

◆ コンクリート構造物特集 ◆

鉄筋コンクリート橋脚の地震時挙動特性に関する振動台実験

運上茂樹* 足立幸郎** 近藤益央***

1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、多くのインフラストラクチャーに多大な被害をもたらした。道路構造物においても阪神高速道路の倒壊に代表されるように多大な被災を被った。このような道路橋の復旧にあたっては、1995年2月に「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」¹⁾が示された。さらに6月には同仕様に関する参考資料(案)²⁾が示され、既設道路構造物においても、兵庫県南部地震において観測された地震動に対して安全であることを確保するための耐震補強工事が本格化した。このなかで既設鉄筋コンクリート橋脚に関しては、主に鋼板巻立て工法を用いた耐震補強工事が行われている。鋼板巻立て補強工法の有効性については、既に動的ジャッキを用いた正負交番載荷試験によって示され、さらにこれらの実験結果を基に設計法が示されている²⁾。

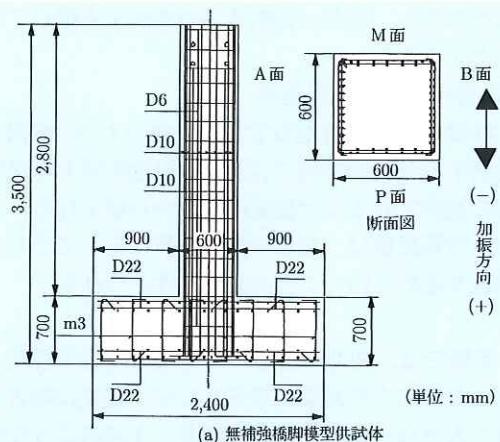
本研究では、鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計の高度化に向けた基礎資料を得るために、鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴特性を把握するとともに、既存の非線形動的解析モデルによる地震時挙動の再現性を検証するために、鉄筋コンクリート橋脚模型を用いた振動台実験を行った。本稿では、この振動台実験の結果および実験結果と動的解析との比較結果について報告するものである。

2. 振動台実験

2.1 供試体の設計

本実験には、図-1に示す60cm×60cmの断面を持つ高さ280cm(慣性力作用位置までは300cm)の諸元を持つ鉄筋コンクリート橋脚模型を用いた。模型橋脚としては昭和55年より前の基準での設計を想定した無補強供試体とこれを鋼板巻立てで補強した2体とした。軸方向鉄筋としては、材質SD295、径D10を2段に配筋した構造であり、軸

方向鉄筋比は1.58%(引張鉄筋比は0.55%)である。また帶鉄筋としては材質SD295、径D6が30cm間隔で二重に配筋されている。本供試体は一般的な橋脚に対して模型化を行うこととし、概ね1/4の幾何学的縮尺比を持つように諸元を定めた。なお、本実験供試体では、橋脚基部における非線形履歴特性の把握を目的としているので、軸方向鉄筋の段落は行っていない。補強橋脚においては、鋼板はSPHC、t=2.3を用い、基部拘束用H形鋼はSS400、100Hを用いている。鋼板下端とフーチングの間には10cmの間隙を設け、さらにコンクリートと補強鋼板の間には20mmの間隙を設け、無収縮モルタルを充填した。フーチングに力を伝達するアンカーリングについては材質SD345、径D16の鉄筋をM12にねじ加工したものを合計20本配



(a) 無補強橋脚模型供試体

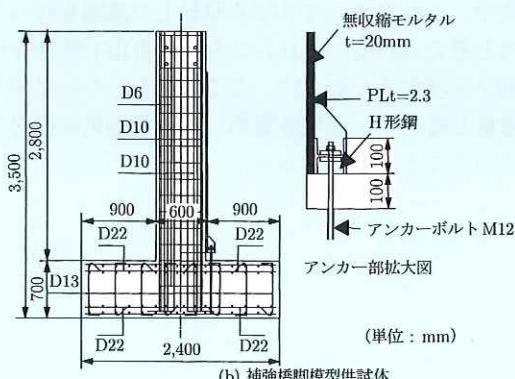


図-1 模型供試体の諸元

置している。この補強によって、実材料強度を用いて耐力を計算すると無補強橋脚に対して約1.4倍の耐力補強がなされたことになる。

2.2 加振装置

兵庫県南部地震において観測された地震動は、加速度、速度、および変位のいずれにおいても従前の地震動をはるかに越えたものであった。本実験においては、当該地震動を再現できる建設省土木研究所所有の3次元大型振動台施設を用いた。

