引抜試験に基づく大口径圧縮型地盤アンカーの摩擦応力度評価

EVALUATION OF FRICTIONAL STRESS OF COMPRESSIVE TYPE GROUND ANCHOR WITH A LARGE DIAMETER BASED ON PULLING TESTS

森 利弘^{*1}, 遠藤 正美^{*1}
Toshihiro MORI and Masaharu ENDO

The ground anchor used mainly in the building structure and in the construction of earth retaining for excavation is the friction resistance type. However, it can't be said that the characteristics of that type of frictional stress are well understood. Here, we conducted the pulling tests on ground anchor of compression type with a large diameter which is also the frictional resistance type. Based on the results, we clarified the characteristics of frictional stress of that anchor in the process of pull-out and after pull-out, including the evaluation of ultimate friction stress and residual friction stress.

Keywords : Ground anchor, Pulling test, Friction resistance, Bond resistance

地盤アンカー, 引抜試験, 摩擦抵抗, 付着抵抗

1. はじめに

建築物あるいは山留め工事において主に採用されている地盤アンカーは摩擦抵抗型のアンカーであり, 円筒状に造成された抵抗体(定着体)と地盤との摩擦抵抗によって引張荷重に抵抗する。このような摩擦抵抗型の地盤アンカーにおける引張材から定着体への荷重伝達方式には, 定着体区間における引張材と注入材との付着抵抗によって伝達する方式 (Fig.1(a)), あるいは引張材先端に設けた耐荷体と注入材との付着抵抗によって伝達する方式 (Fig.1(b)) に大別される。本アンカーは後者に分類され, アンカー頭部に作用する引張荷重はアンボンド加工した引張材を通して, 定着体先端から上方に定着体を押し上げるように作用する。このため, 注入材は引張荷重

作用時に圧縮状態となり, このような地盤アンカーは分類上, 圧縮型地盤アンカーと呼ばれている。圧縮型地盤アンカーではポアソン比効果により定着体に作用する地盤の側圧(拘束圧)が荷重作用時に増加するという特長がある。一方, Fig.1 (a)の引張材と注入材との付着抵抗による伝達方式では定着体上端から引張荷重が作用し, 定着体区間における引張材周囲の注入材は引張状態となることから, このような地盤アンカーは分類上, 引張型地盤アンカーと呼ばれている。引張型地盤アンカーでは圧縮型地盤アンカーと異なり, 荷重作用時に定着体に作用する地盤の側圧(拘束圧)は逆に減少するという相違がある。

摩擦抵抗型地盤アンカーにおける摩擦応力度の評価事例として, 参考文献2)では過去に行われた引抜試験結果を基に, 極限摩擦応力度 τ_u と定着地盤N値との関係が整理されている。定着地盤の種類として, 砂質土地盤・砂礫地盤と粘性土地盤の2種類に分けて τ_u とN値の回帰式が求められており, 両地盤ともに同じ $\tau_u \approx 18N$ (kN/m²)が得られている。ただし, 試験データは引張型地盤アンカーにおけるデータであり, 本アンカーのような圧縮型地盤アンカーにおけるデータは含まれていない。一方, 圧縮型地盤アンカーに関して, 桂ら3)は同じく引抜試験結果から, τ_u とN値の関係を整理し, τ_u は引張型地盤アンカーより大きく, $\tau_u = 18N$ が概ね下限値となっていることを報告している。ただし, これらの引張型および圧縮型地盤アンカーに関する τ_u の評価事例ではともにN値との関係で τ_u を評価しているため, 非常にばらつきが大きい結果となり, N値の増加に伴い摩擦応力度が大きくなるという定性的な傾向は同

Fig.1 Load transfer method from tendon to fixed anchor in the friction resistance ground anchor

^{*1} 熊谷組技術本部技術研究所基盤技術研究室 修士(工学)

Basic Technology Research Office, Technical Research & Development Institute, Technical Division, Kumagai Co., Ltd., M.Eng.

Table1 List of test anchor

Tset anchor No.	Test name	Diameter of drilling (mm)	Fixing strata profile			Fixed anchor length (m)	Outer diameter/inner diameter of pipe	Tendon (Unbond PC steel strand)	Grout		
			Soil type	SPT-N value	P_y^{*1} or c_u^{*2} (kN/m ²)				W/C (%)	Compression strength (N/mm ²)	Elastic coefficient E_c (kN/mm ²)
1	Pull-out test	225	Gravel	59	$P_y=2.65 \times 10^3$	1.0	ϕ 152/116	6- ϕ 21.8 ($T_{sy}^{*3}=2,970$ kN)	50	42.8	15.0
2	Pull-out test		Sand	56	$P_y=1.45 \times 10^3$	1.0			50	49.4	14.6
3	Pull-out test		Silt rock	138	$c_u=1.70 \times 10^3$	1.0			50	31.4	13.0
4	Pull-out test		Tuff rock	250	$c_u=3.84 \times 10^3$	1.0			50	70.5	16.7

*1 : The P_y is the value of yield pressure in borehole horizontal load test

*2 : The c_u is the undrained shear strength and is determined as $q_u/2$

*3 : The T_{sy} is the standard yield load of strand

Fig.2 Soil profile and upper depth of fixed anchor

えるが、摩擦応力度の評価は必ずしも十分ではないと言える。

筆者らは大口径圧縮型地盤アンカーの開発時に実施した引抜試験等の結果から、本アンカーの摩擦抵抗特性について検討してきた^{4)~6)}。例えば、引抜試験結果を基に、 c 、 ϕ による極限摩擦応力度の評価を行っているが、引抜き以降における摩擦応力度の評価など未解明な点も残されていた。そこで、本報では引抜き以降における摩擦応力度と変位の関係、残留摩擦応力度の検討を行うことにより、大口径圧縮型地盤アンカーの引抜きに至る過程から引抜き以降までの摩擦応力度の特性を明らかにした。なお、引抜きとは載荷時に荷重が低下し、アンカー頭部変位が急増する状態を言うこととする。

