

免震支承における損傷比率と対応した 免震支承—RC橋脚間の耐力比指標に関する基礎的検討

松崎 裕¹・久保 陽平²・津村 拓都²・運上 茂樹³

¹正会員 博(工) 東北大学助教 大学院工学研究科土木工学専攻
(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

²学生会員 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻 (同上)

³正会員 博(工) 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (同上)

1. はじめに

損傷の発見・修復のしやすい部材を他部材に比べて低耐力として当該部材に損傷を誘導した上で、併せて当該部材に必要な変形性能を与えるキャパシティデザインは、構造系として必要な安全性を確保する上で有効な考え方の一つである。免震橋の場合には、設計地震動に対して、確実に免震支承を降伏させて免震支承により主たる地震エネルギーの吸収がなされるように設計されている¹⁾。その実現のために、免震支承の降伏耐力は橋脚の降伏耐力に比べて低くなるように設計されている。ただし、これは先行して降伏させる部材の制御である。免震支承の2次剛性を踏まえると、免震支承のせん断ひずみが増加することで、RC橋脚も塑性化し得る²⁾。

単に設計地震動に対する安全性を考えるだけでなく、設計地震動を超過する強度を有する地震動を含めて、構造系として損傷させる部材を明確化することは、万一、損傷する場合の損傷シナリオの明確化と早期復旧の実現に資するものである。著者らは、こうした背景の下、免震支承の力学的特性のばらつき³⁾を踏まえた上で、免震支承—RC橋脚間の耐力比と損傷部材あるいは構造系としての安全性の関係について検討してきた^{4), 5)}。そして、免震設計における照査^{1), 6)}を満足させた場合、免震支承の破断耐力はRC橋脚の終局耐力よりも大きいことから、終局耐力について免震支承—RC橋脚間で適切な耐力格差を設けることで、1) 免震支承の健全時において、長期の復旧期間を要する免震支承の破断を防ぐ損傷モードへと誘導できること、2) 免震支承に経年劣化⁷⁾が生じた場合であっても、RC橋脚の降伏耐力を上

回る荷重は免震支承に伝達されないことから、破断ひずみの低減の影響を受けにくい結果として、免震支承の破断を1)と同様に防げることを示した⁵⁾。損傷部材がRC橋脚になることは、免震支承により十分なエネルギー吸収がなされた上で、併せてRC橋脚が塑性化²⁾することによってもエネルギー吸収がなされることを意味している。さらには、免震支承—RC橋脚間の終局耐力比が同一であっても、キャパシティデザインの考え方から明らかのように、損傷が誘導されるRC橋脚の変形性能の大小により、構造系としての安全性が支配されることも示されている⁴⁾。これらのうち、特にRC橋脚の変形性能が構造系が損傷する場合の免震支承における損傷比率に与える影響について考えると、耐力比が同一でRC橋脚の変形性能が小さくなると、RC橋脚が損傷する可能性が高まるのに伴って、免震支承の損傷可能性は低減する。このことは、免震支承—RC橋脚間の終局耐力比を大きくしたことと同様の影響をもたらす。従って、RC橋脚が異なる構造系の耐力比と部材間の損傷比率を相互比較する場合、部材間の損傷比率は部材間の耐力比だけでなく、RC橋脚の変形性能の影響も受けることを考慮に入れる必要がある。

RC橋脚の変形性能の影響を考慮して、部材間の損傷比率と対応した耐力比指標を構造設計あるいは維持管理に用いることで、構造物の重要度に応じた設計値の設定、免震支承の交換時期に関する意思決定等がなされることが期待される。そこで、本研究では、将来的に損傷部材を制御した設計に結び付けることを目的として、特にRC橋脚の変形性能の影響に着目し、部材間の損傷比率と対応した耐力比指標について検討する。

表－1 解析対象とした上部構造およびRC橋脚の諸元

	A 橋脚	B 橋脚	C 橋脚	D 橋脚	E 橋脚	F 橋脚
上部構造質量(ton)	600					700
RC 橋脚	断面寸法(mm)	2,200×2,200	2,400×2,200	2,300×2,300	2,500×2,200	2,600×2,200
	橋脚高(mm)	6,000	8,000	8,000	10,000	12,000
	質量(ton)	172	203	209	234	267
	軸方向鉄筋比(%)	1.58	1.52	1.52	1.50	1.67
	横拘束筋体積比(%)	1.15	1.03	1.47	0.76	1.03
		2,400×2,400				

表－2 解析対象とした免震支承の諸元の例

構造系	A3	A4	B1	C2	D4	E1	F1
有効断面寸法(mm)	□530	□520	□640	□630	□530	□610	□620
ゴム総厚(mm)	110	110	160	170	120	150	150
1層当たりのゴム厚(mm)	11	11	16	17	12	15	15
鉛プラグの直径(mm)×本数	75×4	75×4	75×4	75×4	75×4	75×4	75×4
1次形状係数	12.0	11.8	10.0	9.3	11.0	10.2	10.3
2次形状係数	4.8	4.7	4.0	3.7	4.4	4.1	4.1

