

# 博士論文

岩盤および土砂地盤に対する現場実験に基づく  
アンカー体の長さとおび外径が引抜き抵抗に及ぼす影響に関する研究

Study on effects of length and outer diameter of anchor body on  
pull-out resistance for rock and soil ground using field experiments

平成 31 年 3 月

小松 晃二

山口大学大学院理工学研究科

## 目 次

### 第1章 序論

1. 1 本研究の背景と目的	1
1. 2 本論文の構成	5
1. 3 グラウンドアンカーの定義と用語の整理	7
参考文献	11

### 第2章 アンカーの引抜き抵抗に関する既往の研究

2. 1 グラウンドアンカーについて	12
2. 1. 1 グラウンドアンカーの発展経緯	12
2. 1. 2 グラウンドアンカーの原理	18
2. 2 ソイルアンカーに関する既往の研究	23
2. 3 ロックアンカーに関する既往の研究	35
2. 4 既往の研究と本研究との関係	39
参考文献	40

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

3. 1 序言	42
3. 2 引抜き実験の概要	42
3. 2. 1 実験現場の地盤	42
3. 2. 2 引抜き実験の方法	50
3. 3 砂礫地盤に設置したアンカー体の引抜き実験結果	53
3. 3. 1 実験条件	53
3. 3. 2 アンカー体の外径と引抜き抵抗の関係	57
3. 4 軟岩地盤に設置したアンカー体の引抜き実験結果	66
3. 4. 1 実験条件	66
3. 4. 2 アンカー体の外径と引抜き抵抗の関係	73
3. 4. 3 荷重の増加に伴うアンカー体のひずみの変化	81
3. 5 短いアンカー体の引抜き耐力に関する考察	91
3. 6 結語	96
参考文献	98

第4章 長いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察	
4. 1 序言	99
4. 2 実験概要	99
4. 3 実験結果	101
4. 3. 1 荷重とアンカー頭部変位量の関係	101
4. 3. 2 クリープ試験	103
4. 3. 3 荷重の増加に伴うアンカー体のひずみの変化	103
4. 4 長いアンカー体におけるひずみの分布状況からの考察	105
4. 5 結語	107
参考文献	108
第5章 アンカー体の長さや外径が引抜き抵抗に及ぼす影響とその支持機構	
5. 1 序言	109
5. 2 アンカー体の長さが引抜き抵抗に及ぼす影響	109
5. 3 アンカー体の外径が引抜き抵抗に及ぼす影響	113
5. 4 地盤とアンカー体の極限周面摩擦応力度	114
5. 5 アンカー体の支持機構	116
5. 6 結語	118
参考文献	120
第6章 結論	
6. 1 本研究のまとめ	121
6. 2 本研究から得られた成果	124
6. 3 今後の課題と展望	127
参考文献	130
謝辞	131

## 第1章 序論

### 1.1 本研究の背景と目的

近年、自然災害が頻発化、激甚化している。今までには見られなかった局地的集中豪雨が多発し、各地で斜面災害が起きている。また、2016年熊本地震では震度7の地震が一連の地震活動の中で2度発生し、2018年北海道胆振東部地震では我が国観測史上6度目の震度7を記録、地震前日の台風21号の影響もあり多数の斜面崩壊を引き起こした。さらに、歴史的に繰り返されている南海トラフの巨大地震の襲来が懸念される中、斜面崩壊・地すべり抑止、構造物の転倒あるいは浮上り防止などの対策工としてグラウンドアンカー工法（以下、単にアンカーということがある）が全国各地で数多く使用されている。また、2020年の東京オリンピック・パラリンピックを控え、競技場および関連施設の建設に伴う地下掘削工事において、仮設目的で土留め壁にアンカーが併用されるケースも多い。

このように、アンカーは斜面および構造物の安定を確保する工法として多用されているが、この工法が我が国で初めて使用されてから60年以上が経過した現在でも、多くの技術的課題が解決されていない状況にある。また、アンカーは、頭部箇所を除いた部分がすべて地中に埋設されることから点検による健全性の確認が難しく、腐食等が発生していても発見されないことが多いため、その維持管理が現在大きな課題となっている。腐食が原因とされるアンカーのトラブル事例も多発しており、緊張力が作用しているPC鋼棒が突然破断して飛び出したことによる人身事故も報告されている。

アンカーに関する主な技術的課題として、次の事項などが挙げられる。

- (1) アンカー体（地盤との抵抗部分）の地盤からの極限引抜き力の算出
- (2) 引張り材（以下、テンドンという）とグラウトの極限拘束力の算出
- (3) アンカーの残存引張り力（以下、単に残存引張り力という）の長期的保持
- (4) 斜面アンカーの締付け効果と引止め効果の有効性の証明
- (5) 外力作用時のアンカー頭部変位量の管理
- (6) 同一断面にあるアンカーの自由長の差による負担力のばらつきへの対応
- (7) アンカーの防食
- (8) アンカーの維持管理

これらの技術的課題に関しては、現在も明確な解決方法が示されていない。特に、(1) アンカー体の地盤からの極限引抜き力、(2) テンドンとグラウトの極限拘束力については、構

造物の設計方法が仕様規定型から性能規定型へ移行している現状において、アンカーの性能規定型設計を実現させるために解決しなければならない課題である。したがって、本研究の目的は、(1) アンカー体の地盤からの極限引抜き力（以下、単に極限引抜き力という）を解明するための一助として、アンカー体の長さとお径が引抜き抵抗に及ぼす影響の調査と適正な周面摩擦応力度の決定方法を提案するものである。

アンカー体は原則として、盛土地盤ではなく自然地盤に設置するため、その極限引抜き力は現場ごとに異なる。したがって、極限引抜き力を求めるためには、施工現場ごとに、実際に供用するアンカーと同じ長さとお径、同じテンドンのアンカーを各対象地盤で引抜いて求める以外に方法がない。この場合、アンカー体の長さとお径が異なるアンカーを全タイプ引抜いて極限引抜き力を求めなければならず、実際に行うことは困難である。実務においては、計画→設計→施工という一連の作業方法が定着しており、アンカーの設計に際しては、事前に引抜きができる程度の短いアンカー体による引抜き試験あるいは過去のデータの集積から得られた地盤の極限周面摩擦応力度に対して、十分な安全率を用いて許容引抜き力を算出して対応しており、極限引抜き力は明らかにされないままである。短いアンカー体による引抜き試験についても、実際にアンカー体を引抜くことは少なく、設計で採用した極限周面摩擦応力度の確認だけで終わっているケースが多い。さらに、許容引抜き力をもとにアンカー体の長さを求める計算方法は、地盤工学会と日本建築学会で異なっている。

地盤工学会発行「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」（以下、地盤工学会基準という）に記載されている計算式を式 1.1<sup>1)</sup>に、日本建築学会発行「建築地盤アンカー設計施工指針・同解説」（以下、建築学会指針という）に記載されている計算式を式 1.2<sup>2)</sup>に示す。

● 地盤工学会基準

$$l_a = f_s \frac{T_d}{\pi \cdot d_A \cdot \tau} \quad \text{式 1.1}^1)$$

ここに、 $l_a$ ：アンカー体長、 $f_s$ ：安全率、 $T_d$ ：設計アンカー力、 $d_A$ ：アンカー体径、 $\tau$ ：極限周面摩擦応力度

● 建築学会指針

$$l_a = \frac{5 \cdot T_d}{3 \cdot \pi \cdot d_A \cdot \tau_a} - 2 \quad (\text{かつ } 3 \text{ m 以上}) \quad \text{式 1.2}^2)$$

ここに、 $\tau_a$ ：許容周面摩擦応力度

上式の安全率に関しては、地盤工学会基準では 2.5（常時）、建築学会指針では極限周面摩擦応力度を 3.0（長期）で除して許容周面摩擦応力度を求めている。

地盤工学会基準と建築学会指針では計算方法および結果は異なるものの、両計算式はアンカー体の長さおよび外径と極限引抜き力の大きさとの間に線形関係が成り立つことを前提としている。しかし、実際の応力分布は地盤とアンカー体の性状により複雑に変化するため、アンカー体の長さおよび極限引抜き力の間に線形関係が保たれることは、特別な場合に限定されている。以前は、設計者がアンカー体の応力発生メカニズムを理解した上で設計を行っていたが、最近ではアンカー体長の設計上限値 10 m までは全長にわたり極限周面摩擦応力度が均一に発揮されるとの誤った認識に基づいて設計される場合が多く、非常に危険である。本論文により、10 m に近い長いアンカー体の危険性に関して再認識を図りたいと考えている。また、アンカー体の外径と極限引抜き力の間にも線形関係が成り立たないことも考えられる。

アンカー緊張力（以下、荷重ということがある）の導入および変動に伴ってアンカー体に生じる応力分布に関する調査が、アンカー体の長さおよび外径が引抜き抵抗力に及ぼす影響、さらに極限引抜き力の解明につながると考える。また、アンカー体の応力分布は、地盤の種類、性状、強度等によって大きく異なることから、応力分布のメカニズムとともに地盤による違いについての検討も必要となる。

アンカーは高い緊張力を保持した状態で数十年間にわたり機能し続けなければならないため、供用開始当初には機能面において余裕がある状態が望ましい。しかし、最近では供用中アンカーの残存引張り力の低下が問題となっている。1977年に Ostermayer and Scheele<sup>3)</sup>が、実験結果をもとに最大周面摩擦応力度に短期の値と長期の値、さらに破壊時の値があることを指摘している。実務では、最大値である破壊時の最大周面摩擦応力度を使ってアンカーの設計が行われており、このことが残存引張り力低下の要因となっていることも考えられる。

以上の内容について調査・研究する目的で、次の2箇所の現場実験を実施した。

現場 1 … 兵庫県川辺郡猪名川町の現場である。砂礫地盤と軟岩地盤で実際に引抜きを行うために、アンカー体長を地盤工学会基準や建築学会指針等で規定されている設計下限値 3 m 以下にして外径の異なるアンカー体を造成して引抜き実験を行う。この実験結果をもとに、アンカー体の長さおよび外径が引抜き抵抗力に及ぼす影響と荷重の増加に伴うアンカー体の応力分布の変化について研究する。

現場 2 … 宮崎県東諸県郡高岡町の現場である。D 級相当の破碎頁岩地盤において、地盤工学会基準や建築学会指針等で規定されている設計上限値 10 m を超えた 15 m のアンカー体を造成して引抜き実験を行う。アンカー体の中の PC 鋼より線にひずみゲージを貼付けて荷重の増減を繰返し、アンカー体における応力伝達長と応力分布の変化について研究する。

## 第1章 序論

上記 2 箇所の現場実験結果および既往の研究をもとに，岩盤および土砂地盤に対してアンカー体の長さや外径が引抜き抵抗に及ぼす影響，アンカー体における応力分布や有効な応力伝達長およびアンカー体の引抜けのメカニズムについて考察する．また，アンカー体断面におけるテンドンの配置とグラウトの断面積が引抜き抵抗に及ぼす影響についても検討を行う．さらに，アンカー体の塑性変位に着目し，新たな指標となる塑性変位の増加率から得られる設計周面摩擦応力度を用いたアンカー体設計方法の必要性について説明する．

これらの検討結果から，現行の設計方法の矛盾を指摘し，その改善方法についての考察を行う．

### 1. 2 本論文の構成

本論文は6章で構成されており，その内容は以下のとおりである．**図 1.1**には本論文の構成を示す．

第1章は序論である．現行のアンカーの設計は，アンカー体の長さおよび外径と極限引抜き力の大きさととの間に線形関係が成り立つことを前提としている．しかし，アンカー体に作用する応力は一様に分布せず局所的な偏りを示すため，アンカー体の長さおよび外径と極限引抜き力の大きさととの間に線形関係が成り立たないことは既に知られている．構造物の設計方法が仕様規定型から性能規定型へ移行している現状においては，アンカーの極限引抜き力は明確に示されなければならないはずである．このような背景により，アンカー体の長さおよび外径が引抜き抵抗力に及ぼす影響を研究対象としたことを述べる．さらに本研究の目的を明確にし，本論文の構成と使用するアンカー専門用語およびその定義について説明する．

第2章では，これまでのアンカーの発展経緯，原理について解説し，本研究に関連する既往の研究を土砂に設置するアンカー（以下，ソイルアンカーという）と岩盤に設置するアンカー（以下，ロックアンカーという）に分けて紹介する．

第3章では，N値14の沖積砂礫地盤とCL～CM級相当の軟岩地盤で実施した地盤工学会基準等の規定である設計下限値3m以下の短いアンカー体による現場引抜き実験結果を示し，砂礫地盤と軟岩地盤における引抜きに至るまでの挙動およびその違い，アンカー体径が引抜き抵抗力に及ぼす影響について考察する．また，軟岩地盤に設置したアンカー体にはひずみゲージを貼付け，ひずみの計測結果から荷重の増加に伴うアンカー体に生じる応力分布と応力伝達長の変化を調べる．さらに，ソイルアンカーとロックアンカーの既往の研究をもとに，砂礫地盤と軟岩地盤での引抜き実験結果から得られた知見を述べる．

第4章では，D級相当の破碎頁岩地盤に設置した地盤工学会基準等の規定である設計上限値10mを超えた15mの長いアンカー体による現場引抜き実験結果を示し，長いアンカー体における応力分布や有効な応力伝達長について考察する．

第5章では，上記2箇所の現場での引抜き実験結果と既往の研究をもとに，アンカー体の長さおよび外径が引抜き抵抗力に及ぼす影響について考察する．また，地盤とアンカー体の極限周面摩擦応力度について解説し，アンカー体の地盤からの引抜けるメカニズムの特徴を指摘する．

