

### 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 24～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。

キーワード : 道路橋基礎、既設杭基礎、耐震設計、動的解析、地震時限界状態、耐震性能評価

#### 1. はじめに

構造物の地震時の設計法は、構造物の地震時の動的な挙動を考慮して構造物の性能を評価する動的な設計法と、構造物の動的な応答を簡易に静的な指標に置き換えて性能を評価する静的な設計法がある。道路橋の設計基準である道路橋示方書の場合には、平成7年の兵庫県南部地震を踏まえて改訂された平成8年度版以降、道路橋基礎の設計は大地震時の設計は地震時保有水平耐力法による静的な設計法、すなわち上部構造位置に静的な荷重を作用させた時の基礎の状態について照査する方法が示されている<sup>1)3)</sup>。一方、動的解析は地震時に道路橋に生じる時々刻々の動的な応答を推定することができる手法であるが、その解析は非常に複雑であり、解析手法、入力地震動の選定方法や波数、構造物や地盤抵抗のモデル化、解析パラメータの設定方法、耐震性能を確保するための照査用の限界点の評価と照査値の設定等、設計法として確立させるためには依然多くの課題、確認事項が残されているのが実状である。

ただし、過去の大地震において、現行の道路橋示方書の照査を満足していない既設橋の損傷が軽微な状態にとどまっていることが多く、現行の道路橋示方書の照査を満足しない既設基礎がすべからく大地震時に甚大な損傷に至るとは限らないと言える。これは個々の橋梁の状況による所も大きく、要因を一概に特定することはできないものの、本来の動的な挙動を静的な挙

動に置き換えて設計されていることは要因の一つとなっている可能性があり、動的な挙動を推定することで大地震時における既設橋の損傷の可能性をより適切に評価できる可能性があると考えられる。社会資本の予算が縮減され、新設橋の建設や既設橋の補強のより一層の合理化が求められている今、従来の簡易な静的な照査法の枠組みにとどまらず、より高度な手法の採用も含め、耐震性を合理的に評価する照査法が必要である。この従来の静的照査法に代わる照査法として、橋梁の動的な挙動に基づいて照査する動的照査法が検討され、その照査に用いる動的挙動の推定方法として、動的解析が期待されている。以上から、構造物の設計法を合理化するために、動的解析が有する課題を解決し、動的照査法を提案することを目的として検討した。

一方、動的照査法を適用する場合、当該橋の基礎の構造条件や周辺地盤に関する適切な情報とともに、その基礎がどのような塑性変形能あるいは破壊特性を有しているのかに関する技術的情報も必要となる<sup>4)5)</sup>。特に、橋脚の耐震補強の検討においては、基礎への影響を含め橋全体として耐震性能が確保できるようにする必要がある。それゆえに、既設橋の基礎が現況において保有している耐力や塑性変形能を精度よく評価し、その結果を適切に照査に反映できるようにすることが設計実務の現場からも求められている。

しかしながら、既設橋の基礎形式には多くの種類が

あり、また古い基準で設計された基礎における塑性変形能や破壊特性に関する知見も少ないのが現状である。

そこで、本研究では、既設道路橋の杭基礎のうち、古い年代に採用された実績が多く、かつ現行基準よりも耐震性に劣る構造細目の基礎を対象とした。具体的には、撤去橋梁から抜き取ってきた既製RC杭とその構造細目を踏まえた既製RC杭基礎と場所打ち杭の大型模型を用いた気中での載荷試験を行った。本稿では、その試験結果に基づき、既設杭基礎の耐荷力、塑性変形能及び破壊特性について得られた知見を報告する。

## 2. 動的解析の感度分析

### 2.1 本検討の対象

動的解析に用いる地盤抵抗のモデル化が解析に与える影響を確認する目的で、過去に土木研究所で実施した杭基礎の加振実験を対象に、動的解析に用いる初期剛性に関する補正係数  $\alpha_k$  を変化させて感度分析を行った。土研資料第 4283 号<sup>6)</sup>では、軟弱粘性土や砂地盤を対象とした群杭基礎の加振実験において、再現解析を実施しているが、その中で  $\alpha_k$  は 0.1 として設定している。これは、文献<sup>7)</sup>の中で砂地盤中の単杭の交番水平載荷実験結果を再現解析した結果より、せん断定数  $G$  が  $10^4$  オーダーのひずみレベルの値を用いるときには  $\alpha_k$  は 0.1 程度が適合するという事実と、軟弱粘性土地盤を対象とした実験の再現解析で初期剛性に関する補正係数  $\alpha_k$  の値を変化させた場合、解析に与える影響は少ないことから 0.1 として設定している。そのため、砂地盤を対象とした群杭基礎の加振実験を対象とした初期剛性に関する補正係数  $\alpha_k$  の感度分析は、行われていない。

本検討では、砂地盤を対象とした複数列の群杭基礎に対して、初期剛性に関する補正係数  $\alpha_k$  の値を変化させた場合の感度分析を行う。そのときの杭としては、

直杭と斜杭両方を対象として確認を行った。

### 2.2 対象とした加振実験の概要

動的解析による再現解析の対象とした杭基礎の加振実験は、直杭を対象とした土研資料第 4283 号<sup>6)</sup>の 2 ケース(ケース A・B)と斜杭を対象とした 1 ケース(ケース C)である。表-2.1 には 3 つの実験ケースの概要を示している。また、それぞれの実験模型の概要図および入力地震動を図-2.1~図-2.3 に示し、併せて振動台下面にて計測された加速度波形も示している。なお、ケース B およびケース C に関しては、遠心力場での加振実験であるため、実寸法に換算している。

ケース A は、文献<sup>6)</sup>に示された実験のうち、兵庫県南部地震において観測された地震波を入力している。なお、実験では上部構造・下部構造躯体自体はモデル化しておらず、フーチングに数枚の剛な板を取り付けることにより重量のみを考慮している。また、杭先端は土槽底面に回転を制御しないように、接合されており、ヒンジ結合としている。一方で、ケース B は、文献<sup>6)</sup>に示される実験のうち、乾燥砂地盤に対して行われた実験ケースであり、レベル 2 タイプ II 相当の基盤波を入力して実験を行っている。この実験ケースは、上部構造・橋脚がモデル化されており、支承はモデル化されていない。フーチング周辺は砂により埋め戻されており、杭先端は支持層に根入れされている。また、ケース C は、砂地盤および粘性土地盤に支持された斜杭基礎を対象とした遠心力場における加振実験を対象としており、兵庫県南部地震において観測された地震波を入力している。フーチング周辺は砂により埋め戻されており、杭先端は支持層に根入れされている。

### 2.3 再現解析のモデル

図-2.4 にはケース A と B、図-2.5 にはケース C の動的解析の概要図を示している。解析モデルは、上部構造(橋脚含む)－杭基礎－地盤抵抗－周辺地盤から構

表-2.1 解析対象とした実験ケースの概要

実験	直杭/斜杭	杭配置	杭種	杭寸法	地盤構成	重力場/遠心力場	入力地震動	上部構造
ケースA	直杭	3×3 (9本)	鋼管杭	(模型寸法) 杭長: 3.25m 杭径: 125mm 肉厚: 4.5mm	砂質土層 (Dr=65%) (乾燥砂地盤)	重力場 (1G)	神戸波	なし。ただし、おもり使用 (14.8kN)
ケースB	直杭	3×3 (9本)	場所打ち杭	(実物換算寸法) 杭長: 27.3m 杭径: 1200mm	支持層 (Dr=90%) + 中間砂層 (Dr=85%) + ゆるい砂層 (Dr=60%) (乾燥砂地盤)	遠心力場 (70G)	レベル2タイプII相当の基盤波	あり (7634kN)
ケースC	斜杭	3×3 (9本) 斜杭 (6本) + 直杭 (3本)	鋼管杭	(実物換算寸法) 杭長: 18.635m (斜杭) : 18.0m (直杭) 杭径: 800mm 肉厚: 50mm	支持層 (Dr=93%) + 中間砂層 (Dr=80%) (乾燥砂地盤)	遠心力場 (50G)	神戸波	あり (2626kN)

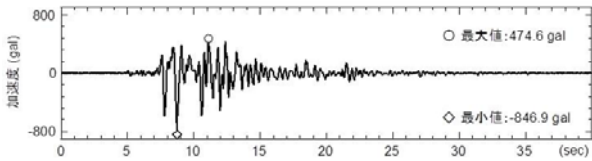
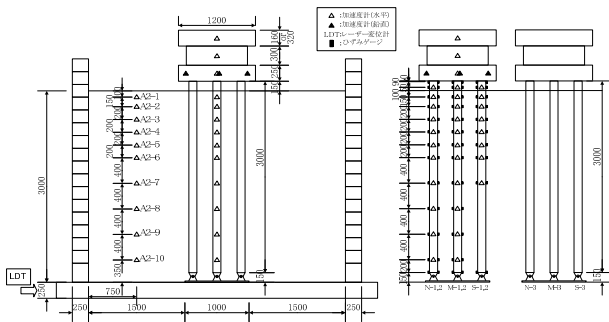


図-2.1 ケース A の実験概要

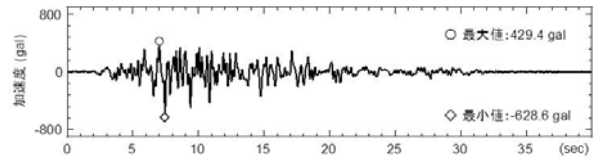
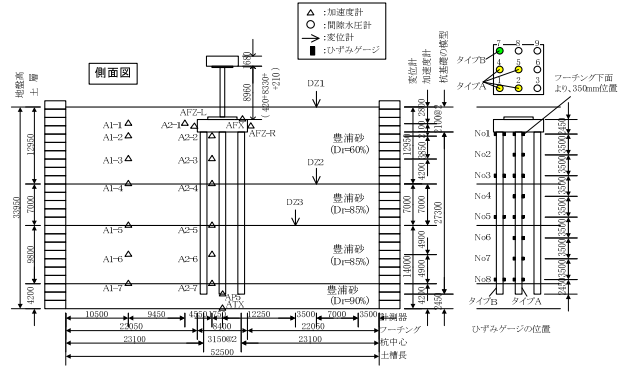


図-2.2 ケース B の実験概要

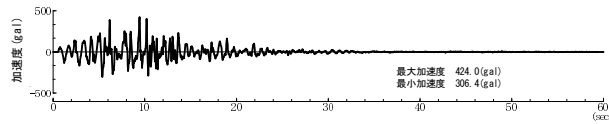
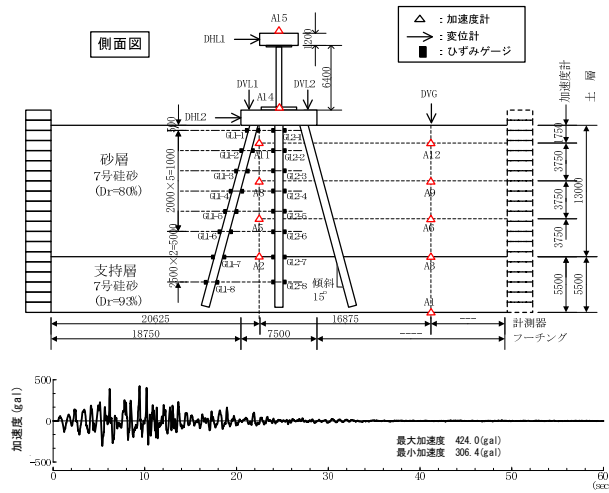


