



設計における土のせん断強さと c, ϕ の考え方

9. 擁壁に作用する土圧

まつ松 ざわ澤 ひろし宏* しま嶋 う津 あき晃 おみ臣**

9.1 土圧算定法とその擁壁土圧への適用

9.1.1 現行設計法における土圧算定法

擁壁(岸壁を含む)の現行設計法において、主働土圧の算定法によく見られるものは、表—9.1に示した方法または式である。表にはそれぞれの土圧算定法における土圧作用面および考慮できる裏込め土砂のせん断定数を示した。ここに、土圧作用面とは、擁壁の安定計算において主働土圧を作用させる面をいう。これらの土圧算定法のうち、TerzaghiとPeckによる半経験的方法¹⁾(以下、Terzaghi-Peckの方法と略記する)を除けば、土圧は裏込め土砂のせん断定数(c, ϕ)の関数として算定されるようになっている。したがって、裏込め土砂に対するせん断試験の結果がわかれば主働土圧が算定され、擁壁の設計が可能になるのである。本項では、表—9.1に示した土圧算定法とそれぞれの算定法が適用される擁壁の形式について簡単に述べる。

Coulombの主働土圧式：図—9.1に示すような重力式擁壁およびもたれ式擁壁、半重力式擁壁、矢板式擁壁のように、土圧作用面が壁の背面と考えられる擁壁に作用する土圧の算定には、次式で与えられるCoulombの主働土圧式がよく用いられる。

$$P_A = \frac{1}{2} \left(\gamma + \frac{2q}{H} N \right) H^2 \frac{K_A}{\sin \alpha \cdot \cos \delta}$$

$$K_A = \frac{\sin^2(\alpha + \phi) \cos \delta}{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \dots (1)$$

$$N = \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}$$

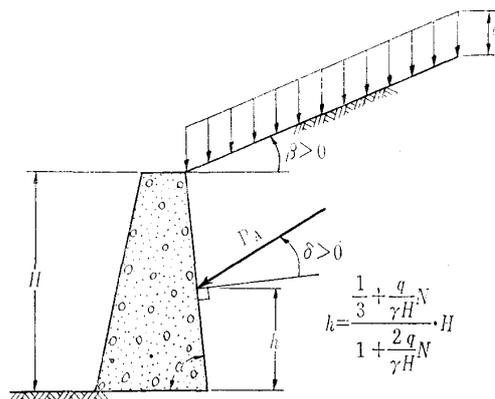
ここに、 P_A は壁背面に作用する主働土圧合力(tf/m)、 K_A はCoulombの主働土圧係数、 γ は裏込め土砂の単位体積重量(tf/m³)、 q は裏込め地表面上の等分布荷重(tf/m)、 H は壁高(m)、 ϕ は裏込め土砂のせん断抵抗角、 δ は壁摩擦角で、一般に $\delta = 2/3 \cdot \phi$ 、 α および β は、図—9.1に示したように、壁背面および裏込め地表面の傾角である。

上式では、裏込め土砂のせん断抵抗角 ϕ のみが含まれ、粘着力 c は考慮されていない。したがって、Coulombの主働土圧式は砂質土に適用されるが、粘着力を無視した土

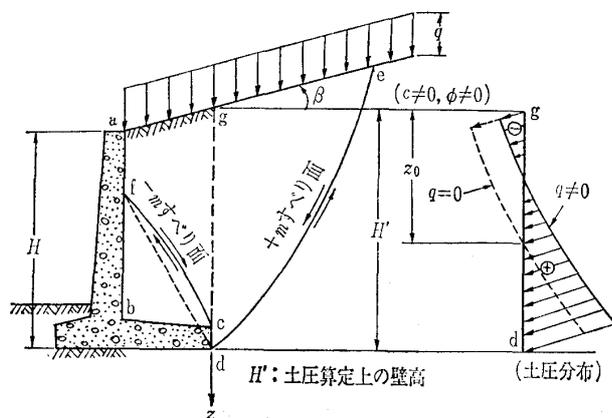
表—9.1 現行設計法においてよく見られる土圧算定法

土圧算定法または算定式	土圧作用面	裏込め土砂		
		c	ϕ	地表面形状
常時土圧 Coulombの主働土圧式	擁壁背面	×	○	単一平面
Rankineの主働土圧式	土中の鉛直面	○	○	単一平面
試行くさび法	一般に擁壁背面	×	○	特に規定なし
Terzaghi-Peckの半経験的方法	土中の鉛直面	—	—	単一平面および盛土がある場合
地震時土圧 物部地震時主働土圧式	擁壁背面	×	○	単一平面
岡部地震時主働土圧式	擁壁背面	○	○	単一平面

○：考慮されている強度係数，×：考慮されていない強度係数



図—9.1 Coulombの主働土圧式の説明図



図—9.2 Rankine土圧の説明図

圧は設計上安全側の土圧を与えることから、 $c \neq 0, \phi \neq 0$ の土でも粘着力を無視して主働土圧の算定に用いられている。

*名古屋大学助教授 工学部地盤工学教室

**建設省土木研究所施工研究室長

講 座

Rankineの主働土圧式：図—9.2に示すような逆T型擁壁，L型擁壁などの鉄筋コンクリート擁壁において後述する条件が満足されるとき，Rankineの主働土圧を作用させている。

図—9.2に示した擁壁が前方に変位して裏込め土砂にせん断破壊が生じるとき，床版かかとから図示したように $+m$ すべり面および $-m$ すべり面²⁾が発生する。実用上は，図の $\overline{af} < 0.4 \overline{ab}$ であれば，鉛直面 \overline{dg} にRankineの主働土圧を作用させて差支えない。Rankineの主働土圧式は，地表面が水平($\beta=0$)で，地表面等分布載荷重 q が作用する時，

$$p_A = (\gamma z + q) \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2)$$