図-2に供試体の設置状況および加振装置を示す。鉄筋コンクリート模型供試体は振動台の中央に固定し、長さが約5mの2連の単純桁を支持する構造とした。供試体と上部構造はピン構造で連結し、上部構造の両端はローラー支承で鋼製の端橋脚の上に支持させている。上部構造重量は395Nと設定した。この上部構造重量は、設計水平震度を0.2とし、さらに実際の場合、実配筋量は設計配筋量よりも一般に多いことから、その余裕量を35%程度として、公称強度から算定される橋脚の降伏耐力から逆算したものである。供試体に作用する軸力はその半分の198Nとなる。

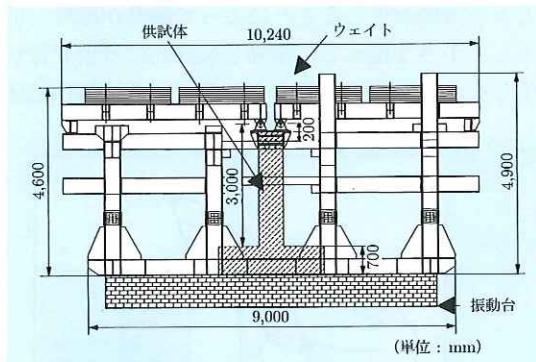


図-2 振動台加振装置

表-1 鋼材の降伏・引張強度

鋼材	降伏力/応力	引張力/応力
D6	明確な降伏なし	524Mpa
D10	391Mpa	557Mpa
M12(ネジ加工アンカーフレーム)	33.7kN/本	49.4kN/本
補強鋼板軸方向	274Mpa	369Mpa
補強鋼板拘束方向	307Mpa	364Mpa

表-2 コンクリート圧縮強度・ヤング係数

供試体	σ_{ck} (Mpa)	E_c (kN/mm ²)
無補強供試体	34.5	256
補強供試体	29.9	215

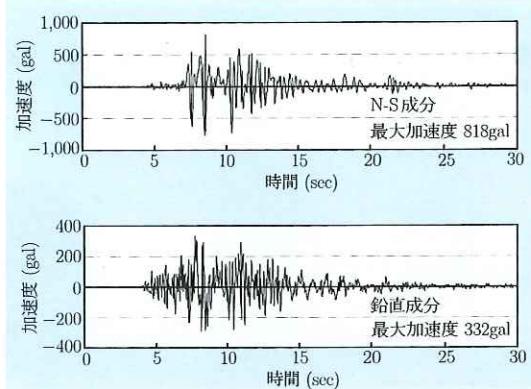


図-3 神戸海洋気象台観測波

2.3 材料強度

表-1には鉄筋の引張試験結果から得られた降伏強度および引張強度、表-2には実験当日に圧縮強度試験から得られた圧縮強度およびヤング係数を示す。

2.4 加振方法

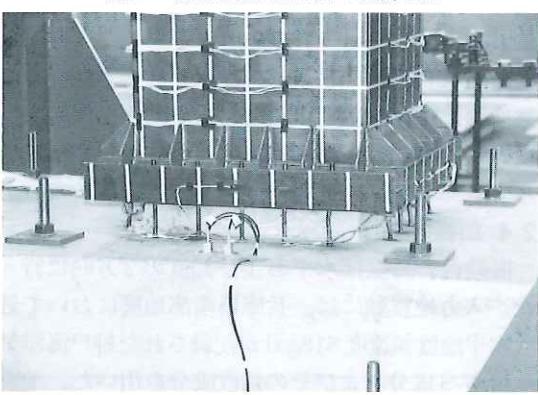
振動台の加振は水平および鉛直の2方向を行った。入力地震動には、兵庫県南部地震において最大水平地盤加速度818galが記録された神戸海洋気象台N-S成分およびその鉛直成分を用いた。地震波の時間軸縮尺としては、幾何学的縮尺および応力一定、重力一定、同一材料の条件から定まる時間軸縮尺は50%であるが、無補強供試体および補強供試体ともに塑性域に至る応答特性を把握するため、さらに相似率で決定される時間軸の縮尺よりも少し厳しくなるように縮尺を65%と設定した。図-3に、神戸海洋気象台観測波N-S成分と鉛直成分の加速度波形を示す。

