Zeitschrift: IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen
Band: 4 (1936)

Artikel: Étude sur les vieux tabliers en fer du réseau de l'état français
Autor: Vallette, M.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-5100

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: 16.12.2025

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

ÉTUDE SUR LES VIEUX TABLIERS EN FER DU RÉSEAU DE L'ÉTAT FRANÇAIS.

Résistance du fer – Réparation et renforcement par soudure des tabliers – Appui des tabliers, semelles de plomb, semelles de caoutchouc – Appui des longrines.

ÜBER ALTE EISERNE BRÜCKEN-FAHRBAHNKONSTRUKTIONEN DER FRANZÖSISCHEN STAATSBAHNEN.

STUDY OF OLD IRON BRIDGE DECKINGS OF THE FRENCH STATE RAILWAYS.

M. VALLETTE, Ing. civil de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Ingénieur au Réseau de l'Etat Français.

La présente note a pour but d'indiquer les recherches que nous avons faites au Réseau de l'Etat sous la haute direction de Mr. R. Lévi, Ingénieur des Ponts et Chaussées, Ing. en Chef au Service de la Voie de ce Réseau, pour déterminer la résistance du fer des vieux tabliers et l'intérêt de l'application à ces tabliers de divers procédés de réparation, de renforcement et de protection contre les chocs.

Nous donnerons d'abord quelques indications historiques, d'après les archives du Réseau de l'Etat et les ouvrages de Molinos et Pronnier (1857), Résal (1885), Morandière (1889).

Historique.

Ponts en bois.

A l'origine des chemins de fer en France, bien qu'il existât de grands ponts sous route en maçonnerie, on n'utilisa les voûtes pour les ponts-rails que pour les petites ouvertures (jusqu'à 15 m. Ligne du Havre, viaduc de Barentin, 27 arches de 15 m.) et on employa des arcs en bois pour franchir les portées plus grandes, notamment pour les traversées de la Seine.

On rencontrait ainsi sur la ligne de St-Germain, ouverte en 1837, le pont d'Asnières, 5 arches en bois de 30 à 32 m., le pont de Chaton et le pont de Croissy chacun à 3 arches de 27 m. Les 2 ponts du Pecq à 3 arches de 33 m. furent établis, également en bois, en 1846 pour le prolongement de la ligne.

De mêmes arches en bois furent employées sur la ligne de Rouen (1843) pour les quatre traversées de la Seine à Bezons, Maisons-Laffitte, Pont-de-l'Arche et Oissel.

Ces arcs en bois eurent des sorts divers, le pont d'Asnières s'écroula en 1848 à la suite de l'incendie d'une des arches, il fut rétabli provisoirement en bois (poutres sur piles et palées) puis définitivement en fer (1852), une arche du pont de Chatou brûlée en 1848 fut reconstruite en bois et les 3 arches furent remplacées par des arcs en fer en 1859, celles du pont de Croissy le furent en 1864 (durée 27 ans).

Les arcs du pont du Pecq furent rétablis en bois après usure en 1857, le nouvel ouvrage dura jusqu'en 1885. A cette date, il fut remplacé par un tablier en fer à poutres droites.

Pour les ouvrages de la ligne de Rouen, les arcs en bois furent remplacés par des arcs en fonte (1857, pont d'Oissel) puis ces derniers par des poutres continues en fer (1895 pour le pont d'Oissel) sauf pour le pont de Maisons-Laffitte qui fut reconstruit en pierre à un autre emplacement.

Ponts en fer et en acier.

Le remplacement du pont d'Asnières en 1852 marque le début des ponts en tôles. „C'est seulement de cet ouvrage que date l'introduction, dans notre pays, des constructions métalliques condamnées jusqu'alors par des critiques violentes et souvent peu éclairées" (Molinos et Pronnier).

Les critiques portaient sur la corrosion, l'ébranlement de la rivure, et la transformation du métal sous l'action des vibrations ... défauts qui devaient amener une destruction rapide.

En Angleterre, les ouvrages en tôle sous rail étaient employés depuis quelques années; le premier grand pont le pont Britannia sur le Menai, dont le tablier formait un tube complet à paroi pleine date de 1847; il comportait deux travées de 140 m. et deux de 70 m.

Dès la construction du pont d'Asnières, exécuté chez Gouin, la technique de l'usinage: dressage, traçage, poinçonnage, cisaillage et rabotage, rivure à la machine, fut fixée, à l'exemple de l'Angleterre, et les dimensions des éléments et les règles d'atelier sont sensiblement les mêmes aujourd'hui.

Le tablier du pont d'Asnières, constitué par des poutres continues à âme pleine, fut établi sur les anciennes piles reconstruites, les pièces d'appui sont de simples plaques de glissement. Il est encore en service aujourd'hui et peut supporter toutes les machines actuelles.

Le fer fut employé par la suite pour toutes les grandes ouvertures (Pont de Langon 1855, ouverture 74 m.), et concurremment avec la fonte et la maçonnerie pour les portées plus petites.

L'acier doux, employé en 1867 pour une passerelle de l'exposition de Paris, apparut sur l'ancien Réseau de l'Etat en 1888 pour la construction de la ligne de Tours à Sargé et un peu avant au Réseau P. L. M., les caractéristiques demandées étaient $R = 44$ k. $N = 24$ k. $A = 24$ %, c'est-à-dire peu différentes de celles exigées aujourd'hui, et le taux pratique R_1 fut fixé à 10 k. Le fer continua à être employé sur le Réseau de l'Etat jusqu'en 1900. Sur l'ancien Réseau de l'Ouest les premiers ponts en acier datent de 1899 (Ligne de Paris à Versailles-RG) mais le fer fut encore utilisé en 1907.

Ponts en fonte.

La fonte fut utilisée à la fin du 18e siècle en Angleterre: 1779, pont en arc plein cintre de 30 m. 60 d'ouverture sur la Severn; 1796, pont de Sunderland en arc de 72 m. Le pont des Arts (1803, Paris) est inspiré du premier et le pont d'Austerlitz du second (1806, Paris — remplacé en 1855 par un pont en maçonnerie).

Pour les chemins de fer, la fonte fut utilisée à la construction de ponts à poutres droites jusqu'à 7 m. de portée et à la construction de grands ponts en arc sur rivière: 1846, pont de Le Mée sur la ligne de Lyon, 40 m. d'ouverture; 1852, pont de Tarascon, 62 m. d'ouverture. Certains de ces ouvrages du

Réseau P. L. M. ont pu être conservés pour les charges actuelles en appliquant à leur renforcement une solution remarquable associant une poutre de rigidité en béton armé à l'arc en fonte.

