

# 鉄道無筋コンクリート橋脚の 地震時破壊挙動の数値解析に関する研究

古川 愛子<sup>1</sup>・矢野 翔大<sup>2</sup>・清野 純史<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 京都大学大学院准教授 工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)  
E-mail: furukawa.aiko.3w@kyoto-u.ac.jp

<sup>2</sup>学生会員 京都大学大学院学生 工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)  
E-mail: yano.shota.77s@st.kyoto-u.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 京都大学大学院教授 工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)  
E-mail: kiyono.junji.5x@kyoto-u.ac.jp

地震時の無筋コンクリート橋脚の典型的な被害形態は、打継目における水平ずれと打継目下側のコンクリート端部の破壊である。地震時安全性の評価には、数値解析によるアプローチが有用であるが、無筋コンクリート橋脚に適した解析手法は確立されていない。本研究は、離散体の解析手法である改良版個別要素法を改良して、無筋コンクリート橋脚の振動台実験挙動を再現することを目的とする。まず、摩擦係数だけでなく剛体のロッキング挙動を理論通りに再現できる新しいばね配置モデルを提案し、有効性を確認した。次に、新しいばね配置モデルを用いて振動台実験の再現解析を行った。新しいばね配置モデルに加え、解析モデルの見直しによって、水平ずれと破壊挙動の再現性が向上した。回転角の再現性には課題を残すが、従来よりも改善することができた。

**Key Words** : plain concrete pier, numerical analysis, sliding, rocking, spring arrangement, modeling, failure behavior

## 1. はじめに

1914年に鉄道において初めて鉄筋コンクリートの設計施工基準が規定され<sup>1)</sup>、鉄筋コンクリート橋梁が全国に普及し始めるようになったが、それまでは、レンガや石積みの橋脚とともに無筋コンクリート橋脚も多く造られた。現在でも、無筋コンクリート橋脚を有する橋梁が在来線において供用されている。近年の地震において、無筋コンクリート橋脚の被害が報告されている<sup>2)3)4)</sup>。橋脚の典型的な被害形態は、写真-1<sup>4)</sup>のような、打継目での水平ずれと、打継目下側のコンクリート端部の破壊である。水平ずれが過大であったり、打継目下側コンクリート端部の破壊が大きければ、落橋を引き起こす恐れがあり、甚大な被害が予想される。来たる大地震に備え、無筋コンクリート橋脚の地震時安全性を評価し、必要な地震対策を施すことは喫緊の課題である。

しかしながら、無筋コンクリート橋脚の地震時安全性に関する研究事例<sup>5)6)</sup>は未だ少ない。これに対して、西日本旅客鉄道(株)は、2015年1月に無筋コンクリート橋脚の縮小模型の振動台実験を実施し、動的挙動の計測

および分析が行われた<sup>7)8)</sup>。一方、解析的手法による研究事例は未だ不十分であり、無筋コンクリート橋脚の地震時挙動の再現に適した解析手法は確立されていない。

構造物の地震時挙動の代表的な解析手法として、有限要素法(FEM)<sup>9)</sup>と個別要素法(DEM)<sup>10)</sup>が挙げられる。有限要素法は、連続体モデルに基づく境界値問題を数値的に解く手法であり、打継目に水平ずれが生じたりコンクリートが剥落する無筋コンクリート橋脚の地震時被害を再現するには不適であると考えられる。一方の個別要素法は、離散体力学に基づく解析手法の1つである。対象の構造物を剛体要素の集合体としてモデル化し、要素



写真-1 2004年新潟県中越地震で被災した魚野川橋梁14P橋脚<sup>4)</sup>

間の相互作用力をばねとダッシュポットで表現する。要素間の破壊をばねの切断または軟化で簡易にモデル化できるため、破壊や崩壊現象の解析に適した手法である。従来のDEMには剛体要素をつなぐばね定数を理論的に導き出すことができないという欠点があった。この欠点を改良した改良版個別要素法(Refined DEM)<sup>11)</sup>では、要素表面をセグメントに分割し、セグメント毎にばねを配置することによって、ばね定数を材料特性から理論的に導くことができるようになった。

以上のことから筆者らは、改良版個別要素法を用いた数値解析によって、無筋コンクリート橋脚の地震時被災メカニズムを解明することを目的に研究を行っている。最初の取り組みとして、2004年新潟県中越地震で被災した魚野川橋梁14P橋脚の地震時挙動のシミュレーションを実施した<sup>12)</sup>。その結果、打継目の水平ずれは、実際は30~40cm程度であったのに対し、解析では9cm程度と過小評価となった。水平ずれの過小評価の原因を解明した結果<sup>12)</sup>、ばねを要素の頂点と辺に配置したために、要素間の引っ掛かりによって滑動が抑制され、見かけの摩擦係数を過大評価していることがわかった。そこで、ばねの配置を見直し、ばねを要素の頂点と辺には設置せず面だけに設置するように変更した。これにより、摩擦係数を理論通りに表現できるようになった。次にこのばね配置モデルを用いて、無筋コンクリート橋脚の振動台実験の再現解析を行ったところ、滑動が主体でロッキングがほとんど生じない入力地震動600~800galのケースについては、水平ずれを良好な精度で再現することができた。しかし、ロッキングによる回転角を大幅に過小評価し、滑動だけでなくロッキングも顕著に表れた入力地震動1000galと1200galのケースについては振動台実験の挙動を再現するのに課題を残した<sup>13)</sup>。

そこで本研究では、ばねの配置モデルを再度見直し、摩擦係数だけでなく、剛体のロッキング挙動を理論通りに再現できるような、新しいばね配置モデルを提案する。さらに、解析モデルの要素分割方法を見直すことで、振動台実験の1000galと1200galのケースの再現精度を向上することを目的とする。

## 2. 改良版個別要素法<sup>11)</sup>

### (1) 概要

改良版個別要素法は、構造物を剛体ブロック要素の集合体としてモデル化する。従来の剛体ブロックを用いた個別要素法では、要素同士が接触した領域に仮想のばね・ダッシュポットを設置し、要素同士の貫入距離に基づいた力を伝達する。力の算定の際に接触面積は考慮されないこともあり、ばね定数を理論的に決定すること

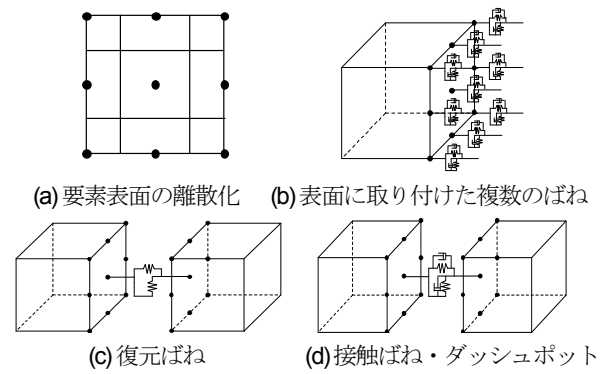


図-1 改良版個別要素法の概要

が困難である。これに対し、改良版個別要素法で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。そして、各セグメントの代表点が他の要素と連続または接触しているかを調べ、連続または接触している場合はばね・ダッシュポットを介して力を伝達することとした。各ばねは受け持つ面積(セグメントの面積)を有することになり、セグメント毎の力のつり合い式から、ばね定数を物性値から理論的に決定できるようになったことが改良点である<sup>11)</sup>。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。もともと一体となって連続している要素間に設置するばねを復元ばねと定義し、復元ばねによって連結することで一体となって挙動するようにしている。破壊現象は復元ばねの切断によってモデル化している。もともと連続していない要素同士が接触する場合や、復元ばねで連結されていた要素間が、破壊後に再接触する場合に要素間に設置するばね・ダッシュポットを接触ばね・接触ダッシュポットと定義する(図-1(d))。復元ばねと接触ばねのばね定数の算定式は同じであるが、上記のように区別している。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あり、接触ばねと並列に設置する。以上が概要であるが、詳細は文献<sup>11)</sup>を参照して頂きたい。

### (2) 解析パラメータ

#### a) 要素のばね定数

要素間のばねには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している。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。

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

ここに、 $E$ は要素の弾性係数、 $\nu$ はポアソン比、 $\ell$ は要素重心から表面までの距離である。

b) 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  $\nu_A, \nu_B$ , 重心から表面までの距離を  $l_A, l_B$  で表す. ここでは, 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.

$$k_n = \frac{1}{\frac{l_A}{E_A/(1-\nu_A^2)} + \frac{l_B}{E_B/(1-\nu_B^2)}} \quad (2)$$

$$k_s = \frac{1}{\frac{l_A}{E_A/2(1+\nu_A)} + \frac{l_B}{E_B/2(1+\nu_B)}} \quad (3)$$

c) 減衰係数

復元ばねで結ばれていない要素 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が設置される. ダッシュポットは, 接触時の衝突によるエネルギーを消散するために導入される.

