

芯材入り深層混合改良柱の水平載荷実験—溝形鋼—

(株)竹中土木

正会員
非会員

○西村 繭果, 平井 卓, 菅野 友紀
望月 一

1. はじめに

深層混合改良において、改良体の強度がある程度高く径が大きい場合に鋼材を芯材として挿入すると、改良体と芯材の合成効果で低コストで剛性の高い山留め壁を構築できる可能性がある。このような芯材入り深層混合改良柱の設計において、芯材と改良体の合成効果を鉄筋コンクリートと同様に評価する方法が考えられるが、その妥当性について検証が必要となる。本稿では、芯材として溝形鋼を用いた 1/2 スケールの深層混合改良柱試験体で水平載荷実験を行ってその力学的挙動を明らかにし、評価方法を検証する。

2. 実験方法

図 1 に実験に用いた試験体概要を、表 1 に試験内容を示す。試験体は 2 本の溝形鋼 (C-150×75×6.5×10) をあらかじめ埋め込んだコンクリート基台上にボイド型枠を用いて直径 500mm の改良体を打設して作製し、1 ヶ月間養生した。改良体は浅間山砂と高炉セメントを表 1 のように配合し、載荷試験時の圧縮強度は 3.01MPa、変形係数は 641.3MPa であった。

載荷試験はコンクリート基台を固定し、改良柱底面から 1m の高さで柱全周に鋼製リングを設置し、リングの南北 2 点に油圧ジャッキにより東→西方向の水平引張力を加えて、変位制御による一方向多サイクル載荷を行った。

ひずみ計測は、改良柱基面から 250mm の高さに、図 2 に示すように改良体外周と溝形鋼にひずみゲージを貼って行った。柱頭の水平変位 δ は杭の南北の載荷点の上下 110mm に設置した合計 4 点の変位計の平均値とした。

3. 実験結果

図 3 に荷重 P-変位 δ 曲線を示す。図中の A 点付近 ($P=40\text{kN}$, $\delta=0.69\text{mm}$) までは弾性的な変形挙動を示し、その後剛性が若干低下して、B 点 ($P=47\text{kN}$, $\delta=1.98\text{mm}$) において降伏した。その後 $\delta=15\text{mm}$ までは荷重が微増していき、破壊荷重は 54kN となった。

図 4 に溝形鋼のひずみ ϵ と荷重 P の関係を示す。 $P=40\text{kN}$ までは C1 および C2 は引張ひずみが、C3 および C4 は圧縮ひずみが荷重に比例して増大し、鋼材と改良体が一体となって柱断面の東側が引張、西側が圧縮となっている。荷重が 40kN を超えると溝形鋼のフランジのひずみ C2 および C3 の挙動が変化し、C2 は引張から圧縮へ、C3 は圧縮から引張へと移行する。このことより、荷重 P が 40kN を超えた後は改良体と芯材との付着が切れ、2 本の溝形鋼がそれぞれ独立した曲げ部材として働いていると考えられる。

図 5, 6 に柱断面における溝形鋼のひずみ分布および改良体のひずみ分布を示す。図 5 の溝形鋼のひずみ分布において、 $\delta=1.01\text{mm}$ ($P=41.2\text{kN}$) までは溝形鋼は 2 本全体にわたってひずみが直線上に分布しており、平面を保持している。その後フランジ (C2, C3) のひずみが減少していき、 $\delta=2.33\text{mm}$ ($P=42.7\text{ kN}$) 以降は 2 本の溝形鋼が独立した挙動を示す。また図 6 の改良体のひずみ分布において、変位 $\delta=0.69\text{mm}$ ($P=39.5\text{ kN}$) までは S4~S6 の 3 点のひずみは S4 を中立軸として直線上に分布しているが、その後 S5 のひずみが減少して $\delta=2.33$ でほぼ 0 となり中立軸が断面の中心から西側 (圧縮端側) へ移動していくと考えられる。

