

経験地震荷重を活用した既存建物の信頼性評価法とその応用

久下康太郎

指導教員 高田毅士教授

1. はじめに

1.1 背景

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震で多数の建物が被害を受け、建物群の実態調査が多数の機関により行われた。地震被害想定においては、建物耐力評価は地震動の評価と並んで重要な要素であり、このときの被害調査記録は日本の構造物の耐力を実証的に検証できる極めて有用な資料である。

フラジリティ作成には主に解析的アプローチによる評価、経験的アプローチによる評価、半経験的アプローチによる評価がある。解析的フラジリティは対象建物と建物に作用する荷重を物理モデルに置き換え、数学的モデルを作り、解析的にフラジリティを作成するといったものである^[1]。経験的フラジリティは似たような構造特性を持っている建物群の被害データという客観的事実を反映したフラジリティ評価法である^[2]。半経験的フラジリティは対象物の限界状態関数を作成し、実験データを用いてフラジリティを構成する限界状態関数内のパラメータを決定する方法である^[3]。

経験的フラジリティ曲線は、SI値、地表面最大速度PGV、地表面最大加速度PGAなど地震動強さと建物被害率の関係を表現したものである。現在では、この経験的アプローチによるフラジリティ曲線はRC構造、S構造、木造など大きく分類されており、防災などのマクロ的な観点からは非常に有用なものである。しかし、上述のような大まかに分類しかなされておらず、個々の建物の構造性能を表現することは不可能である。実際の建物はRC構造、S構造、木造といった分類だけではなく、規模、サイト、上部・基礎構造形式、柱・梁の断面など、個々の建物により条件が異なるため、耐震性能は異なると考えられる。今後、個々の建物性能評価は非常に重要なものになると想定される。

また、中越沖地震も含めて、過大な地震入力が存在したにもかかわらず、建物被害が想像以上に小さかったことが明らかになっている。これは、設計で様々な余裕が意図的、あるいは無意識に導入されており構造物の実耐力は大きいためと考えられる^[4]。既存構造物の耐震性能評価や、設計クライテリアの設定においては、上記の事実が適切に反映されていることが望ましい。

橋架構造では、Moses^[5]により、耐荷力などの構造性能を評価する方法として、保証載荷試験が提案されている。そこでは、実験で作用させた荷重下で橋が壊れないという事実に基づき橋の耐荷能力の再評価が行われている。

本論文では、この方法を用いた建築構造物の耐震性能の再評価手法を提案する。地震などにより作用した力の下で壊れなかったという事実に基づき、既存構造物の耐震安全指標の再評価を行い、どのような条件において耐震安全指標が向上するのかをパラメトリックな解析を行って把握し、本手法の適用のための資料を得ること、また、実例に適用することを目的とする。

1.2 本研究の構成

第2章では被災データを活用した信頼性評価法の定式化とパラメトリックスタディを行う。

第3章では(1)主要都市において仮に地震が発生し建物が壊れなかった場合の建物耐力の信頼性評価を行い、ハザードや構造

形式による違いについて考察する。(2)兵庫県南部地震発生時、実際に壊れなかった建物の耐力の信頼性評価を行い、その個々の建物に即した建物の破壊確率を求める。(3)新潟県中越沖地震の被災データを用い、柏崎刈羽原子力発電所の炉心損傷確率評価を行い、どれほど破壊確率が低減されるかを検討する。

2. 経験荷重を活用した信頼性評価法

2.1 初期リスク P_{f0} の評価法

工学における様々な問題は、ある系に対して需要 S を供給 R が満たしているかどうかということに一般化される。構造物の場合には、 S は想定される荷重、 R は耐力ということになる。ここで式(1)に示す「限界状態関数」を考える。

$$G = R - S \quad (1)$$

G が正の値であれば機能が満たしている状態、もしくは安全な状態、それに対して G が負の値となるときには、十分に機能を果たしていない、もしくは破壊に至った状態であるということがいえる。(R や S は様々な原因による不確定性を含んでいるために、あらゆる条件のもとで常に要求を満たしているという状態は技術的・コスト的に現実的ではない。)