3. 実験結果

3.1 供試体の損傷状況

写真-1および2に、加振終了時の供試体の損傷状況を示す。無補強供試体においては、加振方向と同方向平行な面(図-1、A面B面)にせん断ひび割れが発達し、加振方向と直角な面(図-1、P面M面)において主鉄筋の座屈やコンクリートの剥離を伴った損傷が発生した。かぶりコンクリートが大きく剥離した面(P面)では基部から20cmを剥離のピークとして約40cmの高さまで剥離が生じており、相対する面(M面)においても基部から15~30cmにわたってかぶりコンクリートが剥離した。

一方、補強供試体においては、加振後には補強



鋼板とコンクリートとの間の剥離がほぼ全面に拡がっていた。さらに鋼板を拘束するH形鋼の直上部の鋼板においてわずかに凸に膨らむ座屈が全周にみられた。フーチング天端とH形鋼の下端との10cmの隙間にのコンクリートにひびわれや若干の剥離が生じていた。さらに、H形鋼からフーチングへ力を伝達するアンカー筋にも若干の座屈が確認された。しかしながら、損傷そのものは非常に軽微であり、鋼板を巻立てるこによって耐震性が高まり、橋脚に生じる損傷を低減させることができることが示された。なお、実験終了後補強鋼板を撤去し、内部コンクリートの損傷状況を観察したが、若干のひびわれを確認する他は、ほぼ無損傷であった。

3.2 水平力-水平変位関係

各模型供試体の上部構造慣性力作用位置における水平力-水平変位関係を図-4に示す。水平力は上部構造質量に上部構造加速度を乗じた値とし、算出にあたっては高周波成分を除去した加速度の値を用いている。

無補強供試体の結果を考察すれば、加振によっ

て、道路橋示方書³⁾によって算定される終局変位約40mmを大きく超える約105mmの応答変位が生じており、橋脚基部に主鉄筋の座屈を伴う大きな損傷が生じた。無補強供試体の降伏変位は計算からは約13mmであることから、最大応答変位は塑性率にして約8程度であることがわかる。

これに対して補強供試体では耐力補強が行われており、無補強橋脚と比較して約1.4倍に耐力が増加している。このため、補強供試体の最大応答変位は約58mmと無補強供試体と比較して約半分に低減されている。無補強供試体と同様な手法で求めた補強供試体の降伏変位(塑性ヒンジ長は無補強時の80%として算定した。)は約16mmであるため、応答塑性率は3.6と算定される。なお、計算上の終局変位は約74mmであることから、今回の加振では計算上の終局にまで至っていないことがわかる。

なお、無補強供試体においてはほぼ残留変位は確認されなかつたのに対し、補強供試体においては約18mmの残留変位が確認された。これは、無補強供試体は橋脚基部に主鉄筋の座屈変形を伴う大きな損傷が生じることによって剛性が極度に低下し、小さな揺れでも振動し最終的に残留変位が生じなかつたものと考えられる。一方補強供試体

