

I-44 履歴損傷が変位に基づく単柱式 RC 橋脚の耐震設計に及ぼす影響

徳島大学大学院 学生員 ○三木 康弘
徳島大学工学部 正 員 成行 義文

徳島大学工学部 フェロー 平尾 潔
徳島大学大学院 学生員 中屋敷 誠司

1. はじめに 本研究では、履歴損傷が変位に基づく単柱式 RC 橋脚の耐震設計に及ぼす影響について検討することを目的として、修正 Park らの損傷指標 D を用い、 D の所定値すなわち、構造物の目標とする損傷度に対応する変位応答スペクトルの回帰式を、レベル2の模擬地震動を入力した非弾性応答解析結果より導いた。そして、この回帰式を用いた変位に基づく耐震設計法を単柱式 RC 橋脚に適用し、履歴損傷を考慮した場合と無視した場合の相違(2. 参照)が設計結果に及ぼす影響について比較した。

表 1 損傷状態と損傷指標

損傷状態	損傷指標 D
軽微な被害状況	0.18
修復可能限界	0.36
崩壊	0.60

2. 修正 Park らの損傷指標 本研究では、構造物の損傷度を評価する指標として、式(1)に示す修正 Park らの損傷指標 D を用いた。この D の値と構造物の損傷状態の間には概ね表 1 に示す関係がある。

一方、現行道示¹⁾の耐震設計法(以下、単に保耐法という)では、レベル2地震動に対す重要な橋の損傷度を(耐震性能2)、すなわち修復可能な範囲にとどめるように規定している。そこで本研究では、対象とした変位に基づく耐震設計法と現行道示の保耐法との比較も兼ねて D の所定値を 0.36 とし、RC 橋脚の目標損傷度を修復可能限界とすることにした。そして、式(1)の正の係数 β を 0.15(平均値)として履歴損傷を考慮した場合と 0.0 としてこれを無視した場合の変位応答スペクトルを用いて、RC 橋脚の変位に基づく耐震設計を行い、履歴損傷の影響を比較検討した。

$$D = \{(\mu_d - 1) + \beta \cdot \mu_h\} / (\mu_u - 1) \quad (1)$$

ここで、 μ_d 、 μ_h および μ_u は、それぞれ変位塑性率、エネルギー塑性率および終局変位塑性率である。また、 β は断面特性に依存した正の係数である。

表 2 構造特性値

減衰定数 h	0.05
弾塑性剛性比 γ	0.00
正の係数 β	0.00, 0.15
固有周期 $T(sec)$	0.1~1.5 (0.01秒刻み)
終局変位塑性率 μ_u	2.0~20.0 (2.0おきの10通りの値)

3. 構造特性値・復元力特性・入力地震動 本研究では、非弾性応答解析で用いる各種構造特性値として表 2 に示す値を用いた。そして道示に倣って、単柱式 RC 橋脚を1自由度系とみなし、その復元力特性を完全弾塑性型の Bi-linear モデルとした。また、入力地震動としては、道示のレベル2地震動の内、タイプ II 地震動の II 種地盤に対する標準加速度応答スペクトルを目標として作成された模擬地震動、計 12 波を用いた。

4. 変位応答スペクトルの回帰式 本研究では、安全性を考慮し、入力した 12 波の解析結果の平均値に標準偏差を加えた変位応答スペクトル S_d を対象として回帰式を導いた。ここで、この S_d は、式(2)のように表されるから、弾性加速度応答スペクトル S_{ae} の値として模擬地震動作成時の目標とした道示の値を用いることにすれば、応答解析より求めた変位塑性率 μ_d と所要降伏強度比 R_r の積、 $\mu_d \times R_r$ の平均値に標準偏差を加えたスペクトルが既知で有れば求まることになる。また式(3)より、 R_r に対する同様なスペクトルの回帰式を導いておけば、設計地震力 F が $F = m \cdot S_a$ として求まることになる。そこで本研究では、 $\beta = 0.0$ と $\beta = 0.15$ とした場合について、終局変位塑性率 μ_d ごとに、これらの平均値に標準偏差を加えた R_r 、 $\mu_d \times R_r$ のスペクトルを、適当な周期範囲に応じて回帰した。紙面の都合上、その詳細は講演会当日にゆずり、図1に、このようにして求めた $\mu_d \times R_r$ 、 R_r および S_d の $\beta = 0.15$ とした場合における回帰結果と解析結果を比較して示しておく。

