

# RC 橋脚に対する地震リスクカーブの作成

武蔵工業大学土木工学専攻 遠藤 昭彦  
武蔵工業大学土木工学科 吉川 弘道

## 1. はじめに

リスクマネジメントにおけるリスク評価の一手法としてリスクカーブ法が挙げられる。本論では RC 橋脚の地震リスクを把握することを目的とし、地震リスクカーブの作成システムを構築した。また数値計算例として複数の設計案をシステムに通すことにより、対象の地震リスクを比較した。

### ・地震リスクカーブ

リスクカーブとは、横軸に予想損失額、縦軸に損失の年超過確率を取り、分析対象のリスクを表現した曲線である(図1)。リスクカーブが原点に近いほどリスクが少なく、逆に遠いと高いリスクが潜在することを示す(図2)。またリスクカーブの性状から対象が保有しているリスクを定性的に判断することができる(図3)。

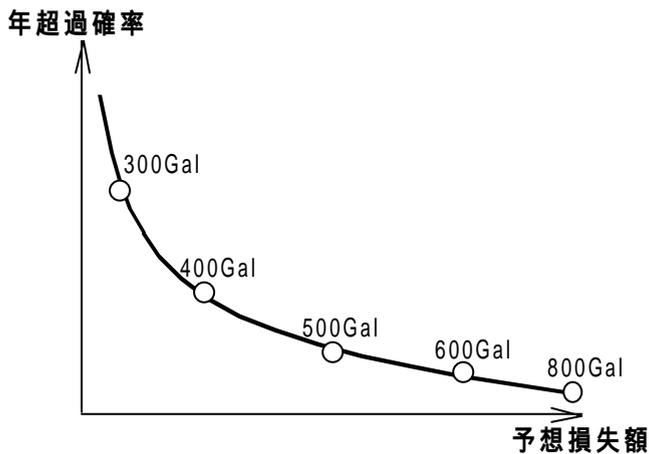


図1 地震リスクカーブ

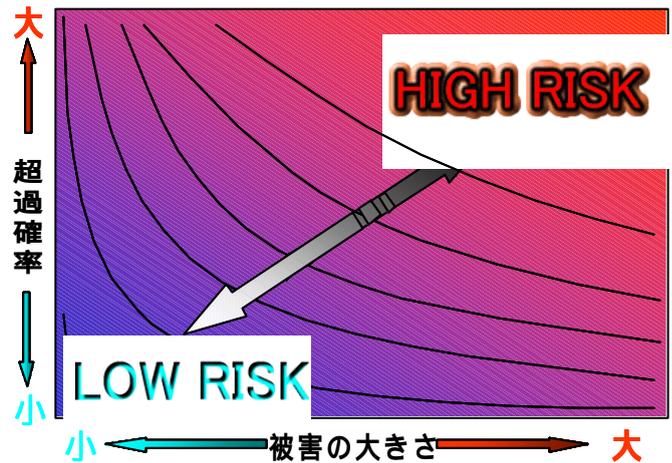


図2 リスクカーブ

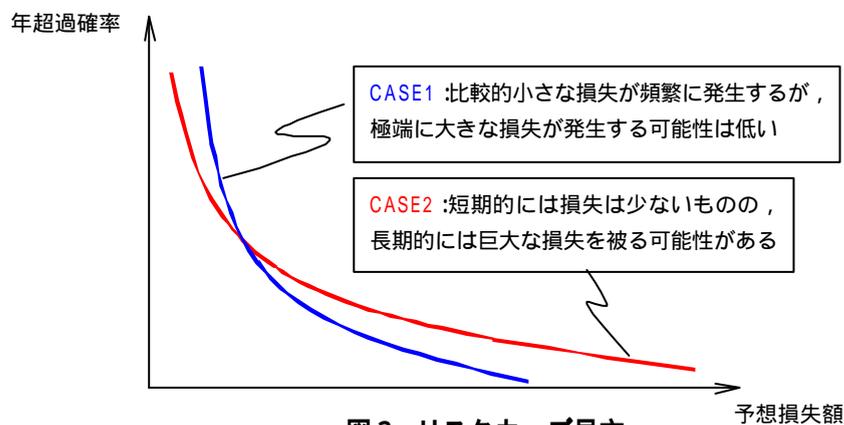


図3 リスクカーブ見方

## 2. 地震リスクカーブの算出フロー

地震リスクカーブは、以下の3ステップより作成する(図1)。

地震危険度：

建設地点における地震危険度解析より、サイトにおける地震動の年超過確率を算出する。年超過確率を構造物の供用期間における超過確率に換算する。

構造特性：

対象構造物の断面諸元から橋脚の耐力および初期建設費を算定する。ある地震動強度が発生した場合に、基盤内の減衰、地盤内および構造物応答の増幅効果を考慮して、塑性応答変位を算出する。また、応答変位に応じた被災時の復旧費用、損害額を概算する。

