

UFC製型枠を用いた高耐震性RC橋脚の 大型正負交番載荷実験

玉野 慶吾¹・山野 慎一²・曾我部 直樹³・金光 嘉久⁴

¹正会員 工修 鹿島建設株式会社 技術研究所（〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1）

²フェロー会員 博(工) 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

³正会員 博(工) 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

⁴正会員 工修 鹿島建設株式会社 東京土木支店 (〒107-8477 東京都港区元赤坂1-3-8)

1. はじめに

大規模な地震発生後、早期に救援や復旧活動を行うことが重要であり、そのためには、道路網が寸断されず、利用できることが条件である。特に、上部構造を支える RC 橋脚が地震後も損傷が軽微で、修復・復旧が速やかできる構造が必要とされている。つまり、地震動により橋脚のコンクリートが圧壊することや軸方向鉄筋が座屈するような損傷により、曲げ耐力や軸力を保持する機能が低下することを防ぐ必要がある。さらに、河川内の橋梁や山岳地帯の橋梁など、被災後に補修や補強が困難となる場所に適用できるようなダメージフリー橋脚の開発が求められている。

これに対し、筆者らは、高い圧縮強度と曲げ引張強度を有する超高強度繊維補強コンクリート（以下、UFC）をプレキャスト型枠として躯体基部に適用したRC橋脚（以下、UFC橋脚）を提案している¹⁾。この橋脚の基本的な考え方は、塑性ヒンジ区間のかぶりをUFC製プレキャスト型枠で高強度化し、地震時における曲げ圧縮応力のかぶり部分で負担させることにより、コアコンクリートを無損傷として、橋脚全体の耐震性能や変形性能を確保することである。また、UFC橋脚は、UFC製プレキャスト型枠に水平目地を設けることで、地震時の曲げひび割れを分散し、できるだけ特定の断面への損傷の集中を防ぐ構造としている。これらの構造により、高い変形性能および良好なひび割れ分散性を実現できることを、小型試験体に対する実験や解析により確認している

本研究では、実在の山岳橋梁を参考に UFC 橋脚を設計し、その 1/6.5 スケールの比較的大型となる

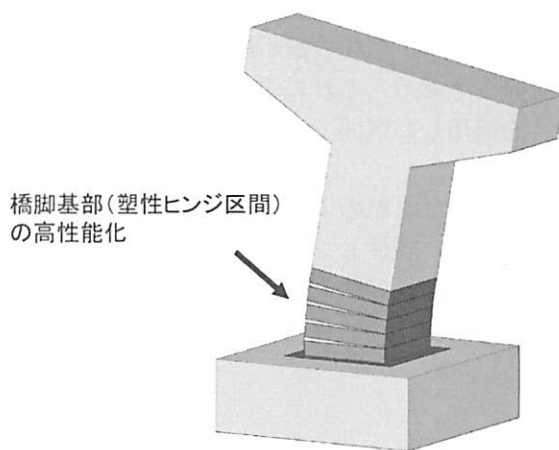


図-1 UFCを用いたRC橋脚

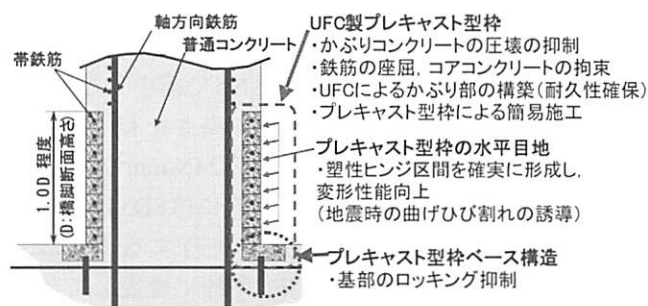


図-2 UFCプレキャスト型枠による塑性ヒンジ構造

試験体に対して正負交番載荷実験を行った。そして、UFC 橋脚の構造特性や損傷過程、塑性ヒンジ領域や圧縮領域の推移、UFC 型枠の目地部の挙動について明らかにした。また、ファイバーモデル解析による再現解析を行った。

