

仮設山留めを利用したソイルセメントH形鋼杭に関する研究

加圧土槽を用いた鉛直載荷実験

富田 菜都美^{*1}・柴田 景太^{*1}・渡邊 徹^{*1}・今津 裕子^{*2}・
大塚 修平^{*3}・野村 悠人^{*4}・下村 修一^{*4}

Keywords : soil cement, retaining wall, headed stud, permanent pile, pressured chamber

ソイルセメント、山留め壁、頭付きスタッド、本設杭、加圧土槽

1. はじめに

近年、仮設の山留め壁であるソイルセメント壁を本設杭として活用する工法の開発が積極的に行われている。ソイルセメント壁は、水、固化材等で構成される懸濁液と原位置土を混合・攪拌して築造されたソイルセメント中に芯材（H形鋼）を挿入するものである。掘削終了後は地中に存置されることが一般的であるが、建物を支持する本設杭として使用することで建物外周部の杭を削減することができ、工期・工費縮減や環境負荷低減の効果が期待できる。

本工法では鉛直荷重は芯材からソイルセメントを介して地盤へ伝達される（図-1）。このとき、芯材から伝達される鉛直荷重に対して芯材とソイルセメント間の付着、せん断、支圧、さらに本設杭の場合には芯材のウェブに設けた頭付きスタッド（以下、スタッド）で抵抗する。ソイルセメント壁は地盤中で拘束されるため、各抵抗要素はその影響を受ける可能性があるが、既往研究はアクリル管等を用いて地盤による拘束を模擬した模型実験^{例えば 1)}での検討が主であり、拘束圧の影響に関する知見は少なく、スタッド打設の効果と併せて検討した事例は見当たらない。

そこで本研究では、山留め壁と同様の施工方法で構築された芯材とソイルセメントの複合体である杭（ソイルセメントH形鋼杭と呼ぶ）を対象として、地盤による拘束を模擬した加圧土槽中と拘束しない気中で押込み載荷実験を実施した。得られた結果に基づき、芯材側面の付着抵抗、芯材先端の支圧抵抗、スタッド抵抗、それらに対する拘束効果について検討した。

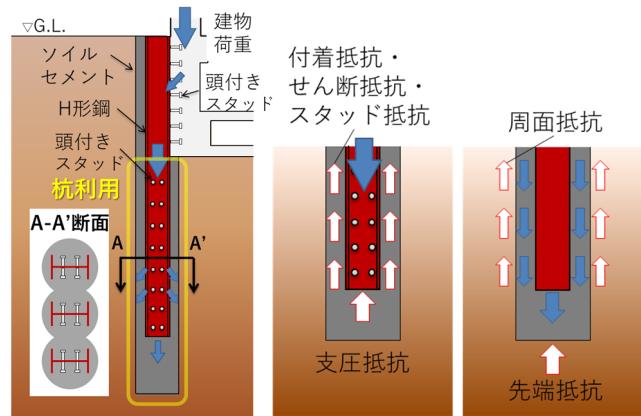


図-1 工法概要
Fig.1 Outline of soil cement H-shaped steel pile

2. 実験概要

2.1 実験条件

地盤による拘束を模擬した加圧土槽を用いた鉛直載荷実験（以下、土槽実験）と、比較のための気中の無拘束状態での鉛直載荷実験（以下、気中実験）を実施した。

実験ケースを表-1に、模型杭の形状を図-2に示す。模型杭は実物の約1/2.5スケール相当であり、芯材先端以浅（以下、付着部）及び以深（以下、支圧部）の応力伝達部が一体となって抵抗する条件（Cタイプ）と付着部のみを有効にした条件（Aタイプ）の2タイプを作製した。模型杭の芯材にはH形鋼（H-175×90×5×7mm）を用い、ソイルセメント部の直径は250mm、芯材とソイルセメントの付着長は400mm、芯材先端以深のソイルセメント長さは350mmとした。Aタイプ

* 1 技術センター 都市基盤技術技術研究部 基礎構造研究室

* 2 設計本部 構造設計第一部

* 3 東京科学大学

* 4 日本大学

表-1 実験ケース
Table 1 Test cases

上載圧 (kPa)	目標強度 q_{u0} (N/mm ²)	Aタイプ		Cタイプ		
		スタッド無		スタッド無 (C0)		スタッド有 (C1)
		Case	実強度 q_u (N/mm ²)	Case	実強度 q_u (N/mm ²)	Case
100	0.5	TM_05A0	0.49	TM_05C0	0.54	TM_05C1
	1.0	TM_10A0	1.08	TM_10C0	0.90	TM_10C1
	2.0	TM_20A0	2.11	TM_20C0	2.11	TM_20C1
無拘束	1.0	U_10A0	1.09	U_10C0	0.82	U_10C1

