

ファイバーコンクリートを用いた 高じん性橋脚の開発に関する研究

東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 教授 川島一彦
東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 助教 松崎 裕

概要：

現在の技術基準で設計された橋脚は、1995年兵庫県南部地震による断層近傍地震動に対しては耐震性を確保できるが、地震動強度をこれよりも1.5倍に大きくしたり、継続時間を長くするため加震を繰返すと、コアコンクリートが圧壊し、破砕したコアコンクリートが鉄筋かごから抜け出し、水平耐力が低下することが、震動台実験施設E-ディフェンスを用いて実施された実大RC橋脚の加震実験結果から明らかとなっている。本研究では、兵庫県南部地震よりもさらに強度が高く、継続時間が長い地震動の作用下でも耐震性を確保できるダメージフリー橋脚を開発すること目的とし、ファイバーコンクリートを用いた高じん性橋脚を開発しようとするものである。このため、平成22年度には、1軸繰返し載荷実験に基づいて、引張と圧縮間に相互作用を考慮したファイバーコンクリートの応力～ひずみの構成則を開発すると同時に、ファイバーコンクリートを基部に用いた橋脚模型に対する繰返し載荷実験から、ファイバーコンクリートを用いることにより橋脚の変形性能を向上させることができることを明らかにした。

キーワード：耐震設計, RC橋脚, 変形性能, ファイバーコンクリート, 応力～ひずみ履歴

1. はじめに

橋梁の耐震設計では、どの程度の地震動を耐震設計に考慮するかが重要である。道路橋示方書では、長く震度法に基づく耐震設計が行われてきたが、平成2年以降には、地震時保有水平耐力法が採用され、1923年関東地震の際に東京で生じたであろう程度の地震動（タイプI地震動）を、また、平成7年以降はこれに加えて平成7年兵庫県南部地震の際に神戸で生じた地震動（タイプII地震動）を考慮するように変化してきた。

耐震設計で重要なことは、どの程度の地震動が最も強いかがまだ明らかにされていないことである。このため、将来、より強い地震動が生じることが明らかになった際に、橋梁の耐震性が直ちに損なわれることのないように、地震時保有耐力法では橋脚の塑性領域における変形性能を期待したじん性設計が採用されている。このため、現在までも多数の橋脚模型に対する載荷実験が実施され、橋脚の変形性能に及ぼす各種の影響が明らかにされてきている。しかしながら、建築物の柱に比較するとはるかに大断面である橋脚の宿命から、実験施設の制約により、従来、実施されてきた多くの実験は小型模型に対する擬

静的載荷実験であり、実大規模の地震動載荷実験は実施できないままになってきた。

この弱点を克服すべく、2008年に、世界最大最強の震動台E-ディフェンス（(独)防災科学技術研究所）を用いた実大RC橋脚に対する加震実験が実施され、実大RC橋脚の破壊メカニズムに関する多くの貴重な結果が得られた¹⁾。この一つとして実施された、現在の基準で設計された橋脚(C1-5橋脚)に対する加震実験からは、C1-5橋脚は、兵庫県南部地震による断層近傍地震動には耐えることができるが、入力強度を1.5倍にしたり、より継続時間の長い地震動作用の影響を表現するため、この地震動で繰返し載荷すると、コアコンクリートが圧壊し、破砕したコアコンクリートがあたかも爆裂するかのように鉄筋かごから抜け出し、水平耐力の低下が発生する等、大きく損傷することが明らかとなっている。

本研究は、このようなRC橋脚の弱点を克服し、より変形性能が高く、強震動の作用下でもほぼ橋としての機能を満足できるダメージフリー橋脚を開発することを目標とし、近年著しく技術開発の進んだ新材料を用いて、鉄筋かごから圧壊したコアコンクリートの抜け出しを防止し、変形性能の高い、高じん性橋脚を開発しようとするものである。

