

超高強度繊維補強コンクリート製 プレキャストセグメントを用いた橋脚の耐震性

市川翔太¹・川島一彦²・松崎裕³・Mohamed Elgawady⁴・中村香央里⁵
山野辺真一⁶・金光嘉久⁷

¹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(現, 東日本高速道路株式会社)
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

²フェロー 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(同上)

³正会員 博(工) 東京工業大学助教(現, 東北大学助教 大学院理工学研究科土木工学専攻)

⁴東京工業大学(現, University of South Australia)

⁵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

⁶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)

⁷正会員 修(工) 鹿島建設株式会社 技術研究所 (同上)

1. はじめに

新材料の導入は、常に従来にない特性をもった構造設計を可能とする。超高強度繊維補強コンクリートは単繊維の補強材をコンクリートモルタルに混入させたもので、我国においては現在までに強度が200MPaクラスのコンクリートが大成建設、鹿島建設、大林組等で開発され、いろいろな方面に実用化されつつある。

大地震時のRC橋脚の塑性ヒンジ部の損傷を低減させつつ変形性能を高めるためには超高強度繊維補強コンクリートの使用は有力であり、すでに、山野辺らによってUFCを用いた橋脚の可能性が実験的に検討されている^{1),2)}。

著者らも大地震後にも継続使用でき、その後の補修も必要としない橋脚(ダメージフリー橋脚)の開発を目指して、ポリプロピレンファイバーコンクリートやUFCセグメントを用いた構造形式を検討してきた。もともと変形性能が高いポリプロピレンファイバーコンクリート^{3),4)}に比較し、強度は高いが変形性能が必ずしも高くないUFCを使用してダメージフリー橋脚を実現するためには、セグメント化やせん断抵抗メカニズムに対する検討が重要である。このため、著者らは次章に示すようにUFC内側にせん断抵抗メカニズムとして低鉄筋のRC構造を用いた構造(以下、内側RC構造と呼ぶ)とPCを導入してUFCセグメント間の摩擦力を増大させ、せん断に抵抗させ

る構造(以下、PC縦締め構造と呼ぶ)の2種類の構造を提案し、これらの耐震性を一定鉛直荷重作用下の水平2方向円形繰返し載荷実験に基づいて検討した⁵⁾。この結果、内側RC構造についてはドリフト6.5%載荷に至るまで、顕著な破壊は生じないことが明らかとなった。ドリフト6.5%載荷終了後には、最下段のセグメント

