

イベントツリーと地震損失関数による耐震リスク評価 鉄筋コンクリート橋脚への適用と耐震補強評価

武蔵工業大学 木村 祐介
武蔵工業大学 大井 幸太
武蔵工業大学 吉川 弘道

1. はじめに

現代において、多種多様なリスク管理手法が重要視されている。本論では、鉄筋コンクリート単柱式橋脚に対する地震リスク低減策としてCFRP(炭素繊維)シートによる耐震補強に着目する。CFRPシートは高い引張強度を持ち、軽量で耐食性に優れ、施工性に優れたシート状である故、既存建造物の補強材料に用いた事例が増加している。CFRPシートによる耐震補強工法は、張り付け部位、張り付け量、張り付け方向等を変化させて3つの補強目的(靱性補強、曲げ補強、せん断補強)に十分な補強効果を有した対応が可能である。

2. イベントツリー解析による地震リスク評価法

建造物が有する地震リスクは、対象建造物(target construction)の物性値(physicality value)および各種変動係数より評価される。さらに、その評価結果は地震損失関数(seismic damage function, 略称:SDF)で表現する。詳細を以下に記す。

建造物のSDF推定に用いるイベントツリー(event tree)は、P.G.A. α_i Galの地震動を発端事象とし、破壊モードは曲げ破壊、曲げ降伏後のせん断破壊(略称:曲げせん断破壊)、せん断破壊の3事象、損傷レベル²⁻¹⁾は表2-1に示す6事象を設定する²⁻²⁾。損傷レベル1は、建造物の地震時挙動が弾性範囲内であり構造被害が生起しない損失率 $x_1=x_5=x_8=0$ の場合を想定している。また、最終帰結(end branch)は9つとなる(図2-1)。

破壊モード、構造被害、損傷レベルの各生起確率は対象建造物の物性値より信頼性理論に基づいて算出する(図2-2)²⁻²⁾。本論ではSDF推定法に用いる性能関数を次式で定義する。

$$\text{破壊モード: } Z = V_y / V_{mu} \quad (2-1-1)$$

$$\text{構造被害, 損傷レベル: } Z_K = \delta_R / \delta_K \quad (2-1-2)$$

ただし、 V_y : 建造物の繰返し荷重作用に起因するせん断耐力劣化を考慮したせん断耐力、 V_{mu} : 建造物の曲げ耐力、 δ_R : 建造物の繰返し荷重作用に起因する応答変位量、 δ_K : 限界状態Kの変位量であり、 V_y, δ_R はP.G.A. α_i に從属する変数である。さらに、これら4つのパラメータは算定誤差を有する為に確率変数となる。各パラメータの期待値 μ 、変動係数 ν を $V_y=(E[V_y], \nu_{V_y})$ 、 $V_{mu}=(E[V_{mu}], \nu_{V_{mu}})$ 、 $\delta_R=(E[\delta_R], \nu_{\delta_R})$ 、 $\delta_K=(E[\delta_K], \nu_{\delta_K})$ とする。また、限界状態Kは4つの限界状態 Y:軸方向鉄筋降伏、M:最大荷重程度の維持、N:降伏荷重の維持、U:(脆性)破壊の生起を想定する。以上より、各生起確率は次式より算出される。ただし、下記の3点に留意されたい。

確定論的な破壊モード判定法は文献2-3)に基づく。

破壊モードの判定結果に応じて曲げせん断破壊、せん断破壊の損傷レベル区分が異なる。

破壊モードの判定結果に応じて構造被害、損傷レベル生起確率の算出式が異なる。

(1) 破壊モード生起確率

任意のP.G.A. α_i に対する破壊モード F_w の生起確率 $P(F_w | \alpha_i)$ は式(2-2)より算出される。

$$P(F_w | \alpha_i) = \int_{w_1}^{w_2} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_Z z} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z - \lambda_Z}{\zeta_Z}\right)^2\right] dz \quad (2-2-1)$$

$$\ln z \text{ の期待値: } \lambda_Z = \ln E[V_y] - \ln E[V_{mu}] \quad (2-2-2)$$

$$\ln z \text{ の標準偏差: } \zeta_Z = \sqrt{\ln(1+v_{vy}^2)(1+v_{v_{\max}}^2)} \quad (2-2-3)$$

ただし, 曲げ破壊(F_1)の場合 $W_1=1.5, W_2=$, 曲げせん断破壊(F_2)の場合 $W_1=0.8, W_2=1.5$, せん断破壊(F_3)の場合 $W_1=0, W_2=0.8$ である²⁻⁴ .

