

SOMMAIRE

1.	OBJECTIF DU GUIDE	3
2.	DOMAINE D'APPLICATION	5
3.	CONTENU DU GUIDE – CONVENTIONS POUR LES RÉFÉRENCES.....	7
3.1	Contenu du Guide	7
3.2	Notations – Conventions pour les références	8
4.	LES RÈGLES DE L'EN 1993-1-1 ET LEUR INTERPRÉTATION	9
4.1	Analyse structurale.....	9
4.2	Prise en compte des effets du second ordre dans l'analyse structurale	13
4.3	Prise en compte des imperfections dans l'analyse structurale	41
4.4	Comportement plastique.....	58
4.5	Comportement des assemblages poutre-poteau.....	66
4.6	Vérification des barres au flambement par flexion : évolution de l'approche	74
4.7	Organigramme général simplifié pour l'analyse élastique d'ossatures planes de bâtiments courants	77
5.	TRAITEMENT D'OSSATURES TYPES	81
5.1	Portiques de bâtiments industriels courants	81
5.2	Bâtiments multi-étagés courants.....	96
5.3	Contreventement en toiture de bâtiments courants	117
6.	RÉFÉRENCES	127

2. DOMAINE D'APPLICATION

Bien que certains principes exposés puissent être étendus à un domaine plus large d'ossatures, ce Guide vise surtout les ossatures planes en acier de bâtiments courants réguliers (portiques, bâtiments multi-étagés) chargées dans leur plan. Quelques indications concernant le comportement tridimensionnel de certains bâtiments sont données le cas échéant.

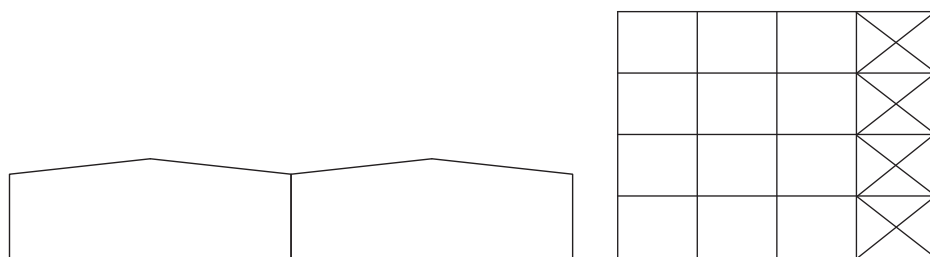


Figure 2.1 : Exemples d'ossatures considérées dans le Guide.

D'une manière générale, c'est l'analyse élastique (statique) des ossatures qui est considérée ici, car elle constitue l'essentiel de la pratique actuelle. L'analyse plastique est cependant abordée succinctement au travers de quelques notions clés et ses conditions d'application sont exposées à l'attention des praticiens qui seraient intéressés par cette approche.

Dans le cadre de cette analyse élastique, sont traitées la sensibilité des ossatures aux effets du changement de géométrie (effets du second ordre), les modalités de prise en compte de ces effets, les modalités d'introduction et de prise en compte des diverses imperfections définies par l'Eurocode 3. Les méthodes exposées pour la prise en compte des effets du second ordre ne couvrent pas toutes les possibilités offertes notamment par les logiciels d'analyse de structures, mais ont été choisies, d'une part pour leur aspect didactique pratique et abordable par le plus grand nombre, et d'autre part parce qu'elles nous semblent correspondre le mieux à l'esprit dans lequel a été rédigé le chapitre 5 « Analyse structurale » de l'EN 1993-1-1.

Par ailleurs, la classification et la caractérisation des assemblages en fonction de leur comportement, qui relève de l'EN 1993-1-8 [2], n'est abordée qu'afin de sensibiliser le praticien à cet aspect et l'amener, le cas échéant, à considérer une modélisation spécifique de certains assemblages de l'ossature.

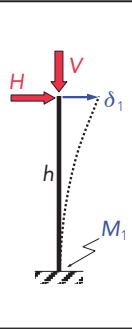
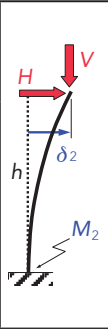
Déformée non considérée		Déformée considérée	
	$M_1 = Hh$		$M_2 = Hh + V\delta_2 = Hh \cdot \left(1 + \frac{V\delta_2}{Hh}\right)$
$\delta_1 = M_1 \frac{h^2}{3EI} = (Hh) \frac{h^2}{3EI}$ $\rightarrow \delta_1 = \frac{Hh^3}{3EI}$		$\delta_2 = M_2 \frac{h^2}{3EI} = (Hh + V\delta_2) \frac{h^2}{3EI}^*$ $\rightarrow \delta_2 = \frac{Hh^3}{3EI} \cdot \frac{1}{1 - \frac{Vh^2}{3EI}}$	
* Approximation adoptée ici pour la démonstration (cf. la remarque au paragraphe 4.2.1.1.4).			

Tableau 4.1 : Analyse du mât sans et avec prise en compte de la déformée.

