

ポリプロピレン繊維補強セメント系複合材料を用いた 高じん性橋脚の開発に関する研究

佐々木智大¹・川島一彦²・Richelle Zafra³・山田真司⁴

¹正会員 博(工) (独)防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター (〒673-0515 兵庫県三木市志染町
三津田西亀屋1501-21)

²正会員 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科 土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡
山2-12-1-M1-10)

³学生会員 工修 東京工業大学 大学院理工学研究科 土木工学専攻 (同上)

⁴学生会員 東京工業大学 大学院理工学研究科 土木工学専攻 (同上)

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⁾。また、Kosaらは、PVA繊維を用いた繊維補強セメント系複合材料をコンクリートジャケットによる補強と同様の方法で耐震補強した橋脚の載荷実験を行い、全断面に本材料を用いた場合とほぼ同様の拘束効果が得られ、変形性能やエネルギー吸収性能が通常のRC橋脚に比較して大きく向上することを示している³⁾。

本研究ではPFRCC橋脚の変形性能及び破壊メカニズムを明らかにするため、PFRCCを用いた2体の模型模型に対する載荷実験を行う。

2. 縮小模型および載荷方法

PFRCCを橋脚基部に用いた高じん性橋脚を2体製作し、載荷実験を行った。図-1は実験に用いた橋脚模型である。この橋脚は、載荷点までの高さが1.37mであり、4隅をR=65mm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。

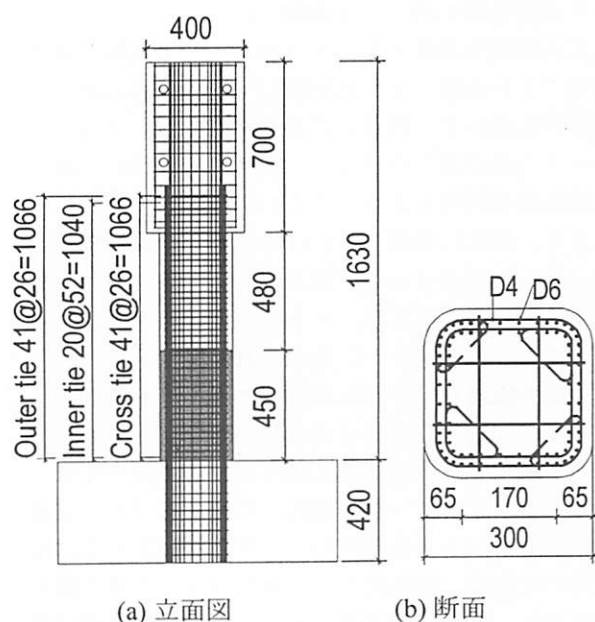


図-1 縮小橋脚模型

上述した2体の橋脚模型に対して、1体では2方向繰返し載荷を、もう1対に対しては地震応答載荷を行った。2方向繰返し載荷ではドリフト0.5% (=8.4mm) 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、初載荷方向と呼ぶ）、その後、もう1方向（これを以下、初載荷方向に直角方向と呼ぶ）の変位を初載荷方向から $\pi/4$ 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載荷した。

地震応答載荷では、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、地震応答載荷を繰り返した。

3. 破壊メカニズム

(1) 繰返し載荷

写真-1 に繰返し載荷終了後の模型橋脚の損傷状況を示す。ドリフト 1.5% 載荷で最大 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

