

多方向地震動を受ける鋼橋のPushover解析に基づく 地震後の残留変位の推定法に関する検討

奥村 徹¹・後藤 芳顯²

¹正会員 博（工） （株）地震工学研究開発センター（〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀3丁目5番13号）
²フェロー 工博 名古屋工業大学プロジェクト教授 次世代耐震工学研究所（〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町）

1. はじめに

橋梁の地震後の使用性・修復性を規定する損傷限界をあらわす指標として残留変位が用いられる．一般に残留変位の評価においては，はり要素を用いた構造全体系モデルの時刻歴応答解析により求まる最大応答変位をもとに推定する評価式¹⁻³⁾が用いられている．例えば，道路橋示方書¹⁾では，図-1に示すバイリニア型の履歴特性を有する1自由度系のモデルを仮定することにより，最大応答変位 U_m から残留変位の最大値 U_{Rm} を算定し， U_{Rm} に対して単柱式鋼製橋脚の載荷実験結果や残留変位応答スペクトル⁴⁾に基づき設定した補正係数（低減係数）を乗じた式が示されている．また，2008年制定の鋼・合成構造標準示方書²⁾では，水平1方向地震動を受ける単柱式鋼製橋脚と一層門型ラーメン鋼製橋脚を対象として，鋼材の材料構成則に修正二曲面モデルを用いたはりモデルによる時刻歴応答解析により算定される残留変位と最大応答変位の関係から求めた相関式³⁾を残留変位の評価式としている．以上のように既往の残留変位の評価式は1方向の入力地震動に対する単柱式橋脚や一層門型ラーメン橋脚を対象としたものである．また，単独の橋脚の挙動をもとに設定された値であるため，橋梁全体のシステムとしての影響，すなわち橋梁を構成する部材間の相互作用の影響は考慮されていない．

近年では，「想定外」の被害を低減するための対策のひとつとして，従来の1方向の設計用地震動に対する耐震性能の照査に加え，水平2方向あるいは鉛直動も含む3方向成分を有するシナリオ型地震動に対して照査を行うことへの必要性が認識されつつある．例えば，土木構造物共通示方書⁵⁾では当該地

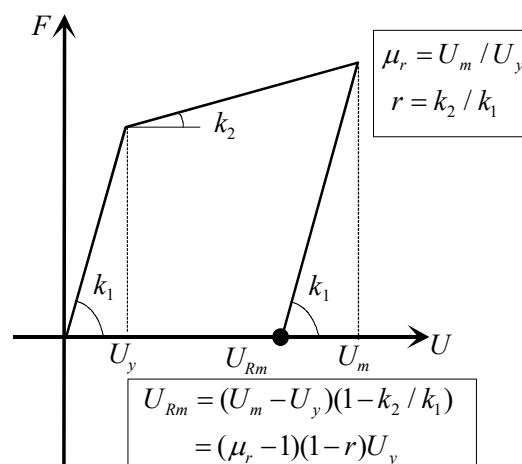


図-1 バイリニア型の履歴特性

点で考えられる最大級のシナリオ型地震動に対して照査を行うことを原則としている．多方向地震動に対する照査法の確立に向けた取り組みとしては，無充填鋼製橋脚やCFT橋脚を対象とした構造安全性の照査法に関する検討例⁶⁻¹²⁾が挙げられる．一方，地震後の使用性・修復性の照査に関するものは，著者の知る限りはない．

著者らが行った単一の無充填鋼製橋脚柱¹³⁾，大型連続高架橋模型を用いた一連の加振実験¹⁴⁾および詳細な数値解析に基づく検討により，単一の無充填鋼製橋脚柱と連続高架橋に組み込まれた無充填鋼製橋脚柱における両者の倒壊挙動特性の差異に関する新たな知見を得た．すなわち，単一の無充填柱では橋脚基部の断面のある位置に局部座屈が発生すると，そのまま偏った位置に局部座屈が進展するとともに頂部の変位も増え続け，十分なエネルギー吸収を発揮することなく早い段階で倒壊に至る．これに対して，連続高架橋模型に組み込まれた橋脚柱ではゴム

支承，上部構造を介した他の橋脚との相互作用により単一の橋脚柱のように偏った方向に局部座屈変形や変位が進展して倒壊することがなく，基部断面の全周に局部座屈が発生し高いエネルギー吸収能を発揮することが確認された．この結果は従来の単一の橋脚のみを対象としたアプローチでは構造全体系の挙動を的確にとらえることができない場合があることを示唆している．これらは橋脚の最大耐力以降のポストピーク領域での倒壊挙動に関する知見であるが，最大耐力点以前の領域においても不静定構造物の残留変位は橋脚の部材間の相互作用の影響を受ける可能性が十分にあると考えられる．

以上を踏まえ，本研究では，従来の残留変位の評価法の考え方を踏襲しつつ，新たに以下の2点を考慮したより汎用的な評価方法を提案し，その妥当性と傾向について基礎的な検討を行う．

