

鋼プレートガーダー道路橋の実測応力について

准 員 大 村 裕*

ON THE EXPERIMENTAL STRESSES
OF STEEL PLATE GIRDER HIGHWAY BRIDGES

(JSCE June 1953)

Hiroshi Ōmura, C.E. Assoc. Member

Synopsis For the purpose of designing a bridge economically, it is necessary to have perfect knowledge of stresses, deflections and vibration of the structure. The last two have been studied theoretically and experimentally, but few researches of stresses have been done.

From this point of view, the author has measured stresses of some steel highway bridges of plate girder type by means of the electric wire resistance strain gage, and analyzed these data comparing the measured stresses with the theoretical stresses computed by the customary method, and pointed out some remarkable points of stresses of bridges.

要旨 橋梁を経済的に設計したその安全度を確保するためには、応力、撓みおよび振動等について充分の知識が必要である。しかるに応力については従来理論的研究はかなりあるにもかかわらず、実験的な資料は乏しい実情である。これらの実情にかんがみ、二、三の新設鋼プレートガーダー道路橋について応力測定を行い、実測応力を従来の慣用計算法による計算応力と比較して、若干の考察を行ったものである。

1. 緒 言

一般に構造物を経済的に設計し、またその安全度を確保するためには、荷重による構造部分の応力分布、撓みおよび各種の振動状況について、充分な知識を有する必要がある。橋梁については特にそうである。これらの点については理論的研究はかなりあるが、実験的資料は一般に乏しい実情である。

わが国でも鉄道橋については鉄道技術研究所より、また道路橋については土木研究所より実測資料が提供されているが、従来の測定は応力計による検測が容易でないので、一般には撓み計による剛度試験を主として、応力測定の資料は乏しいようである。しかし応力測定の最近の進歩はめざましく、応力測定の困難もいちじるしく軽減されている。

これらの実情にもとづき、著者は新設の鋼プレートガーダー道路橋について、荷重による構造部分の応力状態を知り、実際の応力と慣用計算法による応力とがいかなる関係にあるか、その結果より従来の計算法に

改善すべき点があるかどうかを知るために、最も簡単な荷重静止の状態において応力を測定した。ここに得られた実測資料ははなはだ乏しいが、これに対し簡単な検討を加えたいと思う。

2. 測定計器および測定の方法

応力、撓み計を pick up するには、すべて電気抵抗線歪計によつた。使用した歪計はすべて島津製作所製のもので Gage Factor 2.0, Gage Length 17.5 mm, Gage Resistance 120 Ω である。これに対する歪指示器は、米国 Baldwin 社製 SR-4 L-type Strain Indicator & Balancing Unit (12点用)で、感度は1目盛 1×10^{-5} である。応力はこの歪の値にヤング係数を乗じて得られる。

測定に当つては、荷重として砂利を積載した、できるだけ大きいトラック1~2台を使用し、所定の位置に静止させて読みをとるようにした。

3. 実測応力

1) 鶯鳩橋 鶯鳩橋は5スパン、ゲルバー型式の全溶接橋で、全支間 112.4 m (19.3 m + 24.6 m + 24.6 m + 24.6 m + 19.3 m 片持スパン 5.3 m)、主桁4本、主桁間に縦桁1本を有する。歪計は主として右岸第2スパン中央附近の各部分に接着し、その詳細は [図-1]のごとくである。また使用した荷重は 11.85 t の4輪、11.65 t の6輪トラックの2種である。

測定結果について個々の測定値を記載することは、いたづらにはんざつとなるのでこれを省略し、種々の載荷状態における測定値と、これと同一の載荷状態に

* 京都大学助手, 工学部土木教室

おける計算値の比を各測定点について求めると、表-1 になる。

図-1 鶯鳩橋歪計取付図



表-1 鶯鳩橋の(実測応力/計算応力)の値(%)

桁別	主桁下部フランジ				主桁上部フランジ				横 桁		縦 桁				
測 点	G ₂	G ₄	G ₆	G ₈	平均	G ₃	G ₇	平均	G ₉	G ₁₀	平均	G ₁₁	G ₁₂	G ₁₄	平均
応力比	46	38	39	37	40	11	10	11	27	25	26	14	10	12	12