地震リスク：

建設サイトの地震危険度と構造物の耐震性能から、地震リスクカーブを作成する。

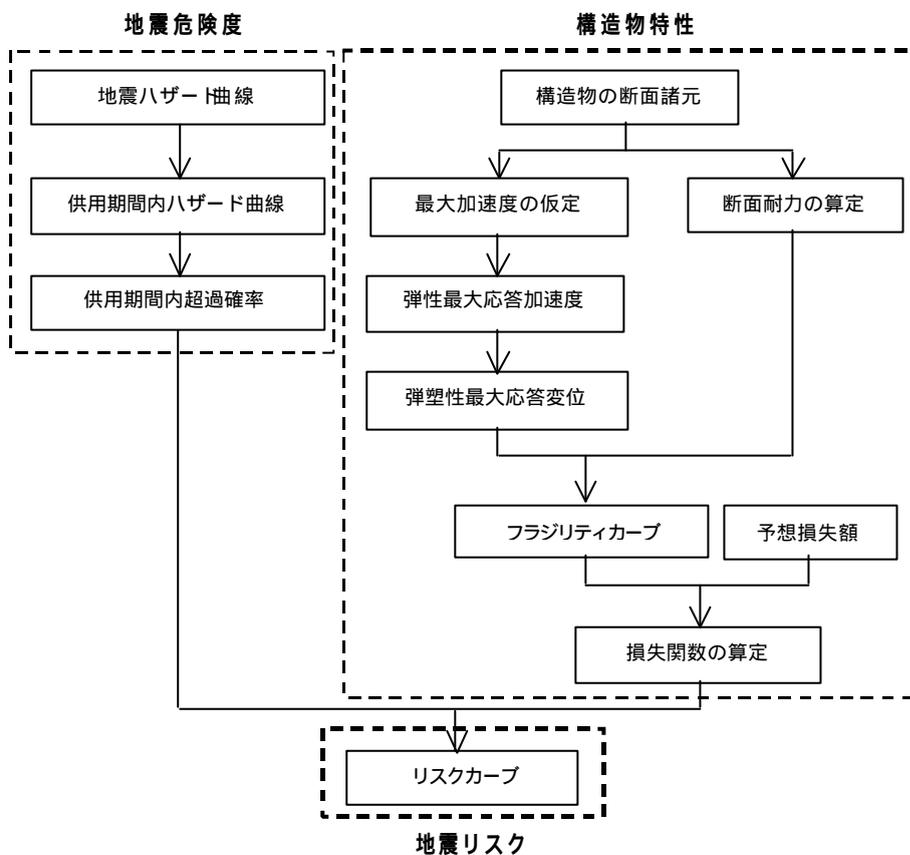


図1 耐震ライフサイクルコストの作成フロー

## 2. 1 地震危険度

### ・地震ハザード曲線

地震ハザード曲線とは、震源距離分布及び水平最大加速度推定式の情報を集積し、歴史地震および活断層データから建設地点における地震動の年間超過確率を算定したものである。式(1)は、すべての地震活動域に対し、マグニチュード  $m$  と震源距離  $x$  のすべての組み合わせについて、距離減衰式を適用して任意の加速度  $\alpha$  の年間超過発生頻度  $v(\alpha)$  を算出し足し合わせてサイトにおける地震動の年間発生確率  $p(\alpha) d\alpha$  を算出するものである。

$$\mathbf{n}(\mathbf{a}) = \sum_k \mathbf{n}_k \int_{m_k}^{m_{u_k}} \int_x F_A(\mathbf{a} | m, x) f_{Mk}(m) f_{Xk}(x) dm dx \quad (1)$$

ここに  $f_{Mk}(m)$  は、活動域  $k$  におけるマグニチュードの確率密度、 $v_k$  は活動域  $k$  での最小マグニチュード  $m_k$  以上の地震の年間発生頻度、 $m_{u_k}$  は活動域  $k$  の最大マグニチュードである。また、 $F_A(\alpha | m, x)$  は距離減衰式のばらつき  $f_A(\alpha | m, x)$  により  $M=m$   $X=x$  のときサイトで加速度が  $\alpha$  を超過する確率。

ここで地震発生を時間に依存しないポアソン過程と仮定すれば式(2)により年間平均発生頻度  $v(\alpha)$  から最大加速度が  $\alpha$  を超える年超過確率  $P(\alpha)$  に変換することができる。図2は、神戸市庁舎付近における地震ハザード曲線である。

$$P(\mathbf{a}) = 1 - \exp\{-\mathbf{n}(\mathbf{a})\} \quad (2)$$

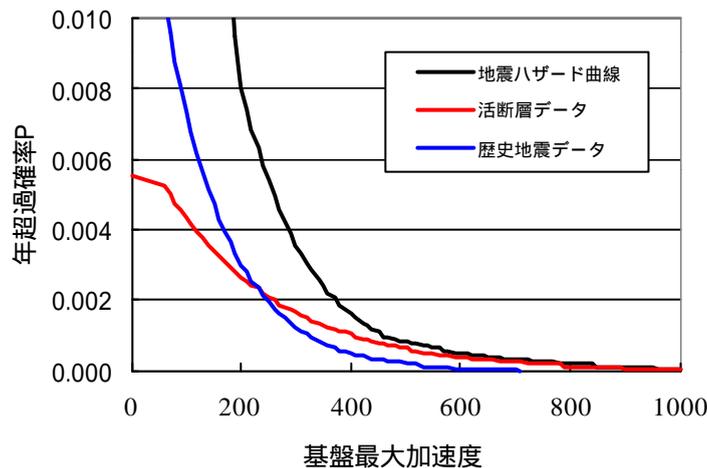


図2 地震ハザード曲線

一年間の超過確率  $P$  を構造物の供用期間  $t$  年内の超過確率  $P_t$  に変換するために式(2)を用いる。同式は、年間の地震動強度の最大値(極値)がベルヌーイ試行列に従うときに適用できる。供用期間  $t$  の増大に従い、超過確率が増加しているのが確認できる(図3)。また年非超過確率を微分すると確率密度関数が求まる。

