

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

まつ
松

お尾

みのる
稔*

1 はじめに

送電用鉄塔は風によって非常に大きな引揚げ力を受け、その設計は基礎の引揚げ抵抗力の大小により大きく支配される。産業経済、社会生活における電力の公共性や災害時の停電が人心の動揺に与える影響力の大きさはあらためてここで議論するまでもなく、過去の台風襲来時の状況や、その他たとえば昭和 40 年 6 月地スベリによる鉄塔倒壊に端を発した近畿一円の停電、同 11 月のカナダからの送電系統事故に起因した長時間にわたるニューヨーク周辺の停電時の状況を思い起こせばその重大さはおのずから明らかである。

ところで昭和 34 年の伊勢湾台風、同 36 年の第 2 室戸台風の襲来は各地の送電設備に多大の被害を与え、多数の鉄塔が倒壊したが、その中でとくに目立ったものに 250 kV 鉄塔を含む大型鉄塔の倒壊があった。そこでこの原因を究明し、従来の設計標準を再検討するために昭和 36 年 12 月通産省公益事業局の要請もあって電気協同研究会内に“送電用大型鉄塔専門委員会”が設置され多岐にわたる研究が実施された。この中には風圧荷重、上部構造関係の原因とともに、鉄塔倒壊の主原因の一つである基礎強さの不足、基礎設計の不備に関する調査・研究も含まれており、砂地盤に対する室内および現地模型実験にもとづく半理論半経験的な支持力算定式の提案、推奨の段階にまで達した^{1), 2), 3)}。しかし基礎設計に関する問題点はあまりにも多く、大型鉄塔専門委員会解散後も引続き調査研究を継続する必要性が生じ、昭和 39 年 8 月あらたに“送電用鉄塔基礎専門委員会”が設立され、種々の調査研究が行なわれてきた。本文でとりあげ解析を行なった現地試験はこの委員会によって実施されたもので、著者は実験に関する助言、指導と主として試験結果の解析を行なうことによりこれに関与した。実験の主たる目的は、さきに砂地盤における実験をもとにして提案した支持力算定式がそのままの形で粘性土地盤にも適用できるかどうか、修正する必要があるとすればどのように修正すべきかを検討することであった。

ここではまずはじめに基礎の引揚げ抵抗力に関する従来の考え方を概説し、その後今回の実験とその解析結

果を示し、種々の検討を加える。

2 従来の引揚げ抵抗力算定の考え方

2.1 アースコーン法 (Earth cone method)

従来各国で最も一般的に用いられてきた方法で、たとえばわが国建築学会の“鉄塔構造計算規準”⁴⁾や在来の電気学会“送電用鉄塔設計標準 (JEC-127)”⁵⁾もこの方法にもとづいている。これは図-1 (a) のような基礎底面上の倒立サイ頭角 (円) スイ体中の土の重量と基礎体自重の和をもって引揚げ抵抗力と考える方法である。すなわち限界引揚げ抵抗力 R は、

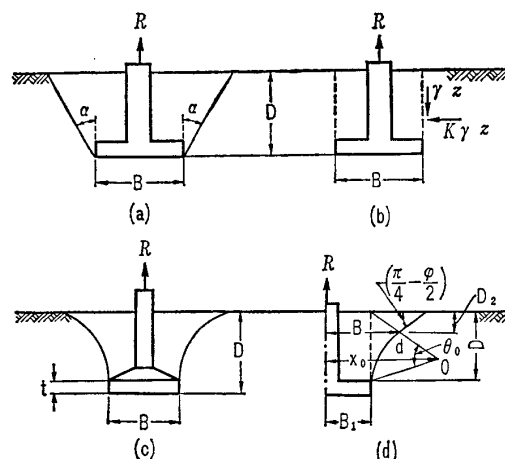


図-1 基礎体中心断面上の寸法

$$R = G + r(V_1 - V_0) \quad (1)$$

ここに G : 基礎体の自重, r : 土の単位体積重量, V_1 : 基礎底面上の倒立サイ頭角 (円) スイ体の体積, V_0 : 基礎体の体積であり、基礎床板の幅 (あるいは直径) を B , 基礎底面までの深さ D , 角 (円) スイの母線が鉛直となす角 α とすると V_1 は次のように書ける。

$$\left. \begin{aligned} V_1(\text{角}) &= D \left(B^2 + 2BD \tan \alpha + \frac{4}{3} D^2 \tan^2 \alpha \right) \\ V_1(\text{円}) &= \frac{\pi D}{4} \left(B^2 + 2BD \tan \alpha + \frac{4}{3} D^2 \tan^2 \alpha \right) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

実際計算にあたっては、土の種類によって α の大きさを大まかに定めているのが通常であるがこれには確たる根拠がない。すなわち根本的にこの考え方では“土の破壊現象”が無視されており、理論的根拠はもちろん正確な事実に立脚しているものとも考えられない。このこと

* 京都大学工学部土木工学教室 助教授

はすでに昭和 18 年七里によっても指摘されており⁶⁾、その適用には十分注意を払うべきであると述べられている。とくに注意を要するのは、(1), (2)式から容易に理解されるように D を少し大きくすると、計算上 R がいちじるしく増大することである。実際の試験においては D の増加による R の増加は計算の数分の一しか認められないのが通常である。この点はモース (Mors) によっても指摘されており⁷⁾、この方法によると深い基礎の場合の計算値が実際と比較してあまりにも大きくなりすぎると述べている。

2.2 アースプレッシャー法 (Earth pressure method)

この方法では、基礎底面の鉛直上方にある土の重量、この土塊の外端面上に作用する摩擦力および基礎体自重の和をもって引揚げ抵抗力としている。すなわち 図—1 (b) を参照すると、

$$R = G + r(V_2 - V_0) + F \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに V_2 : 基礎底面鉛直上方にある土塊の体積, F : この土塊の外端面上に作用する全摩擦力で、正方形基礎の場合次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} V_2 &= B^2 D \\ F &= 4 \int_0^D B K_0 r z \tan \theta dz = 2 K_0 r B D^2 \tan \theta \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

(4) 式における K_0 , θ はそれぞれ 静止土圧係数および摩擦角であり、たとえばモース⁷⁾ は粘土に対して $K_0 = 0.75$, $\theta = 8^\circ$, 砂に対して $K_0 = 0.42$, $\theta = 24^\circ$ 程度をとるのがよいとしているが、土質力学的な確たる根拠がない。

この方法の根本的な欠陥は、アースコーン法同様やはり土の破壊を考慮していないこと、土塊外端面上の摩擦力 (せん断力ではない) をとる理論的、実際の根拠がまったくないこと、設計にあたって粘性の影響を合理的にとり入れることが不可能であることなどである。

2.3 セン断法 (Shearing method)

多くの室内小型模型実験と理論的考察にもとづいた七里の算定法⁶⁾や、スイスのモーターコロンプス (Motorcolumbus) 社などによって行なわれた種々の試験にもとづく経験的方法⁷⁾ がこれに属する。この方法においては、図—1 (b) の基礎底面鉛直上方の土塊がこの外端面にそってせん断破壊する場合が仮定され、引揚げ抵抗力はこのせん断抵抗力に土塊重量、基礎体自重を加えたものであるとされる。すなわち、

$$R = G + r(V_2 - V_0) + T \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに T は基礎底面鉛直上方の土塊の外端面上に作用する全せん断抵抗力である。

七里は基礎床板が 30 cm 角の正方形である小型模型基礎を川砂および砂質ロームの中に 20~40 cm の深さに埋

設し、これに引揚げ力を加えた場合の砂粒の移動状況を特殊な写真撮影法を用いて厳密に調べた。すなわち引揚げ力、基礎体の変位などに関連させて砂粒の移動限界を詳しく調べた結果、“基礎の引揚げによりまず床板上部の土が圧縮され、この圧縮限界の拡大にともなって終局的な滑動に移行するが、その途中のある瞬間において滑動面が床板外端における鉛直面とほぼ一致する状態があり、しかもこのときの基礎体変位量に対する引揚げ力が破壊荷重に近い (少し小さい) 値である” ことを見出した。そこでこの荷重をもって基礎の強さと考えてもさしつかえない、という考察のもとに T として次の形を採用した。すなわち正方形床板基礎の場合、

$$T = 4 c B D + 2 K r B D^2 \tan \varphi \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに c : 土の粘着力, φ : 土の内部摩擦角であり、 K としては試算をもとに主働土圧係数と受働土圧係数の中間にある値をとるものと推定し、これを実験的に定めることにはかなりの成功を収めた。また実用式としては安全側の値をとることが望ましいという見地から、結局 T として次の形を提案した。

$$T = c B D + 2 r \frac{\tan \varphi}{1 + \sin \varphi} B D^2 \quad \dots\dots\dots (7)$$

