

主桁損傷を受けた2主桁橋の 残存耐力に関する考察

橘 吉宏¹・辻角 学²・越後 滋³・高橋昭一⁴・三木千壽⁵

¹正会員 博士(工学) 川田工業(株) 橋梁事業部東京設計部 (〒114-8562 東京都北区滝野川1-3-11)

²正会員 川田工業(株) 橋梁事業部新事業企画室 (〒114-8562 東京都北区滝野川1-3-11)

³正会員 博士(工学) 川田工業(株) 技術開発本部 (〒114-8562 東京都北区滝野川1-3-11)

⁴日本道路公団 静岡建設局富士工事事務所 (〒417-0061 静岡県富士市伝法字大原170-1)

⁵フェロー 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-0033 東京都目黒区大岡山2-12-1)

2主桁橋は、片方の主桁に損傷を受けたときに落橋の危険性がある、すなわち、リダンダンシーがない構造であると考えられ易い。しかしながらこのような考え方が一方で、2主桁橋は主桁損傷後の残存耐力を持ち得るとの報告がアメリカであり、2主桁橋の残存耐力については整理されていないのが現状であると言える。そこで本研究は、損傷の程度による挙動変化の把握や崩壊機構の解明を試みることを目的として、1/2スケール模型の主桁に損傷を与え、載荷試験を実施した結果を報告し、加えて、載荷試験により解明された崩壊機構に基づき、実橋の2主桁橋における安全性の評価を行うために実施した解析的な検討結果を報告するものである。

Key Words : *redundancy, two-girder bridges, loading test, load carrying capacity, FEM*

1. はじめに

2主桁橋は、従来の多主桁橋に比べ、鋼重、部材数、材片数、溶接延長、塗装面積が低減されることから、製作および施工時の合理化を図ることができ、最近、その経済性から再び脚光を浴びている橋梁形式である¹⁾。

我が国でも昭和30年代後半から昭和40年代前半にかけて経済性に主眼を置いた少数主桁橋が盛んに建設されたが、昭和40年代に過積載を含めた交通量の増大とRC床版の鉄筋量不足が原因と考えられる床版損傷が顕在化し、床版曲げモーメントの低減や床版補修の容易さ等の理由から昭和50年代前後から多主桁で非合成への採用と向かった。これはPC床版も適用されている連続合成2主桁橋が一般的なヨーロッパとは逆の傾向である。一方、アメリカでは多主桁橋が主流であり、2主桁橋も建設されているが、ゲルバーヒンジ部の損傷から落橋に至る事故が発生しており、2主桁橋のリダンダンシーが議論されているようである²⁾。

アメリカの場合と同様に、2主桁橋を採用するにあたって懸念されてきた課題の一つが、2主桁橋の主桁損傷後における安全性の問題である。議論の中には「一方の主桁に何らかの損傷が生じた2主桁橋は落橋の危険性があり、点検や維持管理を十分に行うことがで

きないならば採用すべきではない」という意見もあれば、「アーチやトラスの主構と同様に主桁を取り扱い、疲労に配慮した設計を行えば、危険性を指摘すること自体が無意味である」との意見もある。

「落橋の危険性がある」と判断されるのは、損傷を受けた2主桁橋の状態を設計時の1-0法や平面格子解析モデルの延長で考えれば、構造として成り立たないためであるが、この評価は鋼格子桁と床版の相互作用を無視しているため、正しい評価とは言えない。損傷を受けた2主桁橋の挙動については、アメリカで1993年に2本主桁の実橋を対象として、主桁の一部をガス切断した後に載荷試験を実施した例が報告されている³⁾。この報告では、フランジとウェブ切断後もすぐには落橋には結びつかず、車両載荷時には切断部を補うように主桁、縦桁、横桁、床版での立体的な挙動を示すことが報告されている。しかし、構造物としての安全性の評価については、実橋で終局的な崩壊状態を確かめることができなかったことから課題であると述べるにとどまっている。

この報告から、2主桁橋がすぐには落橋しないとの安心感は得られるものの、対象とした橋梁は縦桁および下横構が配置されており、準閉断面桁として挙動するため、わが国の「ホロナイ川橋」^{3),4)}(日本道路公団・

北海道縦貫自動車道)に代表されるような下横構を省略した2主桁橋に、必ずしもそのままではまるとは言えない。

このように、2主桁橋の安全性に対する考え方については整理されていないのが現状であり、2主桁橋の安全性を評価するにあたり、まず、損傷の程度による挙動の変化や崩壊機構を解明することが必要であると考えられた。

そこで本研究は、損傷の程度による挙動変化の把握や崩壊機構の解明を試みることで、および解明された崩壊機構に基づいて2主桁橋の安全性の評価を行うことを目的に、「ホロナイ川橋」の設計検討時に製作した1/2スケール模型⁹⁾を利用して、主桁に損傷を与え載荷試験を実施し、FEMによる解析的な検討を行った結果を報告するものである。なお、本文で対象とする2主桁橋は、上述した「ホロナイ川橋」に代表されるPC床版を有し下横構を省略した2主桁橋である。「ホロナイ川橋」は、鋼桁が鉛直荷重に対しては非合成桁として設計されているが、地震時や風荷重に対しては床版剛性を期待した設計を行っている⁶⁾。よって鋼桁と床版とは合成が保証されており、床版は半永久的な構造部材として耐久性が十分に確保されている橋梁である。

2. 試験概要

(1) 試験体の概要

試験体には、「ホロナイ川橋」の設計検討時に疲労試験を実施するために製作した、1/2スケール模型を用いた。表-1および図-1に試験体の概要図、諸元をそれぞれ示す。

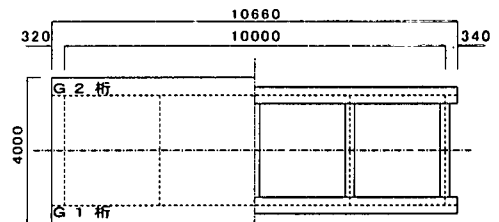
本試験体は疲労試験を想定して設計しており、片側主桁中央に80tf(784kN)の荷重振幅で試験体が合成挙動を示すと仮定して下フランジに900kgf/cm²(88.3N/mm²)程度の応力振幅となるように設計したものである。この900kgf/cm²(88.3N/mm²)は、ホロナイ川橋において活荷重載荷時の下フランジに発生する応力レベル(非合成桁として)に相当する。

