

# J-BEC

レポート

2018 Vol. 14



## 目 次

### 巻頭言

京都大学経営管理大学院 教授 小林 潔司

### 「道路橋点検士」資格制度に関する事業の状況 01

#### 助成研究

- ・腐食減肉が生じた連結板を有する高力ボルト摩擦接合継手のすべり耐力 04
- ・非合成桁橋のずれ止めの合成効果を考慮した設計法への転換 10
- ・ポストテンション方式 PC 構造物のシーす内に滞留した水が  
コンクリート軸方向ひび割れに与える影響について 17

#### 海外調査報告

- ・第 9 回橋建橋海外視察団（インド・タイ）の参加報告書 23
- ・アメリカの橋梁点検制度について 27  
（FHWA-NHI-130055 橋梁点検研修に参加して）

#### トピック

- ・国土交通行政関係功労者表彰の受賞について 32
- ・橋梁技術に関する研究開発助成について 33
- ・第 6 回賛助会員特別講演会の報告 34
- ・第 5 回橋梁のメンテナンスに関するセミナーの報告 35
- ・建設技術フェア等の参加報告 36

#### 都市と橋

- 旭橋 37



## 橋梁安全性の社会的規制について考える



京都大学経営管理大学院  
教授 小林 潔司

2018年8月17日、イタリアのジェノバにあるポルチェヴェーラ高架橋の一部が250メートルにわたって崩壊し、橋を通過していたドライバーら43人が死亡した。2018年9月現在、事故原因はまだ特定されていない。本橋はイタリアとフランスを結ぶ高速道路A10号線の一部で、民間企業であるアウトストラード・イタリア社が高速道路の運営・管理を実施していた。この橋は建設されてから51年たっており、老朽化が一因である可能性が強いとされる。インフラ技術水準が進んだ先進国で、しかもアウトストラードという一流企業が引き起こした事故であるということに衝撃を禁じえない。同社に対するコンセッション契約の是非や、同社の今後についても現時点では流動的な状態にある。

インフラ調達の分野において、コンセッション契約やPPP/PFI契約という多様な手法が導入され、民間部門のインフラ調達への参画が促進されつつある。ポルチェヴェーラ高架橋の事故の結果、コンセッション方式の是非や課題に関するさまざまな議論が巻き起こることが予想される。しかし、コンセッション契約の導入は経済的規制の緩和の成果であって、インフラの安全性を保障するための社会的規制の問題とは別物である。コンセッション契約に対する無理解な議論や不必要な排除論が跋扈しないことを願う次第である。

一般に、経済的規制は、財・サービスの安定供給の必要性や独占性の高い事業に対応するために実施される。これに対して、社会的規制は、安全確保や環境保全などの見地から実施される公的規制である。インフラに関する社会的規制の場合、その安全性が議論の対象となる。インフラを整備、運営・管理する事業者には、構造物の安全性に対する厳格な義務と責任が課せられる。インフラの整備、運営・管理には数多くのリスクが介在する。最先端の土木工学技術をもってしても、インフラの完全な安全性を保障することは不可能である。このため、インフラの調達契約は不完備とならざるを得ず、インフラ整備、運営・管理にさまざまな社会的規制が必要となる。

インフラの調達契約は、ファイナンスの世界とインフラという実物調達を結びつけるプラットフォームに関する契約である。ファイナンスの世界は、グローバル市場における裁定取引の結果、さまざまな標準化が進展していく。一方で、インフラは個別生産であり、それが置かれる環境にさまざまな影響を受ける。したがって、インフラの安全性を保障するための設計方法、工法、マネジメント技術を標準化することは極めて困難である。インフラの多様性に起

因して調達契約の標準化は不可能であると言わざるを得ない。民間事業者の技術力やマネジメント力だけでは、すべてのリスク事象に対応できない場合が起こりえる。

ポルチェヴェーラ高架橋事故の報に接し、改めてインフラの安全性を担保するための制度改革の重要性を指摘したい。このような社会的規制の重要性は、民間事業者のみを対象とするものではない。公共主体によるインフラ調達においても同様の議論が成立する。このような社会制度として、①成熟度評価、②インフラ資産評価、③デューデリジェンスの重要性を指摘したい。

インフラのアセットマネジメントに関しては、ISO55000s (JIS Q 55000s) というマネジメント規格が制定された。しかし、ISO、JIS規格は、インフラを運営・管理する事業者が達成すべき最低限のマネジメント基準を提示しているに過ぎない。複雑で重要なインフラを運営・管理する事業者には、より高度なアセットマネジメントが要求される。英国のアセットマネジメント研究所等の国際機関がアセットマネジメントの成熟度の評価システムを開発しているが、日本のアセットマネジメント環境に適合する内容になっていない。日本が考える成熟度評価を確立し、その内容を世界に対して発信していくことが重要である。

インフラ資産評価は、インフラの物理的健全度を踏まえて、インフラの資産としての価値を評価することを意味する。欧米の先進国（中国も含めて）では、インフラの資産価値を評価する制度が確立しており、多くのインフラ資産評価士を輩出している。しかし、日本にはインフラ資産評価を実施するための制度が存在していない。コンセッション契約、PPP/PFI契約など、いずれもファイナンス市場から資金を調達する手法であるが、インフラ資産価値の評価に関する制度があってはじめてファイナンス市場から健全な形で資金を調達できる。

最後に、インフラ事業者に対するデューデリジェンス制度の重要性を指摘したい。デューデリジェンスは企業価値を評価する手段であるが、通常、ビジネス、財務、法務、人事、税務、ITの側面から調査が実施される。不思議なことに、物理的アセットに関する調査が考慮されていない。とりわけ、インフラ事業者の企業価値は、その価値の源泉となっているインフラの価値に依存している。このような側面からの企業価値評価が行われないというのは、先に述べたインフラ資産評価を行う体制が整っていないことにも起因している。アセットマネジメントの成果が企業価値に反映されないのである。

# 「道路橋点検士」資格制度に関する事業の状況

企画部 技術研修室長 谷中 幸和

## 1. はじめに

道路橋の点検を担う技術者の技術力向上と育成を目的として橋梁調査会では平成26年4月より「道路橋点検士」の資格を創設し、平成27年1月に国土交通省の民間登録資格に登録されました。また、「道路橋点検士補」は平成27年11月に創設し、平成28年2月に登録されました。

この「道路橋点検士」の資格制度に関連する事業として、道路橋点検士技術研修会、道路橋点検士および道路橋点検士補の資格審査登録、道路橋点検士更新講習会、他の機関の研修修了者を対象にした道路橋点検士補検定試験があります。

これらの事業の状況について報告します。

## 2. 道路橋点検士技術研修会

道路橋点検士技術研修会は平成6年に（財）道路保全センターが主催した橋梁点検技術研修会が始まりで平成16年の橋梁調査会への引き継ぎを経て資格制度の創設に合わせ名称を道路橋点検士技術研修会としたもので、平成30年で延べ100回を超える開催となりました。

平成30年度は東京において5回の開催をし、689人の修了者（合格者）ができました。

研修会は室内で行う講義（座学）と実際の橋梁（堀切橋）に点検車や足場を使って近接目視による橋梁点検の現地実習があります。その状況を写真-1、写真-2に示します。

平成27年～平成29年の3年間は年間1,000名以上の修了者がいましたが、今年度はやや減少したことになります。

平成30年度までの修了者の合計は14,290名となります。図-1に平成6年からの研修会修了者数推移を示します。

## 3. 道路橋点検士および道路橋点検士補の審査登録

道路橋点検士は平成26年4月から申し込みが開始



写真-1 研修会（講義）の状況



写真-2 研修会（現地実習）の状況

されこの年度に3,000人近い登録が有りました。平成27年度～平成29年度の間は1千人程度の登録がされており、平成30年度は10月時点では598人で延べ登録者数は6,594人となっています。

図-2に年度別登録者と延べ登録者の状況を示します。

道路橋点検士補は平成27年11月から登録が開始され、この年度は5ヶ月の間に300人程度の登録が有り、平成28年度、平成29年度も同程度の登録となっています。



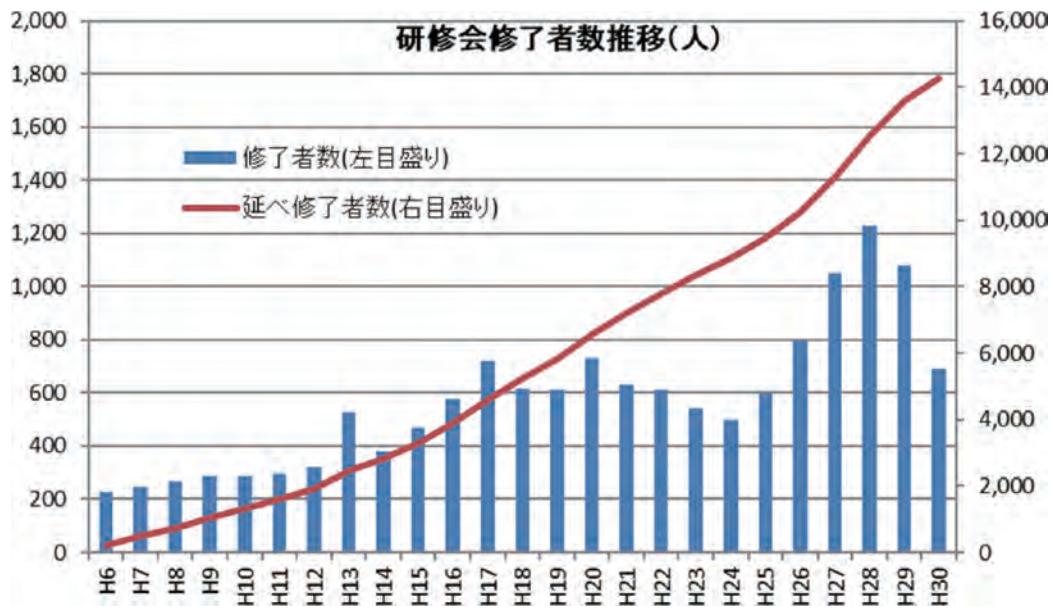


図-1 研修会修了者の推移

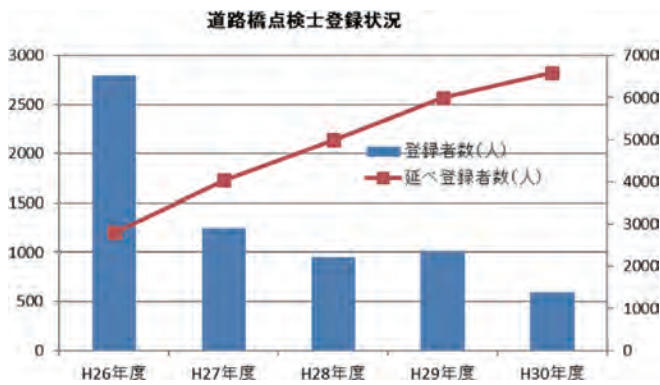


図-2 道路橋点検士登録状況

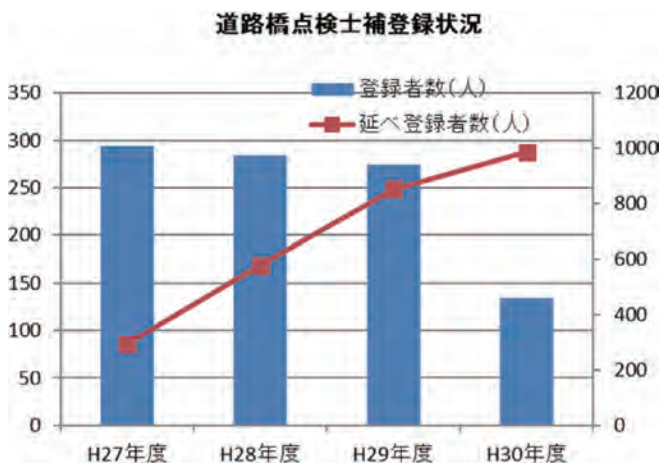


図-3 道路橋点検士補登録状況

平成30年度は10月時点では134人、延べ登録者数は986人となっています。

図-3に年度別登録者と延べ登録者の状況を示します

#### 4. 道路橋点検士補検定試験

道路橋点検士資格を他の機関の研修者にも与え点検技術者を育成することを目的として、平成28年から実施されています。

対象となる研修は研修内容が調査会の実施している道路橋点検士技術研修会と同等であることを道路橋点検士委員会で審議し認められることが必要となります。

現在認められている研修は「道路橋メンテナンス技術講習（主催（一財）全国建設研修センター、（一社）建設コンサルタント協会）」及び「道路構造物管理実務者研修（橋梁初級Ⅰ）（国土交通省 北海道開発局、各地方整備局、沖縄総合事務局）」の2つの研修となっています。

これらの研修等で行われる試験の合格者又は達成度の高い者に対し道路橋点検士補検定試験の受験を認めることとなります。但し受験に当たっては調査会が実施している研修会の受講条件である学歴に応じた橋梁に関する業務経歴を有することが必要です。

この検定試験の合格者は道路橋点検士補の登録ができるとともに、所定の定期点検の業務実績があれば道路橋点検士の登録申請ができます。

平成28年度は2月18日東京と大阪で実施し、79名の受験がありました。

平成29年度は2月17日東京で実施し、49名の受験がありました。

## 5. 道路橋点検士更新講習会

道路橋点検士に登録した者は4年毎に更新講習会を受け資格を維持する制度となっており、資格制度が発足した平成26年度は登録者が3,000名近くあるため更新講習会の実施計画を作成するに当り、受講時期（3年目か4年目）と場所（仙台、東京、名古屋、大阪、広島、福岡）について意向調査を実施しました。

その結果約7割が平成29年度受講を希望し、東京、大阪に多数が希望することが判明しました。

意向調査を反映し更新講習会は12月から1月にかけて上記の全国6都市で開催しました、その結果を表-1に示します。

更新講習会は3時間程度の講義で構成されており「最近の道路橋の点検に関する話題」と「橋梁定期点検要領の解説及び注意すべき事例の紹介」の2つの講義を実施しました。

写真-3は仙台での実施状況を示しています。

今後毎年実施する事業であり、点検要領の変更や社会的要求の変化にも対応出来る技術を伝える場にもなるため講習内容の検討も重要であると考えています。

以上述べた橋梁調査会の実施している技術研修会、資格登録、更新講習会の一連の事業は橋梁の維持管理を担う技術者の育成として今後も社会の要請に応じ充実させて行かなくてはならないと考えています。

表-1 平成29年度道路橋点検士更新講習会実施結果

開催日	開催都市	会場	参加者
平成29年 12月7日 (木)	広島	広島国際会議場	126
平成29年 12月11日 (月)	福岡	福岡国際会議場	243
平成29年 12月14日 (木)	名古屋	名古屋国際会議場	211
平成29年 12月20日 (水)	東京	飯田橋レインボービル	259
平成30年 1月16日 (火)	仙台	仙台国際センター	182
平成30年 1月23日 (火)	大阪	大阪OMMビル	145
平成30年 1月24日 (水)	大阪	大阪OMMビル	147
平成30年 1月30日 (火)	東京	フレンディア川口	102
平成30年 1月31日 (水)	東京	フレンディア川口	147
合計			1,562



写真-3 更新講習会（仙台）実施状況

# 腐食減肉が生じた連結板を有する 高力ボルト摩擦接合継手のすべり耐力

琉球大学工学部工学科 社会基盤デザインコース 助教 田井 政行  
琉球大学工学部工学科 社会基盤デザインコース 准教授 下里 哲弘  
琉球大学大学院理工学研究科環境建設工学専攻 博士前期課程 大城 泰樹

## 1. はじめに

高度経済成長期に建設された鋼橋の多くは、供用から50年以上経過し、重度の腐食劣化により大規模な補強や通行止め等が行われている<sup>1), 2)</sup>。今後も腐食劣化する鋼橋の増加が予測されており、腐食した鋼橋の安全性に資する適切な維持管理手法の構築が重要となる。

鋼橋の腐食部位の中でも、高力ボルト摩擦接合継手は他の構造部位に比べて、早期に著しく腐食減肉している場合が多い<sup>3)~5)</sup>。高力ボルト摩擦接合継手は、鋼橋の部材接合に数多く用いられており、著しい腐食減肉が生じた場合、構造が不安定となる危険性がある。それゆえ、鋼橋を適切に維持管理していくためには、腐食減肉した高力ボルト摩擦接合継手のすべり耐力評価が重要である。

腐食減肉が生じた高力ボルト摩擦接合継手に関する既往研究では、高力ボルトの腐食減肉に伴うボルト軸力の低下<sup>4), 6)</sup>や連結板と母板接触面の腐食によるすべり係数の変化<sup>7)</sup>などが行われている。連結板については、連結板の板厚の違いがすべり係数に及ぼす影響に関する解析的な検討<sup>8)</sup>が行われているものの、腐食減肉した連結板がすべり耐力に及ぼす影響について明らかになっていない。

そこで筆者らは特徴的な減肉形状を有する連結板の腐食減肉がすべり耐力に及ぼす影響について検討を行っている。本稿では、連結板の腐食減肉を簡易的に模擬した高力ボルト摩擦接合継手のすべり耐力について、実験的及び解析的な検討事例について紹介する。

## 2. 連結板の腐食減肉を模擬した摩擦接合継手のすべり耐力特性

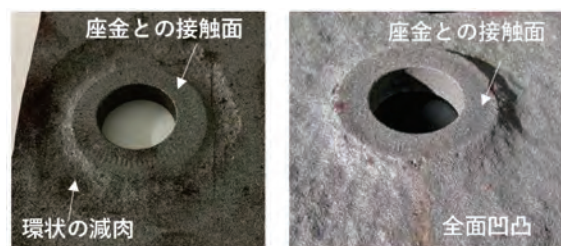
本章では、実橋で生じる連結板の腐食減肉を模擬した試験体を用い、腐食連結板を有する摩擦接合継

手のすべり耐力特性の検討を行った。

### 2.1 試験体及び試験概要

既往研究<sup>9)</sup>で行われた連結板の腐食減肉特性調査より、連結板の腐食減肉は写真-1に示すように2種類の特徴的な形状を示すことが報告されている。一つは座金周辺が著しく環状に腐食減肉しているパターン、もう一方はボルト孔芯からある程度離れた位置まで広範囲に渡り全面的に広がったパターンである。なお、両パターンともに座金直下の連結板は減肉し難いという特徴的な減肉形状を示す。

この腐食減肉を模擬した2種類の腐食模擬連結板を作成し、摩擦接合継手試験体を作成した。試験体寸法を図-1に示す。試験ケースは減肉なしの基準モデル、座金周辺を環状に減肉させた環状モデル、全面を減肉させた全面モデルの3ケースである。基



