

◆ 報文 ◆

道路橋の耐震信頼性の評価に関する解析的検討

大住道生* 運上茂樹**

1. はじめに

より合理的な構造物の設計は、荷重や構造系に存在する各種の不確定要因を適切かつ定量的に考慮できる設計法を構築することにより可能になると考えられる。このような不確定性をより合理的に評価することを目的に発展してきた設計法が信頼性設計法と呼ばれるものである。

近年、構造物の設計法として性能照査型設計法が着目され、道路橋示方書を始めとする各種の基準類においても性能照査型設計法が指向されている。性能照査型設計法では構造物がある要求性能を有することを照査する必要があるが、その照査の過程には様々な不確定性が存在している。したがって、このような不確定性の存在をできるだけ合理的に評価して性能照査を行う必要があることから、信頼性設計法と性能照査型設計法とは互いに密接に関連するものということができる。しかしながら、信頼性設計法の耐震設計への適用に関する検討は必ずしも十分ではないのが実状である。

このため、本文では、信頼性設計法の耐震設計への導入を目的とし、道路橋示方書に従って耐震設計を行った橋脚の耐震信頼性の試算を行うとともに、ある目標とする耐震信頼性を有する断面の試算を行い、その特性について検討した結果をまとめたものである。

2. 信頼性設計法とその現状

星谷ら¹⁾によれば、構造物の設計における不確定要因としては以下の点が挙げられる。

- ①荷重や材料物性値などに見られる本来的な不確定要因
- ②有限個数のデータに基づいて物性値などの確率分布を推定するために生じる統計的不確定要因
- ③荷重と構造のモデル化に関与して実際とモデルとの誤差として現れるモデル不確定要因

Analytical Study on the Evaluation of Seismic Reliability of Highway Bridges

信頼性設計法ではこれらの不確定要因を設計に取り込むことになるが、不確定性の取扱い方のレベルに応じて一般に以下の3つに分類されている。

最もレベルの高いレベルⅢの信頼性設計法は、ある限界状態に達する確率を直接確率計算により求めようとするものである。例えば、図-1に示すように、荷重Sと抵抗Rの実際の確率分布を考慮した上で、それらの差を限界状態に対する性能関数($R-S$)とし、これが0以下となる(すなわち、限界状態に至る)確率 P_f を評価するというものである。したがって、種々の不確定性を考慮した上で、ある構造物が限界状態に到達する確率を P_f 以下にするというように設計を行うことになる。限界状態に関する不確定要因の確率統計的な特性及びパラメータが全て既知であることが前提となるが、一般には不確定要因の確率分布は完全には明らかにされていないこと、また、構造物を設計するたびに確率計算を行うことの煩雑さから現実に導入されている例はない。

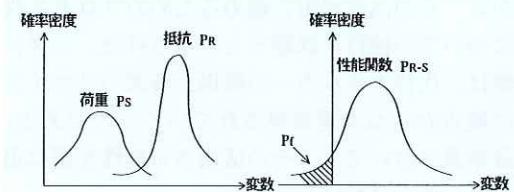


図-1 荷重Sと抵抗Rの確率分布と限界状態に至る確率

レベルⅡの信頼性設計法は、レベルⅢで用いられる限界状態に達する確率 P_f の代わりに、性能関数の平均値と標準偏差より得られる信頼性を表わす指標(以下、信頼性指標といふ)を求めるにより限界状態に対する信頼度を評価する方法である。信頼性指標は、一般に β という記号で表示され、種々の設計パラメータの確率変数を正規分布と仮定し、その平均値と標準偏差から求められることから、正規分布以外の実際の確率分布などの統計的な特性を用いて確率計算を行うレベルⅢよりも簡便な手法となる。