の杭下端には芯材断面の外周 1mm 隙間を確保し、深さ 25mm まで切り抜いた厚さ 30mm のアクリル板または鉄板を設置した。

実験は 12 ケース実施し、ケース名の U, TM はそれぞれ気中、土槽中での載荷を、A と C は上記の模型杭形状の A タイプ、C タイプを示す。また、中央の数値はソイルセメントの目標強度 q_{u0} に応じた数値 (0.5, 1.0, 2.0 はそれぞれ $q_{u0}=0.5, 1.0, 2.0 \text{ N/mm}^2$) であり、末尾の数値はスタッド列数を示す。上載圧は基礎底以深の地盤を想定して 100kPa (深度 10m 相当) とした。

模型杭は表-2 に示すソイルセメントの配合で作製した。模型杭作製時に同配合で作製した供試体の一軸圧縮強さ q_u (表中、実強度) を表-1 に併記した。また、ソイルセメント強度の拘束圧依存性を確認するため、三軸圧縮試験 (UU 試験) を実施したが、拘束圧による強度の上昇がほとんど認められなかった²⁾。

2.2 模型杭作製手順

模型杭の作製手順を以下に示す。

① 内径 250mm のボイド管下端に芯材の断面を切り抜いたアクリル板を設置し、芯材を挿し込んでアクリル板との隙間を止水した後、養生台に設置する (杭頭部を下向きに設置)。② 珪砂 5 号とトチクレーを粉体で混合した後、水道水を加えて攪拌し試料土を作製する。③ 固化材とベントナイトを混合した後、水道水を加えて攪拌し、セメントスラリーを作製する。④ 試料土とセメントスラリーを攪拌混合し、ソイルセメントスラリーを作製する。⑤ ソイルセメントスラリーを①の型枠に流し込み、室温 20°C の恒温下で 14 日間封かん養生する。

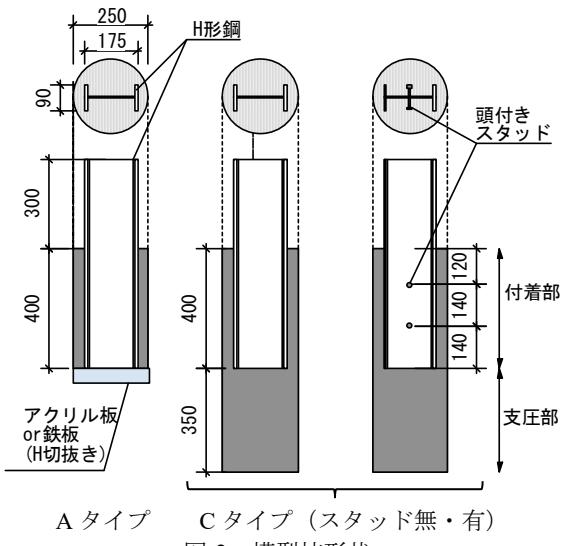
模型杭作製時、杭先端部にソイルセメント部の高さ 30% 分の余盛を設け、養生後に切断した。

2.3 実験装置

図-3 に押込み載荷実験装置及び加圧土槽の概要を示す。加圧土槽は内径 1194mm、内法高さ 1500mm、肉厚 10mm の鋼管であり、内壁面には二重にテフロンシート (間にシリコングリス塗布) を貼付け、土槽内壁と

表-2 配合条件
Table 2 Soil cement mix proportion

目標強度 q_{u0} (N/mm ²)	配合条件			
	試料土		懸濁液	
細粒分 含有率(%)	含水比 (%)	添加率 (%)	W/C (%)	ベント ナイト(%)
0.5	20	23	15	70
	1.0	23	19	64
	2.0	23	20	50
	1.0	23	19	64



A タイプ C タイプ (スタッド無・有)
図-2 模型杭形状

Fig.2 Shape of the model pile

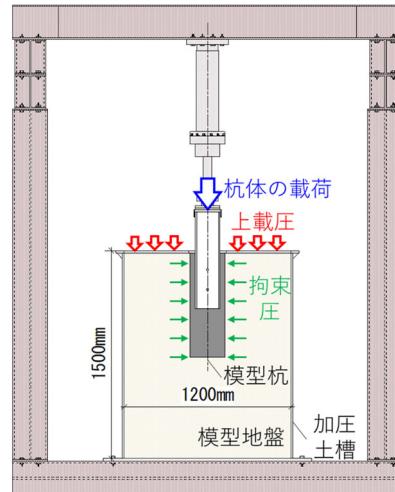


図-3 加圧土槽実験装置

Fig.3 Loading test apparatus using a pressured chamber

地盤間の摩擦低減を行った。地盤には東北珪砂 6 号 ($\rho_s=2.64$, $\rho_{dmax}=1.68$, $\rho_{dmin}=1.39 \text{ Mg/m}^3$) を使用し、多重ふるい付き空中落下法により模型地盤を作製した。模型地盤の目標相対密度は 95 % とした (三軸圧縮試験 (CD 試験) 結果 : 粘着力 $c=13.6 \text{ kNm}^2$, 内部摩擦角 $\phi=44.6^\circ$)。