$$P_t(\mathbf{a}) = 1 - \{1 - P(\mathbf{a})\}^t \quad (2)$$

$$p_t(\mathbf{a}) = \frac{d}{d\mathbf{a}} \{1 - P_t(\mathbf{a})\} \quad (3)$$

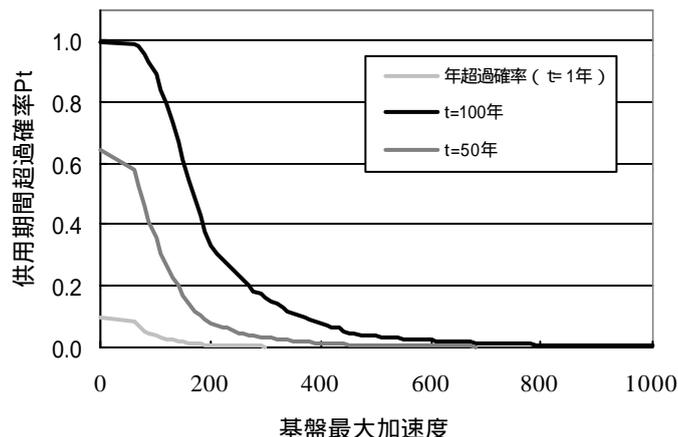


図3 供用期間超過確率

## 2.2 構造物の損傷度予測

### ・最大応答加速度

位相の異なる 10 波のセンター波を用いて、対象地域の地盤をモデル化して地盤の非線形特性を考慮した等価線形化法に基づく 1 次元波動解析プログラムを用いて算出する。種地盤において、地表面における減衰常数を 5% とした加速度応答スペクトルの構造物の固有周期付近 (0.28 ~ 0.56sec) における平均スペクトル値:  $\alpha_c$  は、回帰分析の結果から基盤加速度:  $\alpha$  との回帰式より下式 (4) から求められる。同式は、地盤の非線形を反映しているため、基盤加速度  $\alpha$  に対して平均スペクトル値  $\alpha_c$  は線形増加をしない (図 4)。

$$a_c = 19.44a^{0.6523} \quad (4)$$

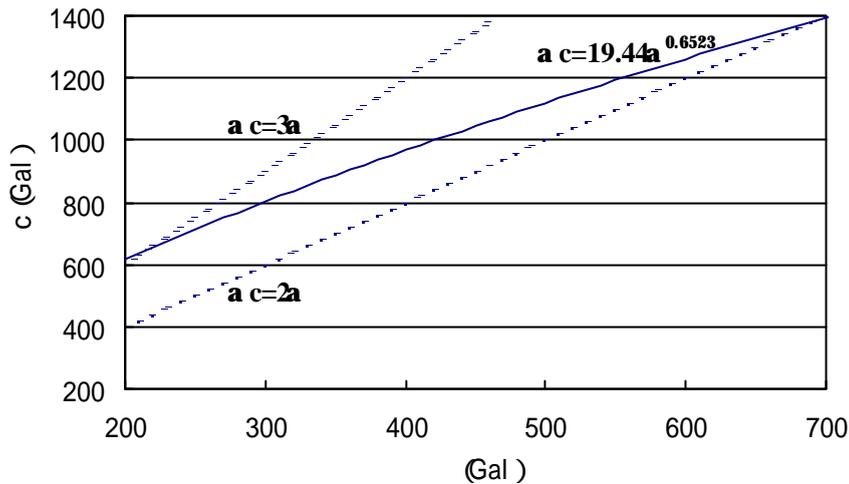


図 4 基盤加速度と平均スペクトル値の関係

### ・弾塑性最大応答変位 (エネルギー一定則)

バイリニア - 形の復元力特性をもつ 1 質点系の弾塑性・地震応答に関する既往の研究から比較的短周期の範囲では、弾塑性応答と弾性応答の入力エネルギーが等しい傾向がある。これをエネルギー一定則 ( (5) 式) とし、RC 単柱を例に、上部構造の慣性力の作用位置に水平荷重を作用させた場合、水平荷重  $Q$  と水平変位の  $\delta$  の関係は図 5 のようになる。橋脚基部の変位が弾性域内でのポテンシャルエネルギー ( AOD の面積) と、塑性域内のポテンシャルエネルギー ( CBOD の面積) が等しくなることを意味する (エネルギー=力×変位)。

したがって塑性域に入っても橋脚の水平変位が急激に低下することなく変形できる領域が大きければ、塑性域に入る水平力 (降伏点での水平荷重)  $Q_Y$  は小さくても良いことになる (図 6)。

$$\mu = \frac{\delta_E}{\delta_Y} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \left( \frac{Q_L}{Q_Y} \right)^2 \right\} \delta_N = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \left( \frac{Q_L}{Q_Y} \right)^2 \right\} \delta_Y \quad (5)$$

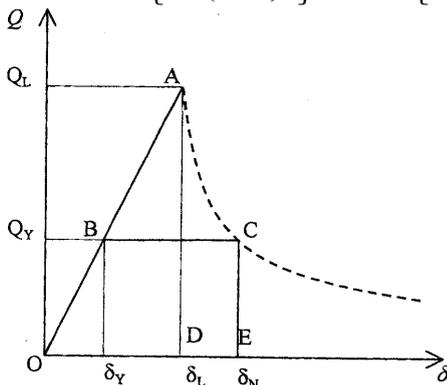


図 5 エネルギー一定則

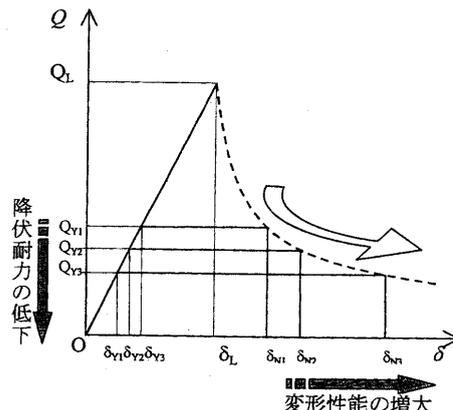


図 6 靱性設計の考え方

・構造物の損傷レベルと予想損失額

鉄筋コンクリート単柱式橋脚を対象として、地震による構造物応答（損傷）を把握し、そのときの損害額を推測する。ここでは、マクロレベルの解析を行う。橋脚の非線形特性をテトラリニア型の骨格曲線でモデル化した。損傷の程度は、橋脚の復元力モデルと関連付けて橋脚基部のひび割れ発生時 C、主鉄筋の降伏時 Y、最大耐力時 M、降伏荷重を維持できる最大変位点 N を境に 4 つのレベルを設定する<sup>3)</sup>。

