

# 斜面上直接基礎の実用的な支持力評価法の提案

## A PRACTICAL EVALUATING METHOD FOR BEARING CAPACITY OF SPREAD FOUNDATION ON SLOPE

毛戸秀幸\*・前田良刀\*\*・上原精治\*\*\*・日下部 治\*\*\*\*

By Hideyuki KETO, Yoshito MAEDA, Seiji UEHARA and Osamu KUSAKABE

In Japan where mountains account for as much as 75 % of the national land area, as express highways built in mountainous districts have been increasing in number, so the number of foundations built directly on steep slopes has also been increasing. However, practical methods for evaluating bearing capacity of such foundations are yet to be established. The authors have conducted various experiments and analytical research to establish a new method for designing spread foundations which are to be built on steep slopes, including "Dangiri Footing", i. e., the footing with a stepping base. This paper discusses a new evaluating method for bearing capacity of spread foundations on slopes, which takes into consideration inclined loads and effects of seismic forces in the slope, and also proposes a new method for ascertaining the safety of such foundations.

*Keywords* : foundation on slope, bearing capacity, IESM, RBSM, limit analysis

### 1. まえがき

わが国は、その国土の75%が山岳地によって占められている。このような状況下において、社会資本の根幹を成す高速道路網は、縦貫高速道路の建設をほぼ終了し、横断道路の時代を迎え、建設の主体である橋梁の大半は、急峻な山岳地の斜面上に構築される機会が増加している。しかしながら、斜面上に設けられる橋梁等の直接基礎の合理的な支持力評価法についての研究の例は少なく、特に、斜面上直接基礎に特有な段切り基礎を含めた実用的な支持力の評価法については確立されていない状況であるといえよう。

著者らは、この斜面上の直接基礎の合理的な設計・施工基準を作成するために、実験および解析的な研究を実施し、先に斜面上の段切り基礎の大型模型載荷実験の結果と段切り基礎の鉛直支持力の評価法について紹介した<sup>1)</sup>。本報告では、傾斜荷重および斜面に地震力の影響

を考慮した実用的な支持力評価法について検討を加えた。さらに一連の研究の成果をとりまとめ、斜面上の直接基礎の安定照査法を提案する。

### 2. 実用的な支持力評価式の提案

#### (1) 平坦な斜面上直接基礎の支持力公式の再評価

底面が平坦な斜面上の直接基礎の支持力評価に関する方法は、塑性理論に立脚した方法、有限要素法(FEM)、剛体ばねモデル(RBSM)等の数値解析的方法がある。

まず、塑性論に立脚するものではMeyerhof<sup>2)</sup>、Chen<sup>3)</sup>、駒田<sup>4)</sup>などの研究がある。また、同じく塑性論に基づき日下部<sup>5)</sup>のように上界定理を用いて合理的な破壊パターンを想定し、支持力の上界値を求める速度場法も用いられている。さらに、斜面の安定計算に用いる分割法などを支持力計算に利用した極限つり合い法なども実用的な立場から利用されている。日本道路公団では、駒田により示された水平地盤に関する基礎の極限支持力算定法を斜面に適用したものを採用しているが(以後、道公式<sup>6)</sup>)、これは偏心傾斜荷重が作用した場合の極限支持力が算定できることが特徴である。

この斜面上の直接基礎の極限支持力度は次式で求めることができる。

\* 正会員 日本道路公団技術部構造技術課長  
(〒100 千代田区霞が関3-2-2 新霞が関ビル)

\*\* 正会員 日本道路公団技術部構造技術課(同上)

\*\*\* 正会員 住友建設(株)技術研究所主任研究員  
(〒329-04 栃木県河内郡南河内町仁良川1726)

\*\*\*\* 正会員 Ph.D. 宇都宮大学助教授 工学部建設工学科  
(〒321 栃木県宇都宮市石井町2753)

$$q_{\alpha\beta} = \alpha' c N_{c\beta} + \frac{1}{2} \gamma \beta' B N_{\gamma\beta} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $q_{\alpha\beta}$ ：荷重の偏心傾斜を考慮した斜面上基礎の極限支持力度 (tf/m<sup>2</sup>)

$c, \gamma$ ：地盤の粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)，単位重量 (tf/m<sup>3</sup>)

$B$ ：偏心を考慮した有効載荷幅 (m)

$\beta$ ：斜面傾斜角

$\alpha', \beta'$ ：基礎の形状係数

$N_{c\beta}, N_{\gamma\beta}$ ：荷重傾斜角を考慮した支持力係数

ここでは、道公式と速度場法に基づき、斜面上直接基礎の支持力評価法について考察を加える。道公式と速度場法である上界値について支持力評価法の比較を行ったものが表-1である。さらに、表中には近年極限状態の数値解として実用的な成果を上げている川井<sup>7)</sup>による剛体-ばねモデル (RBSM) の結果も併せて示してある。

これらの評価法から得られた支持力値は、良い一致を示している。ただし、道公式の場合、基礎がのり肩から離れると、すなわち  $a = b/B$  の値が大きくなると速度場法および RBSM による値の差が若干大きくなるが、この原因は前面余裕幅  $aB$  の支持力増加への効果を基礎端部を通る円弧すべり面の長さによって補正する簡単な方法を採用しているためである。

しかしながら、ここで目指している評価法が用いられる山岳地などでの急斜面上の直接基礎では、前面余裕幅

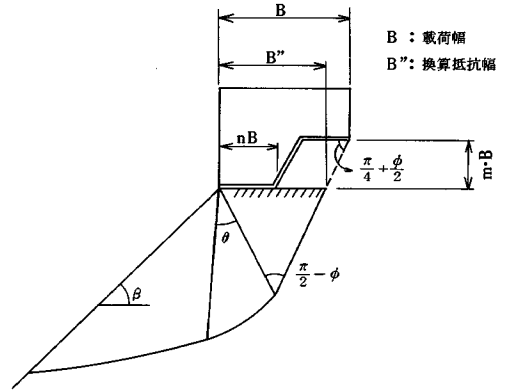


図-1 段切り基礎の破壊形状 (簡略法)