①多方向地震動に対する評価

②橋梁をひとつのシステムとして捉えた部材間の相互作用の影響

2. 多方向地震動を受ける鋼橋の残留変位の推定法

(1) 時刻歴応答解析により直接的に求める方法

最も直接的に残留変位を求める方法は，設計地震動に対する構造物の時刻歴応答解析により求める方法である．この場合，設計地震動下の構造物の時刻歴応答解析で応答が減衰し弾性振動となった状態で死荷重のみを作用させた静的解析を行うことで，静的なつりあい状態の変位を求め，それを残留変位として評価することができる．残留変位は繰り返しによる塑性変形の累積により生じるので，時刻歴応答解析で残留変位を精度よく予測するには材料の挙動や構造系を正確にモデル化する必要がある．すなわち，橋脚等の損傷する鋼部材に対しては必要に応じて初期不整の影響を考慮するとともに鋼材の繰り返し挙動を正確に表現できる精緻な材料構成則や局部座屈挙動が表現できるシェル要素で表したモデルを用いる必要がある（以降，全体系詳細モデルと呼ぶ）．この全体系詳細モデルを用いた時刻歴応答解析により，直接的に多方向地震動により生ずる構造全体系の残留変位を評価できる．しかしながら，一般的な計算機環境では橋梁全体系を対象としたシェルモデルの時刻歴応答解析を行うには計算時間が非常にかかるため，実務設計に直ちに導入することは困難である．そこで，次節に示す近似的な評価法を提案する．

(2) Pushover解析により近似的に求める方法

提示する近似的な評価法はできるだけ分かりやすいように既往の評価式と同様のコンセプトに基づくものとする．すなわち，1. で述べた道路橋示方書の評価式と同様に，対象とする構造系のPushover解析により着目点における変位が最大応答変位に到達した後に死荷重以外の荷重を取り除いたつりあい状態の残留変位を用いる．このようにして求めた残留変位は対象とする構造系が図-1のような単純な1自由度系のバイリニア型の復元力モデルで表されるものであれば最大値となる．道路橋示方書では最大応答変位をもとに算定した残留変位の最大値 U_{Rm} に対して単柱式鋼製橋脚の載荷実験結果や残留変位応答スペクトルに基づき設定した補正係数（低減係数）を乗ずることで設計用の残留変位を評価する．ここでは，多方向成分の地震作用力下における複雑な橋梁全体系において，上記の方法の適用性を検討することを主目的として，Pushover解析により評価した残留変位そのものを用いることとする．基本的な考え方は上記のとおりである．これをもとに，1. で述べた多方向地震動，および全体系のシステムとしての部材間の相互作用の影響を取り入れた残留変位の評価法を以下に述べる．

a) Pushover解析に用いる最大応答変位と荷重モード

最大応答変位の算定においては，構造安全性の照査を満足することを前提として考えればよいので，はり要素を用いた全体系モデル（以降，全体系はりモデルと呼ぶ）の多方向成分を有する照査用の地震動下での時刻歴応答解析により算定すればよい．残留変位に注目する点 j における成分 k の変位成分 U_m^{jk} の最大応答値を U_m^{jk} とする．

Pushover解析に用いる荷重モード $\{\hat{\mathbf{F}}_{Um}^{jk}\}$ は残留変位に注目する点の変位成分の応答が最大値 U_m^{jk} となる時刻における全体系はりモデルでの地震作用力 $\{\mathbf{F}_{Um}^{jk}\}$ の単位ベクトルを用いる（式(1)）．

$$\{\hat{\mathbf{F}}_{Um}^{jk}\} = \{\mathbf{F}_{Um}^{jk}\} / \sqrt{(\mathbf{F}_{Um}^{jk})^T \{\mathbf{F}_{Um}^{jk}\}} \quad (1)$$

地震作用力 $\{\mathbf{F}_{Um}^{jk}\}$ は構造全体系の運動方程式より死荷重を除いた復元力とつりあう力として以下の式で表される．

$$\{\mathbf{F}_m\} = -[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{U}}_m\} + \{\ddot{\mathbf{U}}_{g,m}\} - [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{U}}_m\} \quad (2)$$

ここに， $[\mathbf{M}]$ ， $[\mathbf{C}]$ ：構造全体の質量マトリクス，減衰マトリクス， $\{\ddot{\mathbf{U}}_m\}$ ， $\{\dot{\mathbf{U}}_m\}$ ， $\{\ddot{\mathbf{U}}_{g,m}\}$ ：着目す

