

## プレキャスト横梁を用いたプレテンションT桁の連結構造に関する性能実験

オリエンタル白石(株) 正会員 ○永吉 雄太  
 オリエンタル白石(株) 正会員 工修 吉川 卓  
 オリエンタル白石(株) 正会員 渡瀬 博  
 オリエンタル白石(株) 安田 聖晃

In renewal construction of Okubi River Bridge in the Okinawa Expressway, a new connection system that pretensioned hollow girders were connected via precast cross beam supported on bearings was adopted (SCB Method). As a result, the construction period shortened, and construction cost was also reduced. In this study, due to apply this method to pretensioned T-shaped girders, it was carried out a loading test on the connection using a full-size test specimen. In addition, non-linear FEM analysis was carried out to verify the validity of the test result. As a result, sufficient distributions of cracks and enough ultimate strength could be confirmed.

Key words : precast, pretensioned T-shaped girder, loading test, non-linear analysis

### 1. はじめに

一般的なプレテンション方式 PC 連結桁橋は、プレテンション桁を単純桁として架設し、中間支点上で場所打ちコンクリートを用いて PC 構造で連結することにより、連続桁とする橋梁形式である。したがって、中間支点上では、プレテンション桁本数の 2 倍の支承数が必要となる。これに対し、中間支点上にプレキャスト横梁を設置し、それを介してプレテンション桁を連結する構造 (SCB 工法。以下、本工法という) は、支承数を大幅に低減でき、コスト縮減や支承部の維持管理性の向上が図れる。さらに、橋脚頂部の必要寸法も、従来の連結桁に比べて縮小できるメリットもある。

本工法は、沖縄自動車道の億首川橋における RC 中空床版橋の架替え工事において初めて採用された工法であり<sup>1)</sup>、その工事では主桁にはプレテンション中空桁を用いている(図-1)。本工法の採用に当たっては、中間支点上を模擬した実物大の供試体による載荷実験を実施し、耐荷性およびひび割れ性状などの確認を行っている<sup>2)</sup>。

一方、本工法にプレテンションT桁を用いる場合は、プレキャスト横梁との接合方法など、プレテンション中空桁とは異なるディテールとなる。そこで本研究では、本工法のプレテンションT桁への適用拡大を図る

