

力及び変位に基づく 単柱式 RC 橋脚の耐震設計に関する基礎的研究

平尾 潔¹・坂上幸謙²・成行義文³・澤田 勉⁴

¹フェロー会員 工博 徳島大学教授 工学部建設工学科(〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1)
E-mail: cvsteng@ce.tokushima-u.ac.jp

²正会員 修士(工学) 日立造船㈱(〒559-8559 大阪市住之江区南港北 1-7-89)

³正会員 博士(工学) 徳島大学助教授 工学部建設工学科(〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1)

⁴正会員 工博 徳島大学教授 工学部建設工学科(同上)

本研究では、加速度-変位応答スペクトルを用いた力及び変位に基づく構造物の新たな耐震設計法を導くための基礎的研究として、Bi-linear 型 1 自由度系が道路橋示方書 V 耐震設計編のレベル 2 地震動に適合する模擬地震動各 12 波を受けた場合の損傷制御型加速度-変位応答スペクトルを非弾性応答解析より求め、その回帰式を導いた。そして、この回帰式を用い、単柱式 RC 橋脚の目標強度と目標変位を同時に満たす一耐震設計法、すなわち「力及び変位に基づく設計法」を提案し、この設計法と現行の地震時保有水平耐力法による設計結果を比較・検討した。その結果、提案法の方が耐力が同じであれば大きな靱性を、また、応答変位が同じであれば大きな耐力を必要とし、安全側の設計となるなどの興味ある結果を得た。

Key Words : acceleration-displacement response spectra, modified Park-Ang's damage index, force and displacement based seismic design, single RC pier

1. 概 説

現在、構造物の耐震設計法としては、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁾ (以下、道示と呼ぶ)に代表されるように、加速度応答スペクトルをもとに対象とする構造物の設計地震力を定め、レベル 1 の中小地震動に対してはその使用性を堅持するように、また、発生する確率は低いが大変大きな強度を持つレベル 2 地震動に対しては必要な耐力を保有するように設計する、いわゆる「力に基づく設計法」が主流である。

しかし、このような力に基づく設計法では、一般に、設計地震力を構造物の許容変位塑性率に応じて低減しているが、設計された構造物の応答変位塑性率が、設計地震力算定時の許容変位塑性率に近いものになっているか否かの照査が規定されていないことなど、改良すべき点が残されている。また、元来、力(応力)は変形(ひずみ)によって定まるものであり、地震による構造物の損傷の程度すなわち各種の要求性能等も力より変形量の方が表し易く、地震作用時の構造物の応答、ひいては損傷をより明確に記述できることなどから、最近では、強震時構造物の耐震安全性とより密接な関係にある変位(変形)を基準とした設計法、すなわち、変位応答スペクトルを用いた「変位に基づく設計法」が提案・検討されてきてい

るが^{2),3),4)}、この新たな設計法と現行の「力に基づく設計法」との関係は未だ定かではない。

このような背景のもと、Fajfar^{5),6)}は、Freeman らによって提案された、「キャパシティースペクトル法」における加速度-変位応答スペクトル (Acceleration-Displacement Response Spectra) を非弾性応答解析より求め、これと構造物のキャパシティースペクトル (Capacity Spectrum) とを対比して、強震時構造物の安全性を簡便に照査する方法を提案している。この方法は構造物の耐震安全性を力及び変位の両面から照査でき、今後、より合理的な耐震設計法を導く上で有用と思われる⁷⁾。

そこで本研究では、この加速度-変位応答スペクトルを用いた新たな耐震設計法(耐震安全性照査法)を我が国の道路橋に適用するための基礎的研究として、まず始めに、道示のレベル 2 地震動の加速度応答スペクトルに適合する模擬地震動 72 波を作成した。ついで、道示の地震時保有水平耐力法(以下、保有耐力法と呼ぶ)に倣い、塑性剛性を零とした Bi-linear 型 1 自由度系を対象として、その損傷の程度が、修正 Park らの損傷指標 D の所定値 $D_f=0.4$ を満たし、ほぼ修復可能限界となる損傷制御型の加速度-変位応答スペクトルを模擬地震動入力による非弾性エネルギー応答解析より求め、その回帰式を導いた。そして、この回帰式を用いた単柱式 RC 橋脚のキャパシ

ティースペクトル法による耐震設計，すなわち橋脚がその目標強度と目標変位を同時に満足するように設計する「力及び変位に基づく設計法」を提案し，この設計法による設計計算結果と現行の保有耐力法による結果を比較・検討した．その結果，提案法の方が，その目標強度と保有耐力法における設計地震力とが同じであれば，より大きな靱性を，また，両者の目標応答変位が同じであれば，より大きな保有耐力を必要とし，いずれも安全側の設計となることなど，興味ある結果が得られたので以下にその概要を報告する．

2. 力及び変位に基づく設計法

ここでは，本研究で提案した「力及び変位に基づく設計法」のもととなるキャパシティースペクトル法とこれに必要な加速度－変位応答スペクトル及び構造物のキャパシティースペクトルについて簡単に説明しておく．

(1) キャパシティースペクトル法

キャパシティースペクトル法とは，図-1に示すようなグラフ処理，すなわち，2. (3)で述べる設計対象構造物の等価1自由度系に対する荷重 Q^* －変位 D^* 関係の Q^* を等価質量 m^* で除して得られるキャパシティースペクトル⁸⁾と，この等価1自由度系の構造特性値に対応する加速度－変位応答スペクトルとを対比して描き，加速度及び変位の許容値(Capacity)と応答値(Demand)の大小関係から，力と変位に対する耐震安全性を同時に照査する設計法である．換言すれば，設計用入力地震動に対応する加速度－変位応答スペクトルを用いて，設計された構造物の保有耐力が目標強度を上回ること($S_a \geq S_a'$)と，許容変位がほぼ目標変位に等しくなること($S_d' \approx S_d$)を確認しようとする設計法である．なお前後するが，図-1及び文中の S_a ， S_a' は，それぞれ，設計された構造物の保有耐力(Q^*)を等価質量(m^*)で除した許容加速度($S_a = Q^*/m^*$)，及び許容塑性率 μ_d と降伏変位 δ_f から求まる許容変位($S_d' = \mu_d \times \delta_f$)を表し， S_a' 及び S_d は，加速度－変位応答スペクトルより定まる，応答加速度(目標加速度)，及び応答変位(目標変位)を表す．

(2) 加速度－変位応答スペクトル

(1)で述べたキャパシティースペクトル法の基本となる加速度－変位応答スペクトルは，式(3)で表される応答加速度 S_a' と応答変位 S_d の関係を，図-1のように，縦軸に加速度 S_a' ，横軸に変位 S_d をとって，プロットしたスペクトルであり，構造物の固有周期 T は応答値と原点とを結んだ放射線の傾き θ の値が分かれば，式(4)より求めることができる．

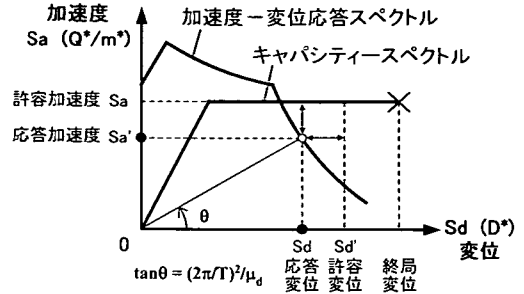


図-1 キャパシティースペクトル法

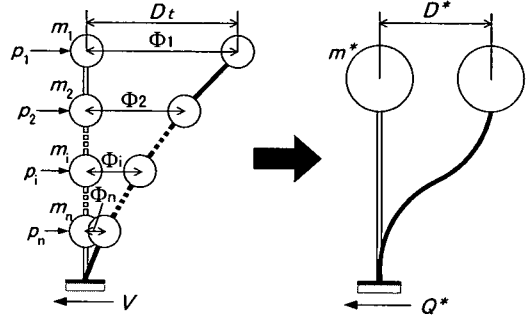


図-2 多自由度系及び等価1自由度系モデル

$$S_{de} = \frac{1}{\omega_0^2} S_{ae} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (1)$$

$$S_a' = S_{ae} \cdot R_r \quad (2)$$

$$S_d = \mu_d R_r S_{de} = \mu_d R_r \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu_d \frac{T^2}{4\pi^2} S_a' \quad (3)$$

$$\tan \theta = \frac{S_a'}{S_d} = \frac{1}{\mu_d} \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad (4)$$

