

億首川橋の中空床版橋リニューアル — 新たな連結構造を用いた PC 連続中空床版橋 —

福永 靖雄 *1 ・石塚 純 *2 ・下村 憲一郎 *3 ・吉村 徹 *4

沖縄自動車道の億首川橋は 1975 年に竣工しているが、その RC 中空床版橋部は建設当時の初期内在塩分等による劣化が顕著になっていた。そこで、高速道路本線のコンクリート橋では初めての本格的な架替え工事により、PC 中空床版橋にリニューアルした。

本工事では、既存の 2 柱式橋脚に対応するために、支承上の横梁を介してプレテンション桁を連結する構造を初めて採用し、架替え時の対面交通規制を約 3.5 か月に短縮した。さらに、支承数を大幅に低減することで、コストの縮減を図った。また、沖縄は厳しい腐食性環境下にあることから、場所打ち部を含めて使用するすべてのコンクリートに高炉スラグ微粉末を混合し、塩害等に対する耐久性を向上させている。本文は、このリニューアル工事の設計・施工の概要と連結部の実物大載荷実験を中心に報告する。

キーワード：架替え、プレテンション方式 PC 中空床版橋、連結構造、工期短縮

1. はじめに

沖縄自動車道の北部区間（図 - 1）は、沖縄海洋博覧会の関連事業として約 2 年間の施工期間を経て 1975 年に開通している。この区間のコンクリートには、当時の沖縄が慢性的な水不足であったことから、十分な脱塩処理がされていない海砂が細骨材として使用されていた。この初期内在塩分によるコンクリート構造の劣化に対しては、1989 年から劣化状況の調査と部分補修が始められていたが、さらに劣化が拡大してきた。

この北部区間の金武 IC と宜野座 IC 間に位置する億首川橋は、3 径間連続鋼トラス橋、6 径間連続 RC 中空床版橋、2 径間連続鋼鈹桁橋および 3 径間連続 RC 中空床版橋で構成されている橋である。その RC 中空床版橋（写真 - 1）で



写真 - 1 億首川橋の RC 中空床版橋と 2 柱式橋脚

も供用 10 年後から損傷が拡大しており、路面のポットホール補修や床版下面の部分補修を繰り返し行ってきた。さらに、全面的な補修として、1992 年に床版上面に防水層の施工を、1992 ~ 1993 年には床版下面部に樹脂系ポリマーモルタル吹付けによる部分的な断面修復とポリウレタン樹脂系塗料の全面塗装を行っている。しかしながら、全面補修後も床版下面部のかぶりはく落や鉄筋腐食が進行し、断面修復箇所にも再び離れや鉄筋腐食が生じていることから、抜本的な補修対策が必要と判断された。そこで、過去の補修方法の寿命と費用対効果等から LCC を検討した結果、一般的な断面修復や上面増厚ではなく¹⁾、全面架替え工事（リニューアル工事）を実施することとした。

本文は、リニューアル工事で採用した新たな連結構造を中心に、設計・施工の概要と実施した連結部の実物大載荷実験について報告するものである。

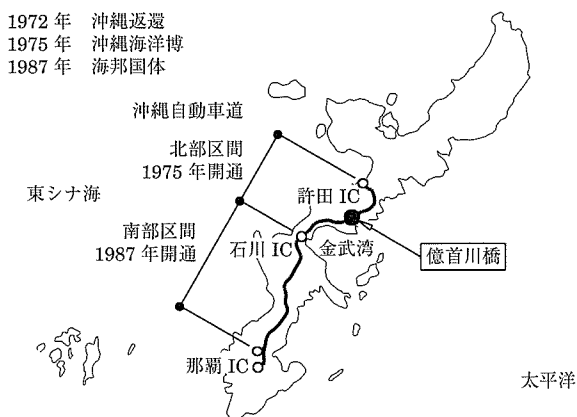


図 - 1 沖縄自動車道と億首川橋の位置

*1 Yasuo FUKUNAGA：西日本高速道路(株)九州支社 保全サービス事業部 改良グループリーダー

*2 Jun ISHIZUKA：西日本高速道路(株)九州支社 沖縄管理事務所 改良担当課長

*3 Kenichirou SHIMOMURA：オリエンタル白石(株)福岡支店 施工・技術部 土木工事チーム

*4 Toru YOSHIMURA：オリエンタル白石(株)福岡支店 施工・技術部 技術チーム

2. 工事概要および本工事の特徴

本工事のリニューアル区間の一般図を、図 - 2 に示す。高速道路本線のコンクリート橋の架替え事例は表 - 1 に示すように数例あるが、本工事は、上下線合計 18 径間を架け替える初の本格的なリニューアル工事である。そこで、入札時に構造形式や施工方法等の提案を求める「高度技術提案型総合評価落札方式」、および技術提案に基づいて設計・施工を行う「設計・施工一括発注方式」の試行工事とした。

