

### 3.10 道路橋基礎の耐震性能評価手法の高度化に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 26～平 27

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：星隈順一，七澤利明，岡田太賀雄，  
河野哲也，谷本俊輔

#### 【要旨】

既設橋の耐震補強の必要性や優先度を評価し効率的に耐震補強を実施するためには、基礎の有する地震時の耐荷特性を適切に評価する必要があるとともに、現在の設計で用いられている上部構造からの慣性力を作用させ地震時の応答を評価するという手法ではなく、地盤変位の影響も含めた基礎の地震時の応答を動的解析により直接的に評価するという手法を構築することが有用であると考えられる。本研究課題は橋梁の地震時挙動の推定手法に基づく基礎の限界状態や、照査項目、照査値等を取りまとめて設計法として開発することを目的として検討するものである。

H26 年度は、撤去橋梁から抜き取った基礎杭を用いた載荷実験及び既製 RC 杭基礎模型を用いた載荷実験によりその耐荷特性、塑性変形能を把握し、既設橋基礎の部材としての限界状態について検討した。

キーワード：道路橋基礎，既設橋梁，既製コンクリート杭，地震時限界状態，耐震性能評価

#### 1. はじめに

既設橋の耐震性能の評価を行うにあたっては、地震時に橋がどのような挙動を示すのかを把握する必要があるが、特に古い基準で設計された基礎の耐荷力や変形能の評価については、そもそもレベル2地震動に対する耐震性能の照査を行っていなかったことから、どのような破壊性状となるのか知見が十分ではなく、限界状態についても明確ではない。木村ら<sup>1)</sup>は組杭模型を用いた気中での正負交番載荷実験により、杭基礎の塑性変形能について評価しているが、対象が場所打ち杭、PHC杭（JIS杭，JIS強化杭）である。既製コンクリート杭については昭和46年道路橋耐震設計指針<sup>2)</sup>よりも前の基準で設計されている事例が多く、古い年代ではPHC杭よりもRC杭が使われている事例も多いが、RC杭については文献1)では対象とされておらず、破壊性状についての知見は十分ではない。

新設橋においては、一般的に基礎に塑性化を考慮せず、橋脚基部に主たる塑性化を考慮した設計が行われているが、既設橋においては求める耐震性能を踏まえて、基礎に塑性化を考慮することも考えられる。そのため、当時の設計基準で示されていた許容応力度等の値を用いて基礎の照査で必要となる降伏耐力やせん断耐力を評価するよりも、既設橋基礎の構造条件や地盤

条件等が明確であれば、より実際の値に近い耐力特性や変形特性を評価することができ、橋全体として耐震性能の評価や耐震補強の必要性の検討が合理的に行えるようになってくると考えられる。

平成 26 年度は、既設の橋梁基礎に対する限界状態を把握することを目的として、平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による被災を受け、架替えとなった橋梁から撤去した既製 RC 杭を用いた載荷試験及びこの当時の基準を参考に設定した諸元を用いた既製 RC 杭基礎模型（組杭模型）を用いた気中での正負交番載荷試験を行った。耐荷力や変形能および最終的な破壊性状について確認した結果を報告する。

#### 2. 撤去橋梁から抜き取った既製 RC 杭を用いた載荷試験

##### 2.1 試験概要

##### 2.1.1 ケースの設定

試験状況および試験装置の概要を写真-2.1および図-2.1に示す。試験は曲げ・せん断試験方法を記載したJIS A 5363:2010（プレキャストコンクリート製品-性能試験方法通則）および正負交番載荷試験を記載したJIS A 5373:2010（プレキャストプレストレストコンクリート製品-附属書E）に基づいて行った。試験ケース

は、表-2.1に示す5ケースであり、その内訳は下記のとおりである。曲げ耐力および変形能の確認のため、せん断スパン比を4.0と大きく設定した曲げ試験をAとし、そのうち、一方向载荷したケースをA-1、正負交番繰返し载荷したケースをA-2とした。またせん断耐力の確認を目的として、せん断スパン比を1.0と設定したせん断試験をBとし、せん断スパン比を1.5としたケースをCとした。さらに、せん断試験Bのうち、中詰コンクリートの有無による耐荷力の違いを確認するため、中詰コンクリートのないケースをB-1、中詰コンクリートのあるケースをB-2と設定した。なお、せん断試験についてはいずれも一方向载荷による試験である。

### 2.1.2 载荷方法

载荷方法は、最大荷重まで荷重制御（载荷速度3kN/min）、変位急増点以降は変位制御（载荷速度1mm/10s）で载荷した。なお、計測は2kNピッチである。また、作用させた正負交番荷重を図-2.2に示す。本試験体には、载荷試験前に既にひび割れが生じていたこと、また古い基準で設計されたものであるために、降伏荷重を設定することが困難であったことから、徐々に荷重を载荷していき、荷重増加が鈍った時点以降降伏荷重時とみなし、その時点の変位量を降伏変位 $1\delta_y$ とし正負交番载荷を3回、その後 $1\delta_y$ ずつ増加させて载荷させるものとした。なお、試験は、計測機器や载荷ジャッキの制限に達するまで行った。

### 2.1.3 試験体

試験体の諸元を表-2.1に示す。試験体は、建設後56年程経過した橋梁で、平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による被災で架替えとなったことを契機に撤去された実橋で用いられた既製RC杭である。前述のように、撤去時には既にひび割れが発生（以降、既存ひび割れと呼称）していたため、载荷試験に先立ち、試験体を洗浄した上で、ひび割れの状況を記録した。ただし、高圧洗浄でも落とせない範囲が一部生じており、その部分は記録できなかった。

各杭体の断面状況を観察した結果、写真-2.2に示すように杭の外径が300mm、内径が180mmで、コンクリート厚が60mmの中空の断面であった。配筋状況は、軸方向鉄筋 $\phi 8\text{mm} \times 11$ 本(軸方向鉄筋比1.22%)、用心鉄筋 $\phi 4\text{mm}$ は軸方向鉄筋を取り囲むようにラセン状に配置(以降、スパイラル筋と呼称)され、その間隔は100mm程度であることを確認した。杭長は、試験種類(曲げ、せん断)に応じた長さとし、ひび割れの少ない部分を選定して切断した。所定の位置で切断したところ、各杭体とも土砂が内部に堆積していたため、洗浄を行っ



写真-2.1 試験状況 (A-1試験体の例)

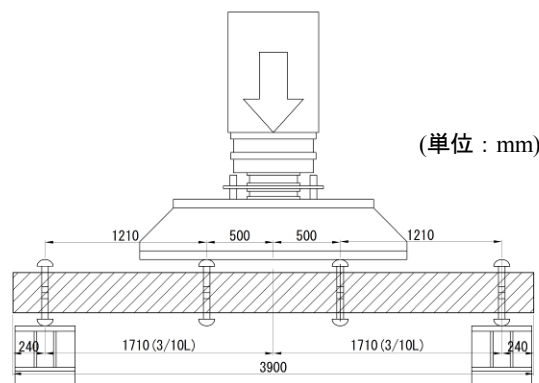


図-2.1 試験装置概要 (A-1 試験体の例)

表-2.1 試験体の諸元一覧

試験体名称	試験種類	杭径 D	長さ L	载荷方法	せん断スパン比	せん断スパン長	载荷スパン長	中詰めコンクリート
A-1	曲げ	300	3900	一方向静的	4.0	1210	1000	なし
A-2		300	5700	正負交番繰返し	4.0	1210	1000	なし
B-1	せん断	300	2800	一方向静的	1.0	300	1000	なし
B-2		300	2800	一方向静的	1.0	300	1000	あり
C-1		300	3100	一方向静的	1.5	450	1000	なし