近年、新たに金属あるいは有機の各種繊維材料とセメントを組み合わせた複合セメント系材料の開発が進んでいる。これは、セメントに繊維を混入することにより、セメントにひび割れが発生したとしても、補強繊維がひび割れ面間をつなぎとめることによって、引張力を維持することを可能にした材料である。繊維の種類は多岐に渡っているが、中でも、繊維にポリプロピレンを使用したポリプロピレン繊維補強セメント系複合材料（以下、PFRCC）は、施工時の安全性、経済性から、新材料として有力視されており、橋梁をはじめとする、高い耐震性能が要求される構造物への適用が期待されている。現在までに実施された PFRCC を用いた橋脚は鋼ファイバーを用いた橋脚よりも変形性能が高いことが明らかにされている²⁾。

本研究では PFRCC を対象に 1 軸圧縮及び引張実験に基づき、部分的な除荷、再載荷を含む引張から圧縮、圧縮から引張に繰返し荷重を与えた場合の応力～ひずみ履歴特性を明らかにし、PFRCC の構成則の定式化を行う。また、PFRCC を用いた 2 体の模型模型に対する載荷実験を行い、PFRCC 橋脚の変形性能及び破壊メカニズムを明らかにする。さらに、本研究で開発した PFRCC の構成則を用いて模型橋脚の載荷実験結果を解析し、開発モデルの適用性について検討を行う。

2. ファイバーコンクリートの構成則の開発

(1) 実験供試体および載荷方法

写真-1 は、PFRCC 製 1 軸供試体およびその実験セットアップである。実験対象とするのは中央部の一辺が 70mm の正方形断面であり、高さは 350mm とした。PFRCC の設計強度は 40MPa とした。水/バインダー比および砂/バインダー比はそれぞれ 27% および 32.9% であり、直径 42.6mm、長さ 12mm のポリプロピレン繊維を体積比で 3% 相当混入した。ポリプロピレン繊維の引張強度は 482MPa、弾性係数は 5GPa である。

単調圧縮載荷及び圧縮繰返し載荷は 100kN 万能試験機 (UTM) を、それ以外の引張載荷を含む実験は 500kN アクチュエータを用いて行った。図-1 は PFRCC の基本的な応力～ひずみ履歴を示したものである。除荷・再載荷履歴および引張と圧縮の相互作用を明らかにできるように、1) 単調もしくは繰返しの圧縮/引張載荷をした場合、2) 圧縮側に載荷後、除荷し引張側に載荷した場合（図-1 の E-F-L 曲線）、3) 引張側に載荷後、除荷し圧縮側に載荷した場合（図-1 の J-K-A 曲線）、の 3 種類の載荷を組み合わせ履歴特性を検討した。

(2) 応力～ひずみ関係の履歴特性

図-2 に完全除荷・再載荷した場合の応力～ひずみ履歴を示す。ここでは、後述する提案式による応力～ひずみ

履歴も比較のために示している。最大圧縮応力は 40.1MPa であり、そのときのひずみは 0.0045 である。最大応力に達した後、応力は急速に低下し、最大圧縮応力の 20% になった。その後も圧縮側に載荷し続けたが、ひずみが 0.05 に達してもまだ 2.1MPa の応力を保持していた。ひずみの増加に伴い、平均除荷勾配および平均再載荷勾配は小さくなり、除荷・再載荷履歴の非線形性は強くなっている。



(a) 圧縮載荷の場合



(b) 引張載荷の場合

写真-1 実験供試体とセットアップ

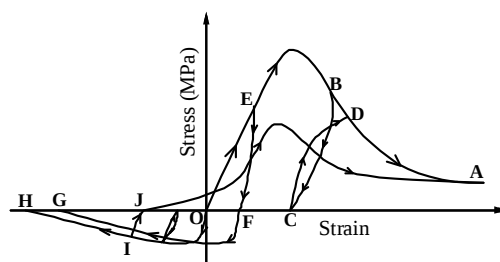


図-1 PFRCC の応力～ひずみ履歴

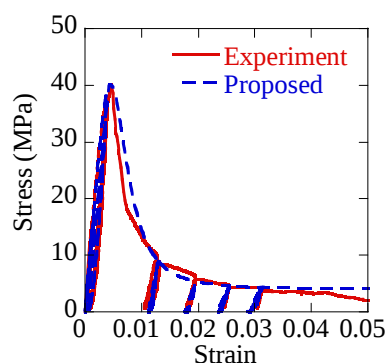


図-2 圧縮繰返し載荷した場合の応力～ひずみ履歴

図-3 は、単調引張荷重を行った場合の応力～ひずみ履歴である。引張強度に達するまでは引張りひずみの増加とともに応力はほぼ線形で増加する。引張強度に達した後、引張りひずみが 0.02 に達するまでは引張り応力はほぼ一定となり、それ以降では、引張りひずみの増加とともに引張り応力は緩やかに低下していく。