ここで， S_{ae} ， S_{de} ， S_a' 及び S_d は，それぞれ，弾性応答加速度，弾性応答変位，非弾性擬応答加速度及び非弾性応答変位のスペクトル値であり， ω_0 ， R_r 及び μ_d はそれぞれ，構造物の固有円振動数，所要降伏強度比(リダクションファクターの逆数)及び変位塑性率である．

したがって，式(1)～(3)より分かるように，この加速度－変位応答スペクトルは，弾性加速度応答スペクトル S_{ae} から所要降伏強度比 R_r (3. (2)参照)及び変位塑性率 μ_d を介して求まることになる．また，4. (1)で述べるように，本研究で用いたレベル2地震動対応の模擬地震動は道示¹⁾の動的解析に用いる標準加速度応答スペクトルに適合するように作成したものである(図-4参照)．それゆえ，本研究では，式(1)～(3)の弾性応答加速度 S_{ae} として道示の標準加速度応答スペクトルの値をそのまま用いることとした．

(3) キャパシティースペクトル⁸⁾

キャパシティースペクトル法に必要な図-1のキャパシティースペクトルは，以下の手順で求められる⁸⁾．

- 1) 図-2 に示すように、まず、対象構造物を多自由度系にモデル化する。
- 2) ついで、この多自由度系に、その1次モード形や質量比等を用いて適当に仮定した⁹⁾、一定の荷重比を持つ、静的荷重 p_i ($i = 1 \sim n$) を漸増载荷し Push-Over (弾塑性) 解析を行う。
- 3) これより得られる多自由度系の総せん断力 $V = \sum p_i$ と特性点の変位 D_i との関係を求め、この $V-D_i$ 曲線の代表点 (例えば、多自由度系の降伏時) に対応する変形状比 Φ_i (図-2 参照) を決定する。
- 4) そして、 Φ_i 、 D_i と m_i 、 p_i を用いて、等価1自由度系の質量 m^* 、荷重 Q^* - 変位 D^* 関係を求める。
- 5) 最後に、求めた Q^*-D^* 関係を適当に直線近似し、この直線近似した Q^*-D^* 曲線の荷重 Q^* を質量 m^* で除し、キャパシティースペクトルを求める。

なお、本研究で対象とした単柱式 RC 橋脚は、道示では1自由度系としてモデル化されているため、本研究では、上記のような変換は行わず、道示の保有耐力法における Push-Over 解析から得られる荷重-変位関係の荷重を等価質量で除して、キャパシティースペクトルを求めている。

3. 損傷指標 D と所要降伏強度比 R

(1) 損傷指標 D

近年、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、すなわち、損傷指標が種々提案されている。本研究では、多くの実験結果に基づくこと、数式表現が簡単で取り扱い易いことなどからよく引用されている Park らの損傷指標¹⁰⁾ D を、式(5)のように、弾性応答時には D の値が負となり、非弾性応答時にのみ正となるように修正した指標 (以下、修正 Park らの損傷指標と呼ぶ) を用いて、次の3. (2) で述べるような、損傷制御型の加速度-変位応答スペクトルを求めることとした。

$$D = \frac{(\mu_d - 1) + \beta \cdot \mu_h}{\mu_u - 1} \quad (5)$$

ここで、 β は部材の断面特性等に依存した正の係数であり、 μ_d 、 μ_h 、及び μ_u は、それぞれ、次式で定義される変位塑性率、エネルギー塑性率、及び終局変位塑性率である。

$$\mu_d = x_{\max}/x_y, \quad \mu_h = E_h/(Q_y \cdot x_y), \quad \mu_u = x_u/x_y \quad (6)$$

ただし、式中の x_{\max} 、 x_y 、及び x_u は、それぞれ、最大応答変位、降伏変位及び終局変位を表し、 E_h 及び Q_y は、履歴吸収エネルギー及び降伏強度を表す。

(2) 所要降伏強度比 R

強震下における構造物の損傷を支配する重要なパラメータの1つに、式(7)で定義される降伏強度比 R がある^{11), 12)}。

$$R = Q_y/Q_{\max} = x_y/x_{\max} \quad (7)$$

ここで、 Q_{\max} 、 x_{\max} は、構造物を弾性系とみなした場合の最大応答復元力及び最大応答変位を表す。

本研究では、式(5)の損傷指標 D の値がその所定値 (構造物のある損傷状態を規定する値) D_r に等しくなるような R の値を、 D_r に対する所要降伏強度比¹²⁾ R_r と定義して、この R_r を、 R の値を上下させた非弾性エネルギー応答解析の繰返しにより求めた。そして、前述した道示の標準加速度応答スペクトル値 S_{ae} とこの R_r の値を式(2)に代入して応答加速度のスペクトル値 S_a' を求めるとともに、求めた S_a' と R_r に対応した変位塑性率 μ_d を式(3)に代入して応答変位のスペクトル値 S_d を求めた。したがって、本研究で求めた加速度-変位応答スペクトルは、1自由度系構造物がレベル2地震動を受けた場合に、その損傷の程度が、丁度、修正 Park らの損傷指標 D の所定値 D_r で規定された損傷状態となるような損傷制御型のスペクトルである。

4. 入力地震動と構造特性値

(1) 入力地震動

地震による構造物の損傷は、その構造特性とともに入

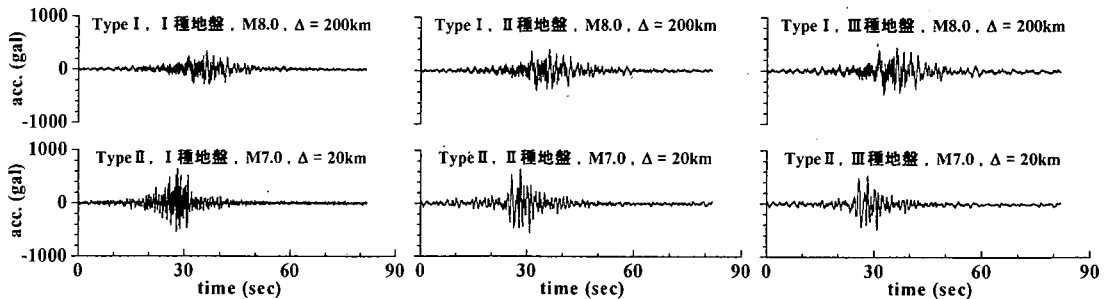


図-3 模擬地震動の加速度波形

力地震動特性によっても影響を受ける。それゆえ、本研究では、解析結果に一般性を持たせるため、道示⁹⁾に規定されている、動的解析用のレベル2地震動に対する標準加速度応答スペクトルに適合する模擬地震動72波を作成し^{13), 14)}、これらを入力地震動として用いた。その際、I種、II種、III種の各地盤に対し、タイプI(海洋型)地震動では、3通りのマグニチュード $M=8.0, 8.2, 8.4$ について、震央距離 Δ をそれぞれ 100km, 150km, 200km, 250km とした各 12 波を、また、タイプII(直下型)地震動では、マグニチュード $M=7.0, 7.2, 7.4$ の3通りについて、震央距離 Δ をそれぞれ 5km, 10km, 20km, 30km とした各 12 波を作成した。なお、時刻歴応答解析を行う際のこれら模擬地震動の継続時間は強震部分を中心とする 81.92 秒に統一した。作成した模擬地震動の加速度波形の一例を図-3に、また、目標とした道示の加速度応答スペクトルと対応する模擬地震動のそれとの比較を図-4に、それぞれ、示しておく。