2. UFC橋脚の特徴と目地構造

UFC橋脚は図-1, 2に示すようなUFC製プレキャスト型枠を、塑性ヒンジ区間に適用することにより、

同区間のかぶりをUFCとしたものである。本研究で対象としたUFCは、180～200N/mm²級の圧縮強度が得られ、また、直径0.2mm、公称長さが20mmと15mmの鋼繊維を混合して体積比で1.75%混入することにより、15N/mm²程度の引張強度を得ることができる³⁾。

RC橋脚のように地震時に曲げと軸力が作用するRC部材では、引張側の軸方向鉄筋の降伏後に最外縁となる圧縮側のかぶりコンクリートが圧壊し、その損傷がコアコンクリートに進展することにより終局を迎える。この時、高強度を有するUFCでかぶりが構築されていれば、同部分の圧壊を抑制できる。また、軸方向鉄筋が鋼繊維を有するUFCで拘束されることにより、その座屈についても遅延化できる。さらに、UFC製プレキャスト型枠には、水平方向に一定の間隔でひび割れ誘発目地を設けておき、UFC製プレキャスト型枠の適用区間に複数の曲げひび割れを発生させる。これにより、UFC製プレキャスト型枠を適用した区間では、安定した高い変形性能が期待できる。

UFC橋脚は上記のように、UFC製プレキャスト型枠を用いて、塑性ヒンジ部のみの変形性能を向上させることで、比較的高価であるUFCの使用量を抑えつつ、橋脚全体の耐震性、変形性能を高めることができる。

3. 実験概要

(1) 試験体諸元

本研究で製作した試験体は、山岳橋梁を対象としてUFC橋脚を試設計し、相似比6.5で縮小した900×750mmの長方形断面と2,990mmの高さを有するものである。コンクリートは呼び強度24N/mm²の普通コンクリートを適用し、軸方向鉄筋にはSD345 D19を用いた。帯鉄筋は、曲げ破壊が先行するように、SD345 D13を100mm間隔でUFC型枠に埋設して設置した。基部から約1.1D区間（D：橋脚断面高さ）に、UFC製プレキャスト型枠を適用し、この範囲には中間帯鉄筋を配置していない。同型枠の厚さについては、一軸曲げ変形時の断面内における曲げ圧縮応力を、UFCによるかぶり部分のみで負担できるように68mmとした。また、同型枠の1個当たりの高さは目地間隔と同義となるが、これについては、試験体を曲げを受けるRC部材とした場合のコンクリート標準示方書⁴⁾（以下、RC示方書）によるひび割れ間隔が405mmであることから、ひび割れ分散性と製作性を考慮し100mmとした。なお、目地部は、高強度の

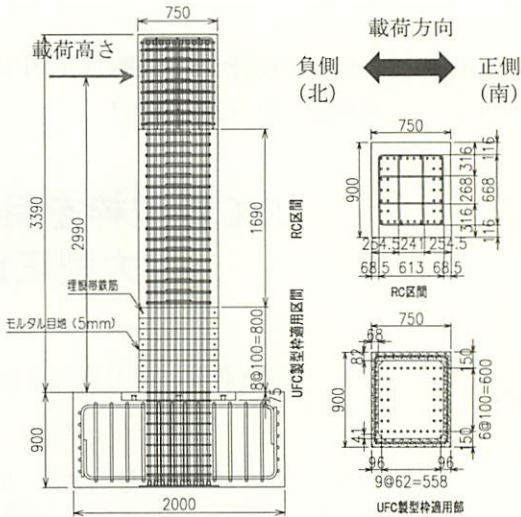


図-3 UFC製プレキャスト型枠を用いた橋脚

表-1 UFCとコンクリートの材料試験結果

適用箇所	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
UFC	212.6	44.5	26.3(曲げ)
モルタル(目地材)	102.0	28.8	—
柱部	28.7	22.8	2.58(割裂)
フーチング部	33.0	—	—

