

主桁損傷を受けた2主桁橋の余耐力に関する考察

Analysis of After Fracture Redundancy of Two-girder Bridge

橋 吉宏

Yoshihiro TACHIBANA

川田工業㈱橋梁事業部技術部東京技術部
設計二課課長

牛島 祥貴

Yoshitaka USHIJIMA

川田工業㈱技術開発本部技術研究室

辻角 学

Manabu TSUJIKADO

川田工業㈱橋梁事業部技術部東京技術部
設計二課

吉家 賢吾

Kengo YOSHIIKE

川田工業㈱生産本部溶接研究室

町田 文孝

Fumitaka MACHIDA

川田工業㈱技術開発本部技術研究室主幹

越後 滋

Shigeru ECHIGO

川田工業㈱技術開発本部長

Due to the structural features, two-girder bridges are considered to be at a higher risk for collapse if one of the main girders is damaged. However, it is hard to conclude that two-girder bridges with high stiffness pre-stressed concrete deck slabs lack redundant strength even after damage to the main girder is observed. To understand the collapse in such nature, and to assess the response behavior of the structure after damage was introduced, loading tests were conducted on a 1 : 2 scale model with a fractured main girder. Test results, analyzed by the finite element method (F.E.M.), were used to assess the collapse mechanism and safety of two girder bridges.

Key words : redundancy, two-girder bridge, static load test, finite element analysis

1. はじめに

2主桁橋はその構造的な特徴から、片方の主桁に損傷を受けたときに、構造物としての安定を保つことができないため落橋の危険性があると考えられやすい。この意見の出発点は橋=桁という認識にあり、床版自体の剛性、床版と主桁の合成作用を全く考慮しないものである。ホロナイ川橋（日本道路公団・北海道縦貫自動車道）に代表されるような、剛性の高いPC床版を有する2主桁橋においては、桁はPC床版の補剛部材であるというような極端な議論もあり、一概に2主桁橋が主桁損傷後余耐力を持ち得ないとは言い切れない。1993年にアメリカにおいて主桁一部のガス切断を進めながら実橋載荷試験が行われている。その報告によれば、下フランジとウェブの切断、さらに活荷重載荷に及んでも実橋は崩壊に至らなかつたとしているが、実験橋には下横構が設置されていたために、前述したホロナイ川橋のような下横構の省略した構造での議論が決着したわけではない。

本文は、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、「ホロナイ川橋」の設計検討時に製作した1/2スケール模型を利用して、主桁に損傷を与えて載荷試験を実施し、載荷試験により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として、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。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ことや、鋼桁と床版とは合成が保証されていることが前提である。

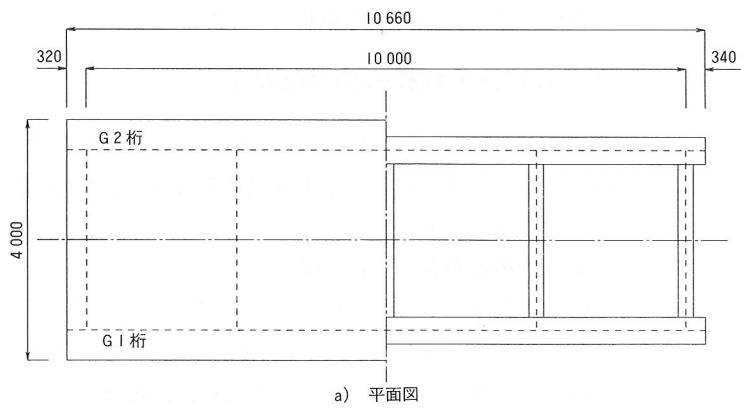
2. 試験概要

(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に試験体の諸元、概要図をそれぞれ示す。この試験体は製作後22カ月間経過しており、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る以外、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カ月においても大きな変化はないものと推定される。

