

Risque de voilement des poutres pleines ou ajournées: calcul graphique

Autor(en): **Paris, A.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **77 (1951)**

Heft 17

PDF erstellt am: **30.06.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-58159>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les quinze jours

Abonnements :
Suisse: 1 an, 24 francs
Etranger: 28 francs
Pour sociétés:
Suisse: 1 an, 20 francs
Etranger: 25 francs
Pour les abonnements
s'adresser à :
Administration
du « Bulletin technique
de la Suisse romande »,
Case postale Riponne 21,
Lausanne
Compte de chèques postaux
II. 5775, à Lausanne
Prix du numéro: Fr. 1,40

Organe de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, des Sociétés vaudoise et genevoise des ingénieurs et des architectes, de l'Association des anciens élèves de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale.

Comité de patronage — Président: R. Neeser, ingénieur, à Genève; Vice-président: G. Epitoux, architecte, à Lausanne; Secrétaire: J. Calame, ingénieur, à Genève — Membres, Fribourg: MM. P. Joye, professeur; E. Lateltin, architecte — Vaud: MM. F. Chenaux, ingénieur; E. d'Okolski, architecte; A. Paris, ingénieur; Ch. Thévenaz, architecte — Genève: MM. L. Archinard, ingénieur; Cl. Grosgrin, architecte; E. Martin, architecte; V. Rochat, ingénieur — Neuchâtel: MM. J. Béguin, architecte; G. Furter, ingénieur; R. Guye, ingénieur — Valais: MM. J. Dubuis, ingénieur; D. Burgener, architecte.

Rédaction: D. Bonnard, ingénieur. Case postale Chauderon 475, Lausanne.

Conseil d'administration de la Société anonyme du Bulletin Technique: A. Stucky, ingénieur, président; M. Bridel; G. Epitoux, architecte; R. Neeser, ingénieur.

Tarif des annonces

Le millimètre
(larg. 47 mm) 20 cts
Réclames: 60 cts le mm
(largeur 95 mm)
Rabais pour annonces
répétées

Annances Suisses S.A.



5, Rue Centrale Tél. 22 33 26
Lausanne et succursales

SOMMAIRE : *Risque de voilement des poutres pleines ou ajourées*, par A. PARIS, ingénieur civil, professeur honoraire à l'E.P.U.L. — *Réglages automatiques de vitesses*, par CH. MAILLEFER, ingénieur E.P.L. — **BIBLIOGRAPHIE.** — Société suisse des ingénieurs et des architectes *Communiqué du Secrétariat* — **SERVICE DE PLACEMENT.** — **NOUVEAUTÉS, INFORMATIONS DIVERSES.**

RISQUE DE VOILEMENT DES POUTRES PLEINES OU AJOURÉES

Calcul graphique

par A. PARIS, ingénieur civil, professeur honoraire à l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne

La tendance du prisme à fléchir pour échapper à une pression axiale se manifeste pareillement dans la simple colonne, dans les membrures retenues élastiquement par des poteaux flexibles insérés dans des entretoises, et dans la zone comprimée d'un poitrail, auquel sa hauteur confère une relative liberté de déformation locale. Les comportements diffèrent par contre sensiblement.

La colonne libre résiste au fléchissement par sa seule raideur $R = E.J$ d'Euler; la membrure du pont Vierendeel ajoute à cette raideur la résistance élastique des cadres, qui unissent entre eux les poteaux et les fortes entretoises du tablier inférieur; la zone comprimée du « disque » formé par la poutre-poitrail reste solidaire de la région tendue, tout en gauchissant le corps plan.

La sinusoïde exprime le flambage isolé; elle reste l'argument essentiel des deux autres phénomènes tout en subissant un amortissement qu'on tentera d'assimiler à une exponentielle: dans l'exemple numérique ci-après, le jeu des approximations successives tendra à l'éliminer dans le cas supposé d'appuis parfaitement libres; la réalité serait intermédiaire. Le professeur Timoshenko a montré la concordance entre les résultats de cette méthode d'approximations successives, que nous appliquons ici graphiquement, et ceux de l'analyse appliquée aux cas intégrables; cette conformité permet ensuite d'étendre le procédé aux cas d'espèces, qui demandent une liberté plus grande.

I. Voilement des parois pleines

Le Dr L. Prandtl a, dans sa thèse de Munich (1899), étudié l'équilibre élastique d'une paroi homogène tenue en console sous l'effet d'une charge isolée. Le professeur Timoshenko a étendu l'étude au cas de la poutre simple soumise à un couple de moment constant; il en a exprimé les moments de flexion latérale et de torsion comme dérivées secondes des élastiques de déplacement; il arrive ainsi, dans sa *Stabilité élastique*, à l'expression du moment fléchissant critique

$$M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{B.C}}{l}$$

si

$$B = \frac{c \cdot b^3}{12} E \quad (\text{raideur transversale})$$

$$C = \frac{c \cdot b^3}{3} \left(1 - 0,630 \frac{h}{b}\right) G \quad (\text{raideur à la torsion}).$$

Ces formules supposent un matériau homogène, sans fissure; elles sont donc optimistes dans le cas du prisme de béton armé, où les efforts tangentiels favorisent les glissements, et introduisent la phase II du béton tendu fissuré.

Dans la poutre en béton armé sollicitée par fléchissement latéral et torsion consécutive, le déversement se fait autour d'un axe, qui diffère de celui de gravité du profil intact; si on admet que les génératrices verticales du plan médian

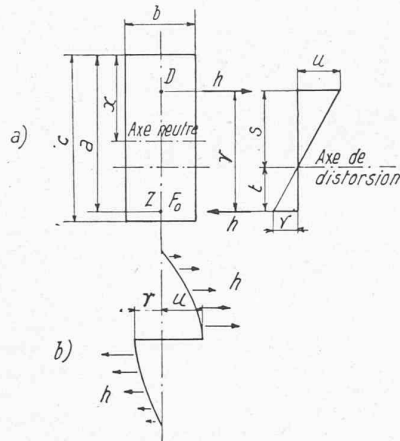


Fig. 1. — Torsion du profil.

restent droites, on les voit pivoter inégalement autour d'un axe de distorsion, que la grande déformabilité de la zone comprimée rapproche de l'armature tendue ; nous supposons que cet axe reste droit.

