Zeitschrift: IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen

Band: 2 (1933-1934)

Artikel: Le taux de fatigue à admettre dans les ponts métalliques

Autor: Chmielowiec, A.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-3392

LE TAUX DE FATIGUE A ADMETTRE DANS LES PONTS MÉTALLIQUES.

DIE IN STAHLBRÜCKEN ZUZULASSENDE SPANNUNG.

ADMISSIBLE FATIGUE STRESS IN STEEL BRIDGES.

M. A. CHMIELOWIEC, professeur agrégé de l'Ecole polytechnique, Lwów.

Les taux de fatigue admissibles pour les ponts-rails en acier doux en Pologne sont exprimés comme suit: Soit k min. la fatigue minimum et k max, la fatigue maximum dans un élément donné du pont. Soit, λ la longueur en mètres du tablier du pont sous l'influence de la charge mobile, la fatigue devient k max.

Soit:

$$A = k\,\text{min} : k\,\text{max} \quad (1)$$

$$B = 1 - A \quad (2)$$

$$C = 1 + 0{,}02\,\lambda \quad (3)$$

$$u = 0{,}625 : C \quad (4)$$

$$D = 1 + uB \quad (5)$$

Nous obtenons la fatigue admissible à la tension sous la charge fixe et roulante dans l'élément donné par la rélation:

$$k' = \frac{1250}{D}\ \text{kg/cm}^2 \quad (6)$$

à condition que:

$$k \leqq 1200\ \text{kg/cm}^2 \quad (7)$$

Toute compliquée qu'elle soit, cette méthode de détermination de la fatigue admissible a ses avantages, que je vais exposer.

Si $\lambda = 0$, on en déduit:

$$C = 1 \qquad u = 0{,}625$$

Si, de plus, k min $= 0$, on obtient:

$$A = 0 \qquad B = 1 \qquad uB = 0{,}625 \qquad D = 1{,}625 \qquad \text{et}$$

$$k' = 1250 : 1{,}625 = 770\ \text{kg/cm}^2$$

C'est la limite inférieure à laquelle tend la fatigue à admettre, quand la portée d'une poutre tend vers zéro. La limite supérieure est 1200 kg/cm² d'après l'inégalité 7. C'est donc dans un large intervalle de 770 à 1200 kg/cm² que k' peut varier.

Si le rapport de la charge fixe à la charge roulante va en croissant, il en est de même de la fatigue k'. Ceci est légitime, parce que:

a) Dans un pont la charge fixe ne peut pas varier, tandis que la charge roulante augmente presque chaque année (à cause du développement rapide de la circulation).

b) Sous l'influence de la charge fixe un élément quelconque d'une charpente ou d'un pont subit une fatigue statique; sous l'influence de la charge roulante, il subit, en plus d'une fatigue statique, une fatigue dynamique. Donc la charge roulante est plus dangereuse que le poids permanent.

c) Le rapport de la charge fixe à la charge roulante va en croissant avec la portée du pont. — Or, plus un pont est grand et important, plus on a soin d'en confier le calcul à un ingénieur expérimenté et sagace. On est alors enclin à admettre un taux de fatigue plus élevé, sans craindre le risque d'un danger.

Mais le formules 1—7 ont aussi leurs inconvénients. Les voici:

1. Complication exagérée. Il faut calculer la fatigue à admettre séparément pour chaque barre, pour chaque poutre, pour chaque rivet presque, ce qui cause une grande perte de temps, augmente l'ampleur du calcul, rend difficile son contrôle et enfin comporte le risque de plus nombreuses fautes.

2. Dans une barre du milieu d'une grande poutre à treillis, on obtient une fatique admissible moindre que dans un petit longeron. Supposons par exemple $k_g = 0$ et k max $= -k$ min c. à d. la fatigue maximum égale, mais de signe opposé à la fatigue minimum, ce qui est presque vrai dans une diagonale se trouvant près du milieu de la portée. On a: $A = -1$, $B = 2$, $\lambda = L:2$ ($L =$ la portée).

Tableau 1.