減衰定数を  $h$  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.

$$c_n = 2h\sqrt{m_{ave}k_n}, c_s = 2h\sqrt{m_{ave}k_s} \quad (4)$$

$$m_{ave} = \rho_A l_A + \rho_B l_B$$

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,  $\rho_A, \rho_B$  は要素 A, B の質量密度である.

(3) 破壊判定

復元ばねの法線・接線方向の伸びを ( $u_n, u_s$ ) とすると, 法線・接線方向の応力 ( $\sigma, \tau$ ) は次式で表される.

$$\sigma = k_n u_n, \tau = k_s u_s \quad (5)$$

ここに, 法線方向の応力は引張を正とする. 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. 弾性限界は図-2 に示す引張破壊, せん断破壊, 圧縮破壊の基準により表現する.

a) 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.

$$f_1(\sigma) = |\tau| + \sigma \tan \phi - c \quad (6)$$

b) 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  $\phi$  と, 降伏関数を次式で表す.

$$f_2(\sigma) = |\tau| + \sigma \tan \phi - c \quad (7)$$

c) 圧縮破壊

圧縮破壊の判定は, 既往の研究<sup>14)</sup>に従い楕円形モデルを用いる.  $f_m$  を圧縮強度とし, 降伏関数を次式で与える.

$$f_3(\sigma) = \sigma^2 + C_s \tau^2 - f_m^2 \quad (8)$$

過去の研究より構造物の材料パラメータは  $C_s = 9$  が用いられている<sup>14)</sup>. 圧縮破壊が発生すれば, 式(8)が0となるように復元力に制約を与えた.

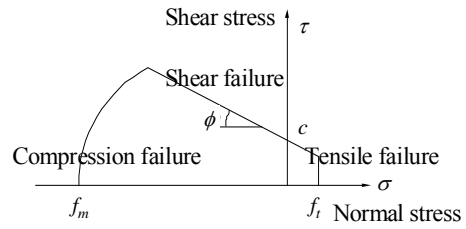


図-2 破壊判定

(4) 接触力

復元ばねは前節で定義した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ため, 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  $\phi$  とすると次式のようになる.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (9)$$

(5) 運動方程式

要素の運動は, 重心の並進運動の運動方程式と重心回りの回転運動を表す Euler の運動方程式を解くことによって求めた. 重心の並進運動の方程式は次式で表される.

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

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.

(6) 個別要素法の解の安定条件

並進運動の運動方程式の加速度項の離散化に Leap-frog 法を, 速度項の離散化に Euler 法を使用することより, 解の安定条件は次のようになる. ここで,  $\Delta t$  は計算時間間隔である.

$$\Delta t \leq \sqrt{\rho l^2 (1-\nu^2) / E} \{ \sqrt{h^2 + 1} - h \} \quad (11)$$

3. ばねの配置が摩擦係数およびロッキング挙動に及ぼす影響

(1) 摩擦係数の再現性向上のためのばね配置の見直し<sup>13)</sup>

著者らの既往研究で, 摩擦係数を理論通り再現できているかの検証をするために, 図-3 (a) に示す幅  $1\text{m} \times$  奥行き  $1\text{m} \times$  高さ  $1\text{m}$  の立方体のコンクリートを1要素とし, これを上下方向に2段に重ねたモデルを考えた. 下側要素は固定, 上側要素は可動とし, 上側要素の重心に水平力を与えた. 水平力を漸増させて, 滑動が起こる最小の水平力を求めた. 比較モデルとして, 図-3 (b) に示すよ

うな水平力を加える方向に2要素としたモデル, 図は示さないが同様に3要素, 4要素としたモデルも考えた. いずれも, 下側要素はすべて固定で, 上側要素すべての重心に漸増する水平力を与えた. そして, 滑動を開始する水平力を上側要素の重量で割ることで, 見かけの摩擦係数を求めた.

図4に示す従来のばね配置モデル(ばね配置モデルA)を用いた場合, 滑動面を1要素でモデル化したときは入力した通りの摩擦係数を再現できたが, 滑動面を複数の要素で分割したときは要素数が増えるにつれて見かけの摩擦係数が増加し, 滑動量を過小評価する傾向が確認された. この原因を検討したところ, ばね配置モデルAでは, 頂点・辺にばねを設置しているために, 頂点や辺同士が接触する際に引っ掛かりが生じ, これが抵抗となり, 見かけの摩擦力を増加させていることがわかった. この問題を解決するために, 図5のように頂点と辺にばねを配置せず, 各辺を等間隔に分割してセグメントを作成し, セグメントの中心にばねを設置するばね配置モデルBを提案した. 頂点と辺上のばねをなくすことにより, 要素間の引っ掛かりが解消され, 要素数に関係なく設定した通りの摩擦係数を再現できるようになった.

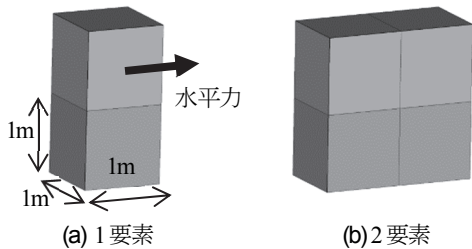


図3 摩擦係数の再現性検証のための解析モデル

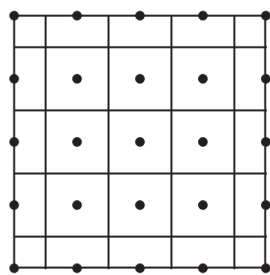


図4 ばね配置モデルA(黒点がばね設置点)

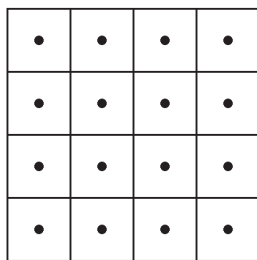


図5 ばね配置モデルB(黒点がばね設置点)

## (2) ロッキング挙動の再現性の検証

### a) 剛体のロッキングの運動方程式

ばね配置モデルBでは摩擦係数を理論通り再現できるようになったが, 剛体のロッキング挙動を理論通り再現できるかどうかを検証できていなかった. そこで, 剛体のロッキングの運動方程式である Housner の式<sup>15)</sup>を数値的に解くことによって得られる解(ここでは理論解と考える)と改良版個別要素法による数値解を比較することにより検証を行う.

Housner の式では, 直方体剛体を仮定し, 床と剛体の間の摩擦係数は十分に大きく, 剛体は滑動せずロッキングのみ起こすと仮定している. 図6のように重心に水平加速度  $a$  が加わるときの剛体の  $O$  点回りの回転の運動方程式は次式で表される.

$$I_0 \ddot{\theta} = -WR \sin(\alpha - \theta) + WR a/g \quad (12)$$

ここに,  $I_0$  は  $O$  点回りの慣性モーメント,  $\theta$  は物体が傾いたときに物体が鉛直方向となす角,  $W$  は物体の重量,  $R$  は  $O$  点と重心の距離,  $\alpha$  は  $O$  点と重心を結ぶ線が鉛直方向となす角,  $g$  は重力加速度である.

### b) 解析条件

Housner の式の数値解と, ばね配置モデル B を用いた改良版個別要素法の数値解を比較する. 要素重心に図7に示す台形状の加速度時刻歴を与えた. 加速度を与えたのは 0.01 秒間であるが, 2秒間の解析を実施した.

Housner の式を解く際は, 幅 1m, 高さ 10m の長方形断面の剛体を仮定した. 加速度が入力されて剛体が  $O$  点回りに傾いた後, 加速度の入力が完了して剛体は元の位置に戻る. この際, 剛体は底面と完全弾性衝突を起こすと仮定し,  $O$  点回りの角速度を引き継ぎ反対側の頂点  $O'$  まわりのロッキングに移行すると仮定した(図6).

