

有限要素解析と模型振動台実験による 打継目を有する無筋コンクリート橋脚の 地震時破壊メカニズム分析

川松 裕汰¹・古川 愛子²・清野 純史³

¹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: kawamatsu.yuta.35w@st.kyoto-u.ac.jp

²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

³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

我が国では現在でも、全国に無筋コンクリート橋脚を有する在来鉄道が多数存在し、地震時に被害が発生している。典型的な被害形態は、打継目での水平ずれと打継目下側端部の破壊である。打継目下側端部だけが破壊する被害が報告されているが、そのメカニズムは未だ解明されていない。本論文では、有限要素解析を用いて、振動数の異なる2通りの正弦波入力に対する動的応答解析を行い、破壊メカニズムを分析した。解析の結果、打継目に生じる摩擦力によって引張応力が生じること、摩擦力の向きは入力振動数によって変わることがわかった。最後に、無筋コンクリート橋脚を見立てた発泡スチロール製の縮小模型を用いた振動台実験を行い、解明したメカニズム通りの現象が生じているかどうか検証した。

Key Words: plain concrete pier, cold joint, earthquake failure mechanism, finite element analysis, shaking table test

1. はじめに

我が国の鉄道橋では、1914年に鉄筋コンクリート橋梁の設計施工基準が規定され¹⁾、鉄筋コンクリート橋脚が全国に普及し始めた。それ以前は、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数多く造られた。建造後100年近く経過した現在でも、無筋コンクリート橋脚は在来線で数多く供用されているが、地震時に被害が発生する事例が報告されている^{2,3,4)}。

無筋コンクリート橋脚は施工時の打継目を有していることが多く、地震時には打継目に被害が発生することが知られている。典型的な被害形態は、図-1に示すように、打継目において水平方向の貫通ひび割れと水平ずれが生じ、打継目下側のコンクリートの端部において破壊が生じるというものであり、地震後に大規模な補修が必要となる場合も多い。水平ずれが過大であったり、打継目下側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。以上のことから、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、打継目を有する無筋コンクリート橋脚の地震時安全性評価や地震対策に関する研究事例は未だ少ない。主な既往研究は、地震対策に関する研究であり、RC巻き立て補強⁵⁾、耐震性能が不足する部分だけRC補強体を取り付ける補強⁶⁾、鋼棒挿入による補強⁷⁾、FRPと鋼板による補強⁸⁾の効果が静的載荷試験により検証されている。このように、様々な耐震補強工法の効果が静的載荷試験により検証されてきたが、動的な実験による検証はほとんどなされてこなかった。

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

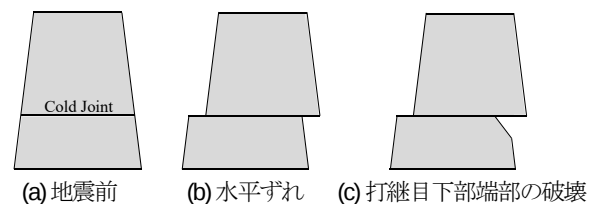


図-1 無筋コンクリート橋脚の典型的な地震時被害形態

し、動的挙動の計測および分析を行っている^{9,10}。振動台実験でも打継目下側コンクリートの端部が破壊し、図-1と同様の破壊形態を示すことが確認されている。実験時の挙動から、破壊メカニズムに関する考察が行われているが、なぜ打継目下側だけに破壊が生じたのか、打継目上側に破壊が生じる可能性はないのかについては言及されていない。このように、既往の実験的研究でも、無筋コンクリート橋脚の地震時挙動や破壊メカニズムといった基本的特性が十分に解明されていないと言える。

一方で、数値解析による研究事例も未だ不十分である。無筋コンクリート橋脚の地震時挙動は、打継目上側の滑動やロッキングを伴う非線形性の強い挙動であることから、筆者らは最初、連続体の力学に基づく数値解析手法よりも離散体の力学に基づく数値解析手法の方が適していると考え、改良版個別要素法¹¹を用いて、実橋脚の地震時挙動解析¹²や振動台実験⁹の再現解析^{13,14}を行ってきた。しかし、打継目下側だけでなく打継目上側にも破壊が生じ、実現象とは異なる解析結果を示した。改良版個別要素法では剛体要素を単純なばねで連結して構造物をモデル化しており、応力の精度に課題のあることが、破壊発生を正確に再現できない原因であると考えた。

有限要素法は連続体の力学に基づく解析手法であるが、近年では接触解析機能を有する汎用コードも増えており、変形体の接触問題への適用もなされている。以上を鑑み本研究では、離散体としての挙動を再現可能で応力の精度も高い、接触解析機能を有する有限変形有限要素法により無筋コンクリート橋脚の動的解析を行うこととした。解析には汎用ソフト MSC. Marc¹⁵を用いた。打継目において生じる摩擦力分布、それらによって生じる応力分布を分析することで、無筋コンクリート橋脚の地震時破壊メカニズムを解明することとする。そして、なぜ過去の地震では打継目下側端部のみに破壊が生じたのか、打継目上側端部に破壊が生じる可能性は全くないのか、という問いに対する答えを明らかにすることを目的とする。2節では、振動台実験⁹の再現解析により数値解析手法の妥当性を示した上で、振動数の異なる2通りの正弦波入力に対する動的応答解析を行い、破壊メカニズムを解明する。3節では、無筋コンクリート橋脚模型供試体の振動台実験により、2節で解明したメカニズム通りの現象が生じているかどうか検証した。

2. 有限要素解析による破壊メカニズム分析

(1) 解析対象構造物

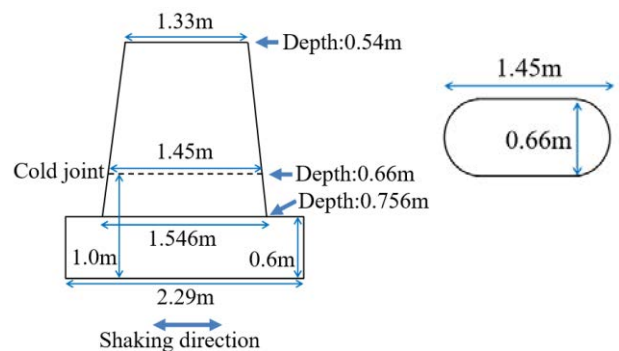
本研究では、2015年1月に西日本旅客鉄道(株)によって行われた振動台実験⁹で用いられた無筋コンクリート橋脚の縮小模型供試体を解析対象とする。供試体写真