ここに， p_A は土中の鉛直面の単位面積当たり作用する主働土圧(tf/m²)， γ は裏込め土砂の単位体積重量， z は地表面からの深さ(m)， c および ϕ は裏込め土砂の強度定数である。

上式は，しばしばRankine-Resalの式と呼ばれる。

式(2)より，粘着高 z_0 は $p_A=0$ ， $q=0$ として，次式で与えられる。

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad \dots\dots\dots(3)$$

土圧合力は，式(2)を地表面から土圧作用面下端まで積分して得られるが，擁壁の設計では土圧の引張り部分を無視して，圧縮部分の合力を作用させる。 $q=0$ の時，土圧合力 P_A は，

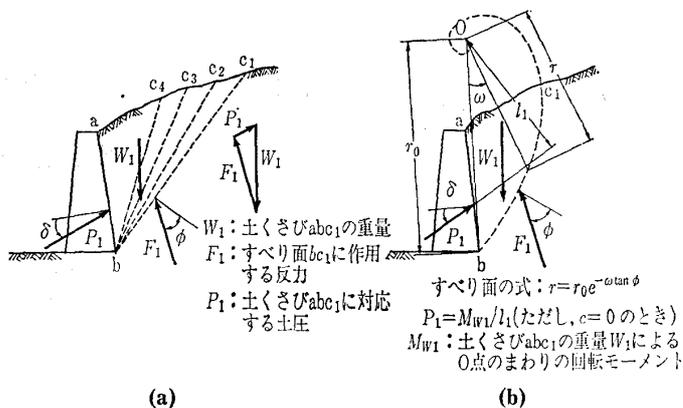
$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - 2cH \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) + \frac{2c^2}{\gamma} \quad \dots\dots\dots(4)$$

図—9.2において， $\overline{af} > 0.4 \overline{ab}$ のとき，土の粘着力を無視して，背面が $afcd$ からなる重力式擁壁とみなして， \overline{af} 区間は $\delta=2/3 \cdot \phi$ ， \overline{fd} 区間は $\delta=\phi$ として，Coulombの主働土圧を作用させている。なお，地表面が水平の時，すべり面は水平に対して $\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$ だけ傾斜して現れる。

以上に，地表面が水平な場合のRankineの主働土圧を述べたが，傾斜地表面については文献^{2),3),4)}を参照されたい。ここでは，傾斜地盤におけるRankine土圧特徴を述べておく(図—9.2参照)。

- ① 主働土圧の作用方向は地表面に平行である。
- ② 粘着力がある場合，土圧は深さ方向に直線分布を示さない。
- ③ 粘着力を有する地盤の粘着高 z_0 は地表面傾斜角に無関係に式(3)で与えられる。
- ④ 粘着力を有する土のすべり面は曲面となる。

試行くさび法：この方法は極値法ともいわれ，図解的または電子計算機などによって，図—9.3(a)に示すように，壁下端から発生するすべり面の方向を種々に変化させ，そ



図—9.3 試行くさび法の説明図

れぞれのすべり面と壁背面に挟まれる土くさびに作用する力の釣合いより，壁に作用する土圧の極大値を求め，これを主働土圧とする方法である。この方法では，すべり面に沿ってCoulombの破壊基準が成立すると仮定して土圧を算定している。Coulombの土圧式は，すべり面を平面とし，均質な裏込め土砂の地表面が一つの平面で与えられる場合の解である。試行くさび法は，裏込め地表面が一つの平面で表されない場合，あるいは切土部の土圧算定⁵⁾などに適用される。なお，すべり面は平面を仮定するのが一般的であるが，裏込め土砂が粘着力を有し，かつ地表面が水平に対して傾斜したような場合，壁下端から発生するすべり面は曲面となるので，図—9.3(b)に示すように，対数らせん線のすべり面を仮定する方法⁶⁾もある。

Terzaghi-Peckの方法：現地の土のせん断定数(c, ϕ)を適切に評価できないような場合，また裏込め土砂地表面が折れ線から成るような場合，Terzaghi-Peckの方法¹⁾がしばしば用いられる。

TerzaghiとPeckは，表—9.2に示すように，裏込め土砂を五つの群に分類し，それぞれの土質について，裏込め地表面が単一平面で表される場合，および擁壁背面からある角度で立ち上がり，ある高さになって水平になっているような場合のそれぞれに対して，擁壁のかかとも通る土中の鉛直面に作用する土圧を示した。この土圧は，高さ6m以下の擁壁に適用できる。

最近，福岡は第3群の土砂のせん断抵抗角を 30° とすれば，第1群と第2群はそれぞれ 40° と 35° に相当するとい

表—9.2 Terzaghi-Peckの方法における土質分類

1. 細かな土粒子を含まない粗粒土，非常に透水性大(きれいな砂または砂利)。
2. シルト径の粒子を含むために透水性の低い粗粒土。
3. 石や細かなシルト質砂をもった残積土，および粘土を顕著に含んだ粒状土。
4. 非常に軟らかい，または軟らかい粘土，有機質シルト，またはシルト質粘土。
5. 塊状に堆積し，洪水または豪雨中もその中の間隙にほとんど水が入らないようになっている普通の粘土ないし硬い粘土。この条件が満たされない場合にはその粘土は裏込め土として用いてはならない。粘土の硬さが増すにつれて，水の浸入による壁に与える危険性は急激に増加する。

