

非線形有限要素解析による 鋼ランガー橋の冗長性に関する基礎的考察

Fundamental consideration on the redundancy of steel Langer bridges
based on nonlinear finite element analysis

川村 航太*

Kota KAWAMURA

*構造強度学研究室（指導教員：斉木 功 准教授）

Since the accident of the I-35W Mississippi river bridge in 2007, a lot of research on the redundancy based on numerical analysis has been conducted. Although there is a lot of research related to truss bridges and girder bridges, there is few research about Langer bridge. Since Langer bridges are regarded as statically indeterminate structure in the design process, we can expect that Langer bridges are more redundant than statically determinate structures such as truss bridges and simply supported girder bridges. However there is no research on quantitative evaluation of the redundancy of Langer bridges so far. In this paper, influence of modeling of panel points and slab on evaluation of the redundancy of steel Langer bridges is investigated through a series of nonlinear finite element analyses.

Key Words: steel Langer bridge, nonlinear finite element analysis, redundancy failure of hangers

1. はじめに

2007 年 8 月に米国で起きた鋼トラス橋の落橋事故を契機に、我が国においても点検が行われ、トラス橋の斜材破断やアーチ橋の吊材破断などの損傷事例が報告された¹⁾。米国のケースと異なり、橋梁全体の崩落に至らなかったのは、これらの橋梁に冗長性が備わっていたためと考えられている。

このような背景から、近年、橋梁全体の冗長性評価を目的とした研究^{2),3)}が数多く行われている。例えば、永谷ら²⁾は鋼トラス橋の斜材を破断させた状態で線形有限要素解析を行い、格点部の性能や床組・床版の耐力が橋梁全体の冗長性に大きな影響を与えると指摘している。しかしながら、そうした研究の多くはトラス橋や桁橋を対象としており、ランガー橋等のアーチ橋の冗長性に関する研究はほとんど行われていない。Romeijn and Bouras⁴⁾は、吊材が破断した状態の下路式アーチ橋を対象に座屈解析を行い、支点側から 2 番目の吊材を取り払った場合に最も面内座屈に対する危険性が高くなることを指摘しているが、死荷重および活荷重に対するアーチ橋全体の耐荷力には言及していない。

補剛アーチの一つであるランガー橋は設計上 1 次不静定構造であり、吊材が 1 本破断しても理論上は不安定構造になることはないとはいえ、吊材破断後にどのように荷重が分配され、冗長性が発揮されるかを把握しておくことは、今後のアーチ橋の維持管理において極めて重要な知見となるだろう。そこで本研究では、鋼ランガー橋の 3 次元有限要素モデルを用いて非線形解析を行い、格点部や床版のモデル化の違いがランガー

橋の冗長性評価に与える影響について考察を行った。

2. 解析対象および解析方法

(1) 解析モデル

本研究では、熊本市の旧子飼橋と同規模（全長 57.2 m、幅員 8.5 m、アーチライズ 9.0 m）の単径間下路式鋼ランガー橋を解析対象とする。対象橋梁の一般図を図-1 に示す。

床版を弾性板要素、その他の部材を全て梁要素を用いてモデル化したモデルを骨組モデルと呼び、図-2 に示す。ランガー橋は図-3 の (a) に示すように、アーチリブと吊材は格点部において互いにピン結合として設計されているが、実構造物において格点部のモーメントが完全にゼロになるとは考えにくい。そこで格点部のモデル化の違いがランガー橋の冗長性評価に与える影響を検討するために、骨組モデルにおける格点部に関して、図-3 の (b)・(c) に示す 2 種類のモデルを採用する。図-3 の (b) のように、格点部を全て剛結としたモデルを剛結モデルと呼び、同図の (c) のように、吊材と他部材の格点部をピン結合としたモデルをピン結合モデルと呼ぶこととする。また、図-4 に示すように格点部のみを板要素により詳細にモデル化したモデルを詳細モデルと呼び、詳細モデルの全体図を図-5 に示す。また、床版の剛性がランガー橋の冗長性評価に与える影響を検討するために、床版の曲げ剛性を擬似的に低減させたモデルとして、RC 床版の Young 率を 10^{-2} 倍としたモデルを用い、以後それらを「剛結モデル（床版なし）」などと表記する。

