

直接基礎で支持される道路橋の耐震性能残存率

山下典彦¹・島袋 武²・岩越恭平³・原田隆典⁴

¹正会員 博（工）大阪産業大学教授 工学部都市創造工学科（〒574-8530 大阪府大東市中垣内3-1-1）

²学生会員 熊本大学大学院自然科学研究科社会環境工学専攻（〒860-8555 熊本市中央区黒髪2-39-1）

³学生会員 豊橋技術科学大学工学部建築・都市システム学課程（〒441-8580 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1）

⁴正会員 工博 宮崎大学教授 工学部社会環境システム工学科（〒889-2192 宮崎市学園木花台西1-1）

1. はじめに

兵庫県南部地震による道路橋の甚大な被害を受け、平成8年に道路橋示方書が2段階の地震動から構成される現在のスタイルに改訂され、地震後の残留変位の規定が新たに取り入れられた。平成14年の道路橋示方書では、仕様規定型から国際化や多様な構造・工法等への柔軟な対応を可能とする性能規定型の基準を目指して改訂されている。その具体的方法や性能の規定方法を定めるには、性能検証方法の高度化が課題で、コンクリート構造物や鋼構造物の塑性域での動的挙動や終局強度を、精度良く評価する手法の開発が必要である¹⁾。

また、地震被害を受けた鉄筋コンクリート道路橋の余震に対する安全性や、合理的な復旧計画を立案するためには、被災前後の構造物の耐震性能を正確に評価することが重要である。性能規定型の耐震設計において、安全性、供用性、修復性に基づいた耐震性能を定量的に設定するためにも、被災構造物の残存耐震性能を精度よく評価する手法を確立することが必要である²⁾。

さらに、高度経済成長期に大量に整備された道路橋が耐用年数を迎え、急激に維持管理や更新が必要となっている。今後、適切な維持管理を行わなければ、莫大な費用が必要になるばかりでなく、劣化により耐震性が十分確保されていなければ来るべき巨大地震で甚大な被害を受ける可能性もある。

そこで、本研究では、(i) P-Δ効果が1自由度モデルの損傷度指標に与える影響、(ii)直接基礎を持つ道路橋を対象とした損傷度指標^{3),4)}を用いた残存耐震性能の評価、について検討する。

(i)では、損傷度指標と現行の耐震性能規定の関

係について述べ、損傷度指標等を算出するため、5種類の解析モデル（P-Δ効果の影響の有無を含む1自由度モデル）を設定し、弾塑性地震応答解析を行う。この解析結果を用いて、応答塑性率や損傷度指標が、降伏強度と解析モデルの差異によって、どのような影響を受けるかを検討する。

(ii)では、まず、地震時の構造物の損傷度を表現する損傷度指標を構造物の耐震性能を表現する耐震性能残存率²⁾へ導入することについて検討する。次に、その解析の流れを利用し、実在する道路橋を参考にした上部構造物を1自由度モデル、1自由度モデルに直接基礎の影響を考慮した3自由度モデル及び1自由度モデルの振動特性が3自由度モデル全体の1次の振動と等価となる等価1自由度モデル⁵⁾の3種類の解析モデルの損傷度指標を用いた耐震性能残存率の値を算出する。

2. 直接基礎で支持される道路橋の解析モデル

(1) 1自由度モデル

解析に用いた1自由度モデル⁶⁾は、図-1に示す一般的な水平振動を扱った水平モデル（以下、水平モデルと呼ぶ。）、微小変形を対象とした回転近似モデル（以下、回転近似モデル（P-Δ効果なし）と呼ぶ。）と大変形を対象とした回転厳密モデル（以下、回転厳密モデル（P-Δ効果なし）と呼ぶ。）、そして、それぞれの回転モデルに質点の高さの変化に伴う復元力の低下を引き起こすP-Δ効果を考慮したモデル（以下、それぞれ、回転近似モデル（P-Δ効果あり）、回転厳密モデル（P-Δ効果あり）と呼ぶ。）の5種類とした。また、復元力特性には完全弾塑性型の履歴ループを用いた。

