

本州・四国基礎工
調査資料 No. 13

土 木 研 究 所 資 料

第 98 号

支持力公式に関する資料

昭和 40 年 8 月

建 設 省 土 木 研 究 所

1 ま え が き

下部構造物の安定計算を行う場合、基礎地盤の支持力を判定すること、即ち地盤の許容支持力を推定することがまづ前提条件になる。現在、慣習的に許容支持力は極限支持力に対して常時で3、地震時で2の安全率を使用している。従って安全率の問題を別にすると、地盤の許容支持力を推定するには極限支持力がいくら位か判断することが必要となる。

地盤の極限支持力を算定する方法としては、現在

- 1) 現場載荷試験を行い、その結果を用いて地盤の条件を考えて補正を行い、
実際構造物に対する極限支持力を推定する方法
- 2) 三軸試験などの室内実験より粘着力などの諸定数を求め、静力学公式
より算出して推定する方法

の2つがある。いずれの方法によるも、極限支持力を算定する計算式が必要となってくる。

従来より極限支持力を算定する方法は非常に多くの人によって公式化され、それらは経験に基づいて何らかの仮定の上に立って誘導されている。一部は実験により確かめられているが、この実験はいずれも室内実験であって模型寸法の小さなものに限られており、実際寸法のものに対する精度が確かめられたものはない。

本資料は極限支持力と推定する一資料として、従来の種々な公式が如何なる条件に基づいて導かれているかを把握するため、支持力公式を分類して各種文献をまとめることにより計算に適した形に説明し、それらの公式を用いて若干の計算を行って比較検討したものである。更に、本基礎調査室が関係した若干の載荷試験例を用いて、計算結果との検討を行ったものである。

昭和40年8月

基礎調査室 吉 田 巖
足 立 義 雄

2 極限支持力の公式

地盤の極限支持力に関する考え方は関係式の導き方により次の2つに大別される。

1) 半無限体の地盤に等分布荷重が載荷された場合、連続したせん断面がすべり面として形成され、すべりを生ずる瞬間におけるせん断抵抗と荷重との釣り合いによって極限支持力を算出したもので、Prandtl-Buisman, Terzaghi, Meyerhof などの考え方はこれに属する。これらの考え方はすべり面を種々な形に仮定して釣り合いを求めたものである。

2) Frohlich, 星槓教授の考え方に代表されるように、荷重が増加した場合、地盤内のある点が降伏状態に達し、荷重を増加させると降伏領域が順次拡大して、ある条件に達した時破壊するという考え方である。

2) の考え方は弾性と塑性の中間領域を対象としており、1) の考え方は塑性領域を対象としている。

ここで、1) に属するものとして、Prandtl-Buisman, Terzaghi, Meyerhof, 水野教授の考え方を、2) に属するものとして Frohlich, 星槓教授の考え方を代表としてとりあげ、どのような条件で極限支持力の公式を求めているかを実際の計算に役立つ程度にまとめてみる。

基礎を2次元的に取扱える帯状基礎として、粘着力 C (t/m^2)、内部摩擦角 φ ($^\circ$)、単位体積重量 γ (t/m^3) の土において、幅 B (m)、埋入れ長さ D (m) の帯状基礎の極限支持力を q_u (t/m^2) とする。

(a) Prandtl-Buisman の公式

Terzaghi の支持力論以前の考え方はいわゆる土楔論的支持力公式と称され、Prandtl-Buisman の公式もこれの一つである。まず1920年にPrandtlによって、基礎底面下の土を自重と持たない半無限体と考え、土体の弾性変形は塑性変形に較べて非常に小さく、無視するという仮定に基づいて、図-1のようなすべり面に従って土にすべり破壊を生ずると考えた。このすべり面の形状は簡単な実験によって認められたものにより仮定されている。

これによるとすべり面は3つの領域に分割されている。1の領域は基

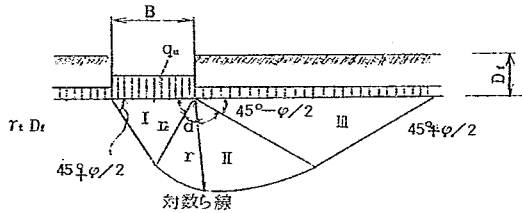


図-1 Prandtl の支持力論によるすべり面

基礎面直下の楔形の部分で、この部分の土は弾性状態のまゝに保たれ、基礎の一部のような作用をなす部分である。この楔形の領域は主働土圧の領域であるため、すべり面は水平面と $45^\circ + \varphi/2$ の角度をなしている。次に III の領域は受働土圧の領域で、水平面と $45^\circ - \varphi/2$ の角度をなしている。

この I と III の領域にはさまれた II の領域は放射状せん断の領域であって、この領域のすべり面の形状を Prandtl 対数らせん線

$$r = r_0 e^{\alpha \tan \varphi} \quad (1)$$

としている。

また底面が位置している水平面より上方にある土は荷重強度 $\gamma t D_f$ なる上載荷重に置換し、その部分の土のせん断抵抗は無視している。

このような仮定に基づき、内部応力状態の釣り合いに Airy の応力関数を適用して $q_u = C N_c + \gamma_1 D_f N_q$ (2)

$$\text{ここに } N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (3)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi/2) \quad (4)$$

なる関係式を求めた。

Caquot は同じ関係式を土圧の釣り合いによる静力学的問題として求めている。

しかしこの支持力公式は $C = 0$ の完全な砂質土において、地盤面に基礎をのせた場合 $D_f = 0$ となり、 $q_u = 0$ (5)

なる結果を生ずる。このことは明かに実際上の現象に矛盾していることがわかる。これはすべり破壊を生ずる土の自重を無視していることによる。そこで Buisman はすべり面に変位が生ずるという仮定のもとに自重を考

虚して式(2)を修正し、次式を導いた。

$$q_u = CN_c + \gamma \cdot D_f N_q + \gamma \cdot BN_\gamma \quad (5)$$

ここに、 N_c 、 N_q は(3)、(4)式と同じ。 N_γ は図-2 による。

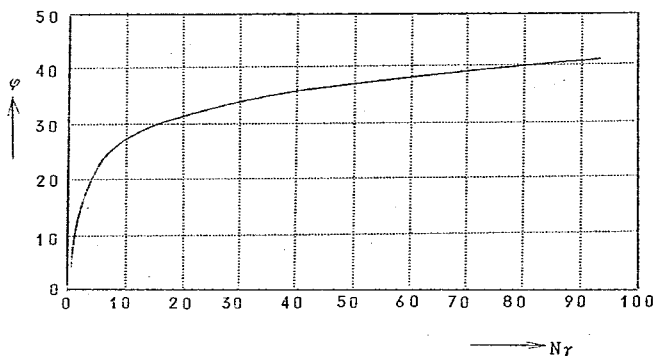


図-2 Buisman による N_γ 値

(b) Terzaghi の公式

地表面上か地表面下ある深さの点で載荷した場合、荷重-沈下曲線の関係は図-3 のようになる。

この場合、地盤がかなり密であると G_1 のような沈下曲線となり、ゆるいときには G_2 のようになる。一般には G_1 と G_2 の中間に属する荷重-沈下曲線となる。 G_1 のような破壊の様式を全般せん断破壊といい、 G_2 を局部せん断破壊という。

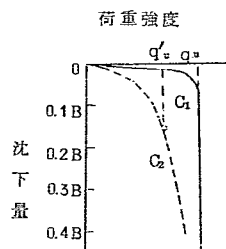


図-3 荷重-沈下曲線

Terzaghi は全般せん断破壊と局部せん断破壊についてそれぞれ極限支持力を算出した。

連続フーチング下の地盤内における塑性平衡状態を図-4 のように考

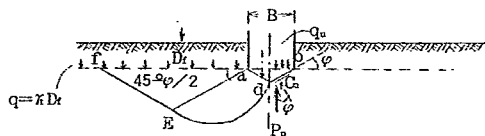


図-4 連続フーチングの下地盤内における塑性平衡状態

え、すべり面は二直線と対数らせん線より成りたつとやはり考えている。しかし Terzaghi はすべり面の剪断抵抗以外に土体自身の抵抗と、自重の影響を考慮に入れて、面 ad に作用する受働土圧 P_d と粘着力の合力 C_a の2つの成分からなりたつとしている。これらの関係から釣り合い式により支持力を求め、基礎の形状に対する修正を行って次式を求めた。

