

## じん性設計を行った鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価

Reliability-Based Evaluation of Seismic Performance of Reinforced Concrete Bridge Column  
Designed in Accordance with Ductility Design Method

足立 幸郎\*, 運上 茂樹\*\*  
Yukio ADACHI, Shigeki UNJOH

\*工修 建設省土木研究所主任研究員, 耐震技術研究センター耐震研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

\*\*工博 建設省土木研究所室長, 耐震技術研究センター耐震研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

Uncertainty of material property and model uncertainty of evaluating strength, ductility capacity, and non-linear seismic response must be considered in order to evaluate the seismic reliability of bridge columns. This paper presents the seismic reliability of the reinforced concrete bridge columns designed in accordance with the present ductility design method. The material uncertainty results in the increase of the strength but in the reduction of the ductility capacity. The uncertainty of seismic response characteristics greatly depends on the ductility capacity and the seismic wave characteristics. Including those uncertainties, seismic reliability of bridge columns designed in accordance with ductility design method was discussed. Furthermore, safety factors that should be considered in seismic design were discussed.

*Key Words: Reliability Analysis, Seismic Design, Ductility Design, Reinforced Concrete Column, Monte Carlo Simulation*

キーワード: 信頼性解析, 耐震設計, じん性設計, 鉄筋コンクリート橋脚, モンテカルロシミュレーション

## 1. はじめに

従来の震度法に基づく許容応力度設計法による耐震設計では、想定する地震力に対し十分な強度を持って抵抗することを基本としている。したがって、ばらつきを安全率の形で考慮した上で、力を基本として設計が行われている。一方、大規模地震に対しては地震時保有水平耐力法など構造物の変形性能を期待する設計法が用いられる。材料強度等のばらつきは耐力に影響をもたらすだけでなく、変形性能や非線形地震応答にも影響を及ぼす。また、一方では構造物の耐震性を評価する耐力評価式、変形性能評価式、非線形地震応答評価式自体にもばらつきが存在する。したがって、構造物の耐震性を評価するためには、地震力のばらつき、材料強度等のばらつき、構造物の非線形地震応答のばらつき、さらにそれを評価する評価手法の評価誤差によって生じるばらつき等を総合的に評価する必要がある。

構造物が塑性化した状態を考慮した耐震信頼性評価を行った事例としては、鈴木ら<sup>1),2)</sup>、岩城ら<sup>3)</sup>、および白木ら<sup>4)</sup>の研究がある。鈴木らは、せん断耐力、曲げ耐力、および変形性能を同時に考慮した鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価法を提案し、これらの相関を考慮した耐震

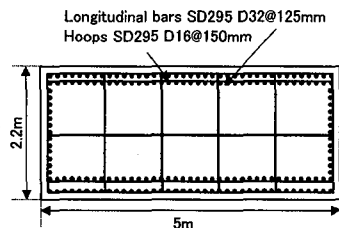
安全性評価を行っている。岩城らはRC橋脚の曲げ耐力と作用地震力に着目した信頼性解析を実施している。白木らは、鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価を行っている。しかしながら、特定の道路橋脚に対する検討が多く、非線形応答特性に影響を及ぼす断面特性の影響や固有周期特性の影響について検討した事例は少ない。特に変形性能を期待した設計法の基本である荷重低減特性のばらつきを取り扱った事例は少ない。

本研究では、まず材料強度等の変動による耐力・変形性能のばらつき、道路橋示方書に示される各種評価式の評価誤差によって生じるばらつき、荷重低減特性のばらつきについて検討を行い、これらのばらつきについて定量的な評価を行った。なお、本検討においては地震動強度については確定量として取り扱った。これら変動要因のばらつき下で、3種類の断面形状を有しエネルギー一定則により設計された鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性について評価を行った。さらに、これらの検討結果をもとに、実際に期待されるじん性率を実際の地震応答によって期待される塑性率が上回る確率に対応した、じん性率や荷重低減係数に考慮すべき安全係数について定量的な検討を行った。本稿では、これらの検討結果について報告するものである。

表-1 材料特性等のばらつき要因とばらつきの設定

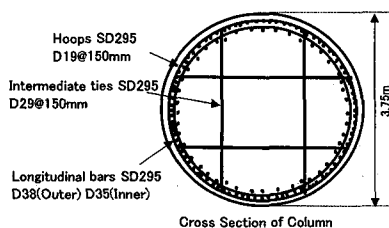
パラメータ	基準値	平均値	変動係数
コンクリート強度	23.5N/mm <sup>2</sup>	120%	10%
コンクリート弾性係数	2.45×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	強度に依存*	強度に依存*
鉄筋降伏点強度	295N/mm <sup>2</sup>	120%	7%
鉄筋断面積	公称値	97%	1%
鉄筋弾性係数	2.06×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>	97%	1%
作用軸力	5%σ <sub>s</sub> A <sub>s</sub>	105%	5%
断面寸法・配筋配置	設計値	100%	1%

\*道路橋示方書に示されるコンクリート強度とコンクリート弾性係数との関係式に基づきばらつき平均値および変動係数を設定した。



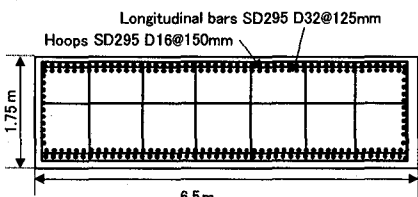
Cross Section of Column

(a) 矩形断面



Cross Section of Column

(b) 円形断面



Cross Section of Column

(c) 壁式断面

図-1 検討対象とした鉄筋コンクリート断面

表-2 検討対象とした鉄筋コンクリート断面特性のばらつき

	矩形断面		円形断面		壁式断面	
	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数
降伏曲率	1.185	0.073	1.182	0.072	1.184	0.074
終局曲率	1.060	0.042	1.018	0.043	0.972	0.039
曲率じん性率	0.899	0.071	0.864	0.043	0.824	0.054
終局曲げモーメント	1.141	0.057	1.143	0.056	1.143	0.059
降伏剛性	0.964	0.037	0.969	0.041	0.968	0.038

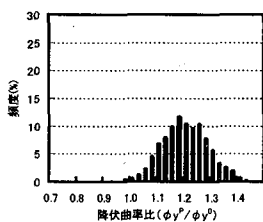
## 2. 材料特性等のばらつきによる部材特性への影響

鉄筋コンクリート部材の力学的特性に影響を及ぼす材料特性として、材料の強度、弾性係数、断面積、部材寸法、作用軸力のばらつきが考えられる。ここでは耐震設計において材料特性として与える諸数値全てを確率変数として取り扱うこととした。表-1に考慮したばらつき要因を示す。コンクリートおよび鉄筋の強度に関するばらつきは既往の文献<sup>5)6)</sup>より調査した。調査した結果ではコンクリート強度のばらつきは設計強度に依存する傾向が見られ、鉄筋強度のばらつきは規格強度や鉄筋径に依存する傾向が見られた。そこで、ここでは調査により得られたばらつき結果を単純平均した数値を参考にし、表-1に示すような平均値と変動係数を仮定した。コンクリートの弾性係数のばらつきは道路橋示方書<sup>7)</sup>の関係式に基づき強度に依存させた。鉄筋の弾性係数、作用軸力、断面寸法・配筋位置は表-1に示すように平均値と変動係数を仮定した。これらのばらつき要因は、完全無相関ではなく、少なからず相関を持つ要因も存在する。しかしながら、相関性を設定することは非常に難しいことから、本研究では個々のばらつき要因は完全無相関であると考え、さらに個々の要因は正規分布に従うものと仮定した。ばらつきの影響を検討する手法として、モンテカルロシミュレーション手法を用いた。乱数の発生は2,000個とした。

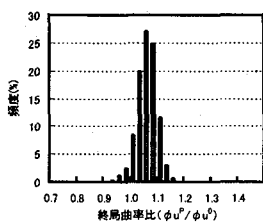
対象とした鉄筋コンクリート断面は、文献<sup>8)</sup>に示される矩形断面およびこれと同一断面積、主鉄筋比、体積鉄筋比を有する円形断面、壁式断面の3断面とした。また、検討する断面諸量として、降伏曲率、終局曲率、曲率じん性率、終局曲げモーメント、降伏剛性について整理した。これら諸量の算出にあたっては、道路橋示方書に示されるB種橋の場合でレベル2タイプII地震動を考慮する場合の算出方法に従った。なお、各種諸量は、公称強度、公称断面積等を用いて算出された断面耐力および変形性能等を用いて基準化した。図-1に検討断面を示す。図-2に矩形断面でのシミュレーション結果を示す。また表-2に断面形状毎に、検討断面諸量ごとに平均値および変動係数の検討結果を示す。なお、事後に別途乱数を変化させた解析を行った結果では平均値では小数点第2位、変動係数では3位の収束性は確認されたが次の位では若干の変動があることを確認している。しかし3章以降の解析に与える影響は少ないと考え、本解析結果により以降の解析を進めた。

