

**MA1 – COURS DE
CHARPENTES METALLIQUES**

**ANALYSE DES STRUCTURES EN ACIER
(2)**

INSTITUT HEMES GRAMME

**Ir. Jacques Dehard
Professeur**

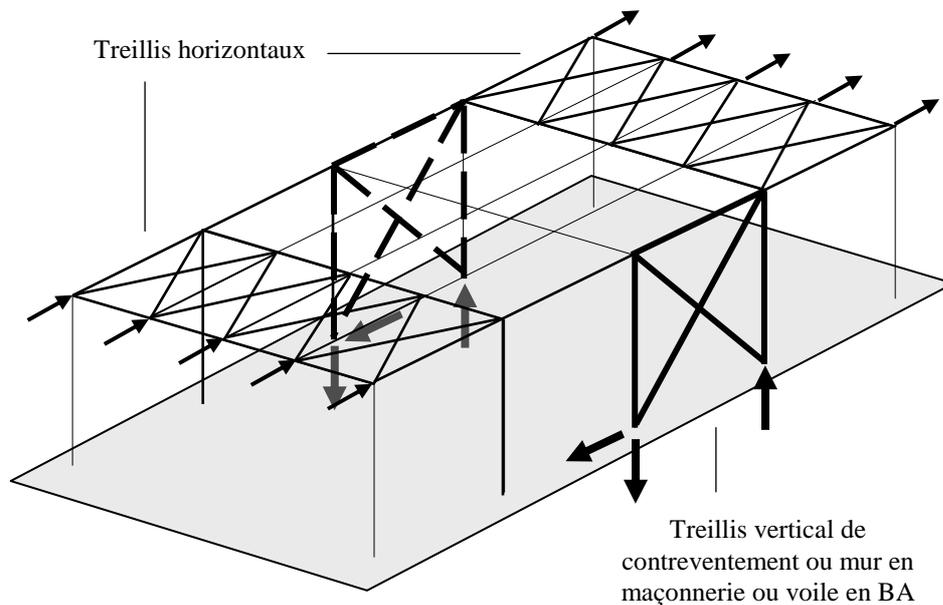
4. Classification des ossatures

Les structures métalliques sont classées sur base des caractéristiques « **contreventées** ou **non-contreventées** » et « **rigides** ou **souples** » (ou encore d'un point de vue des déplacements horizontaux, à « **nœuds fixes** ou à **nœuds mobiles** »). Cette classification conduit donc à la définition de quatre types d'ossatures.

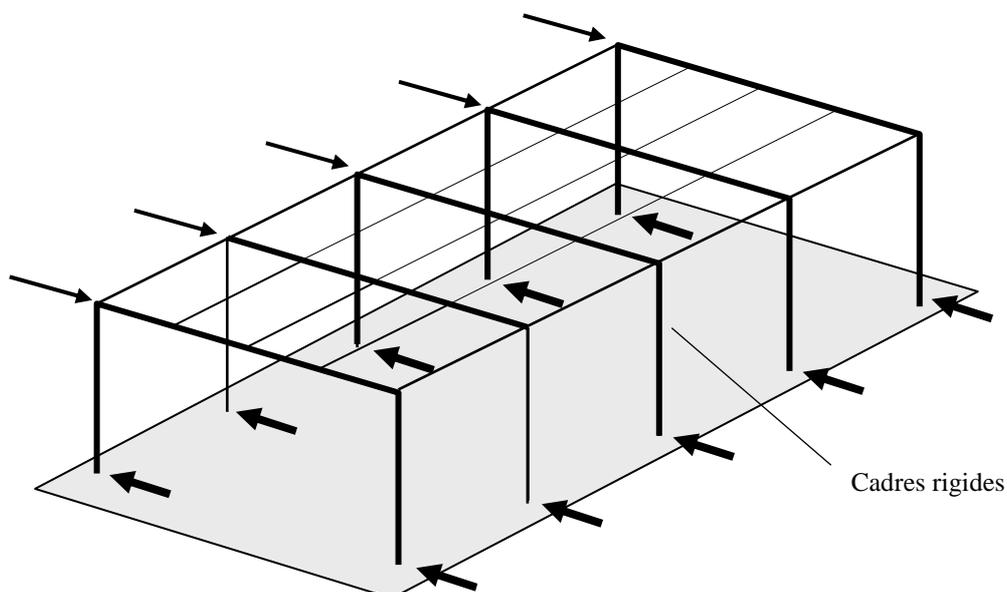
4.1 Classification sur base du contreventement

Un système de **contreventement** est normalement destiné à transmettre les charges horizontales aux fondations et à empêcher, ou au moins à restreindre, les déplacements latéraux dans les ossatures à un ou plusieurs étages. Il peut également avoir pour rôle de fournir des appuis nécessaires à la stabilisation d'éléments porteurs. Les treillis verticaux, les murs de cisaillement (en maçonnerie ou en béton) et les noyaux centraux en béton (abritant cages d'escaliers et d'ascenseurs), combinés avec des dalles ou des treillis horizontaux, constituent des systèmes de contreventement courants.