加圧土槽実験の手順を以下に示す。

①加圧土槽内部の模型杭設置深度(GL-750mm)まで東北珪砂6号を降らせる。②模型杭設置面を整地後、土槽中央に模型杭を設置し、土槽上端まで東北珪砂6号を降らせた後、加圧面を整地する。③加圧面にゴムシート及び加圧盤を設置する。加圧盤に上載圧管理用のロードセルを4箇所、変位計を4箇所、杭頭(芯材頭部)及びソイルセメント天端にそれぞれ変位計を4箇所設置し、上載圧を作用させて地盤沈下が収束するまで静置する。④模型杭の芯にロードセルを取り付けたスクリュージャッキの位置を合わせ、約1mm/minで鉛直載荷を行い、杭頭変位25mm(ソイルセメント径の10%)に到達後、除荷する。⑤除荷終了後、模型杭を模型地盤中から採掘し、破壊性状の観察及び杭体形状の測定を行う。

上載圧は地表面の加圧盤(外径1188mm、厚さ25mm、中央部に直径270mmの穴を設けた鋼板)を上面に配置した4台の油圧ジャッキを用いて与えた。載荷中は地表面の変位に伴う上載圧の変化に対して、油圧ジャッキを操作し目標上載圧の±5%で制御した。

気中実験の手順は地盤作製と上載圧の管理以外は加圧土槽実験と同様であり、模型杭の破壊と杭頭荷重の残留状態を確認後に除荷した。なお、気中実験の模型杭は剛な鉄板に支持されている。

3. Aタイプの実験結果

3.1 杭頭荷重～変位関係

先端抵抗無しのAタイプの杭頭荷重 P ～杭頭(芯材頭部)変位 S_P 及びソイルセメント天端変位 S_S (図中、ソイル変位)の関係を図-4に示す。同図には S_P と S_S の差が生じ始める時の杭頭荷重 P_P 及び杭頭変位25mm(ソイルセメント径の10%)時の杭頭荷重 P_R (残留強度と定義)を示す。TM_05A0, TM_20A0は、杭頭変位21~22mm付近で杭頭荷重が上昇しており、芯材先端のアクリル板の孔に接触した可能性があるため、杭頭変位が上昇する直前の杭頭荷重を P_R として整理する。

図-4より、いずれのケースも変位が小さい段階で杭頭荷重がピーク値に達した後、急激に低下している。土槽実験のTM_05A0, 10A0, 20A0の初期剛性は概ね一致しているが、 q_u が大きいほど P_P に到達する変位が大きく、 P_P 及び P_R が大きくなる傾向を示している。気中実験と土槽実験の比較では、U_10A0の $P_P=21.4kN$ に対してTM_10A0は $P_P=22.2kN$ であり、その差は小さく、地盤の拘束による明確な影響は認められなかった。その要因については今後の検討課題である。

るが、本実験では山留め壁の芯材と同様に芯材表面の加工は行っておらず、表面が滑らかで摩擦係数が小さいことが影響していると考えられる。なお、載荷試験後に破壊性状を確認するため、気中実験は5mm程度の変位で終了しており、U_10A0では残留強度は評価の対象としていない。

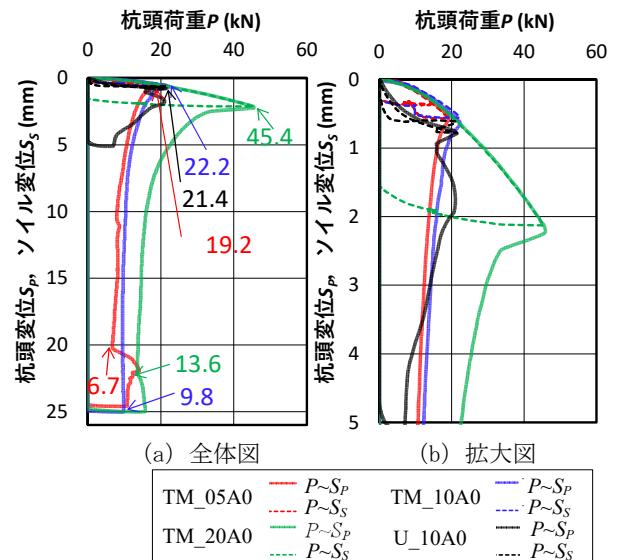


図-4 杭頭荷重～変位関係(Aタイプ)