はオンラインで閲覧可能な文献¹⁰の図-16に掲載がある。供試体は2004年新潟県中越地震の際に被災した魚野川橋梁14P橋脚の約1/2.5のサイズである。供試体の寸法は図-2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。

(2) 解析モデル

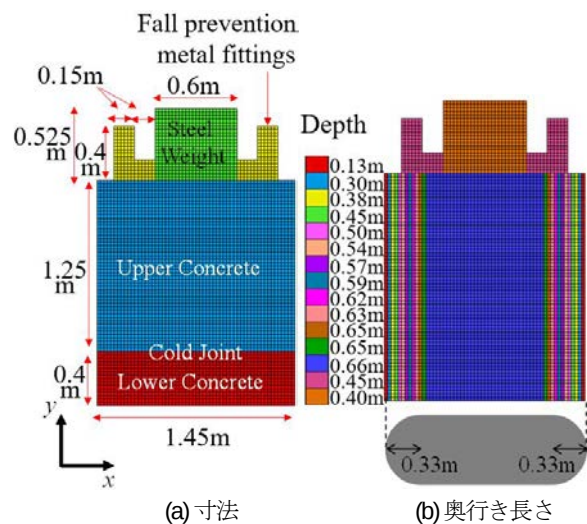
a) 寸法

解析モデルを図-3(a)(b)に示す。x軸を加振方向、y軸を鉛直方向とする。フーチングより上の、打継目下側コンクリート(赤色)、打継目上側コンクリート(青色)、



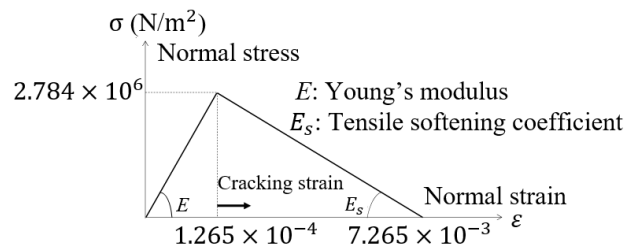
(a) 正面図 (コンクリート部のみ) (b) 打継目の断面図

図-2 無筋コンクリート橋脚模型供試体⁹



(a) 寸法

(b) 奥行き長さ



(c) コンクリートの構成則

図-3 解析モデル

表-1 解析定数

物性値	コンクリート	鋼製錘と転落防止金具	打継目
密度 (kg/m ³)	2.3×10 ³	4.045×10 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	—
引張強度 (N/m ²)	2.784×10 ⁶	—	—
摩擦係数	—	—	0.64

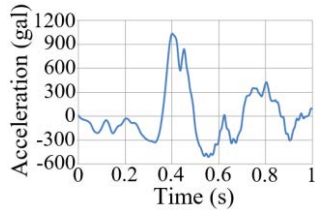


図-4 振動台実験の入力加速度 (1000gal のケース)

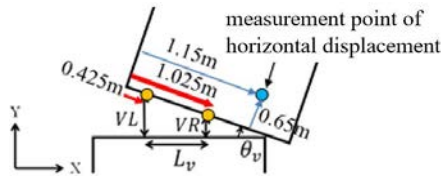


図-5 数値解析における変位出力点 (青丸：水平変位出力点，橙丸：回転角算出のための鉛直変位出力点)

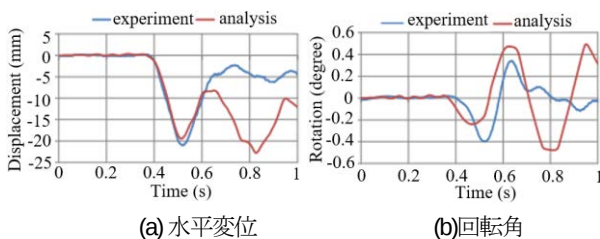


図-6 振動台実験と数値解析結果の比較

鋼製錘 (緑色)，転落防止金具 (黄色) を平面応力要素でモデル化する 2 次元解析を行った。実際の供試体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，簡単化のため先細りを表現せず，打継目における断面 (図-2(b)) が高さ方向に伸びていると仮定した。転落防止金具の寸法は図面から目視で読み取った。コンクリートの断面形状は長方形の両端に半円を取り付けた形状であるため，奥行き長さを設定することで半円形状を表現した。要素の大きさは 2.5 cm×2.5 cm とした。

b) 解析諸元

解析諸元を表-1 に示す。コンクリートの密度，ヤング率，引張強度には実験時の要素試験結果を，ポアソン比には一般的な値を用いた。鋼製錘と転落防止金具のヤング率，ポアソン比には鋼材の一般的な値を，密度には実際の錘の質量と等価となるように設定した。打継目の摩擦係数は振動台実験供試体の摩擦係数 0.64 を用いた。

コンクリートは弾塑性体，鋼製錘と転落防止金具は弾性体とし，コンクリートには図-3(c)に示す引張軟化型の構成則を採用した。

(4) 振動台実験の再現解析による解析手法の妥当性検証

a) 入力加速度

まず，振動台実験の再現解析を行い，実験結果と解析結果を比較することで，解析手法の妥当性を検証する。

振動台実験では，鉄道構造物等設計標準¹⁰⁾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⁹⁾。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が 1000gal の加速度を入力したケースではじめて，打継目下側コンクリートの左右両端が破壊し，コンクリート片が落下したと報告されている。1000gal の次に大きい 1200gal のケースは，1000gal のケースで破損した供試体を使って実験している。以上のことから，1000gal のケースで妥当性検証を行うこととした。

