

RC 橋脚を有する道路橋の耐震設計法に関する考察

PRELIMINARY STUDY ON SEISMIC DESIGN METHODOLOGY FOR
HIGHWAY BRIDGES WITH REINFORCED CONCRETE PIERS

原田隆典*・岩崎敏男**・萩原良二***・大日方尚巳****

By Takanori HARADA, Toshio IWASAKI, Ryoji HAGIWARA and Naomi OBINATA

Seismic Design Methodology for typical highway bridges with reinforced concrete piers is developed. This methodology presented herein is based on a cost/benefit formulation for a rational choice of the two important parameters in seismic design requirements of typical highway bridges; the seismic design coefficient and the displacement ductility factor. Procedures require to quantify the hazard of earthquake shaking, the likelihood of bridge damage, the relationship between damage level and post earthquake performance of bridges, and the cost for increasing the required earthquake resistance of bridges. These quantities are quantified by utilizing the experimental and analytical results of damage degree for reinforced concrete piers, the experiences on post earthquake performance of bridges, and the statistics of damage cost collected on highway bridges during the past earthquakes. As an illustrative application, the methodology is applied to the choice of design requirements for typical highway bridges in Tokyo, and the values for the seismic design coefficient and the importance factor in the conventional design code are discussed.

1. ま え が き

地震荷重による構造物の応力・ひずみレベルを弾性範囲におさめるといふ弾性設計法を採用したいわゆる震度法が耐震設計に用いられて、すでに約3/5世紀が経過しているが、新しく集大成された新耐震設計法(案)¹⁾では、従来の弾性設計法に加え、非弾性域での構造部材の変形性能やエネルギー吸収性能を積極的に取り込んだ終局設計法を採用している。この背景には、構造物の地震応答解析法の精緻化に加え、実地震動の特性や大型実験による構造部材の動的終局性状に関する研究成果が直接的に重要な役割を果たしたのはともかくも、構造物にどの程度の耐震性を確保すればよいかという耐震性の目標水準に関する考察も大きな要因として関与したと考えられる。この目標水準としては、

- 中小地震を対象とした変動地震作用に対しては、構造的無被害あるいは軽微な被害にとどめる。
- きわめてまれな大地震動を想定した突発地震作用に

対しては、構造物の大破を防止する。

というものである。しかし、このような目標水準を満たすように構造物を設計するためには、さらに、各種構造物に対して、“無被害”、“軽微な被害”、“大破”等に関する具体的レベルを明らかにし、このレベルを達成するための一定の手順化された方法論を確立していかなければならない。たとえば、道路橋においては、1964年の新潟地震による昭和大桥に代表される落橋の防止が耐震設計の目標であることはもちろんであるが、最近の宮城県沖地震(1978年)、浦河沖地震(1982年)による道路橋の被害と地域社会のかかわりをみると、単純に“落橋しなければよい”と割り切るのは不十分で、震後交通の確保といった本来、道路システムが有している機能の確保の面から実状に合った水準を設定し、これを達成する耐震設計法を確立していかなければならない時期であるように思われる。

このような観点から、本論文では、RC橋脚を有する一般道路橋の耐震設計の問題を取り上げて、震後交通の確保の面から道路橋の被災レベルを規定し、このレベル達成のための耐震設計法を費用-便益問題として論ずる。具体的には

- 中小地震を対象とした中小地震作用に対しては、応答が基本的に材料の弾性範囲におさまるように設計

* 正会員 工博 宮崎大学助教授 工学部土木工学科
(〒880 宮崎市霧島1-1-1)

** 正会員 工博 建設省土木研究所地震防災部長
(〒305 茨城県筑波郡豊里町大字旭1番地)

*** 正会員 建設省土木研究所地震防災部研究員(同上)

**** 正会員 建設省土木研究所地震防災部研究員(同上)

する。

- 現実的な地震動強度が設計手順の中で使われるべきである。
- 地震に対して必要以上に強い橋の設計は避ける。
- 大地震を対象とした大地震作用に対しては、震後交通に応じた橋の機能が維持できる被害におさめるように設計する。

という多目標を実現するための設計震度とじん性率の選択問題を考察する。試算例により、道路橋耐震設計における中小地震作用と大地震作用の相対的レベルの問題や現行設計の重要度別補正係数に関して考察する。

2. 基本的用語の定義

本論の前に、以下の章で使う基本的用語の定義をしておく。

(1) (地盤) 最大加速度 A : 地盤上に設置された信頼できる地震計で計測され必要に応じて計器特性の補正のなされた最大加速度値。

(2) 有効加速度 a : 確定した定義はないが、短周期構造物の応答加速度値と考え、 $a=cA$ で定義する。ここに、 c は 0~1 の値をとる。この有効加速度の概念には、構造物の非線形応答の特性や構造物基礎の幾何学寸法による地震波の拘束効果であるいわゆる有効地震動²⁾等の効果が含まれる(式(2)、(3)参照)。