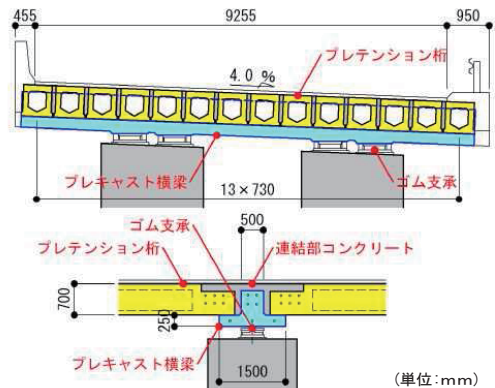


図-1 億首川橋の中間支点連結構造



写真-1 供試体全景

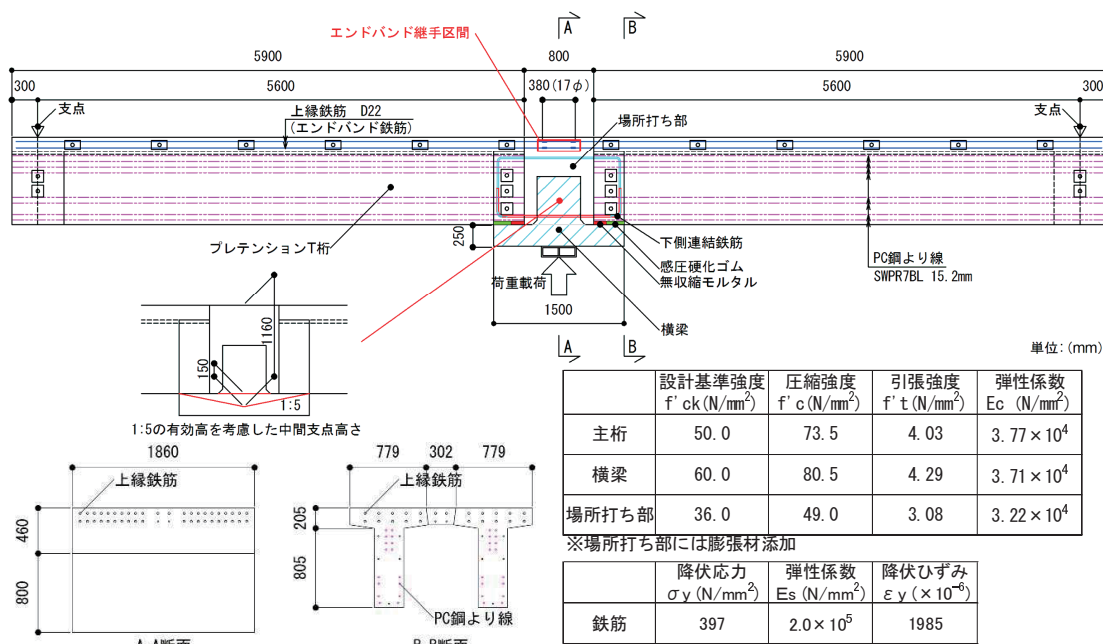


図-2 供試体概要および材料実験結果

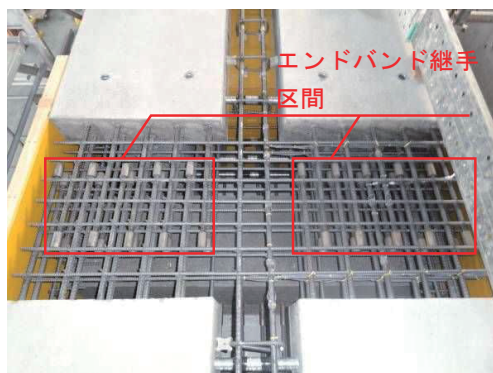


写真-2 場所打ち部鉄筋配置

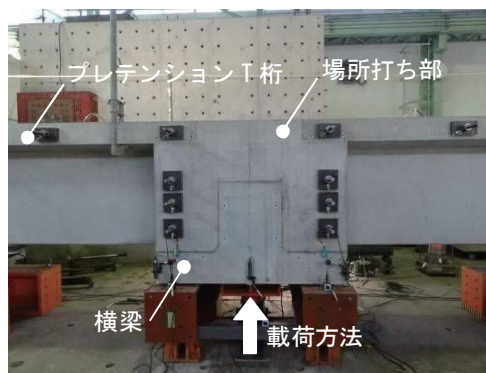
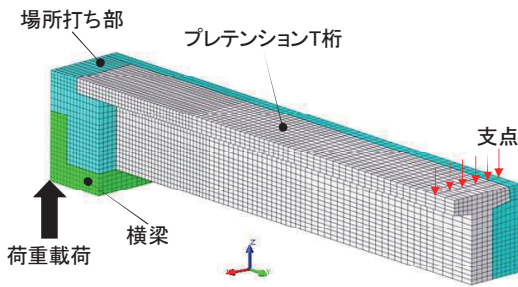


