

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

古川 愛子¹・好川 浩輝²・清野 純史³

¹正会員 京都大学大学院准教授 地球環境学堂 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: furukawa.aiko.3w@kyoto-u.ac.jp

²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: yoshikawa.hiroki.88r@st.kyoto-u.ac.jp

³正会員 京都大学大学院教授 地球環境学堂 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: kiyono.junji.5x@kyoto-u.ac.jp

地震による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。本研究では、離散体の解析手法である改良版個別要素法に着目した。まず、摩擦特性に関して従来の改良版個別要素法が有する要素数依存性の問題を解決する方法を提案した。次に、振動台実験の再現解析を行った。その結果、供試体がほとんど破壊しないケースでは、水平ずれを良好に再現でき、非破壊または軽微な破壊を生じる結果となった。供試体に顕著な破壊が生じたケースでは、水平ずれの向きと滑動方向の打継目下側端部が破壊することを再現できた。回転角は過小評価となり再現性に課題を残した。

Key Words : plain concrete pier, shaking table test, Refined DEM, horizontal dislocation, rotation

1. はじめに

近年の地震^{1), 2), 3)}において、在来鉄道の無筋コンクリート橋脚に被害が発生している。典型的な被害形態は、写真-1³⁾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。無筋コンクリート橋脚は、鉄道で初めて鉄筋コンクリートの設計施工基準が規定された1914年⁴⁾までは多く造られ、今なお供用されているものも多い。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^{5), 6)}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⁷⁾。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)⁸⁾と個別要素法(DEM)⁹⁾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

的に解く手法である。連続な形状関数を用いるので、構造物変位が不連続となってしまう破壊・崩壊現象を表現することが困難である。したがって、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単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には材料のマクロな物性から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



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³⁾

版個別要素法 (Refined DEM) ¹⁰⁾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¹¹⁾。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。本研究では、水平ずれの過小評価の原因を解明し、これを解決する方法を提案する。具体的には、要素表面のばねの配置方法が原因となり水平ずれを過小評価していることがわかったため、ばねの配置方法のさらなる改良方法を提案する。そして、さらなる改良を行った改良版個別要素法の再現性を検討する。

解析手法の再現性を検証するには、入力する加速度と物性値の信頼性は前提である。前述した西日本旅客鉄道(株)によって実施された振動台実験⁷⁾では、振動台に設置された加速度計により、供試体に入力された加速度波形が計測されている。さらに、打継目の摩擦実験もコンクリートの強度試験も行われている。このように、解析に必要な情報がほぼ揃っており、解析手法の検証に打ってつけである。

そこで本研究では、この振動台実験の再現解析を行うことで、改良版個別要素法を用いた無筋コンクリート橋脚の地震時挙動の再現性を検討することを目的とした。具体的には、3つの項目の再現性について検討を行った。1つ目が、打継目における水平ずれの時刻歴、2つ目が打継目上側コンクリートの回転角の時刻歴、3つ目がコンクリートに生じる破壊の発生状況である。以上の3項目を実験と解析とで比較し、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した。

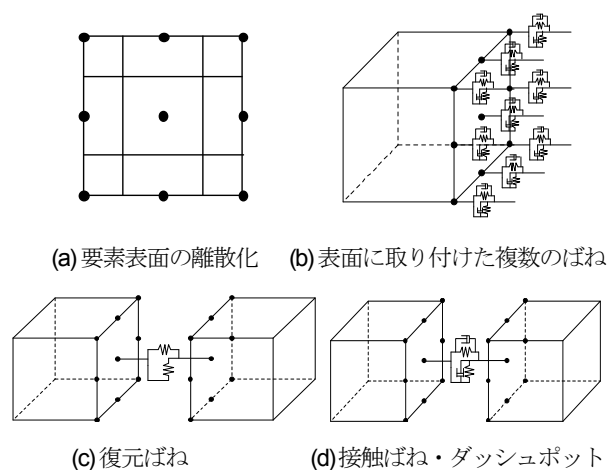


図-1 改良版個別要素法の概要

2. 改良版個別要素法 ¹⁰⁾

(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¹⁰⁾。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、改良版個別要素法の概要を述べたが、詳細については文献¹⁰⁾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タイプがあ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、 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。

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 ν_A, ν_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.

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

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

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.

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

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

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, ρ_A, ρ_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 (σ, τ) は次式で表される.

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

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.

$$f_1(\sigma) = \sigma - f_t \quad (6)$$

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 ϕ 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¹²⁾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.

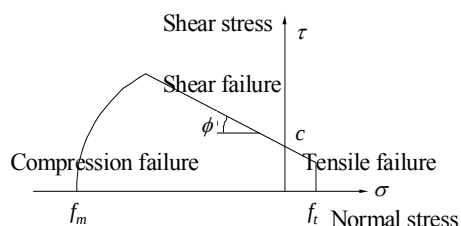


図-2 破壊判定

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

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¹²⁾. 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.

(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 ϕ 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, Δt は計算時間間隔である.

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

3. 滑動現象の数値解析における問題点

(1) 概要

2章で述べた改良版個別要素法を用いた滑動現象の解析において, 供試体の幅(加振方向)をいくつかの要素で分割するかによって, 滑動を開始する加速度が異なることが確認された. 要素数が増えるにつれて, より大きな加速度でないと滑動を開始しなくなり, 見かけの摩擦係数が増加する傾向が確認された. そしてその結果, 滑動量を過小評価する傾向が確認された. そこで本章では, 見かけの摩擦係数が要素数に依存する理由を明らかにするとともに, それを解決する方法を提案する.

(2) 従来の改良版個別要素法における要素数依存性

a) 解析概要

図-3(a)に示すように、幅 1m×奥行き 1m×高さ 1m 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る。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。上側要素と下側要素間の摩擦係数は 0.64 とした。比較モデルとして、図-3(b)(c)(d)に示すように、水平力を加える方向に 2 要素、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。

なお、モデル全体の幅を 1m に固定して幅方向の分割数を増やした場合、要素数によって個々の要素のアスペクト比（幅高さ比）が変化するため、回転のし易さも変わってしまう。本章で問題としているのは、アスペクト比が変わった結果、応答に違いが生じるということではなく、要素数が増えた結果、要素同士の接触が増え、要素同士のつかかりにより見かけの摩擦係数が増えるというものである。そのため、要素の幅を 1m に固定し、これを載荷方向に 1 個、2 個、3 個、4 個とならべた 4 通りのモデルを比較することとした。また、要素の高さに対する幅の比を 1.0 とし、摩擦係数 0.64 よりも大きな値に設定することで、回転よりも滑動が先行するようなアスペクト比とした。

改良版個別要素法では、要素表面の離散化により、物性値からばね定数を決定できることができるようになった。従来の改良版個別要素法では、頂点、辺、面上にばねを設置することを想定していた。ここでは、図-4 のように、ばねの間隔を 1 辺の長さ 1m の 1/4 である 0.25m 間隔とした。同図において、黒点はばねを設置する箇所を意味している。

解析に用いた要素の物性値および要素間強度を表-1 に示す。内部摩擦角 ϕ でなく摩擦係数 $\mu (= \tan\phi)$ で示している。計算時間間隔は式(11)を満たす値として 1.0×10^4 秒とした。上側要素の重心に重力加速度 980gal を与えた上で、水平力を与えた。水平力は、水平慣性力として与えることとし、解析の安定性を考慮して 20gal/sec の速度で増加させた。

b) 解析結果

解析結果を図-5 に示す。横軸は、上側要素重心の水平変位、縦軸は水平加速度を重力加速度で除すことにより水平震度に換算したものである。水平力を加える方向に 2, 3, 4 要素としたモデルでは、一番左（図-3）の要素の重心位置の結果を示すが、いずれの要素を選んでも結果に違いはほとんどないことを確認している。