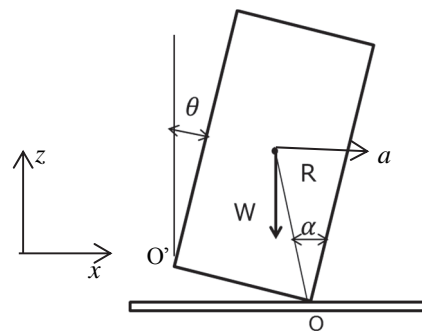


図6 剛体のロッキング運動

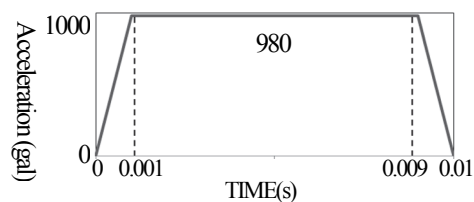


図7 水平加速度

表-1 ロッキング現象の数値解析に用いた解析定数

(a) 物性値

物性値	値
密度(kg/m <sup>3</sup> )	1.0×10 <sup>3</sup>
ヤング率(N/m <sup>2</sup> )	1.0×10 <sup>15</sup>
ポアソン比	0.0

(b) 要素間強度

強度	要素間	要素と台の間
引張強度 $f_t$ (N/m <sup>2</sup> )	1.0×10 <sup>30</sup>	0
粘着力 $c$ (N/m <sup>2</sup> )	1.0×10 <sup>30</sup>	0
摩擦係数	0	1.0×10 <sup>30</sup>
圧縮強度 $f_m$ (N/m <sup>2</sup> )	1.0×10 <sup>30</sup>	1.0×10 <sup>30</sup>

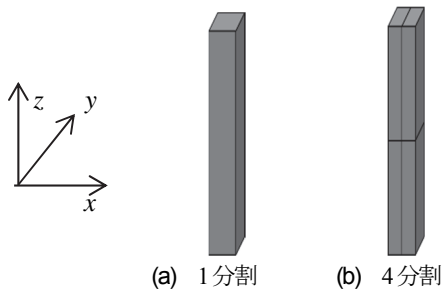


図-8 ロッキング検証用解析モデル

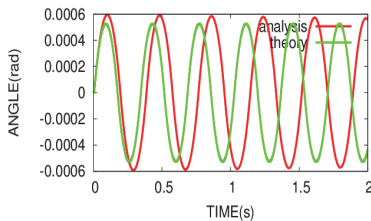
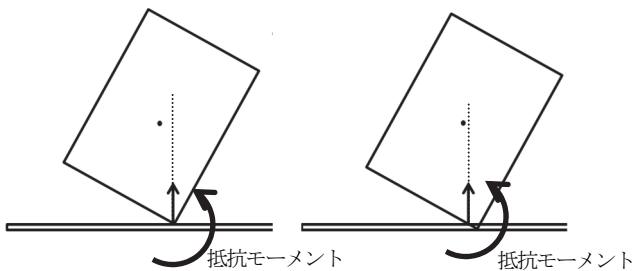


図-9 回転角時刻歴の比較 (赤:改良版個別要素法(ばね配置モデルB, 1分割モデル), 緑: Housnerの式)



(a) 本来の抵抗モーメント (b) ばね配置モデルBの抵抗モーメント

図-10 抵抗モーメント

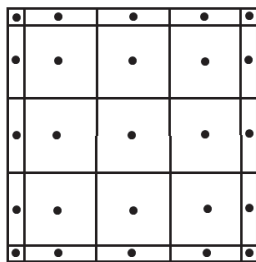


図-11 提案する新しいばね配置モデルC (黒点がばねを設置する箇所)

3次元改良版個別要素法を用いて解く際は、幅 1m、奥行き 1m、高さ 10m の直方体剛体を仮定し、1分割モデルと4分割モデル(x軸とz軸方向に2分割ずつ)の2モデルを用意した(図-8)。解析諸元を表-1に示す。ヤング率が大きいほどロッキングの周期が短くなるが、ある程度大きな値であればロッキングの周期が一定値に収束すること、ヤング率を大きくしすぎると計算時間間隔を小さく設定する必要が生じることから、収束の得られたヤング率 1.0×10<sup>15</sup>N/m<sup>2</sup>を用いた。ポアソン比は 0.0を用いたが、ポアソン比を 0.0~0.49の間で変化させても結果がほとんど変わらないことを確認している。Housnerの式では、台と剛体間の摩擦係数は十分に大きく剛体は滑動しないと仮定していることから、摩擦係数には滑動の生じない大きな値(1.0×10<sup>30</sup>)を入力した。要素間強度には、破壊の生じない大きな値(1.0×10<sup>30</sup>)を入力することで、4分割モデルでは要素間で破壊が生じず、ばねが切れぬ設定とした。また、Housnerの式では減衰を考慮していないこと、台と剛体間の接触を完全弾性衝突と仮定したことから、改良版個別要素法におけるダッシュポットの減衰係数は 0.0を仮定した。

c) 解析結果

回転角時刻歴の比較を図-9に示す。ばね配置モデルBを用いた1分割モデルの改良版個別要素解は、Housnerの式<sup>15)</sup>の数値解(理論解)に比べて回転角の振幅が大きく、周期が長くなることが確認された。

d) ばね配置モデルBの数値解が理論解と異なる理由

前述の解析結果から、ばね配置モデルBでは回転角が理論解に比べて振幅が大きく、周期が長くなることが分かった。この原因を検討した結果、頂点および辺上のばねをはずして、面の中だけにばねを配置したことによって、抵抗モーメントを過小評価してしまったことが原因であることがわかった。つまり、図-10に示すように本来頂点に働く反力が、ばね配置モデルBでは頂点に最も近い面上のばねの設置点、すなわち頂点より内側に働くので、ロッキングに対する抵抗モーメントが過小評価されてしまったためであると考えられる。

e) 新しいばね配置モデルの提案

この問題を解決する1つの方法として、セグメントの分割数を細かくすることで、より頂点に近い位置にばねを配置することが挙げられる。しかし、セグメントを細かく分割しすぎると計算時間が長くなってしまう得策とは言えない。

そこで、図-11に示す新しいばね配置モデルCを提案する。ばね配置モデルBにおいて等間隔に配置していたばねを不等間隔にして、頂点と辺の付近にばねを設置するようにした。本研究では、辺の長さを1としたときに、両端から 0.002 の長さだけ離れたところでセグメントを分割することとした。そして、内側の 0.996×0.996

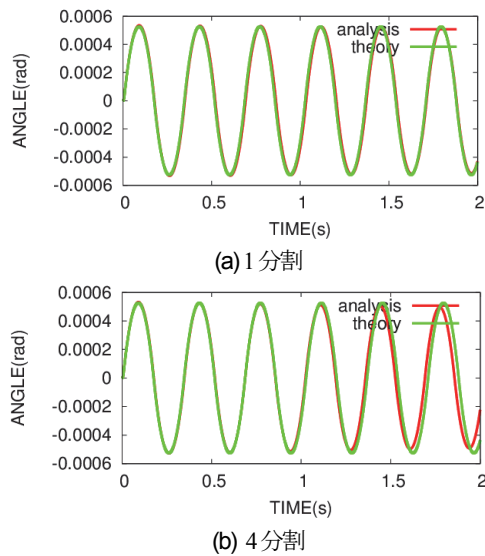


図-12 回転角時刻歴の比較 (赤：改良版個別要素法 (ばね配置モデルC) , 緑：Housnerの運動方程式)



写真-2 振動台実験供試体<sup>7)</sup>

の部分等を等間隔で分割した。ばねはセグメントの中心に設置するため、両端から 0.001 のところにばねがあり、抵抗モーメントの過小評価を抑えられると考えた。なお、0.001 よりさらに細かくしても結果は大きく変わらなかったため、本研究では 0.001 を採用した。

f) 提案したばね配置モデルCを用いた解析結果

ばね配置モデルCの妥当性を検証するために、前述の解析を行った。解析結果を図-12 に示す。ばね配置モデルCでは抵抗モーメントの過小評価が改善され、1分割のときも4分割のときも、回転角の振幅も周期も理論値に一致することが確認できた。

