

固有振動数による鉄筋コンクリート橋脚の損傷度評価

近藤益央¹・運上茂樹²・足立幸郎³

¹正会員 建設省土木研究所 耐震研究室研究員（〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地）

²正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室室長（〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地）

³正会員 工修 建設省土木研究所 耐震研究室主任研究員（〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地）

1. まえがき

兵庫県南部地震においては、鉄筋コンクリート橋脚の多くに甚大な被害が発生し、これを受けて鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強が実施されているところである。耐震補強工法としては、鋼板による補強が一般的に使用されており、このように補強された橋脚が大規模な地震を経験した際、ひび割れ等を確認することが出来ないで鋼板が座屈するような損傷を受けなければ、橋脚の損傷程度を的確に把握することは難しい。

そこで、兵庫県南部地震において実際に神戸海洋気象台で観測された地震記録を入力加速度として、鋼板巻き立てにより補強した鉄筋コンクリート橋脚の振動台実験を行った。加振前後の橋脚模型の固有振動数を振動台の微小ノイズを用いて計測し、橋脚模型の損傷状態との関係を検討した。さらに、断面性状等の設定条件を変えて各損傷状況における固有振動数を解析的に算出し、微小振動から求めた固有振動数と対応させることにより、橋脚の損傷度を推定することを行ったので報告するものである。

2. 鉄筋コンクリート橋脚の振動台実験

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）の鉄筋コンクリート橋脚模型を用いた。軸方向鉄筋としては、SD295、D10を2段に配筋し、軸方向鉄筋比は1.58%（引張鉄筋比は0.55%）である。また帯鉄筋としてはSD295、D6を30cm間隔で二重に配筋した。本供試体は特定の橋脚に対してモデル化を行ったわけではないが、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、

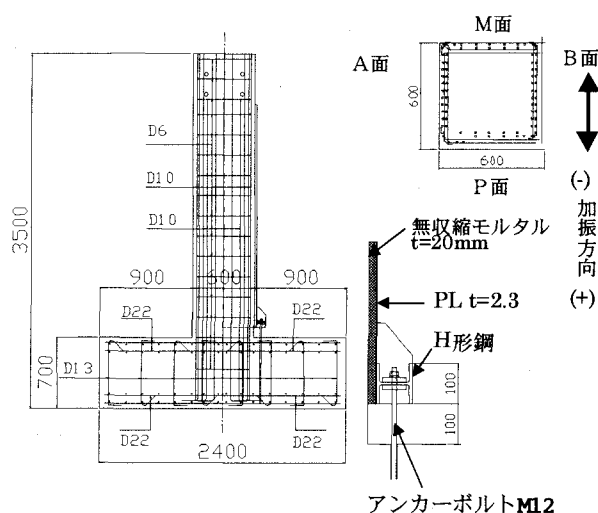


図-1 供試体の諸元

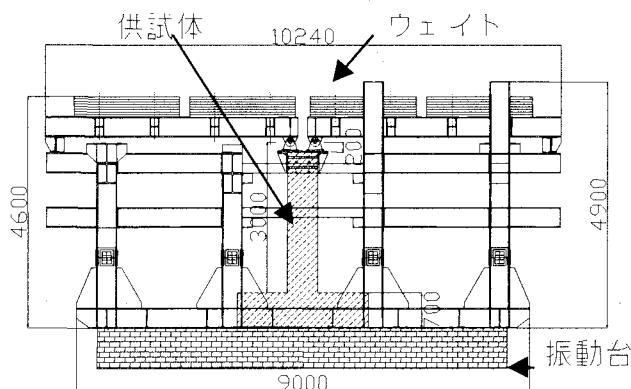


図-2 振動台加振装置

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、軸方向鉄筋の段落としは行っていない。成した供試体に、SS400、 $t=2.3$ mmの鋼板を用い、基部拘束用H形鋼はSS400、100Hを用いて補強を行った。鋼板下端には10cmの隙間を設置し、さらにコンクリートと補強鋼板の間には20mmの間隔