摩擦係数が 0.64 であるので、理論上は水平震度が 0.64 のときに滑動を開始することになる。水平震度（水平

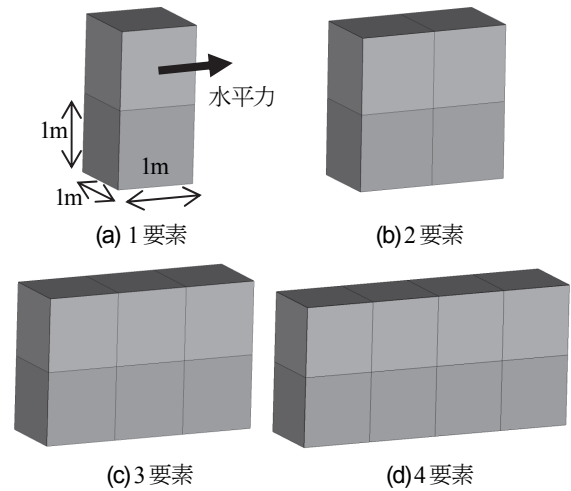


図-3 摩擦現象の検証のための解析モデル

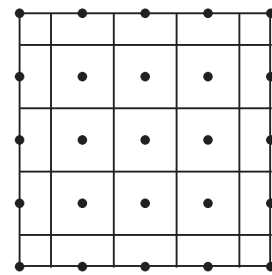


図-4 従来の改良版個別要素法におけるばね設置点（黒点がばね設置点）

表-1 滑動現象の数値解析に用いたコンクリートの材料特性

(a) 物性値	
物性値	値
密度(kg/m ³)	2.3×10 ³
ヤング率(N/m ²)	2.2×10 ¹⁰
ポアソン比	0.20

(b) 要素間強度		
強度	コンクリート	打ち継ぎ目
引張強度 f_t (N/m ²)	1.75×10 ⁶	0
粘着力 c (N/m ²)	5.8×10 ⁵	0
摩擦係数	0	0.64
圧縮強度 f_m (N/m ²)	2.39×10 ⁷	2.39×10 ⁷

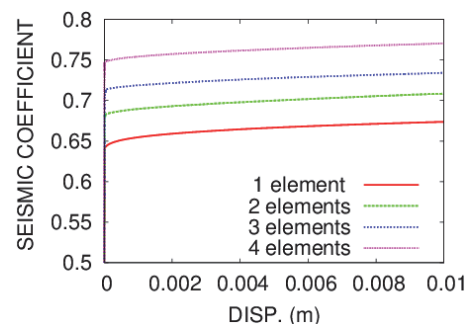
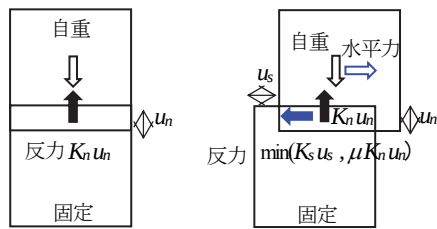
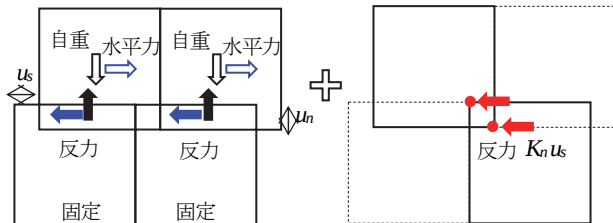


図-5 従来のばねモデルを用いたときの滑動解析結果



(a) 要素数が1のときに上側要素に働く力 (左: 自重を
 載荷したとき, 右: 自重と水平力を載荷したとき)



(b) 要素数が2のときに上側要素に働く力

図-6 従来の改良版個別要素法において要素数が増えると摩擦
 係数が増加する理由 (上側要素が右側に滑動する場合)

力) が時間とともに増加する動的解析を行っているため、水平震度が摩擦係数 0.64 を上回れば (水平力が摩擦力を上回れば), 上側要素は載荷方向に変位する。変位している間も水平震度は時間とともに漸増しているため、水平変位の増加とともに水平震度も大きくなるグラフになると考えられる。この考察の通り、1 要素のときは水平震度が 0.64 のときに滑動しており、摩擦係数を正しく再現できていることが確認できる。しかし 2 要素のときは約 0.683, 3 要素のときは約 0.714, 4 要素のときは約 0.744 で滑動が生じており、水平力を与える方向 (滑動する方向) の要素数が増えるほど、滑動の生じる水平震度も増加する傾向がみられた。すなわち、1 要素の場合は摩擦係数を理論通り再現できるが、2 要素以上では摩擦係数の過大評価となり、要素数が増えるほど見かけの摩擦係数が大きくなる傾向が確認できた。

c) 要素数が増えると見かけの摩擦係数が増加する理由

前述の解析結果から、従来の改良版個別要素法では、滑動方向の要素数が増えるほど見かけの摩擦係数が増加することが確認された。原因を調査した結果、頂点および辺上に設置したばねによる要素間の引っ掛かりが原因であることがわかった。これを図-6 を用いて説明する。

まず、滑動方向の要素数が 1 つのときに上下の要素間に作用する相互作用力を図-6(a)を用いて説明する。下側要素は固定であり、上側要素の重心には鉛直下方向に自重と右方向に水平力が作用しているとする。左側の図では、自重によって上側要素は下方向に移動し、要素間に重なり合い u_n が生じている。このとき、法線方向のばね定数を K_n とすると、反力 $F_n = K_n u_n$ が要素間の法線方向に働き自重に抵抗する。次に、右側の図では、上側要素に

水平力が作用している。上側要素は載荷方向に u_s 移動し、接触面の接線法線方向のばね定数を K_s とすると、反力 $F_s = K_s u_s$ が要素間の接線方向に働き水平力に抵抗することになる。接線方向の反力 F_s が法線方向の反力 F_n に対して、 $F_s \geq \mu F_n$ となったとき (μ は摩擦係数), 水平方向の反力は $\mu K_n u_n$ となり滑動を開始することになる。ここで、法線・接線方向のばね定数 K_n, K_s は、法線・接線方向の単位面積あたりのばね定数 k_n, k_s (式(2)) に要素間の接触面積を乗じたものである。図-6 において、上側要素に作用する外力と反力を矢印で示している。自重は黒線矢印、自重に抵抗する反力を黒塗り矢印としている。水平力は青線矢印、水平力に抵抗する反力を青塗り矢印としている。このように、要素数が 1 つのときは、自重と水平力を作用させたとき、それぞれに対する反力しか上側要素には生じないことがわかる。

次に、要素数が 2 つのときに上下の要素間に作用する相互作用力を図-6(b)に示す。要素数が 2 つのとき、上側の要素には、自重、自重に抵抗する反力、水平力、水平力に抵抗する反力に加えて、左上と右下の要素間に赤塗り矢印で示す水平方向の反力が作用することがわかる。この反力は、赤丸で示した頂点に設置したばねと、赤丸の位置の紙面直交方向に通る辺に設置したばねによるものであり、鉛直方向の縦の面に直交する圧縮力である。このように、頂点および辺にばねを設置すると、頂点および辺が引っ掛かり、水平方向の反力を増加させるため、見かけの摩擦係数が増えることがわかった。要素数が増加するにつれて見かけの摩擦係数が増加する理由は、引っ掛かる箇所が増えるためである。

なお、本検討モデルにおける上側要素と下側要素の鉛直方向の重なりは、 $1.74 \times 10^{-6} \text{m}$ と大変小さいため、解析モデルを図示しても重なりが見て取れない。そのため、ここでは図-6 のようなイラストで説明した。頂点にばねがあると、上側要素と下側要素の鉛直方向の重なりが $1.74 \times 10^{-6} \text{m}$ と小さくても、図-6(b)における左上要素と右下要素の間に圧縮力が生じてしまうため、これが見かけの摩擦力を増加させる。要素頂点にばねを付ける以上、避けて通れないことであり、頂点のばねを外すことで、当該現象は解消できることになる。

(3) ばねの設置方法の見直しによる要素数依存性の解消

a) ばねの設置方法の見直し

頂点および辺にばねを設置すると、要素間に引っ掛かりが生じ、見かけの摩擦係数を増加させる原因となることがわかった。打継目の水平ずれが地震時の支配的な挙動となる無筋コンクリート橋脚の再現解析において、摩擦係数の再現性は非常に重要である。そこで、見かけの摩擦係数が要素数に依存しないように、ばねの設置を見直すこととする。具体的には、従来のモデルでは図-4

に示すように要素の頂点と辺と面のそれぞれに設置していたばねを、図-7に示すように要素の面のみに設置するようにした。要素表面の離散化を非常に細かくしない限り、この見直しによって図-6(b)のように左上と右下の要素が重なる部分にはばねは設置されなくなる。

