

地震被害調査資料に基づく地震リスク評価



藤堂 正喜*¹

千葉 脩*¹
大井 貴之*²

概 要

本報告は、デューデリジェンス業務に応用することができる、地震損傷度曲線（フラジリティカーブ）の評価とそれと補修費用を組み合わせた地震損失曲線（ロスカーブ）の評価例を示したものである。この結果と地震動強さの年超過確率曲線（ハザードカーブ）を組み合わせれば地震リスク曲線を評価できる。これの年超過確率が1/475となる期待損失額が予想最大損失額（PML）と呼ばれる、対象建物の地震リスク指標である。

入力地震動強さと建物損傷確率の関係を表す損傷度曲線の評価は、兵庫県南部地震等による被害率と既存建物の耐震性能指標 I_s 値の統計資料に基づいて行った。この評価方法を用いて実被害率を推定できることを示した。

耐震性能が保有耐力と安全限界変形によって表される新建築基準法の限界耐力計算に基づく場合についても、設計用応答スペクトルと応答評価法に基づいて損傷度曲線を求めることができる係数設定方法を示した。

損失曲線とリスク曲線の評価に用いる損傷モードに対する補修費用は、実被災建物の補修に要した費用を参考に、対象建物の構造躯体・仕上げ・設備等の耐震性と再調達価格に基づいて設定する必要がある。

EVALUATION OF SEISMIC RISK OF BUILDINGS BASED ON ACTUAL EARTHQUAKE DAMAGE INVESTIGATIONS

Masanobu TOHDO*¹
Osamu CHIBA*¹
Takayuki OHI*²

This paper presents the evaluation procedure of fragility curve and an example of seismic loss curve combined with repair cost (or loss cost) to earthquake damage, that can be applied for the due-diligence of buildings. The seismic risk curve is evaluated by the combination of loss curve with seismic hazard curve. The so-called provable maximum loss (PML) means the expected loss money at the annual exceedance probability of 1/475 on the seismic risk curve.

The fragility function, which implies the relationship between input earthquake motion intensity and damage probability, is determined from the fitting analyses of damage rate calculated using the statistics of Seismic-index (I_s) of existing buildings and actual inspected ones due to the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake and so on. The damage rate estimated by our fragility function is well compatible with actual damage rate.

The parameter is proposed as well to evaluate the fragility function based on the new Japan Building Code, in which the seismic safety is verified through the conformity estimation of building's performance expressed by ultimate capacity strength and limit deformable displacement against the seismic design response spectra.

It is noted here for the evaluation of loss curve and risk curve that the repair cost applied should be determined on the basis of seismic performance and re-construction cost of structures, finishes, equipments etc. with the reference of repair cost of actual damaged buildings.

*1 技術研究所 *2 構造設計部

*1 Technical Research Institute *2 Structural Engineering Dept.

地震被害調査資料に基づく地震リスク評価

藤堂 正喜*1
千葉 脩*1
大井 貴之*2

1. はじめに

建築物のライフサイクルにおいて地震によっていかほどの損傷を生じ、修復にはいかほどの費用を要するかを予想する地震リスク評価は、地震国であるわが国のライフサイクルコスト評価にとって重要である。

本報告は、実地震による被害調査と耐震性能を表す尺度の統計資料に基づいて、地震強さと損傷確率の関係を表す地震損傷度曲線の評価を行ったものである。これと損傷度－修復費の関係、および地震発生確率を組み合わせれば、ライフサイクルコストが予想できる。この結果はデューデリジェンス業務に応用することができ、その例も示す。

	ランク	被害状況	スケッチ
被害軽微	I	柱・耐力壁・二次壁の損傷が、軽微かもしれないが、ほとんど損傷がないもの。	
小破	II	柱・耐力壁の損傷は軽微であるが、RC二次壁・階段室のまわりに、せん断ひびわれが見られるもの。	
中破	III	柱に典型的なせん断ひびわれ・曲げひびわれ、耐力壁にせん断ひびわれが見られ、RC二次壁・非構造体に大きな損傷が見られるもの。	
大破	IV	柱のせん断ひびわれ・曲げひびわれによって鉄筋が露出・座屈し、耐力壁に大きなせん断ひびわれが生じて耐力に著しい低下が認められるもの。	
崩壊	V	柱・耐力壁が大破壊し、建物全体または建物の一部が崩壊に至ったもの。	

図-1 RC造建物の被害区分と特徴

2. 地震被害率と耐震性能指標

建物の地震損傷度曲線を評価するために用いる、RC造建物の地震被害率と既存建物の耐震性能指標分布を本章に示す。

(a) 地震被害率

建物の地震被害の様相を表す代表的な区分の方法は、無被害または軽微な損傷、小破、中破、大破および全壊（または倒壊）の5区分とする表し方である（日本建築学会、1980）。RC造建物の被害の特徴は図-1のように表されている。