第6章では，本研究で得られた成果についてとりまとめ，アンカーの設計における今後の課題と展望を述べる．



# 第1章 序論

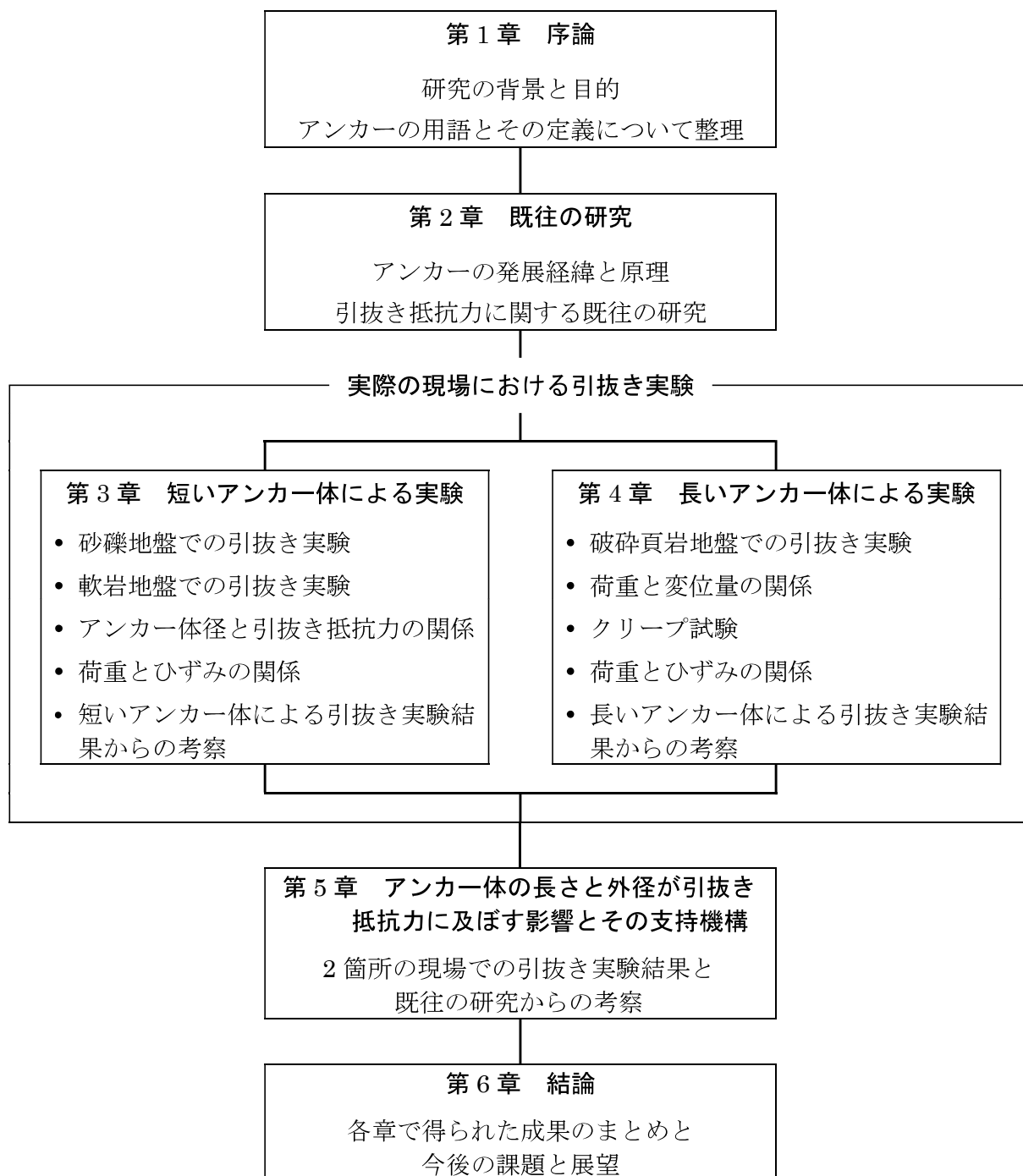


図 1.1 本論文の構成

### 1.3 グラウンドアンカーの定義と用語の整理

地盤工学会基準<sup>4)</sup>では、グラウンドアンカーの定義を図1.2により「グラウンドアンカーとは、作用する引張り力を地盤に伝達するためのシステムで、グラウトの注入によって造成されるアンカー体、引張り部、アンカー頭部によって構成されるものである」と解説している。

一方、建築学会指針<sup>5)</sup>では、グラウンドアンカーではなく地盤アンカーという用語を使用し、地盤アンカーの定義を「各種外力によって仮設構造物あるいは本設構造物に発生する応力や変位（変形）を軽減し、構造物の安全性を向上させることを目的として地盤中に設置される構造物で、定着体、自由長部およびアンカー頭部で構成される」と解説している。

アンカーの名称については、欧州ではグラウンドアンカー、米国ではプレストレストアンカーまたはポストテンションアンカーが多く、我が国では一般に、斜面安定用のアンカーはグラウンドアンカー、建築用のアンカーは地盤アンカー、アーチダムでは岩盤PS工と呼ばれている。本論文では、グラウンドアンカー、あるいは単にアンカーと称することにする。また、アンカー体を設置する地盤によってソイルアンカーとロックアンカーに区別する。

アンカー各部を示す用語についても、上記と同様、地盤工学会と日本建築学会、その他の学会や各種団体で名称が異なる場合があるため、本論文では、地盤工学会基準に示されている用語を主に使用する。図1.3<sup>6)</sup>は、地盤工学会基準に示されているアンカーおよびテンドンの長さや径を示す用語の一例である。

また、本研究に関連する主な用語とその定義<sup>7),8)</sup>を次に示す。

(1) アンカー傾角

アンカー傾角とは、アンカー打設方向と水平面のなす角をいう。

(2) アンカー自由長

アンカー自由長とは、アンカー頭部のテンドン定着位置からアンカー体までの長さをいう。

(3) アンカー体

アンカー体とは、グラウトの注入により造成され、引張り部からの引張り力を地盤との摩擦抵抗もしくは支圧抵抗によって地盤に伝達するために設置する抵抗部分をいう。

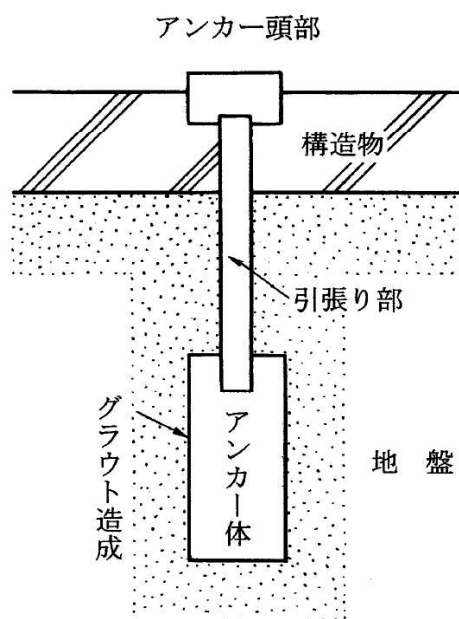


図1.2 アンカーの基本要素  
(地盤工学会, 2012)<sup>4)</sup>

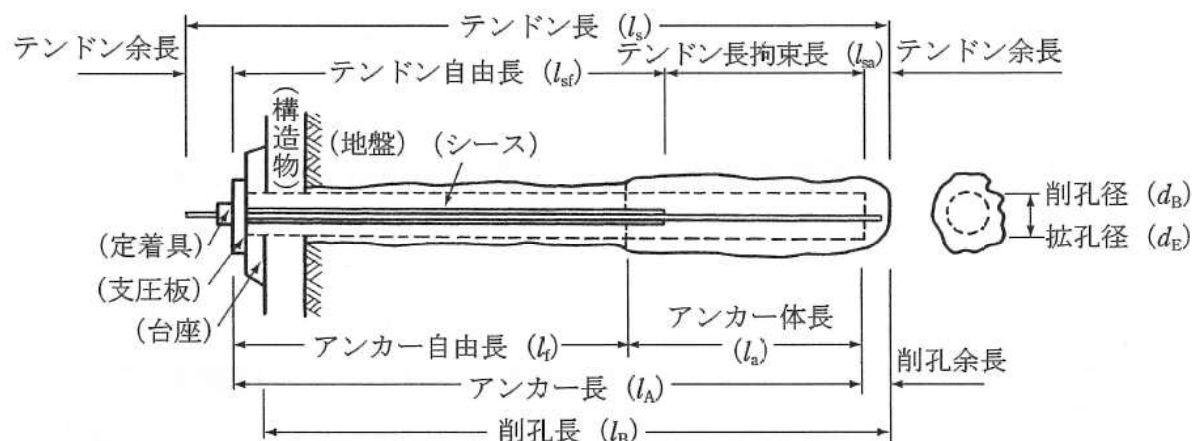


図 1.3 アンカーおよびテンドンの長さや径を示す用語 (地盤工学会, 2012) <sup>6)</sup>

(4) アンカー体径

アンカー体径とは、アンカー体の公称直径をいう。

(5) アンカー体長

アンカー体長とは、地盤に対して力の伝達が行われているアンカー体の長さをいう。

(6) アンカー頭部

アンカー頭部とは、構造物からの力を引張り力として引張り部に伝達させるための部分をいい、定着具と支圧板からなる。

(7) アンカーの許容引抜き力

アンカーの許容引抜き力とは、アンカーの極限引抜き力を安全率で除した値をいう。

(8) アンカーの極限引抜き力

アンカーの極限引抜き力とは、地盤とアンカー体との間に生じている付着、摩擦、もしくは支圧による抵抗が終局限界状態になる値をいう。

(9) アンカー力

アンカー力とは、アンカーからアンカー体設置地盤に伝達されている力をいう。

(10) 加圧注入

加圧注入とは、テンドンが孔内に挿入された状態でアンカー体に対して行うもので、アンカー体グラウトと周面地盤との接触面における摩擦抵抗を向上させる目的で、加圧して注入を行うことをいう。

(11) 緊張力

緊張力とは、テンドンに引張り力として与える力をいう。

### (12) グラウト

グラウトとは、テンドン内部および地盤とテンドンとの空隙を充填する主要な注入材あるいは注入材が固化したものをいう。

### (13) クリープ

クリープとは、静的かつ一定の引張り力がテンドンに作用している状態で、時間とともにテンドンの伸びおよび地盤の変位が進行する現象をいう。

### (14) 計画最大荷重

計画最大荷重とは、アンカー試験計画時に設定する載荷荷重の最大値をいう。

### (15) 削孔径

削孔径とは、削孔ビットの公称径をいう。

### (16) 削孔長

削孔長とは、アンカー設置のための実際に削孔する全長をいう。

### (17) 残存引張り力

残存引張り力とは、アンカーの供用時にテンドンに作用している引張り力をいう。

### (18) 支圧板

支圧板とは、定着具と台座あるいは構造物との間に設置される部材をいう。

### (19) 周面摩擦抵抗

周面摩擦抵抗とは、アンカーの分野では、アンカー体グラウトの長さ方向の外周面と地盤との接触面において、アンカーの引抜きに抵抗する大きさの極限值、あるいは単に抵抗の現象をいう。

### (20) 初期荷重

初期荷重とは、アンカーの各種試験において、各載荷サイクルの開始時と終了時となる荷重をいう。

### (21) 除去式アンカー

除去式アンカーとは、供用後にテンドンあるいはその一部を撤去することが可能なものをいう。

### (22) スペーサー

スペーサーとは、テンドン組立て時に引張り材の間隔を一定に保ち、テンドンの形状を保持するために用いられる部材をいう。

### (23) 設計アンカー力

設計アンカー力とは、設計に用いる引張り力をいう。

(24) 塑性変位量

塑性変位量とは、試験における荷重－変位量曲線の各サイクルにおいて、初期荷重まで荷重を戻したときの残留変位量をいう。

(25) 弾性変位量

弾性変位量とは、引張り材の弾性変形により生じる変位量をいい、試験における荷重－変位量曲線の各サイクルにおいて、そのサイクルの最大荷重時の全変位量から塑性変位量を差し引いた値をいう。

(26) 定着具

定着具とは、テンドンをアンカー頭部で定着させる部材をいう。

(27) 定着時緊張力

定着時緊張力とは、アンカーの緊張・定着作業が終了した時にテンドンに作用している引張り力をいう。

(28) テンドン

テンドンとは、引張り力を伝達する部材として組み立てられたものをいう。

(29) 反力盤

反力盤とは、アンカー試験装置の反力装置のうち、地盤に反力を期待する場合などに使用される敷鉄板もしくは鉄筋コンクリート板などをいう。

(30) プレストレス力

プレストレス力とは、構造物の安定を目的として、テンドンに与える引張り力をいう。

(31) 摩擦損失

摩擦損失とは、テンドンに引張り力を与えたとき、テンドンの自由長部がこれに応じて弾性的に変形することが要求されるが、これを妨げるような原因によって、アンカー体に伝達される引張り力が低下することをいう。

(32) リフトオフ試験

リフトオフ試験とは、すでに定着されているアンカーの残存引張り力を測定する方法のうち、定着具やテンドン余長にジャッキを設置して載荷することで、定着具が支圧板から離れはじめたときの荷重を測定し、残存引張り力を求める試験をいう。

参考文献

- 1) (公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説， p.77， 2012.
- 2) (一社) 日本建築学会：建築地盤アンカー設計・施工指針，同解説， p.114， 2018.
- 3) Ostermayer, H. and Scheele, F. F. : Research on ground anchors in non-cohesive soils, *Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors*, pp.92-97, 1977.
- 4) (公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説， p.19-21， 2012.
- 5) (一社) 日本建築学会：建築地盤アンカー設計・施工指針，同解説， p.1， 2018.
- 6) (公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説， p.25， 2012.
- 7) (公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説， pp.21-31， 2012.
- 8) (一社) 日本アンカー協会：グラウンドアンカー設計施工マニュアル， pp.11-21， 2013.

