

鋼トラス橋における立体機能保持に関する基礎的検討

FUNDAMENTAL STUDY ON THE RETENTION OF THREE-DIMENTIONAL FUNCTIONS IN STEEL TRUSS BRIDGES

○瓜田 凌大*¹ 齊木 功*²

Ryota Urita*¹ Isao SAIKI*²

ABSTRACT Secondary members in steel through-truss bridges not only resist transverse loads such as wind loads but also play a role in maintaining the three-dimensional function of the bridge by cooperating with multiple main trusses. However, the current road bridge specifications do not provide quantitative criteria for ensuring this three-dimensional functionality. This study quantitatively evaluated the contribution of secondary members to the maintenance of three-dimensional function by conducting a parametric study of the secondary member deficiencies using nonlinear finite element analysis of a steel through-truss bridge.

Keywords: トラス橋, 二次部材, 立体機能, 座屈, 有限要素解析
truss bridge, secondary members, three-dimensional function, buckling, nonlinear finite element analysis

1. はじめに

トラス橋を構成する部材は、上弦材や下弦材、斜材といった主構を構成する一次部材と、橋門構や上横構、横支材といった複数の主構同士を繋ぎ合わせるはたらきをする二次部材の、2つの種類に分類することができる。前者の一次部材は、主に鉛直方向荷重に抵抗する役割を持っており、道路橋示方書[1]に供用する際の基準が定量的に設けられている他、リダンダンシーや損傷等を考慮した研究[2,3,4,5]も積極的に行われている。

一方で後者の二次部材は、風荷重等の横荷重に抵抗する機能の他、複数のトラス主構と協働して立体的な機能を保持する役割を担っているが、立体機能の確保については道路橋示方書[1]におい

*¹ 準会員 (学生)

東北大学大学院 工学研究科土木工学専攻
(〒 980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06)

*² 第2種正会員

博士(工学) 東北大学大学院工学研究科
土木工学専攻
(〒 980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06)

て定量的な基準が示されていない。また、研究に関しても主構の面外座屈に関する検討[7]は行われているが、立体機能という観点から二次部材に着目したものは行われていない。そのため、実際に二次部材の損傷が発見された場合に、供用上の意思決定が困難となる事例も存在している[8]。そこで、本研究では鋼下路トラス橋の有限要素モデルを使用し、二次部材の欠損に対するパラメトリックスタディを行うことで、二次部材の立体機能保持に対する貢献の度合いを定量的に評価することを目的とする。

2. 解析対象及び解析手法

2.1 解析対象

三重県の国道23号線の木曾川大橋と同規模(全長70.63m, 幅員8.6m, 高さ8.5m)の単純鋼下路トラス橋を解析対象とした。解析対象橋梁の一般図を図1に示す。ここで、図1に示すように橋門構及び横支材をS1~S7, 2本の横支材に囲まれた区間を1つのパネルとし、パネル内の上横構をB1~B6と呼ぶこととする。また、y軸において原点

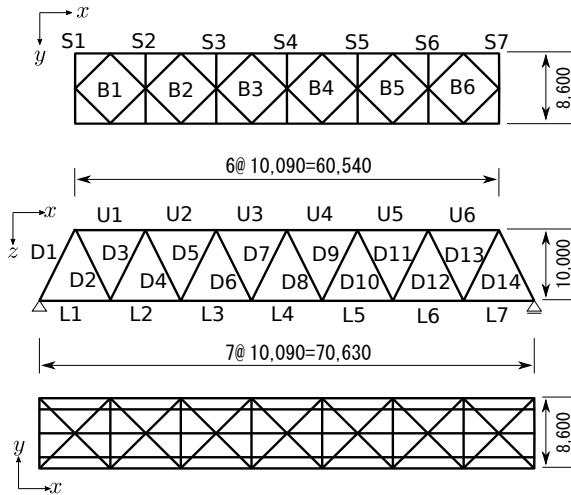


図1 解析対象一般図 (単位: mm)