低層RC造建物の地震による被害率としては、1968年十勝沖地震による八戸や1978年宮城県沖地震による仙台卸町付近における中破以上の被害率は10%程度であった（中埜・岡田、1989）。

1995年兵庫県南部地震によるRC造建物の被害率がまとめられている（日本建築学会、1997）。神戸市灘区、東灘

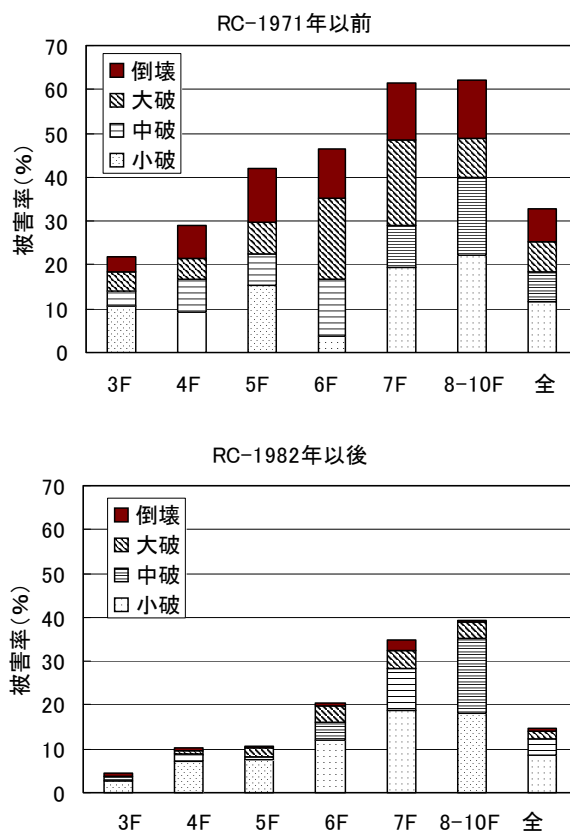


図-2 1995年兵庫県南部地震によるRC造建物の被害率

*1 技術研究所 *2 構造設計部

区の震度Ⅶ相当地域および中央区の全数調査結果を建築年代（第1、2、3年代はそれぞれ1971年以前、1972年～1981年および1982以後）および階数別にまとめられた3階～10階建ての建物被害の結果（表3.3.3）を5区分の被害率で表すと図-2のようであった（残りが無被害または軽微）。第2年代では第1年代と第3年代の中間的な被害率になる。これらの結果から、建築年代の新しい建物ほど大きな被害を受けた建物比率が低下し、1981年に施行されたいわゆる新耐震設計法（現行の許容耐力計算）後の第3年代では倒壊率は非常に小さいこと、年代にかかわらず階数が増えるほど被害率が大きくなること、等の特徴があげられている。

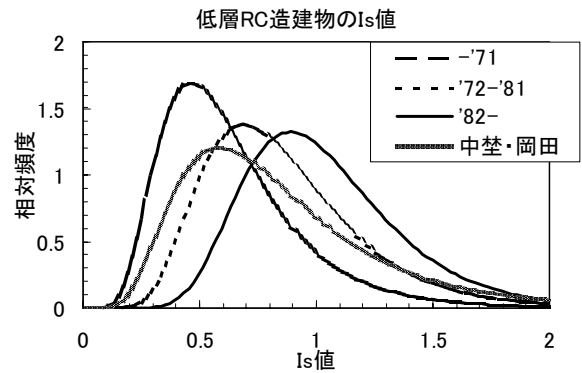


図-3 既存RC造建物のIs値分布

(b) 既存RC造建物の耐震性能指標

建物の耐震性能を表す代表的な尺度は、耐震診断に用いられている耐震性能指標Is値である。これの基本指標Eoは強度指標C×靱性指標Fで評価される。

既存建物のIs値分布を調査した結果、その頻度分布は対数正規分布によって表せることが示されている（中埜・岡田、1989）。すなわち、Is値の確率密度関数 p_{Is} は、

$$p_{Is}(Is) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_{Is} \cdot Is} \cdot \exp\left[-\frac{1}{2} \frac{\{\ln(Is) - \lambda_{Is}\}^2}{\zeta_{Is}^2}\right] \quad (1)$$

λ_{Is} と ζ_{Is} は、Isの自然対数 $\ln(Is)$ の平均値と標準偏差である。累積分布関数は次式となる。

$$P_{Is}(Is) = \int p_{Is}(Is) \cdot dIs = \Phi\left[\frac{\ln(Is) - \lambda_{Is}}{\zeta_{Is}}\right]$$

