

床版の破壊と荷重分配を考慮した鋼連続多主桁橋の 数値的冗長性評価

NUMERICAL EVALUATION OF REDUNDANCY OF STEEL CONTINUOUS MULTIPLE GIRDER BRIDGES CONSIDERING FAILURE OF DECK SLABS

副島 理義^{*1}

○平野貴大^{*2}

斉木 功^{*3}

Masayoshi SOEJIMA^{*1}

Takahiro HIRANO^{*2}

Isao SAIKI^{*3}

ABSTRACT It has been pointed out that the effect of deck slabs on bridge redundancy cannot be ignored. While several studies have focused on the effects of damage location and damaged members on the overall bridge residual capacity, numerical analyses that take into account the failure of slab concrete in the overall bridge model have not been conducted due to computational difficulties. In this study, the effects of damage location and severity on the residual capacity of the bridge were quantitatively evaluated by nonlinear finite element analysis using a model of the entire steel continuous multiple girder bridge that takes progressive failure of the deck slab concrete into account.

Keywords: 鋼多主桁橋, 冗長性, 非線形有限要素解析, 進行性破壊, コンクリート床版
steel multiple girder bridge, redundancy, nonlinear finite element analysis,
progressive failure, concrete deck slab

1. はじめに

床版が橋梁の冗長性に及ぼす影響は無視できないことが指摘されている[1,2]が, 床版コンクリートの破壊を考慮した数値解析は, 計算の困難さからこれまで行われてこなかった。また, 多主桁橋を対象に損傷位置や損傷部材が橋梁全体の余耐力にもたらす影響に着目した研究はいくつか例がある[3,4,5]ものの, 床版の進行性破壊

^{*1} 株式会社ソルブレイン

(〒980-0811 仙台市青葉区一番町 1-9-1)

^{*2} 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)

^{*3} 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)

を考慮したモデルを用いて解析を行った事例はない。

例えば, 文献[6]は損傷を有する連続非合成多主桁橋において対傾構・横桁が代替荷重伝達経路となることに着目した崩壊メカニズムから冗長性を考察している。また, 文献[7]は連続非合成多主桁橋において, スラブアンカーの非線形挙動が冗長性評価に及ぼす影響を考察している。いずれの文献においても, RC床版の破壊は直接的にモデル化されておらず, 床版による荷重伝達を無視するために床版が橋軸直角方向にせん断力を伝達しないようなモデル化がなされている。そこで本研究では, これまで検討されてこなかった床版の破壊過程に着目して橋梁の余耐力評価を行うこととする。具体的には, 床版コンクリートの進行性破壊を考慮した鋼連続多主桁橋全体のモデルを用いて, 損傷位置と程度が橋梁の余耐力に及ぼす影響を非線形有限要素解析により定量的に評価することを目

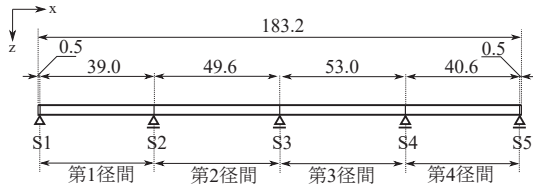


図1 一般図(単位:m) [7]

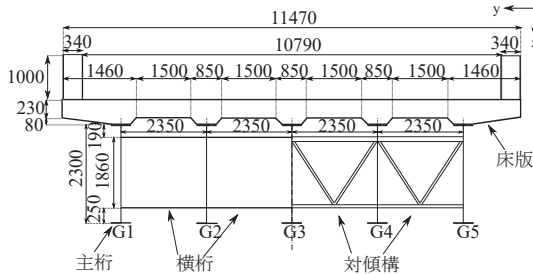


図2 断面図(単位:mm) [7]

的とする。

2. 解析対象および解析手法

2.1 解析対象

文献[6,7]で対象としている橋梁と同じ4径間連続非合成鋼5主桁橋を解析対象とする。図1に対象橋梁の一般図を示す。4つの径間を図の左側から第1,2,3,4径間と呼ぶ。5つの支点を第1径間側から順にそれぞれS1~S5と呼ぶ。対象橋梁は主桁・横桁・対傾構・横構・RC床版・壁高欄・スラブアンカーから構成される。

図2に対象橋梁の断面図を示す。主桁は外桁から順にG1~G5と呼ぶ。主桁高2.3mと主桁のウェブ厚11mmは全断面にわたって一定である。フランジの断面寸法は、外桁、中桁のそれぞれにおいて、橋軸方向に断面を変化させている。主桁の使用鋼材は、ウェブは全てSM490Y、フランジはSM490YもしくはSM520である。主桁の区間分割とフランジの断面寸法、使用鋼材の詳細については文献[6]に記載されているものと同様のため、本論文では省略する。床版の厚さは230mmであり、ハンチ部は310mmである。アスファルト舗装の厚さは80mmである。壁高欄の幅は340mm、高さは1mであり、橋軸方向の全区間にわたり配置されている。RC床版内の鉄筋は橋軸方向と橋軸直角方向へ上下面にそれぞれ配筋されている。表1に鉄筋の使用鋼材と配筋間隔を示す。