また、見かけの摩擦係数を正しく表現できているかについても別途検証を行ったが、頂点および辺上にはばねを設置していないため、ばね配置モデルBと同様に頂点・辺同士の引っ掛かりが生じず、摩擦係数を理論通りに再現できていることを確認した。

以上のように、ばね配置モデルCを用いることで、摩擦係数も、剛体のロッキング挙動も理論通りに再現できることを確認することができた。

4. 無筋コンクリート橋脚の振動台実験の再現解析

(1) 概要

2015年1月に西日本旅客鉄道(株)によって行われた無筋コンクリート橋脚の縮小模型の振動台実験<sup>7,8)</sup>の再現解析を行い、実験結果と解析結果の比較を通して、改良版個別要素法で再現できること、再現できないこと、再現できない場合は何が原因であるかを明らかにすることを目的とする。ここでは、以下の3項目について実験と解析の結果を比較する。

- [1] 打継目における水平ずれの時刻歴
- [2] 打継目上側コンクリートの回転角の時刻歴
- [3] コンクリートに生じる破壊の発生状況

(2) 供試体の概要<sup>7,8)</sup>

振動台実験の供試体を写真-2に示す。一般的な鉄道無筋コンクリート橋脚の1/2.5サイズの供試体である。供試体の寸法は図-13に示すとおりであり、フーチング底面から1.0mの高さに打継目を有し、上端に近づくほど断面積が小さくなる先細りの形状をしている。断面形状は、長方形の両側に半円がくっついた形となっている。供試体は打ち継目周辺の破壊が発生し易い部分は無筋であるが、破壊が発生せず実験に影響がないと考えられる範囲には鉄筋が配筋されている。図-13 (a)に鉄筋が配置されている部分を灰色で示す。打継目下側では、打継目より高さ0.4mの部分のうち、加振するx軸方向の両端0.33mの部分は無筋で、それ以外は鉄筋が配置されている。打継目上側では、打継目より高さ0.36mまでは無筋であり、これより上は鉄筋が配置されている。

(3) 解析モデル

a) 寸法

解析モデルを図-14に示す。x軸を加振方向とし、y軸を加振直角方向、z軸を上下方向とする。フーチングは幅2.29m、奥行き1.5m、高さ0.6mの直方体である。橋脚は幅1.45m、奥行き0.66m、高さ1.65mで0.4mの高さに打継目を有する。実際の供試体の橋脚部分は、上端に近づくほど断面積が小さくなる先細りの形状をしていたが、今回は簡単のため解析モデルでは先細りを表現していない。また、実際の打継目の断面は、幅0.79m、奥行き0.66mの直方体の両側に直径0.66mの半円がついた形状であるが、半円形状はモデル化せず、幅1.45m、奥行き0.66mの長方形断面とした。加振はx方向の1方向のみであるから、y方向の要素分割は行わなかった。本研究では、簡単のため供試体の先細り形状を考慮せず、断面の半円形状も考慮していないが、これらを考慮したモデルで解析を行っても、解析結果の傾向に違いはないことを確認している。

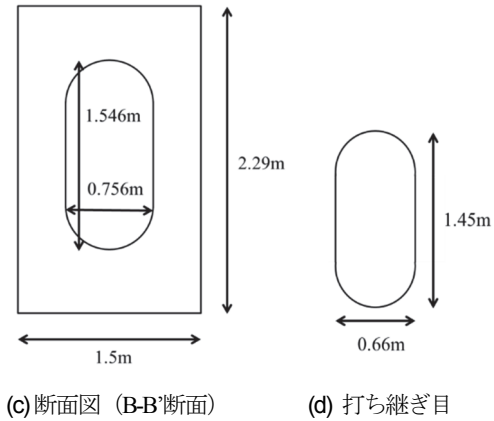
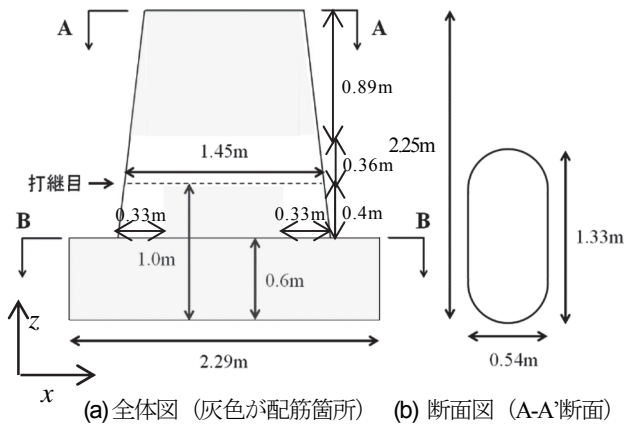


図-13 供試体断面図<sup>7)</sup>

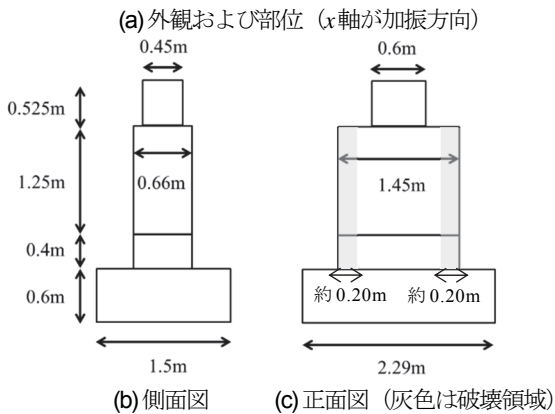
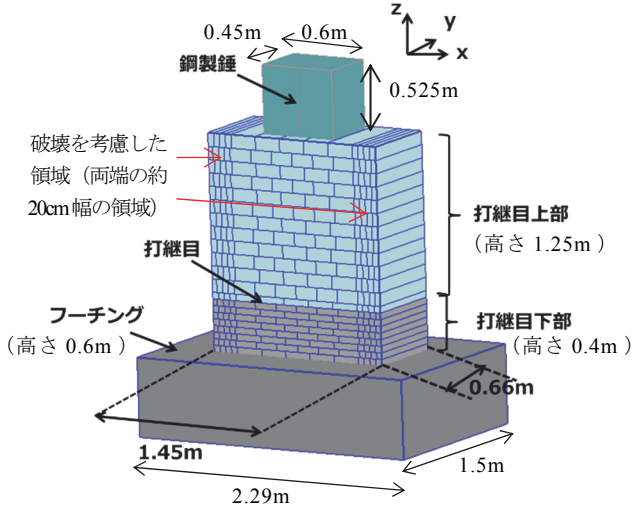


図-14 解析モデル

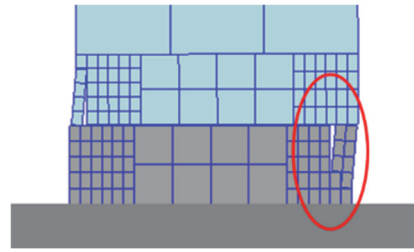


図-15 要素境界での縦割れ

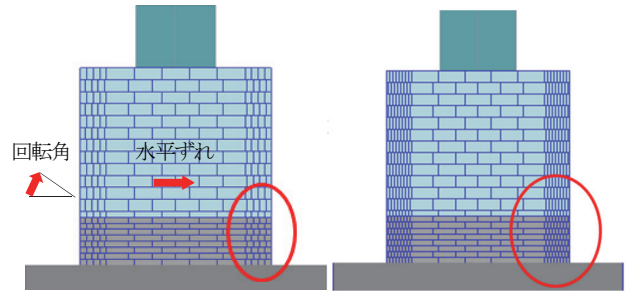


図-16 破壊領域の要素サイズの異なる2モデル

振動台実験では桁荷重を考慮するため供試体上部に鋼製錘がH鋼を用いて設置されていた。したがって、同じ重量および同じ重心高さを持つように密度を調整したおもりを解析モデル上部に設置した。鋼製錘は幅0.6m、奥行き0.45m、高さ0.525mの直方体要素とした。

b) 要素分割

試験体は直方体要素の集合としてモデル化しており、図-14 (a)に要素の境界を青線で示している。本解析では、コンクリートに破壊が生じる可能性のある領域(破壊領域)を、実験で破壊の生じた領域より大きい幅20cm程度と仮定し、破壊領域を荒く分割したモデルと細かく分割したモデルの2通りを考慮した。それぞれの具体的な分割数については後述する。両端の幅20cm程度の破壊領域を除いては、破壊が発生しないように十分に大きな強度を設定した。

c) 従来の解析モデルの問題点

著者らによる既往論文<sup>19)</sup>では、図-15のような解析モデルを採用していた。このモデルでは、要素境界が縦方向に一直線に並んでいるため、図のような縦割れが生じることがわかった。この現象を解消するために、縦方向に要素境界が一直線にならないように、段違いになるように分割することとした。

d) 破壊領域の要素サイズの異なる2通りの解析モデル

本研究では、破壊を考慮した領域の要素の大きさに着目した。図-16のような要素分割を粗くしたモデルと細かくしたモデルで比較検証を行った。

粗く分割したモデルは、奇数段の破壊領域は幅20cmで、幅5cmの要素4つで分割した。高さ方向に互い違いとするために偶数段の破壊領域は幅18.75cmとし、両端

の要素の幅を3.75cm, それ以外は幅5cmの要素3つとした。要素の高さは, 打継目下部では5cm, 上部では10cmとした。総要素数は341, ばねの数は59010となった。