$\Phi[\cdot]$ は標準正規分布関数である。なお、 λ 、 ζ と算術平均値 μ 、変動係数(COV) ε とは次の関係にある。

$$\lambda = \ln(\mu) - \frac{1}{2}\zeta^2, \quad \zeta = \sqrt{\ln(1 + \varepsilon^2)}$$

中埜・岡田(1989)が静岡県内のRC造公共建築物につ

表-1 既存RC造建物Is値の統計量

階数	平均値	COV
1971以前		
3	0.723	0.512
4	0.638	0.469
5	0.543	0.477
6	0.486	0.447
1972年～1981年		
3	0.883	0.428
4	0.868	0.393
5	0.739	0.399
6	0.661	0.374
1982以後		
3	1.197	0.352
4	1.057	0.323
5	0.900	0.328
6	0.805	0.307

いて調査した第2次診断結果を(1)式で表して、Is値の平均値 μ と変動係数(COV)としてそれぞれ0.855と0.532を求めている。これらの建物は大半が2～4階の学校建築物で、1971年以前と1972年～1981年の建物は約2:1の割合である。これによるIs値の頻度分布を図-3に示す。

建築年代と階数に分けて、Is値分布の平均と変動係数を求めた結果として表-1がある（損保算定会、1998）。年代が新しく、また低層になるに従ってIs値の平均値が大きくなっている。これらの結果で、3～6階の資料に図-2の兵庫県南部地震による被害率資料の各階数建物の調査建物数を重みとして用いて、3年代それぞれで新しく対数正規分布のパラメータを求めて図化した結果が図-3である。

3. 既往資料に基づく地震損傷度曲線の評価

建物固有の耐震性能を表す関係ともいえる、建物の損傷率と入力地震動強さの関係を表すのが地震損傷度曲線（フレンジイカーブ）である。ここでは多数の建物による地震被害率と耐震性能指標の統計資料を用いるので、ある確定的な建物を対象とする場合でも、無被害～倒壊までの損傷モードがあるとして、それらの損傷となる確率を評価する方法を示す。

(a) 地震損傷度曲線

耐震性能指標があるIsと評価された建物が、強さAgの地震動入力を受けたとき、損傷ランクd（前述の5区分の損傷）以上の損傷を受ける確率 $P_{df}(Is, Ag)$ は、Agを変数とした対数正規分布で設定して、

$$P_{df}(Is, Ag) = \Phi\left[\frac{\ln(Ag) - \lambda_d(Is)}{\zeta_d(Is)}\right] \quad (2)$$

$\lambda_d(Is)$ と $\zeta_d(Is)$ はそれぞれ、あるIsの建物が損傷ランクd以上となる確率を $\ln(Ag)$ で代換えて表したときの対数値での平均値と標準偏差である。すなわち、ある地震動入力Agを受けた場合、 $\zeta_d(Is)$ を同じとすれば、 $\lambda_d(Is)$ が大きいほど損傷確率 $P_{df}(Is, Ag)$ が小さくなって建物の耐震性能が高いことを表すことになる。

$\lambda_d(Is)$ は、必要Is値が入力地動加速度に比例して定ま

る関係にある（中埜・岡田、1989）ことを考慮して、代表するIsoにおける対数平均 $\lambda_d(Iso) = \ln(Agdo)$ を用いて、

$$\lambda_d(Iso) = \ln\left(\frac{Agdo \cdot Iso}{Iso}\right) \quad (3)$$

つまり、 $Agdo \cdot Iso / Iso$ は、Isoの建物の損傷ランクがd以上となる確率 P_{df} が $P_{df}=0.5$ となる地震動入力 Ag を表している。以下では、 $Iso=0.6$ とし、 $Agdo$ を代表 $Iso=0.6$ の中央値と呼ぶ。また試算に基づいて $\zeta_d(Iso)=0.5$ とする。

損傷確率 P_{df} と建物の設計・建設年代との関係では、異なるのは耐震性能 Iso の大小であり、 P_{df} のパラメータである $\lambda_d(Iso)$ と $\zeta_d(Iso)$ は年代とは直接関係無く損傷ランクdと Iso のみによって定める。ここで、(2)式は(3)式の関係から

$$P_{df}(Is, Ag) = \Phi\left[\frac{\ln(Ag / Agdo) - \ln(Is / Iso)}{\zeta_d(Is)}\right]$$

と $Ag/Agdo$ を変数として書き直すことができる。そこで3つの Iso の場合について損傷確率 P_{df} を図-4に示す。 Ag が同一でも損傷ランクによって $Agdo$ が変化するので損傷率は異なる。