を十分確保できる場合は多くないので実用上の支障はほとんどない。なお、支持力に関して精密な解を与える Kötter 式を差分的に求めたケースについても検討しているが、支持力度はほとんど同じ結果を示すことを確認している<sup>9)</sup>。したがって、道公式は実用上十分に適用してよいであろう。しかし、のり肩からの離れが大きい場合などに道公式を適用するにあたっては、詳細な検討が必要である。なお、のり肩からの離れが大きい場合には速度場法の適合性がよいことが確認されている<sup>9)</sup>。

(2) 鉛直荷重が作用した場合の支持力評価式

斜面上の直接基礎に特有なものに、斜面に沿って基礎底面に階段状の段差をつけた段切り基礎がある。著者らが実施してきたこの段切り基礎の大型載荷実験では、支持力に対して段切り下段の平坦部の果たす役割が大きく、基礎底面下に明確な主働くさびが観察され、図-1に示すように段切り下段部に換算抵抗幅  $B'$  をもつ仮想の基礎底面があるとした評価法 (簡略法) を提案し、大型模型あるいは遠心場における鉛直載荷実験結果との適合性を確認している<sup>1)</sup>。

前報で段切り基礎も含めた斜面上の帯状直接基礎に鉛直荷重が作用する場合の支持力評価式として、前述の道公式を発展させた下記のものを提案した。

$$q_{\alpha\beta s} = \eta \cdot q'_{\alpha\beta s} = \eta \left( \alpha' c N_{c\beta} + \frac{1}{2} \gamma \beta' \eta B N_{\gamma\beta} \right) \dots\dots\dots (2)$$

$$\eta = \left\{ 1 - m \cdot \cot \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

$q_{\alpha\beta s}$ ：荷重の偏心傾斜を考慮した斜面上段切り基礎の極限支持力度 (tf/m<sup>2</sup>)

$q'_{\alpha\beta s}$ ：段切りにより抵抗幅が減少した仮想の平坦基礎での極限支持力度 (tf/m<sup>2</sup>)

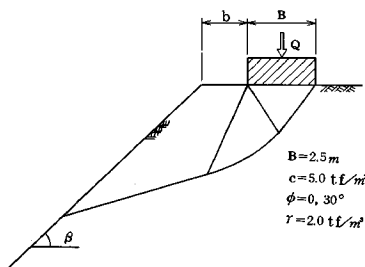
$\eta$ ：抵抗幅減少の補正係数

$m$ ：段切り高さとフーチング幅の比

これは、図-1に示すように、段切りによりフーチン

表-1 支持力式の比較例

計 算 条 件				Q <sub>max</sub> (tf/m <sup>2</sup> )		
φ (度)	β (度)	b (m)	α = b/B	理論式 (道公式)	速度場法 (上界式)	数値解析 (RBSM)
0	30.0	0	0	19.2	19.2	19.4
		2.5	1.0	25.7	24.8	25.3
	45.0	0	0	16.1	16.0	16.2
		2.5	1.0	25.7	23.2	23.4
	60.0	0	0	13.1	13.0	12.9
		2.5	1.0	25.7	19.5	19.7
30.0	30.0	0	0	91.7	91.2	93.7
		2.5	1.0	123.0	121.9	124.2
	45.0	0	0	57.5	57.0	57.6
		2.5	1.0	97.0	84.9	85.8
	60.0	0	0	35.8	35.3	35.6
		2.5	1.0	80.3	54.9	55.4



幅が見掛け上小さくなった仮想の平坦基礎を考え、従来の斜面上の平坦基礎の手法（道公式）を準用して、抵抗フーチング幅の減少を補正係数  $\eta$  で評価したものである。この評価式（式（2））で算定した支持力値とせず地盤での幅 60 cm、長さ 6 m の大型載荷実験および同じしらすを用いた遠心場（20 g）での実物の 1/20 の縮尺模型の載荷実験の極限支持力度を段差高さ比  $m$  に対して図-2<sup>11)</sup>に示す。

さらにここでは、提案したメカニズム（剛塑性モデル）の正当性を、支持力値のみに限らず地盤が破壊に至るまでの変形挙動も含めた形で検討する。そこで、近年地盤工学において用いられているいくつかの数値解析法のうち、要素境界すべりモデル（IESM）<sup>10)</sup>と前述の剛体ばねモデル（RBSM）を用いて支持力解析を行い、上記の評価式の妥当性を検討した。さらに、上界値計算による支持力検討も併せて行った。

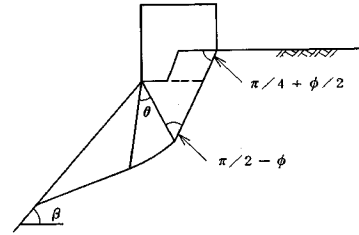


図-3 破壊メカニズム

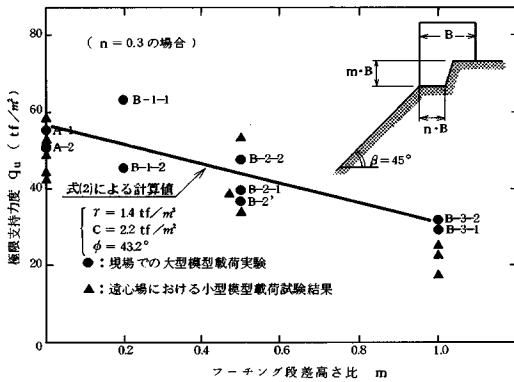


図-2 鉛直荷重作用時の支持力の比較

表-2 フーチングの形状

Type	n	m
A	1	0
B-1	0.3	0.2
B-2	0.3	0.5
B-3	0.3	1.0
B-4	0.5	0.5

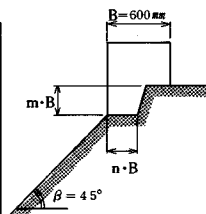
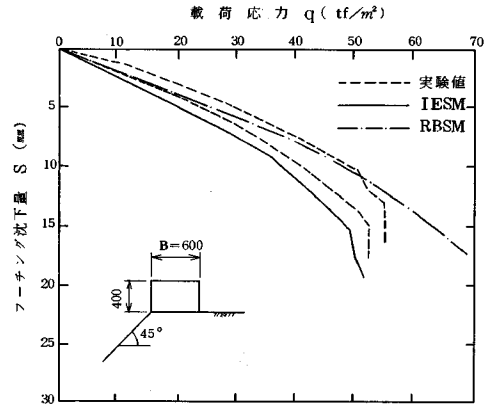
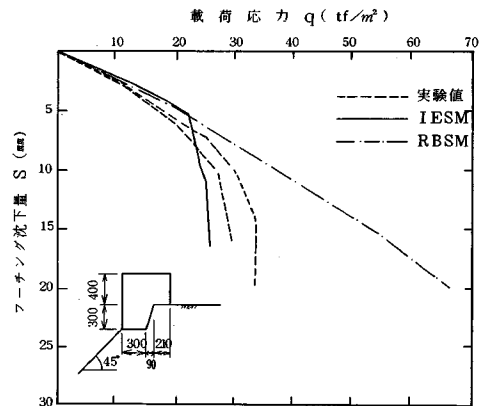