## 第2章 アンカーの引抜き抵抗に関する既往の研究

### 2.1 グラウンドアンカーについて

#### 2.1.1 グラウンドアンカーの発展経緯

アンカーはヨーロッパで開発された工法であり、杭などの基礎工法に比べると歴史的には新しい工法であるが、世界最初の実施は1934年アフリカ・アルジェリア（1830～1962年フランス領）のCheurfasダム（石積式の重力式ダム、高さ38m、堤頂長150m）に使用した補強用ロックアンカー<sup>1)</sup>といわれている（図2.1，図2.2）。灌漑、洪水調節を目的としてフランスによって1880年に建設されたCheurfasダムでは、1934年にAndre'Coyné（仏）が提案した緊張荷重10000kNのアンカーが37本施工された。緊張荷重10000kNのアンカーは、φ5mmの鋼線630本を束ねたもので、ダム堤頂上のアンカーヘッドの下に3基のジャッキを設置して緊張している。このように、世界最初のアンカーは極めて大きな緊張荷重であった。その後、1967年に残存引張り力が10%程度低減したことから、緊張荷重2000kNのアンカーが30本追加されている。ダム建設より約100年後、メブドウ河により運ばれた堆積物により湛水池が埋まり、水深が2～3mとなったことから機能面、安全面で問題となり、1986年新ダム建設に伴って爆破処理されている。

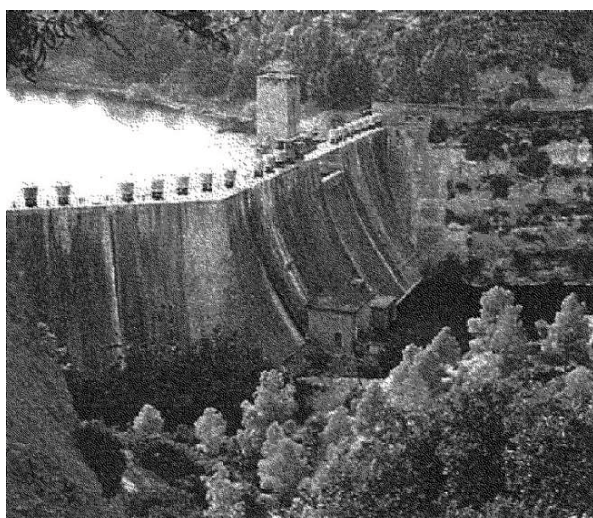


図2.1 Cheurfasダム（堤頂に67本のアンカー）（前川，森屋，1989）<sup>1)</sup>

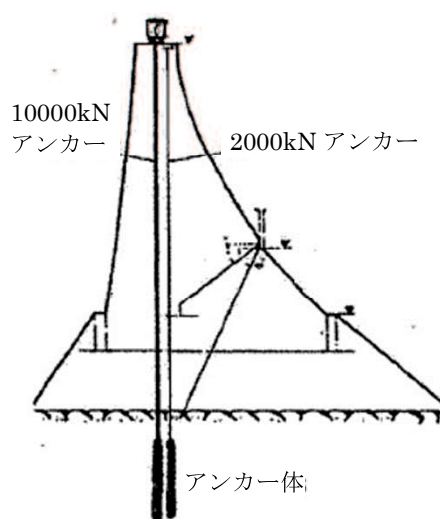


図2.2 Cheurfasダムの断面図（前川，森屋，1989）<sup>1)</sup>

## 第2章 アンカーの引抜き抵抗力に関する既往の研究

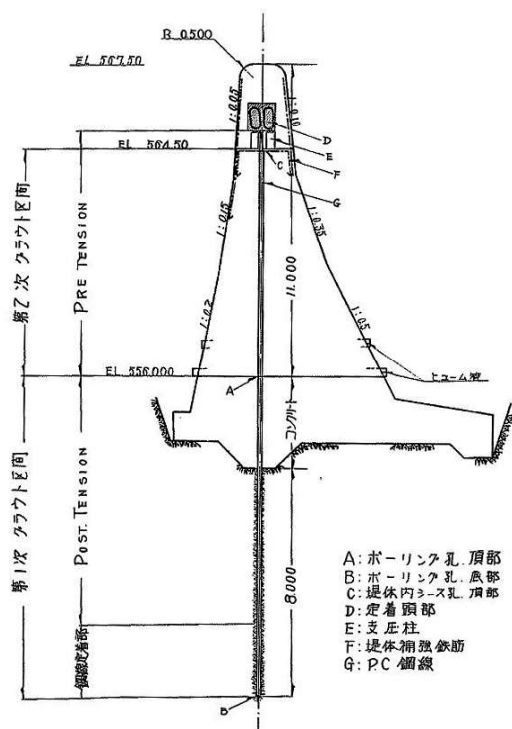
我が国での最初のアンカーは1957年、利根川上流の群馬県藤原ダム（1958年竣工、堤高95m）の副ダム（堤高15m）にプレストレスを与えるために使用された岩盤アンカー<sup>2)</sup>といわれている（図2.3）。藤原ダムの副ダムは、洪水時に藤原ダムからの越流による河床ならびに両岸の斜面の洗堀を防止するためのもので、中央部に幅約30mの越流部を持つ直線式重



(a) 藤原ダムの全景（国土交通省 関東地方整備局 ホームページ）



(b) 副ダム（手前）と藤原ダム（北川，2007）<sup>3)</sup>



(c) 藤原ダム副ダムの断面図（北川，2007）<sup>3)</sup>



(d) 副ダム（中央12mがP.Sダム）（北川，2007）<sup>3)</sup>



(e) 副ダムの堤体打継部（川崎，2014）<sup>4)</sup>

図2.3 藤原ダム及びその副ダムとアンカー



## 第2章 アンカーの引抜き抵抗力に関する既往の研究

力ダムである。副ダムの堤体補強用アンカーの本数は10本、下端を岩盤中に、上端を堤頂付近に定着したPC鋼線により堤体に3060 kN/本もの大きな緊張荷重を導入し、ダム断面とコストの縮減を図っている。世界的にもダム用アンカーとしての先進事例であり、竣工から60年以上経過した今も利根川の計画越流量1100 t/secの水圧、地震力等の転倒モーメントに耐え、堤体打継部に異常はみられない。

その後、川俣ダム（栃木県、利根川水系鬼怒川、着手1957年、竣工1966年）、奈川渡ダム（長野県、信濃川水系犀川の上流部・梓川、着手1961年、竣工1969年）、真名川ダム（福井県、九頭竜川水系真名川、着手1967年、竣工1977年）、川治ダム（栃木県、利根川水系鬼怒川、着手1968年、竣工1983年）などにダム用アンカーが使用されている。

我が国で最初の地すべり対策アンカーは、紀ノ川本川最上流部の大迫ダム（奈良県）のダムサイト左岸部で発生した幅200 m、長さ250 mにおよぶ規模の地すべり対策工であり、1968年に施工された。大迫ダムの地すべり対策として使用されたのはスイスから導入したばかりのVSLアンカーであり、アンカー本数は176本、アンカー体は岩盤に設置された。大迫ダムは農林省が1954年に工事に着手し、1973年に竣工された。2000年には全てのアンカーの更新が実施され、国産のKTBアンカーに置き換えられた（図2.4）。

その後、地すべり対策のアンカーとしては、砂防関係で1974年に吉野川水系吉野川の池田ダム（徳島県）の取付け部右岸斜面の地すべり対策に設計アンカー力1550 kNのロックアンカーが29本使用された。林野庁所管では、1976年に平山地すべり（静岡県）でPC鋼棒のアンカーが60本、1976～1977年に西沢地すべり（栃木県）で設計アンカー力447 kNのアンカーが120本施工された<sup>2)</sup>。

我が国のアンカーはロックアンカーから始まり、土砂地盤にアンカーが適用されたのは1964年、仮設目的のチューブ加圧型アンカー（以下、PSアンカーという）が神戸市垂水区において施工されたのが最初といわれている<sup>5)</sup>。PSアンカーとは、Menard（仏）のアイデアをもとにして基礎地盤コンサルタンツが開発、実用化したアンカーである。

その後、1969年にケーシングドリル式ロータリー削孔機が我が国で開



図2.4 大迫ダムのダムサイト左岸部法面に設置したアンカー（農林水産省 近畿農政局 ホームページ）

## 第2章 アンカーの引抜き抵抗力に関する既往の研究

発されて崩壊性地盤での孔壁保持が可能となり、仮設目的の土留めアンカーを土砂地盤に設置する事例が増加した。これ以前、1968年末頃まではソイルアンカーはアンカー全体の10%にも満たなかったが、1969年のケーシングドリル式ロータリー削孔機の開発により削孔はあらゆる地盤に対して容易となり、崩壊性地盤、被圧地下水での施工が可能になったことからソイルアンカーが急速に普及した<sup>5)</sup>。1970年に営団地下鉄9号代々木工区の開削土留め工事に使用されるなど、大型建設工事ブームと相まって、アンカーに対する有利性や信頼性がその実績に伴って増大した<sup>6)</sup>。我が国のアンカー施工技術の進歩は、高度経済成長期からバブル経済期における都市部地下掘削工事の仮設土留め壁の安定対策としてのアンカーの品質向上、工期短縮、軟弱地盤および被圧地下水を有する地盤へのアンカー体の設置などに対する技術開発によるところが大きい。

1972年にドイツ（当時は西ドイツ）よりロータリーパーカッション式の油圧式ユニバーサル削孔機が導入され、アンカー施工能率は大幅に向上した。さらに、1977年にはロータリーパーカッション式削孔機の国内生産が始まった。アンカー施工技術の進歩に伴って、図2.5<sup>7)</sup>に示すように1980年代中頃から本設構造物に対する使用が増え、ロックアンカーの事例も多くみられるようになった。

現在では、アンカーは斜面崩壊・地すべり抑止、構造物の転倒・浮上り防止、土留め壁の安定などに多用されている。

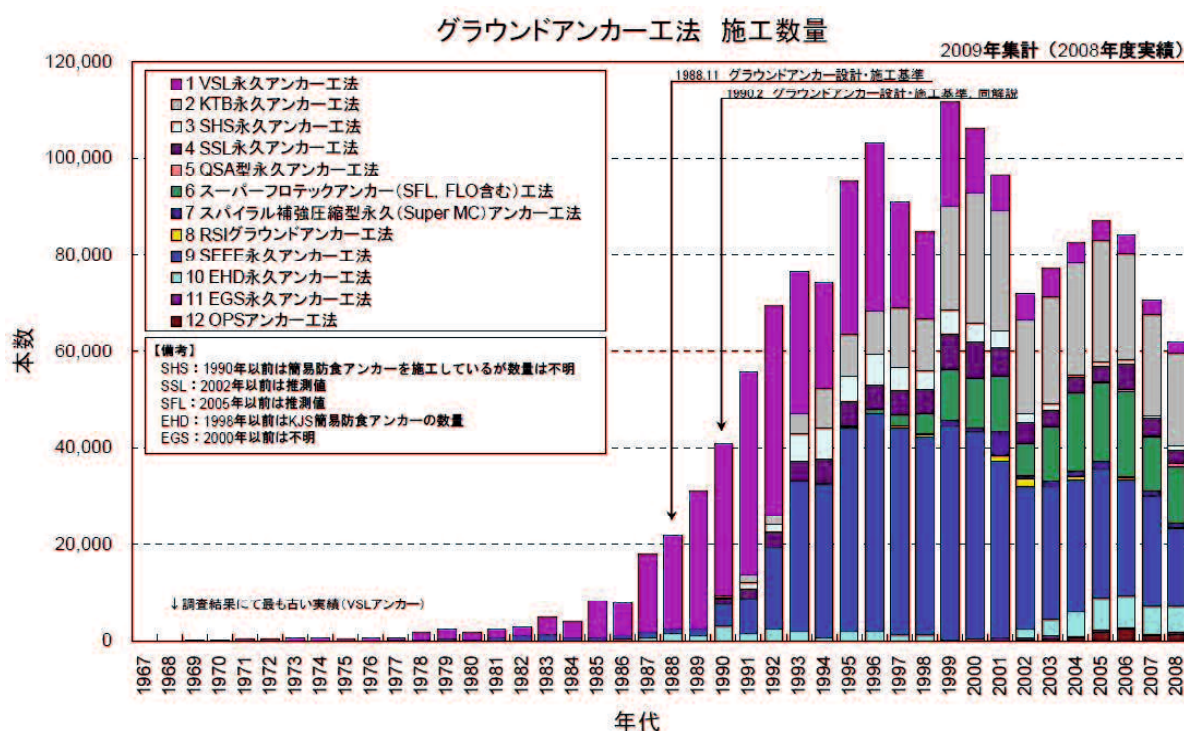


図 2.5 本設アンカーの使用実績（土木研究所，2010）<sup>7)</sup>



図 2.6 切土に伴う法面崩壊抑止



図 2.7 地すべり抑止

斜面崩壊・地すべり抑止のためのアンカーは、地盤にプレストレスを導入して崩壊を抑止する(図 2.6～図 2.8)。アンカーのプレストレスは、地表面のアンカー頭部と不動地盤に設置したアンカー体との間に、テンドンを介して圧縮状態を発生させ、すべり面に抑止力を作用させる。アンカー力をすべり面に垂直な力(締付け力)と平行な力に分けて、その締付け力によりすべり面にせん断抵抗力(締付け効果)を付加し、すべり方向と平行で逆向きの力(引止め効果)と合わせることですべり力に抵抗させる(図 2.9)。この場合、プレストレスにより地盤の変位を抑制し、すべりを抑止すると同時に斜面表層も押さえることができ合理的な設計となることから斜面に対するアンカーの使用実績が多い。

構造物の転倒・浮上り防止対策としてのアンカーは、図 2.10 に示すように鉛直方向に打設するケースがほとんどである。マグニチュード 7.3、最大震度 7 を記録した 1995 年の兵庫県南部地震以後、地震による構造物の転倒防止対策としてのアンカーの使用が増加している。

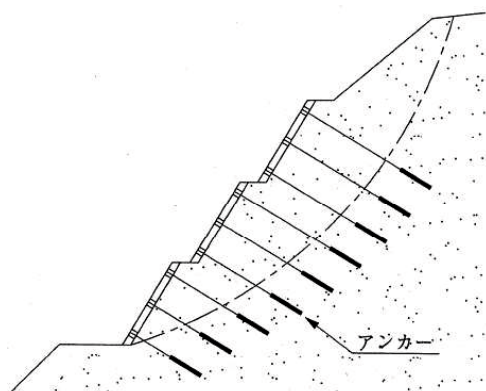


図 2.8 斜面・法面崩壊抑止  
(日本アンカー協会, 2013) 8)