(2) 構造特性値

本研究では、基礎的研究として、道示の単柱式 RC 橋脚に対する保有耐力法に倣い、構造物の復元力特性としては、弾塑性剛性比 $\gamma = 0.00$ とした完全弾塑性型の Bi-linear モデルを用い、減衰定数 h 、固有周期 T 、終局変位塑性率 μ_u については、表-1 に示す値を用いた。また、式(5)の損傷指標 D の所定値 D_r としては、表-1 に示す、0.4 を採用し、式中の正の係数 β については、その平均値である $\beta = 0.15$ ¹⁵⁾ を用いて履歴損傷を考慮した。

なお、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、本研究では、表-2 に示す Geobarah らの関係¹⁶⁾ を参照して、その修復可能限界 0.36 に近い $D_r = 0.4$ を、取り敢えず、道示のレベル2地震動に対する B 種の橋の損傷状態(修復可能な損傷)に相当するものとみなした。

(3) 解析方法

本研究では、(1)、(2)で述べた各入力地震動と構造特性値のすべての組合せについて非弾性エネルギー応答解析を行い、前述の所要降伏強度比 R_r (3.2)参照)を求めた。その際、式(8)、(9)に示すような、周知の運動方程式並びにエネルギー応答式を用い、構造物の固有円振動数 $\omega_0 = (k_0/m)^{1/2}$ (k_0 は Bi-linear モデルの弾性剛性)は、履歴振動中一定とした。また、式(8)の運動方程式を増分時間 $dt = 0.005$ 秒として、線形加速度法で解き、得られた最大応答変位 x_{max} より、変位塑性率 $\mu_d = x_{max}/x_y$ を求めた。そして、式(8)より得られる各時刻の応答値を用いて、式(9)の履歴吸収エネルギー $E_h = \int Q(x)dx$ を数値積分により求め、エネルギー靱性率 $\mu_h = E_h/(Q_y \cdot x_y)$ を計算して、式(5)より損傷指標 D の値を求めた。

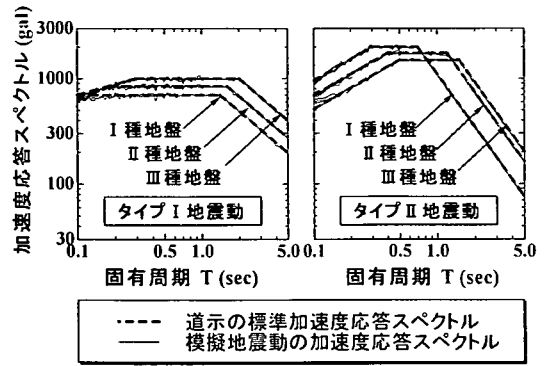


図-4 加速度応答スペクトル

表-1 構造特性値

減衰定数 h	0.05
弾塑性剛性比 γ	0.00
固有周期 T	0.1~3.0秒の範囲を0.1秒刻で 変化させた30通りの値
終局変位塑性率 μ_u	1.0 (弾性応答) 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 6.0, 8.0
損傷指標 D の所定値 D_r	0.40
正の係数 β	0.15

表-2 損傷状態と損傷指標 D の相互関係

損傷状態	損傷指標
弾性限界	0.08
軽微な被害限界	0.18
修復可能限界	0.36
崩壊	0.60

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + Q(x) = -m\ddot{x}_0 \quad (8)$$

$$m \int \dot{x} dx + c \int \dot{x} dx + \int Q(x) dx = -m \int \dot{x}_0 dx \quad (9)$$

ここで、 \ddot{x} 、 \dot{x} 、 x は、それぞれ、相対加速度、速度、及び変位を表し、 \ddot{x}_0 、 m 、 $Q(x)$ は、それぞれ、入力加速度、質量及び復元力を表す。また、 $c = 2h \cdot \omega_0 \cdot m$ は減衰係数を表す。

5. 加速度-変位応答スペクトルとその回帰式

2.で述べた「力及び変位に基づく設計法」を用いて構造物の耐震設計を行うためには、加速度-変位応答スペクトルに対する回帰式を準備しておく必要がある。そこで本研究では、4.(1)及び(2)で述べた、模擬地震動と完全弾塑性型 Bi-linear モデルの構造特性値すべての組合せについて非弾性エネルギー応答解析を行い、加速度-変位応答スペクトルを求めた。そして、前述した模擬地震動各 12 波の平均スペクトルに標準偏差 σ を加えたスペ

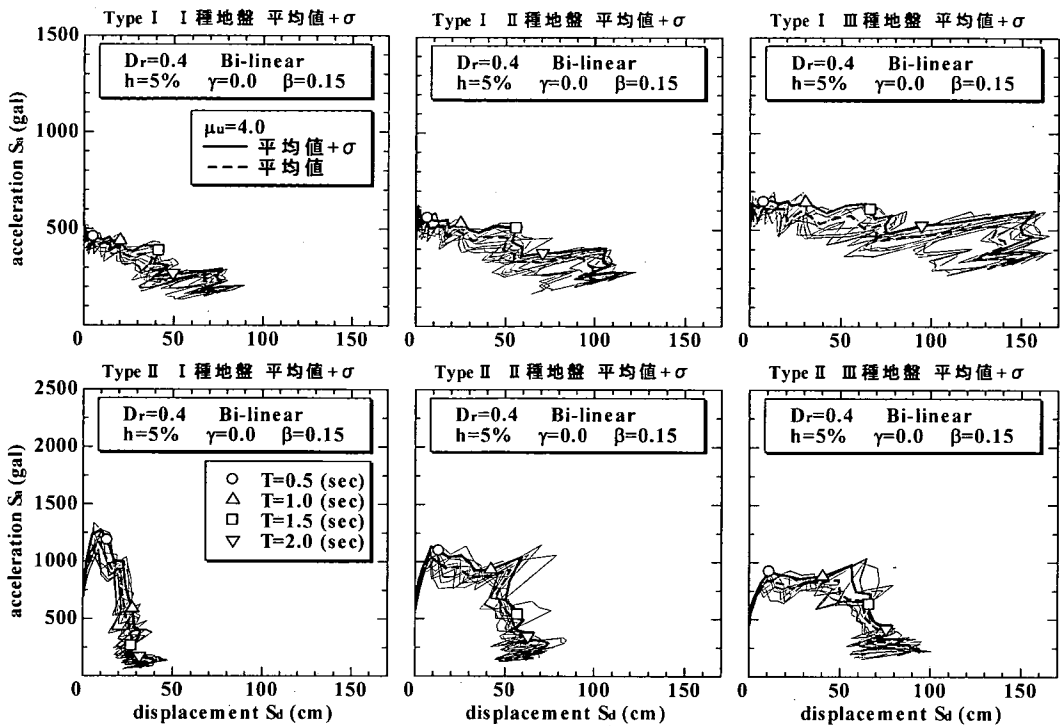


図-5 各12波の加速度-変位応答スペクトルと(平均値+ σ)スペクトルとの比較

クトル(以下、(平均値+ σ)スペクトルと呼ぶ)に対する回帰式を導いた。ここでは、この回帰式の誘導に関係する解析結果の比較を行うとともに、求めた回帰式並びにこれより求めた加速度-変位応答スペクトルの回帰結果を示す。

(1) 解析結果の比較

図-5は、4.(2)で述べた完全弾塑性型 Bi-linear モデルの減衰定数 $h=5\%$ 、損傷指標 D の所定値 $D_r=0.4$ 、正の係数 $\beta=0.15$ 、終局変位塑性率 $\mu_u=4.0$ とした場合の模擬地震動各12波に対する加速度-変位応答スペクトルとそれらの平均スペクトル(図中の破線)に標準偏差 σ を加えた(平均値+ σ)スペクトルを、地震動タイプ、及び地盤種別ごとに比較したものである。また、図中の(平均値+ σ)スペクトル上には、参考のため、固有周期 $T=0.5$ 、 1.0 、 1.5 及び 2.0 秒に対応する応答値を、それぞれ、 \circ 、 \triangle 、 \square 、 ∇ 印でプロットしている。なお、模擬地震動各12波の平均値に対する変動係数は、終局変位塑性率 μ_u 、地震動タイプ、及び地盤種別によって多少異なるものの、高々 0.2 (多くは 0.1) 以下であり、比較的小さかったことを付記しておく。