### ①降伏曲率に及ぼす影響：

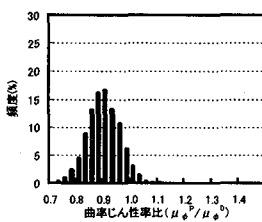
設計値により基準化した降伏曲率の各断面を平均した



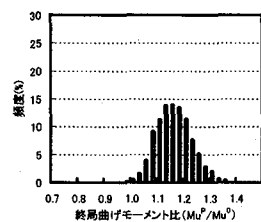
(a)降伏曲率



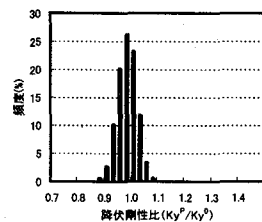
(b)終局曲率



(c)曲率じん性率



(d)終局曲げモーメント



(e)降伏剛性

図-2 モンテカルロシミュレーションの結果 (矩形断面)

値は約 118%、変動係数は約 7%となった。断面形状による差はみられない。平均値の増加は主に軸方向鉄筋の過強度特性によるものである。

②終局曲率に及ぼす影響：

設計値により基準化した終局曲率の各断面を平均した値は約 100%前後、変動係数は約 4%となり、降伏曲率ほどの平均値の変化は見られない。断面形状による差が認められ、平均値は矩形、円形、壁式の順に小さくなる結果となった。矩形断面では基準値よりも大きい、逆に壁式断面では小さい結果となった。平均値の増加は主に、コンクリート強度および鉄筋強度の過強度特性の影響である。

③曲率じん性率に及ぼす影響：

設計値により基準化した曲率じん性率の各断面を平均した値は 80~90%、変動係数は 4~7%となった。材料特性等のばらつきによる降伏曲率の増加が終局曲率の増加よりも大きいため、曲率じん性率が小さく評価される結果となった。「平均値 - 1 × 標準偏差」より算定される値は設計値に対して 78~83%程度の値となる。

④終局曲げモーメントに及ぼす影響：

設計値により基準化した終局曲げモーメントの各断面を平均した値は 114%程度、変動係数は 6%となった。断面形状による差は認められない。平均値の増加は主に軸方向鉄筋の過強度特性によるものである。なお、AASHTO<sup>9</sup>では終局強度における過強度係数として 30%が与えられているが、本事例では、「平均値 + 1 × 標準偏差」の値は設計値に対して 120%程度が得られた。

⑤降伏剛性に及ぼす影響：

設計値により基準化した降伏剛性の各断面を平均した値は約 97%となり、鉄筋の弾性係数で設定した平均値の変動とほぼ一致する結果となった。ただし、変動係数については約 4%弱となり、鉄筋の弾性係数の変動係数と比較してやや大きい結果が得られた。

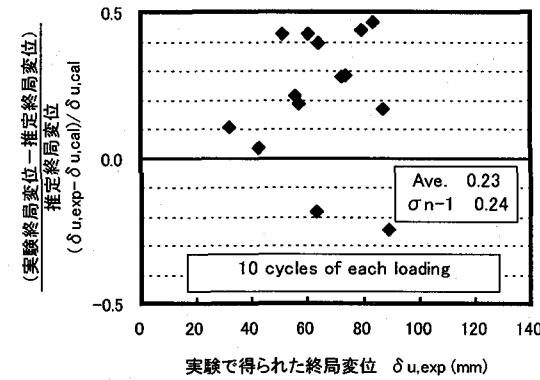
3. 部材耐力および変形性能評価式の精度

一般に耐力および変形性能の推定式の精度は、正負交番載荷試験結果による荷重-変位特性と比較することによって得られる。実験によって得られた荷重-変位曲線から耐力と変形性能を定義する方法は、Park<sup>10)</sup>により数種の手法が提示されている。また、かぶりコンクリートの剥落や、主鉄筋の座屈などイベントに着目することにより、道路橋示方書で示される地震時保有水平耐力法によって定義される終局状態に関する研究も行われている<sup>11)</sup>。

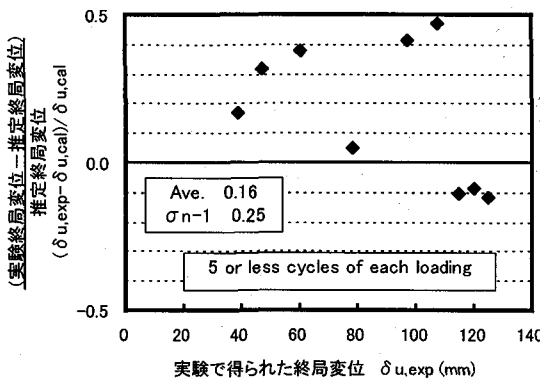
正負交番試験結果による荷重-変位特性から耐力および変形性能評価式の精度を検討する場合、耐力と変形性能とは互いに関係する量であるため独立して推定精度を評価することは困難である。ここでは、終局変位は荷重-変位曲線のピークを過ぎ初降伏耐力まで低下した状態を終局変位と定義することとした。この場合、初降伏耐力がばらつくと仮定した場合、終局変位を定義することが困難になるため、ここでは初降伏耐力および初降伏変位の推定には評価式の評価誤差によって生じるばらつきはないものと仮定し、変形性能のばらつきに包含させることとした。

上記の手法に基づき変形性能照査式の精度について検討を行った。結果を図-3に示す。検討対象は、比較的大規模でかつ横拘束筋が十分配置された供試体を用いた表-3に示す正負交番載荷実験結果<sup>11), 12)</sup>を対象とした。

プレート境界型地震動のように繰り返し回数が多い地震動すなわちタイプ I 地震動を想定した実験結果として、正負交番の繰返し回数が 10 回である実験結果を対象として終局変位の推定精度を検証した。推定された終局変位 ( $\delta u_{cal}$ ) と実験で得られた終局変位 ( $\delta u_{exp}$ ) と差を実験で得られた終局変位で除した比は、実験で得られた終局



(a) 載荷回数が 10 回程度の場合



(b) 載荷回数が 5 回以下の場合

図-3 終局変位推定精度

表-3 終局変位推定精度検証に用いた実験結果

供試体	断面寸法 D×W (cm)	かぶり d (cm)	橋脚高さ h (cm)	せん断 支間比 a/d	主鉄筋比 (%)	帯鉄筋比 $\rho_s$ (%)	繰返し 回数 (回)	参考 文献
P-10	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10	11
P-11	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.47	10	11
P-12	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.47	10	11
P-13	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.74	10	11
P-16	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10	11
P-17	50×50	3.5	175	3.8	2.03	0.24	10	11
P-19	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	3	11
P-20	50×50	3.5	175	3.8	2.03	0.24	3	11
P-22	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	5	11
P-25	50×50	3.5	116	2.5	2.03	1.18	10	11
P-26	50×50	3.5	116	2.5	2.03	2.37	10	11
P-28	φ56.4	3.5	250	4.7	2.03	0.24	10	11
P-29	φ56.4	3.5	175	3.3	2.03	0.24	10	11
P-31	φ56.4	3.5	250	4.7	2.03	2.37	10	11
P-32	φ56.4	3.5	175	3.3	2.03	2.37	10	11
P-56	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10	11
P-57	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10	11
P-58	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10	11
TP-2	40×40	4.0	125	3.5	1.58	0.57	3	11
TP-3	40×40	4.0	125	3.5	1.58	0.57	1	11
M-1	120×120	5.0	480	4.2	0.77	0.1	3	12
M-2	120×120	5.0	480	4.2	0.77	1.03	3	12
M-3	120×120	5.0	480	4.2	1.21	1.03	3	12
M-4	120×120	5.0	480	4.2	1.75	1.03	3	12

変位に依存せずほぼ一定のばらつきを示す。このことは、終局変位の増加とともに推定上の絶対誤差が比例的に大きくなることを意味する。平均的には、実験で得られた終局変位は評価式を用いて推定された終局変位に対して23%程度大きい。ばらつきの指標に関しては、母集団の標準偏差の不偏推定量を用いた。この場合、標準偏差は同様に推定終局変位で基準化した場合24%程度となった。

兵庫県南部地震のような内陸直下型地震動のように繰返し回数が少ない地震動、すなわちタイプII地震動に着目した実験結果として、正負交番の繰返し回数が5回以下である実験結果を対象として終局変位の推定精度を検討した。平均的には、実験で得られた終局変位は評価式を用いて推定された終局変位に対して16%程度大きい。ばらつきについては標準偏差として同様に推定終局変位で基準化した場合25%程度となる。

