



土木研究所資料

第1054号

浅い基礎の支持力に関する調査

昭和50年3月

建設省土木研究所
基礎研究室

目 次

1. はじめに	1
2. 検討の方法	2
(1) 根入れ効果	2
(2) 大平面寸法の支持力	2
3. 根入れ効果に関する検討の条件	2
3-1 対象とした支持力公式	2
3-2 計算の条件	3
3-3 道路橋指針に対する修正式の考え方	4
3-4 計算式	7
3-5 検討結果	14
3-6 考 察	23
4. 大平面寸法の基礎の支持力	23
4-1 概 要	23
4-2 比較対象計算式	24
4-3 比較計算	25
(1) 弾塑性論的支持力論による降伏荷重	25
(2) 道路橋指針による極限支持力	26
(3) 沈下量の計算	26
4-4 検討結果	29
4-5 考 察	38

1. は じ め に

浅い基礎の支持力を算定する計算式には種々のものが提唱されているが、現道路橋下部構造設計指針（直接基礎の設計篇）において採用されている支持力算定式は次のような条件を前提としている。

a 地盤条件

- a-1 地盤は等方等質の材料からなる。
- a-2 地盤は水平地表をもつ半無限体
- a-3 地盤は「粘着力 C 」, 「内部摩擦角 ϕ 」により表わされる強度をもつ剛塑性体である。

b 荷重条件

- b-1 荷重の偏心は「有効載荷幅」によって評価されうる。
- b-2 荷重の傾斜はすべり面の変化に伴う支持力係数の変化として評価する。

c 基礎条件

- c-1 平面2次的に作用しない荷重の効果は「形状係数 α , β 」を用いて近似的に評価する。
- c-2 基礎の根入れはそれ程大きくなく、根入れの効果は「サーチャージ q 」および「根入れ効果に対する割増し係数 K 」によって表わされうる。
- c-3 基礎底面は粗である。

さて、近年海峽連絡橋等の大型構造物の計画に伴ないその基礎も、従来の寸法に比して著るしく大きなものとなりつつある。この大型の基礎においても、その構造形式は種々のものがあるが、施工はともかく、設計上の取扱いとしては直接基礎の範疇に属するものが、少なからずある。

このような大型直接基礎の設計にあたって、先述した道路橋指針も含めて、その支持力を剛塑性論的支持力論によって算定してよいかどうかには、少なからず疑問がある。

すなわち、剛塑性論的支持力論において、たとえば $qd = 100 \text{ t/m}^2$ の支持力を得られれば $A = 50 \times 50 = 2500 \text{ m}^2$ の基礎に対しては、 $Q_d = 100 \times 2500 = 25 \times 10^4 \text{ t}$ の全支持力が得られることになるが、果して、このようなことが妥当なのかどうか。変位による制限も含めて別の観点からの制限が必要ではなからうか。また、基礎の大型化に伴なって、影響をうける支持地盤の範囲も大きくなっていく。このような効果についても検討が必要となる。更に、基礎の平面寸法が大きくなっていくと、そのような基礎を地中深く設置することは施工上困難になっていく。したがってたとえば、支持地盤としての確たる性質をもたない地盤に基礎をとめることも生じてくる。このような場合、ある程度の根入れをもつわけであるが、この根入れの影響は必ずしも、明確になっていないといつてよからう。

本検討は上記のような問題すなわち基礎の根入れに関する効果および大平面寸法の効果を支持力公式を基に種々の角度から検討し、これらに関する現在の理論支持力の特質を明らかにしようとするものである。

2. 検討の方法

(1) 根入れ効果

現在の支持力公式は大別して剛塑性支持力論と弾塑性支持力論の2つになるが根入れ効果の評価という面からみると後者はその評価がかなり緩慢なものであり、また円弧すべり面を用いた慣用的な支持力計算式も単に根入れをサーチャージとして扱っているにすぎない。従ってここでは剛塑性論的支持力論を対象として、それが根入れ効果に及ぼす一般的な性質を調べることとする。

検討に際しては本四ルートの代表的な地盤常数を基に100ケース程度の比較計算を行なった。

(2) 大平面寸法的支持力

基礎の平面寸法が支持力に与える影響を各種の支持力公式を基に検討するが、ここでは主として弾塑性論的支持力論を対象とした。また許容支持力(許容地耐力)の推定に当っては基礎の沈下量からも制限を受けることがあるので検討に際しては沈下量を現行の道路橋下部構造設計指針・直接基礎の設計篇を基に算出して検討した。

比較計算のケースは(1)と同様の地盤常数を用い50ケース程度行なってみた。

3. 根入れ効果に関する検討の条件

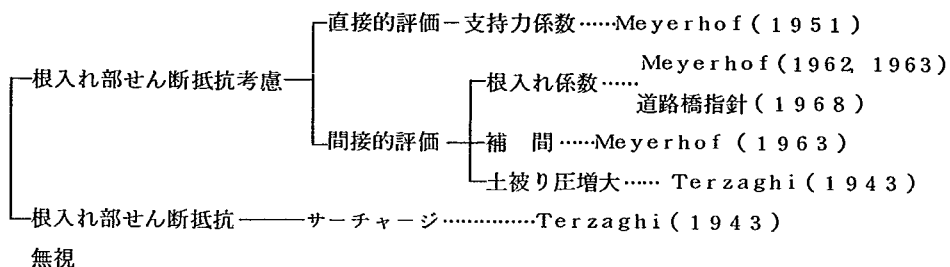
3-1 対象とした支持力公式

検討に当っては表3-1の剛塑性論的支持力論を基にした。なお同表のS-2は今回特に地盤の根入れの効果を評価するに当り根入れ部のせん断抵抗を簡便な方法で評価してみた一つの考え方である。(以下道路橋指針修正式と呼ぶ)

表3-1 剛塑性支持力論における根入れ効果の評価

NO	出典	基本的考え方
T-1	Terzaghi (1943)	サーチャージ q
T-2	" (1943)	q および基礎と環状領域の固面抵抗
M-1	Meyerhof (1951)	一般支持力係数 N_c, N_q, N_γ
M-2	" (1962)	根入れに関する補正係数 $dc', dq', d\gamma'$
M-2'	" (1963)	depth factor $dc, dq, d\gamma$
M-3	" (1963)	根入れ比 Df/D_e による支持力係数の補正
S-1	道路橋指針 (1968)	根入れ効果に対する割増し係数 k
S-2	" 修正式	参照

表 3-1 の計算法をその考え方に応じて分類すると次のようになる。



実際の比較計算に当っては上記分類のうち間接的評価に属するMeyerhof (1963) の補間による方法, Terzaghi (1943) の土被り圧増大として評価する方法はともに繁雑であったり, 力学的に不明確であったりするので対象から除外し次のものを考えることとする。

- i) サーチャージ q Terzaghi (1943), 他
- ii) 根入れ係数 $d\alpha, dq, d\gamma$ Meyerhof (1963)
 " K 道路橋指針 (1968)
- iii) 支持力係数 N_c, N_q, N_γ Meyerhof (1951)
- iv) 道路橋指針修正式

3-2 計算の条件

(1) 地盤常数

本四ルート地盤以外に参考として土丹層を考えた。

地 質		r (t/ m ³)	C (t/ m ²)	ϕ (deg)	ν	E_{30} (kg/ m ²)
風 化 花 崗 岩	D	2.3 0	1 0	2 8	0.4 5	1,5 0 0
	C_L	2.4 0	2 0	3 0	0.4 0	2,5 0 0 ~ 4,3 0 0
	C_M	2.5 0	5 0	3 5	0.3 5	5,0 0 0 ~ 8,5 0 0
神 戸 層 A		2.0 0	5 0	2 0		1,5 0 0
土 丹 層		1.8 5	1 5 0	1 0		

(2) 荷重条件

偏心傾斜荷重はないと考えた。

(3) 基礎寸法

基礎巾 $B = 5.0 \text{ (m)}$

奥行 $L = 5.0 \text{ (m)}$

根入れ $Df = 0, 1.25, 2.50, 3.75, 5.00 \text{ (m)}$

($Df/B = 0, 0.25, 0.50, 0.75, 1.00$)

(4) 地下

基礎底面より十分下にあるものとする。

前記より比較計算のケースは

$$N = 5 \times 5 \times 5 = 125 \text{ ケース}$$

計算式
地盤
根入れ比

である。

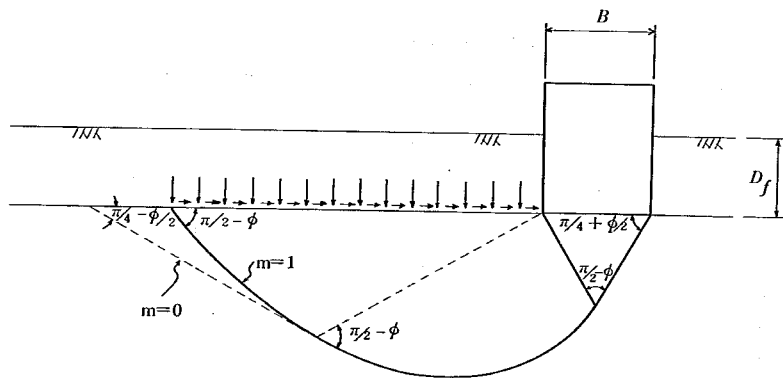
3-3 道路橋指針に対する修正式の考え方

(1) 概要

現道路橋指針では先述のように、根入れに対する割増係数 K を用いて根入れの効果の積極的評価を行なっているものの、基本的には、サーチャージとしてのみの効果を考えている。あるいは少なくとも支持力係数を求めるにあたっては、根入れ部分のせん断抵抗は考慮していない。一方、Meyerhofの一般支持力論では、特に等価自由面応力 P_0 を求めるにあたって力学的に曖昧さがあり、実用的に困難を感じる。

そこで、ここでは、Meyerhofのいう等価自由面を根入れ D_f の値にかかわらず、基礎底面と同じ水平面とし、但し、その面上にせん断応力を考慮するという方法について調べてみることにする。

この場合、水平面上のせん断応力の動員度としては $m=1$ を考える（ $m=0$ の場合、道路橋指針と同一の考え方となる）。



(2) 支持力係数

i) 粘着力およびサーチャージに関する支持力係数 N_c , N_q

新たに、式を誘導してもよいが、先述のように、 N_c , N_q の基本的考え方はMeyerhofも指針も同一であるので、Meyerhofの一般式から誘導することとする。

さて、等価自由面とすべり面のなす角度 η は次式で表わされる。

$$\sin \phi m = \sin \phi \cos (\phi m - 2\eta - \phi)$$

$$\phi m = \tan^{-1} (m \tan \phi) \quad (3 \cdot 1)$$

上式において、 $m = 1$ とすれば、 $\phi m = \phi$ より

$$\cos (-2\eta) = 1$$

$$\therefore \eta = 0$$

また Nq, Nc は次式で表わされる。

$$Nq = \frac{(1 + \sin \phi) \exp (2\lambda \tan \phi)}{1 - \sin \phi \sin (2\eta + \phi)}$$

$$Nc = (Nq - 1) \cot \phi$$

$$\lambda = \beta - \eta - \phi/2 + 3\pi/4 \quad (\beta \text{ は等価自由面が水平面となす角度})$$

上式において、 $\eta = 0, \beta = 0$ とすれば、

$$\left. \begin{aligned} Nq &= \frac{(1 + \sin \phi) \exp \{ (3\pi/2 - \phi) \tan \phi \}}{1 - \sin \phi} \\ Nc &= (Nq - 1) \cot \phi \end{aligned} \right\} \quad (3 \cdot 2)$$

ii) 自重に関する支持力係数 N_T

道路橋指針における支持力係数 N_T は Sokolovski による数値解を用いている。したがって、ここでも、本来ならば考えている状態に対応して数値解が必要となるが、多大の労力を要し本検討の趣旨を超えることにもなるので、ここでは、Meyerhof による支持力係数を用いることとする。すなわち、彼の N_T のチャートにおいて、根入れにかかわらず、

$$\beta = 0, m = 1$$

の値を用いる。

(3) サーチャージ q

Meyerhof の考え方では、等価自由面応力 P_0 は次式で示される。

$$P_0 = \frac{\frac{1}{2} r Df - m c \tan \beta}{1 + m \tan \phi \tan \beta} \quad (3 \cdot 3)$$