Fig.4 Pile head load-displacement relationship(Type A)

3.2 付着抵抗の評価

図-5、図-6に付着強度 τ_p 、残留付着強度 τ_r と q_u の関係を示す。 τ_p 、 τ_r はそれぞれAタイプの P_P 、 P_R を付着面積(芯材周面積)で除して求めた値である。図-5、図-6より、 q_u の増加に応じて τ_p 及び τ_r が大きくなることがわかる。また、土槽実験の τ_p に対する拘束圧の影響は確認できない。比較のため、図-5、図-6に渡邊ら¹⁾、松長ら³⁾の室内模型実験によるデータと、田屋ら⁴⁾の原位置鉛直載荷実験によるデータを併記する。土槽中の τ_p 、 τ_r はそれぞれ q_u の7~14%、2%~5%であり、既往文献と同様の傾向である。

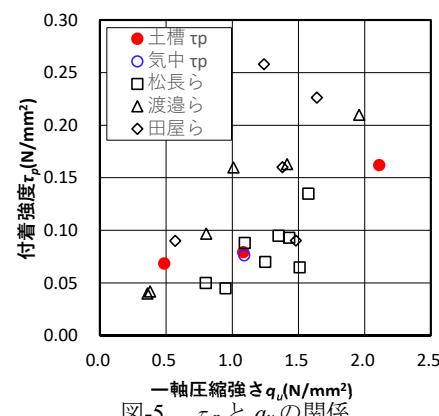


図-5 τ_p と q_u の関係

Fig.5 Relationship between τ_p and q_u

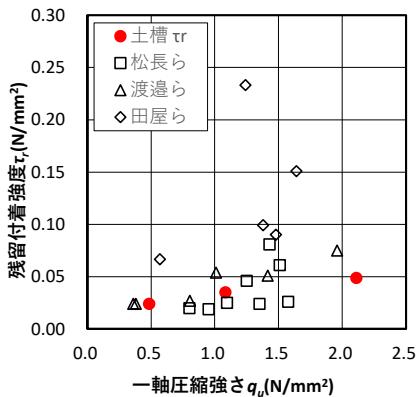


図-6 τ_r と q_u の関係
Fig.6 Relationship between τ_r and q_u

4. C タイプの実験結果

4.1 杭頭荷重～変位関係

先端抵抗有り・スタッド無しのケース（C0 シリーズ）について、杭頭荷重 P ～杭頭変位 S_p 及びソイルセメント天端変位 S_s の関係を図-7 に示す。土槽実験 TM_05C0, 10C0, 20C0 の比較では、初期剛性は概ね一致しているが、 q_u が大きいほど P_p 及び P_p 到達時の変位が大きくなる。変位が小さい段階で P_p に到達した後、 q_u が大きいケースで荷重が一時的に低下しており、 P_p に対する P_R の割合は TM_05C0, TM_10C0, TM_20C0 でそれぞれ 125%, 101%, 85% となった。

気中実験の U_10C0 と土槽実験の TM_10C0 の比較では、地盤の拘束による支持力増大の効果が確認できる。いずれも 1mm 程度の変位で P_p に到達しているが、ソイルセメントと地盤間の周面抵抗とソイルセメント底面の境界条件の違いによる影響で初期剛性に差が生じている。U_10C0 は P_p 到達後に急激に荷重が低下しているが、TM_10C0 は付着抵抗の低下とともに芯材先端の支圧抵抗が働き、杭頭変位 25mm まで荷重が漸増している。

スタッド有りのケース（C1 シリーズ）について、目標強度毎に杭頭荷重 P ～杭頭変位 S_p 及びソイルセメント天端変位 S_s の関係を図-8～図-10 に示す。スタッド有無による比較のため、図-7 に示したスタッド無しの結果を併記する。図-8～図-9 より、 P_p 及び P_p 到達までの初期剛性についてはスタッドの有無によらず概ね一致しているが、付着切れが生じた後の変位の進行に伴う荷重の伸びに対してスタッドの効果が認められる。 P_p に対する P_R の割合は TM_05C1, TM_10C1, TM_20C1 でそれぞれ 192%, 160%, 127% となった。また、気中実験のスタッド有りの U_10C1 では P_p 到達後に荷重低下を生じていることから、その効果は地盤