(2) 限界状態生起確率

任意の P.G.A. α_i に対する限界状態 K の生起確率 $F_K(\alpha_i)$ は式 (2-3) より算出される²⁻⁵ .

$$F_K(\alpha_i) = \int_1^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_{Z_K} z_K} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z_K - \lambda_{Z_K}}{\zeta_{Z_K}}\right)^2\right] dz_K \quad (2-3-1)$$

$$\ln z_K \text{ の期待値: } \lambda_{Z_K} = \ln E[\delta_R] - \ln E[\delta_K] \quad (2-3-2)$$

$$\ln z_K \text{ の標準偏差: } \zeta_{Z_K} = \sqrt{\ln(1+v_R^2)(1+v_K^2)} \quad (2-3-3)$$

(3) 構造被害生起確率

任意の P.G.A. α_i に対する構造被害生起確率 $P_f(F_w|\alpha_i)$ は次式より算出される . ただし, せん断破壊の構造被害生起確率が **Case1, Case2** と **Case3** とで異なる .

$$\text{曲げ破壊: } P_f(F_1|\alpha_i) = 1 - P_s(F_1|\alpha_i) = F_Y(\alpha_i) \quad (2-4-1)$$

$$\text{曲げせん断破壊: } P_f(F_2|\alpha_i) = 1 - P_s(F_2|\alpha_i) = F_Y(\alpha_i) \quad (2-4-2)$$

$$\text{せん断破壊(Case1, Case2): } P_f(F_3|\alpha_i) = 1 \quad (2-4-3)$$

$$\text{せん断破壊(Case3): } P_f(F_3|\alpha_i) = 1 - P_s(F_3|\alpha_i) = F_U(\alpha_i) \quad (2-4-4)$$

ただし, $P_s(F_w|\alpha_i)$: P.G.A. α_i における構造無被害生起確率である .

(4) 損傷レベル生起確率

曲げ破壊(F_1), 曲げせん断破壊(F_2)時の損傷レベル生起確率 $P(x_k|F_w)$ は次式より算出される . ただし, 曲げせん断破壊時($k=6,7$)の損傷レベル生起確率が **Case1, Case3** と **Case2** とで異なる .

$$P(x_k|F_w) = \frac{P(x_k|\alpha_i)}{P_f(F_w|\alpha_i)} \quad (2-5-1)$$

$$k=2 \text{ の場合: } P(x_2|\alpha_i) = F_Y(\alpha_i) - F_M(\alpha_i) \quad (2-5-2)$$

$$k=3 \text{ の場合: } P(x_3|\alpha_i) = F_M(\alpha_i) - F_N(\alpha_i) \quad (2-5-3)$$

$$k=4 \text{ の場合: } P(x_4|\alpha_i) = F_N(\alpha_i) \quad (2-5-4)$$

$$k=6 \text{ の場合(Case1, Case3): } P(x_6|\alpha_i) = 0 \quad (2-5-5)$$

$$\text{(Case2): } P(x_6|\alpha_i) = F_Y(\alpha_i) - F_U(\alpha_i) \quad (2-5-6)$$

$$k=7 \text{ の場合(Case1, Case3): } P(x_7|\alpha_i) = F_Y(\alpha_i) \quad (2-5-7)$$

$$\text{(Case2): } P(x_7|\alpha_i) = F_U(\alpha_i) \quad (2-5-8)$$

ただし, 添字 k : 図 2-1 における最終帰結番号(上から順に 1~9)である . 以上より, イベントツリーの分岐点における各生起確率を算出でき, 最終帰結の生起確率 9 つは図 2-1 に示す式より算出される .