図-5より、模擬地震動各12波に対するスペクトル値のうち、2, 3のスペクトル値は、解析の対象とした全周

期範囲で(平均値+ σ)スペクトル値よりも大きくなり、特に、タイプII地震動におけるII種及びIII種地盤の固有周期 $T=1.0$ 秒(\triangle 印)~ 1.5 秒(\square 印)の範囲では(平均値+ σ)スペクトル値を大きく上回る場合がみられる。それゆえ、(平均値+ σ)スペクトルは必ずしも安全側のスペクトルとはなっていないが、本研究では、取り敢えず、この(平均値+ σ)スペクトルに対する回帰式を導き、これより求めたスペクトルを、2.で述べた「力及び変位に基づく設計法」における加速度-変位応答スペクトルとして用いることとした。

つぎに、図-6は、終局変位塑性率 $\mu_u (= 1.0, 2.0, 4.0, 8.0)$ の相違が加速度-変位応答スペクトル、すなわち(平均値+ σ)スペクトルに及ぼす影響を地震動タイプ、地盤種別ごとに比較したものであり、図中の \circ 、 \triangle 、 \square 、 ∇ 印は、図-5と同様に、固有周期 $T=0.5$ 、 1.0 、 1.5 及び 2.0 秒に対応する応答値を表している。

図-6より、各地震動タイプ及び地盤種別とも、終局変位塑性率 μ_u の値が大きくなるにつれて、加速度のスペクトル値は小さくなるのが分かる。これは μ_u の値が大きく靱性に富んだ構造物の方が、 μ_u の値が小さいものに比べて、その構造物の損傷がある限界状態(ここでは損傷指標 D の所定値 $D_r=0.4$)に達する降伏強度の値が小さくてすむからである。一方、変位のスペクトル値については、

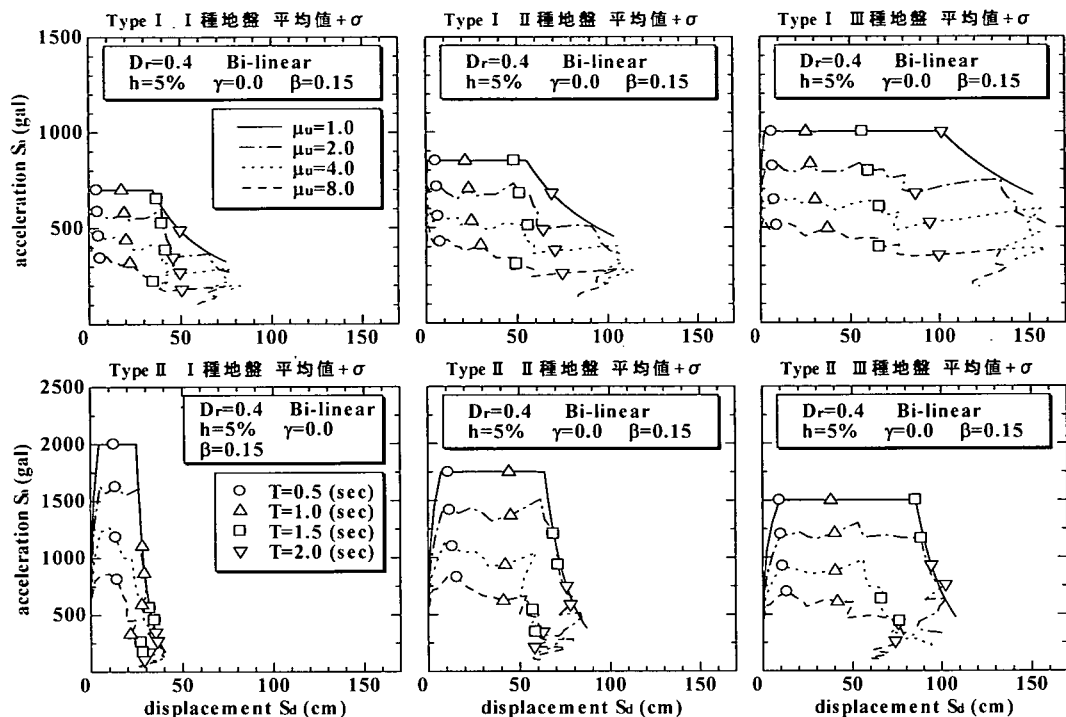


図-6 終局変位塑性率 μ_u の相違による比較

地震動タイプ、地盤種別、及び終局変位塑性率 μ_u の値によって違いがみられ、タイプI地震動のI種及びII種地盤では、固有周期 $T=1.0$ 秒(図中の○及び△印)まで、また、III種地盤では1.5秒(図中の□印)までは、 μ_u の値が大きくなるにつれて変位のスペクトル値も大きくなっている。これに対し、タイプII地震動では、同様な傾向がみられる固有周期 T の範囲が、I種及びII種地盤では0.5秒(図中の○印)まで、III種地盤では1.0秒(図中の△印)までと狭くなっている。そして、タイプI及びタイプII地震動ともそれ以上の周期範囲では、 μ_u の値によるこのような一定した変位の大小関係が徐々に見られなくなり、地盤種別にもよるが、タイプI地震動では $T=1.5\sim 2.0$ 秒以上で、また、タイプII地震動ではほぼ $T=1.0\sim 1.5$ 秒以上で加速度-変位応答スペクトルの形状が複雑になっている。

つぎに、模擬地震動を作成する際に適合させた、道示の標準加速度応答スペクトル S_{ae} (図-4参照)と同様に、すべての終局変位塑性率 μ_u に対して、地盤がI種地盤からIII種地盤へと軟らかくなるにつれて、タイプI地震動では、加速度のスペクトル値がほぼ一様に大きくなっている。これに対し、タイプII地震動では、固有周期 $T=0.5\sim 1.5$ 秒の範囲を除き、それより短周期側では、地盤が軟らかくなるにつれて、加速度のスペクトル値が小さくなり、逆に、それより長周期側では大きくなる傾向が

見られる。また、変位のスペクトル値は、地盤が軟らかくなるにつれて、解析の対象とした全周期範囲で、終局変位塑性率 μ_u の値に関係なく、タイプI地震動では、その値は大きくなり、固有周期が長くなる程その傾向が顕著となっている。そして、タイプII地震動でも、固有周期 $T=1.0\sim 1.5$ 秒より長周期側ではタイプI地震動と同様な傾向がみられるが、0.5秒前後以下ではその逆の結果となっている。また、固有周期 $T=1.5$ 秒前後以下では、変位のスペクトル値は、タイプI地震動に比べ、タイプII地震動の方が大きくなっているが、 $T=1.5$ 秒前後以上では、このような大小関係はあまり定かではなくなる。

(2) 回帰式の求め方

図-6で示したように、非弾性加速度-変位応答スペクトルの形状は、地震動タイプ、地盤種別、及び終局変位塑性率 μ_u の値によって異なる。また、固有周期 $T=1.5\sim 2.0$ 秒以上になるとかなり複雑となる。したがって、これを直接、設計用スペクトルとして用いることは好ましくない。そこで本研究では、前述の式(2)と(3)の関係、すなわち、非弾性加速度応答 S_d' のスペクトル値は所要降伏強度比 R_r と弾性加速度応答 S_{ae} のスペクトル値が既知であれば求められること、また、非弾性変位応答 S_d のスペクトル値は S_d' のスペクトル値と変位塑性率 μ_u のスペクトル値から求まることを考慮して、始めに、模擬地震

