論文　個別要素法における減衰のモデル化が無筋コンクリート構造物の破壊挙動解析結果に及ぼす影響

古川　愛子[*1]・木村　翔太[*2]・清野　純史[*3]

要旨：個別要素法を用いて構造物の動的挙動を再現する際，減衰モデルは解析結果に影響を及ぼすが，適切な減衰モデルに関する検討は十分でない。個別要素法における減衰力としては，定式化上，要素重心に作用する減衰力と，要素間に作用する減衰力の 2 つの項を定義することができる。本研究では，前者として質量比例型減衰と local damping を採用し，後者として臨界減衰と瞬間剛性比例型減衰を想定した。対象構造物に無筋コンクリート供試体を想定し減衰のモデル化の違いによる破壊挙動解析の応答の違いについて検討した。

キーワード：減衰のモデル化，個別要素法，破壊挙動解析，無筋コンクリート供試体

1. はじめに

切迫度が高まる南海トラフの巨大海溝型地震やその前後に頻発する内陸地震に備えて，インフラ施設の耐震安全性の確保は喫緊の課題である。2011 年の東北地方太平洋沖地震を契機に地震動予測が見直され，起こりうる最大級の地震動予測へとシフトしていることから，耐震安全性照査においては，破壊後の挙動までを再現できる数値解析手法が必要であると考えられる。

構造物の耐震安全性は有限要素法 [1)]を用いて広く検討されてきた。有限要素法は連続体の力学に基づく数値解析手法であり，連続な形状関数を用いて解析領域を空間的に分割するため，構造物の変位が不連続となる破壊・崩壊現象の表現は困難である。これに対し，不連続な形状関数を用いることで破壊現象を表現可能とする FEM–β[2)]が提案された。要素間の接触状態が大きく変化しない破壊現象の解析に適している。

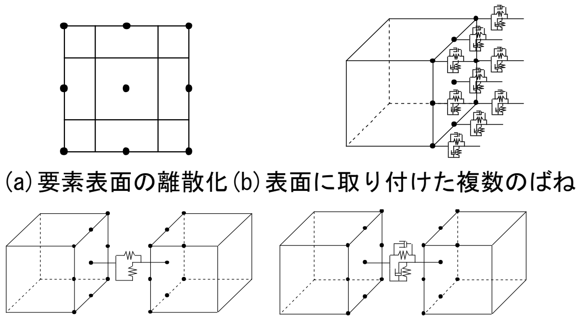
これらに対し，離散体の力学に基づく個別要素法 [3)]は，構造物を剛体要素の集合体とモデル化し，要素同士が接触したときは要素間にばねとダッシュポットを設置して相互作用力を表現する。要素間の破壊はばねの切断で簡易に表現でき，破壊や崩壊現象の解析に適した手法である。本研究では，有限要素法が得意とする要素間の接触状態が大きく変化しない破壊現象から，有限要素法が得意としない要素間の接触状態が大きく変化する破壊・崩壊現象までを一括して扱うことのできる個別要素法に着目する。

個別要素法では，ばね定数とダッシュポットの減衰係数を適切に設定する必要があり，この設定によって結果は変わってくる。従来の個別要素法には，ばね定数を理論的に決定できないという問題があったが，改良版個別要素法 [4)]では，要素の表面を多数のセグメントに離散化し，セグメント毎にばねを設置することで，材料特性からばね定数を決定できるようになった。

一方のダッシュポットの減衰係数については，臨界減衰が一般的に使われているが，これは要素間の衝突によるエネルギーを効率的に消散して解析を安定させるためのものであり，構造物の振動における減衰（減衰特性）を表すものではない。減衰特性は動的挙動に大きな影響を及ぼすため，解析の安定化のためだけでなく，主要な振動モードの減衰定数を再現できるモデル化が必要であると考えられる。このような減衰モデルとして，速度に比例する粘性減衰や接触力に比例する local damping[5)] があるが，それぞれの減衰モデルが持つ特性について十分な検討はなされていない。以上を鑑み本研究では，改良版個別要素法における減衰のモデル化が解析結果に及ぼす影響について検討を行う。