L mètres	k' kg/cm²
20	613
40	660
60	702
80	739
100	770

Le tableau 1 donne les valeurs de k' pour les portées de 20 à 100 mètres. On trouve que les fatigues admissibles pour les diagonales du milieu des poutres à traillis sont encore moins grandes que pour un petit longeron. C'est une absurdité. Un longeron court et léger, presque immédiatement sollicité par la charge mobile, dans lequel les fatigues passent de 0 jusqu'à leurs valeurs maxima sous chaque roue du train, qui est donc chargé et déchargé avec une fréquence très grande, court certainement un danger plus grand qu'une diagonale du milieu d'une poutre, ayant par exemple 100 mètres de portée. Dans une telle barre, il est vrai, la fatigue change de signe, mais cela n'arrive qu'une fois pour le passage d'un train. Les expériences de Wöhler ont mis en évidence une diminution de la résistance des pièces en acier doux, lorsque la fréquence des charges et décharges depasse 800 à la minute.

Soit k_g la fatigue dûe à la charge fixe, k_p la fatigue dûe à la charge roulante. On a:

$$k_g + k_p \leqq k' \tag{8}$$

k', étant défini d'après les formules 1—7. Au lieu de cette relation, je propose la formule simple:

$$k_g + n k_p = k \tag{9}$$

n et k étant deux constantes. Cette formule a été utilisée il y a longtemps par Gerber. M. M. T. Huber[1]) propose:

$$n = 3, \qquad k = p,$$

[1]) Le Manuel des Ingénieurs (en Polonais), sous la rédaction du Prof. Bryla, page 1092.

p étant la limite d'élasticité apparente (the yield point, Fliessgrenze). Je vais démontrer que, toute simple qu'elle soit, l'éq. (9) présente tous les avantages du système complexe des éq. (1) — (8) sans avoir aucun de ses inconvénients. Tout d'abord, je vais montrer que la somme:

$$\sigma = k_g + k_p \tag{10}$$

dans les éléments d'un pont-rail projeté d'après l'éq. (9) diffère peu de la valeur k'. Ceci concerne aussi bien le longeron et la pièce de pont, que les diagonales extrêmes et les membrures tendues ou comprimées des poutres principales à treillis ou à âmes pleines. En tenant compte de (9) et (10), on peut écrire:

$$\sigma = k : \psi \tag{11}$$

$$\psi = 1 + (n-1)\frac{k_p}{\sigma} \tag{12}$$

Soit $k\,\text{min} = k_g, \quad k\,\text{max} = \sigma$

on a $k_p : \sigma = B, \qquad (13)$

donc pour $n = 3 \quad \psi = 1 + 2B \qquad (14)$

Nous avons trouvé ci-dessus, comment se comportent les fatigues k' dans les diagonales du milieu d'une poutre à treillis, d'une portée de 20 à 100 mètres. Nous allons maintenant chercher les fatigues admissibles dans les diagonales extrêmes, qui sont presque égales à celles des membrures. Le poids du pont-rail de portée L sur un mètre courant est

$$g = a \cdot L + b \qquad \text{a)}$$

a et b étant deux constantes dépendant de la nature du pont. L'effort et la fatigue k_g dans une diagonale extrême sont proportionels à la réaction d'appui

$$R_g = \tfrac{1}{2}\, gL$$

Pour un pont de 10 mètres de portée, dont les poutres principales sont à âmes pleines et sur lesquels reposent immédiatement les traverses, nous admettons $a = 54$, $b = 1015$. Pour un pont à poutres en treillis sans ballast $a = 27$, $b = 1900$ ou 2000, pour un pont avec ballast $a = 62$, $b = 3000$.

Le tableau 2 donne les valeurs de g et R_g. Le règlement des chemins de fer polonais (Circulaire Ministérielle du 10 Mars 1923, No. V 1939/32/23) prévoit 4 normes de charges roulantes. Nous pensons qu'à des charges fixes g du tabl. 2 correspond pour le mieux la norme B, qui consiste en deux locomotives et plusieurs wagons, dont les poids et les écartements des essieux sont indiqués dans le tableau suivant:

Locomotive

poids		20	20	20	20	20	14	14	14	14	tonnes
écartements	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	4,0	1,5	1,5	1,5	1,5	mètres

Wagon

poids		16		16	tonnes
écartements	1,5		3,0		1,5	mètres

Nous avons calculé les réactions R_p, qui répondent à ladite charge roulante (Tabl. 2). k_g et k_p étant proportionnels à R_g et R_p, on a, d'après (13):

$$R_p : R = B \quad \text{(colonne 6)}$$

D'après (3) et (4), on a déterminé u (colonne 7)
„ (5) et (6), „ „ k' (colonne 8)
„ (11) et (14, en admettant $k = 2350$ kg/cm², on a trouvé σ (colonne 9).

