

多列杭を有する既設フーチングの耐震性評価実験に対する 解析的検討

阪神高速道路(株)計画部事業計画課
(一財) 阪神高速道路技術センター調査研究部調査研究第一課
阪神高速道路(株)技術部技術推進室

安藤 高士
服部 匡洋
篠原 聖二

要 旨

本研究では、多列杭を有する既設フーチングの耐震性を評価するため、縮小模型試験体を用いた水平荷重載荷実験を対象に 3 次元弾塑性有限要素法による解析的検討を実施した。その結果、多列杭を有する既設フーチングは、現行の照査方法におけるせん断耐力よりも大きな耐力を有することが分かった。また、地震による水平力の作用により、柱の回転挙動と柱・杭の引張力による円弧状のひび割れがフーチング内部に発生するが、その損傷に対してはフーチングの全幅で面的に抵抗するため、フーチングの損傷形態はじん性性能を有することが明らかとなった。

キーワード: 既設フーチング, 耐震性, せん断耐力, じん性性能, 実験, 3 次元弾塑性有限要素解析

はじめに

地震によるフーチングの損傷事例は少なく阪神高速道路における 1995 年の兵庫県南部地震による下部構造物の損傷発生状況を見ても、3 号神戸線の 100 基近くの RC 橋脚に A ランクの損傷が発生したものの、フーチングには損傷度の高い A, B ランクの損傷はなく、図-1 に示す比較的軽微な C ランクの損傷が数基に発生したのみであった。また、C ランクの損傷が確認されたフーチングはせん断スパン比 a/d (a : 柱前面より最外縁杭中心までの距離, d : 柱前面位置におけるフーチング有効高) が 1.0 程度と小さく、主なひび割れはフーチング上面に集中して発生していた¹⁾²⁾。

フーチングの耐震性については、これまでに実験及び解析的検討がされている²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾が、単

表-1 コンクリート構造物の被災度判定基準¹⁾

被災度	定義(橋脚)
As	倒壊したもの・損傷変形が著しく大きなもの
A	きれつ、座屈、鉄筋の破断などの損傷、または変形が大きなもの
B	鉄筋の一部の破断やはらみだしおよび部分的ななかりコンクリートのはく離やきれつがみられるもの
C	ひび割れの発生や局所的ななかりコンクリートのはく離がみられるもの



図-1 C ランクの損傷が生じたフーチング

柱式橋脚と比べ複雑な構造で損傷メカニズムの評価が難しいことや、せん断スパン比の小さなフー

チングに損傷が生じていたことなどから、既往の研究は杭本数が少なくせん断スパン比が 1.0 前後を対象としたものが多く、杭本数の多い多列杭を有するフーチングを評価した事例は少ない。また、近年では 2016 年の熊本地震においてフーチングの損傷事例が報告⁹⁾されている。

そこで本論文は、多列杭を有する既設フーチングの縮小模型試験体を用いた水平荷重載荷実験¹⁰⁾に対する 3 次元弾塑性有限要素法による解析的検討を実施し、多列杭を有するフーチングの耐震性評価を行ったものである。

1. 既設フーチングの水平荷重載荷実験

1-1 フーチングの耐震設計

フーチングの耐震設計では地震による設計外力に対して、曲げ耐力及びせん断耐力に関する照査（梁・版）が行われる。表-2 に、道路橋示方書（以下、「道示」という。）におけるフーチングの耐震設計方法（抵抗側）の変遷を示す。

フーチングの構造的な特徴として、剛体として必要な厚さを確保するため他の RC 構造物と比較して引張鉄筋比が小さいことが挙げられる。

コンクリートの負担するせん断耐力についてはアーチ効果の考慮など複数回に渡り見直しが行われている。また、古い時代のせん断耐力はコンクリートの抵抗のみを考慮しておりせん断方向鉄筋は組立筋のみであったが、現在の設計ではスターラップとして配筋されるようになっている。

表-3 にフーチング形状とせん断スパン比の関係を示す。フーチングのせん断耐力はせん断スパン比によりアーチ効果の影響が異なる。せん断スパン比が大きい場合はフーチングの平面寸法が有効幅に対して大きくアーチ効果の影響が小さくなるためせん断耐力が小さくなり、逆にせん断スパン比が小さい場合はアーチ効果が大きくなりせん断耐力が大きくなる。