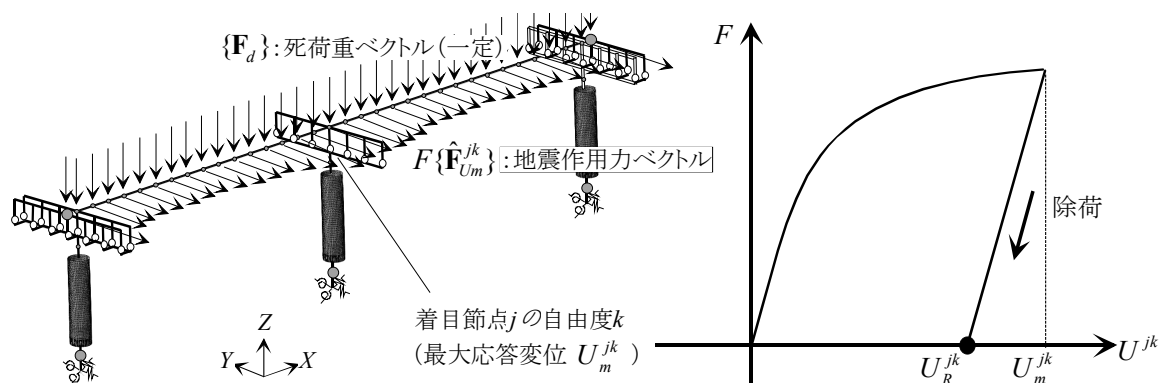


図-2 Pushover 解析による残留変位の評価法

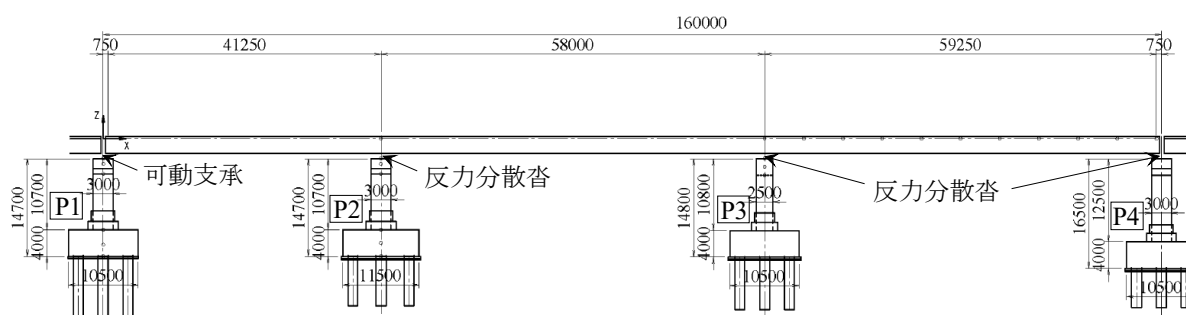


図-3 3 径間連続高架橋の概要

る時刻の構造物の応答加速度，応答速度，地震加速度である．構造系に粘性ダンパーなどが設置されておらず，粘性減衰力の影響を無視できる場合には以下の式(3)の慣性力として近似することができる．

$$\{\mathbf{F}_m\} = -[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{U}}_m\} + \{\ddot{\mathbf{U}}_{g,m}\} \quad (3)$$

b) 残留変位の評価法

残留変位の評価においては橋梁全体をひとつのシステムとして捉え，部材間の相互作用の影響を考慮するために橋梁全体系のモデルを用いる．Pushover 解析に用いる橋梁の全体系モデルにおいて損傷する部材は必要に応じて初期不整の影響を考慮するとともに単調載荷条件下の正確な材料挙動を考慮したシェル要素でモデル化した全体系詳細モデルを用いる(2.(1))．Pushover 解析では全体系詳細モデルに対して一定の死荷重の作用下で荷重モード $\{\hat{\mathbf{F}}_{Um}^{jk}\}$ に地震荷重倍率 F を制御パラメータとして乗じた $F\{\hat{\mathbf{F}}_{Um}^{jk}\}$ を作用させる．そして，地震荷重倍率 F を 0 から注目する変位成分が最大応答値 U_m^{jk} に到達するまで単調に増加させる．その後， F を再度 0 にして，注目する節点 j における成分 k の残留変位 U_R^{jk} を求める(図-2)．

上記の方法により求まる残留変位 U_R^{jk} は荷重モード $\{\hat{\mathbf{F}}_{Um}^{jk}\}$ を Pushover 解析により単調増加させる方向のみに載荷し，逆方向への載荷は無視しているので，

実際より大きく評価される傾向がある．なお，CALTRANS の基準¹⁵⁾では，Pushover 解析で求めた構造全体系の安全限界状態におけるひずみと部材の曲率，変位に関する応答塑性率を指標として，これらに限界値を設定することで地震後の使用性・修復性を規定する方法がとられている．すなわち，設計地震動とは無関係に Pushover 解析で求めた構造全体系の安全限界状態での損傷の程度により構造物の地震後の使用性・修復性が規定されている．したがって，算定される残留変位は安全側ではあるものの過大に評価された値となる可能性がある．以上を踏まえると残留変位の評価における考え方としては，本手法よりも CALTRANS の方が厳しいといえよう．本手法により評価される残留変位の傾向については次章で検討する．

3. 数値解析による検証

(1) 解析対象橋梁と解析モデル

対象とする 3 径間連続高架橋¹¹⁾の概要を図-3 に示す．本橋梁は I 種地盤上を想定したものである．P1, P2 橋脚が単柱式鋼製橋脚，P3, P4 は一層門型ラーメン橋脚であり，すべてコンクリート無充填橋脚である．支点条件は P1 が可動支承，P2～P4 は反力分散沓（橋軸直角方向は固定）である．橋脚の主要な断面

表-1 橋脚基部断面諸元

断面	P1		P2		P3		P4	
パラメータ	Flg	Web	Flg	Web	Flg	Web	Flg	Web
$B(\text{m})$	2.930	3.400	2.946	3.428	2.456	2.444	2.956	2.446
$t(\text{m})$	0.050	0.035	0.036	0.027	0.028	0.022	0.027	0.022
$hr(\text{m})$	0.290	0.260	0.240	0.240	0.200	0.200	0.200	0.200
$tr(\text{m})$	0.028	0.025	0.023	0.023	0.020	0.020	0.020	0.020
n	4	6	5	6	4	5	5	5
R_R	0.325	0.359	0.363	0.469	0.486	0.492	0.485	0.493
γ/γ^*	1.11	1.43	1.06	2.23	1.22	1.76	1.44	1.99
P/P_v	0.06		0.11		0.14		0.11	