また、新設する上部構造は、連続構造であればコンクリート構造、鋼構造のいずれでもよいが、以下の条件等を満足するものとした。

① 年末年始、ゴールデンウィーク混雑期および夏期混雑期は、車線規制は不可とする。なお、やむを得ない場合には、ゴールデンウィーク混雑期は可とする。

② 既設下部構造は、耐力以内であれば改造してもよい。

これらの条件に対して提示された数案のうち、図 - 3 に示す特徴のある技術提案が最終的に採用された^{2, 3)}。

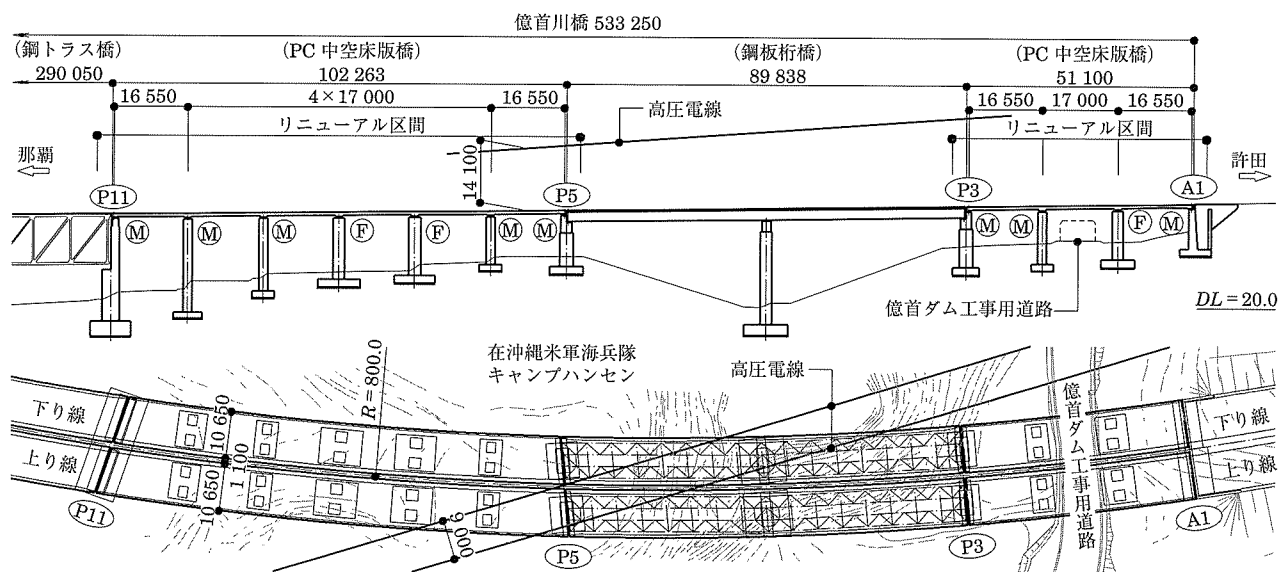


図 - 2 億首川橋のリニューアル区間の一般図

表 - 1 高速道路本線のコンクリート橋の架替え事例

橋名	路線名	架替え年度	供用年度	架替え長	旧形式	架替え形式	規制方法
羽束師川橋	名神道	1987	1963	58.7 m	3 径間連続 PC 中空床版橋	単純鋼箱桁橋	迂回路設置
屋嘉第二橋	沖縄道	1990	1975	51.0 m	3 径間連続 RC 中空床版橋	3 径間連続 RC 中空床版橋	対面交通規制
三の宮橋	東名道	1994	1968	18.2 m	単純 RC 中空床版橋	単純合成中空床版橋	夜間通行止め (1 夜間)
石山高架橋	名神道	1997	1963	28.3 m	単純 PCT 桁橋 (ゲルバー桁)	単純 PC 箱桁橋	夜間通行止め (13 夜間)
大川橋	北陸道	1998	1972	17.8 m	単純 PCT 桁橋	単純 PC 中空床版橋	対面交通規制
山島川橋	北陸道	1998	1972	14.1 m	単純 PCT 桁橋	単純 PC 中空床版橋	対面交通規制

