

# 多層地盤に定着した地盤アンカーの引抜き抵抗

森脇登美夫\*・大川秀雄\*\*

本論文は、引張型アンカーを対象に、多層地盤に定着した時の変位量と応力の計算法を示し、実アンカーの引抜き試験結果と比較、その適用性について検討した。検討の結果、本論文で示した計算法による算定値は実用上十分満足できることを確認した。また、同計算法で必要となる諸定数を合計30ヶ所で行った引抜き試験結果から求め、定着地盤が二層のモデル地盤を設定しその試算結果を述べた。

**Key Words :** ground anchorage, pull-out test, load-displacement curve, load distribution, skin friction, multi-layered strata

## 1. はじめに

地盤アンカーに関するこれまでの研究は、極限周面摩擦抵抗の大きさに関するものが大半を占め、荷重～変位量曲線の予測に関する研究<sup>1)</sup>は少なく、また、アンカー定着体の応力まで言及したものはほとんどない。

筆者らは、「引張型アンカー」を対象に、関東ローム層に定着した実アンカーの引抜き試験結果、および杭周面摩擦抵抗に関する基礎微分方程式から導出した「単一地盤内アンカーの定着体の変位量・応力計算法」を述べ、同計算法による算定結果を実アンカーの引抜き試験結果と比較し、その有用性を確認した<sup>2)</sup>(以後、本文では「前報」とよぶ)。

実際に施工されるアンカーの定着体長さは、設計荷重の大きさ、地盤の硬軟およびアンカーの形状にもよるが、数mから10m前後になる場合が多い。したがって、アンカーの定着地盤が全長にわたって均一ということは稀で、定着体が砂層と砂礫層にまたがったり、砂層の中に粘性土層が挟まれるなど、定着層が数種類になることがある。

本論文では、まず、実際に施工されるアンカーの挙動解析を目的に導いた「多層地盤内アンカーの変位量・応力計算法」を述べるとともに、実アンカーの引抜き試験結果との比較によりその適用性について検討する。次に、上記計算法で必要となる諸定数を合計30ヶ所で行ったアンカーの引抜き試験結果から求め、定着地盤が二層のモデル地盤を設定しその試算結果を述べ、諸定数の違いによるアンカー引抜き挙動への影響について検討する。

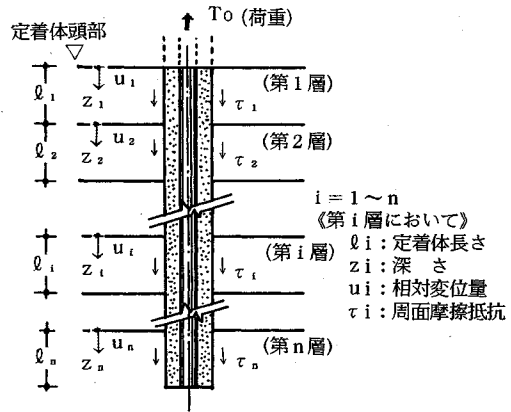


図-1 多層地盤内のアンカー定着体

## 2. アンカー定着体部分の変位量・応力計算法

### (1) 多層地盤内アンカーの変位量・応力計算法

#### a) 基本仮定

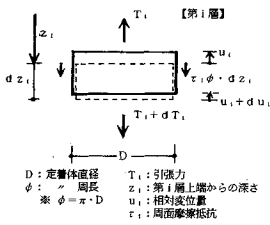
- ・解析対象は、引張型アンカー定着体部分とする。
- ・荷重は、極限荷重に達するまでの範囲とする。
- ・アンカーの破壊は、定着体と地盤間の周面摩擦抵抗の降伏、および破壊によって生じるものとする。
- ・定着体は完全弾性体とし、定着体全長を通じて断面性能は一定とする。
- ・定着体と地盤間の周面摩擦抵抗と相対変位量は各層ともバイリニア型とする。

#### b) 多層地盤内のアンカー定着体

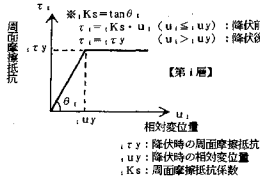
図-1に示すように、アンカーはn層からなる定着地盤に設置されており、第i層での定着体長さを( $l_i$ )とする。このアンカーの定着体頭部に荷重( $T_0$ )を加えると、図-2に示すように、第i層の上端から深さ( $z_i$ )にある微小区間( $dz_i$ )での力のつりあいは、アンカーの自重を無視すると式(1)で表すことができる。

\*正会員 工修(株)大林組技術研究所土質基礎研究室主任研究員(〒204 東京都清瀬市下清戸4-640)

\*\*正会員 工博 新潟大学助教授 工学部建設学科



図—2 微小区間 ( $dz_i$ ) に働く力の状態



図—3 第  $i$  層における ( $u_i$ ) と ( $\tau_i$ ) の関係

$$dT_i + \tau_i \phi \cdot dz_i = 0 \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $i$ : 地層区別 ( $i=1 \sim n$ )

$dT_i$ : 第  $i$  層の微小区間 ( $dz_i$ ) における荷重の増加量

$\tau_i$ : 第  $i$  層における周面摩擦抵抗

$\phi$ : 定着体の周長 ( $=\pi D$ )

微小要素のひずみ ( $\epsilon_i$ ) は区間 ( $dz_i$ ) で引張ひずみであるが、定着体と地盤との相対変位 ( $u_i$ : 以後、変位量とよぶ) は ( $u_i$ )  $\rightarrow$  ( $u_i + du_i$ ) へと変化しており ( $du_i$ ) は「負」となるから、ひずみは式 (2) で表せる。

$$-\frac{du_i}{dz_i} = \epsilon_i = \frac{T_i}{EA} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 $E$ : 定着体の等価弾性係数

$A$ : 定着体の等価断面積 ( $A=A_s+A_g$ )

$$EA = E_s A_s + E_g A_g$$

$E_s$ : 引張材の弾性係数

$A_s$ : 引張材の断面積

$E_g$ : 注入材の弾性係数

$A_g$ : 注入材の断面積

式 (1)、式 (2) から、第  $i$  層における基礎微分方程式は、

$$\therefore \frac{d^2 u_i}{dz_i^2} - \frac{\phi}{EA} \tau_i = 0 \dots\dots\dots (3)$$

で与えられる<sup>3), 4)</sup>。

また、図—3 に示すように、周面摩擦抵抗 ( $\tau_i$ ) と変位量 ( $u_i$ ) の関係をバイリニア型と仮定すると、降伏前と後の周面摩擦抵抗は次式のようなになる。

$$\tau_i = {}_i K_s \cdot u_i \quad ; u_i \leq {}_i u_y \quad (\text{降伏前}) \dots\dots\dots (4)-1$$

$$\tau_i = {}_i \tau_y \quad ; u_i \geq {}_i u_y \quad (\text{降伏後}) \dots\dots\dots (4)-2$$

ここで、 $\tau_i$ : 周面摩擦抵抗

${}_i \tau_y$ : 降伏時の周面摩擦抵抗

${}_i u_y$ : 降伏時の変位量

${}_i K_s$ : ( $=\tan \theta_i = {}_i \tau_y / {}_i u_y$ ) で与えられる周面摩擦抵抗係数

定着体頭部の荷重が小さく、全長にわたって変位量が降伏時変位量以下、すなわち全層が弾性状態の場合、式 (4)-1 の ( $\tau_i$ ) と ( $u_i$ ) の関係を用いると式 (3) は式 (5) で表すことができる。

$$\frac{d^2 u_i}{dz_i^2} - \frac{\phi \cdot {}_i K_s}{EA} \cdot u_i = 0 \dots\dots\dots (5)$$

式 (5) の一般解は式 (6) で、その一階微分は式 (7) で与えられる。

$$u_i = {}_i B_1 \cdot \cosh(\alpha_i z_i) + {}_i B_2 \cdot \sinh(\alpha_i z_i) \dots\dots\dots (6)$$

$$\frac{du_i}{dz_i} = \alpha_i \cdot \{ {}_i B_1 \cdot \sinh(\alpha_i z_i) + {}_i B_2 \cdot \cosh(\alpha_i z_i) \} \dots\dots\dots (7)$$

