

基礎の引揚抵抗力算定式の新しい展開と 斜面内基礎の抵抗力について

ON AN APPROXIMATE CALCULATION METHOD AND A FEW SPECIFIC PROBLEMS FOR THE UPLIFT RESISTANCE OF FOOTINGS

松 尾 稔*・田 河 勝 一**

By Minoru Matsuo and Shoichi Tagawa

1. はじめに

基礎の引揚抵抗力に関しては、昭和37年度以降数年にわたって実験的研究を継続してきた。そしてすでに経験的要素を加味した理論式を提案し、砂質土や粘性土を用いた室内および現地模型実験を数多く実施して、この引揚抵抗力算定法の妥当性を検討してきた^{1), 2), 3), 4)}。この算定法は電気学会の送電用鉄塔設計標準⁵⁾にとり入れられ、現在多くの大型鉄塔基礎がこの方法で設計されている。この場合電力会社などでは一般に、使用頻度の高い、標準的な寸法の基礎体や埋設深さに対しては電子計算機による計算も進められていて、土質条件さえ与えれば簡単な計算で設計できるようになっている。しかし基礎体寸法や根入れ深さが標準的でなかったり、たとえ標準的なものであったとしても手計算で設計しなければならない場合には、設計計算はかなり繁雑で思惑ぬ間違いを生ずる可能性もある。このために、近似度がきわめて高い状態において理論式を簡略化できれば都合がよい。

本論文においてはまずはじめに、上述した理論式の簡略化という目的と、限界引揚抵抗力に関して従来から現象的には気付いていたけれども理論的に説明ができていなかった一、二の重要な実際現象を説明する目的でもって、式の新しい展開と近似化を行なう。それと同時に、著者らや他の研究者によって行なわれた過去の実験結果を再整理し、これらと新しく求めた近似式による値とを対比検討する。そしてその後、送電用鉄塔では実際に非常に重要な問題、すなわち斜面内に埋設された基礎の引揚抵抗力に関する実験的研究の結果を示し、種々の検討を加える。

2. 理論式の新しい展開

基礎の限界引揚抵抗力 R に関してすでに誘導した基本式はつぎのとおりである^{1), 2), 4)}。すなわち、基礎体の自重を G とすると、

$$R = G + K_1 r + K_2 c \dots \dots \dots (1)$$

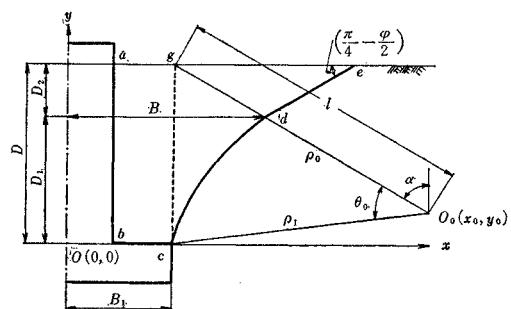
ここに、

* 正会員 工修 京都大学助教授 工学部土木工学教室
** 正会員 京都大学助手 防災研究所

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= \pi B^3 \{(a-1)(a^2 F_1 + aF_2 + abF_3 + bF_4 + F_5) \\ &\quad + b\} - V_3 \\ K_2 &= \pi B^2 \{(a-1)(aF_6 + F_7) + b(b \tan \alpha + 2)\} \\ a &= \frac{x_0}{B} \\ b &= \frac{D_2}{B} \\ \alpha &= \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

V_3 は基礎体柱体部の土中体積、 a, b はすべり面係数であり、 x_0, D_2, B は図-1（基礎体中心断面図）に示すとおりである。また r, c, φ はそれぞれ抵抗土塊の単位体積重量、粘着力、せん断抵抗角であり、 $F_1 \sim F_7$ は φ と対数らせん線 cd の中心角 θ_0 の関数であってその関数形および図的表示は文献 2) に示されている。なお粘着力の大きな粘性土においては式 (1) 右辺第3項は $K_2' c$ となり、 K_2' は式 (2) の K_2 の右辺において $b(b \tan \alpha + 2)$ を省略したものに等しい。また式 (1), (2) の誘導に際しては、基礎体の柱体部および床板部の水平断面の形状は円形であると仮定されている。

図-1 基礎体中心断面図



さて図-1 の幾何学的関係によりつぎの関係式が成立つ。

$$\left. \begin{aligned} D_2 &= (l - \rho_0) \cos \alpha, & B &= B_1 + (l - \rho_0) \sin \alpha \\ x_0 &= B_1 + l \sin \alpha \\ \rho_1 &= \frac{D \sin \alpha}{\sin \theta_0}, & l &= \frac{D \sin(\alpha + \theta_0)}{\sin \theta_0} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

一方対数ら線の性質により、

$$\rho_1 = \rho_0 e^{\theta_0 \tan \varphi} \dots \dots \dots \dots \dots \dots (4)$$

なる関係があることに着目して、式(3)の D_2, B, x_0 を床板部半径 B_1 と埋戻し深さ D を用いてかきなおすと、

$$\left. \begin{aligned} D_2 &= \alpha_1 D \\ B &= B_1 + \alpha_2 D \\ x_0 &= B_1 + \alpha_3 D \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \dots \dots \dots (5)$$

ここに $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ は φ と θ_0 の関数であり、つぎのようにかける。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{\cos \alpha}{\sin \theta_0} \left\{ \sin(\alpha + \theta_0) - \frac{\sin \alpha}{e^{\theta_0 \tan \varphi}} \right\} \\ \alpha_2 &= \alpha_1 \tan \alpha = \frac{\sin \alpha}{\sin \theta_0} \left\{ \sin(\alpha + \theta_0) - \frac{\sin \alpha}{e^{\theta_0 \tan \varphi}} \right\} \\ \alpha_3 &= \frac{\sin \alpha \sin(\alpha + \theta_0)}{\sin \theta_0} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \dots \dots \dots (6)$$

ここで根入れ幅比 λ を、

$$\lambda = \frac{D}{B_1} \dots \dots \dots \dots \dots \dots (7)$$

とおき、式(5), (7)を用いて式(2)中のすべり面係数 a, b をかきなおすつぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{B_1 + \alpha_3 D}{B_1 + \alpha_2 D} = \frac{1 + \alpha_3 \lambda}{1 + \alpha_2 \lambda} \\ b &= \frac{\alpha_1 D}{B_1 + \alpha_2 D} = \frac{\alpha_1 \lambda}{1 + \alpha_2 \lambda} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \dots \dots \dots (8)$$