図-2.3 ケース C の実験概要

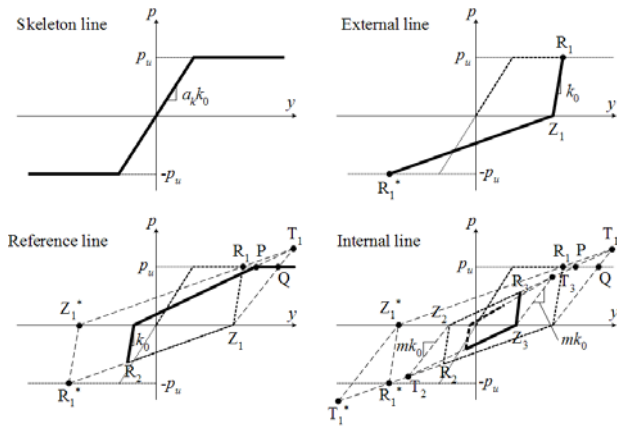


図-2.6 ケース C

成するものとした。すなわち、周辺地盤の水平変位挙動を杭-地盤間の相互作用をモデル化した Winkler 型  $p-y$  曲線履歴モデルを介して杭体へ作用させるという、橋脚・杭基礎・周辺地盤一体系での解析とした。また、いずれの場合も水平一方向のみに対する加振実験であることから、解析は二次元モデルとしている。

実際の地震動により杭に作用する荷重は、ランダムな繰返し荷重であるから、杭と地盤の  $p-y$  曲線が描くループの特性は荷重パターンによって変化させなければならない。しかしながら、荷重パターンに応じた地盤抵抗強度の変化を考慮した地盤抵抗  $p$  と変位  $y$  の関係は、従来の履歴モデルによく用いられるバイリニア型モデル等では考慮できない。Winkler 型  $p-y$  曲線履歴モデルは、そこで、骨格曲線は最大地盤反力度  $p_u$  を考慮したバイリニアモデルとし、荷重・除荷による履歴曲線を外部曲線、参照曲線、内部曲線を用いて表す Winkler 型の  $p-y$  履歴モデル(図-2.6)を提案している。

ここで、Winkler 型の  $p-y$  履歴モデルのパラメータとしては、図-2.5 に示すように、初期剛性に関する補正係数  $\alpha_k$  と、荷重パターン依存性パラメータ  $m$  がある。前述したように、過去に行われた軟弱粘性土層を対象とした研究<sup>7)</sup>では、初期剛性に関する補正係数  $\alpha_k$  を変化させた感度分析により 0.1 としている。一方で、荷重パターン依存性パラメータ  $m$  を 0.1~1.0 と変化させた場合の感度分析を行い、解析結果が  $m$  の値の変化に対して鈍感であることを確認している。そのため、 $m = \alpha_k = 0.1$  として再現解析を行っている。

本検討では、荷重パターン依存性パラメータ  $m$  は 0.1 と固定し、初期剛性に関する補正係数  $\alpha_k$  が動的解析に与える影響を確認するために、 $\alpha_k = 0.01 \sim 0.5$  と変化させて感度分析を行った。 $\alpha_k$  の範囲は、 $\alpha_k = 0.1$  を基準として、一般に除荷勾配が初期勾配より大きくなることから 1.0 未満を最大とした。なお、 $\alpha_k = 0.3, 0.5$  と変化させた場合、上部構造の変位が変化しないことから最

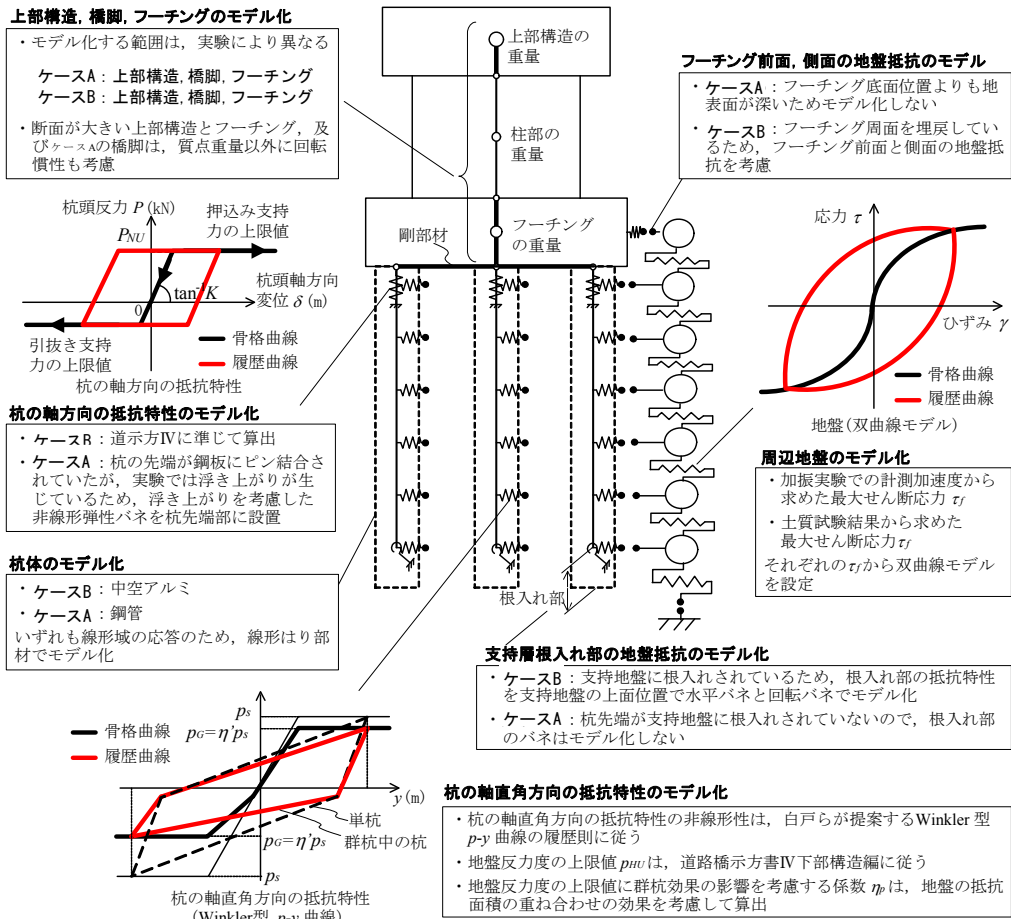


図-2.4 ケース A およびケース B の動的解析の概要図

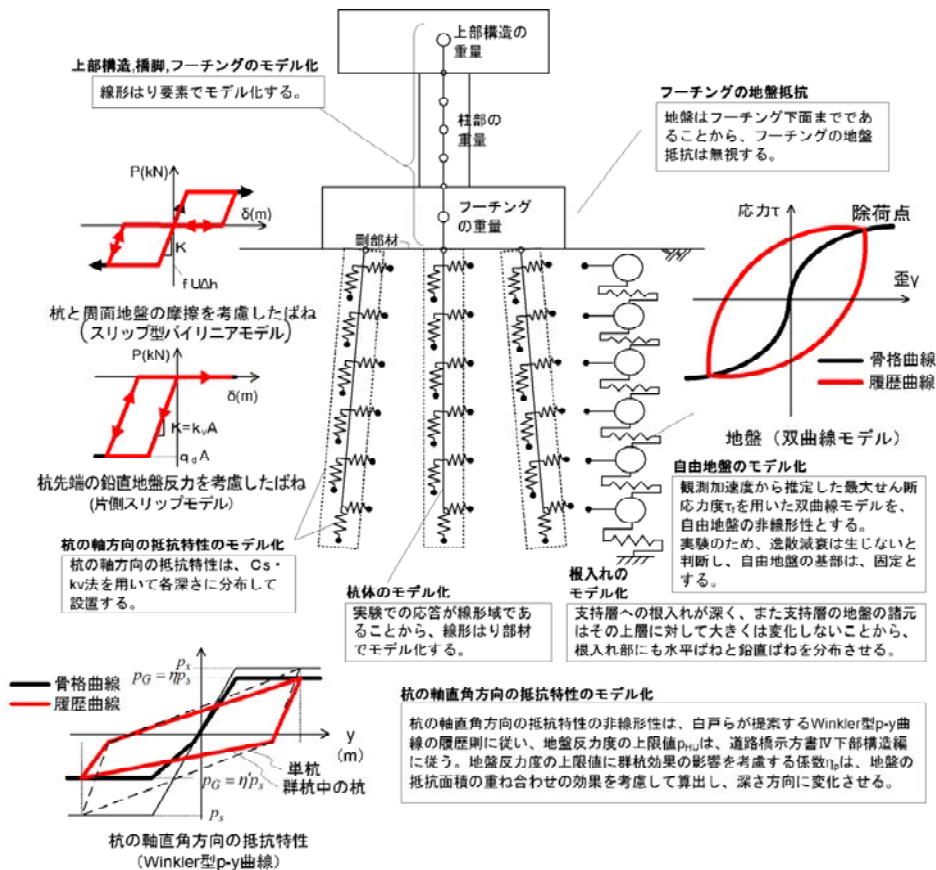


図-2.5 ケース C の動的解析の概要図

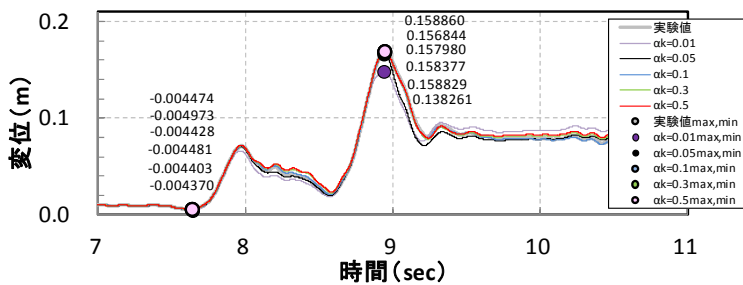
大は0.5まで行い、 $\alpha_k=0.01$ では上部構造の変位が実験値と異なり始めることから最小は0.01とした。

## 2.4 動的解析の感度分析結果

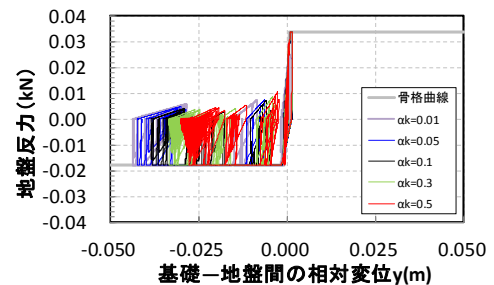
図-2.7(a)(c)(e)には、 $\alpha_k=0.01\sim 0.5$ と変化させた場合の、変位の時刻歴を示している。変位を確認した位置は、上部構造の重心位置としており、図中のプロット点は最大変位と最小変位が発生した時刻での値を示している。図-2.7(a)(c)(e)より、初期剛性に関する補正係数 $\alpha_k$ を変化させても変位に与える影響は小さく、上部構造へ与える感度はあまり大きくないことが確認できる。ただし、図-2.7(a)では $\alpha_k$ を0.01と小さくす

ると実験値と比べて、変位が約87%とやや小さくなる傾向も見られ、実験値と異なる。そのため、 $\alpha_k=0.01$ より小さいオーダーで感度分析をすることは、実験値をうまく再現できなくなる傾向となる。