被災による予想損失額は、各損傷レベルで一定であると仮定した（図7）。

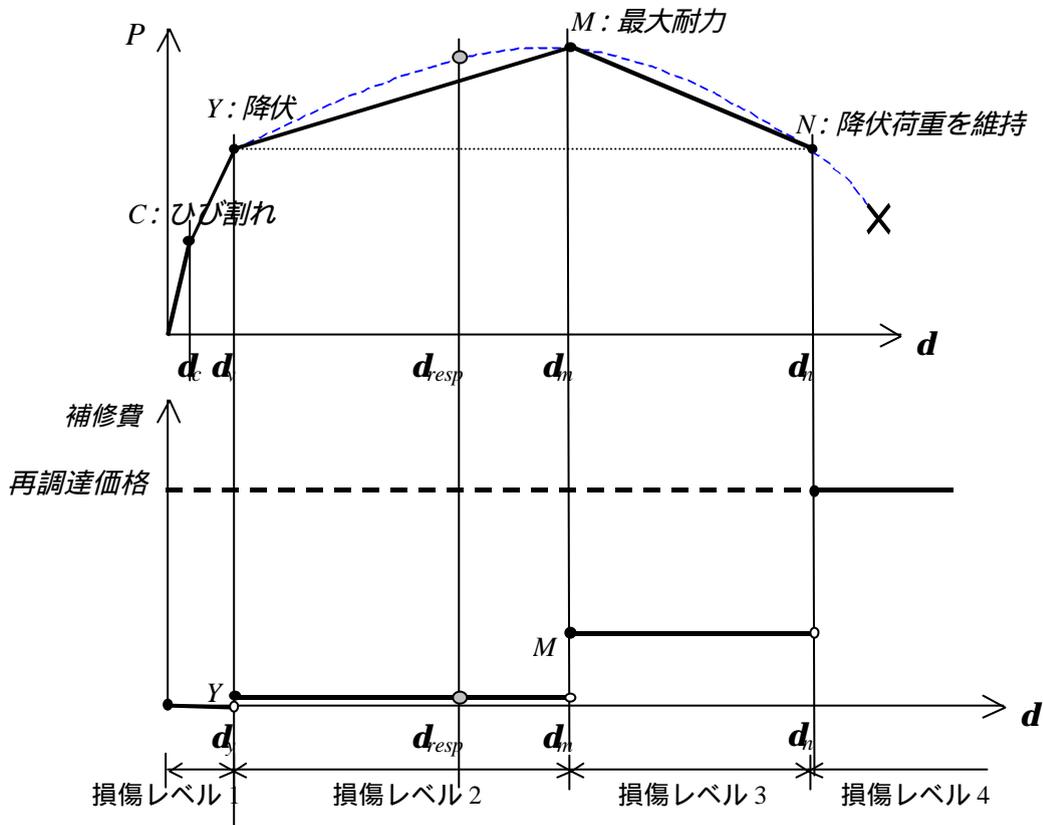


図7 復元力モデル，損傷レベルと損失額の関係

損傷レベル番号を  $i$ 、アイテム番号を  $j$  と定義する。アイテム番号は損失の種類を表し、物的損失や営業損失などがこれにあたる。損傷レベル  $i$  発生時のアイテム番号  $j$  の損失額を  $Loss_{ij}$  と表現する。なお損傷レベル  $i$  発生時の予想損失額は、アイテム  $j$  の総計をとることで算出できる（式6）。損傷レベル番号、アイテム番号と予想損失額の対応をマトリクス表示した（表1）。

表1 損傷レベル番号とアイテム番号

i/j	1	...	j	...	m
1	$Loss_{11}$	...	$Loss_{1j}$	...	$Loss_{1m}$
⋮	⋮				⋮
i	$Loss_{i1}$		$Loss_{ij}$		$Loss_{im}$
⋮	⋮				⋮
n	$Loss_{n1}$	...	$Loss_{nj}$	...	$Loss_{nm}$

$$Loss_i = \sum_j^m Loss_{ij}$$

(6)

・フラジリティカーブ (損傷度曲線)

荷重  $S$  , 耐力  $R$  が確率変数であるとき性能関数を  $X=R/S$  と定義すると, 破壊確率  $P_f$  は

$$P_f = P(R \leq S) = P(R/S \leq 1.0) \tag{7}$$

$$= P(X \leq 1.0) \quad (X \equiv R/S) \tag{8}$$

となる。耐力や応答のばらつきの様相は, 対数正規分布で近似されることが一般的である ( 図8 )。  $R, S$  が対数正規分布に従うとき,  $X$  もこれに準じる。ここで対数正規分布の平均値, 標準偏差, 変動係数をそれぞれ  $\lambda, \zeta, \nu$  として  $R, S$  の平均値, 変動係数を  $m_R, m_S, \nu_R, \nu_S$  とする。