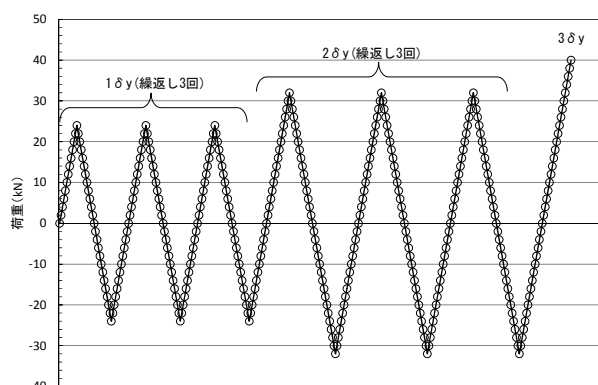


図-2.2 正負交番载荷サイクル

た。なお、A-1 試験体については、一部の領域において内部の高圧洗浄を行っても取れず詰まった状態となっていたが、载荷試験時には、この詰まった領域が曲げ区間外になるように試験体を製作した。また B-2 試験体は、杭の全長にわたって、新規に中詰めコンク

リートを打設した。設計基準強度は21N/mm<sup>2</sup>とした。

表-2.2に、材料試験による結果を示す。各値は3試験体の平均値である。それぞれの試験体を切り取った各杭体からコアおよび主鉄筋をそれぞれ3本採取した。採取したコンクリートコア供試体を用いて圧縮強度試験(JIS A 1107)を行った結果、A-2試験体とB-1試験体において34.2N/mm<sup>2</sup>であった。なお、採取コアの製作にあたって、鉄筋を避けて出来る限り大きく製作しようとしたものの、得られたコアの直径は31mmであり、JIS規格の直径100mmよりも小さいものとなったが、特に補正はしていない。これは、この当時のJIS基準によると、既製RC杭の圧縮強度は35N/mm<sup>2</sup>以上とされていたことから、大きく乖離した値ではないと判断したためである。なお、スパイラル筋の引張強度試験は、大きく変形した鉄筋に対して困難であると判断して実施していない。

### 2.1.4 計測項目

杭の変位を計測するために、図-2.3に示す位置に変位計を設置した。杭体のたわみを計測するため、左右の載荷点と支間中央部の3カ所、手前側と奥側の2カ所で計6カ所、また支点上にも4カ所設置した。

## 2.2 試験結果

載荷荷重と変形（支間中央部での鉛直変位計による値）の関係を図-2.4に、最大荷重とその時の中央変位を表-2.3に示す。また各試験体における損傷状況の写真を写真-2.3、その展開図を図-2.5に示す。既存ひび割れを青色の細い破線、本試験時のひび割れを赤色の太い実線、試験時上面を△、試験時下面を▽、支持位置および載荷位置を斜線で網掛けした範囲で表した。杭体の損傷は次のとおり進行した。

A-1試験体の損傷状況は、25kN辺りから支間中央部において、既存のひび割れ幅が拡がり、50.9kNで最大荷重を迎えた。それ以降は、変位およびひび割れ幅が増大するのみで、耐力一定のまま耐力低下には至らなかった。これは、写真-2.3(a)に示すように、軸方向鉄筋の形状が丸鋼のため、ひび割れ幅が拡がると同時に鉄筋の付着切れと伸びが生じていたためと考えられる。

A-2試験体も、A-1試験体と同様な荷重-変位関係を示し、図-2.6に示すように8δyの変形が生じた場合でも最大荷重の約8割の荷重が保持できていることを確認した。また既存のひび割れ幅が拡がると同時に、鉄筋の伸び出しが生じているものと考えられる。荷重-変位履歴図より、RC橋脚の履歴特性とは異なり、鉄筋の引張試験のような履歴を示していることから鉄筋の伸

表-2.2 材料試験結果

		A-1	A-2	B-1	B-2	C-1	
コンクリート	杭本体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	39.8	34.2	34.2	39.8	40.0
		弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	48.29	41.56	41.56	48.29	41.45
	中詰部	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	-	-	-	24.8	-
		弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	-	-	-	19.96	-
杭の軸方向鉄筋 (φ8)	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	327.8	306.8	306.8	327.8	328.0	
	降伏ひずみ (μ)	1534	1632	1632	1534	1559	
	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	213.51	196.58	196.58	213.51	210.4	

表-2.3 試験結果一覧

試験体名称	試験種類	最大荷重 Pmax (kN)		最大荷重時の中央変位 δ (mm)		備考
A-1	曲げ	50.9		65.33		
A-2		49.1	-47.6	19.63	-9.43	下向き載荷時を正值
B-1	せん断	293.3		25.89		
B-2		327.9		18.05		中詰あり
C-1		172.2		26.3		



写真-2.2 試験体の切断後断面状況

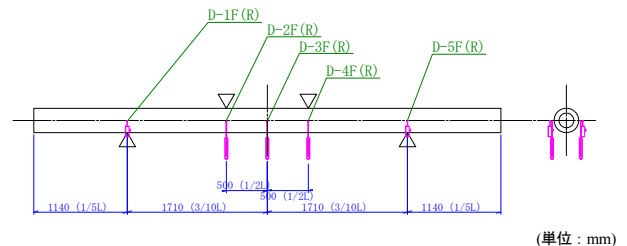


図-2.3 杭の変位計測の例 (試験体A-2の場合)

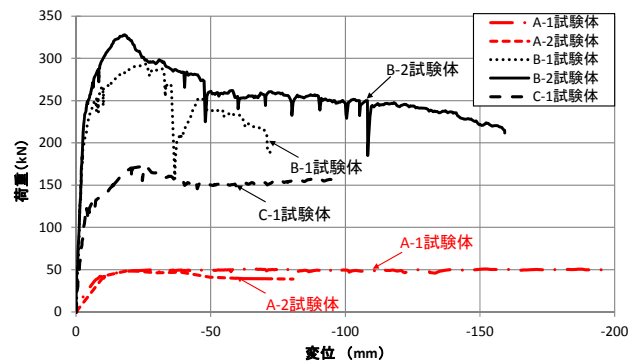


図-2.4 杭体の荷重-変位関係

び出しが支配的に生じているものと考えられる。

B-1試験体は、写真-2.3(c)に示すように最大荷重時の直前において、せん断クラックが左右それぞれに1本ずつ生じたが、その後進展はなく、支間中央付近にて曲げひび割れ幅が増大し、試験終了した。