このように既設フーチングの耐震性を評価する際は、設計年度やフーチングの形状、鉄筋量及びせん断スパン比がパラメータとなる。

表-2 道示における耐震設計方法（抵抗側）

設計年度	フーチングの設計方法			構造細目 (配筋要領)
	厚さ	曲げ照査	せん断照査	
～昭和54年			コンクリートの抵抗のみで照査	組立筋として配置
昭和55年～平成7年		片持ち梁として照査	平均せん断耐力の照査が追加され、コンクリートの抵抗のみで許容値を満足しない場合はスターラップを考慮できるようになった。コンクリートの許容せん断耐力度が2/3に低減された。	スターラップとして配置
平成8年～平成13年	剛体とみなせる厚さを確保	レベル2地震時の照査が設定された(作用曲げモーメントは降伏耐力以下)	せん断スパン比が小さい部材にアーチ効果を考慮しコンクリートが負担するせん断耐力度が大きくなった。レベル2地震時の梁及び版としてのせん断耐力照査が設定された。	主鉄筋を取り囲むスターラップとして配置 レベル2地震時照査により鉄筋量が非常に増えた。
平成14年～			せん断スパン比が2.5以下のコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数 C_{dc} が大きくなった。(a/d: 0.5のとき1.5倍) スターラップの鉄筋量上限値が設定された。	主鉄筋を取り囲むスターラップとして配置 レベル2地震時照査により鉄筋量が增えた。

表-3 フーチング形状とせん断スパン比の関係

	平面寸法	有効高	せん断耐力
a/d=大	大きい	小さい	小さい
a/d=小	小さい	大きい	大きい

表-4 過年度のフーチング耐震性評価実験

実験年度	平成9年	平成10年			今回 (平成29年)
スケール	1/2	1/3			1/10
杭本数	4本	4本	4本	4本	44本
せん断スパン比	a/d=0.37	a/d=0.77	a/d=1.03	a/d=0.77	a/d= 2.1、1.5、0.6 (最外縁杭より)
上面引張鉄筋比	0.08%	0.08%	0.11%	0.12%	0.14%
下面引張鉄筋比	0.14%	0.27%	0.32%	0.41%	0.25%
最大荷重増加率 (最大荷重/降伏荷重)	1.27 (=1060kN/ 830kN)	1.11 (=279kN/ 250kN)	1.18 (=410kN/ 345kN)	1.07 (=374kN/ 349kN)	1.31 (=329kN/250 kN)
じん性率 (降伏変位/降伏荷重まで 低下時変位)	7.0 (=175mm/25 mm)	2.45 (=54mm/22 mm)	2.25 (=45mm/20 mm)	2.40 (=60mm/25 mm)	5.00 (=65mm/13 mm)
じん性率 (降伏変位/最大荷重時 変位)	2.20 (=55mm/25 mm)	1.72 (=38mm/22 mm)	2.00 (=41mm/20 mm)	1.60 (=40mm/25 mm)	3.00 (=39mm/13 mm)
破壊形態	引張側破壊	引張側破壊	押込み側破壊	引張側破壊	引張側破壊

1-2 過年度におけるフーチングの耐震性評価実験

表-4 に阪神高速を対象として過年度に実施されたフーチングの耐震性評価実験を示す。実験は 4 本杭の既設フーチングを対象に、せん断スパン比及び引張鉄筋比をパラメータとして実施された。

全ての実験試験体において、フーチング主鉄筋が先行降伏した後に最大荷重に達し、その後、徐々に荷重の低下が見られたものの、一定のじん性性能が確認されている。また、フーチングの最終的な損傷形態としては、引張側破壊が 4 体に見られ、せん断スパン比が他の試験体より大きな 1 体については押込み側破壊が見られた。

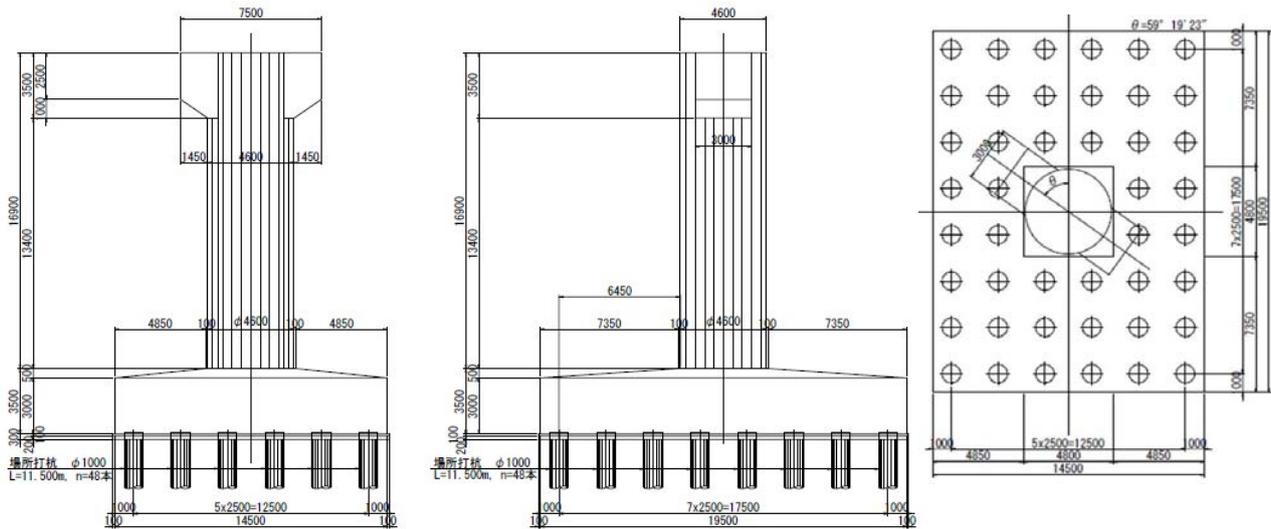


図-2 実験対象下部構造一般図 正面図(左) 側面図(中央) 平面図(右) (単位: mm)