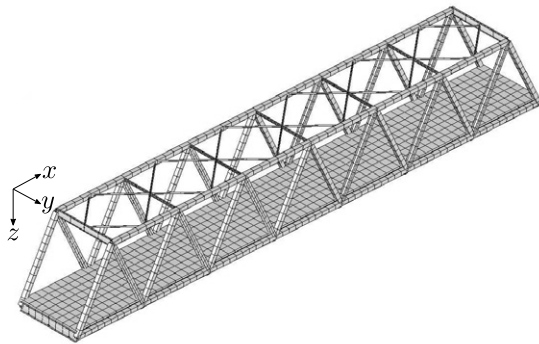


図2 解析対象3次元有限要素モデル

側の上弦材をU1~U6, 下弦材をL1~L7, 斜材をD1~D14と呼ぶこととし, 原点から離れている側には例えばL1'のように, ダッシュをつけて表現する。

2.2 有限要素モデル

3次元有限要素モデルは材料非線形性及び幾何学的非線形性を考慮した。健全系モデルを図2に示す。モデルは藤本ら[4]及び村田ら[5]を参考に, 床版を平面シェル要素, それ以外の部材に梁要素を用いてモデル化した。床組部材の部材中心線と床版の中立面の距離を考慮するため, 床版と床組間は図3に示すように剛体要素を用いて接続した。

二次部材は梁要素で作成し, [4,5]を参考に断面形状及び寸法を設定することにより, 対象橋梁の再現を行っている。それぞれの断面図を図4~6に示す。

また, 格点部のモデル化が冗長性評価に及ぼす影響が指摘されている[6]が, 本論文では計算負荷の観点から, 格点部における破壊が先行しないと

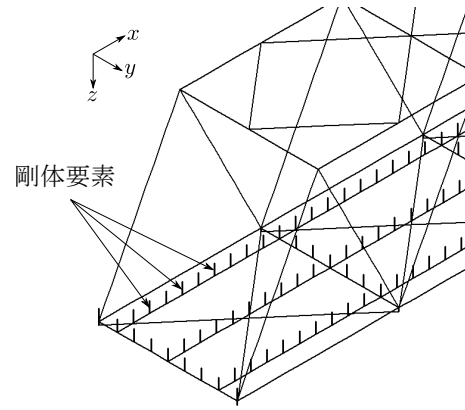


図3 床組みの詳細

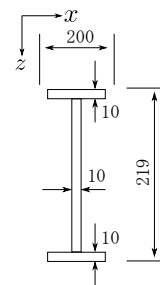


図4 横支材断面
(単位: mm)

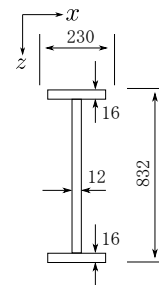


図5 橋門構断面
(単位: mm)

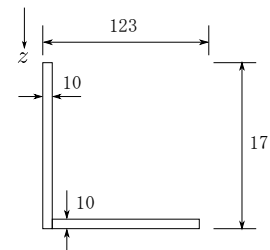


図6 上横構断面
(単位: mm)

してシェル要素は用いず, 骨組中心線の交点で剛結とした。

鋼はSM400を想定し, Young係数210GPa, Poisson比0.3, 質量密度 $7.85 \times 10^3 \text{kg/m}^3$, 初期降伏応力235MPaの弾塑性体と仮定し, von-Mises降伏条件を用いた。床版に関しては230mmのコンクリート床版とし, 舗装は無視してモデル化した。コンクリートについてはYoung係数26.5GPa, Poisson比0.17, 質量密度 $2.35 \times 10^3 \text{kg/m}^3$, 初期降伏応力22.7MPaの弾塑性体と仮定し, von-Mises降伏条件を用いた。鋼材及びコンクリートのモデルはいずれもバイリニア型の応力-ひずみ関係としており, コンクリート床版のみ相当塑性ひずみが

