

徳島大学大学院 学生員 ○藤本 真也 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 中央コンサルツ(株) 正 員 福本 年宏

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ベース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をもとに導いた。そして、この回帰式を単柱式 RC 橋脚の変位ベース設計法を適用し、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ならびに、現行の地震時保有水平耐力法による設計結果との相違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、地震による構造物の損傷度を評価する指標として、式(1)の修正 Park らの損傷指標 D を採用した。なお、この指標 D の値と構造物の損傷状態との対応関係は、おおよそ表-1 のようである¹⁾。

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

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. 入力地震動・復元力特性・構造特性値 本研究では、非弾性応答解析を行う際の入力地震動として、道路橋示方書・V耐震設計編に規定されている Level2 地震動(タイプ I, II)の I, II, III 種地盤に対応する動的解析用の標準加速度応答スペクトルを目標として作成した計 360 波の模擬地震動を用いた。また、1 自由度系の復元力特性及び構造特性値としては、表-2 に示すものを用いた。

表-1 損傷指標と損傷状態

損傷指標	損傷状態
0.2	使用可能限界
0.4	修復可能限界
0.6	崩壊

表-2 復元力特性および構造特性値

復元力特性	Bi-linear, Q-hyst
減衰定数 h	0.02, 0.05, 0.07
弾塑性剛性比 γ	0.00, 0.05, 0.10
終局変位靱性率 μ_u	1.0 (弾性応答)
	2.0, 4.0, 6.0, 8.0
正の係数 β	0.00, 0.15
固有周期 T	0.1 ~ 3.0 秒 (0.1 刻み)

4. 変位応答スペクトルの回帰 非弾性変位応答スペクトルは、図-1 に示すように複雑に変化し、これをそのまま変位ベース設計法に用いることは困難である。そこで本研究では、式(2)の関係を考慮して、非弾性変位応答スペクトルをそのまま回帰するかわりに、まず、非弾性応答解析より求まる D の所定値 D_r を満たす所要降伏強度比 R_r と変位靱性率 μ_d に対する回帰式を固有周期 T と終局変位靱性率 μ_u をパラメータとして式(3)~(5)のように導き、これらと、道路橋示方書・V耐震設計編に示される弾性標準加速度応答スペクトル S_{ae} の値を式(2)に代入し、 S_d の回帰式を導いた²⁾。なお、それぞれの回帰結果を図-2 に示した。

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

$$\begin{cases} \mu_d(T) = D_0 \cdot T + D_1 & (\text{タイプ I} \cdot \text{II}) \end{cases} \quad (3)$$

$$R_r(\mu_u, T) = (C_0 + C_1/\mu_u + C_2/\mu_u) + (C_3 + C_4/\mu_u + C_5/\mu_u) \cdot \ln(T) \quad (\text{タイプ I}) \quad (4)$$

$$R_r(\mu_u, T) = (C_0' + C_1'/\mu_u + C_2'/\mu_u^2) + (C_3' + C_4'/\mu_u + C_5'/\mu_u^2)/T + (C_6' + C_7'/\mu_u + C_8'/\mu_u^2)/T^2 \quad (\text{タイプ II}) \quad (5)$$