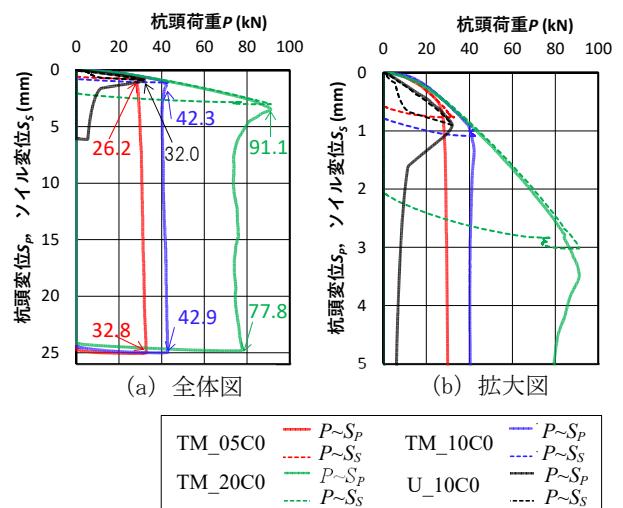


図-7 杭頭荷重～変位の関係 (C0 シリーズ)
Fig.7 Pile head load-displacement relationship(C0 Series)

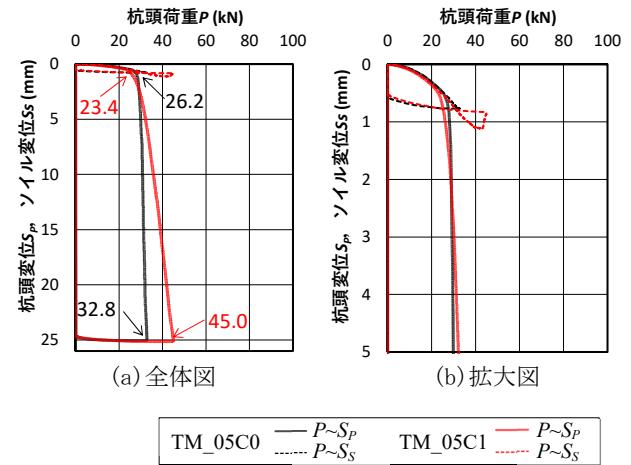


図-8 杭頭荷重～変位の関係 (C タイプ, 目標 $q_u=0.5\text{N/mm}^2$)
Fig.8 Pile head load-displacement relationship
(Type C, target $q_u=0.5\text{N/mm}^2$)

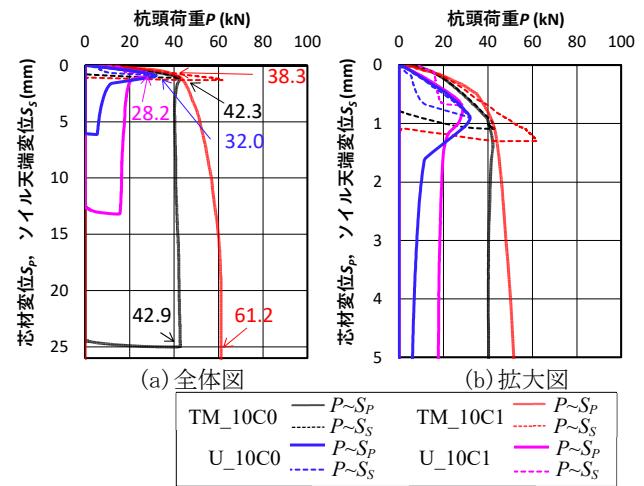


図-9 杭頭荷重～変位の関係 (C タイプ, 目標 $q_u=1.0\text{N/mm}^2$)
Fig.9 Pile head load-displacement relationship
(Type C, target $q_u=1.0\text{N/mm}^2$)

拘束下で発揮されることを確認した。なお、図-10に示すTM_20C1は、TM_20C0と比べて模型地盤の相対密度Drが低いことと、 q_u が小さいこと(TM_20C0:Dr=99.4%・ q_u =2.11N/mm²、TM_20C1:Dr=91.3%・ q_u =1.71N/mm²)が影響し、初期剛性及び P_p がTM_20C0よりも小さくなっている。

4.2 破壊性状

気中実験の杭上端と側面のひび割れスケッチを図-11に示す。最もかぶりが小さいフランジ端部で、芯材先端深度から上方及び下方へのひび割れが進展した後、水平方向にU_10C0は芯材先端深度、U_10C1はスタッド下段と芯材先端の中間深度でひび割れが生じた。