表1 試験体諸元

フランジ	450×19mm (SM520B)
ウェブ	1500×10mm (SM520B)
使用セメント	早強セメント
床版の圧縮強度	520kgf/cm ² (材令37日)
床版の弾性係数	3.30×10 ⁶ kgf/cm ² (材令37日)



a) 平面図

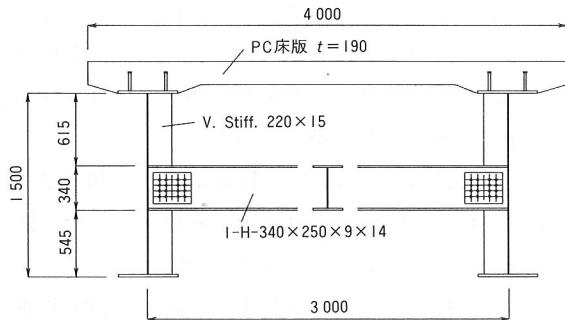


图 1 試験体概要 (mm)

(2) 載荷方法

1/2模型の試験体(図1)を用いて、主桁損傷前後に図2に示す流れで静的載荷試験を行った。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、主桁損傷とした(図3)。主桁の切断は①→②→③→④と進め、損傷前の状態を含めて損傷ごとに順次10tf荷重(載荷位置: 桁中央上)による載荷試験を行った(図4)。G1桁側の載荷試験が終了後、切断したG1桁を連結しG2桁側の載荷試験・切断を同様に行つた。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。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つた。また、G2桁の損傷は横桁コネクションプレートの切断を余儀なくするが、試験では損傷③に際して、横桁コネクションプレートの切断を行つた。

G2桁損傷後の供試体に10tf荷重の載荷試験を行つた後に、供試体破壊までの余耐力を知るため、100tf荷重までの載荷試験を行つた(荷重載荷: 0 tf→20 tf→0 tf→40 tf→0 tf→80 tf→0 tf→100 tf)。

なお、ひずみゲージは床版上面・上下フランジ・ウェブ・横桁のほか、図5に示すように主桁の損傷ごとに切断先端部にも取り付け、ひずみの測定を行つた。

写真1に試験体・載荷状況を、写真2にガス切断によ

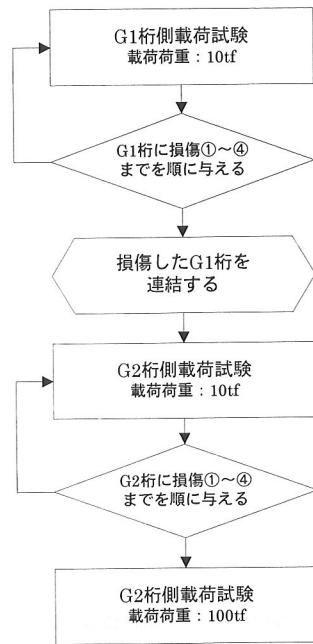


图 2 試験の流れ

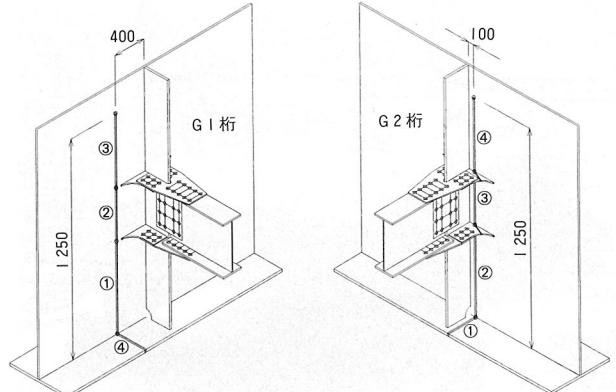
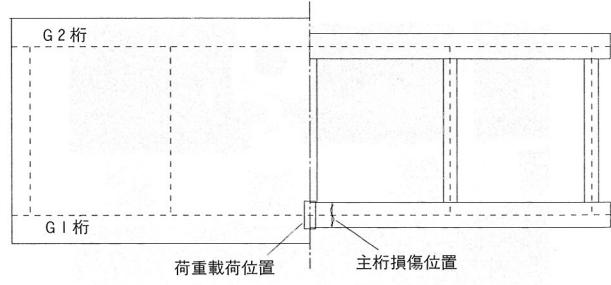
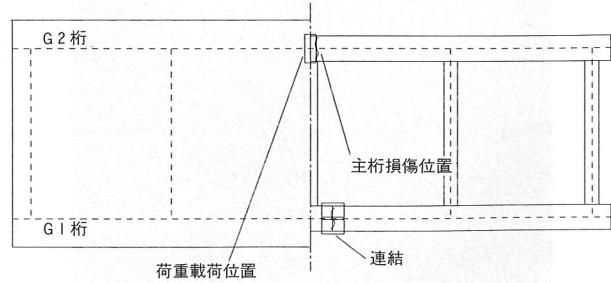