表-3 解析に用いた材料定数

Unit Weight	r	1.43	(tf/m <sup>3</sup> )
Young's Modulus	E	4.0 × 10 <sup>3</sup>	(tf/m <sup>2</sup> )
Poisson's Ratio	ν	0.33	
Cohesive Strength	C	3.00	(tf/m <sup>2</sup> )
Internal Friction Angle	φ	45.6	(DEG)
Spring Coefficient of Joint Element	Ks	2.0 × 10 <sup>5</sup>	(tf/m <sup>2</sup> )
	Kn	2.0 × 10 <sup>5</sup>	(tf/m <sup>2</sup> )



(a) Type-A



(b) Type-B-4

図-4 荷重強度-沈下関係

解析を対象とした基礎形状は、大型模型載荷実験で実施した表-2に示す5ケースで、その斜面傾斜角  $\beta$  は  $45^\circ$  である。また、IESM, RBSM で用いた地盤定数は、実験地のしらすの不攪乱試料に対して行った平面ひずみ圧縮試験の結果<sup>11)</sup>から表-3のようにした。なお、このときの強度定数は堆積面と最大主応力方向が  $90^\circ$  の結果を用いている。また、両解析法での要素分割は同様なものとしてある（要素数；112~130、節点数；83~97）。なお、上界値計算において用いた破壊メカニズムは、図-3に示すように、フーチングの斜面方向への変位を許

容したもので、剛体領域が下面のせん断領域と直接結ばれるモデルを用いた。また、強度定数としては平面ひずみ圧縮試験より強度異方性を考慮して、すべり線を分割し、その長さ各区間の角度に対応したせん断定数を加重平均した、 $C=2.2\text{tf/m}^2$ 、 $\phi=43.2^\circ$ を用いた。

IESM, RBSM で求めた荷重強度-沈下関係の例を図-4に示す。(a)は平坦基礎 Type-A、(b)は段差高さ比  $m$  の大きな段切り基礎 Type-B-4である。

IESM では、段差高さ比  $m$  が小さいタイプの (a) は載荷初期から破壊に至るまでの勾配と降伏強度が実験結果とよい一致をみせている。また (b) のような  $m$  の大きなタイプでは載荷初期の勾配はよい一致をみせるものの、実験値より小さな載荷重で降伏し始める傾向がある。

RBSM では  $m$  によらず、載荷初期の勾配はよい一致をみせるが、降伏現象が明確に現われず、極限状態に至らない傾向がみられる。これは、RBSM ではエレメント間の剝離現象をうまく再現できなかったことが原因と考えられる。

また、各解析法で求めた極限支持力度と  $m$  の関係を図-5に示す。IESM は実験値よりも低い支持力度を示すものの、傾向的にはよい一致を示している。RBSM は前述の荷重-沈下関係で示すように、解析範囲の沈下量では明瞭な極限状態を示さないため、図では沈下量 20 mm の時点での載荷重で示してある。この条件においても実験値よりも大きな支持力度を示している。また、上界値計算は前述の強度異方性を考慮した土性値を用いた場合にはよい一致を示した。

解析で得られたすべり面形状は、IESM, RBSM では断差高さ比  $m$  によらず実験結果と比較的よい一致を示し、基礎下部に剛体くさび域の形成が確認された。さらに、 $m$  が大きくなると段切り下面での応力集中が大きくなり、この面での小さな主動くさびの発生も認められ、式 (3) の  $\eta$  の現象がよく示されている。上界値計算

