

擁壁背面に作用する土圧実験について

東北地建 東北技術事務所 正会員 赤 津 武 男
正会員 。 片 桐 真 次

1. ま え が き

擁壁を設計する場合、最も重要な問題として土圧と地震があげられる。従来使用されている計算式として、ランキン、クーロン、テルツァギーなどがある。だがいずれの方式が一番適合しているかは解明されていない。

特に逆T型およびL型擁壁を設計する場合、壁体の背面が単一でないで設計指針、基準等は様々仮想して安定計算を行なっている値は様々であり矛盾した結果を生じている。本実験は実物大の鋼製擁壁を用い実際に擁壁背面に作用する土圧(水平土圧、鉛直土圧、地盤反力)を測定した結果である。

2. 実 験 目 的

逆T型擁壁の背面に作用する土圧と擁壁の変位量を測定し、擁壁の骨組の設計計算に必要な資料を得るためとブレハバ擁壁の開発、あるいは種々の設計指針、基準等の改訂に当っての基礎資料を得るために行なった。

主要な測定項目は次のとおりである。

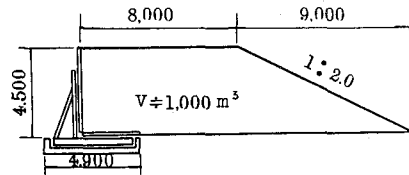
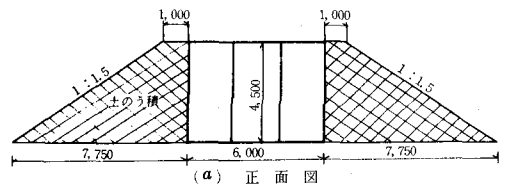
- (1) 直立壁に作用する土圧ならびに壁面摩擦力、
- (2) 底板上面に作用する土圧ならびに壁面摩擦力、
- (3) 底板下面に作用する反力
- (4) 底板の後端を通る仮想壁面の土圧ならびに壁面摩擦力、
- (5) 基礎の沈下ならびにスベリ出し量、
- (6) 擁壁の傾斜

3. 実 験 概 要

実験に用いた擁壁は鋼製である。擁壁の基礎にはコンクリートと打った。土圧計は図-1に示すように18ヶ設置した。盛土の形は図-1(a & b)のとおりにした。測定に用いた擁壁の幅は2mであるがその面側に同じ型の幅2mの擁壁を置きダミーの働きをさせた。ダミーの擁壁の外側には土のうを積んだ。盛土のコー配は1:1.5とした。土量は約1,000m³である。盛土は普通の擁壁の施工と同様のこととし15tのブルドーザーで層状に30cmづつまきだし回転圧とした。壁面近くは振動コンパクターで締め固めた。擁壁の変位、沈下量は26ヶのダイヤルゲージで測定した。

盛土材料の性質は次のとおりである。

土質はML(レキ混り粘質土)、Gs: 2.61, w_L : 32.2, w_p : 24.8, γ_d max: 1.523 g/cm³, γ_s max: 1.866 g/cm³, w_{opt} : 22.5%, 施工中の土質試験結果は次のとおりである。(平均値)
 γ_s : 1.867 g/cm³, γ_d : 1.485 g/cm³, w : 26.4%, γ_u : 1.07 g/cm³
 K_{30} 値: 6.3 %, CBR: 2.8 %, 基礎は1m掘削施工した。



(b) 側面図
側面図

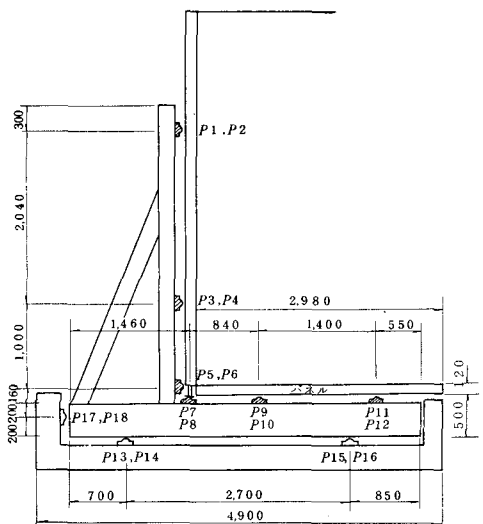


図-1 実験擁壁と土圧計設置図 (単位mm)

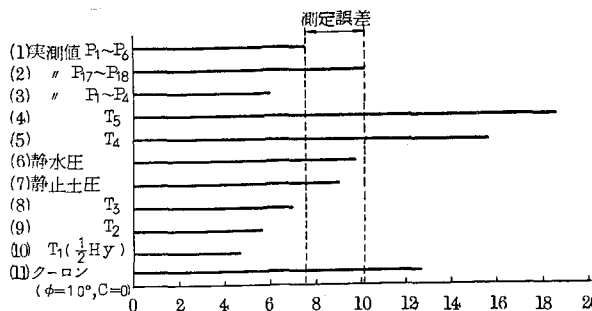


図-2 壁に加わる全圧力 (t/m 高さ $h=4.4\text{m}$)

