

フーチングを有しない多柱式ラーメン構造の 耐震性能評価法に関する一考察

飯島翔一¹・原田健彦²・大森貴行³・尾添仁志⁴・河野哲也⁵・七澤利明⁶・小野潔⁷

¹正会員 工修 国立研究開発法人土木研究所 CAESAR（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

²正会員 博(工) 株式会社オリエンタルコンサルタンツ 事業本部（〒530-0005 大阪市北区中之島 3-2-18）

³正会員 工修 株式会社オリエンタルコンサルタンツ 九州支店（〒812-0011 福岡市博多区博多駅前 3-2-8）

⁴正会員 JFE シビル株式会社 社会基盤事業部（〒111-0051 東京都台東区蔵前 2-17-4）

⁵正会員 博(工) 国立研究開発法人 土木研究所 CAESAR（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

⁶非会員 工修 国立研究開発法人 土木研究所 CAESAR（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

⁷正会員 博(工) 早稲田大学 創造理工学部（〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1）

1. まえがき

フーチングを有しない多柱式ラーメン構造は、図-1に示すように、一柱一基礎構造で構成されるラーメン形式構造である。本構造は、港湾施設の直杭式横栈橋に類似する構造であり、海外ではペデストリアンデッキ等の下部構造として採用実績がある。また、日本国内の道路橋としては新形式であり、道路橋に関する現行基準のひとつである道路橋示方書¹⁾（以下、道示と称す）が想定する構造とは、①使用する鋼管は主に電縫鋼管であるほか、細長比パラメータが一般の橋脚より大きいこと、②山岳傾斜地に建設されることが多く、橋軸直角方向に突出長の異なる柱一杭一体部材を配置することになる、主に砂質土および粘性土の崖錐層に杭を根入れする等の相違がある。このような構造に対する柱および杭（以下、柱一杭と称す）の弾塑性挙動や地盤抵抗特性等をはじめとする耐震性能評価手法は、十分に明らかになっていないのが現状である。さらに、それらの課題の他にも、疲労や劣化に対する耐久性能や主桁と柱の剛結部の性能評価手法等、本構造の設計手法確立のために解決すべき課題はまだある。

以上の課題を解決するため、本研究では第一段階として、本構造の耐震性能評価手法を確立することを主目的とする。目的達成のための技術的課題を以下に記す。

①細長比パラメータが大きい電縫鋼管の弾塑性挙動の評価

道示の細長比パラメータの適用範囲を超える範囲における電縫鋼管の耐荷性能を明らかにし、耐震性能評価手法開発のための検討を行わなければならない。

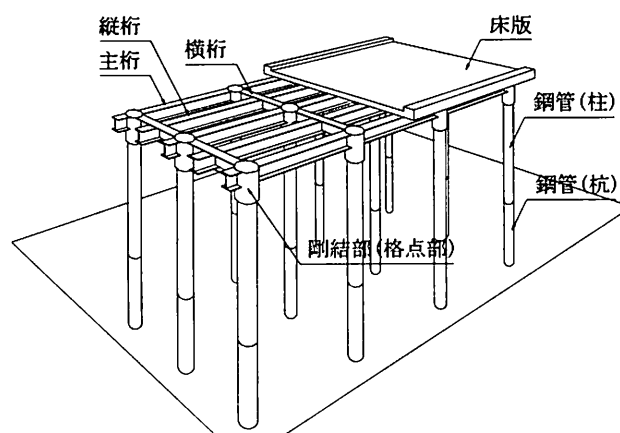


図-1 フーチングを有しない多柱式ラーメン構造のイメージ

②フーチングを有しない構造の挙動および地盤抵抗特性の評価

突出長の異なる各部材について、砂質土および粘性土に対する地盤抵抗特性を明らかにする。

そこで本文では、フーチングを有しない一柱一基礎構造を対象とし、まず、細長比パラメータの大きい供試体も含む電縫鋼管の正負交番荷重実験を行い、その耐震性能について検討を行った。次に、突出長および地盤種類の違いが構造の水平挙動や地盤の水平抵抗特性に与える影響を明らかにするため、遠心荷重装置を用いた構造一地盤系の正負交番水平荷重試験を行った。なお本文では、地表面より上の部分を柱、地中にある部分を杭と呼ぶこととする。