表-2 鋼材の材料試験結果

鋼材の種類	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
軸方向鉄筋 SD345 D19	388.5	191.4	560.7
帯鉄筋 SD345 D13	355.4	177.4	543.2

無収縮モルタル(最大骨材寸法：2.4mm程度)によるものであり、その厚さは5mm程度である。

各材料試験の結果について、表-1、2に示す。

(2) 荷重方法

写真-1に荷重装置を示す。水平方向の油圧ジャッキは、2基のヒンジを介して反力壁に設置されている。また、鉛直方向の油圧ジャッキは、球座とスライド支承を介して、上部梁フレームに固定され、試験体の曲げ変形を拘束することなく、一定の軸力の荷重が可能となっている。

鉛直方向には、対象橋梁の作用軸力に対して相似比により算出した1108kN(約1.64N/mm²)を荷重制御で荷重した。また、水平方向には、0.25P_y、0.50P_y、0.75P_y(P_y：計算上の降伏強度)のそれぞれの荷重で1回ずつの正負交番荷重を行った。北側から南側へ荷重する時を正側とした。その後、最外縁鉄筋の引張応力が実降伏強度に達した時の荷重点

変位 (δ_y) である 22.0mm を基準とし、同一振幅における繰返し回数 3 回の振幅漸増型载荷波形を変位制御で作用させた。

(3) 計測項目

本実験では、载荷実験時における水平荷重、鉛直荷重については、ロードセルにより計測した。試験体の変形形状、载荷点変位については変位計により、载荷サイクルごとにおける計測を行った。また、試験体内部の軸方向鉄筋、帯鉄筋にはひずみゲージを設置した。UFC のひずみはコンクリートゲージ、目地部における開きは π 型変位計を設置することにより計測した (図-4)。

4. 実験結果と考察

(1) 荷重－変位関係と破壊性状

図-5 に荷重－変位関係を示す。最外縁の軸方向鉄筋が降伏した時の载荷点変位 22.1mm から徐々に剛性が低下し、 $2\delta_y$ 以降は緩やかに耐力が増加しながら変形が進み、载荷点変位 198.5mm ($9\delta_y$) 時に最大耐力 670.6kN を示した。

目地部では、 $0.5 P_y$ 時点で UFC 型枠 2 段に対して 1 本の割合で水平方向のひび割れが生じ、 $1\delta_y$ では、すべての目地においてに水平方向のひび割れが発生した。载荷面の UFC 型枠には $6\delta_y$ において縦ひび割れが発生し、 $7\delta_y$ では曲げ圧縮応力により UFC の表面が薄く剥落する部分を確認された。 $9\delta_y$ では、軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出しによる UFC 型枠の载荷面の面外への変形が顕著となり、3 回目の繰返し時ではその変形量が 40mm 程度となった。 $10\delta_y$ の繰返し時に、軸方向鉄筋が破断し始め、それと共に耐力が低下した。写真-2 に、 $10\delta_y$ の正側での 3 回目の繰返し時における損傷状況を示す。引張側において、曲げ変形の影響で目地部の開きが大きく、さらに、軸方向鉄筋の座屈により UFC 型枠が面外に変形していることが分かる。

(2) 軸方向鉄筋ひずみ分布と塑性ヒンジ領域

図-6 に正側载荷時における最外縁に配筋された軸方向鉄筋ひずみ分布、および実験終了時における東面のひび割れ発生状況を示す。なお、ひずみ分布は、各载荷サイクルにおける 1 回目の繰返し時の計測結果を示している。

$2\delta_y$ においては、基部付近のみが降伏しているが、その後、徐々に降伏の範囲が進展し、 $4\delta_y$ で基部から高さ 600mm 程度の範囲で軸方向鉄筋が降伏して