建造物の期待損失率 $E[x|\alpha_i]$ は, 任意の P.G.A. α_i に対して次式より算出される .

$$\begin{aligned} E[x|\alpha_i] = & P(F_1|\alpha_i) \left[P_s(F_1|\alpha_i)x_1 + P_f(F_1|\alpha_i) \sum_{k=2}^4 P(x_k|F_1)x_k \right] \\ & + P(F_2|\alpha_i) \left[P_s(F_2|\alpha_i)x_5 + P_f(F_2|\alpha_i) \sum_{k=6}^7 P(x_k|F_2)x_k \right] \\ & + P(F_3|\alpha_i) [P_s(F_3|\alpha_i)x_8 + P_f(F_3|\alpha_i)x_9] \end{aligned} \quad (2-6)$$

予想し得る全ての P.G.A. α_i に対して期待損失率 $E[x|\alpha_i]$ を算出し, 建造物の SDF が推定される .

表 2-1 損傷レベルとPerformance Level の関係 ^{2-1) 2-2) 2-6)}

損傷レベル	破壊モード	Performance Level	損失率
1	曲げ破壊, 曲げせん断破壊, せん断破壊	Fully Operational	x_1, x_5, x_8
2	曲げ破壊, 曲げせん断破壊	Operational	x_2, x_6
3	曲げ破壊	Life Safe	x_3
4			x_4
5	曲げせん断破壊	Near Collapse	x_7
6	せん断破壊		x_9

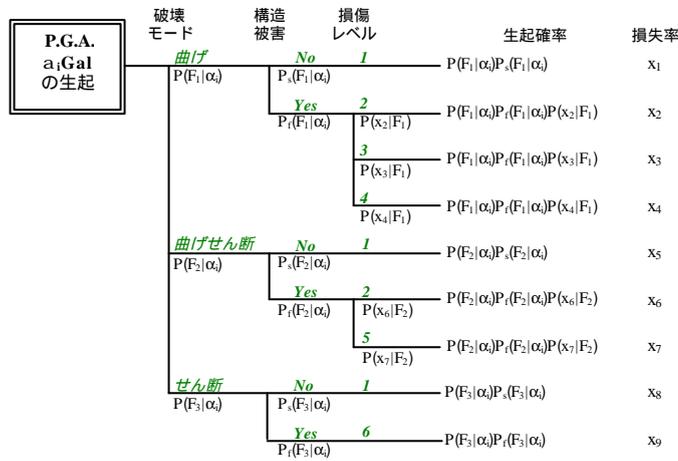
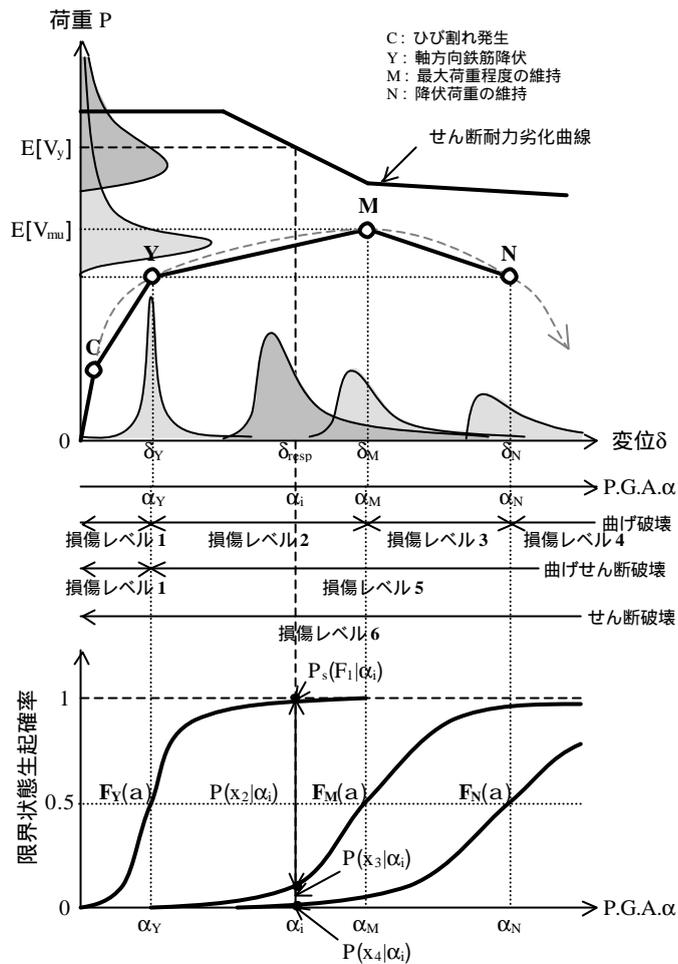


