

跨線道路橋宮城野橋の強度判定

准員 橋本香一*
伊藤文入**

DETERMINATION OF STRENGTH OF THE MIYAGINO-BASHI OVERBRIDGE

(JSCE April 1952)

Koichi Hashimoto, C. E. Assoc. Member, Fumito Ito

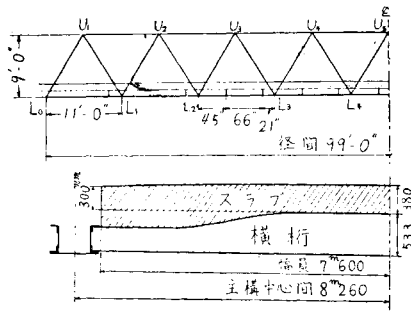
Synopsis The Miyagino-Bashi overbridge, 99ft span pin-connected pony warren truss at Sendai station compound, was recently tested for the purpose of determining its load carrying capacity. The stresses of truss members, deflections and vibration were measured and compared with the result of calculations using a 26.39t trailer truck, as the test load and the dead load stresses of eyebars were found remarkably larger as their allowable stresses. We concluded finally some strengthening plan must be proposed immediately, such as removal of unnecessary thick concrete slab for example.

要旨 仙台駅構内跨線道路橋宮城野橋はその構造上 2, 3 の欠点があるのみならず, 架設以来長年月を経過し載荷量が増加したために, 最近に至つてその耐荷能力が懸念されている。そこで全重量 26.39t のトレーラートラックを試験荷重として載荷し, 各部材応力, 撓度, 振動などを実測して計算結果と比較し, 特にアイバーの固有振動数の測定結果からその死荷重応力が許容応力を著しく超過していることを指摘して早急の対策が必要であると結論した。

1. ま え が き

跨線道路橋宮城野橋は元鉄道橋¹⁾ピン結合ポニーワーレントラス径間 99ft のものを桁中心 8.260m に拡大し横桁上にコンクリートスラブを乗せた斜角桁である。図-1 はその主要寸法を示す。この種のトラスは本邦トラスの中で最も古い型式に属し, 斜材に錬鉄製アイバーを用い, 横桁は下弦材中間に結合されている。最近この橋梁の強度が懸念されるに至つたので,

図-1 主要寸法



* 鉄道技術研究所鋼構造研究室

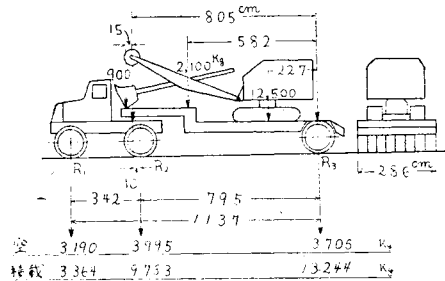
** " " "

その耐荷能力を詳細に調査するために, 試験荷重車による各部材応力, 主構の撓度振動, 横桁の応力などを実測することが要望され, 昭和 26 年 8 月 8, 9 日の 2 日間強度振動試験が実施された。以下その試験結果とそれに基く強度判定について述べる。

2. 試験要領

(1) 試験荷重車 進駐軍用 20t トレーラートラックに 15.5t のパワーショベルを積載したものを試験

図-2 試験荷重車



験荷重車とした。試験車の軸距及び推定軸重は 図-1 の通りで, 軸距 11.37m, 全重量 26.39t である。試験車以外の車輛人馬は交通止とした。

(2) 試験器械 試験に使用した歪計, 撓度計, 振動計などの名称性能を表-1 に示す。

表-1 試験器械

名稱	箇數	性能	用途
振研式歪計	10	標尺距離 400mm 荷重 500	部材応力測定用
オクセン歪計	20	標尺 100	
カゲル式撓度計	2	倍率 3.5 倍, インク記録式	撓度測定用
カゲル式振動計	2	ビーム線直用	振動測定用
レベル	1		上弦材曲り測定用