改良版個別要素法では、式(1)-(3)のとおり単位面積あたりのばね定数が物性値から導かれている。ばねの配置を変更しても、ばねの受け持つ面積(セグメントの面積)をばねの配置に基づき決定しているため、要素表面を十分に分割すれば、弾性応答には影響を与えないことを確認している。

b) ばねの設置位置の見直しの有効性の検証

ばねの設置位置の見直しによって、要素間の引っ掛かりが解消され、要素数に依存せず摩擦係数が正しく表現されているかどうかを検証するため、水平方向の要素数を1, 2, 3, 4としたモデルに対して、水平変位と水平震度の関係を求めた。その結果を図-8に示す。いずれのモデルでも、水平震度が摩擦係数に等しい0.64に達したときに滑動を開始しており、提案手法の有効性を確認することができた。

本研究が提案した頂点のばねを外すという対応は、頂点のつかかりが支配的となる現象には適切でないと思われるが、打ち継ぎ目の水平ずれが地震時の支配的な挙動となる無筋コンクリート橋脚の再現解析においては、有効な解決策の1つであると考えられる。

(4) 要素数が増えると下側端部の要素が破壊し易くなる現象の解消

前述の摩擦現象の解析では、要素間の摩擦現象のみを検討対象とするため、要素間の破壊は生じないように下側要素を全て固定としていた。ばねの設置位置の見直しの結果、破壊が生じずに滑動のみが生じる場合は、要素数に依存せず、入力した通りの摩擦係数を再現できるように改善された。これと同時に、要素数が増えると下側端部の要素が破壊し易くなる現象も解消されたので、図-9を用いて説明する。

図-9(a)のように、固定要素(幅2m、奥行き1m、高さ1m)の上に3つの可動要素(いずれも1辺1mの立方体)を設置した。固定要素と下側の2つの可動要素の3つの要素間には表-1(b)のコンクリート強度を与えた。上側と下側の可動要素間には表-1(b)の打ち継ぎの強度を与えた。可動要素の重心に自重を与え、水平力を徐々に増加した。従来のばねモデルの場合は、頂点および辺のばねの引っ掛かりによって、図-9(b)のように、打ち継目下側の可動要素間が破壊する現象がみられた。右下の可動要素には、図-9(d)の緑塗り矢印で示す左上からの圧縮力が働く。これにより打ち継目下側の左右の可動要素間が破壊しやすくなる。なお、固定要素が抵抗となって、右下の

可動要素は回転せず右側に移動した。図-7のようにばねの設置位置を見直し、頂点および辺にはばねを設置しないようにすることで、図-9(c)のように、打ち継目下側の左右の可動要素間は破壊せず、打ち継ぎ目上側要素の滑動が確認された。なお、図-9(b)(c)は打ち継目上側要素が0.147m水平変位したときの状況である。以上のように、ばねの設置位置の見直しによって、緑色の反力が解消されるため、要素数が増えるほど下側コンクリートの端部破壊しやすくなるという現象が解消された。

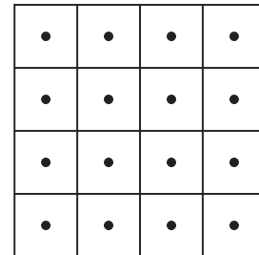


図-7 改良版個別要素法におけるばね設置位置の見直し
(黒点がばね設置点)

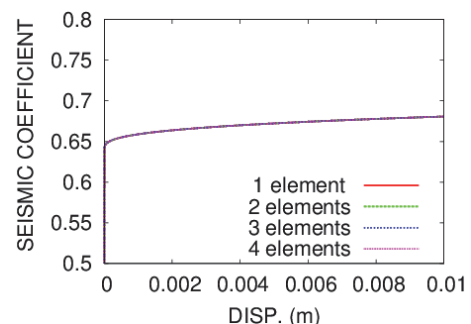


図-8 新しいばね設置点を用いたときの滑動解析結果

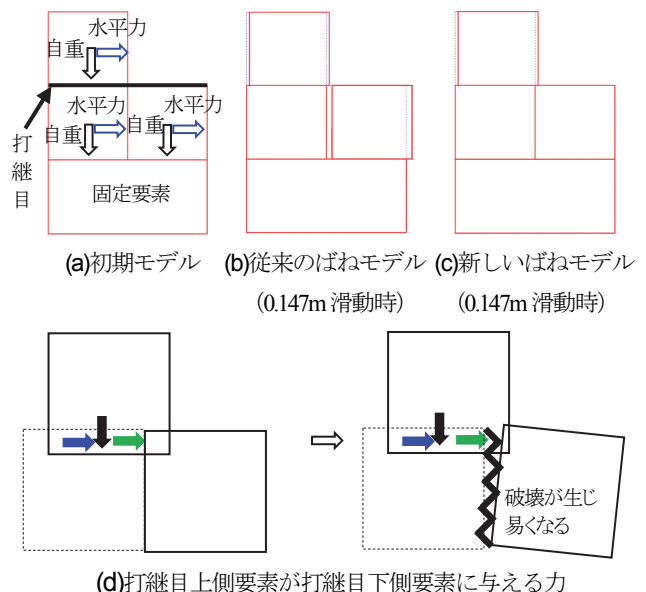


図-9 従来の改良版個別要素法で要素数が増えると下側要素の端部が破壊し易くなる理由(上側要素が右側に滑動する場合)

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⁷⁾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) 供試体のモデル化

a) 供試体の概要⁷⁾

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-10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。供試体は打ち継ぎ目周辺は無筋であるが、破壊が発生い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。

(3) 解析モデル

a) 寸法

解析モデルを図-11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せず、打継目の断面を用いて一定とした。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



写真-2 振動台実験供試体⁷⁾

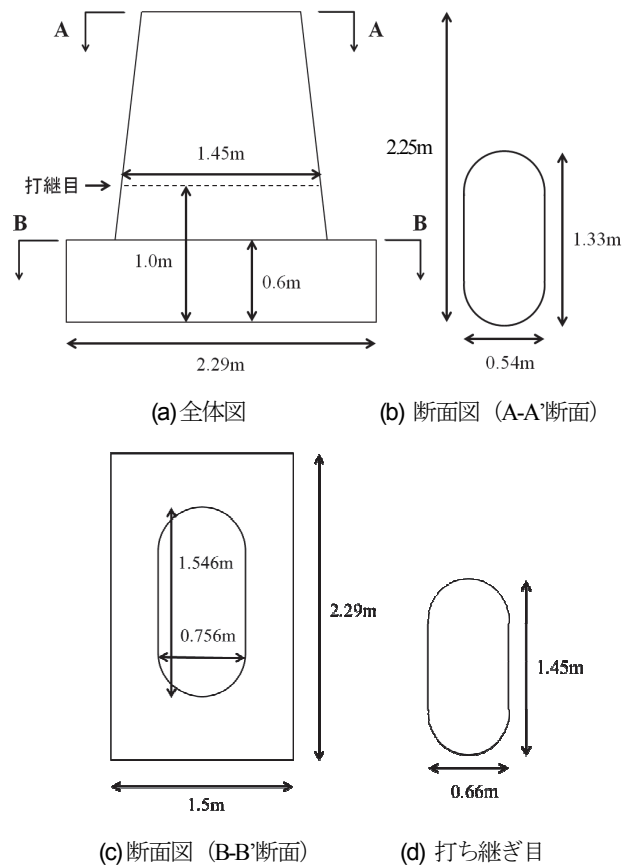
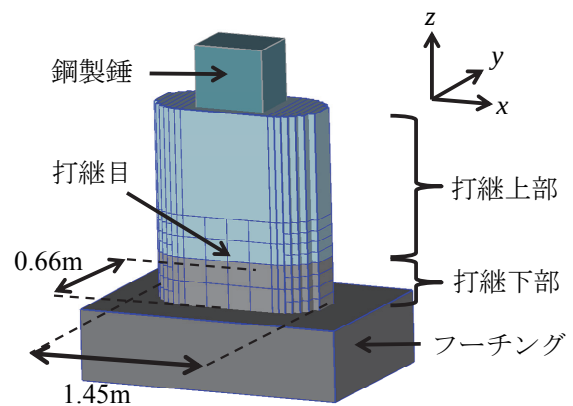
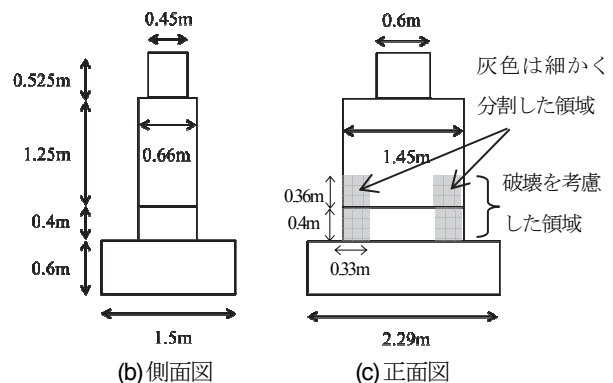