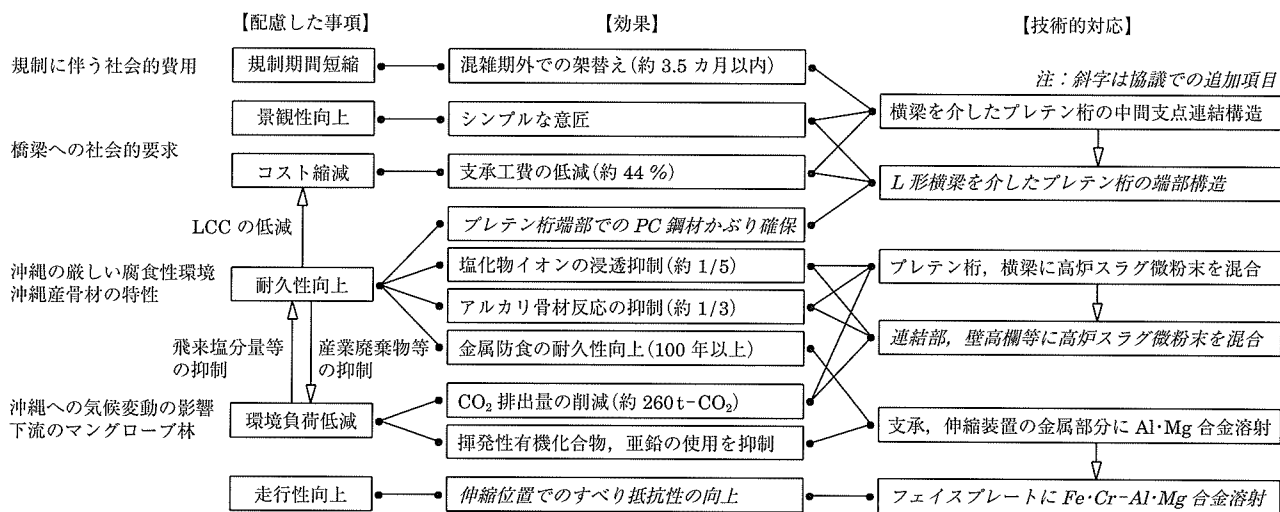


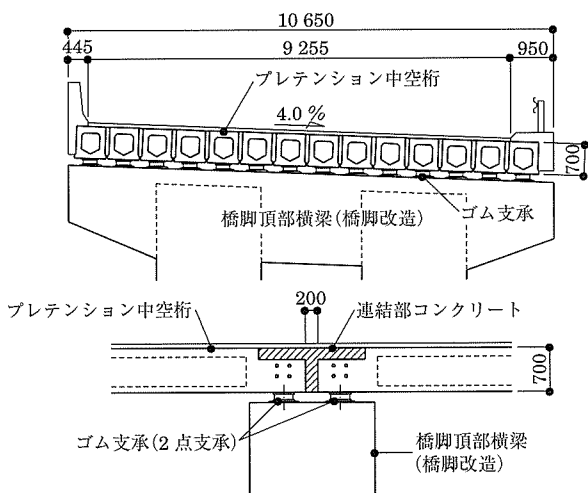
図 - 3 新設した上部構造への配慮事項および技術的対応

3. 新設橋の設計

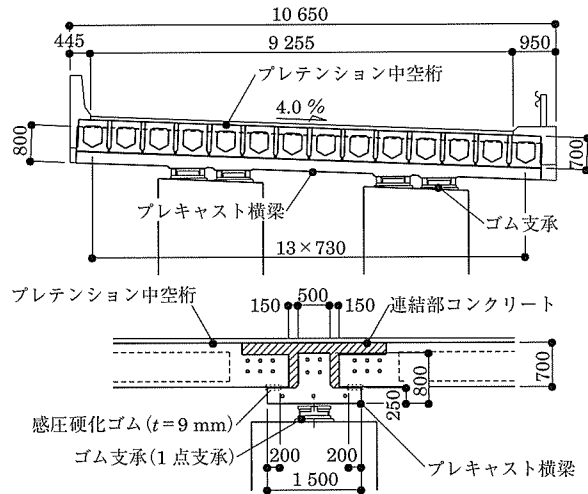
3.1 上部構造の概要

リニューアル工事においてもっとも重要なのは、工事に伴う規制期間を短縮することである。新設する上部構造をコンクリート構造とする場合には、プレキャスト桁を用いるのがもっとも工程を短縮する方法であり、本工事の対象支間ではプレテンション中空桁を用いることが第1候補となる。

しかしながら、プレテンション中空桁を用いる場合は、既設の中間橋脚が2柱式橋脚であることから、従来の構造では橋脚頂部に横梁を設ける必要がある(図-4(a))。さらに、すべてのプレテンション中空桁の両端に支承を設ける必要があるが、兵庫県南部地震以後の道路橋示方書の改定に伴って、全体工費に占める支承工費の割合が高くなっている。そこで、図-4(b)に示す支承上のプレキャスト横梁を介してプレテンション中空桁を連結する構造を採用することにより、約3.5カ月まで車線規制を短縮した。また、この構造は支承数を大幅に低減できることから、支承工で44%、橋脚改造工を含めた場合でも34%のコスト



(a) 従来のプレテンション方式中空桁の連結構造

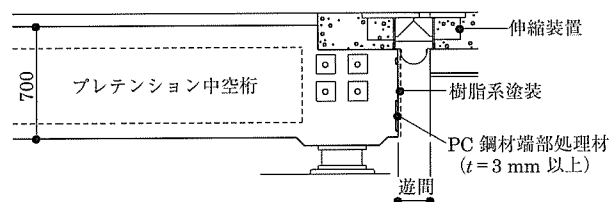


(b) 億首川橋で採用した連結構造

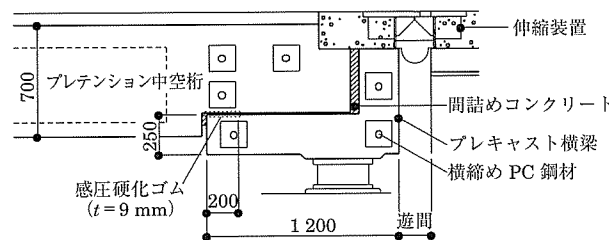
図-4 中間支点の連結構造の比較

削減が図られた。さらに、2柱式橋脚の頂部に横梁を設ける必要がないことから、部材構成が煩雑でないシンプルな意匠となっている。

また、プレテンション中空桁を用いる場合は、主桁端部はPC鋼材を桁端部から3mm以上内部で切断して端部処理材で保護したうえ、全面に樹脂系塗料を塗装するのが一般的である(図-5(a))⁴⁾。しかしながら、主桁端部は伸縮装置からの漏水により劣化が生じやすく、より確実に耐久性を確保できる構造が望まれる。そこで、中間支点と同様にプレキャスト横梁を介してプレテンション中空桁を配置する構造を採用し(図-5(b))、主桁端部でのPC鋼材のかぶりを確保して耐久性の向上を図った。さらに、プレテンション中空桁を用いる場合に設置スペースが制約される落橋防止装置は、プレキャスト横梁内に鋼角ストッパーを取り付ける構造とした。



(a) 従来のプレテンション方式中空桁の端部構造



(b) 億首川橋で採用した端部構造

図-5 主桁の端部構造の比較

3.2 上部構造の設計

上部構造の設計では、プレテンション中空桁およびプレキャスト横梁は、格子構造解析で算出した断面力を用いて応力度の照査を行った。一方、連結部は、採用した連結構造の実績が無く、設計方法も確立していないことから、格子構造解析で算出した断面力に加えて、立体FEM解析で算出した応力度を用いて照査を行った。

設計における各部位の引張側の制限値を、表-2に示す。場所打ち連結部は、2方向へのひび割れ発生は耐久性上望ましくないことから、主方向はRC構造としたが横方向は

表-2 設計における各部位の引張側の制限値

部位		施工時	死荷重時	設計荷重時
主方向	中空桁	$\sigma_c \geq \sigma_{ca}$	$\sigma_c \geq 0$	$\sigma_c \geq \sigma_{ca}$
	連結部	—	$\sigma_c \leq f_{ctk}$	$w \leq 0.0035c$
横方向	中間横桁	—	—	$\sigma_c \geq 0$
	横梁	$\sigma_c \geq \sigma_{ca}$	$\sigma_c \geq 0$	$\sigma_c \geq \sigma_{ca}$
	連結部	—	$\sigma_c \geq 0$	$\sigma_c \geq \sigma_{ca}$