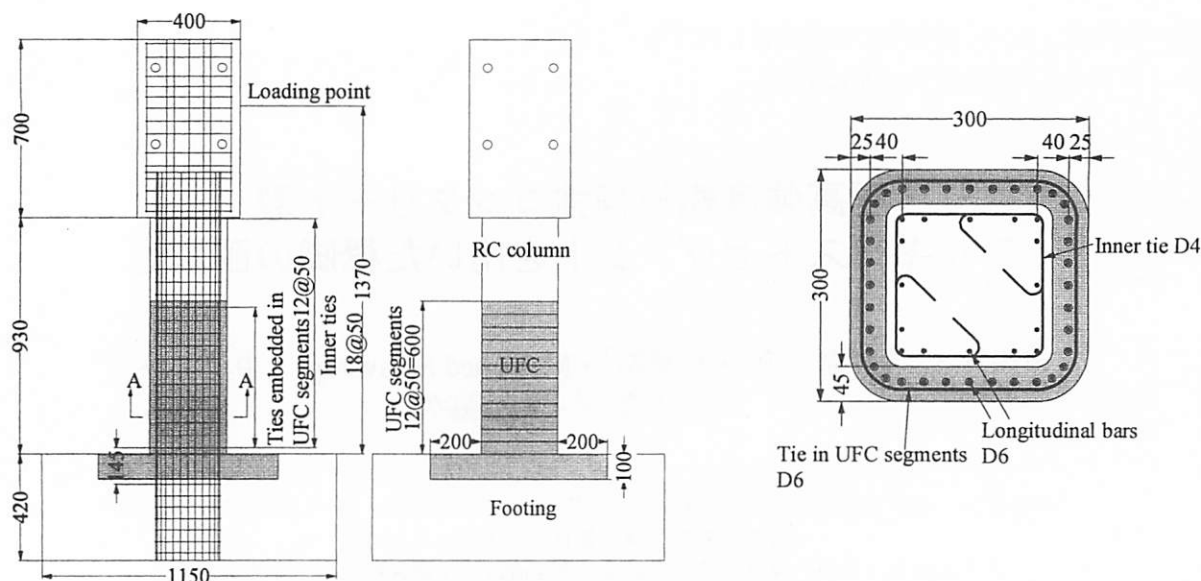


図-1 内側 RC 構造を有する模型橋脚

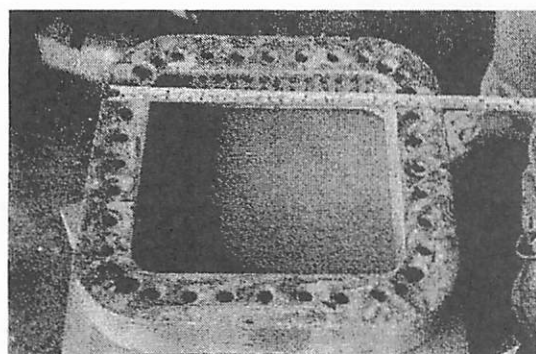


写真-1 UFC セグメント

を有するUFC橋脚を対象とし、この耐震性を1995年兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された地震動加速度を作用させたハイブリッド載荷によって検討した。

2. UFCセグメントの活用方策

すでに前述した通りであるが、セグメントによりダメージフリー橋脚を建設する際の基本的な考え方は以下の通りである。

- 1) 曲げ圧縮側ではセグメントが圧縮力を負担し圧壊を防ぐとともに、引張側ではセグメント間が開くことにより橋脚に変形性能を与える。このために、セグメント間をドライジョイントとする。セグメント上部のRC構造部が損傷するのを防止できるように、セグメント区間の高さを定める。
- 2) セグメントの目開きが一部にだけ集中し、その部分だけコアコンクリートが損傷したり軸方向鉄筋のひずみが増加するのを防ぐ必要がある。そこで、セグメント内の軸方向鉄筋をアンボンド化すること

により、アンボンド区間での軸方向鉄筋のひずみを均一化させ、セグメントの目開きが一部にだけ集中することを防ぐ。

3) セン断に抵抗するためには、セグメントのジョイント部を噛み合わせ継ぎ手にすることも考えられるが、このようにするとセグメントが肉厚になると同時に構造も複雑になり、かつ、噛み合わせが抜け出したりしてこの部分が損傷する可能性がある。このため、せん断分担機構を持たせるため、セグメント区間の構造として、以下の2種類を考える。

- (1) 内側RC構造：セグメントの内側に低鉄筋のRC構造を設け、これによりせん断に抵抗する。セグメントの内側とRC構造の外周には積極的にボンドは期待せず、両者間に軸方向ズレが生じることを許容する。
- (2) PC縦締め構造：PCを導入して、セグメント間の摩擦力を増大させることにより、せん断に抵抗させる。

3. 模型製作

上記の設計コンセプトに基づいて試算を行った上で、図-1に示すように、内側RC構造を有する模型橋脚を製作した。模型橋脚は橋脚基部から水平力作用点までの高さは1370mmとし、断面は300mm×300mmの正方形で、2方向地震力作用下におけるコーナー部の損傷を軽減するためコーナー部に半径65mmの丸みを持たせた。写真-1に示すように、フーチング上面から高さ600mmまでの橋脚躯体には高さ

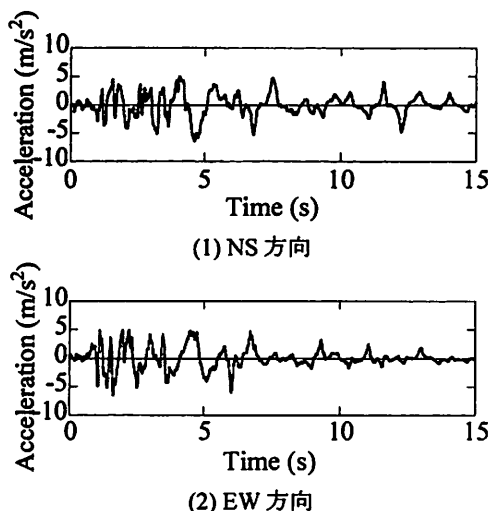


図-2 兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で観測された地震動

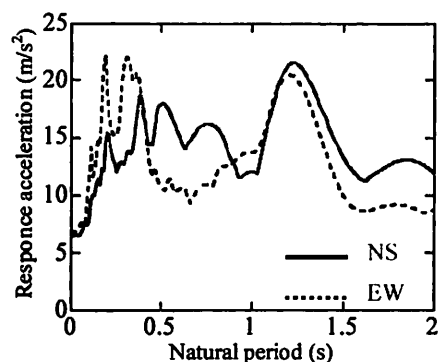


図-3 JR 鷹取駅で観測された地震動の加速度応答スペクトル

UFCのせん断強度を確保するために周面から15mmの深さに帯鉄筋として各セグメントに対して1本のD6(SD345)を埋め込んだ。

セグメントには軸方向鉄筋D6(SD345)を36本アンボンド状態で設置するために径10mmの穴を設けた。フーチング底面から橋脚上端まで配置した軸方向鉄筋のうち、フーチング下100mmからフーチング上600mmの範囲において軸方向鉄筋をアンボンドにした。

