

澁川橋梁の設計について

— 現代トラス橋との比較の試み —

川崎重工業(株) 正員 月岡康一
 信州大学 正員 小西純一
 近畿日本鉄道(株) 正員 和田林道宜

DESIGN AND HISTORICAL BACKGROUND OF YODOGAWA BRIDGE

- In comparison with present truss bridge -

by Koichi Tsukioka, Junichi Konishi and Michiyoshi Wadabayashi

ABSTRACT

Yodogawa bridge is rivet-connected Petited type truss bridge carrying double railway line with single span of 540ft, truss height 80ft and weighted 1,810ton. Here, starting from historical background, basic shape (span, height), weight and design loads are compared with other railway truss bridge for the understanding of general feature of this bridge.

On 1927, Yodogawa bridge was planned to cross the Uji river in the establishment of new railway line which would connect 2 old capitals Kyoto and Nara by the shortest route. For this crossing, initially, the combination of popular 70ft & 40ft-span bridges is proposed, which is rejected by the army because the piers of the bridges interrupt the practice in the riverside. To solve this problem, single bridge spanning 540ft was proposed, which was almost double the maximum span of 300ft-standard bridge designed by T.Cooper of U.S.

Each of the design loads (Live, Impact and Wind) applied on this bridge are compared with the corresponding loads specified in the present Japanese standard. The Combined design load-value of the most important load combination case (Dead+Live+Impact Loads) is proved to be appropriate even from the standpoint of present load conditions.

After the detail inspection and planning, repair work mainly on the shoe was performed in 1983. And now, Yodogawa bridge is expected to keep working as the longest railway truss bridge of single span in Japan.

[キーワード： 大正～昭和，鋼橋，設計]

1. 建設計画¹⁾

大正末期、奈良電気鉄道（現近畿日本鉄道）は京都—奈良間に路線建設を計画する中で、一時、京都—宇治間は既設京阪宇治線を利用、宇治町で宇治川を渡り奈良に至る路線案が浮上した。しかし、本案は、旧国鉄奈良線との競合上、不利なこと、および予定路線上に工場建設が決まったことから再検討を求められた。

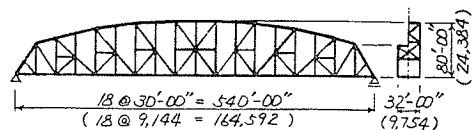


図-1 澁川橋梁 スケルトン図

一方、当時日本を襲っていた経済不況もわずかに回復のきざしが見られ、社会資本充実の機運が高まってきた。その結果、本計画は京阪線とは独自の、京都－奈良間最短路線を建設する案へと発展していった。それに伴って、宇治川架橋地点も宇治町から伏見に移り、現在の位置に澁川橋梁が計画された。

本橋は最初70ft×6連+40ft×2連（注1）で計画された²⁾が、架橋地点が陸軍京都師団工兵第16大隊の架橋演習場で夜間演習の障害になるとして、橋脚建設が認められなかった。当時、日本軍は中国関東地方に進出する等、内外で絶大な力を誇示しており、軍の説得は不可能と思われた。また一方では、昭和天皇御即位の大典が昭和3年11月京都で開催されることから、これに間に合わせる事が本工事の絶対条件であった。以上の事象が重なり合い、当時東洋一の支間長を誇る無橋脚（単純）トラス鉄道橋が建設されることとなった。

2. 当時の世界長大単純トラス鉄道橋との比較

(1) 澁川橋梁²⁾

本橋は、工学士、関場茂樹が昭和2年末に設計に着手、鋼材を米国 Bethlehem社から購入、翌3年1月に製作を川崎造船所に発注、大林組が施工している。

図-1に示す様に、澁川橋梁は単純ベチット・トラス複線鉄道橋で、支間長（L）164.6m、主構高（H）24.4m、主構間隔（B）9.8m、 $H/L = 1/6.75$ 、リベット接合で鋼材1.810tを使用している。

(2) 当時の世界長大単純トラス鉄道橋

世界の単純トラス橋の中で、Chester 道路橋は支間長最大で227m、1973年米国Ohio川に建設された³⁾表-1は澁川橋梁建設（1928年）以前の鉄道橋に着目し、支間長順に整理したものである^{2)・3)・4)}。Metropolis橋は支間長最大で219.5m、1917年、米国Ohio川に建設されたベチット形式のピン結合トラスである。表中の全11橋を比較すると、国（河川）名、トラス形式および結合形式の3点で顕著な類似点が見られる。すなわち、全世界に着目したにもかかわらず、9橋が、米国かつ7橋がOhio川架橋である。残る2橋のうち1橋がドイツ、他が日本の澁川橋梁である。トラス形式は日米の10橋がブラットの分格トラスであるベチット形式なのに対して、ドイツの1橋だけがワーレン分格トラスである。結合形式では、米国の9橋中8橋が依然としてピン形式なのに対して、日独および米の1橋はリベット形式である。なお、米国のLouisville橋と澁川橋梁は共にリベット結合のブラット・トラスであり、トラス構造がピン結合－ブラット形式からリベット結合－ワーレン形式へ移行する過程の構造形式と言える。

