

全溶接ゲルバー道路橋恵川橋の振動及び応力測定

正員 奥村敏恵*
正員 竹下春見**

VIBRATION AND STRESS MEASUREMENT OF THE ALL WELDED GERBER HIGHWAY BRIDGE-EGAWA

(JSCE Jan. 1951)

Toshie Okumura C.E. Member, & Harumi Takeshita, C.E. Member

Synopsis. This paper is the report of vibration and fibre stress measurement of the all welded gerber highway bridge-Egawa. we measured

- (a) fundamental vibration period of girders by exciting vibration of a oscillator,
- (b) dynamical effect due to running truck (6.9t) with varied speeds 8~36km/hr,
- (c) lower flange fibre stresses and deflections of main girders, and
- (d) flange fibre stress distribution of stringers and floor beams, and we see that
 - (1) fundamental vibration cycle is decreased at hinge.
 - (2) max. impact increment of deflection is about 50%.
 - (3) stiffness of main girder is increased with co-operation of concrete slab and floor system.

はしがき

恵川橋は既に報告された様に、終戦後最初全溶接橋であるが、径間 11m+14m+11m、吊材長 9m の普通のゲルバー橋に過ぎない。

一般に溶接橋梁の主要な特徴は鋸接に比し、約10~25%の材料節約出来る点であつて、最近アメリカでも鋸接又はラーメン橋の多くが溶接継手に変えられている実情である。

この場合溶接熱の影響、継手の剛性等を考慮して出来るだけ単純な形にする事が望まれ、これに依り更に合理的な断面節約が期待される。

本橋梁は鋸継手を大体そのまま溶接継手に変えた様な構造設計の上、溶接に対する不安が、床組構造の継手を複雑にし、逆に過剰な抵抗断面を与えている嫌がある。

特に図-1 に示す様に主桁と横桁の接合細部は現場溶接作業を困難にしている。(特に支承点より最初の横桁接合部の支承点側の隅肉継手は溶接作業のためのすき間が狭く、実際の施工にもその影響があらわれている。これは片側ステフナーの使用に依り解決されるものと考えられる。)又ヒンジ構造も一考を要する様である。今後同様な溶接橋を設計する場合にはもつと単純

な構造に変え、溶接継手の集中に依る溶接熱の影響を軽減すると共に、縦桁の横桁間隔に考慮を払い思い切つたぎりぎりの断面を与え、剛性のいたずらな増大を防ぎ、溶接継手に及ぼす疲労効果を小にする方が有利となる事が想像される。

しかしこの様な段階に入る為には、本橋梁の様にな

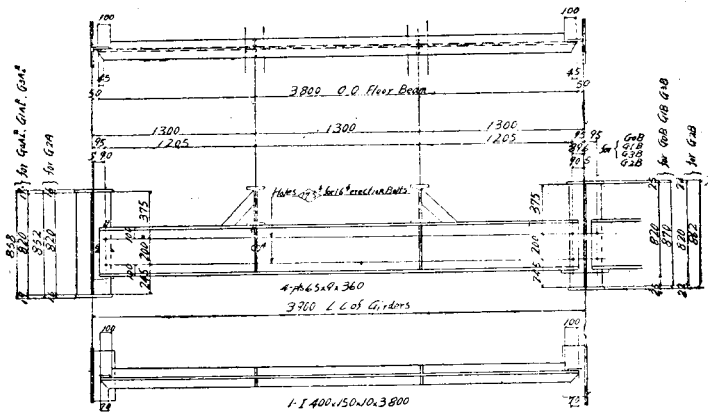


図-1 横桁 (Floor Beam)

点はあるにしても、大体現在迄の考えに依り設計された橋梁の実際の振動及び応力を測定して、床組構造の協力状態、外荷重に対する安全度を確かめ、同時にそこに現れた特徴を把握する事が先づ必要と考えた。