一方モーターコロンプス社などの実験にもとづいて提案された算定式においては、 T を次の形で与えている。

$$T = 4 K B D^x \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに K は土圧係数であり、 x は 1.5~2.0 の値をとるものとしている。(8) 式の形にしたのは T が深さによって変わることを考慮した結果と考えられ、実際設計にあたっては土質、深さなどによって種々の K , x 値を用いているようである。

この方法は“土のせん断破壊”を考慮している点で前二者と比較して大きく前進している。しかしせん断面の考察にやや厳密性を欠いており、じか (直) 掘り施工の場合以外の破壊現象とは隔たりがある。とくに (8) 式の場合、(8) 式採用のもとになった試験と同じような深さ、寸法を有する基礎体や土質の場合には信頼性があるが、その他の場合には x や K 、とくに x のきめ方がきわめてむずかしく、式として一般性に乏しい。

2.4 フレーリッヒ・メイヤー法⁸⁾

この方法はメイヤー (Majer) によって展開されたもので、フレーリッヒ (Fröhlich) の応力分布、支持力に関する考え方を鉛直上方に力を受ける二次元埋設板に適用し、これを有限長の正方形床板基礎に合理的とは考えられない方法で拡張している。最終的に引揚げ抵抗力として次式を与えている。

$$R = G + r B^2 D + 4 K_1 r B D^2 + \frac{4}{3} \pi K_1^2 r D^3 \quad \left. \right\}$$

$$K_1 = \frac{\nu \Gamma\left(\frac{\nu-1}{2}\right)}{(\nu-1)4\sqrt{\pi} \Gamma\left(\frac{\nu}{2}\right)} \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここに ν は応力集中係数であり、 Γ はガンマ関数である。

(9) 式の誘導の過程においてアースコーン法とのまったく無意味と思われる比較のもとに $2K_1 = \tan \alpha$ としているが、その結果 (9) 式の右辺は基礎体の自重と、倒立サイ頭角スイ体の隅角部を円弧に置き代えた土スイ体の重量の和そのものになっている。したがって結果的にメイヤーの支持力式はアースコーン法の α の代りに一見理論的風に見える K_1 を代用しただけの式にすぎない。式の誘導にあたって地盤の実状とあまりにもかけ離れた多くの仮定が含まれており、複雑なわりにはあまり意味がないので詳細は省略する。なお式の誘導の過程に数学的な処理の誤りが認められ、(9) 式の K_1 は正しくは以下になると考えられる。

$$K_1 = \frac{\Gamma\left(\frac{\nu+1}{2}\right)}{(\nu-1)2\sqrt{\pi} \Gamma\left(\frac{\nu}{2}\right)} \quad \dots\dots\dots(10)$$

2.5 直線でないスベリ面を仮定する方法

基礎が引揚げ力を受け地盤が破壊する場合の状況を観察し、理論的考察にもとづいてできるだけ実際に近いスベリ面を仮定して引揚げ力を求めようとする方法で、バラ (Balla)⁹⁾ や著者^{1), 2)} の方法、モース¹⁰⁾ の考え方などがこれに属する。

バラは、スベリ面を土の内部摩擦角と地表面から基礎床板上面までの深さにより一義的に定まる円弧の一部を母線とした回転面であると仮定した。すなわち図—1(c)のように基礎体中心断面上におけるスベリ面の形状を、基礎床板上面の水平線上に中心をもち、床板外端からの距離 $r = (D-t)/\sin(\pi/4 + \varphi/2)$ を半径とする円弧の一部であると仮定し、これにケッター (Kötter) の式が近似的に適用できるものとしてせん断力を求め、この鉛直分力と基礎体およびスベリ土塊の重量の総和をもって限界引揚げ抵抗力とした。最終的に誘導された算定式は次のとおりである。

$$R = (D-t)^3 r \left\{ F_1\left(\varphi, \frac{D-t}{B}\right) + \frac{c}{r} \times \frac{1}{D-t} F_2(\varphi, r) + F_3(\varphi, r) \right\} + G_2 \quad \dots\dots(11)$$

ここに D, t は図—1(c) のとおりであり、 G_2 は基礎体の重量から基礎柱体部の体積に相当する土の重量を差引いたものである。 G_2, F_1, F_2, F_3 の関数形は文献 (9) に記載されている。

著者は図—1(d) に示すように、基礎体中心断面上に

おけるスベリ面の形を、0 を中心とする対数ラ線と d においてこのラ線に接しかつ地表面と $(\pi/4 + \varphi/2)$ で交わる直線で近似し、スベリ面を二次元的な方法で作図的に求める方法をとった。そして二次元的な方法を近似的に三次元の問題に拡張してスベリ面に作用するせん断抵抗合応力の鉛直分力を算定し、これに基礎体の自重とスベリ土塊の重量を加えたものをもって限界引揚げ抵抗力とした。誘導された式の形は、

$$R = G + r K_1 + c K_2 \quad \dots\dots\dots(12)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= \pi B^3 \{ (a-1)(a^2 F_1 + a F_2 + a b F_3 + b F_4 + F_5) + b \} - V_3 \\ K_2 &= \pi B^2 \left\{ (a-1)(a F_6 + F_7) + b^2 \tan \times \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + 2b \right\} \\ a &= \frac{x_0}{B}, \quad b = \frac{D_2}{B} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(13)$$

であり、 B, x_0, D_2 は図のとおりである。また V_3 は基礎体柱体部の体積、 $F_1 \sim F_7$ は φ と対数ラ線の中心角 θ_0 の関数であり、その詳細は文献 (2) に記載されている。

以上の方法は地盤の破壊現象をできるだけ忠実に認め、破壊の実状にあうような算定法を導びこうと努力したものであるが、問題は両者とも砂質土による実験結果を観察し、砂質土による実験によって式の検討を行なっていることである。しかし昨年来粘性土を用いて数多くの室内小型模型実験および現地実物大実験を実施して、詳細に観察、検討を加えたところ、引揚げ抵抗力最大時において図—1(c), (d) に示すようなスベリ面の発生は一般に認めがたいことが明らかとなり、粘性土に対しては計算式の再検討を必要とすることがわかった。この点については後に記述する。なおバラはスベリ面上に作用する力としてせん断力のみをとり、この起因力であるスベリ面に垂直な応力を考慮していない。これはバラの方法の最も大きな欠陥であり、計算値が実験値を上まわる、すなわち不安全側の設計になる原因の一つとなっている。

一方、モースは光弾性実験や非常に数多くの現地試験にもとづき種々の有益な示唆を与えているが、基礎の破壊に関しては図—1(c), (d) とは逆に基礎床板外端から外側にふくらんだ仮想スベリ面に対する考察からはじめている。しかしスベリ面の形状をこのように外方にふくらんだ形に仮定するのは理論的にも、実際的にも容認しがたい。またモースはスベリ面に関する考察を行なっているが、提案している設計式としては彼自身指摘しているように次の式のような一種のアースコーン法の形をとっている。

$$R = G + r(V_2 - V_0) + r D^2 \tan \rho' \left(\frac{3}{2} B + \frac{D}{3} \tan \rho' \right)$$

.....(14)

ここに V_2 , V_0 , D , B は 2.2, 2.3 の場合と同様であり, ρ' は土によって変わるものとしている。

3 基礎の現場引揚げ試験とその解析

基礎の現場引揚げ試験は2カ所において実施された。一つ(試験地呼称A)は昭和40年8月11日～9月20日の期間に、主として東京電力の手によって千葉県市原市の東電房総変電所内で実施されたものであり、他の一つ(試験地呼称B)は同10月7日～11月1日の期間に、主として中部電力の手によって愛知県半田市の中電武豊火力線付近で行なわれた。