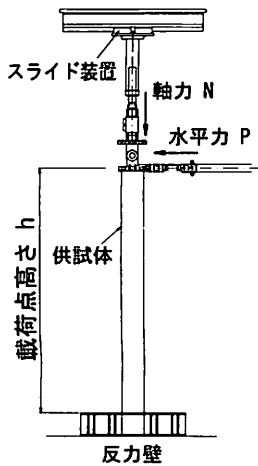


図-2 正負交番載荷実験の状況

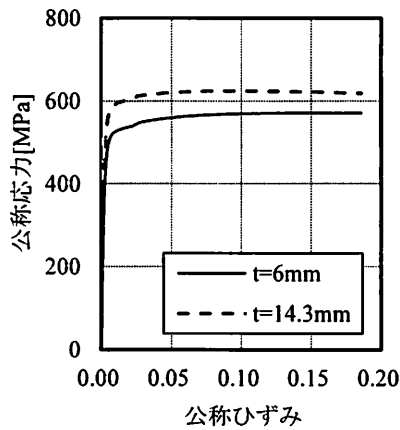
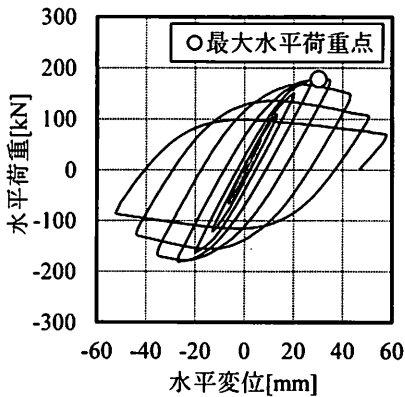


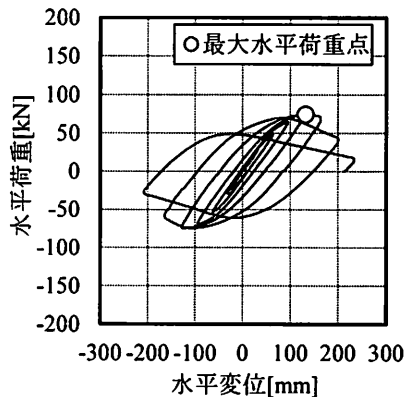
図-3 引張試験結果

表-1 供試体緒元

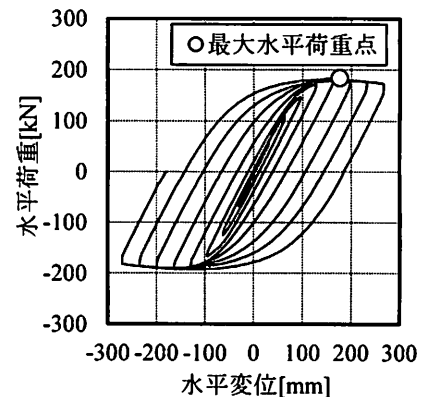
供試体	1-1	2-1	2-2
直径 D (mm)	318.5	318.5	318.5
板厚 t (mm)	6.0	6.0	14.3
鋼種	SKK490	SKK490	SKK490
降伏応力 σ_{yM} (MPa)	487	487	553
引張応力 σ_{uM} (MPa)	570	570	623
荷重点高さ h (cm)	157.0	348.0	348.0
径厚比パラメータ R_{tN}	0.068	0.068	0.028
R_{tM}	0.105	0.105	0.049
細長比パラメータ $\bar{\lambda}_N$	0.357	0.792	0.814
$\bar{\lambda}_M$	0.444	0.985	1.079
軸力比 N/N_{yN}	0.20	0.15	0.15



(a) 供試体 1-1



(b) 供試体 2-1



(c) 供試体 2-2

図-4 水平荷重—水平変位関係

2. 細長比パラメータが大きい供試体も含む電縫鋼管に対する正負交番載荷試験

(1) 実験概要

a) 載荷装置

正負交番載荷実験の状況を図-2に示す。軸力ジャッキにはスライド装置を設置した。細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が大きい供試体 2-1 および 2-2 は、実験施設の制約により横置きとし、そのほかの $\bar{\lambda}$ が小さい供試体 1-1 も同様に行った。重力の影響を受けないように供試体と受け台の間には摩擦を防ぐためボールベアリングを設置し、基部はアンカーボルトにより反力壁に固定した。

b) 供試体

実験供試体は表-1に示す3体とし、鋼管はJIS規格のSKK490とした。なお、 $t=6\text{mm}$ の供試体は同一鋼板の鋼管より製作した。鋼管軸方向から採取した試験片による引張試験の結果は図-3に示す通りで、いずれも降伏比は大きく、板厚が厚いほど顕著であった。