有限要素法を用いた破壊挙動解析に適した減衰モデルについては，佐々木らによる先行研究 [6)]がある。佐々木らは，無筋コンクリートの振動台実験結果と，4 通りの減衰行列のモデル（質量比例型減衰，初期剛性比例型減衰，レーリー型減衰，瞬間剛性比例型減衰）を用いたクラック進展解析の結果を比較している。いずれのモデルも，主要な固有モードの減衰定数を再現できるように決定されている。まず，質量比例型減衰を用いたケースでは，高周波数領域の減衰が小さいため高次の振動モードが激しく励起され発散に至ったとしている。次に初期剛性比例型減衰を用いたケースでは，破壊により剛性は低下するが初期剛性行列に比例した減衰行列を用いているため過大な減衰力が発生し，ひび割れがあまり進展しなかったとしている。レーリー型減衰では，初期剛性行列に掛かる比例係数が大きい場合は初期剛性比例型減衰と同様の傾向を示すこと，初期剛性行列に掛かる比例係数が小さい場合は振動台実験結果に近い良好な結果が得られたとしている。最

*1 京都大学大学院　地球環境学堂准教授　(正会員)
*2 京都大学大学院　工学研究科都市社会工学専攻修士課程学生　(非会員)
*3 京都大学大学院　地球環境学堂教授　(非会員)



(a)要素表面の離散化 (b)表面に取り付けた複数のばね

(c) 復元ばね (d) 接触ばね・ダッシュポット

図-1 改良版個別要素法の概要

後の剛性低下に応じて減衰力も低下させる瞬間剛性比例型減衰の再現性が最も高いとしている。以上より，次の 3 つを考慮したモデル化が必要であるとわかる。

(a) 主要な固有モードの減衰定数の再現性

(b) 高周波数領域の減衰力の確保

(c) 剛性比例型の項を有する場合は，剛性低下に応じて減衰力を低下させること

本研究では，個別要素法において上記の(a)(b)，または(a)(b)(c)全てを満足する減衰モデルを扱う。要素毎の運動方程式において，要素重心に作用する減衰力と接触要素間に作用する減衰力を組み合わせる。要素重心に作用する減衰力として，粘性減衰（質量比例型減衰）と，要素に作用する接触力の総和に比例する local damping の 2 つの減衰力を想定する。また接触要素間に作用する減衰力として，臨界減衰と瞬間剛性比例型減衰の 2 つの減衰力を想定する。無筋コンクリート構造物の破壊挙動の数値解析を通して，減衰モデルの特性および適用性について考察することを目的とする。

2. 改良版個別要素法

2.1 概要

改良版個別要素法 [5]は，従来の個別要素法と同様に構造物を剛体要素の集合体としてモデル化する。改良点としては，要素表面をセグメントに離散化して（図-1(a)），それぞれのセグメントの代表点にばね・ダッシュポットを設置（図-1(b)）したことである。要素表面を離散化することによって，ばね定数が理論的に導出される。弾性挙動は要素間に設置する復元ばね（図-1(c)）によって表現する。復元ばねの切断によって破壊現象はモデル化され，要素間が再接触または新たな要素と接触する際は，接触要素間に接触ばね・ダッシュポット（図-1(d)）が発生する。接触ダッシュポットは衝突によるエネルギーを消散させるためのもので接触ばねと並列に設置される。図-1 では，接触面の法線方向と接線方向に 1 つずつばねを示している。接線方向は 2 次元であるため，解析では変位の合成方向にばねを 1 つ配置することとした。

2.2 解析パラメータ

(1) 要素のばね定数

次項で述べる要素間のばねは，本項で述べる要素のばねが直列につながったとして導出する。復元ばねと接触ばねの 2 タイプが存在するが同じばね定数とする。ばねは要素表面に対して，法線方向(n)と接線方向(s)の両方に取り付けられる。法線，接線方向の単位面積あたりのばね定数は次式で表される。

$$\bar{k}_n = \frac{E}{(1-\nu^2)\ell} \qquad \bar{k}_s = \frac{E}{2(1+\nu)\ell} \tag{1}$$