本アンカーにおける定着体の直径は一般的に用いられている地盤アンカーの直径 (115~170mm) より一回り大きい 225mm であることから、大口径地盤アンカー (または大口径) と称す。また、本報では引抜きに至っていない試験データについても参照しているが、試験における摩擦応力度の最大値を最大摩擦応力度と呼び、引抜きに至った場合で概ねピーク値となっている場合には、破壊モード (定着体と地盤との摩擦切れまたは耐荷体と注入材との付着切れ) に関係なく、その最大値を極限摩擦応力度と見なすこととする。

2. 引抜試験の概要

2.1 試験アンカー

試験アンカーの一覧を Table1 に示す。本アンカーは定着体に耐荷体 (リブ付鋼管)、引張材にアンボンド PC 鋼より線を用いた圧縮型地盤アンカーである⁴⁾。試験アンカーにおける削孔角度は 90° (鉛直)、削孔径 (= 定着体径) は ϕ 225mm、定着体の長さは 1m である。なお、本アンカーでは耐荷体の長さは定着体の長さに等しい。

試験を行った敷地における土質柱状図と定着体深度の関係を Fig.2 に示す。試験アンカーの定着地盤は、砂礫、砂、シルト岩、凝灰岩の 4 種類とした。これらの定着地盤のうち、シルト岩は土丹など

Fig.3 Installation position of strain gage (Unit:mm)

の硬質粘土、また、凝灰岩は軟岩を想定したものである。Table1 に示すとおり、各定着地盤の N 値 (60 を超える場合は換算 N 値) はすべて 50 以上である。

試験アンカーの削孔方法は、定着地盤が砂礫と砂の場合にはケーシングロッドとインナーロッドによる二重管掘り、シルト岩と凝灰岩の場合にはケーシングロッドによる単管掘りとし、注入方式はアンカー部材挿入後に注入材 (W/C=50% のセメントペースト) を注入する後行注入方式としている。セメントペーストの注入後、ケーシングを 1m 引抜き、定着体上端深度においてケーシング加圧注入 (口元圧力 500kN/m² を 5 分保持) を実施している。試験アンカー施工時に採取した注入材オーバーフロー液の引抜試験当日における圧縮強度は設計強度である 30N/mm² を上回っている (Table1)。

2.2 試験方法

引抜試験における載荷方法は、300kN を初期荷重とし、原則 200 kN を荷重段階とする多サイクル方式を採用している。荷重保持時間は新規荷重時では 10 分であるが、計画最大荷重時は 30 分、履歴内荷重時は 2 分としている。なお、計画最大荷重は引張材の規格降伏荷重 T_{sy} の約 9 割である 2670kN としている。計測項目は、ジャ

ッキ荷重（圧力変換器による荷重）に加え、地表面位置におけるアンカー頭部の鉛直変位（変位計による引張材の鉛直変位）、耐荷体の軸方向ひずみ（ひずみゲージによる軸ひずみ）である。Fig.3に耐荷体に設置したひずみゲージの位置を示す。ひずみゲージは3深度（断面）とし、各断面においては円周方向に均等に設置した。

載荷装置は反力杭方式⁴⁾とし、センターホールジャッキを用い、引抜き載荷を荷重制御で行った。なお、試験体 No.4 の場合、地表付近より凝灰岩が出現することから、載荷装置は反力板方式とした。

3. 引抜きに至るまでのアンカー挙動

3.1 アンカー頭部における荷重変位の関係

後掲する引抜き以降を含め、アンカー頭部における荷重変位の関

係を Fig.4 に示す。図中の①は最大荷重時、②は引抜きに至る直前、③は引抜き直後、④～⑦は引抜き以降における載荷時を示す。なお、これらのうち、⑥は耐荷体ひずみが計測できた最終計測時を示す。また、図中に示した残留変位量は、各サイクルの最大荷重時から各サイクルにおいて初期荷重まで戻した時の残留変位の値を示す。

砂礫地盤に定着した場合、新規荷重 2300kN (Fig.4(a)の①) の載荷後、次サイクルの履歴内荷重 2100kN (同②) の荷重保持 2 分を行った直後に「ドーン」という音とともに変位が急増、荷重は 610kN (同③) に低下し、引抜きに至った。最大荷重 2300kN に対して、引抜き時の荷重は 2100kN である。また、砂地盤に定着した場合、新規荷重 1500kN (Fig.4(b)の②) の荷重保持中に「ドーン」という音とともに変位が急増、荷重は 200kN (同③) に低下し、引抜きに至った。

一方、シルト岩に定着した場合には、新規荷重 1500kN (Fig.4(c)の①) の載荷を行った後、次サイクルでの履歴内荷重 1500kN (同②) の荷重保持中に 1500kN が保持できなくなり、荷重は 1350kN (同③) に低下し、引抜きに至った。引抜き時には「ドーン」という音は発生していない。なお、凝灰岩に定着した場合には計画最大荷重 2670kN (Fig.4(d)の①) まで順調に載荷でき、引抜きには至らなかった。