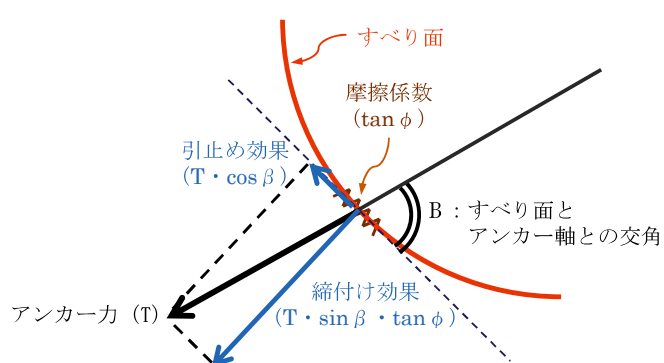


図 2.9 斜面アンカーの抑止効果の考え方

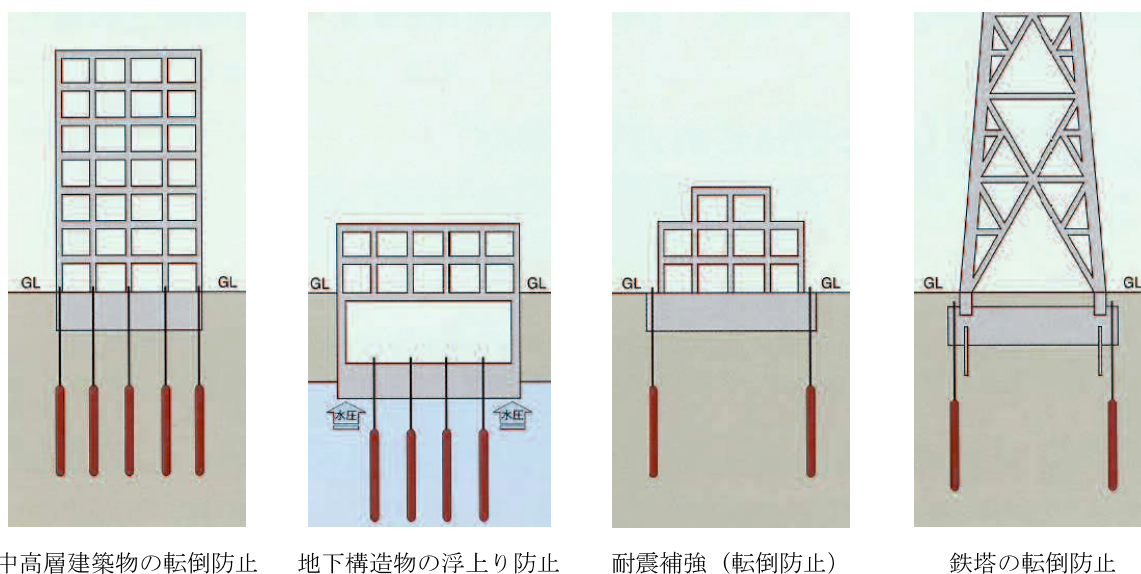


図 2.10 鉛直アンカーの使用目的（例）（KTB 協会 ホームページ）

1950年代中頃からの高度経済成長期，東京都や大阪市などの都市部では，工業用水目的の多量の地下水くみ上げが原因で地下水位が低下し，地盤内の有効応力増加による地盤沈下が深刻な社会問題となった．東京都においては1972年に地下水の揚水規制を実施したことにより，地下水位は上昇に転じ地盤沈下は収まった．この時期には，JR（当時は国鉄）横須賀線・総武線など大深度の地下掘削工事が行われたが，地下水くみ上げにより建設当時は低下していた地下水位が揚水規制により上昇に転じ，地下構造物に過大な浮力が作用することとなった．1972年に建設されたJR総武線東京地下駅ホームでは，地下水位の上昇に伴う浮力による損傷を防止するために，1999年に設計アンカー力1000kN/本，全長19.5mの鉛直アンカーを130本設置している．JR新幹線上野地下駅では，上部に構造物がないため地下水位の上昇に伴う浮力対策として約370000kNの鉄塊を積んだうえに，2次対策として2004年から2005年にかけて600本を超える鉛直アンカーを設置している．

また，地下掘削のための土留め壁の安定に仮設目的のアンカーが多く用いられている（図2.11～図2.13）．水平切梁工法の場合，掘削面積が広いと切梁が長くなり中間杭が必要となる．また，傾斜地形では切梁反力の確保が困難であるが，アンカーではこれらの問題が生じない．アンカーの場合は，掘削地内に切梁・中間杭等の障害物がないため，掘削，躯体構築を効率的に行うことができる．

仮設目的のアンカーの先端側部分が敷地外に出て他者の敷地に入る場合，除去式アンカーを使用する．東京都や大阪市などの大都市部では，仮設目的のアンカーの多くが除去式アンカーである．

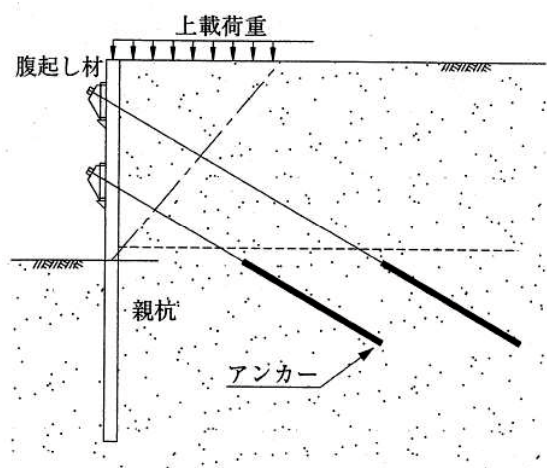


図 2.11 仮設土留め工  
(日本アンカー協会, 2013) <sup>8)</sup>

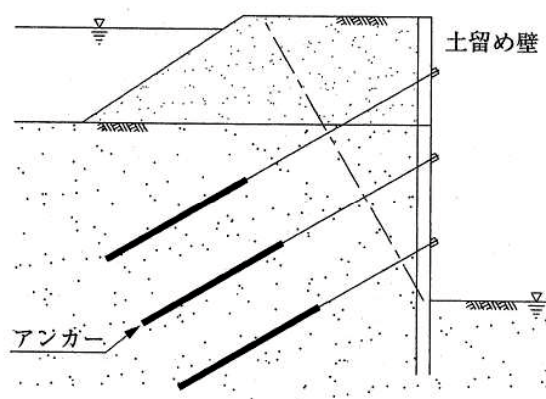


図 2.12 仮締切工  
(日本アンカー協会, 2013) <sup>8)</sup>

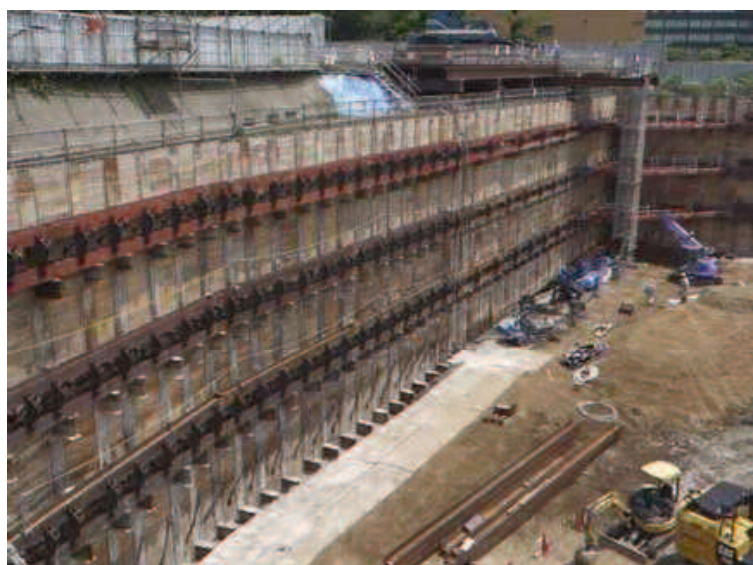


図 2.13 仮設土留め壁（親杭横矢板方式）の安定を目的としたアンカー

### 2. 1. 2 グラウンドアンカーの原理

アンカーとは、アンカー頭部と地中深部のアンカー体との間のテンドンに緊張力を発生させ、その緊張力を利用して斜面崩壊や地すべりを抑止、あるいは構造物を安定させるものであり、テンドンの緊張力の保持が重要となる。テンドンの緊張力の保持は、我が国でアンカーが普及する以前から課題とされており、今から 40 年以上前、1977 年に東京で開催された第 9 回国際土質基礎工学会議の第 4 専門分科会“Ground Anchor”において、Habib がアン

カーにおける永遠の課題として「アンカー力の不変性」を指摘している<sup>9)</sup>。

また、アンカーの設計においては、十分に安全なアンカー力を確保するために、次の3つの条件を満足しなければならない。

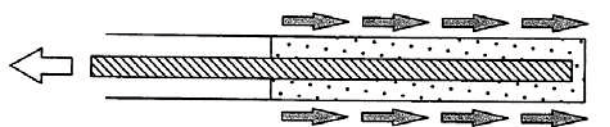
1. テンドンの強度（引張・降伏荷重）がアンカー力に対して十分安全である。
2. テンドンとグラウトの拘束力がアンカー力に対して十分安全である。
3. アンカー体の地盤からの引抜き抵抗力がアンカー力に対して十分安全である。

本研究は3. アンカー体の地盤からの引抜き抵抗力を対象とするものであり、以下に、アンカー力の地盤への伝達機構、アンカー体における応力発生機構について述べる。

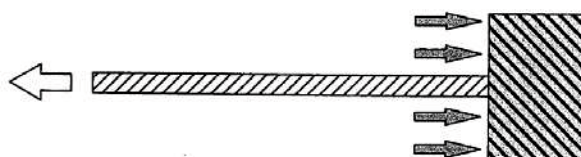
#### (1) アンカー力の地盤への伝達機構

アンカー力の地盤への伝達機構としては、地盤とアンカー体の摩擦抵抗による方式(図 2.14 (a))と地盤とアンカー体の支圧抵抗による方式(図 2.14 (b))、摩擦抵抗と支圧抵抗の両方による方式(図 2.14 (c))がある。

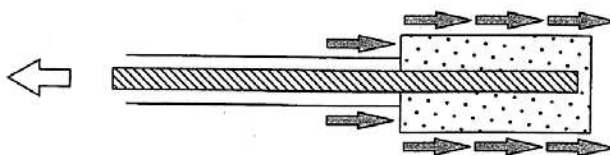
アンカー体の支圧抵抗を利用する場合は、アンカー体部においてその径を極端に大きくし



(a) 地盤とアンカー体の摩擦抵抗によるもの



(b) 地盤とアンカー体の支圧抵抗によるもの



(c) 摩擦抵抗と支圧抵抗の両方によるもの

図 2.14 地盤とアンカー体の摩擦抵抗による分類（日本アンカー協会，2013）<sup>10)</sup>

て支圧面を造る必要があり、アンカー自由長（以下、自由長という）とアンカー体の境界部で機械的に大きく削孔する方法とアンカー体部において大きな圧力を地盤に与えてアンカー体を大きくする方法がある。これらの方法は地盤の強度および性状によって設計どおりのアンカー体の造成が困難な場合が多く、現状ではある程度軟弱な地盤においてしか使用できず、荷重の長期的な保持に関しても問題が生じることが考えられる。したがって、現在普及しているアンカーのほとんどが摩擦抵抗による方式（以下、摩擦方式という）であることから、本研究も摩擦方式のアンカーを対象に行う。

### (2) アンカー体における応力発生機構

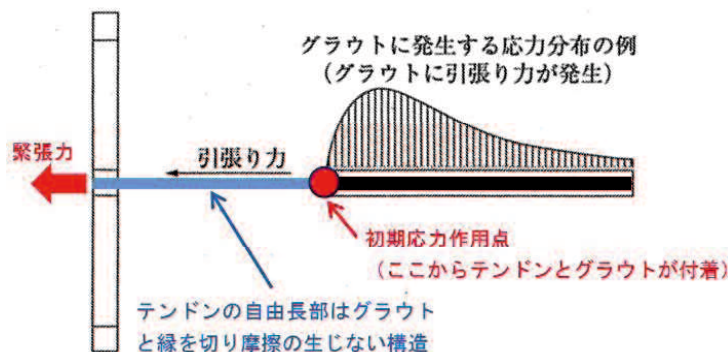
アンカー体における応力発生機構としては、引張型、圧縮型、分散型がある。上述のとおり、ほとんどのアンカーが摩擦方式でアンカー力を地盤へ伝達するため、摩擦方式引張型アンカー（以下、引張型アンカーという）、摩擦方式圧縮型アンカー（以下、圧縮型アンカーという）、摩擦方式分散型アンカー（以下、分散型アンカーという）となる。

引張型アンカーは、アンカー体全長の PC 鋼材とグラウトを付着させることでテンドンを拘束する。したがって、アンカー力が導入されると自由長とアンカー体の境界部（以下、自由長との境界という）、**図 2.15 (a)** の初期応力作用点から応力が発生し、アンカー力の増加に伴ってアンカー体先端部に向かって伝達されるが、応力はアンカー体全長に均等に作用せず、部分的に集中する。**図 2.16 (a)** に示すとおり、载荷前の I の状態から、II→III→IVと荷重を増加 ( $T_1 \rightarrow T_2 \rightarrow T_3$ ) させていくと、最大周面摩擦応力の作用位置は自由長との境界付近からアンカー体先端部へと逐次移動するとともにアンカー体の変位も  $\delta_1 \rightarrow \delta_2 \rightarrow \delta_3$  と大きくなり、最終的には引抜けに至る。アンカー体には主に軸方向に引張り応力、半径方向には圧縮応力が作用する。アンカー軸方向に引張り応力が作用することから引張型アンカーといわれ、国内での実績が最も多く、現在でも最も多く使用されている。本研究も引張型アンカーを対象とする。

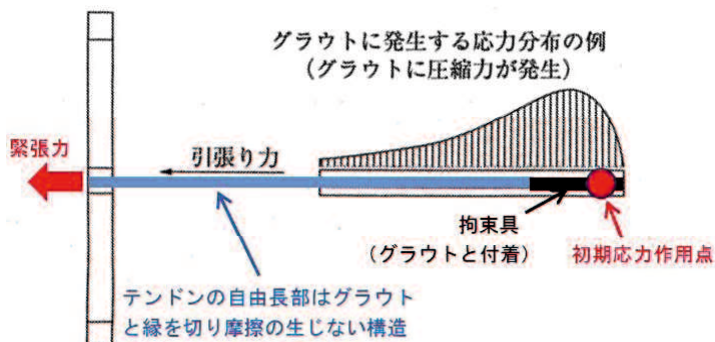
圧縮型アンカーは、アンカー体全長ではなく、アンカー体先端部の PC 鋼材あるいは拘束具とグラウトを付着させることでテンドンを拘束する (**図 2.15 (b)**)。したがって、荷重が導入されるとアンカー体先端付近から応力が発生しアンカー力の増加に伴って自由長との境界に向かって伝達されるが、応力はアンカー体全長に均等に作用せず、引張型アンカーよりも応力の集中度が高い。**図 2.16 (b)** に示すとおり、载荷前の I の状態から、II→III→IVと荷重を増加 ( $T_1 \rightarrow T_2 \rightarrow T_3$ ) させていくと、最大周面摩擦応力の作用位置はアンカー体先端付近から自由長との境界へと逐次移動するとともにアンカー体の変位も  $\delta_1 \rightarrow \delta_2 \rightarrow \delta_3$  と大きくなり、最終的には引抜けに至る。アンカー体には主に軸方向に圧縮応力、半径方向には引張り応力