(3) 試験方法 試験荷重車を駅表側から駅裏側へ向け進行せしめ、橋の中央を進行する時を進行線1とし、青森方構面出来るだけ接近して進行する時を進行線2とした。

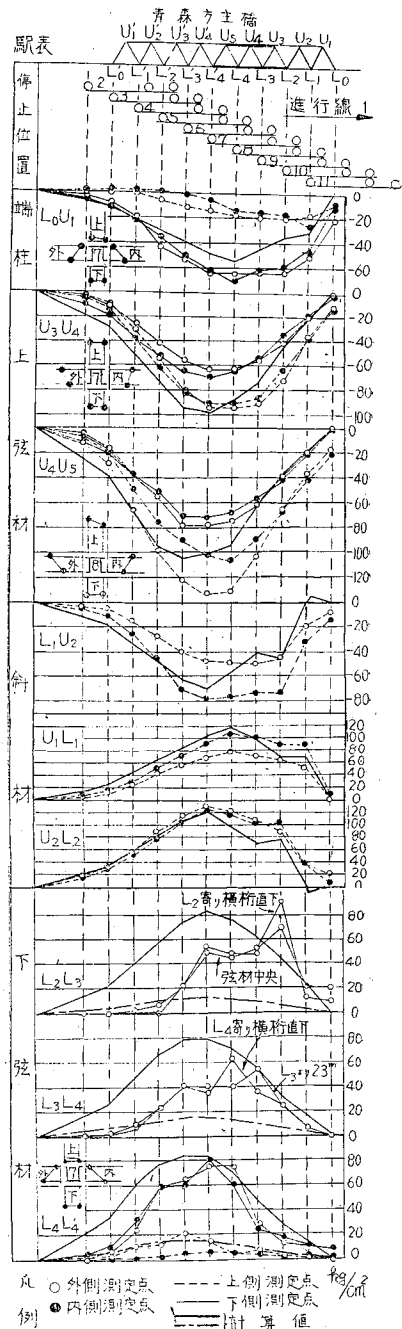
停止試験に於ては試験車最後輪を青森方の各格点毎に停止し、12回の停止位置に対して主構の部材応力、撓度を測定した。又最後輪を横桁上及びその中間に停止し横桁応力を測定した。走行試験に於ては最高21.5km/hrまで速度を変化し撓度振動を測定した。横振動は電柱を固定点にとりピアノ線とバネを利用してガイゲル式変位計に記録せしめた。その外に無載荷状態に於て、すべてのアイバーの不協力状況や上弦材の曲りなどを調査した。

3. 試験結果

(1) 主構部材応力 主構部材として青森方駅裏側端柱 L_0U_1 、上弦材 U_3U_4 、 U_4U_5 、下弦材 L_2L_3 、 L_3L_4 、 L_4L_4' 、斜材 U_1L_1 、 U_2L_2 、 U_3L_1 の応力を測定した。各部材中央断面について4~7箇の歪計を取付けて応力分布を求めた。下弦材のみは横桁が結合されている断面に歪計を取付けて横桁による曲げの影響を測定した。図-3は進行線1の場合の各停止位置に対する応力の変化状況を示している。図中実線はスラブの協力を無視した場合の計算応力を表わす。一般にどの部材も2次応力がかなり顕著に現われている。端柱は下面応力が上面より著しく大きく且つ計算値よりやや大となっている。上弦材は上面応力が下面よりかなり大であつて連続せる上弦材が下向きに曲げられている事を示し、又外側応力が内側に比しやや大であるのは後述の如く上弦材が橋の内側に曲つている故であろう。実測応力の最大値は計算値の約30%大となっている。斜材は一般に1部材2片のアイバーの中で内側アイバーが外側に比し応力が大きく、これは後述の振動数測定の結果とも一致し、活荷重による横桁の曲げのために斜材も内側へ曲げられる結果と考えられる。下弦材応力は最も複雑な変化を示し、1次応力はスラブの協力により計算値に比し非常に低いが、荷重が測定部材の近傍にある時は横桁により局部的に曲げられる結果著しい2次応力を発生する。従つて部材下面の応力が上面に比し極めて大となる。この影響はスラブの協力の影響と相殺され、結局はスラブの協力を無視した計算値と大差ないことになる。なおスラブが下弦材と等しい伸びを生ずると仮定して、コンクリートの弾性係数が鋼の1/10であることから、スラブ断面積の1/10を有効として下弦材断面積に加えた場合の計算値をも併せて鎖線で記載した。