La distorsion de la poutre appelée, tant dans la zone comprimée que dans l'armature, des réactions transversales qui, devant s'équilibrer entr'elles dans une poutre libre, auront des signes inverses entre la région médiane et les deux extrémités de la portée ; ces réactions, égales et antagonistes entre les centres de pression et de traction du profil, se traduisent par des moments de torsion, dont la recherche forme le nœud du problème.

La figure 1 illustre ce cas, en coupe et en plan. La distance r des deux centres de pression et de traction dépend de la déformation élastique des éléments béton et fer, donc de leurs contraintes ; nous l'admettrons néanmoins constante et déterminée par les résistances ultimes de l'ouvrage.

Les influences des deux composantes sont inégales. La pression D agit par une tendance au flambage qui donne, sous une poussée h constante, un fléchissement latéral maximum (fig. 1/b), issu de la formule usuelle,

$$u = \frac{5 Pl^3}{384 EJ} = \frac{5 l^4 \cdot h}{384 E_b J_t} = \frac{0,62 l^4}{a b^3 E_b} h$$

si nous adoptons pour J_t l'expression (1) ci-après. L'armature par contre agit comme chaîne funiculaire tenue à ses extrémités par sa traction Z ; elle subit de ce fait un déplacement médian, calculé ici pour h constant

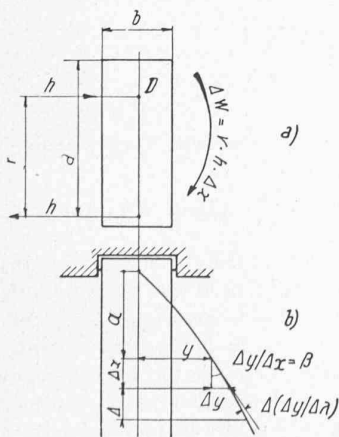


Fig. 2. — Différences finies.

$$H = F_a \sigma_{app} \quad H v = h \frac{l^2}{8}$$

$$v = \frac{l^2}{8 F_a \sigma_{app}} h$$

que nous calculerons à la limite apparente, puisque le flambage est un phénomène de rupture. Le rapport des deux ordonnées u et v fixe l'axe de distorsion à

$$s = r \times \frac{0,62 l^2}{a b^3 E_b} ;$$

$$\left(\frac{0,62 l^2}{a b^3 E_b} + \frac{1}{8 F_a \sigma_{app}} \right)$$

Cette évaluation est approximative, puisque la poussée h varie ; mais elle le fait aussi bien pour u que pour v ; l'erreur reste ainsi modeste. L'axe de distorsion se place aux environs du tiers inférieur du bras de levier r .

Le moment d'inertie transversal de la zone comprimée se traduit par l'intégrale d'un diagramme triangulaire, de la moitié du rectangle limité par l'axe neutre

$$x \sim 0,5 a$$

imposé par les efforts extrêmes aux approches de la plasticité

$$\sigma_b / \sigma_a = \beta_b / \sigma_{app} \sim 1/10.$$

Il atteint ainsi

$$(1) \quad J_t = \frac{a b^3}{48}$$

L'effort transversal h crée dans chaque élément Δx de la poutre un état de torsion (fig. 2), qui trouve son équilibre entre ses deux sections terminales (fig. 3). Au milieu de la portée, où la poussée h atteint son maximum, le moment de torsion $W - \Delta W$ s'annule, pour croître ensuite aussi longtemps que la poussée ne change pas de signe, ce qui se produit probablement à faible distance des appuis.

L'équilibre de rotation

$$W = W - \Delta W - h_x \cdot \Delta x \cdot r$$

donne la relation

$$- \Delta W = h_x \cdot x \cdot r$$

dont résulte la poussée

$$(2) \quad h = - \frac{1}{r} \frac{\Delta W}{\Delta x}$$

La distorsion spécifique (fig. 2)

$$(3) \quad \theta = \frac{\Delta y}{\Delta x}$$

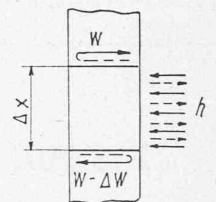


Fig. 3. — Equilibre de torsion.

s'exprime par la formule habituelle de l'angle dû au moment de torsion local W

$$(4) \quad \frac{\theta}{1} = \frac{\varphi s}{\Delta x} = \frac{4(a^2 + b^2)}{a^3 b^3} \times \frac{W}{G} s \quad G \sim 0,4 E.$$

La relation (3) transforme la (4), qui devient

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{\varphi \cdot s}{\Delta x} = \frac{4(a^2 + b^2)}{a^3 b^3} \times \frac{W}{G} \times s$$

ce à quoi la définition de Timoshenko

$$\frac{\varphi}{\Delta x} = \frac{W}{G} \times \frac{1}{\gamma a b^3}$$

donne la forme

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{1}{\gamma a b^3} \times \frac{W}{G} \cdot s.$$

Le facteur empirique γ varie de 1/6 à 1/3 pour a/b entre 1,0 et l'infini ; il prend, pour a/b de 2,5 à 3,0, la grandeur moyenne 0,25.

La condition 2, qui définit la poussée h , introduit la dérivée du moment de torsion ; elle conduit à

$$\frac{\Delta W}{\Delta x} = - r \cdot h = \frac{\gamma a b^3}{s} G \times \frac{\Delta^2 y}{\Delta x^2}$$

et l'on écrit, en fonction de la seconde dérivée de l'élastique transversale

$$(5) \quad h = - D \frac{\Delta^2 y}{\Delta x^2} \quad D = \frac{\gamma a b^3}{rs} G.$$

La poussée h apparaît lors du premier déversement de la zone comprimée; elle suppose donc la préexistence de la force critique de flambage

$$(6) \quad P'_c = \frac{\pi^2}{l^2} E_b \times (J_b).$$

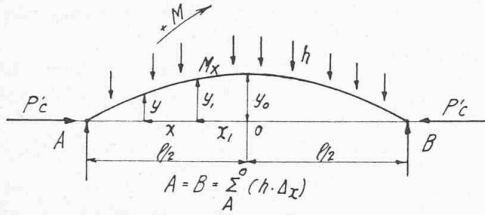


Fig. 4. — Actions préliminaires.