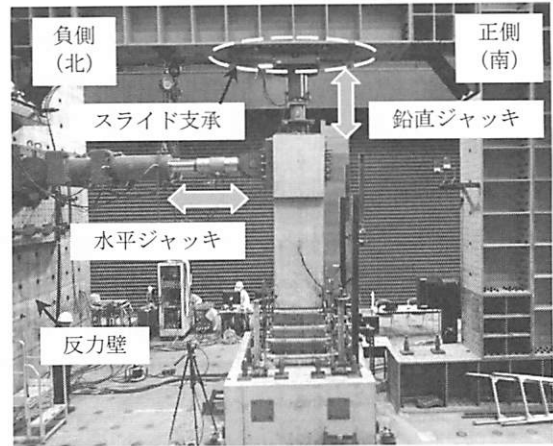


写真-1 载荷装置

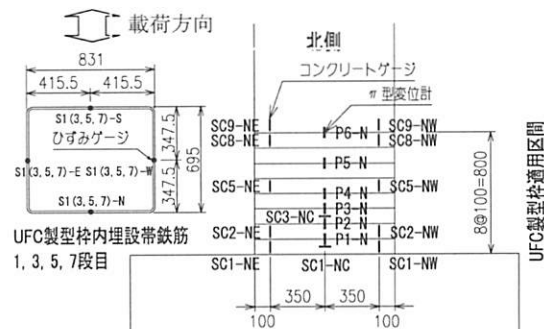


図-4 計測機器設置状況

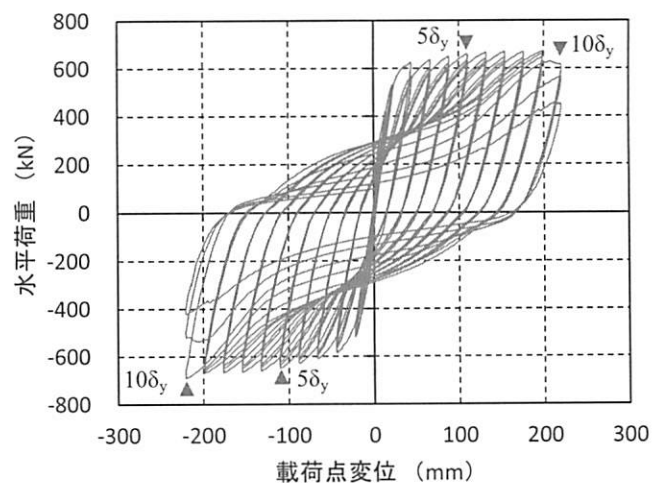


図-5 荷重－変位関係

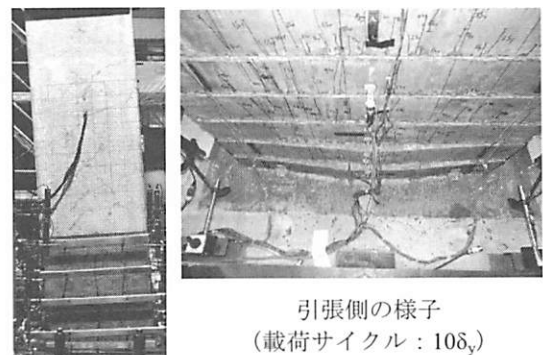


写真-2 試験体の損傷状況

いることが分かる。今回の実験では、UFC 型枠を基部から約 1.1D 区間となる 800mm の範囲に適用したが、塑性ヒンジ区間が同区間に限定されている。また、UFC 型枠の目地部以外に、上部の RC 区間にも曲げひび割れが発生したが、後述するようにその幅は小さく、ひび割れ位置の近傍における軸方向鉄筋ひずみも小さかった。なお、RC 区間におけるひび割れ間隔は、北側で 196mm, 223mm であり、UFC 型枠における目地間隔である 100mm の 2 倍程度であった。