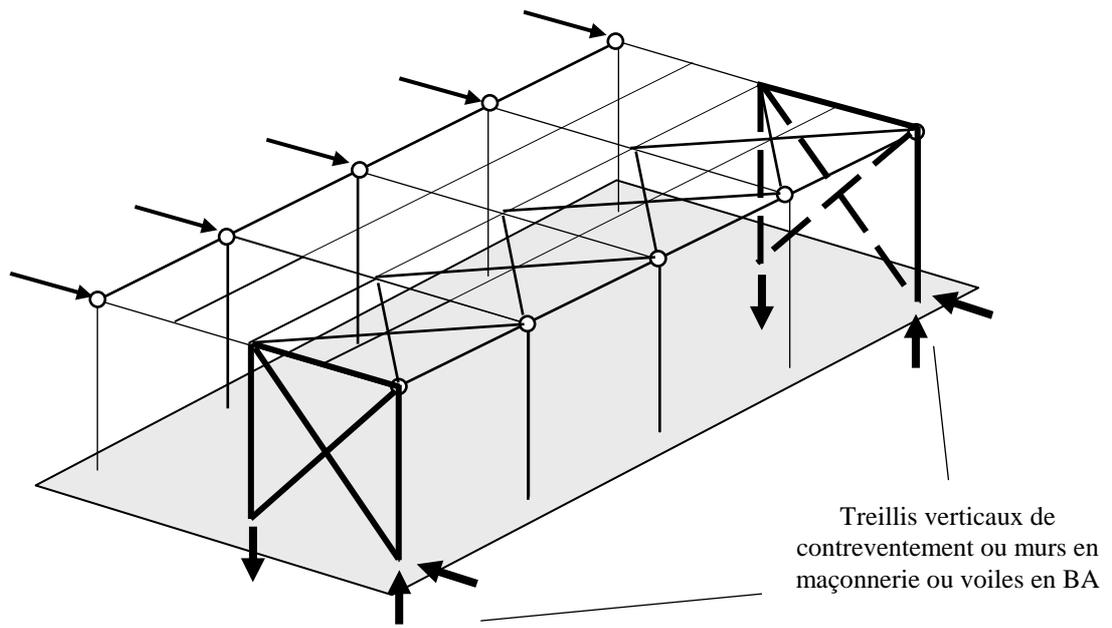
Stabilisation longitudinale d'un bâtiment industriel par contreventement :



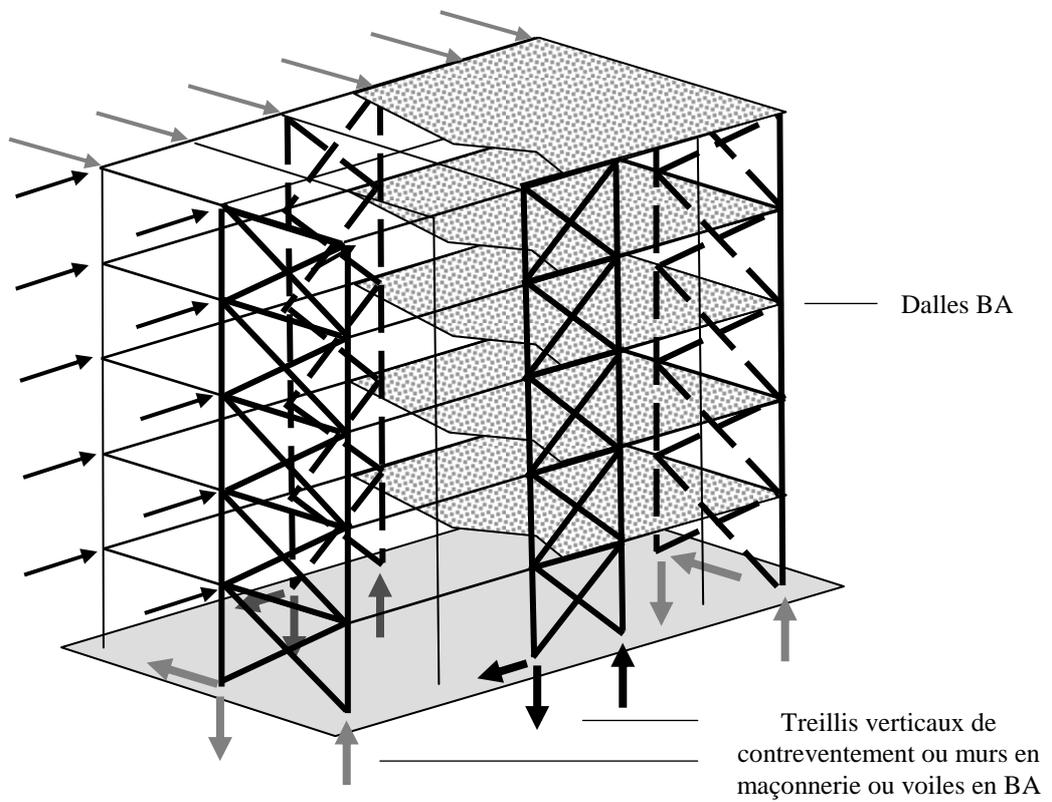
Stabilisation latérale d'un bâtiment industriel assurée par cadres rigides (absence de contreventement) :

