

億首川橋連結部の性能確認実験

オリエンタル白石(株)	本 社	正会員	工修	○梅本	洋平
オリエンタル白石(株)	福岡支店	正会員	工修	吉村	徹
西日本高速道路(株)	九州支社		工修	福永	靖雄
西日本高速道路(株)	九州支社			松井	隆行

1. はじめに

沖縄自動車道の億首川橋では、初期内在塩分により RC 中空床版橋部の劣化が進行しており、その抜本的な補修対策として、プレテンション方式連結中空床版橋への架替え工事を実施している。本工事では、交通規制期間の短縮とコストの縮減を図るために、中間支点では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 RC 連結する構造を採用している(図-1)。この連結構造は、国内において実績が無いことから、ひび割れ性状、終局耐力および設計方法の妥当性等の確認を目的として、実物大部分模型を用いた連結部の載荷実験および非線形FEM解析を実施した。

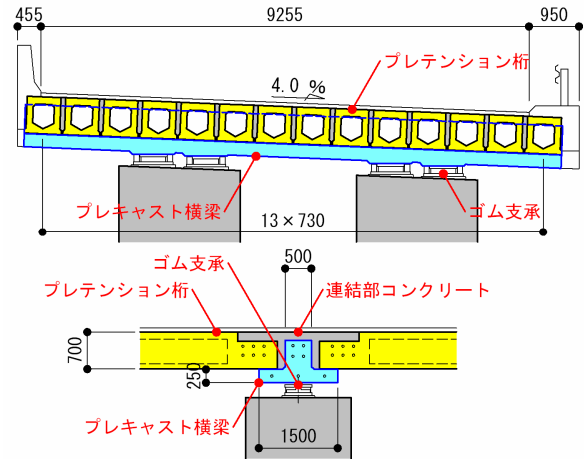


図-1 億首川橋の中間支点連結構造

2. 実験概要

実験状況を写真-1に、供試体の連結部の施工状況を写真-2に、実験を行った供試体および使用コンクリートの概要を図-2に示す。供試体は、実断面の中空桁2本分で構成され、橋軸方向長さは10mとしている。連結部は実施工の仕様に従って、連結鉄筋(エポキシ樹脂塗装鉄筋)とアンカーボルトを配置後、場所打ち部に膨張コンクリートを打設し、横締めPC鋼材を緊張している。また、中空桁や横梁と場所打ち部との境界面が弱点となることを防ぐために、コンクリート打設前には境界面に吸水防止材を塗布している。なお、連結鉄筋は、設計荷重作用時において許容ひび割れ幅を満足するように配置している。

載荷は、供試体支間中央の下側から集中荷重を単調増加で作用させた。ここで、性能を照査する各荷重段階の載荷荷重は、本連結構造でクリティカルとなる断面(図-2のA断面)で曲げモーメントが設計値と一致するように設定している。また、各載荷ステップで供試体上面の鉛直変位、連結鉄筋ひずみ、主桁と横梁の圧縮縁でのコンクリートひずみおよび、ひび割れ幅の計測を行った。

