モンテカルロシミュレーションによる 地中構造物の地震時損傷確率評価 および評価手法の簡易化の検討

坂下　克之[1]・畑　明仁[2]・志波　由紀夫[3]

[1]正会員　大成建設株式会社　技術センター（〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町344-1）
katsuyuki.sakashita@sakura.taisei.co.jp

[2]正会員　大成建設株式会社　技術センター（〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町344-1）
hata@ce.taisei.co.jp

[3]フェロー会員　大成建設株式会社　技術センター（〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町344-1）
shiba@ce.taisei.co.jp

地盤－構造物一体２次元FEMモデルを用いた動的非線形解析に基づく地中構造物の地震時損傷確率評価を，解析を1000ケース行ったモンテカルロシミュレーションにより実施した．同条件の評価を，簡易的な手法として２点推定法で実施したところ，評価項目によっては応答のばらつきを過小評価してしまうという問題点が明らかになった．そこで，モンテカルロシミュレーションと同等の評価結果を得ることを目的として，モンテカルロシミュレーションほど手間と計算負荷がない手法を検討した．その手法を適用した結果，応答・耐力ともばらつきを適切に評価し，モンテカルロシミュレーションと概ね一致した損傷確率が得られた．

Key Words : *seismic PRA, underground structure, Monte Carlo simulation, dynamic non-linear FEM*

1.　はじめに

地中構造物を対象として，地盤－構造物一体の２次元FEMモデルを用いた動的解析に基づいて種々のパラメータの不確実性を考慮した地震時損傷確率評価を行う場合，最も厳密で詳細な手法は，物性値等の不確実性パラメータを所定のばらつきに従って変えた動的解析を多ケース実施して，応答・耐力のばらつきや損傷確率を直接評価するモンテカルロシミュレーションであるが，手間と計算負荷が大きいことから，100ケースを超えて２次元動的解析を行っている事例はほとんどない．モンテカルロシミュレーションを行わずに地中構造物の地震時損傷確率評価を行う手法はいくつか提案されているが[1),2)]，代表的な簡易手法としては２点推定法[3)]が挙げられる．

本論文では，評価事例として地中構造物を設定し，まずモンテカルロシミュレーションにより地震時損傷確率評価を実施する．続いて２点推定法により同じ評価を行い，簡易手法である２点推定法の精度上の問題点を検討する．それを受け，モンテカルロシミュレーションと同等の評価結果を得ることを目的として，モンテカルロシミュレーションほど手間と計算負荷がない手法（「準簡易手法」と名付ける）を検討する．

地震時フラジリティー評価は，最終的にはいくつかの荷重レベルで損傷確率を算定してつなげたフラジリティー曲線を作成して評価するが，本論文は，そのうちの１つの荷重レベルでの損傷確率の算定過程について論ずるものである．また筆者らは複数の破壊モードを考慮した損傷確率の評価手法についての検討を行っているが[4)]，本論文においても評価指標（破壊モードの評価パラメータ）を複数個設定し，いずれかのモードで破壊する確率（統合損傷確率）を評価する．

2.　検討条件

(1)　検討対象構造物および評価指標

検討の対象とする地中構造物は，原子力発電所屋外重要土木構造物の取水ダクトとする．

構造条件として，**図-1**に検討対象構造物の全体図を，**図-2**に構造物の配筋図を示す．これらは参考文献5)および参考文献6)等を参考として設定した．本論文では損傷確率を評価する破壊モードとして，曲げ破壊とせん断破壊を考慮する．せん断鉄筋は幅止め筋程度の鉄筋比を設定する．

それぞれの破壊モードに対応する評価指標は，参考文献7)に従い，曲げに対しては構造物の層間変形角，せん断に対しては部材せん断力とする．

(2)　不確実性の考慮

損傷確率を算定する際の不確実性には，物性値や材料強度等のばらつきに起因する不確実性と，耐力評価式や解析手法の精度等に起因する不確実性がある．本論文の評価事例では，理論や結果比較を分かりやすくするために，物性値や材料強度等のばらつきに起因する不確実性のみを考慮する．耐力評価式や解析手法の精度等に起因する不確実性については，同じ考え方で考慮に加えることが可能であることを，７章で述べる．

(3)　入力地震動

入力地震動は，－5.0mの岩盤における2E波として，**図-3**に示すコンクリート標準示方書[8]に示されているレベル２地震動（内陸型）の振幅を２倍にした波を適用する．地盤物性をばらつかせた予備解析数ケースで，2.0秒付近のピークで構造物の層間変形角の最大値が発生するのを確認の上，**図-3**に示したように，解析には最初の3.0秒間のみを用いる．

鉛直地震力は，上記入力地震動の最大加速度の1/2の値を静的下向きに作用させることで考慮する．

(4)　物性値

地盤の物性値を**表-1**に示す．非線形特性は**図-4**に示すように，参考文献6)に示される設計条件をもとにR-Oモデルで近似する．地盤物性値のばらつきとしては，同表

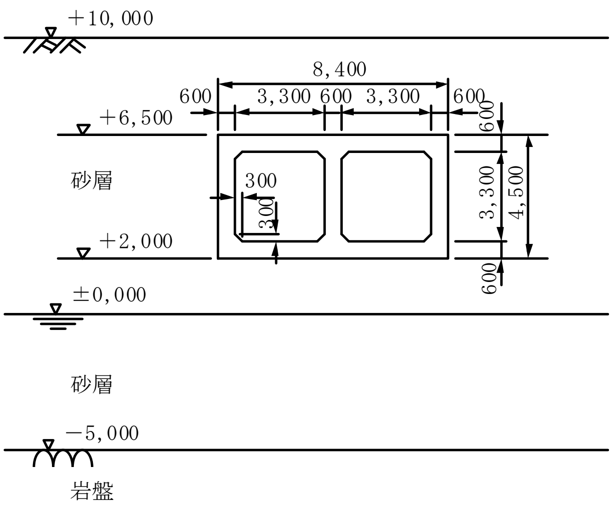


図-1　検討対象構造物

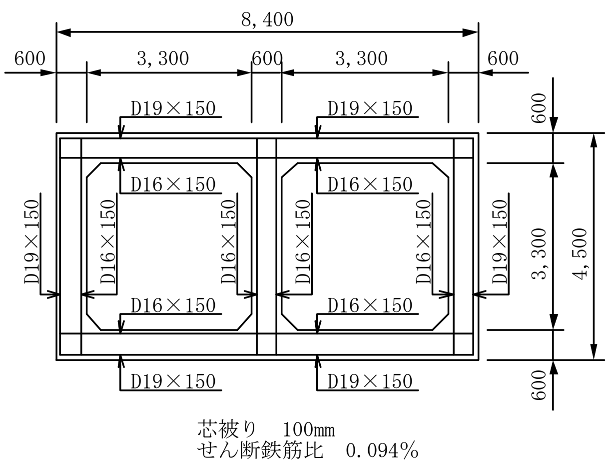


図-2　配筋図

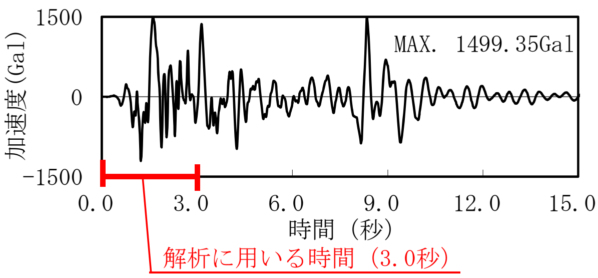


図-3　入力地震動

表-1　地盤物性

	単位重量 γ (kN/m^3)	ﾎﾟｱｿﾝ比 ν	V_Sの中央値 (m/s)	V_Sの対数標準偏差 σ_V	初期減衰 h_0 (%)
砂層 地下水位以上	18.0	0.40	300	0.10	2.0
砂層 地下水位以下	20.0	0.48	300	0.10	2.0
岩盤	20.0	0.33	700	－	2.0

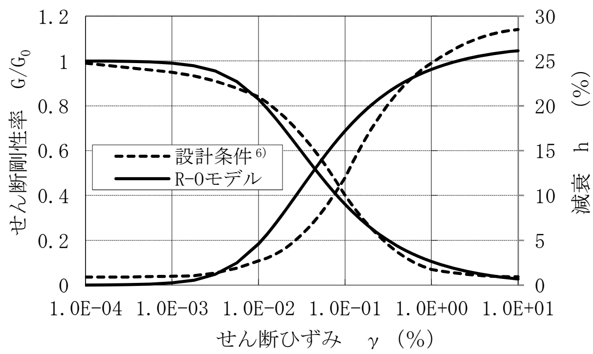


図-4　地盤の非線形特性

表-2　構造物物性

材料	項目	物性値
コンクリート	設計基準強度	24 N/mm^2
	圧縮実強度 f_{ck} の平均値　注1)	33.6 N/mm^2
	圧縮実強度の対数標準偏差　σ_C　注2)	0.13
	ポアソン比	0.20
	単位体積重量	23.0 kN/m^3
鉄筋	設計降伏強度	345 N/mm^2
	降伏実強度　注３)	379.5 N/mm^2
	ヤング係数	200.0 kN/mm^2
	ポアソン比	0.30
	単位体積重量	77.0 kN/m^3

注１）　参考文献9)より　設計基準強度×1.4
注２）　参考文献9)より
注３）　参考文献10)より　設計降伏強度×1.1

に示したV_sのばらつきを考慮し，図-5で後述するように，層厚約1m毎に独立にばらつくとする．

構造物の物性値を表-2に示す．表には設計強度と実強度を記載しているが，応答評価および耐力評価に用いる強度としては，実強度の方（コンクリート：圧縮実強度，鉄筋：降伏実強度）を用いる．構造物物性値のばらつきとしては，コンクリート強度のばらつきのみを考慮する．

解析上は，構造物はファイバーモデルでモデル化し，コンクリートの非線形特性はコンクリート標準示方書[8]に示されるコンクリートの応力－ひずみ曲線にて，鉄筋の非線形特性はバイリニアモデルにてモデル化する．地盤と構造物間には，剥離・滑動を表現するジョイント要素等は設けない．

地中構造物は，その応答が地盤の応答に大きく依存するため，本論文では応答のばらつきは地盤物性値のばらつきのみに依存するとして解析を行い，構造物物性値のばらつきは耐力側のばらつきにのみ考慮する．