破壊確率は式(2)のように変数空間において $G < 0$ となる領域(図1の2,3,4の領域)にわたって確率密度を積分して求める。ここで $f_{R,S}(R,S)$ は R と S の同時確率密度関数である。ここでの破壊確率を初期リスク(以下、 P_{f0})と称することにする。ここでは正規分布に従わない分布形に対しては標準正規空間において直線近似し、信頼性指標 β を得る。

$$P_{f0} = P[G < 0] = \int_{G < 0} f_{R,S}(r,s) dr ds \quad (2)$$

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_{f0}) \quad (3)$$

2.2 経験リスク P_{f1} の評価法

経験荷重 s_1 によって壊れる確率($G_T = R - s_1 < 0$ 、図1の1,2,3の領域)を経験リスク(以下、 P_{f1})と称することにする。この確率を求める式は式(4)のようになる。

$$P_{f1} = P[(G_T < 0)] = \int_{(G_T < 0)} f_R(r) dr \quad (4)$$

2.3 残余リスク P_{f2} の評価法

次にある分布形を持つ建物がある荷重 s_1 (経験荷重)を受け、壊れなかったとする。このとき耐力 R は経験荷重 s_1 以下ではないということが保証されるので、図2のように耐力 R の分布形が切り取られる。この新たな耐力 R の分布形に対して建物耐力の信頼性評価を行うという方法がMosesにより提案されている。ちなみに図1で示すと2,3,4の領域から2,3が切り取られるので4の領域ということになる。(この破壊確率を残余リスク(以下、 P_{f2})と称することにする。)この確率を求める式は式(5)のようになる。

$$P_{f2} = \frac{1}{1 - F_R(s_1)} P[(G < 0) \cap (G_T > 0)] \\ = \frac{1}{1 - F_R(s_1)} \int_{(G < 0) \cap (G_T > 0)} f_{R,S}(r,s) dr ds \quad (5)$$

(i) FOSM(First Order Second Moment)法による評価

この4の領域の確率はGenz et al.^[6]により、初期リスクと経験リスクの信頼性指標 β と互いの相関係数 ρ を得ることによって求

められる。ここで互いの相関係数は以下のように求められる。

$$\rho = \frac{Cov(G, G_T)}{\sigma_G \sigma_{G_T}} = \frac{\sum_k \left(\frac{\partial G}{\partial X'_k} \right) \left(\frac{\partial G_T}{\partial X'_k} \right)}{\sqrt{\sum_k \left(\frac{\partial G}{\partial X'_k} \right)^2} \sqrt{\sum_k \left(\frac{\partial G_T}{\partial X'_k} \right)^2}} \quad (6)$$

$$= \sum_k \alpha_k^* \alpha_n^*$$

ここで α_k^* は式(7)で表される軸 x_i に対する方向余弦である。

$$\alpha_k^* = -\frac{x_i^*}{\beta} = -\frac{\left(\frac{\partial G}{\partial X'_k} \right)}{\sqrt{\sum_k \left(\frac{\partial G}{\partial X'_k} \right)^2}} \quad (7)$$

(ii) ハザード線形近似解法による評価

Cornell^[7]によるハザードカーブを指数関数に置き換え、対数軸において線形近似を行う方法を用いると以下のような簡単な式(8)に置き換えることができる。しかし、ハザードカーブを対数軸で線形近似するときのパラメータにより計算結果が変化してくるため線形近似するときにはその方法についても考慮する必要がある。

$$P_r = P[(G < 0) \cap (G_T > 0)] = \int_0^{\infty} \frac{f_R(r)}{1 - F_R(s)} \times k \cdot r^{-k} dr$$

$$= A \times \left\{ 1 - \Phi \left(\frac{\ln(s) - \alpha}{\zeta_r} \right) \right\} \quad (8)$$

$$A = \frac{k}{1 - F_R(s)} e^{\left\{ \frac{k}{2} (\ln^2 s - k \ln s) \right\}}, \alpha = \lambda_R - k_H \zeta_r^2$$