更にゲルバーの振動特性は各材長の比、特に突桁長と吊材長の比の決定に主要な一要素であり、これを明確にする事に依りより経済な設計を示唆し得ると考えた。

測定にあたりこの点に主眼をおいた。
測定の概要については表-1 に示す測定を行つた。

* 東京大学第一工学部助教授
**建設省中国四国地方建設局調査課長

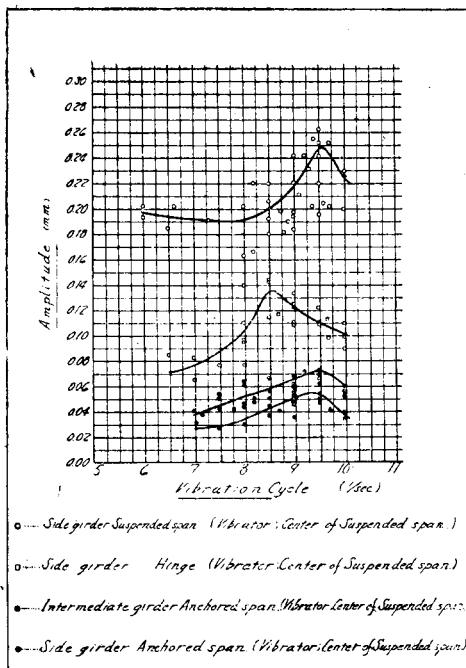
表一

測定事項	測定箇所	測定装置	備考
固有振動数	側主桁吊材 側主桁ヒンジ 中間主桁 側主桁固定	起振機(振動台)による強制振動による固有振動数の測定 起振機(振動台)による強制振動による固有振動数の測定 起振機(振動台)による強制振動による固有振動数の測定 起振機(振動台)による強制振動による固有振動数の測定	側主桁吊材の固有振動数は、側主桁吊材の固有振動数の測定結果から算出された。
側主桁吊材の応力	側主桁吊材	ゲルマン線計(697)の最大値(5%)	側主桁吊材の固有振動数は、側主桁吊材の固有振動数の測定結果から算出された。
側主桁ヒンジの応力	側主桁ヒンジ	ゲルマン線計(697)の最大値(5%)	側主桁ヒンジの固有振動数は、側主桁ヒンジの固有振動数の測定結果から算出された。
中間主桁の応力	中間主桁	ゲルマン線計(697)の最大値(5%)	中間主桁の固有振動数は、中間主桁の固有振動数の測定結果から算出された。
側主桁固定の応力	側主桁固定	ゲルマン線計(697)の最大値(5%)	側主桁固定の固有振動数は、側主桁固定の固有振動数の測定結果から算出された。
橋脚の応力	橋脚	ゲルマン線計(697)の最大値(5%)	橋脚の固有振動数は、橋脚の固有振動数の測定結果から算出された。

測定結果及び考察

a) 固有振動数 例えば 10 サイクルを標準にし、

図一2強制力の振動数とそれによつて生じた振幅の関係



荷重を一定 ($6 \times 10^4 \text{ kg}$) にすると、実測値に週期の自乗をかけたものが、その荷重に対する振幅となる。これを図一2に示す。共鳴が示す固有振動数は側主桁吊材で大体 9.5 サイクル(固有週期0.105秒)である。固有振動数が撓の平方根に比例すると考え、起振機固定のローラー等の影響を調べると、大体10%位小さく出ている様である。

注目すべき点はヒンジの固有振動数が約8.5サイクル(固有週期0.118秒)で、週期の延長が見られる。これはヒンジ構造が振動形に於て一種の減衰体を形成する事を意味するものであり、