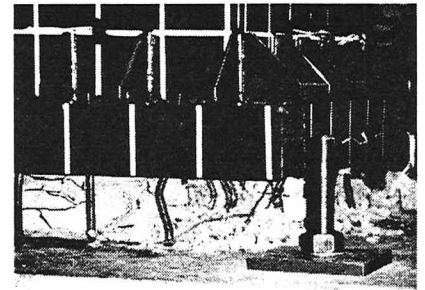
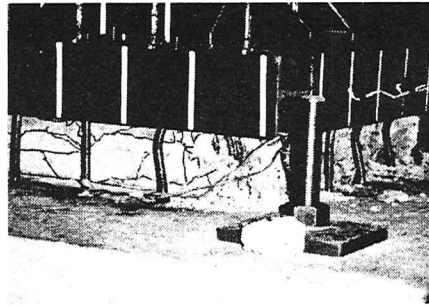
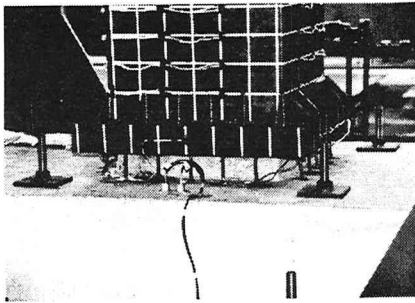


写真-1 損傷状況（1回目加振後） 写真-2 損傷状況（2回目加振後） 写真-3 損傷状況（3回目加振後）

表-1 鋼材の降伏・引張強度

鋼材	降伏強度(Mpa)	引張強度(Mpa)
D6	明確な降伏なし	524
D10	391	557
M12(アンカー筋)	355	477
補強鋼板軸方向	274	369
補強鋼板拘束方向	307	364

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)
補強供試体	29.9	215

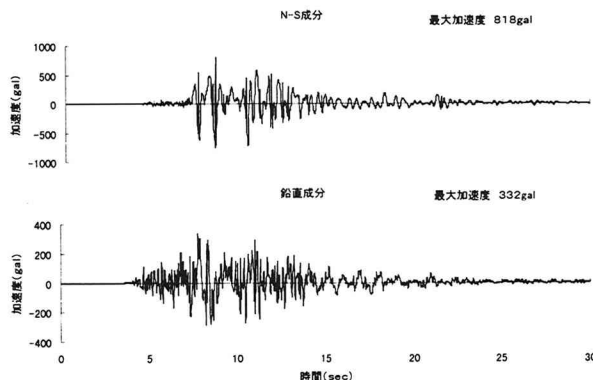


図-3 神戸海洋気象台観測波

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筋についてはSD345、D16鉄筋をM12にねじ加工したものを合計20本配置し、基部拘束用H形鋼にボルトにより固定している。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。

実験では、鉄筋コンクリート橋脚模型を図-2に示す2連の単純桁をピン構造で連結し、上部構造重量395kNを载荷した。なお、単純桁の実験供試体と反対側は、ローラ支承を有する鋼製橋脚により支持したので、供試体に作用する軸力は198kNとなる。

加振は水平および鉛直の2方向とし、入力地震動には、兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測されたN-S成分(最大加速度818gal)およびその鉛直成分(最大加速度332gal)を用いた。相似則より決定される地震波の時間軸縮尺としては50%であるが、塑性域に至る応答特性を得るため、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。なお、供試体の損傷状況を変化させるため、合計3回の加振を行った。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

(1) 供試体の破壊形態

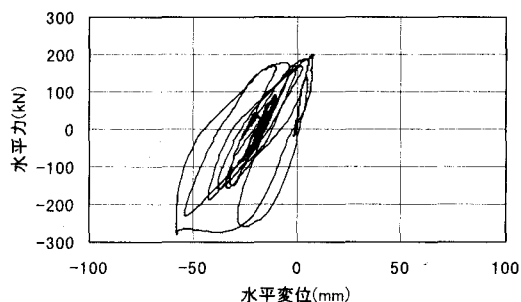
加振終了時の供試体の損傷状況を写真-1～3に示す。加振前に運搬等の影響により既に補強鋼板と充填材であるモルタルとの間で部分的に剥離が生じていたが、1回目の加振後には剥離が補強鋼板ほぼ全面に広がっていた。さらに鋼板を拘束するH形鋼の直上部においてわずかに凸に膨らむ座屈が全周にみられた。フーチング天端とH形鋼の下端との隙間のコンクリートにひびわれや若干の剥離が生じていた。さらに、H形鋼からフーチングへ力を伝達するアンカー筋にも若干の座屈とボルトのゆるみが確認された。アンカー筋のボルトのゆるみは、振動台の加振によりアンカー筋が若干伸びたためによるものと考えられる。しかしながら、損傷そのものは非常に軽微であり、鋼板を巻立てること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可能であることが示された。