3.1 試験地の地盤と基礎体の形状

この現場試験の主たる目的は、さきに述べたように粘性土に対する設計式の検討である。対象とされた試験地の地盤は、(A)の場合が代表的な関東ローム層、(B)の場合がこれも代表的な山の洪積粘土層である。地下水位の位置は深く、試験には関係がなかった。柔らかいいわゆる軟弱チュウ積粘土層を対象外にしているのは、このような地盤のところでは基礎をフーチングのみとすることはなく、必ずクイ基礎の併用や井筒基礎のような特殊基礎が用いられるからである。さて原地盤から採取された乱さない試料および乱した試料にもとづいて、一般物理試験と設計計算に必要な力学試験が行なわれた。乱した試料についての力学試験は、現場で埋戻しと並行して測定された現場密度、含水比にほぼ等しくなる供試体を室内で作製し、これにもとづいて行なわれた。これらの結果は一括して表-1に示してある。この場合非常に重要な問題となるのは、こういった土質試験の結果をどのようにすれば合理的に設計計算に適用できるかということである。一例としてたとえば乱した関東ロームや一般の粘性土のように、セン断試験において変位(あるいはヒズミ)のいちじるしい増大にもかかわらずセン断応

力(あるいは主応力差)が最大値に達しない場合、設計の基礎となるべき力学常数の決定にあたって種々の問題点や疑問が生ずるが、これらの点に関する詳しい検討については資料をそえて他の機会に報告したい。

用いられた基礎体はI型、II型の2種類のコンクリート製正方形床板基礎であり、その大きさおよび根入れ深さなどは図-2に示すとおりである。砂質土に関して昭

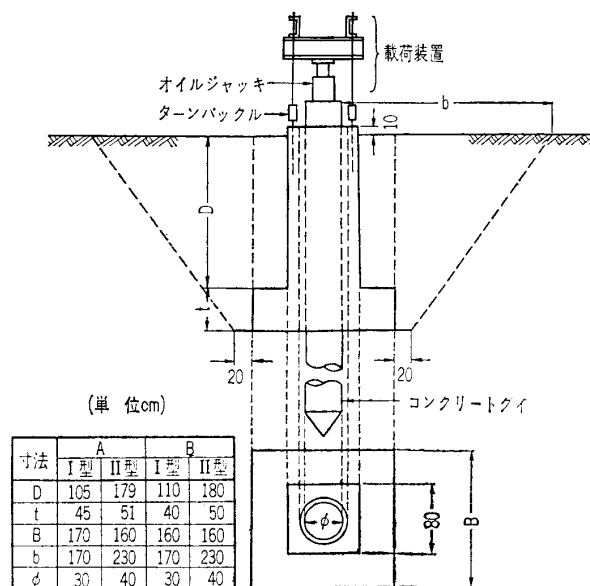


図-2 試験基礎の断面

和37年～38年関西電力によって枚方、小曾根両変電所内で実施された引揚げ試験の結果と対比検討するために、I型はこのとき用いられた一つの基礎体と同じ寸法にされた。しかしI型は実用基礎としてはやや小型に過ぎるので、70kV級鉄塔に一般に用いられる程度の基礎として、基礎床板と柱体部の幅は同じで根入れ深さを大きくしたII型が同時に用いられた。なお基礎体作製にあたっては床板コンクリートを、原地盤を鉛直に素掘り(じか掘り)した孔の中に型枠なしに直接打込む慣用の方法がとられたので、試験地(A),(B)でその大きさが

若干異なったがその差は数cm程度で無視できるものであった。

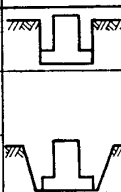
3.2 試験方法と試験の種類

基礎体の引揚げ方法は、図-2に示すように基礎体の中心を貫通して下部の強固な支持層に達しているコンクリート製支持グイと基礎体柱体部に埋設されたアンカーボルトに取付けた载荷用チャンネルとの間にオイルジャッキを置

表-1 地盤の状態

試験地名	試験番号	埋戻し土の状態				原地盤の状態				土の粒度(%)		
		w(%)	r(t/m³)	c(t/m²)	φ(°)	w(%)	r(t/m³)	c(t/m²)	φ(°)	砂分	シルト分	粘土分
A	I-1 II-1	101.7	0.97	0.8	20	107.7	1.28	3.8	27	36	60	4
	I-2 II-2	106.4	1.13	1.0	25							
	I-3 II-3	105.8	1.28	1.3	25							
	I-4 II-4	106.4	1.33	1.5	25							
B	I-1 II-1	25.1	1.67	1.6	5	32.1	1.83	6.8	6	44	26	30
	I-2 II-2	24.1	1.64	1.5	5							
	I-3 II-3	22.5	1.78	2.8	5							
	I-4 II-4	21.5	1.85	3.4	5							

表-2 試験の種類

試験番号	転圧機械	転圧回数	掘削方法
I-1 II-1	木製重錘 (木ダコ)	3	
I-2 II-2	パイプロ ランマー	1	
I-3 II-3	"	3	
I-4 II-4	"	6	

き、これにより基礎に引揚げ力を加えた。載荷方式は原則として 10 分間ごとに 2~3 t ずつ載荷する荷重制御方式を取り、試験中基礎体の鉛直および水平変位、床板上面の土圧などが測定された。

試験の種類は表-2 に示すように (A), (B) とともに各 8 種類である。すなわち I, II 型に対する記号 1 の 2 種類の試験は、原地盤をじか掘りした掘削孔の中に床板コンクリートを直接打込んで基礎体を作製する従来慣用の施工法による場合で、埋戻し土は木製重スイ(錘)(木ダコ)でまき出し各層について 3 回ずつ突固められた。また記号 2~4 の試験は、上記試験完了後地盤を基礎引揚げの与える影響範囲以上に掘削し(この掘削範囲は図-2 破線で示されている)、埋戻し土の締固め程度を 3 種類に変化させて行なった引揚げ試験である。締固めに際しての埋戻し土のまき出し厚は一層 30 cm、締固めに用いられた木製重スイは重量約 30 kg、またパイプロランマーは重量 70 kg、振動板の幅 27 cm、振動数 550~700 回/分のものである。

締固め回数をきめるために、本試験に先だち現地で上記の機械による締固めの予備試験が行なわれた。その結果木製重スイで 3 回以上、ランマーで 6 回以上締固めても効果がないので、表-2 に示すような締固め回数が採用された。ランマーの場合、転圧回数を 1 回から 3 回に

するとその締固め効果は非常に顕著であったが、3 回から 6 回にしてもその効果はそれほど大きくなかった。

3.3 スペリ面および地表面のキ裂の発生状況

引揚げ試験において明らかに最大引揚げ抵抗力時を過ぎ、継続する変位量の増大のため一定荷重を継続できなくなったとき試験を中止した。そして地表面のキ裂の発生状況や、スペリ土塊の重量の一部を掘削して基礎体中心断面上のスペリ面の形状などを調べた。試験地(A)においても(B)においても、スペリ面、キ裂の発生状況はよく類似していた。

原地盤をじか掘りにした試験 I-1, II-1 においては、すべて写真-1 (B-II-1) に示すように原地盤と埋戻し土の境界、すなわち基礎床板外端にそう鉛直面上に明確なスペリが生じ、原地盤への破壊面の波及はみられなかった。これは乱さない粘性土を乱したときの強さ低下、すなわち原地盤と埋戻し土の強さの差を考えれば当然のことで、こういった施工法を用いる場合には原則として 2.3 に示したセン断法の考え方にもとづいて設計計算を行なうべきであることが理解される。なおこの場合は、地表面にはいわゆる顕著な引張りキ裂は発生せず、基礎体とともにもち上がった床板外端鉛直面内の土塊と不動の原地盤との間の破断面がそのまま地表面に現われた。

