

ソイルセメント本設杭工法の開発

Development of the Permanent Soil Cement Mixing Pile

内井 栄二*

木村 建治*²

要 旨

基礎工事の合理化のために、仮設山留め壁に用いるソイルセメント柱列壁を、原位置で富配合のソイルセメントミルクを攪拌混合して構築した高強度のソイルセメント柱に置き換えて、応力伝達材として芯材(形鋼)を挿入する「ソイルセメント本設杭工法」(略称:PSP工法)を開発した。本報では、開発時に行った各種実験を順を追って説明するとともに、その成果から設計・施工方法の一部を報告する。

キーワード: 基礎構造/ソイルセメント/構造実験/実大施工試験/実大載荷試験

1. はじめに

近年、循環型社会の構築及び自然共生型社会の構築を目指すことが我が国の政策動向となっており、官民間問わず積極的に取り組むことが求められている。そこで、基礎工事の合理化および環境負荷低減を目的に、図-1に示すように仮設山留めの一部をソイルセメント本設杭に置換して利用する工法を開発した。

本工法は、基本的には仮設山留め壁を構築するための施工機械を標準的に用いることから、杭の支持性能確保のために、本設構造物としての品質確保が重要な課題となった。そこで、開発にあたっては、工法の確定のための要素実験〜応力伝達機構確認のための構造実験を経て、現場施工試験によりソイルセメントの強度と品質、施工性および施工精度の確認を行い、最終的に載荷試験による支持力の確認をもって、設計施工手法を確立した。本報は、それらについて報告するものである。

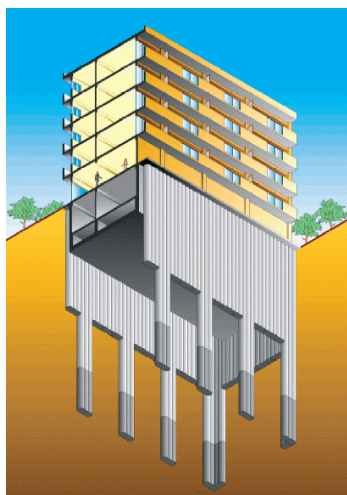


図-1 PSP工法イメージ

2. 工法の概要

本工法の特長を以下に示す。また、構造概要を図-2に示す。

- 支持層まで改良体を到達させて支持力を確保するために、大深度の施工に実績のあるソイルセメント柱列壁工法¹⁾の施工機械を用いる。施工径は350~1,100mm, 最大施工深さは50m, 施工単位(エレメント)は3連または単孔である。
- 先端部における支持性能確保のために、ソイルセメントは先端富配合として高強度(一軸圧縮強度5.0N/mm², その他一般部は1.0N/mm²)を確保し、かつ十分な攪拌性と芯材(形鋼)挿入性確保のための流動性を確保する。
- 構造物の荷重を確実に改良体および地盤に伝達するため、ソイルセメント改良体と芯材からなる複合構造としている。芯材が外周部に設置される場合は、芯材フランジ面に取り付けた頭付きスタッドなどのシアコネクタを介して建物荷重が芯材に伝達され、柱下では直接、芯材に建物荷重が伝達される。芯材に伝達された

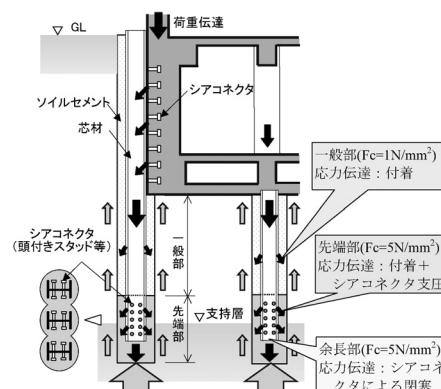


図-2 PSP工法の構造概要

*構造研究グループ *²建築研究グループ

応力は、①芯材とソイルセメントとの付着力を介してソイルセメント柱の周面摩擦力によって周辺地盤に伝達し、②付着力および先端部芯材ウェブに設置したシアコネクタとソイルセメントの支圧、あるいは芯材先端の閉塞面とソイルセメントの支圧を介して先端部地盤に伝達するものである。

工法の確立に当たっては、概略、以下の①～④に示す手順で各種試験を行った。

- ①ソイルセメントの品質確認およびその中に埋込まれた応力伝達材(芯材,シアコネクタ)の性能確認実験
- ②応力伝達機構を確認するための構造実験および解析的検討
- ③品質確認のための施工性確認試験
- ④支持性能確認のための载荷試験

3. 性能確認実験

3.1 一般部付着力実験

芯材とソイルセメントの付着力を確認するために実施した実験である。

試験体は図-3に示すように周辺地盤による拘束圧を考慮するため外周部を板厚0.6mmの鋼管で拘束した高さ550mm、直径550mmのソイルセメントに芯材H-400x200x8x13、長さ600mmを挿入したものである。試験は、上部载荷板より芯材だけに押抜力をかけた。ソイルセメントのベースとなる土質は砂質土とし、その目標強度は0.5, 2.5, 5.0N/mm²の3種類とした(それぞれの実強度は1.60, 3.68, 5.71N/mm²であった。)

ピーク荷重を芯材表面積で除して求めた付着強度とソイルセメント一軸圧縮強度 q_u との関係を図-4(黒丸)に示す。これに対し、芯材下端部のソイルセメントが斜引張破壊したと考えられる部分の面積を補正し、回帰することで付着強度式(1)が得られた。

