

鋼管ソイルセメント杭の原位置載荷試験と その支持力特性

森山陽一¹・前田良刀²・古川克三³・柴田厚志⁴・林正宏⁵

¹日本道路公団 高速道路部 (〒100-8979 東京都千代田区霞が関 3-3-2 新霞ヶ関ビルディング 14F)

²正会員 工博 九州共立大学教授 工学部土木工学教室 (〒807-8585 北九州市八幡西区自由が丘 1-8)

³三井建設(株) 名古屋支店 (〒450-0002 愛知県名古屋市中村区名駅 4-27-23 名古屋三井ビル東館 3階)

⁴正会員 株式会社クボタ 鋼管技術部 (〒272-0127 市川市塩浜 1-6)

⁵正会員 NKK 基盤技術研究所 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1)

鋼管ソイルセメント杭は、セメントミルクを地盤中に注入攪拌することにより造成したソイルセメント柱に、芯材として外面リブ付き鋼管およびリブの無い鋼管を使用した合成杭であり、低騒音・低振動・低排土で施工できる杭工法である。本工法を飛島高架橋西(下部工)建設工事において採用するにあたり、設計法の改善およびコスト縮減を目的として、2本の杭について現場載荷試験(水平載荷試験後にさらに鉛直載荷試験を実施した杭と、鉛直載荷試験のみを実施した杭)を実施した。本論文では、最初に、水平載荷試験、次に、鉛直載荷試験について述べ、支持力特性を検証した結果について述べる。さらに、これらの試験で得られた知見を設計法に反映した結果について述べる。

Key Words : hybrid steel pipe pile with soil cement, static load test, bearing capacity, design method

1. はじめに

第二名神高速道路飛島高架橋西(下部工)工事(図-1)では、施工地盤がG.L.-30m程度まで軟弱であるため、地震時の水平変形を十分考慮した設計を行うことが課題であった。上部工では、従来構造に比較して軽量化を図り、さらに、橋脚との接合部にはゴム沓を採用するなど、変形性能を高めるよう配慮した。一方、杭基礎は、施工現場が精密機械を使用している工場に近接していたため、変形性能に加え、低振動・低騒音で施工可能である工法が必要であった。以上の条件を満足するために本施工現場では、鋼管ソイルセメント杭を採用した。この工法は、場所打ち杭(リバース工法)よりも水平方向の変形性能が優れ、中掘り杭(鋼管杭中掘り先端打撃工法)よりも1本あたりの支持力性能に優れるという特長がある。

鋼管ソイルセメント杭とは、セメントミルクを地盤中に注入攪拌することにより造成したソイルセメント柱に、芯材として外面リブ付き鋼管およびリブの無い鋼管(以下平鋼管)を使用した合成杭である(図-2)。ソイルセメントは、杭一般部(周面)で10kgf/cm²程度、杭先端部で50~150kgf/cm²程度の強度を有している。鋼管ソイルセメント杭には、建設省告示「民間開発建設技術の技術審査・証明事業認

定規定」に基づく「一般土木工法・技術審査証明」を取得しているソイルセメント合成鋼管杭工法¹⁾と同時埋設合成鋼管杭工法(ガンテツパイル)²⁾がある。両者の主な相違は施工法にあり、前者は地盤にソイルセメント柱を造成後、鋼管を建て込み合成杭を構築する工法であり、後者はソイルセメント柱を造成しながら同時に鋼管を回転圧入して合成杭を構築する工法である。

本現場では、設計法の改善およびコスト縮減を目的として、鋼管ソイルセメント杭の原位置載荷試験を実施し、以下の検討を行った。

①道路橋示方書³⁾では、震度法設計時の許容変位量を杭径の1%($\geq 15\text{mm}$)としており、また、杭基礎設計便覧⁴⁾では、過去の水平載荷試験結果より鋼管杭の許容変位量は杭径の平均4.1%となっている。鋼管ソイルセメント杭については過去の水平載荷試験結果において、杭径の4%の変位に至るまでほぼ弾性挙動を示していた。そこで、本現場においても水平載荷試験により、杭径の4%変位に至るまで、杭がほぼ弾性挙動を示すことを検証し、これにより震度法設計時の許容水平変位量を杭径の4%とすることの妥当性を検証する。