が作用する。アンカー軸方向に圧縮応力が作用することから圧縮型アンカーといわれる。

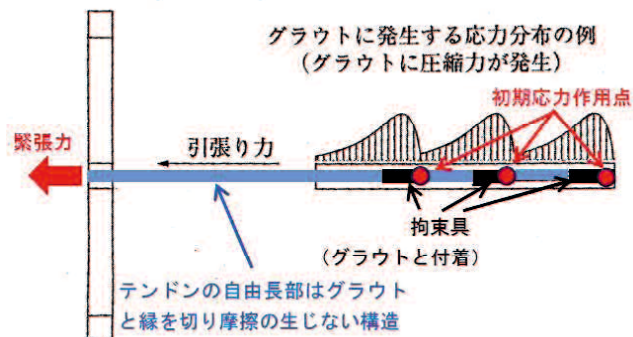
分散型アンカーは、アンカー体に配置した複数の拘束具とグラウトの支圧や付着でテンドンを拘束する(図2.15(c))。したがって、荷重が導入されるとアンカー体に配置した複数の拘束具から応力が発生し、荷重の増加に伴って引張り方向に応力が伝達するため、分散型アンカーはアンカー体全長が有効で、アンカー体設計時の考え方に最も近い応力分布となる。



(a) 引張型アンカー



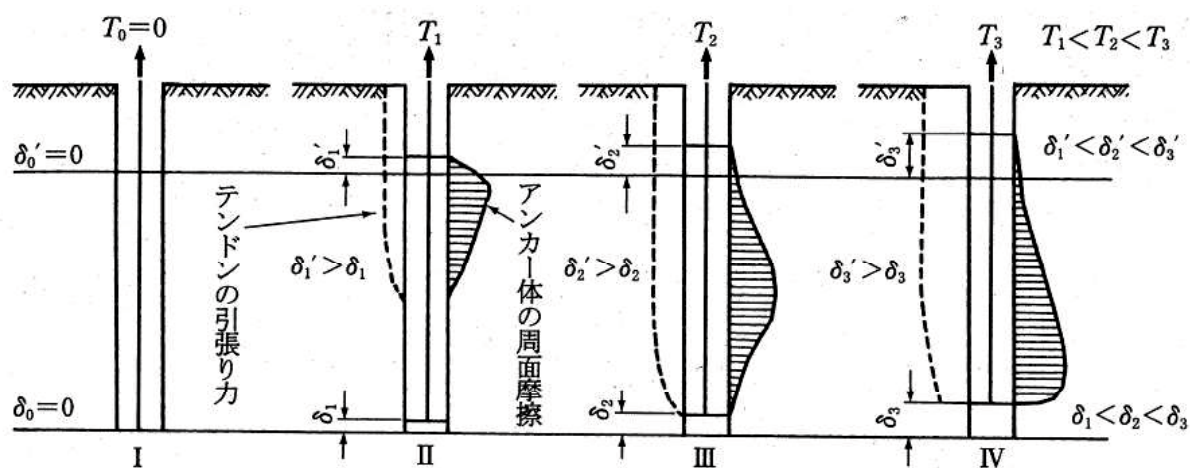
(b) 圧縮型アンカー



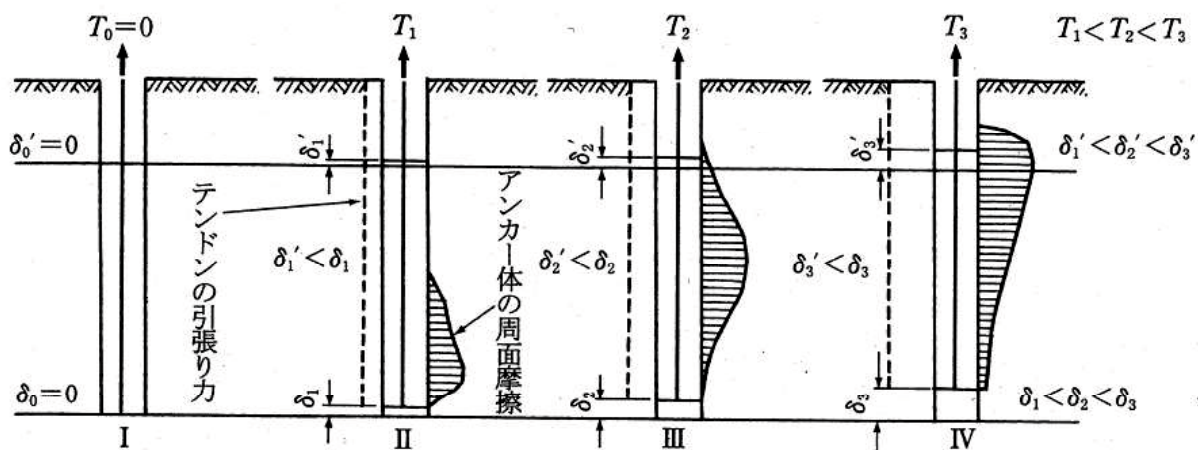
(c) 分散型アンカー

図2.15 摩擦方式アンカーの荷重伝達状況 (日本アンカー協会, 2013) 11)





(a) 引張型アンカー



(b) 圧縮型アンカー

図 2.16 荷重の増加に伴うアンカー体の変位と周面摩擦応力の模式図  
(地盤工学会, 2012) <sup>12)</sup>

## 2.2 ソイルアンカーに関する既往の研究

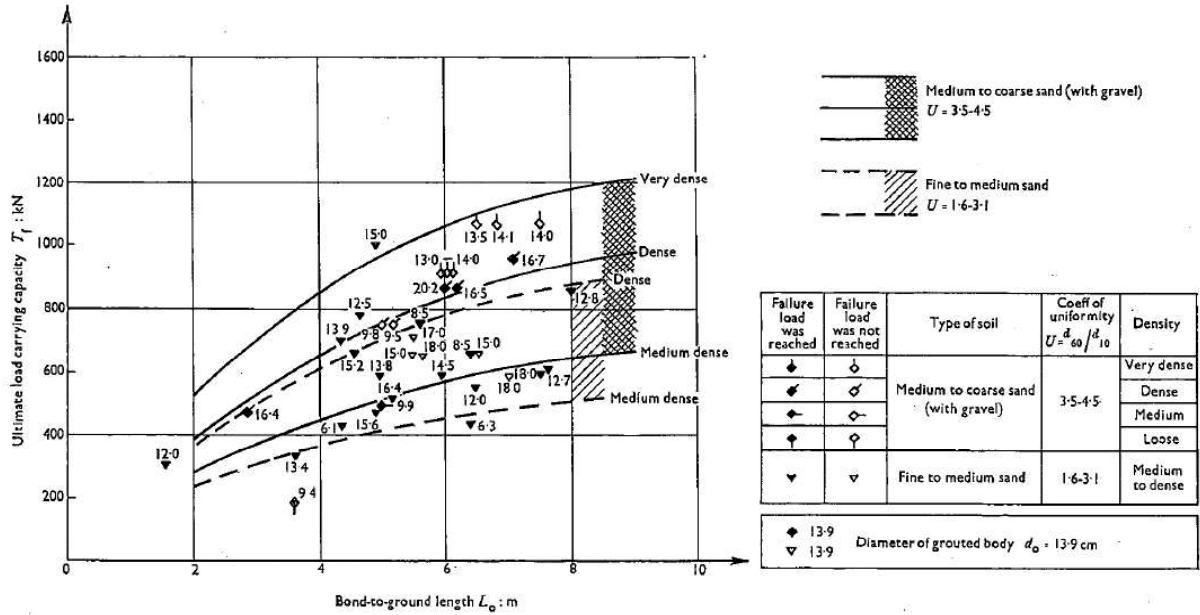
現在採用されているアンカーは、仮設目的のものを除くと、引抜きに対する安全性や荷重の長期的な保持の必要性から岩盤にアンカー体を設置するケースが多い。一方、アンカーの引抜き抵抗に関する研究は、ロックアンカーに比べてソイルアンカーに関するものが多い。これは、ロックアンカーがアンカー体を岩盤に設置することで比較的大きな周面摩擦抵抗が容易に得られるのに対して、ソイルアンカーはアンカー体を未固結な土砂地盤に設置するため、その性状の把握が難しく、大きな引抜き抵抗が得られないことが原因の一つと考えられる。

Ostermayer<sup>13)</sup>は、今から45年前の1974年ロンドン会議において、約300例のアンカーの現場試験から得られた結果をもとに図2.17を示し、荷重の増加に伴って土砂地盤とアンカー体外周との間に逐次破壊が生じるため、アンカー体が長くなると単位長さ当たりの引抜き抵抗が小さくなることを指摘したうえで、次の結論を導いた。

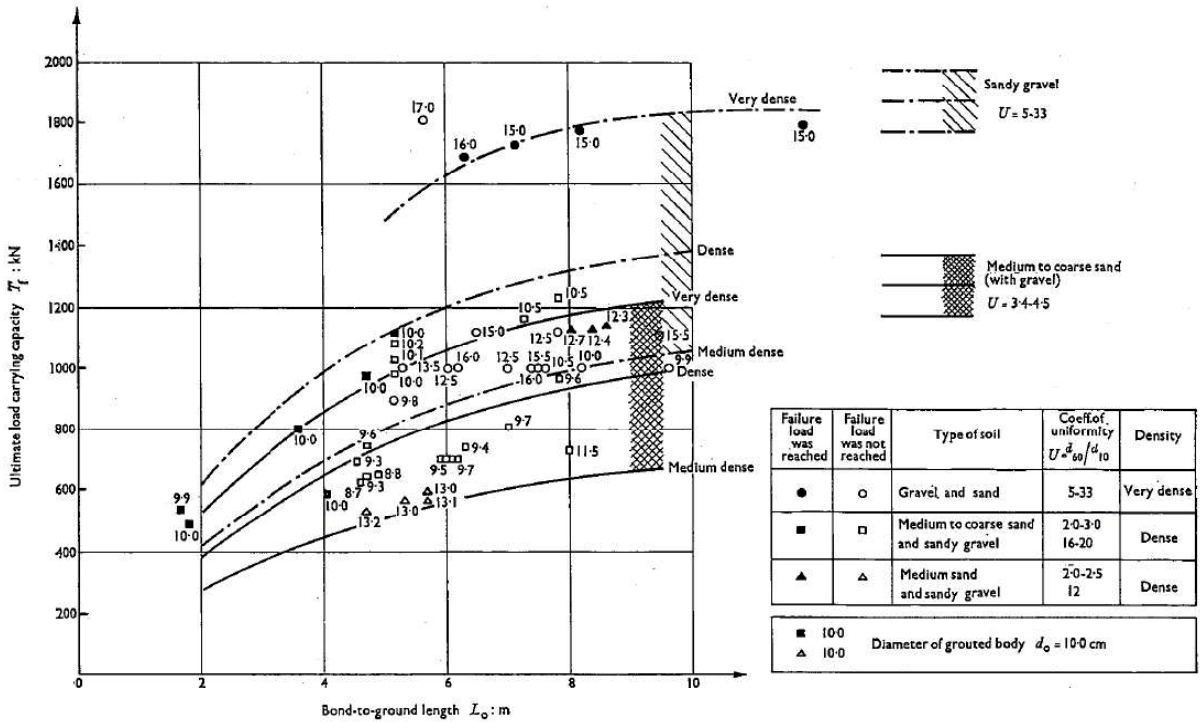
1. 緩い砂地盤の場合にアンカー体の引抜き抵抗は最も小さく、引抜き抵抗はアンカー体長に比例して大きくなる傾向を示す。
2. 密な砂地盤の場合は、アンカー体長の短い範囲では、アンカー体長の増加による引抜き抵抗の増加が著しいが、アンカー体長が長くなると引抜き抵抗の増加はわずかである。
3. アンカー体長が6~7mを超えると、アンカー体長の増加による引抜き抵抗の増加は緩い砂地盤でも密な砂礫地盤でもほとんど同じであり、引抜き抵抗の増加はわずかである。
4. 土の密度は、アンカー体の引抜き抵抗に大きな影響を与えている。
5. グラウトの圧力が0~0.5MPaの範囲では、アンカー体の引抜き抵抗にほとんど影響がみられない。
6. アンカー体の引抜き抵抗に、アンカー体の直径（以下、「アンカー体径」という）の影響はほとんどみられない。

Ostermayerは現場試験により、アンカー体の引抜き抵抗に100~150mmのアンカー体径の違いによる影響はほとんどみられないと結論付けているが、現行の設計方法では、アンカー体径と引抜き抵抗力は正比例関係にある。本研究実験では、砂礫地盤と軟岩地盤に異なる外径のアンカー体を設置して引抜き実験を行い、この実験結果をもとにアンカー体径が引抜き抵抗に及ぼす影響について考察する。

第2章 アンカーの引抜き抵抗力に関する既往の研究



(a) 砂質土の場合



(b) 礫質土の場合

図 2.17 アンカー体長と極限引抜き力の関係 (Ostermayer, 1974) <sup>13)</sup>

Ostermayer and Scheele<sup>14)</sup>は、各ケース6本で5ケース、合計30本のアンカーを原地盤と4ケースの人工地盤に設置し、**図 2.18**の装置による引抜き試験を実施した後、アンカー体を掘り起こして調査している (**図 2.19**)。この試験では、**図 2.20**に示すとおりひずみゲージを貼付し、アンカー体の周面摩擦応力の分布を詳細に調査している。

