海洋構造物の破壊シミュレーション

–確率個別要素法の開発と信頼性設計の試み–

伊藤一教・東江隆夫・勝井秀博

Keywords : DEM, SDE, Maritime structure, collapse simulation
個別要素法，確率個別要素法，海洋構造物，破壊シミュレーション

1.　はじめに

施工途中の海洋構造物は，低耐力かつ不安定な状態で台風や冬季の高波に耐えなければならない．そのため，施工手順の工夫や対策工によって施工時の被災を回避する．施工時のリスク管理では，対策にかかる費用の最小化を追及する必要があるため，高精度の被災予測が求められる．このような要求に応えることを目的として構造物の破壊に至るような大変形を解析する手法を開発した．本手法は海洋構造物を対象とするため，流体解析と構造解析を組み合わせた点に特徴がある．

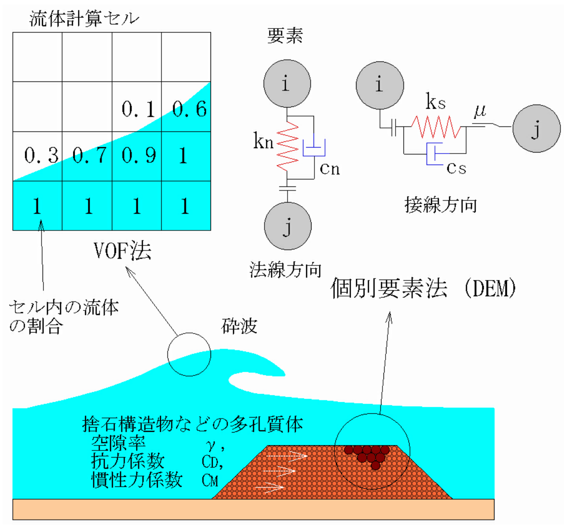
一方，施工だけでなく設計の観点からは，海域構造物の設計手法として性能設計と言う概念が注目されている[1]．性能設計を一言すれば「構造物の要求性能を満足する設計」であり，構造物の照査は許容応力度設計法でも，限界状態設計法でもよく照査方法は規定されるものではない．しかし，経済性を追求する観点からは，設定した限界状態に対する構造物の変形量を照査項目とし，これを確率的に照査する信頼性設計法が合理的と考えられる．この場合でも，構造物の変形量を精度よく予測することが重要で，大変形を対象とした解析手法が必要となる．

著者らは捨石構造物を対象とした解析手法を既に開発した[2]．しかし，その検証は基礎的なものにとどまっていた．そこで，一般的な不規則波による被覆石の安定性について検討した．本論では，その結果を示す．また，対象構造物の拡張として，コンクリート構造物の動的解析および消波ブロック被覆堤の地震時応答について解析結果を示す．以上の適用例を示した後に，本論のポイントである確率理論に基づく個別要素法について検討し，その適用性を検証する．

2.　破壊シミュレーションの例

2.1　解析手法の概要

解析手法[3]の構成は，流体解析にはVOF法（Volume Of Fluid法）とポーラスメディア法（多孔質体法）を用いた数値波動水路[4]を，構造解析には個別要素法（DEM）[5]を用いる．数値波動水路で採用するVOF法は，図–1左上図に示すように流体が計算格子内に占める割合を追跡するため，砕波などの複雑なトポロジーをも算定できる．また，捨石マウンドのような透過性構造物内の流れについては，図–1左下図に示すようにポーラスメディア法によって解析することができる．ちなみに，過性構造物は空隙率，抗力係数および慣性力係数によって表現する．次に，構造物解析手法であるDEMは，構造物を粒子の集合体で表現し粒子間の作用力をバネとダッシュポッドで算定する．このバネとダッシュポッドは圧縮力を再現する．そして，要素が離れた場合にはバネとダッシュポッドが作用しない．図–1に示す捨石マウンドの場合，DEMは捨石一個を円形要素で表し，要素間の力の釣り合いを解析するため，要素の移動や回転あるいは飛散



図–１　破壊シミュレーターの説明図
Schematic explanation of simulation model

といった挙動を解析できる．流体力は，流体解析で求めた流速値に基づきモリソン式を用いて算定する．

2.2 緩傾斜護岸やの被覆石を対象とした解析例

著者ら[6)]は，図-2に示す複断面緩傾斜護岸の小段部被覆石の安定性を対象とした実験を実施し，破壊シミュレーションモデルの適用性を検討した．

作用波は有義波高0.2m，有義波周期2.0sの不規則波で，ブレッドシュナイダー・光易型の周波数スペクトルを有している．水深は0.78m，小段部天端水深は0.26mである．実験に使用した被覆石は作用波に対して不安定な質量（250g/個）であるが，被覆ブロックは安定質量を確保して実施した．また，小段部法肩部において水位および流速を計測した．

図-3は小段部法肩における水位・水平流速の実測値と計算値の比較である．時刻t=23s付近で大規模な砕波が発生していたが，複雑な波浪場でも水位・流速はよく一致している．