鋼種：SM490Y ($\sigma_y=355(\text{MPa})$)

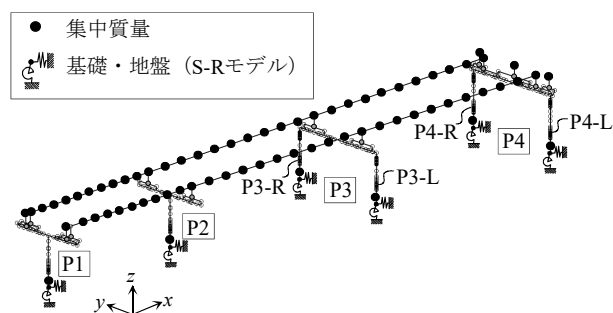
B ：補剛板の幅， t ：補剛板の板厚， hr ：縦リブ高さ， tr ：縦リブ厚，

n ：サブパネル数， R_R ：幅厚比パラメータ， γ/γ^* ：補剛材剛比，

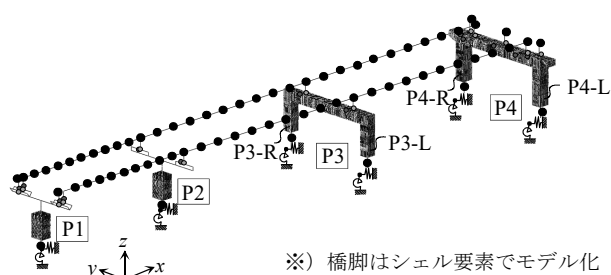
P/P_v ：軸力比

表-2 反力分散沓の諸元

諸元		P2	P3	P4
平面寸法	$a(=b)(\text{m})$	0.900	1.300	0.900
ゴム層の厚さ	$te(\text{m})$	0.025	0.036	0.025
ゴム層の数	n	7	5	7
1次形状係数	$S1$	9.00	9.03	9.00
2次形状係数	$S2$	5.14	7.22	5.14
せん断剛性	$K(\text{MN/m})$	4.629	9.389	4.629



a) 全体系はりモデル



b) 全体系詳細モデル

図-4 解析モデル

諸元を表-1に、反力分散沓の諸元を表-2に示す。

対象橋梁の残留変位を評価するための解析モデルとして、2. で述べた全体系はりモデル，全体系詳細モデルを図-4に示す。全体系詳細モデルの材料構成則には三曲面モデル¹⁶⁾を用いた。本連続高架橋モデルの諸元の詳細，モデル化手法および地震時の終局挙動特性については文献11)で検討されているので参照されたい。さらにここでは，最も損傷が生じるP3橋脚¹⁰⁾について各橋脚間の相互作用を無視した独立な単一橋脚モデル（図-5）を設定する。単一橋脚モデルでは支承部に死荷重反力に相当する一定の鉛直荷重を作用させ，水平慣性力を与えるための集中質量を橋軸直角方向には固定，橋軸方向にはバネを介して支承部に設置した。集中質量 M と橋軸方向のバネ定数 k の値は全体系詳細モデルの橋軸方向および橋軸直角方向の弾性1次固有周期と一致するように定めた。以上の解析モデルの数値解析には汎用非線形有限要素解析ソフトABAQUS¹⁷⁾を用いる。

(2) 入力地震動

本連続高架橋モデルで想定したI種地盤に対応する多方向成分を有する入力地震動として，1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波JMAを用いる。

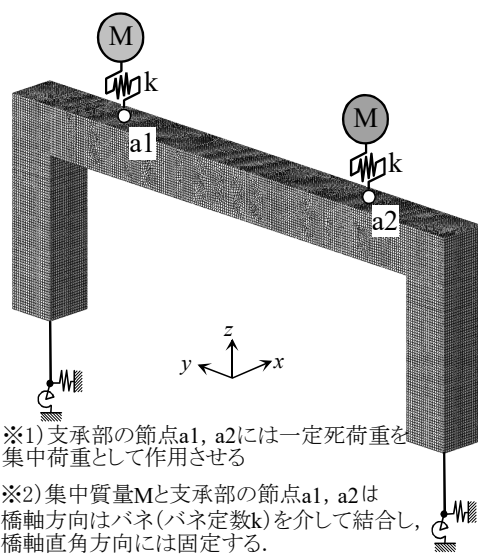


図-5 単一橋脚モデル（P3 橋脚）

地震動の各成分の入力方向はNS成分を橋軸直角方向，EW成分を橋軸方向とする。図-6に示すJMAの加速度応答スペクトルを連続高架橋モデルの橋軸方向と橋軸直角方向それぞれの弾性1次固有周期（橋軸方向：2.14s，橋軸直角方向：0.746s）と比較すると，JMAは本連続高架橋モデルに対して橋軸直角方向挙動への影響が大きいことがわかる。ここでは，