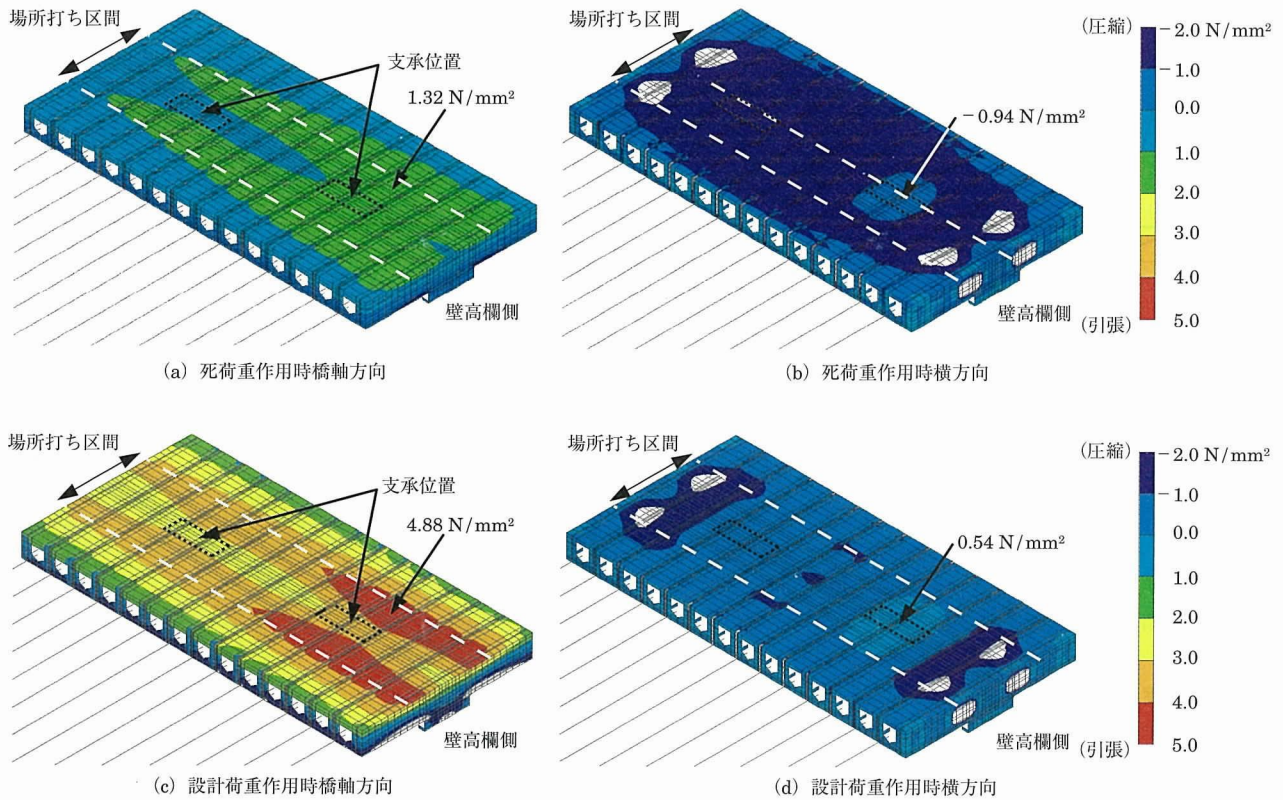


図 - 6 中間支点連結部の応力度分布

PC 構造とした。また、主方向に対する制限値は、死荷重作用時は曲げひび割れ強度とし、設計荷重作用時は「特に厳しい腐食性環境」に対するひび割れ幅の限界値 $0.0035c$ とした⁵⁾。

連結部の断面力が最大となる P 10 橋脚位置での連結部の立体 FEM 解析結果を、図 - 6 に示す。主方向の最大引張応力度は、支承の直上ではなく、横梁の両側直上付近に生じている。この応力度に対して、連結鉄筋 D 25 を 100 mm 間隔で 2 段配置することで、設計荷重作用時の曲げひび割れ幅は 0.13 mm (制限値 0.18 mm) となった⁵⁾。

なお、設計においては、プレテンション中空桁の反り量の最大誤差を設計反り量 40 mm の 50 % として、その誤差による舗装厚の増加を設計荷重に考慮した。

3.3 耐震性能の照査

リニューアル区間の橋脚は 2000 年に RC 巻立ての耐震補強が行われているが、新設する上部構造の重量は RC 中空床版橋に比べて 8 % 程度増加する。そこで、3 径間連続部および 6 径間連続部の 3 次元骨組モデルを用いて、レベル 1 地震動に対しては応答スペクトル法により、レベル 2 地震動に対しては非線形時刻歴応答解析法により耐震性能を照査した。

非線形時刻歴応答解析法に用いた解析モデルの一例を、図 - 7 に示す。上部構造は、全断面有効剛性を有する線形梁要素とした。橋脚は、下端に塑性ヒンジを考慮した非線形回転バネを設け、塑性ヒンジ領域以外は非線形梁モデルでモデル化した。ここで、橋脚下端の塑性ヒンジ長は、橋

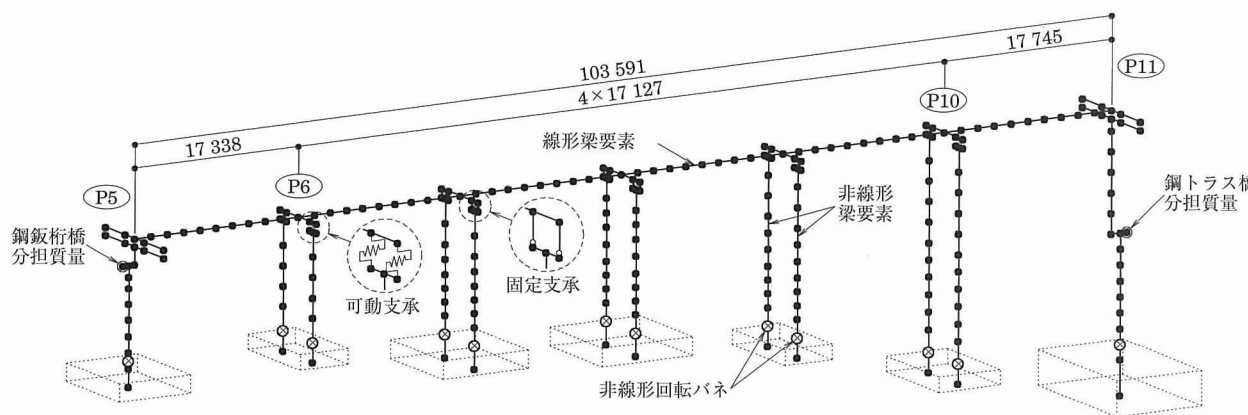


図 - 7 レベル 2 地震動に対する解析モデル例 (6 径間連続部, 上り線)