図 2-1 本論におけるイベントツリー ²⁻²⁾



(a) Case1... 曲げ破壊の場合

図 2-2 破壊モード, 構造被害, 損傷レベル 生起確率算出法の概念図 ²⁻²⁾

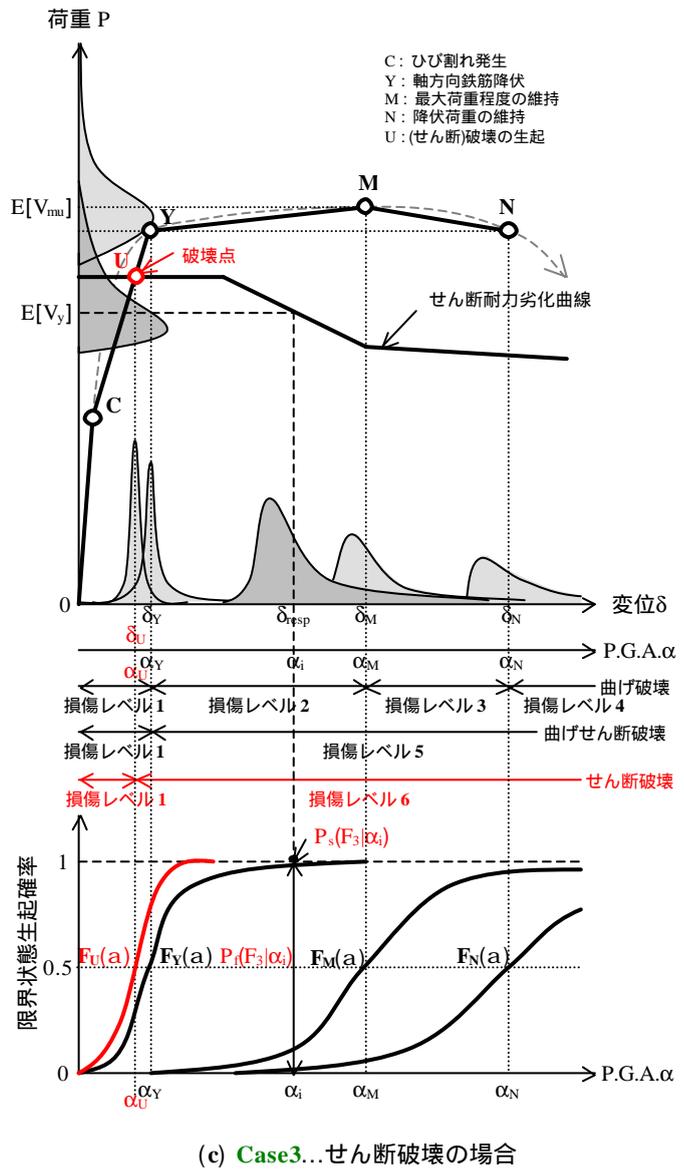
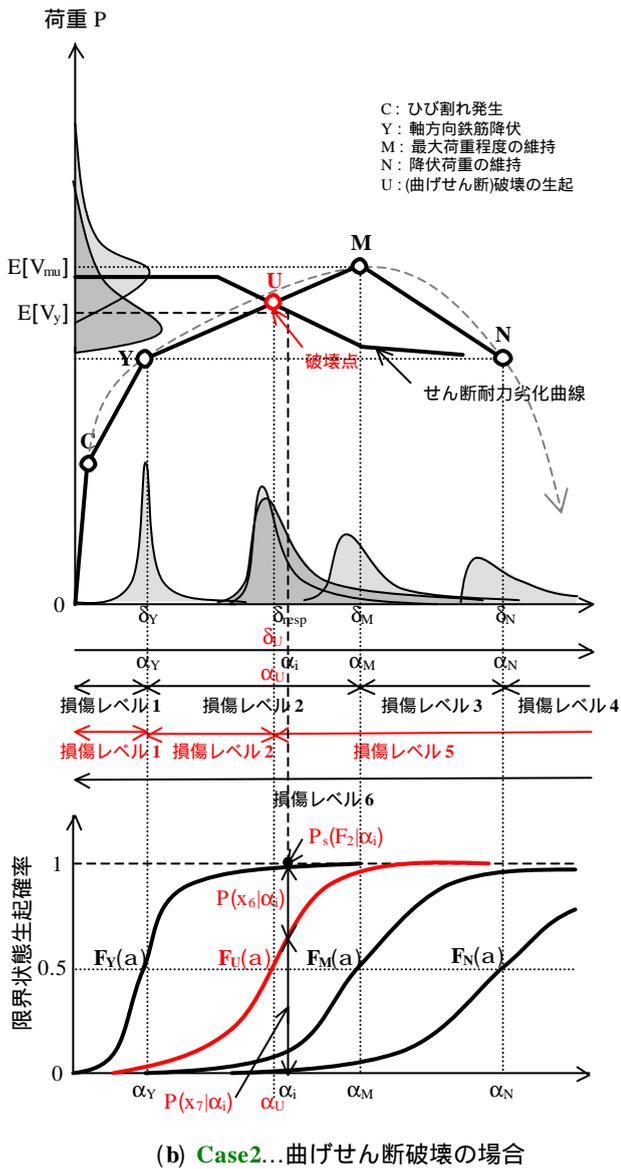