これらの結果より、道路橋示方書により与えられる終局変位算定式は実験値を安全側に評価しているが、ばらつきが大きいことがわかる。ただし、今回整理した実験結果は、供試体そのものの種々のばらつきを包含しているため、変形性能の評価がこれら全ての影響を包含した評価となっている。したがって、厳しい評価を与えているものと考えられる。また、本来なら断面形状や配筋形状により終局変位の推定精度は変化すると考えられるが、実験数が少ないため、これらの検討は行っていない。

#### 4. 非線形地震応答の評価精度のばらつき

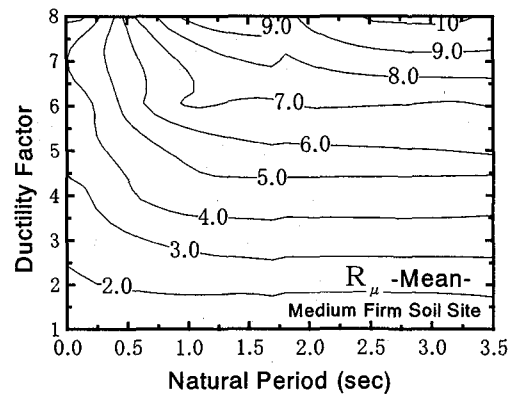
道路橋示方書に示される地震時保有水平耐力法では非線形地震応答の評価にエネルギー一定則を用いている。一般的な道路橋の場合、エネルギー一定則は安全側の評価を与えることは経験的に知られている。一方、非線形地震応答の評価を精度よく推定し必要降伏震度を求める手法として荷重低減係数と固有周期との関係を示す手法(リダクションファクタースペクトル)が提案され、Mirandaら<sup>13)</sup>の提案する回帰式が各種地震波の荷重低減係数( $R_{\mu}$ )を平均的によく近似することが知られている<sup>14)</sup>。荷重低減係数は主に地震波の位相特性に影響を受けるが、位相特性は千差万別であるため荷重低減係数も地震波の特性によってばらつく。このばらつきについては、Miranda<sup>15)</sup>が変動係数は固有周期にほぼ依存せず塑性率の増加とともに増加する傾向にあることを示し、塑性率2の場合20~30%程度、塑性率5の場合35~45%程度であることを算定している。

ここでは地震動特性による荷重低減係数のばらつきについて検討を行うために、川島ら<sup>16)</sup>によって解析された水平方向394成分の地震波形を対象として、荷重低減係数の解析を実施した。これらの強震記録は1980年までに国内で土木構造物にて観測された強震記録約800成分のうち、信頼性のある記録のみを選別したものである。解析は、1自由度系モデルを用いた。系の復元力特性には完全弾塑性型バイリニアモデルを用い、固有周期を $T=0.1, 0.126, 0.158, 0.2, 0.251, 0.316, 0.398, 0.501, 0.631, 0.794, 1, 1.259, 1.585, 1.995, 2.512, 3.162, 3.981, 5.012$ 秒と変化させ、塑性率が2, 4,

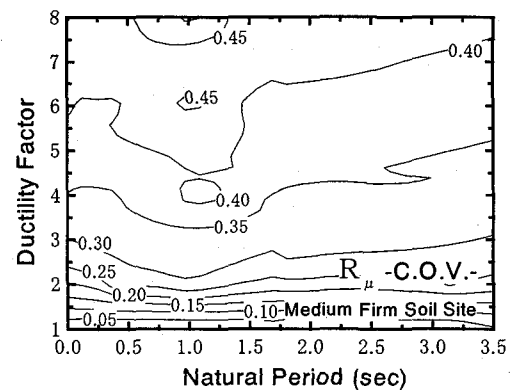
6, 8となるような降伏耐力を求めた。系の減衰定数は5%とした。荷重低減係数は、この降伏耐力と質点の重量と弾性応答加速度を乗じた慣性力との比として求めた。

図-4(a)に代表的な荷重低減係数の例としてII種地盤213成分の荷重低減係数の平均値を等高線の形で示す。概ね0.5~1秒程度を境として、それより長周期側では塑性率と荷重低減係数とがほぼ同一の値を示す変位一定則の傾向がみられる。それより短周期側では塑性率と固有周期に影響を受け荷重低減係数は複雑に変化する。塑性率5の場合に着目したとき、エネルギー一定則を仮定した場合には荷重低減係数は3と算定される。図-4(a)に示すII種地盤での結果によれば、どの固有周期域においても荷重低減係数は3以上が計算されており、平均値で見ると限りエネルギー一定則はどの周期帯においても安全側の応答評価を行っていることがわかる。別途計算した他の地盤種別においても同様の傾向がみられた。

図-4(b)にII種地盤における荷重低減係数の変動係数の分布を示す。塑性率が1の場合変動係数はゼロであるが、塑性率が2程度の場合20~25%程度にまで急増する。その後塑性率が大きくなるにつれ変動係数は緩やかな増加の傾向を示す。Mirandaは、固有周期にかかわらず塑性率が



(a)荷重低減係数の平均値



(b)荷重低減係数の変動係数

図-4 強震記録II種地盤213成分の荷重低減係数の平均値と変動係数(1980年までに土木構造物で観測された強震記録)

2の場合変動係数が20~30%程度、塑性率が5の場合変動係数が35~45%であることを指摘したが、本検討においては、Mirandaが用いた地震波とは異なる地震波を用いているにも関わらずほぼ同程度の変動係数の値が算定された。

### 5. 材料特性等のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価に与える影響

材料特性、変形性能評価、非線形地震応答評価のばらつきを考慮し、ばらつきの特性が鉄筋コンクリート道路橋脚の耐震信頼性評価に及ぼす影響について検討を行った。ここでは、荷重低減係数のばらつきは取り扱わず、エネルギー一定則もしくは変位一定則を確定的に用いた。このようにして、材料強度特性および変形性能評価特性のばらつきにのみ着目した検討を行った。概念図を図-5,6に示す。検討対象とした鉄筋コンクリート橋脚は、図-1に示す断面のなかで矩形断面を有しかつ断面が高さ方向に変化しない橋脚を想定した。地盤はⅡ種地盤を考慮した。橋脚高さは10mと固定した。上部構造重量については上部構造に作用する慣性力として求めることとし、次式に示すようにエネルギー一定則および変位一定則を用いて算出することとした。次式は、許容される変形性能を全て設計において期待した場合に、エネルギー一定則もしくは変位一定則を仮定して算定される最大の上部構造重量を算定するものである。なお、橋脚重量は無視した。

(エネルギー一定則を仮定する場合)

$$W^0 = \sqrt{2\mu_a^0 - 1} \cdot \frac{P_y^0}{khc^0} \quad (1)$$

(変位一定則を仮定する場合)

$$W^0 = \mu_a^0 \cdot \frac{P_y^0}{khc^0} \quad (2)$$

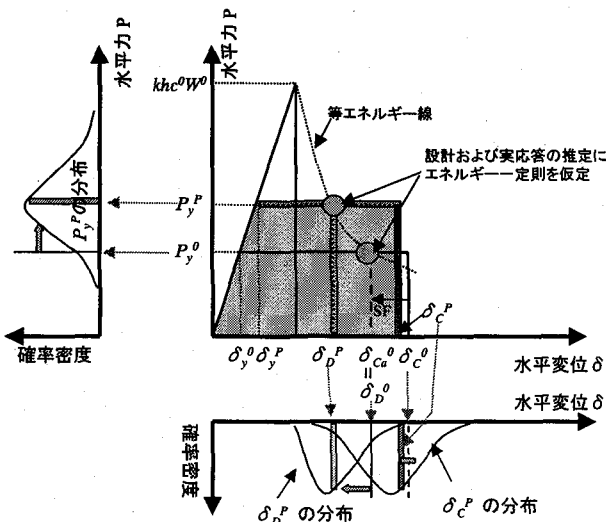


図-5 材料特性等のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価に与える影響の概念図(エネルギー一定則を仮定する場合)

ここに、 $W^0$ :設計で考慮する上部構造設計重量

$khc^0$ :弾性震度(道路橋示方書レベル2タイプⅡ地震動Ⅱ種地盤の設計震度を用いた)

$\mu_a^0$ :設計許容塑性率で次式によって算定される

$$\mu_a^0 = 1 + (\delta_{u^0} - \delta_{y^0}) / (SF \cdot \delta_{y^0}) \quad (3)$$