一方引揚げの影響範囲以上に拡幅掘削して埋戻した他の試験 2~4 の場合は、地表にむかって広がりをもつ破壊面を生ずるが、全般にこれらのスペリ面、地表面のキ裂の発生状況は非常に複雑である。概略的にいえば、埋戻し土がランマー走行回数 1 程度のゆるい締固め状態にあるときは、写真-2 (B-I-2) のように基礎床板外端付近から地表面に至るまで比較的連続した破壊面が生ずるが、よく締固めた場合には写真-3 あるいは図-3 (ともに B-II-3) の (a) 図に示すように、とくに締固めの境界層のところで水平方向へのスペリ面をとめないなが

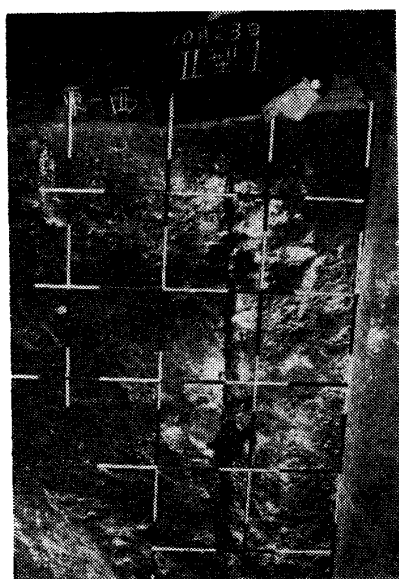


写真-1 観察された破壊面の一例

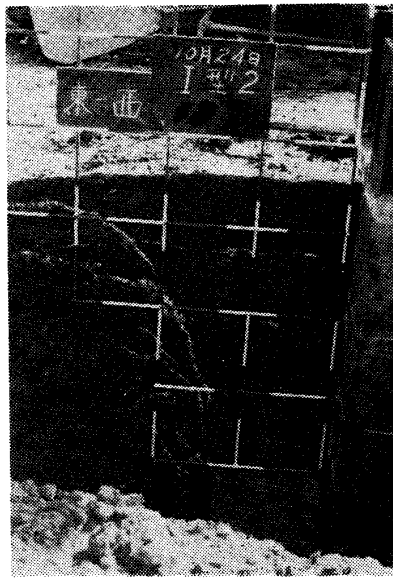


写真-2 観察された破壊面の一例

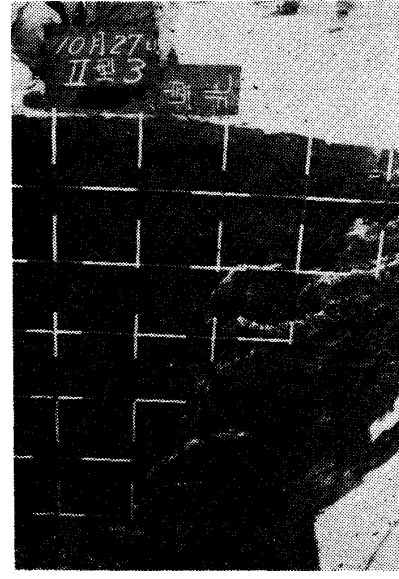


写真-3 観察された破壊面の一例

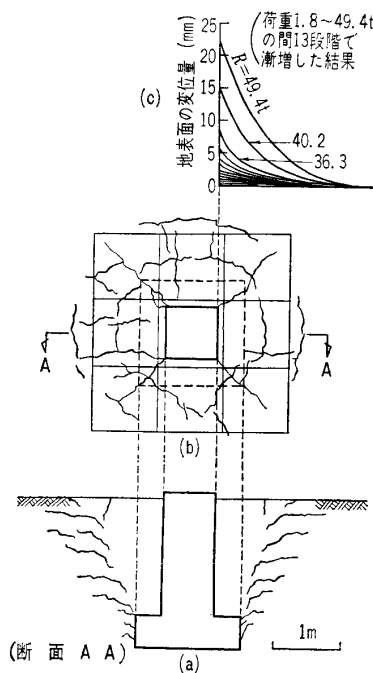


図-3 スペリ面、表面キ裂の発生状況と地表面の変位量

キ裂を測定しスケッチした一例である。他の試験の場合も (I-1, II-1 を除き), キ裂の発生状況はこの図と大同小異であった。さて, 載荷試験の進行にともない, おおむね限界荷重の2段階前の荷重のころに, まず基礎体柱体部の四隅付近から図の放射状キ裂がはいり, このキ裂は幅もごく小さく, 深さもごく浅い。次に大体限界荷重の一つ前の荷重段階において, 図の内側の円形に近いキ裂がはいり, 時間の経過とともに徐々に進行する。限界荷重段階ではこのキ裂幅はかなり大きくなり, そして荷重の低下を許しながらいちじるしく引揚げ量を増加させると最終的には図の外側の円状キ裂の発生とともに内側のキ裂幅は小さくなり, ほぼ閉じてしまう。この内側のキ裂は図-3 (a) にも示すように, 目に見える範囲でも大体 15~30 cm にも及ぶ深いものであった。また外側のキ裂は, (a), (b) 図を対比すればわかるように, (a) 図のスペリ面のほぼ内側をなめらかに結ぶとこれが地表面と交わる位置にほぼ相当する。したがってこの外側の円状キ裂内の土塊が基礎の引揚げによって最終的に移動する土塊であるといえるが (これは (b) 図の断面 AA 上で測定した地表面の変位量の図 (c) をみても理解される), この場合とくに重要なことは, 上に説明したように最大引揚げ抵抗力が生起するのは外側の円状キ裂の発生と同時にではなく, それよりはるかに前に生ずる内側の円状引張りキ裂が下方から進行してきた破壊面とつながったときであるという事実である。このことはたとえ最終的には図-1 (c), (d) のようなスペリ面が生ずるとしても, これにもとづいて限界引揚げ抵抗力を算定することが適当でないことを示している。粘性土における地表面付近の引張りに関しては, すでに七里⁹⁾ やパターンソン

ら上部に破壊が進行していく。またいずれの場合にも載荷重が大きくなると地表面に引張りキ裂がはいり, これが地中へと拡大していく現象が認められた。

地表面のキ裂の発生仕方については, 室内小型模型実験に関して別に¹¹⁾詳しく検討, 考察を加えたが, このキ裂は基礎の引揚げ抵抗力と密接な関係があるので, 現地試験の結果について簡単に説明する。図-3 (b) は試験後地表面にはいった

キ裂を測定しスケッチした一例である。他の試験の場合も (I-1, II-1 を除き), キ裂の発生状況はこの図と大同小異であった。さて, 載荷試験の進行にともない, おおむね限界荷重の2段階前の荷重のころに, まず基礎体柱体部の四隅付近から図の放射状キ裂がはいり, このキ裂は幅もごく小さく, 深さもごく浅い。次に大体限界荷重の一つ前の荷重段階において, 図の内側の円形に近いキ裂がはいり, 時間の経過とともに徐々に進行する。限界荷重段階ではこのキ裂幅はかなり大きくなり, そして荷重の低下を許しながらいちじるしく引揚げ量を増加させると最終的には図の外側の円状キ裂の発生とともに内側のキ裂幅は小さくなり, ほぼ閉じてしまう。この内側のキ裂は図-3 (a) にも示すように, 目に見える範囲でも大体 15~30 cm にも及ぶ深いものであった。また外側のキ裂は, (a), (b) 図を対比すればわかるように, (a) 図のスペリ面のほぼ内側をなめらかに結ぶとこれが地表面と交わる位置にほぼ相当する。したがってこの外側の円状キ裂内の土塊が基礎の引揚げによって最終的に移動する土塊であるといえるが (これは (b) 図の断面 AA 上で測定した地表面の変位量の図 (c) をみても理解される), この場合とくに重要なことは, 上に説明したように最大引揚げ抵抗力が生起するのは外側の円状キ裂の発生と同時にではなく, それよりはるかに前に生ずる内側の円状引張りキ裂が下方から進行してきた破壊面とつながったときであるという事実である。このことはたとえ最終的には図-1 (c), (d) のようなスペリ面が生ずるとしても, これにもとづいて限界引揚げ抵抗力を算定することが適当でないことを示している。粘性土における地表面付近の引張りに関しては, すでに七里⁹⁾ やパターンソン