写真-3 実験状況

ために、実物大のプレテンションT桁を用いた供試体による荷重実験を行い、連結部の耐荷性やひび割れ性状の確認を行った。

## 2. 実験概要

供試体全景写真-1に、供試体の概要および材料実験結果を図-2に示す。供試体は、プレテンションT桁を用いた支間長18mの連結桁橋を対象として試設計を行い、寸法や鋼材配置を設定した。供試体形状は、橋軸方向長さが12.6m(支間12.0m)、橋軸直角方向長さが1.86m(桁2本分をモデル化)としている。性能を照査する各荷重段階の荷重荷重は、図-2のA-A断面で曲げモーメントが試設計の値と一致するように設定している。供試体の場所打ち部の鉄筋配置を写真-2に示す。場所打ち部は、主桁に切欠きを不要にすることと、場所打ち部の鉄筋の過密化を防ぐために、鉄筋端部に鋼管を圧着した鉄筋(以下、エンドバンド鉄筋<sup>3)</sup>)を重ね継手として使用した。エンドバンド継手長は、本実験において、場所打ち部に使用しているコンクリートの設計基準強度(36N/mm<sup>2</sup>)に対して、鉄筋の規格引張荷重を満足する定着力を得ることができる継手長である17φ(380mm)としている<sup>4)</sup>。なお、場所打ち



構成材料	要素	降伏基準
コンクリート	ソリッド要素	圧縮域 Drucker-Prager型
	引張域	Linear型
鉄筋、PC鋼材	埋込み鉄筋要素	von Mises型

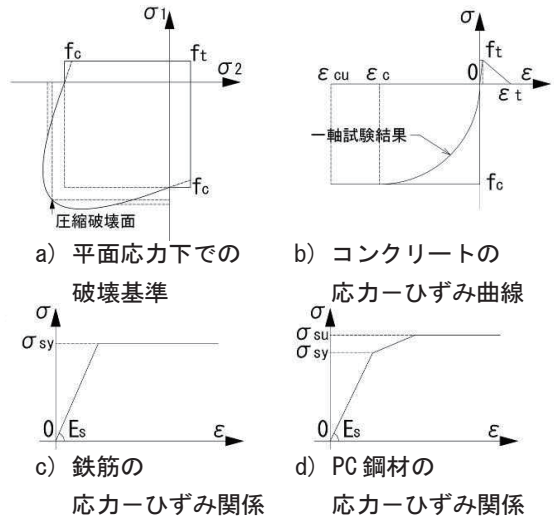


図-3 非線形FEMモデル

部の鉄筋は、表-1に示す設計荷重時の許容ひび割れ幅 ( $0.0035 \times 43 \div 0.15\text{mm}$ )を満足するために必要な鉄筋量で決まっている<sup>1)</sup>。鉄筋を配置したのち、場所打ち部に収縮補償用コンクリートを打設し、横締めPC鋼材の緊張を行った。また、T桁や横梁と場所打ち部との境界面には、吸水防止材を塗布している。

実験状況を写真-3に示す。荷重は、中間支点の負の曲げモーメントを再現するために、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。また、各荷重ステップで供試体下面の鉛直変位、供試体上縁鉄筋ひずみ、主桁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。

### 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、汎用有限要素解析プログラムDIANAを用いた非線形FEM解析を行った。解析モデルおよび要素種類、非線形材料の降伏基準などを図-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、拘束条件はモデルの対称面をそれぞれ、橋軸方向、橋軸直角方向に拘束し、支点位置では鉛直方向に拘束を行った。なお、T桁の橋軸方向のプレストレスの導入は考慮しているが、横締めの緊張力は考慮していない。また、プレキャスト部材と場所打ち部の接合面のモデル化は、洗出しと吸水防止剤の塗布による表面処理を行った上で、場所打ち部には収縮補償用コンクリートを用いているため、完全付着として解析を行っている。解析に用いるコンクリートと鉄筋の材料特性は、実験時に行った材料実験結果に基づいて設定している。

解析ケースは、Case1は図-2に示すエンドバンド継手区間のエンドバンド鉄筋の本数を設計上の本数としたケース、Case2は、エンドバンド継手区間の鉄筋断面積を実配置の本数(設計上の本数の2倍)にしたケースの2ケースとした。