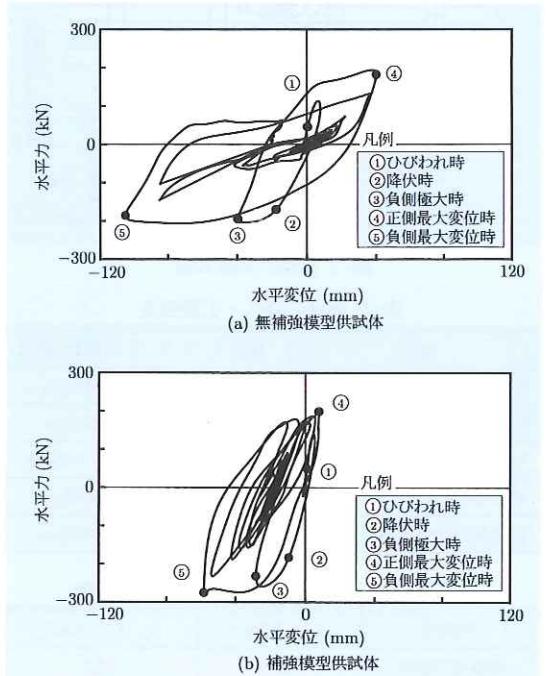


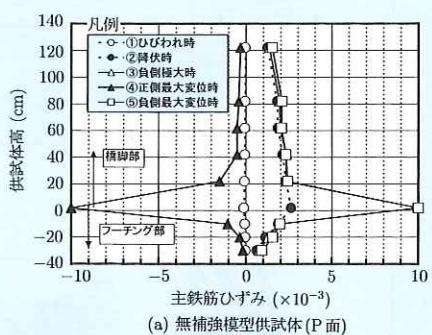
図-4 各模型供試体の水平力-水平変位関係

では、損傷はほとんど生じず剛性の低下があまりみられないため、大きな地震動によって生じた変位が残留変位としてそのまま残留したものと考えられる。

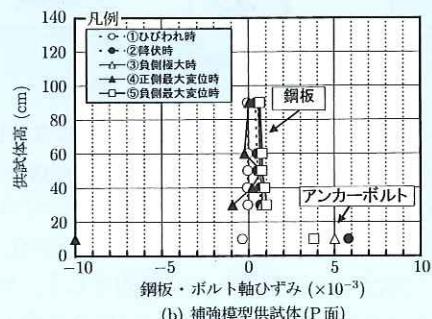
また、図-4中には、①計算で求まるひびわれ荷重相当の慣性力を初めて経験する点、②計算で求まる降伏荷重相当の慣性力を初めて経験する点、③最大変位を経験するまでの負側極大点、④正側最大変位点、および⑤負側最大変位点を示している。

3.3 主鉄筋および補強鋼板軸方向ひずみ分布

図-5に、図-4に示したひびわれ、初降伏、負側極大変位、正側最大変位、負側最大変位時におけるP面(負荷重時の引張面)における主鉄筋のひずみ分布について示している。ひびわれおよび初降伏時については、実験で得られた水平力が計算上のひびわれおよび初降伏時の水平荷重に最も近い値を示す時の値を示している。無補強供試体の主鉄筋応力分布をみてみれば、主鉄筋の降伏時のひずみは約 $1,900\mu$ であるため、負側最大変位時においては基部から $1.5D$ (D:橋脚幅60cm)近くの高さまで主鉄筋が降伏している。また、主鉄筋のひずみ分布は基部付近において大きくなっていることもわかる。一方補強供試体においては、主鉄筋が降伏している範囲は、鋼板との荷重分担がなさ



(a) 無補強模型供試体(P面)



(b) 補強模型供試体(P面)

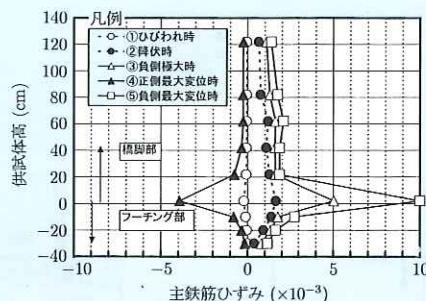


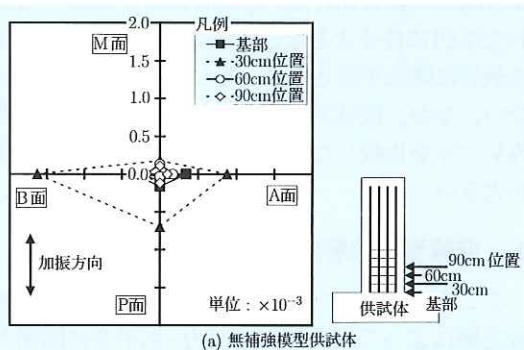
図-6 補強鋼板・ボルトの軸方向ひずみ分布(P面)

れているためやや狭く1D程度となっている。また、無補強供試体と同様、基部付近においてひずみ分布が大きくなっている。

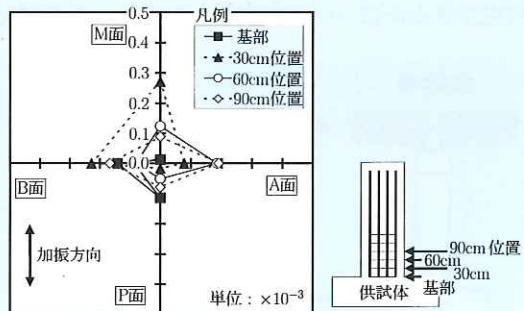
図-6には、補強供試体における鋼板およびアンカーボルトの軸方向ひずみ分布を示す。アンカーボルトには大きな引張ひずみが生じているが、それ以高の鋼板の軸方向ひずみは約 $1,000\mu$ 以下となっている。これは、全鋼板面積に対するアンカーラ筋の断面積の比が約60%であり、アンカーラ筋が共に降伏するよう制御した設計を行っているためである。

