

橋梁の損傷度と固有振動特性の変化に関する解析的検討

加納 匠¹・小林 寛²・運上茂樹³

¹正会員 工修 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ交流研究員（〒305-8516 つくば市南原1-6）

²正会員 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ主任研究員（〒305-8516 つくば市南原1-6）

³正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ上席研究員（〒305-8516 つくば市南原1-6）

1. はじめに

地震時における橋梁被害の早急かつ適切な把握は、震後の救助・復旧活動にとって重要である。しかし、被害判定は目視点検に依存しているため、目視不能箇所が存在や点検要員の不足等により迅速かつ正確な判定は一般に難しい。そのため、地震時の損傷度を自ら診断し、発信できるシステムの開発が求められている。筆者らはRC単柱振動台実験により、地震前後の固有周期の変化から応答塑性率が精度よく簡便に推定できることを示し、損傷度評価システムとして加速度センサーの有効性を確認した¹⁾。本論文では、本システムの橋梁全体構造系への適用性を検証するため、まずRC単柱振動台実験のシミュレーションにより解析モデルを確認し、橋梁全体系の動的解析による被災度の推定法について検討を行なった結果をまとめたものである。

2. RC単柱橋脚の振動台実験のシミュレーション解析

(1) 実験概要

振動台実験は、RC単柱供試体を振動台上に設置し、一方向に加振することによって行った。供試体には柱基部での軸心力が1.0MPa、慣性力作用中心位置が柱基部から3.0mとなるようにウェイトを載せた。柱断面は長辺0.8m、短辺0.45mである。軸方向鉄筋はSD295、D10(鉄筋比0.95%)、帯鉄筋はSD295、D6(鉄筋比0.47%)を配筋し、被りは40mmであり、長辺方向には帯鉄筋と同材質同径の中間帯鉄筋を配置した。加振は短辺方向に行い、入力地震動は、1995年兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された加速度波形²⁾を時間軸で50%に圧縮し、NS成分の振幅を15%から80%まで段階的に調整したものをを用いた。

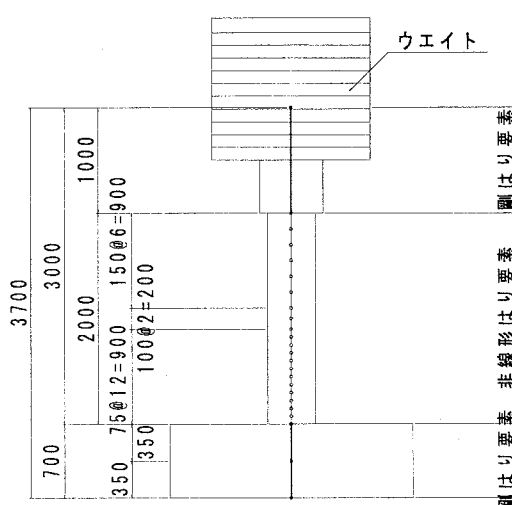


図-1 解析モデル

(2) 解析モデル及び解析条件

橋脚のモデル化は、節点数24、要素数23の多質点系骨組み構造モデルとし、横梁部・ウェイト部およびフーチングを剛はり要素に、柱部を非線形はり要素としてM-φモデルでモデル化した。モデル化においては図-1のように、柱基部付近での変形が最も大きいことから、柱部の下半分の節点間隔を上半分に比してさらに細かくし、帯鉄筋間隔程度まで小さくした。拘束条件は、フーチング下面において固定とした。

入力地震波は、JR鷹取駅構内地盤上での観測加速度波形を用いた。

柱部の非線形はり要素は、M-φ関係でモデル化し、履歴特性は剛性低下型トリリニア武田モデルを用いた。剛性については、各要素におけるひび割れ、初降伏及び終局点から算出している。減衰については、モード減衰定数をひずみエネルギー比例により計算し、Rayleigh減衰としてモデル化した。その際の柱部の等価減衰定数として0.02を用いた。