(3) 帯鉄筋を埋設したUFC型枠の拘束効果

図-7 に UFC 型枠に埋設した帯鉄筋のひずみ、および帯鉄筋と同じ方向の UFC ひずみについて、載荷サイクルとの関係を示す。

帯鉄筋ひずみは、変形と共に緩やかに増加しているが、8 δ_y で急増して実降伏ひずみを超えている。また、UFC ひずみも帯鉄筋ひずみと同様に増加しているが、帯鉄筋ひずみに比べると急増の開始が若干、早い傾向がある。これは、8 δ_y までは軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出しを、UFC と帯鉄筋が一体となり拘束しているが、8 δ_y において軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力が、UFC 型枠の曲げ強度を超えたことで、同型枠による拘束力が喪失したことを示していると考えられる。実験でも、8 δ_y から 9 δ_y において、軸方向鉄筋の座屈に伴う変状が確認されている。

通常の RC 橋脚の場合は、かぶりコンクリートに面外に対する曲げ強度が期待できないため、軸方向鉄筋の座屈が始まるとすぐにかぶりコンクリートが剥落し、帯鉄筋が降伏することで座屈が大きく進展して耐力が低下する。これに対し、UFC 橋脚では、UFC 型枠の曲げ強度と内部の帯鉄筋による拘束効果が期待できるため、RC 橋脚で軸方向鉄筋が座屈するような変形領域においても安定した曲げ挙動を実現できる。

(4) 圧縮領域の推移

図-8 に正側載荷の 1 回目の繰返し時における UFC 型枠 1 段目、およびその近傍の軸方向鉄筋ひずみからなる部材断面におけるひずみ分布を示す。載荷 2 δ_y までは、圧縮側の鉄筋 1 段目に圧縮応力が作用しているが、3 δ_y 以降は、引張応力が発生している。つまり、中立軸位置が断面の外側方向へ移動して、3 δ_y 以降は曲げ圧縮応力を UFC 型枠のかぶりのみで負担して、コアコンクリートの損傷を抑制していることが分かる。

