

擁壁設計に関する二・三の考察

むろ
室たつ
達ろう
朗*

1. ま え が き

近年、宅地開発による造成工事が盛んとなり、宅地造成にともなうガケクズレや土砂の流出による災害が少なくなく、梅雨や台風期にしばしば人命にまでおよぶ惨事を引き起こしている。とくに土質条件の悪い丘陵地帯においては、被災の対象が住居であるだけに、擁壁などの防災施設の果たす役割が、次第に重要視されるに至り、もはや放置することのできない事態となった。こうして宅地の安定性を確保するために制定されたのが、宅地造成等規制法（昭和 36 年法律第 191 号）であって、宅地造成に関する工事の技術的水準については、同法施行令（昭和 37 年政令第 16 号）において詳細に記述されている。ここでは、とくに現行の宅地造成法の骨子について略述するとともに、擁壁を設計する場合に重要と考えられる裏込めの土性の変化および地下水などによる浸透水圧にともなう擁壁断面の安定性について二、三の検討、考察を行なうものである。

2. 宅地造成等規制法概説

この規制法は、宅地造成にともない、ガケクズレまたは土砂の流出を生ずるおそれがいちじるしい市街地または市街地となろうとする土地の区域内において、宅地造成に関する工事などについて災害の防止のための必要な規制を行なうことにより、国民の生命および財産の保護をはかり、もって公共の福祉に寄与することを目的とするものである。工事の技術的基準としては、(1) ガケ地盤の安全およびガケ面の保護、(2) 擁壁および排水施設の設置と構造が規制されている。これらを要約すると次のようになる。

2.1 ガケ地盤の安全およびガケ面の保護

造成地における切土または盛土をした土地の部分に生ずるガケ面、一般にこれが切土の場合は高さが 2m、盛土の場合は高さが 1m をこえる ガケが生ずるときなどは、そのガケ面を擁壁でおおわねばならない。ただし切土の場合にあって、そのガケ地盤の土質が表一に掲げる土質であることが判明しているときは、その土質に応じ(イ)欄の角度以下の場合は擁壁を設置しなくてもよい。またさらに、ガケの上端から下方に鉛直距離 5m

表一 宅地造成等規制法施行令における擁壁の設置基準

土 質	(イ) 擁壁を要しないコ ウ配の上限 (度)	(ロ) 擁壁を要するコウ 配の下限 (度)
軟岩 (風化のいちじるしいものを除く)	60	80
風化のいちじるしい岩	40	50
砂利, 真砂土, 関東ロー ム, 硬質粘土, その他これ らに類するもの	35	45

以内の部分にあっては(ロ)欄の角度以下の場合には、擁壁を設置しなくともよい。その他土質試験などにもとづき地盤の安定計算をした結果、ガケの安全を保つために擁壁の設置が必要でないことが確かめられた場合には擁壁の設置義務は除かれる（施行令第 5 条）。

2.2 擁壁および排水施設の設置と構造

2.2.1 擁壁の設置と構造

擁壁の構造は、鉄筋または無筋コンクリート造か高さ 5m 以下の間知石練積み造その他の練積み造とし、その構造計算の方法は、次の各号に定めるところによらなければならない。

(1) 土圧などによって擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料である鉄材またはコンクリートの許容応力度をこえないことを確かめること。

(2) 土圧などによる擁壁の転倒モーメントが、擁壁の安定モーメントの 2/3 以下であることを確かめること。

(3) 土圧などによる擁壁の基礎のすべり出す力が、擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力の 2/3 以下であることを確かめること。

(4) 土圧などによって擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容応力度をこえないことを確かめること。ただし基礎グイを用いた場合においては、土圧などによって基礎グイに生ずる応力が基礎グイの許容支持力をこえないことを確かめること。