数値積分は、Newmark β 法($\beta=1/4$)による直接積分法により行った。積分時間間隔は 0.002s とし、収束計算は行わず不平衡力は次ステップに持ち越すものとした。

コンクリートの応力-ひずみ関係および鉄筋の降伏ひずみ関係は道路橋示方書 V(耐震設計編)³⁾により、材料定数等は実験時の材料試験結果を用いてモデル化した。

横拘束筋の間隔および有効長は実験供試体と同様に、それぞれ 75mm と 360mm とした。横拘束筋の有効長は柱部断面長手方向の帯鉄筋と中間帯鉄筋の間隔を示す。

ひびわれ限界は引張側最外縁のコンクリートひずみが曲げ引張強度時のひずみに達した時点とした。初降伏限界は引張側の軸方向引張鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点とした。終局限界は圧縮側の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時として算出した。

(3) 解析結果の検討

a) 固有値解析

振動台実験の固有周期初期値 0.29s に対して、固有値解析の結果、本単柱モデルの固有周期は 0.358s となった。

ここで振動台実験の固有周期初期値は、振動台浮上時微動から算出したものであり、15%振幅入力時において線形応答を示した際の固有周期は 0.34s であり、今回の解析結果と良く一致した。

b) ウェイト重心位置における P- δ 関係

図-2 に加振振幅 60% におけるウェイト中心位置における実験と解析の P- δ 関係を比較したものを示す。なおここでは履歴特性として剛性劣化型トリリニア武田モデルを用いた。これによると、最大耐力は解析値が若干低めに、残留変位は多少大きめに出る傾向が見られるものの、全体的な軌跡の形状においては実験を良く再現していることが分かる。

c) 実験結果および解析結果の比較

各加振振幅における実験結果と解析結果の損傷進展度合について比較すると、まず振動台実験における 15% 振幅時では、柱基部の主筋ひずみ、応答変位から判断してほぼ線形範囲であり、50% 振幅時では柱基部の主筋ひずみは降伏を大きく超え、応答変位からもほぼ終局に達していたと判断された。このときの外観検査では、柱部のひび割れは認められるものの、被りコンクリートの剥落等は見られなかった。その後の 60・80% 振幅時の外観については、目立った変化は見られなかった。

一方、解析結果においては、15% 振幅時では線形挙動を示し、50% 振幅時で柱基部から約 250mm の範囲にわたって降伏域が生じ、フーチング直上の要素が終局域に達し

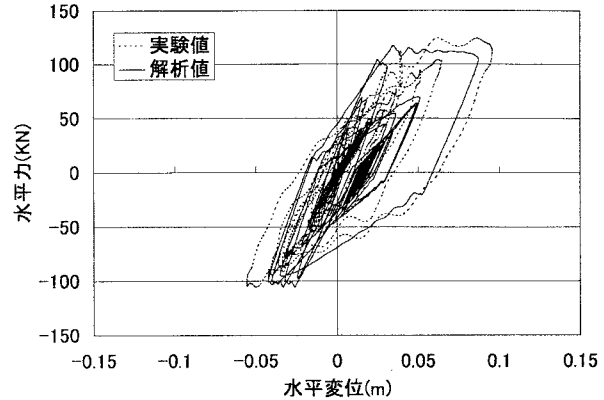


図-2 加振振幅 60% 時の実験と解析の P- δ 関係

た。また、60%、80% と振幅を増やすにつれて、降伏域の進展が多少見られたものの、進展は柱基部付近にとどまり、損傷進展過程においても実験と解析では似た傾向を示した。

d) 応答塑性率による損傷評価

表-1 に実験値と解析値の比較を示す。この結果から応答塑性率による損傷評価を行う。橋脚単柱モデルのような 1 質点系の振動モデルでは、加振前後の固有周期をそれぞれ T_0 、 T_1 とすると、固有周期はそれぞれ式(1)のように表わされる。

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_0}} \quad T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_1}} \quad (1)$$