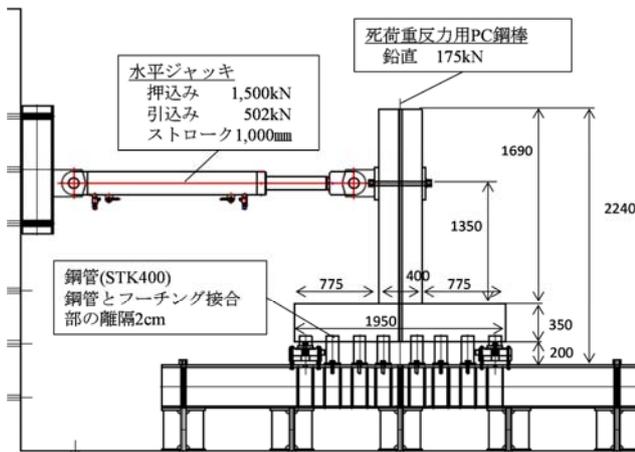


図-3 実験セットアップ (単位: mm)

1-3 多列杭を有する実験対象フーチングの選定

今回の実験は既往の実験を踏まえ多列杭を有するフーチングの耐震性を評価することを目的とし、実験対象フーチングは阪神高速道路の既設フーチングの中から下記を条件に選定した。

- ① 多列杭を有すること
- ② フーチングの平面寸法が大きく最外縁杭位置におけるせん断スパン比が大きいこと
- ③ 設計基準が古い(昭和55より前)こと
- ④ 平成24年道示に規定する照査により曲げ耐力、せん断耐力が不足すること

実験対象フーチングの一般図を図-2に、構造諸元を表-5に示す。昭和49年竣工の下部構造物で、フーチング形状は高さ3.5m(テーパ部0.5m)、橋軸方向19.5m、橋軸直角方向14.5mで

表-5 実験対象下部構造及び実験試験体の諸元

		実験対象下部構造	実験試験体	
柱	柱高	16,900mm	1690mm	
	柱断面	$\phi 4,600\text{mm}$	400mm \times 400mm	
	鉄筋 軸方向鉄筋	D35@100mm	16本D32	
フーチング	幅 \times 奥	19,500mm \times 14,500mm	1,950mm \times 1,450mm	
	全高	3,500mm (柱前面)	350mm	
		3,000mm (フーチング端部)		
	テーパ(フーチング)上面	500mm	— (なし)	
	有効高	3,375mm (柱前面)	280mm	
		2,850mm (フーチング端部)		
	せん断スパン比 a/d (最外縁杭～柱近傍杭)	下側引張	2.0 (6,910mm/3,350mm)	2.4 (675mm/280mm)
			1.3 (4,410mm/3,350mm)	1.5 (425mm/280mm)
		上側引張	0.6 (1,910mm/3,350mm)	0.6 (175mm/280mm)
			2.7 (8,980mm/3,375mm)	3.1 (875mm/280mm)
鉄筋	上面鉄筋	橋軸D25@150mm	橋軸D10@220mm	
		橋直D22@300mm	橋直D6@260mm	
	下面鉄筋	橋軸D32@150mm	橋軸D13@110mm	
		橋直D29@150mm	橋直D10@130mm	
	下面引張鉄筋比	0.30% (橋軸)	0.25% (橋軸)	
	せん断方向鉄筋	D16@1200mm	D6@260mm	
杭	杭径	44本 $\phi 1,000$	44本 $\phi 100\text{mm}$	
	杭間隔	2,500mm	250mm	
	鉄筋量	D13@150mm	8本D13	
使用材料	コンクリート	柱	27N/mm ² (35.2N/mm ²)	
		フーチング・杭	24N/mm ² (29.6N/mm ²)	
	鉄筋	SD30	SD345	

ある。円形断面のコンクリート橋脚と44本の場所打ちコンクリート杭を有し、杭配置は橋軸方向8列、橋軸直角方向6列であるが橋脚直下は杭配置がない構造となっている。

1-4 実験試験体諸元及び実験セットアップ

実験試験体は1/10スケールとし、橋脚、フー

チング、杭頭部を一体とした構造とした。構造諸元を表-5に、実験セットアップを図-3に示す。

橋軸方向となる水平荷重方向のせん断スパン比（下側引張時）は、2.4（最外縁杭位置）、1.5（外側から2列目杭位置）、0.6（柱近傍杭位置）であり、フーチングの鉄筋量は下側主鉄筋比0.25%、上側主鉄筋比0.14%と少なく、せん断方向鉄筋は組立筋相当の配筋のみである。また、フーチングの損傷を確実に先行させるため、柱基部及び杭頭部の耐力が設計の2倍となる相似換算鉄筋量を配筋し、杭全周は鋼管で補強した。なお、柱主鉄筋の定着は、フーチング底部に配置した鋼板に直接固定する構造⁸⁾とした。