B-2試験体は、B-1試験体に比べて、せん断クラック



(a) A-1試験体



(b) A-2試験体



(c) B-1試験体

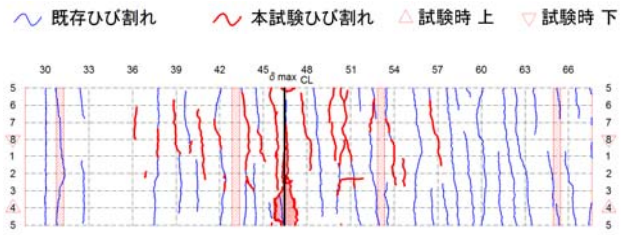


(d) B-2試験体

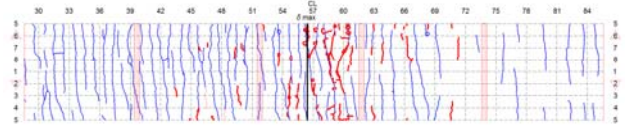


(e) C-1試験体

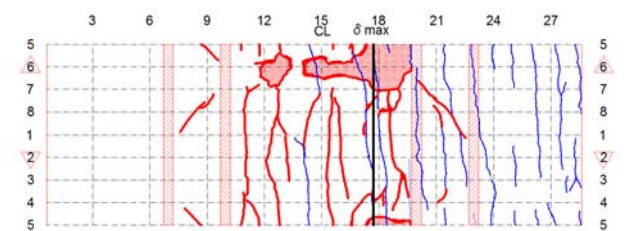
写真-2.3 損傷状況写真



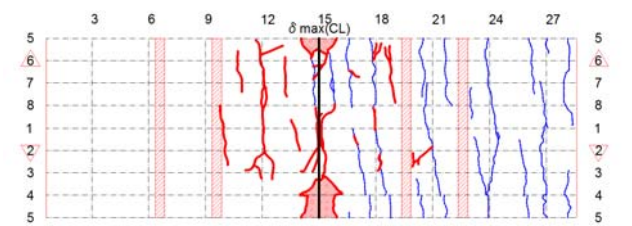
(a) A-1試験体



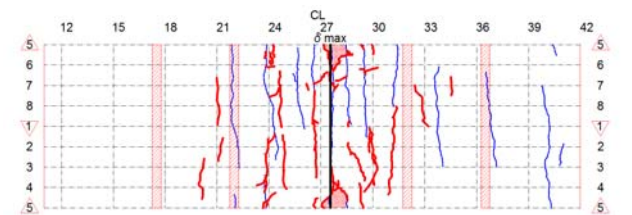
(b) A-2試験体



(c) B-1試験体



(d) B-2試験体



(e) C-1試験体

図-2.5 杭体の損傷状況展開図

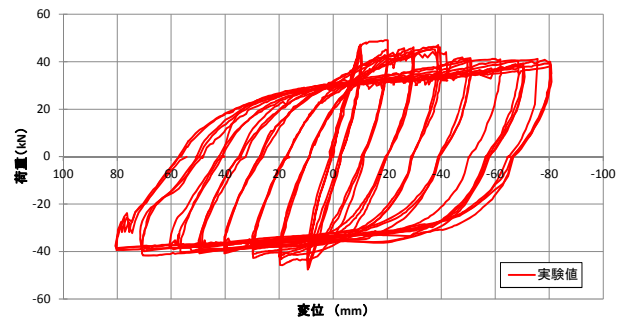


図-2.6 A-2試験体の荷重-履歴図

が1本も生じることなく、曲げ破壊にて試験終了した。これは、中詰コンクリートが入っている影響でせん断クラックが生じにくくなったものと考えられる。また、最大荷重時より耐力が低下しているが、これはコンクリートの圧縮破壊により圧縮抵抗断面が減少したためであると考えられる。

C-1 試験体は、せん断スパン比を1.5としたが、せん断クラックも入らず、曲げ破壊にて試験終了した。なお、図-2.5にひび割れ幅が広がった最大変形位置  $\delta_{max}$  を太線で示すが、A-1, A-2, B-1, C-1 試験体において支間中央部の変位が最大とはならなかった。これは最大曲げモーメントが生じる位置であるはずの中央位置ではなく、既存ひび割れ箇所で曲げモーメントが先に杭体の降伏に達し、変形が生じたものと考えられる。このため、図-2.4および表-2.3に示す変位については杭体の最大変位箇所の変位量ではない場合がある。

### 2.3 既製RC杭のせん断耐力

既設橋梁から撤去した既製RC杭を用いた载荷試験の結果から既製RC杭の耐荷性能が確認できるとともに、いずれの試験においても最終的な破壊性状が曲げ破壊であることが確認された。せん断試験で破壊すると想定された試験体に対しても、せん断破壊せず、曲げ破壊に至ったのは、実際のせん断耐力が大きかったため、曲げ破壊が先行したものと考えられる。そこで、既製RC杭のせん断耐力について道路橋示方書の規定に基づき算出し、実験結果との比較により、その要因について考察する。

既製RC杭のせん断耐力はコンクリートが負担するせん断耐力とせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力の和で表される。コンクリートが負担するせん断耐力  $S_c$  は以下の式(1)で表される。

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_N \cdot \tau_c \cdot b \cdot d = c_N \cdot \tau_a \cdot b \cdot d \dots\dots(1)$$

ここで、

$c_c$ : 荷重の正負交番繰り返し作用の影響に関する補正係数

$c_e$ : 有効高  $d$  に関する補正係数

$c_{pt}$ : 軸方向引張鉄筋比  $p_t$  に関する補正係数

$c_N$ : 軸方向圧縮力による補正係数

$\tau_c$ : 許容せん断応力度

$b$ : 部材断面幅で  $t\sqrt{\pi}$ , ここで  $t$  は杭の肉厚で60mm

$d$ : 部材有効高で  $h/2 + 2\sqrt{(2r_s)/\pi}$ ,

ここで、 $h$  は等積箱形断面の部材断面での部材高で  $h = 1/2 \cdot \sqrt{\pi} \cdot D$ ,  $r_s$  は円中心から主鉄筋重心

までの距離で120mm,  $D$  は杭の外径で300mm  
 $\tau_a$ : 文献3)に基づき,  $c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c = 1.5 \tau_c$   
 である。

既製RC杭の許容せん断応力度については平成14年3月の道路橋示方書・同解説IV下部構造編<sup>3)</sup>に規定されており、設計基準強度が40N/mm<sup>2</sup>の場合、 $\tau_a = 0.54$  N/mm<sup>2</sup>(=1.5×0.36)である。試験体A-2, B-1ではコンクリートの圧縮強度が34.2N/mm<sup>2</sup>であったことから、既製RC杭の許容せん断応力度の元となっている道路橋示方書IIIコンクリート橋編<sup>4)</sup>の規定に基づき、設計基準強度が30~40N/mm<sup>2</sup>の値を元に線形補間し算出した許容せん断応力度である0.49N/mm<sup>2</sup>を用いて評価することとした。軸方向圧縮力による補正係数  $c_N$  は、軸力が零であることから、下限値である  $c_N = 1.0$  と設定した。

スパイラル筋が負担するせん断耐力については道路橋示方書IV下部構造編<sup>3)</sup>に示される最小鉄筋量以下 ( $\rho_s \cdot \sigma_{sy} \leq 2.45$ ) であったが、寄与した場合の影響について確認することとした。なお、スパイラル筋(普通鉄線)の降伏点については明確ではないことから、道路橋示方書IV下部構造編<sup>3)</sup>に記載されている斜引張鉄筋の降伏点の上限値である345N/mm<sup>2</sup>として評価した。なお、鉄筋と鉛直軸がなす角度は90°とした。

この他、中詰めコンクリートについても有無による差を考慮することとし、試験時の圧縮強度は24.8N/mm<sup>2</sup>であることから、設計基準強度24N/mm<sup>2</sup>と概ね同様な値であると考え、道路橋示方書IV下部構造編<sup>3)</sup>に基づき  $\tau_c = 0.35$  N/mm<sup>2</sup> として算出した。

また、せん断スパン  $a$  が有効高  $d$  の2.5倍以下となるB-1, B-2, C-1試験体では、道路橋示方書IV下部構造編<sup>3)</sup>の規定に基づき、せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力に割増し係数  $c_{dc}$  を乗じて評価した。B-1, B-2試験体は  $c_{dc} = 4.0$ , C-1試験体は  $c_{dc} = 2.5$  と設定した。

表-2.4に各ケースのせん断耐力および実験結果から得られる最大荷重を示す。なお、せん断スパン間における作用せん断力とせん断耐力の計算値を比較するために、载荷ジャッキ位置で計測された最大荷重値を1/2倍している。実験結果の最大荷重において、せん断破壊していないが、A-1, A-2については、スパイラル筋をせん断補強鉄筋として考慮することで、実験の最大荷重を超える結果となった。また、B-1, B-2, C-1については全ての効果を考慮したケースにおいても、実験の最大荷重以下であり、せん断耐力を過小に評価していることがわかる。