う見解を示した⁷⁾。また、市原らは、第1群の土砂に対してせん断抵抗角 $\phi=40^\circ$ 、壁摩擦角 $\delta=2/3\cdot\phi$ 、単位体積重量 $\gamma_{sat}=2.0\text{ tf/m}^3$ (飽和重量)とし、常時土圧に豪雨による土圧増分の2/3を加えた土圧が⁸⁾、さらに第2群と第3群の土砂に対して、それぞれ $\phi=35^\circ$ および 30° 、 $c=0$ 、 $\delta=3/4\cdot\phi$ 、 $\gamma_{sat}=2.0\text{ tf/m}^3$ として、全域対数ら線から成るすべり面を用いて求めた土圧が⁹⁾、TerzaghiとPeckの示したそれぞれの値に近いことを示した。各群のせん断定数について、TerzaghiとPeckはなにも明らかにしていないが、上述の第1群から第3群までに関する見解は一応の目安となる。

地震時主働土圧：岸壁のように重要度の高い擁壁は耐震設計がなされる。紙幅の都合上、式は省略するが、砂質土に対しては物部地震時主働土圧式が、また粘性土については岡部式が適用されている。このほか、Rankine系の地震時土圧式^{2),3),4)}やより厳密な解を与える塑性論による解¹⁰⁾も得られている。

9.1.2 粘着力を有する土による土圧

一般の擁壁では、裏込め土砂の粘着力を無視しているが、粘着力を有する土による土圧は避けて通ることのできない問題の一つである。しかし、粘着力を有する土による土圧については未解明の部分が多い。土圧算定に用いる裏込め土砂のせん断定数については後述することとし、ここでは土圧算定法について現在までにわかっていることを述べておく。

裏込め土砂の粘着力を考慮した土圧式としてもっともよく知られているものは、Rankineの土圧式である。前述したように、この式は土中の鉛直面に作用する土圧に関するものであるが、鉛直壁で裏込め土砂の粘着力を考慮しなくてはならない場合、壁の存在によって土中の応力が乱されないという仮定のもとで、Rankineの主働土圧を作用させることもできる。しかし、地表面の水平に対する傾斜角 β がせん断抵抗角 ϕ よりも大きくなると、次式で与えられる深さで、一方のすべり面が地表面に平行になり、これより深い位置における土圧を算定できない²⁾。地表面載荷重が

$$z^* = \frac{c \cos \phi}{\gamma \cos \beta} \cdot \frac{1}{\sin(\beta - \phi)} \dots \dots \dots (5)$$

0の時、上式は常時におけるものであるが、地震時では z^* は常時よりも小になる⁴⁾。この式および式(3)より(1)粘着力 c を大きくとれば z^* はより深くなるが、引張り土圧の区間が深くなる。(2) c を小さくとれば、計算可能な深さ(壁高)が小になる、という制約が生じる。

鉛直壁も含め傾斜壁に対して、塑性論による解法もあるが、ここでも式(5)による制約があり、 $\beta > \phi$ なる地表面を持つ裏込め土砂による主働土圧の算定は、いまのところ、前節で述べた曲線すべり面を用いた試行くさび法によるしかない。

9.2 現行設計法における c, ϕ

擁壁の規模が小さい場合や石積・ブロック積擁壁に見られるように施工方法など経験的要素が支配的な場合は、標準断面を設けたり、直接的に土圧係数値を定めたりすることが行われる。Terzaghi-Peckの方法もこの範囲に属するもので、 c, ϕ を知らなくても土の分類に対応して土圧係数を得る半経験的方法である。しかしながら、擁壁の規模が大きい場合や裏込め土砂の性質が把握されている時には、 c, ϕ をよく調べて、9.1に述べるような計算により土圧を求めるのが合理的であり、かつ経済的でもある。各機関で採用している設計基準(例えば^{11),12),13),14),15)}も表—9.1に示すように裏込め土砂の c, ϕ からCoulombやRankineの土圧式を用いて土圧を算定するのを原則としている。

一方、設計に当たって、 c, ϕ あるいは γ などの土質定数は、裏込め土砂の種類、締固めの程度、気象条件、排水性や施工後の長期的変動要素を考慮した上で、土質試験を行って定めるのが原則である。しかし現実問題として、実際の工事では現場が広く土質も場所によって変わることが多いので、施工段階でどのような裏込め土砂が搬入されるか、また施工条件など、計画・設計の段階でこれらを正確に把握することは一般に困難である。また c, ϕ など土の強度に関する試験方法の選択や試験結果の解釈にもかなりの技術的経験が必要である。

このように土質定数を適切に評価することが現実にはなかなか困難な場合が多いので、通常規模の擁壁を対象とする設計基準では、従来の実績や経験に基づいた標準的な土質定数を設定し、これを設計の参考値として示す場合が多い。この場合は裏込め土砂を数種類に分類し、それに対応する c, ϕ, γ などを定めている。したがってこの場合の土圧は、CoulombやRankineなどの式を用いて計算するものの、Terzaghi-Peckの方法と同様に実態は経験的土圧と言えよう。設計基準に示されているそのような土質定数の標準値を表—9.3および表—9.4に例示する。

擁壁の裏込め土砂としては土圧や沈下など安定性の面から噛み合わせのよい砂質系のものが望ましく、このような材料の場合には ϕ のみを評価すればよいが、細粒土が混入してくると c の影響が大きくなってくる。しかし現実には9.3.2においても述べるように c の評価は ϕ よりも更に難しいことや、粘性土の施工中にはこね返しの影響で c の値がかなり減少することも考えられ、ここに例示したように設計基準では c, ϕ をもっている材料については、 c の値を表面には出さないで、その影響を適度に反映させた換算的な ϕ 値を用いる場合がある。

なおこれらの土質定数標準値は、同種の土に対しても各設計基準によって異なっている。擁壁の設計は、土圧のほかに基礎地盤でのすべり摩擦や地盤反力とのバランスで成り立っている。したがってこれら標準値は各設計基準にお

講座

表—9.3 裏込め土の設計土質定数¹⁾(例)

土の種類	γ (tf/m ³)	ϕ	c
① 礫, 礫質土	2.0	(35)	—
② 砂, 砂質土	1.9	(30)	—
③ シルト, 粘性土($w_L \leq 50\%$)	1.8	(25)	—