よって、その変化率(T_1/T_0)は式(2)のように剛性低下率の逆数(K_0/K_1)の平方根となる。

$$T_1/T_0 = \sqrt{\frac{K_0}{K_1}} \quad (2)$$

今回のような橋脚単柱モデルを降伏荷重 P_y を有する完全バイリニア型モデルと仮定すれば、初期剛性は式(3)のように降伏荷重と降伏変位に対する勾配であるから、

$$K_0 = P_y / \delta_y \quad K_1 = P_y / \delta \quad (3)$$

(T_1/T_0)は式(4)に示す応答塑性率の平方根で表わすことができる。

$$T_1/T_0 = \sqrt{\frac{\delta}{\delta_y}} = \sqrt{\mu} \quad (4)$$

実験における T_0 は 15% 振幅時に得られた 0.34s を用い、

表-1 実験および解析結果

	ウエイト中心応答変位(mm)		固有周期(s)	
	実験値	解析値	実験値	解析値
鷹取地震波15%	6	8	0.34	0.33
鷹取地震波50%	63	60	0.64	0.59
鷹取地震波60%	96	80	0.68	0.63
鷹取地震波80%	136	106	0.79	0.68

解析ではプッシュオーバー解析による初降伏剛性より求めた固有周期を用いた。初降伏変位は両者ともプッシュオーバー解析により算出した値を用いた。また各加振振幅における固有周期(T_1)の算出についても、両者とも加振終了後の自由振動に対する約 10s 間の応答加速度波形を用いたフーリエスペクトルから求めた。

固有周期から求めた応答塑性率と応答変位から求めた応答塑性率との比較を図-3 に示す。実験値と解析値の比較を行なうと、各加振振幅において実験値は解析値に対して全体的に応答塑性率が高く、応答変位の増大にほぼ比例して固有周期も伸びる傾向にあることが分かる。

これは、実験では同じ供試体を用いて段階的に加振振幅を増加させたため、加振回数が増えるに従い、累積損傷の影響が出たためと考えられる。また、解析における履歴特性の構成則の影響も考えられる。本解析においては、固有周期(T_1)を応答加速度波形を用いたフーリエスペクトルから算出しているが、その応答加速度波形は履歴特性の構成則に依存する。今回用いた剛性低下型トリリニア武田モデルでは、構成則に従い、履歴が進むにつれて、残留変位を伴いながら最終的にある剛性に収束することとなる。その剛性の収束値が加振振幅の増加とともにほぼ一定の値に落ち着くために、解析では応答の固有周期の伸びが鈍くなった。また、本構成則は最大点指向型であるため、残留変位が大きくなると相対的に収束剛性も大きくなり、固有周期の増加が抑えられる傾向がある。図-2 に示したように今回の解析では残留変位を実験に比べて大きく算出していることから、固有周期の伸び

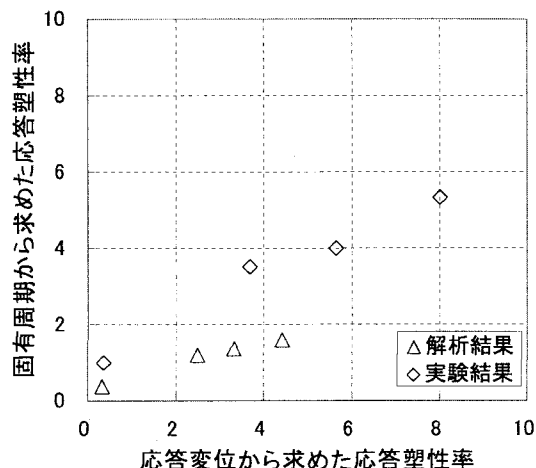


図-3 応答塑性率の比較

も小さく算出されたものと思われる。

3. 橋梁全体系モデルを用いた動的解析

(1) 解析モデル

橋梁全体系を考慮した地震前後の固有周期の変化による損傷度推定手法の適用性を検討するため、図4 に示す橋梁全体系モデルを用いて動的解析を行った。モデルは、橋長 144.0m、支間 48.0m×3 径間の PC 橋を対象とし、地盤種別は I 種地盤で直接基礎である。モデルは、節点数 72、要素数 71 の多質点系骨組み構造モデルとし、橋脚横梁部および橋台、橋脚のフーチングを剛はり要素に、橋脚躯体を非線形はり要素として $M-\phi$ モデルでモデル化した。

