

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

坂岡 和寛¹・大坪 正行²・和田 一範³・小山 倫史⁴

¹正会員 西日本旅客鉄道株式会社 構造技術室 (〒532-0011 大阪市淀川区西中島 5-4-20 中央ビル 2階)
E-mail: kazuhiko-sakaoka02@westjr.co.jp

²西日本旅客鉄道株式会社 構造技術室 (〒532-0011 大阪市淀川区西中島 5-4-20 中央ビル 2階)
E-mail: masayuki-ootsubo@westjr.co.jp

³正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: wada.kazunori.73@rtri.or.jp

⁴正会員 関西大学 社会安全学部 (〒569-1098 大阪府高槻市白梅町 7-1 高槻ミュージックキャンパス)
E-mail: t-koyama@kansai-u.ac.jp

無筋コンクリート橋脚は、鉄道構造物として現在も多数供用されているが、耐震性に劣るため、地震時に打継目での水平方向の貫通ひび割れやずれ、打継目下部コンクリートの剥落が生じている事例が多い。本研究では、打継目を有する無筋コンクリート橋脚を模擬した縮小供試体および打継目移動制限装置を設置した縮小供試体を製作し、静的試験ならびに大型振動台を用いた動的試験を行い、地震時の挙動や破壊形態等の基本的な挙動および対策工の効果を検証した。その結果、打継目移動制限装置により最大変位、残留変位を抑制する効果を確認することができた。また、打継目下部コンクリートの剥落時の挙動や、打継目上部に作用する荷重についても確認することができた。

Key Words: Plain concrete piers, Earthquake, Construction joint of concrete, Seismic retrofit

1. はじめに

(1) 開発目的

地震による強い揺れの影響を受けた無筋コンクリート橋脚（以下、無筋橋脚という）には、図-1 に示すように打継目での水平方向の貫通ひび割れやずれ、打継目下部コンクリートの剥落が生じている事例が多い。橋脚の



図-1 JR 飯山線魚野川橋梁橋脚¹⁾

耐震補強は、一般的に鉄筋コンクリート巻立て工法を用いて実施されているが、橋脚断面の増加を伴う。そのため河川内の無筋橋脚においては、河積阻害率の観点から実施が困難になる場合が想定される。

そこで、河積阻害率に影響を与えない、新しい地震対策工法（以下、新工法という）の開発を進めている。新工法の位置づけを図-2 に示す。

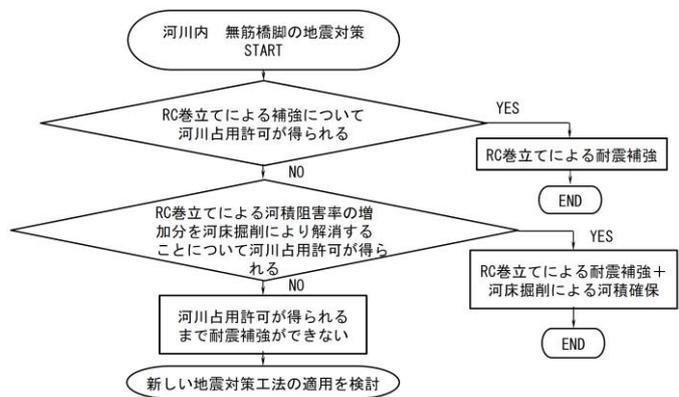


図-2 新しい地震対策工法の位置づけ

(2) 新しい地震対策工法の概要

新工法の基本的なコンセプト、目的は以下の通りで、概要図を図-3に示す。

- 河川の流下に影響しないように、橋脚の外形を変えない対策とする。
- これまでの被災事例より、弱点と考えられる打継目に、変位を制限する「打継目移動制限装置（以下、移動制限装置という）」を設置する。
- 移動制限装置により、地震時の変位および地震後の残留変位を抑制する。
- 移動制限装置は、遊間を設けることにより、打継目でのロッキングや多少のずれを許容することで、基礎への応答を小さくする。

移動制限装置は、打継目を跨ぐように、鋼棒を埋込むもので、下部を固定し、上部には遊間を確保したものである。

(3) 実験の目的

これまでの被災例では、前述のように打継目での水平方向の貫通ひび割れやずれ、打継目下部コンクリートの剥落が生じているが、打継目の性状や地震時の挙動や破壊形態については明らかとなっていない。

これまで、実構造物より採取したコアを用いて、圧縮強度試験と一面せん断すべり試験を行い、打継目の性状を確認した²⁾。本研究では、既往地震において被災事例の多い、打継目を有する無筋コンクリート橋脚を模擬した縮小供試体およびそれに移動制限装置を設置した縮小

供試体を製作し、静的試験ならびに大型振動台を用いた動的試験を行い、地震時の挙動や破壊形態等の基本的な挙動および対策工の効果を検証した。

2. 供試体概要および静的試験に基づく打継目性状

(1) 供試体概要

対象とする橋脚は、2004年新潟県中越地震で打継目でのずれが生じた魚野川橋梁 14P 橋脚とする（図-4）。振動台の容量より 1/2.5 に縮小して実験を行った。

供試体は打継目処理の方法や移動制限装置の有無を変えた3体とした（表-1）。

打継目処理のタイプ A は、打継目より下部のコンクリートを打込み、こて仕上げし、硬化後にグラインダを用いて平滑な水平面に仕上げた。打継目より上部は下型枠を用いて製作し、硬化後に下部コンクリートに載せ、打継目で滑りやすくしたものである。タイプ B は、打継目より下部のコンクリートを打込み、こて仕上げし、レイトランス処理は行わず、硬化後にそのまま上部コンクリートを打込んだもので、付着のある打継目を模したものである。

移動制限装置は、図-3 に示す鋼棒を用いたものとし、No.2 は供試体製作時にコンクリートの打込みと一体的に設置した。No.3 は打継目の静的試験を行った後に、実橋脚と同様の施工手順で設置した。なお、遊間は被災した場合の復旧性を考慮して 20mm に設定した。