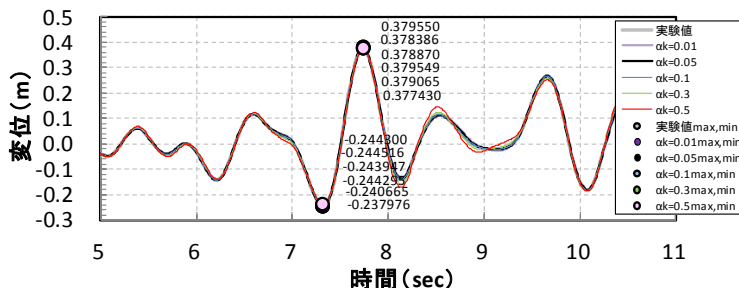
次に、図-2.7(b)(d)(f)には、 $\alpha_k=0.01\sim 0.5$ と変化させた場合の、杭頭部(ケースAは地盤面)での地盤反力と基礎地盤間の相対変位の関係を示している。図-2.7(b)(f)より、地盤反力の上限値に達したことによって、基礎地盤間の相対変位が大きくなっていることが確認できる。また、初期剛性に関する補正係数 $\alpha_k$ が小さくなるにしたがって、基礎地盤間の相対変位が



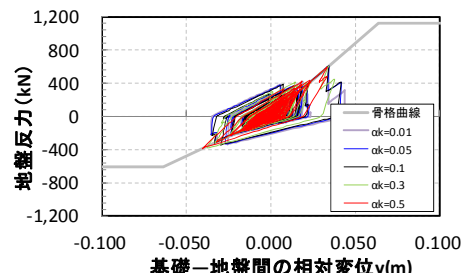
(a) ケース A の変位の時刻歴



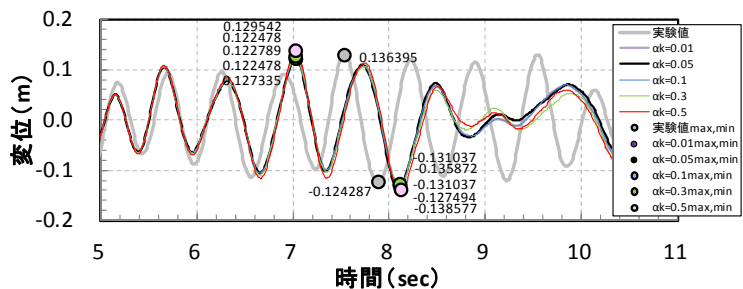
(b) ケース A の地盤反力と基礎地盤間の相対変位



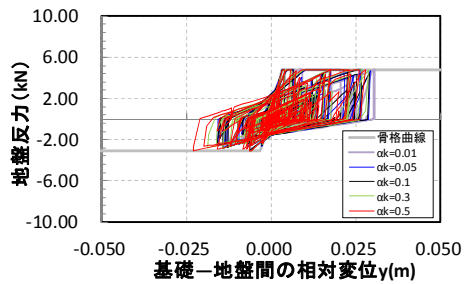
(c) ケース B の変位の時刻歴



(d) ケース B の地盤反力と基礎地盤間の相対変位



(e) ケース C の変位の時刻歴



(f) ケース C の地盤反力と基礎地盤間の相対変位

図-2.7 ケース毎の変位の時刻歴と地盤反力-基礎地盤間の相対変位の関係

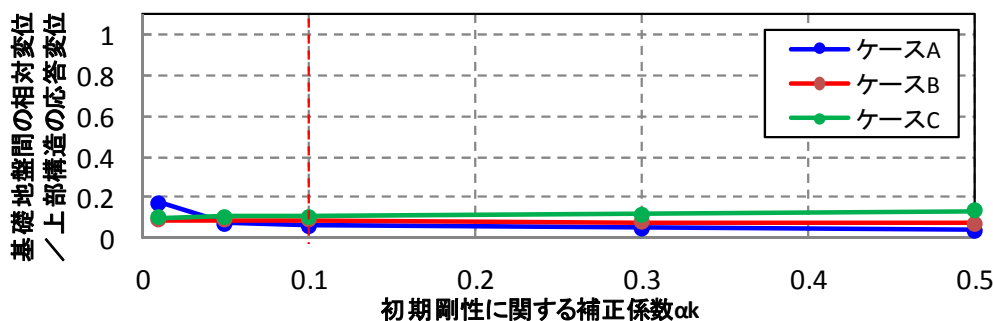


図-2.8  $\alpha_k$ の違いによる基礎地盤間の相対変位が上部構造の応答変位に与える影響

大きくなる傾向である。一方で、図-2.7(d)のケース B では、杭頭部までの土被りが大きいいため、地盤反力の上限值に達していない。

図-2.8には、初期剛性に関する補正係数 $\alpha_k$ の違いによる基礎地盤間の相対変位が上部構造の応答変位に与える影響(基礎地盤間の相対変位/上部構造中心の応答変位の関係)を示している。なお、基礎地盤間の相対変位と上部構造中心の応答変位は最大または最小応答変位が発生した時刻としている。いずれのケースにおいても、初期剛性に関する補正係数 $\alpha_k$ の変化に伴う相対変位に違いはあるものの(図-2.7(a)(c)(e))、上部構造の応答変位に占める相対変位の影響は小さい。

以上の結果より、砂地盤上の群杭基礎(直杭と斜杭)に関して、初期剛性に関する補正係数 $\alpha_k$ の感度は鈍感であることを確認した。また、鈍感ではあるがケース A では実験結果よりも最大変位がやや小さくなる傾向もあり、その他のケースや初期剛性に関する補正係数 $\alpha_k$ ではほとんど変化がない。そのため、既往の研究と同様に、砂地盤上の群杭基礎(直杭と斜杭)においても $\alpha_k=0.1$ としておけばよい。

### 3. 撤去橋梁から抜き取った既製 RC 杭を用いた載荷試験

#### 3.1 本試験体の対象

##### 3.1.1 既設橋に用いられている基礎形式

図-3.1は、1960年代と1990年代に建設された直轄国道の橋で用いられている基礎形式の実態を調査した結果である<sup>2)</sup>。これより、1960年代の杭基礎では、1990年代以降の主流である場所打ち杭よりも既製コンクリート杭の方が多く用いられていたことがわかる。次に、既製コンクリート杭の基数変遷を設計年代と杭種ごとに示した結果が図-3.2である<sup>2)</sup>。既製コンクリート杭は、昭和46年の道路橋耐震設計指針<sup>3)</sup>よりも前の基準で設計されている事例が多く、また、そのような古い年代においてはPHC杭よりもRC杭が多いことがわかる。既製RC杭の破壊性状に関する知見が十分ではなく、また過去の震災においても被災事例があることから古い年代に設計された既製RC杭を対象として選定した。

##### 3.1.2 構造細目の変遷

表-3.1には、既製RC杭における主な構造細目の変遷を示す。平成8年の道路橋示方書より、耐震性の向上を目的としてせん断補強鉄筋の規定が追加され、また中詰コンクリート長の構造細目も変更された。これより、平成8年の道路橋示方書より前の基準で設計さ

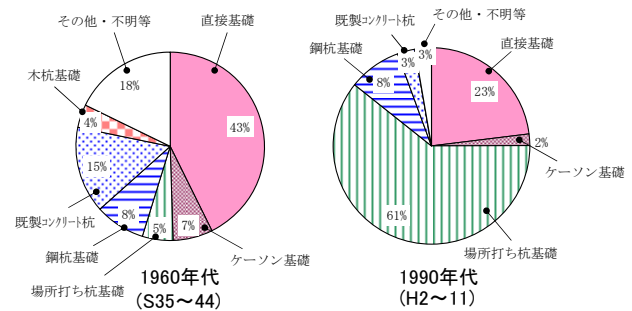


図-3.1 各基礎形式の割合

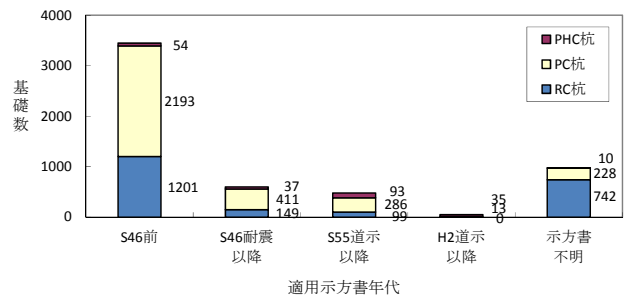


図-3.2 設計年代別の基数変遷 (全 5,551 基)

表-3.1 既製 RC 杭における主な構造細目の変遷

設計基準		S46	S55	H2	H8	H14
スパン内鉄筋	鉄筋量	記載なし(JIS基準)			$\rho_s \cdot \sigma_{sy} \geq 2.45$	
	間隔	記載なし(JIS基準)			100mm以下	
	降伏点	記載なし(JIS基準)			345N/mm <sup>2</sup>	
コンクリート	設計基準強度	記載なし(JIS基準)			40N/mm <sup>2</sup>	
	中詰コンクリート長	記載なし	フーチング下面より1D以上		2.5D以上	



写真-3.1 試験状況 (A-1 試験体の例)

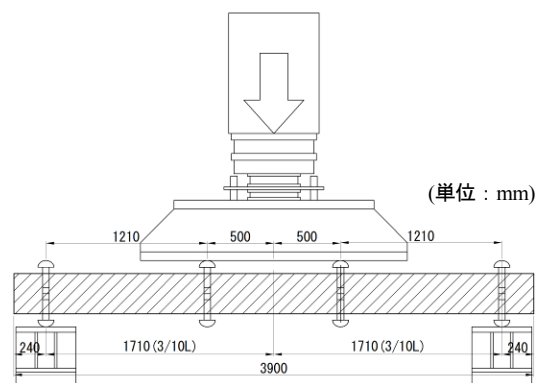


図-3.3 試験装置概要 (A-1 試験体の例)

れた既製 RC 杭は、せん断補強鉄筋量も小さく、せん断破壊型と評価させる可能性が高いことから、その破壊特性について検証する。

### 3. 2 試験概要

#### 3.2.1 ケースの設定

試験状況および試験装置の概要を写真-3.1および図-3.3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)および正負交番荷重試験を記載した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-3.2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、一方方向荷重したケースをA-1、正負交番繰返し荷重したケースを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方向荷重による試験である。

#### 3.2.2 荷重方法

荷重方法は、最大荷重まで荷重制御(荷重速度3kN/min)、変位急増点以降は変位制御(荷重速度1mm/10s)で荷重した。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-3.4に示す。本試験体には、荷重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  $1\delta_y$  とし正負交番荷重を3回、その後  $1\delta_y$  ずつ増加させて載荷させるものとした。なお、試験は、計測機器や荷重ジャッキの制限に達するまで行った。

#### 3.2.3 試験体

試験体の諸元を表-3.2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、荷重試験に先立ち、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、

表-3.2 試験体の諸元一覧

試験体名称	試験種類	杭径 D	長さ L	荷重方法	せん断スパン比	せん断スパン長	荷重スパン長	中詰めコンクリート
A-1	曲げ	300	3900	一方方向静的	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	一方方向静的	1.0	300	1000	なし
B-2		300	2800	一方方向静的	1.0	300	1000	あり
C-1		300	3100	一方方向静的	1.5	450	1000	なし

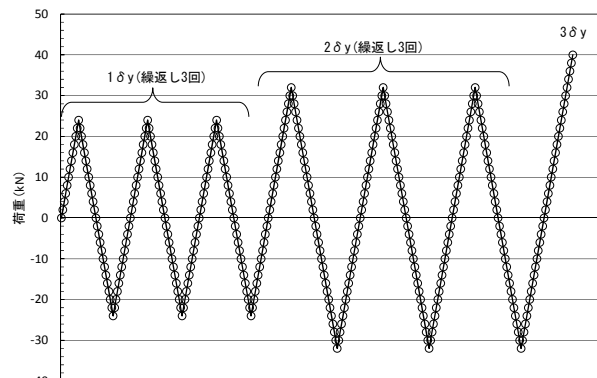


図-3.4 正負交番荷重サイクル



写真-3.2 試験体の切断後断面状況

表-3.3 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
	中詰め部	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	

