

# 第5章 検討方法

## 5.1 斜面地に接する部分の外壁に作用する土圧（片側土圧）

斜面地に接する部分の外壁に作用する土圧（片側土圧）は、原則として、静止土圧を採用する。

斜面に接する部分の外壁に常時作用する土圧は、事実上建築物外壁が変形を生じないと思われるため、静止土圧と考えられる。ところで、この静止土圧に関して、「建築基準構造設計指針」の第2章の「地下外壁に作用する土圧および水圧」では、既往の実験や実測の結果をふまえ砂質土・粘性土とも静止土圧係数として0.5の値を採用することが妥当としている。

本指針では、これらのことを参考にして、斜面に接する部分の外壁に作用する土圧は、原則として静止土圧とし、静止土圧係数として0.5の値を採用することにする。

ただし、土丹のような基盤では、それ自身変形しにくく自立性が高いため、静止土圧は通常の砂質土・粘性土に比較してかなり小さくなるものと思われる。このため、このような地盤で一軸圧縮強度( $q_u$ )が $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上確保されている場合には、片側土圧を表5-1(1)に示す値まで低減してもよいことにする。

このように、 $q_u$ が $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上の基盤において片側土圧の低減を図ったのは、このような地盤では静止土圧がかなり小さくなるものと考えられること、実際に低減土圧を採用して設計した場合でも、これまでなんら問題が生じていないこと、などによる。しかし、このような基盤の場合、外壁に作用する土圧は、表5-1(1)の三角形分布よりむしろ頭部にも土圧がかかる台形分布の状態に近いという指摘もある。このような分布になる理由は、建築物の荷重による基礎地盤の沈下に伴い、建築物側面の地盤が前倒れ的な変形を起こすことに起因している。

このようなことにより、片側土圧を低減する場合においては、表5-1(1)の低減土圧分布による検討（A法）とともに、表5-1(2)に示すように、基盤の低減土圧分布と土圧合力が同じになる「基盤の頭部土圧を $P\alpha$ とする台形分布」についても検討（B法）を行うことにする。なお、基盤の頭部土圧( $P\alpha$ )については、建築物重量が大きいほど、 $P\alpha$ が大きくなることを踏まえ、既往資料を参考に表5-1(2)中に示すように決めた。

ところで、 $q_u$ が $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 未満の基盤、軟質・硬質のロームの中にも、粘着力が大きく、高い自立性を期待できるものもある。しかし、これらの地盤においては、粘着力の値にバラツキがあることや、降雨などの影響によって長期的にみて、粘着力が変動する可能性があることなどから、本指針では、片側土圧の低減を考えない方が良いと判断した。

片側土圧を低減できる場合と低減できない場合について比較検討したモデルケースの結果を表5-2に示す。

表5-1(1) 片側土圧の低減方法 (A法)

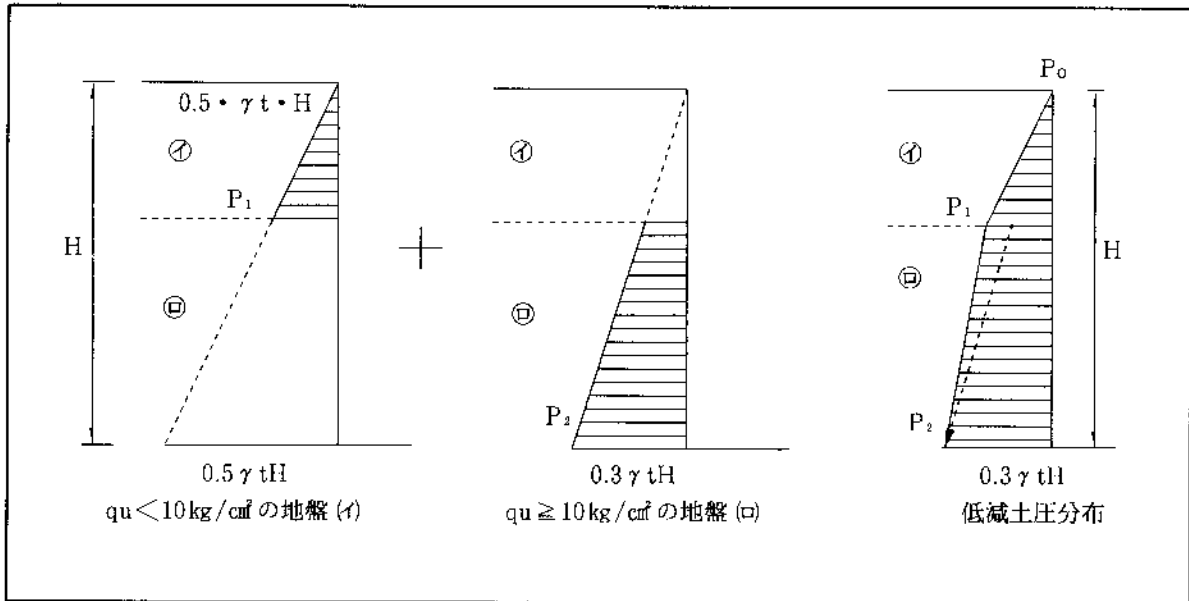
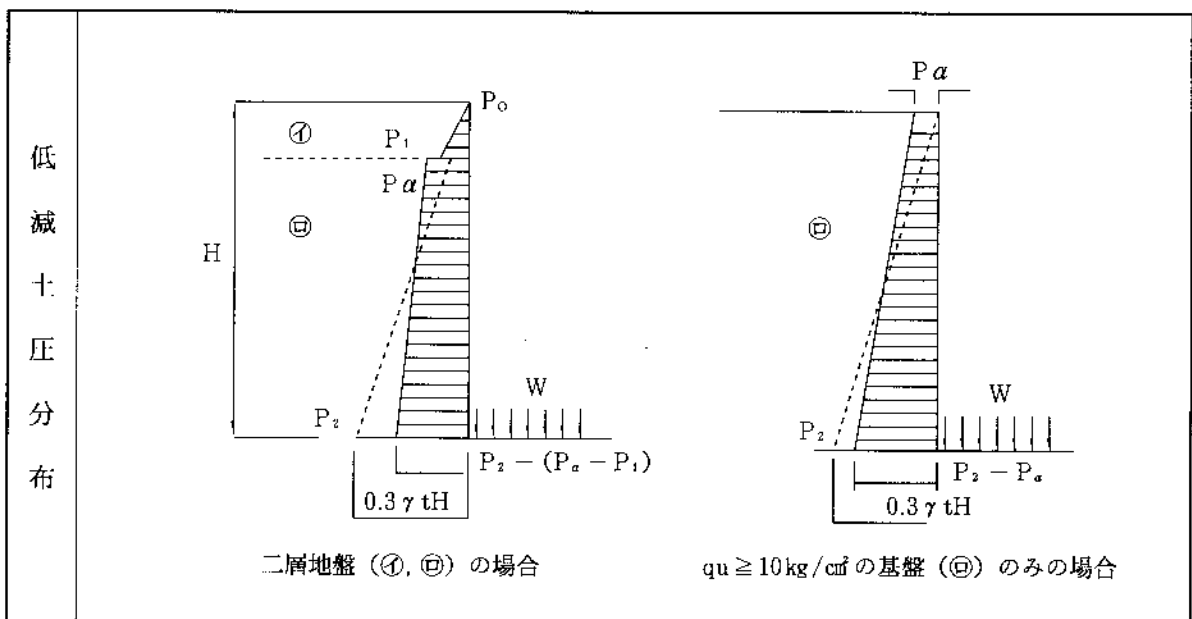


表5-1(2) 片側土圧の低減方法 (B法)



凡例 W : 建築物の重量 (t/m<sup>2</sup>)

Pa : qu ≥ 10 kg/cm<sup>2</sup> の地盤 (ロ) の頭部土圧 (t/m<sup>2</sup>)

Pa は次表より求める。ただし Pa < P<sub>1</sub> では、A 法に準じた低減土圧分布にする。

W の大きさと Pa の値

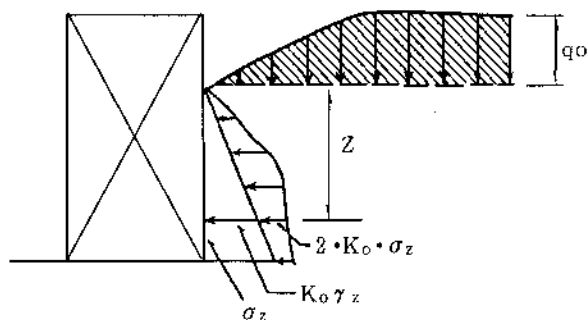
W (t/m <sup>2</sup> )	5	10	15
Pa (t/m <sup>2</sup> )	0.5	1.0	1.5

表5-1(1) 片側土圧の低減方法 (A法)

	地盤モデル	低減しない場合の 片側土圧 (土圧係数 $K_0 = 0.5$ )	低減する場合の片側土圧	
			A 法	B 法
ケース 1	<p>イ <math>\gamma_t = 1.5\text{t/m}^3</math> 10m 15m 15t/m<sup>2</sup> 5m ロ <math>\gamma_t = 2.0\text{t/m}^3</math></p> <p>イ <math>q_u &lt; 10\text{kg/cm}^2</math> の地盤 ロ <math>q_u \geq 10\text{kg/cm}^2</math> の地盤</p>	<p>12.5 7.5</p> <p>土圧合力 <math>P_H = 87.5\text{t}</math></p>	<p>7.5 7.5</p> <p><math>P_H = 75.0\text{t}</math> 低減率 14%</p>	<p>7.5 7.5</p> <p><math>P_H = 75.0\text{t}</math></p>
ケース 2	<p>イ <math>\gamma_t = 1.5\text{t/m}^3</math> 1m 15m 15t/m<sup>2</sup> 14m ロ <math>\gamma_t = 2.0\text{t/m}^3</math></p>	<p>14.8 0.8</p> <p><math>P_H = 109.6\text{t}</math></p>	<p>8.9 0.8</p> <p><math>P_H = 68.3\text{t}</math> 低減率 37.6%</p>	<p>8.2 1.5</p> <p><math>P_H = 68.3\text{t}</math></p>
ケース 3	<p>15m W = 15t/m<sup>2</sup> <math>\gamma_t = 2.0\text{t/m}^3</math></p>	<p>15.0 15.0</p> <p><math>P_H = 112.5\text{t}</math></p>	<p>9.0 9.0</p> <p><math>P_H = 67.5\text{t}</math> 低減率 40%</p>	<p>7.5 1.5</p> <p><math>P_H = 67.5\text{t}</math></p>

(1) 地表面が傾斜している場合の土圧

右図に示すように、地表面の傾斜部分を上載荷重と仮定して、この荷重による地中応力の水平成分が作用するものと評価して下式により求める。



$$P_0 = K_0 (\gamma Z + 2\sigma_z)$$

記号  $P_0$  : 外壁に接する地表面から  $Z$  の深さにおける単位面積当たりの土圧 ( $t/m^2$ )

$K_0$  : 静止土圧係数

$\gamma$  : 土の単位体積重量 ( $t/m^3$ )

$Z$  : 外壁に接する地表面から土圧を求めようとする位置までの深さ (m)

$\sigma_z$  : 外壁に接する地表面からの  $Z$  の深さにおける仮想上載荷重による地中応力の鉛直成分 ( $t/m^2$ )

$$\sigma_z = I_s \cdot q_0$$

$I_s$  : 四角形荷重による鉛直地中応力の影響値

図5-1を利用して求める。

$q_0$  : 斜線部分のうち水平部分の仮想上載荷重 ( $t/m^2$ )

