

基礎設計における基準の背景と使い方

4. 擁壁の設計

上 野 次 男 (うえの つぐお)

パシフィックコンサルタンツ(株)構造部

4.1 概 要

擁壁は、わが国の地形条件から頻繁に用いられる抗土圧構造物である。したがって、その建設事業費に占める割合も大きく、各施設の管理機関ごとに擁壁の設計基準が整備されている。我々実務者にとって、設計基準の適用範囲を十分に理解しておくことや各機関ごとの違いを認識しておくことは、構造物を健全に設計、施工するうえで大切なことである。

擁壁に関する代表的な基準、指針類として表—4.1のものがある。

表—4.1

<本文での略称>	
(a) 道路関係： 道路土工 擁壁・カルバート ・仮設構造物工指針 ¹⁾ →	道路土工指針
(b) 鉄道関係： 建造物設計標準解説 抗土圧構造物 ²⁾ →	建造物設計標準
(c) 港湾関係： 港湾の施設の技術上の基準 ・同解説 ³⁾ →	港湾施設基準
(d) 建築関係： 建築基礎構造設計指針 ⁴⁾ →	建築基礎指針

本文では、これら各機関の基準、指針類を比較することからその相違点や背景について考えることとし、合わせて実務上での適用のポイントについて実例を紹介しながら触れてみる。

4.2 設計基準の比較

4.2.1 土圧

一般的なコンクリート擁壁の設計土圧として、Terzaghi-Peck (テルツァーギ・ペック) の土圧算定図、Coulomb (クーロン) 土圧、Rankine (ランキン) 土圧および図解による方法等が用いられている。

表—4.2は、各基準で定められている土圧算定公式の一覧表である。どの基準、指針類も設計土圧として主働土圧は、クーロン系土圧を採用している。この理由は、クーロン土圧がくさび理論によって導き出された公式であるため、壁面の形状や背面の形状などの変化に対応できることがあげられる。加えて、壁面摩擦角を任意に設定することで、その適用に幅を持たせることが可能なためである。背面形状が複雑な場合や切土部の埋戻し土圧などは、一義的な公式によって算定することは適切ではない。これについては、建造物設計標準、道路土工指針に試行くさびによる方法や図解法として記述があり、設計にあたって有用な場合が多い。

道路土工指針は、1987年5月に改定されたが、それまでは擁壁の種類や高さ、あるいはその重要度に応じて、テルツァーギ・ペックの土圧算定図と、クーロン土圧が使い分けられていた。改訂後は前述のとおりクーロン系の試行くさび法に統一されている。この背景には、同一協会内の技術基準である道路橋示方書 IV 下部構造編⁵⁾ との内容統一や、地震を考慮する場合の設計体系上の不整合の解消といったことがあげられる⁶⁾。

建造物設計標準では、鉄道盛土を想定した台形の盛土形状の場合に、他の基準類には見られない Gustav Jenne (グスタフ ジェーン) の土圧を採用している。これは、図解法に比べ約10%の過大な土圧を与えるとしているが、算定方式が簡略なことから採用している。

なお、クーロン土圧公式は、一様斜面において斜面勾配が内部摩擦角 ϕ に近づくと土圧が急増する。この場合は、盛土自体に現実には粘着力 c が存在することも考え合わせたうえで、試行くさび法により計算するのが良い。

次に、地震時主働土圧について述べる。各基準、

表—4.2 擁壁の設計に用いる土圧一覧表（主働土圧，静止土圧）

基準・指針	土 圧		主 働 土 圧		静 止 土 圧		備 考	
	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時				
道路土工指針 ¹⁾	試行くさび法 (クローン系土圧)	(同 左) 土のくさびに水、 (平方向の地震時) 慣性力を考慮	$K_0=0.4\sim0.7$ (通常の砂, 粘性土($w_L\leq 50\%$)) では $K_0=0.5$ としてよい		規定なし		静止土圧はカル パートの章で記 述されている。	
建造物 設計標準 ²⁾	クローン土圧 (地表面が台形 の場合 Gustav Jenne の土圧算 定手法を使用)	物部・岡部土圧 (同 左)	土 の 種 類		K_0	砂質土 $P_{0E}=\gamma'hK_0(1$ $+K_h')+\gamma wh_w$ 粘性土 $P_{0E}=\gamma hK_0(1$ $+K_h)$ K_h' は次式により算定す るものとする。 $K_h'=\frac{\gamma}{\gamma'}K_h$	・主働土圧は粘性 土の場合も規定 ・静止土圧で粘性 土は水圧も含ん だ値	
			粘 性 土	硬い	$8\leq N$			0.5
				中位	$4\leq N<8$			0.6
				軟らかい	$2\leq N<4$			0.7
				非常に軟らかい	$N<2$			0.8
			砂 質 土	非常に密な	$50\leq N$			0.3
密な	$30\leq N<50$	0.4						
中位, ゆるい	<30	0.5						
N: 標準貫入試験値								
港湾施設基準 ³⁾	クローン土圧	物部・岡部土圧	規定なし		規定なし		・主働土圧は粘性 土の場合も規定	
建築基礎指針 ⁴⁾	クローン土圧	規定なし	$K_0=0.5$		規定なし			