進行線2の場合の各部材の実測最大応力は表-2に

図-3 応力影響線



示す如くで、これに計算による死荷重応力と示方書による衝撃応力を加えて全応力を求めると、許容応力超過率は上弦材で27%、斜材は5%以下となり下弦材は充分に余裕があり超過しない。

上弦材の許容応力の計算には柱の長さとして径間の2/3を採用し、斜材による弾性支持の影響を無視してあるから、かなりの余裕があると考えられ、この程

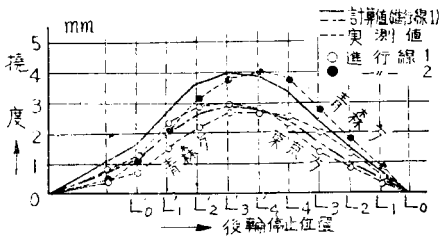
表-2 試験荷重車による最大応力 kg/cm^2
(進行線2の場合)

部材	死荷重応力 (計算)	活荷重応力 (実測)	衝撃応力 (示方書)	全応力	許容応力	超過率 %	
縦柱	L_0U_1	-342	-100	-25	-467	-752	
上弦材	U_3U_4	-611	-152	-38	-801	-746	7
	U_4U_5	-682	-214	-54	-950	-746	27
斜材	U_1L_1	+840	+197	+55	+1092	+1040	5
	U_2L_2	+782	+218	+61	+1061	+1040	2
	U_3L_3	-402	-120	-34	-556	-800	
下弦材	L_2L_3	+673	+119	+30	+822	+1040	
	L_3L_4	+792	+95	+24	+911	+1040	
	L_4L_4	+700	+141	+35	+876	+1040	

度の超過は余り心配ないと思われる。斜材については固有振動数から求めた推定死荷重応力が著しく大となり、最弱点と考えられるが、之については後に述べる。

(2) 撓度及び振動 停止試験に於けるトラス中央点の撓度を最後輪位置に対して点置すると図-4の如くで、進行線1の場合最大撓度は東京方 2.9mm, 青森方 2.7mm となりコンクリートスラブの協力を含め

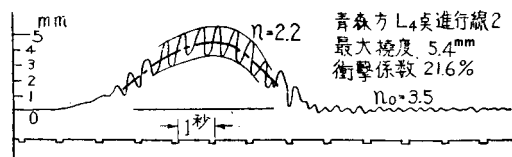
図-4 中央 L_4 点の撓度



た計算値 2.9mm とほぼ一致し、又進行線2の場合は最大 4.0mm となり約 50% 大となる。応力の場合も撓度の場合も実測値を結ぶ線は計算線よりやや遅れる傾向があるが、これは計算に用いた推定軸重の重心が真の位置より前部にあるためと考えられる。

図-5 は進行線2の場合の青森方トラスの撓度記録の一例である。毎秒 2.2回の振動が生じているが、これは桁の載荷固有振動数と考えられ路面凸凹などによる不規則な衝撃に基くものであり、又無載荷固有振動数は毎秒 3.5

