

I-14 変位に基づく単柱式 RC 橋脚の耐震設計法に関する基礎的研究

徳島大学大学院 学生員 ○山本 征太郎 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 (株)エムテック 正 員 藤本 真也

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基礎的研究として、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、設計に用いる変位応答スペクトルの相違が設計結果に及ぼす影響について、若干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念頭 表-1 損傷指標と損傷状態に、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 0.1, 0.2, 0.4 および 0.6 とした場合の変位応答スペクトルを求めた。

損傷状態	損傷指標
使用可能限界	0.20
修復可能限界	0.40
崩壊	0.60

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

ここに、 μ_d は変位塑性率、 μ_h はエネルギー靱性率、 μ_u は終局変位塑性率、 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²⁾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模擬地震動と、1968 年・日向灘沖地震、1978 年・宮城県沖地震、1983 年・日本海中部地震、1993 年・北海道南西沖地震、1994 年・北海道東方沖地震、1995 年・兵庫県南部地震の実地震動記録をもとに振幅調整を行って作成された模擬地震動(以下ではこの模擬地震動を実地震動と呼ぶ)をそれぞれ入力地震動として用いた。また、I 種、II 種、III 種の各地盤に対して、模擬地震動はそれぞれ 12 波の計 72 波、実地震動はそれぞれ 3 波の計 18 波とした。

表-2 構造特性値と復元力特性

減衰定数 h	0.02~0.10
弾塑性剛性比 γ	0.00~0.20
終局変位塑性率 μ_u	2.0~20.0
固有周期 T	0.1~3.0 (秒)
正の係数 β	0.00~0.30
復元力特性	Bi-linear, Q-hyst

4.変位応答スペクトルの回帰式 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、式(2)の関係から、所要降伏強度比 R_r の回帰式および変位塑性率 μ_d の回帰式をそれぞれ導き、これと道路橋示方書の標準加速度応答スペクトル S_{ae} をかけ合わせるにより、変位応答スペクトルを間接的に求めた³⁾。その際、所要降伏強度比 R_r と変位塑性率 μ_d をそれぞれ固有周期 T と終局変位塑性率 μ_u の関数として、式(3)~(6)のように回帰した。例として、模擬地震動における所要降伏強度比 R_r 、変位塑性率 μ_d および変位応答スペクトル S_d の解析結果と回帰結果の比較を図-2 に示す。

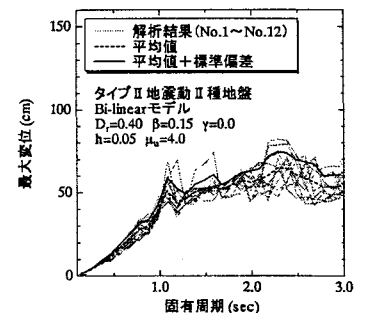


図-1 変位応答スペクトル

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

$$\text{(タイプ I)} \quad R_r = (A_0/\mu_u^2 + A_1/\mu_u + A_2) + (A_3/\mu_u^2 + A_4/\mu_u + A_5) \cdot \ln(T) \quad (3)$$

$$\text{(タイプ II)} \quad R_r = (B_0/\mu_u^2 + B_1/\mu_u + B_2)/T^2 + (B_3/\mu_u^2 + B_4/\mu_u + B_5)/T + (B_6/\mu_u^2 + B_7/\mu_u + B_8) \quad (4)$$

$$\text{(タイプ I : } T \leq 1.7, \text{ タイプ II : } T \leq 2.0) \quad \mu_d = (C_0 + C_1 \cdot \mu_u) + (C_2 + C_3 \cdot \mu_u) \cdot T + (C_4 + C_5 \cdot \mu_u) \cdot T^2 \quad (5)$$

$$\text{(タイプ I : } 1.7 \leq T, \text{ タイプ II : } 2.0 \leq T) \quad \mu_d = (D_0 + D_1 \cdot \mu_u) + (D_2 + D_3 \cdot \mu_u) \cdot T \quad (6)$$