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-3.2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φ8mm×11本(軸方向鉄筋比1.22%)、用心鉄筋φ4mmは軸方向鉄筋を取り囲むように螺旋状に配置(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、載荷試験時には、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 $21\text{N/mm}^2$ とした。

表-3.3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 $34.2\text{N/mm}^2$ 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 $31\text{mm}$ であり、JIS規格の直径 $100\text{mm}$ 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 $35\text{N/mm}^2$ 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、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。

### 3.2.4 計測項目

杭の変位を計測するために、図-3.5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。

## 3.3 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-3.6に、最大荷重とその時の中央変位を表-3.4に示す。また各試験体における損傷状況の写真を写真-3.3、その展開図を図-3.7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、 $25\text{kN}$ 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、 $50.9\text{kN}$ 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-3.3(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-3.8に示すように $8\delta_y$ 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

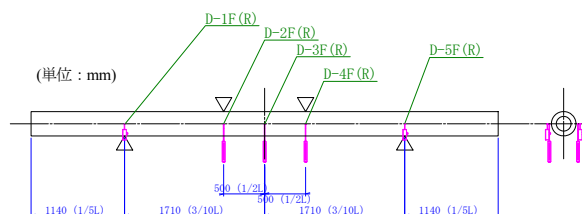


図-3.5 杭の変位計測の例 (試験体 A-2 の場合)

表-3.4 試験結果一覧

試験体名称	試験種類	最大荷重 $P_{max}$ (kN)	最大荷重時の中央変位 $\delta$ (mm)	備考
A-1	曲げ	50.9	65.33	
A-2		49.1	-47.6	
B-1	せん断	293.3	25.89	中詰めあり
B-2		327.9	18.05	
C-1		172.2	26.3	

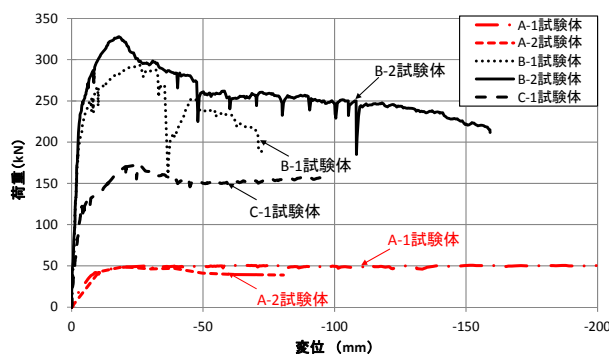


図-3.6 杭体の荷重-変位関係

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-3.3(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、中詰め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-3.7にひび割れ幅が拡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、既存ひび割れ箇所にて曲げモーメントが先に杭体





(a) A-1 試験体



(b) A-2試験体



(c) B-1試験体



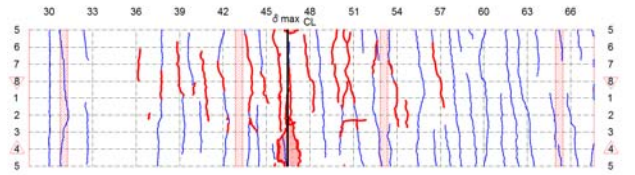
(d) B-2試験体



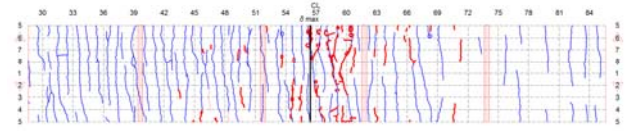
(e) C-1試験体

写真-3.3 損傷状況写真

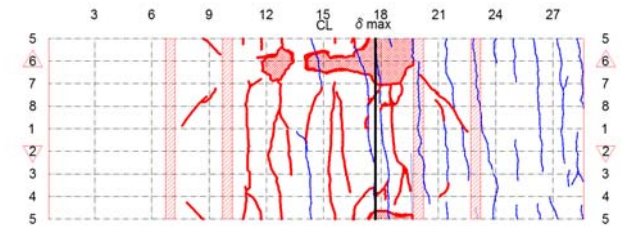
~ 既存ひび割れ   
 ~ 本試験ひび割れ   
 △ 試験時上   
 ▽ 試験時下



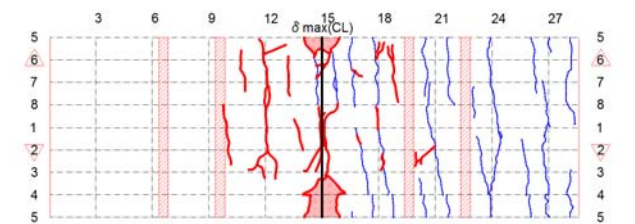
(a) A-1 試験体



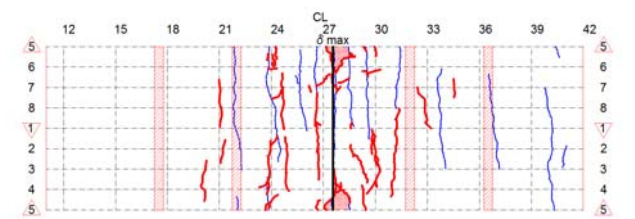
(b) A-2試験体



(c) B-1試験体



(d) B-2試験体



(e) C-1試験体

図-3.7 杭体の損傷状況展開図

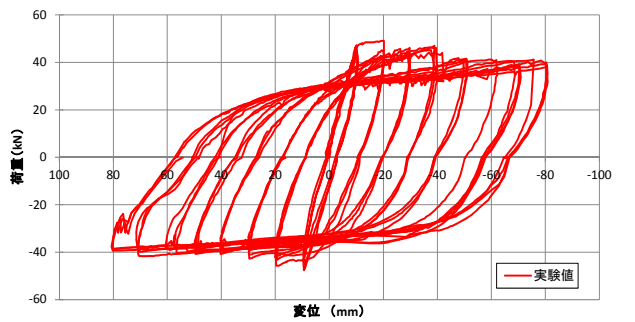


図-3.8 A-2試験体の荷重-履歴図

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-3.6 および表-3.4 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。

### 3.4 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、試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(3.4.1)で表される。

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_N \cdot \tau_c \cdot b \cdot d = c_N \cdot \tau_a \cdot b \cdot d \quad (3.4.1)$$

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

$$\tau_a: \text{道路橋示方書}^2) \text{に基づき、} c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c = 1.5 \tau_c$$

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>2)</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<sup>10)</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。

表-3.5 既製RC杭のせん断耐力一覧

■基本値	せん断耐力(kN)				
	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1
各部材が負担するせん断耐力					
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
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 $S_c \cdot c_{dc}$	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 $S_s \cdot E_{dc}$	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 (作用せん断力相当 $P_u/2$ )	25.5	24.6	146.7	164.0	86.1

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<sup>2)</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<sup>2)</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<sup>2)</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<sup>2)</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-3.5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。試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、試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、試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、 $c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c = 1.5 \tau_c$ 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-3.9に示すように寸法効果の及ぼす影響を検討した文献<sup>11),12)</sup>を参考にコンクリートが負

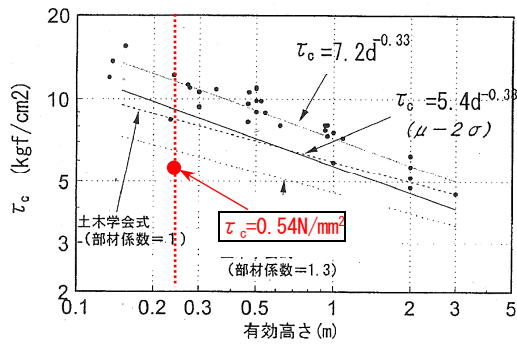


図-3.9 鉄筋コンクリート部材のせん断耐力試験に基づく寸法効果の影響 (文献<sup>11),12</sup>に加筆)

表-3.6 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<sup>11),12</sup>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  $\mu - 2\sigma$

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
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)

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
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-3.7 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<sup>11),12</sup>に基づき平均値に設定した場合)

■せん断耐力平均値  $\mu$

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
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  $\mu$  (せん断スパン比の影響考慮)

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
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

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<sup>11),12</sup>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  $0.86\text{N/mm}^2$ 、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-3.6 および表-3.7 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、本試験で用いた既製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<sup>11),12</sup>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

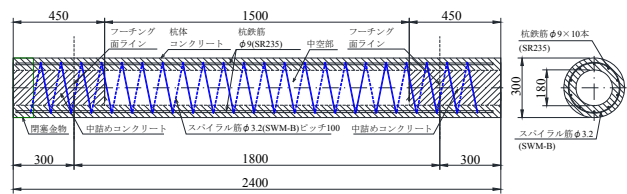


図-4.1 既製RC杭



写真-4.1 既製 RC 杭模型の断面

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<sup>13</sup>。試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. 既製RC杭基礎模型を用いた正負交番載荷試験

### 4.1 試験概要

#### 4.1.1 供試体

図-4.1に試験で用いた既製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 2400mm、本体部分が 1800mm の杭模型である。この杭長については文献<sup>4</sup>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。3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-4.1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<sup>2)</sup>における結合方法Aとした。杭径分の300mm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450mm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150mm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21N/mm<sup>2</sup>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-4.1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<sup>3)</sup>の値である。

#### 4.1.2 供試体のセットアップと荷重方法

図-4.2および写真-4.2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。

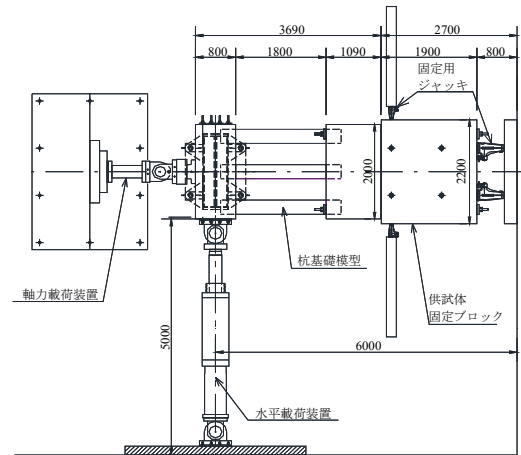
鉛直方向荷重は、荷重側フーチング頭部に軸力荷重装置を設置し、供試体に杭一本あたりの軸力が137.2kNとなるように824kNを荷重した。一本あたりの軸力は文献<sup>4)</sup>を参考に一般的な橋脚の杭基礎となるように設定している。なお、軸力荷重装置は供試体の水平変位に対して追従することができる。

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 $\delta_y$ 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>14)</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7.2mmを基準変位 $\delta_y$ とした。