図-10 供試体断面図⁷⁾



(a) 外観および部位 (x軸が加振方向)



(b) 側面図

(c) 正面図

図-11 解析モデル

がついた形状である。半円柱部分は、直方体を組み合わせて表現した。加振はx方向のみであるから、y方向の要素分割は行わなかった。なお、本研究では、簡単のため供試体の先細り形状を考慮せず、実験と解析とで供試体の寸法は異なるが、先細りの形状を考慮したモデルで解析を行っても、次章で述べる解析結果の特徴に違いはないことを確認している。

要素サイズは箇所によって異なるが、図-11(c)に示すコンクリートに破壊が生じる可能性のある部分を細かく分割した。打継目より下側の供試体（以降、打継目下側と呼ぶ）では、フーチング上の高さ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ことから、解析では無筋部分を幅5.5cm×高さ10cmと細かく分割した。打継目より上側の供試体（以降、打継目上側と呼ぶ）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。したがって、打継目より上の高さ0.36mの部分のうち、両端0.33mの部分を幅5.5cm×高さ9cmと細かく分割した。図-11(c)に示す、打継目下側0.4mと打ち継ぎ目上側0.36mの領域のみ要素間の破壊を考慮し、それ以外では破壊を考慮しなかった。破壊を考慮しなかった領域は、振動台実験でも破壊していない。

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。

解析モデルの総要素数は112となった。

b) 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⁷⁾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¹³⁾。

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⁷⁾。コンクリートの引張強度は、一般に圧縮強度の $1/10 \sim 1/3$ 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 $1/4 \sim 1/6$ であることから、圧縮強度の $1/4$ の値を用いた¹⁴⁾。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。

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 ³)	2.3×10^3	5.714×10^3
ヤング率(N/m ²)	2.2×10^{10}	2.0×10^{11}
ポアソン比	0.20	0.30

(b) 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 ²)	2.784×10^6
粘着力(N/m ²)	6.96×10^6
摩擦係数	0
圧縮強度(N/m ²)	2.784×10^7

(c) 打ち継ぎ目の要素間強度

強度	値
引張強度(N/m ²)	0
粘着力 c (N/m ²)	0
摩擦係数 μ	0.64
圧縮強度(N/m ²)	2.784×10^7

本研究で採用しているコンクリートの破壊のモデル化は単純なものであるため、今後、有限要素法で採用されている精緻なモデル化手法を参考するなどして、破壊のモデル化を改良することも必要であると考えている。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⁷⁾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。摩擦試験では、静止摩擦係数が0.66、動摩擦係数が0.64とそれぞれ計測されているが、本研究では静止摩擦と動摩擦を区別せず、一定値の0.64を用いた。その理由は次の通りである。摩擦係数を0.66をすると、振動台実験で最大加速度635galの加速度を入力したケースで打継目上側が滑動したことの説明がつかないからである。635galは水平震度に換算すると、 $635/980 = 0.648$ であるので、理論上は摩擦係数が0.66の場合は滑動しないはずである（改良版個別要素法の解析でも滑動しなかった）。しかし振動台実験では滑動している（解析でも滑動した）ので、本研究では摩擦係数として0.64を採用することとした。

計算時間間隔は、式(11)を満たす 5.0×10^{-6} 秒とした。

(4) 滑動およびロッキングが生じる最小加速度

図-12に示すように、打継目上側のコンクリートの質量を M 、鋼製錘の質量を m 、打継目の摩擦係数を μ 、粘着力 c を0、重力加速度を g 、水平方向の入力加速度を a

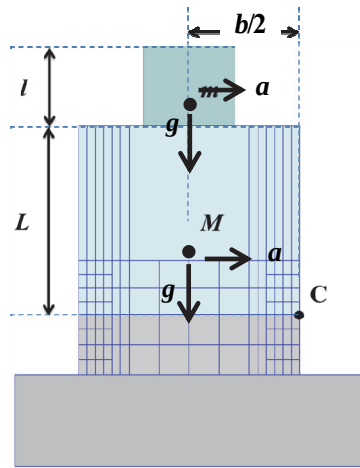


図-12 要素の質量および長さの定義

とする。水平慣性力が摩擦力より大きいときに滑動が生じるので、滑動が生じるための条件は、

$$(M+m)a \geq \mu(M+m)g \quad (12)$$

となる。したがって、滑動が生じる最小の加速度 $a_{sliding}$ は、

$$a_{sliding} = \mu g \quad (13)$$

となる。本研究では、滑動が生じる最小の加速度を、滑動加速度と定義する。摩擦係数を $\mu = 0.64$ とすると、滑動加速度は $0.64 \times 980 = 627\text{gal}$ となる。

次に、打継目上側コンクリートの高さを L 、鋼製錘の高さを l 、打継目上側コンクリートの幅を b とする。図-12において、打継目において滑動しないと仮定し、ロッキングのみが生じると仮定する。ロッキングが生じる条件は、水平慣性力による点 C まわりの転倒モーメントが、自重による点 C まわりの抵抗モーメントより大きくなることであることから、

$$Ma \frac{L}{2} + ma \left(L + \frac{l}{2} \right) \geq (M+m)g \frac{b}{2} \quad (14)$$

が成立する。したがって、ロッキングが生じるための最小の加速度 $a_{rotation}$ は、

$$a_{rotation} = \frac{(M+m)b}{ML + m(2L+l)} g \quad (15)$$

となる。本研究では、ロッキングが生じる最小の加速度を、ロッキング加速度と定義する。解析モデルの諸元を代入すると、ロッキング加速度は $a_{rotation} = 909\text{gal}$ となる。

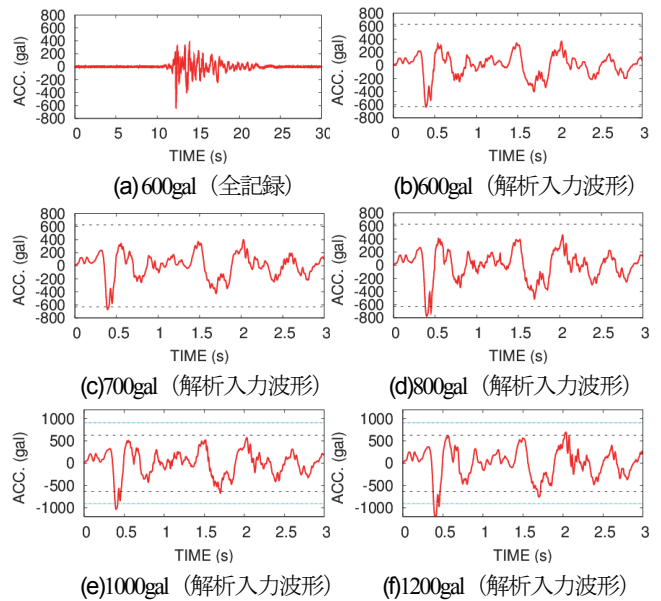
以上のことから、滑動加速度は 627gal 、ロッキング加速度は 909gal となり、対象モデルはロッキングよりも先に滑動が生じるモデルであることがわかる。

(5) 入力加速度

振動台実験では、鉄道構造物等設計標準¹⁵⁾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⁷⁾。具体的には、供試体は実

 表-3 振動台の最大加速度と供試体の挙動のまとめ⁷⁾

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


 図-13 振動台の加速度波形⁷⁾ (黒色の点線は滑動を起こす加速度、水色の点線はロッキングを起こす加速度を示す。)

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、600gal 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。

前節の検討より、滑動加速度は 627gal でありつた。振動台実験でも、実際の最大加速度が 627gal を上回った 600gal 以上のケースのみ滑動した。また、ロッキング加速度は 909gal であった。振動台実験でも、実際の最大加速度が 909gal を上回った 1000gal 以上のケースで大きくロッキング挙動を起こした。

解析では、滑動が生じた 600gal 以上のケースを対象とし、振動台上の加速度計で計測された加速度波形⁷⁾を入力した。加速度波形の 1 例を図-13(a)に示す。計算時間

表4 解析ケース

ケース名	打継目以外の要素間の減衰定数	打継目の減衰定数	打継目の圧縮応力の上限値
ケース1	1.0	1.0	なし
ケース2	1.0	0.0	なし
ケース3	1.0	0.0	あり