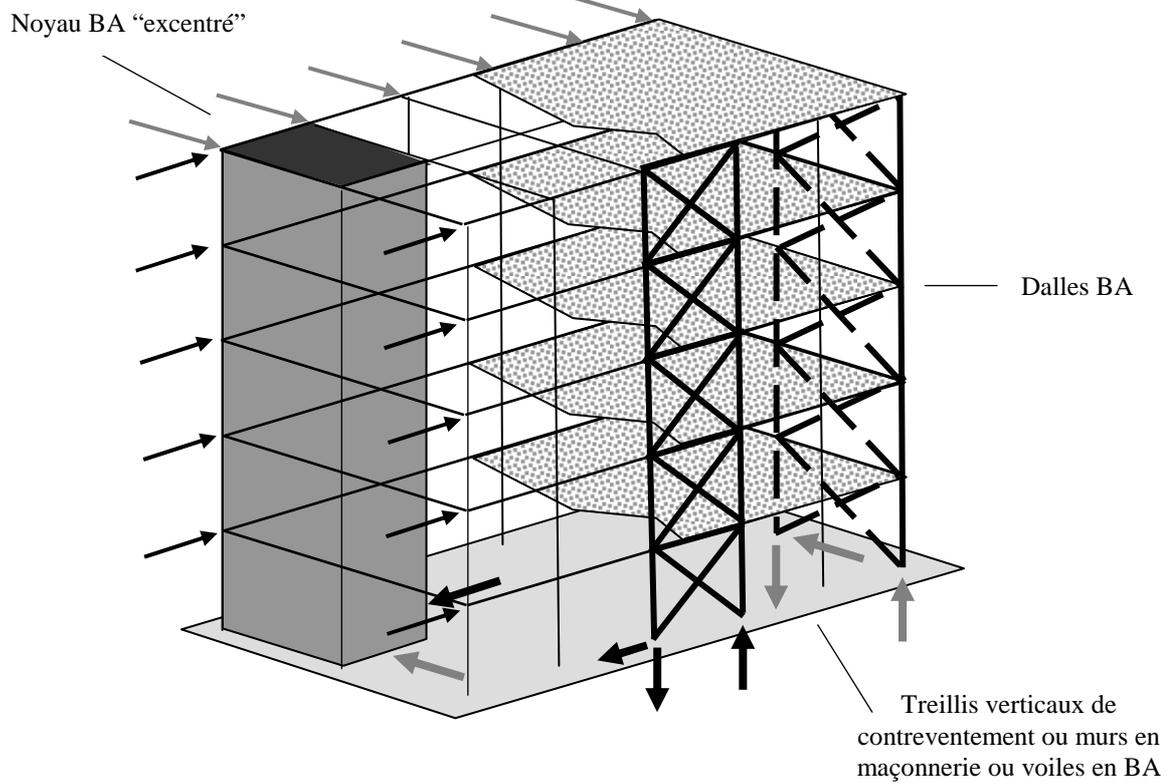
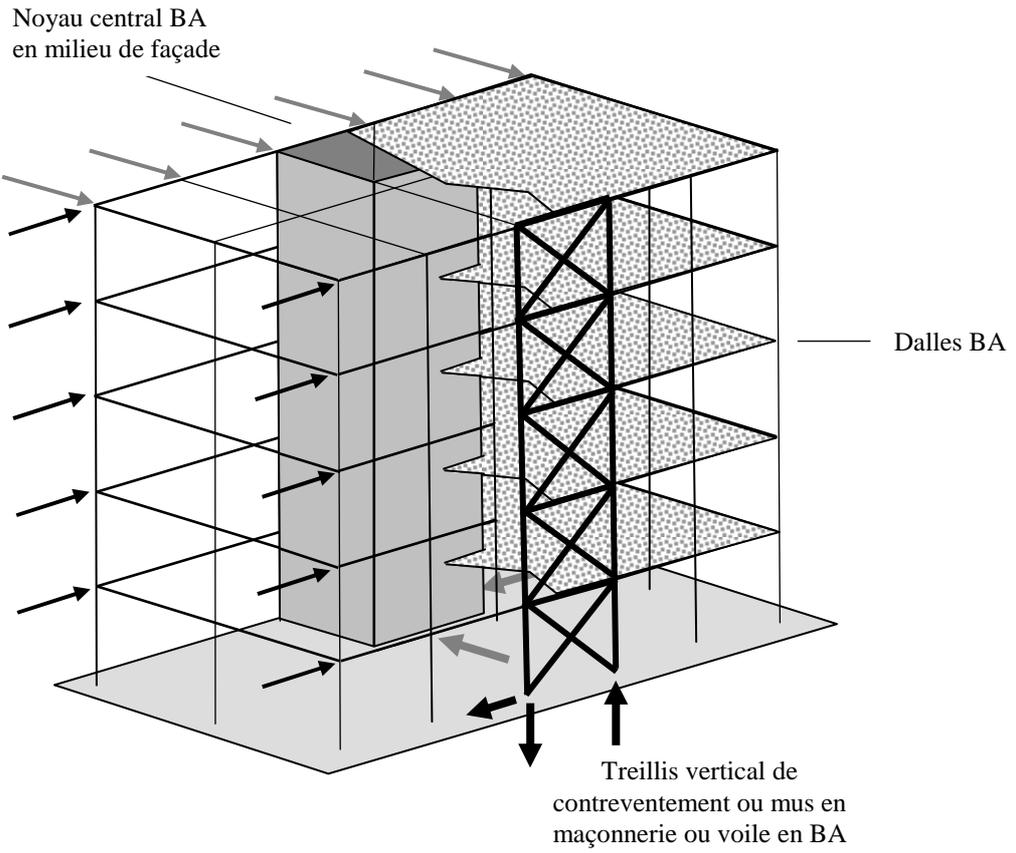


Stabilisation latérale d'un bâtiment industriel à ossature articulée, par contreventement :



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





Pour qu'une ossature soit classifiée en ossature contreventée, elle doit comporter un système de contreventement possédant une rigidité appropriée.

Pour les ossatures dépourvues de système de contreventement, ainsi que pour les ossatures munies d'un système de contreventement mais qui n'est pas suffisamment rigide pour permettre la classification de l'ossature comme ossature contreventée, la structure est classifiée comme non contreventée.

4.1.1 Critère de classification en ossatures « contreventées » ou « non contreventée »

L'existence d'un système de contreventement dans une structure ne garantit pas que l'ossature soit classifiée comme contreventée. La classification en ossature contreventée n'est possible que lorsque le système de contreventement réduit les déplacements horizontaux d'au moins 80%.

- S'il n'existe aucun système de contreventement : l'ossature est **non contreventée** ;
- S'il existe un système de contreventement, la règle suivante s'applique :
 - si $\Psi_{br} > 0,2 \Psi_{unbr}$: l'ossature est classifiée comme **non contreventée**,
 - si $\Psi_{br} \leq 0,2 \Psi_{unbr}$: l'ossature est classifiée comme **contreventée**,avec : Ψ_{br} , le déplacement latéral de la structure avec le système de contreventement,
 Ψ_{unbr} , le déplacement latéral de la structure sans le système de contreventement.