図 2-2 破壊モード，構造被害，損傷レベル
生起確率算出法の概念図²⁻²⁾

3. 補強部材耐力，靱性の算定法

本論では「炭素繊維(carbon fiber reinforced plastic, 略称 CFRP)シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針(略称 指針)³⁻¹⁾に基づき，EFAR の推定法を記す。ただし，補強目的は靱性補強，せん断補強とする。

柱部材の設計補強せん断耐力 V_{CFYd} は，補強工事を施す前の設計せん断耐力 $V_{yd}(=V_{cd}+V_{sd})$ に CFRP シート分担分を加算した次式より算出される。

$$V_{CFYd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{CFd} \quad (3-1)$$

ただし， V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力， V_{sd} : せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力， V_{CFd} : CFRP シートにより受け持たれる棒部材の設計せん断耐力である。 V_{cd} ， V_{sd} の算出式は「鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)³⁻²⁾と同じである。つまり，EFAR 推定に際しては V_{CFd} がマクロ的補強パラメータとなる。 V_{CFd} は次式より算出される。

$$V_{CFd} = \frac{KA_{CF} f_{CFud} (\sin \theta_{CF} + \cos \theta_{CF})}{S_{CF}} \frac{z}{\gamma_{bCF}} \quad (3-2)$$

ただし， K : CFRP シートの補正係数， A_{CF} : 角度 θ_{CF} で配置される CFRP シートの単位幅当り断面積， f_{CFud} : CFRP シート

の設計引張強度 θ_{CF} 、CFRP シートの部材軸となす角度 S_{CF} 、CFRP シートの単位幅 z 、圧縮応力の合力位置から引張鋼材の図心位置までの距離 γ_{bCF} 、部材係数であり、一般には $K=0.8$ 、 $z=d/1.15$ (d :有効高さ)、 $\gamma_{bCF}=1.15$ と代替される。 A_{CF} は繊維目付け量 w を CFRP シートの比重 ρ (一般に $\rho=1.8$) と S_{CF} で除して求められる単位枚数当りの厚さ t_{CF} より算出され、さらに、下記の条件式を満足する必要がある。