2. 免震支承－RC橋脚間の耐力比指標

免震支承－RC橋脚間の耐力比に関する基本指標として、式(1)に示す免震支承－RC橋脚間の終局耐力比 R_{QU} ⁵⁾を用いる。

$$R_{QU} = \frac{Q_{BR}}{Q_{CU}} \quad (1)$$

ここに、 Q_{BR} ：免震支承の破断耐力、 Q_{CU} ：RC橋脚の終局耐力である。

式(1)を基本指標として、RC橋脚の終局変位の影響を反映させる係数を考慮した式(2)の修正終局耐力比 R_{QUCD} について検討する。

$$R_{QUCD} = \beta_{CD} \frac{Q_{BR}}{Q_{CU}} \quad (2)$$

ここに、 β_{CD} ：RC橋脚の終局変位の影響を補正する係数である。

また、水平震度の比に基づいた免震支承－RC橋脚間の降伏耐力比⁸⁾を参考に、終局耐力に着目した式(3)の水平震度比 γ_U を用いる。

$$\gamma_U = \frac{M_U + M_C/2}{M_U} \cdot \frac{Q_{BR}}{Q_{CU}} \quad (3)$$

ここに、 M_U ：上部構造の質量、 M_C ：RC橋脚の質量である。

3. 解析対象とした構造系と解析条件

(1) 解析対象とした構造系

解析対象とした構造系は、道路橋示方書¹⁾および道路橋支承便覧⁷⁾による設計地震動に対する照査を

満足したI種地盤上に架設された免震橋である。便宜上、同一のRC橋脚に対して、免震支承(LRB)の諸元を5段階に変化させることで、様々な耐力比を有する構造系を想定する。なお、終局耐力比が小さい程、余裕度の小さい設計がなされていることを意味する。解析対象としたRC橋脚の諸元を表－1に示す。また、A橋脚～F橋脚のそれぞれに対して、免震支承－RC橋脚間の終局耐力比が大きい側から順に1～5の番号を対応付け、構造系A1、C2等と表現することとする。免震支承の寸法は10mm単位で離散的に変化させているが、諸元の例を表－2に示す。

(2) 解析条件

解析条件は、基本的に文献5)と同様である。免震支承をトリリニア型でモデル化した上で、解析対象構造系について2質点2自由度系としてモデル化した。材料特性および部材の力学的特性に関する不確定性を試行回数10万回のモンテカルロ・シミュレーションにより考慮した上で、各構造系の橋軸方向を対象として、免震支承とRC橋脚のいずれが先行して免震支承の破断変位あるいはRC橋脚の耐震性能³⁾の限界状態に対応した終局変位に到達するかを評価した。

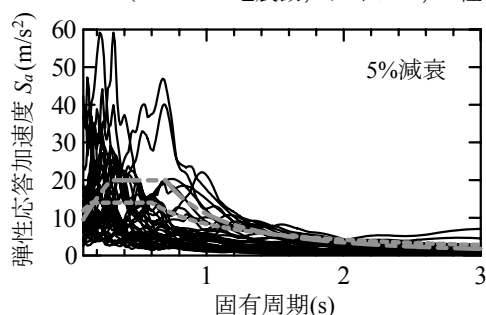
表－3および図－1に示す国内のI種地盤上で観測された水平40成分の強震記録を用い、式(4)で定義される構造系の等価固有周期 T_{EQ} における弾性応答加速度 $S_a(T_{EQ})$ を指標として、オリジナル地震動の振幅特性のみを調整した、概ねレベル2地震動・タイプIIの2倍程度の地震動強度に対応する $S_a(T_{EQ})=10.0\text{m/s}^2$ の地震動を入力地震動とし、構造系において損傷した場合の免震支承における損傷比率を評価した。

$$T_{EQ} = 2\pi\sqrt{(M_U + M_C)(1/K_{BEQ} + 1/K_{CY})} \quad (4)$$

表－3 入力地震動とした観測記録

地震名	観測点
兵庫県南部地震 (1995 年)	JMA 神戸海洋気象台, 阪神高速道路公団 猪名川, 関西電力 新神戸地点, 神戸大学
十勝沖地震 (2003 年)	清水道路維持出張所構内地盤上, KiK-net 鶴居西, KiK-net 鶴居東, KiK-net 大樹
新潟県中越地震 (2004 年)	K-NET 十日町, K-NET 小千谷, KiK-net 長岡
岩手・宮城内陸地震 (2008 年)	KiK-net 一関西, KiK-net 東成瀬
東北地方太平洋沖地震 (2011 年)	開北橋周辺地盤上, 新晩翠橋周辺地盤上
熊本地震 (2016 年)	K-NET 一の宮, K-NET 大津, K-NET 高森, K-NET 矢部, KiK-net 菊池