4.1.2 Influence sur l'analyse globale de l'ossature

Lorsque la classification de l'ossature comme **contreventée** est justifiée, il est possible d'analyser l'ossature et le système de contreventement séparément de la façon suivante :

- L'**ossature**, sans système de contreventement, est traitée comme totalement appuyée latéralement et sera calculée pour supporter l'action des charges verticales uniquement ;
- Le **système de contreventement** supportera toutes les charges horizontales appliquées aux ossatures qu'il contrevente, toutes les charges verticales éventuelles qui lui sont directement appliquées ainsi que les effets des imperfections des ossatures qu'il contrevente et du système de contreventement lui-même.

Il convient de remarquer que dans une ossature comportant un système de contreventement de type treillis ou de type cadre rigide, certains éléments (notamment les colonnes) participent au système de contreventement en plus de leur participation à la structure (sans contreventement).

Pour les ossatures dépourvues de système de contreventement ainsi que pour les ossatures munies d'un système de contreventement mais qui n'est pas suffisamment rigide, la structure est classifiée comme **non contreventée**. Dans tous les cas d'ossatures non contreventées, un système structural unique, composé de l'ossature et du contreventement s'il existe, doit être analysé en ce qui concerne tant les charges verticales que les charges horizontales agissant ensemble ainsi qu'en ce qui concerne les effets des imperfections.

4.2 Classification sur base de la rigidité

Une ossature est dite « **rigide** », lorsque, soumise à des forces horizontales dans son plan, elle a un comportement suffisamment rigide pour pouvoir négliger toutes forces ou moments supplémentaires provoqués par les déplacements horizontaux de ses nœuds. En d'autres mots, les effets du second ordre globaux (c'est-à-dire les effets de déplacement latéral $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas d'une ossature rigide (appelée aussi « à nœuds fixes ») !

Lorsque les effets du second ordre globaux ne sont pas négligeables, on dit que l'ossature est une « **ossature souple** » (appelée aussi « à nœuds mobiles »).

Lorsqu'une ossature est classifiée comme **rigide**, une **analyse du premier ordre peut donc toujours être utilisée**.

Lorsqu'une ossature est classifiée comme **souple**, une **analyse du second ordre doit être utilisée**.

Normalement, une ossature comportant un contreventement est plutôt susceptible d'être classifiée comme rigide, alors qu'une ossature non contreventée est plutôt susceptible d'être classifiée comme souple. Cependant, il est important de noter qu'il est possible qu'une ossature non contreventée soit classifiée comme rigide (cas des bâtiments à un seul étage composés de portiques peu sensibles aux efforts horizontaux), tandis qu'une ossature munie d'un contreventement peut être classifiée comme souple (cas des bâtiments à plusieurs étages avec un contreventement flexible).

Il convient également de noter que les systèmes de contreventement, eux-mêmes constitués par des ossatures (ou des ossatures secondaires), peuvent aussi être classifiés en ossatures souples ou rigides.

La classification des ossatures comme rigides (à nœuds fixes) ou souples (à nœuds mobiles) est également très importante pour la détermination des longueurs de flambement des colonnes de telles structures.

4.2.1 Critères de classification en ossatures souples et rigides

La classification d'une ossature (ou d'un système de contreventement) comme **souple** ou **rigide** est basée sur la valeur du rapport α_{cr} de la **valeur de la charge de flambement critique élastique** F_{cr} correspondant au premier mode d'instabilité latérale globale de la structure (nœuds déplaçables), à la **valeur de calcul de la charge verticale totale** F_{Ed} appliquée à la structure. En effet, plus la charge appliquée est proche de la charge critique, plus grand est le risque d'instabilité et plus importants sont les effets du second ordre globaux sur l'ossature (effets P- Δ).

Une ossature sera « **rigide** » si :

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{pour une analyse élastique} \quad \text{et} \quad \alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{pour une analyse plastique.}$$

(la limite est plus grande pour l'analyse plastique car, dans ce cas, le comportement structural peut être influencé de manière significative par les propriétés non linéaires du matériau ou des assemblages).

Une ossature sera « **souple** » si $\alpha_{cr} < 10$ ou 15 .

4.2.2 Procédures d'évaluation du multiplicateur critique α_{cr} d'une ossature

Il existe des programmes informatiques permettant de calculer les multiplicateurs critiques ou les charges critiques élastiques des ossatures. En outre, pour des configurations d'ossatures simples, on peut trouver des formules ou des graphiques permettant une détermination rapide de la valeur des charges critiques élastiques.

Pour les portiques à pentes de toitures faibles ($\leq 26^\circ$) et les ossatures planes de bâtiments de type poutre-poteau, comportant des poutres assemblées à chaque poteau à chaque niveau d'étage, le multiplicateur critique α_{cr} peut être calculé à partir de la formule approchée suivante, à condition que la compression axiale dans les poutres ou les arbalétriers ne soit pas trop importante :

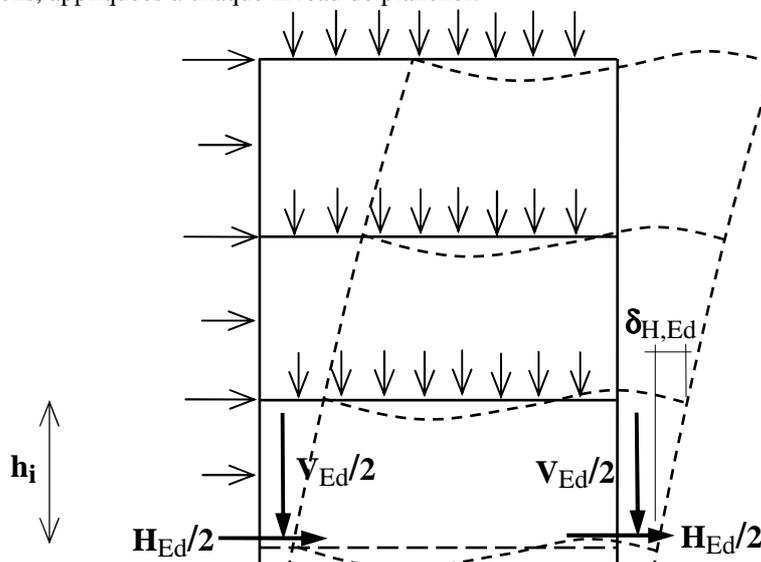
$$\alpha_{cr} = \min \left[\left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h_i}{\delta_{H,Ed}} \right) \right]_{i=1 \rightarrow n_s}$$

où : i est l'indice de l'étage considéré, h_i la hauteur de cet étage et n_s le nombre d'étages de l'ossature ;