細かく分割したモデルは, 奇数段の破壊領域は幅20cmで, 幅2.5cmの要素8つで分割した。高さ方向に互い違いとするために偶数段の破壊領域は18.75cmとし, 両端の要素の幅を1.25cm, それ以外は幅2.5cmの要素7つとした。要素の高さは粗いモデルと同じである。総要素数は533, ばねの数は92418となった。

(4) 解析諸元

解析に用いる供試体コンクリートおよび鋼製錘の物性値を表-2 (a)に示す。コンクリートの物性値は, 供試体と同時に打設されたコンクリートコアの要素試験によって得られた値<sup>7)</sup>である。鋼製錘の密度は, 桁荷重を考慮するために供試体上部に載せられた鋼製錘やH鋼等の総重量と同じ重量を持つように調整された密度であり, ヤング率とポアソン比は一般的な値を用いた<sup>16)</sup>。

打継目を除いてコンクリートは一体となっている。破壊を考慮した領域のコンクリートの要素間強度を表-2 (b)に示す。圧縮強度は, 供試体と同時に打設されたコンクリートコアの圧縮試験による値である<sup>7)</sup>。コンクリートの引張強度は, 一般に圧縮強度の 1/10~1/3 程度であることから, 圧縮強度の 1/10 の値を用いた。コンクリートのせん断強度は, 一般に圧縮強度の 1/4~1/6 であることから, 圧縮強度の 1/4 の値を用いた<sup>17)</sup>。せん断強度は, 摩擦係数(内部摩擦角)を 0 とし, 粘着力のみで表した。なお, 摩擦係数を考慮した解析を実施しても, 次章で述べる解析結果の特徴が変わることはなかった。

打継目の強度を表-2 (c)に示す。打継目上側と下側のコンクリートは別々に打設され, 打継目は表面仕上げをされていることから, 引張強度を 0 とした。圧縮強度は, 前述のコンクリートコアの圧縮試験による値を用いた。せん断強度は, 供試体を用いた摩擦試験の結果<sup>7)</sup>を用いることとした。鉛直応力が 0 の場合にせん断応力も 0 となるように, 即ち粘着力  $c$  を 0 と仮定して,  $\tau = \mu\sigma$  により近似して決定された摩擦係数を用いた。

計算時間間隔は, 式(11)を満たす  $5.0 \times 10^{-6}$  秒とした。

(5) 入力加速度

振動台実験では, 鉄道構造物等設計標準<sup>18)</sup>の L2 地震動スペクトル II (G2) の地表面地震動に相似則を適用した波形が入力された<sup>7)</sup>。具体的には, 供試体は実橋梁を 1/2.5 に縮小したものであることから, 時間軸が  $1/\sqrt{2.5}$  倍に圧縮された。最大加速度は振幅調整され, 段階的に上昇させて加振が行われた。最大加速度の設定値として, 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 1000, 1200gal の計 10 通りの加速度波形が順に入力された。最大加速

度の設定値と, 実際に観測された最大加速度は一致していないので, 設定最大加速度を用いて, 1000gal のケース, などと呼ぶこととする。設定最大加速度と実際の最大加速度の関係を表-3 に示す。500gal 以下は滑動もロッキングもせず解析の対象としなかったため, 600gal 以上のケースについて掲載する。

滑動が主体でロッキングは僅かにしか生じない 600gal ~800gal のケースについて, ばね配置モデル B を用いて再現解析を行った結果, 滑動量を概ね再現することができたが, 回転角を 1/1000 程度に過小評価した<sup>13)</sup>。ロッキングが顕著に生じる 1000gal と 1200 gal のケースでは, 破壊が生じるまでは水平ずれの時刻歴の傾向をつかむことができたが, 回転角を大幅に過小評価し, 破壊領域の再現にも課題を残した。そこで本研究では, 1000gal と 1200 gal のケースを対象とすることとする。

表-2 供試体の物性値

(a) コンクリートおよび鋼製錘の物性値

物性値	コンクリート	鋼製錘
密度 (kg/m <sup>3</sup> )	2.3 × 10 <sup>3</sup>	5.714 × 10 <sup>3</sup>
ヤング率 (N/m <sup>2</sup> )	2.2 × 10 <sup>10</sup>	2.0 × 10 <sup>11</sup>
ポアソン比	0.20	0.30

(a) 破壊を考慮した領域のコンクリートの要素間強度

強度	値
引張強度 (N/m <sup>2</sup> )	2.784 × 10 <sup>6</sup>
粘着力 (N/m <sup>2</sup> )	6.96 × 10 <sup>6</sup>
摩擦係数	0
圧縮強度 (N/m <sup>2</sup> )	2.784 × 10 <sup>7</sup>

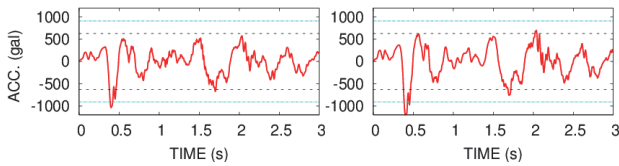
(c) 打ち継ぎ目の要素間強度

強度	値
引張強度 (N/m <sup>2</sup> )	0
粘着力 $c$ (N/m <sup>2</sup> )	0
摩擦係数 $\mu$	0.64
圧縮強度 (N/m <sup>2</sup> )	2.784 × 10 <sup>7</sup>

表-3 振動台の最大加速度と供試体の挙動のまとめ<sup>7)</sup>

設定最大加速度 (gal)	実際の最大加速度 (gal)	滑動	ロッキング	破壊
600	635	±側のみ	僅か	±側が僅かに破損
700	671	±側のみ	僅か	±側が僅かに破損
800	776	±側のみ	僅か	±側が僅かに破損
1000	1034	±両側	顕著	±両側で顕著に破損
1200	1194	±両側	顕著	±両側で顕著に破損

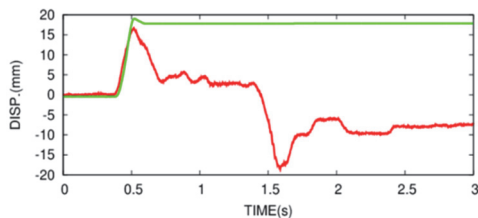




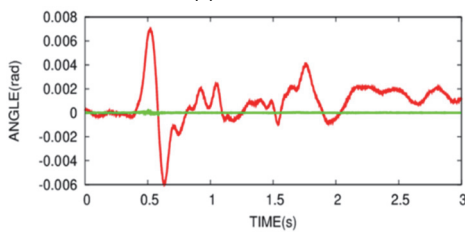
(a) 1000gal (解析入力波形) (b) 1200gal (解析入力波形)  
 図-17 振動台の加速度波形(黒色点線は滑動を起こす加速度, 水色点線はロックングを起こす加速度を示す.)