Au Réseau de l'Etat, en dehors de l'emploi déjà indiqué pour la ligne de Rouen, on utilisa la fonte vers 1855 pour la construction de petits ponts à poutres droites ou en arc, elle fut ensuite proscrite. Les ouvrages en fonte ont presque tous été reconstruits en fer ou en acier et on poursuit le remplacement de ceux qui restent.

Ponts en maçonnerie.

Comme il a été dit, les premières voûtes sous rail ne dépassèrent pas 15 m. d'ouverture à l'origine des chemins de fer, puis l'ouverture atteint 24 m. 75 en 1845 (Pont de Montlouis sur la Loire), 31 m. en 1848 (Pont de Port-de-Piles sur la Creuse). Les premiers „Grandes voûtes" sous rails apparaissent en 1855 avec le pont de Nogent-sur-Marne: 4 arches de 50 m. et 30 de 15 m. (M. Séjourné „Grandes voûtes") l'ouverture atteint 61 m. 50 en 1882 avec le célèbre pont de Lavaur sur l'Agout.

Le Réseau de l'Etat possède une seule grande voûte (45 m.) avec le pont de Lusserat construit en 1908.

Ponts en fer.

Réglementation.

La construction des premiers ponts-rails en fer fut le fait d'initiatives particulières et les taux de résistance adoptés furent fixés d'après la documentation personnelle des auteurs des projets.

La réglementation intervint bien plus tard. La première circulaire, du 26 Février 1858, ne concerna que les épreuves des ponts-rails (charge d'épreuve: machine de 60 T. compris tender). Une deuxième, du 15 Juin 1869, s'appliquait seulement aux ponts routes, elle définit les conditions d'établissement, les taux de résistance du métal (6 kg pour le fer) et les épreuves.

Ces circulaires furent remplacées par celle du 9 Juillet 1877 qui définit les mêmes éléments pour les deux sortes d'ouvrages mais aucune caractéristique n'est encore donnée pour le fer.

La révision de cette dernière circulaire, décidée en 1886, pour tenir compte de l'expérience acquise et de l'accroissement des charges, donna lieu à une vaste enquête auprès des Réseaux et des Constructeurs et la Commission de révision fit état de toute la documentation existant alors; ses travaux aboutirent aux prescriptions édictées dans les deux circulaires ministérielles du 29 Août 1891.

L'une concernait les ouvrages neufs et comportait des instructions et un règlement très complet pour l'établissement des ouvrages. Les taux de travail (fer, fonte et acier) avaient été fixés compte tenu des actions dynamiques; les caractéristiques (rupture et allongement) imposées pour le métal (fer ou acier) figurent pour la première fois dans un règlement (le fer avait jusqu'alors été considéré comme un produit suffisamment fixe pour ne pas être défini). L'autre circulaire concernait la surveillance et l'entretien de tous les ouvrages métalliques et la revision de la résistance des ponts rails existants en tenant compte du nouveau règlement, pour cette dernière partie elle fut complétée par la circulaire du 7 Août 1930.

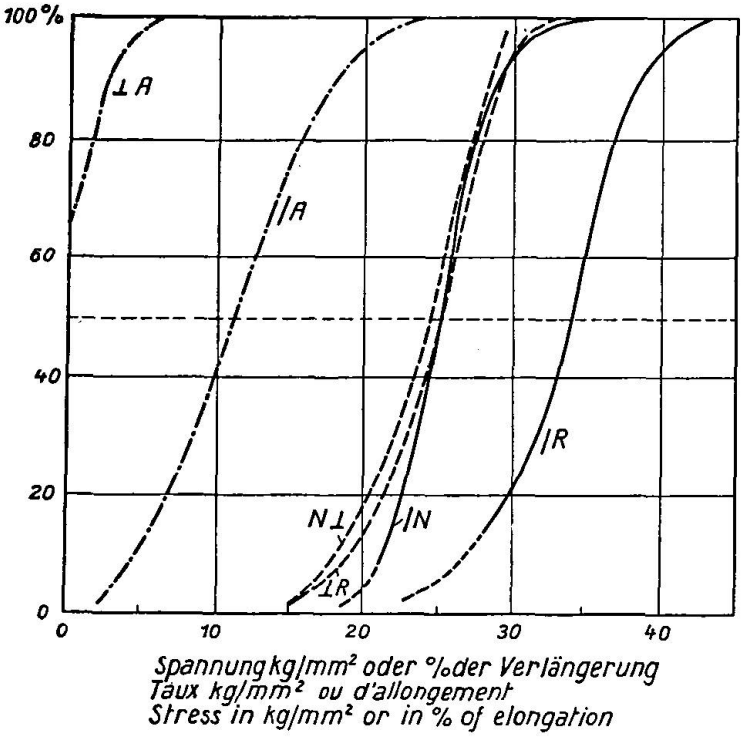
Les règlements ultérieurs (1915 et 1927) ne font plus état du fer pour la construction des ponts.

Recherche pour la vérification de la résistance des ponts en fer.

La circulaire du 7 Août 1930 qui règle en dernier ressort la vérification de la résistance des ouvrages en service prend finalement comme base de la résistance à admettre la limite d'élasticité du métal (taux admissible les $^2/_3$ de cette limite).

Pour les révisions d'ensemble qui sont à entreprendre pour tenir compte des charges roulantes effectives, d'ailleurs toujours en évolution, la connaissance d'une valeur normale de cette caractéristique est nécessaire.

Or cette valeur normale ne peut être fixée à priori, les divers règlements sur les ponts métalliques ne faisant pas mention de la limite d'élasticité du fer et les anciens traités en donnant une valeur trop vague (de 12 à 18 ou 20 kg. avec moyenne de 14 ou 15); seule une recherche portant sur des tabliers d'époques diverses et sur plusieurs pièces d'un même tablier pouvait renseigner à cet égard; elle pouvait permettre en outre, pour l'étude d'un tablier particulier, de faire état des résultats obtenus sur un échantillon prélevé sur l'ouvrage.



A Verlängerung, *N* Elastizitätsgrenze, *R* Bruch in Funktion des Anteils der Proben, die der angegebenen Spannung nicht genügt haben. — in der Schichtrichtung. ⊥ senkrecht zur Schichtrichtung.

A allongement, *N* limite d'élasticité, *R* rupture en fonction du nombre % d'éprouvettes n'ayant pas satisfait au taux indiqué. — sens du laminage. ⊥ sens perpendiculaire au laminage.

A elongation, *N* yield point, *R* rupture point percentage of the number of test pieces which did not satisfy the given stress. — in the direction of layers. ⊥ right angled to layers.

Fig. 1.