数値解析には、汎用有限要素解析ソフト NX NAS-

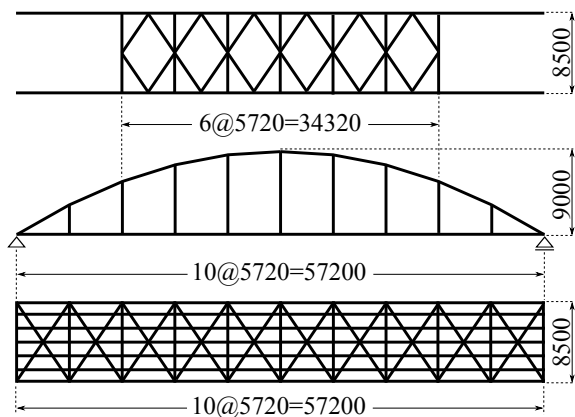


図-1 解析対象橋梁の一般図 (単位 : mm)

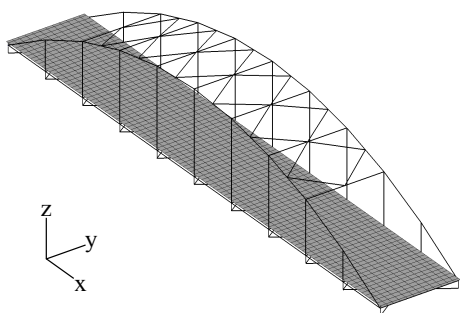


図-2 骨組モデル

TRANを用い、幾何学および材料非線形性を考慮した。鋼材は全てSM400を想定した弾塑性体として、Misesの降伏条件、線形等硬化法則を用いて、初期降伏応力を235 MPa、硬化係数をYoung率の 10^{-2} 倍とした。

(2) 解析方法

吊材の破断に対するランガー橋の冗長性を検討するために、図-6に示すように、同図左から5番目の吊材の破断を想定し、この吊材の要素を全て消去した状態で解析を行う。また、図-6に示すように、破断させる吊材の直上の格点部をJ1と呼び、J1の左に位置する格点部をJ2と呼ぶこととする。荷重は道路橋示方書⁵⁾に準じ、死荷重(D)と活荷重(L)を与える。活荷重はL荷重とし、図-6に示す p_1 荷重載荷位置で検討を行う。この活荷重(L)に対する倍率を荷重パラメータ f とし、 $D+fL$ を載荷する。

3. 解析結果

(1) 破壊モードについて

まず、格点部のモデル化の違いによる破壊モードの違いに着目する。各モデルにおける相当塑性ひずみ分布を図-7~12に示す。これらの図より、剛結モデル(床版あり)・剛結モデル(床版なし)・ピン結合モデル(床版あり)・ピン結合モデル(床版なし)に関しては、格点部J1付近のアーチリブにおいて曲げによる破壊が生

