

# 論文 過大地震を考慮した鉄筋コンクリート橋脚の耐震安全性評価

青戸 拓起<sup>\*1</sup>・吉川 弘道<sup>\*2</sup>

**要旨:** 本論では、変形余裕に対する照査、脆性破壊に対する照査を中心とし、さらに過大地震に対する安全性の確保を目的とした、耐震安全性を評価する一連のフローを提示するものである。供用期間内の発生確率に基づき、想定大地震、過大地震を設定し、前者には構造物の目標性能と靱性的な変形の保証に関する照査、後者には崩壊の回避を考慮し、従来あまり考慮されなかった過大地震に対する考え方を明確にした。さらに提起した3つの耐震安全性評価基準を信頼性理論の立場からを検討し、安全性決定のための生起確率の設定が重要となることを指摘した。

**キーワード:** 耐震安全性, 想定大地震, 過大地震, 塑性変形, せん断余裕度, 信頼性

## 1. はじめに

性能照査型設計の導入に伴い、構造物の耐震設計にあたっては構造物の重要度や供用期間、建設地点における地震危険度の評価、さらにはそれらに基づく照査用地震動の設定が行われるようになってきた<sup>1)</sup>。また、阪神淡路大震災の経験から想定レベルを超える地震に対しての配慮も必要となってきた<sup>2)</sup>。そこでこれまでの検討<sup>3)</sup>に加え、地震動強度を確率的評価に基づき設定し、特に過大地震に対する配慮を明確にした耐震安全性評価を行った。

本論における耐震安全性評価の構成は図-1に示すように、step1: 想定地震動 (Ground Motion Level) の評価, step2: 応答解析手法 (Response Analysis), そして step3: 目標性能 (Target Performance Level) の評価の3つの項目からなる<sup>4)</sup>。それぞれの項目の評価は、様々な指標値やツールを用いて行われ、現行の耐震設計基準や指針<sup>5),6),7)</sup>からも、それらが伺える。ただし、適用する構造物の違いなどから詳細に関しては独自の判断 (数値) 基準を持っている。

加えて、従来の靱性設計に RC 構造特有の特性を考慮した Priestley の唱える Capacity Design を取

り入れ、RC 構造物の耐震設計に応用した計算例を提示するものであり、将来の Performance Based Design への発展が期待できる。

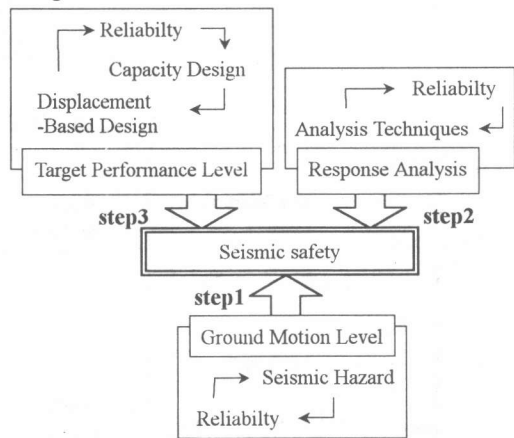


図-1 耐震安全性評価の構成

## 2. 耐震安全性評価のフロー

ここでは、単柱形式の柱部材を対象とし、想定した塑性ヒンジの形成を考慮した靱性設計の場合について一連のフローを提示する。

図-2,3 に概念図とフローを示す。図中の丸数字①~⑦は安全性評価に用いる指標値、A~Eはその算定に必要な仮定または算定式である。

\*1 武蔵工業大学大学院 工学研究科土木工学専攻 修士 (工学) (正会員)

\*2 武蔵工業大学教授 工学部土木工学科 工博 (正会員)