(3) 設計震度 K : 道路橋の耐震設計用震度をいう。現行規定では、この値は地域の地震活動度、重要度、構造物の構造特性や許容応力等の材料特性、さらに、地盤条件や過去の震害経験等を総合判断して定められている。

(4) 動的応答震度 K_b : 線形 1 自由度系の加速度応答スペクトル値 S_a に対応する震度で、 $K_b = S_a/g = \beta A/g$ で定義する。ここに、 β = 動的増幅率。

(5) じん性率 μ_u : 終局変位と降伏変位の比。

(6) 塑性率 μ : 応答変位と降伏変位の比。

(7) (非弾性) 変形率 N : 塑性率とじん性率の比、 $N = \mu/\mu_u$ ($\mu_u \geq 1, \mu \geq 1$)。

3. 現行設計による道路橋の地震時挙動と耐震性

現行の道路橋耐震設計規定による道路橋の地震時応答特性と耐震性について概観する。図-1 は平均橋脚高さ約 10 m の鉄筋コンクリート (RC) 橋脚を有する道路橋の地震観測データをもとに³⁾、橋脚上の応答最大加速度倍率 β^* (応答最大加速度/地盤最大加速度) と地盤最大加速度の関係プロットしたものである。地震や橋の違いによって実測加速度倍率 β^* は大きくばらつくが、地盤最大加速度約 100 cm/s² (gal) 以上の地震動では、倍率は減少傾向を示すのが認められる。このような傾向

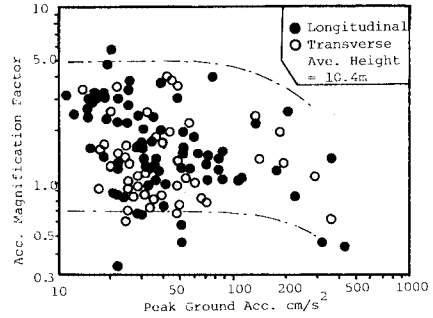


図-1 道路橋の地震観測から得られた応答倍率と地盤最大加速度

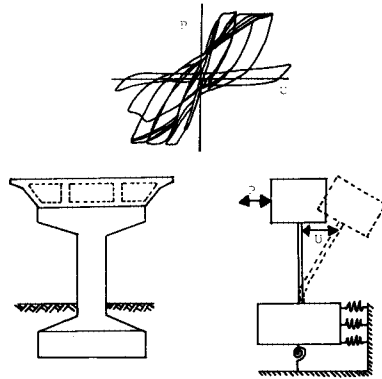


図-2 RC 橋脚の荷重-変位曲線および質点系モデル

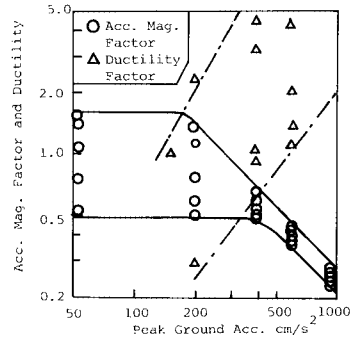


図-3 非線形地震応答解析から得られた応答倍率、塑性率、地盤最大加速度の関係

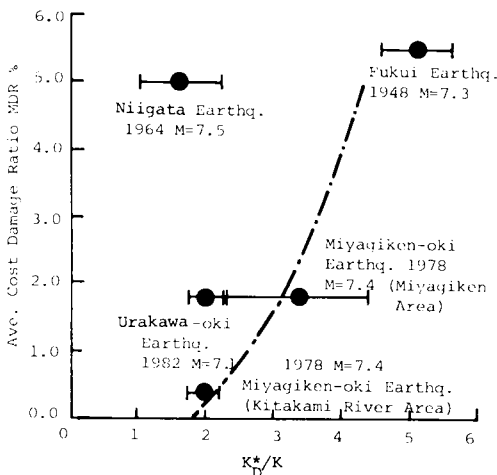
は、さらにデータを蓄積して分析しなければならないが、図-2 に示すような RC 橋脚躯体部を Trilinear 履歴復元力にモデル化した非線形地震応答解析結果をまとめた図-3 でも認められる⁴⁾。なお、このモデルでは、震度 0.2 に相当する水平力を橋脚上端部に受けると橋脚下端部の引張り鉄筋が降伏するように断面諸元を決定している。したがって、図-1 のように実測された加速度倍率の低下の主な原因は、現行の設計震度を反映したもので上部工に約 200 cm/s² 以上の加速度を受けて、橋脚が非

弾性領域の応答を示した結果と解釈できよう。なお、図一1で用いたすべての橋梁に対して被害は認められていないため、現行の耐震設計法により設計された道路橋は非弾性領域のかなり大きい変形性能やエネルギー吸収能力を有していることが示唆される。