主桁垂直補剛材は、中間支点付近では780mm~1,170mm間隔、それ以外では1,225mm~

表1 鉄筋の使用鋼材と配筋間隔[7]

	橋軸方向		橋軸直角方向	
	鋼材	間隔	鋼材	間隔
上面	D16	300 mm	D19	250 mm
下面	D16	150 mm	D19	250 mm

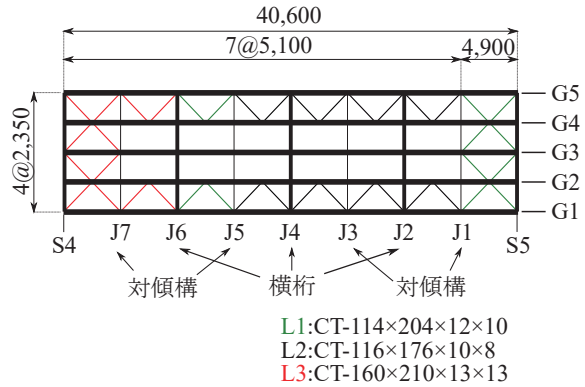


図3 第4径間の横桁・対傾構・横構の配置[7]

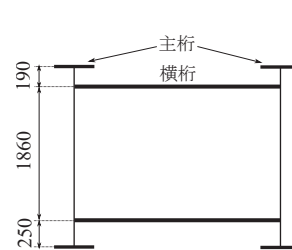


図4 横桁側面図[7]

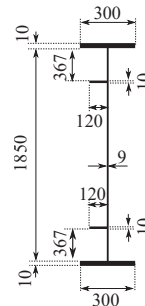


図5 横桁断面図[7]

1,350mm間隔で配置されており、主桁1本あたりの数は第1径間に33本、第2径間に43本、第3径間に43本、第4径間に33本である。水平補剛材は全区間にわたり1段設けられており、寸法は幅120mm、厚さ10mmである。

以下で損傷を想定する第4径間について、横桁・対傾構・横構の配置を図3に示す。横桁または対傾構の取付部を格点部と呼び、端支点であるS5側の格点部から順にJ1~J7と呼ぶ。横構の部材は断面がT字型の3種類が用いられており、それぞれL1, L2, L3と呼び、図中ではそれぞれ青線、黒線、赤線で示している。

スラブアンカーは直径16mm、長さ600mmの丸棒で、SS400を使用している。全ての主桁に対して橋軸方向に1m間隔で配置されている。横桁の側面図と断面図を図4,5に示す。対傾構の側面図と部材断面図を図6,7に示す。

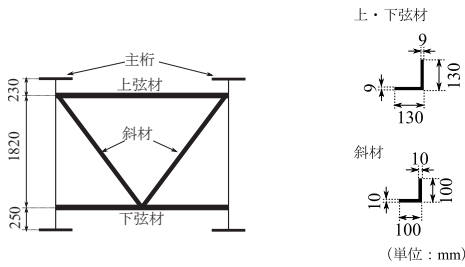


図6 対傾構側面図[7]

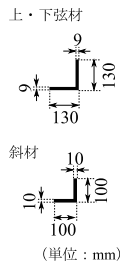


図7 対傾構部材断面図[7]

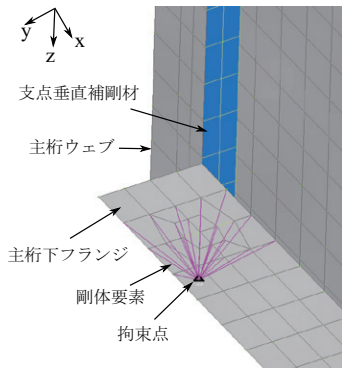


図8 支承のモデル化

2.2 有限要素モデル

材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した解析を行った。座標について、S1 支点から S5 支点の方向へ X 軸、鉛直上向きに Y 軸、G5 桁から G1 桁の方向に Z 軸を設定した。

2.2.1 主桁・横桁・対傾構・横構・補剛材のモデル化

後述するように、本研究では第4径間の主桁に損傷を想定するため、第4径間の主桁、横桁、補剛材は Mindlin-Reissner の板理論に基づいた4節点四辺形平面シェル要素を用いてモデル化した。第4径間以外の主桁、横桁と全ての径間の対傾構、横構は Timoshenko の梁理論に基づいた2節点骨組要素を用いてモデル化した。第4径間以外の補剛材については骨組要素の主桁、横桁の節点に荷重を作用させることで死荷重のみ考慮した。主桁の平面シェル要素と骨組要素の接合部は、平面シェル要素の主桁断面上の節点と骨組要素の節点を6自由度拘束の剛体要素で接合した。主桁、横桁、対傾構、横構、補剛材は弾塑性体とした。道路橋示方書[8]に従い、鋼材の Young 係数は 200 GPa、Poisson 比は 0.30 とした。塑性性に関しては von Mises の降伏基準と線形等方硬化則を用い、硬化係数が Young 係数の 10^{-2} 倍