$$\tau = 0.13 \cdot q_u^{0.5} \quad (1)$$

なお、図-5に芯材変位と付着強度の関係を示すが、いずれの試験体でもピーク強度に達すると強度が急激に

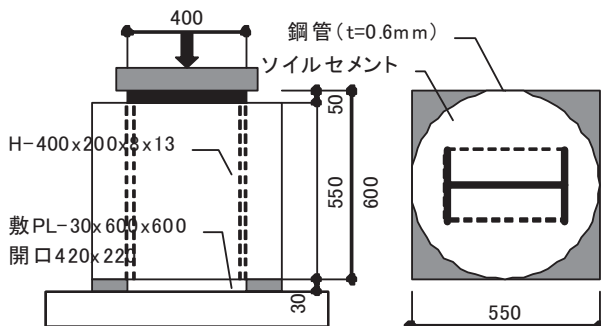


図-3 一般部付着力実験試験体

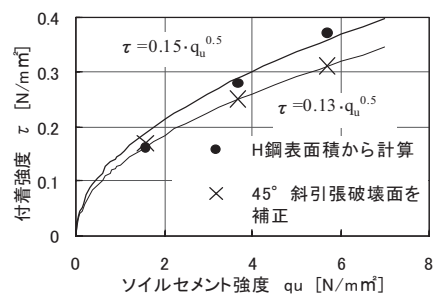


図-4 付着強度-軸圧縮強度関係

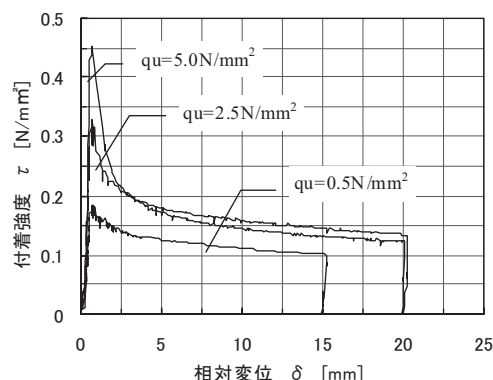


図-5 付着強度-相対変位関係

低下した。これは付着のメカニズムが粘着から動摩擦に移行するためである。その後さらに相対変位が進行すると付着強度は一定の強度に収束する傾向があり(拘束鋼管の歪はほぼ同じ程度になる)、これは、動摩擦とソイルセメントの内部摩擦角(圧縮強度にあまり依存しない)に大きい相関があると考えられる。

3.2 先端部支圧・付着力実験

芯材先端のウェブに打設された頭付きスタッドによるソイルセメントへの支圧強度(スタッドのせん断抵抗)を確認するために実施した実験である。

試験体は図-6に示すように頭付きスタッドを打設した2つのH形鋼を板厚3mmの鋼板で連結し、その内部にソイルセメントを充填したものである。試験は、下部台座はソイルセメントのみを受け、上部载荷板より芯材だけに押抜力をかけた。ソイルセメントの目標圧縮強度は、

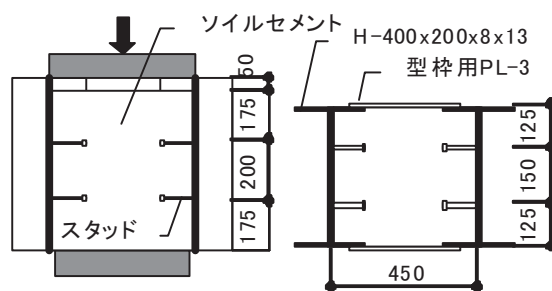


図-6 先端部支圧・付着力実験試験体

砂をベースとしたもので0.5、2.5、5.0、10.0N/mm²、粘土をベースとしたもので5.0N/mm²とした。実験変数は主にソイルセメント強度、頭付きスタッドの径、ソイルセメントと芯材との付着の有無とした。

図-7に目標強度5N/mm²の場合（砂をベース）のせん断力QとH形鋼とソイルセメントとの相対変位δの関係を示す。頭付きスタッドがある場合、変形が進行すると徐々に剛性が低下するものの、頭付きスタッド下部のソイルセメントが補強鉄板およびフランジで拘束されているため、荷重低下を起こさなかった。頭付きスタッド無しの場合、付着強度試験と同様に付着強度に達すると荷重が低下し、その後、さらに変形が進行すると荷重が一定値に収束した。付着の有無の試験体を同一変位（例えばδ=2.5mm）で比較すると付着有りの荷重が高く、付着なし試験体との荷重差はスタッド無しの荷重とほぼ一致しており、頭付きスタッドのせん断強度と芯材とソイルセメントの付着強度はほぼ累加できるものと考えられる。

ソイルセメント目標強度0.5N/mm²以外の試験結果では、明確な頭付きスタッドの支圧破壊を確認できなかった

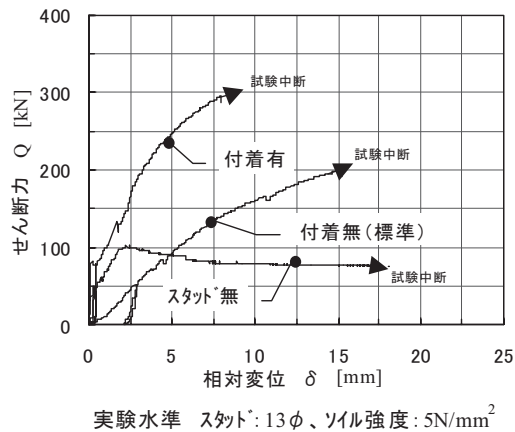


図-7 荷重-相対変位関係

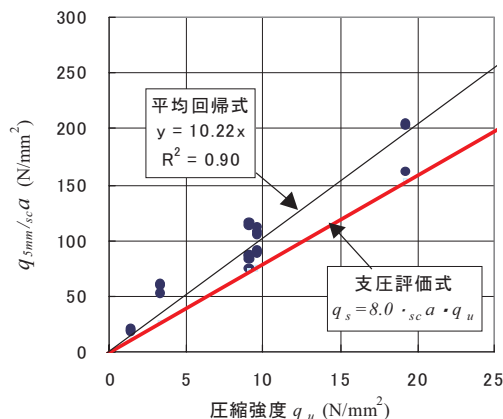


図-8 支圧強度-軸圧縮強度関係

た。そこで、前述の強度単純累加の適用性や、H鋼先端のめり込みによる先端部割裂防止など構造上の安全性を考慮して、相対ずれ5mm時の荷重で付着なしの試験結果を整理し、支圧強度とソイルセメントの一軸圧縮強度との関係を求めた（図-8）。これより、下限値としてのスタッドの支圧強度 q_s の算定式(2)が得られた。

$$q_s = 8.0 \cdot s_c \cdot a \cdot q_u \quad (2)$$

ここに、 $s_c a$: 頭付きスタッドの軸部断面積

4. 応力伝達機構の確認

4.1 先端部支持力確認実験

PSP杭先端部の支持力機構を確認するための実験である。試験体は、図-9に示す径550mm、高さ2600mmのソイルセメントにH形鋼（H-400x200x8x13、長さ2200mm）を上端より2000mm埋込み、ソイルセメントの外周に周辺地盤による拘束圧を考慮するため、厚さ0.6mmの鋼管を巻いたものである。ソイルセメントは珪砂6号と岐阜産粘土を2:1で混合した土をベースとし、目標圧縮強度は1.0、5.0N/mm²とした（それぞれの実強度は0.784[スタッドあり]、4.55[スタッドなし]、4.50[スタッドあり] N/mm²であった）。実験変数は、ソイルセメント強度と頭付きスタッド有無とした。

