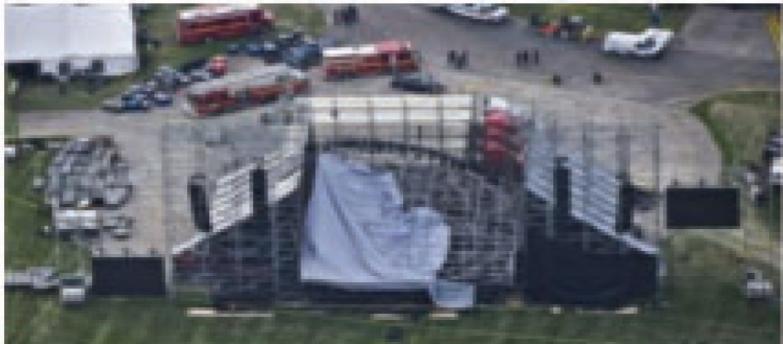


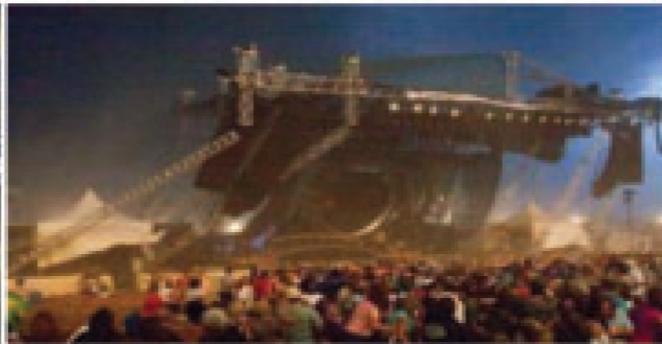
COURS STRUCTURES EN MÉTAL

TGC 11 chap. 11:
Les cadres et leur stabilité

Article: rupture de scènes de spectacles (sur Moodle)



Radiohead's concert, 2012



Country music concert, 2011



Jovanotti's concert, 2011



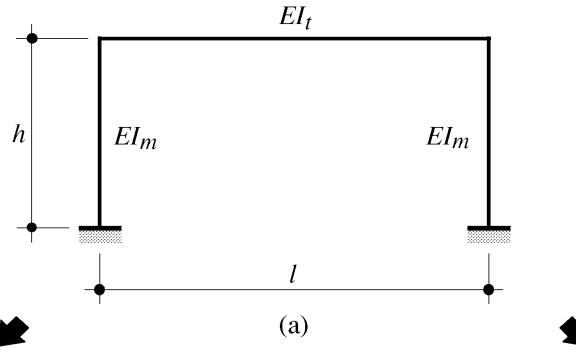
Big valley Jamboree, 2009

Figure 2. Collapses of entertainment structures.

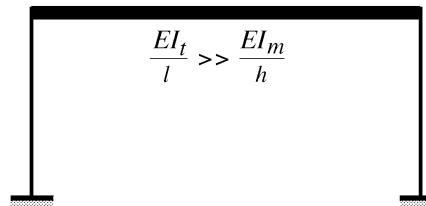
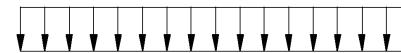
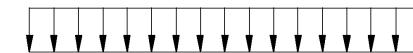
Fig. 11.2: influence rigidités sur efforts intérieurs et déformées

DIFFERENCIER:

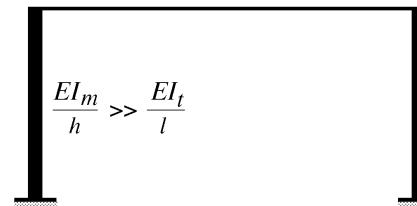
- Déformées sous charges gravitaires (verticales)
- Déformées de stabilité (flambement) \Leftrightarrow sous forces **nodales** uniquement



(a)



(b)



(c)

Influence rigidités relatives sur:

- déformées sous charges gravitaires
- moments

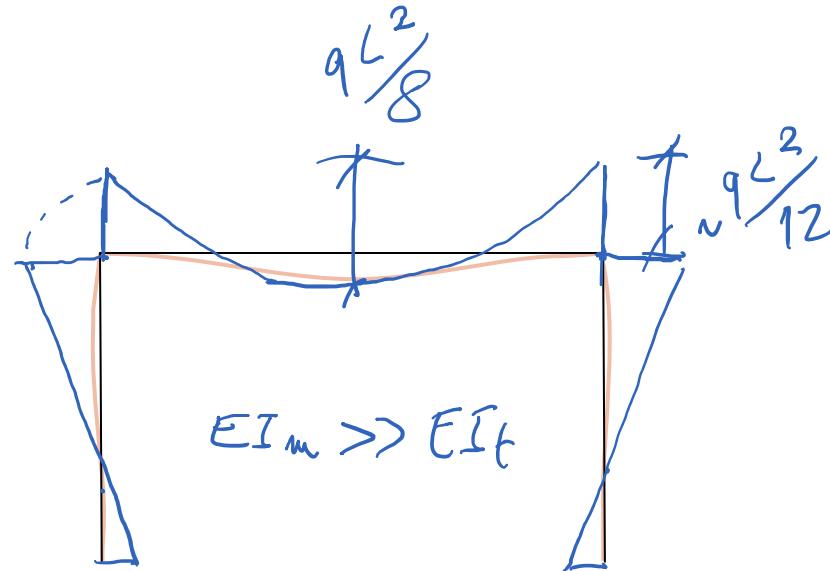
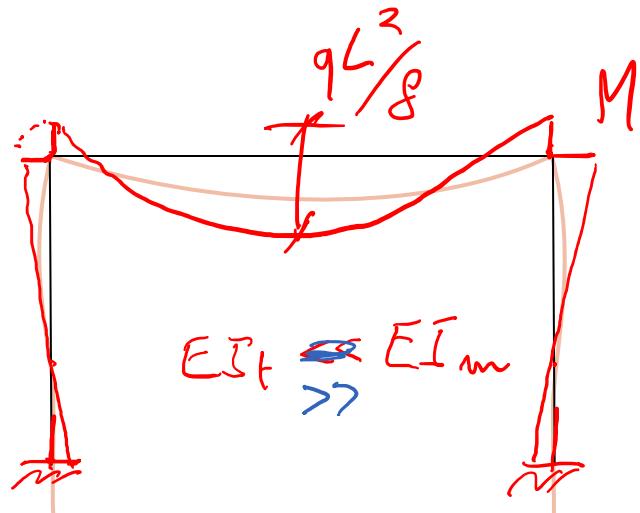


Fig. 11.26a: valeurs limites, bornes, des longueurs de flambage
cadres **tenus** latéralement

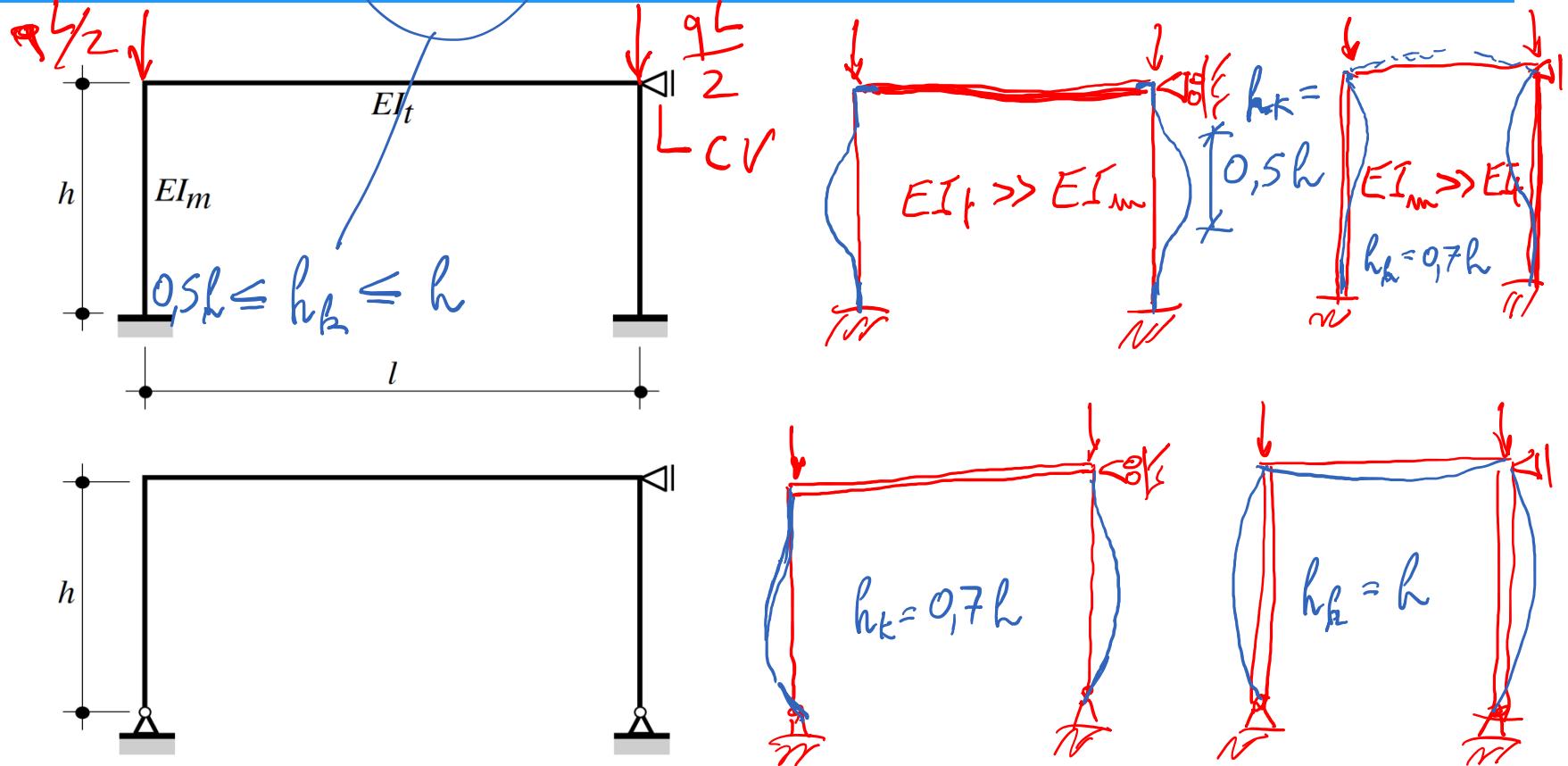
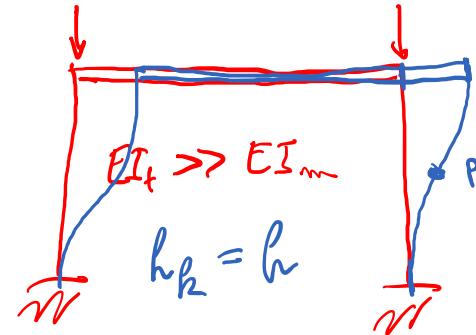