ここで、 $C_0 \sim C_5$ 、 $C_0' \sim C_8'$ 及び $D_0 \sim D_1$ は回帰係数を表す。

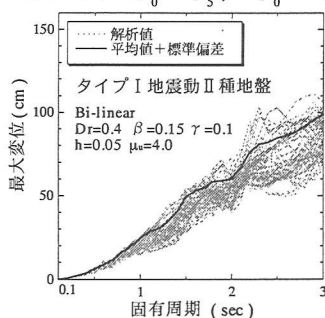


図-1 変位応答スペクトル

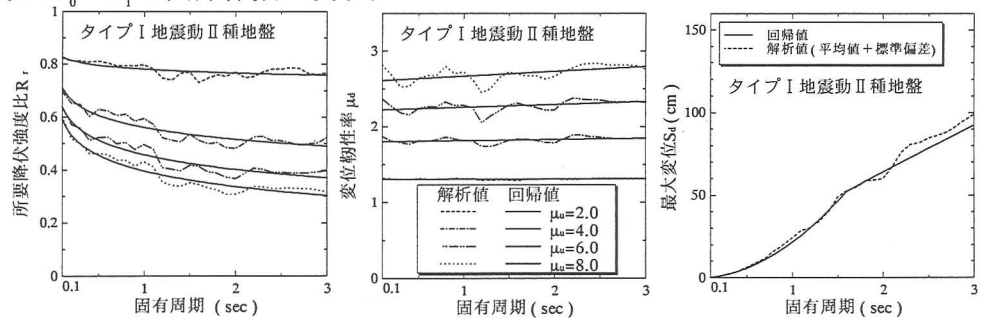


図-2 解析結果と回帰結果の比較

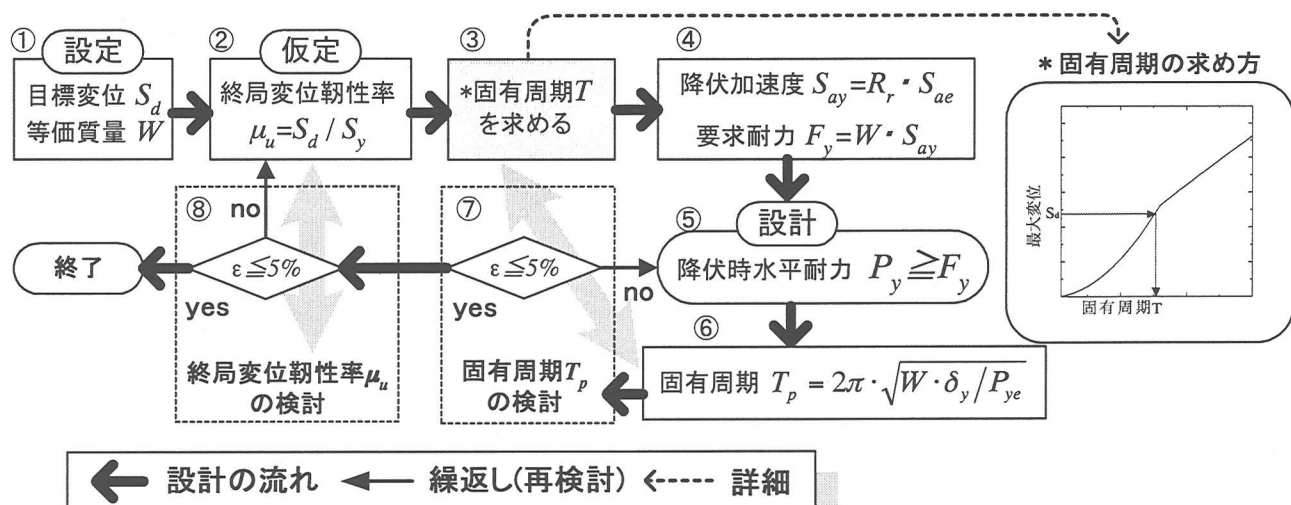


図-3 設計フロー

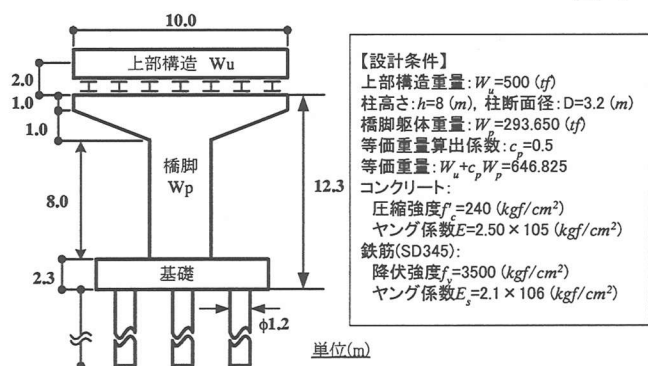


図-4 設計橋脚の形状寸法および設計条件

表-2 設計結果

	保有水平耐力法	$\beta = 0.00$	$\beta = 0.15$
降伏時水平耐力: P_{ye} (tf)	452.940	452.154	451.785
躯体剛性: K (tf/m)	7469	8428	8222
引張主鉄筋比: P_t (%)	1.2771	0.9989	1.0333
降伏変位: δ_y (cm)	6.064	5.365	5.495
終局変位: δ_u (cm)	30.098	37.743	52.824
終局変位靱性率: μ_u'	4.963	7.035	9.613
固有周期: T_p (sec)	0.584	0.556	0.563

5. 単柱式 RC 橋脚の設計例 図-4 に示す形状寸法および設計条件を持つ単柱式 RC 橋脚を、4 章で求めた非弾性変位応答スペクトルの回帰式を用いて、単柱式 RC 橋脚を変位ベース設計法により設計した。その際、上部構造の慣性力作用位置での目標変位を 20 (cm) とし、 $(\beta = 0.00, \gamma = 0.0)$ と $(\beta = 0.15, \gamma = 0.0)$ の場合 (共に $h = 0.05, D_r = 0.4$) の変位応答スペクトルの回帰式を用いて、図-3 の設計フローに従って設計し、損傷指標 D (式 (1)) における正の係数 β の相違が設計結果に及ぼす影響について比較検討を行った。また、地震時保有水平耐力法による設計結果との比較も行ない、設計方法の相違が設計結果に及ぼす影響についても若干の考察を行った。それぞれの設計結果を比較に示すと表-3 のようである。なお、これらの結果はすべて降伏時の水平耐力がほぼ等しくなるように、設計したものである。表より、正の係数 β の増加、すなわち構造物の累積的損傷の程度が大きくなると、終局変位 δ_u (終局変位靱性率 μ_u') を大きくし、降伏後のねばりが期待できるように設計しておく必要があることが分かる。更に、変位ベース設計法の結果と地震時保有水平耐力法の結果を比較すると、変位ベース設計法の方が同等な降伏時水平耐力を有する場合、より靱性に富んだ設計になっていることが分かる。

6. おわりに 非弾性変位応答スペクトルは、所要降伏強度比 R_r 、変位靱性率 μ_u および標準加速度応答スペクトル S_{ae} を用いて比較的精度良く回帰でき、その回帰式を用いた変位ベース設計法を単柱式 RC 橋脚の設計に適用した結果、式 (1) の正の係数 β の増加に伴い、すなわち、変位応答スペクトルの値が大きくなると、降伏後の粘りをより大きく期待する設計となる。また、同等な降伏時水平耐力を有する場合、地震時保有水平耐力法に比べ、変位ベース設計法の方が降伏後の粘りをより期待した設計となる。

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