

I-43 復元力履歴特性の相違が道路橋 RC 橋脚の変位に基づく耐震設計法に及ぼす影響

徳島大学大学院 学生員 ○山尾 憲司
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 本研究は、復元力履歴特性の相違が単柱式 RC 橋脚の変位に基づく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たものである。具体的には、*Bi-linear* モデル、*Q-hyst* モデルなど 2, 3 の異なる復元力履歴特性を有する 1 自由度系を対象として、道示¹⁾ のレベル 2, Type II, 及び II 種地盤対応の標準加速度応答スペクトルに適合する模擬地震動 12 波を入力した非弾性応答解析結果をもとに、修正 Park らの損傷指標 D の所定値 $D = 0.36$ (表 1 参照) を満たす、変位応答の(平均値+標準偏差)スペクトルを求め、その回帰式を導いた。そして、これらの回帰式を変位に基づく耐震設計法²⁾に適用し、*Bi-linear* モデル、*Q-hyst* モデルなどの復元力履歴特性をもつ単柱式 RC 橋脚の設計を行い、履歴モデルの相違が(3. 参照)がその設計結果に及ぼす影響について比較したものである。

2. 修正 Park らの損傷指標 本研究では、損傷制御型の設計を念頭に置き、地震による構造物の損傷を定量的に評価するための指標として、式(1)に示す修正 Park らの損傷指標 D を用いた。この損傷指標 D の値と構造物の損傷状態との関係は必ずしも定かではないが、Geobarah らが提案した表 1 の相互関係²⁾を参照し、道示の耐震性能レベル 2 に対応する修復可能限界 $D = 0.36$ を所定値とした。

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

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

ここで、 μ_d 、 μ_h 及び μ_u は、それぞれ変位塑性率、エネルギー塑性率及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。

3. 構造特性値・復元力特性・入力地震動 本研究では、非弾性応答解析の対象とした 1 自由度系の各構造特性値としては表 2 に示す値を用いた。そして、復元力履歴特性としては、完全弾塑性型の *Bi-linear* モデル及び *Q-hyst* 型モデルを用い、式(2)に示す *Q-hyst* 型モデルの除荷剛性 K_t の低下指数 α を、表 2 のように、3 通りに変化させた。

表 2 構造特性値

減衰定数 h	0.05
弾塑性剛性比 γ	0.00
終局変位塑性率 μ_u	2.0 おきに 2.0 ~ 20.0
固有周期 T	0.1 ~ 1.5 秒の範囲 (0.01 秒刻み)
正の係数 β	0.15
除荷時剛性低下指数 α	0.0, 0.4, 1.0

$$K_t = K_0 \cdot (x_y / x_{\max})^\alpha \quad (2)$$

ここで、 x_y 、 $x_{\max}$ は、それぞれ降伏変位、それまでに経験した最大変位である。

つぎに、入力地震動としては、別途作成されている、道示¹⁾のレベル 2, Type II, 及び II 種地盤対応の標準加速度応答スペクトルに適合する模擬地震動 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、1. でも述べたように、入力地震動 12 波による変位応答スペクトルの平均値にそれらの標準偏差を加えた(平均値+標準偏差)スペクトルを対象として回帰式を導いた。その際、式(3)の関係を用いて、変位塑性率 μ_d と所要降伏強度比 R_r との積 $\mu_d \times R_r$ に対する(平均値+標準偏差)スペクトルの回帰式を求め、これと、模擬地震動作成時の目標とした、道示¹⁾の弾性加速度応答スペクトル S_{ae} を介して間接的に設計用変位応答スペクトル S_d に対する回帰式を導いた。また、設計地震力の算定に必要な(式(4)参照)所要降伏強度比スペクトル R_r の回帰式も導いた。なお、これらの $\mu_d \times R_r$ 、及び R_r に対する回帰は、表 2 に示す、終局変位塑性率 μ_u ごとに回帰係数を求めておき、任意の μ_u の値については線形補間により回帰した。このようにして求めた $\mu_d \times R_r$ 、 R_r 及び S_d の回帰結果(細線)を、解析結果(太線)と比較して、図 1 に示しておく。

$$S_d = \mu_d \cdot R_r \cdot (T/2\pi)^2 \cdot S_{ae} \quad (3), \quad F_y = m^* \cdot R_r \cdot S_{ae} \quad (4)$$

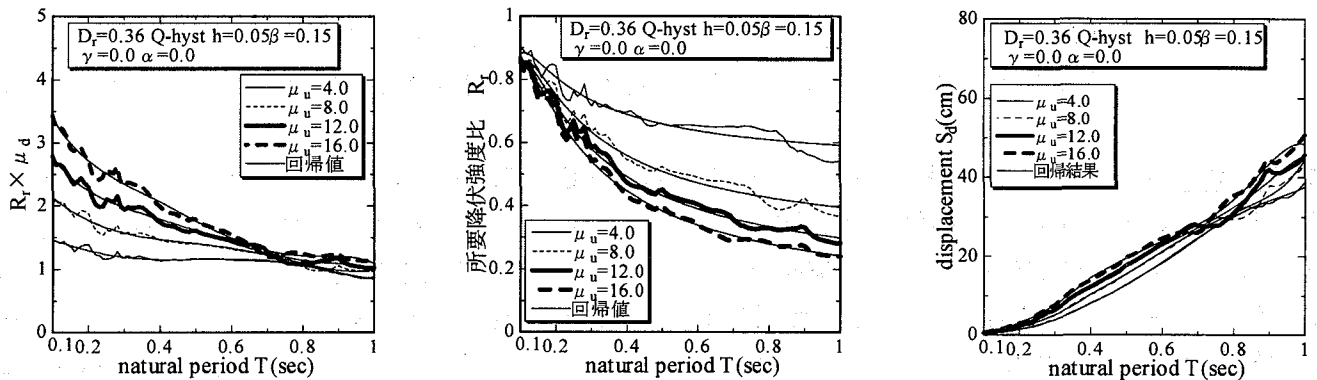


図1 解析結果と回帰結果の比較 (Type II, II 種地盤)

