

RC 橋脚の地震損傷度の評価法 に関する検討

○東北大学 学生員 角田隆洋
東北大学 学生員 井林 康
東北大学 正会員 藤原 稔

1. はじめに

平成7年1月の兵庫県南部地震（阪神大震災）以降、土木構造物の地震時の挙動および損傷程度の評価がますます重要な課題となってきた。そのため、本研究では、RC 橋脚を対象とした理論的な根拠に基づいた終局限界状態を定義し、その終局限界状態に対する安全性を評価するための損傷指標を定義した。さらに、過去の地震によって損傷を受けた実構造物を用いて、定義した損傷指標の検証を行うとともに、既往の代表的な損傷指標との比較検討を行い、各損傷指標間の相関を調べた。

加えて、これらの損傷指標から設計法による耐震性の相違を評価した。

2. 本研究で用いた損傷指標

本研究では、RC 橋脚の終局限界状態を曲げとせん断に大別し、曲げによる終局限界状態を軸方向鉄筋のはらみ出しで、せん断による終局限界状態をせん断補強筋の降伏で定義した。この定義に従い、曲げ損傷度指標 D_M 、せん断損傷度指標 D_S を以下のように表すこととした。

$$D_M = \frac{H}{R} \quad D_S = \frac{R_{wn}}{R_{wu}} \dots\dots\dots (1)$$

- H : 軸方向鉄筋が塑性後にはらみ
: 出そうとする力(座屈力)
- R : かぶりコンクリートの
: はらみ出しに抵抗する力
- R_{wn} : ある状態におけるせん断補強
筋のせん断力分担割合
- R_{wu} : 部材曲げ降伏時のせん断補強
筋のせん断力分担割合

3. 本研究で用いた弾塑性応答解析モデル

弾塑性応答解析は計算が簡便に行える1質点系モデルを用い、Newmark の β 法を用いた逐次積分法によって行った。荷重-変位曲線のスケルトンカーブは、曲げについては基本的に武田モデルを用い、鉄筋の引き抜け量も考慮した。せん断につ

表-1 実被害例に対する解析結果

地震名	橋脚	D_M	D_S	実被害状況
宮城沖	七北田川	0.28	1.07	剥離・ひび割れ
釧路沖	依田	1.01	0.22	破断・はらみ出し
	松之恵	11.6	6.65	はらみ出し・剥離
	新多和	0.24	0.01	ひび割れ
	初音	0.55	0.27	ひび割れ
北海道	基栄	0.01	0.03	はらみ出し・剥離
南西沖	元瓜谷	4.05	0.90	はらみ出し・剥離
	新知内	0.27	0.17	はらみ出し・剥離
兵庫県南部	神 P138	5.35	14.6	崩壊(曲げせん断)
	西 P167	4.18	5.45	崩壊

表-2 代表的な損傷指標

損傷指標	定義
最大塑性率	$\mu = \delta_m / \delta_y$
剛性劣化率	$FDR = K_t / K_r$
累積消費エネルギー	$ENE = \int_0^t P(\tau) \delta(d\tau)$
エネルギー塑性率	$E_n = \int_0^t P(\tau) \delta(d\tau) / (P_y \delta_y / 2)$
Park ¹⁾ の損傷指標	$D_{(P)} = \delta_m / \delta_u + \beta / Q_y \delta_u \cdot \int dE$

いてはコンクリートの繰返し一面せん断実験結果を修正して用いた。

4. 実構造・実被害による損傷指標の検証

過去の被害地震によって被害を受けた構造物を用いて本研究で定義した損傷指標自体の検証を行い、損傷指標の値と損傷の程度との比較検討を行った。その結果を表-1に示す。

はらみ出し以上の被害を受けている7橋脚のうち曲げ損傷指標が1.0以上のものは5橋脚となっており、せん断損傷度が1.0を超えている橋脚は全てせん断が先行した被害状況になっている。また、曲げ、せん断ともに1.0を超えているものは、解析においてせん断終局後に曲げ損傷度が激増しており、実際の被害に対してせん断損傷度が支配