②大規模地震による大規模変形履歴を受けた後の杭の耐力評価。

③杭一般部の外面リブ付き鋼管の一部を平鋼管とし

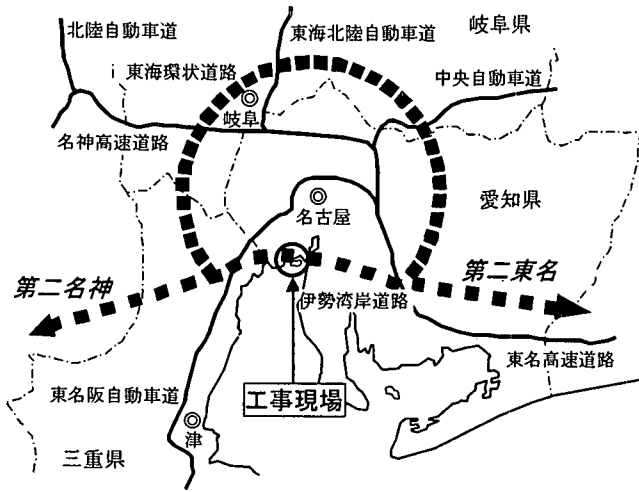


図-1 工事位置

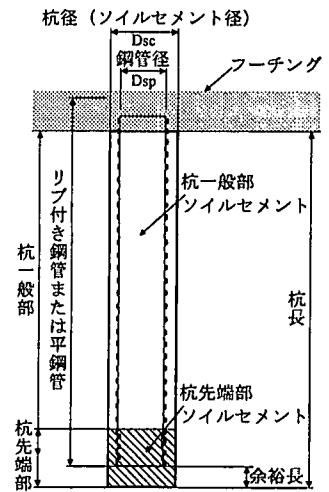


図-2 鋼管ソイルセメント杭概念図

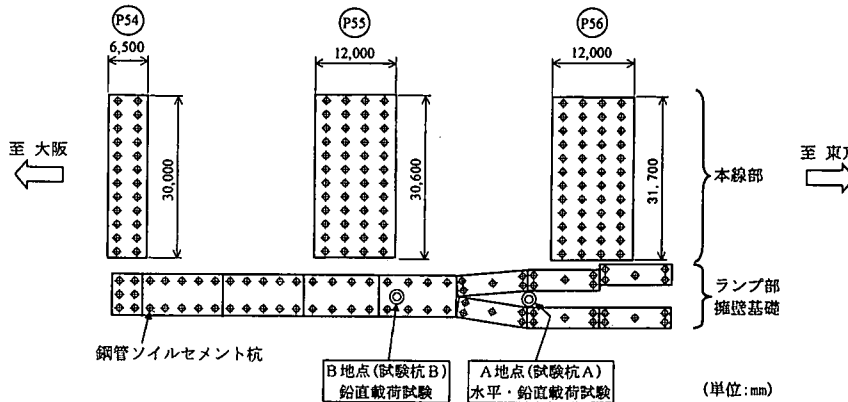


図-3 平面図

た時の鉛直支持力機構の解明。

④鋼管ソイルセメント杭の軸方向バネ定数 (K_V 値) の評価。

載荷試験は、2本の杭で実施した。試験杭Aでは、杭径 (ソイルセメント径) の8%以上を变形させた水平載荷試験の後に、鉛直載荷試験を実施し、試験杭Bでは、鉛直載荷試験のみを実施した。

本論文では、上記の試験結果および鋼管ソイルセメント杭の支持力特性について検討し、設計法へ反映した結果を報告する。

2. 試験概要

(1) 試験場所および試験条件

試験は、飛島高架橋西工事のP54~P56橋脚付近のランプ部において実施した。図-3に平面図、図-4に橋脚の構造図を示す。図-3中のA地点において

水平載荷試験実施後に鉛直載荷試験を実施し (試験杭A)、B地点において鉛直載荷試験を実施した (試験杭B)。図-5に試験杭B位置におけるN値分布と各試験杭の根入れ状態を示す。本試験地盤は、沖積砂質土層 (G.L.-3.7m~G.L.-15.5m, G.L.-31.0m~G.L.-36.0m) および沖積粘性土層 (G.L.-15.5m~G.L.-31.0m) により構成されている。この地盤における主な土質試験結果を表-1に示す。G.L.-6.5mとG.L.-20.0m位置において、原位置せん断試験 (S.B.I.F.T.試験)³⁾を実施し、杭の周面摩擦係数および水平方向地盤反力係数 k_H 値を算出する根拠とした。図-6に試験杭Aおよび試験杭Bの試験杭と反力杭との関係を示す。

(2) 杭の諸元

試験杭Aおよび試験杭Bの諸元を表-2に示す。試験杭Aは水平荷重に対し杭が無窮長と見なし得る長さの摩擦杭とし、試験杭Bは先端支持杭として試

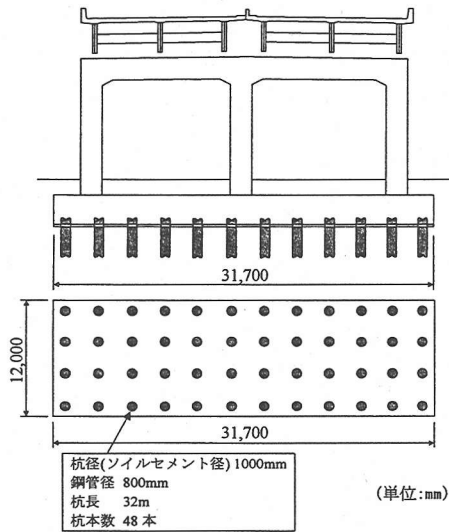


図-4 P56 橋脚構造図

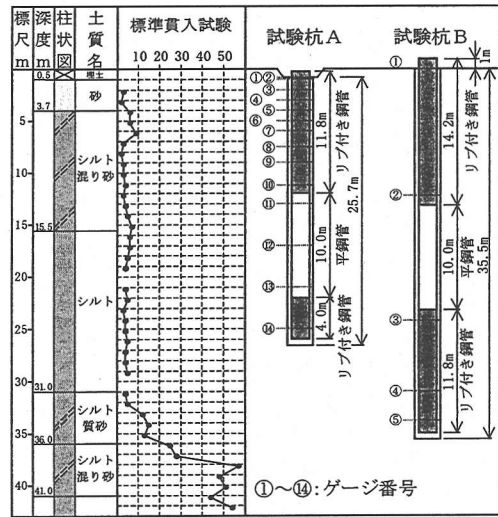
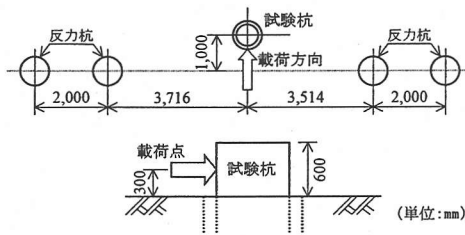
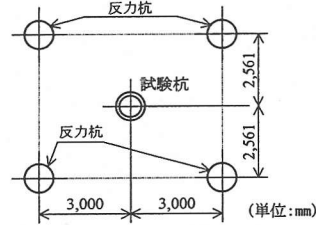


図-5 N値分布（試験杭B位置）と杭根入れ状況



(a) 試験杭 A



(b) 試験杭 B

図-6 試験杭 A および試験杭 B の試験杭と反力杭との関係

表-1 土質試験結果

深度 (m)	一軸圧縮試験		三軸圧縮試験(UU)		原位置せん断試験 ⁵⁾			孔内水平載荷試験
	C (kgf/cm ²)	C (kgf/cm ²)	ϕ (°)	C (kgf/cm ²)	ϕ (°)	E (kgf/cm ²)	E (kgf/cm ²)	
4.5	—	—	—	—	—	—	15	
6.5	—	—	—	0.16	9.2	91	—	
20.0	0.47	0.44	0.0	0.47	0.0	96	—	