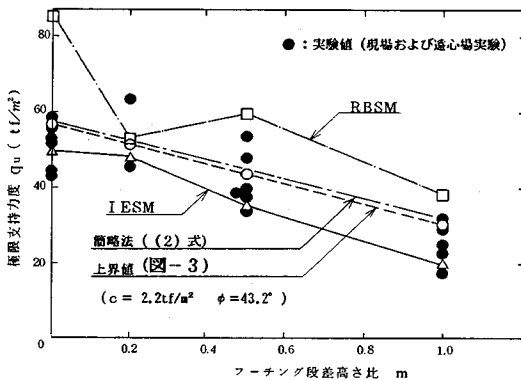


図-5 段差高さ比と極限支持力度の関係

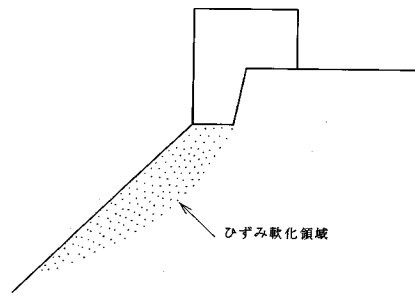


図-6 ひずみ軟化領域

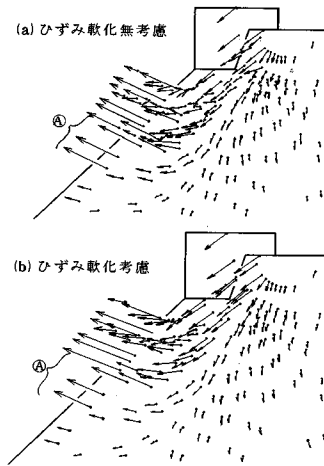


図-7 変化ベクトル図

では、 $m$  の小さい範囲と、大きい範囲では実験結果とよく一致する。ただし、段差が中程度 ( $m=0.5$ ) で  $n$  が 0.5 の場合には、実験から得られたすべり面はむしろ解析に比べて浅くなる<sup>1)</sup>。この原因の1つとして、両数値解析によれば、段切り下段から最初のすべりが発生し全体すべり面の形成に至ることが確認されており、下段直下の地盤のひずみ軟化が全体すべり面の形状に影響を与えることが考えられる。すなわち、直下地盤が最大せん断強度に達した後、さらにひずみ軟化現象により残留強度に低下し、フーチング後端からのすべり線がこの軟化領域に引きずり込まれることにより、すべり線が浅くなるものと考えられる。そのため、RBSM により図-6に示すような段切り下段直下の範囲の地盤を残留強度にほぼ対応する強度定数として  $c$ 、 $\phi$  を 15% 低減させたものと、そのままの地盤強度を用いた結果を比較することでひずみ軟化の影響を検討した。この結果、極限支持力度についてはひずみ軟化を考慮しても、8% 程度の低下であったが、Type-B-4 を例として図-7に示す斜面内の変位ベクトルではひずみ軟化を考慮した場合には図中の A で示した要素の変位量が、考慮しない場合に比べ

で半減している。これは、すべり線が浅くなったことを意味しており、実験結果をうまく説明している。今回、ひずみ軟化の程度は  $c, \phi$  でそれぞれ 15% の低減であり、支持力度の低下はさほどみられなかったが、ひずみ軟化程度が激しい場合には、段切り下段のフーチング幅  $nB$  の影響も無視できないものであることを示唆している。

以上、今回用いた数値解析手法によっても段差高さ比  $m$  による支持力度の低減傾向を得ることができ、変形挙動を含めて、式 (2), (3) で示した剛塑性的挙動の支持力評価法の妥当性が確認されたと考えられる。

(3) 傾斜荷重が作用した場合の支持力評価式

傾斜荷重が作用する平地地盤上の帯状基礎の支持力については、下式のような実用式が提案されている。

$$q = cN_c i_c + q_0 N_q i_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma i_\gamma \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 $i_c, i_q, i_\gamma$  は傾斜係数とよばれる補正係数であり、Meyerhof<sup>(12)</sup> や Hansen<sup>(13)</sup> の提案が有名であるが、道公式では道路橋示方書と同様の主旨で荷重傾斜を考慮した支持力係数を図表化している。斜面上の段差のない基礎では、(1) で述べたように塑性論を援用して理論式を求めることができる。ここでは、段切り基礎を含めた斜面上直接基礎の支持力評価式に対して検討を加える。なお、ここでは荷重傾斜が山側 (図-10 の  $\theta > 0$ ) に傾斜している場合についてのみ考慮する。 $\theta < 0$  の場合、支持力は一般に増加するものと考えられる。

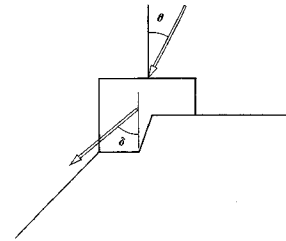


図-10 基礎の荷重方向と変位方向

図-8 は、図-2 中で示したものと同様に、乱さないしらすを用いて大型模型載荷実験の 1/20 のモデルを 20 G の遠心場における傾斜荷重の載荷実験の結果を示したものである<sup>(14)</sup> (本実験は中央大学 藤井教授の指導のもとで行われた)。傾斜荷重は水平震度を  $k_h = 0.0, 0.1$  および 0.2 に相当するものとして、荷重傾斜角度  $\theta = 0.0^\circ, 5.7^\circ, 11.3^\circ$  になるように鉛直荷重と水平荷重を与える実験を行った。図より、荷重傾斜の増加に伴い極限支持力度の減少が顕著にみられ、斜面傾斜角  $\beta$  の増加に伴い減少率が低減している。これは、荷重傾斜の影響に加えて、斜面傾斜角の影響が支配的になっているものと思われる。

ここで、斜面上の直接基礎の支持機構が平地地盤上のそれと異なる主な点は、図-9 に示すような受働域のアンバランスが存在することである。その結果、破壊時には基礎が斜面側に移動する傾向を示し、荷重方向と基礎の変位方向が一般に一致しない。これは鉛直載荷の例での数値計算結果からも確認されており<sup>(15)</sup>、段切り基礎では平坦基礎に比べてその傾向はさらに著しい。

川崎粘土を用いたソイルセメントの室内載荷実験において、荷重が傾斜した場合にもそれは観察された。実験データを整理してみると載荷傾斜角  $\theta$  と基礎の変位方向  $\delta$  (図-10 参照) には、

$$\tan \delta = \frac{1}{M - \tan \theta} \dots\dots\dots (5)$$

なる式でほぼ近似できる<sup>(16)</sup>。ここで、 $M$  は地盤と基礎の摩擦抵抗係数  $\tan \phi_0$  で、実測された値を用いている。

さらに、式 (5) で求められる上界法の破壊メカニズムを、観察されたすべり面と比較した一例が図-11 である。両者には良い一致が得られ、荷重が傾斜した場合には、基礎の段切り下段部で全荷重を支持する傾向が強まり、谷側方向への変位に留意する必要性がわかる。

しかし、支持力評価式としては、これらのメカニズムを反映することが望ましいが、一般に計算式が非常に複雑となることが予想される。また、実際の斜面上の基礎では、上部構造物などによる副次的な変位拘束も存在し、地盤の変形特性、斜面の傾斜角、段切り形状および荷重傾斜の程度などの種々の要因ですべり面の形状が変化する

