

既設橋梁から撤去した既製RC杭を用いた 耐震性能に関する実験的研究

鬼木浩二¹・岡田太賀雄²・河野哲也³・末崎将司⁴・星隈順一⁵

¹正会員 修(工) (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 修(工) (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員 (同上)

³正会員 博(工) (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員 (同上)

⁴正会員 修(工) (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 元交流研究員 (同上)

⁵正会員 博(工) (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員 (同上)

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。

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る許容応力度等の値を用いて基礎の照査が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、橋全体としての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。

本研究では、平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による被災を受け、架け替えとなった橋梁から撤去され、実際に供用されてきた既製RC杭を用い、耐力、変形能、破壊形態を確認し、大規模地震時における限界状態を評価することを目的として、載荷試験を行った。

2. 試験方法

(1) 試験ケースの設定

試験状況および試験装置の概要を写真-1および図-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-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、一方向載荷したケースをA-1、正負交番繰返し載荷したケースを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載荷による試験である。

(2) 載荷方法

載荷方法は、最大荷重まで荷重制御（載荷速度3kN/min）、変位急増点以降は変位制御（載荷速度1mm/10s）で載荷した。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に示す。本試験体には、載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、徐々に荷重を載荷していき、荷重増加が鈍っ

た時点を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。

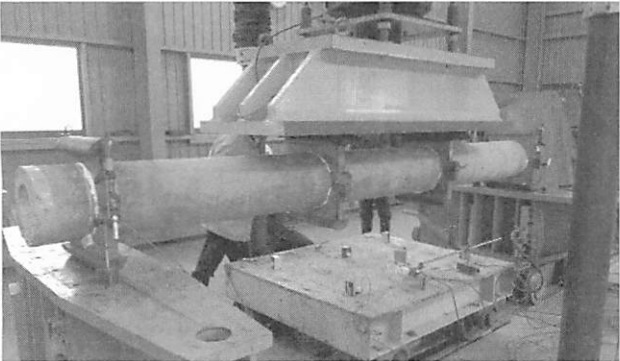


写真-1 試験状況 (A-1試験体の例)

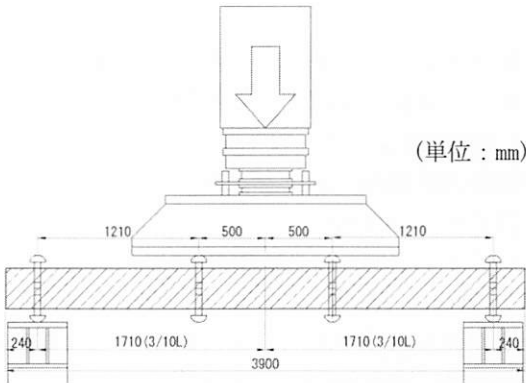


図-1 試験装置概要 (A-1試験体の例)

表-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		300	2800	一方向静的	1.0	300	1000	なし
B-2	せん断	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

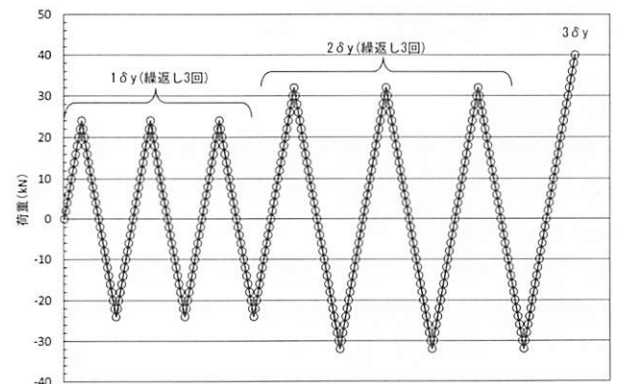


図-2 正負交番载荷サイクル

(3) 試験体

試験体の諸元を表-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、新規に中詰コンクリートを打設した。設計基準強度は 21N/mm^2 とした。

表-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^2 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^2 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、用心鉄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。

(4) 測定項目

杭の変位を計測するために、図-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、左右の载荷点と支間中央点の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。

