p>Les charges de neige sur la toiture sont plus élevées que les charges d'exploitation. En conséquence : $Q = 4,45$ kN/m</p> <p>4. Prédimensionnement</p> <p>Le guide <i>Bâtiments en acier à simple rez-de-chaussée. Partie 2 : Conception</i>^[2] donne un tableau de prédimensionnement des barres en fonction de la charge sur la traverse et de la hauteur au jarret.</p> <p>Charge sur la traverse $= 1,35 (2,16 + \text{poids propre}) + 1,5 \times 4,45 = 9,6$ kN/m + poids propre. Prenons 10 kN/m en supposant que cela inclut le poids propre.</p> <p>La section choisie pour la traverse est un IPE 450 en acier S355.</p> <p>La section choisie pour le poteau est un IPE 500 en acier S355.</p> <p>5. Coefficient d'amplification pour provoquer le flambement α_{cr}</p> <p>Pour évaluer la sensibilité de la structure aux effets du 2^{ème} ordre, il faut calculer le coefficient α_{cr} par lequel la charge de calcul devrait être multipliée pour provoquer l'instabilité élastique. Ce calcul exige de connaître les déformations de la structure sous une combinaison d'actions donnée.</p> <p>Une analyse élastique a été menée pour calculer les réactions sous les charges verticales à l'ELU. Elle a donné les résultats suivants :</p> <p>Réaction verticale en pied de poteau : $V_{Ed} = 168$ kN</p> <p>Réaction horizontale en pied de poteau : $H_{Ed} = 116$ kN</p> <p>Effort normal maximum dans les traverses : $N_{R,Ed} = 130$ kN</p>		<p>EN 1990</p> <p>EN 1993-1-1 § 5.2.1</p>

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	5 sur 46
<p>5.1. Compression axiale dans la traverse</p> <p>Selon la norme, si la compression axiale dans la traverse est significative alors α_{cr} n'est pas applicable. Dans de telles situations, l'Annexe B du présent document recommande, à la place, d'utiliser le coefficient $\alpha_{cr,est}$:</p> <p>La compression axiale est significative si $\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}}$</p> <p>ou si $N_{Ed} \geq 0,09 N_{cr}$, qui est une expression équivalente.</p> <p>N_{Ed} est l'effort normal de calcul à l'ELU dans la traverse, noté $N_{R,Ed}$ dans cet exemple.</p> <p>L_{cr} est la longueur développée de la traverse (ou de la paire d'arbalétriers) de poteau à poteau.</p> $L_{cr} = \frac{30}{\cos 5^\circ} = 30,1 \text{ m}$ $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 33740 \times 10^4}{(30,1 \times 10^3)^2} \times 10^{-3} = 772 \text{ kN}$ <p>$0,09 N_{cr} = 0,09 \times 772 = 69 \text{ kN}$</p> <p>$N_{R,Ed} = 130 \text{ kN} > 69 \text{ kN}$</p> <p>Par conséquent, la compression axiale dans la traverse est significative et il n'est pas possible d'appliquer α_{cr} à partir de l'EN 1993-1-1.</p> <p>En suivant les explications de l'Annexe B, la stabilité du portique est supposée fondée sur le coefficient $\alpha_{cr,est}$, du Paragraphe 5.2.</p> <p>5.2. Calcul de $\alpha_{cr,est}$</p> <p>Pour une ossature de toiture à deux versants : $\alpha_{cr,est} = \min(\alpha_{cr,s,est} ; \alpha_{cr,r,est})$</p> <p>$\alpha_{cr,r,est}$ n'a besoin d'être vérifié que pour les portiques à 3 travées ou plus.</p> <p>Pour estimer la stabilité de l'ossature, il est possible d'utiliser la rigidité en pied de poteau. Dans cet exemple, une rigidité de pied de poteau égale à 10 % de la rigidité du poteau a été supposée pour prendre en compte le fait qu'ils sont nominalement articulés.</p> <p>Pour calculer α_{cr}, une force horizontale fictive est appliquée au portique et le déplacement horizontal des têtes de poteaux est déterminé pour ce chargement.</p> <p>La force horizontale fictive est :</p> $H_{NHF} = \frac{1}{200} V_{Ed} = \frac{1}{200} \times 168 = 0,84 \text{ kN}$ <p>Sous l'action de cette force, le déplacement horizontal en tête de poteau obtenu à l'aide de l'analyse élastique, est égal à 1,6 mm.</p>		<p>EN 1993-1-1 § 5.2.1(4) Note 2B</p> <p>Annexe B du présent document</p> <p>Annexe B du présent document</p>

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	6 sur 46
 <p>$\alpha_{cr,s,est}$ est calculé comme suit :</p> $\alpha_{cr,s,est} = 0,8 \left\{ 1 - \left(\frac{N_{R,Ed}}{N_{R,cr}} \right)_{\max} \right\} \left\{ \frac{1}{200} \frac{h}{\delta_{NHF}} \right\}$ $= 0,8 \left\{ 1 - \left(\frac{130}{772} \right) \right\} \left\{ \frac{1}{200} \frac{6000}{1,6} \right\} = 12,5$ <p>Donc $\alpha_{cr,est} = \alpha_{cr,s,est} = 12,5 > 10$</p> <p>Une analyse élastique au premier ordre peut être utilisée et les effets du second ordre n'ont pas besoin d'être pris en compte.</p> <h2>6. Imperfections des portiques</h2> <p>Le défaut global d'aplomb initial peut être déterminé à partir de</p> $\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$ $\phi_0 = 1/200$ $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{6,0}} = 0,82$ $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} = 0,87 = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{2} \right)} = 0,87$ $m = 2 \text{ (nombre de poteaux)}$ $\phi = \frac{1}{200} \times 0,82 \times 0,87 = 3,56 \times 10^{-3}$ <p>Les défauts globaux d'aplomb initiaux peuvent être pris en compte de deux manières :</p> <ul style="list-style-type: none"> • en modélisant la structure avec un faux aplomb, • en appliquant des forces horizontales équivalentes (FHE). <p>Le recours à des forces horizontales équivalentes est la démarche préférée et c'est la méthode qui est utilisée dans cet exemple. Les forces horizontales équivalentes sont calculées de la manière suivante :</p> $H_{FHE} = \phi V_{Ed}$		<p>Annexe B du présent document</p> <p>Paragraphe 2.2 du présent document</p> <p>EN 1993-1-1 § 5.3.2</p>

Cependant, il est possible de ne pas tenir compte des défauts globaux d'aplomb si $H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$.

Le Tableau 1 montre les réactions d'appui totales pour la structure dans le but de déterminer H_{Ed} et V_{Ed} .

Tableau 1 Réactions verticales et horizontales

	Poteau gauche (kN)		Poteau droit (kN)		Réaction totale (kN)		0,15 V_{Ed} (kN)
	H_{Ed}	V_{Ed}	H_{Ed}	V_{Ed}	H_{Ed}	V_{Ed}	
Réactions	116	168	-116	168	0	336	50

$$H_{Ed} = 0 < 0,15 V_{Ed}$$

En conséquence, les défauts globaux d'aplomb initiaux doivent être pris en compte.

Les forces horizontales équivalentes sont :

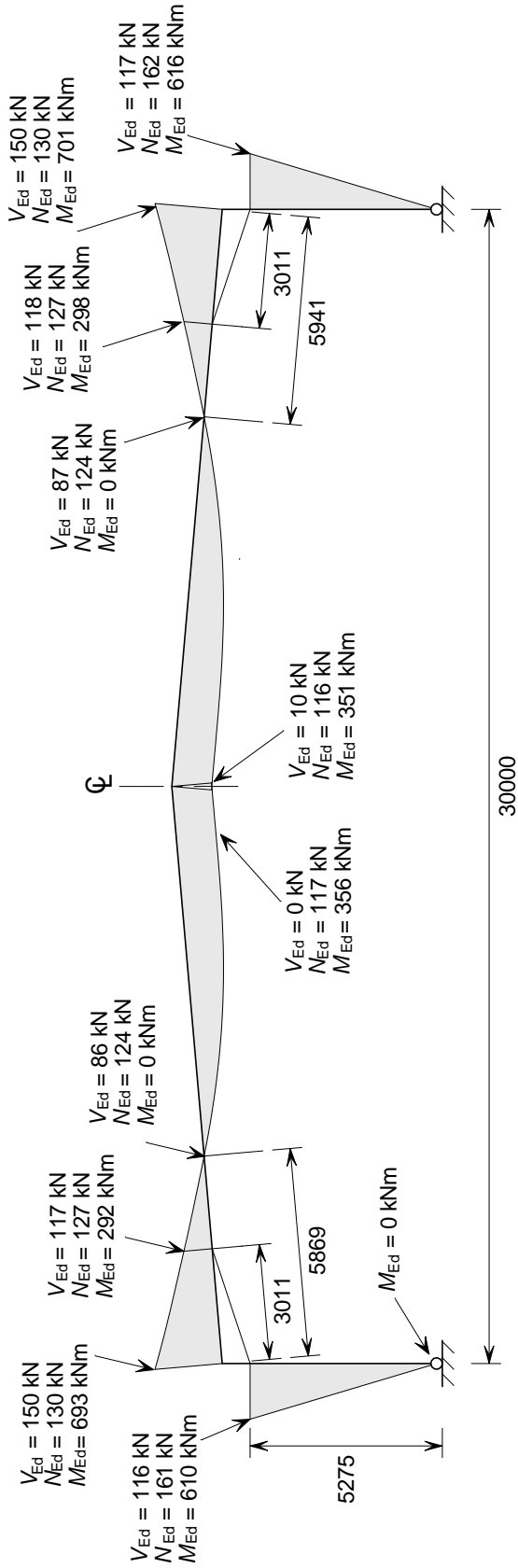
$$H_{FHE} = \phi V_{Ed, poteau} = 3,56 \times 10^{-3} \times 168 = 0,60 \text{ kN}$$

Ces forces sont appliquées en tête de chaque poteau et elles sont combinées avec les actions permanentes et les actions variables.

Pour l'analyse à l'ELU, les pieds de poteau sont modélisés comme articulés. Sinon, les détails de la base du poteau et de la fondation devraient être conçus en fonction du moment résultant.

La figure suivante montre les sollicitations dans le portique soumis aux charges d'ELU qui comprennent les forces horizontales équivalentes.