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を入力した。解析時間短縮のために，最大振幅を含む 1 秒間のデータを用いた。入力加速度波形を図-4(a)に示す⁹⁾。設定した最大加速度 1000gal と実際に観測された最大加速度は厳密には一致していない。

b) 実験結果と解析結果の比較

振動台実験では，打継目上側の水平変位と回転角の時刻歴が計測されているため，数値解析でも実験と同様の条件で水平変位と回転角の時刻歴を算出した。図-5に青丸で示す位置の水平変位を打継目上側の水平変位とした。また，図-5に橙色の丸で示す 2 地点の鉛直変位 VL，VR と 2 地点間距離 L_v を用いて，回転角を次式で求めた。

$$\theta = \tan^{-1}\{(VL - VR)/L_v\} \quad (1)$$

水平変位は x 軸方向が正で，回転角は右回りが正である。

解析結果と振動台実験結果の比較を図-6に示す。図-6(a)より，水平変位は約 0.61 秒までは実験結果と解析結果が良い精度で一致した。打継目の摩擦係数が 0.64 であるため，理論上は $980 \times 0.64 = 627.2 \text{ gal}$ の水平加速度が作用すると滑動を開始する。実際に，実験でも数値解析でも，入力加速度の絶対値が 627.2gal を上回る約 0.38 秒で負方向に滑動し始めた。そして，約 0.51 秒で変位の向きが逆転して正方向に滑動した。実験では約 0.64 秒まで正方向に滑動し，その後変位が横ばいとなったが，解析では約 0.61 秒で変位が一定となった後，約 0.64 秒に負方向に変位の向きが反転し，約 0.83 秒で再び正方向に反転し，約 0.95 秒で負方向に反転した。約 0.61 秒以降，実験と解析とで異なる結果となった理由は，実験では約 0.61 秒付近で打継目下側端部が破壊してコンクリート片が落下したのに対し，数値解析ではコンクリート片の落下を考慮で

きていないため、コンクリート片の落下以降の挙動を再現できなかったものと考えられる。しかし、コンクリート片が落下する0.61秒までの変位は高精度に再現できていることがわかる。

図-6(b)より、水平変位に比べて回転角の再現精度が低いことがわかる。水平変位では0.61秒までを高精度で再現できたため、回転角についても0.61秒までを比較すると、実験は解析より回転の向きが反転するタイミングが遅いことがわかる。この理由として、打継目上部の先細りの形状を解析では無視しているため、実際よりも回転し易いモデル化になっていることが挙げられる。

最後に、解析で得られた最大ひび割れ主ひずみを図-7に示す。引張強度を超えて生じたひずみをひび割れひずみとしている。左右両端付近の2か所に引張破壊ひび割れが生じており、振動台実験結果とも整合が取れている。

以上より、破壊が生じるまでの水平変位と破壊の発生は良い精度で再現できることを確認したことから、この解析モデルを用いて以後の数値解析を行っていく。

(5) 正弦波入力による破壊メカニズム分析

a) 入力加速度

本研究では、図-8に示す振動数が2Hzと5Hzの2通りの正弦波を加速度として入力する。振幅の大きさは、振動台実験と同様の1000galとする。

水平変位と回転角を求める変位出力点は図-5のとおりである。しかし、水平変位には滑動による変位と回転による変位が含まれることから、水平変位から回転の影響除いた純水平変位を求めることとした。図-9に示すように、解析開始前に点Aに位置した節点が、滑動と回転により点Bに移動したとする。このときの節点のx軸正方向の変位を X_1 、y軸負方向の変位を Y_1 とし、打継目から点Aまでの距離を Y_2 とすると、純水平変位 L_0 は次式で求められる。

$$L_0 = \{X_1 - (Y_2 + Y_1)\tan\theta_v\}\cos^2\theta_v \quad (2)$$

b) 振動数2Hzで振幅1000galの正弦波を入力した場合

解析結果を図-10に示す。図-10(a)は打継目上側の純水平変位と回転角の時刻歴である。約0.4秒後に打継目下側コンクリートの左端部に破壊が発生した。約0.41秒後に解析が収束せず終了したため、0.41秒間の結果を示している。破壊の発生した0.4秒後において、打継目上側は反時計回りに回転した状態で負方向に滑動していることがわかる。図-10(b)に、0.4秒後の水平方向速度分布を示す。この図からも、打継目上側は反時計回りに回転しながらx軸の負方向（左側）に滑動していることがわかる。図-10(c)に0.4秒後の摩擦力分布を示す。打継目上側には正方向（右向き）の摩擦力が生じており、打継目下側に負方向（左向き）の摩擦力が生じているのは、打継

目上側が負方向に滑動するためであると考えられる。

図-10(d)(e)に、0.4秒後の最大主応力分布と最小主応力分布を示す。応力は引張を正としており、最大主応力は引張応力を、最小主応力分布は圧縮応力を示す。上述の摩擦力の方向から、打継目下側に生じた引張応力は摩擦力によって生じたもので、圧縮応力は打継目上側の自重によって生じたものであると考えられる。摩擦力は打継目下側には引張応力を、上側には圧縮応力を与える。最小主応力分布において、左端に集中しているのは打継目上側の自重によるものであるが、打継目上側の方が下側よりも圧縮応力が右側まで広がっているのは、摩擦力による影響と考えられる。

次に、図-10(f)に0.4秒後の最大ひび割れ主ひずみ分布を示す。打継目下側において右端から約0.4m地点と左端から約0.13m地点の2か所にひび割れが生じているが、右側は約0.19秒後に生じたものが閉じずに残っているものであり、左側が約0.4秒後に生じたものである。両者とも後述する同じメカニズムで生じている。図-10(d)(f)の比較より、最大主応力が最大となる付近でひび割れ主ひずみが生じており、摩擦力に起因する引張応力によって破壊したと考えられる。