ここで、 $\beta \rightarrow 0$ とすれば

$$P_0 = \frac{1}{2} r Df$$

となるが、これは、あくまで等価自由面応力であり、本考え方とは異なる。

ここでは、サーチャージは当然

$$q = r Df$$

となる。

(4) 動員度について

本計算法においては Meyerhof のいう、等価自由面を基礎底面と同じ水平面とし、かつその面上のせん断応力の動員度 $m = 1$ としている。

このように想定したことの力学的意味は
どのようなものであろうか。

右図は、土塊 $a b c d$ に作用する諸力
を示す。鉛直および水平の力のつりあいは
それぞれ

$$\begin{cases} P_0 = W + P_{1V} + P_{2V} \\ S_0 = P_{2H} - P_{1H} \end{cases}$$

となる。(3)に示した如く、 $P_0 = \gamma Df$ とし
ているので、 $P_{1V} = P_{2V} = 0$ と考えているこ
とになる。ところで問題は、 S_0 である。
今、簡単のため $P_{1H} = 0$ と考え、 P_{2H} とし
て受働土圧力を考えることとすれば、

$$P_{2H} = \frac{1}{2} \gamma Df^2 Kp + 2 C \gamma Kp Df (= S_0)$$

ここに、 Kp : 受働土圧係数

$$Kp = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

一方、主働領域の形状から

$$r_0 \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{B}{2}$$

また対数ラセンの性質から、 $m=1$ の場合には

$$\ell = r_0 e^{\lambda \tan \phi}$$

$$\text{ここに、} \lambda = \frac{3}{4} \pi - \frac{\phi}{2}$$

したがって、

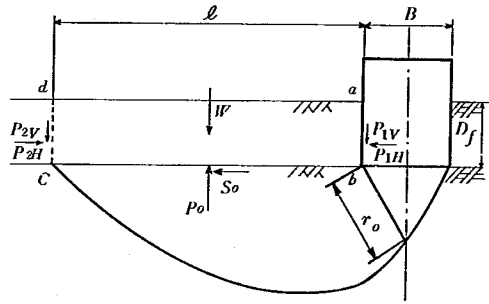
$$\frac{\ell}{B} = \frac{\exp \{ (3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi \}}{2 \sin (\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})} \quad (3 \cdot 4)$$

せん断力は、したがって

$$\begin{aligned} S_0 &= mC + mP_0 \tan \phi \\ &= ml (C + \gamma Df \tan \phi) \\ &= \frac{m (C + \gamma Df \tan \phi) \exp \{ (3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi \}}{2 \sin (\pi/4 - \phi/2)} \cdot B \quad (3 \cdot 5) \end{aligned}$$

以上より

$$m = \frac{2 (\frac{1}{2} \gamma Df Kp + 2 C \gamma Kp) \cdot \sin (\pi/4 - \phi/2)}{(C + \gamma Df \tan \phi) \exp \{ (3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi \}} \cdot \frac{Df}{B} \quad (3 \cdot 6)$$



$$* S_0 = C + P_0 \tan \phi$$

あるいは,

$$m = \frac{(Kp + 4 \frac{C}{rDf}) \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})}{(\tan \phi + \frac{C}{rDf}) \exp\{(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) \tan \phi\}} \cdot \frac{Df}{B} \quad (3 \cdot 7)$$

式(3・4)より得られる

$\ell_B \sim \phi$ 関係

を表およびグラフとして示す。(表3-2, 図3-1)

また, 式(3・7)は,

$$m = fn(\phi, C/rDf, Df/B)$$

の関係を示すが, 物理的には, C/rDf と Df/B は独立ではないので,

$$m = (\phi, C, r, Df, B)$$

として, 比較計算に用いる各種地盤条件に対して m を計算し,

$$m = Df/B \text{ 関係}$$

として, 図3-2に結果を示した。

m と Df/B はほぼ直線的な関係となり, ϕ の値が小さい程, m は大きい。

さて, (4-10)式の誘導において, すべり土塊の幅 ℓ は $m=1$ として求めている。したがって, 結果として得られる m の値も, 1 以外は意味がないといえる。しかしながら図3-2からも分るように, Df/B が 0 ~ 1 の範囲で

風化花崗岩 $m = 0 \sim 0.7, 0.8, 0.9$

神戸層 A $m = 0 \sim 1.5$ ($m=1$ のとき $Df/B = 0.68$)

土丹層 $m = 0 \sim 2.2$ ($m=1$ のとき $Df/B = 0.47$)

となっており, 一義的に $m=1$ とするのは困難であるようである。

また, 根入れ部の受働土圧を考えることは, すなわち, そのせん断抵抗を考慮することであり, 基本的に Meyerhof のものと変りないこととなる。

3-4 計 算 式

(I) 根入れ係数による計算

i) 極限支持力の一般表示

$$qd = \alpha C N c d c^* + q N q \cdot d q^* + \frac{1}{2} r \beta B N r \cdot d r^*$$

ここに, α, β ; 形状係数

$$\alpha = 1 + 0.3 \frac{B}{L}, \quad \beta = 1 - 0.6 \frac{B}{L}$$

但し $B/L > 1$ のとき $B/L = 1$ とする。

C, r ; 地盤の粘着力, 単位重量

B, L ; 基礎幅, 奥行

q ; 土被り圧力 ($= rDf$)

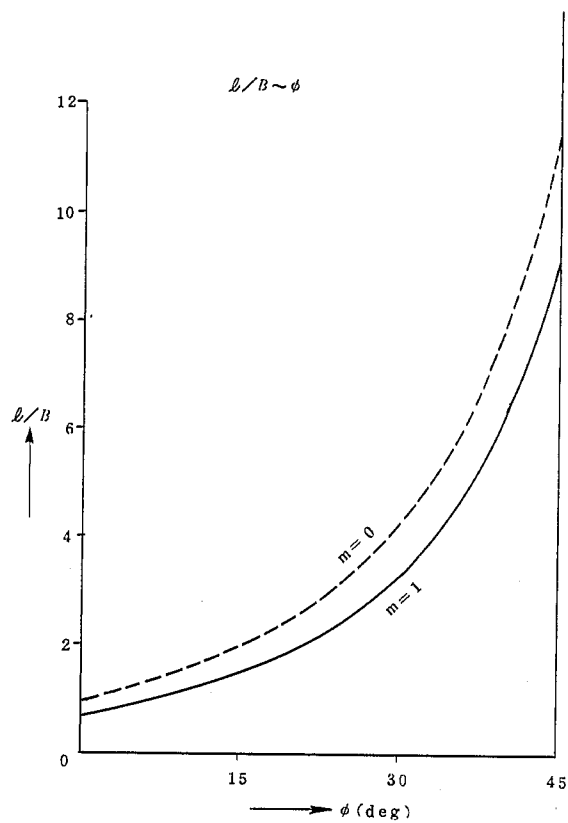


图 3-1

计算表表-3-2

ϕ	0.00000
l/B	0.70710
ϕ	5.00000
l/B	0.90605
ϕ	10.00000
l/B	1.16051
ϕ	15.00000
l/B	1.49100
ϕ	20.00000
l/B	1.92856
ϕ	25.00000
l/B	2.52194
ϕ	30.00000
l/B	3.35080
ϕ	35.00000
l/B	4.55190
ϕ	40.00000
l/B	6.37458
ϕ	45.00000
l/B	9.30819

Df ; 根入れ

Nc, Nq, Nr ; ϕ より求まる支持力係
数

ϕ ; 地盤の内部摩擦角

dc^*, dq^*, dr^* ; 根入れ係数

ii) 支持力係数

簡単のため, 全ての計算式に対して次式を用いる。

$$\begin{cases} Nq = \exp(\pi \tan \phi) N\phi \\ Nc = (Nq - 1) \cot \phi \\ Nr = (Nq - 1) \tan(1.4 \phi) \end{cases}$$

ここに

$$N\phi = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

Nc, Nq は, 道路橋指針のものであり
これは, Promdtl, Reissner およ
び Meyerhof のものと同一である。

Nr は, Meyerhof による近似式で
あり, Sokolovski の数値と大差ない。

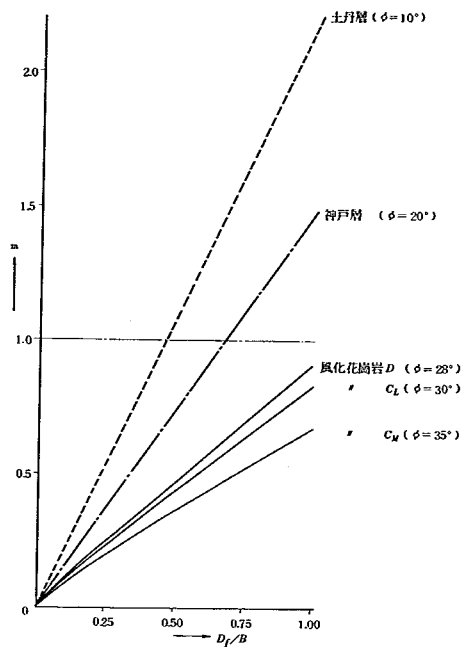


図 3-2 $m \sim Df/B$ 関係

iii) 根入れ係数

		dc^*	dq^*	dr^*
Terzaghi		1	1	1
Meyerhof	$\phi \leq 10^\circ$	$1 + 0.2 \sqrt{N\phi} \frac{Df}{B}$	1	1
	$\phi > 10^\circ$		$1 + 0.1 \sqrt{N\phi} \frac{Df}{B}$	
道路橋指針		$1 + 0.3 \frac{Df}{B}$		1

ここに, $N\phi = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$

計算結果

結果のまとめ (表 3-3)

なお, 結果の表示中

$$qc = \alpha C N c d c^*$$

$$qq = q N q d q^*$$

$$qr = \frac{1}{2} r \beta B N r \cdot d r^*$$

表3-3 極限支持力表

單位〔t/m²〕

地質	N_c, N_f, N_q	Df/B	α	β	Terzaghi				Meyerhof (1963)								道路橋指針			
					q_c	q_f	q_q	q_d	d_c	d_f	d_q	q_c	q_f	q_q	q_d	k	q_c	q_f	q_q	q_d
風化花崗岩 D	$N_c=25.8$ $N_f=11.2$ $N_q=14.7$	0.0	1.30	0.60	335	386	0	721	1.00	1.00	1.00	335	386	0	721	1.00	335	386	0	721
		0.25	"	"	335	386	423	1,144	1.08	1.04	1.04	363	402	441	1,206	1.08	361	386	455	1,202
		0.50	"	"	335	386	846	1,567	1.17	1.08	1.08	391	418	917	1,726	1.15	386	386	973	1,745
		0.75	"	"	335	386	1,270	1,991	1.25	1.12	1.12	419	434	1,428	2,281	1.23	411	386	1,555	2,352
		1.00	"	"	335	386	1,693	2,414	1.33	1.17	1.17	447	450	1,975	2,872	1.30	436	386	2,201	3,023
風化花崗岩 C_L	$N_c=14.8$ $N_f=2.9$ $N_q=6.4$	0.00	1.30	0.60	784	564	0	1,348	1.00	1.00	1.00	784	564	0	1,348	1.00	784	564	0	1,348
		0.25	"	"	784	564	552	1,900	1.87	1.04	1.04	851	588	576	2,015	1.08	842	564	593	2,000
		0.50	"	"	784	564	1,104	2,452	1.17	1.09	1.09	919	613	1,200	2,732	1.15	901	564	1,270	2,735
		0.75	"	"	784	564	1,656	3,004	1.26	1.13	1.13	987	637	1,871	3,496	1.23	960	564	2,029	3,553
		1.00	"	"	784	564	2,208	3,556	1.35	1.17	1.17	1,055	662	2,591	4,307	1.30	1,019	564	2,871	4,453
風化花崗岩 C_M		0.00	1.30	0.60	2,998	1,393	0	4,391	1.00	1.00	1.00	2,998	1,393	0	4,391	1.00	2,998	1,393	0	4,391
		0.25	"	"	2,998	1,393	1,041	5,432	1.10	1.05	1.05	3,286	1,460	1,090	5,836	1.08	3,223	1,393	1,119	5,735
		0.50	"	"	2,998	1,393	2,081	6,472	1.19	1.10	1.10	3,574	1,527	2,281	7,382	1.15	3,448	1,393	2,393	7,234
		0.75	"	"	2,998	1,393	3,122	7,513	1.29	1.14	1.14	3,862	1,594	3,571	9,027	1.23	3,673	1,393	3,824	8,890
		1.00	"	"	2,998	1,393	4,162	8,553	1.38	1.19	1.19	4,150	1,661	4,962	10,773	1.30	3,897	1,393	5,411	10,701
神戸層 A		0.00	1.30	0.60	964	86	0	1,050	1.00	1.00	1.00	964	86	0	1,050	1.00	964	86	0	1,050
		0.25	"	"	964	86	160	1,210	1.07	1.04	1.04	1,033	89	166	1,288	1.08	1,037	86	172	1,295
		0.50	"	"	964	86	320	1,370	1.14	1.07	1.07	1,102	92	343	1,537	1.15	1,109	86	368	1,563
		0.75	"	"	964	86	480	1,530	1.21	1.11	1.11	1,171	95	531	1,797	1.23	1,181	86	588	1,855
		1.00	"	"	964	86	640	1,690	1.29	1.14	1.14	1,240	98	731	2,069	1.30	1,254	86	832	2,172