図-4は被覆石が特徴的な挙動を示す時刻の実験結果と解析結果の比較である．図の左側は実験状況を撮影したビデオからトレースした図である．図中央の白い部分は水槽の支柱である．図-4 (a)は大規模な巻き波砕波時の比較である．計算結果は水面の砕波状況や被覆石が斜面上にピックアップされる状況を再現している．図-4(b)は波が遡上し，小段部の被覆石が右側斜面の被覆ブロック上に移動した時の比較図である．計算結果は被覆石が被覆ブロック上に這い上がる状況を再現している．以上の結果は，被覆石の安定性に対し砕波を伴う不規則波であっても本手法が精度よく解析できることを示唆している．

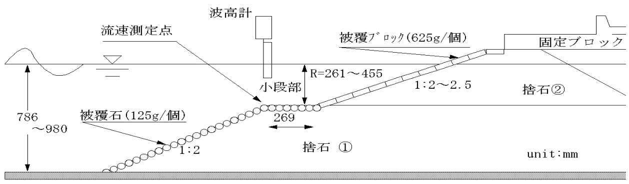
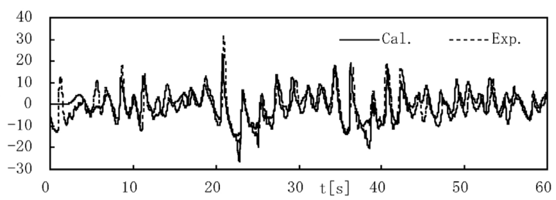
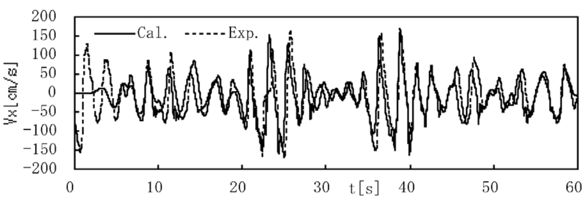


図-2 複断面緩傾斜護岸の対象断面
Cross section of a gentle slope dike with a step

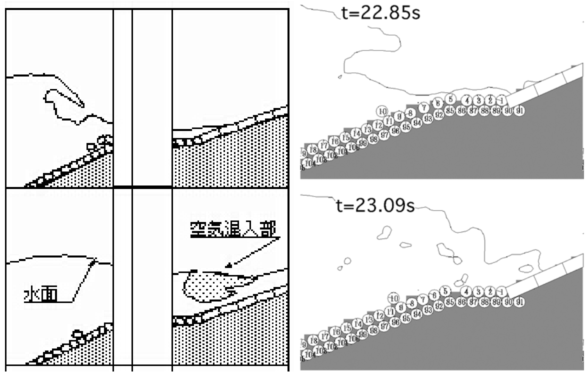


(a) 水位変動の比較

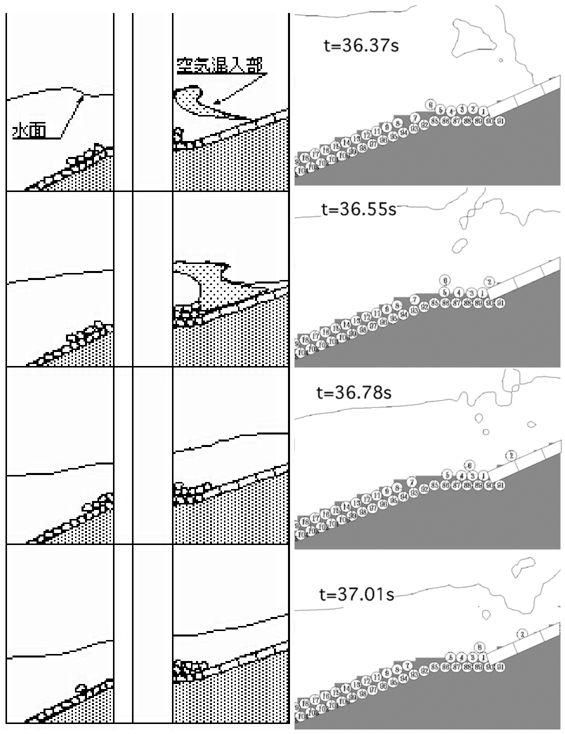


(b) 水平流速の比較

図-3 小段法肩部における水位，流速の比較図
Comparison of water elevation and horizontal velocity at a step between calculation and experiments



(a) 大規模砕波時（左図：実験，右図：計算）



(b) 波の遡上時（左図：実験，右図：計算）

図-4 小段部被覆石の挙動比較
Comparison of behavior of armor stones on a step between experiment and calculation

2.3　護岸パラペットの変形解析

1999年，九州から西部瀬戸内海に9918号台風が来襲し多くの被害をもたらした．被災の中でも護岸についてはパラペット（図-5に示した赤丸の部分）の倒壊が報告されている[7,8]．図-5は護岸に高波が作用する状況を解析した図である．ここで，本手法をコンクリート構造物に対応できるよう，目黒・伯野の方法[9]を用いて拡張した．目黒・伯野の方法は，図-1に示したバネ・ダッシュポッドに加えて，引張力を受け持つバネ・ダッシュポッドを導入したモデルである．