次に、こうして設置した擁壁の構造は、構造計算によって次の各号に該当することを確かめたものでなければならない。

(5) 土圧などによって擁壁が破壊されないこと。

(6) 土圧などによって擁壁が転倒しないこと。

(7) 土圧などによって擁壁の基礎がすべらないこと。

* 京都大学工学部助手

(8) 土圧などによって擁壁が沈下しないこと。

以上「土圧など」とは、土圧、水圧および擁壁の自重を含むものとする（施行令第7条）。

2.2.2 練積み造の擁壁の構造基準

練積み造の擁壁の構造は、擁壁のコー配、高さおよび下端部分の厚さが、ガケの土質に応じ表-2に定める基準に適合し、かつ、擁壁上端の厚さは、擁壁の設置される地盤の土質が、同表左欄の第1種または第2種に該当するものであるときは40 cm以上、その他のものであるときは70 cm以上であること。石材その他の組積材は、控え長さを30 cm以上とし、コンクリートを用いて一体の擁壁とし、かつ、その背面に栗石、砂利または砂利まじり砂で有効に裏込めすること。またそれでもガケの状況などによりハラミ出し、その他の破壊のおそれがあるときは、適当な間隔に鉄筋コンクリート造の控え壁を設けるなど必要な措置を講ずること。

また擁壁を岩盤に接着して設置する場合を除き、擁壁前面の根入れ深さは、擁壁の設置される地盤の土質が同表第1種または第2種に該当するものであるときは、擁壁の高さの15/100（その値が35 cmに満たないときは35 cm）以上、その他のものであるときは、擁壁高さの20/100（その値が45 cmに満たないときは45 cm）以上

表-2 宅地造成等規制法施行令における練積み造の擁壁の構造

土 質	擁 壁		
	コー配 (度)	高 さ (m)	下端部分の 厚さ (cm)
第 1 種	70~75	2 以下	40 以上
		2~3	50 "
	65~70	2 以下 2~3 3~4	40 以上 45 " 50 "
第 2 種	70~75	2 以下	40 以上
		2~3	45 "
	65 以下	3 以下 3~4 4~5	40 以上 45 " 60 "
第 3 種	70~75	2 以下	50 以上
		2~3	70 "
	65~70	2 以下 2~3 3~4	45 以上 60 " 75 "
第 4 種	70~75	2 以下	40 以上
		2~3	50 "
	65 以下	3 以下 3~4 4~5	40 以上 50 " 65 " 80 "
第 5 種	70~75	2 以下	85 以上
		2~3	90 "
	65~70	2 以下 2~3 3~4	75 以上 85 " 105 "
第 6 種	70~75	2 以下	70 以上
		2~3	80 "
	65 以下	3 以下 3~4 4~5	70 以上 80 " 95 " 120 "

とし、かつ、擁壁には、一体の鉄筋コンクリート造または無筋コンクリート造で、擁壁のスベリおよび沈下に対して安全である基礎を設けることが必要である（施行令第8条）。

2.2.3 排水施設の設置

擁壁には、その裏面の排水をよくするため壁面の面積3.0 m² 以内ごとに少なくとも一個の内径が7.5 cm以上の陶管その他これに類する耐水材料を用いた水抜穴を設け、擁壁の裏面で水抜穴の周辺その他必要な場所には砂利などの透水層を設けなければならない（施行令第10条）。

以上は、宅地造成等規制法によって規制される擁壁構造に対する技術的基準の概要を述べたが、以下ではとくに擁壁背後の裏込めの土性の変化にともなう土圧の変動および浸透水圧を考慮し、安定した擁壁を設計する上で考慮すべき事項について考察する。

3. 裏込めの土性の変化に対する擁壁の安定性

擁壁を設計する場合には、まず第一に擁壁断面の大きさを適当に選定することが必要であり、第二にその選定した断面が、すべての外力に対して十分抵抗しうるかどうかについて解析検討し、満足のいくまでこれを繰返し、十分安定した断面を設計する必要がある。外力として最も重要な土圧の算定には、従来多くの理論式が提案されているが、そのいずれも次の三つの仮定にもとづいている。