ここに，E は要素の弾性係数，ν はポアソン比，ℓ は要素重心から表面までの距離である。

(2) 要素間のばね定数

2 つの要素 A, B が連続または接触しているとする。要素 A, B の弾性係数を E_A , E_B，ポアソン比をν_A，ν_B，重心から表面までの距離を ℓ_A，ℓ_B で表す。式(1)で求めたばねが直列につながっていると想定し，要素間の単位面積あたりのばね定数は次式で与えることとする。

$$k_n = \frac{1}{\dfrac{(1-\nu_A^2)\ell_A}{E_A} + \dfrac{(1-\nu_B^2)\ell_B}{E_B}} \tag{2}$$

$$k_s = \frac{1}{\dfrac{2(1+\nu_A)\ell_A}{E_A} + \dfrac{2(1+\nu_B)\ell_B}{E_B}} \tag{3}$$

(3) 減衰定数

要素 A と B が接触・再接触した際は，要素間には接触ばねに加えて接触ダッシュポットを設置する。法線，接線方向の減衰定数を h_n，h_s とし，単位接触面積あたりの減衰係数は次のように表わされるとする。

$$c_n = 2h_n\sqrt{m_{ave}k_n} \qquad c_s = 2h_s\sqrt{m_{ave}k_s} \tag{4}$$

$$m_{ave} = \rho_A\ell_A + \rho_B\ell_B \tag{5}$$

ここに，m_{ave} は単位接触面積あたりの要素 A, B の質量の和，ρ_A , ρ_B は要素 A, B の質量密度である。減衰定数が小さいと，接触によるエネルギーが十分に消散されず要素が飛び跳ねる現象が生じる。

2.3 破壊判定

復元ばねの法線・接線方向の伸びを u_n，$\vec{u}_s$ とすると，法線・接線方向の応力$\sigma, \vec{\tau}$ は次式で表される。

$$\sigma = k_n u_n \ , \ \vec{\tau} = k_s\vec{u}_s \tag{6}$$

法線方向の伸びは要素が離れる方向を正，応力は引張を正とする。接線方向の伸び及び応力はベクトル標記する。復元ばねに発生する応力が弾性限界に達すると，復元ばねを切断することで破壊現象を表す。弾性限界は引張破壊，せん断破壊により表現する。

(1) 引張破壊

法線方向応力が引張強度(f_t)を超えたとき，引張破壊が生じる。降伏関数は次式で与えられる。

$$f_1(\sigma) = \sigma - f_t \tag{7}$$

(2) せん断破壊

せん断破壊の判定はクーロン摩擦の包絡線を用いる。粘着力を c，内部摩擦角を ϕ，降伏関数を次式とする。

$$f_2(\sigma,\vec{\tau}) = |\vec{\tau}| + \sigma\tan\phi - c \tag{8}$$

2.4 接触力

復元ばねは破壊が発生すれば消失する。接触・再接触の際は，接触ばねと接触ダッシュポットが発生する。この接触ばねは，接触しているときだけ発生するものであるので，圧縮力のみ受け持つ。また，接線方向の接触力は，摩擦限界によって制限されているとする。内部摩擦角を ϕ とすると次式のようになる。

$$|\vec{\tau}| \le -\sigma\tan\phi \tag{9}$$

2.5 運動方程式

(1) 要素重心の並進運動の運動方程式

要素重心に作用する力は，復元ばね，接触ばね，接触ダッシュポットによる要素間に作用する力と，重力や地震慣性力などの外力を足し合わせたものである。重心の並進運動の方程式は次式で表される。

$$m\ddot{\mathbf{x}}_g(t) = -m\mathbf{g} - m\ddot{\mathbf{z}}(t) + \sum\mathbf{F}(t) \tag{10}$$

ここに，$\mathbf{x_g}(t)$ は時間 t における要素重心の変位ベクトル，m は要素の質量，$\mathbf{g}$ は重力加速度ベクトル，$\ddot{\mathbf{z}}(t)$ は時刻 t における地動加速度ベクトル，$\sum\mathbf{F}(t)$ は要素間のばねとダッシュポットによって作用する力の総和である。上式から加速度を求め，速度，変位と積分することによって，重心の座標を追跡することができる。

(2) 要素重心まわりの回転の運動方程式

要素重心が原点で，要素の慣性主軸を主軸とする剛体に固定した座標系を慣性座標系とする。慣性座標系における角速度ベクトル $\boldsymbol{\omega}(t)$ は，次の Euler の運動方程式解くことによって求めることができる。

$$\mathbf{I}\dot{\boldsymbol{\omega}}(t) + \boldsymbol{\omega}(t)\times\mathbf{I}\boldsymbol{\omega}(t) = \sum\mathbf{R}(t)\mathbf{r}(t)\times\mathbf{R}(t)\mathbf{F}(t) \tag{11}$$