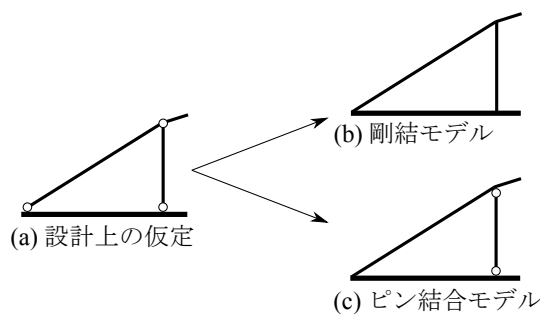


図-3 骨組モデルにおける格点部のモデル化

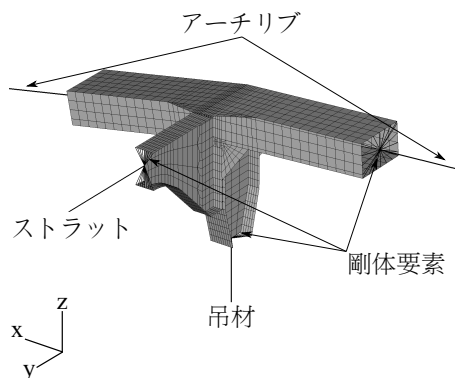


図-4 詳細モデルにおける格点部のモデル化

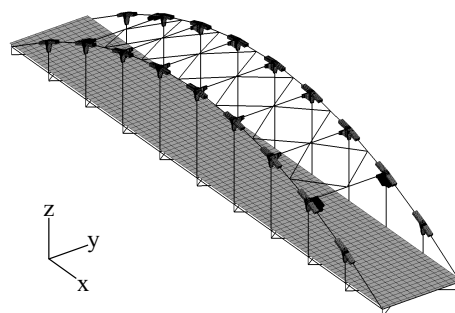


図-5 詳細モデル

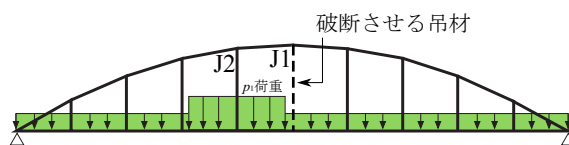


図-6 p_1 荷重載荷位置および破断想定部材

じていた。この破壊モードは、アーチの軸線が変化する格点部に軸力が作用したことにより曲げが発生し、増加したことが原因と考えられる。

一方で、詳細モデル(床版あり)および詳細モデル(床版なし)に関しては、格点部J2のアーチリブの上フランジで局部座屈が生じており、各骨組モデルとは異なる破壊モードだった。この破壊モードは、主にアー

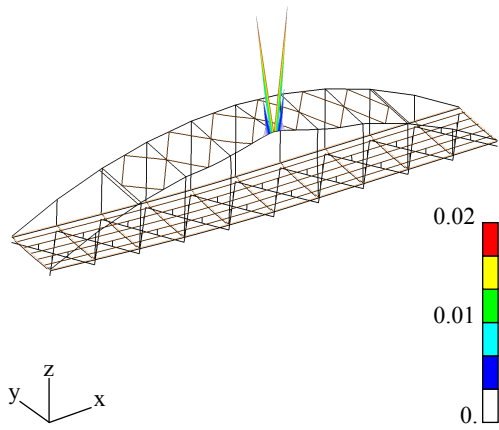


図-7 剛結モデルにおける相当塑性ひずみ分布 ($f = 0.94$, 変形 10 倍)

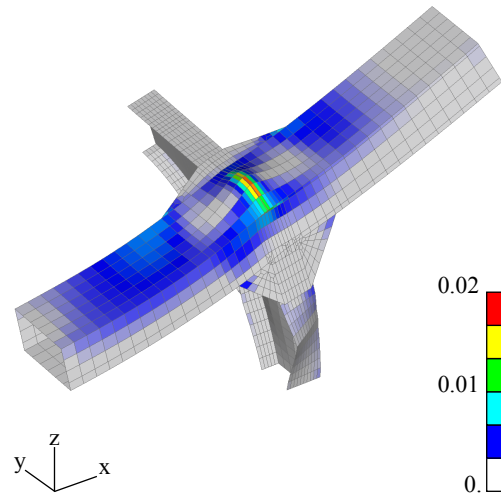


図-9 詳細モデルにおける相当塑性ひずみ分布 ($f = 1.27$, 変形 10 倍)

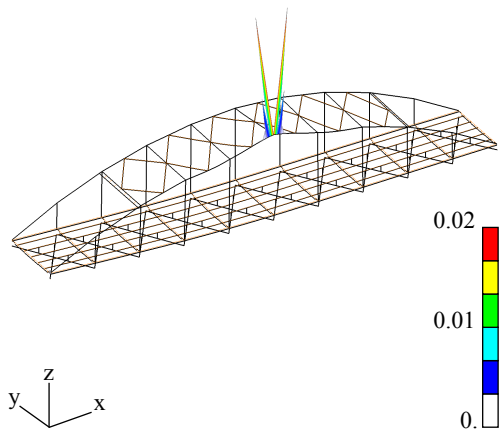


図-8 ピン結合モデルにおける相当塑性ひずみ分布 ($f = 0.90$, 変形 10 倍)

