# (5) 簡易な構造の接合部を有する複合ラーメン橋の実橋載荷実験

古内 仁1・上田 多門2・中山 耕太3・中川 勇治4

<sup>1</sup>正会員 北海道大学助教 大学院工学研究院(〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目) E-mail: jin@eng.hokudai.ac.jp

<sup>2</sup>フェロー 北海道大学教授 大学院工学研究院 (〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目) E-mail: ueda@eng.hokudai.ac.jp

> <sup>3</sup>札幌市 水道局給水部給水課(〒060-8611札幌市中央区北1条西2丁目) E-mail: kota.nakayama@city.sapporo.jp

> <sup>4</sup>札幌市 建設局土木部工事課(〒060-8611札幌市中央区北1条西2丁目) E-mail: yuji.nakagawa@city.sapporo.jp

著者らは、混合構造の接合部構造として、必要最低限のリブとダイヤフラムのみを配置したコンクリート充填鋼殻構造の提案を行った.この接合構造形式を採用した複合ラーメン橋が札幌市内において初めての施工が行われた.本構造形式の有効性を検証するために、竣工直前の実橋を用いて車両による載荷実験を行った.実験の目的は、次の2つである.1つは、鋼殻のひずみの測定を行うことで、設計時に用いた解析によって推定された応力度の妥当性を検証することである.もう1つは、橋梁上部工全体系の変形挙動を調べ、使用性(走行性・歩行性等)について検証を行うことである.本研究は、事前に行った全体骨組解析および接合部のみをモデル化した三次元有限要素解析の結果とあわせて、実験結果から上記の検討項目を考察した結果を報告するものである.

Key Words : composite rigid frame bridge, loading test, connection, frame analysis, FEM analysis

# 1. はじめに

本報告は、平成 20 年度に札幌市内において竣工した 単径間の鋼床版複合ラーメン道路橋の載荷試験結果につ いて検討したものである.この橋梁は、鋼床版と下部工 である鋼管杭を橋台となるコンクリート充填鋼殻で剛結 した構造形式であるが、鋼殻内には鉄筋やずれ止めを配 置しないシンプルな構造である.鋼殻構造の設計にあた っては、模型実験(1/2 モデル)および3次元 FEMによ って、終局耐力と鋼殻およびコンクリートの応力度が許 容値以下となることを確認している<sup>1)2)</sup>.また、施工前 には鋼殻の1部を切り出した原寸大の供試体を用いて、 コンクリートの充填性とコンクリートの水和熱による有 害なひび割れが発生しないことを検証している<sup>3)</sup>.

対象とした橋梁は,橋長 35.656m(支間長 34.000m), 車道部有効幅員 11.000m で,橋台(剛結部)は河川敷地 内堤防部に設置されている.橋梁外観を図-1 に示す. 本橋の剛結部は,橋台躯体の鋼殻と鋼主桁を工場で一体 製作したものを,現場において鋼殻下部に杭基礎(鋼管 杭または SRC 杭)を貫入するよう設置し,鋼殻内部に



図-1 橋梁外観イメージ

コンクリートを充填して一体化させた構造である.

混合構造の接合部は、これまでに様々な形式の構造が 提案されてきたが、それらのほとんどは内部の鋼材が過 密に配置された過度の設計となることが多い.本構造は、 鋼殻内部には施工時の鋼殻単体の強度や変形を保持する ための必要最低限のリブとダイヤフラムのみの配置に止 め、一般的な合成構造部材の設計概念(完全合成を前提 した)で必要とするずれ止めや形鋼は一切配置しない簡 易な構造である.



写真-1 大型車両による載荷試験

本構造形式を採用した複合ラーメン橋については、実 橋施工例がないため、十分なデータが得られていない状 況である.したがって、本橋の架換工事において、竣工 直前の実橋を用いた実証実験を行い、本構造形式の有効 性を検証することを目的とする.研究の具体的な検討は、 以下の2つの項目からなる.