× は外積，$\mathbf{I}$ は慣性座標系における慣性モーメントテンソル，$\mathbf{r}(t)$ は要素重心から外力 $\mathbf{F}(t)$ が作用する点へと向かうベクトル（絶対座標系），$\mathbf{R}(t)$ は絶対座標系から慣性座標系への座標変換マトリックスである。

2.6 個別要素法の解の安定条件

個別要素法では一般に，時間積分手法として陽解法が使用される。単純な線形の振動問題を対象に，解の安定条件を検討する。

$$m\ddot{y} + 2h\sqrt{mK_n}\,\dot{y} + K_n y = 0 \tag{12}$$

式(12)において，y は変位，m は質量，h は減衰定数，K_n はばね定数である。加速度項の離散化に Leap-frog 法を，速度項の離散化に Euler 法を使用すると，解の安定条件は次のようになる。

$$\Delta t \le 2\sqrt{m/K_n}\{\sqrt{h^2+1} - h\} \tag{13}$$

並進運動については，ρ を ρ_A と ρ_B の最小値，E を E_A と E_B の最大値，ν を ν_A と ν_B の最小値，$\ell = \ell_A + \ell_B$ として，式(2),(5),(13)より次式が得られる。

$$\begin{aligned}\sqrt{m/K_n} &= \sqrt{(\rho_A\ell_A + \rho_B\ell_B)\left(\frac{\ell_A}{E_A/(1-\nu_A^2)} + \frac{\ell_B}{E_B/(1-\nu_B^2)}\right)} \\ &\ge \sqrt{\rho(\ell_A+\ell_B)\left(\frac{\ell_A}{E/(1-\nu^2)} + \frac{\ell_B}{E/(1-\nu^2)}\right)} = \sqrt{\frac{\rho\ell^2(1-\nu^2)}{E}}\end{aligned} \tag{14}$$

式(13),(14)より次式が得られる。

$$\Delta t \le \sqrt{\rho\ell^2(1-\nu^2)/E}\{\sqrt{h^2+1} - h\} \tag{15}$$

3. 本研究で採用する減衰モデル

3.1 運動方程式における減衰項

改良版個別要素法における要素重心の並進運動の運動方程式は式(10)で表せられるが，本研究ではさらに要素重心に作用する減衰力 $\mathbf{F}_d$ を与える。要素重心の並進運動の運動方程式は次式で表せられる。

$$m\ddot{\mathbf{x}}_g(t) + \mathbf{F}_d = -m\mathbf{g} - m\ddot{\mathbf{z}}(t) + \sum\mathbf{F}_k + \sum\mathbf{F}_c \tag{16}$$

ここに，$\Sigma\mathbf{F}_k$ は要素間の接触ばねに作用する力，$\Sigma\mathbf{F}_c$ は要素間の接触ダッシュポットに作用する力の総和である。以上のように，減衰を表す項として要素重心に作用する減衰力 $\mathbf{F}_d$ と，要素間の接触ダッシュポットに作用する減衰力 $\mathbf{F}_c$ を定義した。$\mathbf{F}_d$ と $\mathbf{F}_c$ を組み合わせることにより，1 章で述べた(a)の構造物の主要な固有モードの減衰定数を再現し，かつ(b)の高振動数領域の減衰を確保して要素間の衝突によるエネルギーの消散することを可能とする。

3.2 要素重心に作用する減衰力

要素重心に作用する減衰力として，質量比例型減衰と local damping を採用する。

(1) 質量比例型減衰

質量比例型減衰は要素の速度に比例する減衰モデルである。減衰力は次式で表される。

$$\mathbf{F}_d = 2h\omega_i m\dot{\mathbf{x}}_g \tag{17}$$

ここに，h は減衰定数，ω_i は i 次モードの固有円振動数，m は要素の質量を表す。卓越する主要なモード（ここでは i 次）の減衰定数 h を与えることで，1 章の(a)を実現する。振動数と減衰の間には反比例の関係があり，高振動数領域の減衰が小さくなるため，3.3(1)の臨界減衰と組み合わせることで 1 章の(b)を実現する。固有円振動数が必要となるが，自由振動解析を行い，変位応答波形をフーリエ変換することで決定した。