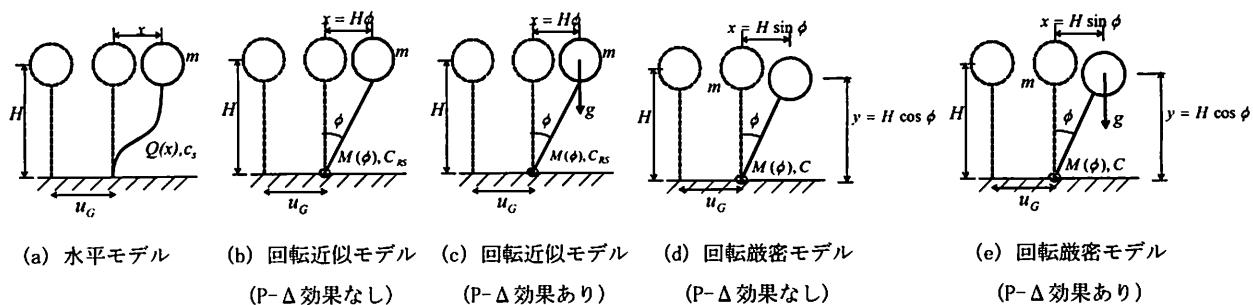


図-1 1自由度モデルとP-Δ効果の関係

(2) 3自由度モデル

直接基礎で支持される道路橋を図-2(a)に示すような上部構造物の水平運動、基礎の並進運動及び回転運動を考えた3自由度モデルで設定する。上部構造物は水平モデルと同じで、基礎は剛体とし直接基礎を扱うため、支持地盤による基礎底面の水平ばねと基礎の重心の回転ばねで支持されている。運動方程式の誘導は、図-2(b)のように振動モデルの座標系を定め、復元力特性は上部構造物と基礎の底部水平ばねは完全弾塑性型、基礎の底部回転ばねはトリニア型とした⁷⁾。

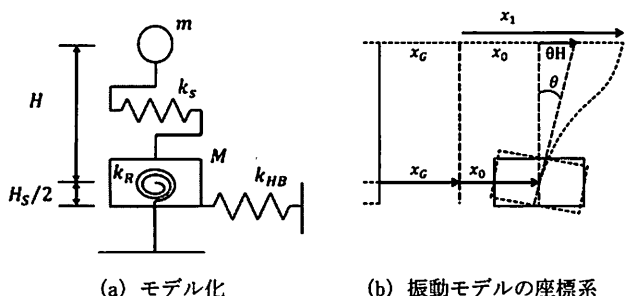


図-2 水平モデルに直接基礎の考慮した3自由度モデル

3. P-Δ効果が1自由度モデルの損傷度指標に与える影響

(1) 損傷度指標

本研究では、式(1)に示す家村ら^{3), 4)}の損傷度指標DIを用いた。

$$DI = \frac{\mu_d - 1}{\mu_u - 1} + \frac{\beta \mu_h}{\mu_u} \quad (1)$$

ここに、 μ_d 、 μ_u 、 μ_h はそれぞれ応答塑性率、終局変位靱性率、エネルギー靱性率であり、下式のように定義されている。また、 β は家村ら³⁾によると、部材の断面特性等に依存した正の係数であり、広域な範囲を持つ値なので、その平均値 $\beta = 0.15$ とした。

$$\mu_d = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y}, \quad \mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y}, \quad \mu_h = \frac{E_h}{P_y \delta_y} \quad (2)$$

ここに、 $\delta_{\max}$ 、 δ_y 、 δ_u はそれぞれ最大変位、降伏変位、終局変位であり、 E_h 及び P_y は、それぞれ履歴吸収エネルギー及び降伏強度である。更に、 μ_u は道路橋示方書における曲げ破壊型の許容塑性率の算定式⁸⁾から式(3)のように定義されている。ここでは、「橋脚の致命的な損傷に対しての安全性が確保される塑性率」を許容塑性率とするため、許容塑性率 μ_a は5.0と想定し、 $\mu_u = 7.0$ を用いた。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} = 1 + \frac{\mu_u - 1}{\alpha} \quad (3)$$

ここに、 α は安全係数で、 $\alpha = 1.5$ とした³⁾。

式(1)の損傷度指標DIの値と構造物の損傷状態及び構造物の被害の外観はGhobarahら⁹⁾によって、実在する鉄筋コンクリート構造物の地震後の被害状況を鑑みて、損傷度指標の値が設定されている。更に、道路橋示方書⁸⁾は、目標性能は想定地震動に応じて次の3段階に設定しており、①耐震性能Ⅰ：地震によって橋としての健全性を損なわない性能、②耐震性能Ⅱ：地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能が速やかに行い得る性能、③耐震性能Ⅲ：地震による損傷が橋として致命的とならない性能、としている。家村ら³⁾は、これらの耐震性能とそれに対応する損傷度指標の値の関係を提案した。以上の損傷度指標と構造物の損傷状態及び耐震性能の関係を組み合わせたものが表-1である。

表-1 損傷状態と損傷度指標の関係

損傷状態	損傷度指標の値	耐震性能	構造物の外観
無損傷	0.00 0.08	耐震性能Ⅰ	ひび割れなし
使用可能	0.18		中程度のひび割れ
修復可能	0.36	耐震性能Ⅱ	かぶりコンクリートの剥離
修復不可能	0.60	耐震性能Ⅲ	鉄筋剥き出し
崩壊			せん断耐力・軸耐力の損失

(2) 1自由度モデルの弾塑性地震応答解析

損傷度指標を用いた弾塑性地震応答解析は、図-3

のような流れで行う。まず、5種類の解析モデルの構造パラメータの値を設定し、弾塑性地震応答解析によって与えた入力地震動に対する個々のモデルの挙動を解析する。次に、解析時に算出した応答塑性率などから損傷度指標の値を求める。そして、求められた損傷度指標などの値を表-1の値と比較し、目標（要求）性能を満足するかについて検討する。