図-4 は引張側に荷重後、除荷し続け、圧縮側に達した場合の応力～ひずみ履歴である。前述したように、単調圧縮荷重した場合の最大圧縮応力度は 40.1MPa であったのに対し、一度引張荷重し、引張りひび割れが生じた後で除荷し続け圧縮側になっても、最大圧縮応力度は 24.6MPa と上記の 40.1MPa の 60%程度にまで低下する。

(3) 応力～ひずみ関係の定式化

前述した PFRC の応力～ひずみ履歴特性に基づき、PFRC の応力～ひずみ履歴モデルの定式化を行う。単調および繰返し圧縮荷重した場合の応力～ひずみ履歴モデルは、横拘束されたコンクリートと似た特性を有していることから、中澤らの提案式に基づいて定式化することとした。

単調引張荷重した場合の応力～ひずみ履歴モデルは、次式のようにモデル化する。

$$\tilde{\sigma}_{te} = \begin{cases} 1 - \left(1 - \frac{\tilde{\varepsilon}_{te}}{2.5}\right)^{2.5} & (0 \leq \tilde{\varepsilon}_{te} \leq 2.5) \\ 1 & (2.5 \leq \tilde{\varepsilon}_{te} \leq 55) \\ \exp\{-0.08(\tilde{\varepsilon}_{te} - 55)\} & (55 \leq \tilde{\varepsilon}_{te}) \end{cases} \quad (1)$$

$$\tilde{\sigma}_{te} = \frac{\sigma_c}{\sigma_{tc}} \quad (2)$$

$$\tilde{\varepsilon}_{te} = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{plc}}{\varepsilon_{tc} - \varepsilon_{plc}} \quad (3)$$

ここで、 σ_{tc} は引張強度、 ε_{tc} は応力が引張強度 σ_{tc} に達するときのひずみ、 ε_{plc} は圧縮側包絡線から除荷していき応力が 0 になるひずみである。式(1)に基づき評価した $\tilde{\sigma}_{te} \sim \tilde{\varepsilon}_{te}$ 履歴を図-3 に示す。これによれば、提案式は実験で得られた応力～ひずみ履歴モデルをある程度再現できている。

引張除荷後に圧縮荷重した場合の応力～ひずみ履歴モデルは次式のようにモデル化する。

$$\tilde{\sigma}_{ie} = \tilde{\varepsilon}_{ie}^{C_1} \cdot \exp\{C_1(1 - \tilde{\varepsilon}_{ie})\} \quad (4)$$

$$\tilde{\sigma}_{ie} = \frac{\sigma_c}{\sigma_{cct}} \quad (5)$$

$$\tilde{\varepsilon}_{ie} = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{plt}}{\varepsilon_{cct} - \varepsilon_{plt}} \quad (6)$$

$$C_1 = 7.5461 \cdot \frac{\varepsilon_{cct} - \varepsilon_{plt}}{\varepsilon_{cct}} + 10.577 \quad (7)$$

ここで、 σ_{cct} は圧縮強度、 ε_{cct} は応力が圧縮強度 σ_{cct} に達するときのひずみ、 ε_{plt} は引張側包絡線から除荷し、

応力が 0 になるときのひずみである。式(4)に基づき評価した $\tilde{\sigma}_{ie} \sim \tilde{\varepsilon}_{ie}$ 履歴は図-4 のようになり、提案式は実験で得られた応力～ひずみ履歴モデルをある程度再現する。