各試験体におけるアンカー頭部の荷重変位は引抜きに至るまではほぼ線形関係にあり、引抜きに至る兆候は事前には見られない。また、残留変位量について見るとシルト岩では引抜き時に微増するが、他の定着地盤では荷重増加に伴い、徐々に増加する傾向を示し、残留変位からも引抜きに至る兆候は確認されなかった。

3.2 摩擦応力度と荷重の関係

耐荷体に設置したひずみゲージの値から、式(1)により定着体の各断面における軸方向力（圧縮力）を算定し、式(2)から定着体と地盤間の摩擦応力度を算定した。

式(1)に示すように、定着体の軸方向力は耐荷体の軸方向力と注入材の軸方向力の和とし、耐荷体ひずみから耐荷体軸方向力への換算は事前実施したアムスラー式万能試験機による荷重と耐荷体ひずみの校正値を用いて行っている。また、注入材の軸方向力は耐荷体

Fig. 4 Relationship between displacement at anchor head and load

Fig. 5 Distribution of axial force of fixed anchor

Fig. 6 Relationship between friction stress and pull-out load

と注入材が平面保持していると仮定し、耐荷体ひずみから式(1)を用いて算定している。なお、定着体の軸方向力は載荷荷重を上限値とした。

$$P = P_s(\varepsilon) + E_c A_c \varepsilon \tag{1}$$

記号, P : 定着体軸方向力(kN)
P_s(ε) : 耐荷体軸方向力(kN)
E_c : 注入材の弾性係数(kN/mm²)
A_c : 注入材の断面積(=2.152×10⁴mm²)
ε : 耐荷体の圧縮ひずみ

$$\tau = \frac{P_i - P_{i+1}}{\pi D \ell_{i \sim i+1}} \tag{2}$$

記号, τ : 定着体と地盤との摩擦応力度(kN/m²)
P_i : i 断面の定着体の軸方向力(kN)
D : 定着体径(=0.225m)
ℓ_{i~i+1}:i~i+1 断面間の長さ(m)

各荷重段階における定着体の軸方向力分布を Fig.5 に、摩擦応力度と載荷荷重の関係を Fig.6 に示す。軸方向力および摩擦応力度の値は新規荷重時における値（荷重保持終了時）である。なお、すべての定着地盤において荷重保持中での摩擦応力度の値に顕著な変動は見られなかった。

Fig.6 に示すようにシルト岩を除くと、定着体下部側（1・2 断面間）の摩擦応力度が上部側（2・3 断面間）の値より大きい状態で推移している。砂礫の場合、引抜き直前に両者の値が等しくなり、引抜きに至っているのに対して、砂の場合には下部側の値が少し大きい状態で引抜きに至っている。凝灰岩に定着した場合、砂礫の場合と類似した傾向が見られることから、引抜きには至っていないが、摩擦応力度は極限に近い状態であったと推察される。一方、シルト岩に定着した場合、下部側の摩擦応力度が少し小さい状態で推移し、引抜き時は上部側の値と概ね等しくなり、引抜きに至っている。

前記のように引抜きに至るまでの摩擦応力度の挙動は定着地盤毎に若干異なる。これは定着長 1m 間における地盤強度あるいは地盤剛性にばらつきが見られることに起因していると考えられるが、Fig.5 および Fig.6 から、摩擦応力度の共通した挙動として、載荷の初期には定着体下部側の値が上部側の値よりも大きい状態で推移し、両者が概ね等しくなり、引抜きに至っている。したがって、以降では Fig.15 を除き、定着長 1m 間の平均摩擦応力度を用いて検討することとする。

3.3 摩擦応力度と変位の関係

各定着地盤における摩擦応力度と定着体変位の関係を Fig.7 に示す。定着体変位は、アンカー頭部変位（PC 鋼より線変位）から引張材の弾性伸び量を差し引いて、アンカー先端（定着体下端）における変位を算定し、さらに定着体の圧縮変形量を考慮した式(3)で算定している。なお、定着体変位は概ね定着体の中間深度である 2 断面位置（Fig.3 参照）での変位を採用した。

$$\delta = \delta_{\text{頭}} - \delta_{\text{引}} - \delta_{\text{耐}} \tag{3}$$

記号, δ : 定着体変位(mm)
δ_頭 : アンカー頭部変位(mm)
δ_引 : 引張材弾性伸び量(mm)
(=Pℓ/EA, P : 引拔荷重, ℓ : 引張材の自由長,

E,A : 引張材の弾性係数,断面積)
δ_耐 : ひずみから算定される定着体の圧縮変形量(mm)
(=耐荷体歪 ε×耐荷体長 L)

Fig.7 には引抜きに至るまでの摩擦応力度と定着体変位の関係を示しているが、アンカー引抜き時の変位はいずれの定着地盤も 10mm 程度となっている。引抜き時における定着体 1m 間での圧縮変形量は各定着地盤で多少異なるが、僅かに 0.35～0.65mm であり、定着体は概ね剛体として挙動している。一方、各定着地盤における摩擦応力度と変位の関係にはシルト岩と他の定着地盤では少し差異が見られる。すなわち、定着地盤がシルト岩の場合にはパイリニア型に近い挙動を示しているのに対して他の定着地盤では初期変位の段階から非線形性が生じる双曲線型の挙動を示している。Fig.8 には載荷荷重と各荷重保持中におけるアンカー頭部クリープ変位の関