2.4 パラメータ設定

残余リスク P_r は $f_R(r)$ 及び $f_S(s)$ の相対位置ならびに分散の度合い、さらに、 s_i と $f_S(s)$ との相対位置の関数になる。そこで本論では残余リスク P_r を式(9)のように“中央安全率”SF(μ_R/μ_S)、それぞれの“分散の度合い” δ_R, δ_S 、経験荷重平均外力比 s_i/μ_S をパラメータとして用いる。

$$P_r = g_s(\mu_R/\mu_S, \delta_R, \delta_S, s_i/\mu_S) \quad (9)$$

まず、パラメータは耐力の変動係数 $\delta_R(0.2, 0.3, 0.4)$ 、外力の変動係数 $\delta_S(0.4, 0.6, 0.8)$ 、中央安全率SF(1.5, 2.5)、経験荷重平均外力比 $s_i/\mu_S(0.5 \sim 2.0)$ の範囲で変化させた場合の各リスクの変化を評価する。計算は、耐力 R 、外力 S の分布形を正規分布とし、FOSM法で行う。

2.5 結果

図3は経験荷重平均外力比 s_i/μ_S と破壊確率 P_r の関係を表している。実線は初期リスク P_0 を、一点鎖線は経験リスク P_r を、破線は残余リスク P_f を表している。 P_0 は経験荷重平均外力比 s_i/μ_S が大きくなっても図1の2,3,4の領域は変わらないので一定となっている。 P_r は経験荷重平均外力比 s_i/μ_S が大きくなると図1の1,2,3の領域が大きくなるので大きくなる。 P_f は経験荷重平均外力比 s_i/μ_S が大きくなると図1の4の領域が大きくなるので小さくなる。図4.5は(a) P_0 、(b) P_r 、(c) P_f の s_i/μ_S -P関係を表している。図4は耐力の変動係数をパラメータとした。(○, △, ×が $\delta_R=0.2, 0.3, 0.4$) 図4から P_0 は耐力の変動係数が大きなものほど大きくなる。 P_r は耐力の変動係数が大きなものほど経験荷重平均外力比による上がり方が小さくなっている。 P_f は耐力の変動係数が大きなものほど経験荷重平均外力比による下がり方が大きくなっている。図5は外力の変動係数をパラメータとした。(●, ▲, ■が $\delta_S=0.4, 0.6, 0.8$) P_0 は外力の変動係数が大きなものほど大きくなる。 P_r は外力には関わらないのでパラメータによる変化は

ない。 P_f は外力の変動係数が大きなものほど経験荷重平均外力比による下がり方が小さくなっている。

3. 経験荷重を考慮に入れた信頼性評価法の応用例

3.1 主要都市で仮に地震が発生し壊れなかった時の建物信頼性評価 (ハザード、構造形式による P_f の違い)

本項では主要都市(静岡、東京、札幌)で仮に地震が発生し壊れなかった建物に対してその信頼性評価を行い、主要都市において地震が発生したときにすぐに建物の信頼性を求めるための図を作成する。主要都市のハザードカーブはJ-SHIS^[8]の経過年30年工学的基盤最大速度(cm/s)を対数正規分布に近似したものを用意する。それぞれのパラメータを表1に示す。建物耐力のフレンジカーブは林・宮腰^[5]の兵庫県南部地震による木造、RC造のフレンジカーブを用い、各パラメータが表2となるような対数正規分布として考えた。

図6.7の実線は経験荷重を考慮に入れた木造とRC造の残余リスク P_r と経験荷重 s_i との関係、また、破線は P_r/P_0 と経験荷重 s_i との関係を表している。◆は静岡を、■は東京を、▲は札幌を表している。ハザードの小さな札幌の方が P_r が小さくなりやすくなっていることが分かる。これは経験荷重平均外力比が大きくなり、耐力 R の切り取られる影響が大きくなるためである。つまり、ハザードの小さな地域で大きな地震力が入力されたとき P_r 確率を大きく下げることができるということがわかる。次に小破から倒壊(または大破)にかけてその発生確率が小さくなっていることが分かる。また、小破の方が P_f の下がり方が大きい。これはフレンジの平均が小さくなるため、耐力 R の切り取られる影響が大きくなるためである。さらに、木造とRC造を比較すると耐力の平均がRC造の方が大きいため $P_r(s_i=0)$ が小さくなっている。また、経験荷重による下がる P_r の影響はRC造の方が大きいことがわかる。これはRC造の δ_R が大きいためであり、変動係数の大きな構造物群に対してこの手法は有用であるといえる。