PC床版は1方向PC版であり、橋軸直角方向にプレストレスが導入されており、橋軸方向はRC構造である。この試験体は製作後22ヶ月間経過しており、床版に乾燥収縮によると考えられる橋軸直角方向のひび割れが認められた以外、健全な状態であった。床版コンクリートの圧縮強度および弾性係数については、材令37日における試験値であるが、早強セメントを用いたコンクリートの一般的な性質から、材令22ヶ月においても大きな変化はないものと推定される。

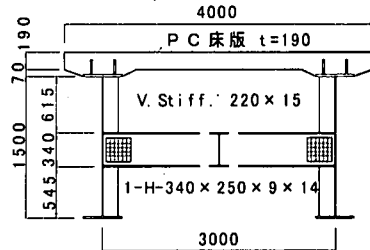
1/2 模型の試験体 (図-1) を用いて、主桁損傷前後

表-1 試験体諸元

上下 フランジ	板厚・材質	450 x 19 mm (SM520B)
	降伏点	431 N/mm ²
	引張強さ	560 N/mm ²
ウェブ	板厚・材質	1500 x 10 mm (SM520B)
	降伏点	395 N/mm ²
	引張強さ	556 N/mm ²
床版の圧縮強度 (材令 37 日)		51.0 N/mm ²
床版の弾性係数 (材令 37 日)		3.24 x 10 ⁵ N/mm ²
ハンチ高		70 mm
合成桁としての中立軸位置 (床版上縁からの距離)		435 mm
合成桁としての降伏荷重 (片主桁上への集中荷重)		361.5 tf (3545 kN)



(a) 平面図



(b) 断面図

図-1 試験体概要

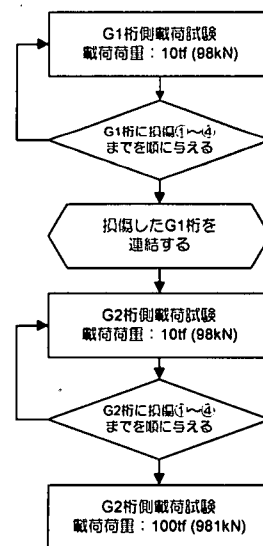


図-2 試験の流れ

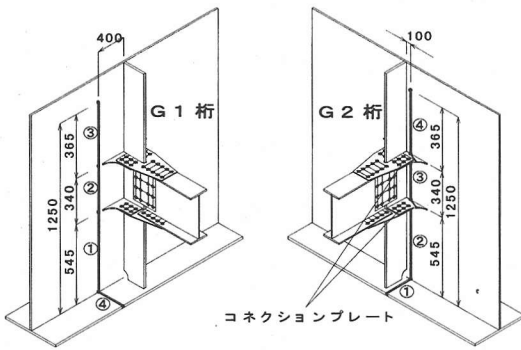


図-3 主桁損傷概要

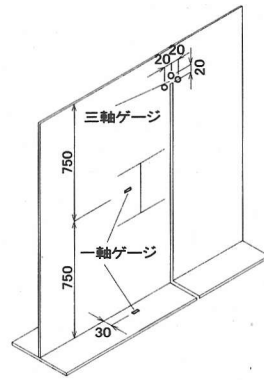


図-6 ゲージ貼付位置

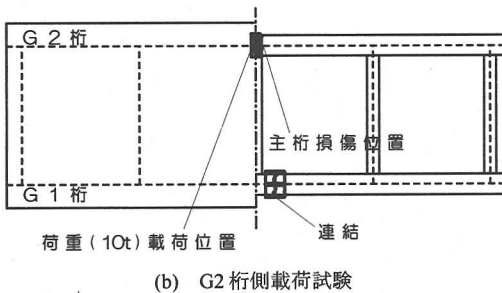
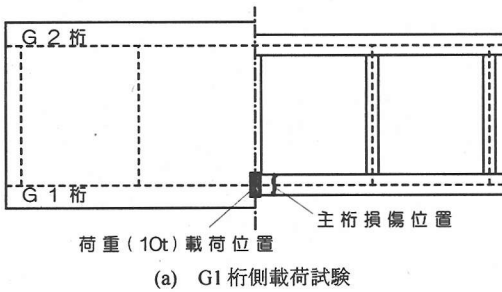


図-4 荷重載荷・主桁損傷位置

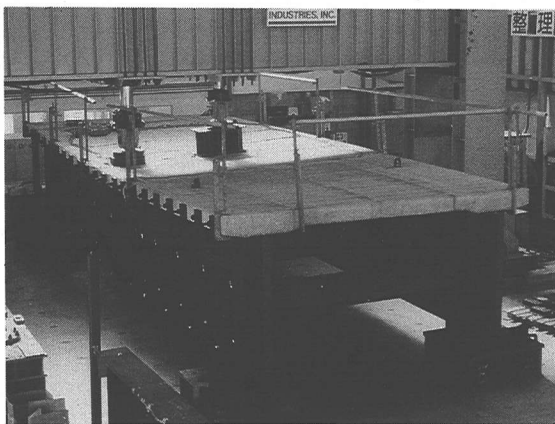


図-5 荷重載荷状態

に図-2に示す流れで静的荷重試験を行った。下フランジ全断面と下端から合成桁中立軸までのウェブ断面に対し、ガス切断を施して疑似クラックを生成し、これを主桁損傷とした(図-3)。ここで、主桁損傷を与えた位置は支間中央に近い位置であり、本文では、曲げが卓越した断面の疲労亀裂の進行をシミュレートして、損傷時の安全性を評価することを目的としている。

(2) 荷重方法

主桁の切断は図-3に示すように①→②→③→④と進め、損傷前の状態も含めて損傷ごとに順次10tf (98kN) 荷重(荷重位置: 桁中央上)による荷重試験を行った(図-4)。荷重荷重状態を図-5に示す。G1桁側の荷重試験が終了後、切断したG1桁を連結しG2桁側の荷重試験・切断を同様に行った。ここで、G1桁の損傷は横桁継手部の溶接位置から発生するクラック(ウェブから損傷する)を、G2桁の損傷は下フランジと垂直補剛材の溶接位置から発生するクラック(下フランジから損傷する)を想定している。この2モードは今までの疲労損傷事例から判断して決定したものである。すなわち、プレートガーダー橋で起こりうる損傷としては、横桁等を取り付けるためのウェブガセット端(JSSC疲労設計指針⁷⁾によるG等級)から疲労亀裂が発生するケースと、垂直補剛材と主桁下フランジの間の溶接継手(JSSC疲労設計指針⁷⁾によるE等級)から亀裂が発生するケースである。