Cette recherche fut entreprise au Services des Constructions Métalliques des Chemins de fer de l'Etat à l'occasion du remplacement de près de 200 tabliers en fer. Les mesures portèrent sur 600 éprouvettes cylindriques de 0,005 de diamètre provenant de 180 pièces de 45 tabliers déposés. Les mesures furent faites avec une machine système Voisenet de une tonne construite par la Maison Aera. Dans cette machine l'effort (traction ou compression) est produit par une vis actionnée par une manivelle et il est mesuré par la déformation d'un anneau taré. Un dispositif permet d'enregistrer la courbe de déformation. En outre, on peut obtenir directement les déformations précises en retranchant la déformation de l'anneau du déplacement de la vis (0 m/m 13 par tour de manivelle).

Les éprouvettes furent prélevées à raison de 3 au moins dans la partie saine des pièces et d'un nombre variable dans les parties fatiguées fissurées ou corrodées. Parmi ces éprouvettes, un certain nombre fut prélevé dans les âmes perpendiculairement au sens de laminage.

Le résultat d'ensemble des mesures est donné par les courbes de la fig. 1 qui déterminent le pourcentage d'éprouvettes ayant satisfait à un taux donné.

La partie basse des courbes correspond à des éprouvettes présentant des défauts et provenant des parties corrodées. En éliminant ces résultats accidentels on tire de ces courbes les résultats suivants:

Sens des éprouvettes	Rupture kg/m m²			Limite apparente d'élasticité kg/m m²			Allongement %		
	max.	min.	moy.	max.	min.	moy.	max.	min.	moy.
Sens du laminage	42	28	34	32	21	25	20	5	11
En travers du laminage	31	19	25	30	18	24	5	0	0

Ces résultats montrent que, dans l'ensemble, les vieux fers ont au moins les caractéristiques prévues lors de l'établissement des ouvrages (rupture 32 kg, allongement 8 %), il n'en résulte donc pas, tout au moins, qu'il y ait vieillissement défavorable des fers à l'usage.

Le classement des résultats par élément (âme, cornière, semelle) des pièces de tablier a montré qu'à tous les ponts les taux différaient pour des éprouvettes très voisines.

Cela s'explique par le mode d'élaboration du métal; dans la fabrication des fers „au paquet" le bloc à laminer est composé de petites barres nombreuses de fer puddlé comprises entre deux plaques de fer forgé (par exemple pour les profilés paquet de 0 m. 16 × 0 m. 16 × 0 m. 75 composé d'une vingtaine de barres). Ce bloc après réchauffage est passé au laminoir et c'est cette opération qui doit souder les mises; on obtient ainsi un produit feuilleté ayant normalement des défauts de soudure et d'homogénéité, ce qui était visible sur toutes les cassures des vieux fers éprouvés.

Cela explique également les ruptures brusques, sans allongement, obtenues par arrachement des feuillets lors des tractions faites en travers du laminage.

La rupture en long, dans le sens du laminage, se faisait sans striction sensible (d'où le faible allongement trouvé par rapport à l'acier) avec une cassure irrégulière due aux divers feuillets rompus.

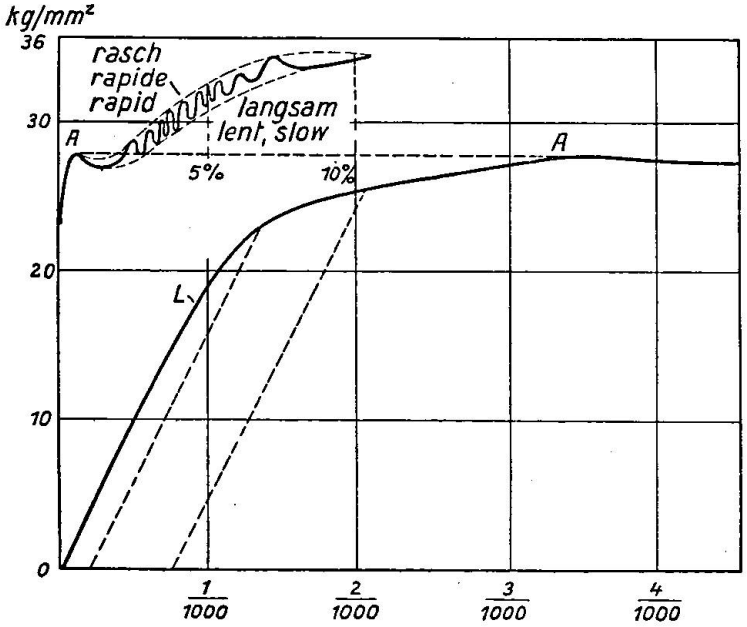
Si les taux obtenus pour les éprouvettes d'une même pièce étaient notablement différents, par contre les moyennes des résultats par pièce étaient assez constantes et voisines des taux moyens trouvés pour l'ensemble des ouvrages. C'est un résultat favorable car si la plasticité du métal est suffisante, on peut présumer que ces moyennes s'établiront pour une sollicitation d'ensemble de la pièce. Pour éclaircir ce point, on détermina la courbe de déformation de ces fers.

Courbe précise de déformation du métal.

Pour établir cette courbe de déformation, on opéra sur une dizaine d'éprouvettes pour éliminer les résultats singuliers. Les déformations furent mesurées sur une base de 20 m/m avec un appareil type Okhuizen amplifiant 1.000 fois et gradué en millimètres, ce qui permettait de lire une fraction de micron.

Les résultats sont donnés par la courbe type de la figure 2 qui permet de faire les constatations suivantes.

La limite de proportionnalité (E voisin de 20×10^9) est nettement inférieure à la limite apparente d'élasticité et se confond sensiblement avec la limite élastique vraie; à cette limite la déformation est de l'ordre de $\frac{1}{1.000}$. On trouve ensuite une zone de déformation permanente, non proportionnelle aux efforts, jusqu'à un allongement de $\frac{1,5}{1.000}$, puis une zone proportionnelle jusqu'à un allongement de $\frac{3,5}{1\,000}$ avec un coefficient de déformation de $\frac{1}{2.000}$ par kg/mm² environ; on arrive ensuite seulement à la limite apparente d'élasticité accusée par une cession brusque du métal de $\frac{2}{100}$ environ avec chute de l'effort. Si



A Spannungsdehnungslinie
L Proportionalitätsgrenze

Courbe de déformation du fer
L Limite vraie d'élasticité
A Limite apparente

Stress-strain line
L Yield point
A Yield limit

Fig. 2.

on poursuit assez lentement la traction avec des temps d'arrêt, on obtient des cessions successives avec chute de tension comme le montre la courbe. Les essais faits dans les mêmes conditions avec l'acier ont donné les mêmes résultats mais suivi par un grand allongement de striction.

Conclusion.