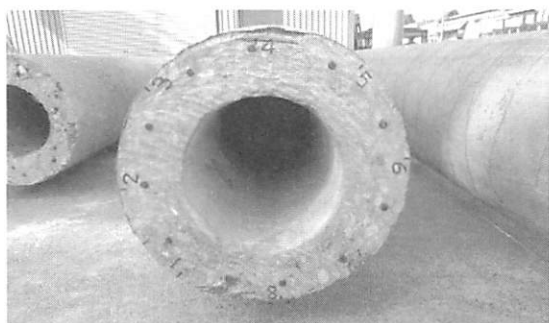


写真-2 試験体の切断後断面状況

表-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 ²)	39.8	34.2	34.2	39.8	40.0
		弾性係数 (kN/mm ²)	48.29	41.56	41.56	48.29	41.45
	中詰部	圧縮強度 (N/mm ²)	-	-	-	24.8	-
		弾性係数 (kN/mm ²)	-	-	-	19.96	-
杭の軸方向鉄筋 (φ8)		降伏応力度 (N/mm ²)	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 ²)	213.51	196.58	196.58	213.51	210.4

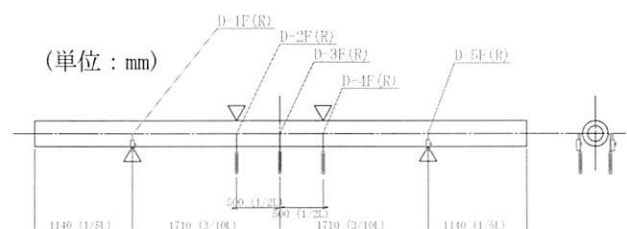


図-3 杭の変位計測の例 (試験体A-2の場合)

3. 試験結果

(1) 試験結果の概要

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-4に、最大荷重とその時の中央変位を表-3に示す。また各試験体における損傷状況の写真を写真-3、その展開図を図-5に示す。既存ひび割れを細い破線、本試験時のひび割れを太い実線、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、耐力一定のままで耐力低下には至らなかった。これは、写真-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出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-6に示すように8δyの変形が生じた場

合でも最大荷重の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-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-5にひび割れ幅が拡がった最大変形位置δmaxを太線を示すが、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、既存ひび割れ箇所にて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-4および表-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。

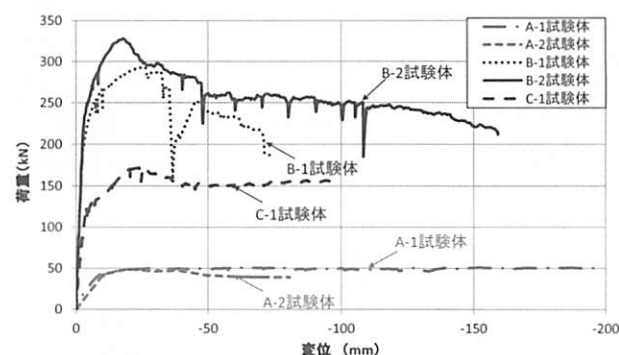
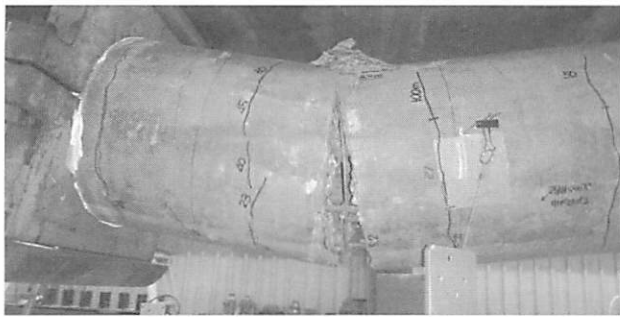


図-4 杭体の荷重－変位関係

表-3 試験結果一覧

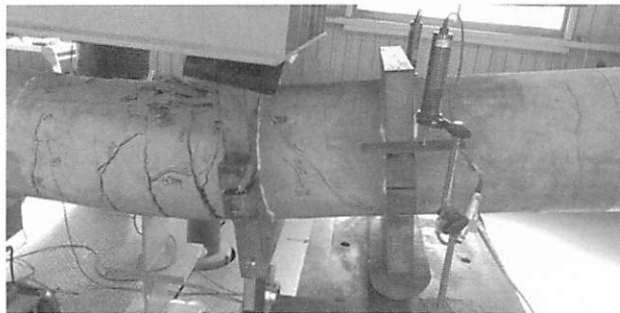
試験体名称	試験種類	最大荷重 Pmax (kN)	最大荷重時の中央変位 δ (mm)	備考
A-1	曲げ	50.9	65.33	
A-2		49.1	-47.6	下向き載荷時を正値
B-1	せん断	293.3	25.89	
B-2		327.9	18.05	中詰あり
C-1		172.2	26.3	