前述したように、圧縮強度 σ_{cct} は、引張荷重によって生じた引張りひずみの大きさに依存する。このため、圧縮強度低下率 β_{cct} を次式のように定義する。

$$\beta_{cct} = \frac{\sigma_{cct}}{\sigma_{cc0}} \quad (8)$$

ここで、 σ_{cc0} は初期圧縮強度である。正規化引張りひずみ $\tilde{\varepsilon}_{tm}$ を次式のように定義する。

$$\tilde{\varepsilon}_{tm} = \frac{\varepsilon_{tm} - \varepsilon_{plc}}{\varepsilon_{tc} - \varepsilon_{plc}} \quad (9)$$

ここで、 ε_{tm} は最大引張りひずみである。これと β_{cct} の関係を示すと、図-5 のようになる。なお、図-5 には、後述する提案式に基づく β_{cct} も比較のため示している。図-5 によれば、 $\tilde{\varepsilon}_{tm} = 30$ までは $\tilde{\varepsilon}_{tm}$ の増加に伴い β_{cct} は減少するが、 $\tilde{\varepsilon}_{tm}$ が 30 より大きくなると β_{cct} はおおむね 0.6 程度に達し、それ以上低下しなくなる。そこで、 β_{cct} の $\tilde{\varepsilon}_{tm}$ 依存性を次式で表すこととする。

$$\beta_{cct} = \begin{cases} 1 & 0 \leq \tilde{\varepsilon}_{tm} < 1 \\ 1 - \frac{0.4}{29} \cdot (\tilde{\varepsilon}_{tm} - 1) & 1 \leq \tilde{\varepsilon}_{tm} < 30 \\ 0.6 & 30 \leq \tilde{\varepsilon}_{tm} \end{cases} \quad (10)$$