内側RC構造には普通コンクリートを用い、軸方向鉄筋としてD6(SD345)を16本、帯鉄筋としてD4(SD295)を高さ方向に50mm間隔で配置した。帯鉄筋は135度曲がりフックでコアコンクリートに定着した。

UFCの圧縮強度は191MPa、普通コンクリートの圧縮強度は31MPa、D6鉄筋のヤング率は194kN/mm²で降伏強度は318MPa、D4鉄筋のヤング率は163kN/mm²で降伏強度は318MPaである。

4. 載荷実験

東京工業大学の耐震実験施設を用いてハイブリッド載荷実験を行った。以下、水平方向アクチュエータを取付けた面をN面、W面と呼ぶ。ハイブリッド載荷では、図-2に示す1995年兵庫県南部地震においてJR鷹取駅で観測された地震動加速度を入力することとし、加速度振幅だけをオリジナルの2.58%、6.45%、25.8%、38.7%に縮小して模型に作用させた。以下、これらを作用させた加震をそれぞれ2.58%加震、6.45%加震、25.8%加震、38.7%加震と呼ぶ。なお、記録のNS成分を橋脚のEW方向に、EW成分を橋脚のNS方向に作用させた。JR鷹取駅での地震波の加速度応答スペクトル ($h=5\%$) は図-3のようになる。

ハイブリッド載荷では、上部構造及び橋脚を1質点系としてモデル化し、橋脚の初期剛性として降伏剛性 k_y を用いることとし、円形繰返し載荷実験の際のドリフト1.0%載荷時の荷重～変位関係において、最大荷重が生じた点と荷重～変位関係のループの中心を結んだ点の傾き2534kN/m⁵を降伏剛性 k_y として仮定した。また、模型橋の固有周期 T が0.7秒となるように、上部構造の質量 m は次式により定めた。