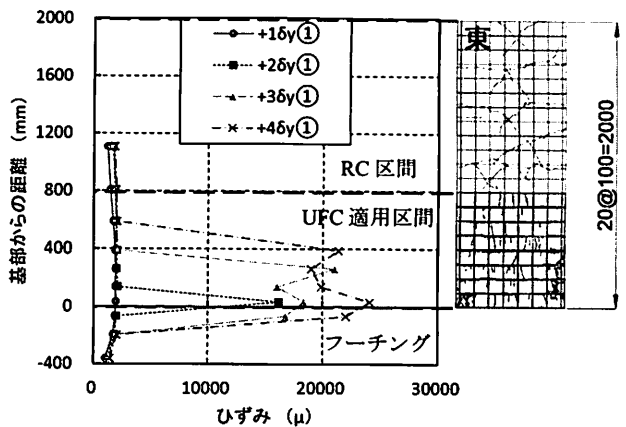


図-6 軸方向鉄筋ひずみ分布とひび割れ発生状況

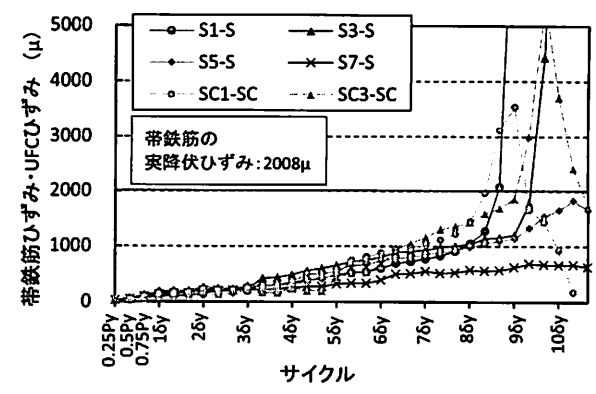


図-7 UFC 型枠に埋設した帯鉄筋ひずみおよび UFC ひずみと載荷サイクルの関係

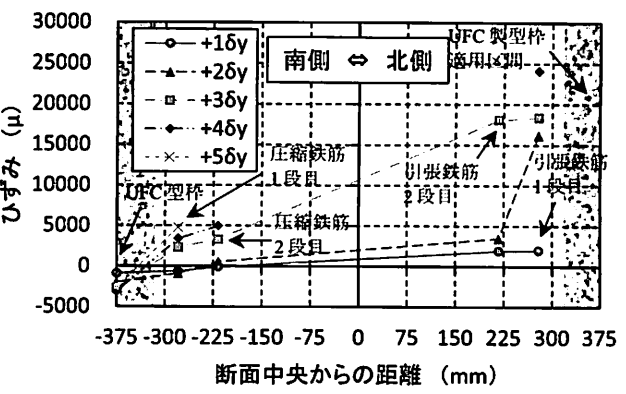


図-8 部材断面におけるひずみ分布

(5) モルタルを有する目地部の挙動

図-9 に目地開き分布、および RC 区間のひび割れ幅を示す。目地開きは各サイクルにおける 1 回目の繰返し時の値である。なお、RC 区間のひび割れ幅は、各サイクルにおける繰返し回数 3 回目においてクラックゲージで計測した値である。

目地開きは、最初は基部から徐々に開き始め、変形が進むと共に上方へ進展していることが分かる。また、開き幅も試験体の曲げ変形に応じて大きくなっており、その傾向は基部の方が顕著である。一方、

RC 区間に発生した曲げひび割れ幅は目地開きに比べて小さく、変形によるひび割れ幅の拡大も小さい。これらのことから試験体の曲げ変形が、UFC 適用区間に限定されていることが分かる。

図-10 に目地開きと鉄筋応力度の関係を示す。計算値は、RC 示方書の曲げひび割れ幅算定式より UFC 橋脚を RC 部材と仮定して算出したものである。目地は、基部と UFC 型枠 1 段目の目地（目地 1 段目）からの段数を表す。目地開きに対応する鉄筋応力度は、軸力を導入する前の状態をゼロとし、目地近傍の鉄筋ひずみゲージの値を材料試験の結果に基づき応力換算した値である。また、同図には、道路橋示方書⁵⁾（以下、道示）に示される地震時の影響を考慮する場合の許容応力度（200 N/mm²），および規格降伏強度（345 N/mm²）を併せて示す。

許容応力度、規格降伏強度に対しては、全ての目地において RC 示方書から算出される値以下となった。これは、前述のように UFC 型枠の目地間隔が、RC 部材として想定される曲げひび割れ間隔よりも小さく設定したため、曲げひび割れが分散した状態となり、各ひび割れの幅が小さくなったことを示している。なお、50N/mm²時点では目地1段目の目地開き幅が計算値と同等となっているが、これは同時点では、十分な数の目地にひび割れが発生していることと、計算値に鉄筋の拔出しを考慮していないことが原因と考えられる。

L1地震時において、塑性ヒンジ区間における曲げひび割れ間隔が UFC 型枠の目地間隔で制御され、ひび割れ幅が抑制されることは、耐久性上も有益であると言える。

5. ファイバーモデルを用いた再現解析

ファイバー要素を用いた非線形解析を行い、実験結果の再現解析を行うことにより、その妥当性について検証を行った。

(1) 解析概要

UFC 区間の試験体の断面については、かぶりコンクリート（UFCコンクリート）、コアコンクリート、軸方向鉄筋をファイバー要素でモデル化した（図-11）。本解析で用いた材料特性は、コンクリートについては包絡線については星隈らのモデル、除荷、再載荷については堺・川島らのモデルを適用した。なお、コアコンクリートについては、道示に基づいて横拘束鉄筋を考慮した物性値を入力している。UFCについては、超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案）⁶⁾に基づき、最大圧縮強度ま

