

第 III 編 事例集

事例1 複合構造化によりリニューアルされた既設鋼鉄道橋に関する構造解析

1. はじめに

近年、土木構造物に対して効率的に維持管理を行うことが急務となっている。特に、鋼鉄道橋では、設計耐用年数を超えたものが多くなっており、現状でもそのまま使用されているケースも少なくない。主要幹線では、設計耐用年数を超えた鋼鉄道橋は、取り換えによって更新されることもあるが、採算性の低い地方線区では、既設鋼橋を低コストで長寿命化することが必要とされている。一方、鋼鉄道橋の大きな課題として、長寿命化のほかに騒音対策がある。鉄道の場合、古い鋼橋の多くは床版がない開床式となっており、鋼部材から生じる音に加えて、レールから生じる音（転動音）や車両音が直に外部に伝わるため、道路橋や鉄道コンクリート橋に比べて、車両通過時の騒音が大きくなっている。

これら構造物の長寿命化や騒音対策として、既設鋼橋の複合構造化が検討されている。複合構造化とは、既設の鋼橋に、コンクリート部材等を設置するなどの対策を行うことで、鋼部材の腐食を防止し、また、桁剛性を向上させ、活荷重応答時の応力振幅を低減させ、疲労寿命を延ばすことを目的としている。また、同時に、鋼部材とコンクリート部材を一体化することにより、鋼部材から発生する騒音を低減させることもできる。

しかし、コンクリートを使用した複合構造化にあたっては、検討課題も多い。一般に、鋼とコンクリートとはその付着力が弱く、ずれ止め構造を設置しなければ、一体化することは難しい。鋼部材とコンクリート部材が一体化されなければ、桁の剛性は向上することがなく、複合構造化の効果が小さくなる。逆に、鋼部材とコンクリート部材の境界部には、腐食が生じやすいことが知られており、適切に一体化できなければ、複合構造化によって鋼橋の腐食を促進させてしまう可能性もある。そこで、既設鋼橋を複合構造化するには、ずれ止め等を設置する必要があるが、溶接により取り付ける場合は、これらの古い鋼材は溶接に適さないものも多く、現場での溶接作業ではさらに困難となる。また、高力ボルトで取り付ける場合も、削孔が必要となり、リベット桁等では非常に煩雑な作業となる。

また、このような複合構造化のもう一つの課題としては、作業の制約がある。鉄道は公共性の高いサービスを提供しており、運休や迂回を行うことが非常に困難である。したがって、鋼鉄道橋の複合構造化施工に当たっては、短時間の作業で分割施工を組み合わせながら実施する必要がある。一般に、都市部での最長作業時間は、最終列車と始発列車の間の3時間程度となるケースが多く、この時間の範囲で施工できるように構造形式を決定する必要があると言える。つまり、このことは、コンクリートを使用する場合にも、3時間である程度の強度発現が必要であることを示している。

2. 複合構造化の概要

複合構造化の概要を、図1に示す。複合構造化に当たっては、様々な手法が考えられるが、ここでは、施工性や防食、また、既設鋼橋への影響を最小限とする観点から図1の手法を提案することとした。

提案する構造の特徴としては、鋼とコンクリートは実使用上（使用性、耐久性を満足する状況）の範囲での合成を目標にしており、終局耐力の向上を期待したものではなく、それに見合った範囲内での鋼とコンクリートの付着性能を期待するものである。なお、本構造に用いる付着は、主に鋼とコンクリート（モルタル）の分子間力によって結合されているものと想定している。

また、複合構造化の施工上の特徴としては、既設鋼橋に対して削孔や溶接などの改造を行っていないことと、既存の軌道構造をそのまま利用することである。本構造では、複合構造化に次の比較的新しい材料を使用している。(1)ゴムラテックスモルタル（被覆材）、(2)GFRP型枠（埋設型枠）、(3)速硬軽量コンクリート（床版）を用いている。それぞれの複合構造化の構成材には次の目的がある。

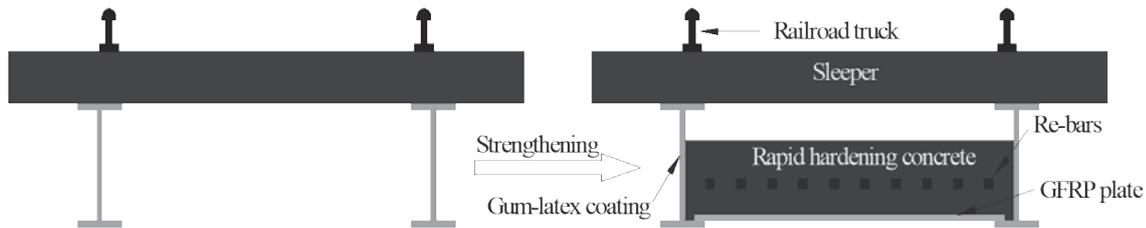


図 1 既設鋼橋のリニューアル工法概要⁴⁾

(出典：W. Lin ほか：Numerical Study on Hybrid Structures Renovated from the Old Railway Steel Bridges, Journal of Structural Engineering, 2012.)

- (1) ゴムラテックスモルタル（被覆材）
 - ・コンクリート床版との一体化促進
 - ・鋼部材の防食
 - ・鋼橋の騒音低減
 - ・塗り替えの省略による維持管理コスト低減
- (2) GFRP型枠（埋設型枠）
 - ・死荷重増分量の低減
 - ・施工性の向上
- (3) 速硬軽量コンクリート（床版）
 - ・鋼橋への剛性の寄与（耐荷力，耐久性の向上）
 - ・死荷重増分量の低減（軽量）
 - ・鉄道工事の夜間急速施工に対応可能（速硬）
 - ・構造物音や車両音，転動音などの騒音の低減

ゴムラテックスモルタルは、モルタルにゴムラテックス混和剤を混入させたものであり、鋼材・コンクリート双方への付着性能が高く（一般に材令7日付着せん断強度で 5.0N/mm^2 程度）、耐水性能、耐衝撃性能にも優れていることが知られている。既存の適用事例としては、道路橋の鋼床版の疲労対策として、鋼床版の上に打設する構造などが提案されている。本複合構造化においては、この高い付着性能から、鋼部材の防食だけでなく、コンクリート床版との一体化を促進することも可能であると考えた。また、ゴムラテックスモルタル被覆のみを 5mm 厚で設置した場合でも、鋼橋の騒音を低減することができることも確認されている。なお、ゴムラテックスのヤング係数は、一般に $2.00 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ 程度である。

FRPは、近年、土木構造物への適用が多く検討されており、軽量であることと高強度であることが特徴となっている。したがって、本構造では、複合構造化によって、死荷重を極力増加させないようにすることが必要であることから、GFRPを埋設型枠として使用することとした。GFRPを使用した理由としては、型枠としての要求性能（弾性係数等）を満足し、経済性にも優位であるためである。また、軽量のGFRPを使用することにより、人力による運搬、設置も容易であることから、施工性の向上も図ることができると考えられる。

速硬軽量コンクリートは、鉄道橋における夜間施工を想定して、比較的早期に強度を発現させることに着目した新しい材料である。また、死荷重を低減させるために、軽量骨材を使用し、単位容積質量を 2.03kg/l 程度、ヤング係数を $2.30 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ 程度（通常の軽量コンクリートとほぼ同等）とすることとした。なお、格子状鉄筋は、速硬軽量コンクリートのひび割れ防止のために配置している。

3. 実物大試験桁による載荷試験と解析的検証

本複合構造化の施工試験に当たっては、図 2、写真 1 の実橋を撤去した桁を用いて実施し、実際の手順で各施工試験を行った。なお、本桁の床版は、鉄筋とともに横桁により橋軸方向に 3 分割されており、一般的

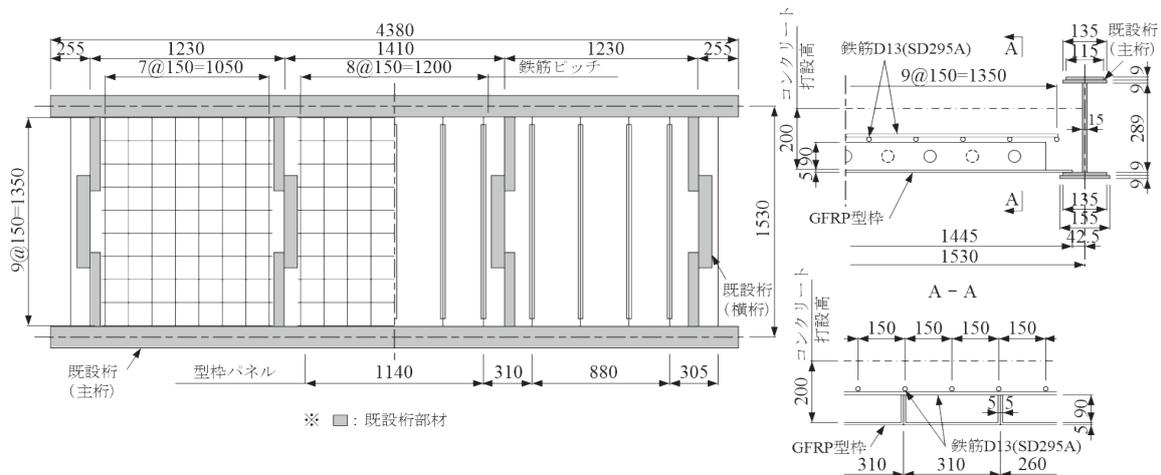


図2 試験桁の概要 (標準軌鉄道用Iビーム, 単位:mm)³⁾



(a) 複合構造化前



(b) 複合構造化後

写真1 試験桁の写真³⁾

(図2, 写真1の出典: 谷口ほか: 既設鋼橋の複合構造化によるリニューアル工法の施工と実証試験, 土木学会論文集A1, Vol. 70, No. 5, 2014)

には桁に対する床版としては合成効果を期待できないと考えられる。しかし、提案する構造は、鋼とコンクリートは実使用上の範囲での合成を目標にしており、鋼とゴムラテックスモルタル、および、ゴムラテックスモルタルとコンクリートの付着効果により、使用性の段階である程度の合成効果を期待するものとしている。

複合構造化により、どの程度剛性が向上しているか、また、この効果をどの程度の荷重まで保持できるかを把握するために、静的な荷重試験を行った。荷重試験は、複合構造化前後で実施し、複合構造化後は速硬化軽量コンクリート打設後6カ月後に実施した。荷重試験の方法と測定器の設置位置を図3に示す。複合構造

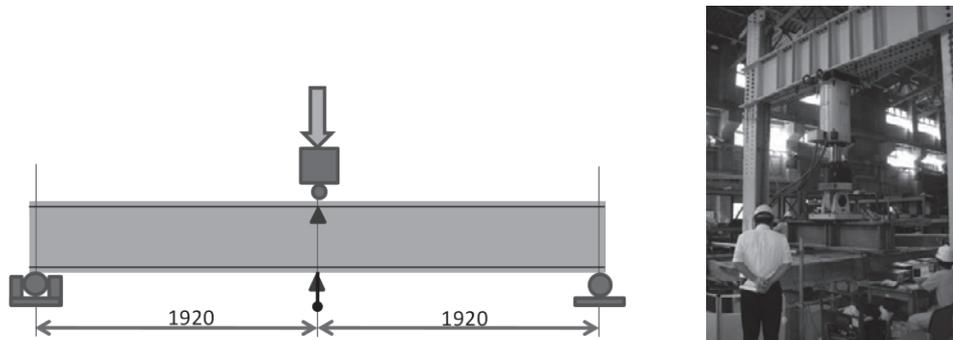


図3 荷重試験と測定器の取り付け位置 (単位:mm)⁴⁾

(出典: W. Lin ほか: Numerical Study on Hybrid Structures Renovated from the Old Railway Steel Bridges, Journal of Structural Engineering, 2012.)

化前の荷重では、鋼部材のみとなるため、試験桁の剛性が確認できる程度の小さな荷重（30kN 程度）までで行った。複合構造化後の荷重では、100kN までで 3 回の除荷を行ったうえで、鋼桁が降伏するまで荷重を行った。

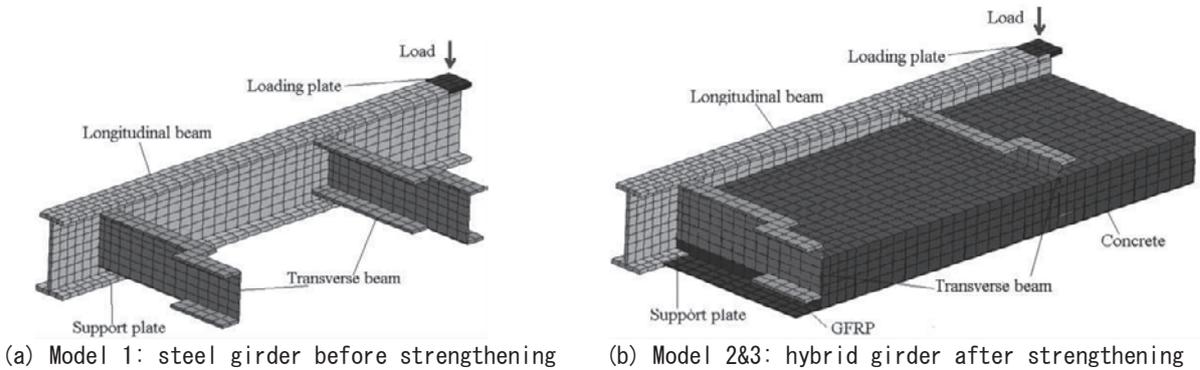
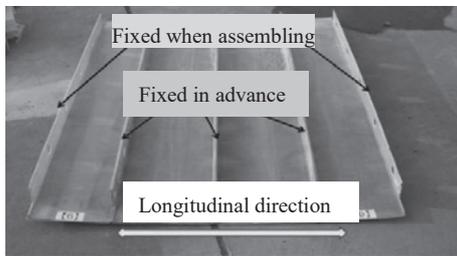
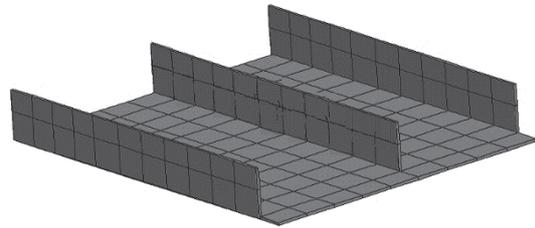


図4 有限要素解析モデル⁴⁾

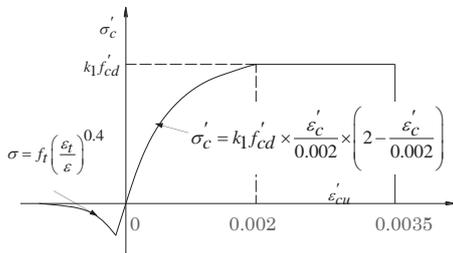


(a) GFRP plates in the test

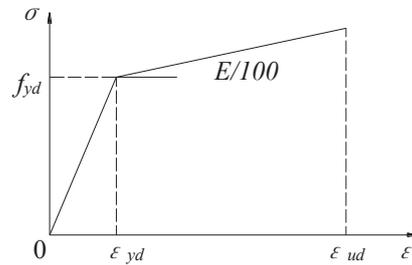


(b) GFRP plates in the FEM

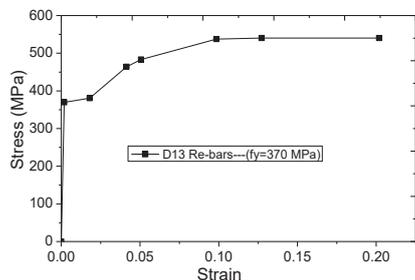
図5 GFRPのモデル化⁴⁾



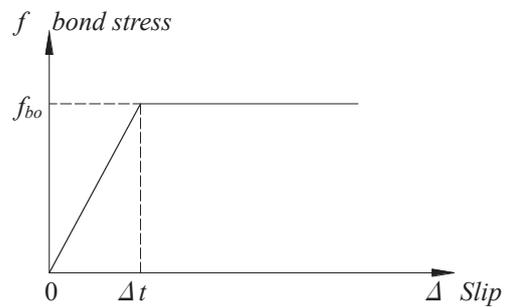
(a) コンクリート



(b) 鋼材



(c) 鉄筋



(d) 鋼とコンクリートの付着

図6 材料の構成則⁴⁾

(図 4, 5, 6 の出典 : W. Lin ほか: Numerical Study on Hybrid Structures Renovated from the Old Railway Steel Bridges, Journal of Structural Engineering, 2012.)

荷重試験を再現検証するための解析では、図4、図5に示すモデル化を行った。鋼部材、GFRPはシェル要素、コンクリートはソリッド要素を用いた。また、各材料の構成則および、鋼とコンクリートの付着モデルを図6に示す。コンクリートの圧縮強度および、鋼材の構成則は実際の材料試験に基づき決定している。

載荷試験結果と解析結果の比較を図7に示す。図7はスパン中央における変位と載荷荷重の関係である。ここで、図7(a)は終局時までの載荷試験結果、図7(b)は弾性範囲での載荷試験結果を示している。なお、本橋の実際の列車荷重に対応する荷重は、100%乗車を想定したM11では124.4kN、250%乗車を想定したM14では158.2kNである。これらの結果から、弾性域ではコンクリートの剛性が寄与し、実使用荷重上では弾性範囲で剛性向上効果が保たれることが分かる。また、実際の列車荷重を大きく上回る降伏域においても、コンクリートによる剛性寄与は維持され、終局耐力が608kNから764kNに増加する結果となっている。

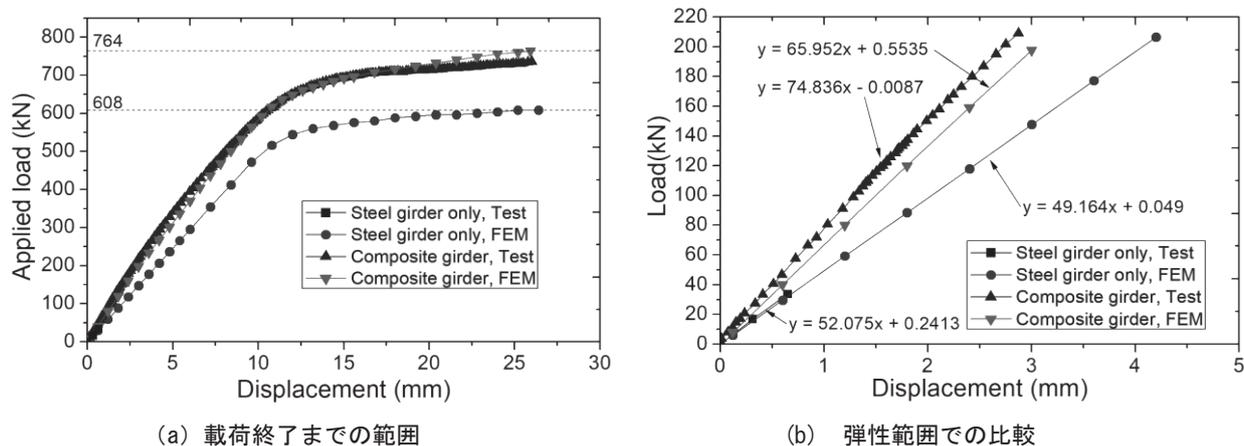


図7 荷重－変位関係の比較⁴⁾

(図7の出典：W. Lin ほか：Numerical Study on Hybrid Structures Renovated from the Old Railway Steel Bridges, Journal of Structural Engineering, 2012.)