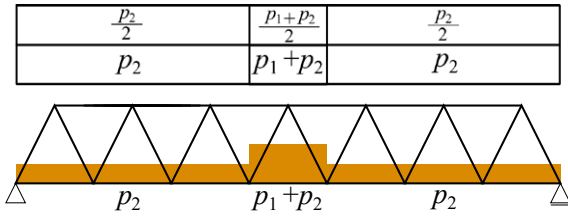


図7 荷重方法

0.35%を超えると破壊したとみなし、要素が削除されるよう設定した。

2.3 荷重の設定

道路橋示方書[1]に準じ、死荷重 D ・活荷重 L (B活荷重 L 荷重)、衝撃係数 I 、風荷重 WS 及び WL を作用させた。この時、全ての荷重は荷重組合せ係数 γ_p 及び荷重係数 γ_q を考慮するものとする。

荷重方法は活荷重倍率を f と定義し、解析モデルに作用させる外力を $D+WS+WL+f\cdot(I+L)$ とする。作用位置は y 軸の原点に近い上弦材の圧縮力が最大となるように、活荷重は図7に示すように荷重し、風荷重は従荷側側に荷重した。荷重の順序は、はじめに死荷重及び風荷重を荷重した後、衝撃荷重及び活荷重を漸増荷重した。この時の刻み幅は、1ステップを設計荷重の $1/100$ としている。

等分布荷重 p_1 は、曲げモーメント照査時には 10kN/m^2 、せん断力照査時には 12kN/m^2 と定められているが、本研究ではより厳しい条件を考慮するため 12kN/m^2 とする。また、 p_1 の荷重長さは 10.00m 、 p_2 の荷重幅は 5.50m とされているが、要素分割の都合上、それぞれ 10.09m 、 5.35m とし、 $p_1 + p_2$ が作用する部分の総荷重が等しくなるよう、 γ_p 及び γ_q を考慮した上で $p_1 = 12.80\text{kN/m}^2$ 、 $p_2 = 3.78\text{kN/m}^2$ とする。

横荷重に採用した風荷重は、鉛直方向への抵抗力と立体機能の関係性について着目する際に、あくまで初期不整としての横方向荷重を導入することを目的に作用させた。

3. 解析結果

各部材の機能について比較を行うため、解析に用いるモデルは上横構、横支材及び橋門構が全て欠損したモデルの上横構欠損、横支材欠損及び橋門構欠損、橋門構がローラー端側のみ欠損した橋門構片側欠損、 $B1\sim B3$ の上横構1パネルだけが欠損した $B1$ 欠損から $B3$ 欠損、健全系の計8種類とした。ここで欠損系モデルについては、健全系

表1 部材区分別： f_c 及び f_c 低下率

モデル	f_c	健全系比の f_c 低下率
健全系	2.753	0
上横構欠損	2.484	9.8%
横支材欠損	2.722	1.1%
橋門構欠損	2.593	5.8%
橋門構片側欠損	2.682	2.6%

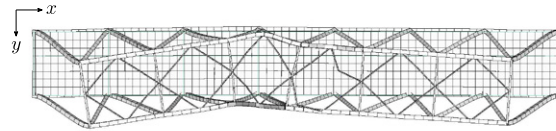


図8 終局後の変形の様子：健全系

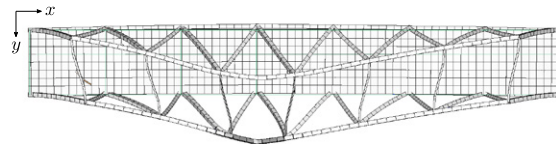


図9 終局後の変形の様子：上横構欠損

を基にそれぞれ要素を削除することにより作成しており、対称性を考慮し $B4\sim B6$ 欠損は省略した。各モデルにおける活荷重倍率が最大となった点を終局状態とみなし、この時の活荷重倍率を終局荷重 f_c とする。8種類のモデルはいずれも f_c を超える活荷重が作用した場合、上弦材に作用する圧縮力の増加に伴う座屈がきっかけとなり、崩壊に至った。

3.1 部材区分別による比較

はじめに、部材ごとの立体機能への貢献を検討するため、健全系、上横構欠損、横支材欠損、橋門構欠損、橋門構片側欠損の5モデルの比較を行う。各モデルの f_c 及び健全系に対する f_c の低下率を表1に示す。健全系比の f_c 低下率は高い方から順に上横構欠損、橋門構欠損、橋門構片側欠損、横支材欠損となる。