(3) 澁川橋梁と単純トラス鉄道橋

上記のように、澁川橋梁建設当時の世界の長大橋の大半が、米国で建設されピン結合のベチット形式であった。従って、澁川橋梁も米国トラス橋の影響が強いと思われる。澁川式リベット結合の優秀さが認識され、大正初期からリベット結合の時代となり、かつ米国自身でもリベット優勢となったこと⁵⁾、また一方では工程の制約上アイバー入手が難しかったこと²⁾等が挙げられよう。

表-1 世界長大単純トラス鉄道橋

順位	橋名	国	河川	完成(年)	支間(m)	橋高(m)	形式	結合
1	Metropolis	米	Ohio	1917	219.5	33.5	ベチット	ピン
2	Tana	〃	Tana	1923	213.5	29.3	〃	〃
3	Municipal	〃	Mississippi	1912	203.6	33.5	〃	〃
4	Louisville & Jeffersonville (Pen 鉄道)	〃	Ohio	〃	196.3	〃	〃	リベット
5	Kentucky Indiana Terminal 鉄道	〃	〃	〃	189.0	〃	〃	ピン
6	Duisburg Ruhrort	独	Rhein	〃	185.0	27.0	分格ワーレン	リベット
7	Chicago Burlington & Quincy 鉄道	米	Ohio	1917	168.2	24.4	ベチット	ピン
8	Kentucky Central 鉄道	〃	〃	1889	167.6	〃	〃	〃
9	Louisville & Jeffersonville	〃	〃	1894	166.5	〃	〃	〃
10	Cincinnati & Corington 鉄道	〃	〃	1889	165.4	〃	〃	〃
11	澁川橋梁	日本	宇治川	1928	164.6	〃	〃	リベット

(注1) 奈良電鉄社史では70ft×7連とされている。

図-2に単純トラス鉄道橋の支間(L)と主構高(H)の関係を示す。支間150m以上の点は1928年以前の
世界長大鉄道トラス橋(表-1)、150m以下の点⁶⁾は
1970年以降の日本の大支間鉄道トラス橋を示す。全体的に、LとHの間にはほぼ一定の関係が見られ、澁川
橋梁(H/L=1/6.75)も一般的な関係にあることが
わかる。

図-3に単純トラス鉄道橋の支間(L)と鋼重(W)の関係を示す²⁾・⁶⁾。図-2と同じ橋梁を対象
としたが、鋼重不明の数橋を除外してある。両者の関係は明確でないが、ある程度相関関係が見られ、澁川
橋梁もその中で一般的な値を示していると思われる。

3. 設計荷重

(1) 活荷重

鋼橋の設計上考慮すべき荷重の中で、活荷重は橋梁
の安全性および経済性に最も大きな影響を与える。
澁川橋梁の設計に際しては、将来の列車荷重増加・耐
用年数および建設費について慎重な検討・協議がなされ
た²⁾。

図-4に澁川橋梁の設計荷重²⁾と現在運行されてい
る列車荷重⁹⁾を比較して示す。最大列車編成は両者共
6両で同じだが、軸重は設計荷重15.2t に対し現在の
運行荷重18t で約2割増加している。

(2) 衝撃力

明治7年、大阪―神戸間鉄道施設にあたり、日本初
の鉄製トラス鉄道橋である錬鉄製70ft 複線橋39連が
建設された。当時、日本の鉄道橋はイギリス人技師
C. Pownallが設計したが、それはフォース橋の技師
B. Baker の示方書に従ったものであった。そこでは、
衝撃力は活荷重の一部であり、現在のように独立し
て取扱われていなかった。すなわち、座屈に対処する
目的で圧縮部材の許容応力度を低減すると同様に、
衝撃力に対しても許容応力度を低減して設計が行われ
ていた。明治後期、アメリカの影響が強くなってから
も基本的な考え方は同じで、T. Cooperの示方書(明治
34年)では活荷重許容応力度を死荷重の場合の $\frac{1}{2}$ に抑えて、衝撃力・疲労等に対処している。その後、明治
42年、我が国独自の方針として設計荷重をE-33と定めた時点で、衝撃力を活荷重と独立して取扱うことにな
り、支間長(L)の関数で表示された米国AREA(1910)の衝撃係数式を導入、明治45年の鋼鉄道橋設計示方
書に採用された⁵⁾。