ただし、 ${}_i B_1$ 、 ${}_i B_2$  は積分定数で、 $\alpha_i$  は式 (8) で表される定数である。

$$\alpha_i = \sqrt{\frac{\phi \cdot {}_i K_s}{EA}} \dots\dots\dots (8)$$

式 (6)、(7) に境界条件、

$$i=1: (du_1/dz_1)_{z_1=0} = -\epsilon_0 = -\frac{T_0}{EA} \dots\dots\dots (9)$$

$$i=n: (du_n/dz_n)_{z_n=l_n} = 0 \dots\dots\dots (10)$$

および各定着層間における変位量と応力の連続条件を示す式 (11)、式 (12) を考慮すると、積分定数  ${}_i B_1$ 、 ${}_i B_2$  が決まり、アンカー全長を通じて解を求めることができる。

$$\text{変位置: } (u_i)_{z_i=l_i} = (u_{i+1})_{z_{i+1}=0} \dots\dots\dots (11)$$

$$\text{ひずみ: } (du_i/dz_i)_{z_i=l_i} = (du_{i+1}/dz_{i+1})_{z_{i+1}=0} \dots\dots\dots (12)$$

ただし、 $i=1 \sim (n-1)$

次に、第  $i$  層で塑性域が発生した場合、式 (3) は式 (4)-2 を用いて式 (13) のようになり、前述と同様にして解を求めることができる。

$$\frac{d^2 u_i}{dz_i^2} - \frac{\phi \cdot {}_i \tau_y}{EA} = 0 \dots\dots\dots (13)$$

以下、一例として定着地盤が二層の場合の解を示す。

(2) 二層地盤内アンカーの変位量・応力計算法

a) 塑性域拡大のパターン

アンカーは、図—4 に示すように第 1 層に長さ ( $l_1$ )、第 2 層に長さ ( $l_2$ ) で定着されている。このアンカーの定着体頭部の荷重 ( $T_0$ ) を増加させると周面摩擦抵抗も増えて降伏状態に達し、「塑性域」が発生する。図—5 は、この周面摩擦抵抗の「塑性域」の拡がり方を模式的に表したものである。まず、タイプ①は変位量 ( $u_i$ ) が全長にわたって降伏時変位量 ( ${}_i u_y$ ) 以下の「全弾性状態」にある。次に、タイプ②は第 1 層上部で変位量 ( $u_1$ ) が降伏時変位量 ( ${}_1 u_y$ ) をこえて「塑性状態」に、また、タイプ③は第 2 層上部で変位量 ( $u_2$ ) が降伏時変位量 ( ${}_2 u_y$ ) をこえて「塑性状態」になった「弾塑性状態」にある。以後、「塑性域」の拡大していく過程は、地盤定数(降伏時の周面摩擦抵抗、変位量)、定着体の長さ・剛性などによって異なるが、最終的には定着体全長にわたって「塑性域」が拡がった「全塑性状態」のタイプ④にいたる。以下、「全弾性状態」のタイプ①と 7 種類あ

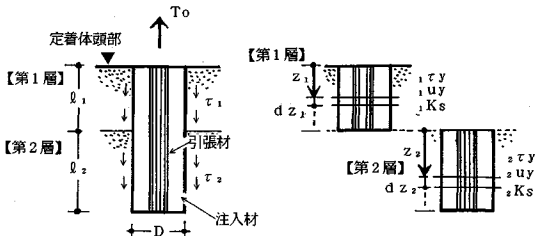


図-4 二層地盤内のアンカー定着体

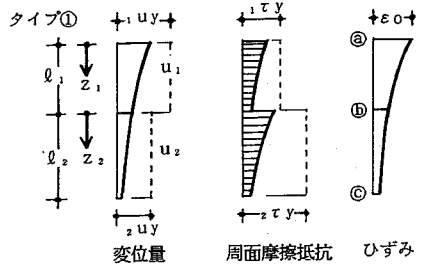


図-6 全弾性状態時の u, tau, epsilon (タイプ①)

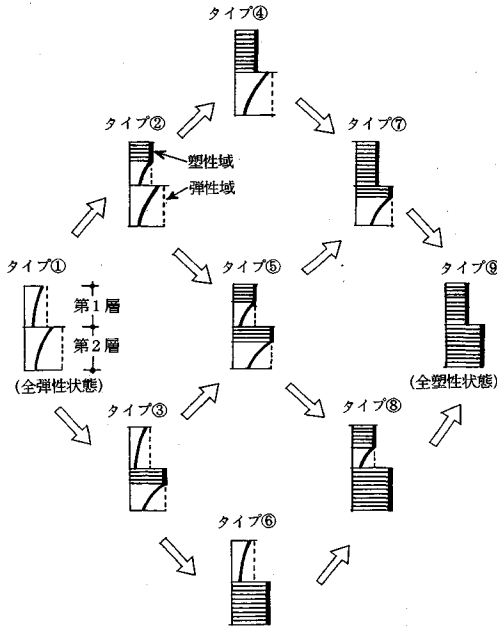


図-5 二層地盤モデルにおける塑性域の拡がり (周面摩擦抵抗)

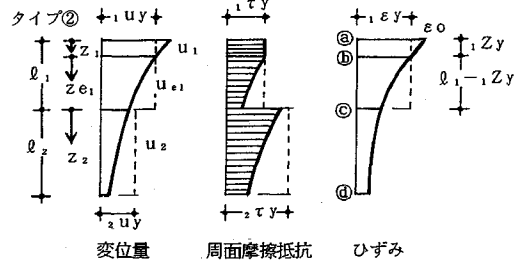


図-7 弾塑性状態時の u, tau, epsilon (タイプ②)

ただし、

$$\Delta = \alpha_1 \cdot \sinh(\alpha_1 l_1) \cosh(\alpha_2 l_2) + \alpha_2 \cdot \cosh(\alpha_1 l_1) \sinh(\alpha_2 l_2) \dots (20)$$

$\epsilon_0$ : アンカー定着体頭部のひずみ

$$\epsilon_0 = \frac{T_0}{EA} \dots (21)$$

c) タイプ②: 第1層が弾塑性状態の場合

図-7に示すように、第1層のアンカー定着体頭部から深さ ( ${}_1Z_y$ ) までの区間で、変位量 ( $u_1$ ) が降伏時変位量 ( $u_y$ ) を上回っているタイプ②の場合の解を示す。

まず、第1層の塑性域の変位量は、式 (13) で ( $i=1$ ) とおくと式 (22) によって表すことができる。

$$\frac{d^2 u_1}{dz_1^2} - \frac{\phi \cdot \tau_y}{EA} = 0 \dots (22)$$

また、深さ ( ${}_1Z_y$ ) より下方、すなわち第1層の弾性域の変位量 ( $u_{e1}$ ) は、深さ  ${}_1Z_y$  を原点とする深さ ( $z_{e1}$ ) を用いると式 (23) のようになる。

$$\frac{d^2 u_{e1}}{dz_{e1}^2} - \frac{\phi \cdot K_s}{EA} \cdot u_{e1} = 0 \dots (23)$$

次に、全域が弾性状態の第2層における変位量は式 (24) で表せる。

$$\frac{d^2 u_2}{dz_2^2} - \frac{\phi \cdot K_s}{EA} \cdot u_2 = 0 \dots (24)$$

以下、式 (22)~(24) の一般解を示す。

○第1層: 弾塑性状態

◁塑性域:  $0 \leq z_1 \leq {}_1Z_y$ ▷

$$u_1 = \frac{1}{2} \beta_1 z_1^2 + {}_1C_1 \cdot z_1 + {}_1C_2 \dots (25)$$

ただし、 ${}_1C_1, {}_1C_2$ : 積分定数

る「弾塑性状態」のうちのタイプ②の解を示す。

b) タイプ①: 全弾性状態の場合 ( $0 \leq u_i \leq u_y$ )