(Paterson)¹²⁾などによっても指摘されている。なお砂の場合は引張りに対する抵抗はゼロと考えてよく, 実際にも多くの実験の結果図-1 (d) に示すようなスペリ面が明確に生じた²⁾。

3.4 引揚げ抵抗力と基礎体の変位量の関係

試験はさきに述べたように1荷重段階 10 分間載荷の荷重制御方式で行なわれた。基礎体の引揚げ量は, 基礎が偏心して抜け上がるのをチェックするために基礎柱体部上面の四隅に設置されたダイヤルゲージで測定されたが, 全般的に問題となるような大きな偏心はなかった。

各荷重段階における柱体部上面の四隅で測定された基礎体引揚げ量の平均値と経過時間の関係を図示した一例が図-4, 図-5 である。前者は試験地 (A) に, また後者は試験地 (B) に関する一結果である。これらの図を見ると明らかなように, 各荷重段階における全変位量の大部分が載荷後4分間までに生じているが, 変位はその後とも時間の経過とともに徐々に進んでいる。

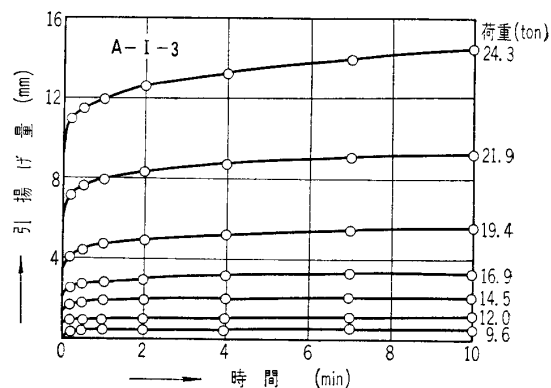


図-4 引揚げ量と時間の関係

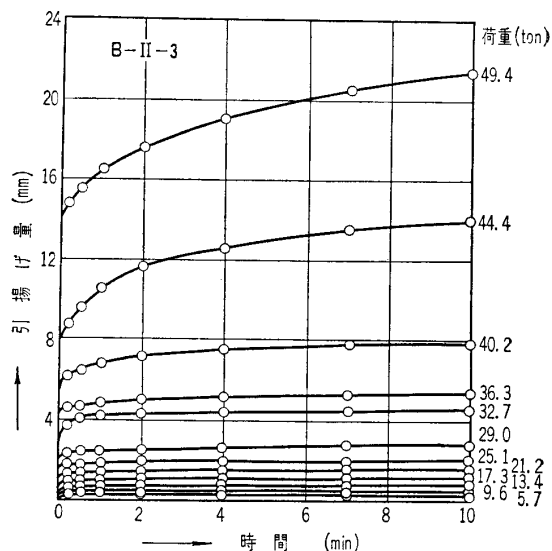


図-5 引揚げ量と時間の関係

さてこれらにもとづいて各荷重段階における 載荷 10 分後の引揚げ量と荷重, すなわち引揚げ抵抗力~引揚げ量関係を図示したのが図-6, 図-7 である。図-6 には試験地 (A) における全試験結果が, また図-7 には試験地 (B) に関する全試験結果が図示されている。図中点

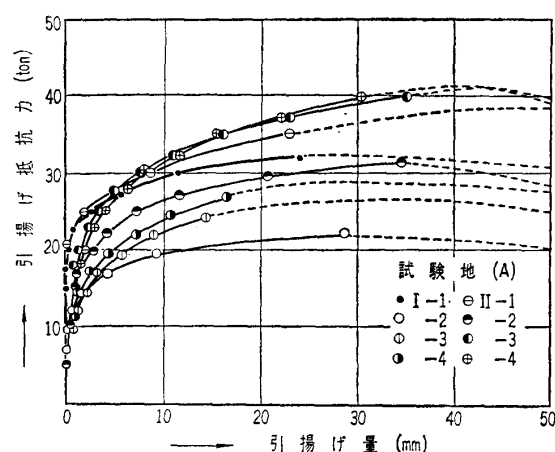


図-6 引揚げ抵抗力と引揚げ量の関係

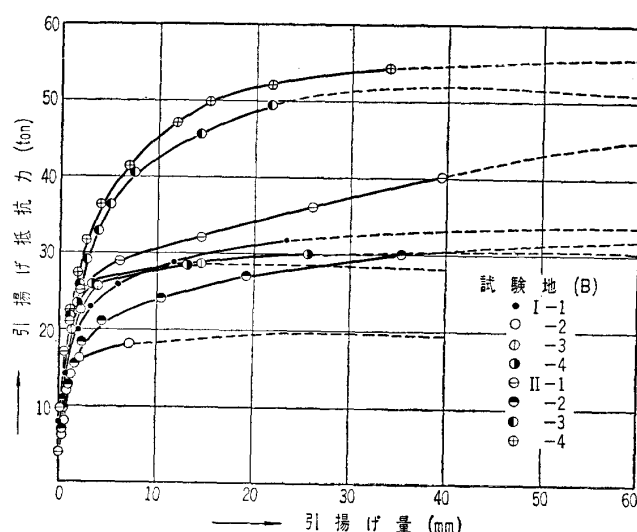


図-7 引揚げ抵抗力と引揚げ量の関係

線の部分は、限界荷重を超過して所定の一定荷重を保持することができず、ジャッキアップを続けながら適宜記録した荷重と引揚げ量の読みを参考のため記載したものである。限界引揚げ抵抗力は一定荷重を保持できる最大荷重と次の段階荷重との間に存在するから、荷重制御試験においては厳密な意味での限界引揚げ抵抗力は求められないわけであるが、本論文では 10 分間一定に保持できる最大荷重をもって限界引揚げ抵抗力に近似させる。

これらの図においてとくに注目すべきことは、まずはじめにじか掘り施工である記号 1 の場合の試験結果である。すなわちこの場合、スベリ土塊の重量はかなり小さいにもかかわらず非常に大きな引揚げ抵抗力を示し、その限界引揚げ抵抗力は (A)、(B) 地ともに I 型では他のすべての拡幅埋戻し施工の場合を上まわっており、また II 型においてもランマー転圧回数 1 のゆるい場合 (記号 2) よりは大きくなっていることである。これは原地盤を鉛直に素掘りした正方形の孔に基礎床板コンクリートを型枠なしに直接打設したことによって、コンクリートと土が密着し予想をはるかに上回る大きな付着力を生じていることに起因している。したがってこのような鉛直素掘りの可能な土に対し従来しばしば用いられてき

たこの施工法が、非常に有効な施工法の一つであることが実証されたわけである。この効用は機械基礎に関してコンバース (Converse) によっても示唆されている¹³⁾。しかし反面このような抵抗力は土の種類、粒度や含水比、施工時の地盤や地下水位の状態、さらに施工時の慎重さの程度に大きく支配されるものであり、また大きな水平力を受けて基礎がゆすられたり、あるいは限界荷重以下の荷重によっていったんこの付着が切れた後に大きな引揚げ荷重を受けるときにはこの付着抵抗力がいちじるしく低下していることも考えられるから、実際の設計にあたっては控え目に評価し、慎重な態度でのぞむ必要があろう。また II 型基礎は I 型に比較して根入れ深さが 80 cm も大であるにもかかわらず、その引揚げ抵抗力は 20 数 mm にも及ぶ大きな引揚げ量に対して (A) 地ではわずかに 2.4 t、(B) 地でも 8.5 t しか増加していない事実注意到しなければならぬ。これは地盤の破壊が基礎床板外端鉛直面上にそって生ずることを考えれば当然予測されることであるが、従来このような施工法をとりながらも設計計算は一般にアースコーン法によっていた。アースコーン法によると (1)、(2) 式から容易に推察されるように、根入れ深さを少し大きくすると計算上の引揚げ抵抗力はいちじるしく増大するので、設計上引揚げ抵抗力が不足する場合にはしばしば根入れを少し深くすることによって可とする場合が多かったが、上述の実験結果は設計上のこのような処置の不当さを示すものである。