験を実施した。試験杭 A には鋼管の軸対称位置にひずみゲージを貼り付け、深度方向に 14 断面の位置でひずみの計測を行った。同様に、試験杭 B は、5 断面の位置でひずみを計測した。試験杭 A では、水平載荷試験時の杭体に生じる曲げモーメント分布を確認するために、杭頭部付近に多くのひずみゲージを貼り付けた。試験杭 A および試験杭 B とともに、中間部である中杭に平鋼管を配置し、外面リップ付き鋼管と平鋼管を使用した場合の周面摩擦力度および軸方向バネ定数 (K_v 値) の評価を行った。

表-3 および表-4 に試験杭 A および試験杭 B の杭一般部のソイルセメント強度試験結果を示す。ソイルセメントは、施工時に未固結状態で試料を採取し、

載荷試験時の材令で圧縮試験を実施した。両杭とも約 28kgf/cm² の強度を有し、弾性係数は深度方向に大きくなる傾向を示した。

3. 水平載荷試験（試験杭 A）

(1) 試験概要

震度法における許容水平変位量は、一般に杭径の 1% と規定されているが³⁾、本鋼管ソイルセメント杭では、許容水平変位量を 4% と設定している。そこで、水平載荷試験は、鋼管ソイルセメント杭の許容水平変位量の確認と設計に用いた水平方向地盤反力係数

表-2 鋼管ソイルセメント杭の諸元

		試験杭 A	試験杭 B
杭径 (ソイルセメント径)	D_{SC} (mm)	1100	1000
鋼管径	D_{SP} (mm)	800	800
杭長 (ソイルセメント長)	L_{SC} (m)	25.7	35.5
鋼管長 (SKK490 材)	全長 L_{SP} (m)	25.8	36.0
	上杭 (リブ付き鋼管) (m)	11.8	14.2
	中杭 (平鋼管) (m)	10.0	10.0
	下杭 (リブ付き鋼管) (m)	4.0	11.8
鋼管の公称板厚	t_{SP} (mm)	12	12
鋼管の公称断面積	A_{SP} (cm ²)	297.1	297.1
鋼管の弾性係数	E_{SP} (kgf/cm ²)	2.1×10^6	2.1×10^6
外面リブ付き鋼管のリブ高さ	(mm)	2.5	2.5
外面リブ付き鋼管のリブ間隔	(mm)	40	40
外面リブ付き鋼管のスパイラル角度		40 度以下	40 度以下
ソイルセメントの断面積	A_{SC} (cm ²)	9040.1	7320.2

表-3 試験杭 A のソイルセメント強度試験結果

採取深度		圧縮強度 q_u (kgf/cm ²)	弾性係数 E_{sc} (kgf/cm ²)
杭一般部	G.L.-6m	28.6	8670
	G.L.-17m	28.9	20258

表-4 試験杭 B のソイルセメント強度試験結果

採取深度		圧縮強度 q_u (kgf/cm ²)	弾性係数 E_{sc} (kgf/cm ²)
杭一般部	G.L.-10m	26.0	9737
	G.L.-20m	28.0	18600

k_H 値の妥当性の確認を目的として実施した。また、最大荷重サイクル後に同一載荷サイクルを 2 回実施し、水平方向に大規模変形履歴を受けた場合における水平耐力の評価を行った。試験は、地盤工学会「杭の水平載荷試験方法・同解説」⁶⁾に基づく、一方向載荷、多サイクル方式により実施した。

(2) 試験結果

a) 試験結果

図-7 に荷重～変位関係を示す。第 4 サイクル目 95tf 載荷時に地表面位置での変位が 90.64mm (杭径の 8.2%) となり、そのときの鋼管の最大ひずみが公称降伏応力度 3200kgf/cm² に相当するひずみ (1524 μ) を超えていたため、95tf を最大荷重とした。その後、最大荷重までのサイクルを 2 回繰り返した。このとき、85tf の載荷で既に鋼管の公称降伏応力度に相当するひずみを超えていたため、追加サイクルは 85tf までの載荷とした。図-7 に示すように、追加サイクルでは、残留変位は増加するものの、ほぼ同様の荷重～変位履歴の関係が得られた。これより、鋼管ソイルセメント杭は、水平方向に大規模変形履歴を受けた後も、処女荷重時とほぼ同等の耐力および変形性能を保持しているものと推定される。

図-8 は第 4 サイクル目までの各載荷荷重時におけ

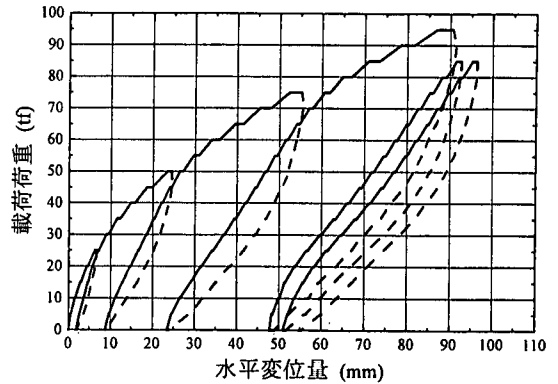


図-7 水平載荷試験の荷重～変位関係

る各断面のひずみ分布である。水平載荷による深度方向の影響範囲を調べるために、11mm (杭径の 1%) 変位時 (35t 載荷時)、44mm (杭径の 4%) 変位時 (70t 載荷時) および 95t 載荷時の (π/β) (β : 杭の特性値) も表示した。 β は、実測の変位から求めた逆算 k_H 値を用いて求めた。ひずみ分布から水平載荷の影響が深度方向に、(π/β) 程度まで及んでいることがわかる。また、図-9 に追加サイクル最大荷重時 (85tf) のひずみ分布を示す。85tf 載荷時で、第 4 サイクル (最大荷重サイクル) の 95tf 載荷時とほぼ同じひずみ値が発生していた。