Ces résultats mettent en évidence la plasticité du métal au-dessous de la limite élastique apparente. Ils permettent de considérer que ce sont bien les taux moyens qui s'établiraient dans les gros éléments du pont et qu'on les trouverait dans des essais sur une très grosse éprouvette.

En travers du laminage, on n'a plus ces conditions, la plasticité étant nulle, et s'il se produit un effort localisé élevé la pièce se fissure; les fissures rencontrées dans les ouvrages en fer ont bien cette origine, elles suivent toutes le sens du laminage (cornières, semelles ou âmes).

Dans ces conditions, pour les éléments de tablier ne subissant ni choc direct, ni efforts en travers du laminage et dont le travail est bien homogène, ce qui est le cas pour les membrures des grands ponts, on serait fondé à faire état d'une limite élastique voisine de 25 kg conduisant à une limite admissible

de 16 kg 6, en appliquant à la lettre la circulaire du 7 Août 1930. Mais il y a lieu de considérer que cette limite est finalement à comparer aux fatigues déduites des mesures du travail du métal faite sur place et que ces mesures donnent les fatigues correspondant aux sections brutes, les sections nettes, au droit d'un rivet desserré par exemple, présentent des fatigues plus élevées. Dans ces conditions, il semble indiqué de réduire de 10 % environ le taux admissible et d'adopter 15 kg comme limite des fatigues brutes à admettre.

Pour les pièces courtes soumises au choc et dont le travail est plus localisé, on peut admettre la limite élastique la plus faible trouvée: 21 kg, ce qui conduit à un taux admissible de 14 kg qui pourrait être adopté en toute sécurité pour les pièces saines et sans efforts secondaires anormaux.

Réparation et renforcement des tabliers en fer.

Beaucoup de vieux tabliers en fer présentent des défectuosités dues aux chocs et des détériorations dues à la corrosion. Outre des desserrements courants de rivets, les chocs ont provoqué le glissement des assemblages d'attache des longerons et entretoises sur leur support, jusqu'à ce que toutes les tranches d'âme ou de cornière soient venues successivement en contact avec les rivets après ovalisation des trous et quelquefois fissure dans l'assemblage; dans certains cas les chocs ont produit des fissures d'effort tranchant dans des longerons, dans d'autres des efforts transversaux anormaux ont produit des fissures dans l'angle des cornières d'attache de longerons ou dans les âmes et même dans les semelles de poutres à caisson.

La corrosion arrive à détruire des éléments complets de pièce de tablier nécessitant le remplacement d'ouvrages entiers (Pont de l'Europe). Des pièces ont été mises hors service en moins de 20 ans. Des expériences récentes faites au Réseau de l'Etat français sur des plaques d'acier Martin exposées aux fumées pendant un an ont donné des destructions d'ensemble de 1 kg par mètre carré de surface exposée, les destructions locales creusantes qui sont celles à considérer, qui coupent les pièces, étaient plus du double. Nous noterons que des plaques en acier 54 Martin au chrome cuivre ont donné sensiblement les mêmes corrosions.

La corrosion sur l'acier Thomas est plus importante encore.

L'oxydation, qui ne peut se produire que par augmentation de volume, occasionne encore le gonflement des pièces assemblées à rivure lâche ce qui produit des efforts anormaux dans ces pièces.

Application de la soudure aux réfections de tabliers.

Depuis plusieurs années le service des Constructions du Réseau a cherché à appliquer la soudure à la réparation de ces défauts puis au renforcement des vieux ponts en fer ce procédé ayant l'avantage très important de ne pas imposer de dérivetage et d'éviter toutes les démolitions que nécessite le remplacement des pièces défectueuses.

L'application fut faite progressivement à plus d'une dizaine de ponts-routes puis à des ponts-rails. Des études et essais approfondis furent entrepris au cours des travaux en collaboration avec les Ingénieurs d'étude et d'exécution spécialistes de diverses maisons.

Ces travaux ont montré:

1° Qu'avec quelque recherche on parvenait toujours à trouver des dispositions assurant dans de bonnes conditions la réparation ou le renforcement des pièces.

2° Qu'avec un contrôle des soudeurs on obtenait constamment un bon accrochage de la soudure, les épreuves réglementaires ont toujours réussi, les épreuves sur oeuvre par martelage des soudures et des pièces n'ont jamais révélé de décollement proprement dit.

3° Par contre on a eu de très grosses difficultés à cause du manque de plasticité du fer dans le sens de l'épaisseur et des contractions dues au refroidissement à éviter les arrachements des feuillets du fer ou les fissures dans la soudure; il fallut rechercher des modes opératoires particuliers: nombre de passes, courant, soudeur, électrodes, etc... avec l'aide des divers spécialistes pour réussir, encore n'a-t-on pu arriver à une méthode type générale, l'étude étant à reprendre dans chaque cas, ni à une certitude sur le résultat; or en matière de pont on ne peut admettre un pourcentage de risque même faible. Les recherches continuant on ne peut encore émettre un avis définitif sur cette question.

Appui des tabliers.

Semelles de plomb.

Les appareils d'appui des tabliers reposent sur les sommiers par l'intermédiaire d'une semelle de plomb qui en se déformant réduit les irrégularités de la pierre et assure une portée régulière du plan d'appui de la pièce métallique (certains ingénieurs lui substituent un joint coulé au plomb antimoiné et ancrent les tabliers sur la culée). Ces appuis supportent des actions élevées.

La culée en effet constitue un point dur dans le cours de la voie, par rapport à l'assiette courante avec ballast, qui est très souple, elle est abordée brusquement par les charges, en outre des dénivellations d'appui et le contact imparfait des longrines occasionnent des chocs. En dehors des grands ouvrages, l'effet de cette application brusque est sensible sur les culées, et dans beaucoup de petits ouvrages anciens, les culées sont fissurées et déversées, leur maçonnerie désorganisée, et leurs sommiers fendus ou descellés.

Les semelles de plomb (de 5 à 10 m/m d'épaisseur) amortissent les premiers chocs mais sont rapidement écrasées, on ne peut obtenir un effet continu qu'en les surveillant et en les remplaçant fréquemment.

Pour beaucoup d'ouvrages, on fut conduit à reconstruire partiellement les culées et à établir un sommier général en béton armé ce qui, complété par la révision des appuis peut constituer une solution suffisante contre l'action des chocs sur les culées.

Mais avec l'accroissement du poids des machines, les culées disloquées se multipliaient sur le Réseau, pour éviter des reconstructions onéreuses on chercha un moyen d'amortissement des chocs dans l'état où se trouvait l'ouvrage.

On rechercha d'abord, en étudiant l'écrasement du plomb, l'amortissement donné par les semelles de plomb afin de déterminer s'il ne conviendrait pas d'augmenter l'épaisseur de ces semelles.