なお、G1桁の連結は損傷部の下フランジ、ウェブの断面力が伝達できるように鋼板を配し、周囲をすみ肉溶接する方法で行った。また、G2桁の損傷は横桁取り付け部のコネクションプレートの切断も含むが、試験では損傷③を与えた時に横桁のコネクションプレートの切断も同時に行った。

G2桁損傷④の荷重10tf (98kN)の荷重試験を行った後に、試験体の崩壊荷重を調べるために、荷重100tf

(981kN)までの載荷試験を行った。ここで荷重 100tf (981kN)は、使用したジャッキの最大載荷能力である。

なお、ひずみゲージは床版上縁・上下フランジ・ウェブ中央・横桁の他、図-6に示すように主桁の損傷ごとに切断クラックの先端部にも取付け、応力の測定を行った。主桁のひずみゲージはスパン中央の他、中央より1.25m、2.5mの位置に取り付けた

3. 10tf (98kN) 荷重載荷時の試験結果

載荷荷重 10tf (98kN)の範囲内では、残留たわみ、残留応力はほとんど生じず、以下に示す試験結果は弾性挙動範囲内における考察である。

(1) 主桁たわみと全体挙動

図-7、図-8はそれぞれG1桁、G2桁の主桁損傷にもなうたわみの変化を示している。

図-4(a)に示したG1桁を対象とした載荷試験では、主桁損傷をウェブから与えており、損傷①～③の状態ではほとんど挙動に変化はなく、損傷④で下フランジが切断されると主桁たわみは急激に増加した。すなわち、損傷①～③において、曲げが卓越する断面ではウェブに断面欠損があっても桁としての機能が損なわれることはない。

合成桁と見なした場合の断面2次モーメントは $2.97 \times 10^6 \text{cm}^4$ 、ウェブの断面欠損を孔引き断面と考慮した場合の断面2次モーメントは $2.09 \times 10^6 \text{cm}^4$ であり、主桁中央部の孔引き断面では約30%の断面剛性が低下している。この影響がたわみの増加に寄与し、計測値では約12%のたわみの増加であった

これと比較して、図-4(b)に示したG2桁を対象とした載荷試験では下フランジより損傷を与えており、損傷②(下フランジおよびウェブ下端より545mm高さまでの損傷)までは主桁たわみの増大は小さいものの、横桁取り付け部の上下のコネクションプレートの切断に及ぶ損傷③、損傷④と進むにつれてたわみは大きく増加した。コネクションプレートを切断した損傷③からたわみが急増したことから、コネクションプレートが主桁の曲げを伝達することにより寄与していたことが推測された。損傷④まで進行させた結果、G1桁に損傷を与えた場合のたわみとほぼ等しく、全体的な挙動も同様であった。

図-9は、G1桁を対象とした損傷④における10tf (98kN)荷重載荷時の各主桁たわみである。前出の図-7からもわかるように主桁損傷後のG1主桁たわみは損傷前に比較して6倍程度に急増し、主桁損傷位置付近でのたわみ変化に角折れが観察された。一方の損傷を

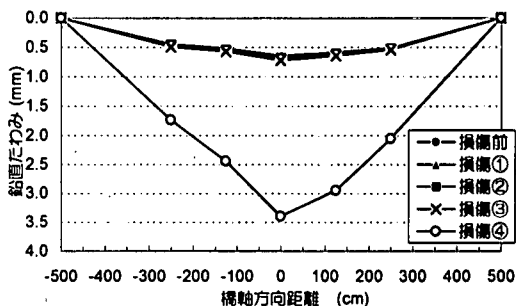


図-7 主桁たわみ (G1桁側載荷試験)

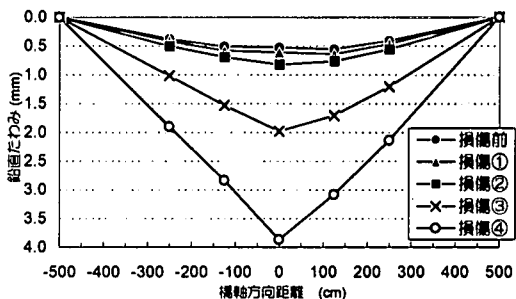


図-8 主桁たわみ (G2桁側載荷試験)

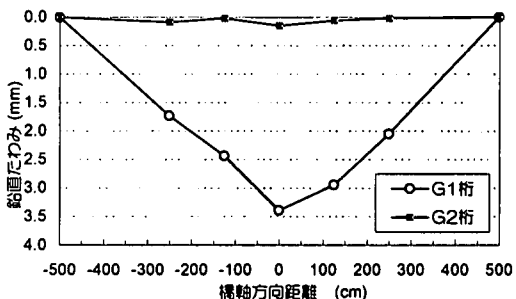


図-9 主桁たわみ (主桁損傷④)

受けていないG2主桁については、主桁損傷後のたわみはほぼゼロであり、主桁損傷前後でたわみの変化は確認されなかった。このことは、損傷を受けた桁の断面力は、床版や横桁を介して一方の桁にはほとんど伝達されないことを示しており、主桁損傷によりG1桁からG2桁への荷重分配が期待できないことは明らかである。このような変形に対して除荷時の残留たわみはほとんど生じない状態であり(最大0.03mm程度)、変形性状から判断すると損傷④の構造系は、鋼桁損傷部が曲げモーメントを伝達しないヒンジとして挙動する、鋼桁で補剛された床版橋とみなすことができると考えられる。

(2) 主桁応力と鋼桁の挙動

図-10、図-11は10tf (98kN)荷重載荷時における主桁損傷前および損傷④におけるG1桁の下フランジとウ

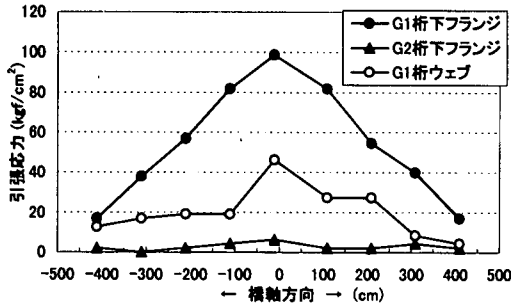


図-10 主桁応力 (主桁損傷前)