H_{Ed} est la valeur de calcul de la résultante horizontale, au niveau inférieur de l'étage, des charges horizontales réelles (vent, ...) et des charges équivalentes aux imperfections, exercées sur la structure au-dessus de ce niveau ;

V_{Ed} est la valeur de calcul de la résultante verticale totale, au niveau inférieur de l'étage, des charges verticales réelles exercées sur la structure au-dessus de ce niveau ;

$\delta_{H,Ed}$ est le déplacement horizontal relatif de la partie supérieure de l'étage par rapport à sa partie inférieure, lorsque la structure est soumise aux charges horizontales de calcul et aux charges équivalentes aux imperfections, appliquées à chaque niveau de plancher.



Il convient d'effectuer une analyse élastique du premier ordre de l'ossature, pour toutes les combinaisons à envisager (ELS et ELU) et de déterminer, pour chaque combinaison, le déplacement horizontal de chaque étage provoqué par les charges de calcul (tant horizontales que verticales). Ceci conduira au calcul de toute une série de coefficients critiques α_{cr} , dont on ne gardera que le plus faible d'entre eux, par combinaison, pour classer la structure ! Il est donc théoriquement possible qu'une structure soit classifiée différemment en fonction de la combinaison de charges !

Remarques :

- l'approche du multiplicateur critique donnée ci-dessus est basée sur une estimation du rapport du moment de renversement ($H_{Ed} \cdot h_i$), au moment provoqué par les effets du second ordre globaux (P- Δ), donné ici sous la forme ($V_{Ed} \cdot \delta_{H,Ed}$), au niveau d'une base de poteau ;
- la compression axiale dans les poutres ou les arbalétriers peut être significative si :

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}} \quad \text{ou} \quad N_{Ed} \geq 0,09N_{cr} \quad \text{avec} \quad N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

où : N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort normal de compression ;

$\bar{\lambda}$ est l'élancement réduit, dans le plan calculé pour la poutre ou l'arbalétrier, basé sur la longueur d'épure ou développée de cet élément, en le considérant articulé à ses extrémités ;

L est la longueur géométrique de la poutre ou la longueur développée de l'arbalétrier ;

5. Les imperfections

Les effets des imperfections (contraintes résiduelles, défauts de verticalité, de rectitude, de planéité, défauts d'ajustage et excentricités mineures dans les assemblages, ...) doivent être pris en compte, de façon appropriée, dans l'analyse d'une structure et de ses éléments.

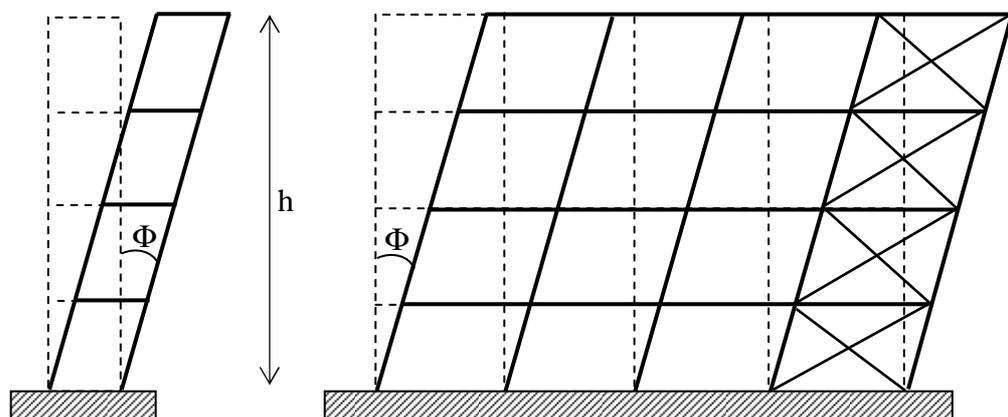
Il y a lieu de prendre en compte :

- les imperfections globales pour les ossatures, qui correspondent aux effets (P- Δ) et affectent l'instabilité globale de la structure ;
- les imperfections locales pour les barres, qui correspondent aux effets (P- δ) et affectent l'instabilité locale des éléments poutres et colonnes ;
- les imperfections pour les systèmes de contreventements.

5.1 Les imperfections d'ossature

Les effets des **imperfections globales d'ossature** doivent être pris en compte dans l'analyse globale au moyen d'une imperfection géométrique équivalente sous forme d'un **défaut global d'aplomb initial Φ** . Les sollicitations qui en résultent doivent être utilisées pour le calcul des éléments.

Les imperfections d'ossature sont traitées comme un cas de charge à utiliser conjointement avec toutes les combinaisons de charges défavorables agissant sur l'ossature. Les défauts d'aplomb initiaux s'appliquent dans toutes les directions horizontales, mais il n'est nécessaire de les étudier que dans une seule direction à la fois. Il convient d'accorder une attention particulière aux cas de déplacements latéraux antisymétriques sur deux faces opposées, qui peuvent induire des effets de torsion.