#### ①橋梁上部工全体系の変形挙動の確認

実橋に大型車を載荷することにより、活荷重レベルに おける橋梁上部工の変位を計測することで、全体系の変 形を調べ、使用性(走行性・歩行性等)について検証を 行う.

②橋梁剛結部鋼殻の応力度の確認

実橋に大型車を載荷することにより、剛結部鋼殻の作 用応力の計測を行い、設計時に用いた非線形解析によっ て推定された応力度について検証を行う.また、鋼殻の 応力度について、設計値の妥当性を検証する.

#### 2. 実験概要

# (1) 載荷方法

**写真-1** に示すように,実橋に対して活荷重を模した 大型車(発生土を積載した 10 t ダンプトラック)を橋 面に配置する.大型車には,各車両毎に約 10 t の土砂 を積載し,総重量が約 20 t となるようにした.載荷パ





図-3 A1橋台の形状寸法およびひずみゲージ設置位置

ターンは、図-2に示すように4種類とした.

# (2) 計測項目

# a) 鋼殻ひずみ

対象としている A1 橋台の鋼殻施工時(平成 20 年 2 月)に、G6-G7 間において鋼殻内部表面にひずみセン サーを設置している.このひずみセンサーは、溶接型防 水箔ひずみゲージで、鋼殻内側表面にエポキシ系樹脂に よって設置されている.A1 橋台の形状寸法とひずみセ ンサーの取付位置を図-3 に示す.なお、橋台鋼殻の河 川側の面を前面板,道路取り付け側の面を背面板と呼ぶ.

#### b)上部工の変位

橋梁の変位を三次元計測システムによって測定を行う. 図-4 に示すように、対象橋梁の側面に橋梁支間4分点の3箇所に計測点 H1~H3を設け、河川敷地内に基準点K1とK2の2箇所を設けた.計測システムには、橋梁やトンネル等の対象物の変位を0.1mm単位で測定できる3Dステーション(測定距離1.3~200m、側距精度±(0.6+2ppm×D)mm)を使用した.計測点には回転式反射ターゲットを、基準点には設置用ハーフターゲット板を設置した.

#### 3. 橋梁全体系の骨組解析

#### (1) 解析プログラムの概要

骨組解析には, RESP-T for Windows Ver5.1 を使用した. 本解析プログラムは,主としてフレーム(骨組)モデル により建築・土木構造の静的・動的非線形解析を行うた めに開発されたツールであり,3次元の任意形状構造物 に任意の方向が作用する解析を行うことができる.プロ グラムでは,節点位置,部材配置,部材断面の主軸方向,



図-4 変位計測システムの概略

外力の方向を設定できる.

#### (2) 使用要素

要素は、構造物の柱、梁や壁などをモデル化するため に、ビーム要素(2点間を結合する3次元線材要素)と バネ要素(1点自由度の剛性(絶対バネ)を設定する要 素)が用意されている.

各要素の自由度は,全体座標系で X, Y, Z 方向及び それぞれの軸廻り方向である.本解析においては,本橋 梁での杭構造が十分な深さを有し,地盤反力による影響 が小さいと考え,鋼管杭先端節点に基礎バネを適用せず, 境界条件を固定としている.

# (3) 解析モデル

骨組解析を行うにあたり,解析モデルの上部工の主 桁・横桁の位置や寸法については,実橋設計時の数値を 基に作成した. 解析モデルを図-5に示す.

# (4) 材料特性および部材性能値

本解析に使用した鋼材の物性値は,弾性係数=20000 kN/cm<sup>2</sup>, せん断弾性係数=7692 kN/cm<sup>2</sup>,ポアソン比= 0.3 である.各部材の構造特性を表-1 に示す.

#### (5) 地盤バネの設定値

本解析においては、下部工部材を 4 分割した格点位 置を支点として、橋軸方向に対する地盤の水平バネを 設けた.各サイドの下部工に対するバネ初期剛性は、 地質調査の結果に基づいて、等価な値となるように決 定した.その結果、A1 側のバネ初期剛性は 63.2 kN/cm で、A2 側は 112kN/m とした.