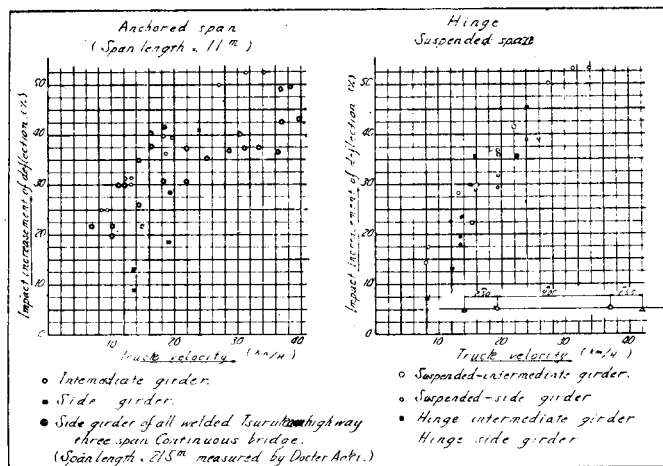
理論解析ではこの性質を境界条件の中に導入する必要

がある。

尚ヒンジで振動計は突桁側に設置したが、同じ条件の強制力に対し振動エネルギーは振幅の自乗に比例すると見做し得る故、強制力発生点よりヒンジ迄に伝わるエネルギー損失を除去すると、吊材中央の発生エネルギーに対し、ヒンジ構造が約59%のエネルギー損失を与える事を知った。控材中央迄伝わるに更に92%のエネルギー損失を示す。又起振機に依り強制されるヒンジ個所の振幅に関し強制力がヒンジ上にある時の値は吊材中央にある時の値の約40%といつた小さな値を示した。同じ荷重位置に対する静的撓の測定値が殆んど同じ値を示した事(後節参照)、起振機を常に中央主桁上におき、側主桁で測定した事を考える時、ヒンジ上に起振機をおいた場合、全体を共振させるエネルギーは吊材中央上に比較し、より大きい値を要する。従つて本橋梁では振動剛性より突桁長、吊材長の比が不均衡である。

b) 走行荷重試験 走行荷重に依り生ずる材中央の最大撓の衝撃に依る増加の割合を示したものが図一3である。これに依ると大体 30 km/hr より 40 km/hr の附近に最大値の存在する傾向のある事が判明する。実測値より見ると、この速度の場合最大撓が生じた時荷重が材終端近くにある事を示しているが、上の結果を裏づけるものである。尚コンクリート舗装は滑かであり、一般に道路橋に於てはトラックのスプリング効果は小と見られる故、純粹に速度効果に依るものと考えられる。尚図一3より(1)ヒンジでは衝撃増分が大となる。(2)3径間連続橋接橋鶴川橋の測定結果を参考にし、控材が同じ性質を持つものを見做される故、比較して図示すると、径間長小になるほど効果が増大

図一3 衝撃係数と走行速度



する一般的事実が明示される。

図-4 中央主桁の下フランジ縁応力の影響線, 9ton ロ-ラーと 6.9ton トラック

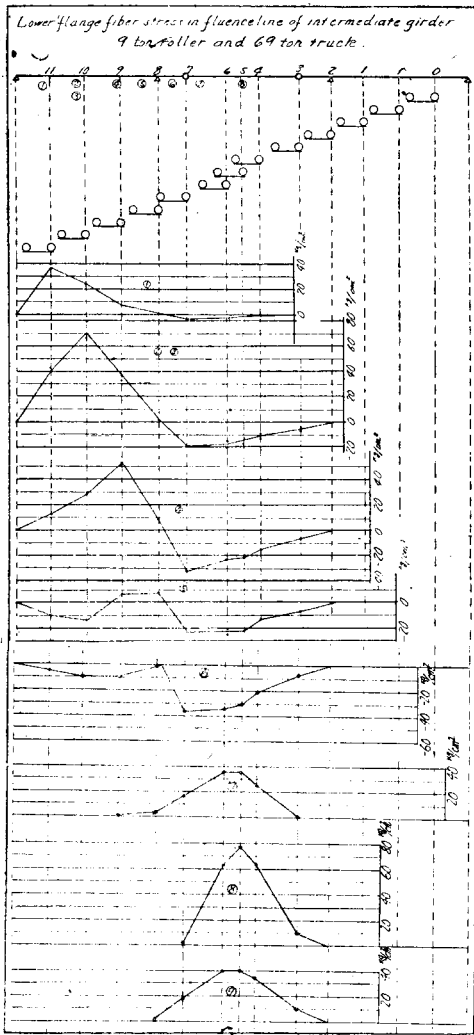


図-5 撓の影響線

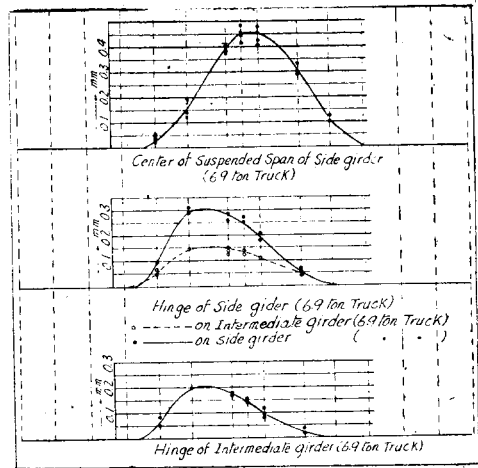
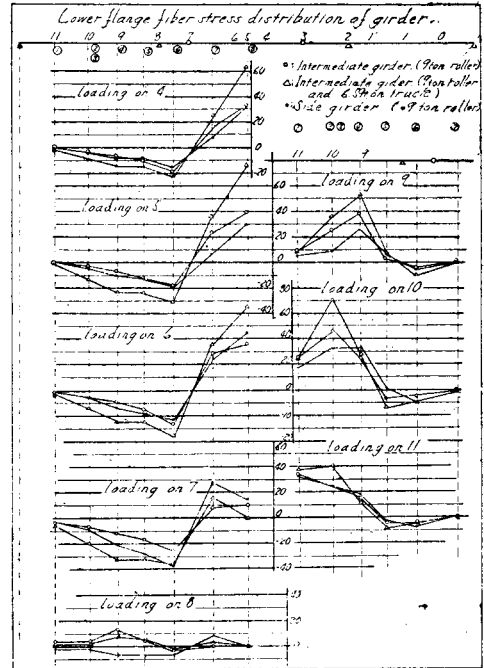