従って

$$P_0 = K_0 (\gamma \cdot Z + 2 \cdot I_s \cdot q_0)$$

なお、式中で  $2\sigma_z$  としているのは、建築物外壁が変位しないものとしているためであり、この考え方については、建築基礎構造設計指針 P. 104 を参照されたい。

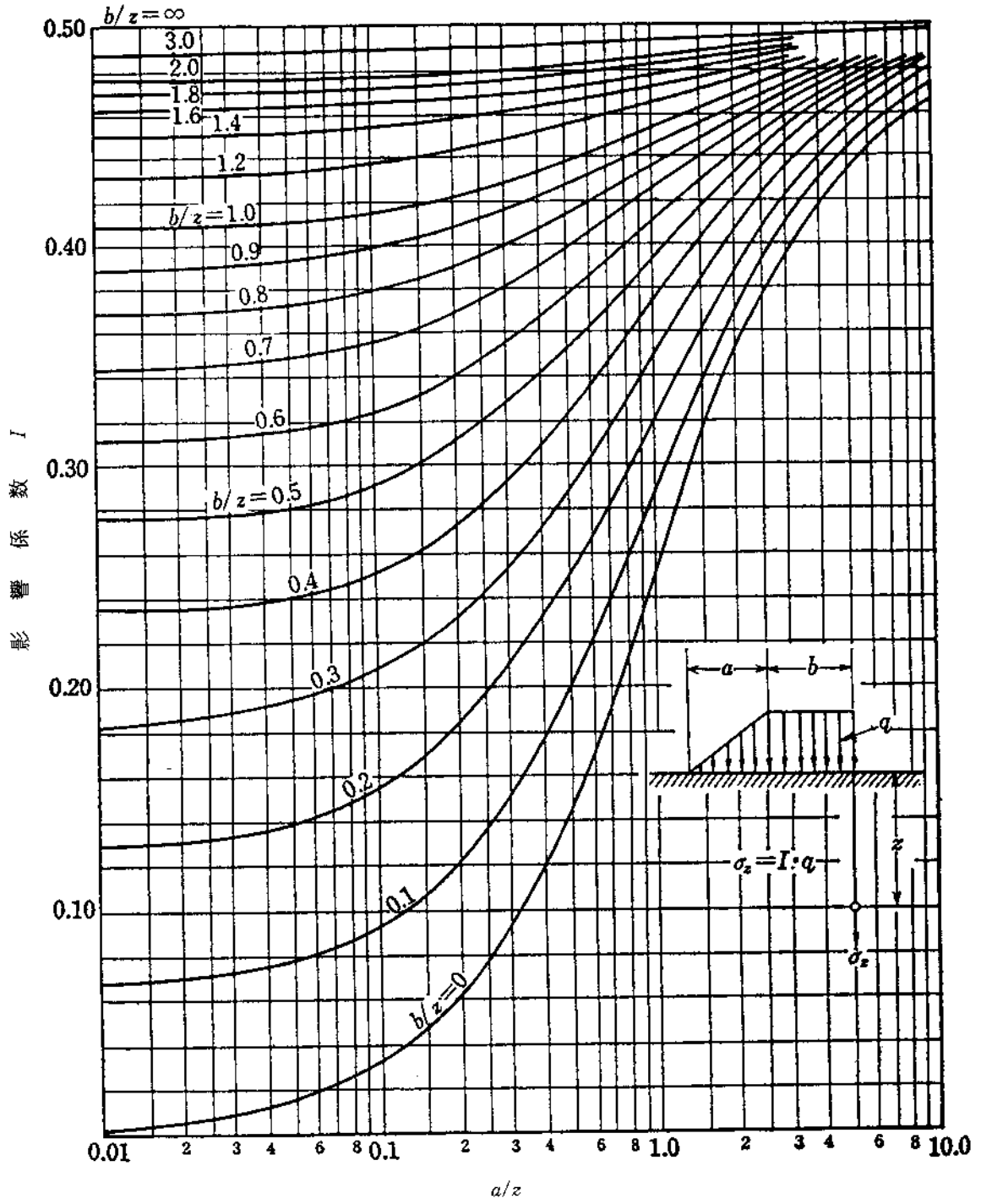


図5-1 四角形荷重による鉛直地中応力の影響値

計算例

右図のような地表面が傾斜している場合は  
 (イ)の形状を上載荷重による $I_s$ から(ロ)の形状  
 の上載荷重による $I_s$ を差し引いて $I_s$ を求め  
 る。

(イ)の形状の上載荷重による $I_s$

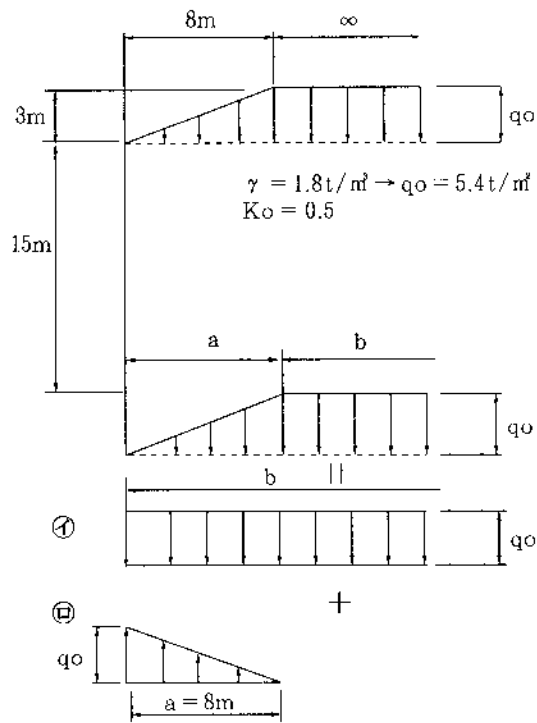
$b/z = \infty$

b: 仮想上載荷重のうち水平部分の距離  
 $b/z$ が $\infty$ のため地中の深さ $z$ にかかわらず  
 図5-1より $I_s^{(イ)} = 0.5$ となる。

(ロ)の形状の上載荷重による $I_s$

$b/z = 0$  (仮想上載荷重のうち水平部分の  
 距離が0の為)

図5-1より横軸を $a/z$ とし (a: 仮想上載  
 荷重のうち斜面部分の距離)  $b/z = 0$ との  
 交点から縦軸の $I_s^{(ロ)}$ を求める。

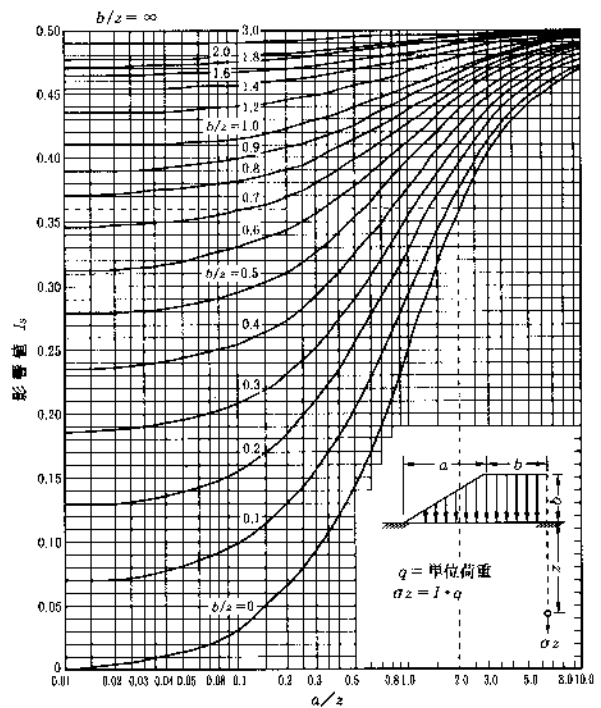


(上載荷重の分布の考え方)

	$a/z$	$I_s^{(ロ)}$
$z = 2m$	$8/2 = 4$	$I_s = 0.12$
$z = 4m$	$8/4 = 2$	$I_s = 0.36$
$z = 6m$	$8/6 = 1.33$	$I_s = 0.30$
$z = 8m$	$8/8 = 1$	$I_s = 0.25$
$z = 10m$	$8/10 = 0.8$	$I_s = 0.21$
$z = 15m$	$8/15 = 0.53$	$I_s = 0.16$

鉛直地中応力の影響値 $I_s$ は、

$I_s = I_s^{(イ)} - I_s^{(ロ)}$ となる。



(ロ)の形状の地中4m部分 $I_s$

水平地中応力の計算

$$Z = 2\text{m} \quad I_s = 0.5 - 0.42 = 0.08$$

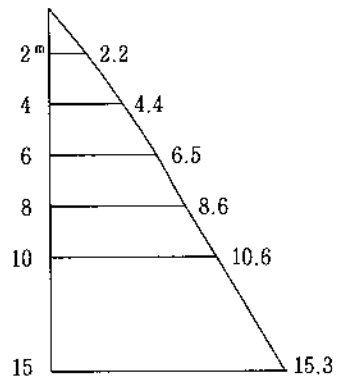
$$P_o = K_o (\gamma \cdot Z + 2 \cdot I_s \cdot q_o)$$

$$= 0.5 * (1.8 * 2 + 2 * 0.08 * 5.4) = 2.2 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

以下同様にして各深さの地中応力を求める。

Z	鉛直地中応力の影響値 ( $I_s$ )	水平応力 ( $P_o$ )
2m	$0.5 - 0.42 = 0.08$	$2.2 \text{ t/m}^2$
4m	$0.5 - 0.36 = 0.14$	$4.4 \text{ t/m}^2$
6m	$0.5 - 0.30 = 0.20$	$6.5 \text{ t/m}^2$
8m	$0.5 - 0.25 = 0.25$	$8.6 \text{ t/m}^2$
10m	$0.5 - 0.21 = 0.29$	$10.6 \text{ t/m}^2$
15m	$0.5 - 0.16 = 0.34$	$15.3 \text{ t/m}^2$

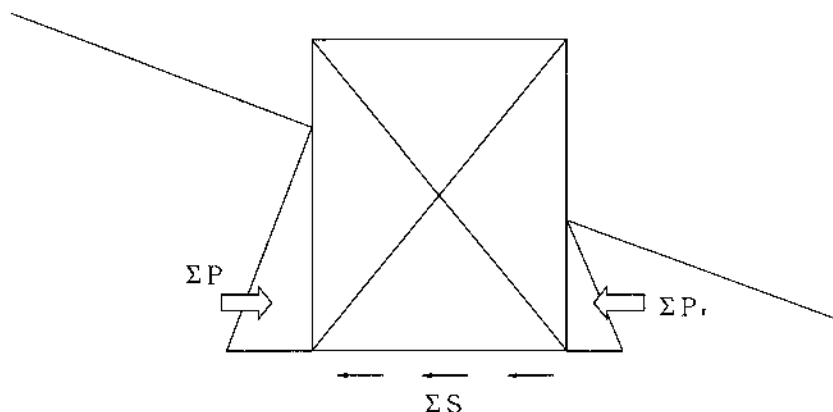
以上により傾斜部分による水平地中応力は  
右図のように作用することになる。



地表面が傾斜している場合の上圧分布

## (2) 偏土圧

斜面中に位置する建築物では、下図のように、建築物外壁の両側で土圧に差を生じる場合がある。このような場合受働側の土圧は、最大として受働土圧まで期待できることになるため受働側地下外壁は、この受働土圧を設計用土圧とする。しかし、滑動抵抗力としての受働土圧は滑動に対して十分な安全性を確保するために、基礎底面のせん断抵抗の合力と静止土圧程度の受働土圧に抑えておくことが望ましい。



$$\Sigma P_r = \Sigma P - \Sigma S$$

- 記号  $\Sigma P_r$  : 受働側の土圧合力  
 $\Sigma P$  : 主働側の静止土圧の合力  
 $\Sigma S$  : 基礎底面のせん断抵抗の合力