3.4 帯鉄筋および鋼板拘束方向のひずみ分布

図-7には、負側最大変位時のみに着目した、橋脚基部、および基部から30cm、60cm、および90cm



(a) 無補強模型供試体



(b) 補強模型供試体

図-7 各模型供試体の帯鉄筋ひずみ分布

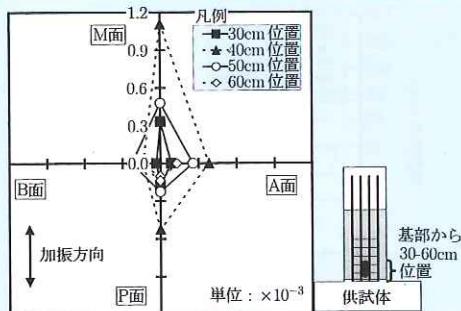


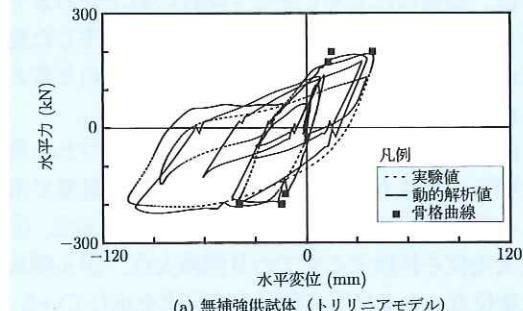
図-8 補強模型供試体鋼板の横方向ひずみ分布

上方の帶鉄筋のひずみ分布について示している。本実験の場合、A面およびB面はせん断面であり、M面およびP面は主鉄筋の座屈を拘束する面となる。無補強模型供試体の場合、主鉄筋の座屈を拘束する基部から30cm位置の帶鉄筋に大きなひずみが認められる。その他の位置においてはせん断面でのひずみ値が大きい。計算上のせん断耐力に対する曲げ耐力の比は0.9と均衡しているが、せん断面に発生する帶鉄筋のひずみは全体的に小さい。

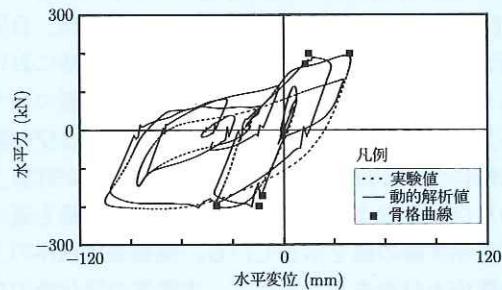
一方補強供試体においては、鋼板が巻立てられていることから発生しているひずみは小さい。図-8には、橋脚基部から30、40、50、および60cm位置における補強鋼板の横方向ひずみ分布を示す。H方鋼との接合部付近の30cm位置に鋼板の局部的な座屈に伴う大きなひずみが現れてはいるが、全般的に降伏を超えるようなひずみは発生していない。なお、同位置における帶鉄筋と鋼板のひずみレベルを比較した場合、鋼板に発生するひずみが大きい。

4. 非線形動的解析モデルの適用性

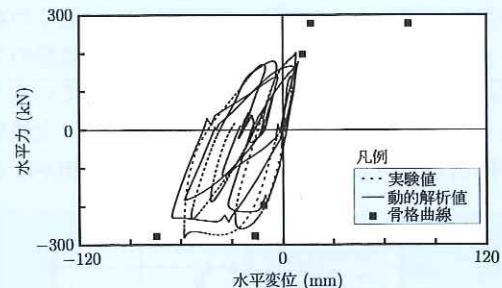
ここでは、既往の復元力モデルによって、振動台実験によって得られた水平力-水平変位関係を再現できるかについて検討するために、時刻歴応



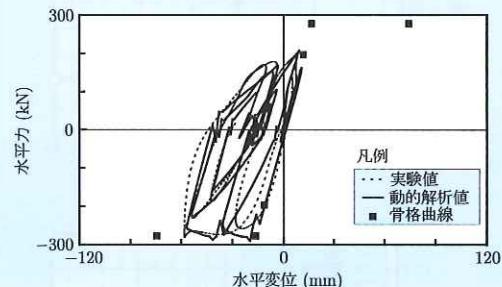
(a) 無補強供試体 (トリリニアモデル)



