

Considérations sur l'étude de quelques ponts Vierendeel de grande portée construits récemment en Belgique

Autor(en): **Desprets, R.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **06.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-3110>

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.

VIIa 6

Considérations sur l'étude de quelques ponts Vierendeel de grande portée construits récemment en Belgique.

Betrachtungen über Vierendeel-Brücken großer Spannweite, die vor kurzem in Belgien gebaut wurden.

Observations on the Design of New Belgian Vierendeel Bridges of Wide Span.

R. Desprets,

Professeur à l'Université de Bruxelles.

La poutre « Vierendeel » a été adoptée pour la réalisation de nombreux ponts-route et de chemin de fer. Les applications les plus importantes sous chemin de fer à voie normale ont été faites récemment sur le réseau de l'Etat Belge à Hérenthals, au-dessus du canal Albert et à Malines, à l'occasion de l'électrification de la ligne Bruxelles-Anvers. Ces ouvrages ont été terminés en 1934 et sont en service.

1° — Description générale.

Ponts d'Hérenthals (fig. 1).

Les ponts d'Hérenthals sont en deux séries à double et à simple voie et ont 3 travées, séparées par des piles en béton.

Le biais prononcé de la traversée des lignes de chemin de fer par rapport à l'axe du canal et le désir de réaliser des ponts à appuis normaux ont conduit à adopter des portées de 90 m environ pour les travées centrales et de 33 m pour les travées latérales. On a également estimé préférable d'adopter des ponts indépendants sur appuis simples dans chacune des travées. Les travées centrales sont franchies par des ponts droits à poutres principales du type Vierendeel; les travées latérales sont couvertes par des tabliers avec poutres principales à âme pleine sous gabarit.

Pour limiter au minimum la largeur des piles intermédiaires, on n'a prévu sur ces piles que des appareils mobiles; cet artifice n'a été possible que moyennant la solidarisation des tabliers de la travée centrale avec les tabliers d'une des travées latérales pour reporter toutes les réactions longitudinales sur les culées terminales.

Ponts de Malines (fig. 2).

Les deux ponts de Malines ont été construits, l'un de 63,50 m de portée environ au-dessus du canal de Louvain, l'autre de 90 m de portée environ au-dessus de la chaussée de Malines à Louvain. Ces ouvrages sous la ligne électrifiée Bruxelles-Anvers sont à travée simple et à double voie. Les poutres principales sont du type Vierendeel, celles du pont de 90 m étant les mêmes que dans le pont correspondant d'Hérenthals.

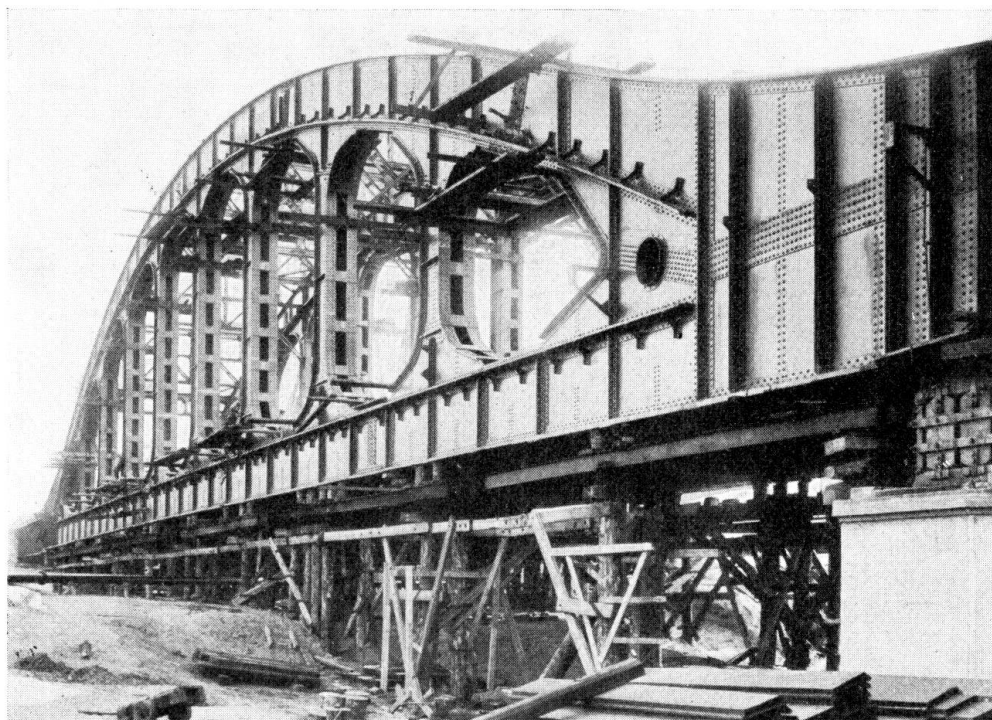


Fig. 1.