図-10(g)を用いて破壊メカニズムを説明する。打継目上側は右側に変位した状態で反時計回りに回転し、打継

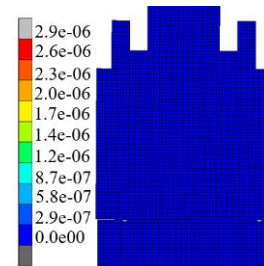
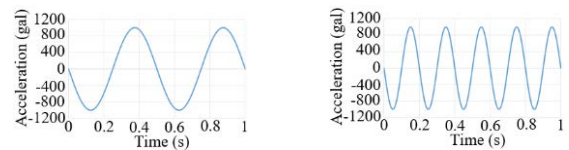
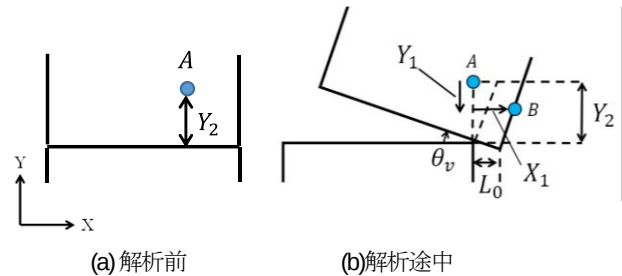


図-7 解析終了時の最大ひび割れ主ひずみ



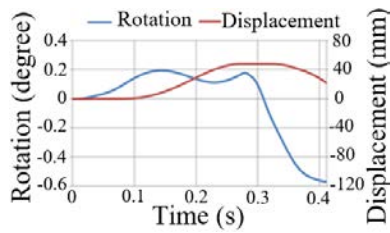
(a) 2Hzの正弦波 (b) 5Hzの正弦波

図-8 正弦波の入力地震動

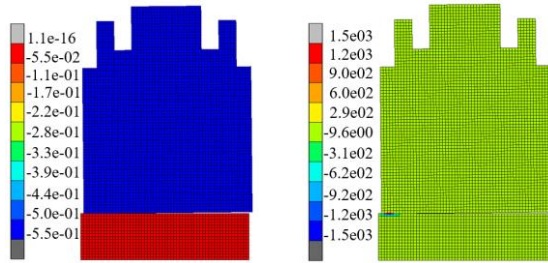


(a) 解析前 (b) 解析途中

図-9 水平変位 X_1 から純相対変位 L_0 の算出

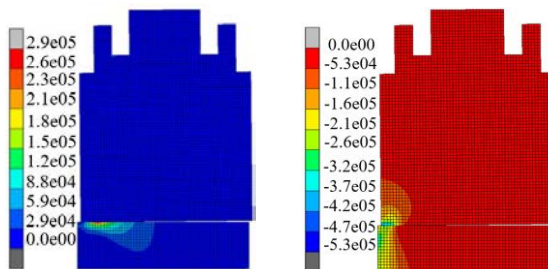


(a) 打継目上側の純水平変位と回転角



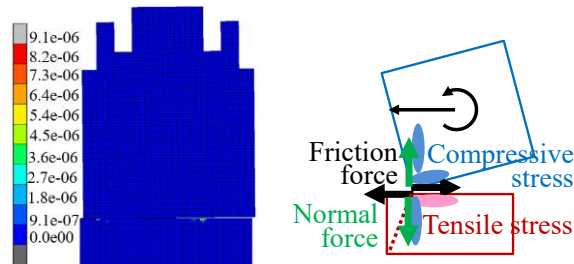
(b) 水平方向速度 (0.4 秒)

(c) 摩擦力 (0.4 秒)



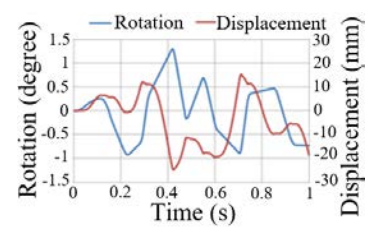
(d) 最大主応力 (0.4 秒)

(e) 最小主応力 (0.4 秒)

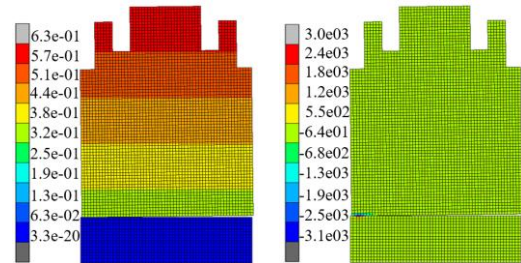


(f) 最大ひび割れ主ひずみ (0.4 秒) (g) 破壊メカニズム

図-10 振動数 2Hz で振幅 1000gal の正弦波入力時の解析結果

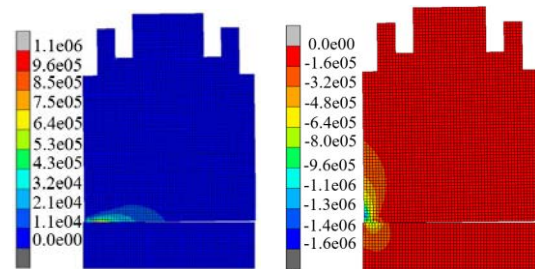


(a) 打継目上側の純水平変位と回転角



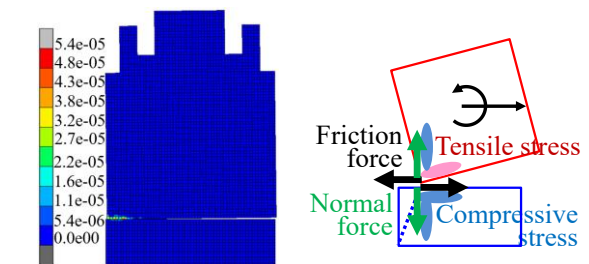
(b) 水平方向速度 (0.28 秒)

(c) 摩擦力 (0.28 秒)



(d) 最大主応力 (0.28 秒)

(e) 最小主応力 (0.28 秒)