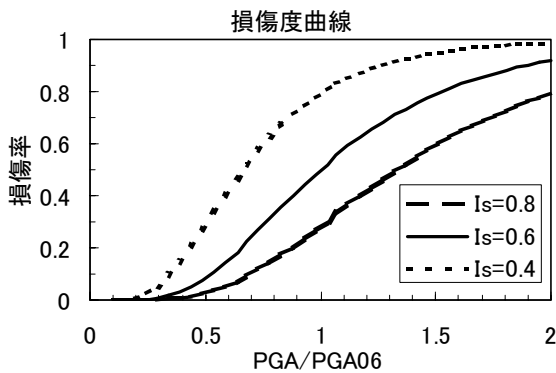


図-4 基準化地震動強さと損傷率の関係

(b) 地震被害率資料を表せる中央値 $Agdo$ の設定
多くの建物調査による被害率の統計資料に対応する損傷率（確率）の評価式を以下に表す。

対象とする被害資料の建物総数を N 、それら建物の Iso 値の確率密度関数を $p_{Is}(Iso)$ とすると、 Iso が $[Is, Is+dIs)$ の区間にある建物個数 $n(Is)$ は、

$$n(Is) = N \cdot p_{Is}(Is) \cdot dIs$$

地震動 Ag を受けたとき、 Iso の建物が損傷ランクd以上となる建物個数は、損傷確率 $P_{df}(Is, Ag)$ を用いて、

$$n_d(Is, Ag) = n(Is) \cdot P_{df}(Is, Ag)$$

従って、地震動 Ag を受けたとき損傷ランクd以上となる建物の総数 $N_d(Ag)$ は、

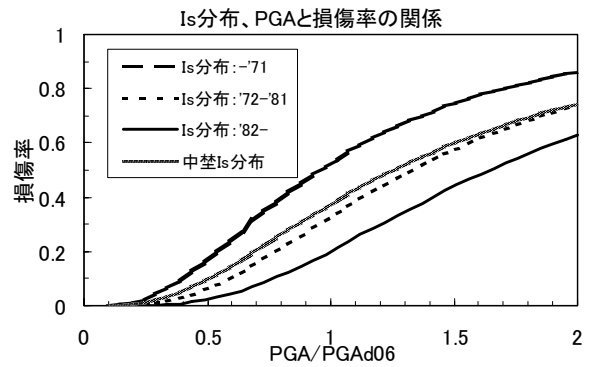


図-5 既存低層RC造建物 Iso 値分布を考慮した基準化地震動強さと損傷率の関係

$$N_d(Ag) = N \cdot \int_0^{\infty} p_{Is}(Is) \cdot P_{df}(Is, Ag) \cdot dIs$$

損傷確率で表すと

$$P_d(Ag) = \frac{N_d(Ag)}{N} = \int_0^{\infty} p_{Is}(Is) \cdot P_{df}(Is, Ag) \cdot dIs$$

(4)

図-3に示した3～6階の各建築年代における平均的な Iso 分布を用いて、 $P_d(Ag)$ と $Ag/Agdo$ の関係を求めると図-5となる。これから、 Ag の増加とともに損傷率が増加すること、また同じ地震動 Ag の場合には小破以上、中破以上、大破以上そして全壊と損傷率が小さくなるに従って(3)式の $Agdo$ が大きくなることを表している。

今度は、用いる被害統計資料の対象地域内（建物総数 N ）で地震動が $[Ag_l, Ag_u]$ の範囲で確率密度 $p_a(Ag)$ で分布している場合を考える。全地域 S のうちで地震動が $[Ag, Ag+dAg)$ となる領域 $dS(Ag)$ は

$$dS(Ag) = S \cdot p_a(Ag) \cdot dAg$$

建物個数 $n(Ag)$ として表すと

$$n(Ag) = N \frac{dS(Ag)}{S} = N \cdot p_a(Ag) \cdot dAg$$

$[Is, Is+dIs)$ の建物で $[Ag, Ag+dAg)$ の地震動を受けて、損傷ランクd以上となる建物個数 $n_d(Is, Ag)$ は

$$n_d(Is, Ag) = n(Ag) \cdot p_{Is}(Is) \cdot dIs \cdot P_{df}(Is, Ag)$$

従って、対象全領域で損傷ランクd以上となる損傷確率は、

$$P_{Td} = \int_{Ag_l}^{Ag_u} P_d(Ag) \cdot p_a(Ag) \cdot dAg = \int_{Ag_l}^{Ag_u} p_a(Ag) \cdot \int_0^{\infty} p_{Is}(Is) \cdot P_{df}(Is, Ag) \cdot dIs \cdot dAg \quad (5)$$

被害率資料に対して入力地震動強さを一定とする場合には(4)式を、対象地域で地震動強さが分布しているとする場合には(5)式を用いて、被害率資料に対応する、(2)式の損傷度曲線を表す中央値 $Agdo$ を求める。