土の種類は日本統一土質分類 (JSFD: MI-73) の土の簡易分類による。
 w_L : 液性限界
 ϕ の値は参考値である。

表—9.4 土圧の計算に用いる土の種類と土質諸数値¹⁾(例)

土の種類	単位重量 γ (tf/m ³)		内部摩擦角 ϕ (度)	備考
	一般の場合	水中の場合		
① 粒度配合の良好な砂, 砂礫, 硬岩ずり	2.0	1.0	40	粘着力は考慮しない
② 一般の砂, 砂礫	2.0	1.0	35	粘着力は考慮しない
③ ゆるい砂	1.8	0.8	30	粘着力は考慮しない
④ 粘性土 (壁高が10m程度以下の場合)	1.8	0.8	30	粘着力は考慮しない
⑤ 粘性土 (壁高が10m程度以上およびその他特別の検討を行う場合)	土質試験などによる検討した値を用いる。			

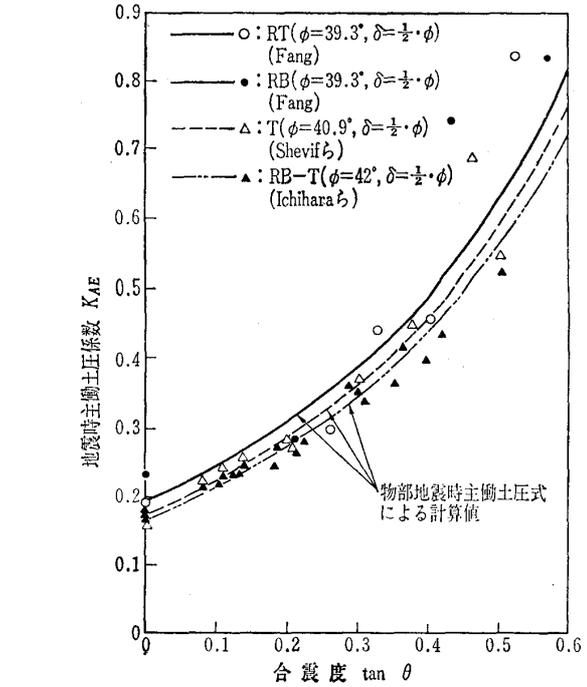
注) 内部摩擦角は地下水位下でも同じ値を用いる。

ける他の安定要素 (滑動や地盤反力など) との組み合わせによる一つの系に組み込まれているので, 厳密にその土質本来の標準値を示しているとは言えない場合がある。

9.3 土圧の実測例

9.3.1 粘着力のない砂による地震時主働土圧実験

重力式や矢板式の擁壁の耐震設計において, 裏込め土砂が砂質土 ($c=0, \phi \neq 0$) の時, 主働土圧の算定は物部地震時主働土圧式によって行っている。この土圧式は, Coulomb の土圧式を震度法によって地震時に拡張したものである。すなわち, 物部地震時土圧は, 動的現象である実際の地震動を静的現象に置換し, しかも壁と裏込め土砂との間の動的相互作用を考慮していない点など, 実際現象と異なった条件のもとで導かれている。このため, 地震時主働土圧については, 裏込め土砂の振動中に壁が変位した時に発揮され



図—9.4 乾燥砂による地震時主働土圧係数の実測値と計算値の比較 (文献16)より)

る主働土圧を, 物部土圧によって説明できるかどうか, その時の裏込め土砂のせん断抵抗角としてどのような値を用いればよいか, さらに土圧は壁背面に沿って三角形分布を示すかなどが擁壁の耐震設計において重要事項の一つとなっている。

ここでは, 比較的最近に行われた乾燥砂による室内実験例をもとに, 上述した点について述べる。なお, 以下に示す実験例は表—9.5に示すものであり, いずれも剛性壁が使用され, 振動数は3.0~4.0Hzの範囲である。なお, 表中の壁変位様式の記号については欄外に示したとおりである。また, いずれの実験においても, 壁面に作用する土圧は, 壁高の1/1000~1/10000というわずかな壁変位によって主働土圧に移行したことが報告されている。

図—9.4は土圧を三角形分布と仮定して求めた地震時主

表—9.5 地震時主働土圧実験の例 (文献¹⁶⁾より抜すい・加筆)

研究者 (発表年)	砂箱寸法 (長さ×幅×深さ, cm)	壁高 (cm)	壁変位 様式 ²⁾	裏込め砂			実験結果		
				名称	単位体積重量の 平均値 (gf/cm ³)	内部摩擦角 (度)	壁摩擦角 (度)	静的な主働土圧 合力の着力点 h/H	動的増分土圧 合力の着力点 $4h/H$
Ichihara and Matsuzawa (1973)	200×100×75	55	RB-T	密詰め豊浦砂	1.593	42.0° (平面ひずみ)	21.0°	0.3~0.4	0.5
Sherif, Ishibashi and Lee (1982)	244×183×122	100	T	密詰めオタワ砂	1.660	40.9° (三軸および直接せん断)	23.5°	0.42	0.48
			RB	密詰めオタワ砂	1.635	39.3° (三軸および直接せん断)	—	0.24	0.43~0.58
Fang (1983)			RT	密詰めオタワ砂	1.635	39.3° (三軸および直接せん断)	—	0.55	0.55
松澤・杉本 (1934)	200×100×75	55	RB-T-E	密詰め豊浦砂	1.603	39.0° (三軸)	27.0°	0.29~0.33	0.50

注) RB: 壁下端中心回転, RT: 壁上端中心回転, T: 平行移動, RB-T: 壁下端および平行移動の合成変位, RB-T-E: 弾性支持壁のRB-Tによる変位