続けて実施した2回目の加振では、写真-2でもわかるようにアンカー筋の座屈が進行し、P面の外側のアンカー筋が1本づつ破断した。また、橋脚基部のコンクリートの剥離および軸方向鉄筋の露出が確認された。3回目の加振では、アンカー筋の破断が増え、P面においては全てのアンカー筋が破断し、反対側のM面においても2本が破断した。さらにコンクリートの剥離がAおよびB面にも進んだ。

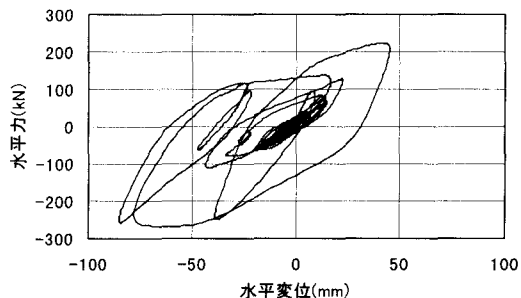
なお、3回の加振を行った後に、補強鋼板を撤去して内部コンクリートの損傷状況を観察したが、若干のひびわれを確認する他は、ほぼ無損傷であった。

(2) 水平力-水平変位関係

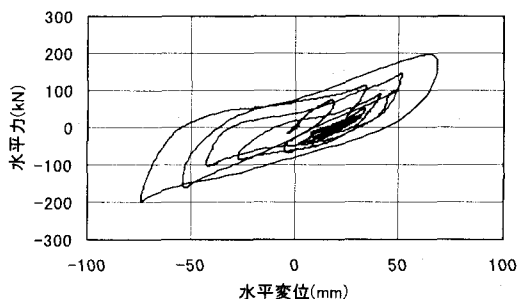
上部構造慣性力作用位置における水平力-水平変



(a) 1回目の加振



(b) 2回目の加振



(c) 3回目の加振

図-4 模型供試体の荷重～変位履歴曲線

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。補強供試体では耐力補強が行われており、補強を施す前の橋脚と比較して約1.4倍に耐力が増加している。

図-4に示したとおり、1回目の加振による最大応答変位は約58mmであり、計算により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であったことがわかる。なお、道路橋示方書の計算手法により求めた終局変位は約74mmであることから、1回目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。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、補強供試体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。2回目以降の加振では、最大応答変位が約85mmに達し、計算より求めた終局変位を越えており、アンカー筋の破断や橋脚基部のかぶりコンクリートの

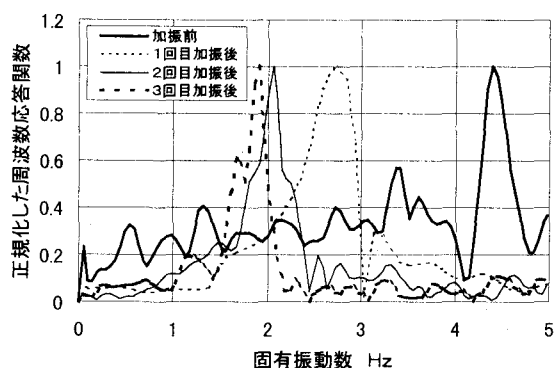


図-5 振動台の微小振動による固有振動数

剥離なども生じた。

4. 固有振動数の算出

実験供試体の固有振動数は、上部構造をセットした状態で、振動台の微小振動を用いてフーチング天端と橋脚天端との周波数応答関数より固有振動数を求めた。振動台の微小振動は、加速度レベルでは数gal程度であり、この微小振動により供試体に損傷を与えるような影響は全くないと考えられる。

振動台の微小振動より求めた加振前および各加振後の橋脚の固有振動数を図-5に示す。同図では各段階において応答倍率が異なるため、最大応答倍率を1.0となるように倍率の補正を行った。微小振動により求めた固有振動数が各加振段階、すなわち橋脚の損傷状況により低下していることが確認できる。特に、1回目および2回目の加振により、固有振動数が大きく低下していることがわかる。これは、加振によりアンカー筋の伸び出しや破断、かぶりコンクリートの剥離、軸方向鉄筋の座屈といった損傷パターンの進行があったためと考えられる。しかし、3回目の加振ではアンカー筋の破断が進行したものの、鋼板の座屈や基部拘束H鋼の損傷といった新しい損傷パターンへの発展は確認されておらず、このようなことから2回目までの加振のように急激な固有振動数の低下に至らなかったものと考えられる。