チリブの軸力およびアーチリブを下に凸に変形させる曲げが増加したためと考えられる。

詳細モデル（床版あり）および詳細モデル（床版なし）において格点部 J1 で破壊が生じなかったのは、ガセットプレートがモデル化されていることで、各詳細モデルの格点部付近におけるアーチリブの中立軸位置が各骨組モデルのそれよりも下フランジ側にあるためと考えられる。アーチリブの中立軸が下フランジ側になるほど、下フランジにおける応力の絶対値は上フランジのそれよりも小さくなる。そのため、アーチリブを上に変形させる曲げが生じている格点部 J1 付近の下フランジにおける圧縮応力は小さくなるが、一方で、アーチリブを下に変形させる曲げが生じている格点部 J2 付近の上フランジにおける圧縮応力は大きくなる。以上の理由から、格点部 J1 の下フランジよりも先に格点部 J2 の上フランジにおいて破壊が生じたと考えられる。

(2) 耐荷力について

次に、各モデルにおける、荷重パラメータ f とモデル中で最大となる点の相当塑性ひずみの関係を図-13に

示す。この図より、ピン結合モデル（床版なし）を除く全てのモデルで、塑性化開始後も荷重パラメータが緩やかに増加していることが確認できる。ピン結合モデル（床版なし）は概ね $f = 0.9$ をピークとして、その後は緩やかに荷重パラメータが減少しながら相当塑性ひずみが大きくなった。

格点部のモデル化の違いによる荷重パラメータ-相当塑性ひずみ関係の違いに着目すると、荷重パラメータが同じであれば、ピン結合モデル・剛結モデル・詳細モデルの順で相当塑性ひずみが大きいことがわかる。これは、格点部付近の剛性が大きいほどアーチリブの変形に対する抵抗が大きく、相当塑性ひずみの増加を抑制するためと考えられる。

一方、床版の有無による荷重パラメータ-相当塑性ひずみ関係の違いに着目すると、相当塑性ひずみがある程度大きい段階においては、相当塑性ひずみが同じであれば、床版なしモデルの荷重パラメータの方が床版ありモデルのそれよりも小さくなる傾向が見られた。例えば相当塑性ひずみが概ね 6% のとき、ピン結合モデル（床版なし）の荷重パラメータはピン結合モデル（床版あり）のそれに比べて概ね 8% 小さかった。また、同様に、相当塑性ひずみが概ね 6% のとき、剛結モデル（床版なし）の荷重パラメータは剛結モデル（床版あり）のそれに比べて概ね 5% 小さかった。したがって、塑性化がある程度進行している状態（本研究で用いた骨組モデルに関しては、概ね 3~4% より大きい相当塑性ひずみが生じているとき）を終局と定義すると、床版のモデル化によって橋梁の耐荷力に差が生じると言える。このように床版の有無によって耐荷力に差が生じるのは、床版ありモデルの場合、破断した吊材 S1 で受け持っていた荷重が床版を通して反対側の主構部材に伝達されるためと考えられる。

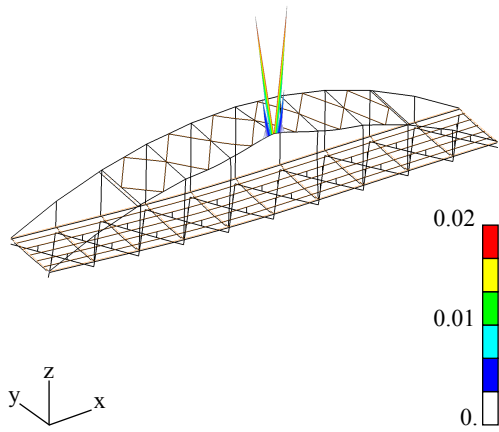


図-10 剛結モデル（床版なし）における相当塑性ひずみ分布 ($f = 0.96$, 変形 10 倍)

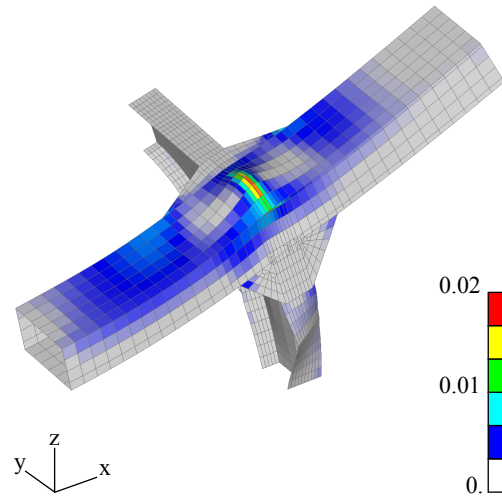


図-12 詳細モデル（床版なし）における相当塑性ひずみ分布 ($f = 1.25$, 変形 10 倍)