このような結果となった理由を考察するため、はじめに変形の様子について比較を行う。図8~12に、各モデルの f_c から15ステップ後の変形の様子を示す。健全系では図8に示す通り、上弦材 $U3$ 及び $U3'$ が面外座屈し、終局に至っている。

上横構欠損では図9に示すように、上横構がなくなることでそれぞれの長方形のパネル形状を維持できなくなった結果、上弦材全体が単純支持梁

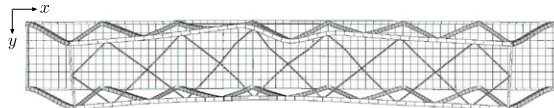


図 10 終局後の変形の様子：横支材欠損

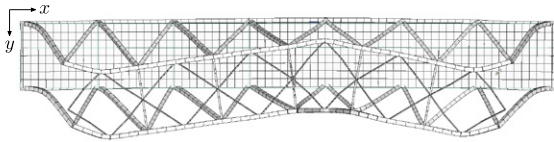


図 11 終局後の変形の様子：橋門構欠損

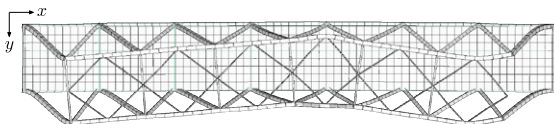


図 12 終局後の変形の様子：橋門構片側欠損

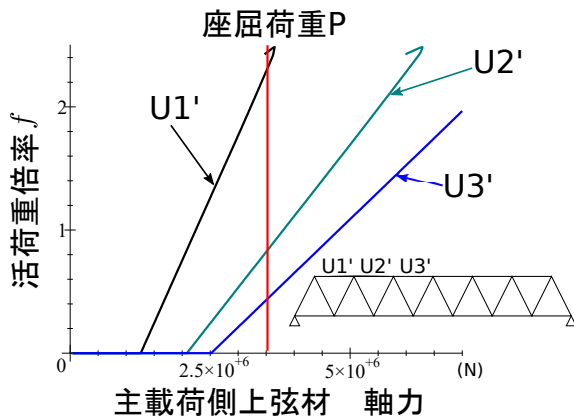


図 13 上横構欠損における上弦材の軸力

の1次モードの形状に類似した、弧状の変形をしている。変形の様子から、上横構欠損の場合のみ上弦材の面外の有効座屈長がU1~U6の全てを足し合わせた長さに増加していると考えられるため、U1からU3における作用軸力と、上記の考えを基に算出した座屈荷重Pとの比較を行う。図13にfと各上弦材の軸力の関係を示す。ただし、図が煩雑になるため、各上弦材が降伏するまでのデータを示した。図より、U1'からU3'における全ての作用軸力が座屈荷重Pを上回る時のfが、 f_c とおおよそ一致していることがわかる。この結果より上横構が欠損することで上弦材の面外の有効座屈長が1パネル分から6パネル分に増加し、座屈が生じやすくなったことで、欠損系モデルの中で f_c の低下率が9.8%と、最も高くなったと考えられる。

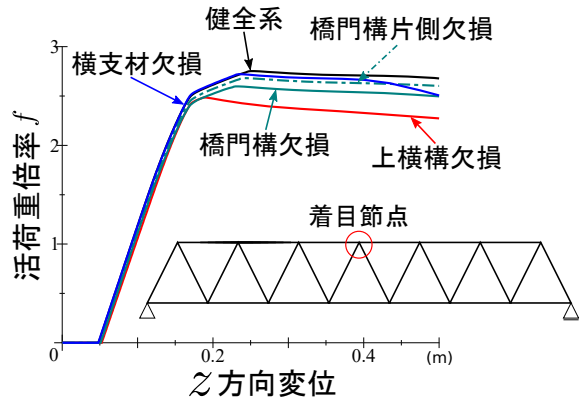


図 14 部材区分別：f-z 方向変位関係

横支材欠損では図10に示すように、欠損系のモデルの中で図8に示される健全系と最も近い変形の様子を表していることが分かる。座屈はU3とU4の間の区間で面外方向に生じている。これは横支材が無くなったことによってパネル境界に存在していた格JSSCN-2024-0027点部が消失し、有効座屈長がパネル1枚分の長さに増加したためであると考えられる。また表1より、欠損系の中では f_c の低下率が1.1%と、最も低いことが分かる。これは横支材はたとえ欠損しても、上横構が存在することで主構の形状を保持する機能が失われず、欠損系で最も立体機能への寄与が小さいためであると考えられる。