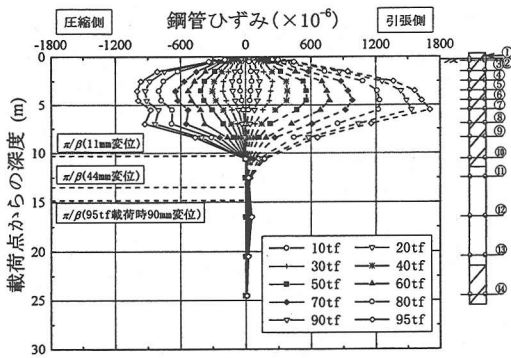


図-8 第4サイクル目までの各荷重段階におけるひずみ分布

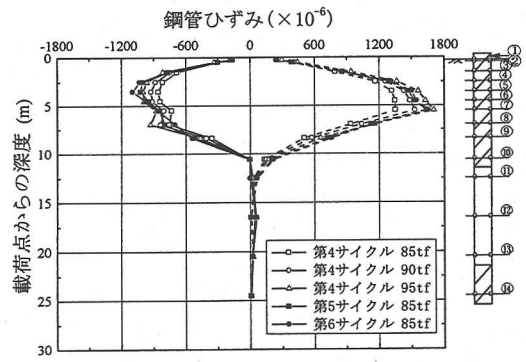


図-9 追加サイクルにおけるひずみ分布

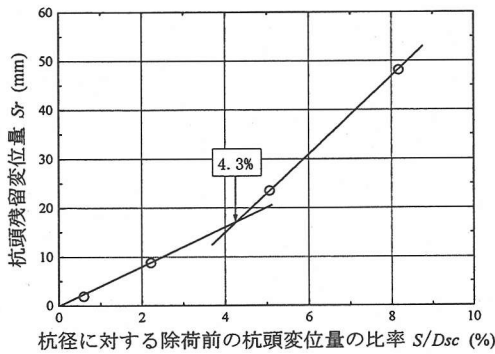


図-10 残留変位急増点

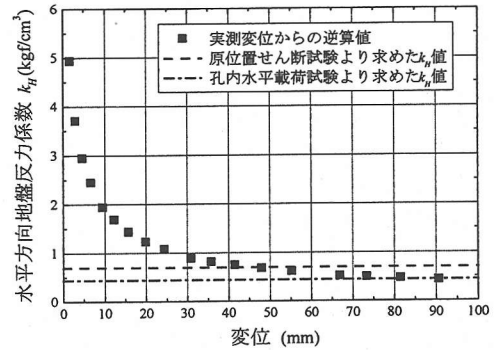


図-11 水平方向地盤反力係数 k_H 値の比較

b) 許容変位量

各載荷サイクル毎の除荷後の杭頭残留変位量 S_r と、杭径に対する除荷前の杭頭変位量の比率 (S/D_{sc} , S : 各載荷サイクルの最大変形量) との関係を図-10に示す。 $S/D_{sc}=4.3\%$ に至るまで大きな残留変位が生じておらず、ほぼ弾性的な挙動を示しており、許容水平変位量を4%と設定したことの妥当性が検証された⁴⁾。

c) 水平方向地盤反力係数 k_H 値

図-11に、水平載荷試験の変位量からChangの式により一様地盤として逆解析した k_H 値 (逆算 k_H 値) の分布と原位置せん断試験および孔内水平載荷試験より得られた変形係数を用いて求めた k_H 値を示す³⁾。鋼管ソイルセメント杭の許容変位量である4%変位時 (44mm) において、逆算 k_H 値と原位置せん断試験による k_H 値がほぼ一致する結果であった。

d) 試験後のソイルセメント状況

試験杭Aでは、水平載荷試験後に鉛直載荷試験を実施し、その試験終了後にソイルセメントの状況を調査するために、G.L.-1.8mまで周辺地盤を掘削した。写真-1に示すように、ソイルセメントの大規模な崩壊は生じることなく、約2mm幅の縦クラックが数本、

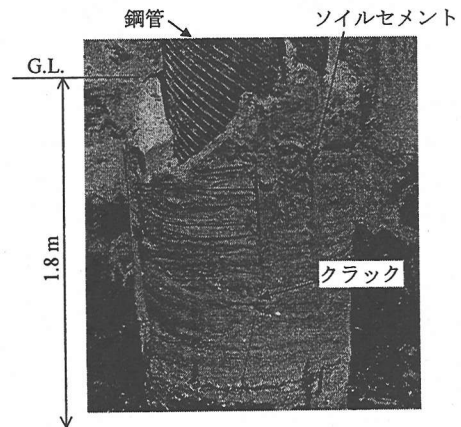


写真-1 載荷試験後の杭体調査状況 (圧縮側)

水平載荷試験の圧縮側に見られた程度であった。なお、写真で見られる上部ソイルセメントの剥離は、掘削時に発生したものである。

よって、鋼管ソイルセメント杭は、大規模な水平履歴を受けた場合においても、外周面ソイルセメントがほぼ健全な状態を維持していることが確認された。

4. 鉛直載荷試験

(1) 試験概要

鉛直載荷試験は、鋼管ソイルセメント杭の設計仕様を確認・改善するため、下記技術課題の検討を主たる目的として、2本の試験杭について実施した。

- ① 鋼管外面リブを省略することによる経済性向上のため、杭中間部の鋼管外面リブを無くした場合の軟弱地盤層における周面摩擦力度および軸方向パネ定数 (K_V 値) を確認する。(試験杭 A, B)
- ② 大規模地震後の杭耐力評価のため、水平変形履歴を受けた後の鉛直支持力を確認する。(試験杭 A)
- ③ 最大荷重の繰り返し載荷により、大規模な鉛直変形履歴 (杭径の 10% 程度) を受けた後の杭耐力を確認する。(試験杭 A, B)

試験方法は、地盤工学会「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」⁷⁾に基づき多サイクル方式により実施した。

(2) 試験結果と考察

a) 試験結果 (荷重～沈下量関係)

各試験杭の杭頭および杭先端の荷重～沈下量関係を図-12 に示す。

試験杭 A (水平載荷試験後に残留変位量 53.66mm を残した状態で鉛直載荷試験を実施) については、575tf まで載荷したところ沈下が大きく進み、所定の荷重保持時間に至る前に 5 分ほどで除荷に移行した。その時の杭頭 (S_0) および杭先端 (S_p) の沈下量は、それぞれ $S_0=100.88\text{mm}$ ($S_0/D_{SC}=9.2\%$)、 $S_p=94.02\text{mm}$ ($S_p/D_{SC}=8.5\%$) であった。その後の追加載荷では、530tf まで載荷したところで沈下が進み、それ以上の載荷が不可能となったので除荷したが、450tf までは処女荷重時と同様な荷重履歴を示していることが確認できた。