荷重-変位関係を図-10に示す。何れの試験体も付着

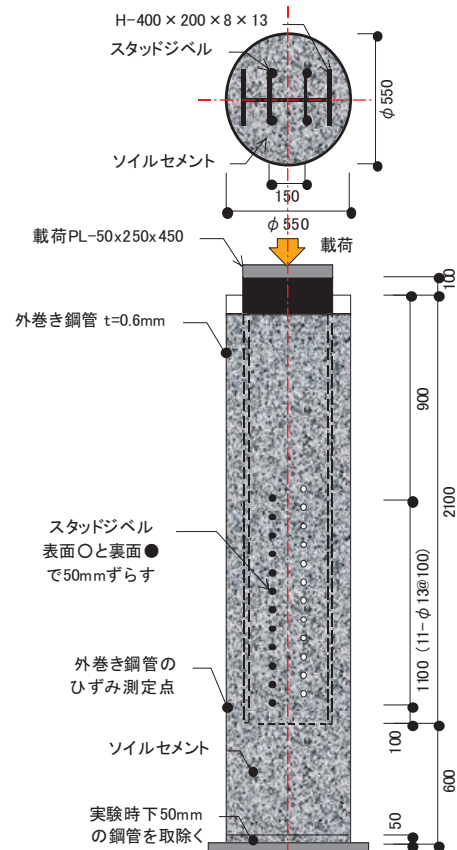


図-9 先端部支持力確認実験試験体

が切れるまで初期剛性に差はなかった。頭付きスタッド無し試験体は、付着ぎれによって荷重が低下した。頭付きスタッド有りの試験体は、付着切れの後も荷重が上昇し、最大荷重 P をソイルセメントの断面積 A_s で除した荷重度 P/A_s は 4.3N/mm^2 となっており、ほぼH形鋼直下のソイルセメント圧縮強度まで先端部支持力が発揮されていることが確認できた。

さらに、頭付きスタッド有り ($F_c = 5\text{N/mm}^2$) 試験体の解体写真を写真-1に示す。ソイルセメントは解体直後、その表面は緑がかった色をしているが、外気に触れると白色に変化する特徴がある。この特徴から、写真の白色の部分は解体以前に外気に触れていたと考えられ、頭付きスタッド打設区間では、両フランジを結ぶ面（以下、閉塞断面と称す。）でせん断破壊していたと判断できる。また、最大荷重に達する直前頃（H鋼相対変位 $\delta = 7\text{mm}$ ）より、H鋼下端の鋼管横方向歪が急激に増加しており、先端根固め部の拘束力が失われたために、H閉塞面直下ですべり破壊が発生して耐力が低下したと考えられる。つまり、H形鋼先端部の閉塞断面（面積 $A_h = B \cdot H$ ）におけるソイルセメントの極限支持力は、およそ $3 \cdot F_c \cdot A_h$ と評価できる。

なお、この場合の最下段の頭付きスタッドには残留変形が多少見られたものの、その他のスタッドでは歪ゲージから大きなひずみは確認されず、これは前述のH鋼閉塞線上でソイルセメントのせん断破壊が起こった事を示

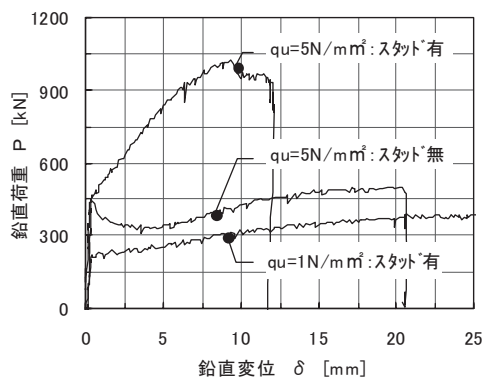


図-10 荷重-変位関係

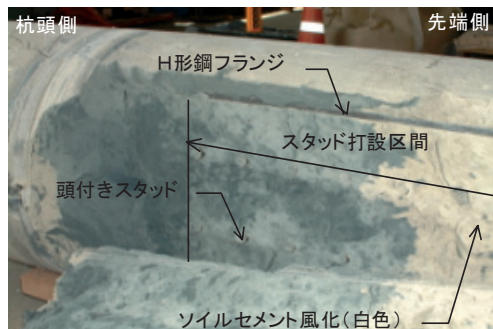


写真-1 先端支持力試験体先端部解体

すものである。また、ある程度の頭付きスタッドを有する区間では、3.2での強度累加を上回るソイルセメントのアーチアクションなどがH鋼内に形成され、H鋼先端部が閉塞されたことを示している。

4.2 構造実験における解析的検討

ここでは、実験結果のPSP杭適用範囲に於ける妥当性と、実験で不明確であったことの理論的考察を行う。

4.2.1 芯材とソイルセメント改良体間の破壊形式

芯材とソイルセメント改良体間のずれ破壊は、主に図-11に示す2種類の破壊形式が考えられる。破壊形式(A)は芯材の付着強度に、破壊形式(B)はソイルセメント改良体のせん断強度と芯材の付着強度に依存している。

破壊形式(B)となる条件は、芯材およびソイルセメント改良体の形状とソイルセメント改良体の一軸圧縮強度で整理した式(3)で与えられる。しかしながら、本工法において一般部で使用するソイルセメント一軸圧縮強度は 1.0N/mm^2 であり、芯材として広幅以上は使用しないとすれば、シアコネクタを持たない一般部においては破壊形式(B)は起こり得ない。

一方、先端部のシアコネクタ（頭付きスタッド）を考慮した閉鎖断面のせん断破壊(B)は、式(4)により判別でき、先端部がソイルセメント一軸圧縮強度 5N/mm^2 の時、芯材ウェブ面積に対して0.5%以上の頭付きスタッドを打設することにより生じる。

$$\text{破壊形式(B)となる条件 } B/H > 2.27 \cdot F_c^{0.5} - 1 \quad (3)$$

頭付きスタッドを考慮した破壊形式(B)となる条件

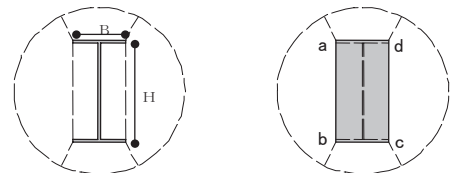
$$N_s \cdot a / (\Delta Z \cdot H) > 0.0085 - 1 / (133 \cdot F_c^{0.5}) \quad (4)$$

H: 芯材のせい N_s : 区間内の頭付きスタッド本数

B: 芯材の幅 a : 頭付きスタッドの断面積(mm^2)

D: 杭径 ΔZ : 芯材の軸方向区間長さ(mm)

F_c : ソイルセメントの一軸圧縮強度(N/mm^2)