La raideur $E_b(J_b)$ est celle du prisme comprimé solidarifié avec la zone tendue; le moment d'inertie (J_b) vaudrait le double de J_t si la solidarisation disparaissait; ceci n'étant pas le cas, nous admettons une augmentation modeste jusqu'à

$$(J_b) = 3 J_t.$$

On obtiendrait une meilleure approximation en considérant le cas du flambage du barreau sur appui élastique continu, les génératrices verticales étant considérées comme fibres flexibles encastrées dans la zone tendue; ce procédé, évidemment long, ne toucherait pas à la résistance par torsion du disque.

A partir de cet instant, la réaction h de torsion apporte un supplément grandissant à la résistance au flambage; le maximum P''_c de ce supplément s'ajoute à P'_c et conduit à la force critique totale

$$(7) \quad P_c = P'_c + P''_c.$$

La résistance complémentaire atteint sa vraie grandeur à l'instant où la dernière ligne élastique se fait pratiquement identique à la précédente. Nous rechercherons ce résultat par une épure d'approximations successives, qui tendra rapidement à une position limite, si la courbe de départ a été opportunément choisie.

Nous le ferons d'abord en supposant la poutre sollicitée par un couple extérieur constant.

La force critique primitive P'_c produit une surface de moments, donc une flexion contre laquelle réagissent les poussées h . Nous supposons connue cette élastique initiale, qui aura l'allure d'une sinusoïde dont les points d'inflexion se placent aux extrémités de la poutre, libre d'encastrement.

Le moment fléchissant en un point ($x_1 y_1$) de l'élastique de départ

$$(8) \quad \begin{cases} M_{x_1} = + A \left(\frac{l}{2} - x_1 \right) - \sum_{x=x_1}^{l/2} h \cdot \Delta x (x - x_1) - P'_c \cdot y_1 \\ A = \sum_{x=0}^{l/2} h \cdot \Delta x = - D \sum_{x=0}^{l/2} \frac{\Delta^2 y}{\Delta x^2} \Delta x \end{cases}$$

conduit, grâce à la condition 5, au moment déterminant de la force additionnelle au milieu de la poutre

$$(9) \quad \begin{cases} M_o = P''_c \cdot u = + D \left[+ \frac{l}{2} \sum_{x=0}^{l/2} \Delta x \frac{\Delta^2 y}{\Delta x^2} - \sum_{x=0}^{l/2} x \cdot \Delta x \frac{-\Delta^2 y}{\Delta x^2} \right] - \\ - \frac{\pi^2}{l^2} E (J_p) \cdot y_o. \end{cases}$$

La force critique P'_c conserve son bras de levier y_o afin que reste cohérent le système de déformation des y et des $\Delta^2 y / \Delta x^2$ dans l'élastique appliquée à la formule 9; à mesure que s'affirme la courbure générale, les ordonnées et leurs dérivées secondes tendent à la proportionnalité entre les deux dernières élastiques, limite où se précisera la composante effective P''_c .

L'ordonnée u est celle de la ligne élastique issue de la courbe de départ, celle qui correspond à la courbe des moments de charge (fig. 6/g); nous la désignerons par v en seconde approximation.

La ligne élastique de départ intervient donc dans cette équation 9 par son ordonnée maximum y_o et par ses dérivées secondes, dont le diagramme fait aire de charge; cette combinaison peut figurer pratiquement une certaine proportionnalité entre ligne de charge et élastique si l'on part d'une courbe initiale du genre

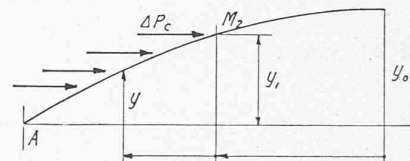


Fig. 5. — Élastique préalable.

$$(10) \quad y = y_o (1 - \sin \xi) \cdot e^{+k\xi} \quad \xi = + \frac{x}{l} \pi.$$

Nous avons choisi le facteur de l'exposant $k = 1$ car, les ordonnées y diminuant à partir du milieu de la poutre, la première dérivée est négative

$$+ \cos \xi + k \cdot \sin \xi \geq k.$$

A l'expérience, l'épure de l'exemple numérique a fait tendre ce facteur k vers zéro.

L'élastique initiale donnera satisfaction si les moments fléchissants (éq. 9) conduisent par le dynamique des poids élastiques

$$w = M \cdot \Delta x$$

à un funiculaire de seconde approximation assurant la proportionnalité des ordonnées; ce ne sera suffisamment le cas dans l'épure, que pour le funiculaire (fig. 6/j) construit sur celui des u pris comme ligne de charge.

Les relations analytiques, qui précèdent, supposent l'action d'un moment fléchissant constant. Si la flexion résulte de l'action d'une charge répartie arbitraire sur la poutre, au moment maximum équivalent au milieu de la portée correspondra une élastique moins accentuée, des dérivées secondes par conséquent plus petites; le moment fléchissant déterminant (fig. 6/f ou i) en sera diminué, mais encore plus l'ordonnée sous le sommet de l'élastique, ce qui profitera à la sécurité au flambage.