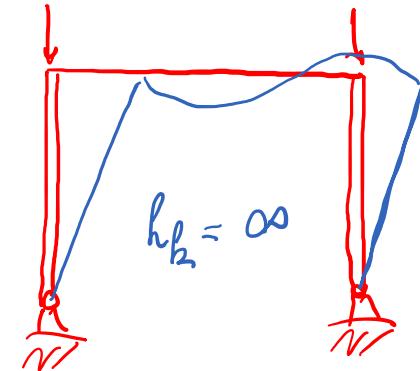
Fig. 11.26b: valeurs limites, bornes, des longueurs de flambage
cadres **non-tenus** latéralement



$$h \leq h_b \leq \infty$$



$$N_{CR} = \frac{E I_m}{l^2} \frac{h}{h_b}$$



RAPPEL : Cadre tenu, flambage APPROCHE I: Formule d'interaction N - M

$$\frac{N_{Ed}}{N_{k,Rd}} + \frac{1}{1 - N_{Ed}/N_{cr}} \frac{\omega \cdot M_{Ed,max}}{M_{Rd}} \leq 1.0$$

$\omega = 1,0$ M non-linéaire ou cadres non-tenu latéral.
Sur élément, cas général
(M ≠ cst) — et linéaire

Si $\omega < 1.0$

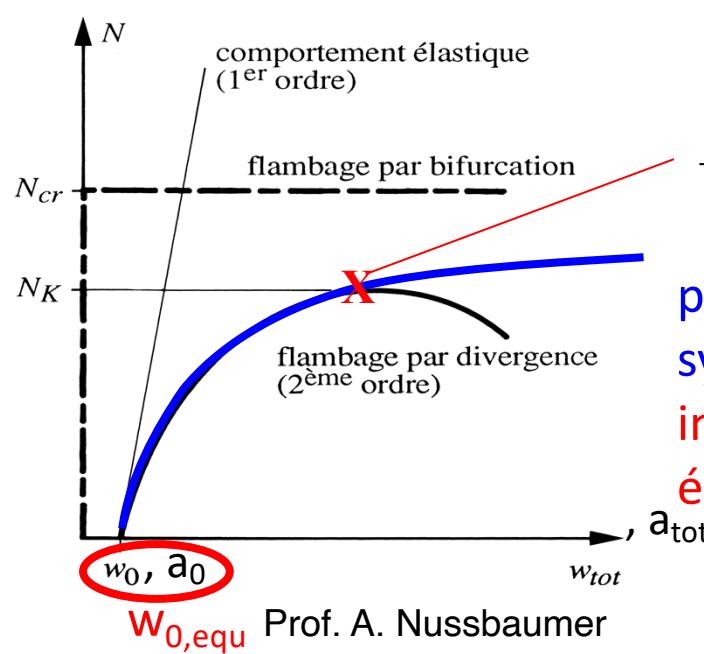
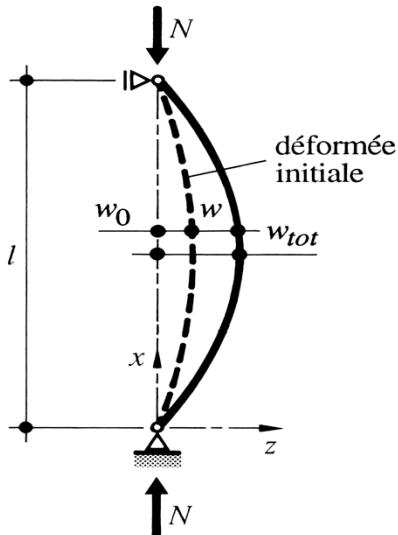
TGC 10 Equ. 6.14 et SIA 263 Equ. (49)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1.0$$

Vérif. en section aussi nécessaire

RAPPEL : Cadre tenu, flambage APPROCHE II: détermin. directe de \mathcal{M}

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{\mathcal{M}_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1.0$$



$$\mathcal{M}_w = N \cdot w_0 + N \cdot w_1 + \dots$$

$$\frac{N_{Ed}}{f_y A / \gamma_{M1}} + \frac{\mathcal{M}_w}{f_y W_y / \gamma_{M1}} = 1.0$$

par divergence,
système avec
imperfection
équivalente

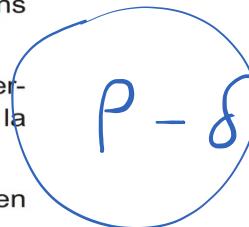
Rappel SIA 263: imperfection pour effet P- δ

4.2.3

Calculs selon la théorie du second ordre

4.2.3.1

Dans les calculs selon la théorie du second ordre, les déformations initiales et l'effet des contraintes auto-équilibrées seront pris en compte par l'introduction d'imperfections équivalentes. Les tolérances d'exécution sont comprises dans les valeurs indiquées aux chiffres 4.2.3.2 à 4.2.3.5. A la place des imperfections équivalentes, on peut également introduire des forces équivalentes.

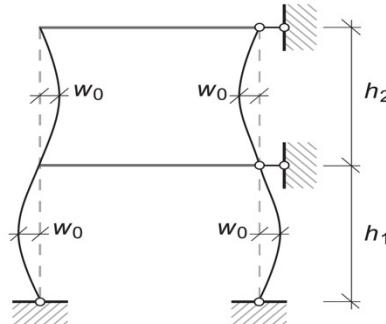


Pour les cadres dont les nœuds peuvent se déplacer latéralement, il suffit en général d'introduire des imperfections équivalentes sous la forme d'inclinaisons initiales φ et, pour les cadres tenus latéralement, sous la forme de défauts de rectitude initiaux w_0 des barres et des poutres.

4.2.3.2

Dans le cas de cadres tenus latéralement, le défaut de rectitude initial sera déterminé selon la figure 3, en analogie avec le mode de flambage déterminant.

Figure 3: Imperfections équivalentes à introduire pour le calcul de barres droites comprimées dans les cadres tenus latéralement (défaut de rectitude initial avec flèche w_0 au milieu de la barre)



Type de barre	Flèche w_0 , <i>equ</i> $\equiv \delta$	
Barres simples avec la courbe de flambage déterminée par leur section, selon la figure 7	EE	EP
a	$L/300$	$L/250$
b	$L/250$	$L/200$
c	$L/200$	$L/150$
d	$L/150$	$L/100$

L longueur de barre.

Cas général: déterm. longueurs de flambage, h_k , d'un cadre

Trois méthodes:

- 1) Résoudre le problème (charge nodales) dans la géométrie déformée par la méthode des déplacements
- 2) Utiliser des abaques spécifiques (cadres de halles, de bâtiments)
- 3) Par ordinateur, longueur d'épure entre points d'infection (pour Eurocode) ou ³⁾calcul des modes de flambage, plus général
(Eigenmodes)



Note: toujours estimer les bornes à la main par un raisonnement sur les déformées possibles (respectant les conditions aux limites)

Analyse statique d'une structure

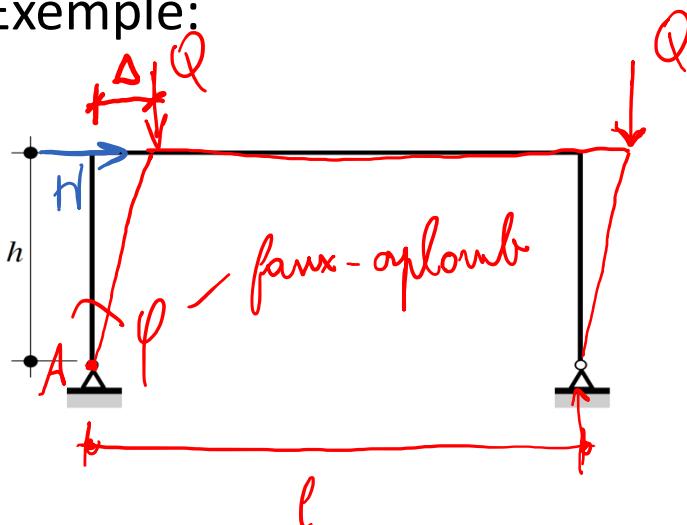
En général, analyse sur structure dans géométrie initiale

= calcul au 1^{er} ordre (du cadre)

Ok si géométrie déformée a peu d'influence sur le mode d'action des forces.

Sinon, dans géométrie déformée = calcul au 2^{ème} ordre (du cadre)

Exemple:

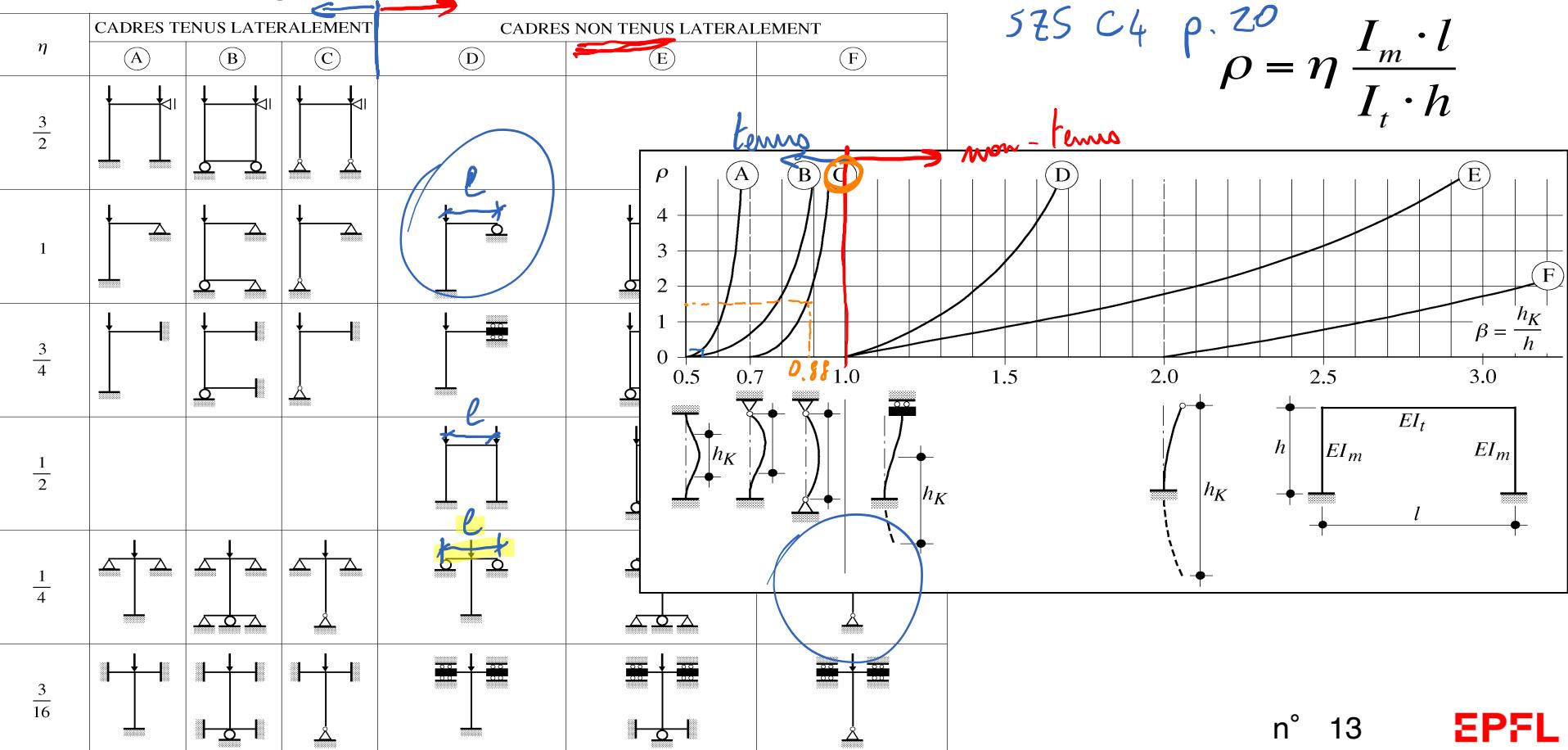


$$M_{\text{ext,lab}} = 2 \cdot Q \cdot \Delta \\ (Q \cdot \Delta + Q \cdot (\ell + \Delta) - 2Q \cdot \ell)$$

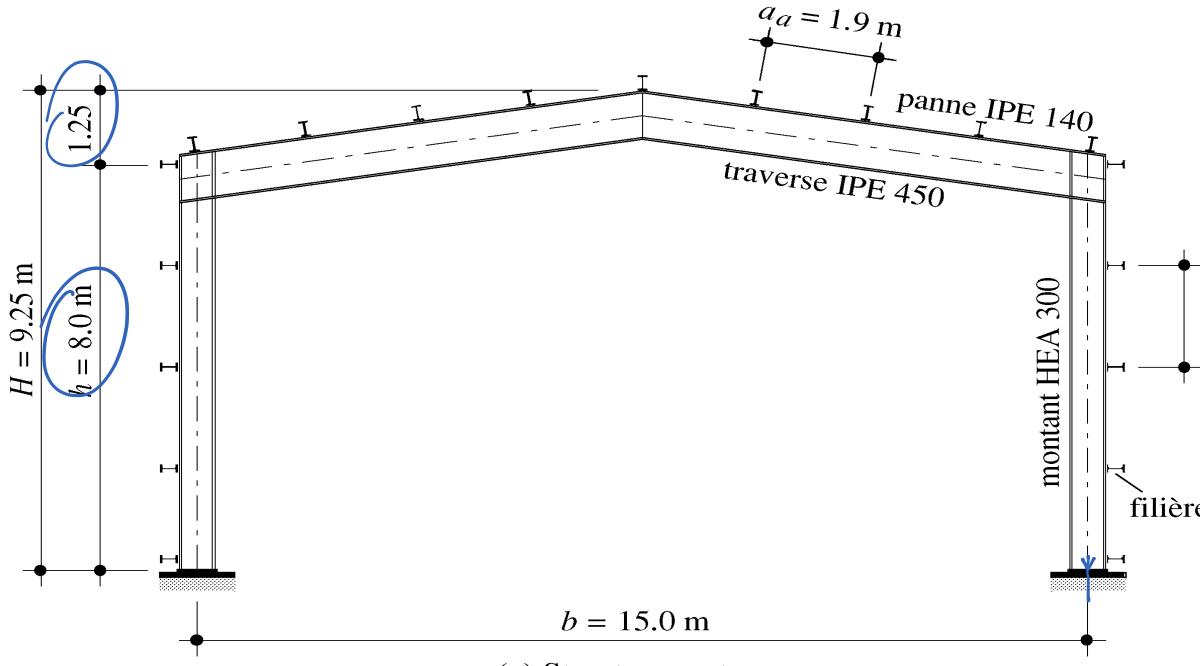
$$H? \quad H \cdot h = 2Q \cdot \Delta$$

$$\frac{\Delta}{h} = \tan \varphi \approx \varphi \quad \rightarrow H = 2Q \cdot \underline{\varphi}$$

2) Fig. 11.27: Abaque pour la détermination des longueurs de flambage, h_k , des cadres



2) Exemple 11.6, Fig. 11.35: mais cas avec cadre admis tenu. Utilisation abaque pour h_k



(a) Structure porteuse

(b) Système statique

Cas tenu :

Cas non-tenu (TGC11, p.486) :

$$h_k = 0.88 \cdot h$$

$$h_k = 2.35 \cdot h$$

2) Exemple 11.6, Fig. 11.35: mais cas avec cadre admis tenu. Utilisation abaque pour h_k

$$I_m (\text{HEA}300) \approx I_{ym} = 182,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_t (\text{IPE}450) = I_{ym} = 337,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

comme (c) $n = 3/2$

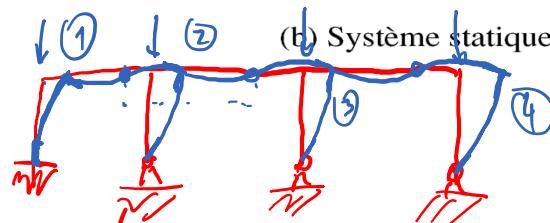
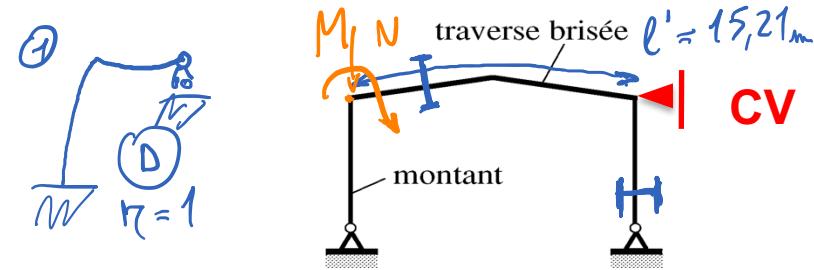
$$P = \frac{3}{2} \cdot \frac{182,6 \cdot 10^6 \cdot 15}{337,4 \cdot 10^6 \cdot 8} = 1,53$$

$$\rightarrow \beta \approx 0,88$$

$$h_h = 0,88 \cdot h$$

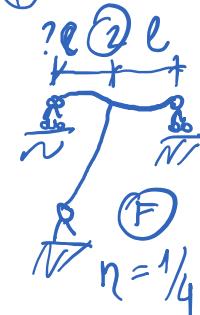


$$\frac{N_{Ed}}{N_{Kg,Rd}} + \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Kg,Rd}}} \cdot \frac{w_y}{N_{Cry}} \quad h_{\beta_1, \text{acier}} ?$$

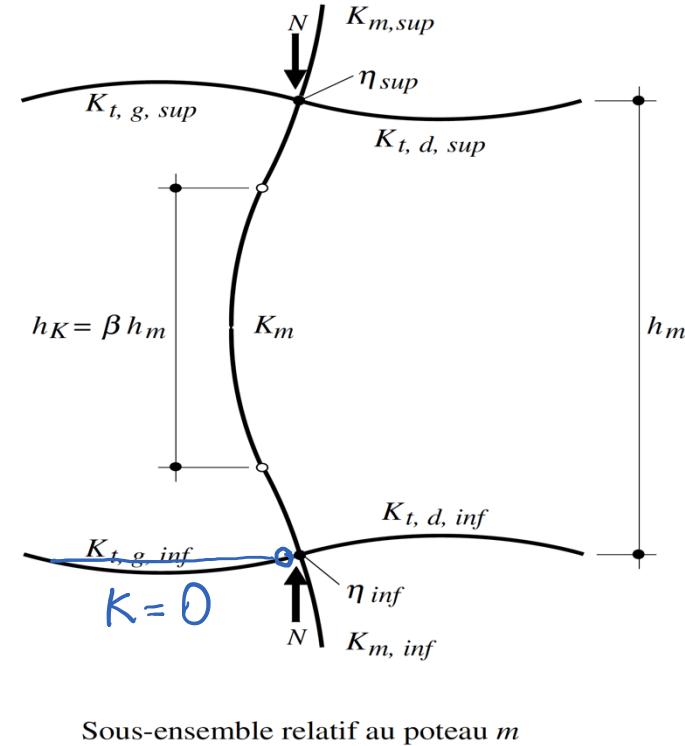
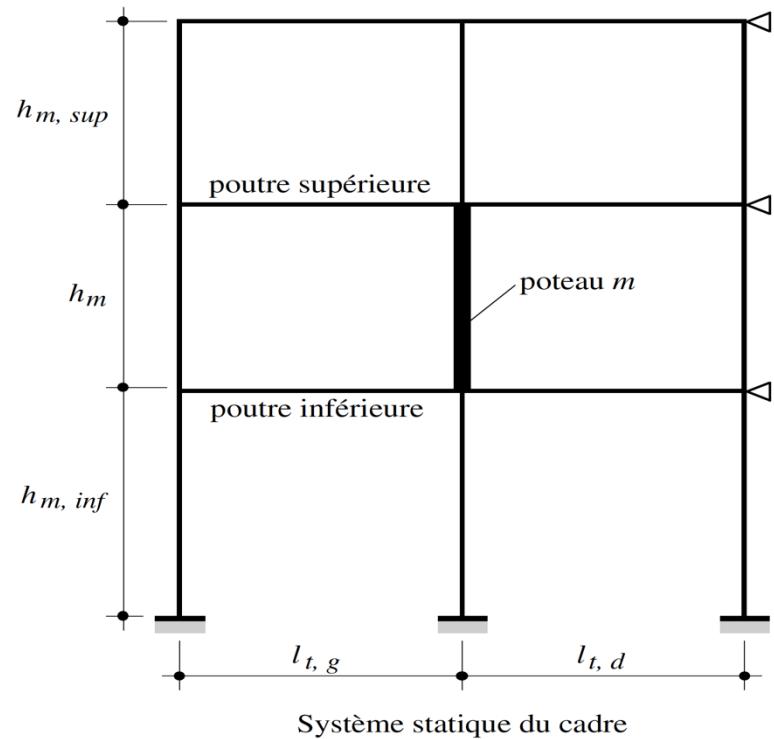