(1) 壁は、裏込めの全セン断抵抗を発揮するに十分な距離だけ傾斜または滑動によって動くことができる。

(2) 裏込めの間ゲキ水の過剰な圧力は、無視できる。

(3) 土圧公式の中にあらわれる土の定数は、確実にきめられる一定値をもっている。

宅地造成に用いる擁壁は、頂部の移動量が限定されていない限り第1の仮定を満たすのに十分なだけ動くことができる。しかし第2の条件を満たすためには、裏込めの排水系統は、擁壁自体と同じ程度に注意深く設計施工をする必要がある。この点については、次節で述べることとし、第3の仮定を満たすためには、裏込め材料は、設計する前に十分調査し正確なデータを得るとともに、施工に際しては擁壁背後において層ごとに十分な締固めが必要であり、ただ単に投げ込んだだけでは、そのセン断抵抗力は不明で設計上困難な事態となる。それだけでなく施工後長年月の間には、裏込めの土性は排水状態の悪化、季節による含水量変化のためにより変化し、土圧そのものも大きく変動するのである。したがって、土圧の計算に際しては、ただ単に土圧公式に依存するだけでなく種々の要素を満足する上に十分な幅をもった

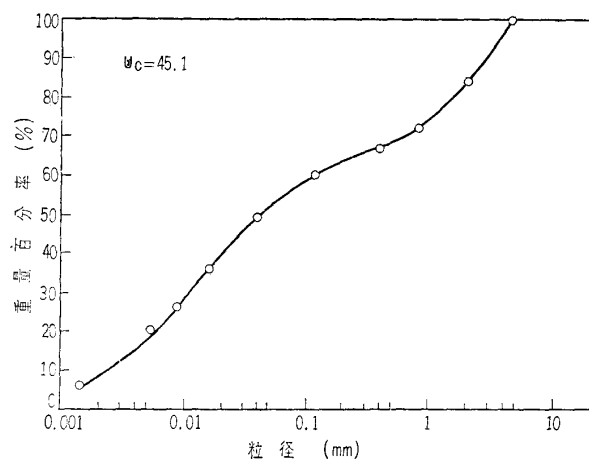


図-1 粒径加積曲線

土圧の大きさに対して、断面の決定が必要となるのである。

ここでは、とくに裏込め土の含水比の変化による土性の変化に対して安定な擁壁の断面を設計し比較検討する。一例としてここにとりあげるのは、大阪府北摂地方で採取した山土を裏込めとする擁壁高さ 3.0 m のセリ持ち重力式の擁壁である。

3.1 裏込めの土性とその変化

裏込め土として用いる試料の粒径分布は、図-1 に示すとおりであり、最大粒径 4.8 mm、均等係数 45 のかなり配合のよい土である。この試料に対する含水比を三段階に分け、それぞれ乾燥状態、最適含水比状態および飽和状態において一面せん断試験を行なった。試料の成形にあたっては、その含水比はいずれも最適含水比に調節された後、三層 25 回ずつ圧力 1 kg/cm^2 を与える直径 2.5 cm の突き棒で、押固め成形するものである。ここでいう乾燥状態とは、最適含水比で締固めた試料を 12 時間炉中で乾燥し、ただちに試験を開始するものである。また飽和状態とは、最適含水比で締固めた後 24 時間水ソウの中で浸潤させた後、ただちに試験を行なうものである。これは裏込め土が、最適含水比で締固められると仮想し、その後の気象変化によって、乾燥または浸潤した場合を対象としたものである。せん断試験の結果を表示すると表-3 のようになる。

ここでせん断速度は、 0.8 mm/min. に調整し、鉛直圧力 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 kg/cm^2 に対してせん断面上試料厚さを 1.0 cm 以内とし十分圧力が伝達するようにした。また、ここで用いた試験機は、下部可動型であるた

表-3 含水量変化にともなう土性の変動

	含水比 (%)	単位重量 (g/cm^3)	乾燥密度 ($\gamma_d \text{ g/cm}^3$)	間ゲキ比 (e)	粘着力 (kg/cm^2)	内部摩擦角 (度)
飽和状態	21.5	2.10	1.67	0.63	0.10	35.5
最適含水比状態	17.3	2.27	1.90	0.44	0.11	41.0
乾燥状態	0.0	1.56	1.56	0.74	0.00	50.0