図-6に示すように、定着体の全長にわたって変位量が降伏時変位量以下の場合、第1層、第2層での一般解は、式 (14), (15) で与えられる。

$$u_1 = {}_1B_1 \cdot \cosh(\alpha_1 z_1) + {}_1B_2 \cdot \sinh(\alpha_1 z_1) \dots (14)$$

$$u_2 = {}_2B_1 \cdot \cosh(\alpha_2 z_2) + {}_2B_2 \cdot \sinh(\alpha_2 z_2) \dots (15)$$

④点、⑤点の境界条件および⑥点における変位量と応力の連続条件を考慮して式 (14), (15) を解くと、積分定数  ${}_1B_1 \sim {}_2B_2$  は以下のように求まる。

$${}_1B_1 = \frac{\epsilon_0}{\Delta} \{ \cosh(\alpha_1 l_1) \cosh(\alpha_2 l_2) + \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \sinh(\alpha_1 l_1) \sinh(\alpha_2 l_2) \} \dots (16)$$

$${}_1B_2 = -\frac{\epsilon_0}{\alpha_1} \dots (17)$$

$${}_2B_1 = \epsilon_0 \cdot \frac{\cosh(\alpha_2 l_2)}{\Delta} \dots (18)$$

$${}_2B_2 = -\epsilon_0 \cdot \frac{\sinh(\alpha_2 l_2)}{\Delta} \dots (19)$$

$$\beta_1 = \frac{\psi \cdot i \tau_y}{EA} \dots\dots\dots (26)$$

《弾性域：0 ≤ z\_{e1} ≤ l\_1 - 1Z\_y》

$$u_{e1} = {}_1B_1 \cdot \cosh(\alpha_1 z_{e1}) + {}_1B_2 \cdot \sinh(\alpha_1 z_{e1}) \dots\dots\dots (27)$$

○第2層：全域が弾性状態《0 ≤ z\_2 ≤ l\_2》

$$u_2 = {}_2B_1 \cdot \cosh(\alpha_2 z_2) + {}_2B_2 \cdot \sinh(\alpha_2 z_2) \dots\dots\dots (28)$$

③点、④点の境界条件および⑥点、⑦点での連続条件を考慮して、式(25)、(27)、(28)を解くと、まず、積分定数  ${}_1C_1$ 、 ${}_1C_2$  は以下のように求まる。

$$\begin{aligned} {}_1C_1 &= -\varepsilon_0 \\ {}_1C_2 &= -\frac{1}{2} \beta_1 \cdot {}_1Z_y^2 + \varepsilon_0 \cdot {}_1Z_y \\ &+ \frac{1\varepsilon_y}{\Delta'} [\cosh\{\alpha_1(l_1 - {}_1Z_y)\} \cosh(\alpha_2 l_2) \\ &+ \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \sinh\{\alpha_1(l_1 - {}_1Z_y)\} \sinh(\alpha_2 l_2)] \dots\dots\dots (30) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta' &= \alpha_1 \cdot \sinh\{\alpha_1(l_1 - {}_1Z_y)\} \cosh(\alpha_2 l_2) \\ &+ \alpha_2 \cdot \cosh\{\alpha_1(l_1 - {}_1Z_y)\} \sinh(\alpha_2 l_2) \dots\dots\dots (31) \end{aligned}$$

$${}_1\varepsilon_y = \varepsilon_0 - \beta_1 \cdot {}_1Z_y \dots\dots\dots (32)$$

第1層の深さ ( ${}_1Z_y$ ) より下方は、全域が弾性状態であるから、タイプ①の  $\varepsilon_0 \rightarrow {}_1\varepsilon_y$ 、 $z_1 \rightarrow z_{e1}$ 、 $l_1 \rightarrow l_1 - {}_1Z_y$  にそれぞれ置き換えると、第1層の弾性域および第2層の積分定数、 ${}_1B_1$ 、 ${}_1B_2$  および  ${}_2B_1$ 、 ${}_2B_2$  は式(33)~(36)のように求まる。

$$\begin{aligned} {}_1B_1 &= \frac{1\varepsilon_y}{\Delta'} [\cosh\{\alpha_1(l_1 - {}_1Z_y)\} \cosh(\alpha_2 l_2) \\ &+ \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \sinh\{\alpha_1(l_1 - {}_1Z_y)\} \sinh(\alpha_2 l_2)] \dots\dots\dots (33) \end{aligned}$$

$${}_1B_2 = -\frac{1\varepsilon_y}{\alpha_1} \dots\dots\dots (34)$$

$${}_2B_1 = {}_1\varepsilon_y \cdot \frac{\cosh(\alpha_2 l_2)}{\Delta'} \dots\dots\dots (35)$$

$${}_2B_2 = -{}_1\varepsilon_y \cdot \frac{\sinh(\alpha_2 l_2)}{\Delta'} \dots\dots\dots (36)$$

以上、タイプ①とタイプ②の解を示したが、他のタイプについても同様の手法で解を求めることができる。

なお、本項で述べたアンカーの変位置・応力計算法を以後、「二層地盤内計算法」と略称する。

(3) 二層地盤内計算法の検討

ここでは、「二層地盤内計算法」によるアンカー定着体の変位置と応力の算定結果を、前報<sup>2)</sup>で紹介した関東ローム層での引抜き試験結果と比較し、同計算法の適用性について検討する。

a) 算定用定数

表-1に、アンカー定着体の変位置と応力の計算に用いた諸定数を示す。前報の引抜き試験結果によると、定着体頭部が地表面にほぼ等しく、土被りがほとんどな

表-1 算定用諸定数(二層地盤内計算法)

試験アンカー名称	定着体全長 ℓ (m)	第1層			第2層		
		ℓ <sub>1</sub> (cm)	<sub>1</sub> τ <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<sub>1</sub> u <sub>y</sub> (cm)	ℓ <sub>2</sub> (cm)	<sub>2</sub> τ <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<sub>2</sub> u <sub>y</sub> (cm)
S-1	5.14	1664	1.00	0.75	350	2.26	0.32
S-2	5.09	2099	0.80	0.62	300	1.39	0.39
D-3-1	5.04	154	0.65	0.50	350	2.22	0.45
D-4-2	5.10	160	0.90	0.55	350	1.87	0.43
D-5-2	5.07	157	0.75	0.48	350	1.43	0.28

ただし、  
 E<sub>s</sub>: 引張材の弾性係数(2.1×10<sup>8</sup> kgf/cm<sup>2</sup>)、A<sub>s</sub>: 引張材の断面積(8.04 cm<sup>2</sup>)  
 E<sub>g</sub>: 注入材の弾性係数(2.1×10<sup>8</sup> kgf/cm<sup>2</sup>)、A<sub>g</sub>: 注入材の断面積(105.06 cm<sup>2</sup>)  
 D: 定着体の直径(12 cm)  
<sub>1</sub>τ<sub>y</sub>、<sub>1</sub>u<sub>y</sub>: 実測のu~τ曲線から求めた降伏時の周面摩擦抵抗、相対変位置

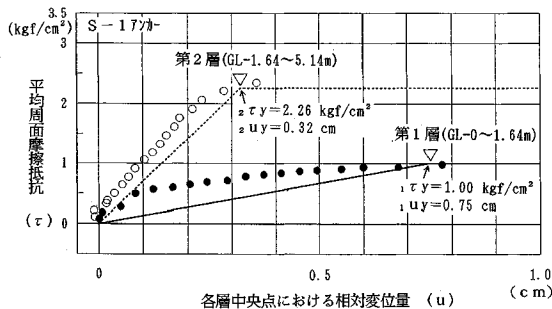


図-8 (u)~(τ)曲線 [S-1 アンカー]