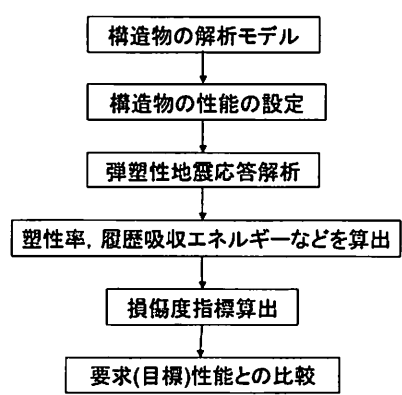


図-3 損傷度指標を用いた弾塑性地震応答解析

a) 構造パラメータ

降伏強度 P_y を0.2～1.0gの0.2刻みで5通り、許容塑性率は3. (1)で述べた通り5.0とし、減衰係数は0.05とした。また、周期Tは0.1～5.0sの範囲とし、高さHは10mに設定した。

b) 入力地震動

図-4には、入力地震動の内陸直下型地震である神戸海洋気象台と、海溝型地震である東北地方太平洋沖地震において最大加速度を記録した築館の観測波形を示している。東北地方太平洋沖地震の築館は約50s前後の前半の波群と約100s前後の後半の波群があり、地震動の特性が構造物の損傷度指標等に及ぼす影響を検討するため、波形を第1波と第2波の2つに分割し、2つの主要波群のそれぞれを単独で解析した場合と、連続したままの波形全体で解析した場合との結果を比較した。波形分割は1回目の収容波群の加速度が収束する75秒の位置で行った¹⁰⁾。また、図-5に、 $h=0.05$ のときの神戸海洋気象台及び築館の絶対加速度応答スペクトルを示している。破線は、道路橋示方書⁹⁾が設定したI種地盤の耐震設計のための絶対加速度応答スペクトルで、大型の内陸直下型地震を想定したレベル2・タイプIIのスペクトルと、大型の海溝型地震を想定したレベル2・タイプIのスペクトルである。築館第2波は築館全体の絶対加速度応答スペクトルとほぼ一致している。これより、第2波による応答が支配的になることが分かる。つまり、第1波で構造物に損傷を生じさせ、

第2波によりさらなる損傷の進展を生じさせる可能性のある地震動であると言える¹¹⁾。

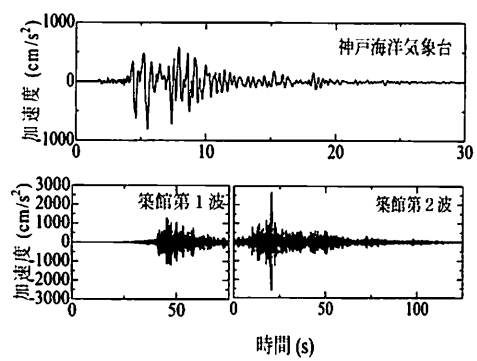
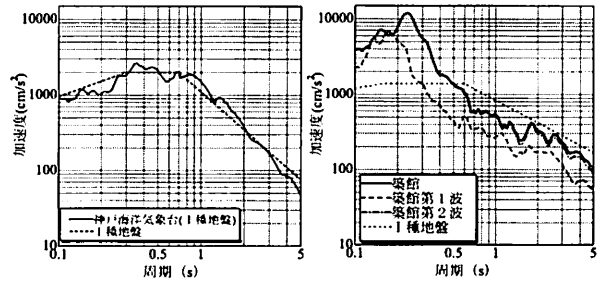


図-4 入力地震動



(a) 兵庫県南部地震 (b) 東北地方太平洋沖地震

図-5 絶対加速度応答スペクトル

(3) 応答解析結果

a) 入力地震動と降伏強度が応答塑性率に及ぼす影響

神戸海洋気象台及び築館の降伏強度毎の応答塑性率－周期関係をそれぞれ、図-6(a)～(d)に示す。全ての図面で、降伏強度が大きくなるに従って、応答塑性率が低減されていることがわかる。図-6(a)から、図-5(a)の絶対加速度応答スペクトルのピークがある約0.3～0.5sにおいて、全ての解析モデルで降伏強度0.8, 1.0gでは応答塑性率の値がピークを示している。0.2～0.6gでは、短周期側で応答塑性率の値が小さくならない結果が得られ、許容塑性率5.0を確保するためには、周期によりその値は異なるが、最大で0.7g程度の降伏強度が必要であると考えられる。

図-6(b)から、全ての解析モデルで周期が短くなるに従って応答塑性率が大きくなる傾向がみられた。これは、図-5(b)の絶対加速度応答スペクトルの短周期側が非常に大きな値を示しているためであると考えられる。しかし、絶対加速度応答スペクトルのピークである周期約0.2～0.3sで、応答塑性率が最大になるような特徴はみられなかった。構造物の損傷への影響が大きい周期帯域である約1.0～2.0sでは、約0.2～5.0の応答塑性率を示しており、これ