一方、この表を作成することで例えば東京で経験荷重70cm/sを被災し小破であったとすると次に予想される地震に対し、中破以上になる確率は 5×10^{-5} となることがすぐわかり、地震が発生した後どのような建物から補修を行えばよいかの一指標になると思われる。

3.2 兵庫県南部地震を経験した木造2×4建物の信頼性評価

兵庫県南部地震では木造建物など多大な被害が生じた。しかし、一方で2×4構法などの建物では被害が少なかったということも報告されている^[10]。これは同じ木造建物であっても構法などによる違いがあると考えられ、正確な評価のためには個々の建物評価が重要と考えられる。そこで、ここでは、文献[10]中に記載のある兵庫県灘区桜ヶ丘の2×4構法の無被害建物に対する残余リスク P_r を計算する。表3に建物概要を示す。ハザードカーブはJ-SHIS^[8](表4)の評価結果に基づき、20cm/s, 120cm/sの点を通るように対数正規分布で近似する。パラメータを表4に示す。また、近似精度を図8に示す。実線が元データ、破線が対数正規分布の近似を示している。建物耐力のフレンジカーブは林・宮腰^[5]を用いる。表3にフレンジカーブのパラメータを示す。経験荷重のPGVは山口・山崎^[11]よりPGV86cm/s(灘区桜ヶ丘)とした。

評価結果を表5に示す。大きな地震入力に対して建物が被害を受けなかったという情報を考慮することで、 $P_{r0} = 4.3 \times 10^{-2}$ の建物が $P_r = 1.0 \times 10^{-4}$ と1/500程度に評価される。この地区の新耐震RC造の P_0 は 4.4×10^{-3} であるので、この2×4構法建物はRC造より破壊確率が小さく評価され、従来の木造建物のフレンジでは耐力が過小評価されていたといえる。

3.3 柏崎刈羽原子力発電所の炉心損傷確率評価

新潟県中越地震では想定していた設計地震動よりも過大な地震動が入力した。にもかかわらず、柏崎刈羽原子力発電所は安全上重要な機器などに有意な損傷は認められなかった^[12]。ここでは柏崎刈羽原子力発電所を対象とした残余リスクの炉心損傷確率を求めることを目的とする。柏崎刈羽原子力発電所の地震外力(PGA)ハザードカーブは図9のように評価されている^[13]。このハザードカーブを指数関数で近似するとパラメータは表6のようになる。そのときの近似したハザードカーブの様子を図9に描く。プラントの炉心損傷のフラジリティは初期リスクの炉心損傷確率が 10^{-4} 、対数標準偏差 δ_R が $0.6^{[14]}$ となるように仮想プラント(炉心損傷に関するプラントの耐力の平均値)を決める。そのときのそれぞれの対数標準偏差 δ_R は表6のようになる。ここでは経験荷重を原子炉建屋基礎版上EW成分で観測された荒浜側の 680cm/s^2 、大湊側の 440cm/s^2 を用いる^[11]。

経験した荷重を考慮に入れた本モデルの炉心損傷に関する残余リスクの炉心損傷確率は表6のようになる。このように大きな地震入力に対して炉心が被害を受けなかったという情報を考慮することにより、炉心損傷確率が更新され、初期リスクより小さな結果を得ることができる。

4. 結論および将来の展望

本研究では被災データを活用し既存建物の信頼性評価の定式化とパラメトリックスタディを行い、定性的な挙動を調べた。また、実例に適用しどのように影響を及ぼすかをみた。以下に得られた結論を列挙する。