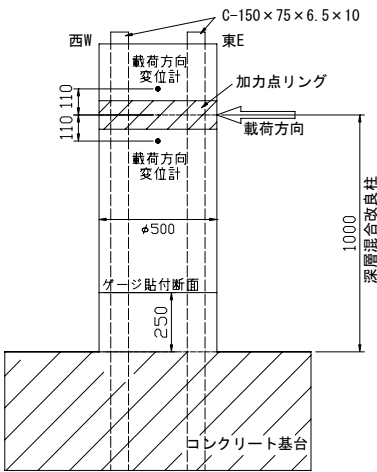


図 1 試験体概要

表 1 試験内容

項 目		内 容
載荷方法		変位制御による一方向多サイクル載荷
載荷装置		500kNの油圧ジャッキ
載荷段階	1 ~ 6mm	1mm毎
	6 ~ 16mm	2mm毎
	16 ~ 20mm	3mm毎
	20mm 以後	20mm, 30mm
杭諸元	寸法	φ500mm 有効高さ=1.0m
	鋼材	C-150×75×6.5×10 E=2.0×10 ⁵ MPa 降伏応力σ _y =245MPa
ソイル諸元	配合	水セメント比: 149.6% 固化材配合量: 238.6kg/m ³
	使用材料	セメント: 高炉セメントB種 砂: 浅間山砂 (千葉県富津市)
	養生期間	1ヶ月間
	強度試験結果 (n=3)	一軸圧縮強度 q _u = 3.01MPa 剛性 E ₅₀ = 641.3MPa

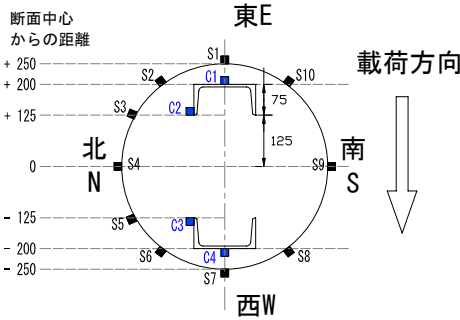


図 2 ひずみゲージ位置

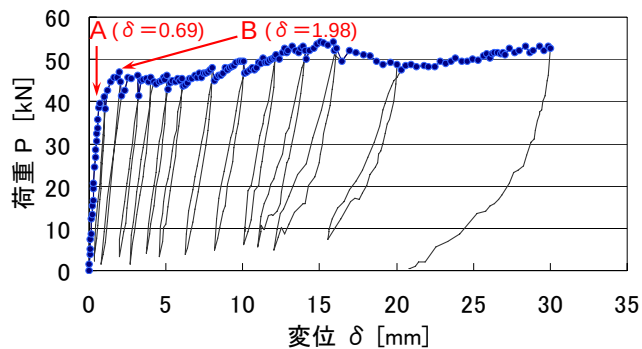
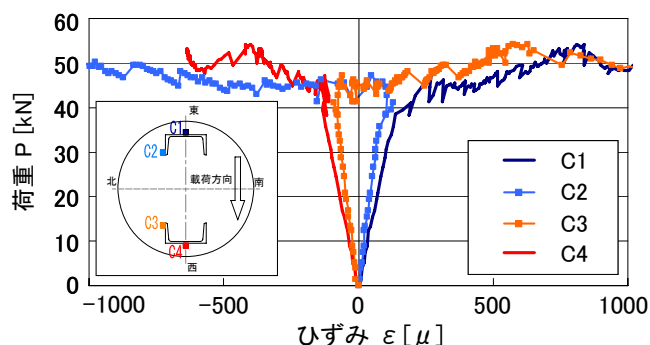
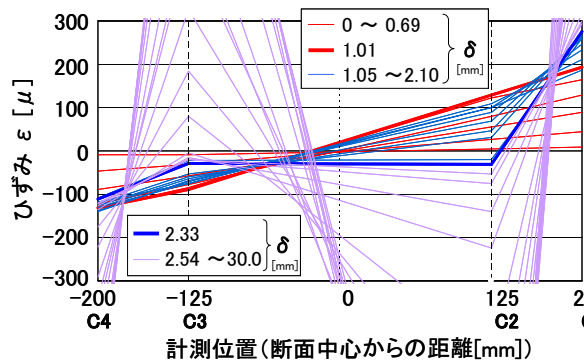
図 3 荷重 P-変位 δ 曲線図 4 荷重 P-溝形鋼ひずみ ε 関係