En examinant les colonnes 8 et 9 du tableau 2 on remarque une similitude frappante entre les valeurs de k' et de σ pour toutes les portées de $L = 0$ à $L = 100$ mètres, aussi bien pour les ponts légers (sans ballast) que pour les ponts lourds (avec ballast). La différence $k' - \sigma$ exprimée en pourcent de k', c'est à dire la valeur $\Delta\,\% = \frac{100\,\Delta}{k'}$ (colonne 10), ne surpasse pas 10 %. D'après le signe de cette différence, on trouve que pour les ponts légers notre formule est plus sévère que la circulaire ministérielle; pour les ponts lourds, au contraire, notre formule est plus favorable. Dans notre formule donc, le rapport de la charge fixe à la charge roulante a une répercussion beaucoup plus prononcée que dans les formules (1)—(8), toutes compliquées qu'elles soient.

La fatigue $\sigma = k : n = 2350 : 3 = 783$ kg/cm² est la limite inférieure de la fatigue, tant pour les poutres (longerons) dont la portée diminue infiniment, que pour les diagonales qui s'approchent du milieu de la portée d'une poutre à treillis. Il me semble que, de cette façon, l'influence du changement du signe de l'effort dans une diagonale est garantie suffisamment.

Dans les barres tendues sous l'influence de la charge fixe, mais comprimées par la charge roulante, la multiplication de cette dernière par $n = 3$ tient particulièrement compte de ce fait, que la compression est plus dangereuse que la traction, et cela à cause du flambage. Il est donc utile de donner à de telles barres une rigidité suffisante.

On détermine la section d'une barre comprimée par une force F, d'après l'éq.

$$A = A_0 : \beta$$

β, étant le coéfficiant de flambage de Tetmajer et $A_0 = F : \sigma$, c'est à dire la section correspondant à la compression pure.

Soit G l'effort axial dûe à la charge fixe
„ P „ „ „ „ „ „ roulante

on admet d'après le règlement polonais:

$$A_0 = \frac{G + P}{k'}$$

D'après (9) on a: $$A_0' = \frac{G + nP}{k} = \frac{G + P}{k}\left[1 + (n-1)\frac{P}{G + P}\right]$$

Mais $$\frac{P}{G + P} = \frac{k_p}{k_g + k_p} = \frac{k_p}{\sigma}$$

donc d'après (12): $$A_0' = \frac{G + P}{k}\,\psi$$

Comme nous avons constaté que $\sigma = k : \psi$ est peu différent de k' on obtient donc pratiquement $A'_0 = A_0$ et par suite $A' = A$ c'est à dire que les dimensions des barres comprimées (telles que les membrures supérieures, les diagonales extrêmes) ne changent pas quand on remplace les formules (1)—(8) par la formule (9).

Le plus grand défaut du règlement polonais (et aussi des règlements d'autres pays) est le manque de relation entre le taux de fatigue admissible, et la nature de l'acier. On emploie les formules (1)—(8) pour l'acier doux (St 37) dont la résistance est au moins de 37 kg/mm². Ici se pose la question: quel est le taux de fatigue à admettre dans le cas de l'acier à haute résistance? (par ex. St 48). Comme une poutre à treillis isostatique dont une barre travaille à une fatigue égale à la limite d'élasticité apparente subit une déformation prononcée, on est arrivé aujourd'hui à considérer cette limite p comme la fatigue dangereuse, limite qui ne doit pas être dépassée même pour une surcharge n ($= 3$) fois plus grande qu'en réalité. C'est la façon moderne d'évaluer le degré n de sécurité d'une construction. La valeur $k = 2350$ kg/cm² est égale à peu près à la limite p. Rien de plus facile donc que de remplacer dans la formule (9), k par p, et d'obtenir par ce moyen une formule générale, qui peut être employée à n'importe quelle catégorie d'acier, tel l'acier à haute résistance et l'acier soudé, auquel on a affaire quand on veut renforcer un vieux pont, trop faible pour supporter la circulation moderne.