(a) 環状腐食 (b) 全面腐食

写真-1 連結板の腐食損傷例

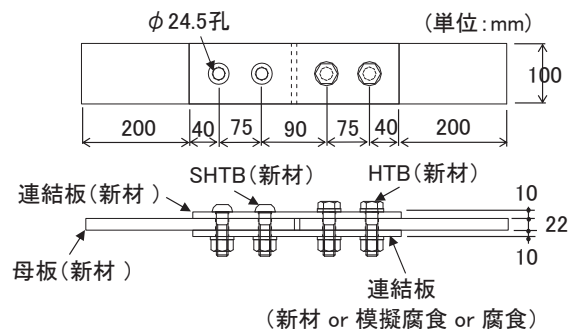


図-1 試験体寸法 (新材料 or 模擬腐食 or 腐食)



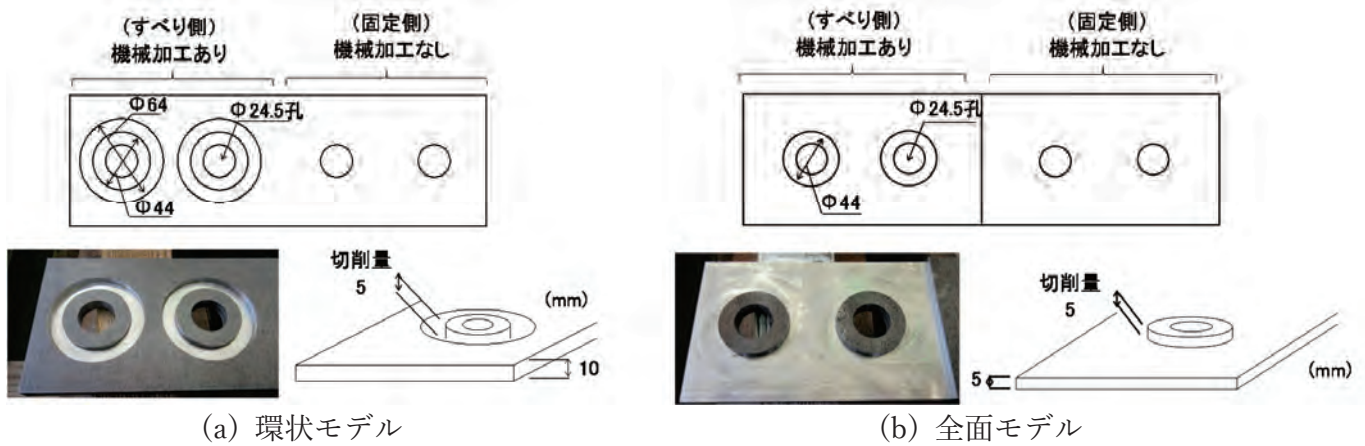


図-2 模擬腐食連結板

準モデルは全て新材の鋼板を用いた試験体であり、環状モデル及び全面モデルは図-2に示す2種類の減肉形状に機械切削した連結板を片側に用いている。減肉深さは板厚の50% (5mm) とし、環状モデルでは、既往研究<sup>9)</sup>の腐食範囲を参考に、座金より10mmの範囲を、全面モデルでは座金下以外を切削することにより腐食減肉の再現を行った。なお、母板材質はSM490YB、連結板材質はSM490YAである。

連結板の減肉に伴うすべり耐力特性を明らかにするために、継手部をすべりを生じさせるすべり側とすべりを生じさせない固定側に分け、すべり側ではF10TM22の高力ボルトに設計軸力205kNを+10%割増した226kNを、固定側ではトルシア型超高力ボルトSHTB22を用いた。また、摩擦接合面は、すべり係数が0.45以上となるよう無機ジンクリッチペイント処理としている。

ボルト軸力のリラクセーションを考慮し、ボルト締め付け後12時間経過時にすべり試験を行った。すべり試験中には両側の母板間にクリップゲージを設置し、すべり試験時の開口変位を計測した。

## 2.2 試験結果

試験結果を図-3に示す。図の縦軸は載荷荷重、横軸は母板間の開口変位である。なお、本研究では試験中の最大荷重をすべり耐力とした。図より、基準モデル及び環状モデルでは荷重の増加に伴って開口変位もほぼ線形的に増加し、最大荷重に達すると荷重の低下に伴い主すべりが生じた。一方、全面モデルでは荷重-開口変位関係が非線形挙動を示したのちに主すべりが生じていることがわかる。

すべり耐力は基準モデルでは429kN、環状モデルでは420kN、全面モデルでは375kNとなり、基準モ

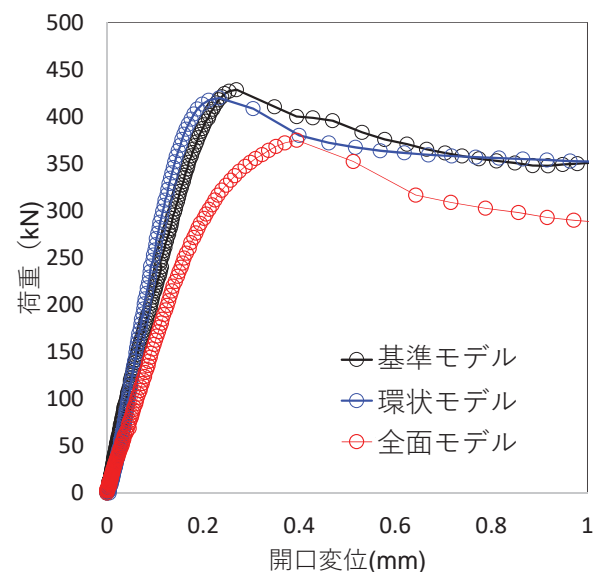


図-3 すべり試験結果

デルと比較して、環状モデルでは約2.1%、全面モデルでは約12.5%のすべり耐力低下がみられた。これより、連結板の減肉に伴い、すべり耐力が低下する傾向がみられ、その傾向は全面モデルの試験体で顕著であるといえる。この連結板の減肉によるすべり耐力低下要因を明らかにするために、解析的検討を行った。

## 3. すべり耐力低下に及ぼす連結板の腐食減肉の影響

上述したように、連結板の腐食減肉によりすべり耐力が低下する傾向が得られた。そこで本章では、連結板の腐食減肉を模擬した高力ボルト摩擦接合継手のすべり試験を再現した有限要素解析を行い、すべり耐力低下メカニズムの検討を行った。

### 3.1 解析モデル概要

解析モデルの形状および要素分割例を図-4に示



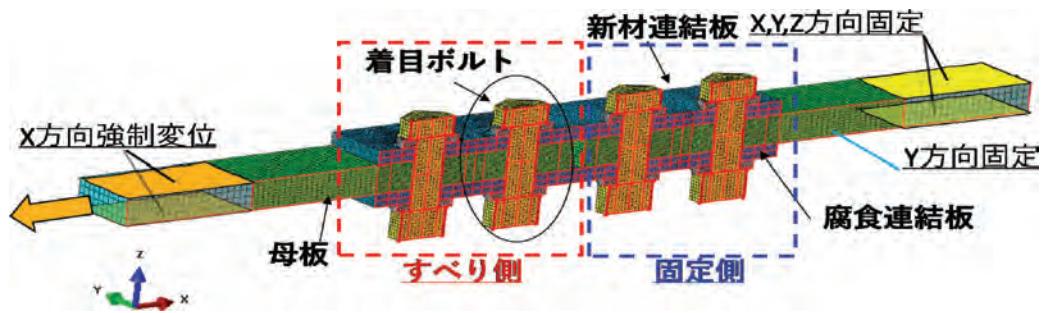


図-4 解析モデル

す。解析モデルは前章の試験体と同じく1行片側2列2面摩擦継手である。解析モデルには、8節点低減積分ソリッド要素を用い、要素サイズは0.5-2mmとした。なお、対称性を考慮し、図-1に示す解析モデル対象の摩擦接合継手の1/2をモデル化し、境界面にはそれぞれ対称条件を設定した。

材料特性は、母板および連結板、高力ボルトともにヤング率を200GPa、ポアソン比を0.3としている。各部材の降伏応力は試験片材料の引張試験結果より母板を415MPa、連結板を396MPaとし、高力ボルトについては公称値より900MPaとした。

各部材間の接触条件には等方性クーロン摩擦モデルを用いた。図-5にクーロン摩擦モデルのすべり領域の概念図を示す。相当せん断応力 $\tau_{eq}$ は、式(1)を用いて、接触面上の互いに直交するせん断応力成分 $\tau_1$ と $\tau_2$ から求められる。接触面上に作用する相当せん断応力 $\tau_{eq}$ が、式(2)に示す臨界せん断応力 $\tau_{cr}$ に達した場合、その領域の接触面間で相対的なすべりが生じるものである。

$$\tau_{eq} = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} \quad (1)$$

$$\tau_{cr} = \mu p \quad (2)$$

$\tau_{eq}$ ：相当せん断応力， $\tau_{cr}$ ：臨界せん断応力， $\tau_1, \tau_2$ ：接触面上のせん断力， $\mu$ ：摩擦係数， $p$ ：接触圧

本研究では、すべり挙動に及ぼす影響の解明を目的としているため、すべり後の挙動に大きく影響を与える動摩擦係数については静摩擦係数と等しい値で設定した。なお、本解析で設定した静摩擦係数は、基準モデル（腐食なし）の試験結果のすべり耐力と載荷試験前のボルト軸力より算出したすべり係数0.547を用いた。

実験時と同様に片側ですべりを発生させるよう、すべり側では同様の形状を持つ試験体を用いてすべり試験を行った際の試験前軸力（約212kN）を、固

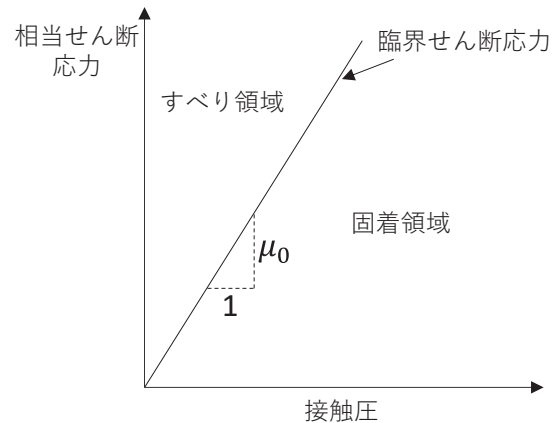


図-5 クーロン摩擦モデル概念図

定側ボルトの軸力はすべり側の軸力を約50%割増しした315kNとした。なお、本研究では、腐食減肉が生じた連結板のすべり耐力低下メカニズムの解明を目的としているため、高力ボルトや連結板の腐食減肉に伴う応力の再配分については考慮せず、腐食減肉を生じさせた連結板を用いた解析モデルに対して、ボルトの軸力導入を行っている。

解析パラメータは連結板の減肉形状とし、腐食なしとした基準モデル、座金近傍のみ減肉させた環状モデル、全面を減肉させた全面モデルの3ケースで検討を行った。図-6に腐食連結板モデルの形状および要素分割例を示す。この腐食減肉を連結板の片側に与え、すべり耐力特性に及ぼす連結板の腐食減肉の影響の検討を行った。

### 3.2 解析モデルの妥当性

図-7に解析より得られた、基準モデル（黒線）、環状モデル（青線）、全面モデル（赤線）の荷重と開口変位の関係を示す。図中には実験結果も併せて示す。図より、基準モデルと環状モデルでは、初期剛性からすべりが生じるまでの挙動は実験値と解析値で良く一致している。全面モデルでは、実験結果と解析結果の初期剛性に若干の相違が見られるが、

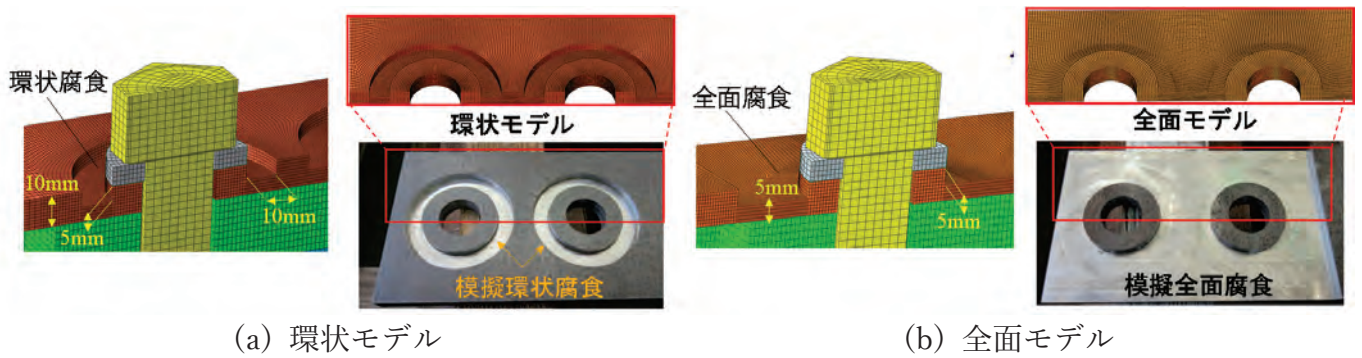


図-6 連結板の腐食模擬モデル

両結果共に200kNを超えた辺りから非線形挙動を示し、開口変位が増加する傾向は類似している。これらの結果より、本解析モデルにより概ねすべり挙動を再現出来ていると考えられる。

すべり耐力を比較すると、実験結果では基準モデルでは429kN、環状モデルでは420kN、全面モデルでは375kNとなり、基準モデルと比較して、環状モデルでは約2.1%、全面モデルでは約12.5%のすべり耐力低下がみられた。一方、解析結果においては、基準モデルで432kN、環状モデルで426kN、全面モデルで397kNとなり、基準モデルと比較して環状モデルでは約1.5%の低下率となり、全面モデルでは約9%の低下率となった。これより、すべり耐力の低下率に若干の差異があるものの、傾向は十分に再現できていると考え、本モデルを用いて腐食連結板を有する高力ボルト摩擦接合継手のすべり耐力低下メカニズムの検討を行った。

### 3.3 すべり耐力低下メカニズムの検討

高力ボルト摩擦接合継手のすべり耐力は、ボルト軸力に依存することが知られている。それゆえ、ボルト軸力が低下した場合、すべり耐力が低下するといえる。そこで、すべり試験中のボルト軸力に着目し、連結板の減肉がすべり耐力を低下させた要因について検討を行った。

図-8に解析より得られた高力ボルトの軸力低下率の推移を示す。それぞれの挙動に着目すると、外側ボルトの軸力低下率は、3つのケースでほとんど差異はなく、5%程度であった。一方、内側ボルトでは3つのケースで軸力低下率に差異が生じており、解析結果より得られたすべり発生時の軸力低下率は基準モデル6.8%、環状モデル7.5%、全面モデル15.9%となった。

これより、連結板の腐食減肉によって荷重作用時

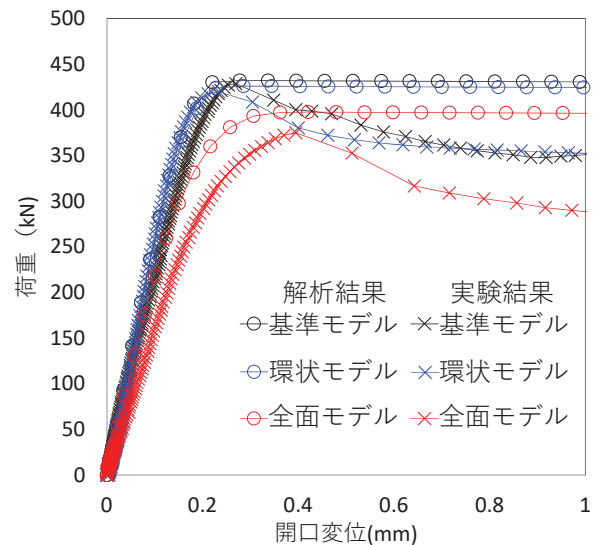


図-7 解析結果

のボルト軸力低下挙動に差異が生じるといえる。すべり耐力の低下率が最も大きい結果となった全面モデルでは、15%以上の軸力低下が生じていることより、この軸力低下がすべり耐力低下の主要因であると考えられる。そこで、ボルト軸力の低下要因について、連結板の摩擦面の応力状態より検討を行った。

図-9に各モデルの腐食連結板（基準モデルは新材）における摩擦面のvon Mises応力分布をすべり荷重比（各モデルのすべり荷重に対する比率）85%、95%、100%毎に示す。各モデルを基準モデルと比較すると、環状モデルや全面モデルの外側ボルト孔付近では、降伏領域が若干大きくなっている程度で、大きな差異が生じていなかった。一方、内側ボルト孔付近では基準モデルとの差異が顕著に表れ、その挙動は断面積が最小である純断面位置に沿って進行している傾向にあるといえる。

図-8と比較すると、降伏領域の大きさにそれほど差異がなかった外側ボルトでは、ボルト軸力の低下率も3つのケースで同程度であったが、内側ボルトでは、この降伏領域の違いが軸力の低下に影響を