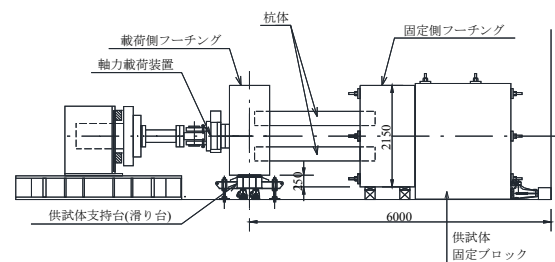
なお、杭体については、水平荷重装置が取り付けら

表-4.1 材料試験結果

		圧縮強度	弾性係数
コンクリート	杭本体	53.2N/mm <sup>2</sup>	26.6kN/mm <sup>2</sup>
	杭の中詰め部	20.2N/mm <sup>2</sup>	17.7kN/mm <sup>2</sup>
	フーチング(固定側)	27.4N/mm <sup>2</sup>	19.9kN/mm <sup>2</sup>
	フーチング(荷重側)	26.4N/mm <sup>2</sup>	21.0kN/mm <sup>2</sup>
		降伏強度	弾性係数
杭の主鉄筋(φ9, SR235)		355.0N/mm <sup>2</sup>	206.3kN/mm <sup>2</sup>
フーチング(D19, SD345)		382.3N/mm <sup>2</sup>	194.2kN/mm <sup>2</sup>
		引張強さ	-
杭のスパイラル筋(φ3.2, SWM-B)		626N/mm <sup>2</sup>	-



(a) 上面図



(b) 側面図

図-4.2 供試体の設置状況

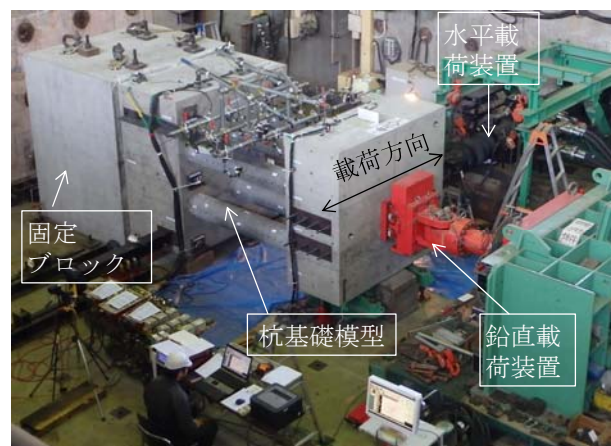


写真-4.2 供試体の設置状況

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。

### 4.1.3 計測項目

主な計測項目は、載荷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、載荷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450mm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150mmの間隔をあけた位置と、杭中央位置とその両側に375mm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。

## 4. 2 試験結果

図-4.3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 $\delta_y$ とした。載荷変位を $1\delta_y$ 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 $\delta_y$ 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 $\delta_y$ 、4 $\delta_y$ 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 $\delta_y$ においては最大水平変位時に写真-4.3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 $\delta_y$ 、7 $\delta_y$ 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。

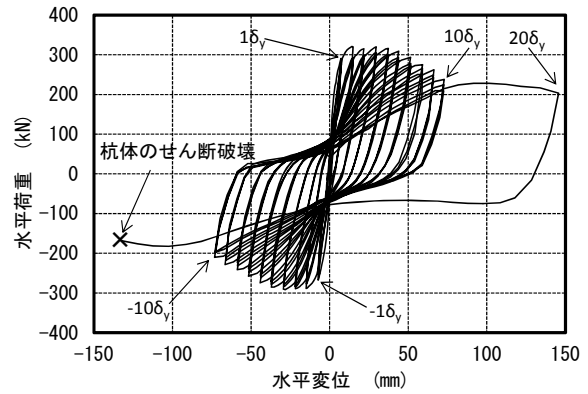


図-4.3 水平荷重—水平変位関係



写真-4.3 杭の抜け出しの状況 (-5 $\delta_y$ 時)



写真-4.4 F杭のスパイラル筋の破断状況 (-8 $\delta_y$ 時)

また、7 $\delta_y$ 時の負側の最大水平荷重は1 $\delta_y$ 時の負側の最大水平荷重よりも小さくなった。8 $\delta_y$ 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-4.4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 $\delta_y$ 時の正側の最大水平荷重よりも小さくなった。9 $\delta_y$ 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-4.5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



(a) D杭



(b) E杭



(c) C杭

写真-4.5 スパイラル筋の破断・軸方向鉄筋のはらみ出しの状況 ( $9\delta_y$ 時)



写真-4.6 縦方向のクラックの発生状況 ( $20\delta_y$ 時)



(a) A杭



(b) D杭

写真-4.7 杭のせん断破壊の状況 ( $-20\delta_y$ 時)

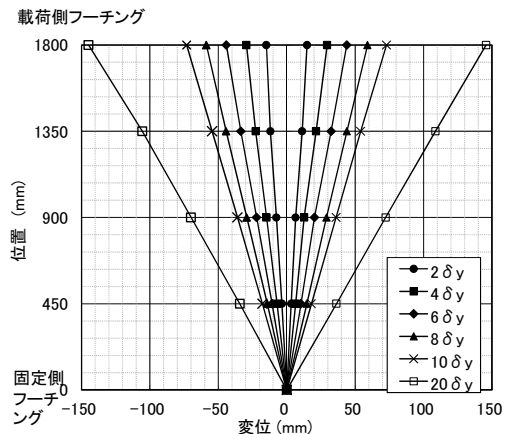


図-4.4 杭体の水平変位分布

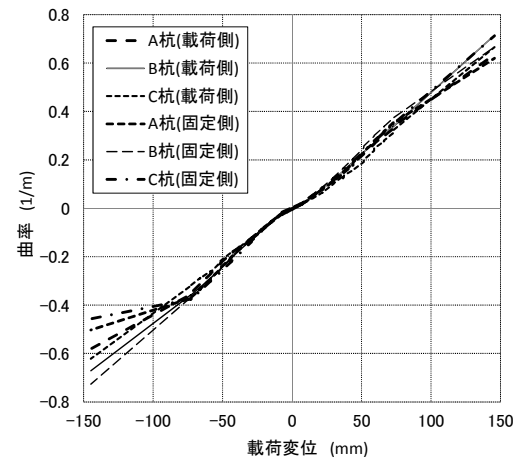


図-4.5 各杭体の曲率と水平変位の関係

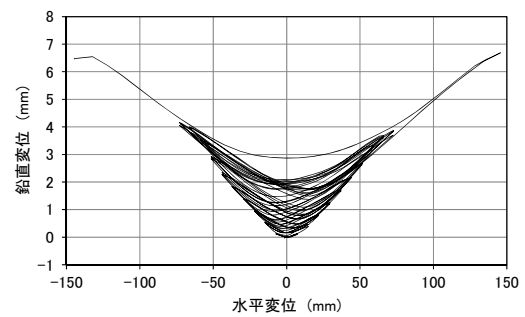
フーチングの近傍のC杭のL側においてスパイラル筋が破断した。10 $\delta_y$ においてもかぶりコンクリートの剥離が進展した。最大水平荷重は正側で238.0kN、負側で210.3kNであり、1 $\delta_y$ 時の約8割程度まで減少した。変形能がある程度確認されたことから、最終的な破壊形状を確認するために20 $\delta_y$ の荷重を行った。正側においては、写真-4.6に示すように載荷側フーチングの近傍B杭, C杭, E杭に縦方向にひび割れが発生した。負側においては、載荷途中の変位が130mm程度に達した時に写真-4.7に示すようにD杭の載荷側フーチングの近傍およびA杭の固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。これ以上荷重することは困難であるため、この段階で載荷試験を終了とした。このせん断破壊の損傷状況は文献<sup>4)</sup>に示されているPHC杭(JIS杭)と同様の破壊性状であった。

図-4.4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-4.5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 $\delta_y$ 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載荷試験の結果と、これらの結果は整合するものであることが確認できる。

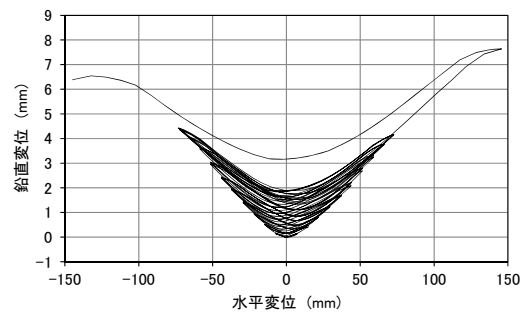
図-4.6に杭体の伸び出し変位量を示す。杭体と載荷側および固定側のフーチング部との結合部に取り付けた変位計の3本の杭の平均値である。杭体が伸び出している方向を正としている。変位量が増加するとともに、伸び出し量も増えていることがわかる。また、せん断破壊後に少し伸び出し量が減っているが急変していないことがわかる。図-4.7に鉛直荷重と水平変位の関係を示す。せん断破壊後も概ね所定の鉛直荷重を保持できていることがわかる。これは、全杭がせん断破壊したわけではないため、鉛直支持力が喪失するという事はなかったものと考えられる。

#### 4.3 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試験の結



(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-4.6 杭体の伸び出し量 (鉛直変位)

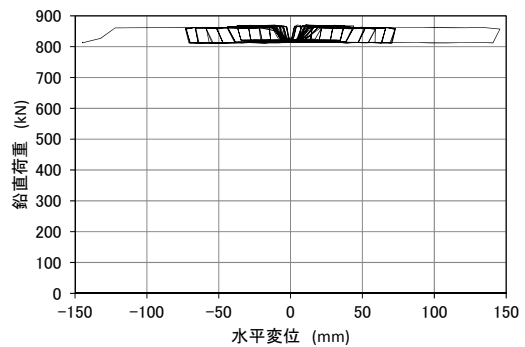


図-4.7 鉛直荷重と水平変位の関係

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、試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3.4と同様に式(3.4.1)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<sup>2)</sup>に規定されており、設計基準強度が40N/mm<sup>2</sup>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<sup>10)</sup>の規定に基づき定められていることから、本試験ではコンクリートの圧縮強度が53.2N/mm<sup>2</sup>であることを踏まえ、設計基準強度が40N/mm<sup>2</sup>と60N/mm<sup>2</sup>の値を元に線形補間し算出した値である0.66N/mm<sup>2</sup>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-4.7に示すように鉛直軸力は载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137.2kN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、引張強さを用いた場合と、文献<sup>2)</sup>で規定される上限値である345N/mm<sup>2</sup>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°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20.2N/mm<sup>2</sup>であり設計基準強度である21N/mm<sup>2</sup>に達していないが概ね同様の値であると考え、文献<sup>2)</sup>に基づき $\tau_c=0.33$ N/mm<sup>2</sup>として算出することとした。なお、写真-4.1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-4.2に各ケースのせん断耐力を示す。試験結果では最大水平荷重は正側で320.8kN、負側で291.5kNであり、この荷重においては試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236.8kN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、試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、3.4と同様に、寸法効果の及ぼす影響を検討した文献<sup>11),12)</sup>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241mmであることから、文献<sup>11),12)</sup>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0.86N/mm<sup>2</sup>、平均値は1.15N/mm<sup>2</sup>であり、これらを用いて算出した結果を表-4.3及び表-4.4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320.8kN、負側291.5kN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

表-4.2 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 $S_s$ (上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	126.6		●	●
	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-4.3 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<sup>11),12)</sup>に基づき平均値から $-2\sigma$ 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 $S_s$ (上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	126.6		●	●
	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-4.4 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<sup>11),12)</sup>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 $S_s$ (上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	126.6		●	●
	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-4.5 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<sup>11),12)</sup>に基づき平均値から $-2\sigma$ 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 $S_s$ (上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	42.2		●	●
	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-4.6 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<sup>11),12)</sup>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 $S_s$ (上段：引張強度、下段345N/mm <sup>2</sup> )	42.2		●	●
	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



値とした場合は、スパイラル筋の効果として $345\text{N}/\text{mm}^2$ 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荷重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-4.5および表-4.6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 $0.86\text{N}/\text{mm}^2$ 、平均値である $1.15\text{N}/\text{mm}^2$ 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<sup>11),12)</sup>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。