表-1 億首川の設計における各部位の引張側の制限値

部位	施工時	死荷重作用時	設計荷重作用時	
主方向	プレテンション桁	$\sigma_c \geq \sigma_{ca}$	$\sigma_c \geq 0$	$\sigma_c \geq \sigma_{ca}$
	連結部	-	$\sigma_c \geq f_{bck}$	$w \leq 0.0035c$

$\sigma_c$ : コンクリートの引張応力度  
 $f_{bck}$ : コンクリートの曲げひび割れ強度  
 $c$ : 鋼材のかぶり  
 $\sigma_{ca}$ : コンクリートの許容引張応力度  
 $w$ : コンクリートの許容曲げひび割れ幅

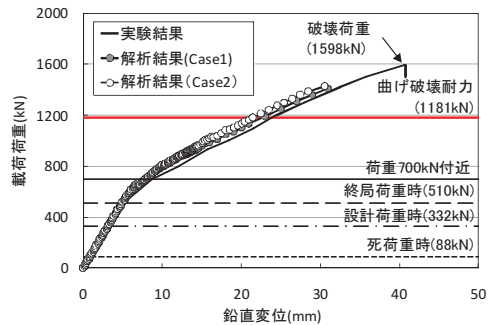


図-4 荷重-変位関係

#### 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に示す。供試体が破壊したときの荷重は1598kNであり、実験時に行った材料実験結果から求めた曲げ破壊耐力(道路橋示方書に基づく計算値)の1.35倍となっている。なお、曲げ破壊耐力の算出においては、図-2に示す有効高<sup>5)</sup>を用いている。また、荷重700kN付近でグラフの勾配が変化している。これは図-5に示すように接合面①、②のひび割れが橋軸直角方向に貫通し、剛性が低下したためと考えられる。

供試体の破壊状況を写真-4に示す。場所打ち部のかぶりコンクリートにひび割れが入り、剥離していることが分かる。このような破壊形態になった原因は、鉄筋の曲げ剛性により、かぶりコンクリートが外側に押し出されたものと考えられる。各荷重段階でのひび割れ状況を図-6に示す。317kN時に場所打ち部と主桁の接合面②に設計荷重時(332kN)

