

I-24 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

徳島大学大学院 学生員 ○中屋敷 誠司 徳島大学工学部 フェロー 平尾 潔
 徳島大学工学部 正 員 成行 義文 徳島大学大学院 学生員 山本 征太郎
 徳島大学大学院博士後期課程 学生員 周 濱

1. はじめに 本研究では、構造物の新たな耐震設計法として注目されている変位に基づく耐震設計法を導くための一研究として、修正 Park らの損傷指標 D を用い、構造物の目標とする損傷度(表-1 参照)に対応した変位応答スペクトルの回帰式を、非弾性地震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、その設計結果と現行の地震時保有水平耐力法¹⁾による設計結果との比較検討を行った。

2. 修正 Park らの損傷指標 本研究では、損傷制御型の設計を行うことを目的として、式(1)の修正 Park らの損傷指標 D を採用し、この指標 D の値を表-1 に示す構造物の損傷状態と対応するように²⁾、損傷指標 $D=0.18$, 0.36 および 0.60 とした場合の変位応答スペクトルを求めた。

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

ここに、 μ_d は変位靱性率、 μ_h はエネルギー靱性率、 μ_u は終局変位靱性率、 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、非弾性応答解析で用いる構造特性値および 1 自由度系の復元力特性として、表-2 に示すものを用いた。また、入力地震動として、我が国の道路橋示方書¹⁾のレベル 2 地震動(タイプ I, II)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、I 種, II 種, III 種の各地盤に対する、それぞれ 12 波、計 72 波の模擬地震動を用いた。

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て、図-1 に示すようにそれぞれ 12 波の解析結果を平均して標準偏差を加えた変位応答スペクトルを用いて設計を行うことにした。しかし、この変位応答スペクトルは、図-1 に示すように複雑に変化し、これをそのまま設計に用いることは困難である。そこで本研究では、損傷指標 $D=0.36$ 、減衰定数 $h=0.05$ 、正の係数 $\beta=0.15$ 、および弾塑性剛性率 $\gamma=0.00$ とした場合について、式(2)の関係から、所要降伏強度比 R_r と変位塑性率 μ_d の積、 $R_r \times \mu_d$ に対する回帰式を導き、これと道路橋示方書の標準加速度応答スペクトル S_{ae} をかけ合わせることで、変位応答スペクトル S_d を間接的に求めた³⁾。その際、終局変位靱性率 $\mu_u = 2.0 \sim 20.0$ までの各偶数値について、 $R_r \times \mu_d$ を式(3)、(4)のように、固有周期 T の関数として回帰した。また、目標とする要求耐力を導くために必要な所要降伏強度比 R_r も式(5)のように、固有周期 T の関数として回帰した。一方、終局変位靱性率 μ_u が $2.0 \sim 20.0$ までの偶数以外の任意の値については、先に求めた偶数値に対する回帰係数を直線補間することで、任意の終局変位靱性率 μ_u に対する回帰係数を算定し、間接的に回帰式した。一例として、 $R_r \times \mu_d$ 、所要降伏強度比 R_r および変位応答スペクトル S_d の回帰結果と解析結果の比較を図-2 に示す。

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

$$R_r \times \mu_d = A_0/T^2 + A_1/T + A_2 \quad (\text{タイプ I}) \quad (3)$$

$$R_r \times \mu_d = B_0 + B_1 \cdot T + B_2 \cdot T^2 + B_3 \cdot T^3 + B_4 \cdot T^4 + B_5 \cdot T^5 \quad (\text{タイプ II}) \quad (4)$$

$$R_r = C_0/T^2 + C_1/T + C_2 \quad (5)$$

ここで、 $A_0 \sim A_2$, $B_0 \sim B_5$ および $C_0 \sim C_2$ は回帰係数を表す。

表-1 損傷指標と損傷状態

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

表-2 構造特性値と復元力特性

減衰定数 h	0.02 ~ 0.10
弾塑性剛性率 γ	0.00 ~ 0.10
終局変位靱性率 μ_u	2.0 ~ 20.0
固有周期 T	0.1 ~ 1.0 (秒)
正の係数 β	0.00 ~ 0.15
復元力特性	Bi-linear

