

土 木 研 究 所 報 告

第 170 号

R C 橋脚を有する道路橋の費用—便益分析と	原 田 隆 典
耐震設計法に関する基礎的研究	岩 崎 敏 男
	萩 原 良 二
	大日方尚巳

昭 和 61 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © 1986年 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

RC橋脚を有する道路橋の費用－便益分析と 耐震設計法に関する基礎的研究

原田隆典^{*1} 岩崎敏男^{*2}
萩原良二^{*3} 大日方尚巳^{*4}

Preliminary Study on Cost Benefit Analysis and Seismic Design Methodology for Highway Bridges with Reinforced Concrete Piers

by Dr. Takanori Harada, Dr. Toshio Iwasaki, Ryoji Hagiwara
and
Naomi Obinata

要 旨：

鉄筋コンクリート製（RC）橋脚を有する一般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。既往の地震被害調査、大型模型載荷実験及び数学モデルによる非線形応答解析等の結果を用いて、道路橋の耐震設計における費用－便益解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などの設計上重要なパラメータの決定法を論じた。試算例を通して、当該地域の最大地盤加速度と設計震度の関係や現行の耐震設計における重要度別補正係数の決定法等を示した。

キーワード：設計震度、じん性率、重要度別補正係数、コンクリート橋脚、費用－便益解析

Synopsis:

A cost/benefit formulation is developed for a rational choice of the important two 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 of 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 cost damage statistics collected on highway bridges during 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.

Key Words: Seismic Design Coefficient, Ductility Factor, Importance, Reinforced Concrete Piers, Cost/Benefit Formulation

*1 招へい研究員，工博（現宮崎大学助教授）
*2 地震防災部長，工博
*3 地震防災部耐震研究室研究員（現 環境庁大気保全局特殊公害課長補佐）
*4 地震防災部耐震研究室研究員

目 次

1. まえがき	(3)
2. 基本的用語の定義	(3)
3. 現行設計による道路橋の地震時挙動と耐震性	(4)
4. 変形性能を考慮した耐震性評価パラメータ	(5)
5. R C 橋脚の変形性能と道路橋の被害率	(6)
6. R C 橋脚を有する道路橋の耐震設計の費用便益分析	(8)
7. 試算例による説明	(9)
7. 1 想定最大地震と地震危険度	(9)
7. 2 設計震度と塑性変形率	(9)
7. 3 初期建設費	(11)
7. 4 平均費用被害マトリクス	(12)
7. 5 計算結果と考察	(12)
8. まとめ	(14)
参考文献	(15)

1. まえがき

地震荷重による構造物の応力・歪レベルを弾性範囲内に収めるという弾性設計法を採用したいいわゆる震度法が耐震設計に用いられて、既に約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)では、従来の弾性設計法に加え、塑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り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

- ・中規模以下の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。
- ・大規模地震の地震作用に対しては構造物の大破を防止する。

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には、更に、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確にし、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。例えば、道路橋においては、1964年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)、浦河沖地震(1982)による道路橋の被害と地域社会の係わりを見るとわずかな交通規制においても、地域社会の生活に大きな影響を与える場合や地域の住民に不満を残す場合もあるように思われるので、単純に“落橋しなければよい”と割り切るのでは不十分で、震後の交通確保といった本来、道路システムが有している機能の確保の側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。

このような視点から、本論文では、一般道路橋の耐震設計の問題を取り上げて、震後の交通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、

- ・中規模以下の地震作用に対しては、応答が基本的に材料の弾性範囲に収まるように設計する。
- ・現実的な地震動強度が設計手順の中で使われるよう

にする。

- ・設計震度は地震危険度及び重要度を考慮して定める。
- ・大規模地震の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収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える。試算例を通して、道路橋耐震設計における大地震荷重と中小地震荷重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する考察を行う。

2. 基本的用語の定義

本論に入る前に以下の章で使う基本的用語の定義を述べておく。

- (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が行われた最大加速度値。
- (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の値とする。この有効加速度の概念には、構造物の非線形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。
- (3) 設計震度 K : 一般構造物の耐震設計用震度という。弾性設計用の震度と考えてよいが現行規定ではこの値は、地域の地震活動度、構造物の重要度、構造物の構造特性や許容応力等の材料特性、更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_D : 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、 $K_D = S_a/g = \beta A/g$ で定義する。ここに β は動的増幅率となる。
- (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) (塑性) 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

ここでは、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について概観する。

図-3・1は、平均橋脚高さ約10mの鉄筋コンクリート(RC)橋脚を有する道路橋で観測されたデータを基に、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をプロットしたものである。道路橋や地震波の違いによって、加速度倍率 β^* の値は、大きくばらつくが、地盤最大加速度約100cm/s²以上の地震動では倍率は減少傾向を示すが認められる⁴⁾。このような傾向は、更にデータを蓄積して分析しなければならないが、図-3・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・3でも認められる。なお、このモデルでは設計震度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。従って、図-3・1のように実際に観測された加速度倍率の低下の主要原因は、現行の設計震度を反映したもので上部工に約200cm/s²以上の加速度を受けて橋脚が塑性領域の応答を示した結果と解釈できよう(図-3・3の点線Dより右上の領域は上部工の応答が200cm/s²以上に対応する)。なお、図-3・1で用いたすべての橋梁に対して問題となるような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、

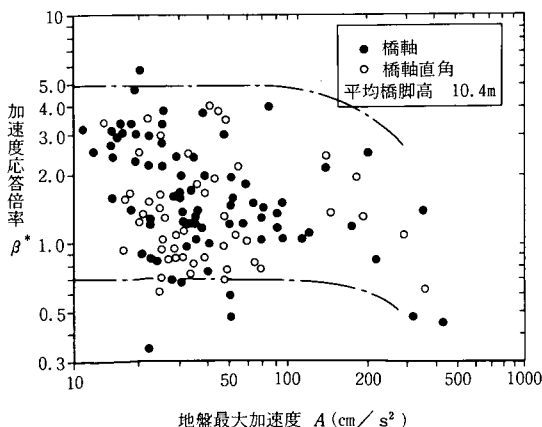


図-3・1 道路橋の地震観測から得られた応答倍率と地盤最大加速度の関係

塑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(5章において、変形性能と被害の関係を述べる)。

図-3・4は、宮城県沖地震(1978)、浦河沖地震(1982)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、 $K\delta/K$)の関係をプロットしたものである。平均費用被害率 MDR_1 は下式により推定した⁵⁾。

$$MDR_1 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n DR_{I_i} \dots \dots \dots (3 \cdot 1)$$