極限支持力表

地質	N_c, N_q, N_f	Df/B	α	β	Terzaghi				Meyerhof (1963)								道路橋指針			
					q_c	q_q	q_f	q_d	d_c	d_q	d_f	q_c	q_q	q_f	q_d	k	q_c	q_q	q_f	q_d
土丹層	$N_c=8.3$ $N_q=0.37$ $N_f=2.5$	0.0	1.30	0.60	1,627	10	0	1,637	1.00	1.00	1.00	1,627	10	0	1,637	1.00	1,627	10	0	1,637
		0.25	"	"	"	"	57	1,694	1.06	"	"	1,724	"	57	1,791	1.08	1,749	"	61	1,820
		0.50	"	"	"	"	114	1,751	1.12	"	"	1,821	"	114	1,945	1.15	1,871	"	131	2,012
		0.75	"	"	"	"	171	1,808	1.18	"	"	1,918	"	171	2,099	1.23	1,993	"	210	2,213
		1.0	"	"	"	"	229	1,866	1.24	"	"	2,015	"	229	2,254	1.30	2,115	"	297	2,422

よって

$$q_d = q_c + q_q + q_r$$

(2) Meyerhof の一般支持力係数による計算

i) 一般式

極限支持力

$$q_d = C N_c + P_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

ここに, C ; 地盤の粘着力

γ ; " 単位重量

B ; 基礎幅

N_c, N_q, N_γ ; m, ϕ, β によって求まる一般支持力係数

P_0 ; m, ϕ, β, C, Df により求まる等価自由面垂直応力

ϕ ; 地盤の内部摩擦角

m ; 等価自由面におけるせん断応力の動員度 ($0 \leq m \leq 1$)

β ; m, ϕ より求まる等価自由面と水平のなす角

Df ; 基礎根入れ

等価自由面の角度 β

$$\frac{Df}{B} = \frac{\sin \beta \cos \phi \exp(\lambda \tan \phi)}{2 \cos(\eta + \phi) \sin(\pi/4 - \phi/2)}$$

ここに, η ; 受働領域の等価自由面と放射すべり面のなす角

$$\sin \phi m = \sin \phi \cos(\phi m - 2\eta - \phi)$$

$$\phi m = \tan^{-1}(m \tan \phi)$$

λ ; 放射状せん断領域の角度

$$\lambda = \beta - \eta - \phi/2 + 3\pi/4$$

支持力係数

$$N_q = \frac{(1 + \sin \phi) \exp(2\lambda \tan \phi)}{1 - \sin \phi \sin(2\eta + \phi)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

N_γ ; Meyerhof のチャートによる。

等価自由面応力

$$P_0 = \frac{\frac{1}{2} \gamma Df - m c \tan \beta}{1 + m \tan \phi \tan \beta}$$

ii) 計算結果

結果のまとめ (表 3-4)

表 3-4 極限支持力度

極限支持力表 (Meyerhof 1951 $m=1$)

地質	Df/B	$\eta(DEC)$	$\beta(DEC)$	$P_0(t/m^2)$	N_c	N_q	N_γ	q_c	q_q	q_γ	q_d
風化花崗岩 D	0.00	0	0	0	31.6	17.8	19	316	0	1,093	1,409
	0.25	"	4.60	13.01	34.6	19.4	22	346	252	1,265	1,863
	0.50	"	8.88	25.10	37.6	21.0	25	376	527	1,438	2,341
	0.75	"	12.89	36.41	40.7	22.6	28	407	824	1,610	2,841
	1.00	"	16.68	47.01	43.8	24.3	31	438	1,141	1,783	3,362
風化花崗岩 CL	0.00	0	0	0	37.2	22.5	27	743	0	1,620	2,362
	0.25	"	4.11	13.02	40.5	24.4	31	810	318	1,860	2,988
	0.50	"	7.92	25.19	43.9	26.3	35	878	664	2,100	3,642
	0.75	"	11.50	36.63	47.3	28.3	39	946	1,037	2,340	4,323
	1.00	"	14.88	47.41	50.8	30.3	42	1,015	1,437	2,520	4,972
風化花崗岩 CM	0.00	0	0	0	57.7	41.4	58	2,888	0	3,625	6,513
	0.25	"	3.03	12.51	62.3	44.6	66	3,115	558	4,125	7,798
	0.50	"	5.87	24.36	66.9	47.8	74	3,344	1,165	4,625	9,134
	0.75	"	8.54	35.63	71.5	51.1	82	3,574	1,819	5,125	10,518
	1.00	"	11.06	46.37	76.1	54.3	90	3,807	2,518	5,625	11,950
神戶層 A	0.00	0	0	0	17.7	7.4	5.4	885	0	270	1,155
	0.25	"	7.12	5.98	19.6	8.1	6.3	981	49	315	1,345
	0.50	"	13.74	11.73	21.6	8.9	7.2	1,079	104	360	1,543
	0.75	"	20.03	17.02	23.6	9.6	8.	1,181	163	400	1,744
	1.00	"	26.07	21.68	25.7	10.4	8.8	1,286	225	440	1,951

極限支持力表 (Meyerhof 1951 $m=0$)

地質	Df/B	$\eta(DEC)$	$\beta(DEC)$	$P_0(t/m^2)$	N_c	N_q	N_γ	q_c	q_q	q_γ	q_d
風化花崗岩 D	0.00	31.00	0	0	25.8	14.7	17	258	0	978	1,236
	0.25	"	3.61	14.38	27.7	15.7	19.3	277	226	1,110	1,613
	0.50	"	7.01	28.75	29.7	16.8	21.5	297	482	1,236	2,015
	0.75	"	10.24	43.13	31.6	17.8	23.5	316	768	1,351	2,435
	1.00	"	13.32	57.50	33.6	18.8	25.5	336	1,084	1,466	2,886
風化花崗岩 CL	0.00	30.00	0	0	30.1	18.4	23	603	0	1,380	1,983
	0.25	"	3.23	15.00	32.3	19.6	26	646	295	1,560	2,501
	0.50	"	6.28	30.00	34.4	20.9	29	689	627	1,740	3,056
	0.75	"	9.17	45.00	36.6	22.1	32	732	996	1,920	3,648
	1.00	"	11.93	60.00	38.8	23.4	35	776	1,404	2,100	4,280
風化花崗岩 CM	0.00	27.50	0	0	46.1	33.3	52	2,306	0	3,250	5,556
	0.25	"	2.41	15.63	49.0	35.3	58	2,451	552	3,625	6,628
	0.50	"	4.69	31.25	51.9	37.3	64	2,595	1,167	4,000	7,762
	0.75	"	6.86	46.88	54.8	39.4	70	2,740	1,846	4,375	8,961
	1.00	"	8.94	62.50	57.7	41.4	75	2,887	2,589	4,688	10,164
神戶層 A	0.00	35.00	0	0	14.8	6.4	4.8	742	0	240	982
	0.25	"	5.48	12.50	16.1	6.9	5.6	805	86	280	1,171
	0.50	"	10.64	25.00	17.4	7.3	6.4	869	183	320	1,372
	0.75	"	15.58	37.50	18.7	7.8	7.	934	292	350	1,576
	1.00	"	20.33	50.00	20.0	8.3	7.6	1,001	414	380	1,795

極限支持力表 (Meyerhof 1951 $m=0, 0.35$)

地質	m	Df/B	$\eta(DEC)$	$\beta(DEC)$	P_0	N_c	N_q	N_γ	q_c	q_q	q_γ	q_d
土丹層	0	0.00	40.00	0	0	8.34	2.47	0.6	1,252	0	28	1,280
		0.25	"	8.90	11.56	9.23	2.61	0.75	1,370	30	35	1,435
		0.50	"	17.54	23.13	9.94	2.75	0.9	1,491	64	42	1,597
		0.75	"	26.12	34.69	10.8	2.90	1.08	1,618	101	50	1,769
		1.00	"	34.85	46.25	11.7	3.06	1.25	1,755	142	58	1,954
	0.35	0.00	31.38	0	0	8.37	2.58	0.66	1,346	0	31	1,377
		0.25	"	10.09	2.19	9.91	2.75	0.84	1,486	6	39	1,531
		0.50	"	19.88	4.05	10.9	2.92	1	1,631	12	46	1,689
		0.75	"	29.67	4.62	11.9	3.10	1.2	1,786	14	56	1,856
		1.00	"	39.78	2.42	13.0	3.30	1.4	1,955	8	65	2,028

(3) 道路橋指針修正式による計算

i) 一般式

極限支持力

$$qd = CNc + qNq + \frac{1}{2} rBNr$$

ここに, C, r ; 地盤の粘着力, 単位重量

B ; 基礎幅

q ; 土被り圧 ($= rDf$)

Df ; 根入れ

Nc, Nq, Nr ; ϕ より求まる支持力係数

支持力係数

$$Nq = \frac{\exp \{ (3\pi/2 - \phi) \tan \phi \}}{1 - \sin \phi}$$

$$Nc = (Nq - 1) \cot \phi$$

Nr ; Meyerhof のチャートにおいて $\beta = 0, m = 1$ のときの値

ii) 計算結果

結果のまとめ (表 3-5)

表 3-5 極限支持力表 (修正式)

地質	Df/B	Nc	Nq	Nr	q	qc	qq	qr	qd
風化花崗岩 D	0.00	31.6	17.8	19	0	31.6	0	1,093	1,409
	0.25	"	"	"	28.75	"	512	"	1,921
	0.50	"	"	"	57.50	"	1,024	"	2,433
	0.75	"	"	"	86.25	"	1,536	"	2,945
	1.00	"	"	"	115.00	"	2,048	"	3,457
風化花崗岩 CL	0.00	37.2	22.5	27	0	74.3	0	1,620	2,363
	0.25	"	"	"	30.00	"	674	"	3,037
	0.50	"	"	"	60.00	"	1,347	"	3,710
	0.75	"	"	"	90.00	"	2,021	"	4,384
	1.00	"	"	"	120.00	"	2,695	"	5,058
風化花崗岩 CM	0.00	57.7	41.4	58	0	2,888	0	3,625	6,513
	0.25	"	"	"	31.25	"	1,925	"	7,808
	0.50	"	"	"	62.50	"	2,590	"	9,103
	0.75	"	"	"	93.75	"	3,885	"	10,398
	1.00	"	"	"	125.00	"	5,180	"	11,693
神戸層 A	0.00	17.7	7.4	5.4	0	88.5	0	270	1,155
	0.25	"	"	"	25.00	"	186	"	1,341
	0.50	"	"	"	50.00	"	372	"	1,527
	0.75	"	"	"	75.00	"	558	"	1,713
	1.00	"	"	"	100.00	"	744	"	1,899
土丹層	0.00	9.6	2.7	0.76	0	1,441	0	35	1,476
	0.25	"	"	"	23.13	"	62	"	1,538
	0.50	"	"	"	46.25	"	125	"	1,601
	0.75	"	"	"	69.38	"	187	"	1,663
	1.00	"	"	"	92.50	"	249	"	1,725

3-5 検討結果

3-4に示した各種計算法による極限支持力 q_d および根入れ $Df=0$ のときのそれを単位とした $Df \propto 0$ のときの支持力の比を表3-6および図に示す。

図には、支持力係数によるMeyerhof(1951)の計算のうち、等価自由面のせん断応力度の動員度 $m=1$ としたものは除外した。

さて、各計算法によって得られた支持力の大小関係についてみることにする。この場合、各計算で示したように、根入れ係数を用いた計算(1)と支持力係数を用いた計算(2), (3)とでは、根入れがない場合の支持力係数 N_r が異なる。したがって根入れがゼロの場合との比 r を用いて比較を行なう。下表は各地盤毎に比 r の大小関係を示したものである。

- ① 根入れ係数 k を用いた指針による値は、いずれの地盤条件でも最大または2番目に大きい。
- ② 根入れ係数 d_q, d_q, d_r を用いたMeyerhof(1963)による値は、風化花崗岩では k によるものとほぼ同一の値を示すが、神戸層、土丹層では多少 k によるものより小さくなる。
- ③ サーチャージ q としてしか評価していないTerzaghiによる値は根入れ係数を用いたものより、もちろん小さいが、風化花崗岩においては、支持力係数を用いた2つの方法よりもかえって大きな値を示す。但し、神戸層、土丹層では最小を示す。
- ④ 支持力係数を用いたMeyerhof(1951)による値は、風化花崗岩では最小、神戸層でも中間値であり、土丹層ではじめてわずかではあるが最大となる。
- ⑤ 支持力係数を用いた指針修正式による値は、いずれの地盤条件でも小さい方から2番目の値を示す。

根入れ効果の比較

地 盤 条 件			大 小 関 係
区 分	$C(t/m^2)$	$\phi(deg)$	
風 化 花 崗 岩 D	10	28	$r_S \div r_M > r_T > r_{S'} > r_{M0}$
" CL	20	30	$r_S \div r_M > r_T > r_{S'} \div r_{M0}$
" CM	50	35	$r_M \div r_S > r_T > r_{S'} \div r_{M0}$
神 戸 層 A	50	20	$r_S > r_M > r_{M0} > r_{S'} \div r_T$
土 丹 層	150	10	$r_{M0} \geq r_S > r_M > r_{S'} \geq r_T$

さて、一般的イメージとしては、根入れ部のせん断抵抗を考慮したMeyerhof(1951)の方法が最大値をとるということであろう。しかしながら、実際に最大値となるのは、新らしく加えた土丹層においてだけであり、かつの差もわずかである。