図-6 主桁の下フランジ縁応力分布



c) 主桁の応力及び撓測定試験 図-4 は中央主桁の測定された応力の影響線の一例を示すもので、その内①等は測定点を示す。図-5 は同じく測定撓の影響線を示す。測定された応力の影響線を応力分布に書きかえたものが図-6 である。

荷重状態は表-2 に示す。

この特徴は、(1)桁高、フランジ断面が支点 8 附近を除いては同じである故、応力図は大体曲げモーメント図を示すものと見做し得る。かく考えると、吊材に対してはヒンジは一応有効に働いているが、控材上の諸点については丁度支点 8 に支点モーメントが働いたと同様な状態を示している。(図-6) これはヒンジ 3 (或は支点 2) を残りの支点と見做した 2 径間連続桁

表-2

主桁	側主桁		中央主桁	
	9 ⁰ 7 ⁷	6 ⁹ 7 ⁷	9 ⁰ 7 ⁷	9 ⁰ 7 ⁷ -4 ⁰ 6 ⁹ 7 ⁷
荷重	30° 45°	115° 44°	36° 45° 115° 44°	100° 78° 82°
状態				

と同様な傾向を示すもので、少くとも測定に用いた荷重の程度では控材に対し、ヒンジ 7 は有効でなく、恰も固定された様な性質を示す。これはこのヒンジ構造の設計の不完全を示すものである。(2)影響線に見ら

れる如く応力0の位置は測定箇所荷重の大きさの如何を問わず大体同じであり、支点8に荷重がのつたと同じ効果の存在を示すもので、測定値が比較的正しく理論と一致する事を示す。唯側主桁と中央主桁では応力0の位置が異なる。(3)図-5に示す如く、ヒンジの撓影響線の形は中央主桁、側主桁共に大体同じである。同じ荷重条件下撓は剛度EIに逆比例すると考えられる故、中央主桁の剛度と側主桁の剛度の比は1.5である。主桁のみの剛度の比は約1.35である事を考える時、この剛度の比の相異は主桁と協力する床組構造に依る増加の相異に基づくものと考えられる。

d) 横桁及び縦桁応力測定試験 図-7、図-8は夫々横桁の一断面及び下部フランジの各種の荷重に依る梁方向応力の分布を示すものである。この結果は次の事を示す。即ち(1)横桁両主桁間の中央附近の中立軸は下部フランジより32cm~35cm(桁高40cm)附

図-7 横桁の一断面応力分布

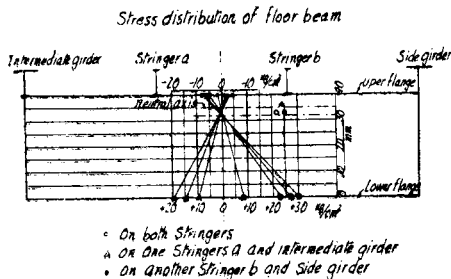
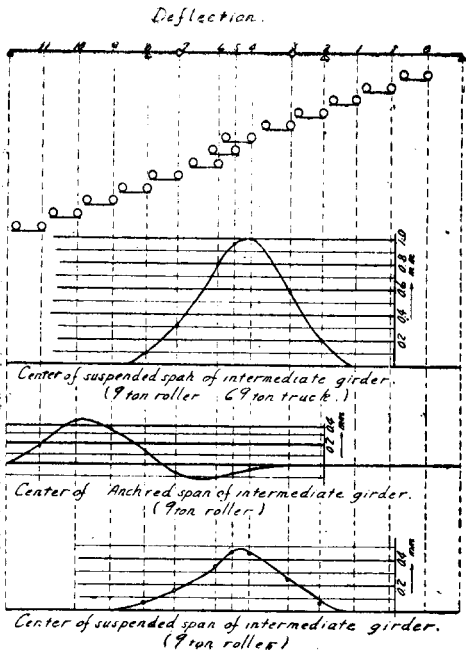