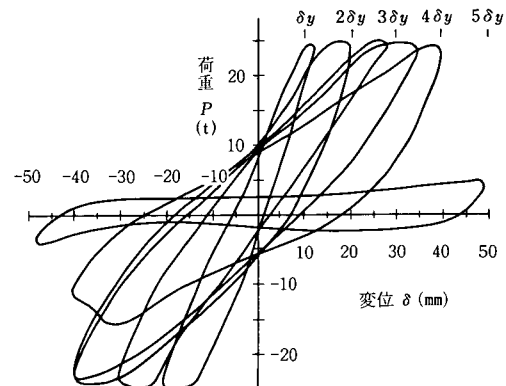
ここに、

n = 地震動強さ I の当該地域内の道路橋全数

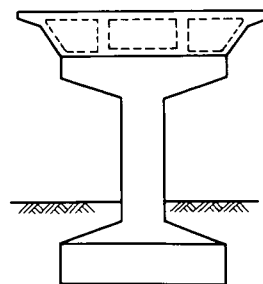
DR_{I_i} = 当該地域の地震動強さ I による道路橋の費用被害率

$$= \frac{\text{被害部分の復旧費用}}{\text{被害時の貨幣価値に換算した当該橋の建設費}} \times 100(\%)$$

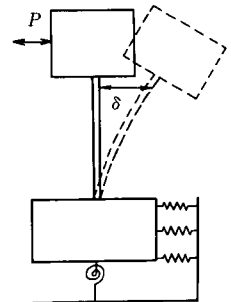
設計震度は一律0.2とし、動的応答震度 ($K\delta = \beta^* \times A$) は地盤最大加速度値に図-3・1の実測平均値 β^*



(a) 荷重-変位曲線



(b) RC橋脚



(c) 質点系モデル

図-3・2 RC橋脚の荷重-変位曲線及び質点系モデル

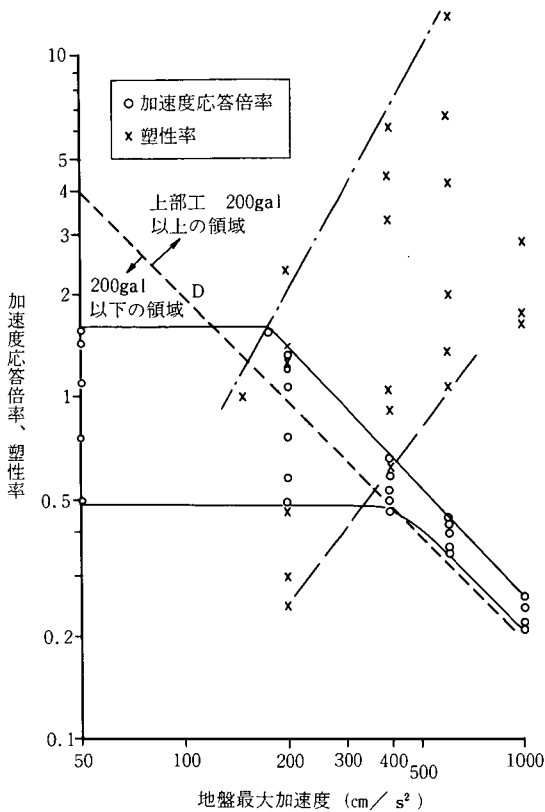


図-3-3 地震応答非線形解析による加速度応答倍率、塑性率地盤最大加速度の関係

= 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 (1964) $140 \sim 300 \text{ cm/s}^2$ 、宮城県沖地震 (1978) 宮城県 $300 \sim 550 \text{ cm/s}^2$ 、宮城県沖地震北上川水系 $200 \sim 300 \text{ cm/s}^2$ 、浦河沖地震 (1982) $200 \sim 300 \text{ cm/s}^2$ と推定したものを用いた。同図にはデータの信頼性は低い、福井地震による地盤最大加速度を $600 \sim 700 \text{ cm/s}^2$ として、被害率もプロットしている。

全体として、図-3-4の信頼性は高くないが図-3-4から次のようなことを読み取ることができよう。新潟地震による被害率は高いが、パラメータ K_b/K 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 K_b/K 単独では、被害率を十分評価しきれないと言えよう。しかし、地盤被害に起因する道路橋の被害を除外すると図-3-1や図-3-4から現行の耐震規定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極めて軽微な被害にとどまるもの

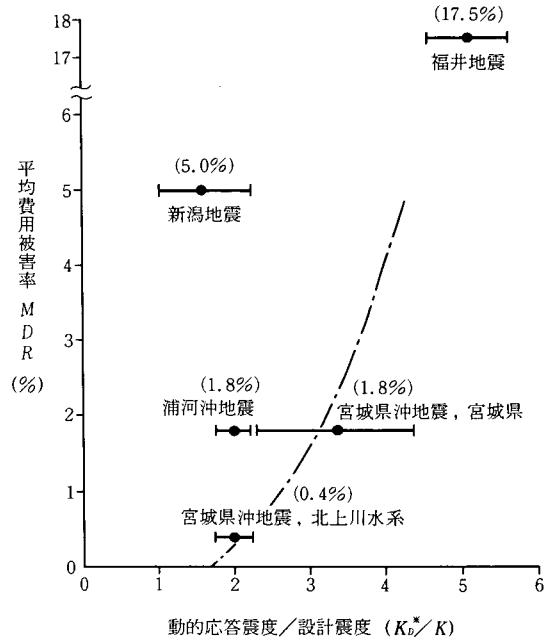


図-3-4 動的応答震度と設計震度の比率、平均費用被害率の関係

と考えられよう。

4. 変形性能を考慮した耐震性評価パラメータ

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-3-1や図-3-4に示したように塑性領域における R C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くなっていることが確かめられた。従って、適切な耐震性の評価パラメータは、設計震度のように“力”に主眼をおいたものに加えて、“変形”性能が積極的に取り込まれたものがよいと言えよう。そこで R C橋脚の荷重-変位曲線を図-4-1のように完全弾塑性モデルに近似して、Veleztsos と Hewmark⁶⁾ の等価ポテンシャルの関係をを用いると、非線形応答の影響は近似的に $\sqrt{2\mu-1}$ により表すことができる。従って、耐震性評価パラメータとして次のように定義する危険度 M を考えることができよう。

$$M = \frac{\text{実際の地震応答外力}}{\text{実際の降伏耐力}}$$

ここで、

実際の地震応答外力 = (質量) × (橋脚上の最大加速度)