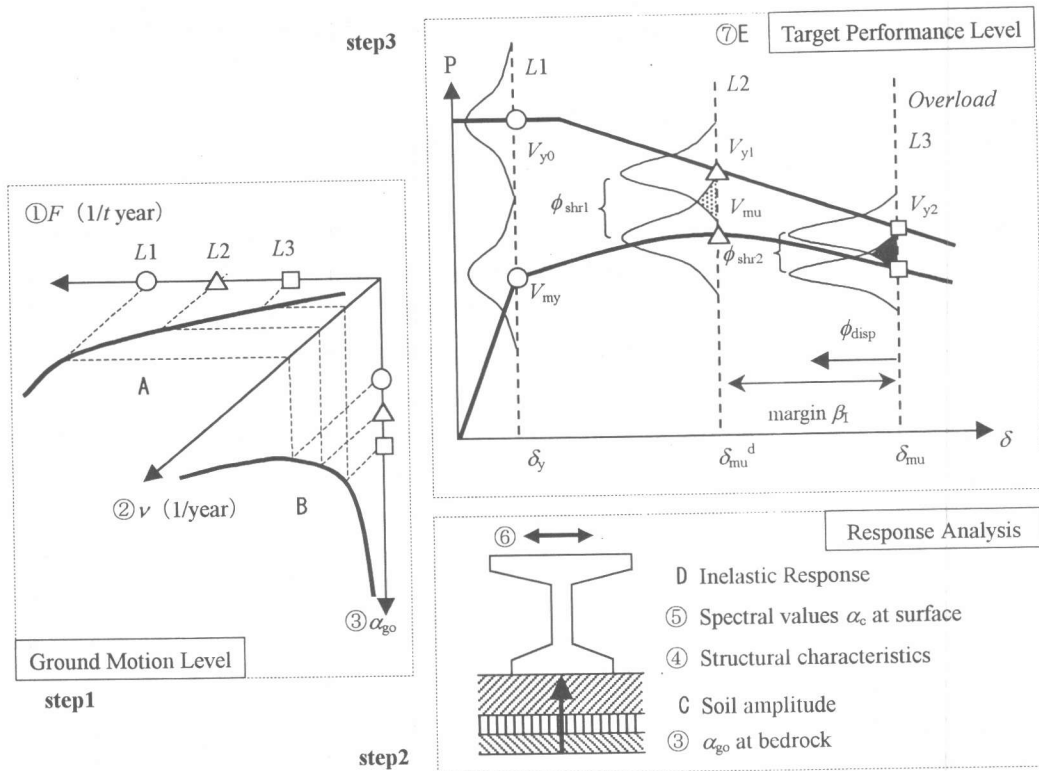


図-2 耐震安全性評価の概念図

とそれら過大地震に対する考え方に着目し、表-1に整理した。

表-1 各規準・指針の想定地震の比較

| 遭遇する確率・強度                   | 数回程度遭遇、中程度                  | 比較的小さい(一度程度)、強い               | 非常に小さい、極めて強い                   |
|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| JSCE <sup>5)</sup>          | L1<br>80%-50年               | L2L<br>想定震源モデルより<br>15%-50年相当 | L2H<br>L2Lの評価誤差を加算<br>5%-50年相当 |
| L2L: 平均的, L2H: +標準偏差(スペクトル) |                             |                               |                                |
| AIJ <sup>6)</sup>           | 中小地震<br>数十年に1度<br>80-100Gal | 大地震<br>数百年に1度<br>50kine程度     | 直下型極大地震<br>数千年に1度<br>50kine以上  |
| 直下型大地震: 局所的に生じる極大地震レベル      |                             |                               |                                |
| JRA <sup>7)</sup>           | 平均的加速度応答スペクトル               | プレート境界型(タイプ1)                 | M7級内陸直下型(タイプ2)                 |
| タイプ2を上回る地震が将来局地的に発生する可能性有り  |                             |                               |                                |