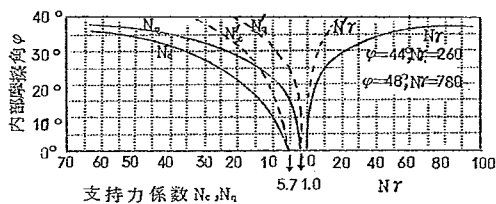
$$q_u = \alpha C N_c + \beta \gamma_{11} B N_\gamma + \gamma_{12} D N_q \quad (6)$$

ここに

γ_{11} : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量 (t/m^3)

γ_{12} : 基礎荷重面より上方にある地盤の単位体積重量 (t/m^3)

N_c, N_γ, N_q : 支持力係数で図-5参照。



実線 : 全般せん断破壊

破線 : 局部せん断破壊

図-5 内部摩擦角と支持力係数の関係

α, β : 基礎の形状係数で表-1参照。

表-1

形状係数

基礎荷重面の形式	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{L}$	1.3
β	0.5	0.4	$0.5 - 0.1 \frac{B}{L}$	0.3

B : 長方形の短辺長

L : 長方形の長辺長

この Terzaghi の支持力論は基礎の下方で破壊する土の自重を考慮に入れていて、土楔論的な Prandtl-Buisman の支持力公式とは極めて異った長所を有するため、現在広く用いられている。

(c) 水野教授の公式

Terzaghi によってすべり土体の自重は考慮に入れられたが、水野教授は自重の影響を支持力の大きさのみならず、すべり面の形にし影響を及ぼすと考え、第 2 回国際会議で報告した。

図-6 において、すべりを生ずる瞬間には、楔 abd 内部の土の自重に

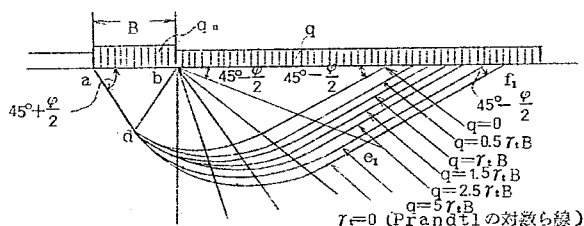


図-6 押え荷重大きさによるすべり面の形の変化

よる応力は Rankine の主働土圧となり、 be_1 線より地表面 bf_1 までの部分の応力が Rankine の受働土圧に達するとし、この主働土圧領域と受働土圧領域の間に過渡的領域が存在するとした。この領域を通る遷移曲線は土の単位体積重量 γ_1 によって変化し、Cauchy の方程式によって図-7 のような過渡的領域 II の内部応力に対する釣り合いより、過渡的領域を多数の微小楔形区域に分割して漸近的に決定される。土の自重を考慮しない

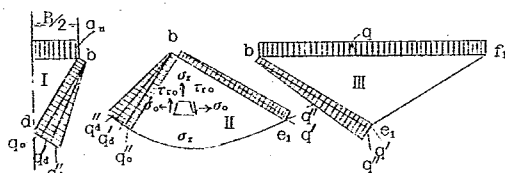


図-7 基礎地盤内の応力領域の分割

場合には Prandtl の対数グラフに一致する。

水野教授の支持力論は一種の逐次近似計算を必要とするため、(6)式のようになまとまった公式として式を与えることができない。しかしそのかわりに図-8のような実際計算に十分利用できる計算図表を与えている。

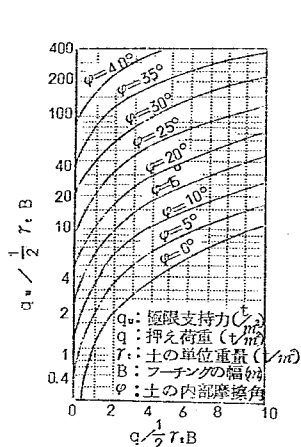


図-8 水野教授による支持力計算図表

この図は縦軸に $q_u / \frac{1}{2} \gamma B$ の値を対数目盛でとり、横軸に $q / \frac{1}{2} \gamma B$ の値を普通目盛でとって、地盤の内部摩擦角 φ をパラメーターにもつ曲線群から成り立っている。従って基礎幅 B 、土の単位体積重量 γ 、内部摩擦角 φ および側方の上載荷重 $q = \gamma D_f$ が既知である場合、この計算図表から直接、極限支持力 q_u を求めることができる。

又、粘性土の場合には q のかわりに $q + C \cot \varphi$ の値を用いると計算図表を適用することができる。

(d) Meyerhof の公式

Terzaghi は基礎底面より上方にある土については、単に $q = \gamma D_f$ なる強度をもつ上載荷重として取り扱っていて、その部分のもつせん断強度を支持力に見込んでいない。

Meyerhof は図-9のように、すべり面が基礎底面下のみでなく、基礎底面より上方へも生ずるとして考えた。地盤が破壊する極限時には、中央の弾性領域 abc と放射状せん断領域 bcd 及び混合

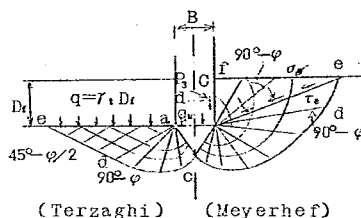


図-9 基礎の根入れを考慮した場合の地盤内の塑性平衡状態

せん断領域 bdef より成り立っている。混合せん断は基礎の根入れ深さと底面の状態によって決まり、放射状せん断と平面せん断の中間の値をとる。また be は 1 つの地表面と考えることができ、その上部にある土 bef の重量は傾斜面 be にそって垂直応力 σ とせん断応力 τ とに分割される。この面の傾斜角 β は基礎の根入れ深さとともに増大する。

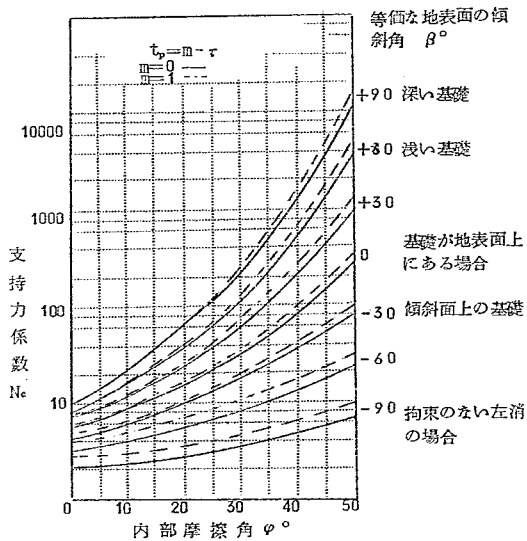
このような条件のもとに支持力は次のように近似的に求められる。

$$q = CN_0 + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (7)$$

この式は Terzaghi によって求められたものと同じ形であるが、支持力係数 N_0 、 N_q 、 N_γ が異なり、それからは単に土の内部摩擦角 φ 、基礎底面の粗度によるのみならず、基礎底面の形や深さに関係し、図-10 の

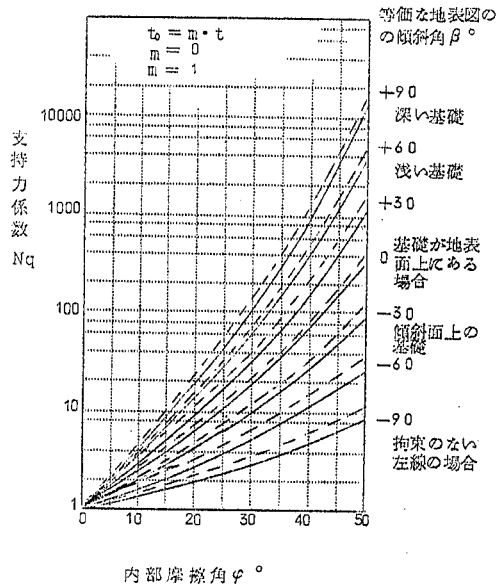
如くなる。この表は β と φ の関数として、

$m = 0$ と $m = 1$ の境界値に対して描かれたものである。 $m = 0$ の場合は傾斜面にせん断力が働かない場合であり、 $m = 1$ は完全に作用した場合で、 $m = 0$ 、 $m = 1$ の場合を図表化することによって、個々の条件の場合に対する複雑さを除いている。