図-2の兵庫県南部地震による被害率を推定できる、小破以上、中破以上、大破以上そして全壊の損傷に対応する、損傷度曲線の中央値 $Agdo$ を求めた。解析対象の被害率は調査棟数を重みとした図-2の各年代の3～6階の平均値である。入力地震動の分布は[400, 600]galで一定の確率密度、この地域の対象建物の I_s 分布は図-3の各年代の分布と同一とした。各年代と各損傷毎に $Agdo$ が求まるが年代間の差は小さいので3年代の平均値をとると、小破以上、中破以上、大破以上そして全壊の損傷に対応する $Agdo$ の比率は約1:1.3:1.6:2である。

これらの中央値 $Agdo$ と表-1の年代毎、建物階数毎の I_s 分布を用いて中破以上の被害率を推定した結果と実際の被害率を図-6に比較した。 $Agdo$ を求める際は3～6階の平均値を用いたが、各建物階数の I_s 分布を用いることによって被害率の建物階数による差を良く表せるていることが分かる。

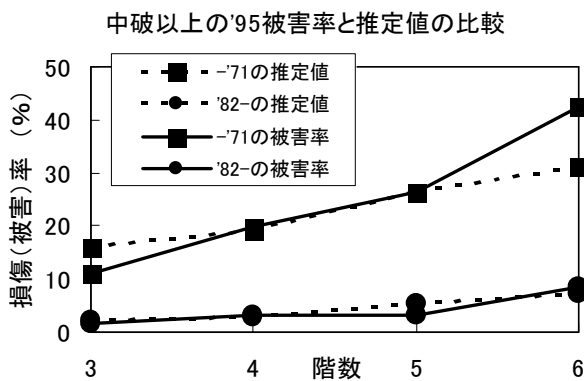


図-6 1995年兵庫県南部地震の実被害率および損傷度曲線と I_s 値分布による推定値

上記は兵庫県南部地震による被害率を対象としたが、他地震についても被害率を用いて $Agdo$ を推定できる。ここでは、前述の十勝沖・宮城沖地震による被害率に対する推定も行った。これらの被害率を平均的に推定できる、(2)式の損傷度曲線のための代表値としての $I_s=0.6$ に対する中央値 $Agdo$ は表-2の値に設定する。

表-2 代表 I_s 値(0.6)に対する中央値 $Agdo$

損傷度	小破以上	中破以上	大破以上	全壊
中央値 (cm/s^2)	450	600	800	1000

4. 限界耐力計算に基づく地震動強さと建築物の損傷

平成10年に公布された改正建築基準法・同施行令・告示における限界耐力計算に基づく地震動と建築物の応答、耐力、損傷について検討する。なお、以下での諸数値は、極めて稀な地震動に対する安全性検証を対象としたものとする。

(a) 限界耐力計算による応答と耐力

限界耐力計算における設計用の加速度応答スペクトル $S_A(T)$ は、解放工学的基盤における標準加速度応答スペクトル ($h=5\%$) $S_0(T)$ に表層地盤の増幅率 $G_S(T)$ を乗じて設定される。

$$S_A(T) = G_S(T) \cdot S_0(T) \quad (6)$$

なお、正確には上記に地震地域係数 $Z(1 \sim 0.7)$ が乗じられる。

大地震時における建築物の応答評価には、図-7のように弾性領域を超えて応答するので、この剛性の低下と部材のエネルギー吸収の効果を考慮する必要がある。等価1自由度系に縮約された復元力特性では、最大応答変形 δ_m の降伏変形 δ_y に対する塑性率 $\mu (= \delta_m / \delta_y)$ を用いて表すと、 (Q_y, δ_y) 点を通る原点からの割線剛性に対応する等価周期 T_{eq} は(7)式となる。

$$\frac{T_{eq}}{T_y} = \sqrt{\frac{\mu}{1 + r_{yu}(\mu - 1)}} \quad (7)$$

ここで、 T_y は降伏点に対応する周期、 r_{yu} は降伏後接線剛性の降伏点割線剛性に対する比である。エネルギー吸収については建築物の等価減衰定数 h (履歴減衰) による加速度低減率 Fh を用いる。

$$Fh = \frac{1.5}{1 + 10h} \quad (8)$$

ここで減衰 h は、次式である(以下では完全バイリニアを例として、 $Df = \mu$ とする)。

$$h = \gamma_1(1 - 1/\sqrt{Df}) + 0.05, \quad \gamma_1 = 0.25$$

以上の諸数値と有効質量 \bar{M} を用いれば、必要耐力は(9)