Le défait d'aplomb initial est déterminé directement au moyen de la formule suivante :

$$\Phi = \Phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

où : $\Phi_0 = 1/200$ est la valeur de base du hors-plomb ;

α_h est le coefficient de réduction pour la hauteur totale h des poteaux : $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$ avec $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$;

h est la hauteur de la structure (en mètres) ;

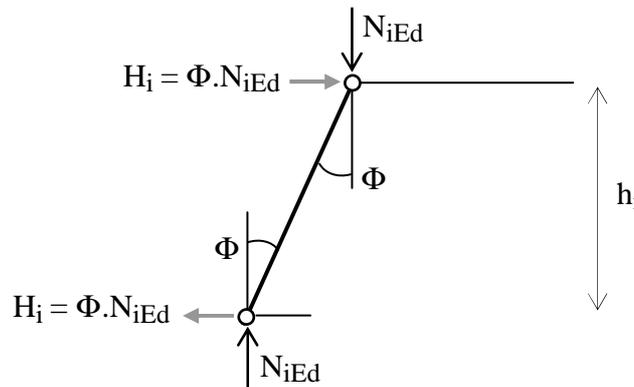
α_m est le coefficient de réduction pour le nombre de poteaux dans une file : $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$;

m est le nombre de poteaux dans une file, en n'y intégrant que les poteaux supportant une charge verticale N_{Ed} supérieure ou égale à 50% de la valeur moyenne par poteau dans le plan vertical considéré.

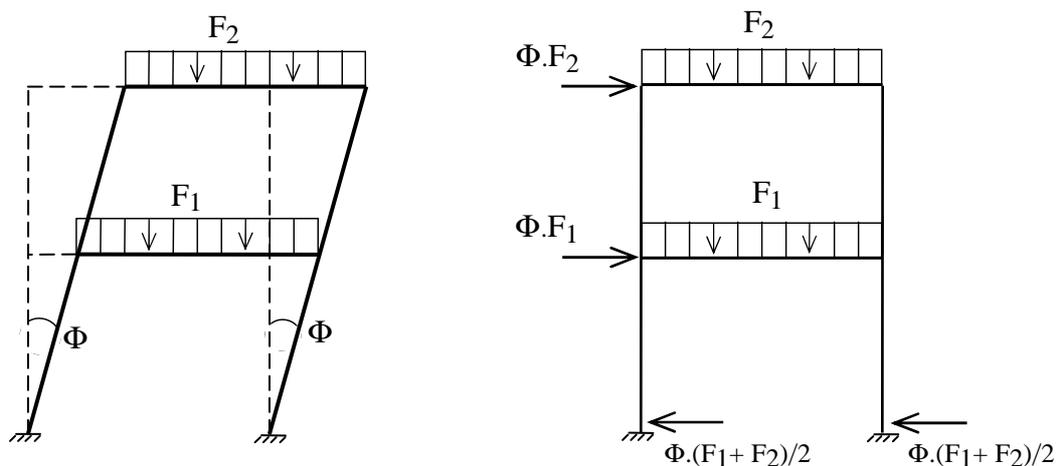
5.2 Forces horizontales équivalentes aux imperfections d'ossature

L'imperfection globale dans le plan d'une ossature peut être remplacée par un **système équivalent fermé de forces horizontales appliquées aux niveaux de chaque plancher** de la structure idéale verticale de départ.

La procédure utilisée pour déterminer ces forces est la même que celle utilisée pour calculer la charge latérale équivalente destinée à prendre en compte l'effet de déplacement latéral ($P-\Delta$) provoqué par les charges appliquées sur la structure :



Les forces horizontales équivalentes au niveau de la toiture et de chaque plancher sont donc calculées en multipliant la proportion de la charge verticale appliquée sur le niveau par le défaut d'aplomb initial Φ . Elles peuvent être appliquées dans un sens quelconque, mais dans un seul sens à la fois.



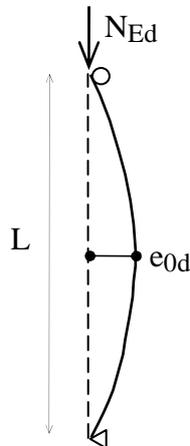
Les forces horizontales équivalentes appliquées à l'entièreté de la structure devant constituer un système fermé (de résultante nulle), des forces résultantes adéquates et de sens inverse à celles qui s'exercent aux autres niveaux, sont donc prévues juste au-dessus des appuis !

Un système complet de forces équivalentes ainsi déterminé doit évidemment être ajouté à chaque cas de charges de l'analyse globale !

Il faut toujours tenir compte de l'imperfection globale d'une structure de bâtiment, **sauf si** H_{Ed} est \geq à $0,15V_{Ed}$.

5.3 Les imperfections d'éléments

L'imperfection locale d'élément à utiliser pour prendre en compte les défauts géométriques et structuraux des barres réelles, est représentée par une cambrure comme indiquée dans la figure ci-dessous. On peut observer que son effet est identique à celui provoqué par la flèche réelle de l'élément lui-même, résultant de la charge axiale et de la flexion, c'est-à-dire que l'élément est soumis à un effet (P-δ).



Courbe de flambement selon Tableau 6.1	Analyse élastique	Analyse plastique
	e_0 / L	e_0 / L
a ₀	1 / 350	1 / 300
a	1 / 300	1 / 250
b	1 / 250	1 / 200
c	1 / 200	1 / 150
d	1 / 150	1 / 100

L'imperfection initiale en arc équivalente pour un élément donné dépend de la courbe de flambement concernée, de la méthode d'analyse et du type de vérification de section transversale utilisés. Les valeurs e_{0d}/L à prendre en compte selon l'Eurocode sont mentionnées au tableau ci-dessus. Il peut être envisagé, lors de la modélisation d'une structure, de représenter l'élément initialement cintré par deux ou plusieurs tronçons d'élément rectilignes.

Les effets des imperfections locales d'éléments peuvent généralement être négligés lorsqu'on effectue l'analyse globale des ossatures, sauf dans certains cas spécifiques d'ossatures souples sensibles aux effets de second ordre, constituées d'éléments particulièrement élancés !

