

粘性土地盤上に構築した補強土壁の安定実験（その 1）

建設省土木研究所 ○正会員 平澤 雅己
 建設省土木研究所 正会員 青山 憲明
 建設省土木研究所 正会員 宮武 裕昭
 建設省土木研究所 正会員 橋本 聖

1. はじめに

道路土工擁壁工指針の改訂に伴い代表的な補強土擁壁工法の設計マニュアルの改訂作業が進められている。特に、柔構造である補強土擁壁の特長を生かして基礎地盤の沈下を許容する支持力検討の方法について議論を行っている。現行の補強土擁壁工法の支持力安定検討に対する安全率は、従来のコンクリート擁壁と同様に常時 3、地震時 2 となっており¹⁾、壁高が高くなる場合には支持力を確保する対策が必要となることが多い。本報告は、現行の設計法の見直しを目標として、支持力が小さい粘性土地盤上に構築したアンカー式補強土壁の基礎地盤の安定性について実験した結果を報告するものである。

2. 実験方法

実験は、高さ 4.5m・縦幅 10.0m・横幅 4.0m の大型土槽内に粘性土地盤、アンカー式補強土壁を構築し、更に補強土壁上面に載荷を行ってその挙動を観測した。今回の実験については、事前に二次元の弾塑性 FEM 変形解析を行い、基礎地盤の強度定数及び層厚と載荷方法を割り出し、それに基づいて実験条件を決定した。基礎地盤の層厚は 1.5m と決定し、基礎地盤材料には関東ローム（表 1）を使用、補強土材料には山砂（江戸崎産： $\omega_n=22.5\%$ ）を使用した。補強土壁の壁高は 3.0m とし、補強材は内部安定の検討を行って長さ 2.5m のタイバー（M20）と 15cm×15cm のアンカープレートを選定した²⁾。前壁基礎は基礎砕石（幅 60cm・厚さ 20cm）、コンクリート布基礎（幅 40cm・厚さ 20cm）とした。施工方法としては、基礎地盤については所定の湿潤密度（ $\rho_t=1.1\text{g/cm}^3$ ）になるよう 30cm 毎の撒き出しで緩めの転圧（1 回）を行い、補強土壁については 25cm 毎の撒き出しで締固め度 85%（ $\rho_t=1.66\text{g/cm}^3$ ）を確保するよう入念な転圧（7 回以上）を行った。載荷は、上載盛土 1m づつの荷重増分を想定し、 17kN/m^2 毎 136kN/m^2 まで 8 段階の載荷を行った。各段階の荷重保持時間は概ね 2 時間とし、地盤の沈下がほぼ収まったのを確認して次の段階に進んだ。計測項目としては、前壁基礎部に作用する鉛直荷重、前壁近傍及び盛土部の基礎地盤沈下量、前壁面変位、前壁面に作用する土圧、タイバー張力とした（図 1）。

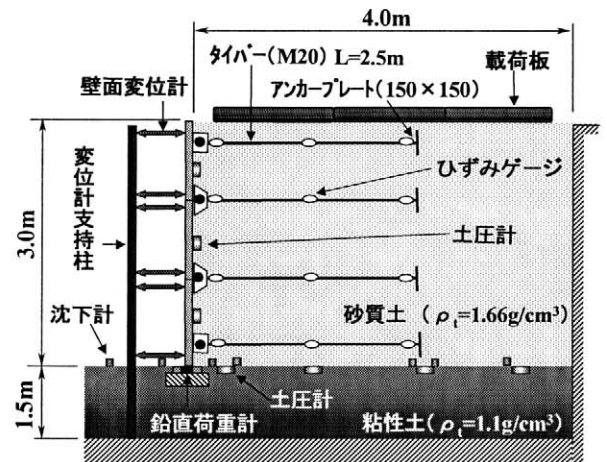


図 1 実験概要（断面図）

表 1 基礎地盤の物理・力学的性質

試験項目		試験結果
土粒子の密度 $\rho_{s\max}$ (g/cm ³)		2.736
自然含水比 ω_n (%)		93.7
粒度特性	レキ分 (%)	1
	砂分 (%)	8
	シルト分 (%)	36
	粘土分 (%)	55
	最大粒径 (mm)	2.00
液性限界 W_L (%)		141.5
塑性限界 W_P (%)		77.7
塑性指数 I_P (%)		63.8
最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ (g/cm ³)		0.742
最適含水比 ω_{opt} (%)		89.0
土質名		関東ローム (江戸崎産)
土質分類		VH ₂ -S
力学的試験条件 (密度)		$\rho_t=1.1\text{g/cm}^3$
三軸	粘着力 c_u (kN/m ²)	16
	せん断抵抗角 ϕ_u (°)	9.5
圧密	圧縮指数 C_c	1.02
	圧密降伏応力 P_e (kN/m ²)	38
支持	平板載荷試験による 極限支持力 (kN/m ²)	100

キーワード： アンカー式補強土壁，実大実験，粘性土地盤，地盤の沈下，支持力

連絡先： 〒305-0804 茨城県つくば市大字旭 1 番地 TEL 0298-64-4703, FAX 0298-64-0564

3. 実験結果

1) 基礎地盤の沈下 地盤沈下は補強土壁構築段階から発生し、3 m盛立て完了段階で前壁基礎部に 10cm、盛土部に最大 14cm の沈下が生じた。载荷に対しても初期段階においてはほぼ一様に比例的に沈下が進行し、68kN/m² 载荷段階（換算上載盛土高 4 m）では、補強領域背面付近にすべりが生じたような地盤の変形が発生した。また、その後の载荷に対しても沈下は進行し、136kN/m² 载荷段階での沈下量は、前壁基礎部で 27cm、盛土部で最大 34cm となった（図 2）。今回の実験では、補強土壁構築及び上载荷重増加に対し比較的大きな地盤沈下が生じたものの前壁基礎部と盛土部地盤での沈下はほぼ一様であり、前壁基礎部での沈下による地盤の支持力破壊は認められなかった。