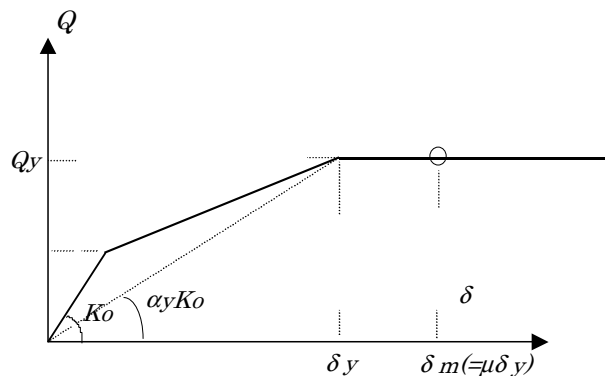


図-7 復元力特性と応答値

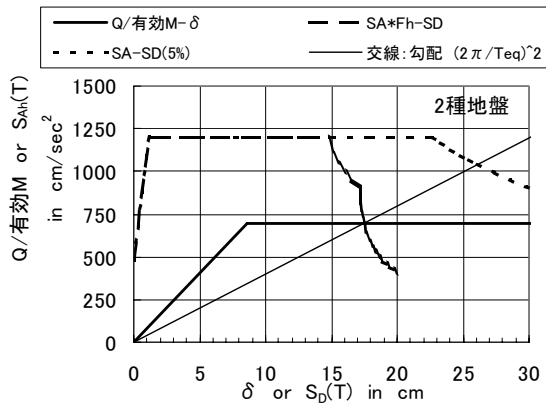


図-8 $S_A(T) - S_D(T)$ スペクトルと応答値

式となる。

$$Q_{un} = \bar{M} \cdot Fh \cdot S_A(T_{eq}) \quad (9)$$

限界耐力計算では、上記の最大変形を安全限界変形にとって、それに対応した必要限界耐力を建築物の保有耐力が上回れば良いことになっている。

(6)式で表される地震動に対する真の応答値は、仮定した最大変形 δ_m と(9)式の必要耐力 Q_{un} の点 (Q_{un} , δ_m) が丁度復元力特性上になるときであり、通常、繰り返し計算によって推定することになる。この繰り返しを行わずに求める方法が図解的な保有性能スペクトル (capacity スペクトル) 法である。建築物固有の性能を表している復元力特性の $Q - \delta$ 関係の Q を

$$Q S_A = Q / \bar{M}$$

と変換して結んだ加速度 - 変形 (保有性能) スペクトルと(6)式的设计スペクトル $S_A(T)$ に Fh を乗じた、

$$S_{Ah}(T) = Fh(Df) \cdot S_A(T) \quad (10)$$

による加速度 - 変形 (必要) スペクトルとの交点が真の応答値である。基準の簡易法による $G_S(T)$ を用いた2種地盤に対する場合の一例を図-8に示す。これらのスペクトルを $S_A(T) - S_D(T)$ スペクトルと記す。 $S_D(T)$ は次の関係にある。

$$S_D(T) = S_A(T) / \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2$$

従って、 $Q S_A - \delta$ または $S_{Ah}(T) - S_{Dh}(T)$ のある点と原点を結ぶ線の傾きは $(2\pi/T)^2$ である。

ここで、上記の眼界耐力計算に基づいて、最大応答値がある塑性率 (損傷) μ となるために建築物が保有すべき降伏せん断力 Q_y を求めてみる。 μ が与えられているので、(7)式によって T_{eq} を、(8)式によって Fh を定めれば、(10)式から復元力特性に相当する $Q S_A - \delta$ 上の $\mu \delta y$ に対応する加速度 $S_{Ah}(T_{eq})$ が定まる。従って、降伏点に対応する加速度 $Q S_{Ay}$ は、

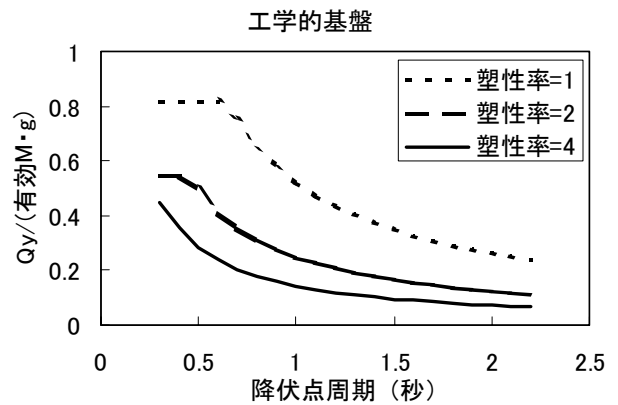
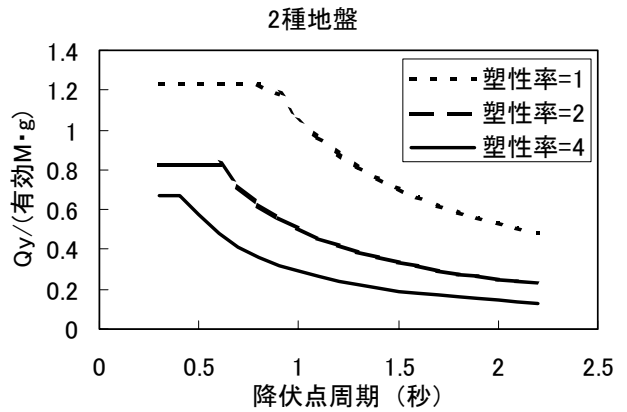