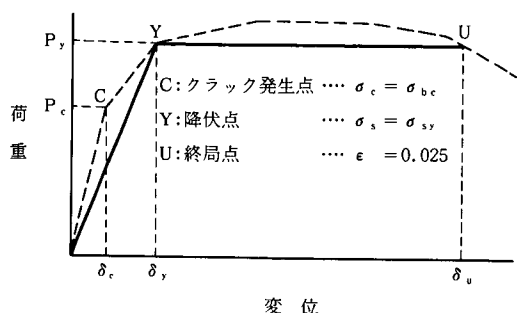


図-4-1 R C柱の荷重-変位スケルトン曲線
完全弾塑性モデル

$$\begin{aligned} \left(\begin{array}{l} \text{橋脚上の} \\ \text{最大加速度} \end{array} \right) &= \left(\begin{array}{l} \text{基礎の拘束効果を受} \\ \text{けた入力最大加速度} \end{array} \right) \\ &\times \left(\begin{array}{l} \text{橋脚の弾性応答倍率} \\ \beta \end{array} \right) \\ &\times \left(\begin{array}{l} \text{橋脚の非線形応答効果} \\ 1/\sqrt{2\mu-1} \end{array} \right) \\ \left(\begin{array}{l} \text{基礎の拘束効果を受} \\ \text{けた入力最大加速度} \end{array} \right) &= \left(\begin{array}{l} \text{基礎拘束効果} \\ c_1 \end{array} \right) \\ &\times \left(\begin{array}{l} \text{地盤最大加速度} \\ A \end{array} \right) \end{aligned}$$

実際の降伏耐力 = (質量) × (重力加速度 g) × (設計震度 K) × (材料安全率 α)

と考えられるので、結局、 M は、

$$M = \frac{K_E}{K C \alpha \sqrt{2\mu-1}} \quad (4.1)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} K_E &= \beta a / g = c_2 K_B = C K_D \\ K_B &= \beta^* A / g \\ a &= c A = c_1 c_2 A \\ \beta^* &= c_1 \beta \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

式(4.1)で $M \leq 1$ の領域は安全側となる。ここで、 α を除く K_D 、 K 、 c 、 μ は第2章で定義したが、それぞれ、動的応答震度、設計震度、低減係数、塑性率である。式(4.1)の K_E は有効加速度 α による動的応答震度で式(4.2)のように定義される。パラメータ α は材料強度の安全率に係わる係数で、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と決めているため、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。これらの安全率は、公称降伏強度に基づいて

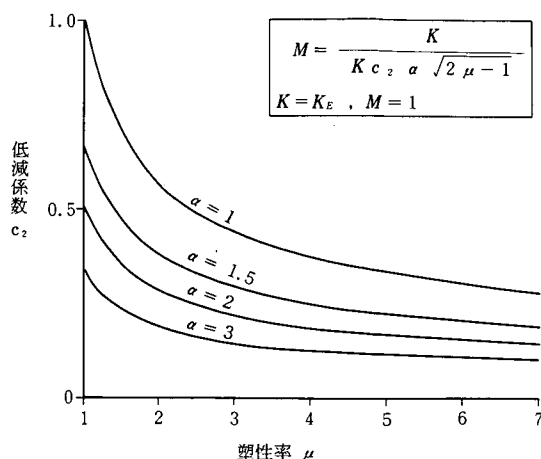


図-4-2 臨界安全率 $M = 1$ となる c_2 、 α 、 μ の関係

いることや設計施工等を考慮すると、現状のRC橋脚では、 $\alpha = 1.5$ 程度が期待できるものと思われる。

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す係数 c_1 と橋脚の非線形応答の効果を表す係数 c_2 とし、式(4.2)のように $c = c_1 c_2$ として評価するものとする。従って、式(4.3)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-3-1に示すような実橋の地震応答観測結果より決めることができる。図-3-1で、入力加速度が大きくなり、橋脚の応答が線形応答と考えられる応答の倍率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(4.1)の M は1以下でなければならない。その臨界値 $M = 1$ を与える c_2 、 α 、 μ の組み合わせは、図-4-2のような関係にある。図-4-2を用いると、例えば、地震最大加速度 400cm/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-4-2から $c_2 = 0.25$ 、従って、 $K = K_E = \beta c_2 A / 980 = 1.5 \times 0.25 \times 400 / 980 = 0.15$ と計算される。

5. RC橋脚の変形性能と道路橋の被害率

式(4.1)の危険度による耐震性評価では、ある塑性率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-5-1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

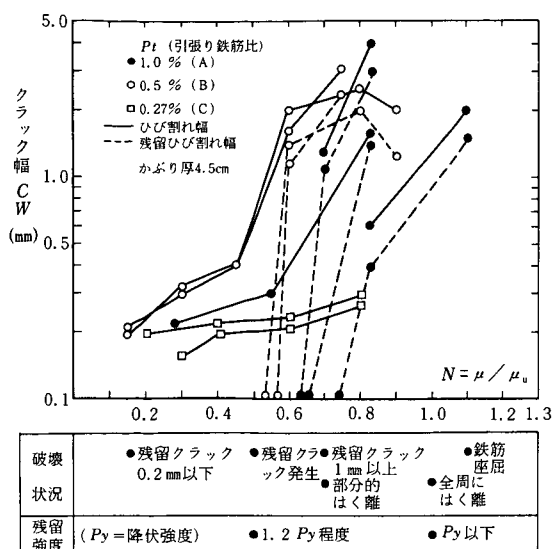


図-5.1 RC橋脚の塑性変形率と被害程度の関係

た大型模型実験の結果を整理したものである⁷⁾。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結果である。いづれの供試体においても塑性変形率($N = \mu / \mu_u$)が1に近づくとも橋脚下端部において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留強度等の記述は図-5.1を参照されたい。

