

(80) RC橋脚と基礎における耐震安全性の配分について

京都大学防災研究所 正会員 土岐 憲三
電力中央研究所 正会員 白井 孝治

1. まえがき 現行の道路橋示方書におけるRC橋脚の耐震設計では、橋脚を基礎固定として1質点系に置き換えた弾塑性応答解析に基づいて橋脚躯体の設計を行い、基礎に対しては上部構造・橋脚の重量の一部に設計震度を乗じた慣性力を基礎上端に作用させるという方法が採られ、橋脚と基礎の動的相互作用を考慮していない。実際の橋脚は基礎によって支持されており、その挙動は橋脚と基礎の動的強度や相互作用との関連において論議される必要がある。したがって、大地震に対する橋脚と基礎の変形能や耐震性能あるいはエネルギーバランスを考慮した最適な設計法を見いだすことは重要であると考えられる。本研究では、これらのことを目的として、橋脚と基礎の耐震安全性の配分について検討しようとするものである。

2. 対象橋脚とそのモデル化 本研究で対象とする橋脚は、建設省土木研究所資料第2266号¹⁾に記載されている現在我が国で一般に用いられる小判型の断面形状を有する20種類のRC橋脚を使用した。基礎形式としては杭基礎を取り上げ、それに関するパラメータを変化させて検討を進める。図-1に示すようにこれらの橋脚を2質点3自由度系にモデル化し、橋脚躯体の復元力特性は剛性劣化型の武藤のトライリニアールモデルを、基礎の並進及び動揺の復元力特性はHardin-Drnevichモデルを用いたが、それらの復元力特性を図-2、図-3に示す。また、地盤の種類は平均N値5.7であるから、4種地盤とする。さらに、橋脚と基礎の非線型挙動を考慮するために塑性率 μ や履歴吸収エネルギー Wh に着目する。通常、塑性率は構造物の非線型性の程度を表すものであるが、これを基礎の並進及び動揺にも準用し、図-2～図-3に示される諸量を用いて式で定義した。

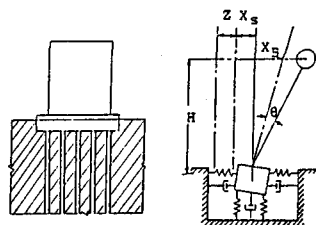


図-1 橋脚とそのモデル化

橋脚躯体の塑性率： $\mu_B = X_{Bmax} / X_Y$

基礎の並進の塑性率： $\mu_S = X_{Smax} / X_{SY} = X_{Smax} / (Q_Y / K_S)$

基礎の動揺の塑性率： $\mu_R = \theta_{Rmax} / \theta_{RY} = \theta_{Rmax} / (M_Y / K_R)$

この定義より橋脚躯体の塑性率が1以下の時は弾性域にあり、1以上になると降伏することがわかるが、基礎の塑性率に関しては、基準値 X_{SY} と θ_{RY} が X_Y のような明確な物理的意味を持たないので、橋脚躯体の場合のそれと区別する必要がある。また、履歴吸収エネルギー Wh は塑性変形によって消費されるエネルギーを意味し、地震動特性の影響を少なくするために、入力エネルギー E で正規化したもの、すなわち履歴吸収エネルギー分担率 Wh/E により、解析結果を評価する。

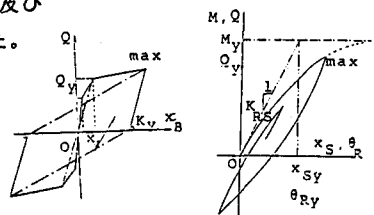


図-2 橋脚躯体の復元力特性(武藤モデル)

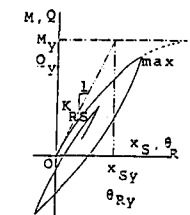


図-3 基礎の復元力特性(Hardin-Drnevichモデル)

