

Ⅲ-21 L型擁壁施工時の変位とその原因に関する考察

(株)第一コンサルタント 正員 ○筒井 秀樹
 " 正員 右城 猛

1. はじめに

高知県西部の造成地で、宅地土留擁壁を施工中に擁壁が前方へ傾斜する変位が生じた。

本報文では、擁壁が傾斜した原因を究明するために行った、一連の土質試験と解析について報告する。

2. 擁壁変位の概要

擁壁は南北 38.5m、東西 2.1m の L 字形に総延長 63.6m 施工された。このうち変位が発生したのは南北 38.5m の擁壁である。

変位の状況を把握するため、擁壁背後の盛土を除去し、フーチングおよび壁の天端の高さを測定した。その結果より、擁壁は図 2 に示すように、底版かかとを中心とし、前方へ回転したと推定された。

3. 地質調査結果

地質状況を把握するため、擁壁の前方 2 箇所でもボーリング調査と土質試験を実施した。擁壁の基礎地盤は図 1 に示すとおりである。砂混じり粘土層で深度方向に 3 箇所不攪乱資料を採取し、一連の物理試験と力学試験を実施した。その結果を表 1 に示す。

4. 擁壁傾斜の原因

擁壁に変位が発生した時点(盛土高 $H=2.37\text{m}$)での安定結果を表 2 に示す。転倒、滑動、支持の安全率はいずれも規定値を満たしている。ただし、地表面に載荷重($q=10\text{kN/m}^2$)を載荷させれば若干支持力が不足する。また、地盤を離散型の弾性バネと仮定して求められた変位量は実測値に比べて水平変位が 1/7、鉛直変位が 1/2 と小さい。圧密沈下量は、施工中止後 1 ヶ月で 2mm、3 ヶ月後でも 4mm と小さい。何れの計算結果も擁壁の変位と一致しない。

以上は、砂混じり粘土の物性値で計算した結果である。ボーリング調査より、地表面から厚さ 0.7m の耕作土が存在することが確認された。擁壁の碎石基礎下端までの根入れ深さは 0.55m であるので、厚さ 0.15m の耕作土が残されていることとなる。耕作土は、下部の粘土層に比べて非常に柔らかく変形が卓越すると考えられるが、その変形特性は不明である。そこで、図 2 に示した変位状態となる地盤の強度と変形係数を逆解析により求めた。なお、荷重-変位関係は図 3 に示す指数関数と見なした非線形離散型バネとしている。

