

関西大学環境都市工学部 学生会員○松浦 圭吾
 関西大学大学院理工学研究科 学生会員 戸井 干輝

関西大学大学院理工学研究科 学生会員 木野村宏昭
 関西大学環境都市工学部 正会員 堂垣 正博

1. まえがき

平成 24 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震の後、将来の発生が懸念される東海・東南海・南海地震にも対応できるように道路橋示方書が改訂された。

今日まで鋼製橋脚の耐震性能が実験や解析によって明らかにされてきたが、設計基準を超える地震が発生した場合を想定した地震後の橋脚の残留変位からその修復性を検討した研究はあまりない。ここでは、鋼製橋脚の動的解析によって得られた残留変位に注目し、その耐震性能と地震後の修復性を意識した耐震性能評価法を検討した。

2. 解析対象と入力地震動

図 1 に示す正方形断面からなる単柱式鋼製橋脚を研究の対象とする。ここに、縦補剛材は 2 本、柱を構成する 4 枚の主板パネルの隔板間の縦横比は $\alpha = 1$ 、軸力比は $P/P_y = 0.1$ 、縦補剛材の曲げ剛比は $\gamma/\gamma^* = 3.0$ である。鋼板は SM490Y とし、その応力-ひずみ関係を図 2 のバイリニア型にモデル化した。ここに、ポアソン比は $\nu = 0.3$ である。

数値解析に用いたパラメータを表 1 に示す。表中、 $\bar{\lambda}$ は細長比パラメータ、 R_p は幅厚比パラメータ、 T_0 は固有周期である。入力地震動を道路橋示方書¹⁾に規定されたレベル 2 地震動の中からⅢ種地盤用の 3 種類とした。

3. 数値解析法と解析のための諸条件

汎用有限要素解析プログラム δ Marc2012.1.0 δ によって数値解析する。運動方程式を Newmark の β 法 ($\beta = 1/4$) で多元連立の非線形代数方程式に変換し、それを Newton-Raphson 法で解いた。解析モデルをシェル要素とソリッド要素でモデル化し、主板 1 パネルを幅方向に 6 分割、縦補剛材を幅方向に 5 分割、隔板間を橋脚高方向に 9 分割とした。ただし、その基部は橋脚高方向に 18 分割とした。

降伏条件に von Mises の等価応力、流れ則に Prandtl-Reuss の塑性流れ則、硬化則に混合硬化則を適用した。

解析モデルの境界は、基部ですべての変位を拘束、橋脚天端で上部工重量に相当する軸力と水平方向の地震動加速度を作用させた状態とした。

4. 数値解析結果とその考察

鋼製橋脚を動的解析した結果、図 3 の時刻歴応答曲線を得た。さまざまなパラメータからなる鋼製橋脚に対し、この種の図を描くとともに、得られた最大応答変位 $\delta_{\max}$ や残留変位 δ_R によって鋼製橋脚の耐震性能を評価する。

さまざまな寸法からなる鋼製橋脚の動的解析によって得られた最大応答変位と残留変位の関係を描けば、図 4 を得る。図から明らかなように、最大応答変位と残留変位の関係は放物線で与えられ、図中に示す近似式を得た。

つぎに、2 種類の細長比パラメータに対し、幅厚比パラメータを種々変化させて解析した結果、図 5 に示す残留変位と幅厚比パラメータとの関係を得た。図中の耐震基準は橋脚高の 1/100 の値を指す。図によれば、細長比パラメータが $\bar{\lambda} = 0.28$ の場合、ほぼすべての橋脚が耐震基準を満たす。一方、細長比パラメータが $\bar{\lambda} = 0.35$ の場合、幅厚比パラメータが $R_p = 0.22$ でないと耐震基準を満たさない。

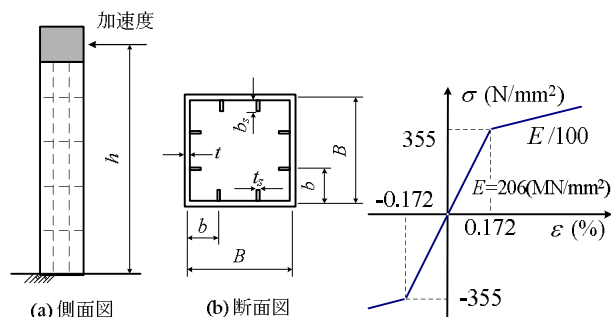


図 1 解析対象モデル 図 2 鋼板の σ - ε 曲線

表 1 解析対象モデルのパラメータ

$\bar{\lambda}$	0.21		0.28		0.35		0.43	
R_p	0.22	0.33	0.44	0.55	0.66	0.76		
T_0	0.28		0.44		0.61		0.8	

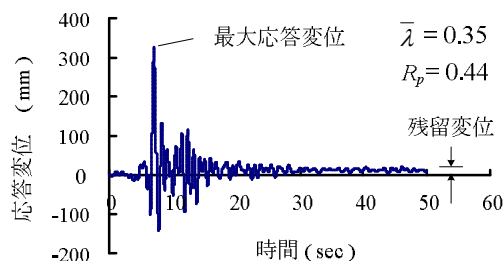


図 3 時刻歴応答曲線(地震動Ⅱ-Ⅲ-1)

5. 地震後の修復性に着目した耐震性能評価

5.1 地震後の橋脚の損傷度の評価

動的解析によって得られた残留変位から地震後の橋脚の修復性が検討できる²⁾。地震後の損傷度と許容残留変位の関係を求めれば、表3を得る。表から分かるように、地震後の橋脚の変位が残留変位の耐震基準 ($h/100$) 以下であっても橋の機能喪失や通行規制を伴う場合が起こる。