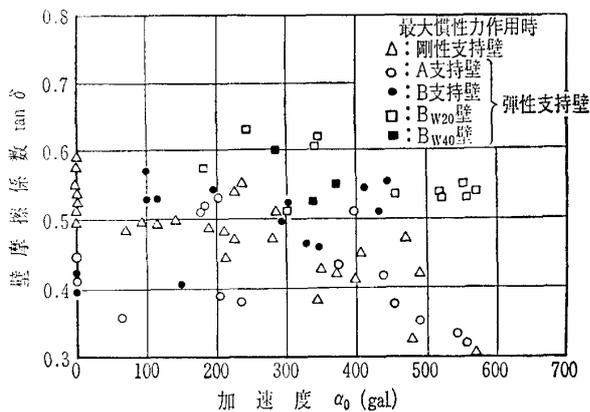
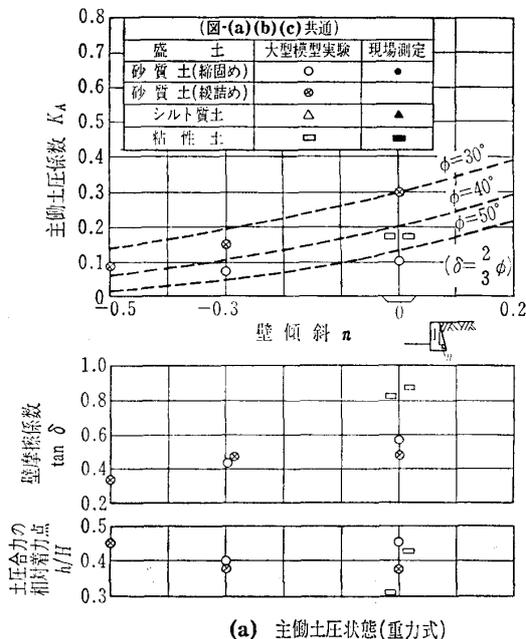


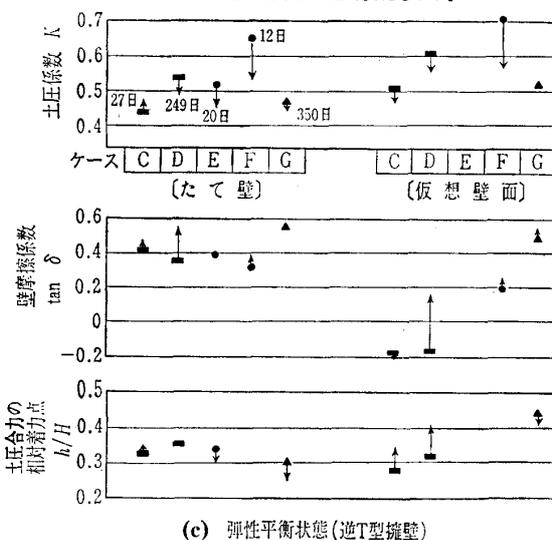
図-9.5 壁摩擦係数と加速度の関係 (文献¹⁷⁾より)

働土圧係数の実測値と、表-9.5に示した各実験における ϕ と $\delta=1/2\cdot\phi$ を用いて算定した物部地震時主働土圧係数との比較である。この図より、剛性壁に作用する地震時主



(a) 主働土圧状態(重力式)

矢印は盛土完了後の経時変化を示す。



(c) 弾性平衡状態(逆T型擁壁)

図-9.7 実測における土圧係数 K 、壁摩擦係数 $\tan \delta$ および相対着力点 h/H

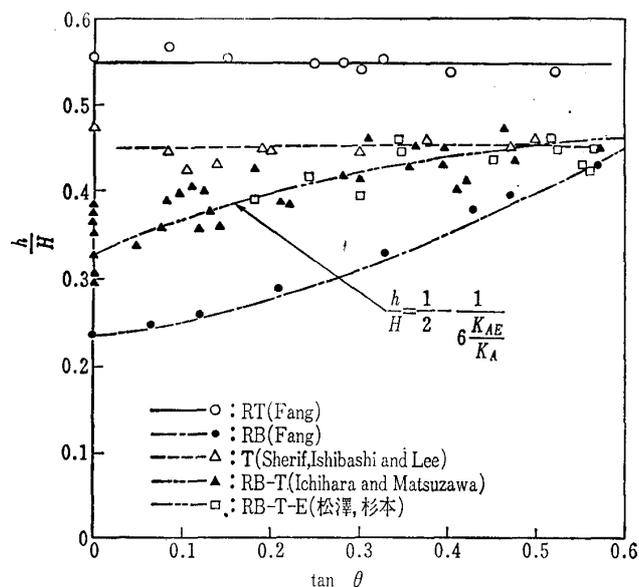
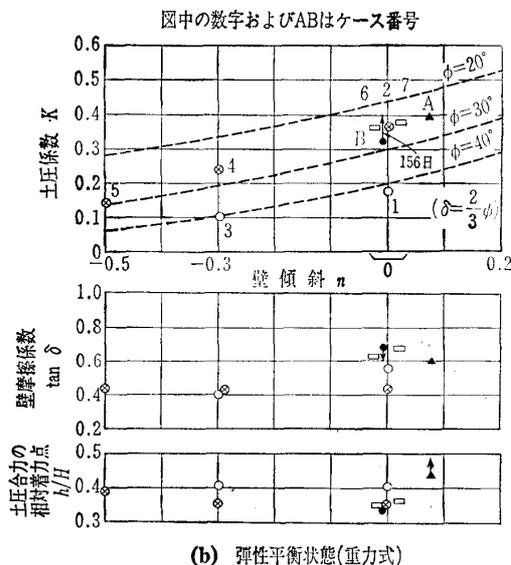


図-9.6 壁変位様式による地震時主働土圧合力の着力点 (文献¹⁶⁾に加筆)



(b) 弾性平衡状態(重力式)