橋門構欠損では図11に示すように、U4'上弦材に加え、端柱と隣接上弦材にわたって面外座屈が生じている。このような変形が生じた原因は、橋門構が欠損したことにより、上横構と協働してパネルの形状を保持する働きが失われたことに加え、端柱とU1が一体となって面外座屈したことが原因であると考えられる。有効座屈長の増加幅について着目すると、上横構欠損よりは小さいため f_c の低下率は両側欠損の5.8%、片側欠損の2.6%と、上横構欠損の場合より低い結果になったと考えられる。

図14に活荷重倍率-z方向変位関係を示す。変位は主載荷側上弦材支間中央のz方向変位とした。また、表2に、 $f=1$ 及び f_c におけるz方向変位を示す。 $f=1$ に着目すると f_c の低下率が高い順にz方向変位も大きくなるが、一方で $f=f_c$ では、 f_c の低下率が高い順にz方向変位が小さいことが分かる。この結果より、立体機能が失われた場合鉛直方向変位が増加しやすくなる一方で、剛性が低下するため健全系よりも鉛直荷重が増えないまま

表 2 部材区分別： $f=1$ 及び f_c における z 方向変位

モデル	$f=1$ (m)	$f=f_c$ (m)
健全系	0.091	0.255
上横構欠損	0.097	0.190
横支材欠損	0.092	0.253
橋門構欠損	0.095	0.232
橋門構片側欠損	0.093	0.241

表 4 上横構欠損位置別： f_c 及び健全系比の f_c 低下率

モデル	f_c	健全系比の f_c 低下率
健全系	2.753	0
B1 欠損	2.682	2.6%
B2 欠損	2.683	2.5%
B3 欠損	2.713	1.3%

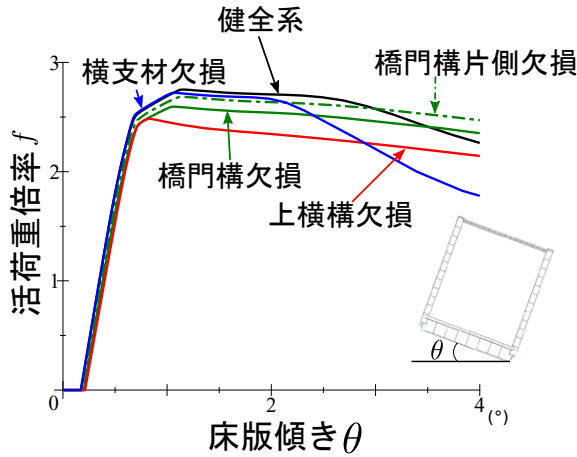


図 15 部材区分別： f -床版の傾き θ 関係

表 3 部材区分別： $f=1$ における $\theta(^{\circ})$

モデル	$f=1$ における床版の傾き $\theta(^{\circ})$
健全系	0.35
上横構欠損	0.40
横支材欠損	0.35
橋門構欠損	0.38
橋門構片側欠損	0.36

終局状態になると考えられる。

また、図 15 に各モデルの活荷重倍率と床版の傾き θ の関係を示す。床版の傾きは支間中央から抽出しており、角度は水平状態からの床版の角度としている。ここで、 $f=1$ の時の傾きを表 3 に示す。欠損系の床版の傾きは、 f が同じである場合は大きい方から順に上横構欠損、橋門構欠損、橋門構片側欠損、横支材欠損となっており、これは f_c の低下率が高い順と一致していることが分かる。上横構が欠損している場合においては、設計荷重である $f=1$ の段階で床版の傾きが健全系から 14%増

