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

**Band:** 2 (1936)

**Artikel:** Rapport général

**Autor:** Cambournac, L.

**DOI:** https://doi.org/10.5169/seals-3076

**Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

**Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

**Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

**Download PDF:** 07.08.2025

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch**

# V

# Rapport Général.

## Generalreferat.

## General Report.

L. Cambournac,
Ingénieur en Chef des Travaux et de la Surveillance à la Compagnie
du Chemin de Fer du Nord, Paris.

Au titre de la question V il a été présenté 12 rapports.

On se propose dans ce qui suit d'analyser sommairement chacun de ces rapports et de dégager au fur et à mesure les propositions qui pourraient servir de conclusions aux travaux du Congrès.

### Rapport du Dr. Grüning.

Pour la première fois dans un pont, sur le Rhin à Crefeld, des joints à contact furent réalisés sur les pylônes, les couvre-joints et la rivure étant dimensionnés pour une partie seulement de la charge totale.

Cette disposition fut adoptée à la suite de 2 séries d'essais.

Dans la 1ère série, moitié des colonnes ne comportaient pas de joints, moitié comportaient au milieu de la hauteur un joint avec couvre-joint représentant 45 % de la section de la colonne et 52 % de son moment d'inertie.

Dans la 2ème série, moitié des barres étaient entières, moitié étaient sciées au milieu et simplement juxtaposées.

Les colonnes furent comprimées sur toute leur section soit suivant leur axe, soit excentriquement.

Les essais montrèrent que les colonnes avec joint à contact étaient capables de supporter les mêmes charges que les colonnes sans joint (sauf une réduction de 10 % dans le cas de colonnes sciées chargées excentriquement).

M. *Grüning* conclut que l'on peut en toute sécurité réaliser dans les colonnes comprimées des joints à contact à couvre-joints partiels à condition de tenir compte des particularités de construction dans la fixation des dimensions des couvre-joints. Ce mode de construction des joints peut être étendu aux éléments comprimés des ponts.

---

Les indications du rapport de M. *Grüning* sont intéressantes et la suggestion qu'il présente en dernier lieu au sujet de l'utilisation des joints à contact dans les pièces comprimées des constructions métalliques mérite de retenir l'attention.

Il resterait à se rendre compte si, en pratique, les dépenses nécessaires pour l'usinage des surfaces en contact ne compenseront pas et au-delà l'économie réalisée sur le poids et l'assemblage des couvre-joints.

## Rapport de M. Graf.

Ce rapport est consacré à l'essai d'assemblages rivés en acier Ac 52 soumis à des charges alternées (passant de la traction à la compression) ou à des charges répétées de même sens.

Ces essais ont montré:

1° — que les assemblages rivés peuvent supporter en cas de sollicitations alternées une amplitude de charge plus grande qu'en cas de tractions répétées (30 %).

2° — que le rapport des deux amplitudes ci-dessus va en diminuant quand la pression sur le bord des trous augmente.

L'auteur appelle l'attention sur celles des déformations qui comportent une partie permanente; ces déformations sont dues au jeu des rivets dans les trous et à la résistance des pièces au glissement; cette dernière est fonction du coefficient de frottement des surfaces en contact et de la force d'adhérence résultant du rivetage. La rupture s'est en général amorcée par le bord des trous de rivets des rangées extérieures.

---

Ce qui frappe dans les intéressants essais de M. *Graf*, c'est l'importance relative des efforts appliqués aux assemblages.

Bien qu'il s'agisse d'acier 52 kg dont la limite élastique peut aller de 35 à 40 kg/mm$^2$, on peut se demander si, dans la pratique, on aura jamais à faire travailler des assemblages avec des amplitudes de charges telles que celles qui ont été réalisées dans les essais (entre — 14 kg et + 14 kg ou 0 et + 20 kg). Il y aurait intérêt à étudier expérimentalement les assemblages sous des charges moins élevées en cherchant notamment à déterminer, dans les diverses conditions d'essai envisagées, celles de ces charges alternées ou répétées pour lesquelles la résistance au glissement des assemblages est précisément atteinte (période des déformations non permanentes).