$$\frac{w_r \cdot M_{Ed, \text{max}}}{M_{yRd}} \leq 1,0$$

+ vérif. en section



2) Fig. 13.3: Cas de bâtiments, cadres multiples

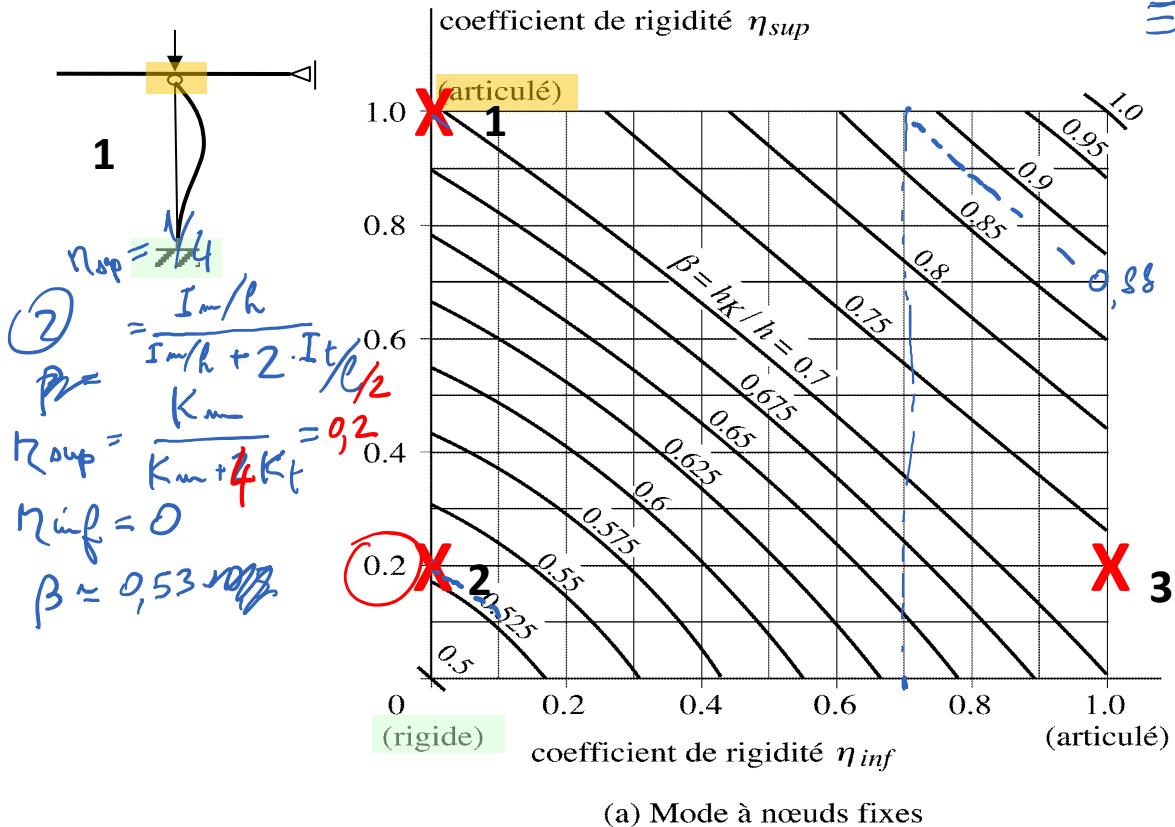


$$\eta_{noeud} = \frac{K_m + K_{m,noeud}}{K_m + K_{m,noeud} + \sum K_{t,noeud,i}}$$

où $noeud \in \{\text{sup}; \text{inf}\}$

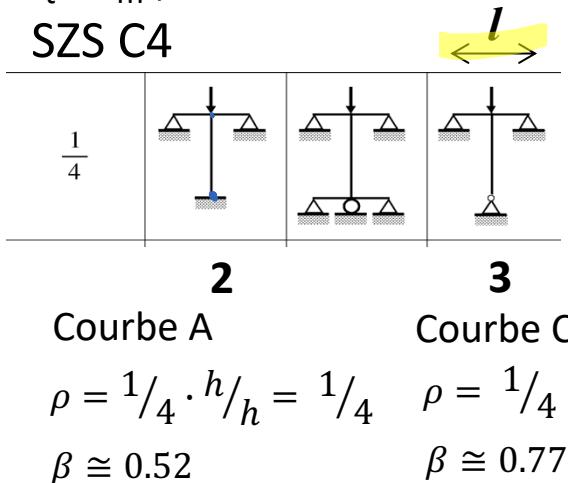
$$K_i = \frac{E \cdot I_i}{l_i}$$

2) Fig. 13.4a: Abaque de détermination des longueurs de flambage, h_k , cadres multiples à noeuds fixes

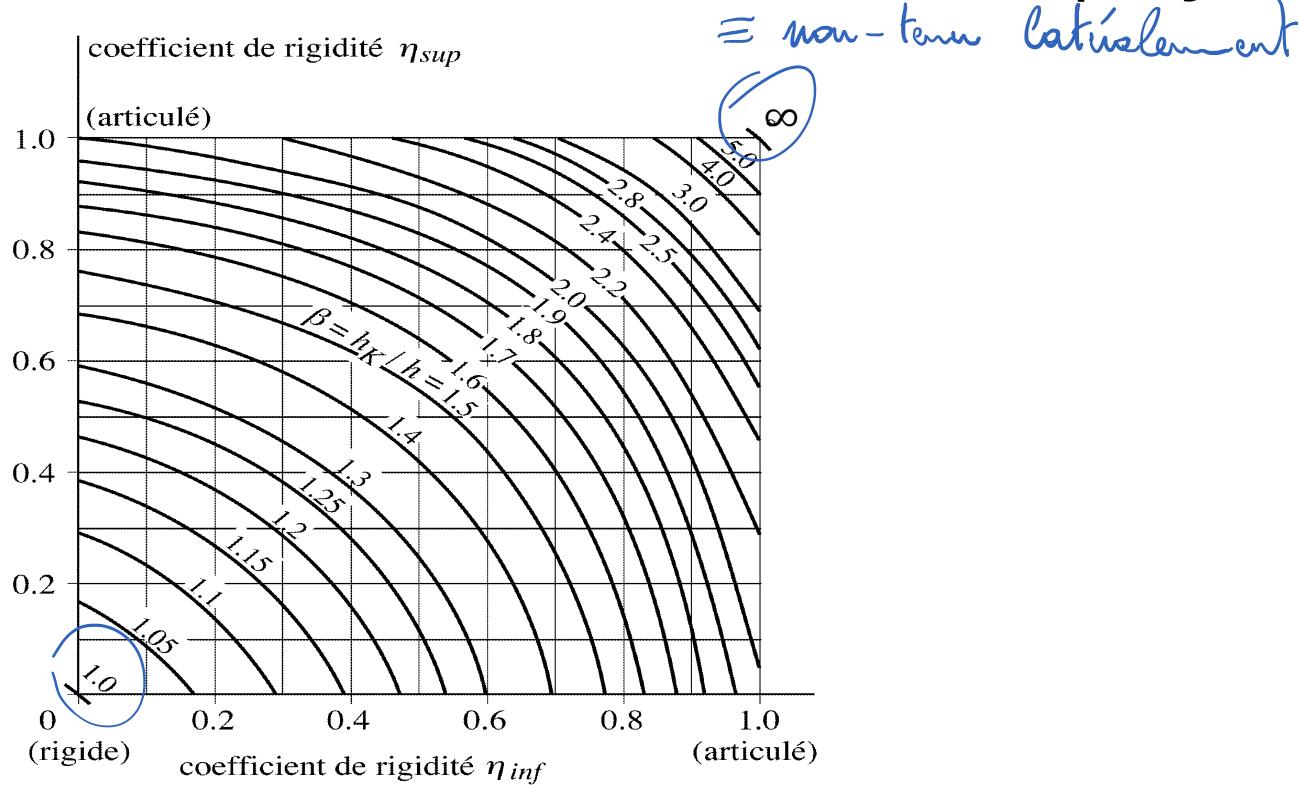


\equiv tenu latéralement.

Exemple:
comparaison méthodes
 $I_t = I_m$, $l = h$
SZS C4

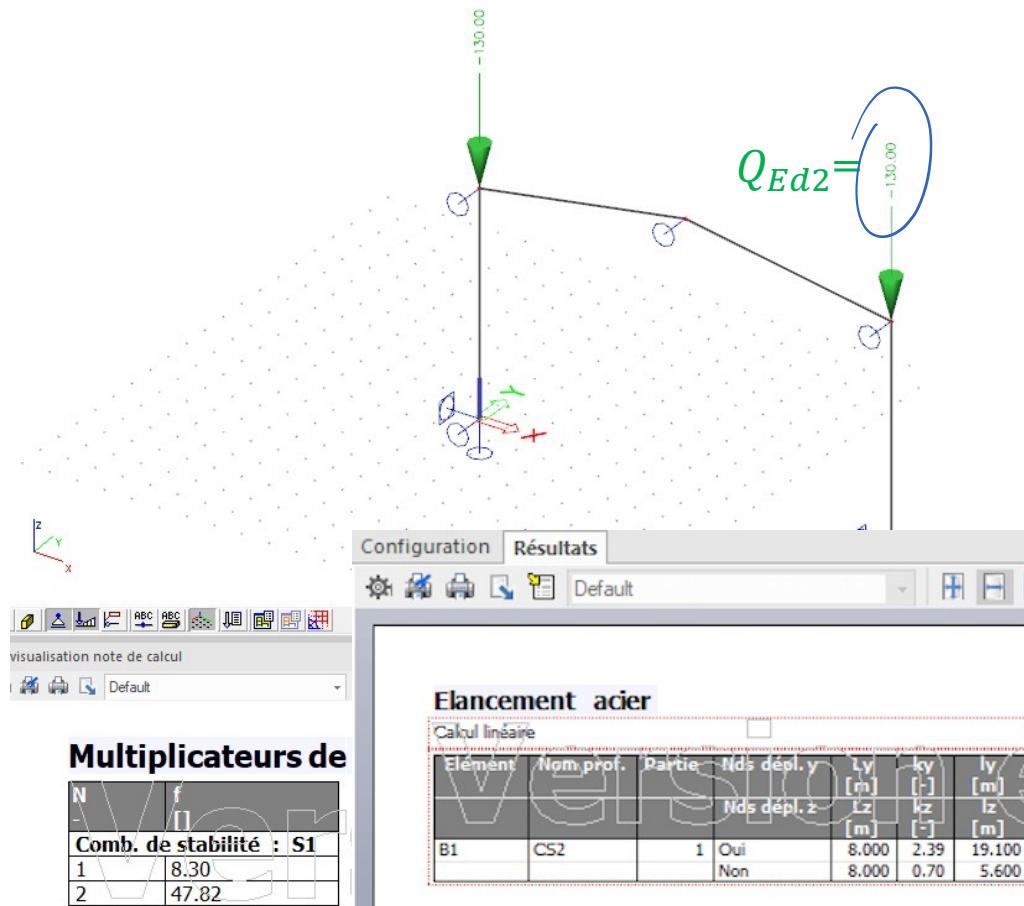


2) Fig. 13.4b: Abaque de détermination des longueurs de flambage, h_k , cadres multiples à noeuds déplaçables



(b) Mode à noeuds déplaçables

3) Par ordinateur, calcul des modes de flambage



Logiciel SCIA

www.scia.net/fr

Cas de charge fictif !