(f) 最大ひび割れ主ひずみ (0.28 秒) (g) 破壊メカニズム

図-11 振動数 5Hz で振幅 1000gal の正弦波入力時の解析結果

目上側の左下端部の僅かな領域で打継目下側と接する。この状態で打継目上側が左方向に滑動すると、打継目下側は上側から左向きに摩擦力と下向きに自重を受け、摩擦力により引張応力が、自重により圧縮応力が生じる。一方の打継目上側の左下端部は、打継目下側から右向きの摩擦力と上向きの抗力を受け、摩擦力は打継目上側にとって圧縮応力を生じさせる向きであることから、引張応力が生じない。以上を整理すると、打継目上側が回転と同じ向きに滑動する際に、摩擦力によって打継目下側に引張応力が生じ、引張応力が引張強度を超過すると引張破壊が生じるというのが打継目下側の破壊メカニズムであり、打継目上側には圧縮応力が生じることが打継目上側が引張破壊しないメカニズムである。

c) 振動数 5Hz で振幅 1000gal の正弦波を入力した場合
解析結果を図-11 に示す。図-11(a)は打継目上側の純水

平変位と回転角の時刻歴である。約 0.18 秒後に打継目下側の左端から約 0.05m の位置に引張破壊が生じた。このとき打継目上側は反時計回りに回転した状態で左方向に滑動しており、図-10(g)に示すメカニズムで破壊したと考えられる。そして約 0.28 秒後には打継目上側に引張破壊が生じた。その後も滑動とロッキングを繰り返し、打継目両端に引張破壊を起こした。なお、全解析時間を通して、打継目上側のほうが下側よりも破壊発生範囲が広がった。打継目上側の引張破壊は過去の地震で報告されていない破壊形態であるため、約 0.28 秒後に生じた打継目上側の引張破壊に着目して発生メカニズムを考察する。

図-11(a)より、0.28 秒後において打継目上側は反時計回りに回転しながら右方向に滑動していることがわかる。図-11(b)に 0.28 秒後の水平方向速度分布を示す。この図からも打継目上側は反時計回りに回転しながら x 軸の正

方向（右側）に滑動していることがわかる。図-11(c)に 0.28 秒後の摩擦力分布を示す。打継目上側には負方向（左向き）の摩擦力が生じており、打継目下側には正方向（右向き）の摩擦力が生じているのは、打継目上側が正方向に滑動するためであると考えられる。

図-11(d)(e)に、0.28 秒後の最大主応力分布と最小主応力分布を示す。最大主応力分布は引張応力を、最小主応力分布は圧縮応力を示す。上述の摩擦力の方向から、打継目上側に生じた引張応力は摩擦力によって生じたもので、圧縮応力は打継目上側の自重に対する下側からの抗力によって生じたものであると考えられる。摩擦力は打継目上側には引張応力を、下側には圧縮応力を与える。最小主応力分布において、左端に集中しているのは打継目上側の自重によるものであるが、打継目下側の方が上側よりも圧縮応力が右側まで広がっているのは、摩擦力による影響と考えられる。

図-11(f)に 0.28 秒後の最大ひび割れ主ひずみ分布を示す。前述の 0.18 秒後に生じたひび割れ主ひずみは閉じたため判別できない。図-11(d)(f)の比較より、最大主応力分布が最大となる付近でひび割れ主ひずみが生じている。

図-11(g)を用いて破壊メカニズムを説明する。打継目上側は右側に変位した状態で反時計回りに回転し、打継目上側の左下端部の僅かな領域で打継目下側と接する。この状態で打継目上側が右方向に滑動すると、打継目上側は下側から左向きに摩擦力と上向きに抗力を受け、摩擦力により引張応力が、抗力により圧縮応力が生じる。一方の打継目下側は、打継目上側から右向きの摩擦力と下向きの自重を受け、摩擦力は打継目下側にとって圧縮応力を生じさせる向きであることから、引張応力が生じない。以上を整理すると、打継目上側が回転と逆向きに滑動する際に、摩擦力によって打継目上側に引張応力が生じ、引張応力が引張強度を超過すると引張破壊が生じるというのが打継目上側の破壊メカニズムである。

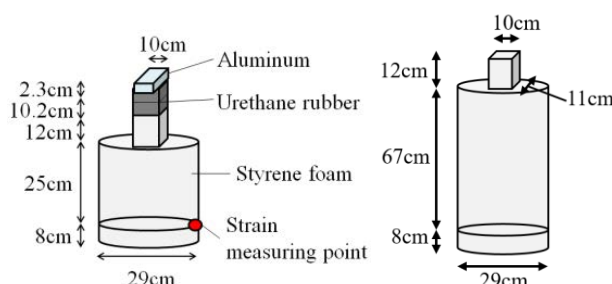
d) 破壊メカニズムの考察

2Hz の正弦波を入力したケースでは、図-10(g)のように打継目上側が回転と同じ向きに滑動するときに、摩擦力によって打継目下側端部に引張応力が生じ、引張応力が引張強度を超過した場合に引張破壊が生じると述べた。5Hz の正弦波を入力したケースでは、図-11(g)のように打継目上側が回転と逆向きに滑動するときに、摩擦力によって打継目上側端部に引張応力が生じ、引張応力が引張強度を超過した場合に引張破壊が生じると述べた。いずれのケースでも、摩擦力の向きが破壊位置を決める重要なファクターとなっていることがわかる。

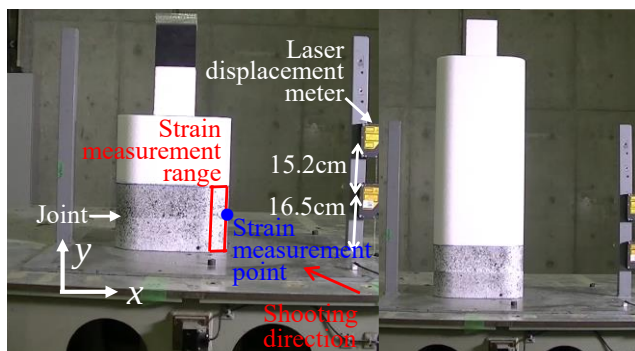
では何故、2Hz のときは回転と同じ向きに滑動するのに対し、5Hz のときは回転と逆の向きに滑動するのか。これについては、打継目上部のロッキングの卓越振動数と入力振動数の関係が影響しているのではないかと推