残留変位の耐震基準をほぼすべての橋脚が満たす細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.28$ の場合に対し、地震後の損傷度を評価すれば、図6を得る。図によれば、幅厚比パラメータが $R_p=0.65$ を越えると、橋脚の損傷が著しくなり、長期の修復作業を必要とする。一方、幅厚比パラメータが $R_p=0.22$ であれば、現行規定に対してかなりの余裕度がある。

5.2 規定以上の地震動に対する耐震性能評価

規定以上の地震に対する耐震性能は、損傷度ランク A や B に対してどれだけ余裕を保有するか、すなわち、規定を基準とした“余裕度”で評価できる。細長比パラメータが $\bar{\lambda}=0.28$ の場合、損傷度ランク A や B の余裕度は、表4のようである。図4の近似式を用いれば、最大地震加速度で算出できる最大応答変位から残留変位が推定でき、その結果、表4の余裕度で橋脚の損傷度が判定できる。

規定以上の地震の発生が懸念されるわが国では、それに備えて、基準に基づく照査設計だけでなく、規定に対して橋脚がどの程度の余裕度を有するかが把握できる“創造型的设计”が重要である。被災時に余裕度によって橋脚の状態が即座に分析できれば、修復計画が立てられる。

6. あとがき

鋼製橋脚の地震時挙動を動的解析で明らかにし、その耐震性能を評価した。得られた結果は、つぎのようである。

- ① 橋脚の細長比パラメータが 0.28 以下であれば、地震後の橋脚の残留変位が大幅に抑えられる。
- ② 橋脚が規定以上の地震動を受けた場合、地震後の橋脚がどのような損傷状態にあるのかを余裕度によって即座に判定できる。

参考文献

- 1) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2012-3.
- 2) 日本鋼構造協会編：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂出版，2006-9.

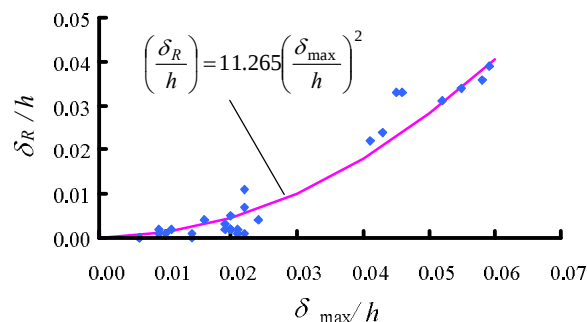


図4 最大応答変位と残留変位の関係

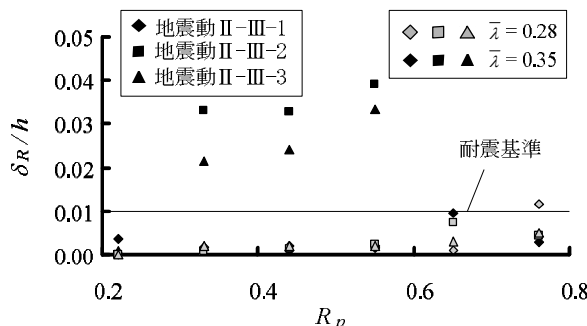


図5 各幅厚比パラメータに対する残留変位

表3 橋脚の損傷度と許容残留変位²⁾

$\delta_R(i)$	i	橋脚の状態
$h/100$ 以上	As	車両通行が不可能、撤去・建て替え必要
$h/100$	A	橋の機能喪失、補修に2ヶ月以上必要
$h/150$	B	緊急車両のみ通行可能、補修に2週間以上必要
$h/300$	C	数日以内に復旧可能
$h/1000$	D	損傷はほぼなし、目視点検後すぐに通行可能

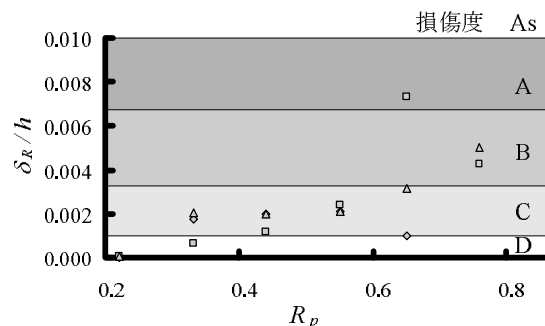


図6 地震後の損傷度の評価

表4 各損傷度に対する余裕度の評価

(a) $\delta_{R(A)}/h$ (b) $\delta_{R(B)}/h$

$\bar{\lambda}$	R_p	種別	地震動			$\bar{\lambda}$	R_p	種別	地震動		
			1	2	3				1	2	3
0.28	0.22	動解	241.0	119.6	160.8	0.28	0.22	動解	118.7	58.9	79.2
		推定	17.2	16.8	15.4			推定	8.5	8.3	7.6
	0.33	動解	3.8	10.5	3.3		0.33	動解	1.9	5.2	1.6
		推定	1.5	1.3	7.7			推定	0.7	0.6	3.8
	0.44	動解	3.3	5.6	3.4		0.44	動解	1.6	2.8	1.7
		推定	0.5	1.3	1.6			推定	0.8	0.6	0.8
	0.55	動解	3.2	3.0	3.6		0.55	動解	1.6	1.4	1.6
		推定	1.5	1.3	1.6			推定	0.8	0.7	0.8
	0.65	動解	6.7	0.9	2.2		0.65	動解	3.3	0.5	1.1
		推定	1.3	1.2	1.6			推定	0.7	0.6	0.8
	0.76	動解	0.6	1.6	1.3		0.76	動解	0.3	0.8	0.7
		推定	1.2	1.1	1.5			推定	0.6	0.5	0.7