図-5 には式(10)による関係も示しているが、これによれば、提案式は実験結果をよく再現できている。

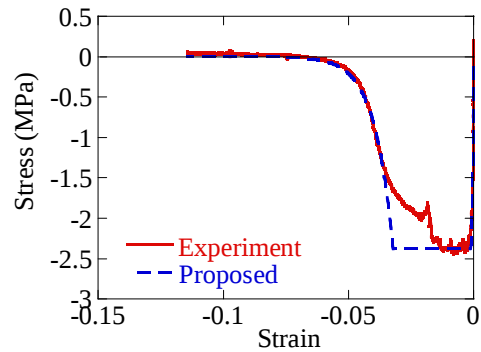


図-3 単調引張荷重した場合の応力～ひずみ履歴

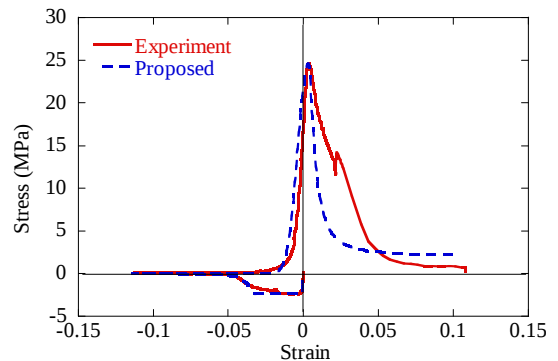


図-4 単調引張荷重後に壊れるまで単調圧縮した場合の応力～ひずみ履歴

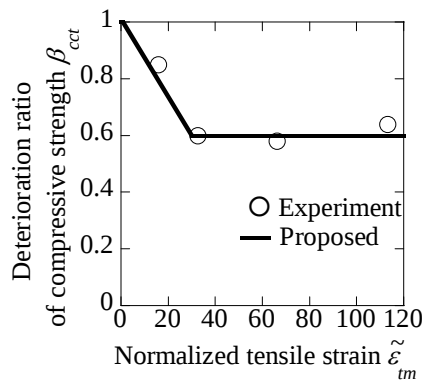


図-5 圧縮強度低下率の引張りずみ依存性

3. PFRCC を用いた高じん性橋脚の耐震性評価

(1) 縮小模型および荷重方法

前述した一軸荷重実験に用いた PFRCC と同じ材料を橋脚基部に用いた高じん性橋脚を 2 体製作し、荷重実験を行った。図-6 は実験に用いた橋脚模型である。この橋脚は、荷重点までの高さが 1.37m であり、4 隅を $R=65\text{mm}$ で面取りした幅 300mm の正方形断面を有している。軸方向鉄筋には 80 本の D6SD345 が用いられている。また、帯鉄筋として、D4SD295 が外側には 26mm 間隔で、内側には 52mm 間隔で配筋されている。中間帯鉄筋は 26mm 間隔で設置されており、橋脚基部から 450mm 高さより下方には 1 断面につき 4 本、それ以外には 1 断面につき 2 本配筋されている。引張試験に基づく軸方向鉄筋および帯鉄筋の降伏強度はそれぞれ 386MPa および 396MPa である。

上述した 2 体の橋脚模型に対して、1 体では 2 方向繰返し荷重を、もう 1 対に対しては地震応答荷重を行った。2 方向繰返し荷重ではドリフト 0.5 % (=8.4 mm) を基準にし、その整数倍で順次変位を増加させた。まず、1 方向に変位を与え（これを以下、初荷重方向と呼ぶ）、その後、もう 1 方向（これを以下、初荷重方向に直角方向と呼ぶ）の変位を初荷重方向から $\pi/4$ だけ遅らせて円形オービットになるように変位制御により荷重した。

地震応答荷重では、実橋脚に兵庫県南部地震の際の JR 鷹取駅で観測された記録を作用させた場合の応答変位を 6/35 に縮小して変位制御により模型橋脚に作用させた。また、鉛直方向には実大橋脚基部に作用させた鉛直方向荷重を $(6/35)^2$ に縮小し、これを荷重制御により模型橋脚に作用させた。また、より大きな変形を受けた場合の高じん性橋脚の破壊特性を解明するため、入力強度を変化させて、地震応答荷重を繰り返した。

(2) 繰返し荷重による橋脚の特性

写真-2 に繰返し荷重終了後の模型橋脚の損傷状況を示す。ドリフト 1.5% 荷重で最大 0.08mm の曲げひび割れが開き、RC 部にも最大 0.08mm の曲げひび割れが発生した。ドリフト 2.5% になると、橋脚基部の PFRCC は大きな圧縮

応力を受け、角部の PFRCC に 0.45mm の縦ひび割れが生じた。また、フーチング上面の橋脚基部との境界部分においてコンクリートが圧壊した。その後、水平変位の増加に伴い縦ひび割れが大きく開くようになるとともに、フーチング上面のコンクリートの圧壊範囲も広がっていった。ドリフト 5.0% になると、軸方向鉄筋が少なくとも 5 本破断し、ドリフト 5.5% では、さらに多くの軸方向鉄筋が破断した。最終的に、外側軸方向鉄筋は 37 本、内側軸方向鉄筋は 17 本破断した。また、写真 3.4 に示したとおり、フーチング上面のコンクリートが深さ 30mm 程度まで圧壊してぼろぼろになり、破断していない軸方向鉄筋もコンクリートが圧壊した部分で局部座屈した。

(3) 地震応答荷重による橋脚の特性

写真-3 に地震応答荷重終了後の損傷状況を示す。1 回目加震（最大ドリフト 1.05%）、2 回目加震（最大ドリフト 1.19%）、3 回目加震（最大ドリフト 1.92%）では、最大ひび割れ幅 0.06mm-0.15mm の曲げひび割れが発生する程度で、特に目立った損傷はなかった。4 回目加震の 5.24 秒になると、SW コーナーに圧縮応力による縦ひび割れが生じた。4 回目加震終了後にこの縦ひび割れの幅を計測すると 0.5mm であった。4 回目加震の最大応答変位はドリフト 3.73% であり、繰返し荷重した場合より 1.2 倍大きい縦ひび割れが生じた。5 回目加震になると SW コーナーの縦ひび割れはさらに大きく開き、ひび割れ幅は 1.2mm まで増加すると同時に、フーチング上面のコンクリートが圧壊した。その後、SW および NE コーナーの PFRCC はさらに圧壊し、縦ひび割れ幅は 6 回目加震には 4mm に、7 回目加震には 5mm に増加した。8 回目加震になると、7.04 秒に SW 方向へ橋脚が大きく変形して軸方向鉄筋が 1 本破断し、その後さらに多くの軸方向鉄筋が破断した。地震応答荷重では橋脚上端の水平変位がドリフト 9.0% にまで達して初めて軸方向鉄筋が破断したのに対し、繰返し荷重では、ドリフト 5.0% で軸方向鉄筋が破断しており、軸方向鉄筋の破断した変位を終局と考えれば、地震応答荷重した場合の終局変位は、繰返し荷重した場合に比較して 1.8 倍大きい。入力変位を 8 回目加震の 1.2 倍に増幅させて 9 回目加震を行った結果、さらに多くの軸方向鉄筋が破断し、水平耐力が低下したため、荷重を終了した。最終的には、SW コーナーおよび NE コーナーにある 12 本の外側軸方向鉄筋が破断したが、内側軸方向鉄筋は破断しなかった。地震応答荷重では、繰返し荷重の 2 倍近い応答変位を与えたにもかかわらず、軸方向鉄筋の破断した本数が少なくなっており、橋脚の損傷および終局変位に及ぼす荷重履歴の影響は大きい。