Les cas dans lesquels ces effets doivent être pris en compte sont les éléments d'ossatures souples, soumis à une compression axiale, à au moins un moment d'extrémité (assemblages transmettant un moment), et pour lesquels :

$$\bar{\lambda} > 0,5 \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Ed}}} \quad \text{ou} \quad N_{Ed} > 0,25 N_{cr} \quad \text{en tenant compte que} \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} = \frac{L}{i} / \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

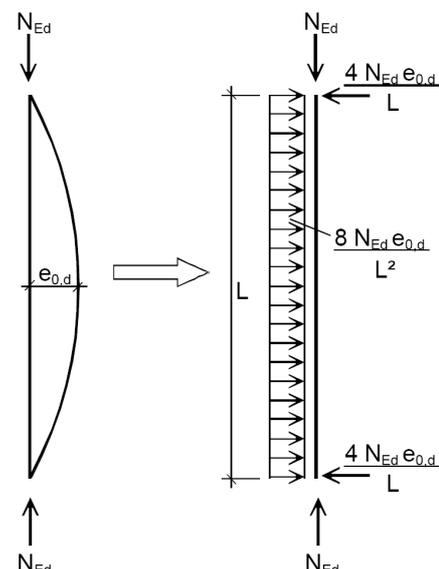
avec : N_{Ed} : valeur de calcul de la force de compression ;

N_{cr} : charge critique d'Euler de l'élément, calculée au moyen d'une longueur de flambement égale à sa

$$\text{longueur d'épure : } N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Les imperfections des éléments doivent donc être rarement être prises en compte dans l'analyse globale. Le cas échéant, cela se fait en les affectant d'une imperfection équivalente initiale en arc appropriée, ou, en appliquant aux éléments des systèmes de forces transversales équivalentes comme indiqué ci-dessous :

(la force équivalente est obtenue en égalant le moment dû à l'excentrement $N_{Ed} \cdot e_{0d}$ au moment maximum dans une poutre sur deux appuis uniformément chargée $qL^2/8$).



L'utilisation d'une analyse globale du second ordre incluant à la fois les effets du second ordre globaux (P-Δ) et locaux (P-δ) est nécessaire dans ces cas et, de ce fait, dispense d'avoir recours, pour la vérification de la résistance des éléments, aux formules incluant les effets des imperfections locales.

Dans le cas d'une analyse au second ordre prenant en compte le déversement d'une barre fléchie, une imperfection égale à $(0,5 \cdot e_{0d})$ peut être adoptée, où e_{0d} est l'imperfection initiale équivalente en arc pour l'axe faible (en général z-z) du profil considéré (une imperfection de torsion étant fréquemment négligée).

Il convient également de prendre garde à l'influence que le sens de l'imperfection initiale en arc (ou des charges équivalentes) peut avoir sur les valeurs résultantes des sollicitations exercées dans l'élément.

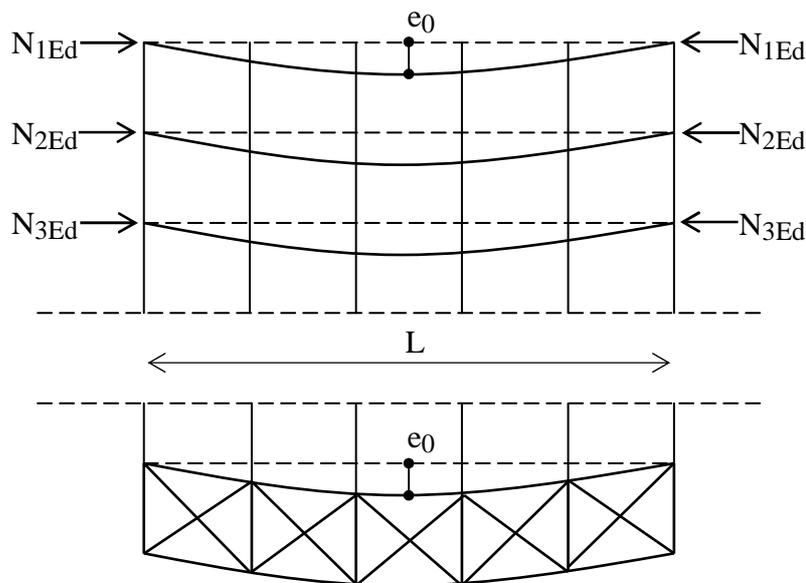
Dans les cas fréquents où les imperfections locales ne sont pas prises en compte dans l'analyse globale, il est néanmoins nécessaire d'utiliser alors, pour la vérification de la résistance des barres, des formules incluant les effets de ces imperfections locales (formules de vérification au flambement et au déversement par exemple).

5.4 Les imperfections pour le calcul des systèmes de contreventement

Les systèmes de contreventement devant assurer un maintien latéral, sur leur longueur, de poutres fléchies ou de barres comprimées, doivent être analysés en prenant en compte les effets d'une imperfection géométrique équivalente des éléments à stabiliser.

Ces effets doivent être introduits au moyen d'une imperfection initiale en arc e_0 , donnée par : $e_0 = \alpha_m L / 500$, où : L

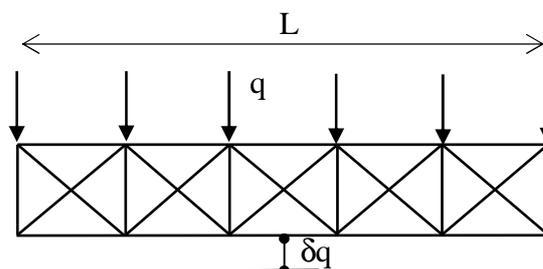
est la portée du système de contreventement, $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$ avec m = le nombre d'éléments à stabiliser.



Pour simplifier, les effets des imperfections initiales en arc des éléments à stabiliser peuvent être remplacés par une force

de stabilisation répartie équivalente donnée par la formule : $q = \sum_i N_{iEd} \cdot 8 \frac{e_0 + \delta_q}{L^2}$ avec,

δ_q : flèche du contreventement dans le plan de stabilisation, calculée par une analyse au premier ordre, due aux charges équivalentes et aux charges extérieures éventuelles (comme le vent par exemple). Pour une analyse au second ordre, δ_q peut être prise égale à 0.