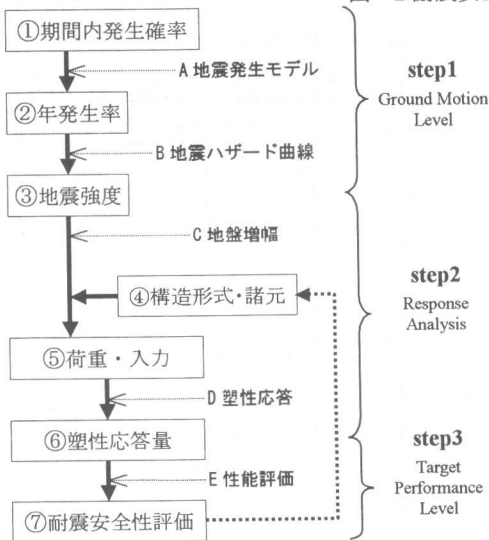


図-3 安全性評価のフロー

### 3. 耐震安全性評価の手順

#### 3.1 想定地震動 (Ground Motion Level)

- (1) 発生確率による地震動の設定: 指標①の算定  
国内の基準・指針における想定大地震の記述

いずれも3段階の地震動強度レベルを想定しているが、最も強度の大きな地震に関してはその解釈が異なる。海洋型の地震とそれより強度の大きいものとして内陸活断層を想定するもの(JRA, AIJ)、大地震としての平均地震とその評価誤差を

加えたもの (JSCE) とに大別できる。

加えて、地震危険度解析の結果よりある地点に  
来襲する地震強度と構造物供用期間中の発生頻  
度 (発生確率) は密接な関係がある<sup>8)</sup>。従って、  
本論では供用期間中の発生確率に基づいて3段階  
の地震動レベル, L1 (中小地震), L2 (想定大地  
震), L3 (過大地震) を設定した (表-2)。

表-2 本論における地震動レベルの設定  
(供用期間  $t=50$  年)<sup>5)</sup>

| Level                        | L1  | L2<br>(想定大地震) | L3<br>(過大地震) |
|------------------------------|-----|---------------|--------------|
| 発生確率<br>$F(Y, 50)$           | 50% | 15%           | 5%           |
| 最大加速度<br>$\alpha_{g0}$ (Gal) | 230 | 430           | 690          |
| 再現期間<br>$T_R$ (year)         | 70  | 300           | 1000         |

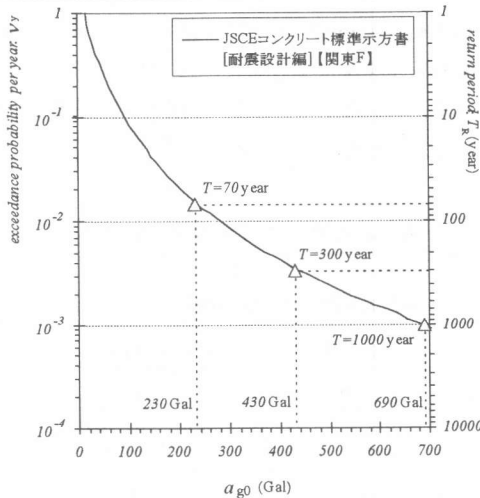


図-4 地震ハザード曲線と各レベルの地震強度

(2)地震強度の設定：指標②, ③の算定

ある地域における地震発生モデルをポアソン  
過程と考え、注目点において  $Y$  以上の地震または  
地震動の平均年間発生率を  $\nu_Y$  とする。  $t$  年間に  $Y$   
以上の地震または地震動が発生する確率  $F(Y, t)$   
は式 (1) となる<sup>9)</sup>。

$$F(Y, t) = 1 - e^{-\nu_Y \cdot t} \quad (1)$$

従って、構造物の供用期間中  $t$  年における地震発  
生確率  $F(Y, t)$  を定め、想定すべき地震動の地震  
発生率  $\nu_Y$  が定まる。その地震発生率  $\nu_Y$  と地震ハザ

ード曲線から想定地震強度 (基盤における最大加  
速度  $\alpha_{g0}$ ) を求める<sup>10)</sup>。図-4 に本解析で用いた地  
震ハザード曲線<sup>5)</sup>を、それから算定される各レベ  
ルの地震動強度と、ポアソン過程における平均再  
現期間  $T_R (=1/\nu_Y)$  を表-2 に併記した。

3. 2 応答解析手法 (Response Analysis)

(1)構造形式・諸元：指標④の算定

次の対象 RC 構造物の静的・動的特性を算定す  
る必要がある。すなわち、

○構造物の想定破壊形式とそのときの荷重変形  
曲線 ( $P \sim \delta$  関係)

