

京都大学工学部 学生員○宮田 弘和 京都大学工学部 正会員 小林 孝一
 京都大学工学部 正会員 杉浦 邦征 京都大学工学部 正会員 小野 紘一

1.はじめに 兵庫県南部地震以後、RC 橋脚の耐震補強設計法に関する研究が盛んに行われているが、いずれも静的で仮想的な強制加振による耐力、変形能の実証実験である。しかし、静的実験からは塑性化に伴う減衰の増加、あるいは地震波の周波数特性など実際の地震動を受けた場合の RC 橋脚の動的挙動に関する情報は得られない。橋脚の地震時安全性を明らかにするには、塑性域から終局状態に至る構造物の挙動の解明が必要条件であり、複雑な履歴性状に基づく構造物の非弾性応答によって各種耐震補強工法を検討しなければならない。ハイブリッド地震応答実験は、載荷装置とコンピュータをオンラインとし、加力中の供試体から測定した復元力を用いてコンピュータ内で地震応答解析を実施する実験手法であり、これにより非線形な復元力特性を考慮した地震時応答を再現できる。本研究では、既存橋脚をモデル化し鋼板巻立て工法および連続炭素繊維巻立て工法により補強した試験体を用いて静的正負繰返し載荷実験とハイブリッド実験を実施し、保有水平耐力および変形性能を明らかにし、さらに、地震時の弾塑性応答性状の観点からその安全性に関して検討を加えた。

2.実験概要 供試体形状を図1に示す。本研究においては、阪神高速道路神戸線の被災した RC 橋脚(神 P354)を標準的 RC 橋脚と考え、供試体は想定した既存の約 1/6 スケールにモデル化し、主鉄筋比および帯鉄筋比を合わせた。No.1 は無補強の基準供試体である。No.2 は、厚さ $t=1.6\text{mm}$ の鋼板を巻立て補強した供試体で、コンクリートと鋼板との 4mm の隙間にはエポキシ樹脂を注入して一体化を図った。また、フーチングへの損傷を防ぐために鋼板下端とフーチング上面との間に 20mm の隙間を設けた。No.3 は炭素繊維シートを帯鉄筋方向に巻立て補強したものである。各工法の補強量は、補強効果が比較できるように補強後の横拘束筋体積比 ρ_s が同程度となるように決定した。補強供試体の横拘束筋体積比は、鋼板と炭素繊維をそれぞれ帯鉄筋に換算して求めた。No.1~No.3 供試体を2体ずつ作成し、そのうちの1体を静的載荷実験に、もう1体をハイブリッド実験に使用した。

3.静的正負繰返し載荷実験

(1)載荷方式 載荷装置を図2に示す。静的実験での載荷は、図3に示すように降伏荷重時(材料強度に基づく計算値)の変位を δy とし、その整数倍の変位振幅でそれぞれ3回ずつの正負交番載荷とした。計算降伏荷重は、道路橋示方書[1]を参照し柱部を鉛直方向に50分割した要素の力のつり合い条件から選られるモーメントと曲率の関係から算出したものである。

(2)実験結果 実験により得られた No.1~No.3 の荷重-変位曲線を図4に示す。No.1 は曲げひび割れ発生後、 $6\delta y$ 付近で斜めひび割れが進展し変形が大きくなるとともに、かぶりコンクリートの剥離が生じて破壊した。鋼板補強した No.2 供試体は、柱基部付近の鋼板のはらみ出しが顕著になるとともに、 $13\delta y$ で水平荷重が低下した。

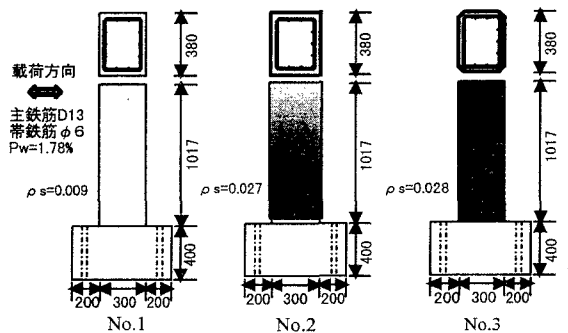


図1 供試体形状

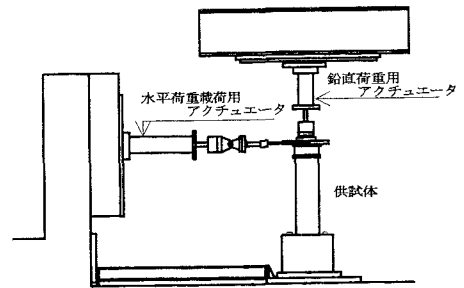


図2 載荷装置図

炭素繊維で補強した No.2 は 12 δy で柱基部付近の炭素繊維シートが若干はらみ出したが、破断するまでには至らず柱の損傷は小さかった。柱部の補強効果は確認できたが、フーチング部分でコンクリートの圧壊がみられ、基礎への影響が大きかったと考えられる。鋼板および炭素繊維で補強することにより変形性能が大きく向上した。なお、最大耐力は No.1 と比べて No.2 は 9%、No.3 は 12% 上回った程度であり、補強による曲げ耐力の向上はわずかであった。