#### (6) 荷重条件

本解析においては大型車両の総重量(約 200kN)を 前輪と後輪に1:4に分配し,集中荷重として与えた. また,主桁間に配置されたトラック荷重については, 配置された両主桁への橋軸直角方向の距離の比を取り 荷重を分配した.骨組モデルにおける荷重載荷の一例 を図-6に示す.

# 4. 鋼殻の部分モデルによる三次元FEM非線形解析

#### (1) 解析プログラムの概要

鋼殻の部分モデルの解析に使用したプログラムは, 本研究室にて開発されたコンクリート構造物用3次元 非線形有限要素解析プログラム CAMUI ver4.0<sup>4)</sup>である. 以下,このプログラムの概要について説明する.

本プログラムで使用した要素は 8 積分ガウス点を有 する 20 節点アイソパラメトリックソリッド要素と,4 ガウス積分点有する 16 節点ボンドリンク要素である. 非線形解析手法には修正 Newton-Rhapson 法を用いている. 収束判定基準には残差変位平方和と全変位増分の平方和 の比を使用している.収束判定基準値に関しては 10<sup>5</sup>を 採用している.





図-6 骨組モデルにおける荷重載荷の一例 (パターンB)

#### (2) 各材料構成則

ひび割れ発生前コンクリート,鋼材の構成モデルにお いては3次元弾塑性破壊モデルが採用されている. コン クリートのひび割れに関しては分散ひび割れ-固定ひび 割れモデルが用いられているが,ひび割れはひとつのガ ウス点に3本まで考慮されている.

ひび割れ発生基準には二羽モデル5),青柳・山田モデ

| 部材名    | 慣性モーメント                 |                          |                          | 断面積                     | せん断断面積                    |                           |
|--------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------------|---------------------------|
|        | J<br>(cm <sup>4</sup> ) | Iy<br>(cm <sup>4</sup> ) | Iz<br>(cm <sup>4</sup> ) | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | Asy<br>(cm <sup>2</sup> ) | Asz<br>(cm <sup>2</sup> ) |
| G1~G11 | 821.7~888.3             | 1006963~1346188          | 1850189~2035014          | 412.29~447.52           | 123.3                     | 104.5~133.7               |
| C1~C7  | 821.7~867.1             | 836708~876262            | 1850185~2035011          | 326.52~423.24           | 123.3                     | 88.3~91.7                 |
| 鋼管杭    | 605506.3                | 302753                   | 302753                   | 394                     | 197                       | 197                       |
| 鋼殼側面   | 3.86E+08                | 6.45E+08                 | 6.45E+08                 | 59649.12                | 39769                     | 39769                     |
| 鋼殼上面   | 1.75E+08                | 1.53E+08                 | 1.53E+08                 | 36928.8                 | 24619                     | 24619                     |

表-2 部材の構造特性

ル<sup>6)</sup>をそれぞれ3次元に拡張して使用している.ひび割 れと直交する方向に Reinhardt の Tension-softening モデル<sup>7)</sup> を,ひび割れと平行する方向においては Vecchio & Collins のモデル<sup>8)</sup>が適用されている.ひび割れ面の面内 せん断応力は,ひび割れ面のせん断剛性と,ひひ割れの 入っていないコンクリート部のせん断剛性の平均せん断 剛性を用いる方法<sup>9)</sup>によって算出されている.せん断伝 達応力は,李・前川らによるせん断伝達モデル<sup>10)</sup>を簡 略化し用いている.

# (3) 解析モデル

#### a)要素分割モデル

鋼材部およびンクリート部は 20 節点ソリッド要素で、 鋼材とコンクリートの界面に対しては 16 節点ボンドリ ンク要素を使用した.