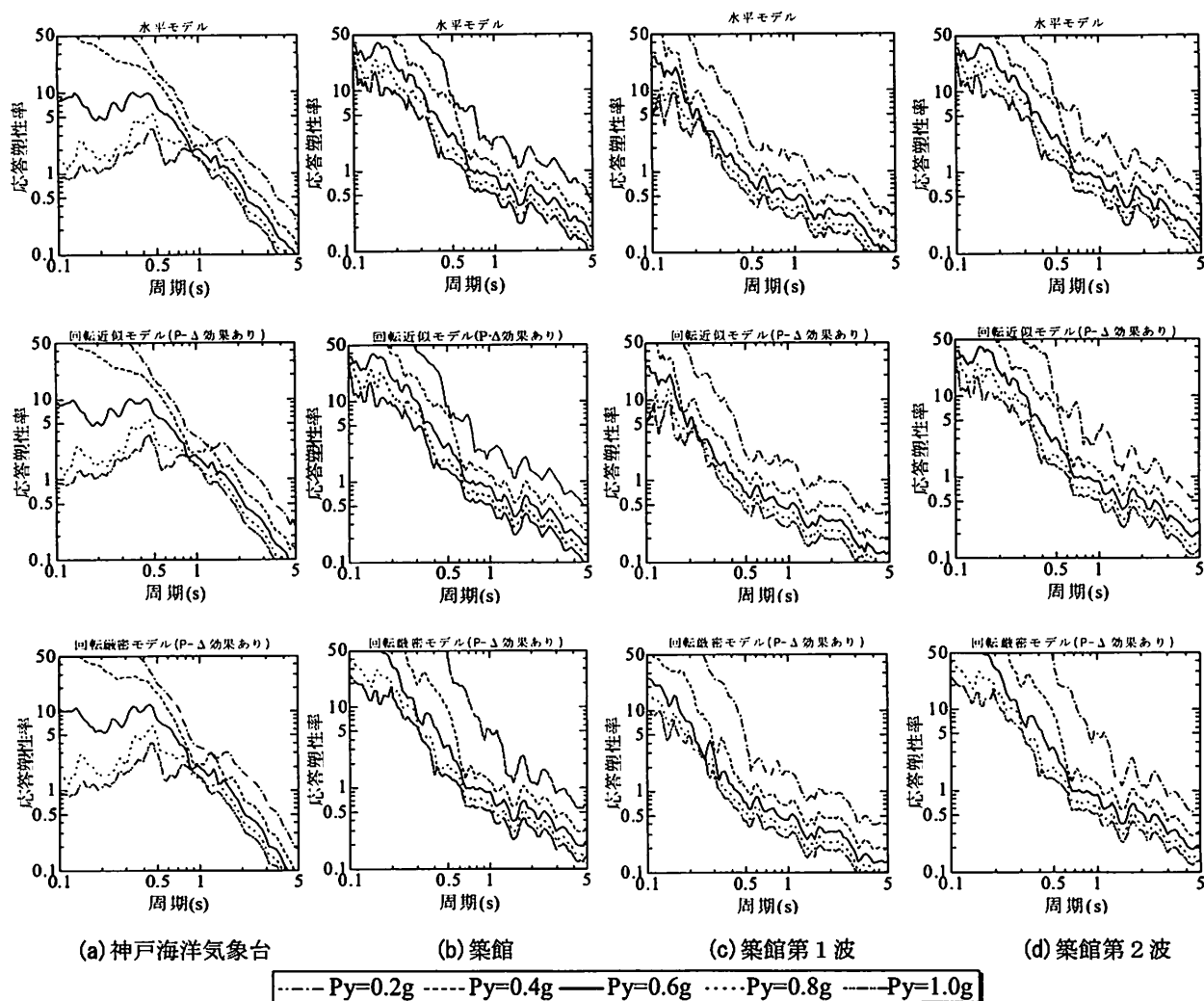


図-6 応答塑性率-周期関係

は、落橋などの致命的な被害が少なかったことと一致している。

図-6(c), (d)において、第1波と第2波を同じ降伏強度で比較すると、第1波より第2波の値の方が大きいことがわかる。また、第2波は、図-6(b)と形がほぼ同じであることも読み取ることができる。これらの結果から、第1波を受けた時点では許容塑性率 5.0 を満足していた構造物が、第2波を受けることによって満足しなくなる場合があることがわかった。

b) 入力地震動と降伏強度が損傷度指標に及ぼす影響

神戸海洋気象台及び築館の損傷度指標-周期関係をそれぞれ、図-7(a)～(d)に示す。図-7(a)において、降伏強度が大きくなるに従って、損傷度指標の値が小さくなっており、上に凸の曲線を描いている。表-1の耐震性能Ⅲ (DI=0.6) と比較すると、降伏強度 1.0g の場合は全ての周期で $DI < 0.6$ を満足しているが、降伏強度 0.8g になると周期約 0.35～0.5s の範囲において損傷度指標の値が 0.6 を超えている。

更に、降伏強度の値が小さくなると、 $DI=0.6$ を超える周期が短周期側に増えてくることがわかる。

図-7(b), (c), (d)において、降伏強度が大きい場合も短周期側で損傷度指標の値が小さくなっていないことがわかる。これは、図-5(b)の絶対加速度応答スペクトルの短周期側で非常に大きな値を示しているためであると考えられる。また、3.3(1)で述べた構造物の損傷への影響が大きい周期帯域では、損傷度指標の値は、回転近似モデル (P-Δ効果あり) と回転厳密モデル (P-Δ効果あり) の降伏強度 0.2g のときを除いて、耐震性能Ⅲ ($DI=0.6$) 以下であることを満足しており、落橋などの致命的な被害が少なかったことと合致する。