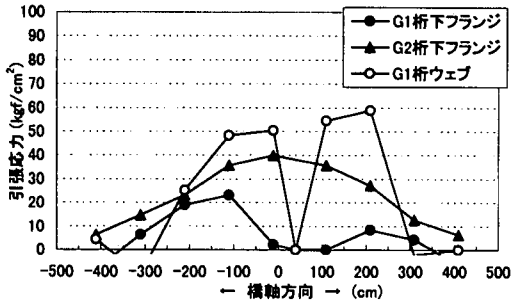


図-11 主桁応力 (主桁損傷④)

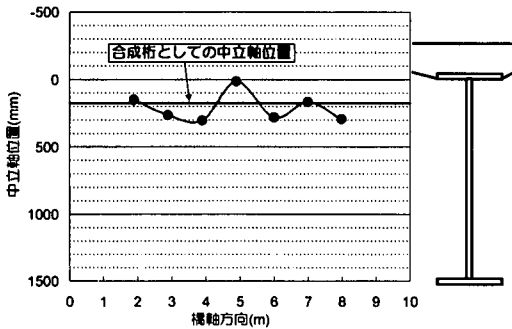


図-12 G1桁の中立軸位置 (主桁損傷前)

G2桁		-1	0	0	0	0
G1桁		-1	-1	-3	-2	-1
		-3	-3	-5	-2	-1
		-2	-3	-29	-2	-4

図-13 主桁損傷前の床版上縁最小主応力 (kgf/cm²)

G2桁		-5	-3	-4	-3	-4
G1桁		-6	-8	-13	-8	-7
		-6	-12	-20	-14	-9
		-8	-14	-54	-21	-9

図-14 主桁損傷後の床版上縁最小主応力 (kgf/cm²)

エブ応力, およびG2桁のフランジ応力である. 図-12は同様に応力の測定値から算定したG1桁における中立軸位置である. 図-10, 図-12に示した損傷前の主桁応力および中立軸は, 主桁中央で横桁取付け部の影響を受けていると考えられるものの, 合成桁としての特徴的な挙動であると言える. 一方, 図-11に示した損傷後は, 下フランジにおける引張応力分布から損傷部をヒンジとした桁として挙動していることが伺え, ウェブの応力については損傷部付近で大きくなり, 構造系が上述したように変化していることに対応した挙動と言える.

なお, 図-11において, 損傷を受けていないG2桁の下フランジ応力が, G1桁下フランジ損傷後に増加しているのは, 後述の5章で示したFEM解析結果から, 橋軸直角方向の変位成分(橋軸-鉛直平面に対する曲げ)によるものと推定された.

(3) 床版上縁の応力分布と版の挙動

構造系が損傷前後で変化すると, 床版の応力性状も変化することが推測される. 図-13, 図-14は10tf(98kN)荷重載荷時における主桁損傷前および損傷④時の床版上縁の圧縮応力分布である. 図-13より, 載荷点付近の局部応力以外には床版上縁応力は小さく, 主応力は橋軸方向に流れており, 主桁損傷前の床版は桁の断面の一部として挙動する傾向が強いことが確かめられた. 一方, 図-14に示す損傷④では, 最大54kgf/cm²(5.30N/mm²)の圧縮応力が確認され, その主応力方向から判断すると, 主桁たわみと全体挙動から推定されたように, 床版は主桁の一部として挙動するよりも, むしろ曲げモーメントを伝達しない不連続点を有する弾性桁で支持された版として挙動する傾向の強いことが伺える.

4. 100tf(981kN) 荷重載荷時の試験結果

G2桁損傷④の10tf(98kN)荷重の載荷試験を行った後に, 試験体の終局耐力を調べるために, 荷重100tf(981kN)までの載荷試験を行った. ここで荷重載荷ステップは, 0tf→20tf→0tf→40tf→0tf→80tf→0tf→100tf→0tf(0N→196kN→0N→392kN→0N→785kN→0N→981kN→0N)とした.

(1) 主桁たわみと全体挙動

図-16に70tf(686kN)荷重載荷時までの主桁損傷後の主桁たわみを示す. ここで, 荷重70tf(686kN)載荷以降のたわみについては, 使用した変位計の能力から測定不能となったため, データを示すことができなかった.

損傷を受けていないG1桁にたわみが生じていないのは、10tf (98kN) 荷重載荷時と同様の挙動である。一方のG2は、損傷部がヒンジのように働くため、前章で示した考察から床版コンクリートが弾性範囲内であれば主桁のたわみはこのヒンジの回転角で決定される。載荷荷重12tf (117kN) を超えると疑似クラック先端部の局部主びずみが急激に増大し塑性域に入ったが、載荷荷重20tf (196kN) の除荷時の残留たわみはわずかであった。その後荷重40tf (392kN) まで載荷すると床版ひび割れの発生が観察され、除荷時には約7mmの残留たわみが測定された。再び載荷すると、載荷荷重46tf (451kN) でガス切断による疑似クラックから新たなクラックの発生が観察され、荷重の増加に伴ってクラックは進展を続けた。その後、載荷荷重92.5tf (907kN) で主桁損傷位置付近の床版上縁の一部に圧壊が生じ、ジャッキの最大能力である100tf (981kN) までの載荷に試験体は耐えた(図-15)。実際の崩壊荷重はこれ以上あることが期待できるものの、ジャッキの荷重およびストロークの指示値より、床版に圧壊が認められた載荷荷重92.5tf (907kN) 以降はたわみが急増したことから、構造物としての機能を失うのはこの荷重(以降、この荷重を終局耐力という)とみなしてよいと判断された。つまり、1/2スケールの試験体では片側の主桁が切断された状態の終局耐力は92.5tf (907kN) である。