試験杭 B の最大荷重は、計画最大荷重と同一の 900tf であり、載荷後 30 分経過時点の杭頭および杭先端沈下量は、それぞれ $S_0=74.51\text{mm}$ ($S_0/D_{SC}=7.5\%$)、 $S_p=52.84\text{mm}$ ($S_p/D_{SC}=5.3\%$) であった。その後、900tf を追加で 2 回繰り返し載荷したところ、沈下量が大きく増加したため所定の荷重保持時間が確保できなかったものの、処女荷重時と同様な荷重履歴を確認できた。

各試験杭の降伏荷重および極限荷重を表-5 に示す。なお、地盤工学会「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」に基づき、降伏荷重は $\log P_0 - \log S_0$ 曲線により求めた。その際、 $S_0 - \log t$ 曲線および $\Delta S_0 / \Delta \log t - P_0$ 曲線においても同様の結果を確認した。また、極限荷重は杭頭沈下量 (S_0) が杭径の 10% に達したときの杭頭荷重をワイブル曲線により推定し、それぞ

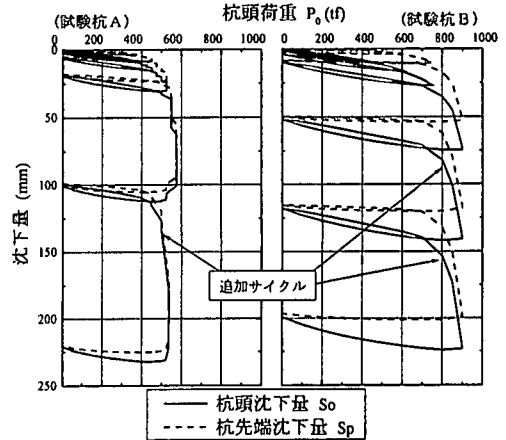


図-12 荷重～沈下量関係

表-5 降伏荷重、極限荷重、 K_V 値

		試験杭 A	試験杭 B
降伏荷重 (tf)		475	700
極限荷重 (tf)		558	908
軸方向パネ定数 K_V (kgf/cm)	実測値	246,497	311,249
	設計値	144,996	174,637

れ判定した。

b) 軸方向パネ定数

本試験結果から得られた実測 K_V 値および鋼管ソイルセメント杭の技術審査証明書^{1), 2)}による従来の推定式から算出した設計 K_V 値を表-5 に示す。ここで、実測 K_V 値は杭頭荷重～杭頭沈下量曲線の降伏荷重時の割線勾配として求め、技術審査証明書の設計 K_V 値は、鋼管とソイルセメントの合成を考慮した弾性パネを基本とする式(1)により算出した。

次に、本試験結果を含む既往の載荷試験結果の実測 K_V 値を用いて式(1)から逆算して求めた係数 a と L_{SC}/D_{SC} との関係を図-13 に示す。これらを最小二乗近似して求めた結果を式(2)に示す。この時の相関係数は $R=0.92$ であり良い相関を示した。

$$K_V = a \cdot \frac{A_{SP} \cdot E_{SP} + A_{SC} \cdot E_{SC}}{L_{SC}} \quad (1)$$

$$a = 0.040 \cdot (L_{SC}/D_{SC}) + 0.15 \quad (2)$$

K_V : 杭の軸方向パネ定数 (kgf/cm)

A_{SP} : 鋼管 (杭頭部) の純断面積 (cm^2)

E_{SP} : 鋼管のヤング係数 (kgf/ cm^2)

A_{SC} : ソイルセメント柱の純断面積 (cm^2)

E_{SC} : ソイルセメントのヤング係数 (kgf/ cm^2)

L_{SC} : 杭長 (cm) , D_{SC} : 杭径 (cm)

さらに、上・下杭に外面リブ付き鋼管を用いることで、中杭に平鋼管を用いても、鋼管ソイルセメン

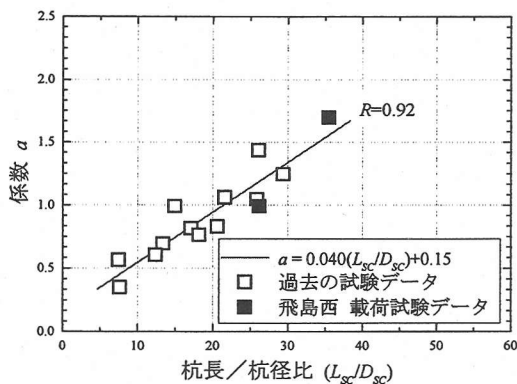


図-13 杭長/杭径比(L_{sc}/D_{sc})~係数 a の関係

ト杭の技術審査証明書による設計 K_v 値を十分満足する結果となった。

c) 周面摩擦力度

各試験杭の深度方向の軸力分布を図-14に、各土層毎の最大周面摩擦力度を図-15、表-6に示す。

外面リブ付き鋼管部と平鋼管部の周面摩擦力度を比較すると、G.L.-15.5m~G.L-31.0mのシルト層において試験杭 A, B 共に平鋼管部が 3.4tf/m^2 に対し、試験杭 A の外面リブ付き鋼管部が 8.2tf/m^2 、試験杭 B の外面リブ付き鋼管部が 4.8tf/m^2 であり、外面リブ付き鋼管部と平鋼管部の周面摩擦力度に差が見られた。