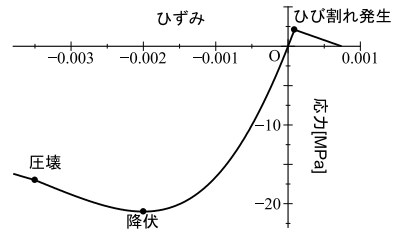


図9 コンクリートの応力-ひずみ曲線

になるように設定した。一軸降伏応力は、SM490Y と板厚 40 mm 以下の SM520 では 355 MPa、板厚 40 mm 以上の SM520 では 335 MPa とした。支承をモデル化する際、平面シェル要素の1節点に拘束を与えると極端な応力集中が生じる可能性がある。それを避けるため、図8に示すように実橋においてソールプレートが配置されている範囲にある節点と拘束条件を与える節点間を6自由度拘束の剛体要素で拘束することで面支持としてモデル化した。支持条件は S1 のみ橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の並進3方向を拘束し、それ以外の支点は橋軸直角方向・鉛直方向の並進2方向を拘束した。また、回転は全ての支点で自由とした。

2.2.2 RC 床版のモデル化

コンクリート床版は圧縮側では 21 MPa で降伏後 17 MPa まで軟化し、引張側では圧縮側の 10 分の 1 の 2.1 MPa でひび割れが生じ応力が減少する分散ひび割れモデルを用いて8節点1次ソリッド要素でモデル化した。床版コンクリートの応力-ひずみ関係を図9に示す。道路橋示方書[8]に従い、Young 係数は 23.5 GPa、Poisson 比は 0.17 とした。また、圧縮の降伏ひずみ、終局ひずみはそれぞれ 0.002、0.0035 とした。鉄筋は床版の要素の境界に配置し節点共有してモデル化した。鉄筋は床版の要素分割に合わせているため実橋とは本数が異なっているが、床版の断面積に対する鉄筋の総断面積が等しくなるように鉄筋1本当り断面積を換算した。また、壁高欄とアスファルト舗装はモデルに含めず、コンクリートの質量に加えることで死荷重のみ考慮した。

2.2.3 スラブアンカーのモデル化

床版-主桁間のモデル化について、文献[7]は冗長性評価のための数値モデルにはスラブアンカーの非線形特性のモデル化が重要であると報告しており、本研究でも非線形特性をモデル化した。スラブアンカーは実橋において1mの間隔で配置されているため、約1m間隔で配置しばね要素を用いて接合した。床版-主桁間のばね要素について、ス

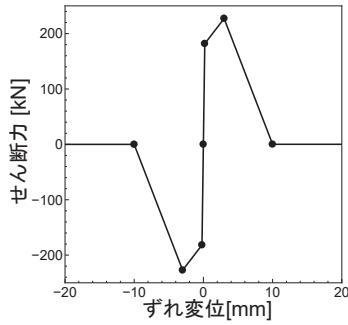


図 10 水平方向のせん断力-ずれ変位関係

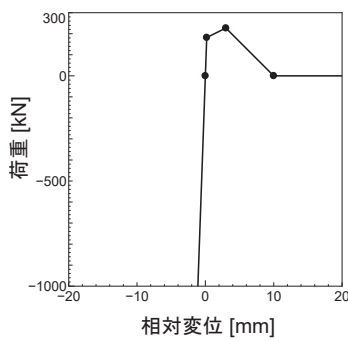


図 11 鉛直方向の荷重-相対変位関係

ラブアンカーの押し抜き試験[9]の結果より得られたスラブアンカーのせん断力-ずれ変位関係を参考に剛性を設定した。押し抜き試験ではφ13が使用されているが対象橋梁ではφ16を使用しているため、試験結果の荷重を面積比倍した。水平方向については、せん断破壊が再現できるような多直線型の非線形弾性とした。鉛直方向については、圧縮側では破壊することはないように線形弾性とし、引張側では引張破壊が再現できるように多直線型の非線形弾性とした。水平方向のせん断力-ずれ変位関係、鉛直方向の荷重-相対変位関係をそれぞれ図 10, 11 に示す。

後述するように、本研究では主桁のS5 支点付近に損傷を想定し、S5 支点に取り付けた横桁にはばね要素を配置し、RC 床版の要素と接続した。横桁には鉛直方向のばね要素のみ配置し、その荷重-相対変位関係は床版-主桁間の鉛直方向のばねと同様である。横桁における水平方向の荷重伝達に関する知見がなかったため、水平方向ばねは設置していないが、その効果・影響については別途検討の必要があると考える。