(2) 鋼桁クラックの性状

ガス切断による主桁損傷部の先端から発生したクラックは、上述したように荷重46tf (451kN) 時から目視で観察され、載荷荷重100tf (981kN) では約11cmに進展した。図-17に載荷試験終了後のクラックの状況を示す。クラックの進展モードは、開口形と面外せん断形の混合変形である。これは、開断面桁でねじりモーメントが作用して断面が回転変形しようとする時、G2桁の損傷部を境にして荷重が載荷されている桁側と載荷されていない桁側では面外変形量が異なり、クラック先端は橋軸直角方向のせん断応力が作用し、このせん断応力と橋軸方向の曲げによる直応力が同時に作用するためであると考えられる。

クラックの進展は鋼材のじん性が関係する。試験体に使用したウエブ鋼材の材質はSM520Bであり、本試験におけるクラックの進展状況は、B材としての規定値である0°C Vノッチシャルピー値2.8kgf・m (27kN・mm) 以上が保証されている鋼材の場合である。じん性値が低い鋼材では脆性破壊を生じる可能性があり、これについては鋼材の材質からの検討が必要である。

(3) 2主桁の崩壊機構

図-18、図-19はそれぞれ100tf (981kN) 載荷試験後

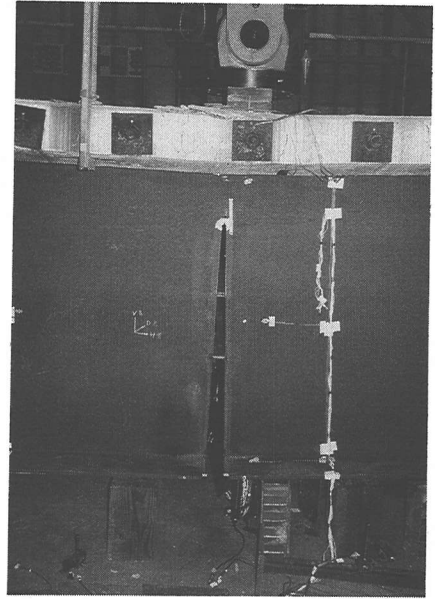


図-15 試験体の挙動

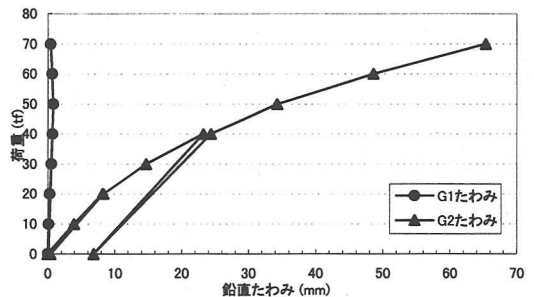


図-16 70tf 荷重載荷までの主桁たわみ

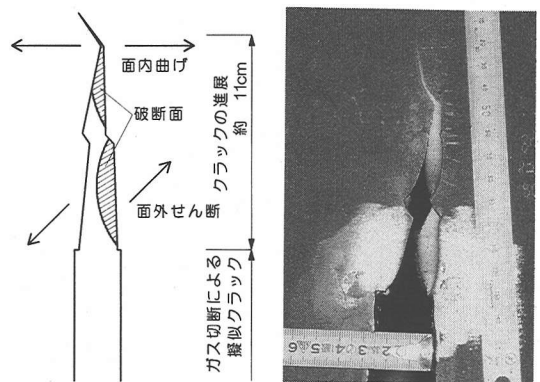


図-17 クラックの進展

に観察した床版上下面のひび割れ状況である。10tf (98kN) 載荷試験時にも前述の床版上縁応力から確認したように、損傷後の試験体は床版と主桁の桁作用よりも版として挙動する傾向が強いことがわかる。

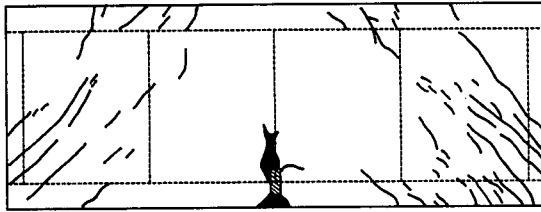


図-18 床版上面のひび割れ状況

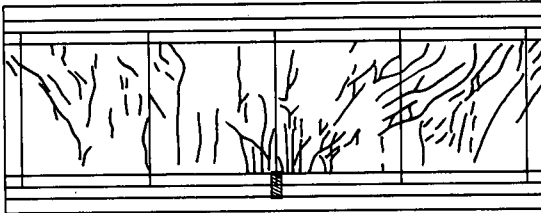


図-19 床版下面のひび割れ状況

ひび割れ状況も対応した傾向であることを示しており、横構を配置しない2主桁橋で曲げが卓越する断面の主桁損傷を対象とした載荷試験の結果から、フランジとウェブを切断した2主桁橋は、曲げモーメントを伝達しない不連続点を有する弾性桁で支持された床版とみなすことができ、終局耐力は損傷部付近の床版の圧壊で決定されることがわかった。なお、終局耐力の予測については次章で考察を行う。

5. FEM 解析によるシミュレーションと終局耐力

損傷を受けた2主桁橋の終局耐力を解析的に評価しようとするれば、前章の載荷試験で解明された挙動を表現できる解析モデルが必要である。前記したように損傷を受けた2主桁橋は曲げモーメントを伝達しない不連続点を有する弾性桁で支持された床版とみなすことができる。本章ではこの状態をシミュレートするために、G2桁側の載荷試験に関して、主桁損傷前および損傷④時のモデルを作成し、MSC-NASTRAN を用いてFEM 立体解析を行い、終局耐力の予測を試みた。

(1) 解析モデル

解析モデルは、床版部を8節点のソリッド要素、鋼桁部を4節点のシェル要素、床版と鋼桁は完全合成として作成した。概要図を図-20に示す(解析モデルA)。このモデルとは別に、床版応力で終局耐力が決定されることから、解析モデルの簡便さを図ることを目的に、床版応力に着目したモデルを考えた。このモデルは床版部をシェル要素、鋼桁部をはり要素としており床版