加しており、欠損によって主構や床版がねじれやすい状態になったと考えることができる。

以上の f_c の低下率、変形の様子、鉛直方向の変位、及び床版の傾きの 4 つに着目した比較より、二次部材が欠損することにより、主構同士を繋ぎ合わせる立体的な機能が橋梁から失われ、終局荷重が低下する他、主構の有効座屈長の低下や床版の傾きの増加が生じることが分かった。これらの結果を踏まえると、上横構は二次部材の中でも特に立体機能に寄与していると考えられる。

3.2 上横構欠損位置別による比較

次に、部材区分別の比較における f_c の低下率が最も高かった上横構の欠損に関して、欠損位置の違いが立体機能に与える影響に関して比較を行うため、B1～B3 欠損の比較を行う。B1 から B3 はヒンジ支点到欠損パネルが近い順となっており、B4 から B6 の欠損は対称性を考慮し比較を省略した。

各モデルの f_c 及び健全系に対する f_c の低下率を表 4 に示す。 f_c の低下率は B1 欠損で 2.6%、B2 欠損で 2.5%、B3 欠損で 1.3% となり、欠損が支点到に近いモデルほど、低下率が高いことが分かる。

B1～B3 欠損の f_c から 5 ステップ後の変形の様子を図 16～18 に示す。B1 欠損では図 16 に示される通り、U3 上弦材に加え、B1 パネルの形状が保持されなくなることにより U1 上弦材から端柱にわたって面外座屈が生じている。B2 欠損では図 17 に示される通り、U1 の中間から U3 の中間にわたって面外座屈している。B3 欠損では図 18 に示される通り、U3' 上弦材のみが面内座屈しており、3 つの欠損モデルの中では最も健全系に近い変形をしている。変形の様子及び f_c の低下率の比較より、B1～B3 欠損のモデルにおいて f_c の差が生じた原因は、B1 欠損が橋門構欠損と類似した変形をしている点や、B2 欠損ではパネル境界の上弦材に大きな変形が生じていることから、部材の欠損に

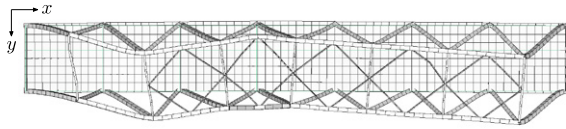


図 16 終局後の変形の様子：B1 欠損

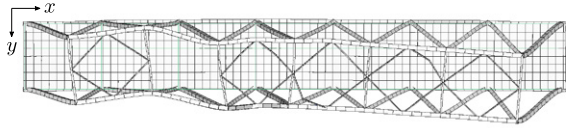


図 17 終局後の変形の様子：B2 欠損

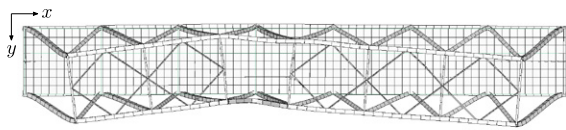


図 18 終局後の変形の様子：B3 欠損

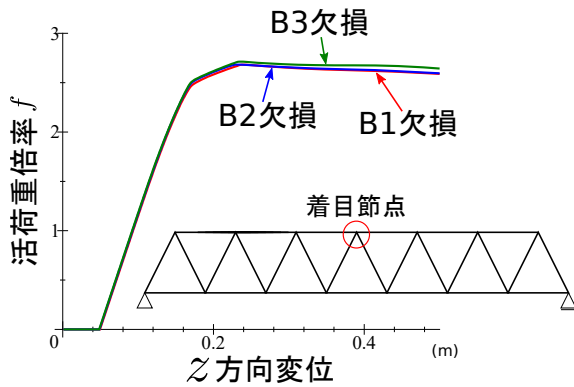


図 19 上横構欠損位置別： f - z 方向変位関係

より有効座屈長の変化等が生じ、座屈が発生しやすくなるのが原因であると考えられる。

ここで、変形及び耐荷力について定量的な評価を行うため、はじめに鉛直方向変位に関して比較を行う。図 19 に f - z 方向変位関係を示す。変位の計測に用いたのは、部材区分別の比較と同様に、主載荷側上弦材支間中央の z 方向変位である。また表 5 に、 $f=1$ 及び、終局付近における比較を同条件下で行うために $f=2.68$ における z 方向変位を示す。はじめに設計荷重である $f=1$ の場合について着目すると、欠損パネルが支点に近いほど鉛直方向のたわみが大きくなっており、終局時付近の $f=2.68$ においても同様の関係性がある。 $f=2.68$ の時点で比較すると、一番変位が大きい B1 欠損と