2) 地盤反力 地盤反力の分布は载荷が小さい段階では盛土部よりも前壁基礎部の方が大きく、载荷の増加に伴ってほぼ一様に増加しているが、68kN/m² 载荷段階以降は盛土中央部（アンカープレート直下）が卓越する形で増加した（図 2）。地盤反力について実測値と設計計算値¹⁾（下式による）を比較すると、68kN/m² 载荷段階までは、実測値は前壁部で設計計算値より大きく、盛土部で設計計算値より小さい値を示していた（図 3）。

盛土部地盤反力： $Q_1 = (P_{A1} \cdot \sin \delta_1 + W_1) / B_1$

前壁基礎部地盤反力： $Q_2 = (P_{A2} \cdot \sin \delta_2 + W_2) / B_2$

（ここに、 $P_{A1,2}$ ：補強領域背面，前壁面にかかる鉛直土圧、 $\delta_{1,2}$ ：補強領域背面，壁背面と土との摩擦角、 $W_{1,2}$ ：補強領域部，前壁と基礎部の自重、 $B_{1,2}$ ：補強領域部，前壁基礎部の幅）

3) 外的安定の検討 今回の実験に対して外的安定検討¹⁾（支持力及び円弧すべり）を行った結果、補強土壁構築時点で支持力に対して現行の設計法で規定されている安全率 3 を下回り、68kN/m²、102kN/m² 载荷段階で盛土部の支持力及び円弧すべりに対して安全率がほぼ 1 に等しくなる計算となった（図 4）。今回の実験では、载荷の増加に対し、前壁基礎部の支持力に対する安全率は盛土部の支持力に対する安全率及び円弧すべりに対する安全率と同様に推移した。また、前壁基礎部の基礎地盤での支持力破壊は起こらず、補強領域が全体として変形する挙動を示したと言える。

4. まとめ

現行の設計法で支持力が不足する地盤上に補強土壁を構築した場合、今回の実験では、基礎地盤の沈下は生ずるもののその沈下形態は前壁基礎部と盛土部地盤ではほぼ一様であり、補強土壁は十分安定を保っていることが確認できた。この結果は、補強土壁の鉛直支持（沈下）に対する安全上の余裕度を小さくしてトータルの安全率を見直す可能性を示した。

【参考文献】 1) 土木研究センター；多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル第 2 版，1998.11 2) 橋本他；粘性土地盤上に構築した補強土壁の安定実験（その 2），土木学会第 55 回年次学術講演会（投稿中），2000.9

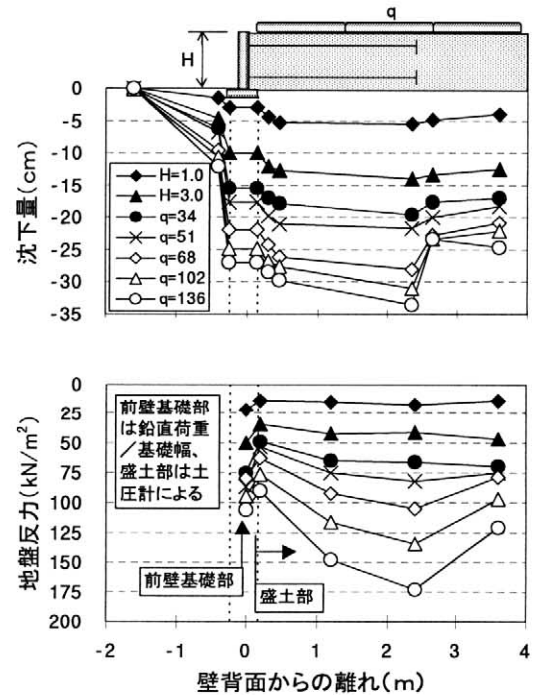


図 2 基礎地盤の沈下と地盤反力

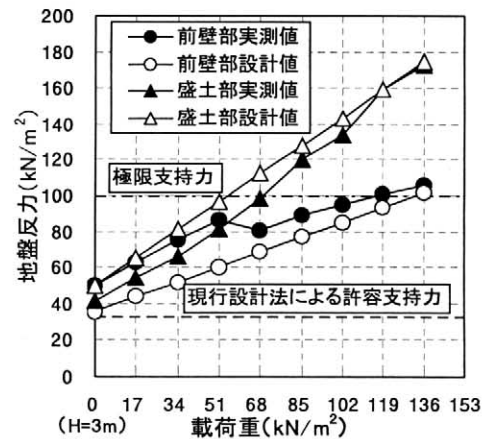


図 3 地盤反力の設計値と実測値

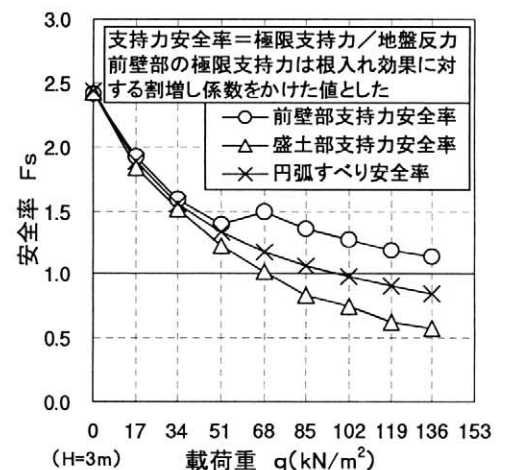


図 4 外的安定安全率