このように、Meyerhof(1951)の方法がそれ程大きくならない、あるいはかえって小さくなることについて、各支持力成分をみながら考えてみることにする。

支持力係数を用いたMeyerhof(1951)の方法、および根入れ係数を用いた。その他の方法の式表示は次のようになる。

$$\begin{aligned}
 q_d &= q_c + q_q + q_r \\
 &= CN_c + P_0 N_q + \frac{1}{2} r BN_r \quad (\text{Meyerhof}) \\
 &= \alpha CN_c \cdot d_c^* + q N_q \cdot d_q^* + \frac{1}{2} r \beta BN_r \cdot d_r^* \quad (\text{根入れ係数})
 \end{aligned}$$

根入れ係数と支持力係数の積を改めて、換算支持力係数とし、形状係数を無視し、根入れ係数を用いた式表示として、

$$q_d = CN_c^* + q N_q^* + \frac{1}{2} r BN_r^*$$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに, } N_c^*, N_q^*, N_r^* \\
 N_c^* &= d_c^* N_c \\
 N_q^* &= d_q^* N_q \\
 N_r^* &= d_r^* N_r
 \end{aligned}$$

を用いれば、支持力係数を用いたMeyerhof(1951)の方法との比較は、

粘着力に関する支持力成分に関しては

$$N_c \sim N_c^*$$

サーチャージに関する支持力成分に関しては

$$N_q \sim N_q^*, P_0 \sim q, \text{ および } q_q$$

自重に関する支持力成分に関しては、

$$N_r \sim N_r^*$$

を検討することによって行なわれうる。

a 支持力係数値の比較

図3・8～図3・12は、上記換算支持力係数値の比較を示したものである。但し、自重に関する支持力係数 N_r は、先述の如く根入れがゼロの場合でも両方法で一致しないので、根入れがゼロの場合との比で示した。このとき、根入れ係数を用いた方法では N_r は一定であるので、この比は次のように根入れ係数そのものになる。

$$\frac{N_r^*}{N_r^* D_{f=0}} = d_r^*$$

さて、粘着力およびサーチャージに関する換算支持力係数は、Meyerhof(1951)でも、その他の根入れ係数を用いた方法でも顕著な差はない。というよりも、かえって、根入れ係数を乗じたものの方が大きい場合もある。この大小関係はほぼ内部摩擦角 ϕ の値に応じたものである。

すなわち、

$$\begin{aligned}
 \phi \geq 30^\circ & \quad N_c^* > N_c \\
 \phi < 20^\circ & \quad N_c^* < N_c
 \end{aligned}$$

これは、次のように説明される。すなわち、Meyerhof(1951)の方法では支持力係数は等価自由面の角度 β および ϕ より求まるが($m=0$ としている)。 ϕ 一定とした場合、

β の値によって大きく変化する。しかしながら、 ϕ が大きい場合、根入れ Df の増大に応じて β の値は差程変化せず、したがって支持力係数もそれ程大きくならない。一方、 ϕ が小さければ、 β の値、したがって支持力係数も Df の増大に応じて、かなりの変化を示すのである。各地盤条件ごとの $\beta \sim Df/B$ を図3・11に示す。

次に、自重に関する支持力係数についてみる。(図3・10参照)

自重に関する支持力成分に関して根入れ効果を根入れ係数として評価しているのは、Meyerhof(1963)のみであるが、この値よりも、Meyerhof(1951)の支持力係数による評価の方が、かなり大きく、特に ϕ の小さい土丹層、神戸層Aにおいて著るしい。

b 等価自由面応力 P_0 とサーチージ q

サーチージ q は明らかに

$$q = rDf$$

一方、等価自由面応力 P_0 は動員度 $m=0$ を考えているので

$$P_0 = \frac{1}{2} rDf$$

すなわち、

$$P_0 = \frac{q}{2}$$

c サーチージに関する支持力成分 q_q

図3-12は、地盤条件および計算法をパラメーターとして、

$$q_q \sim Df/B \text{ 関係}$$

を示したものである。aおよびbから推測されるように、支持力係数によるMeyerhof(1951)の方法では、その支持力は他の方法の大略1/2しか得られていない。しかも、その比は、根入れの増大とともに小さくなっている。

以上の諸点から、風化花崗岩において、Meyerhof(1951)の方法が最小値を与え、他では、中間～最大の値を示すことが理解される。

表 3-6 各計算法による極限支持力一覧表

地質	Df/B	Terzaghi		Meyerhof (1963)		道 路 指 針		Meyerhof (1951)				修 正 式	
		q_d	γ_T	q_d	γ_M	q_d	γ_S	$m = 0$		$m = 1^*$		q_d	γ_S'
								q_d	γ_{M0}	q_d	γ_{M1}		
風化花崗岩 D	0.00	721	1.00	721	1.00	721	1.00	1,236	1.00	1,409	1.00	1,409	1.00
	0.25	1,144	1.59	1,206	1.67	1,202	1.67	1,613	1.28	1,863	1.32	1,921	1.36
	0.50	1,567	2.17	1,726	2.39	1,745	2.42	2,015	1.60	2,341	1.66	2,433	1.73
	0.75	1,991	2.76	2,281	3.16	2,352	3.26	2,435	1.93	2,841	2.02	2,945	2.09
	1.00	2,414	3.35	2,872	3.98	3,023	4.19	2,886	2.29	3,362	2.39	3,457	2.45
風化花崗岩 CL	0.00	1,348	1.00	1,348	1.00	1,348	1.00	1,983	1.00	2,363	1.00	2,363	1.00
	0.25	1,900	1.41	2,015	1.49	2,000	1.48	2,501	1.26	2,988	1.26	3,037	1.29
	0.50	2,452	1.82	2,732	2.03	2,735	2.03	3,056	1.54	3,642	1.54	3,710	1.57
	0.75	3,004	2.23	3,496	2.59	3,553	2.64	3,648	1.84	4,323	1.83	4,384	1.86
	1.00	3,556	2.64	4,307	3.20	4,453	3.30	4,280	2.16	4,972	2.10	5,058	2.14
風化花崗岩 CM	0.00	4,391	1.00	4,391	1.00	4,391	1.00	5,556	1.00	6,513	1.00	6,513	1.00
	0.25	5,432	1.24	5,836	1.33	5,735	1.31	6,628	1.19	7,798	1.20	7,808	1.20
	0.50	6,472	1.47	7,382	1.68	7,234	1.65	7,762	1.40	9,134	1.40	9,103	1.40
	0.75	7,513	1.71	9,027	2.06	8,890	2.02	8,961	1.61	10,518	1.61	10,398	1.60
	1.00	8,553	1.95	10,773	2.45	10,701	2.44	10,164	1.83	11,950	1.83	11,693	1.80
神戸層 A	0.00	1,050	1.00	1,050	1.00	1,050	1.00	982	1.00	1,155	1.00	1,155	1.00
	0.25	1,210	1.15	1,288	1.23	1,295	1.23	1,171	1.19	1,345	1.16	1,341	1.16
	0.50	1,370	1.30	1,537	1.46	1,563	1.49	1,372	1.40	1,543	1.34	1,527	1.32
	0.75	1,530	1.46	1,797	1.71	1,855	1.77	1,576	1.60	1,744	1.51	1,713	1.48
	1.00	1,690	1.61	2,069	1.97	2,172	2.07	1,795	1.83	1,951	1.69	1,899	1.64
土丹層	0.00	1,637	1.00	1,637	1.00	1,637	1.00	1,280	1.00	1,377	1.00	1,476	1.00
	0.25	1,694	1.035	1,791	1.094	1,820	1.112	1,435	1.121	1,531	1.112	1,538	1.042
	0.50	1,751	1.070	1,945	1.188	2,012	1.229	1,597	1.248	1,689	1.227	1,601	1.085
	0.75	1,808	1.104	2,099	1.282	2,213	1.352	1,769	1.382	1,856	1.348	1,663	1.127
	1.00	1,866	1.140	2,254	1.377	2,422	1.480	1,954	1.527	2,028	1.473	1,725	1.169

注)・土丹層のみ $m = 0.35$

$$** \quad \gamma = \frac{q_d Df \neq 0}{q_d Df = 0}$$

風化花崗岩 D

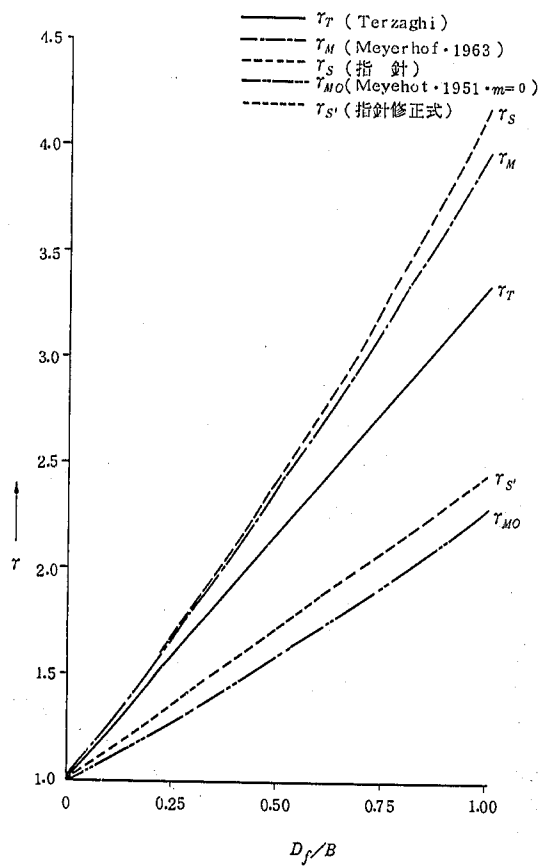


圖 3 - 3

風化花崗岩 C_L

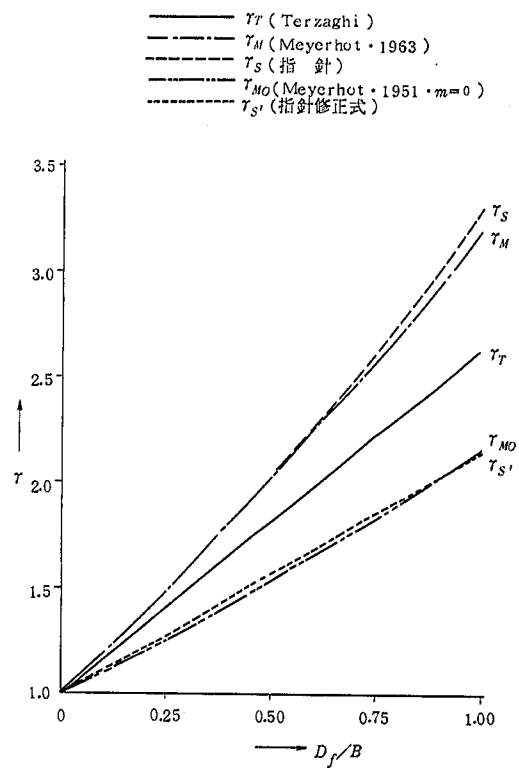


圖 3 - 4

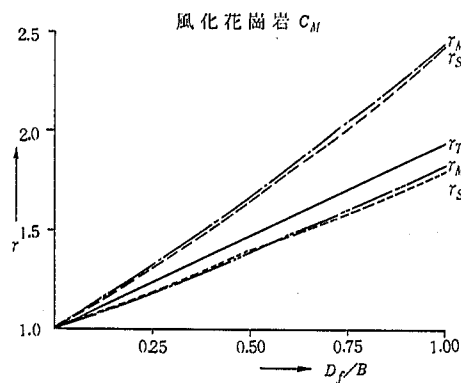


圖 3 - 5

r_T (Terzaghi)
 r_M (Meyerhof · 1963)
 r_S (指針)
 r_{MO} (Meyerhof · 1951 · $m=0$)
 $r_{S'}$ (指針修正式)

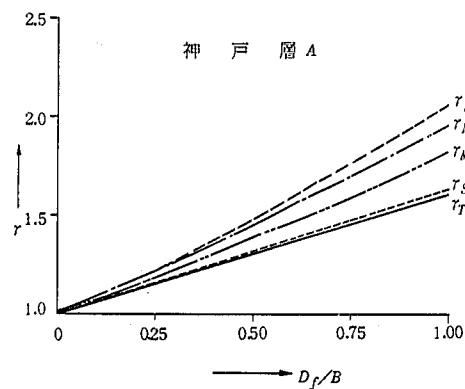


圖 3 - 6

土 丹 層

r_T (Terzaghi)
 r_M (Meyerhof · 1963)
 r_S (指針)
 r_{MO} (Meyerhof · 1951 · $m=0$)
 $r_{S'}$ (指針修正式)