指針類においては，物部・岡部公式（慣性力を考慮したくさび法によるものを含む）が採用されている。これは，地震時土圧そのものがまだ解明されておらず，ほかにより所となるものがないためであろう。

しかし，実際の盛土部擁壁に作用する地震時土圧は， ϕ のみを与えて算定した物部・岡部土圧を用いると過大であるとの指摘があり^{7),8)} 現実に，建築基礎指針では，地震時土圧の規定を1988年の改訂で削除している。これは設計水平震度が $K_h=0.2$ 程度では，許容値の割増し分とで相殺され，常時で構造諸元が決定する場合が多いことが理由となっているが，経験的に常時土圧でちゃんと設計された擁壁は，地震時においてもほとんど被害を被っていないという事実からも裏付けられる。このような経験や土圧の実測結果から，道路土工指針では，表—4.3 に示した土質定数を用いて算定した常時土圧は，地震時の土圧増分を包含しているとして，高さが8 m程度

以下の擁壁の地震時土圧は常時土圧を準用してもよいとしている。

次に静止土圧についてであるが，土圧係数はどの基準も実測値および Jakey（ヤーキー）の式 ($K_0=1-\sin \phi$ ，ここで K_0 ：静止土圧係数， ϕ ：せん断抵抗角) を参考とし決定している。道路土工指針と建築基礎指針では，砂質土，粘性土ともに土の種類にかかわらず静止土圧係数は $K_0=0.5$ を採用し，地下水面下の場合，水中単位体積重量を用いて算定し，別途水圧を考慮するものとしている。

一方，建造物設計標準では，粘性土，砂質土別に土の種類によって細かく土圧係数を規定している。地下水面下の場合，砂質土においては，他の基準，指針類と同様に静止土圧と水圧を別々に算定するものとしているが，粘性土においては，静止土圧と水圧を合計した側圧係数として取り扱っており，空中単位体積重量を用いて全側圧（静止土圧＋水圧）を算定するものとしている。この側圧係数は，実測値にもとづいて決定されており， $N<2$ の非常に軟弱な粘土では， $K_0=0.8$ となっている。これによって算定した側圧は，他の基準，指針類における算定方法 ($K_0=0.5$ として水中単位体積重量を用いて静止土圧を求め，別途水圧を考慮した算定方法) とほぼ同一の側圧（土圧＋水圧）となる。すなわち，道路土工指針や建築基礎指針が土の種類を問わず， K_0

表—4.3 土圧算定に用いる土質定数¹⁾

裏込め土の種類	単位体積重量	内部摩擦角 (ϕ)	粘 着 力 (c) 注2)
礫 質 土 注1)	2.0	35°	—
砂 質 土	1.9	30°	—
シルト・粘性土 (ただし $w_L<50\%$)	1.8	25°	—

注 1) きれいな砂は礫質土の値を用いてよい。

注 2) 計算上は，粘着力 c を無視している。しかし，実際には粘着力 c が存在するので，内部摩擦角 ϕ より急勾配の面も存在する。

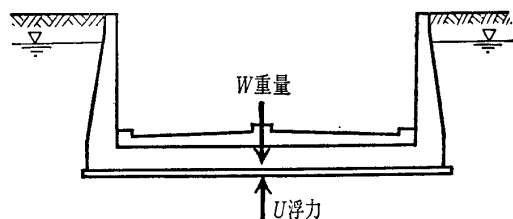


図-4.1 U型擁壁

=0.5を採用しているが、これは軟弱な粘性土をも包括しているものと考えてよい⁴⁾。

静止土圧はごく限られた型式に採用されている。建造物設計標準では図-4.1に示すようなU型擁壁全般に静止土圧を適用するものとしているが、道路土工指針では、ストラット付きのU型擁壁のみに適用するものとしており、U型擁壁に対して採用土圧が両基準で異なっている。テルツァーギによる実験などから壁高の1/10 000程度のわずかな擁壁の変位で主動土圧状態になり得ることが確認されており⁹⁾、一般の擁壁では壁の変位がある程度許容されることから、これが主動土圧を採用する妥当性の根拠となっている。U型擁壁の場合、基礎の回転による変形が無い場合逆T型擁壁などと比べて壁の変形量は少ない。土圧の大きさは壁の変位量だけで単純に議論できないが、U型擁壁は一般的に静止状態に近い土圧が作用しやすい構造物であることを認識しておく必要がある。