(註) G₁, G₅, G₁₃ は initial balance がとれないために欠測

計算応力は現行鋼道路橋設計示方書に従い、設計に用いる一般の慣用計算法によつて求めたものである。また縦桁および横桁はすべて単純梁として取り扱っている。なおこれらの測定値はただ1回の載荷状態に対するものであつて、実際には何回も繰返して同一載荷状態に対する読みをとり、これらの値を推計学的に整理して、もつとも正しいと思われる値を出すことが必要であり、またそのようにしたかつたのであるが、現場実験の都合上なし得ず、単に1回の測定値より表の値を得たにすぎない。他の橋についても同様である。

2) 京川橋 京川橋は鉸接3スパンゲルバー型式の鋼プレートガーダーで、全支間 73.05 m (25.45 m + 22.15 m + 25.45 m, 片持スパン 5.9 m), 主桁4本並列式である。歪計は主として左岸礎着径間中央附近に

図-2 京川橋歪計取付図

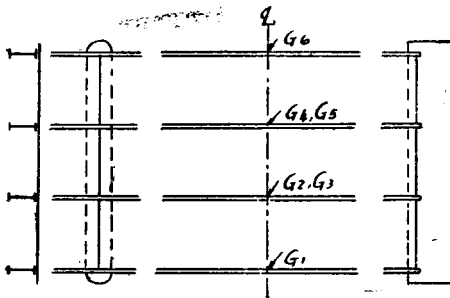


表-2 京川橋の(実測応力/計算応力)の値(%)

桁 別	主桁下部フランジ				主桁上部フランジ			
測 点	G ₁	G ₃	G ₅	平均	G ₂	G ₄	平均	
応力比	59	37	35	44	7	6	7	

(註) G₆ は initial balance がとれないために欠測

接着し、その詳細は図-2のようである。使用した荷重は 9.2 t 4輪トラックである。鶯鳩橋のように、測定値と計算値の比を求めると表-2のようになる。

3) 正面橋 正面橋は鉸接3径間連続下路式鋼プレートガーダーで、全支間 71 m (22 m + 27 m + 22 m) である。歪計の接着箇所は右岸第1スパン中央附近で、詳細は図-3のごとくである。測定値と計算値の

図-3 正面橋歪計取付図

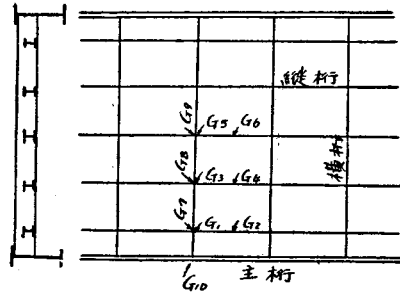


表-3 正面橋の(実測応力/計算応力)の値(%)

桁別	主 桁		横 桁		縦 桁		桁		
測 点	G ₁₀	平均	G ₈	G ₉	平均	G ₂	G ₄	G ₆	平均
応力比	46	46	56	64	60	28	41	28	32

(註) G₇ は initial balance がとれないために欠測

比は表-3のようである。

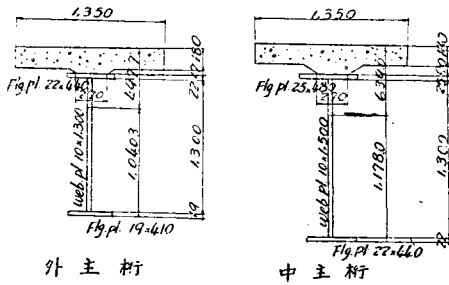
4. 考 察

1) 主桁の応力 鶯鳩橋、京川橋とも荷重が礎着桁の歪計の上にある場合には、下部フランジ(引張側)の応力はそれぞれ 40%, 44% であるが、上部フランジ(圧縮側)の応力は 11% および 7% で、いちじるしく小さい。これは、鉄筋コンクリート床版は単にスラブ止めで上部フランジと連結してあるにすぎないが、この試験荷重に対してはほぼ完全な Shear connector として働いて、主桁は合成桁断面となつていられる。たとえば鶯鳩橋について合成桁断面として応力計算した結果を、床版の協同作用を考えない鋼桁断面だけで応力を計算した値と比較してみると、表-4のようである。合成桁の計算には、図-4の断面において鋼と鉄筋コンクリートとの弾性比 $n = 10$ としている。なお数字はおのおの場合の計算値に対する測定値の百分率をもつて示してある。

表-4 鶯鳩橋の(主桁実測応力/計算応力)の値(%)

フ ラ ン ジ 別		下 部 フ ラ ン ジ				上 部 フ ラ ン ジ			
歪 計	番 号	G ₂	G ₄	G ₆	G ₈	平均	G ₃	G ₇	平均
鋼桁断面のみを考えた場合		46	38	39	37	40	11	10	11
合成桁断面と考えた場合		55	48	48	46	49	42	38	40