$$m = \frac{T^2$$

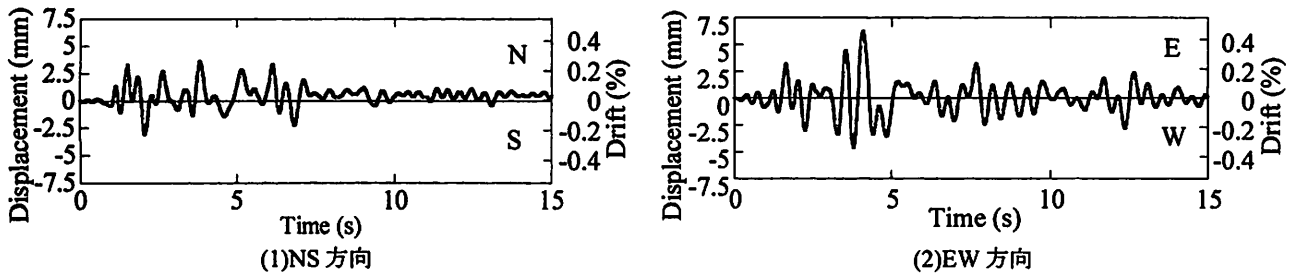


図-4 JR 鷹取駅 6.45%地震動载荷の応答変位

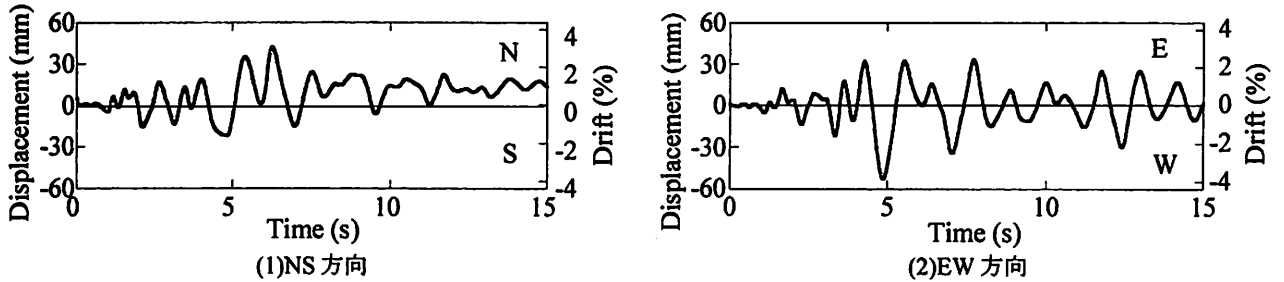


図-5 JR 鷹取駅 25.8%地震動载荷の応答変位

ない。

図-6は25.8%加震時にUFC内にアンボンドされていたフーチング上面から100mm, 300mm, 500mm高さにおける軸方向鉄筋と、アンボンド区間の直上に相当するフーチング上面から650mm高さにおける軸方向鉄筋のひずみである。応答が卓越するNE及びSEコーナーにおけるひずみを示しているが、NEコーナーに着目すると、軸方向鉄筋ひずみは、载荷開始から4.18秒以降、4.85秒までの間にフーチング上面から100mm, 300mm, 500mm, 650mmにおいてそれぞれ引張側に22600 μ , 17100 μ , 15800 μ , 6340 μ に急増している。前述したように4.87秒はSW方向の応答変位が最大となった時刻であり、この後にはアンボンド区間のフーチング上面から100mm, 300mm, 500mmでは軸方向鉄筋のひずみはあまり変化しない。アンボンド区間の直上にあり一般のRC構造部に相当するフーチングから650mm高さにおいてのみ、最終的な残留ひずみが2000 μ 程度となるように軸方向鉄筋ひずみが増加している。

図-7にはSE及びSWコーナーにおける軸方向鉄筋ひずみの高さ方向の分布を示す。一般のRC区間に位置するフーチング正面から650mmにおいては、アンボンド区間に比較してひずみは小さいが、アンボンド区間においても、予期したように軸方向鉄筋ひずみは一様ではない。これはセグメント間の目開きにより、径10mmの穴に配置された軸方向鉄筋がセグメントと接触し、スムーズにセグメント区間内でアンボンドされなかったことを示している。

実験では、1段目及び2段目のセグメントの鉛直変

位を各コーナーにおいて計測した。25.8%加震ではフーチングと最下段のセグメント間には、NEコーナーでは最大4.6mm, SWコーナーでは最大4.3mmの目開きが生じた。このようなセグメント間の目開きによって载荷点高さに生じる水平変位 u_s は次式により算出することができる。

$$u_s = \sum_{i=1}^n \theta_i h_i \quad (3)$$

ここで、 θ_i は最下段($i=1$)からカウントした第 i 番目セグメント下面における目開き角、 h_i は第 i 番目セグメント下面から载荷点高さまでの距離、 n はセグメント数である。実験では、計測装置の制約から $i=1 \sim 2$ 段目で目開き角を測定してあるため、1段目の目開きによる水平変位 u_{s1} 、1段目と2段目の目開きによる水平変位 u_{s2} を加えた水平変位と载荷点高さにおける橋脚の水平変位 u との比を次式のように定義する。