EN 1993-1-1
§ 5.3.2(4)



Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	9 sur 46
<p>7. Résumé de la vérification des barres</p> <p>La résistance de la section transversale et la résistance au flambement sont vérifiées pour chaque barre. Les paragraphes 7.1 et 7.2 contiennent un résumé des vérifications menées pour chaque élément du portique.</p> <p>7.1. Vérification de la section transversale</p> <p>La résistance de la section transversale doit être vérifiée d'après le paragraphe 6.2 de l'EN 1993-1-1.</p> <p>Les vérifications de la section transversale effectuées dans cet exemple sont :</p> <p>La résistance au cisaillement :</p> $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$ <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6</p> <p>La résistance à la compression :</p> $N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$ <p>EN 1993-1-1 § 6.2.4</p> <p>La résistance à la flexion :</p> $M_{Ed} \leq M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}}$ <p>EN 1993-1-1 § 6.2.5</p> <p>En outre, les interactions entre le moment de flexion et l'effort tranchant et entre le moment de flexion et l'effort normal doivent être vérifiées.</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.8 § 6.2.9</p> <p>7.2. Vérification de la stabilité</p> <p>Les traverses et les poteaux doivent être vérifiés pour l'instabilité hors-plan entre les maintiens et pour l'instabilité dans le plan.</p> <p>Les vérifications au flambement dû à l'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant sont menées en utilisant les expressions 6.61 et 6.62 de l'EN 1993-1-1.</p> <p>EN 1993-1-1 Expressions (6.61) et (6.62)</p> $\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$ $\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$		

Pour les portiques à simple rez-de-chaussée traditionnels, ces expressions se simplifient de la manière suivante :

$$\Delta M_{y,Ed} = 0 \text{ et } \Delta M_{z,Ed} = 0 \text{ pour les sections de Classe 1, 2 ou 3.}$$

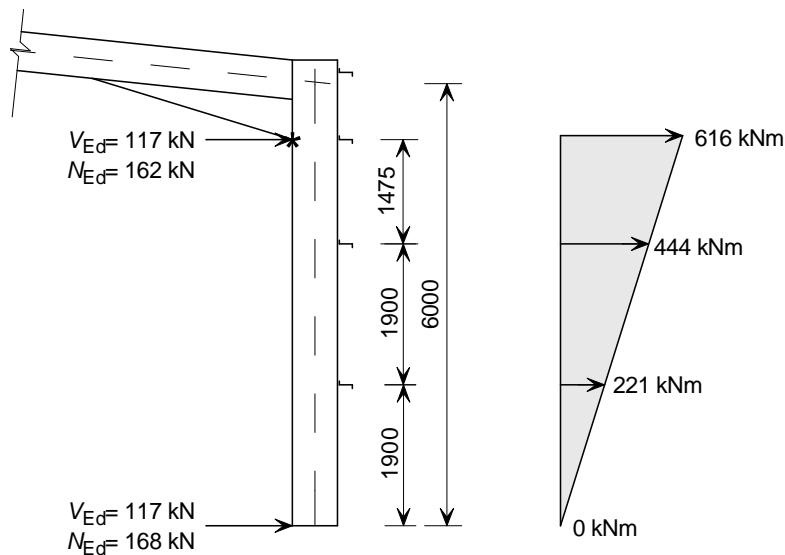
$$M_{z,Ed} = 0$$

En conséquence, les expressions (6.61) et (6.62) peuvent être écrites sous la forme :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \text{ et } \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

L'expression (6.61) est destinée à vérifier le flambement dans le plan et l'expression (6.62) le flambement hors-plan.

POTEAU : IPE 500 en acier S355



Propriétés de la section :

$$\begin{aligned}
 h &= 500 \text{ mm} & A &= 11600 \text{ mm}^2 \\
 b &= 200 \text{ mm} & W_{pl,y} &= 2194 \times 10^3 \text{ mm}^3 \\
 t_w &= 10,2 \text{ mm} & I_y &= 48200 \times 10^4 \text{ mm}^4 & i_y &= 204 \text{ mm} \\
 t_f &= 16 \text{ mm} & I_z &= 2142 \times 10^4 \text{ mm}^4 & i_z &= 43,1 \text{ mm} \\
 r &= 21 \text{ mm} & I_t &= 89,3 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\
 h_w &= 468 \text{ mm} & I_w &= 1249 \times 10^9 \text{ mm}^6 \\
 d &= 426 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	11 sur 46
<p>7.3. Classification de la section transversale</p> <p>7.3.1. Ame</p> $\frac{c}{t_w} = \frac{426}{10,2} = 41,8$ $d_N = \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} = \frac{168000}{10,2 \times 355} = 46,4$ $\alpha = \frac{d_w + d_N}{2d_w} = \frac{426 + 46,4}{2 \times 426} = 0,55 > 0,50$ <p>La limite pour la Classe 1 est : $\frac{396 \varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \times 0,81}{13 \times 0,55 - 1} = 52,2$</p> <p>Soit : $\frac{c}{t_w} = 41,8 \leq 52,2$</p> <p>→ L'âme est de Classe 1.</p> <p>7.3.2. Semelle</p> $\frac{c}{t_f} = \frac{73,9}{16} = 4,6$ <p>La limite pour la Classe 1 est : $9 \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,3$</p> <p>Soit : $\frac{c}{t_f} = 4,6 \leq 8,3$</p> <p>→ La semelle est de Classe 1</p> <p>Ainsi, la section est de Classe 1. La vérification de la barre sera fondée sur la résistance plastique de la section transversale.</p> <p>7.4. Résistance de la section transversale</p> <p>7.4.1. Résistance au cisaillement</p> <p>Aire de cisaillement : $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ mais pas inférieure à $\eta h_w t_w$</p> $A_v = 11600 - 2 \times 200 \times 16 + (10,2 + 2 \times 21) \times 16 = 6035 \text{ mm}^2$ <p>$\eta = 1,0$ place en sécurité. Par conséquent :</p> $A_v \not\leq \eta h_w t_w = 1,0 \times 468 \times 10,2 = 4774 \text{ mm}^2$ <p>$\therefore A_v = 6035 \text{ mm}^2$</p> $V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{6035 (355 / \sqrt{3})}{1,0} \times 10^{-3} = 1237 \text{ kN}$ <p>$V_{Ed} = 117 \text{ kN} < 1237 \text{ kN}$ OK</p>		<p>EN 1993-1-1 Tableau 5.2 (Feuille 1)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 η à partir de l'EN 1993-1-1 § 6.2.6(3)</p>

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	12 sur 46
<p>Interaction flexion et cisaillement</p> <p>Lorsque l'effort tranchant et le moment fléchissant agissent simultanément sur une section transversale, l'effort tranchant peut être ignoré s'il est inférieur à 50 % de la résistance plastique au cisaillement.</p> $V_{Ed} = 117 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 \times 1237 = 619 \text{ kN}$ <p>Par conséquent, il est possible de négliger l'effet de l'effort tranchant sur le moment résistant.</p> <p>7.4.2. Résistance à la compression</p> $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 4118 \text{ kN}$ $N_{Ed} = 168 \text{ kN} \leq N_{c,Rd} = 4118 \text{ kN} \quad \text{OK}$ <p>Interaction flexion et effort normal</p> <p>Lorsque l'effort normal et le moment fléchissant agissent simultanément sur une section transversale, l'effort normal peut être ignoré à condition que les deux conditions suivantes soient satisfaites :</p> $N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad \text{et} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$ $0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times 4118 = 1030 \text{ kN}$ $\frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 468 \times 10,2 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 847 \text{ kN}$ $168 \text{ kN} < 1030 \text{ kN} \text{ and } 847 \text{ kN}, \quad \text{OK}$ <p>Par conséquent, l'effet de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligé.</p> <p>Résistance au moment fléchissant</p> $M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 779 \text{ kN.m}$ $M_{y,Ed} = 616 \text{ kN.m} < 779 \text{ kN.m} \quad \text{OK}$ <p>7.5. Flambement hors-plan</p> <p>Le risque de flambement hors-plan est vérifié avec l'expression (6.62) de l'EN 1993-1-1.</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ <p>Cette dernière doit être vérifiée entre les maintiens en torsion.</p>		<p>EN 1993-1-1 § 6.2.8</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.4</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.5</p>

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	13 sur 46
<p>Si la semelle tendue est maintenue en différents points situés entre les maintiens en torsion et si l'espacement entre les maintiens de la semelle tendue est suffisamment petit, il est possible de bénéficier de cette situation.</p> <p>Afin de déterminer si l'espace entre les maintiens est assez faible, l'Annexe BB de l'EN 1993-1-1 fournit une expression pour calculer l'espacement maximum. Si l'espacement réel entre les maintiens est plus petit que cette valeur calculée, alors les méthodes données dans l'Annexe C de ce document peuvent être utilisées pour calculer la force critique élastique et le moment critique de la section.</p> <p>Vérification de l'espacement entre maintiens intermédiaires</p> <p>Dans ce cas, le maintien de la semelle tendue est assuré par les lisses. Ces dernières sont espacées de 1900 mm.</p> <p>L'espacement limite, donné par l'Annexe BB de l'EN 1993-1-1, est :</p> $L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756C_1^2} \frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}}$ <p>C_1 est un facteur qui tient compte de la forme du diagramme de moment fléchissant. Les valeurs de C_1 pour différentes formes de diagramme sont données à l'Annexe C de ce document.</p> <p>Pour un diagramme linéaire, C_1 dépend du rapport entre les moments fléchissants minimum et maximum dans le tronçon considéré.</p> <p>Les rapports de moment fléchissants pour les tronçons médians et inférieurs du poteau (sans considérer le renfort) sont les suivants :</p> $\psi = \frac{222}{444} = 0,50 \rightarrow C_1 = 1,31$ $\psi = \frac{0}{222} = 0 \rightarrow C_1 = 1,77$ <p>$C_1 = 1,31$ étant le cas le plus défavorable, c'est donc celui qui sera analysé.</p> $L_m = \frac{38 \times 43,1}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{168 \times 10^3}{11600} \right) + \frac{1}{756 \times 1,31^2} \frac{(2194 \times 10^3)^2}{11600 \times 89,3 \times 10^4} \left(\frac{355}{235} \right)^2}}$ <p>$L_m = 1584$ mm</p> <p>L'espacement entre lisses est 1900 mm > 1584 mm</p> <p>Par conséquent, la procédure normale de calcul doit être adoptée et il n'est pas possible de tenir compte des maintiens de la semelle tendue.</p>		

EN 1993-1-1
Annexe BB
§ BB.3.1.1

Annexe C du
présent document

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	14 sur 46
<p>7.5.2. Poteau complet (5275 mm)</p> <p>Dans un premier temps, le poteau est étudié dans son intégralité. Si les vérifications vis-à-vis du flambement par flexion, du déversement et de leur interaction, sont satisfaites sur toute la longueur du poteau, aucun maintien complémentaire n'est nécessaire. Sinon, soit des maintiens intermédiaires en torsion sont introduits, soit les dimensions du poteau sont augmentées.</p> <p>Résistance au flambement par flexion par rapport à l'axe faible, $N_{b,z,Rd}$</p> $\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$ $t_f = 16 \text{ mm}$ <p>Flambement selon l'axe z-z :</p> <p>→ Courbe b pour les sections en I laminées à chaud</p> <p>→ $\alpha_z = 0,34$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{5275}{43,1} \times \frac{1}{76,4} = 1,60$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$ $= 0,5 \left[1 + 0,34(1,60 - 0,2) + 1,60^2 \right] = 2,02$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{2,02 + \sqrt{2,02^2 - 1,60^2}} = 0,307$ $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,307 \times 11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 1264 \text{ kN}$ <p>$N_{Ed} = 168 \text{ kN} < 1264 \text{ kN}$ OK</p> <p>Résistance au déversement, $M_{b,Rd}$</p> <p>La résistance au déversement d'une barre est calculée par l'intermédiaire du coefficient de réduction, χ_{LT}, multiplié par le module résistant et la limite d'élasticité de la section. Le coefficient de réduction est calculé en fonction de l'élancement, $\bar{\lambda}_{LT}$, qui dépend du moment critique de déversement de la barre. L'expression du moment critique, M_{cr}, est donnée ci-après. Le facteur C_1 tient compte de la forme du diagramme de moment fléchissant de la barre. L'Annexe C du présent document donne des valeurs de C_1 pour différentes formes de diagrammes de moment fléchissants. Dans la cas d'un diagramme linéaire, C_1 dépend du rapport, noté ψ, des moments d'extrémité appliqués à la barre.</p>		