Facteur de charge d'instabilité

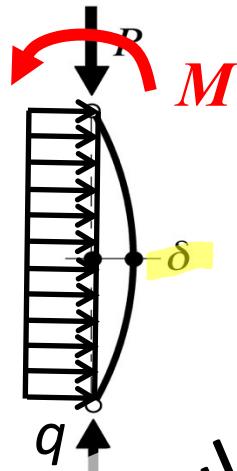
$$\alpha_{cr2} = \frac{Q_{cr}}{Q_{Ed2}} = \frac{Q_{cr}}{130 \text{ kN}} = 8.3$$

$$Q_{cr} = \pi^2 \frac{EI_m}{h_k^2}$$

$$h_h = \sqrt{\frac{E I_m}{\alpha_{cr} \cdot Q_{Ed}}} = 18,63 \text{ mm}$$

$$h_h = 2,33 h$$

Fig. 11.10: 2 Effets de non-linéarités géométriques



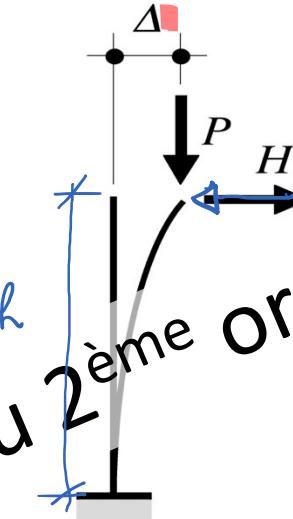
(a) Effet $P-\delta$

Sources: tolérances, effets charges transversales q et moments d'extrémités M

TGC10, chap. 6

Cours structures en métal

$$\frac{1}{1 - N_{Ed}/N_{cr}}$$



(b) Effet $P-\Delta$

Sources: tolérances, charges latérales H

TGC11, chap. 11

Prof. A. Nussbaumer

n° 20

EPFL

Calcul au 1^{er} ou 2^{ème} ordre ?

Et non-linéarités matérielles (en part. σ_{res}) ?
- Dans courbes de flambage ou
- Comme imperfection géométrique supplémentaire

TGC11 § 11.3: Calcul statique des cadres

- Calcul élastique (méthodes EE, EP)
- Calcul plastique (méthode PP)

En général, analyse sur structure dans géométrie initiale

= calcul au 1^{er} ordre (du cadre)

Ok si géométrie déformée a peu d'influence sur le mode d'action des forces. Sinon, 2^{ème} ordre: imperf. = charge H supplémentaire

- Calcul élastique (méthodes EE, EP)
- Calcul plastique (méthode PP)

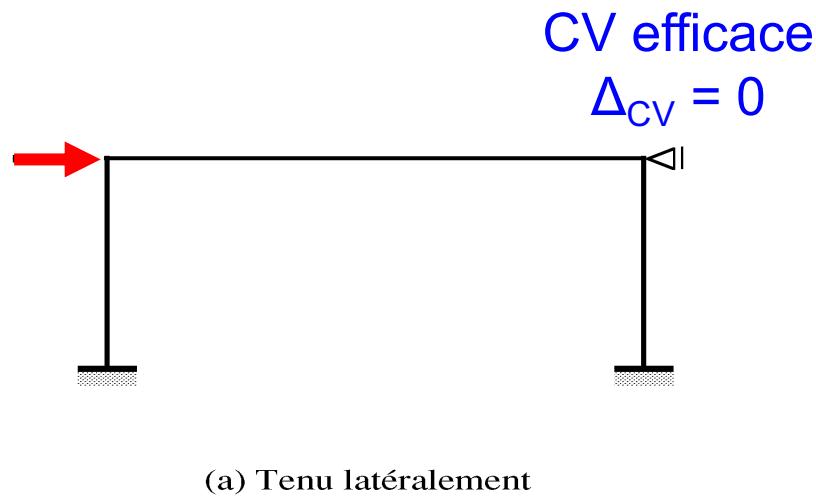
En général, analyse sur structure dans géométrie initiale
= calcul au 1^{er} ordre (du cadre)

Ok si géométrie déformée a peu d'influence sur le mode d'action des forces.

Critères de jugement ?

- Efficacité du CV
 - Rigidité du cadre
 - Intensité des charges appliquées
-
- The diagram shows three criteria listed vertically. A brace groups the second and third criteria. An arrow points from the first criterion ('Efficacité du CV') to the text 'Cadre tenu ou non, Critère 1'. Another brace groups the second and third criteria, with an arrow pointing to the text 'Cadre rigide ou souple, Critère 2'. Below this, another brace groups all three criteria, with an arrow pointing to the text 'Limite d'élancement, Critère 3'.
- Cadre tenu ou non, Critère 1
- Cadre rigide ou souple, Critère 2
- Limite d'élancement, Critère 3

Critère 1: Fig. 11.14: Cadre tenu et non tenu latéralement Sensibilité au déplacement latéral



EC3: CV efficace si $\Delta_{CV} < 0.2 \Delta$

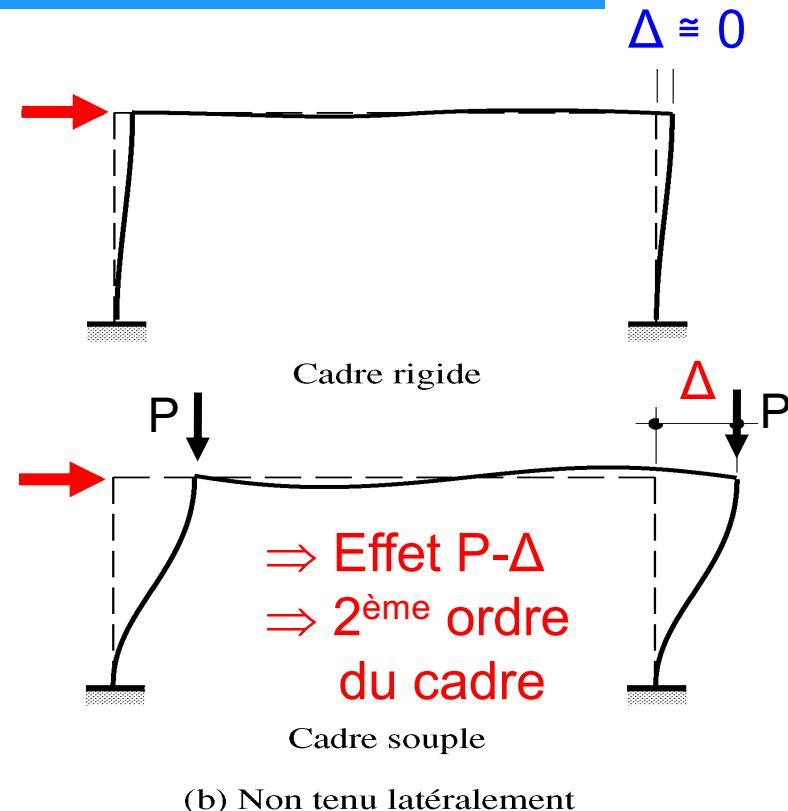
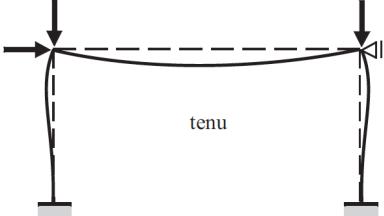
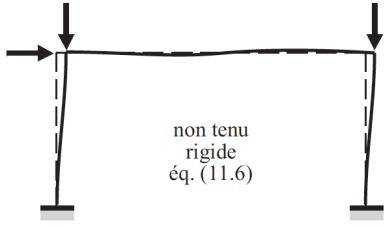
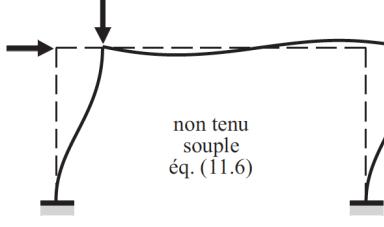


Fig. 11.32: Classification des cadres

	Type de cadre	Type de calcul des efforts intérieurs	
Critère 1		Premier ordre (\\$11.5.3) élastique plastique, avec exigences supplémentaires (voir SIA 263 ou EN 1993-1-1)	Critère 3
Critère 2		Premier ordre (\\$11.5.3) élastique plastique, avec exigences supplémentaires (voir SIA 263 ou EN 1993-1-1)	Critère 3
		Second ordre (\\$11.5.4) les effets $P-\Delta$ doivent être considérés (et suivant le cas $P-\delta$ aussi) élastique* amplification des moments directe plastique, avec exigences supplémentaires (voir EN 1993-1-1)	

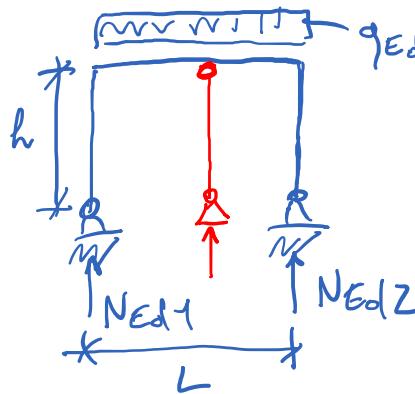
* Voir aussi tableau 11.33

Critère 2: Rigidité latérale des cadres

Si cadre rigide, $\Delta \approx 0$, pas d'effet de 2^{ème} ordre. Sinon: facteur de charge d'instabilité

Introduction au critère de Merchant-Rankine (TGC 11 § 11.2.5 et 11.5.4):

$$1) \quad \alpha_{CR} = \frac{Q_{CR}}{Q_{Ed}} \geq 10 \rightarrow \text{Rigide}$$



$$2) \quad \alpha_{CR} = \frac{h}{u} \frac{H}{Q_{Ed}} \geq 10$$

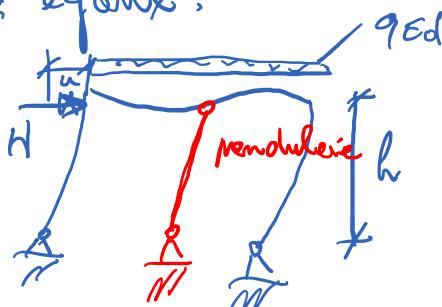
$$Q_{Ed} = \text{charge tot. verticale} = \int q_{Ed} = \sum N_{Ed,i}$$

$$Q_{CR} = \sum N_{CR,i}$$

$$N_{CR,i} = \frac{\pi^2}{l_i^4} \cdot \frac{EI_{m,i}}{h_{p,i}^2} \quad h_{p,i} \geq h$$

Limite d'application: les poteaux flambent \sim en m temps.

$$\frac{N_{CR,i}}{N_{Ed,i}} \approx \text{égaux.}$$



u : dipl. horiz. dn à la résultante des forces H .