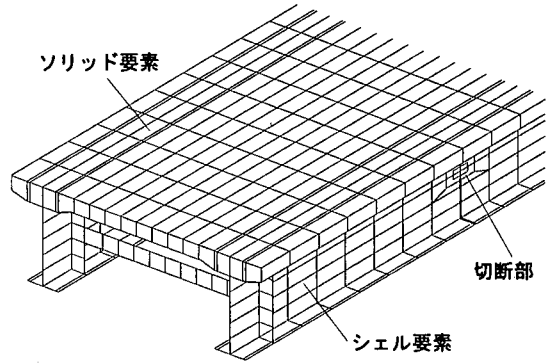


図-20 解析モデルA 概要

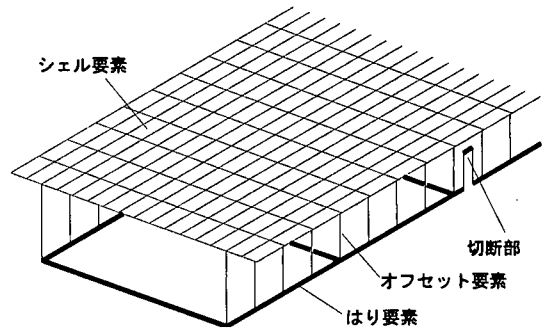


図-21 解析モデルB 概要

と鋼桁は完全合成されているものとして、合成には剛体(オフセット要素)を用いた。床版は橋軸直角方向にプレストレスが導入された1方向P C版であり、ここでは等方性版として取り扱った。はり要素は2つの垂直方向に対する曲げ剛性とせん断剛性をもつ。また、切断部のはりの長さを3cmにしているが、パラメータ解析によりはりの長さの影響が少ないことを確認している。解析モデルの概要図を図-21に示す(解析モデルB)。

(2) 解析結果

a) 解析モデルA

図-22、図-23および図-24に解析モデルAによる解析結果を示す。橋軸方向の引張応力は、主桁損傷部の先端で発生する局部応力からウェブ→下フランジへと伝達される。このことは試験結果の挙動(下フランジ切断後には構造系が変化し、ウェブの応力が損傷部付近で大きくなった)と一致している。またG1桁(損傷を受けていない桁)下フランジでの応力分布からも、橋軸-鉛直平面に対する面外曲げの影響をうけて橋軸直角方向の変位が生じていることは明らかであり、解析結果の挙動が試験結果に等しいことがわかる。

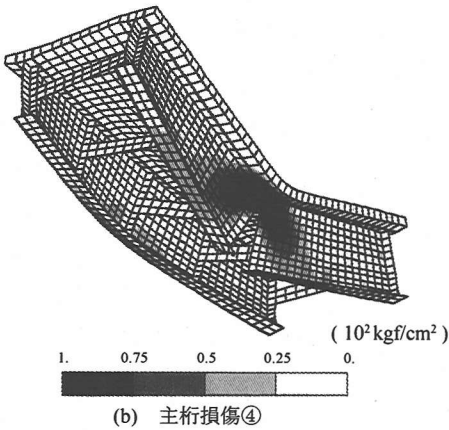
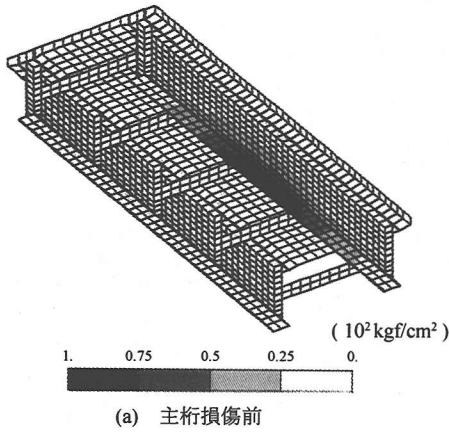


図-22 橋軸方向引張応力

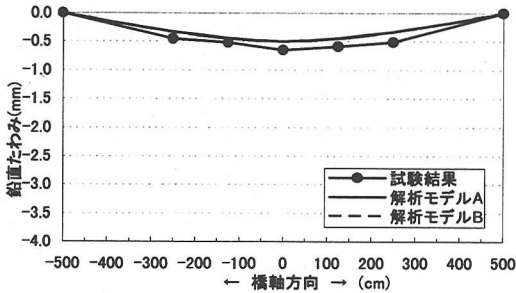


図-23 主桁たわみ (主桁損傷前)

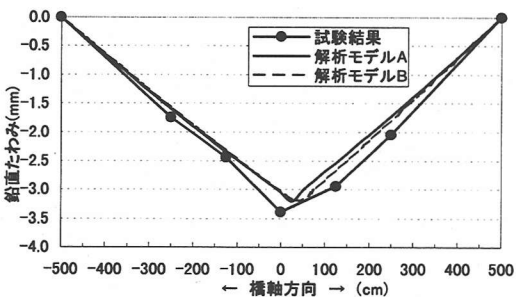
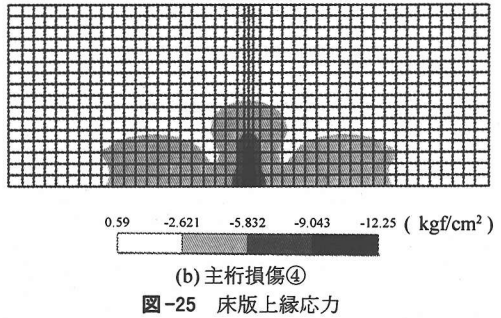
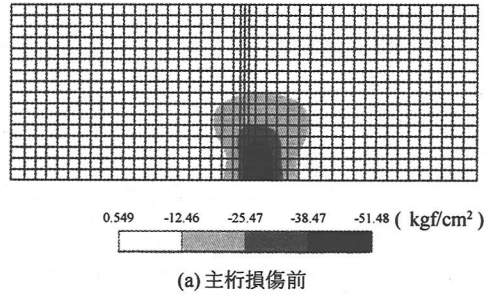


図-24 主桁たわみ (主桁損傷④)



主桁たわみは解析値, 試験値でほぼ一致しており曲げ剛性を適切に評価できていることが確認できた。

また, 図-22より主桁損傷前・後の変形挙動に着目してみると, 主桁損傷後にはねじりモーメントが作用して断面全体の回転変形が顕著化する。試験結果から, G2桁損傷後にG1桁下フランジの応力が増加しており, これが橋軸直角方向の変位成分によると推測されることを前述したが, 解析結果よりこの推論が妥当であることを確認した。

b) 解析モデルB

図-23, 図-24および図-25に解析モデルBによる解析結果を示す。主桁たわみについてはモデルA, Bともに同様の挙動を示し, 床版上縁の圧縮応力 51.5kgf/cm^2 (5.05N/mm^2)は試験値 54kgf/cm^2 (5.30N/mm^2)にはほぼ一致する結果を得た。