3. 1自由度系における線形応答に基づく非線形応答の推定法 本研究では、基礎と橋脚の非線形の挙動を同時に考慮した解析に基づき、強い地震動に対する道路橋の橋脚の変形能を照査する手法を開発することを目的としている。そこで、まずその第1段階として、現行の耐震設計法の仮定である基礎固定の場合について線形応答から非線形応答を推定する手法について以下の手順に基づき検討を行った。1) 非線形履歴復元力特性を有する1自由度系の最大応答変位 δ_p ($h=0.02$)を、入力加速度を100gal~600galに修正したいいくつかの入力地震動に対して求める。この最大応答変位 δ_p を評価する指標は、降伏変位 δ_y で除して求められる塑性率 μ で表す。2) 1)と同一の入力地震動に対して、原点と降伏点を結んで得られる降伏点剛性を用いて、線形1自由度系の最大応答加速度 S_a ($h=0.05$)を求める。この最大応答加速度 S_a を評価する指標は、 S_a に質量 M を乗じて得られる最大弾性応答荷重 $M \cdot S_a$ を降伏荷重 Q_y で除した比 $M \cdot S_a / Q_y$ を用いる。3) 1), 2)で求められた塑性率 μ と荷重の比 $M \cdot S_a / Q_y$ を式-(1)のように係数 α を用いて回帰する。4) 上記の1)~3)の検討を我が国

$$\mu = \alpha \cdot \frac{M \cdot S_a}{Q_y} \quad (1)$$

の地盤上で観測された301成分の強震記録を入力として、降伏点剛性を
用いて求められる固有周期が0.27秒から1.11秒までの合計20種類のRC
橋脚に対して行う。そして、式-(1)で定義される係数 α を求め、合計6020個の応答解析結果に基づき、係数
 α に及ぼす要因を数量化理論を用いて検討する。

代表的な入力地震動を用いて、数種の橋脚の
場合について塑性率 μ と荷重の比 $M \cdot S_a / Q_y$ との
関係を示したものが図-4である。この図から
塑性率 μ は、荷重の比 $M \cdot S_a / Q_y$ に比例してほぼ
単調に増加しており、 $\alpha=1 \sim 2$ の付近であるこ
とがわかる。また、この係数 α の値の大きさ
の相違は入力波形の特性及び橋脚の固有周期

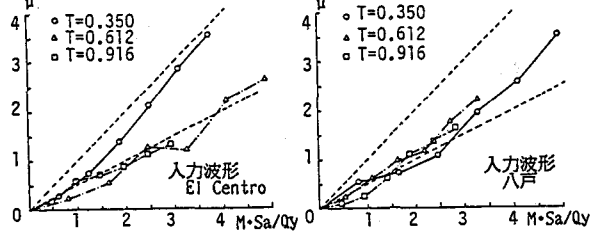


図-4 塑性率 μ と荷重の比 $M \cdot S_a / Q_y$ の関係

に依存すると考えられる。そこで、ある1つの橋脚に対して多数の入力波形を用いて求められた係数 α のばらつきを対数正規分布と仮定し、それらの各統計量を求め、係数 α の各統計量と固有周期との関係を図示したものが図-5である。これらの結果から、係数 α の平均値は固有周期が約0.6秒付近を境にして、これより固有周期が長い範囲では α はほぼ1.0であり、これより固有周期が短い範囲では周期が短くなるにしたがって単調に増加することがわかる。次に、この係数 α のばらつきが入力地震動のどの特性によって最も影響を受けているかを調べるために、 α のばらつきの最も大きい橋脚($T=0.270$ sec)について数量化理論第I類を用いて解析を行った結果が表-1である。アイテムとしては、マグニチュード・震央距離・地盤条件・速度応答スペクトルの最大値・速度応答スペクトルを最大とする周期・加速度応答スペクトルの最大値を選択した。なお、これらの応答値は入力地震動の最大加速度を標準震度に相当する200galに調整した波形を用いて得られたものである。この結果から最もレンジの大きなもの、すなわち係数 α に最も影響を与える要因は速度スペクトルの最大値であることがわかる。そこで速度スペクトルの最大値を表わすパラメータとして、式-(2)のように系に固有の速度の次元を持つ V_{PSEUDO} によって無次元化される係数 β を定義する。

$$\beta = \frac{S_{vmax}}{V_{pseud0}} \quad (2) \quad \begin{array}{l} S_{vmax} : \text{応答速度スペクトルの最大値} \\ V_{pseud0} : \text{系に固有の疑似速度} \end{array}$$