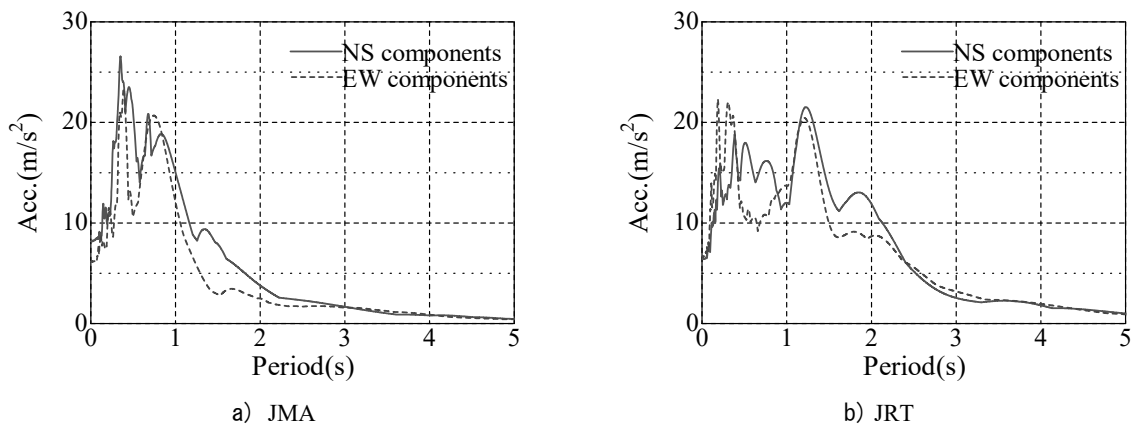


図-6 加速度応答スペクトル ($h=5\%$)

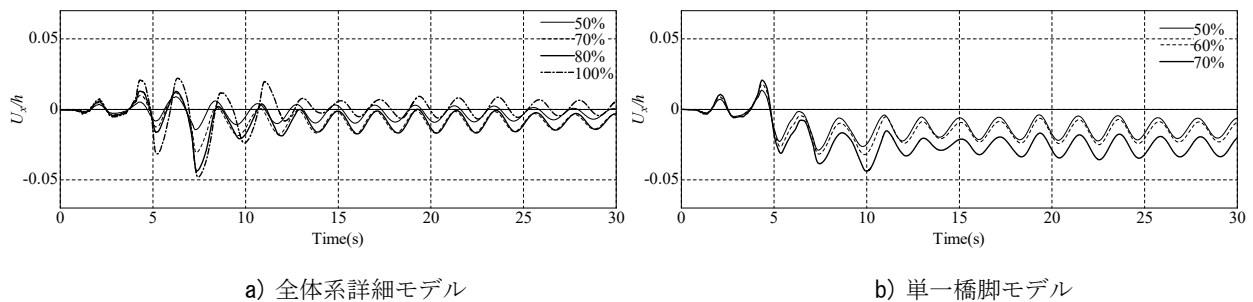


図-7 部材間の相互作用による残留変位の差異 (P3 橋脚, 入力地震動 JRT)

比較のために、連続高架橋の橋軸方向挙動への影響が大きい地震動として、JR鷹取駅観測波JRTのNS成分とEW成分をそれぞれ橋軸直角方向と橋軸方向に入力する場合も扱う。以降、これらの地震動をJMA, JRTと呼ぶ。本検討ではJMAおよびJRTに振幅倍率を乗じた加速度波形を用いる。

(3) 単一橋脚と構造全体系の残留変位の差異

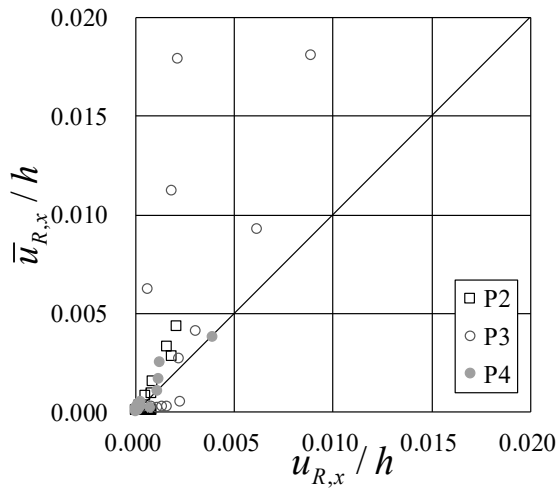
他橋脚との相互作用を無視した単一橋脚としての挙動と高架橋全体系に組み込まれた橋脚の挙動の差異について検討する。一例として、振幅倍率を変化させたJRT波をP3橋脚の単一橋脚モデルおよび全体系詳細モデルに入力した場合のP3橋脚頂部の橋軸方向の時刻歴応答変位を図-7に示す。これより、単一橋脚モデルでは入力地震動の振幅倍率の増加に伴い残留変位がある一方に増加していくのに対して、全体系モデルにおけるP3橋脚は単一橋脚モデルと同程度以上の最大応答変位が生じているにもかかわらず、残留変位が小さい。これは、全体系モデルにおいて損傷が比較的小さいP3橋脚以外の橋脚の復元力によりP3橋脚の残留変位が抑制されたものと考えられる。このことから橋梁全体をひとつのシステムとして捉え、他の部材との相互作用を考慮して残留変位を評価することがより合理的であるといえよう。

なお、図-7では橋梁全体のシステムとして評価することにより着目している橋脚の残留変位が抑制される場合を示したが、逆に他の橋脚の塑性変形が大きく生ずる場合には着目橋脚の残留変位が大きく生ずる場合もあり得る。