表-4 解析ケース

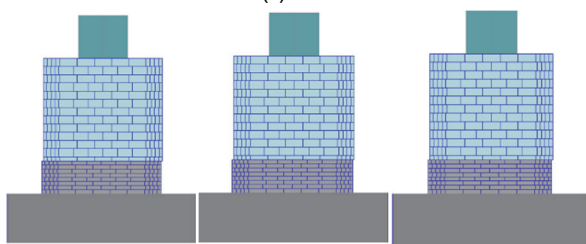
ケース名	破壊領域の要素分割	水平動	上下動
ケース1	粗い	1000gal, 1200gal	非考慮
ケース2	細かい	1000gal, 1200gal	非考慮
ケース3	細かい	1200gal	水平動の3%



(a) 水平ずれ



(b) 回転角



(c) 加振時の挙動 (左から, 0.65, 1.9, 2.5秒)

図-18 ケース1の解析結果(1000gal)

数値解析では, 振動台上の加速度計で計測された加速度波形<sup>7)</sup>を入力した. 計算時間短縮のため, 供試体が滑動を開始し応答が落ち着くまでの1.895秒~14.895秒の3秒間のみ入力した. 図-17(a)(b)が入力した加速度波形である. 同図の黒い点線は, 摩擦係数から求まる滑動の生じる最小の加速度を示したものであり, 振動台の加速度は0.35秒にマイナス側でこれを超過し, 滑動を開始するものと思われる. 1200galのケースのみ, 約2秒にプラス

側でも超過することがわかる. 同図の水色の点線は, 水平加速度による転倒モーメントと自重による抵抗モーメントのつり合いから求まるロックングの生じる最小の加速度を示したものであり, 振動台の加速度は0.35秒頃にマイナス側でこれを超過することがわかる.

(6) 振動台実験結果

振動台実験の実施は, 西日本旅客鉄道(株)の成果であり, 本研究の成果ではなく, 本論文の新規性に関することでもないが, 解析結果と比較するうえで重要な情報であるため, 表-3に, 滑動の生じた600gal以上の結果について, 滑動およびロックングの発生の有無および程度, そしてコンクリートに破壊が生じたかをまとめる.

(7) 解析ケース

解析ケースを表-4に示す. 破壊領域の要素分割が粗いものがケース1, 細かいものがケース2であり, 振動台の上で観測された1000galと1200galの加速度を入力した.

また, 振動台実験ではx軸方向にのみ地震動が入力されていたのだが, 設置の誤差や振動台の制御誤差により, z軸方向にも加速度入力されている可能性があるとか考えた. そこで本研究では, x軸方向に加えて, z軸方向にx軸方向の3%の大きさの加速度を入力したケース3も検討する. ここでは, 上下動の影響を見るために1200galのケースのみで検証した.

(8) 実験と解析の比較項目

前述の通り, 本研究では以下の3項目を実験結果と解析結果とで比較することとする.

- [1] 打継目における水平ずれの時刻歴
- [2] 打継目上側コンクリートの回転角の時刻歴
- [3] 供試体の破壊の発生状況

打継目の水平ずれと回転角の正の方向を図-16に示す.

(9) 解析結果(ケース1)

ケース1の1000galと1200galのときの解析結果を, 図-18と図-19にそれぞれ示す.

1000galのときは, およそ0.38秒で正方向に滑動し始め, 残留変位が正方向に生じる. また, 打継目下部の剥離は生じず, ロックング挙動もほとんど見られなかった. 1200galのときも, およそ0.38秒で正方向に滑動し始め, 残留変位が正方向に生じた. また, 0.5秒付近でわずかなロックング挙動が見られ, それと同時に打継目下部が正側において破壊した. しかし正方向に滑動する際に, 打継目上部が負側においてごくわずかに破壊が生じた.

水平ずれは, いずれの加速度でも, 実験において正側で最大値となるまでは解析で概ね再現できているが, その後の負側への滑動を再現することができなかった.

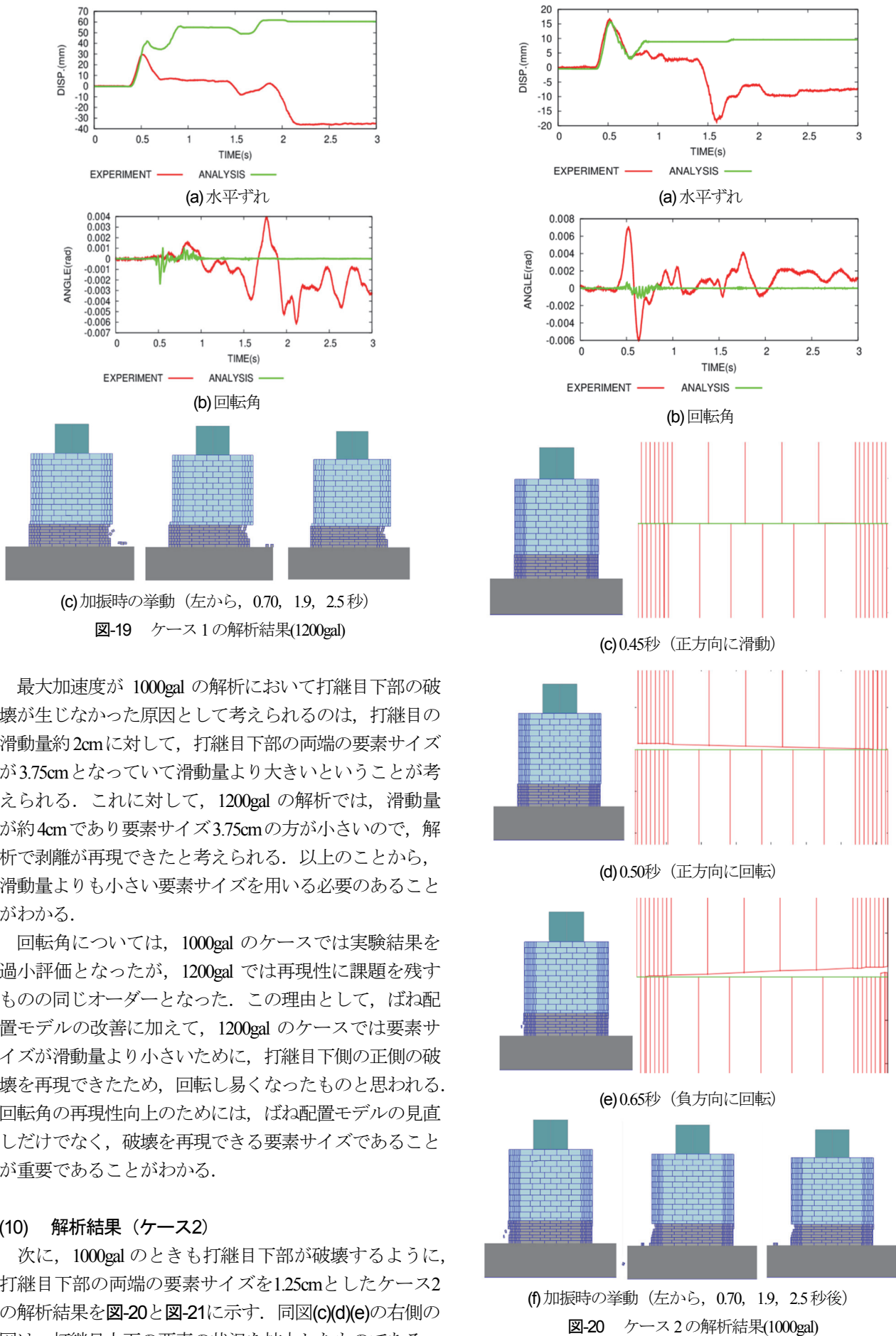


図-19 ケース1の解析結果(1200gal)

最大加速度が 1000gal の解析において打継目下部の破壊が生じなかった原因として考えられるのは、打継目の滑動量約 2cm に対して、打継目下部の両端の要素サイズが 3.75cm となっていて滑動量より大きいということが考えられる。これに対して、1200gal の解析では、滑動量が約 4cm であり要素サイズ 3.75cm の方が小さいので、解析で剥離が再現できたと考えられる。以上のことから、滑動量よりも小さい要素サイズを用いる必要のあることがわかる。

回転角については、1000gal のケースでは実験結果を過小評価となったが、1200gal では再現性に課題を残すものの同じオーダーとなった。この理由として、ばね配置モデルの改善に加えて、1200gal のケースでは要素サイズが滑動量より小さいために、打継目下側の正側の破壊を再現できたため、回転し易くなったものと思われる。回転角の再現性向上のためには、ばね配置モデルの見直しだけでなく、破壊を再現できる要素サイズであることが重要であることがわかる。