○諸耐荷力 (降伏耐力, 終局耐力), 諸変位 (降  
伏耐力時, 終局耐力時), セン断劣化曲線

本来は、構造物の形式や諸元によりその動特性、  
耐荷性能が異なるため、図-3 に示すようにそれ  
らは所定の安全性が確保されるよう、繰り返し計  
算により求解されるものである。ここでは表-3  
に示すような構造物<sup>11)</sup>を仮定し、後述する解析例  
とする。同表に示す値は設計基準強度による計算  
値である。

表-3 解析対象橋脚 (設計基準強度計算値)

| 形式  | RC 製矩形単柱式橋脚 |      |
|---|-------------|------|
| 降伏耐力 $V_{my}$ (MN)  | 2.14        |      |
| 終局耐力 $V_{mu}$ (MN)  | 2.14        |      |
| 降伏変位 $\delta_y$ (cm)  | 2.36        |      |
| 終局変位 $\delta_{mu}$ (cm)   | 8.92        |      |
| 初期せん断耐力   | コンクリート負担分   | 4.25 |
| $V_{y0}(tf) = V_{c0} + V_s$   | せん断補強筋負担分   | 0.80 |
| 等価重量 $W$ (MN)   | 4.00        |      |
| 固有周期 $T$ (sec)  | 0.58        |      |
| 靱性率 $\mu_{mu}$  | 3.78        |      |
| この橋脚は道路橋示方書による地震時保有耐力の照査は満足していない。(タイプ2で $P_n / (k_{ie} \cdot W) = 0.58$ ) |             |      |

(2)荷重の設定：指標⑤の算定

3. 1 より工学基盤面での最大加速度  $\alpha_{g0}$  (震度  
 $k_{g0}$ ) が与えられる。荷重指標としては、構造物の  
固有周期付近の地表面における平均的な加速度  
応答スペクトル値  $\alpha_c$  により表現し、以下の式によ  
り地盤増幅の効果を考慮する<sup>12)</sup>。

$$\alpha_c = 19.44 \alpha_{g0}^{0.6523} \quad (2)$$

### (3)塑性応答量の設定：指標⑥の算定

構造物の塑性応答量は、通例非線形動的応答解析によって求解されるが、設計時にはいくつかの簡易的な方策でこれを回避することが多い。例えば、よく知られたものにエネルギー一定則や、経験的に同定された塑性応答評価式がある。本論では、式(3)を用いて最大塑性応答を評価した<sup>13)</sup>。

$$\mu_{resp} = \frac{0.7}{T} \left( \frac{\alpha_c / g}{V_{my} / W} \right) + \left( 1 - \frac{0.7}{T} \right) \quad (3)$$

上記のような塑性応答評価式は、構造物特性と入力地震動の性質に関して適用上の制約条件および算定精度に対する配慮が必要であるが<sup>14)</sup>、弾性応答特性 $\alpha_c$ から塑性変形量 $\mu_{resp}$ を容易に求めることができ、設計段階では多用される。

### 3.3 耐震安全性の評価方法：指標⑦の算定

- I. 想定大地震応答時の目標性能の照査
  - II. 想定大地震応答時の靱性的な変形の保証（脆性破壊に対する余裕度）の照査
  - III. 過大地震応答時の崩壊回避の照査
- の三本立てとする（triple seismic criteria）（図-2 再度参照）。

I. 目標性能の照査では、想定大地震応答時の最大塑性変形量 $\delta_{resp}$ が設計変位 $\delta_{mu}^d$ に達しないことをチェックする。目標性能に応じた設計変位 $\delta_{mu}^d = (\delta_{mu} / \beta_1)$ （margin:  $\beta_1 > 1$ ）を定め、崩壊に対する安全度を $\phi_{disp} = \delta_{resp} / \delta_{mu}$ のように定義し、これを用いて以下のように照査する。

$$\phi_{disp} \leq 1 / \beta_1 (< 1) \quad (4)$$

II. 脆性破壊（せん断破壊）に対する余裕度の照査では、上記の地震応答時（ $\delta = \delta_{resp} \leq \delta_{mu}^d$ ）にせん断耐力 $V_{y1}$ と曲げ耐力の余裕度を確保し、靱性的な変形を保証する<sup>15)</sup>。せん断余裕度を $\phi_{shr1} = V_{y1} / V_{mu}$ （margin:  $\beta_{11} > 1$ ）のように定義し、これを用いて以下のように照査する。