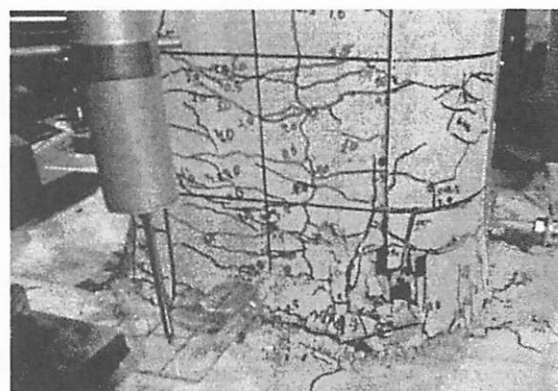


写真-1 繰返し載荷した場合の基部の損傷

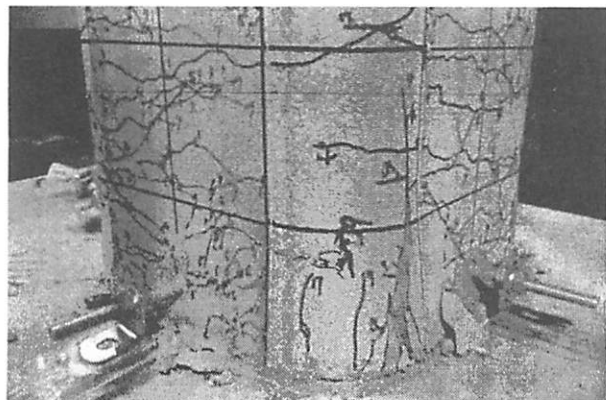


写真-2 地震応答載荷した場合の基部の損傷

向鉄筋は 37 本、内側軸方向鉄筋は 17 本破断した。また、写真-1 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。

(2) 地震応答載荷

写真-2 に地震応答載荷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 コーナーに圧縮による縦ひび割れが生じた。4 回目加震終了後に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、これとほぼ同じ変位に相当するドリフト 3.5% で繰返し載荷した場合の縦ひび割れ幅 0.8mm に比較して、38% 小さい縦ひび割れであった。

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。地震応答載荷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、繰返し載荷では、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、地震応答載荷した場合の終局変位は、繰返し載荷した場合に比較して 1.8 倍大きい。入力変位を 8 回目

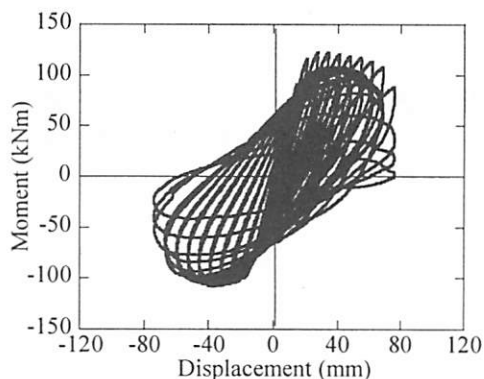
加震の 1.2 倍に増幅させて 9 回目加震を行った結果、さらに多くの軸方向鉄筋が破断し、水平耐力が低下したため、載荷を終了した。

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。地震応答載荷では、繰返し載荷の 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載荷履歴の影響は大きい。

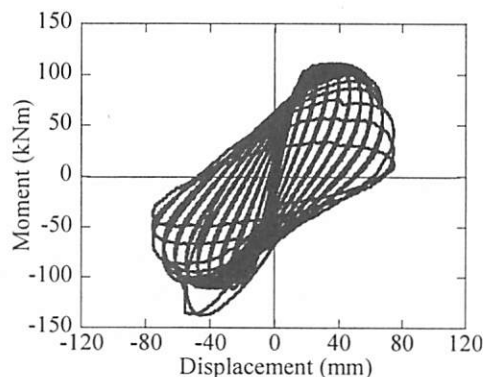
フーチング上面のコンクリートは深さ 30mm 程度まで圧壊してぼろぼろになるとともに、破断していない軸方向鉄筋がこのコンクリートが圧壊した部分で局部座屈しており、繰返し載荷の場合と同様な損傷状態となった。