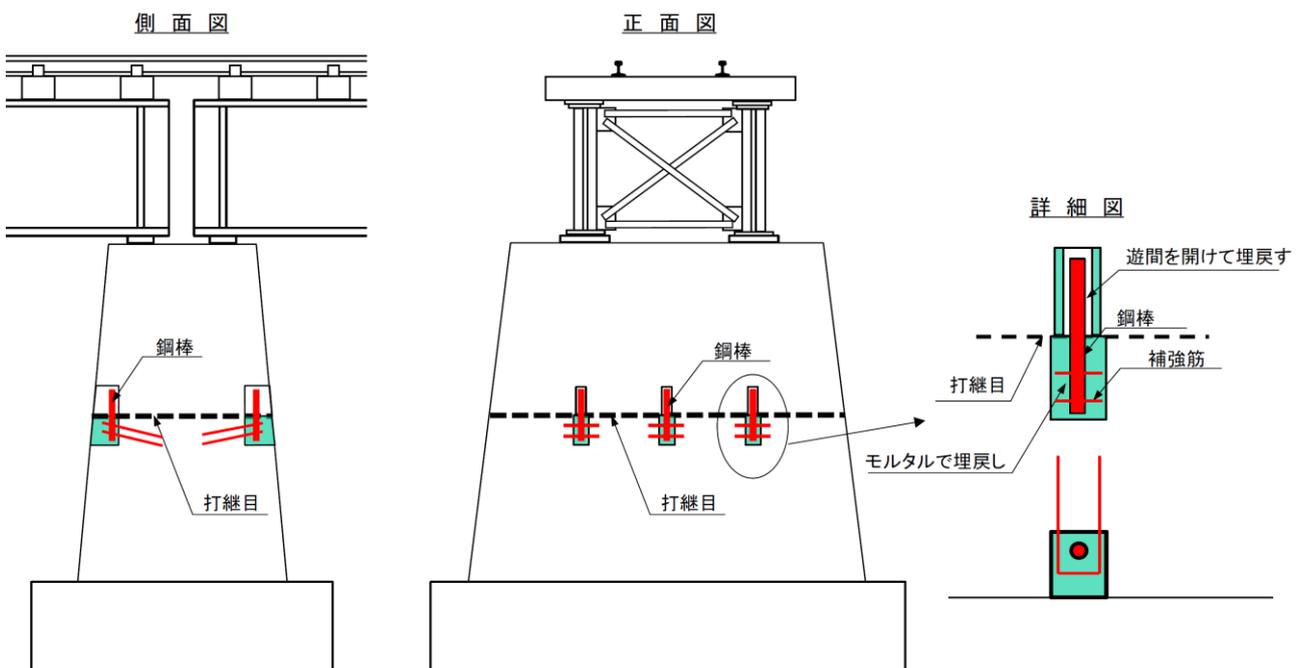


図-3 打継目移動制限装置概要図

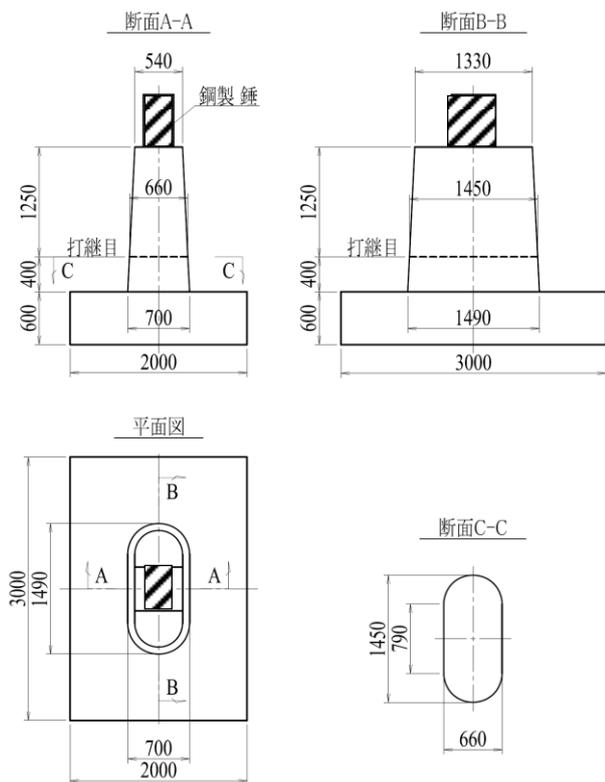


図4 供試体形状図 (供試体 No.1)

表-1 製作供試体一覧

供試体 No.	打継目処理	対策工法	実施した試験
1	タイプ A	無対策	静的一面せん断すべり試験, 動的試験
2	タイプ A	移動制限装置 鋼棒φ40mm2本 遊間 20mm	動的試験
3	タイプ B	移動制限装置 (破壊後設置) 鋼棒φ30mm4本 遊間 20mm	割裂引張強度試験 (コア), 静的打継目破壊試験, 静的一面せん断すべり試験, 動的試験

(2) 割裂試験および静的打継目破壊試験

大型振動台を用いた動的試験に先立ち、打継目の強度を確認した。付着のあるタイプ B の供試体 No.3 の打継目部からテストピースを採取し、「JIS A 1113:2006 コンクリートの割裂引張強度試験方法」に従い、割裂引張強度試験を実施した。また、供試体製作時の同じコンクリートを使用して製作した打継目のないテストピース 4 体についても試験を実施し、比較を行った。

打継目があるテストピースの試験では、打継面に沿って破壊目が形成されることが確認できたので (図-5)、本試験によって、打継目の引張強度をおおよそ推定できていると考えられる。結果を表-2 に示す。平均値と比較すると、打継目の引張強度は、 0.902N/mm^2 で、打継目でない部位 (以下、一般部という) の引張強度 2.491N/mm^2



図-5 打継目の割裂破壊状況 (テストピース)

表-2 割裂引張強度試験結果一覧

	名称	直径 ϕ (mm)	長さ L (mm)	最大荷重 P (N)	引張強度 f (N/mm ²)
打継目	C1L1	98.9	206.0	32620	1.019
	C2L1	99.0	203.0	27900	0.884
	C1L2	98.0	205.3	17320	0.548
	C2L2	98.7	202.5	36300	1.156
	平均	—	—	—	0.902
一般部	No.1	99.7	201.0	86700	2.754
	No.2	99.9	201.0	84300	2.673
	No.3	100.1	200.0	57300	1.822
	No.4	99.8	201.0	85570	2.716
	平均	—	—	—	2.491



図-6 静的打継目破壊試験状況 (供試体 No.3)

の 36%程度であった。これにより、被災時には一般部と比べて、打継目が弱点となり損傷する可能性が高いことが推定できる。

破壊形態を確認するため、供試体 No.3 の躯体上部に水平荷重を作用させて打継目で静的に破壊させる試験を行った (図-6)。その結果、一部に著大な凹凸があったものの、概ね打継目で曲げ引張破壊することが確認できた (図-7)。なお、図中○で囲んだ著大な凸部は、一面せん断すべり試験前にグラインダを用いて除去した。



(a) 供試体上部



(b) 供試体下部

図-7 打継目の破壊状況 (供試体 No.3)

(3) 静的一面せん断すべり試験

地震時の挙動には、打継目の摩擦性状が大きく影響するため、静的一面せん断すべり試験を行い、摩擦係数の計測を実施した。

試験は、平滑な打継目のタイプ A、付着のある打継目を破壊させたタイプ B の 2 タイプについて、それぞれを模した試験片と、前述の供試体 No.1 および打継目を破壊させた後の供試体 No.3 を用いて実施した。

先行して実施した、タイプ A の試験結果については既発表³⁾のとおりである。タイプ B についても同様に、試験を実施した。

a) タイプ B 試験片を用いた要素試験

試験片を用いた要素試験の概要は図-8 の通りである。試験片は図-9 に示す形状で、100×150mm とした。鉛直応力は、0.002～0.05N/mm² の 6 ケースとし、同一の試験片で 3 回繰返し実施した。タイプ B 試験片は、試験に先立ちせん断力を作用させて打継目を破壊させた。破壊に至る水平せん断応力は、各ケースで多少ばらつきが生じているが、平均値は 1.73N/mm² であった。

荷重変位曲線のうち、一例を図-10 に示す。破壊させ

た打継目のタイプ B では、1 回目の試験で大きなすべり応力が発生しており、後続の 2,3 回目ではすべり応力が小さくなる傾向がある。これは、試験を繰返すことで、すべり面が削正され、粗度が低下したことによるものと考えられる。図-11 は、計測値と回帰式をプロットしたものである。1～3 回目の計測値を最小二乗法により直線回帰すれば、式(1)(2)が得られた。また、地震動により繰返しすべりが生じると考えれば、繰返しすべった後の摩擦係数を用いた方がよいと考えられるため、1 回目の試験値を除いて、2,3 回目の計測値のみを用いて直線回帰すると式(3)(4)が得られた。

$$\text{【最大静止摩擦応力】} \quad \tau = 1.08\sigma + 0.0021 \quad (1)$$

$$\text{【動摩擦応力】} \quad \tau = 0.89\sigma + 0.0023 \quad (2)$$

$$\text{【最大静止摩擦応力】} \quad \tau = 0.94\sigma + 0.0031 \quad (3)$$

$$\text{【動摩擦応力】} \quad \tau = 0.86\sigma + 0.0024 \quad (4)$$

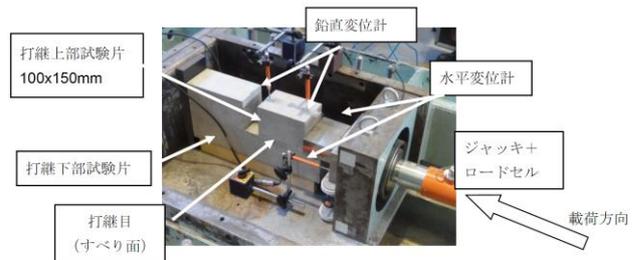


図-8 静的一面せん断すべり試験 (要素試験) の概要

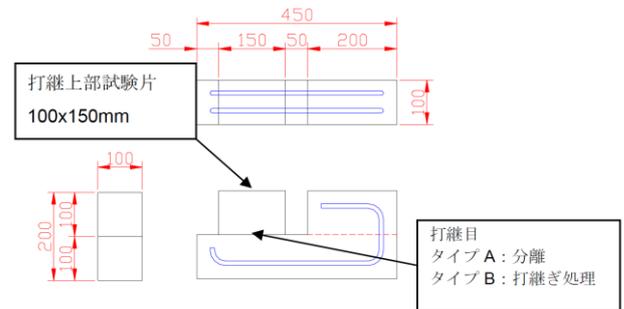


図-9 試験片の概要

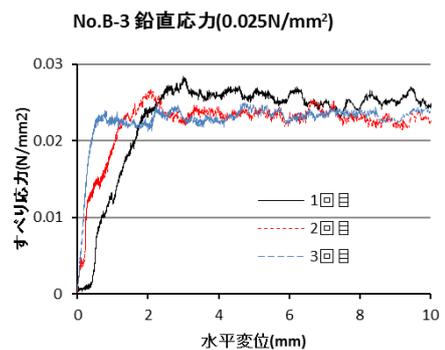
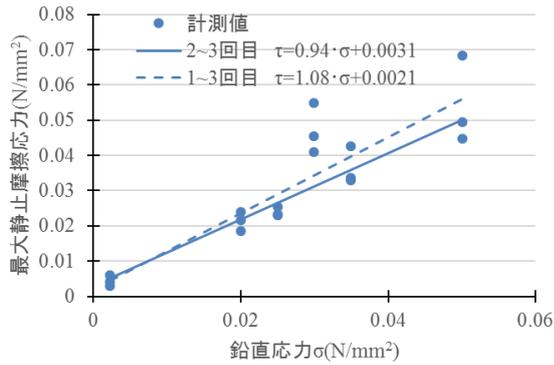
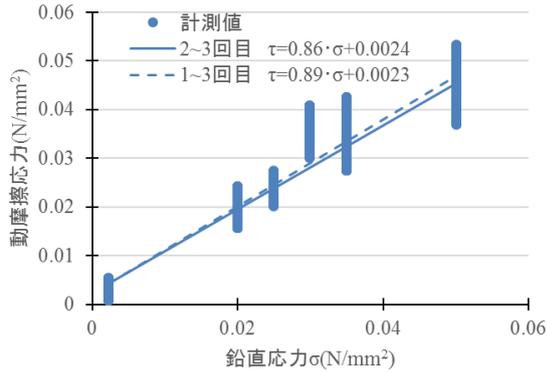