$P_y^0$ :公称強度に基づく設計降伏耐力

$\delta_{u^0}$  ( $= \delta_{c^0}$ ):公称強度に基づく設計終局変位

$\delta_{y^0}$ :公称強度に基づく設計降伏変位

$SF$ :安全係数(道路橋示方書の場合、1.2および1.5)

本文では、最大応答変位を降伏変位で除した量を塑性率(Ductility Demand)、終局変位を降伏変位で除した量をじん性率(Ductility Capacity)と定義する。また、上付文字の「0」は設計で考慮する量とし「設計…」と表記し、「P」は実際に発揮されると想定される量とし「実…」と表記する。さらに、下付文字の「D」はDemandを表し、「C」はCapacityを表すこととする。例えば、実塑性率 $\mu_D^P$ は実際に発揮される塑性率を表し、実じん性率 $\mu_C^P$ は実際に発揮されるじん性率を表す。また、設計塑性率 $\mu_D^0$ は設計で考慮する塑性率を表し、設計じん性率 $\mu_C^0$ は設計で考慮するじん性率を表す。本論文では他の量についても同様の表記をする。

材料強度等によるばらつき、および変形性能評価式の評価誤差によるばらつきを考慮した場合に、構造物が実際に保有する実じん性率 $\mu_C^P$ は次式のようにして求めた。公称強度に基づいて算出される終局変位 $\delta_{u^0}$ に対して、材料特性等のばらつきを考慮した終局変位 $\delta_{u^Pm}$ を算出し、さらにこの $\delta_{u^Pm}$ に対して変形精度評価式の評価誤差によるばらつきを考慮し、最終的に構造物が実際に発揮する終局変位 $\delta_{u^A}$ ( $= \delta_{c^A}$ )もしくは実じん性率 $\mu_C^P$ を算出した。なおここでは、変形性能評価式の精度のばらつきは、図-3に示した載荷繰返し回数が5以下の場合の平均および変動係数を考慮し、ばらつきは正規分布を仮定した。

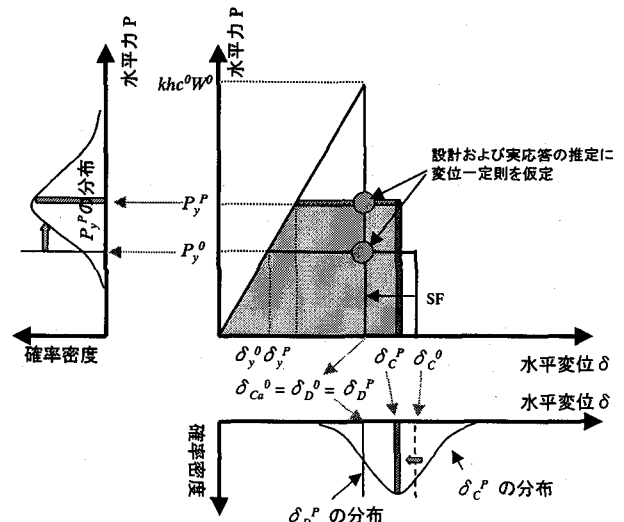


図-6 材料特性等のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価に与える影響の概念図(変位一定則を仮定する場合)

$$\mu_c^P = \frac{\delta_c^P}{\delta_y^P} = \frac{\delta_u^P}{\delta_y^P} \quad (4)$$

ここに、 $\mu_c^P$ ：材料強度等のばらつき、変形性能評価式の評価誤差によるばらつきを考慮した実際に発揮されるじん性率。実じん性率

$$\delta_u^P (= \delta_c^P) : \text{実終局変位で次式により求める}$$

$$\delta_u^P = (1 + R \cdot C.O.V.) \cdot AVE \cdot \delta_u^{Pm} \quad (5)$$

$R$ ：平均0, 分散1の正規分布乱数

$C.O.V.$ ：変形性能評価のばらつきの変動係数

$AVE$ ：変形性能のばらつきを考慮した平均値

$\delta_u^{Pm}$ ：材料特性等ばらつきを考慮した終局変位

$\delta_y^P$ ：実降伏変位

$$\delta_y^P = P_y^P / k_y \quad (6)$$

$P_y^P$ ：材料特性等のばらつきを考慮した降伏耐力

$k_y$ ：降伏剛性（ここでは確定量とした）

材料強度等のばらつきおよび変形性能評価式の評価誤差によるばらつきに着目するため、変形性能評価についてはエネルギー一定則および変位一定則を仮定しばらつきは考慮していない。したがって、次式に従い実塑性率 $\mu_D^P$ を算定した。本来であれば、上部構造重量および剛性の変化による弾性震度もばらつきがここでは無視した。

(エネルギー一定則を仮定する場合)

$$\mu_D^P = \frac{1}{2} \left( \left( \frac{khc^0 \cdot W^0}{P_y^P} \right)^2 + 1 \right) \quad (7)$$

(変位一定則を仮定する場合)

$$\mu_D^P = \frac{khc^0 \cdot W^0}{P_y^P} \quad (8)$$

ここに、 $\mu_D^P$ ：材料強度等のばらつき、変形性能評価式の評価誤差によるばらつきを考慮した実際に発揮される塑性率。実塑性率

評価指標としては、実塑性率と実じん性率が直接的に比較できる塑性状態率 (Inelastic Displacement (Ductility) Demand Ratio (IDDR))<sup>17)</sup>を用いて整理を行った。塑性状態率IDDRは以下の式によって定義される。すなわち、実じん性率から算定される実じん性量 ( $\mu_c^P \cdot 1$ ) に対して、地震応答特性を考慮して算定される実塑性率から算定される実塑性量 ( $\mu_D^P \cdot 1$ ) との比で定義した。この場合、塑性状態率IDDRが1以上の場合に、実塑性量が実じん性量を超過する、換言すれば実塑性率(実応答変位)が実じん性率(実終局変位)を超過する状態となる。

$$Z = \frac{\mu_D^P - 1}{\mu_c^P - 1} \quad (9)$$

地震時慣性力の算定にエネルギー一定則を仮定して荷重低減を行い、さらに非線形応答評価についてもエネルギー一定則を用いた場合の検討結果を図-7に示す。なお、ここでは、塑性状態率IDDRは各モンテカルロシミュレーションの試行によって得られた塑性状態率IDDR値の分布として示した。慣性力算定と非線形応答評価に同一の評価法を用いることで、非線形応答評価時の評価誤差によるばらつきの影響を排除した。材料強度等のばらつきのみを考慮した場合かつ安全係数SFが1.0の場合に着目した場合、塑性状態率IDDRの平均値は0.86程度となる。材料の過強度特性により変形性能は減少し耐力は増加する傾向にあるが、塑性域のエネルギー吸収量は強度の増加が変形性能の減少と比較して相対的に大きいことから、塑性変形によるエネルギー吸収量は増加することを別途確認している。この塑性域の吸収エネルギー能力の増加により、結果として非線形地震応答量が減少する効果をもたらす。このことは、エネルギー一定則の仮定の下では、材料強度等の過強度特性は構造物としては安全側に作用することがわかる。変形性能評価式の評価誤差によるばらつきをさらに考慮した場合は、安全係数SFが1.0の場合、塑性状態率IDDRの平均値は0.78程度となり、さらに安全側の評価を与えていることがわかる。しかしながら、ばらつきは大きくなる傾向にあり、平均値を比較した場合は変形性能評価式の評価誤差によるばらつきを考慮した場合は考慮しない場合と比較して安全側の評価となるが、「平均値+標準偏差」等ばらつきを考慮した場合は、かならずしも安全側の評価とはならないことがわかる。

さらに、慣性力の算定に変位一定則を仮定して荷重低減を行い、さらに非線形地震応答評価についても変位一定則を用いた場合の検討結果を図-8に示す。材料強度等のばらつきのみを考慮した場合かつ安全係数SFが1.0の場合に着目した場合、塑性状態率IDDRの平均値は0.98程度となる。変位一定則を仮定する場合、降伏耐力に関わらず地震応答変位は弾性時の応答変位と同一と仮定することから、材料の過強度特性による耐力増加は非線形応答評価に影響を及ぼさない。したがって、材料の過強度特性によって生じる変形性能の減少が、非線形地震応答評価に対して支配的となる。しかしながら、耐力の増加に伴う降伏変位の増大は応答変位が変化しないことから、実塑性率を若干減少させる。この影響により結果として塑性状態率IDDRの平均値は0.98程度と若干安全側の結果になったものと考えられる。さらに、変形性能評価式の評価誤差によるばらつきを考慮した場合で安全係数SFが1.0の場合に着目した場合、塑性状態率IDDRの平均値は0.89程度となる。このように、変位一定則を仮定する場合においても、材料特性等のばらつきおよび変形性能評価のばらつきは、平均値としては安全側の評価を与えることがわかる。ただし、ばらつきを考慮した場合は、エネルギー一定則の場合と同様必ずしも安全側の評価とはならない場合がある。