図一4は宮城県沖地震、浦河沖地震による橋長20m以上の道路橋の平均費用被害率と（動的応答震度/設計震度）の関係をプロットしたものである。平均費用被害率 MDR_i は下式により推定した⁵⁾。

$$MDR_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n DR_{ni} \times 100(\%) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 n = 地震動強さ I の当該地域内の道路橋全数、 DR_{ni} = 当該地域の地震動強さ I による道路橋の費用被害率（被害部分の復旧費/被害時で新たに建設するための建設費）。設計震度は一律 0.2 とし、動的応答震度は地盤最大加速度に図一1の実測平均値 $\beta^* = 1.5$ を乗じて計算した。地盤最大加速度としては、地震観測値等を参考にして、新潟地震、140~300 cm/s²、宮城県沖地震の宮城県では、300~550 cm/s²、同じ地震の北上川水系では、200~300 cm/s²、浦河沖地震 200~300 cm/s² と推定したものをを用いた。同図にはデータの信頼性は高くないが、福井地震による地盤最大加速度を 600~700 cm/s² とし、被害率もプロットしている。全体として、図一4の精度は高くないが、図一4から次のような点が指摘できよう。新潟地震による被害率は高いが、パラメーター K^*/K の値は低い。この地震のように地盤の液状化等による地盤被害によって多くの橋梁が被災するケースでは加速度応答を基準としたパラメーター K^*/K 単独では、被害率を十分評価しきれないといえよう。しかし、地盤被害に起因する被害を除外すると、図一1や図一4から現行の耐震設計規定により設計された道路橋は



図一4 K^*/K と平均費用被害率の関係

設計震度から換算される加速度の約 2.0 倍の加速度を上部工に受けても無被害かきわめて軽微な被害（表一1のランクC以下の被害）にとどまるといえよう。

4. 変形性能を考慮に入れた耐震性評価パラメーター

現行設計では、変形性能を積極的に考慮はしていないが、図一1や4に示したように非弾性領域におけるRC橋脚の変形性能はかなり大きいために、結果的に現行設計による橋梁の耐震性は高いことが確かめられた。したがって、適切な耐震性の評価パラメーターは、設計震度のように“力”に主眼を置いたものに加えて、“変形”性能が積極的に取り入れられたものがよいといえよう。そこで、RC橋脚の荷重-変形曲線を図一5のように完全弾塑性モデルに近似して、VeletsosとNewmarkの等価ポテンシャルの関係⁶⁾を用いると、非線形応答の影響は近似的に $\sqrt{2\mu-1}$ により表わすことができる。したがって、耐震性評価パラメーターとして、次のように定義する非安全裕度 M を考えることができよう。

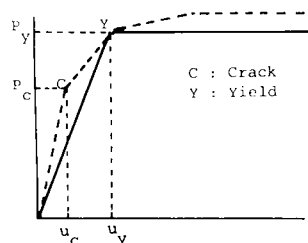
$$M = \frac{K_E}{K_C \alpha \sqrt{2\mu-1}} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} K_E &= \beta a / g = c_2 K_D^* = c K_D \\ K_D^* &= \beta^* A / g \\ \alpha &= cA = c_1 c_2 A, \quad \beta^* = c_1 \beta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

式(2)で、 $M \leq 1$ の領域は安全側となる。ここで、 K 、 K_D 、 c 、 μ 、 β は 2. で定義した。 K_E は有効加速度 a による動的応答震度、 K_D^* は応答倍率 β^* による動的応答震度である。パラメーター α は材料強度の安全率にかかわる係数で、本当の降伏耐力と設計用降伏耐力の比として定義される。現行規定では、材料安全率を公称降伏強度に対して、コンクリートでは3、鉄筋では5/3としている。しかし、地震時には許容応力度の割り増し率を1.5としているため、地震時の材料安全率はコンクリートで2、鉄筋では1.1となる。

現実のRC橋脚の α については調査しなければならないが、鉄筋のみの公称値よりもやや大きめの $\alpha = 1.5$



図一5 ピアの荷重-変位スケルトン曲線

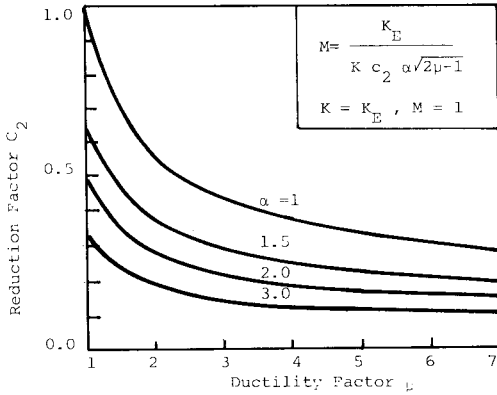


図-6 臨界安全率 $M=1$ となる c_2 , α , μ の関係

を以後の解析では、採用するものとする。低減係数 c に関しては、構造物基礎の幾何学寸法による地震波の拘束効果を表わす係数 c_1 と橋脚の非線形応答の効果を表わす係数 c_2 とし、式(3)のように評価するものとする。したがって、式(3)の β^* は基礎による地震波の拘束効果を含めた橋脚の線形応答倍率となるが、この値は、図-1に示すような実橋の地震観測結果により決めることができる。図-1で、地盤加速度の大きくない範囲の平均的な値を使うと、この値は $\beta^*=1.5$ 程度となる。