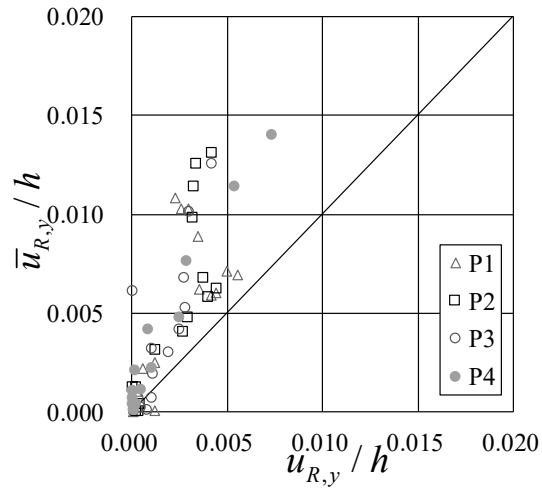
(4) Pushover解析による残留変位の推定法の検証

2. (2) で提示した近似的な残留変位の評価法の妥当性と精度特性を検討するための比較基準として、2. (1) の全体系詳細モデルの時刻歴応答解析により評価した残留変位を用いる。2. (2) で述べたように、本評価法ではPushover解析での除荷点となる最大応答変位 U_m^{jk} およびモード荷重ベクトル $\{\hat{\mathbf{F}}_{Um}^{jk}\}$ は全体系はりモデルの時刻歴応答解析により評価した値を用いるが、ここではPushover解析に基づく本手法の妥当性について議論するために、最大応答変位 U_m^{jk} とモード荷重ベクトル $\{\hat{\mathbf{F}}_{Um}^{jk}\}$ は2. (1) の全体系詳細モデルの時刻歴応答解析により求まる応答値を用いることとする。全体系はりモデルにおける最大応答変位の評価精度については、別途検討を行った上で部分係数（構造解析係数）により考慮するのが現行の部分係数法に基づく設計法¹⁾²⁾にも整合するものとする。

連続高架橋モデルに対して地震波JMA（振幅倍



a) 橋軸方向成分



b) 橋軸直角方向成分

図-8 本評価法による残留変位の推定精度

率：60～200%）およびJRT（振幅倍率50～100%）を入力した場合に発生する各橋脚P1～P4の頂部における残留変位の橋軸方向（x方向）と橋軸直角方向（y方向）成分を図-8に示す．図の横軸は2. (1)の方法により算定した比較基準となる値 U_R^k ，縦軸は2. (2)のPushover解析により近似的に評価した値 $\bar{U}_R^k$ である．なお，P1橋脚については可動支承であるため橋軸直角方向の残留変位成分のみを対象としている．これより，一部の残留変位の小さい領域においてPushover解析により評価した値の方が小さくなっている場合を除き，ほぼ全般的にPushover解析による評価値が大きく，安全側の評価となっていることがわかる．図-8の結果は，照査指標として残留変位のx方向成分とy方向成分をそれぞれ評価する場合を想定したものであるが，残留変位の合変位を照査指標とする場合であっても同様である．すなわち，時刻歴応答解析において着目点 j の合変位 $U_{\Sigma}^j = \sqrt{U_x^{j2} + U_y^{j2}}$ の最大値 $U_{\Sigma m}^j$ が生じた時刻のモード荷重ベクトル $\{\hat{\mathbf{F}}_{U_{\Sigma m}}^j\}$ を用いて全体系詳細モデルのPushover解析を行い，Pushover解析での着目点の合変位が $U_{\Sigma m}^j$ に到達した後，除荷することで残留変位の合変位 $U_{R\Sigma}^j$ を評価すればよい．残留変位の合変位を照査指標とした場合の結果を図-9に示す．これより，ほぼすべてのケースにおいて本手法により評価した残留変位は安全側の評価となっており，合変位に対しても適切な評価を与えることがわかる．

(5) 照査例

以上を踏まえ，提示した手法の一連の流れを示すことを目的として残留変位の照査例を示す．残留変

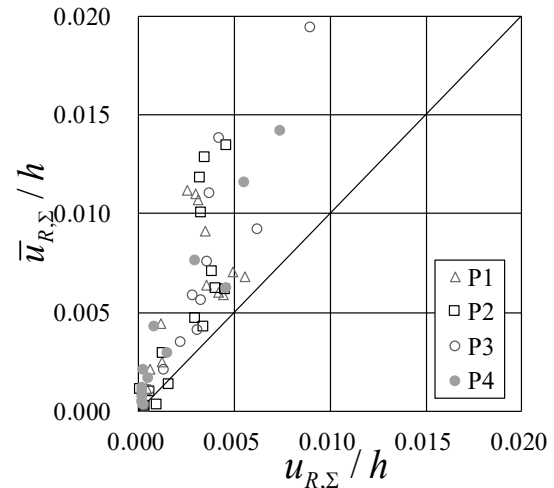


図-9 本評価法による残留変位（合変位）の推定精度

位の限界値は橋梁固有の特性や社会的要請，すなわち地域防災計画上の重要性，代替性，2次災害の可能性，機能回復性などにに基づき設定されるべきものであるが，ここでは，一例として道路橋示方書を参考に $U_{Ra} = h/100$ とする（ h ：橋脚高さ）．入力地震動はJMA（振幅倍率100%）のNS，EW成分を用い，それぞれ橋軸直角，橋軸方向に同時入力する．全体系はりモデルの時刻歴応答解析における各橋脚頂部の最大応答変位を表-3に示す．これより，P1，P2橋脚の橋軸直角方向の変位成分以外は最大応答変位が残留変位の限界値（ $U_{Ra} = h/100$ ）以下となっているため，これらの点については照査を満足することは自明である．したがって，P1およびP2橋脚の橋軸直角方向の残留変位について照査を行う．参考として，P1，P2橋脚頂部の橋軸直角方向の時刻歴応答変