4. 水平耐力と変形性能

図-2 は繰返し載荷した場合の橋脚基部の曲げモーメント～載荷点位置の水平変位履歴である。なお、1 サイクル目は 1 方向載荷状態となるため、曲げ復

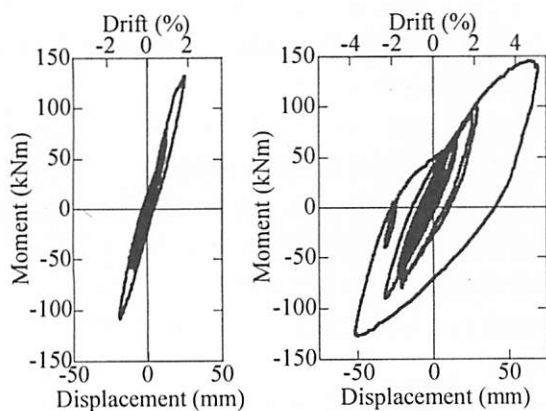


(a) 初載荷方向

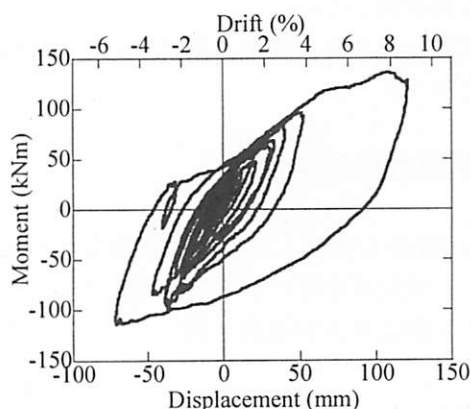


(b) 初載荷方向に直角な方向

図-2 繰返し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



(a) 3 回目加震 (b) 5 回目加震



(c) 8 回目加震

図-3 地震応答載荷した場合の橋脚基部の曲げモーメント～荷重点の水平変位履歴（主応答方向）

元力が他の荷重状態よりも大きくなっている。また、ドリフト 4.5% 荷重の 3 サイクル目およびドリフト 5.0% 荷重の 1 サイクル目は、アクチュエータの治具が荷重フレームに咬み込んでしまったため、耐力が増加しているが、荷重フレームの分担分を除くと前後の復元力の変化から復元力は 110kNm 程度と考えられる。図-2 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 回の繰り返しによって曲げ耐力は 40kNm と最大曲げモーメント 111kNm の 36% にまで低下した。

図-3 に地震応答載荷した場合の 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～荷重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。3 回目加震まではほぼ弾性応答を示している。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、安定した曲げ復元力を示している。8 回目加震になると軸方向鉄筋の破断に伴い曲げ復元力が低下したが、破断に伴う曲げ耐力の低下は繰り返し荷重した場合よりも緩やかであった。地震応答載荷した場合の PFRCC 橋脚の変形性能は、繰り返し荷重した場合よりも大きくなっている。

5. ひずみ性状

(1) 軸方向鉄筋

図-4 に繰り返し荷重した場合の軸方向鉄筋ひずみを示す。軸方向鉄筋はドリフト 1.0% 荷重においてフーチング内を除く全ての点で降伏した。ドリフト 1.5% 荷重において、軸方向鉄筋に生じる圧縮ひずみの大きさを鉄筋の内側と外側と比較すると、フーチング上面では鉄筋の外側の方が大きく、フーチング上面から 104mm 高さでは鉄筋の内側の方が大きく