Fig.7 Relationship between friction stress and displacement of fixed anchor

Fig.8 Relationship between creep displacement at anchor head and load

Fig.9 Relationship between τ / τ_{max} and displacement of fixed anchor

Table2 Calculation result of approximate expression

Soil type	$\tau / \tau_{\max} = \delta / (a+b \cdot \delta)$			$\tau_{\max} (\text{kN/m}^2)$
	Value of a	Value of b	Range of δ	
Gravel	2.62	0.75	$\delta \leq 10\text{mm}$	3.26×10^3
Sand	2.34	0.60	$\delta \leq 6\text{mm}$	1.90×10^3
Silt rock	0.65	0.95	$\delta \leq 12\text{mm}$	1.83×10^3
Tuff rock	2.34	0.71	$\delta \leq 8\text{mm}$	4.05×10^3

係を示しているが、定着地盤がシルト岩の場合には引抜きに至る荷重の直前においてクリープ変位が急増しており、他の定着地盤との挙動の違いはクリープ特性の差であると考えられる。

摩擦応力度 τ を各定着地盤における最大摩擦応力度 $\tau_{\max}$ で除した値 ($\tau / \tau_{\max}$) と定着体変位 δ の関係を Fig.9 に示す。Fig.9 に示すように $\tau / \tau_{\max}$ と変位 δ の関係はシルト岩を除くと概ね類似していることが読み取れる。ここで、定着体と地盤との間の摩擦ばねのモデル化について検討する。摩擦ばねのモデル化として摩擦応力度が最大値に達するまでの間を、式(4)に示す双曲線モデル⁷⁾で近似する。式(4)における係数 a, b は、共通の代表点変位 (1.25mm, 2.5mm, 5mm) および各定着地盤での引抜き時変位における $\delta / (\tau / \tau_{\max})$ と δ の関係を求め、各点を直線回帰して求めた⁸⁾。

$$\tau / \tau_{\max} = \delta / (a + b \cdot \delta) \quad (4)$$

記号、 a, b : 係数、 δ : 定着体変位(mm)

Table2 に各定着地盤における摩擦ばね近似式の算定結果、前述した Fig.9 に試験結果と比較した摩擦ばね近似式 (破線) を示す。各定着地盤における摩擦ばねは式(4)による双曲線で近似できること、シルト岩を除いた近似式は概ね類似していることが分かる。

なお、Fig.7 および Fig.9 の凝灰岩において、摩擦応力度増加時に変位が僅かに減少している箇所が見られるが、これは多サイクル方式で载荷を行った際に各サイクルで生じた引張材の回転が影響していると考えられる。

3.4 最大摩擦応力度と N 値の関係

Fig.10 は最大摩擦応力度と N 値との関係を示したものである。図中には本アンカーの引張試験⁶⁾における値 (定着体先端 1m 間での摩擦応力度) に加え、既往の一般口径アンカー ($\phi 170\text{mm}$) での値^{4), 5)}を追記している。定着地盤の分類は、砂礫、砂、土丹等の硬質粘土 (洪積粘土を含む)、軟岩の 4 種類とし、シルト岩は硬質粘土、凝灰岩は軟岩に分類している。最大摩擦応力度と N 値の関係について見ると同一 N 値に対する最大摩擦応力度にはばらつきが大きいことが読み取れる。これは参考文献 2) における極限摩擦応力度と N 値との関係の場合と同様である。また、図中に示した $\tau_u = 28\text{N}$ (N は N 値、ただし、ここでは 2800kN/m^2 を上限値) は砂層での引抜きに至った一般口径アンカーでの極限摩擦応力度と N 値の回帰式⁴⁾であるが、砂層を含め、全定着地盤に対しても概ね中間値となっていることが分かる。なお、N 値 100 を超えると全定着地盤ともに最大摩擦応力度に顕著な増加傾向は見られない。

大口径と一般径との比較について検討する。砂層に定着した大口径アンカーにおける極限摩擦応力度は、概ね $\tau_u = 28\text{N}$ のライン上にあることから、大口径アンカーの砂層における極限摩擦応力度は一般口径アンカーと同等であると考えることができる。また、砂礫層での結果について見ると、一般径で引抜きに至ったアンカー⁹⁾は砂

Fig.10 Relationship between maximum friction stress and SPT-N value

礫層と粘土層との互層地盤に定着した場合のみであり、互層地盤による影響が含まれていることから、直接比較は難しいと考えられる。一方、硬質粘土の場合、一般口径アンカーでは同じ N 値でも極限摩擦応力度にはばらつきが見られるが、それらの平均値と比較すると大口径アンカーでの値は大差ない結果となっている。なお、軟岩での値は前述したように極限に近い値であると推定されるが、一般口径アンカーでの引抜きに至った事例との N 値に大きな差があることから、砂礫層と同じく直接比較は難しい。

Fig.10 に示した $\tau_u = 18\text{N}$ (N は N 値、ただし、ここでは 1800kN/m^2 を上限値) は参考文献 2) における回帰式を示している。一般口径アンカーを含め、極限摩擦応力度はその値が概ね下限値となっていることが分かる。また、参考文献 2) における回帰式 $\tau_u = 18\text{N}$ は引張型地盤アンカーにおける試験結果であることを踏まえると本口径アンカーを含め、圧縮型地盤アンカーでは概ね $\tau_u = 28\text{N}$ であることから、同一 N 値に対して約 1.5 倍に極限摩擦応力度が大きくなっている。