U型擁壁は掘割道路や立体交差部などでよく用いられる擁壁である。この場合、一般に地下水面下に設置されるため、壁に排水孔を設けないのが通常である。したがって、土圧のほかに水圧を考慮して設計しなければならない。一方、通常の擁壁では、擁壁背面に設置される排水工によって裏込め土の水は排水にされることを前提としており、水圧は作用しないものとしている。排水が十分でないで裏込め土の間隙水圧が上昇するため、単位体積重量の増加や内部摩擦角、粘着力の減少等で土圧が増大し、また、土圧のほかに水圧も作用することとなり、擁壁の崩壊につながる原因となる。そのため、各基準・指針類とも排水工の設計に当たっての注意喚起とその構造細目を示している。なお、港湾構造物で干満の影響をうける場合は、残留水位を考慮して設計するため、一般には排水孔を設けないことが多い。

U型擁壁は、道路構造物、鉄道構造物に多く見られる。しかし、技術基準に盛り込まれてから日が浅く、道路土工指針では、1987年5月、建造物設計標準では、1986年3月の改訂時にそれぞれ追加規定された。もちろん、これらの規定が定まる以前は作用土圧に何を採用するかは設計者の判断によるところであった。一般的に、①壁高が大きい場合、②地下水位が低い場合、③粘性土で計算上主動土圧の方が静止土圧より大きくなる場合などでは、採用土圧の差による躯体断面へ及ぼす影響が大きくなる場合もある。また、地下水位の設定は設計時点だけでなく、将来の地下水変動(この場合地下水位の回復)を考慮して決めなければならない。特に大都市において、地下水上昇の傾向にある都市もあるので注意する必要がある。

以上、各基準ごとに定められている土圧について説明するとともにU型擁壁については、基準によって採用土圧に違いがあるため、設計にあたっての留意点を述べてきた。

本来、土圧の算定は土質力学的には有効応力で行い、別途水圧を考慮する必要がある。したがって、土圧計算に用いる強度定数も有効応力で整理されたせん断定数 ϕ' 、 c' を用いなければならないこととなる。しかし、現実問題として擁壁の裏込め土や透水係数の小さい粘性土では、間隙水圧を正確に見積もることは困難で、実務上はせん断定数や単位体積重量の取扱いを便宜的に表-4.4のようにしていることが多い^{9),10)}。

また、設計に用いる土圧は、主動土圧が良いのか、あるいは静止土圧が良いのかといった議論もあるが、擁壁設置当初は主動土圧が作用しているとしても、

表-4.4 土圧計算におけるせん断定数の取扱い

	単位体積重量	せん断定数	備 考
地下水面より上 (不飽和土)	湿潤単位体積重量 γ_t	非排水せん断強度 c_u, ϕ_u	
地下水(飽和土)より下 透水性の良い土 (砂質土)	水中単位体積重量 $\gamma' (= \gamma_{sat} - \gamma_w)$	排水せん断強度 c_d, ϕ_d	① γ_w : 水の単位体積重量 ②別途水圧を考慮
透水性の悪い土 (粘性土)	飽和単位体積重量 γ_{sat}	非排水せん断強度 c_u, ϕ_u	

講 座

その後の経年変化や背面の雨水、地下水による浸透流の発生を考えると、実際には土圧は弾性平衡状態で釣り合っていると考えられる。擁壁は、結果としてこの土圧に抵抗していることとなる。すなわち、通常の擁壁では、壁が変位することを前提とした極限平衡状態における主動土圧を用いて設計しているわけであるが、実際には安全率等によって動かない壁ができ上がっていることになる。擁壁の設計体系は、主動土圧を基礎とした研究や経験から組み立てられており、それによって設計された擁壁は過去の事例から見てもわかるように、十分その機能を果たしている。しかし、擁壁が長期間にわたって安定を保っているという事実は、現行の設計上の仮定と異なっているということを認識しておくことが大切であると筆者は考える。

4.2.2 裏込め土の土質定数（盛土部擁壁）

各基準、指針類では、通常規模の擁壁について背面土の標準的な土質定数を定めている（第2章 設計基準と土質定数参照）。これは、①現場での盛土材料条件の特定化が困難な場合が多いこと、②試験についても現場での盛土施工条件の反映が難しいこと、③長期的な変動要素も考慮する必要があること等から、土質定数を適確に把握することが困難であるため、各基準ごとに、従来の実績や経験に基づいた標準値を定め実務上の便宜をはかったものである。