(A)周長: 総付着切れ (B)閉鎖断面: a-b, c-d間せん断破壊

図-11 芯材-ソイルセメント間破壊形式

4.2.2 芯材直下のソイルセメント改良体の破壊形式

芯材に頭付きスタッドを打設することで、破壊形式が(B)となり、この閉塞断面により応力伝達を行う場合、倉知らの根固め杭の先端部の破壊に関する研究²⁾によると、根固め杭底長比 H/a によって、パンチング破壊と割裂破壊の2つの破壊形式が起こり得る。この時、 H/a が増加

し領域①（Kurdjumoff帯）が根固め部の中に入ると（ $H/a>3$ ）、破壊形式がパンチング破壊から割裂破壊へと移行するとしている（図-12参照）。

設計上は、芯材閉鎖断面で根固め部のパンチング破壊を防止し、かつ領域①と図-13,14に示す放射状せん断領域のせん断滑り面が芯材直下のソイルセメント改良体内に納まるように芯材直下より下部地盤までのソイルセ

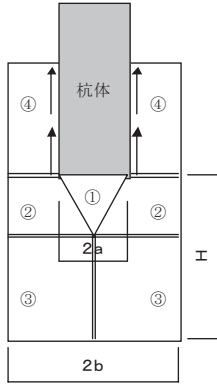


図-12 倉知らによる根固め部破壊モデル

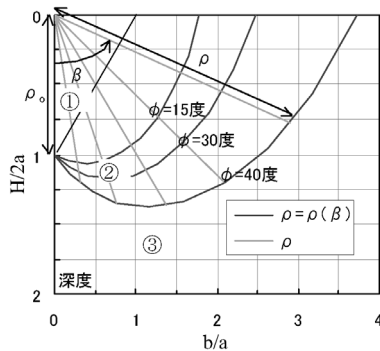


図-13 放射状せん断領域

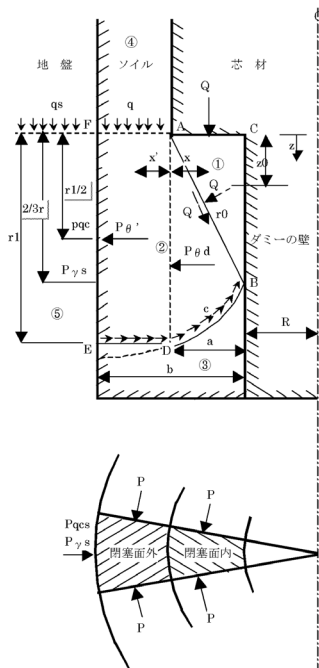


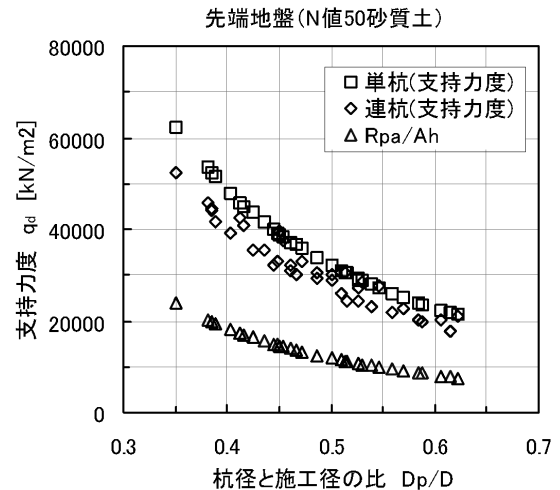
図-14 杭先端部の支持力モデル

メント改良体の余長を芯材相乗平均直径の2倍とした。

4.2.3 ソイルセメントから決まる極限先端支持力度

図-14に示すような剛塑性理論に基づくPrandtl系の支持力理論モデル³⁾を応用し、単杭および壁杭のソイルセメント破壊から決まる杭先端部の支持力度（支圧強度）式を誘導した。ただし、①はRankin主動状態、③はRankin受働状態、②のせん断滑り線は閉塞面内で対数螺旋を模擬してある。

この支持力度式を用いた計算値と Dp/D （芯材相乗平均直径 $2a$ と施工径 $2b$ との比）の関係を図-15に示す。施工性を考慮した実用上の使用範囲 $Dp/D=0.35\sim0.65$ では、 $q_d > 3 \cdot q_u = 15000 \text{ kN/m}^2$ になっており、4.1先端部支持力度確認実験結果と整合する。さらに、この支持力度式による値は、図中に追記した Rpa/Ah （設計上の地盤の極限先端支持力/芯材閉塞断面積：図中は□印）をも上回ることがわかる。



(地盤条件) 内部摩擦角 $\phi_s=40^\circ$ 、密度 $\gamma_s=17 \text{ kN/m}^3$
設計上の地盤支持力度 $Rpa/As=3750 \text{ kN/m}^2$
 As : 杭断面積、 Ah : 芯材閉塞面積

(共通条件) ソイルセメント：内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ 、 $q=5000 \text{ kN/m}^2$ 、
密度 $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ 、円周方向の土圧係数： $K_\theta=0.15$ 、
芯材先端深度：GL-10m

図-15 ソイル破壊から決まる支持力度

5. 施工性確認試験（実大施工試験）

室内配合試験およびソイルセメント柱列壁施工の実績に基づいて、品質確保に必要な標準のソイルセメントの配合および施工方法を表-1に示すように設定した。その後、原位置での品質および適用性確認のために、試験

表-1 標準施工方法

	目標強度	固化材配合量	水セメント比	攪拌回数
一般部	1N/mm ²	353kg/m ³	150%	38回/m
先端部	5N/mm ²	705kg/m ³	80%	100回/m*

*繰返し攪拌(ターニング)を行う

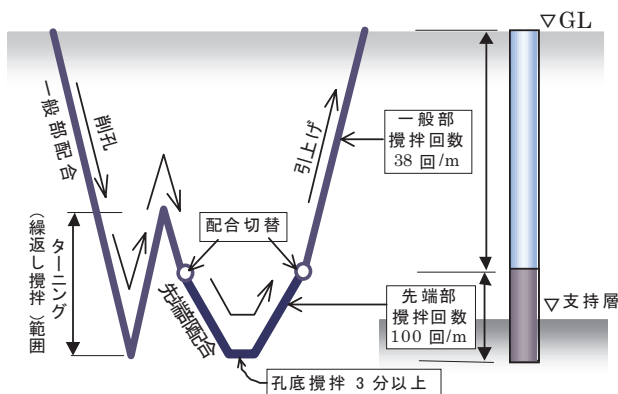


図-16 施工サイクル

試験場1(千葉県白井市)			試験場2(千葉県猿島郡)		
深度[m]	土質区分	N値	深度[m]	土質区分	N値
-0.9	盛土	—	-0.9	盛土	—
-2.7	ローム	6-8	-2.7	細砂	21-30
-5.2	粘性土	1-2	-8.9	互層	2
-5.8	細砂	6	-16.7	細砂	30-53
	細砂	12-26	-27.0	砂質シルト	4-6
-14.1			-32.8	シルト	6-13
-14.7	シルト	3		細砂	>60
	細砂	24-37			