橋台、橋脚のフーチング下面には地盤ばねを設定し、支持条件は P2 橋脚上を固定支承とした一点固定式の橋梁を対象とした。可動支承は水平移動を自由、鉛直方向を拘束、橋軸直角軸回りを自由とした。固定支承は鉛直方向を拘束し、橋軸直角軸回りの回転のみ自由とした。

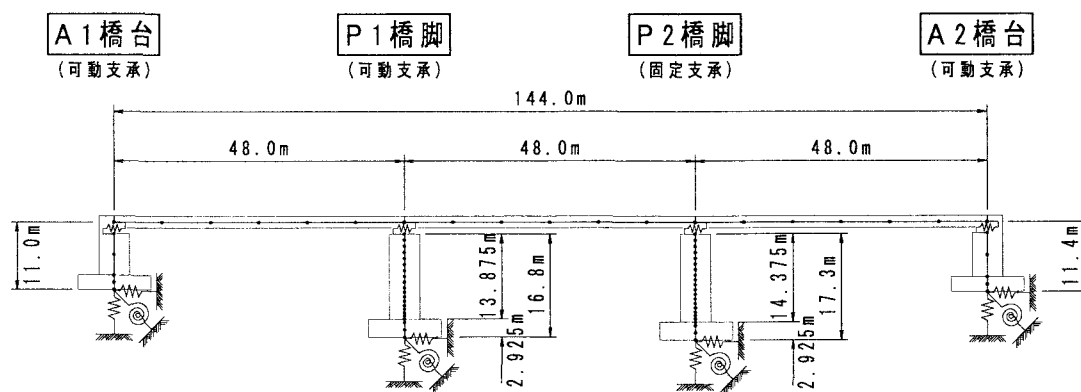


図-4 橋梁全体系モデル

(2) 解析条件

入力地震動，数値積分条件，履歴特性および橋脚部の初期剛性等の諸条件は振動台実験解析と同様の条件で決定した。

減衰については，振動台実験解析と同様に Rayleigh 減衰により算出した。その際の各構造部材の減衰定数として，道路橋示方書 V(耐震設計編)³⁾ による等価減衰定数の参考値を目安に表-2 に示すように設定した。

表-2 各構造部材に用いた減衰定数

構造部材	減衰定数
上部構造	0.03
支承	0.02
下部構造	0.02
基礎(地盤ばね)	0.10

(3) 解析ケース

解析対象モデルを全体構造系とすることで，振動台実験時に比べて解析条件が複雑となるため，各々の解析条件の違いや有無が応答値等の結果に及ぼす影響度合いの把握が困難となる。そこで，単純化した解析モデルを用いた比較検討により，影響度合いを確認することとした。入力地震動は，ここまでの解析と同様 JR 鷹取での観測加速度波形の振幅を 10% から 100% の間で段階的に調整 (10%, 20%, 30%, 50%, 60%, 80%, 100%) して用いた。比較検討に用いた解析ケースについて以下に示す。

まず，P2 橋脚単体モデルに着目して以下のモデル化を行なった。

ケース 1：図-4 に示す橋梁全体系モデルにおいて，P2 橋脚単体を取り出し，全上部構造重量を P2 橋脚上の 1 質点で与え，フーチング下面において完全拘束としたモデル。(図-5：ケース 1)

ケース 2：橋脚躯体の全要素を M-φ モデルでモデル化したケース 1 のモデルに対して，橋脚基部に塑性ヒンジを設定したモデル。なお，塑性ヒンジ長は 1.05m とした。(図-5：ケース 2)

ケース 3：ケース 1 のモデルに対して，地盤ばね(水平・鉛直・橋軸直角軸回り)を付加し，地盤の影響を考慮したモデル。(図-5：ケース 3)