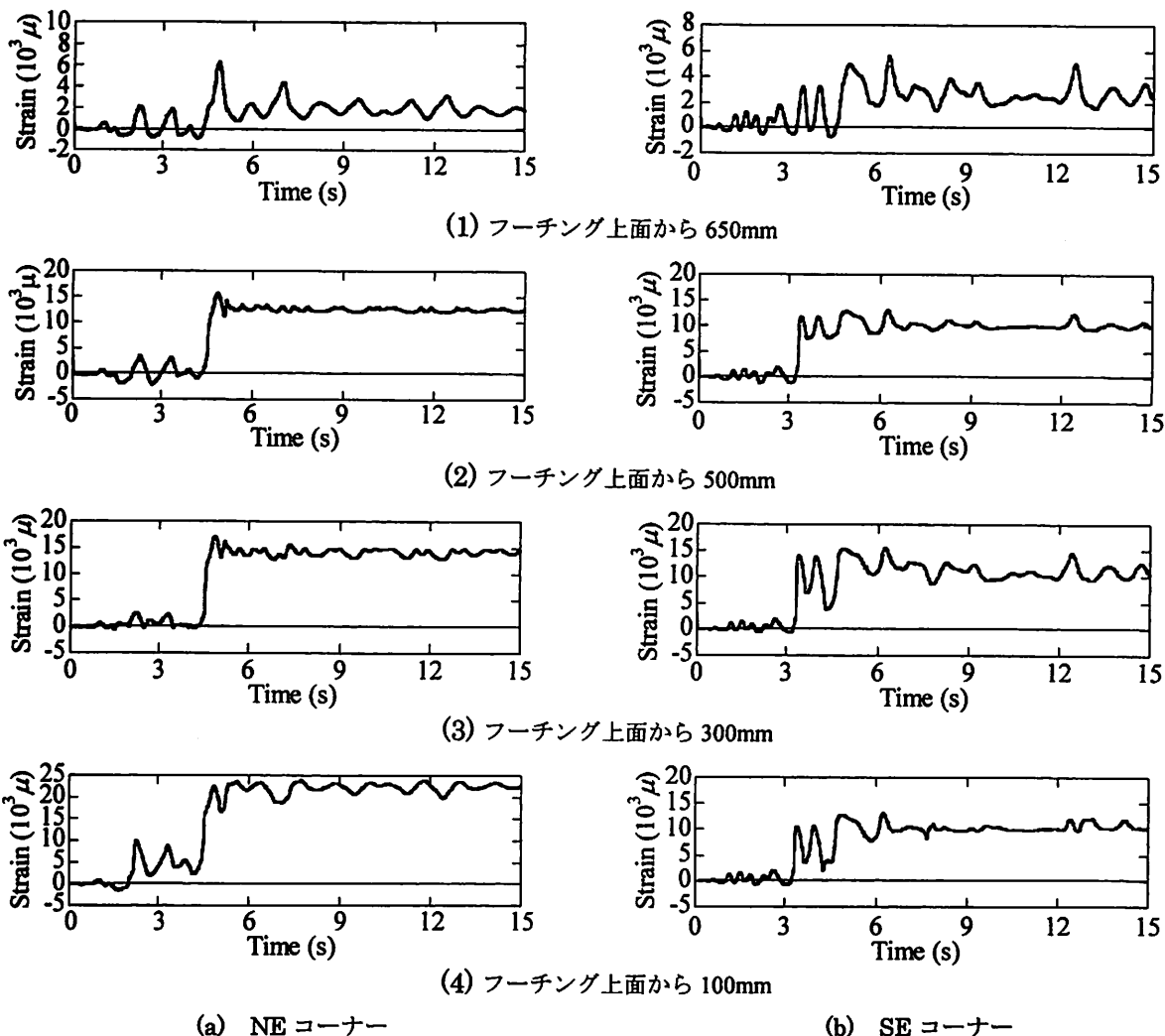


図-6 外側軸方向鉄筋ひずみ(JR 鷹取駅 25.8%地震動)

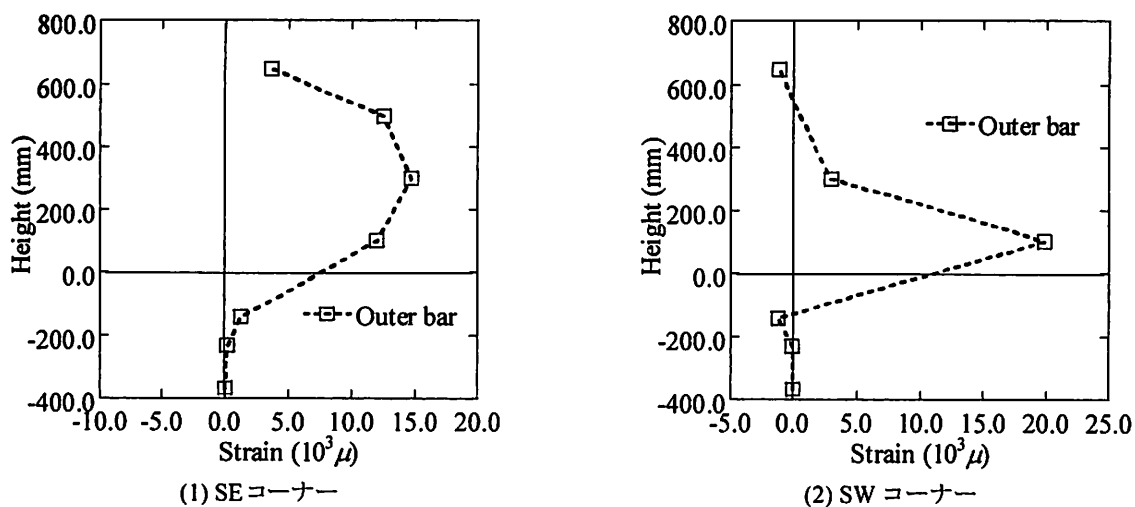


図-7 主応答時における軸方向鉄筋ひずみの高さ分布(JR 鷹取駅 25.8%地震動)