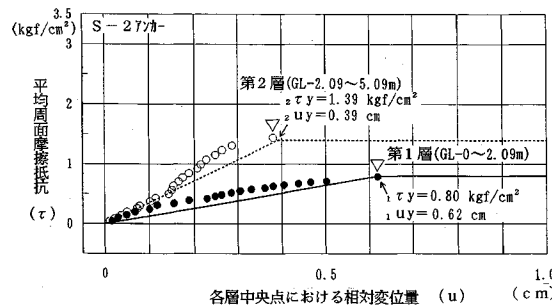


図-9 (u)~(τ)曲線 [S-2 アンカー]

かったため、定着体上部で地盤内にせん断すべり面が発生したものと想定された。このため、定着層における第1層と第2層の境界は、試験アンカーの軸力分布の形状および周面摩擦抵抗の発現状況をもとに設定した。なお、各層の降伏時における周面摩擦抵抗 ( $i\tau_y$ ) と変位置 ( $i u_y$ ) は、実測軸力から求めた相対変位置 (u) ~ 平均周面摩擦抵抗 (τ) 曲線をもとに決定した。

図-8、9は、S-1、S-2アンカーの ( $i\tau_y$ ) および ( $i u_y$ ) の設定時に用いた (u)~(τ) 曲線を示したものである。なお、図-8、9の相対変位置 (u) は、各定着層の中央点におけるアンカーと周辺地盤との相対的な変位置を表すもので、「頭部変位置」から各定着層の中央点までの累計「変位置」を減じて求めた。また、平均周面摩擦抵抗 (τ) は、各定着層における軸力変化量をアンカー周面積で除した値である。

b) 荷重~変位置曲線

図-10、11は、S-1、S-2アンカーの「二層地盤内

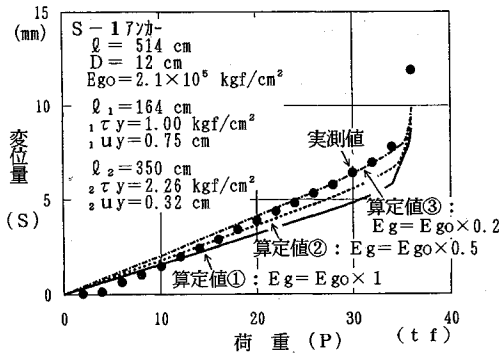


図-10 荷重～変位量曲線 [S-1 アンカー]

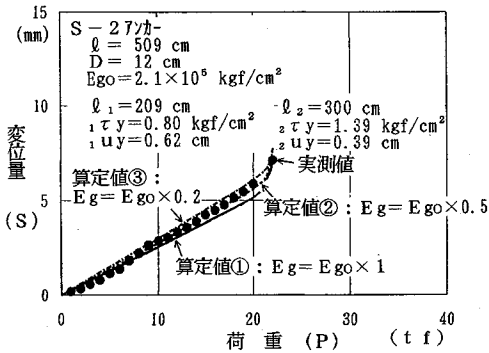


図-11 荷重～変位量曲線 [S-2 アンカー]

計算法」による定着体頭部における変位量の「算定結果」と「実験結果」を示したものである。算定結果は3種類示したが、このうち算定値①は注入材の弾性係数 ( $E_g$ ) を  $2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、算定値②は  $E_g$  を  $1.05 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、そして算定値③は  $E_g$  を  $4.2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$  とした時の変位量である。

図-10によると、0 tf から約 10 tf までの低荷重における実測変位量は算定値①にほぼ等しいが、10～30 tf 時の実測変位量は算定値②を経て算定値③に近づき、30 tf 以上で実測変位量は算定値③に一致している。これは、定着体の注入材部分に「ひび割れ」が発生したためと考えられる。図-11の S-2 アンカーにおいても、図-10と同様に、極限荷重 ( $P_u$ ) の約 30% までの低荷重段階で実測変位量は算定値①に一致しており、以後、実測変位量は算定値②を経て算定値③に近づいている。

なお、図-10の極限荷重時の実測変位量は算定値③より大きくなっている。これは、アンカーと周辺地盤の相対変位量が約 1 cm をこえると、周面摩擦抵抗 ( $\tau$ ) の値が ( $\tau_y$ ) より低下し始め、図-3, 8 に示す「 $\tau = \tau_y$ 」の関係が成り立たなくなったためと考えられる。

c) 伝達軸力

図-12～16は、全試験アンカーの定着体部分における応力、すなわち軸力分布の「算定結果」を「実験結果」と比較したものである。伝達軸力の算定値も、変位量の

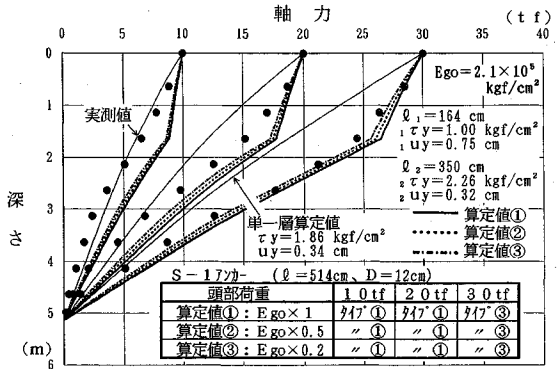


図-12 定着体の応力 [S-1 アンカー]

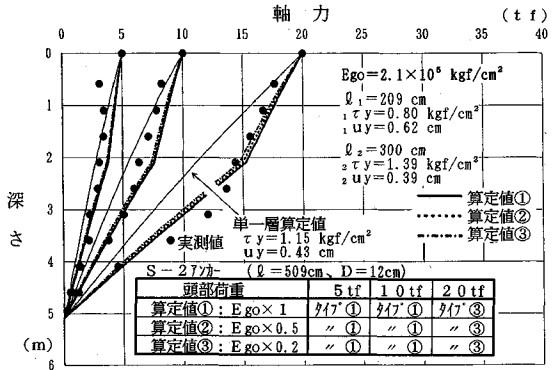
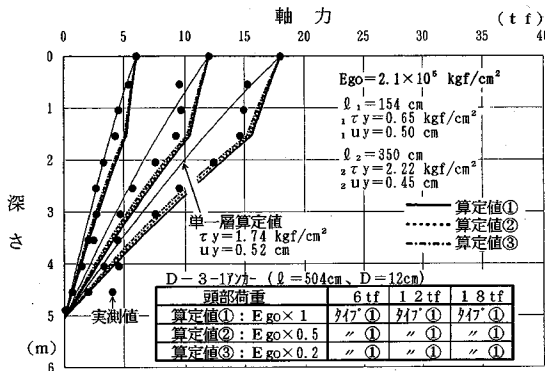


図-13 定着体の応力 [S-2 アンカー]

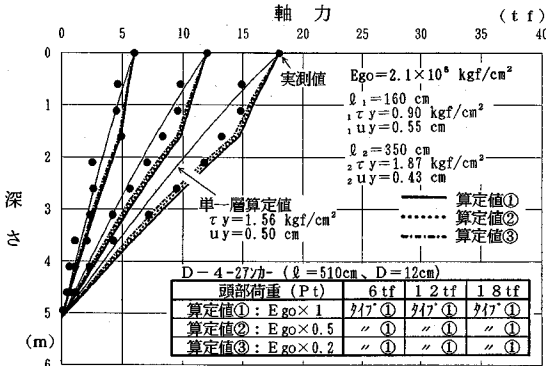
算定値と同様に、注入材の弾性係数 ( $E_g$ ) を変化させている。また、同図には、前報で示した「単一地盤内計算法」による算定結果(以後、単一層算定値とよぶ)も示しておいた。

図-12に示す S-1 アンカーの軸力分布のうち、頭部荷重が 30 tf の時の算定値①と算定値③を比較すると、その差は最も大きいところで約 1 tf と小さく、注入材の弾性係数 ( $E_g$ ) による軸力分布算定値への影響は少ない。また、頭部荷重が 10 tf, 20 tf では算定値①, ②, ③のすべてが図-5に示した「タイプ①」の全弾性状態にある。これに対して、30 tf では、図-10からもわかるように、頭部変位量が 0.5～0.6 cm の範囲にあって、第1層の降伏時変位量 ( $1u_y = 0.75 \text{ cm}$ ) より小さいために弾性状態、そして第2層が弾塑性状態にある「タイプ③」の状態にある。