La charge critique, étagée le long de la zone comprimée, se développe proportionnellement au moment fléchissant extérieur; ses actions localisées à des éléments Δx de poutre se proportionnent, par un nouveau facteur k à calculer, aux efforts statiques

$$P''_c = k \cdot \frac{\Delta M_x}{r} = \frac{k}{r} Q \cdot x \quad Q = \text{effort tranchant}$$

et donnent au moment de flambage l'expression

$$(11) \quad M_n = \sum P''_c (y_1 - y) = \frac{k}{r} \sum Q_x \cdot x (y_1 - y)$$

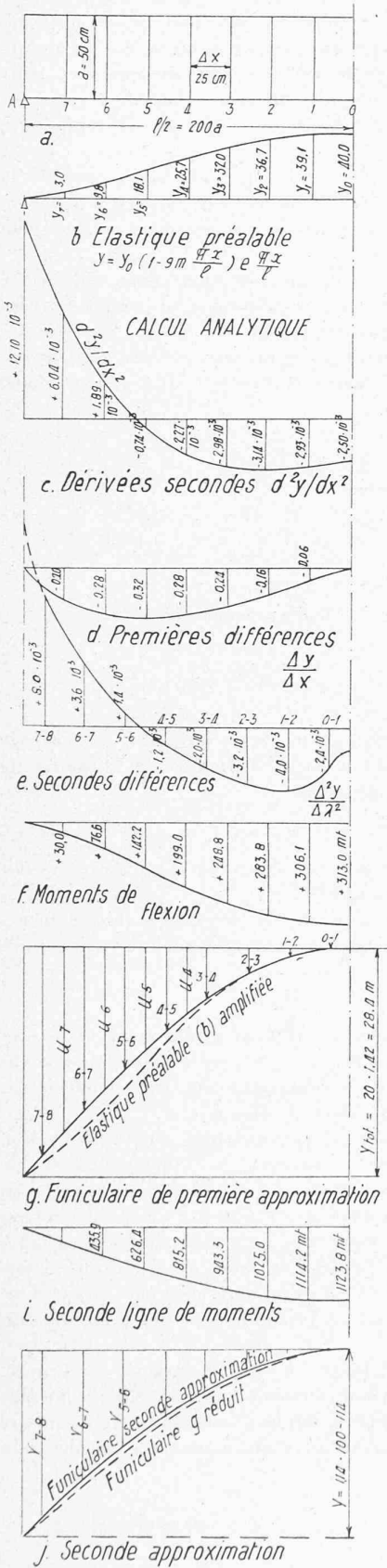
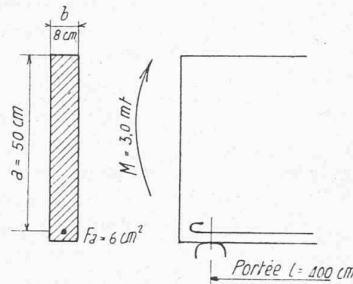


Fig. 6. — Epure de voilement d'une poutre pleine.



Profil de la poutre

qui s'égalé au membre de droite de l'équation 9, après adjonction en négatif du moment de la première composante critique.

L'élastique de départ tiendra compte de ce changement de régime pour abrégier le travail d'approximation, qui restera soumis, par l'équation 11, aux conditions de charge en service.

L'exemple numérique ci-après, basé sur le cas simple intégrable du moment fléchissant constant, montre le degré de concordance entre le tracé graphique et le calcul théorique du profil proposé.

Exemple numérique. Considérons une poutre rectangulaire de largeur $b = 8$ cm et de hauteur utile $a = 50$ cm; cette poutre supporte un couple fléchissant $M = 3,0$ mt constant sur sa portée $l = 400$ cm; la traction dans l'armature, égale à la composante de pression au centre D , atteint pour

$$r = 0,833.50 \text{ cm} = 41,6 \text{ cm}$$

la grandeur

$$Z = 300 \text{ cm.t} : 41,6 \text{ cm} = 7,2 \text{ t}$$

à quoi correspond une section d'acier

$$F_a = 5,7 \text{ cm}^2$$

Les modules d'élasticité du béton sont admis à

$$E_b = 300\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$G \sim 120\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Le moment d'inertie transversal du triangle de Navier des contraintes de pression, calculé à limite d'élasticité, atteint

$$J_t = \frac{a \cdot b^3}{48} = \frac{50 \cdot 8^3}{48} = 535 \text{ cm}^4.$$

Les facteurs

$$\frac{0,62 \text{ l}^2}{a \cdot b^3 \cdot E_b} = \frac{0,62 \times 400^2 \text{ cm}^2}{50 \text{ cm} \times 8^3 \text{ cm}^3 \times 300\,000 \text{ kg/cm}^2} = 0,013 \cdot 10^{-3} \text{ kg}^{-1}$$

$$\frac{1}{8 F_a \sigma_{app}} = \frac{1}{8 \times 5,7 \text{ cm}^2 \times 3500 \text{ kg/cm}^2} = 0,006 \cdot 10^{-3} \text{ kg}^{-1}$$

placent l'axe de distorsion à

$$s = 41,6 \text{ cm} \times 13 : (13 + 6) = 28,2 \text{ cm}$$

du centre de pression.

Les facteurs de raideur (éq. 5 et 6) sont

$$D \sim \frac{0,30 \times 50 \cdot 8^3 \text{ cm}^4}{41,6 \text{ cm} \cdot 28,2 \text{ cm}} \times$$

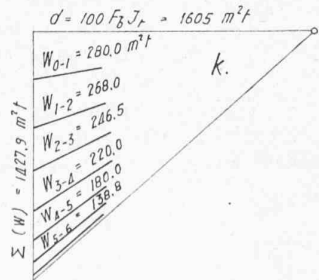
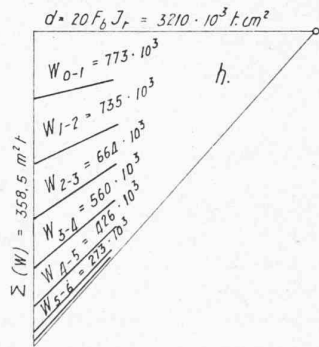
$$\times 120\,000 \text{ kg/cm}^2 = 10^3 \cdot 785 \text{ kg}$$

$$R = E \cdot J_t = 300\,000 \text{ kg/cm}^2 \cdot 534 \text{ cm}^4 = 10^3 \cdot 160\,500 \text{ kg/cm}^2.$$

L'épure part d'une élastique exponentielle sinusoïdale, d'ordonnée maximum $y_0 = 40$ cm et développée conformément à l'équation 10. Nous divisons la portée de la poutre, $l = 400$ cm, en seize segments égaux

$$\Delta x = 25 \text{ cm}.$$

Le travail, s'il comporte plus d'approximation, se fait par détermination graphique des différences secondes $\Delta^2 y / \Delta x^2$; l'exactitude de ces courbes, bonne pour la différence première $\Delta y / \Delta x$, l'est bien moins en seconde dérivation; les tracés (fig. 6/c et e) le montrent: l'erreur maximum entre le funiculaire g et la courbe initiale b , amplifiée pour obtenir une flèche égale, atteint 15 % environ; c'est trop, et il a fallu une seconde approximation toute graphique. La première opération a été faite en partant de la courbe exponentielle définie par son équation; on l'a ensuite corroborée, pour renseignement sur l'exactitude du tracé pratique, par une détermination graphique; le résultat apparaît à la figure 6: il n'est évidemment que partiellement satisfaisant. Les grandeurs trouvées apparaissent au tableau que voici.