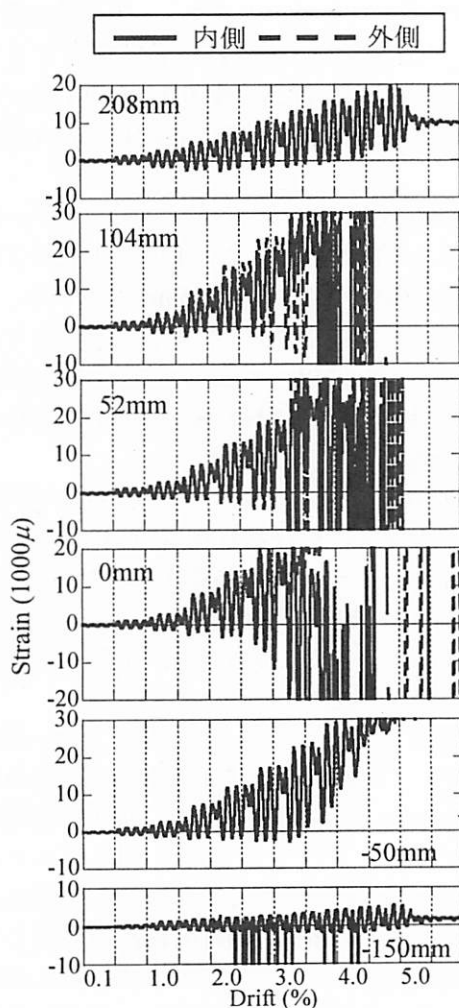


図-4 繰り返し荷重した場合の軸方向鉄筋ひずみ

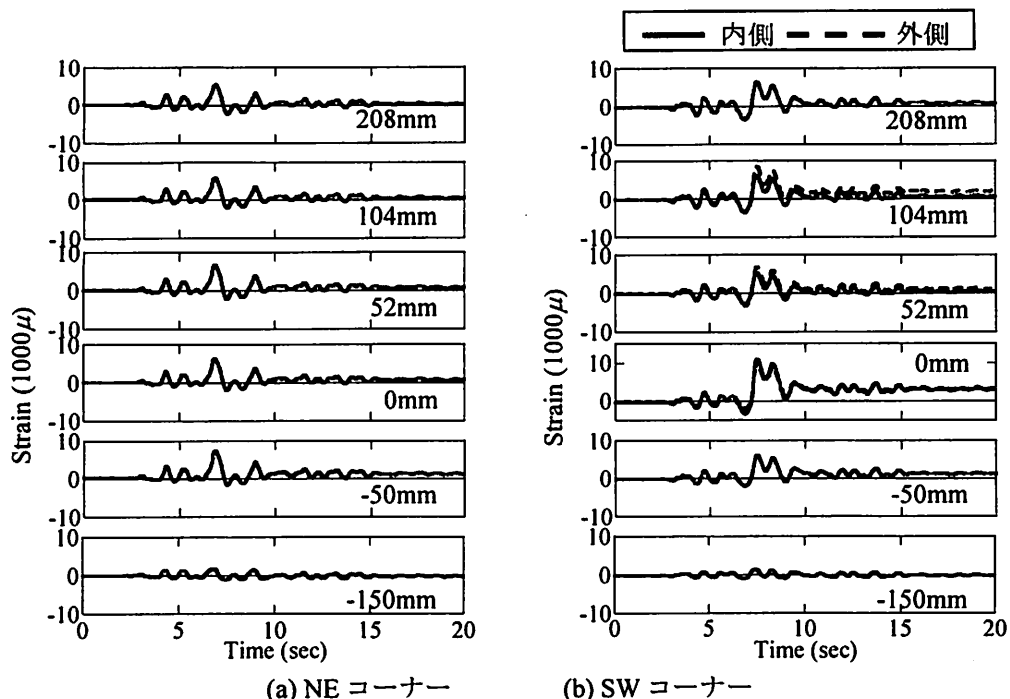


図-5 地震応答載荷した場合の軸方向鉄筋ひずみ (3回目加震)