働土圧の合力に関する限り、物部地震時主働土圧式に裏込め土砂の静的内部摩擦角を用いて算定してよさそうである。また、式中の壁摩擦角 δ については、図-9.5に示すように、壁の支持剛性によって、加速度に対する変化の様子が異なるが、実用上 $\delta=1/2\cdot\phi\sim 2/3\cdot\phi$ を考慮すればよさそうである。

次に、地震時主働土圧合力の着力点については、図-9.6および表-9.5に示すように、静的時、振動時ともに壁の変位様式に影響され、さらに振動時では加速度の影響を大きく受けることが明白であり、現行設計法において地震時主働土圧合力を三角形分布として作用させることは、実情に合わないようである。

9.3.2 大型模型実験

9.3.1に述べたように、粘着力のない砂を用いた場合には、物部地震時土圧式による主働土圧合力と ϕ の間には、静的な条件も含めて比較的良好な対応が得られることが実

講座

表—9.6 土圧実測例における c, ϕ

[大型模型実験]

ケース	盛土	凡例	壁高 $H(m)$	壁傾斜 n^*	γ (tf/m^3)	c (tf/m^2)	ϕ (度)	せん断試験方法	実測土圧合力 (上段: 平衡状態 下段: 主動状態) (tf/m)	壁変位位置 (mm)
1	砂	○	6.15	0	1.94	≈ 0.35	≈ 38	原位置一面せん断	(6.7 3.6)	(3.4 8)
2		⊗	6.15	0	1.58	0	≈ 30	三軸CU	(10.4 8.6)	(1.0 6)
3	質土	○	6.15	-0.3	1.95	≈ 0.35	≈ 38	原位置一面せん断	(3.7 2.8)	(3.8 15)
4		⊗	6.15	-0.3	1.88	0	≈ 30	三軸CU	(4.9 3.1)	(6.2 8)
5	粘性土	⊗	6.15	-0.5	1.88	0	≈ 30	三軸CU	(8.6 5.3)	(9.0 8)
6		□	6.15	0	1.50	2~4	5~25	三軸CU	(10.5 5.0)	(5.0 40)
7	粘性土	□	6.15	0	1.50	2~4	5~25	三軸CU	(10.8 5.1)	(5 40)

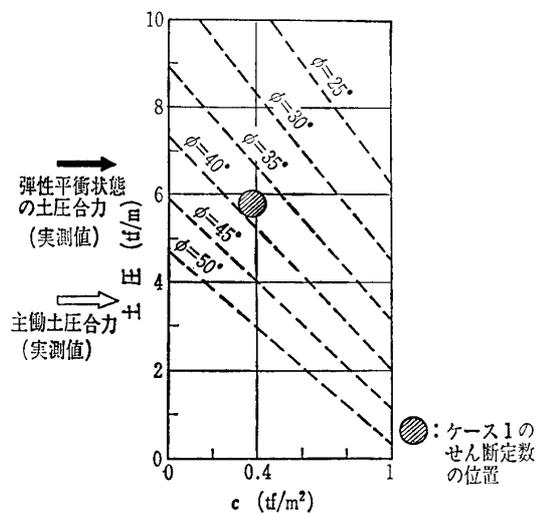
*鉛直1に対する水平距離

[現場測定]

		凡例	$H(m)$	n	γ	c	ϕ	せん断試験方法	実測土圧合力 (上段: たて壁 下段: 仮想壁面) (tf/m)
重力式	A	シルト質土 ▲	5.0	0.075	1.30	(1.5)	39	一面せん断	(6.4 —)
	B	砂質土 ●	6.0	0	1.80	(2)	45	一面せん断	(10.4 —)
逆	C	粘性土 ■	4.4	0	1.86	1.8~3.5	6~17	三軸CU	(7.9 9.2)
	D	粘性土 ■	4.4	0	1.88	3.8~	4~21	三軸CU	(9.9 11.1)
T型	E	砂質土 ●	5.1	0	2.02	0	40	三軸CU	(13.7 —)
	F	砂質土 ●	5.1	0	1.90	0.3	21	三軸CU	(16.2 17.5)
	G	シルト質土 ▲	8.0	0	1.77	1.5	39	原位置一面せん断	(26.4 29.7)

験的に言える。ところで、実際の擁壁の場合、裏込め土砂は粘着力のない砂である場合はまれであり一般に c, ϕ をもつ材料である。土圧を測定する上で、ある程度以上の壁高がないと粘着力により壁面が自立し主動土圧が発生しないケースがある。このようなことから、粘着高の影響をあまり受けけない状態で土圧測定が行えるよう、高さ6m級のコンクリート模型壁による土圧実験が行われた^{18), 19)}。土槽寸法は深さ6.15m、幅8m、長さ4.5mで、土圧測定は幅4mの部分を用いた壁に作用する全荷重測定により行われた。表—9.5に対応する壁変位様式は平行移動(T)である。