- 経験荷重を考慮に入れた信頼性評価法の定式化を行い、FOSM法とハザード線形近似解法の2手法を示した。次にパラメトリックスタディにより、初期リスク、経験リスク、残余リスクの概要を得ることができ、経験リスクが大きなものほど残余リスクが小さくなるということがわかった。また、大きな外力が入力されたとき、耐力の変動係数が大きなもの、外力の変動係数が小さなものほどこの評価法の恩恵を得やすいことがわかった。
- 経験荷重を考慮に入れた信頼性評価法による実際の例に応用したものを考慮した。このように大きな地震入力に対して被害を受けなかったという経験を考慮することにより、耐力が更新され、初期リスクより1/3~1/500程度小さな残余リスクを得ることができた。

将来の展望として、(i)大きな地震力を経験した建物に対しては、個々の建物評価を行うことで耐力のフラジリティが更新された信頼性評価が行うことができ、保険の分野などにも応用できると考えられる。(ii)本研究では被害後に耐力の低下は起きないと仮定して評価を行ったが、実際は被害を受けたことによる耐力の低下が起るのでこのことを考慮に入れる評価法も考える必要がある。(iii)同様の形式の他地点の建物の耐力も今回評価した木造2×4住宅の耐力と同様に過小評価されている可能性があり、今後同様な手法で評価する必要がある。

【謝辞】本研究の解析方法にあたり、元客員研究員Michael Macke博士にはFOSM法のプログラミングなどについてご助言を頂きました。心から謝意を表します。【参考文献】[1] 例えばHoward H. M. Hwang, and Jing-Wen Jaw, Journal of Structural Engineering, Vol.116, No.7, pp.1992-2007, July 1990 [2] 例えば 村尾修,山崎文雄,日本建築学会構造系論文集 第555号,pp.185-192,2002.[5] [3] 例えば A. Der Kiureghian, J. Struct. Eng., 115(5), pp.1119-1140, 1989 [4] 竹生修治, 宮腰淳一,耐震診断結果に基づくRC造建築物の地震被害に関する検討日本建築学会大会学術講演梗概集 No.21020, 2003.9 [5] F. Moses, Applications of Field Testing to Bridge Evaluation, J. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 120, No.6, pp.111-111, 1994

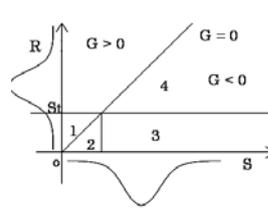


図1 各々の破壊確率の領域

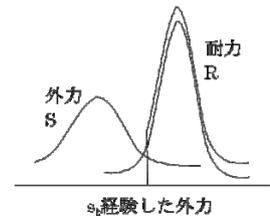


図2 新たな耐力 R の分布形

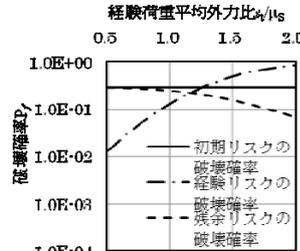
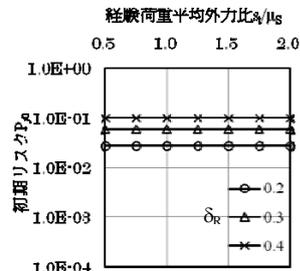


図3 s_e/μ_s と P_f の関係

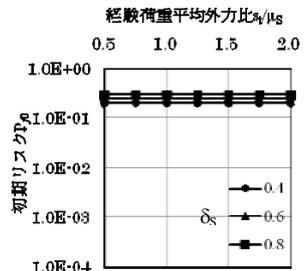
($\delta_s = 0.6, SF = 1.5, \delta_R = 0.3$)

表 1 主要都市のハザードのパラメータ

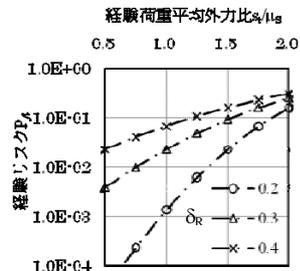
都市名	静岡	東京	札幌
λ_s	4.22	2.98	1.67
ζ_s	0.46	0.40	0.53