図-17 施工試験場土質柱状図

変数を配合量、攪拌回数およびターニングの有無とした事前試験を行った。その結果、図-16のように標準施工サイクルを決定した。実大施工試験は、この標準配合および施工サイクルでの品質を最終的に検証するために、図-17に示す2箇所の地盤条件で行った。

一軸圧縮強度試験は、施工段階に応じ、①試験場1から採取した現地土を用いた室内配合強度、②施工直後のソイルセメント改良体から採取した未固結試料強度、③施工後一週間以上経過した全長コアボーリングから採取したコア強度の3種類の試料によって行った。深度17.5

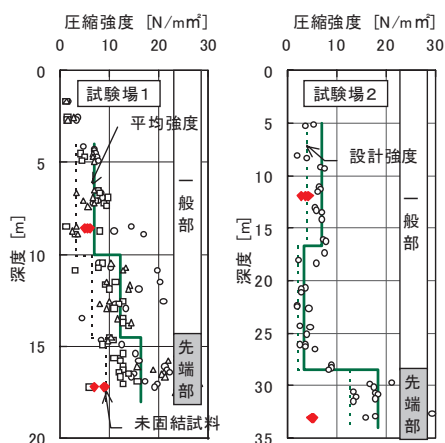


図-18 コア強度の深度方向分布

表-2 ソイルセメント設計基準強度

試験場	施工深度	採取位置	供試体個数	平均強度 (N/mm²)	変動係数	設計基準強度 (N/mm²)
1	17.5 [m]	一般部上部	39	6.90	0.43	3.01
		一般部下部	35	11.48	0.43	5.08
		先端部	41	15.80	0.37	8.27
		一般部上部	36	7.58	0.44	3.37
		一般部下部	36	12.92	0.43	5.78
		先端部	44	14.66	0.35	7.90
		一般部上部	39	3.90	0.31	2.32
		一般部下部	36	8.98	0.28	5.67
2	33.5 [m]	先端部	44	9.76	0.37	5.12
		一般部(砂)	18	7.00	0.27	4.25
		一般部(シルト)	15	3.55	0.35	1.94
		先端部	13	18.40	0.24	12.60

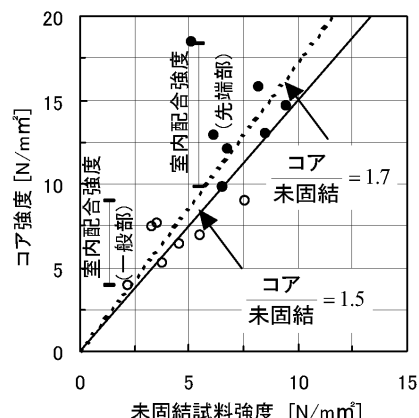


図-19 未固結試料強度-コア強度関係

mおよび33.5mの各強度試験結果を図-18に示す。不良率(10%)を考慮して式(5)で求めた設計基準強度 F_c を表-2に示す。なお、試験場1では深度に比例して強度が増加し、試験場2では土質の違いにより強度が異なる傾向があり、一般部を2層に分割して評価するものとした。

$$F_c = (1-1.3V) \sigma_{ave} \quad (5)$$

ここに、 V : 一軸圧縮強度の変動係数

σ_{ave} : コア平均強度

これより、 F_c は一般部で1.0N/mm²以上、先端部で5.0N/mm²以上が確保され(変動係数<0.44)、深層混合処理工法と同程度の品質が確保されていることを確認した。

図-19にコア強度と室内配合強度および未固結試料強度との関係を示す。コア強度は平均で未固結試料強度の1.7倍、室内配合強度との比較ではさらに高い傾向を示しており、本工法のような大深度の改良体内ではソイルセメントの自重で圧密と脱水が促進されコア強度が高くなったと考えられる。なお、先端部のコア強度は未固結試料強度の1.5倍とする事でその下限値が保証される。

ソイルセメントのその他の定数(変形係数: E_{50} ,せん断強度: F_{TSO} ,引張り強さ: F_{st} ,内部摩擦角: ϕ_s)は F_c との間で式(6)~(9)に示す関係が得られた。

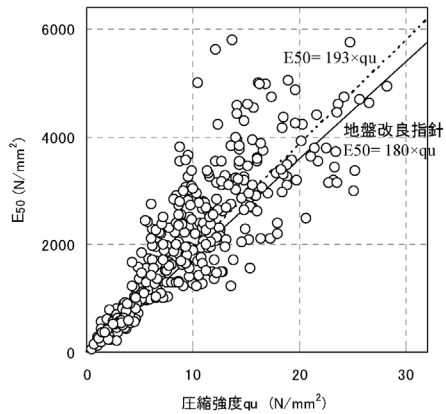


図-20 F_c －変形係数関係

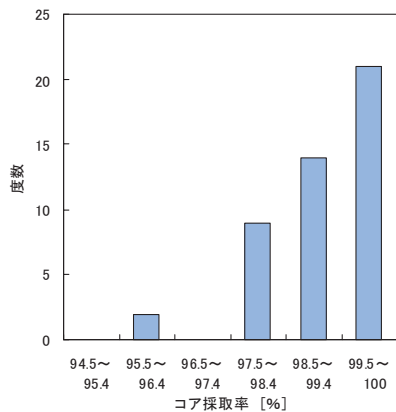


図-21 コア採取率



写真-2 土塊混入量調査状況

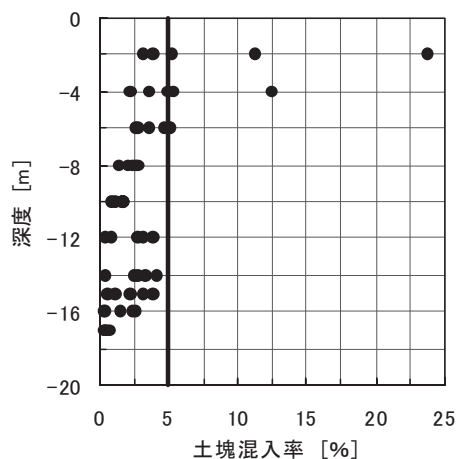


図-22 土塊混入率

F_c と変形係数の関係を図-20に示す。

$$E_{s0} = 180 \cdot F_c \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (6)$$

$$F_{rso} = 0.31 \cdot F_c \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (7)$$

$$F_{st} = 0.1 \cdot F_c \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (8)$$

$$\phi_s = 28.9^\circ \text{ (砂)}, \quad \phi_s = 31.5^\circ \text{ (シルト)} \quad (9)$$