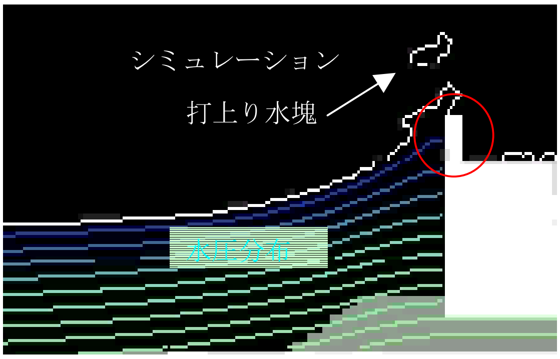


図-5　護岸パラペットに波が作用する状況
A state of wave attack toward a parapet

ここで実施したパラペットの動的解析は，直径20cmの円形要素でモデル化した．圧縮，引張に対するバネ・ダッシュポッド等の設定値は，目黒・伯野[9]を参考に決定した．目黒・伯野[9]では，コンクリートの物性値から決定されるバネ・ダッシュポッド等の設定値より約3オーダー低い設定となっている．これは，物性値に基づく設定値を直接用いると固有周期が非常に短く，数値解析における時間発展の間隔が極端に短くなり，現実的な計算ができないためと考えられる．ここでは，CPUタイムを考慮し，物性値に基づく設定値と既往の研究の中間的な表-1の設定値を用いた．波力は合田式を用い，波高９ｍ，周期8.3sとした．護岸の設置条件は図-6のとおりである．

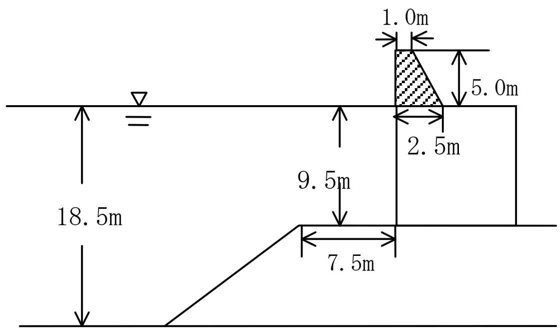
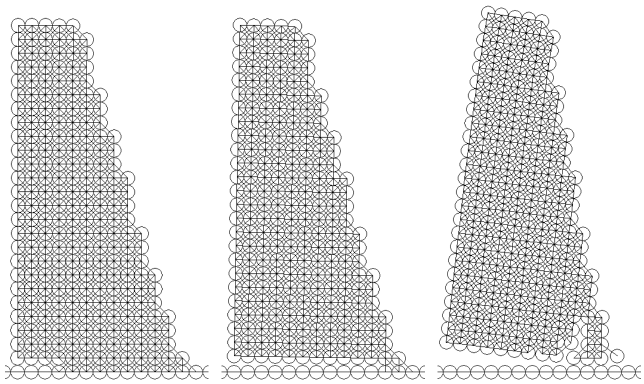


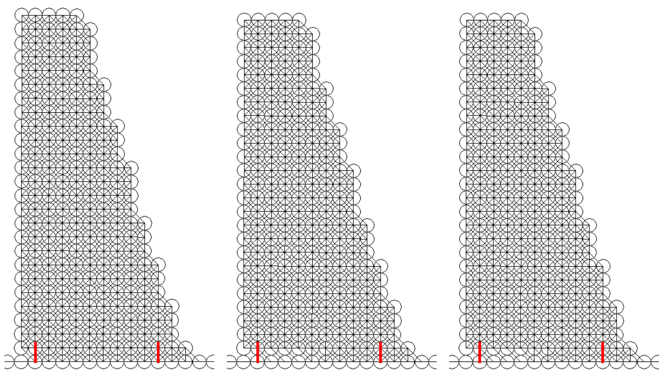
図-6　護岸形状および寸法
Shape and dimension of seawall

表-1　設定値一覧表
Table of parameters in the simulation

要素半径[m]		0.1
要素質量[kg]		86.7
圧縮	法線ばね定数[N/m]	1.2×10^{9}
	法線減衰係数[Ns/m]	4.8×10^{5}
	接線ばね定数[N/m]	6.0×10^{8}
	接線減衰係数[Ns/m]	3.4×10^{5}
引張 (間隙バネ)	法線ばね定数[N/m]	1.2×10^{9}
	法線減衰係数[Ns/m]	1.5×10^{5}
	接線ばね定数[N/m]	4.0×10^{7}
	接線減衰係数[Ns/m]	8.8×10^{4}



(a)　t/T=0.2　　(b)　t/T=0.23　　(c)　t/T=0.24
図-7　無筋パラペットの倒壊シミュレーション結果
Collapse simulation of a concrete parapet



(a)　t/T=0.2　　(b)　t/T=0.23　　(c)　t/T=0.24
図-8　鉄筋パラペットの倒壊シミュレーション結果
Collapse simulation of a reinforced concrete parapet

図-7はパラペットを無筋コンクリートとした解析結果である．図中のt/Tは波の周期Tを用いた無次元時間である．波力が最大となる位相はt/T=0.25であり，ピーク波力を下回るt/T=0.2でパラペット底部にクラックが入り，t/T=0.24には転倒が始まっている．

図-8はパラペットを鉄筋コンクリートとした解析結果である．鉄筋の配置は図中に赤線で示した．鉄筋よって，クラックは入るものの倒壊には至らない結果となった．

2.4　消波ブロック被覆堤の地震時応答解析

土木学会の原子力土木委員会は，原子力発電所の立地多様化技術を検討した[10]．その中で,防波護岸の耐震検討を行った.ここでは，消波ブロックで被覆されたケーソン式防波堤の地震時応答を例にケーススタディーを実施した．設定条件を図-9に示す．地震波は水平振幅500gal，2Hzの正弦波一波とし，消波工（テトラポット）とケーソンを移動要素とした．