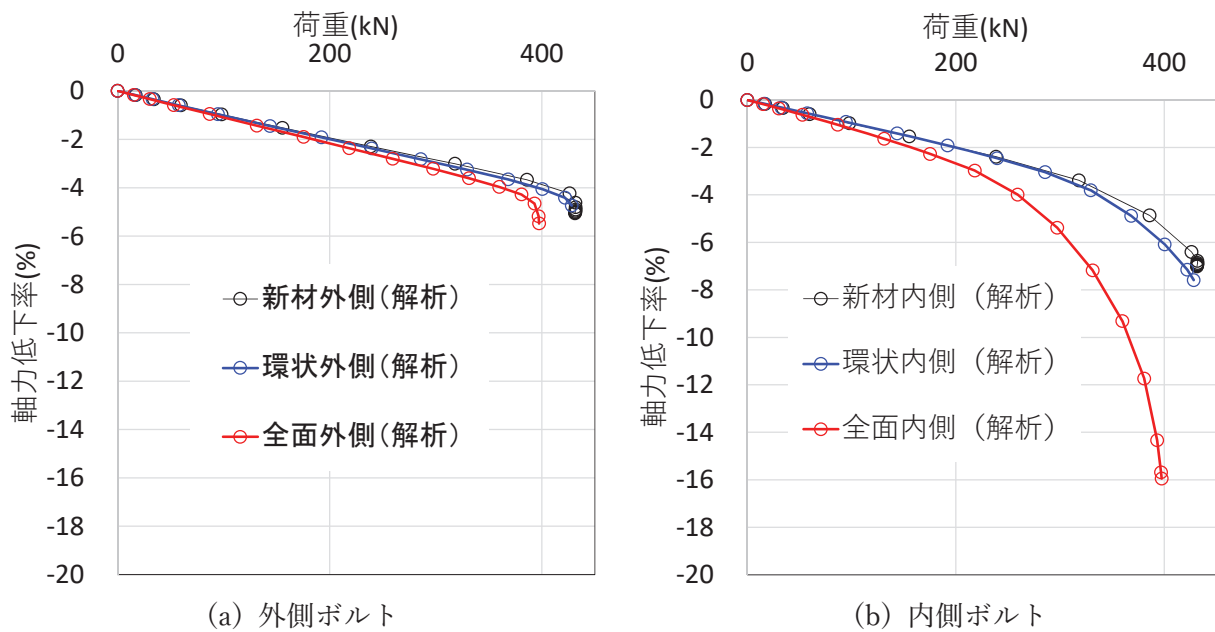
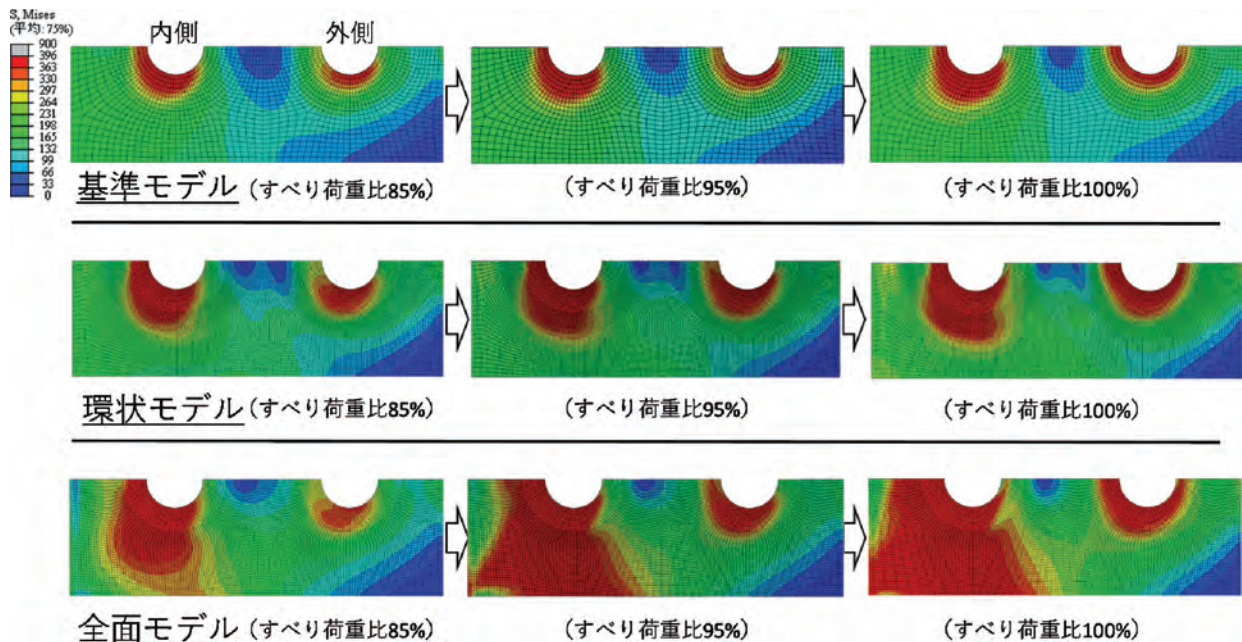


図-8 ボルト軸力低下率



与えていると考えられる。すなわち、降伏領域が広がることで、ポアソン効果によって、連結板の板厚が減少し、軸力の低下を誘発することですべり耐力の低下を引き起こしたと推察される。

#### 4. まとめ

本研究では、鋼橋において腐食減肉が生じやすい高力ボルト摩擦接合継手を対象に、連結板の腐食減肉がすべり耐力に及ぼす影響について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

1) 連結板の腐食減肉により摩擦接合継手のすべり

耐力が低下する傾向がある。その傾向は連結板全面が減肉する全面モデルで顕著である。

2) 有限要素解析により、連結板の腐食減肉がすべり耐力に及ぼす影響を概ね考慮可能である。

3) 高力ボルト摩擦接合継手において、連結板の腐食減肉により、内側ボルトの軸力低下が大きくなる傾向を示した。その要因として、孔周辺から降伏領域が広がることで、ポアソン効果により連結板の板厚が減少したためであると考えられる。

今後は、腐食減肉量や減肉範囲、導入軸力などを

パラメータとしたパラメトリック解析を実施するとともに、実腐食減肉形状を考慮した解析的検討を実施し、連結板の腐食減肉量とすべり耐力の評価法の構築を目指す所存である。

## 謝辞

本研究は、(一社)橋梁調査会 平成29年度橋梁研究開発助成(研究代表者:田井政行)を受けて行った。ここに記して深謝致します。

## 参考文献

- 1) 山田健太郎：(速報)国道23号木曾川大橋の斜材の破断，橋梁と基礎，Vol.41，pp.54-55，2007.9
- 2) 下里哲弘，村越潤，玉城喜章，高橋実：腐食により崩落に至った鋼橋の変状モニタリングの概要と崩落過程，橋梁と基礎，Vol.43，pp.55-60，2009.11.
- 3) 鋼構造委員会鋼橋の余寿命評価小委員会：鋼橋の劣化現象と損傷の評価，土木学会論文集，No.501 / I-29，pp.21-36，1994.
- 4) 名取暢，西川和廣，村越潤，大野崇：鋼橋の腐食事例調査とその分析，土木学会論文集，No.668 / I-54，pp.299-311，2001.
- 5) 日本道路協会：道路橋補修・補強事例集，丸善，2012.
- 6) Masayuki TAI, Tetsuhiro SHIMOZATO, Yoshitomo NAGAMINE, Yasunori ARIZUMI, Tetsuya YABUKI: Dependence of Residual Axial Force on Thickness and Shape in Corroded High-Strength Bolts, Journal of Structural Engineering, Vol.144, Issue 7, ASCE, 2018.
- 7) 橋本国太郎，築地貴裕，杉浦邦正：腐食劣化した高力ボルト摩擦接合継手の残存耐力に関する研究，土木学会論文集A1，Vol.69 No.2，pp.159-173，2013
- 8) 山口隆司，森猛，橋本国太郎：高力ボルト摩擦接合継手のすべり強度／降伏強度比とすべり係数に関する検討，構造工学論文集，Vol.51A，pp.1737-1748，2005.
- 9) 山下修平，下里哲弘，田井政行，有住康則，矢吹哲哉：実腐食形状を有する高力ボルト摩擦接合継手の強度特性，鋼構造年次論文報告集，第24巻，pp.29-36，2016.



# 非合成桁橋のずれ止めの合成効果を考慮した設計法への転換

宇都宮大学 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 教授 中島 章典  
宇都宮大学 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 助教 NGUYEN MINH HAI

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート床版（以下、RC床版と呼ぶ。）を鋼桁で支える非合成桁橋（以下、非合成桁と呼ぶ。）では、従来から荷重には鋼桁のみで抵抗するという考え方が用いられている。しかし、RC床版と鋼桁との間には、両者の相対的な位置の確保を目的として、図-1に示すように鋼桁上フランジ上にスラブ止めや頭付きスタッド（以下、スタッドと呼ぶ。）などのずれ止めが配置されている。これらのずれ止めは一般に柔なずれ止めと考えられているが、実際には、これらのずれ止めはある程度のずれ止めの効果を有しており、ずれに対して抵抗していることが以前より明らかにされている<sup>1)~4)</sup>。

上記のように非合成桁の設計において、RC床版の合成効果を無視した設計が行われる理由は、1) 荷重に対する抵抗断面として鋼桁のみを対象とした場合のほうが安全側であること、2) 連続桁として用いる場合には、中間支点付近の負曲げによるRC床版のひび割れにも考慮を払わなければならないこと、3) RC床版の劣化による床版取替え時の対応がRC床版と鋼桁の合成効果を期待する合成桁に比較して相対的に容易なことなどによると考えられる。

しかし、柔なずれ止めであっても鋼桁とRC床版間で水平せん断力を伝達しており、非合成桁の設計上の挙動と実際の挙動は異なる。一方で、橋梁の設計・製作技術も格段に進歩している状況を踏まえれば、非合成桁の設計法を実際の挙動に基づいて改善でき

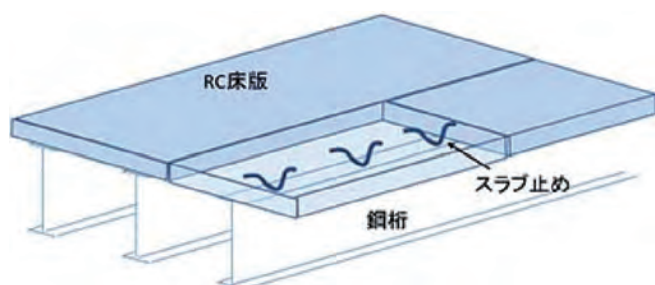


図-1 非合成桁橋の構成

る可能性があると考えられる。

そこで本研究では、非合成桁にずれ止めを適切に配置することによって、RC床版を有する鋼桁として必要な限界状態を満足する構成を見出すことを目的とし、鋼材、コンクリートおよびずれ止めの材料非線形性を考慮できる弾塑性解析プログラムを用いて、単純非合成桁モデルの挙動を確認する。

ただし、RC床版を有する鋼桁をすべて合成桁とするのではなく、現状での非合成桁に対して、ずれ止めによる合成効果を考慮し、非合成桁を不完全な合成効果を考慮するいわゆる不完全合成桁として取り扱い、使用性および安全性の限界状態を満足する非合成桁の可能性を検討する。

## 2. 剛体ばねモデルによる非合成桁の解析

剛体ばねモデルを用いてずれ止めの変形を考慮した不完全合成桁を解析するにあたり、図-2のように鋼桁およびRC床版を橋軸方向に分割し、その分割した剛体間に、梁要素としての変形を表すように複数の軸ばねとせん断ばねを設けた<sup>5)</sup>。また、RC床版と鋼桁の剛体間には、ずれ止め要素として、水平方向の力に抵抗する水平ばねと鉛直方向の力に抵抗する鉛直ばねを設けた。さらに、支承位置の鋼桁下

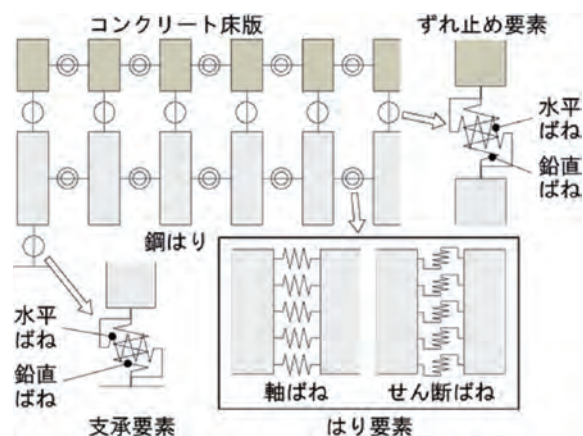


図-2 剛体ばねモデルによる非合成桁の解析モデル

フランジ下面と固定面との間には、水平ばねと鉛直ばねでモデル化した支承要素を設けた。

剛体ばねモデルを用いて不完全合成桁の非線形挙動を追跡するためには、各ばねにそれぞれの材料が有する非線形の構成関係を適切に与える必要がある。ここでは、鋼桁の鋼材および鉄筋には図-3に示す完全弾塑性型の応力-ひずみ関係を、床版コンクリートには図-4に示す圧縮強度までは2次放物線で、圧縮強度に到達した後はひずみのみが増加する応力-ひずみ関係を適用した。ただし、引張強度は考慮していない。

一方、ずれ止めの水平ばねには複合構造標準示方書<sup>6)</sup>においてスタッドに対して規定される図-5に示されるような指数形のせん断力-ずれ変位関係を適用した。この曲線は、漸近値であるせん断耐力 $V_u$ とスタッドの軸径 $d$ 、係数 $\alpha$ 、 $\beta$ で定まる形になっており、静的押抜き試験より得られるずれ止めの水平せん断力-ずれ変位関係を容易にモデル化することができる。なお、スラブ止めを用いる場合にも同様の関係を適用した。

スタッドを配置する位置での鉛直ばね特性は、図-6に示すように、引張側ではスタッドがRC床版の浮き上がりに抵抗すると考え、近似的にスタッドの軸部断面積と軸部長さに基づいて鋼材の応力-ひずみ関係（完全弾塑性型）で表した。また、圧縮力は連結している剛体間の界面全域（1つの剛体要素の鋼桁上フランジ上面の面積）で伝達される则认为、コンクリートの線形の応力-ひずみ関係を構成関係として用いた。スタッドを配置しない位置での鉛直ばね特性については、引張には抵抗しないものとし、圧縮側においてはスタッド配置位置と同じとした。スラブ止めを配置する場合にも、引張側ではスラブ止めを構成する丸鋼2本分の軸部断面積および軸部長さに基づいて完全弾塑性型の応力-ひずみ関係を設定した。

### 3. スラブ止めを配置した場合

#### (1) 解析モデル

ここでは、スパン30m、2車線4本主桁を有する単純非合成桁の1つの鋼主桁と対応するRC床版部分をモデル化した。解析モデルの概要を図-7に示す。鋼桁は桁端部に向かって断面3、断面2、断面1とフランジ幅および厚さが小さくなる変断面構成としている。解析では、RC床版および鋼桁を張り出し部

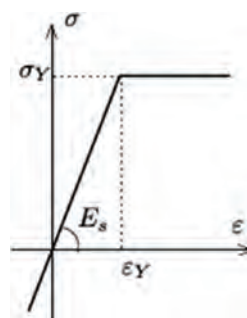


図-3 鋼材・鉄筋の応力-ひずみ関係

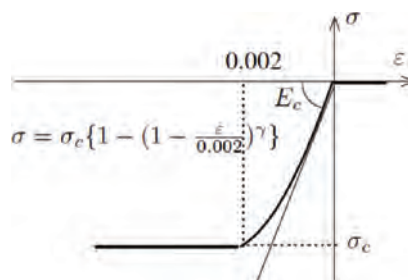


図-4 床版コンクリートの応力-ひずみ関係

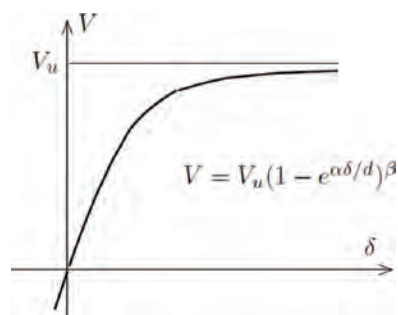


図-5 ずれ止めの水平ばね特性

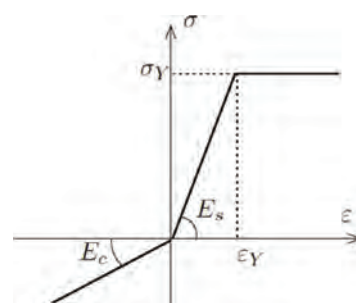


図-6 ずれ止めの鉛直ばね特性

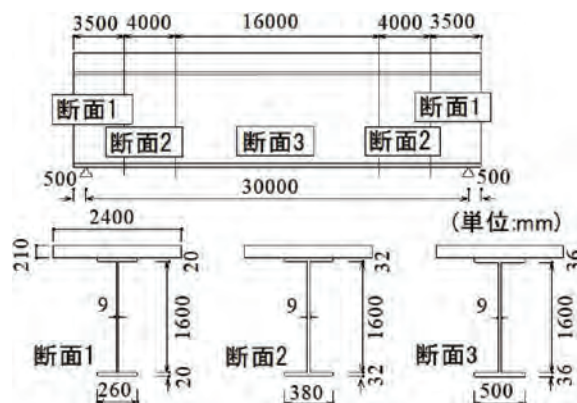


図-7 単純非合成桁の解析モデル



分500mmを考慮して、125節点、124要素に分割した。つまり1剛体要素の長さは250mmである。なお、RC床版内鉄筋にはD16 (SD345) を用い、上下2段で210mm間隔に合計22本配置した。

鋼桁の鋼種はSM490とし、上下フランジの降伏応力は315N/mm<sup>2</sup>、ウェブの降伏応力は325N/mm<sup>2</sup>とした。また、鉄筋の降伏応力は345N/mm<sup>2</sup>とし、床版コンクリートの圧縮強度は30N/mm<sup>2</sup>とした。さらに、コンクリートの弾性係数は28kN/mm<sup>2</sup>とし、鋼桁および鉄筋の弾性係数は205kN/mm<sup>2</sup>とした。

非合成桁のずれ止めとしては一般に図-1中に示すような丸鋼を加工したスラブ止めが用いられる場合が多い。そこで、ずれ止めとして、まず、軸径16mmの丸鋼からなるスラブ止めが一般的な非合成桁の配置間隔と考えられる1m間隔で配置されている場合を検討する。解析に用いるスラブ止めのせん断力-ずれ変位関係は既往の押抜き試験の結果<sup>7)</sup>に基づいて、スタッドの場合と同様の図-5に示す指数形のせん断力-ずれ変位関係を設定した。

既往の押抜き試験<sup>7)</sup>で得られたスラブ止めのせん断力-ずれ変位関係とその数値解析モデルを図-8に示す。縦軸がスラブ止め1本当たりのせん断力、横軸がずれ変位である。赤破線がスラブ止めの押抜き試験で得られた関係であり、青実線がその数値解析モデルである。数値解析に用いるせん断力-ずれ変位関係が押抜き試験で得られたスラブ止めのせん断力-ずれ変位関係を良好にモデル化できていることがわかる。

## (2) 解析結果

スラブ止めを配置した単純非合成桁モデルに、死荷重 (D) とスパン中央部の曲げモーメントが最も大きくなるようなB活荷重 (L) を増加させながら

最大荷重まで載荷した際の非合成桁の挙動を確認する。実際の非合成桁ではたわみやスラブ止めに作用するせん断力は活荷重合成的な挙動を示すと考えられる。しかしここでは、設計上の非合成桁の挙動、つまり、鋼桁のみに荷重を載荷した場合の挙動と比較するために、死荷重と活荷重を合成させた荷重に対する挙動を確認する。ただし、衝撃係数の影響は無視した。

死荷重および活荷重としては、図-9に示すような死荷重 (D)、および道路橋示方書・同解説 (I共通編)<sup>8)</sup>に準拠した図-10に示すようなB活荷重 (L) を基準とした。死荷重には、鋼桁、RC床版、舗装分の荷重に対してハンチや高欄分を考慮し割増1.4倍の値を用いた。

### a) 荷重倍率-たわみ関係

図-11にスラブ止めを配置した単純非合成桁モデルの荷重倍率とスパン中央たわみの関係を示す。図

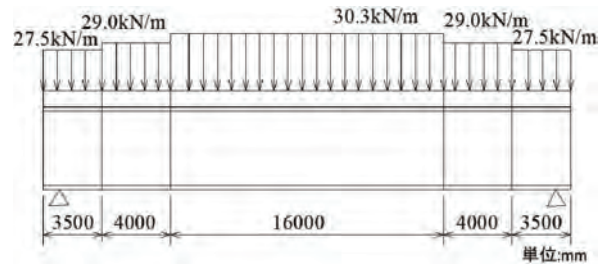


図-9 死荷重 (D)

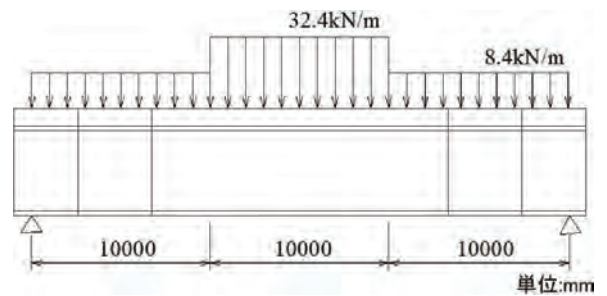


図-10 活荷重 (L)

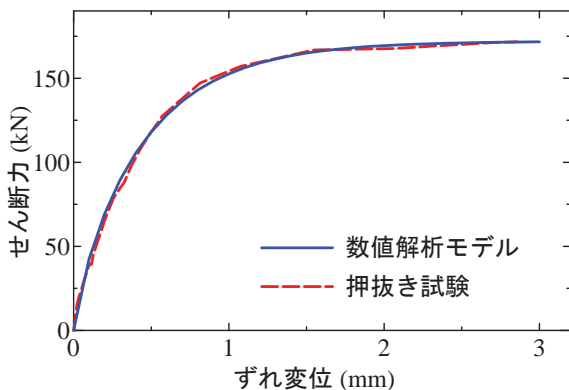


図-8 スラブ止めのせん断力-ずれ変位関係

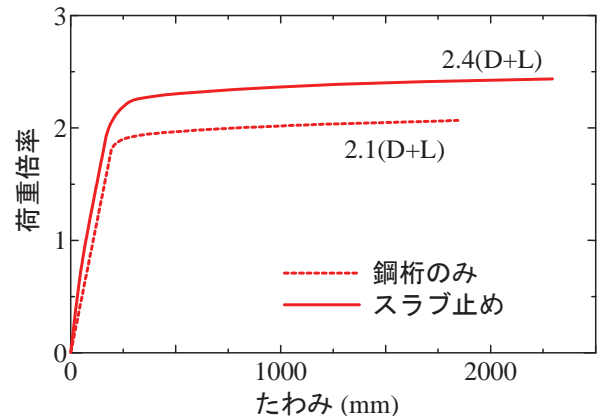


図-11 荷重倍率-たわみ関係 (スラブ止め配置)

中の縦軸が設計荷重1.0 (D+L) に対する荷重倍率, 横軸がスパン中央のたわみを表しており, 赤実線がスラブ止めを配置した非合成桁モデルの結果, 赤点線が非合成桁の設計上の挙動, つまり鋼桁のみで解析した結果を示している. この図より, RC床版の合成効果を考慮した非合成桁の剛性は鋼桁のみの剛性より幾分大きく, 当然のことではあるが最大荷重は鋼桁のみのそれを上回る結果となった. このときの最大荷重は2.4 (D+L) であり, 鋼桁のみの最大荷重2.1 (D+L) の1.1倍程度であった. このように, スラブ止めを配置した非合成桁モデルは, RC床版の合成効果により設計上考えられる非合成桁の曲げ耐力を上回ることになる.