図-10 すべり応力と載荷変位の関係 (要素試験)



(a) 最大静止摩擦応力



(b) 動摩擦応力

図-11 鉛直応力と摩擦応力の関係 (要素試験)

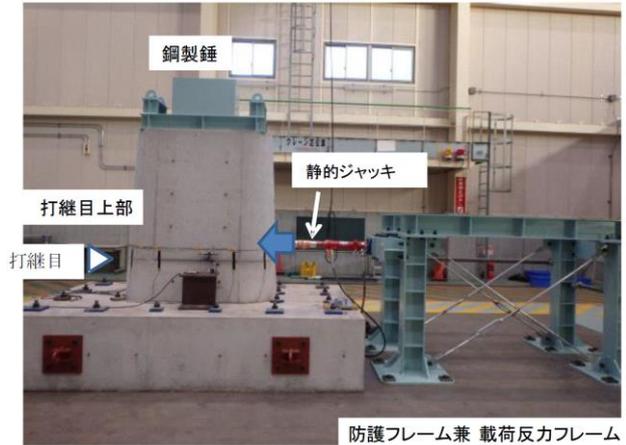


図-12 静的一面せん断すべり試験 (供試体) の概要

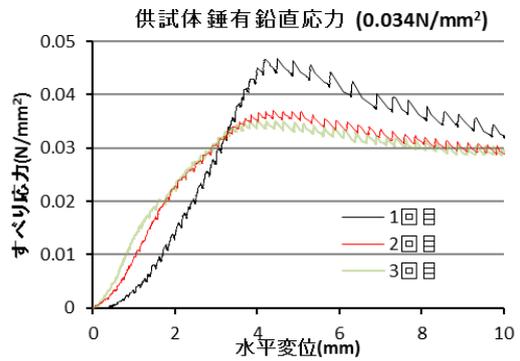


図-13 すべり応力と載荷変位の関係 (供試体)

b) 供試体 No.3 を用いた試験

付着のあるタイプ B の打継目を破壊させた後の供試体 No.3 を用いた試験の概要は図-12 の通りである。打継目に作用する鉛直応力度を変化させるため、上部工にあたる鋼製錘を設置した場合と、取り外した場合の2ケースで試験を行った。試験順序は錘有を3回実施した後、錘を取り外して錘無で3回実施した。そのため、1~3回は錘有、4~6回は錘有となる。鉛直応力度は錘有で0.034、錘無で0.025 N/mm²となった。

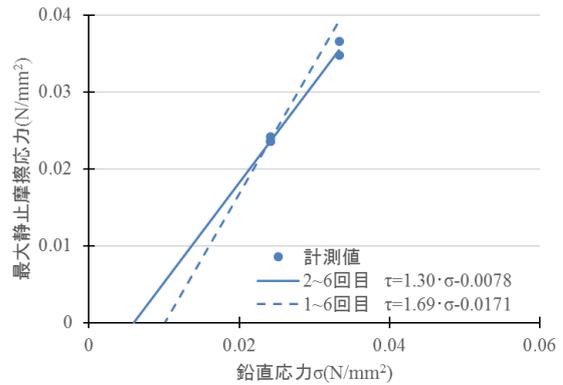
荷重変位曲線のうち、一例を図-13 に示す。要素試験と同様に、試験の繰返しによる粗度の低下により、すべり応力が小さくなる傾向がある。図-14 は、計測値と回帰式をプロットしたものである。1~6回目の計測値を最小二乗法により直線回帰すれば、式(5)(6)が得られた。また、要素試験と同様に、摩擦係数の低下がみられるため、1回目の試験値を除いて、2~6回目の試験値のみを用いて直線回帰すると式(7)(8)が得られた。

【最大静止摩擦応力】 $\tau = 1.69\sigma - 0.0171$ (5)

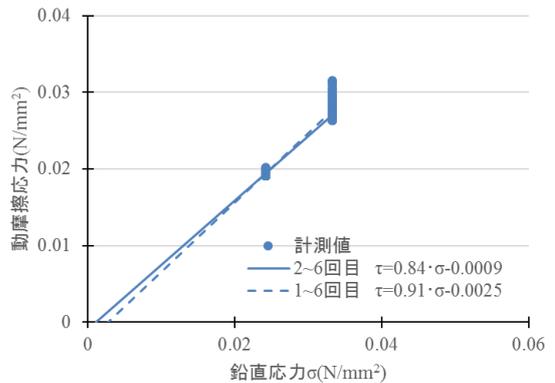
【動摩擦応力】 $\tau = 0.91\sigma - 0.0025$ (6)

【最大静止摩擦応力】 $\tau = 1.30\sigma - 0.0078$ (7)

【動摩擦応力】 $\tau = 0.84\sigma - 0.0009$ (8)



(a) 最大静止摩擦応力



(b) 動摩擦応力

図-14 鉛直応力と摩擦応力の関係 (供試体)

c) 摩擦特性のまとめ

表-3 および図-15 に各供試体，要素試験の結果および得られた摩擦式を示す。打継目のタイプ B は，平滑に仕上げたタイプ A に比べ，破壊面は粗で，摩擦係数は大きくなった。

タイプ A は，平滑に表面仕上げしていることから，鉛直荷重 0 の状態では，コンクリート同士のかみ合わせ等による粘着力 c は生じないと仮定し， $c=0$ の条件で回帰した摩擦係数も示した。

打継目が粗なタイプ B では，試験により打継目の凹凸が次第に削正され，粗度が低下して摩擦係数が小さく

なる傾向が得られた。地震動により繰返しすべりが生じると考えれば，繰返しすべった後の摩擦係数を用いた方がよいと考えられるため，1 回目の試験値を除いた摩擦係数を用いて平均値を求めた。

また，参考として実橋脚の打継目から採取したコアを用いた動摩擦特性²⁾を比較対象として記載する。実橋脚試験と供試体試験では，鉛直応力の作用が異なっているものの，実橋脚での摩擦係数が大きいことが分る。これは，供試体がこて仕上げで平滑に仕上げたものであるのに対して，実橋脚では多少の凹凸があり，これが影響していると考えられる。

表-3 摩擦特性のまとめ

試験		最大静止摩擦		動摩擦		備考
		摩擦係数 μ	粘着力 $c(\text{N/mm}^2)$	摩擦係数 μ	粘着力 $c(\text{N/mm}^2)$	
打継目タイプ A	No.1 供試体	0.57	0.0025	0.53	0.0032	
		0.66	—	0.64	—	$c=0$ の条件で回帰
	試験片を用いた要素試験	0.57	0.0021	0.57	0.0016	
		0.63	—	0.61	—	$c=0$ の条件で回帰
平均	0.64	—	0.62	—		
打継目タイプ B	No.3 供試体	1.69	-0.0171	0.91	-0.0025	1~6 回目データを使用
		1.30	-0.0078	0.84	-0.0009	2~6 回目データを使用
	試験片を用いた要素試験	1.08	0.0021	0.89	0.0023	1~3 回目データを使用
		0.94	0.0031	0.86	0.0024	2~3 回目データを使用
	平均	0.95	0.0026	0.83	0.0023	2~6, 2~3 回目データを使用
実橋脚コア (参考)		—	—	0.80	0.0162	