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}zx} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln x - \mathbf{I}}{z} \right)^2 \right\} \tag{9}$$

$$\mathbf{I} = E[\ln x] = E[\ln(c/a)] = E[\ln R - \ln S] = \ln m_R - \ln m_S \tag{10}$$

$$z = \sqrt{\ln \{ (1 + \nu_R^2)(1 + \nu_S^2) \}} \tag{11}$$

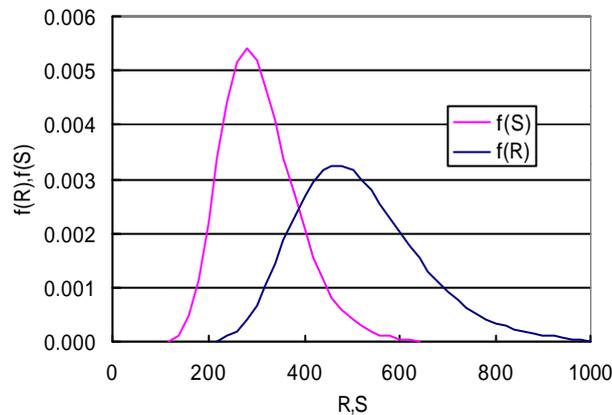


図8 荷重と耐力のばらつきによる破壊確率の算定

破壊確率  $P_f$  は荷重  $S$  が耐力  $R$  を超えるときで  $X < 1.0$  である。積分関数を  $z=ax$  として変数変換すると次のようになる。

$$P_f = \int_0^{\infty} f_z(z) dz = \int_0^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi}zx} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln z - \ln m_R}{z} \right)^2 \right\} dz = F(a) \tag{12}$$

上式は, 応答の中央値  $a$  が与えられた際の条件付破壊確率である。ここで  $a$  を変数として  $0 \sim \infty$  まで変化させると, さまざまな応答  $a$  に対応した損傷確率を与える損傷度曲線 (Fragility Curve) が得られる。ここで, 複数の限界状態 (Y,M,N) を与えると各限界状態の条件付発生確率  $F_Y, F_M, F_N$  が求まる ( 図9 )。

$$P_f = \int_0^a f_z(z) dz = \int_0^a \frac{1}{\sqrt{2\pi}zx} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln z - \ln m_R}{z} \right)^2 \right\} dz = F_z(a) \tag{13}$$

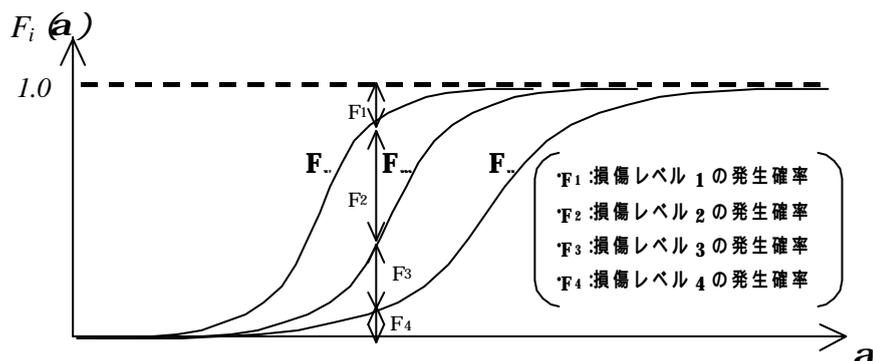


図9 各限界状態のフラジリティカーブ

・損失関数

フラジリティカーブ，予想損失額から平均予想損失額を算出する．損傷レベル発生確率  $F_i(\alpha)$  に対応した予想損失額  $Loss_{ij}$  を乗じて，加速度 $\alpha$ が生じた時の平均的予想損失額  $SELoss(\alpha)$  を推定する(図10)．

$$SELoss(\mathbf{a}) = \sum_i^n \sum_j^m F_i(\mathbf{a}) \cdot Loss_{ij} \tag{14}$$