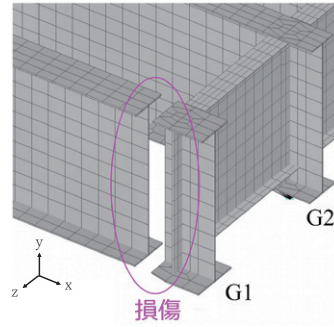


図 12 損傷のモデル化

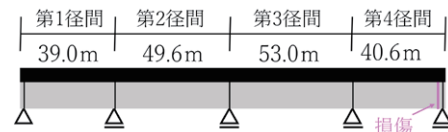


図 13 損傷位置

2.3 損傷の想定

鋼鉄桁橋の腐食損傷事例は数多く報告されている[10]が、特に支点部は伸縮装置からの漏水により腐食環境に置かれる事例が多く見られる。特に凍結防止剤散布地域では、冬季においてより厳しい腐食環境となる。本研究では、支点部の腐食欠損部に不利な荷重を漸増载荷したときに、同部を起点として鉛直方向に進展しうるき裂の影響も含めて、静的解析の範疇で余耐力を評価するため、有限要素モデル上では図 12 に示すように桁の上下フランジとウェブ、水平補剛材を橋軸方向に 1 要素分割することでモデル化した。損傷を与える位置は、S5 支点付近における損傷を想定した。損傷の位置を図 13 に示す。損傷を与える桁は、外桁 1 本 (G1)、中桁 1 本 (G2)、外桁と中桁 1 本ずつ (G1G2)、中桁 2 本 (G2G3)、外桁 1 本と中桁 2 本 (G1G2G3) の 5 パターンを想定した。

2.4 荷重の設定

道路橋示方書[8]に従い、死荷重 (D) と活荷重 (L) を与える。死荷重の载荷で用いる重力加速度は 9.8 m/s^2 とした。活荷重は、主桁を設計する場合の活荷重として L 荷重の载荷方法で、重要かつ大型車交通量が多い路線を想定して B 活荷重とする。道路橋示方書では活荷重の p1 荷重を曲げとせん断で区別しているが、本研究では p1 荷重を 12 kN/m^2 、p2 荷重を 3.5 kN/m^2 とした。また、主荷重の橋軸方向の载荷長は 10 m、橋軸直角方向の载荷長は 5.5 m とされているが、床版の要素分

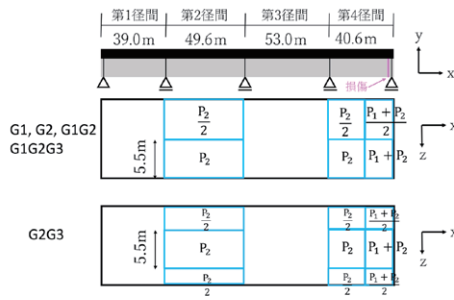


図 14 荷重載荷

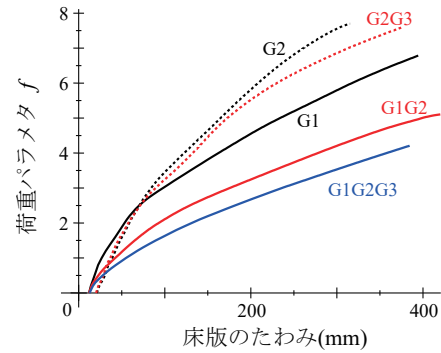


図 15 荷重 f と床版最大たわみの関係

割の都合上、それぞれ 10.2 m, 5.5075 m とした。

損傷は端支点にあるので、損傷箇所におけるせん断力が最大になるように荷重を設定した。L 荷重の載荷位置を図 14 に示す。G1, G2, G1G2, G1G2G3 損傷パターンでは主荷重は G1~G3 桁上とし、G2G3 損傷パターンでは主荷重は G2~G3 桁上とした。荷重の載荷方法は、損傷を反映したモデルに対し死荷重 (D) を先行させて載荷した後、活荷重 (L) を漸増させて非線形解析を行った。このとき活荷重 (L) に対する倍率を活荷重パラメータ f として定義し、解析モデルに作用させる荷重は $D + f \cdot L$ となる。実際の損傷は死荷重が載荷された状態で生じ、損傷部が伝達していた内力が解放されることにより動的な効果が生じるが、本解析は静的非線形解析であるので、前述のような荷重載荷を行った。

3. 解析結果

3.1 終局限界に関する冗長性

解析で得られた荷重パラメータ f と床版内の最大たわみの関係を図 15 に示す。同図において f がゼロのときのたわみは死荷重によるたわみを意味する。外桁に損傷があること、また、加えて複数の桁に損傷があるほどたわみ剛性が低下している。