4.2.1.1.2 Amplification des déplacements et des sollicitations

Il est aisé de déduire des résultats du tableau 4.1 :

$$- M_2 = K_M \cdot M_1 \text{ avec } K_M = 1 + \frac{V\delta_2}{Hh} (\geq 1);$$

$$- \delta_2 = K_\delta \cdot \delta_1 \text{ avec } K_\delta = \frac{1}{1 - \frac{Vh^2}{3EI}} (\geq 1).$$

On voit donc dans cet exemple que, calculés dans la configuration déformée et par rapport à leur valeur dans la configuration initiale, le moment M et le déplacement δ sont multipliés par un coefficient respectivement K_M et K_δ l'un comme l'autre manifestement supérieurs à 1 dès que la charge verticale V existe.

Un premier enseignement qui apparaît immédiatement ici est qu'il y a amplification du déplacement et de la sollicitation, et que si les charges verticales sont importantes et les déplacements horizontaux également, les deux analyses peuvent conduire à des résultats notablement différents.

4.2.1.1.3 Perte de la proportionnalité déplacements-charges et sollicitations-charges

Le coefficient K_δ ne dépend que de V et en est une fonction non linéaire (hyperbolique). Si toutes les charges (ici H et V) sont multipliées par un même facteur, le déplacement δ_2 n'est pas augmenté dans la même proportion, contrairement au déplacement δ_1 . La conséquence est identique pour le moment M_2 puisqu'il dépend de δ_2 . Il y a donc perte de

Dans le schéma de droite, il n'y a pas de déplacement horizontal des charges verticales, et la déformée de l'ossature est constituée essentiellement par celles des barres entre leurs extrémités. Dans ce cas, il n'y a que des effets du second ordre locaux.

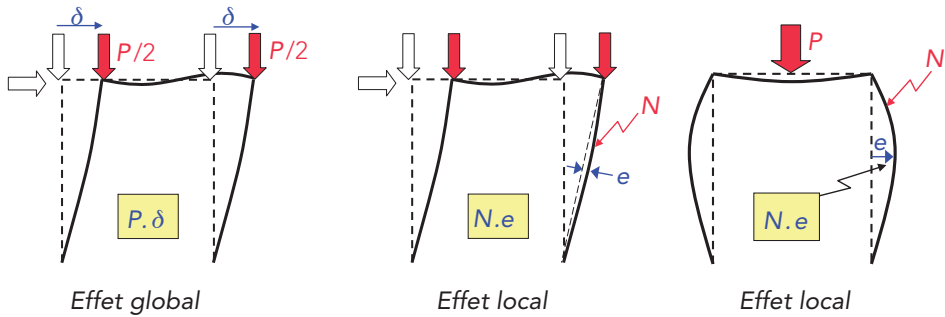


Figure 4.4 : Effets du second ordre globaux et locaux.

Schématiquement (cf. la figure 4.5), pour les ossatures de bâtiment, la déformée peut être décomposée :

- en une déformée construite à partir des seuls déplacements horizontaux des nœuds en supposant les barres rectilignes ;
- une déformée construite à partir de la seule déformation des barres entre leurs extrémités, sans considérer les déplacements des nœuds.

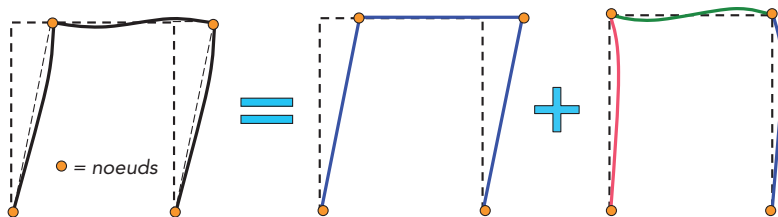


Figure 4.5 : Décomposition de la déformée d'une ossature.

La première est à l'origine des effets du second ordre globaux, la seconde à celle des effets du second ordre locaux. On perçoit ainsi que pour des ossatures fortement chargées verticalement et avec des charges horizontales générant des déplacements horizontaux significatifs, les effets du second ordre globaux sont prépondérants.

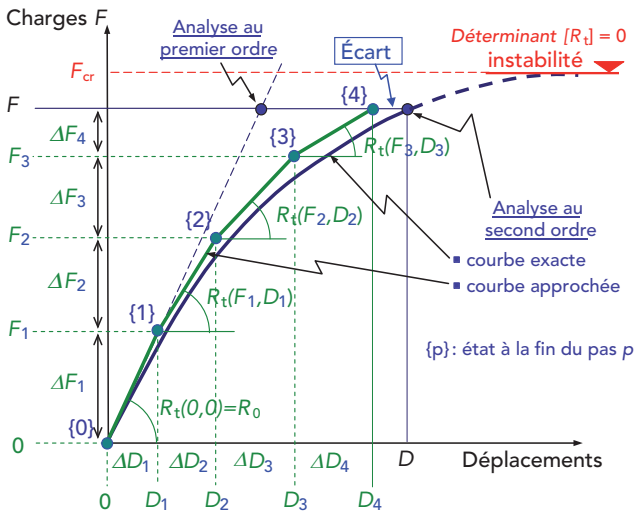


Figure 4.16 : Illustration de la méthode « pas à pas », ici avec quatre pas.