表 5 上横構欠損位置別： $f=1$, $f=2.68$ における z 方向変位

モデル	$f=1$ (mm)	$f=2.68$ (mm)
健全系	91.900	221.534
B1 欠損	93.373	227.017
B2 欠損	92.590	226.452
B3 欠損	92.120	220.520

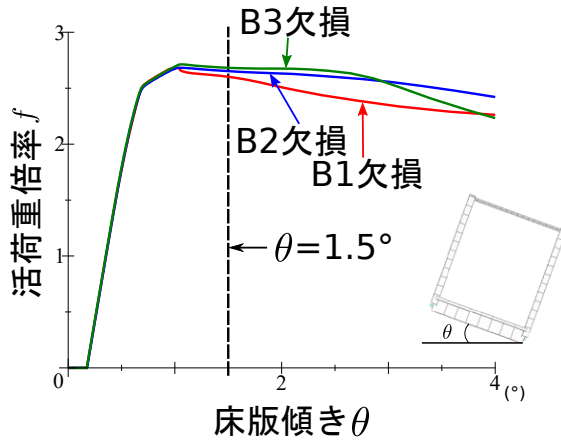


図 20 上横構欠損位置別： f -床版の傾き θ 関係

表 6 上横構欠損位置別： $f=1$ における各モデルの床版の傾き θ

モデル	$f=1$ ($^\circ$)	$f=2.68$ ($^\circ$)
健全系	0.35	0.98
B1 欠損	0.35	1.00
B2 欠損	0.35	1.01
B3 欠損	0.35	0.98

一番変位が小さい B3 欠損では、変位差が 6.5mm 程度となる。

次に、図 20 に各モデルの活荷重倍率と床版の傾き θ の関係を示す。ここで、 $f=1$ 及び $f=2.68$ の傾きを表 6 に示す。はじめに図 20 に着目すると、 f_c 時までは大きな変化はないものの、それ以降では挙動に変化が見られる。 f_c 以後に θ が 1.5° に達するときの f に着目すると、健全系では $f=2.73$ であるのに対し、B1 欠損では $f=2.60$ 、B2 欠損と B3 欠損では $f=2.64$ であった。このような結果となったのは上横構が欠損することで剛性が低下し、特に B1 欠損は支点に近いことで主構及び床版がね

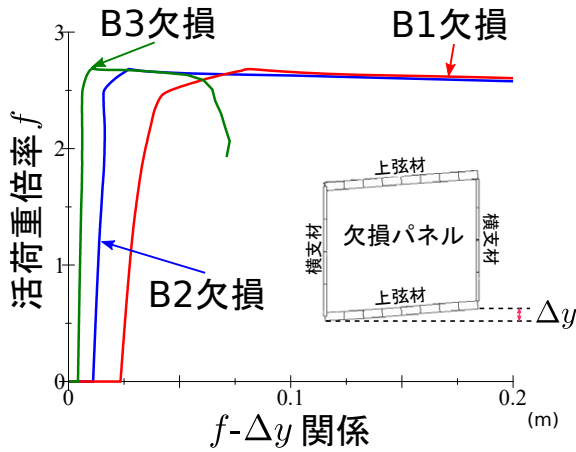


図 21 上横構欠損位置別： f - Δy 関係

表 7 上横構欠損位置別： $f=1$ 及び f_c における Δy

モデル	$f=1(\text{m})$	$f=f_c(\text{m})$
B1 欠損	0.028	0.080
B2 欠損	0.013	0.027
B3 欠損	0.004	0.012