めに側面摩擦および機械摩擦に対して補正したせん断力に対して内部摩擦角および粘着力を計算したものである¹⁾。ただし内部摩擦角は、乾燥状態においては最大せん断応力に対して、また最適含水比状態および飽和状態に対しては明確な最大値を与えないので水平変位 6 mm に対して計算されたものである。また粘着力は、容積変化が一定値に達するまで十分変位した後の摩擦強さに対して計算したものである。このように同じ試料についても含水比の変化により内部摩擦角がいちじるしく変化し全く異なった土性を呈するのである。

3.2 設計計算例

さて、前述の土性を示す土を裏込め材料とする擁壁について、その土圧および地盤の許容支持力の変動に対して安定した断面を設計するために一例として次の設計条件の下に検討してみる。

設計条件

- (1) 擁壁の型式 セリ持ち重力式の間知石練積み造
- (2) 擁壁の高さ 3.0 m
- (3) 前壁傾斜角 75°
- (4) 石材その他の組積材の厚さ 30 cm
- (5) 裏込めコンクリートの厚さ
上端 30 cm 下端 60 cm
- (6) 根入れ深さ 1.0 m
- (7) 擁壁天端上のガケ高 2.0 m
- (8) " ガケのコウ配 30°
- (9) 過載荷重 1.0 t/m^2

土圧の大きさおよび許容支持力を、それぞれクーロン

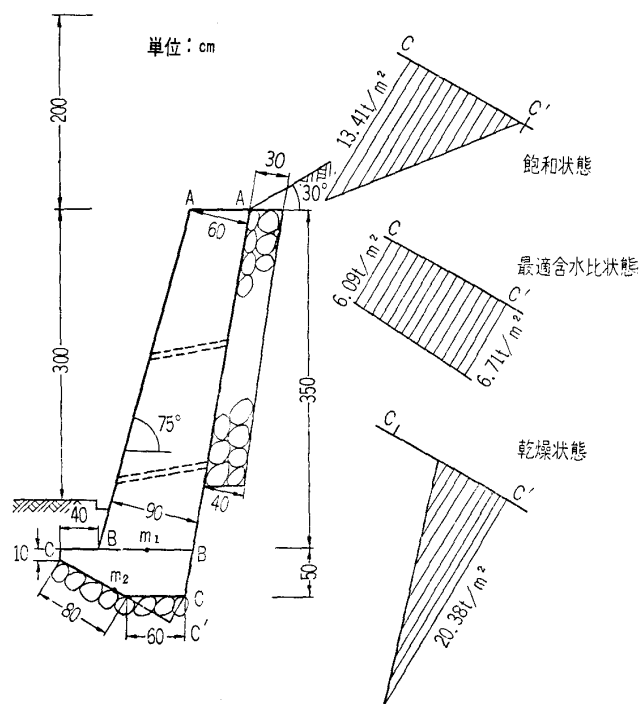


図-2 擁壁断面図および裏込めの含水量変化にともなう接地圧分布図

表—4 含水量変化にともなう土圧および支持力の変動

	内部摩擦角 (ϕ 度)	壁面摩擦角 (δ 度)	P_1 (t)	P_2 (t)	許容支持力 (t/m ²)
飽和状態	35.5	23.7	4.08	0.86	70
最適含水比状態	41.0	27.3	2.93	0.61	219
乾燥状態	50.0	33.3	1.20	0.25	250

の図解法であるポンスレーの方法²⁾およびテルツァギの支持力公式を用いて計算した結果は、表—4 に示すとおりである。

ここで P_1 および P_2 は、それぞれ擁壁本体および根入れ部に作用する土圧であり、表に示すとおり含水比が高くなればなるほど土圧は大きくなる。このように、たとえ裏込め土が、最適含水比において十分に締固められたとしても、含水比による裏込めの土性は、かなり変化するために、飽和状態にある土圧の大きさは、乾燥状態における土圧の約3倍以上にも達する。