ところで、式(2)における K_1 には基礎体柱体部の土中体積 V_3 が含まれているが、これを分離したものをあらためて K_1 とかくことになると、式(1)はつぎのようになる。

$$(R - G + r V_3) = (K_1 r + K_2 c) \dots \dots \dots \dots \dots \dots (1-a)$$

K_1 について式(8)を用いるつぎのようになる。

$$\begin{aligned} K_1 &= \pi B^3 \{(a-1)(a^2 F_1 + a F_2 + a b F_3 + b F_4 + F_5) + b\} \\ &= B_1^3 (\alpha_4 \lambda^3 + \alpha_5 \lambda^2 + \alpha_6 \lambda) \end{aligned} \dots \dots \dots \dots \dots \dots (9)$$

ここに $\alpha_4, \alpha_5, \alpha_6$ はやはり φ と θ_0 の関数であり、次式で表わせる。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_4 &= \pi \{ (\alpha_3 - \alpha_2) (\alpha_2^2 F_5 + \alpha_3^2 F_1 + \alpha_1 \alpha_2 F_4 + \alpha_2 \alpha_3 F_2 + \alpha_3 \alpha_4 F_3) + \alpha_1 \alpha_2^2 \} \\ \alpha_5 &= \pi [(\alpha_3 - \alpha_2) \{ \alpha_1 (F_3 + F_4) + \alpha_2 (F_2 + 2 F_5) + \alpha_3 (2 F_1 + F_2) \} + 2 \alpha_1 \alpha_2] \\ \alpha_6 &= \pi \{ (\alpha_3 - \alpha_2) (F_1 + F_2 + F_5) + \alpha_1 \} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \dots \dots \dots (10)$$

一方 K_2 についても同様につぎの形でかき表わせる。

$$K_2 = B_1^2 (\alpha_7 \lambda^2 + \alpha_8 \lambda) \dots \dots \dots \dots \dots \dots (11)$$

ただし、

$$\left. \begin{aligned} \alpha_7 &= \pi \{ (\alpha_3 - \alpha_2) (\alpha_3 F_6 + \alpha_2 F_7) + 3 \alpha_1 \alpha_2 \} \\ \alpha_8 &= \pi \{ (\alpha_3 - \alpha_2) (F_6 + F_7) + 2 \alpha_1 \} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \dots \dots \dots (12)$$

であり、 K'_2 の場合には式(12)の内容が少し変わるものである。 K'_2 の場合には式(12)の内容が少し変わるものである。

さて式(9)および式(11)を用いて式(1-a)の右辺

をかきなおすつぎのようになる。

$$(K_1 r + K_2 c) = \beta_1 (D^3 + \beta_2 D^2 + \beta_3 D) \dots \dots \dots \dots \dots \dots (13-a)$$

あるいは、

$$(K_1 r + K_2 c) = \beta'_1' (B_1^2 + \beta'_2 B_1 + \beta'_3) \dots \dots \dots \dots \dots \dots (13-b)$$

ここに係数 β は r, c, φ, θ_0 の関数であってつぎのよう示される。

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= r \alpha_4 \\ \beta_2 &= \frac{(r \alpha_5 B_1 + c \alpha_7)}{r \alpha_4} \\ \beta_3 &= \frac{B_1 (r \alpha_6 B_1 + c \alpha_8)}{r \alpha_4} \\ \beta'_1 &= r \alpha_6 \\ \beta'_2 &= \frac{(r \alpha_5 D + c \alpha_8)}{r \alpha_6} \\ \beta'_3 &= \frac{D (r \alpha_4 D + c \alpha_7)}{r \alpha_6} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \dots \dots \dots (14)$$

したがって基礎埋設地盤の状態がきまつた場合、すなはち r, c, φ が与えられた一定値である場合を考えてみると、一定の θ_0 に対して、式(14)により、 B_1 がきまつていれば $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ は一定の定数となり、また D を一定とすると同様に $\beta'_1, \beta'_2, \beta'_3$ は定数となる。ところで式(13)のような形の式を両対数紙上にプロットすると、対数紙の各サイクル内の範囲において、式の左辺は右辺内の変数(たとえば D とか B_1)に対して精度高く直線関係で近似できることが容易に確かめられる。したがっていま r, c, φ のうち φ のみを変数とすると、式(13)は D, B_1 の適当な範囲において次式のように近似できることが推定される。すなはち、

$$(K_1 r + K_2 c) = m_1 B_1^{m_1} D^{n_1} \dots \dots \dots \dots \dots \dots (15-a)$$

あるいは、

$$(K_1 r + K_2 c) = m_2 B_1^{m_2} \lambda^{n_2} \dots \dots \dots \dots \dots \dots (15-b)$$

ここに m, n は φ の関数である。上式は基礎体の影響を除いた土塊の限界抵抗力 $(R - G + r V_3)$ が両対数紙上で B_1, D あるいは λ に対して直線となることを示唆するものであり、この正当性は、以下における近似式の誘導過程と次節に示す実験値との対比において実証される。

さてつぎに具体的な近似式について考えてみる。すべり面の決定は厳密には作図法によるのがよいが、砂質土に関しては $\theta_0 = 60^\circ$ として一義的に定めたすべり面が、作図法による多くの計算結果や実験結果とかなりよく一致することをすでに示した^{1), 2)}。また粘性土に関しては、その破壊状況が砂質土の場合とは少し異なり、 θ_0 が一般に $35 \sim 45^\circ$ 程度になると同時に正しくは式(1)中の K_2 を K'_2 に修正しなければならないことを示した³⁾。一方現象的には少し異なるけれども、設計上の繁雑さを避けるための一つの便法としては $\theta_0 = 60^\circ$ として式(1)を用いると、その計算結果が実験結果と比較的よくあうことが現地実験によって明らかとなっている³⁾。

以上の理由により、以下に示す近似式においては $\theta_0 = 60^\circ$ とする。

式(13)が式(15)のような形で精度よく近似できるであろうことを上に述べたが、同様の理由により、 K_1 , K_2 に関する式(9)および式(11)は λ の適当な範囲においてつぎのように近似できることが推定される。すなわち一定の $\theta_0 (=60^\circ)$ に対して、

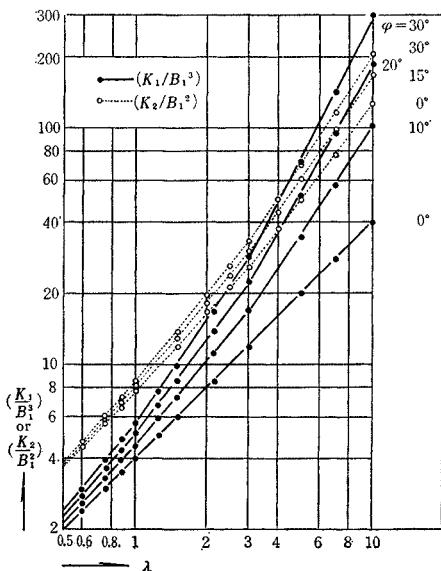
$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{K_1}{B_1^3} \right) &= f_1(\varphi) \lambda^{f_2(\varphi)} \\ \left(\frac{K_2}{B_1^2} \right) &= f_3(\varphi) \lambda^{f_4(\varphi)} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