図5-2 偏土圧を受ける場合の受働側地下外壁の設計用土圧



### (3) 地震時片側土圧

地震時の土圧については、微小地震における測定資料がわずかにあるだけで、今のところ良く分かっていないのが実情である。このような状況において「建築基礎構造設計指針」では、「地下外壁に作用する土圧及び水圧」中で、過去の地震によって建築物の地下外壁が被害を受けたという例が報告されていないことにより、現行の設計で考慮されている土圧で設計しておけば、一応は、十分であると指摘している。

以上は、平らな地盤における「地下外壁に作用する土圧及び水圧」についての考え方である。本指針で扱う「建築物外壁に作用する地震時の片側土圧」については、平らな地盤に地下の有する建築の場合と比較して、建築の振動性状が異なり、地震時土圧も違った大きさになる。

従って、「4.2.2(1) 片側土圧による建築物のすべり及び(2)の基礎の許容支持力に関しては、別途に地震時土圧の設定を行うことにする。この場合の地震時土圧については、前述と同様に明確な評価を与えることが困難のため、物部氏等が提案する「地震時の主働土圧係数」の考え方を取り入れ、暫定的に検討を行う。ところで、この地震時主働土圧は、震度  $K=0.2$  程度であれば常時に対しての土圧が1.2～1.3倍以下の値に納まっている。(建築基礎構造設計指針 P.116)

したがって本指針では、この数値を参考として、地震時片側土圧については算定することとする。

### (4) 水圧への考慮

片側土圧を受ける外壁は、通常の場合、排水施設を施して排水を行うため水圧を考慮しないが、外壁背面に常水面がある場合で排水施設を設けない場合については、土圧のほかに水圧を考慮に入れる必要がある。なお、排水施設を設ける場合には、本指針の第6章の「排水計画及び維持管理」を基にして適切な排水施設を設置することが必要である。

#### <参考文献>

- ・建築基礎構造設計指針（1988改定）

## 5.2 斜面地の安定計算

斜面地の安定計算を行う場合、斜面を構成する地層から破壊パターンを想定のうえ、計算手法を決定して行う。

斜面の安定決定は斜面に関係した建築物等の構造物も考慮して行わなければならない。

建築物が直接基礎の場合は基礎底面に作用する荷重を基礎底面位置で作用させて安定計算を行う。杭基礎で杭先端位置が斜面内であれば直接基礎と同様に安定計算を行う。一般には杭基礎の場合は考慮しなくてもよいが、斜面に接近した杭が林立しているような場合は杭と斜面の間が土塊として崩壊するかどうか別途検討が必要である。

斜面安定計算の場合、降雨時の浸透水等により地下水位の上昇が考えられるかどうか判断することが、土性値の決定と同様に重要である。

なお、造成斜面での安定計算は、その造成斜面が計画的に基準に従い行われているかどうか調査し、行われていない造成斜面であれば入念な調査（土性値だけでなく）を行ったうえで安定計算を行う必要がある。

斜面安定計算手法には種々あるが、一般的に行われているのが分割法であり、地質構成によっては複合すべりとして解析することもある。また、概算として斜面安定を検討する場合には安定解析図表を用いることもできるがこの場合は単純斜面に限定される。いずれにしても、建設地や地質や地層構成を的確にとらえた解析を行い、安全率  $F \geq 1.5$  を確保することが必要である。

地震時の斜面の安定計算方法は不確定な要素が多く難しいが、一般には分割片に水平震度として  $K = 0.15$  に対して安全率  $F_s = 1.2$  程度を満足させる方法で検討している。また、地震時には地盤内の間隙水圧が上昇し、内部摩擦角を有する地盤ではこのためにせん断抵抗が減少し、破壊することもあるので計算時には注意する必要がある。

## (1) 分割法

土質が互層よりなり、土のせん断強さが異なるときに利用されるのが分割法である。

滑動土塊を鉛直方向に細長く分割し、すべり面の各面要素上の応力からせん断抵抗を求める方法である。

分割された土塊片に作用する力は自重 $W$ 、すべり面に垂直に働く力 $P$ 、すべり面に沿って働く力 $S$ 、分割片内に作用する水平力 $E$ と鉛直力 $X$ の力があるが、計算しやすくするために(a)~(d)ごとの外力だけを考慮して近似解析したものである。

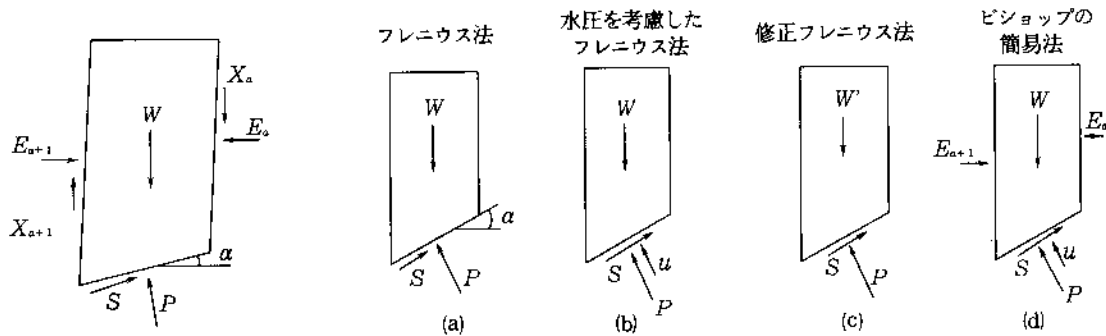


図5-3 分割土塊に考慮する外力

### a 水圧を考慮したフレニウス法

簡易分割法による円形すべりの安全率

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \{ c'l + (W \cos \alpha - ul) \tan \phi' \}$$

ここに、 $F$  : 安全率

$W$  : 分割片の重量 (tf)

$c'$  : 見かけの有効粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)

$\phi'$  : 有効せん断抵抗角 (°)

$u$  : 間隙水圧 (tf/m<sup>2</sup>)

$l$  : すべり面の長さ (m)

$\alpha$  : 分割片の底辺の傾斜角 (°)

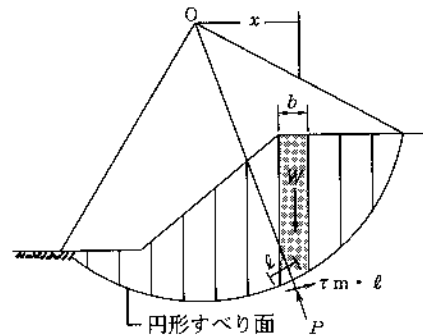


図5-4 分割法の安定計算

上式で $\alpha$ が $90^\circ$ 近くになると $(W \cos \alpha - ul) \tan \phi'$ の項が負になることもある。この点を考慮したのが、土塊を有効重量 $W'$ とした修正フレニウス法である。

b ビショッポの簡易方法

aの方法は側方力を完全に無視しているため、厳密解に比べて、安全率Fが小さくなり安全すぎる結果を与えることからビショッポが修正する方法を示した。

ビショッポの簡易法による円形すべりの安全率 F

$$F = \frac{1}{\Sigma W \sin \alpha} \Sigma \left\{ \frac{c' l \cos \alpha + \tan \phi' (W - ul \cos \alpha)}{\cos \alpha + (\tan \phi' \sin \alpha) / F} \right\}$$

ここに、F : 安全率

W : 分割片の重量 (tf)

c' : 見かけの有効粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)

φ' : 有効せん断抵抗角 (°)

u : 間隙水圧 (tf/m<sup>2</sup>)

l : すべり面の長さ (m)

α : 分割片の底辺の傾斜角 (°)

(2) 複合すべり

斜面下に水平な軟弱層を挟んだ場合のすべりを平面と平面の組合せによる複合すべりで安全率を求めようとするものである。斜面下の地盤が水平な層でないため主すべり面が平面であるが傾斜している場合には折線状すべり面を地形に合わせて考え解析することもある。また、複合すべり面として3つの曲面で解析することもある。

水平な軟弱層がある場合に適用する複合すべり解析法

$$F = \frac{cL + W \tan \phi + P_p}{P_A}$$

ここに、F : 安全率

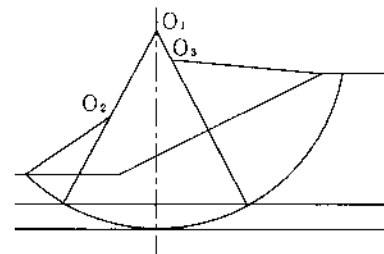
c : 見かけの粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)

φ : せん断抵抗角 (°)

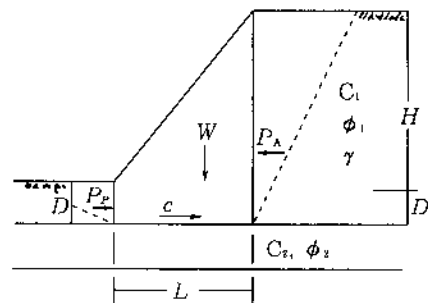
P<sub>A</sub> : 主働土圧 (tf)

P<sub>p</sub> : 受働土圧 (tf)

L : すべり面の長さ (m)



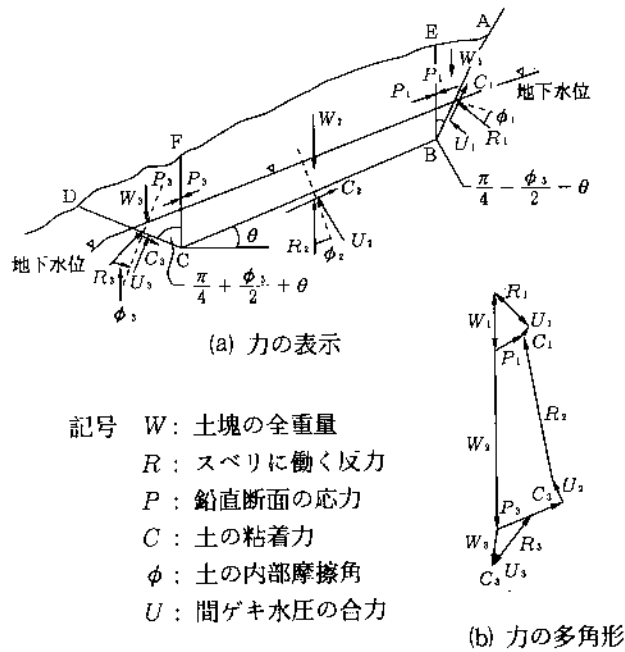
複合すべり (曲面)



複合すべり

図5-5 複合すべりのすべり面

地層の境界面は、浸透水その他の作用で軟弱化して強度低下を生じやすくすべり面となりやすい。主すべり面が傾斜している場合はこの境界線を考慮したすべりの検討が大切である。



BC面が主すべり面で、A点、D点の位置は地形上の特徴などから判断して決める。

A、Bと主すべり面とのなす角は $\pi/4 - \phi/2$ としDCをBCとなす角は $\pi/4 - \phi/2$ とする。

- 記号 W: 土塊の全重量  
 R: スべりに働く反力  
 P: 鉛直断面の応力  
 C: 土の粘着力  
 $\phi$ : 土の内部摩擦角  
 U: 間ゲキ水圧の合力

(b) 力の多角形

図5-6 主すべり面が傾斜している場合の安定計算

上部三角形ABEについて

$$P_1 = \frac{1}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_1}{2}\right)} \left\{ W_1 \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_1}{2} - \theta\right) - C_1 \cos \phi_1 + U_1 \sin(2\theta - \phi_1) \right\}$$