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	15 sur 46
<p>Pour la longueur totale du poteau (sans le renfort) :</p> $\psi = \frac{0}{616} = 0 \quad \rightarrow C_1 = 1,77$ $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ $= 1,77 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}{5275^2}$ $\times \sqrt{\frac{1249 \times 10^9}{2142 \times 10^4} + \frac{5275^2 \times 81000 \times 89,3 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}}$ $M_{cr} = 909 \times 10^6 \text{ N.mm}$ <p>L'élancement réduit, $\bar{\lambda}_{LT}$, est calculé d'après :</p> $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2194 \times 10^3 \times 355}{909 \times 10^6}} = 0,926$ <p>Pour le calcul du coefficient de réduction, χ_{LT}, l'EN 1993-1-1 donne deux méthodes. La méthode générale, applicable à tout type de section, est fournie dans le § 6.3.2.2. Le § 6.3.2.3 indique une méthode utilisable seulement pour les profils laminés ou les sections soudées équivalentes.</p> <p>Dans cet exemple, la seconde méthode est utilisée, c'est-à-dire le § 6.3.2.3.</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ <p>L'EN 1993-1-1 recommande les valeurs suivantes :</p> $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ $\beta = 0,75$ <p>L'Annexe Nationale peut fournir des valeurs différentes. Le concepteur doit donc vérifier le contenu de l'Annexe Nationale du pays où la structure doit être construite.</p> $\frac{h}{b} = 2,5$ <p>→ Courbe c pour les sections en I laminées à chaud</p> <p>→ $\alpha_{LT} = 0,49$</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,926 - 0,4) + 0,75 \times 0,926^2 \right] = 0,950$ $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,950 + \sqrt{0,950^2 - 0,75 \times 0,926^2}} = 0,685$		<p>Annexe C du présent document</p> <p>Annexe C du présent document</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tableau 6.3 Tableau 6.5</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3</p>

$$\frac{1}{\lambda_{LT}^2} = \frac{1}{0.926^2} = 1,17$$

$$\therefore \chi_{LT} = 0,685$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,685 \times 2194 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 534 \text{ kN.m}$$

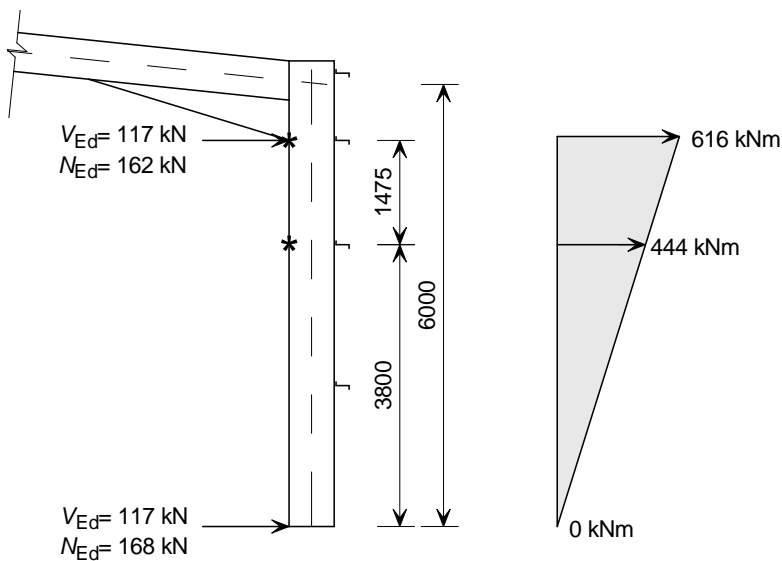
$$M_{b,Rd} = 616 \text{ kN.m} \not\leq 534 \text{ kN.m}$$

Ne convient pas

La vérification de résistance au déversement seul n'étant pas satisfaite, il est inutile de mener celle concernant l'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant.

Il est nécessaire d'introduire un maintien en torsion entre le renfort de jarret et le pied de poteau, comme montré sur la figure suivante. Le moment fléchissant étant plus élevé au sommet du poteau, le maintien est placé à proximité de cette zone plutôt qu'au milieu du poteau.

Ce maintien doit être positionné au niveau d'une lisse puisqu'il est réalisé par l'intermédiaire d'un bracon disposé entre celle-ci et la semelle interne du poteau.



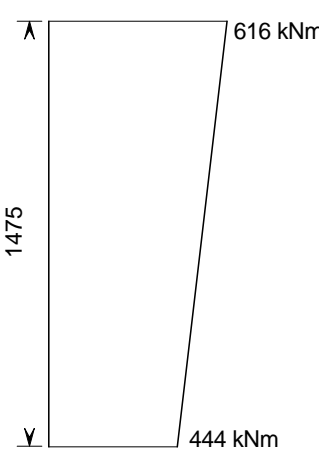
7.5.3. Tronçon supérieur (1475 mm)

Comme précédemment, les vérifications du flambement par flexion et du déversement sont menées séparément avant de procéder à la vérification de leur interaction.

Résistance au flambement par flexion par rapport à l'axe faible, $N_{b,z,Rd}$

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$$

$$t_f = 16 \text{ mm}$$

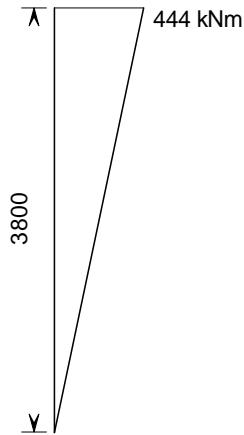
Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	17 sur 46
<p>Flambement selon l'axe z-z :</p> <p>→ Courbe b pour les sections en I laminées à chaud</p> <p>→ $\alpha_z = 0,34$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1475}{43,1} \times \frac{1}{76,4} = 0,448$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$ $= 0,5 \left[1 + 0,34(0,448 - 0,2) + 0,448^2 \right] = 0,643$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,643 + \sqrt{0,643^2 - 0,448^2}} = 0,906$ $\chi_z = 0,906$ $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,906 \times 11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 3731 \text{ kN}$ $N_{Ed} = 168 \text{ kN} < 3731 \text{ kN} \quad \text{OK}$ <p>Résistance au déversement, $M_{b,Rd}$</p> <p>Comme précédemment, le facteur C_1 doit être calculé pour pouvoir déterminer le moment critique de déversement de la barre.</p>  <p>The diagram shows a vertical beam of length 1475 mm. At the top, the moment is 616 kNm. At the bottom, the moment is 444 kNm. The moment varies linearly along the length of the beam.</p> $\psi = \frac{444}{616} = 0,721 \quad \rightarrow C_1 = 1,16$		<p>EN 1993-1-1 Tableau 6.2 Tableau 6.1</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.3</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.2</p> <p>Annexe C du présent document</p>

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	18 sur 46
<p> $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ $= 1,16 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}{1475^2}$ $\times \sqrt{\frac{1249 \times 10^9}{2142 \times 10^4} + \frac{1475^2 \times 81000 \times 89,3 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}}$ </p> <p> $M_{cr} = 5887 \times 10^6 \text{ N.mm}$ </p> <p> $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2194 \times 10^3 \times 355}{5887 \times 10^6}} = 0,364$ </p> <p>Pour les sections laminées à chaud</p> <p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ </p> <p> $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ $\beta = 0,75$ </p> <p>Comme précédemment :</p> <p>→ Courbe c pour les sections en I laminées à chaud</p> <p>→ $\alpha_{LT} = 0,49$</p> <p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,364 - 0,4) + 0,75 \times 0,364^2 \right] = 0,541$ </p> <p> $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ </p> <p> $\chi_{LT} = \frac{1}{0,541 + \sqrt{0,541^2 - 0,75 \times 0,364^2}} = 1,02$ </p> <p>χ_{LT} ne peut pas être supérieur à 1,0, par conséquent :</p> <p>$\chi_{LT} = 1,0$</p> <p> $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,0 \times 2194 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 779 \text{ kN.m}$ </p> <p>$M_{Ed} = 616 \text{ kN.m} < 779 \text{ kN.m}$ OK</p> <p>Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement hors-plan</p> <p>Le flambement hors-plan dû à l'interaction d'un effort normal et d'un moment fléchissant est vérifié si l'expression suivante est satisfaite :</p> <p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ </p>		<p>Annexe C du présent document</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tableau 6.3 Tableau 6.5</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.3(4)</p>

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	19 sur 46
<p>Pour $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$, le facteur d'interaction, k_{zy} est calculé d'après :</p> $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right) \right]$ $C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi$ $\psi = \frac{444}{616} = 0,721$ $C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \times 0,721 = 0,888 > 0,4$ $\therefore C_{mLT} = 0,888$ $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \times 0,448}{(0,888 - 0,25)} \frac{168}{3731} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(0,888 - 0,25)} \frac{168}{3731} \right) \right]$ $k_{zy} = \max (0,996 ; 0,993) = 0,996$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{168}{3731} + 0,996 \frac{616}{779} = 0,832 < 1,0 \quad \text{OK}$ <p>7.5.4. Tronçon inférieur (3800 mm)</p> <p>Comme précédemment, les résistances au flambement par flexion et au déversement sont vérifiées séparément puis leur interaction est étudiée en utilisant l'expression d'interaction 6.62.</p> <p>Résistance au flambement par flexion par rapport à l'axe faible, $N_{b,z,Rd}$</p> <p>Comme précédemment :</p> <p>→ Courbe b pour les sections en I laminées à chaud</p> <p>→ $\alpha_z = 0,34$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{3800}{43,1} \times \frac{1}{76,4} = 1,15$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,34(1,15 - 0,2) + 1,15^2 \right] = 1,32$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,32 + \sqrt{1,32^2 - 1,15^2}} = 0,508$ $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,508 \times 11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 2092 \text{ kN}$ $N_{Ed} = 168 \text{ kN} < 2092 \text{ kN} \quad \text{OK}$		<p>EN 1993-1-1 Annexe B Tableau B.2</p> <p>EN 1993-1-1 Annexe B Tableau B.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tableau 6.1 Tableau 6.2</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.3</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.2</p>

Résistance au déversement, $M_{b,Rd}$

Comme précédemment, il faut déterminer le facteur C_1 pour pouvoir calculer le moment critique de la barre.



$$\psi = \frac{0}{444} = 0 \quad \rightarrow C_1 = 1,77$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

$$= 1,77 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}{3800^2}$$

$$\times \sqrt{\frac{1249 \times 10^9}{2142 \times 10^4} + \frac{3800^2 \times 81000 \times 89,3 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 2142 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 1556 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2194 \times 10^3 \times 355}{1556 \times 10^6}} = 0,708$$

Pour les sections laminées à chaud

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \text{ et } \beta = 0,75$$

Comme précédemment :

→ Courbe c pour les sections en I laminées à chaud

$$\rightarrow \alpha_{LT} = 0,49$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,708 - 0,4) + 0,75 \times 0,708^2 \right] = 0,763$$