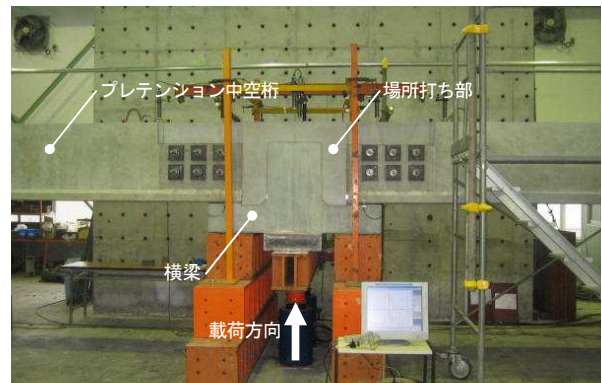


写真-1 実験状況



写真-2 連結鉄筋配置

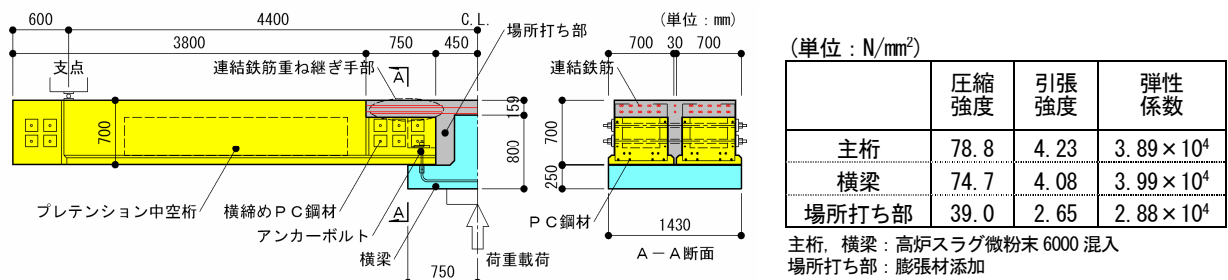


図-2 供試体概要および使用コンクリート

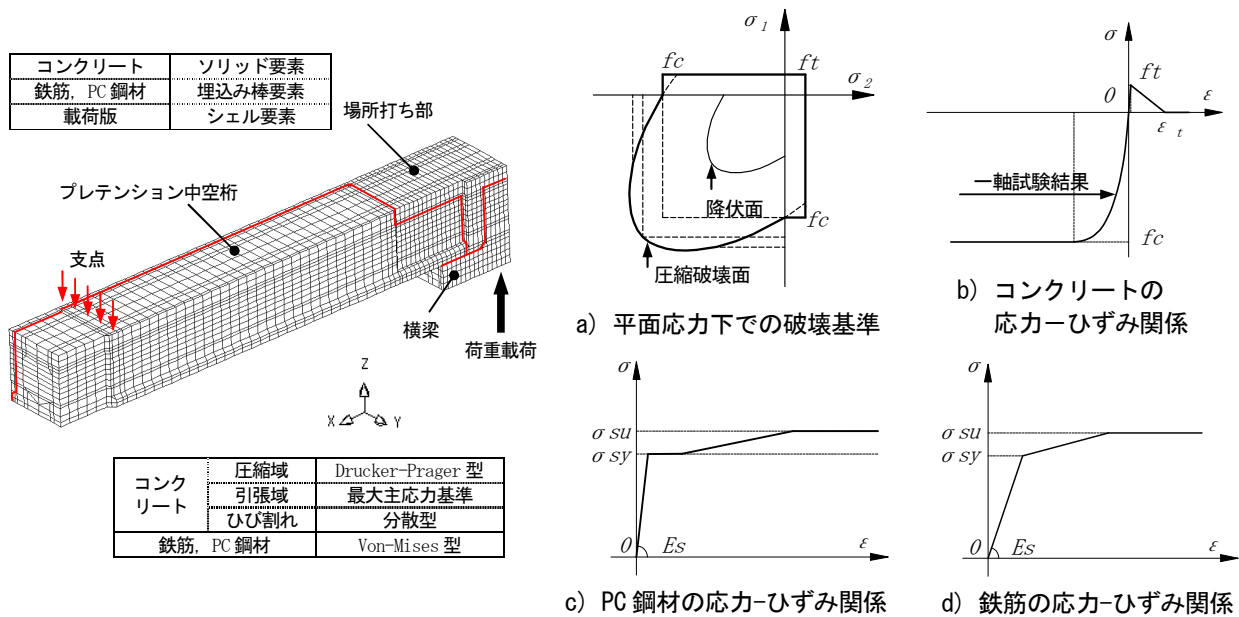


図-3 非線形 FEM 解析モデル

3. 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。解析ケースは、Case 1：連結鉄筋の重ね継ぎ手を考慮して重ね継ぎ手部の鉄筋断面積を 2 倍にしたケース、Case 2：連結鉄筋の重ね継ぎ手を無視したケースの 2 ケースとして、その影響を確認した。解析モデルおよび要素種類、非線形材料の降伏基準等を、図-3 に示す。本解析では実験供試体の対称性を考慮して 1/4 モデル化を行い、境界条件は、それぞれ対称面の面外方向のみ固定端となるように設定した。また、中空桁や横梁と場所打ち部との境界面は、後述するが、実験時に局所的な剥離等が見られなかったことから一体としてモデル化を行った。解析に用いるコンクリートの材料特性は、実験時に行った材料試験結果に基づいて設定しており、鉄筋の材料特性には、バイリニア型のモデルを、中空桁の PC 鋼材の材料特性は、トリリニア型のモデルを設定している。なお、鉄筋とコンクリートは完全付着としている。