3.5 c, ϕ による極限摩擦応力度評価

(1) 砂礫地盤または砂地盤に定着した場合

定着体と地盤間の極限摩擦応力度は定着体の表面は粗いことから、定着体近傍における地盤のせん断強さである式(5)で算定できると考えられる。

$$\tau_u = \sigma_h \tan \phi + c \quad (5)$$

記号、 τ_u : 極限摩擦応力度(kN/m^2)

σ_h : 定着体に作用する地盤の拘束圧(kN/m^2)

ϕ : 定着地盤の内部摩擦角 ($^\circ$)

c : 定着地盤の粘着力(kN/m^2)

$$\tau_u = \sigma_h \tan \phi = K_s \sigma_z' \tan \phi \quad (6)$$

記号、 K_s : 側圧係数

σ_z' : 有効上載圧(kN/m^2)

定着地盤が砂礫または砂の場合、 $c=0(\text{kN/m}^2)$ とすると式(5)は式(6)のように、定着地盤の有効上載圧に側圧係数を乗じて算定できる。そこで、Fig.11 には有効上載圧と最大摩擦応力度の関係を示した。Fig.11 に示した値は Fig.9 の一部であるが、一般口径アンカーを含め、すべて N 値 50 以上の定着地盤での結果を示している。Fig.11 に示した二つの破線は、 $\tan \phi = 1$ として求めた τ_u の算定結果を示

しているが、そのうち側圧係数 $K_s=5.83$ の破線は地盤の内部摩擦角 $\phi=45^\circ$ としたランキンの受働土圧係数による値であり、一般径を含めた極限摩擦応力度の下限值に等しい。一方、側圧係数 $K_s=15.2$ の破線は、概ね試験値の上限ラインを結んだ値であり、側圧係数 $K_s=15.2$ は $\phi=45^\circ$ としたランキンの受働土圧係数 5.83 の 2.6 倍となっている。このように有効上載圧との関係で整理する場合も N 値との関係で整理する場合と同じくばらつきが大きいことが分かる。

前述したように、式(6)において N 値 50 以上の場合、 $\tan \phi=1$ とすると、極限摩擦応力度 τ_u は定着体に作用する地盤の拘束圧 σ_h に等しくなる。本アンカーは圧縮型地盤アンカーであり、アンカー頭部に作用する引張荷重は Fig.1 に示したように定着体の下方から押し上げるように作用するため、定着体は水平方向に押し上げられ、定着地盤の拘束圧は増加する。このような状態を再現させる試験方法として、孔内水平載荷試験があり、極限摩擦応力度はその試験における孔内圧の値と関連すると考えられる。そこで、Fig.12 には最大摩擦応力度と孔内水平載荷試験における降伏圧の関係を示した。Fig.12 には Fig.11 に示したアンカーのうち、孔内水平載荷試験を実施している試験結果を示しており、引抜きに至っていないアンカーについても参考として示している。引抜きに至っていないアンカーでは降伏圧を下回っている場合も見られるが、最大摩擦応力度は降伏圧と同等であり、定着地盤が砂礫または砂の場合における極限摩擦応力度は孔内水平載荷試験における降伏圧を地盤の拘束圧に用いることにより精度良く推定される。

(2)硬質粘土または軟岩に定着した場合

硬質粘土または軟岩の場合、式(5)において $\phi=0(^\circ)$ とすると式(7)が得られる。そこで、Fig.13 には最大摩擦応力度と非排水せん断強さ c_u との関係を示した。なお、三軸圧縮試験を実施していない場合には $c_u=q_u/2$ (q_u : 一軸圧縮強さ)としている。Fig.13 に示すように最大摩擦応力度は定着地盤の非排水せん断強さと同等またはその値以上となっている。したがって、定着地盤が硬質粘土または軟岩の場合における極限摩擦応力度は非排水せん断強さで精度良く推定される。なお、前述したように硬質粘土に定着した一般径のアンカーにおいては同一 N 値における試験結果にばらつきが見られる。これは土丹層に定着させた場合の同一敷地内における試験結果であるが、土丹層における c_u のばらつきによる影響と考えられる。

$$\tau_u = c$$

(7)

記号、 c : 定着地盤の粘着力(kN/m^2)

4. 引抜き以降におけるアンカー挙動

4.1 引抜き以降におけるアンカー頭部の荷重変位関係

引抜き以降において載荷を実施した砂礫層およびシルト岩での試験結果について検討する。なお、砂層においては引抜き直後に耐荷体ひずみの計測が不可能となったことから引抜き以降の載荷は実施していない。

前掲した Fig.4(a)および Fig.4(c)を参照する。砂礫地盤では、引抜き後急激に荷重低下 (Fig.4(a)の②から③) したことから、一旦、初期荷重である 300kN (同④) に除荷し、再載荷を行ったところ、荷重 1190kN (同⑤) で変位が再度急増した。それ以降、変位 318mm (Fig.4(a)の⑦) までの載荷を行ったところ、載荷荷重は多少増減

Fig. 11 Relationship between effective vertical pressure and maximum friction stress

Fig. 12 Relationship between Maximum friction stress and yield pressure in borehole lateral load test

Fig. 13 Relationship between maximum friction stress and undrained shear strength

するが、載荷荷重に顕著な変化は見られなかった。引抜き時の荷重 2100kN に対して最終載荷時の荷重は 1081kN である。なお、耐荷体ひずみが計測できた最終計測値は同図の⑥の状態である。