レベルⅠの信頼性設計法は、設計で用いる材料強

表-1 国内外の主要な構造設計基準における信頼性設計法の導入状況

国(地域)	ISO2394 ISO3010	ユーロコード	米国AASHTO LRFD 橋梁設計基準	オンタリオ州道路 設計基準	コンクリート標準示 方書	道路標準示方書
発行年	1998,1988	1994	1994	1983	1996	1996
基準の分類	信頼性設計法(レベ ルI, II)	信頼性設計法(レベ ルI, II)	荷重抵抗係数設計法	信頼性設計法(レ ベルI, レベルII)	信頼性設計法(レベルI)	許容応力度法
目標信頼性	例として①使用限 界状態に対して $\beta=1.5$ 、②終局限 界状態に対して $\beta=3.1, 3.8, 4.3$	設計耐用期間に對 して①使用限界状 態に対して $\beta=0.5$, ②終局限界状態に對 して $\beta=3.8$	記述無し	①使用限界状態に 對して $\beta=0.5$, ②終局限界状態に 對して $\beta=3.5$	記述無し(ただし、地 中構造物の設計例で年 超過確率① 3.3×10^2 ② 3.3×10^3 の記述が ある)	記述無し
設計で考慮 する入力地 震動の発生 頻度	例として①使用限界 状態に対して再現期 間20年②終局限界 状態に対して再現期 間500年	通常の重要度で再現 期間475年の地震動	①中小地震②大地震 (重要度特に高い橋: 再現期間2500年、重 要な橋:再現期間475 年)	記述無し	①構造物の耐用期間 内に数回発生する大 きさの地震動②構造 物の耐用期間内に發 生する確率の極めて 小さい強い地震動(設 計例中には①再現期 間30年程度②再現期 間300年程度との記 述がある)	①橋の供用期間中に 発生する確率が高い 地震動②橋の供用期 間に発生する確率は 低いが大きな強度を 持つ地震動
設計耐用期 間	例として仮設構造物: 1~5年、交換構造部 材:25年、建築物と その他一般的な構造 物、下記以外:50年、 記念建築や特に重要 な構造物・大規模橋 梁:100年以上	交換可能なもの:25 年、建築物その他一般 的な構造物:50年、 記念建築や橋などの 土木構造物:100年	75年	橋梁:50年	具体的記述無し(た だし、設計例中にはRC 橋脚100年、地中ボッ クスカルバート:50 年の記述がある)	具体的記述無し
限界状態	使用限界状態、終局 限界状態	使用限界状態、終局 限界状態	使用限界状態、疲労 限界状態、終局限界 状態、偶発限界状態	使用限界状態、終 局限界状態	使用限界状態、疲労 限界状態、終局限界 状態	健全性を損なわない、 限定された損傷にとど める、致命的な被 害を防止する
部分係数	荷重係数(永久、変 動)、材料係数、部 材係数、構造解析係 数、重要度係数	荷重係数(永久荷重、 変動荷重、偶発荷 重)、モデル化係数、 重要度係数、材料係 数、耐力係数、荷重 組合せ係数	荷重係数、荷重修正 係数、抵抗係数	耐力係数、重要度 係数、荷重組合せ 係数、荷重係数	荷重係数、材料係 数、部材係数、構造解 析係数、重要度係数、 材料修正係数、荷重修 正係数	明確には規定されて いない(荷重修正係 数、重要度係数にあ たるものあり)。材料 係数、部材係数は設 計式に内包)

度や荷重に対して確率論的に定義した特性値を用いるとともに、材料強度、荷重、解析法、部材の限界状態の評価など種々の不確定要因に対してそれぞれの特性に応じた部分係数を与えてある安全性を確保しようとするもので部分係数法とも呼ばれる。したがって、通常、設計で用いる特性値を定める部分にしか信頼性の考え方に入らないために、レベルⅡやⅢのようにある限界状態に達する信頼性を定量的に評価するものとはなっていない。現在の信頼性設計法では、統計的データの不足などから一般にこのレベルⅠが中心となっている。

信頼性理論の構造工学への導入は既に1940年代に提唱され、その後も理論の構築については顕著な進展が見られたにもかかわらず、具体的な設計法の改革には結びつかなかったとされている²⁾。これに対しては、統計データの不足、計算の煩雑さなどの原因が指摘されている。しかしながら、信頼性設計の必要性の認識が高まるとともに、荷重や物性値の統計データの収集・蓄積が進