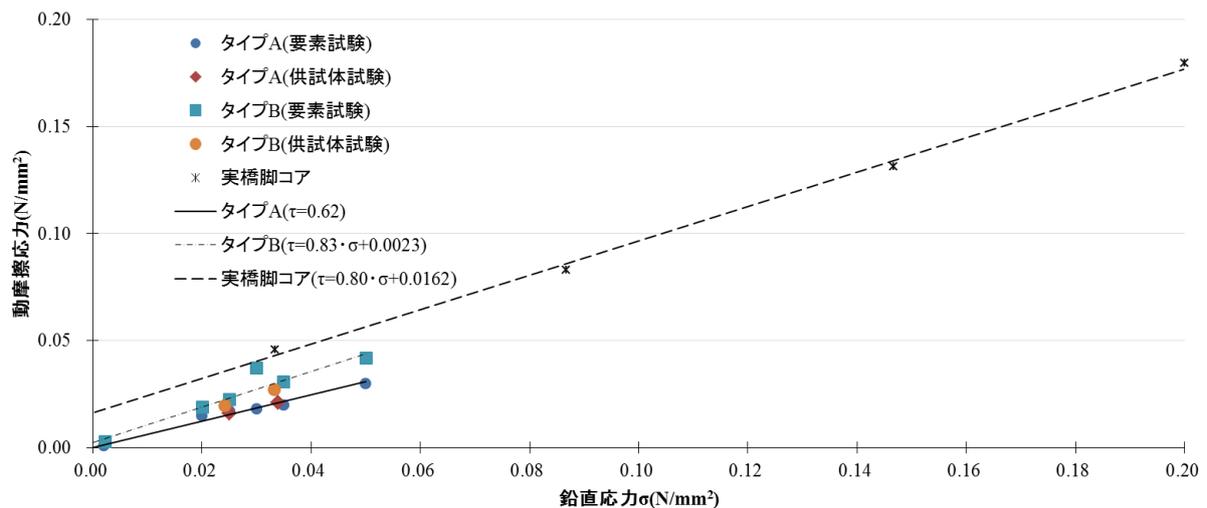


図-15 鉛直応力と動摩擦応力の関係

3. 動的試験

(1) 試験の概要

大型振動台を用いて、表-1に示す3供試体で動的試験を行い、地震時の挙動の確認および移動制限装置（鋼棒）に発生する応力を計測した（図-16）。なお、供試体 No.1, 3は静的一面せん断すべり試験実施後に、動的試験を実施した。主な計測項目は以下の通りである。配置は図-17に示す。

- 錘の重心位置、打継目上部コンクリート重心位置、打継目直上、打継目直下、振動台上での加速度応答（水平2方向・鉛直）
 - 錘を含んだ打継目上部の重心位置、打継目上部コンクリート重心位置での水平変位
 - 上部回転変位（加振方向・加振直角方向）
 - 橋脚側面のコンクリートひずみ
 - 移動制限装置の鋼棒に発生するひずみ
 - 画像解析（ロッキング、水平移動挙動を把握する）
 - ビデオ撮影（加振方向、加振直角方向 各1台）
- 入力地震動は、各試験ごとに、図-18のフローにより

設定し、同一の供試体を用いて、加速度を増加させながら加振した。入力地震動は、鉄道の新設構造物設計に用いる設計基準⁴⁾に示される地表面設計地震動（L2 Sp II G2 地盤）を、相似則にしたがって時間軸を $1/\sqrt{n}=1/\sqrt{2.5}\approx 0.632$ 倍に圧縮した波形とした（図-19）。

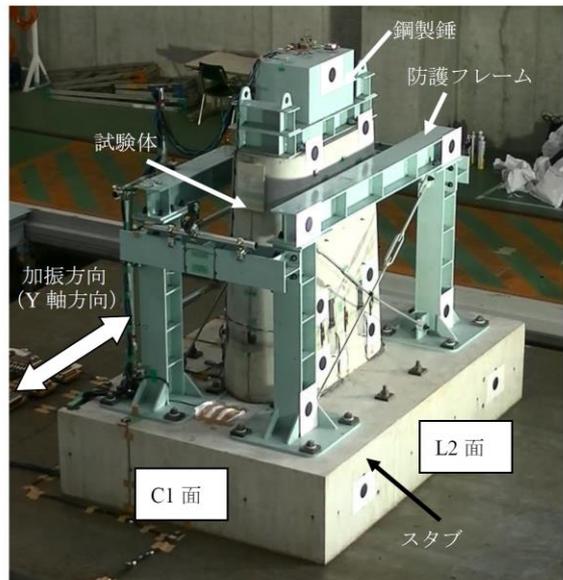
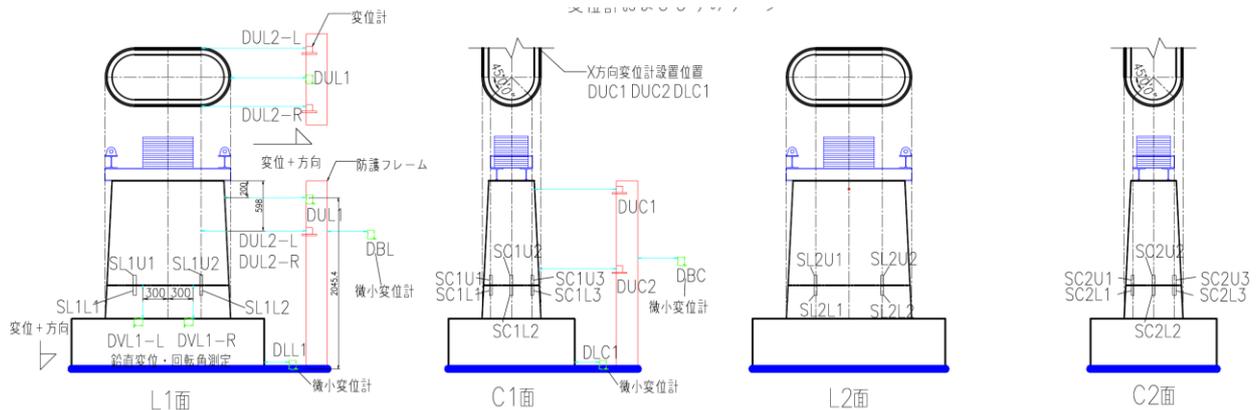
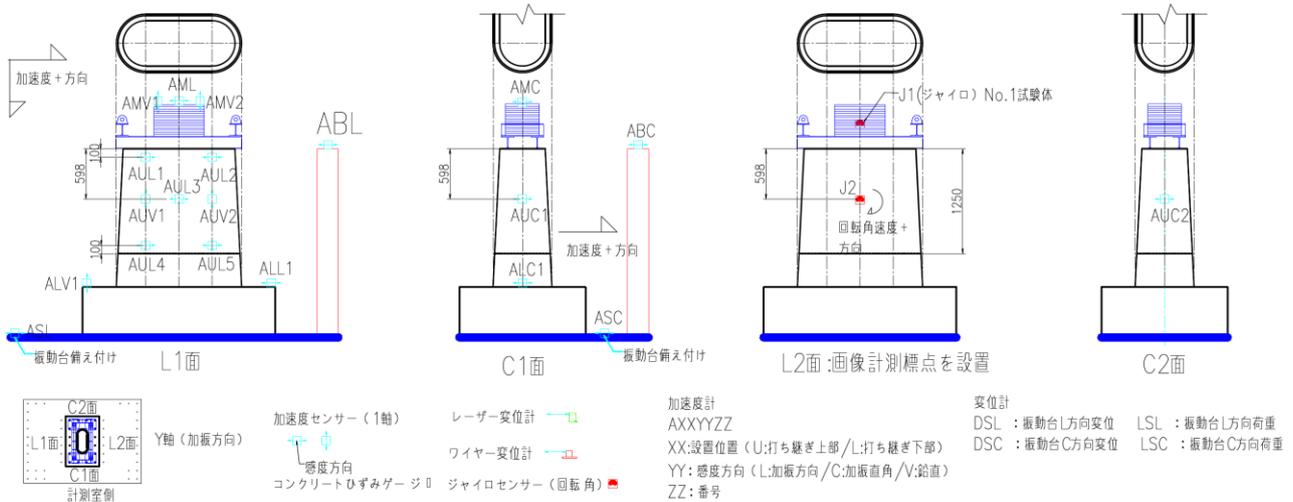