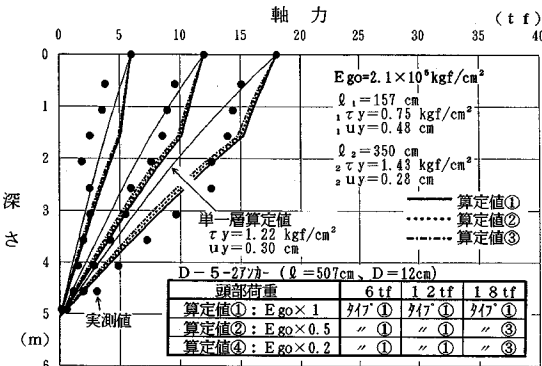
また、図-12のうち単一層算定値は、頭部荷重が 10 tf の時には実測軸力にほぼ一致しているが、20 tf, 30 tf では実測軸力よりかなり小さくなっている。これに対して、算定値①～③は、頭部荷重が 10 tf 時に実測軸力よりやや大きめの値を示してはいるものの、20 tf, 30 tf では実測軸力によく一致している。図-13～16においても、算定値①～③は実測軸力にほぼ等しく、「二層地盤内計算法」による算定結果は全荷重に対してかなり正



図—14 定着体の応力 [D-3-1アンカー]



図—15 定着体の応力 [D-4-2アンカー]



図—16 定着体の応力 [D-5-2アンカー]

確な軸力を与えている。

d) 二層地盤内計算法の検討結果

アンカー定着体の頭部変位量, 軸力分布について, 「二層地盤内計算法」による「算定結果」を「引抜き試験結果」と比較した結果をまとめると以下のようになる。

- ・定着層を二層に分け, 各層の ( $\tau_u$ ) に極限周面摩擦抵抗 ( $\tau_u$ ), ( $u_u$ ) に  $u \sim \tau$  曲線から求めた値を採用した「二層地盤内計算法」による定着体頭部の変位量は, ひび割れ発生前の低荷重で実験結果によく一致する。また, それより大きな荷重においても注入材の弾性係数を適

切に評価すれば, 実験結果に近い変位量を得る。

- ・低荷重域でのみ実測軸力分布に近い値を示す単一層算定値に比べ, 「二層地盤内計算法」による定着体応力の算定値は, 全荷重域で実測軸力にはほぼ等しい分布形状を示す。

以上の検討結果から, 定着体上端が地表に近いアンカーでは, 定着体上部で周面摩擦抵抗が見かけ上小さくなるため, 定着層を二層以上に分割して評価する必要があるといえる。

また, 定着層を物理的・力学的性質に応じて複数の定着層に区分し, それぞれの層について相対変位量 ( $u$ ) ~ 周面摩擦抵抗 ( $\tau$ ) 曲線を適切に設定すれば, 極限荷重までの荷重域で, 引張型アンカーの変位量と応力をかなり正確に予測できることが判明した。

3. 各種地盤における引抜き試験結果

本章では, 砂層, 砂礫層, 土丹, 岩盤およびローム層に施工したアンカーの引抜き試験の概要, およびその試験結果から求めたアンカーの「変位量・応力計算法」が必要となる諸定数について述べる。

(1) 引抜き試験結果

引抜き試験は, 地盤に対するアンカーの極限荷重およびその挙動を調査する目的で, これまで多数実施されてきた。しかし, 標準的な引抜き試験の実施方法がなく, 試験担当者の判断に委ねられていた。

一方, 土留め工事での「仮設アンカー」採用件数の増加, および擁壁等の転倒防止・水圧による浮上り防止対策用の「本設(永久)アンカー」の開発に対応して, 学会・公的機関等によって指針類<sup>5)~7)</sup>の改訂が数年前に行われた。このなかで引抜き試験の実施が推奨され, 具体的な試験方法が初めて提示された。以下, 本章で述べる試験結果は, 上記指針類で示された試験法にしたがって実施したものである。

a) 試験の概要

(試験アンカー) 図—17は, 定着体頭部に袋パッカーを用いる引抜き試験用アンカーの施工順序をまとめたものである。定着体の長さは2m, 袋パッカーおよび自由長部は, 注入材(セメントミルク)の代わりに低強度のペントナイトとセメントの混合液で充填した。

(試験方法) 事前の予想最大荷重の大きさにもよるが, 増荷時の荷重ステップ2~5tf, 荷重保持時間は地盤種別により2分(砂, 砂礫)~10分(粘性土)とした。また, 載荷方式は原則として1サイクル方式としたが, 塑性変位量が大きくなると予想される場合は多サイクル方式で試験を行った。

(結果の整理方法) 図—18は,  $N=10 \sim 15$ のゆるい砂地盤での引抜き試験結果を示したもので, 荷重 ( $P$ ) はジャッキ荷重, 変位量 ( $S_u$ ) は変位計で測定した地上

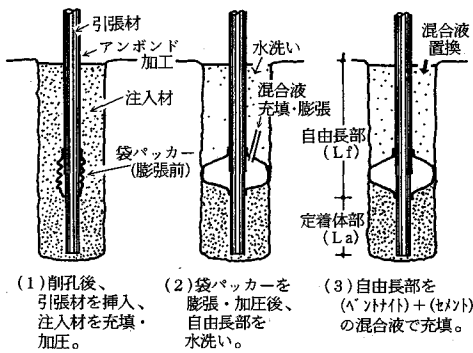


図-17 試験アンカーの施工順序

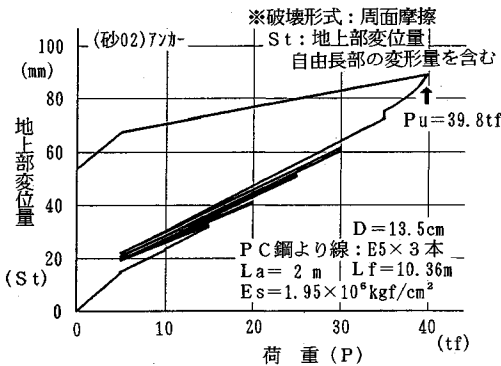


図-18 引抜き試験結果の一例 (砂02)

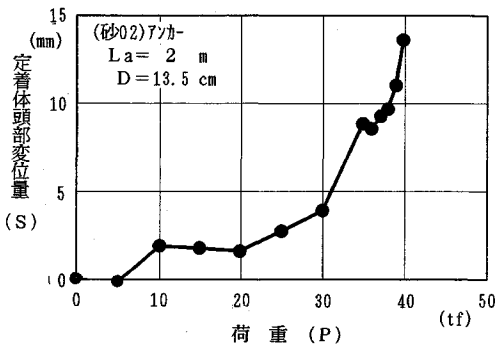


図-19 定着体頭部における荷重～変位量曲線 (砂02)

部におけるアンカーの変位量である。図-18によると、自由長部での引張材の蛇行による緩みのため0～5 tfで変位量がやや大きい、以後、 $(S_f)$ は $(P)$ に対してほぼ直線的に増加している。地上部変位量 $(S_t)$ には、定着体頭部の変位量 $(S)$ のほかに自由長部 $(L_f)$ の伸び量 $(\Delta S)$ が含まれており、地上部変位量を表す図-18によって定着体の性状を直接評価することができない。このため、定着体頭部の変位量 $(S)$ を、「地上部変位量 $(S_t)$ 」から自由長部の「蛇行による緩み」と「伸び量： $\Delta S = P \times L_f / (E_s \cdot A_s)$ 」を減じて求めた。図-19は、図-18で示したアンカーの定着体頭部変位量 $(S)$ と荷重 $(P)$ の関係を表したもので約14 mmで極限状態に