下部三角形FCDについて

$$P_3 = \frac{1}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_3}{2}\right)} \left\{ W_3 \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_3}{2} - \theta\right) - C_3 \cos \phi_3 + U_3 \sin(2\theta + \phi_3) \right\}$$

主すべり土塊について

$$C_2 = \frac{W_2 \sin(\theta - \phi_2) - (P_3 - P_1) \cos \phi_2 \sin \phi_2 + U_2 \sin \phi_2}{\cos \phi_2}$$

すなわち、主働領域の応力 $P_1$ と受働領域 $P_3$ を代入して、安定に必要な粘着力を算定し、 $F = C/C_2 = \tan \phi / \tan \phi_2$ となる安全率を求める。

### (3) 安定解析図表

単純斜面（均一な土質からできている斜面で、斜面や天端の勾配が一定な直線である。）を対象としたもので、概算として斜面の安定を知るものとして利用できる。なお、この図は限界値としてとめたものであるので安全率を考慮する必要がある。

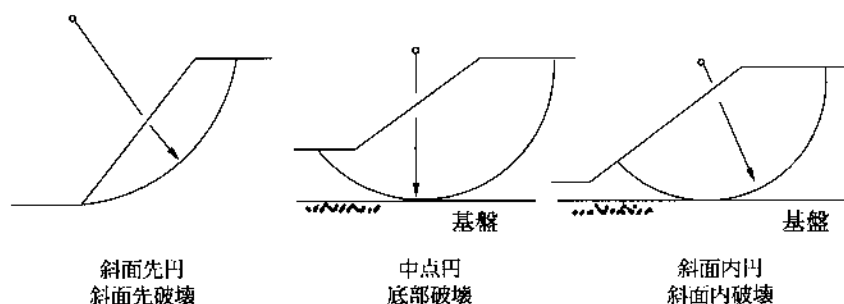


図5-7 破壊形式

テイラー（Taylor）は、斜面の破壊形式が円弧の中心位置によって3つに大別されるとした。

斜面先破壊：砂質土からなる急な斜面で起きやすい。

円弧中心が斜面より外側になる。

底部破壊：軟弱な粘性土で斜面勾配が緩い場合に起きやすい。これは斜面内部の土が下方に押し込まれるような状態であっても、それを支える軟弱な粘性土層の抵抗が期待できないため（せん断抵抗角  $\phi = 0$ ）、大きな円弧になりやすい。円弧の中心は斜面の中点上にくる。

斜面内破壊：すべり面の下端が斜面内を切るもので、軟弱な土が浅い基盤上にあるときに起きやすい。円弧の中心は斜面内となる。

安定係数図表の特徴として次のことがあげられる。

- ① 斜面の傾斜角  $\beta$  から、すべり破壊の形式を求めることができる。
- ② 強度定数  $C$ 、 $\phi$  が分かっている場合、傾斜角  $\beta$  の斜面の安定性を保つための限界高さを求めることができる。
- ①②と逆に傾斜角  $\beta$  と斜面高さ  $H$ 、単位体積重量  $\gamma$  が決められたときに必要となる粘着力を決定することができる。

図表は横軸に傾斜角  $\beta$ 、縦軸に安定数  $N_s$ 、またはその逆数  $1/N_s = C/(\gamma t \cdot H)$  をとる。

図5-8は安定数  $N_s = \gamma t \cdot H / C$  を用いるが、図5-9は安定数の逆数を用いて書き直したものである。安定数及びその逆数は無次元の数であって、斜面の傾斜角  $\beta$ 、深さ係数  $nd$ 、内部摩擦角  $\phi$  のみに関係する。

a 軟粘土 ( $\phi = 0$ ) の地盤の場合

$\phi = 0$  とみなしうるような均質な軟粘土が急速荷重によって破壊するとき、すべり面の単位面積当たりの平均せん断抵抗  $S_{ave}$  はその土の一軸圧縮強さ  $q_u$  のほぼ半分に等しく、 $S_{ave} = q_u/2 = C$  として取り扱うことができる。

斜面の傾斜角  $\beta$  に対してとりうる斜面の最大高さ (安全率  $F = 1.0$ ) は

$$H_c = N_s \cdot (C/\gamma t) \text{ で与えられる。}$$

安定数  $N_s$  は図5-8によって与えられる。

この図によると、 $\beta$  が  $53^\circ$  以上のときは、斜面先崩壊が生じ、 $N_s$  は  $\beta$  の値に応じ一義的に求められる。 $\beta$  は  $53^\circ$  より小さいと  $N_s$  は  $\beta$  と深さ係数  $nd$  とに応じて三種類の臨界円のうち、いずれかをとる。一般に基盤が浅いと斜面内、中位のときは斜面先円、深い場合は  $N_s = 5.52$  の下限値をとる。

b 粘着力と内部摩擦角をもつ地盤の場合

この場合の図表は安定数の逆数  $1/N_s = C/(\gamma t \cdot H)$  を用いた図5-9のほうが  $\beta$  に対して読み取れる  $1/N_s$  の範囲が広く、臨界円の形が示されているので便利である。 $\beta$  が大きいときは A 域に入り、のり先崩壊を生じ、すべり円の最低点は、のり先に位置する。B 域では三種類の臨界円のうち、いずれかをとる。 $\beta$  と  $\phi$  が小さい場合には、臨界円は斜面先のわずかに下を通る中点円となり、図中に長破線で示される。 $\phi = 3^\circ$  では一般に斜面先円となるが、基盤が浅く、 $nd$  が 1 に近い場合には斜面内円となる。図5-9には  $nd = 1$  の場合の斜面内破壊が点線で、斜面先崩壊が実線で示されている。しかし、両者の差はわずかであり、実用的には実線で示される斜面先崩壊の数値を用いて安全側であり、支障はない。

<参考文献>

- ・土質工学会編：「土質工学数式入門」
- ・土質工学会編：「土と基礎 実用数式 図表の解説」

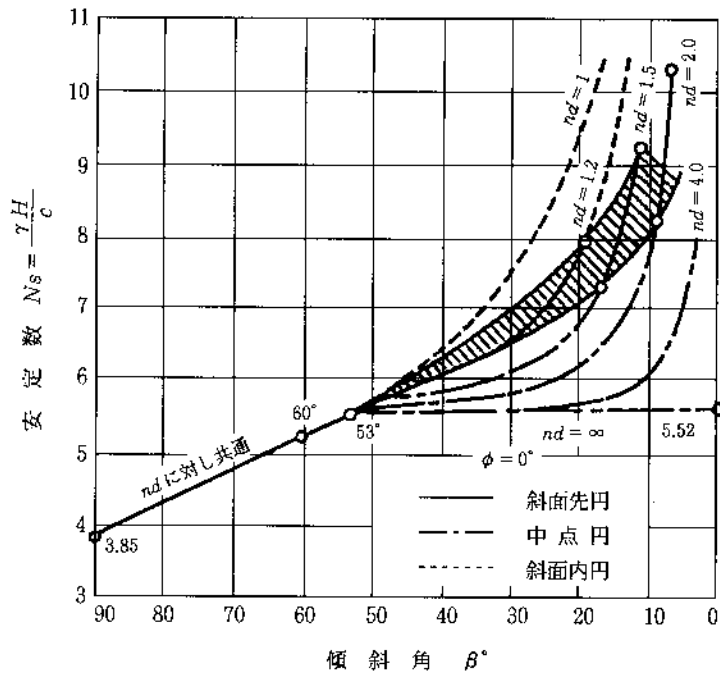


図5-8 軟粘土 ( $\phi = 0$ ) の安定解析図表<sup>SLD</sup>

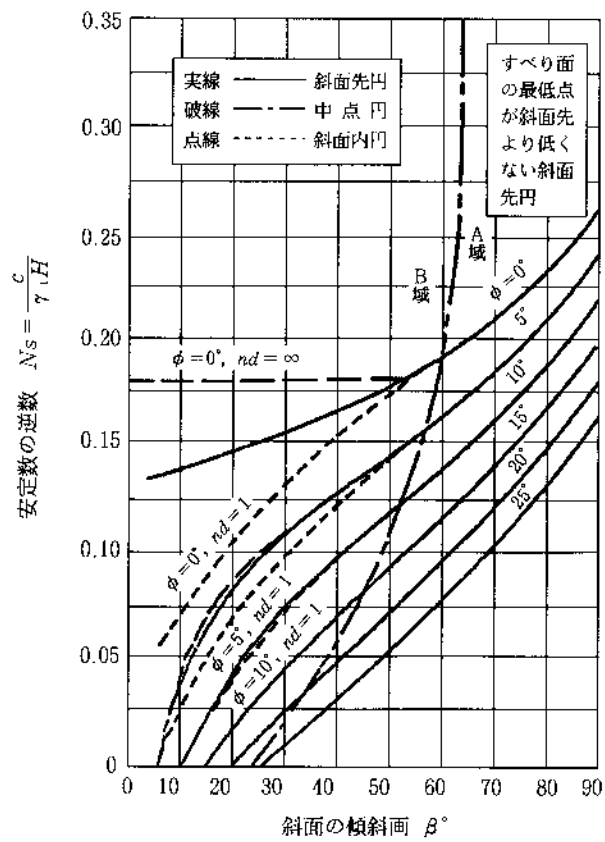
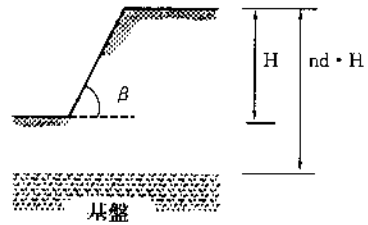


図5-9  $c$ と $\phi$ を有する場合の安定解析図表<sup>SLD</sup>



### 5.3 斜面上の直接基礎の支持力

斜面地に近接して直接基礎を設計する場合、斜面の影響を考慮して基礎の支持力、沈下の検討を行う。

斜面地に近接して設けられた直接基礎の極限支持力は、平らな地盤と異なり斜面側へのすべり出し破壊によって決まる。この場合起こりうる破壊パターンは、図5-10に示すような基礎破壊、法尻破壊、底部破壊である。この支持力は、斜面傾斜角度 $\beta$ 、地盤の粘着力 $C$ 、内部摩擦角 $\phi$ 、単位体積重量 $\gamma$ 、法肩までの距離 $aB$ 、根入れ深さ $D_f$ に関する。

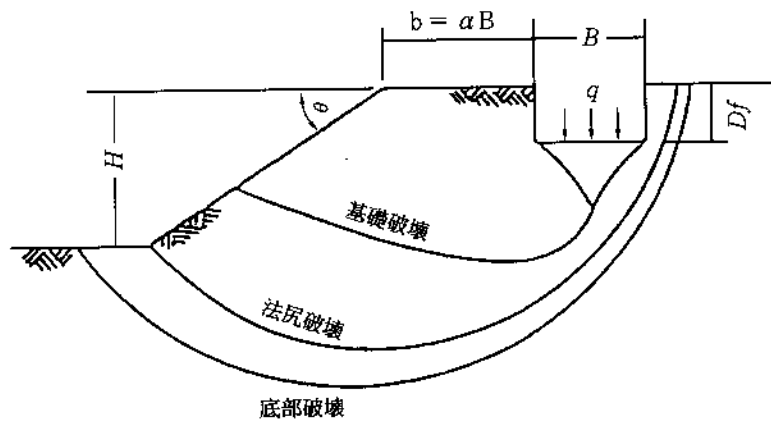


図5-10 直接基礎の支持力での破壊パターン

斜面の影響を受ける基礎の許容鉛直支持力は、平らな地盤の支持力と傾斜地盤の許容鉛直支持力の比（ $\lambda$ ）を用いて算定することができる。

$$Q_{as} = \lambda Q_a$$

ここに、 $Q_{as}$ ：斜面の影響を受ける基礎の許容鉛直支持力

$\lambda$ ：斜面の影響による鉛直支持力の低減係数

$Q_a$ ：基礎の許容鉛直支持力

低減係数 $\lambda$ は、極限解析法<sup>1)</sup>による計算値を用いれば良い。 $\lambda$ の計算図表を図5-13に示した。この $\lambda$ の値は、斜面傾斜角度 $\beta$ 、地盤の内部摩擦角 $\phi$ 、粘着力 $C$ 、法肩までの距離 $b$ 、基礎幅 $B$ の関数である。