—— オリジナル地震動群
 標準加速度応答スペクトル¹⁾
 (レベル2地震動, タイプI, I種地盤)
 - - - 標準加速度応答スペクトル¹⁾
 (レベル2地震動, タイプII, I種地盤)

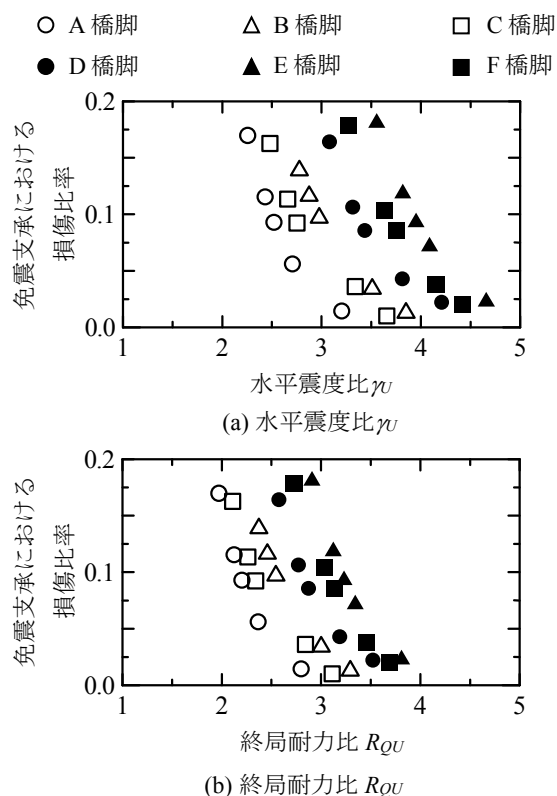


図－1 オリジナル地震動群の弾性加速度応答スペクトル

ここに, K_{BEQ} : せん断ひずみ150%に対応する等価剛性, K_{CY} : RC橋脚の降伏剛性である。

4. 各種耐力比指標と免震支承における損傷比率の関係

2.における3つの耐力比指標のうち, γ_u と R_{Qu} について, 免震支承における損傷比率との関係を図－2に示す。図から明らかなように, 同一のRC橋脚の構造系のみを比較対象とした場合, γ_u と R_{Qu} のいずれも, 免震支承－RC橋脚間の耐力比が大きくなる程, 免震支承における損傷比率が低下することを表現できている。しかしながら, 異なるRC橋脚を対象として, 免震支承における損傷比率から対応する耐力比を読み取り, 免震支承の構造諸元を決定することを考えると, 構造諸元によって耐力比の値が大きく異なり, 誘導すべき耐力比を決定することが難しい。また, 水平震度比 γ_u における上部構造やRC橋



図－2 水平震度比および終局耐力比と免震支承における損傷比率の関係

表－4 免震支承における損傷比率が0.1となる終局耐力比

橋脚	終局変位 (mm)	終局耐力比 R_{Qu}	R_{Qu} の比率 (A橋脚/各橋脚)
A橋脚	103	2.19	1.00
B橋脚	166	2.53	0.86
C橋脚	167	2.32	0.94
D橋脚	199	2.81	0.78
E橋脚	278	3.20	0.68
F橋脚	267	3.05	0.72

脚の質量は構造系の応答を左右するものの, 最終的に損傷する部材を支配的に決定するのは, 部材間の終局耐力比であると考えられる。

そこで, 耐震性能3¹⁾の限界状態に対応するRC橋脚の終局変位に基づいて, 式(2)の β_{CD} を評価する。各橋脚に対して, 免震支承における損傷比率が0.1となるような免震支承－RC橋脚間の終局耐力比を求めたものを表－4に示す。免震支承における損傷比率が0.1に最も近い2つの構造系に基づいて, 免震支承における損傷比率－終局耐力比の関係を線形補間し, 損傷比率0.1に対応する終局耐力比 R_{Qu} を求めている。また, 表－4には, 各橋脚に対するA橋脚の終局耐力比 R_{Qu} の比率についても示している。これら終局耐力比 R_{Qu} の比率とRC橋脚の終局変位との間には図－3のように, 概ね線形関係が認められることから, 図－3における回帰直線に基づいて式(2)