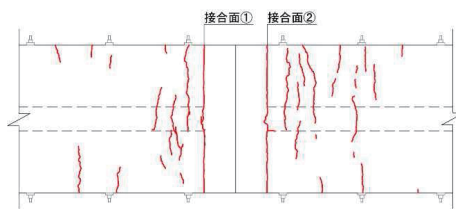


図-5 供試体上面ひび割れ状況



写真-4 供試体の破壊状況

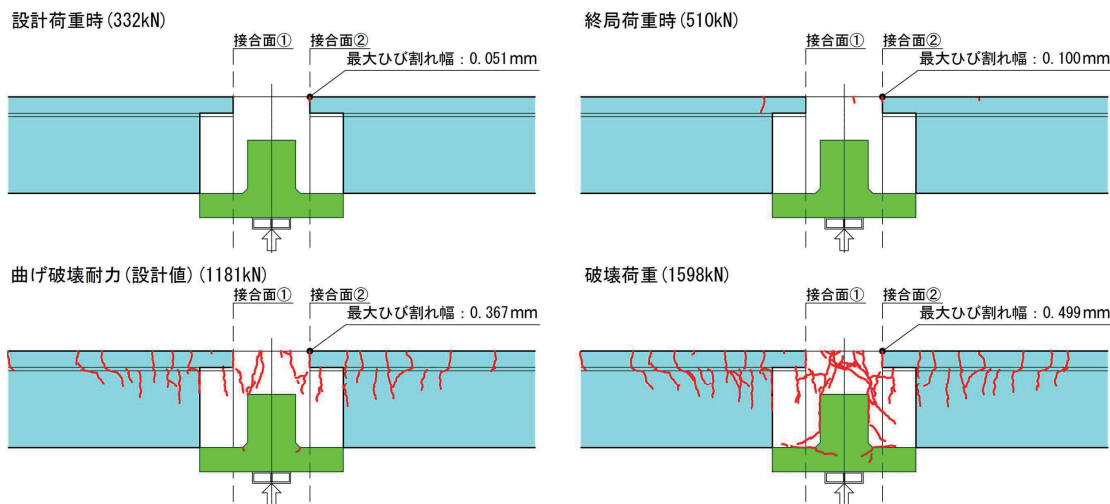


図-6 ひび割れ状況

ひび割れが発生し、設計荷重時には0.051mmの最大ひび割れ幅を確認した。そのうち、終局荷重時では主桁の上面にひび割れが発生、曲げ破壊耐力のときは供試体上面のひび割れが進展し、横梁にもひび割れが発生した。破壊荷重のときは主桁と横梁部、場所打ち部と横梁部の接合面にもひび割れが発生した。

図-7に、主桁と場所打ち部の接合面のひび割れ幅の進展状況を示す。ひび割れ幅の制限がある設計荷重時では、実験値は設計値(0.14mm)の約1/3となっており、設計値に比べて十分に小さい結果であった。また、接合面①、②について、ひび割れ幅の急激な増加は見られなかった。これはひび割れが分散し、接合面でも目開きが生じていないこと

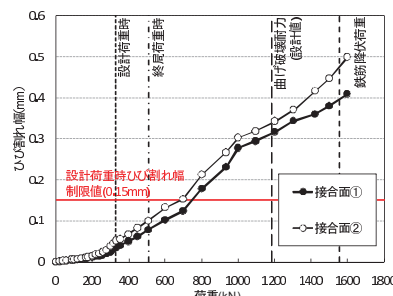


図-7 ひび割れ幅の進展状況

表一 2 制限値, 設計値と実験値の比較

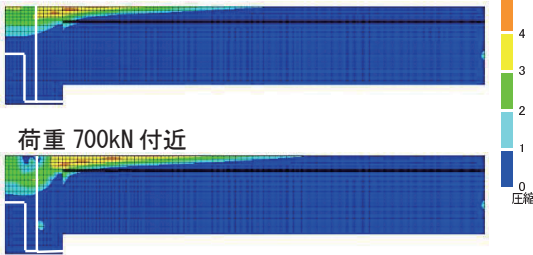
	制限値	設計値	実験値
死荷重時	$\sigma_{ct} \geq -1.74\text{N/mm}^2$	$-1.43\text{N/mm}^2$	$-0.69\text{N/mm}^2$
設計荷重時	$\sigma_s \leq 160\text{N/mm}^2$	$114.1\text{N/mm}^2$	$7.82\text{N/mm}^2$
	$w \leq 0.15\text{mm}$	$0.14\text{mm}$	$0.051\text{mm}$

$\sigma_{ct}$ : コンクリートの引張応力度  
 $\sigma_s$ : 鉄筋の引張応力度  
 $w$ : コンクリートの許容曲げひび割れ幅

	設計値	実験値
ひび割れ発生荷重	311kN	317kN
間詰め鉄筋降伏荷重	1088kN	1554kN
※曲げ破壊耐力	1181kN	1598kN

※曲げ破壊耐力の実験値は破壊荷重の値である

終局荷重時 (510kN)



図一 8 最大主応力度分布図 (Case2)