**図 2.21**に、ひずみゲージから得られたPC鋼材の引張り応力分布を荷重ごとに整理している。同図は、全ての荷重段階で、周面摩擦によって自由長との境界からアンカー体先端部に向かってPC鋼材の引張り応力が減少していることを示している。荷重が425 kNのときは1245分後、625 kNでは1170分後、785 kNでは1450分後、850 kNでは10分後にはPC鋼材の引張り応力分布が変化し、時間の経過とともにアンカー体先端部の引張り応力が大きくなっていることがわかる。荷重850 kNで10分経過したところで周面摩擦は極限に達し、破壊が発生している。

同様に、荷重が大きくなるとともに最大周面摩擦応力度の作用位置がアンカー体先端部に向かって移動することが、**図 2.22**からわかる。また、同一荷重で保持した状態でも、時間の経過とともに最大周面摩擦応力度の作用位置がアンカー体先端部に向かって移動している。このことから、アンカーは荷重が一定状態で見掛けでは安定していても、アンカー体における応力分布がさまざまに変化している場合があると考えられる。

**図 2.22**をもとに Ostermayer and Scheele は、「最大周面摩擦応力度には短期のものと長期のものと破壊時のものがあり、短期のものが長期のものよりやや大きく、時間の経過とともに長期の値まで減少している。破壊のときは、逆に短期の値から時間の経過とともに最大周面摩擦応力度は増大している。」と指摘している。アンカー設計の実務では、破壊時の最大周面摩擦応力度に相当する極限周面摩擦応力度を使用している。このことが、供用中アンカーの残存引張り力の低下、あるいはアンカー体の引抜け等のトラブルの要因となっていることも考えられ、極限周面摩擦応力度による以外の設計方法について、本研究で追究する。

さらに、Ostermayer and Scheele は、荷重785 kNで5時間保持した状況を三次元的な**図 2.23**で示し、地盤とアンカー体との周面摩擦応力度は時間の経過とともに増減の振幅が大きくなることと、増加の面積と減少の面積が等しく全体としての面積には変化がないことを指摘した。このことから、極限引抜き力に近い荷重では、一定荷重に保持されている状態においても、アンカー体内部の応力分布は常に変化しており、時間の経過とともに増減の振幅が大きくなるとともにアンカー体は不安定な状態に移行すると推定できる。また、**図 2.24**のアンカー体の極限引抜き力とN値の関係からアンカー体の長さが同じでN値も同じ地盤の場合、砂混じり砂礫の方が礫混じり砂よりも1.4~1.5倍大きな引抜き抵抗となること、N値が大きくなると引抜き抵抗も大きくなる傾向にあることを述べた。

Ostermayer and Scheele は、砂質土の場合はアンカー体径 100 mm まではアンカー体径とともに引抜き抵抗は増大するが 100~150 mm ではばらつきが多く、粘性土の場合はアンカー体径 90~160 mm の間では引抜き抵抗はアンカー体径とともに増大すると結論付けている。先の Ostermayer の現場試験結果と合わせると、砂質土の場合はアンカー体径 100 mm まではアンカー体径とともに引抜き抵抗は増大するが、100~150 mm ではほとんど影響がなくなると推定できる。

また、Ostermayer and Scheele は、ロッキング・イン効果の影響によりアンカー体の周面摩擦抵抗が変化することを指摘した。ロッキング・イン効果とは、アンカー体を引抜く際の周辺土の押し退けによりアンカー体周面の垂直応力が増大することでアンカー体の引抜き抵抗が増大する現象である。Wernick<sup>15)</sup>は、ロッキング・イン効果による垂直応力の増大は、土被り厚さの 2~10 倍になると考え、その効果をロックイン率 (=ロッキング・イン効果がある場合の周面摩擦抵抗の測定値 / 上載圧による周面摩擦抵抗の計算値) で評価し、ロックイン率は土の相対密度の増大あるいはアンカー体径の減少とともに大きくなる傾向がみられるとしている。本研究実験では、砂礫地盤に異なる外径のアンカー体を設置して引抜き実験を行い、ロッキング・イン効果について検証する。

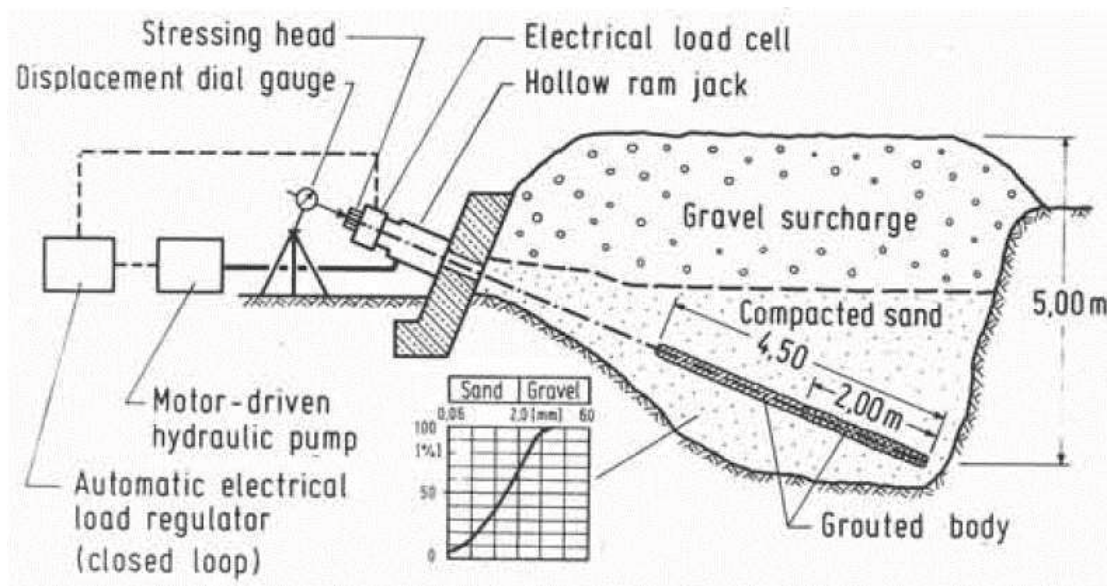


図 2.18 人工地盤に設置したアンカー試験装置 (Ostermayer and Scheele, 1977) <sup>14)</sup>



図 2.19 掘り起こしたアンカー体の状況 (Ostermayer and Scheele, 1977) <sup>14)</sup>

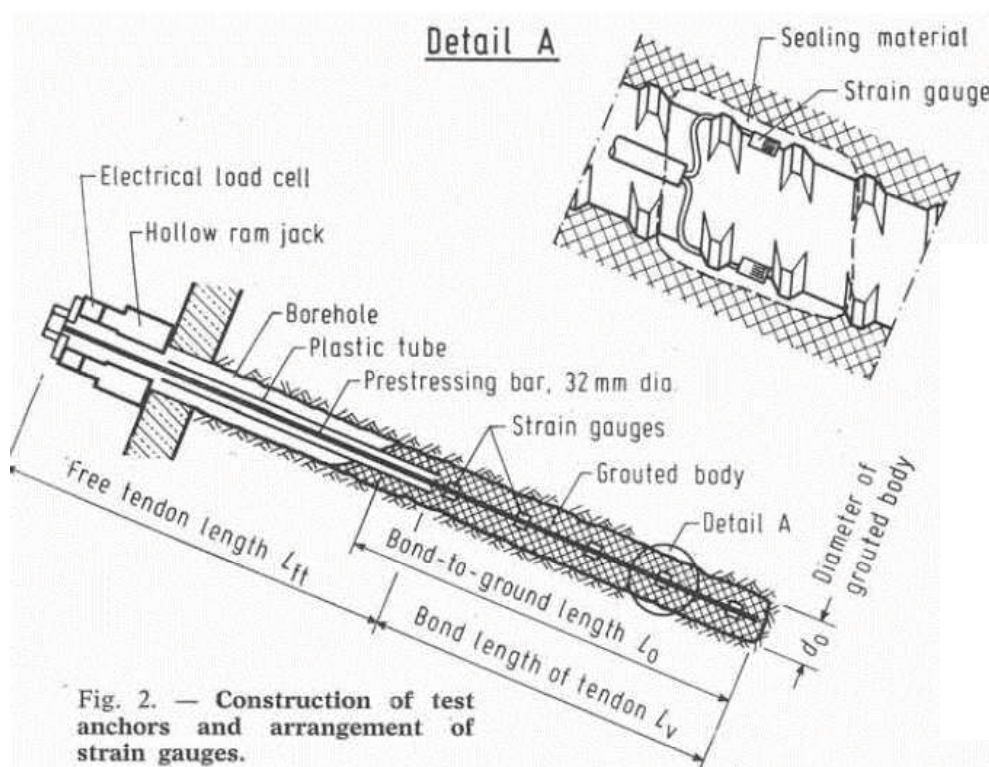


図 2.20 ひずみゲージの貼付方法と位置 (Ostermayer and Scheele, 1977) <sup>14)</sup>

第2章 アンカーの引抜き抵抗に関する既往の研究

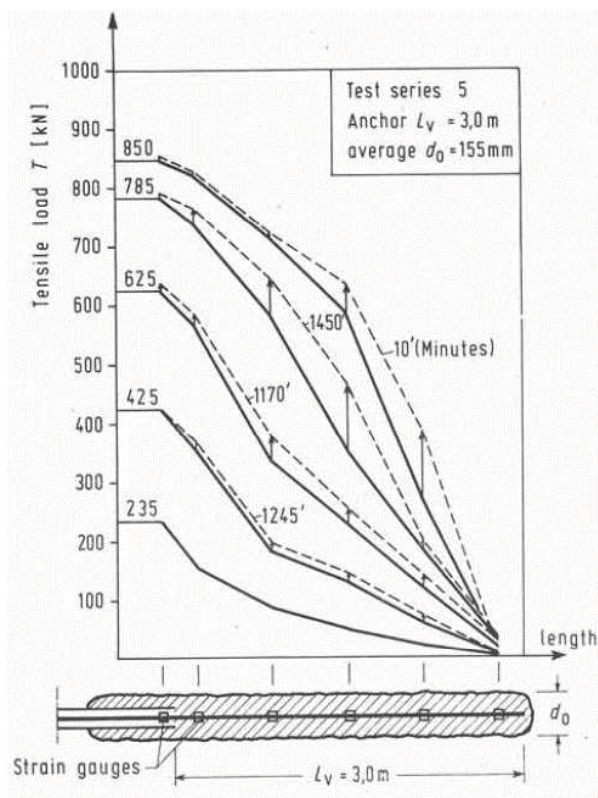


図 2.21 アンカー体内の PC 鋼材に生じた軸力分布とその時間的経過 (Ostermayer and Scheele, 1977) <sup>14)</sup>

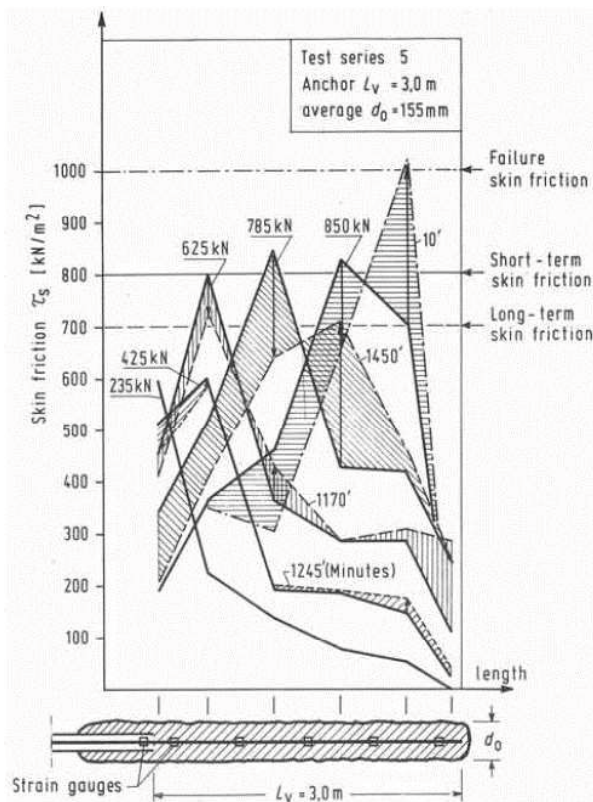


図 2.22 アンカー体外周に生じた地盤との摩擦応力度の分布とその時間的経過 (Ostermayer and Scheele, 1977) <sup>14)</sup>

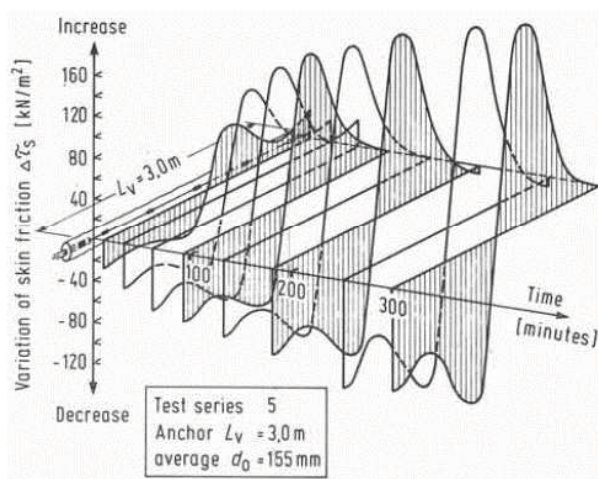


図 2.23 地盤とアンカー体の周面摩擦応力度の 300 分間における変化 (荷重 785 kN) (Ostermayer and Scheele, 1977) <sup>14)</sup>

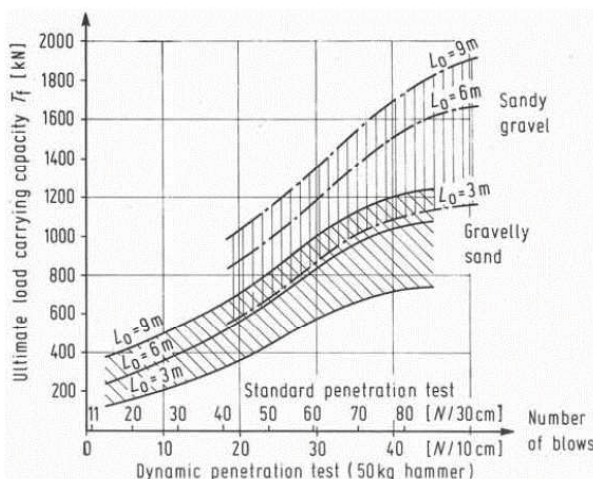


図 2.24 土の種類, 貫入抵抗, アンカー体長と極限引抜き力の関係 (Ostermayer and Scheele, 1977) <sup>14)</sup>

森, 足立<sup>16)</sup>は, 1969年メキシコで開催された第7回国際土質基礎工学会議第15専門分科会“Anchorage especially in soft Ground”において, 粘土地盤でのアンカーの引抜き試験時に測定されたアンカー体内の鋼線のひずみ分布を図2.25で示した. このひずみ分布から地盤とアンカー体の周面摩擦応力度を求め, 荷重の増加に伴う周面摩擦応力度の分布の変化を示したものが図2.26である. この実験結果から, 荷重が小さい段階では主にアンカー体上部(自由長との境界)付近で抵抗し粘土地盤においてもアンカー体先端部には応力がほとんど伝達されていないこと, 荷重の増加に伴ってアンカー体の主たる抵抗領域は徐々にアンカー体上部から先端部に向かって拡大していくことがわかる. このように, 周面摩擦応力がアンカー体全長に一樣に分布しないことが1969年には既に示されていた.