(2) local damping

local damping も要素重心に作用する減衰力で，接触力の総和に比例する。ここでの接触力とは，接触ダッシュポットよる減衰力は含まず，復元・接触ばねに作用する力 $\mathbf{F}_k$ の総和とした。

$$\begin{gathered}F_d{}^j = -\alpha\Sigma F_k{}^j\left\{sign(\Sigma F_k{}^j)\cdot sign(\dot{x}_g{}^j)\right\} \\ \alpha = \pi\cdot h\end{gathered} \tag{18}$$

ここに，上付きの j は方向 (x, y, z) を表す。local damping

による減衰力の向きは，当該要素に作用する接触力の総和の向きと，要素重心の速度の向きによって決まる。Local damping で 1 章の(a)を実現し，臨界減衰と組み合わせることで 1 章の(b)を実現する。また，減衰力は破壊判定により制限が加えられた後の復元力に比例するため，1 章で述べた(c)の「剛性低下に応じて減衰力を低下させる」の条件も満たしている。

3.3 要素間に作用する減衰力

要素間に作用する減衰力として，臨界減衰と瞬間剛性比例型減衰を採用する。それぞれについて説明する。

(1) 臨界減衰

臨界減衰は，従来の個別要素法で採用された減衰であり，要素間の相対速度に比例する減衰力である。式(4)において，法線，接線方向の減衰定数 h_n, h_s をともに 1.0 とする。接触時の衝突エネルギーをできるだけ早く発散させ計算の安定化を図るためのもので，単独では用いず質量比例型減衰や local damping と併用する。

(2) 瞬間剛性比例型減衰

瞬間剛性比例型減衰における減衰係数は，時々刻々と変化する瞬間剛性 $k_n(t)$, $k_s(t)$ を用いて次式で表した。

$$c_n(t)=\frac{2h}{\omega_i}k_n(t),\quad c_s(t)=\frac{2h}{\omega_i}k_s(t) \tag{19}$$

卓越する i 次モードの減衰定数 h を指定することで減衰係数の値が決まる。振動数と減衰定数は比例関係にあるため，振動数が高いほど減衰定数は大きくなる。一般に卓越するモードは低次のモードであるため，仮に 1 次の固有円振動数 ω_1 に対応する減衰定数を h_1 として設定すると，解析上の最高の円振動数 ω_{max} に対する減衰定数は $h_{max}=h_1(\omega_{max}/\omega_1)$ となり過減衰となる可能性がある。主要なモードの減衰定数を再現でき，かつ高振動数領域の減衰も確保でき，瞬間剛性比例型減衰は単独で 1 章の(a)(b)(c)を満たすように思われる。しかし，個別要素法のように陽解法で時間積分を解く場合，計算時間間隔は式(15)の安定条件を満たす必要があり，過減衰の場合は計算時間間隔が極めて細かくなる

3.4 減衰モデルの組み合わせ

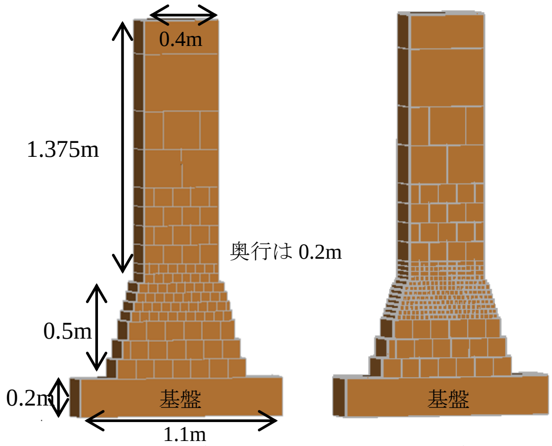
以上より，要素重心に作用する減衰力と要素間に作用する減衰力を組み合わせた 3 通りの減衰モデルが考えられる（**表-1**）。質量比例型減衰と local damping は主要なモードの減衰定数を表し，臨界減衰は衝突エネルギーを消散するためのものである。瞬間比例減衰は単独で主要なモードの減衰定数を再現でき，剛性低下に応じた減衰力の低下も表現でき，かつ高振動数領域の減衰性能も確保できるが，3.3(2) で述べた理由により計算時間間隔が非常に細かくなってしまい，本研究では採用しないこととした。