あるいは

$$\left. \begin{aligned} \log \left(\frac{K_1}{B_1^3} \right) &= \log f_1(\varphi) + f_2(\varphi) \log \lambda \\ \log \left(\frac{K_2}{B_1^2} \right) &= \log f_3(\varphi) + f_4(\varphi) \log \lambda \end{aligned} \right\} \quad (16-a)$$

ところで、多くの D , B_1 および φ に対して式(1)により厳密に計算した K_1 , K_2 を用い、 (K_1/B_1^3) および (K_2/B_1^2) を両対数紙上で λ に対してプロットすると図-2 のようになる。図中実線は (K_1/B_1^3) に、また点線が (K_2/B_1^2) に関するものである。 $0 \leq \varphi \leq 45^\circ$ の範囲において 5° 間隔の φ に対し、 D および B_1 に関してそれぞれ $1.4 \text{ m} \leq D \leq 5.0 \text{ m}$, $0.5 \text{ m} \leq B_1 \leq 3.5 \text{ m}$ の範囲にわたる多数の計算が行なわれたが、図には繁雑さを避けるために適当に省略して描いてある。この図をみれば明らかなように、一定の φ に対する各点は予期したように、 λ の適当な範囲内において直線によくのっているが、 $0.5 \leq \lambda \leq 10$ の全範囲にわたって一つの直線で近似するのは少し無理である(式(9), (11)において K_1 , K_2 自体を B_1 や D 単独に対してプロットした方が、いっそう広い範囲にわたって直線を保持するが、こ

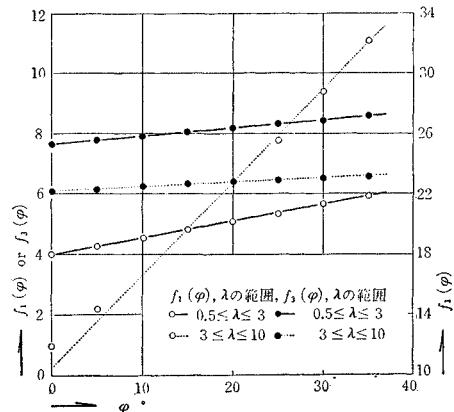
図-2 (K_1/B_1^3) , (K_2/B_1^2) と λ の関係



の場合には最終的な近似式の形が以下に示すものよりはるかに複雑になってしまう。そこでこれらを便宜上 3つの領域、すなわち $0.5 \leq \lambda \leq 1$, $1 \leq \lambda \leq 3$, $3 \leq \lambda \leq 10$ の範囲に分割して考えてみる。なおここで $\lambda < 0.5$, $\lambda > 10$ の場合を除外しているのは、実際問題として必要と考えられるからである。

図-2に基づいて式(16)中の $f_1(\varphi) \sim f_4(\varphi)$ を決定しなければならない。図-2中の各直線において $\lambda=1$ に対するいわゆる切片が $f_1(\varphi)$, $f_3(\varphi)$ であり、直線のこう配が $f_2(\varphi)$, $f_4(\varphi)$ であることはいうまでもない。そしてこれらの係数 $f_1(\varphi) \sim f_4(\varphi)$ が φ の簡単な関数になれば好都合である。いま試みに横軸に φ をとり、 $f_1(\varphi)$, $f_3(\varphi)$ をプロットしたのが図-3である。この図で $f_1(\varphi)$ と $0.5 \leq \lambda \leq 3$ の場合の $f_1(\varphi)$ は縦軸左側の目盛に、また $3 \leq \lambda \leq 10$ の場合の $f_1(\varphi)$ は縦軸右側の目盛にしたがう。この図をみれば明らかのように、 $f_1(\varphi) \sim \varphi$ および $f_3(\varphi) \sim \varphi$ 関係は望ましい直線関係となることがわかる。図に示されているように、 $0.5 \leq \lambda \leq 1$ および $1 \leq \lambda \leq 3$ の両領域にわたって、 $f_1(\varphi)$, $f_3(\varphi)$ に関する関係式が各 1 個となるのはつぎの理由による。すなわち図-2をみればわかるように、 $0.5 \leq \lambda \leq 1$ および $1 \leq \lambda \leq 3$ の両領域における各直線のこう配は異なるけれども、これらは $\lambda=1$ で連続するから、 $\lambda=1$ に対する $f_1(\varphi)$, $f_3(\varphi)$ はこれら両領域において共通となるからである。また図-3で特に注意しなければならないのは、 $3 \leq \lambda \leq 10$ の範囲における $f_1(\varphi)$ としては $\lambda=3$ に対する値をとっていることである。このようにしたのは、図-2において K_1 に関する $3 \leq \lambda \leq 10$ の領域の直線を $\lambda=1$ まで延長してみれば容易に推測されるように、 $f_1(\varphi) \sim \varphi$ 関係が簡単な直線関係とならず最大値を有する曲線関係となるからである。したがってこの領域における図-3中の $f_1(\varphi)$ は、厳密な意味では式(16-a)の表示における $f_1(\varphi)$ とはその意味が少し違うわけであり、後に示すようにこの領域の (K_1/B_1^3) に関してのみ λ の項が $(\lambda/3)$ となるが、本質的に式(16)

図-3 $f_1(\varphi)$, $f_3(\varphi)$ と φ の関係



の形がくずれるわけではないから式の形態上他と同様に $f_1(\varphi)$ とかいておくことにする。

図-4 は、 $f_2(\varphi)$, $f_4(\varphi)$ に関する同様の図である。この場合も φ の小さなごく一部を除いて、きれいな直線関係が得られることがわかる。原式の簡略化という意味において、図-3, 図-4 の直線関係は非常に好都合であるというべきである。

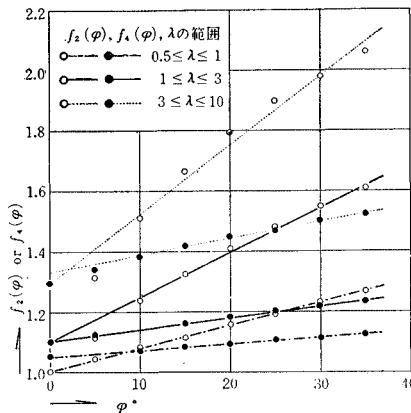
図-4 $f_2(\varphi)$, $f_4(\varphi)$ と φ の関係

表-1

	$f_1(\varphi)$	$f_2(\varphi)$	$f_3(\varphi)$	$f_4(\varphi)$
$0.5 \leq \lambda \leq 1$	$0.056\varphi + 4.000$	$0.007\varphi + 1.000$	$0.027\varphi + 7.653$	$0.002\varphi + 1.052$
$1 \leq \lambda \leq 3$	$0.056\varphi + 4.000$	$0.016\varphi + 1.100$	$0.027\varphi + 7.653$	$0.004\varphi + 1.103$
$3 \leq \lambda \leq 10$	$*0.597\varphi + 10.400$	$0.023\varphi + 1.300$	$0.013\varphi + 6.110$	$0.005\varphi + 1.334$