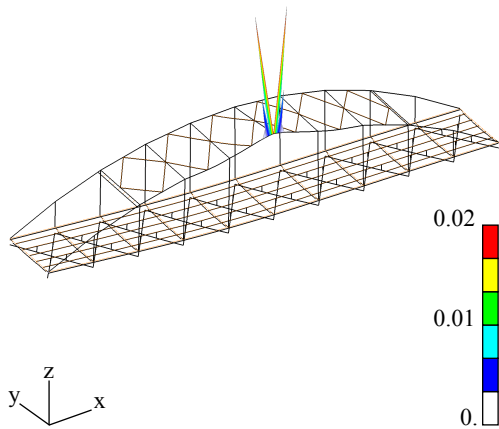


図-11 ピン結合モデル（床版なし）における相当塑性ひずみ分布 ($f = 0.92$, 変形 10 倍)

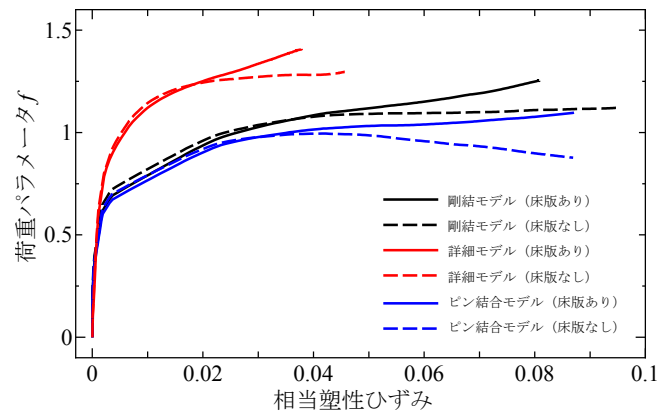


図-13 荷重－相当塑性ひずみ関係

4. おわりに

本研究では、鋼ランガ－橋の吊材を破断させた状態で非線形有限要素解析を行い、格点部や床版のモデル化の違いなどが鋼ランガ－橋の冗長性評価に与える影響について考察した。そして、以下のことを結論付ける。

- 格点部や床版のモデル化の違いによって、鋼ランガ－橋の破壊モードおよび耐荷力に違いが現れる場合がある。
- 格点部付近の剛性が大きいほどアーチリブの曲げ変形に対する抵抗が大きく、耐荷力が大きくなる傾向が見られた。したがって、鋼ランガ－橋においてガセットプレートを設置することで、暗黙のうちに冗長性がある程度付加されていると言える。
- 相当塑性ひずみが大きい段階においては、相当塑性ひずみが同じであれば、床版なしモデルの荷重パラメータの方が床版ありモデルのそれよりも小さくなる傾向が見られた。よって、非線形解析により冗長性評価を行う際、塑性化がある程度進行している状態（本研究の骨組モデルに関しては、概ね3%より大きい相当塑性ひずみが生じているとき）

を終局と定義すると、床版のモデル化によって橋梁の耐荷力に差が生じると言える。また、以上のことから、床版のモデル化は鋼ランガ－橋の冗長性評価に影響を及ぼす可能性があると言える。

参考文献

- 1) 国土交通省：道路橋の重大損傷, <http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobohozen.html>. 2000.3.
- 2) 永谷 秀樹, 赤石 直光, 松田 岳憲, 安田 昌宏, 石井 博典, 宮森 雅之, 小幡 泰弘, 平山 博, 奥井 義昭: 我国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.2, pp.410-425, 2009.
- 3) Hunley, C. and Harik, I.: Structural Redundancy Evaluation of Steel Tub Girder Bridges, *Journal of Bridge Engineering*, Vol.17, pp.481-489, 2012.
- 4) Romeijn, A. and Bouras, C.: Investigation of the arch in-plane buckling behaviour in arch bridges, *Journal of Constructional Steel Research*, volume 64, pp.1349-1356 December 2008.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編, 2012.3.

(2015 年 2 月 4 日 提出)