コンクリートが負担するせん断耐力については、 $c_c \cdot$

$c_e \cdot c_{pl} \cdot \tau_c = 1.5\tau_c$ としており、有効高に関する効果については設計に用いる値として安全側に設定されていると考えられるため、図-2.7に示すように寸法効果の及ぼす影響を検討した文献5),6)を参考にコンクリートが負担するせん断応力度について評価することとした。この寸法効果の影響については、強度が大きなコンクリートを対象に検討したものではないが、同様の傾向があると考えたものである。本試験で用いた杭体の有効高 $d$ は241mmであることから、文献5),6)に基づきコンクリートが負担することができるせん断応力度を算出すると、平均値から $-2\sigma$ 安全側に設定した値は $0.86\text{N/mm}^2$ 、平均値は $1.15\text{N/mm}^2$ である。これらを用いて算出した結果を表-2.5および表-2.6に示す。B-1, B-2, C-1については全ての効果を考慮したケースにおいても、最大荷重を超えない結果となった。よって、本実験で用いた既製RC杭のコンクリートのせん断耐力 $S_c$ は、せん断スパン比の影響や文献5),6)に基づいたコンクリートが負担することができる許容せん断応力度を考慮しても過小な評価となっている。ここで、せん断スパン比の影響を考慮するために設定された割増し係数 $c_{dc}$ は、はりをを用いたせん断破壊試験の結果を踏まえて設定されているが、試験体によるバラツキが大きく、試験結果を踏まえて安全側に設定されている<sup>7)</sup>。実験結果に対してせん断耐力の評価値が過小となったのは、このようなせん断耐力の評価式に含まれている安全側の考え方が複合していることが要因として考えられ、これについてはさらに分析していく必要がある。

### 3. 既製RC杭基礎模型を用いた正負交番載荷試験

#### 3.1 試験概要

##### 3.1.1 供試体

図-3.1に実験で用いた既製RC杭模型を示す。杭模型は直径 $D$ が300mm、内径が180mmの中空の断面であり、長さは両端にフーチングへの埋め込み長として杭の直径 $D$ と同じ300mmを含む長さ2,400mm、本体部分が1,800mmの杭模型である。この杭長については文献1)を参考に水平力 $H$ と曲げモーメント $M$ の比率 $M/H=2.5\text{m}$ となるように設定している。また、杭の軸方向鉄筋はコンクリート厚の中央位置に設置している。当時の基準を参考に、杭の軸方向鉄筋は $\phi 9\text{mm}$ (SR235)を10本とした。鉄筋比は1.41%である。用心鉄筋はスパイラル筋とし $\phi 3.2\text{mm}$ (SWM-B)の普通鉄線を100mm間隔で設置した。完成した鉄筋かごを鋼製型枠にセットし、コンクリート打設後に遠心成形し製作した。杭のコンクリートの設計基準強度は $40\text{N/mm}^2$ である。2

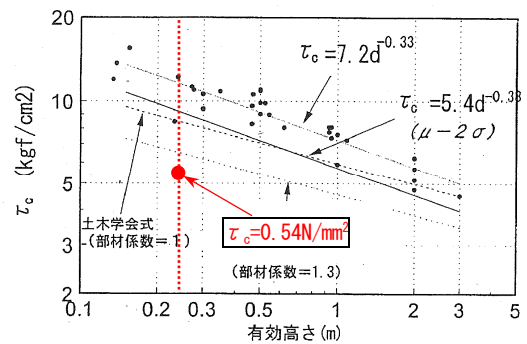


図-2.7 鉄筋コンクリート部材のせん断載荷試験に基づく寸法効果の影響 (文献5),6)に加筆)

表-2.4 既製RC杭のせん断耐力一覧

各部材が負担するせん断耐力	せん断耐力 (kN)				
	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1
コンクリートが負担するせん断耐力 $S_c$	13.8	12.6	12.6	13.8	13.8
スパイラル筋が負担するせん断耐力 $S_s$	18.2	18.2	18.2	18.2	18.2
申請めコンクリート負担分 $S_c'$	-	-	-	8.9	-
合計	32.0	30.7	30.7	40.9	32.0

各部材が負担するせん断耐力	せん断耐力 (kN)				
	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1
コンクリートが負担するせん断耐力 $S_c \cdot c_{dc}$	13.8	12.6	50.2	55.4	34.6
スパイラル筋が負担するせん断耐力 $S_s \cdot c_{dc}$	18.2	18.2	7.3	7.3	10.9
申請めコンクリート負担分 $S_c'$	-	-	-	8.9	-
合計	32.0	30.7	57.5	71.5	45.5

各部材が負担するせん断耐力	せん断耐力 (kN)				
	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1
実験値 (最大荷重 $P_u$ )	50.9	49.1	293.3	327.9	172.2
実験値 (作用せん断力相当 $P_u/2$ )	25.5	24.6	146.7	164.0	86.1

表-2.5 既製RC杭のせん断耐力一覧 (コンクリートのせん断耐力を文献5),6)に基づき平均値から $-2\sigma$ 安全側に設定した場合)

各部材が負担するせん断耐力	せん断耐力 (kN)				
	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1
コンクリートが負担するせん断耐力 $S_c$	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1
スパイラル筋が負担するせん断耐力 $S_s$	18.2	18.2	18.2	18.2	18.2
申請めコンクリート負担分 $S_c'$	-	-	-	8.9	-
合計	40.3	40.3	40.3	49.2	40.3

各部材が負担するせん断耐力	せん断耐力 (kN)				
	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1
コンクリートが負担するせん断耐力 $S_c \cdot c_{dc}$	22.1	22.1	88.5	88.5	55.3
スパイラル筋が負担するせん断耐力 $S_s \cdot c_{dc}$	18.2	18.2	7.3	7.3	10.9
申請めコンクリート負担分 $S_c'$	-	-	-	8.9	-
合計	40.3	40.3	95.8	104.7	66.2

表-2.6 既製RC杭のせん断耐力一覧 (コンクリートのせん断耐力を文献5),6)に基づき平均値に設定した場合)

各部材が負担するせん断耐力	せん断耐力 (kN)				
	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1
コンクリートが負担するせん断耐力 $S_c$	29.5	29.5	29.5	29.5	29.5
スパイラル筋が負担するせん断耐力 $S_s$	18.2	18.2	18.2	18.2	18.2
申請めコンクリート負担分 $S_c'$	-	-	-	8.9	-
合計	47.7	47.7	47.7	56.6	47.7

各部材が負担するせん断耐力	せん断耐力 (kN)				
	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1
コンクリートが負担するせん断耐力 $S_c \cdot c_{dc}$	29.5	29.5	118.0	118.0	73.8
スパイラル筋が負担するせん断耐力 $S_s \cdot c_{dc}$	18.2	18.2	7.3	7.3	10.9
申請めコンクリート負担分 $S_c'$	-	-	-	8.9	-
合計	47.7	47.7	125.3	134.2	84.7

章で用いた既製RC杭は材料試験結果から圧縮強度 $35\text{N/mm}^2$ 程度であり、これは当時の昭和30年代のJIS基準に基づくと考えられる結果であったが、ここでは製

造の都合から昭和40年代後半のJIS基準によるコンクリートの圧縮強度である $40\text{N/mm}^2$ としている。なお、遠心成形により製作しているが、製作機の都合により脱水が十分にできず、写真-3.1に示すように内空部にセメントミルクのようなものが養生時に堆積し固結している。ただし、ハンマーで叩くと壊れ、コンクリートのような強度を有していないことを確認している。

この杭を2列×3本配置し、両端をフーチングと結合した。杭中心間隔は $2.5D$ である。杭は荷重方向に対して軸方向鉄筋が最外縁に配置されるように設置している。杭とフーチングの結合方法は当時の基準を踏まえ道路橋示方書IV下部構造編(H14.3)<sup>3)</sup>における結合方法Aとした。杭径分の $300\text{mm}$ を埋め込んでおり、結合部の中空断面内には中詰めコンクリートを打設している。中詰めコンクリートの範囲は、杭の両端から $450\text{mm}$ ずつであり、フーチングとの境界面から杭径の半分である $150\text{mm}$ までの範囲である。杭の中詰めコンクリートおよびフーチングのコンクリートの設計基準強度は $21\text{N/mm}^2$ である。フーチングに用いた鉄筋には、当時用いられていたSD295は入手が困難であったことからSD345を用いた。