例えば道路土工指針では表—4.3のように定めている。なお、裏込め土の種類のうちシルト、粘性土を $\phi=25^\circ$ 、 $c=0$ とし完全な砂質土として規定している。これは、必ずしも土質に適合した数値ではなく、現実の粘着力の影響や、土の単位体積重量、壁面摩擦角といった要素を総合的に評価し、換算的な ϕ 値を設定し便宜上取扱っているものである。一方、高さが8 mをこえる擁壁については土質試験を実施し定数を決定することとしており他の基準、指針類も同様な制限を設けている場合が多い。例えば建造物設計標準では、裏込め土が粘性土の場合で、 $c=2 \text{ tf/m}^2$ 程度確保できる土質であれば、 $\phi=30^\circ$ 、 $c=0$ として取り扱って設計しても壁高6 m、盛土高10 m以下では安全側であるとしており、これ以外の場合は土質試験によることとされている。これらは、土圧が高さの2乗に比例して大きくなり、擁壁が高くなればなるほど合理的な土圧の見積もりが重要と

なってくることがその背景にある。

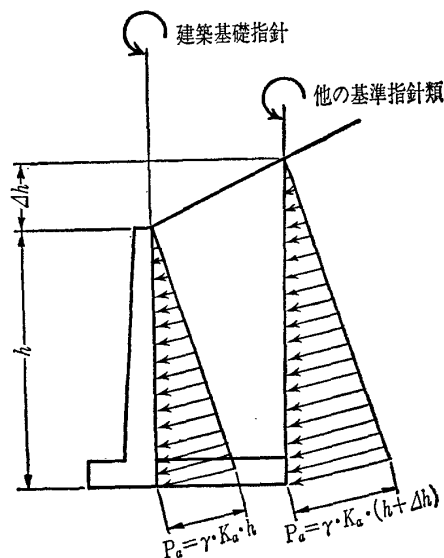
4.2.3 擁壁の安定検討手法

表—4.5は、擁壁の安定検討手法に関して、各基準ごとにとりまとめたものである。以下特徴的な事項について述べる。

壁面摩擦角 δ は、土圧の大小に影響する要因の一つであり、一般にはコンクリート壁面の場合 $\delta=0\sim 2/3\phi$ 、土と土の場合には $1/2\phi\sim\phi$ を採用している事が多い。道路土工指針では土と土の場合の δ は擁壁背後の斜面勾配に一致するとしたランキン土圧の考え方を採用している。地震時の δ についても同様である。これは、土圧の導かれた条件を考えれば理解できる。すなわち、ランキン土圧は応力状態の一樣な土中の塑性平衡状態の土圧を取扱っており、コンクリート壁面の境界条件が計算に入っていないためである。

一般に、安定計算上の土圧作用面は、逆T式擁壁の場合、底版のかかちを通る鉛直の仮想背面としている。これに対し、建築基礎指針では壁面に作用させるものとしている（図—4.2参照）。これは、背面盛土が水平の場合は安定計算上安全側となるが、背面盛土に勾配がある場合、土圧合力が仮想背面の場合と比べて少なく見積もられるため、規模の大きな擁壁などは特に注意を要する。

滑動に対する検討の中で、建造物設計標準の安全率 $F_s=3.0$ は、他の基準 $F_s=1.5$ に比べて大きな値となっている。これは、フーチング前面の受働土圧を考慮することを念頭に入れたものである。しかし