図-9 基準法入力による、塑性率 μ に対する降伏せん断力

$$Q S_{Ay} = \frac{S_{Ah}(T_{eq})}{1 + r_{yu}(\mu - 1)}$$

降伏せん断力係数 C_y は、

$$C_y = Q_y / Mg = \frac{Q S_{Ay}}{g} \cdot \frac{\bar{M}}{M} \quad (11)$$

上記の関係に基づく $r_{yu}=0$ で $\mu=1, 2, 4$ の場合の $Q S_{Ay}$ と T_y の関係として、工学的基盤と2種地盤に対する結果を図-9に示す。ここで、有効質量/全質量は概ね0.8程度なので、 C_y は図-9に0.8を乗じた程度の値となる。

図-9から、下記のことがわかる。

塑性率が大きくなるほど、必要 C_y は小さくなる。その程度は、短周期でエネルギー一定則、長周期で変位一定則に近い関係である。(注: 完全バイリニア系での弾性とした場合のせん断力 Q_e に対する降伏せん断力の比は、エネルギー一定則で $1/\sqrt{2\mu-1}$ 、変位一定則で $1/\mu$ となる。)

工学的基盤の場合の結果は2種地盤に対して、周期によっては精算 $G_S(T)$ による場合の増幅率が小さい場合を表している、また地震動レベルが異なる場合を表しているとして見ることもできる。後者として見た場合、同じ塑性率に対して必要降伏せん断力が地震動レベルに比例することがわかる。

(b) 保有耐力による損傷度指標

耐震診断及び耐震改修に関する指針では、構造耐力上主要な部分の安全性について、倒壊または崩壊する危険性が低いと判断できる指標として、構造耐震指標 I_s と保有水平耐力に係わる指標 q が下記を満足するものとされている。

$$I_s \geq 0.6 \quad \text{かつ} \quad q \geq 1.0$$

上記の q は保有耐力 Q_u の必要保有耐力 Q_{un} に対する比率(余裕度)と解することができる。これを限界耐力計算にあてはめると、(9)式が必要保有耐力であるから、係数 q は次式で表せる。

$$q = \frac{Q_u}{M \cdot Fh \cdot S_A(T_{eq})} \quad (12)$$

ここで分母の Fh と $S_A(T_{eq})$ は安全限界変形(保有耐力)に対して算定されるものである(正確には Z がかかる)。(12)式は、5% 応答を表す

$$S_{Au}(T_{eq}) = \frac{Q_u}{M \cdot Fh}$$

とおけば、次式に書きなおせる。

$$q = \frac{S_{Au}(T_{eq})}{S_A(T_{eq})} \quad (13)$$

つまり、 $S_{Au}(T_{eq})$ は復元力上の限界変形点が真の応答値となるときの入力地震動レベルを表しており、 q は必要耐力に考慮する地震動レベル(標準レベル)に対する入力レベル余裕率を表していると考えることができる。

係数 q の意義として、(12)式から分子の保有耐力と分母の塑性度(韌性)に係わる係数から構成されていること、(13)式から地震動レベル余裕率に変換できることがわかる。すなわち、強度指標 C × 韌性指標 F を基本とし、(3)式のように地震動レベルに変換できる耐震性能指標 I_s 値と同じ意義を係数 q は有している。これらのことから、保有耐力と限界耐力計算から得られる係数 q を用いて § 3 の地震損傷度曲線の評価する場合には、(3)式の I_s として次式による値を用いるものとする。

$$I_s q = 0.6 \cdot q \quad (14)$$

5. 地震リスク評価の例

§ 3. の(2)式および設定した諸係数によって、耐震性能指標が I_s である建築物の地震動入力強さ Ag と建物の損傷確率 $P_{df}(I_s, Ag)$ の関係を表す地震損傷度曲線を求めることができる。ここで P_{df} は、小破以上、中破以上、大破以上または全壊となる損傷確率である。 $I_s=0.6$ の場合の入力加速度と損傷確率の例を図-10 に示す。

地震動強さ Ag を受けたときに予想される損失額(補修費用) $L(Ag)$ は、 P_{df} と各破壊モードに対する補修費用 C_d から算定される。すなわち、