フーチング上面のコンクリートは深さ 5mm 程度まで圧壊してぼろぼろになるとともに、破断していない軸方向鉄筋がこのコンクリートが圧壊した部分で局部座屈しており、繰返し荷重の場合と同様な損傷状態となった。

(4) 水平耐力と変形性能

図-7 は繰返し载荷した場合の橋脚基部の曲げモーメント～载荷点位置の水平変位履歴である。なお、1 サイクル目は1 方向载荷となるため、曲げ耐力が大きくなっている。また、ドリフト 4.5% 载荷の 3 サイクル目およびドリフト 5.0% 载荷の 1 サイクル目は、アクチュエータの治具が载荷フレームに咬み込んでしまったため、耐力が急激に増加している。図-7 中には後述するファイバー要素解析の結果も比較のために示している。これによると、ドリフト 2.0% で曲げモーメントは最大値 111kNm に達し、その後、曲げ耐力は緩やかに低下した。ドリフト 5.5% に達すると曲げ耐力は急激に低下し始め、3 回の繰返しによって曲げ耐力は 40kNm と最大曲げモーメントの 36% まで低下した。

図-8 に地震応答载荷した場合の 3 回目加震、5 回目加震、8 回目加震の主応答方向の橋脚基部の曲げモーメント～载荷点位置の水平変位履歴を示す。ここで、主応答方向とは、応答変位が最大となる方向であり、おおむね SW 方向である。なお、図-8 中には後述するファイバー要素解析の結果も比較のために示している。3 回目加震まではほぼ弾性領域の応答を示している。その後、4 回目加震で大きく塑性化する。ここでは 5 回目加震の結果しか示していないが、4～7 回目加震では最大曲げモーメントは 134～139kNm となっており、安定した曲げ耐力を示している。8 回目加震になると軸方向鉄筋の破断に伴い曲げ耐力が低下したが、破断に伴う曲げ耐力の低下は繰返し载荷した場合よりも緩やかであった。地震応答载荷した場合の PFRCC 橋脚の変形性能は、繰返し载荷した場合よりも大きくなっている。

4. ファイバー要素解析

2 章で提案した応力～ひずみ履歴モデルの適用性を検討するため、3 章の繰返し载荷実験及び地震応答载荷実験結果のファイバー要素解析を行った。橋脚全体をファイバー要素でモデル化した。橋脚基部の PFRCC の構成則としては本研究で提案した応力～ひずみ履歴モデルを、RC 部のコンクリートの構成則としては Hoshikuma らによる包絡線のモデルに、Sakai and Kawashima の除荷、再载荷履歴モデルを組み合わせたモデルを用いた。なお、PFRCC に対する帯鉄筋による横拘束効果は無視している。軸方向鉄筋の応力～ひずみ履歴特性としては、堺、川島が小振幅で除荷・再载荷を行っても応力を過大評価しないように修正した Bauschinger 効果を考慮した Menegotto-Pinto モデルを用いた。軸方向鉄筋の 2 次剛性は初期剛性の 0.5% と仮定した。また、フーチングからの軸方向鉄筋の抜け出しの影響は考慮していない。