次に，橋梁全体系モデルについて以下のケースを比較した。

ケース 4：図-4 に示す橋梁全体系モデルにおける解析条件でのケース。

ケース 5：図-4 に示す橋梁全体系に対して，全下部構造のフーチング下面を完全拘束とし，地盤の影響を取り除いたモデル。(図-5：ケース 5)

ケース 6：ケース 4 の橋梁全体系モデルに対して，P2 橋脚以外の下部構造を全て取り除き，A1・A2 橋台，P1 橋脚位置における上部構造節点に可動支承条件を与えたモデル。(図-5：ケース 6)

各ケースに対して，JR 鷹取観測波の調整振幅による動的解析を行い，式(4)に示す T_1 として加振終了後の自由振動に対する約 10s 間の P2 橋脚天端における応答加速度波形のフーリエスペクトルから求めた固有周期を， T_0 としてはプッシュオーバー解析より求めた初降伏剛性を用いて求めた固有周期により応答塑性率を算出した。また，応答変位からの応答塑性率は，プッシュオーバー解析により算出した降伏変位と，P2 橋脚天端における最大応答

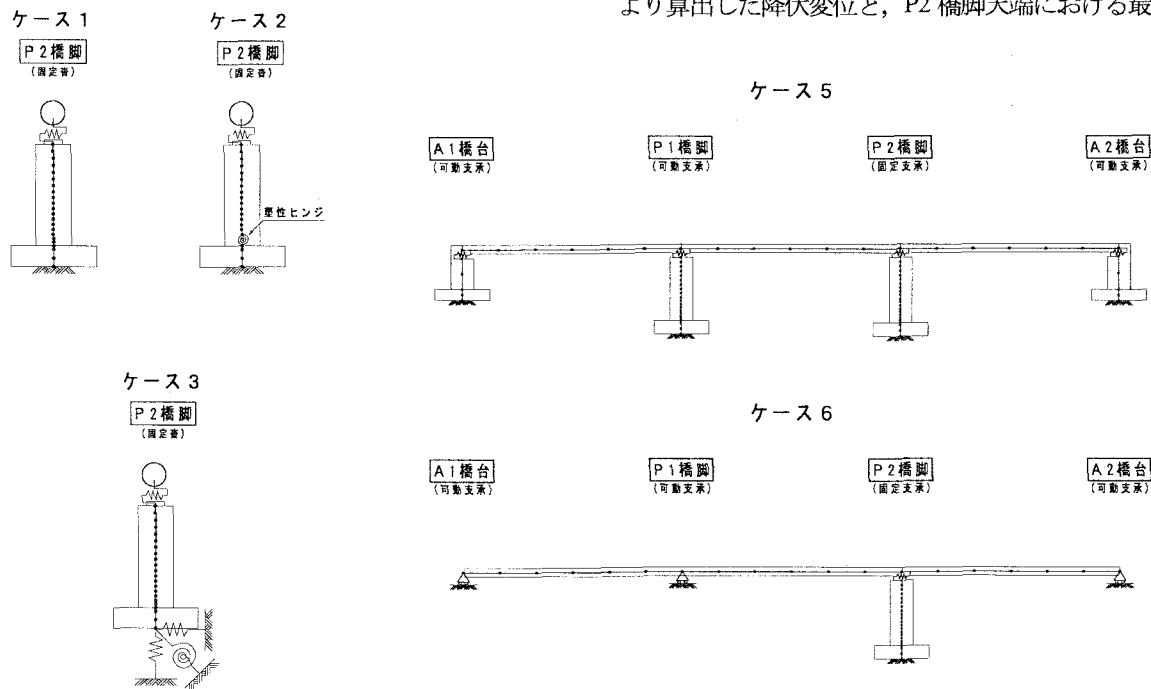


図-5 各ケースの解析モデル

表-3 各ケースにおけるひび割れおよび初降伏要素数

			加振振幅						
			10%	20%	30%	50%	60%	80%	100%
単柱モデル	ケース①	ひび割れ要素	10	16	16	16	16	16	16
		初降伏要素	0	0	1	2	3	3	3
	ケース②	ひび割れ要素	11	16	16	16	16	16	16
		初降伏要素	0	0	1	1	1	1	1
	ケース③	ひび割れ要素	9	15	16	16	16	16	16
		初降伏要素	0	0	0	3	5	7	7
全体系モデル	ケース④	ひび割れ要素	9	13	15	16	16	16	16
		初降伏要素	0	0	0	3	3	4	4
