

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)

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

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

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

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。

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		

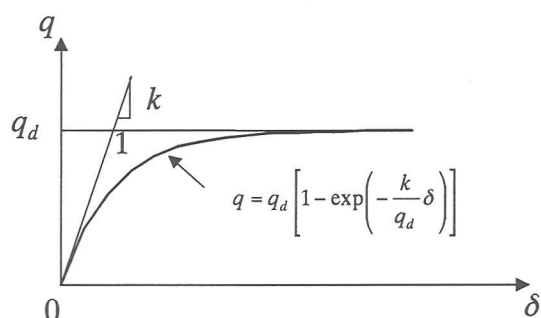


図 3 荷重－変位曲線

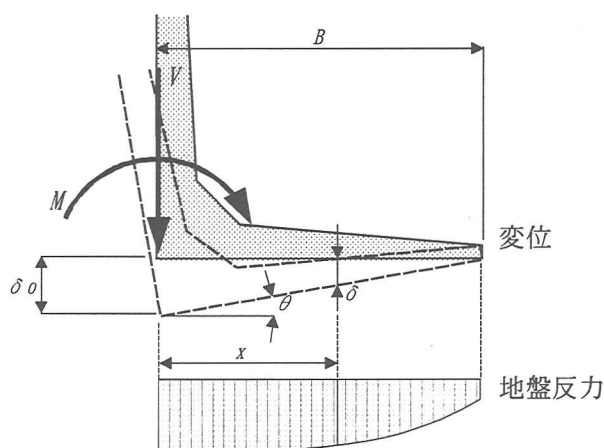


図 4 変位と地盤反力の関係

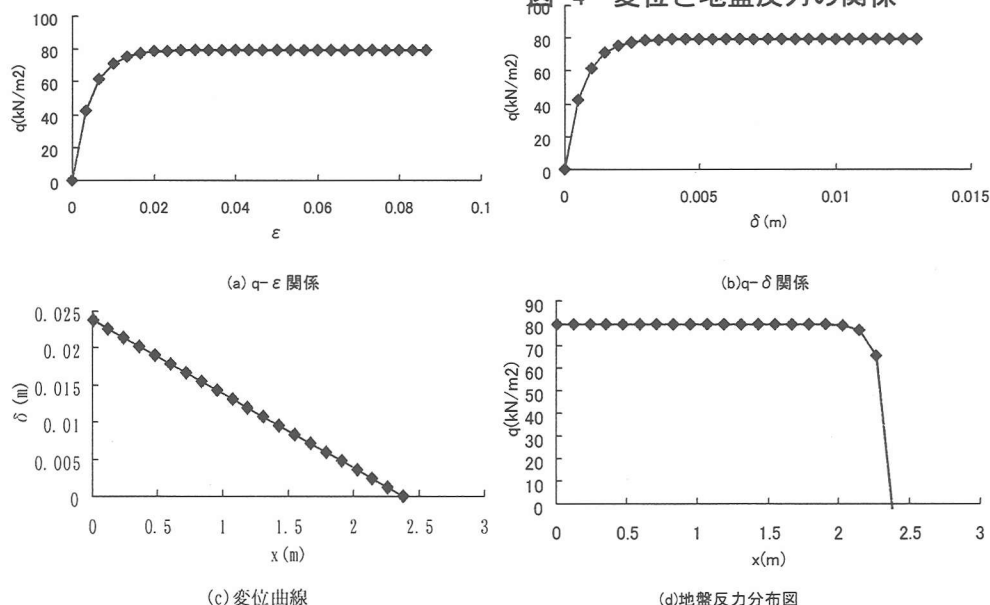


図 5 逆解析結果