供試体 1-1 の寸法諸元は、実験の指標として道示Vで規定される円形断面のコンクリートを充填しない鋼製橋脚の $M-\phi$ 関係の適用条件を満足するように設定した。供

試体 1-1 に対して、供試体 2-1 は適用条件外で $\bar{\lambda}$ を大きく、供試体 2-2 はさらに R_t を小さくなるように設定した。

c) 載荷方法

載荷方法は、既往の研究と同様に一定軸力を保持した状態で水平力は正負交番繰り返し載荷とした。一定軸力は設計で想定する最大値とし、供試体 1-1 は公称降伏軸力の20%、供試体 2-1 および 2-2 では15%に相当する荷重とした。水平力は変位制御で与えることとし、その大きさは基準とする水平変位 δ の整数倍を片振幅として、 $\pm 1\delta$ 、 $\pm 2\delta$ ・・・の要領で漸増させることにより与えた。

(2) 実験結果

水平荷重—水平変位関係の実験結果を図-4(a)～(c)に示す。最大水平荷重点付近の供試体の基部近傍には面外変形を確認した。その後、局部座屈の進展に伴って水平荷重が低下した。座屈モードとしては、写真-1に示す鋼管の全周方向にわたり外側にはらみ出す提灯座屈であり、水平載荷方向に配置した電気抵抗溶接部も一般部と同様の座屈変形であった。この挙動は、供試体3体全てに共通して認められた。