み、信頼性設計法を受け入れやすい土壤ができるがりつつあるということができる。

また、国際化の時代となり、諸外国の設計規準が信頼性理論を取り入れ、さらにISOを始めとする国際基準として信頼性理論を取り入れた設計体系が整備されつつある中で、我が国においてもこのような国際化に対応していくことが求められるようになってきている。表-1は、国内外の主要な構造設計基準における信頼性設計法の導入状況の概要を示したものである。信頼性設計法が設計法の中心になっており、前述のレベルⅠからレベルⅡの段階の信頼性設計法が用いられている。

3. 部分係数法に基づく耐震性能の基本照査式

信頼性設計法としては前述のようにいくつかのレベルがあるが、不確定性の要因毎に部分係数を用いてそれぞれの信頼性を考慮する部分係数形式の設計法、すなわち、レベルⅠの信頼性設計法が実務的と考えられる。このため、筆者らは最終的

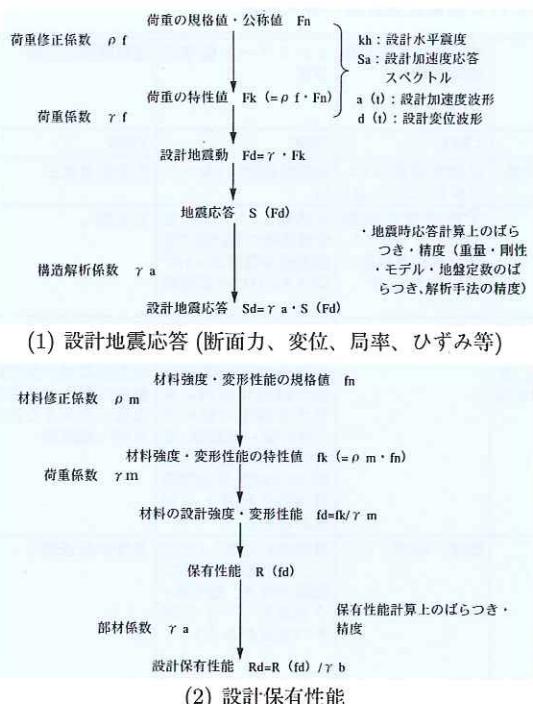


図-2 部分係数法による耐震性能の評価

な設計式としてはレベルⅠの部分係数を用いることとし、部分係数の設定ではレベルⅡの信頼性指標を考慮して定めるという設計体系の確立を目指として検討を行った。

部分係数法による耐震性能の基本照査式は、式(1)のように表わすことができる。

$$\gamma_i \cdot S_d / R_d \leq 1.0 \quad (1)$$

ここで、

γ_i ：構造物係数（安全係数）

S_d ：設計地震応答（地震の影響による構造物の最大地震応答）

R_d ：設計保有性能（構造物が保有する性能、限界状態から定まる断面耐力、変形性能）

設計地震応答 S_d と設計保有性能 R_d は、図-2に示すように、部分係数として荷重や材料の規格値から特性値に変換する荷重修正係数 ρ_f 及び材料修正係数 ρ_m 、荷重係数 γ_f 、構造解析係数 γ_a 、材料係数 γ_m 、部材係数 γ_b を考慮した上で設計値を設定することになる。

4. 道路橋橋脚の信頼性指標 β の試算

(1) 試算対象橋脚

ここでは、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート（以下、RC）橋脚、せん断破壊型のRC橋脚、コンク

リート充填鋼製橋脚を対象に信頼性指標 β の試算を行った。試算を行う橋脚については、平成8年道路橋示方書³⁾に従って示方書の求める耐震性能とほぼ同一、すなわち、ほぼ要求性能ぎりぎりの設計となるように試設計を行い、構造諸元を定めた。各構造諸元の詳細は省略するが、地震動としては、レベル2のタイプIおよびタイプIIの2種類、曲げ破壊先行型RC橋脚では橋脚断面を3種類（壁式、正方形、円形）、固有周期をそれぞれ2種類（約0.6秒及び0.3秒）、せん断破壊型RC橋脚では橋脚断面3種類（壁式、正方形、円形）、コンクリート充填鋼製橋脚では橋脚断面2種類（正方形、円形）に変化させて構造諸元を設定した。