Annexe C du présent document

Annexe C du présent document

EN 1993-1-1
§ 6.3.2.2

EN 1993-1-1
§ 6.3.2.3

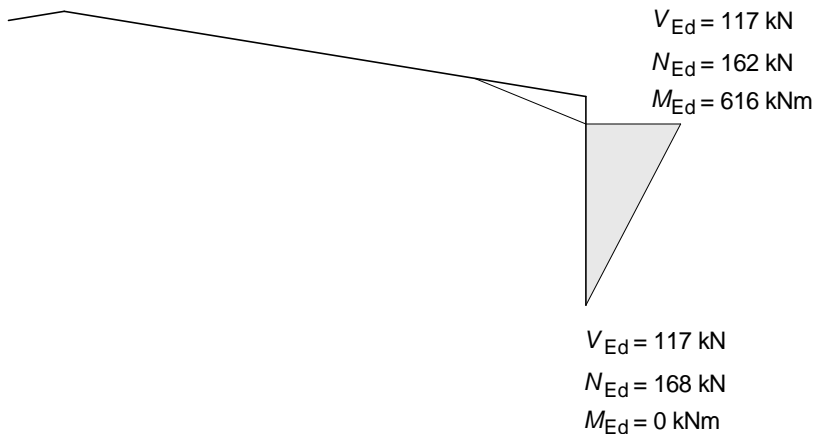
EN 1993-1-1
Tableau 6.3
Tableau 6.5

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	21 sur 46
$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,763 + \sqrt{0,763^2 - 0,75 \times 0,708^2}} = 0,822$ $\frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,708^2} = 1,99$ $\therefore \chi_{LT} = 0,822$ $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,822 \times 2194 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 640 \text{ kN.m}$ $M_{Ed} = 444 \text{ kN.m} < 640 \text{ kN.m} \quad \text{OK}$ <p>Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement hors-plan</p> <p>Le flambement hors-plan, dû à l'interaction d'un effort normal et d'un moment fléchissant, est vérifié si l'expression suivante est satisfaite :</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ <p>Pour $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$, le facteur d'interaction, k_{zy} est calculé avec :</p> $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right) \right]$ $C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi$ $\psi = \frac{0}{444} = 0$ $C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,6 > 0,4$ $\therefore C_{mLT} = 0,6$ $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \times 1,15}{(0,6 - 0,25)} \frac{168}{2092} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(0,6 - 0,25)} \frac{168}{2092} \right) \right]$ $k_{zy} = \max (0,974 ; 0,977) = 0,977$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{168}{2092} + 0,977 \frac{444}{640} = 0,758 < 1,0 \quad \text{OK}$		<p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.3(4)</p> <p>EN 1993-1-1 Annexe B Tableau B.3</p> <p>EN 1993-1-1 Annexe B Tableau B.2</p>

7.6. Flambement dans le plan

L'interaction avec le flambement dans le plan est vérifiée en utilisant l'expression (6.61) de l'EN 1993-1-1.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$



Les valeurs maximales de calcul d'un poteau quelconque se produisent sur le côté droit du poteau (en considérant les FHE appliquées de la gauche vers la droite) et elles sont les suivantes :

$$M_{Ed} = 616 \text{ kN.m}$$

$$N_{Ed} = 168 \text{ kN}$$

Dans un premier temps, les vérifications individuelles sont menées pour le flambement par flexion seul et pour le déversement seul. Ensuite, les expressions d'interaction pour le flambement dans le plan sont appliquées pour vérifier que l'interaction de l'effort normal et du moment fléchissant n'entraîne pas un flambement excessif des poteaux.

7.6.1. Résistance au flambement par flexion par rapport à l'axe fort, $N_{b,y,Rd}$

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$$

$$t_f = 16 \text{ mm}$$

Flambement selon l'axe y-y :

→ Courbe **a** pour les sections en I laminées à chaud

$$\rightarrow \alpha_y = 0,21$$

La longueur de flambement est la longueur d'épure, soit la distance entre les nœuds (c'est-à-dire la longueur du poteau), $L = 6000 \text{ mm}$.

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$$

EN 1993-1-1
Tableau 6.2
Tableau 6.1

EN 1993-1-1
§ 6.3.1.3

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	23 sur 46
<p> $\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{6000}{204} \times \frac{1}{76,4} = 0,385$ </p> <p> $\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$ $= 0,5 \left[1 + 0,21(0,385 - 0,2) + 0,385^2 \right] = 0,594$ </p> <p> $\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,594 + \sqrt{0,594^2 - 0,385^2}} = 0,956$ </p> <p> $N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,956 \times 11600 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 3937 \text{ kN}$ </p> <p> $N_{Ed} = 168 \text{ kN} < 3937 \text{ kN} \quad \text{OK}$ </p> <p>7.6.2. Résistance au déversement, $M_{b,Rd}$</p> <p>$M_{b,Rd}$ est le plus faible des moments résistants calculés précédemment.</p> <p>$M_{b,Rd} = \min(779; 640)$</p> <p>$M_{b,Rd} = 640 \text{ kN.m}$</p> <p>7.6.3. Intercation effort normal et moment fléchissant – flambement dans le plan</p> <p>Le flambement dans le plan, dû à l'interaction de l'effort normal et du moment fléchissant, est vérifié si les expressions suivantes sont satisfaites :</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ <p>Pour C_{my}, les points maintenus pertinents sont les maintiens en torsion à l'extrémité de la barre.</p> <p>Le facteur d'interaction, k_{yy}, est calculé comme suit :</p> $k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right) \right]$ <p>A partir du tableau B.3, C_{my} est :</p> <p>$C_{my} = 0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$</p> <p>$\psi = 0$</p> <p>$C_{my} = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,6$</p> $k_{yy} = \min \left[0,6 \left(1 + (0,385 - 0,2) \frac{168}{3937} \right); 0,6 \left(1 + 0,8 \frac{168}{3937} \right) \right]$ $= \min(0,605; 0,620) = 0,605$		<p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.2</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.2</p>

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{168}{3937} + 0,605 \frac{616}{640} = 0,625 < 1,0 \quad \text{OK}$$

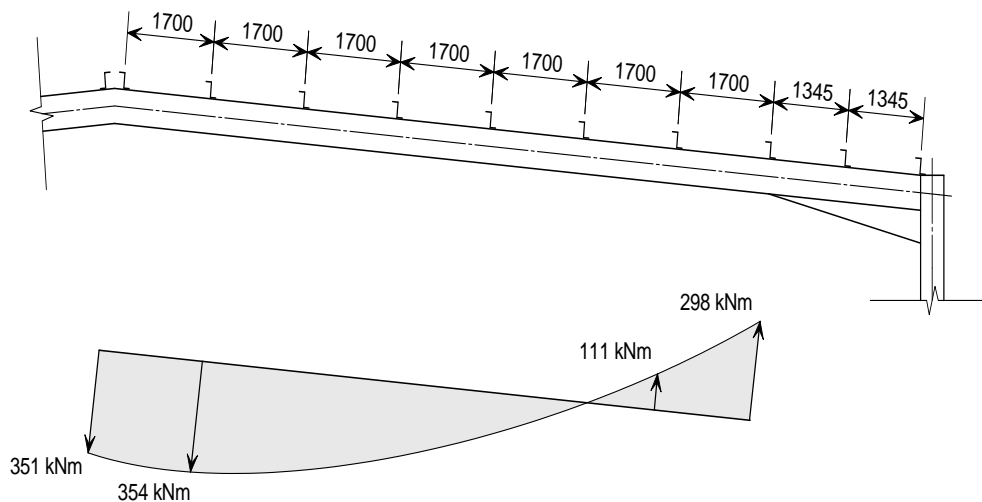
Validité de la section du poteau

Dans le paragraphe 7.4, il a été démontré que la résistance de la section transversale de la section est plus grande que les forces appliquées.

Les vérifications du flambement hors-plan et dans le plan ont été menées dans les paragraphes 7.5 et 7.6 pour le choix approprié des maintiens le long du poteau.

Par conséquent, il a été possible de conclure que la section IPE 500 en acier S355 est appropriée pour réaliser les poteaux de ce portique.

Traverse : IPE 450



$$V_{Ed} = 118 \text{ kN (valeur maximale)}$$

$$N_{Ed} = 127 \text{ kN (valeur maximale)}$$

$$M_{Ed} = 356 \text{ kN.m (valeur maximale)}$$

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	25 sur 46
<p>Propriétés de la section</p> <p> $h = 450 \text{ mm}$ $A = 9880 \text{ mm}^2$ $b = 190 \text{ mm}$ $W_{pl,y} = 1702 \times 10^3 \text{ mm}^3$ $t_w = 9,4 \text{ mm}$ $I_y = 33740 \times 10^4 \text{ mm}^4$ $i_y = 185 \text{ mm}$ $t_f = 14,6 \text{ mm}$ $I_z = 1676 \times 10^4 \text{ mm}^4$ $i_z = 41,2 \text{ mm}$ $r = 21 \text{ mm}$ $I_t = 66,9 \times 10^4 \text{ mm}^4$ $h_w = 420,8 \text{ mm}$ $I_w = 791 \times 10^9 \text{ mm}^6$ $d = 378,8 \text{ mm}$ </p> <p>7.7. Classification de la section transversale</p> <p>7.7.1. Ame</p> <p> $\frac{c}{t_w} = \frac{378,8}{9,4} = 40,3$ $d_N = \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} = \frac{127000}{9,4 \times 355} = 38$ $\alpha = \frac{d_w + d_N}{2d_w} = \frac{378,8 + 38}{2 \times 378,8} = 0,55 > 0,50$ La limite pour la Classe 1 est : $\frac{396 \varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \times 0,81}{13 \times 0,55 - 1} = 52,1$ Nous avons : $\frac{c}{t_w} = 40,3 < 52,1$ → L'âme est de Classe 1. </p> <p>7.7.2. Semelle</p> <p> $\frac{c}{t_f} = \frac{69,3}{14,6} = 4,7$ La limite pour la Classe 1 est : $9 \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,3$ Nous avons : $\frac{c}{t_f} = 4,7 < 7,3$ → La semelle est de Classe 1 </p> <p>Par conséquent, la section est de Classe 1. La vérification de la barre sera fondée sur la résistance plastique de la section transversale.</p>		
		EN 1993-1-1 Tableau 5.2 (Feuille 1)
		EN 1993-1-1 Tableau 5.2 (Feuille 2)

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	26 sur 46
<p>7.8. Résistance de la section transversale</p> <p>7.8.1. Résistance au cisaillement</p> <p>Aire de cisaillement : $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ mais pas inférieure à $\eta h_w t_w$</p> $A_v = 9880 - 2 \times 190 \times 14,6 + (9,4 + 2 \times 21) \times 14,6 = 5082 \text{ mm}^2$ $\eta h_w t_w = 1,0 \times 420,8 \times 9,4 = 3956 \text{ mm}^2$ $\therefore A_v = 5082 \text{ mm}^2$ $V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{5082 (355 / \sqrt{3})}{1,0} \times 10^{-3} = 1042 \text{ kN}$ <p>$V_{Ed} = 118 \text{ kN} < 1042 \text{ kN}$ OK</p> <p>Interaction moment fléchissant et cisaillement</p> <p>Lorsque l'effort tranchant et le moment fléchissant agissent simultanément sur une section transversale, l'effort tranchant peut être ignoré s'il est inférieur à 50 % de la résistance au cisaillement plastique de la section transversale.</p> <p>$V_{Ed} = 118 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 521 \text{ kN}$ OK</p> <p>Part conséquent, l'effet de l'effort tranchant sur le résistant moment peut être négligé.</p> <p>7.8.2. Résistance à la compression</p> $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9880 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 3507 \text{ kN}$ <p>$N_{Ed} = 127 \text{ kN} < 3507 \text{ kN}$ OK</p> <p>Interaction effort normal et moment fléchissant</p> <p>Quand l'effort normal et le moment fléchissant agissent simultanément sur la section transversale, l'effort normal peut être ignoré à condition que les deux conditions suivantes soient vérifiées :</p> $N_{Ed} < 0,25 N_{pl,Rd} \quad \text{et} \quad N_{Ed} < \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$ <p>$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times 3507 = 877 \text{ kN}$</p> <p>et</p> $\frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 420,8 \times 9,4 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 702 \text{ kN}$ <p>$127 \text{ kN} < 887 \text{ kN}$ et 702 kN OK</p> <p>Par conséquent, l'effet de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligé.</p>		