$$\phi_{shr1} \geq \beta_{11} (> 1) \quad (5)$$

III. 想定した地震より過大な変形を生じて崩壊しないことを確認する。終局時のせん断耐力 $V_{y2}$ を用いてせん断余裕度を $\phi_{shr2} = V_{y2} / V_{mu}$ と定義し、次のように照査する。

$$\phi_{disp} \leq 1.0 \quad (6a)$$

$$\phi_{shr2} \geq 1.0 \quad (6b)$$

ここで、 $V_{y1}$ は（想定した大地震動による）大変形繰返し荷重を受けたときの劣化したせん断耐力、 $V_{y2}$ は終局変形時のせん断耐力であり、その劣化度合いの評価法（せん断耐力劣化曲線の設定）が主要であり、たとえば文献 15), 16), 17) に詳しい。

変位に基づく設計法（Displacement-based Design）において、損傷状態は変位によって規定される。従って塑性変位に対する安全性 $\phi_{disp}$ による評価方法は、これを具体的に提案するのである。加えて、靱性的な変形（ductile mode of deformation）を保証する必要がある、RC 構造特有の脆性破壊（non-ductile failure）の回避を考慮した Capacity Design を導入している。すなわち、せん断余裕度 $\phi_{shr1}$ 、 $\phi_{shr2}$ を定義し、終局に対する変形余裕（margin） $\beta$ 、および靱性的な変形を保証する安全率 $\beta_{11}$ により照査するものである。

以上、大地震を対象とした耐震安全性評価は表-4 のようにまとめられる。

表-4 大地震に対する安全性評価

|                               | L2<br>想定大地震                    | L3<br>過大地震             |   |
|-------------------------------|--------------------------------|------------------------|---|
| $\phi_{disp}$                 | $\phi_{disp} \leq 1 / \beta_1$ | $\phi_{disp} \leq 1.0$ | $\phi_{disp} = \delta_{resp} / \delta_{mu}$ |
| $\phi_{shr1}$                 | $\phi_{shr1} \geq \beta_{11}$  | —                      | $\phi_{shr1} = V_{y1} / V_{mu}$             |
| $\phi_{shr2}$                 | —                              | $\phi_{shr2} \geq 1.0$ | $\phi_{shr2} = V_{y2} / V_{mu}$             |
| $\beta_1 > 1, \beta_{11} > 1$ |                                |                        |   |

## 4. RC 橋脚の耐震安全性評価計算例

### 4.1 確定論的評価による解析

表-3 に示した RC 橋脚を対象とし、その耐震安全性評価計算例を図-5 に示す。コンクリート負担分のせん断耐力の劣化評価は Priestley らの提案式<sup>15)</sup>を用い、変形量の増大に伴い低減させた。設定した安全率 $\beta$ は FEMA-273 より、性能レベル：Life Safety に対応する基準 1.33 (=1/0.75)、 $\beta_{11}$ は Priestley らの Capacity design の提案値 1.18 (=1/0.85) を準用した。