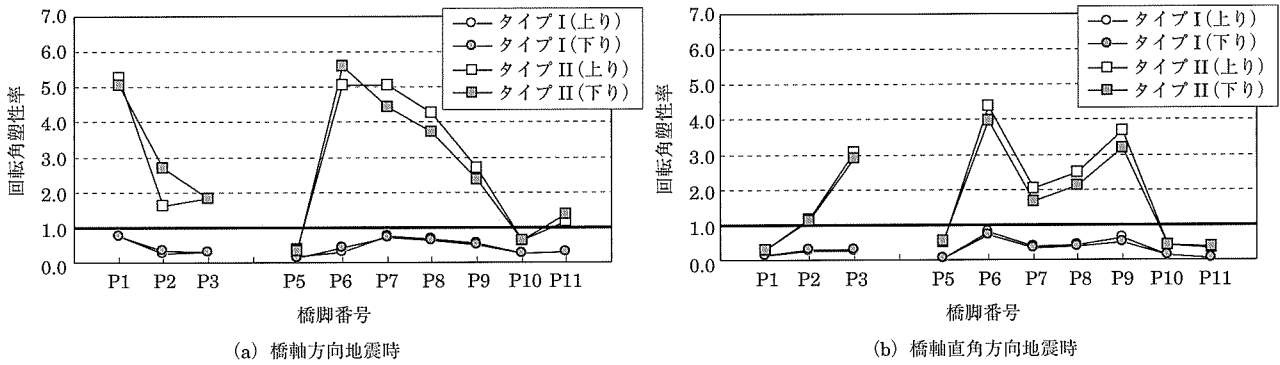


図-8 レベル2地震時に対する橋脚下端塑性ヒンジの応答値

脚がRC巻立てで補強されていることから、道路橋示方書に規定された塑性ヒンジ長に補正係数0.8を乗じた値とした⁶⁾。また、非線形モデルには、0-ひび割れ-降伏-終局を骨格曲線とする Takeda モデル（剛性低下指数0.5）を用いた。なお、新設する上部構造の支承条件は既存のRC中空床版橋と同一であるが（図-2）、可動支承のモデル化ではゴム支承の橋軸方向水平バネを考慮した。

レベル2地震動に対する橋脚下端の塑性ヒンジの回転角塑性率を、図-8に示す。タイプIの地震波に対してはすべての橋脚が塑性化しない結果となっている。また、タイプIの地震波に対しては最大5程度の回転角塑性率が生じているが、許容回転角塑性率（たとえば、可動支承のP6橋脚は橋軸方向22.4、橋軸直角方向23.4、固定支承のP7橋脚は橋軸方向10.5、橋軸直角方向8.1）に対しては十分に余裕があり、残留変位も最大で13mm程度であった。

3.4 連結部の性能確認実験

(1) 実験概要

本橋で採用した新たな連結構造のひび割れ性状や終局挙動の確認、設計方法の妥当性の確認などを目的として、実物大供試体を用いた連結部の載荷実験を実施した。

実験供試体および載荷方法を図-9に、実験状況を写真-2に示す。供試体は、実断面のプレテンション中空桁2本分で構成している。連結部は、連結鉄筋とアンカーボルトを配置したのちに収縮補償用膨張コンクリートを打設し、横締めPC鋼材を緊張して一体化している。また、中空桁

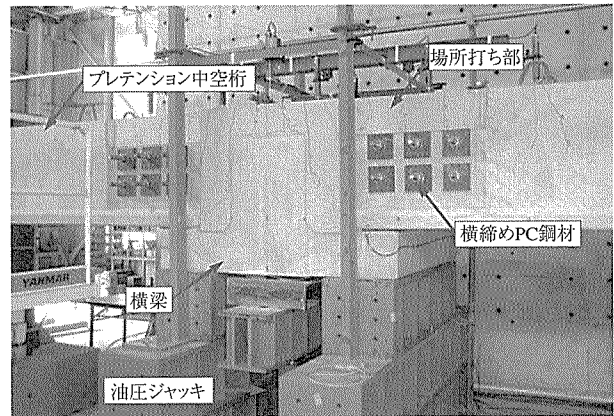


写真-2 連結部の性能確認実験

や横梁と場所打ちコンクリートとの密着性を向上させるため、打継面にアクリル樹脂吸水防止材を塗布している。

荷重は、中間支点となる横梁の下側から、集中荷重を単調増加で作用させた。ここで、性能を確認する各状態での荷重は、この連結構造においてクリティカルとなる横梁両側の位置（図-9のA-A断面）で、作用する曲げモーメントが設計値と一致するように設定した。

(2) 非線形FEM解析

実験結果の検討および設計方法の確立のために、非線形FEM解析を行った。解析モデルおよびモデルに用いた要素種類等を、図-10に示す。解析モデルは、供試体の対称性を考慮して1/4モデルとした。コンクリートは、圧縮側はDrucker-Prager基準を適用し、1軸圧縮試験結果に基づいて非線形性を設定した。また、引張側は最大主応力基準を適用し、主応力が引張強度に達した後は線形の引張軟化モデルを設定した。また、鉄筋およびPC鋼材は、道路橋示方書に準拠した非線形モデルを設定した。なお、鉄筋とコンクリートとは完全付着としている。

解析ケースは、連結鉄筋のモデル化が解析結果に与える影響を検討するために、Case 1：連結鉄筋の重ね継手を考慮して重ね継手部の鉄筋断面積を2倍にしたケース、Case 2：連結鉄筋の重ね継手を無視したケースの2ケースとした。