(5)　耐力評価式

破壊判定の耐力照査等は参考文献7)に従って行う．

a)　曲げ耐力

曲げの評価に関する限界層間変形角評価式を以下に示す．

$$R_u = R_{u,gr} + \frac{0.1 - \sigma_0/f'_{ck}}{0.1}\left(R_{u,air} - R_{u,gr}\right) \quad (1)$$

$$R_{u,air} = K\left(0.026 + 0.003\frac{f_{yk}}{200}\right) \quad (2)$$

$$R_{u,gr} = K\left(0.010 + 0.002\frac{f_{yk}}{200}\right) \quad (3)$$

$$K = 0.84D^{-0.22}\left(0.2 + 0.1\frac{h}{D}\right)\frac{h}{H} \quad (4)$$

ここに,

R_u　：限界層間変形角

$R_{u,air}$：軸力比０の場合の限界層間変形角

$R_{u,gr}$：軸力比0.1の場合の限界層間変形角

σ_0　：鉛直部材に作用する軸圧縮応力（N/mm^2）

f'_{ck}　：コンクリートの圧縮実強度（N/mm^2）

f_{yk}　：鉄筋の降伏実強度（N/mm^2）

D　：部材厚（m）

h　：内法長さ（m）

H　：心々長さ（m）

b)　せん断耐力

せん断耐力は，棒部材式（①）とディープビーム式（②）の大きい方として算出する．底版・頂版・側壁については地盤と接する部材であるため，同文献の「分布荷重を受ける部材のせん断耐力評価法」における「等価せん断スパン比を用いた方法」による．

①棒部材式

せん断耐力V_{yd}の評価式は以下のとおりである．

$$V_{yd} = (\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vck} \cdot B \cdot d + \frac{A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot S} \cdot f_{wyk})/\gamma_{b2} \quad (5)$$

ここに,

$f_{vck} = 0.2 \cdot \sqrt[3]{f'_{ck}}$　(N/mm^2)

$f_{vck} > 0.72$　となる場合は　$f_{vck} = 0.72$

$\beta_d = \sqrt[4]{100/d}$　$(d\ ;cm)$

$\beta_d > 1.5$　となる場合は　$\beta_d = 1.5$

$\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot A_S/(B \cdot d)}$

$\beta_p > 1.5$　となる場合は　$\beta_p = 1.5$

$$\beta_n = \begin{cases} 1 + M_0/M_d & (N'_d \geq 0) \\ 1 + 2M_0/M_d & (N'_d < 0) \end{cases}$$

$\beta_n > 2.0$　となる場合は　$\beta_n = 2.0$

$\beta_n < 0$　となる場合は　$\beta_n = 0$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$$

$\beta_a < 1.0$　となる場合は　$\beta_a = 1.0$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ (100R + 2)/3 & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

A_S　：引張鉄筋断面積

A_w　：せん断補強鉄筋断面積

B　：部材の腹部の幅

d　：部材の有効高さ

a　：せん断スパン（地盤と接する部材については等価せん断スパン）

f'_{ck}　：コンクリートの圧縮実強度

f_{wyk}　：せん断補強鉄筋の降伏実強度

M_d　：曲げモーメント

M_0　：曲げモーメントM_dに対する引張縁において軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

$M_0 = (H/6) \cdot N'_d$

H　：部材の高さ

N'_d　：軸方向圧縮力

S　：せん断補強筋のピッチ

θ　：せん断補強筋と部材軸とのなす角度（°）

R　：構造物の最大層間変形角

②ディープビーム式

せん断耐力V_{ydd}の評価式は以下のとおりである.

$$V_{ydd} = (\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dk} \cdot B \cdot d + \Phi \cdot \frac{A_w \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot S} \cdot f_{wyk})/\gamma_{b2} \quad (6)$$

ここに,

$$f_{dk} = 0.19 \cdot \sqrt{f'_{ck}} \quad (N/mm^2)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{100/d} \quad (d\ ;cm)$$

$\beta_d > 1.5$　となる場合は　$\beta_d = 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot A_S/(B \cdot d)}$$

$\beta_p > 1.5$　となる場合は　$\beta_p = 1.5$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

$$\Phi = -0.17 + 0.3 \cdot a/d + 0.33/p_{wb}$$

ただし　$0 \le \Phi \le 1$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \le 0.01) \\ (100R + 2)/3 & (0.01 < R \le 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

A_S　：引張鉄筋断面積

A_w　：せん断補強鉄筋断面積

B　：部材の腹部の幅

d　：部材の有効高さ

a　：せん断スパン（地盤と接する部材については等価せん断スパン）

f'_{ck}　：コンクリートの圧縮実強度

f_{wyk}　：せん断補強鉄筋の降伏実強度

S　：せん断補強筋のピッチ

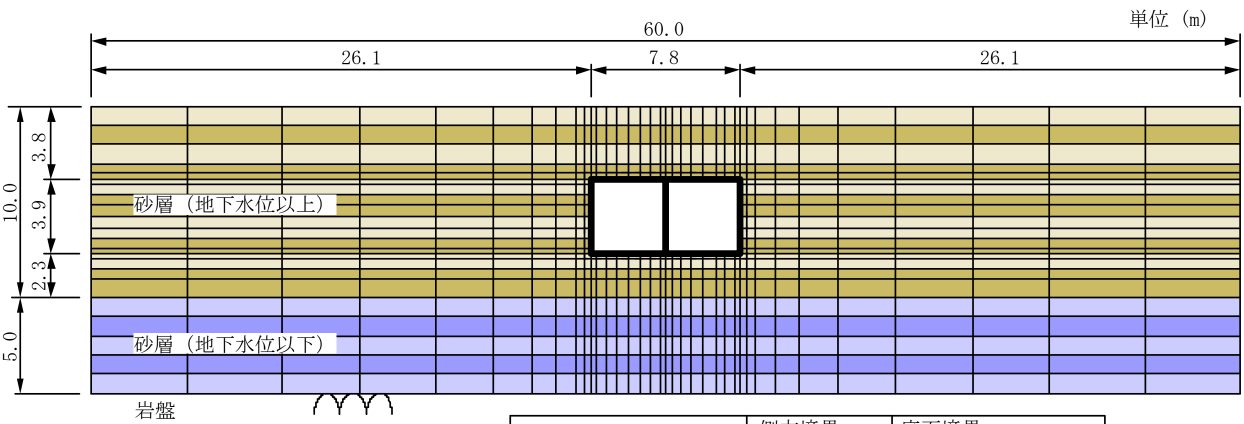
θ　：せん断補強筋と部材軸とのなす角度（°）

p_{wb}　：せん断補強鉄筋比

R　：構造物の最大層間変形角

(6) 解析モデルおよびモンテカルロシミュレーションによる評価方法

図-5に解析モデルを示す.



	側方境界	底面境界
自重解析・鉛直震度解析	鉛直ローラー	固定
動的解析	粘性境界	粘性境界（岩盤物性）

図-5　解析モデル

モンテカルロシミュレーションは，**図-5**で薄い色と濃い色で層厚約1m毎に分けられた各層（全15層）でV_Sが所定の対数正規分布に従って独立にばらつくとして，ラテンハイパーキューブサンプリング法によって設定した1000ケースの解析を実施して評価する．**図-6**にV_S分布の一例を示す．

解析は，

自重解析　→　鉛直震度解析　→　動的解析

が解析１ケースの１セットで，各解析間で地盤および構造物要素のひずみと応力を受け渡す．

解析プログラムはTDAPⅢを使用する．

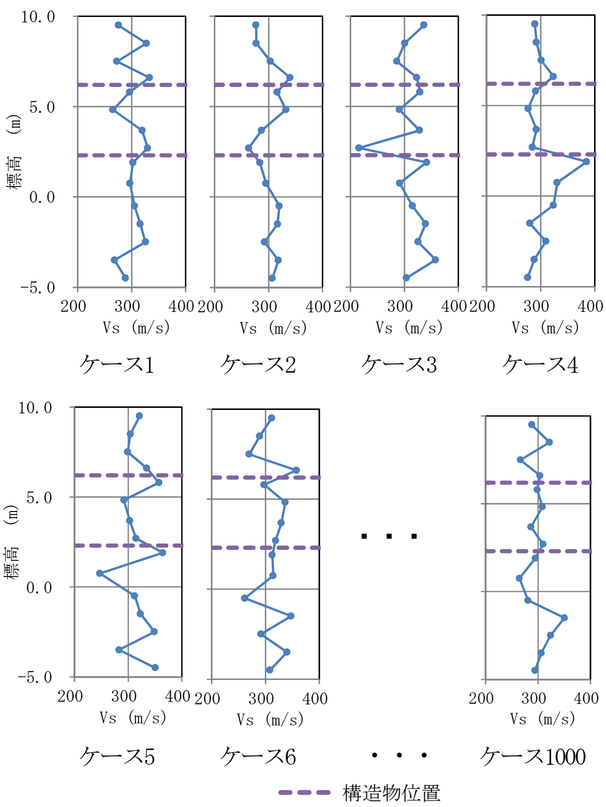


図-6　モンテカルロシミュレーションのV_S分布

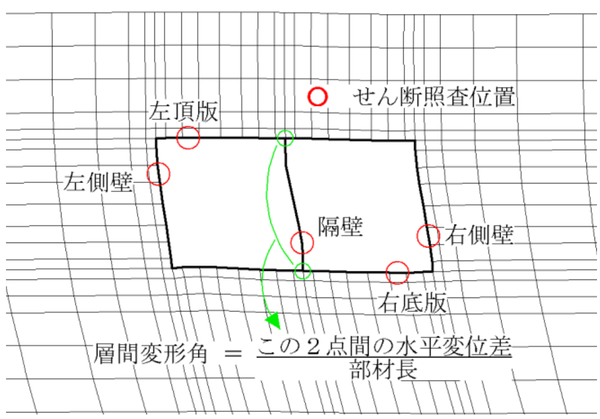


図-7　照査位置

照査は，構造物の最大層間変形角およびその発生時刻における断面力より，前節に示した限界層間変形角算定式およびせん断耐力式を用いて行う．層間変形角は，解析モデルの隔壁上下端節点の変位差を節点間距離で除した値とする．**図-7**に各照査位置を示す．今回の解析モデルおよび入力地震動（**図-2**に示した3.0秒間）では，モンテカルロシミュレーションの全てのケースで，2.0秒付近のピークで**図-7**に示すように左側に変形した状態が層間変形角最大の状態であることが確認されているので，照査位置は**図-7**のようになる．もしたとえば位相を反転した地震動を入力するなどして右側に変形した状態がクリティカルになるような場合は，照査位置は**図-7**を左右反転した形となり，「右」「左」の表記は本論文と逆になる．

(7)　２点推定法による評価方法

２点推定法[3]は，ある確率変数Xの平均$\overline{X}$・標準偏差σ_X・歪度ν_Xが既知の場合に，関数$Y=f(X)$の平均$\overline{Y}$・標準偏差σ_Y・歪度ν_Yを簡易に求めるために考案された方法で，Xの確率分布を直接用いるのではなく，その平均・標準偏差・歪度が等価となる離散分布$[X_U,\ X_L]$をXの分布として再設定し，それらを用いてYの確率分布の統計量を求めるものである．$\nu_X=0$（分布が対称）の場合，Xと平均・標準偏差が等価となる離散分布$[X_U,\ X_L]$は，

$$X_U=\overline{X}+\sigma_X,\quad X_L=\overline{X}-\sigma_X \tag{7}$$

となる．さらにYがXの線形関数の場合，Yの平均と標準偏差は，$[f(X_U),\ f(X_L)]$の２つの値の平均と標準偏差となる．すなわち，

$$\overline{Y}=\frac{1}{2}\left(f(X_U)+f(X_L)\right) \tag{8}$$

$$\sigma_Y=\sqrt{\frac{1}{2}\left(\left(f(X_U)-\overline{Y}\right)^2+\left(f(X_L)-\overline{Y}\right)^2\right)}=\frac{1}{2}\left|f(X_U)-f(X_L)\right| \tag{9}$$