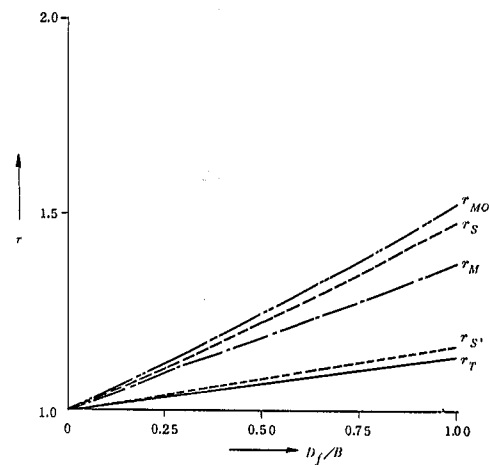


圖 3 - 7

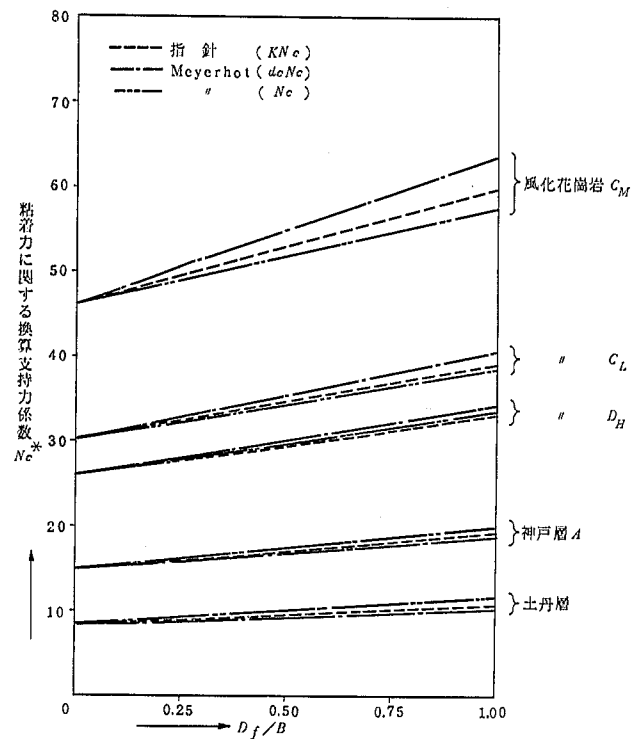


図 3 - 8

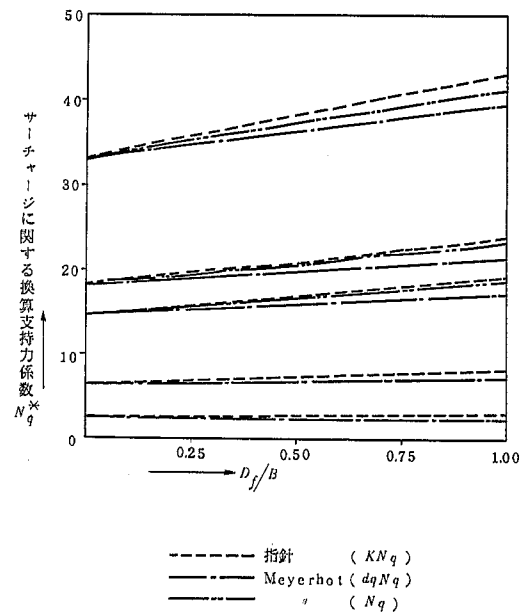


図 3 - 9

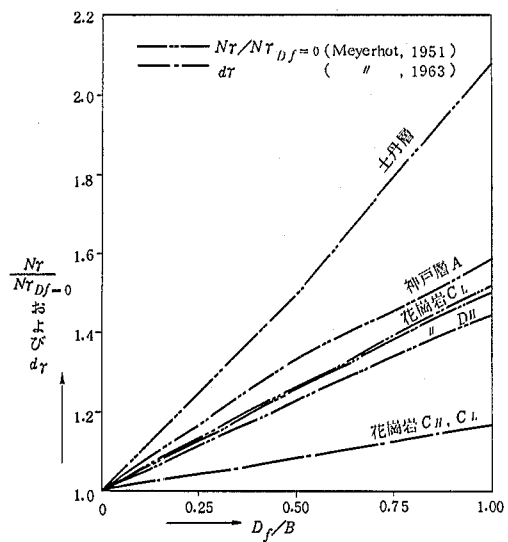


図 3 - 10

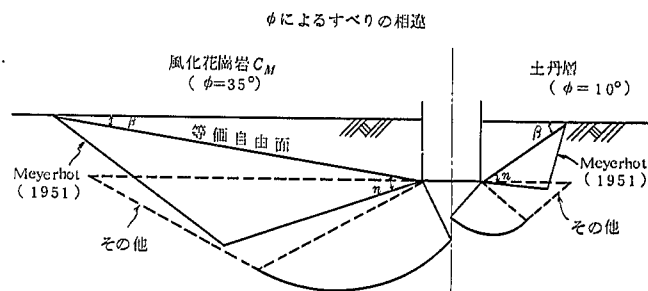
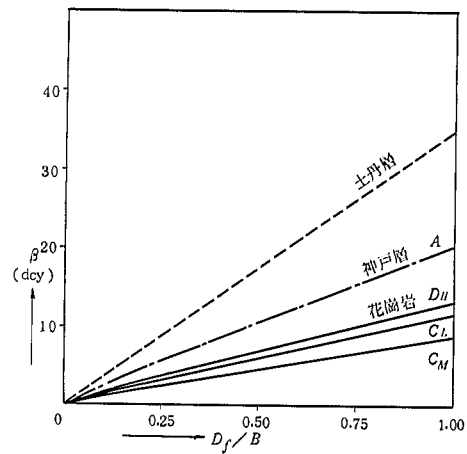


図 3 - 11

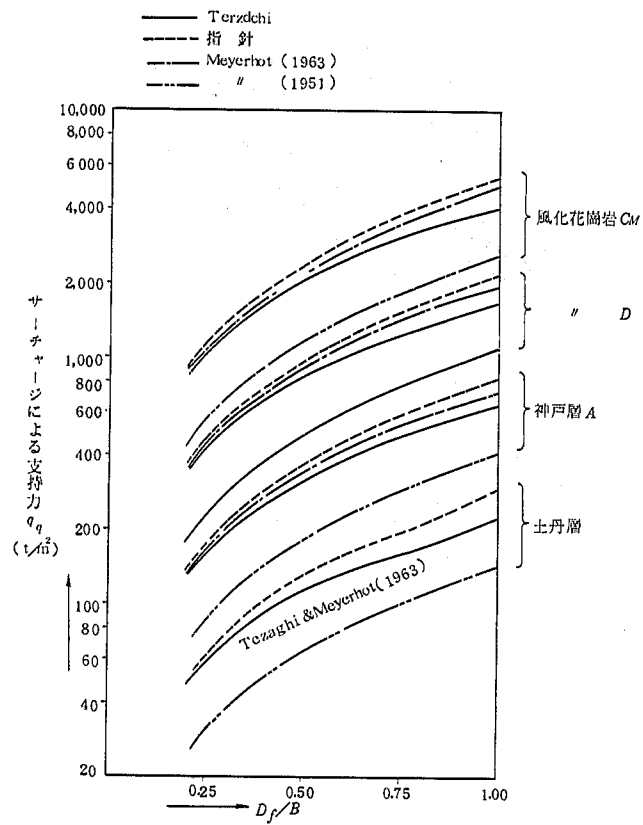


図 3 - 12

3-6 考 察

基礎の根入れが支持力に与える影響は今回検討した浅い根入れの場合 ($Df/B \leq 1.0$) は地盤の C , ϕ によりかなりばらつくが一応本四ルート之地盤を考えると根入れが 0 の場合と基礎巾だけ根入れをした場合との極限支持力の比は適用する計算式の種類により 1.6 ~ 4.2 倍となっている。

なお各地盤別には次のようになっている。

D 層	2.29 ~ 4.19
C_L 層	2.14 ~ 3.10
C_M 層	1.80 ~ 2.45
神戸 A 層	1.61 ~ 2.07

今回の調査は地盤の支持力は根入れ部地盤のせん断抵抗を考慮することによって現在一般的に使用されている道路橋下部構造指針の値よりかなり大きく評価されるのではないかという推測のもとに検討を行なってみたが結果はむしろ現行の k 法によるものの方が大きいという傾向を示した。従って支持力論により極限支持力を推定する場合の基礎根入れに関する評価については現行指針による根入れ係数 (k) によるものよりさらに大きく評価できる考え方は既往の支持力論の中では他にないと考えられるため、本四ルート之地盤の支持力の検討に当っては、その根入れ効果に関して現行指針による方法が適当であると考えている。

4. 大平面寸法の基礎の支持力

4-1 概 要

剛塑性論の支持力計算法を用いた場合、その支持力は基本的には

$$qd = CNc + qNg + \frac{1}{2} \gamma BN \gamma$$

$$Qd = qdBL$$

と表わされる。したがって、それぞれの全支持力成分を Qc , Qg , $Q\gamma$ と表わせば、

$$Qc, Qg \propto B$$

$$Q\gamma \propto B^2$$

となる。したがって、全支持力 Qd は比例以上に幅の効果をうけることになる。

なお、上記式は形状係数 α , β および根入れに対する割増し係数 k を無視している。これらは基礎寸法の関数でもあるので正確に幅、あるいは幅の自乗に比例することとはならない。しかし、大局的にみて、上記の記述は許されるであろう。

さて、基礎の平面寸法が非常に大きくなってきた場合、上記のような性状をもつ剛塑性論的支持力計算法を適用して、その結果大きな支持力を得られると安心してよいのであろうか。

いうまでもなく、基礎の許容地耐力は支持力のみから得られるものでなく、基礎の変位すな

わち、鉛直方向には沈下量からも制限される。しかしながら逆にまた、ここで考えているような、大平面寸法の基礎の沈下量を求めることは、現状ではそれ程簡単ではない。もちろん沈下量を求める式はあるが、その前提となる、たとえば地盤反力係数を、大平面寸法の基礎に対して正確に求めることは非常に困難であるからである。

以上のような点から、ここではあくまで、支持力の面から大平面寸法の基礎の地耐力を考えていくこととする。但し、剛塑性論では、先述のような簡単な傾向を示すにすぎないので、弾塑性論的支持力論をその検討の対象とする。但し、上記弾塑性論的支持力論による支持力(＝降伏荷重)との対比の意味で、剛塑性論による支持力および弾性沈下量も計算する。

4-2 比較対象計算式

a 弾塑性論的支持力論

Fröhlich ; 載荷幅の効果を含まないので適用不可

Jaky ; 自重および ϕ のある材料に対して適用不可

星 埜 ; 載荷幅、自重、 ϕ を全て考慮しているので、適用可能

以上より、基本的には星埜の降伏荷重を計算し、Fröhlichも参考のため計算しておく。

b 剛塑性論的支持力論

道路橋指針による計算をaと対比のため行なう。

c 弾性沈下量

地盤反力係数を用いて、道路橋指針により計算する。

比較計算ケース

条件

地盤条件 ; 基本比較条件	(4 種類)	} 3 と同じ
荷重条件 ;	"	
基礎条件 ;		
$L = 50\text{m}$ $Df = 25\text{m}$	基本比較条件	
$B = 10, 30, 50, 70\text{m}$ (4 種類)		

以上より、

a	星 埜	$4 \times 4 = 16$
	Fröhlich	$1 \times 4 = 4$
b	道路橋指針	$4 \times 4 = 16$
c	"	$4 \times 4 = 16$
	幅の 変 化	地 盤 種 類

4-3 比較計算

(I) 弾塑性論的支持力論による降伏荷重

・星柱による降伏荷重

i) 一般式

$$q_y = C \eta_c + r Df \eta_q + 2 r b \eta_r$$

ここに, C, r ; 地盤の粘着力, 単位重量

Df ; 基礎根入れ

b ; 基礎幅の $\frac{1}{2}$

η_c, η_q, η_r ; 降伏荷重係数

ii) 降伏荷重係数

$$\eta_c = \frac{\pi \cos \phi}{\sin 2 \epsilon_0 - 2 \epsilon_0 \sin \phi}$$

$$\eta_q = \eta_c \tan \phi + 1$$

$$\eta_r = \frac{\eta_c}{2} \tan \phi \cot \epsilon_0$$

ここに, ϕ ; 地盤の内部摩擦角

ϵ_0 ; 次式より求まる角度

$$\sin \phi = \frac{\left(\frac{C}{r Df} \cdot \cot \phi + 1 \right) (1 - \cos 2 \epsilon_0) \cos 2 \epsilon_0 + \frac{b}{Df} \sin 2 \epsilon_0 (H \cos 2 \epsilon_0)}{\left(\frac{C}{r Df} \cdot \cot \phi + 1 \right) (1 - \cos 2 \epsilon_0) + \frac{b}{Df} (\sin 2 \epsilon_0 + 2 \epsilon_0)}$$

iii) 計算結果

結果のまとめ (表 4-1)

(表 4-1) 降 伏 荷 重 表

(単位 t/m^2)