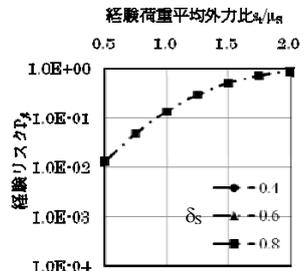
(a) 初期リスク P_0 と経験荷重平均外力比 s_e/μ_s の関係



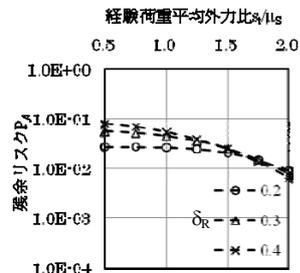
(a) 初期リスク P_0 と経験荷重平均外力比 s_e/μ_s の関係



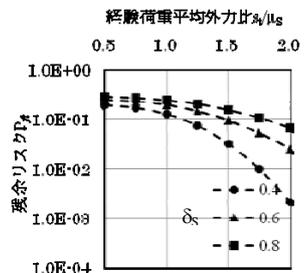
(b) 経験リスク P_e と経験荷重平均外力比 s_e/μ_s の関係



(b) 経験リスク P_e と経験荷重平均外力比 s_e/μ_s の関係



(c) 残余リスク P_r と経験荷重平均外力比 s_e/μ_s の関係



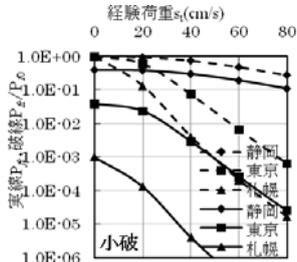
(c) 残余リスク P_r と経験荷重平均外力比 s_e/μ_s の関係

図4 耐力の変動係数 δ_R が破壊確率に与える影響($\delta_s = 0.6, SF = 2.5$)

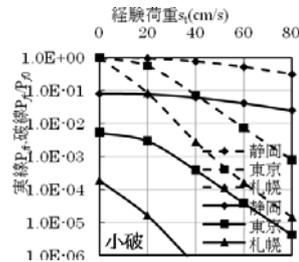
図5 外力の変動係数 δ_s が破壊確率に与える影響($SF = 1.5, \delta_R = 0.3$)

表2 木造、RC造のフラジリティカーブのパラメタ

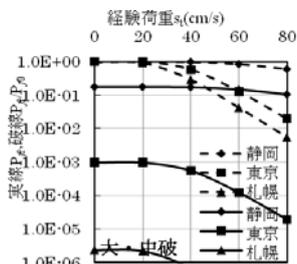
	木造			RC造		
	小破	大・中破	倒壊	小破	中破	大破
λ_R	4.43	4.81	4.94	5.84	6.11	6.48
ζ_R	0.72	0.43	0.45	1.0	0.88	0.94



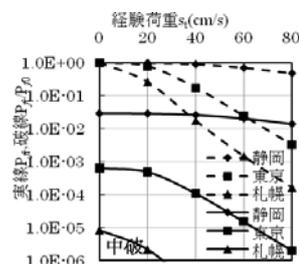
(a) 小破以上のフラジリティ



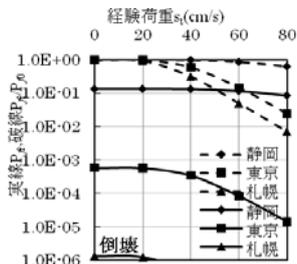
(a) 小破以上のフラジリティ



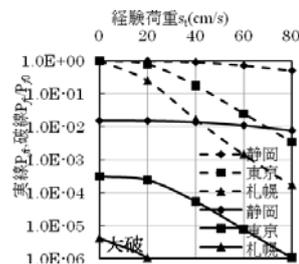
(b) 大・中破以上のフラジリティ



(b) 中破以上のフラジリティ



(c) 倒壊以上のフラジリティ



(c) 大破以上のフラジリティ

図6 木造の残余リスク P_R (実線), P_R/P_0 (破線) と経験荷重 s_i の関係

図7 RC造の残余リスク P_R (実線), P_R/P_0 (破線) と経験荷重 s_i の関係

表3 対象とする木造2×4 構法建物概要

所在地	兵庫県灘区桜ヶ丘	
構造形式	2×4 構法	
規模	小屋裏3階	
建設年数 (被災時の築年)	1988年 (築6年6ヶ月)	
1階壁量 cm^2 (充足率)	東西	72.39(1.91)
	南北	109.6(2.88)
床面積(m^2)	1階	70.47
	2階	70.47
	小屋裏	29.81
1階偏心率	東西	0.06
	南北	0.15
経験荷重 (PGV)	86cm/s	
被害程度	軽微	
耐力パラメタ	λ_R	4.43
	ζ_R	0.72