#### b) ずれ止めの照査

スラブ止めの使用性の検討においては設計荷重時, つまり1.0 (D+L) 時を基準とする. また, 鋼桁のみで考えた際の最大荷重時までずれ止めが安全性の限界状態を満たす必要があると考え, スラブ止めの安全性の検討においては鋼桁のみで考えた際の最大荷重2.1 (D+L) 時を基準とする.

非合成桁の解析モデル上に死荷重とB活荷重を載荷した際の1.0 (D+L) 時および2.1 (D+L) 時のずれ変位の橋軸方向分布をそれぞれ図-12および図-13に示す. 図中の縦軸はずれ変位を, 横軸は左支点からのスラブ止めの位置を示している. また, 図中の黒実線はスラブ止めの安全性の限界状態と考えられる終局ずれ変位2.9mmを示している. なお, 安全性の限界値であるずれ変位は図-8に示す押抜き試験の結果に基づいて設定した. また, 使用性の限界値はスラブ止めのせん断耐力の1/2に対応するずれ変位の値0.3mmとしている.

図-12より, 設計荷重1.0 (D+L) 時に非合成桁モデルのスラブ止めのずれ変位は支点付近でスラブ止めの使用性の限界状態と考えられるずれ変位0.3mmを大きく上回り, 終局ずれ変位2.9mmよりも大きい. さらに, 図-13より, 鋼桁のみの最大荷重2.1 (D+L) 時に支点付近のスラブ止めのずれ変位は終局ずれ変位を大幅に超えていることが確認できる. このことから, 非合成桁の一般的な配置と考えられるスラブ止め1m間隔配置の場合, 非合成桁において設計上考えられる, つまり鋼桁のみで考えた最大荷重にはスラブ止めはほとんどの位置で安全性の限界値を超えており, 設計荷重時においても桁端部付近のスラブ止めは安全性の限界値を超える可能性が

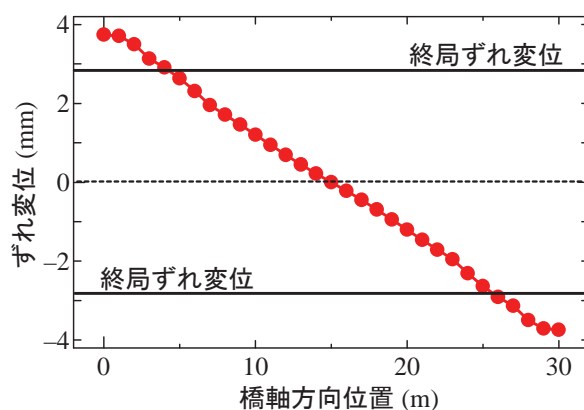


図-12 ずれ変位分布 (スラブ止め配置1.0 (D+L) 時)

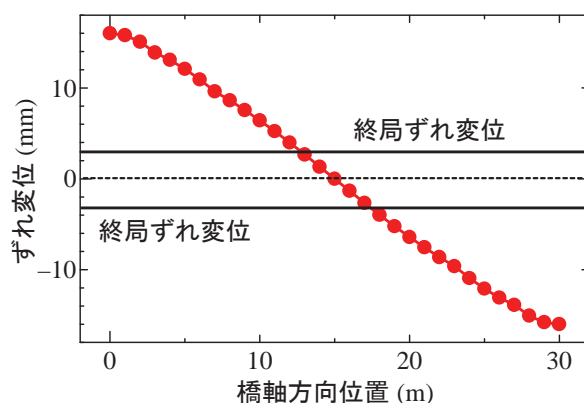


図-13 ずれ変位分布 (スラブ止め配置2.1 (D+L) 時)

ある. したがって, スラブ止めの一般的な配置間隔である1m間隔配置の場合, スラブ止めの使用性, 安全性の観点から好ましくないことがわかる.

そこで, スラブ止めの適切な配置を検討したが, スラブ止め1本は橋軸方向に400mm程度の長さを有するため, スラブ止めを橋軸方向に数多く配置することは困難であり, スパン30mの単純非合成桁に対してスラブ止めを用いて, 安全性の観点から十分な配置とすることは難しいことがわかった. そこで, 以下ではスタッドを用いた適切な配置について検討する.

## 4. スタッドを配置した場合

### (1) スタッドの配置状況

図-7に示すスパン30mの単純非合成桁モデルに対して, スパン中央部の断面3の領域には, 軸径22mm, 高さ150mmのスタッドを1m間隔2本ずつ, 支点到近い断面1, 2の領域には0.5m間隔で3本ずつスタッドを配置した場合を考える. なお, 死荷重 (D), 活荷重 (L) としては, 上記のスラブ止めを有する場合と同じく, 図-9, 図-10の値を用いた.

さらに, スタッドのせん断力-ずれ変位関係には,



図-5に示した複合構造標準示方書<sup>6)</sup>に規定される指数形の曲線を用いた。ここで、スタッドのせん断耐力 $V_u$ には複合構造標準示方書に基づく耐力を用い、スタッドの軸径 $d=22\text{mm}$ 、 $\alpha=11.8$ 、 $\beta=0.4$ としている。

## (2) 解析結果

### a) 荷重倍率 - たわみ関係

上述で説明したようにスタッドを配置した非合成桁モデルについて、死荷重 (D) とB活荷重 (L) を増加させながら最大荷重まで載荷した際の荷重倍率とスパン中央のたわみの関係から、非合成桁の挙動を確認する。

図-14にはスタッドを配置した非合成桁モデルの荷重倍率とスパン中央のたわみの関係をモデル1として赤実線で示している。この図より、RC床版の合成効果を考慮した非合成桁の剛性、最大荷重は共に鋼桁のみのそれを大きく上回り、非合成桁の最大荷重は (D+L) の約2.7倍となり、鋼桁のみの最大荷重の約1.3倍程度であった。ここで、図-7の断面3に対して鋼桁とRC床版間に完全合成を仮定した場合の全塑性モーメントは、その鋼桁のみの全塑性モーメントの約1.3倍であった。このことから、スタッドを適切に配置した非合成桁モデルは設計上考えられる挙動と異なり合成桁の挙動に近く、合成断面で考えた場合と同程度の曲げ耐力を有することが確認された。また、前述のスラブ止めを配置した場合における最大荷重は設計荷重 (D+L) の2.4倍であったことから、この非合成桁モデルのようにスタッドを配置した場合には、合成効果が高まり最大荷重も大きくなったことがわかる。

### b) ずれ止めの照査

スタッドを配置した単純非合成桁モデルに対して、1.0 (D+L) 時、2.1 (D+L) 時におけるずれ変位の橋軸方向分布をそれぞれ図-15に青丸と赤丸で示す。複合構造標準示方書<sup>6)</sup>を参考にすると、使用性の限界状態におけるずれ変位は0.4mm、安全性の限界状態におけるずれ変位は $0.3d=6.6\text{mm}$ である。

したがって、図-15より、この配置状況のスタッドはそれぞれ荷重1.0 (D+L) 時に使用性の限界状態を、2.1 (D+L) 時に安全性の限界状態を満足していることが確認できる。

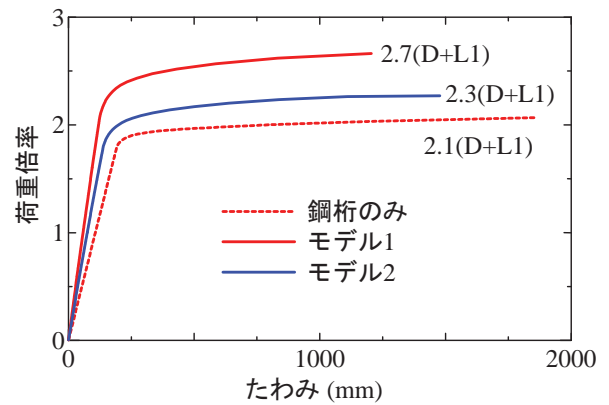


図-14 荷重倍率-たわみ関係 (スタッド配置)

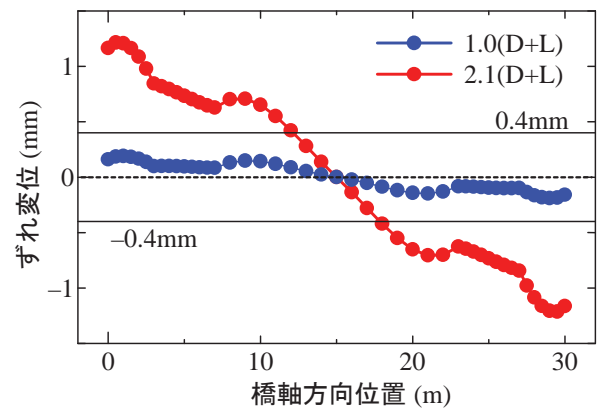


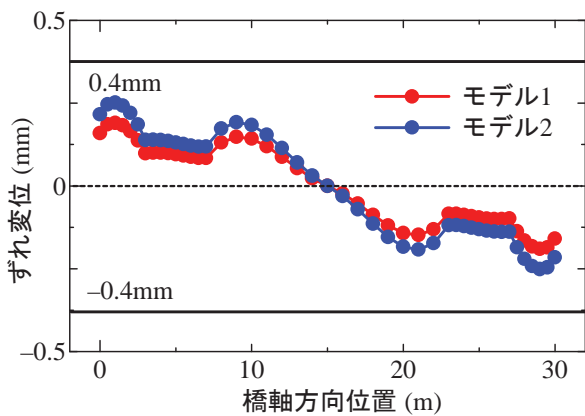
図-15 ずれ変位分布 (スタッド配置)

## 5. 合理的断面構成の検討

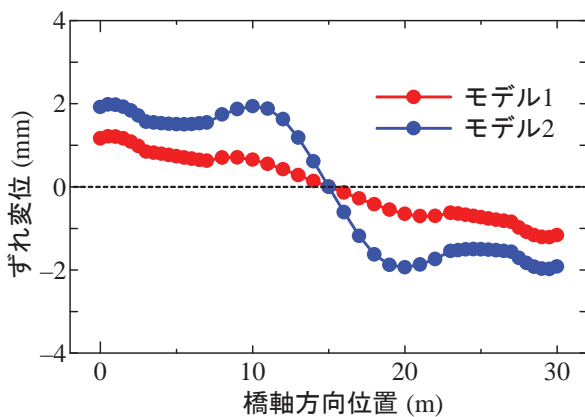
上述のようにずれ止めとしてスタッドを適切に配置してRC床版の合成効果を考慮した非合成桁の挙動は設計上考えられている挙動と大きく異なり、その最大荷重は鋼桁のみの曲げ耐力に対応する荷重の1.3倍程度であった。したがって、このような非合成桁の特に鋼桁はずれ止めによる合成効果のためにより安全側となっている可能性がある。

そこで、非合成桁モデルにおいてずれ止めによる合成効果を考慮した場合の合理的な断面構成について検討する。以下では、図-7の鋼桁ウェブ高さを1600mmから1400mmへ12.5%減少させた場合を検討する。ここで、鋼桁ウェブ高さ減少前のモデル (モデル1) に対して、減少後のモデルをモデル2とする。この場合の荷重倍率とスパン中央たわみの関係を図-14に青線で示している。図より、鋼桁のウェブ高さを減少させたモデルは、減少前のモデルに比べ剛性、最大荷重共に減少するが、それでもなお図-14に赤点線で示す設計上考えられる鋼桁のみの剛性および最大荷重を上回る。

このように、非合成桁モデルにおいて鋼桁の断面を減少させた場合でも、その最大荷重は設計上考え



(a) 1.0(D+L)



(b) 2.1(D+L)時

図-16 ずれ変位分布 (スタッド配置)

られる鋼桁のみの場合の最大荷重を上回ることから、鋼桁断面を縮小することができる可能性がある。

そこで、鋼桁断面縮小後（モデル2）の設計荷重1.0 (D+L) および2.1 (D+L) 時におけるスタッドのずれ変位分布を図-16に青丸で示す。赤丸がモデル1の結果を示している。この図より、鋼桁断面縮小後のずれ変位は鋼桁断面縮小前の赤丸で示す値に比べて増加していることがわかる。しかし、その増加の程度は小さく、スタッドは設計荷重1.0 (D+L) 時には使用性の限界状態を、2.1 (D+L) 時には安全性の限界状態を満足している。

この際の設計荷重1.0 (D+L) 時における鋼桁の上下縁応力分布を図-17に示す。縦軸が応力、横軸が左支点からの橋軸方向位置を表し、赤、青実線がそれぞれモデル2の鋼桁上下縁の応力、赤、青破線がモデル1の上下縁応力、赤、青点線が設計上考えられる鋼桁のみの上下縁応力を示している。図より、上縁では鋼桁断面縮小前後で応力の大きさはほぼ同程度であるのに対して、下縁においては青実線で示す鋼桁断面縮小後（モデル2）の応力は青破線で示

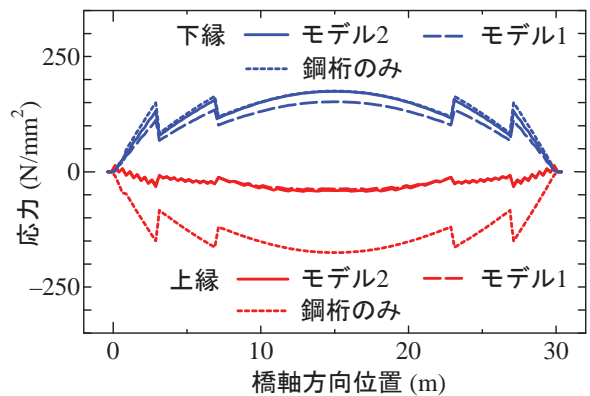


図-17 応力分布 (スタッド配置1.0 (D+L) 時)

す縮小前（モデル1）に比べ幾分大きくなっている。しかしその値は、図中に青点線で示す設計上考えられる鋼桁のみの応力と同程度であることがわかる。

このように、鋼桁上下縁応力およびスタッドのずれ変位の観点から鋼桁断面縮小による影響は小さく、非合成桁を不完全合成桁として考え、鋼桁断面を縮小することができる可能性が確認された。

#### 4. おわりに

本研究では、鋼材、コンクリートおよびずれ止めの材料非線形性を考慮できる剛体ばねモデルを用いた弾塑性解析により、ずれ止めによる合成効果を考慮し非合成桁を対象として検討を行った。具体的には、実際の諸元を持つスパン30mの単純非合成桁モデルを対象として、一般的なスラブ止めを配置した場合あるいはスラブ止めの代わりにスタッドを適切に配置した場合について、荷重-たわみ関係、ずれ止めのずれ変位分布あるいは鋼桁の応力などを確認した。そして、それぞれの応答値を使用性および安全性の限界値と比較し、ずれ止めによる合成効果を考慮した非合成桁の可能性を検討した。

本研究で得られた主な結果をまとめると以下のようになる。

1. スパン30mの単純非合成桁モデルを対象として、ずれ止めの配置が単純非合成桁モデルの弾塑性挙動に及ぼす影響を検討した結果、ずれ止めによる合成効果のために単純非合成桁モデルの最大荷重は、設計上の鋼桁のみの最大荷重よりも大きくなることが確かめられた。また、非合成桁のずれ止めとして一般的なスラブ止めを1m間隔で配置した場合、鋼桁のみの最大荷重に相当する荷重時にはスラブ止めのずれ変位は安全性の限界値に対応するずれ変位を大幅に上回る。



2. 同じ単純合成桁モデルに対して、ずれ止めとしてスタッドを適切に配置した場合には、スタッドに生じるずれ変位を含め、非合成桁としての使用性、安全性の限界状態を満足することが確認された。したがって、既設非合成桁の床版取替えに際しては、スラブ止めではなくスタッドを適切に配置することによって、非合成桁としての曲げ耐力も増加し、また、その場合にスタッドは使用性および安全性の限界状態を満足させることができる可能性がある。
3. 単純非合成桁モデルにおいて、ウェブ高さを12.5%減少させた場合でも、設計上想定される最大荷重を上回り、非合成桁を不完全合成桁として考え、鋼桁断面を縮小することができる可能性が示された。したがって、新設の非合成桁においてずれ止めを適切に配置した場合、鋼桁断面の合理化を図れる可能性がある。

本稿では、単純非合成桁モデルを対象として、ずれ止めによる合成効果を考慮した非合成桁の挙動を確認するために、荷重-たわみ関係、ずれ止めのずれ変位分布あるいは鋼桁の応力に着目して検討した。しかし、特にずれ止めによる合成効果を考慮した非合成桁では、鋼桁あるいはずれ止めの疲労、鋼桁の座屈、床版コンクリートの乾燥収縮などについても検討する必要がある。

また、非合成桁の実橋では、複数の径間をもつ連続桁が多く供用されている。連続非合成桁において、ずれ止めによる合成効果を考慮した場合、連続合成桁と同様に中間支点付近に負曲げモーメントが生

じ、床版コンクリートにひび割れが生じることが予想される。これについての検討は別の機会に発表させていただきたいと考えている。

#### 参考文献

- 1) Newmark, N.M., Siess, C.P. and Viest, I.M. : Test and analysis of composite beams with incomplete interaction, *Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis*, Vol.9, No.1, pp.75-92, 1951.
- 2) 山本稔：不完全合成桁の曲げ理論，土木学会論文集，No.67，pp.1-10，1960.3.
- 3) 橋善雄，足立義雄：不完全合成桁について，土木学会論文集，No.112，pp.11-19，1964.12.
- 4) 谷口紀久，星川正明，高木芳光：非合成桁のスラブ止めの設計，構造物設計資料，No.82，pp.19-24，1985.6.
- 5) 溝江慶久，中島章典：合成はりの諸因子がその耐荷挙動に及ぼす影響に関する解析検討，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.74，No.5，pp.II\_81-II\_99，2018.5.
- 6) 土木学会複合構造委員会：複合構造標準示方書（2014年制定），2015.5.
- 7) 中島章典，池川真也，森内大介，西園広之，大江浩一，阿部英彦：非合成桁橋スラブ止めの水平せん断ずれ性状と疲労強度について，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.197-201，1995.11.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I共通編，II鋼橋編，2012.3.