(10) 解析結果 (ケース2)

次に、1000gal のときも打継目下部が破壊するように、打継目下部の両端の要素サイズを 1.25cm としたケース2の解析結果を図-20と図-21に示す。同図(c)(d)(e)の右側の図は、打継目上下の要素の状況を拡大したものである。

図-20 ケース2の解析結果(1000gal)

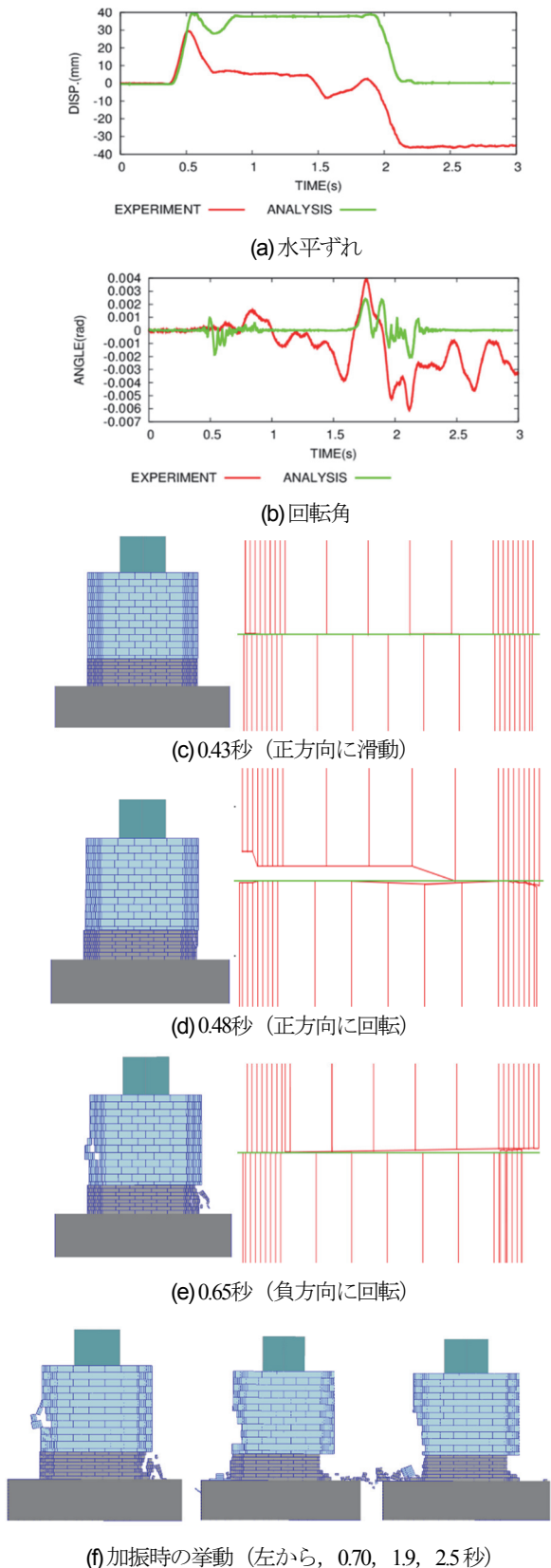


図-21 ケース2の解析結果(1200gal)

1000galのときは、正方向に滑動を始めたのち、振動台実験ほど激しいロッキングではないが、約0.6秒付近でわずかに正方向にロッキングを示し、それと同時に打継目下部の正側に破壊が生じた。その後、負方向に滑動

し、0.65秒で負方向にロッキングを示し、打継目下側の負側で破壊が生じた。これは、振動台実験の破壊順序に一致した解析結果となっている。しかしその後、負方向に滑動することはなかった。水平ずれを途中までは再現できたが、破壊状況の再現性が十分でないため、それ以降の解析結果に影響を与えるため、変位波形を完全に再現することはできなかった。

1200galの解析でも同様に、まず正方向に滑動を始め、約0.6秒付近でわずかにロッキングが生じ打継目下側の正側に破壊が生じた。しかし、このときに打継目上部の負側にも破壊が生じた。その後、負方向に滑動し、約1.70秒付近でロッキングを示し、打継目下側の負側で破壊が生じた。打継目上側が負側で破壊したことを除けば、破壊の順序は実験結果に一致した。打継目上側が破壊する理由として考えられるのは、正方向に滑動する時に、打継目上側は図-21 (d)のように正方向に回転した後、打継目下側が正側で破壊し、破壊した要素が落下する過程で図-21 (e)のように打継目上側を持ち上げ、負方向に回転させてしまうためである。これにより、打継目上下が負側で接触し、正側に滑動する際に摩擦によって打継目上側が負側で破壊してしまうことがわかった。

ケース2の1000galでは、打継目下側の両端の要素幅を小さくすることで、打継目下部が剥離し実験結果に近づいた。ただし、1200galの解析に関しては、打継目上下の破壊が大きすぎたので今後の検討課題としたい。

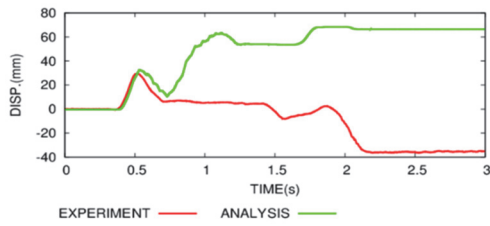
また、回転角の再現性に課題を残している。これは、打継目下側が破壊する際に打継目上側を持ち上げることに起因すると考えられる。

### (11) 解析結果(ケース3)

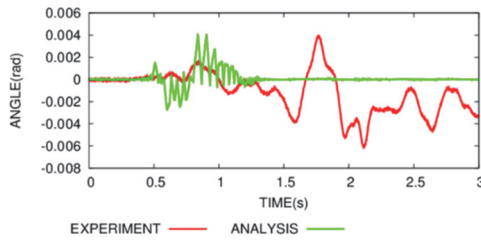
最後に、前述したようにx軸方向に加えてz軸方向にも水平動の3%のスケールの加速度を入力して解析を行った。解析結果を図-22に示す。1200galの解析では、これまでと同様に打継目下部の正側に破壊が生じた。その後、負方向に回転し打継目下部が負側で破壊した。z軸方向の地震動を入力することにより、約0.4-0.7秒付近の回転角の再現性が向上した。さらに、ケース2では大きく破壊していた打継目上部の破壊を少し抑制することができている。

### (12) まとめ

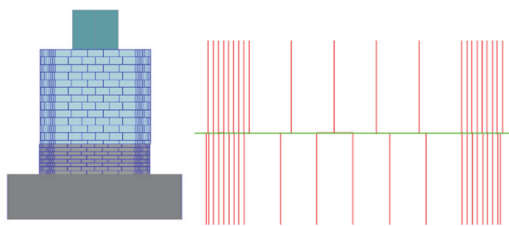
破壊部分の要素分割を粗くした解析では、要素サイズが滑動量より大きくなるため打継目下部の破壊が生じづらくなるということが解析から確認された。そこで、要素のサイズが滑動量より小さくすることによって、水平ずれの時刻歴を途中まで精度よく再現できるようになり、打継目下側の剥離を実験結果に近づけることができ、打継目下部の破壊のメカニズムを再現することができた。



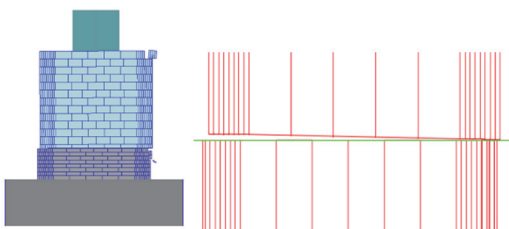
(a) 水平ずれ



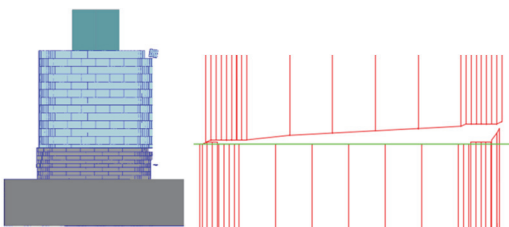
(b) 回転角



(c) 0.45秒 (正方向に滑動)