基礎の許容鉛直支持力の算定は、通常的支持力と同じと考えて良いが、斜面上の基礎の根入れ深さ $D_f$ は、基礎位置が法面から離れた効果程度と考え、原則として $D_f = 0$ とする。なお、斜面からの距離としては斜面の表層崩壊が生じた場合も考慮して設定する必要がある、図5-11に示すように、指針の安定角度線からの距離を用いる。また、土質定数の設定に関しては、豪雨時などの影響も考慮した慎重な配慮が望まれる。

斜面での許容鉛直支持力 $Q_{as}$ を平板載荷試験を用いて推定する場合は、平板載荷試験で求められる許容支持力を平らの支持力（ $Q_a$ ）と考え、計算による斜面の低減計算値 $\lambda$ を乗じて $Q_{as}$ を算定する。（図5-12）

なお、載荷試験を行うに当たっては、その応力影響範囲と基礎底面下の地層が一樣かそれ以上であると見なされることの確認が必要である。

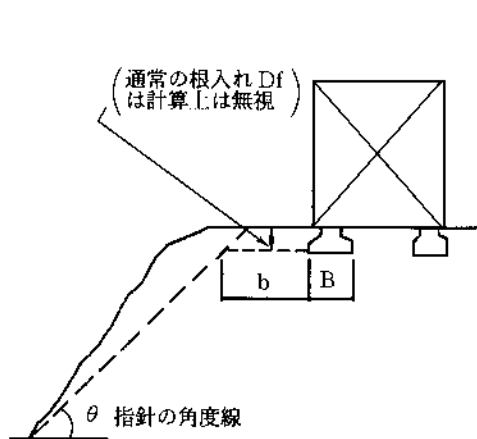


図5-11

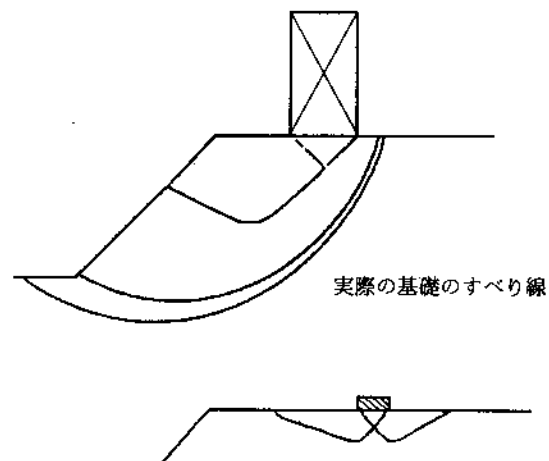
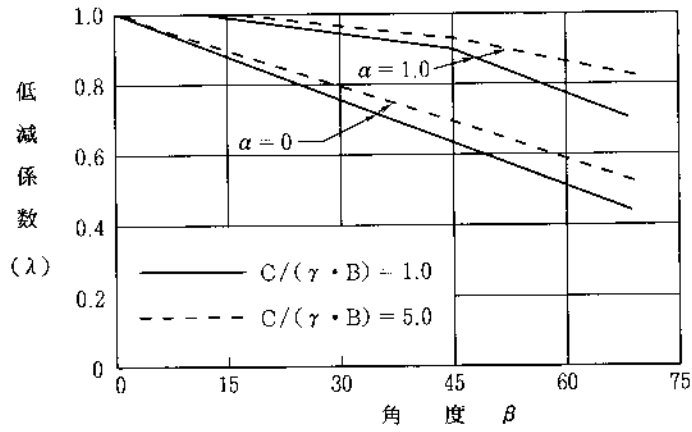


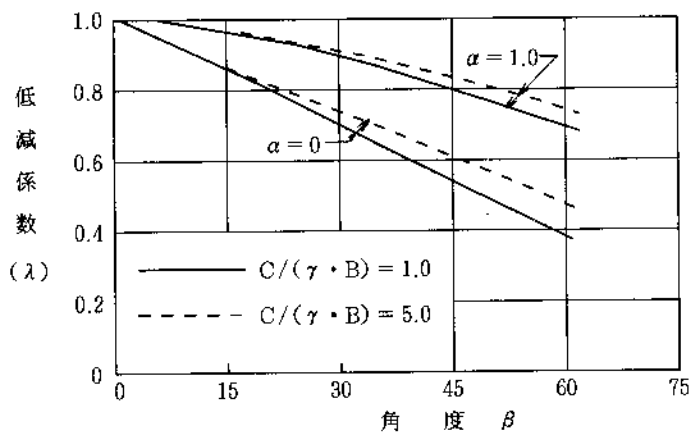
図5-12

1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針・同解説 1988.

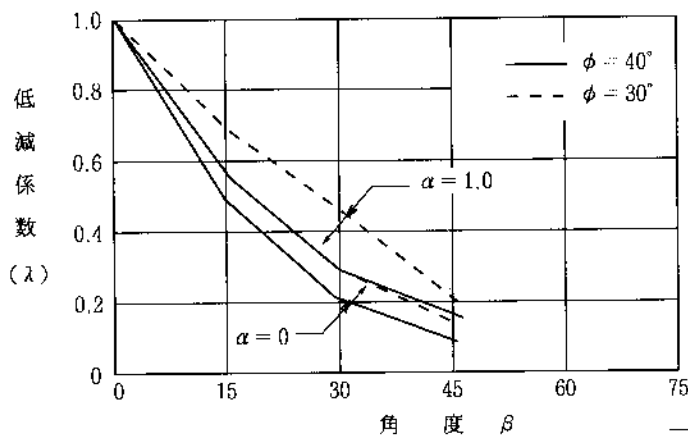
2) 日下部治：斜面上直接基礎の支持力評価に関する計算 VOL.33, NO. 2, 1985. 2rp. 7~12.



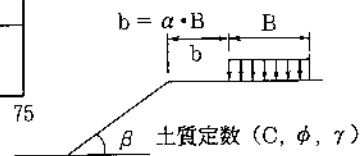
(a) 粘性土 ( $\phi = 0$ )



(b) 粘性土 ( $\phi = 10^\circ$ )



(c) 砂質土 ( $C = 0.5 \text{ t/m}^2$ )



- 土質定数 ( $C, \phi, \gamma$ )
- B : 載荷幅 (m)
  - $\beta$  : 斜面勾配
  - $\alpha$  : 斜面肩幅/基礎幅
  - C : 土の粘着力 ( $\text{t/m}^2$ )
  - $\phi$  : 土の内部摩擦角 ( $^\circ$ )
  - $\gamma$  : 土の単位体積重量 ( $\text{t/m}^3$ )

図5-13 斜面の影響による鉛直支持力の低減係数 $\lambda$ の計算図表

## 5.4 斜面地上の杭基礎の支持力

斜面に近接して杭基礎を設計する場合、斜面の影響を考慮して杭基礎の支持力、水平耐力の検討を行う。

斜面に近接して設けられた杭の支持力は、水平地盤に比べてかなり小さくなることもある。支持杭の鉛直支持力に関しては、杭先端に圧力球根が斜面の影響範囲外であれば、先端支持力はそれほど斜面の影響を受けないものと考えられることができるが、斜面上の周面摩擦力は減少することが予想される。また、杭の水平抵抗に関しては、斜面に向かう地震時の水平力に対して杭の水平抵抗が著しく減少することが予想される。そのため、斜面地における杭基礎の設計では、斜面の影響を考慮して検討する必要がある。

### (1) 斜面の影響を受ける杭の鉛直支持力

杭の鉛直支持力に対する安全性の検討項目は、水平地盤と同じである。水平地盤での検討は、建築基礎構造設計指針等を参照されたい。ここでは斜面上の杭基礎において、特に場所打ち杭での鉛直支持力の算定における注意点について示す。

#### a 支持杭における支持地盤

斜面地における地盤の支持力は、「5.3 直接基礎」の支持力で述べたように斜面の近傍で低下することが考えられる。杭基礎での先端支持力は、杭先端部の圧力球根が斜面の影響範囲外であれば問題ないものと考えられる。しかし、圧力球根の範囲や、周辺への押さえ効果を定量的に評価することは、不明な点も多い。特別な検討を行わない場合、原則として杭の支持層としては基礎層と考えられる土丹等の地層に支持させるものとし、直接基礎の支持層として示した表4-4の角度線の範囲内を考えるべきであろう。

この場合の支持力としては、水平地盤の支持力と考えて良いであろう。

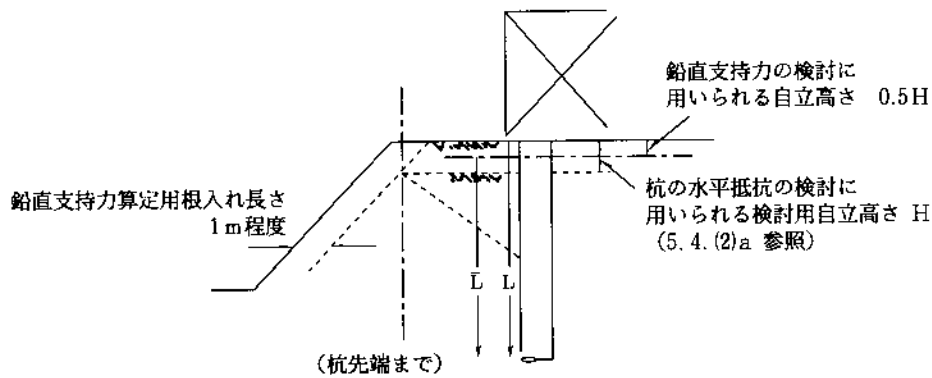
#### b 短杭の場合の許容支持力

水平地盤での場所打ち杭の鉛直支持力は、 $L/D < 10$  の場合に低減が行われている。これは、支持杭といえども先端地盤の緩みや極限支持力が発揮されるまでの沈下を考えるとある程度の周面摩擦力を確保しておくべきであるとの考えに基づいているものと考えられる。斜面上の杭基礎でも斜面の影響により、杭の周面摩擦力が低下するものと予想される。水平地盤と同等の先端支持力および周面摩擦力を保持するように設計するのが原則である。なお、特別な検討を行わない場合は、暫定的な検討方法として次式により杭長を低減させて考えれば良いものと考えられる。

$$L = L - 0.5H$$

L：杭の根入れ長さ

H：水平抵抗の算定における地盤の抵抗を無視する範囲



$$R_s = \alpha \cdot \gamma \cdot \{ 250 - 20 (10 - L/D) \} A_p$$

ここに

$\alpha$  : 支持層による係数

$\gamma$  : 工法による係数

図5-14 杭の根入れ深さの算出

## (2) 斜面の影響を受ける杭の水平抵抗

杭の水平力に対する安全性は、杭-地盤系を弾性支承梁として検討することが多い。水平地盤での弾性支承梁による算定方法は、建築基礎構造設計指針等を参照されたい。ここでは、斜面の杭基礎での計算上の注意点について示す。