(2) 試算条件

信頼性指標 β を試算する性能関数 $g(\cdot)$ は、式(2)とした。

$$g(\cdot) = R/S - 1 \geq 0 \quad (2)$$

ここに、

$g(\cdot)$ ：性能関数

R ：曲げに対しては終局塑性率、せん断に対してはせん断耐力

S ：曲げに対しては応答塑性率、せん断に対しては作用せん断力

本文で仮定した各確率変数の規格値（公称値）、平均値（実際のデータから求められた平均値あるいは仮定した平均値）、変動係数を、それぞれ、表-2、表-3、表-4に示す。主としてコンクリート強度、鉄筋強度のばらつき、終局変位や耐力の算定式のばらつきが大きくなっている。なお、地震動による慣性力は確定値として取り扱い、その変動の影響は考慮していない。

また、曲げに対する構造物の応答は道路橋示方書に規定されるエネルギー一定則に基づいて算出したが、エネルギー一定則自体のばらつきは非線形地震応答解析で算出された213成分の応答塑性率の平均値、変動係数を有する対数正規分布を仮定した⁷⁾。

信頼性指標は、一般的に用いられているAFOS-M法（Advanced First-Order Second-Moment Method）により、確率変数を標準化空間に変換し、座標原点から限界状態到達曲面までの最短距離を求ることにより算出した¹⁴⁾。

(3) 試算結果

各橋脚の信頼性指標 β の試算結果を、それぞ

表-2 曲げ破壊型 RC 橋脚に対する確率変数

ばらつき要因	規格値	平均値	標準偏差	変動係数	参考文献
		規格値			
コンクリート強度	24.0N/mm ²	126%	3.51N/mm ²	11.2%	4), 5)
コンクリート弾性係数	2.5×10 ⁴ N/mm ²	100%	—	1%	
鉄筋降伏点強度	345N/mm ²	114%	16.7~21.6	4.5%	4), 6)
鉄筋断面積	公称値	97%	—	1%	4), 8)
鉄筋弾性係数	2.0×10 ⁵ N/mm ²	97%	—	1%	7)
作用軸力	死荷重反力	100%	—	5%	7)
断面寸法	設計寸法	100%	—	1%	7)
配筋位置	設計寸法	100%	—	1%	7)
終局変位の評価式	設計値	100%	—	31.9%	9)

ばらつき要因	
地震応答の推定法 (エネルギー一定則)	非線形地震時応答解析で算出された 213 成分の応答塑性率の平均値と変動係数を有する対数正規分布を仮定 7)

表-3 せん断破壊型 RC 橋脚に対する確率変数

ばらつき要因	規格値	平均値	変動係数	参考文献
		規格値		
コンクリート強度	23.5N/mm ²	126%	11.2%	4), 5)
鉄筋降伏点強度	345N/mm ²	114%	4.5%	4), 6)
主鉄筋断面積	公称値	97%	1%	4), 8)
拘束鉄筋断面積	公称値	97%	1%	主鉄筋断面積と同じ仮定
鉄筋弾性係数	2.06×10 ⁵ N/mm ²	97%	1%	7)
作用軸力	死荷重反力	100%	5%	7)
断面寸法	設計寸法	100%	1%	7)
せん断耐力評価式	設計値	175%	24.7%	10), 11), 12)
等価重量	死荷重反力	100%	5%	作用軸力と 100% 相関