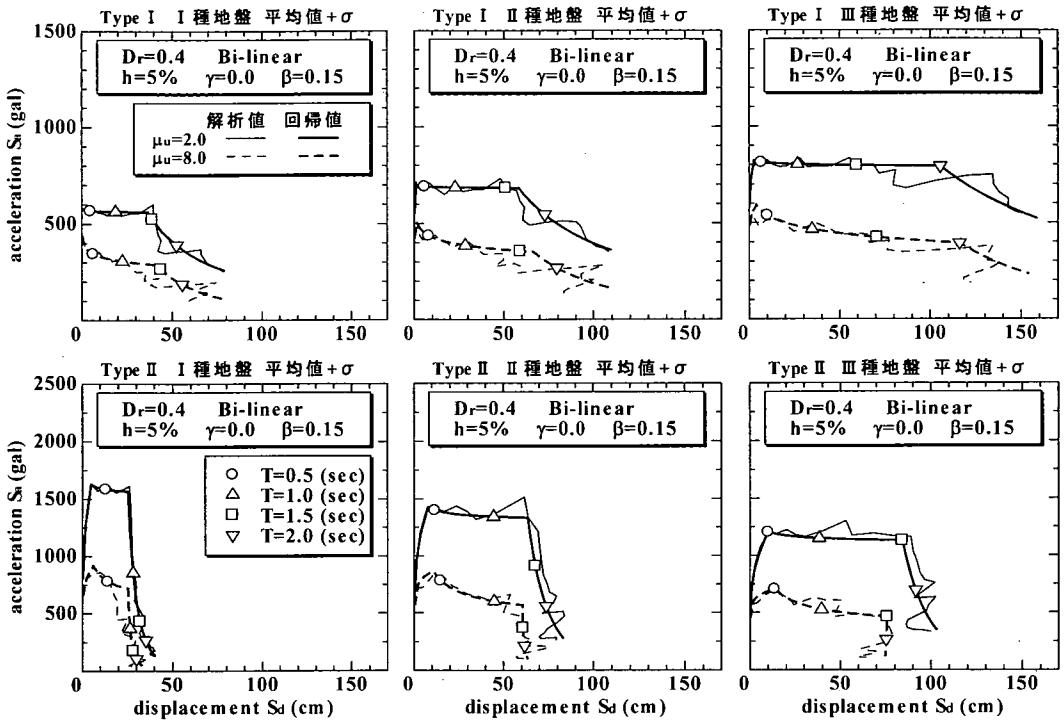


図-7 解析結果と回帰結果の比較

動各 12 波に対する所要降伏強度比 R_r の平均値を求め、安全側の回帰式を導くことを目的として、この平均値に標準偏差を加えた R_r の(平均値 + σ) スペクトルの回帰式を導いた。ついで、変位塑性率 μ_u の平均スペクトルの回帰式を求め、これらの回帰式と道示の標準加速度応答スペクトル S_{ae} から(平均値 + σ) 対応の設計用加速度 - 変位応答スペクトルを導いた。以下にその結果を示す。

a) 所要降伏強度比 R_r の回帰式

式(2)から分かるように、所要降伏強度比 R_r も図-6 の加速度 - 変位応答スペクトルと同様、地震動タイプ、地盤種別、及び終局変位塑性率 μ_u の値によって異なる。そこで本研究では、前述したように、この R_r に対する(平均値 + σ) スペクトルの回帰式を、固有周期 T と終局変位塑性率 μ_u の関数として、地震動タイプ及び地盤種別ごとに導いた。その結果を示せば、式(10)、(11)のようである。

[タイプ I 地震動]

$$R_r(T) = f(\mu_u, T) = (C_0/\mu_u^2 + C_1/\mu_u + C_2) + (C_3/\mu_u^2 + C_4/\mu_u + C_5) \cdot \ln(T) \quad (10)$$

[タイプ II 地震動]

$$R_r(T) = f(\mu_u, T) = (C_0/\mu_u^2 + C_1/\mu_u + C_2)/T^2 + (C_3/\mu_u^2 + C_4/\mu_u + C_5)/T + (C_6/\mu_u^2 + C_7/\mu_u + C_8) \quad (11)$$

表-3 R_r の回帰係数(式(10), (11))

回帰係数	タイプ I			タイプ II		
	I種	II種	III種	I種	II種	III種
C_0	-0.686	-0.649	-0.590	0.001	-0.007	-0.011
C_1	1.403	1.344	1.267	0.002	0.016	0.021
C_2	0.275	0.296	0.317	-0.002	-0.008	-0.010
C_3	-0.199	-0.220	-0.241	0.075	0.160	0.199
C_4	0.310	0.340	0.386	-0.157	-0.325	-0.386
C_5	-0.114	-0.124	-0.149	0.081	0.161	0.187
C_6	-	-	-	-0.916	-0.919	-0.933
C_7	-	-	-	1.855	1.917	1.939
C_8	-	-	-	0.056	0.002	-0.010

表-4 μ_u の回帰係数(式(12))

回帰係数	タイプ I			タイプ II		
	I種	II種	III種	I種	II種	III種
E_0	0.002	0.000	-0.007	-0.007	-0.016	-0.025
E_1	0.006	0.008	0.020	0.020	0.022	0.040
E_2	0.260	0.265	0.280	0.264	0.288	0.299
E_3	0.780	0.770	0.744	0.774	0.743	0.726

ここで、式(10)、(11)の $C_0 \sim C_8$ は回帰係数であり、各地震動タイプ、地盤種別に対して、それぞれ、表-3 のようである。

b) 変位塑性率 μ_u の回帰式

式(3)から分かるように、非弾性変位応答スペクトル S_d の回帰式を求めるためには、非弾性加速度応答スペク

トル S_a' 、あるいは、a)で求めた所要降伏強度比 R_r 及び道示の標準加速度応答スペクトル S_{ae} の回帰式の外に、 R_r に対応する変位塑性率 μ_u の回帰式が必要となる。それゆえ、本研究では、この μ_u についても、模擬地震動各12波に対する平均応答値を目標として、次式のような回帰式を導いた。

$$\mu_u(T) = (E_0 \cdot \mu_u + E_1) \cdot T + (E_2 \cdot \mu_u + E_3) \quad (12)$$

ここで、式(12)の回帰係数 $E_0 \sim E_3$ は、地震動タイプ、地盤種別に応じて、それぞれ、表-4のようである。

c) 回帰結果と解析結果との比較

図-7は、終局変位塑性率 $\mu_u = 2.0$ 及び 8.0 とした場合について、上記のa)及びb)で導いた R_r 及び μ_u の回帰式と道示の標準加速度応答スペクトル S_{ae} の回帰式¹⁾を式(2)、(3)に代入して求めた加速度-変位応答スペクトルの回帰結果と対応する応答解析結果を、地震動タイプ及び地盤種別ごとに、比較したものである。

図より回帰結果は、加速度-変位応答スペクトルが複雑となる固有周期 $T = 1.5 \sim 2.0$ 秒以上の長周期域を除けば、解析結果を比較的良く再現していることが分かる。

6. 単柱式RC橋脚への適用

ここでは、単柱式RC橋脚を対象として、5.で求めた加速度-変位応答スペクトルの回帰式を用いたキャパシティスペクトル法、すなわち、橋脚の保有水平耐力がその目標強度を上回り、且つ、橋脚の応答変位がその目標変位とほぼ等しくなるようにする、いわゆる「力及び変位に基づく設計法」の設計手順を示す。そして、次の(1)で述べる設計条件を持つ、単柱式RC橋脚の設計例における各手順の数値計算結果を示すとともに、最終の設計結果を表示し、道示の保有耐力法による結果と比較検討する。

(1) 設計条件

設計の対象とした橋脚は、図-8に示すような、円形断面からなるT型の単柱式RC橋脚とし、上部構造はB活荷重を載荷した単純桁橋とした。また、基礎は場所打ちの杭基礎とし、地盤はII種地盤とした。そして、上部構造重量 $W_u = 4900$ (kN) (500(tf))、柱高さ $h_p = 6$ (m)、断面径 $\phi = 2.5$ (m)とし、その他の形状・寸法は、図-8に示す通りとした。さらに、コンクリート及び鉄筋の強度と弾性係数については、一般的な次の値を用い、鉄筋は段落としない2段配筋とした。

[コンクリート]

圧縮強度 $f'_c = 2.058$ (MPa) : (210(kgf/cm²))

弾性係数 $E_c = 2.303$ (GPa) : (2.35 × 10⁵(kgf/cm²))