### a 水平方向地盤反力係数 (Kh)

水平方向地盤反力係数は、斜面の影響を考慮する必要がある。ただし、杭の水平抵抗に影響を与える範囲の土魂が斜面より内側にある場合、水平地盤の水平方向地盤反力係数を用いて良いものとする。また、杭の水平抵抗に影響を与える土魂の範囲が斜面にかかる場合、その部分の水平抵抗は無視するものとし、原則として  $K_h = 0$  とし、杭が地上に突出しているものとして計算する方法がある。

水平地盤の水平方向地盤反力係数の設定方法は、建築基礎構造設計指針を参照されたい。また、水平抵抗に影響する土魂の検討では、斜面の表層崩壊が生じさせないよう法面の保護を図るべきである。仮に法面保護が図れない場合は、斜面の表層崩壊が生じても安全となるように、原則として図5-15に示すように斜面から1m離れた位置からの距離とするのが望ましい。斜面の安定計算を行わない場合は、斜面の自立角度である条例の角度線からの距離と考える。

### b 長い杭と短い杭の判定

長い杭とは、杭長が無限と見なした時の計算値と最大曲げモーメントや最大変位量が等しいと仮定できる杭のことである。この場合の計算値は比較的簡単な形で表現できるため、図表等によりその最大曲げモーメントや最大変位量が計算できる。長い杭と短い杭の判定は、下式による。

$$\beta L \geq 3.0 \quad \Rightarrow \quad \text{長い杭}$$

$$\beta L < 3.0 \quad \Rightarrow \quad \text{短い杭}$$

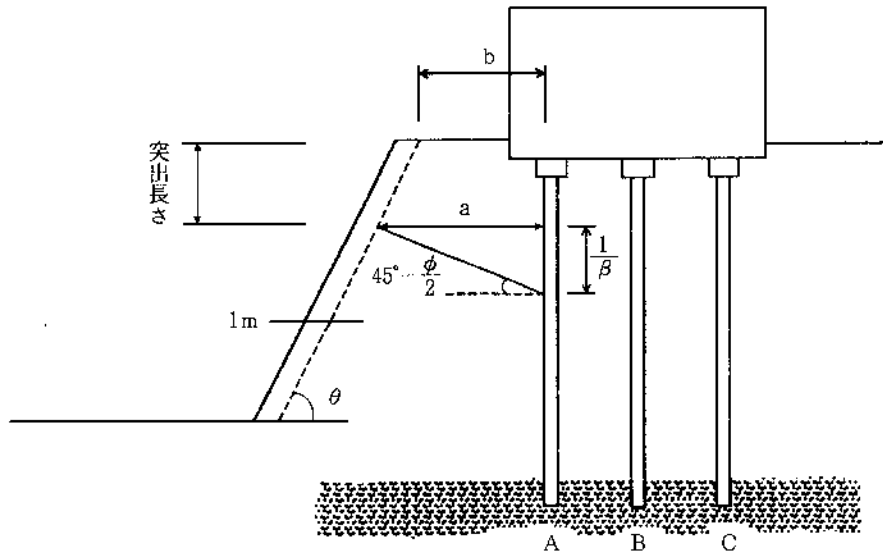


図5-15 水平抵抗に影響する根入れ深さ

A 杭の突出長さの算出

$$a = \frac{\frac{1}{\beta}}{\tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)}$$

a : 平らな地盤と見なせる部分の杭からの水平距離

$$\text{突出長さ} = \frac{\frac{1}{\beta} / \left( \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right) - b}{\tan (90^\circ - \theta)}$$

b : 杭からの斜面上端までの距離

(3) 長い杭の検討方法

長い杭の応力、変位は、半無限長の杭として弾性支承梁として検討する。杭材を線形弾性体 ( $EI =$ 一定) として求めた長い杭の応力、変位を表5-5に示した。

表5-5 長い杭の応力、変位

杭頭条件	自由 (ピン)	回転拘束 (固定)	
$\beta = \sqrt{\frac{k_h B}{4EI}} [p(x) = k_h B y]$ $\eta = \sqrt{\frac{n_h}{EI}} [p(x) = n_h x y]$ $k_h, n_h$ : 水平地盤反力係数 $B$ : 杭幅 $EI$ : 杭の曲げ剛性			
$p(x) = k_h B y$	杭頭の曲げモーメント $M_0$	0	$\frac{H}{2\beta}$
	地中部の最大曲げモーメント $M_{max}$	$-0.3224 \frac{H}{\beta}$	$-0.104 \frac{H}{\beta}$
	$M_{max}$ の発生深さ $L_{max}$	$\frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$
	杭頭の変位 $y_0$	$\frac{H}{2EI\beta^3} = \frac{2H\beta}{k_h B}$	$\frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{H\beta}{k_h B}$
	第1不動点深さ $L_0$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.356}{\beta}$
$p(x) = n_h x y$	杭頭の曲げモーメント $M_0$	0	$0.92 \frac{H}{\eta}$
	地中部の最大曲げモーメント $M_{max}$	$0.78 \frac{H}{\eta}$	$0.26 \frac{H}{\eta}$
	$M_{max}$ の発生深さ $L_{max}$	$\frac{1.32}{\eta}$	$\frac{2.15}{\eta}$
	杭頭の変位 $y_0$	$\frac{2.4 H}{EI\eta^3} = \frac{2.4 H\eta^2}{n_h}$	$\frac{0.93 H}{EI\eta^3} = \frac{0.93 H\eta^2}{n_h}$
	第1不動点深さ $L_0$	$\frac{2.42}{\eta}$	$\frac{3.10}{\eta}$

#### (4) 短い杭の検討方法

短い杭の応力、変位は、有限長の杭の弾性支承梁として検討する。なお、水平方向地盤反力係数が一定の場合の計算図表を図5-16から図5-18に示す。この計算図表は、杭頭固定度  $\alpha_r$  をパラメータとし、有限長の杭と無限長の杭の比を無次元深さ  $Z (= \beta L)$  に対する係数  $R_{y_0}$ 、 $R_{M_0}$ 、 $R_{M_{max}}$ 、 $R_{l_m}$  の変化として示したものである。Zについては、あまり短い杭は、曲げ材というよりは剛体に近くなるので、 $Z < 0.5$  の場合は示していない。また、 $Z \geq 3.0$  の場合は、変位、曲げモーメントともほぼ一様となり、無限長とみなせることが判る。記号は以下のとおりである。

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y_0} \quad (\text{cm}) \quad y_0 \text{ 水平力による杭頭変位}$$

$$M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M_0} \quad (\text{kg} \cdot \text{cm}) \quad M_0 \text{ 杭頭曲げモーメント}$$

$$M_{max} = \frac{Q}{2\beta} R_{M_{max}} \quad (\text{kg} \cdot \text{cm}) \quad M_{max} \text{ 杭の地中部最大曲げモーメント}$$

$$l_m = \frac{1}{\beta} R_{l_m} \quad (\text{cm}) \quad l_m \text{ } M_{max} \text{ 発生深さ}$$

但し  $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_n B}{4EI}} \quad (\text{cm}^{-1})$

$$R_{y_0} = 2 - \alpha_r$$

$$R_{M_0} = \alpha_r$$

$$R_{M_{max}} = \exp \left[ -\tan^{-1} \left( \frac{1}{1 - \alpha_r} \right) \right] \sqrt{(1 - \alpha_r)^2 + 1}$$

$$R_{l_m} = \tan^{-1} \left( \frac{1}{1 - \alpha_r} \right)$$

Q : 杭頭の水平力 (kg)  
 $k_n$  : 水平方向地盤反力係数 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 B : 杭径 (cm)  
 E : 杭のヤング係数 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 I : 杭の断面2次モーメント (cm<sup>4</sup>)  
 $\alpha_r$  : 杭頭の固定度  
 (固定のとき1, ピンのとき0)

#### <参考文献>

- 1) 日本建築学会：建築基準構造設計指針. 1988.
- 2) 建設省建築技術審査委員会建築基礎検討小委員会：地震力に対する建築物の基礎指針, 日本建築センター, 1984.
- 3) 土質工学会：杭基礎の設計法とその解説. 1985.
- 4) ビルディングレター：1985. 4. P 11～21.



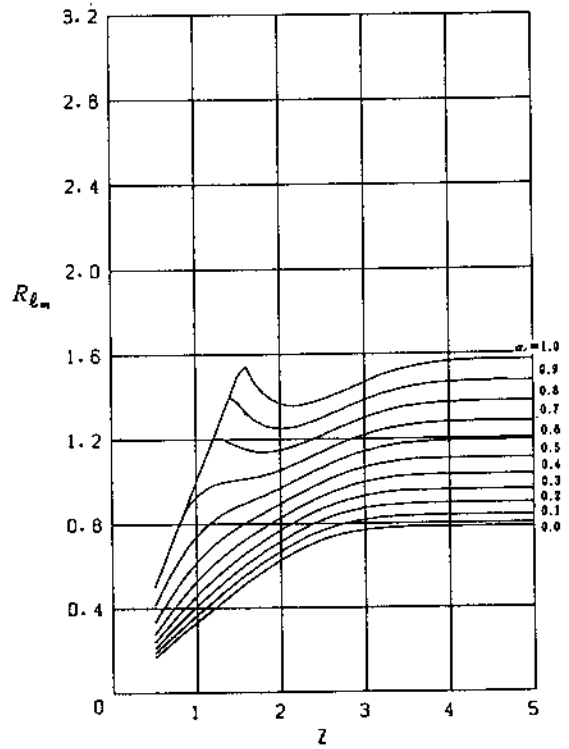
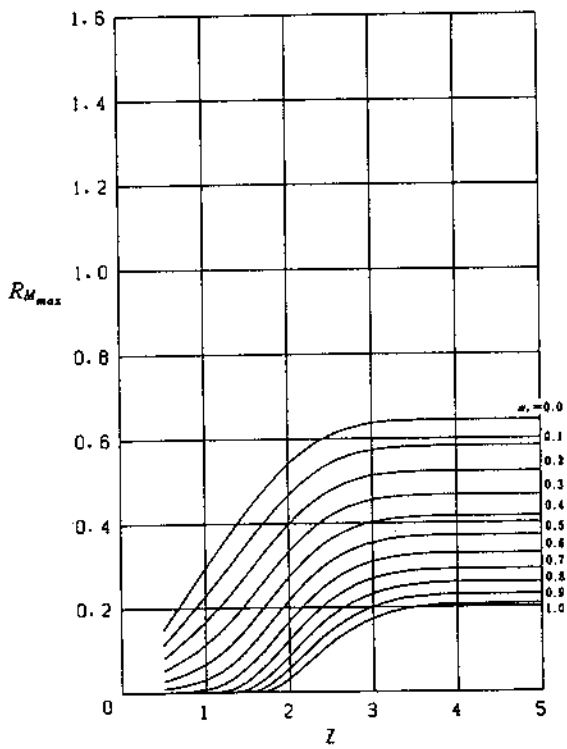
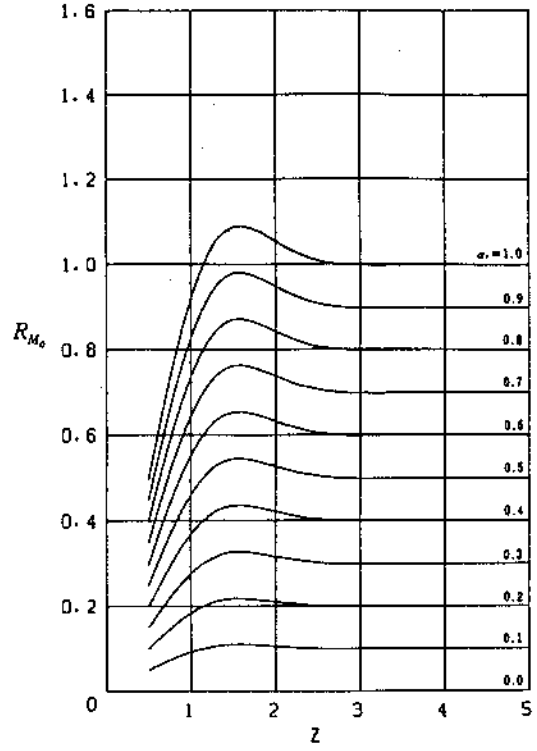
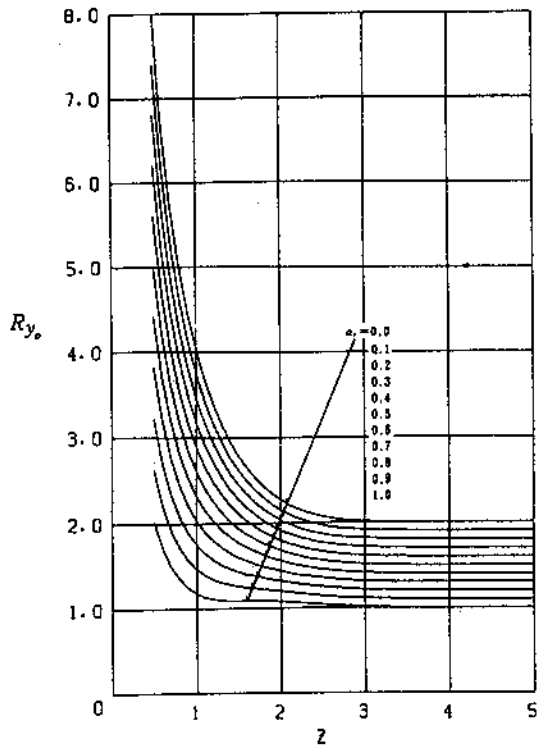