图 3 主桁損傷概要 (mm)



a) G1 柄側載荷試験



b) G2 柄側載荷試験

图 4 荷重載荷・主桁損傷位置

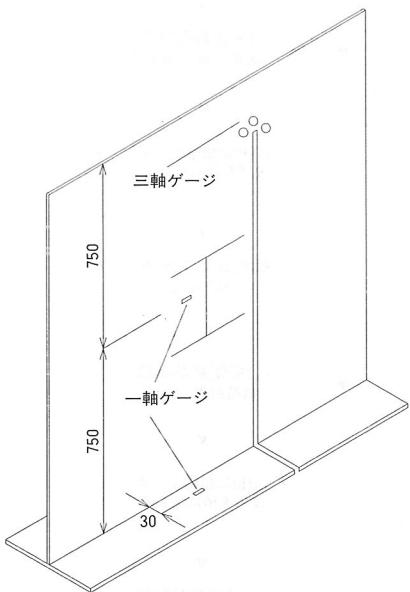


図 5 ゲージ貼付位置 (mm)



写真 1 試験体・載荷状況

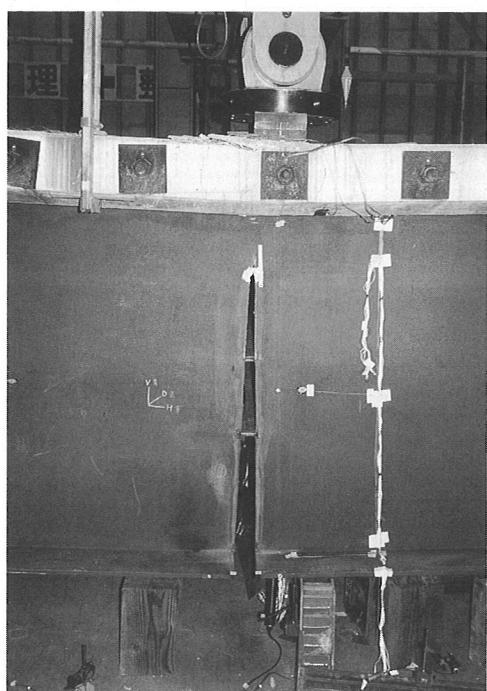


写真 2 ガス切断による疑似クラック (荷重載荷時)

る疑似クラック (荷重載荷時) を示す。

3. 10tf荷重載荷時の試験結果

載荷荷重10 tf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6、図7はそれぞれG1桁、G2桁の主桁損傷に伴うたわみ変化を示している。G1桁の載荷試験では主桁への損傷をウェブから与えているために、損傷④で下フランジの切断に至るまでは、挙動にほとんど変化がない。すなわち、ウェブに断面欠損があっても、主桁たわみに変化はなく、下フランジ応力に関してはウェブの剛性低下分だけ増加したに過ぎなかった。

これと比較してG2桁の載荷試験では損傷②まではG1桁の載荷試験同様にほとんど変化がないが、横桁コネクションプレートの切断に及ぶ損傷③、損傷④と進むに応じてたわみは大きく増加する。通常、引張断面として有効な下フランジ断面を失うことで断面性状を大きく損なうことが予想されるが、G2桁の載荷試験では損傷①、②の状態において横桁コネクションプレートが健全であり、損傷した主桁下フランジ損傷部の代わりに横桁フランジから引張応力を主桁下フランジに伝達していることが推測された。また主桁損傷位置付近でのたわみ変化に角折れが観察され、損傷先端部の局部ひずみが主桁損傷後に急増したことから、供試体は床版と合成された鋼桁