衝撃係数 : $i = 91.4 / (91.4 + L)$ ①

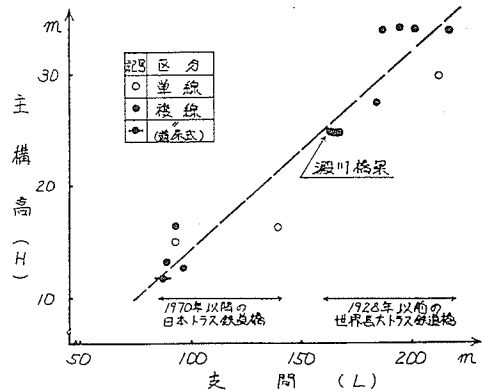


図-2 支間と主構高の関係

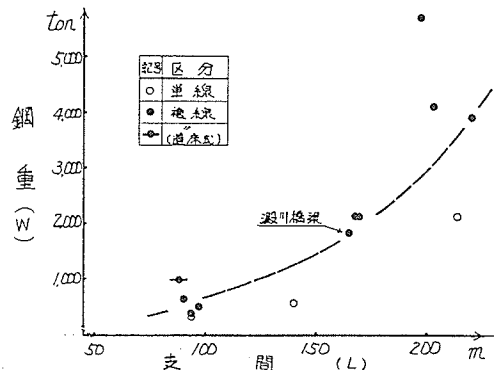
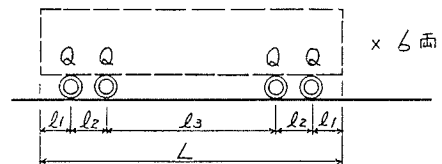


図-3 支間と鋼重の関係



	最大列車 編成(両)	軸重 Q(t)	長さ(m)			
			L	l ₁	l ₂	l ₃
設計荷重	6	15.2	18.3	1.7	2.1	10.7
運行荷重	6	18	20.0	1.9	2.45	11.3

図-4 活荷重の比較

澱川橋梁は昭和2年の設計であり、この衝撃係数式を使用している。その後、昭和3年の示方書改訂で式は次のように変更された⁵⁾。

$$i = 45 / (45 + nL) \dots\dots\dots ②$$

ここで、nは軌道数であり、複線橋の場合は単線と比較してかなり低減されている。これに対して、現在の建造物設計標準(S.58.4)⁷⁾(以下、建標準と略記する)および近畿日本鉄道の設計要領⁸⁾(以下、近鉄要領と略記する)は下式を与えている。

$$i = \{0.52/L^{0.2} + 10/(65+L)\} \cdot \alpha \dots\dots\dots ③$$

ここで、αは複線を支持する部材に対する係数で、L>80mの場合は0.6とする。

図-5は、上記3式においてL=164.6, n=2およびα=0.6とし、澱川橋梁のi値を試算・比較したものである。図中(①×0.6)は、参考のため複線低減の無い式①に対して、式③に準じてα=0.6を適用したものである。澱川橋梁で使われた式①はかなり大きな値を与え、複線低減しても他より大きいことがわかる。澱川橋梁値と現在の建標準値の差(図中①と③の差で0.218)から、澱川橋梁の設計衝撃力は現示方書より約2割大きいことがわかる。

(3) 風 荷 重

風荷重の大きさを考える場合、列車が運行不可能な強風時に風上側部材が受ける風荷重の値が基本となる。現在の建標準および近鉄要領ではこの値を300Kg/m²としているのに対し、澱川橋梁では145Kg/m²²⁾でかなり小さい。これは、当時米国の設計風荷重30 lb/ft²(145Kg/m²)に沿ったものと思われるが、当時米国の値自身が過小とも言われていた⁹⁾。図-6は、澱川橋梁の風荷重を黒印、建標準、の値を白印で示し、両者比較したものである。風上側の値を縦軸、風下側の値を横軸に示し相互関係を見易くした。列車荷重が無い場合は丸印(●および○)で示した。

風上側の澱川橋梁値145Kg/m²は建標準値300Kg/m²の1/2以下である。一方、風下側は「しゃ閉効果」の扱い方により値が影響される。すなわち、澱川橋梁では「しゃ閉効果」無しとして風上と同じ145Kg/m²なのに対し、建標準では風上の2/3の200Kg/m²としている。橋梁全体が受ける風荷重は風上と風下の和で、澱川橋梁は290Kg/m²となり建標準500Kg/m²の約6割と小さな値である。列車荷重がある場合は三角印(▲および△)で示した。澱川橋梁、建標準共に列車荷重が無い場合の1/2の値であり、両者同じ考え方に従っている。