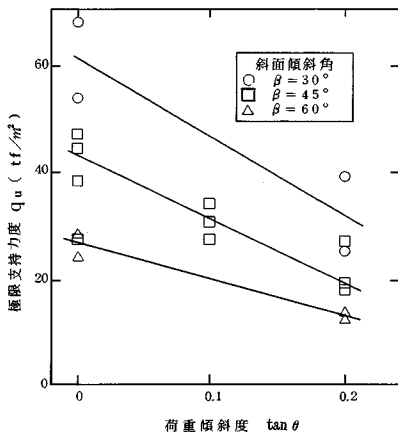


図-8 傾斜度と極限支持力度の関係

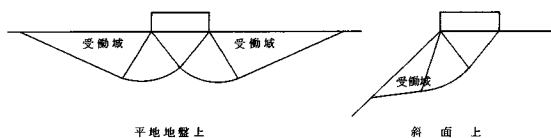


図-9 平地地盤および斜面上の基礎の支持機構

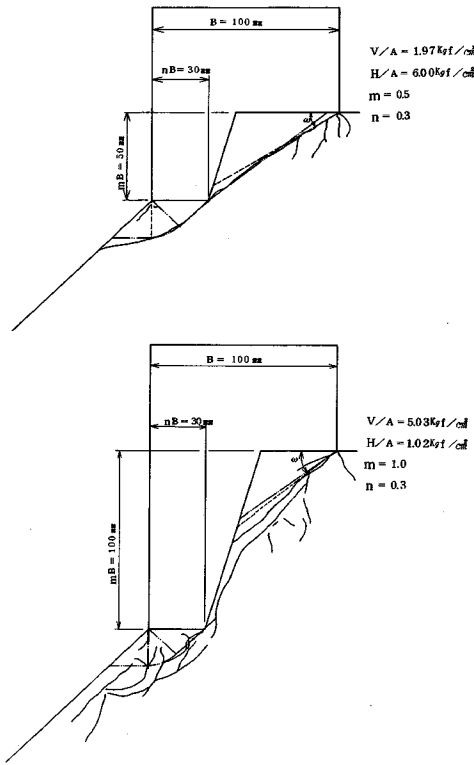


図-11 すべり面形状

ることが考えられる。

したがって、地震力等を考慮した傾斜荷重に対しては、図-12に示すように外力の方向と基礎の変位方向が一致し、かつフーチング直下の主動的な剛体くさびがフーチングと一体となって挙動すると仮定することが実用的であると考えられる。この場合、フーチング端から発生するすべり角  $\omega$  は次式で与えられる。

$$\omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \theta \quad \dots \dots \dots (6)$$

ここで、図-11中には、内部摩擦角を  $\phi = 0^\circ$  とした場合のすべり角  $\omega$  を示している（なお、後述する支持力から推定した内部摩擦角  $\phi' = 10^\circ$  を用いても  $\omega$  では  $5^\circ$  の差である）。観察されたすべり面の角度とよい一致を示し、式(6)で求まる換算基礎幅の考えがここで使えることを示している。そこで傾斜荷重を評価した実用的な支持力評価式として、式(3)を拡張して次式で求められる補正係数  $\eta$  が考えられる。

$$\eta = \left[ 1 - m \cot \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \theta \right) \right] \quad \dots \dots \dots (7)$$

ここで、くさび形状を表す  $\omega$  に着目し、各水平震度に対する塑性解によるもの（道公式）と式(6)で示される  $\omega$  の関係を図-13に示した。これより、両者は比較的よい一致を示し、 $k_h$  が高い0.3においてもその誤

差は10%以内に収まっている。これは換算基礎幅に対する影響であり、この幅が定まれば荷重傾斜に対応した理論解が適用できることを意味している。

図-14は、図-8で示した実験のうち  $k_h = 0.2$  の場合について、斜面傾斜角  $\beta$  と実験結果および前述の式(2)、(7)で得られた極限支持力度  $q$  を対比したものである。ここで、計算に用いた土質定数は前述の平面ひずみ圧縮試験の結果のものであるが、計算値と実験値はよい一致を示している。

図-15は、前述のソイルセメントの模型斜面に対する傾斜荷重下の载荷実験の結果と評価式の計算値との比較を示したものである。ここで、斜面傾斜角  $\beta$  は  $45^\circ$  であり、傾斜荷重の範囲を  $\theta = 11.3 \sim 33.7^\circ$  に変化させている。また、計算に用いた土質定数は全供試体の平均値の  $c = 25 \text{ tf/m}^2$  を用いている。

実験で得られた極限支持力度は、計算値よりも約2倍程度大きい。荷重の傾斜が変化しても計算値と実験値の傾向はほとんど一定である。この差の原因としては、

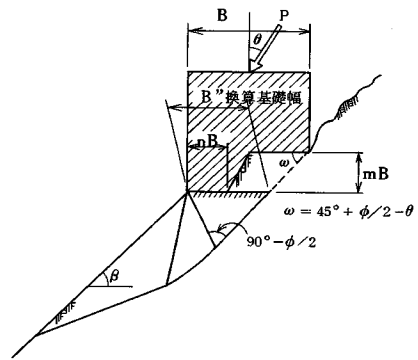


図-12 段切り基礎の破壊メカニズム

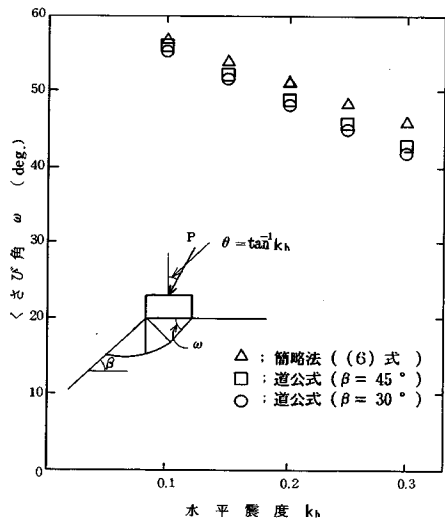
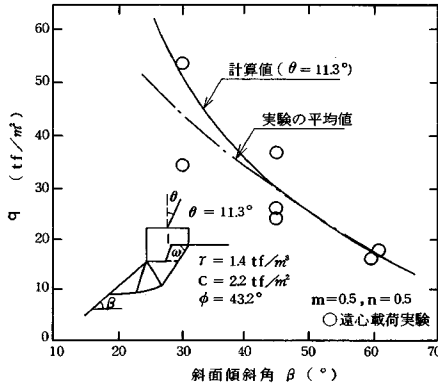
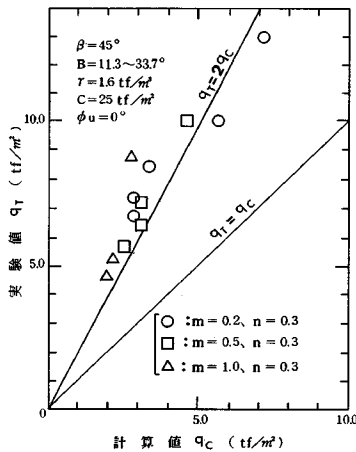