表-3.1に材料試験結果を示す。表内の数値は3試験体の試験結果の平均値である。ただし、杭のスパイラル筋については、材料試験は実施しておらずミルシートの値である。

### 3.1.2 供試体のセットアップと荷重方法

図-3.2および写真-3.2に供試体のセットアップの状況を示す。供試体は床面に対して平行になるように横向きに設置し、反力床に固定された鉄筋コンクリート製の供試体固定ブロックに杭基礎模型の固定側フーチングをPC鋼棒にて緊張固定した。なお、供試体に作用する水平力に対して確実に固定する必要があることから、供試体固定ブロックはPC鋼棒で反力床に取り付けるとともに、側面をジャッキにより固定している。

鉛直方向荷重は、荷重側フーチング頭部に軸力荷重装置を設置し、供試体に杭一本あたりの軸力が $137.2\text{kN}$ となるように $824\text{kN}$ を荷重した。一本あたりの軸力は文献1)を参考に一般的な橋脚の杭基礎となるように設定している。なお、軸力荷重装置は供試体の水平変位に対して追従することができる。

水平方向荷重は、荷重側フーチング側面中央部に水平荷重装置を設置し、基準変位 $\delta_0$ の整数倍の水平変位を各荷重ステップにおいて3回繰返す漸増荷重とした。基準変位は道路橋示方書<sup>8)</sup>で規定する杭基礎の降伏となる状態とし、供試体の3列の杭に取り付けられた軸方

表-3.1 材料試験結果

		圧縮強度	弾性係数
コンクリート	杭本体	$53.2\text{N/mm}^2$	$26.6\text{kN/mm}^2$
	杭の中詰め部	$20.2\text{N/mm}^2$	$17.7\text{kN/mm}^2$
	フーチング(固定側)	$27.4\text{N/mm}^2$	$19.9\text{kN/mm}^2$
	フーチング(荷重側)	$26.4\text{N/mm}^2$	$21.0\text{kN/mm}^2$
		降伏強度	弾性係数
杭の主鉄筋( $\phi 9, \text{SR235}$ )		$355.0\text{N/mm}^2$	$206.3\text{kN/mm}^2$
フーチング(D19, SD345)		$382.3\text{N/mm}^2$	$194.2\text{kN/mm}^2$
		引張強さ	-
杭のスパイラル筋( $\phi 3.2, \text{SWM-B}$ )		$626\text{N/mm}^2$	-

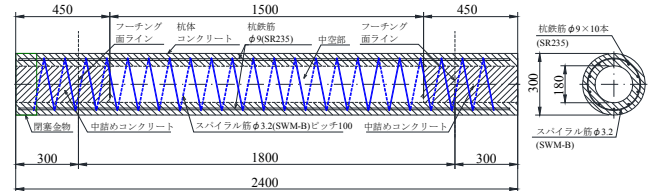


図-3.1 既製RC杭



写真-3.1 既製RC杭模型の断面

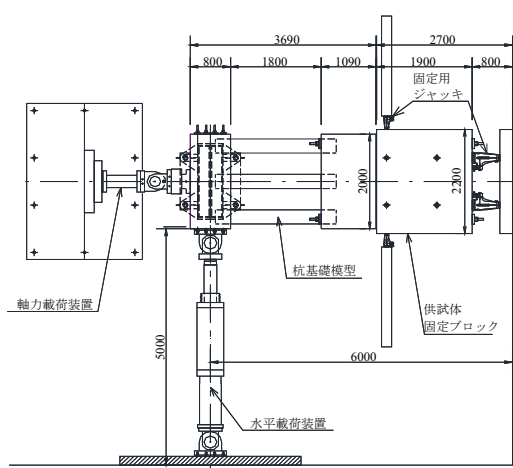
向鉄筋のひずみが3列とも降伏値に達した時点の水平変位である $7.2\text{mm}$ を基準変位 $\delta_0$ とした。

なお、杭体については、水平荷重装置が取り付けられた側から順に上段をA杭、B杭、C杭、下段をD杭、E杭、F杭と呼称する。また、各杭の側面については水平荷重装置側をL側、その逆側をR側と呼称する。

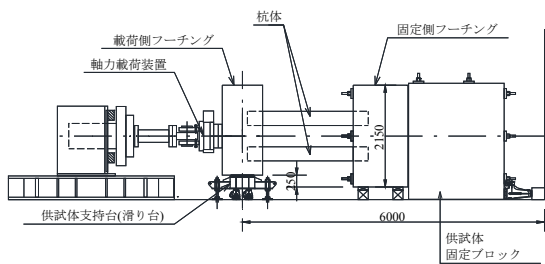
### 3.1.3 計測項目

主な計測項目は、荷重装置に内蔵されているロードセルによる鉛直荷重および水平荷重、荷重点位置でのフーチングの水平変位および各杭体の水平変位、杭模型の軸方向鉄筋およびフーチング内の杭結合部周りの鉄筋のひずみ、杭体のフーチングからの伸び出し量とフーチングとの結合部の杭の曲率である。

各杭体の水平変位については固定側フーチングから $450\text{mm}$ 間隔の位置で計3点計測した。杭模型の軸方向鉄筋に貼り付けたひずみゲージについては、軸方向に対しては、両フーチングと杭との結合位置およびその両側に $150\text{mm}$ の間隔をあけた位置と、杭中央位置とその両側に $375\text{mm}$ の間隔をあけた位置の9段面に対して設置しており、各段面においては、最外縁の両軸方向鉄筋の外側にひずみゲージを設置している。杭体の



(a) 上面図



(b) 側面図

図-3.2 供試体の設置状況

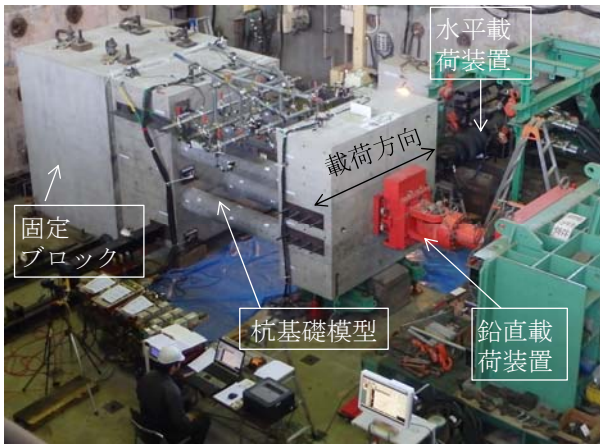


写真-3.2 供試体の設置状況

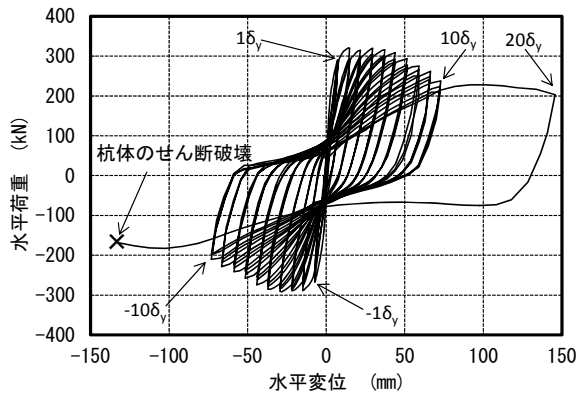


図-3.3 水平荷重—水平変位関係

フーチングからの伸び出し量とフーチングとの結合部の杭の曲率については、各杭とフーチング結合箇所において、各杭体の中央位置から75mmずつ離れた2箇所に変位計を設置し、フーチング面からの杭軸方向への変位量を計測し、その平均値を杭体の伸び出し量、その差分と設置間隔から算出される値を曲率として算出している。