# ポストテンション方式PC構造物のシース内に滞留した水がコンクリート軸方向ひび割れに与える影響について

高知工業高等専門学校 ソーシャルデザイン工学科 准教授 近藤拓也

## 1. はじめに

近年、コンクリート構造物の維持管理が重要視される中で、橋梁点検等において様々なひび割れが確認されている。ポストテンション方式のPC構造物（以下、「ポステンPC」という）では、PC構造物特有のひび割れとして、図-1に示すようにPC桁側下面に軸方向に生じるものがある。このひび割れは、プレストレス量やグラウトの注入圧、グラウト充填不良箇所に侵入した水や塩化物イオンによる凍結、そしてシースや鋼材の腐食等が原因として考えられる<sup>1), 2)</sup>。しかし、ポステンPCはコンクリート内にグラウトとシースが存在するため、ひび割れが発生する力学的メカニズムについて不明な点が多い。そのため、劣化要因や劣化機構を明確にすることが困難な場合がある。

ポステンPC建設が始まった直後に建設された構造物では、グラウト材料や施工方法、施工機器などに関する技術水準の未熟さ等によりグラウト充填不良が生じた事例が確認されている<sup>3)</sup>。グラウト充填不良が生じると、シース内に空隙が生じることとなり、寒冷地等ではその空隙部にコンクリート外部から侵入した水が滞留し、凍結した水が膨張する可能性がある。佐々木らは、この滞留した水の凍結膨張圧によりひび割れが発生したと考察している<sup>4)</sup>。しかしこれらに関しては実験的検討が少なく、滞留水の凍結と軸方向ひび割れの関係性には不明な点が多いのが現状である。

そのため、これら状況を模擬した供試体を作成した後凍結環境下に供試体を設置し、ひび割れおよび

ひずみ挙動について調査を行った。これら結果に基づき、シース内の滞留水の凍結が軸方向ひび割れに与える影響について検討した。また、FEMによる数値解析を行い、状況の再現を実施した。

本研究は、橋梁調査会「橋梁技術に関する研究開発助成」により実施した。

## 2. 予備試験

よく知られているように、水は凍結すると体積が約9%膨張する。グラウトの分離水や外部からポステンPC内に侵入した水が凍結すると、その膨張圧によってコンクリートにひび割れが発生する可能性がある<sup>と林<sup>5)</sup>は述べている。そこで水の凍結によるひび割れ発生の確認を目的とし予備試験を行った。</sup>

### 2.1 供試体概要

予備試験で使用した供試体のコンクリートは、1970年に建設されたPC構造物の配合を参考に、水セメント比を40%とした。また、グラウトは水結合材比を36%とした。

供試体概要を図-1に示す。供試体は100mm×100mm×400mmの角柱供試体とし、シース内に水を充填した供試体とグラウトを充填した供試体を作製した。また、グラウトおよび水は供試体端部からシースへ注入した。その後、供試体端部に鉄板を接着し、グラウトや水が漏れないように処理を行った。

### 2.2 試験方法

シース内の滞留水の凍結により軸方向ひび割れが生じることを確認するため、シース内をグラウトで充填した供試体と水で充填した供試体を作製した。市販の冷凍庫を使用し、凍結期間24時間、融解期間24時間を1サイクルとした凍結融解試験を20サイクル行った。凍結時の冷凍庫内温度は1~10サイクルを-5℃に、11~20サイクルを-15℃に設定した。また、融解時は冷凍庫から供試体を取り出し、室内温度を

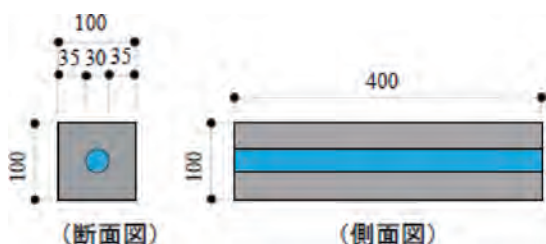
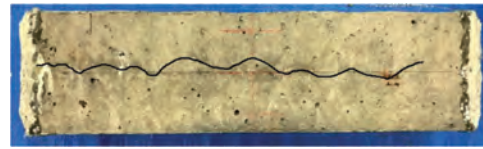


図-1 予備試験の供試体概要（単位：mm）





(a) グラウトを充填した供試体



(b) 水を充填した供試体

図-2 1 サイクル終了後の供試体外観性状

20℃に設定した部屋に静置した。

供試体表面に50mm間隔でメッシュを切り、メッシュ線とひび割れとが交差する箇所、すなわち供試体端部から50mm, 100mm, 150mm, 200mm, 250mm, 300mm, 350mmにおけるひび割れ幅を測定した。測定にはクラックスケール（精度：0.5mm）を用いた。

### 2.3 試験結果

1サイクル目終了後の供試体の外観を図-2に示す。1サイクル目の凍結終了時、シース内に水を充填した供試体側面にて軸方向ひび割れが確認できた。測定したひび割れ幅は最大で0.05mmであった。ひび割れ幅のサイクル幅のサイクル毎の変化を図-3に示す。水充填した供試体では1サイクル終了後にひび割れは確認できたが、2サイクル以降ひび割れ幅はほぼ同じ大きさであった。また、グラウトを充填した供試体では20サイクル終了後においてもひび割れは確認できなかった。

## 3. 本試験

予備試験において、シース内の滞留水の凍結により軸方向ひび割れが発生することが確認できた。そのため、本試験においてシース内の充填状況を変化した供試体を作製した。供試体内の温度とひずみを測定し、両者の関係からひび割れ発生メカニズムについて考察を行う。

### 3.1 試験パラメータ

試験パラメータを表-1に示す。シース内の滞留水の凍結による軸方向ひび割れへの影響を検討するため、シース内を水で充填するタイプとグラウトで充填するタイプ、およびシース内が充填材なし（空隙）の3タイプとした。

### 3.2 供試体概要

本試験で使用した供試体のコンクリートは、予備試験と同様に、1970年に建設されたPC構造物の配合を参考にして水セメント比を40%とした。また、グ

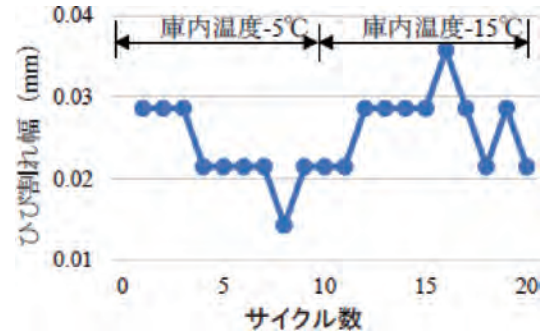


図-3 平均ひび割れ幅の経時変化

表-1 試験パラメータ（本試験）

	シース内
Type 1	空隙
Type 2	グラウト
Type 3	水

ラウトは水結合材比を36%とした。

供試体概要図を図-4に示す。供試体は100mm×100mm×400mmの角柱供試体とした。ポステンPCを模擬するため、断面中央にφ40mmの鋼製スパイラルシースを配置した。シース内の滞留水の凍結による内部ひずみを測定するため、ひずみゲージを貼り付けたアクリル樹脂リングをシース周辺に配置した。また、熱電対をシース内とシース外側のコンクリート内に設置した。アクリル樹脂リングの概要を図-5に示す。

材齢3日でグラウトと水をシース内にそれぞれ充填した。

### 3.3 試験方法

試験は材齢105日で開始した。試験は凍結期間24時間、融解期間24時間を1サイクルとした凍結融解試験を、市販の冷凍庫を使用して6サイクル行った。凍結時の冷凍庫内温度は1～3サイクルを-5℃に、4～6サイクルを-15℃に設定した。

融解時は冷凍庫から供試体を取り出し、室内温度を20℃に設定した部屋に静置した。熱電対を冷凍庫内と室内に設置し、それにて温度管理を行った。ひずみと温度の測定は、共に10分間隔で行った。

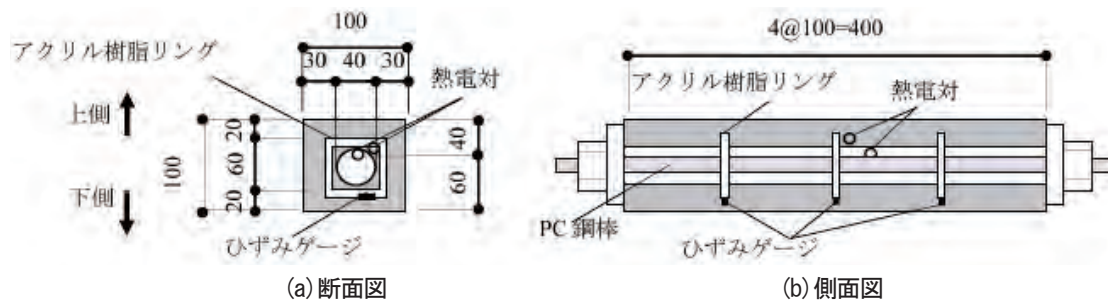


図-4 本試験の供試体概要図 (単位: mm)

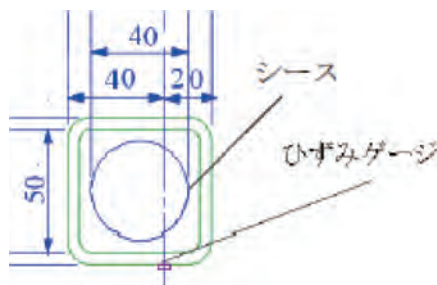


図-5 アクリル樹脂リングの概要図 (単位: mm)

### 3.4 試験結果

各供試体の下面ひずみシース内の温度の変化を図-6に示す。なお、ひずみは各供試体に設置した3本のアクリル樹脂リングに貼り付けた3枚のひずみゲージの平均値とした。

それぞれの温度変化を比較すると、シース内に水が充填されているType3において凍結時に他のタイプと異なる挙動を示した。これは、シース内の水が凍結する際に潜熱が発生し、これにより0℃まで温度が上昇し、その後水が全面凍結した後に温度低下が発生するためだと考えられる。シース内が空隙とグラウト充填した供試体では、庫内温度が低下した際、庫内温度まで温度が急激に低下する傾向を示した。また、Type3の1~3サイクルと4~6サイクルを比較した際、水が0℃にとどまる期間に違いが見られた。0℃にとどまる期間は1~3サイクルが長く、4~6サイクルでは短いことが確認できる。これは、4~6サイクルが1~3サイクルよりも水の冷却速度が速いためであると考えられる。

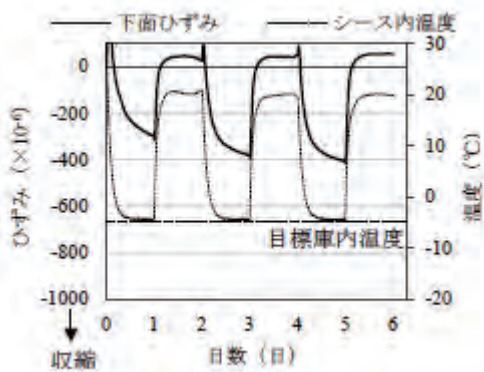
1~3サイクルと4~6サイクルで比較した際、各タイプの4~6サイクルにおいて収縮ひずみが大きく発生している。そのため、温度低下が著しいほど収縮ひずみが大きくなることが確認できた。Type1とType2に関しては、ひずみの大小のばらつきはあるものの、1~3サイクルと4~6サイクル総じて同様のひずみの挙動がみられた。Type3も他のタイプと共に冷却されているため、外側のコンクリート部分は

他のタイプと同様に収縮していることが予想される。しかしType3でみられるように、シース近傍のコンクリートはシース内の水が凍結している期間、潜熱と考えられるひずみの増加の停止により、コンクリートが拘束されているものと考えられる。

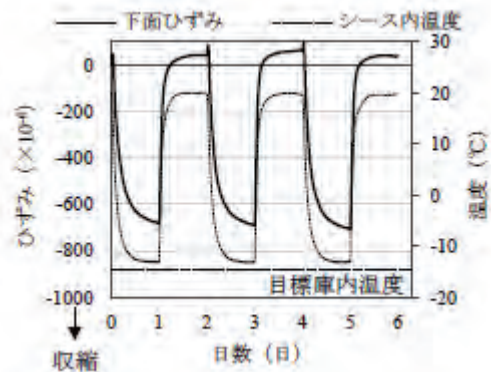
### 4. ひび割れ発生メカニズムの考察

シース内に水が充填されている図-6の(e)と(f)のうち、1サイクル目と4サイクル目の凍結時のひずみ変化を図-7に再掲する。シース内がグラウトで充填されている場合、図-6の(c)と(d)に示すようにひずみの発生状況がなめらかな分布になることが予想される。そこでシース内がグラウトで充填されている場合のひずみ変化を想定し、図-7中に点線で示す。この想定したひずみと測定したひずみとの差だけ、収縮ひずみを拘束する応力が発生していると考えられる。図中のこのひずみの差をコンクリートのヤング係数を30N/mm<sup>2</sup>と仮定し、コンクリートの応力に換算した。その結果、1~3サイクルでは1.5~2.0N/mm<sup>2</sup>、4~6サイクルでは4.5~5.0N/mm<sup>2</sup>の引張応力に相当すると考えられる。この引張応力がコンクリートに繰返し作用することでひび割れが生じる可能性がある。この繰返し作用により、軸方向ひび割れが発生すると考えられる。本試験で使用したコンクリートの圧縮強度は46.7N/mm<sup>2</sup>であり、圧縮強度から求めたコンクリートの推定引張強度は3.0N/mm<sup>2</sup>であった<sup>6)</sup>。このコンクリートの引張強度と、図中のひずみの差から求めた収縮ひずみを拘束する応力を比較すると、1~3サイクルはコンクリートの引張強度以下だが、4~6サイクルは引張強度を超えている。しかし、試験中および試験後においても供試体表面にひび割れは確認できなかった。また試験終了後、供試体を中央部で切断しひび割れを調べたが、ひび割れは確認できなかった。そのため、ひび割れの検査方法を含め、この原因を検討す

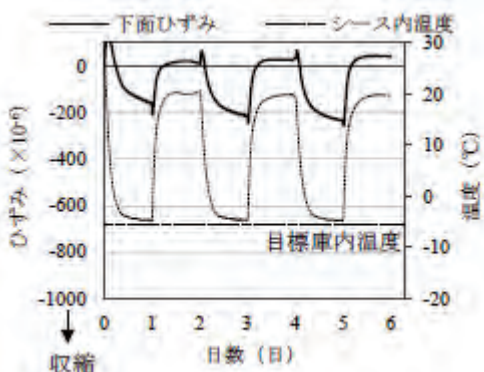




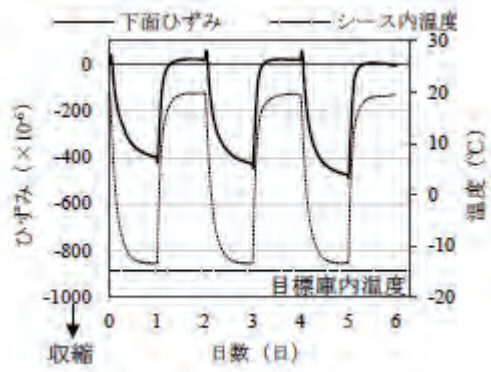
(a) Type1 (シース内空隙, 1~3 サイクル)



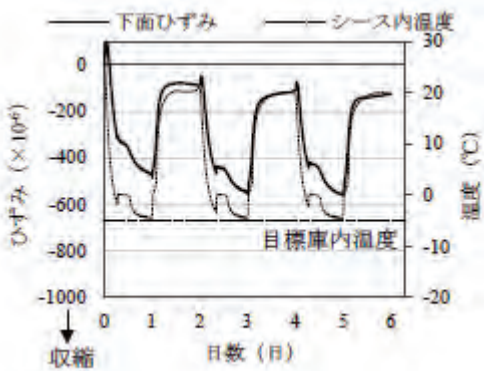
(b) Type2 (シース内空隙, 4~6 サイクル)



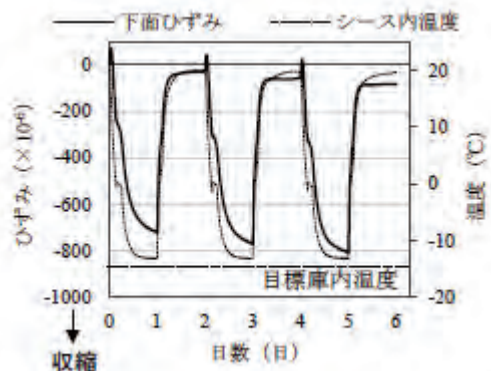
(c) Type1 (グラウト充填, 1~3 サイクル)



(d) Type2 (グラウト充填, 4~6 サイクル)

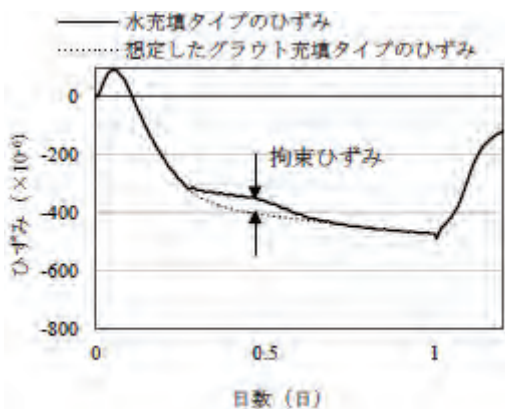


(e) Type3 (水充填, 1~3 サイクル)