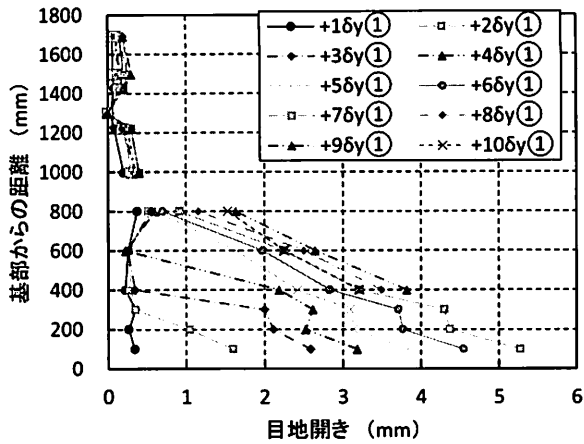


図-9 目地開き分布

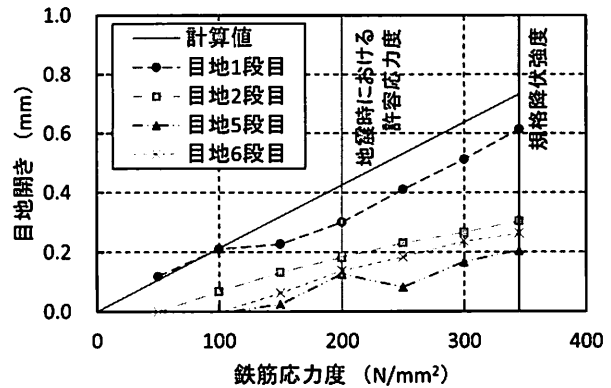


図-10 目地開きと鉄筋応力度の関係

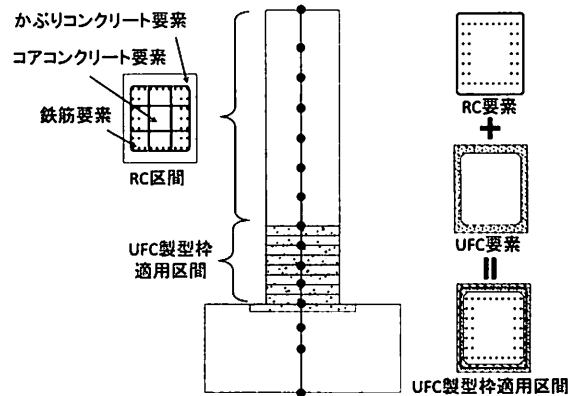


図-11 解析モデル

では弾性とし、ポストピークについては、14,000 μ で応力がゼロになるような下降勾配を有する材料特性を適用している。なお、最大圧縮強度は目地部を有するため、既往の研究⁷⁾を参考に、目地厚さ（平均値：5.2mm）による強度低下を考慮し、圧縮強度 158.9N/mm²，弾性係数 43.7 kN/mm²とした。さらに、目地部を設けて曲げひび割れを誘導していることから、解析における材料特性でも引張応力を受け持たないように設定している。軸方向鉄筋については修正 Menegotto-Pinto モデル⁸⁾を採用した。なお、鉄筋