Ecrasement du plomb.

Cette étude de l'écrasement du plomb mit en évidence les résultats intéressants suivants. On constate:

A. Une période de déformation élastique avec un coefficient $C = \frac{1}{26.000}$ p. kg cm² (qui se retrouve à tous les stades d'écrasement).

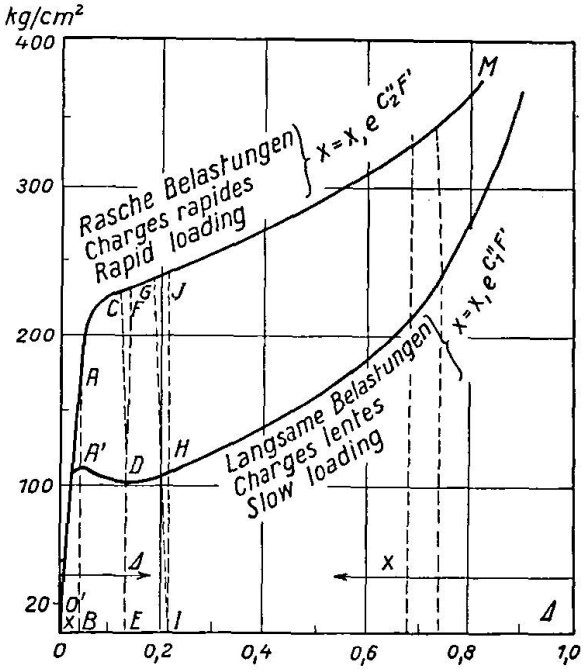
B. Une période de déformation permanente sous volume constant qui débute sous des charges mêmes inférieures à 20 kg cm² et qui présente diverses phases:

1° Une phase de déformations modérées proportionnelles aux charges jusqu'à 130 kg cm² avec coefficient de déformation $C' = \frac{1}{2.000}$ p. kg cm², (phase $O'A'$ de la fig. 3).

2° Une phase de grandes déformations fonction de la vitesse d'application des charges:

a) pour une application lente des charges on obtient un effondrement suivi de déformations qui rapportées à l'épaisseur actuelle x, sont encore proportionnelles aux charges rapportées elles-mêmes à la section actuelle, avec un coefficient de déformation $C_1'' = \frac{1}{160}$ p. kg cm²;

b) pour une application rapide on obtient des conditions analogues mais avec coefficient de déformation: $C_2'' = \frac{1}{90}$ p. kg cm².



Verformung des Bleis
Δ Stauchung
X Gegenwärtige Stärke

Déformation du plomb
Δ Écrasement
X Épaisseur actuelle

Deformation of lead
Δ Upsetting
X Real thickness

Fig. 3.

Ces phases sont traduites par les courbes figure 3 donnant les déformations réelles et l'épaisseur actuelle x rapportées à la charge de la section actuelle.

Dans les phases a ou b on a:

$$\frac{dx}{x} = C'' dF \quad \text{d'où:}$$

$$x = x_1 e^{C'' F'} \qquad (F' < 0)$$

relation qui concorde avec les courbes de la figure 3 tracées d'après les mesures.

Effet des chocs.

Nous allons examiner maintenant l'effet des chocs sur les culées en tenant compte de l'amortissement procuré par les semelles de plomb.

L'étude du choc d'une masse mobile sur un corps appuyé a été faite notamment par Boussinesq dans le cas des barres. Cette étude est complexe

quand on veut analyser tous les effets du choc, mais dans le cas présent, où on se limitera à la recherche de l'effet principal avec des données simples, l'étude peut être faite facilement.

On considérera que le choc est produit par la chute d'un poids P tombant directement sur la semelle d'appui du tablier.

Ce choc produira: une déformation de la semelle, une déformation de la culée et une onde de choc se déplaçant avec la vitesse du son et qui peut produire des effets lointains.

Nous supposerons d'abord que la culée se maintient en bon état, les déformations restant élastiques. Comme cette culée supporte le même effort F que le plomb et que sa section est très grande les déformations élastiques D sont très petites par rapport à celle du plomb, l'énergie absorbée correspondante $\int F\,dD$ est négligeable et il en est de même pour l'énergie transportée par l'onde de choc, qui n'en est qu'une fraction.

Dans cette hypothèse de la culée indéformable on peut donc écrire que le travail total du poids P est égal au travail d'écrasement du plomb. En appelant:

D_1 la déformation totale,
h la hauteur totale de chute du poids P (comprenant la déformation D_1),
F l'effort supporté par le plomb en cours d'écrasement et D la déformation corrélative.

On a:

$$Ph = \int_0^{D_1} F \cdot dD.$$

Au début de l'écrasement on est dans la période I des déformations élastiques où

$$F = \frac{D}{C\varepsilon}\,\Omega$$

Ω aire, et ε épaisseur, de la semelle de plomb.

On a donc:

$$Ph = \frac{D_1^2}{2C\varepsilon}\,\Omega. \tag{1}$$

L'effort maximum F_1 correspondant à la déformation totale D_1 est:

$$F_1 = \frac{D_1}{C\varepsilon}\,\Omega \tag{2}$$

et on a finalement:

$$F_1 = \frac{2h}{D_1}\,P.$$

Dans cette phase, où la force F est proportionnelle aux déformations, la charge statique P est donc multipliée, du fait du choc, par deux fois le rapport de la chute totale à la déformation.

Si toutes les pièces sont en contact il y a simplement application brusque de la charge sans choc effectif on a $h = D_1$ et:

$$F_1' = 2P.$$

On peut évaluer les efforts dans un cas concret correspondant à la circulation des trains en prenant une charge de 10 T (charge d'une roue de locomotive) et une surface de semelle de plomb de $\Omega = 1.000$ cm². En rapportant tout à cette surface de la semelle on a $P = 10$ kgs par cm². D'où:

$$F_1^1 = 20 \text{ kgs par cm}^2.$$

La limite d'élasticité est donc dépassée même quand il n'y a pas de dénivellation, le plomb est écrasé et on arrive de suite dans la phase II 1°.

Dans cette phase le coefficient réel de déformation permanente C^1 est également constant mais l'effort F_1 dépend des déformations acquises D_0 et de l'effort F_0 produit par le choc précédent.

Jusqu'à ce que l'effort F_0 soit dépassé la déformation est élastique pour F_0 elle est égale à $F_0 C \varepsilon$ et le travail absorbé est:

$$F_0^2 \frac{C\varepsilon}{2}.$$

Le point représentatif se déplace ensuite sur OA; pour un effort F la déformation est D tel que l'on ait:

$$D - D_0 = \frac{F - F_0}{C^1 \varepsilon}$$

et quand F atteint F_1 le travail correspondant est:

$$\int_{D_0}^{D_1} F \cdot dD = (D_1 - D_0) \frac{F_1 + F_0}{2}$$

Le travail total du choc est donc:

$$Ph = (D_1 - D_0) \frac{F_1 + F_0}{2} + F_0^2 \frac{C\varepsilon}{2}$$

A chaque choc F_1 se substituant à F_0 le point monte le long de OA jusqu'à ce qu'on atteigne la phase b.