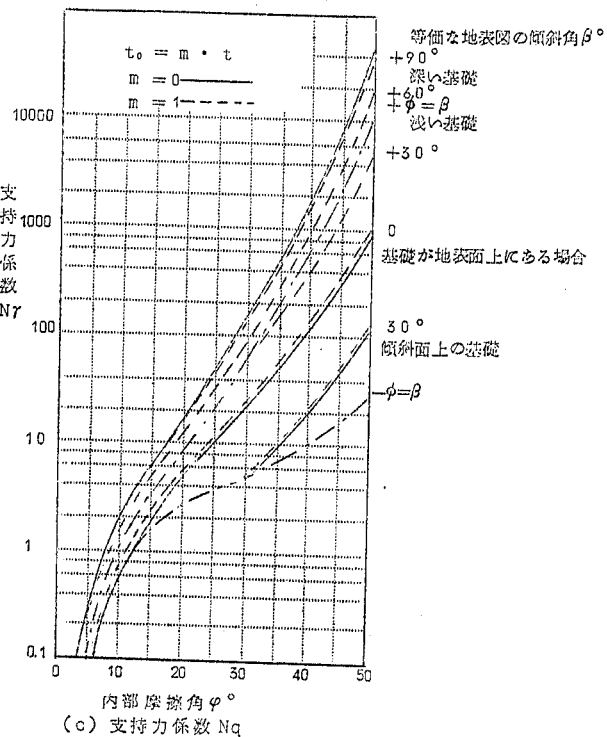
(a) 支持力係数 N_q

図-10 Meyerhof による支持力係数



(b) 支持力係数 N_q

図-10 Meyerhof による支持力係数



(c) 支持力係数 N_q

(e) Frohlich の公式

(a) ~ (d) までの考え方は、載荷された半無限体にせん断面が形成され、まさにすべりを生じようとした瞬間における極限応力を求めたものである。従ってすべり面に沿って生ずるせん断応力がかすべり土体の自重を含めた外荷重によって発生するせん断応力に等しくなったときを対象としている。これに対して地盤内のある点ではすでに塑性流動の条件が満たされているが、全体として連続したすべり面を生じていない弾塑性問題として取り扱ったのが Frohlich の支持力論である。

一般に荷重が増大してゆくと、物質内のある一点で破壊状態を生じ、荷重を受けた物質はその点で破壊し、さらに荷重を増すと破壊が広がって、物質の支持力を超過するようになる。

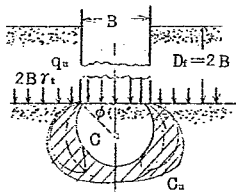


図-1-1 地盤内応力の弾性状態
から塑性状態への推移

図-1-1 は粘着力のない地盤に対して Frohlich が描いた弾塑性状態図である。

ある荷重状態において、塑性流動は荷重の縁のところから発して、荷重が増加するにつれて塑性流動領域の最深点が次第に下方に移動してゆく。

塑性流動が地盤内のいかなる範囲において生じているかを調べるには、荷重と地盤の自重

によって地盤内に発生する応力と破壊応力とを組合せて計算することができ。根入れ D_0 がある場合の領域の形は一般に

$$Z = \frac{q - \gamma_0 D_0}{\pi \gamma_0} \left(\frac{\sin 2\epsilon}{\sin \phi} - 2\epsilon \right) - \frac{C \cot \phi}{\gamma_0} - D_0 \quad (8)$$

これより、 $Z_{\max}$ を求め、 q_0 について解くと

$$q = \frac{\pi \gamma_0 (Z_{\max} + \frac{C \cot \phi}{\gamma_0} + D_0)}{\cot \phi - (\frac{\pi}{2} - \phi)} + \gamma_0 D_0 \quad (9)$$

Frohlich は地盤内のいかなる点にも塑性流動領域が発生しないような荷重の大きさをもって、限界荷重と定義した。すなわち $Z_{\max} = 0$ と

$$\text{して、} \quad q_0 = \frac{\pi \gamma_0 \left(\frac{C \cot \phi}{\gamma_0} + D_0 \right)}{\cot \phi - (\frac{\pi}{2} - \phi)} + \gamma_0 D_0 \quad (10)$$

しかしこの式において、地表面上に荷重がある場合 ($Df = 0$) に、 $C = 0$ ならば $q_u = 0$ となり、実際問題と合わなくなる。

(f) 星槓教授の公式

(e) の考え方において、限界荷重の取り方に問題があり、種々提案されている。星槓教授は地盤内の一部に塑性域の発生を許し、拡大してゆく塑性流動領域が荷重の中心軸上で合体して、荷重面が完全に塑性域に包まれるときをもって支持力の限界と考えている。

荷重による地盤内の応力分布は近似的に集中荷重によって得られる応力分布をもって表わし得るものとしている。また、従来の支持力の理論は土

圧論に基づいているため、フーチング直下の楔形領域の頂角を $90^\circ - \varphi$ と仮定している。しかし、星槓教授は任意な α とおき、土楔にかわって欠円形の塑性流動を起さぬ部分が載荷面の底部に接して形成されるという考察に基づいて α を決定しようとした。すなわち、荷重による地盤内の主応力分布及びすべり面の形状が与えられた時、任

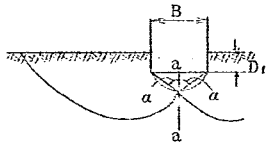


図-12 星槓教授の考え方によるすべり面

意の α に対するすべり面の破壊荷重強度 q_b' と荷重の中心軸 $a-a$ 断面上の荷重 q_p' とが等しくなるように α と決定する。

$$q_b' = q_p'$$

$$q_b' = B_c' C + B_t' r_t D_t + \beta_b' r_t B \quad (11)$$

$$q_p' = \eta_c' C + \eta_t' r_t D_t + \eta_b' r_t B$$

ここに

$$\beta_c' = \frac{\pi}{2} (e^{\frac{\pi}{2} k} - 1) \cotg \alpha$$

$$\beta_t' = \beta_c' \tg \varphi + 1$$

$$\beta_b' = \frac{\pi}{4} \frac{k}{4k^2 + 1} \tg \varphi (e^{\pi k} - 2k) \cotg^2 \alpha \quad (12)$$

$$k = \cotg(\pi/4 - \varphi/2)$$

$$\eta_c' = \frac{\pi}{3} \frac{\cos \varphi}{2 \cotg \alpha (1 - \alpha \cotg \alpha) - \{\alpha (1 + \cotg^2 \alpha) \cotg \alpha\} \sin \varphi}$$

$$\eta_t' = \eta_c' \tg \varphi + 1 \quad (13)$$

$$\eta_b' = \frac{\pi}{6} \frac{\sin \varphi \cot \alpha}{2 \cot \alpha (1 - \alpha \cot \alpha) - \{ \alpha (1 + \cot^2 \alpha) - \cot \alpha \} \sin \varphi}$$

然るにこの関係式は非常に繁雑であるため、近似計算として次の2つの場合について考える。

(1) $C \cot \varphi + r, D_1 \gg r, B$ の場合

r, B を省略すると α の値は

$$\beta_c' = \eta_c'$$

14

より求まり、 φ のみによって決定される。

(2) $r, \beta \gg C \cot \varphi + r, D_1$ の場合

$C \cot \varphi + r, D_1$ の項を省略すると

$$\beta_b' = \eta_b'$$

15

より α の値は求まり、 φ のみによって決定される。

以上の関係式より、このときの $\beta_c' + \beta_i' + \beta_b'$ の値をそれぞれ β_c, β_i とすると

$$q_0 = \beta_c C + \beta_i r, D_1 + \beta_b r, \beta$$

16

式14及び15の条

式に式12及び13

を代入して β_c, β_i

β_b 及び $\cot \alpha_1$ 、

$\cot \alpha_2$ を計算す

ると表-2、図-

13を得る。

この図表におい

て、 α_1 は14式よ

り求まった α の値、

α_2 は15式より求

まった α の値を示

している。

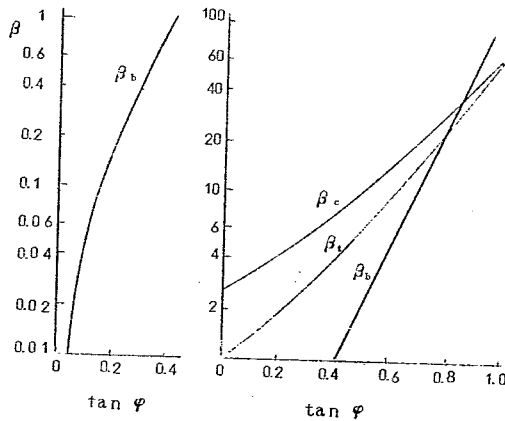


図-13

φ	$\tan \varphi$	β_c''	β_t''	β_b''	β_c	β_t	β_b	$\cot \alpha_{t,1}$	β_c	β_t	$\cot \alpha_{t,2}$	β_b
0	0	6.010	0	0	6.01	1.00	0	0.411	2.47	1.00	0	0
5	0.088	7.161	0.631	0.373	7.82	1.68	0.45	0.423	3.03	1.27	0.246	0.043
10	0.176	8.654	1.522	0.986	10.31	2.82	1.40	0.442	3.82	1.67	0.346	0.147
15	0.268	10.61	2.844	2.022	13.83	4.71	3.43	0.468	4.97	2.33	0.400	0.324
20	0.364	13.25	4.823	3.838	18.93	7.89	7.83	0.505	6.70	3.44	0.433	0.721
25	0.466	16.94	7.894	7.186	26.60	13.40	17.71	0.557	9.44	5.40	0.492	1.67
30	0.577	22.32	12.879	13.75	38.66	23.32	41.26	0.620	13.83	8.99	0.556	4.25
35	0.700	30.58	21.41	27.79	58.74	42.13	102.5	0.694	21.23	15.87	0.643	11.51
40	0.839	44.10	37.00	61.21	94.58	80.36	281.5	0.801	35.35	30.66	0.750	34.4
45	1.000	68.20	68.20	153.3	164.7	165.9	893.3	0.933	63.6	64.6	0.880	118.6