ドリフト)変位した時、最下段から5段目の全UFCセグメント間で目開きが生じた。また、この頃からフーチングと最下段のUFCセグメント間及び最下段と2段目のUFCセグメント間に、せん断ズレが生じ始めた。UFCセグメントの目開きを許すように内

側RC構造の表面が損傷し始め、これが載荷方向への水平せん断ズレがUFCセグメント間に生じるようになったためと考えられる。載荷後4.05秒になると、応答変位はNS方向には55.1mm(4%ドリフト)、EW方向には19.7mm(1.4%ドリフト)となり、最下段と4段

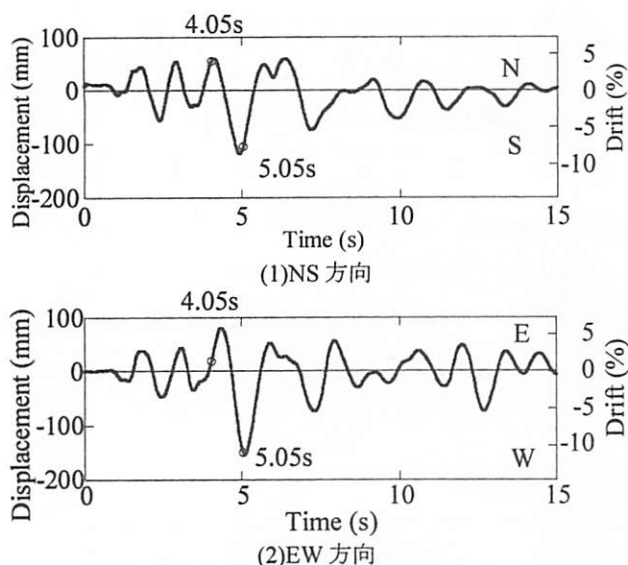
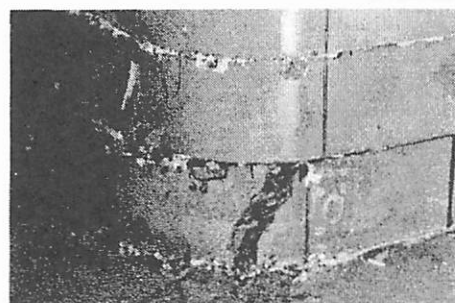
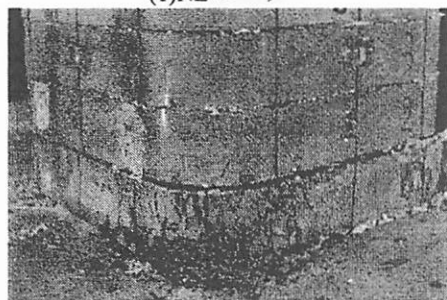


図-8 JR 鷹取駅 38.7%地震動载荷の応答変位



(1)NE コーナー



(2)SW コーナー

写真-2 内側 RC 構造を有する橋脚の損傷状況(JR 鷹取駅 38.7%地震動载荷後のコーナー部)

目の UFC セグメントの NE コーナーにおいて UFC セグメント表面が薄く剥離し始めると同時に、2 段目の UFC セグメントの NE コーナーには縦方向のひび割れが生じ始めた。载荷後 4.7 秒に SW 方向に橋脚が 46.9mm (3.4%ドリフト) 変位した段階で、曲げ圧縮により縦方向のクラックが SW コーナーにおいて最下段セグメントには広範囲に、また、2 段目及び 3 段目においてもわずかに生じた。

最大応答変位は 5.05 秒において SW 方向には 183mm (13.4%ドリフト) に達した。この段階では、ビデオから判断すると、5 段目までの全セグメント間に目開きが生じたが、特にフーチングと最下段、最下段と 2 段目の UFC セグメント間ではそれぞれ