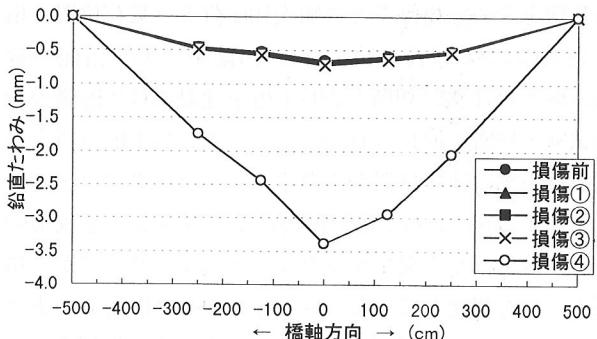


図 6 主桁たわみ (G1 桁側載荷試験)

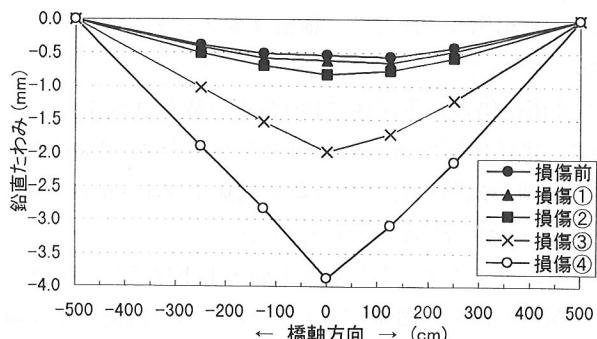


図 7 主桁たわみ (G2 桁側載荷試験)

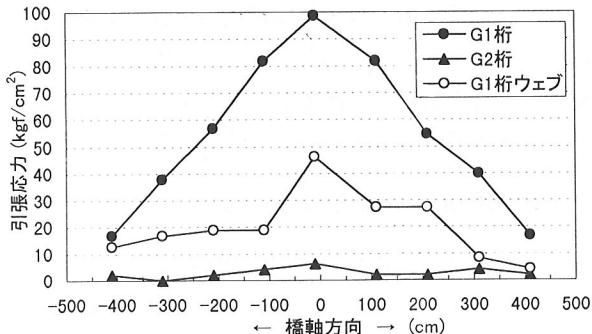


図8 主桁応力（主桁損傷前）

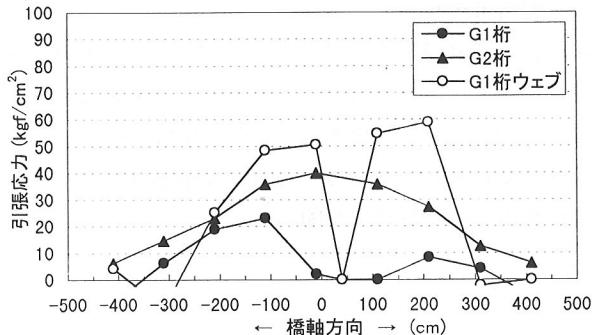


図9 主桁応力（主桁損傷④）

が損傷部をヒンジとしながら挙動していると考えられる。

(2) 主桁応力と鋼桁の挙動

図8、図9は10tf荷重載荷時における主桁損傷前および損傷④時の下フランジ応力である。引張応力の流れは下フランジ断面を損傷により失ってしまうと、応力は同じ荷重載荷桁のウェブあるいは上フランジを流れることがわかる。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、前述したようにG1桁からG2桁への荷重分配ではなく、橋軸直角方向の変位成分（橋軸一鉛直平面に対する曲げ）によるものと推定される。2主桁橋は片方の主桁上に偏載荷重を受けた場合、ねじりモーメントが作用して断面全体が回転するように挙動するが、このとき直接荷重を受けていない方の主桁は鉛直変位を生じず、橋軸一鉛直平面に対する曲げを受けて橋軸直角方向の変位成分を生じる。そのため、前出の図5に示した下フランジのひずみゲージ位置から、この面外曲げが測定されたものと考えられた。