図-5 中央 L_4 点の鉛直振動記録の一例

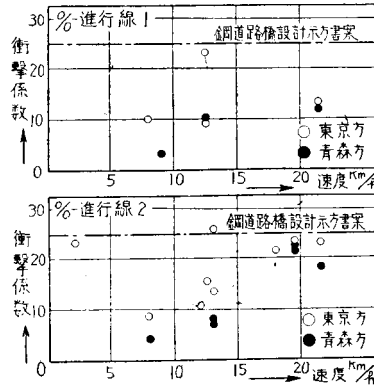


回である。図中鎖線で示される振動平均線に対する超過を衝撃係数としこれを速度に対して点置すると図-

6の如く最大 25% 程度であり示方書 $20/(50+L)$ による値とほぼ一致する。

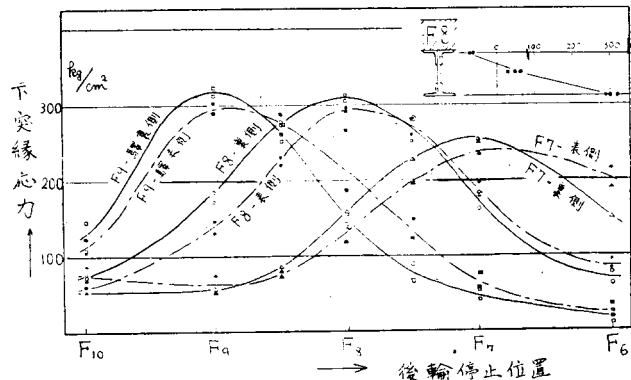
横振動は構造上懸念された所であるが、実測の結果毎秒 5.7 回、全振巾 0.2mm 程度で問題とするに足りない。これはスラブが厚いために横剛性が増大しているからである。

図-6 速度と衝撃係数



(3) 横桁応力 計算上最後輪のみが単独として働きスラブの協力を無視するものとすれば、純断面について死荷重応力 $534 \text{ kg}/\text{cm}^2$, 活荷重応力 $744 \text{ kg}/\text{cm}^2$, 衝撃応力 $253 \text{ kg}/\text{cm}^2$, 全応力 $1531 \text{ kg}/\text{cm}^2$ となり許容応力をかなり超過する。しかし実際にはスラブが剛性を有するため隣接桁も荷重を負担し、又横方向にもスラブと横桁の合成梁として働くから実際の活荷重応力

図-7 横桁中央下突縁応力



はかなり小となっている。図-7 は相隣れる3個の横桁の中央下突縁応力を示す。荷重が横桁の直上にある時の応力を 100 とすれば、隣桁上で 60, 更にその隣桁上で 25 と云う割合で荷重を負担する。実測最大応力は計算値のほぼ 1/2 程度となり、従つて静荷重応力は $898 \text{ kg}/\text{cm}^2$ でこれに衝撃係数 34% を加えると $1022 \text{ kg}/\text{cm}^2$ となり許容応力以内となる。図-7 右上

は横桁断面の応力分布を示しスラブの影響で中性軸がかなり上昇している状況を示している。

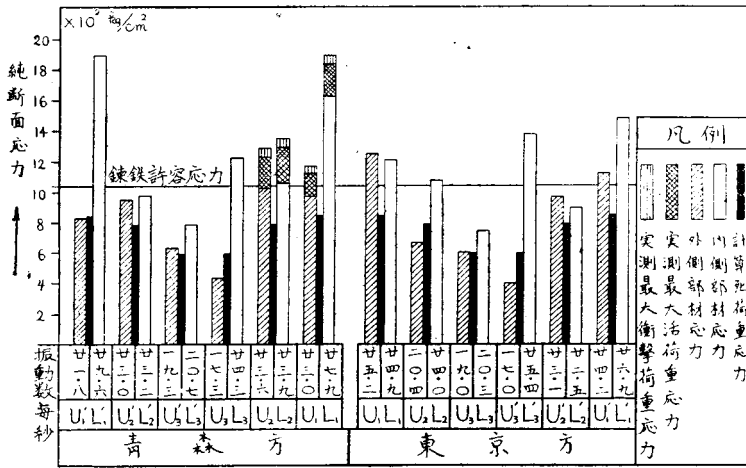
(4) アイバーの不協力 アイバーの両端を固定と考へ、バーの全長から両端重なり部の長さを減じたものを有効長と考へ、次式から死荷重応力を推定した。

$$\sigma = 4\pi^2 \left[\frac{\gamma l^2 n^2}{3.56^2 g} - \frac{EI}{l^2 A} \right]$$