解析結果は図-7、図-8 に示したとおりであり、解析結果は実験結果をある程度再現できている。しかし、繰返し载荷した場合、地震応答载荷した場合ともに解析によ

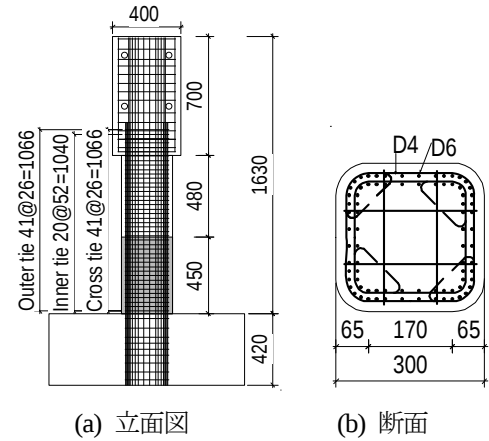


図-6 縮小橋脚模型

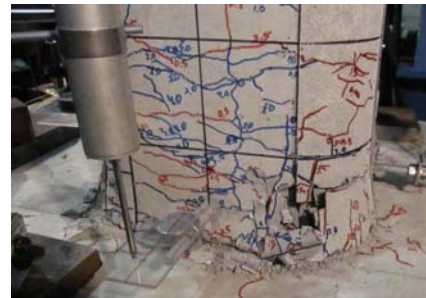


写真-2 繰返し载荷した場合の基部の損傷



写真-3 地震応答载荷した場合の基部の損傷

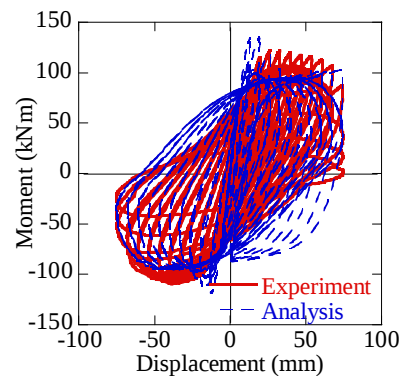


図-7 繰返し载荷した場合の橋脚基部の曲げモーメント～载荷点の水平変位履歴（初载荷方向）

る曲げ耐力は、実験結果に比較して、応答変位が大きくなるに従って小さくなる。この傾向は地震応答载荷の場

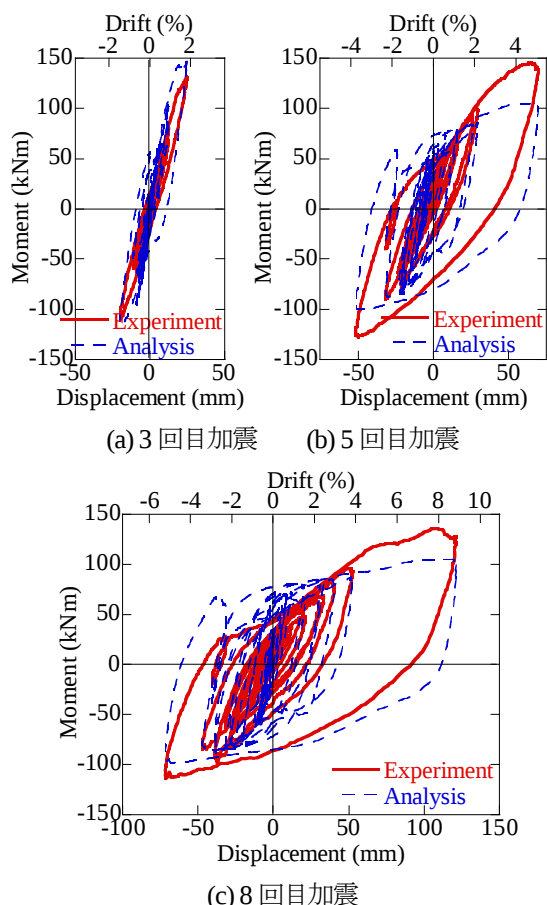


図-8 地震応答載荷した場合の橋脚基部の曲げモーメント～載荷点の水平変位履歴（主応答方向）

合の方が著しい。これは、応答変位が小さい場合には PFRCC の引張強度の影響で曲げ耐力が大きくなり、PFRCC が最大強度に達すると引張応力に抵抗しなくなる結果、曲げ耐力が小さくなったものである。最大強度に達すると引張に抵抗しなくなる提案モデルは改良の余地があると考えられる。