4. まとめと以降の実用化状況

本検討結果により、本複合構造化による剛性向上効果が明確になり、その効果が定量的に示されることが可能になった。本複合構造化は、鋼構造物の新しい補修補強方法としても適用可能であると考えられる。特に、活荷重が低減した老朽化構造物に有益であり、車両が軽量化している国内の鋼鉄道橋に対して、疲労寿命の延命化に適した工法であると言える。その後も様々な検討が実施されている^{1), 2)}。また、本項で紹介した桁の複合構造化は、相模鉄道本線川島陸橋（上星川駅－西谷駅間）で実用化され、鋼構造物の長寿命化に役立っている³⁾。

【参考文献】

- 1) 谷口望, 林偉偉, 佐竹紳也, 久保武明, ポリマーセメントモルタルを活用した既設鋼製柱の補修補強に関する研究, コンクリート工学年次論文, 2017.
- 2) W. Lin, T. Yoda, N. Taniguchi, and Y. Sugino, Rehabilitation performance of welded joints in aged railway bridges 構造工学論文集 Vol.60A, 土木学会, pp.887-896,2014.
- 3) 谷口望, 大久保藤和, 佐竹紳也, 杉野雄亮, 松浦史朗, 半坂征則, 既設鋼橋の複合構造化によるリニューアル工法の施工と実証試験, 土木学会論文集 A1, Vol.70, No.5, 土木学会, pp. II -40- II -52, 2014.
- 4) Weiwei Lin, Teruhiko Yoda, Nozomu Taniguchi, Norio Koide : Numerical Study on Hybrid Structures Renovated from the Old Railway Steel Bridges, 構造工学論文集 Vol.58A, 土木学会, pp.925-934, 2012.

事例 2 トラス橋の耐震計算事例

1. はじめに

トラス橋の耐震解析を実施する際には、トラス橋の設計、およびトラス部材の断面構成に配慮した構造解析を行う必要がある。トラス部材の断面構成を行う場合には、下記の要件への配慮が必要である。

- ①二次応力の影響を小さくするため、主トラス部材の部材高は部材長の 1/10 より小さくする
- ②トラス面外の座屈防止のため、トラス面内および面外の有効座屈長を設定する
- ③ガセットは二次応力や応力集中に配慮する

上記の条件を満たす骨組モデルを作成する場合、部材端をヒンジ構造としたモデル化をすることとなる。ガセット周辺のモデル化は様々提案されているが、本事例は図 1 に示す骨組モデルを作成し、主トラスに曲げ剛性を設定しない場合 (model-01) と設定した場合 (model-02) の結果を示し、解析結果および断面照査結果の違いについて示す。

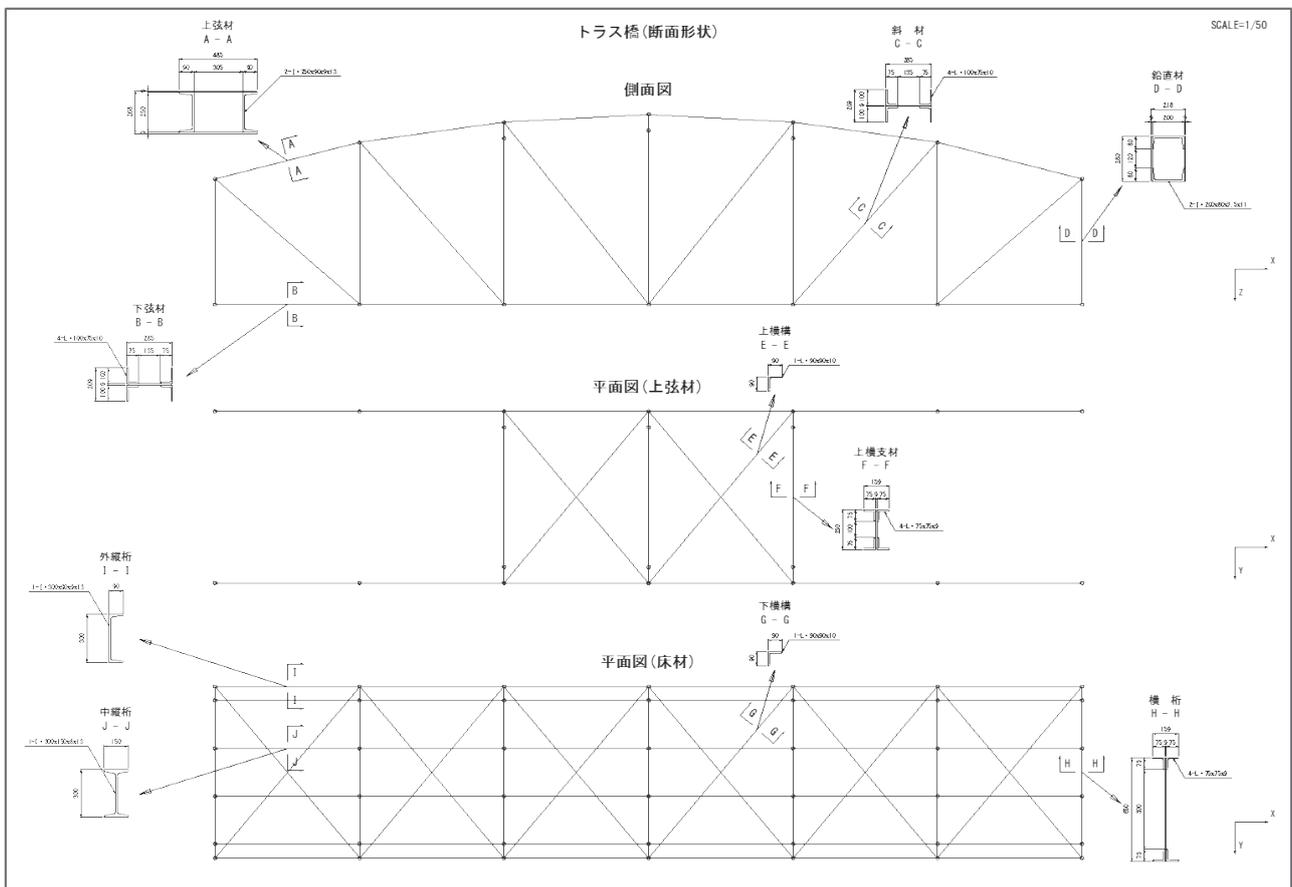


図 1 解析対象橋梁

2. 対象橋梁

対象橋梁は図 1 に示す橋長 30m 程度の小規模なトラス橋である。1930 年代竣工のトラス橋であることもあり、各トラス部材は型鋼を組合せることにより構成され、主トラスにおいては製作性や施工性の観点からラチス構造として剛性を維持した構造である。

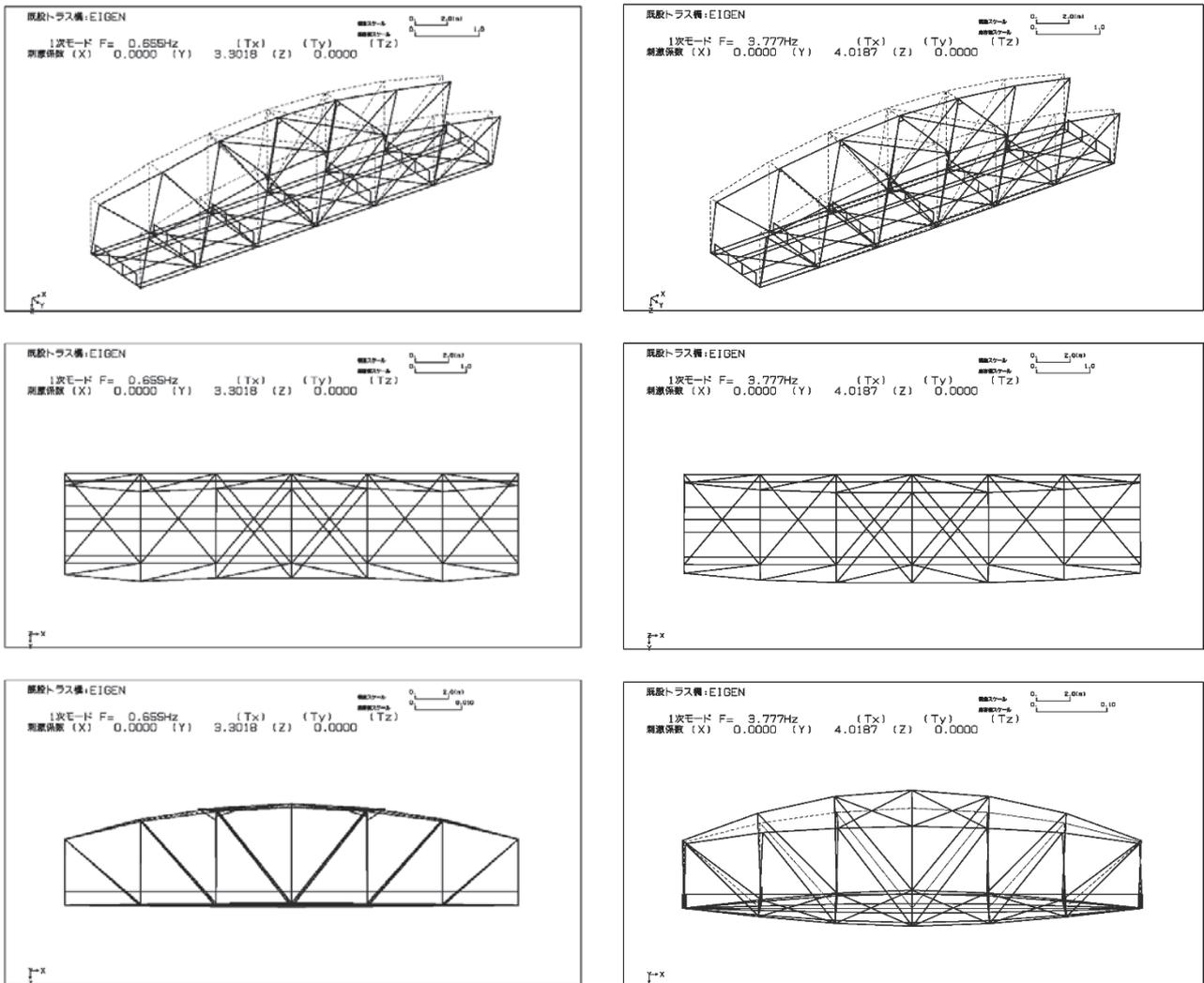
このようなトラス橋では、平面骨組解析や手計算により軸力を算出することが多い。また、平面骨組解析

を行う場合においても、トラス部材は軸力部材としてモデル化することとなる。各部材の断面照査は、死荷重時および活荷重時の荷重載荷状態における軸力を用いて行う。各トラス部材の軸力は引張、圧縮が明確になるため、各部材の設計が容易である。

耐震解析を実施する場合においては、水平方向に地震力を作用させる解析を行うため、立体骨組モデルとしてモデル化することとなる。今回検証した解析モデルは、主トラスに曲げ剛性を設定しない場合 (model-01)、と設定した場合 (model-02) の2モデルである。なお、本検証ではトラス各部材は線形はり要素でモデル化した。

3. 振動モード

図2は model-01 および model-02 の主要振動モードのモード図である。主たるモードは、橋軸直角方向の一次モードである。model-01 の振動モードは、橋門構がないトラス橋であるため、橋梁全体系のせん断変形となるようなモードとなる。橋梁全体系での剛性不足となるため、固有周期は1.53秒と免震橋と同程度の固有周期となり、現実離れた値となった。その一方で、model-02 は主トラスに曲げ剛性を設定しているため、橋梁全体系のねじりモードに近い振動モードとなり、固有周期は0.26秒となった。



a) model-01 (固有周期 1.53 秒)

b) model-02 (固有周期 0.26 秒)

図2 固有値解析結果 (モード図)

この固有周期結果をふまえて耐震解析を実施した。応答結果は、曲げ剛性を考慮しない model-01 では 700gal 程度、model-02 では 2000gal 程度となった。図 3、図 4 に部材の降伏状況を示した。model-02 の発生軸力は、model-01 に対して 3 倍程度大きくなることもあり、降伏限界を超える部材が増えていることが分かる。

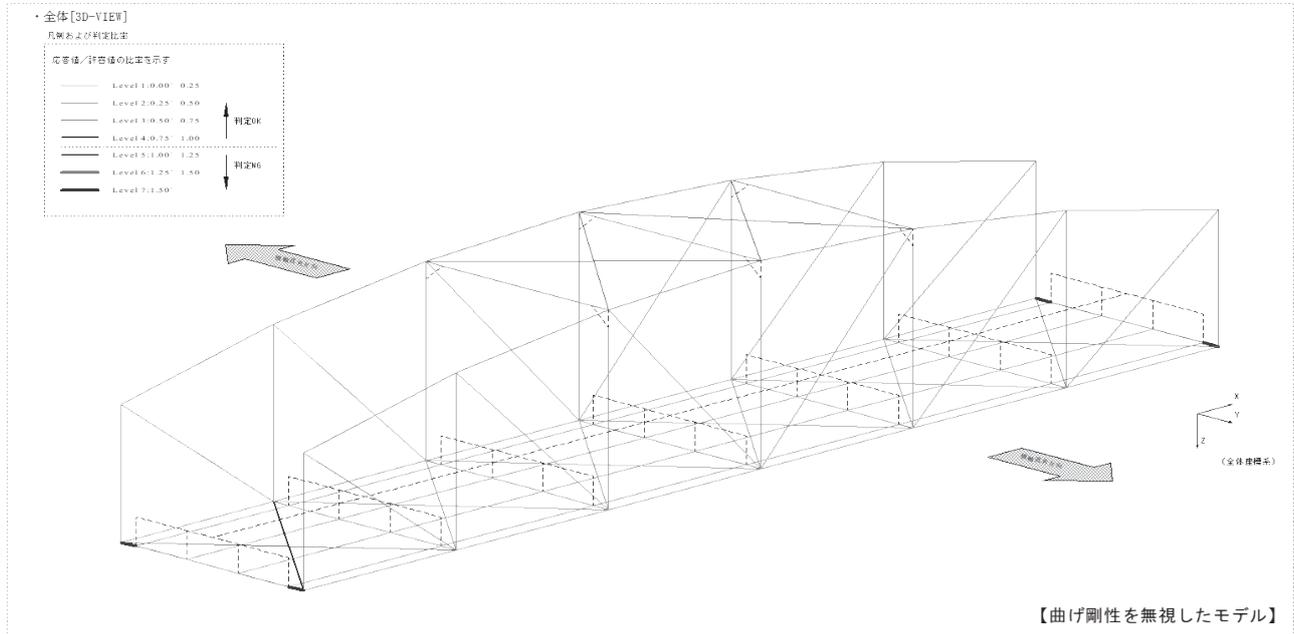


図 3 降伏範囲 (model-01)

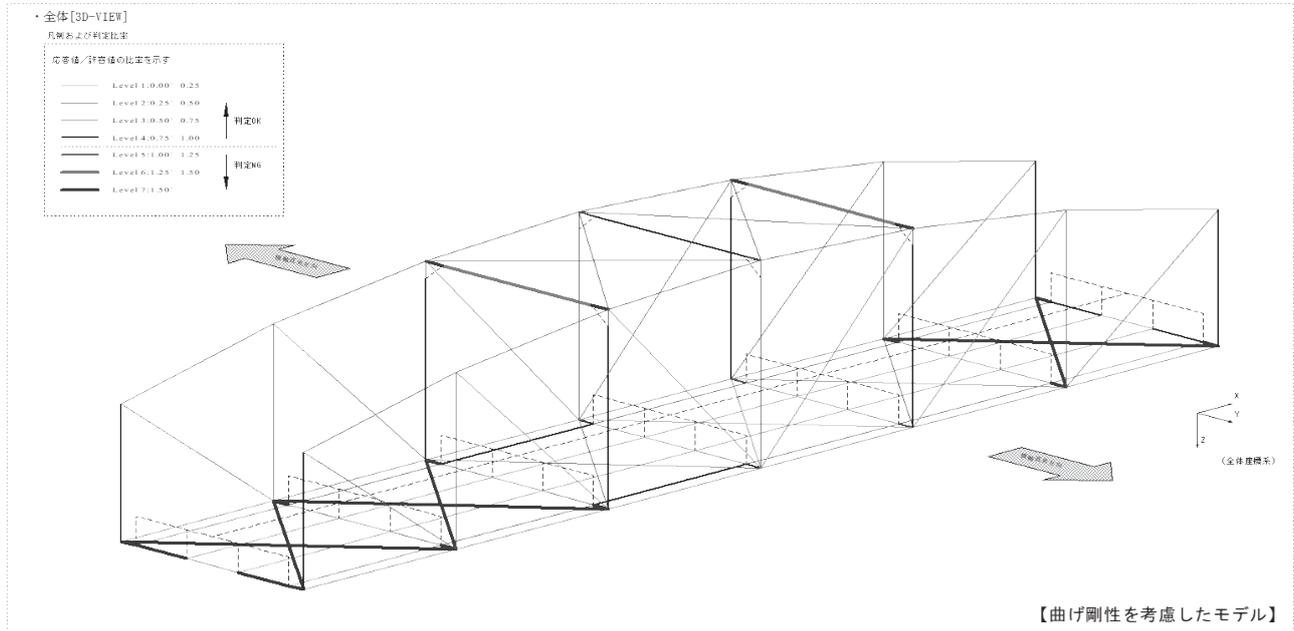


図 4 降伏範囲 (model-02)