図-7(c), (d)において、それぞれを同じ降伏強度で比較した場合、全ての降伏強度で第2波が第1波の値を上回る結果が得られた。つまり、第1波では耐震性能Ⅱ ($DI=0.36$) もしくは耐震性能Ⅲ ($DI=0.6$) 以下を満足している周期でも、第2波ではそれぞれの耐震性能の値を超える場合があることがわかった。この結果から、築館に対する構造物の

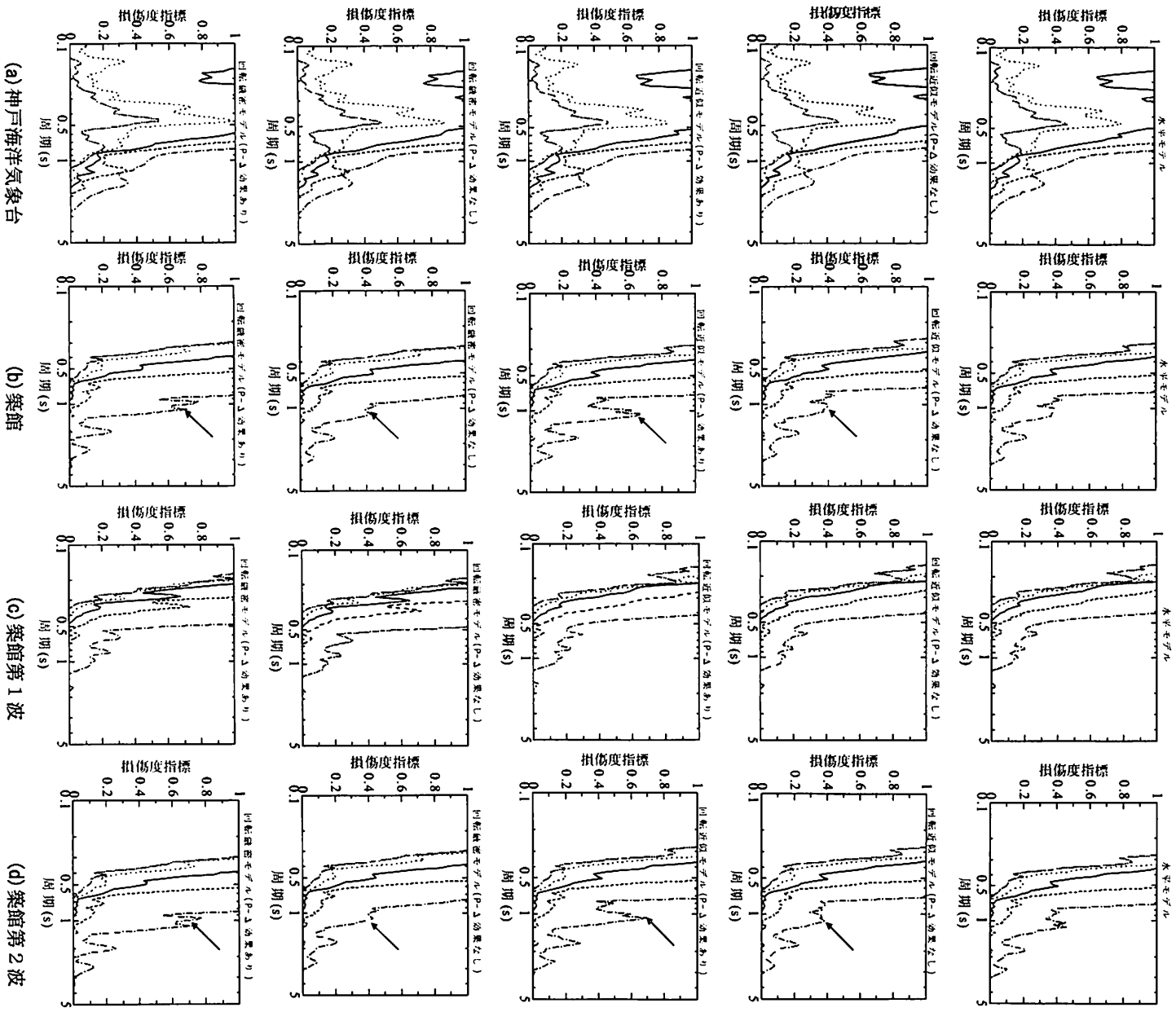


図-7 損傷度指標－周期関係

表-2 周期 1.10s の各解析モデルの損傷度指標の値

周期(s)	入力地震動	解析モデル	P-A効果	損傷度指標
1.10	築館	回転近似モデル	なし	0.39
		あり	あり	0.65
		なし	なし	0.42
		あり	あり	0.70
	築館第1波	回転近似モデル	なし	0.12
		あり	あり	0.13
		なし	なし	0.13
		あり	あり	0.12
	築館第2波	回転近似モデル	なし	0.38
		あり	あり	0.64
		なし	なし	0.40
		あり	あり	0.68