水平荷重—水平変位関係の正側載荷の結果を降伏水平

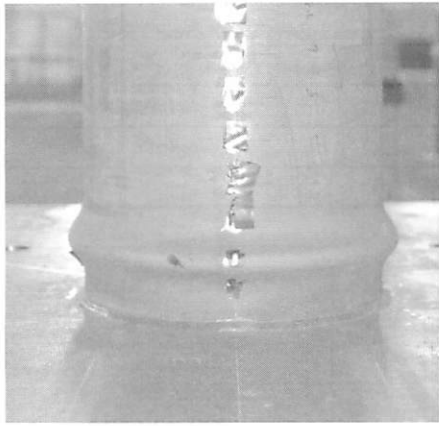


写真-1 実験終了時の座屈状況（供試体 2-1）

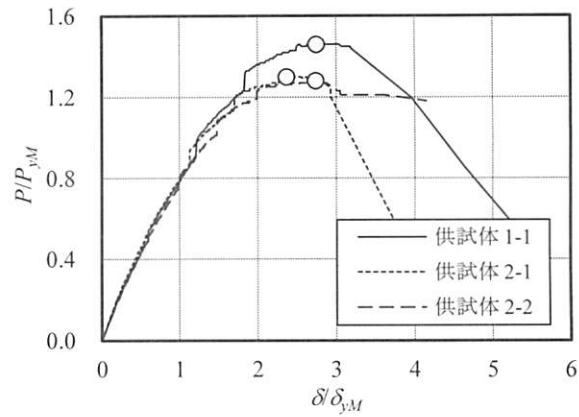


図-5 包絡線の比較（正側載荷）

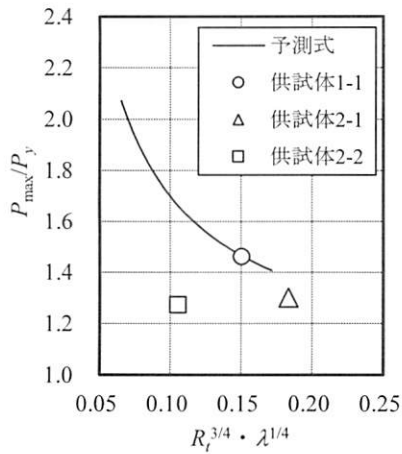


図-6 \$P_{max}/P_y\$ の比較

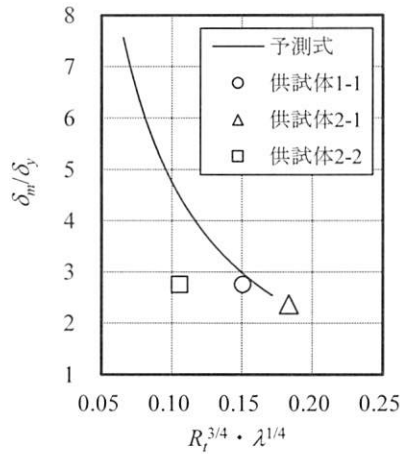


図-7 \$\delta_m/\delta_y\$ の比較

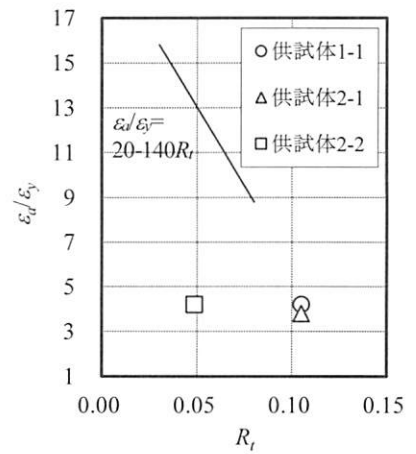


図-8 \$\epsilon_d\$ の試算結果

力 P_{yM} 、降伏水平変位 δ_{yM} で除して無次元化した包絡線を図-5に示す。なお、 P_{yM} および δ_{yM} は、材料降伏応力度 σ_{yM} を用いて算定した。供試体 2-2 の包絡線は、最大水平荷重点を確認後、軸力ジャッキのスライド装置の可動限界の都合により、局部座屈が進展し耐力が大きく劣化するループまでは載荷していない。図-5より、 $\bar{\lambda}$ の大きい供試体 2-1 および 2-2 は、供試体 1-1 と比較して特に P_{max}/P_y の値が小さくなっている。

最大水平荷重 P_{max} および最大水平荷重時変位 δ_m について、SM490 を対象とした以下の式²⁾(1)および(2)による予測曲線と実験結果を比較したものを、それぞれ図-6および図-7に示す。

$$P_{max}/P_y = 0.07 \times \frac{1}{R_t^{3/4} \bar{\lambda}^{1/4}} + 1.00 \quad (1)$$

$$\delta_m/\delta_y = 0.53 \times \frac{1}{R_t^{3/4} \bar{\lambda}^{1/4}} + 0.55 \quad (2)$$

ここに、 $0.04 \leq R_t \leq 0.12$, $0.285 \leq \bar{\lambda} \leq 0.503$ および $0.10 \leq N/N_y \leq 0.30$ である。

予測式の適用条件を満足する供試体 1-1 の耐力力および変形性能は、予測曲線と良い一致が見られる。予測式の $\bar{\lambda}$ の適用条件外である供試体 2-1 は、供試体 1-1 と比較して、 $\bar{\lambda}$ の影響により耐力力および変形性能は低下している。また R_t が小さい供試体 2-2 は、供試体 2-1 と比較して耐力力および変形性能は同程度である。

一般に SM490 の鋼板を用いたベンディングロール鋼管の場合は、径厚比を小さくすると耐力力および変形性能が向上するが、当該供試体は図-3に示す通り降伏比が高いことが実験結果に影響していると考えられる。

(3) 許容変位時に対応するひずみの試算

鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果に基づき、 $M-\phi$ モデル設定手法³⁾により許容変位 ϵ_d 時に対応するひずみ ϵ_d を試算した。 ϵ_d を降伏ひずみ ϵ_y で除した値と径厚比パラメータ R_t との関係は図-8に示す通りである。図中には道示 V で規定される算定式も併記しており、供試体 1-1 はその延長線上付近にプロットされる。供試体 2-1 は、供試体 1-1 と比べると $\bar{\lambda}$ の影響により僅かに低下している。供試体 2-2 の ϵ_d は、耐力力および変形性能の結果と同様に、降伏比の影響により供試体 2-1 の試算値と同程度であり、板厚を厚くして R_t を小さくした効果が現れなかった。

3. フーチングを有しない一柱一基礎構造における水平方向地盤抵抗特性

(1) 遠心場における実験概要

a) 遠心載荷装置

一柱一基礎構造の水平方向地盤抵抗特性を調査するため、遠心載荷模型実験を実施した。本実験は、国立研究法人土木研究所の中型遠心力載荷実験装置を利用し、遠心加速度 25G 下で実施した。

b) 検討ケース

類似構造物における実績より、外径 500mm×板厚 9mm の鋼管で杭長 8m の実物を想定した。対象は、表-2 に示す 3 ケースであり、柱高の違いによる影響と支持層上部の土質の違いがそれぞれ地盤抵抗特性に与える影響を調べた。いずれも杭と地盤との相互作用に着眼するため、単純な 1 本柱モデルを対象とした。