表4 ハザード情報 (兵庫県灘区桜ヶ丘)

緯度	34.724	
経度	135.2391	
地盤増幅率 ($V_s=400$ 地表面)	0.67	
震度5弱以上になる確率(%)	59.5	
震度5強以上になる確率(%)	13.3	
震度6弱以上になる確率(%)	0.7	
震度6強以上になる確率(%)	0.0	
地表の震度(3%)	5強	
地表の震度(6%)	5強	
地表の最大速度(3%) cm/s	31.4	
地表の最大速度(6%) cm/s	27.0	
工学的基盤の最大速度(3%) cm/s	46.9	
工学的基盤の最大速度(6%) cm/s	40.3	
ハザードパラメタ	λ_s	2.96
	ζ_s	0.47

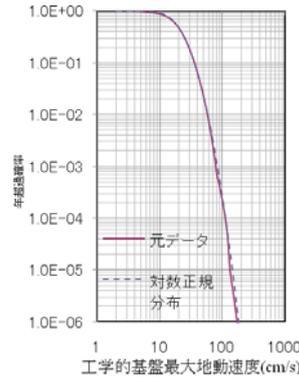


図8 経過年30年工学的基盤最大速度

表5 2×4 構法建築物(兵庫県灘区桜ヶ丘)の初期リスクと残余リスク

P_0	P_R	P_R/P_0
4.32×10^2	1.04×10^4	2.41×10^3

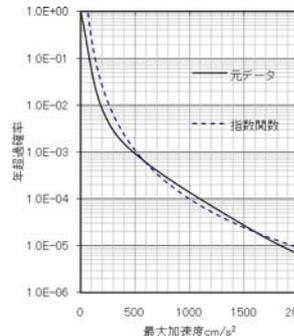


図9 柏崎刈羽原子力発電所のハザードカーブ

表6 ハザードカーブを指数関数に近似したときの炉心損傷確率 P_R

	k_H	k	λ_R	P_0 ($\times 10^4$)	P_R ($\times 10^5$)	P_R/P_0
荒浜側	3.47	2.58×10^9	7.54	1.00	3.66	0.366
大湊側	4.70	2.21×10^9	7.39	1.00	2.63	0.263

[6] Alan Genz, Drezner, Z and G.O. Wesolowsky, the computation of the bivariate normal integral, Jomal of Statist. Comput. Simul. 35, pp. 101-107, 1989 [7] Cornell, C.A. : Calculating building seismic performance reliability - A basis for multi-level design norms, Proc. of 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996.6 [8] 地震調査研究推進本部地震調査委員会 : 確率論的地震動予測地図 ハザードデータ, <http://www.j-shis.bosai.go.jp/> [9] 林康裕, 宮腰享一 '兵庫県南部地震による被害率曲線', 日本建築学会大会災害部門PD, 地震動の特性と建築物の被害経験と予測, 1998 [10] 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会, 阪神・淡路大震災調査報告 [11] 山口直也, 山崎文雄, '1995年兵庫県南部地震の建物被害率による地震動分布の推定', 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.325-336, 1999.1 [12] 東京電力株式会社, 柏崎刈羽原子力発電所7号機新潟県中越沖地震後の設備健全性に係る点検・評価に関する報告書, 平成20年9月5日 [13] 東京電力株式会社, 柏崎刈羽原子力発電所における基準地震動の策定に関する補足説明平成20年10月9日 [14] 高田毅士 '原子力施設の耐震設計について', 第33回原子力発電に関する安全特別セミナーテキスト, 原子力安全研究協会, 2002.2 [15] 耐震安全性に関する調査プロジェクトチーム, 第3回会合配付資料耐 PT 第3-4-1号 [16] Ang and Tang, 改訂 土木・建築のための確率・統計の基礎, 2007年 丸善