達している。

b) 各種地盤における引抜き試験結果

表-2は、砂層、砂礫層、土丹、岩盤およびローム層で行った合計30例の引抜き試験結果(文献8)ほかをまとめたものである。定着体の長さ $(L_a)$ は、ローム層での試験を除き、すべて2 mである。また、岩盤での5例の試験ではアンカーは引抜けなかったが、他の25例の試験はいずれも周面摩擦抵抗の降伏により引抜けている。なお、ローム層での試験結果の詳細については前報を参照されたい。

(極限周面摩擦抵抗) 表-2の極限周面摩擦抵抗 $(\tau_u)$ は極限荷重 $(P_u)$ を試験アンカーの定着体周面積で除したもので、引抜けなかったアンカーについては最大荷重をそのまま $(P_u)$ とした。

図-20は、砂地盤での極限周面摩擦抵抗 $(\tau_u)$ を $N$ 値に対してまとめたもので、同図には土質工学会による提案値<sup>5)</sup>を記入しておいた。図-20によると、 $(\tau_u)$ は $N$ 値が大きくなるにしたがって増加しており、学会提案値の約2倍の値を示している。一般に、 $(\tau_u)$ の値は土被り圧、定着地盤の相対密度、粒度特性、地下水位との関係などによって大きく変化するといわれている。また、図-20の $(\tau_u)$ の値は、打設角度、長期的な挙動の変化を考慮しておらず、定着体長2 mの間の平均値として求めている。したがって、図-20に示す $(\tau_u)$ の値を、2 m以上の定着体長をもつ通常のアンカーの設計に適用する際には、周面摩擦抵抗の発現状況などを考慮して、低減する必要がある。

(降伏時の荷重・変位量) 表-2の降伏荷重 $(P_y)$ は、定着体頭部における $\log P$ (荷重)～ $\log S$ (変位量)曲線で曲線の傾きが急変する時点に「降伏」と判断し、その時の荷重を採用したものである。図-21は、降伏荷重の極限荷重に対する比 $(P_y/P_u)$ を極限周面摩擦抵抗 $(\tau_u)$ に対してまとめたものである。この図で(砂礫05)の値を除くと、降伏荷重 $(P_y)$ は極限荷重 $(P_u)$ の0.8～0.95倍の範囲にあり、いずれのアンカーも「降伏状態」から「極限状態」への移行が早い。また、表-2に示す定着体頭部における降伏時の変位量 $(S_y)$ は、地盤の種類、極限周面摩擦抵抗 $(\tau_u)$ の値に関係なく3～13 mmの範囲にあり、平均値は7.3 mmとなっている。

以上、降伏状態から極限状態への移行が早いこと、また $(S_y)$ の平均値が約7 mmであることから、定着長が約2 mの試験アンカーでは、定着体頭部の変位量 $(S)$ が約10 mmになると、「降伏状態」を経て「極限状態」に達すると考えてよい。

(2) 変位量・応力計算法用の諸定数 $(\tau_y, u_y, K_s)$

表-2に示す(算定用定数)のうち $(u_y)$ は、図-3, 8, 9に示すように、「単一地盤内計算法」、「二層地盤内計算法」および「多層地盤内計算法」で定着体の挙動を解

表-2 各種地盤における引抜き試験結果

定着地盤の種類	試験NO	実施場所	定着地盤		7/70ノコ種別	打設角度(度)	定着体		PC鋼線本数(本)	Es*10 <sup>6</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> )	試験時自由長Lf(m)	最大荷重時			降伏時(定着体頭部)			算定用定数	
			土質名	平均N値			直径D(cm)	長さLa(cm)				破壊性状	荷重Pu(tf)	τu(kgf/cm <sup>2</sup> )	荷重Py(tf)	変位Sy(mm)	Py/Sy	変位uy(cm)	Ks(kgf/cm <sup>2</sup> )
砂	砂 01	東京都品川区	砂質粘土/細砂	8	仮設	90	13.5	200	3	1.95	6.53	周面	28.90	3.41	24.0	11.5	0.83	1.30	2.6
	砂 02	東京都品川区	シルト混じり細砂	12	仮設	90	13.5	200	3	1.95	10.36	周面	39.80	4.69	34.5	6.5	0.87	0.40	11.7
	砂 03	東京都品川区	シルト混じり細砂	15	仮設	90	13.5	200	3	1.95	15.50	周面	29.80	3.51	23.5	2.9	0.79	0.35	10.0
	砂 04	富山県婦負郡	粘土混じり砂	20	永久	90	16.5	200	12	1.96	5.30	周面	70.05	6.76	58.0	8.0	0.83	0.80	8.5
	砂 05	富山県婦負郡	粘土混じり砂	20	永久	45	16.5	200	12	1.96	5.30	周面	100.10	9.66	88.0	7.0	0.88	0.50	19.3
	砂 06	富山県婦負郡	粘土混じり砂	20	永久	45	16.5	200	12	1.96	5.00	周面	90.35	8.71	75.0	7.7	0.83	0.55	15.8
	砂 07	富山県婦負郡	粘土混じり砂	20	永久	15	16.5	200	12	1.96	13.02	周面	90.20	8.77	82.0	5.8	0.91	0.30	29.0
	砂 08	富山県婦負郡	粘土混じり砂	20	永久	15	16.5	200	12	1.96	12.98	周面	80.00	7.72	73.0	10.5	0.91	0.40	19.3
	砂 09	富山県婦負郡	粘土混じり砂	20	永久	15	16.5	200	12	1.96	12.84	周面	70.20	6.77	57.0	6.0	0.81	0.65	10.4
	砂 10	東京都台東区	シルト混じり細砂	>50	永久	90	13.5	200	12	1.96	39.10	周面	83.85	9.89	75.0	9.0	0.89	0.30	33.0
	砂 11	東京都千代田	細砂	>50	永久	90	13.5	200	12	1.97	30.50	周面	94.30	11.12	85.0	6.0	0.90	0.30	37.1
礫	砂礫 01	東京都清瀬市	段丘礫	>50	永久	15	16.5	200	12	1.95	23.45	周面	79.67	7.68	74.0	2.8	0.93	0.10	76.8
	砂礫 02	東京都清瀬市	段丘礫	>50	永久	30	16.5	200	12	1.95	12.45	周面	94.20	9.09	82.0	4.6	0.87	0.25	36.4
	砂礫 03	東京都清瀬市	段丘礫	>50	永久	45	16.5	200	12	1.95	9.45	周面	88.30	8.52	73.0	6.2	0.83	0.40	21.3
	砂礫 04	東京都清瀬市	段丘礫	>50	永久	90	16.5	200	12	1.95	9.08	周面	123.80	11.94	116.0	12.5	0.94	0.65	18.4
	砂礫 05	札幌市白石区	粘土混じり砂礫	>50	永久	90	13.5	200	10	1.96	18.90	周面	144.80	17.07	103.0	13.0	0.71	1.10	15.5
土丹	土丹 01	東京都品川区	土丹	>50	永久	90	13.5	200	12	1.95	32.78	周面	164.80	19.43	140.0	3.2	0.85	0.40	48.6
	岩盤 01	長崎市茂里町	凝灰角礫岩	>50	永久	90	13.5	200	10	1.97	21.90	せず	149.91	>17.67	×	×	×	0.05	353.4
	岩盤 02	長崎市茂里町	火山岩	>50	永久	90	13.5	200	10	1.97	20.24	せず	150.07	>17.69	×	×	×	0.05	353.8
	岩盤 03	福岡市東区	頁岩/砂岩	>50	永久	90	13.5	200	12	1.98	26.00	せず	172.17	>20.30	×	×	×	0.05	406.0
	岩盤 04	福岡市東区	砂岩	>50	永久	90	13.5	200	12	1.98	25.72	周面	149.83	17.66	140.0	8.5	0.93	0.20	88.3
	岩盤 05	静岡県熱海市	強風化玄武岩	>50	永久	15	16.5	200	12	1.97	19.30	周面	100.10	9.66	94.9	9.5	0.95	0.40	24.2
	岩盤 06	静岡県熱海市	強風化玄武岩	>50	永久	30	16.5	200	12	1.97	17.50	せず	172.02	>16.59	×	×	×	0.05	331.8
	岩盤 07	静岡県熱海市	強風化玄武岩	>50	永久	45	16.5	200	12	1.97	12.10	周面	156.00	15.05	140.0	3.7	0.90	0.15	100.3
	岩盤 08	静岡県熱海市	強風化玄武岩	>50	永久	90	16.5	200	12	1.97	12.50	せず	171.80	>16.57	×	×	×	0.05	331.4
	ローム	ローム 01	東京都清瀬市	ローム	2	仮設	90	12.0	514	鋼線	2.10	0.30	周面	36.00	1.86	34.0	8.4	0.94	0.34
ローム 02		東京都清瀬市	ローム	2	仮設	90	12.0	509	鋼線	2.10	0.30	周面	22.00	1.15	20.0	6.2	0.91	0.43	2.7
ローム 03		東京都清瀬市	ローム	2	仮設	90	12.0	504	鋼線	2.10	0.30	周面	33.00	1.74	30.0	8.3	0.91	0.52	3.3
ローム 04		東京都清瀬市	ローム	2	仮設	90	12.0	510	鋼線	2.10	0.30	周面	30.00	1.56	27.0	8.2	0.90	0.50	3.1
ローム 05		東京都清瀬市	ローム	2	仮設	90	12.0	507	鋼線	2.10	0.30	周面	23.33	1.22	21.0	5.5	0.90	0.30	4.1