図-5.1の結果に加えて、表-5.1に示すような被害分類に基づいて調査された宮城県沖地震(1978年)、浦河沖地震(1982年)による道路橋震害資料を基に式(3.1)で定義される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橋脚の被害が卓越したものを対象とし、支承のみの被害橋や錦桜橋のような鋼橋梁の落橋被害は除いている。各被害分類の平均費用被害率の計算結果に加えて、表-5.1と図-5.1を用いて、最終的に、表-5.2に示すようにRC橋脚を有する道路橋の被害分類、平均費用被害率及び非塑性変形率の関係が決められている。ここでは、表-5.1の分類に示されているように、ランクAの被害としては、鉄筋コンクリート構造物の残留ひび割れ幅が1mm以上の亀裂のあるものとされているため、図-5.1の点線の実験値を参照して、Aランクの被害に対して、塑性変形率 N を0.7~1.2としている。同じように、ランクBの被害は亀裂がヘヤクラック程度

表-5.1 被害程度分類

ランク ; A	耐力の減少に影響のある損傷 例えば 鋼構造物 1次部材の座屈及び亀裂。 支承査の破損及びローラーの抜出し。 アンカーボルトの抜出しが大。 鉄筋コンクリート構造物 1mm以上の亀裂。 支承査座の破壊。
ランク ; B	耐力の減少に影響のない損傷 例えば 鋼構造物 2次部材の変形。 鉄筋コンクリート構造物 亀裂がヘヤクラック程度と判断できる。 取付護岸 沈下及び亀裂。
ランク ; C	被害軽微 調査員が目視したこと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。

表-5.2 宮城県沖地震による被害分類、平均費用被害率及び変形率の関係

被害判定	MDR	$N = \mu / \mu_u$
A	26 % (13)	0.7 ~ 1.2
B	3 %	0.5 ~ 0.7
C	0.5%	0.2 ~ 0.5
D	0 %	~ 0.2

() 内の数値は浦河沖地震による被害率

と分類されているため、図-5.1で残留ひび割れ幅が0.1mm以下となる $N=0.5$ を下限とし、Bに対しては、 $N = 0.5 \sim 0.7$ としている。ランクCに対しては、 N の下限を0.2として、表-5.2の関係を求めた。なお、被害分類Cに関しては、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。表-5.2の関係は、今後のRC橋脚の変形性能に関する研究や被害資料の更に詳細な解析等により、信頼度を高めてゆかなければならないが、表-5.2から図-5.2に示すような平均費用被害率と塑性変形率の関係を定めることができる。これによると、変形率が0.2~0.3で被害が出始めて、1.0程度では、平均費用被害率は約30%である等が読みとれる。

式(4.1)危険度を用いると、図-3.4と図-5.2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することができる。図-3.4によると、 $K_B / K \approx 2$ の地震動で被害の発生が始まるから、式(4.1)で $\alpha = 1.5$, $M = 1$ とくと、塑性率 $\mu = 1.4$ 程度から被害が始まることになる。ここで、図-5.2の結果を用いると、 $N = \mu / \mu_u = 0.2 \sim 0.3$ で被害が始まるから、結局、現存のRC橋脚は、じん性率 $\mu_u = 4.6 \sim 7.0$ 程

表-5.3 既往の橋梁におけるじん性率(計算値)の例(太田実博士⁹⁾による)

橋脚の種類		じん性率		備考
		計算値-1, μ_u	計算値-3, μ_u	
中実円形断面		5.8 ~ 8.2 (7.0)	6.4 ~ 8.1 (7.3)	6 例
中空円形断面		4.9 ~ 6.6 (5.8)	5.8 ~ 6.8 (6.3)	6 例
角断面	橋軸方向	2.9 ~ 6.8 (4.9)	5.6 ~ 10.5 (8.1)	6 例
2柱式	橋軸直角方向	5.1 ~ 8.1 (6.6)	5.7 ~ 8.6 (7.2)	4 例
小判型断面(橋軸方向)		3.9 ~ 7.0 (5.5)	5.3 ~ 7.3 (6.3)	3 例

注) 橋脚高さは7~15m。コンクリートの終局ひずみは、0.0035と仮定。()内の数値は各計算値の中央値を示し、著者が付け加えたもの。
計算値-1は躯体の曲げ変形のみ考慮。計算値-3は躯体の曲げ変形とフーチング鉄筋の伸びを考慮。

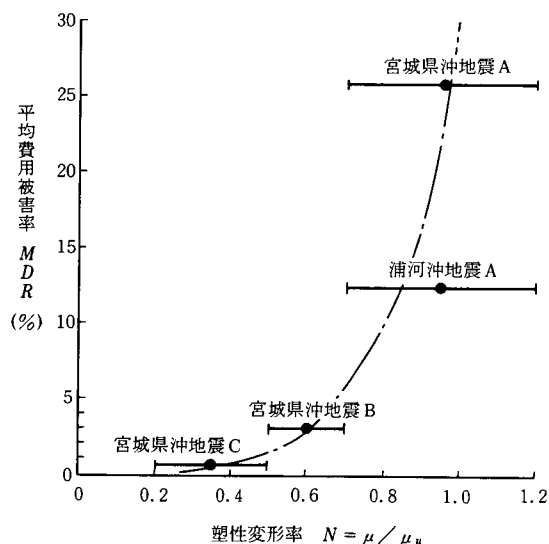


図-5.2 平均費用被害率と塑性変形率の関係

度を有していることになる。別途、断面寸法や鉄筋量から、数値計算より、現存のRC橋脚のじん性率を推定した結果を表-5.3に示す⁹⁾。計算モデルの違いや断面形状の違いにより最低で2.9最高で10.5と大きくばらつくが、橋脚の種類毎の中央値では、4.9~8.1の範囲であり、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よく一致している。従って、これまでに示した被害率の計算は大局において正しいものと思われる。

6. RC橋脚を有する道路橋の耐震設計の費用便益分析

前述のように道路橋の耐震性は設計震度に加えてじん性率のような変形性能に強く依存するが、本章では、

このような成果を基に、震後の交通確保の面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(3.1)で計算できるが、これは、設計震度Kと塑性変形率Nの関数であると考えられる。

$$MDR_I = MDR_I(K, N) \quad \dots\dots\dots (6.1)$$

式(6.1)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、地震動強さIについて加え合せると、1年間当たりに期待される被害率(年間期待被害率) $EADR$ が設計震度とじん性率の関数として得られる。

$$EADR(K, \mu_u) = \sum MDR_I \cdot SH_I \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