## Rapport de M. Chwalla.

Dans ce rapport l'auteur étudie le gondolement des âmes dans les poutres à âme pleine.

Il traite le cas d'une plaque rectangulaire appuyée sur ses 4 côtés sans encastrement et sollicitée à la flexion simple dans son plan. Dans le cas où cette plaque est munie d'un raidisseur horizontal placé au $^1/_4$ de la hauteur en partant du haut, il a constaté que ce raidisseur s'appuie d'abord sur la plaque; puis la rigidité du raidisseur croissant, la stabilité de la plaque est renforcée à partir du moment où ce raidisseur n'est plus exposé au flambage; si la rigidité du raidisseur continue à croître la plaque peut prendre pour une même charge deux formes différentes: soit une $^1/_2$ ondulation longitudinale soit une série de petits gondolements de part et d'autre du raidisseur.

L'auteur trouve des résultats analogues pour des plaques rectangulaires soumises à la compression et au cisaillement.

Il montre ensuite que l'étude approximative des plaques raidies se simplifie par la considération d'une « plaque de remplacement » prélevée fictivement dans la partie comprimée et de hauteur moitié de la plaque étudiée.

L'auteur conclut de ses expériences qu'on ne peut pas choisir les raidisseurs horizontaux des plaques minces par la simple considération de leur flambage propre.

---

Le rapport qui vient d'être très brièvement analysé apporte une très intéressante contribution théorique au problème du raidissement des poutres à âme pleine.

On ne peut qu'exprimer le voeu de voir faire dans des cas concrets l'application des méthodes de calcul indiquées par M. *Chwalla,* suivie de la constatation, par des mensurations directes, des déformations réelles des âmes et de leurs raidisseurs.

## Rapport de M. Ridet.

M. *Ridet* rend compte d'essais effectués en vue de mesurer les efforts secondaires dans les montants et diagonales d'un pont-rail métallique à une voie à treillis en N, tablier inférieur et contreventement supérieur.

L'auteur compare les résultats enregistrés aux efforts calculés suivant les méthodes *Pigeaud* et *de Fontviolant.*

*Efforts principaux:*

inférieurs de 28 % aux efforts calculés (soulagement des poutres principales par les longerons du tablier).

*Efforts secondaires:*

1° dans les diagonales les efforts réels sont de l'ordre des efforts calculés;
2° dans les montants les efforts réels sont au moins le double des efforts calculés.

Cette anomalie peut s'expliquer partiellement:

par une répartition inégale des charges dans la section du montant due au mode d'attache sur les membrures.

par le voilement transversal des poutres.

par l'influence des goussets.

L'auteur tire de ces constatations les règles suivantes:

a) Eviter dans les poutres triangulées les éléments verticaux.
b) Etudier les attaches des treillis, pour réaliser une répartition uniforme des efforts principaux.
c) Etudier l'influence des goussets.

---

Le rapport de M. *Ridet* apporte une contribution intéressante à l'étude expérimentale des ouvrages triangulés.

Avant d'adopter d'une manière définitive la préférence donnée à la poutre en V sur la poutre en N, il paraît désirable que de nouvelles expérimentations permettent d'élucider plus complètement la question de savoir pourquoi les efforts secondaires mesurés sur les montants cadrent moins bien avec les résultats des calculs que ceux mesurés sur les diagonales.

## Rapport de M. Krabbe.

Ce rapport étudie la poutre à treillis rhomboïdal (treillis double sans montants verticaux).