On peut craindre qu'en employant la formule (9) avec la valeur $k = p$ pour le métal à haute résistance, dont la limite p est beaucoup plus élevée que celle de l'acier doux ordinaire, on obtienne pour les barres et les poutres des dimensions trop minces pour pouvoir résister à l'effet de choc. Or, k croissant le pont devient plus léger, le rapport de la charge fixe à la charge roulante (le nombre A) diminue, ψ augmente, donc la fatigue réelle σ (11) augmente moins rapidement que la valeur k, ce qui nous empèche de donner aux sections des barres et des poutres des dimensions trop petites. En d'autres mots, k croissant, le coefficient n, finit par avoir une répercussion plus importante qui nous empèche d'arriver à des ponts trop légers.

Un problème important est celui du renforcement d'un pont existant. Grâce à la soudure â l'arc, on peut renforcer un pont sans qu'il soit nécessaire d'interrompre la circulation, et sans recourir à des échafaudages coûteux. Il faut toutefois tenir compte du fait que dans ce cas le matériau nouveau ne travaille qu'à la charge roulante. Le taux de fatigue à admettre est $k—k_g$, x étant égal à la limite p du matériau de base (l'acier puddlé d'avant guerre). k_g étant petit par rapport à k, on ne perd pas beaucoup et on conçoit facilement que le renforcement devienne économique même dans de nombreux cas, ou il ne l'est pas d'après les règlements courants.

Pour les ponts-routes je propose la formule (9) avec les valeurs:

$$n = 2, \quad k = \tfrac{2}{3} p$$

en tenant compte de ce que le rapport de la surcharge à la charge totale est ici moins grand, ainsi que les vitesses des charges roulantes. On n'obtient plus ici, comme dans les ponts-rails, une telle concordance de la fatigue σ avec k' d'après la Circulaire du Ministre des Travaux Publics de Pologne qui prescrit pour le tablier $k' = 875$ kg/cm², pour les poutres principales k' kg/cm² $= 900 + 3L$ ($L =$ la portée en mètres). Notre formule est, pour les ponts légers, plus sévère, mais, pour les ponts lourds, plus favorable que la dite Circulaire, qui admet dans un pont lourd le même taux de fatigue que dans un pont léger, s'ils ont tous deux la même portée. Je crois être dispensé de démontrer la supériorité de la formule (9) sur de telles circulaires, qui sont pourtant la règle dans la plupart des pays.

La formule (9) a encore cet avantage, qu'elle peut être généralisée pour tous les matériaux. Dans son dernier projet de règlement concernant les constructions en béton et en béton armé le Conseil du Ciment à Varsovie admet la formule (9) avec $n = 1{,}5$ pour les ponts-routes, 2,2 pour les ponts-rails et le même taux de fatigue pour les ponts que pour les charpentes. On n'a pas besoin d'insister sur le fait que la formule (9) est à la fois pratique, rationnelle, simple et générale et que c'est là la voie que doivent suivre à l'avenir les règlements de tous pays concernant le taux de fatigue à admettre dans les ponts et charpentes.

Tableau 2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
L	g	R_g	R_p	$R = R_g + R_p$	$B = \frac{R_p}{R}$	u	k'	σ	Δ %	Tablier
mètres	t/m	tonnes					kg/cm²	kg/cm²		
0	0	0	0	0	1	0,625	770	783	− 1,7	
10	1,555	7,78	70	77,8	0,9	0,571	826	840	− 1,7	léger
20	2,44	24,4	120	144,4	0,831	0,446	914	883	+ 3,4	léger
	4,24	42,4		162,4	0,739		940	949	− 1,0	lourd
40	3,08	61,6	197,9	259,5	0,762	0,347	990	932	+ 5,9	léger
	5,48	109,6		307,5	0,643		1021	1027	− 0,6	lourd
60	3,62	108,6	259,0	368,5	0,705	0,284	1040	975	+ 6,3	léger
	6,72	201,6		461,5	0,563		1078	1103	− 2,3	lourd
80	4,16	166,4	317,6	484,0	0,655	0,240	1081	1018	+ 5,8	léger
	7,96	318,4		636	0,499		1116	1176	− 5,4	lourd
100	4,70	235,0	373,5	608,5	0,614	0,208	1109	1052	+ 5,1	léger
	9,20	460,0		833,5	0,448		1142	1239	− 8,5	lourd

Résumé.