* $\left(\frac{K_1}{B_1^3}\right)_{\lambda=3}$ における値

$f_1(\varphi) \sim f_4(\varphi)$ は表-1 に括されている。以上により、式 (1-a) 右辺の K_1 , K_2 は近似的につぎのように簡略化してかくことができる。すなわち、

$0.5 \leq \lambda \leq 1$ の場合

$$\begin{aligned} K_1 &= (0.056\varphi + 4.000)B_1^3\lambda^{(0.007\varphi + 1.000)} \\ K_2 &= (0.027\varphi + 7.653)B_1^2\lambda^{(0.002\varphi + 1.052)} \end{aligned}$$

$1 \leq \lambda \leq 3$ の場合

$$\begin{aligned} K_1 &= (0.056\varphi + 4.000)B_1^3\lambda^{(0.016\varphi + 1.100)} \\ K_2 &= (0.027\varphi + 7.653)B_1^2\lambda^{(0.004\varphi + 1.103)} \end{aligned}$$

$3 \leq \lambda \leq 10$ の場合

$$\begin{aligned} K_1 &= (0.597\varphi + 10.400)B_1^3(\lambda/3)^{(0.023\varphi + 1.300)} \\ K_2 &= (0.013\varphi + 6.110)B_1^2\lambda^{(0.005\varphi + 1.334)} \end{aligned}$$

.....(17)

なお図-4 をみればわかるように、 $3 \leq \lambda \leq 10$ の場合のごく小さな範囲において少し直線からはずれる部分があるが、これに原因して、この範囲において式 (17) から算出される K_1 , K_2 の値は少し精度が落ちる。しかしそ他の場合に関して式 (17) から算出される K_1 , K_2 の値は、式 (17) 誘導過程の当然の帰結としてその近似度はきわめて高く、式 (2) から計算される厳密値との

誤差は全般に 3% 以下である。

3. 過去の実験結果の再整理と計算値との比較

この節で再整理され対比検討される過去の実験は、松尾^{1), 2), 4)}, Balla⁵⁾, 七里⁷⁾, Turner⁸⁾ などによって行なわれた多数の室内模型実験と二、三の現地模型実験である。これらの実験の手順や実験結果の詳細は個々の文献に記載されている。なお Mors⁹⁾ や Paterson¹⁰⁾ などによってもかなり多くの実験が行なわれているが、これらは特殊形状の基礎体や施工法の場合がほとんどであるのでここではとりあげない。また電気協同研究会によって行なわれた粘性土に関する貴重な現場実験³⁾もあるが、 B_1 および D の変化個数が少いうえに紙数の都合もあるので省略する。

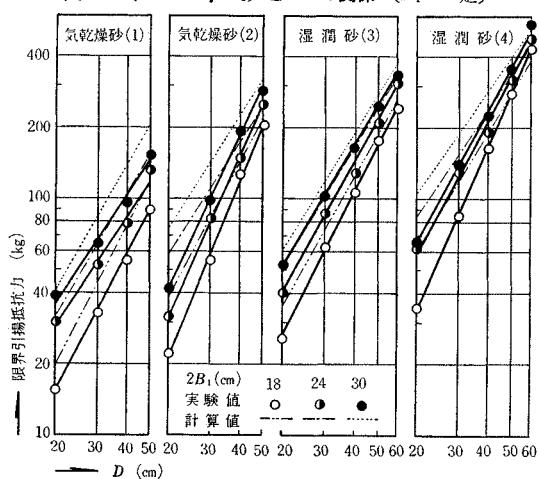
各実験に用いられた土試料および実験時の土の状態は一括して表-2 に示してある。

表-2

研究者	土 試 料	w (%)	r (g/cm ³)	c (g/cm ²)	φ (°)
松 尾	気乾燥砂 (1)	0.5	1.36	0	37.5
	気乾燥砂 (2)	0.5	1.51	8	42.5
	湿潤砂 (3)	3.3	1.39	10	34.5
	湿潤砂 (4)	3.3	1.54	20	37.5
松尾, 新城	関東ローム	90~95	1.13	80	20.0
松尾らによる現地実験	川砂 (1)	4.0	1.65	50	42.0
	砂質ローム (1)	8.9	1.68	0	36.0
	砂質ローム (2)	8.9	1.91	70	41.0
Balla	気乾燥砂	1.0	1.70	5	38.0
	気乾燥 (川砂)	—	1.40	0	30.0
	気乾燥 (山砂)	—	1.25	0	27.0
	湿潤砂 (川砂)	6.4	1.38	6	28.8
	砂質ローム	16.6	1.73	10	22.8
Turner	Shear strength (0.165 t/ft ²) or (4.820 t/ft ²)				

(1) 松尾らによる室内および現地模型実験

まずははじめに松尾によって行なわれた砂に関する室内実験からみてみる。実験に用いられた基礎体は、床板部

図-5 ($R - G + r V_s$) と D の関係 ($B_1 = \text{一定}$)

直径 $2B_1$ が 18, 24, 30 cm の合計 3 種類の円形床板基礎である（柱体部直径はすべて 6 cm）。実験時の砂の状態は表-2 に示す 4 種類であり、基礎の埋戻し深さ D は 20, 30, 40, 50, 60 cm に変化させた。試験の総個数は 54 個であった。図-5 は得られた実験結果を再整理したものであり、基礎体の影響を除いた限界引揚抵抗力 ($R - G + \gamma V_s$) を D に対して両対数紙上にプロットしたものである。また B_1 に関してはその B_1 の変化個数が少ないうらみはあるが、同様に $(R - G + \gamma V_s) \sim 2B_1$ 関係を両対数紙上に描いた一例が図-6 である。

これらの図には比較のため、式 (17) から算出した K_1, K_2 を用いて求められた計算値も併記されている。図-6 の横軸に B_1 ではなく $2B_1$ をとったのは、 B_1 ではプロットされる各実験値の間隔があまりに短かすぎるためであり、いずれに対しても本質的には何ら変わることはない。さてこれらの図を見れば、実験から得られた $(R - G + \gamma V_s)$ は両対

数紙上において D または B_1 に対して明らかに直線関係にあり、この事実は式 (15) によって説明される。また式 (17) に基づく計算値も両対数紙上で直線となり、かつこれらが実験値と比較的よい一致を示すことはやはり式 (15), (16) の推論の妥当性を示すものである。なお各場合について、すべり面の作図法に基づき式 (1) で厳密に計算した値が以上に示した実験値と非常によくあうことはずすでに文献 1), 2) に示した。