なお、G.L.-15.5m~G.L-31.0mのシルト層下部の外面リブ付き鋼管部で試験杭 A の最大周面摩擦力度が、試験杭 B を上回ったのは、試験杭 A の先端地盤のすべり線場の影響で杭先端部周面に作用する側圧が高まったためと考えられる。

d) 大規模な水平変形履歴後の鉛直支持力特性

試験杭 A は水平変形履歴を受けた6日後に鉛直載荷試験を実施した。水平変形履歴を受けずに鉛直載荷試験を実施した試験杭 B の周面摩擦力度分布と比較すると(図-15)、G.L.-0.5m~G.L-3.7mの砂層においては試験杭 A の最大周面摩擦力度が試験杭 B を大きく上回った。試験杭 A には杭頭残留変位 53.66mm を残した状態で鉛直載荷試験を実施したため、特に表層部分において抗体と地盤とのすべり摩擦抵抗に加え、地盤の受働的な抵抗を受け、見かけ上の周面摩擦力度が大きくなったものと考えられる。また、G.L.-3.7mより下のシルト混り砂層で周面摩擦力度が小さくなった理由としては、受働抵抗の影響が減少したこと、表層の砂層に比べてシルト分が多く、かつ、水平変形履歴を受けてから鉛直載荷試験実施までの養生期間が6日間と比較的短かったことから水平載荷試験時の変形の影響が残りソイルセメントと地盤の間に肌離れに近い状態が生じたこと

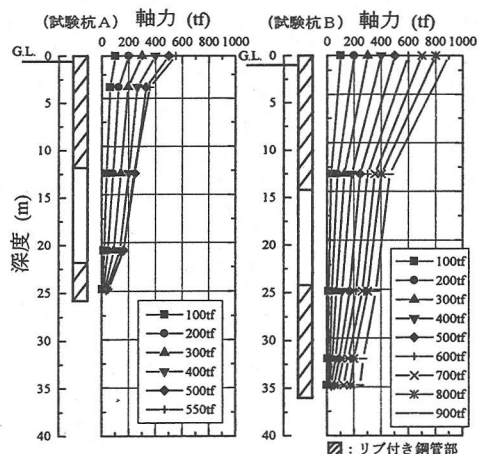
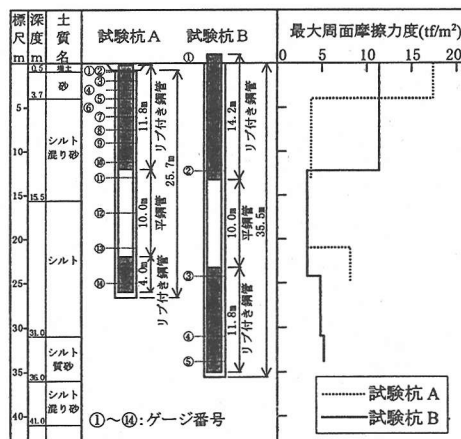


図-14 軸力分布



(ただし、試験杭 A は水平載荷後に鉛直載荷実施)

図-15 最大周面摩擦力度分布

表-6 最大周面摩擦力度

土質	G.L.- (m)	周面摩擦力度(tf/m^2)			鋼管構成
		設計値	試験杭 A	試験杭 B	
砂	0.5 ~ 3.7	1.9	17.4	11.4	リブ付き
シルト混砂	3.7 ~ 15.5	2.3	3.8	11.4	リブ付き
シルト	15.5 ~ 31.0	4.7	3.4*	3.4*	平鋼管*
			8.2	4.8	リブ付き
シルト質砂	31.0 ~ 36.0	5.3	—	5.2	リブ付き

*鋼管外径で周面摩擦力度を評価

などが考えられる。

ただし、表-6、図-17および図-18に示すように、載荷試験で計測された周面摩擦力度はいずれも設計値を満足しており、鋼管ソイルセメント杭は杭径の

8%もの大きな水平変形履歴を受けた後でも所定の鉛直支持力性能を発揮できることが判った。

e) 大規模な鉛直変形履歴後の鉛直支持力特性

試験杭A, B共に最大荷重後に追加サイクルを実施した結果、鋼管ソイルセメント杭は、大規模な鉛直変形履歴を受けた後も処女載荷時とほぼ同等の耐力を保持していた。

5. 試験結果の設計への反映

以上述べた載荷試験結果により、「杭の許容水平変位量」、「杭の軸方向バネ」、「周面摩擦力度」に関する新たな知見が得られたので、以下に詳説するように鋼管ソイルセメント杭としての設計指針⁸⁾に反映した。

(1) 杭の許容水平変位量

杭の許容水平変位量は、上部構造の機能を損なわないという観点と下部構造の安定計算の前提が成立するように定められる。近年、上部構造における多径間化と反力分散ゴム支承の採用、下部工における過去の鋼管杭の水平載荷試験から、杭頭残留変位の急増点が4%以上と報告⁴⁾されている点等を総合的に判断して、杭の変位制限を緩和する検討が進められている。

本水平載荷試験においても杭頭残留変位量の急増点は杭径の4.3%であった。また、表-7に示すように鋼管ソイルセメント杭の過去の水平載荷試験の結果では、いずれも震度法における杭頭残留変位の急増点は杭径の4%以上である。さらに、試験後の掘り起こしにより、ソイルセメントと鋼管の剥離が見られず、大変形後も鋼管ソイルセメント杭の杭体が健全であることが確認された。以上のことから、本高架橋の設計⁸⁾においては、基礎の許容変位量を杭径の4%に設定した。

一般的に鋼管系の杭は、場所打ち杭に比べて変形性能は優れるものの杭剛性が低く、同一杭径、同一杭本数、同一荷重時の基礎の変形が大きくなる傾向がある。したがって、許容変位量を杭径の1%あるいは15mmとして設計する場合には、支持力面では余裕があっても変位制限を満たすために場所打ち杭に比べ杭本数が増える場合が多い。第二名神における鋼管ソイルセメント杭の設計においては、鋼管の靱性を評価し許容変位量を杭径の4%とすることにより、杭本数を従来設計に比べて10~20%程度削減できた。

(2) 杭の軸方向バネ

過去の鋼管ソイルセメント杭の鉛直載荷試験 12

表-7 鋼管ソイルセメント杭の杭頭残留変位の急増点

杭径 (mm)	1000	800	800	1400
鋼管径 (mm)	750	600	600	1000
S/D _{SC} (%)	6.3	4.5	4.9	6.7 以上