試験体から採取したコアの採取率（固化したコア長の掘削長に対する比）は、図-21に示すように全試験体において95%以上となった。写真-2に土塊混入量調査状況を示す。掘り出した試験体の水平断面に対する土塊混入面積の割合（＝土塊混入率）は、図-22に示すように施工地盤から4m以深では5%以下と均質性の高い良好なソイルセメント柱が築造されていることが確認された。

ソイルセメントの流動性は、芯材の建込みなどの施工性に影響を及ぼす要因であることから、シリンダーフロー試験によって管理した。図-23にその測定結果を芯材建込み率（実測建込み長さ／削孔長）との関係で示す。削孔終了から3時間後までは良好な建込み率となっており、これに対応するシリンダーフロー値として150mm以上であればよいといえる。

6. 実大載荷試験

PSP杭の支持力性能を把握するために、実大の杭を築造して鉛直載荷試験、引抜き試験、水平載荷試験を行っ

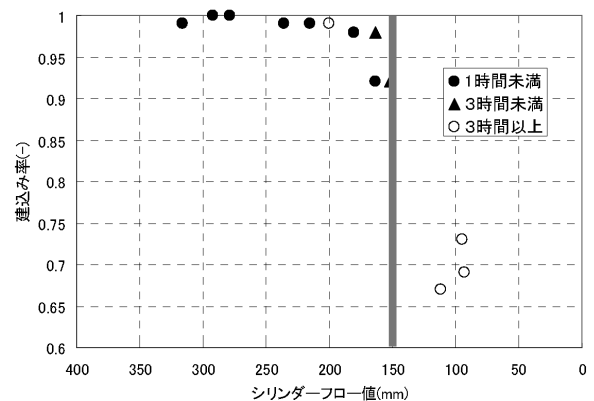
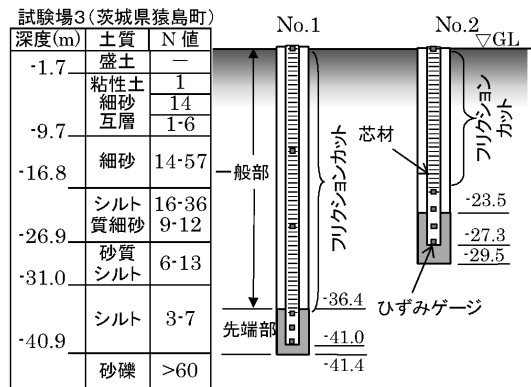


図-23 芯材建込み率－シリンダーフロー関係

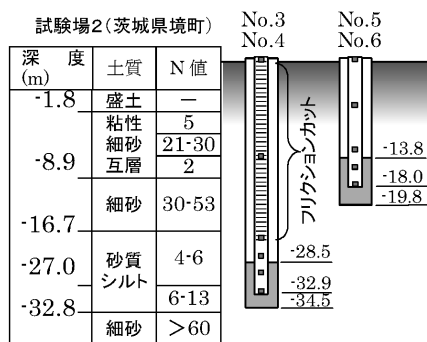
表-3 載荷試験杭諸元

試験	断面形状	杭長 芯材長(m)	芯材寸法	フリクション カット	場所	先端 地盤	試験 種別
No.1	φ900×3連	41.4(41.0)	H-428×407×20×35	あり	3	砂礫	鉛直
No.2	φ900×3連	29.5(27.3)	H-582×300×12×17	あり		シルト	鉛直
No.3	φ650×単杭	34.5(32.9)	H-300×300×22×32	あり		細砂	鉛直
No.4	φ650×3連	34.5(32.9)	H-300×300×12×25	あり		細砂	鉛直
No.5	φ650×単杭	19.8(18.0)	H-400×400×13×21	なし	2	砂質シルト	鉛直
No.5*	φ650×単杭	19.8(18.0)	H-400×400×13×21	なし		—	引抜
No.6	φ650×3連	19.8(18.0)	H-390×300×10×16	なし		砂質シルト	鉛直
No.7	φ650×単杭	16.5(15.0)	H-400×200×8×13	なし		—	水平(弱軸)
No.8	φ650×単杭	16.5(15.0)	H-400×200×8×13	なし		—	水平(強軸)
No.9	φ650×3連	16.5(15.0)	H-400×200×8×13	なし		—	水平(弱軸)

た。試験杭の諸元を表－3に、試験場の土質柱状図を図－24に示す。



試験場 3 茨城県猿島郡猿島町

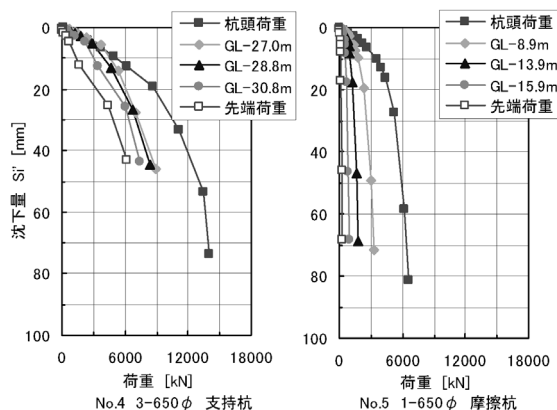


試験場 4 茨城県猿島郡猿島町

図－24 載荷試験地盤および試験杭概要



写真－3 載荷試験



図－25 荷重－沈下量曲線

6.1 先端支持力(鉛直載荷試験)

鉛直載荷試験の様子を写真－3に、代表的な例として杭径650mmのNo.4(3連杭支持杭仕様)とNo.5(単杭支持杭仕様)の荷重-沈下量曲線を図－25に示す。支持杭の試験杭No.4の荷重沈下曲線は、最大荷重に到るまでなめらかに推移しており、先端部では進行性破壊の性状を示している。一方、支持層に貫入していない摩擦杭仕様の試験杭No.5は、周辺地盤の摩擦抵抗に依存しているため杭先端に到達する荷重が低く、荷重沈下曲線も弾塑性的な挙動を示している。

杭先端の降伏荷重、極限荷重および長期許容支持力降伏荷重の判定は、杭頭、杭先端について $\log P \sim \log S$ 法、 $S \sim \log t$ 法、 $\Delta S / \Delta \log t \sim P$ 法によって行った。また、一部の試験杭では載荷装置の能力から極限状態を十分に確認できないものがあったため、これらについては、宇都らの方法にて第2限界荷重を推定することとした⁴⁾。