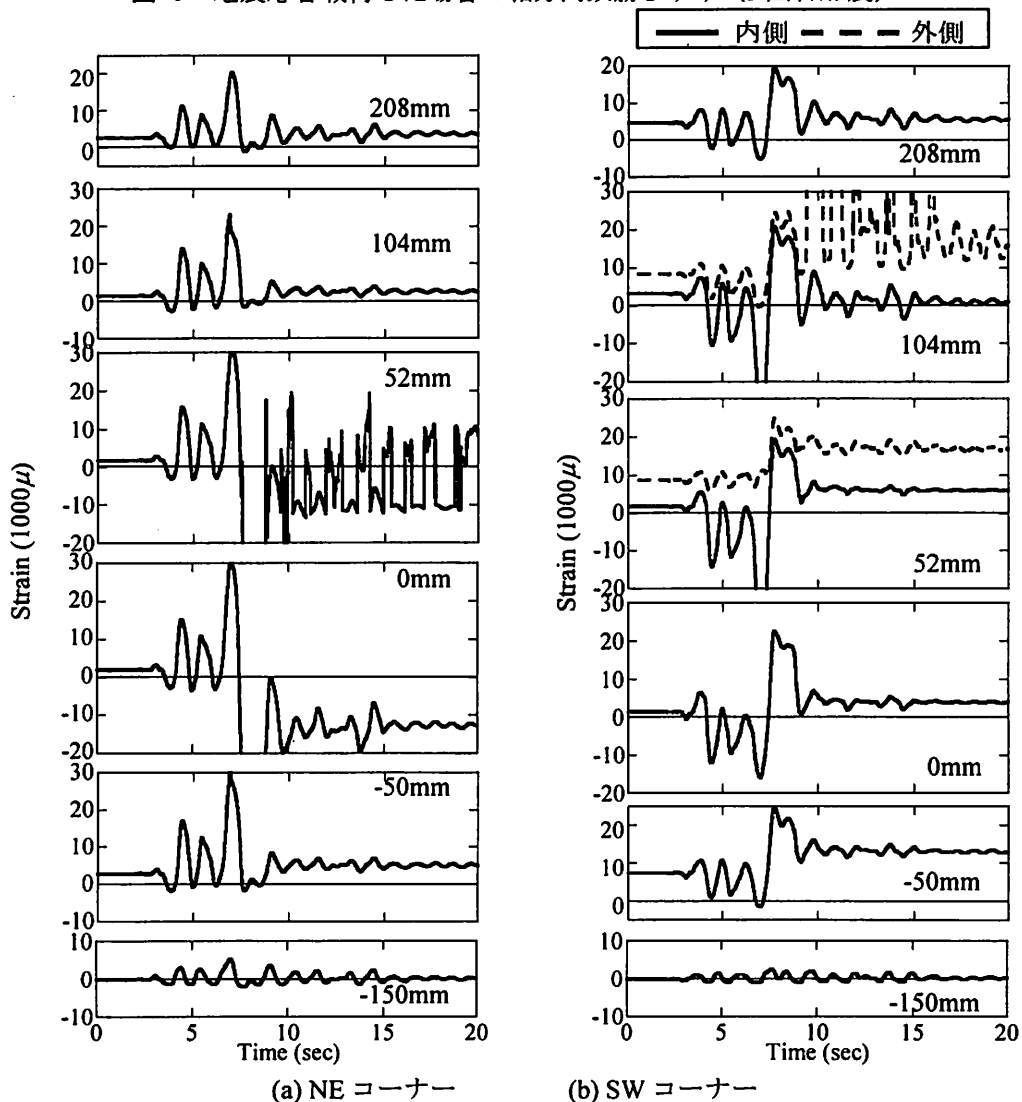


図-6 地震応答載荷した場合の軸方向鉄筋ひずみ (5回目加震)

なっている。これは軸方向鉄筋に曲げ変形が生じていることを意味しており、かぶりコンクリートはまだ剥落していないが、内部ですでに軸方向鉄筋の局部座屈が生じ始めていることを示している。

図-5、図-6に地震応答載荷した場合の3回目加震、5回目加震における軸方向鉄筋の外側と内側のひずみを示す。ここには示していないが、1回目加震および2回目加震では、軸方向鉄筋は降伏しなかった。図-5によれば、NEコーナーの軸方向鉄筋は4.2秒で降伏した。その後7.2秒で軸方向鉄筋ひずみは最大値6,200 μ まで増加した。また、応答変位が最大となった6.82秒には、フーチング上面から52mm高さのSWコーナーの軸方向鉄筋ひずみは、外側で5,300 μ 、内側で6,700 μ と内側の方が大きくなっている。これは、他の高さでも同様の傾向を示している。このことは、PFRCC内部で軸方向鉄筋が局部座屈を起こしていることを示している。3回目加震の最大応答変位はドリフト1.92%であり、局部座屈が生じる変位は、繰返し載荷した場合に比較して28%ほど増加している。その後、ここでは示していないが4回目加震になると軸方向鉄筋ひずみはさらに増加し、NEコーナーおよびSWコーナーのフーチング上面の軸方向鉄筋には20,000 μ を超える大きなひずみが生じる。また、SWコーナーの軸方向鉄筋の内側と外側に生じるひずみの差がさらに増加しており、さらに大きく局部座屈を起こしたと考えられる。また、5回目加震には30,000 μ を超える大きなひずみが軸方向鉄筋に生じている。