山留め設計指針⁵⁾では杭体の破壊について、図-12に示す芯材断面と芯材包絡断面の2通りの破壊モードが想定されている。図-12(a)は芯材断面で付着破壊し、芯材先端以深のソイルセメントは芯材断面によって支圧される破壊形式であり、図-12(b)は芯材を包絡する芯材閉塞断面で付着・せん断破壊し、芯材先端以深のソイルセメントは芯材閉塞断面で支圧される破壊形式である。載荷後に模型杭を解体して杭内部を確認した結果、U_10C0では芯材側面の全面で付着破壊、U_10C1においてもスタッド近傍を除く、ほぼ全面で付着破壊が認められた(写真-1(a))。U_10C1ではスタッド根元にソイルセメントの圧壊領域が認められ(写真-1(a))、スタッドに変形は生じなかった。支圧部ではウェブとフランジの支圧面直下にくさびを形成し、くさびの先端から割裂破壊した(写真-1(b)、(c))。

土槽実験のひび割れスケッチを図-13に示す。ひび割れの発生箇所は気中と同様の傾向であるが、ひび割れが狭い範囲に留まっている。また、 q_u が大きいほど破壊が激しい。付着部では芯材断面で付着破壊が生じ、支圧部では明確なくさびの発生は確認されず、支圧部では芯材ウェブ下から割裂破壊が生じた。スタッドの変形の一例としてTM_10_C1の状況を写真-2に示す。 q_u が小さいTM_05C1ではスタッドの変形は生じず、 q_u が大きいTM_10C1、TM_20C1ではスタッドは大きく曲がっていた。いずれのケースにおいてもスタッド下のソイルセメントが押し込まれていることから、芯材・スタッドとソイルセメントが一体となって芯材を包絡する閉塞断面での破壊ではなく、芯材の付着とスタッドがそれぞれ抵抗していると判断できる。また、気中実験U_10C1ではスタッドの変形は認められなかつたが、土槽実験のTM_10C1でスタッドが変形しており、スタッド下の支圧抵抗が地盤の拘束効果の影響を受けることが示唆される。

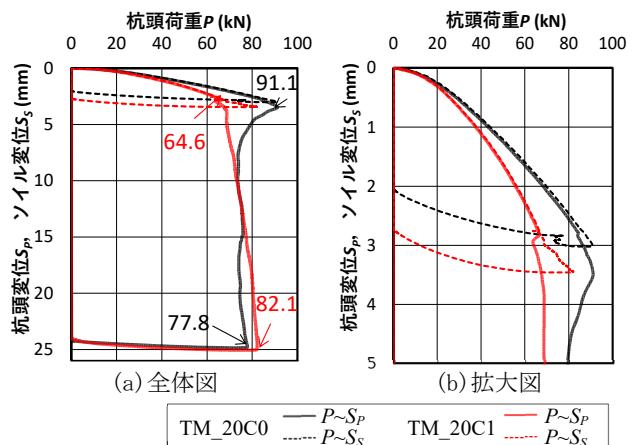


図-10 杭頭荷重～変位の関係 (Cタイプ, 目標 $q_u=2.0\text{N/mm}^2$)

Fig.10 Pile head load-displacement relationship
(Type C, target $q_u=2.0\text{N/mm}^2$)

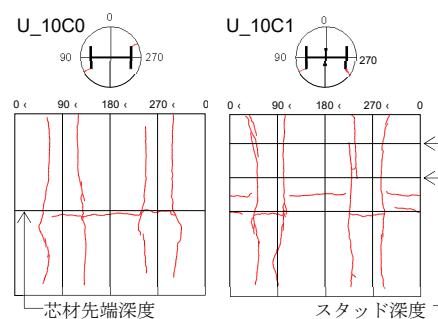


図-11 ひび割れのスケッチ (無拘束)

Fig.11 Crack sketch (Unconfined)