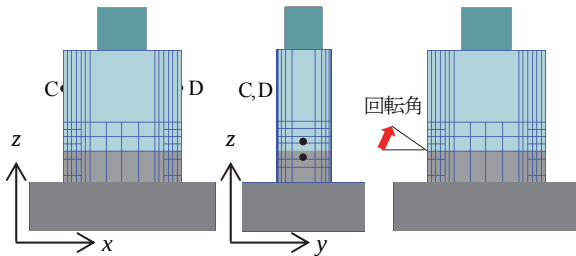


図-14 応答変位読み取り位置 (側面図, 正面図)

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。同図(b)-(f)が入力した加速度波形である。同図(b)-(f)の黒い点線は、滑動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(e)(f)の水色の点線は、ロッキング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、滑動およびロッキ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。ケース1とケース2は、要素間に設置するダッシュポットの減衰係数の違いである。

ケース1では、もともと一体となって連続している要素間に破壊が生じ、その後再接触する際のダッシュポットも、打継目で接する要素間のダッシュポットも、すべて臨界減衰の減衰定数1.0を用いるケースである。減衰定数1.0は、要素間の衝突による衝撃エネルギーを効率的に消散する効果を有する。もともと一体となって連続している要素間の減衰定数を1.0とした理由は次の通りである。減衰定数を0.0とした場合、破壊したコンクリート片が激しく飛び散るという不自然な挙動を示すが、減衰を与えると飛び散り現象が穏やかになり、減衰定数1.0を用いるときに最も飛び散り現象回避できたため、

1.0を採用した。

ケース2では、打継目で接する要素間のダッシュポットの減衰定数のみ0.0とするケースである。ケース1のように打継目の減衰定数を1.0とすると、滑動もロッキングも大幅に過小評価となったため、0.0を用いるケース2を設定とした。なお、全てのダッシュポットの減衰定数を0.0とすると、衝撃エネルギーが消散されないため解析モデルが激しく破壊した後解が発散してしまったため、ケースとして設定していない。

ケース2とケース3は、打継目で接する要素間に作用する圧縮応力に上限値を設定するかしないかの違いであり、詳細は後述する。

(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

解析では、打継目の水平ずれと回転角を求めるため、図-14に示す4点で応答変位を出力した。打継目中央上下の点A、Bにおけるx方向の応答変位差を求めることによって、水平ずれを求めた。また、点C、Dの鉛直方向の応答変位差をCD間の距離で除することで回転角を求めた。

解析によって実験を再現できたことと再現できなかったことを整理するとともに、再現できない場合はなぜ再現できないのかを明らかにすることを目的とする。

滑動が生じた600gal以上のケースを対象とし、実験において滑動は生じたがコンクリートの顕著な破壊は生じなかった600gal, 700gal, 800galのケースと、滑動が生じ、かつコンクリートに顕著な破壊が生じた1000gal, 1200galのケースに区別して比較していくこととする。すなわち、破壊は軽微で滑動が卓越するときの挙動の再現性と、滑動だけでなく破壊も伴う複雑な挙動の再現性において検討を行う。

(9) 解析結果(ケース1)

まず、「打継目における水平ずれの時刻歴」と「打継目上側コンクリートの回転角時刻歴」について、ケース1の解析結果と実験結果の比較を図-15に示す。実験結果と比較して、解析結果は水平ずれおよび回転角を過小評価している。例えば600galのケースは、実験では残留水平ずれは約7mmであったのに対し、解析では水平ずれの最大値が約0.07mm、残留水平ずれはほぼ0となった。回転角は実験では最大値が約0.05radであったのに対し、解析では最大値が約 5.0×10^{-5} radと、1/1000の過小評価となった。このように、回転角については解析結果が大幅に過小評価となり同じスケールではグラフを比較できないた

め、解析結果は凡例に示した値を乗じたものを図示している。700, 800galのケースでは、正側に滑動して残留変位が生じるという傾向は再現できているが、残留水平ずれを大幅に過小評価している。1000, 1200galのケースでは、実験では正負両側に変位したが、解析では正側にのみ滑動し、かつ実験で見られた打継目下側端部の剥離は見られなかった。

次に、「供試体の破壊の発生状況」に関して、最も加速度の大きい1200galのケースの加振後の状況を図-16に示す。最も加速度の大きなケースでも解析では破壊は確認できず、実験結果と異なる結果となった。

水平ずれと回転角および破壊の程度を過小評価した原因は、打継目のダッシュポットに臨界減衰を用いたために、水平ずれおよび回転を効率的に解消する向きに減衰力が作用したためと考えられる。そこで、ケース2では打継目の減衰定数を0.0として解析を行うこととした。

(10) 解析結果 (ケース2)

「打継目における水平ずれの時刻歴」と「打継目上側コンクリートの回転角時刻歴」について、ケース2の解析結果と実験結果の比較を図-17に示す。また、加振時の状況と加振後の「供試体の破壊の発生状況」を図-18に示す。

a) 600, 700, 800galのケース (図-17,18(a)(b)(c))

振動台実験において、正側のみに滑動が生じ、ロッキングおよびコンクリートの破損が軽微であった600, 700, 800galの3ケースについては、図-17から明らかなように、解析によって水平ずれを良い精度で再現することができた。しかし回転角については、ケース1と同様に大幅な過小評価となった。供試体の破壊の発生状況については、実験ではわずかに供試体が破損したものの、破損したコンクリート片は、600, 700galでは要素サイズ(5.5cm×10cm)より十分に小さく、800galは要素サイズよりわずかに小さく、解析では再現できないと考えられる。実際に解析では、図-18に示すとおり、打継目上側にも下側にも破壊は生じず、実験と解析の結果は調和的であった。

実験で見られた、打継目上部が滑動すると滑動の方向に回転するという傾向について、実験と解析では違いがみられた。実験と解析の挙動の違いを図-19で比較する。

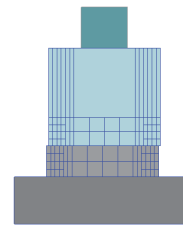


図-16 加振後の状況 (ケース1, 1200gal)

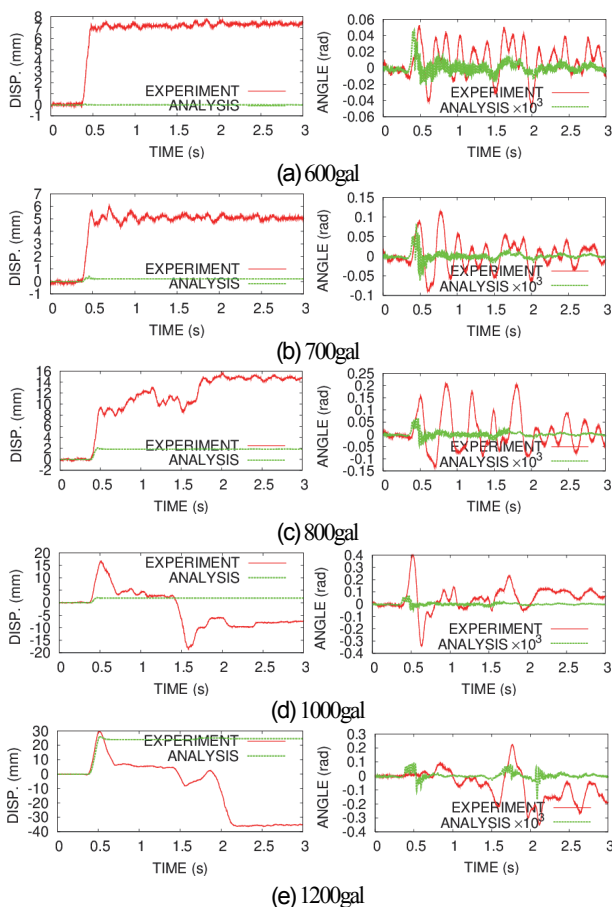


図-15 水平ずれ(左)と回転角(右)の時刻歴 (ケース1)