基礎地盤は砂層で締まっている。

4. 実験結果の解析と考察

図-2は直立壁ならびに仮想壁面に働く土圧の合力の測定値と圧来のもとを比較したものである。実測値には誤差が含まれているのでその範囲を矢印で示した。(1)は底板の後端を通る仮想壁面に加わる圧力で直立壁の測定板に加わる水平力の合力と底板の上面に働く摩擦力の和である。(2)は底面下面に働く摩擦係数(水平反力)の和である。

(3)は直立壁の測定板に加わる圧力の合計である。(1)と(2)は相等しくならなければならないはずであるが、今のところ20程度の開きがある。お2回目の実験では、(1)と(2)はほとんど同じでちょうどこの誤差の中間の値であった。

この図でみると、実測値は静水圧又は静止土圧とはほぼ等しい。テルツァギーの T_1 , T_2 , T_3 より大きい。またクーロン土圧で $\phi=10^\circ$ としたものより小さい。

上から3番目の(3)は直立壁の測定板に加わる圧力の合計である。これはテルツァギー土圧 T_3 , T_2 と近い値いである。

底板の長さが長ければ、底板の後端部を通る仮想鉛直壁に働く土圧と実際の擁壁自体の直立壁の背面に働く土圧との差は大きい。

合力の作用点の高さは図-4に示すが下部から1.85m, 1.95mとなっていて盛土高と着カ点の比は $1/2 \sim 1/3$ の間にある。これはテルツァギー土圧の作用高さ $1/3 \cdot H = 1.5\text{m}$ より高い。このことは圧力分布が三角形よりむしろ台形に近い分布を示していることを想像させる。底板上下面に働く圧力が直線的に変化すると仮定した場合の土圧分布は図-3に示す。反力はテルツァギーの場合と近い。底板上の土圧と反力の大きさは裏込め盛土の鉛直力とほぼ等しい。土圧係数は0.4~0.7であった。

擁壁の変位と沈下は図-5に示すが前オに9mm水平移動し、鉛直に約4mm沈下した。

5. 結論 おもな結論はつぎのようである。(1)逆丁型擁壁の直立壁面に働く土圧は底板後端における仮想壁面に働くものと同一でなく小さくなっている。その差は底板上面に働く摩擦によって生ずる。(2)模型擁壁では仮想壁面に働く水平土圧の大きさは静水圧または静止土圧にほぼ等しいが、合力の作用点はこれよりむしろ高いところにある。(3)直立壁の最大曲げモーメントは静止土圧ないし静水圧によるものとほぼ等しくなる。(4)直立壁には下向きの壁面摩擦が働く。(5)底板上面の圧力の合力の着カ点は中心点よりやや後方にある。また底板の最大曲げモーメントは通常の計算値よりかなり大きい。

6. あとがき 現在まで裏込めに粘性土を用いた場合と砂、碎石(80mm以下)クラッシャーランを用いた場合の3ケースについて実験を行なったが、従来の擁壁土圧と相当違った結果がえられた。

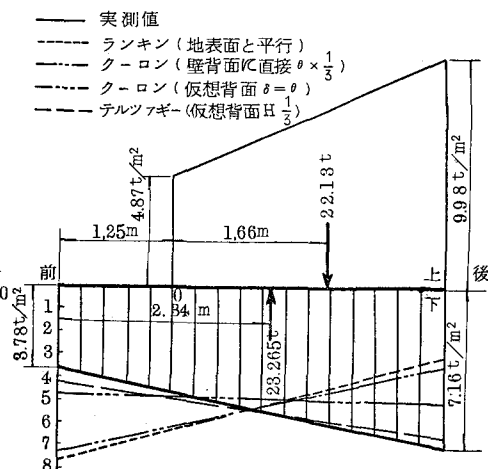


図-3 底板に働く土圧分布

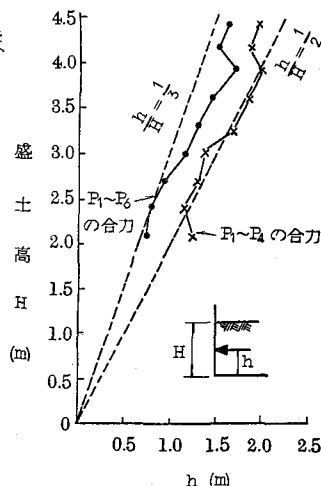


図-4 着カ点の高さ

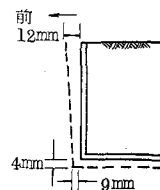


図-5 変位と沈下