7.8.3. Résistance au moment fléchissant

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 604 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,Ed} = 356 \text{ kN.m} < 604 \text{ kN.m} \quad \text{OK}$$

EN 1993-1-1
§ 6.2.5

7.9. Flambement hors-plan

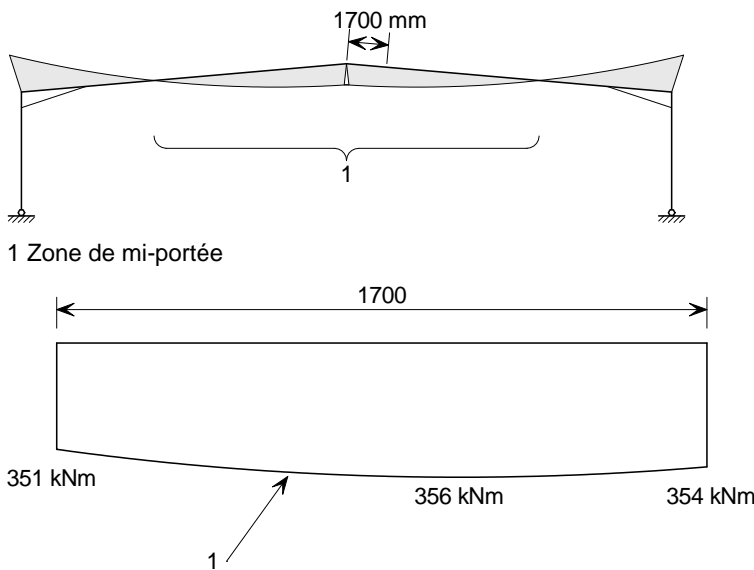
L'interaction avec le flambement hors-plan est vérifiée à l'aide de l'expression (6.62) de l'EN 1993-1-1

$$\frac{N_{Ed}}{N_{z,b,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

La traverse doit être vérifiée entre les maintiens en torsion. S'il est avantageux de considérer les maintiens intermédiaires de la semelle tendue, leur espacement doit également être vérifié.

7.9.1. Zone de mi-portée

Dans cette zone, l'espacement entre les pannes est de 1700 mm.



1 Zone de mi-portée

1 : Moment fléchissant

Résistance au flambement par flexion par rapport à l'axe faible, $N_{b,z,Rd}$

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37$$

$$t_f = 14,6 \text{ mm}$$

Flambement selon l'axe z-z

→ Courbe **b** pour les sections en I laminées à chaud or sections en I laminées à chaud

$$\rightarrow \alpha_z = 0,34$$

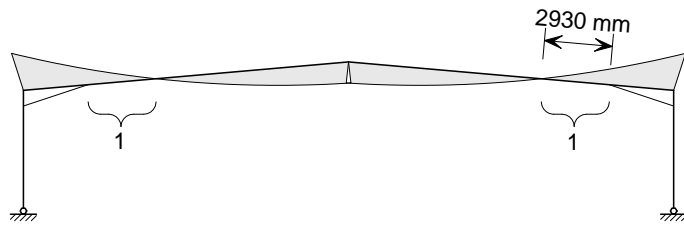
EN 1993-1-1
Tableau 6.1
Tableau 6.2

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	28 sur 46
$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1700}{41,2} \times \frac{1}{76,4} = 0,540$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,34(0,540 - 0,2) + 0,540^2 \right] = 0,704$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,704 + \sqrt{0,704^2 - 0,540^2}} = 0,865$ $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,865 \times 9880 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 3034 \text{ kN}$ $N_{Ed} = 127 \text{ kN} < 3034 \text{ kN} \quad \text{OK}$ <p>Résistance au déversement, $M_{b,Rd}$</p> <p>Dans cette zone, le déversement est vérifié entre les maintiens qui, ici, sont les pannes. Pour des pannes équidistantes, la longueur critique se situe au point où le moment fléchissant est maximum.</p> <p>Afin de déterminer le moment critique de la traverse, le facteur C_1 tient compte de la forme du diagramme de moment fléchissant.</p> <p>Dans ce cas, le diagramme de moment fléchissant est pratiquement constant le long du segment considéré, ainsi $\psi \approx 1,0$. D'où :</p> <p>→ $C_1 = 1,0$</p> $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ $= 1,0 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 1676 \times 10^4}{1700^2} \times \sqrt{\frac{791 \times 10^9}{1676 \times 10^4} + \frac{1700^2 \times 81000 \times 66,9 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 1676 \times 10^4}}$ $M_{cr} = 2733 \times 10^6 \text{ N.mm}$ $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1702 \times 10^3 \times 355}{2733 \times 10^6}} = 0,470$ $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$		<p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.3</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.2</p> <p>Annexe C du présent document</p> <p>Annexe C du présent document</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3</p>

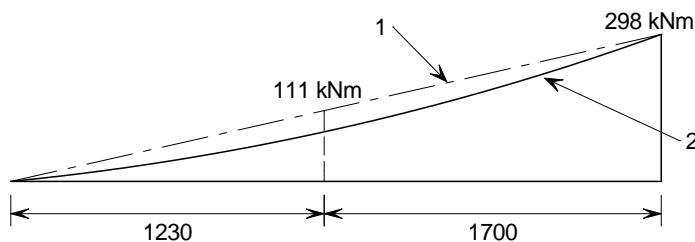
Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	29 sur 46
<p>$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ et $\beta = 0,75$</p> <p>$\frac{h}{b} = 2,37$</p> <p>→ Courbe c pour les sections en I laminées à chaud</p> <p>→ $\alpha_{LT} = 0,49$</p> <p>$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,470 - 0,4) + 0,75 \times 0,470^2 \right] = 0,60$</p> $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,60 + \sqrt{0,60^2 - 0,75 \times 0,470^2}} = 0,961$ $\frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,470^2} = 4,53$ <p>∴ $\chi_{LT} = 0,961$</p> $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,961 \times 1702 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 581 \text{ kN.m}$ <p>$M_{Ed} = 356 \text{ kN.m} < 581 \text{ kN.m}$ OK</p> <p>Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement hors-plan</p> <p>Le flambement hors-plan, dû à l'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant, est vérifié si l'expression suivante est satisfaite :</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ <p>Pour $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$, le facteur d'interaction, k_{zy} est calculé avec :</p> $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right) \right]$ <p>Le moment fléchissant est pratiquement linéaire et constant. Par conséquent C_{mLT} est pris égal à 1,0.</p> $k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \times 0,540}{(1 - 0,25)} \frac{127}{3034} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(1 - 0,25)} \frac{127}{3034} \right) \right]$ $= \max (0,997 ; 0,994) = 0,997$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{127}{3034} + 0,997 \frac{356}{581} = 0,653 < 1,0 \quad \text{OK}$		<p>EN 1993-1-1 Tableau 6.3 Tableau 6.5</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.3(4)</p> <p>EN 1993-1-1 Annexe B Tableau B.3 EN 1993-1-1 Annexe B Tableau B.2</p>

7.9.2. Région de fin de travée

Dans cette zone, la semelle inférieure est comprimée et la stabilité doit être vérifiée entre les maintiens en torsion.



1 Région de fin de travée



1 Moment fléchissant simplifié

2 Moment fléchissant

La longueur de flambement est prise à partir du maintien en torsion en sortie de jarret jusqu'au maintien « virtuel » qu'est le point d'inflexion du diagramme de moment fléchissant, c'est-à-dire là où le moment fléchissant est nul. Dans quelques pays, l'hypothèse de maintien virtuel peut ne pas être de pratique courante. Si c'est le cas, la longueur de flambement doit être prise jusqu'à la panne la plus proche (c'est-à-dire le premier maintien de la semelle comprimée).

A partir de l'analyse de la structure, la longueur de flambement au point d'inflexion est 2930 mm.

Si la semelle tendue est maintenue en des points discrets entre les maintiens en torsion et si l'espacement entre les maintiens de la semelle tendue est assez petit, on peut tirer avantage de cette situation.

Afin de déterminer si l'espacement entre les maintiens est, ou non, assez petit, l'Annexe BB de l'EN 1993-1-1 donne une expression pour calculer l'espacement maximum. Si l'espacement réel entre maintiens est plus petit que cette valeur calculée, alors les méthodes données à l'Annexe C du présent document peuvent être utilisées pour calculer la force critique élastique et le moment critique de la section.

Vérification de l'espacement entre maintiens intermédiaires

Dans ce cas, le maintien de la semelle tendue est assuré par les pannes.

Celles-ci sont espacées de 1700 mm.

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756 C_1^2} \frac{W_{ply}^2}{AI_t} \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}}$$

EN 1993-1-1
Annexe BB
§ BB.3.1.1

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	31 sur 46
$\psi = \frac{111}{298} = 0,37 \rightarrow C_1 = 1,42$ $L_m = \frac{38 \times 41,2}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{127 \times 10^3}{9880} \right)^2 + \frac{1}{756 \times 1,42^2} \frac{(1702 \times 10^3)^2}{9880 \times 66,9 \times 10^4} \left(\frac{355}{235} \right)^2}}$ $L_m = 1669 \text{ mm}$ <p>L'espacement des pannes est 1700 mm > 1669 mm</p> <p>Par conséquent, la procédure de calcul normale doit être adoptée et il n'est pas possible de tenir compte des maintiens de la semelle tendue.</p> <p>Résistance au flambement par flexion par rapport à l'axe faible, $N_{b,z,Rd}$</p> <p>Comme précédemment :</p> <p>→ Courbe b pour les sections en I laminées à chaud</p> <p>→ $\alpha_z = 0,34$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{2930}{41,2} \times \frac{1}{76,4} = 0,931$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,34(0,931 - 0,2) + 0,931^2 \right] = 1,06$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,06 + \sqrt{1,06^2 - 0,931^2}} = 0,638$ $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,638 \times 9880 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 2238 \text{ kN}$ <p>$N_{Ed} = 127 \text{ kN} < 2238 \text{ kN}$ OK</p> <p>Résistance au déversement, $M_{b,Rd}$</p> <p>Comme précédemment, le facteur C_1 doit être calculé afin de déterminer le moment critique de la barre. Par simplification, le diagramme de moment fléchissant est considéré linéaire, ce qui est légèrement sécuritaire.</p> $\psi = \frac{0}{298} = 0 \rightarrow C_1 = 1,77$	<p>Annexe C du présent document</p> <p>EN 1993-1-1 Tableau 6.2 Tableau 6.1</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.3</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.2</p> <p>Annexe C du présent document</p>	

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	32 sur 46
$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ $= 1,77 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 1676 \times 10^4}{2930^2}$ $\times \sqrt{\frac{791 \times 10^9}{1676 \times 10^4} + \frac{2930^2 \times 81000 \times 66,9 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 1676 \times 10^4}}$ $M_{cr} = 1763 \times 10^6 \text{ N.mm}$ $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1702 \times 10^3 \times 355}{1763 \times 10^6}} = 0,585$ <p>Pour les sections laminées à chaud</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \quad \text{et} \quad \beta = 0,75$ <p>Comme précédemment :</p> <p>→ Courbe c pour les sections en I laminées à chaud</p> <p>→ $\alpha_{LT} = 0,49$</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49(0,585 - 0,4) + 0,75 \times 0,585^2 \right] = 0,674$ $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ $\chi_{LT} = \frac{1}{0,674 + \sqrt{0,674^2 - 0,75 \times 0,585^2}} = 0,894$ $\frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,585^2} = 2,92$ <p>∴ $\chi_{LT} = 0,894$</p> $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,894 \times 1702 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 540 \text{ kN.m}$ <p>Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement hors-plan</p> <p>Le flambement hors-plan dû à l'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant est vérifié si l'expression suivante est satisfaite :</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$ <p>Pour $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$, le facteur d'interaction, k_{zy}, est calculé avec :</p>		<p>Annexe C du présent document</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.2</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 Tableau 6.3 Tableau 6.5</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.5(2)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.3(4)</p>