(3) 終局耐力

前章で示したように試験結果から2主桁の終局耐力は損傷部付近の圧壊で決定されることが分かっている。設計上の安全性を判断する上では, 解析においてコンクリートを完全弾塑性体であると仮定し, 床版上縁応力がコンクリート強度に達する荷重が終局耐力点と見なしても良いであろうと考えられる。これは力のつり合い状態の中で, 要素における材料が降伏点に達したときの荷重で耐力を評価する極限解析の下限定理に対応し, 耐力の下限値を与えるものである⁸⁾。極限解析の上限定理や, FEM弾塑性解析により耐力を評価する方法も適用が可能であろうが, 極限解析の下限定理に

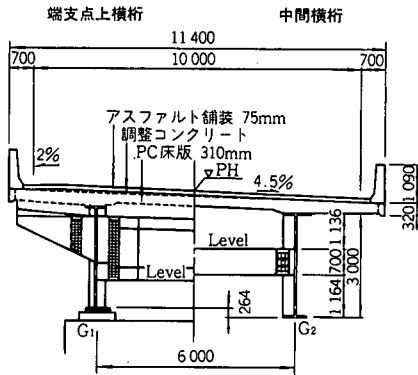


図-26 ホロナイ川橋断面

表-2 各モデルの断面 (支間中央部)

支間長	上下フランジ断面	ウェブ断面
40m	66 x 3.1 cm	300 x 1.5 cm
50m	83 x 4.0 cm	300 x 1.5 cm
60m	98 x 4.8 cm	300 x 1.5 cm
70m	100 x 6.1 cm	300 x 1.8 cm

表-3 解放モーメントによる最大たわみ

支間長	たわみ(cm)
40m	5.0
50m	8.9
60m	14.0
70m	19.9

よって求めた耐力は設計上安全側の評価になり、次章で示す実橋における安全性の評価を行う上では、有意義な評価方法であると言える。

以上の評価方法でコンクリートの圧縮強度が材令22ヶ月においても 51.0N/mm^2 (520kgf/cm^2)であると仮定すれば、終局耐力は容易に推測することができ、 $10\text{tf} \times 520/51.5 = 101.0\text{tf}$ (991kN)となる。実測値は 92.5tf (907kN)であり、解析値の方が若干高い傾向であった。

次章で示す実橋における安全性の評価は、解析の簡便さから解析モデルBを用いて検討を行うことにする。

6. 実橋における安全性の評価

(1) 対象橋梁モデル

本研究で対象とした損傷は、曲げが卓越した断面の横桁取付部からの疲労損傷であり、実橋を対象に、前述した解析モデルBを用い、床版に発生する応力から

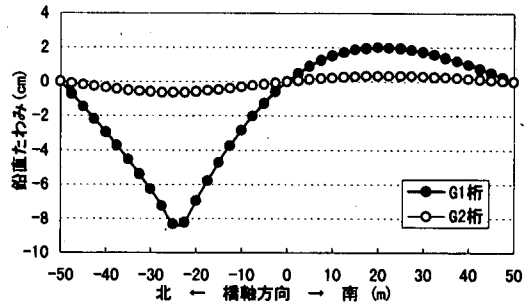


図-27 主桁たわみ (支間50m・解放モーメント荷重)

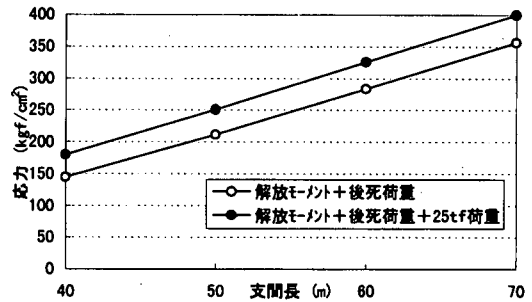


図-28 床版上縁応力

実橋における安全性の検討を行った。実橋サイズで解析を行うにあたり、対象とした橋梁は、支間長40m、50m、60m、70mを有する2径間連続2主桁橋であり、ホロナイ川橋断面(図-26参照)を参考に総幅員:11.4m、床版厚:31cm、主桁間隔:6.0mの非合成桁として試設計を行い断面を決定した橋梁である。断面諸元を表-2に示す。ここで、2径間連続桁を対象にしたのは、多径間に比べ主桁損傷を与えた場合に不利になるからである。またここで非合成桁として鋼桁断面を決定したが、解析モデルBを用いるにあたり、床版と鋼桁との合成は保証されているものとシャング係数 $n=7$ として、後死荷重および活荷重に対しては合成挙動を示すものとした。

(2) 解析方法

実橋モデルでの解析では、主桁損傷部は曲げに対して最も危険な状態である支間中央部に与え、下フランジおよびウェブ上端までのひび割れが進展した主桁損傷を想定した。損傷部の床版上縁応力を算出するにあたり、次の3ステップの解析を行った。

a) ステップ1 主桁損傷前の状態

ステップ1は、主桁損傷前に鋼桁に発生する断面力を表現するための解析である。まず、主桁のはり要素のみをモデル化し、主桁および床版重量を作用させ、その後、床版をシェル要素でモデル化してはり要素とオフセット要素で連結した解析モデルBの状態に後死荷重を

作用させた。

b) ステップ2 主桁損傷による断面力の変化

ステップ1の死荷重によって桁に生じる曲げモーメントに対して、主桁の支間中央に損傷を受けることによって、この位置の曲げモーメントが解放されることになる。この曲げモーメントの解放は、解析モデルBの状態、ステップ1の解析における支間中央部のはり要素に生じた曲げモーメントを逆方向に載荷することにより表現した。ここで、解放モーメントによって損傷位置に生じる最大たわみを表-2に、支間50mの場合におけるたわみ分布を図-27に示す。

主桁損傷後の状態は、ステップ1における解析結果と解放モーメントによる解析結果とを加え合わせることで表現した。主桁損傷後の状態の一部として、主桁損傷部の床版上縁応力度を、後述するステップ3の解析結果とともに図-28に示す。

c) ステップ3 主桁損傷後のトラック載荷

参考データとして、主桁損傷後に25tf (245kN)トラック走行時を想定し、解析モデルBの状態で支間中央部の主桁損傷部に25tf (245kN)の荷重を載荷して解析を行った。