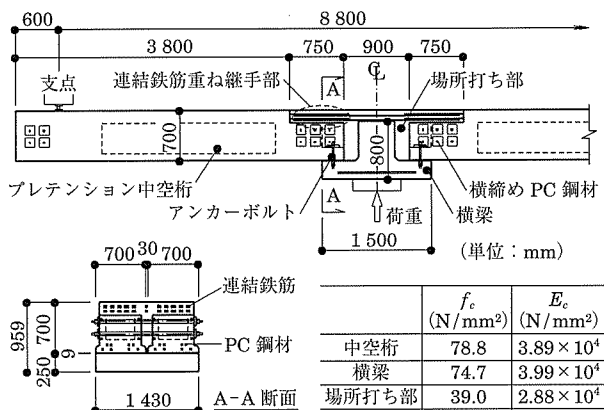


図-9 実験供試体および載荷方法

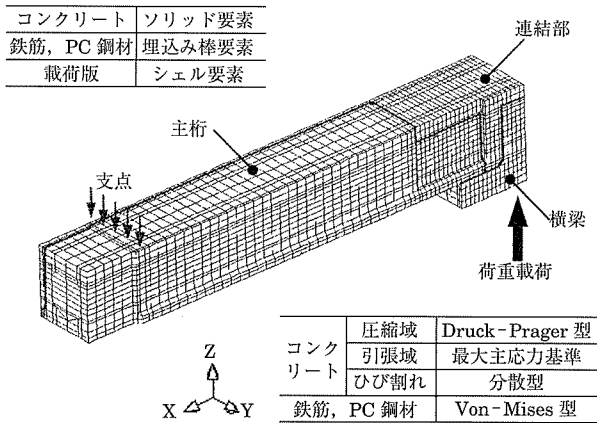


図 - 10 非線形 FEM 解析モデル

(3) 実験および解析結果

荷重と載荷点の鉛直変位との関係を、図 - 11 に示す。また、各荷重段階でのひび割れ状況を図 - 12 に、連結鉄筋のひずみ分布を図 - 13 に示す。

実験では、載荷荷重 240 kN で中空桁端部の直上にひび割れが発生し、設計荷重作用時には最大ひび割れ幅は 0.06 mm となった。それ以降、場所打ち部に約 200 mm 間隔でひび割れが分散して進展し、連結鉄筋降伏後に横梁上縁と場所打ち部との打継面および横梁コーベル部にひび割れが発生して終局耐力に達した。また、プレテンション中空桁や横梁と場所打ち部との打継面には、懸念された局所的な目開きが生じないことが確認された。

荷重と載荷点での鉛直変位との関係は、設計荷重作用時まではほぼ線形の挙動を示した。また、終局変位は連結鉄筋初降伏時変位の約 4 倍であり、脆性的な破壊は生じていない。非線形 FEM 解析の結果は、Case 1 に比べて Case 2 の方が若干ひび割れ後の剛性低下が大きいのが、実験結果はその中間的な挙動を示している。

連結鉄筋のひずみ分布は、設計上クリティカルとなる横梁両端の位置（図 - 9 の A-A 断面）ではなく、連結鉄筋の重ね継手区間以外のひずみが大きくなっている。この連結鉄筋のひずみ分布は、各荷重段階において Case 1 の解析

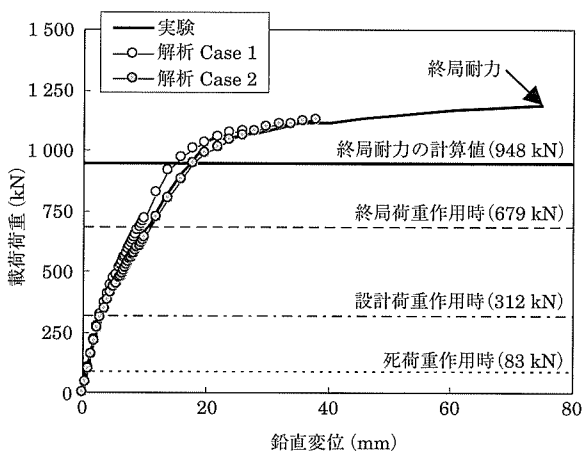


図 - 11 荷重 - 鉛直変位関係

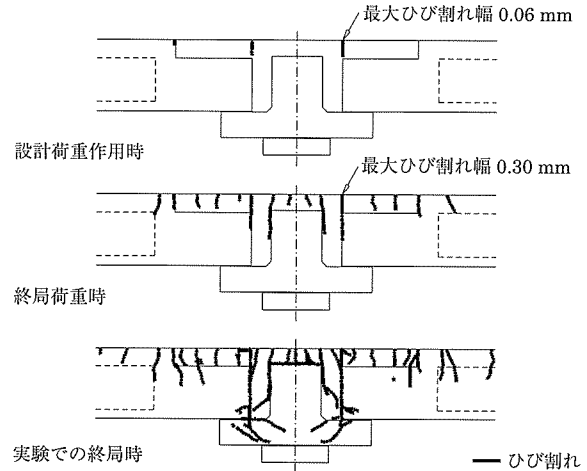


図 - 12 各荷重段階でのひび割れ状況

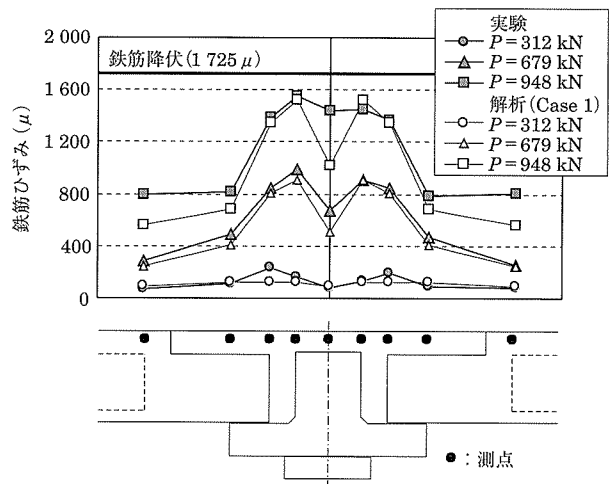


図 - 13 連結鉄筋のひずみ分布

結果とほぼ一致しており、非線形 FEM 解析において重ね継手を適切に評価することにより、この連結構造の挙動を把握することが可能と判断される。

連結部の設計値と実験値とを比較した結果を、表 - 3 に示す。死荷重作用時のコンクリートの引張応力度および設計荷重作用時の曲げひび割れ幅は、設計値の 1/2 程度であった。また、鉄筋の初降伏荷重および終局耐力も、設計値より 20 ~ 25 % 大きい結果となった。これは、重ね継手区間では、連結鉄筋の実質的な鉄筋量が設計値より多いことが要因と考えられる。

表 - 3 設計値と実験値との比較

	制限値	設計値	実験値	比率
死荷重作用時 引張応力度 (N/mm ²)	$f_{tck} = 1.77$	1.35	0.72	0.53
設計荷重作用時 ひび割れ幅 (mm)	$0.0035c = 0.18$	0.13	0.06	0.46
ひび割れ発生荷重 (kN)	—	112	240	2.14
連結鉄筋初降伏 (kN)	—	841	1000	1.19
終局耐力 (kN)	679	948	1186	1.25