図-7 は表-2 中の関東ロームに関するもので、松尾・新城によって行なわれた実験結果の一部を再整理したものである。この実験に用いられた基礎体は、直径 18, 24, 30 cm の円型床板基礎とこれと等床板面積を有する一辺 16, 21.3, 26.6 cm の正方形床板基礎の 6 種類である（柱体部直径はすべて 6 cm）。 D は 20, 30, 40, 50 cm の 4 種類に変えられ、図にはこれらに関する全試験結果がプロットされている。図-7 (a) は円形床板基礎に、また図-7 (b) は正方形床板基礎に関するものである。これらの図から明らかなように、円形床板基礎の場合はもちろん、正方形床板基礎の場合にも実験値は両対数紙上で明確な直線関係を示している。なお式 (17) に基づく計算値が図のようにかなりはずれてくるのはつぎの理由による。すなわち論文 3) で検討し、指摘したように、

図-6 $(R - G + \gamma V_s)$ と $2B_1$ の関係 ($D = \text{一定}$)

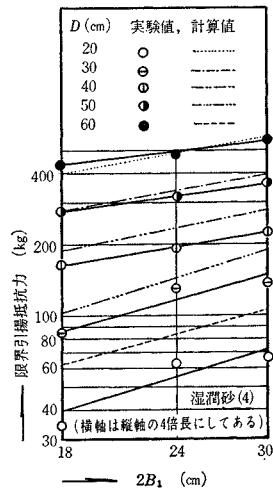
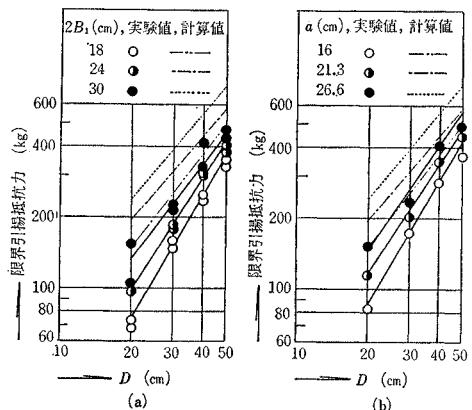


図-7 $(R - G + \gamma V_s)$ と D の関係
($B_1 = \text{一定}$)



粘着力の比較的大きな粘性土に関し、設計の便法として砂質土と同方法で $\theta_0 = 60^\circ$ として計算できるのは、実物大基礎のように床板側面と土との間の摩擦抵抗などがかなり期待できる場合に限られる。しかし図-7 に示されるような模型基礎では床板厚は 1 cm にすぎず、このような抵抗は期待できない。したがって式 (17) による計算値がかなり大きく実験値を上まわる結果となるのである（これに関する詳細および粘性土に関する厳密な考察と抵抗力算定法については文献 3), 4) に示してある）。

図-8 は、昭和 37 年

に関西電力の協力のもと

に行なわれた現地実験の

結果を同様に再整理した

ものである。この実験に

用いられた基礎体は、小

型ではあるが実物大の

もので、コンクリート製

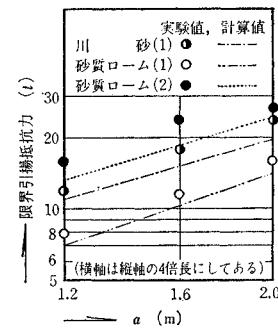
の正方形床板基礎であ

る。詳細は文献 1), 2)

にあるが、床板部の一辺

の長さが 1.2, 1.6, 2.0

図-8 $(R - G + \gamma V_s)$ と a の関係 ($D = \text{一定}$)



m の 3 種類で、表-2 中の 3 種類の土に対して D を 1.1 m として試験された。図の縦軸にはやはり $(R - G + \gamma V_s)$ が、また横軸には床板部の一辺の長さ a がとてある。図に描かれている直線は式 (17) による計算値であって、これらが実験値と非常によい一致を示すことがわかる。図の繁雑さを避けるために、各実験値は線で結ばれていないが、これらが直線関係になることは一見して明らかである。なお砂質ローム (2) の場合、かなりの粘着力を有しているにもかかわらず、上記室内実験の結果の場合とは異なり実験値が計算値と比較的よくあい、しかも計算値の方が少し小さくなっているのは、基礎体床板部側面の摩擦抵抗が実際にはかなりきいているためと考えられる³⁾。

(2) Balla, 七里及び Turner による室内模型実験
Balla は主として表-2 に示す気乾燥砂を用いて実験を行なっている。用いられた基礎体模型は円柱形の柱体部と円すい台形の床板部から成り、床板部の直径 $2B_1$ は 6, 9, 12 cm の 3 種類である。柱体部の長さは 5, 10, 15, 20, 25, 30 cm の 6 種類で、これに基づいた埋戻し深さを選択している。すなわち行なわれた実験は $2B_1=9$ cm の場合に関して、 D を 4, 9, 14, 19, 24, 29 cm に変化させた 6 個の試験と、 $D=19$ cm に対して $2B_1=6, 9, 12$ cm に変えた 3 個の試験である。

また昭和 18 年に七里は、表-2 に示す 4 種類の砂と砂質ロームを用いて同様の室内実験を行なっている。この実験に用いられた基礎体は床板部の一辺の長さ a が 20, 25, 30, 35 cm の 4 種類の木製正方形床板基礎であり、 D を 20, 25, 30, 35, 40 cm として多数の実験を行なっている。

Balla および七里はそれぞれの論文中において実験結果を表に示しているので、これらに基づいて限界引揚抵抗力を D または $2B_1$ に対して両対数紙上に描くと、

図-9 限界引揚抵抗力と D および $2B_1$ の関係

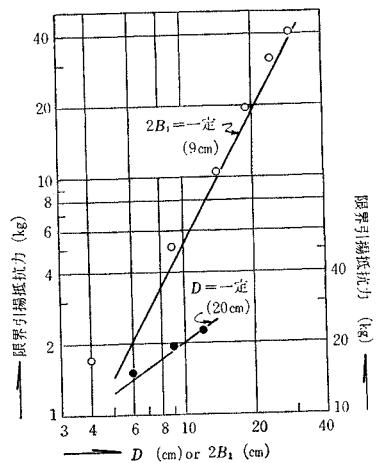


図-10 限界引揚抵抗力と D の関係

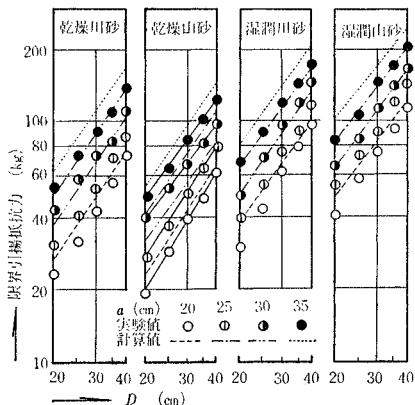
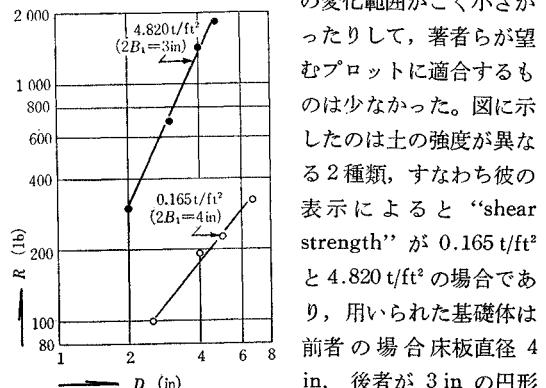