La charge permanente ne varie pas, tandis que la charge mobile augmente avec le développement de la circulation. La charge mobile est plus dangereuse que la charge permanente à cause de l'effet dynamique (d'impact). Plus la portée d'un pont est grande, plus l'ingénieur qui le calcule et qui l'exécute, doit être experimenté et prudent.

C'est pourquoi on s'efforce d'admettre un taux de fatigue d'autant plus élevé que la portée et le rapport de la charge permanente à la charge mobile sont plus grands. Les formules 1 à 8 expriment le taux de fatigue k' a admettre dans les ponts-rails polonais. Dans ces formules on a designé par: k_{min} et k_{max}, les fatigues minima et maxima dans un élément donné du pont, λ. la longueur en mètres du tablier du pont pour laquelle, sous la charge mobile, la fatigue devient k_{max}, k_g et k_p, les fatigues dues aux charges permanente et mobile.

En effet, quand la portée varie de 0 à 100 mètres, la fatigue k', dans une poutre du tablier, dans une diagonale extrême ou dans une membrure tendue, varie dans un large intervalle, comme le montre la colonne 8 du tableau 2. Pour la même portée, la fatigue k' est moindre pour un tablier léger que pour un tablier lourd.

Le tableau 1 concerne une diagonale du milieu. On y voit que la fatigue admissible k' est moindre (même dans une grande poutre) que dans un petit longeron, ce qui semble anormal. En outre les formules 1 à 7 sont incommodes puisqu'elles exigent 6 opérations pour chaque barre, chaque poutre, ou chaque rivet, k' étant variable.

On peut pourtant éviter tous les inconvénients du règlement polonais et en même temps conserver ses avantages, en remplaçant les formules 1 à 8 par une simple formule 9, ce qui revient à multiplier la charge mobile par n, et à admettre le taux constant k. En posant $n = 3$, $k = 2350$ kg/cm², on obtient des fatigues totales σ (form. 10) presque identiques (colonne 9, tabl. 2) aux fatigues admissibles k', d'après les formules 1 à 8 (col. 8). Le tableau 2 (col. 8 et 9) fait ressortir similitude frappante entre les valeurs de k' et de σ pour les portées de 0 à 100 mètres. La différence (col. 10) ne dépasse pas 10 %. On voit encore que pour les ponts légers notre formule est plus sévère que la circulaire ministerielle polonaise, pour les ponts lourds, au contraire, notre formule est plus favorable. Dans notre formule donc, le rapport de la charge permanente à la charge mobile a une répercussion beaucoup plus prononcée que dans les formules 1 à 8, tout compliquées qu'elles soient.

Les dimensions des barres comprimées, de même que celles des barres tendues, ne changent pas quand on remplace les formules 1 à 8 par la formule 9. Dans notre formule, les longerons, comme les diagonales du milieu, sont soumis à la même fatigue totale minimum. Notre formule, mieux que le règlement polonais, garantit une raideur suffisante aux diagonales du milieu. D'après notre formule, la reconstruction d'un pont devient économique, même dans de nombreux cas dans lesquels elle ne l'est pas d'après les règlements courants.

En remplaçant $k = 2350$ kg/cm² par la limite d'élasticité apparente p, on obtient une formule générale qui peut être employée pour n'importe quelle qualité d'acier. Il n'y a pas à craindre, que pour l'acier à haute résistance, les dimensions des poutres et des barres deviennent trop faibles, puisqu' alors le coefficient n arrive à exercer une influence plus importante qui empèche d'aboutir à des ponts trop légers.