耐震性能照査としては、model-02 の結果が妥当であると言える。耐震解析では、地震時の挙動を確認することは難しいが、地震時の固有周期を把握すること、またアニメーションなどの時刻歴図を作成し、全体挙動を確認することは重要となる。

事例3. 鋼トラス橋の構造冗長性の評価

トラス橋の一部の部材に破断や座屈が生じると、その部材に作用していた断面力は急激に開放される。このとき、断面力の再配分により、他の部材に作用する応力が降伏応力を超えて、塑性化する可能性がある。しかし、このような状態を再現することは煩雑なため、動的非線形解析や静的非線形解析の代わりに、静的線形解析により、構造冗長性の評価を行うことが多い。そこで、本文では、実橋の諸元を基にした構造モデルを用いて、第Ⅱ編10章に述べたURS Report¹⁾、永谷ら²⁾やリダンダンシー評価ガイドライン(案)³⁾による鋼トラス橋の静的線形解析による構造冗長性評価を紹介した後に、部材内の塑性域の広がりや部材破断による動的効果を考慮した静的線形解析による構造冗長性評価^{4,5)}を紹介する。

1. 対象橋梁

1.1 構造諸元

解析事例の対象橋梁を図1、図2、図3に示す。図1は下路式単径間トラス橋、図2は上路式単径間トラス橋、図3は上路式2径間トラス橋である。

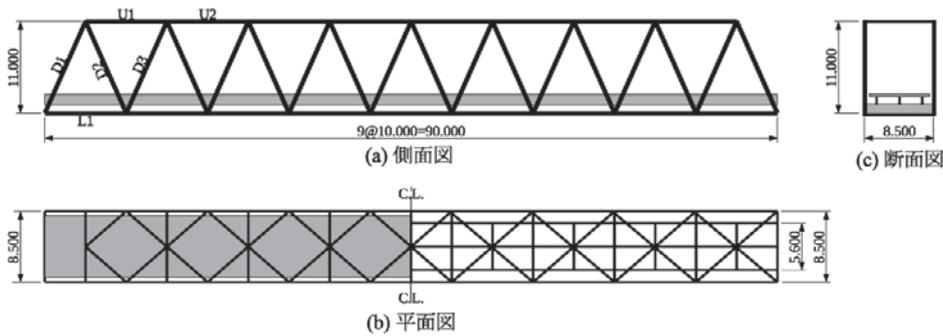


図1 橋梁 A⁶⁾

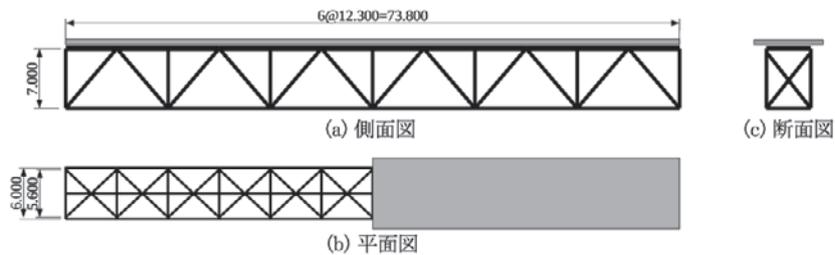


図2 橋梁 B⁶⁾

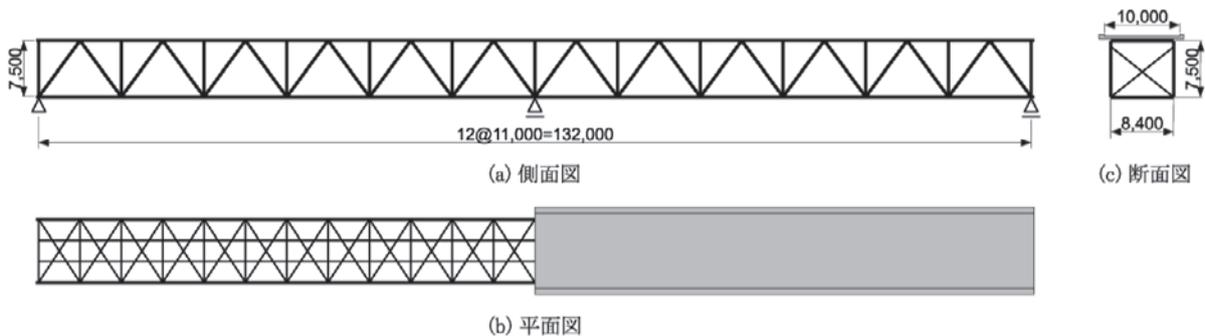


図3 橋梁 C⁶⁾

(図1から3の出典: Hoang Trong Khuyen: Redundancy and progressive collapse analysis methods for steel truss bridges, 博士学位論文(長岡技術科学大学), 2016)

2. 部材照査式による結果の相違

2.1 静的線形解析

図1のD1斜材が座屈等により耐力を失ったCase-1(図4参照)の解析結果を図5に示す。これらの図には、耐力を失った斜材の断面力を徐々に解放したときの反対側の主構の斜材D1, D2, D3と上弦材U1, U2と下弦材L1のR値の推移を示している。図(a)は第II編式(10.5)と式(10.6)(照査式1)によるR値を示し、図(b)は第II編式(10.10)と式(10.13)(照査式2)によるR値を示している。R<1では作用力は耐力以下、R>1では作用力は耐力を超えることを両照査式とも表しているが、照査式の定義が異なるため、両照査式間のR=1以外の値の比較は意味を為さない。

断面力を徐々に解放したとき、D2部材が初めにR>1になり、次にD1部材がR>1になる順番は両照査式とも同じである。しかし、照査式1ではD2部材がR=1になるのは解放率が0.6付近、照査式2では0.75付近になっている。

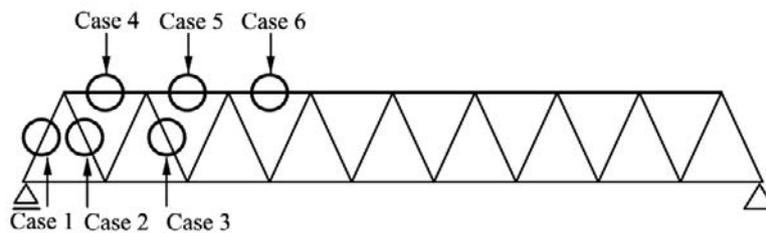


図4 部材の破断ケース⁶⁾

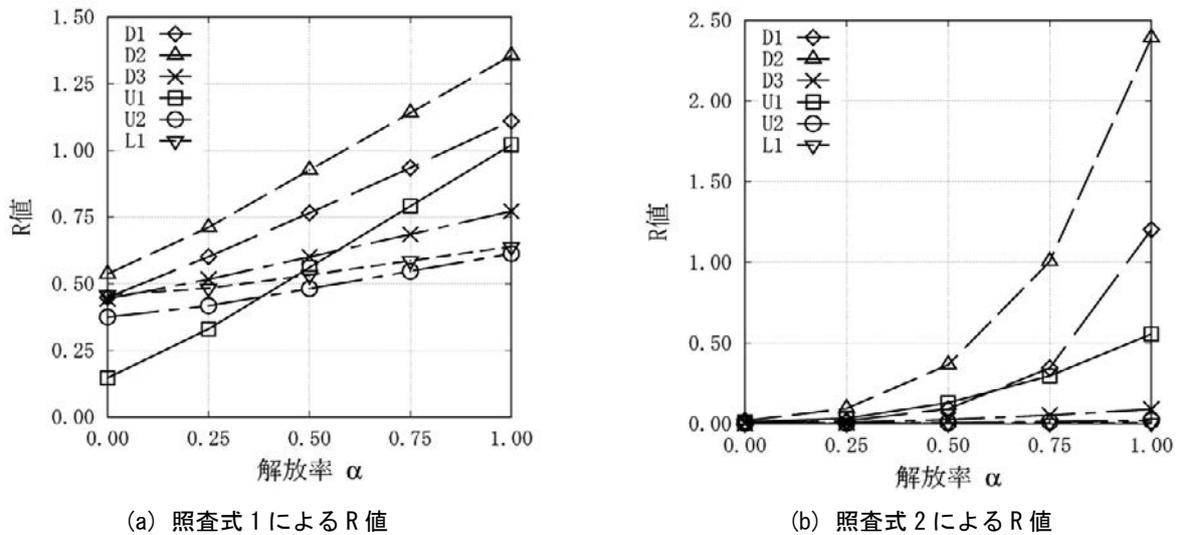


図5 Case-1のR値の推移⁶⁾

(図4,5の出典: Hoang Trong Khuyen: Redundancy and progressive collapse analysis methods for steel truss bridges, 博士学位論文(長岡技術科学大学), 2016)

2.2 静的非線形解析

材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した複合非線形解析による結果を示す。断面内での塑性域の広がりを考慮した積層骨組要素を用い、降伏後のひずみ硬化は考慮していない。

図6に部材破断Case-1の結果を示す。図の縦軸は荷重倍率、横軸は各部材に生じた最大ひずみを示している。縦軸の荷重倍率は、死荷重載荷、衝撃を含めた活荷重載荷、部材破断による作用力解放に相当する荷重倍率を順番に記している。死荷重と衝撃を含めた活荷重によるひずみと荷重倍率の関係は線形になっている。部材破断後は、作用力の再配分が生じるため、ひずみと荷重倍率の勾配は、破断前の勾配と異なっているが、

作用力解放直後も勾配は、ほぼ線形性を保っている。解放率が 0.75 付近になると非線形性が表れて、D2 部材の勾配は小さくなっている。断面力を解放し終えたとき、D2 部材のひずみが最も大きくなることからクリティカル部材と呼んでいる。解放率 0.75 付近で D2 部材の非線形性が大きくなっていることは、前述の照査式 2 による照査結果とも整合することから、照査式 2 の方が照査式 1 に比べて、非線形解析の結果に近い評価を行なっていることを示している。

図 7 に、他の部材が破断した場合のクリティカル部材のひずみを示す。座屈等により耐力がなくなる部材の断面力解放には、解放時の動的効果を考慮していないが、引張力が作用していて、破断により断面力が解放される部材では、動的効果を考慮して、解放力は作用力の 1.85 倍程度まで与えて解析を行っている。

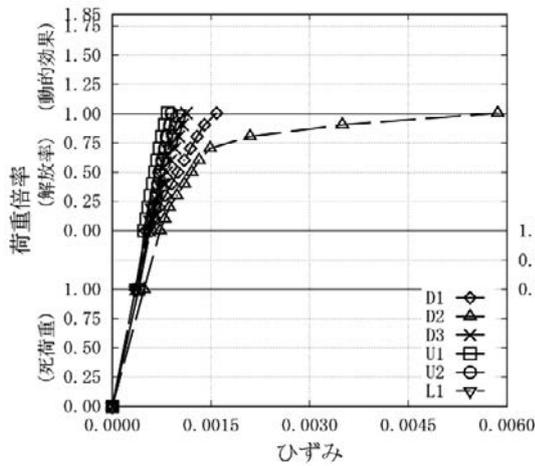


図 6 破断後の各部材のひずみ(Case-1)⁶⁾

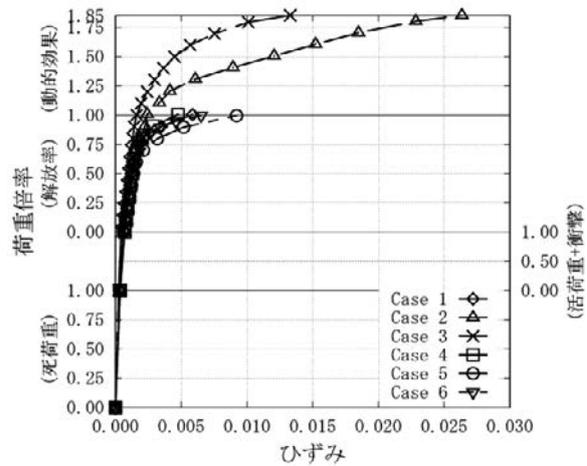


図 7 各破断ケースのクリティカル部材のひずみ⁶⁾

(図 6, 7 の出典 : Hoang Trong Khuyen: Redundancy and progressive collapse analysis methods for steel truss bridges, 博士学位論文(長岡技術科学大学), 2016)

2.3 照査式と非線形解析結果の比較

図 1 のような下路式ワーレントラス橋を対象にして、クリティカル部材の線形と非線形の強度関連式に基づいた部材照査式の R 値の違いを示す。このとき、比較のために断面内の塑性域の広がり方を考慮した骨組要素を用いた弾塑性非線形解析によるクリティカル部材の曲げモーメント M/M_p の結果も示す。

照査式 1 と 2 の R 値と非線形解析による M/M_p をまとめて図 8 に示す。これらの図は部材破断や座屈により、その部材に生じていた断面力を、徐々に解放したときに、残りの部材の中で R 値が最も大きくなるクリティカル部材の R 値の推移、および、非線形解析による曲げモーメント M と全塑性モーメント M_p の比を示している。図(a)の Case-1 の場合には、照査式 1 による R 値が 1 を超えるのは、解放率 $\alpha > 0.6$ 、照査式 2 では $\alpha > 0.75$ 付近になっている。また、非線形解析による M/M_p が最大になるのは、 α は 0.8 付近になっている。他のケースでも照査式 2 の R が 1 を超えるときの解放率と非線形解析による M/M_p の最大値の解放率は近い値になっていることが分かる。

ところで、図 9 のような長方形断面の単純支持梁に強制変位 u と θ を与えて、徐々に変位の値を大きくする弾塑性有限変位解析を行うと、梁端の断面力 N と M は図 10 のように原点から離れて、長方形断面の強度関連曲線 $(N/N_p)^2 + (M/M_p) = 1$ に接すると、曲げモーメント M が減少して、強度関連曲線上を、 $(N/N_p) = 1$ の方向に移動している。なお、ここでも、降伏後のひずみ硬化は考慮していない。

これより、図 8 において非線形解析による M が最大になると、断面力 N と M は強度関連式が 1 になっている。すなわち、 $R=1$ になっていると考えられる。前述のように、非線形解析による M/M_p が最大になるときの解放率 α と、線形解析による N と M から照査式 2 により求めた R が 1 になるときの解放率が近いことは、照査式 2 による終局状態の判定の精度が高いことを示している。

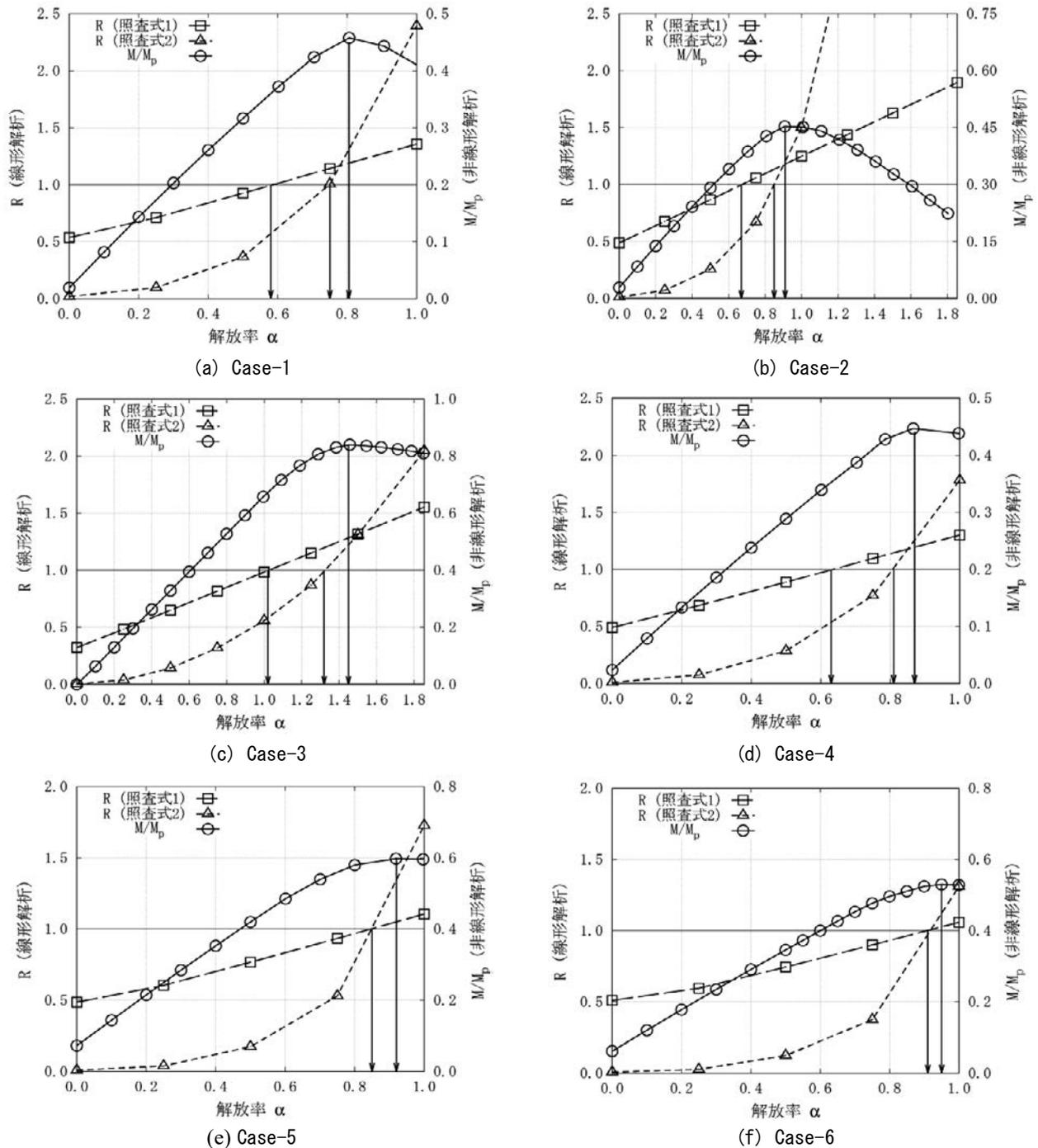
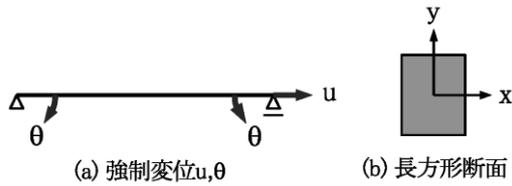