さて、施工時における最適含水比に対して設計した擁壁の断面が、最大および最小の土圧を示す飽和状態および乾燥状態に対してともに安定した断面であるかどうかについて検討した結果は、表—5 に示すとおりである。また選定した断面 および 接地圧分布については、図—2 に示すとおりである。その結果選定した断面は、裏込め土の三種の含水状態に対して、つねに安定しており、この配合のよい土を裏込め土とする場合には十分安定した断面であるといえる。一般に盛土擁壁に対しては、裏込

表—5 土性の変動にともなう擁壁の安定計算例

(擁壁の高さ 3.0 m, 前壁傾斜角 75 度)

	飽和状態	最適含水比状態	乾燥状態
内部摩擦角 (度)	35.5	41.0	50.0
土の単位体積重量 γ (t/m ³)	2.1	2.3	1.6
擁壁に作用する土圧 P_1 (t)	4.08	2.93	1.20
B-B 上の作用点位置 y_1 (m)	1.60	1.55	1.52
フーチングに作用する土圧 P_2 (t)	0.86	0.61	0.25
C-C 上の作用点位置 y_2 (m)	0.25	0.25	0.25
B-B 線上			
モーメント M_{m1} (tm)	-3.36	-1.44	0.94
鉛直力 N_1 (t)	7.25	7.15	6.76
水平力 H_1 (t)	3.97	2.80	1.10
偏心距離 e_1 (m)	-0.464	-0.201	0.139
コンクリートに作用する縁応力 σ_1 (t/m ²)	3.00<50	1.71<50	1.34<50
作用する縁応力 σ_2 (t/m ²)	-1.48>-3	0.21<50	0.09<50
C-C 線上			
モーメント M_{m2} (tm)	-2.33	0.09	3.07
鉛直力 N_2 (t)	8.63	8.51	8.04
水平力 H_2 (t)	4.81	3.38	1.33
偏心距離 e_2 (m)	-0.270	0.011	0.382
接地圧 σ_1 (t/m ²)	13.41	6.09	—
接地圧 σ_2 (t/m ²)	—	6.71	20.38
安全率 { 滑動 1.97>1.5 7.62>1.5 10.39>1.5			
転倒 8.32>1.5 60.85>1.5 1.7>1.5			

ただし、コンクリートの許容圧縮強さ $\sigma_{ca}=50$ kg/cm² とする。〃 〃 引張強さ $\sigma_{ta}=3$ kg/cm²

め材料としてよい材料を選定する必要があり、この場合にもすでに擁壁断面は規制の断面より大きくせざるをえないのであるが、とくにこの裏込め土の土性変化について十分調査した上で断面を設計すべきであり、ただ単に規制断面に依存すべきでない。

4. 地下水による浸透水圧が予想される場合の擁壁の安定性

擁壁を設計するにあたっては、前節にも述べたように裏込めの土性変化にともなう土圧が変動することに留意しなければならないが、それと同時に最も重要な事項の一つとして裏込めにおける完全な排水施設を設計するとともに施工に際しては擁壁同様十分注意して設置しなければならない。施工が不完全である場合には、雨水や地下水の排水が悪くなり、裏込め中に貯留されるために大きな静水圧が作用し、擁壁倒壊の一つの原因となる。また完全な排水施設が設置された場合にも、山腹斜面などにおいて地下水流が激しい所では、とくに透水性の悪い裏込めに対しては、大きな浸透水圧が発生するので、この点にも留意して設計断面を決めなければならない。

ここではとくに地下水による浸透水圧が発生する場合について、その浸透水圧がどの程度まで擁壁の安定性を左右するものであるかについて、一例として次の設計条件の下に比較検討してみる。

設計条件

(1) 擁壁の高さ	4.0 m
(2) 前壁傾斜角	70 度
(3) 擁壁天端上のガケ高	2.0 m
(4) " ガケのコウ配	30 度
(5) 過載荷重	1.0 t/m ²
(6) 土の単位重量	1.8 t/m ³
(7) 土の内部摩擦角	30 度
(8) 壁面摩擦角	20 度
(9) 許容支持力	
浸透水流があるとき	7.74 t/m
" ないとき	16.29 t/m