なお、杭の変位および杭の軸方向鉄筋のひずみについては、2列の杭が概ね同様の挙動を示すと考えられたことから、上段の1列分を計測した。また、水平変位および水平荷重は押し側を正としている。

### 3.2 試験結果

図-3.3に載荷試験により得られた水平荷重と水平変位の関係を示す。載荷変位が6.0mmで引抜き側の杭と中央の杭の軸方向鉄筋が降伏に達し、載荷変位が7.2mmで押し込み側の杭の軸方向鉄筋も降伏に達した。この水平変位を降伏変位 $\delta_v$ とした。載荷変位を $1\delta_v$ として3回繰返しの正負交番載荷を行った後、ほとんどの杭でフーチング部との付け根部にクラックが発生している。また、この時の最大水平荷重は正側で290.5kN、負側で267.5kNであった。2 $\delta_v$ において、クラックが進展するとともに、正側で最大水平荷重320.8kNとなった。3 $\delta_v$ 、4 $\delta_v$ と変位を増加させると、最大水平変位時にフーチングと杭との付け根部の境界において、杭が伸び出したような様子が確認された。また、負側で最大水平荷重291.5kNとなった。5 $\delta_v$ においては最大水平変位時に写真-3.3に示すように明確に伸び出した跡が確認された。また、新たなクラックの発生は少なくなった。6 $\delta_v$ 、7 $\delta_v$ においては新たなクラックの発生はほぼ無くなり、杭とフーチングの付け根部の剥離箇所が増えてきた。また、7 $\delta_v$ 時の負側の最大水平荷重は1 $\delta_v$ 時の負側の最大水平荷重よりも小さくなった。8 $\delta_v$ においてはかぶりコンクリートの剥離が進展するとともに、写真-3.4に示すように1サイクル目の負側の載荷中に載荷側フーチング近傍のF杭のL側においてスパイラル筋が破断した。また、正側の最大水平荷重は1 $\delta_v$ 時の正側の最大水平荷重よりも小さくなった。9 $\delta_v$ においてもかぶりコンクリートの剥離が進展するとともに、2サイクル目の正側の載荷中に写真-3.5に示すように載荷側フーチングの近傍のD杭とE杭のL側においてスパイラル筋が破断した。杭の軸方向鉄筋がはらみだしているのが確認できる。また、3サイクル目のゼロ点に戻る最中に載荷側フーチングの近傍のC杭のL側においてスパイラル筋が破断した。10 $\delta_v$ においてもかぶりコンクリートの剥離が進展した。最大水平荷重は正側で





写真-3.3 杭の抜け出しの状況 (-5 $\delta$ ,時)



写真-3.4 F杭のスパイラル筋の破断状況 (-8 $\delta$ ,時)



(a) D杭



(b) E杭



(c) C杭

写真-3.5 スパイラル筋の破断・軸方向鉄筋のはらみ出しの状況 (9 $\delta$ ,時)



写真-3.6 縦方向のクラックの発生状況 (20 $\delta$ ,時)

238.0kN, 負側で210.3kNであり, 1 $\delta$ 時の約8割程度まで減少した. 変形能がある程度確認されたことから, 最終的な破壊形状を確認するために20 $\delta$ の载荷を行った. 正側においては, 写真-3.6に示すように载荷側フーチングの近傍B杭, C杭, E杭に縦方向にひび割れが発生した. 負側においては, 载荷途中の変位が130mm程度に達した時に写真-3.7に示すようにD杭の载荷側フーチングの近傍およびA杭の固定側フーチングの近傍においてせん断破壊が生じた. 杭のコンクリートには大きな亀裂が生じていたが, 軸方向鉄筋については, 破断しているか否かは外側からは確認できなかった. これ以上载荷することは困難であるため, この段階で载荷試験を終了とした. このせん断破壊の損傷状況は文献1)に示されているPHC杭 (JIS杭) と同様の破壊性状であった.

図-3.4に杭体の水平変位分布を示す. なお, 杭体は概ね同様の変形であったため, 杭Bについて代表して示している. 各変形量において, 杭体は概ね直線的な変形をしていることがわかる. 図-3.5に基礎の水平変位と各杭体の曲率の関係を示す. 各杭体とも, 水平変位量の増加にともない, 概ね同様に曲率も増加している. 負側の曲率が20 $\delta$ 時にばらついているのは, A杭D杭がせん断破壊したことにより, 押し込み側の杭であるB杭E杭に負担する荷重が大きくなったことや, A杭

D杭では杭体とフーチングの結合部付近に取り付けられた変位計に異常が生じたためと考えられる. 水平変



(a) A杭



(b) D杭

写真-3.7 杭のせん断破壊の状況 ( $-20\delta_y$ 時)

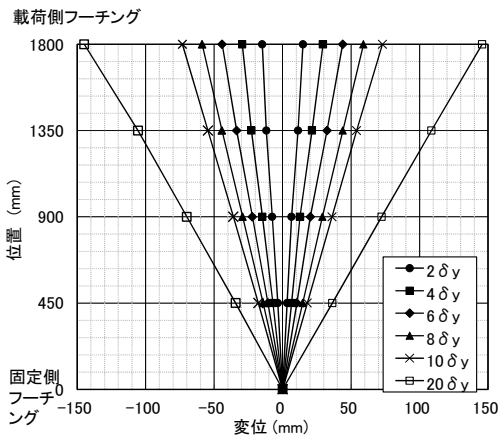


図-3.4 杭体の水平変位分布

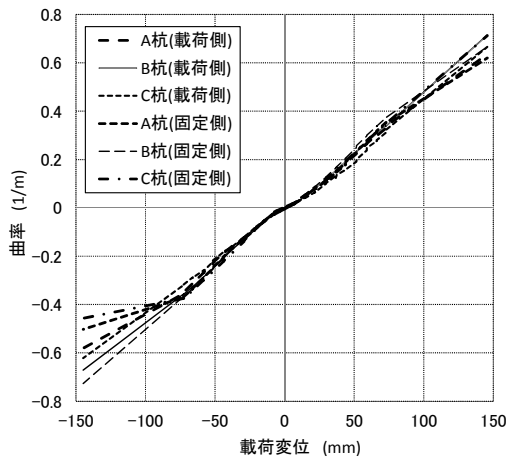
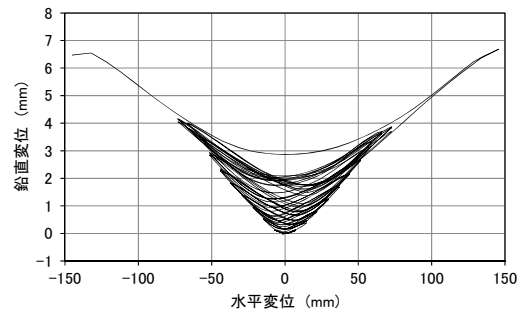
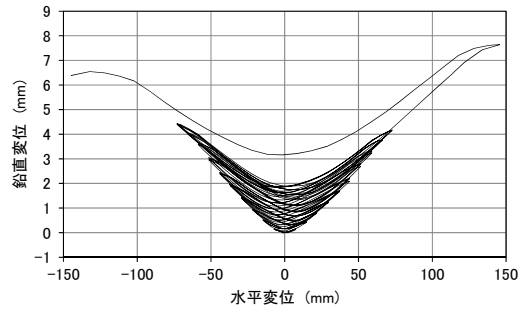


図-3.5 各杭体の曲率と水平変位の関係



(a) 可動側フーチングからの杭体の伸び出し



(b) 固定側フーチングからの杭体の伸び出し

図-3.6 杭体の伸び出し量 (鉛直変位)