3 個々の極限支持力公式の比較

前節までの各々の支持力論を実際の問題に、より合理的に適用するためには、個々の極限支持力公式でもって計算を行い、それぞれの方法にどれくらい差異があるか、極限支持力公式を比較することが必要である。当然、仮定されるすべり面の形によって異なることは明かであり、直線のすべり面を仮定した場合は曲線のものを仮定した場合より、数値が小さくなる。

まず、極限支持力の公式をまとめると表-3のようになる。

これらの関係式に次の若干の数値を代入して、数値計算を行った結果が図-14と図-15である。

表-3 極限支持力公式のまとめ

種別	名 称	極 限 支 持 力 公 式
塑性領域を対象とするもの	Prandtl-Ruisman の公式	$q_u = C N_c + \gamma \cdot D_f N_q + \gamma \cdot B N_\gamma$ $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ $N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot t_{\phi}^2 (45^\circ + \phi/2)$ $N_\gamma \text{ は図-2 参照}$
	Terzaghi の公式	$q_u = \alpha C N_c + \beta \gamma \cdot B N_\gamma + \gamma \cdot D_f N_q$ $N_c, N_q, N_\gamma \text{ については図-5 参照}$ $\alpha, \beta \text{ については表-1 参照}$
	水野教授の公式	$\gamma \cdot D_f / \frac{1}{2} \gamma \cdot B \text{ を計算し、それに基づいて図-8 より } q_u / \frac{1}{2} \gamma \cdot B \text{ の値を読み取り、} q_u \text{ を求める。}$ $\text{粘性土の場合、} \gamma \cdot D_f \text{ のかわりに } \gamma \cdot D_f + C \cot \phi \text{ を用いる。}$
	Meyerhof の公式	$q_u = C N_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma + \gamma \cdot D_f N_q$ $N_c, N_q, N_\gamma \text{ は図-10 参照}$
弾塑性領域を対象とするもの	Frohlich の公式	$q_u = \frac{\pi (C + \gamma \cdot D_f \cdot t_{\phi} \cdot \phi)}{1 - (\frac{\pi}{2} - \phi) t_{\phi} \cdot \phi} + \gamma \cdot D_f$
	星保教授の公式	$q_u = \beta_c C + \beta_1 \gamma \cdot D_f + \beta_2 \gamma \cdot B$ この式には α なる parameter が入っているため、一般には(11)、(12)、(13)式より内挿法を用いて近似的に求めるが、近似計算としては図-13 か表-2 を参照

図-14 基礎幅Bに対する極限支持力値

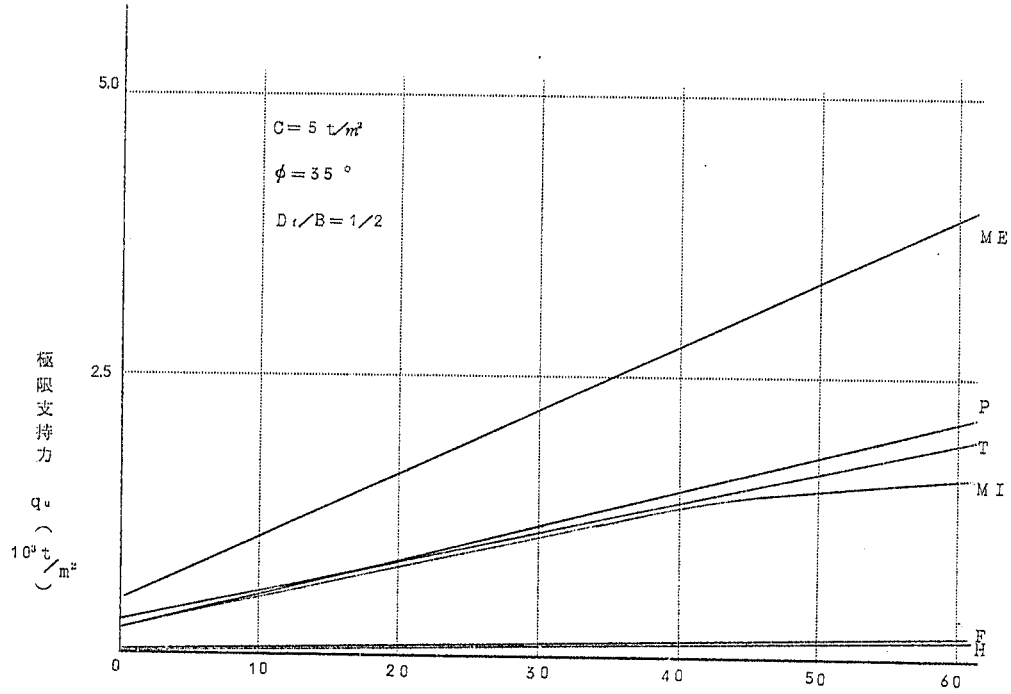


図-14は $C = 5 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 35^\circ$ の地盤、すなわち砂礫層と考えられるものについての極限支持力であり、図-15は $C = 100 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 35^\circ$ の地盤、すなわち第3紀層の軟岩についての極限支持力の計算である。ただし、この図表中 P: Prandtl-Buisman, T: Terzaghi, MI: 水野, ME: Meyerhof, F: Frohlich, H: 星槎の各公式を意味している。

この計算より次のことが指摘できる。まず、Terzaghi, Meyerhof 系の塑性領域を対象としたものは、Frohlich 系の塑性流動を考える弾塑性領域を対象としたものよりその極限支持力が大きく、10倍位に達するものである。

また、すべり面の形状が大きく影響している。Meyerhof のように上載荷重の領域まですべり面が生じているとしたものは当然、大きい値がでてくる。Prandtl-Buisman, Terzaghi, 水野教授の方法はほとんど同じ値を示して差がなく、自重の考慮の仕方にはあまり差がないように思われる。ただ若干の差異は示している。

また支持力論の中には Frohlich の公式のように $D_f = 0$ の場合には基礎幅 B に無関係となって支持力が増減せず、また、水野教授のように厳密に解こうとすると非常に労力を要し、単純化した近似的な図表よりはる範囲内のみしか求められないものもある。

一般に極限支持力公式を考えてみるに、極限支持力 q_u に影響を及ぼす要素としては基礎幅 B、基礎の根入れ深さ D_f 、土の単位体積重量 γ の他に、土に関する定数である粘着力 C と内部摩擦角 ϕ の関数である。

そこで、各公式を上記の関数形として

$$q_u = C V_c + \gamma D_f V_b + \gamma B V_s \quad (17)$$

なる一般形にて表わされるものとする。

この式において V_c 、 V_b 、 V_s は支持力係数を表わしすべて内部摩擦角 ϕ に対する定数であるとする。この式において、各極限支持力公式によって異なると考えられるものは V_c 、 V_b 、 V_s の各数値である。これらを比較すると表-3, 4, 5 又は図-16, 17, 18 のようになる。