表-1 減衰モデルの組み合わせ

	要素重心に作用する減衰力	要素間に作用する減衰力
減衰モデル 1	質量比例型減衰	臨界減衰
減衰モデル 2	Local damping	臨界減衰
減衰モデル 3		瞬間剛性比例減衰

表-2 物性値

物性	試験体	基礎
弾性係数 (MPa)	6300	11000
ポアソン比	0.15	0.15
単位体積質量 (t/m^3)	2.3	2.3
引張り軟化開始応力 (N/m)	0.23	



(a) モデル a　　(b) モデル b

図-2 解析モデル

4. 無筋コンクリート構造物の破壊挙動解析

4.1 概要

本章では，3 章で述べた減衰モデルを用いた改良版個別要素法によって振動台実験の行われた無筋コンクリート供試体 [6] の破壊挙動を解析し，減衰のモデル化の違いによる応答の違いについて考察する。

4.2 解析モデル

無筋コンクリート供試体の解析モデルを**図-2** に示す。実際の供試体の高さ 0.2～0.7m の区間を正面から見た形は台形であるが，直方体要素を用いて階段状に表現した。振動台実験の結果からクラックが発生する場所が限られているので，クラックの出現可能性の高い場所の要素を細かくした。要素サイズの異なる 2 通りのモデル a,b を作成した。クラックが出現した領域を，モデル a では 5cm×5 cm の要素で，モデル b ではさらに細かい 2.5cm×2.5 cm の要素で分割を行った。

解析に用いた物性値を**表-2** に示す。振動台実験では引張破壊のみ発生した。内部摩擦角は 32°を与えた。

表-3 解析ケース

	構造モデル	要素サイズ	自重
ケース 1	モデル a	5cm×5cm	無
ケース 2	モデル b	2.5cm×2.5cm	無
ケース 3	モデル b	2.5cm×2.5cm	有

解析モデルの検証のため自由振動解析を行い固有振動数を求めた。破壊を無視した弾性挙動の解析とし，0.01 秒間 100gal の加速度を慣性力として与え，その後の自由振動挙動を計算した。変位応答をフーリエ変換したところ，1 次の固有振動数が 30.1Hz として得られた。供試体の固有振動数は 29.4Hz であり，良好な一致が確認できた。供試体の 1 次の減衰定数は 0.018 であるため，質量比例型減衰と local damping はこの値を元に設定した。解析時間間隔は，式(15)を満たす値として 1.0×10^{-5} 秒とした。

4.3 入力加速度

入力加速度は，振動台実験の際に振動台で記録された加速度波形から読み取り，振幅が 300gal，22Hz の正弦波を与えた。

4.4 解析ケース

解析ケースを**表-3** に示す。要素サイズの違いと自重の考慮の有無の異なる 3 通りのケースを想定する。

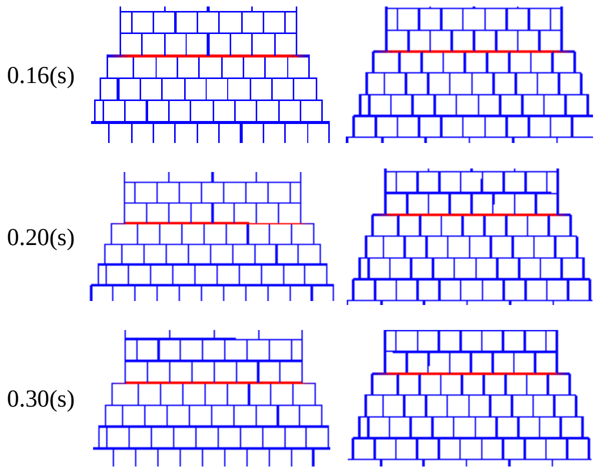
4.5 解析結果

ケース 1, 2, 3 の 0.16, 0.20, 0.30 秒後における引張破壊発生領域を**図-3,4,5** に示す。青色は要素の境界，赤色は引張破壊が発生した要素の境界を示す。なお，せん断破壊は発生しなかった。