但し σ : 総断面応力, γ : 単位体積当り重量, l : 有効長, n : 毎秒振動数, E : ヤング率, I : 1片の慣性能率, A : 1片の断面積, g : 重力加速度

図-8 は推定死荷重応力を計算による値と比較したもので、実測による内外アイバーの応力の平均値は計

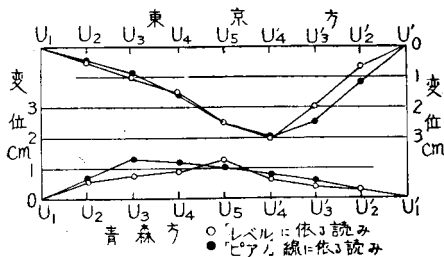
図-8 推定死荷重応力



算による値と一致すべきであるが、前者が後者よりかなり大となつている。これは死荷重の見積り誤差か又は製作時の無理な取付などによるものであろう。内外バーの不協力はかなり著しく一般に内側バーの応力が高い。最大応力は U_1L_1 に生じ 1890 kg/cm^2 に達しこれに活荷重及び衝撃応力を加えると 2000 kg/cm^2 を超過することになり、錬鉄の降伏点 $2090 \sim 2900 \text{ kg/cm}^2$ に接近し甚だ危険な状態にあると云い得る。

(5) 上弦材の曲り 無載荷及び載荷時に於ける上弦材の曲りをレベル及びピアノ線を使用して測定した。図-9 はその測定結果でいづれも橋の内側へ彎曲

図-9 無載荷時上弦材曲り



し、その最大量は 30 mm に達しほぼ全長の $1/1000$ に相当する。この曲りは試験荷重車載荷時に約 $1 \sim 2 \text{ mm}$ 増加する。

4. 強度判定

以上述べた試験および計算結果を要約すると次の如くなる。

(1) 第1種自動車荷重による計算の結果は各部材並びに横桁はいづれも全面的に応力超過し特に U_4U_5 及び U_1L_1 が著しく超過する(表-3)。

(2) 試験荷重車の片側通行によつては U_4U_5 が 27% 超過する外は他の部材の超過は僅少である(表-2)。

(3) アイバーの固有振動数からその死荷重応力を推定した結果、計算値より大であり且つ著しい不協力を示している。特に U_1L_1 は最大 1890 kg/cm^2 の死荷重応力を示しこれが本橋の最大の弱点となつている(図-8)。

(4) 実測による衝撃係数は最大 25% 程度で示方書による値とほぼ一致している。普通の通過車輛による衝撃係数はこれよりかな

り小さいと考えられる(図-6)。

表-3 第1種自動車荷重による応力超過率

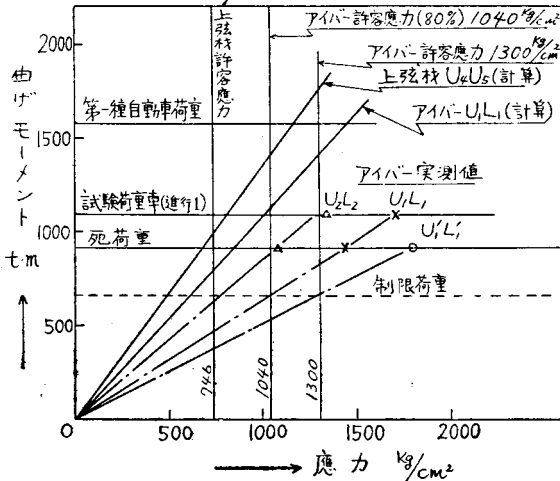
部材	材質	許容応力 kg/cm²	実応力 kg/cm²	超過率 %	
上弦材	鋼	100	-752	-910	21
			-746	-1054	41
			-746	-1175	57
下弦材	鋼	80	+1040	+1490	43
			+1040	+1430	37
			+1040	+1170	12
側材	鉄	80	+1040	+1160	11
			+1040	+1364	31
			+1040	+1206	16