察する。解析モデルに、振幅が 1000gal の正弦波を 0.5Hz 間隔で入力したところ、3.5Hz の回転角が最も大きくなった。すなわち、2.0Hz のケースはロッキングの卓越振動数より入力の振動数が低いケースに相当し、5.0Hz のケースはロッキングの卓越振動数より入力の振動数が高いケースに相当する。1 自由度系の強制振動では、固有振動数よりも低い振動数の正弦波を入力したときは入力と出力が同位相となるのに対して、固有振動数よりも高い振動数の正弦波を入力したときは入力と出力が逆位相となることが知られている。このように、入力振動数が低い場合には打継目上側が回転と同じ向きに滑動して打継目下側に引張応力が生じ、高い場合には打継目上側が回転と逆向きに滑動して打継目上側にも引張応力が生じるものと考えられる。

しかし、過去の地震において打継目上部の被害は報告されていない。仮に引張応力が生じていたとしても、引張強度を上回るケースが少ないためではないかと推察する。回転角が大きくなるほど、打継目上下は狭い面積で接することとなり、単位面積あたりの摩擦力が大きくなり、引張応力も大きくなる。したがって、打継目上側が引張破壊するには、打継目上側に大きな回転角が生じる必要があり、それには大きな入力が必要である。すなわち、高振動数成分の振幅が十分に大きい入力加速度が必要であるが、そのような高振動数成分が卓越する入力地震動の発生するケースが稀であるため、打継目上側の被害が報告されていないものと推察する。今後より詳細な検討を行い、入力振動数の影響について考察を深めたい。



(a) 供試体（左：供試体 A，右：供試体 B）



(b) 計測状況（左：供試体 A，右：供試体 B）

図-12 振動台実験の供試体および計測状況

3. 振動台実験

(1) 供試体概要

2 節の数値解析により解明した現象が実際に起きているかどうかを確認するため、模型振動台実験を行った。打継目上側のロッキングの卓越振動数に対して入力振動数が低い場合と高い場合の 2 ケースを検討するため、2 通りの供試体を作成した。供試体の寸法を図-12(a)に示す。供試体 A は 2004 年新潟県中越地震の際に被災した魚野川橋梁 14P 橋脚の約 1/12.5 の大きさとなるように打継目上下の寸法を決定したものであり、供試体 B は供試体 A の打継目上部の高さを大きくしたものである。

なお、画像計測により供試体に生じるひずみを得るため、コンクリートでなく、剛性が小さく変形しやすい発泡スチロールを用いて供試体を作成した。供試体に用いた発泡スチロールのヤング率は $8.9 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ であり、打継目の摩擦係数は 0.48 であった。

供試体 B はすべてが発泡スチロールでできているが、図-12(a)の供試体 A では発泡スチロールの錘の上にウレタンゴムとアルミニウム片を載せて、錘の質量を大きくした。錘の質量を増やした理由は、発泡スチロールの錘だけでは供試体に生じるひずみが小さく、画像解析によりひずみを計測することができなかったためである。供試体 A の打継目下側、上側、錘の質量はそれぞれ 0.064kg、0.20kg、2.3kg、供試体 B の打継目下側、上側、錘の質量はそれぞれ 0.064kg、0.51kg、0.031kg である。

(2) 計測方法

振動台に設置した供試体を図-12(b)に示す。供試体 A の図に示すように、振動台に柱を設置し、高さの異なる 2 か所にレーザー変位計を設置し、水平方向の相対変位を計測した。これらから、回転の影響を取り除いた純水平変位と回転角を算出した。また、振動台上に取り付けたひずみゲージ式加速度センサにより、振動台の加速度を計測した。これらの計測時間間隔は 1.0×10^{-3} 秒である。

さらに、2 台の高速度カメラとデジタル画像相関法を用いた画像計測¹⁷⁾により、打継目端部のひずみを計測した。供試体に黒色スプレーを塗布して多数の点をつけ、点の移動を追跡することでひずみを計測した。撮影時間間隔は 1.5625×10^{-3} 秒 (640Hz) とした。図-12(b)に示すように、打継目を挟んで高さ 16cm の範囲に全周に亘ってスプレーを行ったが、高解像度の画像データでないといひずみを算出できないことが判明したため、右側 (x 軸正側) の端部だけを撮影することとし、高速度カメラを供試体に対して右斜め手前に設置した。供試体 A では、図-12(b)の左図において赤枠で囲む領域を撮影し、青丸で示した位置における打継目上下の水平方向直ひずみを入力した。供試体 B においても同様の計測を行った。

(3) 入力加速度

供試体 A については、ロッキングの卓越振動数より低い振動数である 3.5Hz の加速度を入力した。供試体 B については、ロッキングの卓越振動数より高い振動数である 5.0Hz の加速度を入力した。いずれも図-12(b)の x 軸方向に入力した。振動台の性質上、加振開始とともに入力加速度の振幅は徐々に増加し、最終的に供試体 A では約 1000gal、供試体 B では約 600gal で一定となるように設定した。

(4) 実験結果

a) 供試体 A (3.5Hz)

振動台上の加速度計で得られた加速度波形を図-13(a)に示す。図-13(b)に打継目上側の純水平変位と回転角の時刻歴を示す。純水平変位は正側に偏っているが、純水平変位と回転角はほぼ同位相であることが見てとれる。なお、約 0.6 秒後に水平変位が開始するのは、加速度振幅が徐々に大きくなり、慣性力が摩擦力を上回った約 0.6 秒後に滑動を開始し始めたことを示している。回転角についても同様に、ロッキングを生じる加速度に達してから回転角が生じている。