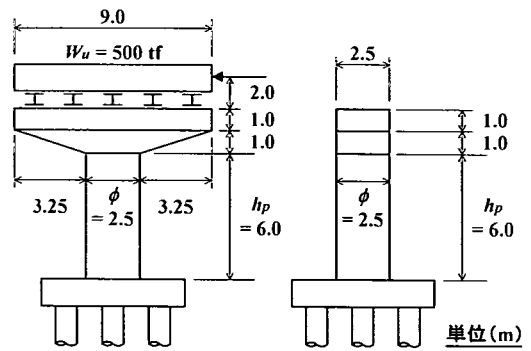


図-8 設計橋脚の形状・寸法

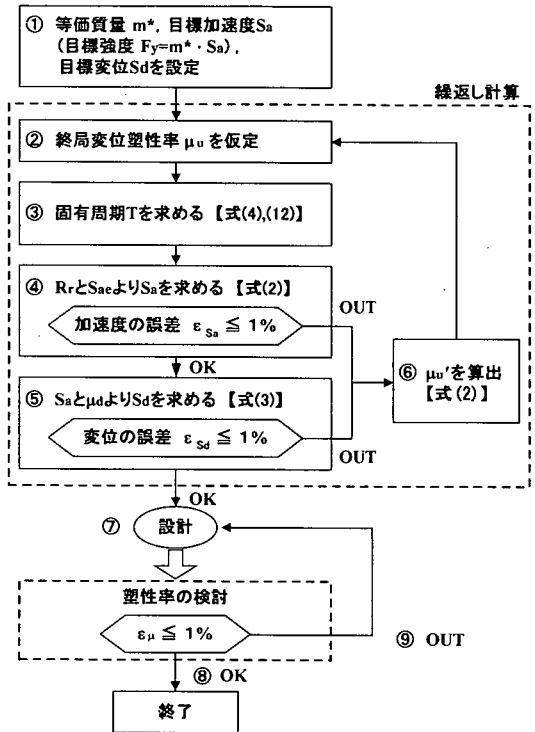


図-9 設計計算フロー

[鉄筋(SD295)]

降伏強度 $f_y = 29.40$ (MPa) : (3000(kgf/cm²))

弾性係数 $E_s = 20.58$ (GPa) : (2.10 × 10⁶(kgf/cm²))

(2) 「力及び変位に基づく設計法」の設計手順

a) 設計手順

図-9に示す設計計算フローの①～⑨に対応させて、「力及び変位に基づく設計法」の設計手順を説明すると以下のようである。

① まず、対象橋脚(等価1自由度系構造物)の等価質量 m^* 、目標加速度 S_a (目標強度 $F_y = m^* \cdot S_a$)、目標変位 S_d

位 S_d 等を設定する。

- ② つぎに、橋脚の終局変位塑性率 μ_{u1} を仮定し、この μ_{u1} に対応する加速度-変位応答スペクトルを描く(5. (2)参照)。

- ③ このスペクトル上に①で設定した目標値 (S_a , S_d) をプロットし、その点と原点を結んだ直線の傾き θ_1 を式(4)より計算する。そして、式(4)と式(12)を満たす弾性固有周期 T_1 を算出する。

- ④ ②で仮定した μ_{u1} と③で求めた T_1 を、地震動タイプに応じて、式(10)あるいは(11)に代入して所要降伏強度比 R_f を求め、これと道示の標準加速度応答値 $S_{ae}(T_1)$ を式(2)に代入し、応答加速度値 S_{a1} を算出する。そして、この S_{a1} と目標値 S_a との収束判定誤差 ε_{Sa1} を式(13)より計算し、これが許容誤差内(例えば 1%以内)であれば、次の⑤へ進む。一方、誤差 ε_{Sa1} が許容誤差内でなければ⑥の手順へ移る。

$$\varepsilon_{Sai} = \frac{|S_a - S_{ai}|}{S_a} \times 100(\%) \quad (i=1, 2, \dots) \quad (13)$$

ここで、 ε_{Sai} は繰返し回数 i 回目の応答加速度値 S_{ai} の収束判定誤差である。

- ⑤ 同様に、式(3)より変位の最大応答値 S_{d1} を算出し、式(14)より、目標値 S_d との収束判定誤差 ε_{Sd1} を求める。そして、求めた ε_{Sd1} が許容誤差内(例えば、1%以内)であれば⑦の手順へ移る。そうでなければ次の⑥へ進む。

$$\varepsilon_{Sdi} = \frac{|S_d - S_{di}|}{S_d} \times 100(\%) \quad (i=1, 2, \dots) \quad (14)$$

ここで、 ε_{Sdi} は繰返し回数 i 回目の応答変位 S_{di} の収束判定誤差である。

- ⑥ 式(2)の S_a に目標加速度 S_a を代入し、同式右辺の S_{ae} 及び R_f (式(10)あるいは(11))に③で算出した固有周期 T_1 を代入して、式(2)の関係を満たす終局変位塑性率 μ_{u1}' を算出する。そして、この μ_{u1}' を 2 回目の仮定値 μ_{u2} として手順②へ戻る。
- ⑦ 道示の保有耐力法と同様にして、橋脚の保有耐力 F_y' が①で設定した目標強度 F_y に等しいかあるいは上回る ($F_y' \geq F_y$ となる) ように断面設計を行い、鉄筋量等を決定するとともに終局変位塑性率 μ_{u1} を求める。
- ⑧ 式(15)より、②で仮定した終局変位塑性率 μ_{u1} と⑦の設計値 μ_{u1}' との収束判定誤差 ε_{μ} を求め、これが許容誤差内(例えば 1%以内)であれば、設計橋脚の終局変位塑性率は②で仮定した値 μ_{u1} を再現している、すなわち、設計橋脚の応答変位 S_{d1} が目標変位 S_d とほぼ等しく ($S_{d1} \approx S_d$) なるものとみなし設計を終了する。一方、誤差 ε_{μ} が許容誤差内に収まらなければ次の⑨へ進む。

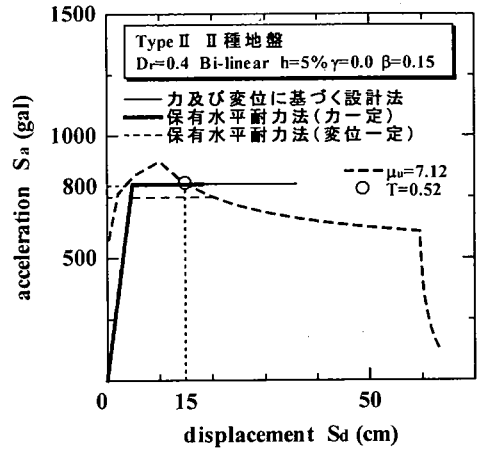


図-10 力及び変位に基づく設計法と保有耐力法との比較

$$\varepsilon_{\mu} = \frac{|\mu_{ui} - \mu_{ui}'|}{\mu_{ui}} \times 100(\%) \quad (i=1, 2, \dots) \quad (15)$$

ここで、 ε_{μ} は終局変位塑性率の収束判定誤差であり、 μ_{ui} 及び μ_{ui}' は、それぞれ、手順②で仮定した橋脚の終局変位塑性率及び⑦の設計計算で得られた終局変位塑性率である。

- ⑨ 主鉄筋及び帯鉄筋量等を変えながら設計計算を繰返し、 $F_y' \geq F_y$ となり、式(15)の収束判定誤差 ε_{μ} が許容誤差内に収まるような断面(鉄筋量)を決定する。

b) 設計例

a) の設計手順①～⑨に従って、図-8 に示す形状・寸法と(1)で述べた設計条件をもつ単柱式 RC 橋脚が、その影響が支配的となるタイプ II 地震動を受けた場合を対象として、その目標加速度 $S_a = 800$ (gal) 及び目標変位 $S_d = 15$ (cm) を与え、これらを満たすように橋脚の設計計算を行った。この場合の上記各設計手順における数値計算結果を示しておく次のようである。

[1回目]

- ①等価質量 $m^* = 582.3$ (kN・s²/m)
 目標加速度 $S_a = 800$ (gal) [$F_y = 4658.5$ (kN)]
 目標変位 $S_d = 15$ (cm)
 ②終局変位塑性率 $\mu_{u1} = 6.5$
 ③弾性固有周期 $T_1 = 0.54$ (sec)
 ④応答加速度 $S_{a1} = 820.6$ (gal)
 ⑤収束判定誤差 $\varepsilon_{Sa1} = 2.57\% > 1.0\% \Rightarrow$ OUT ⑥へ
 ⑥終局変位塑性率 $\mu_{u1}' = 6.95$