Dans cette phase b on a les mêmes conditions mais avec un coefficient de déformation réel variable et il faut tenir compte de l'épaisseur actuelle $x = e^{C''F}$ de la semelle.

L'énergie $Ph = \int_{D_0}^{D_1} F \cdot dD$ du choc est alors représentée par les aires telles que $EFGHI$ pour une déformation produite $D^1 = D_1 - D_0 = EI$.

Elle s'exprime comme suit en mettant en évidence le travail élastique produit par la force F au dessous de $F_0 = EF$.

$$Ph = \int_{D_0}^{D_1} F \cdot dD = F^1 D^1 + F_0^2 \frac{Cx_0}{2}$$

F^1 étant l'ordonnée moyenne de l'aire considérée.

On voit sur la courbe que F^1 croit à chaque choc, même quand le choc est constant, les aires successives $BACDE$ puis $EFGHI$ etc... restent constantes et D^1 diminue corrélativement. C'est le phénomène du martelage, l'écrasement se poursuit et la semelle se lamine jusqu'à ce qu'on atteigne le stade élastique $D^1 = 0$ et:

$$Ph = F_0^2 \frac{Cx_0}{2}$$

d'où

$$F_0 = \sqrt{\frac{2Ph}{Cx_0}}$$

ou avec les données ci-dessus:

$$F_0 = 720 \sqrt{\frac{h}{x_0}} \text{ kgs par cm}^2$$

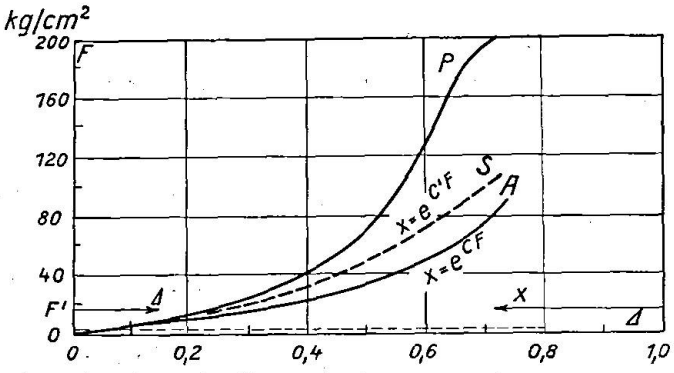
Comme h s'est accrue des dénivellations produites par l'écrasement et que l'épaisseur x_0 s'est au contraire très réduite, on arriverait à des efforts considérables (plusieurs centaines de tonnes pour $F\,\Omega$) qui écraserait la culée si elle s'était maintenue rigide jusque là. En fait, la maçonnerie se désorganise bien avant et son travail de déformation intervient pour réduite F_1 mais l'oeuvre de désorganisation est acquise et s'accentue sous les chocs successifs.

L'épaisseur ε de la semelle de plomb intervient au début pour réduire F_1 mais même une grande épaisseur n'empêche pas d'atteindre le dernier stade. En cet état une plus grande épaisseur accentue les dénivellations et ne donne aucun bénéfice final.

Cette étude montre donc qu'un amortissement efficace ne peut être donné par les semelles de plomb car elles ne maintiennent pas une déformation D suffisante sous les chocs. On eut alors l'idée de recourir aux semelles épaisses de caoutchouc.

Semelles de caoutchouc.

L'emploi de semelles épaisses de caoutchouc apparaissait à priori comme apportant de multiples avantages: l'appui étant déformable (comme l'assiette de la voie aux abords) le point dur sur culée est supprimé et la charge se ré-



Déformation élastique du caoutchouc
Δ Affaissement réel
X Épaisseur actuelle
F: Effort unitaire rapporté à la section primitive: Courbe P
Effort unitaire rapporté à la section actuelle: Courbe A
Effort unitaire rapporté à la section fictive de la semelle: Courbe S

Elastische Verformung des Kautschuks
Δ Wirkliche Zusammendrückung
X Gegenwärtige Stärke
F: Auf den ursprünglichen Querschnitt bezogene Last: Kurve P
Auf den gegenwärtigen Querschnitt bezogene Last: Kurve A
Auf den gedachten Querschnitt der Platte: Kurve S

Elastic deformation of rubber
Δ Real compression
X Actual thickness
F: Specific load in relation to original cross section: Curve P
Specific load in relation to real cross section: Curve A
Specific load in relation to fictive cross section: Curve S

Fig. 4.

partit sur plusieurs supports du rail, ce qui réduit l'effort P directement appliqué; le contact est toujours gardé entre la plaque d'appui et la semelle, la détente de la semelle absorbant les dénivellations qui tendraient à se produire; les chocs provenant d'un mauvais appui des longrines ou du roulement sont amortis par la grande déformation D pouvant se produire.

Mais il fallait réaliser diverses conditions: nuance de caoutchouc donnant des déformations modérées pour les surcharges normales, de résistance assez élevée, d'un prix assez bas et de longue durée. Cette nuance fut recherchée en collaboration avec une Société spécialisée dans la fabrication du caoutchouc, qui s'était intéressée à cette application; après essai de divers échantillons étudiés sur ces bases, on retint la nuance définie par les courbes de déformation

de la figure 4, qui accusent sa bonne résistance, (son élasticité est jugée plus loin, sa durée présumée est de 20 ans et garantie 10 ans, son prix de 10 frs. le dcm³ environ pour des épaisseurs de 15 à 40 m/m).

On retrouve ici (comme pour le plomb) la conservation du volume pendant la déformation et la constance du coefficient de déformation rapporté à la section et à l'épaisseur actuelle $\left(x = e^{CF},\ C = \frac{1}{40}\right)$ propriétés qui, communes à des corps si différents, apparaissent comme étant très générales.

Pour les semelles sous plaques d'appui dont la surface de contact est constante, mais que la partie débordante frette, la courbe réelle de déformation S se trouve située entre les courbes rapportées, l'une P à la section primitive, l'autre A à la section actuelle.

Effet des chocs.

La relation donnant l'effort F_1 maximum qui est produit sur la culée par une surcharge P tombant de h (abaissement total) s'établit sur les mêmes bases que pour la semelle de plomb.

On reste ici dans une phase de déformations élastiques et la relation ne dépend plus des états antérieurs la semelle reprenant sa forme après chaque surcharge.