から, 局所的な目開きが生じる可能性のある接合面でも, 一体として挙動していることが理由と考えられる。

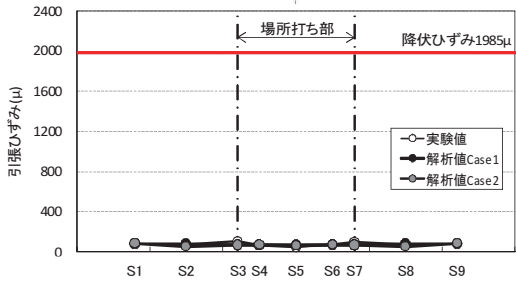
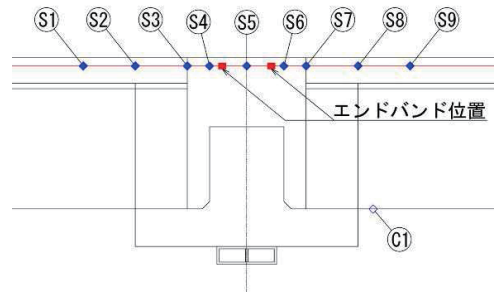
#### 4. 2 設計値と実験値との比較

設計計算で使用した制限値や試設計によって求めた設計値と, 実験値を比較した結果を, 表一 2 に示す。検討位置は, 供試体の載荷位置(ひび割れ幅に対しては接合面②)で行っている。すべての項目について, 実験値が設計値を満足しており, 設計荷重時の鉄筋応力は, 設計値と比較して1/10以下となっている。これは, コンクリートが負担する引張応力や継手部の実際の鉄筋量などの影響によるものと考えられる。

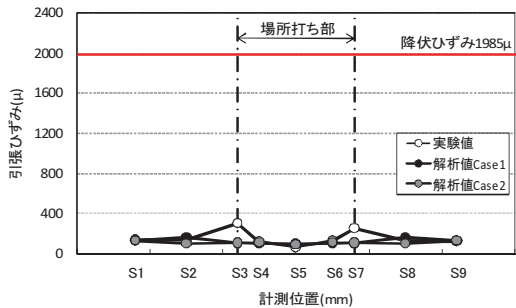
#### 4. 3 実験結果と解析結果の比較

非線形FEM解析により算出した荷重-変位関係を, 図一 4 に示す。実験で得られた荷重-変位関係は, 解析値のいずれのケースでも有意な差はないことが分かる。また, 解析値についても実験値と同様に荷重700kN付近でグラフに勾配の変化が生じている。

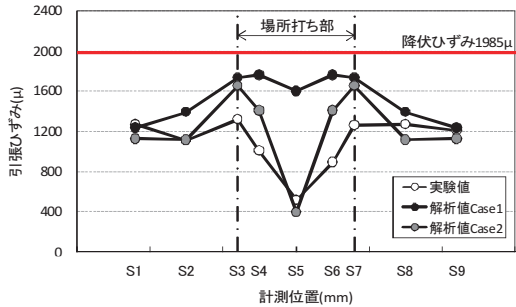
Case2による終局荷重時, 荷重700kN付近の最大主応力度分布を図一 8 に示す。解析による応力度分布は, 終局荷重時には2~3N/mm<sup>2</sup>程度の応力が場所打ち部に一様に分布しているが, 荷重700kN付近のときは応力が低下していることが確認できる。これは, 接合面①, ②の供試体上面のひび割れが橋軸直角方向に貫通したことにより応力が解放されたことが原因として考えられ, 実験の現象を概ね再現できていると考えられる。



(a) 設計荷重時 (332kN)



(b) 終局荷重時 (510kN)



(c) 曲げ破壊耐力 (1181kN)

図一 9 供試体上縁鉄筋ひずみ分布

図-9に上縁鉄筋ひずみ測定位置と、設計荷重時、終局荷重時、曲げ破壊耐力時の供試体上縁鉄筋ひずみ分布を示す。(a)の設計荷重時、(b)の終局荷重時は実験値、解析値ともにほぼ同様の値を示している。(c)の曲げ破壊耐力時では、接合面付近を除き、Case2の解析値と実験値はほぼ一致している。

上縁鉄筋ひずみの変化状況を図-10に示す。エンドバンド継手区間の中心の測点S5は、Case1は実験値から大きく離れた値を示してしているが、Case2の値は実験値に近い値となっている。エンドバンド継手区間の端部の測点S7は、値に差はあるものの、解析値は実験値とほぼ同様の勾配でひずみが増加している。中心部から離れた測点S8については、Case1の解析値が実験値に近い値を示しているが、荷重が進むにつれ実験値はCase1とCase2の中間の挙動を示している。