図-16 供試体設置状況



(a) 変位計およびひずみゲージ



(b) 加速度計およびジャイロセンサー

図-17 測定機器配置

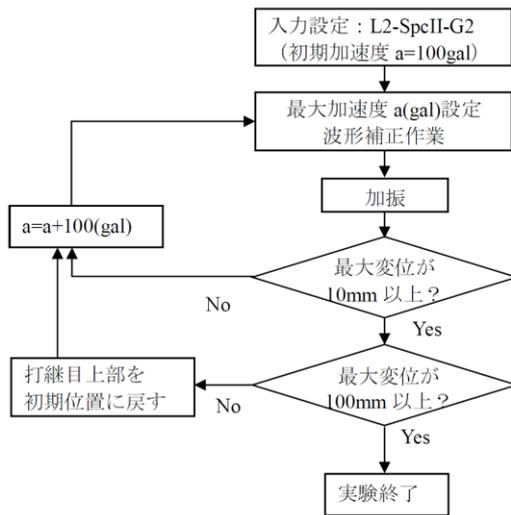


図-18 加振フロー

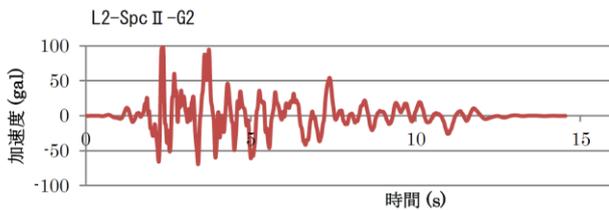


図-19 加振波形 (a=100gal の場合)

(2) 試験結果の概要

各供試体の試験ごとの主な計測値の最大値および挙動の概要を表-4 に示す。試番は試験番号を示し、同一加速度で繰返し加振した場合には、枝番としている。

a) 打継目上部の作用荷重

打継目上部の作用荷重は直接計測することができないため、以下の方法により推定した。今回加振を行っている振動台では、アクチュエータにロードセルが設置されており、試験時に作用する荷重を測定している。ただし、ロードセル荷重には、図-20 に示すように、振動台テーブル、打継下部、治具等の不動質量に起因する慣性力の影響も含まれている。そこで、供試体全体が一体となって動き、回転やすべりが生じていない加振の結果を用い、テーブル加速度 a_Y ～加振方向水平荷重 F_{Ya} の関係をプロットする。この推定には、No.1 供試体の試番 4 (最大加速度 394gal) の結果を用いた。この結果を図-21 に示す。この試験では供試体全体が一体となって動いていることを確認しているため、ロードセルに作用する荷重は合計質量による慣性力と推定される。そこで、加速度～加振方向水平荷重の傾きが (打継目下部) + (テーブル等) の不動部分荷重 m_t と、打継目上部 m_u の質量の和に相当すると推定することができる (式 9)。図-21 においては、傾きは 54t である。打継目上部質量 m_u は、別途計測

の結果、2.93t であるため、不動部分の質量 m_t は、51.07t と推定できる。以上より打継目上部の作用荷重はアクチュエータロードセルの荷重から、打継目上部以外の影響を差し引いた式(10)により推定した。

$$F_{Ya} = (m_t + m_u) \cdot a_Y \quad (9)$$

$$F_Y = F_{Ya} - m_t \cdot a_Y \quad (10)$$

b) 水平変位

水平変位 x は、打継目より上部のコンクリート重心位置の値で、各試験開始時を 0 として補正したものである。水平変位には鉛直方向の回転応答の影響が含まれるため、図-15、16 に示す事前に測定した鉛直変位測定位置 L_v 、水平変位計の設置高さ H 、および測定値 $DVL1-L$ 、 $DVL1-R$ より式(11) (12)を用いて補正を行い、回転による水平変位 x_R 、および純粋な水平変位 x_s に分離した。

$$\theta_v = \tan^{-1} \left(\frac{(DVL1-L) - (DVL1-R)}{L_v} \right) \quad (11)$$

$$x_s = x - H \tan(\theta_v) \quad (12)$$

c) 部材の応力

部材に発生する最大応力は、部材に取付けた全てのゲージのうち最大値を示す。なお、鋼棒に衝突していない試番において微小な応力が計測されているが、計測誤差である (表-4 中の※1 印)。JIS Z2241 金属材料の引張試験方法に基づき実施した引張試験により評価された鋼棒の降伏強度は 474N/mm^2 であり表-4 中の※2 印は、降伏強度を超えるひずみが生じたことを示す。

d) 加振時の挙動

供試体による一面せん断すべり試験の結果得られた、打継目の平滑なタイプ A の最大静止摩擦係数は 0.66 で、供試体 No.1, 2 では、すべり挙動の発生が 600gal 以上の加振により水平変位が増加し、付着のある打継目を破壊させたタイプ B の最大静止摩擦係数は 1.30 で、供試体 No.3 では、水平変位が 1200gal 以上の加振で増加していることで、一面せん断すべり試験により得られた摩擦係数と整合が得られたものと考えられる。

各試験における加振中の最大水平変位から、回転による変位を差し引いた値を図-24 に示す。大きな加速度が作用した場合でも、移動制限装置を設置した供試体 No. 2, 3 では最大変位は、ほぼ移動制限装置の遊間である 20mm 程度で、無対策 No.1 に比べて小さく抑えられ、変位を制限する効果が得られた。

各試験の残留変位について図-25 に示す。最大変位と同様に移動制限装置を設置した No.2, 3 は無対策の No.1 に比べて残留変位が抑制されている。

表-4 試験ごとの主な計測値の最大値および挙動の概要

供試体	試番	振動台加速度 (gal)	打継上部荷重 F_Y (kN)	残留変位 (mm)	最大変位(mm)			鉛直変位(mm)		鉛直回転角 θ_v (deg)	鋼棒最大応力 (N/mm ²)	挙動の概要
					変位 x	水平変位 x_y	回転による変位 x_R	C2側 (DVL1-L)	C1側 (DVL1-R)			
試験 1~3 は、打継目上下部が一体として挙動しており変位が生じていないため省略する												
No.1	4	394	11.40	0.00	0.16	—	—	0.38	0.65	0.03	—	
	5	515	14.22	0.00	1.19	1.18	0.01	0.31	0.48	0.03	—	
	6	635	21.24	0.01	8.00	7.52	0.48	0.95	1.36	0.05	—	下部コンクリート剥落発生 (C1 面)
	7	671	24.89	5.19	6.63	5.62	1.01	3.02	3.81	0.12	—	
	8	776	27.23	14.54	17.05	14.72	2.33	7.13	7.84	0.21	—	
	9	1034	45.28	-5.95	21.05	16.50	4.55	10.90	11.96	0.40	—	下部コンクリート剥落発生 (C2 面)
	10	1194	39.10	-35.98	-38.75	-35.93	-2.82	3.79	6.20	0.35	—	
試験 1~4 は、打継目上下部が一体として挙動しており変位が生じていないため省略する												
No.2	5	505	14.00	0.00	1.74	1.24	0.50	0.20	0.46	0.05	1(※1)	
	6	629	16.19	0.42	2.39	1.98	0.42	0.18	0.43	0.05	1(※1)	
	7	692	18.88	3.19	3.71	3.30	0.42	0.23	0.42	0.05	1(※1)	下部コンクリートひび割れ発生 (C1 面)
	8	827	27.64	1.97	14.34	12.72	1.62	1.74	1.50	0.16	301	下部コンクリート剥落発生(両面), 鋼棒に1回衝突
	9	908	31.24	-9.53	14.50	11.77	2.73	3.19	2.98	0.28	406.	
	10	1018	30.45	4.43	24.82	22.03	2.79	4.59	3.75	0.32	※2	
	11	1248	55.80	13.90	24.05	16.95	7.09	8.60	13.95	0.71	※2	ロッキング挙動増加 鋼棒に7回程度衝突し、 残留塑性変形発生
12	1483	55.73	4.02	-53.99	-20.27	-33.68	68.66	54.97	4.32	※2	ロッキング挙動大幅に増加	
試験 1~8-2 は、打継目上下部が一体として挙動しており変位が生じていないため省略する												
No.3	8-3	809	33.00	0.00	0.32	0.03	0.29	0.33	0.55	0.06	7(※1)	
	9	919	37.81	0.12	0.57	0.12	0.46	0.53	0.98	0.08	7(※1)	
	10	1011	39.94	0.01	1.47	0.76	0.71	1.10	1.60	0.13	7(※1)	ロッキング挙動発生
	11	1129	41.39	0.26	5.50	3.05	2.45	2.68	4.58	0.26	7(※1)	下部コンクリートひび割れ発生 (C1 面)
	12-1	1231	40.66	0.18	17.66	11.66	6.00	9.38	8.83	0.68	7(※1)	下部コンクリート剥落発生 (C1 面)
	12-2	1263	36.59	1.88	22.40	14.46	7.94	14.45	12.43	0.95	7(※1)	下部コンクリート剥落(両面)
	12-3	1206	38.36	1.89	36.76	20.83	15.93	19.23	13.40	1.40	333	鋼棒に2回衝突、ロッキング挙動増加
	13-1	1273	39.47	5.28	27.46	15.30	12.17	15.05	12.30	1.14	※2	
	13-2	1278	40.65	0.85	-24.85	-13.08	-11.77	12.00	15.35	1.04	※2	鋼棒に残留塑性変形発生
	14	1436	50.19	1.99	-47.81	-15.43	-32.38	30.85	47.70	2.95	※2	
	15	1508	51.24	12.37	-65.03	-11.82	-53.20	64.78	71.03	4.59	※2	
16	1597	54.28	8.51	-72.98	-26.91	-46.07	57.95	463.30	4.03	※2	ロッキング挙動大幅に増加。 鋼棒に5~6回衝突	
17	1759	55.14	6.87	-75.05	-7.91	-67.13	139.23	95.55	5.86	※2		