(3) 実橋における安全性の評価

載荷試験結果から、主桁に損傷を受けた2主桁橋の構造物としての機能を失う終局耐力は、床版部の圧縮応力で決定されることを4章で示した。図-28に示した損傷時の床版上縁応力度から、支間長と床版応力度がほぼ線形の関係であり、ステップ2の状態、支間長70mで約360kgf/cm²(35.3N/mm²)の床版応力度が発生し、ステップ3の25tf (245kN)の荷重により約40kgf/cm²(3.92N/mm²)の床版応力度が増加する解析結果であった。本検討では非合成桁を対象にしたが、ステップ2の解放モーメント量については、合成桁を対象とした場合でもほぼ同じであり、図-28に示すステップ2の解放モーメントにより生じる床版応力度は合成桁を対象とした場合と同じであると思われる。PC床版2主桁橋の設計マニュアル(案)⁹⁾では床版コンクリートの設計基準強度を400kgf/cm²(40N/mm²)で規定しており、この設計基準強度と比較すると、支間長70m程度までは、主桁損傷が生じても2主桁橋の終局耐力に至らないことが推定された。実橋における維持管理から、下フランジおよびウェブ上端までのひび割れが進展した状態にまで放置することは考え難いが、このような状態を想定しても、床版の健全性と鋼桁との合成が保証されていれば「2主桁橋は危険な橋ではない」と言える。ただし、表-2および図-27に示した損傷時のたわみの変化からは、損傷部で大きな角折れを生じ、支間長70mでは19.9cmものたわみ変化が生じ、この状態で

すぐには落橋には結びつかないものの、橋梁としての使用性に支障をきたすことは明らかである。

7. まとめ

本研究で対象とした橋梁の前提条件として「下横櫓を省略した2主桁橋」、「健全な床版」、「床版と鋼桁との合成が保証されていること」が挙げられる。以下に、1/2スケール模型を利用し、曲げが卓越した断面の横桁取付部からの疲労損傷を想定して、主桁に損傷を与え載荷試験を実施した結果、およびFEMによる解析的な検討を行った結果をまとめる。

- (1) 主桁の切断がウェブのみに留まっている状態では全体挙動の変化は小さく、その影響はウェブの断面欠損による主桁の剛性低下とみなされる。一方、損傷がウェブと下フランジの切断に及ぶと、たわみ、損傷位置近傍の応力は急増した。
- (2) この主桁損傷時の状態は、鋼桁部が曲げモーメントを伝達しないヒンジとして挙動し、床版は不連続点を有する弾性桁で支持された版として挙動すると考えられた。
- (3) 1/2スケール模型では、片側の主桁が切断された状態で、2主桁橋として機能を失う終局荷重は損傷付近の床版コンクリートの圧壊で決まり、その時の荷重は92.5tf (907kN)であった。
- (4) FEM解析で損傷を受けた2主桁橋の挙動を表現でき、損傷付近の床版に発生する応力を解析的に求めることができた。この解析モデルに極限解析の下限定理を適用すれば、終局荷重が予測できることが確かめられた。
- (5) 実橋における2主桁橋の安全性について、上記解析モデルを用いて考察を行うと、有効幅員10m程度の連続2主桁橋で支間70m程度以下であれば、主桁が切断された状態で床版に発生する応力度はコンクリート強度以下であり、2主桁橋の終局耐力には至らないことが推定された。

以上のように、2主桁橋を複合構造とみなして安全性の評価を行うと、決して危険な橋ではないと言える。検討結果は、2主桁橋を考える上で床版は極めて重要な部材であり、残存耐力の観点からも床版は「壊れない」半永久的な構造部材として捉える必要があることを改めて示された結果であった。

参考文献

- 1) 高橋昭一、志村勉、橋吉宏、水野浩：PC床版2主桁橋による合理化検討、土木学会第49回年次学術講演会

- 講演概要集 I , pp.268-269, 1994.
- 2) Idriss,R.I., White,K.R., Woodward,C.B. and Jauregui,D.V.: After-Fracture Redundancy of Two-Girder Bridge:Testing I-40 Bridge over Rio Grande, Proc. Fourth International Bridge Engineering Conference, TRB, NRC, pp.316-326, 1995.
 - 3) 高橋昭一, 志村勉, 橘吉宏, 小西哲司: P C床版 2 主桁橋「ホロナイ川橋」の設計および解析・試験検討, 橋梁と基礎, Vol.30, No.2, pp.23-30, 1996.
 - 4) 高橋昭一, 橘吉宏, 志村勉, 森下弘行, 伊藤博章, 三木千壽:少数主桁橋の横桁取付構造に関する実験的検討, 土木学会論文集, No.570 / I-40, pp.107-108, 1997.
 - 5) 高橋昭一, 鈴木隆, 橘吉宏, 志村勉, 伊藤博章, 三木千壽: 1/2スケール模型を用いた 2 主桁橋の立体挙動に関する実験的研究, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集 I , pp.584-585, 1995.
 - 6) 高橋昭一, 橘吉宏, 志村勉, 伊藤博章:水平荷重に対する 2 主桁橋ホロナイ川橋の構造検討, 土木学会第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.19-23, 1995.
 - 7) 日本鋼構造協会:鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 1993.
 - 8) Chen,W.F.: Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw Hill, 1982.
 - 9) 高速道路技術センター:平成 9 年度 P C床版 2 主桁橋の最適化に関する技術検討報告書, 1998.

(1999. 1. 5 受付)

A STUDY OF AFTER-FRACTURE REDUNDANCY FOR TWO-GIRDER BRIDGES

Yoshihiro TACHIBANA, Manabu TSUJIKADO, Shigeru ECHIGO,
Shoichi TAKAHASHI and Chitoshi MIKI

Due to the structural features, two-girder bridges are considered to be at a higher risk to collapse if one of the main girders is damaged. However, it is hard to conclude that two-girder bridges with high stiffness P.C. (Pre-stressed Concrete) deck slabs do not possess redundant strength even after the damage is observed on the main girder. To understand the collapse mechanism and to assess the response behavior of the structure after damage was introduced, loading tests were conducted on the 1:2 scale model with the fractured main girder. Test results were utilized to assess the collapse mechanism and safety of two girder bridges was also evaluated by analyzing the data with the finite element method (F.E.M.)