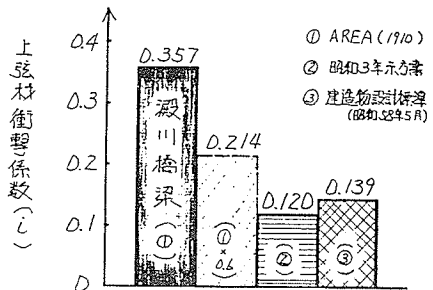


図-5 衝撃係数の比較

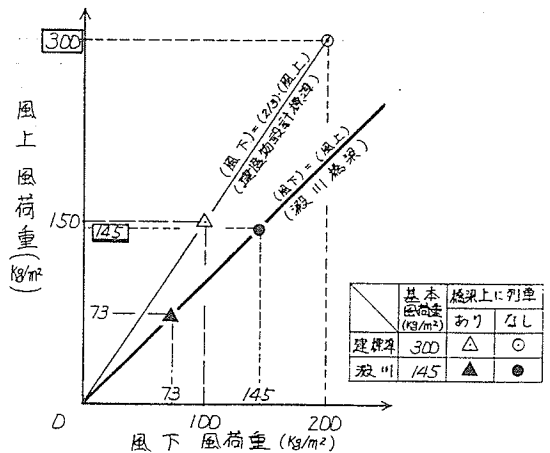


図-6 風荷重の比較

(4) ま と め

上記の中で、活荷重と衝撃力は鋼橋設計上最も重要な荷重組合せケース「死荷重+活荷重+衝撃力」にかかわるものである。ここでは、本荷重ケースについて澱川橋梁の設計荷重を現在の荷重状況と概略比較する。死荷重は設計当時と変化無いので活荷重と衝撃力を比較すれば良い。活荷重では、設計荷重に対して現在の運行荷重が約2割増加しているのに対し、衝撃力の設計値は現示方書より約2割大きく設定されてい

る。このため活荷重と衝撃力の両者の和をとると、設計荷重と現在の荷重状況がほぼ一致する。結果的に、「死荷重+活荷重+衝撃力」に対する澁川橋梁の設計荷重は、現在の荷重状況から見ても妥当であると言える。

4. 支 承 改 良¹⁰⁾

澁川橋梁は昭和3年の完成から現在に至るまで約60年間、鉄道橋としての役割を果たしてきた。その中で昭和52年、主構可動支承のロッカー部分が損傷し水平移動機能が損われていることが判明した。しかし、その他には目立った欠陥も無く、本支承を補修すれば十分供用継続可能であることがわかった。

その後昭和58年、再度橋梁全体の調査・点検が行われた上で、損傷箇所の補修がなされた。最大の補修は主構の可動支承改良であり、損傷したロッカー部分を新しい支承板に置き換えた。これにより、水平移動を可能ならしめると共に橋台の不等沈下にも対処し易い構造となった。その他にも、縦桁支承および端対傾構ガセット等が補修されており、澁川橋梁はこれからも末長く日本一の単純トラス鉄道橋として活躍し続ける様期待されている。

5. お わ り に

澁川橋梁の概要把握を目的として、建設計画、基本形状、重量および設計荷重の一部について述べた。そこでは、他の単純トラス鉄道橋および現代の設計基準との比較を試みた。しかし、これらは本橋アプローチの第1段階に過ぎないが、今後の調査・検討の一助となれば幸いである。

当時東洋一の長大橋を計画・短期間で完成させたり、それ以後現在まで本橋を維持管理されてきた先輩諸氏の御尽力に改めて敬意を表すると共に、浅才薄学な筆者に本文投稿の機会を与えて下さったことに深く感謝致します。

参考文献

- 1) 近畿日本鉄道(株) : 奈良電鉄社史、昭和38年12月
- 2) 関 場 茂 樹. 他 : 澁川橋梁工事報告概要、土木学会誌、第16巻第8号、昭和5年8月
- 3) 本 四 公 団. 他 : 世界の長大橋、第3版、平成元年4月
- 4) F. Bleich, 奥田秋夫. 他訳 : 鋼橋の理論と計算(1954)、コロナ社
- 5) 久 保 田 敬 一 : 本邦鉄道橋梁ノ沿革ニ就テ、業務研究資料、第22巻第2号、鉄道大臣官房研究所
昭和9年1月
- 6) 日本橋梁建設協会 : 橋梁年鑑、昭和46年度～平成2年度
- 7) 土 木 学 会 : 国鉄建造物設計標準解説(鋼鉄道橋)、昭和58年5月
- 8) 近畿日本鉄道(株) : 構造物設計要領、昭和63年2月
- 9) G.E. Howe : Wind pressure on Civil Engineering, March 1940
- 10) 小 野 信 明 : 京都線桃山御陵前～向島間、澁川橋梁支承改良工事について、第37回保線講話会
講演概要、昭和60年3月