図-4 鶯鳩橋主桁断面図



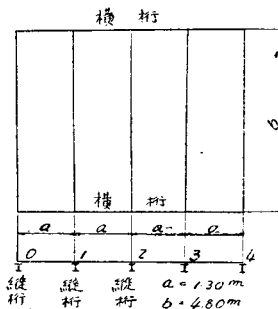
すなわち従来の計算法に従えば、上部フランジ 11%、下部フランジ 40% であったものが、合成桁断面と考えるとそれぞれ 40%、49% となつて、両者は比較的接近する。また下路橋である正面橋の主桁はもちろん合成桁断面ではないので、下部フランジの測定値の 46% はそのまま採用してよい。このように考えると、主桁の応力は比較的よく一致してくる。

2) 縦桁の応力 表-1 および表-3 よりわかるように、正面橋、鶯鳩橋の縦桁の応力 (32%, 12%) は主桁の応力 (46%, 40%) にくらべて小さい。このように縦桁の応力の比が両者で異なるのは構造の差によるものであるが、主桁の応力の比にくらべて小さいのは、慣用計算法に疑問があるものと考えられるので、おのおのの橋について解析を行つてみよう。

a) 正面橋の縦桁応力の解析 正面橋の縦桁応力の実測値と計算値との比は約 32% であつて、これは主桁における約 46% にくらべると相当小さい。同じ橋で同時に接着した歪計によつて同時に測定した値がこのように異なるのは、縦桁応力の慣用計算法の不備によるものと考えられる。計算応力は示方書第 26 条の規定にもつて反力係数を求め、両端単純支持として、 $M=P \cdot l/4$ によつて求めたもので、いかに示方書の反力係数を使用したとはいえ、この P の求め方に疑問があると思う。

正面橋の縦桁は図-5のごとく 5 本並列し、両端を横桁に剛結されている。しかし、①縦桁は横桁に単純支持されている、②

図-5 正面橋床版構造図



床版は縦桁 5 本によつて弾性支持されている、③床版は横桁上では単純支持されると仮定すれば、解析的に縦桁の曲げモーメントを求めることができる。この場合床組は I 桁橋と同じ構造になるが、こ

れについては N.M. Newmark¹⁾ が綿密な解析を行つているので、ここではこの結果を借用することにする。図-5 において、

$$E_b \cdot I_b = \text{縦桁の曲げ剛さ} = 31.9 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$N = \text{床版の版剛度} = E \cdot I / (1 - \nu^2)$$

$$= 58.8 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$b = \text{縦桁のスパン} = 480 \text{ cm}$$

とすれば

$$H = E_b \cdot I_b / b \cdot N = 1.16$$

となる。式中 E_b, I_b は縦桁の弾性係数および慣性モーメントであり、 E, I は床版の弾性係数および慣性モーメントである。 ν はポアソン比で、この場合 0 にとつている。 H は N.M. Newmark によれば相関剛比と呼ばれる。さて $a/b = 1.3/4.8 = 0.27$ となるのであるが、便宜上 $a/b = 0.3$ とすると、 $a/b = 0.3$ で H の種々な値の場合の表より外挿法によつて、自動車の後輪を縦桁スパン中央においた場合の縦桁中央断面の曲げモーメントを求めることができる。このようにして求めた測定点の曲げモーメントによる応力を、従来の方法による応力と比較すると、表-5のごとくである。表中 test 1 はトラック 1 台が、縦桁中央断面において橋軸線に对称に載つた場合であり、test 2 はトラック 2 台が縦桁中央断面において橋軸線に对称にのつた場合である。

表-5 正面橋縦桁応力の比較

	従来の計算法による応力 (kg/cm ²)		新しい計算法による応力 (kg/cm ²)		実測応力 / 新計算応力 (%)	
	test 1	test 2	test 1	test 2	test 1	test 2
G ₂		455	64	316	46	40
G ₄	345	490	229	372	56	46
G ₆		590		402		42

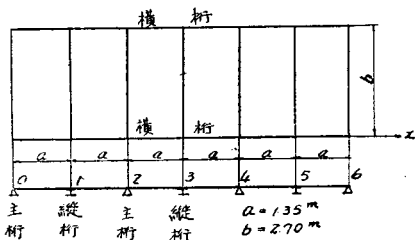
(註) test 1 の場合の G₆ の実測値は initial balance がとれたために欠測