## 5. 場所打ち杭基礎模型を用いた正負交番荷重試験

### 5.1 本試験体の対象

#### 5.1.1 既設橋に用いられている基礎形式

図-5.1は、1960年代と1990年代に建設された直轄国道の橋で用いられている基礎形式の実態を調査した結果である<sup>8)</sup>。これより、1960年代の杭基礎では基数が少ないが、1990年代以降、場所打ち杭が多く用いられてきたことがわかる。次に、場所打ち杭の基数変遷を設計年代ごとに示した結果が図-5.2である<sup>8)</sup>。場所打ち杭は、昭和55年の道路橋示方書よりも前の基準で設計されている事例が多く、また、そのような古い年

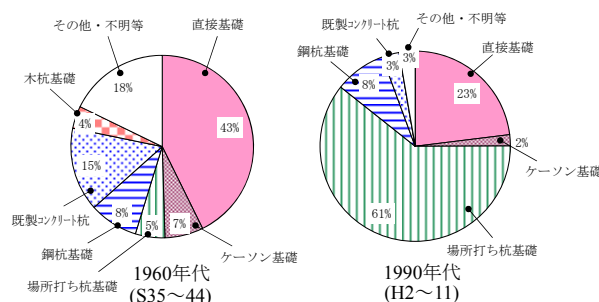


図-5.1 各基礎形式の割合

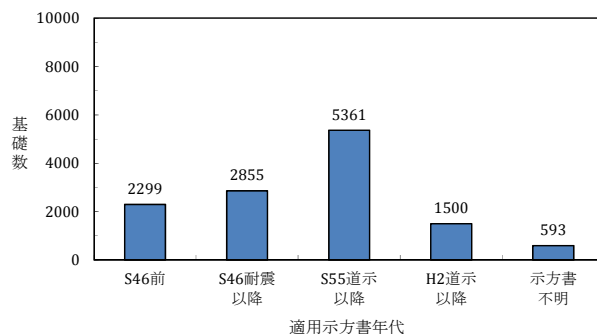


図-5.2 場所打ち杭の設計年代別基数(全12,608基)

表-5.1 場所打ち杭における構造細目の主な変遷

設計基準		~S46	S46	S55	H2	H8	H14	H24
帯鉄筋	間隔	記載なし	500mm以下(杭頭部150mm以下)			300mm以下(杭頭部150mm以下)		
	継手方法	記載なし		フックなし(溶接)		フックあり(半円形or鋭角)		

代においては構造細目が現行基準と比べて異なっている。設計年次の古い場所打ち杭の破壊性状に関する知見が十分ではなく、既設橋に多く用いられていることから場所打ち杭を選定した。

#### 5.1.2 構造細目の変遷

表-5.1には、場所打ち杭における主な構造細目の変遷を示す。平成8年の道路橋示方書より、耐震性の向上を目的として帯鉄筋の間隔を500mmから300mm以下とし、継手方法は半円形又は鋭角フックの規定が追加された。これより、平成8年の道路橋示方書より前の基準で設計された場所打ち杭は、フックなしの継手方法で、帯鉄筋量も小さい耐震性に劣る構造細目から、その破壊特性について検証する。

### 5.2 試験概要

#### 5.2.1 試験供試体

図-5.3に本試験で用いた場所打ち杭基礎模型を示す。杭模型は直径Dが $1,000\text{mm}$ の実物大の断面であり、長さはフーチングへの埋込み長として $100\text{mm}$ を含む長さ $2,500\text{mm}$ の杭模型(フーチング基面から荷重位置までの距離 $2,400\text{mm}$ )である。この杭長はせん断スパン比が2.4として、道路橋示方書<sup>3),14)</sup>に基づく計算を行うと、本杭基礎模型はせん断破壊型と評価される構造条件とした。場所打ち杭の試験供試体の諸元については、

昭和46年よりも前の竣工図書を参考に設定した。杭頭部における軸方向鉄筋比は、1.0%~2.0%程度であったことより、曲げ耐力とせん断耐力のバランスを考慮して、軸方向鉄筋はD25(SD345)を20本と設定した。鉄筋比は1.3%である。ここで、軸方向鉄筋に用いた鉄筋には、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。また、杭の軸方向鉄筋は、かぶり厚100mmの位置に配置した。帯鉄筋はφ13mm(SR235)の丸鋼を300mm間隔で設置した。ここで、帯鉄筋の継手方式は、この当時の基準に基づき、写真-5.1に示すように帯鉄筋の直径の30倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、半円形フック又は鋭角フックは設けない構造とした。完成した鉄筋かごを鋼製型枠にセットし、コンクリート打設した。杭のコンクリートの設計基準強度は21N/mm<sup>2</sup>である。杭とフーチングの結合方法は、当時の基準<sup>9)</sup>を踏まえ、フーチングへの埋込み長を100mm、補強鉄筋のフーチング内への定着長は、必要定着長を満足するように配置した。フーチングのコンクリートの設計基準強度は、杭体の破壊性状を確認することが目的であるため、杭体より大きい24N/mm<sup>2</sup>を採用した。また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-5.2 及び表-5.3 にコンクリート及び鉄筋の材料試験結果をそれぞれ示す。表内の数値は3試験体の試験結果の平均値である。道路橋示方書に基づく計算を行うと、本杭基礎模型はせん断破壊型と評価させる構造条件である。

### 5.2.2 供試体のセットアップと載荷方法

図-5.4および写真-5.2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、杭体の平均圧縮応力度が2N/mm<sup>2</sup>程度となるよう1,570kNの荷重を作用させた。本来、鉛直荷重の値は橋の構造条件によって変わるが、本試験では、一般的な杭基礎の設計例を参考として設定した。

水平方向荷重は、図-5.5に示すように基準変位 $\delta_y$ の整数倍の水平変位を各載荷ステップにおいて3回ずつ正負交番に繰返す漸増載荷とした。基準変位は場所打ち杭基礎模型供試体の予備載荷より、軸方向鉄筋のひ

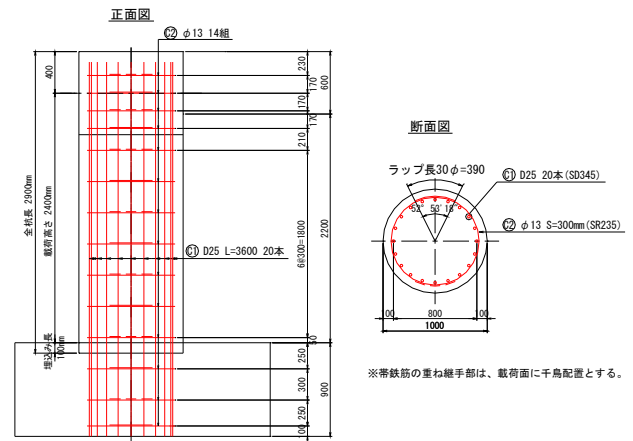


図-5.3 場所打ち杭基礎模型の配筋図



写真-5.1 帯鉄筋の継手方式(重ね継手)

表-5.2 コンクリート材料試験結果

項目	単位	杭本体	フーチング
材齢	日	53	39
実験時圧縮強度	N/mm <sup>2</sup>	25.0	30.4
静弾性係数	kN/mm <sup>2</sup>	22.9	24.3

表-5.3 鉄筋材料試験結果

鉄筋径	鉄筋種別	降伏強度	弾性係数	引張強度	破断伸び	破断強度
		N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	%	kN
φ13	SR235	340.8	208.2	486.1	27.1	41.58
D25	SD345	371.0	192.2	554.2	27.6	220.07

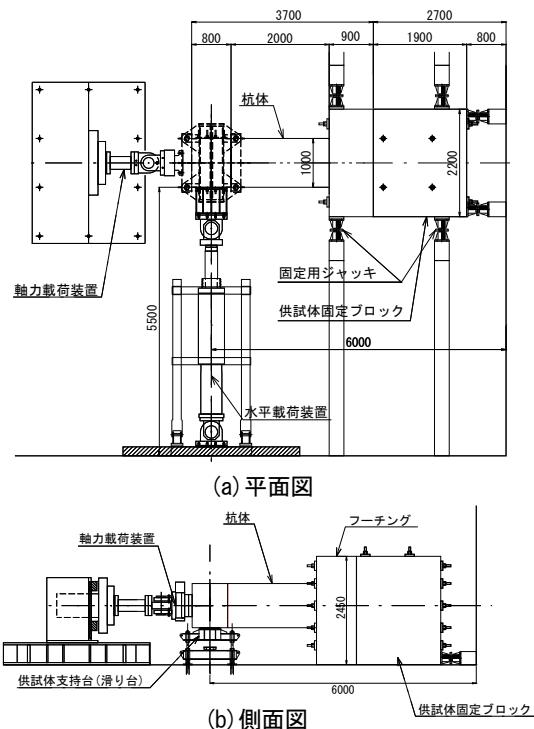


図-5.4 供試体の設置状況

ずみが降伏値に達した時点の水平変位12mmと設定した。なお、杭基礎の耐力は地盤抵抗の影響も受けるため、地盤も含めた試験とする方法もあるが、本試験では、杭体に生じる損傷の進展プロセスを観察することに主眼をおいて、気中での試験方法を採用した。

### 5.2.3 計測項目

主な計測項目は、載荷装置に内蔵されているロードセルによる鉛直荷重及び水平荷重、載荷点位置における水平変位、杭体の水平変位、杭体の軸方向鉄筋及び帯鉄筋ひずみであり、ひずみ計測については動ひずみアンプを用いて計測を行った。水平変位および水平荷重は載荷装置の押し側を正とした。また、軸方向鉄筋、帯鉄筋の計測位置のフーチングからの高さを表-5.4に、各高さにおける断面内の計測位置を図-5.6に示す。

## 5.3 試験結果

### 5.3.1 荷重-変位関係と損傷の進展状況

図-5.7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、写真-5.3に供試体の損傷状況(上面)を示す。なお、 $4\delta_y$ の1サイクル目のデータは、計器故障のため計測できていない。

載荷変位が12mmの $1\delta_y$ 時において、杭体とフーチングの付根所で曲げクラックが発生し、予備載荷時で既に発生していた曲げクラック(P面側1本、M面側4本)が進展した(写真-5.3(a))。 $2\delta_y$ の正側の載荷時(載荷変位16mm)において最大荷重788kNに、負側の載荷時(載荷変位-23mm)において-801kNに達した。なお、この最大荷重時において、正負交番載荷により斜めクロスしたせん断クラックが発生した(写真-5.3(b))。また、杭付根所近傍に剥落の兆候と思われる軸方向ひび割れ(M面、P面)が発生した。 $3\delta_y$ の載荷時では、顕著な耐力低下は見られないが、杭付根所近傍の剥落兆候がみられた範囲のコンクリートがP面側で剥落し、M面側でも剥落傾向の割れが発生している。また、せん断方向のクラックが増加し、杭先端側から杭付根所にかけてX型に進展してきた(写真-5.3(c))。さらに $4\delta_y$ の1サイクル目の載荷時では、杭付根所近傍のP面側で剥落範囲が広がるとともに、M面側でも剥落が発生した。杭先端側から杭付根所にかけて、せん断クラックのX型の形状がより明確になり、せん断破壊したものと考えられる(写真-5.3(d))。計器故障のため耐力低下の度合いは確認できなかったが、上面(A面)から下面(B面)までひび割れが貫通しているものと考えられ、大きく低下したものと判断できる。 $4\delta_y$ の2サイクル目の正側載荷時において、載荷変位20mm(載荷荷重239kN)から荷重が上がらないまま、杭体が崩れて、載荷終了となっ