コンクリートひずみの変化状況を図-11に示す。解析結果についてCase1、Case2の値の差はなく、実験値と解析値もほぼ一致している。

5. まとめ

本工法を用いて実施した荷重実験、非線形FEM解析により以下のことが確認ができた。

- (1) 実験値で得られた設計荷重時の接合面のひび割れ幅は設計値の約0.36倍であり、ひび割れも分散して発生していることから、本実験の仕様にしたがって接合面を設計・施工することで、接合面への局所的なひび割れ幅の増加が生じないことが確認された。
- (2) 実験により得られた破壊時の荷重は設計値の1.35倍となっているため、設計的には十分な曲げ耐力を有していることがわかった。
- (3) 非線形FEM解析を行うことにより、荷重-変位関係とコンクリートひずみを精度良く再現することができる。鉄筋ひずみについては、Case2の条件で解析を行うことにより、精度のよい評価を行うことができる。
- (4) 以上より、本工法はプレテンションT桁を用いた場合にも適用可能であることが確認できた。

参考文献

- 1) 福永, 石塚, 山戸, 田中, 下村, 吉村: 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, 2009年2月
- 2) 梅本, 吉村, 福永, 松井: 億首川橋連結部の性能確認実験, 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, 2008年11月
- 3) 阿部, 原, 澤田, 中村: プレキャストPC床版の新しいRC接合構造に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, 2007
- 4) 大信田, 二井谷, 原, 中川: エンドバンド鉄筋を用いた継手に関する研究およびその適用事例—PC桁の連結部への適用—, プレストレストコンクリート, Vol. 52, No. 5, Sep. 2010
- 5) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編, 2012年3月, p. 181

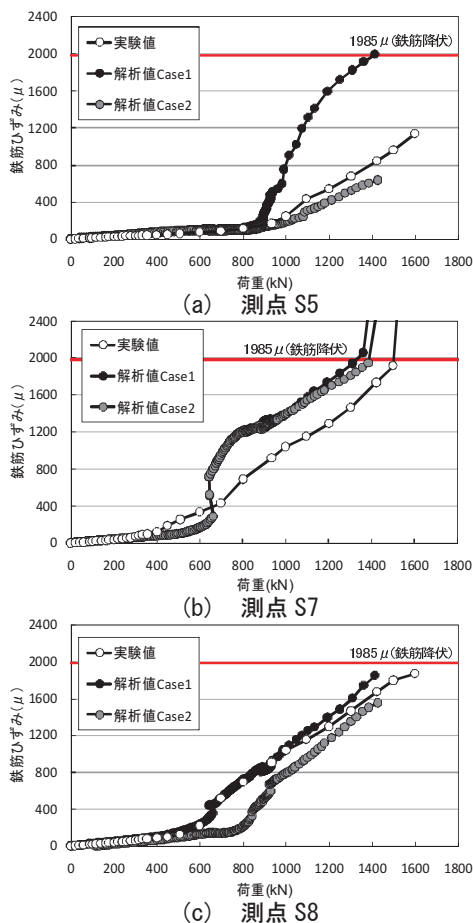


図-10 上縁鉄筋ひずみの変化状況

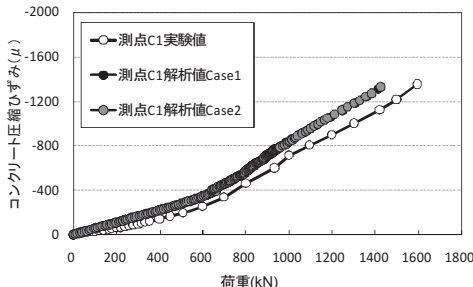


図-11 コンクリートひずみの変化状況