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right) \right]$$

$$\psi = \frac{0}{298} = 0$$

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,6$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \times 0,931}{(0,6 - 0,25)} \frac{127}{2238} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(0,6 - 0,25)} \frac{127}{2238} \right) \right]$$

$$= \max (0,985 ; 0,983) = 0,985$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{127}{2238} + 0,985 \frac{298}{540} = 0,601 < 1,0 \quad \text{OK}$$

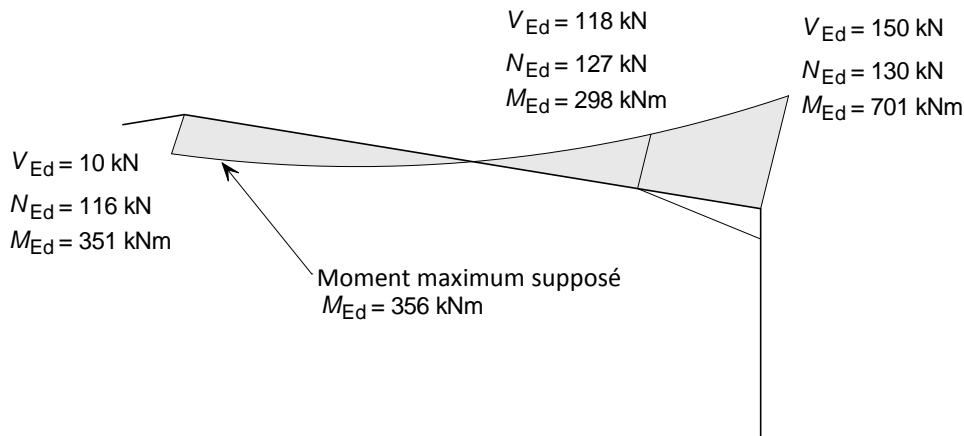
EN 1993-1-1
Annexe B
Tableau B.3

EN 1993-1-1
Annexe B
Tableau B.2

7.10. Flambement dans le plan

L'influence du flambement dans le plan se vérifie avec l'expression (6.61) de l'EN 1993-1-1.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$



Moment fléchissant maximum et effort normal dans la traverse, en excluant le renfort :

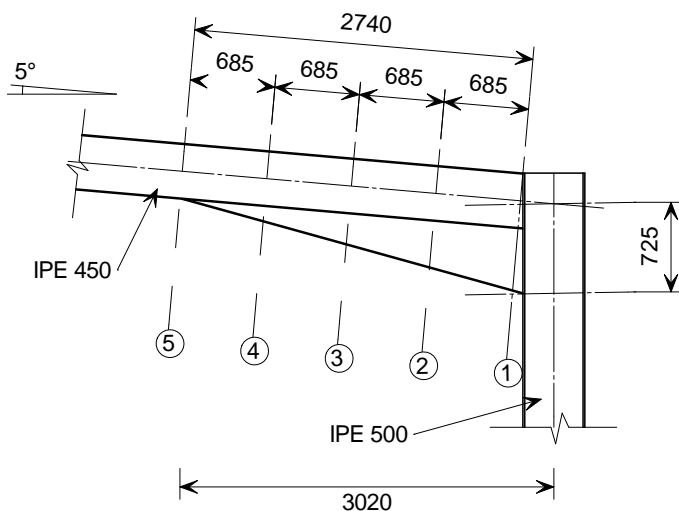
$$M_{Ed} = 356 \text{ kN.m}$$

$$N_{Ed} = 127 \text{ kN}$$

Le renfort est analysé au Paragraphe 8.

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	34 sur 46	
<p>7.10.1. Résistance au flambement par flexion par rapport à l'axe fort, $N_{b,y,Rd}$</p> $\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37$ $t_f = 14,6 \text{ mm}$ <p>Flambement selon l'axe y-y :</p> <p>→ Courbe a pour les sections en I laminées à chaud</p> <p>→ $\alpha = 0,21$</p> <p>La longueur de flambement est la longueur d'épure, c'est-à-dire la distance entre les attaches (soit la longueur de la traverse en incluant le renfort), $L = 15057 \text{ mm}$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{15057}{185} \times \frac{1}{76,4} = 1,065$ $\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$ $\phi_y = 0,5 \left[1 + 0,21(1,065 - 0,2) + 1,065^2 \right] = 1,158$ $\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,158 + \sqrt{1,158^2 - 1,065^2}} = 0,620$ $N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,620 \times 9880 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 2175 \text{ kN}$ <p>$N_{Ed} = 127 \text{ kN} < 2175 \text{ kN}$ OK</p> <p>7.10.2. Résistance au déversement, $M_{b,Rd}$</p> <p>$M_{b,Rd}$ est le plus faible moment de résistance au déversement parmi ceux calculés précédemment.</p> $M_{b,Rd} = \min(581; 540)$ <p>$M_{b,Rd} = 540 \text{ kN.m}$</p> <p>7.10.3. Interaction effort normal et moment fléchissant – flambement dans le plan</p> <p>Le flambement dans le plan, dû à l'interaction de l'effort normal et du moment fléchissant, est vérifié lorsque l'expression suivante est satisfaite :</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$			<p>EN 1993-1-1 Tableau 6.1 Tableau 6.2</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.3</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.2</p>

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	35 sur 46
<p>Le facteur d'interaction, k_{yy}, est calculé comme suit :</p> $k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right) \right]$ <p>L'expression de C_{my} dépend des valeurs de α_h et ψ.</p> $\psi = -\frac{298}{351} = -0,849.$ $\alpha_h = \frac{M_h}{M_s} = \frac{351}{356} = 0,986$ <p>Donc, C_{my} a pour valeur :</p> $C_{my} = 0,95 + 0,05 \alpha_h = 0,95 + 0,05 \times 0,986 \approx 1,0$ $k_{yy} = \min \left[1,0 \left(1 + (1,065 - 0,2) \frac{127}{2175} \right); 1 \left(1,0 + 0,8 \frac{127}{2175} \right) \right]$ $= \min [1,05; 1,047] = 1,047$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{127}{2175} + 1,047 \frac{356}{540} = 0,749 < 1,0 \quad \text{OK}$ <p>La barre satisfait les vérifications pour le flambement dans le plan.</p> <p>7.11. Validité de la section de la traverse</p> <p>Dans le Paragraphe 7.8, il a été démontré que la résistance de la section transversale de la traverse est supérieure aux forces appliquées.</p> <p>Les vérifications pour le flambement hors-plan et dans le plan ont été réalisées dans les Paragraphes 7.9 et 7.10 pour le choix approprié des maintiens le long de la traverse.</p> <p>On peut donc conclure que la section IPE500 en acier S355 convient pour la traverse de ce portique.</p> <p>8. Longueur du renfort</p> <p>Le renfort est fabriqué par découpage d'une section IPE 550. Les vérifications doivent être effectuées à son extrémité et à tous les quarts de sa longueur, comme indiqué sur la figure ci-dessous.</p>		<p>EN 1993-1-1 Annexe B Tableau B.3</p> <p>EN 1993-1-1 Annexe B Tableau B.2</p>



D'après la géométrie du renfort, les propriétés suivantes peuvent être obtenues pour chacun des sections transversales 1 à 5. Elles sont indiquées dans le Tableau 2.

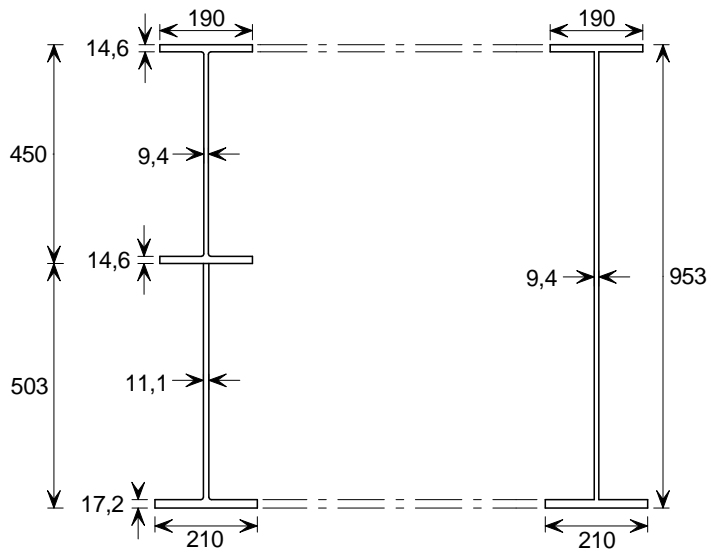
Tableau 2 Propriétés des sections de la barre renforcée pour les sections transversales indiquées sur la figure précédente

Section transversale n°	Hauteur de découpe (mm)	Hauteur totale (mm)	Aire brute, A (mm ²)	I_y (cm ⁴)	$W_{el,min}$ (cm ³)	N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kN.m)
1	503	953	15045	200500	4055	129	661
2	378	828	13870	144031	3348	129	562
3	252	702	12686	98115	2685	128	471
4	126	576	11501	62258	2074	127	383
5	0	450	9880	33740	1500	127	298

Les propriétés des sections sont calculées perpendiculairement à l'axe de la section.

Par simplicité, les propriétés des sections ci-dessus ont été calculées en supposant une épaisseur d'âme constante de 9,4 mm et en négligeant la semelle centrale.

Les sections transversales réelles et équivalentes sont représentées sur la figure suivante pour la section transversale n°1 :



Section transversale réelle Section transversale équivalente

Pour la section transversale n°1, les valeurs de N_{Ed} et M_{Ed} sont prises sur la face du poteau.

8.1. Classification des sections transversales

8.1.1. Ame

L'âme peut être divisée en deux parties, et classifiée en fonction de la géométrie de chacune et des contraintes qu'elles supportent. La partie supérieure (c'est-à-dire la traverse) est appelée « âme supérieure » et la partie du bas (c'est-à-dire la découpe) est appelée « âme inférieure ».

Âme supérieure

A l'examen, l'âme supérieure est de Classe 3 au moins car elle est principalement en traction.