Pour les ponts-routes il est utile de descendre, pour les valeurs de n et k, jusqu'à $n = 2$, $k = \frac{2}{3} p$ pour ne pas trop s'éloigner des dimensions courantes. La formule 9 peut s'adopter facilement à d'autres materiaux. Il n'y a qu'à choisir convenablement les valeurs de n et k, ce qui conduit à une solution, à la fois simple, rationnelle et générale.

Zusammenfassung.

Die ständige Last ändert nicht, während die Verkehrslast mit der Entwicklung des Verkehrs zunimmt. Die Verkehrslast ist wegen der Wirkung des Stoßzuschlages gefährlicher als die ständige Last. Je größer die Stützweite einer Brücke ist, umso mehr muß der die Brücke ausführende Ingenieur erfahren und vorsichtig sein. Dies ist der Grund, weshalb man sich bemüht, umso höhere Werte der zulässigen Spannungen anzunehmen, je größer die Stützweite und das Verhältnis der ständigen Last zur Verkehrslast sind. Die Formeln 1 bis 8 stellen die für die polnischen Eisenbahnbrücken anzunehmenden zulässigen Spannungen dar. In diesen Formeln hat man mit k_{min} und k_{max} die in einem Element der Brücke auftretende minimale und maximale Beanspruchung, mit λ die mit Verkehrslast so zu belastende Fahrbahnlänge, in Meter ausgedrückt, daß die Spannungen den Wert k_{max} erreichen, mit k_g bzw. k_p die Spannungen infolge der ständigen Last bzw. der Verkehrslast, bezeichnet.

Wie aus der 2. Tabelle, Kolonne 8, ersichtlich, schwanken die Spannungen k' in einem Fahrbahnträger, in einer extremen Diagonale oder in einem

gezogenen Gurt innerhalb großer Grenzen, wenn die Stützweite von 0 bis 100 m variiert. Für die gleiche Stützweite ist die Spannung k' für eine leichte Fahrbahn kleiner als für eine schwere.

Tabelle 1 betrifft eine mittlere Diagonale. Man erkennt, daß die zulässige Spannung k' (selbst für einen großen Träger) geringer ist als in einem kleinen Längsträger, was abnormal erscheint. Außerdem sind die Formeln 1 bis 7 unbequem, weil sie für jeden Stab, jeden Balken, jede Niete die Durchführung von 6 Operationen fordern, da k' veränderlich ist.

Man kann indessen alle Unannehmlichkeiten der polnischen Vorschriften umgehen und gleichzeitig ihre Vorteile beibehalten, wenn die Formeln 1 bis 8 durch eine einfache Formel 9 ersetzt werden, was darauf hinausgeht, die Verkehrslast mit n zu multiplizieren und den konstanten Wert k anzunehmen. Setzt man $n = 3$ und $k = 2350$ kg/cm², so erhält man totale Spannungen σ (Gl. 10), die beinahe identisch sind mit den zulässigen Spannungen k', berechnet nach den Formeln 1 bis 8. Die Tabelle 2 (Kolonne 9 bzw. 8) läßt die gute Übereinstimmung zwischen den Werten k' und σ für die Stützweiten von 0 bis 100 m erkennen. Die Differenz (Kolonne 10) überschreitet die Grenze von 10 % nicht. Man erkennt auch, daß unsere Formel für leichtere Brücken ungünstigere Werte liefert als die polnischen Vorschriften, während für schwere Brücken das Umgekehrte der Fall ist. In unserer Formel hat somit das Verhältnis der ständigen Last zur Verkehrslast eine viel ausgesprochenere Rückwirkung als in den Formeln 1 bis 8, so kompliziert letztere auch sein mögen.

Die Abmessungen der sowohl gezogenen wie auch gedrückten Stäbe ändern nicht, wenn die Formeln 1 bis 8 durch die Formel 9 ersetzt werden. In unserer Formel sind die Längsträger wie die mittleren Diagonalen durch die gleichen Werte der totalen minimalen Spannungen beansprucht. Unsere Formel verbürgt, besser als die polnische Vorschrift, eine genügende Steifigkeit der mittleren Diagonalen. Nach unserer Formel wird die Verstärkung einer Brücke selbst in jenen Fällen wirtschaftlich, in denen dies nach den geltenden Vorschriften nicht der Fall ist.