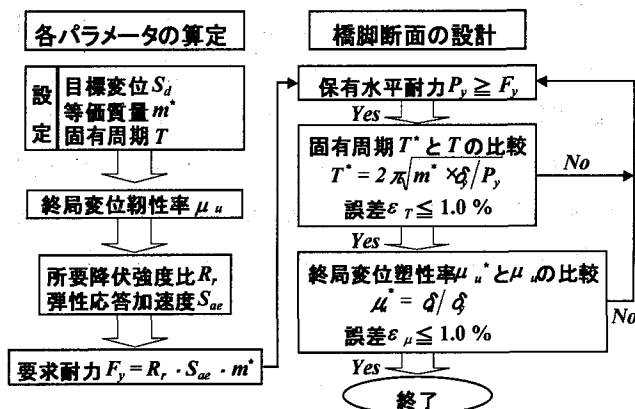


図2 設計フロー

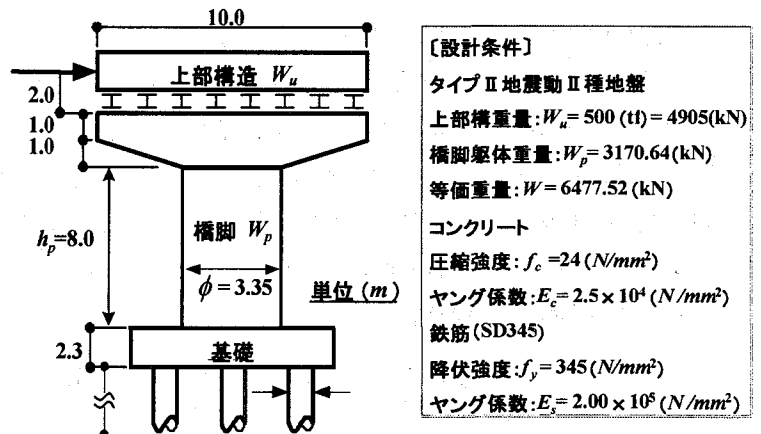


図3 設計橋脚の形状及び設計条件

5. 単柱式 RC 橋脚の設計例 本研究では, 4. で求めた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 種地盤上の重要度 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に示す形状寸法並びに設計条件を有する単柱式 RC 橋脚の変位に基づく耐震設計を試みた. 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 秒前後を目標として, 前述した 4 通りの復元力履歴モデルについて設計した. その結果を比較して示すと表3のようである.

6. おわりに 設計用の (平均値 + 標準偏差) 変位応答スペクトル S_d は, 4. で述べた方法により, 比較的精度良く回帰できる. また, 表3より, 短柱式 RC

橋脚の復元力履歴特性を Bi-linear モデルとした場合に比べ, Q-hyst モデルとした場合の方が大きな保有水平耐力並びに終局変位塑性率を必要とする. ただし, その傾向は除荷剛性 K_r の低下指数 α の値によって異なる.

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, 平尾潔他: 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. 3) 中屋敷誠司: 変位に基づく単柱式 RC 橋脚の耐震設計法に関する一研究, 徳島大学卒業論文, 2004.2.

表3 設計結果

復元力モデル	Bi-linear	Q-hyst($\alpha=0.0$)	Q-hyst($\alpha=0.4$)	Q-hyst($\alpha=1.0$)
目標変位 S_d (cm)	16	16	16	16
保有水平耐力 P_y (kN)	5389.468	5703.328	5987.067	6961.730
要求耐力 F_y (kN)	5379.213	5701.366	5938.340	6933.641
降伏剛性 K (kN/cm)	1023	1056	1094	1233
降伏変位 δ_y (cm)	5.268	5.400	5.473	5.648
終局変位 δ_u (cm)	40.355	46.690	45.683	37.495
固有周期 T^*	0.505	0.497	0.488	0.460
目標固有周期 T	0.500	0.500	0.492	0.462
誤差 ε_T	0.952%	0.639%	0.779%	0.460%
終局変位塑性率 μ_u^*	7.661	8.646	8.347	6.639
目標終局変位塑性率 μ_u	7.650	8.707	8.323	6.606
誤差 ε_μ	0.144%	0.700%	0.282%	0.494%
主鉄筋のかぶり (mm)	100			
主鉄筋 (D32) の本数 (本)	73	78	83	101
主鉄筋比	1.316%	1.406%	1.496%	1.820%
帯鉄筋 (D19) のピッチ (mm)	38.5	32.5	33	37
帯鉄筋比	0.945%	1.119%	1.102%	0.983%