図-13(c)に打継目上下の水平方向の直ひずみを示す。引張を正としている。画像計測で求めたひずみ時刻歴は、加速度波形や水平変位および回転角とは時刻同期がとれていない。打継目上部では主に圧縮ひずみが生じ、打継目下部では主に引張ひずみが生じていることが見てとれる。このことは、打継目上部が回転と同じ向きに滑動するときに打継目下側に引張応力が生じるという、2 節で述べたメカニズムに調和的である。

b) 供試体 B (5Hz)

振動台上の加速度計で得られた加速度波形を図-14(a)に示す。図-14(b)に打継目上側の純水平変位と回転角の時刻歴を示す。純水平変位は正側に偏っており、純水平変位と回転角はほぼ逆位相であることが見てとれる。

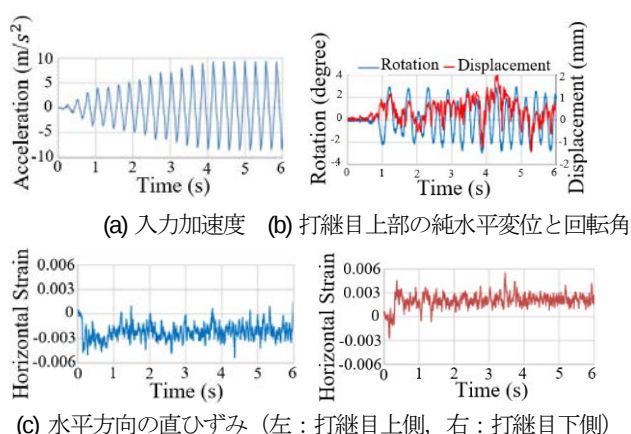


図-13 振動台実験結果 (供試体 A)

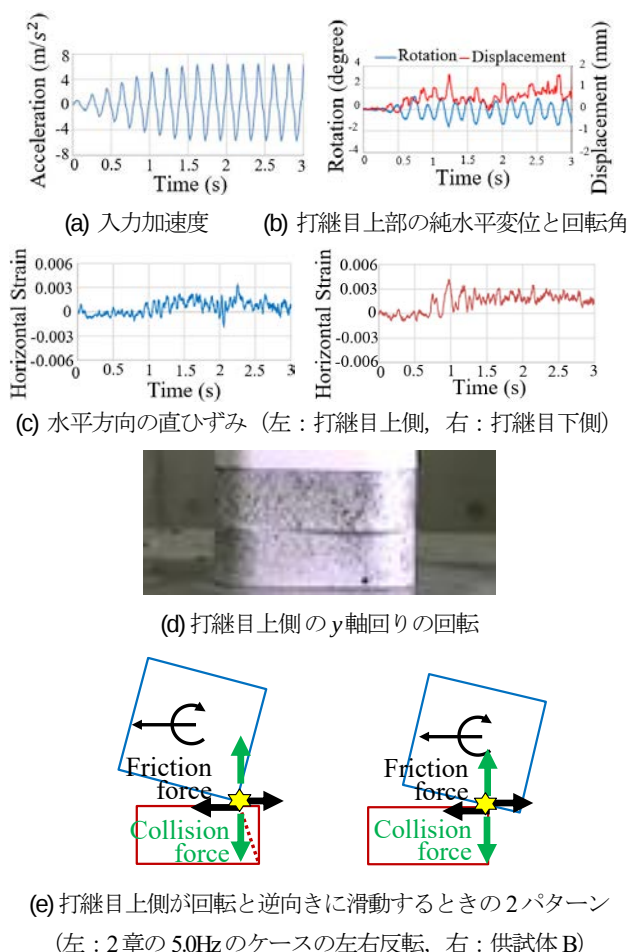


図-14 振動台実験結果 (供試体 B)

図-14(c)に打継目上下の水平方向の直ひずみを示す。打継目上側では 1~2.5 秒後に引張ひずみが生じている。このことは、回転角と逆向きに滑動するとき打継目上側に引張応力が生じるという、2 節で述べたメカニズムに調和的である。2.5 秒以降はひずみが徐々に減少しほぼ 0 の値に近づく。これは、図-14(d)のように打継目上側が y 軸周りに回転し、ひずみを計測している領域において打継目上側の下面に力が働かない状態となったためである。供試体 B に関しては計測を何度やり直しても y 軸回りの回転を防ぐことができなかった。一方の打継目下側には 0.8 秒頃から引張ひずみが生じている。2 節で述べたメカニズムでは打継目下側には圧縮応力が生じたので、真逆の傾向である。この理由は解明できていないが、0.8~1.2 秒において打継目下側のひずみは約 5Hz で振動しており、図-14(b)の回転角と似た波形となっていることから、打継目上側がロッキングを起こして衝突するときの衝突力により、打継目下側端部にポアソン効果による引張ひずみが生じたのではないかと推察した。

なお、2 章の 5Hz のケースでは、打継目上側の左下端部が打継目下側の上面に接しており、打継目下部の左上

端部は何とも接していない。これに対して、振動台実験の供試体 B では、打継目上側の下面に打継目下部の右上端部が接している状態である。これを図化すると、図-14(e)の左が 2 章の 5.0Hz のケース、右が供試体 B のケースに相当する。衝突力の向きによっては、供試体 B のように打継目下端部にも引張応力が生じる可能性があるため、今後、数値解析により検討したいと考える。

(4) まとめ

供試体 A では、打継目上側が回転と同じ向きに滑動し、打継目上側には圧縮ひずみが、打継目下側には引張ひずみが生じた。低い振動数で加振した場合に、摩擦力により打継目下側には引張応力が生じるという、2 節にて 2.0Hz の正弦波で加振したケースと同じ現象を確認することができた。

供試体 B では、打継目上側が回転と逆向きに滑動し、打継目上側には引張ひずみが生じた。高い振動数で加振した場合に、摩擦力により打継目上側には引張応力が生じるという、2 節にて 5.0Hz の正弦波で加振したケースと同じ現象を確認することができた。しかし、打継目下側にも引張ひずみが確認され、これは 2 節と逆の傾向であった。打継目上側が下側に衝突するときの衝突力により、打継目下端部に引張ひずみが生じた可能性も考えられるため、今後有限要素解析により詳細に検討をしたい。