図—4.2 逆T式擁壁における土圧作用面の考え方

表—4.5 擁壁の安定計算に関する基準一覧表

基準・指針			道路土工指針 ¹⁾	建造物設計標準 ²⁾	港湾施設基準 ³⁾	建築基礎指針 ⁴⁾
項目						
壁面摩擦角 δ	常時	土とコンクリート	$\frac{2}{3}\phi$	$\frac{1}{2}\phi$	$+15^\circ \sim 20^\circ$	$\phi < 10^\circ : \delta = 0^\circ$ $\phi > 30^\circ : \delta = 20^\circ$ $10^\circ < \phi < 30^\circ : \text{直線補間}$
		土と土	β (斜面勾配)	ϕ	$+15^\circ \sim 20^\circ$	規定なし
	地震時	土とコンクリート	$\frac{1}{2}\phi$	0	$+15^\circ$ 以下	規定なし
		土と土	$\tan \delta = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)}$ $\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi}$	ϕ	$+15^\circ$ 以下	
土用圧面作	もたれ、重力式		構造物背面	構造物背面	仮想背面(もたれの規定なし)	構造物背面
	逆 T 式		仮想背面	仮想背面		構造物(たて壁)背面
滑動に対する検討	底版と支持地盤との摩擦係数 $\delta(\tan \delta)$		場所打ちコンクリート $\delta = \phi$ プレキャスト $\delta = \frac{2}{3}\phi$ 通常規模の場合 $\tan \delta$ の値を経験的に与えている。	(土または軟岩) 場所打ちコンクリート $\delta = \phi$ プレキャスト $\delta = \frac{2}{3}\phi$ (岩) 場所打ちコンクリート $\delta = 45^\circ$ プレキャスト $\delta = 30^\circ$	コンクリートとコンクリート $\tan \delta = 0.5$ コンクリートと岩盤 $\tan \delta = 0.5$ 水中コンクリートと岩盤 $\tan \delta = 0.5$ コンクリートと捨石 $\tan \delta = 0.6$	シルトや粘土を含まない粗粒土 $\tan \delta = 0.55$ シルトを含む粗粒土 $\tan \delta = 0.45$ シルトまたは粘土 $\tan \delta = 0.35$
	安全率 F_s	常時	1.5	3.0	1.2	1.5
		一時荷重時		2.0		
		地震時	1.2	1.5	1.0	規定なし
転倒に対する検討	検討手法		合力の作用位置で評価	同 左	つま先まわりのモーメントの比で評価	同 左
	常時	一時荷重時	$e < \frac{B}{6}$	$e < \frac{B}{6}$	$F_s = \frac{M_r}{M_o} \geq 1.2$	$F_s = \frac{M_r}{M_o} \geq 1.5$
		地震時		$e < \frac{B}{4}$		
	地震時		$e < \frac{B}{3}$	$e < \frac{B}{3}$	$F_s \geq 1.0$	規定なし
支持力に対する検討	検討手法		偏心傾斜荷重を考慮し道示 IV の算定手法に準拠 ただし通常規模の擁壁では、簡便に基礎地盤の分類に応じて許容値を直接与えている。	Terzaghi-Meyerhof 系の実用的支持力公式 偏心傾斜荷重と修正 Terzaghi 系支持力係数	Terzaghi 系実用的支持力公式 偏心傾斜荷重に対しては、円形すべりにより検討	Terzaghi 系実用的支持力公式
	安全率 F_s	常時	3.0	3.0	Terzaghi 系支持力重要構造物 2.5 その他の構造物 1.5	3.0
		一時荷重時		2.0		
		地震時	2.0	1.5	1.0	規定なし

フーチング前面の地表面には、一般に排水用の側溝が設けられる場合が多く、また将来、地盤が変動することも考えられることから、フーチング前面の受働抵抗を考慮する場合は慎重な対応が必要である。

転倒に対しては道路土工指針、建造物設計標準では、常時において地盤反力が台形分布となる、いわゆるミドルサード内に合力作用位置が入る条件で設計が行われている。一方、港湾施設基準と建築基礎指針は、フーチングつま先回りのモーメント比によ

る検討手法を採用している。この場合、常時においても地盤反力が三角形分布となる可能性が十分ある。基礎底面下に軟弱層がある場合や、支持地盤が粘性土のように沈下しやすい場合には、常時における安全率を大きくし地盤反力分布を台形分布とし、できるだけ均等化するように配慮する必要がある。同様の主旨で道路橋示方書⁵⁾では、過大な沈下の発生を防止する目的で常時における地盤反力度の最大値を規定している。

講 座

表—4.6 基礎地盤の種類と設計定数

基礎地盤の種類		許容支持力度 (tf/m ²)	擁壁底面の滑動安定計算に用いるすべり摩擦係数(注)	備 考	
				q_a (kgf/cm ²)	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	100	0.7	100 以上	—
	亀裂の多い硬岩	60		100 以上	—
	軟 岩・土 丹	30		10 以上	—
礫 層	密 な も の	60	0.6	—	—
	密 で な い も の	30		—	—
砂 質 地 盤	密 な も の	30	0.6	—	30~50
	中 位 な も の	20		—	15~30
粘性土 地 盤	非 常 に 堅 い も の	20	0.5	2.0~4.0	15~30
	堅 い も の	10		1.0~2.0	8~15
	中 位 の も の	5		0.5~1.0	4~8