表-4 コンクリート充填鋼製橋脚に対する確率変数

ばらつき要因	規格値	平均値	標準偏差	変動係数	参考文献
		規格値			
コンクリート強度	24.0N/mm ²	126%	3.51N/mm ²	11.2%	4), 5)
鋼材降伏点強度	360N/mm ²	119%	—	5%	4), 13)
鋼材断面積	公称値	97%	—	1%	7)
鋼材弾性係数	2.1×10 ⁵ N/mm ²	97%	—	1%	7)
作用軸力	死荷重反力	100%	—	5%	7)
断面寸法	設計寸法	100%	—	1%	7)
終局変位の評価式	設計値	104%	—	14.7%	13)

ばらつき要因	
地震応答の推定法 (エネルギー一定則)	非線形地震時応答解析で算出された 213 成分の応答塑性率の平均値と変動係数を有する対数正規分布を仮定 7)

れ、表-5、表-6、表-7 に示す。ここでは、信頼性指標 β の試算結果並びに限界状態に至る確率 P_f の値を併せて示している。

まず、表-5 に示す曲げ破壊型 RC 橋脚では、同じ橋脚同士を比較すると、タイプ I 地震動に対する信頼性指標の方がタイプ II 地震動に対する信頼性指標に比べて高くなっている。これは、タイプ I 地震動に対する設計の方が、許容塑性率を算出する場合の安全係数 α が大きいことによる。また、断面形状や固有周期に応じて信頼性指標がばらつ

くになったことと、鋼製橋脚の終局変位の評価式の変動係数が RC 橋脚のものに比較して小さいことが主な理由と考えられる。

以上、合計 22 ケースの周期や断面形状が異なる RC 橋脚及びコンクリート充填鋼製橋脚の信頼性指標 β を試算したところ 1.3~5 程度となった。耐震設計においてどの程度の信頼性を有していれば妥当であるかという点については、現状では確たる論拠がないが、例えば日本建築学会の建築物の限界状態設計指針(案)¹⁵⁾、あるいは鋼構造物

いているが、これは固有周期が異なるとエネルギー一定則の平均値や変動係数が変化することや、ケース毎に断面や配筋が異なるために荷重-変位曲線も異なることにより、各変動要素の影響度合いが異なっているためと考えられる。

一方、表-6 によれば、せん断破壊型 RC 橋脚の信頼性指標は曲げ破壊型の場合に比べて高いことがわかる。この理由としては、脆性的な破壊を避ける必要があることから、設計式ではせん断耐力を安全側に評価していることによる。また、せん断破壊型 RC 橋脚では信頼性指標のばらつきが小さいのに対して、曲げ破壊型 RC 橋脚では信頼性指標のばらつきが大きい。これは、せん断破壊 RC 橋脚の場合はせん断耐力のばらつきの影響が主であるが、曲げ破壊型 RC 橋脚の場合は、降伏耐力のばらつき、終局変位のばらつき、およびエネルギー一定則のばらつきなどが影響していることによると考えられる。

表-7 に示すコンクリート充填鋼製橋脚では、RC 橋脚に比べて全体的に信頼性指標が大きくなっている。これは、鋼製橋脚の固有周期が長いことによりエネルギー一定則の平均値が大きくなることと、鋼製橋脚の終局変位の評価式の変動係数が RC 橋脚のものに比較して小さいことが主な理由と考えられる。

限界状態設計指針¹⁶⁾のように、地震に対する50年間の目標信頼性指標としては終局限界に対して $\beta = 1.5$ を例示しているものもある。本文における信頼性指標は地震荷重を確定値として取り扱っているため、再現期間の概念が入っていないが、取り扱っている地震動はレベル2地震動であり、この地震動の再現期間が数百年以上であることを考慮すると、50年間で評価すると現在の試算値よりもさらに大きな信頼性指標の値になると考えられる。

表-5 曲げ破壊型RC橋脚の信頼性指標 β

ケース	設計地震動	断面形状	固有周期(sec)	信頼性指標 β	限界状態に至る確率 P_f
1	タイプII	壁式	0.57	1.8	0.039
2			0.33	2.2	0.013
3		正方形	0.59	1.7	0.044
4			0.32	1.9	0.030
5		円形	0.59	1.2	0.122
6			0.30	1.3	0.089
7	タイプI	壁式	0.62	2.1	0.019
8			0.33	2.6	0.004
9		正方形	0.61	2.0	0.023
10			0.32	2.4	0.009
11		円形	0.60	1.8	0.037
12			0.32	1.7	0.048