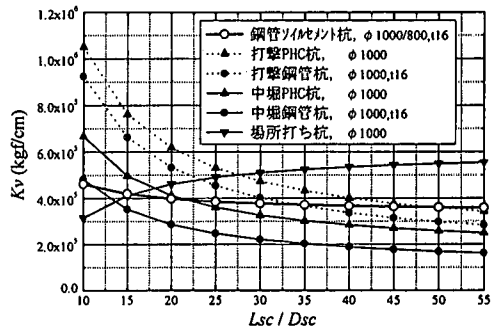


図-16 杭の軸方向バネと杭長/杭径比の関係

例の結果を総合し、杭の軸方向バネに関する係数 a を、前項4(2)に示すとおり以下のように定めた。

$$a = 0.040 \left(\frac{L_{sc}}{D_{sc}} \right) + 0.15 \quad (2)$$

ここに、 L_{sc} : 杭長 (cm)

D_{sc} : 杭径 (cm)

杭の軸方向バネ定数 K_v 値と杭長/杭径比 (L_{sc}/D_{sc}) の関係を、同径の各種杭について比較した結果の例を図-16に示す。鋼管ソイルセメント杭の K_v 値は、 $L_{sc}/D_{sc} \geq 20$ の領域において低振動・低騒音の既製杭工法の中では最も大きい。この結果、同径杭を用いて基礎を設計した場合、中掘り鋼管杭や中掘りPHC杭に比べ、基礎変位の抑制が期待できる。また、本載荷試験を評価した結果、杭頭部の π/β 程度以上 (β : 杭の特性値) の範囲に外面リブ付き鋼管を使用し、それよりも深い軟弱地層に平鋼管を使用した杭の軸方向バネ定数も、杭全長に外面リブ付き鋼管を使用した場合と同一式で評価して良いこととした。

(3) 周面摩擦力度

鉛直載荷試験により求めた周面摩擦力度と地盤のN値の関係を、砂質土と粘性土について図-17および図-18に示す。図中の直線は、鋼管ソイルセメント杭の周面摩擦力度に関する設計式を示したものである。また、黒丸は本載荷試験の結果である。特に粘性土において、平鋼管部の周面摩擦力度は、リブ付き鋼管の設計式以下の値となった。平鋼管部の周面摩擦力度については、今後とも鉛直載荷試験により再評価を行うことが望ましいが、今回の設計にあたっては安全側の評価として、表-8に示すような数値を採用した。

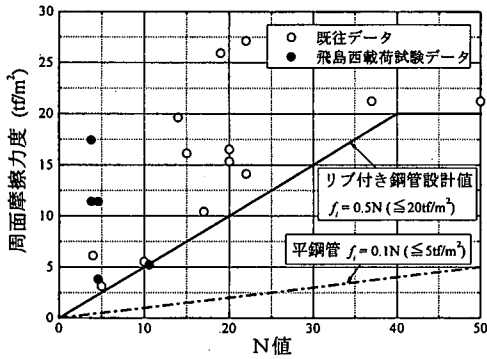


図-17 周面摩擦力度とN値（砂質土）

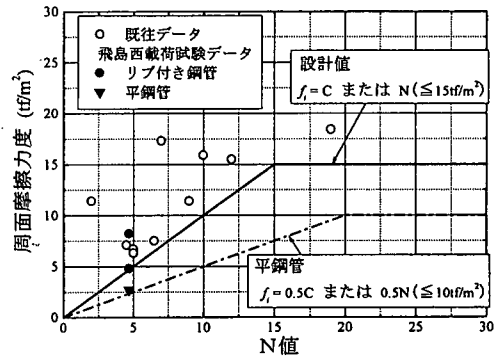


図-18 周面摩擦力度とN値（粘性土）

表-8 鋼管ソイルセメント杭の最大周面摩擦力度

地盤種別	最大周面摩擦力度 (tf/m ²)	
	リブ付き鋼管 (杭外周で評価)	平鋼管 (鋼管外周で評価)
砂質土	0.5N (≤20)	0.1N (≤5)
粘性土	CまたはN (≤15)	0.5Cまたは0.5N (≤10)

(4) 今後の課題

図-19 に、水平載荷試験（試験杭 A）で得られた荷重～変位関係と、現行の設計法に準拠した解析値との比較を示す。

解析方法は、道路橋示方書³⁾の地震時保有水平耐荷法に用いる静的弾塑性解析とし、鋼管の曲げモーメント～曲率関係（ $M-\phi$ 関係）および杭軸直角方向抵抗特性をバイリニア型で規定した単杭モデルとした。図-20 に解析モデルの概略図を示す。

解析ケースは次に示すとおりである。

- case1 : 水平方向地盤反力係数 k_H 値は $\alpha E_0 = 28N$ として道路橋示方書³⁾により計算し、杭の曲げ剛性は鋼管および附属品（計測用の保護金具等）の EI とした。
- case2 : 実測変位から逆算した k_H 値の初期値（ $= 6.0kgf/cm^3$ ）を使用し（図-11 参照）、杭の剛性は鋼管および附属品の EI とした。
- case3 : k_H 値は $\alpha E_0 = 28N$ として道路橋示方書により計算し、杭の曲げ剛性は鋼管および附属品の他にソイルセメントを考慮した EI とした。

なお、 α : 地盤反力係数の推定に用いる係数、 E_0 : 地盤の変形係数である。また、解析には表-1～表-4 に示した各値を使用した。

図-19において、現行設計法に相当するcase1と載荷試験結果とを比較すると、弾性範囲において載荷試験から得られた変位量は同一荷重時における解析値の60%程度であり、case1では杭軸直角方向抵抗特性がかなり安全側の設定となっていることがわかる。

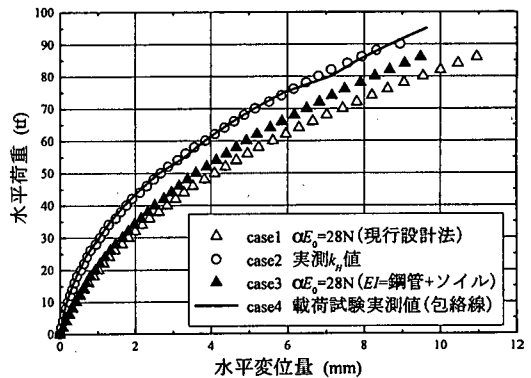


図-19 水平載荷試験の荷重～変位関係と解析値の比較

一方、case2では杭軸直角方向抵抗特性の設定を、逆算 k_H 値を初期勾配とし、地盤反力度の上限値を地震時の受働土圧強度としたバイリニア型モデルを採用したことから、地盤の初期抵抗が実際の地盤に近いものとなり、載荷試験の荷重～変位曲線を精度良く再現できた。