注) 場所打ちコンクリートによるもの

表—4.7 各基準による安定計算結果一覧表

基準・指針		道路土工指針 ¹⁾	建造物設計標準 ²⁾	建築基礎指針 ⁴⁾	
項 目					
設計条件	背面盛土	γ (tf/m ³)	2.0	2.0	1.8
		ϕ (°)	35	35	35
	支持地盤	γ (tf/m ³)	1.8		
		N 値	40		
設計水平震度		$K_h=0.15$	$K_h=0.20$	—	
構造寸法図					
設計(常時土圧)	土圧合力 p_a	12.7tf/m	13.2tf/m	13.2tf/m	
	水平土圧 p_h	12.0tf/m	10.8tf/m	12.2tf/m	
	壁面摩擦角	18.8°	35°	20°	
安定計算結果	滑動	常 時	$F_s=1.53>1.5$	$F_s=3.04>3.0$	$F_s=1.53>1.5$
		一 時	—	$F_s=2.55>2.0$	—
		地震時	$F_s=1.22>1.2$	$F_s=1.78>1.5$	—
	転倒	常 時	$e=0.44\text{m}<0.45\text{m}$	$e=0.28\text{m}<0.42\text{m}$	$F_s=2.64>1.5$ ($e=0.46\text{m}$)
		一 時	—	$e=0.46\text{m}<0.63\text{m}$	—
		地震時	$e=0.73\text{m}<0.90\text{m}$	$e=0.82\text{m}<0.83\text{m}$	—
	支持力	常 時	$q_{\max}=22.4\text{tf/m}^2\leq 30\text{tf/m}^2$	$F_s=9.6>3.0$	$q_{\max}=22.8\text{tf/m}^2<45\text{tf/m}^2$
		一 時	—	$F_s=6.5>2.0$	—
		地震時	$q_{\max}=32.7\text{tf/m}^2\leq 45\text{tf/m}^2$	$F_s=2.3>1.5$	—
備 考		主働土圧は一律の斜面(1:1.5)として算定した場合			

支持力に対する検討は、Meyerhof (マイヤーホフ) やテルツァーギ系の支持力公式を修正した計算式を各基準とも採用している。その中で、港湾施設

注 1) 詳細については、第 6 章 直接基礎の設計にて取扱う予定となっている。

基準は偏心傾斜荷重に対して、Bishop (ビショップ)法による円形すべりを検討手法として採用している。これは、港湾構造物(重力式)は支持地盤の上に捨石マウントを施工する場合が一般的であり、二層系の支持力を検討する際に適した方法であるとされている³⁾。

また道路土工指針では、通常規模の擁壁は、表—4.6 に示す許容値を与えている。この許容支持力度は常時でおおむね $q_a=N$ 値(tf/m²)程度で、地震時はその 5 割増しの値である。これは、地震のないところの一般建築物の基礎における 1 インチの沈下に対する許容支持力度として、テルツァーギ・ペックによって提案された経験的な値¹¹⁾とされているものを擁壁基礎へ準用した規定である。

この許容値は、支持力公式から求まる許容値に比べ一般に安全側の値^{注1)}となっている。そのため安定に関する検討で支持力によってフーチング寸法が決定されている場合は、不経済となる可能性もある。この場合は、道路橋示方書の支持力公式による照査も行い総合判断することが望ましい。

また、特殊な例として掘割部に設置される U 型擁壁の場合、基礎形式は擁壁設置後のフーチング底面における作用荷重が先行土かぶり荷重より軽くなるため、支持層が弱い場合でも直接基礎を採用するが多い。また、地下水面下に設置されることが多いため、浮き上りに対する検討やゆるい砂質土の場合は、地震時の液状化に対する検討を行っておく必要がある。

4.3 設計例の比較

表—4.7 は、各基準、指針類(ただし港湾施設基準は除く)に従って、擁壁高 $H=5.0\text{m}$ 、盛土形状を台形とした場合における安定設計結果一覧表である。背面盛土は、砂質土、礫質土を想定し、単位体

積重量は各基準に示されている内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ に対する標準値を使用した。また、建築基礎指針を除いて地震時も考慮することとし、設計水平震度 K_h は各基準によって算出したものである。