杭先端荷重一覧を表－4に示す。すべての試験杭について式(10)における α を載荷試験による極限先端支持力(極限支持力、施工径か有効径の10%沈下時か荷重の最小値)から算定すると、 α は133～191の範囲にある。

$$R_p = \alpha \cdot N_{ave} \cdot A_s \quad (10)$$

砂および砂礫層における先端支持力は、載荷試験を行わない場合でも(財)日本建築センターの「地盤改良指針」に準拠し、(11)式により求められることを確認した。

$$R_p = 75 \cdot N_{ave} \cdot A_s \quad (11)$$

また、摩擦杭の試験結果から粘性土層における先端支持力についても、式(12)で求められることを確認した。

$$R_p = 6 \cdot c \cdot A_s \quad (12)$$

c : 粘性土層粘着力

地盤改良指針式(11)、(12)による極限先端支持力度の計算値と試験結果を図－26に示す。

なお、杭先端のスタッドに取り付けた歪ゲージによると、4.1の先端部支持力確認実験同様にスタッドへの支圧は殆んど作用しておらず、閉塞の形成は主にアーチアクションによるものであると考えられる。このことから、

表－4 杭先端荷重一覧

	降 伏 荷 重			極限荷重			施工径/有効径10%沈下時 [*]		
	荷重 (kN)	荷重度 (kN/m ²)	変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重度 (kN/m ²)	変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重度 (kN/m ²)	
No.1	10,385	6,129	35.0	16,429	9,696	90	15,173	8,978	
						147	16,182	9,550	
No.2	1,859	1,097	12.9	2,940	1,735	90	2,937	1,738	
						147	2,940	1,735	
No.3	1,928	5,810	33.0	3,051	9,194	65	2,626	7,912	
No.4	5,391	6,197	35.0	8,529	9,803	65	7,197	8,272	
						105	8,106	9,317	
No.5	171	515	23.0	271	817	65	255	768	
						65	878	1,009	
No.6	555	641	8.6	878	1,014	105	878	1,014	

* 上段: 施工径D(削孔機のオーガ径)

下段: 有効系De(面積の等しい円形に置換した場合の有効径)

芯材に頭付きスタッドを20本以上先端部中に収まるよう配置すれば、応力伝達が十分に可能であることを確認した。

6.2 周面摩擦力(鉛直載荷試験)

周面摩擦力は設計上、ソイルセメントと周辺地盤間の摩擦力で決定されることとし、芯材周面での付着切れが発生しないよう一般部のソイルセメント強度は設定されている。載荷試験では、周面摩擦力をフリクションカット部以外のソイルセメント外周面で評価することとした。また、周面摩擦力は、測定点間の軸力差をソイルセメントの周長 ϕ で除して求めた。3連杭ではその外側を包絡する長さを ϕ とした。

ソイルセメントと周辺地盤の周面摩擦力度 τ と測定区間での平均沈下量 S_i との関係の代表例を図-27に示す。ほとんどの測定区間では沈下量の増加とともに τ が増加、または降伏して一定値に漸近する性状が見られた。ただし、No.3の③-④区間(▲印)では最大値に到達後、低下する現象が見られた。これはこの区間がフリクションカット剤の直下にあり、同剤が何らかの影響を与えたと考えられる。なお、芯材とソイルセメント間のずれは確認されなかった。

告示式(13)による周面摩擦力度の計算値と試験結果を表-5および図-28に示す。周面摩擦力の実測値と計算値を比較した結果、いずれの試験杭も実験値の方が大きく、式(13)が設計式として妥当であることを確認した。

$$\begin{aligned}\tau_{uf}(\text{kNm}^2) &= 10/3 \cdot N_{s_{ave}} \quad (\text{砂質土地盤}) \\ &= 1/2 \cdot q_{u_{ave}} \quad (\text{粘性土地盤})\end{aligned} \quad (13)$$

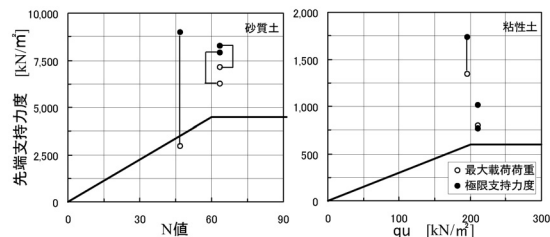


図-26 試験結果と設計式の比較

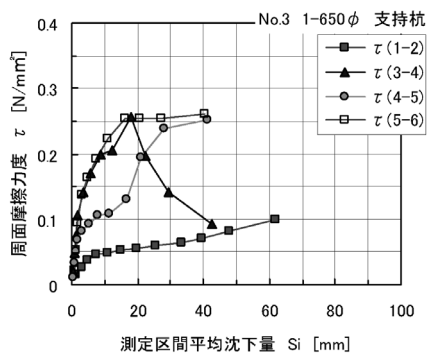


図-27 周面摩擦力度－沈下量関係(押込み)

$N_{s_{ave}}$: 砂質土地盤の平均N値 (<30)

$q_{u_{ave}}$: 粘性土地盤の平均一軸圧縮強度(<200)

6.3 引抜き試験

No.5に対する押込方向鉛直載荷試験から数日後に引抜き試験を実施した。そのときの周面摩擦力度 τ と測定区間での平均引抜き量 S_i との関係のを図-29に示す。押込試験と比較して周面摩擦力度が小さくなっており、各測定区間における引抜き量曲線も若干異なる性状を示している。

表-5 周面摩擦力度一覧(押込み)

試験杭	土質名	測定断面	砂 $N_{s_{ave}}$	粘土 $q_{u_{ave}}$ (kN/m ²)	告示式 τ_{uf} (kN/m ²)	試験 τ_{uf} (kN/m ²)	変位量 (mm)
No.1	シルト	④～⑤	—	200	100	110	11
	シルト	⑤～⑥	—	200	100	250	6
No.2	シルト質細砂	③～④	10.7	—	36	60	22
	シルト質細砂	④～⑤	9.3	—	31	90	21
No.3	砂質シルト	④～⑤	—	200	100	250	41
	シルト質細砂	⑤～⑥	30	—	100	260	40
No.4	砂質シルト	④～⑤	—	200	100	140	13
	シルト質細砂	⑤～⑥	30	—	100	240	13
No.5	細砂	②～③	30	—	100	140	70
	細砂	③～④	30	—	100	220	69
	細砂	④～⑤	21.3	—	71	170	68
No.6	細砂	②～③	30	—	100	190	40
	細砂	③～④	30	—	100	170	38
	細砂	④～⑤	21.3	—	71	100	38