応答は、第1波より第2波の影響を受けていると考えられ、図-6(c), (d)の応答塑性率-周期関係について述べたことと同様の結果が得られた。

図-7(b), (d)において、回転近似及び回転厳密モデルの $P-\Delta$ 効果の有無によって損傷度指標の値に差異が生じる周期（矢印：降伏強度 0.2g, 周期 1.10s）があることがわかった。それぞれの解析モデルの損傷度指標の値を表-2 に示す。まず、築館を入力地震動とした場合の回転近似モデルの $P-\Delta$ 効果なしとありで損傷度指標の値を比較すると、 $P-\Delta$ 効果なしでは損傷度指標の値は 0.39 であったが、 $P-\Delta$ 効果の影響を考慮することで 0.65 にまで値が増加している。次に、回転厳密モデルの場合をみると、 $P-\Delta$ 効果なしでは 0.42 であったのに対し、 $P-\Delta$ 効果ありでは 0.70 に増加した。第1波を入力地震動とした場合には、先程比較したそれぞれの解析モデルの値に差はほとんど生じず、全ての解析モデルで損傷度指標の値は約 0.13 となった。一方、第2波を入力地震動とした場合、回転近似モデル（ $P-\Delta$ 効果なし）は 0.38, 回転近似モデル（ $P-\Delta$ 効果あり）は 0.64, 回転厳密モデル（ $P-\Delta$ 効果なし）は 0.40, 回転厳密モデル（ $P-\Delta$ 効果あり）は 0.68 となり、 $P-\Delta$ 効果の影響を考慮することで、損傷度指標の値が増加した。

4. 直接基礎を持つ道路橋を対象とした損傷度指標を用いた残存耐震性能の評価

(1) 耐震性能残存率と損傷度指標

地震を受けた上部構造物が有する耐震性能残存率を算出するために必要な指標である損傷度は、応答変形と塑性率の関係に基づいて設定されている。例えば、対象とする構造を曲げ部材として十分な変形能力を持つものと仮定すると、終局塑性率は 5.0 と

なる。これによって、降伏点までを損傷度Ⅰ、塑性率 2.0 までを損傷度Ⅱ、塑性率 3.0 までを損傷度Ⅲ、終局塑性率に至るまでを損傷度Ⅳが設定される。本研究では、構造物の被害の外観と耐震残存性能率を直接的に結びつけるため、地震時の構造物の損傷度を数値的に表現する損傷度指標 DI を塑性率の代わりに用いることを試みた。損傷度指標と上部構造物の損傷状態及び耐震性能の関係に耐震性能残存率に用いる損傷度を組み合わせたものが表-3 である（表-1 に損傷度を加筆）。

表-3 耐震性能残存率と損傷度指標

損傷状態	損傷度指標の値	耐震性能	損傷度	構造物の外観
無損傷	0.00	耐震性能Ⅰ		ひび割れなし
	0.08		損傷度Ⅰ	
使用可能	0.18		損傷度Ⅱ	中程度のひび割れ
修復可能	0.36	耐震性能Ⅱ	損傷度Ⅲ	かぶりコンクリートの剥離
修復不可能	0.60	耐震性能Ⅲ	損傷度Ⅳ	鉄筋剥き出し
崩壊				せん断耐力・軸耐力の損失

前述の関係を利用し、損傷度指標を用いて耐震性能残存率を算出する。例として、損傷度Ⅳの場合の耐震性能残存率を求める場合を示す。まず、表-3 より、終局変形は $DI=1.0$, 損傷度Ⅳは $DI=0.60$ と設定する。上部構造物が終局変形に至るよう、地震波を入力し倍率を変化させ繰り返し計算を行い、終局変形に至った時点で求まる地震波倍率が A_0 である。次に、図-8 に示すように、上部構造物が損傷度Ⅳに至るよう、地震波を入力し倍率を変化させ繰り返し計算を行い、損傷度Ⅳになった時点で、1回目の地震波入力を終了し、その続きに2回目の地震波を入力する。2回目の地震波は、上部構造物が終局変形に至るよう倍率を変化させていく。このときに求められる2回目の地震波の倍率が A_{d4} である。