図-13 くさび角  $\omega$  の比較



図一14 傾斜荷重作用時の支持力と斜面傾斜角の関係 (しらす)

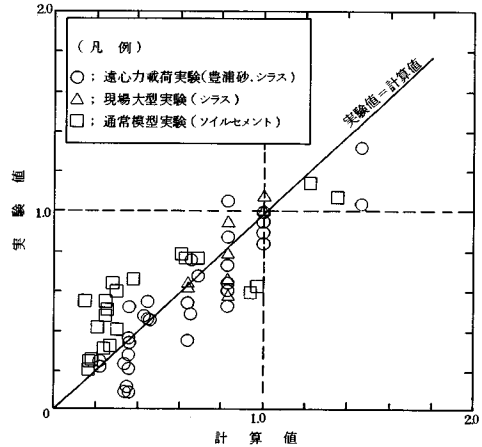


図一15 傾斜荷重作用時における支持力の比較 (ソイルセメント)

強度特性としてソイルセメントの一軸強度から  $C_u = q_u/2$  とし、内部摩擦角を  $0^\circ$  として検討したが、計算値と実測値には有意な差がみられ、この差の傾向は  $\phi' = 10^\circ$  程度の内部摩擦角が存在していたことを説明している。

さらに、図一16は著者らが3年間にわたり実施してきた段切り基礎に関するすべての荷重実験の結果と、支持力評価式による計算結果を比較したものである。今まで実施した実験においては、斜面角度、地盤の種類、段切り形状、荷重の傾斜角など多くのパラメーターを含んでおり、これらを同一座標で比較するために、計算値および実験値をそれぞれフーチングの底面が平坦 ( $m = n = 0$ ) で、しらす地盤におけるフーチング幅 60 cm、斜面傾斜角度  $\beta = 45^\circ$  を基準とした支持力度の比を求め、無次元化して示してある。

これから、両者にはよい相関関係がみられることがわかる。したがって、提案した支持力評価式はきわめて簡便であるほか、種々の実験値と比較的よく一致し、実用



図一16 支持力評価式の精度

性が高いものと考えられる。

(4) 斜面内の地震力の影響を考慮した場合の検討

平地地盤上での直接基礎では、地震時の動的支持力はその低下に対して、水平震度に対応した地盤の回転よりも、荷重の傾斜影響の方が著しいことが実験および解析から確認されており<sup>17)</sup>、一般にはフーチング下面の地盤の慣性力は無視されている。また、前述(2)、(3)に示した評価式においても、この効果を考慮していない。しかしながら、実際の斜面上の直接基礎においては、特に斜面の傾斜角が大きくなると、斜面自体の地震時の安全性を無視し得るかどうかは大きな問題である。この点に関してマウンド基礎の地震時の影響について若干の検討<sup>18)</sup>はあるが、今回は以下に示すように震度法に基づく斜面の傾斜の増加で考慮する方法を検討した。

まず、フーチング直下のすべり土塊に地震力(震度  $k_h = 0.1$ )を考慮した場合(図一17(b))と、無視した場合(同(a))について種々の斜面角をもつ平坦基礎の支持力をKötter法、Bishop法により求めた。

この結果を図一18中に地盤の慣性力を考慮した場合(一点鎖線)と考慮しない場合(実線)の鉛直荷重下の極限支持力を斜面角  $\beta$  に対して示したものである。これより、斜面角が大きくなるに従って、地盤の慣性力が支持力に及ぼす影響が大きくなり、斜面角  $\beta = 45^\circ$  では33%程度も低下している。なお、基礎への外力としての地震力を傾斜荷重で考慮した場合においても、ほとんど同様な結果が得られた<sup>14)</sup>。これは、斜面角が大きくなった場合には、何らかの形で地盤の地震力を考慮する必要性を示唆している。そこで、地盤の慣性力の評価として、図一17(c)に示す支持地盤に作用する震度に対応する角度を斜面傾斜角に付加する方法

$$\beta_e = \beta + \tan^{-1} k_h \dots \dots \dots (8)$$

$\beta_e$ : 地盤の地震力を考慮した斜面傾斜角

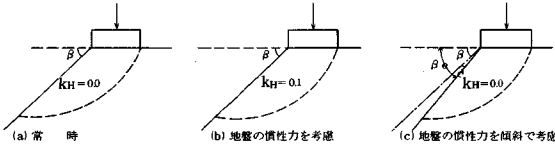


図-17 地震力を考慮したモデル

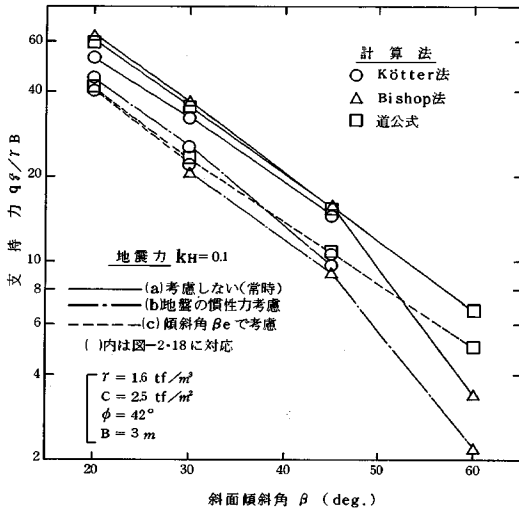


図-18 地盤の震度による支持力の低減

$k_h$ : 震度

つまり、地盤の震度に対応した角度分 ( $\alpha = \tan^{-1} k_h$ ) だけ斜面角を傾ける手法を考慮した極限支持力  $q_a a$  を求め、前述の2方法とともに図-18中に併せて示した。これより、 $\beta_e$ を用いた方法によれば、地震力を考慮したKötter式との誤差は斜面角  $\beta = 45^\circ$  においても10%以内に収まっている(図中の一点鎖線と破線の比較)。

したがって、地盤の慣性力を支持力に考慮する場合、地盤の震動に応じた角度を実際の斜面の傾斜角にプラスすることの可能性がある。

### 3. 安定照査法の提案

斜面上の直接基礎に対しては2.(1)で示したような支持力評価法があるが、実務上および現行の技術基準の関連から、塑性論に立脚した理論解をもとに、前章までの結果を踏まえて安定照査法を提案する。