4. 施工概要

リニューアル工事は、通信ケーブルを設置していない上り線（那覇方面）の架替えを先行して実施し、その後に下り線（許田方面）の架替えを実施している。各線の架替えには約3.5カ月を要することから、上り線は年末年始とゴールデンウィーク混雑期との間（1月9日～4月23日）に、下り線は夏期混雑期と年末年始との間（8月21日～12月17日）に、対面交通規制を行って実施している。対面交通規制の状況を、写真-3に示す。



写真-3 対面交通規制下での施工状況

新設するPC中空床版橋の架設要領を、図-14に示す。架設では、RC中空床版橋を撤去したのちに、まず、橋台および橋脚に落橋防止構造の箱抜きと支承アンカー孔を削孔した。また、中間橋脚については、頂部を約500mm切断して高さ調整を行った。その後、クレーンを用いて支承が一体となったプレキャスト横梁を橋脚および橋台上に設置し（写真-4）、落橋防止構造の箱抜きと支承アンカー孔および沓座に無収縮モルタルを注入した（写真-5）。プレテンション中空桁は、高圧線下のP5～P8の各径間は離隔距離を確保するためにブーム角度を抑制できるクレーンの相吊りで、その他の径間はクレーンの単吊りで横梁上に架設した（写真-6）。なお、中空桁の架設時には、中空桁を配置する横梁のコーベル部を橋脚から仮支持して、安定性を確保し、ひび割れの発生を抑制している。

横梁および中空桁の架設後、連結部の性能確認実験での

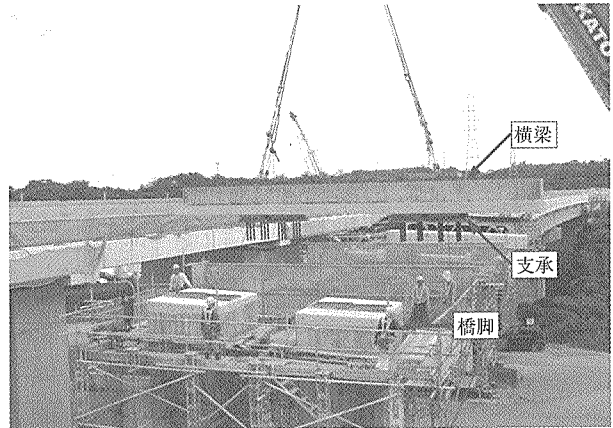


写真-4 中間支点横梁の架設

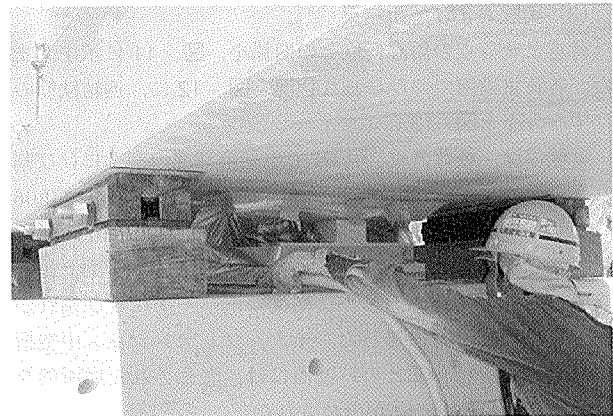


写真-5 沓座への無収縮モルタル注入

仕様準拠して連結部のコンクリート打設を行い（写真-7）、横締めPC鋼材を緊張して一体化した。なお、連結部には連結鉄筋が密に配置されていることから、鉄筋面にコンクリートの沈下等による層状剥離が生じないように、入念な締固めを行った。