Les déformations réelles de la semelle sont représentées par la courbe S $(x = e^{C^1F})$ le coefficient de déformation est variable mais dans un cas donné on peut prendre le coefficient constant moyen déterminé sur la courbe dans l'intervalle intéressé.

On a alors dans ce cas les conditions du plomb dans la phase élastique, c'est-à-dire que F_1 est donné par:

$$F_1 = \frac{2h}{D_1} P$$

F_1 et D_1 étant comptés à partir des valeurs correspondant à la charge permanente pour F^1 et D^1.

On peut d'ailleurs également étudier l'effet exact du choc d'après la courbe en considérant l'aire représentant le travail Ph de la surcharge.

Quand toutes les pièces sont en contact $h = D_1$ et on a comme pour le plomb $F_1 = 2P$.

Pour $P = 10$ kgs on a $F_1 = 20$ kgs par cm² également mais ici pour ce taux D_1 est d'après la courbe de l'ordre de 25 % de l'épaisseur.

Quand la dénivellation d n'est pas nulle (pièces non en contact $h = d + D_1$) l'effort dépend de l'épaisseur de la semelle. Il faut donc choisir judicieusement cette épaisseur pour avoir un bon amortissement.

Une épaisseur moyenne de 25 m/m convient bien, D_1 dépassant alors les valeurs de d que l'on peut envisager normalement et l'effort reste modéré.

Pour $d = D_1$ on a, en effet, $h = 2D_1$ et

$$F_1 = 4P = 40 \text{ kgs.}$$

D_1 est alors, d'après la courbe de l'ordre de 35% soit 9 m/m pour $h = 25$ m/m.

Or, pratiquement une telle valeur ($d = 9$ m/m) de chute effective ne peut être atteinte qu'accidentellement. Comme nous l'avons déjà indiqué, en effet, la semelle de caoutchouc ne quitte pas le contact et la dénivellation ne peut provenir que du roulement et du jeu des longrines, d'autre part, l'application des charges se fait progressivement, à cause de l'élasticité même de la semelle et il y a réduction lente des jeux; il ne peut donc rester qu'un jeu résiduel très faible pour provoquer le choc.

En fait, d'après les observations l'effort F_1 dépasse très peu la surcharge statique P et les accroissements dynamique de D_1 sont très peu sensibles.

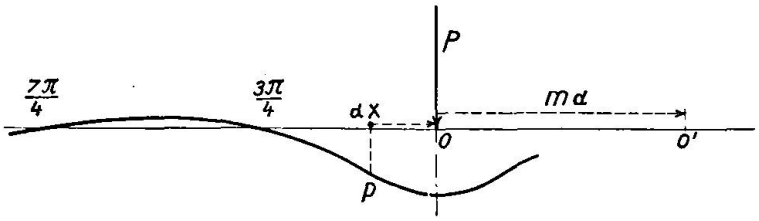
Dans les applications (la première date de septembre 1932) ces semelles ont donné des résultats excellents et on a pu éviter par leur emploi des reconstructions de culées qui auraient été nécessaires sans cela, elle ne se déplace pas, ce que l'on craignait, la plaque s'incrustant dans la semelle, les affaissements sont faibles; d'autre part, les actions dynamiques sur les pièces du tablier se sont trouvées très réduites et les vibrations et bruits provenant du tablier ne sont plus sensibles, enfin un entretien spécial de la voie aux abords de l'ouvrage n'est plus nécessaire. Devant ces résultats l'emploi de ces semelles a été généralisé sur tous les ouvrages dont les culées présentaient des risques de déconsolidation, dont les semelles de plomb étaient écrasées, ou quand le tablier présentait des traces de fatigue dues aux chocs.

Appui des longrines sur les tabliers.

Les résultats obtenus pour les appuis sur culées firent envisager l'utilisation de ces semelles comme appui de longrines sous rail des grands tabliers. On les appliqua d'abord dans un cas spécial: amortissement du bruit violent produit par les trains (viaduc de la rue Bara à Issy-les-Moulineaux), puis pour préserver les longerons fissurés, et les attaches ébranlées des montants d'un viaduc sur l'Authion (ligne de Bordeaux) et ensuite à deux autres vieux ouvrages. Enfin on en a muni un tablier neuf.

Effet des semelles sous longrines.

L'établissement d'un dispositif élastique sous les longrines assurant le contact étroit des pièces chargées, limite l'effort dynamique à deux fois la charge tombante comme l'étude ci-dessus l'a montré; mais en outre ici cette



Verteilung der Last P. — Répartition de la charge P. — Distribution of load P.
Fig. 5.

disposition tend à répartir sur plusieurs appuis une charge concentrée appliquée sur l'un d'eux et à éviter l'application brusque des charges. Les formules générales de répartition d'une charge concentrée appliquée sur une poutre reposent sur un appui d'élasticité uniforme ont été données notamment par Résal (Cours de stabilité des Constructions). On a:

$$p = k\,y, \quad p \text{ charge répartie (unitaire)},$$

$$y = A\,e^{\alpha x}\cos\alpha x + B\,e^{\alpha x}\sin\alpha x + C\,e^{-\alpha x}\cos\alpha x + D\,e^{-\alpha x}\sin\alpha x.$$

Nous avions eu l'occasion au Réseau de l'Etat de les appliquer en 1929 au cas particulier d'une voie s'appuyant sur un sol meuble par l'intermédiaire de longrines en béton armé. Une étude complète traitant divers cas particuliers et comportant les formules résolues a été donnée par MM. Godard et Pigeaud dans les Annales des Ponts et Chaussées n° VI de 1918.

On y trouve les résultats suivants:

Dans le cas du rail indéfini chargé d'un poids P, la charge p unitaire en un point placé à une distance x de P est donnée par: (fig. 5)

$$p = \frac{P\alpha}{2} e^{-\alpha x}(\cos \alpha x + \sin \alpha x)$$

avec

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

k coefficient de déformation du support,
I moment d'inertie de la poutre,

au droit de la charge on a $p = \frac{P\alpha}{2}$.

Dans le cas du rail indéfini avec joint, la charge P étant placée à une distance m du joint, on a en ce point m (fig. 5):

a) pour $\alpha m = \frac{\pi}{4} + k\pi \quad p = \frac{P\alpha}{2}$

b) pour $\alpha m = \frac{\pi}{2} + k\pi \quad p = 1.043 \frac{P\alpha}{2}$ comme première valeur et ensuite pratiquement $p = \frac{P\alpha}{2}$.

Support sur semelles libres.