次に、供試体の損傷状況を仮定し、各損傷状況におけるコンクリート、軸方向鉄筋、アンカーボルト、ヤング係数を表-3のように仮定して固有振動数を求めた。加振前の健全な状態での固有振動数を比較すると、振動台実験より求めた固有振動数が4.40Hzであったのに対して、解析により求めた健全な状態での固有振動数5.586Hzよりアンカーボルトを考慮しないで求めた固有振動数4.514Hzとほぼ一致する結果となった。実橋脚においては、アンカー筋は鋼板と確実に定着されているが、実験供試体では寸法上

表-3 想定した供試体の損傷状況と固有振動数

想定する損傷	コンクリート	軸方向鉄筋	アンカーボルト	鉄筋のヤング係数Es	解析で求めた固有振動数(Hz)
健全な状態	全断面有効	有効(線形)	有効(線形)	1/1	5.586
健全な状態ではあるが、アンカーボルトを見込まない	全断面有効	有効(線形)	考慮しない	1/1	4.514
コンクリートにひび割れが発生し、軸方向鉄筋が降伏に達した状態	降伏時	降伏点	降伏点	1/1	3.104
コンクリートにひび割れが発生し、軸方向鉄筋が降伏に達した状態(アンカーボルトを見込まない)	降伏時	降伏点	考慮しない	1/1	2.692
鋼材の降伏後、ヤング係数が2/3に低下した状態	コンクリート断面の減少	降伏ひずみ以上	降伏ひずみ以上	2/3	2.625
鋼材の降伏後、ヤング係数が2/3に低下した状態(アンカーボルトを見込まない)	コンクリート断面の減少	降伏ひずみ以上	考慮しない	2/3	2.338
鋼材の降伏後、ヤング係数が1/2に低下した状態(アンカーボルトを見込まない)	コンクリート断面の減少	降伏ひずみ以上	考慮しない	1/2	2.075
コンクリートが剥離し、鋼材のヤング係数が2/3に低下した状態	かぶりコンクリート無視	降伏ひずみ以上	考慮しない	2/3	2.079
コンクリートが剥離し、鋼材のヤング係数が1/2に低下した状態	かぶりコンクリート無視	降伏ひずみ以上	考慮しない	1/2	1.838

の問題からアンカーボルトの締め込みが十分でなく、フーチング躯体との一体化が十分にはかれない可能性があり、振動台の微小振幅から求めた固有振動数に反映されたものと考えられる。したがって、アンカーボルトの定着不足があった場合には、微小振幅領域においてはアンカー筋の効果が全く反映されていないが、振動台による加振、すなわち地震時にはアンカー筋に応力が十分に伝達され、アンカー筋が有効に作用していることがわかる。

加振後の固有振動数は、1回目が2.64Hz、2回目が2.12Hz、3回目が1.86Hzであった。加振後の損傷状況は、1回目がアンカー筋の伸び出し(軸方向鉄筋の降伏状態)、2回目がコンクリートが剥離した状態、3回目がコンクリートの剥離の進行であり、解析から求めた固有振動数と対応させると、1回目の加振ではコンクリートにひび割れが発生し、軸方向鉄筋が降伏に達した状態の固有振動数である2.692Hzとよく一致しており、2回目の加振ではコンクリートが剥離し、鋼材のヤング係数が2/3に低下した状態の固有振動数である2.079Hzとよく一致していることがわかる。さらに損傷度が進行した3回目の加振では、コンクリートが剥離し、鋼材のヤン

グ係数が1/2に低下した状態の固有振動数である1.838Hzとよく一致していることがわかる。

5. まとめ

解析により求めた固有振動数と振動台の微小振動により求めた固有振動数を対比し、橋脚の損傷状態を推定することを試みた。解析による固有振動数の算出では、軸方向鉄筋の応力状態やヤング係数を軽減する等、各損傷状況にいて想定される橋脚の状態を仮定して求めた。その結果、微小振動により計測した固有振動数と各損傷状態を想定して求めた固有振動数とがほぼ一致することから、微小振動を用いて固有振動数を計測することにより橋脚の損傷状況がかなり正確に評価できることがわかった。本検討では、損傷が進行した状態として鋼材のヤング係数を軽減させて、橋脚模型の損傷状況を表現したが、部材としての剛性に着目して固有振動数との関係を評価することも考えられる。

今後は、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および固有振動数から損傷状況の詳細に判別する手法の確立を行っていく必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 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
- 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
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996.12
- 4) 日本コンクリート工学協会：既設鉄筋コンクリート構造物の耐震補強ハンドブック、1996.10
- 5) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料、1997.8
- 6) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calve著、川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強、1998.4