(b) 無補強供試体 (バイリニアモデル)



(c) 補強模型供試体 (トリリニアモデル)



(d) 補強模型供試体 (バイリニアモデル)

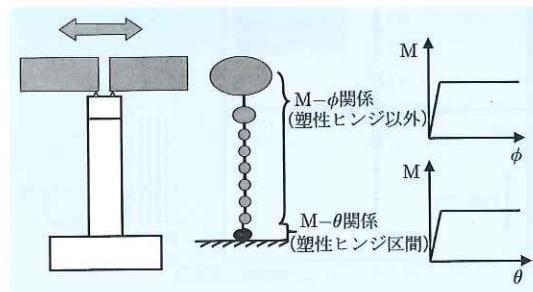


図-9

図-10 水平力-水平変位関係の実験値と解析値の比較
答解析結果との比較検討を行った。動的解析に用いる復元力特性にはトリリニアおよびバイリニア型武田モデルを用いた⁴⁾。解析上のモデル化では、図-9に示すように塑性ヒンジ区間として、無補強の場合は0.5D、補強の場合は0.4Dを考慮し、その区間においては曲げモーメント一回転角($M-\theta$)

関係、それ以高においては10cmごとに質点を設け曲げモーメント一曲率($M-\phi$)関係を考慮したモデル化を行った。図-10に水平力-水平変位関係における解析値と実験値との比較を、主要動部分10秒間に着目して示す。さらに、道路橋示方書³⁾から計算される初降伏点、降伏点、終局点にいたる水平荷重-水平変位関係も骨格曲線として図中に同時に示している。

荷重変位特性においては、無補強および補強模型供試体とも水平荷重-水平変位の骨格曲線を精度よく近似していることがわかる。一方、動的解析値の適合性に関しては、補強および無補強供試体によってその傾向が異なる。

無補強供試体に関しては、負側最大応答変位に至るまでについては、トリリニア型でモデル化した場合は全体にその応答をよく近似できているが比較的解析値が小さくなる傾向にあり、バイリニア型でモデル化した場合は、正側の応答変位のずれが大きくなる傾向にあり、実挙動は両者の中間的な挙動であると考えられる。しかしながら、実用といった面からは最大応答変位については両者ともほぼ問題なく推定できる。また一方では負側最大応答変位後の挙動についての適合精度は劣る。最大応答変位時には無補強供試体ではすでに終局を超える大きな変位が生じ主鉄筋の座屈を伴う大きな損傷が発生したため、その後の挙動を十分に表現できなかったと考えられる。

一方補強供試体においては、トリリニア型でモデル化した場合は水平力がやや小さく計算されるが、バイリニア型でモデル化を行った場合はその一致の精度はよい。補強供試体の場合は、補強鋼板が最外縁に設置されることから、 $M-\phi$ または

$M-\theta$ 関係はバイリニア型の挙動に近くなっているものと考えられる。また最大応答変位後の挙動においても、動的解析値の適合性は比較的良好。これは、補強模型供試体には大きな損傷が発生しなかつたためと考えられる。さらに、補強供試体の残留変位については、解析値は19mm(トリリニア)、22mm(バイリニア)と、実験によって確認された約18mmの残留変位をほぼ表現できている。

5.まとめ

鋼板補強された鉄筋コンクリート橋脚模型供試体と無補強模型供試体を用いて振動台実験を行った。本研究では、これら2体の地震時挙動を把握するとともに、鉄筋コンクリート橋脚模型の復元力特性に武田モデルを用いた動的解析結果を検証し、最大応答変位といった地震時挙動を実用上問題なく再現できることが示された。

また、無補強供試体についてはトリリニアおよびバイリニアのモデル化に対して中間的な挙動を示し、補強供試体においてはバイリニアによるモデル化が全体的な挙動を再現できることを確認した。

今後本結果をもとに、さらに全体的な挙動を正確に再現できる復元力特性のモデル化を行っていく必要がある。

参考文献

- 建設省：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様,1995.2
- 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案),1995.6
- 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編,1996.12
- 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料,1997.3,1998.1

運上茂樹*



建設省土木研究所
耐震技術研究センター
耐震研究室長、工博
Dr.Shigeki UNJOH

足立幸郎**



同 耐震研究室
主任研究員
Yukio ADACHI

近藤益央***



同 耐震研究室研究員
Masuo KONDOH