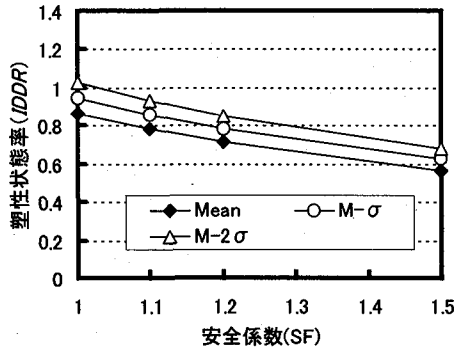
さらに、慣性力の算定にエネルギー一定則を仮定して行い、非線形応答評価については変位一定則を用いた場合の検討結果を図-9に示す。材料強度等のばらつきのみを考

慮した場合でかつ安全係数  $SF$  が 1.0 の場合に着目した場合、塑性状態率  $IDDR$  の平均値は 0.44 程度となる。さらに、変形性能評価式の評価誤差によるばらつきを考慮した場合で安全係数  $SF$  が 1.0 の場合に着目した場合、塑性状態率  $IDDR$  の平均値は 0.40 程度となる。エネルギー一定則は変位一定則と比較して、小さい荷重低減係数を算出する。したがって、エネルギー一定則を仮定して設計された構造物が、変位一定則による非線形地震応答推定がよい結果を与える条件下においては、実じん性率の約半分程度の実塑性率しか平均的に期待されないことがわかる。また、

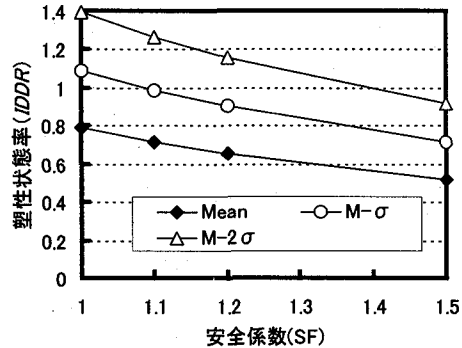
安全係数  $SF$  の増大による塑性状態率  $IDDR$  の低減傾向は他のケースと比較して鈍化している。

## 6. エネルギー一定則により設計された既設鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価

上述した材料特性、変形性能評価、非線形地震応答評価のばらつきを考慮し、道路橋示方書に従って変形性能に期待してじん性設計された鉄筋コンクリート道路橋橋脚の耐震性の信頼性評価を行った。概念図を図-10 に示す。

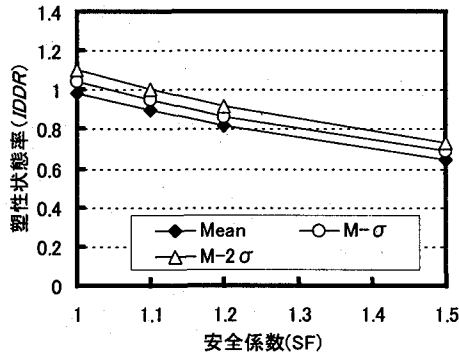


(a)材料特性等のばらつき考慮

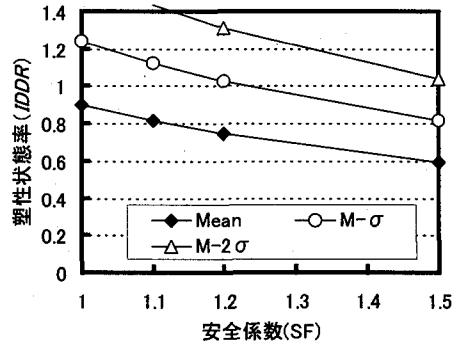


(b)材料特性等と変形性能評価のばらつき考慮

図-7 エネルギー一定則により荷重低減設計した構造物にエネルギー一定則に従う非線形地震応答を期待する場合の塑性状態率  $IDDR$  の変化 (矩形断面、橋脚高さ 10m)

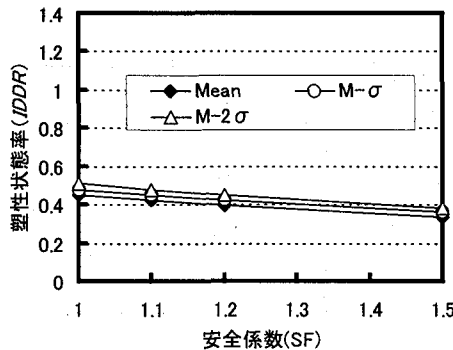


(a)材料特性等のばらつき考慮

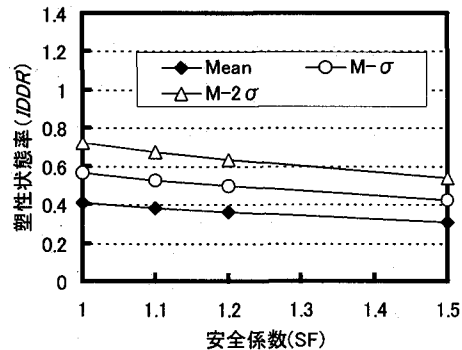


(b)材料特性等と変形性能評価のばらつき考慮

図-8 変位一定則により荷重低減した構造物に変位一定則に従う非線形地震応答を期待する場合の塑性状態率  $IDDR$  の変化 (矩形断面、橋脚高さ 10m)



(a)材料特性等のばらつき考慮



(b)材料特性等と変形性能評価のばらつき考慮

図-9 エネルギー一定則により荷重低減した構造物に変位一定則に従う非線形地震応答を期待する場合の塑性状態率  $IDDR$  の変化 (矩形断面、橋脚高さ 10m)

検討した鉄筋コンクリート橋脚は、図-1に示す矩形断面、円形断面、壁式断面を有しかつ断面が高さ方向に変化しない橋脚を想定した。地盤はⅡ種地盤を考慮した。橋脚高さは5~40mと変化させた。上部構造重量が一定でかつ橋脚断面を固定した場合、橋脚高さが高くなるにつれ同一震度であっても橋脚基部に作用するモーメントが異なる。したがって、上部構造重量を橋脚高さに応じて変化させることにより慣性力および固有周期を調整し、橋脚高さを変化しても必要橋脚基部断面が変化しないよう条件設定をした。上部構造重量の算出方法は、式(1)に示した手法を用いた。なお、高橋脚になるに従い橋脚重量による高次モードの振動は無視できなくなるがここでは単純化のために無視している。

このように設定した橋脚の設計じん性率の特性 (SF=1.0の場合) を、橋脚高との関係で示したのが図-11である。橋脚高が高くなるとともに弾性変形量は橋脚高さの3乗に比例して増大するが、塑性変形量は橋脚高さに比例するため、結果として設計じん性率は橋脚高の増大とともに減少することとなる。これは、断面形状に共通の傾向である。したがって、鉄筋コンクリート橋脚においては、比較的固有周期が短い構造物は設計じん性率が大きく、比較的固有周期が長い構造物は設計じん性率が小さいという構造上の特徴を考慮した解析を行う必要がある。

さらに、図-12に矩形断面橋脚の設計じん性率を設計で考慮する塑性率と見なして、エネルギー一定則、変位一定則から求められる荷重低減係数および図-4に示したⅡ種地盤213成分の強震記録より求められる荷重低減係数の平均値とを比較整理した結果を示す。前述したように、同じ設計じん性率を有する場合固有周期が増大するとエネルギー一定則で設計された構造物は安全側の設計になる傾向にある。しかしながら、実際の橋脚では橋脚の設計じん性率は橋脚高さの増大とともに減少するため、期待される荷重低減係数は固有周期の増大とともに減少する。

エネルギー一定則を仮定した場合に推定される荷重低

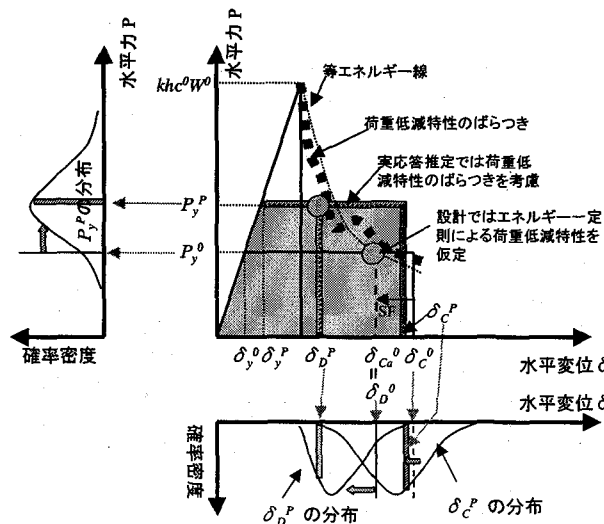


図-10 エネルギー一定則でじん性設計された鉄筋コンクリート橋脚の荷重低減係数のばらつきを考慮した場合に耐震信頼性評価に与える影響の概念図

減係数と、213成分の荷重低減係数の平均値を比較した場合、固有周期が概ね0.5~1.0秒程度において両者の差が大きくなる傾向がみられるが、それより長周期側では両者の差が小さくなる傾向にあることがわかる。またそれより短周期側においても必ずしも明確な傾向ではないが両者の差が小さくなる傾向が見られる。