この表及び図は連続フーチングに対する値を示し、表中の値は四捨五入して整数値の形にして表わしたものである。星槎教授の公式において、棒

図-15 基礎幅 B に対する極限支持力値

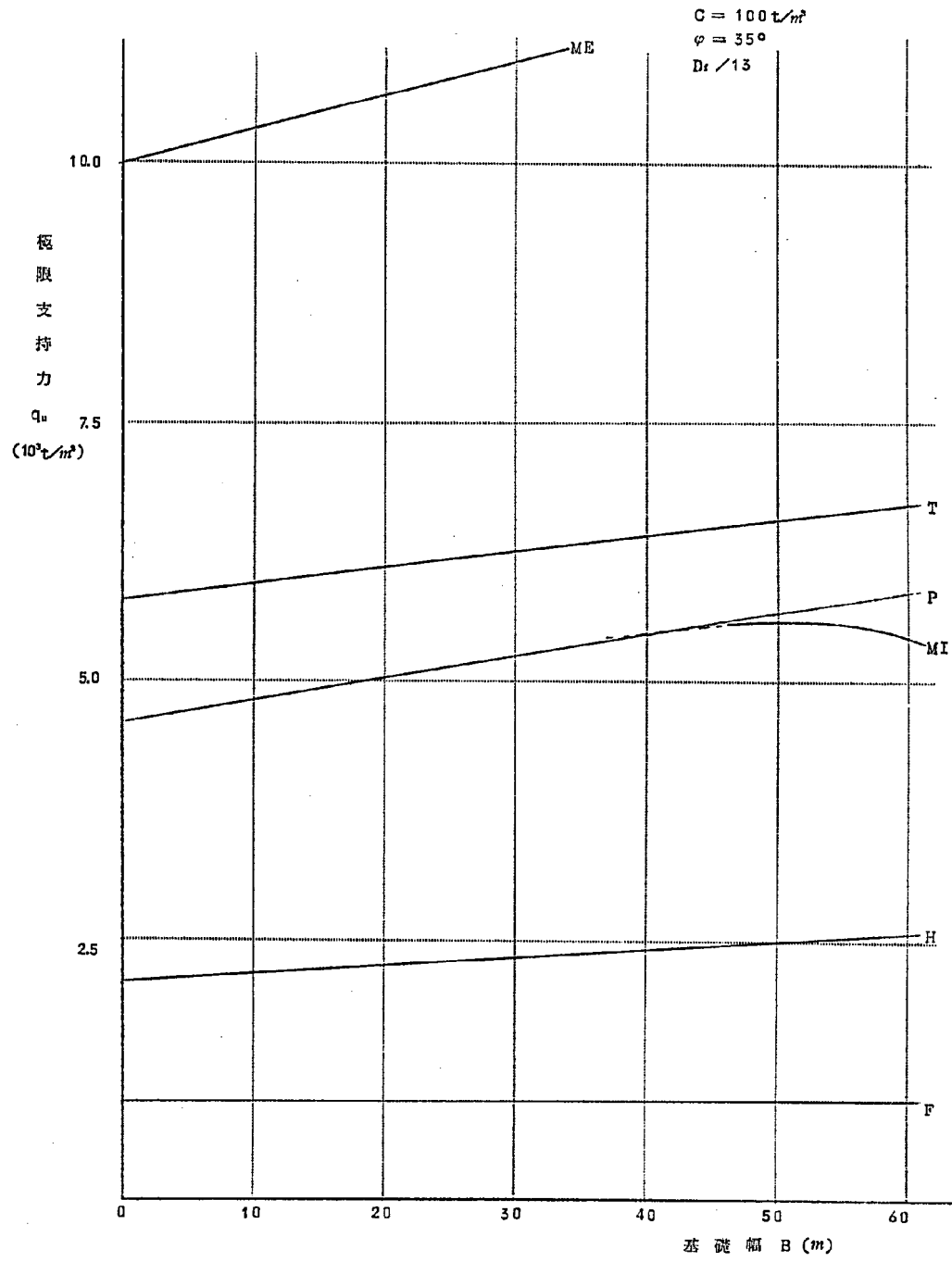


表-3 支持力公式における V_0 値

φ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
I) Prandtl-Buisman	—	6	8	11	15	21	30	46	76	134
II) Terzaghi (全般せん断破壊)	6	8	10	13	19	25	37	58	95	172
III) " (局部せん断破壊)	6	7	8	10	12	15	18	24	35	—
IV) 水野	—	—	9	12	15	22	33	48	78	139
V) Meyerhof ($\beta=0^\circ$)	6	7	9	12	16	22	33	48	78	139
VI) " ($\beta=30^\circ$)	7	9	12	16	25	37	58	100	200	400
VII) " ($\beta=60^\circ$)	8	11	18	24	39	60	110	210	550	1500
VIII) Frohlich	3	4	4	5	6	7	8	10	12	15
K) 星堡 ($C \cot \varphi + \gamma \cdot D_r \gg \gamma \cdot B$)	2	3	4	5	7	9	14	21	35	64
X) " ($C \cot \varphi + \gamma \cdot D_r \ll \gamma \cdot B$)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表-4 支持力公式における V_0 値

φ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
I) Prandtl-Buisman	1	2	2	4	6	11	18	33	64	135
II) Terzaghi (全般せん断破壊)	2	2	3	5	8	13	22	42	81	173
III) " (局部せん断破壊)	2	2	2	3	4	6	9	14	21	—
IV) 水野	—	—	3	4	7	11	20	36	68	—
V) Meyerhof ($\beta=0^\circ$)	1	2	2	4	6	12	20	35	64	140
VI) " ($\beta=30^\circ$)	1	2	3	5	9	18	33	68	142	390
VII) " ($\beta=60^\circ$)	1	2	4	8	15	30	70	170	400	1200
VIII) Frohlich	1	1	2	2	3	4	6	8	11	16
K) 星堡 ($C \cot \varphi + \gamma \cdot D_r \gg \gamma \cdot B$)	1	1	2	2	3	5	9	16	31	65
X) " ($C \cot \varphi + \gamma \cdot D_r \ll \gamma \cdot B$)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表-5 支持力公式における Vg 値

φ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
I) Prandtl-Buisman	—	—	1	2	4	7	16	35	83	—
II) Terzaghi (全般せん断破壊)	0	0	1	1	3	6	12	21	33	88
III) " " (局部せん断破壊)	0	0	0	0	1	2	3	5	10	—
IV) 水 野	—	—	1	1	5	9	19	37	80	—
V) Meyerhof($\beta=0^\circ$)	—	0.1	0.2	0.5	2	3	6	13	30	80
VI) " ($\beta=30^\circ$)	—	0.1	0.3	1	3	6	14	37	99	313
VII) " ($\beta=60^\circ$)	—	0.1	0.5	2	4	10	30	100	300	1,000
VIII) Frohlich	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IX) 星堡($C \cot \varphi + r_i D_i$ $\gg r_t B$)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
X) " ($C \cot \varphi + r_i D_i$ $\ll r_t B$)	0	0	0	0	1	2	4	11	34	34

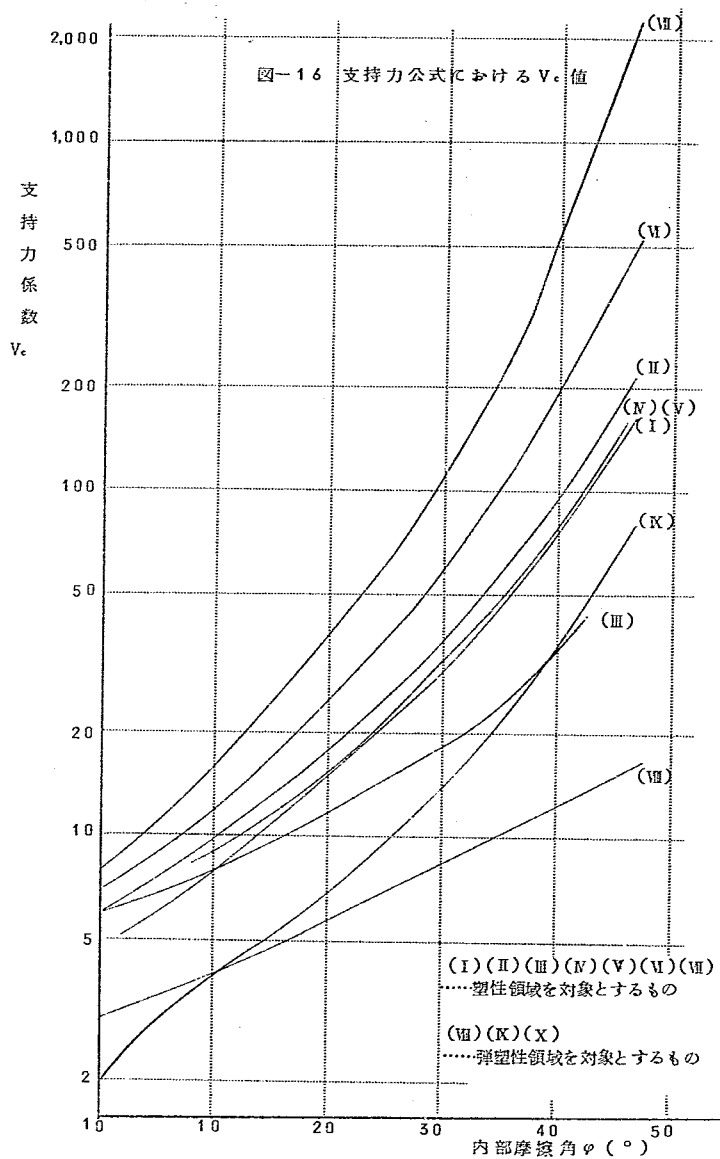
線を引いた部分は、 $C \cot \varphi + r_i D_i$ と $r_t B$ の大小により、近似的に算出した値であるので、省略した部分の支持力係数がないことを示している。また Frohlich の公式は基礎幅 B に無関係なるため、 $Vg=0$ となる。水野教授における支持力係数は近似計算より求めたものである。