図-9は解析により求められた PFRCC の応力～ひずみ履歴である。ここでは、繰返し載荷については最初に圧縮を受ける NW コーナーおよび最初に引張を受ける SE コーナーの結果を、また、地震応答載荷については主応答方向に相当し、大きな圧縮を受ける SW コーナーとその反対側に位置する NE コーナーの結果を示している。

5. 結論

本研究では、PFRCC を橋脚基部に用いることによって、鉄筋がごから圧壊したコアコンクリートの抜け出しを防止し、変形性能の高い、高じん性橋脚の開発を行うことを目的として、1 軸載荷実験および橋脚模型の載荷実験及び動的解析を行った。本研究により得られた結論は以下の通りである。

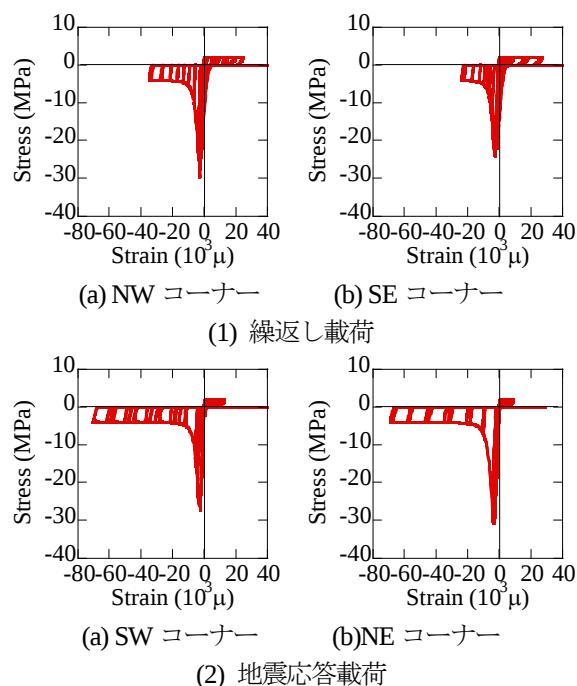


図-9 解析により得られた応力～ひずみ履歴

- 1) PFRCC の圧縮強度は最大引張ひずみが大きくなると低下し、応力が圧縮強度に達するときのひずみを圧縮ひずみが超えると引張に抵抗しなくなる。
- 2) PFRCC 橋脚に対して円形の 2 方向繰返し載荷するとドリフト 5.0% で軸方向鉄筋が破断した。また、地震動を模擬した載荷実験では載荷変位がドリフト 9% に達して初めて軸方向鉄筋が破断した。PFRCC 橋脚は高い変形性能を持っているが、変形性能は載荷履歴によって大きく変化する。
- 3) PFRCC の 1 軸繰返し載荷実験に基づき PFRCC の応力～ひずみ履歴モデルを提案した。また、提案モデルを用いて PFRCC 橋脚の載荷実験を解析した。解析結果は実験結果をある程度再現できてはいるが、さらに精度を高めるための検討が必要である。

参考文献

- 1) 川島一彦, 佐々木智大, 右近大道, 梶原浩一, 運上茂樹, 堺淳一, 幸左賢二, 高橋良和, 矢部正明, 松崎裕: 現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する実大震動台実験及びその解析, 土木学会論文集 A, No. 66, Vol. 1, pp. 324-343, 2010.
- 2) Kawashima, K., Zafra, R., Sasaki, T., Kajiwar, K. and Nakayama, M.: Effect of Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composite and Steel Fiber Reinforced Concrete for Enhancing the Seismic Performance of Bridge Columns, Journal of Earthquake Engineering (accepted for publication).

助成受付番号 第09002号 研究課題番号 (1)
※①～⑧を記入