1970年代後半には藤田ら<sup>17)</sup>が, 粘性土, 砂および砂礫地盤での多くの実測データをもとにアンカー体の軸力分布領域が荷重の増加に伴って漸次アンカー体先端部に向かって拡大されていくことを説明した. また, 藤田らは1977年に東京で開催された第9回国際土質基礎工学会議第4専門分科会“Ground Anchor”<sup>18)</sup>において, アンカー体の周面摩擦応力度が変位量の1/2乗に比例するとして, この比例定数と最大周面摩擦応力度を地盤定数とした荷重-変位量関係式を提案した. 実際に現場で得られた実測データからN値との関係を見いだして, N値から20%以内の誤差で荷重-変位量関係が予測できることを示した<sup>19)</sup>.

上田, 草深<sup>20)</sup>は, 実際に現場で得られた実測データから, 対象地盤を一層系として扱った場合のアンカー体周辺地盤の周面摩擦応力度と平均N値の関係を図2.27に示した. 多層系地盤は式2.1により平均N値を算定し, 一層系地盤として取り扱っている.

$$\bar{N} = \sum a_i N_i / L_b \quad \text{式 2.1}$$

ここに,  $\bar{N}$ : 一層系地盤としての平均N値,  $a_i$ : 第*i*層の層厚,

$N_i$ : 第*i*層のN値,  $L_b$ : アンカー体長

図2.27より, アンカー体周辺地盤の周面摩擦応力度と平均N値には正の相関関係があることがわかる. アンカー体に均等に摩擦応力が生じない状況にあっても, 土の硬さや締まり具合を表すN値と周面摩擦応力度は相関関係にあることが示された.

1980年に上田ら<sup>21)</sup>は, アンカー設計時の周面摩擦応力度は, 次の3方法により決定されることが多いと述べている.

1. 我が国のアンカー導入初期の加圧型アンカーによる試験結果に基づいて作成された表2.1<sup>22)</sup>から該当する周面摩擦応力度の値を選択する.
2. 基礎杭の周面摩擦抵抗の考え方を準用した式2.2により算出する.

$$\tau = 2N + 30 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{式 2.2}$$

ここに,  $\tau$ : 周面摩擦応力度,  $N$ : 標準貫入試験によって求められるN値



3. 地盤の粘着力, 内部摩擦角および有効応力を考慮して式 2.3 により算出する.

$$\tau = K_0 \gamma' Z \tan \phi + c \quad \text{式 2.3}$$

ここに,  $\tau$ : 周面摩擦応力度,  $K_0$ : 静止土圧係数,  $\gamma'$ : 土の単位体積重量

$Z$ : 深さ,  $\phi$ : 土の内部摩擦角,  $c$ : 土の粘着力

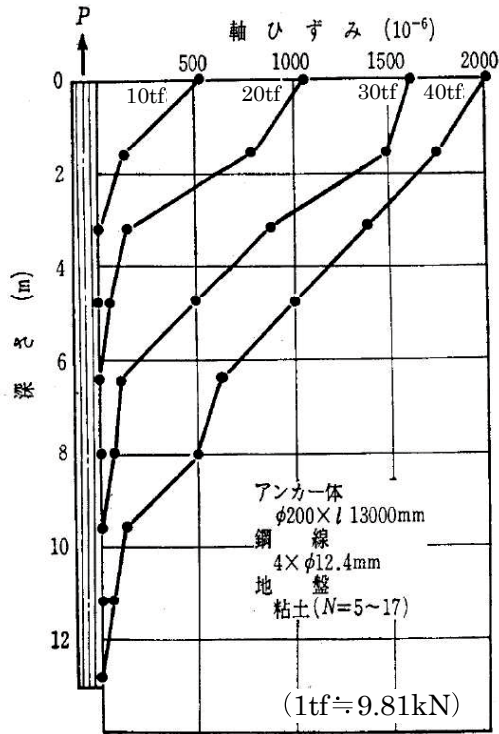


図 2.25 アンカー体内鋼線のひずみの分布 (Mori and Adachi, 1969) <sup>16)</sup> に加筆

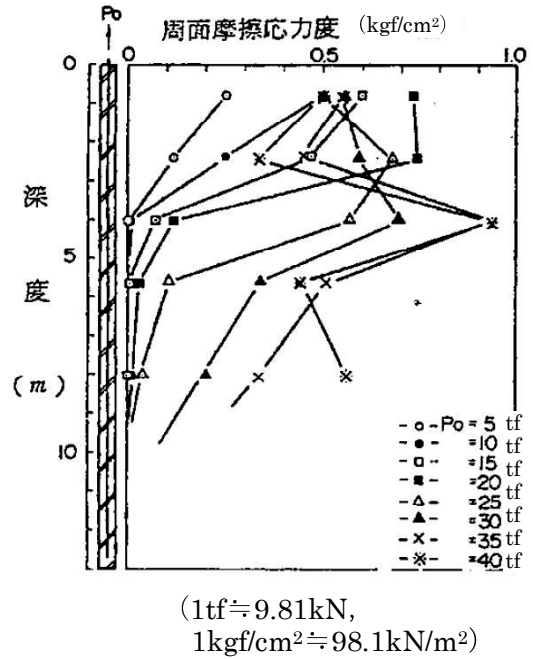


図 2.26 アンカー体外周に生じた地盤との摩擦応力度の分布とその時間的経過 (Mori and Adachi, 1969) <sup>16)</sup> に加筆

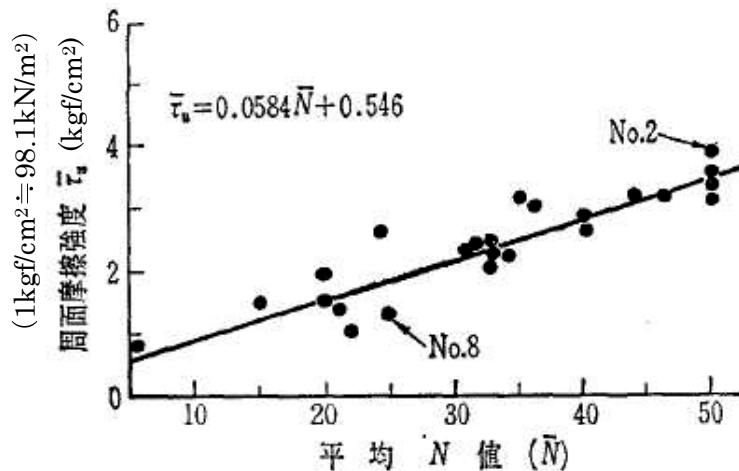


図 2.27 一層系地盤としての周面摩擦応力度と平均 N 値 (上田, 草深, 1979) <sup>20)</sup> に加筆

表 2.1 アンカー周面の摩擦抵抗 (土質工学会, 1976)<sup>22)</sup> を修正

地盤の種類			摩擦抵抗 (MN/m <sup>2</sup> )
岩盤	硬軟風土	岩	1.50~2.50
		岩	1.00~1.50
		岩	0.60~1.00
		丹	0.60~1.20
砂礫	N 値	10	0.10~0.20
		20	0.17~0.25
		30	0.25~0.35
		40	0.35~0.45
		50	0.45~0.70
砂	N 値	10	0.10~0.14
		20	0.18~0.22
		30	0.23~0.27
		40	0.29~0.35
		50	0.30~0.40
粘性土			1.0c (cは粘着力)

表 2.1 は、現在でもアンカーの設計において多用されている。同表では、砂、砂礫に関して、上田、草深の指摘どおり周面摩擦応力度と N 値に正の相関関係がみられる。

また、上田らは、N 値 40 程度の砂および砂礫地盤にアンカー体を設置した複数の設計事例をもとに作成した図 2.28 を示し、アンカー体長が 5.0~7.0 m 以上になると、アンカー体の有効長さを考慮するか、もしくは周面摩擦応力度を低減することにより許容引抜き力を抑えるなど、設計上の配慮が必要であると、過大な荷重をアンカーに負担させることの危険性を指摘した。現在では、アンカー体長が 3.0 m 以上 10.0 m 以下と規定されてから長い年月が経ったことから 10.0 m までは問題がないものと認識され、ほとんどのケースで上田らが指摘するようなアンカー体長に関する設計上の配慮はなされていない。

小山ら<sup>23)</sup>は、平均 N 値 35 程度の砂質土にアンカー体を設けて行った引抜き試験結果を 1985 年に報告している。アンカー体にひずみゲージを装着した引抜き試験結果から、次の考察を行っている。

1. アンカー体長の 10 m を超える部分では、ひずみがほとんど生じておらず有効に働いていない。
2. ひずみのピークは、荷重の増加とともに自由長との境界からアンカー体先端部へと移動する。
3. 自由長部は圧縮作用を受けている。

また、小山らは、地盤のせん断変形係数が適切な方法で推定され、アンカー体長が 10 m 程度

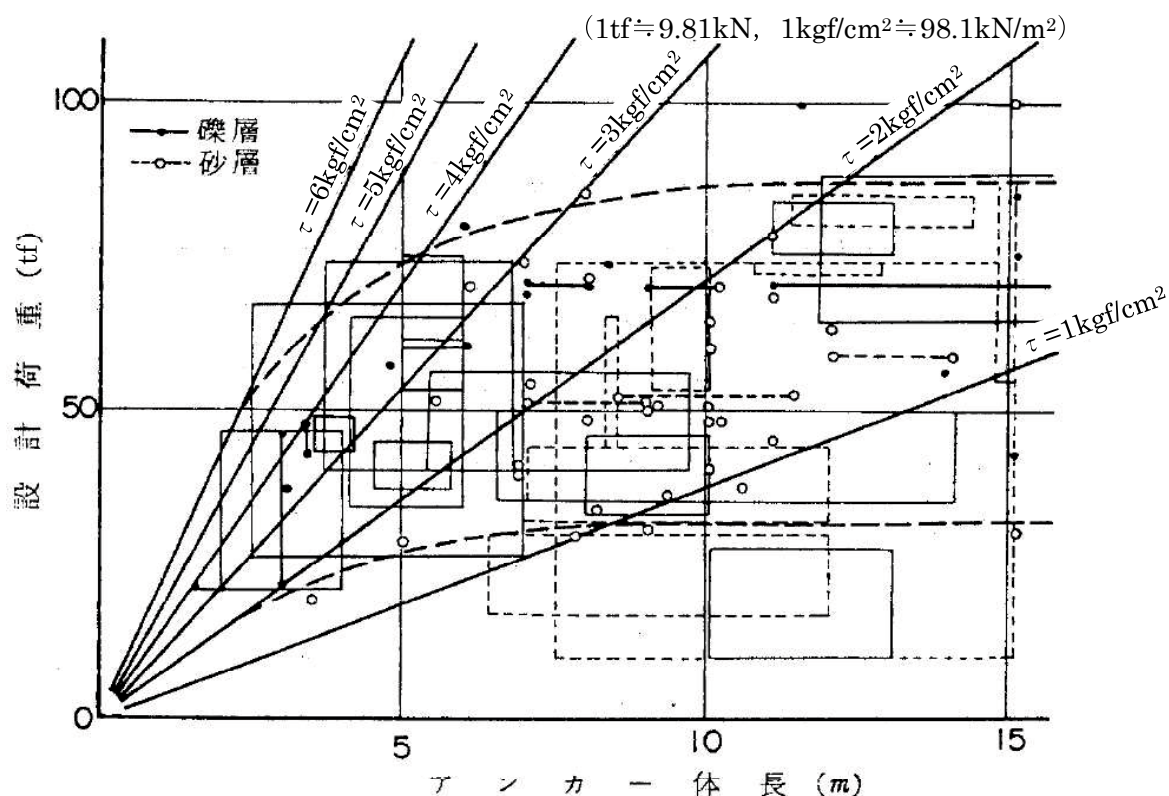
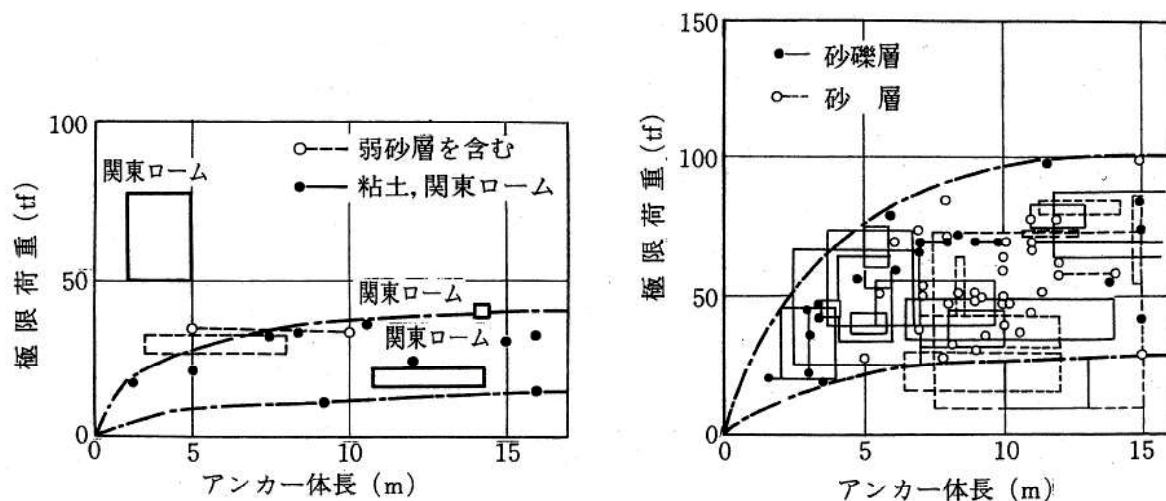