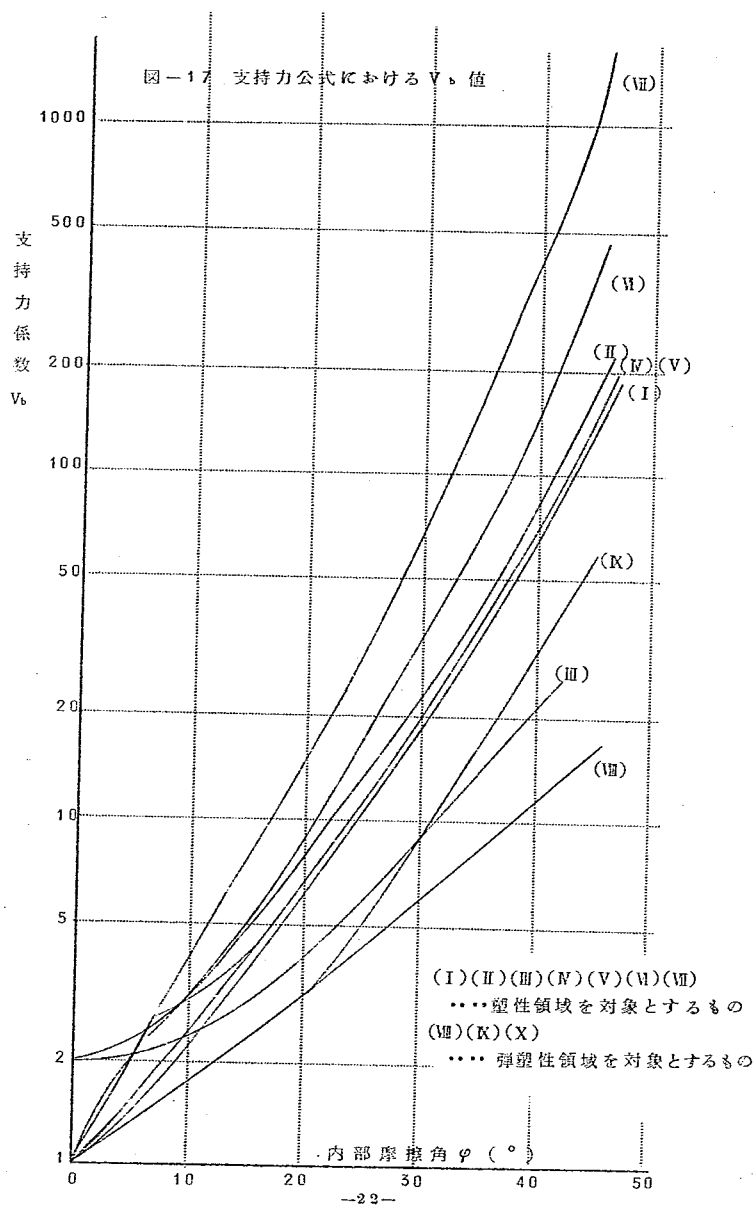
これらの図表より次のことが考えられる。

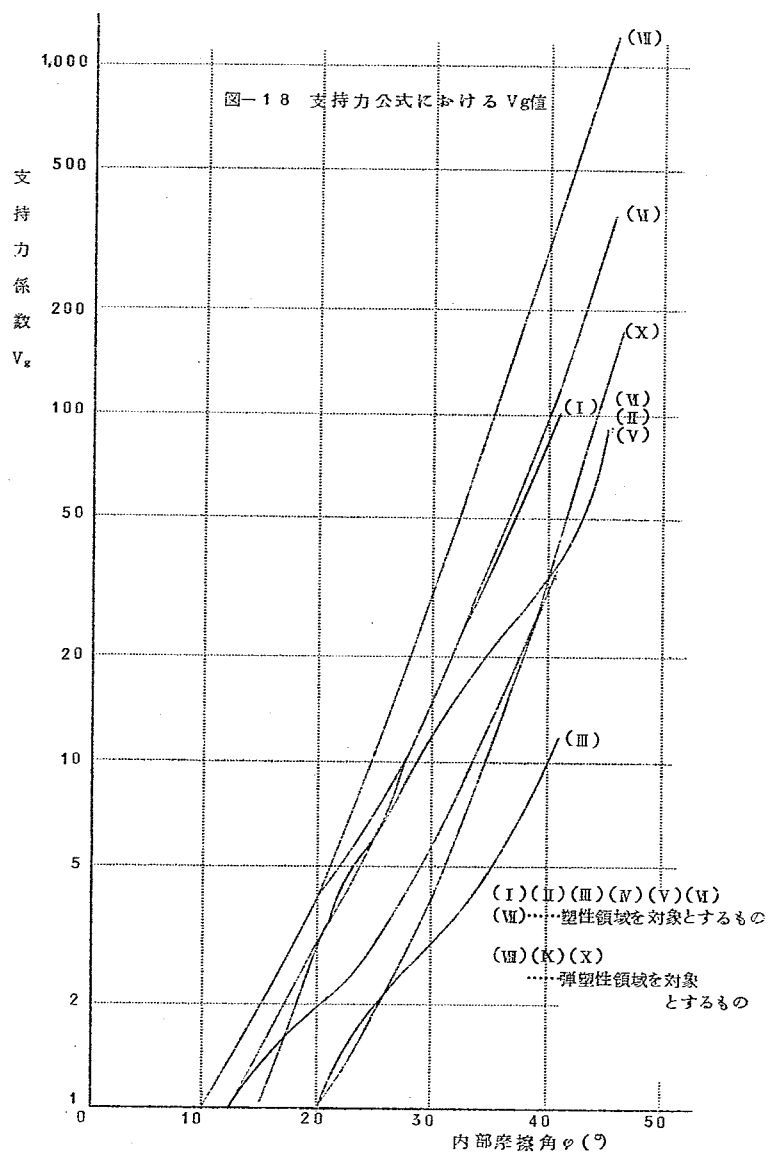
内部摩擦角 φ が小さい範囲、すなわち $\varphi < 20^\circ$ 位の場合には支持力係数が小さいため、いずれの公式によっても大差ないと考えられる。一方、 φ が大きくなるにつれて各公式間の相違が大きくなり、10倍以上の差異に及ぶこともある。

この差は当然、公式の誘導過程における仮定の仕方によることは明らかである。Terzaghi の考え方における局部せん断破壊の係数((III)の曲線)が小さいのは当然である。

図-14.15 と合わせ考えてみると、やはり弾塑性領域を対象としたものの((VII)、(IX)、(X))は、塑性領域を対象としたものより小さい。







Prandtl-Buisman, Terzaghi, 水野、Meyerhof ($\beta = 0^\circ$) はほぼ同じ値を示している。このことは自重の影響を多少考えて考慮に入れても大差なく、むしろすべり面の形に影響されることを示している。

Meyerhof の $\beta = 30^\circ$ や $\beta = 60^\circ$ に対する係数が非常に大きい、Meyerhof は実験的に次のことを示している。すなわち、根入れ長さが深くなるにつれて理論的に導いた値と実際の破壊荷重とが一致しなくなる。従って $D_f/R > 5$ の場合に適用するときには、図表より求めた φ を 0.85φ に減少せしめねばならないと指摘している。