2種類の橋脚について係数 α と係数 β の関係を示すと図-6のようになる。この結果から係数 α と係数 β の間には橋脚の固有周期にかかわらず、一定の傾向にあることがわかる。すなわち、 β の値にして約3.0を境にしてそれより小さいところでは α はほぼ1であり、それより大きいところでは両対数軸上でほぼ単調に増加する。そこで、係数 α と係数 β の関係を図-7のように二つの領域にわけ、全ての橋脚について応答解析によって求められた計6020個の係数 α を用いて、クラスタ分析によってIとIIの領域に分類し、各々の回帰式を求めると式-(3)となる。

$$\begin{cases} \beta \leq 2.7 & \log \alpha = 0. \\ \beta \geq 2.7 & \log \alpha = -0.560 + 1.30 \cdot \log \beta \end{cases} \quad (3)$$

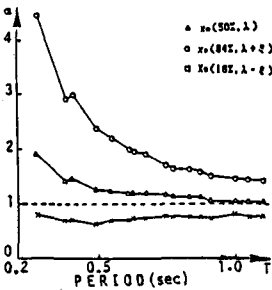


図-5 係数 α と固有周期の関係

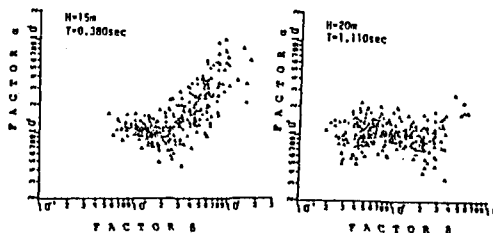


図-6 係数 α と係数 β の関係

表-1 数量化理論の解析結果

項目	重相関係数: 81.6% 寄与率: 0.715		相関係数
	因子I	因子II	
rF: 高さ・F	6-6	16	0.720
	6-7	40	
	7-7	65	
中央理屈 (No)	50	83	1.856
	50-100	58	
	100-200	50	
	200-400	35	
SOIL CONDITION	2	26	1.602
	3	41	
	4	104	
固有周期に対する速度応答係数 (ca/sec)	6-17	34	1.435
	12-16	49	
	18-20	44	
	20-24	34	
	24-32	32	
加速度応答スペクトルの最大値 (ca/sec)	400	138	1.602
	800-1000	48	
	1000-1200	18	
	1200-	45	
速度応答スペクトルの最大値 (ca/sec)	0-30	6	7.501
	30-60	66	
	60-90	30	
	90-120	33	
	120-150	14	
	150-180	6	

したがって、これら一連の式から非線形応答変位 δ_p は、最終的に式-(4)のように表わすことができる。

$$\delta_p = \alpha (T_Y/4\pi^2) S_a \div \alpha (T_Y/2\pi) S_V$$

$$\begin{cases} = 10^{-0.560} \cdot [S_{Vmax}/(\delta_V \cdot 2\pi/T_Y)]^{1.30} \cdot (T_Y/2\pi) S_V & (\beta \geq 2.7) \\ = (T_Y/2\pi) S_V & (\beta \leq 2.7) \end{cases} \quad (4)$$

図-8は、式-(4)を用いて求められた非線形応答変位の最大値とシミュレーションによって求められた非線形応答変位を比較したものである。これらの結果から、式-(4)は非線形の応答変位を線形応答から簡便に計算する手法として信頼度の高いものであると考えられる。

4. 地震時の橋脚と基礎の応答特性 標準的な杭基礎を有する橋脚が地震力を受けた場合の応答について、3自由度系モデルによる応答解析を行い、その時の橋脚と基礎の応答性状を調べ検討を行った。橋脚は高さ15mのものを用い、フーチングの寸法は9m×8m×2m、杭径1m、杭の本数は12本の基礎を用いた。入力波形は、El Centro記録 (Imperial Vally Earthquake, California, 1940, S00E, $A_{MAX}=341.7\text{gal}$) を用い、解析の対象とした継続時間は16秒である。