(a) A-1試験体



(b) A-2試験体



(c) B-1試験体

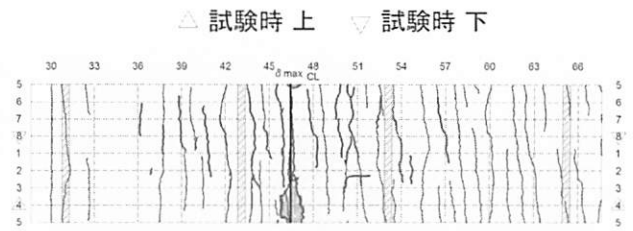


(d) B-2試験体

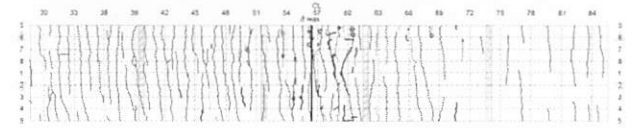


(e) C-1試験体

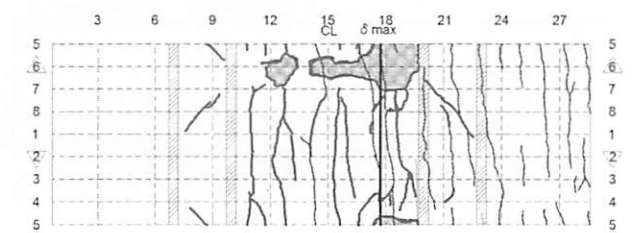
写真-3 損傷状況写真



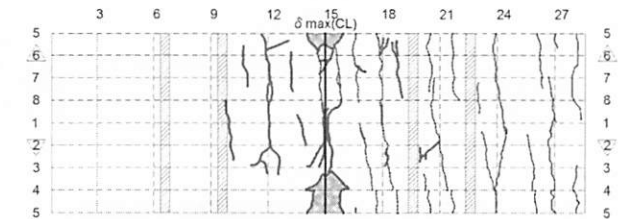
(a) A-1試験体



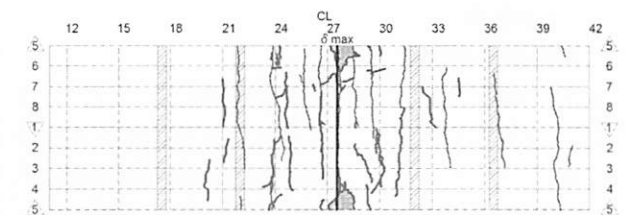
(b) A-2試験体



(c) B-1試験体



(d) B-2試験体



(e) C-1試験体

図-5 杭体の損傷状況展開図

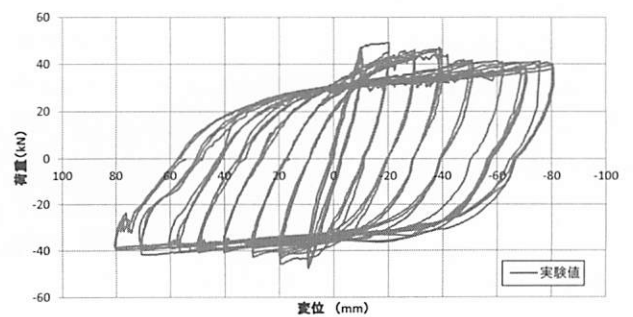


図-6 A-2試験体の荷重-履歴図

(2) 既製RC杭のせん断耐力

既設橋梁から撤去した既製RC杭を用いた載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。

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

ここで、

c_c ：荷重の正負交番繰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

τ_c ：許容せん断応力度

b ：部材断面幅で $t \cdot \pi^{0.5}$ 、ここで t は杭の肉厚

d ：部材有効高で $h/2 + 2\sqrt{(2r_s)/\pi}$

h ：等積箱形断面の腹部の合計幅 $1/2 \cdot \sqrt{\pi} \cdot D$

r_s ：円中心から主鉄筋重心までの距離

τ_a ：道路橋示方書IV下部構造編(H14.3)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H14年の道路橋示方書・同解説IV下部構造編¹⁾に規定されており、設計基準強度が 40N/mm^2 の場合、 $\tau_a = 0.54\text{N/mm}^2$ ($=1.5 \times 0.36$) 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^2 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²⁾の規定に基づき、設計基準強度が $30 \sim 40\text{N/mm}^2$ 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^2 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。

せん断補強鉄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¹⁾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、用心鉄筋