4. 実験結果

4.1 破壊性状

実験結果として、載荷荷重と載荷点の変位の関係を図-4 に、設計荷重作用時、終局荷重作用時および終局耐力時のひび割れ状況を図-5 に示す。実験では、240 kN 時にプレテンション中空桁端部位置の場所打ち部(図-5 の S2 位置)および、中空桁と場所打ち部の目地部にひび割れが発生し、設計荷重作用時には 0.06

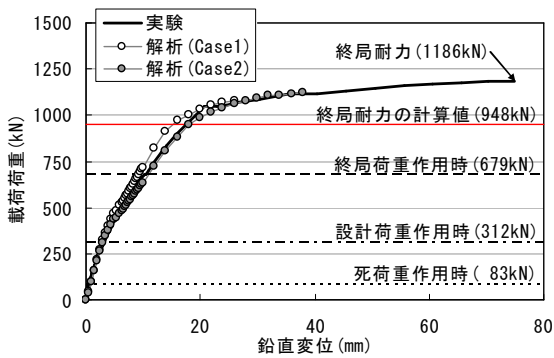


図-4 荷重-変位関係

表-1 設計値と実験値との比較

	制限値	設計値	実験値
死荷重作用時	$\sigma_{ct} \geq -1.77 \text{ N/mm}^2$	-1.35 N/mm^2	-0.72 N/mm^2
設計荷重作用時	$0.18 \text{ mm} (0.0035C \times 1.1)$	0.13 mm	0.06 mm
終局荷重作用時	$\sigma_s \leq 345 \text{ N/mm}^2$	—	198 N/mm^2
ひび割れ発生荷重		112 kN	240 kN
連結鉄筋初降伏荷重		841 kN	1000 kN
終局耐力		948 kN	1186 kN