地質	$\frac{C}{r Df}$	Fröhlich q_y^*	星 柱 和									
			$B(m)$	b/Df	$2 \epsilon_0 (RAD)$	η_c	η_q	η_r	q_c	q_q	q_r	q_y
風 崗 化 岩 花 D	0.174	358	10.0	0.2	1.1656	7.46	4.97	3.01	75	286	69	430
			30.0	0.6	1.2438	7.64	5.06	2.83	76	291	196	563
			50.0	1.0	1.2839	7.78	5.14	2.77	78	295	318	691
			70.0	1.4	1.3090	7.89	5.20	2.74	79	299	440	818
風 崗 化 岩 花 CL	0.333	494	10.0	0.2	1.1192	8.00	5.62	3.69	160	337	88	585
			30.0	0.6	1.1908	8.16	5.71	3.48	163	343	250	756
			50.0	1.0	1.2288	8.30	5.79	3.40	166	348	408	921
			70.0	1.4	1.2530	8.41	5.86	3.36	168	351	564	1,083
風 崗 化 岩 花 M	0.800	961	10.0	0.2	1.0142	9.63	7.74	6.07	481	484	152	1,117
			30.0	0.6	1.0728	9.78	7.85	5.76	489	490	432	1,411
			50.0	1.0	1.1057	9.91	7.94	5.63	496	496	703	1,695
			70.0	1.4	1.1273	10.03	8.02	5.55	501	501	972	1,974
神 戸 層 A	1.000	436	10.0	0.2	1.2611	5.67	3.06	1.41	283	153	28	464
			30.0	0.6	1.3177	5.70	3.08	1.34	285	154	80	519
			50.0	1.0	1.3576	5.75	3.09	1.30	288	155	130	573
			70.0	1.4	1.3880	5.80	3.11	1.27	290	156	178	624

(2) 道路橋指針による極限支持力

i) 極限支持力

$$qd = \alpha k C N_c + k q N_q + \frac{1}{2} \gamma \beta B N_\gamma$$

ここに, α, β ; 形状係数

$$\alpha = 1 + 0.3 \frac{B}{L}, \quad \beta = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

k : 根入れに対する割増し係数

$$k = 1 + 0.3 \frac{Df}{B}$$

B, L ; 基礎幅, 奥行

Df ; 根入れ

C, γ ; 地盤の粘着力, 単位重量

N_c, N_q, N_γ ; 支持力係数

ii) 結果のまとめ

地質	$B(m)$	N_c	N_γ	N_q	α	β	k	$qc(t/m^2)$	$q\gamma(t/m^2)$	$qq(t/m^2)$	$qd(t/m^2)$
風化花崗岩 D	1.0.0	25.8	11.2	14.7	1.06	0.92	1.30	356	118	1,100	1,574
	3.0.0	"	"	"	1.18	0.76	1.25	381	293	1,058	1,732
	5.0.0	"	"	"	1.30	0.60	1.15	386	386	973	1,745
	7.0.0	"	"	"	1.30	0.60	1.11	371	540	937	1,848
風化花崗岩 C_L	1.0.0	30.1	15.7	18.4	1.06	0.92	1.30	831	173	1,435	2,439
	3.0.0	"	"	"	1.18	0.76	1.25	889	429	1,380	2,698
	5.0.0	"	"	"	1.30	0.60	1.15	901	564	1,270	2,735
	7.0.0	"	"	"	1.30	0.60	1.11	868	790	1,222	2,880
風化花崗岩 C_M	1.0.0	46.1	37.2	33.3	1.06	0.92	1.30	3,178	427	2,705	6,310
	3.0.0	"	"	"	1.18	0.76	1.25	3,402	1,059	2,601	7,062
	5.0.0	"	"	"	1.30	0.60	1.15	3,448	1,393	2,393	7,234
	7.0.0	"	"	"	1.30	0.60	1.11	3,319	1,951	2,304	7,574
神戸層 A	1.0.0	14.8	2.9	6.4	1.06	0.92	1.30	1,022	26	416	1,464
	3.0.0	"	"	"	1.18	0.76	1.25	1,094	65	400	1,559
	5.0.0	"	"	"	1.30	0.60	1.15	1,109	86	368	1,563
	7.0.0	"	"	"	1.30	0.60	1.11	1,068	121	354	1,543

(3) 地盤反力係数を用いた沈下量の計算

・一般式

i) 地盤反力係数

$$K_V = K_{30} \left(\frac{B_V}{30} \right)^{-3/4}$$

ここに, K_{30} ; 径 30 cm 載荷板による地盤反力係数

$$K_{30} = \frac{E_{30}}{30}$$

E_{30} ; 径 30 cm 載荷板による変形係数

B_V 底面換算載荷幅

$$B_V = \sqrt{A_V}$$

A_V ; 底面積

$$A_V = B \cdot L$$

B ; 基礎幅

L ; " 奥行

ii) 底面鉛直バネ

$$k_V = K_V \cdot A_V$$

iii) 鉛直変位量

$$\begin{aligned} \delta_V &= \frac{V}{k_V} \\ &= \frac{1}{K_V} \cdot \frac{V}{A_V} \\ &= \frac{P}{K_V} \end{aligned}$$

ここに,

$$P = \frac{V}{A_V}$$

・計算条件

i) 地盤の変形係数

風化花崗岩 D および神戸層 A の変形係数は 3-2 に示した如く、一応一義的に値が定まっているが、風化花崗岩 C_L および C_M については、ある幅をもって示してある。

これらの幅を図示したものが右図である。

ここでは、幅の平均値をもって計算する。

C_L

$$E_{30} = \frac{2500 + 4300}{2} = 3400 \text{ kg/cm}^2$$

C_M

$$E_{30} = \frac{5000 + 8500}{2} = 6750 \text{ kg/cm}^2$$

ii) 作用鉛直力

(2) で得た極限支持力 (度) を安全率

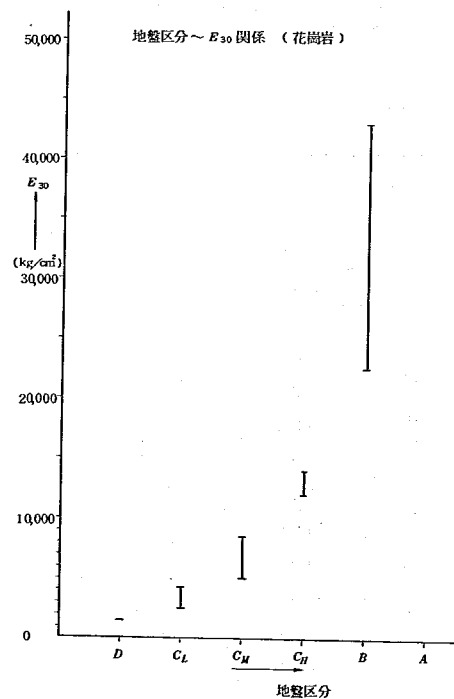


図 4 - 1

で示した値とする。すなわち

$$P = \frac{qd}{Fs}$$

qd ; 道路橋指針による極限支持力度

Fs ; 安全率

安全率の値としては、本四連絡橋海中基礎を考え、かつ $e/B=0$ 、 $\tan \theta=0$ より常時と考え、

$$Fs = 4.5$$

を用いる。

沈下量計算に用いる作用鉛直力

地 盤	10.0m		30.0m		50.0m		70.0m	
	qd	P	qd	P	qd	P	qd	P
花 崗 岩 D	1,574	350	1,732	380	1,745	390	1,848	410
" CL	2,439	540	2,698	600	2,735	610	2,880	640
" CM	6,310	1,400	7,062	1,570	7,234	1,610	7,574	1,680
神 戸 層 A	1,464	330	1,559	350	1,563	350	1,543	340

(単位 t/m^2)

・計算結果

地 質	$B(m)$	$E_{30} (t/m^2)$	$P (t/m^2)$	$K_V (t/m^3)$	$\delta v (mm)$
風化花崗岩 D	10.0	15,000	350	1,971	178
	30.0	"	380	1,305	291
	50.0	"	390	1,078	362
	70.0	"	410	950	432
風化花崗岩 CL	10.0	34,000	540	4,468	121
	30.0	"	600	2,959	203
	50.0	"	610	2,443	250
	70.0	"	640	2,154	297
風化花崗岩 CM	10.0	67,500	1,400	8,870	158
	30.0	"	1,570	5,875	267
	50.0	"	1,610	4,851	332
	70.0	"	1,680	4,276	393
神 戸 層 A	10.0	15,000	330	1,971	167
	30.0	"	350	1,305	268
	50.0	"	350	1,078	325
	70.0	"	340	950	358

4-4 検討結果

(I) 載荷幅の効果の検討

4-3で計算した、各基礎幅に対する降伏荷重、支持力および沈下量、およびそれらの基礎幅 $B=10\text{ m}$ に対する比を表に示す。また、それらをグラフに示したものをP.30以降に示す。

ここでは、まず、載荷幅の各々の物理量に与える影響、すなわちある載荷幅のときを基準とした他の載荷幅のときの比を調べることにする。

i) 降伏荷重

Frohlichの降伏荷重が載荷幅の影響を受けないことは式からも明らかである。一方星埜の場合には、式表示からは載荷幅がどのような効果をもつか明らかでないが、図から明らかなようにほぼ直線的な関係が得られている。

ii) 極限支持力

極限支持力を

$$qd = qc + qq + qr$$

と表わせば、基本的には qc と qq は載荷幅に関係なく、 qr は幅に比例する。したがって qd も比例的に増大するのであるが、結果はそうにはなっていない。これは、上記支持力成分が、

$$qc = \alpha k CNc$$

$$qq = k q N q$$

$$qr = \frac{1}{2} r \beta B N r$$

と表わされ、上式中の根入れ係数 k 、形状係数 α 、 β がともに載荷幅の関数となるためである。

すなわち、

$$k = 1 + 0.3 \frac{Df}{B}, \quad \alpha = 1 + 0.3 \frac{B}{L}, \quad \beta = 1 - 0.6 \frac{B}{L}$$

これらの係数のため、 $qd \sim b/Df$ の関数は、一見奇妙な状態を呈しているわけである。特に、神戸層Aの場合には $B (=2b)$ の増大にともなってかえって qd は減少することとなっている。

なお、上記各係数中、 B の増大に伴って減少するのは k 、 β であることはいうまでもない。

iii) 沈下量

沈下量の計算にあたって、その荷重としては、極限支持力の $1/4.5$ を用いている。したがって、作用荷重と載荷幅の関係は比をもって表わせば極限支持力のそれ γ_s と同一である。

沈下量の比 γ_δ は、載荷幅の増大に伴って γ_s よりどんどん大きくなり、 $B=70\text{ m}$

($B/Df=2q$) となって、ほぼ $\gamma\delta/\gamma_s$ は 2 を得る。これはいうまでもなく、地盤反力係数 K_V が、

$$K_V = K_{30} \left(\frac{B_V}{30} \right)^{-3/4}$$

なる関係で、戦荷幅にほぼ逆比例して減少するためである。

iv) 相互関係

地盤条件の如何を問わず、

$$\gamma\delta > \gamma_H > \gamma_s (> \gamma_F)$$

を得ている。

ある基準幅のときの値との比をもって、基礎寸法の増大による影響を考えようとする場合、沈下量は極限支持力の増大に比してより大きな割合で増大するので、注意を要することは明らかであるが、広義の意味での支持力、すなわち、降伏荷重に関しては明らかではない。すなわち、星望の降伏荷重で考えれば、極限支持力よりも大きな割合で増大し、一方 Fröhlich の降伏荷重では、増加は全くなく、注意を要することとなる。

計 算 結 果 一 覧 表

区分	土 質	B(m)	Fröhlich の 降 伏 荷 重		星望の降伏荷重		極限支持力		沈 下 量	
			$\frac{q y^*}{(t/m^2)}$	γ_F	$\frac{q y}{(t/m^2)}$	γ_H	$\frac{q_d}{(t/m^2)}$	γ_s	$\frac{\delta V}{(mm)}$	$\gamma\delta$
風化花崗岩 D	$\gamma = 2.3 (t/m^3)$	10.0	358	1.00	430	1.00	1,574	1.00	178	1.00
	$C = 10 (t/m^2)$	30.0	"	"	563	1.309	1,732	1.100	291	1.635
	$\phi = 28 (deg)$	50.0	"	"	691	1.607	1,745	1.109	362	2.034
	$E_{30} = 1500 (kg/cm^2)$	70.0	"	"	818	1.902	1,848	1.174	432	2.427
風化花崗岩 C _L	$\gamma = 2.4$	10.0	494	1.00	585	1.00	2,439	1.00	121	1.00
	$C = 20$	30.0	"	"	756	1.292	2,698	1.106	203	1.678
	$\phi = 30$	50.0	"	"	921	1.574	2,735	1.121	250	2.066
	$E_{30} = 3400$	70.0	"	"	1,083	1.851	2,880	1.181	297	2.455
風化花崗岩 C _M	$\gamma = 2.5$	10.0	961	1.00	1,117	1.00	6,310	1.00	158	1.00
	$C = 50$	30.0	"	"	1,411	1.263	7,062	1.119	267	1.690
	$\phi = 35$	50.0	"	"	1,695	1.517	7,234	1.146	332	2.101
	$E_{30} = 6750$	70.0	"	"	1,974	1.767	7,574	1.200	393	2.487
神戸層 A	$\gamma = 2.0$	10.0	436	1.00	464	1.00	1,464	1.00	167	1.00
	$C = 50$	30.0	"	"	519	1.119	1,559	1.065	268	1.605
	$\phi = 20$	50.0	"	"	573	1.235	1,563	1.068	325	1.946
	$E_{30} = 1500$	70.0	"	"	624	1.345	1,543	1.054	358	2.144