次に記号 2~4 の試験結果を見れば締固め効果がよくわかるが、とくに 2 (ランマー転圧回数 1) から 3 (同 3) への締固め効果が顕著であり、いまさらいうまでもなく施工の際の締固めの重要性が認識される。また転圧回数を 3 回から 6 回に増しても引揚げ抵抗力の増加がほとんどみられないが、これは締固めの予備試験の結果からも十分予想されたところである。締固めの効果は土の種類や含水比、締固め機械などによって当然異なるが、1 基の基礎面積が比較的小さく、そして数が非常に多くてその最適締固め方法を施工現地一つ一つについて試験により見出すということが実際上不可能である鉄塔の場合などには、ランマーとしてはこの程度のもので転圧回数 3 程度が施工上实际的であり、図-6、図-7 の結果は一つの目安となるであろう。

さて次に図-6、図-7 において各荷重段階における載荷後 4~10 分のクリープ領域の曲線を近似的に直線とみなし、この傾斜すなわち変位速度をそのときの荷重に対して描いたのが図-8、図-9 である。前者は試験地 (A) に、また後者は (B) に関するもので、これらの図にはすべての試験結果が含まれている。これらの図から明らかなように、変位速度は引揚げ力の小さい場合には

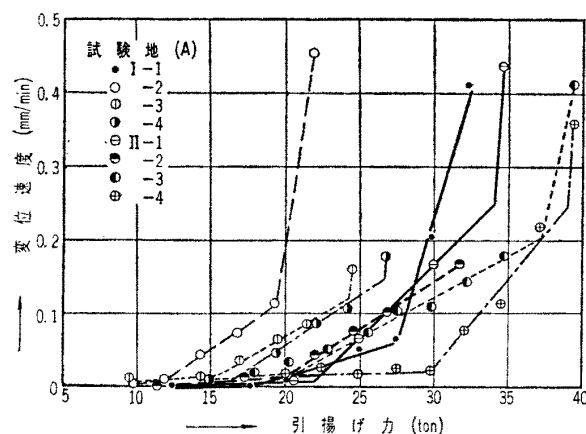


図-8 変位速度と引揚げ量の関係

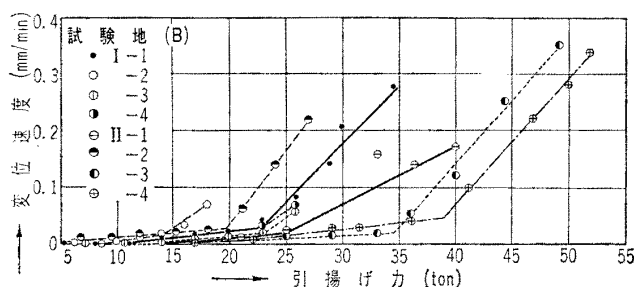


図-9 変位速度と引揚げ量の関係

ごく小であるのが、引揚げ力がある値以上になると急に増大している。引揚げ抵抗力の場合その中には基礎体や土の自重による抵抗が含まれているので多少問題もあるが、このように変位速度が“ごく小”から“きわめて大”に移り変わる境目の引揚げ荷重を概念的には長期荷重に対する一つの降伏荷重と考えてよいであろう。この境界の荷重、すなわち図の折点荷重の限界荷重に対する割合は土の種類や状態と締固め程度によって異なるが、これらが同一の場合には基礎体の大きさや根入れ深さのいかんにかかわらずほぼ一定となることが室内模型実験によって確められており^{11), 12)}、一般にゆるい場合は小さく、密な場合は大きい。今回の試験の場合、この割合は(A)地で約55~65%、(B)地では大体75~85%（記号1の試験では60~65%）程度となっている。これらの値は、大きな長期荷重が予想される設計に際してはその安全率の考慮に参考とされるべきものである。

また図-6、図-7において縦軸の引揚げ抵抗力 R をそれぞれの限界引揚げ抵抗力、すなわち一定に保持できる最大引揚げ荷重 R_{max} で除した値を引揚げ量に対してかきあらためたのが図-10、図-11である。これらの図には全試験結果が記載されており、その変位量の上下限が点線で描かれている。(A)地に関する図-10と(B)地に関する図-11の各点がほとんど同一範囲に落ちており、さらに R_{max} の1.5分の一に対応する引揚げ量がともに5mmになっていることは注目に値する。いま限界引揚げ抵抗力が正しく評価されたとし、安全率を従来よくとられている最小の値1.5とすると、図のように

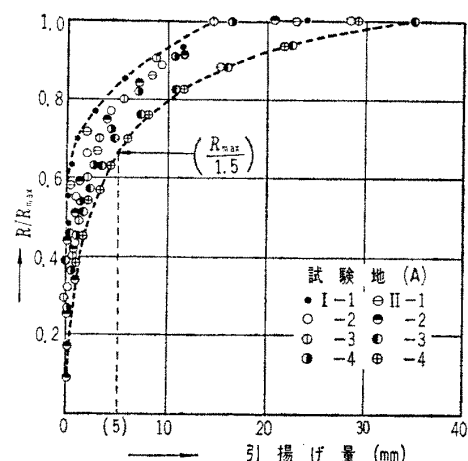


図-10 引揚げ抵抗力と引揚げ量の関係

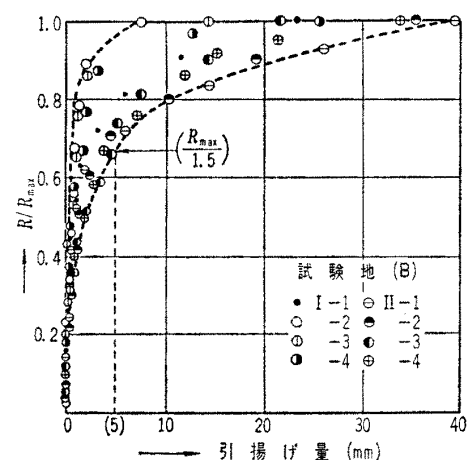


図-11 引揚げ抵抗力と引揚げ量の関係

5 mm 程度の基礎の変位を許容することになる。基礎の許容変位量は上部構造物の強さと呼応して定められるべきものであるが、対象が土である基礎の場合この程度の変位は十分許されるよう上部構造物が設計されるべきであり、事実鉄塔の場合この程度の不同変位には十分耐えるように設計されている。また大きな長期引揚げ荷重を受ける場合には、上述した図-8、図-9の降伏荷重との関連において安全率を考慮すべきであり、たとえば関東ロームに対してはもう少し安全率を高くとした方が好ましいことがわかる。また(B)地のような山の粘性土に対しては逆にもう少し安全率を下げてよいようにも思えるが、実際の基礎引揚げ時の不同変位その他土特有の不確定要素、さらに限界引揚げ抵抗力推定の際の誤差や繰返し引揚げ荷重、斜め上方引揚げ力による基礎強さの低下など¹³⁾を考えれば、安全率1.5は最小限必要であると考えられる。なお短期荷重における限界引揚げ抵抗力に対して安全率がたとえ1.5あったとしても、長期荷重に対する一種の限界荷重である降伏荷重に対しては、いわゆる裕度としての安全率が1.5より小さいことはいままさういうまでもないことであり、この点十分注意し、慎重を期さねばならないことである。

3.5 計算値と実験値の比較

本節では限界引揚げ抵抗力に関して計算値と実験値を比較検討する。

まずはじめに試験番号 2~4 の拡張掘削後埋戻した場合の結果からみてみよう。さきに提案した著者の算定式(12), (13) は 3.3 節で指摘したように, スベリ面や地表面からのキ裂の進行状況からみてこのままの形では粘性土地盤の破壊現象の実状とあわない。すなわち限界引揚げ抵抗力は, (1) 基礎体自重, (2) 基礎床板外端から, 地表面下ある深さ z までは発生するスベリ面上の粘着力および内部摩擦による合応力の鉛直分力, (3) 深さ z 以下のスベリ土塊の重量, (4) 地表面から深さ z までの間に存在する土の重量の一部, (5) 同部分の土の曲げに対する引張抵抗力, で構成され则认为すべきである(これについては室内実験にもとづいて別に¹¹⁾詳しく述べてある)。しかし現段階では深さ Z を決定する適切な方法がなく, (4), (5) の力を量的にかつ厳密に推定するのは非常に困難である。そこで数多くの室内模型実験と今回の現場実験における掘削断面の観察や 2, 3 の試算のもとに, 深さ z を図-1 (d) における d 点の深さとし, (4), (5) の効果を同図における d 点から鉛直に上げた面内(この面はほぼ図-3 (b) における内側の円状キ裂の位置に対応する)の深さ D_2 部分の土塊重量に置き代えて算定するのが実状に近い, 適当な方法であると考えられた。このような考えにもとづいて式(12)を修正した結果, 粘着力の効果を無視できない粘性土に対する限界引揚げ抵抗力 R は次式で与えるのが適当であるという結論に達した¹¹⁾。

$$\left. \begin{aligned} R &= G + r K_1 + c K_2' \\ K_2' &= \pi B^2 (a-1) (a F_6 + F_7) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