図-9、図-10 のようになる。図-9 の場合、 D に対する各プロットは縦軸左側の目盛に、また $2B_1$ に対するものは右側の目盛にしたがう。この場合も図の繁雑さを避けるため、図-10 (b)において一例として実験値を直線でつらねた以外、図中に示されている各直線はすべて式(17)に基づく計算値であり、各点で示されている実験値は線で結ばれていない。さてこれらの図をみれば、計算値はいうまでもなく、それぞれの実験値は先に示した図-5～図-8 の場合と同じように両対数紙上で明確な直線関係となることが明らかであり、式(15), (16)の正当性を示している。また近似計算値は全般に実験値と非常によくあっているが、特に Balla の実験の場合にはほとんど完全に一致している。なお両図において実験値の場合縦軸は R であって $(R-G+rV_s)$ ではない。したがって非常に厳密にいうと多少正確さを欠いているわけであるが、このように R を用いたのはつぎの理由による。すなわち七里の実験の場合は、使用された基礎体が木製でありその自重 G はほとんど無視できるほど小さく、また rV_s も全引揚抵抗力 (20 kg 以上) にくらべると図上ではほとんど問題にならないほど小さい。また Balla の場合には、基礎体の材料および基礎体柱体部の直径が論文中に明示されていないので $(-G+rV_s)$ を計算することができなかった。しかしたとえ基礎体が鉄製であったとしても、 $(-G+rV_s)$ の値は $D < 10$ cm の場合で $-(0.5 \sim 1)$ kg 程度、 $D > 10$ cm では -2 kg 前後と考えられる。対数目盛の性格上 $D > 10$ cm ではこの影響はほとんどない。 $D < 10$ cm の場合には、 $-(0.5 \sim 1)$ kg がかなり影響をもつ。しかし図において実験値が計算値より少し大きくなっていることから判断すると、この影響をとり除けば実験値はむしろよりよい直線関係となり、かつ計算値に近づくものと考えている。

図-11 は Turner によって行なわれた多数の室内模型実験結果の一例を描いたもので、実験値はやはり明白な直線関係を示している。Turner は多数の実験を行な

図-11 限界引揚抵抗力と D の関係



床板基礎である。Turner が示している上記の “shear strength” の意味が明確でないので、この図には計算値はプロットされていない。

以上図-5～図-11 に示した諸結果は、基礎の引揚抵抗力に関して重要な結果であると考えられる。

4. 斜面内に埋設された基礎の引揚抵抗力

従来の研究においてはすべて、水平地表面を有する地盤内に埋設された基礎の引揚抵抗力に関して理論的、実験的研究を行なってきたが、特に送電線は山岳、丘陵地帯を通過することも多く、斜面の地盤上に建設される鉄塔が多く存在する。このような傾斜地に建設される鉄塔基礎の引揚抵抗力に関する研究がほとんど皆無の状態であったことから、従来理論的、実験的根拠のない最小根入れ深さの規制を設けたり、整地によって地表面を水平にするなどの方法がやむなくとられてきた。本節では、斜面内に模型基礎を埋設し、主として斜上方引揚力を加えたときの基礎の挙動や地盤の抵抗などを実験的に検討した結果を示し、基礎設計に対する有益な指針を与える。

用いた基礎体は床板部の直径 24 cm、柱体部の直径 6 cm の鉄製模型であり、埋戻し深さ D は、基礎体柱体部中心線を基準にして、30 cm あるいは 40 cmとした。図-12において、斜面こう配 i は 0°, 5°, 10°, 15°, 20° の 5 種類とし、これらのそれぞれに対して、斜上方引揚力の鉛直から山側への傾斜角 β_A 、あるいは谷側への傾斜角 β_B をともに 0°, 10°, 20°, 30° に変化させて試験した。実験装置は論文 4) でその詳細を示したものと同じであるが、その概略を説明するとつぎのようである。すなわち実験土槽は $2.0 \times 2.0 \times 1.2$ m の水密性鉄製土槽で、これに固定された門型載荷装置によって所定の方向に定荷重および定変位式方式により引揚力が加えられるようになっている。実験に用いた土も論文 4) の場合と同じ関東ローム（砂分 36%，シルト分 60%，粘土分 4%）で、この節に示す全試験を通じて、埋戻し土の単位体積重量は 1.1 g/cm^3 、含水比は 98～100% に調整された。この状態における土の c 、 φ に関する詳細な

議論は文献 11) に示したが、大体 $c=80 \text{ g/cm}^2$ 、 $\varphi=25^\circ \sim 30^\circ$ と考えてよい。試験は定荷重式、一荷重段階 4 分間載荷で行なわれた。

まずすべり面について簡単にみてみよう。図-12 に基づき基礎体中心断面上の実測すべり面の一例が示してある。これは $i=20^\circ$ 、 $D=30 \text{ cm}$ の場合に対して、 $\beta_A=\beta_B=10^\circ$ で行なわれた 2 つの試験結果である。この図で特徴的なことは、山側のすべり面における両者の相違である。すなわち、引揚力の鉛直からの傾斜角はともに 10° であるが、谷側へ引揚力を加えたときのすべり面は、山側である β_A 方向へ引揚力を加えた場合のすべり面より少し外側にあらわれている。このことは少し予想外であったが、 i 、 β の異なる他の試験の場合にも一般的な傾向として認められた。そしてこの事実が、後に述べる両者の限界引揚抵抗力間にわずかな差が生ずる主原因になっていえると考えられる。さて i を一定に保って β を 20° 、 30° のように大きくすると、引揚力の傾斜側の土は圧縮されて反対側の地盤内のみにすべり面が生ずるが、そのすべり面の位置は、 i および β の増加にともない少しづつ内側に移行する傾向が認められた。以上の説明からわかるように、この種の問題では、基礎体は柱体部の中心付近を回転中心としてわずかに回転を生じながら抜け上がってくるために、すべり面の発生状況は個々の場合について非常に複雑であり、数式で一般的に表示することはほとんど不可能である。したがって、つぎに述べる引揚抵抗力についても、これを理論的に定式化することは、現段階においては非常に困難であるといわなければならぬ。