上越し管理においては、上り線の橋面工施工前での中空桁の反り量は30mm程度であり、設計で想定した反り量40mmに対して想定した最大誤差-20mm以内であった。

新設されたPC中空床版橋の完成状況を、写真-8および写真-9に示す。

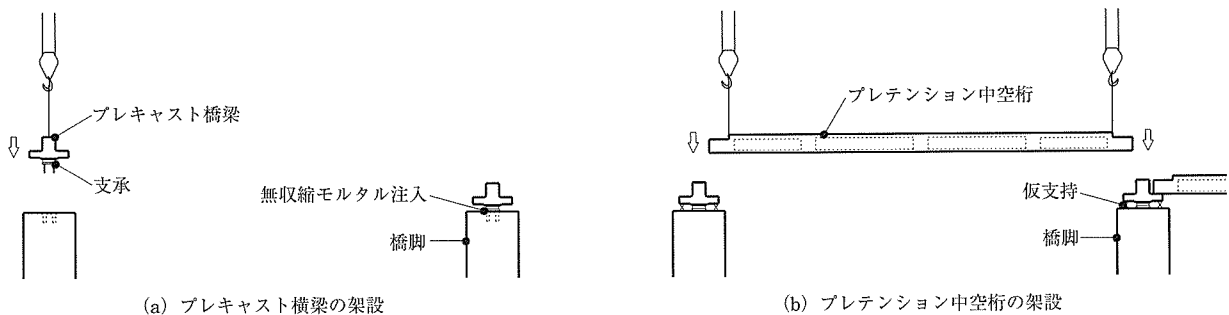


図-14 新設するPC中空床版橋の架設要領

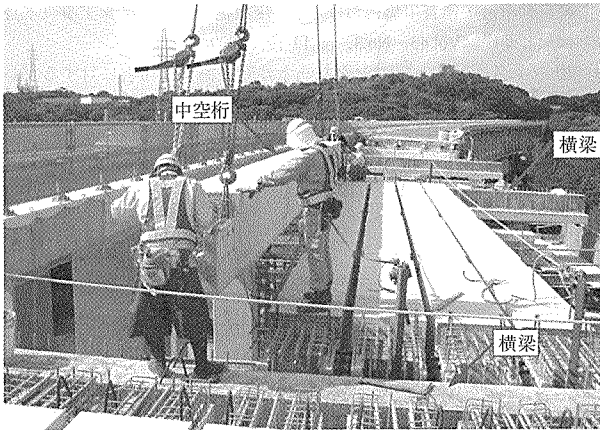


写真-6 横梁上への中空桁の架設

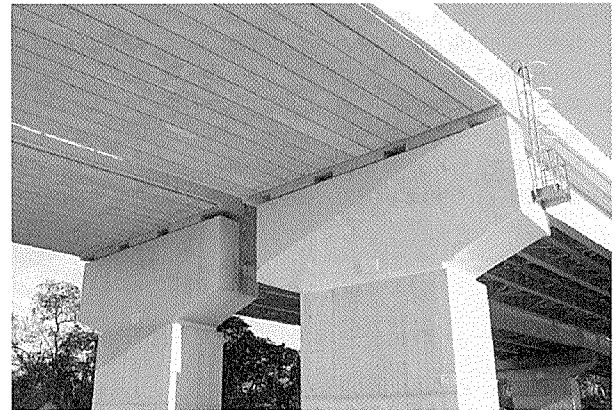


写真-9 新設されたPC中空床版橋の端支点部



写真-7 連結部のコンクリート打設

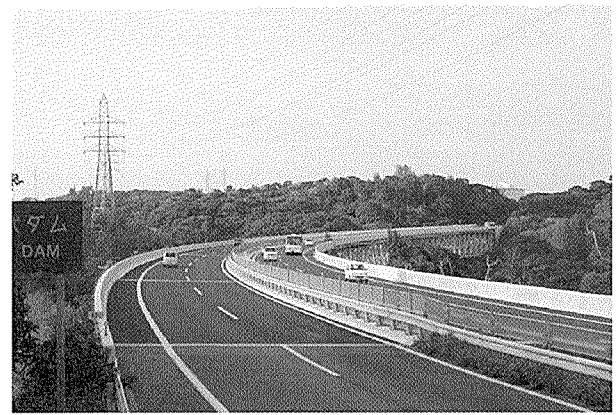


写真-10 リニューアル後の供用状況

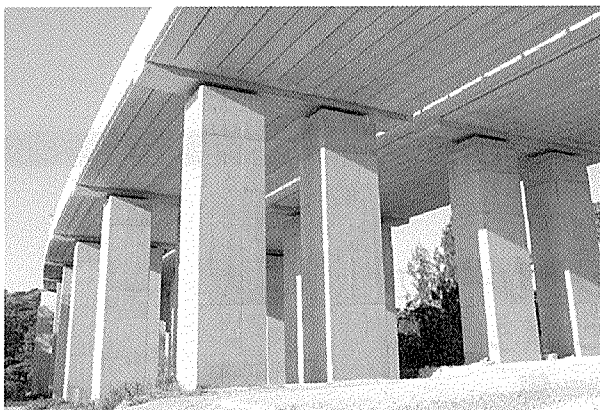


写真-8 新設されたPC中空床版橋

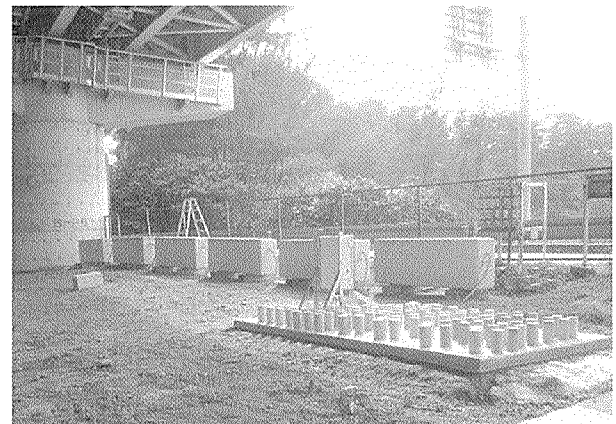


写真-11 許田高架橋下での長期曝露試験状況

5. おわりに

本工事は、2008年12月17日に下り線工事を終えて対面交通規制を解除し(写真-10)、施工ヤードの復旧後、2009年3月24日に無事竣工している。さらに、工事完了後も、高炉スラグ微粉末を混合したコンクリートの耐久性を確認するために、億首川橋で使用したものと同一配合の供試体(W/B = 31.9, 40.0, 43.0%)および比較用のセメント単味配合の供試体(W/C = 30.9, 40.0, 43.0%)を用

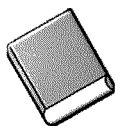
いて、より厳しい腐食性環境にある沖縄自動車道北端の許田高架橋の下で長期曝露試験を行っている(写真-11)。本工事での各種の試みや試験結果等が、今後増加するであろう劣化したRC中空床版橋のリニューアル工事のみならず、新設工事への参考にもなることを期待するものである。

最後に、本工事の設計・施工にあたって多大なるご尽力を賜りました関係各位に、心より感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 松田哲夫, 神野真一朗, 宮里心一, 石崎茂, 岸上弘宣, 杵本正信: 塩害により損傷したコンクリート橋のリニューアル, 橋梁と基礎, Vol.41, No.5, pp.19-25, 2007.5
- 2) 福永靖雄, 石塚純, 山戸隆秀, 田中正裕, 下村憲一郎, 吉村徹: 沖縄自動車道・億首川橋における RC 床版橋リニューアル工事 (上), 橋梁と基礎, Vol.43, No.2, pp.20-26, 2009.2
- 3) 福永靖雄, 石塚純, 山戸隆秀, 田中正裕, 下村憲一郎, 吉村徹: 沖

- 縄自動車道・億首川橋における RC 床版橋リニューアル工事 (下), 橋梁と基礎, Vol.43, No.3, pp.13-19, 2009.3
 - 4) (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会: 塩害に対するプレキャスト PC げたの設計・施工資料, 2005.3
 - 5) (社) 土木学会: コンクリート標準示方書・設計編, 2007.12
 - 6) (社) 日本道路協会: 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 1997.8
- 【2009 年 4 月 2 日受付】



刊行物案内

第 17 回
プレストレストコンクリートの
発展に関するシンポジウム
論 文 集

(平成20年11月)

本書は、平成20年11月に高松市（サンポート高松）で開催された標記シンポジウムの講演論文集です。

CD 版論文集：定価：12,000 円，会員特価 10,000 円／送料 300 円
体 裁：プラスチックCDケース入り
書籍版論文集：定価：31,500 円，会員特価 25,200 円／送料 500 円
体 裁：B 5 判，箱入り