

錦帯橋の耐荷力特性に関する研究

Study on the load carrying capacity of Kintai-kyo Bridge

早稲田大学 フェロー 依田 照彦
早稲田大学大学院 坂本 雄吾
早稲田大学 学生会員 久保田 成是
By Teruhiko YODA
Yugo SAKAMOTO
Seiji KUBOTA

日本には歴史的に価値のある橋梁が数多く存在する。その中でも、日本の三名橋または三奇橋と呼ばれる橋梁が、「周防の錦帯橋」、「甲斐の猿橋」、「越中の愛本橋」である。しかしながら、現在その姿を見ることが出来るのは錦帯橋と猿橋のみである。

本研究では、この歴史的にも構造的にも素晴らしい特徴を持つ錦帯橋の耐荷力特性に関して、最新の数値シミュレーション手法を用いて様々な条件下で発生応力を評価し、構造力学的見地から錦帯橋の強度特性を明らかにすることを目的とする。

1. はじめに

解析対象は現在の錦帯橋である。このうち中央の2橋・3橋・4橋に用いられているアーチリブを1本取り出し、解析の対象とした。一径間は5本のアーチリブより構成されている。各アーチリブは片側11本の桁を順次せり出し、隙間に三角形の楔を入れ、銼を打ち込み、巻金で結束することによりアーチを形成している。桁のずれを防止するためにダボが用いられており、これらに鞍木、助木を釘で打ち付けて桁全体を補強する形をとっている。アーチリブを形成する部材に用いられている木材は、マツとケヤキである¹⁾⁷⁾。

2. 解析モデル

本研究では有限要素法汎用構造解析システム DIANA を用いて2次元 FEM 解析を行った。木部には平面応力要素、巻金部には梁要素を適用し、部材の接合部においては、接触部分の応力を伝達するものとして、界面要素を用いてモデルを作成した。要素数は約60,000である。

ダボの存在する部分における界面要素の接線方向の剛性は、平成の架け替え時に行われた実験の結果¹⁾をもとに決定し、ダボの存在しない部分はその値を修正した。法線方向の剛性は、接触状況によって圧縮・引張方向をそれぞれ個別に設定した。

界面要素の分類と、それぞれの剛性値は表-1に示すものとした。

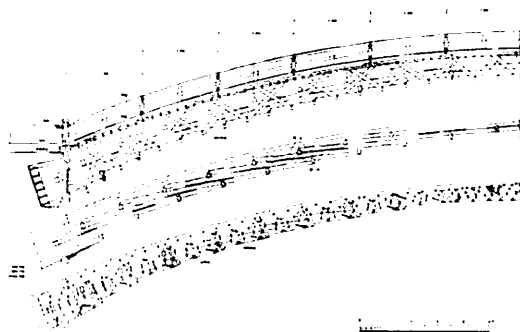


図-1 構造図²⁾

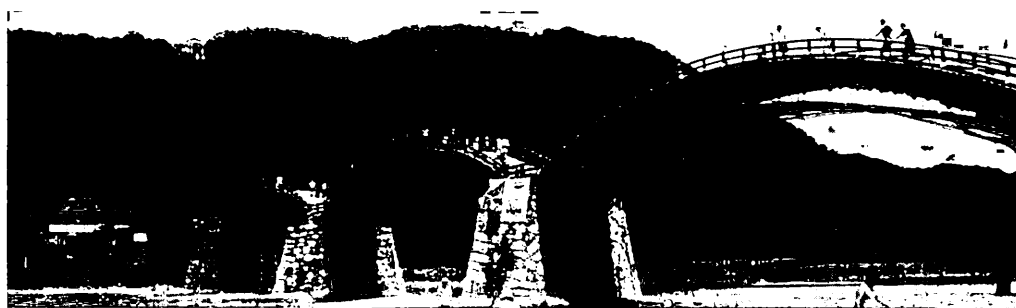


写真-1 平成の錦帯橋¹⁾

* keyword : 2次元 FEM 解析, 木造橋, アーチ

連絡先 : 〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1 51 号館 依田研究室 Tel 03-5286-3399