c) 供試体

遠心載荷装置に搭載した供試体の一例 (Case 1-1) を図-9 に示す。土槽には、内寸：幅 800mm×高さ 605mm×奥行 500mm の鋼製剛土槽を用いた。杭先端は十分強固な支持層に根入れしているものと想定し、土槽底部に打設した石膏に 2D (ここに、D は杭径) 差し込んで固化させた。したがって、本実験における杭先端の支持条件は、固定端となっている。柱頭部は十分に剛な鋼製治具 (以下、固定治具と称す) に 2D 程度差し込んだ状態で石膏により強固に拘束した。ジャッキと固定治具は、鉛直および回転方向を自由とし、水平変位のみに追従する機構を持たせた連結治具により接続した。ただし、柱高が高い Case 1-2 においては、ジャッキと治具の取り付けから回転方向のみ自由とした。

d) 模型地盤および柱一杭の模型

模型地盤は、1 層あたりの仕上がり厚と地盤試料投入量により地盤密度を管理できる突き固め法で作成した。砂質土層および粘性土層の地盤試料には、東北桂砂 7 号および DL クレーとカオリンクレーの混合土 (混合比 3:2) をそれぞれ使用した。Case 1-1 および 1-2 では、相対密度 $D_r=80\%$ の比較的密な地盤を石膏層上に作成した。また Case 2 では、締固め度 $D_e=90\%$ を目標とし、Case 1 と同じ層厚で模型地盤を作成した。なお、各地盤試料に対する室内試験結果は表-3 に示す通りである。

柱一杭は、模型の曲げ剛性と実物のそれを等価にすること⁴⁾を目的とし、外径 20mm×板厚 1.2mm のアルミ管を使用した。アルミ管の主要諸元ならびに実構造想定値を表-4 にそれぞれ示す。

e) 載荷および計測方法

供試体を遠心載荷装置に搭載し、遠心加速度を 25G で保持後、図-10 に示す載荷パターンによる正負交番 3 サイクル繰り返し水平載荷試験を行った。載荷は、変位制

表-2 遠心場における載荷実験ケース

項目	Case 1-1	Case 1-2	Case 2
柱長	5m	10m	5m
杭長	8m		
土質	砂質土		粘性土

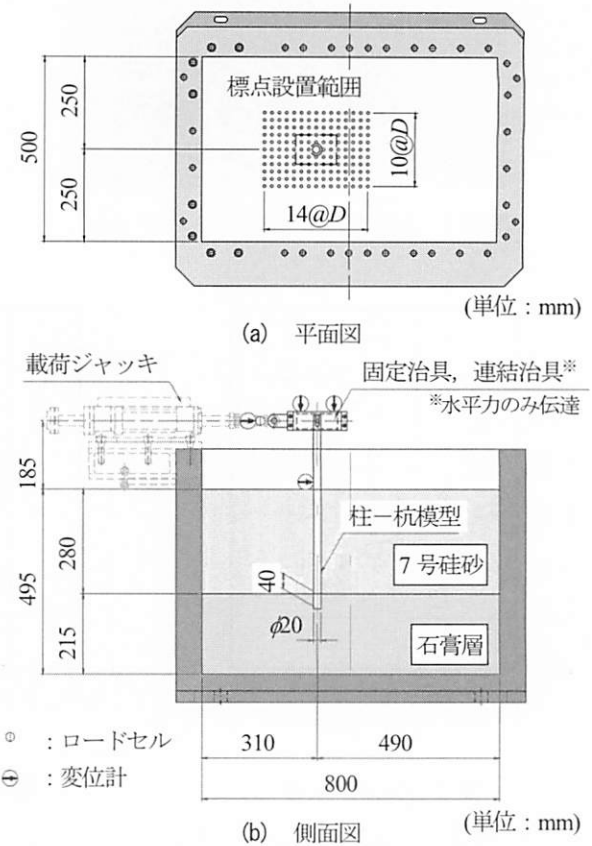


図-9 遠心模型実験に用いた供試体 (Case 1-1)

表-3 各地盤試料の室内試験結果

項目	記号	単位	7号硅砂	混合土
圧密応力	σ_c	kN/m ²	30, 60, 90	30, 60, 90
相対密度	D_r	%	78.5 ~ 80.6	-
締固め度	D_e	%	-	90.2 ~ 90.4
せん断抵抗角	ϕ_d	度	45.1	31.1
粘着力	c_d	kN/m ²	6.3	12.3
変形係数	E_{50}	MN/m ²	11.0 ~ 31.3	10.6 ~ 26.0