なお、図-19には杭の曲げ剛性として鋼管および附属品のみを考慮したcase1と、さらにソイルセメントの剛性も考慮したcase3とを比較して示しているが、ソイルセメントの剛性を考慮すると同一荷重時で約5%変位を抑制できることがわかる。今回の水平載荷試験ではソイルセメント径1100mm、鋼管径800mmであったが、ソイルセメントの剛性は鋼管の板厚換算で約1mm程度に相当することになる。

以上のことから、地盤の杭軸直角方向抵抗特性を適切に評価してモデル化を行えば、静的弾塑性解析においても精度良く鋼管ソイルセメント杭の挙動を評価できることがわかった。また、将来的には、ソイルセメントの剛性、特に鋼管内の中詰め部の剛性あるいは、鋼管とソイルセメントとの合成構造としての剛性評価をすることで、より経済的な設計の可能性が示された。

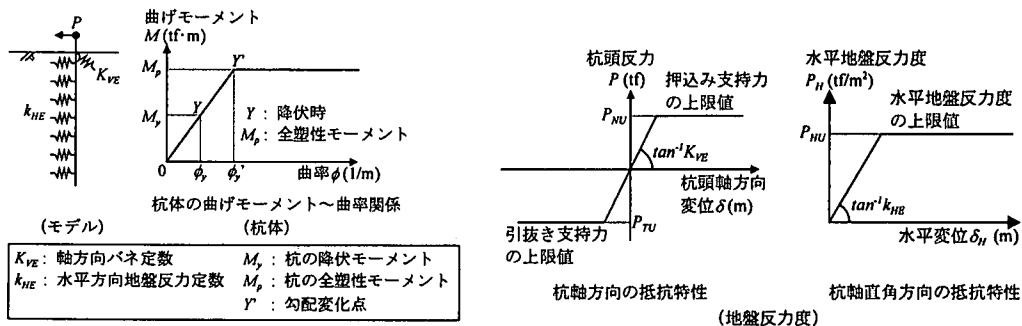


図-20 解析モデル

6. まとめ

本載荷試験から以下の結論が得られた。

- ①本地盤への鋼管ソイルセメント杭の適用にあたっては、杭径の4%までの水平変位に対して大きな残留変位が生じていない。また、実測値から逆算した水平方向地盤反力係数 k_H 値は、原位置せん断試験から求めた地盤の変形係数 E_0 から、所定の式により算出した k_H 値より、十分大きな値を示した。
- ②鋼管ソイルセメント杭は、杭径の8%の大規模な水平変形履歴と極限荷重載荷の鉛直変形履歴を受けた後も、安定した支持力性能と変形性能を保つと推定された。
- ③鋼管ソイルセメント杭において平鋼管を使用した部分の周面摩擦力度は、外面リブ付き鋼管を使用した部分の杭径評価による周面摩擦力度より小さな値であった。なお、平鋼管部の周面摩擦力度については、今後とも鉛直載荷試験により再評価することが望ましいが、今回の設計にあたっては、安全側の設計値（鋼管径評価の中掘り鋼管杭相当）を採用した。
- ④本載荷試験と過去の鋼管ソイルセメント杭の載荷試験を総合した結果、杭の軸方向バネ定数 K_V 値は、係数 $a=0.040 (L_{SC}/D_{SC}) + 0.15$ とすることで適切に評価できることがわかった。
- ⑤以上述べたように、杭の許容水平変位量を杭径の1%から4%と緩和したことで10~20%の、また期

待する杭の周面摩擦力度に応じて鋼管の一部に平鋼管を使用し、さらに杭の軸方向バネ定数を再評価することにより2~3%のコスト縮減（材料+施工費）が各々可能となった。

今後の検討課題として、現行の設計法では鋼管ソイルセメント杭を含め、一般に杭の地震時の挙動が安全側に評価されており、地盤の杭軸直角方向特性値および杭曲げ剛性の適切な評価により経済設計を更に進め得る事が示唆された。

参考文献

- 1) (財) 国土開発技術研究センター：ソイルセメント合成鋼管杭工法 一般土木工法・技術審査証明報告書, 1991.
- 2) (財) 国土開発技術研究センター：同時埋設合成鋼管杭工法（ガンテツパイル） 一般土木工法・技術審査証明報告書, 1995.
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 1996.
- 4) (社) 日本道路協会：杭基礎設計便覧, 1992.
- 5) 前田良刀, 森田靖章, 落合英俊, 安福規之, 坂田隆博：S. B. I. F. T. から得られるデータの支持力論的考察, 九州共立大学研究報告, pp.95~101, 1997.
- 6) (社) 土質工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説, 1983.
- 7) (社) 土質工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説, 1993.
- 8) 日本道路公団名古屋建設局名古屋工事事務所：鋼管ソイルセメント杭の設計・施工指針(案), 1997.12.

(1998. 12. 18 受付)

IN-SITU LOADING TESTS OF HYBRID PILE AND PROPERTY OF THEIR BEARING CAPACITY

Yoichi MORIYAMA, Yoshito MAEDA, Katsumi FURUKAWA, Atsushi SHIBATA and Masahiro HAYASHI

Hybrid steel pipe pile with soil cement is a new type of pile construction method with lesser vibration, noise, or earth removal. The soil cement column with a larger diameter than the steel pipe pile, is formed in-situ by mixing soil and injected cement milk. Static loading tests were conducted for two piles (vertical test after lateral test for one, vertical test only for another vertical) to establish new design method and to reduce cost at Dai-ni Meishin Tobisima viaduct. This paper presents the property of bearing capacity of these piles and some useful information for the establishment of a new design method.