表-3 各橋脚頂部の最大応答変位

橋脚	$U_{x,m}/h$	$U_{x,m}/h$
P1	0.37×10^{-2}	1.94×10^{-2}
P2	0.46×10^{-2}	1.29×10^{-2}
P3	0.84×10^{-2}	0.99×10^{-2}
P4	0.41×10^{-2}	0.89×10^{-2}

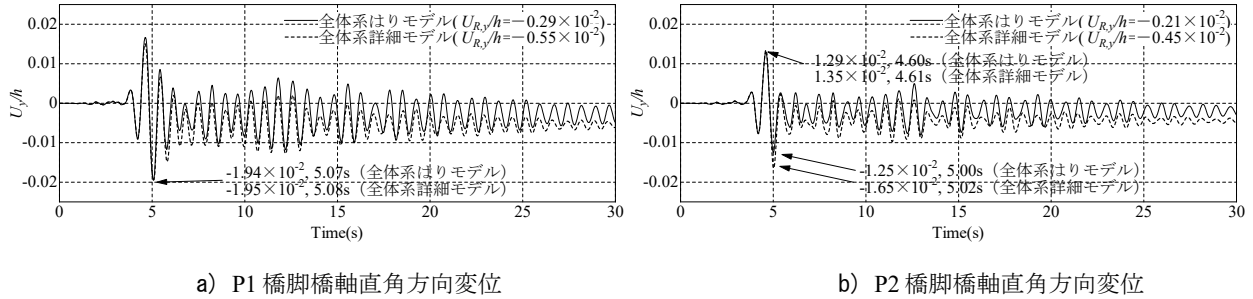


図-10 橋脚頂部の時刻歴応答変位

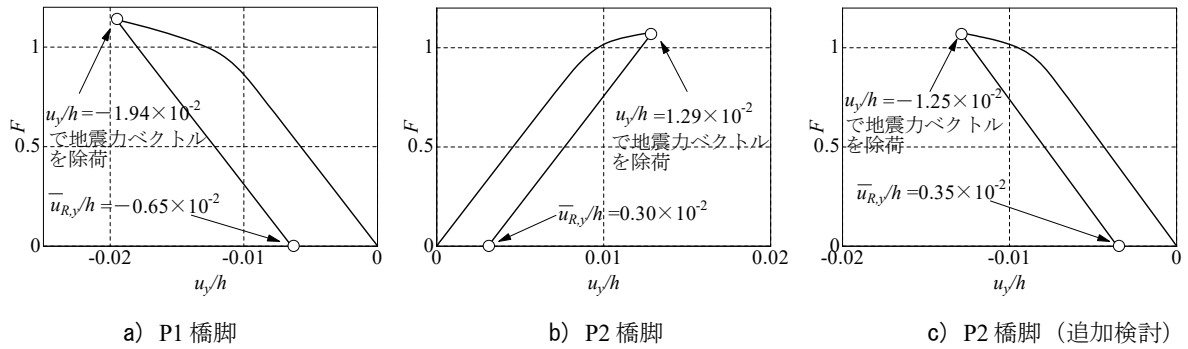


図-11 Pushover 解析による残留変位の評価

位を全体系詳細モデルと比較したものを図-10に示す。図-10にはそれぞれのモデルにおいて、2(1)で述べた方法により残留変位を直接的に評価した場合の結果を凡例に記載している。

全体系詳細モデルのPushover解析に用いる荷重モードベクトル $\{\hat{\mathbf{F}}_{Um}^{jk}\}$ は、全体系はりモデルによる応答値の評価においてP1およびP2橋脚の橋軸直角方向の変位が最大となった各時刻において構造全体系に作用している地震作用力ベクトル $\{\mathbf{F}_{Um}\}$ を単位化したものをそれぞれ設定する。ここでは粘性減衰の影響は小さいと考え、式(3)の慣性力ベクトルにより近似した。全体系詳細モデルのPushover解析では、一定の死荷重ベクトルに加え、上記の地震作用力モードベクトル $\{\hat{\mathbf{F}}_{Um}^{jk}\}$ に荷重倍率 F を乗じた荷重制御を行い、表-3に示す最大応答変位に至るまで漸増載荷する。最大応答変位到達後は荷重倍率 F を減少させることで除荷し、 $F=0$ の時のつり合い状態での変位を残留変位として評価する(図-11)。P2橋脚については図-10に示すように最大応答変位が生じた方向とは逆の方向に残留変位が生じたので、残留変位