道路橋示方書[8]は、部材等の限界状態 2 を「部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態」と定義し、限界状態 3 を「これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態」と定義している。本論文での終局限界は、この限界状態 2 と 3 の境界、および、有限要素解析の再現能力を考慮し、第 4 径間の主桁の相当塑性ひずみが 2% に達したとき、もしくは主桁の塑性ひずみが急増したときの 1 ステップ前を終局状態とした。すなわち、相当塑性ひずみが 2% に達した状態、もしくは塑性ひずみが急増する

表 2 各損傷パターンにおける f_u

損傷パターン	f_u
G1	6.79
G2	7.70
G1G2	6.50
G2G3	7.60
G1G2G3	4.21

状態では荷重を支持する能力があらかじめ想定する範囲にはないと考えた。終局状態となった時の荷重パラメータを f_u とし、表 2 に各損傷パターンにおける f_u を示す。G1, G2, G1G2 損傷パターンでは塑性ひずみが 2% に至る前に塑性ひずみが急増した。G1G2G3 損傷パターンでは塑性ひずみは漸増していたが、2% に至る前に非線形計算が収束せず解析が終了したため、解析終了時を終局状態とした。

外桁に損傷のある G1 損傷パターンの f_u は中桁に損傷のある G2 損傷パターンの f_u の約 88% であった。G1G2 損傷パターンの f_u と G2G3 損傷パターンの f_u の比も同程度であった。このことから、損傷を有する桁の本数が同じ場合、中桁よりも外桁に損傷がある方が 10~15% 程度小さい荷重で終局状態に至ることがわかる。

損傷桁が 2 本の G1G2 損傷パターンの f_u は損傷桁が 1 本の G1 損傷パターンの f_u の約 96% であった。G2G3 損傷パターンの f_u の、G2 損傷パターンの f_u に対する比も同程度の 99% であり、損傷桁 1 本に対して、隣接する中桁がさらに損傷を有する場合の f_u の減少は数% 程度であった。また、損傷桁が 3 本の G1G2G3 損傷パターンの f_u は損傷桁が 1 本の G1 損傷パターンの f_u の約 62% であったが、G1G2G3 損傷パターンは非線形解析が収束し

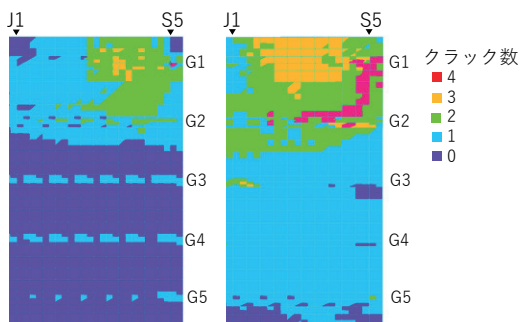


図 16 G1 損傷パターンの床版下側の破壊の様子
(左: $f = 2.60$, 右: $f = 5.20$)

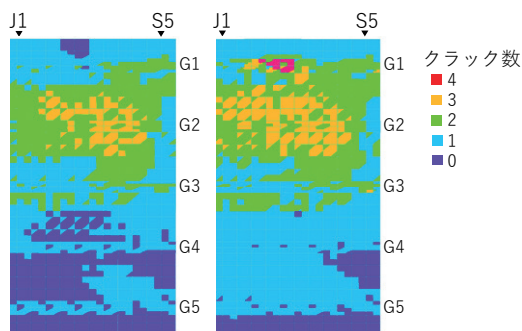


図 17 G2 損傷パターンの床版下側の破壊の様子
(左: $f = 5.00$, 右: $f = 6.00$)

表 3 G1 損傷パターンにおける床版の破壊進展

f	床版の破壊
1.20	G1 桁損傷部上部の床版が引張破壊
2.60	G1 桁の S5 支点上部の床版が圧壊
3.70	G2 桁の S5 支点上部の床版が引張破壊
4.05	G2 桁の S5 支点と格点部 J1 の間の床版が圧壊
5.20	G2 桁上部の床版で発生した圧壊が G1 桁上部の床版に到達

なかったことが原因であるため、この数値の信頼性は低いと考えられる。

3.2 床版の破壊進展

G1 損傷パターンにおける荷重パラメータが $f = 2.60$ と $f = 5.20$ のときの床版下側の破壊の様子を図 16 に示す。図中、右端が S5 支点であり、5 本の桁の位置を G1, G2, ..., S5 支点, 格点 J1 の位置をそれぞれ S5, J1 と表示した。色はクラック数を表しており、4 は圧壊を意味する。クラック数が 3 のとき、3 つの主方向にひび割れが生じ剛性がなくなるため、以下ではこの状態を破壊とみなす。床版の破壊とそのイベントが発生したときの f を表 3 にまとめた。 $f = 1.20$ のときに G1 桁損傷部上部の床版に引張破壊が発生し、引張破壊は S4 支点の方向へ進展した。 $f = 4.05$ のときに G2 桁の S5 支点と対傾構の取り付け部である格点部 J1 の間に圧壊が生じ、圧壊領域は G2 桁に沿って S5 支点の方へ進展した後、さらに G1 桁の方へ橋軸直角方向に進展した。