図8 R値と非線形解析結果の比較⁶⁾

(出典: Hoang Trong Khuyen: Redundancy and progressive collapse analysis methods for steel truss bridges, 博士学位論文(長岡技術科学大学), 2016)

図 11 に各ケースの照査式の R が 1 になるときの解放率と、非線形解析による M が最大になるときの解放率を示している。また、図 12 は、照査式 1 と 2 の R が 1 になるときの解放率を非線形解析による M が最大になるときの解放率で除した値を示している。照査式 2 による応力解放率は非線形解析による $R=1$ の解放率の 90%以上の値になっている。照査式 1 の応力解放率はケース 1 から 4 では、70%程度に留まり、ケース 5 と 6 では照査式 2 と同様の精度になっている。なお、ケース 5 と 6 はクリティカル部材には圧縮力が作用しているケースである。



(a) 強制変位 u, θ (b) 長方形断面

図9 単純支持梁

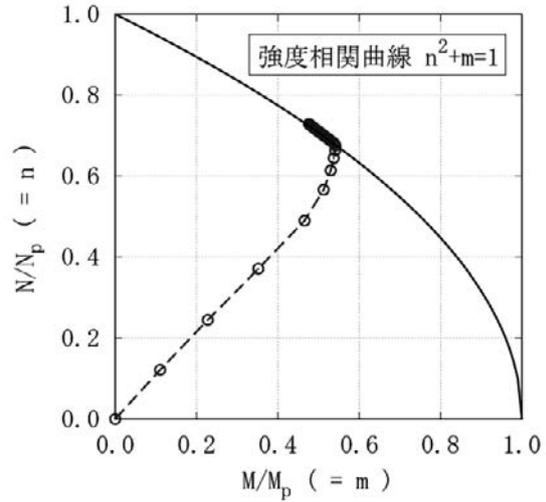


図10 断面力NとMの推移

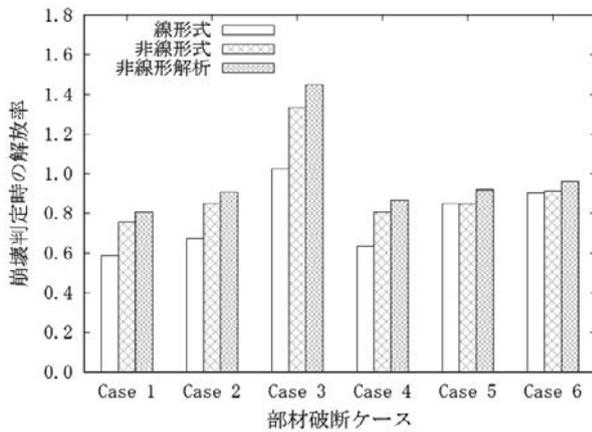


図11 解放率⁶⁾

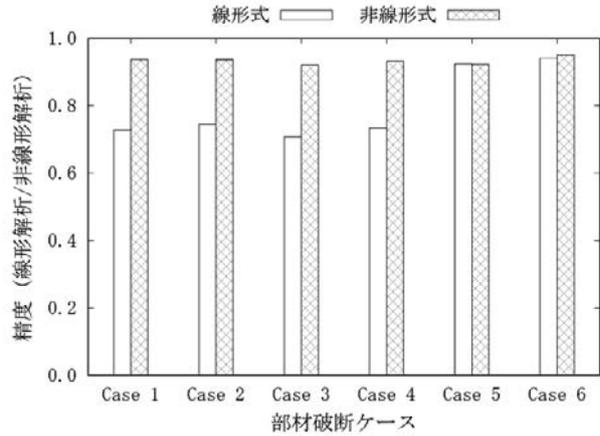


図12 非線形解析結果との比較⁶⁾

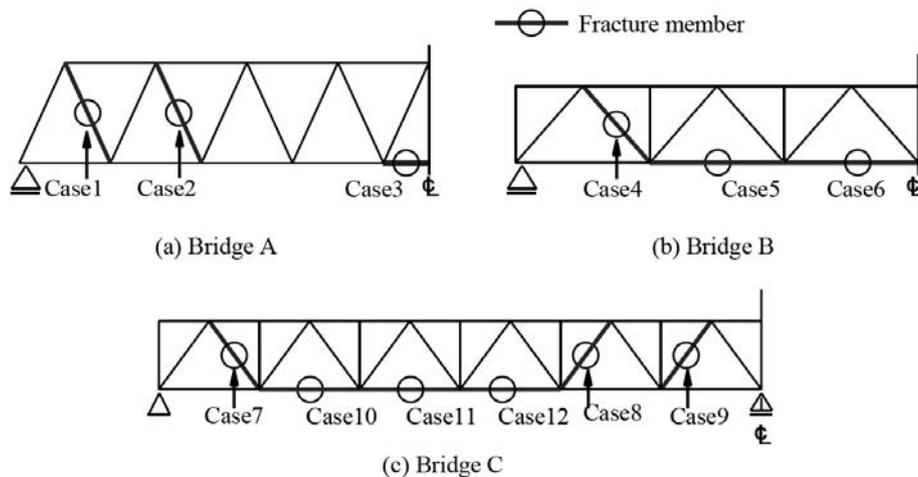
(図11,12の出典: Hoang Trong Khuyen: Redundancy and progressive collapse analysis methods for steel truss bridges, 博士学位論文(長岡技術科学大学), 2016)

以上より、照査式2による $R>1$ の判定は、照査式1による $R>1$ の判定に比べて、非線形解析による結果を精度よく表していることが分かる。ただし、クリティカル部材が圧縮の場合には、照査式1の判定の精度も高いようである。

3. 部材破断による動的効果

動的解析は計算量が多くなるため、1自由度系の振動の振幅から動的効果を $i_F=1.854$ として評価し、部材破断時の解放力にこの係数を乗じて、動的効果を考慮する方法がURS Report¹⁾、永谷ら²⁾やリダンダンシー評価ガイドライン(案)³⁾では採用されている。しかし、この方法による破断後の各部材の R を算出すると、動的解析による結果と異なることが知られている。Hoangら⁴⁾は、静的線形解析によって、動的線形解析による R 値に近い結果を得る方法を提案している。これらの二つの静的解析による方法の比較のために、動的線形解析による結果を示す。

対象橋梁の引張部材が破断した場合の動的応答を解析する部材破断ケースを図13に示す。ここでは、これらの部材破断ケースの中から、橋梁Aの斜材が破断するCase-1、橋梁Bの下弦材が破断するCase-5、橋梁Cの下弦材が破断するCase-10の結果を示す。

図 13 部材破断シナリオ⁶⁾

(出典: Hoang Trong Khuyen: Redundancy and progressive collapse analysis methods for steel truss bridges, 博士学位論文(長岡技術科学大学), 2016)

動的線形解析と、動的応答倍率を乗じた荷重を部材破断の生じた構造系に載荷した静的線形解析、および標準的な静的線形解析によるリダンダンシー評価の結果を図 14 に示す。図中の R 値は動的効果の違いのみを示すために、標準的な照査式 1 による R を示している。Case-1(図(a))は $DAF=1.32$, Case-5(図(b))は $DAF=1.27$, Case-10(図(c))は $DAF=1.23$ を用いている。これらの図より、動的線形解析による R 値と、動的応答倍率を考慮した静的線形解析による R 値は同様の値になっている。一方、破断部材の解放力に衝撃係数を乗する既往の静的線形解析による R 値には、相違が見られる。

これらより、動的応答倍率を乗じた荷重を部材破断の生じた構造系に作用させた静的解析の R 値は、動的線形解析の R 値を精度よく再現できていることが分かる。

【参考文献】

- 1) URS corporation : Fatigue evaluation and redundancy analysis, Bridge No.9340, I-35W over Mississippi river, Draft report, 2006.
- 2) 永谷ほか : 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) 土木学会 鋼構造委員会 鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会 : リダンダンシー評価ガイドライン(案), 土木学会, 2014.6.
- 4) Hoang Trong Khuyen and Eiji Iwasaki : An approximation method of dynamics amplification factor for alternate load path in redundancy and progressive collapse linear static analysis for steel truss bridges, Case Studies in Structural Engineering, Vol.6, pp.53-62, 2016.6.
- 5) Hoang Trong Khuyen and Iwasaki Eiji : Linear Redundancy Analysis Method Considering Plastic Region for Steel Truss Bridges, J. Bridge Engineering, ASCE, Vol.22, Issue 3, March 2017.
- 6) Hoang Trong Khuyen : Redundancy and progressive collapse analysis methods for steel truss bridges, 博士学位論文(長岡技術科学大学), 2016.

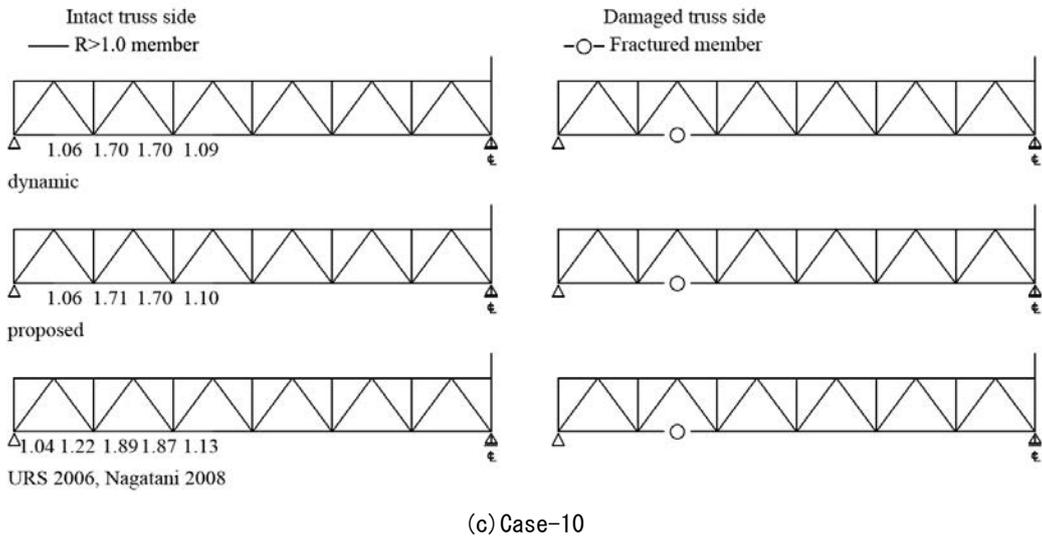
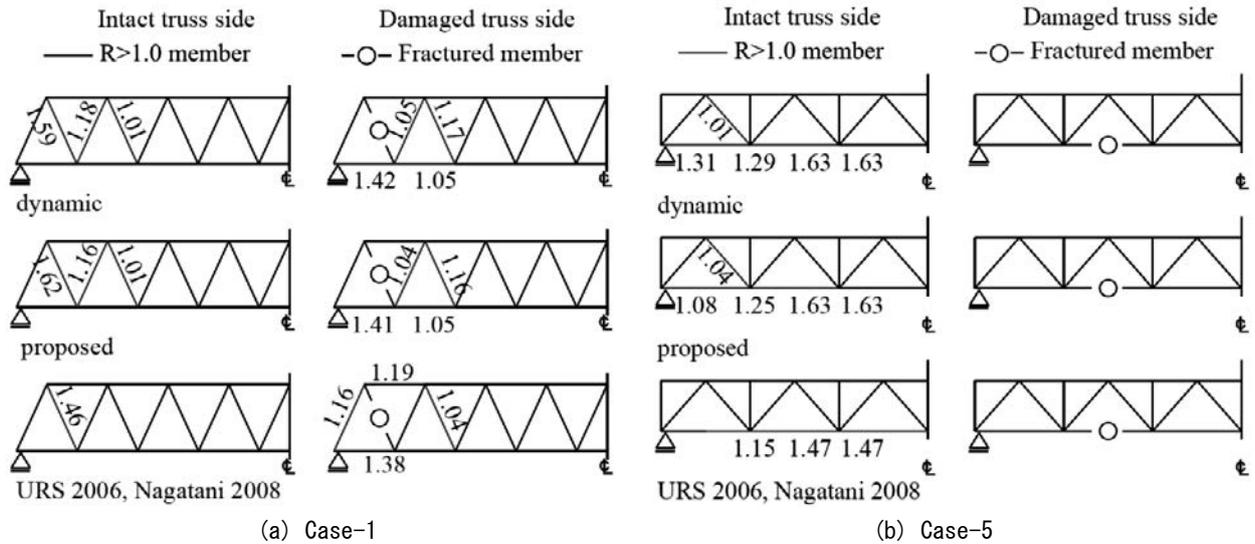


図 14 動的応答解析，動的応答倍率を考慮した静的解析と既往の静的解析の R 値の比較⁶⁾
 (出典：Hoang Trong Khuyen: Redundancy and progressive collapse analysis methods for steel truss bridges, 博士学位論文(長岡技術科学大学), 2016)

事例 4. 鋼 2 主桁橋のリダンダンシー解析

1. はじめに

本研究で作成した実験モデルは、桁高さ 300mm、スパン 4000mm の 2 本の主桁を持つ図 1、図 2 のような鋼 2 主桁橋である。鋼材は SM490 を使用し、コンクリートは圧縮強度 27MPa である。鉄筋は D10 を使用した。今回は 2 種類の供試体を用意し、1 つは健全なモデル(モデル 1)、もう 1 つは 1 本の主桁の中央に幅 5mm の亀裂をウェブと下フランジに入れたモデル(モデル 2)とする。また、供試体の各部にはひずみゲージを設置した。

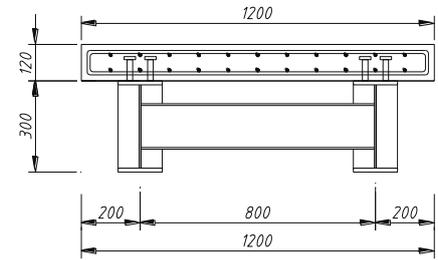


図 1 試験体の断面寸法 (単位 : mm)

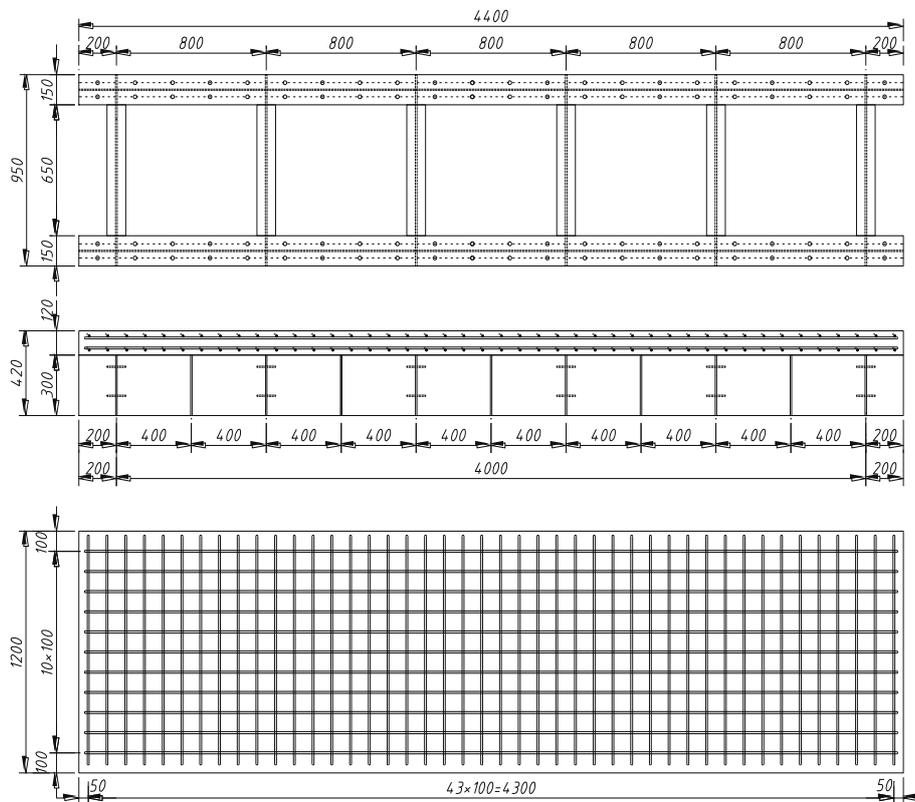


図 2 試験体の平面・側面寸法 (単位 : mm)



写真 1 荷重実験

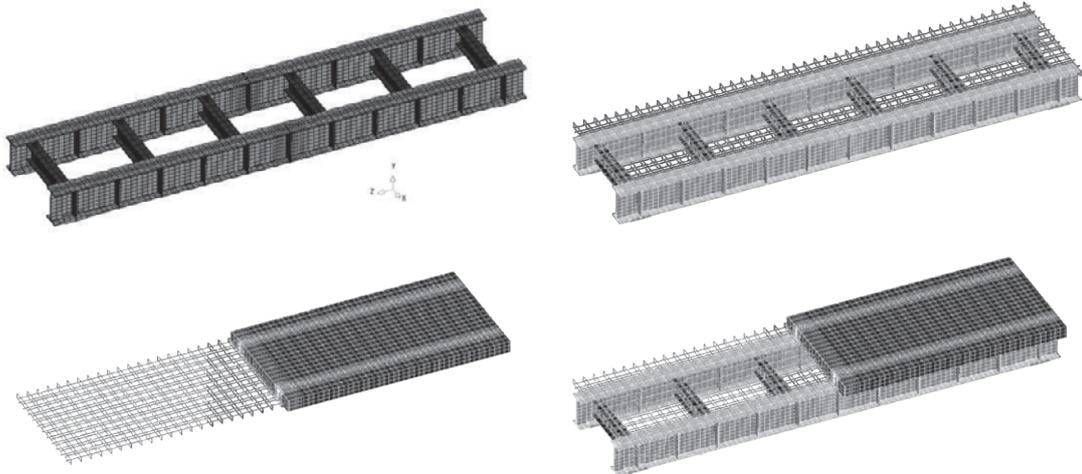


図3 解析モデル

2. 解析方法

解析では、FEM汎用ソフト DIANA を用いるものとした。解析モデルは、鋼桁、横桁と補強リブはシェル要素、コンクリート床版はソリッド要素、ひび割れ防止鉄筋は鉄筋 (bar) 要素でモデル化し、コンクリートには材料試験結果を用いて非線形特性 (引張軟化曲線) を考慮できるように設定している。また、鋼桁とコンクリートの接触部には、界面要素モデルを設置した。