表-6せん断破壊型RC橋脚の信頼性指標 β

ケース	設計地震動	断面形状	信頼性指標 β	限界状態に至る確率 P_f
1	タイプII	壁式	2.4	0.008
2		正方形	2.3	0.010
3		円形	2.2	0.013
4	タイプI	壁式	2.3	0.012
5		正方形	2.2	0.013
6		円形	2.2	0.013

表-7コンクリート充填鋼製橋脚の信頼性指標 β

ケース	設計地震動	断面形状	信頼性指標 β	限界状態に至る確率 P_f
1	タイプII	正方形	3.6	1.4×10^{-4}
2		円形	3.5	2.7×10^{-4}
3	タイプI	正方形	5.1	2.1×10^{-4}
4		円形	5.4	4.4×10^{-4}

表-8目標信頼性指標に対する断面変化と部分係数の試算

目標信頼性指標 β	信頼性指標 β の計算値	限界状態に至る確率 P_f の計算値	断面積 h^*	終局塑性率 μ_u^*	応答塑性率 μ_R^*	終局塑性率 μ_u	応答塑性率 μ_R	コンクリートの材料係数 γ_{mc}	鉄筋の材料係数 γ_{ms}	部材係数 γ_b	構造解析係数 γ_a
$\beta=1.0$	1.004	0.158	0.888	2.415	2.363	3.001	3.012	1.008	1.003	1.24	0.78
$\beta=1.5$	1.499	0.067	0.961	2.070	2.070	3.582	2.609	1.009	1.003	1.73	0.79
$\beta=2.0$	2.003	0.023	1.064	1.722	1.722	4.620	2.187	1.011	1.002	2.68	0.79
$\beta=2.5$	2.500	0.006	1.241	1.297	1.296	7.145	1.711	1.008	1.001	5.51	0.76

注1)*は目標信頼性指標を再現した設計点での値

注2)断面幅 h^* は当初設計の断面幅(ケース3)を $h^* = 1$ と、これに対する比率を示す。

5. 目標信頼性指標に応じた部分係数の試算

目標信頼性指標 β を1.0、1.5、2.0、2.5と仮定したときの図-2に示したコンクリートの材料係数 γ_{mc} 、鋼材の材料係数 γ_{ms} 、構造解析係数 γ_a 、部材係数 γ_b の4つの部分係数の試算を行い、それぞれの部分係数の感度分析を行った。ここでは、曲げ破壊型RC橋脚のケース3の橋脚(正方形断面、固有周期約0.6秒)を一例として行った部分係数の試算結果を示す。試算では、目標信頼性指標を達成するために断面寸法を変化させた。

各部分係数の定義は式(3)の通りとした。なお、ここで、上線は平均値、上添字*は目標信頼性指標を再現した設計点での値となる。

$$\begin{aligned}\gamma_{mc} &= \overline{\sigma_{ck}} / \sigma_{ck}^* \\ \gamma_{ms} &= \overline{\sigma_{sy}} / \sigma_{sy}^* \\ \gamma_a &= \overline{\mu_R}^* / \mu_R \\ \gamma_b &= \overline{\mu_u} / \mu_u^*\end{aligned}\quad (3)$$

ここに、

 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 μ_R : 応答塑性率 μ_u : 終局塑性率

表-8に試算した断面変化と部分係数を示す。この結果を見ると、目標信頼性指標 β が大きくなると断面幅が大きくなることがわかる。 $\beta = 1.0$ と $\beta = 2.5$ では断面幅は1.4倍の相違がある。部分係数についてみると、コンクリートの材料係数 γ_{mc} 、鉄筋の材料係数 γ_{ms} ともに目標信頼性指標の値に関わらずほぼ1.0となった。このことから、材料のばらつきは設計結果の信頼性指標に対してはあまり影響を与えないということができる。また、構造解析係数についても、0.76から0.79とほとんど変化していない。なお、構造解析係数 γ_a は、エネルギー一定則による応答推定のばらつきに係わる係数であるから、構造解析係数が1より