H : résult. des forces appliquées (vent...) + forces équiv. aux imperf.

Critère 2: SIA 263 § 4.2.4: Rigidité latérale des cadres

4.2.4

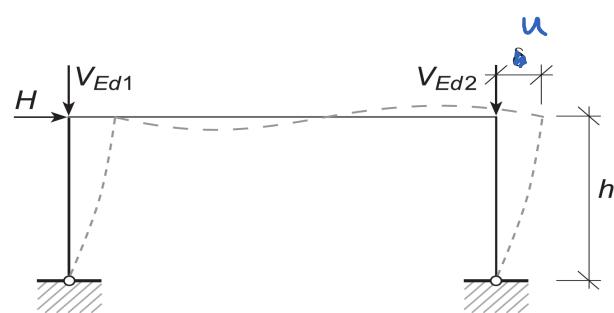
Rigidité latérale des cadres

4.2.4.1

Pour des cadres possédant une rigidité latérale suffisante selon la figure 6, on peut négliger l'augmentation des efforts intérieurs due à des déplacements horizontaux (théorie du premier ordre).

\equiv cadre rigide latéralement

Figure 6: Rigidité latérale des cadres



$$\left(\frac{u}{h} \right) \left(\frac{\sum V_{Edi}}{H} \right) \leq 0,1 \quad (4)$$

- u déplacement horizontal du cadre dû à la force horizontale H
- h hauteur du cadre
- H force horizontale agissant sur le cadre (à choix)
- $\sum V_{Edi}$ valeur de calcul de la force verticale d'ensemble agissant sur le cadre (y compris les efforts normaux agissant sur les poteaux pendulaires stabilisés par le cadre).

4.2.4.2

Pour des cadres ne possédant pas une rigidité latérale suffisante, l'accroissement des efforts intérieurs dû aux déplacements horizontaux doit être pris en considération (théorie du second ordre). En cas de calcul plastique des sections, la diminution de la rigidité due à la formation de rotules plastiques doit être prise en considération. Pour le reste, les conditions du chiffre 4.3 sont applicables.

Critère 3: SIA 263 § 4.2.4: Rigidité latérale des cadres

4.2.4.3

Si les structures porteuses sont calculées selon la théorie du premier ordre, la formation de rotules plastiques dans les poteaux n'est admissible que sous les conditions suivantes:

- dans le cas de structures porteuses tenues latéralement:

$$\bar{\lambda}_K \leq 0,4 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}} \quad (5a)$$

- dans le cas de structures porteuses libres latéralement:

$$\bar{\lambda}_K \leq 0,32 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}} \quad (5b)$$

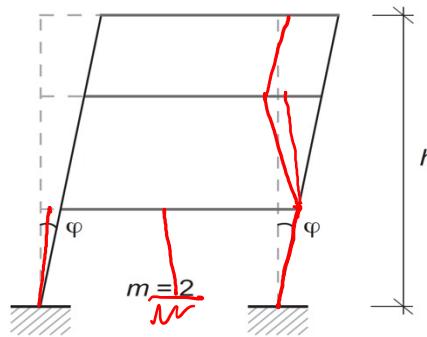
où $\bar{\lambda}_K$ sera déterminé compte tenu de la longueur entre les nœuds.

SIA 263: imperfection pour effet P-Δ

4.2.3.3

Dans le cas de cadres pouvant se déplacer latéralement, l'inclinaison initiale sera déterminée selon la figure 4.

Figure 4: Inclinaison initiale d'un cadre



$$\varphi = \frac{\alpha_h \cdot \alpha_m}{200} \quad (2)$$

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

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

m nombre de poteaux dans le plan du cadre
 h hauteur du cadre (en mètres)

Lors de la détermination de m , seuls les poteaux soumis à un effort de compression N_{Ed} , au moins égal à 50% de la valeur moyenne de l'ensemble des efforts dans les poteaux, seront pris en compte.

Les inclinaisons initiales se produisent dans toutes les directions par rapport au sol, mais ne doivent être prises en compte que dans une direction à la fois.

4.2.3.4

Dans le calcul des éléments stabilisateurs des cadres tenus latéralement, il faut introduire pour tous les poteaux: poteaux de cadre, poteaux bi-articulés et poteaux des systèmes stabilisateurs, l'inclinaison initiale φ selon la figure 4.

Formules de vérification interaction N+M selon SIA 263

ELEMENT (cadres à nœuds fixes = tenu):

Formule interaction:
SIA 263, equ. (49)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{k,Rd}} + \frac{1}{1 - N_{Ed}/N_{cr}} \frac{\omega \cdot M_{Ed,max}}{M_{Rd}} \leq 1.0$$

$\omega = \omega_y < 1$ et déversement non-empêché, utiliser $M_{Rd} = M_{D,Rd}$ (cours suivant)

Et aussi effectuer la vérif. en section (avec N_{Rd} et $M_{y,Rd}$)

Si flambage hors-plan non-empêché et $N_{k,Rd,min} = N_{kz,Rd}$, alors utiliser $\omega_y = 1$ (et en flexion uniaxiale $M_{Rd} = M_{D,Rd}$, si biaxiale conservativement $M_{D,Rd,min}$)

Ceci couvre les cas d'interaction flexion-torsion, règles EC3 sont plus complètes.
(ou alors vérif. 2^{ème} ordre direct avec e_0 , M_{Ed})

Autres cas: SIA 263 § 5.1.9.1 et § 5.1.10.3

(49), (50), (51)

Pour des barres chargées transversalement ou des montants de cadres libres latéralement, la formule peut également être employée avec ω égal à 1. Pour les cadres libres latéralement, il faut prendre les longueurs de flambage $L_K \geq h$ correspondantes.

Formules de vérification interaction N+M selon SIA 263

CADRE/ELEMENT (cadres à nœuds déplaçables = non-tenu):

SIA 263 § 5.1.9.1

Pour des barres chargées transversalement ou des montants de cadres libres latéralement, la formule (49) peut également être employée avec ω égal à 1. Pour les cadres libres latéralement, il faut prendre les longueurs de flambage $L_K \geq h$ correspondantes.

Formule interaction APPROCHE I:

SIA 263, equ. (49)

SIA, non-tenu rigide
(si souple, attention !)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{k,Rd}} + \frac{1}{1 - N_{Ed} / N_{cr}} \frac{M_{Ed,max}}{M_{Rd}} \leq 1.0$$

Mode à nœuds déplaçables !

APPROCHE II: Vérif. en section
(calcul 2^{ème} ordre direct, avec φ, e_0):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{\mathcal{M}_{\varphi,e_0,Ed}}{M_{Rd}} \leq 1.0$$

SIA 263 Formules de vérification interaction N+M_y+M_z

Errata 2022, formules (50) et (51)

- 5.1.10.1 Dans le cas de barres à section constante, sollicitées en compression et en flexion selon les deux axes, la vérification de la stabilité peut être effectuée selon la formule:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{K,Rd}} + \frac{\omega_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{M_{y,Ed}}{M_{D,Rd}} + \frac{\omega_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \quad (50)$$

- 5.1.10.2 Dans le cas de sections I bisymétriques et de profilés creux rectangulaires laminés, sollicitées en compression et en flexion selon les deux axes, si le flambage hors du plan et le déversement ne sont pas empêchés, la vérification de la stabilité peut être effectuée selon la formule d'interaction suivante:

$$\left(\frac{\omega_y M_{y,Ed}}{M_{y,red,Rd}} \right)^{\beta} + \left(\frac{\omega_z M_{z,Ed}}{M_{z,red,Rd}} \right)^{\beta} \leq 1,0 \quad (51)$$

$M_{D,Rd}$ valeur de calcul du moment de déversement selon le chiffre 4.5.2 avec un moment constant sur toute la longueur de la barre dans le cas d'une flexion selon les deux axes, avec la répartition effective des moments dans le cas d'une flexion selon un axe

Conservatif

$M_{D,Rd,min}$ valeur de calcul du moment de déversement avec un moment constant
 $N_{k,Rd}$ le minimum des 2 valeurs $N_{ky,Rd}$ et $N_{kz,Rd}$. Si $N_{kz,Rd}$ alors prendre $\omega_y = 1$

Inadequate design submissions for alterations to an existing building

Report ID: 1085 Published: 10 March 2022 Region: CROSS-UK

A report has been received from a consulting engineer who was appointed to check the design for an upper storey extension. The check was part of a landlord's consent process.

The checking engineer found that the structural design did not consider the effects on the existing structure below. When asked why they had not done checks on the existing structure, the design engineers did not appear to understand the need to assess the supporting structure. After accepting the need to assess the existing structure, calculations were re-submitted, but these proved to have very significant errors.

A second re-submission was made, and this also contained serious errors. A third, and then fourth re-submission were made; the last two versions had apparently been reviewed by a chartered engineer at the design practice. None of the submissions adequately justified the proposals.

The design firm responsible appeared to have little understanding of lateral stability considerations

The design firm responsible appeared to have, in the view of the reporter, little understanding of lateral stability considerations. The Landlord was told that the calculations were insufficient to prove that the building was capable of accepting the proposed upper storey extension. Subsequently, a second design practice was engaged to design the upper story extension.