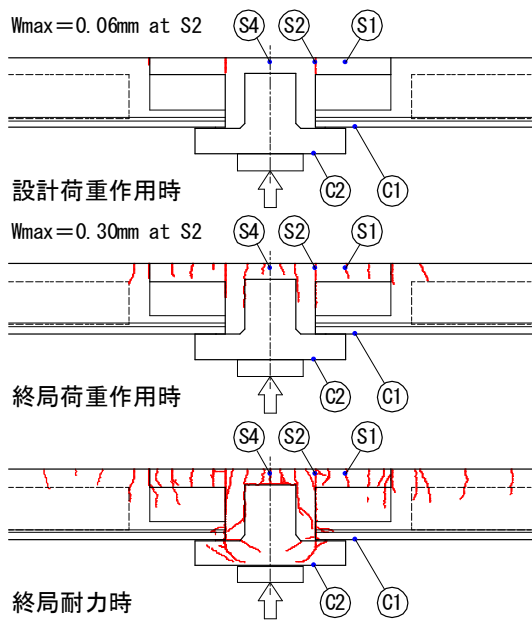


図-5 ひび割れ状況

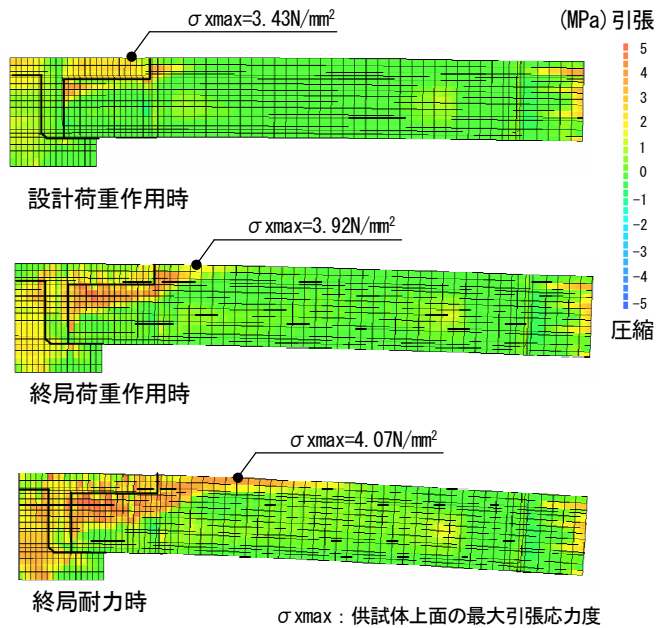


図-6 応力度分布図

mm(S2 位置)の最大ひび割れ幅を確認した。それ以降、場所打ち部に約 200 mm 間隔で一様にひび割れが分散して進展し、連結鉄筋降伏後に横梁上縁の場所打ち部との境界面および横梁のコーベル部にひび割れが発生し、1186 kN で最大荷重に達した。実験の結果、ひび割れが場所打ち部に広く分散したことから、本実験の仕様に従って施工することで、中空桁や横梁と場所打ち部との境界面が弱点とならず、局所的な剥離等が起らないことが確認された。

4. 2 設計値と実験値との比較

設計で用いた線形解析に基づく設計値と実験値とを比較した結果を、表-1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、計算値の1/2程度となった。また、鉄筋の初降伏荷重および終局耐力も、計算値より20~25%大きい結果となった。これは、荷重に対してクリティカルとなる断面では連結鉄筋が重ね継ぎ手されており、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。

5. 実験結果と解析結果の比較

非線形FEM解析により算出した荷重-変位関係を、図-4に付記する。また、非線形FEM解析Case1による設計荷重作用時、終局荷重作用時、終局耐力時の応力度分布図を図-6に示す。実験で得られた荷重-変位

関係は、Case 1 と Case 2 の解析値の中間の挙動を示している。また、解析による応力度分布は、設計荷重作用時には、 $2\text{N}/\text{mm}^2$ 程度の応力が場所打ち部に一様に分布しているが、終局荷重作用時には応力が低下していることが確認できる。これは、ひび割れの発生により、応力が解放されることが原因として考えられ、実験の現象を概ね再現できていると考えられる。

実験および非線形 FEM 解析 Case 1 による、設計荷重作用時、終局荷重作用時、終局耐力時の連結鉄筋ひずみ分布を図-7に示す。解析によって得られた連結鉄筋ひずみの分布状況は、実験結果とほぼ一致した。なお、ひび割れが進展する設計荷重作用以降は、重ね継ぎ手部(測点 S1, S7)および横梁上(測点 S4)でひずみの進展が遅く、場所によってひずみの進展状況に差異が見られた。