なお、発泡スチロールはコンクリートに比べて小さな応力で変形しやすく残留変形が残るやすいため、除荷してもひずみが元通りに回復していないことがわかったため、コンクリートの場合は本実験で得られたようなひずみ時刻歴にはならないと考えられる。今後、コンクリート供試体を用いた振動台実験も検討したい。

4. 結論

過去の地震において、無筋コンクリート橋脚の打継目上側は破壊せず、打継目下側だけが破壊する被害が報告されているが、そのメカニズムは未だ解明されていない。本研究では、有限要素解析を用いて無筋コンクリート橋脚の破壊メカニズムを解明することを目的とした。また、剛性の低い発泡スチロールを用いて無筋コンクリート橋脚を見立てた模型を作成し、振動台実験を行った。打継目上部の水平変位、回転角と打継目上下部の水平方向直ひずみを計測することで、数値解析と同じ現象が起きるかを検証した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 数値解析により、無筋コンクリート橋脚の解析モデルに対し、ロッキングの卓越振動数より低い 2.0Hz の正弦波を入力したところ、打継目下側端部のみに引張破壊が生じた。これは過去の地震の被害形態と

調和的であった。打継目上側が回転と同じ向きに滑動するときに、摩擦力によって打継目下側には引張応力が生じ、引張強度を超過した場合に引張破壊が生じるというのが、打継目下側の破壊メカニズムとがわかった。打継目上側は摩擦力によって圧縮応力が生じるため、引張破壊しないことがわかった。

- (2) 解析モデルに対し、ロッキングの卓越振動数より高い 5.0Hz の正弦波を入力したところ、打継目上側端部にも引張破壊が生じた。これは過去の地震で報告されていない被害形態であった。打継目上側が回転と逆向きに滑動するときに、摩擦力によって打継目上側に引張応力が生じ、引張強度を超過した場合に引張破壊が生じるというのが、打継目上側の破壊メカニズムであるとわかった。振動数が高く、かつ、引張強度を超える引張応力が生じるほどに大きな振幅の加速度が作用したときは、打継目上側にも破壊が生じる可能性のあることがわかった。
 - (3) 振動台実験において低い振動数を入力した場合は、打継目上側は回転と同じ向きに滑動し、打継目下側には引張ひずみが、打継目上部には圧縮ひずみが生じ、数値解析と同じ現象を確認することができた。
 - (4) 振動台実験において高い振動数を入力した場合は、打継目上側は回転と逆向きに滑動し、打継目上側には引張ひずみが生じ、数値解析と同じ現象を確認することができた。しかし、打継目下側端部にも引張ひずみが生じ、数値解析で確認されていない現象が確認された。原因の 1 つとして、打継目上側の衝突力の影響があると推察したが、今後検討を行いたい。
- 以下に、本研究の今後の課題を示す。
- (1) 本研究の解析では、コンクリートの剥離による打継目上下部の接触状態の変化を厳密に再現できていないため、今後はコンクリートの剥離を考慮した解析を行っていく必要があると考える。
 - (2) 供試体 B の振動台実験で確認された打継目下側端部の引張ひずみの発生メカニズムを数値解析によって検証したい。
 - (3) コンクリート製の供試体を用いた振動台実験により破壊メカニズムの検証を行いたい。
 - (4) 本研究の破壊メカニズムを踏まえて、効果的な耐震手法を考えていく必要がある。

謝辞：西日本旅客鉄道（株）には振動台実験結果を提供していただきました。京都大学インフラ先端技術共同講座の先生方にはデジタルコリレーションシステムを貸していただきました。ここに記して感謝を表します。

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

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>（2020 年 7 月 15 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) 鈴木雄大，小林薫：無筋コンクリート橋脚を対象とした合理的な耐震補強工法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31, No. 3, pp. 1081-1086, 2009.
- 7) 徳永光宏，田所敏弥，谷村幸裕，西村昭彦，星秀朋，村田義行，大本晋太郎：鋼棒挿入による無筋コンクリート橋脚打継部の耐震補強効果，土木学会第 64 回年次学術講演会，V-484, pp.965-966, 2009.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 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，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.74, No.4,（地震工学論文集第 37 巻），I_1-I_15, https://www.jstage.jst.go.jp/article/jscejseee/74/4/74_I_1-I_15/pdf-char/ja, 2018.
- 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，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.73, No.4（地震工学論文集第 36 巻），I_32-I_47, 2017.
- 14) 古川愛子，矢野翔大，清野純史：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，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.74, No.4（地震工学論文集第 37 巻），I_883-I_896, 2018.
- 15) MSC Software Corporation: Marc, <https://www.mscsoftware.com/ja/product/marc>. [Accessed July 15, 2020.]
- 16) (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.
- 17) (株) レーザー計測：デジタル 3D コリレーションシステム VIC-3D，<http://www.laser-measurement.com/product/related/vic3d.html>

STUDY ON FAILURE MECHANISM OF PLAIN CONCRETE PIER WITH COLD JOINT DURING EARTHQUAKES BY FINITE ELEMENT ANALYSIS AND SHAKING TABLE TEST

Yuta KAWAMATSU, Aiko FURUKAWA and Junji KIYONO

In Japan today, plain concrete piers are still in service in the conventional railways, and damages to the plain concrete piers have occurred during earthquakes. The typical damage patterns are the failure of the end of concrete below the cold joint and horizontal displacement at the joint. It has been reported that earthquake damage was limited to the concrete under the cold joint and no damage was found in the concrete above the joint. However, the failure mechanism has not been clarified yet. In this paper, using finite element analysis, dynamic response analysis was performed for two different sinusoidal wave inputs with different frequencies, and the failure mechanism was analyzed. As a result of the analysis, it is found that tensile stress is caused by friction force generated at the joint and the direction of frictional force changes depending on the input frequency. Finally, a shaking table test was conducted using a miniature model made of styrene foam, and mechanism revealed by the finite element analysis was verified.