$$p_{CFw} = \frac{A_{CF}}{b_w S_{CF}} \geq 0.00035 \quad (3-3)$$

ただし、 p_{CFw} 、CFRP シートによるせん断補強比、 b_w :腹部の幅である。以上より、ミクロの補強パラメータには f_{CFud} 、 θ_{CF} 、 S_{CF} 、 w 、使用枚数 ω が挙げられる。本論では f_{CFud} と ω を補強パラメータとした。一方、柱部材の設計補強靱性率 μ_{CFd} は次式より算出される。

$$\mu_{CFd} = 2.8 + 1.15 \frac{V_{CFyd}}{M_{CFud}} l_a \leq 10 \quad (3-4)$$

ただし、 M_{CFud} :柱部材の設計補強曲げ耐力、 l_a :せん断スパンであり、 μ_{CFd} は V_{CFyd} の増加に比例して増加する。

4. 鉄筋コンクリート単柱式橋脚への適用

本章では、鉄筋コンクリート (reinforced concrete, 略称:RC) 単柱式橋脚を地震リスクの評価対象建造物とする。以下にはイベントツリー解析 (event tree analysis, 略称:ETA) による建造物の地震リスク評価例を記す。

評価対象とする RC 単柱式橋脚の力学的物性値を図 4-1 に、地震リスク評価パラメータを表 4-1 に示す。図 4-2 より評価対象 RC 単柱式橋脚の確定論的な破壊モードは曲げ破壊と判定され、構造被害生起確率、損傷レベル生起確率の算出には Case1 を用いる。また、RC 部材のせん断耐荷メカニズムに関する既往の研究成果では、地震による部材耐力低下の主要因としてコンクリートせん断強度の低下を挙げている。本章では、応答変位量 δ_{resp} に応じてコンクリートせん断強度 V_c が低下するとした大江・吉川の提案する考え方を適用した⁴⁻¹⁾。大江・吉川は、Priestley らが提案する応答塑性率 μ_{resp} に応じて V_c を低下させる方法に着目し、せん断耐力劣化現象を次式で定義した。

$$E[V_y] = \zeta V_{c0} + V_s \quad (4-1)$$

ただし、 V_{c0} :コンクリートせん断強度の初期値、 V_s :せん断補強鋼材のせん断強度、 ζ :せん断劣化係数である。 ζ は、 μ_{resp} の従属変数で V_c の低減率を表し ($0 < \zeta < 1$)、初期値 $\zeta=1$ から繰返し大変形を受けて徐々に低下する。本評価例では、せん断耐力劣化曲線に Priestley らが提案する劣化曲線を用いた^{4-1) 4-2)}。以上より、図 4-5 に示す建造物の地震リスクが算出された。また第 3 章の算定式より CFRP シートを用いた補強後に地震リスクが低減されていることを図 4-5 に示した。

表 4-1 各種パラメータの設定値

(a) 各生起確率の算出に用いる変動係数

変動係数	変位	物性値	0.30
		応答値	0.30
	耐力	曲げ	0.11
		せん断	0.08

(b) 損傷レベル別の損失率

損傷レベル	損失率	損失率 $x_k(-)$
1	x_1, x_5, x_8	0
2	x_2, x_6	0.008
3	x_3	0.033
4	x_4	1
5	x_7	1
6	x_9	1