(Tableau)

N ^{os}	sin ξ	e ^ξ	y ₀ (1 - sin ξ) e ^ξ	d ² y/dx ²	x	l - x	Δ (Δy/Δx)	Δ ² y/Δx ²
Calcul analytique				Tracé graphique				
cm				cm				
0 - 1	0,098	1,105	39,9	- 2,73.10 ⁻³	12,5	187,5	- 0,060	- 2,4.10 ⁻³
1 - 2	0,290	1,343	38,3	- 3,07.10 ⁻³	37,5	162,5	- 0,100	- 4,0.10 ⁻³
2 - 3	0,471	1,634	34,5	- 3,12.10 ⁻³	62,5	137,5	- 0,080	- 3,2.10 ⁻³
3 - 4	0,634	1,983	29,1	- 2,71.10 ⁻³	87,5	112,5	- 0,050	- 2,0.10 ⁻³
4 - 5	0,773	2,419	22,0	- 1,62.10 ⁻³	112,5	87,5	- 0,030	- 1,2.10 ⁻³
5 - 6	0,882	2,940	13,9	+ 0,41.10 ⁻³	137,5	62,5	+ 0,035	+ 1,4.10 ⁻³
6 - 7	0,957	3,579	6,2	+ 3,71.10 ⁻³	162,5	37,5	+ 0,085	+ 3,4.10 ⁻³
7 - 8	0,995	4,539	0,9	+ 8,55.10 ⁻³	187,5	12,5	+ 0,200	+ 8,0.10 ⁻³
				+ 12,67.10 ⁻³				+ 12,8.10 ⁻³
				- 13,25.10 ⁻³				- 12,8.10 ⁻³
Sommes :				- 0,58.10 ⁻³				0

Les poussées h proportionnelles à la dérivée seconde, prise ici analytique, suscitent selon éq. 8 la réaction

$$A = -D \frac{\Delta^2 y}{\Delta x^2} \cdot x = -10^{-3} \cdot 785 \text{ kg} (-0,58 \cdot 10^{-3}) \cdot 25 = + 785,14,6 \text{ kg}$$

qui trouve sa réponse au bas de la poutre, à l'appui. La formule 8, du moment fléchissant, introduit la force critique initiale (J_p = 3 · J_t = 1600 cm⁴)

$$P'_c = 300\,000 \text{ kg/cm}^2 \times 1600 \text{ cm}^4 \times \pi^2 : 400^2 \text{ cm}^2 = 30\,000 \text{ kg.}$$

Ces données conduisent aux résultats basés sur les dérivées d²y/dx²

$$M_0 = + 785 \text{ kg} [+ 200 \text{ cm } 14,6 - 25,6 \text{ cm} + 2,73 \cdot 12,5 + 3,07 \cdot 37,5 + 3,12 \cdot 62,5 + 2,71 \cdot 87,5 + 1,62 \cdot 112,5 - 0,41 \cdot 137,5 - 3,71 \cdot 162,5 - 8,55 \cdot 187,5] - 30\,000 \text{ kg.} \\ \times 40,0 \text{ cm} = 10^3 (+ 31\,700 - 1200) = + 30\,500,10^3 \text{ cm.kg,}$$

puis pareillement

$$M_1 = + 29\,830,10^3 \text{ cm.kg} \quad M_2 = + 27\,650 \text{ cm.kg, etc.}$$

selon figure 6/f. Cette ligne de moments constitue l'aire de charge pour l'élastique de première approximation ; les poids élastiques ω = M · Δx apparaissent au dynamique 6/h, dont la projection conduit au funiculaire de la première élastique ; la distance polaire est arbitraire puisque toutes positions de flambages sont désormais possibles : on l'a choisie, par commodité, au vingtuple de la raideur R, donc à

$$d = 20 \times 160,5 \cdot 10^3 \text{ t.cm}^2.$$

Le funiculaire a, au milieu de la portée (fig. 6/g), et pareillement amplifiée, une ordonnée maximum

$$u = 20 \times 1,42 \text{ m} = 28,4 \text{ m}$$

ce qui donne comme quotient du moment maximum

$$P''_c = 313,0 : 28,4 = 11,1 \text{ t.}$$

La concordance entre la courbe de départ 6/b, amplifiée, et le funiculaire 6/f ne donne pas satisfaction, car la courbe de moments se gonfle au milieu de la portée, ce qui augmente le moment maximum (313 mt) aux dépens de la flèche médiane du funiculaire (1,42 m).

Une seconde approximation prend le départ au funiculaire 6/g. Les moments, basés sur la formule 8, atteignent

$$M_0 = 1123,8 \text{ mt} \quad M_1 = 1114,2 \text{ mt} \quad M_2 = 1025,0 \text{ mt, etc.,}$$

chiffres ainsi grossis par l'ampleur relative de la courbe de départ.