いま、設計震度として、有効加速度に基づく動的応答震度を採用すると ($K=K_E$)、安全であるためには、式(2)の M は1以下でなければならない。その限界値の $M=1$ を与える c_2 , α , μ の組合せは、図-6のような関係にある。図-6を用いると、たとえば、地盤最大加速度 400 cm/s^2 に対して、じん性率 $\mu_u=4$ 、材料安全率 $\alpha=1.5$ 、応答倍率 $\beta^*=1.5$ が期待できるときの弾性設計用震度の値を計算することができる。図-6から $c_2=0.25$ 、したがって、 $K=K_E=\beta^*c_2A/980=1.5 \times 0.25 \times 400/980=0.15$ と計算される。

5. RC 橋脚の変形性能と道路橋の被害率

式(2)の非安全裕度による耐震性評価では、ある塑性率の応答に対してどの程度の被害が生じるかについて検討しておかなければならない。図-7はRC橋脚の動的変形性能を確認するために、建設省土木研究所が実施した大型模型実験の結果を整理したものである⁶⁾。この実験は実在橋脚の調査資料に基づいて、引張り鉄筋比を3種類(1.0, 0.5, 0.27%)に変えた模型橋脚に、10回の繰返し載荷をしたものである。いずれの供試体においても非弾性変形率 N が1に近づくと橋脚下端部に全周にわたるコンクリートのはく離が観察され、1.1程度から引張り鉄筋の座屈やはらみ出しが始まる。以後、急速に水平耐力が低下する。このような破壊状況や残

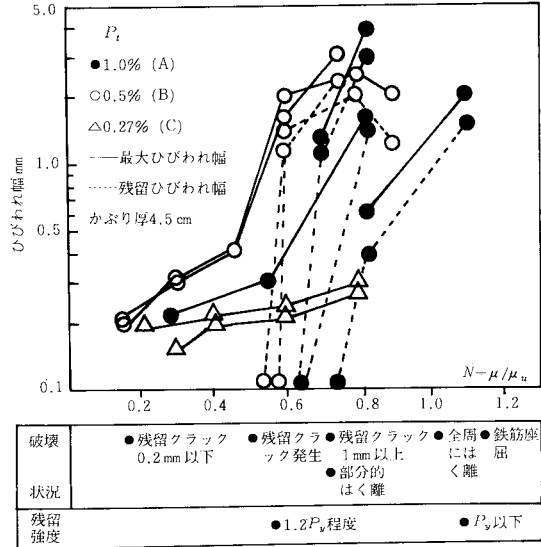


図-7 RC 橋脚の非弾性変形率と被害程度の関係

留水平強度等の記述は図-7を参照されたい。

図-7の結果に加えて、表-1に示すような分類に基づいて調査された宮城県沖地震、浦河沖地震による道路橋震害資料⁷⁾をもとに、式(1)の平均費用被害率を計算してみた。この計算では、橋長20m以上の道路橋で、できるだけRC橋脚の被害の卓越したものを対象とした。表-1と図-7を用いて、最終的に、図-8に示すようなRC橋脚を有する道路橋の被害分類(A, B, C)、平均費用被害率および非弾性変形率(N)の関係を決めることができる。なお、被害分類Cに対しては、平均費用被害率の計算できる資料がなかったが、ここでは、0.5%と仮定している。図-8の関係は、今後のRC橋脚の実験や被害資料のさらに詳細な解析等により精度を高めなければならないが、これによって、平均費用被害率と非弾性変形率の関係が求まった。図-8によると、

表-1 被害程度分類

ランク: (A)	耐荷力の減少に影響のある損傷 たとえば 鋼構造物…… 1次部材の座屈および亀裂 支承座の破損およびローラーの抜出し アンカカーボルトの抜出しが大 鉄筋コンクリート構造物…… 幅1mm以上の亀裂、支承座の破壊
ランク: (B)	耐荷力の減少に影響のない損傷 たとえば 鋼構造物……2次部材の変形 鉄筋コンクリート……亀裂がへヤクラック 構 造 物 ……程度と判断できる 取付護岸……沈下および亀裂
ランク: (C)	被害軽微 調査員が目視した事により永久構造物として問題ないと判断できるもの
ランク: (D)	特に異状が認められない