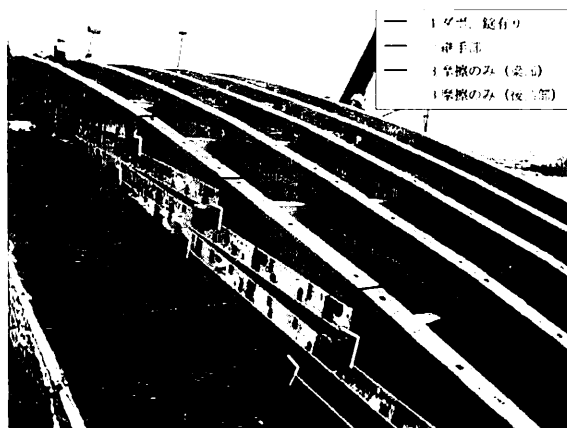


図-2 界面要素の分類



写真-2 ダボ配置の様子



写真-3 継手部分



写真-4 梁・後詰部分

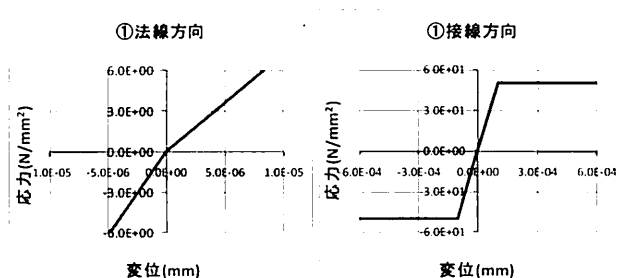


図-3 ①ダボ+鋸の剛性値

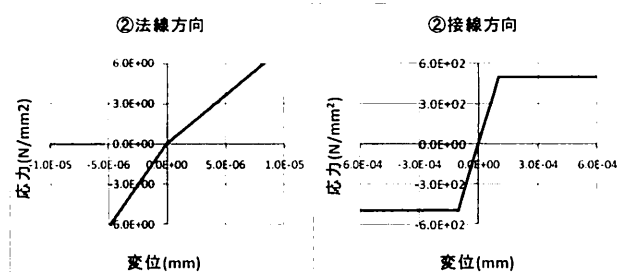


図-4 ②継手部の剛性値

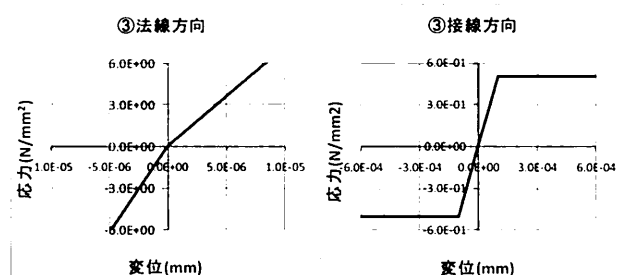


図-5 ③木と木の摩擦のみ(後詰部)の剛性値

表-1 界面要素の剛性分類

	接線方向	法線方向	
		圧縮	引張
① ダボ、鋸	基準値	松の軸方向圧縮力	基準値
② 継手部	10倍	松の軸方向圧縮力	基準値
③ 摩擦のみ(後詰部)	1/100倍	松の軸方向圧縮力	基準値
④ 摩擦のみ(梁部)	1/100倍	松の軸直角方向圧縮力	剛性なし

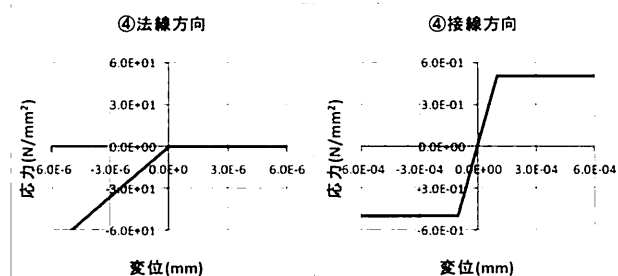


図-6 ④木と木の摩擦のみ(梁部)の剛性値



図-7 解析モデル(外形)