図5-16 杭先端が自由の場合の係数  $R_{y_0}$ ,  $R_{M_0}$ ,  $R_{M_{max}}$ ,  $R_{l_m}$

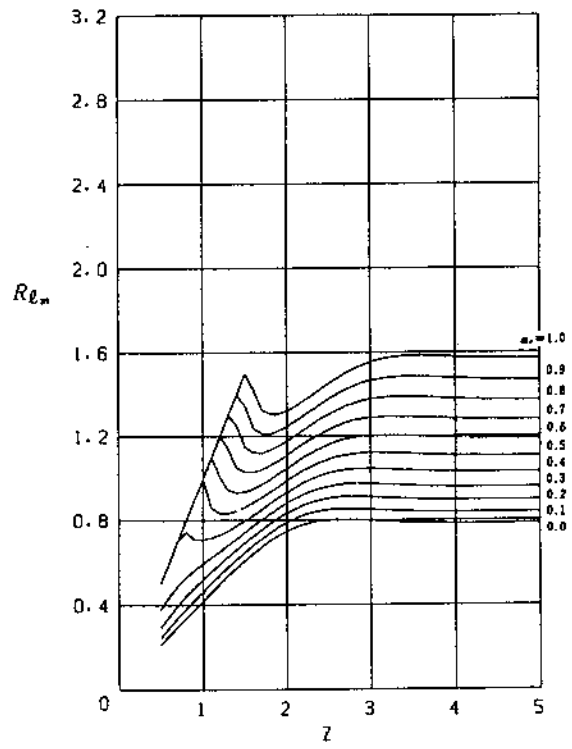
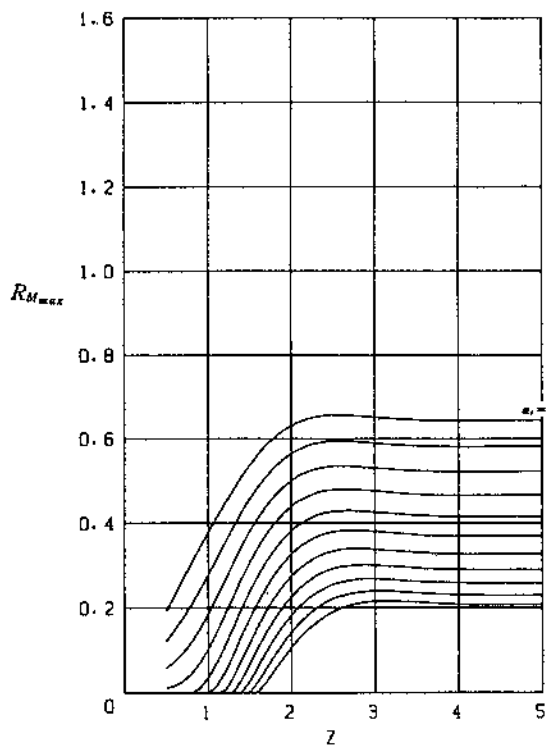
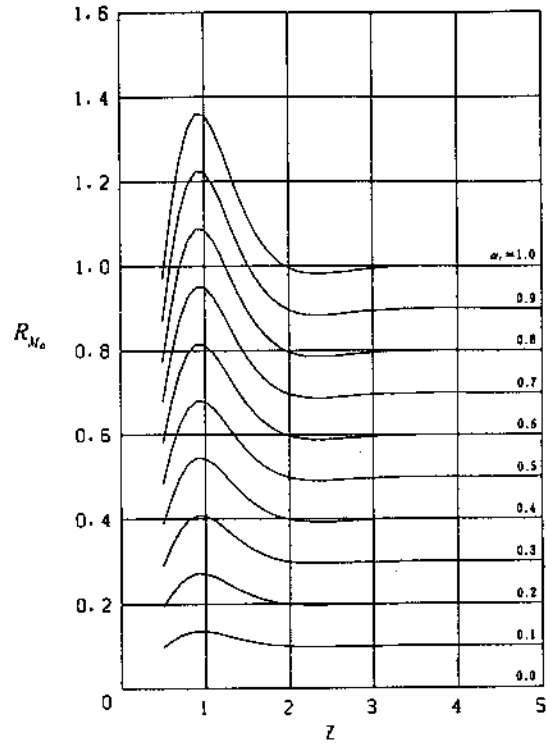
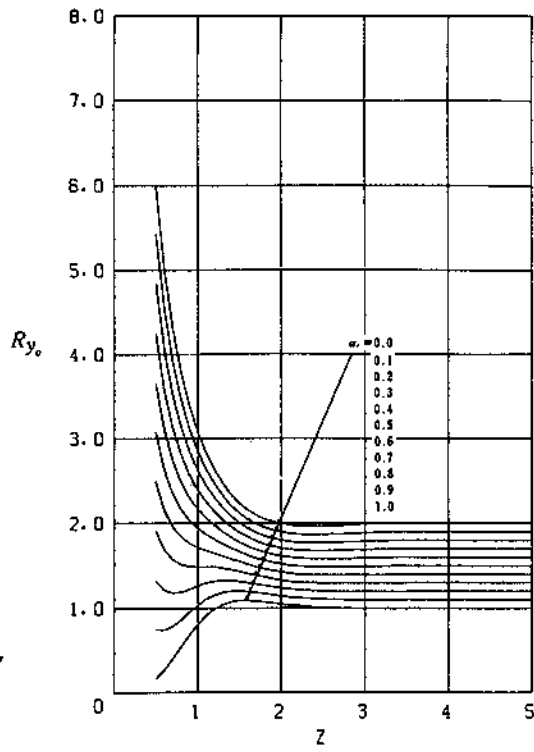


図5-17 杭先端がピンの場合の係数  $R_{y_0}$ ,  $R_{M_0}$ ,  $R_{M_{max}}$ ,  $R_{t_m}$

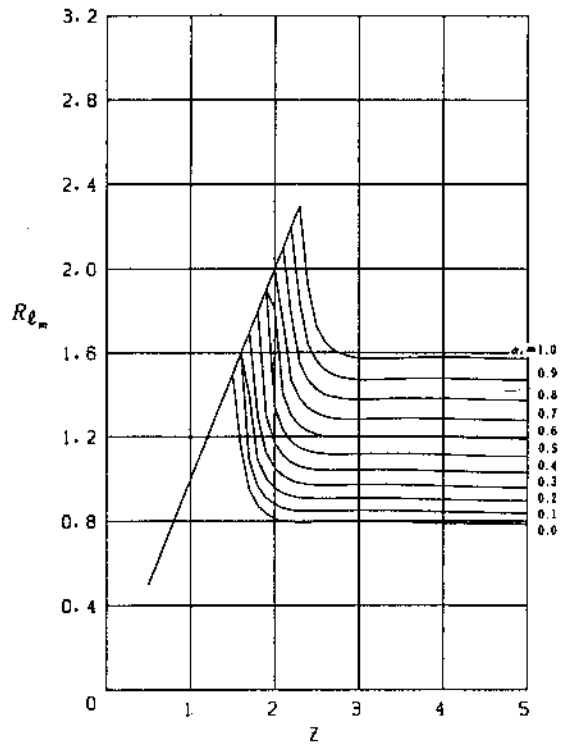
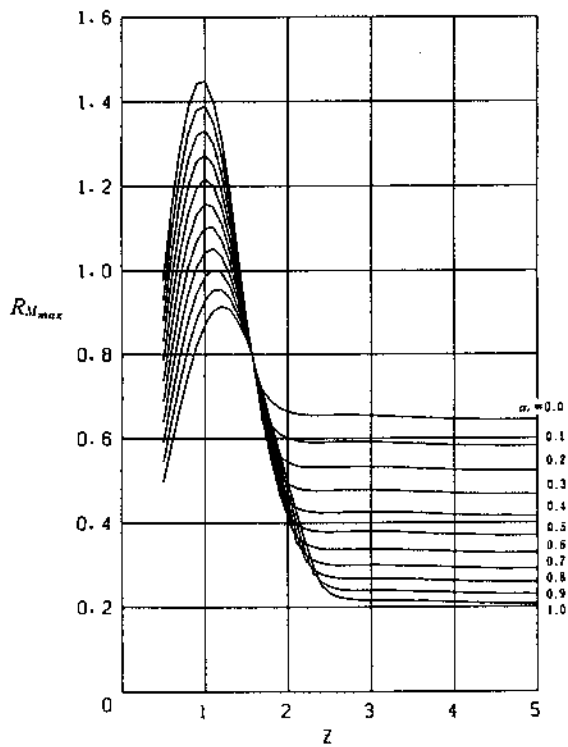
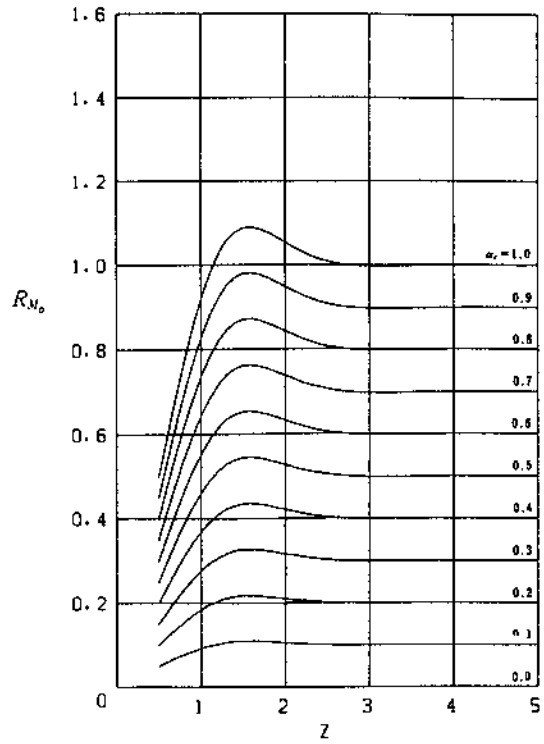
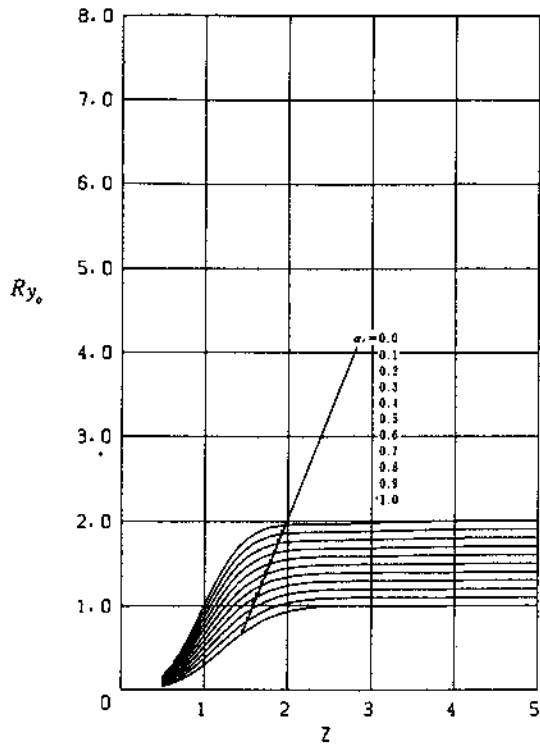
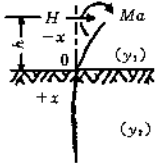
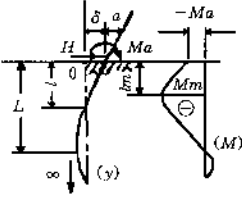
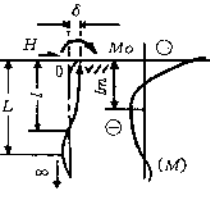
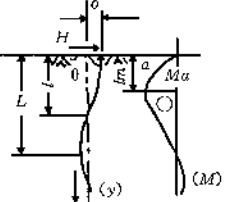