Unsurprisingly, the reporter concluded that designs for additional storeys should only be undertaken by competent people.

Source: <https://www.cross-safety.org>

Article: rupture de scènes de spectacles (sur Moodle)



Radiohead's concert, 2012



Country music festival, 2011



Jovanotti's concert, 2011



Big valley Jamboree, 2009

Conclusion: introducing bracing member for example,
the designers could defend the structure from such possible
changes in the structure geometry due P-Δ effects and avoid failure.

Figure 2. Collapses of entertainment structures.

ANNEXES

- Tab. 11.33
- Critère 1, rigidité CV
- Application effet 2^{ème} ordre, exemple 11.6
- Exemple supplémentaire de détermination de L_k

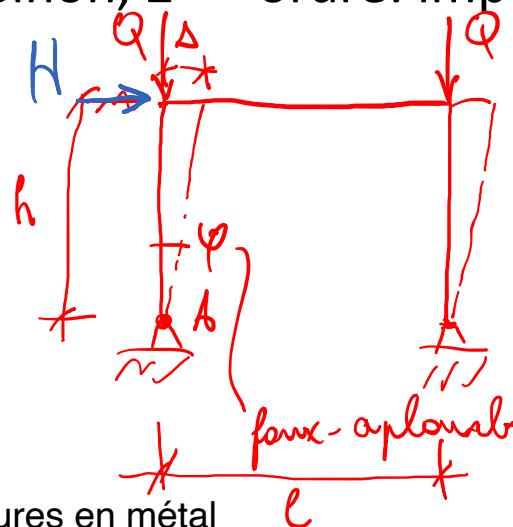
TGC11 § 11.3: Calcul statique des cadres

- Calcul élastique (méthodes EE, EP)
- Calcul plastique (méthode PP)

En général, analyse sur structure dans géométrie initiale

= calcul au 1^{er} ordre (du cadre)

Ok si géométrie déformée a peu d'influence sur le mode d'action des forces. Sinon, 2^{ème} ordre: imperf. = charge H supplémentaire



$$M_{\text{élastab}} = 2Q \cdot \Delta \quad \varphi = \frac{\Delta}{h}$$
$$(Q \cdot \Delta + Q \cdot (l + \Delta) - Q \cdot l)$$

$$M_{\text{élastab, eqn}} = H \cdot h$$

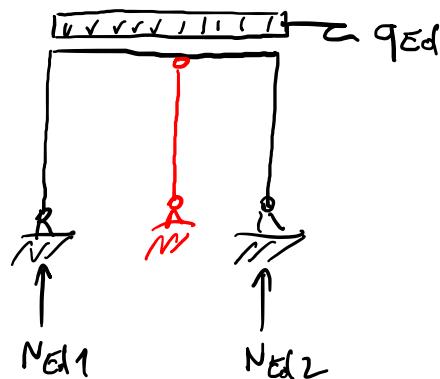
$$2Q \cdot \varphi \cdot K = H \cdot K \quad H = 2Q \cdot \varphi$$

Critère 2: Rigidité latérale des cadres

Si cadre rigide, $\Delta \approx 0$, pas d'effet de 2^{ème} ordre. Sinon: facteur de charge d'instabilité
 Introduction au critère de Merchant-Rankine (TGC 11 § 11.2.5 et 11.5.4):

1)

$$\alpha_{CR} = \frac{Q_{CR}}{Q_{Ed}} \geq 10 \rightarrow \text{Rigide}$$



$$Q_{Ed} = \text{charge vent. totale} = \int_0^L q_{Ed} = \sum N_{Ed,i}$$

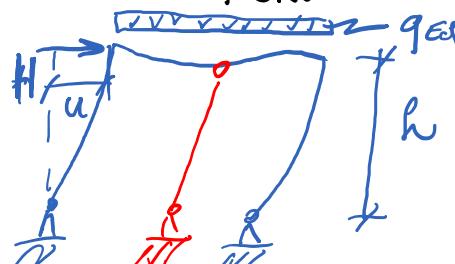
$$Q_{CR} = \sum N_{CR,i} \quad N_{CR,i} = \frac{\pi^2 EI_{mi}}{h_{ki}^2} \quad h_{ki} \geq h$$

limite appl.: les poteaux fléchissent en un temps \tilde{t}

$$\frac{N_{CRi}}{N_{Edi}} \Leftrightarrow \frac{N_{Edi}}{N_{CRi}} \approx \text{égaux}$$

2)

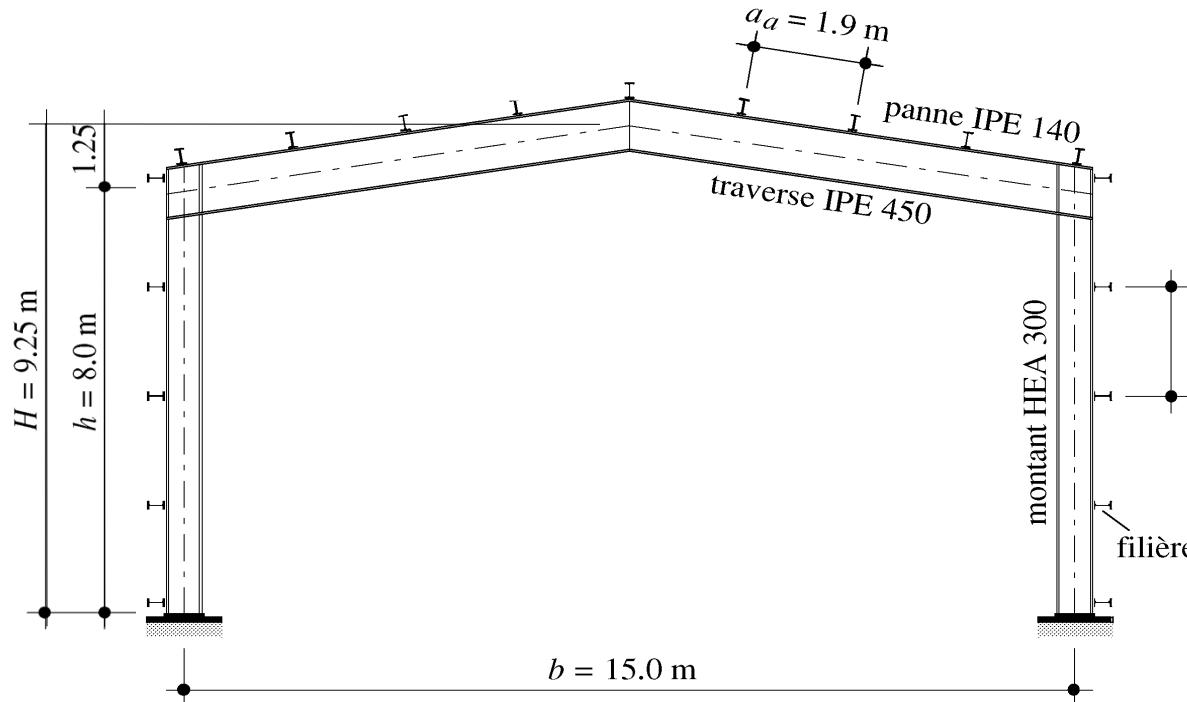
$$\alpha_{CR} = \frac{h}{u} \frac{H}{Q_{Ed}} \geq 10$$



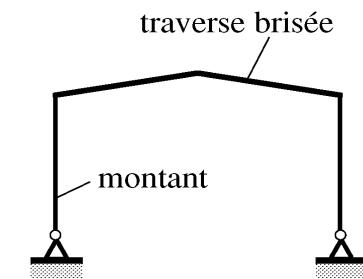
u : dépl. horiz. due à la résult. des forces H .

H : résult. des forces H_{Ed} + forces équiv. aux impuf. (fauk-éplomb)