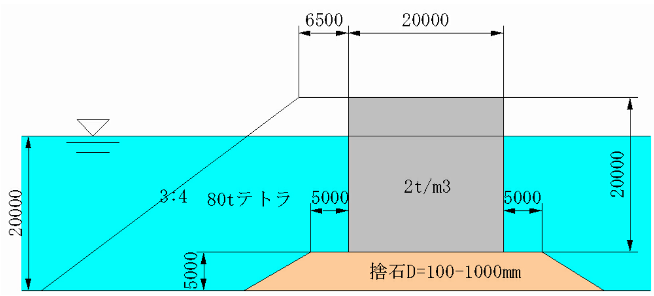


図-9　消波ブロック被覆堤の断面図
Cross section of breakwater covered with wave-dissipating blocks

図-10は地震動による消波ブロック被覆堤の変形結果である．図中の矢印は各要素の最終移動量をベクトル表示したものである．ケーソンの移動量は20cmと地盤の移動量と同等で滑動はない．消波ブロックは沈み込んだ状況が再現されている．消波ブロックの挙動は，図に示した青い破線より上側の消波ブロックは沖側に移動し，下部の消波ブロックはケーソンと同じく地震変位と同じ方向に移動している．この青い破線はすべり面を表していると思われる．

図-11は，図-10の消波ブロックのうち変位の大きい表層ブロックの絶対変位の時間変化を示した図である．ケーソンの移動は地震加速度の変化に対応しているが，消波ブロックの変化は継続し，地震加速度が０になった後，およそ0.75s後に収束している．

以上のように，施工シミュレータを拡張することによって広範囲の問題に対する変形解析が可能になったことがわかる．

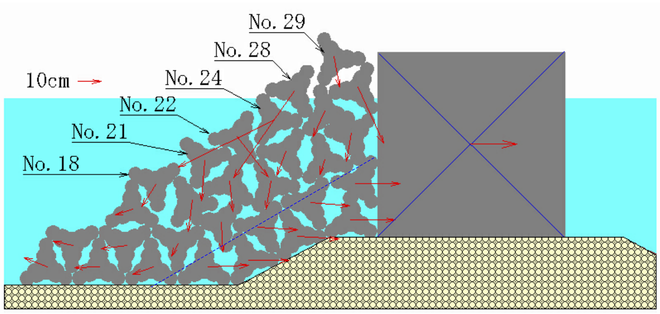


図-10　消波ブロック被覆堤の地震による変形
Deformation of breakwater due to earthquake

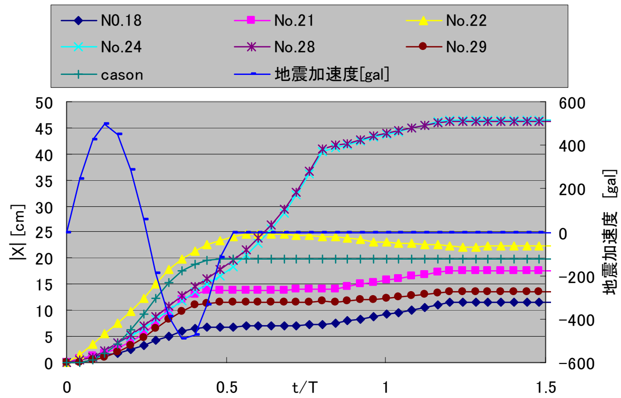


図-11　消波ブロックの時間変化
Time series of displacements of blocks

3.　確率理論に基づく個別要素法の開発

3.1　決定論的手法の問題点

前述の図-4 で示した比較は，水路のガラス側面から判断できる現象を捉えて評価したものであり，水路幅方向全体の平均的な評価ではない．

写真-1 は 1000 波作用後の小段部の変形状況を水路上方から撮影した写真である．写真の右側に位置する被覆石（黄色）は被覆ブロック（青色）上に位置するのに対し，左側では被覆石の移動量は小段部上にとどまっている．この結果は，2 次元実験であっても被覆石の移動量は水路幅方向にばらつくことを示している．つまり，作用波の 2 次元性は高いにもかかわらず，実際の被覆石は形状寸法が一様でないため，個々の被覆石に作用する流体力やかみ合わせが異なるためにばらつき画生じるのである．そのため，被覆石の安定性を検討する場合，複数の測線で断面変化を測定しそれを平均したり，被覆石総数に対する移動した被覆石数で定義する被災率で評価するのが一般的である．それに対して，図-4 で示した計算結果は水路幅方向に一様な 2 次元計算であるから，水

路延長方向の一断面に対する計算結果に過ぎず，水路幅方向のばらつきまで表現することはできない．したがって，断面2次元の数値計算は変形に対し定性的には十分な結果を与えるが，断面変化の平均値や被災率といった実務設計的な要求には定量的に応えられない．