(1) 自重を考慮しない場合

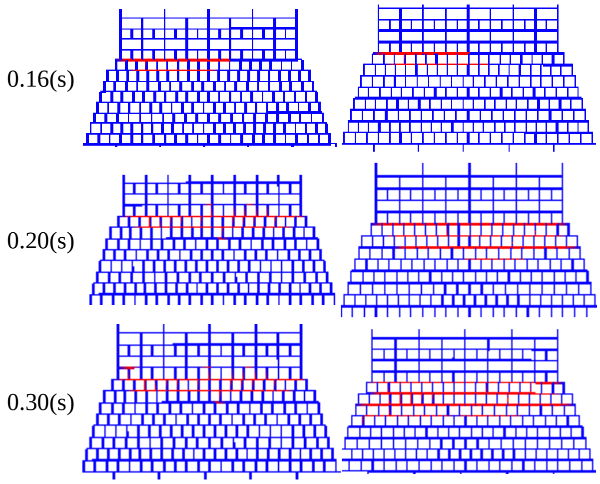
有限要素法を用いた地震応答解析では，解析対象が地盤の場合には，自重に対する静的解析を実施して応力，ひずみ，変位を求め，これらを初期値として自重を考慮しない地震応答解析が実施されるが，解析対象が構造物の場合には自重を考慮しないことが多い。そこでまず，自重を考慮しないケース 2 について，質量比例型減衰と臨界減衰を組み合わせた減衰モデル 1（以降，質量比例型減衰）と，local damping と臨界減衰を組み合わせた減衰モデル 2（以降，local damping）を採用したときの解析結果を比較する。

図-4 のケース 2 では引張破壊が起こり始める時間はともに 0.16 秒後である。しかし両ケースとも破壊が進展し貫通すると，local-damping の方が，質量比例型減衰に較べて破壊の進展が広範囲に広がる傾向がある。これは，質量比例型減衰は破壊が進行すると，剛性低下による見かけの固有振動数の低下に伴い減衰定数が



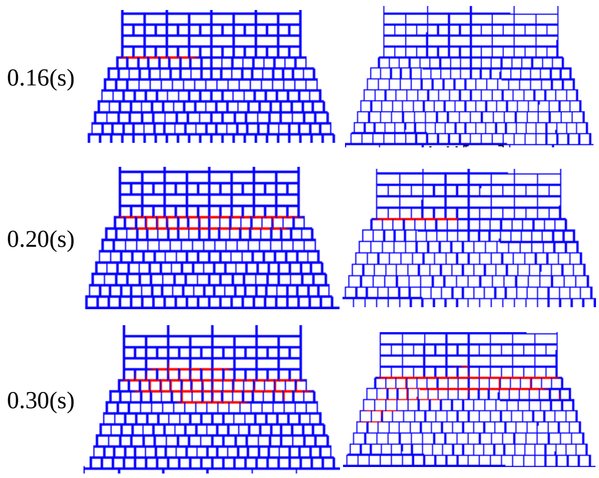
(a) 質量比例型減衰　(b) local damping

図-3 ケース 1（5cm メッシュ，自重なし）



(a) 質量比例型減衰　(b) local damping

図-4 ケース 2（2.5cm メッシュ，自重なし）



(a) 質量比例型減衰　(b) local damping

図-5 ケース 3（2.5cm メッシュ，自重あり）

増加するため，減衰力が増加してしまうが，local-damping は減衰定数と円振動数の関係が一定であるため，破壊により見かけの固有振動数が低下しても減衰定数が変化しないうえに，剛性低下による復元力

の減少に応じて減衰力も減少するため，質量比例型減衰に比べて減衰力が小さく評価されるためである。

(2) 要素サイズの影響

次に，ケース 1（**図-3**）とケース 2（**図-4**）の結果を比較し要素サイズの影響について考察する。ケース 1 では，両減衰モデルとも，断面形状が台形から長方形に変化する高さだけに引張破壊が発生している。

質量比例型減衰では，ケース 2 の場合，断面形状が変化する高さから上下方向に 1 要素分（2.5cm）以内に引張破壊が集中している。2 要素分（5.0cm）離れた高さにはほとんど亀裂は発生しておらず，ケース 1 と整合的である。一方の local damping では，ケース 2 の場合，断面形状が変化する高さから下方向に 3 要素分（7.5cm）まで引張破壊が発生しているのに対し，ケース 1 では断面変化高さから 1 要素分（5.0cm）離れた高さに引張破壊が発生していない。質量比例型減衰に比べ，local damping の方が要素サイズの影響を受けやすい傾向が確認された。