入力最大速度を100gal~600galまで変化させたときの塑性率 μ 、履歴吸収エネルギー分担率 wh/E の関係を図-9に示す。図中の点線は基礎を固定とした場合を示している。橋脚躯体の変形は入力最大加速度が200gal付近で塑性変形を生じたことを示しており、基礎固定とした場合と比べるとかなり小さなものとなっていることがわかる。基礎の並進・動揺振動については降伏変形量が明確に定義されていないので、塑性率が直接塑性変形量を表わしていないことに注意を払う必要がある。また、履歴吸収エネルギー分担率に関しては以下のことがわかる。入力最大速度が200galまでは、橋脚は躯体の鉄筋が降伏していないために履歴吸収エネルギーの分担率は小さく、入力最大加速度が300galから600galまでの間で鉄筋の降伏によって履歴吸収減衰力が動き分担率の値が大きくなるが、やがて一定になることがわかる。このように、橋脚のような固有周期の短い構造物は、基礎の並進・動揺振動による影響がかなり支配的であり、橋脚よりも基礎のパネが先に塑性化する傾向がある。したがって、基礎を固定とした解析に基づいた橋脚の変形は、基礎の並進・動揺振動を考慮すればこれらの振動による地震外力の低減作用が働くので、実際に橋脚に作用する加速度は入力地震加速度に対して低下する。このことは、橋脚の下端を固定して設計した橋脚では過大な地震力を考えていることになる²⁾。

次に、基礎の構造特性を変化させた場合について、系に及ぼす影響について検討する。図-10は、フーチング寸法を2通りに変化させた場合の各振動における塑性率を比較したものである。この結果によれば、フーチングの寸法が大きくなるにつれて橋脚躯体の変位は増加し、基礎の動揺変位が減少する傾向がみられる。

図-11は、杭の本数を2通りに変化させた場合の各振動における塑性率を比較したものである。この結果によれば、杭の本数が少ないほど基礎の動揺変位が卓越し、逆に杭の本数が増えると基礎の強度の増加のために橋脚躯体に変位が増大する。その傾向は入力加速度が増加するほど顕著になり、基礎固定の場合の応答量を上回ることもある。現在の耐震設計法では、基礎の杭の本数を定める場合、橋脚より上部での地震力をフーチングに対して水平方向に静的

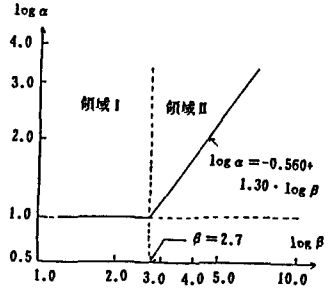


図-7 係数 β の回帰式

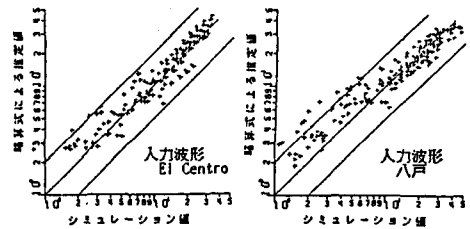


図-8 推定値とシミュレーション値

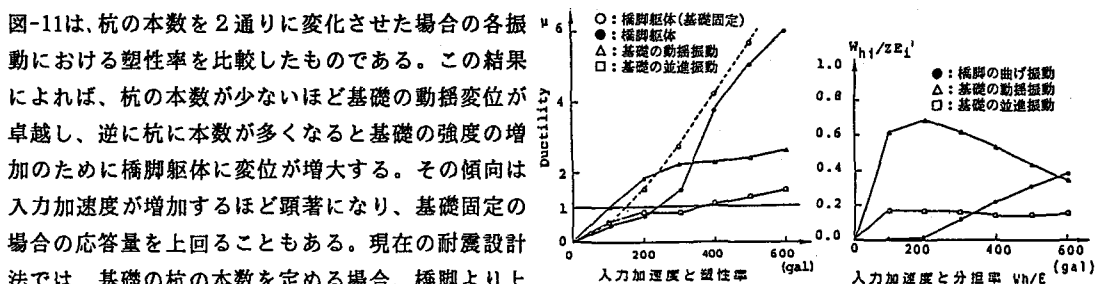


図-9 塑性率と履歴吸収エネルギー分担率

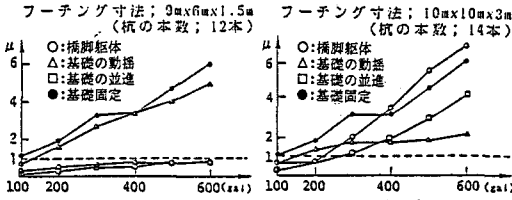


図-10 フーチング寸法を変更

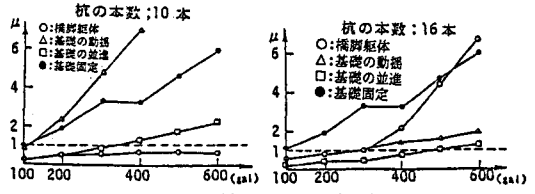


図-11 杭の本数を変更

に作用させたときのフーチングの水平変位が、許容変位量を越えないように定めるという方法が採られている。しかしながら、これまでに示した結果から基礎の寸法や杭の本数がフーチングの並進変位に与える影響は小さく、基礎の強度を減らすことは基礎の動揺振動による回転量を増大させる結果となり、逆に十分なものにすれば橋脚躯体の変形が支配的になることがわかる。