図-8 解析モデル(メッシュ分割後)

3. 境界条件

境界条件は以下のように設定した。

- ・ 敷梁下面，大梁側面・・・完全固定
- ・ 1 番桁～4 番桁ボルト接合部・・・変位固定，回転自由

解析モデル上での境界条件の位置を図-9 に，それぞれの写真を写真5，写真6 に示す。

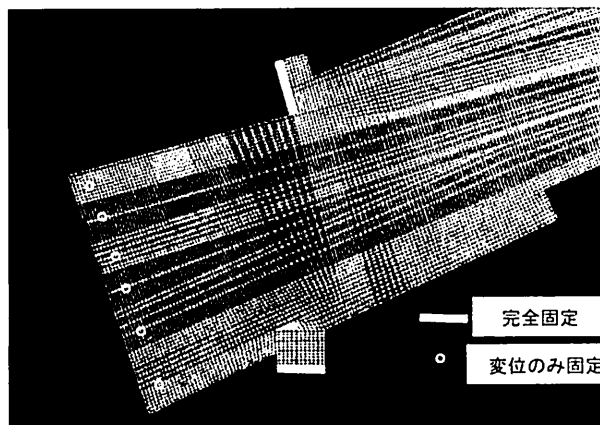


図-9 境界条件



写真5 ボルト接合部

写真6 大梁断面

4. 解析の流れ

本研究では，支間全載と支間半載の2つの条件下でFEM解析を行った。どちらも徐々に荷重を増加させて，部材の強度を超える応力が発生した場合にはその部分を除去し，再度解析を行う。その後強度を超える応力が発生しなくなった時点で，荷重を再び増加させる。これを繰り返し，ある部分の断面が破断され，片持ち梁状態になるまで解析を続けた。

5. 解析結果

総荷重が170t，荷重強度約40k N/mとなったとき，4 番桁の一部において圧縮強度を超える応力が発生した。その後，断面除去，荷重増加を繰り返していくと，最終的には200tを超える荷重で，最も断面高さの小さい11 番桁尻付近にて，10 番桁，11 番桁が破損し崩壊に至った。

破損形式はすべて圧縮による破損で，すべてマツ部材に

おいて損傷が生じる結果となった。

崩壊に至るまでの流れを表-2 に，変形の推移を図-10 に示す。

表-2 崩壊までの流れ

	総荷重 (t)	荷重強度 (kN/m)	破損形式	場所
①	170	39.8	圧縮	桁4L
②			圧縮	桁4R
③	190	44.5	圧縮	桁8R
④	200	46.9	圧縮	桁8L
⑤	225	52.7	圧縮	桁5L
⑥			圧縮	桁5R
⑦	235	55.1	圧縮	桁7R上部
⑧			圧縮	桁7R下部
⑨			圧縮	桁6R先端
⑩			圧縮	桁7L
⑪			圧縮	桁6L先端