	ケース⑤	ひび割れ要素	7	13	15	16	16	16	16
		初降伏要素	0	0	0	2	2	3	3
	ケース⑥	ひび割れ要素	6	13	15	16	16	16	16
		初降伏要素	0	0	0	3	4	4	4

P2橋脚非線形要素総数:16要素

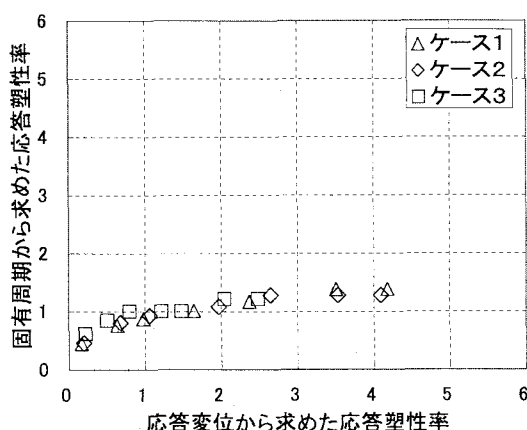


図-6 P2 橋脚単体モデルにおける応答塑性率の比較

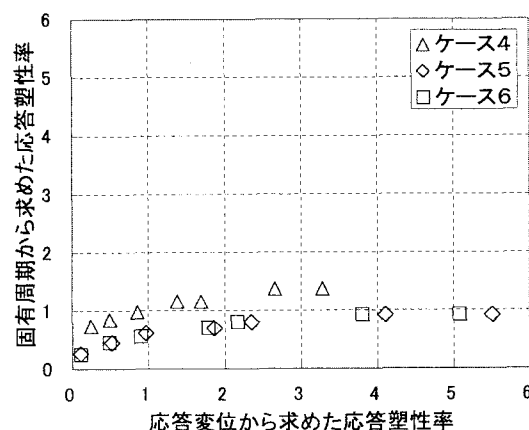


図-7 橋梁全体系モデルにおける応答塑性率の比較

変位を用いて算出した。

(4) 解析結果

a) 単柱モデルによる検討

表-3 に各ケースにおける入力毎のひび割れおよび初降伏に至った橋脚躯体の要素数を示す。基本となるケース1の結果を見ると、表-3 に示す損傷進展過程は、加振振幅10%時では約半分、20%時で全域にひび割れ域が発生したが、初降伏に至る要素はなかった。また、加振振幅30%時において橋脚基部が降伏に達した後、加振振幅を増加させることにより、橋脚基部における降伏域がわずかに上昇した。

図-6 に単柱モデルにおける最大応答変位から求めた応答塑性率と固有周期の変化より求めた応答塑性率の比較を示す。これより、振動台実験解析と同様に固有周期から算出した応答塑性率の伸びが、応答変位から算出した応答塑性率に比べ低い結果となり、履歴特性の構成則の影響によるものと考えられる。

次に、基部に塑性ヒンジを考慮したケース2と、ケース1の結果を比べると、ほぼ同様の傾向を示すが、橋脚

躯体の損傷進展過程は表-3 に示すように、初降伏域に至る要素は橋脚基部における塑性ヒンジ部のみである。しかしながら応答の傾向はケース1とほとんど差が無く、加振前後の固有周期から応答塑性率を推定する際のモデル化においては、橋脚基部における塑性ヒンジの有無による影響は小さいことが分かる。