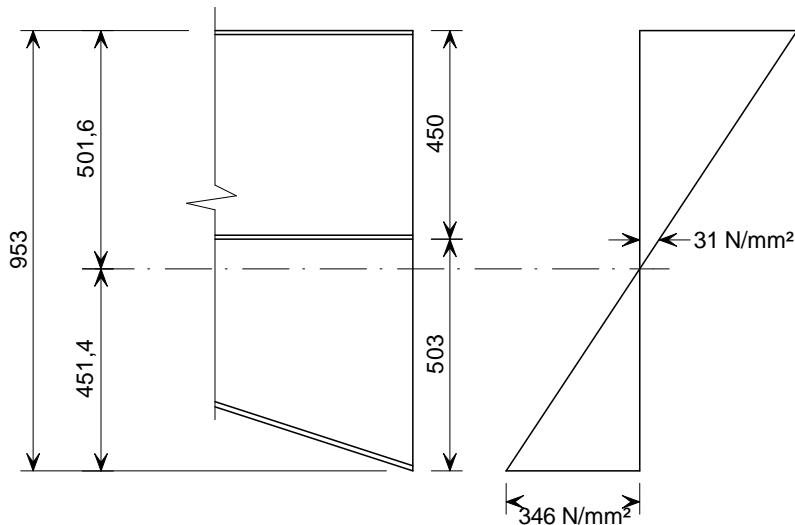
Âme inférieure

La contrainte dans la section est due à la charge axiale :

$$\sigma_N = \frac{129}{15045} \times 10^3 = 8,57 \text{ N/mm}^2$$

En supposant une distribution élastique de contrainte dans la section transversale n°1, la contrainte maximale disponible pour résister à la flexion est :

$$\sigma_M = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} - \sigma_N = \frac{355}{1,0} - 8,57 = 346 \text{ N/mm}^2$$



La distance de la semelle inférieure à l'axe neutre élastique est :

$$\bar{z} = 451,4 \text{ mm}$$

La distance de la face inférieure de la semelle centrale à l'axe neutre est : 51,6 mm

La somme de la contrainte de flexion + la contrainte axiale au sommet de la section découpée est :

$$= 346(-51,6/451,4) + 8,57 = -31 \text{ N/mm}^2$$

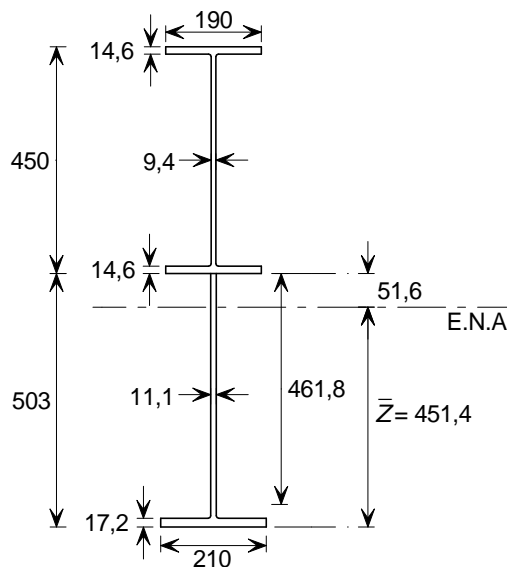
Pour la vérification de la Classe 3, il faut déterminer ψ :

$$\psi = \frac{-31}{346} = -0,09$$

En considérant la section 1 parallèle à la semelle du poteau, la hauteur de l'âme en excluant le congé de raccordement est :

$$c_w = 503 - 17,2 - 24 = 461,8 \text{ mm}$$

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{461,8}{11,1} = 41,6$$



EN 1993-1-1
Tableau 5.2

Pour $\psi > -1$, la limite pour la Classe 3 est :

$$\frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi} = \frac{42 \times 0,81}{0,67 + 0,33(-0,09)} = 53,1$$

$$\frac{c}{t_w} = 41,6 < 53,1$$

→ L'âme est de Classe 3

EN 1993-1-1
Tableau 5.2

8.1.2. Semelles

Semelle supérieure

$$\frac{c}{t_f} = \frac{69,3}{14,6} = 4,7$$

La limite pour la Classe 1 est : $9 \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,3$

$$\text{D'où : } \frac{c}{t_f} = 4,7 < 7,3$$

→ La semelle supérieure est de Classe 1

Semelle inférieure

$$\frac{c}{t_f} = \frac{75,45}{17,2} = 4,4$$

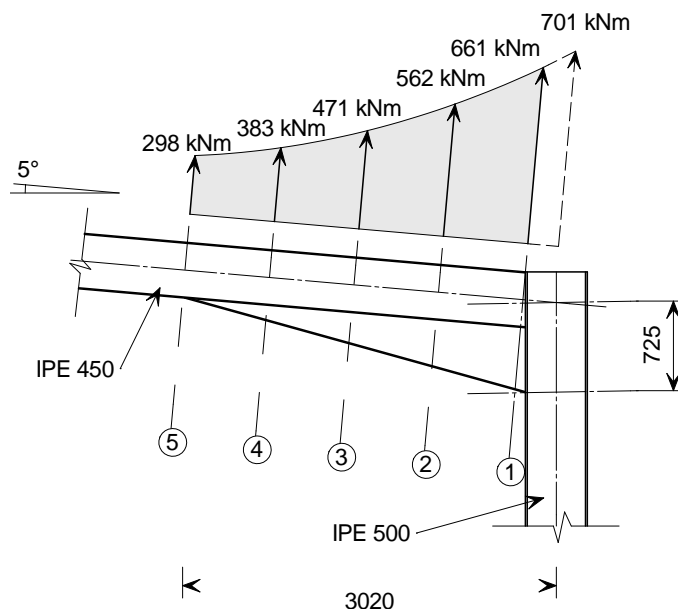
La limite pour la Classe 1 est : $9 \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,3$

$$\frac{c}{t_f} = 4,4 < 7,3$$

→ La semelle inférieure est de Classe 1

Par conséquent, la section complète est de Classe 3.

8.2. Résistance des sections transversales



8.2.1. Résistance à l'effort tranchant

En se plaçant du côté de la sécurité, l'aire de cisaillement de la section transversale n°1 peut être prise égale à :

$$A_v = A - (bt_f)_{\text{topfl}} - (bt_f)_{\text{botfl}} = 15045 - 190 \times 14,6 - 210 \times 17,2 = 8659 \text{ mm}^2$$

EN 1993-1-1
Tableau 5.2
(Feuille 2)

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	40 sur 46																																										
<p> $V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{8659 (355 / \sqrt{3})}{1,0} \times 10^{-3} = 1775 \text{ kN}$ $V_{Ed} = 147 \text{ kN} < 1775 \text{ kN} \quad \text{OK}$ </p> <p>Interaction flexion et cisaillement :</p> <p>Lorsque l'effort tranchant et le moment fléchissant agissent simultanément sur une section transversale, l'effort tranchant peut être négligé s'il est inférieur à 50 % de la résistance plastique au cisaillement.</p> <p>$V_{Ed} = 147 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 888 \text{ kN}$</p> <p>Par conséquent, l'effet de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligé.</p> <p>Le même calcul peut être mené pour les autres sections transversales. Le tableau ci-dessous résumé la vérification à l'effort tranchant pour la barre avec renfort :</p> <p>Tableau 3 Vérification des sections transversales 1 à 5 en cisaillement</p> <table border="1" data-bbox="193 936 1141 1227"> <thead> <tr> <th>Section transversale n°</th> <th>V_{Ed} (kN)</th> <th>A_v (mm²)</th> <th>$V_{pl,Rd}$ (kN)</th> <th>$V_{Ed} \leq V_{Rd}$</th> <th>$0,5 V_{Rd}$ (kN)</th> <th>Interaction flexion et cisaillement</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>147</td> <td>8659</td> <td>1775</td> <td>Oui</td> <td>888</td> <td>Non</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>140</td> <td>7484</td> <td>1534</td> <td>Oui</td> <td>767</td> <td>Non</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>132</td> <td>6300</td> <td>1291</td> <td>Oui</td> <td>646</td> <td>Non</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>125</td> <td>5115</td> <td>1048</td> <td>Oui</td> <td>524</td> <td>Non</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>118</td> <td>5082</td> <td>1042</td> <td>Oui</td> <td>521</td> <td>Non</td> </tr> </tbody> </table> <p>8.2.2. Résistance à la compression</p> <p>La résistance à la compression de la section transversale n°1 est égale à :</p> <p> $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15045 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 5341 \text{ kN}$ $N_{Ed} = 129 \text{ kN} < 5341 \text{ kN} \quad \text{OK}$ </p> <p>Interaction moment et effort normal :</p> <p>Lorsque l'effort normal et le moment fléchissant agissent simultanément sur la section transversale, la contrainte totale, $\sigma_{x,Ed}$, doit être inférieure à la contrainte admissible.</p> <p> $\sigma_{x,Ed} = \sigma_N + \sigma_M$ $\sigma_M = \frac{M_{Ed} \times z}{I_y} = \frac{661 \times 10^6 \times 501,6}{200500 \times 10^4} = 165 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{x,Ed} = \sigma_N + \sigma_M = 8,57 + 165 = 174 \text{ N/mm}^2$ </p>		Section transversale n°	V_{Ed} (kN)	A_v (mm ²)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$	$0,5 V_{Rd}$ (kN)	Interaction flexion et cisaillement	1	147	8659	1775	Oui	888	Non	2	140	7484	1534	Oui	767	Non	3	132	6300	1291	Oui	646	Non	4	125	5115	1048	Oui	524	Non	5	118	5082	1042	Oui	521	Non	<p>EN 1993-1-1 § 6.2.6</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.4</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.9.2</p>
Section transversale n°	V_{Ed} (kN)	A_v (mm ²)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$	$0,5 V_{Rd}$ (kN)	Interaction flexion et cisaillement																																						
1	147	8659	1775	Oui	888	Non																																						
2	140	7484	1534	Oui	767	Non																																						
3	132	6300	1291	Oui	646	Non																																						
4	125	5115	1048	Oui	524	Non																																						
5	118	5082	1042	Oui	521	Non																																						

La contrainte admissible maximale est :

$$\sigma_{\max} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,Ed} = 174 \text{ N/mm}^2 < 355 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

Un calcul similaire doit être mené pour les sections transversales restantes. Le tableau ci-dessous résume la vérification de la résistance à la compression pour la barre avec renfort :

Tableau 4 Vérification des sections transversales 1 à 5 en compression

Section transversale n°	N_{Ed} (kN)	A (mm ²)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$	Interaction flexion et effort axial
1	129	15045	5341	Oui	Non
2	129	13870	4924	Oui	Non
3	128	12686	4504	Oui	Non
4	127	11501	4083	Oui	Non
5	127	9880	3507	Oui	Non

8.2.3. Moment de résistance à la flexion

Le moment de résistance à la flexion de la section transversale n°1 est :

$$M_{c,y,Rd} = M_{el,y,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4055 \times 10^3 \times 355}{1,0} \times 10^{-6} = 1440 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,Ed} = 661 \text{ kN.m} < 1440 \text{ kN.m} \quad \text{OK}$$

Un calcul similaire doit être mené pour les sections transversales restantes. Le tableau ci-dessous résume la vérification du moment de résistance à la flexion pour la barre avec renfort.

Dans ce cas, toutes les sections transversales ont été traitées comme étant de Classe 3, et, par conséquent, avec leurs propriétés élastiques. Ceci place en, sécurité. Cependant, à partir des calculs précédents menés pour la vérification de la traverse, il est observé que la section transversale n°1 est de Classe 1. Il se peut que d'autres sections entre les sections transversales n°1 et n°5 soient capable de développer leur moment plastique résistant.