On peut appliquer ces formules au cas de la longrine appuyée sur semelles de caoutchouc en considérant que la déformation se maintient dans la zone des faibles charges de la courbe de déformation où le coefficient d'élasticité est faible et varie peu. Avec une semelle de $0{,}30 \times 0{,}30 \times 0{,}02$ tous les mètres donnant $k = 200$ kg cm² et $I = 0{,}000025$ (rail sur longrine en comptant tout en acier) on a pour la semelle chargée ($\alpha = 1$):

longueur indéfinie: $p = 0{,}50\, P$

$m = 1\, m \cdot 60 \qquad p = 0{,}52\, P$

c'est-à-dire que pratiquement la charge est réduite de moitié sur le support chargé.

Support réel.

En réalité la répartition est différente parce que les semelles ne sont pas libres mais sont comprimées par les attaches à brides fixant la longrine sur le tablier. On conçoit que si les boulons d'attache donnaient un serrage supérieur à P il n'y aurait jamais appui direct sur la semelle, mais seulement détente des boulons (on aurait un appui sur acier), dans ce cas la répartition serait presque nulle mais les chocs sur le rail seraient toujours amortis et l'application des charges resterait progressive.

Dans l'appui réalisé effectivement la tension des boulons est une fraction P_1 de P, on a alors ces mêmes conditions tant que p ne dépasse pas P_1; quand il y a tendance à dépassement de P_1 au point chargé la charge tend à passer directement à la semelle, mais ce support étant considérablement plus souple (40 fois) ce passage ne peut se faire qu'après égalisation de la charge à P_1 pour les supports voisins; ce n'est ensuite que pour la partie de charge dépassant P_1 qu'on retrouve le système d'appui sur semelle en cautchouc déjà étudié avec la répartition trouvée.

Ce système apparaît donc comme particulièrement intéressant puisque l'appui est pratiquement indéformable pour les charges normales largement réparties et faibles et dont l'application est progressive, et que ce n'est que pour les charges accidentelles et les chocs qui tendraient à se produire, par exemple aux joints, que l'appui déformable interviendrait. La tension peut d'ailleurs se régler à une valeur déterminée en fixant l'affaissement à donner à la semelle ou l'effort sur les boulons. Dans les applications réalisées, on a bien constaté ces résultats: affaissement insensible des semelles sous les surcharges, roulement très doux, absence d'effort de choc, réduction des vibrations.

Ces semelles ont été également appliquées à la pose directe de la voie sur le béton d'un tablier en poutrelles enrobées, sans ballast.

Autres applications.

Ces résultats nous permettent personnellement de concevoir que ce système peut apporter la solution pratique de la pose de la voie sur forme rigide, établie directement sur la plateforme en terre, ce qui, par la suppression du ballast, conduirait à un entretien très réduit et facile les systèmes porteurs étant alors bien définis et accessibles à un examen et à un réglage.

On pourrait même supprimer les traverses ou longrines et établir le rail directement sur un dispositif avec semelles en caoutchouc qui rendrait facile la réalisation de la stabilité de l'attache. Ces poses apporteraient d'ailleurs la solution de la question de la suppression des chocs de joints, les semelles fonctionnant aux joints comme pour les appuis de tablier.

Conclusions.

Nous avons indiqué nos recherches pour la détermination des caractéristiques du métal des vieux tabliers en fer et en avons déduit les taux limites que l'on peut proposer pour la résistance pratique à admettre pour le métal.

D'autre part nous avons donné les résultats obtenus par l'emploi de la soudure électrique dans les réparations et le renforcement des tabliers et par l'emploi de semelles de caoutchouc sous leurs appuis, et sous les longrines de la voie des viaducs.

Ces résultats permettent de conclure:

I° Pour la soudure sur vieux fer qu'une technique doit être appliquée par cas d'espèce et qu'on n'est pas encore arrivé à la certitude qu'aucune fissure ne se produira.

II° Pour les semelles en caoutchouc

a) que leur emploi sur appui des petits tabliers a apporté la solution de la suppression du point dur, de l'effet destructeur des chocs et des vibrations du tablier.

b) Que leur emploi sous longrine
   1° réduit à la moitié du poids directement appliqué la charge reporté au support.
   2° Assure une application progressive de cette charge.
   3° Réduit considérablement l'effet des chocs sur les pièces du tablier.

Ces résultats nous permettent d'autre part de concevoir, par l'emploi de ces semelles en voie courante, de nouvelles dispositions de pose de voie pouvant aboutir à la suppression du ballast.

Résumé.

L'auteur commence son rapport par un aperçu historique de la construction des ponts-rails en France. Il indique ensuite des recherches qu'il a faites pour déterminer la résistance du fer des vieux tabliers et l'intérêt de l'application à ces tabliers de divers procédés de réparation, de renforcement et de protection contre les chocs. L'appui des tabliers joue un rôle prépondérant dans la protection contre les chocs; on peut employer des semelles de plomb ou de caoutchouc appliquées sur appui ou sous longrines. L'auteur calcule ensuite l'effet des chocs et l'effet de ces semelles qui réduisent considérablement l'influence des chocs et qui permettent de concevoir de nouvelles dispositions de pose de voie pouvant aboutir à la suppression du ballast.

Zusammenfassung.

Der Autor beginnt seinen Bericht mit einem kurzen historischen Überblick über die Entwicklung der Eisenbahnbrücken in Frankreich. Er bespricht im weiteren seine Untersuchungen über die Widerstandsfähigkeit des Eisens alter Fahrbahnkonstruktionen und die verschiedenen Reparaturmöglichkeiten, ferner Verstärkungen und Schutz gegen Stoß. Die Abstützungsart der Fahrbahn spielt eine große Rolle beim Schutz gegen Stoß; zu diesem Zwecke können Bleiplatten oder Gummiunterlagen verwendet werden, die zwischen die Abstützungen oder die Längsträger zu liegen kommen.

Der Autor stellt über die Wirkungen des Stoßes und der Zwischenlagen einige Berechnungen an, woraus die starke stoßabschwächende Wirkung der Einlagen deutlich hervorgeht. Er leitet daraus ab, daß dadurch eine neue Art der Abstützungen der Fahrbahn gegeben ist, die in Zukunft den Schotterbelag erübrigt.

Summary.

The Author starts his report with a short summary relating to the development of railway bridges in France. He continues with his investigations about the strength of iron in old bridge deckings, the possibilities of repairs, and the strengthening and protection against impact. The nature and type of supporting the decking construction is of importance as regards the protection against the influence of impact. A protection is offered by inserting lead plates or rubber packing between the supports and the longitudinal beams.

The Author shows some calculation about the effect of impact, from which follows that such insertions have a strong shock absorbing influence.

His conclusions are that this will enable the design of new supporting arrangements for bridge deckings and will allow in future the elimination of bridge ballast.

Leere Seite
Blank page
Page vide