(3) 床版上縁の応力分布と版の挙動

図10、図11は10tf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。主桁損傷前には桁作用により橋軸方向に応力が流れる傾向が強いことがわかる。載荷点付近の局部応力以外には、床版上縁に発生する応力レベルは低い。主桁損傷④時には最大54 kgf/cm²の圧縮応力が確認され、その主応力方向から考えて床版と主桁の桁作用よりも版として挙動する傾向

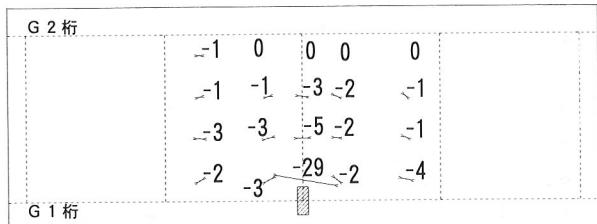


図10 床版上面応力（主桁損傷前） (kgf/cm²)

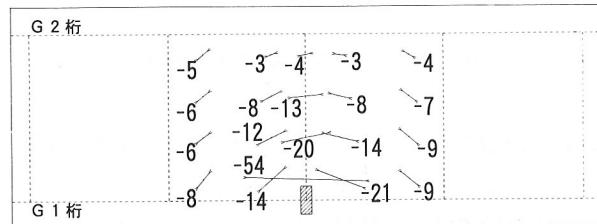


図11 床版上面応力（主桁損傷後） (kgf/cm²)

が強いことがわかった。

すなわち主桁損傷後の挙動は、床版を弾性支持している桁の一部をヒンジ化した構造によるものと考えられる。

4. 100tf荷重載荷時の試験結果

G2桁損傷④の10tf荷重の載荷試験を行った後に、試験体の終局的な耐力を調べるために、荷重100tf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とした。

(1) 主桁たわみと全体挙動

図12に70tf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荷重載荷時と同様の挙動である。一方のG2桁は、損傷部がヒンジのように働くため、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を超えると疑似クラック先端部の局部主ひずみが急激に増大し塑性域に入ったが、載荷荷重20tfの除荷時の残留たわみはわずかであった。その後荷重40tf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伸展を続けた。その後、載荷荷重92.5tf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までの載荷に試験体は耐えた。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、床版に圧破が認められた載荷荷重92.5tf以降は

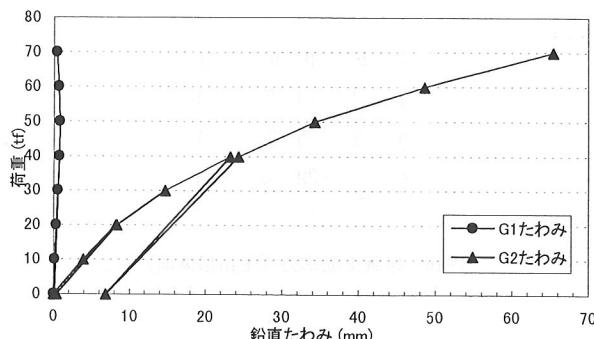


図12 70tf荷重載荷までの主桁たわみ

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とみなしてよいと判断された。

(2) 床版破壊状況と終局荷重

図13、図14はそれぞれ100tf載荷試験後に観察した床版上下面のひび割れ状況である。10tf載荷試験時にも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。載荷試験結果から、主桁に損傷を受けた2主桁橋の終局的な耐力は、損傷部付近の床版の圧縮応力で決定されることがわかった。前出図11の10tf載荷時の床版圧縮応力は載荷点付近で54kgf/cm²であり、コンクリートの圧縮強度が材令22ヶ月においても520kgf/cm²であると仮定すると、コンクリート床版の圧壊荷重は96.3tf ($10\text{tf} \times 520 \div 54\text{kgf/cm}^2$)となり、実測値の92.5tfとほぼ対応すると言えた。