Les poids élastiques ω = M · Δx, qui sont ω₁ = 280,0 m² · t ω₂ = 268,0 m² · t, etc., font un total Σω = 1427,9 m² · t ; projetés par la distance polaire, portée au centuple,

$$d = 100 \times (E_b \cdot J_t) = 1605 \text{ m}^2 \cdot \text{t,}$$

ils donnent le funiculaire de troisième élastique, avec une ordonnée maximum

$$v = 100 \cdot 1,14 \text{ m} = 114 \text{ m.}$$

La composante complémentaire

$$P''_c = 1123,8 \text{ m.t} : 114 \text{ m} = 9,85 \text{ t}$$

porte la charge critique à

$$P_c = 30,0 + 9,85 = 39,85 \text{ t}$$

accusant une sécurité au voilement

$$P_c : Z = 39,85 : 7,2 = 5,55.$$

Ce chiffre conduit au moment critique

$$M_c = 5,55 \times 3,0 \text{ mt} = 16,7 \text{ mt.}$$

La formule de Timoshenko, qui s'applique à ce cas simple, donne

$$B_1 = \frac{55 \cdot 8^3 \text{ cm}^4}{12} \times 300\,000 \text{ kg/cm}^2 = 875 \cdot 10^6 \text{ kg.cm}^2$$

$$C = \frac{55 \cdot 8^3 \text{ cm}^4}{3} \left(1 - 0,630 \frac{8}{55}\right) \times 120\,000 \text{ kg/cm}^2 = 102,0 \cdot 10^6 \text{ kg.cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{875 \cdot 10^2} \times 10^6}{400 \text{ cm}} = 2350 \cdot 10^3 \text{ kg.cm} = 23,5 \text{ mt}$$

indiquant une sécurité de 7,85 au lieu des 5,55 trouvés ci-dessus ; ce résultat paraît optimiste dans le cas du béton armé hétérogène.

Le cas non intégrable du moment arbitraire se résoudrait par voie graphique avec un égal degré de probabilité.

* * *

II. Flambage d'une membrure comprimée

La poutre ajourée porteuse du tablier d'un pont bas se comporte, en gros, comme une paroi soumise au voilement ; la torsion de l'ensemble se mue en flexions locales, à quoi s'ajoute une torsion propre des membrures, dont on négligera l'influence favorable.

La charge de service du pont crée une pression axiale dans la membrure supérieure libre ; cette force croît en proportion de la charge du pont ; elle deviendrait à la limite la force critique de la colonne (éq. 6), première composante de la résistance effective au flambage. Cette première étape atteinte, la courbure latérale s'annonce et provoque des réactions transversales aux nœuds supérieurs des montants ; le second stade commence, dont résultera la mesure de la composante complémentaire P''_c ; la charge critique effective atteindra alors

$$(12) \quad P_c = P'_c + P''_c.$$

Les déplacements y des têtes de poteaux répondent à deux nécessités. C'est d'abord un effet de flexion latérale par flambage de la membrure, représentée à l'épure 8 par l'élastique de départ (c), qui donne des bras de levier à la force P'_c. C'est ensuite l'élasticité des cadres ouverts (fig. 7) exprimée,

en fonction des masses adjointes $m = s/E \cdot J$ des poteaux et entretoises, par l'équation

$$y = H \left(m_p \cdot \frac{h^2}{3} + m_t \cdot h^2 \right)$$

que, h désignant la hauteur,

$$m_p = \frac{\nu}{E_b \cdot J_p} \quad m_t = \frac{b}{2 E_b \cdot J_t}$$

transforment en

$$(13) \quad \begin{cases} y = \frac{H \cdot h^2}{E_b} \left(\frac{\nu}{3 J_p} + \frac{b}{2 J_t} \right) = \alpha \cdot H \\ \alpha = \frac{h^2}{E_b} \left(\frac{m_p}{3} + m_t \right) \end{cases}$$

Les réactions H doivent s'équilibrer d'un bout à l'autre de la membrure pour assurer l'équilibre à la rotation ; la condition

$$(14) \quad \sum_{x=0}^A (H) = 0$$

conduit alors à un déplacement parallèle Δy , qui fait chevaucher la membrure sur son axe primitif, suivant les ordonnées $y - \Delta y$.

La condition d'équilibre

$$(15) \quad \sum (H) = \sum \frac{y}{\alpha} - \sum \frac{\Delta y}{\alpha}$$

permet le calcul de la correction Δy , puis celui des forces individuelles par

$$(16) \quad H = \frac{y - \Delta y}{\alpha}$$

L'élastique définitive, réalisée entre les pressions P et les réactions H , résulte tant de la force critique P'_c agissant de bout en bout, par commodité mais qu'on pourrait répartir aussi s'il en valait la peine, que des forces additionnelles $\Delta P'_c$ introduites par les nœuds successifs. Ces efforts croissent avec la pression axiale statique D , aussi bien des extrémités vers le milieu du pont, que en proportion de l'accroissement des charges au-delà des chiffres de service ; on peut donc écrire en introduisant un facteur de proportionnalité k

$$(17) \quad \begin{cases} P'_c = \Delta P'_1 + \Delta P'_2 + \dots + \Delta P'_A \\ \Delta P'_1 = k \cdot \Delta D_1 \dots \dots \dots \Delta P'_A = k \cdot \Delta D_A \end{cases}$$

La composante primitive reste

$$(18) \quad P'_c = \frac{\pi^2}{l^2} E_b \cdot J_t$$

L'équilibre des moments implique la coopération de la force axiale primitive P'_c et des suppléments $\Delta P'_c$ aux nœuds, ainsi que des réactions H ; la force P'_c intervient par ses ordonnées y sur la corde de l'élastique préalable, en fonction de laquelle on calcule les réactions H ; l'aire de moments, qui en résulte, produit un supplément de courbure avec une accentuation des réactions H appelant les suppléments de charge utile, fonctions de la charge utile,

$$\Delta P'_c = k \cdot \Delta D$$

Cet équilibre se traduit par la condition

$$M_x = \sum_{x=x_1}^A H \cdot (x - x_1) - P'_c \cdot y = \sum_{x=x_1}^A \Delta P'_c \cdot u$$

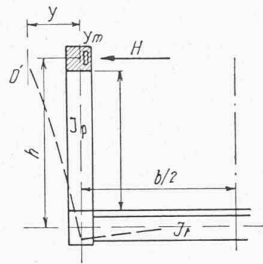


Fig. 7. — Cadre transversal.

qui doit se réaliser en tous points de l'élastique nouvelle u , dès qu'il y aura concordance des deux dernières approximations ; nous trouvons ainsi au sommet de la courbe

$$(19) \quad M_o = \sum_{x=0}^A (H \cdot x) - P'_c \cdot y_o = \sum_{x=0}^A \Delta P'_c \cdot u$$

Le moment M_o étant calculé, les conditions (17) permettent d'écrire

$$(20) \quad M_o = k \sum_{x=0}^A \Delta D \cdot u$$

équation déterminante du facteur k à introduire dans les formules (17).