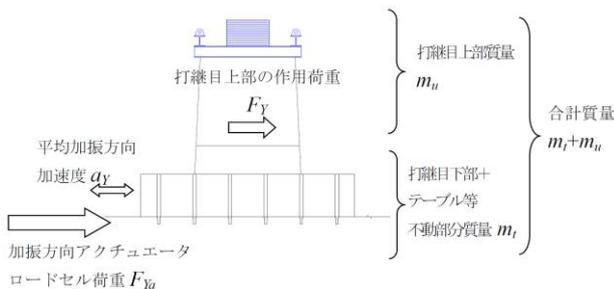


図-20 打継上部からの水平作用荷重の推定方法

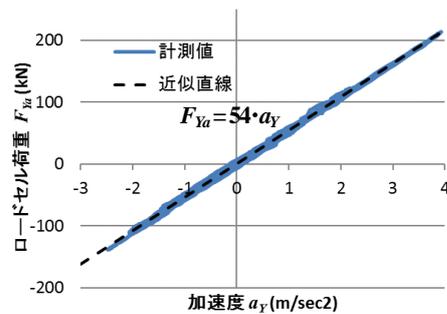


図-21 振動台加振方向加速度 a_y ~ 加振方向水平荷重 F_{Y0} の関係 (供試体 No.1 試番 4)

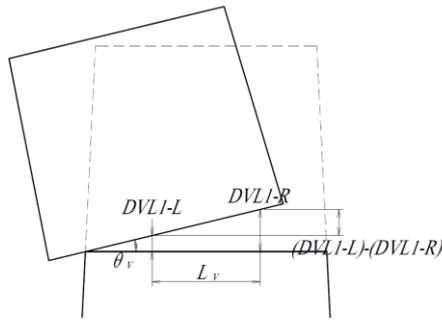


図-22 鉛直変位計による回転角の推定方法

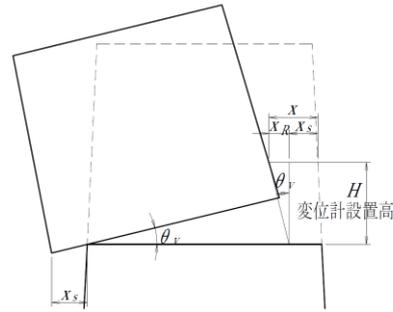


図-23 回転による水平変位の推定方法

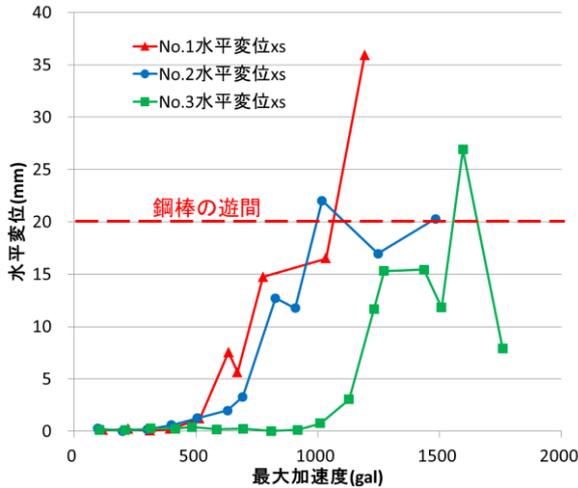


図-24 各試験における加振中の最大水平変位

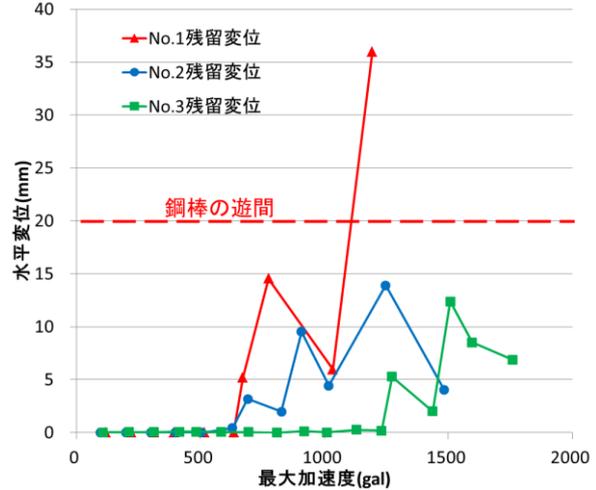


図-25 各試験における残留変位

(3) 打継目下部のコンクリート剥落

打継目下部のコンクリートの剥落は、地震時の挙動に大きな影響を与えると考えられる。

そこで、No.1（無対策）で初めて剥落が発生した試番6（最大加速度 635gal）の試験で、剥落が生じたと推定される時刻付近を拡大し、関係するデータを重ね描くことで、はく離に至る挙動の推定を行った。

推定に使用したデータは、加振方向の変位（DUL2-L/DUL2-R の平均）、加振方向供試体加速度（AUL1）、鉛直方向供試体加速度（AUV1）、上下方向変位（DVL1-L/DVL1-R）、回転角速度（J2）、コンクリートひずみ（剥落した面に設置したゲージ（SC1L2））のデータであり、それぞれ最大値を 1.0 に正規化して描画した。使用したデータの配置および方向を図-26 に示す。

図-27 は水平変位と加速度、コンクリートひずみ、図-28 は水平変位と上下方向変位、回転角速度、コンクリートひずみを示す。

図-27 の水平変位データから、水平加速度が 577gal に達する 12.28 秒付近から水平すべり挙動が生じていることが分かる。これは、水平慣性力がすべり摩擦力相当に達したためと考えられる。また、コンクリートひずみ測定値より、コンクリートの剥落は 12.32 秒付近で生じたと推定され、その結果後続の加速度にばたつきが生じて

いることが分かる。図-28 においても、12.32 秒付近でマイナス側の回転速度が生じており、これは剥落により打継目上部が時計回り方向に回転したためと考えられる。

また、図-28 における鉛直方向変位計のデータを見ると、すべりが生じる前後から徐々に打継目上部が押し込み側に移動しており、それまで時計回り方向に生じていた回転速度もほぼ 0 に戻っている。ここで、鉛直変位が正の値となっているのは、すべり面の水平度、鉛直変位計およびターゲットの水平度が影響していると思われる。なお、剥落を生じた C1 面コンクリートひずみの値が剥落に至るまで増加し、C2 面コンクリートひずみに変化がないことから、鉛直荷重は C1 面に集中していたと推定される。