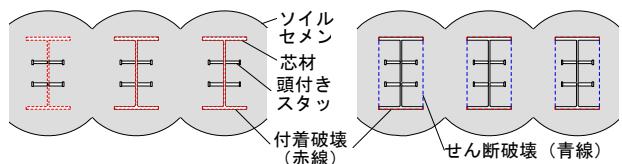


図-12 破壊モード

Fig.12 Failure mode

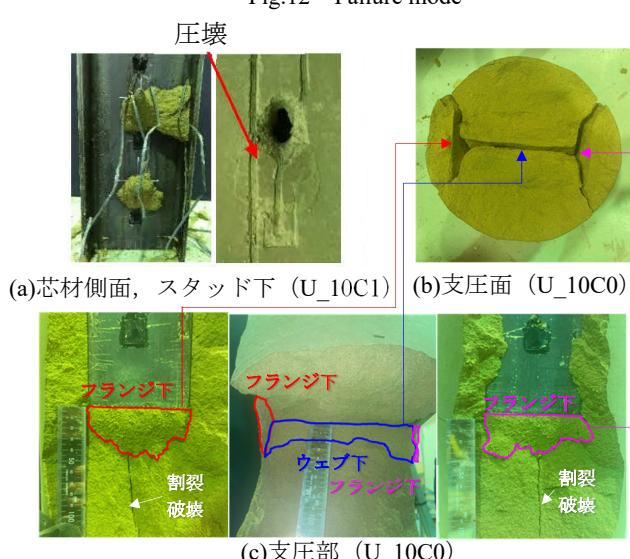


写真-1 模型杭の破壊性状 (U_10C0, C1)

Photo.1 Failure behavior of the model pile (U_10C0, C1)

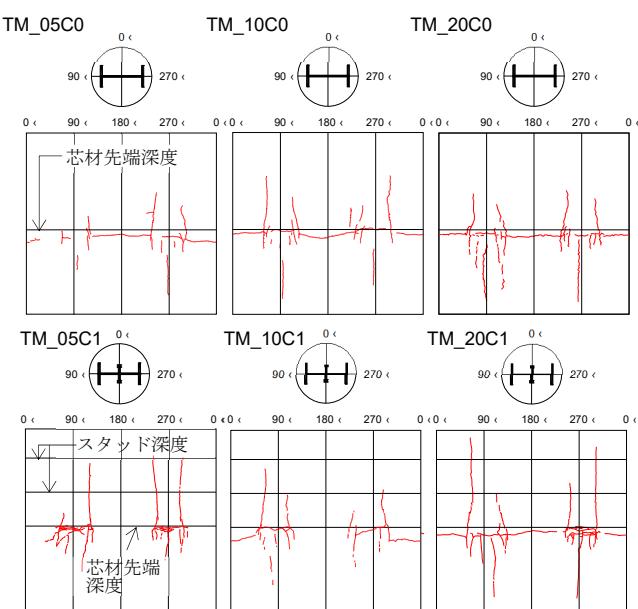


図-13 ひび割れのスケッチ（地盤拘束下）

Fig.13 Crack sketch (under confined)

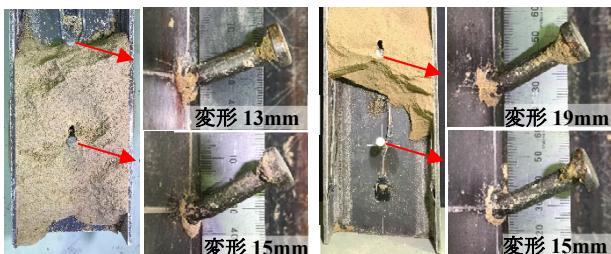


写真-2 模型杭の破壊性状 (TM_10C1)

Photo.2 Failure behavior of the model pile (TM_10C1)

4.3 支圧抵抗の評価

支圧抵抗は式(1), 式(2)により基準化した P_p 及び P_r について, A タイプと C タイプ (スタッド無し, C0 シリーズ) の差を芯材断面積で除した値をそれぞれ支圧強度 σ_{bp} , 残留支圧強度 σ_{br} とする。

$$\overline{P_p} = P_p / (q_u / q_{uo}) \quad (1)$$

$$\overline{P_r} = P_r / (q_u / q_{uo}) \quad (2)$$

ここに, $\overline{P_p}$: 基準化した P_p , P_p : 杭頭とソイルセメント天端変位の差が発生し始める時の杭頭荷重, $\overline{P_r}$: 基準化した P_r , P_r : 杭頭変位 25mm 時の杭頭荷重, q_u : 一軸圧縮強さ, q_{uo} : 目標強度である。

σ_{bp} , σ_{br} と q_u との関係を図-14 に示す。 q_u が大きいほど σ_{bp} , σ_{br} が大きくなること, 地盤による拘束効果で σ_{bp} が増大することが確認できる。また, 土槽実験では付着抵抗がピークに達した後に, 付着抵抗の低下とともに芯材先端の支圧抵抗が働くため, σ_{bp} に対して σ_{br} が大きくなる傾向を示している。図中にコンクリ