限界引揚抵抗力に関しては、上述したように理論的に定式化することが困難であるので、水平地表面 ($i=0$)、鉛直引揚 ($\beta=0$) の基本的な場合を基準にして、これからのはずれを実験的に究明していくことが非常に重要な課題となる。ここでは、このような方向で実験結果を整理し、検討を加える。

実測された斜上方引張力を $R_{i\beta}$ とし、これらの鉛直および水平分力をそれぞれ $R_{vi\beta}$ 、 $R_{hi\beta}$ とすると次式が成立する。

$$R_{i\beta} = \sqrt{(R_{vi\beta})^2 + (R_{hi\beta})^2} \quad \dots \dots \dots \quad (18)$$

β はもちろん i も厳密には、基礎引揚の進行にともない基礎体や地盤に生ずる変位量によってわずかに変化するわけであるが、たとえば β についてその変化量を調べてみると全試験結果を通じて最大 7% にすぎなかったので、これを無視し、 i 、 β は試験中一定として計算および整理を行なった。図-13 は、基礎体を山側に引揚げた場合に關し、 D 、 i をパラメーターとして限界引揚抵抗力 $R_{i\beta_A}$ と引揚傾斜角 β_A の関係を図示したものである。この図から明らかのように、 D および i が一定の場合、 β_A が増加するにしたがって限界引揚抵抗力はほ

図-12 基礎体中心断面図

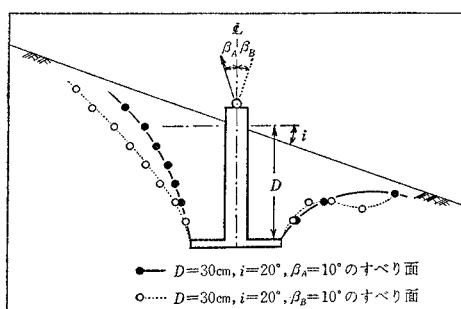
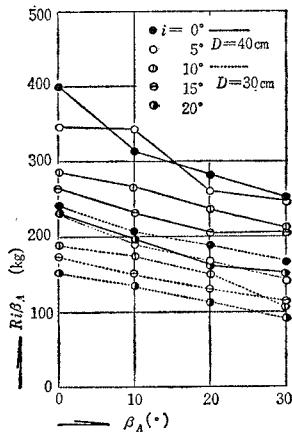
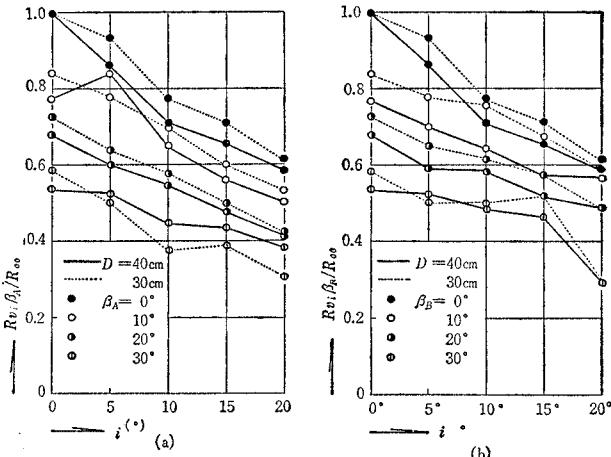


図-13 $R_{i\beta_A}$ と β_A の関係図-15 $R_{vi\beta}/R_{00}$ と i の関係

ば直線的に減少していく。また後に図に示すが、 β_A が一定の場合には、 i の増加につれて抵抗力が減少することも明らかである。同一の i に対する $R_{i\beta_A}$ と R_{i0} との比 $R_{i\beta_A}/R_{i0}$ を計算してみると、 i の変化にかかわらず β_A が 0° から 10° , 20° , 30° と増加するにしたがって、この値は $10\sim20\%$, $20\sim30\%$, $20\sim40\%$ 程度減少し、抵抗力の低下がかなり大幅であることが理解される。送電用鉄塔の場合、 β が $10^\circ\sim20^\circ$ となることはよくあるからこの事実はかなり重要であるといえる。なお谷側、すなわち β_B 方向に引揚力を加えた場合も図-13 とほとんど同じ傾向を示し、 $R_{vi\beta}$ の R_{i0} に対する低下率も上記の場合とほとんど同じであった。ただすべり面の発生領域の差に起因して、全般に山側への引揚の場合より 10% 前後限界引揚抵抗力は大きくなつた。

さてつぎに式(18)によって算出された $R_{vi\beta}$ と、水平地表面を有しあつ鉛直引揚の場合の限界引揚抵抗力 R_{00} の比 $R_{vi\beta}/R_{00}$ を計算した。 $R_{vi\beta_A}/R_{00}\sim\beta_A$ 関係を図示したのが図-14 である ($R_{vi\beta_B}/R_{00}\sim\beta_B$ 関係も大同小異であった)。また山側、谷側両者の場合に関して、 $R_{vi\beta}/R_{00}$ を i に対して描いたのが図-15 である。これらの図から、 $R_{vi\beta}/R_{00}$ の値が i および β の増加につれてかなり大幅に減少していくことがわかる。そして多少がたついでいるが、この減少はほぼ直線的であり、上記の試験結果では i が 5° 増加すると $5\sim10\%$ 程度、

また β が 10° 増加すると $10\sim15\%$ 程度もの減少を示すことが明らかである。図-13～図-15 に示されたこのような抵抗力の減少は、引揚力に抵抗する土塊重量とせん断抵抗領域が i , β の増加とともに減少するのに加えて、後に述べる回転にともなう水平変位量の増大に原因していると考えられる。なお上に示した図-14, 図-15 は、現段階において実際設計に参考とすべき重要な結果である。なぜならこれらの図は、斜面内に埋設された基礎が一般に斜上方に引揚力を受けた場合、 $\beta=i=0$ として計算された限界引揚抵抗力の何パーセント程度を低減させて評価しておく必要があるか、についての一つの目安を与えるからである。そして実際設計にあたっては、 $\beta=i=0$ の基準となる最も基本的な場合としてのみ実際計算が可能であり、実際には斜上方引揚力を受ける場合でもその鉛直分力に対する抵抗力の有無が検討され、基礎設計が行なわれるからである。

最後に基盤体の変位量に関して簡単にみてみる。図-16 は $R_{vi\beta}$, $R_{hi\beta}$ をそれぞれ基盤体の鉛直変位量、水平変位量に対して描いた一例であり、 $D=40\text{ cm}$, $i=10^\circ$ の