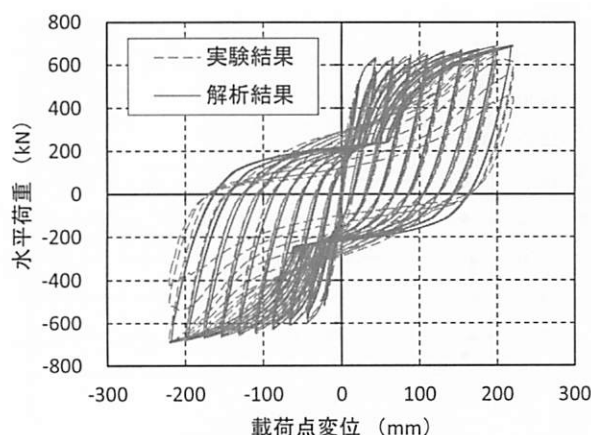


図-12 解析結果と実験結果の比較

の応力-ひずみ曲線の紡錘性に関わるバウジンガー係数は19.5とし、座屈の影響については考慮していない。

解析方法は、変位制御による正負交番載荷であり、基準変位を22.0mmとする同一振幅における繰返し回数3回の振幅漸増波形を入力した。軸方向鉄筋のフーチングからの伸出しによる影響については、伸出しによる回転変形を解析結果に加算することにより考慮した。伸出しによる影響は、 $18\delta_y$ における基部から30mmの位置の回転角を伸出しによるものと考え、実験時の荷重点変位における伸出しによる割合を30%として設定した。

(2) 解析結果と考察

図-12 に荷重-変位関係について、解析結果と実験結果の比較を示す。鉄筋の伸出しによる影響を実験結果に基づいて一律としているものの、初期剛性や最大耐力、降伏後に耐力が緩やかに増加する傾向など、実験結果を良好に再現できていることが分かる。また、履歴形状についても、除荷剛性や同一サイクルにおける繰返しによる耐力の変化などが実験結果と良く一致している。しかし、軸方向鉄筋の座屈および破断が生じた $10\delta_y$ では、解析がこれらの現象を考慮していないため、両者が相違する結果となっている。

以上より、ファイバーモデルを用いることで、軸方向鉄筋の座屈や破断が生じない範囲においては、UFC 橋脚の曲げ特性を解析により再現できることが確認された。

6. まとめ

本研究では、山岳橋梁を対象として試設計された UFC 橋脚の 1/6.5 スケールの大型試験体に対する正負交番載荷実験を行った。また、ファイバーモデル

による同実験の再現解析を行った。得られた結論について、以下に示す。

- (1) UFC 橋脚は正負交番載荷に対して、 $9\delta_y$ まで安定した曲げ挙動を示すことができる。
- (2) 橋脚基部の損傷が UFC 型枠の適用区間のみに限定され、モルタルを有する目地構造により、良好なひび割れ分散性を有することを確認した。
- (3) 大変形領域において、UFC 型枠のみで曲げ圧縮応力を負担することができ、コアコンクリートの損傷が抑制されることを確認した。
- (4) 軸方向鉄筋の座屈を UFC 型枠と帯鉄筋が拘束することで、通常の RC 橋脚で軸方向鉄筋の座屈が生じるような変形領域でも、安定した曲げ挙動を示すことができる。
- (5) L1 地震時に生じる曲げひび割れ幅が UFC 型枠の目地に誘導され、そのひび割れ幅が RC 示方書から算出される通常の RC 部材のひび割れ幅よりも小さいことが確認された。
- (6) ファイバーモデルによる再現解析の結果から、実験結果を概ね再現可能なことが示された。

参考文献

- 1) 山野辺慎一，曾我部直樹，家村浩和，高橋良和：高性能塑性ヒンジ構造を適用した高耐震性RC橋脚の開発，土木学会論文集，Vol.64，No.2，pp.317-332，2008。
- 2) 金光嘉久，山野辺慎一，河野哲也，川島一彦，松崎裕，市川翔太：モルタル目地を有するUFCプレキャスト型枠を用いたRC橋脚二方向載荷実験と解析，第15回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.243-250，2012。
- 3) 例えば，本田智昭，一宮利通，曾我部直樹，日紫喜剛啓：超高強度繊維補強コンクリートの構造性能に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.28，No.2，pp.637-642，2006。
- 4) 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書【設計編】，2013。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012。
- 6) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），コンクリートライブラリー 113，2004。
- 7) 金光嘉久，山野辺慎一，一宮利通，河野哲也：高耐震性RC橋脚における接合目地構造の開発，第21回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム，pp.245-250，2012。
- 8) Sakai, J., and Kawashima, K.: Unloading and reloading stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.132, No.1, pp. 112-122, 2006。