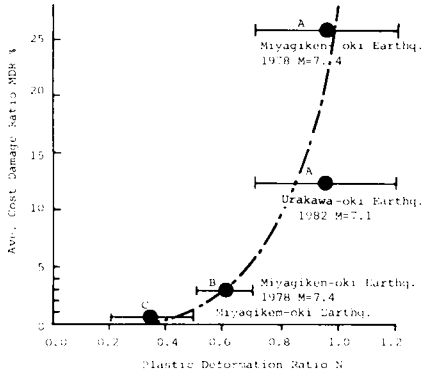


図-8 平均費用被害率と非弾性変形率の関係

変形率が0.2~0.3で被害が開始して、1.0程度では、平均費用被害率は約30%である等が読み取れる。

式(2)の非安全裕度を用いると、図-4と8の被害率の結果から次のようにして現存RC橋脚のじん性率を推定できる。図-4によると、 $K^*/K \approx 2$ の地震動で被害が開始するから、式(2)で、 $\alpha = 1.5$ 、 $M = 1$ とみると、塑性率 $\mu = 1.4$ 程度から被害が開始することになる。ここで、図-8を使うと、 $N = \mu/\mu_u = 0.2 \sim 0.3$ で被害が出るので、結局、現存のRC橋脚はじん性率 $\mu_u = 4.6 \sim 7.0$ を有していることになる。別途、構造寸法や鉄筋量から数値計算により現存のRC橋脚のじん性率を推定した結果では、計算モデルの違いや断面形状の違いにより大きくばらつくが、平均では、6.4程度が得られており⁸⁾、この結果は、上述したように道路橋の被害率から推定したものともよく一致している。したがって、これまでに示した被害率等の計算は大局において正しいものと考えられよう。

6. 道路橋耐震設計の費用-便益分析

ここでは、これまでの結果をもとに、震後交通の確保の観点から道路橋の被災度を分類して、1.で述べた4つの目標を達成するための設計震度とじん性率の選択問題を考察する。

地震動強さ I の地震による道路橋の平均費用被害率は式(1)で計算できるが、これは、設計震度 K と非弾性変形率 N の関数であると考えられる。

$$MDR_I = MDR_f(K, N) \dots\dots\dots (4)$$

式(4)の平均費用被害率に地震動強さ I の地震の年平均発生率 SH_I を乗じて、 I について加え合わせると、1年間当たりに期待される被害率(期待年被害率) $EADR$ が設計震度とじん性率の関数として得られる。これにさらに道路橋の建設費 $IC(K)$ を乗じると1年間当たりの期待被害額が計算できる。ここで、建設費も、設計震度とじん性率の関数と考えられるが、現状では、

じん性率(変形性能)をコントロールする設計法は確立されていないことを考えて、ここでは、建設費を設計震度のみの関数とする。次に道路橋の耐用期間 T 年間の期待被害額を考えるが、将来に期待される被害額を現在価値に変換するための社会的割引率 γ を考慮すると、 T 年間の期待被害額 $EDC(K, \mu_u)$ は、

$$EDC(K, \mu_u) = \delta \cdot IC(K) \cdot EADR(K, \mu_u) \left. \begin{aligned} \delta = \sum_{n=1}^T (1+\gamma)^{-n} = \frac{1}{\gamma} \left[1 - \left(\frac{1}{1+\gamma} \right)^T \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、係数 δ は社会の利子率を考慮したときの経済的耐用年数とみなされるが、たとえば、 $T = 50$ 年、 $\gamma = 6\%$ に対しては、 $\delta = 16$ 年となる。

公共経済的立場では、道路橋の建設費 $TEC(K, \mu_u)$ は、初期建設費 $IC(K)$ に将来の地震による期待被害額を加えて評価できよう。

$$TEC(K, \mu_u) = IC(K) + EDC(K, \mu_u) \dots\dots\dots (6)$$

さらに、式(6)に道路橋被災による地域社会の経済的損失等の期待間接被害額を加算した全建設費を最小とする設計震度とじん性率の組合せが公共経済的に最適な解であるといえよう^{9),10)}。しかし、交通規制等による間接被害額の推定問題はきわめて難しい¹¹⁾。一方、震後交通の確保は許容し得る震後の混乱防止にきわめて重要であり単に式(6)に間接被害額を加えた総費用最小という金額的側面のみから耐震レベルは決め難いと考えて、ここでは、次のような定式化を行う。

- 式(6)のように初期建設費と直接期待被害額の和を最小としながら、適切な震後交通の確保ができるように設計震度とじん性率を選択する問題とする。

震後交通の規制は、道路橋の被災度や道路システムの重要度等を総合判断して決定される。最近の地震(新潟地震、宮城県沖地震、日本海中部地震)による交通規制実施橋と被災種別を調査したものは、図-9に示すようにRC橋脚の被災等下部工の損傷によるものが全体の半分近くを占めている¹²⁾。このため、震後交通の確保の面から、まず、RC橋脚の被災に着目するものとする。先にも述べたように、RC橋脚の被災度は非弾性変

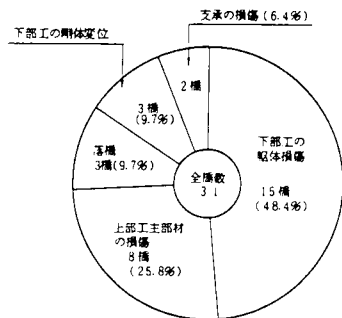


図-9 交通規制実施橋の被災種別

表—2 震後交通の規制と変形率、重要度の関係

非弾性変形率 N	交通規制	橋梁の重要度
i 以下	不 要	H
$i \sim j$	車両制限	M
$j \sim k$	通行止め	L

形率に強く依存する。したがって、表—2 に示すように、交通規制と変形率の関係を与え、これに道路橋の重要度の概念を導入する。表—2 に示すように、強い地震動により応答が非弾性領域におよぶ場合でも、変形率が i 以下であれば耐力は十分あり、交通規制は不要となる。このような条件を満たす道路橋を重要度 H とする。したがって、重要度 H の道路橋は当該地域に來襲する最大級の地震動に対して、 $N \leq i$ となるように設計しなければならない。以下、重要度 M 、 L の道路橋に対する考察は自明である。なお、表—2 の記述や分類はさらに交通規制の期間等の細かい要因を考慮した分類とすることも可能であろう。