荷重方法は2軸荷重であり、鉛直荷重はPC鋼棒による一定荷重とした。水平荷重は既往の実験²⁾に倣い水平ジャッキによる片側繰返し荷重とし荷重ステップ毎に除荷(0kN)を行った。

1-5 実験結果

(1) 水平荷重－水平変位関係

水平荷重荷重位置における水平荷重－水平変位関係を図-4に示す。設計上の曲げ耐力及びせん断耐力は、2次元骨組みモデルを用いたプッシュオーバー解析により算出した作用力に対する道示での耐力照査結果を示しているが、せん断破壊先行の損傷形態であると考えられた。

実験では、曲げ耐力約240kNに対し水平荷重250kN 水平変位13mm (=基準変位 δ_0 とする)でフーチング上面鉄筋が降伏ひずみ(1,845 μ)に達した。その後、下面鉄筋、せん断方向鉄筋が降伏し最大水平荷重349kNに達し、荷重がなだらかに低下したがせん断破壊を示すような急激な荷重低下は見られず一定のじん性性能が確認された。

(2) フーチングの損傷状況

実験終了時のフーチング上面及び側面のひび割れ状況を図-5に示す。

水平荷重130kN付近からフーチング上面の柱フーチング接合部より斜め方向に進展するひび割れ①が発生し250kNでフーチング側面まで達した。また、柱基部からも放射方向のひび割れ②が複数発生している。その後、ひび割れ①②を横方向に

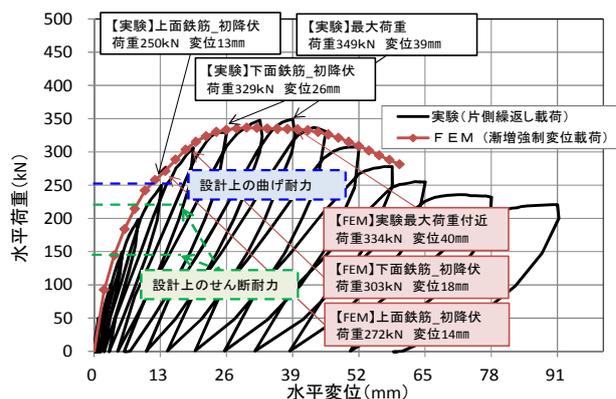


図-4 水平荷重－水平変位関係

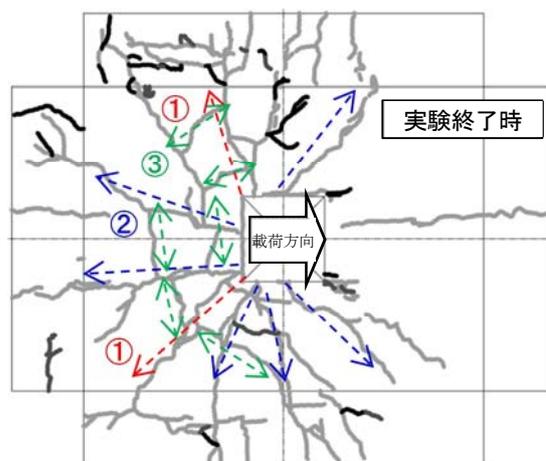


図-5 フーチング上面及び側面のひび割れ

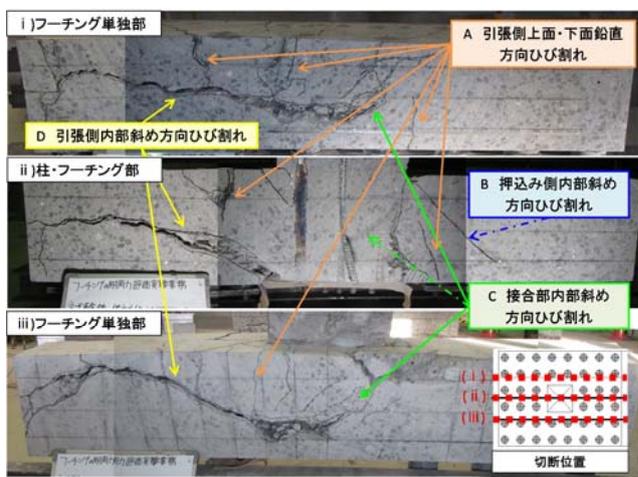


図-6 フーチング切断面での内部ひび割れ状況

繋ぐひび割れ③が発生し、フーチング上面コンクリートの一部に浮上りが発生した。

図-6に実験終了後のフーチング切断面における内部ひび割れ状況を示す。切断はフーチング中央と中央から杭一列分離れた計3断面で行った。

全ての断面で引張側フーチング下面柱フーチング接合部から引張側フーチング上面に向かう斜め方向のひび割れD(引張側内部斜め方向ひび割れ)