非線形解析の荷重モデルは、2本の主桁のうち片方の主桁のスパン中央を均等強制変位により変位させ、非線形解析を行った。はじめに自重をかけ、その後、各主桁のスパン中央部を強制的に変位させて非線形解析を行った。

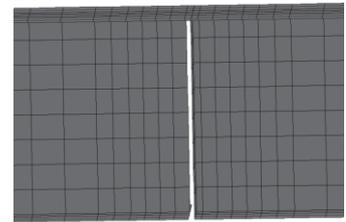


図4 損傷モデル

3. 荷重変位曲線と破壊モード

実験結果と解析結果を比較すると、健全なモデルは変位が 25mm 付近までは実験結果と解析結果がほぼ一致しているが、それ以降実験結果は荷重と変位が伸び続け、解析結果は荷重が上がっていることがわかる。実験結果は荷重変位曲線において 25mm 付近で荷重が一度下がっている点があるが、この時点でコンクリートの圧壊が始まったと考えられる。そして、その後も荷重と変位が増加し続けたことから、実際の荷重試験ではコンクリート床版に載荷板による圧壊が生じた後も荷重と変位は増加し続けるとわかった。解析モデルは正しく作成できており、FEM 解析も正確に行えたといえる。

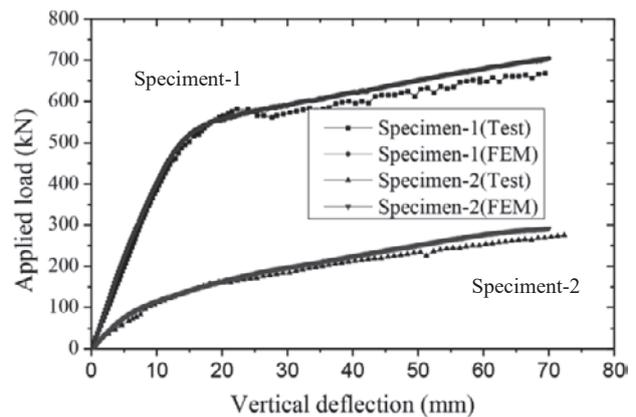


図5 荷重変位曲線(G1)¹⁾

(出典: H. Lamほか: Performance of Composite Twin I-Girder Bridges with Fatigue Induced Crack, J. of Bridge Engng., ASCE, 2017, with permission from ASCE)

写真2に健全なモデルの荷重終了後のコンクリート圧壊の様子を示す。

次に、損傷ありモデルは荷重位置下の主桁のウェブと下フランジに亀裂を入れているため、降伏は生じず、ゆるやかに荷重が増加した。278.43kN を荷重した時点で、荷重位置が下に大きく沈んでおり、荷重装置の反対側が沈んでいないコンクリート床版に接触する危険があったため、278.43kN で荷重を中止した。また、今回も載荷板がコンクリートにのめり込み、コンクリート床版が圧壊する現象が生じた。写真3, 4, 5に荷重が



(a) 上から



(b) 側面から

写真2 載荷板によるコンクリート破壊の様子



写真3 載荷前のコンクリート床版の様子



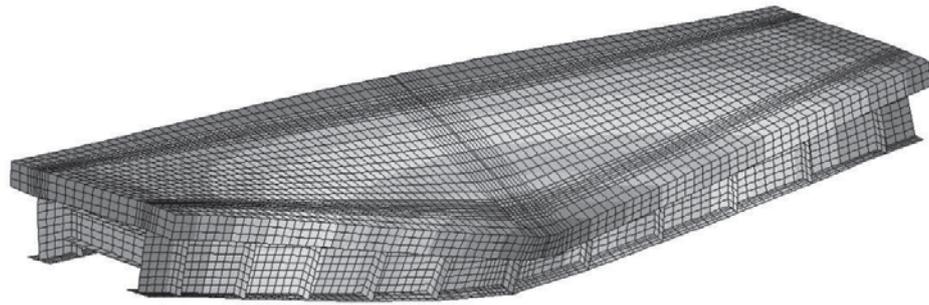
写真4 載荷後のコンクリート床版圧壊の様子



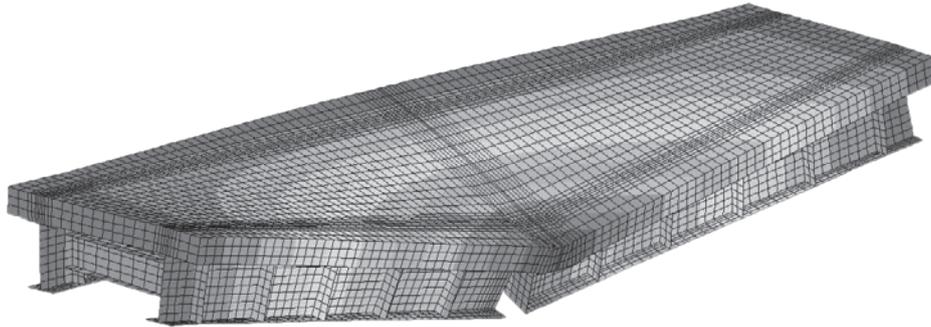
写真5 載荷後の損傷部分の様子

不可となった状態とコンクリート圧壊の様子，そして載荷終了後の損傷部の様子を示す。

損傷あり（試験体1）と損傷なし（試験体2）の試験体の終局限界状態での変形を図6に示す。



(a) 試験体 1



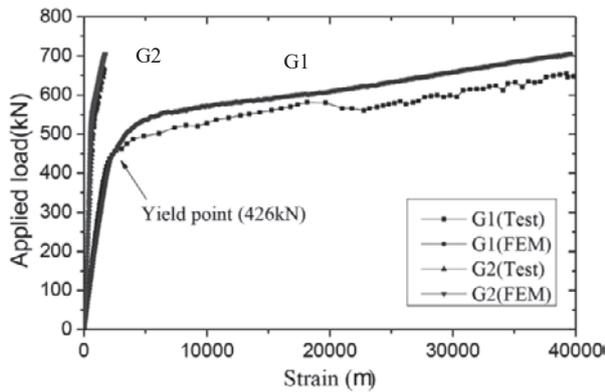
(b) 試験体 2

図6 終局限界状態での変位図(変化倍率5倍)¹⁾

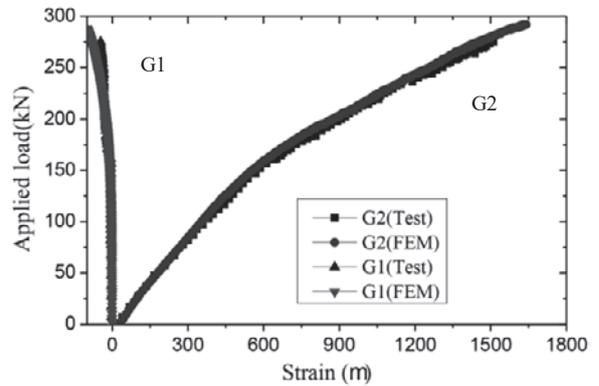
(出典: H. Lamほか: Performance of Composite Twin I-Girder Bridges with Fatigue Induced Crack, J. of Bridge Engng., ASCE, 2017, with permission from ASCE)

4. 荷重ひずみ曲線

試験体の荷重ひずみ曲線は図7に示すように、実験結果と解析結果がほぼ一致している。



(a) 試験体 1



(b) 試験体 2

図7 荷重ひずみ曲線(鋼桁下フランジ, 中央断面, G1)¹⁾

(出典: H. Lamほか: Performance of Composite Twin I-Girder Bridges with Fatigue Induced Crack, Journal of Bridge Engineering, ASCE, 2017, with permission from ASCE)

5. リダンダンシー評価

橋梁上部構造のリダンダンシー指標より、本モデルのリダンダンシーを数値化する。

$$\Phi_{min} = \min\left(\frac{LF_u}{1.3LF_1}, \frac{LF_d}{0.5LF_1}, \frac{LF_f}{1.1LF_1}\right)$$

ここで、リダンダンシー指標を求めるのに必要なパラメータは以下の4つである²⁾。

LF_1 = 健全な上部構造のある部材が最初に限界値に達するときの活荷重倍率 α

LF_u = 上部構造の破壊を引き起こすときの活荷重倍率 α

LF_f = 最大変位がスパンの 1/100 に到達するときの活荷重倍率 α

LF_d = 損傷した上部構造が破壊するときの活荷重倍率 α

本モデルのリダンダンシー指標は表1のようになった。

今回は、最大変位がスパンの 1/100 すなわち 40mm に達する前に破壊に至ったため、 LF_f は発生しなかった。よって、 LF_1, LF_u, LF_f, LF_d について、リダンダンシーの評価を行う。

表1 リダンダンシーの評価²⁾

Model	LF_1 (kN)	LF_u (kN)	LF_f (kN)	LF_d (kN)	$R_u/1.30$	$R_f/1.1$	$R_d/0.5$	ϕ_R
実験	426	668	599	275	1.21	1.28	1.29	1.21
解析	427	704	621	292	1.27	1.32	1.36	1.27

実験結果より健全なモデルの降伏点での荷重は 426kN、変位が 40mm となる使用限界状態では 599kN であった。実験の破壊モードはコンクリートの圧壊であったが、その最大荷重点は健全なモデルが 668kN、損傷ありモデルは 292kN であった。これらの値を用いてリダンダンシー評価を行った。実験体のリダンダンシー評価は 1.27 となり、1.0 を上回った。これより、実験体は十分なリダンダンシーがあるといえる。

6. まとめ

本研究の目的は、リダンダンシーの評価方法の明確化である。そのために、2本の主桁を有する合成桁橋において、主桁に亀裂を入れた場合と健全なモデルを比較することで、主桁に亀裂が生じた場合でも十分なリダンダンシーを保てるか検討した。そして、解析結果と実験結果を比較することで FEM 解析の実用性を検討した。

謝辞：本稿は早稲田大学特定課題研究助成費（課題番号：2015A-503、助成金受領者：林偉偉）による研究成果の一部である。

【参考文献】

- 1) Heang Lam, Weiwei Lin, Teruhiko Yoda. (2017). "Performance of Composite Twin I-Girder Bridges with Fatigue Induced Crack." Journal of Bridge Engineering, ASCE. Paper ID: 04017056. DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001094.
- 2) Heang Lam : Redundancy Evaluation of Steel-Concrete Composite Twin I-Girder Bridges, 博士論文(早稲田大学), 2017.

事例5. リダンダンシーの事例（3径間連続鋼桁橋）

1. 構造物の概要

鋼部材に発生するき裂は、発生部位や進展状況によって、致命的な損傷になる恐れがある。ここでは、鋼橋の中でも、最も一般的で最も架橋数の多い鋼桁橋に着目した解析を実施している。対象とする橋梁の一般図を図1に示す。

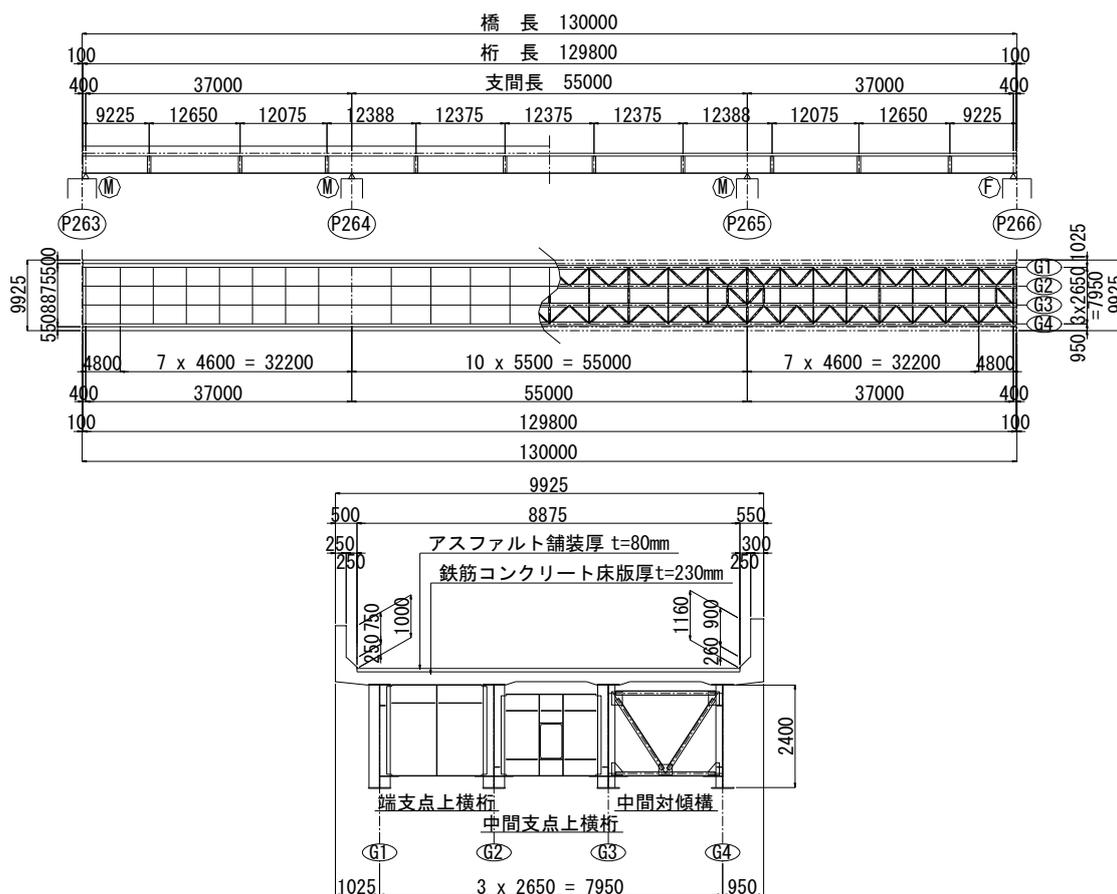


図1 対象橋梁¹⁾

(出典：土木学会 鋼構造委員会 鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会報告書，2014)

また、基本条件を以下に示す。

- 構造形式：3径間連続非合成鋼桁橋（4主桁）
- 橋長：130.000m
- 適用基準：平成14年 鋼道路橋設計示方書

2. 損傷状況

過去実際に発生したことがある損傷を参考に、主桁・横桁に亀裂や腐食が発生したことを想定した解析を実施した。具体的な損傷の発生部位を図2に示す。

端支点付近は、腐食とソールプレートからのき裂を想定した。中間支点付近はソールプレートからのき裂を想定した。支間中央部は、床版からの漏水による主桁の腐食、横桁からのき裂を想定した。横桁は接合部からのき裂を想定した。いずれのケースも、外桁に発生したケースと中桁に発生したケースとした。主桁の損傷は、側径間に損傷を与えたケースと中央径間に損傷与えたケースを行った。

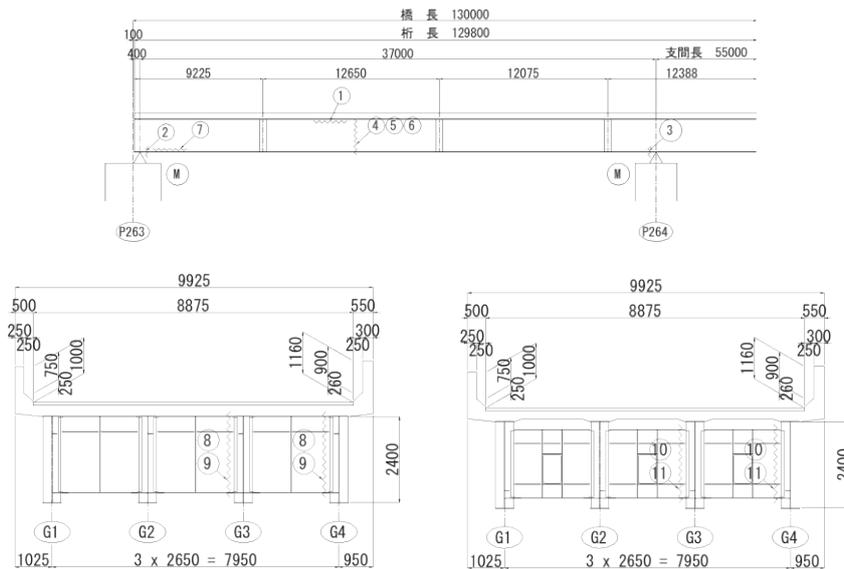


図2 損傷の状況¹⁾

(出典：土木学会 鋼構造委員会 鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会報告書，2014)

3. 解析手法

橋梁全体を、シェル要素をベースに健全な状態でモデル化。非合成の桁橋ではあるが完全な合成桁として死荷重による応力状態を再現し、それを応力の初期値としている。き裂は該当するシェル要素を削除、腐食は該当するシェル要素を減肉してモデル化している。これら一連の解析を、ステップ解析によって実施することによって、部材に作用する応力状況を把握している。

4. 部材の応力状況

部材を損傷させた状態で FEM 解析を実施した結果、特に支間中央部付近の主桁が破断に至るような損傷を受けたケースにおいては、たわみの増加、床版の応力度の増加、主桁の応力度の増加、横構・対傾構の増加がそれぞれ確認された。なお、委員会報告書¹⁾では、本ケースのより詳細な損傷後の挙動、および単純桁や少数主桁形式による解析結果も紹介しているので参考にされたい。

【参考文献】

- 1) 土木学会 鋼構造委員会：鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会報告書，
http://committees.jsce.or.jp/s_research/node/16, 2014.