荷重-連結鉄筋ひずみ関係を図-8に、荷重-コンクリートひずみ関係を図-9に示す。連結鉄筋のひずみは、終局耐力時にはプレキャスト中空桁と場所打ち部の境界面で実験、解析ともに降伏に至り、一方、重ね継ぎ手部では $800\sim 1000\mu$ 程度で降伏には至らなかった。なお、鉄筋降伏位置と実験時にひび割れが進展した位置と一致している結果となっている。また、コンクリートひずみは連結鉄筋の降伏以降、横梁の圧縮ひずみの進展が、実験および解析のどちらも見られた。以上の結果より、連結鉄筋ひずみおよびコンクリートひずみとも、実験値と解析値とはほぼ一致しており、非線形 FEM 解析により、本連結構造の挙動を把握することができるものと判断できる。

6. まとめ

- (1) 実験で得られた設計荷重作用時のひび割れ幅は設計値の $1/2$ 程度であり、また、ひび割れも分散して発生していることから、本実験での仕様に従って連結部を設計・施工することで、連結部に弱点部が生じないことが確認された。
- (2) 実験で得られた終局耐力は設計値の 1.25 倍であることから、十分な保有耐力を有していることが確認された。
- (3) 非線形 FEM 解析により、本構造の挙動を精度良く評価できることが確認された。

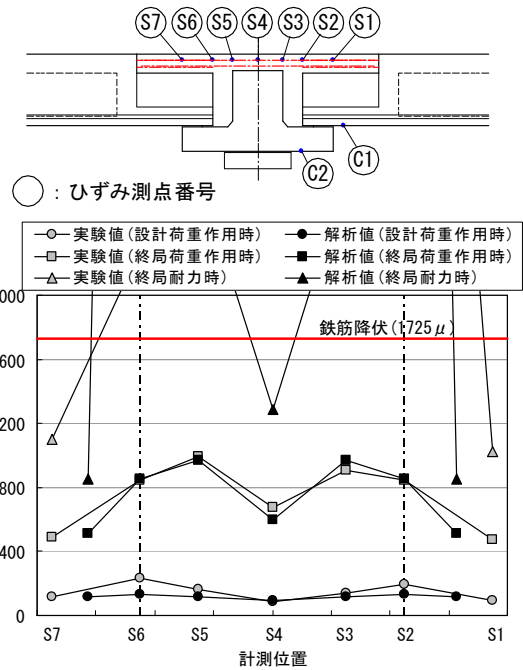


図-7 連結鉄筋ひずみ分布

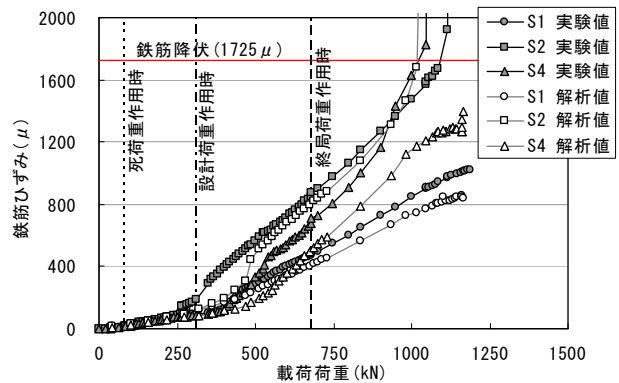


図-8 連結鉄筋ひずみ

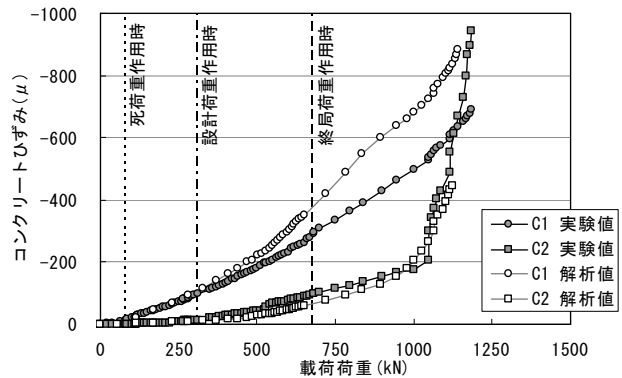


図-9 コンクリートひずみ