が成り立つ．Xのばらつき範囲内でYが十分滑らかな曲線であれば，式(7)～(9)によりYの分布を良好に推定することができる．

独立な確率変数が複数個の例として３個の場合，変数X_1，X_2，X_3それぞれの平均を$\overline{X_1}$，$\overline{X_2}$，$\overline{X_3}$，標準偏差をσ_{X1}，σ_{X2}，σ_{X3}とすると，式(7)に対応する確率変数の離散分布は以下のようになる．

$$X_{1U}=\overline{X_1}+\sigma_{X1},\quad X_{1L}=\overline{X_1}-\sigma_{X1} \tag{10}$$

$$X_{2U}=\overline{X_2}+\sigma_{X2},\quad X_{2L}=\overline{X_2}-\sigma_{X2} \tag{11}$$

$$X_{3U}=\overline{X_3}+\sigma_{X3},\quad X_{3L}=\overline{X_3}-\sigma_{X3} \tag{12}$$

Yの平均と標準偏差は，$Y=f(X_1,X_2,X_3)$のX_1,X_2,X_3

に，式(10)～(12)の値をそれぞれ独立に組み合わせて代入した以下の2^3=8個の値，

$$[f_1 = f(X_{1U}, X_{2U}, X_{3U}),\ f_2 = f(X_{1U}, X_{2U}, X_{3L}),$$
$$f_3 = f(X_{1U}, X_{2L}, X_{3U}),\ f_4 = f(X_{1U}, X_{2L}, X_{3L}),$$
$$f_5 = f(X_{1L}, X_{2U}, X_{3U}),\ f_6 = f(X_{1L}, X_{2U}, X_{3L}),$$
$$f_7 = f(X_{1L}, X_{2L}, X_{3U}),\ f_8 = f(X_{1L}, X_{2L}, X_{3L})]$$

を算定し，8個の平均と標準偏差を式(8)，(9)と同様に下式で計算することにより推定できる．

$$\overline{Y} = \frac{1}{8}\sum_{i=1}^{8} f_i \tag{13}$$

$$\sigma_Y = \sqrt{\frac{1}{8}\sum_{i=1}^{8}\left(f_i - \overline{Y}\right)^2} \tag{14}$$

今回の検討で，仮に変動させるV_Sが１つの場合を考える．V_Sは対数正規分布であるから，V_Sの自然対数値を変数と読み替えれば正規分布（対称分布）となり，式(7)～(9)の理論があてはまる．すなわち変数としてのV_Sに対して関数としての応答あるいは耐力が滑らかであれば，V_Sを$\pm\sigma_V$（σ_V：V_Sの対数標準偏差）に対応する値とした２ケースの解析を実施して，２つの[応答あるいは耐力の自然対数値]からその平均と標準偏差が算定される．[応答あるいは耐力の自然対数値]を正規分布とみなせば，最終的に応答あるいは耐力のばらつきが対数正規分布として推定できる．

しかし今回，V_Sが独立に変動するのが15層，すなわち独立変数が15個であるから，２点推定法を厳密に適用しようとすると，2^{15}=32768という膨大な解析ケースが必要になる．

そこで今回２点推定法としては，前節に示した解析モデルを用い，**図-8**に示すように，地盤のV_Sを全層一律に$\pm\sigma_V$に対応する値とした２ケースの解析を実施して，応答および耐力のばらつきが対数正規分布に従うものとして評価する．言い換えれば，独立変数を１つに絞り込んだということである．全層一律に変動させるということは，各層が独立に変動することによる平均的な「薄まり」の効果を考えないことになるから，結果としては若干大きめのばらつきが得られることが予測される．

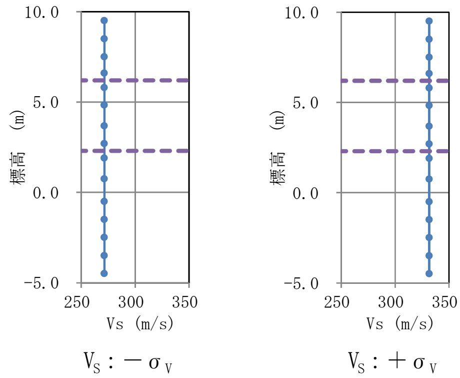
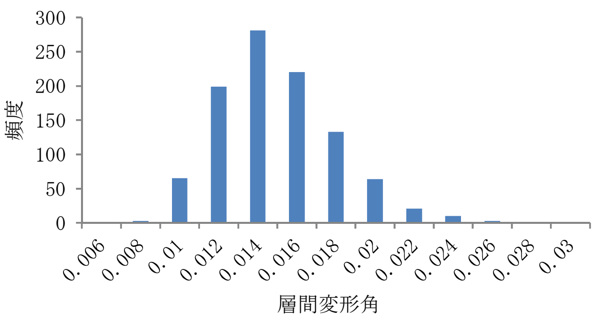


図-8　２点推定法のV_S分布



3.　モンテカルロシミュレーションによる評価結果

モンテカルロシミュレーションの結果の概要として，まず解析1000ケース分の各応答のヒストグラムを**図-9**に示す．層間変形角は比較的広範囲にばらついている．せん断力は部材によりばらつきの程度が大きく異なる．右側壁と左側壁がばらつきが大きくそれ以外がばらつきが小さい結果になっている．

横軸に層間変形角を，縦軸に各部材のせん断力をとっ

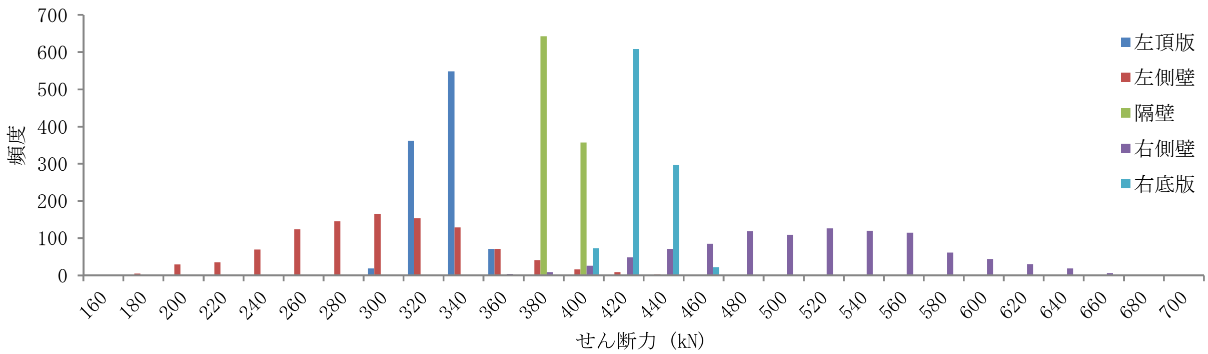
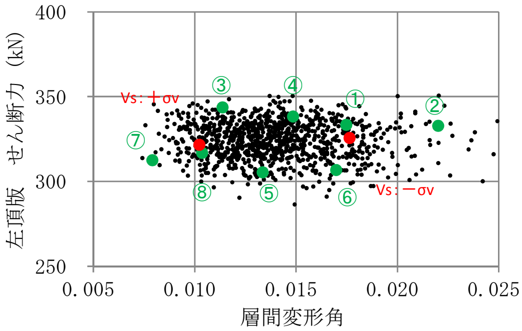
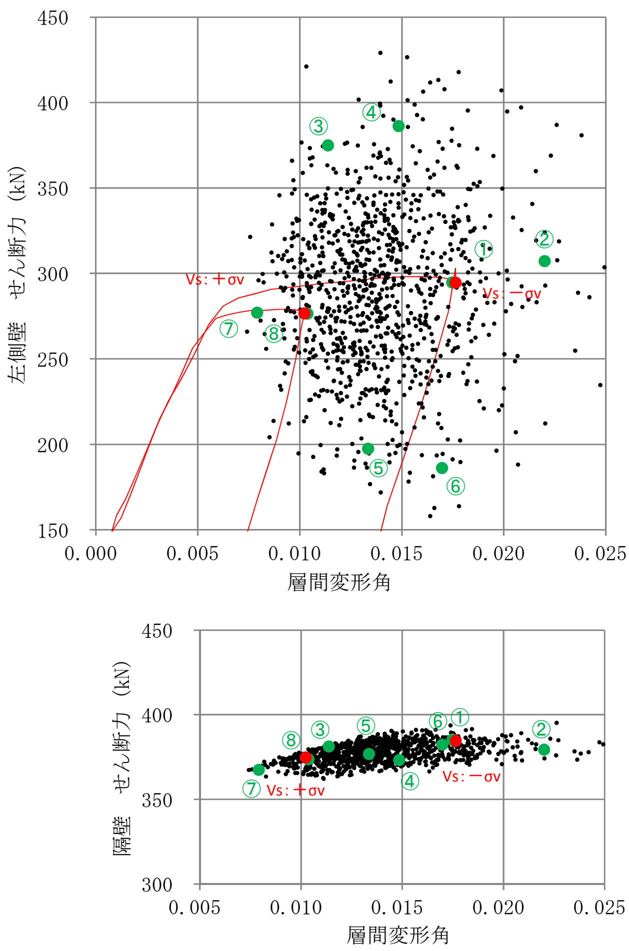