すなわち測定のみずい点もあつて、比はばらつくが、まず平均 50% とみてさしつかえなからう。従来の計算法によると、正面橋では主桁は約 50%、縦桁は約 30% となり、この相違の解釈に苦しむのであるが、縦桁の弾性、床版の協力性を考慮した計算方法によれば、ともに約 50% となつてほぼ一致する。しかしながら本解析に用いた上記仮定の①および③は、実際の橋床構造には満足されないものであつて、これらの影響についてはなお研究を続けたいと考えている。

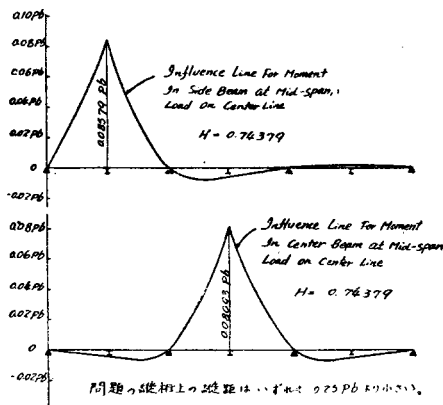
b) 鶯鳩橋の縦桁応力の解析 鶯鳩橋の縦桁の実測応力は計算応力の 12% にすぎなく、これに対して主桁は 40% となつている。この場合は縦桁と主桁とが交互に入つているので、N.M. Newmark の表を直接利用することができない。そこで床版構造を図-6のごとく考え、6 スパン連続版を解いて²⁾ δ_1, δ_2 を求め、

これより縦桁の中央断面の曲げモーメントの影響線が図一7のごとく得られる。この場合の H の値は 0.74379 である。トラック後輪を縦桁のスパン中央において、この影響線を用いて計算した結果は表一6のごとくである。*

図一6 鶯鳩橋床版構造図



図一7 鶯鳩橋縦桁モーメント影響線



表一6 新しい計算法による縦桁応力

	実測応力 (kg/cm ²)	新計算応力 (kg/cm ²)	実測応力/計算応力 (%)
G11	72	179	40(14)
G12	69	170	41(10)
G14	48	170	28(12)

* 表中括弧内の数字は従来の計算応力に対する実測応力の比である。これを見ると、いずれも縦桁の中央断面の曲げモーメント、従つて曲げ応力は平均 1/3 くらいに減じ、従つて実測応力と計算応力との比は、従来の慣用計算法による比の 3 倍となつて平均 36% となり、ほぼ主桁の応力比（鋼桁断面のみ）と等しくなる。

以上正面橋および鶯鳩橋の縦桁の実測応力と計算応力の解析から、いかに従来の計算方法が実情にそっていないかわかると思う。従つて縦桁の曲げモーメントの計算には相關剛比の導入が必要である。

4) 横桁の応力 横桁の応力比が正面橋 (60%) と鶯鳩橋 (26%) で異なるのは構造の相違によるものであると考えられる。正面橋の横桁は単純梁として働き、60%の値はそのまま採用してよいと思う。鶯鳩橋の横桁は半固定桁のようであつて容易に解析できない。もし固定桁ならば断面中央の曲げモーメントは $P \cdot l/8$ となり、 $P \cdot l/4$ で計算した 26% は 52% となつて都合がよいことになる。しかし半固定桁として $P \cdot l/6$ とすると、26% は 40% となり、両者はなお相違がある。もちろん支持状態が明らかでないで、なんともいえないが、各種の支持状態の横桁の応力についてさらに研究を進めたいと考えている。

5) 応力の実測例 参考までに従来行われた応力実測例の二、三を示すと表一7のようである。***

表一7 既往の応力実測例

橋名	型式	測定計器	実測応力/計算応力(%)	備考	測定者
市川橋	ワーレン型曲弦トラス	Huggenberger 歪計 Dial gage 歪計	上弦材 130	道路橋	岡本舜三
			下弦材 42		
木曾川橋梁	ワーレン型曲弦および平行弦トラス	技研式歪計	端柱 90 上弦材 87 下弦材 63 斜材 87 垂直材 88	鉄道橋	橋本香一
Strassenbrücke in Siegen ³⁾	2 スパングループプレートガーダー	Huggenberger 歪計 Maihak Geber 歪計	引張フランジ 69	道路橋 合成桁断面として計算	Kart Kläppel Ernst Noske
Strassenbrücke Zagreb ⁴⁾	4 スパン連続プレートガーダー	Huggenberger 歪計	引張フランジ 75 圧縮フランジ 13	道路橋 鋼桁断面のみの計算	M. Rósz