On calcule généralement ces poutres en les considérant comme formées de deux poutres à treillis en V. De ses études antérieures dans lesquelles il a tenu compte de la rigidité des membrures, les diagonales étant libres sur toute leur longueur, l'auteur conclut que:

a) la rigidité des membrures est prépondérante.
b) la poutre est stable sans montants verticaux; l'influence de ceux-ci étant d'ailleurs toute locale.
c) il convient de limiter la hauteur des membrures pour éviter les contraintes de flexion trop élevées.

Dans son nouveau rapport, l'auteur expose une méthode complète de calcul tenant compte, non seulement de la rigidité des membrures, mais encore de la rigidité des diagonales et des noeuds, et de l'inégalité des sections des membrures.

Par l'intermédiaire d'une poutre munie de montants successivement encastrés puis articulés il revient au cas de poutre envisagé au début de l'étude; il établit les lignes d'influence des déformations des membrures et diagonales et des moments aux extrémités des barres.

Malgré sa complexité initiale, le problème se résoud en n'utilisant que 3 systèmes d'équations de la forme de *Clapeyron*.

---

Le rapport de M. *Krabbe* apporte une contribution théorique importante au calcul des poutres à treillis multiple sans montants verticaux.

On doit noter toutefois que l'auteur indique lui-même que des méthodes plus simples permettent de calculer les poutres de ce type avec une «bonne approximation».

On est conduit à se demander, dans ces conditions, dans quels cas il y a intérêt pratiquement à recourir à la méthode complète qu'il préconise.

C'est un point sur lequel les Ingénieurs aimeraient à avoir des indications complémentaires.

## Rapport de M. Campus.

L'auteur fait d'abord remarquer l'importance des noeuds dans la construction des charpentes métalliques continues à cadres étagés.

Il rappelle ses essais antérieurs sur divers modèles plans en tôle d'où il a déduit que la meilleure forme de noeuds se compose de 2 goussets courbes, l'un au-dessus, l'autre au-dessous de la poutre.

Il a procédé à des essais sur des constructions rivées de ce type et a pu constater que les noeuds courbes raccordés tangentiellement aux membrures et aux montants soulagent les éléments principaux de la construction, que la transmission des efforts s'y effectue progressivement et que le maximum de contrainte est voisin de l'enracinement du gousset sur la barre qui subit le plus grand moment de flexion.

Des essais sur constructions soudées confirmèrent ces constatations.

L'auteur expose enfin les caractères généraux des noeuds rigides et leur méthodes de calcul; il insiste sur le fait qu'il faut y adopter un coefficient de sécurité plus élevé que dans le reste de la construction.

---

L'exposé très clair et très documenté de M. *Campus* conduit à conclure qu'il est recommandable d'utiliser, toutes les fois que des motifs de construction ou d'architecture ne s'y opposent pas, le type de noeud qu'il préconise.

## Rapport de M. Baker.

L'auteur appelle l'attention sur deux constatations faites au cours de recherches expérimentales entreprises en Angleterre par le Comité pour l'étude des Charpentes Métalliques.

1° La première constatation vise la répartition dans un poteau et de part et d'autre de l'attache, du moment de flexion transmis par une poutre. On admet généralement que cette répartition est proportionnelle à la « rigidité » des éléments de poteau; or dans des constructions industrielles on a constaté, à une exception près, que l'élément inférieur recevait une portion de moments plus forte que celle indiquée ci-dessus. Cette anomalie peut s'expliquer ainsi: l'assemblage était constitué par une console inférieure et une équerre supérieure, la première suit bien le mouvement d'extension tandis que la seconde butant contre le poteau produit dans la poutre une compression axiale qui diminue le moment de flexion dans l'élément de poteau supérieur et l'augmente dans l'élément inférieur.

Les mêmes observations furent faites sur une charpente métallique à cadres multiples avec poutres inégalement chargées.

2° La deuxième constatation concerne les contraintes de torsion des poutres en double T, elles sont dues dans les poutres à l'excentricité de la charge et dans les poteaux aux imperfections d'assemblage.