Si, au cours du processus, la matrice de rigidité R_t s'avérait être non définie positive (déterminant $[R_t] \leq 0$), on aurait alors atteint ou dépassé le niveau de chargement provoquant l'instabilité de l'ossature, c'est-à-dire la valeur critique F_{cr} de F .

4.2.3.3 Méthode itérative utilisant l'analyse au premier ordre

L'état final de la structure peut aussi être obtenu à l'aide d'une procédure itérative mettant en œuvre un logiciel classique d'analyse au premier ordre. Cette procédure s'appuie sur le concept de forces équivalentes aux effets du second ordre telles que définies au paragraphe 4.2.1.4.2, en particulier sur la figure 4.11, et est illustrée en figure 4.17 pour un portique simple.

L'ossature est analysée une première fois (itération 1) sous l'action des seules charges de calcul. Les efforts normaux N et les rotations globales ϕ_1 des barres sont ainsi déduits. On détermine alors, pour chacune des barres, les forces équivalentes $N\phi_1$ orientées comme indiqué au paragraphe 4.2.1.4.2. Ces forces sont ensuite sommées aux nœuds pour obtenir un système de charges équivalent aux effets du second ordre dans toute l'ossature. Ce système équivalent constitue une première approximation dans la mesure où l'état de l'ossature qui permet de le calculer n'est pas encore l'état final.

Au premier ordre :
 $F = R_0 \cdot D$.

Au second ordre :
 $F = f(F, D)$
où f = fonction implicite
en F et D .

→ Comportement tangent :
 $dF = R_t(F, D) \cdot dD$
où R_t = matrice de rigidité
tangente (fonction de F et D).

→ Comportement
incrémental :
 $\Delta F^{(p)} = R_t(F^{(p-1)}, D^{(p-1)}) \cdot \Delta D^{(p)}$
où p = numéro du pas.

Dans la définition de l'imperfection et des forces de stabilisation équivalentes correspondantes, ϕ_0 est déterminé comme au paragraphe 4.3.2.1, mais en considérant pour h la hauteur d'étage en mètres (cf. la figure 4.31).

Pour l'analyse, les effets de cette imperfection spécifique locale sont non cumulables avec ceux du défaut initial global d'aplomb ϕ_0 défini au paragraphe 4.3.2.1, mais doivent être cumulés avec ceux de toutes les charges extérieures.

Il convient normalement que les conséquences de cette imperfection spécifique locale soient évaluées en plan (solllicitations transmises aux attaches en façade, aux poutres, au diaphragme de plancher, etc. ; cf. la figure 4.31), mais aussi en élévation, notamment pour ce qui concerne les stabilités verticales, comme illustré à la figure 4.32 qui donne un exemple de distribution des imperfections définies ci-dessus et leurs effets.

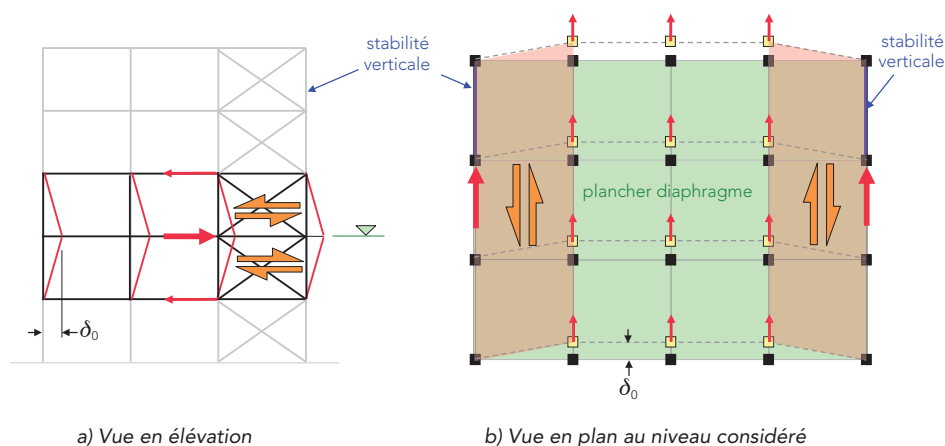


Figure 4.32 : Exemples d'effets générés par l'imperfection spécifique définie pour les diaphragmes de planchers.

4.3.4.4 Forces additionnelles aux joints de continuité

Un joint de continuité (soudé ou boulonné) dans une barre constitue une raison supplémentaire de défaut de rectitude (par exemple, défaut d'équerrage ou de planéité de platines d'about boulonnées). Il est ici supposé qu'un maintien latéral existe au voisinage du joint de continuité.

Lorsqu'au droit d'un joint de continuité les dispositions constructives et/ou les conditions d'exécution sont susceptibles de créer une imperfection initiale en forme de brisure, l'EN 1993-1-1 requiert de prendre en compte les effets de cette imperfection locale :