この μ_{u1}' を μ_{u1} の 2 回目の仮定値 μ_{u2} として、②へ戻る。

[2回目]

- ②終局変位塑性率 $\mu_{u2} = 6.95$

表-5 「力及び変位に基づく設計法」と保有耐力法との比較

	力及び変位に基づく設計法		保有水平耐力法 (力一定)		保有水平耐力法 (変位一定)	
	設定・目標値	等価質量 m^* (kN・s ² /m)	582.3	等価質量 m^*	582.3	等価質量 m^*
	目標加速度 S_a (gal)	800	設計加速度	800	-	-
	目標強度 F_y (kN)	4658.5	設計地震力 $k_{pe}W$	4658.5	-	-
	目標変位 S_d (cm)	15	-	-	許容設計変位 S_d	15.0
	終局変位塑性率 (仮定値) μ_u	7.12	-	-	-	-
設計値	終局変位塑性率 μ_u	7.11	終局変位塑性率 μ_u	3.74	終局変位塑性率 μ_u	4.19
	固有周期 T^* (sec)	0.52	固有周期 T^*	0.49	固有周期 T^*	0.50
	降伏変位 δ_y (cm)	5.04	降伏変位 δ_y	4.86	降伏変位 δ_y	4.80
	許容変位塑性率 $\mu_a=S_d/\delta_y$	2.98	許容変位塑性率 μ_a	2.83	許容変位塑性率 μ_a	3.13
	保有耐力 P_a (kN)	4669.2	保有耐力 P_a	4662.6	保有耐力 P_a	4354.0
	降伏加速度 S_{ay} (gal)	801.8	降伏加速度 S_{ay}	800.7	降伏加速度 S_{ay}	747.7
	許容変位 (cm)	15.1	許容変位 $\mu_a \times \delta_y$	13.8	許容変位 $\mu_a \times \delta_y$	15.0
鉄筋量及び配置	軸方向鉄筋		軸方向鉄筋		軸方向鉄筋	
	径	D35	径	D35	径	D35
	ピッチ (mm)	80	ピッチ	77	ピッチ	87
	本数	80×2段	本数	83×2段	本数	75×2段
	かぶり (mm)	115-225	かぶり	115-230	かぶり	110-210
	軸方向鉄筋比 ρ_t (%)	3.12	軸方向鉄筋比 ρ_t	3.24	軸方向鉄筋比 ρ_t	2.92
	横拘束筋		横拘束筋		横拘束筋	
	径	D22	径	D16	径	D19
	ピッチ (mm)	101×2段	ピッチ	101×2段	ピッチ	133×2段
帯鉄筋体積比 ρ_s (%)	1.35	帯鉄筋体積比 ρ_s	0.69	帯鉄筋体積比 ρ_s	0.76	

- ③弾性固有周期 $T_2 = 0.52$ (sec)
- ④応答加速度 $S_{a2} = 807.1$ (gal),
収束判定誤差 $\varepsilon_{S_{a2}} = 0.89\% < 1\% \Rightarrow \text{OK}$ ⑤へ
- ⑤応答変位 $S_{d2} = 15.2$ (cm),
収束判定誤差 $\varepsilon_{S_{d2}} = 1.04\% > 1\% \Rightarrow \text{OUT}$ ⑥へ
- ⑥終局変位塑性率 $\mu_{u2}' = 7.12$
この μ_{u2}' を μ_u の3回目の仮定値 μ_{u3} として, ②へ戻る.

[3回目]

- ②終局変位塑性率 $\mu_{u3} = 7.12$
- ③弾性固有周期 $T_3 = 0.52$ (sec)
- ④応答加速度 $S_{a3} = 803.1$ (gal),
収束判定誤差 $\varepsilon_{S_{a3}} = 0.38\% < 1\% \Rightarrow \text{OK}$ ⑤へ
- ⑤応答変位 $S_{d3} = 15.1$ (cm),
収束判定誤差 $\varepsilon_{S_{d3}} = 0.39\% < 1\% \Rightarrow \text{OK}$ ⑦へ
- ⑦断面の設計計算を繰返し, 保有耐力 P_a が設定した目標強度 $F_y = 4658.5$ (kN) に等しいかこれを上回るように主鉄筋及び帯鉄筋の量と配置(表-5 参照)を決定する.
保有耐力 $P_a = 4669.2$ (kN) $> F_y \Rightarrow \text{OK}$
- ⑧設計された橋脚の終局変位塑性率 $\mu_{u3}' = 7.11$ (表-5 参照)と②の3回目の仮定値 $\mu_{u3} = 7.12$ との誤差 ε_{μ} が許容誤差内に収まっているかどうかの確認をする.
収束判定誤差 $\varepsilon_{\mu} = 0.21\% < 1\% \Rightarrow \text{OK}$ 設計終了
なお, 図-10 は, 3回目の繰返し計算で仮定した終局変

位塑性率 $\mu_{u3} = 7.12$ に対応する加速度-変位応答スペクトルと橋脚のキャパシティースペクトルを対比して示したものであり, この図から, 設計された橋脚は, ほぼ, 目標加速度[強度] $S_a = 800$ (gal) [$F_y = 4658.5$ (kN)] 及び目標変位 $S_d = 15$ (cm) を再現していることが分かる.

c) 保有耐力法との比較

道示の保有耐力法は, 周知のように, a) で述べた「力及び変位に基づく設計法」のように, 目標加速度(橋脚の強度)と目標変位を同時に満たすような設計法とはなっていないこと. また, b) で紹介した提案法による設計例は, 4. (2) でも述べたように, 取り敢えず, 修正 Park らの損傷指標 D の所定値 $D_r = 0.4$ が, 道示の保有耐力法における B 種の橋のレベル2地震動に対する修復可能な損傷に相当するものとみなし, この $D_r = 0.4$ を満たす設計用加速度-変位応答スペクトルをもとに設計した結果であること. そして, 本研究で用いたこの $D_r = 0.4$ は, Geobarah ら¹⁰⁾が提案した修復可能限界0.36 (表-2 参照)とは少し値が異なっており, また, Geobarah らの値は RC 造の建築構造物を対象としたもので, 本研究のような RC 橋脚に対する値ではないことなどから, $D_r = 0.4$ に対する損傷の程度と道示の保有耐力法における B 種の橋のレベル2地震動に対する修復可能な損傷の程度とは, 必ずしも, 良好な対応関係にあるとは言えないことなどから, 前述の「力及び変位に基づく設計法」と道示の保

有耐力法による設計結果を比較することには少し無理があるが、ここでは両設計法における定性的な相違を見るため、b)で紹介した設計例と同一の設計条件及び形状・寸法をもつ橋脚を対象として、i) 設計加速度(設計強度)として $S_o = 800$ (gal) [$F_y = 4658.5$ (kN)] を与えた場合と、ii) 許容設計変位を $\mu_o \delta_d = 15$ (cm) とし て与えた場合について、保有耐力法による設計を試みた。ここで、i) については、保有耐力法と「力及び変位に基づく設計法」における耐力 P_o をほぼ等しくした場合の両設計結果の相違、また、ii) については、前者の許容変位 $\mu_o \delta_d$ と後者の目標変位 S_d とをほぼ等しくした場合の相違について比較検討を試みたものである。

この場合の両設計結果の相違、すなわち、耐力、変位、鉄筋量等の相違を比較して示せば、それぞれ、図-10、表-5 のようである。

これらの図及び表より分かるように、耐力 P_o をほぼ等しくした場合、道示の保有耐力法では、本法の「力及び変位に基づく設計法」に比べ、終局変位塑性率 μ_u がかなり小さくなり、本法の目標(応答)変位 S_d に相当すると考えられる許容変位 $\mu_o \delta_d$ も少し小さくなっている。またこれに関係して、主鉄筋量が多くなり、帯鉄筋量は少なくなっている。