が生じた方向の変位が最大となった時刻の地震慣性力モードについても検討を行った(図-11 c))。これより、P1橋脚では $|\bar{U}_{R,y}|/h = 0.65 \times 10^{-2} \leq 1.0 \times 10^{-2}$ 、P2橋脚では $|\bar{U}_{R,y}|/h = 0.35 \times 10^{-2} \leq 1.0 \times 10^{-2}$ となり、いずれも照査を満足する。P1橋脚の残留変位は図-10に示した全体系詳細モデルの時刻歴応答解析により直接的に評価した値($|U_{R,y}|/h = 0.55 \times 10^{-2}$)と概ね整合し、かつ安全側の評価となっている。一方、P2橋脚については全体系詳細モデルの時刻歴応答解析により直接的に評価した値($|U_{R,y}|/h = 0.45 \times 10^{-2}$)に対して過小評価(危険側の評価)となっている。これは図-10 b)からわかるように、Pushover解析での目標値となる全体系はりモデルによる最大応答変位($U_{ym}/h = -1.25 \times 10^{-2}$)が全体系詳細モデルの最大応答変位($U_{ym}/h = -1.65 \times 10^{-2}$)と較べて小さいことが理由として考えられる。近似的ではあるが、両者の差異である 0.40×10^{-2} を $\bar{U}_{R,y}/h = 0.35 \times 10^{-2}$ に加算すれば十分安全側の評価となるので、2.(2)で示したPushover解析に基づく手法自体に大きな問題はないと考える。従来の

照査式を用いる場合にも共通することではあるが、本手法の適用にあたっては同様に、全体系はモデルの時刻歴応答解析の精度特性を十分に把握することが重要である。

4. まとめ

多方向地震動に対する鋼橋の地震後の使用性・修復性を照査するための汎用的な残留変位の評価法を提案した。本手法は、従来の最大応答変位をもとにした残留変位の評価式の考え方を基本とした上で、構造全体系のPushover解析を用いることにより多方向地震動および、橋梁全体システムとしての部材間の相互作用の影響を考慮した。

Pushover解析に基づく提案手法による残留変位の精度と傾向について現実的な橋梁全体系のモデルを用いて検討を行った。残留変位の比較基準としては損傷する橋脚をシェル要素で表し、繰り返し構成則に三曲面モデルを用いた全体系詳細モデルの時刻歴応答解析により直接的に算定した残留変位を用いた。その結果、今回検討した範囲において、提案する手法によりほぼ全般的に安全側に残留変位を評価することができることを確認した。

提案手法に基づく残留変位の具体的な照査例を示した。本手法の適用にあたっては、従来の評価式と同様に最大応答変位の精度に影響を受けるので、算定するはりモデルの精度特性を十分に把握する必要がある。

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，丸善，2017.
- 2) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書耐震設計編（2008年度制定），丸善，2008.
- 3) 宇佐美勉，今井真理，葛西昭：レベル2地震動を受ける鋼製橋脚の応答値，地震工学論文集，Vol.28，pp.119_1-10.
- 4) 川島一彦，星隈順一，長屋和宏：残留応答スペクトルの提案とその適用，土木学会論文集，No.501/I-29，pp.183-192，1994.
- 5) 土木構造物共通示方書（性能・作用編），丸善.
- 6) 後藤芳顕，村木正幸，海老澤健正：2方向地震動を受

ける円形断面鋼製橋脚の限界値と動的耐震照査法に関する考察，構造工学論文集，Vol.55A，pp.629-642，2009.

- 7) 後藤芳顕，小山亮介，藤井雄介，小畑誠：2方向地震動を受ける矩形断面鋼製橋脚の動特性と耐震照査法における限界値，土木学会論文集A，Vol.65，No.1，pp.61-80，2009.
- 8) 後藤芳顕，海老澤健正，石川純平：2方向水平力と2軸曲げを受ける鋼製橋脚の限界状態と連続高架橋の耐震安全性の検討，構造工学論文集，Vol.57A，pp.490-499.
- 9) 後藤芳顕，海老澤健正：3方向地震動を受ける正方形断面鋼製橋脚の限界状態の評価法，構造工学論文集，Vol.58A，pp.399-412，2012.
- 10) ALAMIRI, M. A., 後藤芳顕：地震時に3方向の力の成分と3方向のモーメント成分が作用する円形断面鋼脚柱の終局限界状態の評価，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.71，No.1，pp.20-36，2015.
- 11) 奥村徹，後藤芳顕：鋼製橋脚で支持された連続高架橋の多方向地震動下の耐震安全照査法に関する検討，構造工学論文集，Vol.64A，pp.208-221，2018.
- 12) 川西直樹，後藤芳顕：コンクリート充填構造を対象とした3次元セグメントモデルの開発と耐震照査法，構造工学論文集，Vol.64A，pp.73-85，2018.
- 13) Goto, Y., Ebisawa, T., Lu, X. and Lu, W. :Ultimate state of thin-walled circular steel columns subjected to biaxial horizontal forces and biaxial bending moments caused by bidirectional accelerations, *J. Struct. Eng.*, ASCE, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001067, pp.04014122-1~12, 2015.
- 14) Goto, Y., Ebisawa, T., Obata, M., Li, J. and Xu, Y.: Ultimate Behaviour of steel and CFT piers in two-span continuous elevated-girder bridge models tested by shake-table excitations, *J. Bridge. Eng.*, ASCE, 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001021, pp.04017001-1~14, 2017.
- 15) CALTRANS Seismic design specifications for steel bridges, 2nd Edition, California Department of Transportation.
- 16) 後藤芳顕，江坤生，小畑誠：2方向繰り返し荷重を受ける矩形断面鋼製橋脚の履歴特性，土木学会論文集A，Vol.63，No.1，pp.122-141，2007.