L'ordonnée maximum u_o apparaît au funiculaire (fig. 8/f) tracé sur les poids élastiques (fig. 8/d)

$$(21) \quad \omega = M \cdot \Delta x = \frac{\Delta x}{8} (a + 6b + c)$$

La charge critique atteint ainsi

$$(22) \quad P_c = P'_c + k \cdot \sum_{x=0}^A (\Delta D) = P'_c + k \cdot D_o$$

puisque la pression axiale D_o en service est la somme des apports ΔD aux nœuds dès l'appui jusqu'au milieu de la portée.

* * *

Exemple numérique. Nous avons adapté, dans la figure 8, les dimensions d'un pont-route existant à Hotzenplotz, en Moravie (Manuel d'Emperger, VI, 1911), aux besoins de notre développement. L'ouvrage a une portée théorique de 23,1 m et une largeur utile de 5,0 m. Sous sa charge maximum par chariots et foule, une paroi supporte les moments extérieurs

$$M_o = 290 \text{ mt} \quad M_1 = 287 \text{ mt} \quad M_2 = 265 \text{ mt} \quad M_3 = 225 \text{ mt} \\ M_4 = 168 \text{ mt} \quad M_5 = 90 \text{ mt} \quad M_6 = 0$$

La pression D dans la membrure libre croît progressivement par les apports successifs

$$\Delta D_1 = \frac{M_o - M_1}{r} = \frac{290 - 287}{2,475} = 1,20 \text{ t}$$

puis aux autres montants

$$\Delta D_2 = 8,85 \text{ t} \quad \Delta D_3 = 16,20 \text{ t} \quad \Delta D_4 = 23,00 \text{ t} \\ \Delta D_5 = 31,45 \text{ t} \quad \Delta D_6 = 36,30 \text{ t}$$

pour atteindre au milieu de la portée

$$D = \Sigma \Delta D = 290 \text{ mt} : 2,475 \text{ m} = 117,0 \text{ t}$$

Les montants, qui transmettent ces apports ΔD par leurs efforts tranchants en long du pont, ont en travers les moments d'inertie et les masses adjointes

$$1 \text{ et } 2) \text{ section } 30,40 \text{ cm}^2 \quad J_p = 30 \cdot \frac{40^3}{12} = 160 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$E_b \cdot m_p = \frac{\nu}{J_p} = \frac{180 \text{ cm}}{160 \text{ cm}^4} \cdot 10^{-3} = 1,120 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-3}$$

$$3) \quad 40,40 \text{ cm}^2 \quad J_p = 214 \cdot 10^3 \text{ cm}^4 \quad E \cdot m_p = 0,840 \cdot 10^{-3}$$

$$4) \quad 50,40 \text{ cm}^2 \quad J_p = 267 \cdot 10^3 \text{ cm}^4 \quad E \cdot m_p = 0,675 \cdot 10^{-3}$$

$$5) \quad 60,40 \text{ cm}^2 \quad J_p = 320 \cdot 10^3 \text{ cm}^4 \quad E \cdot m_p = 0,564 \cdot 10^{-3}$$

$$6) \quad 80,40 \text{ cm}^2 \quad J_p = 428 \cdot 10^3 \text{ cm}^4 \quad E \cdot m_p = 0,422 \cdot 10^{-3}$$

Les entretoises ont une inertie propre et une masse adjointe

$$J_t = 1140 \cdot 10^3 \text{ cm}^4 \quad E \cdot m_t = \frac{250 \text{ cm}}{2,1140} \cdot 10^{-3} = 0,110 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-3}$$

On compte le module d'élasticité à

$$E_b = 300 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

La formule 13 donne les facteurs α aux nœuds

$$1 \text{ et } 2) \alpha = \frac{247,5^2 \text{ cm}^2}{300 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2} \left(\frac{1,120}{3} + 0,110 \right) \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-3} = \\ = 0,980 \cdot 10^{-4} \frac{\text{cm}}{\text{kg}}$$

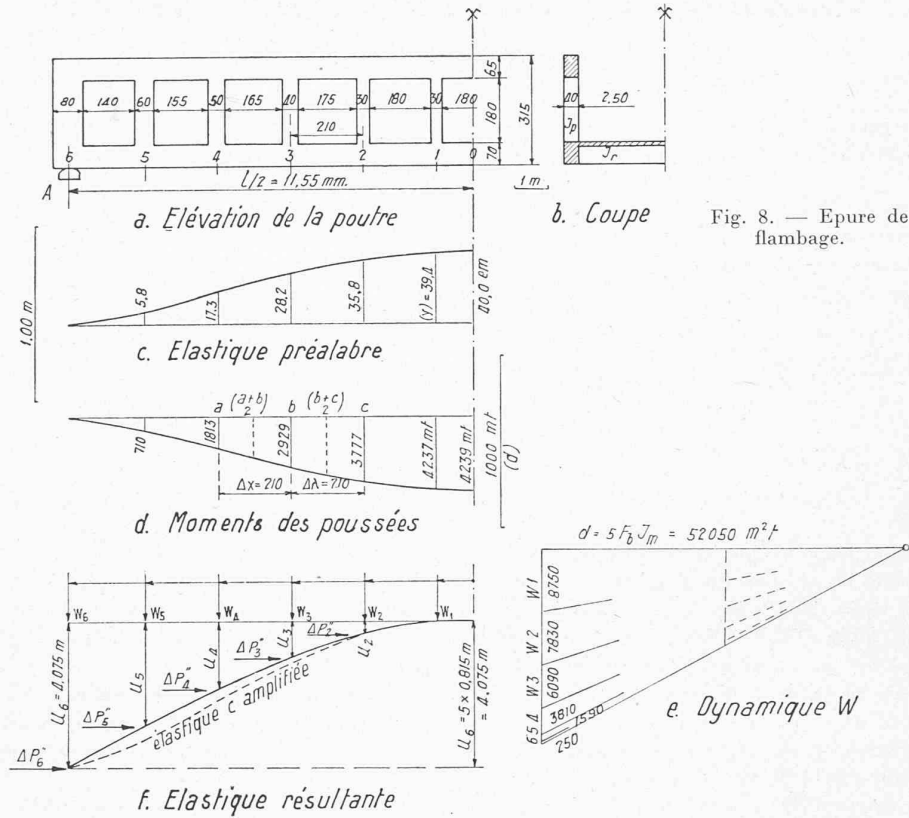


Fig. 8. — Epure de flambage.