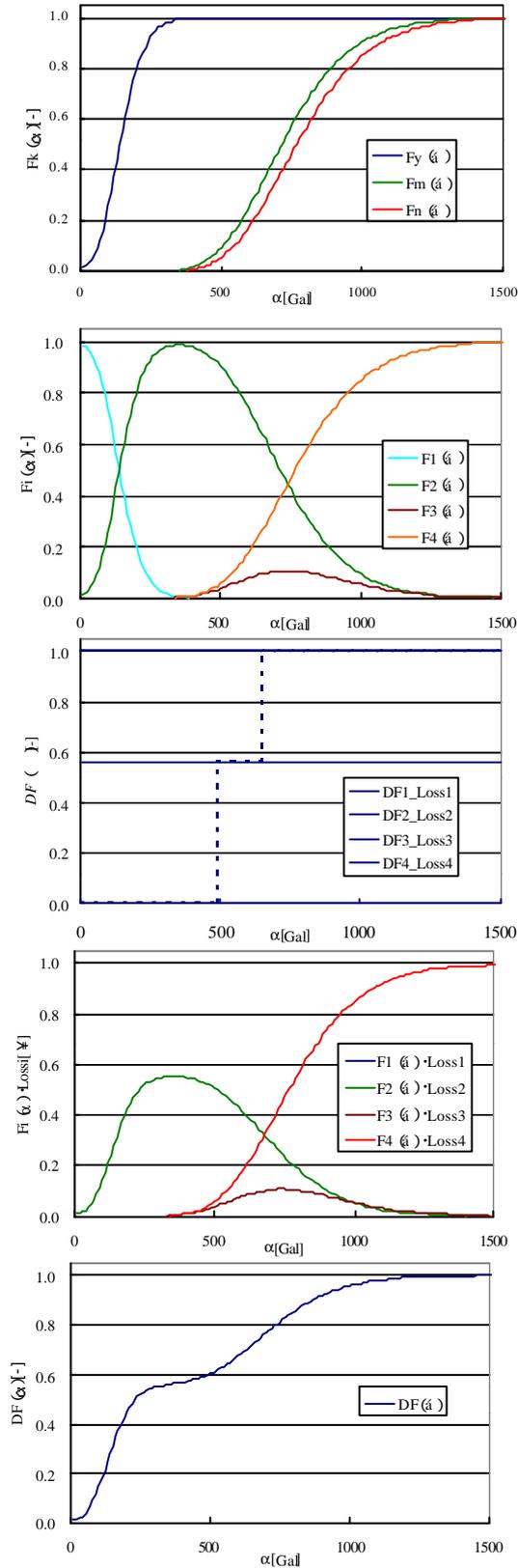


図10 損失関数

平均予想損失額  $SELoss(\alpha)$  を対象の再調達価格  $RV$  で正規化し、損失率  $DF(\alpha)$  を求める。アイテムナンバーに機能損失が含まない場合の最大損失額は、再調達価格となり損失率は 1.0 に漸近する。

$$DF(\mathbf{a}) = \frac{SELoss(\mathbf{a})}{RV}$$

損失率は、損傷レベルの発生確率に応じて予想損失額を平均化した曲線である(図 11)。損傷レベルを細分化し、階段上の予想損失額を緻密に設定するほど、損失関数は精密な曲線とすることが可能である。

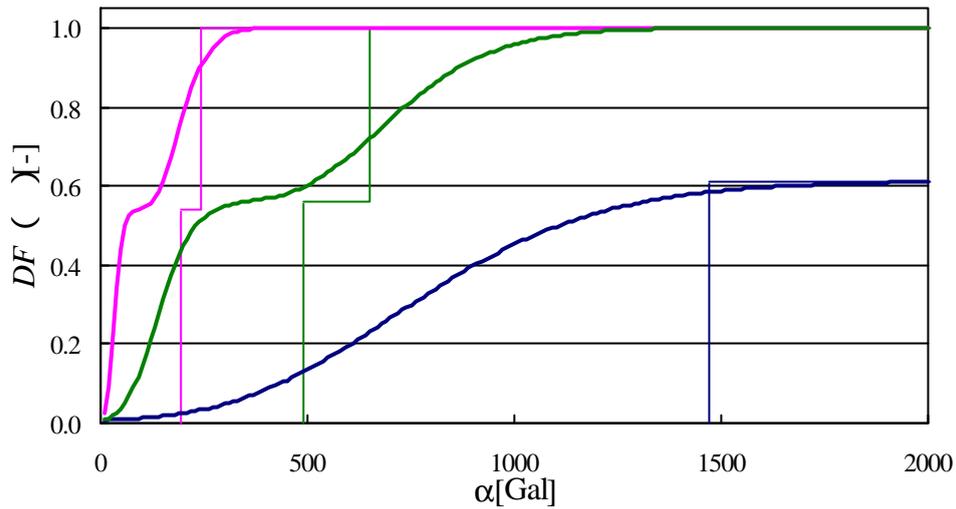


図 11 損失関数と予想損失額

### ・ 3 . 数値解析例

#### ・ 対象橋脚

異なる耐震性能を有する 3 橋脚<sup>3)</sup>を解析対象とする．TYPE1 は、安全性のみを保障する構造物であり．TYPE2 は、小規模地震動に対しては無損傷，中規模地震動には復旧可能な損傷を許容した橋脚．TYPE3 は、供用期間中に復旧費を必要としないことを目標とした構造物である．構造物の断面形状および配筋状況は、上記の耐震性能を得るために TYPE1,2,3 はそれぞれ降伏時の水平震度が 0.2,0.5,1.5 となるように設定した．橋脚の躯体には、曲げ破壊モードとなるように、せん断補強筋を躯体全長にわたり配筋し、躯体下端から躯体断面高さの 2 倍の範囲には、変形性能を確保するためのせん断補強筋を配置した．構造物の配筋状況を図 12 に、非線形特性を図 13 に示す．