一方、シルト岩では引抜き前後における荷重低下が小さかった (Fig.4(c)の②から③) ことから、継続して載荷を行った。載荷後、一時的に荷重は 940kN (同④) まで低下したが、それ以降、荷重 1200kN (同⑤) で変位が再度急増し始めた。荷重 1200kN 以降、変位 351mm (Fig.4(c)の⑦) までの載荷を行ったが、載荷荷重には少しずつ増加する傾向が認められる。引抜き時の荷重 1500kN に対して最終載荷時の荷重は 1461kN である。なお、耐荷体ひずみが計測できた最終計測値は同図の⑥の状態である。

4.2 引抜き時における破壊モードの推定

本アンカーの場合、引抜きに至る破壊モードとして引張材の破断を除くと、定着体と地盤との摩擦切れにより引抜きに至る場合と、耐荷体と注入材との付着切れにより引抜きに至る場合の二つの破壊モードが存在する。本引抜き試験では試験体の掘出し確認を実施していないため、最終的に付着切れと摩擦切れのどちらで引抜きに至ったか、断定はできないが、ここでは以下のように推定している。

Fig.14 に荷重とアンカー先端 (定着体下端) における変位の関係を示す。アンカー先端における変位は式(3)において $\delta_{\text{耐}}=0$ とした時の値であり、Fig.14 には定着地盤が砂層の場合の結果についても参考として記載している。なお、引張材にはアンカー全長にわたってアンボンド PC 鋼より線を使用していることから、荷重には載荷荷重

Fig. 14 Relationship between load and Displacement at distal end of anchor

Fig. 15 Relationship between maximum bond stress and restraint pressure

の値を用いている。

定着地盤が砂礫の場合には引抜き前後 (Fig.14 の②と③) において、「ドーン」という音とともに引抜きに至ったこと、荷重の急激な低下に加えて、定着体下端の変位は 120mm 程度急増したことから、耐荷体と注入材との付着切れにより、引抜きに至ったと推察される。定着地盤が砂層の場合も同様に付着切れにより、引抜きに至ったと推察される。一方、シルト岩の場合には「ドーン」という音が発生しなかったこと、荷重低下および変位の増加が小さいことから、定着体と地盤との摩擦切れにより、引抜きに至ったと推察される。なお、定着地盤が砂礫および砂の場合には付着切れにより引抜きに至ったと考えられるが、最大摩擦応力度はピーク値 (Fig.7 参照) になっていることから、摩擦応力度も極限状態にあったと想定される。

本アンカーでは耐荷体と注入材との付着抵抗を高めるために大口径および一般径ともに耐荷体にはリブ高さ 2mm、リブピッチ 50mm のリブ付鋼管を採用している。一般径のアンカー開発時に行った室内付着力試験および原位置での引抜き試験から、耐荷体と注入材との極限付着応力度は式(8)で算定できるとしている³⁾。式(8)に示すように極限付着応力度は注入材に作用する拘束圧に依存する。Fig.15 は式(8)による値に試験結果を記載した図であり、縦軸には最大付着応力度、横軸には拘束圧を示している。拘束圧の値として、室内付着力試験の場合には試験体 (耐荷体と注入材による試験体) に作用させた σ_3 の値を、引抜き試験の場合には定着体 (注入材) に作用する地盤の拘束圧 σ_h の値を用いている。ただし、定着地盤が砂礫および砂地盤で N 値 50 以上の場合には $\tau_u = \sigma_h$ となることから、 σ_h の値には最大摩擦応力度を用いている。一方、硬質粘土および軟岩の場合には拘束圧の値として、施工時における作用加圧力、すなわちケーシング加圧注入時の加圧圧力 (地表での口元加圧力+定着体上端までの注入材のヘッド圧) を用いることとした⁵⁾。なお、Fig.15 に示した最大付着応力度は定着体 1m 間の平均値ではなく、耐荷体ひずみの計測断面間 (約 0.5m) での最大値を用いている。

$$\tau_c = 2000 + 2\sigma_3 \quad (\text{ただし, } \tau_c \leq 5000 \text{ kN/m}^2) \quad (8)$$

記号、 τ_c : 極限付着応力度 (kN/m²)

σ_3 : 付着力試験での拘束圧 (kN/m²)

今回実施した大口径アンカーでの引抜き試験結果および筆者らが行った一般口径アンカーでの試験結果を Fig.15 に追記している。一般口径アンカーについても前述した大口径アンカーと同じ破壊推定を行うと、付着応力度が式(8)と同程度の場合には付着切れ、式(8)を大きく下回る場合には、摩擦切れにより引抜きに至っている。したがって、本アンカーでは Fig.15 により、引抜きに至る破壊モードを概ね推定できると考えられる。

引抜きに至る破壊モードとして付着切れまたは摩擦切れの二つの破壊モードが想定されるが、今回の試験結果のように付着切れの場合には引抜き後、急激な荷重低下および変位増加が生じることから、圧縮型地盤アンカーにおいては付着抵抗力には余裕を持たせ、摩擦切れが先行するように設計することが望ましいと言える。

4.3 残留付着応力度と残留摩擦応力度

定着地盤が砂礫の場合には付着切れにより引抜きに至ったと推定されることから、引抜き以降におけるアンカー挙動として、Fig.16(a)には耐荷体の軸方向力分布、Fig.17 には付着応力度と耐荷

体変位の関係を示した。シルト岩の場合には摩擦切れにより引抜きに至ったと推定されることから、Fig.16(b)には定着体の軸方向力分布、Fig.18 には摩擦応力度と定着体変位の関係を示した。耐荷体変位および定着体変位は概ね定着体の中間である 2 断面位置での変位を用いている。