Pratiquement dans les constructions usuelles la résistance à la torsion des différents éléments est suffisante mais on doit tenir compte de cette torsion lorsqu'une poutre est chargée dissymétriquement.

---

Les points signalés dans le rapport de M. *Baker* méritent d'autant mieux de retenir l'attention que les constructions sur lesquelles les constatations ont été faites paraissent être de type courant et industriel.

Il serait désirable que des essais analogues sur des charpentes comportant d'autres types de noeuds permettent de s'assurer de leur caractère de généralité.

## Rapport de M. Andrews.

L'auteur s'est proposé de pousser jusqu'à rupture avec mesure des fléchissements les essais effectués antérieurement sur des cadres métalliques.

Ces essais ont porté:

sur une poutre simple en double T.

et sur des cadres constitués avec des poutres de même section les montants ayant des dimensions telles qu'ils devaient être à limite de résistance en même temps que les poutres.

L'auteur communique les diagrammes et résultats de ces essais comparatifs: les cornières d'assemblage de la poutre sur les montants ne se sont pas déformées et la poutre a subi des sollicitations beaucoup plus fortes que les montants, ce qui ne concorde pas avec les hypothèses admises pour le calcul approximatif de ce genre de construction.

---

Il semble qu'il y aurait intérêt à renouveler les essais sur modèles réduits en faisant varier le mode d'établissement des noeuds. Cela permettrait sans doute d'aboutir à des conclusions plus positives que celles résultant des essais dont M. *Andrews* a rendu compte.

## Rapport de MM. Bleich.

La théorie classique de la flexion des barres prismatiques est fondée sur l'hypothèse de la répartition linéaire des contraintes dans toute section transversale et de l'absence d'effort longitudinal dans la torsion pure.

De nombreux travaux ont montré que cette hypothèse est erronée dans le cas de barres composées de parois minces.

Les auteurs se sont proposés d'établir une théorie générale de telles barres à section ouverte ou fermée. Leurs hypothèses sont les suivantes:

a) la forme géométrique de la barre se conserve, la section ne restant pas plane mais chaque élément suivant la loi de *Navier*.

b) on néglige les flexions perpendiculaires au plan des parois et les contraintes de cisaillement provenant de la flexion.

L'égalité du travail des forces extérieures et intérieures donne les équations différentielles du problème.

Les auteurs déterminent le travail de déformation dans les barres à composition simple et à composition multiple (cas général et applications) puis ils établissent les équations différentielles de la flexion et de la torsion. Ces équations mettent en évidence l'existence d'un axe de torsion de la barre, cette torsion est nulle quand la résultante des forces extérieures passe par le centre de torsion de la section.

Les auteurs donnent ensuite des indications sur la détermination des contraintes de flexion et de torsion.

D'autre part ils traitent le problème des équilibres instables:

a) flambage (barre chargée en bout),

b) basculement (barre dont la ligne moyenne se tord sous l'action de la flexion).

Ils montrent que la résistance au flambage d'une barre formée de parois minces est inférieure à la charge calculée d'après *Euler*, elle n'atteint cette valeur que si la résistance à la torsion est assez élevée. Dans le cas du basculement la charge critique est maximum lorsque la force normale passe par le centre de torsion de la section.

---

Il ne peut être question de discuter présentement l'importante contribution apportée par les auteurs à l'étude de la théorie de la flexion et de la torsion

des barres en paroi mince. Mais on doit exprimer le voeu ainsi qu'il a été fait précédemment pour les études théoriques de M. *Chwalla* et de M. *Krabbe*, qu'elle soit l'objet d'applications pratiques et de vérifications expérimentales.

## Rapport de M. Laffaille.

Le problème de la couverture d'un bâtiment peut s'énoncer ainsi: étant donné un volume et les actions extérieures connues qui s'exercent sur lui, construire une enveloppe susceptible de le clore et de transmettre aux appuis les réactions provenant des forces extérieures.