En outre, lorsque des éléments stabilisés comportent des assemblages de continuité, le système de contreventement doit être capable de supporter des forces locales égales à $\frac{\alpha_m N_{Ed}}{100}$ qui lui sont transmises, par chaque poutre ou élément comprimé, au droit de ces assemblages.

6. Impacts sur l'analyse des structures

En résumé, on peut dire, que pour l'analyse d'une structure métallique selon l'EC3, il y a trois situations possibles :

6.1 La structure est souple (à nœuds mobiles), avec ou sans contreventement

Dans ce cas, deux procédures d'analyse sont possibles :

Soit : - tenir compte des imperfections globales d'ossature (et des imperfections locales d'éléments mais seulement dans les cas rares où leur élancement le nécessite) ;

- procéder à un calcul global au second ordre (effets P- Δ) ;
- procéder à la vérification, dans le plan de l'ossature, de la stabilité individuelle des éléments comprimés en utilisant leurs longueurs de flambement L_{CR} basées sur le mode d'instabilité à « nœuds fixes » (en prenant en compte la rigidité des barres et des assemblages), ou, par sécurité, en utilisant les longueurs d'épures des éléments. Les longueurs de flambement à « nœuds fixes » se justifient par le fait qu'aucun déplacement latéral supplémentaire ne s'ajoutera à ceux pris en compte par le calcul au deuxième ordre.

Soit : - ne tenir compte d'aucune imperfection (ni globales d'ossature ni locales d'éléments) ;

- procéder à un calcul global au premier ordre ;
- procéder à la vérification, dans le plan de l'ossature, de la stabilité individuelle des éléments comprimés en adoptant des longueurs de flambement L_{CR} basées sur le mode global d'instabilité à « nœuds mobiles » de l'ossature (en prenant en compte la rigidité des barres et des assemblages). Dans ce cas, on suppose que toutes les colonnes d'un même étage flambent en même temps, et que la charge globale d'instabilité de la structure correspond à la plus petite de celles des étages pris séparément. On notera également que l'on ne tient pas compte de l'augmentation des moments dans les poutres et colonnes dus au second ordre.

Comme vu au cours de « calcul des structures », les calculs au second ordre peuvent être réalisés :

- soit à l'aide d'un programme spécifique (procédures pas-à-pas ou itératives) prenant en compte les effets (P- Δ) ou les effets (P- Δ et P- δ) ;
- soit en procédant à plusieurs itérations à l'aide d'un programme au premier ordre avec des charges latérales équivalentes (valable pour les effets P- Δ uniquement) ;
- soit, pour les bâtiments à un étage ou à plusieurs étages réguliers et régulièrement chargés, en multipliant les moments dus aux déplacements latéraux obtenus à l'aide d'un calcul au premier ordre, par le coefficient

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}, \text{ à condition que } \alpha_{cr} \geq 3 \text{ (valable pour les effets P-}\Delta \text{ uniquement).}$$

6.2 La structure est rigide (à nœuds fixes), sans contreventement

Dans ce cas, il convient de :

- tenir compte des seules imperfections globales d'ossature ;
- procéder à un calcul global au premier ordre ;
- procéder à la vérification, dans le plan de l'ossature, de la stabilité individuelle des éléments comprimés en utilisant leurs longueurs de flambement L_{CR} basées sur le mode d'instabilité à « nœuds fixes » (en prenant en compte la rigidité des barres et des assemblages), ou, par sécurité, les longueurs d'épures des éléments. Les longueurs de flambement à « nœuds fixes » se justifient par le fait que la structure n'est pas sensible aux déplacements transversaux.

6.3 La structure comporte un contreventement efficace

Dans ce cas, on pourra considérer la structure proprement-dite comme appuyée latéralement (appuis fournis par le système de contreventement) et les deux parties (structure et contreventement) pourront être calculés séparément comme ci-dessous (du moins après avoir contrôlé que le contreventement est bien rigide).

Il convient alors de :

- tenir compte des seules imperfections globales d'ossature ;
- procéder à un calcul global au premier ordre de la structure appuyée et du contreventement, séparément ;
- procéder à la vérification, dans le plan de l'ossature, de la stabilité individuelle des éléments comprimés en utilisant leurs longueurs de flambement L_{cr} basées sur le mode d'instabilité à « nœuds fixes » (en prenant en compte la rigidité des barres et des assemblages), ou, par sécurité, les longueurs d'épures des éléments. Les longueurs de flambement à « nœuds fixes » se justifient par le fait que la structure proprement dite est appuyée transversalement et que le contreventement rigide n'est pas sensible aux déplacements latéraux.

6.4 Remarques

Analyse globale élastique ou plastique ?

Dans la pratique, il est d'usage d'utiliser une analyse globale élastique, plus simple et sans restriction (ductilité de l'acier, classes de sections et d'assemblages, apparition de rotules plastiques, redistribution des efforts, ...) par rapport à une analyse plastique.

Commencer par la vérification des sections !

Il est conseillé, dans tous les cas, de commencer par la vérification des sections des éléments sous les effets maximaux, car si cette vérification n'est pas satisfaite, inutile d'aller plus loin.

Et hors du plan de l'ossature ?

Dans tous les cas, il ne faut pas oublier de procéder à la vérification de la stabilité des éléments hors du plan de l'ossature (flambement et déversement) !

Plus l'analyse globale est poussée, moins il y a de calcul par la suite !

Dans tous les cas précédents, il est toujours possible de faire un calcul au second_ordre à l'aide d'un programme spécifique qui prend en compte les imperfections globales d'ossature (effets $P-\Delta$) et les imperfections locales d'éléments (effets $P-\delta$). On aura, une meilleure représentation du comportement réelle de la structure.

Dans cette hypothèse, la vérification, dans le plan de l'ossature, de la stabilité individuelle des éléments comprimés n'est plus nécessaire. Une simple vérification de section se révélera suffisante, car les effets des imperfections globales sur l'ossature et les effets des imperfections locales sur les éléments seront automatiquement inclus dans les résultats de l'analyse !