解析対象は、実橋 A1 橋台の G5-G6 間(ただし、載荷 実験では、作業孔が設けられていたため形状寸法が同一 である G6-G7 間で計測)を切り出したモデルとした. 対象領域には、杭が一本と主桁が2つ存在するが、実橋 と同じ寸法を用いて 2530 要素で 11163 節点でモデル化 した. 要素分割を図-7 に示す.また、使用したコンク リートと鋼材の材料特性を表-3 および表-4 に示す.

# b)鋼材とコンクリートの接合要素

鋼材要素とコンクリート要素は、ボンドリンク要素を 用いて接合する.支圧方向については、圧縮力は伝達さ せるが、引張力は伝達させないようにした.せん断方向 については摩擦を考慮し、バネ接合とした.しかし、支 圧方向に引張が働くときは肌離れを考慮しせん断力を伝 達させないようにしている.与えた剛性値は、支圧方向 については、圧縮剛性は大きな値(鋼材の 50 倍程度) を与え、引張剛性は0とした.

### c)作用断面力および境界条件

骨組解析によって得られた各載荷パターンにおける G6-G7間の杭の仕口部に作用する断面力を表-5に示す. 部分モデルによる FEM 解析では,これらの3つの断面 力(軸力,せん断力,曲げモーメント)が等価となるよ うに杭に集中荷重を作用させた.なお,解析における載





図-7 要素分割モデル

表-3 コンクリートの材料特性

| 圧縮強度       | 引張強度       | ヤング係数               | ポアソンド |
|------------|------------|---------------------|-------|
| $(N/mm^2)$ | $(N/mm^2)$ | $(N/mm^2)$          | ホノノン比 |
| 24         | 2.0        | $2.5 \times 10^{4}$ | 0.2   |

表-4 鋼材の材料特性

|           | 降伏強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | ヤング係数<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | ポアソン比 |
|-----------|------------------------------|-------------------------------|-------|
| 鋼桁·鋼殻 355 |                              | $2.0 \times 10^{5}$           | 0.2   |
| 鋼管杭       | 490                          | 2.0×10                        | 0.3   |

表-5 杭の断面力(G6-G7間)

| 載荷   | 軸力     | せん断力  | 曲げモーメント |
|------|--------|-------|---------|
| パターン | (kN)   | (kN)  | (kN•m)  |
| А    | 445.1  | 191.6 | 1220.1  |
| В    | 1126.4 | 376.6 | 2522.9  |
| С    | 522.6  | 218.3 | 1527.2  |
| D    | 598.1  | 213.8 | 1411.0  |

荷の手順は、最初に所定の軸力を杭に作用させて、その 後にモーメント/せん断力比から得られる位置に水平荷 重を作用させた.なお、載荷点付近の要素は荷重が均等 に分散するように弾性要素としている.

解析対象は、橋梁から一部を切り出しているので、解 析モデルの主桁端部では全自由度を拘束する.また、橋 軸直角方向の断面力を考慮するため、橋軸断面方向を橋 軸直角方向でさらに拘束するモデルとした.



図-9 載荷パターンBにおける主桁変位の比較



# 5. 実験結果と考察

# (1) 主桁変位

図-8~図-11 に、各載荷パターンの骨組解析によって 得られた主桁変位と実験値との比較を示す.本実験では、 各パターンの載荷中の変位計測値から無載荷状態の初期 計測値を差し引いた値を相対変位としている.

各載荷パターンの変位の最大値を解析結果と実験値で 比較すると、全般的には解析値に比べて実験値が小さめ となっている.解析においては、各骨組要素には図面上 の断面寸法のみを考慮した剛性を用いているが、実際の 橋梁では鋼材の溶接の影響、舗装、防護柵等に付随した 付加剛性が存在する.そのため、解析値が大きめの値と なっていると考えられる.全載荷パターンの中では、パ ターン D が解析値と実験値が概ね一致した.これは、 橋軸に対して荷重を片側(計測側)に偏芯させたことに よるものであるが、橋軸直角方向の骨組要素の剛性が実 際よりも大きめに設定されている可能性がある.