このようにして設定した橋脚に対して、材料特性等のばらつき、変形性能評価のばらつき、非線形地震応答評価のばらつきとして荷重低減係数のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションを行った。なお、試行回数は20,000回である。

橋脚の実じん性率は、式(4)に示したように材料強度等のばらつき、変形性能評価式の推定精度のばらつきを考慮して算定した。実塑性率は、先に述べたⅡ種地盤における213成分のリダクションファクターから算出した。具体的な算出方法は、1回のモンテカルロシミュレーションの試行に対して、1~213の一樣整数乱数発生値に対応する地震波のリダクションファクター特性を用いた。具体的には次式に従って算出した。

$$\mu^D = f \left\{ \frac{khc^0 \cdot W^0}{P_y^P} \right\} \quad (10)$$

ここに、

$f \left\{ \frac{khc^0 \cdot W^0}{P_y^P} \right\}_i$  : 実降伏耐力比をリダクションファクター値として取り扱った場合に想定される必要じん性率を*i*波の特性より求める関数。具体的には、実降伏耐力比を用いた

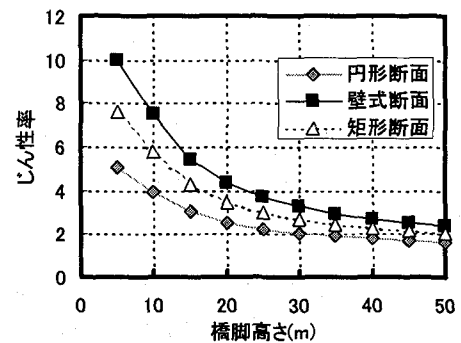


図-11 設計じん性率と橋脚高の関係 (検討橋脚)

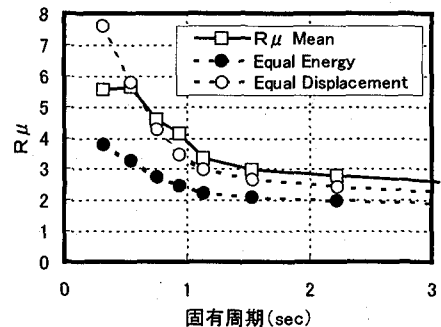


図-12 固有周期と荷重低減係数の関係 (検討橋脚・矩形断面)



動的解析を実施し、その応答塑性率を実  
じん性率とした。

$R(n)$ :  $n$  個の一様整数乱数値

性能関数は前述した塑性状態率  $IDDR$  で定義した。

矩形断面橋脚の塑性状態率  $IDDR$  の平均値に着目した結果を図-13 に示す。変位に対する安全係数  $SF$  を 1.0 とした場合であっても、ほぼ全周期帯にわたって荷重低減係数のばらつきを考慮した実塑性率は、実じん性率に対してほぼ 1/2 程度以下であることがわかる。平均的な塑性状態率  $IDDR$  値が 1/2 程度であることは図-9(b)の安全係数  $SF=1.0$  の場合と同様の傾向である。したがって、設計ではエネルギー一定則に従った荷重低減を行うのに対し、実際の応答は変位一定則に従った荷重低減の傾向がみられることを意味している。このことから、平均的な応答においては、実じん性率に比較して実際の地震時の応答すなわち実塑性率は小さいことがわかる。

さらに、各断面を有する橋脚の塑性状態率  $IDDR$  が 1.0 以上となる状態、すなわち実塑性率が実じん性率を超過する状態になる確率、すなわち応答超過確率に着目したシミュレーション結果を、各橋脚断面形状毎に図-14 に示す。構造信頼性では破壊確率と呼ばれる量であるが、本論文ではあえて「破壊確率」とは定義せず「応答超過確率」と定義した。図-13 では平均的な応答を対象として議論したが、本図ではばらつきに着目していることとなる。図中では安全率  $SF$  を変化させた結果を示す。

さらに、図-14 に示す応答超過確率において、矩形断面橋脚における結果に着目した場合、固有周期が 0.5~1.0 秒の場合、さらに許容塑性率算定に用いる安全係数  $SF$  が 1.0 の場合に応答超過確率は 5%程度であることがわかる。道路橋示方書で重要度が特に高い道路橋 (B 種橋) の設計に使われる安全率  $SF=1.5$  の場合には応答超過確率は 2%程度となる。それより短周期域および長周期域においては応答超過確率が比較的大きくなる傾向にある。概ねの傾向は荷重低減特性のばらつきによって説明が可能である。213 成分の荷重低減係数の平均値とエネルギー一定則により推定される荷重低減係数の比に着目した場合、固有周期と設計応答変位超過確率の関係はほぼこの比の逆数の傾向と一致していることがわかる。固有周期が 1.0 秒以上の長周期域と 0.5 秒以下の短周期域における応答超過確率のレベルに違いがある。これは短周期域のようにエネルギー一定則的な地震応答をする領域では、材料特性のばらつきによる橋脚の耐力特性のばらつきの影響が、長周期域のように変位一定則的な地震応答をする領域におけるそれと比較して大きいことに原因があると考えられる。

矩形断面における応答超過確率の傾向は、壁式断面においても同様の傾向がみられる。しかしながら、円形断面においては若干異なった傾向がみられる。安全係数  $SF$  が 1.0 の場合に着目した場合、一般的な道路橋の固有周期帯である 0.5~1.0 秒付近では、設計じん性率の小さい円形断面橋脚において大きな応答超過確率が確認され、壁式断面橋脚のように設計じん性率が大きい場合には応答超過確率が

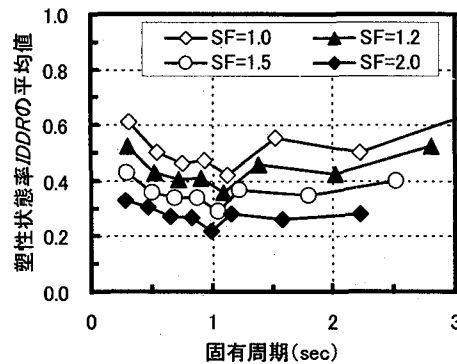
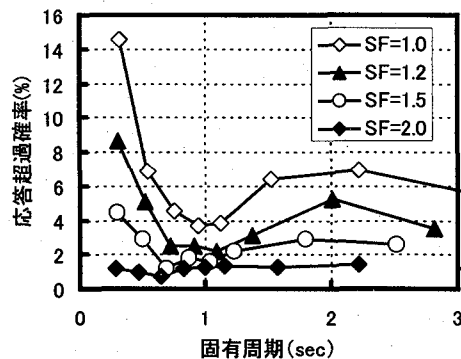
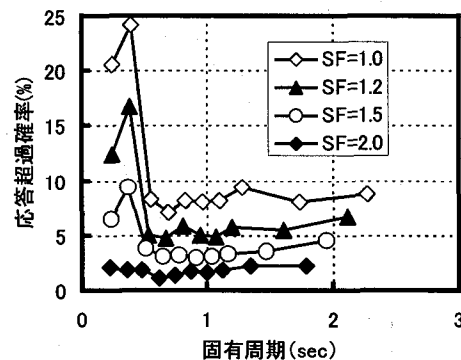


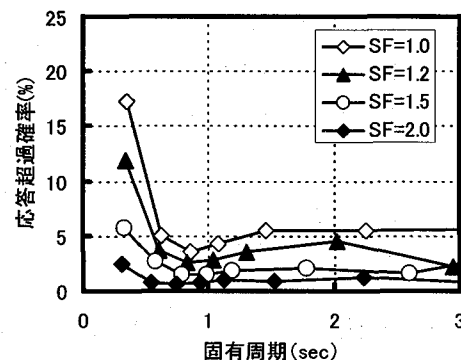
図-13 エネルギー一定則により設計された道路橋脚の塑性状態率  $IDDR$  の平均 (矩形断面)