個別要素法を用いた決定論的手法によって実験相当の結果を得るためには，3 次元計算を実施するか，モリソン式の抗力係数や慣性力係数などを確率変数としたモンテカルロ法を実施する必要がある．しかし，不規則波を対象としたケーススタディーを数多く必要とする実務においては， 3 次元計算やモンテカルロ法は計算時間が膨大となるため，計算時間を短縮することが課題となる．

写真-1　上から撮影した小段部被覆石の移動状況
A top view of displacements of armor stones

3.2　確率個別要素法の概要

著者ら[11]が開発した確率個別要素法（SDEM: Stochastic Distinct Element Method）は，個別要素法に確率理論の1次近似法あるいは2次近似法を応用したものである．本手法の概念を図-12に示す．

図-12は捨石マウンドに被覆石が敷設された断面 2 次元実験の模式的断面図である．図中の●で示した被覆石に着目すると，法肩に位置する被覆石は水路幅方向に複数存在する．波の作用により被覆石が移動する状況を考える時，被覆石の形状が一様でないため，その移動量も一様ではない．しかし，その移動量は図-12 左図のように平均値を中心とした分布を有すると考えられる．そこで，従来の個別要素法の解析パラメタに平均値を用いると，その結果は移動量の平均値を与えると考えられる．そして，移動量の分布（平均値からの広がり）は，摂動法を用いた確率理論の1次近似法（あるいは2次近似法など高次近似）によって算定できると仮定する．以上が確率個別要素法の考え方である．

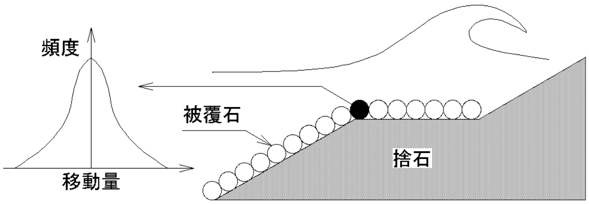


図-12　確率個別要素法のモデルの概念図
Schematic view of a model for SDEM

本論では被覆石の被災率を対象に検討する．2.1 でも述べたように，数値波動水路による流速をもとにモリソン式で波力を算定する．波による被覆石の移動には，流体力に関する係数の影響が大きいことから[11]，ここでは抵抗係数，慣性力係数，摩擦係数および流速を確率変数とし，１次近似を適用して検討した．以下に，その手順の概略を示す．

抗力係数 C_D，慣性力係数 C_M，摩擦係数 μ および流速 U を式(1)〜(4)のように平均値が０の微小確率変数 α_1〜α_4 を用いて表す．－の付いた変数は各々の平均値である．ただし,$\bar{U}$は数値計算によって得られる流速ベクトル *Ucal*．である

$$C_D = \overline{C}_D(1+\alpha_1) \tag{1}$$
$$C_M = \overline{C}_M(1+\alpha_2) \tag{2}$$
$$\mu = \overline{\mu}(1+\alpha_3) \tag{3}$$
$$U = \overline{U}(1+\alpha_4) \tag{4}$$

要素 i の変位ベクトル Xi をテーラー展開すると式(5)となる．ここで，変位ベクトル Xi に添字で示した *0000*〜*1000* は各確率変数と展開の次数を表している．*0000* は０次項を，*1000* は C_D に対する１次項を表す．同様に *0100* は C_M に，*0010* は μ に，*0001* は U に対する１次項を示している．また，$\partial\xi$ は ξ による偏微分を示す．

$$\begin{aligned}
X_i(C_D,C_M,\mu,U) &= X_i(\overline{C}_D,\overline{C}_M,\overline{\mu},\overline{U}) \\
&+0.5(\overline{C}_D\alpha_1)\partial_{C_D}X_i\big|_{\overline{C}_D} + 0.5(\overline{C}_M\alpha_2)\partial_{C_M}X_i\big|_{\overline{C}_M} \\
&+0.5(\overline{\mu}\alpha_3)\partial_{\mu}X_i\big|_{\overline{\mu}} + 0.5(\overline{U}\alpha_5)\partial_{U}X_i\big|_{\overline{U}} + \cdots \\
&= X_{i,0000} + \alpha_1 X_{i,1000} + \alpha_2 X_{i,0100} \\
&\quad + \alpha_3 X_{i,0010} + \alpha_4 X_{i,0001} + \cdots \\
&= X_{i,0000} + \sum_{n_1=0}^{1}\sum_{n_2=0}^{1}\sum_{n_3=0}^{1}\sum_{n_4=0}^{1}(n_1\alpha_1+\cdots+n_4\alpha_4) \\
&\qquad \times X_{i,n_1n_2\cdots n_4} + \cdots \\
&: n_1+n_2+\cdots+n_4 = 1
\end{aligned} \tag{5}$$