以上の比較から、本報告で用いた骨組解析は、対象橋 梁の全体の変形に対して、若干安全側に予測することが できると思われる.

# (2) 使用性に対する検討

本報告では、使用性の要求性能に着目した. 照査項目 としては使用時における快適性についてであり、荷重作 用によって生じる変位(たわみ)が、走行性・歩行性を 損なわないことを照査する. 「道路橋示方書 II 鋼橋 編」<sup>11)</sup>では、ラーメン橋の活荷重による最大たわみは、 支間長の1/500以下となるように規定されている.

先の骨組解析において、L 荷重をモデル化して作用さ せ主桁の変位を算出した.その結果、最大たわみは 31.41mmとなり、許容値68mmの46%程度となった.

# (3) 主桁に作用する断面力

図-12 および図-13 に主桁要素の橋軸方向材端曲げモ ーメントおよび材端鉛直せん断力を示す.載荷実験では, 車道部にのみ大型車を配置していることから,どの載荷



パターンにおいても断面力は、中央部(G6付近)で卓 越しており、端部ではほとんど断面力が生じていない結 果となった.

なお, 主桁の橋軸方向材端水平せん断力については, 最大で 55kN (載荷パターン B) であり, 鉛直せん断力 の1/40程度であった.

#### (4) 鋼殻ひずみの検証

# a)前面板および背面板のひずみ挙動

図-14 に載荷パターン B~D の前面板のひずみ No.1 (図-3参照)を,図-15 に背面板のひずみ No.4 の挙動を 一例として示す.図中の実線は3次元 FEM 解析による 計算値を示し,プロットは実験値を示している.

前面板は、いずれの載荷パターンでも全て圧縮ひずみ となっており、実験値と解析値は概ね一致している. 鋼 殻下部付近の計測点 No.2 と No.3 のひずみも同様に圧縮





となっていた.

背面板は、全体的に引張ひずみが生じているが、前面 板同様に実験値と解析値は良く一致している.計測点 No.5のひずみについても同様の傾向を示している.

以上の結果は、剛結部全体に負の曲げモーメントが作 用していることを示しており、ラーメン構造隅角部の挙 動に一致していることが確認できた。なお、FEM 解析 では、鋼殻の横リブを考慮していないことから、横リブ の有無の影響はないと考えられる.

# **b**) 底板のひずみ挙動

図-16 に載荷パターン B~D の底板における測点 No.7 (図-3 参照)のひずみの挙動を示す. No.6 と No.8 についても同様であるが、ひずみの絶対値は解析値も実験値 も非常に小さく、±10µ以下である. とくに測点 No.6 と No.8 は、底板のフープ状リブの直近に位置している ことから、ひずみがほとんど増加しない. したがって、 活荷重のレベルでは杭周辺の底板でほとんど応力が生じ ないということが言える.



図-17 前面板および背面板の主応力

# c)前面板および背面板の応力

図-17 に車道部満載荷重であるパターン B における前 面板および背面板の各測定点の主応力を示す. 図に見ら れるように,前面板側では No.2 の位置で最も大きい応 力が発生しているが,L 荷重載荷とほぼ同等である水平 荷重 337.6 kN のときは、圧縮応力度が約 9 N/mm<sup>2</sup>であった. したがって、活荷重レベルでは鋼殻の応力が十分に 安全な値となっている.