的であることが分かる。

モデル化の特性や誤差、実際に作用した地震動の大きさ、方向、地盤特性の相違などから実被害が必ずしも表現できてはいないが、全体としてこの曲げとせん断の損傷指標は実地震による被害程度を良く表現しうると思われる。

5. 各損傷指標の傾向

実設計例22橋脚と実地震波及び模擬地震波の合計4種の地震波を用いて表-2に示す代表的な損傷指標を算定しそれぞれの相関を表-3にまとめた。

曲げ損傷指標 D_M は、はらみ出そうとする力 H を最大塑性率から求めているため、 μ と強い相関を持っており、 μ と剛性劣化率 FDR 、エネルギー塑性率 E_n との間にも相関があることが分かる。 $D_{(P)}$ を除く残りの D_S, ENE は μ とは大きな相関がないため、RC構造の損傷度は塑性率のみでなくこれら2つのような損傷指標も考慮に入れる必要があることを示している。

6. 実設計例の耐震性評価

復旧仕様²⁾により新設または補強された構造物が、従来の設計法に対してどの程度耐震性が改善されているか照査を行った。その結果例を図-1, 2に示す。地震波はいずれも兵庫県南部地震のものを用いている。図-1より補強前(復旧仕様の基準を満たさない)と補強後では曲げ、せん断損傷度ともに大きな改善が見られる。図-2のH2示方書と復旧仕様との比較では、曲げ損傷度に対する向上はあまりないものの、せん断損傷度に対する向上が大きく見られる。前節の結果より、 $\mu = 8$ で $D_M = 4$ であるため、じん性のある構造物ならばこの程度まで十分耐えられると考えられる。

7. まとめ

1. 本研究で定義した損傷指標は、全体的には実被害による被害程度をよく表現できた。ただし、軸方向鉄筋ははらみ出し時の塑性率が若干低いと思われるなど改善の余地がある。
2. 実被害に対してはせん断損傷度がかなり支配的な要因である。
3. 復旧仕様による設計では、特にせん断損傷度に対する改善が見られた。

表-3 各損傷指標間の相関係数

	D_M	D_S	$D_{(P)}$	μ	FDR	ENE	E_n
D_M	1.00	.329	.481	.909	.766	.363	.653
D_S	.329	1.00	.383	.200	-.063	.492	.004
$D_{(P)}$	.481	.383	1.00	.433	.249	.581	.543
μ	.909	.200	.433	1.00	.885	.314	.819
FDR	.766	-.063	.249	.885	1.00	.077	.773
ENE	.363	.492	.581	.314	.077	1.00	.373
E_n	.653	.004	.543	.819	.773	.373	1.00

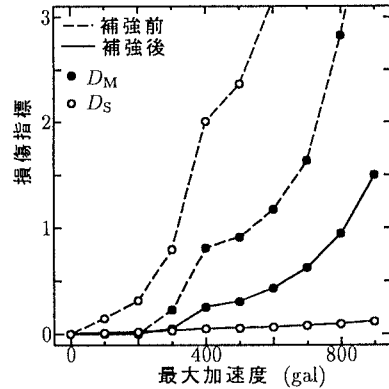


図-1 鋼板巻立て工法の補強前と補強後の比較

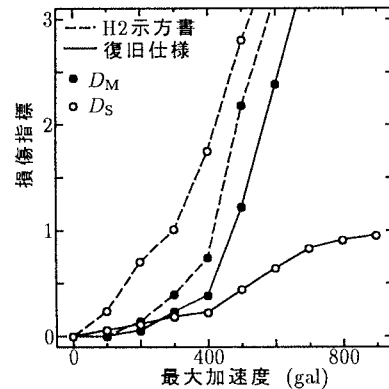


図-2 設計例による比較

参考文献

- 1) Park, Y.-J. and Ang, A.H.S. : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete : *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.111, No.4, pp.722-739, April, 1985.
- 2) 日本道路協会 : 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案), 平成7年6月.