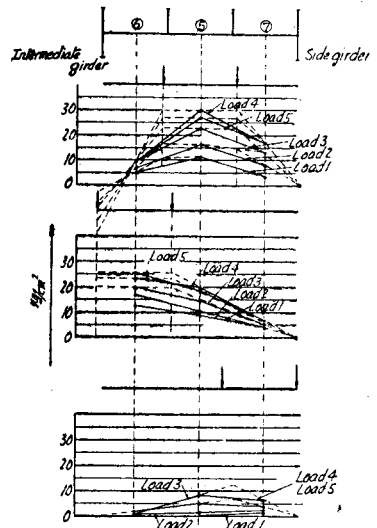
図-8 (A) 撓の影響線



近にある。このずれは荷重ののり方に依るものであり中央主桁の方に荷重がのる場合の方が中立軸は上方にずれる(0(3)と同じ)。(2) 図-8の鎖線は普通の梁の理論より考えられる曲げモーメント分布(特に集中荷重に依る影響)を考慮して、測定値を利用して実際に生じていると見做される応力分布図を示したものであるが集中荷重の影響が全く理論と合致して示される。これは縦桁より受けた荷重が主桁に正しく伝える事を示す証拠である。又測定の誤差を考えると、すべての測定値を通じ、一般的に「側主桁接合部に於ける横桁のフランジ縁応力は0、即ち曲げモーメントは生じない」と言える。これは上部の荷重に対し横桁と側主桁の接合部が何等の曲げ抵抗なく常に直角を保ちつゝ変形する事を示すものである。即ち溶接結合の剛のため完全一体となつて働き自由辺の条件が正確に示されたものと見做し得る。これに比し中央主桁との接合部は荷重条件により、曲げモーメントを生ずる。

図-8 (B) 横桁の下フランジ縁 応力分布

Stress distribution of floor beam



前者の溶接継手は剪断力のみを考慮すればよいが、後者は曲げモーメントも同時に考慮せねばならない故、継手細部にこの差を十分に生かした設計を行う必要を感じる。

尙測定値の細部は省略するが、縦桁の下部フランジ縁応力はすべて引張応力となつて、普通的设计計算に用いる理論が適用されない。荷重点及び測定点をすべて吊桁上においた場合の測定値である故、この様な範囲の荷重状態では吊桁上の橋全体が常に下方に撓み、下部フランジ引張を示すものであり、床組構造が主桁と協力して撓む事を示すものである。この点は縦桁の設計計算に考慮を払うべき重要な点であると考えられる。

尙測定値の細部は省略するが、縦桁の下部フランジ縁応力はすべて引張応力となつて、普通的设计計算に用いる理論が適用されない。荷重点及び測定点をすべて吊桁上においた場合の測定値である故、この様な範囲の荷重状態では吊桁上の橋全体が常に下方に撓み、下部フランジ引張を示すものであり、床組構造が主桁と協力して撓む事を示すものである。この点は縦桁の設計計算に考慮を払うべき重要な点であると考えられる。

むすび

以上の考察に於て大体的特徴は列挙して来たが、総合して大体的傾向を判断すると、

①ゲルバー桁に於けるヒンジは振動に関して一つの弱点とはなるが、その部分に於けるエネルギー吸収は非常に大きく、地震等に対し免震的な役目を持つ。

②吊材中央上及びヒンジ上に起振機をおいた場合のヒンジの強制振動振幅より判断すると、この橋梁では吊材に比し突桁の剛性が不均衡に大と見做され得る故、もつと経済的設計が可能ならば吊材長と突桁長の比を縮めた方が得策である。これは全体の経間割にも関係する重要な点であり、今後更に特徴を持ったゲルバー橋の振動試験を行い、実験的に十分確めた上理論的にも解析すべき問題であるが、尙大胆な仮定が入る故今後の検討にまちたい。