このように保有耐力法における許容変位 $\mu_o \delta_d$ 等が小さくなることは、その設計地震力の求め方、すなわち許容変位塑性率 μ_o とエネルギー一定則を用いて、等価設計水平震度 k_h を算出し、これに等価重量 W を乗じて設計地震力を求めるため、ここでの比較のように、等価重量(質量)と設計地震力が与えられると、保有耐力法では、これらの値から、必然的に、許容変位塑性率 μ_o の値が決まり、ひいては(安全率 α を介して)終局変位塑性率 μ_u も決まってしまうためと思われる。

また、変位をほぼ等しくした場合にも、やはり上記の設計地震力の求め方に起因して、本法の「力及び変位に基づく設計法」に比べ、保有耐力法では耐力 P_o 及び終局変位塑性率 μ_u が小さくなり、主鉄筋及び帯鉄筋の量も少なくなっている。

以上のことより、本研究で提案した「力及び変位に基づく設計法」では、道示の保有耐力法に比べて、目標強度(保有耐力)が同じであれば、より大きな降伏後の粘り(靱性)を必要とし、また応答変位が同じであれば、より大きな保有耐力を要求する結果となっており、いずれも安全側の設計となることが分かる。

7. 結論

本研究では、キャパシティー Spektral 法で用いられる加速度-変位応答 Spektral 法を、非弾性応答解析より

求め、その解析結果について若干の比較・検討を行うとともに、地震動タイプ及び地盤種別ごとに、所要降伏強度比 R_r と変位塑性率 μ_u に対する回帰式を導いた。ついで、これらの回帰式と道示のレベル2地震動に対する標準加速度応答 Spektral S_{ae} を用いて、修正 Park らの損傷指標 D の所定値 $D_r = 0.4$ を満たす設計用非弾性加速度-変位応答 Spektral の作成を試みた。そして、単柱式 RC 橋脚を対象として、この作成した加速度-変位応答 Spektral を用いたキャパシティー Spektral 法、すなわち、「力及び変位に基づく設計法」を提案し、提案法による設計結果と道示の保有耐力法による設計結果の定性的な相違について若干の比較を行った。

本研究で得られた結果を要約しておけば、以下のようである。

- 1) 式(1)~(3)の関係より、所要降伏強度比 R_r 及び変位塑性率 μ_u の回帰式と道示の標準加速度応答 Spektral S_{ae} を用いて設計用加速度-変位応答 Spektral を作成した。その結果、構造物の固有周期 $T=1.0\sim 1.5$ 秒以上の長周期域では、その精度が若干落ちるものの、実際の橋脚で想定される $T=1.0$ 秒前後までの周期範囲では比較的精度の良い結果が得られた。
- 2) 本研究で作成した設計用加速度-変位応答 Spektral を用いて、「力及び変位に基づく設計法」により目標強度 $F_y=4658.5$ (kN) [$S_o=800$ (gal)] 及び目標変位 $S_d=15$ (cm) を満たす単柱式 RC 橋脚の設計を行った。その結果と、設計地震力が目標強度 F_y と等しくなるようにした、道示の保有耐力法による設計結果を比較すると、6.c) で述べた保有耐力法における設計地震力の求め方に起因して、本法の「力及び変位に基づく設計法」の方が、保有耐力法に比べて、より大きな降伏後の粘り(靱性)を必要とする結果となり安全側の設計となる。
- 3) 同様に、保有耐力法で許容変位 $\mu_o \delta_d$ が「力及び変位に基づく設計法」で目標とした変位 $S_d=15$ (cm) と等しくなるように設計した。その結果と本法の「力及び変位に基づく設計法」による設計結果を比較すると、2) で述べたと同様な理由により、本法の方が、保有耐力法に比べて、より大きな耐力及び塑性率を要求する結果となり、やはり安全側の設計となる。

なお、上記の2)及び3)の結果は、先にも述べたように、B種の橋に対する道示の地震時保有水平耐力法における修復可能な損傷と修正 Park らの損傷指標 D の値が0.4となる損傷をほぼ同等とみなした場合の結果である。そのため、想定する構造物の損傷状態(耐震性能)によっては提案法による設計結果が異なることも考えられる。したがって、今後も、設計例を増やすとともに、修正 Park ら

の損傷指標 D の所定値 D_r を変化した場合の加速度—変位応答スペクトルの回帰式を導き、これを用いた同様な比較検討が必要と考えている。

謝辞：本研究は、一部文部科学省科学研究費(平成13年度～平成15年度科学研究費補助金)の助成を受けたものであります。また、本研究を進める上で、徳島大学大学院生の三木保雄氏には図面の作成等で大変お世話になりました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，丸善，1996.12.
- 2) Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N and A.Macrae, G.A. : Displacement-based design of bridge columns in seismic regions, *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol.24, pp.1623-1643, 1995.
- 3) Calvi, G.M. and Kingsley, G.R. : Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures, *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol.24, pp.1247-1266, 1995.
- 4) Miranda, E. and Ruiz-Garcia, J. : Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands, *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol.28, pp.539-560, 2002.
- 5) Fajfar, P. : Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol.28, pp.979-993, 1999.
- 6) Fajfar, P. : A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, *Earthquake Spectra*, Vol.16, No.3, 2000.8.
- 7) 建設省大臣官房技術調査室監修，(株)建築研究振興協会編：鉄筋コンクリート造構造物の性能評価ガイドライン，技報堂出版，2000.8.
- 8) Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. : Pros and cons of pushover analysis of seismic performance evaluation, *Engineering Structures*, Vol.20, Nos 4-6, pp.1-12, 1998.
- 9) 曾我部直樹，平尾 潔，成行義文：等価1自由度系を用いた多自由度系構造物の地震時損傷度の簡易算法に関する一研究，構造工学論文集，Vol.46A, pp.675-684, 2000.3
- 10) Park, Y.J. and Ang, A.H.S. : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal of Structures Engineering*, ASCE, Vol.111, No.4, pp.722-739, 1985.4.
- 11) 平尾 潔，澤田 勉，成行義文：地震応答解析に用いる降伏強度比の定義とその互換性について，土木学会論文集，No.465/I-23, pp.159-162, 1993.4.
- 12) 平尾 潔，笹田修司，成行義文，澤田 勉，川端茂樹：所要降伏強度比スペクトルとこれを用いた強震時終局安全性の一照査方法について，土木学会論文集，No.525/I-33, pp.213-225, 1995.10.
- 13) 澤田 勉，平尾 潔：目標スペクトルに合致する模擬地震動の一作成法，第17回地震工学研究発表講演概要，pp.49-52, 1983.7.
- 14) 澤田 勉，永江正宏，平尾 潔：位相差分による地震動継続時間の定義とその統計解析，土木学会論文集，No.386/I-5, pp.373-382, 1986.4.
- 15) Cosenza, E. and Manfredi, G. : Seismic Analysis of Degrading Models by Means of Damage Function Concept, *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, pp.77-93, 1992.
- 16) Geobarah, A., Aly, N. M. and El-Attar, M. : Seismic reliability assessment of existing reinforced concrete buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.2, No.4, pp.569-592, 1998.

(2002. 5. 1: 受付)

A STUDY ON FORCE AND DISPLACEMENT BASED SEISMIC DESIGN OF SINGLE RC PIERS

Kiyoshi HIRAO, Yukinori SAKAGAMI, Yoshifumi NARIYUKI and Tsutomu SAWADA

In the capacity spectrum method, i.e., force and displacement based seismic design method, demand spectrum ADRS (acceleration- displacement response spectrum) acts a very important role. In this study, therefore, the ADRS of SDOF systems with elastic-perfectly plastic bi-linear restoring force characteristics are obtained by inelastic response analyses, provided that the value of modified Park-Ang's damage index D of the system equals $D_r (=0.4)$ which means the repairable limit of the SDOF systems. Regression equations of the ADRS are derived and are compared with the analytical ones. Then the regression equations are applied to a force and displacement based seismic design of a single RC pier. And the design result obtained by the proposed method is compared with the one obtained through the ultimate lateral strength method.