L'auteur a résolu la question par la construction d'une surface mince en tôle. Il réalisa tout d'abord des couvertures semi-autoportantes c'est-à-dire constituées par des tôles courbes s'appuyant sur des fermes. A la suite d'essais sur maquettes en carton il supprima les fermes porteuses mais en raidissant transversalement la voûte; il obtint ainsi une toiture entièrement autoportante.

L'auteur donne ensuite quelques exemples de couvertures réalisées ou susceptibles de l'être en faisant remarquer que pour les grandes portées, il est nécessaire de tenir compte du flambage.

Il fait ressortir la nouveauté et l'esthétique de ces formes de couverture et, après avoir exposé ses recherches théoriques et expérimentales sur les raidisseurs, il indique le principe des méthodes susceptibles d'être appliquées au calcul des voûtes en tôle munies de raidisseurs.

---

Le rapport de M. *Laffaille* semble apporter des solutions tout à fait originales au problème de la couverture des bâtiments. Il est d'ailleurs parfaitement possible que cette solution qui s'exprime par des formes entièrement nouvelles, constitue un enrichissement pour l'art de l'Architecture.

Il est encore trop tôt pour se prononcer sur l'intérêt économique que présente le nouveau mode de couverture envisagé, compte tenu des frais de premier établissement et des frais d'entretien.

On doit exprimer le voeu que des réalisations industrielles ultérieures élucident rapidement la question.

## Rapport de M. Fava.

Pour couvrir le hall de la nouvelle gare de Florence, on a utilisé des poutres à âme pleine de 30 m de portée à section en double T et dont l'axe est brisé en 2 points, les tronçons extrêmes formant respectivement des angles de 135° et 150° de part et d'autre du tronçon médian.

Les essais ont porté sur modèles en matière transparente puis sur 2 poutres en acier réduites au $^1/_5$ puis sur les poutres en place.

L'épaisseur des semelles fut portée de 20 à 30 mm aux coudes à la suite des essais préalables.

D'autre part on fit les constatations suivantes sur la construction finie:

1° Parties courantes des poutres: les contraintes suivent le long de l'âme une loi sensiblement linéaire mais dans les ailes cette contrainte diminue de la face interne vers la face externe et du milieu aux extrémités.

2° Zône des coudes: la contrainte maximum comporte un écart de 250 % par rapport aux sections voisines; toutefois cette fatigue concorde avec le résultat du calcul en tenant compte de la variation ci-dessus des contraintes dans les ailes.

Ces essais sont tout à fait intéressants et ont été poursuivis avec beaucoup de méthode.

On ne peut que recommander une méthode analogue dans l'étude des éléments de construction se répétant à de nombreux exemplaires.

## Rapport de M. Kolm.

L'auteur s'est proposé de rechercher par des essais sur des ponts en service dans quelle mesure une dalle en béton armé posée sur des poutres en acier collabore à la résistance de ces poutres.

Dans 7 ouvrages, pour des dalles de dimensions très variables, on a constaté que l'influence de la dalle est plus grande que celle qui résulte de la collaboration complète avec les poutres, cela peut s'expliquer par l'incertitude sur le coefficient d'élasticité du béton et par l'influence du garde-corps.

Dans un 8ème ouvrage on constata le résultat inverse (décollement de la dalle).

Pour des ponts de grande largeur (supérieure à 9 m) la dalle n'intervient que partiellement et dans les ponts à poutres continues la dalle se fissure dans la zone des moments négatifs, dans cette zone il est donc nécessaire de calculer les armatures en tenant compte de la collaboration de la dalle avec les poutres en acier.

---

Les mensurations de l'ordre de celles dont il est rendu compte dans le présent rapport sont des plus utiles et on doit souhaiter qu'elles soient multipliées dans tous les pays, de manière à tirer toute l'économie possible d'un type de pont qui est devenu aujourd'hui absolument courant.