Exemple 11.6, vérif. poteau de droite avec SIA 263



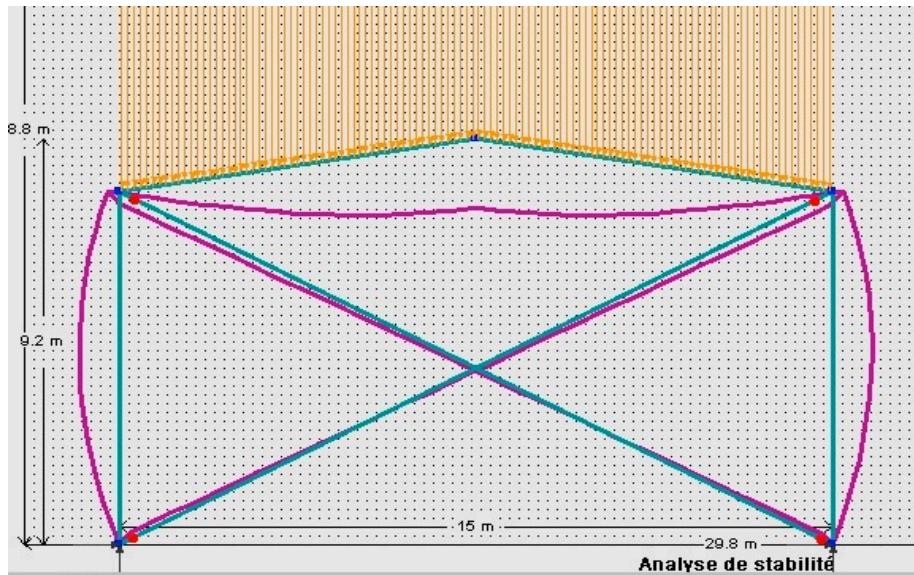
(a) Structure porteuse



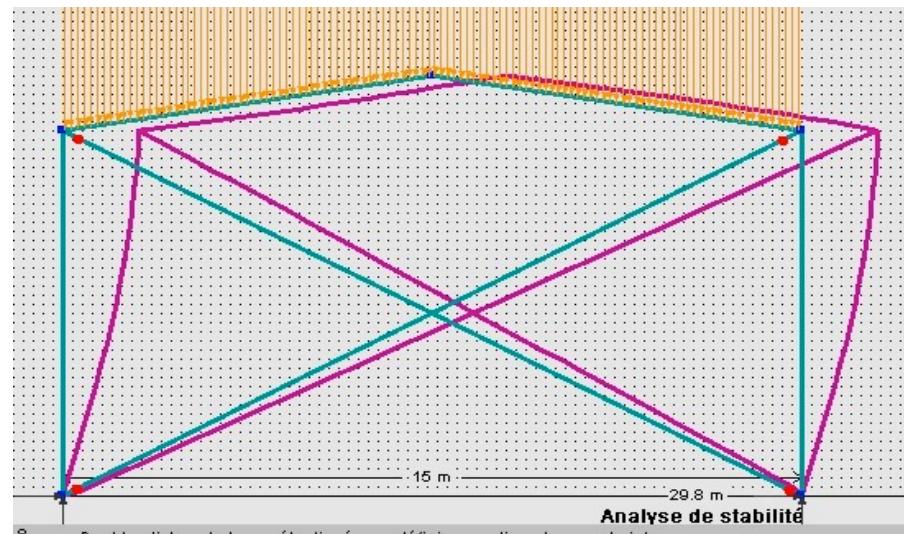
(b) Système statique

Annexe: Cadre contreventé ou non ? Critère 1

Extension de l'exemple 11.6 , influence rigidité CV



Barres acier diamètre 12 mm

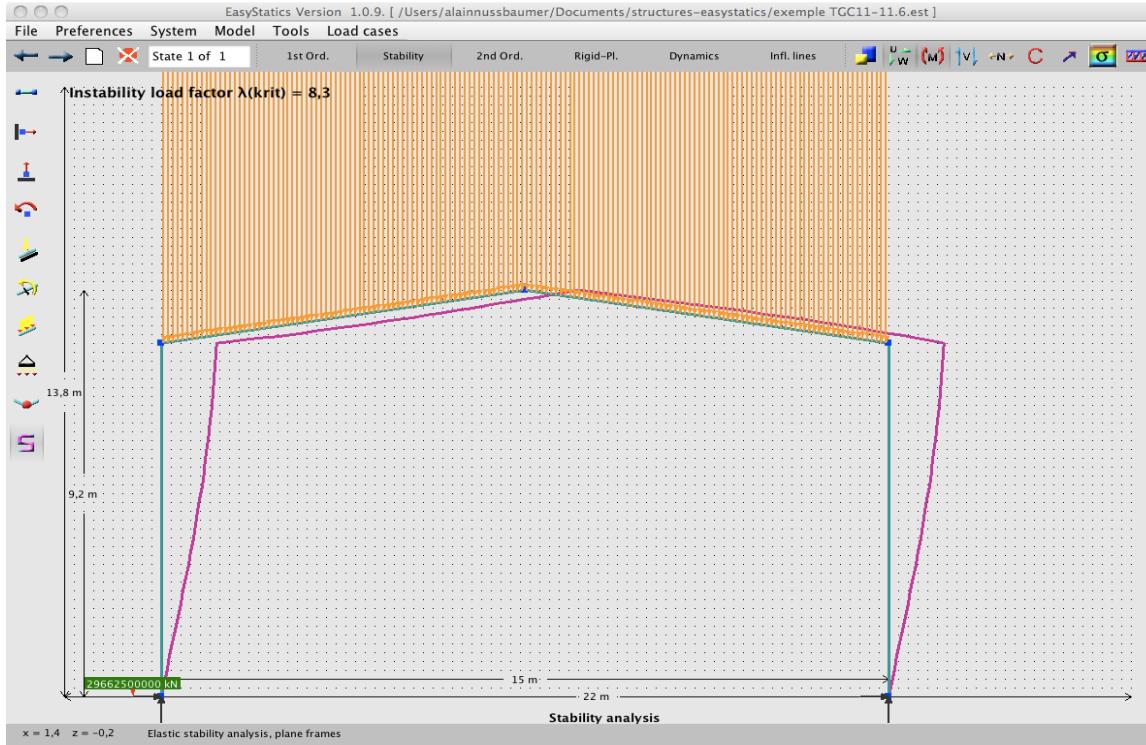


Barres acier diamètre 8 mm

Critère de rigidité d'un contreventement, voir TGC 11 § 11.4.6

Critère 2: exemple de calcul d'instabilité

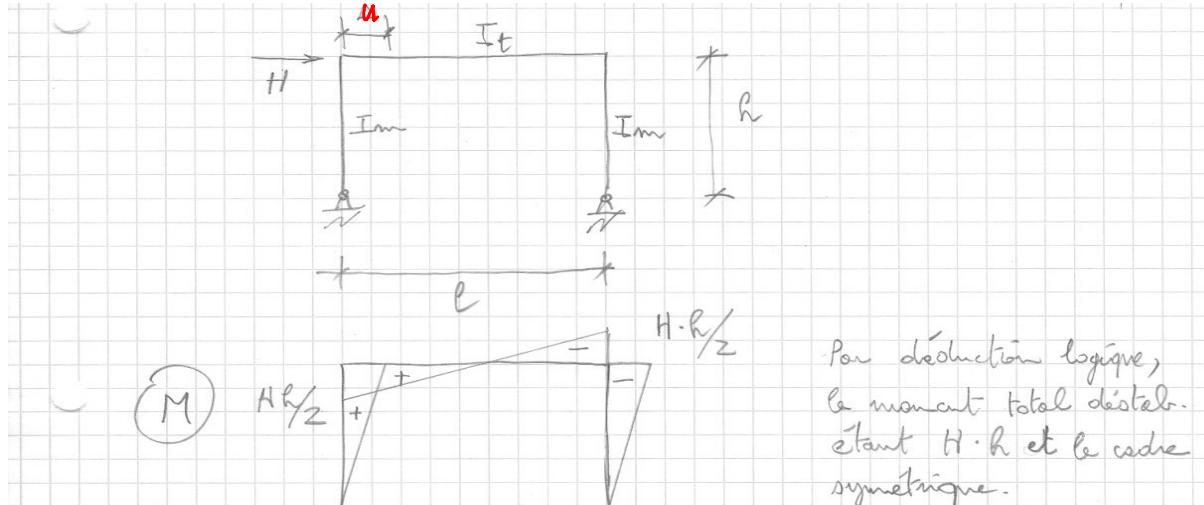
- TGC11, exemple cadre 11.6
- calcul d'instabilité selon Easystatics



$$\alpha_{cr1} = \frac{Q_{cr}}{Q_{Ed}} \geq 10 \quad ?$$

8.3 => KO
donc cadre souple
Cas de charge 1
(TGC donne $\alpha=8.26$)

Exemple 11.6, calcul dépl. horizontal (sur Moodle)



Par déduction logique,
le moment total déstabil.
étant $H \cdot h$ et le cadre
symétrique.

Diagrammes moments réels et virtuels identiques :

$$1 \cdot u = \int \frac{M \bar{M}}{EI} dx$$

$$\begin{aligned} 1 \cdot u &= 2 \times \frac{1}{3} \frac{M \bar{M}}{EI_m} h + \frac{1}{3} \frac{M \bar{M}}{EI_e} e \\ &= \frac{2}{3} \frac{H \frac{l}{2} \cdot \frac{h}{2}}{EI_m} h + \frac{1}{3} \frac{H \frac{l}{2} \cdot \frac{h}{2}}{EI_e} e \end{aligned} \quad (\text{Tables S7S C4 p. 166})$$

$$u = \frac{1}{12} \frac{H h^3}{E I_m} \left[2 + \frac{I_m l}{I_e h} \right]$$

Exemple 11.6, extrait TGC 11, p. 491

Moment de flexion maximal négatif en tête du montant de droite

$$M_{Ed,max}^- = 1.35 \cdot (-9.0 \text{ kNm}) + 1.35 \cdot (-39.2 \text{ kNm}) + 1.50 \cdot (-87.4 \text{ kNm}) \\ + \left[\frac{1}{200} \cdot 259 \text{ kN} \cdot \left(-4.0 \frac{\text{kNm}}{\text{kN}} \right) \right] \cdot 1.12 = -202 \text{ kNm}$$

Selon SIA 263:2003

- Calcul direct au second ordre

Pour tenir compte des effets de second ordre, une autre possibilité consiste à faire un calcul direct au second ordre sous l'ensemble des charges du cas de charge considéré (principe de superposition non applicable). Le tableau 11.41 présente les moments maximaux positifs et négatifs obtenus de la sorte avec, en regard, les résultats au premier ordre amplifiés et non amplifiés.

Tableau 11.41 Moments maxima positifs et négatifs pour le cas de charge n° 1.

Type de calcul statique élastique	$M_{Ed,max}^+ [\text{kNm}]$	$M_{Ed,max}^- [\text{kNm}]$
Premier ordre	260	-196
Premier ordre (avec forces équivalentes φQ_{Ed})	260	-201
Premier ordre amplifié par $1/[1 - (1/\alpha_{cr})]$	260	-202
Second ordre	263	-196
Second ordre (avec forces équivalentes φQ_{Ed})	263	-202

Tab. 11.33: Résumé calcul élastique 2^{ème} ordre (EN1993-1-1)

Méthode de calcul élastique	Imperfections considérées (dans le plan)	Efforts intérieurs	Vérifications élément isolé*	Longueurs de flambage	Remarques (selon EC3)
Premier ordre + amplification des moments		N, V, M $\mathcal{M} = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr,sw}}} M$ P-Δ L sway	Résistance des sections + flambage des montants (y.c. déversement)	Mode à noeuds fixes	Applicable seulement si $\alpha_{cr,sw} \geq 3.0$
Second ordre direct + courbe de flambage	φ	$\mathcal{N}, \mathcal{V}, \mathcal{M}$	Résistance des sections + flambage des montants (y.c. déversement)	Mode à noeuds fixes	Applicable seulement si montant pas trop élancés $\frac{N_{Ed}}{N_{cr,ns}} \leq 0.25$
Second ordre direct	φ, w_0	$\mathcal{N}, \mathcal{V}, \mathcal{M}$	Résistance des sections	-	Méthode plus proche de la réalité

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

Méthode usuelle

* ne pas oublier les vérifications de l'élément hors-plan

N, V, M : effort normal, tranchant, moment de flexion de 1^{er} ordre

$\mathcal{N}, \mathcal{V}, \mathcal{M}$: efforts intérieurs de 2^e ordre

$N_{cr,ns}$: charge critique de flambage élastique du montant dans le mode à noeuds fixes

Exemple: calcul L_k poteau bâtiment étages, cas particulier



Facteur de charge d'instabilité $\lambda_{\text{krit}} = 262.9$



Avec Easystatics

<http://easystatics.ethz.ch/>

Cas $L' = L$ et données numériques
HEA 280, $L = 4 \text{ m}$ et $N_{\text{Ed}} = 10 \text{ kN}$

A partir de λ_{krit} :

$$\lambda_{\text{krit}} \cdot N_{\text{Ed}} = N_{\text{cry}} = \pi^2 EI_y / L_k^2$$

On trouve:

$$L_k = L + 1.595 \cdot L'$$