式(1)～ (5)を個別要素法の運動方程式に代入し，α_1～α_4に関して１次の項まで考慮すると式(6)～(9)で表す摂動展開式を得る．ただし，n_1～n_4は０か１の整数である．

$$O(0): m\partial_{tt} X_{i,0} + C_i \partial_t X_{i,0} + F_{i,k,0} + F_{i,g} + F_{i,f,0} = 0 \quad (6)$$

$$I_i \partial_{tt} \phi_{i,0} + D_i \partial_t \phi_{i,0} + M_{i,0} = 0 \quad (7)$$

$$O(1): \begin{array}{l} m\partial_{tt} X_{i,n1n2n3n4} + C_i \partial_t X_{i,n1n2n3n4} + F_{i,k,n1n2n3n4} \\ + F_{i,f,n1n2n3n4} = 0 \quad : \quad n1 + n2 + n3 + n4 = 1 \end{array} \quad (8)$$

$$\begin{array}{l} I_i \partial_{tt} \phi_{n_1 n_2 n_3 n_4} + D_i \partial_t \phi_{n_1 n_2 n_3 n_4} + M_{i,n_1 n_2 n_3 n_4} = 0 \\ \quad : \quad n_1 + n_2 + n_3 + n_4 = 1 \end{array} \quad (9)$$

ここで，式(6)の左辺第 3 項～第 5 項は，要素間のバネとダッシュポッド，重力および流体による各作用力を示す．また，式(8)の左辺第 3 項と第 4 項は，バネと流体による 1 次の作用力を示す．さらに，式(7)と式(9)の左辺第 3 項は，要素に作用するモーメントを示す．

要素 i の変位ベクトル Xi の平均値 $E(i)$(式(10))は各確率変数の平均値を用いた算出結果である．そして，すべての確率変数を独立とし，各確率変数の平均値と分散 *Var*（あるいは標準偏差 S.D.）を与えることで変位ベクトル X の分散 $Var(X_i)$は式(11)となり，標準偏差は分散の平方根で算出できる．

$$E(X_i) = X_{i,0} \quad (10)$$

$$\begin{array}{l} Var(X_i) = X_{i,1000}^2 Var[C_D] + X_{i,0100}^2 Var[C_M] \\ \qquad + X_{i,0010}^2 Var[\mu] + X_{i,0001}^2 Var[U] \end{array} \quad (11)$$

一般に捨石構造物の破壊は，対象とする捨石数Nに対する移動した捨石数 n の割合として定義する被災率で評価される．このとき，捨石の移動の定義（破壊の定義）は，捨石の変位量が許容変位量 Xc を上回ることである．ここで，性能関数 Z_i を定義すれば式(12)となる．

$$Z_i = |X_i| - X_c \quad (i = 1 \cdots n) \quad (12)$$

要素 i に対する破壊確率 p_i は，性能関数 Z_i が正値となる確率である．いま，確率変数が正規分布に従うとするならば性能関数 Z_i も正規分布に従い，式(10)と(11)から分布形が決定できるので，式(12)より破壊確率が算出できる．もちろん，確率変数の確率分布については別途検討を要するが，便宜上本論では各確率変数を正規分布に従うものとして取り扱う．式(12)から明らかなように，この方法では破壊確率を全要素に対して算出できることに特徴がある．そして，各被覆石の移動現象を独立と仮定すると，被災率 Dr は対象とする被覆石の破壊確率 pi の平均値として式(13)で算定できる．ここで，N は対象とする捨石個数である．

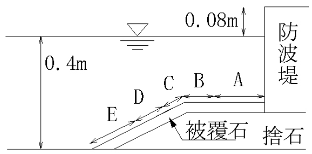
$$D_r = \frac{1}{N} \sum_i^N p_i (Z_i \geq 0) \quad (13)$$

4.　確率個別要素法の適用性

4.1　対象構造物

ここでは，確率個別要素法の適用性を図-13 に示す松本・高橋[12)] の実験結果を用いて検討した．松本・高橋は被覆石の被災率を図中の区間 A～E に対して整理した．作用波は規則波で波高を 8～17cm，周期 1.3 s とした．表-2 に解析に用いた確率変数の設定条件を示す．

(a) 状況写真



(b) 断面図

図-13　混成堤マウンドの実験模型
Model of composite breakewater

表-2　確率個別要素法における確率変数の設定条件
Conditions of stochastic parameters for SDEM

	C_D	C_m	μ	U
期待値	0.6, 0.8, 1.0	1.0	0.6	計算結果
標準偏差	0.1	0.1	0.1	―
変動係数	0.1～0.17	0.1	0.17	0.03～0.04

4.2　平均値，標準偏差および破壊確率の時間変化

図-14 には法肩部の要素 a について，絶対変位の平均値$|\bar{X}|$を時系列で示すとともに，変位の状況（①～⑥）を模式図で示した．図-15 にはその標準偏差（S.D.）を示す．両図において$|\bar{X}|$，S.D.は要素直径Dで無次元化し

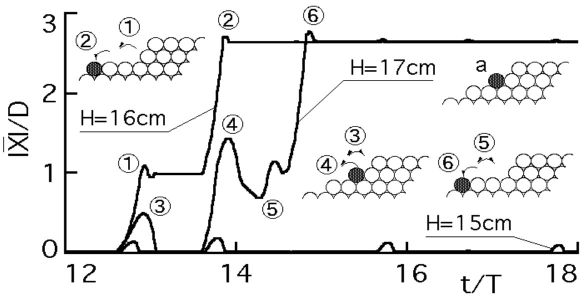


図-14　法肩要素の平均移動量の時間変化
Time series of a element at slope top

$(\bar{C}_D = 1.0, \bar{C}_M = 1.0, \bar{\mu} = 0.6, \bar{U} = U_{Cal.})$

た．図-14 の波高 H=15cm の場合，$|\bar{X}|$は短時間に発生し直ちに0にもどる．これはロッキングを示し，図-15 の標準偏差は変位の発生にともない階段状に増加する．この標準偏差の変化は，個々の被覆石に作用する流体力が異なるため，同じ法肩に並んだ被覆石であっても変位量が異なり分散していくことを表している．そして，流体力が繰り返し作用するたびに分散が大きくなることに対応している．