図—3 に示すように、排水施設が壁の背後に直接設けられる場合には、地下水による浸透流はキャラグラント (Casagrande, A.) が、アースダムの場合に提唱した basic parabola の方法³⁾によってその流線網をえがくことができる。図—4 において点 O を焦点とする放物線は、地下水流の頂部流線を形成し、次の式を満足する。

$$S = \sqrt{d^2 + h_t^2} - d$$

ここに h_t は、地下水位の高さ、 d は、O 点から地下水位が低下しはじめる位置までの距離、また S は、O 点から放物線に至る鉛直距離である。しかし実際上の頂部流線は、排水層の近くで急激に低下するが流線と排水

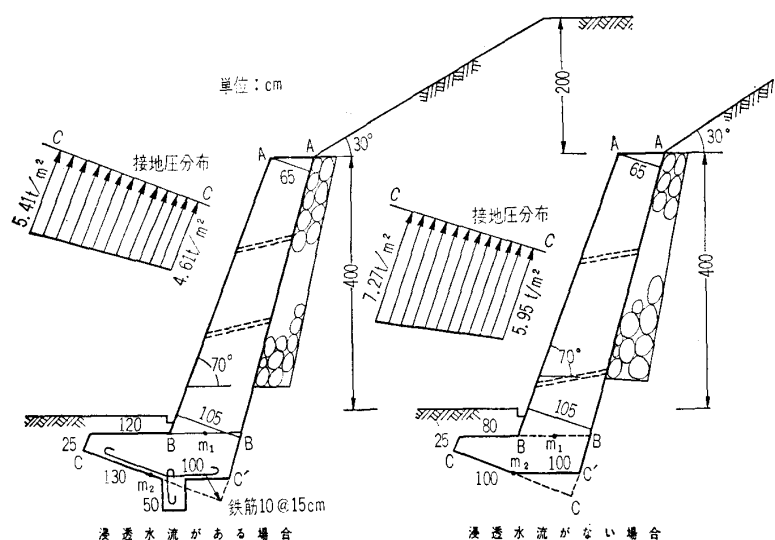


図-3 浸透水流を考慮した場合の擁壁断面図および接地圧分布図

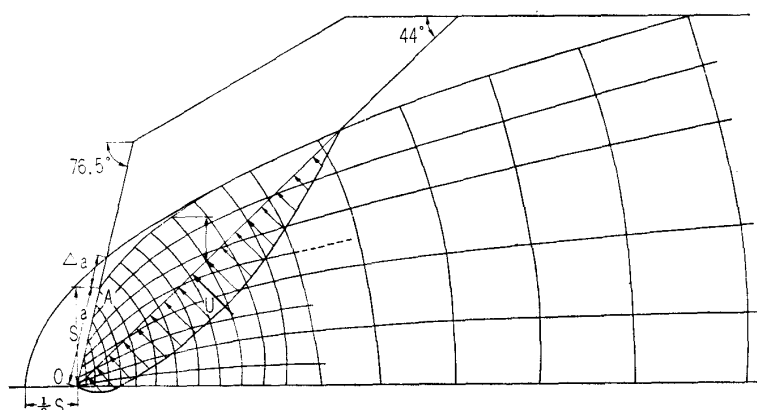


図-4 浸透水流がある場合の流線網と浸透水圧

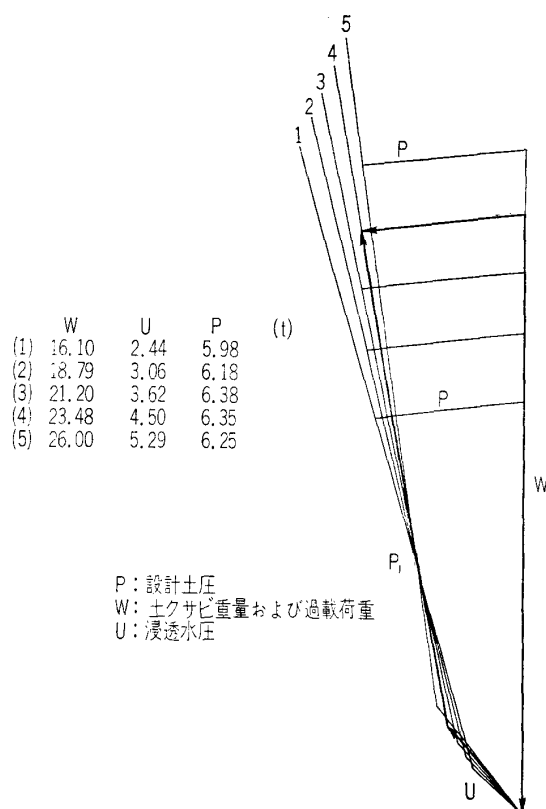


図-5 浸透水圧を考慮した場合のクーロンの図解法による設計土圧

層との交点を A とし、図に示す記号を用いると背面傾斜角

$$\alpha \text{ と } \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$$

との関係³⁾から、 A の位置をきめることができる。

いま、一例として、 $h_t = 6.0 \text{ m}$ 、 $d = 10 \text{ m}$ とすると $S = 1.68 \text{ m}$ となり、 $\alpha = 76.5^\circ$ に対して

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.28$$

となり、これにもとづいて頂部流線および流線網をかくと 図-4 のようになる。クーロンの土圧論において、ある仮定されたスベリ面に発生する浸透水圧は、等ポテンシャル線上における水頭差から計算することができる。所要の擁壁に作用する外力は、図-5 に示すように任意に仮定されたいくつかのスベリ面に対してクーロンの図解法を用いて作図した最大外力をとるものとする。計算上は最大外力を与えるスベリ線の傾斜角は、浸透流がある場合とない場合とで異なり、浸透流がある場合は、2~4 度傾斜がゆるくなった。表-6 および 図-3 は、浸透水流が存在する場合と存在しない場合について、同一の擁壁断面

表-6 浸透水流を考慮する場合の擁壁の安定計算例