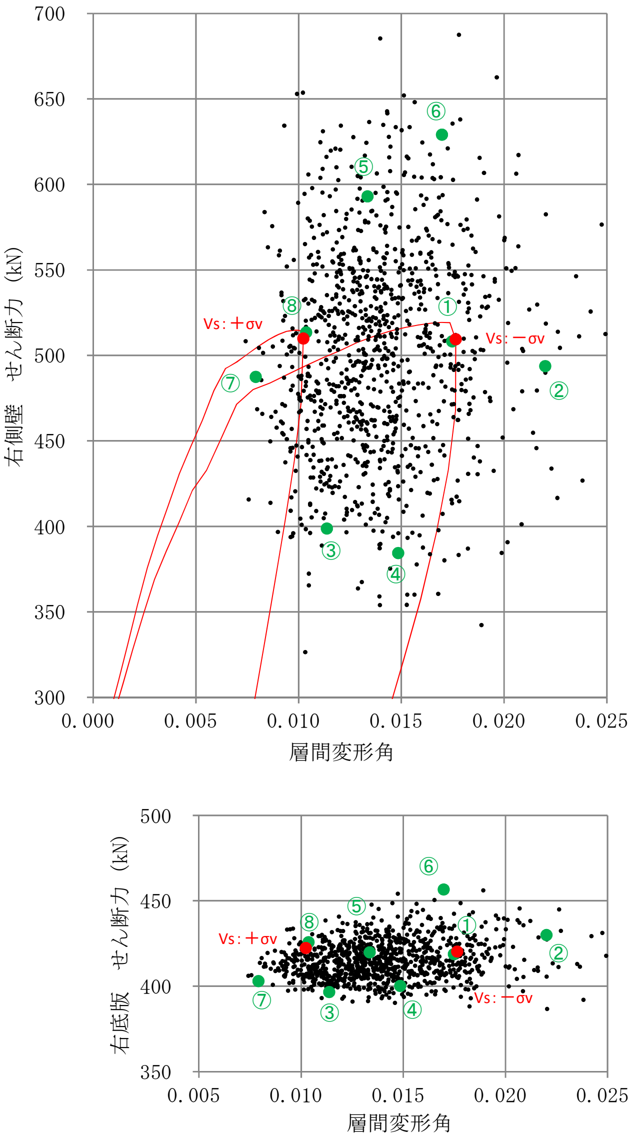
図-9　モンテカルロシミュレーション結果　応答のヒストグラム

た散布図を，**図-10**の黒点で示す．図には赤点（２点推定法の結果）や緑点（準簡易手法の結果）が併記されているが，これらについては該当する後節にて説明する．モンテカルロシミュレーションの結果は，特に右側壁と左側壁で，照査位置のせん断力が層間変形角とほとんど相関のない状態で大きくばらついており，「構造物の層間変形角と各部材の断面力は正の相関があり，構造物単体のプッシュオーバー解析をすることによりその関係が予測できる」という従来の知見が一見成り立たないことがわかる．上記の知見は同一の地盤条件に対しては成り立つと考えられるが，今回のモンテカルロシミュレーションでは，各ケース毎に地層構成が違うことにより地盤と構造物のインターラクションが異なり，地層の変化部に接する側壁に特にその影響が表れているものと考えられる．具体的にどういう層構成のときにせん断力が大きくなったり小さくなったりするかは，次章で明らかにする．

モンテカルロシミュレーションにおける耐力の結果として，横軸に限界層間変形角を，縦軸に代表として右側壁のせん断耐力をとった散布図を，**図-11**(a)の黒点で示す．モンテカルロシミュレーションにおける耐力とは，解析を実施した1000ケースに対し，所定の対数正規分布に従ってばらつくコンクリート強度（もちろん地盤のV_Sのばらつきとは独立）を割り当て，２章(5)節に示した耐力評価式により1000ケースの耐力値を求めたものであ

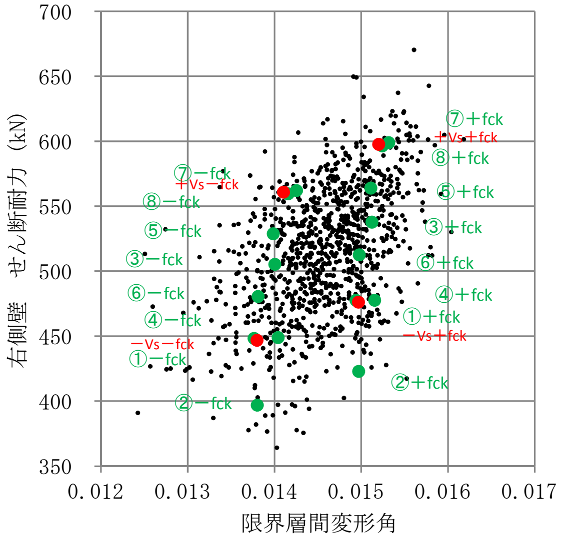




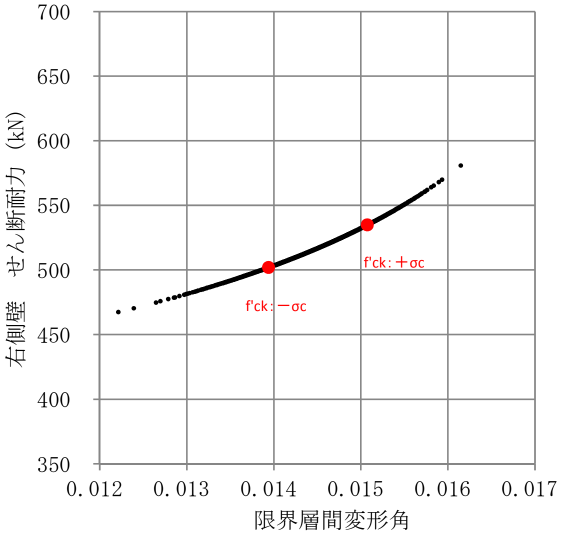


・モンテカルロシミュレーション　● ２点推定法　── ２点推定法の代表的な履歴　● 準簡易手法

図-10　応答の散布図



(a) 耐力の散布図



(b) 参考として応答値を中央値の解析結果に固定し
コンクリート強度の変動のみを分析したもの

・モンテカルロシミュレーション　●２点推定法　●準簡易手法

図-11　耐力の散布図（せん断力は代表として右側壁）

る．**図-12**にそのイメージ図を示す．耐力式の中にはコンクリート強度に加え層間変形角や照査位置の軸力・曲げモーメントといった応答値も変数として含まれるので，それらのばらつきの影響が混ざり合ったものとなる．参考として，**図-12**の「解析結果の応答値」を全て物性の中央値を用いた解析結果に固定し，コンクリート強度のばらつきによる変動のみを分析したものを**図-11**(b)の黒点に示す．これは１つの変数f'_{ck}を介した限界層間変形角評価式とせん断耐力評価式の関係を表す１本の曲線上に乗る．(a)の部材せん断耐力のばらつきで特に応答値で影響を与えるのは，層間変形角がばらつくことによる式(5)あるいは式(6)中の γ_{b2}のばらつきである．

	解析結果の応答値	コンクリート強度（ランダム発生）	耐力
ケース1	応答値1	強度1	耐力1
ケース2	応答値2	強度2	耐力2
ケース3	応答値3	強度3	耐力3
ケース4	応答値4	強度4	耐力4
ケース5	応答値5	強度5	耐力5
・	・	・	・
・	・	・	・
・	・	・	・
・	・	・	・
・	・	・	・
・	・	・	・
・	・	・	・
ケース1000	応答値1000	強度1000	耐力1000

耐力式に代入

図-12　モンテカルロシミュレーションにおける耐力の算定

モンテカルロシミュレーションの1000個の応答値と耐力値をそれぞれ集計した確率密度分布を**図-13**の左の列に示す．

モンテカルロシミュレーションによる損傷確率を，**表-3**の左の列に示す．損傷確率は**図-13**の応答と耐力の確率密度分布を畳込積分して算出したものではなく，1000ケースのうち何ケースで破壊と判定された（応答＞耐力）かを直接カウントして1000で除した値である．

今回の検討のように評価指標が複数ある場合，仮に全時刻で照査を行い，たとえば最初に隔壁がせん断破壊と判定された時刻より後の時刻で右側壁がせん断破壊と判定されても，その判定は工学的には意味はなく，あくまでも構造物の破壊形態は隔壁のせん断破壊と評価すべきである．しかし今回の検討では，全時刻での照査は労力がかかるため特定時刻（構造物の最大層間変形角およびその発生時刻）での照査しかしていないため破壊の前後関係がわからないので，その時刻で破壊と判定されている評価指標については全て重複して破壊としてカウントしている．

表中の「統合損傷確率」とは，６つの評価指標（層間変形角と各部材せん断力）のうち少なくともどれかで破壊と判定されたケースをカウントして1000で除した値である．これは上述した「重複したカウント」を排除した評価であるので，構造物の損傷確率評価としては正確な値である．

筆者らは参考文献4)で，複数の破壊モードがある場合の統合損傷確率の評価手法としてプッシュオーバー解析をベースとした手法を提案しているが，モンテカルロシミュレーションを実施した場合は上述のように破壊したケースをカウントするのが最も直接的かつ厳密である．また参考文献4)の手法は，構造物の変形と部材せん断力の間に強い相関があるということを前提とした手法であ

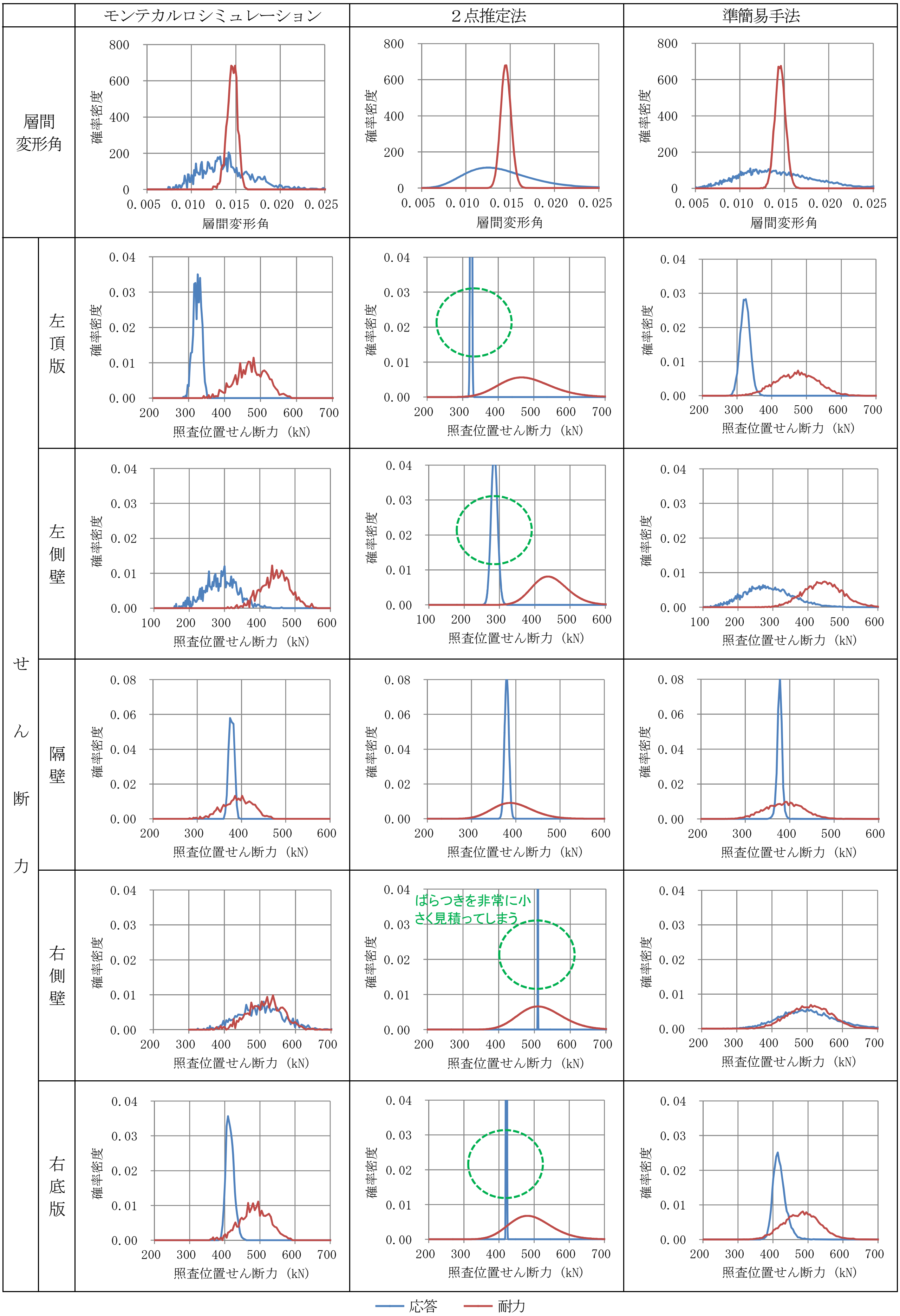


図-13　応答および耐力の確率密度分布

表-3　損傷確率

			モンテカルロシミュレーション	２点推定法	準簡易手法
各評価指標	層間変形角		0.379	0.391	0.437
	せん断力	左頂版	0.000	0.005	0.011
		左側壁	0.006	0.000	0.025
		隔壁	0.341	0.385	0.415
		右側壁	0.428	0.453	0.454
		右底版	0.060	0.113	0.153
統合損傷確率			0.529	―	0.558
独立和事象損傷確率			0.781	0.819	0.853