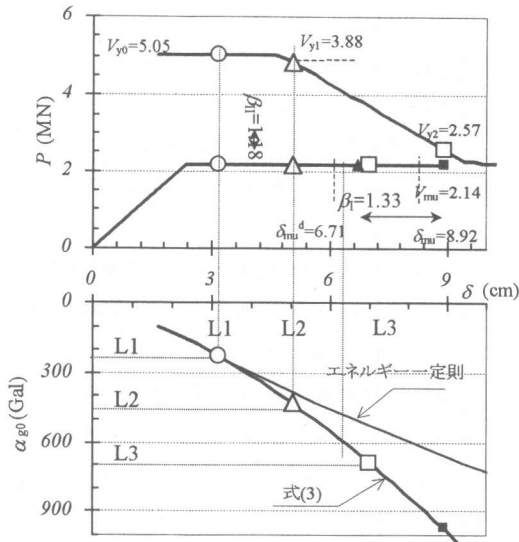


図-5  $\alpha_{go} \sim \delta_{resp} \sim V$  の関係

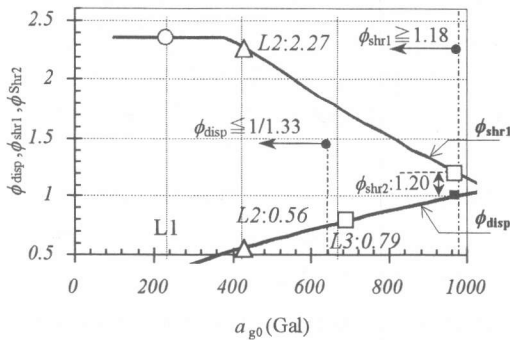


図-6  $\alpha_{go} \sim \phi_{disp}, \phi_{shr1}, \phi_{shr2}$  の関係

図-6 は耐震安全性指標と地震強度の関係を示したものである。この橋脚は想定大地震 (L2) 時に  $\phi_{disp}=0.56 (<1/1.33)$ ,  $\phi_{shr1}=2.27 (>1.18)$ , 一方、過大地震 (L3) 時に  $\phi_{disp}=0.79 (<1.0)$ ,  $\phi_{shr2}=1.20 (>1.0)$  であり、所定の安全性が確保できていることがわかる。すなわち、想定大地震では所定の性能レベル (Life Safety) の性能を十分確保しており、過大地震に対しても崩壊しないことが示された。

#### 4.2 信頼性を考慮した解析

##### (1) 確率量の定義

種に材料強度の不確定性に起因する確率量として、諸耐力 (降伏耐力, 終局耐力, 初期せん断耐力) と靱性率を考慮し, その他は確定量とした。諸確率量 (確率変数) は表-5 に示す値を用いた正規分布と仮定した。

本来, 各確率量は材料強度のばらつきに加え, 耐力および変形能算定式の精度に影響され, さらに確率変数間の相関を考慮する必要があるが, より厳密な考案は今後の課題としたい。今回は, 確率変数は完全独立として扱った。

表-5 確率量の定義

| 確率変数                    | 平均値  | 変動係数 |
|-------------------------|------|------|
| 降伏耐力 $V_{my}$ (MN)      | 2.14 | 10%  |
| 終局耐力 $V_{mu}$ (MN)      | 2.14 | 10%  |
| コンクリート負担分 $V_{c0}$ (MN) | 4.25 | 15%  |
| せん断補強筋負担分 $V_s$ (MN)    | 0.80 | 5%   |
| 靱性率 $\mu_{mu}$          | 3.78 | 10%  |

##### (2) モンテカルロシミュレーションによる解析

サンプル数を  $10^4$  としたモンテカルロシミュレーション (MCS) を実施し, その計算結果を図-7 に示す。靱性率  $\mu_{mu}$  と設計変位に相当する設計塑性率  $\mu_{mu}^d$  に対し, それぞれ L2 地震における応答  $\mu_{resp}$  (L2) と過大地震に対する応答  $\mu_{resp}$  (L3) の応答値の頻度分布を示したものである。

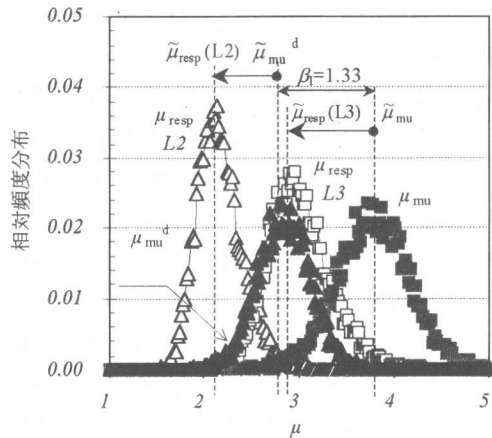


図-7 MCS による計算結果

塑性変形の安全性に着目すると, 中央値を比較すれば, 想定大地震時, 過大地震時ともほぼ安全性指標  $\phi_{disp} \leq 1/\beta$  ( $\mu_{resp}(L2) \leq \mu_{mu}^d$ ),  $\phi_{disp} \leq 1$  ( $\mu_{resp}(L3) \leq \mu_{mu}$ ) を満足しており, 過大地震に対する安全性も確保されていることがわかる。