# 6. まとめ

- (1) 大型車載荷実験による各載荷パターンの変位を骨組 解析による算定結果と比較すると、全般的には小さ めとなった.解析において、各骨組要素が実際の橋 梁の部材剛性よりも小さかったためと考えられる.
- (2) 骨組解析によって得られた L 荷重載荷の変位量と道 路橋に要求される使用性の限界変位の比較から,最 大変位が許容値の 46%程度となることが確認された.
- (3) 骨組解析におけるに主桁要素の断面力(橋軸方向材端曲げモーメントおよび材端鉛直せん断力)は、車道部のみの載荷であることから、どの載荷パターンにおいても中央部(G6付近)で卓越しており、端部ではほとんど断面力が生じていない結果となった。
- (4) 大型車載荷実験と三次元非線形 FEM 解析の結果から、 いずれの載荷パターンでも鋼殻前面板は全体的に圧 縮力が作用し、背面板は引張力が作用していること が確認された.このことから剛結部は負の曲げモー メントが作用していることが示され、ラーメン構造 隅角部の挙動となっていることが確認された.
- (6) 底板では、ひずみの絶対値は解析値も実験値も±10 μ以下であることから、活荷重レベルではほとんど 応力が生じないということが確認できた.
- (7) 三次元FEM解析から,前面板および背面板に生じる 応力は活荷重レベルにおいて,十分に安全側の値と

# なることが示された.

# 参考文献

- 1) 江本賢治,古内 仁,佐藤靖彦,上田多門,半浦 剛:コン クリート充填鋼設複合構造剛結部における3次元有限要素 解析,第6回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文 集,CD-ROM,2005.
- 2) 長山秀昭ほか: 複合ラーメン橋のコンクリート充填鋼殻剛 結部における水平交番載荷実験,第6回複合構造の活用に関 するシンポジウム講演論文集, CD-ROM, 2005.
- 3) 山並真也,古内 仁,上田多門,秋山裕一:複合ラーメン橋 剛結部の実物大寸法施工実験と温度解析,コンクリート工 学年次論文集,第31巻,第2号, pp.1573-1578, 2009.
- 4)高橋良輔ほか:3次元非線形有限要素解析による鋼コンクリート合成板のせん断挙動シミュレーション,構造工学論文集,Vol.48A,pp.1297-1304,2002.
- 5) 前川宏一, 岡村甫:2軸応力下 (圧縮-引張領域) にあるコ ンクリートの変形特性, コンクリート工学, Vol.21, No.8, 1983.
- 6) 青柳征夫,山田一宇:面内力を受ける鉄筋コンクリートシェ ル要素の耐力変形特性,土木学会論文報告集,No.331,1983.
- H. W. Reinhardt, et al.: Tensile tests and Failure Analysis of Concrete, Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol.112/No.11, pp2462-24 77, Nov.1986.
- M. P. Collins, et al.: A General Shear Design Method, ACI Structural Journal, pp36-45, Jan.-Feb.1996.
- 9)前川宏一,福浦尚之:疑似直交2方向ひび割れを有する平面RC要素の空間平均化構成モデルの再構築,土木学会論文集,No.634/V-45, pp157-476, 1999.
- 10) 李宝禄,前川宏一:接触密度関数に基づくコンクリートひび割れ面の応力伝達構成式,コンクリート工学, Vol26, No.1, pp.123-137, 1998.
- 11) 道路協会:道路橋示方書Ⅱ鋼橋編, 1996.

# LOADING TEST ON HYBRID RIGID FRAME BRIDGE WITH SIMPLE STRUCTURAL CONNECTION

# Hitoshi FURUUCHI, Tamon UEDA, Kota NAKAYAMA and Yuji NAKAGAWA

As a connection of a mixed structure, the authors proposed the concrete filling steel box structure with only minimum ribs and diaphragms and without shear connectors or reinforcing bars. Adopting this connection, a hybrid rigid frame bridge was constructed for the first time in Japan. In order to verify the structural reliability of this connection, a loading test was conducted using dump trucks on the real bridge just before the open to traffics. Two main purposes of the test were: to measure the strain of the steel box to show the validity of the stress used in the design, which was obtained by the nonlinear analysis; and to verify the serviceability, which is comfortable ride/walk, of the bridge by comparing the deformation of the entire superstructure. This paper presents the results of the loading test in comparison with the results of numerical analyses, which show that the new type of hybrid bridge performed well as assumed in the design.