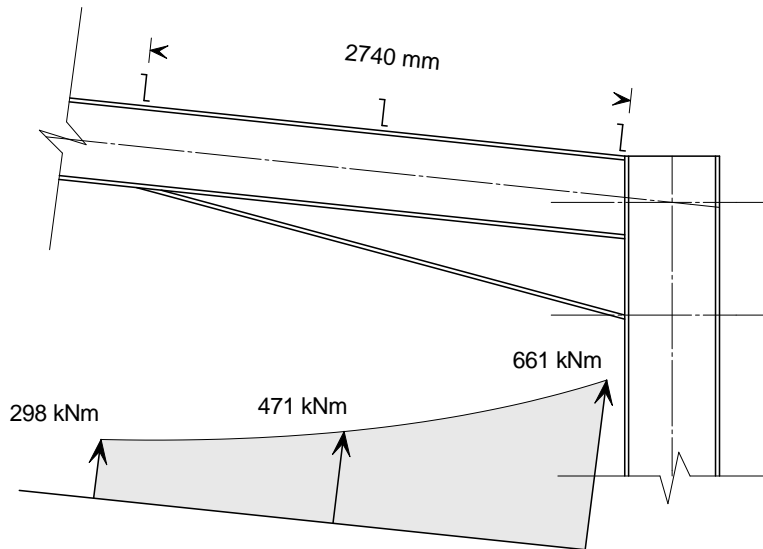
Tableau 5 Vérification des sections transversales 1 à 5 en flexion

Section transversale n°	M_{Ed} (kN.m)	$W_{el,min}$ (mm ³) × 10 ³	$M_{el,Rd}$ (kN.m)	$M_{Ed} \leq M_{el,Rd}$
1	661	4055	1440	Oui
2	562	3348	1189	Oui
3	471	2685	953	Oui
4	383	2074	736	Oui
5	298	1500	533	Oui

8.3. Résistance au flambement

Il y a un maintien en torsion à chaque extrémité de la longueur renforcée.

EN 1993-1-1
§ 6.2.5(2)



Longueur de flambement considérée

Lorsque la semelle tendue est maintenue en différents points entre les maintiens en torsion et que l'espacement entre ces maintiens est assez petit, il est possible de tirer avantage de cette situation.

Afin de déterminer si l'espacement entre les maintiens est assez petit ou non, l'Annexe BB de l'EN 1993-1-1 donne une expression pour calculer l'espacement maximum. Si l'espacement réel entre les maintiens est plus petit que cette valeur calculée, alors les méthodes données à l'Annexe C du présent document peuvent être utilisées pour calculer la force et le moment critiques de la section.

Dans le cas contraire, si l'espacement entre les maintiens est plus grand, une section équivalente en T peut être utilisée pour la vérification de la stabilité du renfort.

8.3.1. Vérification de l'espacement entre les maintiens intermédiaires

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756C_1^2} \frac{W_{ply}^2}{AI_t} \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}}$$

Pr simplification, la panne à mi-portée de la barre renforcée est supposée être alignée avec la section transversale n° 3.

De même, la panne à l'extrémité de la barre renforcée est supposée être alignée avec la section transversale n° 1.

$$\psi = \frac{471}{661} = 0,71 \rightarrow C_1 = 1,2$$

EN 1993-1-1
Annexe BB
§ BB.3.2.1

Annexe C du
présent document

Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	43 sur 46															
<p>Selon l'Eurocode, le rapport $\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$ doit être pris égal à la valeur maximale dans le tronçon.</p> <p>Dans ce cas, les sections transversales n°1 et 3 ont été considérées comme indiqué dans le Tableau 6.</p> <p>Tableau 6 Rapport $\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$ pour les sections transversales n°1 et 3</p> <table border="1" data-bbox="193 589 1179 779"> <thead> <tr> <th>Section transversale n°</th> <th>A (mm²)</th> <th><i>I</i>_t (mm⁴) × 10⁴</th> <th>W_{pl} (mm³) × 10³</th> <th>$\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>15045</td> <td>81</td> <td>4888</td> <td>1961</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>12686</td> <td>74</td> <td>3168</td> <td>1069</td> </tr> </tbody> </table> <p>Par simplification, la semelle centrale a été négligée dans le calcul de <i>I</i>_t et W_{pl}.</p> <p>Les propriétés de la section transversale n°1 donnent la valeur maximale du rapport $\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$. Par conséquent, L_m est calculé en utilisant les propriétés de la section transversale n°1.</p> $I_z = 2168 \times 10^4 \text{ mm}^4$ $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{2168 \times 10^4}{15045}} = 38 \text{ mm}$ $L_m = \frac{38 \times 38}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{129 \times 10^3}{15045} \right)^2 + \frac{1}{756 \times 1,2^2} \frac{(4888 \times 10^3)^2}{15045 \times 81 \times 10^4} \left(\frac{355}{235} \right)^2}}$ $L_m = 700 \text{ mm}$ <p>L'espacement entre les pannes est 1345 mm < 700 mm</p> <p>Donc, la procédure de calcul pour bénéficier des maintiens de la semelle tendue donnée au Paragraphe C.2 de l'Annexe C ne peut pas être utilisée.</p> <p>8.3.2. Vérification du flambement par flexion par rapport à l'axe faible</p> <p>Les sollicitations maximales dans la barre renforcée (au niveau de la face du poteau) sont :</p> $N_{Ed} = 129 \text{ kN}$ $M_{Ed} = 661 \text{ kN.m}$		Section transversale n°	A (mm ²)	<i>I</i> _t (mm ⁴) × 10 ⁴	W _{pl} (mm ³) × 10 ³	$\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$	1	15045	81	4888	1961	3	12686	74	3168	1069	<p>EN 1993-1-1 Annexe BB § BB.3.2.1</p>
Section transversale n°	A (mm ²)	<i>I</i> _t (mm ⁴) × 10 ⁴	W _{pl} (mm ³) × 10 ³	$\frac{W_{pl}^2}{AI_t}$													
1	15045	81	4888	1961													
3	12686	74	3168	1069													

L'EN 1993-1-1 ne couvre pas le calcul des sections à hauteur variable (c'est-à-dire avec un renfort). Pour cet exemple, les vérifications sont menées à partir des efforts dans une section équivalente en T soumise à une compression et une flexion.

La section équivalente en T est prise à partir d'une section à mi-longueur de la barre renforcée.

La section équivalente en T est composée de la semelle inférieure et de 1/3 de la partie comprimée de l'aire de l'âme, basée sur le § 6.3.2.4 de l'EN 1993-1-1.

La longueur de flambement est 2740 mm (longueur entre le sommet du poteau et le premier maintien).

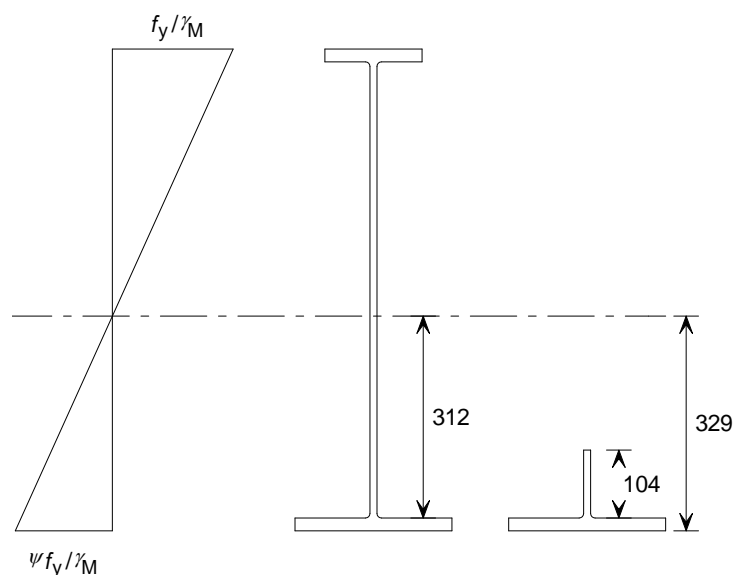
Propriétés de la section transversale n°1 :

Aire de la section $A = 15045 \text{ mm}^2$

Module d'élasticité de la semelle comprimée $W_{el,y} = 4527 \times 10^3 \text{ mm}^3$

Propriétés de la section transversale n°3 :

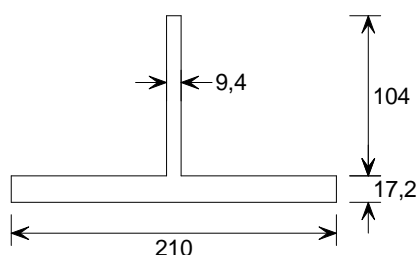
Propriétés de la section entière :



Axe neutre élastique (à partir de la semelle inférieure) : $\bar{z} = 329 \text{ mm}$

Aire de la section $A = 12686 \text{ mm}^2$

Propriétés de la section équivalente en T en compression :



Aire de la section en T :

$$A_f = 4590 \text{ mm}^2$$

Moment d'inertie de flexion par rapport à l'axe faible :

$$I_{f,z} = 1328 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

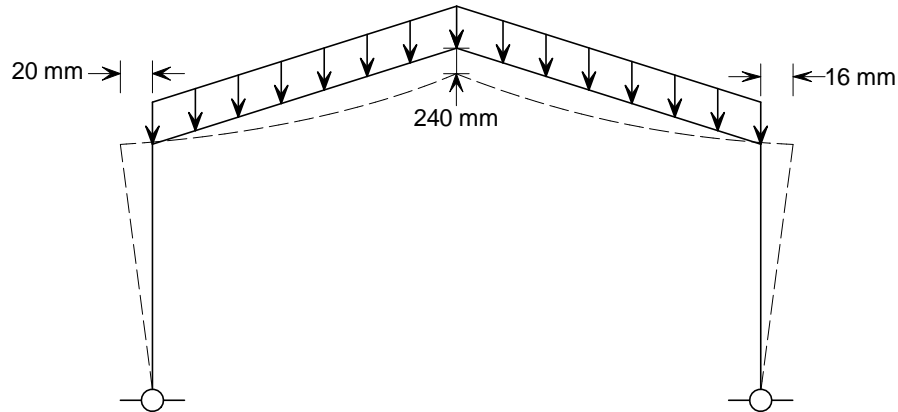
Titre	Annexe D Exemple : Calcul d'un portique en utilisant une analyse élastique	45 sur 46
<p>Compression dans la section en T</p> <p>La compression équivalente totale, dans la section en T, est calculée pour la section transversale n°1 en ajoutant la compression axiale directe et celle due à la flexion.</p> $N_{Ed,f} = N_{Ed} \times \frac{A_f}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_{el,y}} \times A_f = 129 \times \frac{4590}{15045} + \frac{661 \times 10^6}{4527 \times 10^3} \times 4590 = 670 \text{ kN}$ <p>Vérification de la résistance au flambement par rapport à l'axe faible</p> <p>Pour les sections laminées à chaud, il convient d'utiliser la courbe de flambement c, soit :</p> <p>→ $\alpha_z = 0,49$</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$ $i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A_f}} = \sqrt{\frac{1328 \times 10^4}{4590}} = 53,8$ $\bar{\lambda}_{f,z} = \frac{L_{cr}}{i_{f,z}} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{2740}{53,8} \times \frac{1}{76,4} = 0,667$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_{f,z} - 0,2) + \bar{\lambda}_{f,z}^2 \right]$ $\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,49(0,667 - 0,2) + 0,667^2 \right] = 0,837$ $\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_{f,z}^2}} = \frac{1}{0,837 + \sqrt{0,837^2 - 0,667^2}} = 0,745$ $N_{b,z,Rd} = \chi_z \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 0,745 \frac{4590 \times 355}{1,0} \times 10^{-3} = 1214 \text{ kN}$ <p>$N_{Ed,f} = 670 \text{ kN} < 1214 \text{ kN}$ OK</p>		

EN 1993-1-1
§ 6.3.1.2

EN 1993-1-1
§ 6.3.1.2

9. Flèches

Les flèches horizontales et verticales du portique soumis à la combinaison d'actions caractéristiques déterminée à l'aide de l'expression 6.14 de l'EN 1990, sont les suivantes :



L'Annexe A du présent document indique les limites de flèches typiques utilisées dans quelques pays européens. Ces limites ne sont que des recommandations. Les exigences pour un portique particulier doivent être définies en accord avec le client.