事例6. 衝突により変形した鋼桁橋の性能評価

1. 構造物の概要

鋼桁橋の下フランジに車両が衝突したことによって、下フランジの一部に亀裂や変形が生じた事例を紹介する。

2. 損傷状況

車両の衝突によって、写真1に示すように、下フランジの一部に変形及び亀裂が生じた。幸いにも主たる損傷は下フランジ断面の半分程度の変形に留まっており、下フランジ断面の半分は損傷を受けていなかった。故に、主桁下フランジ全断面の破断に代表されるよう、落橋に至る重大な損傷ではないと判断されている。



写真1 損傷の状況

3. 検討フロー

①竣工当時の復元解析

本来であれば、設計図書を手掛かりに復元解析を実施するが、本事例においては設計図書が残っていなかった。そこで、現地調査と格子解析によって当初設計を復元（推定）した。これを健全な状態における応力状態(初期値)とした。

②補強後の解析

補強設計に用いる断面力の算出においては、損傷が局部的であるということを考慮し、損傷を受けたことによる部材の欠損、および補強部材を取り付けたことによる剛度の増減は、解析には考慮しなかった。

③損傷部位の応力計算

損傷部位の応力計算は安全側の仮定の下、き裂が進展している範囲、並びに変形している範囲は部材がない（下フランジの半分程度の部材がないイメージ）ものして、損傷を受けた現状の応力計算を実施した。また、補強後の応力計算についても同様の考え方とした。

4. 性能回復の目標

損傷を受けた下フランジを損傷前の状態に戻すためには、長時間の交通規制や下フランジの現場での入熱を伴う矯正が必要となる。そのため、損傷を受けた箇所には手を加えず、損傷断面を補うように補強部材を

配置することによって補強を実施した。なお、き裂に対しては今後進展する危険性があるので、ストップホールによって処置をしている。

5. 施工上の留意点・今後の課題

本事例においては、現場の制約もあり損傷を受けた箇所に対しては変形を矯正することはしなかった。これは主たる損傷が変形であったことも一つの要因と考える。しかしながら、中長期的に見た場合には損傷を受けた箇所は構造上の弱点にもなりえることから、可能な限り損傷は放置せず適宜補修するのが好ましいと考える。一方、すべての損傷を補修するのは必ずしも合理的でない場合もある。つまり、部位(状況)によっては手を加えることによって、補修前と比べて逆に悪化させる(損傷を進行させる)場合も十分に考えられる。そのため、損傷状況を適切に把握した上で損傷要因の改善及び損傷の進行を防ぐとともに、現場の状況や既設部材への影響(例えば損傷が進行しないか、入熱の影響はないか)等に配慮して、適切な補修方法を選定することが重要であると考えられる。

本事例においては、損傷を受けた部位が極限られた範囲であり、構造系全体に与える影響はほとんどないと判断したため、損傷を解析に組み込むことはしなかった。しかしながら、損傷の程度によっては応力の再分配も十分に考えられることから、損傷を解析に組み込むかどうかは適宜判断することが好ましい。合わせて、骨組み解析に損傷を組み込むことが難しいと判断されるような場合は、FEM解析等を用いて解析する方法も考えられるので、解析ツールに関しては適宜選択するのが良い。

【参考文献】

- 1) 土木学会 鋼構造委員会：鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会報告書，
http://committees.jsce.or.jp/s_research/node/16, 2014.

事例7. 箱桁支点部の変形・き裂が生じた箱桁橋の性能評価

1. 構造物の概要

宮城県にある本橋(図1)は、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震によって、損傷を受けた橋梁の一つである。上部工で受けた損傷は、下フランジの面外変形を伴った破断、支承の回転の阻害、セットボルトのゆるみ、変位制限構造のセットボルトの破断である。ここではそのうち、支点部の変形・き裂に着目している。

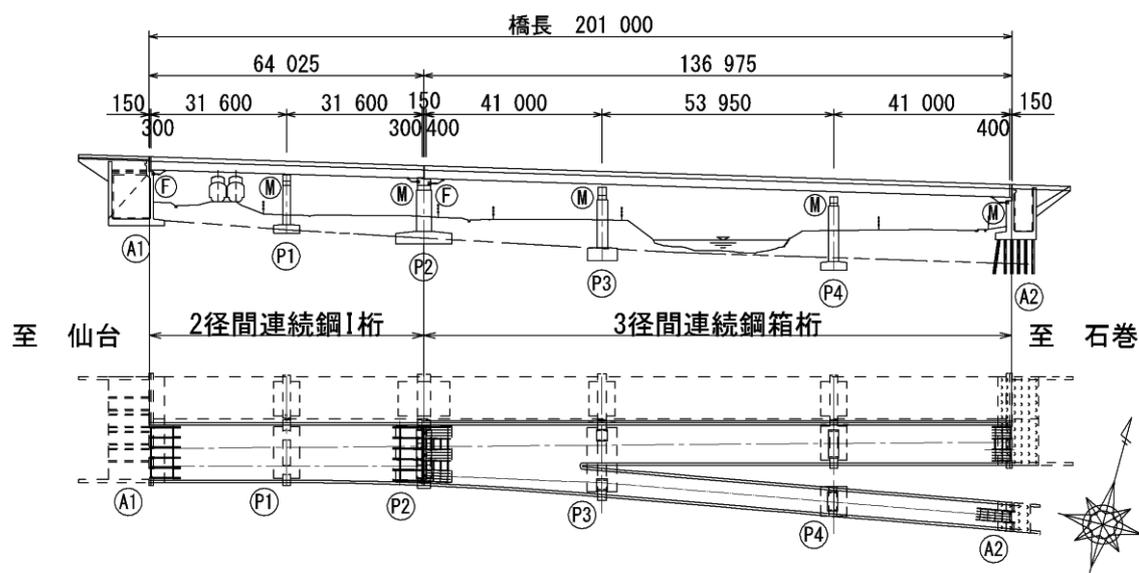


図1 損傷の状況¹⁾

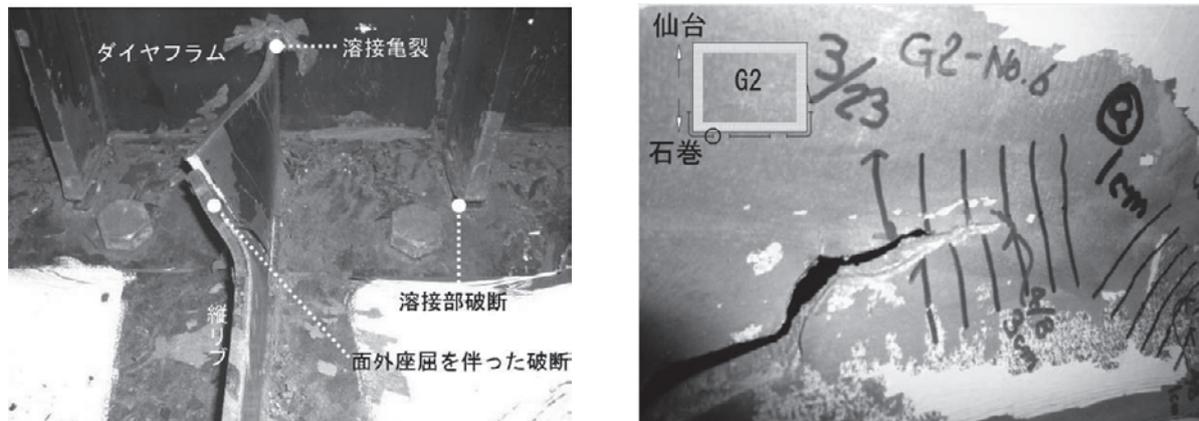
(出典：佐々木ら：仙台松島道路 高城川新橋の被災状況とその復旧，
第14回性能回復に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2011)

また、基本条件を以下に示す。

- 構造形式：5径間連続鋼橋 (2径間連続鋼I桁橋(6主桁)+3径間連続鋼箱桁(3主桁))
- 橋長：201.0m
- 年代：1982年竣工
- 架設地点：宮城県松島市(有料道路)

2. 損傷状況

3月11日の本震地震によって写真1に示すように、P2付近の箱桁下フランジには、縦リブやダイアフラムの垂直補剛材の面外変形を伴った変形が確認され、縦リブの一部は破断に至っていることが確認された。その後、4月7日の余震により、下フランジの損傷進展が確認され、下フランジそのものには最大3cmのき裂進展が確認され、き裂先端はダイアフラムに向かって延伸している。

写真 1 損傷の状況¹⁾

(出典：佐々木ら：仙台松島道路 高城川新橋の被災状況とその復旧，
第 14 回性能回復に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2011)

3. 検討フロー

① 応急処置とモニタリング

壊滅的な津波被害を受けた三陸沿岸部への救援物資等の緊急輸送道路であること，及び早急に一般開放する必要があったため，段差防止装置を仮支点とした応急復旧を行った．合わせて，本復旧までの間，き裂の進展及びたわみのモニタリングを実施した²⁾．

② FEM 解析による原因究明

何らかの現認により，ダイアグラム付垂直補剛材の下フランジ側溶接部が破断した状況で，ダイアグラムが橋軸方向に回転しやすい状況であったものと仮定し，桁端部から 6.4m の範囲をシェル要素，そこから P3 までを梁要素を用いた FEM 解析を実施した．これにより，使用鋼材 (SS400) の降伏強度や引張強度を超過する応力が発生していることを確認した．

4. 解析手法

本解析は，着目部付近はシェル要素，それ以外は梁要素 (1 本) でモデル化している．これにより，橋梁全体の挙動を確認できるほか，シェル要素でモデル化した部位については局所的な応力の照査も可能となっている．FEM モデルには，動的解析より得られた断面力を与えて解析を実施している．

5. 施工上の留意点・今後の課題

本解析により，下フランジが損傷したメカニズムが明らかになったと考えるが，動的解析に見られる鋼箱桁の上下動モードが，今回の損傷原因へどのような影響を及ぼしているのか，今後解明していく必要がある．

【参考文献】

- 1) 佐々木ら：仙台松島道路 高城川新橋の被災状況とその復旧，第 14 回性能回復に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，2011.7.
- 2) 田代ら：被災した鋼箱桁橋の亀裂進展監視のための遠隔モニタリング，橋梁振動コロキウム 2011 論文集，2011.

事例 8. ずれ止めのモデル化

1. 構造物の概要

格子解析で合成桁を解析する場合には、平面保持の仮定に基づいて算出した断面剛度を用いる。この場合、鋼桁と床版とを接続するずれ止めは、0(非合成)もしくは1(完全合成)で評価される。一方、FEM 解析においては、ずれ止めのせん断ばねを任意で与えることが可能なため、合成と非合成の間である不完全合成も解析することが可能である。なお、ずれ止めに任意のばねを与えている場合、合成桁のつもりで解析していても、バネ値を適切に設定しないと想定とは異なる解が得られることも十分に考えられる。ここでは、実橋を参考に新たに作成した、図 1 に示す橋梁を対象に、ずれ止めのバネ値が主桁上フランジの解析解にどの程度影響を与えるのかを検証した。

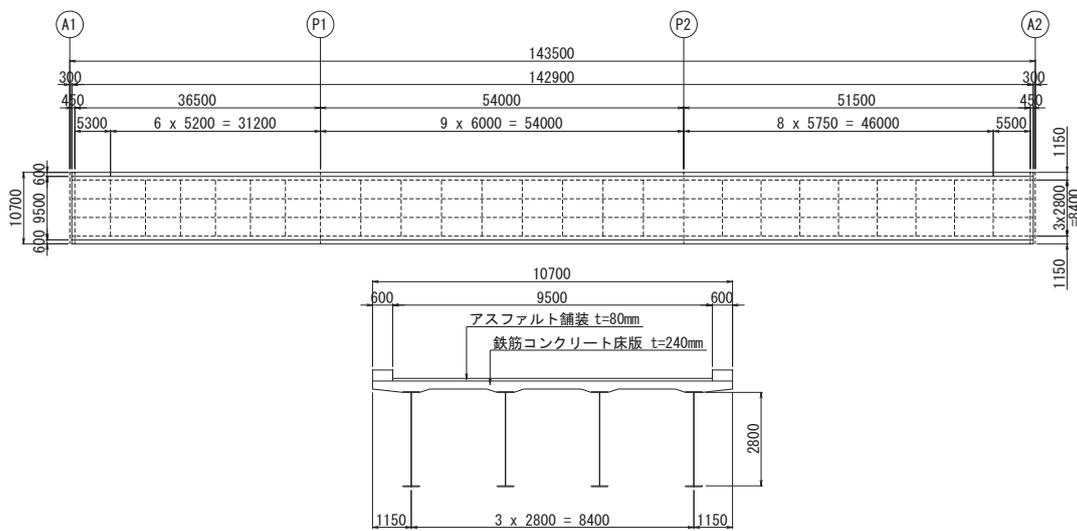


図 1 対象橋梁

構造形式：3 径間連続非合成鋼桁橋（4 主桁）

橋 長：143.5m

年 代：1990 年代を想定

適用基準：平成 2 年 道路橋示方書

2. 検討フロー

ずれ止めのモデル化が、主桁に対してどのような影響を与えるかを検証するため、3 ケースの検討を実施した。なお、主桁と床版とを接続するバネ要素以外はすべて同じ条件としている。また、着目する荷重は死荷重とする。

① 完全な非合成桁となるよう、ずれ止めのバネ値を 0 としたケース

ずれ止めのバネ値を限りなく 0 にすることによって、床版からの荷重は、主桁に対しては鉛直荷重のみが作用するようにして解析を実施。床版に対しては、一定の剛度を与えた場合特異な変位や応力は発生する可能性があるが、着目は主桁なので、この時の床版の結果は無視している。

非合成が前提であれば、無理に床版をモデル化しないで主桁上に直接荷重を載荷する方法もあるが、この場合床版による荷重分配が考慮できないので、必要に応じて使い分けを行うのが良い。

② 完全な活荷重合成桁となるよう、ずれ止めのバネ値を剛としたケース

完全な活荷重合成桁として解析を実施するためずれ止めのバネ値を剛(∞)として解析を実施。これは、床版硬化前に載荷される荷重(合成前死荷重)は床版剛度を無効(死荷重のみ考慮)とすることで、床版に作用する応力は0となるよう解析を実施。次に床版硬化後に載荷される荷重は床版剛度を有効としたステップ解析を実施。これにより、床版に対しては床版硬化後に載荷される荷重による力のみが伝わる。

この時使用する FEM 解析ソフトによっては、ステップ解析ができない場合や、応力の足し合わせが上手くできない場合もあるので注意が必要である。

③ 不完全な活荷重合成桁となるよう、ずれ止めに剛ではない任意のバネ値を与えたケース

ずれ止めに任意のバネ値を与えて解析を実施すること以外は②の解析と同じ手法である。

3. 主桁の応力状況

図 2 に、検討フローで示した 3 ケースによる主桁上フランジに着目した応力状態を図化したものを示す。主桁上フランジの作用応力度は、完全合成桁<不完全合成桁<非合成桁となっており、ずれ止めのバネ値の影響によって主桁に作用する応力度が変化することが確認できた。これにより、FEM 解析にて合成桁を解析する場合には、適切なバネ値の設定が必要であると考えられる。

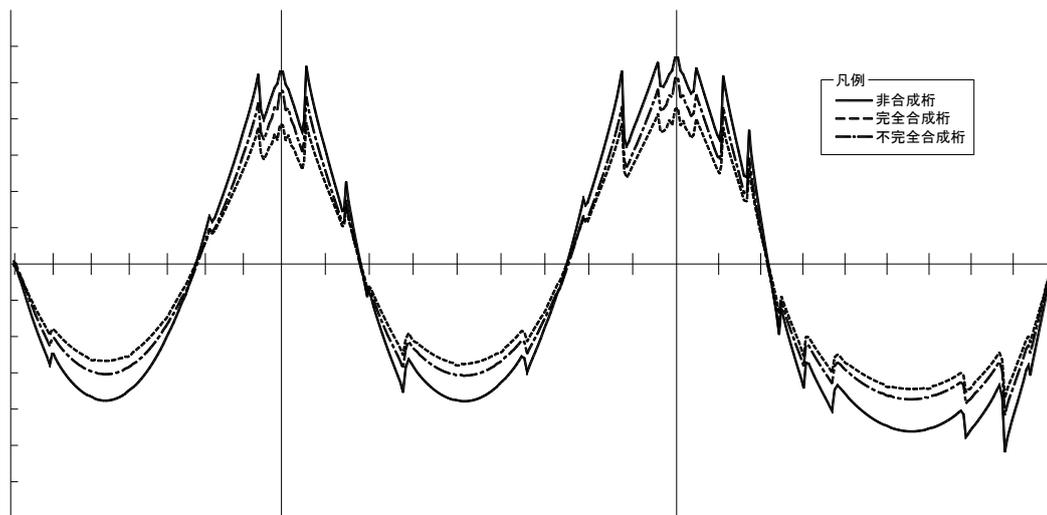


図 2 主桁上フランジの作用応力度

4. 施工上の留意点・今後の課題

今回の事例では、同じ解析モデルを用いて、ずれ止めのバネ値をパラメータとした場合に、主桁に作用する応力に差が出ることを確認した。しかしながら、FEM 解析ソフト上で合成桁に作用する応力を適切に評価するためには、ステップ解析を実施できる FEM 解析ソフトに限定されることになる。

スラブアンカー 1 本当たりの静的なずれ耐荷力特性に関しては、既往の研究¹⁾を参考にできる。その他の形式のずれ止めに関しては、複合構造標準示方書²⁾を参考にされたい。

【参考文献】

- 1) 増田ら：スラブアンカーの静的なずれ耐荷力特性に関する実験的研究，構造工学論文集(Vol.47A)，2001.
- 2) 土木学会：複合構造標準示方書，2009.