次に, 上記 MCS による解析結果から, 耐震安全性基準 (式(4)~(6)) を満足する確率 (生起確率) を表-6 に示した。同表をみると, 過大地震にお

けるせん断破壊 ( $\phi_{shr2} \geq 1.0$ ) に対する安全度の生起確率が、最も低い値となっていることがわかる。確定論的な安全性評価では安全となるが、ここではそれぞれの安全度のもつ信頼性が異なる。さらには、安全性決定のための生起確率の設定が重要となる。

表一6 安全性基準の生起確率

| L2: 想定大地震                     |       | L3: 過大地震             |       |
|-------------------------------|-------|----------------------|-------|
| $\phi_{disp} \leq 1/\beta_I$  | 0.961 | $\phi_{disp} \leq 1$ | 0.935 |
| $\phi_{shr1} \geq \beta_{II}$ | 0.999 | $\phi_{shr2} \geq 1$ | 0.822 |

### 5. まとめ

供用期間内の発生確率に基づき、想定大地震、過大地震を設定し、前者に対し構造物の目標性能と脆性破壊に対する余裕の照査を、後者に対し脆性崩壊の回避を考慮する、耐震安全性評価のフローならびに計算例を提示した。

信頼性に基づく耐震安全性の評価では、各安全性基準の信頼性を確保するとともに、安全性決定のための生起確率の設定が課題である。

### 参考文献

- 1) 土木学会地震工学委員会レベル2地震動研究小委員会:レベル2設計地震動現状と展望シンポジウム講演概要集 レベル2地震動研究委員会の活動報告, 土木学会, 1997.7
- 2) 過大繰返し地震力を受けるコンクリート部材の塑性域劣化性状研究委員会:塑性域の繰返し劣化性状」に関するシンポジウム委員会報告書・論文集, 日本コンクリート工学協会, pp.1-51, 1998.8
- 3) 吉川 弘道, 青戸 拓起, 岩本 篤:RC橋脚の耐震性能評価手法に関する考察, 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, pp.419-428, 1999.9
- 4) Hamburger, R. O. : Performance objectives, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes , Fajfar & Krawinkler (eds), Balkema, pp.33-42, 1997
- 5) 土木学会 エネルギー土木委員会 LNG 地下タンク設計合理化小委員会:LNG 地下タンク躯体の

- 構造性能照査指針, 土木学会, 1999.12
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 1997.7
- 7) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1996.12
- 8) Watabe, M. and Tohdo, M. : Seismic hazard analysis for design earthquakes loads, Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures A Handbook D. E. Beskos & S. A. Anagnostopoulos (Editors) , Computational Mechanics Publications, pp.241-269,1997
- 9) 土木学会:構造物の安全性・信頼性, 土木学会, pp.101-116, 1976.10
- 10) 安中 正:確率論的地震危険度解析に基づく設計用入力地震動の設定方法, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp.37-40, 1999.7
- 11) 日本道路協会:既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, pp.2.1-2.32
- 12) 佐藤 一郎, 平川 倫生, 神田 順:活断層を考慮した地震危険度解析と最適信頼性への応用, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.145-160,1998
- 13) Paulay, T., Priestley, M. J. N. : Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley-Interscience, pp.71-79, 1992
- 14) 青戸 拓起, 吉川 弘道:弾塑性系の荷重低減係数評価式に関する検討, 土木学会第54回年次学術講演会概要集, 第V部, pp.480-481, 1999.9
- 15) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. : Seismic design and Retrofit of Bridges, 1995.12
- 16) 池谷 和之, 吉川 弘道, 宮城 敏明, 服部 尚道:鉄筋コンクリート柱の破壊形式の判定と靱性評価, コンクリート工学年次論文報告集, 第20巻, 第3号, pp.259-264, 1998. 6
- 17) Yoshikawa, Hiromichi and Miyagi , Toshiaki : Ductility and Failure modes of Single Reinforced Concrete Columns, JCI-C51E Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads Volume2, pp.229-224, 1999. 11