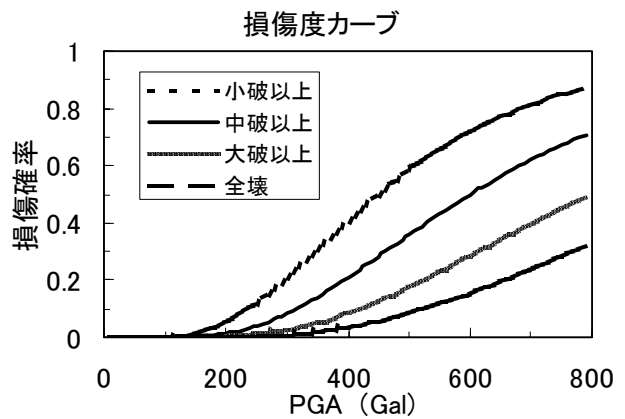


図-10 地震損傷度曲線の例 ($I_s=0.6$ の場合)

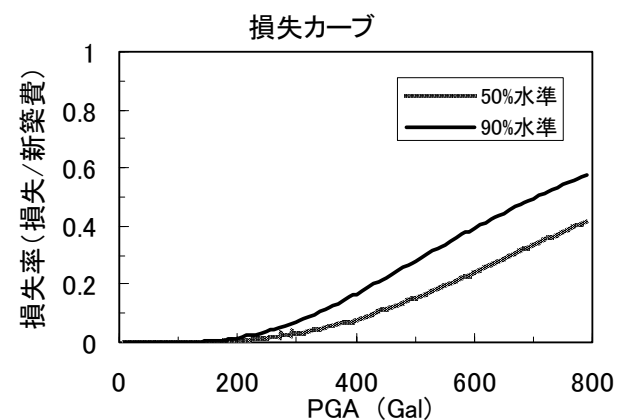


図-11 地震損失曲線の例

$$L(Ag) = \left\{ P_{\text{小破以上}} - P_{\text{中破以上}} \right\} \times C_{\text{小破}} + \left\{ P_{\text{中破以上}} - P_{\text{大破以上}} \right\} \times C_{\text{中破}} + \left\{ P_{\text{大破以上}} - P_{\text{全壊}} \right\} \times C_{\text{大破}} + P_{\text{全壊}} \times C_{\text{全壊}} \quad (15)$$

Ag と $L(Ag)$ の関係が地震損失曲線(ロスカーブ)である。 $C_{\text{小破}}$ 、 $C_{\text{中破}}$ 、 $C_{\text{大破}}$ 、 $C_{\text{全壊}}$ の新築費(= $C_{\text{全壊}}$)に対する比率を0.1:0.2:0.3:1と仮定した場合(平川・神田、1997)に、図-10の損傷度曲線を用いて求めた50%と90%信頼水準での損失曲線の例を図-11に示す。ここで小破、中破および大破の修復費用の変動係数は1.0とした。

上記の損失曲線と地震動年超過確率曲線(ハザードカーブ)を組み合わせた結果が、損失費用と年超過確率の関係を表す地震リスク曲線である。年超過確率が1/475となる損失額は予想最大損失額(PML)と呼ばれる。

6. おわりに

本報告は、デューデリジェンス業務に応用することができる、地震損傷度曲線(フラジリティカーブ)の評価とそれと補修費用を組み合わせた地震損失曲線(ロスカーブ)の評価例を示したものである。この結果と地震動強さの年超過確率曲線(ハザードカーブ)を組み合わせ

ば地震リスク曲線を評価できる。これの年超過確率が1/475となる期待損失額が予想最大損失額（PML）と呼ばれる、対象建物の地震リスク指標である。入力地震動強さと建物損傷確率の関係を表す損傷度曲線の評価は、兵庫県南部地震等による被害率と既存建物の耐震性能指標 Is 値の統計資料に基づいて行った。この評価方法を用いて実被害率を推定できることを示した。

耐震性能が保有耐力と安全限界変形によって表される新建築基準法の限界耐力計算に基づく場合についても、設計用応答スペクトルと応答評価法に基づいて損傷度曲線を求めることができる係数設定方法を示した。

損失曲線とリスク曲線の評価に用いる損傷モードに対する補修費用は、実被災建物の補修に要した費用を参考に、対象建物の構造躯体・仕上げ・設備等の耐震性と再調達価格に基づいて設定する必要がある。

参考文献

- [1] 日本建築学会：1978年宮城県沖地震災害調査報告、1980.2
- [2] 中埜、岡田：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、日本建築学会構造系論文報告集、第406号、1989
- [3] 日本建築学会：建築編-1 鉄筋コンクリート造建築物、阪神・淡路大震災調査報告、1997.7
- [4] 損害保険料率算定会：地震被害想定資料集、28、1998
- [5] 平川・神田：終局限界状態以前に発生する破壊時費用の評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、1997