(a) 矩形断面



(b) 円形断面



(c) 壁式断面

図-14 エネルギー一定則を用いて設計された道路橋の応答超過確率に関する信頼性解析結果

小さくなる傾向にある。同一断面積、同一主鉄筋比、同一体積鉄筋比の条件のもとでは、壁式断面を有する橋脚が最も耐震安全性が高く、円形断面橋脚が最も低い結果となった。同一断面積、同一主鉄筋比、同一体積鉄筋比の条件のもとでの矩形断面、円形断面、壁式断面を有する橋脚の変形性能は、図-11 から明らかのように、壁式橋脚が比較結果として設計じん性が大きく、円形橋脚は小さい傾向にある。したがって、この応答超過確率の大小の傾向は断面形状の差というよりは変形性能の差とも考えられた。このことから、橋脚のじん性率との関係を調査した。

橋脚のじん性率と応答超過確率との関係を検討するために、設計時に期待する設計終局変位を様々に変化させ、それに対応する設計じん性率を有する矩形断面橋脚の耐震信頼性評価を行った。具体的には、本検討橋脚の変形性能（設計終局変位—設計降伏変位）を100%、80%、60%と減少させた場合の橋脚の耐震信頼性評価を行った。他の材料特性等の変動要因のばらつきは変化させていない。図-15 に応答超過確率と終局変位量との関係を示す。変形性能が小さくなるにしたがい、0.5秒付近の短周期域を除いて全固有周期帯にわたって応答超過確率が大きくなることからわかる。一方0.5秒付近以下の固有周期帯の応答超過確率はほぼ類似の値となる。これは、213成分の地震波の荷重低減特性が、0.5~1.0秒付近以上において変位一定則の傾向を示していることから、期待される変形性能が大きくなるにしたがい、安全性が増加するためである。一方、0.5秒付近ではエネルギー一定則の傾向を示すため、変形性能の大小による安全性の変化が上記領域に比べて変化が小さくなるためと考えられる。以上のことから、変形性能が小さくなるに従い、応答超過確率は大きくなることからわかる。このことから、図-14に見られた橋脚断面形状の違いによる応答超過確率は、断面の違いによる変形性能の差によるところが大きいことがわかる。

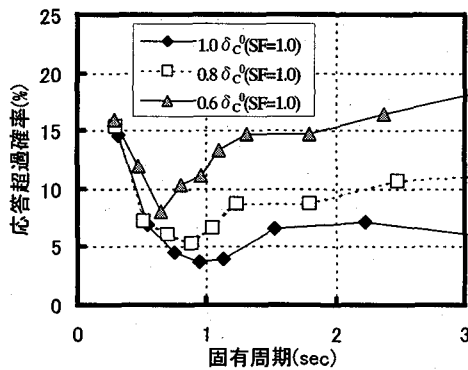


図-15 変形性能と応答超過確率の関係 (矩形断面)

## 7. 荷重低減係数に係る安全係数の評価に関する検討

エネルギー一定則に基づいて変形性能を期待した設計を行った道路橋橋脚の耐震信頼性評価を行った。結果として、213成分の強震記録に基づいた解析によれば、実際の荷重低減係数は変位一定則に近い特性があるため、設計時

において荷重低減係数をエネルギー一定則に基づいて設計した構造物は安全側の設計となり、結果的に橋脚断面形状に値は左右されるものの、応答超過確率は概ね5-10%以下であることが判明した。

ここでは、さらに地震波の平均的な荷重低減特性を用いて上部構造重量の設定に用いた場合における応答超過確率の変化に着目した検討を行った。すなわち、エネルギー一定則に代わり設計上簡易にかつ確からしく荷重低減係数を表現できる手法が確立された場合における、荷重低減係数に係る安全係数 $\gamma$ の設定および許容塑性率算定における安全係数 $SF$ の設定について検討を行ったものである。

検討対象とした橋脚は、図-1に示した矩形断面を有する橋脚で、検討方法については前述した方法を用いた。なお、上部構造重量の算定にあたっては、II種地盤で記録された213成分の強震記録のリダクションファクターの平均値を用いて上部構造重量の算定を行った。

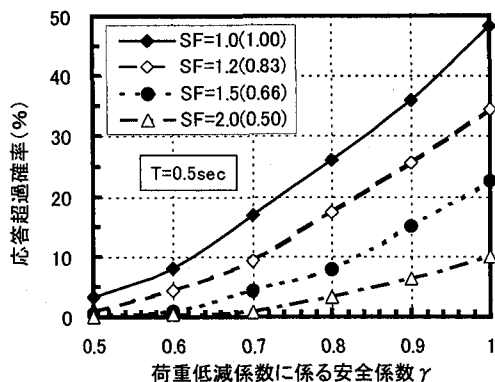
$$W^o = \gamma \cdot \frac{f^{-1}(\mu_a^o)_m \cdot P_y^o}{k h c^o} \quad (11)$$

ここに、 $f^{-1}(\mu_a^o)_m$  : 強震記録213波の許容塑性率 $\mu_a^o$ に対する荷重低減係数の平均値  
 $\gamma$  : 荷重低減係数に係る安全係数 (0.5-1.0)

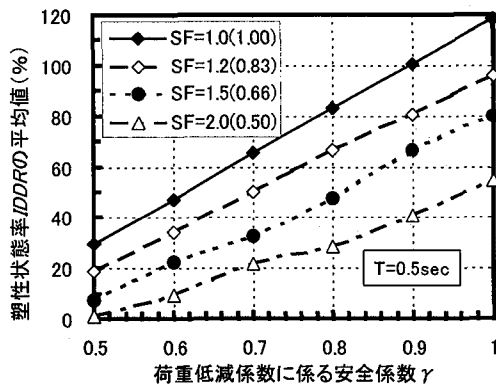
計算は、橋脚高さを5~40mおよび許容塑性率算定における安全率を1.0~1.5に変化させた計算を行った。結果の一部として、固有周期が0.5秒、1.0秒、1.5秒における応答超過確率および塑性状態率 $DDR$ の平均値を整理したものが、図-16である。図-16では矩形断面での計算結果を示す。固有周期0.5秒はほぼエネルギー一定則に従う荷重低減特性を有する固有周期域、固有周期1.5秒はほぼ変位一定則に従う荷重低減特性を有する固有周期域、固有周期1.0秒は両者の中間的な固有周期域を代表するものとして抽出した。

応答超過確率に着目した場合、荷重低減係数に係る安全係数 $\gamma$ と固有周期との関係の傾向にはほとんど差が見られないが、値は若干固有周期が短くなるに従い同じ荷重低減係数に係る安全係数 $\gamma$ であっても大きな応答超過確率が計算される。これは荷重低減係数がエネルギー一定則に近い特性を示す場合、変位一定則に近い特性を示す場合よりも応答超過確率が大きいことを示す。一般に、荷重低減係数の特性は固有周期に影響を受けるため、設計上設定する荷重低減係数に係る安全率 $\gamma$ も固有周期に対して変化させる必要があることを示している。

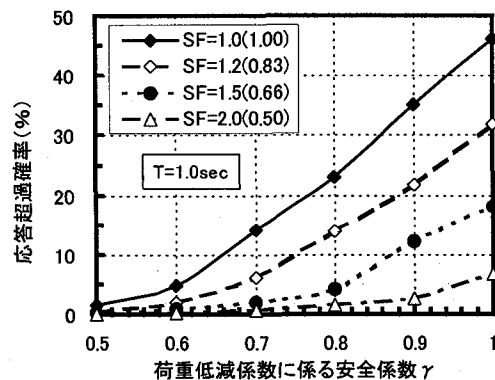
荷重低減係数に係る安全係数 $\gamma$ と目標とする固有周期および応答超過確率との関係を図-17に示す。許容される応答超過確率を10%とした場合で変位に係る安全係数 $SF$ が1.5の場合、荷重低減係数に係る安全係数 $\gamma$ は $T=0.5$ 秒の場合0.8程度、 $T=1.0$ 秒の場合0.85程度、 $T=1.5$ 秒の場合0.9程度となる。許容される応答超過確率を5%と



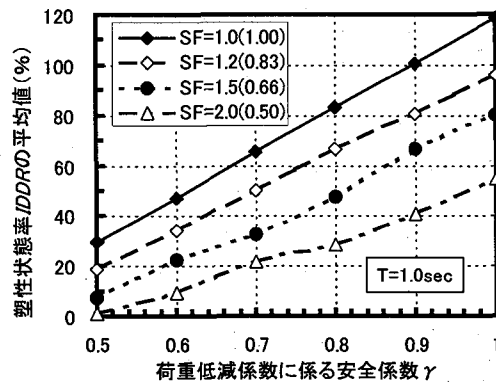
(a) 応答超過確率 (T=0.5sec)