図 5 鋼材のひずみ分布

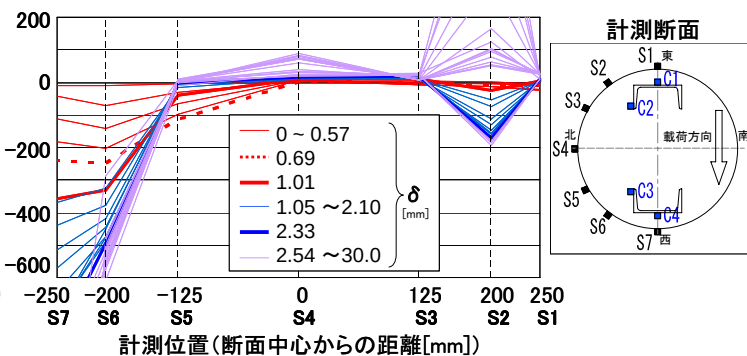


図 6 改良体のひずみ分布

4. 考察

平面保持仮定に基づく RC 構造計算法¹⁾に準じて計算した改良柱の荷重 P-変位 δ 関係と実験結果を図 7 に示す。計算では改良体の引張強度は考慮せず、その他の材料定数は表 1 に示す値を用いた。図より、弾性域における実験結果は計算結果に近い挙動を示しており、改良柱の剛性は RC 構造計算法で算出される剛性とほぼ等しい。また、鋼材面積が同等である H-150 単独の計算結果と比較すると、強度は H 鋼の 9 割程度であるものの剛性は H 鋼の 6 倍程度あり、変形抑制効果が大きいといえる。

図 8 に芯材および改良体のモーメント M-曲率 ϕ 関係を示す。芯材の曲率は C1~C4、改良体の曲率は S4~S7 の各 4 点のひずみ分布より最小 2 乗法により求めた。図より、 $M=15\text{kN}\cdot\text{m}$ ($\phi=0.0003/\text{m}$ 程度) までは芯材と改良体の曲率はほぼ等しく、その後両者に差が生じるものの計算結果に近い曲げ剛性を示している。 $M=30\text{kN}\cdot\text{m}$ ($P=40\text{kN}$) 以降は芯材、改良体とも計算結果から大きく乖離し、柱の断面全域にわたって平面保持が満たされなくなったと考えられる。また芯材に H 鋼 (H150 $\times$ 150 $\times$ 7 $\times$ 10) を中心に 1 本配置した同様の実験²⁾においては、 $\phi=0.0004/\text{m}$ 程度まで H 鋼と改良体の一体性が保たれる結果を得ており、本実験の結果と併せると $\phi=0.0003\sim 0.0004/\text{m}$ を超えると鋼材と改良体が一体としての挙動を示さなくなると考えられる。

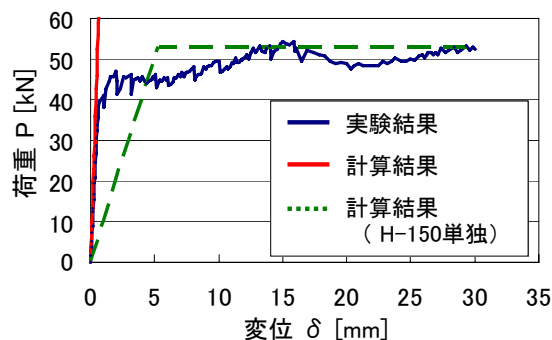
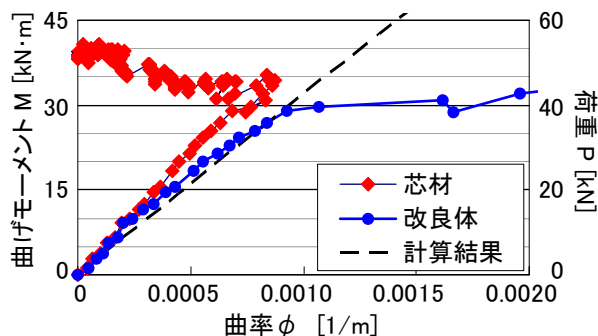
5. まとめ

芯材入り深層混合改良柱は、鋼材と改良体が一体として挙動する弾性域においては RC 構造計算法に準じた計算結果と同等の挙動を示すことが明らかとなった。また、H 鋼を芯材とした実験結果も考慮すると鋼材と改良体の曲率 ϕ が $0.0003/\text{m}$ を超えると両者の付着が切れ、平面保持が成立しなくなると考えられる。

【謝 辞】 竹中工務店 佐藤英二氏ならびに宮内靖昌氏に御指導をいただきましたことに深く感謝いたします。

【参考文献】 1) 道路協定方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月 日本道路協会など

2) 平井ほか：芯材入り深層混合改良柱の水平載荷実験，第 43 回地盤工学研究発表講演集（予定）

図 7 荷重 P-変位 δ 曲線図 8 曲げモーメント M-曲率 ϕ 関係