(擁壁の高さ 4.0 m, 前壁傾斜角 70 度)

	浸透水流があるとき	浸透水流がないとき
内 部 摩 擦 角 (度)	30	30
土 の 単 位 体 積 重 量 $\gamma (\text{t/m}^3)$	1.8	1.8
擁 壁 の 作 用 する 土 圧 $P_1 (\text{t})$	6.25	5.72
B-B 上 の 作 用 点 位 置 $y_1 (\text{m})$	1.70	1.73
フーテングに作用する土圧 $P_2 (\text{t})$	1.63	1.37
C-C 上 の 作 用 点 位 置 $y_2 (\text{m})$	0.35	0.35
B-B 線上		
モ ー メ ン ト $M_{m1} (\text{tm})$	-4.37	-3.70
鉛 直 力 $N_1 (\text{t})$	9.67	9.61
水 平 力 $H_1 (\text{t})$	6.21	5.68
偏 心 距 離 $e_1 (\text{m})$	-0.452	-0.385
コンクリートに作用する縁応力 $\begin{cases} \sigma_1 (\text{t/m}^2) \\ \sigma_2 (\text{t/m}^2) \end{cases}$	$\begin{cases} 2.91 < 50 \\ -1.20 > -3 \end{cases}$	$\begin{cases} 2.59 < 50 \\ -0.88 > -3 \end{cases}$
C-C 線上		
モ ー メ ン ト $M_{m2} (\text{tm})$	-0.33	-0.39
鉛 直 力 $N_2 (\text{t})$	11.23	12.42
水 平 力 $H_2 (\text{t})$	7.83	7.04
偏 心 距 離 $e_2 (\text{m})$	-0.030	-0.031
接 地 圧 $\begin{cases} \sigma_1 (\text{t/m}^2) \\ \sigma_2 (\text{t/m}^2) \end{cases}$	$\begin{cases} 5.41 \\ 4.61 \end{cases}$	$\begin{cases} 7.27 \\ 5.95 \end{cases}$
安 全 率 $\begin{cases} \text{滑 動} \\ \text{転 倒} \end{cases}$		
	$\begin{cases} 2.33 > 1.5 \\ 44.9 > 1.5 \end{cases}$	$\begin{cases} 2.20 > 1.5 \\ 34.4 > 1.5 \end{cases}$