以上から、剥落に至る過程としては次のようなプロセスが考えられる。

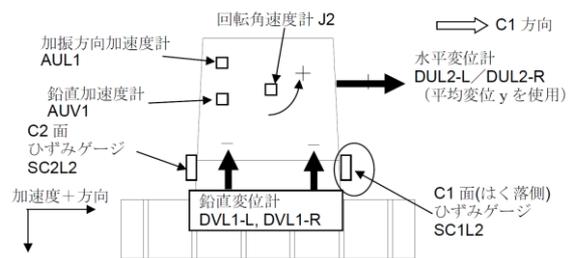


図-26 使用したデータおよび方向（図中の+/-）

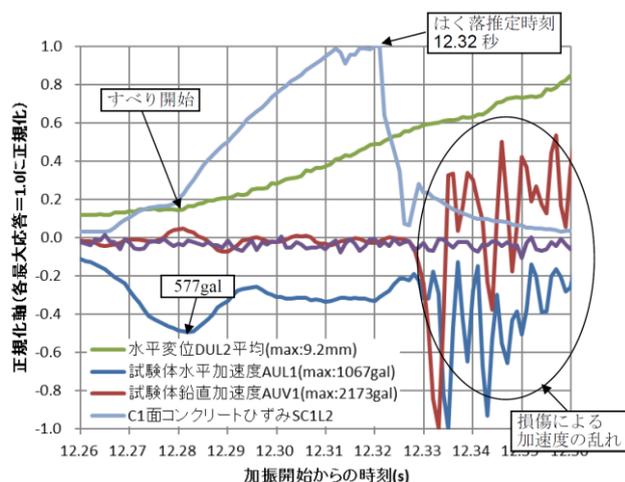


図-27 水平変位と加速度，ひずみ測定値の関係

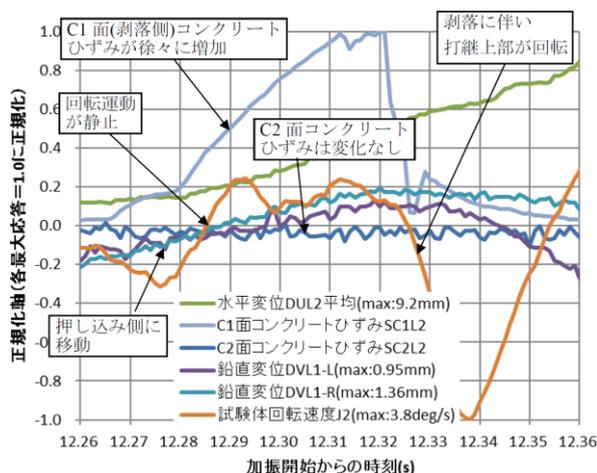


図-28 水平変位と上下方向変位，回転角速度，ひずみ測定値の関係

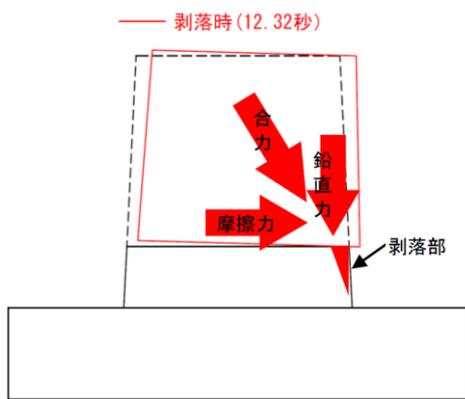


図-29 剥落時の変位

- ①水平加速度が最大静止摩擦を超過し，加振方向に水平すべりが生じる
- ②そのうち，時計回り方向に生じていた回転運動が打継目に衝突し停止し，逆方向への回転運動へと移っていく
- ③それにより，すべりに伴う摩擦力（水平荷重）および鉛直力がC1面端部に集中した
- ④その結果，荷重による割裂させようとする応力がコンクリートの引張強度に達してひび割れが発生・進展し，剥落が生じた

剥落時（12.32秒）の変位を図-29に示す。なお，変位は水平方向20倍，鉛直方向100倍としている。ここで，



(a) 1回目(試番 12-1 の状況(C1面))



(b) 3回目(試番 12-3 の状況(C1面))



(c) 4回目(試番 13-1 の状況(C1面))

図-30 加振終了後の剥落状況

作用する荷重を模式的に図示するが，摩擦力と鉛直力の合力は斜め方向に作用していると考えられる。これが打継目下部に対しては，引張応力を受け縁端が少なくなる方向に作用し剥落が生じやすく，打継目上部に対しては，圧縮応力を受け縁端が大きくなる方向に作用するため剥落が生じにくくなるものと考えられる。今回の実験や，実建造物の被災事例においても剥落は全て打継目下部で生じており，打継目上部には生じていないことと整合するものと考えられる。

(4) 剥落量と回転しやすさ

打継目下部のコンクリート剥落により，打継目上部の重心位置と打継目下部の回転支点との距離が短くなり，回転挙動が生じやすくなることが考えられる。そこで，供試体 No.3 の試験において，同レベルの加速度（1206～1278gal）で複数回加振し，剥落の進展による変位量の増加を計測した。

図-30に代表的な加振終了後の剥落状況を示す。これは剥落の大きなC1面の写真である。図-31に各試験時の加速度および変位を示す。変位は加振を重ねるごとに増加する傾向にあるものの，一定以上には増加しない傾向が見られる。特に水平変位については，3回目以降は，鋼棒に衝突していることにより抑制されたものと考えられる。また，残留変位は，各試験で差はあるものの，鋼棒の遊間内であり問題となる値ではない。

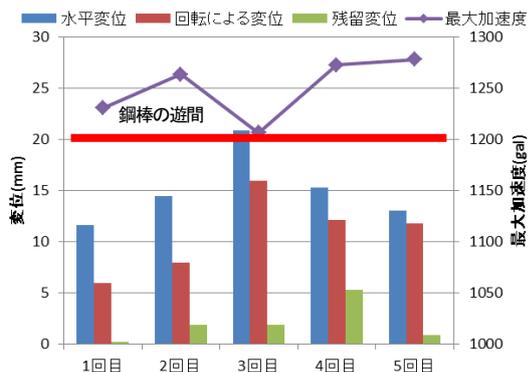


図-31 同レベルの加速度での繰返し試験の結果

(5) 打継目上部に作用する水平荷重

式(10)を用いて、加震により打継目上部に作用する水平荷重を算出した。静的な載荷であれば、作用する水平荷重が最大静止摩擦力相当に達すれば、すべり挙動が生じ、それ以上の水平荷重は作用しないこととなる。そこで一面せん断すべり試験により得られた摩擦係数により最大静止摩擦力を算出した(表-5)。

図-32 に、各試験での打継目上部の水平荷重と変位の関係を示す。供試体 No.1 では、試番 8 (最大加速度 776gal) までの結果では、最大静止摩擦荷重を若干上回る水平荷重 20kN 程度が作用した場合に、水平変位が生じ、荷重はそれ以上応答していないが、水平変位や鉛直回転が大きく増加する試番 9 (最大加速度 1034gal)、試番 10 (最大加速度 1194gal) では、最大静止摩擦荷重を大きく上回る 30~40kN の荷重が作用している。しかし試番 10 では、すべることにより荷重が増加していないと考えられる挙動もある。いずれも最大静止摩擦荷重を大きく上回る荷重が作用している原因として、回転挙動による衝撃的な作用の影響が考えられる。供試体 No.2 および No.3 では、鋼棒とコンクリート間の隙間を 20mm としたため、水平変位が 20mm を超えた時点で鋼棒に衝突し大きな荷重が作用していることが分かる。

図-33 に、供試体 No.2 の水平荷重と水平変位の関係のうち、鋼棒が衝突した挙動が明確に表れている試番 11 (最大加速度 1248gal)、試番 12 (最大加速度 1483gal)

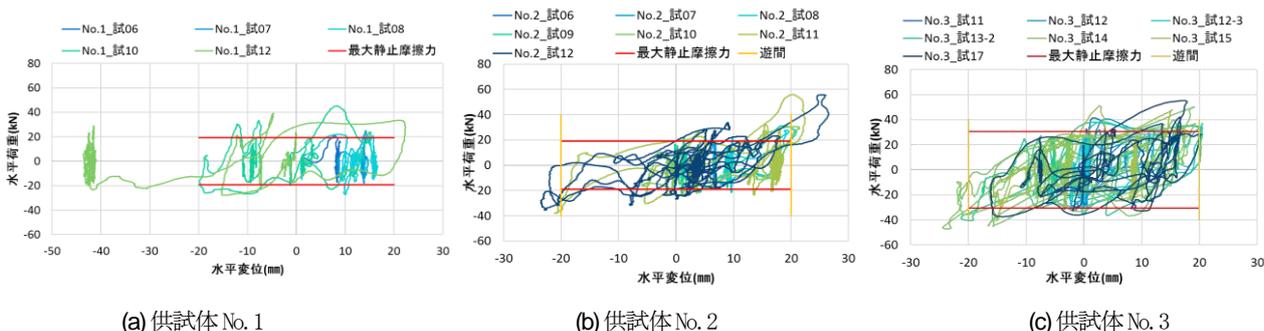


図-32 水平荷重と水平変位の関係

を示す。ここで水平荷重の最大値は表-4 に示すとおり約 56kN である、最大静止摩擦力 18.7kN 程度は、摩擦荷重が伝達され、残りの 37kN が鋼棒衝突後に鋼棒により伝達される荷重であることが考えられる。なお遊間の 20mm に対して衝突変位が多少ずれているのは、打継目上部を初期位置に戻さず実施したため、前ステップの残留変位が残り、遊間が 20mm となっていなかったものと考えられる。

また、図-34 に最大加速度と最大水平荷重の関係を示す。一般に、水平荷重は水平加速度に質量を乗じた慣性力であるが、本試験では、慣性力より大きな水平荷重が作用していることが分る。この原因は、鋼棒等の衝突により衝撃的な荷重が鋼棒に作用したものと考えられる。図に示す通り、最大水平荷重は、水平加速度に質量を乗じた慣性力の 1.0~1.5 倍にあることが分った。

(6) 移動制限装置の損傷

すべての加振が終了した後の鋼棒付近の損傷状況を図-35 に示す。鋼棒には降伏ひずみを超える変形が生じ、試験後も塑性ひずみが残留したが、最大ひずみは 5000 μ 程度で、材料試験結果の降伏ひずみをやや超えた程度で、破壊ひずみからは十分余裕があり、鋼棒自体に亀裂等の損傷はなかった。埋込み部も圧縮応力により若干の損傷は見られたものの、ひび割れ等の損傷はなく、移動制限装置として十分機能していると考えられる。