Ponts-rails avec poutre Vierendeel, appareil mobile.

II° — Poutres principales Vierendeel.

Les poutres Vierendeel des ponts d'Hérenthals et de Malines comprennent essentiellement un arc parabolique surbaissé au $\frac{1}{7}$ avec 11 panneaux. Elles ont pu être calculées à l'aide des mêmes tableaux numériques. Ces poutres ont tous leurs éléments en caisson, la largeur des caissons étant suffisante pour permettre l'introduction d'un ouvrier chargé des travaux d'entretien. Eu égard à la nécessité d'absorber des moments fléchissants de sens variables, les sections sont en double té. Elles sont constituées comme d'habitude au moyen d'âmes, de cornières et de plats. Pour les poutres de 90 m des ponts à double voie, il a fallu adopter des profils spéciaux de cornières de 180 mm de largeur d'aile. Comme dans les caissons ordinaires des poutres en treillis, les semelles sont rejetées entièrement du côté extérieur du caisson. Toutefois, eu égard à leur largeur elles sont serrées entre deux cornières attachées sur l'âme; l'extrémité libre est butée sur l'âme contre toute tendance à voilement par des pattes en cornières.

Les montants viennent s'insérer naturellement dans les caissons de l'arc et du tirant pour constituer une ossature exceptionnellement rigide. Les joints de

montage des montants s'établissent dans la région des naissances des consoles de raccord, montant, membrure. Leur situation précise est fixée par les largeurs utilisables maxima des tôles pour goussets. L'âme du montant, sauf les joints, est continue sur toute la hauteur de la poutre.

Il convient de remarquer que les sections d'arc et de tirant sont continues entre extrémités de la poutre. Ce dispositif est justifié si l'on se représente que l'ensemble se comporte comme une simple poutre en bowstring sous surcharge uniforme continue.

Les entretoisements de caisson, diaphragmes intérieurs, plaques de solidarisation ont fait l'objet d'une étude de détails très approfondie pour assurer sans excès la plus grande solidarité possible en section transversale.

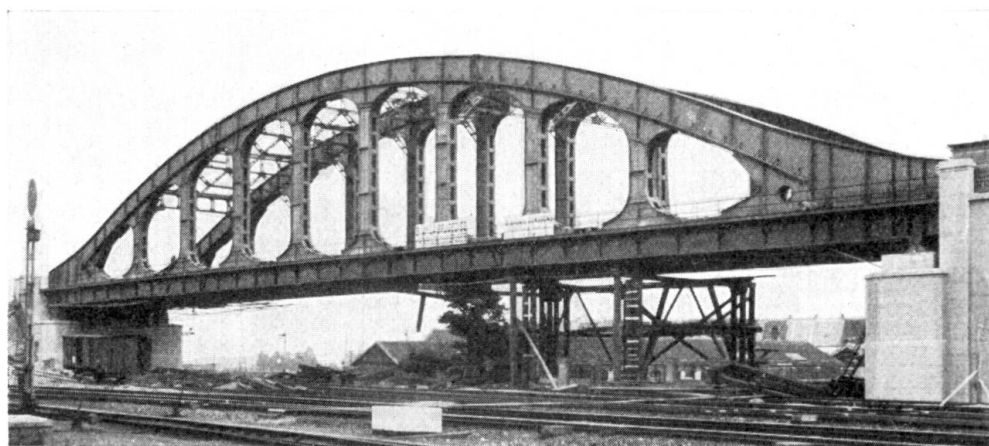


Fig. 2.

Pont-rails sur la chaussée de Louvain à Malines. Elévation générale.

Les culasses d'extrémité, jonctions arc tirant, ont exigé une étude minutieuse à cause des grandes dimensions de tôles à utiliser; il fallait limiter le nombre de joints et réaliser des entretoisements intérieurs suffisants, tout en permettant un accès possible pour l'entretien ultérieur. En principe, on a prévu une plateforme horizontale à niveau intermédiaire avec une série de diaphragmes verticaux. Des trous d'homme sont aménagés pour permettre l'accès à toutes les alvéoles intérieures.

Calculs.

La poutre Viereedel à montants simples — à arcades — a pour caractéristique l'absence de diagonales évitant, suivant son auteur, les tensions secondaires si préjudiciables dans les poutres en treillis en ce qu'elles augmentent les contraintes du métal dans des proportions qui peuvent devenir excessives. Sans rentrer à nouveau dans le vif d'un débat déjà souvent repris, il est pourtant permis d'observer que l'on a souvent porté en compte comme tensions dites secondaires des contraintes qui sont simplement primaires. On a englobé sous cette désignation les contraintes dues à des excentricités d'assemblage qui peuvent être déterminées avec précision et qui sont le résultat de l'action des forces agissantes, comme les contraintes habituelles. Il conviendrait de réserver la dénomination de tensions secondaires aux tensions de déformation; dans un système en treillis les

allongements et raccourcissements des barres tendent à produire des déformations angulaires entravées, qui donnent naissance à ces tensions secondaires.