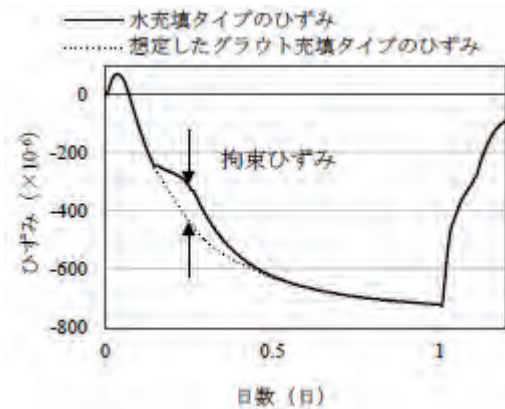


(f) Type3 (水充填, 4~6 サイクル)

図-6 ひずみおよび温度の経時変化 (単位: mm)



(a) 1 サイクル時の凍結時



(b) 4 サイクル目の凍結時

図-7 拘束されるひずみの概念図 (Type1)



る必要がある。

また、1～3サイクルと4～6サイクルで比較した際、冷却速度が速い4～6サイクルのほうが拘束されるひずみ量が大きいことから、実構造物では徐々に気温が低下する気候状況より、急激に氷点下になる気候状況において、ひび割れが発生しやすいと考えられる。

## 5. 弾性解析による検討

### 5.1 解析方法

凍結によるひずみ性状を把握する目的で3次元ソリッドモデルによる弾性温度解析を用いて、ひずみ、主応力の算出を行った。図-8に解析モデルを示す。解析モデルは供試体の形状寸法を再現して、部材軸方向、部材直角方向の対称性を考慮した1/4モデルとした。なお、シースおよび鋼製リングは部材として考慮した。解析に用いる材料特性値を表-2に示す。部材の拘束条件は、対称面で部材軸方向、部材軸直角方向を固定とした。解析の前提条件として、シース内にグラウトが充填されており、その条件で温度を20℃から-5℃まで低下させた状態、そしてシース内に水が充填しており、同様に-5℃まで温度が低下した状態で検討を行った。なお、シース内に水が滞留した場合については、58N/mm<sup>2</sup>の管内等方圧力が載荷することとして検討した。

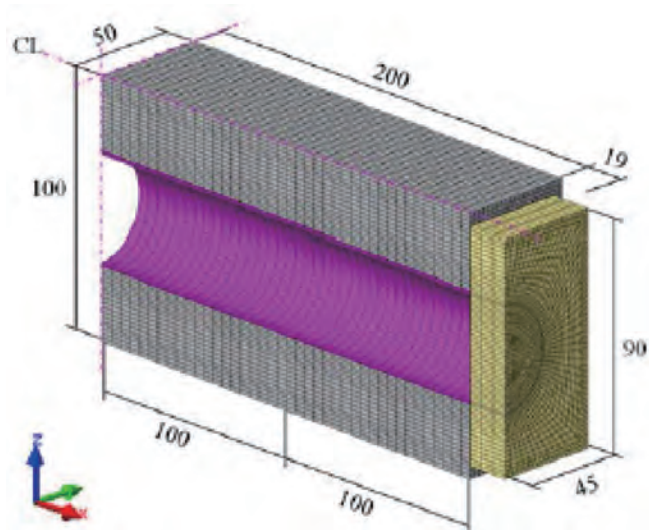


図-8 解析モデル

### 5.2 解析結果

凍結膨張圧による横方向ひずみの解析結果を図-9に示す。シース内にグラウトが充填している (a) では、-5℃になるとコンクリートとシースが一体となって収縮するため、断面均等に $-54 \times 10^{-6}$ の圧縮ひずみが発生する。一方、シース内に水が充填している (b) の凍結膨張圧による横方向ひずみは、ひずみゲージの位置で $740 \times 10^{-6}$ の引張ひずみが生じた。

この状況におけるコンクリート断面の主応力方向図を図-10に示す。シース内にグラウトが充填している (a) の場合、コンクリートとシースが一体となって収縮するため、円周方向に引張力は発生しない。一方、シース内に水が充填している (b) ではシース円周方向に引張力が発生する。このようにシースの拘束条件によってシース周辺の応力分布が異なることがわかった。

これらのことより、鋼製シース内に水が滞留し、その状態で周辺温度が低下した場合、シース内滞留水に潜熱が発生するため、周辺コンクリートの収縮に対して滞留水が膨張することにより収縮を拘束する。これにより周辺コンクリート表面に引張力が作用し、拘束力が引張強度に達した場合にひび割れが発生するものと考えられる。仮に引張強度に達しなかった場合でも、温度低下および上昇が繰り返し生じることにより疲労的な要素でひび割れが生じるものと考えられる。

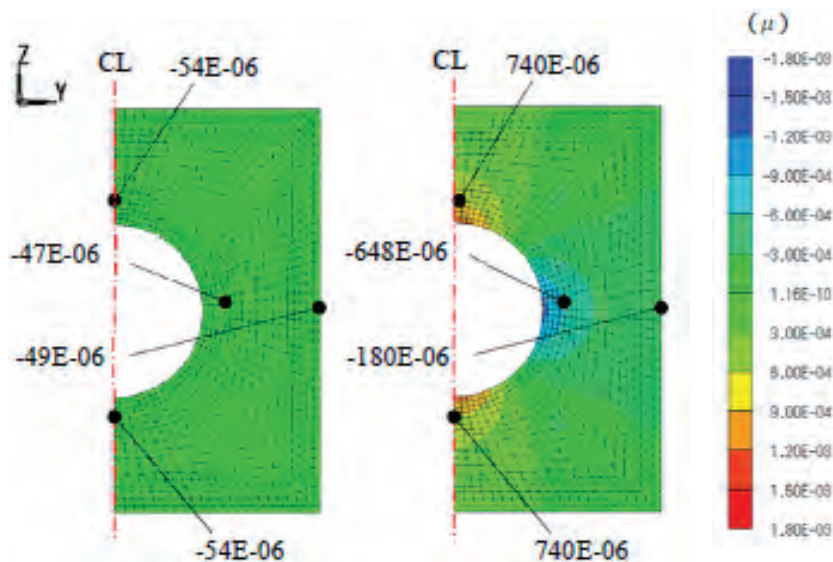
## 6. まとめ

グラウト充填不良が生じたポステンPCシース内に、定着部等から流入した水が凍結融解し、ひび割れが発生するメカニズムを検討するために、供試体試験およびFEMを用いた数値解析を実施した。その結果、シース内に滞留した水が、凍結の際に発生する潜熱により、周辺部コンクリートの温度低下による収縮を内部から拘束し、それにより発生する引張力、もしくはその繰り返しのひび割れが発生する可能性を示した。

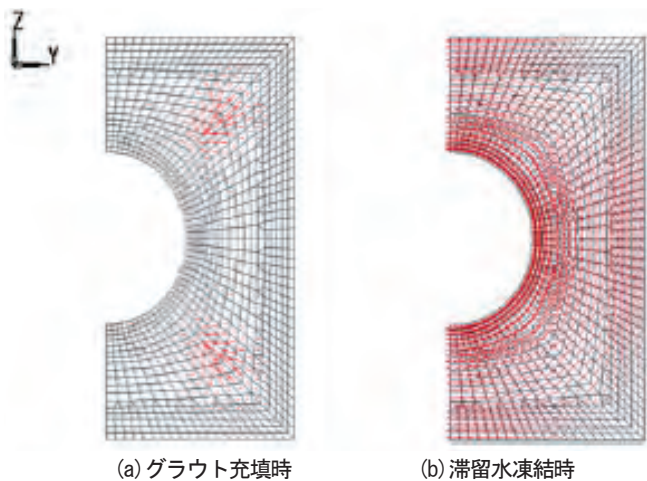
筆者らは、ポステンPCのグラウト充填不良と、塩害等により鋼製シースが腐食した場合に生じるコン

表-2 解析で用いた物性値

パラメータ	単位	コンクリート	シース	定着具
弾性係数	N/mm <sup>2</sup>	31,000	200,000	200,000
熱膨張係数	$\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$	10.0	12.0	12.0
ポアソン比		0.20	0.30	0.30



(a) グラウト充填時 (b) 滞留水凍結時  
 図-9 断面方向 (Y軸) 方向ひずみ (いずれも-5℃まで低下)



(a) グラウト充填時 (b) 滞留水凍結時  
 図-10 最大主応力方向図 (Y 軸方向) (いずれも-5℃まで低下)

クリート表面のひび割れの関係について実験を行った<sup>7)</sup>。その場合は、鋼製シース内にグラウト充填不良が生じた箇所ではひび割れが小さくなる、もしくは発生しない傾向が示された。これは今回実施したケースと逆の傾向である。

実構造物内では、シース内のグラウト充填状況に関わらず、コンクリート表面にひび割れが生じる可能性があると考えられる。これら知見と、これまでに実用化されている数々の検査・点検方法を組み合わせることにより、より精度の高いPC構造物の調査・点検、および診断方法等が行える可能性を示したと考えられる。

今回報告した内容については、実構造物の調査や点検、診断に活用するにはまだまだ知見が不足している。今回得られた知見に基づき、さらに研究を進

めていきたい。

### 謝辞

本研究は、(株) CORE技術研究所の協力に基づき実施した。厚く御礼申し上げます。

### 参考文献

- 1) 林正道：プレストレスコンクリート用グラウトに関する実験的研究，北海道開発局土木試験所報告第29号，1962.3
- 2) 公益社団法人プレストレスコンクリート工学会：PC 構造物高耐久化ガイドライン PC 技術規準シリーズ，2015.4
- 3) 公益社団法人プレストレスコンクリート工学会：既設ポストテンション橋のPC 鋼材調査および補修・補強指針，2016.9
- 4) 佐々木慎一，堺孝司：グラウト不良により劣化したPC 橋の調査と補修，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，pp.1089-1094，1996.6
- 5) 林正道：PC 桁の縦ひび割れとその防止，北海道開発局土木試験所月報第209号，1970.10
- 6) 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書 [設計編]，2013.3
- 7) 近藤拓也，山本貴士，宮川豊章，鈴木佑典：鋼製シースの腐食によるPCのひび割れ性状に関する一考察，土木学会論文集E2 (材料・コンクリート構造)，Vol.73，No.4，pp.348-362，2017.10



# 第9回橋建橋海外視察団（インド・タイ）の参加報告書

四国支部長

伊藤 利雄

## 1. はじめに

2017年11月12日～21日までの10日間、一般社団法人日本橋梁建設協会の海外橋梁視察団の一員として参加する機会に恵まれたのでその概要を報告する。

インドでは、2015年12月に日印首脳会議でインド高速鉄道（ムンバイ～アーメダバード間約506km）に日本の新幹線方式を採用されることが合意され、2023年開業を目指し本格的に計画が稼働している。今回の視察はこのプロジェクトを中心に「JICAインド事務所」「在インド日本大使館」「インド高速鉄道JIC（コンサル）」を公式訪問し意見交換が行われた。

又、アーメダバード・メトロの現場で女性プロジェクトマネージャーとして最前線に立ってご活躍されている女性技術者（阿部玲子氏）の案内でメトロの建設状況の視察及び意見交換も行われた。

このため、今回の参加団員18名のうち3分の1にあたる6名の若手女性技術者が参加し、熱心に意見を交わしていたのが印象的であった。

その他にも現在建設中の鋼橋等の現場視察など調査活動を行った。

タイでは、チャオプラヤ川に架かる鋼斜張橋ラマ9世橋、複合斜張橋プミポン橋外の視察をしたので主な橋梁について報告する。

## 2. シグネチャー橋 (Signature Bridge)

デリー中心街より20km程北に位置し、ガンジス川最大の支流であるヤムナー川を跨ぐ鋼斜張橋で現在建設中である。橋長675m（最大支間長251mで前後は36mの支間長、主塔高154m）幅員35.2m（片側4車線の歩道付）の橋梁で交通渋滞が劇的に改善されると期待されている。

施工はGammon-C.Cidade (Brazil) -Tensacciai (Italy) JVが受注し、工場製作と架設の管理をブラジルの会社が、ケーブル定着をイタリアの会社が担当しており、インド中堅ゼネコンのGammon社が土工部と全体の管理を行っている。一般的にはインドで大規模

橋梁を製作する場合は、現地付近に製作工場をその都度建設する方式であるが、今回はインド国内で板



架設位置図



工事中の主塔全景



厚80mm以上の鋼材は製造できないので（最大板厚は250mm）中国のZTSS社に製作を依頼しているとのことである。

又、支承はドイツの会社に委託するなど世界中の技術が導入されている。工事費は当初日本円で約110億円であったが、様々な理由により約4年間の工期遅延が生じ、工事費も280億円と2.5倍に膨れあがっていると推定されている。

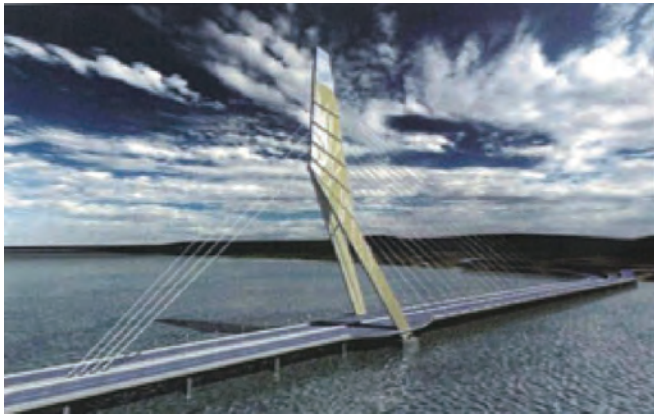
この橋は、景観に配慮されデリーのランドマークとなるような独創的なデザインを有する橋として計画されている。最大の特徴は、傾斜を有し、塔頂部にはガラス張りの展望室を備えた主塔であり、夜間は展望室がライトアップされ信号灯的役割も果たすようになっている。2本の主塔が1本に合流する形状はインドの挨拶である『NAMASTE』の合掌を表現

するなど、インド文化を象徴したデザインとなっている。

### 3. シーリンク橋 (Bandra-Worli Sea Link)

ムンバイ中心部とムンバイ国際空港間の時間短縮とムンバイ市内の交通渋滞解消を目的に建設された全長4.6kmの高速道路である。インドで初めての海上PC斜張橋とPC桁から構成される片側4車線の橋梁であり、2010年3月に全線供用されている。

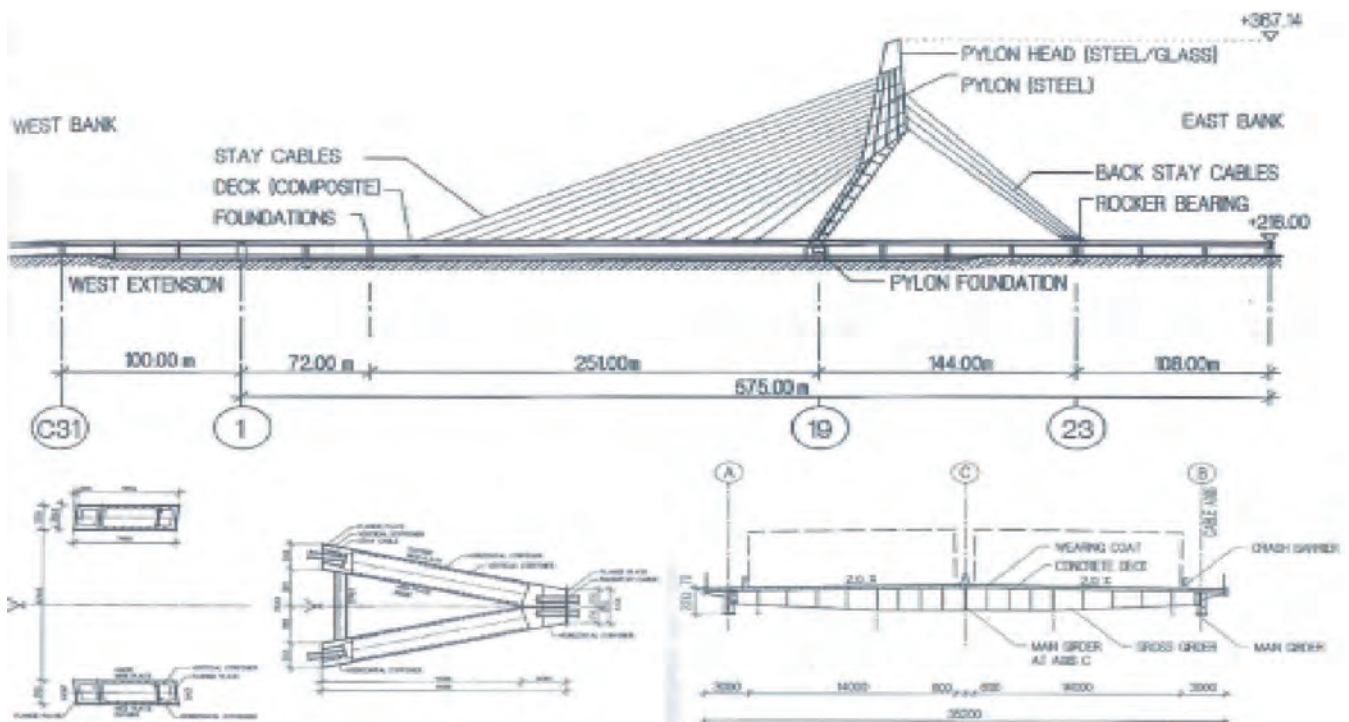
最も大きいバンドラ斜張橋は延長600m、主塔の高さは128mで断面は塔頂に向かって変断面が採用され、4本の柱の断面を徐々に変化させ、頂部で一体化する複雑な構造である。架設方法は斜張橋がバランスリング架設工法、アプローチ橋はスパンバイスパン工法で施工されている。