(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¹⁾に記述した斜引張鉄筋の降伏点の上限値である 345N/mm^2 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^2 であることから、設計基準強度 24N/mm^2 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¹⁾に基づき $\tau_c=0.35\text{N/mm}^2$ 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¹⁾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-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、載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、用心鉄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。

コンクリートが負担するせん断耐力については、 $c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c = 1.5 \tau_c$ 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-7に示すように寸法効果の及ぼす影響を検討した文献3)、4)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3)、4)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 -2σ 安全側に設定した値は 0.86N/mm^2 、平均値は 1.15N/mm^2 である。これらを用いて算出した結果を表-5および表-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、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3)、4)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⁵⁾。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。

4. まとめ

既設橋梁から撤去された既製RC杭を用いて、耐力、変形能、破壊形態を検証し、大規模地震時における限界状態を評価することを目的として、載荷試験を行った。本研究による確認事項を以下に示す。

- ・せん断スパン比が大きく、曲げ変形が卓越するような部位においては、軸方向鉄筋の形状が丸鋼のため、付着切れおよび鉄筋の伸出しが生じやすい構造体であり、A-2試験体に対する結果のとおり $8\delta y$ の変形が生じた場合でも最大荷重の8割の荷重を保持することができることを確認した。
- ・文献1)に示されている既製RC杭のコンクリートが負担するせん断応力度である $c_c \cdot c_e \cdot c_{pf} \cdot \tau_c = 1.5\tau_c$ については、文献3),4)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、本実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。また、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、中詰コンクリートおよびせん断補強鉄筋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。

5. 謝辞

本研究に関連する撤去部材の入手にあたって、茨城県をはじめ、多くの方々に御協力いただきました。御協力いただいた関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2002.3
- 2) (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
- 3) 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
- 4) (社)日本道路協会:「道路橋」に関する地区講習会講義要旨, 1996.
- 5) 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

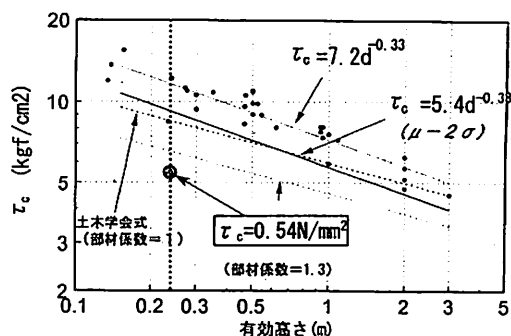


図-7 鉄筋コンクリート部材のせん断載荷試験に基づく寸法効果の影響 (文献3), 4)に加筆)

表-4 既製RC杭のせん断耐力一覧

■基本値		せん断耐力(kN)				
各部材が負担するせん断耐力		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
せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 S_s		18.2	18.2	18.2	18.2	18.2
中詰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

■基本値 (せん断スパン比の影響考慮)		せん断耐力(kN)				
各部材が負担するせん断耐力		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 $S_c \cdot c_e$		13.8	12.6	50.2	55.4	34.6
せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 $S_s \cdot c_e$		18.2	18.2	7.3	7.3	10.9
中詰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

■実験結果		せん断耐力(kN)				
各部材が負担するせん断耐力		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 (作用せん断耐力相当 $P_u/2$)		25.5	24.6	146.7	164.0	86.1

表-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3), 4)に基づき
平均値から -2σ 安全側に設定した場合)

■せん断耐力 $\mu - 2\sigma$		せん断耐力(kN)				
各部材が負担するせん断耐力		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
せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 S_s		18.2	18.2	18.2	18.2	18.2
中詰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

■せん断耐力 $\mu - 2\sigma$ (せん断スパン比の影響考慮)		せん断耐力(kN)				
各部材が負担するせん断耐力		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 $S_c \cdot c_e$		22.1	22.1	88.5	88.5	55.3
せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 $S_s \cdot c_e$		18.2	18.2	7.3	7.3	10.9
中詰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-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3), 4)に基づき
平均値に設定した場合)

■せん断耐力平均値 μ		せん断耐力(kN)				
各部材が負担するせん断耐力		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
せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 S_s		18.2	18.2	18.2	18.2	18.2
中詰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

■せん断耐力平均値 μ (せん断スパン比の影響考慮)		せん断耐力(kN)				
各部材が負担するせん断耐力		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 $S_c \cdot c_e$		29.5	29.5	118.0	118.0	73.8
せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 $S_s \cdot c_e$		18.2	18.2	7.3	7.3	10.9
中詰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