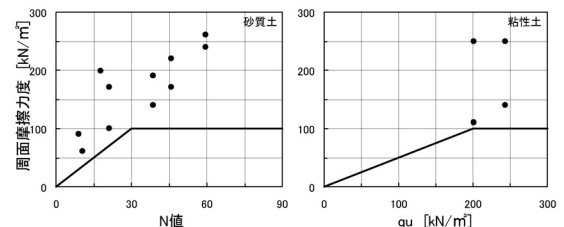


図-28 試験結果と設計式の比較

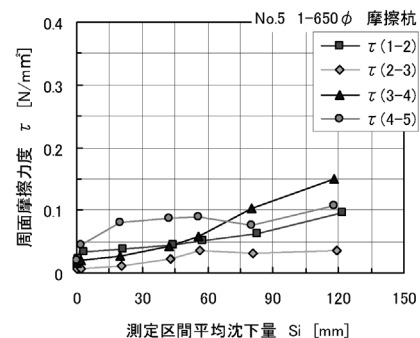


図-29 周面摩擦力度－沈下量関係(引抜き)

表-6 周面摩擦力度一覧(引抜き)

試験杭	測定断面	砂 $N_{s_{ave}}$	粘土 $q_{u_{ave}}$ (kN/m ²)	告示式 τ_{ut} (kN/m ²)	試験 τ_{ut} (kN/m ²)	引抜き量 (mm)
No.5'	②～③	30	—	80	90	118
	③～④	30	—	80	150	118
	④～⑤	21.3	—	57	110	117

告示式(14)による引抜き方向の周面摩擦力度の計算値と試験結果を表-6に示す。押込試験時の地盤の乱れが懸念されたが、実測値はいずれも計算値より大きな値を示し、(14)式が設計式として妥当であることを確認した。

$$\tau_{ut} = 4/5 \cdot \tau_{uf} \quad (14)$$

6.4 水平载荷試験

鉛直载荷試験の試験場2と同一敷地内で実施した水平最荷試験の試験杭概要を図-30に示す。

また、水平方向地盤反力係数(Kh)算定時の杭幅の違いについて、建築センター指針による方法と道路橋示方書による方法とによる標準変位10mmとして検討した実測値と計算値の関係を図-31に示す(ただし、計算は杭頭突出0.6mとした。)。実測値は全ての計算値に対して1.5倍以上となり、安全側の評価となることが確認された。また、3連杭のNo.9の水平地盤反力係数は単杭のNo.7よりも大きくなっていたこと、および図-32に示すように、No.9を構成する各杭の曲げモーメントは端杭と中央杭とで差が見られなかったことから、群杭効果を考慮する必要はないことを確認した。

7. あとがき

ソイルセメント本設杭工法(PSP工法)は青木建設、浅沼組、安藤建設、大木建設、奥村組、鴻池組、五洋建設、住友建設(現 三井住友建設)、銭高組、鉄建建設、戸田建設、西松建設、松村組、三井建設(現 三井住友建設)によって2000年8月から2003年3月の期間に共同で開発した工法であり、2003年3月4日付で(財)日本建築総合試験所より建築技術性能証明第02-22号を取得している。

今後、当社においては、本工法の実施物件への適用推進を積極的に展開していく予定である。

本報ではPSP工法開発時に実施した各種試験の概要を報告するとともに、本工法の設計・施工に関し一部言及した。詳細は研究会で共同発表を行った日本建築学会大会梗概集⁵⁾等を御覧頂きたい。

[参考文献]

- 1) SMW連続壁標準積算資料[設計・施工・積算編]、SMW協会、2001年4月
- 2) 倉知他「根固め杭の根固め先端部の破壊に及ぼす形状影響」、第28回土質工学研究発表会、平成5年6月
- 3) 八尾他「節付き場所打ちコンクリート杭の節部底面支持力算定式」、日本建築学会構造系論文集、2002年6月

- 4) 宇都他「杭の载荷試験結果の整理方法」、基礎工、1982.9
- 5) 中村他「ソイルセメント本設杭工法の開発」(その1～その8)、日本建築学会大会(東海)、2003年

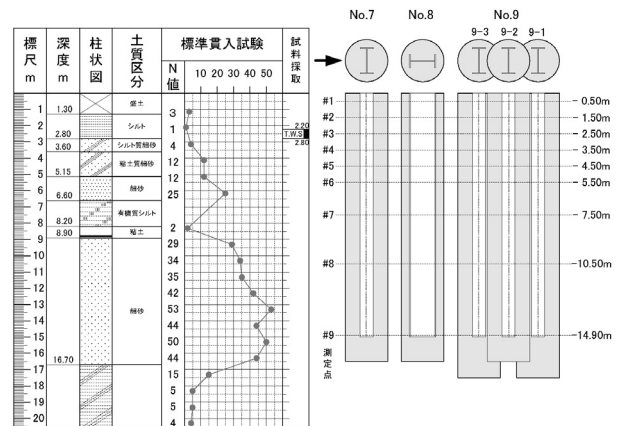


図-30 载荷試験地盤および試験杭概要

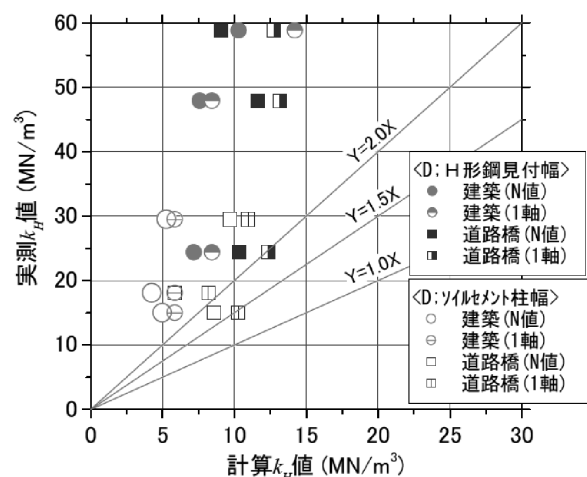


図-31 実測 kh 値-計算 kh 値関係

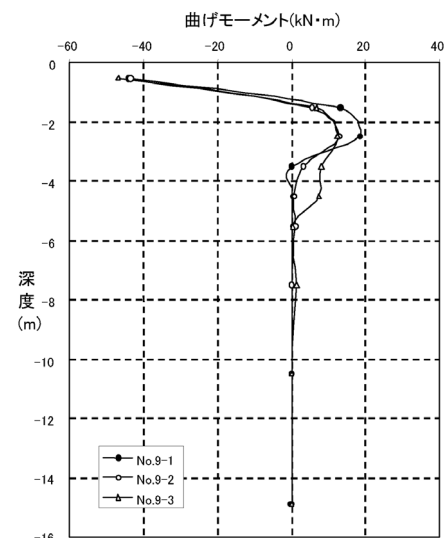


図-32 曲げモーメント分布 (No.9:3 連杭弱軸加力)