(5) 横振動は実測の結果著しく小さいから問題にする必要がない。

(6) 本橋梁は全般に殆んど腐蝕が認められず従つて部材の断面減小などに基く全体的強度または剛性の低下はないと考えられる。しかしポネートラスで隅控がないため上弦材の許容応力を低く押えられ、また上弦材の曲りや横桁が下弦材中間に結合されているために2次応力が増加しているなど構造上の本質的欠点がある。特にアイバーの不協力が致命的欠点となつて

いる。その上必要以上に厚いスラブの使用によつて現在のままでは死荷重のみで著しい過応力を示している。図-10は各種の荷重状態に対する橋梁の強度を

図-10 各種荷重状態における部材応力



示している。-

(7) 対策としては一応死荷重を減少せしめることが有効で、スラブ厚さを現在の40%程度になし得れば試験荷重程度の車輛の通過には差支えない。しかし1等橋としての示方書通りの強度を有せしめるには、更に根本的な補強、または架替を必要とするであろう。

本試験の実施全般に互り御協力を頂いた宮城県庁土木部多田安夫技師、種々御教示下さつた国鉄本庁施設局金沢義之介氏及び試験に参加された鉄道技研鋼構造研究室の各位に厚く謝意を表する。

註

- 1) 改造前の構造図は久保田敬一：本邦鉄道橋の沿革に就て、業務研究資料第22巻第2号，昭和9年1月に示されている。
- 2) ティモシェンコ：捩屈理論 88頁 (昭.26.11.22)

UDC 624.27.095:624.073.121:624.043

鉄筋コンクリート単純版の剪断力に対する輪荷重の分布有効巾に関する研究

正員 成岡昌夫*
准員 米沢博**

ON THE EFFECTIVE WIDTH FOR SHEARING FORCE OF REINFORCED CONCRETE SIMPLE SLAB OF STEEL HIGHWAY BRIDGES OVER WHICH A WHEEL LOAD IS DISTRIBUTED

(JSCE April 1952)

Masao Naruoka, C.E. Member, Hiroshi Yonezawa, C.E. Assoc. Member.

Synopsis In the Japanese Standard Specification of Steel Highway Bridges, the effective width of reinforced concrete slab is provided for shearing force as for bending moment. Author has calculated the shearing force of simple slab which is partially under uniform load, and using these results, discussed, from various angles, about the provision of the specification. The new formulas of effective width, table and diagram for shearing force were induced.

要旨 矩形の部分的等分布荷重をうける単純版の反力(剪断力)を、著者の撓角法公式及び N. M. Newmark の表によつて理論的に計算し、この結果を用いて剪断力に関する輪荷重の分布有効巾を求め、これを現行鋼道路橋設計示方書の規定と比較し、現行規定には多くの改善すべき点のあることを示したものである。

1. ま え が き

著者はさきに、矩形の部分的等分布荷重を受ける鉄

筋コンクリートの1方向版の曲げモーメントを、薄い弾性板の曲げ理論によつて計算し、その結果にもとづいて、わが国の鋼道路橋設計示方書(1939)一以下示方書と略称する一に規定されている曲げモーメントに対する輪荷重の分布有効巾には、種々の不合理な点のあることを指摘したことがある。同示方書にはさらに剪断力に対する荷重分布有効巾が規定されているが一般には曲げモーメントに対する公式と同一公式を用い、ただ輪荷重の位置によつて変化させるようになっている。

剪断力に対する荷重分布有効巾の公式の誘導につい

* 京都大学助教授，工学部土木工学教室

** 山口大学工学部講師，土木教室