Il va de soi que si la déformabilité des noeuds s'accroît en se rapprochant de noeuds articulés, ces tensions disparaissent et méritent l'épithète anglaise de « self relieving stresses ». Ce résultat peut être atteint par jeu dans les rivures ou plasticité des goussets et des barres. Ces tensions (considérées suivant cette définition) ont d'ailleurs un rôle moins important que celui qu'on leur a parfois attribué.

Il faut ajouter que toutes les constructions — qui se déforment peu ou prou — sont affectées de ces tensions dans les limites plus ou moins variables suivant les entraves apportées au jeu des forces par la rigidité des éléments.

Dans les poutres en treillis par exemple, les calculs et les essais montrent que ces tensions sont sensiblement proportionnelles à l'inertie linéaire $\left(\frac{I}{l}\right)$ de l'élément.

Les poutres ont été calculées suivant la méthode simplifiée indiquée par Mr. Vierendeel dans son cours de stabilité des constructions. On en a déduit des tableaux et des diagrammes donnant pour chaque noeud chargé les valeurs des réactions horizontales aux points d'inflexion des montants ainsi que des moments fléchissants dans les membrures et dans les montants. Ces éléments de calculs sont directement applicables à des poutres de mêmes proportions (surbaissement et nombre de panneaux).

Si on considère la poutre uniformément et complètement surchargée, la sollicitation de l'arc se transforme en une compression simple suivant son axe, le tirant étant lui-même uniformément tendu entre les appuis, les montants sont simplement tendus sous le poids du tablier.

Il est intéressant d'observer que dans les tronçons prismatiques centraux des membrures les contraintes calculées dans l'hypothèse de surcharge complète sont plus grandes que celles résultant de surcharges partielles. Ces dernières ne seraient plus défavorables que dans les consoles de raccord montant membrures — en les supposant toutefois prismatiques. Par contre, la sollicitation des montants ne peut être définie en flexion que sous les surcharges partielles.

Si l'on examine les diagrammes des moments dans un panneau de membrure établis suivant l'hypothèse habituelle d'une section constante sur toute la longueur du panneau on voit que pour certains états de charge le point de moment nul se trouve situé dans la largeur du montant ou dans la zone des consoles. Etant données les grandes augmentations de section en passant du montant à la membrure et la grande étendue des consoles, il semble peu probable que ces points de moment nul coïncidant avec les points d'inflexion d'une flexion simple sortent sensiblement des zones prismatiques centrales des membrures. On peut au moins en inférer que l'hypothèse initiale de la constance du moment d'inertie conduit à des conclusions sujettes à caution d'autant plus que les consoles seront plus développées par rapport aux zones prismatiques des montants et des membrures. La limite serait atteinte dans une poutre constituée par une série de triangles se touchant par les pointes aux milieux des éléments de membrures et de montants. Il est donc difficile d'attribuer une grande précision à toute méthode de calcul d'une poutre Vierendeel ne tenant pas compte des variations de moments d'inertie dues aux consoles. Il semble dès lors qu'une méthode plus simple

fixant à priori les points d'inflexion dans les tronçons prismatiques des membrures puisse donner des résultats suffisants n'étant pas nécessairement plus erronés que ceux obtenus par une méthode prétendument plus exacte. Une pareille méthode a été imaginée par un ingénieur allemand Engesser et exposée dans la revue „Zeitschrift für Bauwesen“ de 1913. Engesser suppose que les montants aient une rigidité infinie; il en déduit que les points d'inflexion des membrures sont situés sur la verticale du centre de gravité de chacun des panneaux de la poutre.

La fixation des points d'articulation fictives est immédiate et permet un calcul simple et rapide des différents tronçons isostatiques de la poutre.

Les calculs comparatifs des contraintes faits pour une poutre d'une centaine de mètres de portée d'un pont de chemin de fer à voie unique suivant les deux méthodes Vierendeel et Engesser montrent que la méthode approchée donne des résultats suffisants. Il est juste d'observer qu'avant Engesser, Mr. Vierendeel lui-même avait indiqué pareille simplification dans les poutres à membrures parallèles.

Il est intéressant de remarquer que le rapport des inerties linéaires (rapport du moment d'inertie à la longueur) des éléments membrure montant a une importance fondamentale sur la définition et le mécanisme de la poutre Vierendeel.