(2) 帯鉄筋

図-7に繰返し載荷した場合の帯鉄筋ひずみを示す。フーチング上面から15mm高さのW面中央の帯鉄筋に最も大きなひずみが生じており、この位置ではドリフト4.5%載荷で降伏した。この点を除く帯鉄筋は、ここでは示していないSWコーナーも含め、いずれも降伏しておらず、帯鉄筋の作用力は小さい。PFRCCは、ひび割れ後もポリプロピレン繊維が抵抗するため、今回のようにPFRCCが剥落しない限り、PFRCCが軸方向鉄筋の局部座屈を拘束するためと考えられる。

図-8に地震応答載荷した場合の4回目加震における帯鉄筋ひずみを示す。ここには示していないが、3回目加震までは、帯鉄筋に生じるひずみは最大でも500 μ 程度と大きくない。しかし、4回目加震になるとSWコーナーで帯鉄筋ひずみが増加し、フーチング上面から41mm高さでは降伏している。一方、フーチング上面から15mm高さでは、41mm高さに

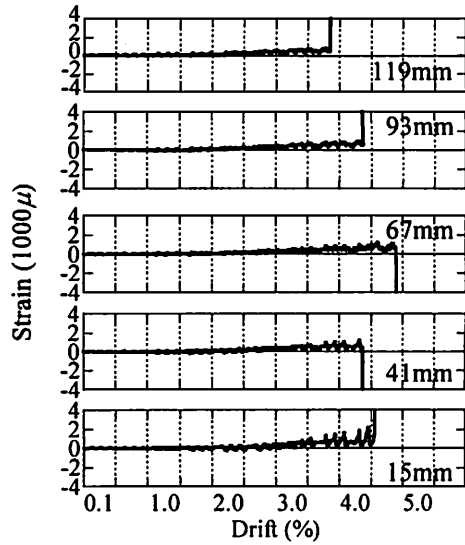


図-7 繰返し載荷した場合の帯鉄筋ひずみ(W面中央)

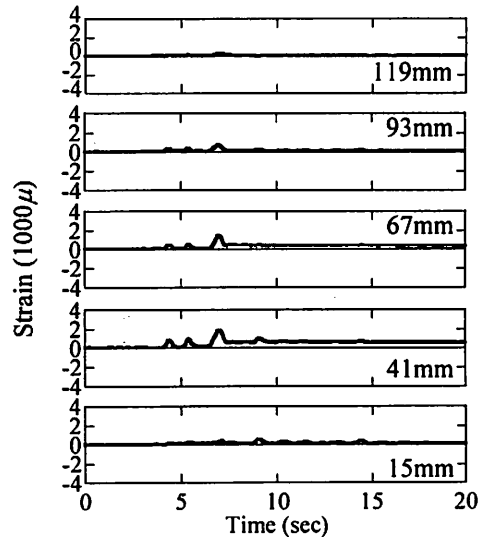


図-8 地震応答載荷した場合のSWコーナーの帯鉄筋ひずみ(4回目加震)

比較して帯鉄筋ひずみは1/4程度と小さい。5回目加震以降は15mm高さでは帯鉄筋ひずみは最後まで計測できていないが、4,000 μ を超える大きなひずみとなっており、W面中央の帯鉄筋に大きなひずみが生じた繰返し載荷とは異なっている。これは、地震応答載荷ではSW方向の応答変位が卓越していることによると考えられる。

(3) 中間帯鉄筋

図-9に繰返し載荷した場合の中間帯鉄筋のひずみを示す。中間帯鉄筋のひずみはドリフト3.0-3.5%載荷までしか計測できていないが、中間帯鉄筋に生じるひずみは最大でも1,000 μ 程度と大きくない。