表-5 最大静止摩擦力

	供試体 No.1	供試体 No.2	供試体 No.3
上部重量(kN)	29.01	28.71	28.74
面積(mm ²)	853000	853000	853000
鉛直応力(N/mm ²)	0.0340	0.0337	0.0337
静止摩擦係数 μ	0.66	0.66	1.30
粘着力 c (N/mm ²)	0	0	-0.0078
最大静止摩擦応力 (N/mm ²)	0.0224	0.0222	0.0360
最大静止摩擦力 (kN)	19.11	18.94	30.71

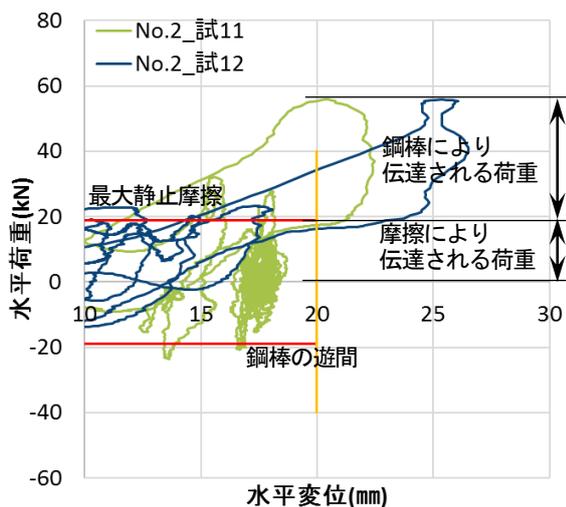


図-33 水平荷重と水平変位の関係 (供試体 No.2)

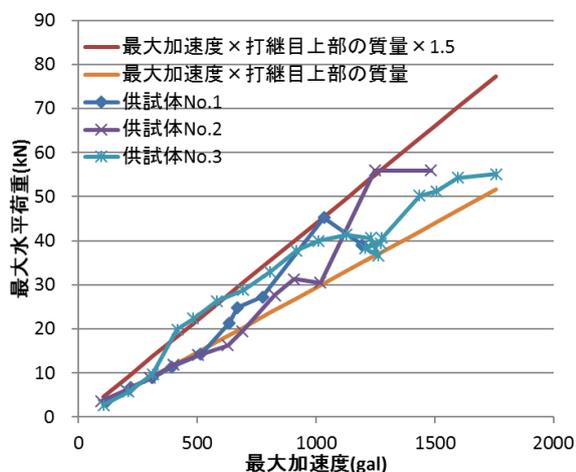


図-34 最大加速度と水平荷重の関係



図-35 鋼棒付近の圧縮応力による損傷状況

4. まとめ

既往地震において被災事例の多い、打継目を有する無筋コンクリート橋脚を模擬した縮小供試体、および移動制限装置を設置した縮小供試体を製作し、静的試験ならびに大型振動台を用いた動的試験を行い、地震時の挙動や破壊形態等の基本的な挙動、および対策工の効果を検証した結果、次のことが分った。

1. 本実験で製作した供試体の付着のある打継目の引張強度は、 0.902N/mm^2 で、打継目でない部位の引張強度 2.491N/mm^2 の 36%程度と低く、被災時には強度の低い、打継目が弱点となり損傷する可能性が高い。
2. 供試体や要素試験片を用いて一面せん断すべり試験を行い、打継目の摩擦係数を測定した。その結果、平滑に仕上げた打継目のタイプ A では、 $0.61\sim 0.66$ (供試体最大静止摩擦係数 0.66)、粗な打継目のタイプ B では、 $0.84\sim 1.69$ (供試体最大静止摩擦係数 1.30) の摩擦係数が得られた。これは、動的試験の結果、タイプ A の供試体 No.1, 2 では、すべり挙動の発生が 600gal 以上の加振により水平変位が増加し、タイプ B の供試体 No.3 では水平変位が 1200gal 以上の加振で増加していることで、一面せん断すべり試験により得られた摩擦係数と整合が得られたものと考えられる。
3. 大きな加速度が作用した場合でも、移動制限装置を設置した供試体 No.2, 3 では最大変位は、ほぼ移動制限装置の遊間である 20mm 程度で、無対策の No.1 に比べて小さく抑えられている。残留変位についても同様に移動制限装置を設置した No. 2, 3 は無対策の No.1 に比べて小さく抑えられており、移動制限装置により変位を小さくする効果を確認することができた。
4. 打継目下部コンクリートの剥落メカニズムは、加振方向に水平すべりが生じ、そのうち時計回り方向に生じていた回転運動が打継目に衝突し停止し逆方向への回転運動へと移っていく。それにより、すべりに伴う摩擦力 (水平荷重) および鉛直力が端部に集中したことによると考えられる。この荷重は斜め方向に作用するため、引張応力を受け縁端が少なくなる打継目下部のみ剥落が生じ、圧縮応力を受け縁端が大きくなる打継目上部には剥落が生じない。これは本実験や実構造物の被災事例と整合する。
5. No.3 供試体において、同レベルの加速度 ($1206\sim 1278\text{gal}$) で 5 回加振すると、徐々に打継面下部のコンクリートの剥落が進行し、変位は加振を重ねるごとに増加する傾向にあることが分った。
6. 打継目上部には、加速度に質量を乗じた慣性力以

上の荷重が作用することが分った。今回の試験では最大 1.5 倍程度であった。

7. 移動制限装置（鋼棒）は、打継目上部の衝突により、降伏ひずみを超える変形が生じ、試験後も塑性ひずみが残留した。しかし、最大ひずみは 5000 μ 程度で鋼棒自体に亀裂等の損傷はなく、埋込み部も圧縮応力により若干の損傷は見られたものの、ひび割れ等の損傷はなく移動制限装置として十分機能していることが分った。

また、残された今後の課題は次のとおりである。

- 本実験についてロッキングの影響を再現した動的解析⁹⁾も平行して行っており、すべり、ロッキングの挙動は概ね再現できている。それらの結果を基に、移動制限装置の設計方法を確立する予定である。
- 打継目下部の剥落による挙動を解析し、剥落を防止する対策を検討する。
- 移動制限装置に衝撃を吸収する緩衝工を設置することで、鋼棒に作用する力が減少することが考えられることから、緩衝工の効果と、鋼棒を含めた移動制限装置のスリム化について検討を行う。

謝辞：本検討を進めるに当たり、（公社）日本材料学会に委託している「鉄道コンクリート構造物の長寿命化に向けた検討委員会」（委員長：宮川豊章京都大学特任教授）の委員各位より多数の貴重なご助言を賜りました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 新潟大学工学部建設学科地盤工学研究室：新潟県中越地震調査第 6 報(11.1), <http://geotech.eng.niigata-u.ac.jp/chuetsu/report-1101/report-1101.html>(2017 年 8 月 25 日確認)
- 2) 坂岡和寛, 土井達也, 大江崇元：無筋コンクリート橋脚の打継目性状に関する基礎的検討, 土木学会第 70 回年次学術講演会, V-114, pp.227-228, 2015.9
- 3) 坂岡和寛, 大坪正行, 和田一範, 小山倫史：無筋コンクリート橋脚の打継目性状に関する基礎的検討, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, pp573-578, Vol.16, 2016.10
- 4) 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, p271-273, 2012.9
- 5) 坂岡和寛, 橋本涼太, 小山倫史：離散体の地震応答解析におけるマニフォールド法(NMM)の適用に関する基礎的研究, 岩の力学連合会第 14 回岩の力学国内シンポジウム, 2017.1

(????? 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON THE SEISMIC RETROFIT OF PLAIN CONCRETE PIERS USING THE MOVEMENT RESTRAINING DEVICES FOR THE CONSTRUCTION JOINT

Kazuhiro SAKAOKA, Masayuki OOTSUBO, Kazunori WADA
and Tomofumi KOYAMA

A lot of plain concrete piers are used as railway structures at present. At the time of a large earthquake, the horizontal perforated crack or slide along the construction joint and spalls under the construction joint are frequently occurred due to their earthquake-resistant lowness.

In this study, the behavior, the failure mode, and the validity for plain concrete piers on the static test and the dynamic test with the large seismic device were experimentally investigated using the 1/2.5 scale specimens and the one with the movement restraining devices for the construction joint.

Test results indicate that the maximum and the residual displacement of the specimen with the movement restraining devices are smaller than the specimen without the devices. Moreover, the behavior of spalls under the construction joint and the range of the load acting on the pier above the construction joint are clarified.