(15) 式における K_1 は (13) 式における K_1 と同じである。

さて(15)式にもとづいて試験値の解析を行なう。計算にあたっては正方形である基礎床板をこれに等面積を有する円形床板に置き換え, さらに室内実験により図-1 (d) における対数ラ線の中心角 θ_0 を $40^\circ \sim 45^\circ$ とすると実測スベリ面とよく一致することがわかっている¹¹⁾ $\theta_0 = 40^\circ$ としてスベリ面を一義的に定めて計算する。また床板側面とこれに接する土との間の摩擦抵抗や床板形状の引揚げ抵抗力増大に及ぼす効果(正方形床板基礎の場合はこれに等面積の円形床板基礎の場合よりも約 10% 引揚げ抵抗力が増大することがわかっている)などは, 実際設計に際してはこれを無視するがごく控えめに評価して設計上の一つの裕度と考えておくべきものであるが, このような試験の解析にあたってはいうまでもなくこれを考慮しなければならない。いま図-2 を参照して, 床板側面と土との間に生ずる抵抗力が近似的に

$$4(cBt + \int_D^{D+t} K r z \tan \phi B dz)$$

で表わせるとすると, (15) 式の R は次のように書きなおすことができる。

$$R' = \frac{1}{0.9} [G + r \{K_1 + 2 K B t (2 D + t) \tan \phi + c(K_2' + 4 B t)\}] \dots\dots\dots (16)$$

ここに K は土圧係数であり, 一般に $2 K B t (2 D + t) \tan \phi$ は K_1 に比べて小さいので, 粘性土の場合 0.7 程度をとっておいて結果に大過はないであろう。

表-1 に示したセン断抵抗角 ϕ の値と図-2 の基礎体各寸法にもとづいて $\theta_0 = 40^\circ$ に対する K_1, K_2' と, 参考のため $\theta_0 = 60^\circ$ に対する K_1, K_2 を計算したのが表-3 である。この表には基礎体自重と載荷枠重量の和 G も記入してある。いま例として B-II-3 の場合について計算してみよう。

表-3 K_1, K_2, K_2', G の値

試験番号	$\theta_0 = 40^\circ$		$\theta_0 = 60^\circ$		G (載荷枠重量含む) (t)
	K_1 (m ³)	K_2' (m ²)	K_1 (m ³)	K_2 (m ²)	
A-I	4.70	5.95	3.66	7.70	4.49
A-II	10.20	11.15	7.23	14.22	4.89
B-I	2.33	4.86	2.36	7.09	3.76
B-II	4.07	8.80	4.14	12.48	4.42

(i) 修正式(16)による計算

$\theta_0 = 40^\circ, G = 4.42 \text{ t}, r = 1.78 \text{ t/m}^3, c = 2.8 \text{ t/m}^2, \phi = 5^\circ$
($K_1 = 4.07 \text{ m}^3, K_2' = 8.80 \text{ m}^2$) であるから,

$$R' = 45.2 \text{ (t)}$$

(ii) さきに提案した式(12), (13)による計算

この場合は $\theta_0 = 60^\circ$ として計算するから,

$$R = 46.7 \text{ (t)}$$

試験値の解析という意味で, (i) と同様基礎床板側面の抵抗と床板の形状効果を入れると,

$$R = 56.7 \text{ (t)}$$

(iii) バラの方法による計算

$F_1 = 1.32, F_2 = 4.02, F_3 = 0.15$ となるから, やはり上記と同量の床板側面および形状効果を考慮すると,

$$R = 65.1 \text{ (t)}$$

(iv) アースコーン法による計算

JEC-127 によるとこの種の土は甲種に分類され, (1), (2) 式において $r = 1.6 \text{ t/m}^3, \alpha = 30^\circ$ として計算される。すなわち $V_1 = 21.1 \text{ m}^3, V_0 = 2.2 \text{ m}^3$ となるから,

$$R = 34.6 \text{ (t)}$$

なお, $r = 1.78$ として計算することも考えられるが, 同時に α の値のとり方も問題となるので, r だけ実際値としてもあまり意味がない。

(v) アースプレッシャー法による計算

$K_0 = 0.75, \theta = 8^\circ$ として (4) 式を計算すると, $V_2 = 5.9 \text{ m}^3, F = 3.18 \text{ t}$ となるから, (3) 式から

$$R = 14.2 \text{ (t)}$$

(vi) セン断法による計算

七里によると(5)式の T には安全側の設計という見地から(7)式が用いられるから、 $T=12.74\text{ t}$ となり、

$$R=23.8\text{ (t)}$$

また試験値の解析という見地から、 $K=0.7$ として(6)式を用いると、 $R=54.1\text{ t}$ となる。

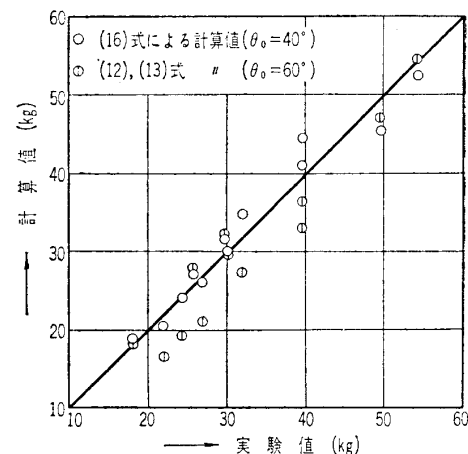
(vii) フレーリッヒ・メイヤー法による計算

粘性土であるから $\nu=3$ として(10)式により K_1 を計算すると $K_1=0.159$ となるから、これを(9)式に用いて、

$$R=26.7\text{ (t)}$$

以上のようにして計算した結果を一括表示したのが表—4である。表中バラの式による計算値でI型の場合が空白になっているのは、彼がこのように浅い基礎に対しては(11)式中の係数 F_1, F_2, F_3 をグラフ表示していないからである。 D/B の減少につれてこれらの係数は急激に大となって計算値が実験値を大きく上まわるようである。またアースコーン法に関してはJEC-127の計算法に従ったので計算値は表のように4コとなっている。

さてこの表をみれば、修正式(16)にもとづく(i)による解析結果(表の4列)が実験値とよく対応することがわかる。このことはこれらの計算値を実験値に対して描いた図—12をみても明らかである。これに対し(12)、(13)式にもとづく(ii)の計算値で、床板側面の抵抗と形状効果を考慮して計算した各値(5列)は全般にかなり大きく実験値を上まわり、とくにバラの計算式にこれらの効果を考慮した場合(7列)にはこの傾向が大である。これは(11)~(13)式が、図—1(c)、(d)のように下部からのセン断破壊が地表面にまで達するという仮定にもとづいていることに起因している。ところで表—4および図—12から、(12)、(13)式を用いて側面および形状効果を無視した6列の各値も実験値とかなりよくあうことがわかる。これらの値は地表面にまで達するスベリ面の仮定にもとづく計算値であるから値がもっと大きくなることが予想されるわけであるが、このようにかえ