(d) 0.54秒 (正方向に回転)



(e) 0.64秒 (負方向に回転)



(f) 加振時の挙動 (左から, 0.70, 1.9, 2.5 秒後)

図-22 ケース3の解析結果(1200gal)

しかし、最大加速度が1200galの場合では、滑動方向と反対側において打継目上部までも大きく破壊してしまった。この理由は、打継目下側が破壊する際に、打継目上側を持ち上げてしまうため、打継目上下が滑動方向と反対側

で接触し、摩擦により破壊してしまうためである。

回転角については、ばね配置モデルBを用いていたときは実験結果を1/1000程度に過小評価していたのに対して、実験結果とほぼ同じオーダーとなった。しかし、前述の打ち継目上側が持ち上がる現象のために、回転角の精度には課題を残すことがわかった。

ケース3では、z軸方向にも加速度を入力した。これにより、打継目下側の破壊をより実験結果に近づけるようになった。また、わずかながら回転角の再現性が向上し、打継目上部の破壊を少し抑制することができた。しかし、本研究で入力した3%のz軸方向の地震動は観測されたものではないので、今後異なる条件で解析することも必要であると考えられる。

最後に、解析と実験の具体的な合致点、相違点について項目ごとにまとめる。

#### [1] 打継目における水平ずれの時刻歴

要素のサイズを滑動量より小さくした場合、打継目上側が正側に滑動してから元に戻るまでの過程については、水平ずれの時刻歴が解析と実験とでほぼ合致した。しかし、その後に反対の負側に滑動する過程については、再現できなかった。

#### [2] 打継目上側コンクリートの回転角の時刻歴

再現精度に課題を残した。

#### [3] コンクリートに生じる破壊の発生状況

要素のサイズを滑動量より小さくした場合、打継目上側が正側に滑動してから元に戻るまでの過程については、滑動方向に打継目上側が傾き、打継目下側が滑動方向の端部において破壊するという破壊の発生状況を再現できた。しかし、その後に反対の負側に滑動する過程については、打継目下側が負側で破壊するという破壊発生状況を再現することができなかった。

## 5. まとめ

本研究では、改良版個別要素法の既往のばね配置モデルがロッキング挙動の回転角を過小評価する原因を明らかにし、これを改善する新しいばね配置モデルを提案した。剛体の回転運動の理論式と比較することで、新しいばね配置モデルの妥当性を検証した。さらに、このばねモデルを用いて無筋コンクリート橋脚の振動台実験の再現解析を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) ばね配置モデルBでは、摩擦係数は理論通り再現できるが、剛体のロッキングの回転角の再現性に課題があった。これは、ばねの配置による抵抗モーメントの過小評価が原因であることがわかった。
- (2) ばね配置モデルBでは要素の面上に等間隔にばねを配置していたのに対し、ばね配置モデルCでは不等間隔とし、頂点に近い位置にもばねを設置するよう

にした。これにより、抵抗モーメントの過小評価が解消され、摩擦係数と、剛体のロッキングの回転角を理論通りに再現できるようになった。

- (3) 振動台実験の再現解析において、要素境界が高さ方向に一直線となるモデルでは、その要素境界に沿って縦の亀裂が生じることがわかった。そこで、要素の境界を段違いにすることで一直線の亀裂が生じることが解消された。
- (4) 打継目下部でコンクリートが剥離する1000gal, 1200galの解析では、要素サイズを滑動量より小さくすることで打継目下部の剥離をメカニズム通りに再現できるようになった。しかし、1200galの解析では打継目上部にも破壊が生じた。
- (5) z軸方向にも地震動を入力することで、わずかではあるが回転角の再現性が向上し、打継目下側の剥離はより再現できるようになった。

今後の課題は以下の通りである。打継目下側の破壊を良好に再現することができたが、打継目上部にも破壊が生じたため、この点も改善することが必要である。この問題を解消するためにも、要素サイズを見直し、打継目上側の持ち上がりを抑制する必要がある。これが、回転角の再現性向上につながると考えられる。

謝辞：西日本旅客鉄道(株)による振動台実験結果を使用させて頂きました。

#### 参考文献

- 1) 山田正隆：鉄筋混凝土橋梁設計心得，土木建築工学会社，土木建築工学，1巻7,8号，1914.
- 2) 伯野元彦，藤野陽三，片田敏行，松原勝己：1978年宮城県沖地震被害調査報告—土木関係を主として—，東京大学地震研究所彙報，Vol. 54, pp. 351-398, 1979.
- 3) 盛川仁，福島康宏：2004年新潟県中越地震による土木構造物等の被害，地震工学研究レポート，東京工業大学都市地震工学センター，No. 92, pp. 43-56, 2004.
- 4) 九州工業大学災害調査団：平成16年新潟県中越地震—第二次被害調査速報版—，<http://www.civil.kyutech.ac.jp/pub/kosa/ijikenHP/tyuuetujisin20041025.pdf>（2016年9月4日閲覧）
- 5) 杉崎向秀，小林薫：打継目を有する無筋コンクリートをRC巻き補強した橋脚の正負水平交番載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29, No. 3, pp. 1093-1098, 2007.
- 6) Choi, E., Rhee, I., Park, J. and Cho, B.S.: Seismic retrofit of plain concrete piers of railroad bridges using composite of FRP-steel plates, *Composites Part B: Engineering*, Vol. 42, No. 5, pp. 993-1336, 2011.
- 7) 鉄道総合技術研究所：西日本旅客鉄道株式会社委託受託業務報告書 無筋橋脚耐震対策確認試験，2015.
- 8) 坂岡和寛，大坪正行，和田一範，小山倫史：無筋橋脚の打継目移動制限装置による地震対策工法の実験的研究，第37回土木学会地震工学研究発表会講演論文集，Paper No. A21-1102, 2017.
- 9) Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L.: *The Finite Element Method*, 5<sup>th</sup> edition, Vol. 1, 2, 3, Butterworth Heinemann, 2000.
- 10) Cundall, P. A.: Formulation of a three-dimensional distinct element model—Part I. A scheme to detect and represent contacts in system composed of many polyhedral blocks, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.*, Vol. 25, No. 3, pp. 107-116, 1988.
- 11) Furukawa, A., Kiyono, J. and Toki, K.: 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, 2011.
- 12) 古川愛子，水上輝，清野純史：鉄道無筋コンクリート橋脚の地震時被災メカニズム分析と耐震対策に関する検討，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol. 72, No. 4(地震工学論文集 35巻)，pp. I\_33-I\_43, 2016.
- 13) 古川愛子，好川浩輝，清野純史，改良版個別要素法を用いた無筋コンクリート橋脚の振動台実験の再現解析，第36回土木学会地震工学研究発表会講演論文集，Paper No. C23-892, 2016.
- 14) Lourenco, P. B.: Analysis of masonry structures with interface elements, theory and applications, Delft University of Technology, Faculty of Civil Eng., TU-DELFT report no. 03-21-22-0-01, 1994.
- 15) Housner, G. W.: The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 53, No. 2, pp. 403-417, 1963.
- 16) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物，丸善，2009.
- 17) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，2004.
- 18) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，2012.

(2017.11.10 受付, 2018.2.8 修正, 2018.2.17 受理)

## STUDY ON NUMERICAL ANALYSIS OF FAILURE BEHAVIOR OF A PLAIN CONCRETE PIER DURING EARTHQUAKE

Aiko FURUKAWA, Shota YANO and Junji KIYONO

The typical damage pattern of plain concrete piers during earthquakes is horizontal gap at the cold joint of a pier and falling down of concrete pieces from the pier under the cold joint. It is necessary to develop a numerical analysis method suitable for plain concrete piers to evaluate their seismic safety against the future earthquakes. With this background, this study investigated the applicability of the refined DEM for the dynamic analysis of plain concrete piers. First, we proposed a new spring arrangement model in the refined DEM with which the friction coefficient and rocking angle are accurately produced. The validity of the new spring arrangement model was confirmed by comparing the results with theoretical solutions. Next, the dynamic behavior of a plain concrete pier during the shaking table was simulated. By improving the numerical model in addition to the spring arrangement model, we could improve the accuracy of horizontal dislocation and failure behavior. We could solve the problem of underestimating rotational angle, but the accuracy of rotational angle is insufficient.