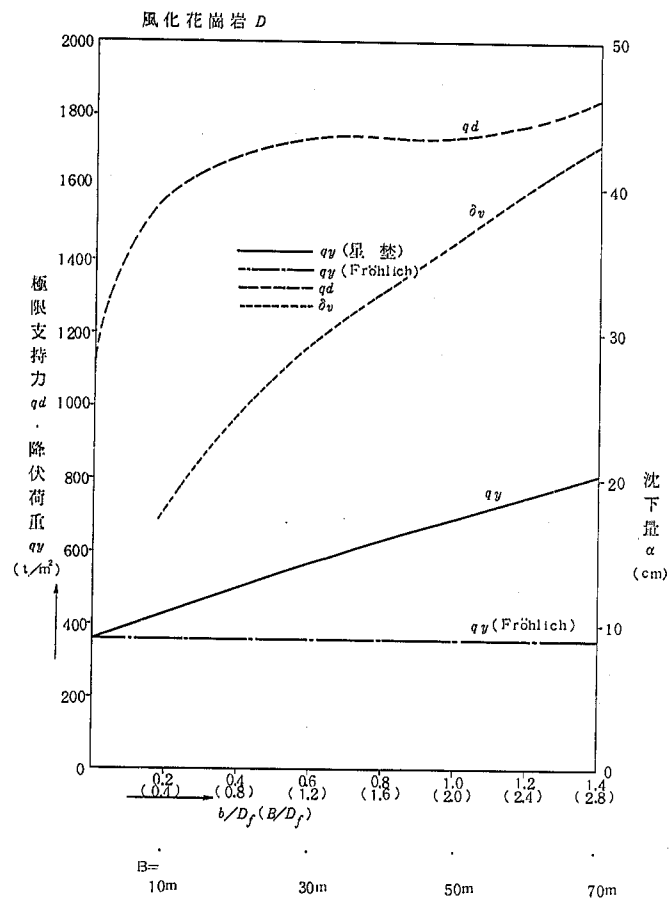


圖 4 - 2

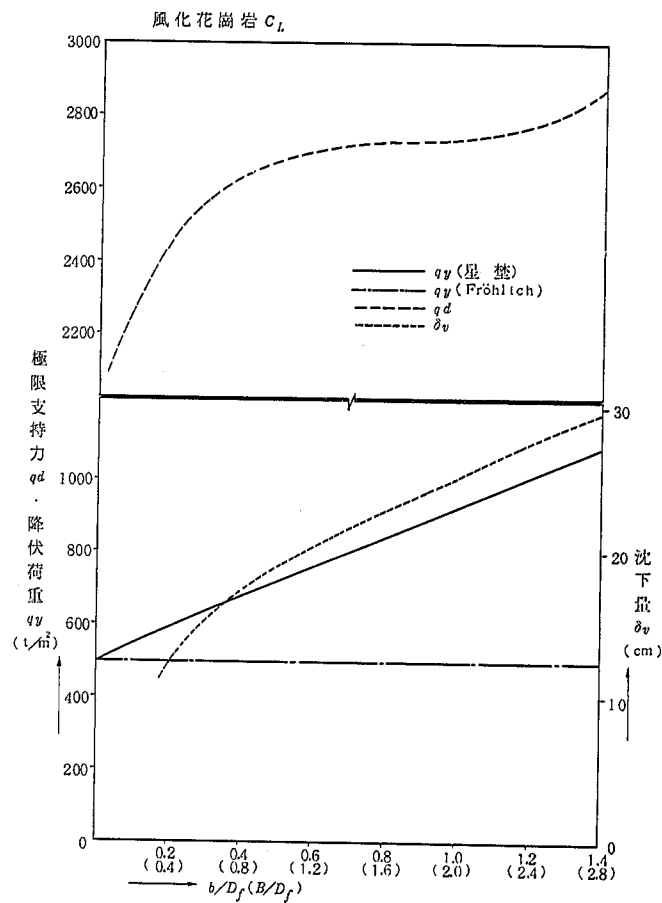


圖 4 - 3

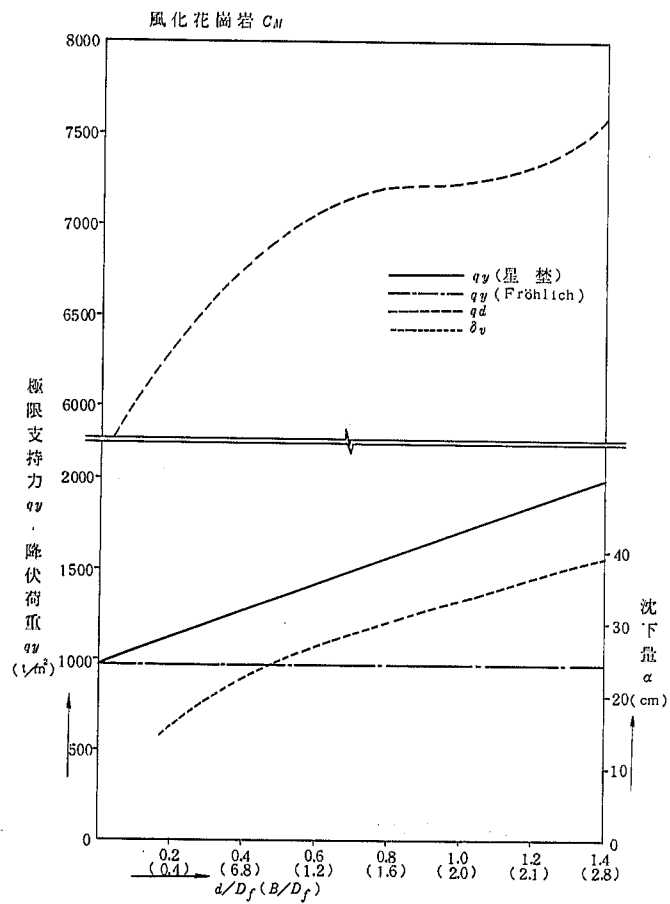


图 4 - 4

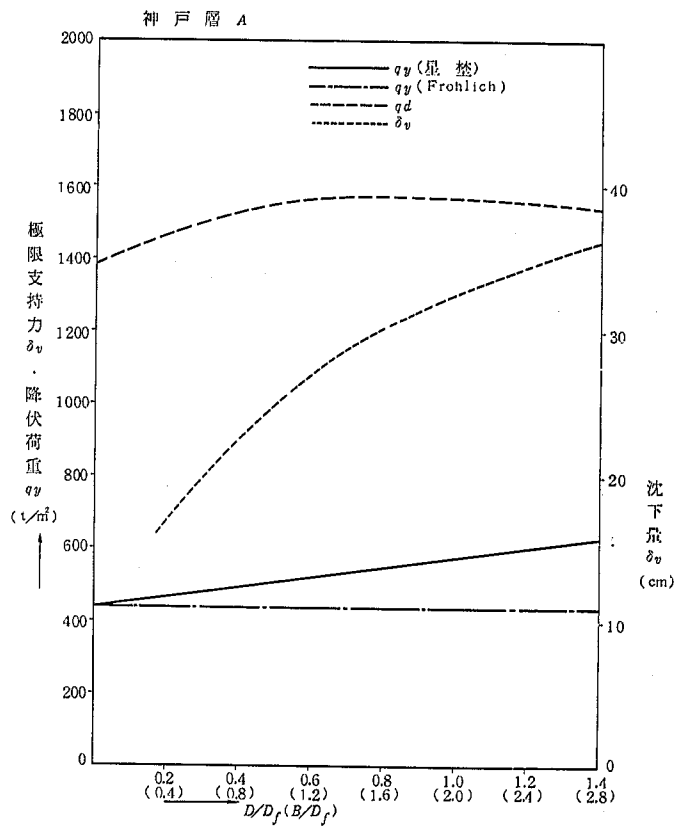


图 4 - 5

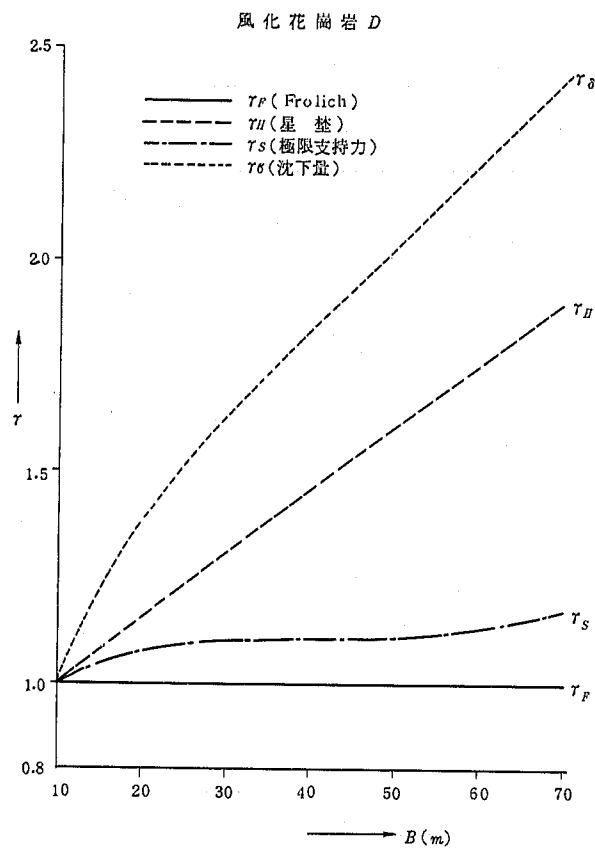


圖 4 - 6

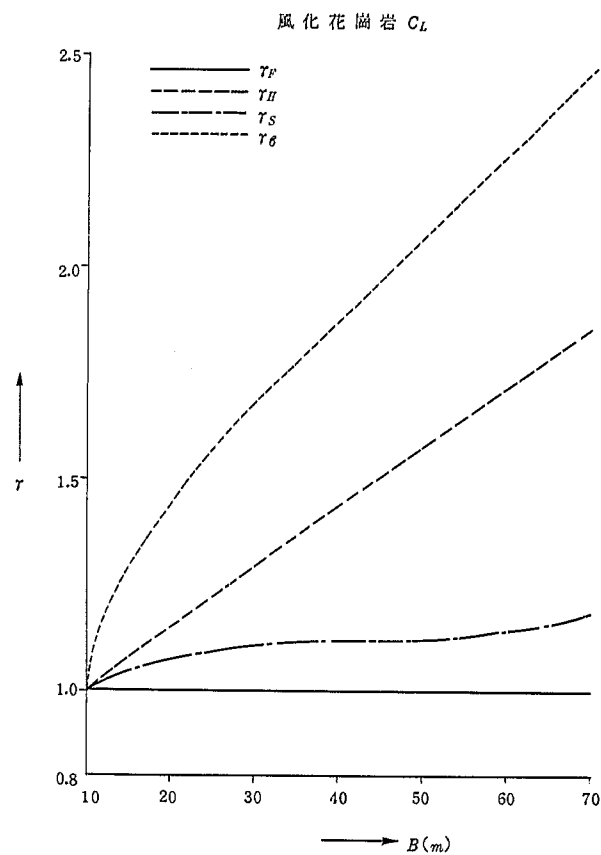


圖 4 - 7

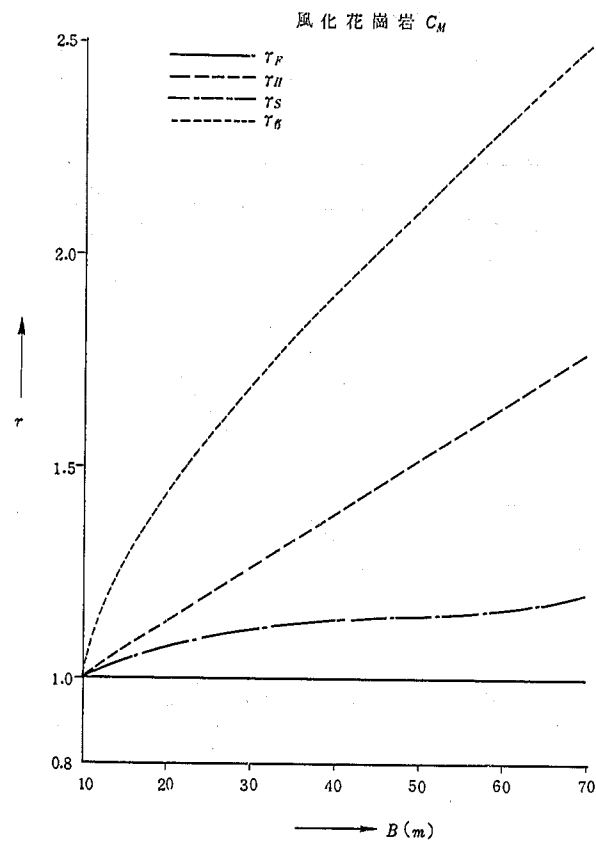


图 4 - 8

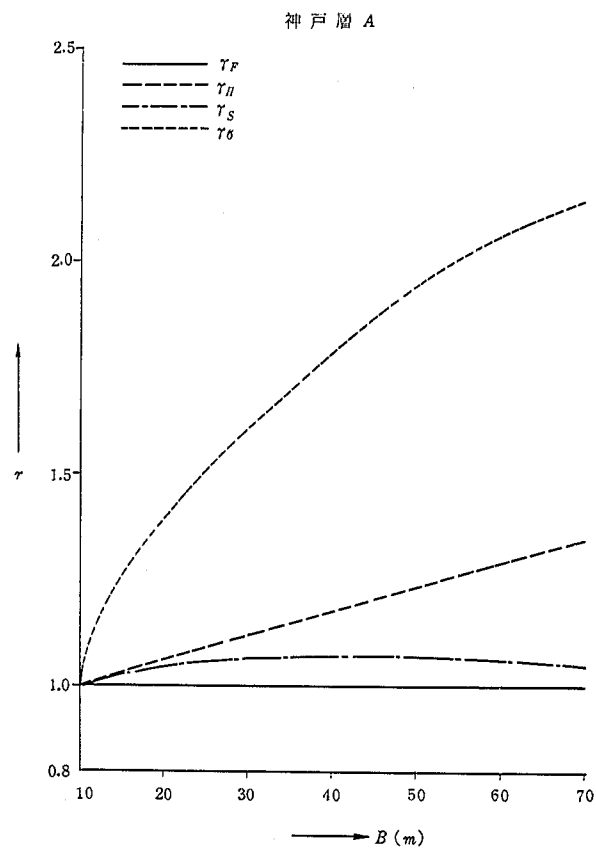


图 4 - 9

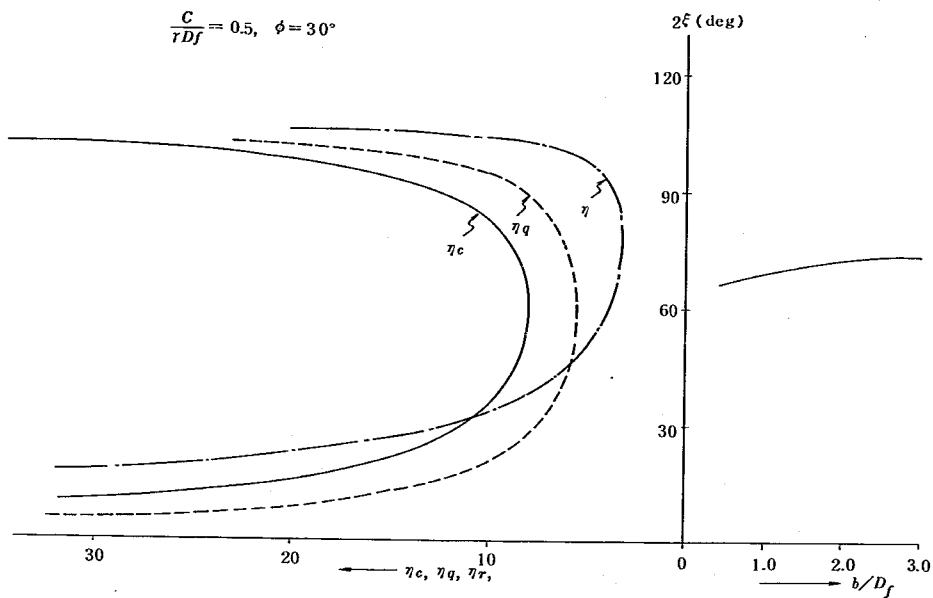


図 4 - 10

塑性域の接触位置の軌跡

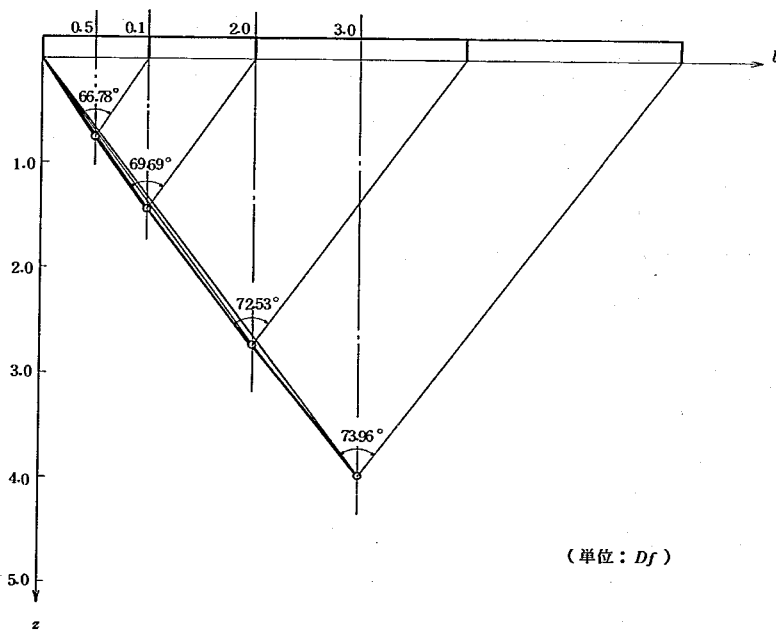


図 4 - 11

(2) 降伏荷重と極限支持力

各種地盤に対する極限支持力と星塾およびFröhlichの降伏荷重の一覧を下表に示す。

降伏荷重値は極限支持力の

$$\begin{cases} \text{星塾で} & 15 \sim 45 \% \\ \text{Fröhlichで} & 15 \sim 30 \% \end{cases}$$

を示している (B/Df の増大に伴ない星塾では増大し, Fröhlichでは減少する)。

地盤	基礎幅 $B(m)$	幅根入比 B/Df	極限支持力 $q_d(t/m^2)$	降伏荷重(星塾)		降伏荷重(Fröhlich)	
				$q_y(t/m^2)$	q_y/q_d	$q_y(t/m^2)$	q_y/q_d
風化花崗岩 D	10.0	0.4	1,574	430	0.273	358	0.227
	30.0	1.2	1,732	563	0.325	"	0.207
	50.0	2.0	1,745	691	0.396	"	0.205
	70.0	2.8	1,848	818	0.443	"	0.194
C_L	10.0	0.4	2,439	585	0.240	494	0.203
	30.0	1.2	2,698	756	0.280	"	0.183
	50.0	2.0	2,735	921	0.337	"	0.181
	70.0	2.8	2,880	1,083	0.376	"	0.172
C_M	10.0	0.4	6,310	1,117	0.177	931	0.152
	30.0	1.2	7,062	1,411	0.200	"	0.136
	50.0	2.0	7,234	1,695	0.234	"	0.133
	70.0	2.8	7,574	1,974	0.261	"	0.127
神戸層 A	10.0	0.4	1,464	464	0.317	436	0.298
	30.0	1.2	1,559	519	0.333	"	0.280
	50.0	2.0	1,563	573	0.367	"	0.279
	70.0	2.8	1,543	624	0.404	"	0.283

このような降伏荷重はどのような物理的意味をもっているのだろうか。

くいの載荷試験の場合

$$Qd \div 1.5 Qy \quad (Qy \div 0.67 Qd)$$

ここに, Qd ; 極限支持力

Qy ; 降伏荷重

なる関係があることは周知の事実である。この降伏荷重は,

$$\textcircled{1} \quad \log P \sim \log S$$

$$\textcircled{2} \quad S \sim \log t$$

$$\textcircled{3} \quad \Delta S / \Delta \log t \sim P$$

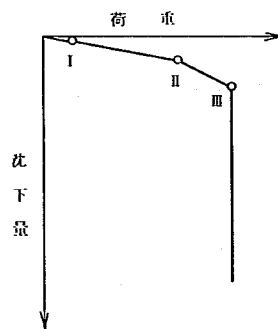
ここに, P ; 荷重, S ; 沈下量, t ; 載荷時間

によって判定されている。①の場合には, 荷重沈下曲線の特異点であり, ②, ③の場合にはレオロジカルな意味をもつ荷重ということになる。

このような関係は, 浅い基礎の降伏荷重においては不明である。

たとえば、 $Pt\text{ I}$ にFrölichの降伏荷重が、 $Pt\text{ II}$ に星埜の降伏荷重が、また $Pt\text{ III}$ に極限支持力が対応しているというようなことは、ないようである。