以上の計算より求められた A_{d4} を A_0 で除すことで、損傷度Ⅳのときの耐震性能残存率 R_{dyn} が求められる。

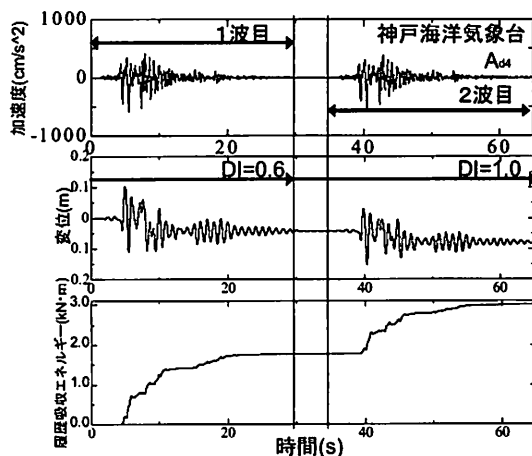


図-8 損傷度Ⅳのときの耐震性能残存率

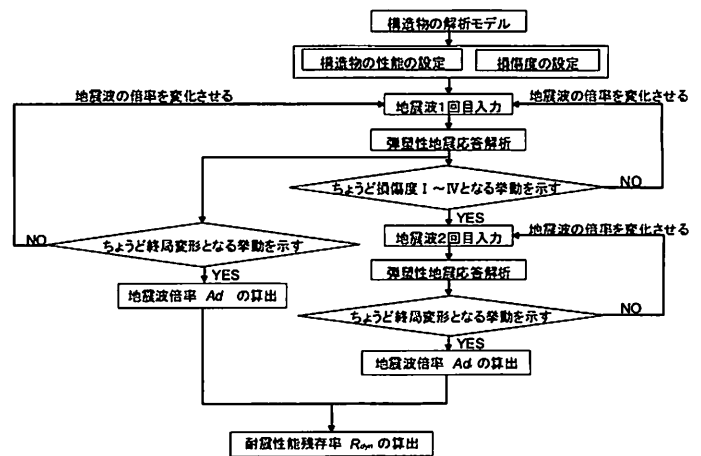


図-9 耐震性能残存率を求めるフローチャート

同様に、各損傷度を受けた後に終局変形に至る地震波倍率 A_{di} ($i=1,2,3,4$: 損傷度) を A_0 で除すと、各損傷度での耐震性能残存率 R_{dm} が求められる。そのフローチャートを示したものが図-9 である。

(2) 解析条件

ここでは、実在する道路橋を参考にした上部構造物を水平モデル、水平モデルに直接基礎の影響を考慮した3自由度モデル及び1自由度モデルの振動特性が3自由度モデル全体の1次の振動と等価となる等価1自由度モデル(以下、等価1自由度モデルと呼ぶ)の3種類の解析モデルの損傷度指標を用いた耐震性能残存率の値を算出した。各モデルの復元力特性として上部構造物の水平ばねはバイリニア型、3自由度モデルの基礎底部水平ばねはバイリニア型、基礎底部回転ばねはトリリニア型とした。構造パラメータとして降伏強度 P_y を0.2、減衰係数 h は0.05、許容塑性率 μ_a は、橋脚の致命的な損傷に対しての安全性が確保される5.0と、前述した損傷度Ⅲに当たる3.0とした。3自由度モデルにおける諸量は既存の直接基礎を持つ道路橋を参考にした2ケースのモデル(上部構造物の高さ11m、固有周期0.712s、0.965s、直接基礎の深さ2.0m、半径4.0m)を用いた。直接基礎の影響を考慮する場合、Ⅰ種地盤で支持されていると仮定し、土の単位体積重量 17.6kN/m^3 、粘着力 0.0kN/m^2 、ポアソン比0.3、上部構造物の減衰定数0.05、基礎の減衰定数0.1、 N 値40(道路橋示方書よりせん断波速度 273.6m/s 、内部摩擦角 39.5°)とした。入力地震動は、エルセントロ、神戸海洋気象台及び築館の観測波形を用いた。

(3) 解析結果

図-10に耐震性能残存率-損傷度指標の関係を許容塑性率及び入力地震動別に示す。図中の凡例は、 $\mu_a=3.0, 5.0$ が水平モデル、3自由度が3自由度モデル、等価が等価1自由度モデルである。図から損傷度指標が大きくなるに従って耐震性能残存率は小さくなる傾向がみられる。また、許容塑性率が大きくなると塑性域が広がるため、耐震性能残存率が小さくなる傾向もみられ、得られた傾向は概ね妥当であると考えられる。エルセントロの場合、神戸海洋気象台及び築館と比較して最大加速度が小さいため耐震性能残存率が低下せず1.0になっている。また、3自由度モデルの神戸海洋気象台と築館の固有周期0.965s、許容塑性率5.0の場合、損傷度指標がそれぞれ0.18、0.08以上で耐震性能残存率が低下している。さらに、神戸海洋気象台の固有周期0.712s、 $\mu_a=3.0, 5.0$ 、固有周期0.965s、許容塑性率5.0、築館の固有周期0.965s、許容塑性率5.0で、耐震性能残存率が全ての損傷度指標で水平モデルが3自由度モデルより小さくなっており、直接基礎の影響と考えられる。等価1自由度モデルについては、3自由度モデルと耐震性能残存率が異なっている場合が多く、モデル化について検討が必要である。

5. まとめ

本研究では、(i) P- Δ 効果が1自由度モデルの損傷度指標に与える影響、(ii) 直接基礎を持つ道路橋を対象とした損傷度指標を用いた残存耐震性能の評価、について検討した。