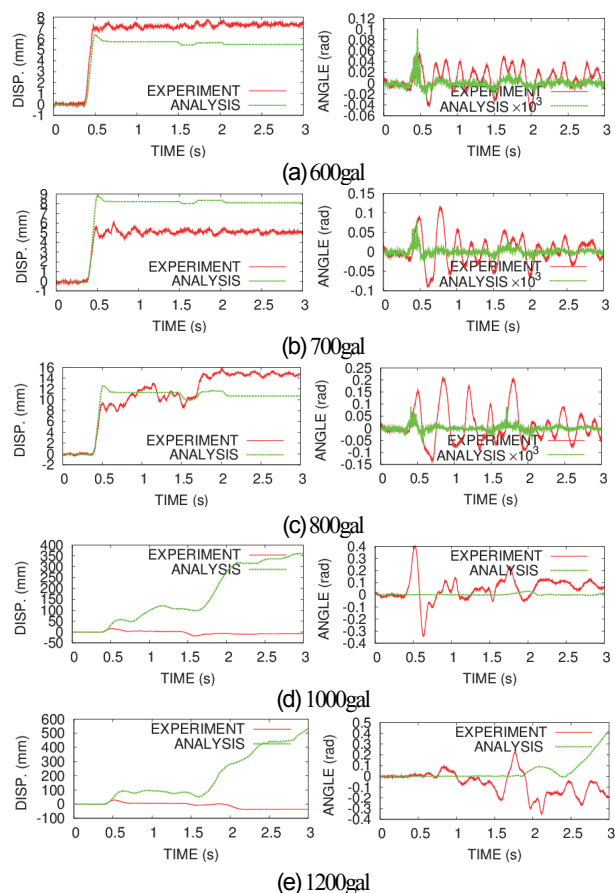
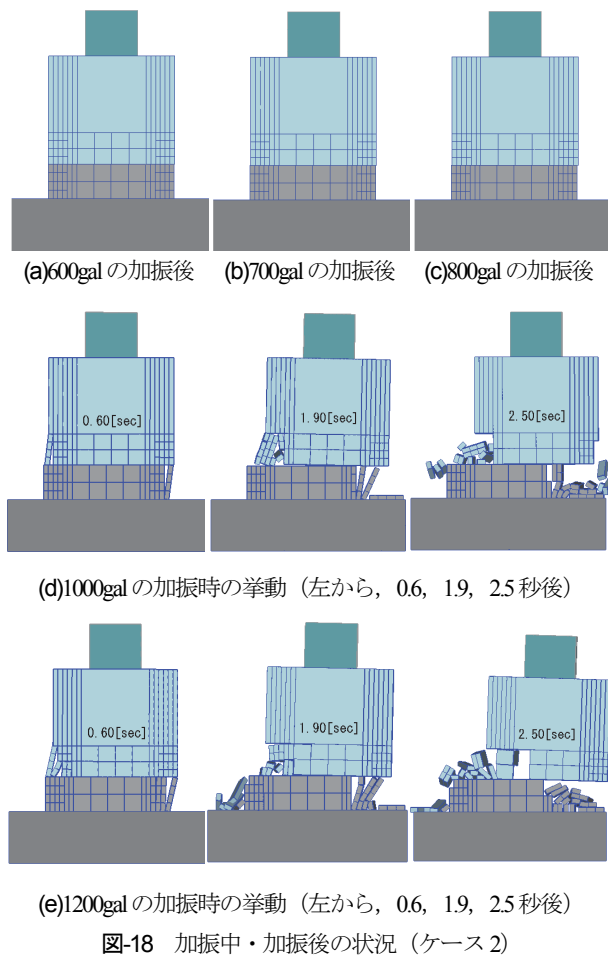


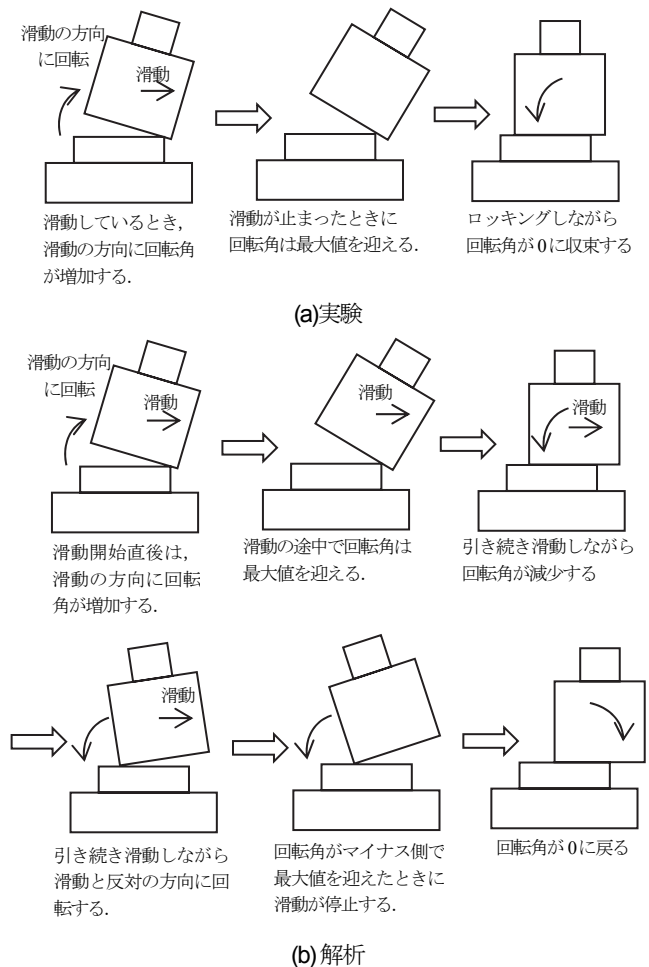
図-17 水平ずれ(左)と回転角(右)の時刻歴 (ケース2)



実験では、滑動開始とともに滑動方向に回転し、滑動が停止したときに回転角は最大値を迎えた。その後、その場でロッキングを起こしながら回転が収束した。これに対し解析では、滑動開始直後に滑動方向に回転するのは実験と同じであるが、滑動の途中で回転角が最大値を迎え、滑動を続けながら回転角が減少し、向きが反転した。そして、滑動が停止したタイミングで回転角はマイナス側で最大値をとった。その後、回転角は0に戻った。このように、解析では滑動の途中で回転角の向きが反転してしまうという結果がみられた。この現象は、打ち継ぎ目の減衰定数を1.0としたケース1でも見られたので、減衰定数の設定が原因ではない。

b) 1000, 1200galのケース (図-17,18(d)(e))

水平ずれおよび供試体の破壊の発生状況に関して、振動台実験ではまず正側に滑動が生じて正側で打継目下側側面が破壊した後、負側にも滑動が生じて負側でも打継目下側側面に破壊が生じた。既往の地震被害事例と同様に、打継目下側側面のみが破壊するという現象が確認できた。一方の解析では、正側のみに滑動し、正側で打継目下側に破壊が生じたが、負側で打継目上側にも破壊が生じてしまい、実験結果と異なる結果となった。供試体の破壊の発生状況について、滑動する方向の打継目下側端部が破壊するという現象は実験と一致しているが、滑



動と反対側で打継目上側が破壊するという現象は実験では見られなかった現象である。

回転角に関して、これまでのケースと同様に、解析結果は実験結果を過小評価し、かつ回転のタイミングも十家と解析とで異なる結果となった。

c) 打継目上側が滑動の向きと反対側に傾く理由と打継目上側が滑動の向きと反対側の端部で破壊する理由

解析結果を分析した結果、打継目上側が、滑動と反対側の端部で破壊することは、前述した滑動途中に滑動と反対側に傾く現象に起因するものであることがわかった。それではなぜ、打継目上部が滑動方向と反対側に傾くのか、理由を説明する。

図-20(a)(b)に、1200galのケースの0.44秒後と0.52秒後の解析結果のスナップショットを示す。0.44秒後では、打継目下側だけが、滑動方向の端部で破壊している。その後の0.52秒後では、打継目上側も滑動方向と反対側の端部で破壊している。このときの滑動方向の打継目の拡大図を同図(c)に示している。拡大図より、打継目下側の端部は滑動方向に回転しながら破壊しようとするが、このとき打継目上側を持ち上げてしまい、反対方向に回転させていることが見てとれる。個別要素法では剛体要素

を用いているために、打ち継ぎ目下側が破壊する際に上側を持ち上げることが、滑動の途中で回転角が減少し、反対側に回転してしまう理由であると考えられる。

次に、打継目上側が滑動方向と反対側に回転するために、打継目上側が滑動方向と反対側の端部で破壊するメカニズムを図-21に示す。まず、打継目上側が右に滑動し、打継目下側の右側端部が剥離する際、剛体要素を用いる個別要素法では、破壊した要素が回転しながら剥離するため、打継目上側の要素を持ち上げてしまう。これにより、打継目上側は反時計回りに回転する。その結果、打継目上側の自重は、左右の端部の2点で支えられることとなり、滑動方向と反対側では端部に左向きのせん断力と上向きの鉛直反力が作用する。これらの合力は、上側左端部に引張応力を生じさせるため、上側端部が滑動方向と反対側で破壊してしまうものと考えられる。