小さいということはエネルギー一定則が安全側の評価となっていることを示している。

一方、部材係数 γ_b は目標信頼性指標の増加とともに増加している。部材係数は橋脚の終局変位の算定にかかる係数である。すなわち、本文で考慮した一連のばらつきの中では、橋脚の終局変位の推定の部分に余裕度をとることで最も効率よく構造全体の信頼度を上げることができるということになることが分かる。

6. まとめ

橋脚を対象に、道路橋示方書に従って耐震設計を行った橋脚の耐震信頼性を試算し、さらに目標信頼性指標を満たすように断面と各部分係数を試算するとともに、その特性について検討した。

その結果、以下のことが明らかになった。

- (1) 道路橋示方書に従って設計した壁式、正方形断面の橋脚のレベル 2 地震動に対して終局限界状態の信頼性指標 β は、地震力を確定値として試算した場合 1.3~5 程度となった。
- (2) 本文で対象とした橋脚については、設定した 4 つの部分係数のうち、コンクリートの材料係数 γ_{mc} 、鉄筋の材料係数 γ_{ms} はどの目標信頼性指標に対してもほぼ 1.0 となった。また、構造解析係数 γ_a は 0.76 から 0.79 と目標信頼性指標の変化に対して余り変化せず、エネルギー一定則による余裕度を割り戻した方が最適な設計になるとの試算結果が得られた。
- (3) 本文で対象とした橋脚については、部材係数 γ_b は目標信頼性指標を高くするに従って、大きくなかった。本文で考慮した一連のばらつきの中では、橋脚の終局変位の推定の部分に余裕度をとることで最も効率よく構造全体の信頼度を上げることができることが分かった。

参考文献

- 1) 星谷勝、石井清：構造物の信頼性設計法、鹿島出版会、1986.5
- 2) 伊藤学、尾坂芳夫：土木工学大系 15 設計論、彰国社、1980.5
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編、1996.12
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリートの軟性保証型耐震設計指針・同解説、P.39, 1997.
- 5) 高橋利一：受託試験におけるコンクリートの圧縮強度に関する調査、昭和 59 年度 GBRC, (財) 日本建築総合試験所、39 号、1985.
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度に関する資料、1987.
- 7) 足立幸郎、運上茂樹：材料強度のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の地震応答特性に及ぼす影響、コンクリート構造系の安全性評価研究委員会報告書・論文集、(社) 日本コンクリート工学協会、1999.
- 8) 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.
- 9) 浅津直樹、運上茂樹、星隈順一、近藤益央：軸方向鉄筋の座屈長が RC 橋脚の塑性ヒンジ長に与える影響、地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、(社) 土木学会、1999.
- 10) 建設省土木研究所材料施工部コンクリート研究室：大型 RC はり供試体のせん断強度に関するデータ集、土木研究所資料第 3426 号、1996.
- 11) 井畔瑞人、塩屋俊幸、野尻陽一、秋山輝：等分布荷重下における大型コンクリートはりのせん断強度に関する実験的研究、土木学会論文集第 348 号、1984.
- 12) 丹羽淳一郎、山田一宇、横沢和夫、岡村甫：せん断補強筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集第 372 号、1986.
- 13) 建設省土木研究所他：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書、1999.
- 14) 長尚著：基礎知識としての構造信頼性設計、1995.
- 15) 限界状態設計法小委員会：建築物の限界状態設計指針（案）第 1 版、1999.3
- 16) 日本建築学会：鋼構造物限界状態設計指針・同解説、1998.

大住道生*



国土交通省四国地方整備局土佐国道工事事務所調査第 2 課長
Michio OHSUMI

運上茂樹**



独立行政法人土木研究所
耐震研究グループ上席研究员、工博
Dr. Shigeki UNJOH