定着地盤が砂礫の場合、Fig.17 に示すように引抜き前後において②の状態から③へ移行しており、定着体における付着応力度は大きく低下していることが分かる。その後、再載荷時には付着応力度は再度増加し、⑤で付着すべりが生じていることが分かる。付着すべり後の変位 120～170mm の範囲では付着応力度は一定値となる傾向が認められることから、その時点での値を残留付着応力度と見なすと、砂礫地盤では残留付着応力度は極限付着応力度の 1/3 程度となっている。

一方、シルト岩の場合、Fig.18 に示すように引抜き以降は定着体変位の増加とともに摩擦応力度は徐々に低下するが、変位 115～155 mm の範囲では摩擦応力度は概ね一定値となっていることから、その時点での値を残留摩擦応力度と見なすと、シルト岩では残留摩擦応力度は引抜き時における極限摩擦応力度の 1/2 程度となる。また、この値は非排水せん断強さの 1/2 に概ね等しい。

シルト岩では Fig.16(b)に示すように、定着体上端の 3 断面における軸方向力は⑤の変位再急増時から⑥の最終計測時に増加している。また、Fig.4(c)に示したように載荷荷重も同様に⑤から⑥にかけて徐々に増加している。そこで、定着体 3 断面における軸方向力を定着体よりも上方の自由長部側の負担荷重とし、その値と引抜荷重との差分を定着体の負担荷重として、それぞれの負担荷重を算定した。Fig.19 に示すように⑤以降は、自由長部側の負担荷重は定着体の負

(a)Gravel

(b)Silt rock

Fig. 16 Axial force distribution of anchor after pull-out

担荷重よりも若干大きくなっており、また、徐々に増加する傾向が認められる。このことから、Fig.4(c)に示した耐荷体ひずみの最終計測値である⑥以降を含め、⑤の状態から⑦の状態にかけて載荷荷重が増加しているのは、定着体から自由長部側への荷重伝達により、摩擦抵抗力が発揮する範囲が自由長部側に徐々に拡大していくためであると推察される。ちなみに Fig.16(b)の軸方向力分布を自由長部側に外挿（⑤および⑥の外挿）する線と縦軸との交点が自由長部側において摩擦抵抗力が発揮する上端であると考えると、定着体上端からの範囲は⑤では 1.7m、⑥では 2.4m となり、定着体 1m を加えると引抜き以降における有効摩擦抵抗長は本アンカーの場合、3m 程度であると推定される。

Fig. 17 Relationship between bond stress and displacement (soil type: gravel)

Fig. 18 Relationship between friction stress and displacement (soil type: silt rock)

Fig. 19 Relationship between bear load and displacement of fixed anchor (soil type: silt rock)

5. まとめ

大口径圧縮型地盤アンカーの摩擦応力度について、引抜試験結果を基に検討を行った。得られた知見は次のとおりである。

- ①定着地盤の種類に関わらず、アンカー頭部の荷重変位は引抜きに至るまで概ね線形関係にある。摩擦応力度は定着体下部側の値が上部側の値より大きい状態で推移し、引抜き時には両者の値が等しくなり、引抜きに至る。
- ②引抜き時における定着体変位は定着地盤の種類に関わらず、10 mm 程度である。定着体の圧縮変形量は非常に小さく、定着体は概ね剛体として挙動し、抵抗する。引抜きに至るまでの摩擦応力度と定着体変位の関係は、式(4)による双曲線近似でき、シルト岩を除き、概ね類似した近似式となっている。
- ③引抜き時の破壊モードには摩擦切れまたは付着切れの2パターンが見られる。定着体における区間付着応力度が式(8)の値を大きく下回って引抜きに至った場合には摩擦切れ、式(8)の値と同程度となり引抜きに至った場合には付着切れとなる傾向が見られた。ただし、付着切れの場合においても摩擦応力度は極限に近い状態にある。
- ④極限摩擦応力度は既往の一般口径アンカーを含め、N 値との関係で整理すると非常にばらつきが大きい結果となるが、定着地盤が砂礫または砂の場合には孔内水平載荷試験における降伏圧、一方、硬質粘土または軟岩の場合には非排水せん断強さを用いることにより精度良く推定できる。
- ⑤定着地盤がシルト岩の場合、摩擦切れにより引抜きに至っており、引抜き以降における残留摩擦応力度は極限摩擦応力度の1/2程度であり、非排水せん断強さの1/2に概ね等しい。一方、砂礫の場合には付着切れにより引抜きに至っており、引抜き以降における残留付着応力度は極限付着応力度の1/3程度である。
- ⑥摩擦切れの場合、引抜荷重に急激な低下は見られないが、付着切れの場合、引抜荷重の急激な低下および変位の急増が見られたことから、設計上、摩擦切れとなるように配慮することが望ましい。なお、摩擦切れにより引抜きに至った後、定着体よりも上方の自由長部側での摩擦抵抗力が増加する傾向が見られたが、引抜きに至るまでの挙動を踏まえ、設計では定着体区間での摩擦応力度のみを考慮するのが適切である。