る一方で，今回の検討条件では，せん断力は層間変形角とほとんど相関のない状態で大きくばらつくという新たな知見が得られている．

表中の「独立和事象損傷確率」とは，各評価指標の破壊を独立事象と仮定した場合，少なくともどれかで破壊する確率をそれらの和事象確率として下式により算定したものである．

$$P = 1 - \prod_{i=1}^{m}(1 - P_i) \tag{15}$$

ここに，

P：独立和事象損傷確率

P_i：評価指標iの損傷確率

m：評価指標の数（本検討ではm=6）

応答や耐力は各評価指標間で相関があるため，統合損傷確率は独立和事象損傷確率よりも小さくなる，すなわち独立和事象損傷確率は損傷確率として過大に評価してしまう[4]．

4.　２点推定法による評価結果

前述したように，２点推定法は，地盤のV_Sを全層一律に±σ_V（σ_V：V_Sの対数標準偏差）に対応する値とした２ケースの解析を実施して，応答および耐力のばらつきが対数正規分布に従うとして評価したものである．

２点推定法の応答の結果として，横軸に層間変形角を，縦軸に各部材のせん断力をとったものを，**図-10**の赤点で示す．層間変形角については，２点推定法結果の２点は離れた値となり，モンテカルロシミュレーションの結果のばらつきを再現できているといえるが，せん断力については２点の値はほとんど同じで，モンテカルロシミュレーションの結果のばらつきを再現できていないことがわかる．この理由は２つあり，１つは，２点推定法は地盤のV_Sを全層一律に±σ_Vに対応する値としており，層間のコントラストのない地層構成であること，もう１つは，右側壁せん断力と左側壁せん断力の図に参考として赤線で描いている応答の履歴線を見ると，今回の入力地震動レベルでは，部材は主筋が降伏しており（別途確認済み），層間変形角が増加しても断面力が増加しにくい状態になっているためである．なお，地盤のV_Sを全層一律に±σ_Vに対応する値以外として小刻みに変えたパラメータスタディ解析でも，せん断力は大きく変動しないことが別途確認されている．（ただし層間変形角はV_Sが小さいケースほど大きくなる．）

２点推定法における耐力の結果として，横軸に限界層間変形角を，縦軸に代表として右側壁のせん断耐力をとったものを，**図-11**(a)の赤点で示す．２点推定法における耐力とは，コンクリート強度f'_{ck}を±σ_C（σ_C：f'_{ck}の対数標準偏差）に対応する値とした２通りおよび地盤のV_Sを±σ_Vに対応する値とした２ケースの応答値を組み合わせて耐力式に代入した４点で構成されるものである．図中凡例でたとえば「＋Vs－fck」とは，地盤のV_Sが＋σ_Vに対応する値のケースの応答値とコンクリート強度f'_{ck}が－σ_Cに対応する値を代入した耐力である．参考として応答値を物性の中央値を用いた解析結果に固定し，コンクリート強度の変動のみを分析したものを**図-11**(b)の赤点に示す．(a)の部材せん断耐力の変動で特に応答値で影響を与えるのは，層間変形角が変動することによる式(5)あるいは式(6)中のγ_{b2}の変動である．２点推定法による耐力は，限界層間変形角，せん断耐力とも，モンテカルロシミュレーションによる耐力のばらつきを概ね再現できている．

２点推定法による２個の応答値と４個の耐力値より，それぞれが対数正規分に従うとして算定した確率密度分布を**図-13**の中央の列に示す．算定方法は，たとえば耐力は，４つの値をまず自然対数値に変換し，４つの平均と標準偏差を式(13)および式(14)に準じて（ただし項数は４つ）計算して正規分布を定め，それを普通軸上に変

換して対数正規分布とする．左列のモンテカルロシミュレーションの結果と比較すると，耐力分布および層間変形角の応答分布はモンテカルロシミュレーションよりもわずかにばらつきが大きくなる程度で，概ねモンテカルロシミュレーションの分布を再現できている．わずかにばらつきが大きくなるのは，２章(7)節で述べたように，全層一律に変動させることにより，各層が独立に変動することによる平均的な「薄まり」の効果を考えないことになるからと考えられる．一方，せん断力の応答分布は，緑破線で囲った部分のように幅の狭いものとなり，ばらつきを非常に小さく見積ってしまうことがわかる．これは**図-10**で示したように，２点推定法ではせん断力の値がほとんど変動がないものとなっているためである．

２点推定法による損傷確率を，**表-3**の中央の列に示す．損傷確率は**図-13**の応答と耐力の確率密度分布を下式に従い畳込積分して算出したものである．

$$P = \int_0^\infty f_R(x_R)\left(\int_0^{x_R} f_S(x)dx\right)dx_R \tag{16}$$

ここに，

P　：損傷確率

$f_R(x)$：確率変数xに対する応答の確率密度分布

$f_S(x)$：確率変数xに対する 耐力の確率密度分布

今回の検討条件では，個々の評価指標の損傷確率はモンテカルロシミュレーションよりもわずかに大きいが，概ね近い値となっている．

２点推定法では，各評価指標間で応答や耐力の相関を考えることができないため，「統合損傷確率」は算定することができない．「独立和事象損傷確率」は，式(15)に従って算出した値であり，やはりモンテカルロシミュレーション結果の「統合損傷確率」よりも過大に評価してしまう．

5.　準簡易手法の検討

(1)　解析実施ケースの選定

前章までで検討したように，モンテカルロシミュレーションは厳密で詳細な手法であるが，手間と計算負荷がかかる．２点推定法は簡易的な手法であるが，応答，特にせん断力のばらつきを適切に評価できないということがわかった．そこで，モンテカルロシミュレーションと同等の評価結果を得ることを目的として，モンテカルロシミュレーションほど手間と計算負荷がない手法（「準簡易手法」と名付ける）を検討する．準簡易手法の基本的な考え方は，解析を実施する際の独立変数を数個まで絞り込んだ，複数個の独立変数を持つ２点推定法を発展させた手法である．「発展させた」というのは，次節で説明するように，各評価指標の応答あるいは耐力の分布を個々に推定するだけではなく，全評価指標の応答および耐力を関連付けた「標本ケース」まで落とし込む，ということである．

３章で，地盤に接した部材のせん断力が構造物の層間変形角とほとんど相関のない状態でばらつくのは，各ケースで地層構成が違うことにより地盤と構造物のインタラクションが異なるためと予想した．そこで，モンテカルロシミュレーションの1000ケースで，各評価指標の応答の大きい50ケース（上位50ケース）と小さい50ケース（下位50ケース）を抽出して，地盤のV_Sの深度分布を描いたものが**図-14**である．すべての評価指標において，上位50ケースと下位50ケースの分布は，互いにほぼ左右反転した関係となっている．層間変形角と隔壁せん断力については一般に予想されるように，構造物位置のV_Sが小さいケースは大きくV_Sが大きいケースは小さくなっている．最も興味深いのは左側壁と右側壁のせん断力で，左側壁は構造物位置の上半分のV_Sが小さく下半分のV_Sが大きいときに大きくなり，上半分のV_Sが大きく下半分のV_Sが小さいときに小さくなる．右側壁は左側壁と逆の傾向となっている．左頂版と右底版のせん断力については，当該位置付近（たとえば左頂版であれば頂版レベルよりも１層上の層まで，右底版であれば底版レベルよりも１層下の層まで）のV_Sが小さいときに大きく，V_Sが大きいときに小さくなる．

以上を踏まえ，**図-15**に示すように，まず地盤を４つの層群に区分し，それぞれの層群で地盤のV_Sを$\pm\sigma_V$に対応する値として組み合わせたケースを準簡易手法における解析実施ケースとする．ただし第１層群については，変動が結果に与える影響が小さいと考え，中央値で固定する．すなわち解析実施ケースは**図-16**に示す$2^3=8$ケースとする．これを準簡易手法の「基本ケース」と呼ぶことにする．応答側の基本ケースは上述のように8ケースであるが，耐力側の基本ケースは，次節で説明する通り，コンクリート強度f'_{ck}の$\pm\sigma_C$分も考えた$2^4=16$ケースである．いいかえれば，解析も本来f'_{ck}を$\pm\sigma_C$に対応する値として組み合わせた16ケース行うところを，f'_{ck}が結果に与える影響は小さいと判断して平均値のみを使っているので，結果的に8ケースになっているということである．

(2)　損傷確率の評価方法

基本ケースの結果の数値から，２点推定法で行った方法と同様に応答と耐力の確率密度分布を対数正規分布と仮定して求め，畳込積分により損傷確率を評価することも可能であるが，