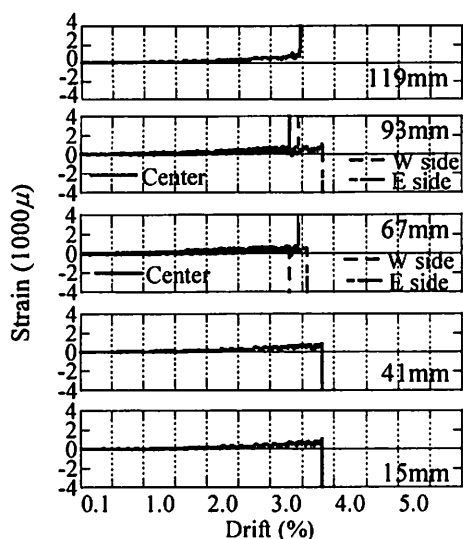


図-9 繰返し載荷した場合の中間帯鉄筋ひずみ

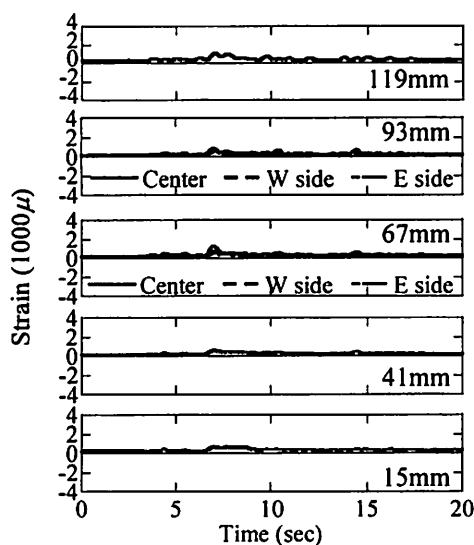


図-10 地震応答載荷した場合の中間帯鉄筋ひずみ (5回目加震)

また、フーチング上面から 67mm および 93mm では、中央および E 側、W 側の 3 カ所に歪みゲージを貼り付けたが、それぞれのひずみ値に有意な差は見られなかった。

図-10 に地震応答載荷した場合の 5 回目加震における中間帯鉄筋ひずみを示す。ここには示していないが応答変位の小さい 3 回目加震までは中間帯鉄筋に生じるひずみはほぼ 0 であった。4 回目加震になると中間帯鉄筋に最大 800μ 程度のひずみが生じ始めた。5 回目加震になると、フーチング上面から 67mm 高さの中間帯鉄筋中央部には、最大 1300μ のひずみが生じ、中間帯鉄筋の中央部と E 側および W 側の端部とでは、生じるひずみの大きさに差が出始めた。中間帯鉄筋中央部のひずみは、端部のひず

みに比較して 87%ほど大きい。これ以降の加震で応答変位が大きくなった場合も同様である。

6. 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、高じん性橋脚の開発を行うことを目的として、橋脚模型の繰返し載荷実験および地震応答載荷実験を行った。本研究により得られた結論は以下の通りである。

- 1) PFRCC 橋脚に対して円形オービットの 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、地震動を模擬した応答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、変形性能に与える載荷履歴の影響は大きい。
- 2) 通常コンクリートにしたフーチング部はフーチング上面から 30mm 程度の深さまでコンクリートが圧壊しており、軸方向鉄筋もこの部分で局部座屈していた。フーチング上面にも PFRCC を使用することにより変形性能をさらに高められる可能性があるが、今後さらに検討が必要である。
- 3) 地震応答載荷した場合には、円形オービットによる 2 方向繰返し載荷した場合に比較して、角部の損傷が激しくなった結果、角部の帯鉄筋には大きな引っ張りひずみが生じた。これに対して、円形の 2 方向繰返し載荷した場合には角部に大きなひずみが生じていない。PFRCC 橋脚にある方向に卓越した地震荷重を受けると、角部の損傷が激しくなる場合がある。

謝辞：本研究は、(財)国土技術研究センターの研究開発助成（助成番号09002号）を受けたものである。ポリプロピレン繊維補強セメント系複合材料は大林組技術研究所の平田隆祥氏にご提供いただいた。東京工業大学川島研究室の松崎裕、熊谷祐二、王靖、太田啓介、市川翔太、平井良幸、張文進、大矢智之の各氏には実験にご支援をいただいた。ここに記して厚く御礼申し上げる次第である。

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).

3) Kosa, K., Wakita, K., Goda, H. and Ogawa, A.: Seismic strengthening of piers with partial use of high ductility cement, *Advances in Construction Materials*, ed. C. U. Grosse (Springer, Berlin Heidelberg), pp. 269-277, 2007.