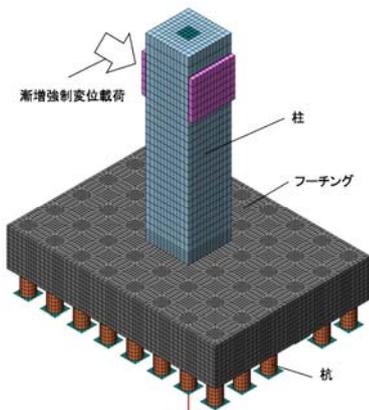


図-7 実験再現解析モデル

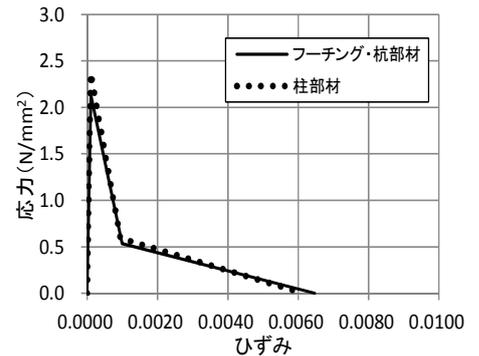
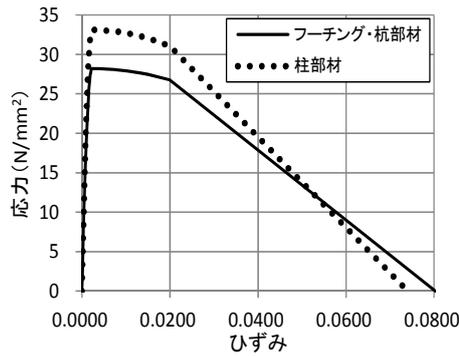


図-8 コンクリートの応力 - ひずみ関係 (左：圧縮側 右：引張側)

表-6 コンクリートの材料特性

項目	単位	フーチング	杭	柱	
圧縮強度	f_c	N/mm ²	28.2	28.2	33.1
ヤング率	E_c	N/mm ²	20,640	20,640	24,190
ポアソン比	ν_c	-	0.2	0.2	0.2
引張強度	f_t	N/mm ²	2.1	2.1	2.4
粗骨材の最大寸法	d_{max}	mm	20.0	20.0	20.0
引張破壊エネルギー	G_f	N/mm	0.083	0.083	0.087
圧縮破壊エネルギー	G_c	N/mm	46.6	46.6	50.5

表-7 鉄筋の材料特性

項目	単位	フーチングおよび柱			
種類	-	SD345			
径	-	D6	D10	D13	D32
断面積	mm ²	31.7	71.3	126.7	794.2
ヤング率	N/mm ²	202,400	199,400	197,960	207,930
ポアソン比	-	0.3			
材料構成則	-	VonMises			
降伏応力	N/mm ²	373.4	367.1	418.6	387.8
硬化係数	-	0.001			

が確認された。このひび割れは幅が非常に大きく、フーチング上下主鉄筋の間を進展しフーチングの側面にまで達しており、最大荷重以降の荷重低下の主要因であると考えられる。なお、このようなひび割れは表-4 に示す平成 9 年の実験における損傷部のコア採取結果からも確認されている。

また、中央から離れた 2 断面では、押込側フーチング上面柱フーチング接合部から引張側フーチング下面柱フーチング接合部に向かう円弧状のひび割れ C (接合部内部斜め方向ひび割れ) が確認された。このひび割れ C は、引張側のフーチング下面柱フーチング接合部付近においてひび割れ D と繋がるように発生していた。なお、ひび割れ A (引張側上面・下面の鉛直方向ひび割れ) はフーチングの曲げ挙動に伴うひび割れ、ひび割れ B (押込み側内部斜め方向ひび割れ) は柱の押込み力によるひび割れであると考えられる。

2. 水平荷重実験の解析的検討

実験結果から、多列杭を有する既設フーチングにおいても脆性的な損傷は生じず損傷形態は一定のじん性性能を有することが示されが、その荷重抵抗機構を実験のみで解明することは困難である。

そこで、フーチングの損傷形態における以下の観点を明らかにすることを目的として 3 次元弾塑性有限要素法による実験再現解析を行った。

- ① 設計上のせん断耐力を超えてもせん断破壊が生じない理由
- ② フーチング鉄筋が降伏した以降においても水平荷重が増加する理由
- ③ 水平荷重が最大荷重に達した後に、荷重がじん性的に低下している理由

2-1 解析手法

実験再現解析は、汎用解析プログラム DIANA による 3 次元弾塑性有限要素解析 (以下、「FEM」という) を用いて行った。図-7 に実験再現解析モデルを示す。また、表-6、表-7 にコンクリート及び鉄筋の材料特性を、図-8 にコンクリートの応力-ひずみ関係を示す。