最近の地震による RC 橋脚の被災度と交通規制の事例をみると¹²⁾、一般に、部分的なコンクリートはく離程度では、交通規制は行われていないが、全周にわたる大規模なはく離や鉄筋のはらみ出し等の被災度では、車両制限や通行止めが実施されるようである。他方、図—7 に示した RC 橋脚の実験結果によると、全周にはく離が達して鉄筋の座屈が生じても水平耐力は降伏強度程度あるため、表—2 の i 、 j 、 k の値としては、0.7、1.0、1.2 程度とするのが適当であろう。

7. 試算例による説明

前述した耐震設計の方法論の適用性を検討するために東京 2 種地盤に建設される RC 橋脚を有する道路橋を対象に試算例を示す。この試算例を通して、構造部材の応力・ひずみレベルを弾性範囲におさめるべき地震荷重と非弾性応答を許容する地震荷重の 2 つのレベルを設定する耐震設計法における地震荷重レベルの考慮や現行耐震設計水平震度の算定に用いる重要度別補正係数に関して考察する。

(1) 想定最大地震と地震危険度

東京を対象とすると、過去に起こった大地震の中で関東地震は大被害を与えたものの 1 つであり、山の手の地盤上では、300~400 cm/s² 程度の水平最大加速度であったと推定されている¹⁾。したがって、本試算例では、最大級の地震動として、 $A_{max} = 400$ cm/s²、2 種地盤を想定する。この地震動以下の地震動の年平均発生率 SH_i は戸松、片山らの開発した地震危険度解析グラフィックシステム¹³⁾を使い表—3 のように与えられる。これは次のような手順で推定したものである。1800~

表—3 年平均地震発生率 (東京)

最高加速度 gal	年平均発生率
400	0.002 86(0.0039)
300	0.006 67(0.0116)
250	0.009 09(0.0662)
200	0.014 29(0.0662)
150	0.033 33(0.0662)

注) 計算には () 内の数値を使用した。

1980 年間に東京を中心に半径 200 km 内に発生した地震を抽出し、これらの地震発生をポアソン過程に近似した確率モデルに、道路橋示方書のアテニュエーション公式を組み合わせることで求まる地震の再現年間 (平均年発生率 = 1/再現年間) と地盤最大加速度の関係から推定したものである。

(2) 設計震度と非弾性変形率

$A \leq A_{max}$ の地盤最大加速度に対して弾性設計を行う場合には、式 (2) において、 $\mu = 1.0$ 、 $M = 1.0$ として設計震度は

$$K = K_e = \beta^* c_2 A / g, \quad c_2 \alpha = 1.0 \dots \dots \dots (7)$$

この設計震度で設計された道路橋が、 $A \leq X \leq A_{max}$ の地盤最大加速度を受けると、式 (2) より塑性率は、

$$\mu = \frac{1}{2} \left(\frac{X}{c_2 \alpha A} \right)^2 + \frac{1}{2} \dots \dots \dots (8)$$

したがって、じん性率 μ_u で設計された道路橋の非弾性変形率は、

$$N = \mu / \mu_u = \left[\frac{1}{2} \left(\frac{X}{c_2 \alpha A} \right)^2 + \frac{1}{2} \right] / \mu_u \dots \dots \dots (9)$$

で与えられる。前章までの検討より、上式の各係数は、 $\beta^* = 1.5$ 、 $\alpha = 1.5$ と仮定できよう。

(3) 初期建設費

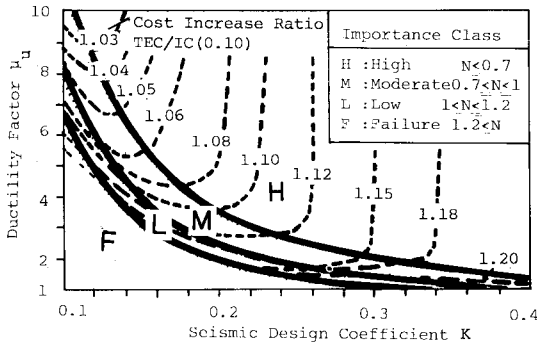
現行の設計によれば、設計震度が変わることの影響は主に橋脚を含めた下部工に現われる。2 種地盤における試算例では、建設費はほぼ設計震度に比例して増加する結果が得られている⁵⁾。したがって、橋梁全体の初期建設費 $IC(K)$ に対する下部工の建設費の割合を f とすると、 $IC(K)$ は次式のように表わせる。

$$IC(K) = IC(0.1) [1 + fh(K - 0.10)] \dots \dots \dots (10)$$

ここで、 h は下部工形式で変わるが、1~2 程度の値と見積ることができる。式 (10) では、設計震度を 0.10 以下とすることは、わが国の耐震設計では現実的でないとして判断して、これ以下のものは考えていない。