ート分野における支圧強度の評価式の式(3)⁶を準用し併記する。

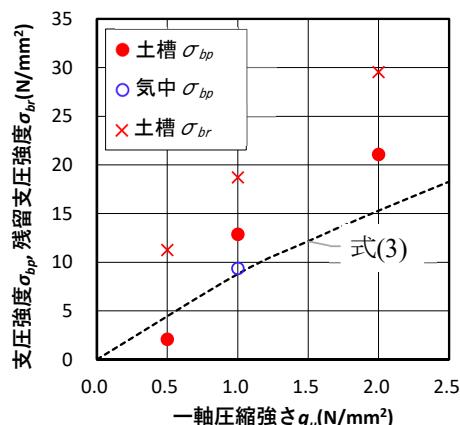
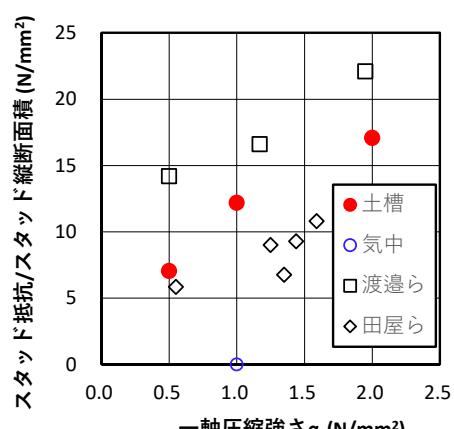
$$F_n = 1.8 \cdot F_c^{(0.8 - F_c/2000)} \cdot (A_c/A_l)^{1/2} \quad (3)$$

ここに, F_n : 支圧強度(N/mm²), F_c : 設計基準強度(N/mm²), A_c : 支承面積(mm²), A_l : 支圧面積(mm²)である。

本報では F_c はソイルセメントの q_u , A_c はソイルセメント断面積, A_l は芯材断面積として算出している。式(3)は気中の σ_{bp} とよく対応し, 地盤拘束下の σ_{bp} および σ_{br} に対しては安全側の評価となる。

4.4 スタッド抵抗の評価

図-15 にスタッド抵抗をスタッドの縦断面積で除した値と q_u の関係を示す。気中実験, 土槽実験ではそれぞれスタッド抵抗は杭頭荷重が最大となる P_p , P_r を用いて, 式(1)及び式(2)により基準化した値について, C タイプのスタッド有無による差分をスタッド本数で除した値を 1 本当たりのスタッド抵抗とした。

図-14 σ_{bp} , σ_{br} と q_u の関係Fig.14 Relationship between σ_{bp} , σ_{br} and q_u 図-15 スタッド抵抗と q_u の関係Fig.15 Relationship between stud resistance and q_u

q_u が大きいほどスタッド抵抗が大きくなる傾向があること、スタッド抵抗は既往のデータ^{1),4)}の範囲にあることが確認できる。また、気中実験で U-10C1 の \bar{P}_p が U-10C0 より小さい理由は不明であるが（図中、気中のスタッド抵抗は 0 として示す）、スタッド抵抗は拘束効果を受ける可能性が確認できる。

5. まとめ

得られた知見を以下に示す。

- ・付着抵抗は変位が小さい段階でピークに達する。芯材にスタッドを設けることにより、地盤拘束下では変位の進行とともにスタッド抵抗が稼働し、付着切れ後も荷重低下を生じることなく、荷重が緩やかに増加する。
- ・本実験のソイルセメント強度の範囲では、ソイルセメントの一軸圧縮強さ q_u が大きいほど、付着強度、支圧強度、それらの残留強度が大きくなる。また、スタッド抵抗も q_u の増加に応じて大きくなる。
- ・付着強度に対する地盤による拘束効果が認められな

かったが、支圧強度やスタッド抵抗に関しては拘束による増大効果を見込める可能性がある。

今後、スタッドの配置（横方向及び縦方向）や上載圧をパラメータとした実験を行い、鉛直支持力の評価方法を構築する予定である。

参考文献

- 1) 渡邊康司, 水本実, 荒川真, 榎本浩之 : 本設杭に用いるソイルセメント柱列壁の鉛直支持力評価, 大林組技術研究所報 No.80, 2016.
- 2) 野村悠斗, 下村修一, 柴田景太, 大塚修平, 富田菜都美, 堀井良浩, 渡邊徹 : 模型砂地盤による拘束圧下でのソイルセメント H 形鋼杭び押込み載荷実験(その 1), 第 60 回地盤工学研究発表会, 2025
- 3) 松長龍之介, 實松俊明, 藤嶋泰輔, 太田宏 : ソイルセメント壁の鉛直支持力に関する要素実験(その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.379-380, 2022.
- 4) 田屋祐司, 青木雅路, 佐藤英二, 土屋富男 : ソイルセメント壁の杭利用に関する研究(その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.471-472, 2011.
- 5) 日本建築学会 : 山留め設計指針, pp.130-133, 2017.
- 6) 日本建築学会編 : プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 2022.