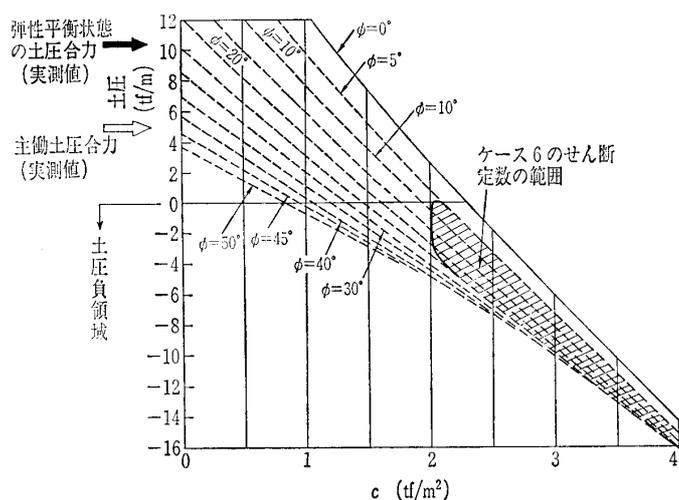
得られた結果を、弾性平衡状態(盛土が壁頂部まで完了した時点とする。表—9.6に示すように約5mm前後の壁変位が盛土施工中に生じている)と主動土圧状態における、設計土圧算定の3要素である土圧係数 K 、壁摩擦係数 $\tan \delta$ および土圧合力 P の相対着点 h/H (h : 着点の高さ, H : 壁高) について図—9.7(b) および(a)に示す。ただし土圧係数 K は、三角形分布を仮定し $K=2P/(\gamma H^2)$ より逆算したみかけの土圧係数である。図の横軸は壁背面の傾斜 n (鉛直1に対する水平距離) である。同時に図中には参考のために Coulomb の公式による主動土圧係数を ϕ をパラメーターとして破線で示した。また図中の各測定ケースにおける土質定数や実測土圧合力、壁変位量などを



図—9.8 砂質土(ケース①)における実測土圧と対応 c, ϕ

表—9.6に示す。

- これらの測定結果から次のような事が言えるようである。
- (1) 砂質土の場合、ゆる詰め状態の土圧は締固めの場合よりも大きく、主動状態の土圧係数と試験により得られた c, ϕ (この場合 $c \approx 0, \phi \approx 30^\circ$) との対応も比較的認められるようである。
 - (2) しかし締固め状態では土圧はゆる詰め状態に比べて弾性平衡状態、主動状態ともに小さい。 c, ϕ との対応を見るため図—9.8にケース①の実測土圧合力と c, ϕ



図—9.9 粘性土（ケース⑥）における実測土圧と対応 c , ϕ

の関係を示したが、単に試験で得られた c , ϕ から計算（試行くさび法）される主働土圧と実測土圧との対応はあまり見られないと考えられる。この場合、観察された土中の主働すべり面の発生位置は Coulomb の理論よりもはるかにせまい範囲にとどまっていた。

- (3) 次に粘性土の場合も同様に 図—9.9 にケース⑥を例示するが、試験で得られた c , ϕ から計算される主働土圧は負領域に属しており実測土圧との対応はやはり見られない。また特に粘性土の場合、主働土圧状態に達するまでには壁変位量 40mm 程度とかなり大きな値を要している。粘性土の主働土圧を考える場合は、想定する壁変位量との関係もよく検討しなければならないことが示唆される。
- (4) 壁摩擦成分 $\tan \delta$ は実測によると全般的に大きな値が得られており、砂質土の場合 $\delta = 2/3 \phi$ 程度を評価してもよいことを示している。
- (5) 土圧合力の相対着点 h/H も一般に三角形分布の場合の $1/3$ よりも高く、 $h/H \approx 0.4$ 程度が得られている。

9.3.3 野外における土圧測定

野外における土圧の実測結果（荷重計による全土圧合力の測定）の報告^{18), 20)}より、これらを 9.3.2 と同様の方法でまとめると、図—9.7 (b) および (c) のように示される。対応する土質定数なども表—9.6 に併記してある。

野外の場合の実測はいずれも弾性平衡状態のものであるが、重力式擁壁の場合は大型模型実験の場合とよく似た大きさの土圧状態となっていることが推察される。一方 (c) 図に示すように逆 T 型擁壁の場合は様子がかかなり異なっている。すなわち土圧の大きさは土圧係数値で 0.5~0.7 と相当に高水準であり、壁体の外的安定のほか、たて壁などの部材の設計において十分注意をする必要性を示唆している。また土中の仮想壁面における土圧の作用方向は条件によってかなりの幅があり、地盤と壁体との相対沈下に影

響を受けているようである。このように逆 T 型擁壁のような土との複合度の強い構造の場合は、 c , ϕ との単純な対応関係では説明できない現象が生じてくる。今後の挙動観測や研究に待つところが多い。

9.4 土圧算定における問題点

9.4.1 土圧式におけるせん断定数 (c , ϕ)

土圧は本来、有効応力として考えなくてはならない。したがって、前述した土圧式中の土の強度定数は、すべて c' , ϕ' または c_a , ϕ_a と表示すべきである。同時に、有効応力解析を行うためには、破壊面における過剰間隙水圧が明確にされなくてはならない。しかし、一般の擁壁における裏込め土砂の含水状態は、現場の条件、雨水の侵入や地下水の状況などにより複雑に変化するため、破壊時の間隙水圧の推定は困難である。したがって、現状では、裏込め土砂の土質、透水性等を考慮して、適宜、強度定数を、非排水せん断強度 c_u , ϕ_u に読みかえて、土圧式の運用を計っている。

9.4.2 粘着力の影響

裏込め土砂の粘着力は主働土圧を軽減するが、一般に、擁壁の設計では粘着力を無視して土圧を算定している。これは、Coulomb の土圧式では、裏込め土砂の粘着力を考慮できないためでもあるが、9.2 で述べた理由、さらに人工的に埋め戻された裏込め土砂の粘着力は見掛けの粘着力であって、雨水の侵入、その他の原因による含水状態の変化とともに、この見掛けの粘着力の大きさが変化するためである。しかし、粘着力のある程度まで期待できる場合には、9.2 で述べたように換算的な ϕ 値を用いることがある。

一方において、擁壁背後の土砂の強度定数が粘土のように、 c_u のみで表される場合の擁壁の設計については不明の点が多いが、背面が鉛直かつ裏込め地表面が水平なとき、 $\phi_u = 0$, $c_u \neq 0$ として、Rankine 土圧、その他による土圧式を用いる場合がある¹⁴⁾。