安定計算結果からも分かるように、この程度の規模の擁壁では地震を考慮した場合でも、基準の違いを問わず常時でおおむね諸元が決定されている。

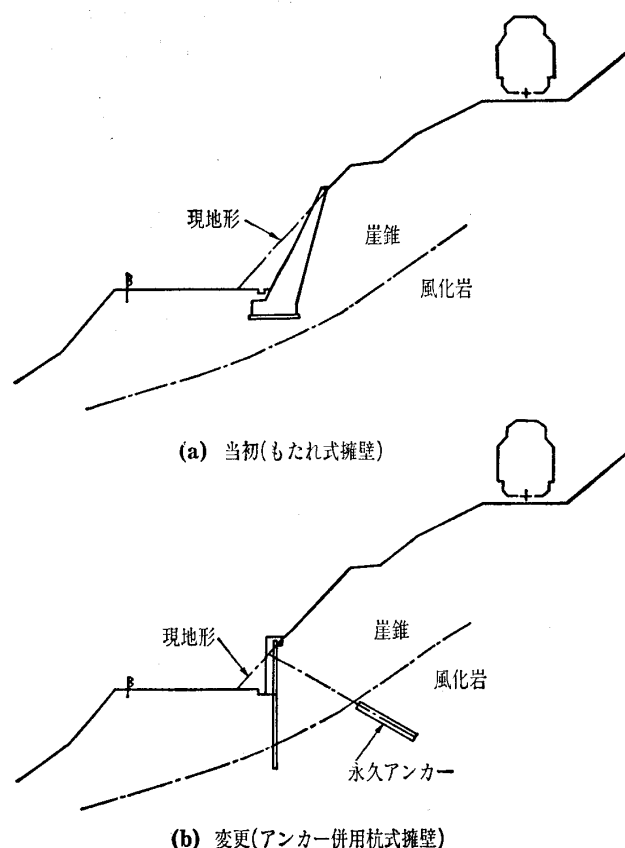
フーチングの幅は道路土工指針 $B=2.70\text{m}$ 、構造物設計標準 $B=2.50\text{m}$ 、建築基礎構造指針 $B=2.90\text{m}$ で、それぞれ安定に関して満足した。

この差の原因は、主に水平土圧の大きさによるものであり、構造物設計標準が最も小さな値となっている。言い換えれば、土圧合力では各基準とも大差ないが、壁面摩擦角がそれぞれ異なった値を使用しているため、この差が出てきている。このことは壁面摩擦角の決定が、いかに重要かを示唆しているものである。なお、建築基礎指針では台形盛土の土圧算定式が明確に定められていないため、ここでは一様斜面として計算している。一般には、この方が大きな土圧力を与えるが、4.2.3でも述べているように土圧作用位置での壁高が、底版かかとを仮想背面とした場合と比べ小さくなっているため、結果的に他の基準で算定した土圧合力とほぼ同等の値となっている。また転倒に対して、常時の地盤反力が台形分布となる範囲で決定している。しかし、つま先回りのモーメント比で判定するため、単純に基準を適用すればL型擁壁として底版幅を2.7m程度まで小さくすることができる。その場合、地盤反力は三角形分布となり4.2.3で述べた理由から注意を要する。

4.4 設計上の心構えと注意点

通常の地形、地質条件で計画された擁壁は、基準に基づいて設計を行うことで特に問題となる事は少なく、適用する基準の違いが構造規模に与える影響も設計例に示すようにわずかである。

しかし、設計に携わる者の姿勢として、常に土質力学的な観点にたち戻って問題の本質を考えながら基準を適用し、設計を進めていくという心構えが必要ではないだろうか。そしてその積み重ねが基準を逸脱する特殊なケースの見極めを可能にし、基準にとらわれずとも安全で合理的な設計を可能としてくれる。

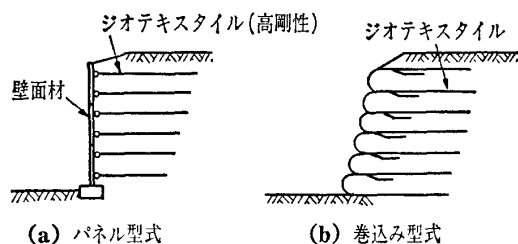


図—4.3 山岳部における擁壁施工例

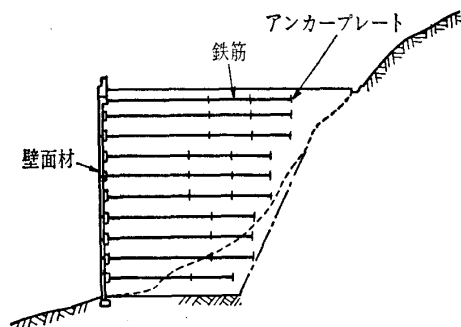
これまで代表的な基準類を比較し、設計計算例を示すことによって、いろいろな適用上の問題点や背景について個々に説明してきた。各基準は、いずれも一定規模の構造物を対象とした標準的なものであり、それぞれが体系的に組み込まれ、ある部分で経験的に評価されている性質のものである。したがって標準的なものとは何なのかを適宜判断し基準を運用することが大切である。