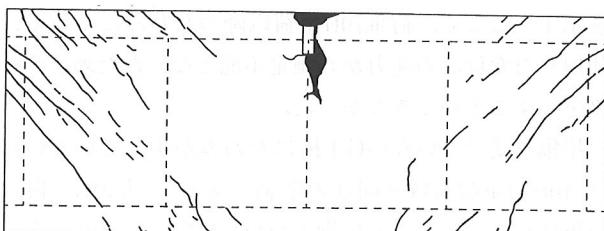


図13 床版上面のひび割れ状況

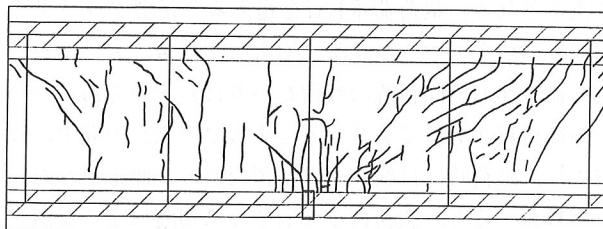


図14 床版下面のひび割れ状況

(3) 2主桁の崩壊機構

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、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板とみなすこと

ができる、終局的な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。したがって、損傷を受けた2主桁橋の安全性を解析的に評価しようとしては、まず、この状態を表現できる解析モデルの確認が必要である。

5. FEM解析によるシミュレーション

前章の載荷試験で解明された、損傷を受けた2主桁橋の状態をシミュレートするために、G1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立体解析を行った。

(1) 解析モデル

床版応力で終局耐力が決定されることから、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。概要図を図15に示す。

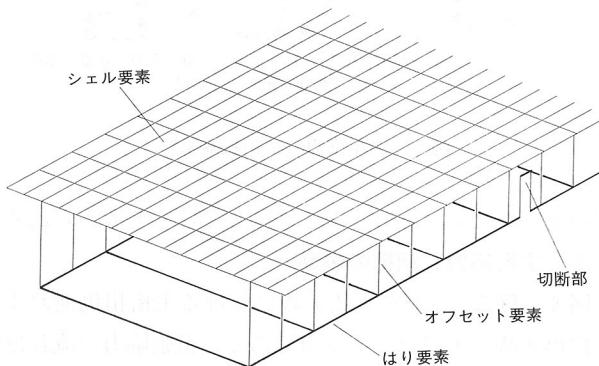


図15 解析モデル概要

(2) 解析結果

図16に床版上縁応力を示す。たわみが試験、解析で整合している状態で、床版上縁の圧縮応力は試験値にほぼ一致する結果を得た。前述したように試験結果から、2主桁橋の終局的な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ていることから、次に実橋における安全性の検討を行った。

6. 実橋における安全性の評価

ホロナイ川橋（日本道路公団・北海道縦貫自動車道）を想定した支間50mの実橋解析モデルを作成し、検討を行った。実橋モデルでの解析では、下フランジおよびウェブ上端までの断面を主桁損傷の対象とし、支間中央にこれを与えた。

死荷重によって桁に生じるモーメントは支間中央で最大となるが、主桁に損傷を受けることによって、このモーメントが解放されることになる。そこで、死荷重によって桁に生じる最大モーメントを解析モデルの主桁損傷部（桁要素）にモーメント荷重として載荷する方法で解析を行った。解放モーメントによって生じる床版上縁応