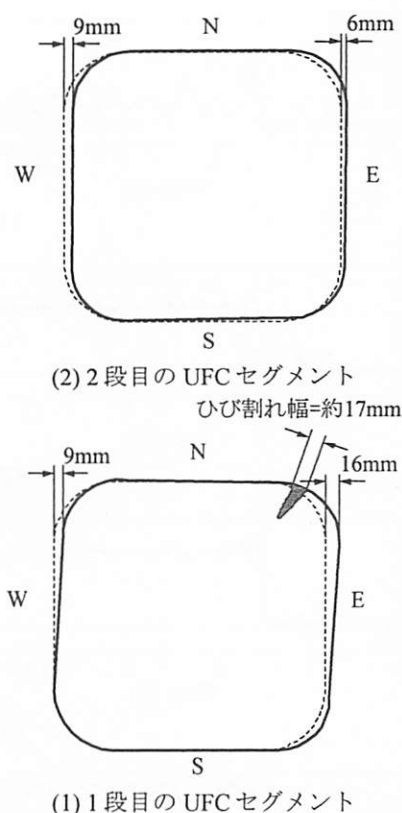


図-9 実験終了後における UFC セグメントの変位

16mm, 10mm の目開きが生じた。载荷後 5.60 秒になると、軸方向鉄筋が破断し始め、写真-2 に示すように最下段セグメントの NE コーナーにおいては幅 17mm のクラックが最下段セグメントの上面から下面まで貫通した。これはセグメントの圧壊と同時に周方向の引張によると考えられる。また、最下段の SW コーナーにおいては、セグメントの上下面を結ぶ多数の縦方向キレツが生じ、キレツの大きいものはセグメントの破断と言ってよい状態に達していた。

図-9 に示すように、载荷終了後にはセグメントに残留回転とこれにともなう残留せん断ズレが生じた。なお、残留回転角は円形オービットによる繰返し载荷では 4.6 度と大きかったが、本载荷においては 0.43 度と小さな回転であった。