Wird $k = 2350$ kg/cm² ersetzt durch die Fließgrenze, so erhält man eine allgemeine Formel, die für jede beliebige Qualität des Stahles verwendet werden kann. Es ist nicht zu befürchten, daß die Abmessungen der Träger und Stäbe für hochwertigen Stahl zu klein werden, weil alsdann der Koeffizient n einen größeren Einfluß ausübt, der es verhindert, zu leichte Brücken zu erhalten.

Für die Straßenbrücken ist es nützlich, die Werte n und k auf $n = 2$ bzw. $k = \frac{2}{3} p$ zu reduzieren, um sich nicht zu sehr von den üblichen Abmessungen zu entfernen. Die Formel 9 kann sich leicht an andere Materialien anpassen. Man hat nur die Werte von n und k zweckentsprechend zu wählen, um zu einer einfachen, rationellen und allgemeinen Lösung zu gelangen.

Summary.

The dead load does not change, whilst the live load increases with increasing traffic. In consequence of the additional stresses caused by shock, the live load is more dangerous than the dead load. The greater the distance between the supports, the more needful is it for the engineer who designs the bridge to have experience and to exercise care. This is the reason why an endeavour is being made to allow higher values of the permissible stresses to be assumed, the greater the span and the greater the

ratio of dead load to live load. Formulae 1 to 8 represent the permissible stresses to be assumed for railway bridges in Poland. In these formulae k_{min} and k_{max} indicate the minimum and maximum stress occurring in an element of the bridge; λ is the length in meters of the roadway to be loaded with live load in such a way that the stresses reach the value of k_{max}; k_g and k_p indicate the stresses caused by dead load and live load respectively.

As can be seen from Table 2, column 8, the stresses k' in a roadway girder, in an end diagonal or in a flange in tension, vary within wide limits when the distance between supports varies from 0 to 100 metres. For the same distance between supports, the stress k' is smaller for a light roadway than for a heavy one.

Table 1 refers to a middle diagonal. It can be seen that the permissible stress k'(even for a large girder) is less than in a small longitudine girder — which appears to be abnormal. In addition, the formulae 1 to 7 are rather inconvenient to apply, since they require — for each bar, each beam and each rivet — the carrying-out of 6 operations, because k' is variable.

It is, however, possible to avoid all the complications of the Polish rules, while at the same time retaining their advantages, by replacing formulae 1 to 8 by a simple formula 9 in which the live load is multiplied by n and a constant value of k is assumed. If we put $n = 3$ and $k = 2350$ kg/cm^2, total stresses σ are obtained (equation 10), which are almost identical with the permissible stresses k' calculated according to the formulae 1 to 8. From Table 2 (columns 9 and 8 respectively) the excellent agreement between the values k' and σ for spans of 0 to 100 metres can be seen. The difference (column 10) does not exceed the limit of 10 %. It is also seen that for light bridges our formula gives more unfavourable values than the Polish rules, whilst for heavy bridges the contrary is the case. In our formula the ratio of the dead load to the live load has consequently a much more pronounced influence than in formulae 1 to 8, however complicated they may be.

The dimensions of the bars do not change if formulae 1 to 8 are replaced by the formula 9. In our formula, the longitudine as well as the middle diagonals are under the influence of the same values of the total minimum stresses. Our formula ensures, better than the Polish rules, a sufficient stiffness of the middle diagonals. According to our formula, the restoration of a bridge will prove economical even in those cases where it would not be economical according to the rules in force.

If $k = 2350$ kg/cm^2 is replaced by the yield point, a general formula is obtained which can be used for any desired grade of steel. There is no fear of the girders and bars becoming too small with high-grade steel, since the coefficient n then exercises a greater influence, thus preventing too light bridges being obtained.

For highway bridges, it is useful to reduce the values of n and k to $n = 2$ and $k = \frac{2}{3}\,p$, in order to avoid getting too far away from the usual dimensions. Formula 9 can easily be adapted for use with other materials. It is only necessary to choose the values of n and k suitably in order to obtain a simple, rational and general solution.