ただし、1)打設角度は水平面に対する角度。  
 2)P-C鋼線はE5(φ12.7mm)で、(鋼棒)は高強度異形P-C鋼棒φ32mm。  
 3) (周面)は周面摩擦抵抗の降伏での破壊を、(せず)は破壊状態に達しなかったものをさす。  
 4) (降伏時)は定着体頭部のlogP~logS曲線で判定した。  
 5) (uy)は繰返し計算によって求めた(図-22参照)。  
 6) (Ks)=τu/uy=τy/uy  
 7) ローム層の(uy)は、定着体の実測軸力をもとにして求めた。

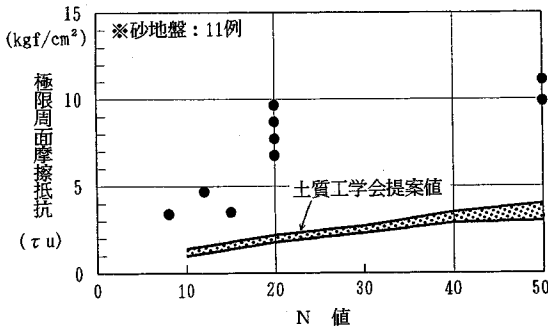


図-20 砂地盤における(N値)と(τu)の関係

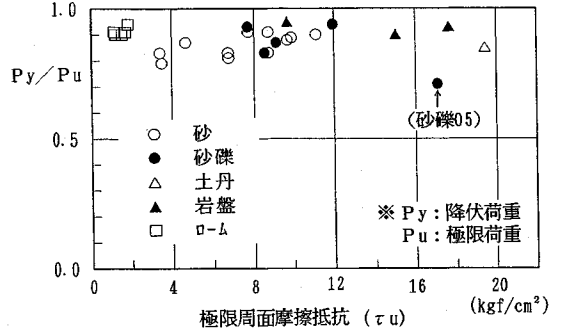


図-21 (τu)と(Py/Pu)の関係

析する時に必要となる「降伏時」の相対変位量である。なお、(uy)の値は図-22(砂09)に示すように、0tから極限荷重の30~40%までの低荷重域で、「単一地盤内計算法」による定着体頭部の算定変位量が実測変位量に一致するよう設定した値である。また、降伏時の周面摩擦抵抗(τy)の値には、表-2の極限周面摩擦抵抗(τu)をそのまま採用している。

図-23は、降伏時の周面摩擦抵抗(τy)と相対変位量(uy)の関係をまとめたもので、(uy)の値は(τy)の増加、すなわち定着地盤の強度が増すにしたがって小さくなっている。なお、図-23には(砂礫05)、土丹、およびローム層の値を除いた砂質土系地盤(砂、砂礫、岩盤)の試験結果に対する回帰曲線を記入しておいた。

図-24は、降伏時の周面摩擦抵抗(τy)と周面摩擦抵抗係数(Ks=τy/uy)の関係を示したもので、各種地盤の(Ks)は(τy)とともに増加していることがわかる。

#### 4. 二層地盤計算法による実アンカー挙動の試算

本章では、図-25に示すように、上部に軟質層、下部に硬質層のある通常の堆積状態を示す地盤(地盤A)、および硬質層の下に軟質層がある地盤(地盤B)に定着したアンカーの挙動を「二層地盤内計算法」によって試算し、その結果に若干の考察を加える。なお、変位量および軸力の分布形状の違いを評価するため、全定着長は5m、軟質層、硬質層内での定着長をそれぞれ1m、4mとした。

##### (1) 算定用諸定数(τy, uy)

アンカーの直径は13.5cm、引張材はφ12.7mmのPC鋼より線12本(Es=1.96×10<sup>6</sup>kgf/cm<sup>2</sup>)とした。

算定用定数のうち(τy)は、軟質層、硬質層でそれぞれ3kgf/cm<sup>2</sup>、10kgf/cm<sup>2</sup>とし、これに対応する(uy:cm)



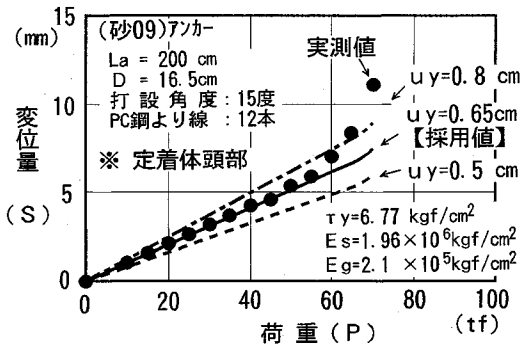


図-22 ( $u_y$ ) の求め方の一例 (砂09)

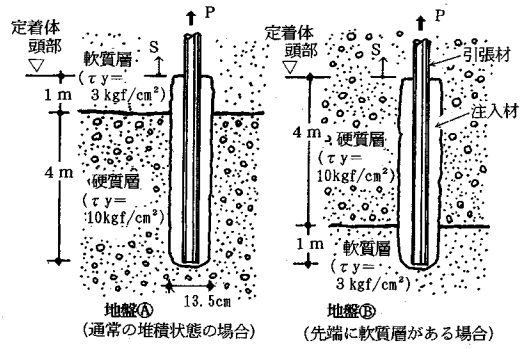


図-25 試算対象のモデル地盤

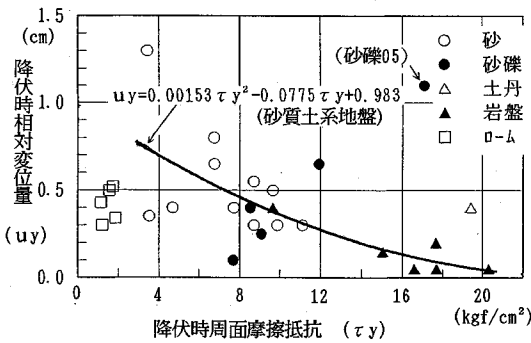


図-23 ( $\tau_y$ ) と ( $u_y$ ) の関係

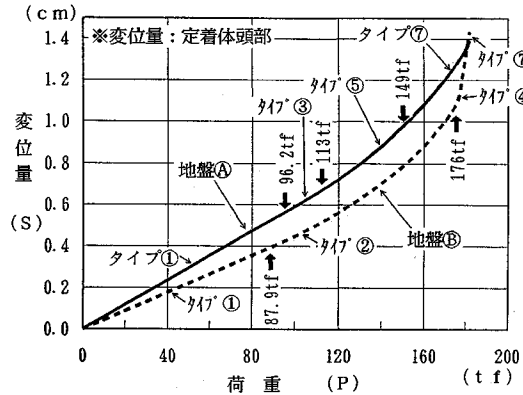


図-26 荷重～変位量曲線 [モデル地盤]