(4) 試算結果と考察

図—8 に示した平均費用被害率と非弾性変形率の関係に式 (7)~(9) の加速度と非弾性変形率の関係を使うと地盤最大加速度と平均費用被害率の関係が得られる。これに表—3 の地震平均発生率 SH_i を考慮して、式 (10) の初期建設費として、 $f = 0.5$ 、 $h = 2.0$ を用いると、式 (6) の全建設費が、設計震度とじん性率の関係として



図一10 設計震度、じん性率、重要度、全建設費比率の関係 (東京2種地盤)

求められる。その結果をまとめると、図一10のような設計震度とじん性率および全建設費の増加率 (TEC/IC(0.1)) の関係を得る。なお、この例では、耐用年数 $T=50$ 年、社会的割引率 $\gamma=6\%$ を仮定した。このような経済的視点に加えて、表一2のような震後交通の規制条件を導入すると、道路橋の重要度に応じて、 $K-\mu_d$ 平面を H, M, L, F の4つの領域に分割することができる。図一10の分割は、表一2において、 $i, j, k=0.7, 1.0, 1.2$ として描いたものである。

震後に交通規制をしてはならないような重要道路橋 H の耐震設計では、選択できる設計震度とじん性率は、図一10の H の範囲のものとなる。同じように、重要度 M, L の橋では、図一10の M, L の範囲のものをを用いることができるが、 F の領域で設計した道路橋は崩壊するのでこの領域内の設計震度とじん性率の組合せは選択できない。図一10を使うと以下に示すような考察をすることができよう。

図一10によると、使用材料や構造特性の設計上の工夫により地震時の変形性能 (じん性率) が十分確保できる場合には、低い設計震度が採用できて、安い道路橋の建設が可能となる。しかし、逆に、じん性率が十分とれないケースでは、それを補うために設計震度を大きくとる必要があり、建設費は高くなる。このように、弾性設計用の設計震度は構造物の変形性能に依存して変えるのが経済的である。たとえば、どちらも重要度 H の橋であっても高いじん性率7程度のケースでは、設計震度は約0.14でよいが、じん性率4の場合には、約0.19となる。したがって、この例では、終局設計用震度のレベルと弾性設計用震度のレベル比は、前者では、 $0.14/0.41 \div 1/3$ ($400/980=0.41$)、後者では、 $0.19/0.41 \div 1/2$ 程度に設定するのが、震後の交通確保や経済的な面から最も望ましいといえよう。

次に、図一10により耐震設計の重要度別補正係数を考察してみる。現行規定では、重要度係数は、0.8と

表一4 重要度係数とじん性率

重要度	じん性率	2	4	6	7
H		0.31(1.19)	0.19(1.19)	0.15(1.15)	0.14(1.17)
M		0.26(1.00)	0.16(1.00)	0.13(1.00)	0.12(1.00)
L		0.22(0.85)	0.14(0.88)	0.11(0.85)	0.10(0.83)

() 内の数値は各設計震度比で重要度係数を表わす。

1.0であり、特に重要なものでは、1.1が与えられる。これに対して、図一10から各じん性率と橋の重要度に対して読み取った設計震度より求めた重要度別係数は M を規準にとると表一4のように約1.2と0.85と多少現行のものより大きめの係数が得られる。現行設計では、ほとんどが係数1.0で設計される場合が多い。これもこの係数の意味のあいまいさや耐震設計における不確定性の大きい段階では、次善の策かとも思われるがこの試算結果から判断すると道路橋被害による交通規制が震後の救援復旧活動の面から問題となるケースでは、もっと積極的に高い重要度係数を採用すべきであろう。これによる建設費の増加はじん性率ともかかわるが、図一10のようにわずかなものである。

最後になったが、今後の重要な課題と思われる耐震性判定と図一10のかかわりを述べる。現行設計によるRC橋脚のじん性率の平均値は、前述したが、6程度と推定される。しかし、3程度のものも存在してばらつきが大きい。現行では、震度0.2を標準値としているため、図一10によると、じん性率3程度の橋では、車両制限程度の被害が生じる。前述したように耐震性は設計震度とじん性率に強く依存するが、設計震度のみで設計された現存の橋梁では、事前に、じん性率を調査して、図一10のようなグラフを用いて、高い重要度の道路橋が、 M 領域もしくはそれ以下に入っていれば、なんらかの補強を行う等の対策を実施することも可能であろう。