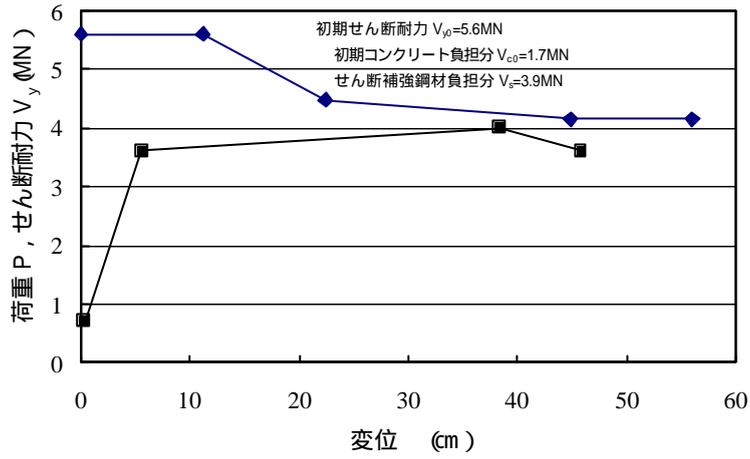


図 4 1 評価対象 RC 単柱式橋脚力学特性

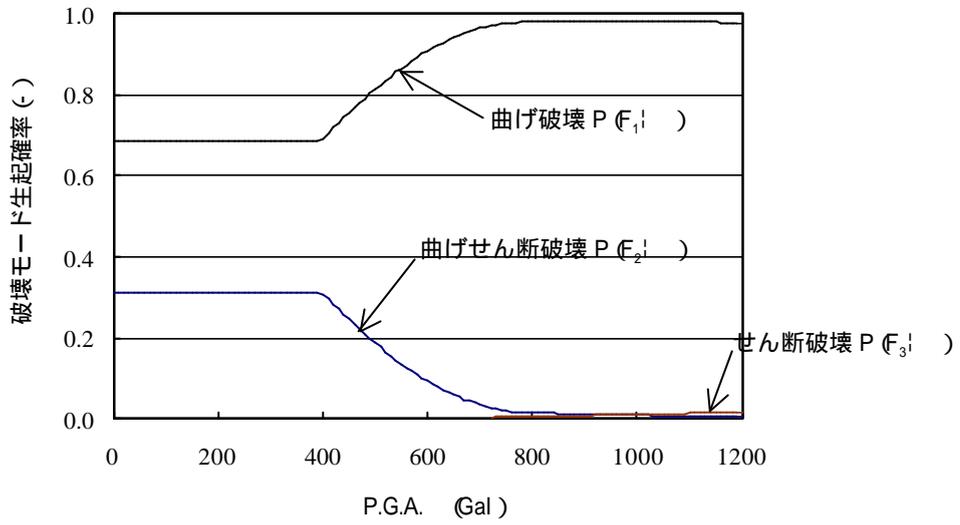


図 4 2 破壊モード生起確率

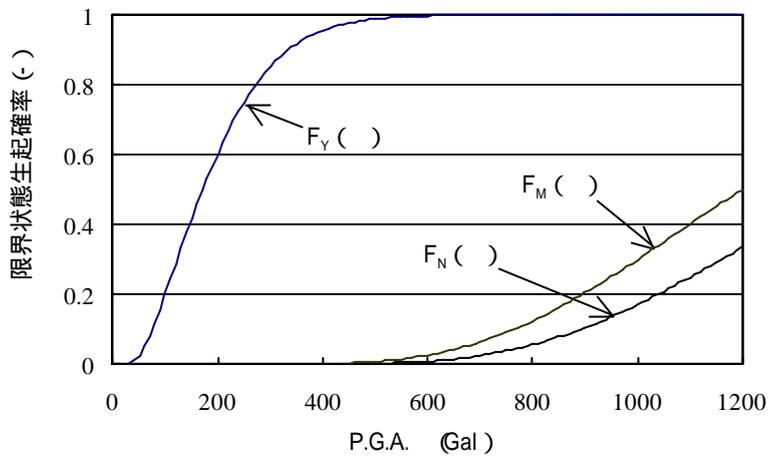


図 4-3 Seismic Damage Curve

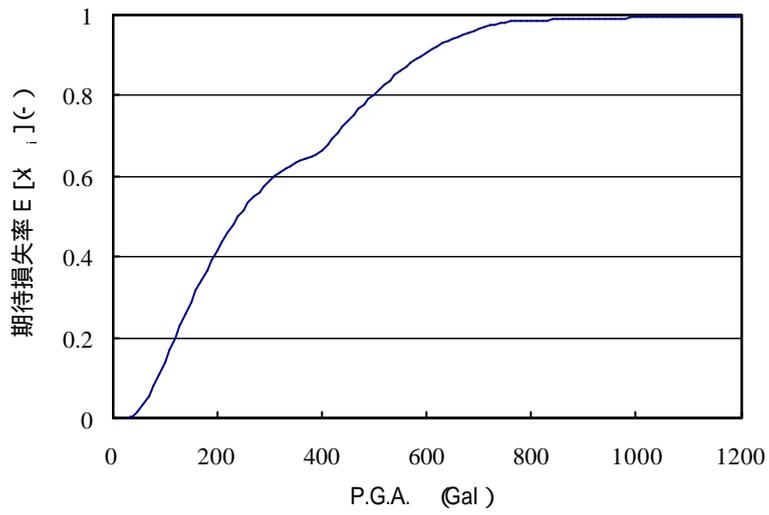


図 4-4 Seismic Damage Function

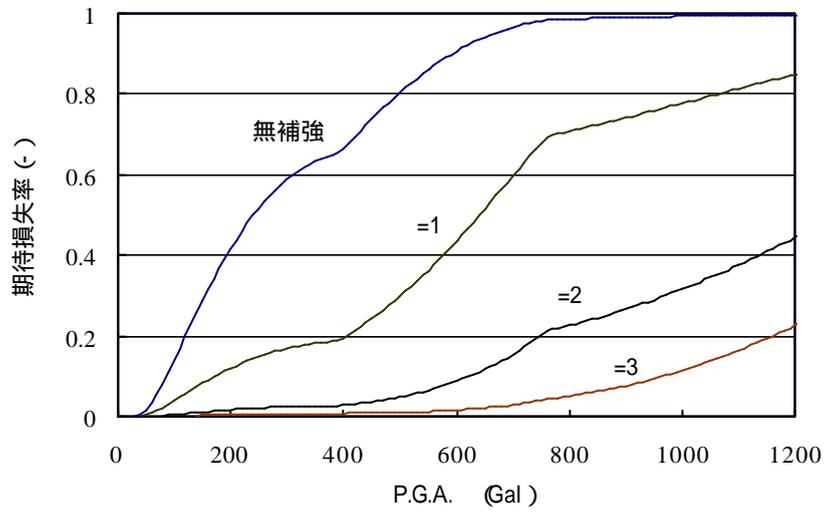


図 4-5 耐震補強後の Seismic Damage Function

参考文献

- 2-1) 鉄道総合技術研究所 :SI 単位版 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 丸善株式会社 ,pp149-155 , 1999.10
- 2-2) 大井幸太 ,吉川弘道 :イベントソー解析を用いた鉄筋コンクリート単柱式橋脚の地震リスク評価,第 57 回年次学術講演会 CD-ROM 版概要集 -113 ,2002.9
- 2-3) 大江亮二 ,吉川弘道 繰返し大変形を受ける鉄筋コンクリート単柱のせん断強度劣化の評価に関する研究,土木学会論文集 No.711/ -56 ,pp59-71 ,2002.8