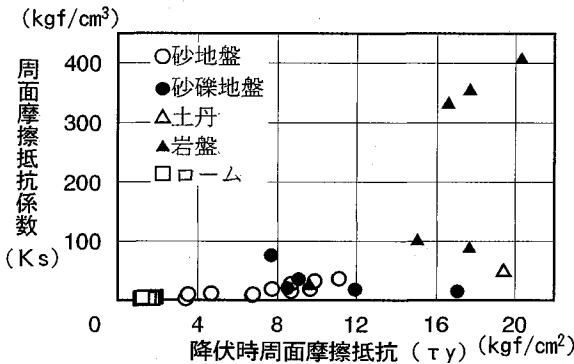


図-24 ( $\tau_y$ ) と ( $K_s$ ) の関係

は、図-23 に示した近似曲線 ( $u_y = 0.00153 \tau_y^2 - 0.0775 \tau_y + 0.983$ : 砂質土系地盤用) によって求めた。

なお、注入材の弾性係数 ( $E_g$ ) は ( $2.1 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ ) の一種類とした。

(2) 算定結果

a) 荷重～変位量曲線

図-26 は、「二層地盤内計算法」による (地盤A) および (地盤B) に定着したアンカーの定着体頭部における荷重 ( $P$ )～変位量 ( $S$ ) 曲線である。図-26 によると、全荷重域にわたって地盤Aでの変位量のほうが地盤Bより大きい。これは、地盤Aでは定着体上部に軟質層があり、この軟質層におけるアンカーの変形特性が定着体頭部の変位量 ( $S$ ) に影響を及ぼしたためである。また、

地盤Aでの変位量が、極限荷重までの全荷重域にわたってほぼ均一に増加しているのに対して、地盤Bでの変位量は176 tfをこえると急激に増えはじめ、極限荷重 ( $P_u \approx 182 \text{tf}$ ) で地盤Aでの変位量にほぼ等しくなっている。

図-26 には、各定着層における周面摩擦抵抗の降伏状況を示すタイプ名 (図-5 参照) を記入しておいた。これによると、地盤Aのアンカーでは、まず0～96.2 tfまで全長が弾性状態の (タイプ①)、96.2～113 tfでは第2層が弾塑性状態の (タイプ③)、113～149 tfでは第1層、第2層の両層が弾塑性状態の (タイプ⑤)、そして149 tf～極限荷重では第1層が全塑性状態、第2層が弾塑性状態の (タイプ⑦) になっている。

これに対して、地盤Bに定着したアンカーは、0～87.9 tfまで全弾性状態の (タイプ①)、87.9～176 tfで第1層が弾塑性状態の (タイプ②)、そして176～182 tfまで第1層が全塑性状態、第2層が弾性状態の (タイプ④) となっており、182 tfをこすと急速に (タイプ⑦) を経て極限状態に達している。

b) 伝達軸力

図-27 は、頭部荷重が60 tfと140 tf時の算定軸力分布を示したものである。図-27のうち頭部荷重が60 tf時の軸力分布を比較すると、軟質層が上部にある地盤Aの軸力のほうが、地盤Bより全長にわたって大きくなっ

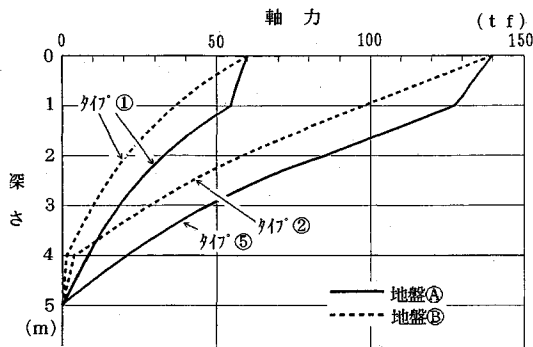


図-27 定着体の応力 [モデル地盤]

ている。これからも、図-26に示した荷重 ( $P$ ) ~ 変位量 ( $S$ ) 曲線において、地盤Aでの変位量のほうが地盤Bより大きいことがわかる。次に、頭部荷重が140 tfの時の軸力を比較すると、やはり地盤Aの軸力ほうが地盤Bより大きくなっているが、地盤Bの深さ4 m、すなわち軟質層の上端の軸力は約3 tfと非常に小さい。

### 5. まとめ

本論文では、引張型アンカーを対象に、多層地盤に定着した場合の変位量と応力の計算法を提示し、実アンカーの引抜き試験結果と比較、その適用性について検討した。検討の結果、本論文で述べた計算法による「変位量」は実用上十分満足できるもので、「軸力分布」についても、極限荷重までの全荷重に対して、実験結果をよく説明することを示した。また、上記計算法が必要となる諸定数を引抜き試験結果から求め、定着地盤が二層のモデル地盤を設定し、その試算結果を示した。

今回示した計算法では、定着体は完全弾性体、定着体と地盤間の周面摩擦抵抗と相対変位量をバイリニア型とするなどの仮定を設けた。しかし、10 m前後の定着

長をもつアンカーの挙動を正確に解析するには、相対変位量が1 cm以上になったときの周面摩擦抵抗の性状、および引張型アンカーにおける引張材と注入材間の付着抵抗も評価する必要がある。今後、引抜き試験などを通じて周面摩擦抵抗の発現状況に関する基礎的な資料を集め、上記計算法の精度を高めていきたいと考えている。

### 謝辞

表-2に示した引抜き試験結果には、VSL 永久アンカー共同研究会 (大成建設、間組ほか12社) から提供された資料が多数含まれている。記して謝意を表したい。

### 参考文献

- 1) 藤田圭一・上田勝基・草深守人：アースアンカーの荷重-変位量関係の予測方法，間組研究年報，pp.1~11, 1977年。
- 2) 森脇登美夫・大川秀雄：単一地盤に定着した地盤アンカーの引抜き抵抗，土木学会論文集，No.481/Ⅲ-25, pp.155~164, 1993年12月。
- 3) Seed, H.B. and Reese, L.C. : The Action of Soft Clay Along Friction Piles, Proc. ASCE Vol.81, No.842, pp.1~28, 1955.
- 4) 山肩邦男：支持杭の沈下に関する理論的考察，日本建築学会論文報告集，第68号，pp.89~97, 1961年。
- 5) 土質工学会編：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，1990年。
- 6) 日本建築学会編：建築地盤アンカー設計施工指針・同解説，1991年。
- 7) VSL 永久アンカー共同研究会：VSL-J1 永久アンカー工法設計・施工指針，1988年。
- 8) 前田卓磨・藤原達夫・筒井通剛・松沢哲哉・小師克之：永久地盤アンカー工法の研究 (その14：アンカー-施工角度とアンカー耐力との関係)，1992年度全国大会学術講演梗概集，日本建築学会，pp.1339~1340, 1992年。  
(1993. 5. 25 受付)

## THE BEHAVIOR OF GROUND ANCHORAGES IN MULTI-LAYERED STRATA

Tomio MORIWAKI and Hideo OHKAWA

This paper describes the behavior of ground anchorages installed in multi-layered strata under tensile load. It also shows a predicting method of load-displacement and load distribution curves derived from specific differential equations. Displacement and load distribution of anchors computed by the predicting method were compared with the results obtained from pull-out tests of actual anchors installed in a Kanto-loam stratum. There were good agreements between the computed and the observed load-displacement and load distribution curves.

In the end, this paper shows soil constants for the predicting method obtained from pull-out tests at 30 sites, and results of a numerical simulation for a model ground consisting of two strata.