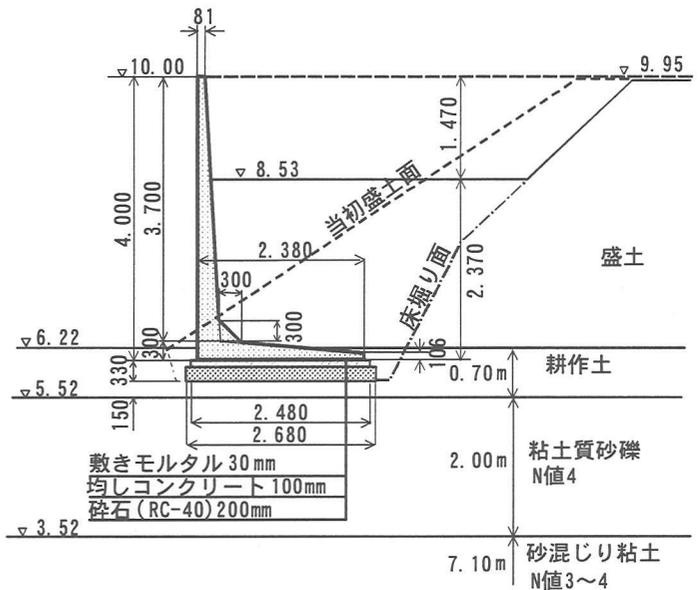


図 1 断面図

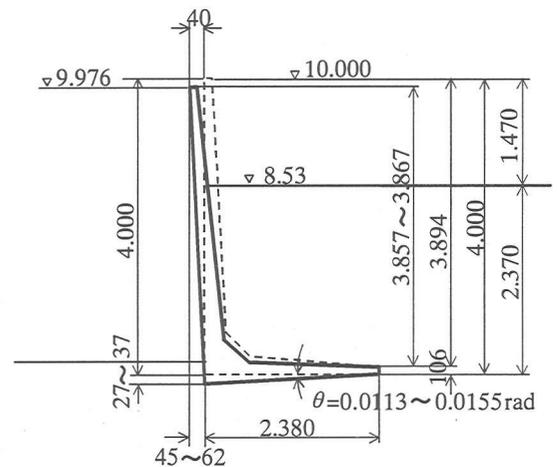


図 2 変位状況

表 1 土質試験結果

資料番号	T-1	T-2	T-3	
深さ	3.0~3.8m	5.0~5.7m	7.0~7.8m	
湿潤密度 $\rho_w, \text{g/cm}^3$	1.977	1.669	1.817	
乾燥密度 $\rho_d, \text{g/cm}^3$	1.559	1.089	1.322	
土粒子の密度 $\rho_s, \text{g/cm}^3$	2.689	2.599	2.633	
自然含水比 $w_n, \%$	26.3	52.8	37.1	
間隙比 e	0.725	1.386	0.992	
飽和度 $S_r, \%$	99.5	99.8	99.4	
液性限界 $w_L, \%$	30.0	58.7	43.8	
塑性限界 $w_p, \%$	13.1	24.1	16.0	
塑性指数 I_p	16.9	34.6	27.8	
三軸圧縮 (全応力)	$c, \text{kN/m}^2$	46.9	52.5	66.3
	$\phi, \text{度}$	0.00	0.00	0.00
圧密	圧縮指数 C_c	—	1.31	—
	$p_c, \text{kN/m}^2$	—	97.4	—

つま先位置での鉛直変位を δ_0 、回転角を θ とすると、つま先から x だけ離れた任意点の鉛直変位 δ は式(1)で表される。式(1)

$$\delta = \delta_0 - \theta \cdot x \dots (1), q = q_d \left[1 - \exp \left\{ -\frac{k}{q_d} (\delta_0 - \theta \cdot x) \right\} \right] \dots (2)$$

$$V = \int_0^B q dx = \left[1 - \exp \left\{ -\frac{k}{q_d} (\delta_0 - \theta \cdot x) \right\} \right] dx \dots (3)$$

$$M = \int_0^B q x dx = \left[1 - \exp \left\{ -\frac{k}{q_d} (\delta_0 - \theta \cdot x) \right\} \right] x dx \dots (4)$$

を図 3の指数関数に代入すると式(2)が得られる。

鉛直力およびモーメントに関するつり合いは式(3),(4)で表される。この2式を連立させて解けば、座標原点の変位量 δ_0 と回転角 θ が求められる。また、求められた δ_0 と θ を式(2)に代入すれば任意点 x における地盤反力が、式(1)に代入すれば任意点 x における鉛直変位が求められる。図 2に示す変位状況と擁壁変位時の安定計算結果より得られた $\theta=0.01\text{rad}$

$\delta_0=0.0238\text{m}$, $V=181.39\text{kN/m}$, $M=209.5\text{kN}\cdot\text{m/m}$ の条件の下に逆解析した結果を図 5に示す。地盤の降伏強度は $q_f=79.5\text{kN/m}^2$

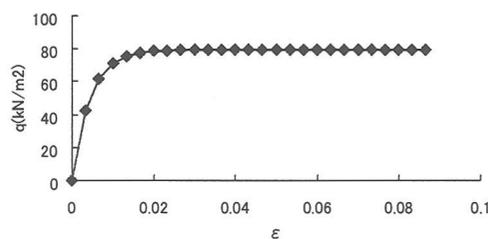
と小さく、変形係数は $E_s=120,000\text{kN/m}^3$ と非常に大きい値が得られた。地盤反力は図 5 (d)に示すようにほぼ底版全域で降伏したことになる。

以上より、擁壁が傾斜した原因は、基礎下面に残された厚さ 0.15m 程度の耕作土が、擁壁背後に高さ 2.37m の盛土を行った段階で降伏し、擁壁に回転変位が生じたものと推定される。