以上のことから、ケース2の解析で実現現象を表現できていない理由は、下側要素が破壊する際に上側要素を持ち上げて反対側に回転させてしまうことに起因していることがわかる。このために、回転角が過小評価され、打継目上側が滑動方向と反対側で破壊してしまうなど、望ましくない挙動を示すことがわかった。下側要素が破壊する際に上側要素を持ち上げてしまうのは、剛体要素を用いる個別要素法に起因することでもあり、根本的な解決策を見出すのは困難であると思われる。従ってここでは、打継目で接する要素間に作用する圧縮応力に上限値を設けることで、打継目上側要素を持ち上げ過ぎないようにする対応(ケース3)を考えた。

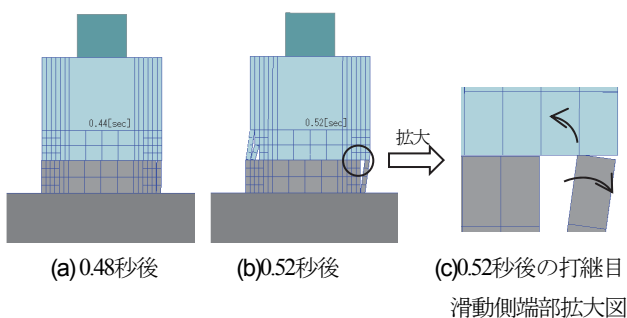


図-20 滑動方向の打継目下側端部が破壊する時に打継目上側を持ち上げ反対側に回転させている状況 (1200gal)

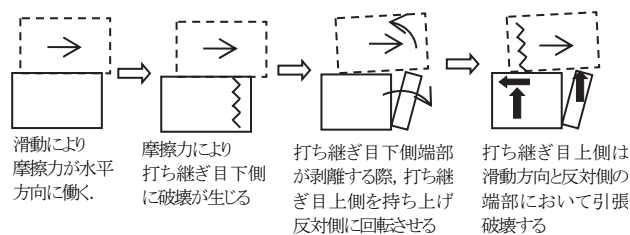


図-21 打継目上側に働く力と破壊メカニズム(線の矢印は滑動と回転の方向、黒塗り矢印は打継目上側が下側から受ける力)

(11) 解析結果(ケース3)

ケース3では、打継目で接する要素間に生じる圧縮応力に上限値を設定した。圧縮応力の上限値は、打継目上側の持ち上がり現象が極力抑えられ、かつ打継目上側の自重を支えられる程度の値として、圧縮強度の1/40に設定した。「打継目における水平ずれの時刻歴」と「打継目上側コンクリートの回転角時刻歴」について、ケース3の解析結果と実験結果の比較を図-22に、加振時の状況および加振後の「供試体の破壊の発生状況」を図-23に示す。

a) 600, 700galのケース(図-22,23(a)(b))

600, 700galのときは、もともと打継目下側が滑動側で破壊せず、打継目上側の持ち上がりが問題となっていなかった。ケース3の水平ずれはケース2(図-17,18)とほぼ同程度となり、実験結果を良好な精度で再現できた。実験での剥離したコンクリート片が要素サイズよりも小さいこともあり、破壊は生じない結果となった。回転角については、滑動の最中に滑動方向と反対側にも回転してしまうこと、そして実験に比べて過小評価となっていることは改善されていない。

b) 800galのケース(図-22,23(c))

800galのときも、ケース3の水平ずれはケース2とほぼ同程度となった。回転角は、正側に滑動する約0.35~0.5秒目にかけて、ケース3の方が正側で大きく負側で小さくなった。すなわち、ケース3では滑動方向への傾きは増加し、滑動と反対方向への傾きは軽減され、打継目上側の持ち上がりが軽減されたことが見てとれる。また、加振後の状態を見ると、打継目下側の滑動側端部に亀裂が入っており、振動台実験で確認できた軽微な剥離が表れている。

以上のように、水平ずれと破壊の程度は良好な精度で再現できており滑動の最中に滑動方向と反対側に傾く現象が軽減できたが、回転角が実験に比べて過小評価であることは改善されなかった。

c) 1000galのケース(図-22,23(d))

1000galのとき、ケース2では滑動は正側のみであったが、ケース3では負側にも滑動し、実験結果に近い結果が得られた。水平ずれの値は一致していないものの、正側および負側に滑動するタイミングは再現できていた。また、ケース2に比べて正側の回転角が増加し、負側の回転角は減少し、持ち上がり現象が軽減できた。これにより、ケース3では滑動方向と反対側の端部において打継目上側が破壊しなくなった。また、約1.5秒後に打継目上側が負側に滑動した際、打継目下部の負側端部に破壊が生じ、打継目下側の両端が破壊するという状況を再現することができた。このように、振動台実験の破壊発生部位を概ね再現することができた。破壊領域の大きさについては、実験は報告書⁷⁾の写真から正負側ともに

6-10cm程度の厚さで剥離しているように見えるが、解析では正側のみ1要素分(幅5.5cm)破壊し、正側については近い値となった。

以上のことから、滑動の向きと、滑動方向の打継目下側端部が破壊することは再現することができた。しかし、回転角は過小評価となっており、再現性に課題を残した。

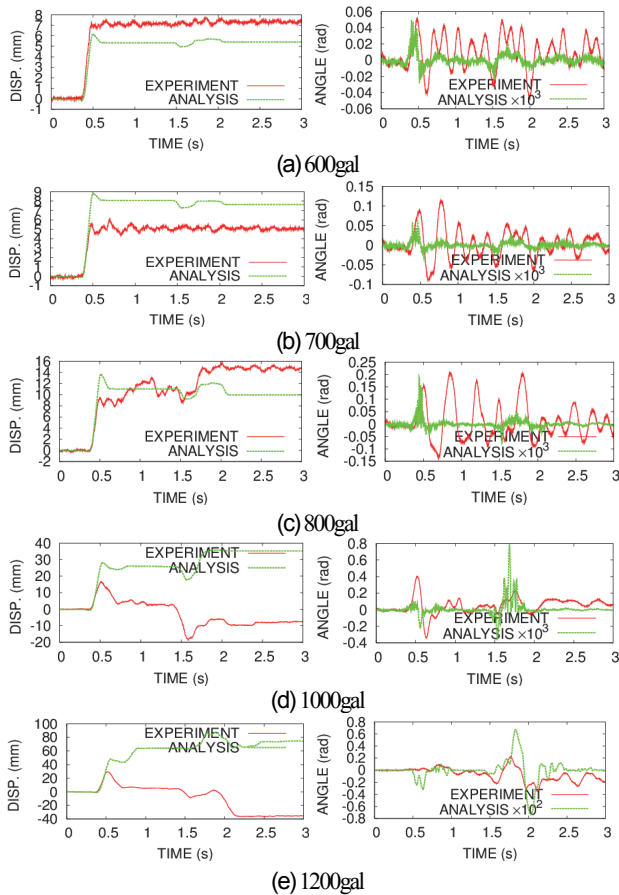


図-22 水平ずれ(左)と回転角(右)の時刻歴 (ケース3)

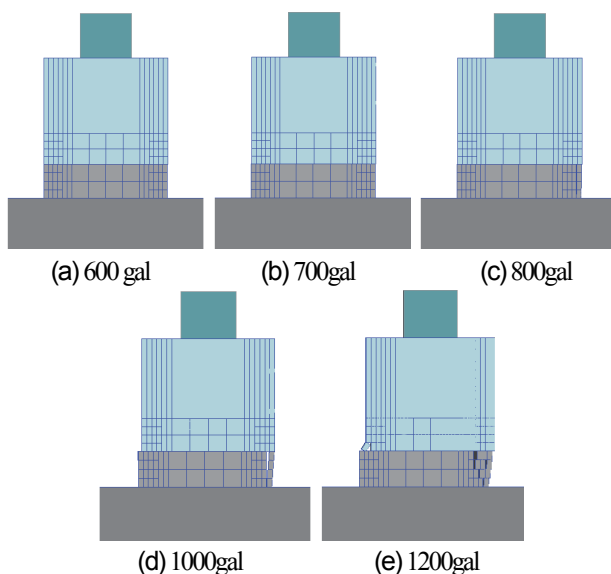


図-23 加振後の状況 (ケース3)

d) 1200galのケース (図-23,23(e))