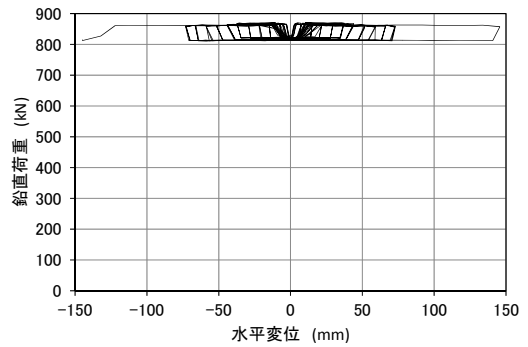


図-3.7 鉛直荷重と水平変位の関係

位の増加にともない、杭体とフーチングの結合部付近のコンクリートの剥離等が生じている载荷試験の結果と、これらの結果は整合するものであることが確認できる。

図-3.6に杭体の伸び出し変位量を示す。杭体と载荷側および固定側のフーチング部との結合部に取り付けた変位計の3本の杭の平均値である。杭体が伸び出している方向を正としている。変位量が増加するとともに、伸び出し量も増えていることがわかる。また、せん断破壊後に少し伸び出し量が減っているが急変していないことがわかる。図-3.7に鉛直荷重と水平変位の関係を示す。せん断破壊後も概ね所定の鉛直荷重を保持できていることがわかる。これは、全杭がせん断破壊したわけではないため、鉛直支持力が喪失するということとはなかったものと考えられる。

### 3.3 既製RC組杭のせん断耐力

既製RC杭基礎模型を用いた正負交番載荷実験の結果から既製RC杭においても変形能が確認できるとともに、最終的な破壊性状がせん断破壊であることが確認された。ただし、RC橋脚のように正負交番繰り返しによる斜めクラックの増加後にせん断耐力が減少し、破壊するという損傷形態ではなかった。既製RC杭のせん断耐力について道路橋示方書の規定に基づき算出し、実験結果との比較により、既製RC杭を用いた杭基礎のせん断耐力について考察する。なお、既製RC杭のせん断耐力は2.3と同様に式(1)より算出した。

既製RC杭の許容せん断応力度については文献3)に規定されており、設計基準強度が $40\text{N/mm}^2$ の場合は $\tau_a=0.54\text{N/mm}^2$ である。既製RC杭の許容せん断応力度は文献4)の規定に基づき定められていることから、本実験ではコンクリートの圧縮強度が $53.2\text{N/mm}^2$ であることを踏まえ、設計基準強度が $40\text{N/mm}^2$ と $60\text{N/mm}^2$ の値を元に線形補間し算出した値である $0.66\text{N/mm}^2$ を許容せん断応力度として評価することとした。 $c_N$ については死荷重による杭頭での軸力を考慮して $c_N=1.16$ とした。なお、図-3.7に示すように鉛直軸力は載荷中に変動しているが、設定した死荷重時である杭一本あたりの軸力である $137.2\text{kN}$ を用いている。

スパイラル筋が負担するせん断耐力については設計上見込むことはできないが、寄与した場合の影響について確認することとした。鉄筋の降伏点については明確ではないこと、どの程度の応力まで見込むことができるか不明であることから、引張強さをを用いた場合と、文献3)で規定される上限値である $345\text{N/mm}^2$ とした場合の2パターンで評価した。また、鉄筋と鉛直軸がなす角度は $90^\circ$ とした。

この他、中詰めコンクリートについても有無による差を確認することとした。中詰めコンクリートの圧縮強度は $20.2\text{N/mm}^2$ であり設計基準強度である $21\text{N/mm}^2$ に達していないが概ね同様の値であると考え、文献3)に基づき $\tau_c=0.33\text{N/mm}^2$ として算出することとした。なお写真-3.2に示すように杭体によってコンクリートが中詰めできる断面積は異なるが一律中空の断面積の0.6倍とした。また、安全側に考え軸力については作用しないとした。

表-3.2に各ケースのせん断耐力を示す。実験結果では最大水平荷重は正側で $320.8\text{kN}$ 、負側で $291.5\text{kN}$ であり、この荷重においては実験供試体にはせん断破壊は生じていないが、いずれのケースにおいてもせん断耐力としてこの荷重レベル以下の評価値となっている。

なお、杭体をファイバー要素でモデル化して杭基礎の降伏となる各杭体の軸方向鉄筋が降伏した時の水平荷重を別途解析したところ $236.8\text{kN}$ であった。この解析との比較からも、基礎の降伏に達する前に杭体がせん断破壊する評価となり、実験結果とは異なる結果を示している。

コンクリートが負担するせん断耐力については、2.3と同様に、寸法効果の及ぼす影響を検討した文献5)、6)を参考にコンクリートが負担するせん断応力度について評価することとした。本試験で用いた杭体の有効高 $d$ は $241\text{mm}$ であることから、文献5)、6)に基づきコンクリートが負担することができるせん断応力度を算出すると、平均値から $-2\sigma$ 安全側に設定した値は $0.86\text{N/mm}^2$ 、平均値は $1.15\text{N/mm}^2$ であり、これらを用いて算出した結果を表-3.3及び表-3.4に示す。どちらのケースも全ての効果を考慮したケースで最大水平荷重である正側 $320.8\text{kN}$ 、負側 $291.5\text{kN}$ と同程度の値になる結果となった。また、コンクリートの負担するせん断耐力を平均値とした場合は、スパイラル筋の効果として $345\text{N/mm}^2$ までとした場合でも、中詰めコンクリートの効果を考慮できれば、同程度の値となった。

一方、せん断破壊時の水平荷重は $168.9\text{kN}$ である。最大水平荷重が発揮された後、変位の増加にともない、コンクリートの剥落、スパイラル筋の破断等により、せん断耐力が低下したためであると考えられる。せん断破壊時には既にその前の載荷ステップにおいてスパイラル筋が計4本切れていたことから、これらの杭にはスパイラル筋の効果が無いと考えられる。そのため、せん断破壊時にはスパイラル筋の効果を見込みすぎていると考えられるため、スパイラル筋の負担するせん断耐力を杭2本分として算出した結果を表-3.5および表-3.6に示す。それぞれ、平均値から $-2\sigma$ 安全側に設定した値である $0.86\text{N/mm}^2$ 、平均値である $1.15\text{N/mm}^2$ を用いて算出したケースである。いずれもスパイラル筋の効果を考慮した場合はせん断破壊時の水平荷重 $168.9\text{kN}$ を超えており、せん断破壊した結果と整合しない。これは、実験では軸方向鉄筋が確認できるほどコンクリートが剥離しておりせん断耐力として負担できるコンクリートの断面積が減少している影響や、コンクリートが負担するせん断耐力の算出に用いたせん断応力についても文献5)、6)に基づき設定した値よりも小さい可能性などが考えられる。この他、実際には軸力は杭体毎に異なり、作用せん断力も杭体毎に異なることから、全杭体の合計したせん断耐力は杭全体の作用せん断力を上回ると評価できる場合でも、押し込

表-3.2 既製RC杭模型のせん断耐力

各部位が負担するせん断耐力(kN)	せん断耐力(kN)			
	$S_c$	$S_c+S_s$	$S_c+S_{c(中詰め)}$	全部
コンクリートが負担するせん断耐力 $S_c$	117.9	●	●	●
スパイラル筋が負担するせん断耐力 $S_s$	126.6			●
(上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	69.8	●		●
中詰めコンクリート負担分 $S_{c(中詰め)}$	30.2		●	●
合計	117.9	244.5	148.1	274.7
(上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	117.9	187.7	148.1	217.9

表-3.3 既製 RC 杭模型のせん断耐力 (コンクリートのせん断耐力を文献 5), 6)に基づき平均値から-2σ安全側に設定した場合)