(i) では、応答塑性率や損傷度指標が、降伏強度

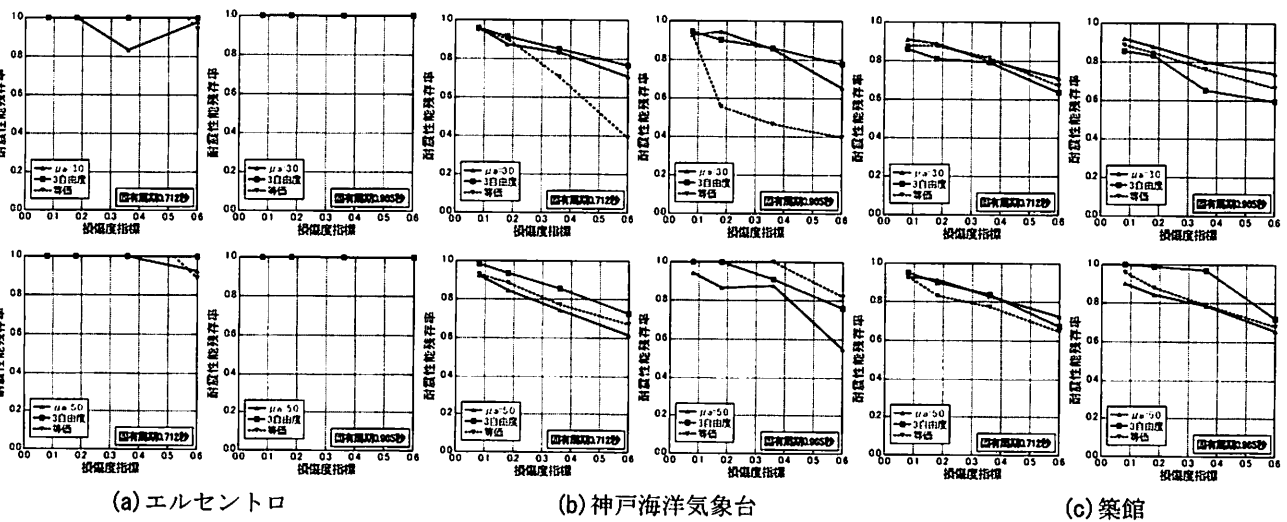


図-10 耐震性能残存率-損傷度指標関係

と解析モデルの差異によって、どのような影響を受けるかを検討した。(ii)では、損傷度指標を耐震性能残存率へ導入し、その流れを利用して3種類の解析モデルについて耐震性能残存率を算出した。それらの結果をまとめると以下のとおりである。

- 1) P- Δ 効果の影響を考慮したモデルでは損傷度指標や応答塑性率の値が大きくなる傾向が得られた。更に、周期によってはP- Δ 効果の影響を考慮することで要求耐震性能を満足しなくなる場合もある。
- 2) 回転厳密モデル(P- Δ 効果あり)は他のモデルと比較して損傷度指標の値が大きく、要求される耐震性能を最も満足しにくいモデルであるという結果が得られた。
- 3) 築館の最大加速度は非常に大きいですが、構造物の損傷に影響の大きい周期帯域では加速度は小さく、それに対応して応答塑性率、損傷度指標の値が小さくなっていることが確認できた。
- 4) 損傷度指標の値が大きくなるに従って耐震性能残存率は小さくなったことから、上部構造物の損傷度指標は損傷度を、耐震性能残存率は残っている耐震性能を表現しており概ね妥当である。

参考文献

- 1) 日本地震工学会 性能規定型耐震設計法に関する研究委員会編：性能規定型耐震設計 現状と課題，鹿島出版会，2006。
- 2) 鄭文淑，前田匡樹，田才晃，長田正至：地震被害を受けた RC 造建築物の残存耐震性能の評価，日本建築学

会構造工学論文集，Vol.48B，pp.189-196，2002。

- 3) 家村浩和，三上卓：目標耐震性能に必要な降伏強度と塑性率のスペクトル，土木学会論文集，No.689/I-57，pp.333-342，2001。
- 4) 三上卓，家村浩和：塑性域の二次剛性が必要降伏強度と応答塑性率に及ぼす影響，土木学会構造工学論文集，Vol.48A，pp.619-629，2002。
- 5) 佐野弘幸，斉藤正人，西村昭彦：塑性領域における1自由度系モデルとSRモデルの応答特性の比較，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.537-540，1999。
- 6) 山下典彦，原田隆典：P- Δ 効果が1自由度系の非線形応答に与える影響，土木学会地震工学論文集，CD-ROM，pp.1-8，2003。
- 7) 山下典彦，原田隆典：基礎-地盤-構造物系の非線形動的相互作用を考慮した応答スペクトルに関する研究，土木学会構造工学論文集，Vol.47A，pp.591-598，2001。
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，丸善，2012。
- 9) Ghobarah, A. and Aly, N.M. : Seismic reliability assessment of existing reinforced concrete buildings, Journal of Earthquake Engineering, Vol.2, No.4, pp.569-592, 1998。
- 10) 坂柳皓文，星隈順一，堺淳一：非線形スペクトル解析による東北地方太平洋沖地震の地震動の特性に関する一検討，第14回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.243-250，2011。
- 11) 坂柳皓文，星隈順一，堺淳一：東北地方太平洋沖地震による地震動が構造物の非線形応答特性に及ぼす影響，土木学会論文集A1(構造・地震工学)，Vol.68, No.4, pp. I_79-I_92, 2012。