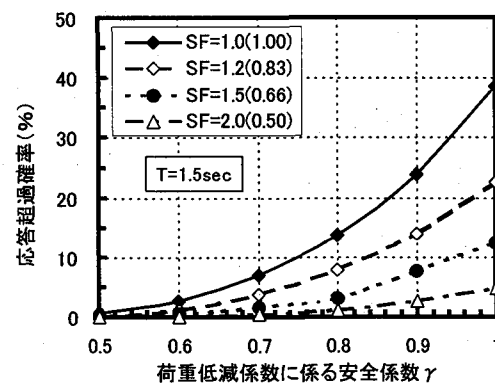
(b) 塑性状態率 IDDR の平均 (T=0.5sec)



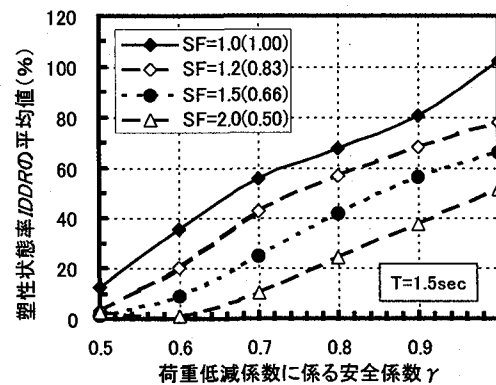
(c) 応答超過確率 (T=1.0sec)



(d) 塑性状態率 IDDR の平均 (T=1.0sec)



(e) 応答超過確率 (T=1.5sec)



(f) 塑性状態率 IDDR の平均 (T=1.5sec)

図-16 強震記録 213 成分の荷重低減係数の平均値を用いて設計された構造物の応答超過確率と塑性状態率 IDDR の平均値の特性 (矩形断面)

した場合は、同様に T=0.5 秒の場合 0.7 程度、T=1.0 秒の場合 0.8 程度、T=1.5 秒の場合は 0.85 程度となる。応答超過確率を 2% 程度にするためには、T=0.5 秒の場合 0.65 程度、T=1.0 秒の場合 0.7 程度となることがわかる。ただし、応答超過確率を 2% 程度にするためには、塑性状態率 IDDR の平均値は T=0.5 秒の場合する実じん性率の約 20% 程度、T=1.0 秒の場合 30% 程度の平均的な実塑性率しか期待されないこととなり、非常に非効率な設計となることがわかる。

許容される応答超過確率に関する議論は本稿では取り扱わないが、全ての固有周期帯にわたって同じ応答超過確率を得るためには、最も確からしい平均的な荷重低減係数の特性を用いたとしても、固有周期に応じた荷重低減係数に係る安全率  $\gamma$  を設定する必要があることが判明した。

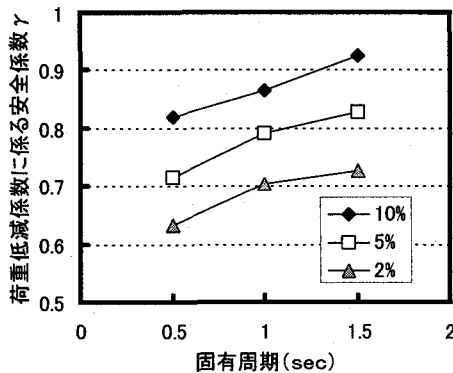


図-17 応答超過確率を一定とするための荷重低減係数に係る安全係数  $\gamma$  と固有周期の関係 (許容塑性率算定に係る安全係数 SF を 1.5 とした場合)

## 8. まとめ

道路橋示方書により設計される鉄筋コンクリート橋脚について、地震動の強度を確定量とした信頼性解析を実施した。検討結果により得られた知見をまとめると以下の通りとなる。

- ① 材料特性のばらつきを考慮した場合、耐力は増加する傾向に、変形性能は減少する傾向にある。耐力の増加は断面形状に依存しないが、変形性能の減少は断面形状に依存する。今回の試算結果では、壁式断面<円形断面<矩形断面の順に減少傾向が小さくなる。材料特性等のばらつきのなかでは、鉄筋の過強度特性が耐力および変形性能に与える影響が最も大きい。
- ② 道路橋示方書に示される変形性能評価式は、繰り返し回数が5回以下の正負交番載荷実験結果と比較して16%程度安全側の評価を与える。しかしながら標準偏差は25%程度存在した。
- ③ 1980年までに観測された強震記録を分析した結果、強震記録から算定される荷重低減係数の変動係数は、塑性率が2の場合概ね25%程度、塑性率が5の場合40%存在することが確認された。
- ④ 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性における材料強度等のばらつきの影響は、エネルギー一定則を仮定する場合、変形性能の減少を補うだけの耐力増加が期待されるため、平均的には安全性の向上が期待される。変位一定則と仮定する場合においても、耐力の増加は降伏変位の増加をもたらすため実塑性率が小さくなることから保有する変形性能が小さくなるものの平均的には安全性の向上が期待される。
- ⑤ エネルギー一定則を取り入れた設計法で設計された鉄筋コンクリート橋脚の耐震安全性を評価した場合、固有周期が0.5~1.5秒程度で応答超過確率が最小値となる。これは固有周期の増大とともに変形性能が小さくなるという橋脚の特性と、地震波の荷重低減係数の固有周期依存性による。道路橋示方書で定義されるB種橋すなわち許容塑性率算定時の安全係数 $SF$ が1.5程度の場合、断面形状によって変化するものの、応答超過確率は概ね5%以下である。この場合、塑性状態率 $IDDR$ の平均値は50%以下である。
- ⑥ 終局変位が小さくなるにつれ、すなわち設計で想定する設計じん率が小さくなるにつれ、応答超過確率が大きくなる傾向にある。
- ⑦ 耐震設計において荷重低減係数の平均値を用いて設計を行う場合、応答超過確率を同一となるようにする場合は、固有周期に応じて荷重低減係数に係る安全係数 $\gamma$ を変化させる必要がある。矩形断面橋脚を対象とした試算結果では、許容塑性率算定時の安全係数 $SF$ を1.5とした場合、応答超過確率を10%程度とするためには、荷重低減係数に係る安全係数 $\gamma$ は固有周期が0.5秒の場合安全係数 $\gamma$ は0.8程度、固有周期が1.0秒の場合安全係数 $\gamma$ は0.85程度必要であることが判明した。

## 参考文献

- 1) 鈴木基行、秋山充良、山崎康紀：「構造系の安全性およびRC橋脚の耐震設計への適用に関する研究」、土木学会論文集 No.578/V-37, PP71-87, 1997.11
- 2) 松中亮治、山崎康紀、秋山充良、鈴木基行：「構造変数間の相関を考慮した信頼性理論に基づくRC橋脚の地震時安全性評価」、土木学会第53回年次学術講演会概要集、平成10年10月
- 3) 岩城一郎、Dan M. Frangopol：「地震力を受ける鉄筋コンクリート橋脚の信頼性評価に関する一提案」、コンクリート工学論文集、第8巻第1号、1997年1月
- 4) 白木渡、井面仁志、今井慈郎、伊藤則夫、石川浩：「地震時保有水平耐力照査式を用いた終局限界状態に対する鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価」、構造工学論文集 Vol.45A、1999.3
- 5) 中埜良昭：「信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究」、東京大学博士論文、1988.3
- 6) 日本建築学会：「鉄筋コンクリート造構造物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説」、1997
- 7) 日本道路協会：「道路橋示方書V耐震設計編」、平成8年12月
- 8) 日本道路協会：「道路橋の耐震設計に関する資料」、平成9年3月
- 9) AASHTO : Standard Specifications for Highway Bridges 16th Edition, 1996
- 10) R.Park: Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.22, No.3, September 1989
- 11) 武村浩志、川島一彦、運上茂樹、星隈順一：「繰り返し載荷実験に基づくRC橋脚の終局変位の評価」、構造工学論文集 Vol.43A、1997年3月
- 12) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏、池田博之：「大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能」、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、横浜、1998.11
- 13) E. Miranda and V. Bertero: Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design, Earthquake Spectra, Vol.10, No.2, 1994
- 14) 田村敬一、本田利器、中尾吉宏、山本浩一：「リダクションファクターによる非線形系の地震応答に関する研究」、土木研究所資料3569号、1998.3
- 15) E. Miranda: Nonlinear Response Spectra for Earthquake Resistant Design, Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, 1992
- 16) 川島一彦、相沢興、高橋和之：「最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式」、土木研究所報告第166号、昭和60年9月
- 17) SEAOC Performance-Based Seismic Engineering Ad Hoc Committee: SEAOC Blue Book - Appendix I - PBSE Guidelines, April 1999 (1999年9月17日受付)