5. 橋脚と基礎による耐震安全性の配分 これまでの結果より、橋脚躯体と基礎の動揺・並進における入力エネルギーによる損傷量は、橋脚と基礎の質量分布や剛性分布、降伏強度分布などに支配されることがわかる。すなわち、フーチングの寸法が大きい場合や支持地盤の支持力が大きい場合、あるいは杭の本数が多い場合には、入力エネルギーが橋脚躯体に集中する結果となり、橋脚躯体において著しい塑性変形が認められ、

$$y_B = Q_B / m_B \cdot g \cdot k_B$$

$$y_S = Q_S / (m_S \cdot g \cdot k_S + m_B \cdot g \cdot k_B) \quad (5)$$

$$y_R = Q_R / m_B \cdot g \cdot k_B$$

k_B : 橋脚躯体の設計震度
 k_S : 基礎の設計震度 ($k_S = k_B / 2$)
 Q : 降伏荷重
 m : 質量
 g : 重力加速度

$$\eta_i = W_{hi} / S_i \quad (6)$$

W_{hi} : 各振動の履歴吸収エネルギー
 S_i : 各振動における最大弾性歪エネルギー

場合によっては基礎固定を上回る場合がある。損傷を評価するパラメータとして、式(5)で示される累積塑性変形倍率 η^3 を定義し、損傷配分を制御する指標として式(6)で示される降伏強度係数 y_i を導入した。なお、添字のB, R, Sはそれぞれ橋脚の曲げ変形・基礎の動揺・並進振動を表しており、各 S_i は各振動における最大弾性歪エネルギーであり、図-12の斜線の面積で表わされる。高さ15mの橋脚に99種類の基礎を組合せた場合について、累積塑性変形倍率 η と降伏強度係数 y_i の比($y_i / (y_S + y_B + y_R)$, $i=B, R, S$)の関係を示したものが図-13である。したがって、

各プロットは3つの軸の大きさを加えたものが1.0になる。この図から、橋脚及び基礎の構造特性にかかわらず、橋脚躯体と基礎の動揺振動において一定の傾向が見られることがわかる。このことは、一つの損傷配分を実現するための最適な降伏強度係数の分布が存在していることを意味しており、損傷配分の制御の可能性を示唆している。

本研究で対象とした橋脚高15mの場合では、橋脚躯体の曲げ振動と基礎の動揺振動に関して両者の累積塑性変形倍率の値をほぼ同程度にするという目標を設定すると、降伏強度係数の比のおおよその値は、橋脚躯体の曲げ振動で0.2、基礎の動揺振動で0.3、基礎の並進振動で0.5と得られている。

6. 参考文献 1) 川島, 長谷川, 小山, 古田; 大地震に対するRC橋脚の耐震設計に関する研究, 土木研究所資料 第2266号1985.12. 2) 国近; RC橋脚と基礎の動的相互作用における耐震安全性の配分, 京都大学工学部修士論文, 1986.2. 3) 加藤, 秋山; 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文集報告集, No.235, 1975, 9.

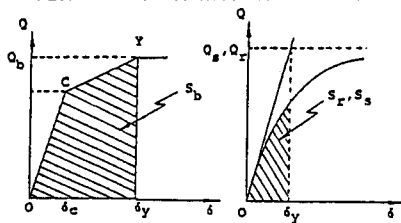


図-12 各振動の最大弾性歪エネルギーの定義

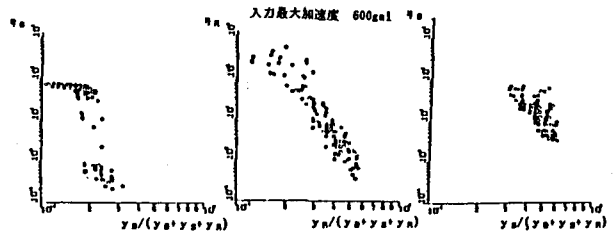


図-13 累積塑性変形倍率と降伏強度係数の関係