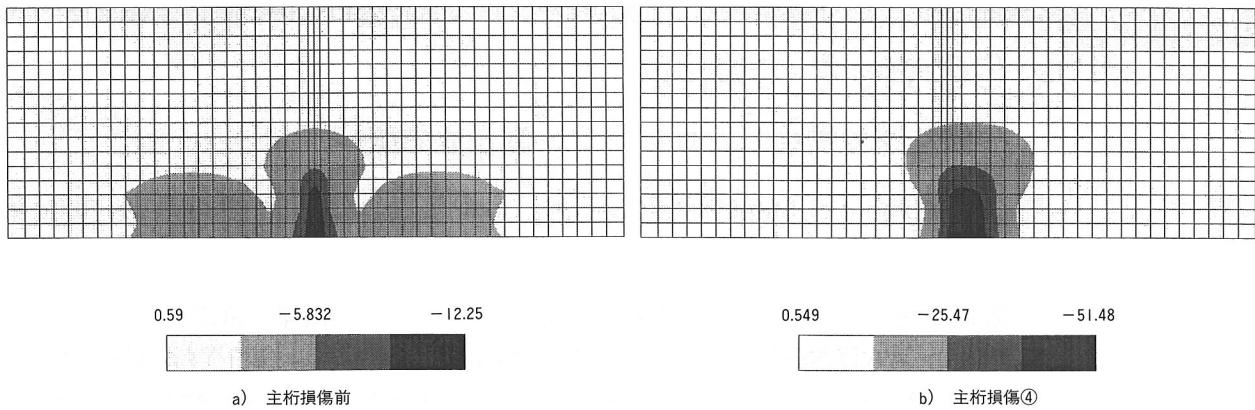


図16 床版上縁応力

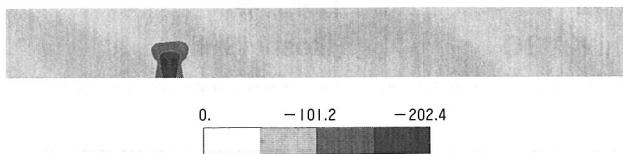


図17 床版上縁応力（支間50m・解放モーメント荷重）

力を図17、同様にたわみ分布を図18に示す。

解放モーメントによって生じる床版上縁応力は最大で約200 kgf/cm²であるが、主桁損傷後の床版上縁応力を求めるためには、これに後死荷重によって生じる床版上面応力を足し合わせる必要がある。しかしながら後者による応力は10 kgf/cm²と低いレベルであり、ここでは考えない。

参考までに、損傷位置上25tf荷重載荷で解析を行ったところ、載荷位置でも床版上縁応力は約36kgf/cm²であった。解析結果は主桁損傷後の2主桁橋の余耐力（床版の耐性）を保証する結果となった。

7. まとめ

本研究による確認事項は以下のとおりである。

- ① ウェブのみの切断・損傷は主桁の曲げ剛性の低下として考慮できるが、下フランジの切断は試験体の構造系を変化させ、鋼桁は損傷部をヒンジとして床版に合成されながら挙動するものと考えられる。
- ② 主桁の損傷前後で、反力の変化としての荷重分配は行われない。このことは2主桁橋の挙動が版として支配的であることを確認するものであり、床版上縁の応力分布からもそのことがうかがえた。
- ③ 載荷荷重92.5 tfで試験体床版の圧壊が先行したこと

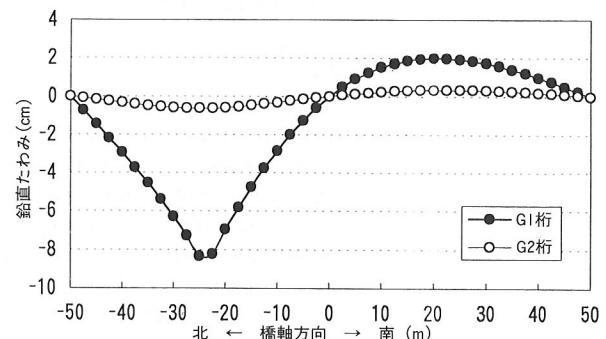


図18 主桁たわみ（支間50m・解放モーメント荷重）

から、2主桁橋の主桁損傷後余耐力は床版応力で決定されると言えた。

- ④ シェル要素に桁を補剛したモデルでの解析結果が試験結果を近似したことから、ホロナイ川橋を想定した同実橋モデル（支間50m、2径間連続）での解析を行った。その結果、実橋での主桁損傷後には最大200 kgf/cm²程度の圧縮応力が床版に生じた。同じく活荷重25tf載荷時の応力は約36 kgf/cm²であり、主桁損傷後もなお通常の活荷重程度に対しては耐力を有していることが確認された。

参考文献

- 1) 高橋・橋・志村・小西：PC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、1996. 2.
- 2) IDRISI R.L. et al. : Proc. fourth International Bridge Engineering Conference, TRB, NRC, 1995. 8.