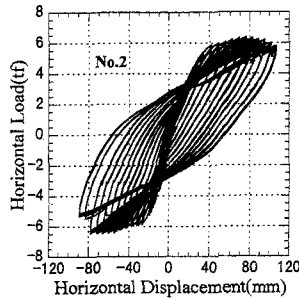
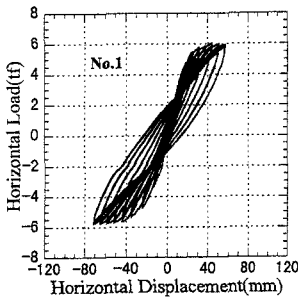


図 4 荷重-変位曲線

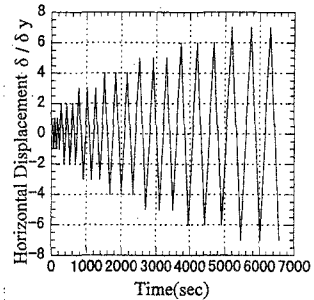
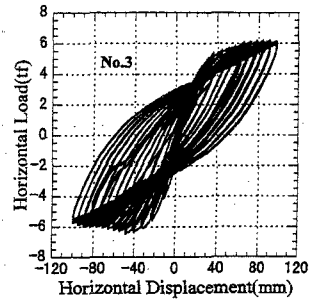


図 3 静的載荷サイクル図



4. ハイブリッド地震応答実験

(1) 載荷方式 ハイブリッド実験では構造物の運動方程式を計算機を用いて解くが、その数値解法には中央差分法を用い、時間刻みは 0.01 秒とした。減衰定数は $h=0.05$ とし、入力波形には兵庫県南部地震で検討され始めた内陸型巨大地震を対象とした JR 鷹取駅での観測波形(図 5)を用いた。また、得られた応答結果は供試体の設計寸法を 6 倍した実物大橋脚の応答である。

(2) 実験結果 No.1 に地震波を作用させた時の荷重-変位曲線を図 6

に、時刻歴応答曲線を図 7 に示す。最大応答変位量は 6.19 秒時に計算降伏変位 $\delta y=3.90\text{cm}$ の約 11 倍となり、柱基部では水平方向の亀裂、かぶりコンクリートの剥離が観察された。残留変位は 4.02cm であった。補強した No.2 と No.3 については、両供試体とも外見上の損傷はほとんど見られなかった。正負の最大応答変位を足しあわせた

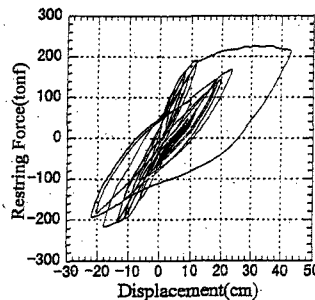


図 6 荷重-変位曲線

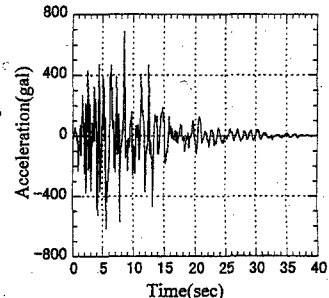


図 5 入力加速度波形

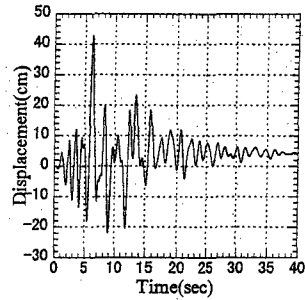


図 7 時刻歴応答変位曲線

値(以下、全振幅と記す)により応答性状をみると、No.1 の全振幅は 64.9cm となり、No.2 の全振幅は 65.0cm、No.3 は 63.7cm で無補強とほとんど変わらなかった。これは、応力下降域になって初めて補強効果が発揮されるところが、無補強供試体の変形性能が高く、応答が拘束効果の小さい応力上昇域内におさまったためと考えられる。地震波入力後の静的載荷実験では、9 δy で No.1 が終局状態に至ったが No.2 と No.3 の損傷は軽微だった。

5. まとめ 鋼板巻立ておよび炭素繊維巻立て補強した小型供試体を用いて静的載荷実験を行った結果、安定な履歴特性を有していることがわかった。また、ハイブリッド実験で得られた応答結果からは補強効果を確認することが難しく、地震波入力後の静的載荷実験により損傷レベルの違いを明らかにした。

参考文献 [1] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996