事例9 腐食減肉の生じたトラスガセット部の応力とせん断耐力

写真1のようなトラス橋の下弦材直上の部位は、海塩粒子や飛散した凍結防止剤、塵などが堆積しやすく、塗膜の劣化と腐食の進みやすい部位である。このような部位の腐食減肉による補修の要否、特に緊急補修の要否の検討を行う場合に、この部位の照査は、応力状態が複雑なため、FEA に頼ることが多い。そこで、この部位の FEA による解析事例を紹介する¹⁾。



(a) 格点部の構造例



(b) 下弦材直上ガセットの腐食例

写真1 トラス格点部¹⁾

(出典：岩崎ほか：腐食減肉の生じたトラス橋の下弦材直上ガセット部の応力評価と維持管理方針の提案，土木学会論文集 A1, Vol174, No. 1, 2018)

1. トラス橋の概要

図1のような橋長132mの2径間連続トラスの下弦材の格点部を対象にする。この橋梁は昭和46年版の日本道路公団設計要領，および昭和39年版鋼道路橋設計示方書により設計され，活荷重にはTL-20，ガセットの最小板厚は現行の道路橋示方書と同様の規定により決められている。検討の対象とする格点は，支間中央部のガセットせん断力 S_0 に比べて引張力 N_0 が卓越する格点 GP_3 と，中間支点に近く，ガセットせん断力 S_0 が卓越する格点 GP_5 とする。これらの格点の諸元を図2と図3に示す。なお，この橋梁の鋼材には，一部を除いてSM490Y材が使用されている。

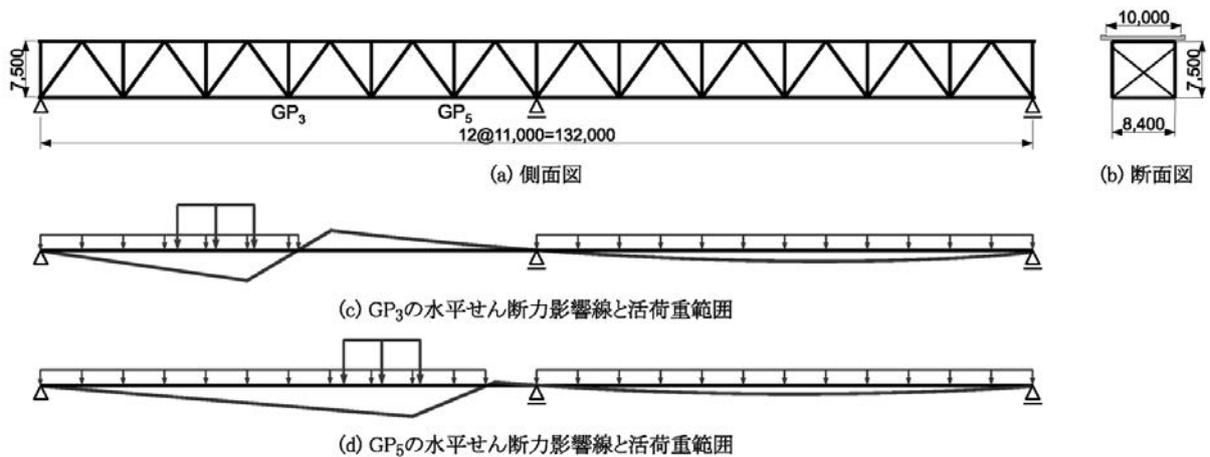


図1 対象橋梁の諸元¹⁾

(出典：岩崎ほか：腐食減肉の生じたトラス橋の下弦材直上ガセット部の応力評価と維持管理方針の提案，土木学会論文集 A1, Vol174, No. 1, 2018)

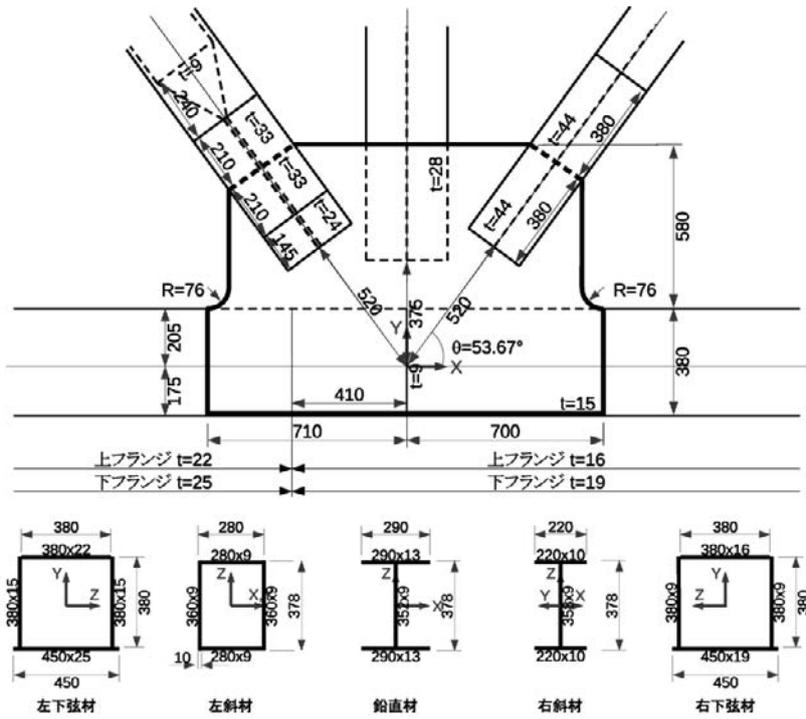


図2 格点 GP₃の断面諸元¹⁾

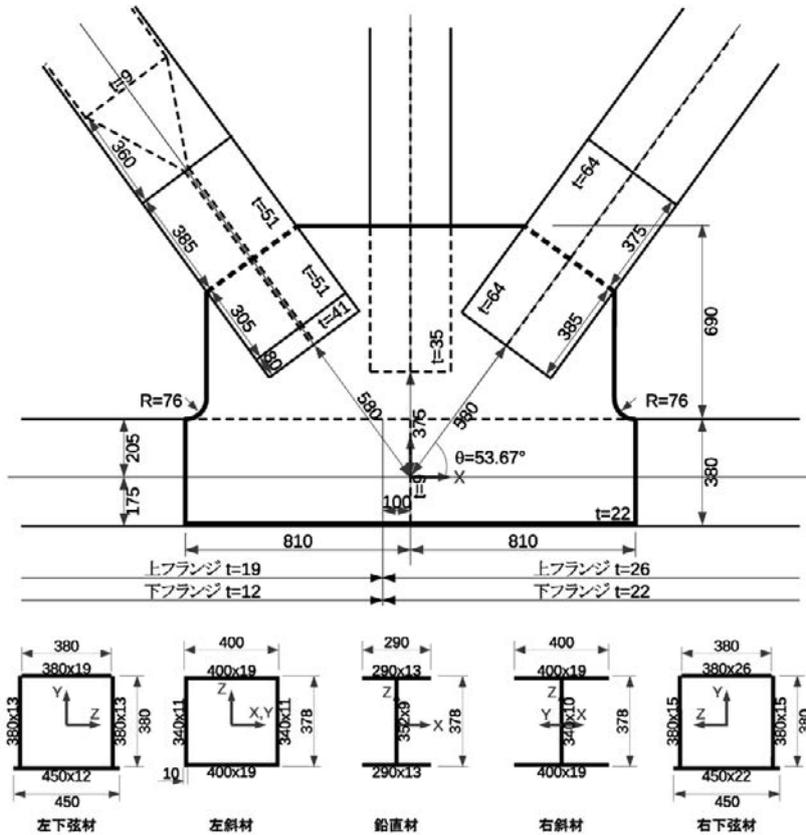


図3 格点 GP₅の断面諸元¹⁾

(図 2, 3 の出典：岩崎ほか：腐食減肉の生じたトラス橋の下弦材直上ガセット部の応力評価と維持管理方針の提案, 土木学会論文集 A1, Vol174, No. 1, 2018)

各格点部に接続された部材の死荷重と B 活荷重による軸力を表 1 に示す。なお、活荷重 1 は各部材の軸力が最大になるような活荷重載荷を表し、活荷重 2 は格点部のガセットに作用する水平せん断力 S_0 が最大になるような活荷重載荷を表している。活荷重 1 は各部材の断面設計を行う際に必要になるものであり、設計計算書に記載されている。一方、設計時にはガセットに作用する応力を計算することは少なく、ガセット部の最小板厚規定を満足するようにガセット厚を決めることが多いため、ガセット部の応力照査を行う際に、活荷重 2 は新たに考慮する必要のある活荷重載荷である。図 1(c),(d)に GP_3 と GP_5 の格点の水平せん断力影響線と L 荷重の載荷範囲を示す。表には応力評価の際に使用する分解力 N_0 と S_0 も示している。また、この表には各部材の軸力に対する耐荷力と弦材直上のガセットのせん断耐荷力、および耐荷力と作用断面力の比を耐荷力比として併記している。なお、耐荷力は降伏応力と面積の積を表し、部材の耐荷力比は耐荷力を死荷重と活荷重 1 による軸力の合計で除した値である。これらの表より、いずれの格点部においても、せん断耐荷力比は、他部材の最小耐荷力比より大きくなっていることから、腐食減肉が生じない限り、ガセットのせん断破壊に関しては安全性が確保されている。

表 1 各格点部の部材軸力¹⁾

(a) 格点 GP_3

	軸力(kN)					分解力(kN)	
	左弦材	左斜材	垂直材	右斜材	右弦材	引張力	せん断力
	N_1	N_3	N_5	N_4	N_2	N_0	S_0
死荷重	2363	-467	-220	778	1625	1994	-737
活荷重1	1464	-502	-311	531	1291	---	---
活荷重2	895	-474	-5	480	330	612	-565
耐荷力	11009	4336	2685	2854	7622	---	7953
耐荷力比	2.88	4.48	5.06	2.18	2.61	---	6.11

(b) 格点 GP_5

	軸力(kN)					分解力(kN)	
	左弦材	左斜材	垂直材	右斜材	右弦材	引張力	せん断力
	N_1	N_3	N_5	N_4	N_2	N_0	S_0
死荷重	-91	-2126	-203	2432	-2791	-1441	-2700
活荷重1	789	-1092	-299	1114	-1090	---	---
活荷重2	353	-1059	-3	1063	-904	-275	-1257
耐荷力	5513	8364	2685	6745	11069	---	13239
耐荷力比	7.90	2.60	5.35	1.90	2.85	---	3.35

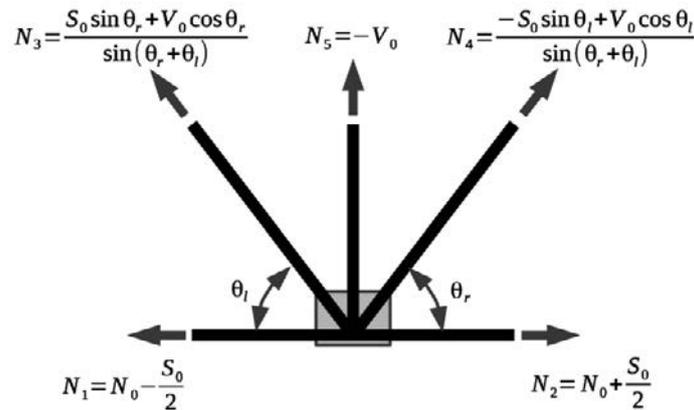
(出典：岩崎ほか：腐食減肉の生じたトラス橋の下弦材直上ガセット部の応力評価と維持管理方針の提案，土木学会論文集 A1, Vol 174, No. 1, 2018)

格点に集まる部材の軸力は、力のつり合い条件を満足することから、格点部の左右の弦材、左右の斜材と垂直材が格点に接続されている場合には、3 個の独立な力により表すことができる。そこで、弦材を左右に引張る力 N_0 、弦材と斜材によりガセットをせん断変形させる力 S_0 と垂直材の圧縮力 V_0 を三つの独立な力と考えると、各部材の軸力 $N_i(i=1\sim5)$ は図 4 のように表すことができる。

逆に、各部材の軸力が与えられたとき、3 個の独立な力は次のように表される。

$$N_0 = \frac{1}{2}(N_1 + N_2) , \quad S_0 = N_2 - N_1 , \quad V_0 = -N_5 \tag{1}$$

垂直力 V_0 は垂直材を中心とした上弦材の 1 パネルの死荷重と活荷重によって発生するため、構造全体の荷重の影響を受ける引張力 N_0 やせん断力 S_0 に比べて小さな値になることから表 1 には、垂直力は示していない。

図4 軸力の分解¹⁾

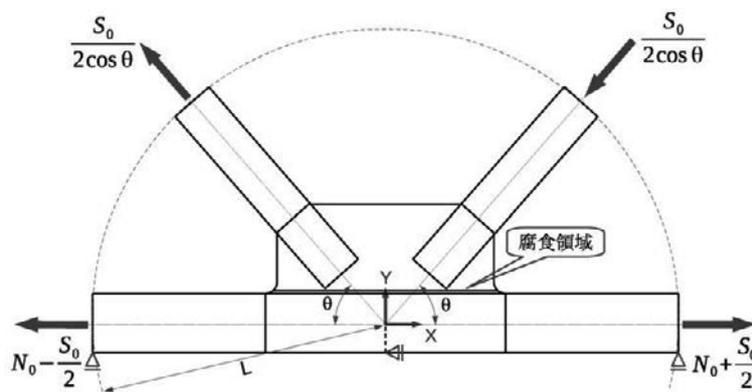
(出典：岩崎ほか：腐食減肉の生じたトラス橋の下弦材直上ガセット部の応力評価と維持管理方針の提案，土木学会論文集 A1, Vol174, No. 1, 2018)

2. 格点部のモデル化

有限要素には3節点シェル要素を用い，モデル化では以下のような単純化を行う．

- 下弦材のボルト接続部は省略
- ガセットと斜材，垂直材のボルト接合部は省略して，部材と添接板を合わせた板厚を使用
- 下弦材の下フランジは，突出部を省略して，下フランジの面積が等しくなるように板厚に換算
- 板同士のすみ肉溶接部は，完全結合
- 腐食減肉による板厚中心線のずれは省略

摩擦接合のボルトが滑るような状態を対象としていないことと下弦材直上のガセット部の応力に着目していることから，下弦材のボルト接合，ガセットと斜材等の接続部のボルト接合のモデル化は省略して，ガセットと斜材の合計板厚を接続部の板厚として扱っている．また，板の片面の腐食減肉による板厚中心線のずれにより，ガセットには面外付加曲げが生じるが，これによる付加応力は，終局耐力に与える影響は少ないことから，板厚中央の応力のみ評価する．

図5 有限要素モデルの荷重と支持条件¹⁾

(出典：岩崎ほか：腐食減肉の生じたトラス橋の下弦材直上ガセット部の応力評価と維持管理方針の提案，土木学会論文集 A1, Vol174, No. 1, 2018)

図5に，モデル化の範囲，支持条件とトラス部材に作用させる荷重を示す．剛体変位を拘束するために図示のように左右の弦材端部の下フランジで鉛直変位を拘束し，格点部中央の弦材下フランジで水平変位を拘束する．また，腐食減肉による板厚変化は下弦材直上の位置に与える．ヤング係数とポアソン比は， $E = 2 \times$

10^5 N/mm^2 , $\nu = 0.3$ を用いる.

図6に、有限要素分割の例を示す. 格点部付近の部材の諸元により、要素分割は異なるが、すべての解析ケースで、格点部を中心とした半径 $L=2.5m$ の範囲を有限要素解析のモデル化の対象としている. また、弦材直上のガセット部では三角形要素の大きさは約 $10mm$ 、フィレット部はさらに細かい要素分割を行い、弦材直上のガセット部から離れた領域では、粗い要素分割を行っている.

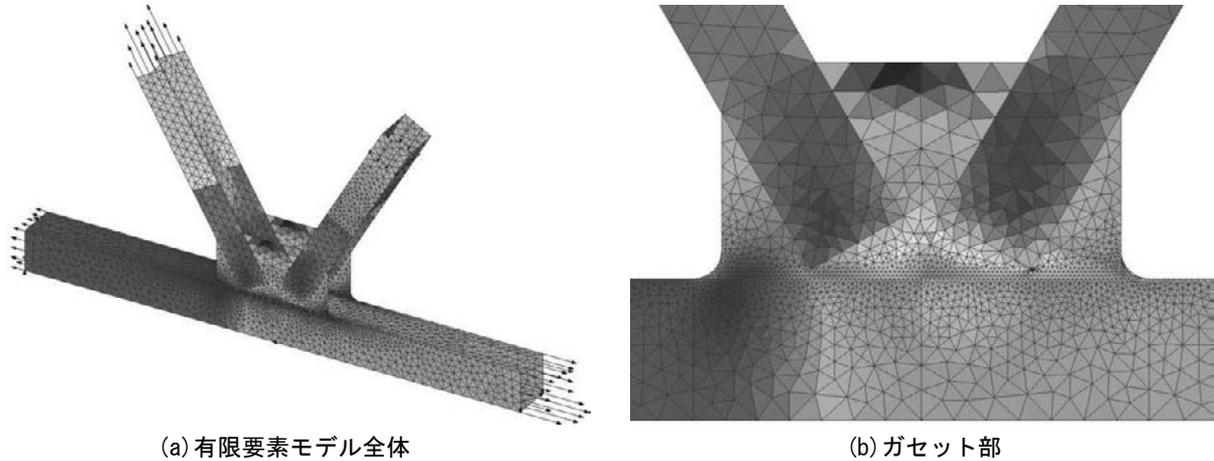


図6 有限要素分割の例¹⁾

(出典：岩崎, 長井, 橋, 石川, 戎家 腐食減肉の生じたトラス橋の下弦材直上ガセット部の応力評価と維持管理方針の提案, 土木学会論文集 A1, Vol14, No. 1, pp. 64-82, 2018)

3. 下弦材直上のガセット部の応力と許容板厚

FEAによる応力分布を図7に示す. これらの図には、各格点の分解力 N_0, S_0 を文献1)の応力評価式に代入した応力分布も示している. 若干ずれが見られるが概ね、評価式の応力はFEAの応力状態を表現できている.