ただし、コンクリートの許容圧縮強さ $\sigma_{ca} = 50 \text{ kg/cm}^2$ とする。

” ” 引張強さ $\sigma_{ta} = 3 \text{ kg/cm}^2$

について設計計算し比較検討したものである。

その結果をまとめると、次のようになる。

(1) 浸透水圧が作用する場合には、とくに滑動に対する安全率がかなり減少するほどにまで設計外力は増加するので、フーチング下部にキーなどをとりつけて十分滑動に対する抵抗力をもたせる必要がある。

(2) 地下水などの浸透水流が存在する場合には、フーチング部は、地下水位以下に没するために浮力が作用し、そのために支持力が低下し、またパイピング現象によって洗掘されるおそれがあるので、フーチングの接地面積を大きく設計する必要がある。

5. あとがき

いかなる擁壁を設計する場合にも、ただ単に擁壁の設計基準に依存するだけでなく、その擁壁を施工する地点の土質はもちろんのこと地形および地勢、とくに浸透水流の実態について十分調査し、擁壁に作用すると考えら

れる設計外力を的確に把握した上で十分安定した断面を選定する必要があると考える。ここでは従来の設計法にあまりとりあげられないで、しかも見逃すことのできない重要なことがらとして、とくに施工後の裏込めの土性変化と浸透水圧の問題をとりあげ、設計計算の比較検討を行なった。

この研究の実地調査には大阪府建築部住宅開発課主査名手宏彦氏らの便宜を受け、また京都大学赤井教授に指導をいただいたことを付記して感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 井上広胤：砂の直接 セン断に関する研究，土木学会論文集 No. 101, 1964
- 2) Taylor, D.W.: Fundamentals of Soil Mechanics. 1948 pp. 480-531
- 3) Taylor, D.W.: Fundamentals of Soil Mechanics. 1948 pp. 176-180
- 4) 栗原利栄，藤森 哲，手塚民之祐，小池 晋：擁壁の設計 1962, pp. 202-204

(原稿受付 1965.5.25)

土 の サ ン プ リ ン グ 指 針

土質工学会サンプリング委員会編

1964. 11 発行 定価 200 円 会員特価 160 円

地盤について土質工学的考察を加えるためには、土の試料を採取して土質試験を行なわねばならない。試料採取の方法が適切でないと、信ずるに足る情報が得られない。最近までの土質力学のいちじるしい発達も、もとづくところは、試料採取法の進歩であるとさえいわれている。

本書発刊までの経緯を述べると、まず、第5回国際会議で正式に認められた試料採取に関する国際組織に対して、日本では、土質工学会内にサンプリング委員会が発足した。その後、サンプリング委員会は、粘性土のサンプリングについて標準方法を規定するため2年間にわたり検討を行ない、昭和37年サンプリングマニュアル草案を作成し、さらにサンプリング懇談会を開いて、広く会員諸氏の意見を求め、サンプリングの標準方法として、土のサンプリング指針を作成した。

現業に従事しておられる技術者には、これによってかゆいところに手が届くような指導書として好評を得ているが、まだ広く一般の方々には知られていないらしい。本書を十分ご活用されんことを強くおすすめする。

目 次

- | | |
|------------------|----------------|
| 1. ボーリング機械とサンプラー | 3.5 サンプラーの引揚 |
| 1.1 ボーリング機械 | 4. 試料のシールおよび運搬 |
| 1.2 サンプラー | 4.1 試料のシール |
| 2. サンプリングの準備作業 | 4.2 試料の運搬 |
| 3. サンプリング | 5. 試料の貯蔵 |
| 3.1 サンプラーの組立 | 6. 試料の押出しおよび成形 |
| 3.2 サンプラーの降下 | 6.1 試料の押出し |
| 3.3 ピストンの固定 | 6.2 試料の成形 |
| 3.4 サンプラーの押込み | 7. 記 録 |