最後に、地盤ばねを考慮したケース3の結果と、ケース1の結果を比べると、応答変位から求めた応答塑性率が低下する結果となった。これは、地盤ばねを考慮した場合のプッシュオーバー解析から求めた初降伏変位が地盤ばねを考慮しない場合に比べて1.5倍ほど大きくなるのに対して、最大応答変位にそれほどの差が出ないことによる。

橋脚躯体の損傷進展過程は表-3 に示すように、加振振幅の小さい範囲(10%~20%)においては、ケース1と同様の傾向を示したが、30%振幅時においても橋脚基部の降伏は見られず、その後、加振振幅が大きい範囲(60%~100%)では降伏域の広がりが大きかった。

このことより、地盤条件を加味することで、橋脚の応答変位が抑えられることが分かった。

b) 全体系モデルによる検討

図-7 に全体系モデルにおける最大応答変位から求めた応答塑性率と固有周期の変化より求めた応答塑性率の比較を示す。

地盤を含む全体系を考慮したケース 4 と全体系から地盤の影響を除いたケース 5 の結果を見ると、単柱モデルにおけるケース 3 と 1 の関係と似た傾向を示し、地盤を考慮したモデルでは変位から求める応答塑性率が低減されていることがわかる。

橋脚躯体の損傷進展過程は表-3 に示すように、加振振幅が10%~30%の範囲においてP2 橋脚(固定支承橋脚)基部にひび割れが生じた。その後、加振振幅の増加に伴いひび割れ域の進展を見せ、50%振幅時において橋脚基部が降伏した。

このことより、橋梁全体系においても地盤ばねが応答変位および固有周期の伸びに与える影響が大きいことが分かった。

最後に、隣接橋脚の影響を除いたケース 6 と、ケース 5 の結果を比較すると、ケース 5 と同様の傾向を示した。P2 橋脚躯体の損傷進展過程においてもケース 5 の P2 橋脚の状況とほぼ同様であった。

このことより、橋梁全体系モデルにおいては、加振前後の固有周期に及ぼす隣接橋脚の加振応答の影響、可動支承の摩擦減衰の影響は小さいことが分かる。

期に対して隣接橋脚の加振応答の影響、可動支承の摩擦減衰の影響は小さいことが分かった。

今後引き続き、固有周期の変化を解析的に再現するため、各種履歴モデルの検討や $M-\phi$ 関係に着目した剛性変化率の検討を行う必要がある。

その後、柱の諸元を変えた解析を重ね、実橋梁に適用する場合の損傷度判定閾値の設定法を検討する予定である。また、径間数(上部構造規模)の影響や、支承条件の違いによる影響等も検討し、損傷度判定センサーによる損傷度推定手法の精度向上に活かす予定である。

参考文献

- 1) 小林寛, 運上茂樹: 道路橋の地震時被災度判定システムに関する基礎的研究, リアルタイム災害情報検知とその利用に関するシンポジウム論文集, 2004.6
- 2) Nakamura Y. "Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake, JR Earthquake Information." No.23c, RTRI, 1995.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.3

4. おわりに

地震時において損傷度を自ら診断し発信できるシステムの開発を目的に、固有周期の変化から損傷度を推定する手法について、振動台実験により得られた知見を用いた動的解析により、橋梁全体系での再現を試みた。本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 単柱モデルにおける振動台実験のシミュレーション解析より、履歴特性として剛性低下型トリリニア武田モデルが、全体的な軌跡の形状においては実験を良く再現している。
- (2) 応答加速度波形によるフーリエスペクトルから固有周期を算出する場合、履歴特性の構成則の影響が大きく、損傷が進展しても固有周期の伸びは鈍くなる。
- (3) 加振前後の固有周期から応答塑性率を推定する際のモデル化において、橋脚基部における塑性ヒンジの有無による影響は小さい。
- (4) 地盤条件を加味することで、橋脚単柱モデル、橋梁全体系モデルとも降伏変位が大きくなり、応答塑性率が相対的に低下した。
- (5) 橋梁全体系モデルにおいては、加振前後の固有周