支持力係数 V_c 、 V_b 、 V_g を比較してみると、粘着力の項である V_c 値の影響が一番大きく、基礎幅に関する項である V_g 値が一番小さい。従って、粘着力、根入れ長さ、基礎幅の順序で支持力に影響する。

4 実験例

前節までで、種々の公式についての比較検討を行ったが、ここで現在までに基礎調査室で関係した載荷試験の結果に基づいて検討してみたい。実験例としては

- a) 神戸下畑における神戸層（新第3紀層）の載荷実験
- b) 大阪駅構内における 1200 t/m^2 載荷試験
- c) 深層載荷試験（有明海人工島地上相基礎）

これらの載荷実験では、測定点の数が非常に少いため、完全には比較しにくい、若干の考察を加えてみる。

a) 神戸層の載荷実験例

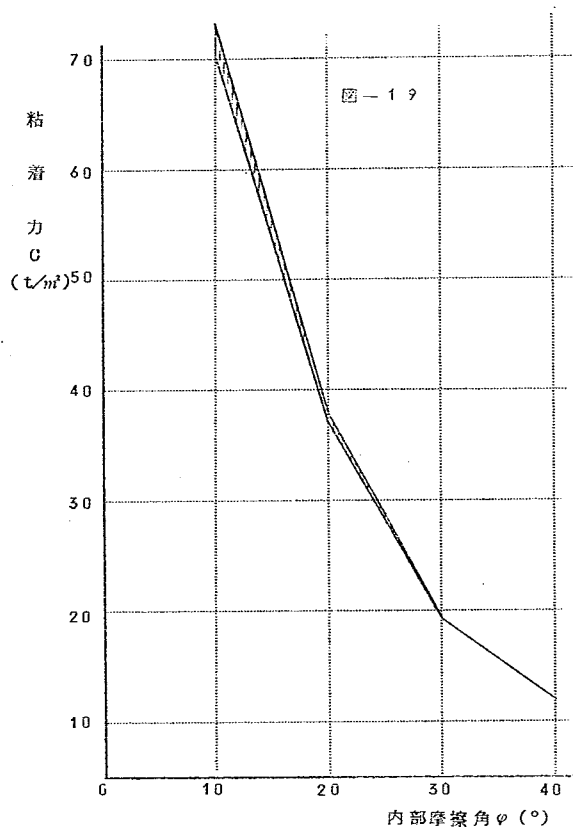
昭和38年度に神戸層（新第3紀層）において $\phi 30 \text{ cm}$ の載荷板を有する水平平板載荷実験が実施された。その結果は次のようである。

破壊荷重強度 $920 \sim 936 \text{ t/m}^2$

これに対して、 g_u がこの破壊強度になる C と φ の値をプロットすると図-19のようになる。この場合、一般に浅い基礎の支持力として用いられている Terzaghi の公式によった。

その他の室内実験を考慮に入れると

$C = 20 \sim 30 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 20 \sim 30^\circ$ 位の数値と考えられる。



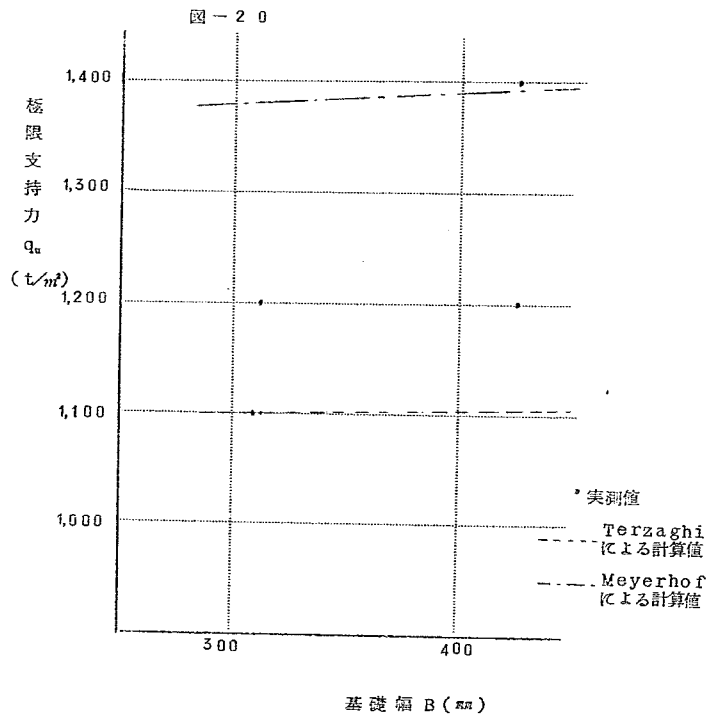
b) 大阪駅構内における載荷実験

日本鉄道建設公団によって、昭和39年6月に大阪駅において、天溝層に対する載荷実験が行われた。一般に基礎は土かぶりとその支持力に大きな影響を及ぼすことは明かなので、杭を2.25mにまで打ち込むことによって載荷実験を行なった。

試験に用いた杭径は311mmと427mmの2本で、基礎地盤を乱さないような処置をとって実施した。

これより基礎幅Bと極限支持力の関係を図示すると図-20のようになる。

実測値はばらつきが非常に多いが、極限支持力として1200 t/m²位の値を見込むことができると考えられる。



計算値を求める際には支持層が砂礫なるため、 $C = 0 \text{ } t/m^2$ と仮定して、標準貫入試験結果より土質による補正とロッドの長さによる補正を行い、Dunham の公式より内部摩擦角 φ を求めた。それによると $\varphi = 40^\circ$ になる。これに基づいて、Terzaghi と Meyerhof の公式より計算したものが、図 - 20 に示してある。

式(1)において、 $C = 0 \text{ } t/m^2$ の場合に $D_f \gg B$ となると

$$q_u = \gamma_1 D_f V_1 \quad (18)$$

にて表わされ、 D_f が非常に大きくなると、土かぶりによる上載荷重の影響によって支配され、基礎幅 B の影響は少くなる。

しかし、実測値でも凡そ同じ結果になっている。基礎地盤のばらつきのため、分散しているが、基礎幅 B は全極限支持力の 10 倍位で、径の違いによる影響は少い。

(c) 深層載荷実験

深層載荷実験より、支持力による土かぶりの影響を調べると図-21のようになる。

図-21より次のことが指摘される。根入深さが 15 m 以下の場合には、支持力は根入れ深さに無関係である。これは 15 m 位までの土質が埋立による砂質土であるため、地質が一様でなく、また人工的に埋立てられたものであるために根入深さの関数とならなかったものと思われる。

15 m 以上の深さでは基礎の支持層である砂礫層で実験を行っているため、深さが増大するにつれて、支持力も増大している。

径 30 cm の大きさの載荷板による載荷試験の場合、20 m 以下の砂礫層では貫入不能となり、実験が行われていない。

5 あとがき

基礎の設計にあたって、必要な許容支持力を求める目安として、極限支持力を取りあげたが、実際に調べてみると、その考え方が非常に多く、より合理的な考え方を求めることは困難であり、それぞれに特色を持っていることが判明した。

本報告書では、鉛直中心載荷の場合についてのみふれたが、実際には荷重が偏心しているため、その影響を考慮に入れなければならない。しかし、偏心載荷の場合の文献は少く、Meyerhof と立石氏によるもの位しかない。

現在、審議中の段階であるが、日本道路協会、下部構造設計小委員会に、現段階における支持力論を総合的にまとめて、偏心、傾斜の影響を入れて極限支持力の公式を提出、審議を求めているがそれは