じれやすくなったことが原因であると考えられる。

図 21 に欠損パネルにおけるせん断変形量を示す。欠損パネルにおけるせん断変形量 Δy は、隣り合う横支材の y 方向変位差により定義する。表 7 に、 $f=1$ 及び f_c における Δy をまとめる。この結果から、B1 欠損における Δy が特に大きく、 $f=1$ で B2 欠損の約 2 倍、B3 欠損の約 7 倍のせん断変形が生じていることがわかる。加えて、 Δy は欠損パネルが支点に近いほど大きく、 Δy が大きいほど主構に生じるせん断変形量も増加することから、上横構は支点に近いほど、立体機能を保持する役割が大きいと考えられる。

以上の f_c 、 f - z 方向変位関係、及び床版の傾き θ から、支点に近い上横構ほど、欠損した場合に終局荷重の低下を引き起こしやすと考えられる。また Δy の関係より、欠損が支点に近いほど主構に生じるたわみも増加することから、立体機能に対する寄与が大きいと考えられる。

4. おわりに

本研究では鋼下路トラス橋に対して、鉛直方向荷重に対しては二次部材となる橋門構、上横構、横支材の損傷状態に関するパラメトリックスタディを行い、二次部材の損傷が橋梁の立体機能を保持

する働きに与える影響について検討を行った。

その結果、部材区分別による欠損に対する比較では、欠損によって上弦材や端柱の面外の有効座屈長が長くなり、それによって終局荷重が低下するということがわかった。この時 f_c の低下率は一番大きかった上横構欠損で 9.8%、その次に大きかった橋門構欠損で 5.8%の低下となった。また、低下率が一番低い 1.1%であった横支材欠損では変形の様子が健全系と近い一方で、 f_c の低下率が大きい上横構欠損や橋門構欠損では、健全系では生じていない箇所にも座屈が生じていたり、健全系では形状を保持できていた箇所が大きく変形したりしている。よって二次部材が欠損することで有効座屈長が変化し、加えて形状が保持できなくなることで、鉛直方向の力に対する抵抗力も低下すると考えられる。

また、上横構の欠損位置による比較では、支点に近い上横構ほど、欠損した場合に座屈荷重や終局荷重の低下を招き、主構に生じるたわみも増加することから、立体機能に対する寄与が大きいということが分かった。特に欠損パネルのせん断変形量 Δy に関する比較においては、支間中央側の B3 上横構が欠損した場合の終局時に現れる大きさのせん断変形が、支点側の上横構 B1 が欠損した場合設計荷重時に現れるため、端部の上横構ほど立体機能を保持する役割が大きいことが明らかになった。

以上、限られた構造と条件ではあるが、二次部材の欠損が鋼トラス橋の立体機能の保持力に与える影響について検討を行った。今回得られた結果を踏まえ、対象橋梁やモデル化についてさらに検討を深めていく必要がある。

謝辞：本研究の一部は、日本鉄鋼連盟からの研究助成による、日本鋼構造協会、鋼橋の構造性能と耐久性能研究委員会、腐食耐久性能研究部会の活動として行った。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- [1] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，丸善，2017.
- [2] 永谷秀樹，明石直光，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，土木学会，Vol.65, No.2, pp.410-425, 2009.

- [3] 後藤芳顯, 水野剛規, 山田忠信: トラスの部材破断時の衝撃と非弾性挙動を考慮したエネルギーによるリダンダンシー評価, 土木学会論文集 A1, Vol.71, No.3, pp.367-386, 2015.
- [4] 藤本明真, 斉木功, 山本剛大: 鋼トラス橋の動的効果を考慮した静的非線形リダンダンシー解析, 鋼構造年次論文報告集, 日本鋼構造協会, Vol.26, pp.312-319, 2018.
- [5] 村田悠仁, 斉木功: 静的非線形解析により部材破断の衝撃を考慮したリダンダンシー評価手法の提案, 東北支部技術研究発表会, I-26, 2021
- [6] 斉木功, 川村航太, 岩坪要, 岩熊哲夫: 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, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.62A, pp.61-71, 2016.
- [7] 佐野泰如, 北村明彦, 尾下里治: 下路式アーチ橋の面外座屈に対する設計法について, 土木学会第 54 回年次学術講演会, I-A287, 1999.
- [8] 小野寺吉生, 八重樫祐揮: 東北新幹線第 2 北上川橋りょう上横構の変状と対策, 土木学会第 69 回年次学術講演会, VI-495, 2014.