年間期待被害率に道路橋の建設費 $IC(K)$ を乗じると、1年間当たりの期待被害額を計算することができる。ここで、建設費は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等を考慮して、建設費は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 r を考慮すると、T年間の期待被害額 $EDC(K, \mu_u)$ は、

$$EDC(K, \mu_u) = \delta \cdot IC(K) \cdot EADR(K, \mu_u) \quad \dots\dots (6.3)$$

ここに、

$$\delta = \sum_{n=1}^T (1+r)^{-n} = \frac{1}{r} \left[1 - \left(\frac{1}{1+r} \right)^T \right] \quad \dots\dots (6.4)$$

係数 δ は社会的割引率を考慮したときの経済的耐

用年数と見なされるが例えば、 $T=50$ 年、 $r=6\%$ に対しては、 $\delta=16$ 年となる。

公共経済的立場では、道路橋の全建設費 $TEC(K, \mu_u)$ 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。

$$TEC(K, \mu_u) = IC(K) + EDC(K, \mu_u) \dots (6.5)$$

更に、式(6.5)に道路橋被災による地域社会の経済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み合わせが公共経済的に最適な設計震度であると言えよう¹⁰⁾。しかし、交通規制等による間接被害額の推定問題は極めて難しい¹¹⁾。

一方、震後の交通確保は許容し得る震後の混乱防止に極めて重要であり、単に式(6.5)に間接被害額を加えた総費用最少というような金額的側面のみによって耐震レベルは決め難いと考えて、ここでは、次のように定式化する。

震後の適切な交通が確保できる条件の下に、式(6.5)で求められる初期建設費と直接期待被害額の和を最小にするように、設計震度とじん性率を選択する問題、として定式化する。

震後の交通規制は、道路橋の被災度やその道路の重要度等の総合的状況判断から実施される。他方、先にも述べたように、RC橋脚を有する道路橋の被災度は、塑性変形率に強く依存する。従って、表-6.1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-6.1によると、強い地震動により、応答が塑性領域に及ぶ場合でも、変形率 N 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。従って、重要度 H の道路橋は当該地域に来しゅう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-6.1の交通規制の記述や分類は、更に、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る。

表-6.2は既往の地震によるRC橋脚の被害度と交通

表-6.1 震後交通規制と変形率、重要度の関係

塑性変形率 N	交通規制	橋梁の重要度
i 以下	不要	H
$i \sim j$	重量・車両制限	M
$j \sim k$	通行止め	L

規制の関係を示す¹³⁾。一般に部分的なコンクリートはく離程度では交通規制と行っていないが、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害では、交通規制や通行止があるようである。他方、図-5.6に示したRC橋脚の模型実験結果によると、全周にはく離が達して鉄筋の座屈が生じても水平的耐力は降伏耐力 P_y 程度あることが分かる。従って、表-6.2や図-5.1を参照すると、表-6.1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

前章に述べた耐震設計の費用—便益分析の方法論の適用性を検討するために、東京の2種地盤に建設されるRC橋脚を有する道路橋を対象とした試算例を示す。またこの試算例を通して、構造部材の応力・歪レベルを弾性範囲内に収めるべき地震荷重と塑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察や、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する考察を行う。

7.1 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大地震は、東京に大被害を与えたものの1つであり、山の手の地盤上では $300 \sim 400 \text{ cm/s}^2$ 程度の水平地盤最大加速度であったと推定されている¹⁾。従って本試算例では、最大級の地震動として、

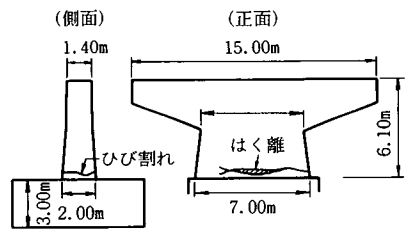
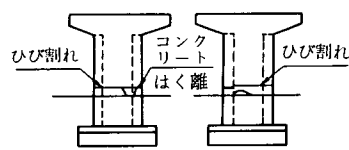
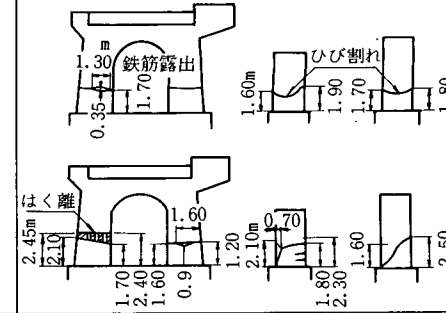
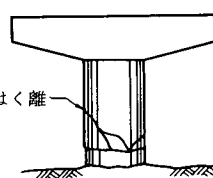
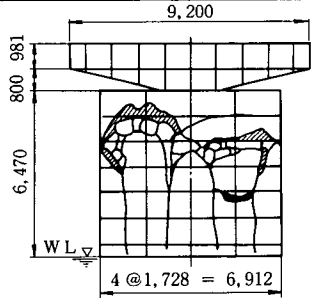
$$A_{\max} = 400 \text{ cm/s}^2 \quad (2 \text{ 種地盤上})$$

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 (ERISA-G “エライザー-G”)¹²⁾ を使い表-6.1のように与える。これは、次のような手順で推定したものである。図-7.1のように1800～1980年間に東京を中心に半径200km内に発生した地震を抽出し、これらの地震の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て求める図-7.2のような地震の再現年間 (1/平均年発生率) と地盤最大加速度の関係から推定したものである。

7.2 設計震度と塑性変形率

$A \leq A_{\max}$ の地盤最大加速度に対して弾性設計を行う場合には、式(4.1)において、 $\mu = 1.0$ 、 $M = 1$ として、設計震度は、

表-6・2 既往地震による交通規制とRC橋脚の被害度

		A 橋	B 橋	C 橋
事例	損傷状況			
	緊急措置	交通規制 無し (重要な幹線路であるため、橋梁監視員の配備)	無し(重要な幹線路であり代替路が大きな被害のため)	無し (重要な幹線路であるため)
	復旧工法	措置工事 H型鋼のサルトによる桁の仮受け	無し	無し
	応急復旧	無し	無し	無し
	本復旧	樹脂注入及びRC巻立て (期間46日間)	樹脂注入及びRC巻立て (期間53日間)	RC巻立て (期間31日間)
		D 橋	E 橋	
事例	損傷状況			
	緊急措置	交通規制 1 t 以上通行止め (期間475日間)	通行止(期間25日間)応急復旧後5t以上通行止(期間160日間)	
	復旧工法	措置工事 無し	無し	
	応急復旧	樹脂注入	樹脂注入及び簡単なRC巻立て (期間約20日間)	
	本復旧	樹脂注入及びRC巻立て (期間274日間)	RC巻立て (期間約150日間)	