図—12 計算値と実験値の比較

って実験値を下まわるものが多いのは、現行の設計では前述のように $\theta_0=60^\circ$ として計算していることに主として起因している。すなわち $\theta_0=60^\circ$ とすることは、このような粘性土における実際よりもかなり内側のスベリ面を仮定していることになり、また実際に存在する床板側面の抵抗や形状効果を無視したことによって、実状とあわない地表面近くの仮想スベリ面上の抵抗が相殺されているわけである。したがって(12)、(13)式にもとづき $\theta_0=60^\circ$ とする現行の設計は粘性土における破壊現象に忠実であるとはいえないけれども、設計に際する一つの便宜的な方法としては使用できるものと考えられる。ただこの場合以下のことが重要である。すなわち実験結果の解析には実存の抵抗力である側面抵抗や形状効果を考慮しなければならないのはいうまでもないが、実際設計にあたってはこれらは設計上の誤差を補うもの、あるいは裕度としてみておくのが望ましい。いいかえれば設計は(15)式によって行なうのがよいわけで、 $\theta_0=60^\circ$ として従来どおり(12)、(13)式による場合はその計算値が、期待できるすべての抵抗が最大に期待できた場合に近い値を与えることに留意しておかなければならない。

またバラの式(11)による計算値(8列)は、そのスベ

表—4 種々の方法による計算値の比較

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
試験地名	試験番号	実験値 (t)	(i)による 計算値 (t)	(ii)による 計算値(考) (t)	(ii)による 計算値(無) (t)	(iii)による 計算値(考) (t)	(iii)による 計算値(無) (t)	(iv)による 計算値 (t)	(v)による 計算値 (t)	(vi)による計 算値((6)式 使用)(t)	(vi)による計 算値((7)式 使用)(t)	(vii)による 計算値 (t)
A	I-2	21.9	20.6	21.1	16.3	—	—	16.9	8.3	20.5	12.8	15.9
	I-3	24.3	24.0	25.0	19.2	—	—		8.8	24.3	14.4	17.5
	I-4	26.8	25.9	27.2	20.9	—	—		9.0	26.6	15.1	17.9
	II-2	31.9	34.8	34.7	27.4	36.6	30.0	34.6	11.2	24.9	19.0	19.1
	II-3	39.6	41.0	41.4	32.7	43.0	35.4		11.5	29.2	21.6	21.0
	II-4	39.6	44.5	45.6	36.1	46.9	38.5		11.7	31.6	22.7	21.6
B	I-2	18.0	18.6	20.2	18.3	—	—	16.2	8.5	22.4	11.5	14.4
	I-3	25.8	27.4	31.0	27.8	—	—		8.9	35.2	14.9	15.3
	I-4	29.7	31.6	36.1	32.2	—	—		9.1	41.1	16.5	15.8
	II-2	30.0	29.8	37.2	29.9	43.1	36.2	34.6	13.4	34.3	18.3	25.0
	II-3	49.4	45.2	56.7	46.7	65.1	54.2		14.2	54.1	23.8	26.7
	II-4	54.2	52.3	66.2	54.5	75.0	62.4		14.6	63.3	26.4	27.6

(注) 表中(考)は床板側面、形状効果考慮、(無)は床板側面、形状効果無視

リ面が $\theta_0=60^\circ$ とした著者の場合よりもさらに内側にくるにもかかわらず6列の各値よりも大きくなるのは、スベリ面上の垂直応力を考慮していないことに主として起因している。しかしやはり破壊の実状とは隔たりがあるが、試験地 (A) においては実験値とかなりよくあっている。

アースコーン法 (JEC-127, 9列), アースプレッシャ法 (10列), フレーリッヒ・メイヤー法 (13列) による各計算値は実験値に比較して全般にかなり小さく, また締固めの効果が計算値に顕著に現われてこない。これは, これらの方法においては支持力にいちじるしい効果を及ぼす粘性の影響を計算にとり入れることができないからである。また七里の式による値 (12列) が実験値をかなり下まわるのは, 設計は安全側にあるべきだという考慮によって粘着力の項を低減している当然の帰結であり, (6) 式を使用すると 11 列のように計算値は大きくなる。

次に原地盤を鉛直方形にじか掘りし, この孔中に型枠なしに床板コンクリートを打設した場合の I-1, II-1 の試験結果をみてる。この場合の破壊面はすでに写真—1 にその例を示したように基礎床板外端にそう鉛直面となるから, 計算はセン断法によらなければならない。表—1 の力学常数を参照して (5), (6) 式を用いて計算した値が表—5 に実験値とともに記入してある。これをみればわかるように計算値は実験値よりもかなり小さい。このことは型枠なしにコンクリートを打設したこ

表—5 セン断法による計算値と実験値の比較

試験地名	試験番号	実験値 (t)	計算値 (t)
A	I-1	32.3	17.1
	II-1	34.7	24.5
B	I-1	31.7	23.4
	II-1	40.2	35.9

とによって基礎床板側面や底面と土との間に予期以上の抵抗力が存在していることを示唆している。試みに実験値と計算値の差を床板側面積と底面積の和で割ってみると, 大体 $2.5\sim 3.5\text{ t/m}^2$ 程度の大きな値となる。これらの抵抗の中には, コンクリート直接打設による予想以上の側面土圧の影響やセメントミルクの土間ゲキへの浸入による予期以上の摩擦抵抗のほか, 床板と土との強固な付着に起因する床板側面近傍の原地盤への破壊面の進行, 床板底面の一種の真空効果などの影響があると考えられる。しかしすでに述べたように, これらの抵抗力は土の種類や状態, 施工時の慎重さ, 外荷重の条件などに支配される不確定なものであるから, 実際設計にあたってはごく控え目に評価するかあるいは無視するのが望ましい。

4 む す び

従来用いられてきた基礎の引揚げ抵抗力算定法について 2, 3 の批判を加えて概説した後, 粘性土に対する設

計式の検討を行なうために送電用鉄塔基礎専門委員会 (電気協同研究会) によって実施された現地実験の結果を解析した。結果を要約すると,

- (1) 粘性土中の基礎の限界引揚げ抵抗力は, 下部からのセン断破壊面と地表面からの引張りキ裂が合したときに生ずる。
- (2) 変位速度が急激に増大する境目の荷重は長期荷重に対する一つの降伏荷重と考えられるが, 今回の実験の場合この荷重は限界荷重の約 55~85% 程度となった。
- (3) 限界荷重に対して 1.5 の安全率をとると 5 mm 程度の基礎の鉛直変位を許容することになる。
- (4) 修正式 (16) による計算結果は実験値とよく一致した。
- (5) じか掘り地盤に型枠なしに床板コンクリートを施工したことにより生ずる抵抗力はかなり大きく, (5), (6) 式による計算値は実験値をだいぶ下まわった。

なお地表面が斜面である場合の問題や浮力の効果などについては, 現在室内模型実験にもとづき継続研究中である。

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げ抵抗力について, 土木学会論文集, 第105号, pp. 9~18, 1964.
- 3) 送電用大型鉄塔専門委員会: 送電用大型鉄塔, 電気協同研究, 第20巻4号, pp. 106~110, 1964.
- 4) 日本建築学会: 鉄塔構造計算規準・同解説, pp. 132~147, 1962.
- 5) 電気学会: 送電用鉄塔設計標準, JEC-127, pp. 35~39, 1958.
- 6) 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災害研究第2部研究報告, pp. 85~134, 1943.
- 7) Mors, H.: Methods of Dimensioning for Uplift Foundations of Transmission Line Towers, conférence Internationale des Grands Réseaux Électriques a Haute Tension, Session 1964, 210, pp. 1~14, 1964.
- 8) Majer, J.: Zur Berechnung von Zugfundamenten, Österreichische Bauzeitschrift, Heft 5, pp. 85~90, 1955.
- 9) 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.
- 10) Mors, H.: Das Verhalten von Mastgründungen bei Zugbeanspruchung, Die Bautechnik, Heft 10, pp. 367~378, 1959.
- 11) 松尾 稔, 新城俊也: 粘性土中の基礎の引揚げ抵抗力に関する研究, 土木学会論文集投稿中。
- 12) Paterson, G. and Urie, R.L.: Uplift Resistance Tests on Full Size Transmission Tower Foundations, Conférence Internationale des Grands Réseaux Électriques a Haute Tension, Session 1964, 203, pp. 1~22, 1964.
- 13) Leonards, G.: Foundation Engineering, Mc Graw-Hill Book Company, Inc., p. 797, 1962.

(原稿受付 1966. 7. 8)