解析に用いた要素特性はコンクリートにはソリッド要素、鉄筋には埋め込み鉄筋要素を使用しコンクリートと鉄筋は完全付着モデルとした。

材料特性はコンクリート、鉄筋ともに材料試験のデータから弾塑性モデルを設定した。また、コンクリートのひび割れモデルは回転ひび割れモデル

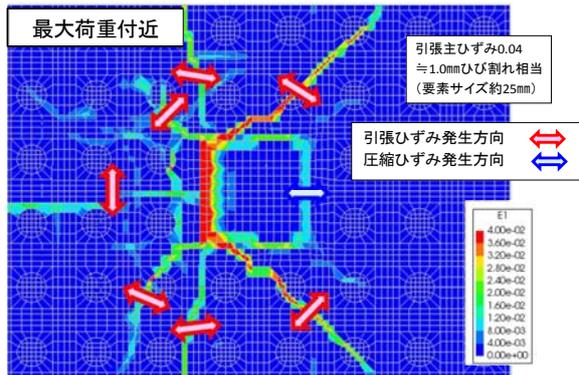


図-9 フーチング上面引張ひずみ発生状況

ルとし、弾塑性モデルは引張側を引張破壊エネルギーが考慮できる引張軟化モデル、圧縮側を圧縮破壊エネルギーが考慮できる放物線モデルとした。

載荷条件は、実験と同じように上部構造死荷重相当の鉛直荷重を PC 鋼棒を再現したモデルで与え、水平荷重は強制変位により与えた。境界条件は、杭下端を実験と同様に完全固定とした。

2-2 解析結果と実験との比較

(1) 解析結果の再現性

図-4 に実験及び FEM で得られた水平荷重水平変位関係をあわせて示す。

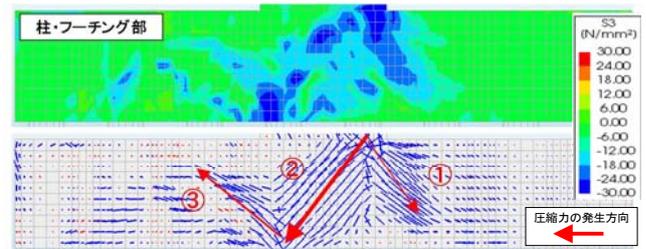
FEM においても実験と同様の水平荷重水平変位関係が得られた。フーチング上面鉄筋の降伏荷重及び下面鉄筋降伏荷重ともに実験と同様の降伏状況であったことから、FEM により実験での損傷形態を再現できていると考えられる。

(2) フーチングの応力・ひずみ発生状況

図-9 に実験最大荷重付近におけるフーチング上面の引張ひずみ（最大主ひずみ）発生状況を示す。FEM においても実験で確認されたひび割れ発生箇所で引張ひずみの発生が確認された。

図-10 に実験最大荷重付近での柱・フーチング接合部中心断面における圧縮応力（最小主応力）の発生状況を示す。矢示図より押し込み側ではフーチング上面から下面に向かう方向①の圧縮ストラットの形成が確認された。また、柱・フーチング接合部のフーチング上面から下面へ向かう方向②、引張側のフーチング下面から上面に向かう方向③にも大きな圧縮応力が確認された。