$$S_d = \mu_d \cdot R_r \cdot (T/2\pi)^2 \cdot S_{ae} \quad (2),$$

$$S_a = R_r \cdot S_{ae} \quad (3)$$

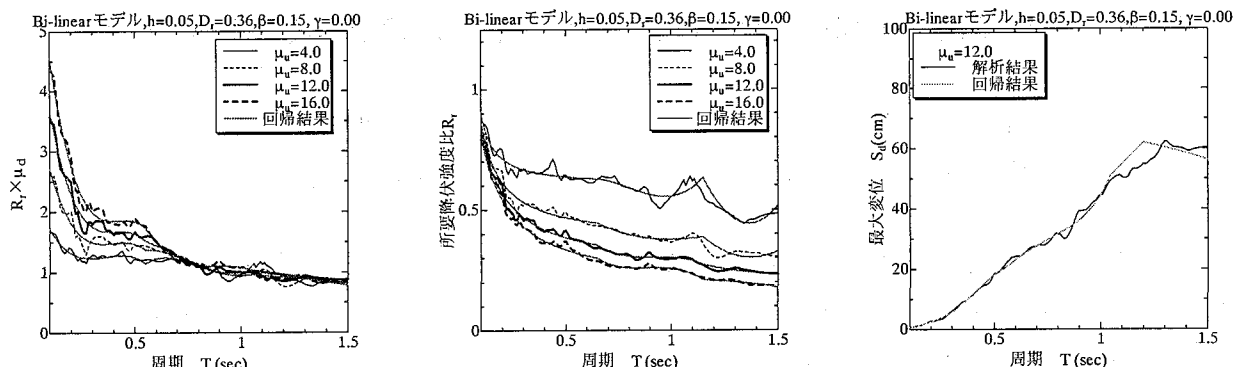


図1 解析結果と回帰結果の比較

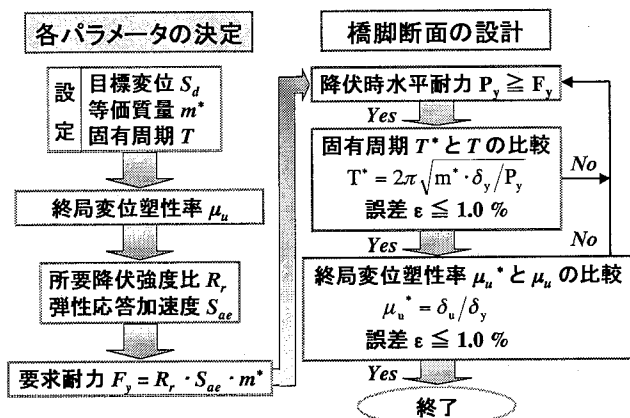


図2 設計フロー

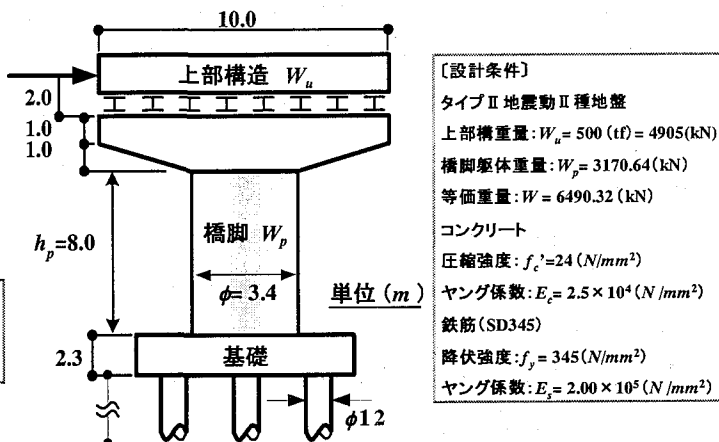


図3 設計橋脚の形状および設計条件

表3 設計結果

5. 単柱式 RC 橋脚の設計例 本研究では、先に述べた、 $\beta=0.0$ と $\beta=0.15$ とした場合の変位応答スペクトル S_d の回帰式を用い、図2に示す設計フロー²⁾に従って、II種地盤における重要度B種の橋がタイプII地震動を受けた場合を対象として、図3に示すような設計条緒元をもつ単柱式RC橋脚の変位に基づく耐震設計を行った。その際、上部構造の慣性力作用位置における目標変位を16(cm)とし、橋脚の固有周期は0.5(sec)前後を目標とした。表3にその設計結果を保耐法による設計結果と比較して示しておく。

6. おわりに 表3から分かるように、変位に基づく耐震設計法では、 $\beta=0.15$ とし履歴損傷を考慮した場合の方がこれを無視した場合より、また、変位に基づく耐震設計法の方がより大きな保有水平耐力や終局変位塑性率を必要とする結果となり、橋脚の降伏後の粘りや強度を期待できる設計となる。

7. 参考文献 1) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002.12。

2) 周濱他：変位に基づく橋脚の耐震設計に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol. 50A，pp. 467-476，2004. 3。

	変位に基づく耐震設計		地震時保有 水平耐力法
	$\beta=0.15$	$\beta=0.00$	
降伏時保有水平耐力 P_y (kN)	5469.980	5354.720	4774.910
目標-要求耐力 F_y (kN)	5449.566	5346.541	4737.934
降伏変位 δ_y (cm)	5.212	5.140	4.809
終局変位 δ_u (cm)	41.051	35.791	22.183
躯体剛性 K (kN/mm)	105.868213	104.177432	99.2911208
変位塑性率 μ_d	3.130	3.127	-
最大応答塑性率 μ_r	2.656	2.750	3.329
許容塑性率 μ_a	5.632	4.990	3.409
許容変位 $\delta_y \times \mu_a$ (cm)	-		16.010
目標変位 S_d (cm)	16.0		
誤差 ε_d	-		0.060%
固有周期 T^* (sec-)	0.49887	0.50072	0.51289
目標-固有周期 T (sec-)	0.495	0.500	0.510
誤差 ε_T	0.782%	0.143%	0.566%
終局変位塑性率 μ_u^*	7.8762	6.9632	4.6128
目標-終局変位塑性率 μ_u	7.948	6.985	-
誤差 ε_μ	0.375%	0.312%	-
主鉄筋のかぶり (mm)	1段目	130	
	2段目	250	
主鉄筋(D29)の本数 (本)	92	90	79
主鉄筋比	1.387%	1.288%	1.118%
帯鉄筋(D19)のピッチ (mm)	39.0	44.5	81.0
帯鉄筋比	0.936%	0.820%	0.451%