ここで、 $A_0 \sim A_5$, $B_0 \sim B_8$, $C_0 \sim C_5$ および $D_0 \sim D_3$ は回帰係数を表す。

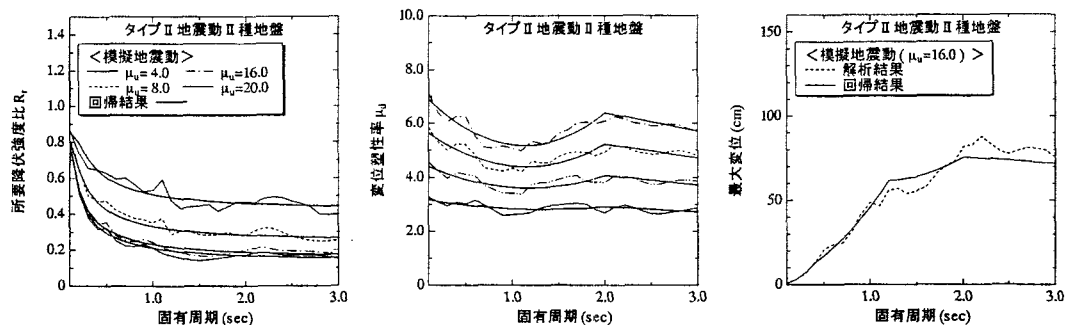


図-2 解析結果と回帰結果の比較

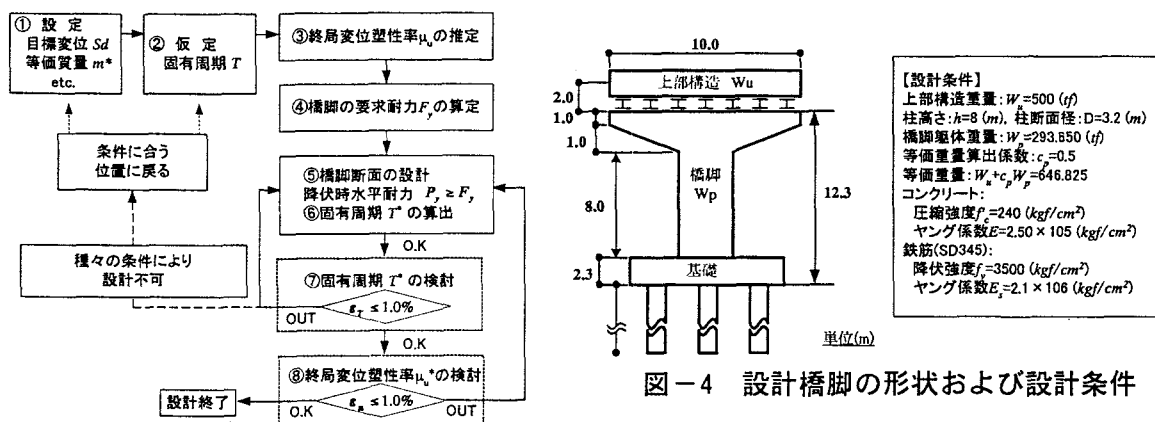


図-3 設計フロー

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 に示すその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)、橋脚の目標とする固有周期を 0.600(sec)とした。また、変位応答スペクトルの相違、すなわち、入力地震動として模擬地震動を用いた場合と実地震動を用いた場合の相違による、設計結果を表-4 に比較して示す。表より、模擬地震動の方が、実地震動よりも橋脚の降伏時水平耐力が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を導くためには、より適切な変位応答スペクトルの構築が必要と思われる。設計に用いる入力地震動の相違、すなわち、変位応答スペクトルの入力地震動には、状況に応じたより適切な入力地震動の選定が必要である。

6. おわりに 変位応答スペクトルは、所要降伏強度比、変位塑性率および標準加速度応答スペクトルを用いることにより、比較的精度良く回帰できる。また、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 橋脚の設計に適用した結果、入力地震動の異なる変位応答スペクトルを設計に用いることにより、橋脚の要求耐力に大きな違いが見られた。このことより、変位に基づく耐震設計法を導くためには、より適切な変位応答スペクトルの構築が必要と思われる。

7. 参考文献

- 1) 三上 卓: 損傷制御に基づく耐震設計用各種応答スペクトルの開発に関する研究, 徳島大学大学院博士論文, 2000 年 3 月。
- 2) 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。
- 3) Peter Fajfar: Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, Earthquake Engng. Struct. Dyn. 28, 979-993, 1999.

表-3 設計結果

入力地震動	模擬地震動	実地震動
目標変位 S_d (cm)	20	
保有水平耐力 P_y (tf)	383.289	338.814
要求耐力 F_y (tf)	380.591	333.506
躯体剛性 K (tf/m)	7355	7090
降伏変位 δ_y (cm)	5.211	4.779
終局変位 δ_u (cm)	61.795	70.233
固有周期 T^* (sec)	0.595	0.606
目標-固有周期 T (sec)	0.600	
誤差 ϵ_T	0.852%	0.989%
終局変位塑性率 μ_u^*	11.859	14.696
目標-終局変位塑性率 μ_u	11.801	14.808
誤差 ϵ_μ	0.488%	0.755%