- 3) $\alpha = 0,798.10^{-4}$ 4) $\alpha = 0,690.10^{-4}$ 5) $\alpha = 0,608.10^{-4}$
 6) $\alpha = 0,512.10^{-4}$.

Les poussées H (éc. 16)

$$\begin{aligned} H_1 &= 10^4 (39,4 - \Delta y) : 0,980 = 10^4 (+40,2 - 1,02 \Delta y) \\ H_2 &= 10^4 (36,6 - 1,02 \Delta y) & H_3 &= 10^4 (35,3 - 1,25 \Delta y) \\ H_4 &= 10^4 (25,0 - 1,45 \Delta y) & H_5 &= 10^4 (9,5 - 1,65 \Delta y) \\ & & H_6 &= 10^4 (0 - 1,95 \Delta y) \end{aligned}$$

dont la somme s'annule, donnent l'équation

$$10^4 (+146,6 \text{ cm} - 8,34 \Delta y) = 0$$

et par conséquent la correction

$$\Delta y = 17,6 \text{ cm}$$

Les réactions, qui correspondent à l'élastique préalable, atteignent ainsi les grandeurs

$$\begin{aligned} H_1 &= (+40,2 - 1,02 \cdot 17,6) 10^4 = +22,2 \cdot 10^4 \text{ kg} \\ H_2 &= +18,6 \cdot 10^4 \text{ kg} & H_3 &= +13,3 \cdot 10^4 \text{ kg} \\ H_4 &= -0,5 \cdot 10^4 \text{ kg} & H_5 &= -19,4 \cdot 10^2 \text{ kg} \\ & & H_6 &= -34,3 \cdot 10^4 \text{ kg} \end{aligned}$$

faisant ensemble

$$\Sigma(H) = (+54,1 - 54,2) 10^4 \sim 0$$

Le moment d'inertie horizontal de la membrure

$$J_m = 65 \frac{40^3}{12} = 347 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

porte sa résistance critique propre à

$$P'_c = \pi^2 \frac{300\,000 \text{ kg/cm}^2 \times 347 \cdot 10^3 \text{ cm}^4}{2310^2 \text{ cm}^2} = 195 \cdot 10^3 \text{ kg} = 195 \text{ t.}$$

Les moments horizontaux des membrures atteignent, sous les efforts P'_c et H , les chiffres

$$\begin{aligned} \text{milieu } M_0 &= (-22,2 \text{ kg} \cdot 105 \text{ cm} - 18,6 \cdot 315 - 13,3 \cdot 525 + \\ &+ 0,5 \cdot 735 + 19,4 \cdot 945 + 34,3 \cdot 1155) 10^4 - 195\,000 \text{ kg} \cdot 40 \text{ cm} = \\ &= +42\,390 \cdot 10^4 \text{ cm} \cdot \text{kg} = +4\,239 \text{ mt} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= +4\,237 \text{ mt} & M_2 &= +3\,777 \text{ mt} & M_3 &= +2\,929 \text{ mt} \\ M_4 &= +1\,813 \text{ mt} & M_5 &= +710 \text{ mt} & M_6 &= 0 \end{aligned}$$

Les poids élastiques pour le second funiculaire (fig. 8/f), correspondant aux aires partielles de la formule 21, sont (dynamique 8/e)

$$\begin{aligned} w_1 &= \frac{2,10 \text{ m}}{8} (+3\,777 + 6,4\,237 + 4\,237) \text{ mt} = 8\,750 \text{ m}^2 \cdot \text{t} \\ w_2 &= 7\,830 \text{ m}^2 \cdot \text{t} & w_3 &= 6\,090 \text{ m}^2 \cdot \text{t} & w_4 &= 3\,810 \text{ m}^2 \cdot \text{t} \\ w_5 &= 1\,590 \text{ m}^2 \cdot \text{t} & w_6 &= \frac{1}{3} 2,10 \text{ m} \cdot \frac{710 \text{ m} \cdot \text{t}}{2} = 250 \text{ m}^2 \cdot \text{t} \end{aligned}$$

La distance polaire amplifiée

$$\begin{aligned} d &= 5 E_b J_m = 5 \times 300\,000 \text{ kg/cm}^2 \times 347 \cdot 10^3 \text{ cm}^4 = \\ &= 52\,050 \cdot 10^7 \text{ cm}^2 \cdot \text{t} = 52\,050 \text{ m}^2 \cdot \text{t} \end{aligned}$$

fait apparaître un fléchissement médian sur la corde par les extrémités

$$u_6 = 5 \times 0,815 \text{ m} = 4,075 \text{ m.}$$

Les parts d'effort ΔD transmises par les montants successifs, agissant chacune par son bras de levier u propre sur l'élastique, donnent le moment

$$\begin{aligned} \Sigma(\Delta D \cdot u) &= +1,20 \text{ t} \cdot 0 + 8,85 \text{ t} \cdot 0,340 + 16,20 \text{ t} \cdot 0,950 + \\ &+ 23,00 \cdot 1,920 + 31,45 \cdot 2,900 + 36,30 \cdot 4,075 = 301,60 \text{ mt} \end{aligned}$$

L'équation 20 donne par conséquent le facteur

$$k = 4\,239 \text{ m} \cdot \text{t} : 301,6 \text{ m} \cdot \text{t} = 14,1$$

qui porte la charge critique à

$$P_c = 195 \text{ t} + 14,1 \cdot 117,0 \text{ t} = 1\,840 \text{ tonnes}$$

et la sécurité au flambage latéral à

$$1\,840 \text{ t} : 117 \text{ t} \sim 16.$$

Ce chiffre, suffisamment fort, nous dispense d'une seconde approximation, que l'insuffisante concordance des élastiques (fig. 8/f) eût rendue nécessaire dans d'autres circonstances, par son erreur maximum de 15 %.