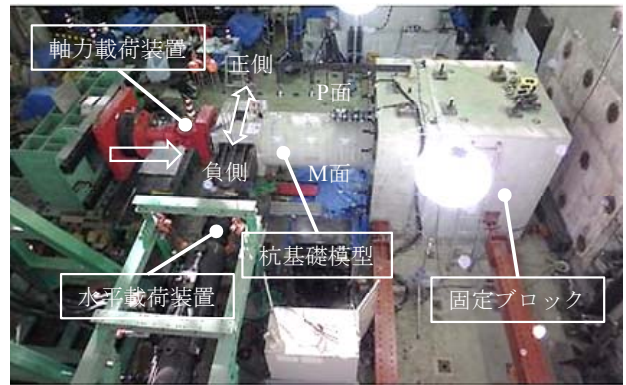


写真-5.2 供試体の設置状況

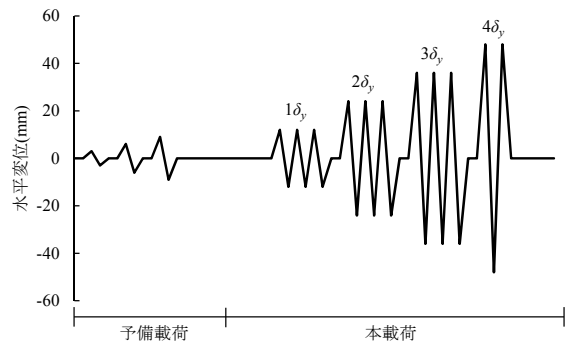


図-5.5 載荷ステップ

表-5.4 鉄筋ひずみ計測位置(高さ)

対象鉄筋	橋脚基部からの設置高さ(mm)
軸方向鉄筋	-350, -200, -100, 0, 100, 200, 300, 600, 1200
帯鉄筋	50, 350, 650, 950, 1250, 1550, 1850, 2060

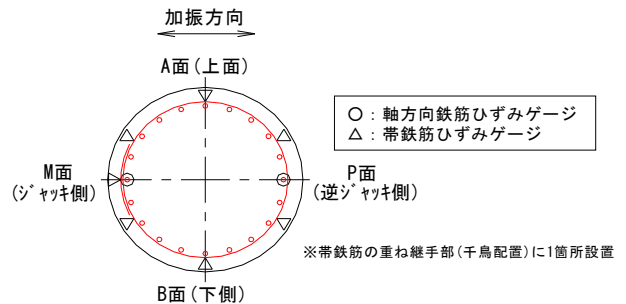


図-5.6 鉄筋ひずみ計測位置(断面)

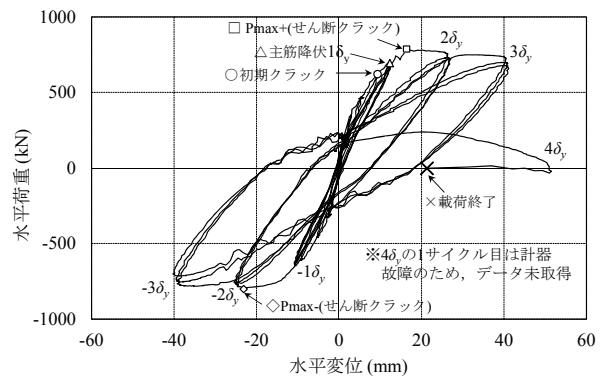
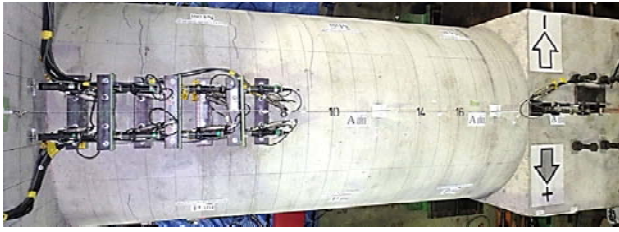
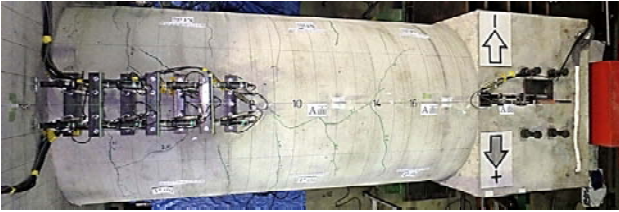


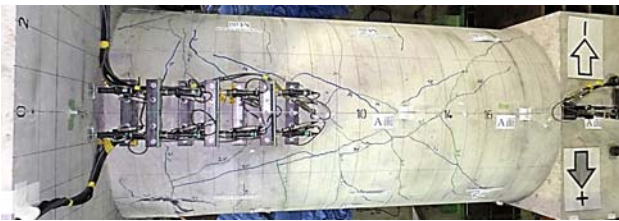
図-5.7 水平荷重-水平変位関係



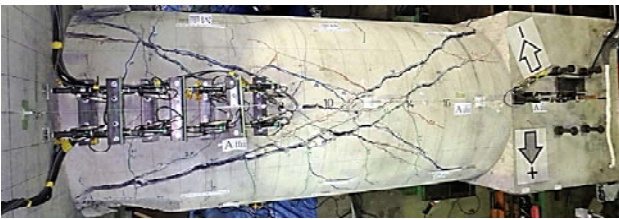
(a)  $1 \delta_y$  載荷終了後



(b)  $2 \delta_y$  載荷終了後



(c)  $3 \delta_y$  載荷終了後



(d)  $4 \delta_y$  載荷終了後 (1 サイクル)



(e)  $4 \delta_y$  載荷終了後 (2 サイクル)

写真-5.3 杭体の損傷状況 (A面)



写真-5.4 杭体のせん断破壊状況 (P面)

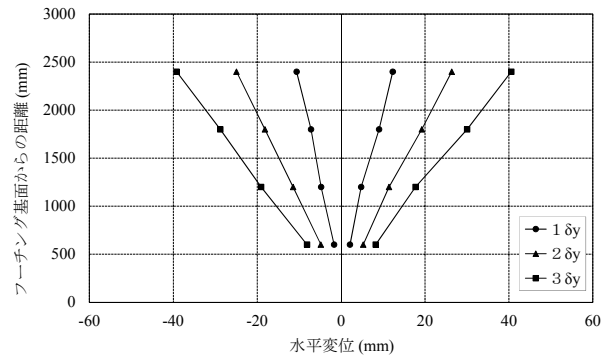


図-5.8 杭体の水平変位分布

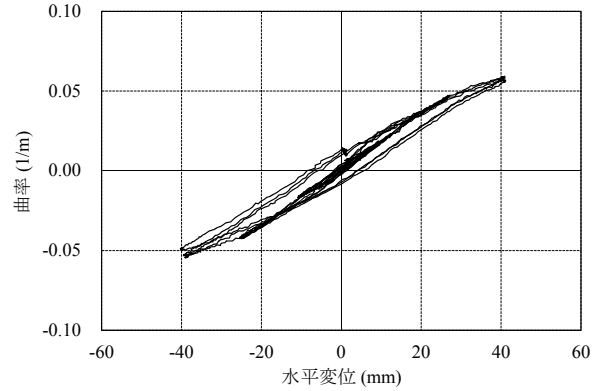


図-5.9 杭体の曲率と水平変位の関係

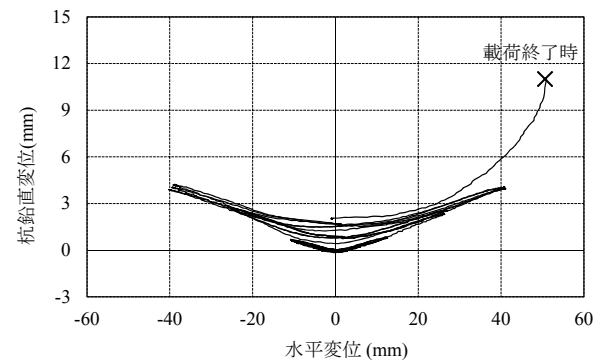


図-5.10 杭体の伸び出し量 (鉛直変位)

た(写真-5.3(e))。実験終了後にかぶりコンクリートの剥落部において、帯鉄筋のラップ部を確認したところ、写真-5.4に示すように、杭の帯鉄筋のラップ部は開いていた。これは、著しい破壊の影響もあるが、かぶりコンクリートの剥落により軸方向鉄筋のはらみ出しが卓越したことで帯鉄筋のラップ部が開いたものと考えられる。よって、本供試体における破壊形態は、曲げ損傷先行からのせん断破壊型であった。

図-5.8に $1 \sim 3 \delta_y$ の基準変位における杭体の水平変位分布を示す。 $3 \delta_y$ までの杭体については、概ね直線的な変形をしていることがわかる。図-5.9に杭体の水平変位と曲率の関係を示す。これより、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。

図-5.10に杭体の伸び出し変位量を示す。杭体と

フーチング部との結合部に取り付けた変位計の2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、せん断破壊後に急激に伸び出し量が増えているのは、杭がせん断破壊したことにより、杭体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。

図-5.11 に鉛直荷重と水平変位の関係を示す。載荷開始から  $4\delta_y$  の1サイクル目までは死荷重相当の鉛直荷重を保持していたが、せん断破壊後に鉛直荷重が喪失していることがわかる。ただし、これは杭1本の破壊状況を示すものであり、実際は多列の組杭であることを想定すると、全杭がせん断破壊しない限り鉛直荷重は失われないものと考えられる。

### 5.3.2 エネルギー吸収量

図-5.12 に繰返し回数別のエネルギー吸収量の推移を示す。ここで、エネルギー吸収量は、図-5.7 に示す水平荷重と水平変位の履歴曲線面積の合計値である。

本供試体では、基準変位  $3\delta_y$  までエネルギー吸収量が上昇し、 $4\delta_y$  で低下した。ただし、 $2\delta_y$  時において1回目と3回目のエネルギー吸収量の低下度が35%、2回目と3回目の低下度が10%と大きくなっており、繰返しに対する挙動の安定性が低下したことがわかる。これは、 $2\delta_y$  時(載荷変位 16mm)において、斜め方向にせん断クラックが生じており、そのクラックによる剛性低下から、エネルギー吸収量の低下に至ったものと考えられる。一方、1回目と3回目の水平荷重の低下度は、 $3\delta_y$  まで概ね10%以内に留まっていた。これより、本供試体では、 $3\delta_y$  まで水平耐力は保持するものの、繰返しに対する挙動の安定性については、期待できないものであった。

## 5. 4 場所打ち杭のせん断耐力評価

場所打ち杭模型を用いた正負交番載荷試験の結果から、せん断破壊型と評価させる場所打ち杭においても、直ちにせん断破壊に至るものではなく、曲げ損傷からある程度変形が確認された後、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。これは、正負交番繰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あったものと考えられる。本模型供試体のせん断耐力については、道路橋示方書の規定に基づき算出した結果と実験結果との比較により、構造細目が重ね継手のみの帯鉄筋においてもせん断耐力に寄与していたかどうかを考察する。