H=16cm や 17cm の場合，要素 a は初期位置から大きく移動した． H=16cm の場合，t/T=13(①)と 14 付近(②)の連続した２回の作用波で沖側に転移した．H=17cm では t/T=13(③)付近で移動を開始するが，流向の反転に伴って元の位置に戻り，t/T=14 付近以後(④～⑥)の作用波で岸沖方向の往復運動を繰り返し沖側に転移した．このように，H=16cm と 17cm で最終的な移動位置は同じだが，その過程が異なる．この理由は以下のように説明できる． H=16cm と 17cm で作用流速の位相は同じであるが絶対値が異なる．そのため，H=16cm の場合には流向が反転しても慣性で凸部を乗り越えたが，H=17cm の場合には凸部を乗り越えようとする慣性より抗力が卓越し元の位置に戻った．作用流速が大きくなると，抗力の影響が顕著となり，移動量のばらつきが大きくなる．図-15 に示した標準偏差は作用流速の大きい H=17cm のほ

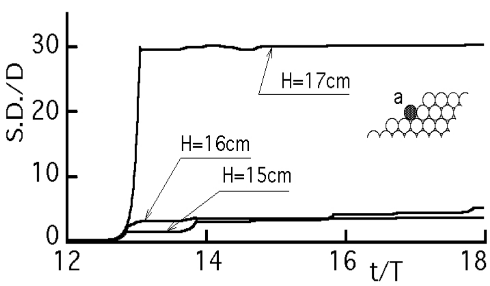


図-15　移動量の標準偏差の時間変化
Time series of standard deviation

$(\bar{C}_D = 1.0, \bar{C}_M = 1.0, \bar{\mu} = 0.6, \bar{U} = U_{Cal.})$

うが大きく，図-16 に示す$\partial X/\partial C_D$（$= X_{1000}$）の時間変化においても，H=17cm の結果は H=16cm を大きく上回っている．

図-17 は法肩要素 a の破壊確率 p_i の時間変化と代表時刻における|X|の確率密度（P.D.)を示す．破壊確率は Xc=Ｄとして算定し，確率密度には破壊確率の積分範囲をハッチングで示した． t/T>14 の破壊確率は，H=16cm の値が最も大きく，ついで H=17cm，15cm の順である．図-14 と図-15 の t/T=13 付近に着目すると，H=16cm のケースは$|\bar{X}|$は Xc＝Ｄの値を示し，性能関数 Zi を正規確率分布としているため，|X|が Xc を上回る確率は標準偏差に関係なく概ね 50％になる．一方，t/T=13 付近の H=17cm では$|\bar{X}|$が約 0.5Ｄで$|\bar{X}|$が Xc を下回る．しかし，標準偏差が大きく算定されたため破壊確率が 50％近くになる． t/T=15 以後，H=17cm の$|\bar{X}|$は H=16cm と同じ値になるが，標準偏差が大きく一様分布に近いので$|\bar{X}|$が Xc を上回っても破壊確率が 50％を若干上回る程度になっている．このように H=17cm の標準偏差が非常に

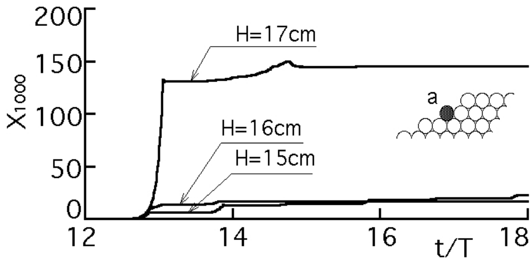


図-16　法肩要素の *X1000*（=∂X/∂C_D）の時系列
Time series of *X1000*（=∂X/∂C_D）

$(\bar{C}_D = 1.0, \bar{C}_M = 1.0, \bar{\mu} = 0.6, \bar{U} = U_{Cal.})$

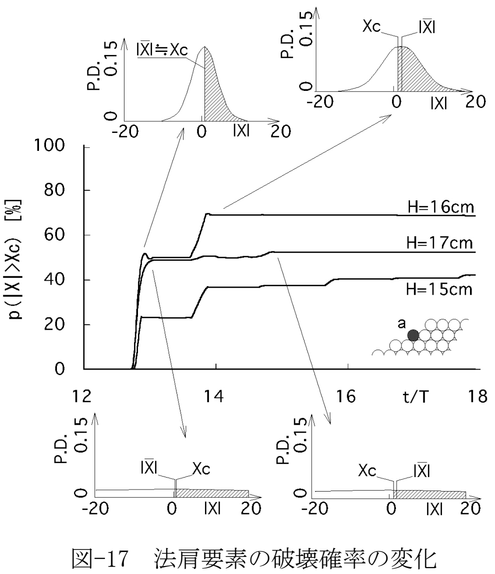


図-17　法肩要素の破壊確率の変化
Time series of failure probability

$(\bar{C}_D = 1.0, \bar{C}_M = 1.0, \bar{\mu} = 0.6, \bar{U} = U_{Cal.})$

大きくなる理由としては，一次近似では近似度が不足している可能性が考えられる．したがって，さらに高次の近似を適用し検討することが今後の課題といえる．ロッキングを繰り返す H=15cm の場合には，$|\bar{X}|$と Xc の相対変化が小さいため，標準偏差の増加に依存して破壊確率が大きくなっている．