図-11 に引張ひずみ（最大主ひずみ）の発生状



※最大荷重付近 上：コンタ図，下：矢示図（図-11も同様）
図-10 圧縮応力（最小主応力）発生状況

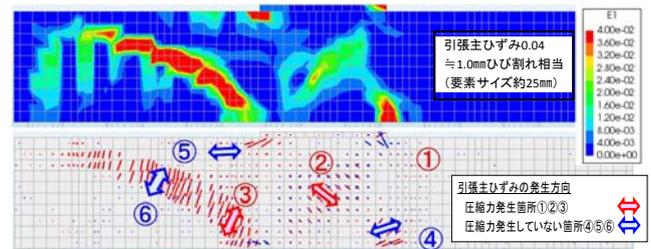


図-11 引張ひずみ（最大主ひずみ）発生状況

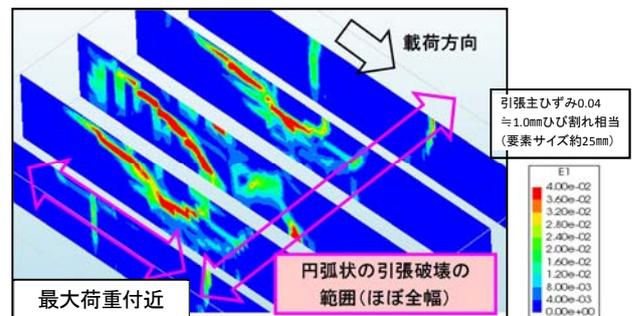


図-12 引張ひずみ発生状況（5断面）

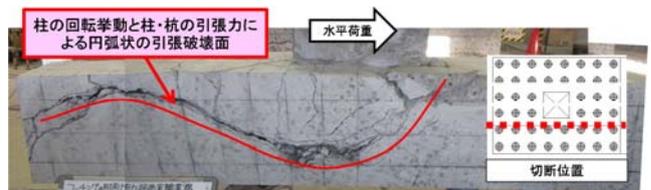
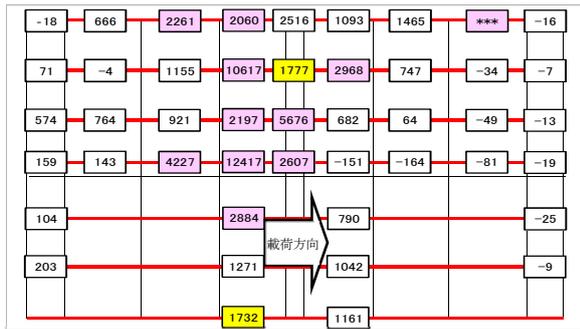


図-13 フーチングの円弧状の引張破壊面

況を示す。圧縮応力が発生していない押し込み側フーチング下面④，引張側フーチング上面⑤，引張側フーチング内部⑥に引張ひずみが確認された。ここで④⑤は曲げ挙動によると考えられるが，⑥は荷重による柱の回転挙動と杭の拘束による引張力により生じる引張ひずみであると考えられる。

図-12 に切断面を含む 5 断面の引張ひずみ発生状況を示す。また，図-13 に切断面で確認されたフーチングの載荷荷重の低下の要因と考えられるひび割れを示す。FEM より，実験で確認された柱の回転挙動と柱・杭の引張力による円弧状のひび割れに相当する引張ひずみは面的に生じ，最大荷



※最大荷重付近：降伏ひずみ (1,845 μ) 以上を赤着色
 図-14 実験フーチング上面主鉄筋ひずみ

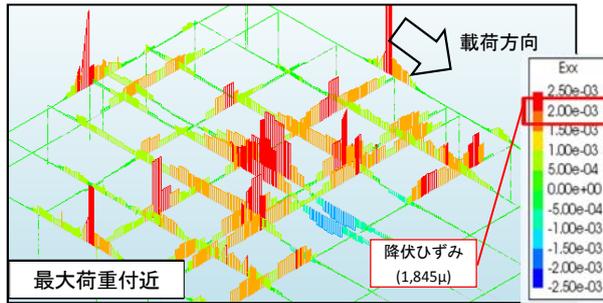


図-15 FEMフーチング上面鉄筋ひずみ

重時にはほぼ全幅まで広がる事が分かる。

(3) 鉄筋ひずみの発生状況

図-14, 図-15 に実験及び FEM における実験最大荷重付近でのフーチング上面鉄筋ひずみ発生状況を示す。実験, FEM ともに鉄筋降伏の範囲は軸方向に加え直角方向にも面的に広がっていることが確認された。これは下面鉄筋も同様であった。

(4) 杭の鉛直反力発生状況

図-16 に実験で計測した荷重方向中心列 4 杭の鉛直反力を, 図-17 に FEM での杭列毎の鉛直反力の合計値(杭 6 本(中央部の 2 列は杭 4 本))を示す。

FEM において実験と同様の杭反力の発生が確認できた。実験, FEM ともに柱近傍の杭に大きな反力が発生する一方で, 最外縁杭では押込側, 引張側ともに大きな反力は計測されなかった。ここで, 引張側の最外縁杭では圧縮力が確認されたが, これは引張側のフーチング中心付近は浮き上がりフーチング端部付近は沈み込む変形が生じることによると考えられる。また, FEM において杭に発生する引張力(図-17 の正值)は, フーチング上面鉄筋降伏時(14 mm)には押込側柱部近傍の杭にも生じることが確認された。