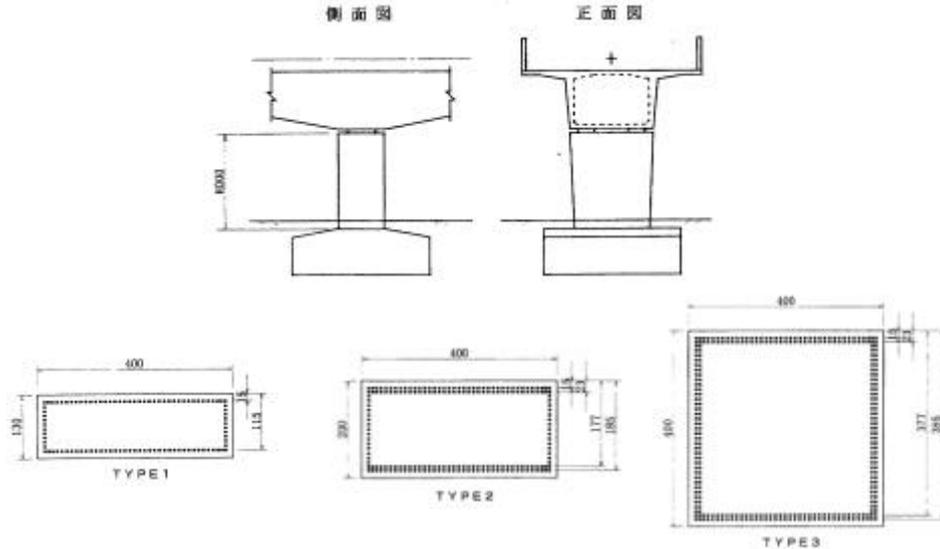


図 12 対象橋脚の配筋図

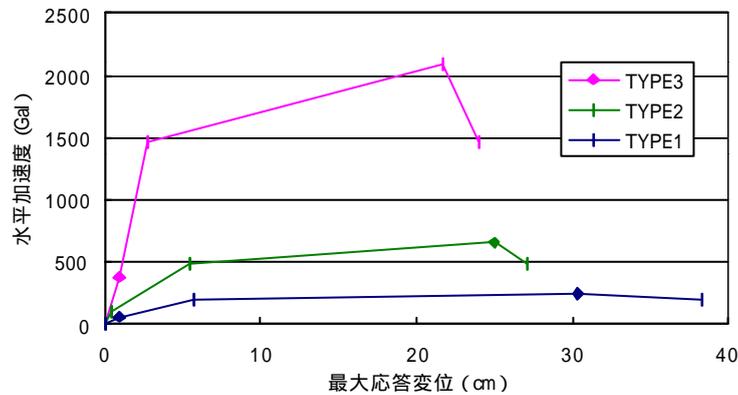


図 13 非線形特性

応答および耐力の変動係数は  $n_R=0.3$ ,  $n_S=0.3$  とした．初期建設費，補修費を表 2 に示す．ユーザー損失は、比較的交通量の少ない場合の 50 万円/日として損傷レベル 2,3・4 でそれぞれ 7 日，31 日通行止めとした<sup>3)</sup>．

表 2 初期建設費，補修費，ユーザー損失

初期建設費 (百万円)			
TYPE1	TYPE2	TYPE3	
16	23	49	
補修費 (百万円)			ユーザー損失 (百万円)
TYPE1	TYPE2	TYPE3	
-	-	-	-
0.458	0.607	0.864	3.5
0.844	1.082	1.412	15.0
$v_R=0.3, v_S=0.3$ $v_R, v_S$ は、耐力 R, 応答 S の変動係数			

## ・リスクカーブ

神戸市市庁舎付近における，供用期間 50 年の地震ハザード曲線<sup>5)</sup>を図14に示した．損失関数は構造物に固有の曲線であり，その形状が耐震性能を表現している（図15）．供用期間内の超過確率  $P_t(\alpha)$  と，損失率  $DF(\alpha)$  を両軸にとり，地震リスクカーブを作成する．文献3に掲載される RC 橋脚，3 橋脚を対象としてリスクカーブを作成した（図16）．耐震性能は TYPE3，TYPE2，TYPE1 橋脚の順に高く設定されている．性能に優れる橋脚ほど，リスクカーブが原点に近づき，リスクが低減されているのが確認できる．

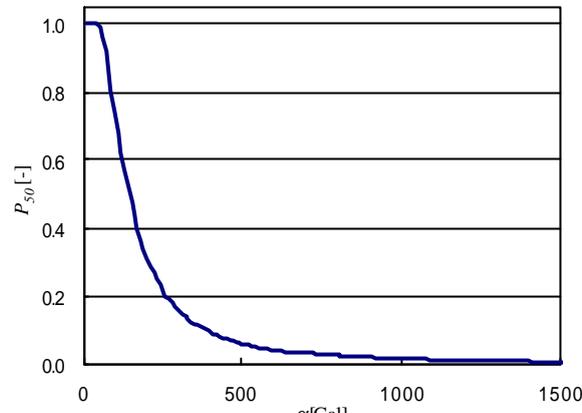


図14 地震ハザード曲線

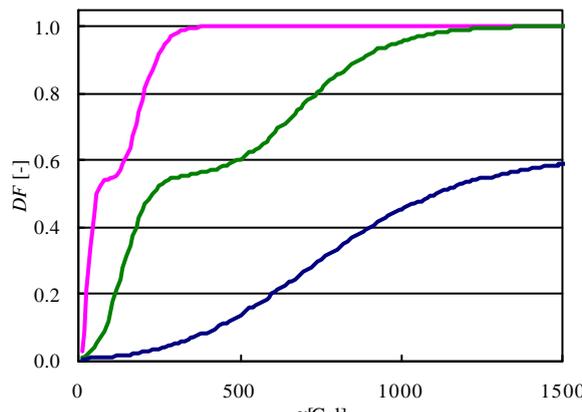


図15 損失関数

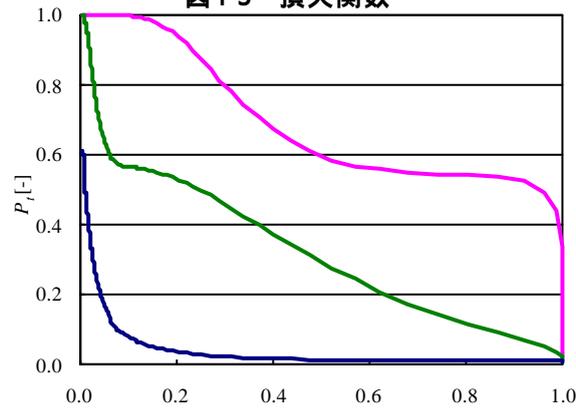


図16 リスクカーブ

## 5. まとめ

建設地点の地震危険度と構造物の耐震性能から，対象 RC 橋脚が供用期間内に被る地震リスクをリスクカーブを用いて表現した．本システムは，地震動の地域特性と構造物の耐震性能を考慮しているため，地震リスクマネジメント（最適耐震設計案の提案，地震保険の設定）への応用も可能である．