実験終了直前における NS 方向及び EW 方向の残留変位は NW 方向におよそ 15

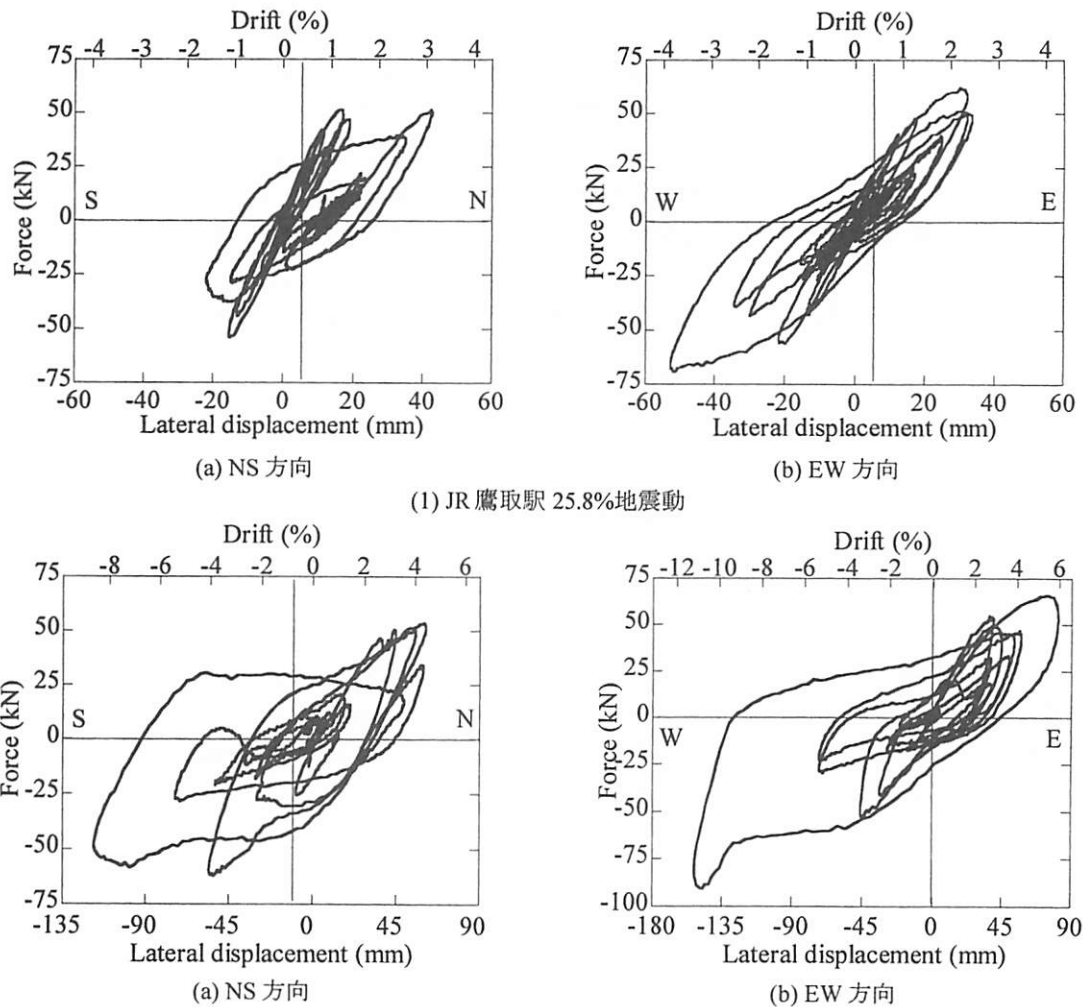


図-10 載荷点高さにおける水平力～水平変位の履歴曲線

(2) 25.8%加震

図-10(1)に25.8%加震における載荷点高さでの水平復元力～水平変位の履歴曲線を示す。載荷後4.5秒までは、応答はドリフト2.0%程度であり、NS、EW方向ともに水平復元力～水平変位の関係はほぼ線形である。載荷後、4.87秒に橋脚はEW方向に最大復元力69.6kNを生じる。

(3) 38.7%加震

図-10(2)に38.7%加震した場合の載荷点高さにおける水平復元力～水平変位の履歴曲線を示す。載荷後2.37秒にはNS方向に最大復元力62.3kNが生じる。EW方向には、4.96秒～5.15秒において復元力が69.8kNから90.7kNに増加した。前述したようにこれは橋脚にEW方向へ最大応答変位が生じた時刻5.05秒と一致しており、その後、5.60秒において軸方向鉄筋が破断し始め、最下段セグメントのNEコーナーに破断すると同時に、SWコーナーにおいても多数の縦方向キレツが生じた。

7. 結論

UFCセグメントを用いて、内側RC構造のUFC橋脚の模型橋脚を製作し、ハイブリッド載荷実験に基づいて耐震性能を検討した。本研究より得られた結論は以下の通りである。

- 1) 内側RC構造を有するUFC橋脚を25.8%加震した場合にはセグメントの目開きはフーチングから5段目のセグメントまで分散する。目開き量は、フーチングと最下段のセグメント間及び最下段と2段目のセグメント間において大きい。この2カ所の目開きによって載荷点高さに生じる水平変位と橋脚の応答変位の比 α_2 はNS方向には0.64、EW方向には0.67となり、セグメントの目開きによって橋脚の変形性能を向上させることができた。
- 2) 38.7%加震の場合には、SW方向に183mm、(13.4%ドリフト)の最大応答が生じる前までにはセグメントの圧壊、破断は生じていない。しかし、その後、橋脚がNE方向に応答した際には、最下段のUFCセグメントに幅17mmの破断が生じ、NS方向の水平変

位は低下した。

また、載荷後2.4秒頃から、フーチングと最下段のセグメント間及び最下段と2段目のセグメント間において、載荷方向への水平せん断ズレが生じ始めた。内側RC構造を有する橋脚では、せん断力の分担機構として、内側RC構造のせん断抵抗を期待したが、セグメントの目開きに伴い引張によってコアコンクリートが損傷し、内側RC構造のせん断力耐力が減少したため、載荷方向への水平せん断ズレが生じたと考えられる。

3) ハイブリッド載荷実験終了後の橋脚に生じていた橋脚躯体の回転角は、円形繰返し載荷終了後の回転角と比較すると 9%程度と非常にわずかな回転量であり、実際の地震動作用下においては一方向ばかりに残留ねじれは生じない。

4) 上記 1)～3)から見て、内側 RC 構造を有する橋脚はダメージフリー橋脚として予期された当初の性能をほぼ発揮したと言える。今後、もう少し多数のセグメントに損傷を分散させるとともに、より上部の UFC セグメント間に目開きを分散させる工夫が求められる。

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A, Vol. 64, No. 2, pp. 317-332, 2008.

- 2) 山野辺 慎一, 曾我部 直樹, 河野 哲也：超高強度繊維補強コンクリートを用いたRC橋脚の二方向地震動に対する耐震性能, 土木学会論文集A, Vol. 66, No. 3, pp. 435-450, 2010.
- 3) Kawashima, K., Zatra, 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, 15(8), pp1104-1211, 2011
- 4) Kawashima, K., Zatra, R., Sasaki, T., Kajiwar, K., Nakayama, M., Unjoh, s., Sakai, J., Kosa, K., Takahashi, Y., and Yabe, M., :Seismic Performance of a FullSize Polypropylene FiberReinforced Cement Composite Bridge Column Based on E-Defense Shake Table Experiments, Journal of Earthquake Engineering, 16, pp463-495, 2012.
- 5) 市川翔太, 張鋭, 佐々木智大, 川島一彦, Mohamed ElGawady, 松崎裕, 山野辺慎一：UFCセグメントを用いた橋脚の耐震性, 日本地震工学会大会梗概集, 8巻, pp.202-203.