G2 損傷パターンにおける荷重パラメータが $f = 5.00$ と $f = 6.00$ のときの床版下側の破壊の様子を図 17 に示す。床版の破壊とそのイベントが発生したときの f を表 4 にまとめた。 $f = 2.50$ のときに G2 桁損傷部上部の床版に引張破壊が発生し、引張

表 4 G2 損傷パターンにおける床版の破壊進展

f	床版の破壊
2.50	G2 桁損傷部上部の床版が引張破壊
5.71	G2 桁上部の床版で発生した引張破壊が G1 桁上部の床版に到達
5.86	G1 桁の格点部 J1 付近の床版が圧壊

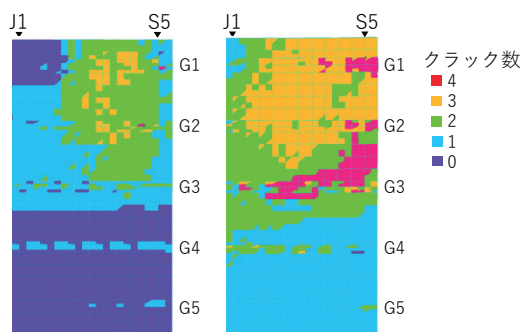


図 18 G1G2 損傷パターンの床版下側の破壊の様子
(左: $f = 1.88$, 右: $f = 5.58$)

破壊領域は S4 支点の方向に進展するとともに G1 桁の格点部 J1 の方へ斜め方向にも進展した。

G1G2 損傷パターンにおける荷重パラメータが $f = 1.88$ と $f = 5.58$ のときの床版下側の破壊の様子を図 18 に示す。床版の破壊とそのイベントが発生したときの f を表 5 にまとめた。 $f = 0.60$ のときに G1, G2 桁損傷部上部の床版に引張破壊が発生し、引張破壊領域は S4 支点の方向と G1-G2 間を橋軸直角方向に進展していく。 $f = 3.05$ で G3 桁の S5 支点と格点部 J1 の間に圧壊が発生し、圧壊領域は G3 桁の S5 支点の方へ橋軸直角方向に進展した後、G2 桁の方へ橋軸直角方向に進展した。

G2G3 損傷パターンにおける荷重パラメータが $f = 3.50$ と $f = 7.32$ のときの床版下側の破壊の様

表 5 G1G2 損傷パターンにおける床版の破壊進展

f	床版の破壊
0.60	G1, G2 桁損傷部上部の床版が引張破壊
1.88	G1, G2 桁の S5 支点上部の床版が圧壊
2.93	G3 桁の S5 支点上部の床版が引張破壊
3.05	G3 桁の S5 支点と格点部 J1 の間の床版が圧壊
5.58	G3 桁上部の床版で発生した圧壊が G2 桁上部の床版に到達

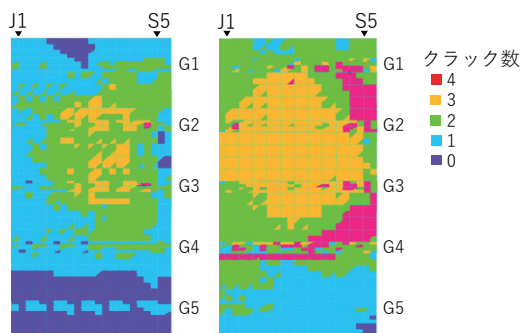


図 19 G2G3 損傷パターンの床版下側の破壊の様子 (左: $f = 3.50$, 右: $f = 7.32$)

表 6 G2G3 損傷パターンにおける床版の破壊進展

f	床版の破壊
1.60	G2, G3 桁損傷部上部の床版が引張破壊
3.50	G2, G3 桁の S5 支点上部の床版が圧壊
3.70	G4 桁 S5 支点上部の床版が引張破壊
4.41	G2 桁上部の床版で発生した引張破壊が G1 桁上部の床版に到達
4.99	G4 桁の S5 支点と格点部 J1 の間の床版が圧壊
5.92	G1 桁の S5 支点と格点部 J1 の間の床版が圧壊
6.79	G1 桁上部の床版で発生した圧壊が G2 桁上部の床版に到達
7.32	G4 桁上部の床版で発生した圧壊が G3 桁上部の床版に到達