最後に、引抜試験における定着体の長さは1mであり、本報告はそれらの試験に基づいた結果であることを付記しておく。

謝辞

本地盤アンカーの引抜試験の実施に際しては、多くの方から助言をいただきました。ここに記して深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) AIJ : Recommendations for the Design and Construction of Ground Anchorages, pp.40-42, 2001.1 (in Japanese)
日本建築学会：建築地盤アンカー設計施工指針・同解説, pp.40-42, 2001.1
- 2) AIJ : Recommendations for the Design and Construction of Ground Anchorages, pp.94-98, 2001.1 (in Japanese)
日本建築学会：建築地盤アンカー設計施工指針・同解説, pp.94-98, 2001.1
- 3) Y. Katsura, M. Aoki and T. Mori : A Ultimate Resistance of A New Permanent Ground Anchorage System of Compression Type on Measurement Results, AIJ Journal of Technology and Design, No.1,

pp.133-138, 1995.12 (in Japanese)

桂豊, 青木雅路, 森利弘：実測に基づく圧縮型永久地盤アンカーの支持力特性, 日本建築学会技術報告集 第1号, pp.133-138, 1995.12

- 4) T. Mori : Pulling Test of Permanent Ground Anchors of Compression Type Having A Large Diameter Settled in Sandy Soil, AIJ Journal of Technology and Design, Vol.18, No.38, pp.119-124, 2012.2 (in Japanese)
森利弘：砂質土地盤に定着した大口径圧縮型地盤アンカーの引抜試験, 日本建築学会技術報告集 第18巻 第38号, pp.119-124, 2012.2
- 5) T. Mori and M. Endou : Pulling Test of Permanent Ground Anchors of Compression Type Having A Large Diameter Settled in Hard Clay and Soft Rock, AIJ Journal of Technology and Design, Vol.20, No.46, pp.917-920, 2014 (in Japanese)
森利弘, 遠藤正美：硬質粘土および軟岩に定着した大口径圧縮型地盤アンカーの引抜試験, 日本建築学会技術報告集 第20巻 第46号, pp.917-920, 2014.10
- 6) T. Mori, A. Ogawa and N. Watanabe : Study of Permanent Ground Anchors Having A Large Diameter -Pulling Out Characteristic of Ground Anchors in Sandy Soil-, Kumagai Technical Research Report, Vol.70, pp.29-37, 2011.12 (in Japanese)
森利弘, 小川敦, 渡邊則雄：大口径本設地盤アンカー (STK-II アンカー工法) の開発研究-砂質土地盤における引抜き抵抗特性-, 熊谷組技術研究報告 第70号, pp.29-37, 2011.12
- 7) N. Isemoto, Y. Katsura and T. Yamada : Bearing Capacity of Cast-in-place Concrete Pile (Part2: Relation between Skin-friction and Displacement), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, B-1, pp.727-728, 2000.9 (in Japanese)
伊勢本昇昭, 桂豊, 山田毅：場所打ちコンクリート杭の支持力性能 (その2) 周面摩擦力～変位特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.727-728, 2000.9
- 8) T. Mori : Relations with Frictional Stress and The Displacement of Permanent Ground Anchors of Compression Type Having A Large Diameter, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, B-1, pp.619-620, 2016.8 (in Japanese)
森利弘：大口径圧縮型地盤アンカーにおける摩擦応力度と変位の関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.619-620, 2016.8
- 9) M. Iiri, N. Watanabe and T. Mori : Pulling Resistance of Permanent Ground Anchor of Compression Type over Two Strata (Cray and Gravel), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, B-1, pp.481-482, 2000.9 (in Japanese)
飯利昌人, 渡辺則雄, 森利弘：粘性土・砂礫互層地盤における圧縮型永久地盤アンカーの引抜き抵抗, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.481-482, 2000.9

EVALUATION OF FRICTIONAL STRESS OF COMPRESSIVE TYPE GROUND ANCHOR WITH A LARGE DIAMETER BASED ON PULLING TESTS

Toshihiro MORI^{*1} and Masaharu ENDO^{*1}

^{*1} Basic Technology Research Office, Technical Research & Development Institute, Technical Division, Kumagaigumi Co., Ltd., M.Eng.

We have evaluated the frictional stress of ground anchor of compression type with a large diameter based on the pulling test.

The concluding remarks of these test results are as follows:

- 1) The relationship between the pull-out load and displacement at the anchor head is roughly linear till the pull-out of anchor. In addition, the frictional stress of the lower side of the fixed anchor develops, larger than that of the upper side in the process of loading. Finally they become equal at the time of pull-out.
- 2) Regardless of soil type, the displacement of fixed anchor at the time of pull-out is about 10mm. The relationship between the frictional stress and displacement can be approximated by a hyperbola according to Equation (4), and these expressions are largely similar except for silt rock.
- 3) Two failure patterns were observed: the frictional resistance reaches the limit or the bond resistance reaches the limit. When the bond stress is much lower than the value of the Formula (8), the former pattern was observed. While the value was equivalent to the value of the Formula (8), the latter pattern was observed.
- 4) When the ultimate friction stress is analyzed in relation to SPT-N value, the variation is very large. On the other hand, the ultimate friction stress is possible to be estimated accurately by using the value of yield pressure in borehole lateral load test in gravel and sand, and by using the undrained shear strength in hard clay and soft rock.
- 5) The bond resistance in gravel reaches the limit at the time of pull-out, and the residual bond stress is 1/3 of the ultimate value. On the other hand, the frictional resistance in silt rock reaches the limit at the time of pull-out, and the residual friction stress is 1/2 of the ultimate value and 1/2 of the value of undrained shear strength.
- 6) There was no sharp decline in pulling load in the case of friction failure. But a sharp decline was observed in the case of bond failure. Hence friction failure is desirable as a design consideration.

(2017 年 8 月 10 日原稿受理, 2017 年 11 月 8 日採用決定)