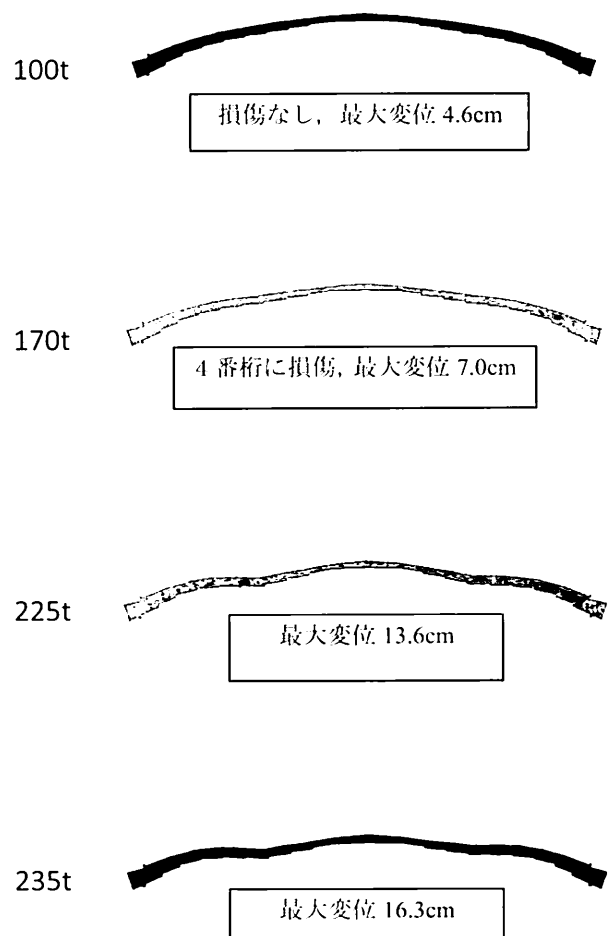


図-10 変形図(10 倍)

6. まとめ

荷重を等分布状態で全載したことにより、鉛直荷重を圧縮応力として伝達するというアーチ橋の特徴が活かされたため、引張強度を超える応力は発生せず、最終的に 200tf を超える荷重で崩壊に至った。また、せん断破壊を生じる断面は計算では現れることはなかった。

解析モデルの作成にあたっては、圧縮材での節の存在や木材の含水率の影響など、種々の不確定要素が混入しているので、数値シミュレーションによる結果をそのまま妥当であるとするのは難しい。したがって、既存の実験結果を考慮すれば、180tf(3000 人)を上限とするのが妥当であると思われる。したがって 3000 人程度の人間が橋上に均等に整列しても、錦帯橋は十分耐えうる強度を持っているとの判断に留めたい。

表-3 で示すように、ヤング係数はマツの方が大きいにもかかわらず、荷重が作用している状態ではより大きな応力がケヤキ部材に発生していた。圧縮・引張強度ともケヤキの方が大きいため、ケヤキはより大きな荷重に耐えることが可能である。比較的応力の小さい部分に、比重の小さなマツを多く利用することで、アーチリブ全体の自重を低減していると考えられる。

表-3 木材の材料特性

	密度 (g・m ⁻³)	ヤング係数 (N/m ²)		せん断弾性係数 (N/m ²)	ポアソン比	圧縮強度 (N・m ⁻²)	引張強度 (N・m ⁻²)	せん断強度 (N/m ²)
		部材軸方向	軸直角方向					
ケヤキ	0.71	$1.05 \cdot 10^{11}$	$1.90 \cdot 10^7$	$1.00 \cdot 10^8$	0.4	$0.60 \cdot 10^8$	$1.25 \cdot 10^8$	$0.10 \cdot 10^8$
マツ	0.51	$1.20 \cdot 10^{10}$	$1.25 \cdot 10^7$	$1.00 \cdot 10^7$	0.4	$0.45 \cdot 10^8$	$0.45 \cdot 10^8$	$0.10 \cdot 10^8$

参考文献

- 1) 東京大学大学院坂本功研究室: 錦帯橋強度実験報告書, 2002 年
- 2) 岩国市: 名勝錦帯橋架替事業報告書, 2005 年
- 3) 井上和博: 錦帯橋架け替え 全記録, 株式会社アップフロントブックス, 2004 年
- 4) 早稲田大学理工総合研究センター: 錦帯橋強度試験報告書, 2004 年
- 5) 早稲田大学理工学術院: 依田研究室錦帯橋振動試験報告書, 2005 年
- 6) 早稲田大学理工学術院総合研究所: 錦帯橋強度試験報告書, 2009 年
- 7) 川口健治: 錦帯橋のすべて, 株式会社藤本印刷, 2004 年