確かに、左右端から生じた塑性域が中心線上でつながることは、何らかの荷重へ沈下関係の変化をもたらすように感じられるが、それをもって設計上の何らかの基準にすることは現在ではなしえない。



(3) 沈下量について

沈下量の計算にあたっては、何の検討もなく、ただ現指針(ケーソン基礎篇)にのっとって行なった。現指針の考え方は、要は、載荷幅の $3/4$ 乗に比例して変位量が増大するというものである。この考え方は、関東ローマあるいは砂地盤に対する載荷試験から得られたものであるが、当然のことながら、その載荷寸法は大きくなく、載荷幅の径にして1m程度のものであり、これをそのまま本計算条件にも適用することには大いに問題がある。

すなわち、換算載荷幅として示せば、最小幅の基礎の場合でも

$$B_v = \sqrt{B \cdot L} \quad (B; \text{載荷幅}, L; \text{載荷奥行})$$

$$= \sqrt{10 \times 50} \div 22.4 \text{ m}$$

となるのである。この結果として、10~40 cmの沈下量を得ている。

一方、弾性論を用いれば、沈下量 ρ は次式で示される。

$$\rho = PB \cdot \frac{1 - \mu^2}{E} \cdot I_\rho$$

ここに、 P ; 載荷重

E ; 地盤の弾性係数

μ ; " ポアソン比

I_ρ ; 沈下の影響値(形状係数、 B と L の関数)

すなわち、載荷幅の1乗に比例して増大する。また、著名なTerzaghiの砂地盤に対する沈下算定式は、次式で示される。

$$\rho = \rho_{30} \cdot \left(\frac{2B}{B+30} \right)^2$$

ここに、 ρ_{30} ; 30 cm載荷板のときの沈下量
したがって、 $B \rightarrow \infty$ のとき

$$\frac{\rho}{\rho_{30}} = 4$$

なる値を得る。すなわち、沈下量は一定値 $4 \rho_{30}$ に収束することになる。

以上みてきたように、算定される沈下量は算定式によって大きく異なり、必ずしも、本計算で得られた沈下量が正しいとはいえない。

載荷幅 B のべき数としては、他の実験によれば $1/3 \sim 1/4$ が妥当との考えもあり、大寸法ということを考えなければ、どちらかといえは、計算値よりも小さめに生ずるとの推測もなりたつ。

いずれにしても、大寸法の場合の地盤反力係数を正確に評価し、かつ、接地圧を考えた地盤の弾塑性状態を反映した沈下量を求めることが必要と考えられる。

4-5 考 察

剛塑性支持力論（指針）による極限支持力度 q_d は粘着力、基礎巾、根入れによる支持力の和として表示される。すなわち

$$q_d = q_c + q_r + q_q$$

そして基礎巾に関係する q_r はほぼ基礎巾に比例して増大するが今回検討したような大型の浅い基礎では ($B=50\text{m}$, $Df=25\text{m}$ が標準) q_r の q_d に占める割合は風化花崗岩で約 20%, 神戸層 A で約 6% と小さいため極限支持力度 q_d については基礎寸法が大きくなってもそれ程増大しない。 $B=10\text{m}$ と $B=70\text{m}$ の基礎の比較で高々 1.20 程度しか q_d は増大しない。

一方弾塑性論では降伏荷重の定義に客観的な説得性が欠けていたり、また剛塑性論における極限支持力との間に全然つながりがない等一般的ではない面もあるが Fröhlich では巾に関係せず、星塾ではほぼ巾に比例して増大する。

このように支持力に与える基礎巾の影響は採用する理論によりかなり大巾に変動するため特定の法則を引き出すことは無理であるが基礎巾の増大とともに支持力度も増大する傾向にあることはたしかであるが特に剛塑性論による限りは本四の基礎規模（1 辺長 30m ~ 70m 規模）を前提とすれば、ほとんど基礎巾の変化による極限支持力度の増減は無視しうるともいえるであろう。

いずれにしても許容支持力度の決定に当っては基礎構築およびそれ以後の上部工架設に伴なう基礎底面（基礎セット面）の沈下量の目標値を何らかの形で設定しておき、逆にその沈下量に相当するような荷重を許容支持力度とするような考え方が必要だといえる。むしろ基礎の沈下量の推定に当っては地盤の変形係数、地盤反力係数および載荷巾によるその補正等大型基礎に適合できるような手法は完全ではないが大寸法の平板載荷試験（少なくとも径 3m 以上）を実施することにより、現行の K_r 値による沈下量の計算法をある程度修正することで適用できるものと考えている。