(3) 自重を考慮した場合

自重を考慮したケース 3 について，質量比例型減衰と local damping の結果（**図-5**）を比較する。0.16 秒後，質量比例型減衰では引張破壊が発生したが，local damping では発生していない。0.2 秒後，質量比例型減衰に比べて local damping の引張破壊発生領域は狭いが，0.3 秒後の引張破壊発生領域は両減衰モデルともに同程度である。自重を考慮した場合は，上下方向に連続した要素間には自重による圧縮力が復元力として発生している。local damping ではこの圧縮力に比例した減衰力により振動が減衰され易いため，質量比例型減衰に比べて引張破壊の発生が遅れ，0.2 秒後の引張破壊発生領域も狭いものと考えられる。0.2 秒後から 0.3 秒後にかけて，local damping の引張破壊発生領域は質量比例型減衰に比べて急激に進展している。この理由は，破壊して連続した要素が離れると復元力が作用せず local damping による減衰力も 0 となるためであり，local damping は一度破壊が発生すると破壊が進展し易い性質を持つと考えられる。

またケース 2 とケース 3 の比較より，質量比例型減衰では自重の考慮の有無による違いは小さい結果となった。自重のあるケース 3 の方が 0.16 秒後の引張破壊発生領域が狭いが，これは自重を考慮した場合は柱が傾いた際に自重により元に戻ろうとする復元力が働くためであると考えられる。一方の local damping は，自重がある場合は自重による圧縮力に比例した減衰力が働くので，自重の考慮の有無により結果に大きな違いが見られた。さらに，振動台実験により発生したクラック発生位置と解析による引張破壊発生領域を比較すると，ケース 1 の方が実験に近い結果となった。

5. 結論

本研究では，改良版個別要素法における減衰のモデル化が，無筋コンクリート構造物の破壊挙動に及ぼす影響について検討した。質量比例型減衰と臨界減衰を組み合わせた減衰モデル（以降，質量比例型減衰）と local damping と臨界減衰を組み合わせた減衰モデル（以降，local damping）を用いた。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

(1)自重を考慮しない場合，減衰力が復元力に比例する local damping は，破壊とともに減衰力が低下するため，質量比例型減衰に比べて破壊発生領域が広くなった。

(2)自重を考慮した場合，上下方向に連続する要素間には自重による圧縮力が働き，local damping ではこれに比例した減衰力が作用するため，最初の破壊は発生しにくい結果となった。しかし，一度破壊が発生して要素間の接触力が減少すると減衰力も減少し，破壊が進展し易い結果となった。

(3)質量比例型減衰では，要素サイズと自重の考慮の有無による解析結果の違いは小さい。

以上のように，質量比例型減衰と local damping では異なる挙動を示すことから，解析の際はこれらの特徴を理解した上で選択する必要がある。実際の挙動がどちらの減衰モデルに近いのか，今後実験を行い検討していきたい。また本論文では引張破壊発生領域に着目して定性的な検討を行った。定量的な検討のためは，減衰モデルだけでなく，ばねの非線形性のモデル化の改良などが必要であると考えている。

参考文献

1) Zienkiewicz and R.L. Taylor, The Finite Element Method, 5th edition, Vol.1,2,3, Butterworth Heinemenn, Oxford, U.K., 2000.
2) M. Hori, K. Oguni, H. Sakaguchi, Proposal of FEM implemented with particle discretization for analysis of failure phenomena, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, Vol.53, pp.681-703, 2005
3) P.A. Cundall and O.D.L. Strack, A discrete numerical model for granular assemblies, Geotechnique, 29, pp.47-65, 1979.
4) A. Furukawa, J. Kiyono, and K. Toki, Proposal of a Numerical Simulation Method for Elastic, Failure and Collapse Behaviors of Structures and its Application to Seismic Response Analysis of Masonry Walls, Journal of Disaster Research, Vol.6, No.1, pp.51-68, 2011
5) Itasca Consulting Group, INC., PFC 2D Particle Flow Code in 2 Dimensions, Theory and Background, 2002.
6) 佐々木隆，山口嘉一，高藤啓：無筋コンクリートのクラック進展解析における解析パラメータに関する検討，ダム工学，Vol.16(4)，pp.282-293, 2006.