さらに、図8には、下弦材直上の板厚を減じて、算出した応力評価式によるミーゼス応力が、許容応力に等しくなるときの残存板厚を許容板厚と呼ぶことにして、この板厚を用いて算出したミーゼス応力以外の応力成分と、この許容板厚をFEAモデルに用いて解析したFEAの結果も示している. FEAでは図9のように、弦材直上の高さ $h_c=20mm$ の範囲が腐食した場合を想定して、この領域のガセットの板厚に、前述の許容板厚を用いている. また、これらの鋼材の許容応力は $\sigma_a = 210\text{N/mm}^2$ としている. なお、FEAのモデルでは垂直

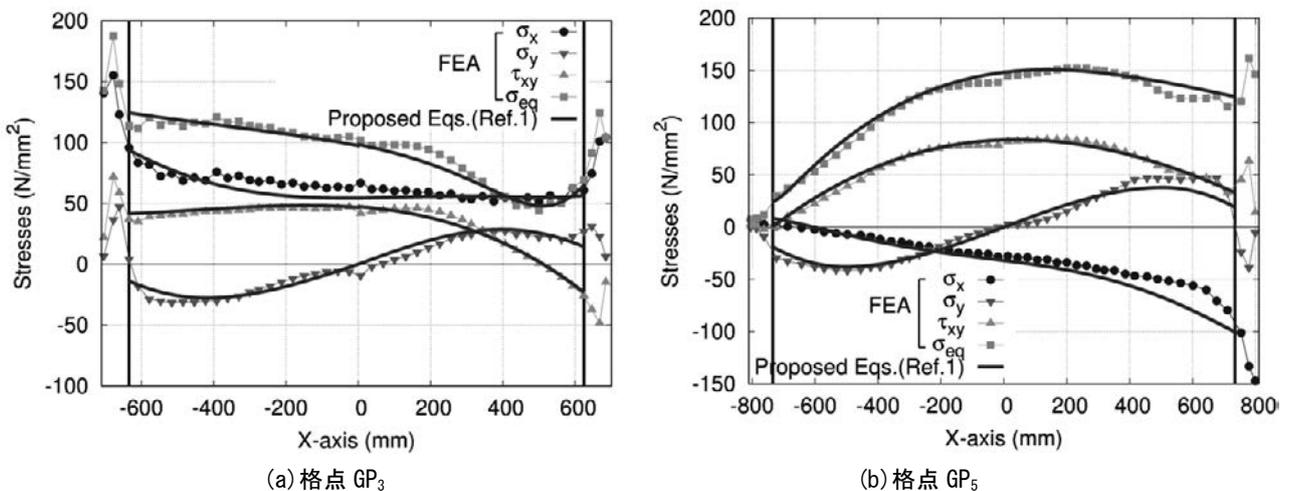


図7 弦材直上の応力分布¹⁾

(出典：岩崎ほか：腐食減肉の生じたトラス橋の下弦材直上ガセット部の応力評価と維持管理方針の提案, 土木学会論文集 A1, Vol14, No. 1, 2018)

材とその軸力が考慮されているが、応力評価式では垂直材の軸力は考慮されていない。

ガセットの板厚規定は斜材とガセットの連結部近傍の応力をもとに決められているため、いずれの格点でも弦材直上のガセットの板厚には余裕があり、図 8 より、許容板厚は設計時の板厚の 0.5 倍程度に相当していることが分かる。また、許容板厚は一律な値ではなく、ガセットの位置により変化していることが分かる。この許容板厚による FEA の結果と応力評価式による応力は概ね一致し、FEA のミーゼス応力は、若干の乱れは認められるが、許容応力 σ_a に近い値が得られていることから、この許容板厚の妥当性が確認できる。

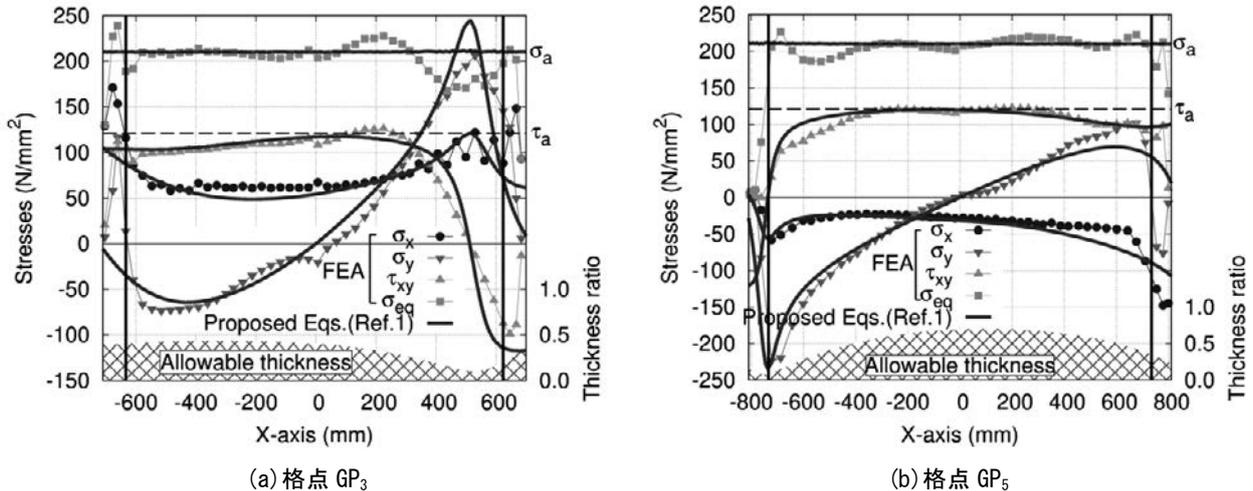


図 8 許容板厚とその板厚に等しい残存板厚のときの応力分布¹⁾

(出典：岩崎ほか：腐食減肉の生じたトラス橋の下弦材直上ガセット部の応力評価と維持管理方針の提案，土木学会論文集 A1, Vol174, No. 1, 2018)

4. 弾塑性解析によるせん断耐力の検討

弦材直上のガセット部が腐食減肉した場合について、格点に集まる部材の軸力増加による非線形挙動を調べるために、FEM による弾塑性解析を行う。なお、腐食減肉部の塑性化が他部材に先行することから、各部材の軸力の比率は保つものとする。死荷重と活荷重による合計軸力の倍率(荷重倍率) α と、図 9 のような腐食部の三か所 A, B, C の上縁の水平変位 u_u と下縁の水平変位 u_l の差 $u_s (= u_u - u_l)$ の関係を図 10 から 12 に示す。図中の相対変位は上縁が下縁に対して右方向に移動する場合を正としている。なお、非線形平衡方程式の解法には、上述の C 部の相対変位を制御変数とした変位増分法を用い、各増分ステップでのニュートン法の収束判定条件は、変位の変化量のノルムが増分変位量のノルムの 10^{-3} 以下としている。変位増分量(制御変数の大きさ)は、0.005m を基本とし、反復計算の収束状況により、0.01m から 0.002m の範囲で変えている。鋼材はひずみ硬化を考慮しない完全弾塑性体とし、降伏条件と流れ則には、金属材料で通常用いられる、ミーゼスの降伏条件と関連流れ則を用いている。

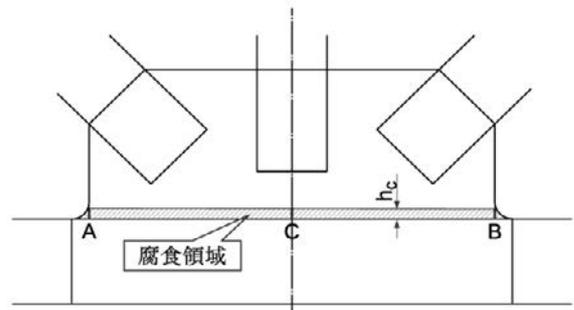


図 9 腐食領域と弾塑性解析結果の変位参照位置¹⁾
(出典：岩崎ほか：腐食減肉の生じたトラス橋の下弦材直上ガセット部の応力評価と維持管理方針の提案，土木学会論文集 A1, Vol174, No. 1, 2018)

これらの図には、縦軸の数値が鋼材の安全率 $\sigma_Y/\sigma_a \cong 1.7$ に対応する位置と、式(2)のせん断耐力 V と $\alpha = 1$ に相当する荷重による作用せん断力 S_0 の比 V/S_0 に相当する位置に水平線を書き入れている。

$$V = \frac{1}{\sqrt{3}} f_y A_g \tag{2}$$

せん断耐力 V を算出するときのせん断抵抗断面の断面積 A_g には許容板厚から算出した値を用いると、応力評価式が正確であれば、荷重倍率が 1.7 付近のときに、弦材直上のガセット部の全幅でミーゼス応力が降伏応力に等しくなり、全幅が塑性化して、荷重倍率と相対変位の関係には非線形性が現れ、材料には完全弾塑性体を仮定しているため、荷重はこれ以上には増加しなくなる。一方、応力評価式に誤差がある場合には、許容板厚にも誤差が含まれているために、鋼材の安全率を表す水平線と、せん断耐力比 V/S_0 を表す水平線は

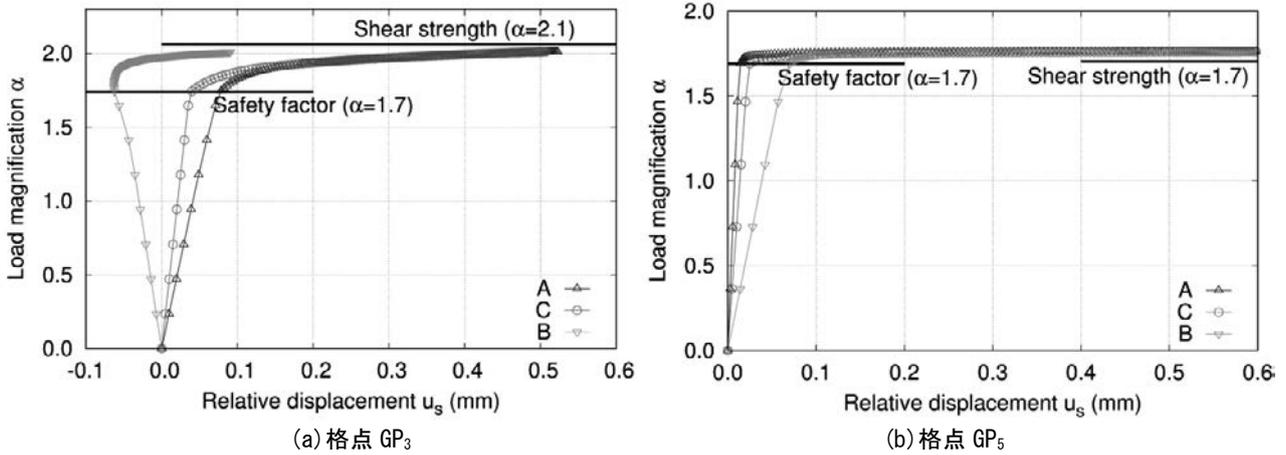


図 10 許容板厚に相当する板厚を与えた格点部の弾塑性解析結果 ($h_c=20\text{mm}$)¹⁾

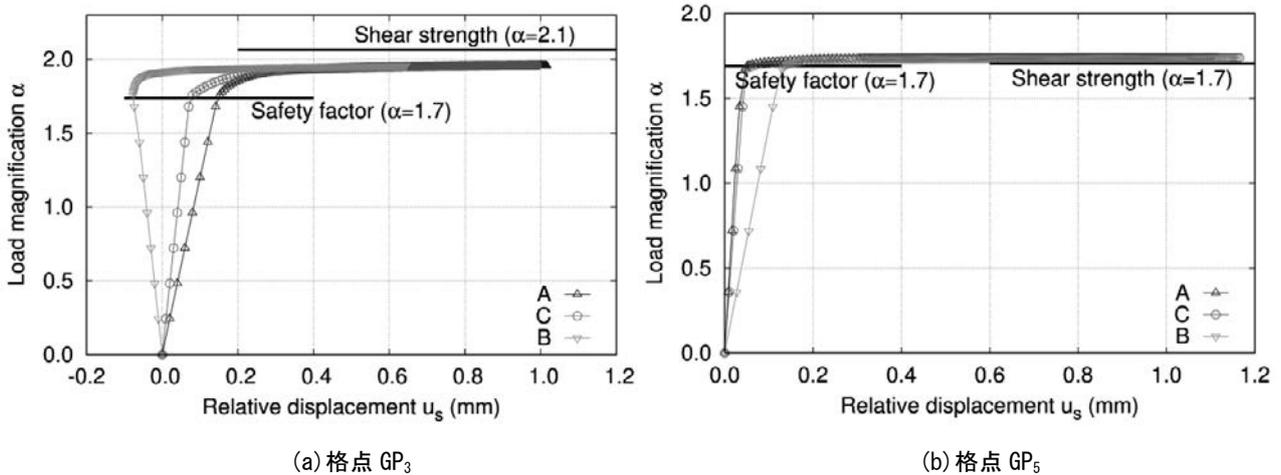


図 11 許容板厚に相当する板厚を与えた格点部の弾塑性解析結果 ($h_c=40\text{mm}$)¹⁾

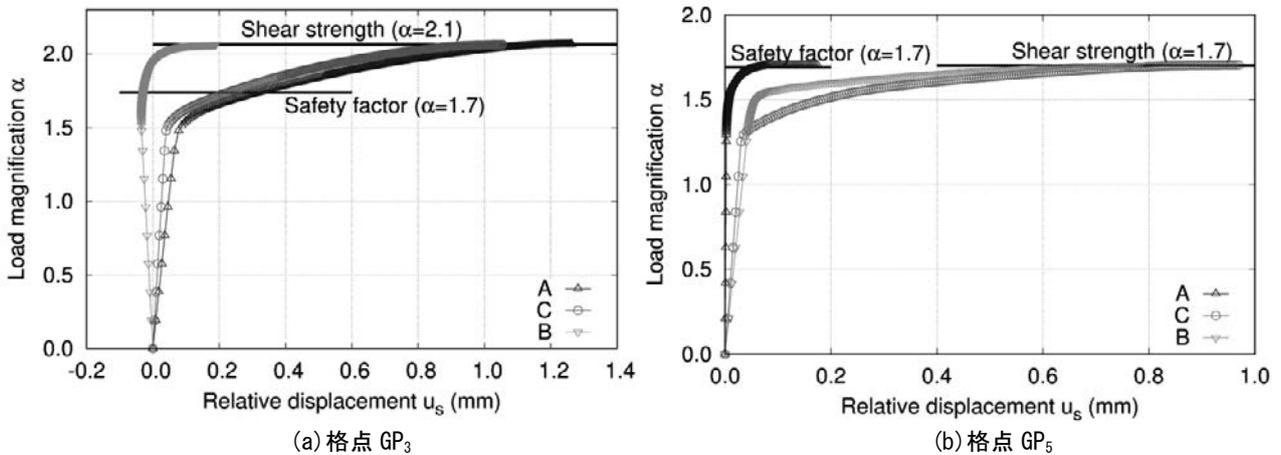


図 12 平均許容板厚に相当する一様な板厚を与えた格点部の弾塑性解析結果 ($h_c=20\text{mm}$)¹⁾

(図 10, 11, 12 の出典：岩崎ほか：腐食減肉の生じたトラス橋の下弦材直上ガセット部の応力評価と維持管理方針の提案，土木学会論文集 A1, Vol174, No. 1, 2018)

一致しない。

弦材直上のガセット部の残存板厚に、応力評価式から算出した許容板厚を用いた結果を図 10 に示す。応力評価式が正確であれば、荷重倍率が $\alpha \cong 1.7$ になると、弦材直上の合成応力は降伏応力に等しくなる。図 10 の荷重倍率と相対変位の関係を確認すると、 $\alpha \cong 1.7$ 付近までは相対変位と荷重倍率は線形関係にあり、荷重倍率がこの値を超えると非線形関係になり、せん断耐力比を表す荷重倍率に漸近していることが分かる。残存板厚が許容板厚よりも厚ければ、合成応力が降伏応力を超える荷重倍率は大きくなる。これより、腐食による板厚減肉が生じて、残存板厚が許容板厚を上回っていれば、弦材直上のガセット部は、 $\alpha < 1.7$ では弾性挙動を示し、弾塑性状態にはならないことが確認できる。

格点 GP₃ は荷重を漸増して、荷重倍率 $\alpha \cong 1.7$ を超えてもガセット右側の $X > 400\text{mm}$ から右端の箇所の腐食減肉部は塑性化せず、 $\alpha \cong 2.0$ になると腐食部の全幅が塑性化している。一方、格点 GP₅ では、 $\alpha \cong 1.7$ を超えると、腐食減肉部の全幅で塑性化している。このため、格点 GP₃ のせん断耐力比が 1.7 よりも大きくなり、格点 GP₅ のせん断耐力比は 1.7 になっている。格点 GP₃ はせん断力 S_0 に比べて引張力 N_0 が卓越しているため、応力評価式の誤差により、解析に用いた板厚は、正しい許容板厚よりも厚くなっているためと考えられる。

図 10 は、ガセット部の腐食領域の高さを $h_c = 20\text{mm}$ とした FEA の結果を示していた。図 11 に腐食領域の高さを $h_c = 40\text{mm}$ とし、この腐食領域内の板厚に許容板厚を用いた FEA の結果を示している。腐食領域が広がっているため、弾性域での相対水平変位と荷重倍率との勾配は小さくなり、相対変位の値は大きくなっているが、 $h_c = 20\text{mm}$ の結果と同様、 $\alpha < 1.7$ の範囲では線形関係を示し、 $\alpha > 1.7$ になると非線形挙動を示し、せん断耐力に漸近していることが分かる。

下弦材直上のガセット部の腐食は、海塩粒子や飛散した凍結防止剤、塵などが堆積しやすい弦材上面から数 cm の範囲に多いが、前述の FEA 結果より、腐食領域の高さが数 cm 程度の範囲では、腐食領域の高さの違いは、せん断耐力への影響も少ないことが分かる。

せん断耐力 V は、せん断抵抗断面 A_g とせん断降伏応力 $\sigma_y/\sqrt{3}$ により決まることから、次に、ガセットの全幅に亘って、一様な残存板厚を用いた場合の弾塑性解析結果を示す。このときの板厚は、前述の許容板厚の全幅の平均値を用いる。したがって、せん断抵抗断面積は、前述の結果と同じであるが、位置によっては、許容板厚が平均許容板厚より厚い位置があり、このような位置では、残存板厚に平均許容板厚を用いると、 $\alpha \cong 1.7$ 以下でも合成応力は降伏応力を超えている。

図 12 は、ガセット全幅の残存板厚に一様な平均許容板厚を与えて、FEA を行った結果である。一様な板厚を与えているため、場所によっては許容板厚よりも薄い板厚になっている箇所がある。図 8 の許容板厚の分布を確認すると、ガセット中央部は周辺部に比べて、許容板厚は厚くなっていることから、平均許容板厚は、中央部で必要な許容板厚より薄くなっている。このため、 $\alpha < 1.7$ の荷重倍率でも、荷重倍率と相対変位の関係に非線形性が現れていることがわかる。しかし、せん断抵抗断面積は等しいため、せん断耐力に漸近し、局部的に許容板厚を下回っても、平均許容板厚以上であれば、せん断耐力比は $V/S_0 \geq 1.7$ は確保される。

【参考文献】

- 1) 岩崎,長井,橘,石川,戎家 腐食減肉の生じたトラス橋の下弦材直上ガセット部の応力評価と維持管理方針の提案, 土木学会論文集 A1, Vol74, No.1, pp.64-82, 2018