擁壁を計画するうえで大切な点は、あたりまえの事であるが「各形式の特性をよく理解し、地形条件、地質条件、施工条件等に合致した構造形式を選定する」ことである。これは、標準的なもの、特殊な条件のもの、あるいは適用基準のいかに問わずである。その中でも特に、基礎地盤の選定は重要な項目の一つである。たとえば身近な問題として、山岳部に設置される擁壁は地形上の制約から、背の高いもたれ式擁壁が採用されることが多い。しかし、もたれ式擁壁は、応力の流れが基礎に集中する構造形式であるため、支持地盤として岩などの強固なものを選定する必要がある。

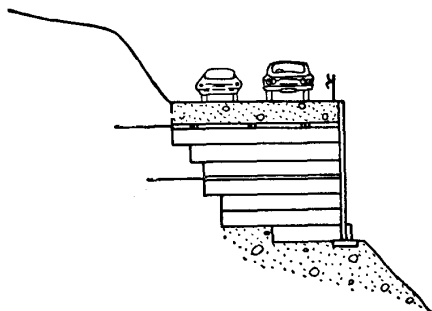
一例として、道路拡幅に伴いもたれ擁壁で計画さ



図—4.4 ジオテキスタイルによる土留め



図—4.5 多数アンカー式擁壁



図—4.6 発泡スチロール材による盛土例

れていたものをアンカー併用土留め擁壁に構造変更した事例がある(図—4.3参照)。変更原因は、①崖錐を支持地盤としていたことから、支持力不足であったこと、②施工時の山側掘削時の斜面安定の検討がなされていなく、斜面上部に併走する鉄道の安全性について配慮がなかったことである。この事例は、計画設計上のポイントを端的に示した一例である。

一般的に注意しなければならない特殊な条件と項目を具体的に列挙すれば、次のようなものがある。

- ① 斜面上の擁壁：全体の安定、支持地盤の選定、施工時の地山のゆるみ、許容支持力の算定
- ② 軟弱地盤上の擁壁：圧密の沈下、側方流動、液状化
- ③ 大型構造物：土圧の正確な見積り

また、これらの擁壁を検討するうえで図—4.4～4.6に示すような補強材を利用する新しいタイプの擁壁や土圧軽減を目的とした新しい裏込め材の利用

等も念頭に入れておく必要がある。

4.5 ま と め

コンクリート擁壁の設計基準類は、その根本的な内容において大きな改訂経緯は無く、土圧を古典的手法によって算定し設計を行っているのが現状である。一方で、実測を含めた新しい土圧算定手法については研究途上であり、設計体系に組み入れるまでには至ってはいない。過去に実施された土圧の実測値等から、現行のクーロン土圧を中心とした設計法は、多くの矛盾を含んでいるとの指摘があり^{12), 13)}、特に4.4で述べた特殊な条件下によるものや新しいタイプの擁壁は、より合理的な設計法が要求されてくる。そのためには、今後も実測値の蓄積を行いながら、設計手法との整合性を図っていく必要がある。

参 考 文 献

- 1) 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，1987.
- 2) 土木学会：建造物設計標準解説，基礎構造物 抗土圧構造物，1986.
- 3) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1989.
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，1988.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1990.
- 6) 山村和也：道路土工擁壁カルバート仮設構造物工指針の改訂，道路，pp.34～35，1987. 6.
- 7) 嶋津晃臣：最近の擁壁・土留め，基礎工，Vol.16，No.7，pp.2～9，1988.
- 8) 藤川昌幸・中田公基・嶋津晃臣：逆T型擁壁に作用する地震時土圧の測定，第20回土質工学研究発表会，pp.1299～1300，1985.
- 9) 松澤 宏：擁壁に作用する土圧，基礎工，Vol.10，No.2，pp.8～18，1982.
- 10) 土質工学会：第8章 土圧，第24章 擁壁，土質工学ハンドブック，1982.
- 11) 白石俊多：許容支持力度の基準値，基礎工，Vol.16，No.9，1988.
- 12) 福岡正巳：設計における土質定数の考え方 4 擁壁，土と基礎，Vol.27，No.7，pp.97～101，1979.
- 13) 福岡正巳：擁壁の設計と施工，基礎工，Vol.10，No.2，pp.1～7，1982.
- 14) 土質工学会：土と基礎 実用数式・図表の解説，土質基礎工学ライブラリー，pp.295～316，1987.
- 15) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計，第2巻(擁壁)の手びき，1977.
- 16) 鉄道総合技術研究所：建造物設計標準解説，抗土圧構造物，設計の手引き，L型擁壁，1986.
- 17) 大橋勝弘・矢作 枢：土木学会編新体系土木工学45，基礎工(1)，構造物の基礎，pp.17～41，1983.