子を図 19 に示す。床版の破壊とそのイベントが発生したときの f を表 6 にまとめた。 $f = 1.60$ のときに G2, G3 桁損傷部上部の床版に引張破壊が発生し、引張破壊領域は S4 支点の方向と G2-G3 間を橋軸直角方向に進展した。また、G2 桁上の床版の引張破壊領域は G1 桁の格点部 J1 の方へ斜め方向にも進展した。G1 桁の S5 支点と格点部 J1 の間で圧壊が発生し、圧壊領域は G1 桁の S5 支点の方へ橋軸方向に進展した後、G2 桁の方へ橋軸直角方向に進展した。G4 桁の S5 支点と格点部 J1 の間で発生した圧壊も同様な挙動を示す。

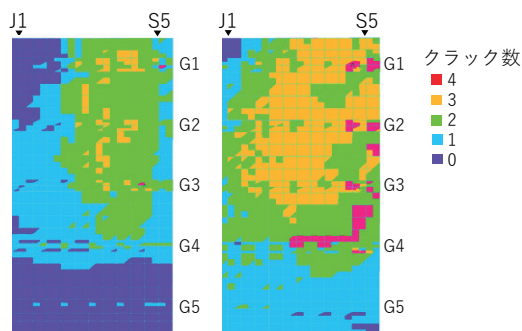


図 20 G1G2G3 損傷パターンの床版下側の破壊の様子 (左: $f = 1.40$, 右: $f = 4.12$)

表 7 G1G2G3 損傷パターンにおける床版の破壊進展

f	床版の破壊
0.90	G1, G2, G3 桁損傷部上部の床版が引張破壊
1.40	G1, G3 桁の S5 支点上部の床版が圧壊
3.13	G4 桁の S5 支点上部の床版が引張破壊
3.45	G4 桁の S5 支点と格点部 J1 の間の床版が圧壊
4.12	G4 桁上部の床版で発生した圧壊が G3 桁上部の床版に到達

G1G2G3 損傷パターンにおける荷重パラメータが $f = 1.40$ と $f = 4.12$ のときの床版下側の破壊の様子を図 20 に示す。床版の破壊とそのイベントが発生したときの f を表 7 にまとめた。 $f = 0.90$ のときに G1, G2, G3 桁損傷部上部の床版に引張破壊が生じ、引張破壊領域は S4 支点の方向と G1-G3 間を橋軸直角方向に進展した。 $f = 3.45$ で G4 桁の S5 支点と格点部 J1 の間で圧壊が発生し、圧壊領域は G4 桁の S5 支点の方へ橋軸方向に進展した後、G3 桁の方へ橋軸直角方向に進展した。

外桁に損傷のある G1, G1G2, G1G2G3 損傷パターンは床版の破壊過程が類似している。いずれの損傷パターンも、最初に (a) 損傷桁上部の床版に引張破壊が発生し、その引張破壊は S4 支点の方向に進展していく。次に、(b) 損傷桁の S5 支点上部の床版が圧壊する。その後、(c) 損傷桁に隣接する健全桁上部の床版で圧壊が生じ、圧壊領域は損傷桁の方へ橋軸直角方向に進展していく。(a)~(c) のように破壊が進展していくメカニズムを G1 損傷パターンを例に以下で述べる。

(a) について、G1 損傷パターンの G1 桁損傷部の床版が引張破壊した $f = 1.20$ のときの損傷部上部の床版下側の節点の鉛直方向変位を図 21 に示す。

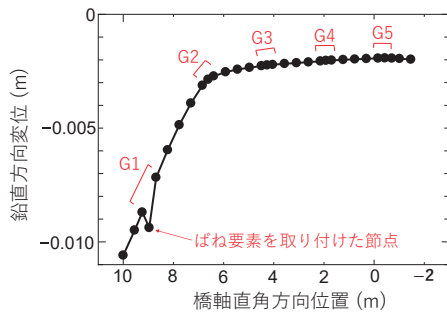


図 21 床版下側の節点の断面の鉛直方向変位 ($f = 1.20$)

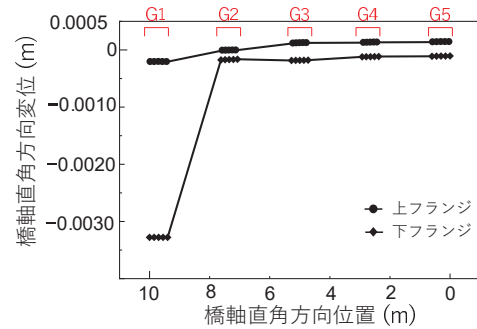


図 22 主桁上下フランジの橋軸直角方向変位 ($f = 1.20$)