③走行荷重に依る衝撃係数は最大約 50%を示しているが、道路橋の示方書では $20/(50+l)$ (l : 径間長) に従っている故、幾分大きい傾向を示す。鶴川橋の測定も同様な傾向を示している。又ヒンジでは他の部材より幾分大となる傾向を示すが、分母の静的撓が非常に小さい値の為誤差の入る確率大で、そのまま一般的事実としては認め難い。尙示方書は応力に対する衝撃増分を示すものである故、この値を直ちに適用する事は不合理である。唯この測定では静的状態の撓と応力の測定値は大体直線関係が見られた。

④安全率を統計的に処理するには、所謂衝撃係数と走行荷重速度との関係式が必要であるが、今回だけの測定値だけでは尙十分な事は言えない。しかし最大衝撃効果の走行速度に対し、アメリカでは 18~24km/hr の値が測定されているが、鶴川橋と同様 30km/hr 以上である。これが溶接桁の特徴の一つであるかは今後の検討にまたねばならない。

⑤吊材に対しヒンジが有効に働き、尙横桁に依る荷重分配が比較的合理的に作用していると見做された故、表一2 の荷重状態に従つて側主桁吊材中央に対し曲げモーメントを計算すると 13.2t-m となる。主桁のみの場合断面二次モーメント $I=213700\text{cm}^4$ 、中立軸とフランジ縁間距離 $y=42.6\text{cm}$ 従つて縁応力 $\sigma_{tc}=263\text{kg/cm}^2$ 一方実測値は 46kg/cm^2 となる故、実測値は設計に用いた計算方法に依る計算値の約 $1/5$ となる。この原因は床組構造及びコンクリート床版の協力を依る剛性の増加に依るものである。

測定値より計算される断面係数 $W = \frac{M}{\sigma_{tc} \cdot m} = \frac{132000}{46} = 28700\text{cm}^3$ 。尙測定に依る撓 0.04m を用い、ヒンジ間の撓の理論式より、 $E=2.1 \times 10^6\text{kg/cm}^2$

と仮定すると、 $I=1395200\text{cm}^4$ となる。これは主桁のみの 6.5 倍に相当し、コンクリートスラブも桁と共に剛性増大の一役をつくしている事が示される。更に

$$y = \frac{I}{W} = 48.6\text{cm}$$

この値は横桁の測定結果(図一7)より得られた中立軸の位置と大体一致する。この事は横桁の側主桁接合部の条件と共に考えると、主桁がコンクリート床版のみならず床組構造と共に共同に一体となつて働く事を意味するものであつて、特に溶接に依る剛なる接合の効果と見做す事が出来る。

尙ヒンジが有効に働くものと考え、

$$n = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{gEI}{\rho}}$$

なる式を用いて略算すると、 $n=9.41$ サイクルとなり、実測値によく一致する。

この事実より特に溶接桁では床組構造全体を考えた設計計算を行う必要が痛感された。少く共主桁とコンクリート床版を緊結する事に依り計算方式を改め経済的設計をなすべき事が要求される。

以上一橋梁の測定結果より色々大胆な判断を下したが、出来るだけ測定事実のみを述べる様に努めた。これ等の事実を設計に色々反映させてゆく事を筆者等は望んでいる。

あとがき

本試験は本橋梁工事現場の諸氏及び国鉄技研倉知、菅谷両氏、東大一工有安、佐々木両氏の協力に依り、又起振機は震研金井博士、測定器は国鉄技研の御厚意に依つた。測定にあつて色々協力及び尽力された諸氏の労に深く感謝する次第である。

参考文献

- (1) 東大地震研究所報告 15(1937)p385~393 及び 590~597 妹沢克雄, 金井清「橋梁の振動に於ける勢力の逸散性」
- (2) Trans. of A.S.C.E 95(1931) p1089~1117 Final report of the special committee "Impact in Highway Bridges"
- (3) 内務省土木試験所報告 39号(昭.12.11) p51~62 小沢久太郎「本邦鋼道路橋衝撃係数に関する一考察」
- (4) 内務省土木試験所報告 42号(昭.13.8) p106~144 青木楠男「全溶接国道橋鶴川橋の設計並に溶接作業に就いて」
- (5) 後述の主桁フランジの応力の測定結果より控材にのつた場合連続桁と同様な効果が示される事が云われ得る。
- (6) むすびの⑧に引用
- (7) Proceedings of A.S.C.E 1948 March p287~354 F.E Richart. N.M Newmark. C.P Siess "Highway Bridge Floor: A Symposium"

(昭.25.9.19)