・謝辞：貴重な御意見を頂きました星谷勝教授（武蔵工業大学）に謝意を表します．

【参考文献】

- 1) 廣松新ら：コンクリート橋のライフサイクルコスト算出手法の検討，土木学会第 55 回年次学術講演会，2000.9
- 2) 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
- 3) 玉井真一，笹谷輝勝，渡辺忠朋：コンクリート構造物の耐震性能とライフサイクルコスト，コンクリート技術シリーズ コンクリート構造物の耐震性能照査，社団法人土木学会，pp179-202, 2000.4
- 4) 杉本他：橋脚のコスターコスト算定に関する一考察，土木学会北海道支部論文集，2000.2
- 5) 石川裕，奥村俊彦，亀田弘行：活断層を考慮した神戸における地震危険度評価，阪神/淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp61-68, 1996.1

(記号表)

記号	単位	名称	備考
<b>地震危険度</b>			
$\mathbf{a}$	Gal	加速度	
$n(\mathbf{a})$	-	年間超過発生頻度	
$n_k$	-	活動域kでの $m_{l_k}$ 以上の地震の年間発生頻度	$n(\mathbf{a}) = \sum_k n_k \int_{x_{m_{l_k}}}^{m_{u_k}} F_A(\mathbf{a} m, x) f_{Mk}(m) f_{Xk}(x) dm dx$
$f_A(\mathbf{a} m, k)$	-	活動域kにおけるマグニチュードの確率密度	
$F_A(\mathbf{a} m, k)$	-	$f_A(\mathbf{a} m, k)$ により $M=m, X=m$ のとき加速度 $\alpha$ の超過確率	$P(\mathbf{a}) = 1 - \exp\{-n(\mathbf{a})\}$
$m$	-	マグニチュード	
$m_{l_k}$	-	活動域kにおける最小マグニチュード	
$m_{u_k}$	-	活動域kにおける最大マグニチュード	
$x$	km	震源距離	
$p(\mathbf{a})$	-	加速度 $\alpha$ の確率密度関数	$p_t(\mathbf{a}) = \frac{d}{d\mathbf{a}}(1 - P_t)$
$P(\mathbf{a})$	-	年超過確率	
$t$	year	供用期間	
$p_t(\mathbf{a})$	-	供用期間t年における $\alpha$ の確率密度関数	
$P_t(\mathbf{a})$	-	供用期間超過確率	$P_t = 1 - (1 - P)^t$
<b>構造物特性</b>			
$\mathbf{a}_c$	Gal	構造物の平均弾性応答加速度	$\mathbf{a}_c = 19.44 \mathbf{a}^{0.6523}$
$Q$	N	水平荷重	
$Q_L$	N	弾性時に作用する荷重	
$Q_Y$	N	降伏荷重	
$\mathbf{d}$	mm	変位	$\mathbf{m} = \frac{\mathbf{d}_E}{\mathbf{d}_Y} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \left( \frac{Q_L}{Q_Y} \right)^2 \right\}$
$\mathbf{m}$	-	塑性率	
$\mathbf{d}_E$	mm	弾性時の最大応答変位	
$\mathbf{d}_Y$	mm	降伏変位	
$\mathbf{d}_M$	mm	最大耐力時の変位	
$\mathbf{d}_N$	mm	降伏荷重を維持できる最大変位	
$\mathbf{d}_{esp.}$	mm	応答変位	
$P_f$	-	破壊確率	$P_f = P(R \leq S) = P(R/S \leq 1.0)$
$P$	-	確率	
$S$	N	作用荷重	
$R$	N	耐力	
$\mathbf{m}_k$	mm	耐力の平均値	$n = \frac{S}{\mathbf{m}}$
$\mathbf{m}_j$	mm	作用(荷重)の平均値	
$\mathbf{n}_R$	-	耐力の変動係数	
$\mathbf{n}_S$	-	作用(荷重)の変動係数	
$X$	-	性能関数	$X \equiv R/S$
$f_X(x)$	-	Xの確率密度関数	$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}zx} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mathbf{I}}{z}\right)^2\right\}$
$\mathbf{I}$	mm	xの対数平均値	$\mathbf{I} = \ln \mathbf{m}_R - \ln \mathbf{m}_S$
$\mathbf{z}$	mm	xの対数標準偏差	$\mathbf{z} = \sqrt{\ln[(1 + \mathbf{n}_R^2)(1 + \mathbf{n}_S^2)]}$
$Z$	-	変数変換後の性能関数	
$a$	mm	応答の中央値	
$F_Z(a)$	-	aの超過確率	
$F_Y(a)$	-	降伏変位の超過確率	
$F_M(a)$	-	最大耐力時の変位超過確率	$P_f = \int_0^a f_Z(z) dz = \int_0^a \frac{1}{\sqrt{2\pi}zx} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z - \ln \mathbf{m}}{z}\right)^2\right\} dz$
$F_N(a)$	-	降伏荷重を維持できる最大変位の超過確率	$= F_Z(a)$
$F_1(a)$	-	損傷レベル1の超過確率	
$F_2(a)$	-	損傷レベル2の超過確率	
$F_3(a)$	-	損傷レベル3の超過確率	
$F_4(a)$	-	損傷レベル4の超過確率	
<b>地震リスク</b>			
$Loss$	¥	予想損失額	$SELoss = \sum_i \sum_j F_i \cdot Loss_{ij}$
$SELoss$	¥	平均予想損失額	
$el$	¥	損失確率密度	
$el_t$	¥	供用期間t年における損失確率密度	
$\mathbf{a}_{PML}$	Gal	PML(予想最大損失)発生時の加速度	$C_E = \int_0^{\mathbf{a}_{PML}} el(\mathbf{a}) d\mathbf{a} = \int_0^{\mathbf{a}_{PML}} SELoss(\mathbf{a}) \cdot p(\mathbf{a}) d\mathbf{a}$
$LCC$	¥	ライフサイクルコスト	
$C_I$	¥	構造物の初期建設費	
$C_E$	¥	期待損失額	$LCC = C_I + C_E$