損傷を有する G1 桁がたわむことで、G1 桁から下向きの荷重が作用する。変位が不連続になっている点は、G1 桁のスラブアンカーをモデル化したばね要素が取り付けられている節点である。桁から受ける下向きの荷重により、断面で見たときに床版下面は下に凸の曲げ変形が生じ、橋軸直角方向を法線とするひび割れが発生する。また、 $f = 1.20$ のときの、損傷部における主桁上下フランジの節点の橋軸直角方向変位を図 22 に示す。図から、G1 桁では下フランジが G2 方向に変位しており、上下フランジ間の変位差から G1 桁がねじれていることがわかる。G1 桁がねじれることで、G1 桁損傷部付近の床版には橋軸直角水平方向に引張応力が作用しひび割れが発生する。以上のばね要素による床版の引張と損傷桁のねじれにより床版に 3 方向にひび割れが発生し、損傷桁上部の床版下側が引張破壊されたと考えられる。また、その引張破壊領域が S4 支点の方向へ進展していくのは、損傷桁に取り付けたばね要素が損傷部に一番近い要素から S4 支点の方向へ順に引張降伏していくためであると考えられる。

(b) について、S5 支点付近の損傷により、床版が一面せん断のような変形を受ける。これに伴い、床版は損傷部上部の S5 支点側で上に凸な変形となり、床版下側が圧縮を受け圧壊に至ると考えられる。

(c) について、損傷を有する G1 桁のたわみが増加する。一方、隣接する G2 桁は G1 桁ほどたわみが大きくなりたないため、床版は G2 桁、G1-G2 間の端横桁付近で上に凸な変形となる。このような変形により床版下側が圧縮を受けることで、圧壊が生じると考えられ、G2 桁や G1-G2 間の端横桁に沿った方向に圧壊が進展していくと考えられる。

4. おわりに

4 径間連続非合成鋼 5 主桁橋を対象として RC 床版の進行性破壊を考慮可能な橋梁全体モデルに死荷重を載荷したのち活荷重を漸増荷重する非線形有限要素解析によりその冗長性について検討した。端支点付近の損傷を想定し、損傷桁の場所・損傷桁の数を変化させ、それぞれの損傷パターンでの床版の破壊過程を明らかにした。

外桁に損傷がある場合、損傷桁が荷重によりたわむ影響を受けて、損傷桁と隣接する健全桁間の支点部で破壊が橋軸直角方向に進展する。中桁に損傷がある場合は、損傷桁のたわみを両隣の桁が負担するため、支点部での橋軸直角方向の破壊進展は見られない。健全桁上部の床版では、床版が曲げを受ける影響により橋軸方向へ破壊が進展していく。

また、損傷桁の場所・損傷桁の数が橋梁の冗長性におよぼす影響を考察した。その結果、主桁が終局に至る活荷重は、外桁に損傷がある場合は中桁に損傷がある場合の 10 から 15% 程度の低下となった。損傷桁が 1 から 2 本に増加する場合は、終局に至る活荷重は数% 低下する程度だったが、3 本に増加する場合は 40% 程度低下した。ただし、有限要素解析による終局の判定は容易ではなく、その定義によって評価は変化するため、複数の判定基準で多角的に評価することが望ましいと考えられる。

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る。

参考文献

- [1] 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, Vol.65, No.2, pp.410-425, 2009.
- [2] Lam, H., Lin, W., Yoda, T.: Effects of bracing systems on redundancy of three-span composite twin I-girder bridge, *Journal of Structural Engineering*, Vol.60A, pp.59-69, 2014.
- [3] 山口隆司, 金 仁浩, 北田俊行, 村本和之: 大きなき裂損傷が発生した鋼桁橋の全体残存耐荷力に関する解析的検討, 鋼構造論文集, Vol.16, No.63, pp.15-25, 2009.
- [4] 橋本国太郎, 茅野牧夫, 鈴木康夫, 杉浦邦征, 渡邊英一: 疲労き裂を有する連続鋼桁橋の残存性能に関する解析的研究鋼構造論文集, Vol.22, No.85, pp.111-120, 2015.
- [5] 岩坪 要, 斉木 功, 寺本有優美: 小数主桁連続橋でのリダンダンシー解析の試み, 鋼構造年次論文報告集, Vol.23, pp.378-385, 2015.
- [6] 斉木 功, 熊谷宏之, 岩坪 要, 岩熊哲夫: 非線形有限要素解析による連続非合成多主桁橋の冗長性に関する考察, 構造工学論文集, Vol.64A, pp.12-25, 2018.
- [7] 竹田 翼, 斉木 功, 山本剛大, 岩坪 要: 非合成連続多主桁橋の冗長性評価に及ぼすスラブアンカーの合成効果の影響, 土木学会論文集 A2, Vol.74, No.2, pp.I.579-I.590, 2018.
- [8] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, 2017.
- [9] 山田真幸, サトーンペンポン, 三木千壽, 市川篤司, 入部孝夫: RC床版と鋼フランジ間の付着とスラブアンカーによるせん断抵抗の評価, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1161-1168, 2001.
- [10] 国土交通省: 鋼橋(上部構造)の損傷事例, http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobo3_1_1.pdf, 情報確認日 2023年7月31日.