

Ⅲ-28 プレキャストコンクリート L 型擁壁の破壊とその原因に関する考察

(株)第一コンサルタンツ 右城 猛・○長山 学

1. まえがき

棚田保全事業の一環で農道の土留擁壁として施工中のプレキャストコンクリート L 型擁壁(以下, L 型擁壁と呼ぶ)が, 延長約 22m にわたり滑動, たて壁の曲げ破壊あるいはひび割れを生じた。破壊原因を究明するため, 現地での変状調査, 製品の性能確認試験, 現地地盤の強度試験を実施したのでその結果を発表する。

2. L 型擁壁の変状

図 1 に示すように棚田ののり面を切土し, L 型擁壁が延長 68m(製品個数 39 個)にわたって施工された。擁壁高さは $H=0.9\sim 2\text{m}$ である。切土を開始したのは平成 12 年 10 月 16 日。その後, 碎石, 均しコンクリート打設, 製品設置, 埋戻しが行われ, 11 月 17 日に

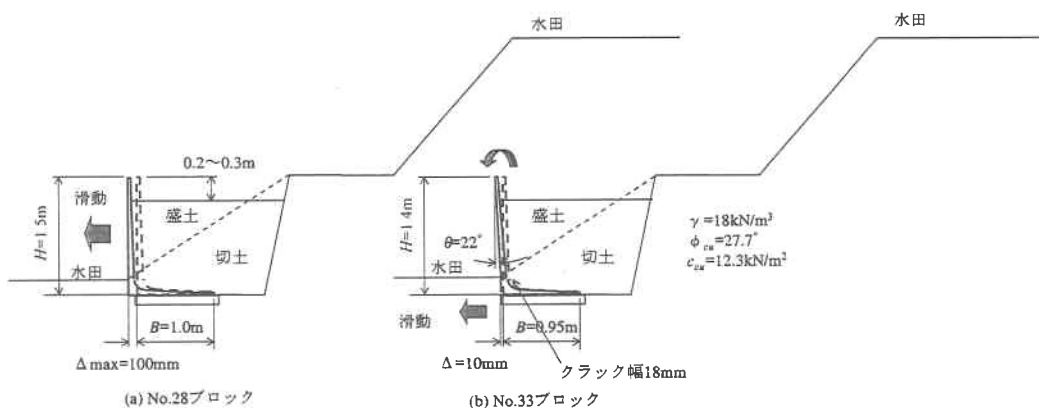


図1プレキャストコンクリート L 型擁壁の変状

擁壁天端から下 $0.2\sim 0.3\text{m}$ まで埋戻しが完了。舗装路盤工を施工するため, 平成 12 年 12 月 22 日現地を訪れたところ L 型擁壁の変状が確認された。

ほとんどのブロックのたて壁付け根には, その背面側に水平方向にヘアークラックが発生しているが, 変状が顕著なのは, 擁壁高の低い終点側の 11 ブロック(No.26~No.37, 延長 22m)で, $9\text{mm}\sim 100\text{mm}$ の滑動を生じている。また, この中の 6 ブロック(No.29~No.34)は, たて壁が曲げ破壊し, 幅 $3\sim 18\text{mm}$ のひび割れが発生している。

3. L 型擁壁の構造性能

当該 L 型擁壁は, 道路土工—擁壁工指針に準拠(ただし, 土圧は改良試行くさび法で計算)し, コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$, 単位体積重量 24.5kN/m^3 , 地表載荷重 $q=10\text{kN/m}^2$, 裏込め材は砂質土($\gamma=19\text{kN/m}^3$, $\phi=30^\circ$, $c=0$), 底面の摩擦係数 $\mu=0.6$ の条件で設計されている。

たて壁付け根の部材厚は 100mm , 有効高 50mm , 使用主鉄筋は D16(SD295A)で製品長 2m に 16 本配置されている。理論上のひび割れ抵抗曲げモーメントは $M_c=8.8\text{kN}\cdot\text{m}$, 破壊曲げモーメントは $M_d=15.7\text{kN}\cdot\text{m}$ である。

破壊した擁壁と同時期に製造した在庫品を用いて, コンクリートの圧縮強度試験, 鉄筋かぶり測定, 押し倒し試験を実施した結果, 圧縮強度は最小 30.4N/mm^2 , 平均 33.9N/mm^2 , コンクリートの単位体積重量は 22kN/m^3 , 均しコンクリートと擁壁の摩擦係数は $\mu=0.61$, 鉄筋配置は正常であった。コンクリートの単位体積重量が若干設計値よりも小さいが特に問題とはならない。

4. 主働土圧係数の逆解析値

設計に用いられた主働土圧係数は, $K_A=0.333$ ($\phi=30^\circ$) である。ところが, 逆算された土圧係数は, 次の通りであり, 一般的な土圧理論では説明できない異常に大きな土圧が作用したことになる。

$$\text{擁壁の滑動 } K_A = \frac{2W\mu}{\gamma \cdot L \cdot H^2} = \frac{2 \times 24.476 \times 0.6}{18 \times 2.0 \times 1.2^2} = 0.567 \text{ (設計値の 1.7 倍)}$$

$$\text{たて壁基部のひび割れ } K_A = \frac{6M_c}{\gamma \cdot L \cdot h^3} = \frac{6 \times 9.35}{18 \times 2.0 \times 1.1^3} = 1.17 \text{ (設計値の 3.5 倍)}$$

$$\text{たて壁基部の曲げ破壊 } K_A = \frac{6M_u}{\gamma \cdot L \cdot h^3} = \frac{6 \times 15.72}{18 \times 2.0 \times 1.1^3} = 1.97 \text{ (設計値の 5.9 倍)}$$