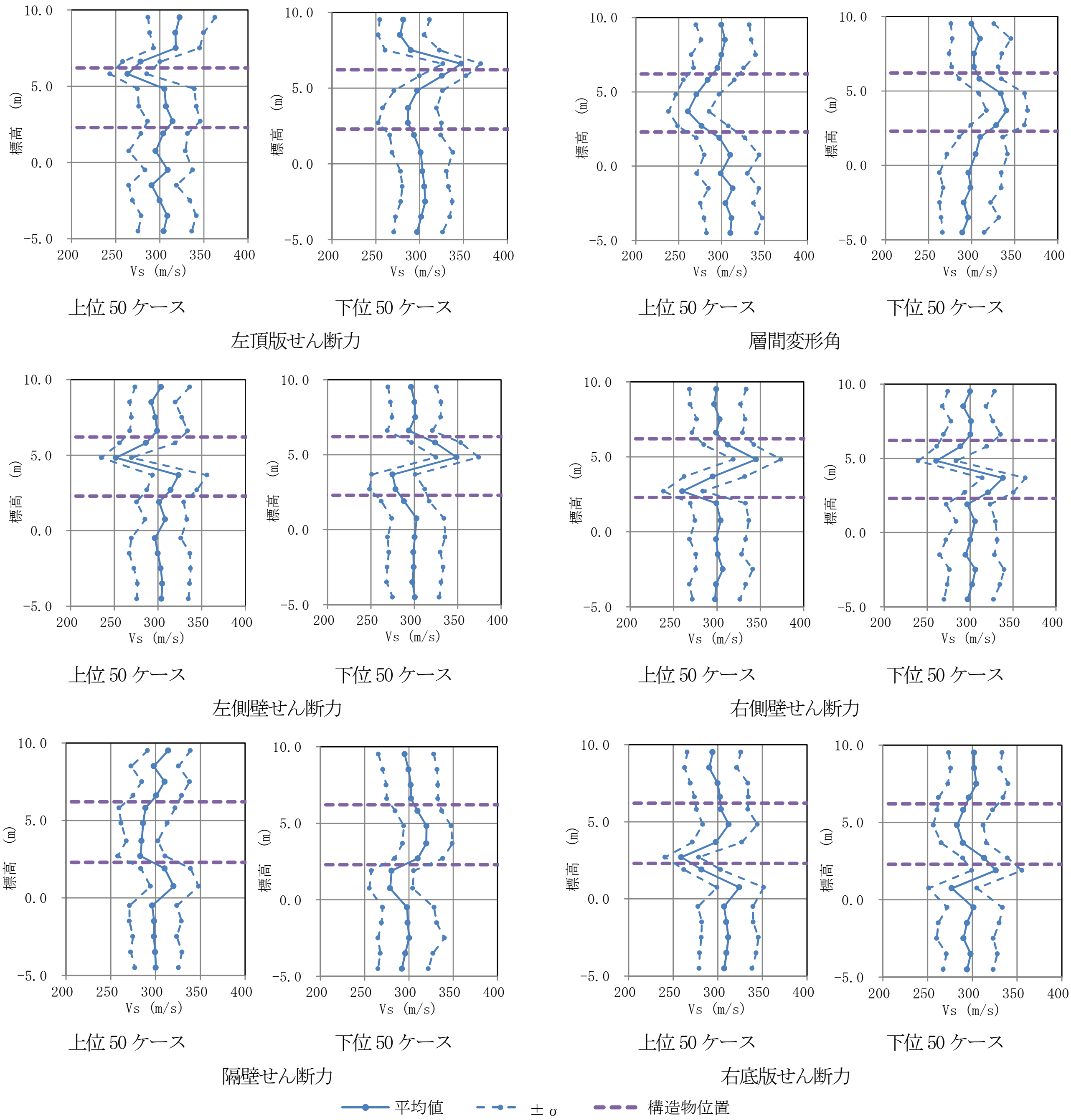


図-14　モンテカルロシミュレーションで応答の大きいケースおよび小さいケースの地盤のV_S分布の集計

○応答と耐力の間の相関を考慮できない点で損傷確率評価に厳密さを欠く

○各評価指標間の破壊の相関が評価できないため，統合損傷確率を求めることができない

といった問題があるため，**図-17**に示す方法で損傷確率を評価する．これは，基本ケースによる代表点を補間する関数を利用し，多くの標本点を設定する方法である．

今回の評価事例では，準簡易手法における独立な確率変数は，第２層群・第３層群・第４層群のV_S，およびコンクリート強度f'_{ck}の計４つであるが，説明と図の煩雑さを避けるため，**図-17**では，準簡易手法における独立

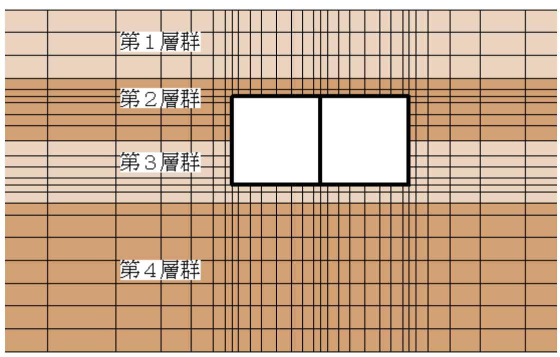


図-15　準簡易手法のV_S変動区分

な確率変数が，１つのV_Sとf'_{ck}の計２つの場合で説明する．図は，上半分が応答の説明，下半分が耐力の説明となっている．

左上の図は，右方向軸が V_S，奥行方向軸がf'_{ck}，縦軸が応答値であるが，数値処理を簡単にするため，全て自然対数値に変換し，さらに V_S 軸とf'_{ck}軸ではそれぞれの対数標準偏差で除して正規化している．図中の緑色の４つの縦棒とその長さを示す「$y_Q(-1,-1)$」等が，準簡易手法で実施した解析結果の応答値である．たとえば「$y_Q(-1,-1)$」は，「V_Sが－σ_Vに対応する値，f'_{ck}が－σ_Cに対応する値のときの解析の応答の自然対数値」である．今回の評価事例では，f'_{ck}の変動は応答に大きく影響しないとし，解析はf'_{ck}を平均値に固定して実施しているので，

$y_Q(-1,-1)=y_Q(-1,+1)$，$y_Q(-1,-1)=y_Q(-1,+1)$

である．

V_Sとf'_{ck}が$\pm\sigma_V$，$\pm\sigma_C$に対応する値以外のとき，応答値がどうなるのかを予測するために，図中の「補間関数」を設定する．これは，

$(x_1,x_2)=(-1,-1),(-1,+1),(+1,-1),(+1,+1)$,

のときそれぞれ

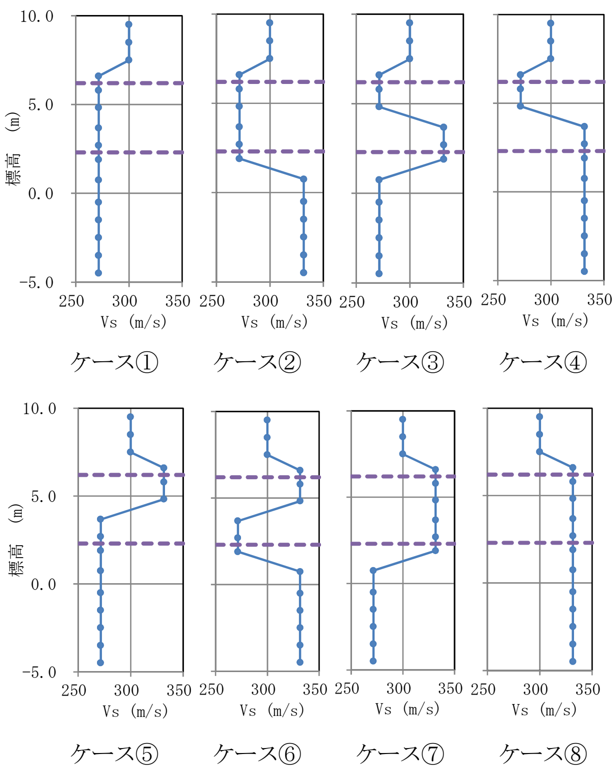


図-16　準簡易手法の解析ケース

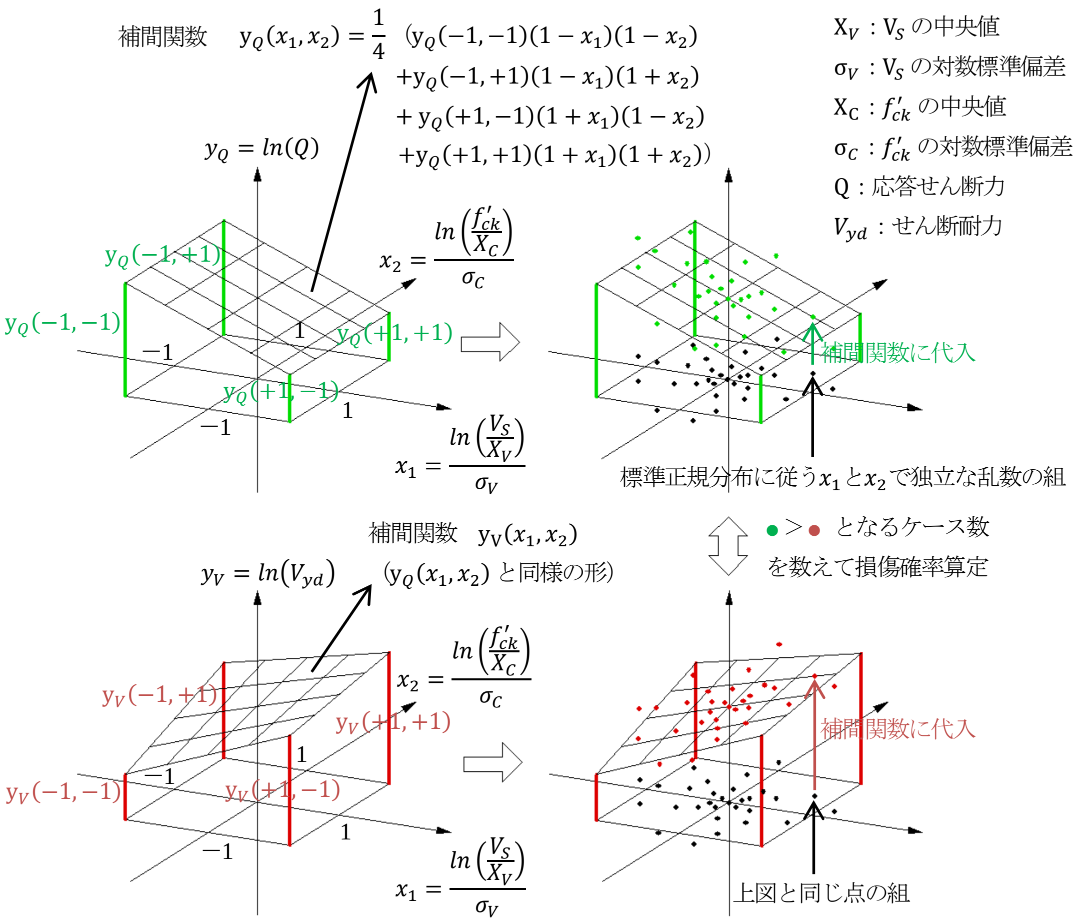


図-17　準簡易手法における損傷確率評価方法　（変数がV_Sとf'_{ck}の２つの場合）

$y_Q(-1,-1), y_Q(-1,+1), y_Q(+1,-1), y_Q(+1,+1)$

を通る滑らかな曲面関数で，有限要素法のアイソパラメトリック要素の形状関数に用いられるものと同じ形である．

左下の図は，耐力について上記と同じ処理をしたもので，たとえば「$y_V(-1,-1)$」は，「V_Sがーσ_Vに対応する値，f'_{ck}がーσ_Cに対応する値のとき，耐力の自然対数値」で，４つの耐力値を通るように，応答の場合と同じように補間関数を設定する．

次に，右の図のように，標準正規分布に従う互いに独立な乱数の組(x_1, x_2)を，たとえば10000ケース発生させる．これを応答と耐力の補間関数に代入することで，10000ケースの応答と耐力の組ができ，応答＞耐力となるケースをカウントして10000で除すことにより，損傷確率が求められる．当然，全ての評価指標の損傷確率算定について，同じ組(x_1, x_2)を使用するので，応答と耐力の間の相関や各評価指標間の破壊の相関も自動的に考慮でき，統合損傷確率も求めることができる．