#### (1) 極限支持力の算定

極限支持力は、2.で述べたように、段切り、荷重傾斜等の影響を考慮した補正係数  $\eta$  が求めれば、分割法、上界法、簡用法等すべての評価法で求めることが可能である。たとえば、上界法によって鉛直支持力を求め、 $\eta$  および前述の傾斜係数を用いて、支持力が算定されることになる。

ここでは、実務上の観点から、従来の道公式に本文

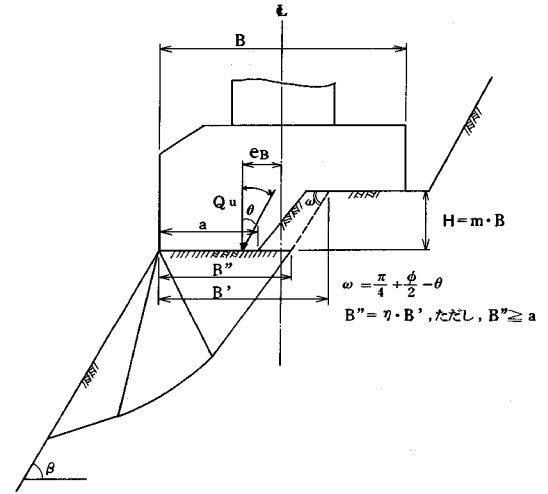


図-19 斜面上段切り基礎の偏心傾斜荷重に対する支持力

2.(2), (3)で示した段切り基礎を含めた支持力評価に加え、地震時における支持力低下を、2.(4)で示した地山に作用する震度に対応する角度を現況の斜面傾斜角に付加する方法で評価した(図-19参照)。

$$q_a = \eta \left( \alpha' c N_c + \frac{1}{2} \gamma \beta' \eta B' N_\gamma \right) \dots \dots \dots (9)$$

ここに、 $q_a$ : 荷重の偏心傾斜を考慮した基礎地盤の極限鉛直支持力度 ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )

$\eta$ : 段切り基礎を用いる場合の補正係数で次式から求める

$$\eta = 1 - m \cot(\omega) \dots \dots \dots (10)$$

$m$ : 段切り高さ ( $H$ ) とフーチング幅 ( $B$ ) との比

$$\omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \theta$$

$\theta$ : 荷重の傾斜角度

ただし、 $\eta \cdot B' \leq a$  の場合は、 $\eta \cdot B' = a$  とする

$a$ : 段切り最下段の基礎幅

$\alpha', \beta'$ : 基礎の形状係数

$c$ : 基礎地盤の粘着力 ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )

$\gamma$ : 基礎地盤の単位体積重量 ( $\text{tf}/\text{m}^3$ )

$N_c, N_\gamma$ : 荷重傾斜角を考慮した支持力係数

$B$ : 基礎幅 (m)

$B'$ : 偏心傾斜荷重を考慮した有効底面幅 (m)

$B''$ : 偏心傾斜荷重を考慮した仮想底面幅 (m)

$e_B$ : 荷重の偏心距離 (m)

$\beta$ : 斜面傾斜角 ( $^\circ$ )。ただし、地震時は次のように震度を考慮した角度 ( $\beta_e$ ) とする

$$\beta_e = \beta + \tan^{-1} k_h$$

$k_h$ : 基礎地盤の震度



(2) 転倒および滑動に対する安定

転倒および滑動に対して、基礎の底面が平坦な通常の基礎では従来の道示の手法で行えばよいと考えられる。しかし、段切り基礎の形式では、図-20に示すように転倒と滑動に対してそれぞれ異なった底面幅を用いるべきである。

したがって、転倒に対しては、段切り基礎の有効底面幅  $B''$  で生じる地盤反力度を用いることとし、躯体から伝達する荷重および基礎自重、慣性力、基礎に作用する土圧等を考慮することが考えられる。また、滑動に対しては基礎下面の小段部が滑動に対してほとんど抵抗しないことなどを考慮して、図に示す仮想底面幅  $B'$  によって算出された地盤反力度を用いて滑動抵抗を求めることが合理的である。

(3) その他の留意点

a) 置換え基礎

本来、段切り基礎はフーチング部が一体となった段差フーチングが原則であるが、支持地盤となり得ない不良地盤を掘削し、貧配合のコンクリートを打設し、支持地盤としての機能をもたせた置換えフーチングもあり得

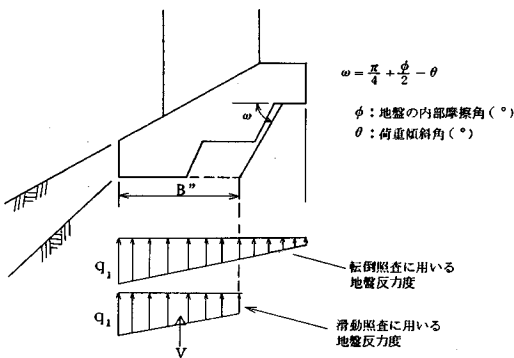


図-20 転倒および滑動照査に用いる地盤反力度

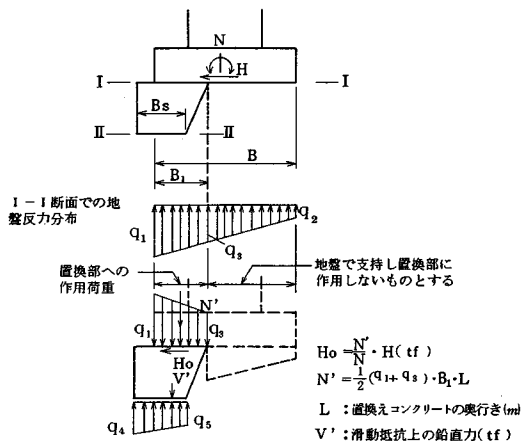


図-21 置換え基礎の安定照査

る。この場合には、置換え基礎部と本体フーチング部は構造的に分離してあるものと考えられるため、本体の安定検討は図-21に示すI-I断面で行うべきであり、また、置換え基礎部の最下段での局所破壊が全体の安定に大きく依存していることから、II-II断面での支持力度および滑動の照査も必要である。

b) 斜面安定の問題

(1) で示した極限支持力による安定の照査とともに、図-22に示すような支持力のない斜面安定でなく、基礎に加わる荷重を含めた斜面地盤全体の総合的な安定も問題となる。これは、斜面を構成する地盤が均一な場合には、フーチング後端を通る支持力のない斜面破壊になるが、実際にはその地層構成が複雑であり、地形的にも変化が激しいため、一般的な斜面破壊を生じ得ることを考え、斜面安定を併せて行うべきものと考えられる。

c) 多層地盤

斜面が多層地盤により構成されている場合には、基礎の支持力評価に対して(2)の式を用いることが困難であり、分割法を用いて支持力値を求める方法に頼らざるを得ない。この場合には、平坦な多層地盤に対して今泉・山口<sup>19)</sup>によって提案された円弧と直線からなる複合すべり面を用いた方法を適用することが望ましい。なお、こ