検討中心位置	(調布市)		マグニチュード	
	北 緯	35.60		
	東 経	139.50		
対象地震	年 代	1800 - 1980	● ○ ⊙ ⊗	6.0 - 6.5 6.5 - 7.0 7.0 - 7.5 7.5 - 8.0
	マグニチュード	6.0 - 8.6		
	震央距離 (K)	0 - 200		
	総 数	190		

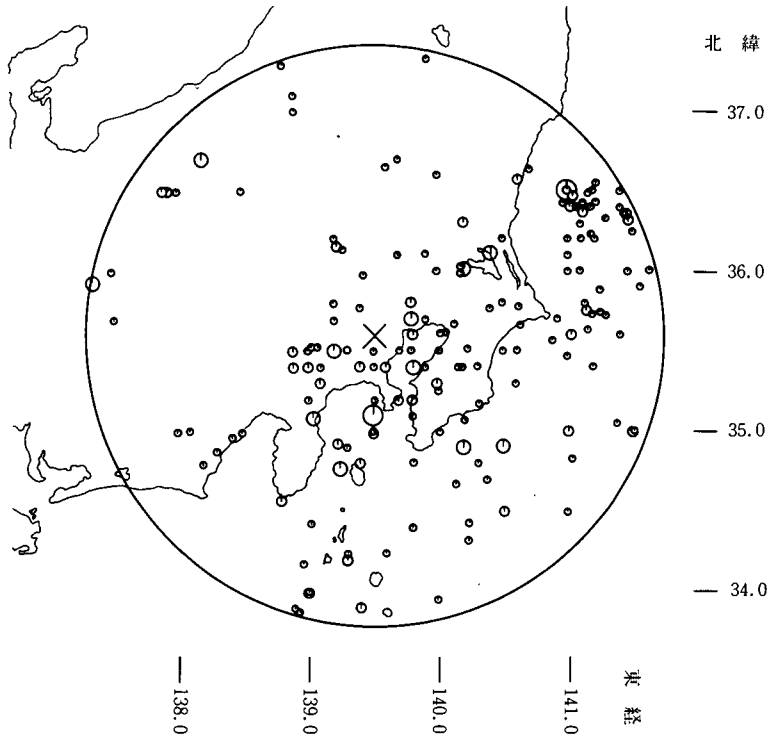
図-7.1 東京周辺の地震分布¹²⁾

表-7.1 E R I S A - Gによる年平均発生率と最大加速度

最大加速度	K年平均発生率
4 0 0	0.0 0 2 8 6
3 0 0	0.0 0 6 6 7
2 5 0	0.0 0 9 0 9
2 0 0	0.0 1 4 2 9
1 5 0	0.0 3 3 3 3

$$K = K_E = \beta^* c_2 A / g, \quad c_2 \alpha = 1 \quad (7.1)$$

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(4.1)より、塑性率は、

$$\mu = \frac{1}{2} \left(\frac{X}{c_2 \alpha A} \right)^2 + \frac{1}{2} \quad (7.2)$$

従って、じん性率 μ_u で設計された道路橋の塑性変形率は、

$$N = \mu / \mu_u = \left[\frac{1}{2} \left(\frac{X}{c_2 \alpha A} \right)^2 + \frac{1}{2} \right] / \mu_u \quad (7.3)$$

によって与えられる。前節の検討より上式における各係数は $\beta^* = 1.5$, $\alpha = 1.5$ と仮定できよう。

7.3 初期建設費

現行の道路橋耐震設計指針に従えば、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れる。2種地盤における重力式基礎工、逆T式基礎工、控え壁式橋台の試算例によると、建設費は、ほぼ設計

検討中心位置	(調布市)	
	北緯	35.60
	東経	139.50
対象地震	年代	1800 - 1980
	マグニチュード	6.0 - 8.6
	震央距離 (K)	0 - 200
	総数	190

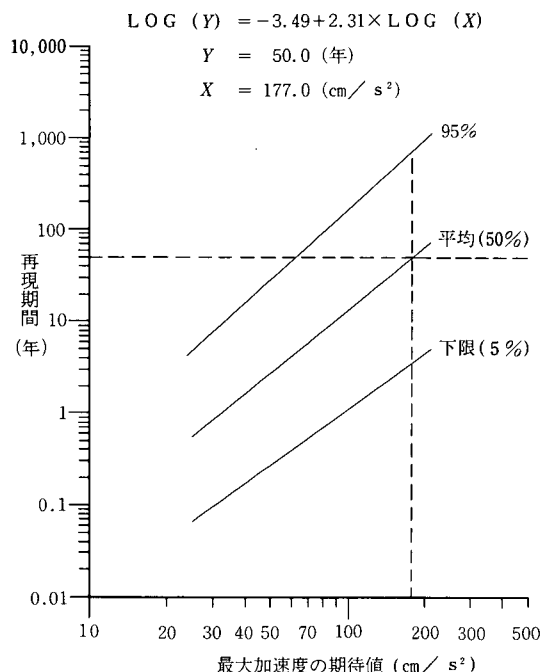


図-7.2 最大加速度と再現期間の関係

震度に比例して増加する結果が得られている⁵⁾。従って $K=0.1$ における、橋梁全体の初期建設費 $IC(0.1)$ に対する下部工の建設費 ($K=0.1$) の割合を f とすると、 $IC(K)$ は次式のように表すことができる。

$$IC(K) = IC(0.1) [1 + f \cdot h \cdot (K - 0.10)] \quad \dots\dots\dots (7.4)$$

ここで、 h の値は、下部工の形式によって 1 ~ 2 程度と見積ることができる。式(7.4)において、設計震度を 0.1 以下とすることは、我が国の耐震設計では非現実的であると判断してこれ以下のものは考えられていない。また、地盤の悪い場合では、高い設計震度の採用により下部工の形式が変わることも考えられる。今後は、このような点や各種地盤条件と下部工形式の組合わせを取り入れた更に精度の高い予測式を開発する必要があるがここでは式(7.4)のものをを用いる。

7.4 平均費用被害マトリクス

先に述べたように被害率は設計震度とじん性率によって変わるが、図-5.2の平均費用被害率と塑性変形率の関係及び、式(7.1)~(7.3)に与えられる設計震度と塑性変形率の関係をを用いると、ある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計算することができる。ここでは、設計震度 $K=0.20$ じん性率 $\mu_u = 2 \sim 10$ を例にとり、計算過程を説明する。