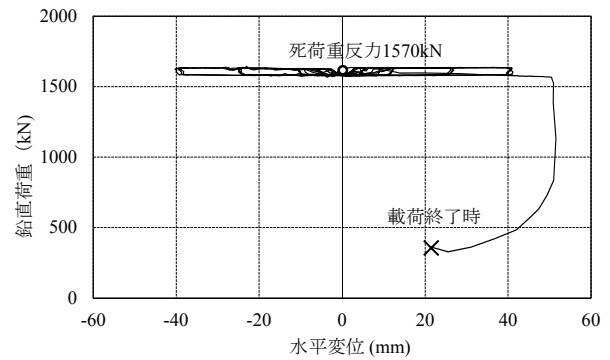


図-5.11 鉛直荷重と水平変位の関係

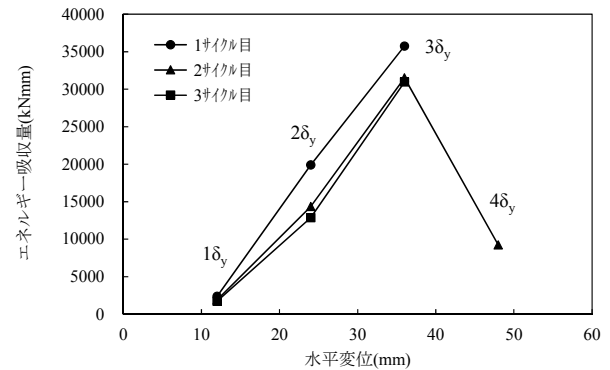


図-5.12 エネルギー吸収量の推移

表-5.5 実験供試体のせん断耐力の比較

(a) 計算値

項目	単位	計算値(kN)		
		$S_c$	$S_s$	$P_s=S_c+S_s$
せん断耐力 $P_s$	ばらつき $\mu-2\sigma$	444	197	641
	ばらつき $\mu$	592	197	789

(b) 実験値

項目	単位	実験値(kN)		
		$S_c=S_{exp}-S_s$	$S_s$	$S_{exp}$
せん断耐力 $S_{exp}$	$1\delta_y$ max時	660	35	694
	$2\delta_y$ max時	714	74	788
	$3\delta_y$ max時	469	280	750

表-5.5に、試験供試体のせん断耐力の計算値と実験値をそれぞれ示す。計算値は、道路橋示方書に基づいた算出式より、コンクリートが負担するせん断耐力 $S_c$ とせん断補強鉄筋(帯鉄筋)が負担するせん断耐力 $S_s$ の総和で算出する。なお、コンクリート強度及び鉄筋の強度は材料試験より得られた値を用いた。また、実験値のせん断補強鉄筋(帯鉄筋)が負担するせん断耐力 $S_s$ は、文献に基づき、支配的なせん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋のひずみに着目して、材料試験で得られた弾性係数と鉄筋断面積を乗じて求めた。図-5.13に、供試体の終局時のひび割れ発生状況と帯鉄筋のひずみが卓越した箇所を重ねて示す。支配的なせん断ひび割れを太線で示し、そのひび割れを横切る $S_s$ を算出するために用いたひずみ箇所を黒丸で示す。なお、帯鉄筋の

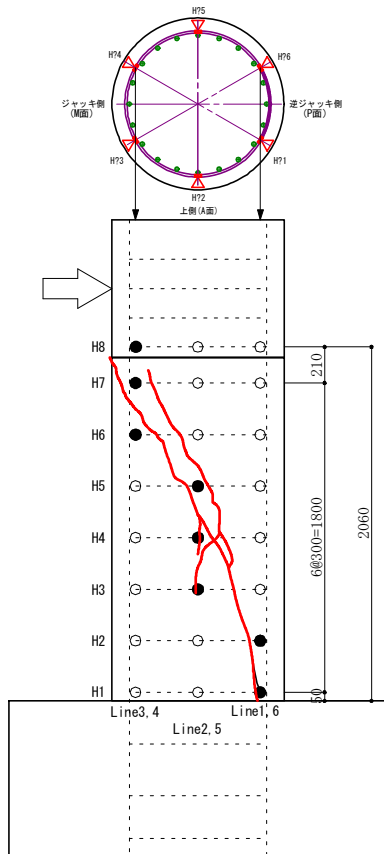


図-5.13 ひび割れと帯鉄筋  $S_s$  算出用のひずみ箇所

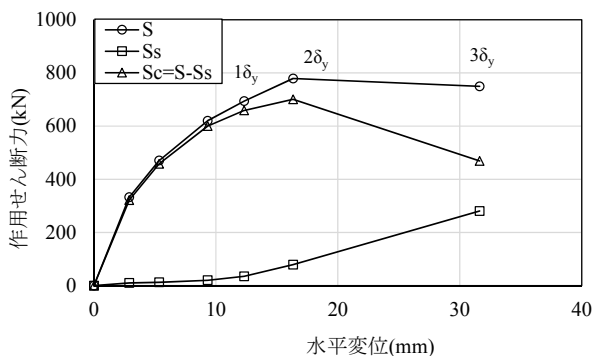


図-5.14 分担せん断力の比較

最大ひずみは、材料試験で得られた降伏ひずみ $1637\mu$ とした。また、図-5.14には、作用せん断力 $S$ をせん断耐力の合計値と仮定し、これにせん断補強筋負担分のせん断耐力 $S_s$ を差し引くことで、コンクリート負担分のせん断耐力 $S_c$ が算出されるものとして、各せん断力の分担を比較した。

表-5.5より、ばらつきの平均値 $\mu$ を用いたせん断耐力 $P_s$ (計算値)が $789\text{kN}$ と計算されて、実際に $2\delta_y$ 時において、せん断クラックが発生したせん断力 $S_{exp}$ (実験値)は $788\text{kN}$ と概ね一致していた。これは、本供試体におけるせん断耐力評価式が精度の高いものであったことが考えられる。また、図-5.14から、初期ひび割れ時の帯鉄筋ひずみが小さいため、分担せん断力も小さいが、

せん断クラックが発生した以降、帯鉄筋のひずみが大きくなるとともに、せん断耐力寄与率が大幅に増加していることが分かる。一方、せん断ひび割れに伴い、剛性低下とともにコンクリート負担分のせん断耐力が低下していることも伺える。

よって、正負交番繰返しによる斜めクラックの増加後に、コンクリート負担分のせん断耐力は低下するが、帯鉄筋負担分のせん断耐力が寄与して、急激なせん断耐力低下に至っていないものと考えられ、その結果、直ちにせん断破壊に至っていないものと考えられる。このことはかぶりコンクリートが大きく剥落するまで帯鉄筋のラップ部が開いてないことから $3\delta_y$ まではある程度のせん断抵抗に寄与していたものと考えられる。

## 6. 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た設計法として開発することを目的として、動的解析による感度分析や古い基準にて設計された既製RC杭基礎および場所打ち杭基礎を用いた正負交番載荷試験により耐荷特性、塑性変形能を把握し、基礎の限界状態について確認した。本研究により得られた知見を以下に示す。

### ① 動的解析の感度分析について

- ・砂地盤上の群杭基礎(直杭と斜杭)に関して、初期剛性に関する補正係数 $\alpha_k$ の感度は鈍感であることを確認した。また、鈍感ではあるがケースAでは試験結果よりも最大変位がやや小さくなる傾向もあり、その他のケースや初期剛性に関する補正係数 $\alpha_k$ ではほとんど変化がない。そのため、既往の研究と同様に、砂地盤上の群杭基礎(直杭と斜杭)においても $\alpha_k=0.1$ としておけばよい。

### ② 古い基準にて設計された既製RC杭基礎について

- ・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 $8\delta_y$ 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 $\pm 7\delta_y$ の変形が生じた場合まで $1\delta_y$ 時の荷重を保持できていることを確認した。
- ・文献4)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試験を行った結果から、塑性変形能についてはPHC杭(JIS杭)の試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<sup>2)</sup>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 $c_c \cdot c_e \cdot c_{pl} \cdot \tau_c = 1.5\tau_c$ については、文献<sup>11),12)</sup>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試験結果から確認された。
- ③ 古い基準にて設計された場所打ち杭について
- 本供試体は、荷重変位 $1\delta_y$ 時において、杭体とフーチングの付根部で曲げクラックが発生し、 $2\delta_y$ 時において最大荷重に達するとともに、斜めクロスしたせん断クラックが発生した。 $3\delta_y$ の荷重時では、顕著な耐力低下は見られないが、せん断クラックの増加とともに、杭先端側から杭付根部にかけてX型に進展してきた。さらに $4\delta_y$ の1サイクル目の荷重時では、杭先端側から杭付根部にかけて、せん断クラックのX型の形状がより明確になり、せん断破壊したものと考えられ、ひび割れが貫通したため、大きく低下したものと考えられる。最終的には、 $4\delta_y$ の2サイクル目の正側荷重時において、荷重が上がらないまま、杭体がせん断破壊に至った。
  - 本供試体では、 $3\delta_y$ まで水平耐力は保持するものの、繰返しに対する挙動の安定性は、 $2\delta_y$ まで期待できないものであった。
  - 本供試体は、せん断破壊型と評価させる場所打ち杭であるにも関わらず、最初は曲げ損傷が確認され、その後、正負交番繰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、せん断破壊するという損傷形態であった。
  - 道路橋示方書に基づいた計算されたせん断耐力と実験で得られた、せん断クラック発生時のせん断力を比較すると、概ね一致していた。これは、本供試体におけるせん断耐力評価式が精度の高いものであったことがうかがえる。
  - 正負交番繰返しによる斜めクラックの増加後に、コンクリート負担分のせん断耐力は低下するが、帯鉄筋負担分のせん断耐力が寄与して、急激なせん断耐

力低下に至っていないものと考えられ、その結果、直ちにせん断破壊に至っていないものと考えられる。これは、かぶりコンクリートが剥落するまで帯鉄筋のラップ部が開いてないことから相応のせん断抵抗に寄与していたものと考えられる。

## 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，1996.12.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，2002.3.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，2012.3.
- 4) 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.
- 5) (独)土木研究所：既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究，土木研究所資料，第4168号，pp.2~129，2010.5.
- 6) (独)土木研究所：地盤物性値のばらつきが杭基礎の地震時応答評価に与える影響に関する研究，土木研究所資料，第4283号，2014.3.
- 7) 白戸真大，吉田望，福井次郎，野々村佳哲：軟弱地盤上の高架構造物・基礎・地盤系の地震時挙動予測へのWinkler型非線形相互作用バネの適用，土木学会地震工学論文集，vol27，paperNo.148，2003.
- 8) (独)土木研究所：既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究，土木研究所資料，第4168号，2010.
- 9) (社)日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解説，1972.
- 10) (社)日本道路協会：道路橋示方書IIIコンクリート橋編，2002.3.
- 11) 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.
- 12) (社)日本道路協会：「道路橋」に関する地区講習会講義要旨，1996.
- 13) 福井次郎，白戸真大，梅原剛：ディーブ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.
- 14) (社)日本道路協会：道路橋示方書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** : FY2012-2015

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

**Author** : HOSHIKUMA Jun-ichi  
NANAZAWA Toshiaki  
OKADA Takao  
KOHNO Tetsuya  
TANIMOTO Shunsuke

**Abstract** : It is needed to estimate accurately the loading characteristics of bridge foundation under large earthquake in order to make a judgment on the necessity and priority to conduct seismic retrofit. Additionally, not static analysis using inertia force for bridge foundation but dynamic response analysis considering soil-foundation interaction is an effective method because it is possible to estimate the seismic behavior of bridges using dynamic analysis considering soil-foundation interaction if the analytical model is appropriate. The aim of this research is to develop the seismic design method using dynamic response analysis for highway bridges considering soil-foundation interaction.

**Key words** : road bridge foundation, existing pile foundation, seismic design, dynamic analysis, critical state of seismic condition, seismic performance evaluation