完成予想図



合掌を表現した主塔形状



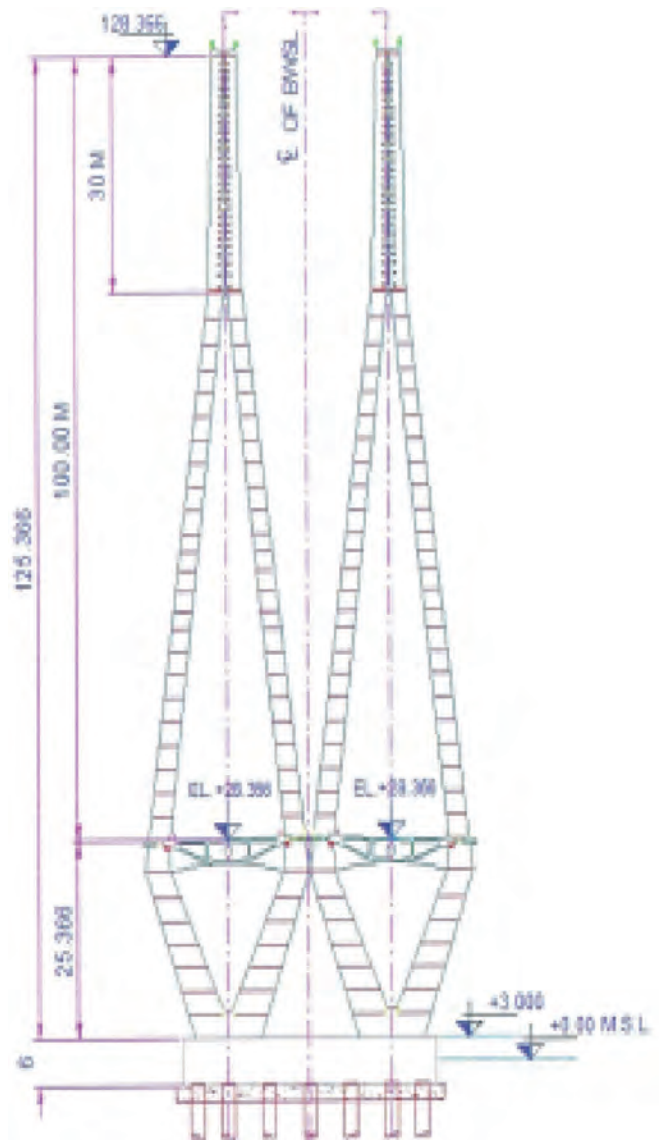
構造一般図



位置図



煙霧に霞むシーリンク橋



主塔構造寸法

#### 4. プミポン橋 (Bhumibol 1・2 Bridge)

チャオプラヤ川を跨ぐ双子の斜張橋でバンコクの交通渋滞を緩和するため建設された5径間連続複合斜張橋で2009年9月に供用されている。

北橋と南橋からなり、橋長は578m(北)、702m(南)で、主径間は326m(北)、398m(南)で総幅員は35.9~55.2mの車線数4車+3車である。主塔はコンクリート構造の逆Y型主塔であり、塔高は164m(北)、176m(南)で構成されている。

主塔と桁は完全剛結構造で2本の脚間に設置された箱桁構造のPC橋梁に主桁が埋め込まれた構造であり主桁間は4主鋼のI形鋼製主桁とRC床版からなる合成構造となっている。

主塔頂部のピナクル(小塔)や斜材、主塔の繋ぎ壁といった随所にはラマ9世プミポン国王が生まれ

た月曜日の誕生色である「黄色」が採用され、タイ特有の景観美となっている。

なお、この橋梁の工事費60%は日本のODAの一環で有償資金援助(円借款)されており、残り40%はタイ政府の自国予算によるものである。

#### 5. おわりに

今回、橋建橋の海外橋梁視察団の一員としてインド・タイを訪問する機会に恵まれ、両国の交通インフラの見学や移動中に周囲の風景、日常生活の一部を垣間見て日本がいかにか恵まれているか実感できました。インドにおいては先進国と後進国が入り交じっているように感じましたが高速道路、高速鉄道、長大橋など公共社会基盤の整備が旺盛に行われており、今後目覚ましい発展が遂げられることが容易に推察できました。

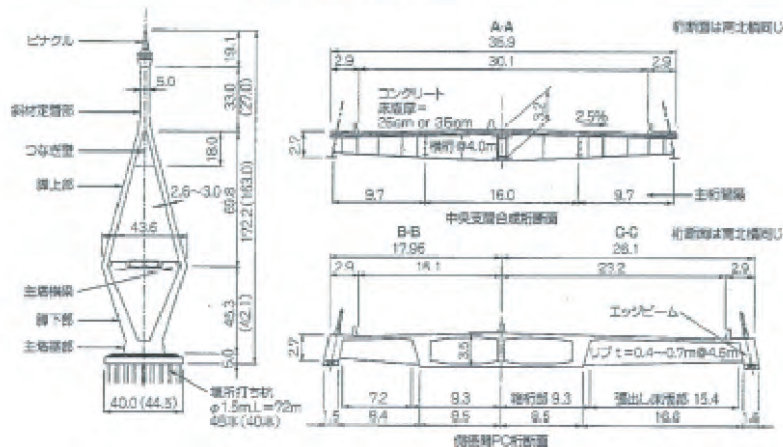
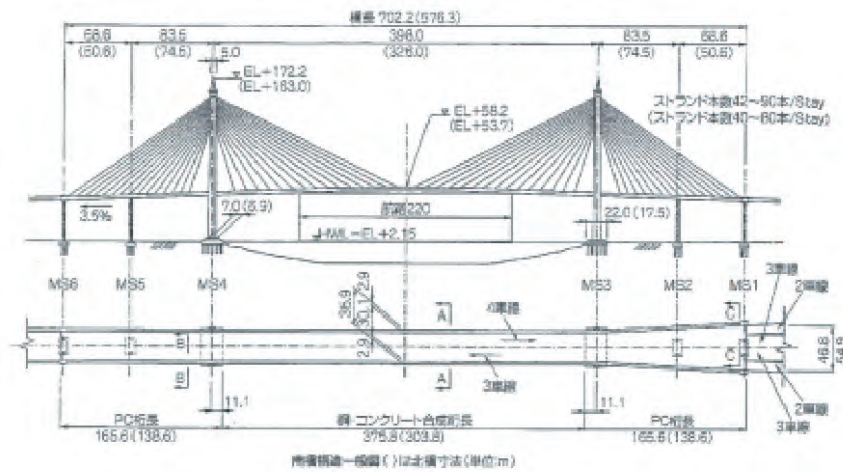
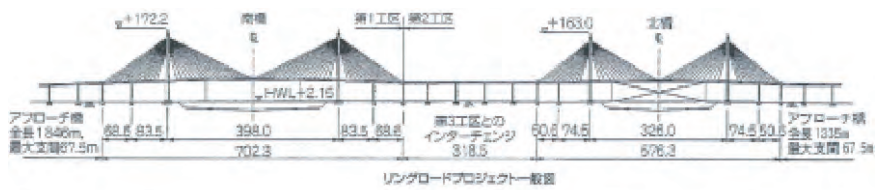




全景図



位置図



構造一般図

今回の視察は日本以外の状況がわかり、大変有意義なものでした。大変お世話になりました橋建橋の皆様には厚く御礼申し上げます。

参考文献  
インド・タイ視察報告書（一般社団法人 日本橋梁建設協会）



# アメリカの橋梁点検制度について（FHWA-NHI-130055橋梁点検研修に参加して）

中部支部橋梁課長 岡本 利朗  
中部支部橋梁課長 中川 賢治

## 1. まえがき

2018年8/6～8/17に米国オクラホマ州で開催されたアメリカ連邦道路庁（FHWA）公認の橋梁点検研修に2名で参加したので、その内容とアメリカの橋梁点検制度について紹介したい。

アメリカの橋梁点検は、業務全体の責任者であるプログラムマネージャー（PM）、橋梁点検員を統括的に管理するチームリーダー（TL）、および、インスペクター（橋梁点検員）の3者が一つのチームとなって実行するのが一般的である。

前述のPM、TLを担当するためには、本研修を修了することが必要とされており、それなりにレベルの高い研修と見られているようである。研修中に私たちが時折電子辞書で翻訳しているのを見かけたアメリカ人受講者から「この研修は少しハイレベルだが君たちは本当に大丈夫か？」と訝しがられて、より一層不安になったことを鮮明に覚えている。

本研修を修了（合格）するためには、中間と最終日に実施される2回のテストにおいて、70%以上の正答率を確保する必要があり、英語を母国語としない“外国人”の私たちにとっては言わずもがな大変シビアものであった。

なお、本レポートには、日本語と英語の微妙なニュアンスの違いからくる解釈の相違を避けるため、できるだけオリジナルの英文も併記させていただく。

## 2. アメリカの橋梁点検制度の概要

### 2.1 基本

現在のアメリカの橋梁点検は、「BIRM（Bridge Inspectors Reference Manual 2015年版 発行者FHWA）」に基づき実施されている。まず、特筆すべきは本マニュアルの全ページ数が1983枚というボリュームである。

Chapter1では、橋梁点検の歴史から始まり、点検者の義務についてまでが記載されている。

技術者と橋梁点検員の5つの基本的な責任として以下の内容が記されている。

- ① 公共の安全と信頼を維持する（Maintain public safety and confidence）
- ② 公共の財産を保護する（Protect public investment）
- ③ 橋梁点検プログラムのサポートを提供する（Provide bridge inspection program support）
- ④ 正確な橋梁の記録を保持する（Maintain accurate bridge records）
- ⑤ 法的責任を果たす（Fulfill legal responsibilities）

また、技術者と橋梁点検員の役割について、それぞれを区分して示している。まず技術者の役割について以下の通り規定している。

- ① 設計安全係数の考慮（To incorporate design safety factors）
- ② 費用対効果の高い設計の提供（To provide cost-effective designs）
- ③ 報告書のレビューと評価（To review and evaluate reports）
- ④ 各橋梁の許容積載荷重の評価（Rate each bridges as to its safe load capacity）

次に点検員の役割については、以下の通り規定している。

- ① 点検を踏まえて橋梁状態と欠陥特性を提供（To provide through inspections identifying bridge conditions and defects）
- ② 道路利用者の安全や構造物の健全性に影響を与える可能性のある調査結果を管理者や技術者に通知するための報告書を作成（To prepare condition reports documenting and alerting supervisors or engineers of any findings which might impact the safety of the roadway user or the integrity of the structure）

### 2.2 橋梁点検のチーム構成および必要要件

橋梁点検チームは、冒頭に示したとおりPM (Program Manager)、TL (Team Leader)、インスペクター (Inspector) の3者で構成される。

PMは、FHWA-NHI-130055研修修了者で、かつPE資格 (Professional Engineer)、もしくは、10年以上の橋梁点検の経験他、いくつかの必要要件が規定されている。また、TLはPMと同様にFHWA-NHI-130055研修修了者で5年以上の橋梁点検の経験を有して他、いくつかの必要要件を規定している。なお、インスペクターには特に資格要件を定めておらず、TLの補助的な役割を担うこととされている。

### 2.3 橋梁点検マニュアル (BIRM) の構成

BIRMの構成は表-1の通りであり、損傷の判定以外の技術的な内容を網羅している。

我が国の道路橋定期点検要領 (以下、点検要領) と異なり、木橋 (Chapter7)、水路 (Chapter13) が含まれている。なお、それぞれの項目に緊急対応 (Critical findings) の手順が記載されている。

表-1 BIRMの目次

Chapter	1	Bridge Inspection Programs
Chapter	2	Safety Fundamentals for Bridge Inspectors
Chapter	3	Basic Bridge Terminology
Chapter	4	Bridge Inspection Reporting
Chapter	5	Bridge Mechanics
Chapter	6	Bridge Materials
Chapter	7	Inspection and Evaluation of Bridge Decks and Areas Adjacent to Bridge Decks
Chapter	8	Inspection and Evaluation of Timber Superstructures
Chapter	9	Inspection and Evaluation of Concrete Superstructures
Chapter	10	Inspection and Evaluation of Steel Superstructures
Chapter	11	Inspection and Evaluation of Bridge Bearings
Chapter	12	Inspection and Evaluation of Substructures
Chapter	13	Inspection and Evaluation of Waterways
Chapter	14	Characteristics, Inspection and Evaluation of Culverts
Chapter	15	Advanced Inspection Methods
Chapter	16	Complex Bridges
Appendix	A	Sample Inspection Report
Appendix	B	National Bridge Inspection Standards

例として表-2に鋼橋の点検と評価 (Chapter10) の詳細な目次構成を示す。各構造形式別に具体的な点検方法から評価手法までを記載している (10.1.2 以下は3項目省略)。

表-2 各Chapter10の詳細目次例 (鋼橋)

10		Inspection and Evaluation of Steel Superstructures
	1	Rolled Steel Multi-Beams and Fabricated Steel Multi-Girders-TOC
	1	Introduction
	2	Design Characteristics
	3	Overview of Common Deficiencies
	4	Inspection Method and Locations
	5	Evaluation
2		Steel Two-Girder Systems-TOC
3		Steel Box Beams and Girders-TOC
4		Steel Trusses-TOC
5		Steel Arches-TOC
6		Steel Rigid Frames-TOC
7		Pin and Hanger Assemblies-TOC
8		Gusset Plates-TOC
9		Steel Eyebars-TOC

鋼部材に関する具体的な点検方法は、他の部材と同様に3つの基本的な方法 ①Visual ②Physical ③Advanced inspection methodsに区分されている。各点検区分の概略イメージは、①Visual：目視が基本、②Physical：打音検査や堆積物等を除去して行う腐食部の板厚計測等、③Advanced inspection methods：磁粉探傷試験等の測定器具を用いた詳細調査、である。なお、Chapter6.3.3 (Bridge Materials Steel) では、一度損傷が見つかった場合はPhysicalを実施することの記述があることから、比較的古い鋼橋ではPhysicalが基本になると想定できる。

### 2.4 点検調書 (Bridge Inspection Reporting)

点検調書は、定期点検 (表-3 Routine inspections) と詳細点検 (表-4 In-depth inspections) で構成が異なっている。

点検調書の記載内容は我が国とほぼ同じであるが、点検時に損傷の対策区分判定を行っていること、各部材の損傷の数量を計上していることが違いとしてあげられる。ただし、我が国のように損傷発生箇所ごと (例えば桁ごと) に分けた記録はしていない。鋼部材の損傷図と損傷の記録表の例をそれぞれ図-1、表-5に示す。

表-3 Routine inspectionsの構成

Location Map
Inspection Procedures
Inspection Results
Load Rating Summary
Conclusions
Recommendations
Report Appendices
Photographs
Drawing and Sketches
Inspection Forms
Load Capacity Analysis
Field Inspection Notes
Underwater Inspection Report

表-4 In-depth inspectionsの構成

Table of Contents
Location Map
Bridge Description and History
Design Data
Construction Data
Service Data
Executive Summary
Inspection Procedures
Inspection Results
Load Rating Summary
Conclusions and Recommendations
Report Appendices
Photographs
Drawing and Sketches
Inspection Forms
Load Capacity Analysis
Field Inspection Notes
Underwater Inspection Report
Material Testing Results

対策区分判定 (Condition States) は表-6に示すようにCS1~CS4までの4段階に分類されているが、これは他の基準書である「AASHTO Manual for Bridge Element Inspection」によって規定されている。なお、各州において評価を変えている損傷の種類もある。

点検結果をもとに橋の健全度の判定 (NBI Component Condition Rating) を10段階評価にて行う。表-7に判定基準の抜粋を示す。

### 3. アメリカと日本の橋梁点検の比較

点検要領、および、点検調書に関してアメリカと日本では以下の相違があると思われる。

- ① アメリカの点検要領は、点検に必要な損傷メカニズム等の知識も網羅しているが、我が国の点検要領では損傷判定までを規定しており、必要な知識の習得は、別途「道路構造物管理実務者研修 (橋梁初級I)、道路橋の定期点検に関するテキスト」などを参照する必要がある。
- ② 洗掘に特化した点検手法が規定されている。近

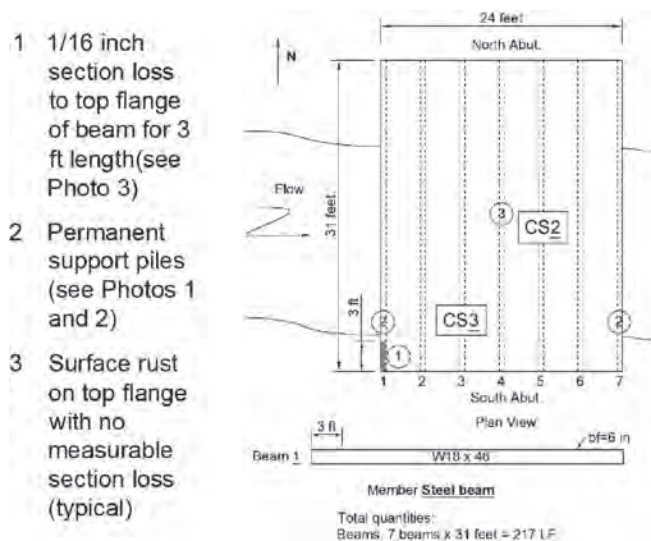


図-1 損傷図例

表-5 損傷の記録表

Element Number and Name	Total Quantity	Unit	Quantities in Condition States			
			1	2	3	4
107 Steel Open Girder/Beam	218 (100)	LF (%)		215 (99)	3 (1)	
1000 Corrosion	218 (100)	LF (%)		215 (99)	3 (1)	
515 Steel Protective Coating	1085 (100)	SF (%)		977 (90)	107 (9)	1 (1)
3440 Effectiveness	977 (100)	SF (%)		977 (100)		
3410 Chalking	108 (100)	SF (%)			107 (99)	1 (1)



年、洪水の影響により洗掘被害が発生している我が国でも参考となる部分が多い。

- ③ 点検要領の対象に、木橋や桁下の水路（河川）が含まれており、水路では洗掘の調査から補修対策までをカバーしている。
- ④ 対策区分の判定手法が文書化されており、対策区

分判定を定量的に設定できるようになっている。

- ⑤ 点検調書に損傷面積などの数量を計上しており、アセットマネジメントを行うための概算工事費が点検調書で算出可能となっている。
- ⑥ 我が国の点検調書ほど損傷を細かく記録していないため、損傷傾向の分析等は難しい。

表-6 Condition Statesの例

Condition State Definitions				
Defect	Condition State 1	Condition State 2	Condition State 3	Condition State 4
Corrosion	None	Freckled Rust	Section Loss	The condition is beyond the limits established in condition state three (3) and/or warrants a structural review to determine the strength or serviceability of the element or bridge.
Cracking/ Fatigue	None	Arrested Cracks Exist	Moderate Exists	
Connections	Sound	Sound	Isolated Failures	
Load Capacity	No Reduction	No Reduction	No Reduction	

表-7 NBI Component Condition Ratingの抜粋

Code	Description		
N	NOT APPLICABLE		GOOD
9	EXCELLENT CONDITION		
8	VERY GOOD CONDITION	no problems noted	
7	GOOD CONDITION	some minor problems	
6	SATISFACTORY CONDITION	sturctural elements show some miner deterioration	FAIR
5	FAIR CONDITION	all primary structural elements are sound but may have minor section loss,cracking,spalling,or scour	
4	POOR CONDITION	advanced section loss,deterioration,spalling,or scour	POOR
3	SERIOUS CONDITION	loss of section,deterioration,spalling,or scour have seriously affected primary structural components.Local failures are possible.Fatigue cracks in steel of shear cracks in concrete may be present.	
2	CRITICAL CONDITION	advanced deterioration of primary structural elements. Fatigue cracks in steel or shear cracks in concrete may be present or scour may have removed substructure support.Unless closely monitored it may be necessary to close the bridge until corrective action is taken.	CRITICAL
1	"IMMINENT"FAILURE CONDITION	major deterioration or section loss present in critical structural components,or obvious vertical or horizontal movement affecting structure stability.Bridges is closed to traffic but corrective action may put bridge back in light servive.	
0	FAILED CONDITION	out of service;beyond corrective action.	