- 2-4) Yoshikawa,H. and Miyagi,T. :Ductility and Failure Modes of Single Reinforced Concrete Columns ,Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads ,pp229-244 ,1999.10
- 2-5) 遠藤昭彦 鉄筋コンクリート橋脚に対する地震リスク評価手法の適用,武蔵工業大学修士論文 ,2002.3
- 2-6) 家田仁 ,村上迅 :人の被害認知特性を考慮した費用便益分析とネットワーク分析に基づくインフラ施設の要求耐震性能決定法の基礎研究 ,土木計画学研究・公演集 No.22(2) ,pp539-542 ,1999.10
- 3-1) 鉄道総合技術研究所 炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針(第 2 版) ,pp7-39 , 1996.11
- 3-2) 鉄道総合技術研究所 :SI 単位版 鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物),丸善株式会社 , pp84-92 ,1999.12
- 4-1) 大江亮二 ,吉川弘道 繰返し大変形を受ける鉄筋コンクリート単柱のせん断強度劣化の評価に関する研究,土木学会論文集 No.711/ -56 ,pp59-71 ,2002.8
- 4-2) Priestley,M.J.N. ,Seible,F.&Calvi,G.M. :Seismic Design and Retrofit of Bridges , A Wiley-Interscience Publication ,pp338 ,1996