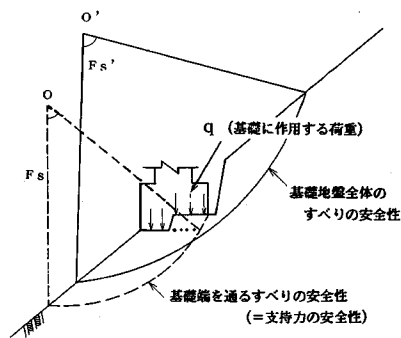


図-22 斜面安定の概念図

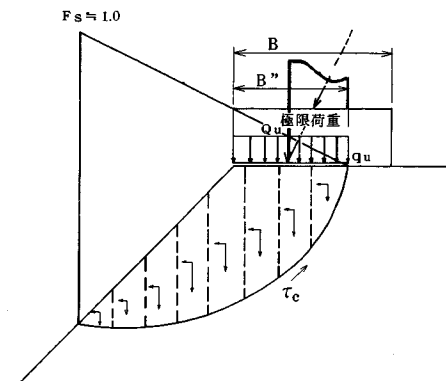


図-23 円弧すべりによる極限支持力計算の模式図

の方法より得られる平地地盤の支持力係数値は支持力理論から求められる値に十分近く、単一層での支持力評価の精度は同等と思われる。しかしながら、斜面上の基礎では図—23に示すような円弧すべりを用いた方法(Bishop等)によって極限支持力を求めても、斜面の存在により受動域の影響が少ないため、実用上は問題がないものと考えられ、実務上は後者でもよいものと考えられる。

#### 4. ま と め

著者らは、段切り基礎を含めた斜面上直接基礎の設計方法を確立するために、実験および解析的な研究を実施してきた。これらの一連の研究の成果とし、傾斜荷重および斜面内の地震力の影響を考慮した実用的な支持力評価式を提案した。さらに、この評価式をもとに、斜面上の直接基礎の安定照査法について提案した。

#### 5. あとがき

なお、本論文の内容については著者らが参加している(財)高速道路調査会・基礎工に関する調査研究委員会(宇都一馬委員長：日本道路公団委託)内で審議して頂いた。当研究を進めるにあたっては同委員会ならびに関係者の方々にはご指導・ご協力頂き、大変お世話になりました。末筆ながら、感謝の意を表します。

#### 参 考 文 献

- 1) 毛戸秀幸・前田良刀・上原精治・日下部治：しらす斜面の段切り基礎の大型模型載荷実験，土木学会論文集，No. 397/VI-9，pp. 75～84，1988年9月。
- 2) Meyerhof, G. G. : The Ultimate Bearing Capacity of Foundation on Slopes, Proc., 4th ICSMFE, 1957.
- 3) Chen, W. F. : Soil Mechanics and Theorems of Limit Analysis, Proc. of ASCE, 1969.
- 4) 駒田敬一：二次元傾斜荷重に対する地盤支持力の計算図表，土木研究所報告，1969年2月。
- 5) 日下部治：Studies on the Stability of Analysis under Strip Loads on the Top Surfaces, 東京工業大学修士論文，1975年3月。
- 6) 日本道路公団：設計要領第2集，pp. 6-63～69，昭和54年4月(昭和61年10月一部改訂)。
- 7) 川井忠彦：物理モデルによる連続体諸問題の解析，東京大学生産技術研究所セミナーテキスト(コース・57)，1980年。
- 8) (財)高速道路調査会：基礎工に関する調査研究報告書(日本道路公団委託)，pp. 10～68，1986年2月。
- 9) 中瀬明男・木村 孟・日下部治：斜面の支持力に関する実験と解析，第10回土質工学研究発表会，pp. 459～462，1975年6月。
- 10) 八嶋 厚：要素境界すべりモデル—プログラム解説と実際への適用—，地盤力学数値解析，土質工学会関西支部講習会テキスト，pp. 80～135，1986年。
- 11) 龍岡文夫・廣 景川・上原精治・前田良刀：二次堆積しらすの不攪乱供試体の平面ひずみ圧縮試験，土と基礎，No. 1786，pp. 57～62，1988年6月。
- 12) Meyerhof, G. G. : The bearing capacity on foundations under eccentric and inclined loads, Proc. of 3rd ICSMFE, Vol. 1, pp. 440～445, 1953.
- 13) Vesic, A. S. : Bearing Capacity of Shallow Foundation, Foundation Engineering Hand book, Winter korn & Fong Van Nostrand Reinhold Company, pp. 121～147, 1975.
- 14) (財)高速道路調査会：基礎工に関する調査研究報告書(日本道路公団委託)，1988年2月。
- 15) (財)高速道路調査会：基礎工に関する調査研究報告書(日本道路公団委託)，1987年2月。
- 16) 横山幸満・日下部治・萩原敏行：粘性斜面上の段切り基礎の支持力に関する研究—水平外力に対する安定性について—昭和62年度報告書，宇都宮大学工学部土木工学科地域施設学講座，1988年。
- 17) 山口柏樹：土質力学(全改訂)，技報堂出版，pp. 390～391，1984年2月。
- 18) 沢田知之・能町純雄・本田哲量：地震時におけるマウンド基礎の支持力について，土木学会第43回年次学術講演会第3部，pp. 262～263，1988年10月。
- 19) 今泉繁良・山口柏樹：分割法による支持力計算法，土質工学会論文報告集，Vol. 26, No. 2, pp. 143～149，1986年6月。

(1988. 11. 18・受付)