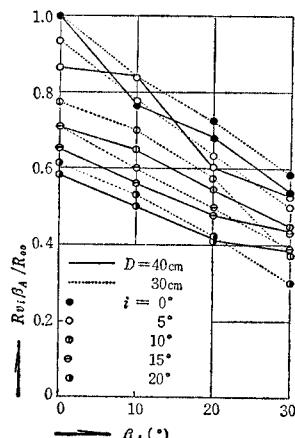
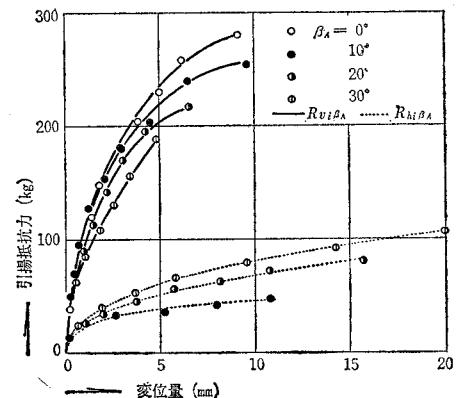
図-14 $R_{vi\beta_A}/R_{00}$ と β_A の関係

図-16 引揚抵抗力と変位量の関係

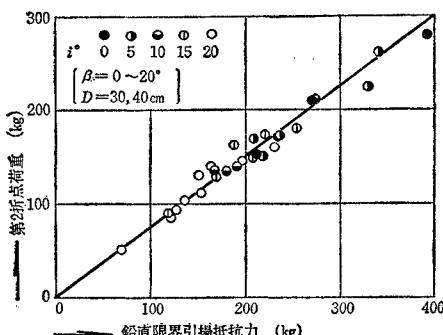


場合について β_A 方向に引揚したときの試験結果である。実線は鉛直分力に、また点線は水平分力に関するもので、図には参考のため $\beta_A=0$ 、すなわち鉛直引揚の場合も記入されている。この図をみればわかるように、 $R_{up\beta A}$ ～鉛直変位量関係においては β_A の増加によって限界値は減少するが、限界時の変位量にはあまり大きな差はみられない。これに対して、 β_A の増加が水平変位量におよぼす効果はかなり大きく、破壊時の変位量も大幅に増加してくる。このことも基礎設計上考慮しなければならない重要な事実である。水平変位量に関する以上の傾向は、 β_B 方向、すなわち谷側への引揚げの場合にいっそう顕著であり、また図-16 に示した一般的な傾向は i の変化に関係せず同様であった。

さて長期荷重に対する一種の限界抵抗力ともいべき降伏荷重を見出すために、一定荷重下における変位量の増加の割合、すなわち変位速度の引揚荷重に対する関係を調べてみた。地表面が斜面でしかも一般に鉛直引揚でない今回の場合には、かなりのばらつきがみられたが、從来からの研究によって確かめられてきた^{1), 2), 3), 4)}のと同様に、やはり変位速度～引揚荷重関係は 2 つの折点をもつ直線で近似できることが明らかとなった（紙数の都合でここでは図は省略する）。全試験結果から繁雑にならない程度に適当に抜いて、一種の降伏荷重と考えられる第 2 の折点荷重を限界引揚抵抗力に対して描いたのが図-17 である。両者の間には従来確かめられてきたと同じように直線関係があり、この図の場合第 2 折点荷重は限界引揚抵抗力の約 75% となっている。すでに前論文で指摘したように、この関係は一義的なものではなく、土の種類や締固め程度によって異なると考えられるが、斜面こう配や引揚傾斜角の大きさに関係せず両者の間に直線関係が存在することは、基礎設計上考慮すべき重要な意味を有しているものと考えられる。

なお本節図-13 においては、使用した基礎体が唯一種類であったのに加えて、この重量 (6.1 kg) の全抵抗力に占める割合が非常に小さいので、基礎体重量を含めたままで整理してある。しかし他の場合には鉛直分力からこれを差し引いてある。

図-17 折点荷重と限界引揚抵抗力の関係



5. む す び

基礎の限界引揚抵抗力に関して、すでに発表し、実用されている経験的要素を加味した理論式を新しく展開し、簡略化した近似式を求めた。それと同時に、実験的には以前から気付いていた事実、すなわち実験から得られた限界引揚抵抗力と、埋戻し深さ、あるいは床板直径(幅)の関係が両対数紙上で直線になるという事実を理論的に実証した。また過去において行なわれた実験結果を再整理し、上述の直線性を確かめるとともに、これらを近似計算値と対比検討した。そしてその後、斜面内に埋設された基礎の引揚抵抗力に関する実験的研究の結果を示し、種々の検討を加えた。得られたおもな結果を要約すると以下のとおりである。

(1) すでに提案した限界引張抵抗力算定式を新しく展開し、限界引揚抵抗力が近似的に B_1 および D のべき乗に比例することを示した。また K_1, K_2 に関する近似式を求めた。

(2) 過去の多くの実験結果を再整理したところ、限界引揚抵抗力と D または B_1 関係が両対数紙上で直線となることが明らかとなり、またこれらと近似式による計算値が全般によく一致することを示した。

(3) 斜面内に埋設された基礎の引揚抵抗力は、斜面こう配および引揚傾斜角の増大につれてかなり大幅に低下する。

なお本研究の一部が、電気協同研究会送電用鉄塔基礎専門委員会の補助を受けたことを付記し謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 松尾 稔：逆T字型基礎の引き上げ抵抗力の一算定法、京都大学防災研究所年報、第 6 号、pp. 135～155、1962.
- 2) 松尾 稔：送電用鉄塔基礎の引揚抵抗力について、土木学会論文集、第 105 号、pp. 9～18、1964.
- 3) 松尾 稔：基礎の引揚げ抵抗力の算定法と粘性土中の基礎の現場引揚げ試験の解析、土と基礎、第 14 卷 10 号、pp. 11～21、1966.
- 4) 松尾 稔・新城俊也：粘性土中の基礎の引揚抵抗力に関する研究、土木学会論文集、第 137 号、pp. 1～12、1967.
- 5) 電気学会：送電用鉄塔設計標準、JEC-127、pp. 57～60、1965.
- 6) Balla, A. : The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundation for Pylons, Proc. 5th, Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, pp. 569～576, 1961.
- 7) 七里義雄・久間利治・丸山元之助：送電鉄塔基礎の強度の研究、日本学術振興会災害研究所第 2 部研究報告、pp. 85～134、1943.
- 8) Turner, E.A. : Uplift Resistance of Transmission Tower Footings, Jurnal of the Power Division, Proc., A.S.C.E., Vol. 88, No. PO 2, pp. 17～33, 1962.
- 9) Mors, H. : Das Verhalten von Mastgründungen bei Zugbeanspruchung, Die Bautechnik, Heft 10, S. 367 ～378, 1959.
- 10) Paterson, G. and Urie, R.L. : Uplift Resistance Tests on Full Size Transmission Tower Foundations, Conference Internationale des Grands Réseaux Électriques à Haute Tension, Session 1964, 203, pp. 1～22, 1964.
- 11) 松尾 稔・輕部大蔵：室内セン断試験結果の設計への適用に関する 2, 3 の問題点、第 11 回土質工学シンポジウム発表論文集、pp. 91～100、1986.

(1987.6.6・受付)