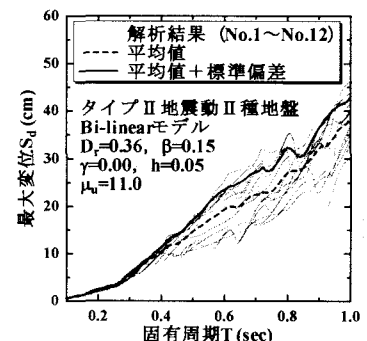


図-1 変位応答スペクトル

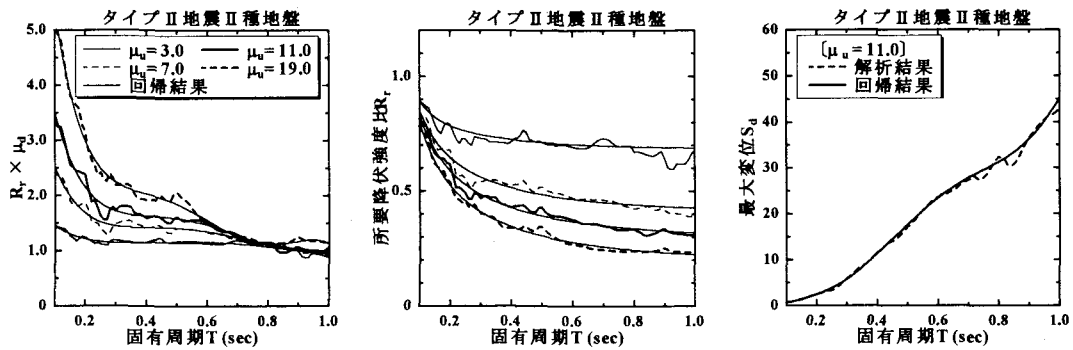


図-2 解析結果と回帰結果の比較

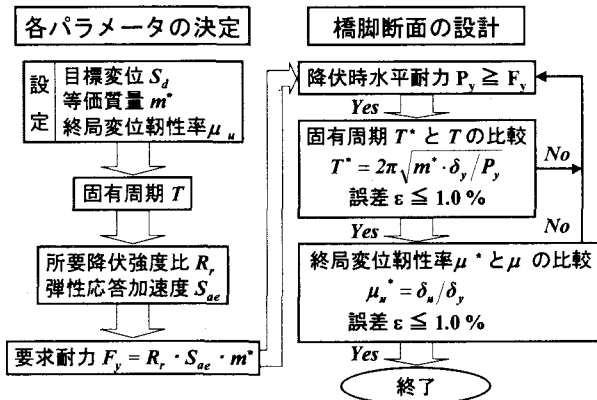


図-3 設計フロー

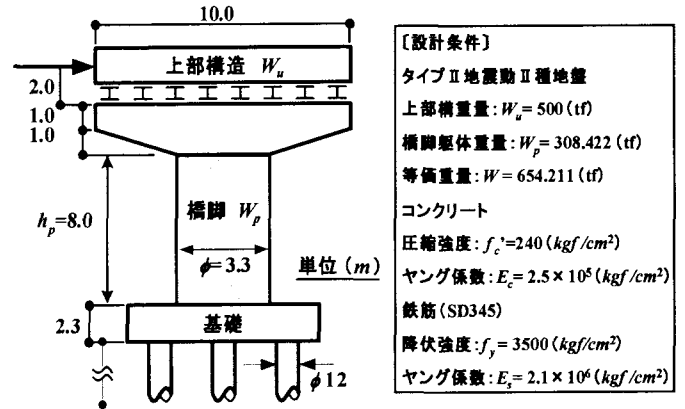


図-4 設計橋脚の形状および設計条件

5. 単柱式 RC 橋脚の設計例 本研究では、先に求めた変位応答スペクトルの回帰式を用い、図-3に示す設計フローに従って、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に、図-4に示すような形状寸法および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での目標変位を20(cm)、橋脚の目標とする終局変位靱性率を11.0とした。また、設計法の相違による設計結果の影響を調べるために、現行の地震時保有水平耐力法(保耐法)¹⁾による設計結果と比較した。ここで、保耐法における許容塑性率と地震応答解析により求めた変位靱性率の間には理論的な対応関係はないが、保耐法における設計では降伏変位と許容塑性率の積で表した許容変位が目標変位とほぼ等しくなるように設計を行った。設計結果を表-3に比較して示す。表より、変位に基づく耐震設計法の方が、保耐法よりも橋脚の帯鉄筋のピッチが短くなり、終局変位靱性率は大きくなっていることがわかる。このことから、変位に基づく耐震設計法の方が降伏後の靱性に期待できる設計であるといえる。

表-3 設計結果

	変位に基づく耐震設計法	地震時保有水平耐力法
保有水平耐力 P_y (tf)	447.160	429.268
目標-要求耐力 F_y (tf)	445.950	425.237
降伏変位 δ_y (cm)	4.984	4.754
終局変位 δ_u (cm)	54.351	27.426
躯体剛性 K (tf/m)	8972	9030
許容塑性率 μ_s	7.603	4.179
許容変位 $\delta_y \times \mu_s$ (sec)	-	19.869
目標変位 S_d (cm)	20.0	
誤差 ϵ_d	-	0.665%
固有周期 T^* (sec)	0.542	0.540
目標-固有周期 T (sec)	0.540	
誤差 ϵ_T	0.316%	0.006%
終局変位靱性率 μ_u^*	10.905	5.769
目標-終局変位靱性率 μ_u	11.0	-
誤差 ϵ_μ	0.863%	-
主鉄筋のかぶり (mm)	1段目	95
	2段目	169
主鉄筋の本数 (本)	70	68
主鉄筋比	1.052%	1.021%
帯鉄筋のピッチ (mm)	65	127
帯鉄筋比	1.134%	0.580%

6. おわりに 変位応答スペクトルは、 $R_r \times \mu_d$ の回帰式と道路橋示方書の S_{ae} をかけ合わせることで、比較的精度良く導くことができた。また、変位に基づく耐震設計法は、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法よりも降伏後の靱性に期待できる設計となった。

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年3月。

2) Geobarah, A., Aly, N. M., El-Attar, M.: Seismic reliability assessment of existing reinforced concrete buildings. Journal of Earthquake Engineering. Vol. 2, No. 4, pp. 569-592, 1998.

3) Peter Fajfar: Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, Earthquake Engng. Struct. Dyn. 28, 979-993, 1999.