図5-18 杭先端が固定の場合の係数  $R_{y_0}$ ,  $R_{M_0}$ ,  $R_{M_{max}}$ ,  $R_{e_m}$

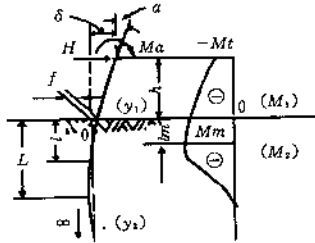
たわみ曲線の微分方程式		地上部分: $EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = 0$ 地中部分: $EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + p = 0$ $P = kDy_2$	
杭の状態	地中に埋め込まれた杭 (h ... 0)		
たわみ曲線図 曲げモーメント図	イ) 基本系 	ロ) 杭頭が回転しない場合 	ハ) 杭頭が自由の場合 
a  たわみ曲線 y (cm)	$y = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1 + \beta ho)\cos\beta x + \beta ho\sin\beta x]$	$y = \frac{H}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} (\cos\beta x + \sin\beta x)$	$y = \frac{H}{2EI\beta^3 c} e^{-\beta x} \cos\beta x$
b  杭頭変位 delta (cm)	$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3} + \frac{Mt}{2EI\beta^2} = \frac{1 + \beta ho}{2EI\beta^3} H$	$\delta = \frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{\beta H}{KD}$	$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3} = \frac{2\beta H}{KD}$
c  地表面変位 f (cm)	$f = \delta$	$f = \delta$	$f = \delta$
d  杭頭傾斜角 alpha (rad)	$\alpha = \frac{H}{2EI\beta^2} + \frac{Mt}{EI\beta} = \frac{1 + 2\beta ho}{2EI\beta^2} H$	$\alpha = 0$	$\alpha = \frac{H}{2EI\beta^2}$
e  杭各部の曲げ モーメント M (kgf·cm)	$M = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} [\beta ho\cos\beta x + (1 + 2\beta ho)\sin\beta x]$	$M = -\frac{H}{2\beta} e^{-\beta x} (\sin\beta x - \cos\beta x)$	$M = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \sin\beta x$
f  杭各部のせん断力 S (kgf)	$S = -He^{-\beta x} (\cos\beta x + (1 + 2\beta ho)\sin\beta x)$	$S = -He^{-\beta x} \cos\beta x$	$S = He^{-\beta x} (\cos\beta x - \sin\beta x)$
g  杭角曲げモーメント Mo (kgf·cm)	$Mo = -Mt = -Hho$	$Mo = \frac{H}{2\beta}$	$Mo = 0$
h  地中部 lm の点の曲げ モーメント Mm (kgf·cm)	$Mm = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta ho)^2 + 1} \cdot \exp(-\beta lm)$	$Mm = -\frac{H}{2\beta} e^{-\frac{x}{2}} = -0.2079 Mo$	$Mm = -\frac{H}{\beta} \frac{\pi}{4} \sin \frac{\pi}{4} = -0.3224 \frac{H}{\beta}$
i  lm (cm)	$lm = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta ho}$	$lm = \frac{\pi}{2\beta}$	$lm = \frac{\pi}{4\beta}$
j  第一不動点の深さ l (cm)	$l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1 + \beta ho}{\beta ho}$	$l = \frac{3\pi}{4\beta}$	$l = \frac{\pi}{2\beta}$
k  たわみ角 0 となる深さ L (cm)	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} [(1 + 2\beta ho)]$	$L = \frac{\pi}{\beta}$	$L = \frac{3\pi}{4\beta}$
l  ばね定数 $K_{HM}, K_{HM}, K_{OH}, K_{OM}$ $\delta = \frac{H}{K_{HM}} + \frac{M}{K_{HM}}$ $\alpha = \frac{H}{K_{OH}} + \frac{M}{K_{OM}}$	$K_{HM} = 2EI\beta^3 = \frac{kD}{2\beta}$ $K_{HM} = K_{OH} = 2EI\beta^2$ $K_{OM} = EI\beta$	$K_{HM} = 4EI\beta^3 = \frac{kD}{\beta}$ $K_{HM} = K_{OH} = K_{OM} = \infty$	$K_{HM} = \frac{kD}{2\beta}$

$H$  : 杭軸直角方向力 (kgf)  
 $M_1$  : 杭頭の外力モーメント (kgf・cm)  
 $D$  : 杭径 (cm)  
 $E$  : 杭の弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $I$  : 杭の断面2次モーメント (cm<sup>4</sup>)

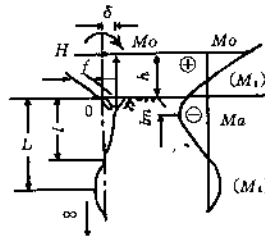
$k$  : 横方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)  
 $h$  :  $H, M_1$  の作用する地上高 (cm)  
 $\beta = \sqrt[4]{kD/4EI}$  (cm<sup>-1</sup>)  
 $h_0 = \frac{M_1}{H}$  (cm)

地上に突出している杭 ( $h > 0$ )

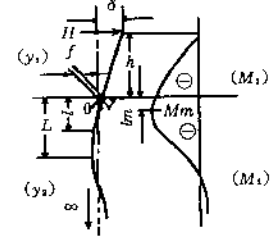
イ) 基本系



ロ) 杭頭が回転しない場合



ハ) 杭頭が自由の場合



a	$y_1 = \frac{H}{6EI\beta^3} \{ \beta^2 x^3 + 3\beta^2(h+h_0)x^2 - 3\{1+2\beta(h+h_0)\}\beta x + 3\{1+\beta(h+h_0)\} \}$ $y_2 = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \{ (1+\beta(h+h_0)) \cos \beta x - \beta(h+h_0) \sin \beta x \}$	$y_1 = \frac{H}{12EI\beta^3} \{ 2\beta^2 x^3 - 3(1-\beta h)\beta^2 x^2 - 6\beta^2 h x + 3(1+\beta h) \}$ $y_2 = \frac{H}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} \{ (1+\beta h) \cos \beta x + (1-\beta h) \sin \beta x \}$	$y_1 = \frac{H}{6EI\beta^3} \{ \beta^2 x^3 + 3\beta^2 h x^2 - 3\beta(1+2\beta h)x + 3(1+\beta h) \}$ $y_2 = \frac{H}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \{ (1+\beta h) \cos \beta x - \beta h \sin \beta x \}$
b	$\delta = \frac{(1+\beta h)^2 + \frac{1}{2}}{3EI\beta^3} H + \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2} M_1$	$\delta = \frac{(1+\beta h)^2 + 2}{12EI\beta^3} H$	$\delta = \frac{(1+\beta h)^2 + \frac{1}{2}}{3EI\beta^3} H$
c	$f = \frac{1+\beta(h+h_0)}{2EI\beta^3} H$	$f = \frac{1+\beta h}{4EI\beta^3} H$	$f = \frac{1+\beta h}{2EI\beta^3} H$
d	$a = \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2} H + \frac{1+\beta h}{EI\beta} M_1$	$a = 0$	$a = \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2} H$
e	$M_1 = -H(x+h) - M_1 = -H(x+h+h_0)$ $M_2 = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \{ \beta(h+h_0) \cos \beta x + (1+\beta(h+h_0)) \sin \beta x \}$	$M_1 = \frac{H}{2\beta} \{ -2\beta x + (1-\beta h) \}$ $M_2 = \frac{H}{2\beta} e^{-\beta x} \{ (1-\beta h) \cos \beta x - (1+\beta h) \sin \beta x \}$	$M_1 = -H(x+h)$ $M_2 = -\frac{H}{\beta} e^{-\beta x} \{ \beta h \cos \beta x + (1+\beta h) \sin \beta x \}$
f	$S_1 = -H$ $S_2 = -H e^{-\beta x} \{ \cos \beta x - (1+2\beta(h+h_0)) \sin \beta x \}$	$S_1 = -H$ $S_2 = -H e^{-\beta x} \{ \cos \beta x - \beta h \sin \beta x \}$	$S_1 = -H$ $S_2 = -H e^{-\beta x} \{ \cos \beta x - (1+2\beta h) \sin \beta x \}$
g	$M_0 = -M_1 = -Hh_0$	$M_0 = \frac{1+\beta h}{2\beta} H$	$M_0 = 0$
h	$M_m = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta(h+h_0))^2 + 1} \cdot \exp(-\beta l m)$	$M_m = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{1+(\beta h)^2} \cdot \exp(-\beta l m)$	$M_m = -Hh \frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1}}{2\beta h} \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}\right]$
i	$l m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}$	$l m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$	$l m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}$
j	$l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1+\beta(h+h_0)}{\beta(h+h_0)}$	$l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left( \frac{\beta h + 1}{\beta h - 1} \right)$	$l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1+\beta h}{\beta h}$
k	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \{ -(1+2\beta(h+h_0)) \}$	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} (-\beta h)$	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \{ -(1+2\beta h) \}$
l	$K_{HH} = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^2 + \frac{1}{2}}$ $K_{HM} = K_{MH} = \frac{2EI\beta^2}{(1+\beta h)^2}$ $K_{OM} = \frac{EI\beta}{1+\beta h}$	$K_{HH} = \frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^2 + 2}$ $K_{HM} = K_{MH} = K_{OM} = \infty$	$K_{HH} = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^2 + \frac{1}{2}}$