地盤最大加速度 $A = 200 \text{ cm/s}^2$ の地震動に対して、構造者の応力・歪レベルが弾性範囲内にあるように弾性設計をすると、式(7.1)により、このときの設計震度は、

$$K = 1.5 (1.5)^{-1} \cdot 200 / 980 = 0.20$$

従って、この設計では 200 cm/s^2 以下の地震動では、被害は生じない。しかし、これ以上の地震動に対しては、応答が塑性領域に及び式(7.2)と(7.3)による塑性率と塑性変形率が得られる。これを離散的に示すと、表-7.2のように各じん性率に対して地盤最大加速度と変形率の関係 ($A-N$) が得られる。図-5.2を参照して、変形率と平均費用被害率の関係 ($N-MDR$) を表-7.3のように定める。この表 ($N-MDR$) と表-7.2 ($A-N$) の関係を組み合わせると、地盤最大加速度と平均費用被害率の関係 ($A-MDR$) が表-7.4のように計算できる。その他の設計震度に対する $A-MDR$ 関係も同様に決定できる。また、地盤最大加速度、じん性率及び平均費用被害率の分割は必要に応じて更に細分することができる。

7.5 計算結果と考察

表-7.1の地震年平均発生率 SH_i と表-7.4のような地盤最大加速度-平均費用被害率 ($A-MDR$) の関係に更に、式(7.4)の初期建設費として $f = 1/2$, $h = 2$ を用いると、式(6.5)の全建設費が求められる。その結果をまとめると、図-7.3のような設計震度とじん性率及び全建設費の増加率 ($TEC/IC(0.1)$) の関係を得る。このような経済的視点に加えて、表-6.1のような震後の交通確保の条件を導入すると、道路橋の重要度に応じて、 $K-\mu_u$ 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-7.3に示す分割は、表-6.1において、 $i, j, k = 0.7, 1.0, 1.2$ とし表-7.2のような加速度-変形率マトリックスを用いて行った。

震後に交通規制をしてはならないような重要道路橋

表-7-2 加速度 A とじん性率 μ_u に対応する塑性変形率 N の値

$\mu_u \backslash A$	1	2	4	6	8	10
200	1	—	—	—	—	—
250	1.28	0.64	0.32	0.21	0.16	0.13
300	1.63	0.81	0.40	0.27	0.20	0.16
400	2.50	1.25	0.62	0.41	0.31	0.25

表-7-3 塑性変形率 N と平均費用被害率 MDR の関係

$N = \mu_u / \mu_u$	$MDR (\%)$
~ 0.2	0
$0.2 \sim 0.3$	0.5
$0.3 \sim 0.5$	1
$0.5 \sim 0.7$	3
$0.7 \sim 0.8$	7
$0.8 \sim 0.9$	12
$0.9 \sim 1.0$	23
$1.0 \sim 1.2$	60
$1.2 \sim$	100

表-7-4 加速度 A とじん性率 μ_u に対応する平均費用被害率 MDR の値

$\mu_u \backslash A$	1	2	4	6	8	10
200	0	0	0	0	0	0
250	100	3	1	0.5	0	0
300	100	12	1	0.5	0.5	0
400	100	100	3	1	1	0.5

Hの耐震設計では、選択し得る設計震度とじん性率は図-7-3のHの範囲のものとなる。同じように、重要度M, Lの道路橋では、図-7-3のM, Lの領域のものをを用いることができるが、F領域で設計され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み合わせは選択してはならない。図-7-3を使うと、以下に示すような考察ができればよい。

図-7-3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）が十分に確保できる場合には低い設計震度を採用することができ、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従って変えるのが、経済的である。例えば、どちらも重要度Hの道路橋であっても、高いじん性率7程度のケースでの設計震度は約0.14でよいが、じん性率4の場合には約0.19となる。従って、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の場合 $0.41/0.14 \approx 3.0$ ($400/980 = 0.41$) 後者では、 $0.41/0.19 \approx 2.0$ 程度に設定するのが震後の交通確保や経済的な側面から最も望ましいと言える。

次に図-7-3により耐震設計における重要度係数を考察してみる。現行の道路橋示方書V耐震設計編では、道路橋の重要度別補正係数は、0.8と1.0であり、特に重要なものでは、1.1の値が与えられている。これに

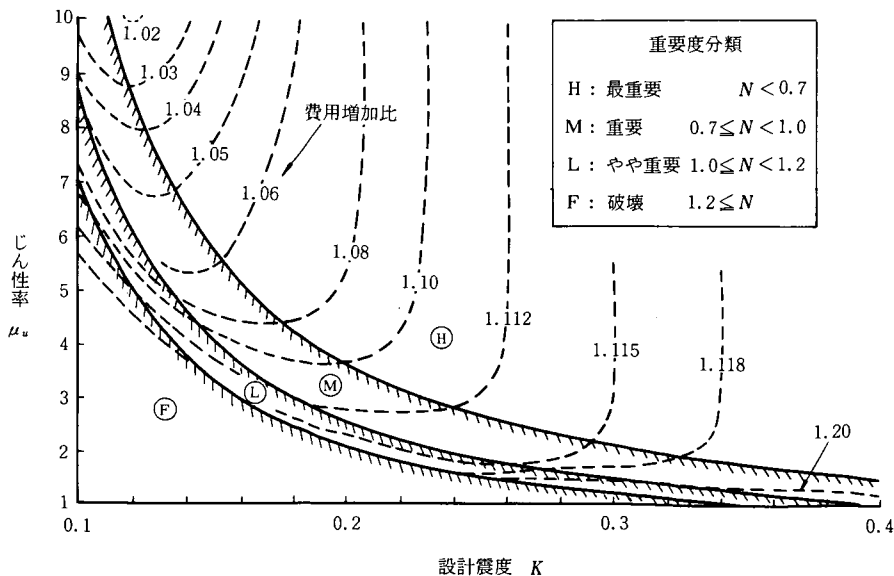


図-7-3 設計震度、じん性率、重要度、全建設費用増加比の関係（東京2種地盤）

表-7.5 橋の重要度分類とじん性率に対応する
最適設計震度及び重要度別補正係数

じん性率 重要度	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)