表-4 柱一杭の主要諸元

項目	記号	単位	供試体	実構造 (ターゲット)
杭径	D	mm	20	500
板厚	t	mm	1.2	9.0
材質	-	-	アルミ	鋼
弾性係数	E	MN/m ²	6.88×10^4	2.00×10^5
降伏応力度	σ_y	MN/m ²	255.4	235
降伏ひずみ	ϵ_y	μ	3.71×10^3	1.18×10^3
断面積	A	m ²	90.2	1.77×10^4
断面二次モーメント	I	m ⁴	3.14×10^{-9}	4.18×10^{-4}
伸び剛性	EA	MN	6.21×10^6	3.54×10^9
曲げ剛性	EI	MNm ²	2.16×10^{-4}	83.7

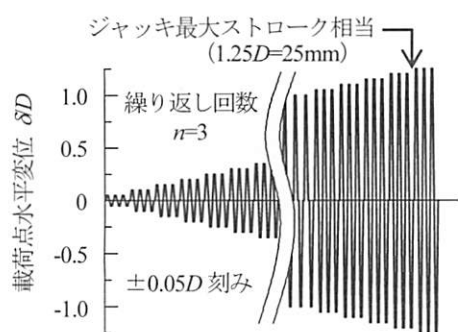


図-10 正負交番荷重パターン

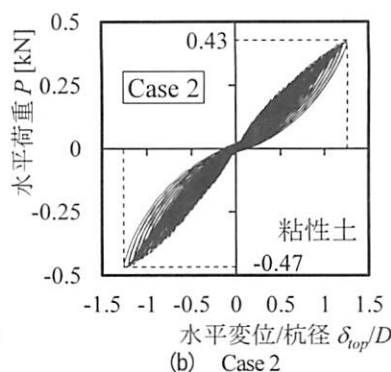
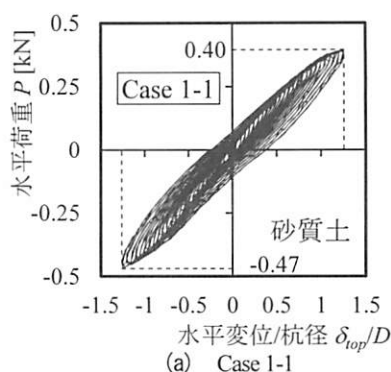


図-11 正負交番水平荷重試験による荷重－変位履歴曲線の例

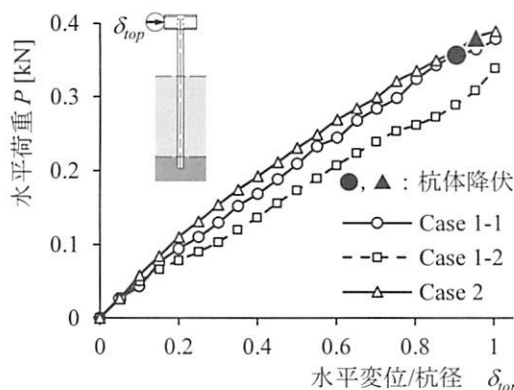


図-12 各検討ケースにおける荷重－変位関係の包絡線

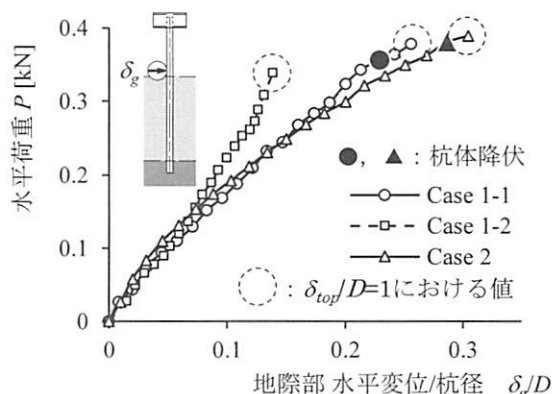


図-13 地盤部変位 δ_g に着目した荷重－変位関係の包絡線

御により、0.05D からジャッキ最大ストロークに相当する1.25Dまで、繰返し荷重を0.05D刻みで漸増させた。

計測項目は、載荷点における水平荷重 P および変位 δ_{top} 、地表面+1Dの位置における水平変位 δ_g 、固定治具上面2箇所の鉛直変位である。またアルミ管内部の各深度に設置した1対のひずみゲージにより軸ひずみの深度分布も併せて計測した。なお、地表面には予め標点を配置し、実験前後における地表面の相対変位もそれぞれ計測した。