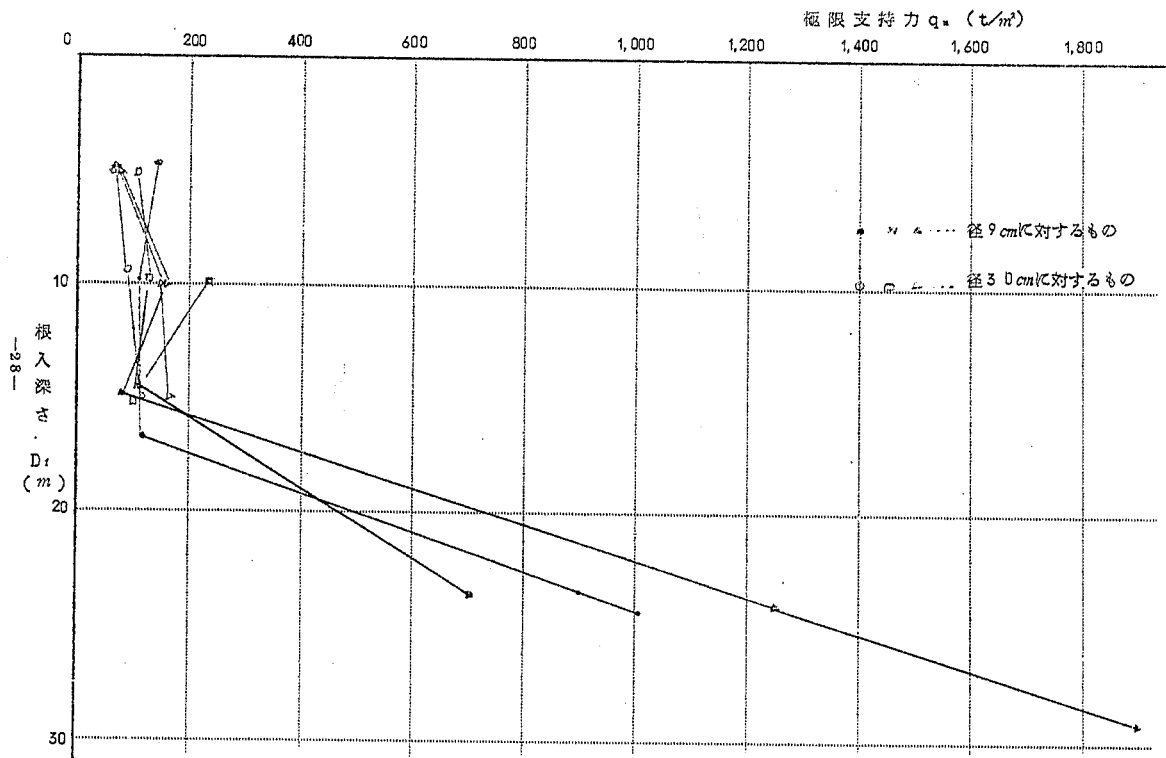
$$q_u = \{ \alpha C N_c d_c i_c + \beta \gamma_1 B N \gamma d \gamma i \gamma + \gamma_2 D_1 N_q d_q i_q \} E \quad (10)$$

の形で表わされる。

ここに q_u : 許容支持力 (t/m^2)

C : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力、ただし N 値が 5 以下の

図 - 2 1



粘土の場合、地震時の粘着力を常時の70%とする (t/m^2)

γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量 (t/m^3)

ただし地下水位以下にある場合は水中単位重量を用いる。

γ_2 : 基礎荷重面上にある地盤の単位体積重量 (t/m^3)

α, β : 形状係数

表-6 形状係数

基礎荷重面の形状	連 続	正 方 形	長 方 形	円 形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{L}$	1.3
β	0.5	0.4	$0.5 - 0.1 \frac{B}{L}$	0.3
B : 長方形の短辺の長さ L : 長方形の長辺の長さ				

N_c, N_q, N_γ : 支持係数で、内部摩擦角 ϕ の関数、ただし標準貫入試験から求まる N 値が15以下の砂地盤の場合、地表時には土の内部摩擦角が $\phi' = \phi - \theta$ に低下したものととして支持力係数を求める。ここに

$\theta = \left(\frac{15 - N}{10} \right) \tan^{-1} K$ で K は水平震度、また、 N 値が5以下の飽和した純砂地盤の場合には $\phi = 0$ とする。

表-7 支持力係数

ϕ°	N_c	N_γ	N_q
0	5.3	0	1.0
5	5.3	0	1.4
10	5.3	0	1.9
15	6.5	1.2	2.7
20	7.9	2.0	3.9
25	9.9	3.3	5.6
28	11.4	4.4	1.1
32	20.9	10.6	4.1
36	42.2	30.5	31.6
40	95.7	114.0	81.2

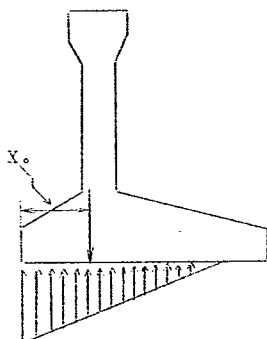


図-22

D_f : 有効根入れ深さ (m)

B : 基礎荷重面の最小幅 (m) 円形の場合は直径、荷重が図-22のように偏心するときは $B = 2 X_0$ とする。

d_c, d_γ, d_q : 表-8に示す D_f の部分のせん断抵抗を考慮する場合の補正係数

表-8 根入れの影響係数

記号	$\phi = 0$	$\phi > 10^\circ$
d_c	$1 + 0.2 (D_f / B)$	$1 + 0.4 (D_f / B)$
d_γ	1	$1 + 0.6 (D_f / B)$
d_q	1	$1 + 0.2 (D_f / B)$

i_c, i_γ, i_q : 表-9に示す傾斜荷重に対する補正係数

記号	補正係数
i_c, i_q	$(1 - \frac{\delta}{90})^2$
i_γ	$(1 - \frac{\delta}{\varphi})^2 \geq 0$

ここに δ : 荷重の傾斜角度

$$\delta = \tan^{-1} (H/V)$$

H : 基礎荷重面に働く水平力

V : 基礎荷重面に働く鉛直力

E : 表-10に示す偏心荷重に対する補正係数

表-10 偏心荷重に対する補正係数

記号	地盤	補正係数
E	粘土地盤	$(1 - \frac{2e}{B})$
	砂質地盤	$(1 - \frac{2e}{B})^2$

$$\text{ここに } e = \frac{M}{V}$$

M = 基礎底面に働くモーメント

この式によると ϕ の増大と共に支持力が極端に大きくなる影響を除き、実際の経験に基づいたものと考えられる。

この公式に基づいて、現段階の本、四架橋予定地点の支持力を求めてみると次のようになる。

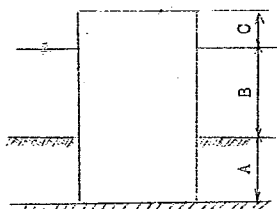


図-2.2 下部工断面

表-7 上部工からの作用荷重

		アンカーピア	メインピア
常時	N	1,700	66,900
	H	71,360	70
	M	0	57,500
地震時	N	2,040	66,900
	H	85,600	110
	M	0	108,400

表-8 偏心量 e と傾斜角 δ

		アンカーピア	メインピア
常時	e	0.05	0.01
	δ	4°	0°
地震時	e	0.17	0.17
	δ	9°	15°

図-2.2、表-6のような断面を考え、この断面に表-7のような上部工からの荷重が作用すると考える。

表-6 下部工の寸法

	アンカーピア	メインピア
A	30	20
B	40	50
C	17.6	15

許容支持力-基礎寸法の関係より概略基礎寸法を次のように仮定する。

基礎の寸法

アンカーピアの場合

$$140 \times 120 \text{ m}$$

メインピアの場合

$$80 \times 70 \text{ m}$$

以上の条件より、まず偏心量と傾斜角を求めると表-8のようである。

地盤の諸常数は本州・四国基礎工調査資料№11より表-9のようになる。

表-9 地盤の諸常数

	神戸層	和泉層	三豊層	花崗岩	
C	30 ~ 50	100	2	50 ~ 100	(t/m^2)
ϕ	25 ~ 30	35	30	35 ~ 45	($^\circ$)

式(4)より q_u を求め、許容支持力としては

$$q_a = q_u / 3 \quad (\text{常時})$$

$$q_a = q_u / 2 \quad (\text{地震時})$$

をとり、安全率を常時3、地震時2とすると、現段階での許容支持力は、

表-10の如くなる。

表-10 許容支持力

		アンカーピア	メインピア
神戸層	常時	170 ~ 420	180 ~ 470
	地震時	170 ~ 450	180 ~ 460
和泉層	常時	1990	2540
	地震時	2120	1560
三連層	常時	2140	210
	地震時	130	90
花崗岩	常時	1160 ~ 5850	1660 ~ 6520
	地震時	1410 ~ 6260	1070 ~ 4230

(t/m^2)

以上のような許容支持力の推定は、あくまで、現状における机上の所産に、2-3の実測例についての裏づけを加えたものであるが、今後、この土台のうえに実験的経験による肉づけを必要としよう。

こゝでは極限支持力と言う形で取り上げ、それに経験値から求められた安全率、3、または2を使用することにより、沈下、変形の問題から、逃げた形になっている。しかし、構造物が大きくなり、沈下、変形の量が大きくなると、この経験値のみからは律しきれない。沈下変形の面から、許容支持力が規正されることになるう。

この問題については、後出の「沈下、変形に関する資料」を提出する折にふれることにする。