注) (1) () 内の数値はMを基準としたときの各設計震度の比率を表しMを基準としたときの重要度別補正係数を表す。

(2) 最適設計震度=橋の重要度分類と各じん性率に対応する設計震度の中で建設費用増加比が最小となる震度として与えられ、図-7.3で、各じん性率とM、H、Lの境界線の交点から読み取った震度である。

対して、図-7.3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補正係数は、Mを規準にとる。表-7.5ように約1.2と0.85と多少現行のものよりも大き目の重要度別補正係数が得られる。どの道路橋を重要とするかの判定問題は、今後更に研究されるべき課題となるが、重要度Hと判定される道路橋であっても、許容し得る機能を有する迂回路がある場合には、重要度を落してMとすることができよう。現行設計のようにほとんどが重要度別補正係数1.0において設計されることもこの係数の意味のあいまいさや、また耐震設計における不確定性の大きい段階では改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ような重要路線（例えば、適切な迂回路のない場合）内の道路橋では、もっと積極的に高い重要度別補正係数を採用してもよいように思われる。これによる建設費の増加はじん性率とも係わるが、図-7.3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-7.3の係わりを述べる。現行設計によるRC橋脚のじん性率は、表-5.3に示すように、中央値で4.9~8.1程度であるが、3前後のものも存在してばらつきは大きい。現行設計では、設計震度0.2を標準値としているため、図-7.3によると、現存の道路橋では、M領域すなわち交通規制を受ける被害が生じると言えよう。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、現存する道路橋は、設計震度のみにより設計されている。従って、事前に、図-7.3のようなグラフと表-5.3で使用した計算法等を用いて、じん性率を調査し、もしも重要度の高い道路橋がMもしくはそれ以下の領域であればなんらかの補強を行う等の対策を実施することもできよう。

8. まとめ

本研究は、鉄筋コンクリート製（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、既往の震害調査、大型模型載荷実験及び単純なモデル化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-便益解析の基礎的定式化を行った。その結果に基づき、震後の交通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の決定法についての基礎的検討を行った。その結果を要約すれば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けば、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極めて軽微な被害にとどまる。

(2)しかし、耐震性をより合理的に評価するには設計震度のみでは不十分であるため、設計震度に変形性能を加味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及び材料安全率等の関係が明らかとなった。

(3)大型模型載荷実験による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ることにより、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。これ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が定式化できた。

(4)この関係式と既往道路橋の被害率から逆算して求めたじん性率は4.6~7.0程度となりこの値は、別途橋脚の断面寸法諸元・材料諸元から計算で求めたものとよく一致しており、本研究の関係式の巨視的正しさが実証された。

(5)これらの関係式に更に震後の交通規制の条件に道路橋の重要度を考慮して、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)この定式化に従い、東京の2種地盤の道路橋を例にとり、経済的にかつ、震後交通を適切に確保すべく耐震設計法を論じた。

(a) 弾性設計用震度と終局設計用震度のレベル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い値となる。

(c) 現行規定による道路橋の耐震性は平均的には十分である。しかし、既存の橋梁における変形性能のばらつきは大きく低いじん性率のものには、交通規制を受ける被害が生じ得る。

(d) 耐震設計とはおもむきを異にするが既存道路橋の設計震度とじん性率から、道路橋の耐震性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収集できる資料を基に解析してみたが、更に新しい資料の下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ヵ月間、土木研究所に滞在して実施した研究の一部である。

参 考 文 献

- 1) 建設省「新耐震設計法(案)」土木研究所資料第1185号、建設省土木研究所、1977。
- 2) 原田隆典、久保田慶三郎、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PP173～176、1983又は
“Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis by Continuum Formulation Method” 東京大学生産技術研究所報告、Vol.29, No.5, 1981。
- 3) Iwasaki, T., Penzien, J. and Clough, R. “Literature Survey Seismic Effects on Highway Bridges”

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」建設省土木研究所年度報告書、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」東京大学修工論文、1980。
- 6) Hewmark, H. M. and Rosenbluth, E. “Fundamental of Earthquake Engineering” Prentice Hall, p274.
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。
- 8) 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。
- 9) 太田実「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号、建設省土木研究所、1979。
- 10) 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第30号、1984。
- 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) 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(E R I S A - G)の開発」第39回土木学会学会年次講演概要集I、1984。
- 13) 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。

昭和60年8月6日原稿受理

**R C 橋脚を有する道路橋の費用－便益分析と
耐震設計法に関する基礎的研究**

土木研究所報告
第170号 1986年3月

原田隆典 岩崎敏男
萩原良二 大日方尚巳

要 旨：

鉄筋コンクリート製（R C）橋脚を有する一般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。既往の地震被害調査、大型模型載荷実験及び数学モデルによる非線形応答解析等の結果を用いて、道路橋の耐震設計における費用－便益解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などの設計上重要なパラメータの決定法を論じた。試算例を通して、当該地域の最大地盤加速度と設計震度の関係や現行の耐震設計における重要度別補正係数の決定等を示した。
キーワード：設計震度、じん性率、重要度別補正係数、コンクリート橋脚、費用－便益解析

**Preliminary study on Cost Benefit Analysis and
Seismic Design Methodology for Highway Bridges
with Reinforced Concrete Piers**

Report of PWRI
Vol 170 March 1986

by **Dr. Takanori Harada, Dr. Toshio Iwasaki,
Ryoji Hagiwara and Naomi Obinata**

Synopsis:

A cost/benefit formulation is developed for a rational choice of the important two 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 of 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 cost damage statistics collected on highway bridges during 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.

Key Words: Seismic Design Coefficient, Ductility Factor, Importance, Reinforced Concrete Piers, Cost/Benefit Formulation

土木研究所報告第170号

昭和61年3月30日発行

発行 建設省土木研究所
〒305 茨城県筑波郡豊里町大字旭1番地
電話 0298 (64) 2211

印刷 株式会社 広栄社
東京都千代田区内神田1-3-5
電話 (03) 295-3545

本研究報告より転載又は複製する場合は、前もって
建設省土木研究所情報資料課に連絡のうえ、許可を
得てください。

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 170 March 1986

CONTENTS

Preliminary study on Cost Benefit Analysis and Seismic Design Methodology for Highway Bridges with Reinforced Concrete Piers.....	Dr. Takanori Harada, Dr. Toshio Iwasaki, Ryoji Hagiwara and Naomi Obinata
---	--