***市川橋、木曾川橋梁とも下弦材が他に比べて小さいのは、市川橋では下弦材には床版、縦桁が協力作用すること、木曾川橋梁では縦桁が協力作用をするからである。道路橋では床版の協力作用があつて事情がはなはだ複雑して厄介である。

鋼プレートガーダー道路橋の応力に関するわが国の実測例が少なく、著者の実測結果を従前のものと比較することはできないが、外国の実例よりみると、われわれの実測値はいくぶん小さい値を与えているようであつて、この点著者は若干の懸念がある。

5. 結 言

以上新設3鋼プレートガーダー橋について静的応力の測定結果を述べ、これに対し簡単な考察を試みたのであるが、従来鋼道路橋プレートガーダーの応力実測例は少ないので、本研究は載荷された橋梁の応力状態を知る上になんらか役立つことと思う。

測定装置については Baldwin の SR-4 Strain indicator を使い、また歪計の接着および測定等についても多くの経験を積んでいるので、一応ぬかりはないと思うが、ただ自動車荷重1~2回の載荷によつてとつた値をもとにしているのでは、実測値が少なく、推計学的に整理できないで、単に実測値の羅列に終わっていることは残念である。

本研究より得た事項を挙げると次のようである。

1. 新しい鋼プレートガーダー道路橋の主桁実測応力は計算応力の約 50% 程度と考えてよからう。もちろん上に述べたように外国の実測値より小さいので、この値を固執するものでなく、参考にしていただければ結構である。以下の数字についても同様である。

2. 縦桁の応力は従来の計算方法に従えば、構造にもよるが約 10~30% である。もし床版の連続性と縦桁の弾性を考慮に入れた理論的解析法によれば、この値は主桁についての上の値とほぼ一致する。

3. 横桁の応力は下路橋では 60% 程度、主桁並列型式の縦桁を支える横桁ならば 30% であり、これは明らかに構造の相違にもとづくものであるが、なお研究を要する。

4. 新しい橋梁では本実験に使用した荷重に対しては、スラブ止めがよく働いて Shear connector の役目をなし、従つて圧縮フランジの応力はいちじるしく小さい。

またわれわれは架設後 40 年くらい経過した道路橋について上のような測定を行つたが、これらの結果をみると、上記の数字は相当大きくなるものようである。これ等の点を考慮して橋梁の寿命推定上の一資料とする点については改めて発表したい。

なお将来実測に当つては、載荷回数をもくして観測回数を多くすること、載荷荷重の重量を大きくして実測応力を大きくすることが望ましい。現在では 13tトラックを使用しても活荷重応力は最大 200~300 kg/cm² にすぎず、従つて実測値に 100% の信用がかけないと思う。参考までに記しておきたい。

本研究は著者の橋梁に対する実験応力解析学的研究の第一歩をなすもので、引続いて数々の構造部分の実測を行つて応力状態を明らかにし、橋梁構造の合理的設計に資したいと思う。

本研究は京都大学教授小西博士を主班とする「橋梁の耐荷力および耐久力に関する研究」の分担研究の一部であり、御指導を賜つた同博士、成岡助教および実験に際し多大の便宜を与えられた京都市建設局長、建設省近畿地方建設局工務部長および姫路工事事務所長に対し深甚の謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) N. M. Newmark: "Moments in I-beam Bridges," "University of Illinois Bulletin, Series No. 336, June 23, 1942.
- 2) 成岡昌夫: "撓角撓度法による1方向連続版の解法, 土木学会論文集第4号
- 3) "Messungen an einer Strassenbrück in Verbundbauweise in Siegen", Der Stahlbau, 1952, Heft 3.
- 4) "Messungen an der Save-Brücke Zagreb (1938-39)," Bauing. 1950, Heft 3, s. 104.

(昭. 28. 1. 13)

第 38 卷第 5 号所載学会備付図書雑誌 (外国) 一覧 (3) 正誤表

P.	行	誤	正
26	左上より 8	" Sept.	" Sept.
"	右上より 31	anh	and
"	右下より 2,3	○No.	○を削除
27	左上より 1,2,5,7	○No.	○を削除
"	左上より 2	Lichens.	Lichens,
"	左上より 27	Buliding	Building
"	左上より 32	Aggergates	Aggregates
"	左上より 33	Aggregtae	Aggregate
"	右上より 20	Minisère	Ministère
"	右上より 21	Parais	Parais-
"	右上より 26	Investigacions	Investigaciones