8. ま と め

本論文は、RC橋脚を有する道路橋の新しい耐震設計法に関する基礎的検討を行ったものである。既往の地震応答観測、震害調査、大型模型実験および単純なモデルによる非線形応答解析等の結果を用いて、道路橋耐震設計における多目標問題の費用-便益分析の基礎的定式化を行った。その結果に基づき、震後交通の確保や耐震設計のための投資額の制約条件下における設計震度や所要変形性能 (じん性率で代表する) などの設計上重要なパラメーターの決定法に関する基礎的検討を行った。その結果を要約すると以下のとおりである。

(1) 地盤の液状化に代表されるような地盤被害によるものを除くと、現行の耐震設計により設計された道路橋は、設計震度から換算される加速度の約2.0倍の加速度を上部工に受けても無被害かきわめて軽微な被害にと

どまる。

(2) 耐震性をより合理的に評価するために、設計震度に加えて、変形性能を考慮した耐震性評価パラメータを導入した。これにより、弾性設計用震度や所要じん性率に対応する終局設計用震度および材料安全率等の関係が明らかとなった。

(3) 大型模型実験による RC 橋脚の破壊状況と変形性能の関係に、既往地震による平均費用被害率と破壊状況の調査資料を組み合わせ、道路橋の平均費用被害率と変形性能の関係を定量化した。この関係を用いることにより、任意の設計震度とじん性率で設計された道路橋の平均費用被害率と地盤最大加速度の関係を定式化した。

(4) この関係式と既往の被害率から逆算して求めたじん性率は、4.6~7.0となるが、この値は、別途、橋脚の断面寸法、材料諸元から計算で求めたものとよく一致しており、本論文で求めた関係式の大局的正しさが実証された。

(5) これらの関係式に、さらに、震後交通の規制の条件と道路橋の重要度の概念を導入して、耐震設計における設計震度とじん性率の選択問題を定式化した。

(6) この定式化に従って、東京の2種地盤に建設される道路橋を例に、経済的かつ震後交通を適切に確保すべく耐震設計法を論じた。その結果

(a) 弾性設計用震度と終局設計用震度のレベルの比率は構造物の変形性能に依存して変えるのが望ましく、7程度のじん性率のものに対しては約3、じん性率4程度では、約2の比率を使用するのが望ましい。

(b) 道路橋の重要度別補正係数としては、0.85と1.2の値が得られたが、この値は、現行の0.8と1.1に比べるとほぼ等しいかやや大きめの値となる。

(c) 現行設計による道路橋の耐震性は平均的な意味では十分である。しかし、既存の橋梁では、変形性能のばらつきは大きいため、低いじん性率の RC 橋脚には、車両制限を受ける程度の被害が生じ得る。

(d) 既存の道路橋の設計震度とじん性率から、道路橋の重要度に応じた耐震診断の可能性を示した。

ただし、本論文では、考え方を明確にするために、いくつかの仮定と現時点で採集できる資料をもとに解析し

てみたが、さらに新しい資料のもとで精査されるべきものとする。

なお、本研究は、著者の1人が招へい研究員として、昭和59年4月~9月までの6か月間、土木研究所に滞在して実施した研究の一部である。本研究の動機や議論のバックグラウンド形成には、高速道路調査会の東京湾横断道路耐震検討会（座長：片山恒雄、東京大学生産技術研究所教授）における討論や川島一彦博士（建設省土木研究所）との議論が非常に役立った。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 建設省：新耐震設計法（案）、土工資料1185号、建設省土木研究所、1977。
- 2) 原田隆典・久保慶三郎・片山恒雄：地中埋設剛体構造物の地震応答解析モデルの考え方、土木学会論文集、第334号、pp.173~176、1973。
- 3) Iwasaki, T., Penzien, J. and Clough, R.: Literature Survey of Seismic Effects on Highway Bridge, EERC, University of California, Berkeley, 1972。
- 4) 岩崎敏男・萩原良二：ライフライン施設の耐震性に関する日米共同研究、建設省土木研究所報告書、1984。
- 5) 猪熊康夫：道路橋の設計水平震度の選択に関する決定分析、東京大学修士論文、1980。
- 6) 建設省土木研究所：鉄筋コンクリート橋脚模型載荷実験報告書、1983。
- 7) 宮城県土木部道路建設課：橋梁震害調査報告書、1978、国土開発技術センター：橋梁震害調査報告書、1982。
- 8) 太田 夫：単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究、土木研究所資料第1513、1979。
- 9) 稲森光洋・原田隆典：道路橋の地震時間接被害と設計水平震度の選択問題について、宮崎大学工学部研究報告書、第30号、1984。
- 10) 野中昌明・猪熊康夫・片山恒雄：道路橋の地震被害率と設計震度選択に関する基礎的検討、土木学会論文集、第340号、1983。
- 11) 原田隆典・稲森光洋：道路橋の耐震性および設計水平震度の選択に関する基礎的研究、宮崎大学工学部研究報告、第29号、1983。
- 12) 国土開発技術センター：震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書、1984。
- 13) 戸松征夫・片山恒雄：地震危険度解析グラフィックシステム（ERISA-G）の開発、第39回土木学会年次講演概要集I、1984。

(1984.12.19・受付)