各部位が負担するせん断耐力(kN)	せん断耐力(kN)			
	$S_c$	$S_c+S_s$	$S_c+S_{c(中詰め)}$	全部
コンクリートが負担するせん断耐力 $S_c$	154.3	●	●	●
スパイラル筋が負担するせん断耐力 $S_s$	126.6			●
(上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	69.8	●		●
中詰めコンクリート負担分 $S_{c(中詰め)}$	30.2		●	●
合計	154.3	280.9	184.5	311.1
(上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	154.3	224.1	184.5	254.3

表-3.4 既製 RC 杭模型のせん断耐力 (コンクリートのせん断耐力を文献 5), 6)に基づき平均値に設定した場合)

各部位が負担するせん断耐力(kN)	せん断耐力(kN)			
	$S_c$	$S_c+S_s$	$S_c+S_{c(中詰め)}$	全部
コンクリートが負担するせん断耐力 $S_c$	205.8	●	●	●
スパイラル筋が負担するせん断耐力 $S_s$	126.6			●
(上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	69.8	●		●
中詰めコンクリート負担分 $S_{c(中詰め)}$	30.2		●	●
合計	205.8	332.4	236	362.6
(上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	205.8	275.6	236	305.8

表-3.5 既製 RC 杭模型のせん断耐力 (スパイラル筋を杭 2 本分のみとし、コンクリートのせん断耐力を文献 5), 6)に基づき平均値から-2σ安全側に設定した場合)

各部位が負担するせん断耐力(kN)	せん断耐力(kN)			
	$S_c$	$S_c+S_s$	$S_c+S_{c(中詰め)}$	全部
コンクリートが負担するせん断耐力 $S_c$	154.3	●	●	●
スパイラル筋が負担するせん断耐力 $S_s$	42.2			●
(上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	23.3	●		●
中詰めコンクリート負担分 $S_{c(中詰め)}$	30.2		●	●
合計	154.3	196.5	184.5	226.7
(上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	154.3	177.6	184.5	207.8

表-3.6 既製 RC 杭模型のせん断耐力 (スパイラル筋を杭 2 本分のみとし、コンクリートのせん断耐力を文献 5), 6)に基づき平均値に設定した場合)

各部位が負担するせん断耐力(kN)	せん断耐力(kN)			
	$S_c$	$S_c+S_s$	$S_c+S_{c(中詰め)}$	全部
コンクリートが負担するせん断耐力 $S_c$	205.8	●	●	●
スパイラル筋が負担するせん断耐力 $S_s$	42.2			●
(上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	23.3	●		●
中詰めコンクリート負担分 $S_{c(中詰め)}$	30.2		●	●
合計	205.8	248	236	278.2
(上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	205.8	229.1	236	259.3

み杭のみで作用せん断力とせん断耐力を比較検討した場合は、せん断耐力を超過している場合もあると考えられる。せん断破壊という破壊性状を再現するためには、解析的な検討等を用いて作用軸力や作用せん断力について評価し、各杭体のせん断耐力を把握して評価する必要があると考えられる。

#### 4. まとめ

橋梁の地震時挙動の推定手法に基づく限界状態や、照査項目、照査値等を取りまとめて設計法として開発することを目的として、撤去橋梁から抜き取ってきた基礎杭を用いた載荷実験及び既製RC杭基礎模型を用いた載荷実験により耐荷特性、塑性変形能を把握し、既製RC杭が用いられた基礎の限界状態について検討した。本研究により確認できた事項を以下に示す。

- 撤去橋梁から抜き取ってきた既製RC杭を用いた載荷試験では、正負交番載荷試験の結果から曲げ破壊型であれば $8\delta_f$ の変形が生じた場合でも最大荷重の約8割の荷重を保持できることを確認した。また、既製RC杭基礎模型を用いた正負交番載荷試験では、スパイラル筋が破断する前の $\pm 7\delta_f$ の変形が生じた場合まで $1\delta_f$ 時の荷重を保持できていることを確認した。
- 文献1)で実施されていたPHC杭 (JIS杭) を用いた組杭よりも古い時代に用いられていた既製RC杭基礎模型の正負交番載荷実験を行った結果から、塑性変形能についてはPHC杭 (JIS杭) の実験結果よりも大きいことが確認できた。ただし、最終的な破壊形状は杭体のせん断破壊であることが確認され、PHC杭 (JIS杭) と同様の結果であった。
- 文献3)に示す既製RC杭のコンクリートが負担するせん断応力度である $c_c \cdot c_e \cdot c_{pr} \cdot \tau_c = 1.5\tau_c$ については、文献5), 6)に示す鉄筋コンクリート部材に用いる寸法効果を考慮したせん断応力度よりも安全側に設定されているが、本研究で実施した両試験結果からも安全側に設定されていることが確認された。
- 既製RC杭のせん断耐力については、せん断スパン比の影響、スパイラル筋や中詰めコンクリートについてもせん断耐力として考慮することができる可能性があることが実験結果から確認された。
- ただし、本研究結果から、せん断耐力の評価として以下の点について引き続き検討していく必要がある。
  - 撤去橋梁から抜き取ってきた既製RC杭を用いた載荷試験の結果に対して、せん断耐力の評価値が

過小となったのは、せん断スパン比の影響や寸法効果による影響など、せん断耐力の評価式に含まれている安全側の考え方が複合していることが要因として考えられ、これについてさらに分析していく必要がある。

2) 既製RC杭基礎模型を用いた載荷試験では、どの杭体も同一の耐力があるとして評価しており、実際には各杭体の作用軸力と作用せん断力は杭体毎に異なっていることから、解析的な検討等により杭体毎の作用軸力や作用せん断力を評価し、軸圧縮応力に応じたせん断耐力を杭体毎に評価することで、杭基礎の破壊性状について再現可能であるかどうか検討する必要がある。

## 参考文献

- 1) 木村嘉富, 大越盛幸, 中野正則, 福井次郎, 横山功一 : 杭基礎の変形特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp.1597-1606, 1998.3.
- 2) (社)日本道路協会 : 道路橋耐震設計指針・同解説, 1972.4.
- 3) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2002.3.
- 4) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編, 2002.3.
- 5) 河野広隆, 渡辺博志, 菊森佳幹, 大型RCはり供試体のせん断強度に関するデータ集, 土木研究所資料, 第3426号, 1996.1.
- 6) (社)日本道路協会 : 「道路橋」に関する地区講習会講義要旨, 1996.
- 7) 福井次郎, 白戸真大, 梅原剛, ディープビームやフーチングのせん断耐力に関する研究, 土木研究所資料, 第3841号, 2001.11.
- 8) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2012.3.

# STUDY ON ADVANCED SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION METHOD OF FOUNDATIONS OF HIGHWAY BRIDGE

**Budgeted** : Grants for operating expenses

General account

**Research Period** : FY2014-2015

**Research Team** : Bridge and Structural Engineering Research Group

**Author** : Jun-ichi HOSHIKUMA, Toshiaki NANAZAWA,

Takao OKADA, Tetsuya KOHNO, Shunsuke TANIMOTO

**Abstract** : It is needed to estimate accurately the lateral capacity of existing bridge foundation under a large earthquake in order to make a judgment on the necessity and priority of the seismic retrofit. Additionally, the dynamic response analysis considering soil-foundation interaction is studied for an alternative evaluation method for the existing foundation. The aim of this research is to develop the seismic evaluation method using dynamic response analysis for the foundation considering soil-foundation interaction.

In FY 2014, static and cyclic loading tests for precast concrete piles of existing bridge foundation which were removed from a bridge of about 50 years old and a precast concrete group pile foundation specimen were conducted to evaluate the strength, inelastic behavior and seismic limit state of the precast concrete pile foundation. In the next fiscal year, the method to evaluate the seismic limit state for the required seismic performance level will be developed.

**Key words** : bridge foundation, existing bridge, precast concrete piles, seismic limit state, seismic performance evaluation,