粘性土による土圧に関するもう一つの問題点は、古くから知られているが、土圧回復である。これは、壁の変位によって、いったん減少した土圧が時間とともに増加する現象であり、粘性土において顕著である。土圧回復が生じると、壁を再び変位させ、長期間にわたって擁壁は徐々に前方へ変位してゆく。これに関連して、1961年の国際土質基礎工学会議において、擁壁の設計ではせん断試験からえられた強度から30%程度を差引いた値で土圧を算定すればよい、という一応の見解が得られた²¹⁾。しかし、これについては、擁壁の基礎地盤をも含めて、時間効果を考慮したせん断強度の評価、あるいは残留強度を用いることも考えられるが、今後さらに検討する必要がある。

9.4.3 設計土圧と実際土圧との対応

9.3.2 および 9.3.3 においても見られるように、現行の設計法は必ずしも実情にそぐわないことがしばしば指摘さ

講座

れている。この理由にまず、(i)前項までに述べた設計用せん断定数と実際の土のせん断強度との不一致、(ii)現場の状況に比較して、設計では土圧算定および擁壁の安定計算が理想化・単純化された形で行われること、(iii)裏込め土砂の施工過程を考慮した土圧算定が行われていないこと、(iv)基礎地盤や擁壁の形式、その他の現場状況によっては、擁壁が裏込め土砂の方向に変位し、主働土圧と異なった土圧が発生すること、などが挙げられよう。

さらに、現行の土圧算定法は、裏込め土砂の塑性平衡状態を対象にしているが、この時の土圧（主働土圧）が作用するために、擁壁はある程度まで前方に変位しなくてはならない。しかるに擁壁は、一般に、滑動、転倒および支持力または沈下に対し、それぞれ安全率を持たせて設計される（主働土圧については安全率を考慮しない）。このため、擁壁は設計土圧よりも大きな土圧に対して安定を保つこともありうる。しかし、擁壁が裏込め土砂の弾性平衡、塑性平衡および塑性平衡を過ぎた状態のいずれの状態でも安定するかは、基礎地盤の剛性、壁底面と基礎地盤との間の応力～変位特性、安全率の大きさ、さらに施工条件等の要素の影響を受ける。したがって、基礎地盤－擁壁－裏込め土砂という一つの系における土の応力状態および壁の変位の状況を考慮せずに、単に土圧の測定値を短絡的に設計土圧と比較して、現行土圧算定法の妥当性を論じるわけにはいかない。

9.4.4 地震時主働土圧

裏込め土砂が粘着力を有する場合の地震時主働土圧については不明の点が多く残されている。このような土による地震時主働土圧の算定方法は、岡部による地震時土圧式をはじめ、最近になって幾つかの方法が示されている^{9),10)}。しかしながら、地震時主働土圧の実測例も少なく、今後さらに研究されなくてはならない。

参考文献

- 1) Terzaghi, K. and Peck, R.B.: Soil Mechanics in Engineering Practice, Second edition, John Wiley & Sons Inc., p. 364, 1967.
- 2) 土質工学会編：土と基礎実用数式・図表の解説, 土質工学会, pp. 107~150, 1973.
- 3) 土質工学会編：土と構造物の動的相互作用, 土質工学会, pp. 102~118, 1973.
- 4) 土質工学会編：土留め構造物の設計法, 土質工学会, pp. 34~46, 1975.
- 5) 前掲4)の pp. 97~100.
- 6) 市原松平・山田公夫・宇都宮洋一・服部久義：背後に盛土された擁壁に作用する地震時主働土圧の算定, 土木学会論文報告集, 第331号, pp. 121~132, 1983.
- 7) 福岡正巳：設計におけるせん断定数の考え方, 4 擁壁, 土と基礎, Vol. 27, No. 7, pp. 97~101, 1979.
- 8) Ichihara, M., Matsuzawa, H. and Kawamura, M.: Influence of Seepage Flow on Earth Pressure against Retaining Wall, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 2, pp. 15~28, 1982.
- 9) 前掲6)
- 10) 市原松平・山田公夫・梶井源一郎：裏込め土が内部摩擦をもつ粘性土の地震時主働土圧の算定, 土木学会論文報告集, No. 302, pp. 89~101, 1980.
- 11) 日本道路協会：道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針, 1977.
- 12) 日本道路公団：設計要領, 第2集第8編擁壁・カルバート, 1979.
- 13) 日本国有鉄道編：建造物設計標準解説－基礎構造物及び杭土圧構造物, 日本鉄道施設協会, 1974.
- 14) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1979.
- 15) 日本建築学会：建築基礎構造設計基準・同解説, 1974.
- 16) Matsuzawa, H., Ishibashi, I and Kawamura, M: Dynamic Earth and Water Pressure Due to Submerged Soils Against Rigid Retaining Structures, Geotechnical Engineering Report 84-7, School of Civil and Environmental Engineering, Cornell University, p. 43, 1984.
- 17) 松澤 宏・杉本幸司：弾性支持された剛性壁に作用する地震時主働土圧, 土と基礎, Vol. 32, No. 6, pp. 33~40, 1984.
- 18) 福岡正巳・嶋津晃臣ほか：擁壁土圧の実測, 第9回国際土質基礎工学会議, ケースヒストリー集, 1983.
- 19) 嶋津晃臣：実測から見た擁壁土圧, 土木技術資料, 1980-5.
- 20) 藤川昌幸・足立賢一：逆型擁壁に作用する土圧の測定, 土木技術資料, 1984-6.
- 21) 市原松平：土圧, 土質工学十年の歩み, 土質工学会関西支部, pp. 19~24, 1968.

学会発行図書案内

土質基礎工学ライブラリー第26巻

建設計画と地形・地質

A 5判 237ページ 送料 350円
定価 3,200円 会員特価 2,500円

発行：土質工学会

東京都千代田区神田淡路町2-23(菅山ビル4階)
〒101 電話 03-251-7661(代)