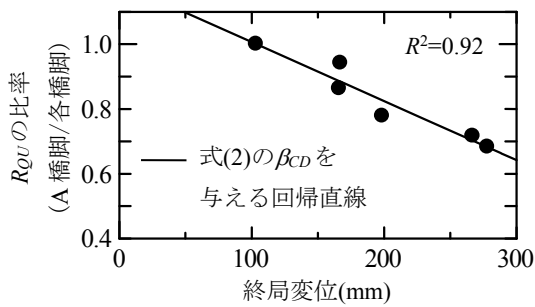


図-3 終局変位と R_{QU} の比率の関係

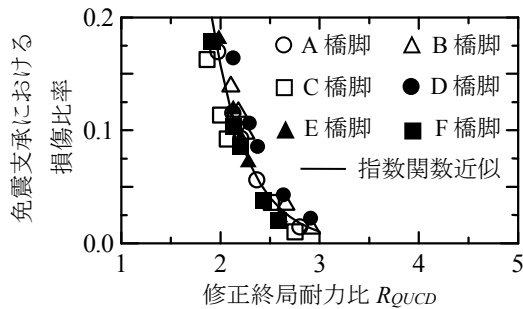


図-4 修正終局耐力比と免震支承における損傷比率の関係

における β_{CD} を与えることとする。図-3の回帰直線の傾きが負であることは、RC橋脚の変形性能が大きい程、免震支承の破断比率を同一とするために必要な免震支承-RC橋脚間の終局耐力比を低減でき、免震支承の寸法を小さくできることを意味している。

以上を踏まえて、RC橋脚の変形性能の大小の影響を反映させた修正終局耐力比 R_{QUCD} に基づいて、免震支承における損傷比率との関係を整理したものが図-4である。ここで、例えば表-2の構造系A3とA4の免震支承の寸法は530mmと520mmの違いであるが、変形性能を考慮した修正終局耐力比 R_{QUCD} は2.21と2.14となっている。このように、寸法10mmの差異で耐力比 R_{QUCD} が0.1程度変動することを踏まえて図-4を参照すると、RC橋脚の変形性能の違いを考慮することで、 R_{QUCD} は概ね免震支承における損傷比率と指数関数として近似できるように対応した免震支承-RC橋脚間の耐力比指標となっている。

5. おわりに

損傷部材を制御した設計に結び付けることを目的として、特にRC橋脚の変形性能の影響に着目し、部材間の損傷比率と対応した耐力比指標について検討した。より詳細な検討が必要不可欠であるものの、本研究から得られた知見は下記の通りである。

- 1) 免震支承における損傷比率が同一となる場合、RC橋脚の終局変位と免震支承-RC橋脚間の終局耐力比の関係には概ね線形関係が成立しており、変形性能が大きい程、免震支承の寸法を小

さくできることが示された。

- 2) 1)の関係を考慮して、様々な変形性能を有するRC橋脚から成る構造系同士で損傷モードを相互比較できるように、RC橋脚の変形性能の違いを考慮した免震支承-RC橋脚間の耐力比指標を提案した。提案指標は免震支承の損傷比率との間に指数関数で近似されるような対応関係がある。

謝辞

本研究は、科学研究費基盤研究(C)(課題番号：26420452、研究代表者：松崎裕)により実施した。また、本研究において用いた強震記録は、国土交通省国土技術政策総合研究所、気象庁、防災科学技術研究所(K-NET, KiK-net)、震災予防協会および米国太平洋地震工学研究センター(PEER)より提供して頂いた。ここに記して関係各位に謝意を表する。

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，丸善出版，2012。
- 2) 庄司学，川島一彦，斎藤淳：免震支承と RC 橋脚がともに塑性化する場合の免震橋の耐震性に関する実験的検討，土木学会論文集，No. 682/I-56，pp. 81-100，2001。
- 3) 足立幸郎：激震動下における免震橋梁構造の信頼性評価と限界状態設計法に関する研究，京都大学博士論文，2002。
- 4) 小野寺周，松崎裕，鈴木基行：極大地震動に対する免震支承-RC 橋脚系のキャパシティデザインに関する研究，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol. 72，No. 4，pp. I_708-I_718，2016。
- 5) 松崎裕，小野寺周，津村拓都，鈴木基行：免震支承の経年劣化が免震支承-RC 橋脚系の地震時損傷モードに及ぼす影響に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol. 63A，pp. 397-410，2017。
- 6) 日本道路協会：道路橋支承便覧，丸善出版，2004。
- 7) 林訓裕，足立幸郎，甲元克明，八ツ元仁，五十嵐晃，党紀，東出知大：経年劣化した鉛プラグ入り積層ゴム支承の残存性能に関する実験的検証，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol. 70，No. 4，pp. I_1032-I_1042，2014。
- 8) 熊木幸，金治英貞，矢部正明：耐震補強された免震支承-橋脚系の非線形相互作用と等価線形化法の適用性に関する検討，構造工学論文集，Vol. 46A，pp. 887-898，2000。