図-17では簡単のため，準簡易手法における独立な確率変数が，１つのV_Sとf'_{ck}の計２つの場合で説明したが，評価事例では，第２層群・第３層群・第４層群のV_S（それぞれV_{S1}，V_{S2}，V_{S3}という変数名とする）およびコンクリート強度f'_{ck}の計４つであるので，応答の補間関数は式(17)のようになり，損傷確率の評価では標準正規分布に従う互いに独立な乱数の組(x_1, x_2, x_3, x_4)を発生させることとなる．

図-17や式(17)では，評価指標としてせん断力を例に記述しているが，以上の操作を各評価指標について実施する．今回の評価事例では，評価指標は，層間変形角，５つの部材のせん断力の計６つであるから，式(17)の補間式は，6×2(応答と耐力)＝12個作られることになる．

以上のようにして作られた10000ケースを，準簡易手法の「標本ケース」と呼ぶことにする．

耐力側の標本ケースの設定は，上記の方法以外にもう１つ別の方法も考えられる．それは，10000ケースのf'_{ck}と補間関数の内挿により求まる10000ケースの応答値を耐力式に代入して，直接10000ケースの耐力値を算定する，という方法である．各ケースで応答値の整合が取れている点でこちらの方法の方が厳密であるが，等価せん断スパンを考慮したせん断耐力算定を10000ケース実施しなければならないことや，耐力式の中の軸力など，評価指標でないパラメータも10000ケース分内挿して求めておかなくてはならないことなどから，こちらの方が多少手間がかかる．応答値（変数）に対する耐力値（関数）の変化は滑らかと考えられるので，どちらの方法で評価しても大きな差異はないと考えられる．本論文の評価事例では，**図-17**等で説明した，基本ケース（16ケース）の耐力値をまず算定して，補間関数により内挿して10000ケースの耐力値を求める，という方法による結果を示す．

$$
\begin{aligned}
y_Q(x_1,x_2,x_3,x_4) = \frac{1}{16}\times \\
(&y_Q(-1,-1,-1,-1)(1-x_1)(1-x_2)(1-x_3)(1-x_4) \\
&+y_Q(-1,-1,-1+1)(1-x_1)(1-x_2)(1-x_3)(1+x_4) \\
&+y_Q(-1,-1,+1-1)(1-x_1)(1-x_2)(1+x_3)(1-x_4) \\
&+y_Q(-1,-1,+1+1)(1-x_1)(1-x_2)(1+x_3)(1+x_4) \\
&+y_Q(-1,+1,-1-1)(1-x_1)(1+x_2)(1-x_3)(1-x_4) \\
&+y_Q(-1,+1,-1+1)(1-x_1)(1+x_2)(1-x_3)(1+x_4) \\
&+y_Q(-1,+1,+1-1)(1-x_1)(1+x_2)(1+x_3)(1-x_4) \\
&+y_Q(-1,+1,+1+1)(1-x_1)(1+x_2)(1+x_3)(1+x_4) \\
&+y_Q(+1,-1,-1-1)(1+x_1)(1-x_2)(1-x_3)(1-x_4) \\
&+y_Q(+1,-1,-1+1)(1+x_1)(1-x_2)(1-x_3)(1+x_4) \\
&+y_Q(+1,-1,+1-1)(1+x_1)(1-x_2)(1+x_3)(1-x_4) \\
&+y_Q(+1,-1,+1+1)(1+x_1)(1-x_2)(1+x_3)(1+x_4) \\
&+y_Q(+1,+1,-1-1)(1+x_1)(1+x_2)(1-x_3)(1-x_4) \\
&+y_Q(+1,+1,-1+1)(1+x_1)(1+x_2)(1-x_3)(1+x_4) \\
&+y_Q(+1,+1,+1-1)(1+x_1)(1+x_2)(1+x_3)(1-x_4) \\
&+y_Q(+1,+1,+1+1)(1+x_1)(1+x_2)(1+x_3)(1+x_4))
\end{aligned}
\tag{17}
$$

ここに

$$
x_1 = \frac{ln\left(\frac{V_{S1}}{X_V}\right)}{\sigma_V}, x_2 = \frac{ln\left(\frac{V_{S2}}{X_V}\right)}{\sigma_V}, x_3 = \frac{ln\left(\frac{V_{S3}}{X_V}\right)}{\sigma_V}, x_4 = \frac{ln\left(\frac{f'_{ck}}{X_C}\right)}{\sigma_C}
$$

6. 準簡易手法による評価結果

(1) 評価結果

準簡易手法における基本ケースの解析結果として，横軸に層間変形角を，縦軸に各部材のせん断力をとったものを，**図-10**の緑点で示す．図中の①等の番号は，**図-16**の解析ケースの番号を示している．２点推定法では，せん断力の値が２点でほとんど同じ値になってしまい，ばらつきが表現できなかったが，準簡易手法の８ケースは，せん断力のばらつきも表現できている．**図-14**の左側壁せん断力と右側壁せん断力の分析結果を反映して，せん断力は，左側壁では③④が大きく⑤⑥が小さい，一方右側壁では⑤⑥が大きく③④が小さい，と逆転している．

準簡易手法における耐力側の基本ケースとして，横軸に限界層間変形角を，縦軸に代表として右側壁のせん断耐力をとったものを，**図-11**(a)の緑点で示す．図中凡例でたとえば「①－fck」とは，地盤のV_Sが①のケースの応答値とコンクリート強度f'_{ck}がーσ_Cに対応する値を代入した耐力である．参考として応答値を物性の中央値を用いた解析結果に固定し，コンクリート強度の変動のみを分析したものを**図-11**(b)の赤点に示す（準簡易手法も

基本ケースではf'_{ck}は±σcに対応する値しか考えないので２点推定法と同じ）．(a)の部材せん断耐力の変動で特に応答値で影響を与えるのは，層間変形角が変動することによる式(5)あるいは式(6)中の γ_{b2}の変動である．準簡易手法による耐力は，限界層間変形角，せん断耐力とも，モンテカルロシミュレーションによる耐力のばらつきを概ね再現できている．

次に，前章(2)節で示したように，第２層群・第３層群・第４層群のVS，およびコンクリート強度f'_{ck}に関し，標準正規分布に従う互いに独立な乱数の組(x_1, x_2, x_3, x_4)を，ラテンハイパーキューブサンプリング法で10000組発生させ，補間関数に代入することにより，各評価指標に対して10000ケースの応答と耐力の標本ケースを作成した．それらを集計した確率密度分布を**図-13**の右の列に示す．左の列のモンテカルロシミュレーションの結果と比較すると，各評価指標の応答・耐力とも，モンテカルロシミュレーションよりもわずかにばらつきが大きくなる傾向があるが，概ね再現できているといえる．なお，図の確率密度分布は標本ケースの10000個の値から集計したものであるが，２点推定法で行ったように，式(13), (14)に準じ，基本ケースの値（**図-10**および**図-11**の緑点）から，対数正規分に従うとして確率密度分布を算定しても，応答・耐力とも図の分布とほとんど一致することが確認されている．

標本ケースの応答と耐力の組より，応答＞耐力となるケースをカウントして標本数10000で除した損傷確率を**表-3**の右の列に示す．個々の評価指標の損傷確率，統合損傷確率とも，モンテカルロシミュレーションよりもわずかに大きいが，概ね近い値が得られている．

なお各評価指標の損傷確率だけ見れば，今回の検討条件では２点推定法の方が準簡易手法よりもわずかにモンテカルロシミュレーションに近い値が得られているが，４章で示したように，２点推定法はせん断力のばらつきを非常に小さく評価してしまうため，物性値や入力地震動レベルといった検討条件が異なると，損傷確率を正しく評価できない可能性がある．また統合損傷確率を算定できないといった欠点もある．

(2) 補足事項

図-15に示したように，今回準簡易手法でばらつきの変動をまとめる層群の境界として，第２層群の上端の境界は頂版レベルよりも１層上の層まで，第３層群の下端の境界は底版レベルよりも１層下の層までとした．これは若干変則的に感じられる層区分で，普通は第２層群の上端の境界は頂版レベルに，第３層群の下端の境界は底版レベルに設けることをまず考えるであろう．今回上記のような層区分としたのは，**図-14**で分析したように，頂版と底版のせん断力が大きくなるケースおよび小さくなるケースが上記のように１層分離れたところでVSの値が急変するケースであったので，これを反映したものである．本論文では報告していないが，第２層群の上端の境界を頂版レベルに，第３層群の下端の境界を底版レベルに設けた場合についても，準簡易手法を行っている．その結果，左頂版と右底版については，やはりせん断力のばらつきを過小評価してしまい，その他の評価指標については，本論文の結果とほとんど変わらない結果となった．したがって，本論文では**図-15**に示す層区分を採用した．

今回地盤を４つの層群に区分し，それぞれの層群でVSを±σVに対応する値とした解析ケースを準簡易手法の基本ケースとしているが，「±σV」に対応する値とすればよい，という理論的裏付けはない．むしろ，準簡易手法が，複数個の独立変数を持つ２点推定法を発展させた手法であることを考えると，次のように設定する方が考え方として自然である．すなわち，第２層群，第３層群，第４層群はそれぞれもともと独立に変動する３層，３層，６層をまとめたものであるので，複数層が独立に変動することによる平均的な「薄まり」の効果を考えるべきである．独立な確率変数$X_1, X_2, \cdots X_n$ の標準偏差をそれぞれσとすると，確率変数の平均値$\frac{X_1+X_2+\cdots+X_n}{n}$の標準偏差は$\frac{\sigma}{\sqrt{n}}$となるから，第２層群，第３層群，第４層群のVSをそれぞれ$\pm\frac{\sigma_V}{\sqrt{3}}$，$\pm\frac{\sigma_V}{\sqrt{3}}$，$\pm\frac{\sigma_V}{\sqrt{6}}$に対応する値とした解析をする，という方法が考えられる．実際，評価結果の**図-13**で，各評価指標の応答・耐力ともモンテカルロシミュレーションよりもわずかにばらつきが大きく評価されてしまう傾向があるのは，基本ケースの結果が，モンテカルロシミュレーションによるばらつきの標準偏差に対応する値よりも平均から離れた値で得られてしまうためである．しかし上記の，第２層群，第３層群，第４層群のVSをそれぞれ$\pm\frac{\sigma_V}{\sqrt{3}}$，$\pm\frac{\sigma_V}{\sqrt{3}}$，$\pm\frac{\sigma_V}{\sqrt{6}}$に対応する値とした解析で準簡易手法を実施したところ，逆にばらつきを過小評価する結果となったため，今回は±σVに対応する値とする，という方法を採用した．

7. 耐力評価式や解析手法の精度等に起因する不確実性について

２章(2)節で述べたように，本論文における評価事例では，物性値や材料強度等のばらつきに起因する不確実性のみを考慮し，耐力評価式や解析手法の精度等に起因する不確実性は考慮していない．耐力評価式や解析手法の精度等に起因する不確実性をモンテカルロシミュレーションおよび準簡易手法で考慮する方法を以下に述べる．