杭反力発生状況から, 地震時のフーチングの変形挙動は剛体挙動ではなく非線形挙動であると考

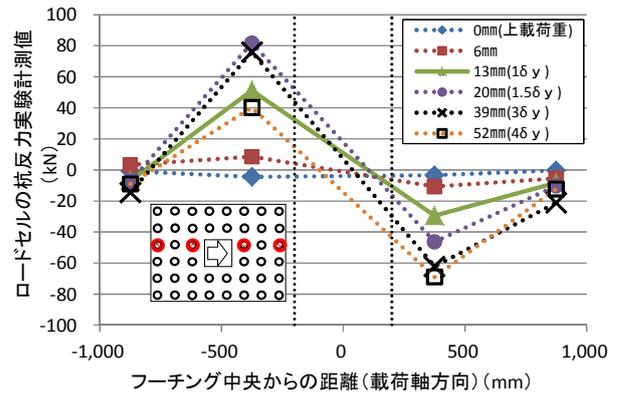


図-16 実験杭の鉛直反力発生状況

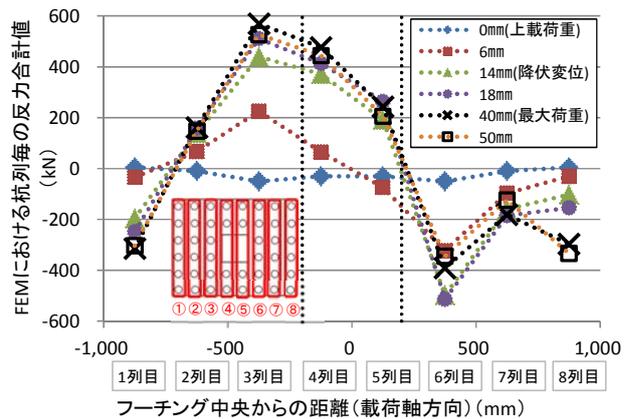


図-17 FEM 杭の鉛直反力発生状況

えられる。また, 引張側杭反力は最大荷重以降増加が見られなかったことから, 水平荷重の低下は引張側の損傷により生じたものと考えられる。

2-3 多列杭を有する既設フーチングの耐震性評価

本研究で確認された多列杭を有する既設フーチングの荷重抵抗機構を以下に示す。

- 1) 設計上のせん断耐力を超えてもせん断破壊が生じない理由は, 押込側の柱基部と杭の間に圧縮ストラットが形成され, せん断耐力が上昇するためと考えられる。
- 2) フーチングの主鉄筋が降伏した後に水平荷重が増加する理由は, 上面鉄筋降伏後の鉄筋の抵抗範囲が上面, 下面鉄筋ともに面的に広がることにより水平荷重が増加したと考えられる。ああああ
- 3) 最大荷重に達した後に荷重がじん性的に低下している理由は, 荷重作用によりフーチング内部に柱・杭の引張力による円弧状のひび割れが発生するものの, この損傷に対しフーチング全

体が面的に抵抗するためであると考えられる。

以上のことから、多列杭を有するフーチングの地震時における損傷形態は、曲げ損傷が先行し、その後の荷重増加によりフーチング内部に引張り及び割れが生じるものの、フーチング全体で面的な荷重分配を伴いながら抵抗するため、変形能を有するじん性的な損傷形態になると考えられる。

今回確認された多列杭を有する既設フーチングの保有耐力及びじん性性能について、他の実験事例の分析と合わせた評価を行うことにより、既設フーチングに対する補強の要否や優先順位の判定を行うことが可能となると考えられる。

謝辞：本実験は、国立研究開発法人土木研究所の実験施設を借用して実施した。ここに記して関係各位に感謝の意を表する。

参考文献

1) 建設省道路局：阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて、1997。

- 2) 阪神高速道路公団：フーチングの地震時挙動に関する基礎的研究報告書、1999. 3
- 3) 幸左ら：地震時における柱・フーチング接合部の損傷メカニズムに関する研究、土木学会論文集, No. 746/V-61, pp. 41-55, 2003. 11
- 4) 白戸ら：上面側が引張りになる場合のフーチングのせん断耐力算定式、構造工学論文集, Vol. 48A. pp. 1211-1220, 2002. 3
- 5) 幸左ら：フーチングの終局挙動に関する実験的研究、構造工学論文集, Vol. 45A III. pp. 1369-1376, 1999. 3
- 6) 幸左ら：地震時のフーチング損傷メカニズムに関する研究、土木学会論文集, No. 655/V-48, pp. 63-74, 2000. 8
- 7) M. J.N. Priestley ら(川島一彦監訳)：橋梁の耐震設計と耐震補強、技報堂出版、1998. 4
- 8) 独立行政法人土木研究所：アルカリシリカ反応による損傷を受けたフーチングに対する損傷度評価および補修・補強方法に関する研究、土木研究所資料第 4304 号, 2015. 3
- 9) 国土交通省国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人土木研究所：平成 28 年熊本地震土木施設被害調査報告(国総研資料第 967 号、土研資料第 4359 号)、2017. 3
- 10) 安藤ら：多列杭を有する既設フーチングの耐震性に関する実験的検討、第 20 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、2017. 7

ANALYTICAL STUDY OF THE EXPERIMENT PERFORMED FOR SEISMIC RESISTANCE EVALUATION OF AN EXISTING FOOTING WITH MULTI-ROW PILES

Takashi ANDO, Masahiro HATTORI and Masatsugu SHINOHARA

For seismic resistance evaluation of an existing footing with multi-row piles, a horizontal loading experiment was carried out using a 1/10 scale specimen, and an analytical study was conducted on it using a three-dimensional elastic finite element method. The results showed that arc-shaped cracks would occur inside the footing due to the seismic forces. However, it was also found that the footing would still have sufficient rigidity, resisting the cracks over its full width.

安藤 高士



阪神高速道路株式会社
計画部 事業計画課
Takashi Ando

服部 匡洋



(一財)阪神高速道路技術センター
調査研究部 調査研究第一課
Masahiro Hattori

篠原 聖二



阪神高速道路株式会社
技報部 技術推進室
Masatsugu Shinohara