(2) 遠心場における荷重試験結果

a) 荷重－変位関係に基づく考察

図-11に P - δ_{top} の応答履歴曲線を示す。図(a)および(b)はCase 1-1および2に対する結果をそれぞれ代表として示しており、横軸の変位は杭径 D で無次元化している。いずれのケースにおいても、試験により確認できた最大水平力は0.4kN程度であり、大きな違いはない。その一方で、履歴曲線の形状は砂質土のCase 1-1と粘性土のCase 2で異なっている。すなわち、Case 1-1の P - δ_{top} 曲線は除荷後に有意な残留変位が生じ、再荷重勾配は過去の最大点を指向するのにに対し、Case 2では除荷後の残留変位が小さく、原点を指向する傾向があることが分かる。このような違いが生じた要因については、残留変位の増加傾向や地盤の塑性化の進展状況、杭の変形等を分析するとともに、突出長が短い場合の結果との比較なども踏まえた上で確認する必要があるが、その一因としては、図-15で示す地盤の破壊性状の違いが考えられる。

図-12は、各ケースにおける P - δ_{top} 曲線の包絡線を示し

ている。いずれの結果においても、 $\delta_{top}/D \leq 1$ の範囲では水平荷重の急激な低下は見られず、ジャッキ最大ストローク時においてもなお耐荷力を有していることがわかる。図中●と▲印は、ひずみ計測により得られた杭体初降伏時を示しており、そのときの δ_{top}/D はCase 1-1およびCase 2とともに約0.9であった。また柱高の高いCase 1-2では、 $\delta_{top}/D \leq 1$ の範囲において杭体の降伏は認められなかった。ただし、その勾配は3ケースの中で最も小さい。

一方図-13は、地盤部で計測された δ_g に着目して P - δ_g 関係を得た結果である。図示したのは、図-12で示した $\delta_{top}/D \leq 1$ における結果である。図中破線の円でマーキングした $\delta_{top}/D=1$ のときの δ_g は、Case 1-2が最も小さく、次いでCase 1-1、Case 2の順に大きい。

以上の結果から、図-12においてCase 1-2における P - δ_{top} 関係の勾配が小さくなったのは、柱の曲げ変形に起因するものと推察される。このことから、本研究で対象とする一柱一基礎構造では、柱高(突出長)の違いにより全体の変形モードが異なり、その結果、水平方向地盤抵抗特性にも違いが生じることが明らかになった。

b) 柱－杭のひずみ計測結果に基づく考察

図-14は、 $\delta_{top}/D=0.5$ および1のときの柱－杭の軸方向ひずみの深度分布を破線と実線でそれぞれ示したものである。いずれもアルミ管内面のジャッキ側の値を抽出して表示しており、正が引張で負が圧縮を示す。地中部における最大ひずみは、いずれのケースにおいても深度2D付近で生じている。 $\delta_{top}/D=1$ のときの最大ひずみは、Case

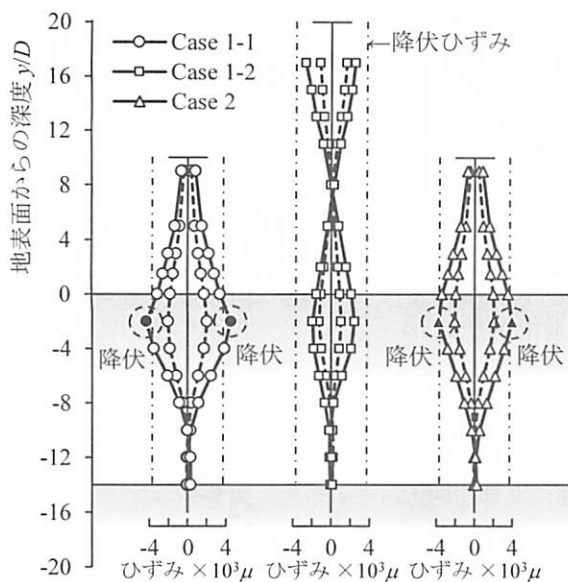


図-14 柱-杭のひずみ計測結果

1-1と2において図中一点鎖線で示す降伏ひずみの3700 μ を超えており、杭体は降伏している。一方、Case 1-2では弾性域にとどまっている様子がみてとれる。

c) 地表面の相対変位

図-15は、載荷試験終了直後に測定した杭周辺地盤における地表面相対変位である。図-15(a)に示すCase 1-1では杭周辺の地盤が沈下しているのに対し、図-15(b)に示すCase 2ではCase 1-1で見られたような杭周辺の地盤の沈下は確認できなかった一方で、杭周辺に隙間やひびわれが生じていることが確認された。Case 2の地盤の粘着力は高く自立性が高い。そのため、既往の研究⁵⁾と同様に杭との間に生じた隙間が埋まらず、除荷・再載荷時には隙間が生じた領域の地盤抵抗が発揮されなかったことが考えられ、このような地盤の抵抗特性の違いが図-11の荷重-変位履歴曲線の違いとして現れた可能性がある。