5. 擁壁破壊原因の考察

L 型擁壁に大きな土圧が作用する要因として、①豪雨によるせん断強度低下に伴う地山のすべり破壊、②切土に伴う地山のすべり破壊、③切土に伴う地山のクリープ変形。しかし、擁壁施工期間中、降雨はないので①は該当しない。そこで、②と③について検討した。

(1) 地山のすべり破壊

地山から不攪乱試料を採取して圧密非排水三軸試験を実施した。結果は、 $c_{cu}=12.3 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi_{cu}=27.7^\circ$ 、 $c'=9.88 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi'=38.4^\circ$ であった。また、全応力フェレニウス法による円弧滑りの安全率は、切土前が $F_s=2.9$ 、切土後が $F_s=2.4$ であった。このことから、円弧滑りの可能性はない。

(2) 地山のクリープ変形

当該地山は、シルト質砂の赤土であり、圧縮性に富んでいる。三軸試験の主応力差とひずみの関係を見ても、最大主応力(鉛直載荷重)の増加とともにひずみは増加しつづけている。こうしたことから、擁壁破壊の原因は、切土による地山のせん断応力増加に起因したクリープ変形と想定される。

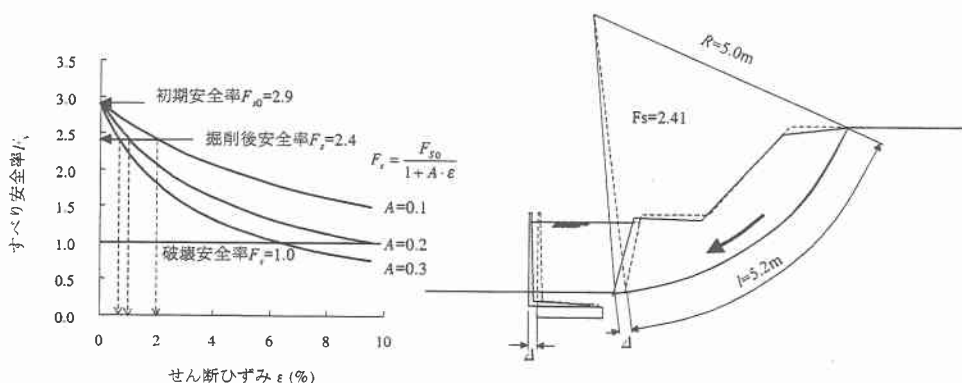


図2 地山のクリープ変形

地山を切土すると安全率 F_s の低下に伴いせん断歪み ε が増加する。そこで、せん断歪みと安全率の関係が式(1)で表されると仮定する。ここに、 F_s は任意のせん断歪みにおけるすべり安全率、 F_{s0} は初期(歪みが 0 のとき)のすべり安全率、 ε はせん断歪み(%), A は土質による定数である。

$$F_s = \frac{F_{s0}}{1 + A \cdot \varepsilon} \dots \dots \dots (1)$$

図2は、 $A=0.1$ 、 $A=0.2$ 、 $A=0.3$ の各ケースについてせん断歪みとすべり安全率の関係を示している。安全率が2.9から2.4に低下すると、せん断歪みは $A=0.1$ のとき2.08%、 $A=0.2$ のとき1.04%、 $A=0.3$ のとき0.69%となる。すべり面の長さが $l=5.2\text{m}$ であり、水平変位量は $\Delta = \varepsilon l / 100$ で求められ、 $A=0.1$ のとき108mm、 $A=0.2$ のとき54mm、 $A=0.3$ のとき36mmとなる。

観測された擁壁滑動量は30mm～100mmである。したがって、当該地山の土質定数は $A=0.1 \sim 0.3$ の範囲にあって、切土によるせん断応力増加によるクリープ変形で擁壁が前方へ押し出されたものと推測される。

滑動限界土圧係数は $K_A=0.567$ 、ひび割れ限界土圧係数は $K_A=1.17$ 、曲げ破壊限界土圧係数は $K_A=1.97$ であるので、理論上は擁壁が滑動を生じてもたて壁にひび割れや曲げ破壊は生じないことになる。しかし、均しコンクリート表面の凹凸の影響や根入れ地盤の抵抗が発揮されると滑動抵抗力は大きくなる。この結果、滑動が拘束された箇所ではひび割れまたは曲げ破壊を生じたものと推測される。

6. 結 論

破壊を生じたL型擁壁は品質、製作精度とも全く問題ない。設計の5～6倍も大きい土圧の作用が、擁壁の滑動、たて壁のクラック、曲げ破壊の直接の原因である。当該地区周辺は、地すべり地域に指定されており、地山は不安定であるのに加え、わずかな応力変化で大きく変形する土質特性を有していると考えられる。大きな土圧発生の原因は、切土に伴う地山のクリープ変形の影響と推測される。