4.3　被災率の比較

図-18 は区間 C における被災率を比較した結果である．被災率は各要素の破壊確率を区間 C で平均して算出した． 計算では本実験条件に対するクーリガン・カーペンター数（KC 数）が 25 以上と大きく抗力が卓越するため$\bar{C}_D$を変化させた．その結果，$\bar{C}_D$＝1 の計算結果は実験結果とよく一致した．特に H=16cm 以下では再現性が高い．H=17cm の場合には，計算の被災率が過小評価になっている．これは，図-17 の説明でも述べたように，近似精度や確率分布の設定によると考えられる．$\bar{C}_D$＝1 は，Alger・Simons[13]が形状の異なる石に対して実施した抗力係数に関する実験結果からほぼ妥当と判断できる．以上より，本手法は実務設計で求められる被災

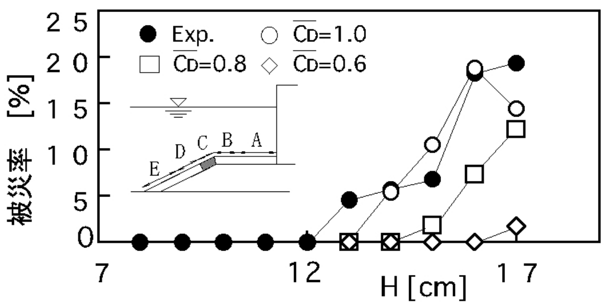


図-18　被災率に関する実験値と計算値の比較
Comparison of damage ratio

率を数値解析で算出できることが確認された．確率変数に対する期待値や確率分布の設定値は様々な実験結果などと照らし合わせて検討する必要があが，本手法が信頼性設計の照査手法となりうると考えられる．

5.　結論

本論では，数値波動水路と個別要素法に基づく破壊解析手法を開発し，捨石構造物，コンクリート構造物および消波ブロックの移動・変形解析を実施した．捨石構造物については実験結果と比較しその妥当性を検証した．

さらに，本手法を確率理論に基づいて拡張し，確率的な個別要素法（確率個別要素法）を開発した．

混成堤マウンドの被覆石を対象に実験結果と確率個別要素法による計算結果を比較し，確率個別要素法が十分な精度を有することを確認した．そして，本手法が信頼性設計手法となりうることが明らかとなった．

謝辞：株式会社テトラの松本朗氏には，貴重な実験データを提供して頂きました．ここに記して謝意を表します．

参考文献

1)　土木学会：新しい波浪算定法とこれからの海域施設の設計法－性能設計の確立に向けて－，2001.

2)　伊藤一教，樋口雄一，東江隆夫，勝井秀博：個別要素法に基づく捨石のランダム性を考慮した潜堤の変形予測手法,海岸工学論文集，第48巻，pp.806-810，2001.

3)　伊藤一教，東江隆夫，勝井秀博：破壊解析手法に基づく海洋構造物の施工シミュレーターの開発，大成建設技術センター報，第34号，pp.41-1-41-6，2001.

4)　沿岸開発技術研究センター編：数値波動水路（CADMAS-SURF）の研究・開発，沿岸開発技術ライブラリー，No.12，2001.

5)　伯野元彦: 破壊のシミュレーション，森北出版，1997.

6)　伊藤一教，織田幸伸，東江隆夫: 複断面緩傾斜護岸の断面変形に関する研究 : 海洋開発論文集, vol.18，pp.245-250，2002.

7)　河合弘泰，平石哲也，丸山晴広，田中良男，古屋正之，石井伸治：八代海と周防灘における台風 9918 号の高潮・波浪災害の現地調査，海岸工学論文集， vol.47，pp.311-315，2000.

8)　高橋重雄 大木泰憲 下迫健一郎 諫山貞雄 石貫国朗 : 防潮護岸の高潮時の衝撃波力による被災とその再現実験—台風 9918 号による高潮・高波災害に関する検討——，海岸工学論文集，第 47 巻， pp.801-805，2000.

9)　目黒公郎，伯野元彦：粒状体シミュレーションによるコンクリート構造の破壊解析，東京大学地震研究所彙報，vol.63，pp.409-468，1988.

10)　土木学会：原子力発電所の立地多様化技術－人工島式海上立地技術の高度化－，pp.175-283，1999

11)　伊藤一教，樋口雄一，東江隆夫，勝井秀博: 確率理論に基づく個別要素法の拡張，海岸工学論文集，第49巻，pp. 771-775，2002.

12)　松本朗，高橋重雄：流速場に基づく混成堤マウンド被覆材の高度設計，海岸工学論文集，第 48 巻，pp.911-915，2001.

13)　Alger.G.R and D.B.Simons : Fall velocity of irregular shaped particles,Journal of the hydraulic division. Proc. of A.S.C.E, pp.721-737，1968.