	α_1（ランダム発生）	解析結果の応答値	耐力評価式や解析手法の精度等に起因する不確実性を考慮した応答値	コンクリート強度（ランダム発生）	耐力	α_2あるいはα_3（ランダム発生）	耐力評価式や解析手法の精度等に起因する不確実性を考慮した耐力
ケース1	0.945	応答値1	応答値1	強度1	耐力1	1.005	耐力1
ケース2	1.077	応答値2	応答値2	強度2	耐力2	0.807	耐力2
ケース3	1.200	応答値3	応答値3	強度3	耐力3	1.219	耐力3
ケース4	0.817	応答値4	応答値4	強度4	耐力4	1.149	耐力4
ケース5	0.877	応答値5	応答値5	強度5	耐力5	0.772	耐力5
・	・	・	・	・	・	・	・
・	乗じる	・	・ 耐力式に代入	・	・	・ 乗じる	・
・	・	・	・	・	・	・	・
・	・	・	・	・	・	・	・
・	・	・	・	・	・	・	・
・	・	・	・	・	・	・	・
・	・	・	・	・	・	・	・
ケース1000	0.948	応答値1000	応答値1000	強度1000	耐力1000	1.134	耐力1000

図-18　モンテカルロシミュレーションにおける耐力評価式や解析手法の精度等に起因する不確実性を考慮した応答および耐力の算定

たとえば不確実性として，

ⅰ解析手法の精度に起因する不確実性

ⅱ限界層間変形角算定式の精度に起因する不確実性

ⅲせん断耐力式の精度に起因する不確実性

の３つを考慮するとする．ⅰについては，もし層間変形角とせん断力の不確実性の変動を独立とするならば，不確実性パラメータはさらに１つ増えることになる．ⅰ～ⅲに関し，不確実性の変動係数を$\sigma_{\alpha1}$，$\sigma_{\alpha2}$，$\sigma_{\alpha3}$とすると，中央値が1.0で対数標準偏差が$\sigma_{\alpha1}$，$\sigma_{\alpha2}$，$\sigma_{\alpha3}$という対数正規分布に従う係数α_1，α_2，α_3を，結果の数値に乗ずる，という操作を不確実性の考慮の仕方の基本とする．当然α_1，α_2，α_3の変動は互いに独立とする．

(1)　モンテカルロシミュレーション

モンテカルロシミュレーションでは，解析ケース数分の1000組のα_1，α_2，α_3を作成し，**図-12**における処理と似た要領で**図-18**に示すように，1000ケースの解析結果の応答と耐力に割り当てて乗じることにより，耐力評価式や解析手法の精度等に起因する不確実性を考慮した1000ケースの応答と耐力が求まる．損傷確率は，応答>耐力となるケースを数えればよく，「統合損傷確率」も問題なく求めることができる．しかし，耐力評価式や解析手法の精度等に起因する不確実性を考慮するということは，応答や耐力を決定する独立なパラメータが増えることと同じであるから，標本数をかなり多くしないとモンテカルロシミュレーションとしての精度が悪くなることに留意する必要がある．標本数を増やすにはもちろん解析自体をたとえば10000ケースなど増やすのが厳密で望ましいが，計算負荷等で制約がある場合は，解析1ケースの結果を反復して10回用い，計10000ケースの標本とする，というのも１つの方策として考えられる．

(2)　準簡易手法

準簡易手法では，標本ケース10000個分の　α_1，α_2，α_3を作成し，10000ケースに割り当てる．応答については，既に求まっている10000ケースの応答にα_1を乗ずればよい．耐力については，以下の２つの方法が考えられる．

方法１：

耐力側の基本ケース（**図-11**(a)の緑点）は16個あり，たとえば「①－fck」とは「地盤のV_Sが①のケースの応答値とコンクリート強度f'_{ck}が$-\sigma_c$に対応する値を代入した耐力」であるが，ここで「地盤のV_Sが①のケースの応答値」のかわりに「地盤のV_Sが①のケースの応答値に$-\sigma_{\alpha1}$に対応するα_1を乗じた値」と「地盤のV_Sが①のケースの応答値に$+\sigma_{\alpha1}$に対応するα_1を乗じた値」として２つ分計算する．すなわち全部で2倍の32個の耐力が基本ケースとして計算されることになる．続いて，上記32個の数値を使って，式(17)に変数 $x_5=\frac{ln(\alpha_1)}{\sigma_{\alpha1}}$ を加えて，もう１次元増えた形の補間関数式（項数が32項の長い式になる）を作る．この式に10000組の$(x_1, x_2, x_3, x_4, x_5)$を代入して10000ケースの値を作る．次に，限界層間変形角であればα_2，せん断耐力であればα_3を各ケースで乗じ，耐力の標本ケースを作る．

方法２：

f'_{ck}は10000ケースで割り当てられて決まっており，α_1を乗じた応答10000ケースも既に計算されているから，これらを耐力式に代入した10000ケースの値を計算する．次に，限界層間変形角であればα_2，せん断耐力であればα_3を各ケースで乗じ，耐力の標本ケースを作る．

応答の標本ケースと方法１または方法２による耐力の標本ケースが算定された後は，損傷確率は，応答>耐力となるケースを数えればよく，「統合損傷確率」も問題なく求めることができる．

8.　まとめ

地盤－構造物一体２次元FEMモデルを用いた動的非線形解析に基づく地中構造物の地震時損傷確率評価を，解析を1000ケース行ったモンテカルロシミュレーションにより実施した．同条件の評価を，簡易的な手法として２点推定法で実施したところ，評価項目によっては応答のばらつきを過小評価してしまうという問題点が明らかになった．そこで，モンテカルロシミュレーションと同等の評価結果を得ることを目的として，モンテカルロシミュレーションほど手間と計算負荷がない手法を検討した．その手法を適用した結果，応答・耐力ともばらつきを適切に評価し，モンテカルロシミュレーションと概ね一致した損傷確率が得られた．

今後の課題としては，以下のことが挙げられる．

①準簡易手法の基本ケースについて

- 準簡易手法で今回採用した８ケースという基本ケース数は，解析モデルが大きくなると８ケースでも計算負荷が大きい場合があるので，さらに少ないケースにしぼることはできないかを検討する余地がある．
- 今回評価条件として，層厚約1m毎にV_Sが独立にばらつくとしたが，何m毎にばらつく条件とするかによって，モンテカルロシミュレーションの結果も異なってくると考えられる．たとえば，1m以下といった非常に細かい層毎にばらつかせるという条件では（評価条件として適切かどうかは別として），平均的な「薄まり」の効果で，応答のばらつきは小さくなると考えられる．一方，今回の準簡易手法では，区分層群毎にV_Sを単に$\pm\sigma_V$に対応する値としたものを基本ケースとしており，元々の評価条件でばらつかせるのが何m毎であるかが一切パラメータとして盛り込まれていない点で，普遍性に検討の余地がある．
- 上記２点を含め，今回設定した基本ケースが，地盤条件や構造物の形式・埋設深度等が異なる全ての地中構造物の評価に対して適用できる，というわけではもちろんない．基本ケース設定の普遍性については今後検討する必要がある．

②評価の精度について

- 物性値のばらつきに関し，今回の評価事例では，
  ○構造物物性値のばらつきとしては，鉄筋強度のばらつきは考慮せず，コンクリート強度のばらつきのみを考慮する．
  ○応答のばらつきは地盤物性値のばらつきのみに依存するとし，解析では構造物物性値のばらつきは考えない．

  としているが，その精度への影響については検討が必要である．
- 今回実施したモンテカルロシミュレーションでは，独立にばらつく層が15層と多いことから，応答のばらつきを評価するための解析ケース数として1000ケースで十分かどうかは検討が必要である．
- 耐力評価式や解析手法の精度等に起因する不確実性を考慮する場合，独立なパラメータがさらに増えることになるので，モンテカルロシミュレーション・準簡易手法とも，前章で例として記述した10000ケース程度で精度として十分かどうかは検討が必要である．
- 準簡易手法で，標本ケースを発生させるための補間関数の精度については，今回の検討事例では準簡易手法による応答や耐力の確率密度分布等はモンテカルロシミュレーションの結果を概ね再現できているので問題ないといえるが，今回採用した補間関数は，基本ケースの値を滑らかにつなぐ関数であるので，応答や耐力が確率変数に対して急変するようなケースでは，補間関数の精度が問題となってくる．

③複数の評価指標に対する損傷確率評価について

３章でも言及したように，評価指標が複数ある場合，最初の時刻に破壊と判定された評価指標をその構造物の破壊形態と評価すべきであるが，今回全時刻での照査は労力がかかるため特定時刻での照査しかしていないため破壊の前後関係がわからないので，破壊判定は全て重複してカウントしている．しかし本来あるべき形は，どこで最初に破壊するかを判別し，たとえば，

曲げ破壊する確率	0.246
側壁がせん断破壊する確率	0.153
底版がせん断破壊する確率	0.007
隔壁がせん断破壊する確率	0.098
統合損傷確率（上記の合計）	0.504

というような評価がなされることである．モンテカルロシミュレーションでは，労力は別として原理的には可能である．準簡易手法でも上記のような評価が可能であるかどうかは，検討していく余地がある．

参考文献

1) 堤，蛯沢，中村：原子力施設における地中構造物の実用的な損傷確率評価手法の提案，土木学会論文集 A　Vol.63 No.4，pp.704-715，2007.
2) 原子力安全基盤機構：地震に係る確率論的安全評価手法の整備に関する報告書　＝屋外重要土木構造物の耐力・損傷確率評価＝, JNES/SAE05-105, 2005.
3) Rosenblueth, E. : Two-point Estimates in Probabilities, Appl. Math. Modelling, Vol.5, pp.329-335, 1981.
4) 坂下克之，志波由紀夫：複数の破壊モードを考慮した土木構造物の地震時損傷確率評価手法の提案，土木学会論文集 A1　Vol.69 No.4，pp.I_661-I_677，2013.

5) 土木学会：「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」報告書 第６編 例示設計編，1985.
6) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・照査例，2005.
7) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，2005.
8) 土木学会：2007 年度制定 コンクリート標準示方書 設計編, 2007.
9) 日本原子力学会：日本原子力学会標準 原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準：2007, 2007.
10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.

THE SEISMIC FAILURE PROBABILITY EVALUATION OF THE UNDERGROUND STRUCTURE USING MONTE CARLO SIMULATION AND SIMPLIFICATION OF THE METHOD

Katsuyuki SAKASHITA, Akihito HATA and Yukio SHIBA

In this paper, the seismic failure probability evaluation of the underground structure using Monte Carlo simulation by 1000 dynamic nonlinear FEM analyses is conducted. On the other hand, as the simple method, two-point estimate is conducted. As a result, the dispersion of member shear force evaluated by two-point estimate is too narrow. So we produce “semi-simplified method” to approximate Monte Carlo simulation by comparatively simple process. The dispersion of member shear force evaluated by semi-simplified method is similar to the result of Monte Carlo simulation, and approximate failure probability is obtained.