4. むすび

本研究では、フーチングを有しない一柱一基礎構造を対象とし、まず、細長比パラメータの大きい供試体も含む電縫鋼管の正負交番載荷実験を行い、その耐震性能について検討を行った。次に、遠心載荷装置を用いた正負交番水平載荷試験を行い、フーチングを有しない杭の水平方向地盤抵抗特性について調べた。その結果、以下の事柄が明らかになった。

- ① 電縫鋼管を用いた鋼製橋脚では、 $\bar{\lambda}$ が大きくなると、特に P_{max}/P_y が低下する。
- ② 実験で使用した降伏比の高い電縫鋼管は、 R_L を小さくしても一般のベンディングロールと同様の効果は見られない。
- ③ 遠心実験により確認した検討ケースにおいて、杭体降伏前の $P-\delta_{op}$ 関係はほぼ線形であり、荷重の急激な低下等は確認できなかった。

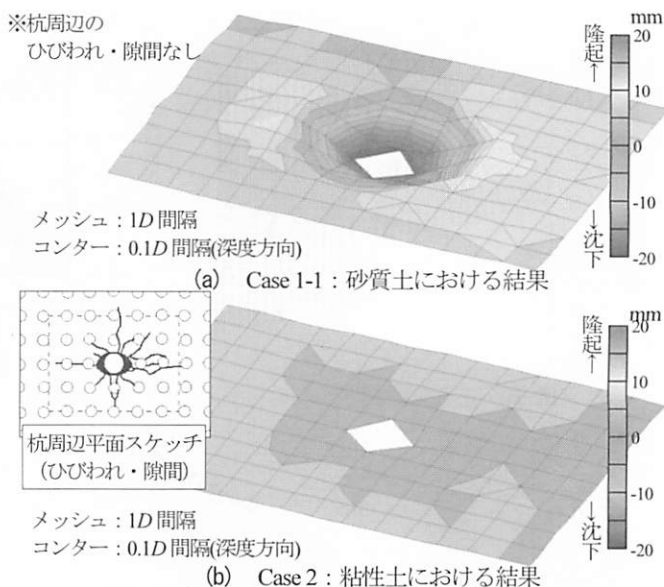


図-15 載荷試験前後における地表面相対変位の分布

- ④ $P-\delta_{op}$ 履歴特性は、砂質土と粘性土で最大点指向型と原点指向型であった。これは、両者の地表面付近の地盤抵抗特性の違いが一因と考えられる。
- ⑤ 突出長の違いが $P-\delta_{op}$ 関係に与える影響は大きく、突出が大きい場合、勾配が緩やかになることがわかった。

よって、今後は、電縫鋼管の試験結果について詳細に検討を行う。また、構造の挙動および地盤抵抗特性の評価については、本文で述べた実験結果をより詳細に分析して地盤の抵抗特性や変形モードを評価するとともに、突出長が短い実験結果との比較や、杭本数が増えた時の現象や動的挙動などに関する実験、解析的な検討を追加し、本構造の応答特性・地盤抵抗特性を評価する。そして、本構造の地震時挙動を精度よく評価できる解析モデルを提案する予定である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2012.3.
- 2) 後藤芳顕，江坤生，小畑誠：2方向繰り返し荷重を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性，土木学会論文集，No.780/I-70，pp.181-198，2005.1.
- 3) 小野潔，西村宣男，西川和廣，高橋実，中洲啓太：円形断面鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果に基づく $M-\phi$ モデル設定手法に関する検討，鋼構造論文集，第8巻第31号，pp.97-105，2001.9.
- 4) 岡村未対，竹村次朗，上野勝利：講座 遠心模型実験－実験技術と実務への適用－2. 遠心模型の相似則・実験技術－利点と限界，土と基礎，Vol.52，No.10，pp.37-44，2004.10.
- 5) 谷本俊輔，河野哲也，七澤利明，中谷 昌一：接円式固化改良地盤に支持される杭基礎の水平抵抗特性に関する研究，地盤工学ジャーナル，Vol.8，No.4，pp.543-566