Les conclusions limites peuvent être mises facilement en évidence en utilisant la relation générale ci-dessous (*Keelhoff*, Cours de stabilité)

$$\frac{(I'c)^3 + I''^3}{(I'c + I'')^3} \left[H_n^3 \frac{Z_n}{I_n} - H_{n-1}^3 \frac{Z_{n-1}}{I_{n-1}} \right] = \frac{3\lambda}{2} \frac{H_{n-1} + H_n}{I'c + I''} (M'_n + M''_n)$$

On considère un panneau de poutre, avec des hauteurs de montants H_{n-1} , H_n et des moments d'inertie I_{n-1} et I_n . La largeur normale du panneau est λ , les moments d'inertie des membrures supérieure et inférieure étant supposés constants I' et I'' .

La membrure supérieure fait un angle de cosinus C avec l'horizontale; la membrure inférieure est horizontale.

Si l'on fait une coupe dans le panneau suivant la verticale du centre de gravité, les moments fléchissants dans les membrures supérieure et inférieure sont M'_n et M''_n ; Z_{n-1} et Z_n sont les réactions horizontales dans les montants au droit des points d'inflexion.

Nous rappelons les hypothèses de base,

$$\frac{M'}{M''} = \frac{I'c}{I''} \quad \text{et} \quad \frac{h'}{h''} = \frac{I'c}{I''}$$

h' et h'' déterminent la position du point d'inflexion sur un montant $H = h' + h''$.

Pour faire apparaître plus facilement les conclusions aux limites, nous supposons que $I' = I'' = I$,

$$\frac{I}{\lambda} = \beta, \text{ inertie linéaire de la membrure inférieure,}$$

$$\frac{I_n}{H_n} = \frac{I_{n-1}}{H_{n-1}} = \alpha, \text{ inertie linéaire des montants.}$$

$$\frac{1 + c^3}{(1 + c)^2} = K.$$

La relation générale prend la forme suivante :

$$H_n^2 \cdot Z_n - H_{n-1}^2 \cdot Z_{n-1} = \frac{\alpha}{\beta} \cdot \frac{1}{K} \cdot \frac{3}{2} (H_{n-1} + H_n) (M'_n + M''_n)$$

où le rapport $\frac{\alpha}{\beta}$ des inerties linéaires des montants et membrures apparaît comme un coefficient principal.

Les valeurs limites de $\frac{\alpha}{\beta}$ sont ∞ et 0.

La valeur $\frac{\alpha}{\beta} = \infty$ ou réciproquement $\frac{\beta}{\alpha} = 0$ correspond à l'hypothèse *d'Engesser* de montants à moment d'inertie infini. En faisant passer $\frac{\beta}{\alpha}$ dans le 1^{er} membre, l'hypothèse $\frac{\beta}{\alpha} = 0$ se résume en $M'_n + M''_n = 0$; M' et M'' étant de mêmes signes, $M'_n = 0$ et $M''_n = 0$. Nous en déduisons que les sections des membrures sur la verticale du centre de gravité du panneau sont des sections de moments nuls pour n'importe quel état de charge. En ne considérant que la flexion simple des membrures, ces sections correspondent aux points d'inflexion. Dans le cas d'une poutre à hauteur constante ces points sont situés au milieu de chaque panneau.

L'autre valeur limite $\frac{\alpha}{\beta} = 0$ correspond au cas où les montants auraient une inertie nulle. C'est en fait le cas des poutres en bowstring à suspentes minces; ce serait également le cas de deux poutres parallèles d'égale inertie réunies par des bielles verticales.

$$\begin{aligned} H_n^2 \cdot Z_n &= H_{n-1}^2 \cdot Z_{n-1} \\ Z_{n-1} &= Z_n \cdot \frac{H_n^2}{H_{n-1}^2} \end{aligned}$$

Z_{n-1} a le même signe que Z_n , la proportion étant celle des carrés des hauteurs de montants.

Dans l'hypothèse de charges verticales $\Sigma Z = 0$.

Dans le cas d'une poutre à membrures parallèles la relation $\Sigma Z = 0$

$$\text{qui s'écrit: } Z_n \cdot H_n^2 \cdot \sum_0^m \frac{1}{H^2} = 0 \quad \text{se réduit à } Z_n = 0.$$

Toutes les réactions horizontales sur montants sont nulles. Dans le cas d'une poutre en bowstring à suspentes minces la somme ΣZ_n comporte un terme

$$Z_0 = Z_n \cdot \frac{H_n^2}{H_0^2}.$$

Si Z_n était ≥ 0 , H_0 étant nul, Z_0 serait infini.

Or la valeur de Z_0 dans ce cas est déterminée et finie puisque c'est la composante horizontale de la réaction axiale suivant l'arc. Pour que Z_0 soit fini, H_0 étant nul il est nécessaire que Z_n soit nul, conclusion qui ramène à la définition ordinaire de la poutre en bowstring avec montants minces articulés sur les membrures arc et tirant.