1200galのときも、水平ずれの時刻歴は一致していないが、各々の時刻における滑動の方向は大凡再現できている。約0.45~0.5秒後に打継目下側の滑動側(正側)端部に破壊が発生・進展した。その後、滑動方向と反対方向の端部において、打継目上側の1要素だけが破壊した。実験では打継目上側は破壊していないが、ケース2に比べて破壊領域は狭くなったという点では改善がみられた。その後、約1.90秒後に負側に滑動したが、打継目上側が負側ですでに破壊していたからか、打継目下側の破壊は発生しなかった。破壊領域の大きさについては、実験は報告書の写真から正負側ともに6-15cm程度の厚さで剥離しているように見えるが、解析では正側のみ3要素分(幅16.5cm)破壊し、正側については近い値となった。

以上のことから、圧縮応力に上限値を設けることによって、剛体要素を用いた個別要素法に起因した持ち上がり現象が軽減され、滑動の方向と、滑動方向の打継目下側端部が破壊するということが再現できた。しかし、回転角が過小評価であることと、回転角の時刻歴波形の再現性には課題が残る結果となった。

(12) まとめ

a) 解析で再現できたこと、再現できなかったこと

供試体のロッキングおよび破壊の程度が軽微な600, 700, 800galのケースについては、「打継目における水平ずれの時刻歴」を良好な精度で再現することができた。また、「供試体の破壊の発生状況」についても、実際は隅角部が欠ける程度であったのに対して解析では破壊せず、調和的な結果となった。一方、「打継目上側コンクリートの回転角の時刻歴」については実験結果を過小評価する結果となった。

顕著なロッキングと破壊が発生した1000, 1200galのケースでは、3項目とも再現性に課題を残した。圧縮応力に上限値を設けることによって、打継目上側の持ち上がりが軽減され、破壊の発生状況が振動台実験結果に近づいた。また、具体的な水平ずれの値は十分な精度で再現できなかったが、滑動が正側および負側に滑動するタイミングについては大凡再現できた。回転角については、600, 700, 800galのケースと同様に過小評価となり、実験に比べてロッキングがほとんど生じない結果となった。

b) 数値解析でロッキングがほとんど生じない理由

600, 700, 800galのケースでは、入力加速度がロッキング加速度909galより小さいので、直方体剛体の場合は理論上は滑動しないと考えられる。改良版個別要素法による解析でも、滑動が主体でほとんどロッキングしない結果となった。

1000, 1200galのケースは、入力加速度がロッキング加

速度909galよりは大きい。しかし、滑動加速度が627galであるので、直方体剛体の場合は理論上は振動台に909gal以上が入力されてもロッキングでなく滑動が生じることになると考えられる。改良版個別要素法による解析でも、滑動が主体でほとんどロッキングしない結果となった。

解析モデルの打継目の摩擦係数のみ1.0として、滑動よりもロッキングが先に起こるようにしたところ、解析でもロッキングを生じた。しかし、摩擦係数が大きいので、当然のことながら滑動量は過小評価となった。

以上のように、改良版個別要素法によりロッキングがほとんど生じないことは、直方体剛体の理論から外れるものではない。しかし、実験ではロッキングが生じている。今後は、600, 700, 800galのロッキング加速度よりも小さい加速度でもロッキングが生じたメカニズム、1000, 1200galのときに滑動加速度の方がロッキング加速度よりも小さいにもかかわらずロッキングが生じたメカニズムを分析し、解析手法に反映させたいと考えている。

5. まとめ

本研究では、改良版個別要素法による無筋コンクリート橋脚の振動台実験の再現性について検討した。

まず、従来の改良版個別要素法には、要素数が増える見かけの摩擦係数が増加するという、要素数依存性の問題があることを示した。ばねの配置方法を見直すことで、要素数依存性を解消する方法を提案し、効果を検証した。

次に、ばねの配置方法を見直した手法を用いて、2015年1月に西日本旅客鉄道(株)によって行われた振動台実験の再現解析を行った。得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 打継目の減衰定数を1.0とすると、水平ずれおよび回転角を過小評価する結果となった。減衰定数を0.0にすると実験結果に近づくことがわかった。
- 2) 実験では、打継目上側が滑動する最中、滑動する方向に回転し、滑動が停止したときに回転角が最大となっていた。解析では、滑動している最中に回転角は最大値を迎え、向きが反転し、滑動が停止したときは滑動と反対側に傾いていた。また、滑動と反対側の端部で、実験では破壊していない打継目上側が破壊するケースがあった。
- 3) 滑動側の端部で打継目下側が破壊する際に、破壊した要素が崩れ落ちる過程で、直上の打継目上部要素を持ち上げてしまい、打継目上側が滑動と反対側に回転し、滑動と反対側の端部で打継目上側が破壊してしまうことがわかった。
- 4) 打継目で接する要素間に加わる圧縮応力に上限値を設けたところ、打継目上側の持ち上がりはある程度改善され、打継目上側の破壊も軽減された。

5) 破壊がほとんど発生しない600, 700, 800galのケースでは、水平ずれの時刻歴波形と破壊の程度を比較的良好な精度で再現できた。

6) 顕著な破壊が生じた1000, 1200galのケースでは、圧縮応力に上限値を設けることで、正側と負側に滑動するタイミングは概ね再現できた。また、滑動方向の打継目下側端部が破壊する特徴も再現できた。

7) いずれの加速度のケースでも、回転角は過小評価となり、ロッキングはほとんど生じなかった。今後の課題は以下の通りである。

- 1) 解析では、いずれのケースでもロッキングはほとんど生じず滑動が主に生じた。入力加速度が回転加速度909galより小さい場合はロッキングは生じないこと、滑動加速度627galの方がロッキング加速度909galより小さいので、入力加速度が909galより大きくても滑動が生じるのみでロッキングが生じないことは、剛体の回転理論とは矛盾しない結果である。しかし実験ではロッキングが発生していた。また、ロッキング時の衝突による破壊が観察されたため、振動台実験の再現にはロッキングの再現が不可欠であると考えられる。今後、振動台実験でロッキングが生じたメカニズムを解明し、解析に反映したい。
- 2) 打継目下側が破壊する際に、打継目上側を持ち上げるという現象が発生した。本研究では、圧縮応力に上限値を設けることでこの問題を回避したが、根本的な解決方法とはなっていない。振動台実験の再現のためにはこの点も改善する必要があると考える。
- 3) 解析結果は、要素分割の仕方によっても変わってくる。使用した解析プログラムは要素形状が直方体に限定されているため、亀裂の発生方向に制約があるが、直方体要素でも小さな要素で細かく分割することで亀裂の再現性は向上すると期待できるため、並列化等により細かい要素を扱えるようにプログラムを改良したい。また、直方体以外の要素を導入したり、要素サイズをランダムに生成することで、任意の方向に亀裂が発生できるようにモデルを改良することも必要であると考えられる。

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) 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.
- 2) 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.
- 3) 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)。
- 4) 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.
 - 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) Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L. : *The Finite Element Method*, 5th edition, Vol. 1, 2, 3, Butterworth Heinemann, 2000.
 - 9) 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.
 - 10) 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.
 - 11) 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.
 - 12) 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.
 - 13) (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.
 - 14) (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.
 - 15) (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.
 - 16) 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.

(2016. 10. 26 受付, 2016. 12. 27 修正, 2017. 2. 18 受理)

DYNAMIC BEHAVIOR ANALYSIS OF A PLAIN CONCRETE PIER DURING SHAKING TABLE TEST BY USING REFINED DEM

Aiko FURUKAWA, Hiroki YOSHIKAWA 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, it was found that the original refined DEM has a problem of overestimating friction properties. Therefore, the method was proposed to accurately simulate the friction properties by just modifying the arrangement of springs. Next, a shaking table test of a plain concrete pier was simulated, and the analytical and experimental results were compared. In the analysis, five acceleration histories with different peak acceleration values were input. In the case of smaller accelerations where the specimen suffered slight failure, it was found that the horizontal dislocation and failure occurrence situation was simulated with good accuracy. On the contrary, in the case of larger accelerations where the specimen suffered severe damage, it was found that the failure occurrence situation was barely simulated. It was also found that the refined DEM underestimates the rotational angle for all cases.