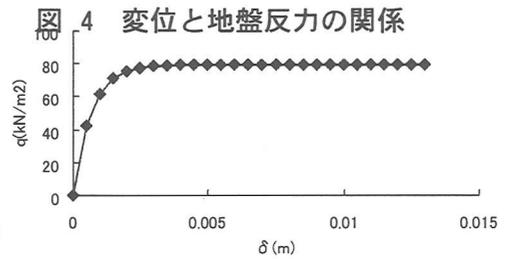
5. おわりに

擁壁補修時に擁壁の基礎地盤を掘削したところ、変位が認められた擁壁の基礎底面には耕作土が 0.15m 程度残っており、本検討での結果の妥当性が確認された。

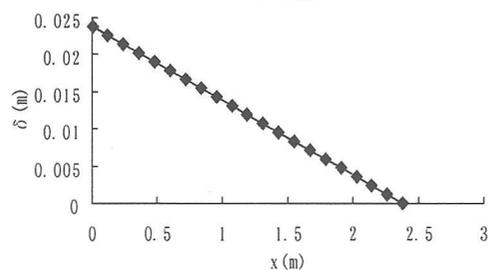
本事例では、僅か 0.15m の軟弱層の処理を怠ったために擁壁が大きく変位した。今後こうした失敗を繰り返さないように、擁壁の設計・施工に際して、本事例が幾らかの参考になれば幸いである。



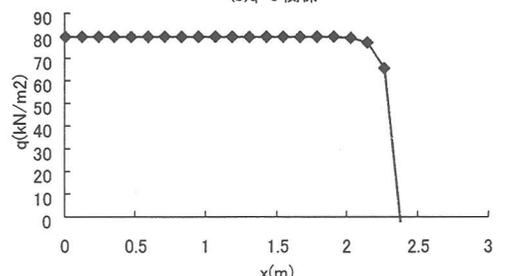
(a) q-ε 関係



(b) q-δ 関係



(c) 変位曲線



(d) 地盤反力分布図

表 2 擁壁変位時の安定解析結果

		計算結果	規定値	評価
転倒	安定数	44.1(34.0)	3.0	OK(OK)
滑動	安全率	5.2(4.8)	1.5	OK(OK)
支持	安全率	3.19(2.7)	3.0	OK(OUT)
擁壁天端変位 (弾性変位)	水平変位	8.0(10.8)mm	実測値 45~62mm	
	鉛直変位	16.5(19.2)mm	実測値 27~37mm	
圧密沈下量 (擁壁前面)	1ヶ月後	2mm	確認できず	
	3ヶ月後	4mm	確認できず	
	最終	44mm		

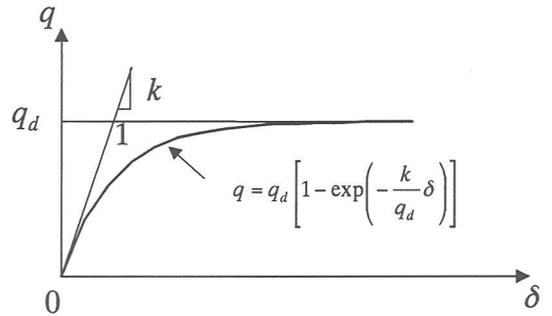


図 3 荷重-変位曲線

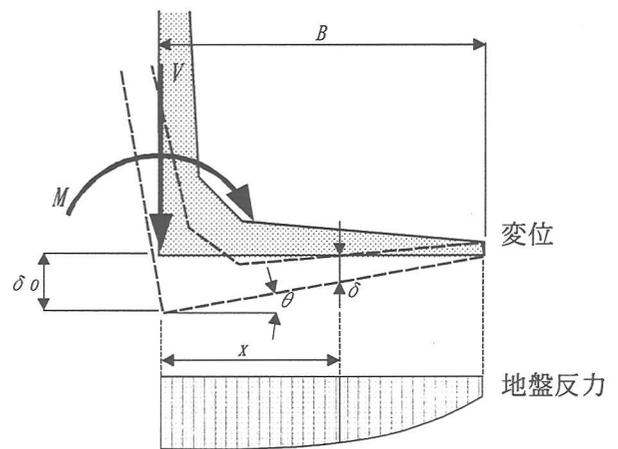


図 4 変位と地盤反力の関係

図 5 逆解析結果