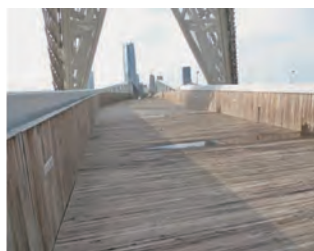


写真-1 スカイダンスブリッジ

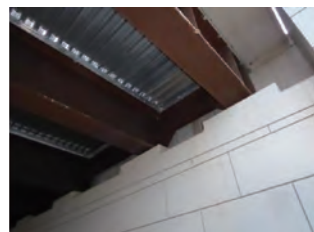


写真-2 耐候性橋梁（自動車専用道）



写真-3 インテグラルブリッジ



写真-4 木橋



写真-5 一般道（伸縮装置ゴム止水材端部の曲上部）

#### 4. アメリカの橋梁の紹介

研修期間の最終日が午前中の試験のみであったため、午後はオクラホマ市内の橋梁視察を行った。今回視察した橋梁は、以下の5タイプである。

写真①：地域のモニュメントとしての特殊橋梁

写真②：自動車専用道路部の橋梁（耐候性他）

写真③：インテグラルブリッジ

写真④：木橋

写真⑤：街区道路部の橋梁

オクラホマの橋梁で感心したのは、多くの橋梁で伸縮装置からの漏水がなく、耐候性鋼材を用いた橋梁でも桁端部が健全であったことである。

#### 5. あとがき

この研修の2週間は、毎日寝る間もないほどの勉強の連続で、途中、寝不足とプレッシャーに押し潰されて心が折れそうになったが、とにかく最後までベストを尽くそうと開き直ったことが功を奏したのか、2名とも無事に合格することができ、ほっと胸を撫で下ろしている。

今回、大変有意義で貴重な機会を与えてくれた橋梁調査会をはじめ、研修に参加するための方法や交通手段などを丁寧に教えてくださった本部や支部の皆様、研修期間中に弱気になっていた私たちにアドバイスや励ましのメールを送信してくれた本研修を修了済みの先輩方に厚く御礼申し上げます。

また、本レポートを見ることはないと思われるが、研修期間中、大変親切にご指導して下さったサニー、ランドロール、フィンの3名の先生方、それから、研修全般に渡って適切なアドバイスをくれたMKEC.COMのトレーバーさんをはじめ、研修仲間の皆さんに心より感謝いたします。

#### 参考文献

- 1) Bridge Inspector's Reference Manual (BIRM), FHWA NHI December, 2015
- 2) AASHTO Manual for Bridge Element Inspection, 2013

(文責：中部支部 岡本利朗 中川賢治)

# 国土交通行政関係功労者表彰の 受賞について

国土交通行政関係功労者の表彰の一環として、平成29年度に完了した工事、業務の中から優秀な成績をあげられた受注者に対して、地方整備局長や事務所長等から表彰を行います。

当調査会におきましては、平成29年度に完了した以下の業務に対して近畿地方整備局 近畿技術事務所長より表彰を頂きました。

文責：計画課長 桐原 進彌

表彰	業務名	表彰対象
優良工事等施工者（業務）事務所長表彰	橋梁検査業務	一般財団法人橋梁調査会
優秀建設技術者事務所長表彰		狩野 裕之



# 橋梁技術に関する研究開発助成について

当調査会では、平成20年度から年に一度「橋梁技術に関する研究開発助成」及び「国際会議等への参加に関する助成」の助成対象者を決定しております。これまで「橋梁技術に関する研究開発助成」は19件、「国際会議等への参加に関する助成」は20件の助成を行ってきたところです。この度、平成30年度分の助成が決定となりました。なお、平成29年度より「国際会議等への参加に関する助成」は廃止し、「橋梁

技術に関する研究開発助成」に一本化しております。

助成対象者の選定にあたり、橋梁研究開発助成等審査委員会（魚本 健人東京大学名誉教授、藤野 陽三横浜国立大学上席特別教授、丸山 久一長岡科学技術大学名誉教授）を設け、審査委員会での審査を経て助成を決定しました。

平成30年度の助成対象者は以下のとおりとなりました。

文責：計画課長 桐原 進彌

## 橋梁技術に関する研究開発助成

橋梁技術に関する研究開発についての計画を公募し、優秀研究計画と認められる応募者に対して、当該研究開発に要する費用の一部を助成

西田 孝弘氏（京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 特定准教授）

- ・研究計画：「道路床版のたわみ挙動に対する簡易計測手法の構築」

姫野 岳彦氏（一般社団法人日本支承協会 技術委員長）

- ・研究計画：「引張力を受ける部分溶込み溶接継手の耐荷力評価に関する研究」

# 第6回賛助会員特別講演会の報告

定例の賛助会員向けの特別講演会を2018年4月23日にアルカディア市ヶ谷にて開催し定員の150名を上回る方々にご参加いただきました。

冒頭、橋梁調査会 藤川寛之理事長から開会のご挨拶を申し上げ、引き続き橋梁調査会審議役兼企画部長の田村敬一より「橋梁調査会の最近の活動について」として橋梁調査会の取り組みをご報告いたしました。

続いて本年の特別講演では、国土交通省の情報化施工推進会議委員長、ICT導入協議会議長、i-Construction委員会委員を務められるなど、i-Construction推進の第一人者としてご活躍中でいらっしゃる立命館大学理工学部環境システム工学科教授の建山和由（たてやまかずよし）様より、「建設技術の新たなステージ ～ i-Construction ～」と題してご講演いただきました。

ご講演の前半では、生産年齢人口の減少やインフラ投資予算の縮小、一方でのインフラの維持・更新、災害対策の強化の必要性など、建設業の生産性向上、体質改善が必要とされる背景と国土交通省で進められているi-Constructionの取り組みに関して、ICTの活用事例や導入の効果、今後の展開等についてご講演いただきました。後半は、ICT活用で広がる建設技術の可能性について、①情報化施工（精緻なマネジメント、過剰の削減による生産性の向上）、②建設ロボット（省人化・担手層拡大）、③現場映像の活用、④建設労働災害の防止の4つの観点からご講演があり、最後にi-Constructionの取り組みの要点について総括されました。画像駆使した熱のこもったご講演に、参加者からは、3D活用の効果の話しが理

解し易かった、とても素晴らしい講演だった、非常に興味深く聞きました、などの声が聞かれました。

本講演会も定例化して6回目を数えますが、例年、道路行政や建設業界等に関わりの深い講師をお招きし、ご講演をいただいております。今回も多数のご参加をいただき、皆様には厚く感謝申し上げます。

本年の講演会参加社にご協力いただいた、橋梁調査会の主催する講演会等で今後希望するテーマについてのアンケートの結果を下図に示します。この結果も参考にさせていただきながら、今後も情報発信に取り組む所存です。

文責：計画課長 桐原 進彌



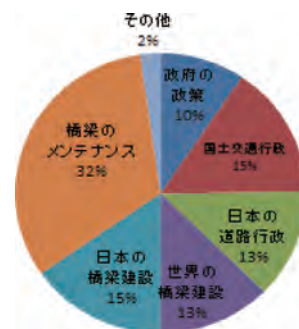
講演会会場風景



懇親会会場風景



立命館大学 建山和由 教授のご講演風景



希望する講演会・セミナーのテーマ

# 第5回 橋梁のメンテナンスに関するセミナーの報告

去る2018年7月27日（金）に当財団大会議室にて賛助会員向けの「橋梁のメンテナンスに関するセミナー」を開催し定員の40名を上回る方々にご参加いただきました。今回は、テーマを「橋梁の維持管理へのCIMの活用」とし、冒頭に当財団理事長の藤川寛之から開会のご挨拶を申し上げた後、次の2題のご講演をいただきました。

はじめに、一般財団法人日本建設情報総合センター顧問の坪香様から「CIMと建設生産システムのダイナミクス」をテーマに、3Dオブジェクトの実演およびその活用、世界の動向および日本の土木分野での状況と課題および今後の土木技術者の役割に至る内容のご講演をいただきました。

続いて、一般社団法人日本橋梁建設協会保全委員会の村井向一様から「i-Bridgeについて（鋼橋事業の生産性・安全性の向上）」をテーマに、国土交通省が推進しているi-Constructionを背景にした鋼橋分野における生産性・安全性の向上を図るためのプロセスであるi-Bridgeの取り組みについて、測量・地質調査、設計・施工計画、製作、施工、検査・納品、維持管理に至るプロセスに関するご講演をいただきました。

参加者からは、「大変勉強になった」「有意義なセミナーだった」などの声が聞かれました。

本セミナーは、3年ぶり5回目の開催となりましたが、多数のご参加をいただき、皆様には厚く感謝申し上げます。今後、定例化して毎年開催する予定で

ございます。また、今後希望するテーマについて、アンケートを実施した結果、円グラフに示すとおり「橋梁のメンテナンス」「国内外の橋梁建設」などの声がありました。この結果を今後の開催に参考とさせていただきます。

文責：企画課長 平安山 良和



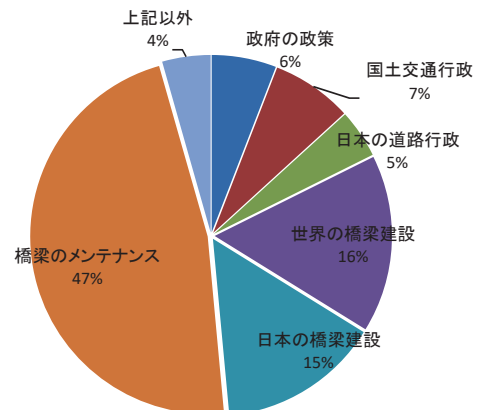
講演Ⅱ（日本橋梁建設協会 村井委員）



講演風景



講演Ⅰ（日本建設情報総合センター 坪香顧問）



講演会・セミナーで希望するテーマ



# 建設技術フェア等の参加報告

各地方整備局等が主催する建設技術フェア等に、当調査会支部が参加しましたのでお知らせいたします。建設関係者はもとより一般の方々にも、「一般財団

法人 橋梁調査会」とはどのような組織でどんな仕事をしているのかを知って頂く機会として、当調査会が実施する事業を紹介（展示）いたしました。

文責：計画課長 桐原 進彌

開催日	イベント名	主催者
平成29年6月7日～8日	EE東北 '17	EE東北実行委員会
平成29年10月18日～19日	建設技術フェア2017in中部	国土交通省中部地方整備局 名古屋国際見本市委員会
平成29年11月1日～2日	けんせつフェア北陸 in 新潟2017	北陸地方建設事業推進協議会
平成29年11月10日～11日	建設技術フォーラム2017 in ひろしま	建設技術フォーラム実行委員会



『点検（診断）について』 調査部長（東北）



学生たちに展示パネルについて説明（中部）



模型橋の組立の様子（北陸）



自治体支援の説明を聞き入る自治体関係者（中国）

### 旭橋

## 先人が英知を結集した重厚さと優美なアーチ橋への想い

### 鋼ローゼ桁道路橋として世界最大級

旭橋はアーチタイプの鋼ローゼ桁3連の道路橋で橋長287.0m、中央の径間長102.0mは建設当時、鋼ローゼ桁道路橋として世界最大級の威容を誇る長大橋であった。当時の設計、製作法は、非常に新しい構想であるユニオンメルト自動溶接を長大部材に使用するなど、橋梁製作技術の最先端をゆくものであった。

### 放水路事業と旭橋建設計画（旧旭橋を上手く活用）

旧旭橋は、1932（昭和7）年に開始された太田川放水路事業に伴い、架け替えの必要性に迫られており、さらに戦後の著しい復興による自動車交通の急激な増加に対応するため、一般国道2号の整備計画に合わせて建設が検討された。これにより旭橋の建設は道路改良費（当時は広島県補助事業）との合併施工とすることが立案され、主要構造物となる旭橋の計画・設計については、中国四国地方建設局企画部（現、中国地方整備局）が担当することとなった。放水路に象徴的な橋梁を造ることが当時の全体の意気込みであり、担当者的一致した思いであった。

### 旭橋の名前の由来

旭橋の名前は、朝日の昇る東側でなく旧市内の西側にあることは、己斐の旭山神社に由来するものと言われています。この神社は、1555（天文24）年、毛利元就が陶晴賢との厳島合戦に向かう際、必勝祈願に訪れ、その時ちょうど朝日が昇ったため、元就軍は大いに士気を高めたことから、社名を旭山八幡宮と名付けたとされる。

### 設計コンセプト（シンボリック、橋梁美を極める）

基本的な設計思想は、架橋位置が広島市街地への西の玄関口にあたり、広島復興の礎となる放水路に架かる橋であることから、経済性を考慮しながら周辺景観との調和や橋梁美を重視したものであった。橋脚駆体の形状や上部工ボックス構造、塗装、付属施設に至る細部まで美観的要素にこだわり、一部では過大な設計と言われることもあったが、こうした視点は戦後復興の過程にあった当時としては英断であったといえよう。また、設計に携わった技術者は技術の進歩や改革には前向きに取り組み、新技術、新工法を積極的に取り入れることが技術者としての進化、後輩への財産となる思いがあった。

### 橋梁形式は3連鋼ローゼ桁（用・強・美の実践）

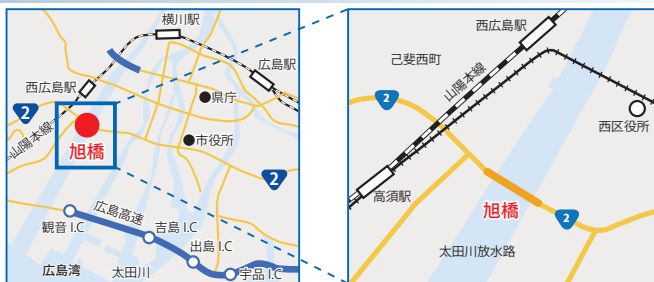
橋梁形式の選定は、最終的に3案を抽出し、当時、東京大学名誉教授の田中豊氏（土木学会田中賞創設）に相談され、その時、発足した検討チームからは、田中氏の持論である、よい橋梁の3要素として、用（利便性）・強（耐久性）・美（美観性）を実践する3径間（中央径間を意図的に長くした）の鋼ローゼ桁案が推奨された。

### 鋼上部工は溶接構造への過渡期

当初、上部工はリベット構造（写真2：リベット構造、スティフナーは内側に設置）で設計されていたが、美観の向上、鋼重の軽減、コスト縮減の観点から、主構以外（写真3：橋門溝、上横綾溝、ハンガー）は溶接構造を取り入れるよう変更された。当時はリベット構造が主流であったが、溶接技術が次第に確







- ・旭橋（鋼ローゼ橋、1960.3完成）：3車線（上り）  
橋梁形式：3径間鋼ローゼ橋  
橋長：287.00 m（中央径間長102.0m）  
有効幅員：17.50 m  
着工：1954（昭和29）年1月  
竣工：1960（昭和35）年3月

立され、溶接構造への過渡期にあっていた。中国四国建設局では、1950（昭和25）年3月に戦後で初となる全溶接橋を大竹市の国道2号恵川橋で完成させており、こうした実績と時代背景から、設計に携わった関係者の間では、これからの橋は省力化、美観上の観点からも必ず溶接橋が主流になるという思いが強く、橋梁技術の進歩に応じて新しい技術を取り入れるという方針に基づき行われたものである。

### 復興から高度経済成長、そして地域のシンボル

旭橋の完成当時、国道2号は西日本の大動脈としての役割はますます重要になり沿線地域においても

復興の段階から高度経済成長を背景とした急速な発展の段階を迎えていた。旭橋は沿線諸都市をつなぐ幹線道路の重要な構造物として、また復興から躍進の時代を迎えつつあった広島市の西の玄関口のシンボルとして大きな役割を担い、橋梁美を備えた雄大なローゼアーチ橋は景観都市においてもひととき光彩を放つものであった。竣工から半世紀以上経過した旭橋は過去の地震や風水害、さらに近年の重交通にも耐え続け、現在においても接続する国道2号西広島バイパスと一体となって広島西部地域の発展に大きく寄与し、下流側に併設された「新旭橋」とともに広島市の東西を貫く幹線道路としての機能・役割分担を果たしている。土木技術の英知を結集した総合芸術として、また地域のシンボルとして重厚さと優美なアーチの姿を太田川放水路の川面に映し出している。

\*参考文献：『旭橋物語』、（一社）中国建設弘済会



- 1 旭橋
- 2 主溝、上弦材
- 3 上部工溶接構造
- 4 旭山神社
- 5 旭橋（左）、新旭橋（右）
- 6 上空からの旭橋・新旭橋



## 本部・支部 所在地及び連絡先

**本部** 〒112-0013  
東京都文京区音羽2-10-2(音羽NSビル8階)  
TEL : 03-5940-7788(代表) FAX : 03-5940-7789  
03-5940-7794(企画部)  
03-5940-7791(調査部)  
03-5940-7746(研修担当)  
03-5940-4800(道路橋点検士事務局)  
URL : <http://www.jbec.or.jp> E-Mail : [info@jbec.or.jp](mailto:info@jbec.or.jp)

**東北支部** 〒980-0014  
仙台市青葉区本町2-1-29(仙台北町ホンマビルディング10階)  
TEL : 022-221-5301 FAX : 022-221-5302

**関東支部** 〒330-0844  
さいたま市大宮区下町1-42-2(TS-5BLDG.5階)  
TEL : 048-657-6085 FAX : 048-645-2167

**北陸支部** 〒950-0965  
新潟市中央区新光町10-3(技術士センタービルII8階)  
TEL : 025-281-3813 FAX : 025-281-3818

**中部支部** 〒460-0002  
名古屋市中区丸の内1-16-15(名古屋フコク生命ビル5階)  
TEL : 052-218-3151 FAX : 052-218-3153

**近畿支部** 〒540-6591  
大阪市中央区大手前1-7-31(OMMビル12階)  
TEL : 06-6944-8551 FAX : 06-6944-8556

**中国支部** 〒730-0013  
広島市中区八丁堀15-10(セントラルビル5階)  
TEL : 082-511-2203 FAX : 082-225-4745

**四国支部** 〒760-0026  
高松市磨屋町3-1(合田不動産磨屋町ビル6階)  
TEL : 087-811-6866 FAX : 087-811-6867

**九州支部** 〒812-0013  
福岡市博多区博多駅東2-9-1(東福第二ビル2階)  
TEL : 092-473-0628 FAX : 092-473-0629

**北海道駐在所** 〒060-0004  
札幌市中央区北4条西7丁目1-5(NCO札幌ホワイトビル8階)  
TEL : 011-213-1867 FAX : 011-210-6071



**J-BEC レポート 2018 Vol.14** 平成30年11月発行

編集・発行 一般財団法人 橋梁調査会 J-BECレポート編集委員会

印刷 (株)大 應

表紙撮影：初芝成應

# J-BEC

橋をかける  
橋をまもる