図 2.28 アンカー体長と設計荷重の関係 (上田ら, 1980)<sup>21)</sup> に加筆

までで、アンカー体部と自由長部が完全に縁が切れていれば、周面摩擦応力度はせん断変形係数から推定可能としている。しかし、その後 30 年以上が経過しているにもかかわらず、地盤のせん断変形係数から周面摩擦応力度を推定する方法は示されていない。

前述のとおり、今から 45 年前の 1974 年ロンドン会議において、Ostermayer<sup>13)</sup>が各種砂および砂礫地盤での実験により、極限引抜き力とアンカー体長との間に比例関係が成り立たないことを既に指摘しているが、我が国でも、1990 年土質工学会発行の基準書<sup>24)</sup>に、国内における粘性土、砂および砂礫地盤を対象とした実験により、主に摩擦により抵抗する方式のアンカー体の長さとの極限引抜き力の関係が図 2.29 に示された。同図に示すとおりアンカー体の長さとの極限引抜き力は比例関係にないことが指摘され、その実験結果は Ostermayer の実験結果とほぼ同じ傾向であった。

1995 年に Littlejohn<sup>25)</sup>は、アンカー体の弾性係数が地盤の弾性係数の 10 倍より大きい場合に摩擦応力はアンカー体に沿って均一に分布するが、10 倍以下の場合には摩擦応力の分布は不均一であると指摘している。このようにアンカー体の弾性係数と地盤の弾性係数の定量的な評価をもとにした摩擦応力の分布が解明できれば、アンカー体の設計に有効に活用できる。



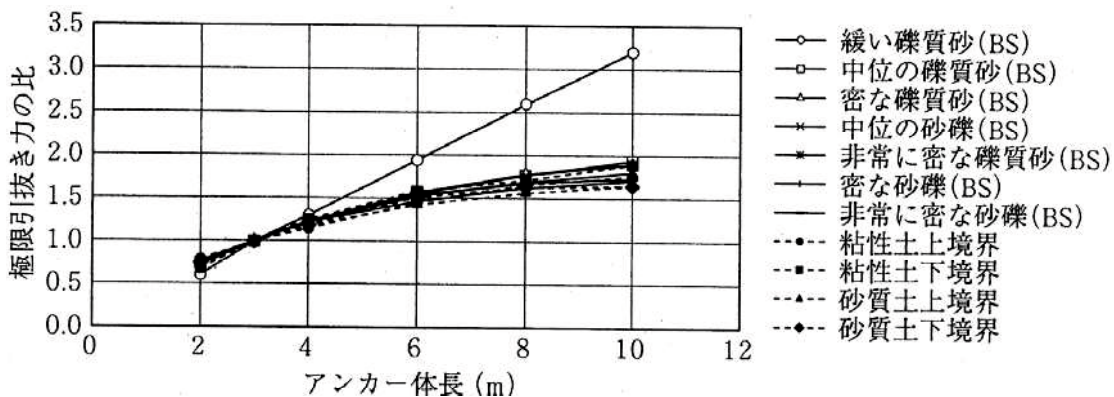
(a) 粘性土層 (1tf≒9.81kN)

(b) 砂および砂礫 (1tf≒9.81kN)

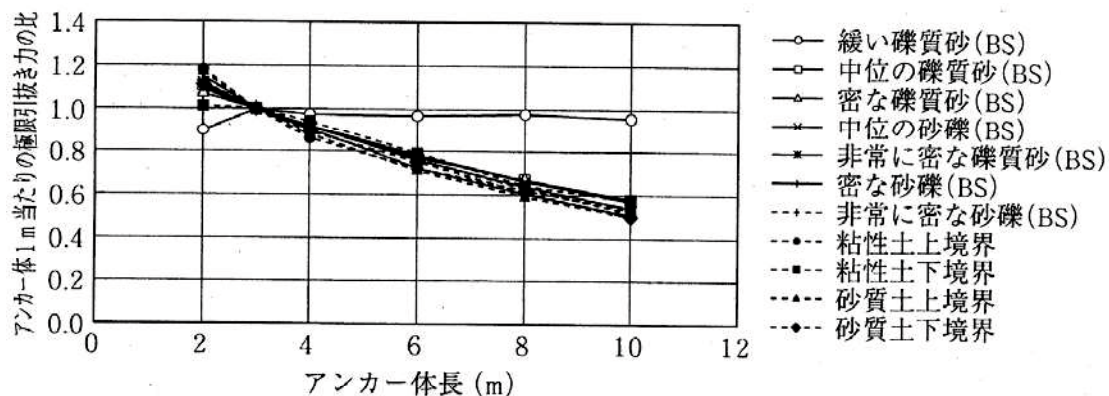
図 2.29 アンカー体長と極限引抜き力 (土質工学会, 1990) <sup>24)</sup>

BS<sup>26)</sup>に掲載されている Ostermayer の実験では緩い礫質砂に限り 10.0 m のアンカー体長に摩擦応力が均一に分布しているが、中位以上の土砂においては不均一な分布を示し、極限引抜き力は長さに比例して増大していない。地盤工学会基準<sup>27)</sup>に、この Ostermayer の実験結果から各種未固結地盤に関する、アンカー体長 3.0 m を基準とした場合のアンカー体の長さの変化に対する極限引抜き力の増減率が図 2.30 (a) のとおり示されている。同図から、Littlejohn の指摘どおり、アンカー体のグラウト強度に対して地盤強度が極端に小さい場合に限り、アンカー体全長に周面摩擦応力が均一に分布してアンカー体長と極限引抜き力の間に線形関係が成り立つことがわかる。一方、アンカー体のグラウト強度に対して地盤強度が極端に小さい場合を除けば、アンカー体長と極限引抜き力の間に線形関係が成立しないことは明らかである。地盤工学会基準には、図 2.30 (a) をもとに「緩い砂地盤を除き、アンカー体長が長くなっても極限引抜き力は比例して大きくなり、アンカー体長 10.0 m でも 3.0 m の場合の、1.6 倍～2 倍程度である。」との記述がある。

図 2.30 (b) は、アンカー体長 3.0 m を基準とした場合のアンカー体の長さの変化に対するアンカー体 1.0 m 当たりの極限引抜き力の増減率を示している。同図から、アンカー体のグラウト強度に対して地盤強度が極端に小さい場合を除けば、アンカー体長が基準の 3.0 m の 3.33 倍の 10.0 m になると、アンカー体 1.0 m 当たりの極限引抜き力は半分程度まで低下していることがわかる。しかし、現行のアンカー体長の計算式は、地盤工学会基準および建築学会指針共に、アンカー体の長さおよび外径と極限引抜き力の大きさとの間に線形関係が成り立つことを前提としている。



(a) 極限引抜き力の比



(b) アンカー体長 1.0 m 当たりの極限引抜き力の比

図 2.30 アンカー体長 3.0 m を基準にしたアンカー体長と極限引抜き力の比 (地盤工学会, 2000) <sup>27)</sup>

### 2.3 ロックアンカーに関する既往の研究

アンカー施工技術の進歩に伴って、**図 2.5<sup>7)</sup>**に示したように 1980 年代中頃から本設構造物に対する使用が増え、ロックアンカーの事例が増加した。しかし、この頃には既にアンカーの設計方法が確立されており、また、ロックアンカーはソイルアンカーに比べて大きな引抜き抵抗力が得られ、研究例等を参考にしなくてもアンカーの計画および設計が比較的容易であったことから、ロックアンカーの引抜き抵抗力和その挙動についての研究や実験は粘性土、砂質土、礫質土などの未固結地盤に比べて少ない。

その中で、坂本・藤田<sup>28)</sup>が橋脚に設置する鉛直方向のアンカーの設計に際して、岩盤にアンカーを打設して引抜き試験を実施した結果を 1966 年に報告している。この引抜き試験では、現在は使用されていない PS アンカーを使用している。PS アンカーとは、削孔壁面にモルタルを介して圧力（水圧）を事前に加えることにより、地盤内にアンカーを締め付けるようなプレストレスを導入し、アンカー体周辺のせん断抵抗を増加させ、さらに、アンカー幹体であるモルタルを強固にするもので、Menard（仏）の発明である。

この引抜き試験は佐賀県で行われ、アンカー体を設置する岩盤は新福井層の砂岩であった。アンカーの削孔径は 115 mm、アンカー体長 4.5 m で、テンドン降伏荷重の 90% に相当する 270 tf (2649 kN) を載荷しても引抜けに至らなかったため極限周面摩擦応力度は求めることができなかったが、 $2649 \text{ kN} / (0.115 \text{ m} \times \pi \times 4.5 \text{ m}) = 1.6 \text{ MN/m}^2$  以上であることが確認できた。この試験結果から、鉛直方向に打設したアンカーの場合、アンカー体先端から円錐形となる岩塊の重量ではなく、岩盤のせん断強さで引抜きに抵抗することが示された。このときの岩盤の破壊面は、円錐形よりも円筒形に近いことが指摘されているが、現在のアンカー設計において、これらの試験結果は反映されていない。

1980 年に亀の瀬地すべり地の奈良県側で行われたアンカー体の応力分布を調査するための実験では、 $\phi 9 \text{ mm}$ 、長さ 480 mm の丸鋼にひずみゲージを貼付し、これを 500 mm 間隔でアンカー体のモルタル内に配置してひずみを測定した。この実験結果から得られた**図 2.31<sup>29)</sup>**より、荷重を 86 tf (844 kN) から 170 tf (1668 kN) まで順次増加させても、最大引張り応力作用位置は自由長との境界から 1.2 m 辺りで移動することはなく、10.0 m のアンカー体の先端から 5.0 m の範囲にはほとんど応力が伝達されていないことが示された。

古山・東<sup>30)</sup>は軟岩地盤（泥岩）に 3.0 m と 5.0 m のアンカー体を設けてひずみの分布を確認する試験と繰返し引張り試験を行った結果を 1993 年に報告している。アンカーの削孔径は 135 mm、自由長は 12.0 m、削孔方向は鉛直とした。**図 2.32**にアンカー設置地盤の簡単な柱状図を示す。アンカー体設置地盤は、GL-10.0 m 以深の泥岩であり、一軸圧縮強度は 3

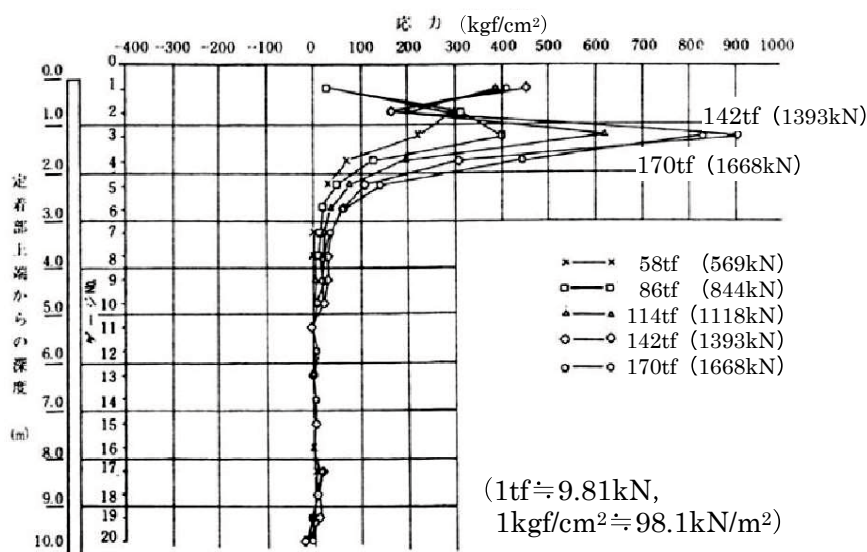


図 2.31 アンカー体部における引張り応力分布 (中村, 1985)<sup>29)</sup> に加筆

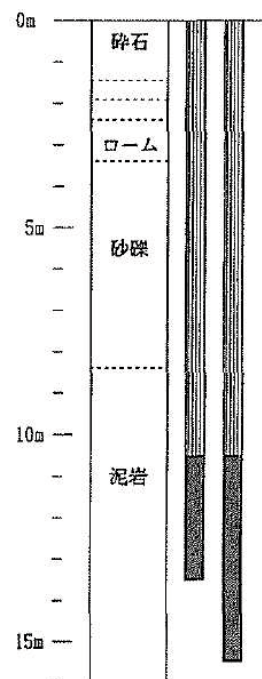


図 2.32 アンカー設置地盤の柱状図 (古山, 東, 1993)<sup>30)</sup>

～8 MN/m<sup>2</sup>, RQD は 80 % と全体的には新鮮である。

荷重方法は、ひずみの分布を確認する試験では、初期荷重 20 tf (196 kN) から 10 tf (98.1 kN) ごとに荷重・除荷を繰り返して、計画最大荷重の 100 tf (981 kN) まで多サイクルで実施した。一方、繰り返し引張り試験では、表 2.2 に示す各サイクルを 30 回実施し、5 回ごとにデータを記録、合計 600 回の荷重を行った。

ひずみの分布を確認する試験では、図 2.33 に示すとおりアンカー体長 3.0 m と 5.0 m の両アンカーに共通して、自由長との境界付近からアンカー体先端部にかけてひずみが急減し、自由長との境界から 2.5 m の位置ではひずみがほとんど生じていない。さらに、3.0 m と 5.0 m のアンカー体のひずみの分布形状とその値を比較すると、荷重 80 tf (785 kN) まではほ

表 2.2 荷重方法 (古山, 東, 1993)<sup>30)</sup> (1tf ≒ 9.81kN)

アンカー体長		3.0 m	5.0 m
計画最大試験荷重		70 tf	100 tf
荷重方法 各サイクル 30回	1 サイクル	10 ⇔ 20 ⇔ 30 tf	10 ⇔ 20 ⇔ 40 tf
	2 サイクル	20 ⇔ 30 ⇔ 40 tf	20 ⇔ 40 ⇔ 60 tf
	3 サイクル	30 ⇔ 50 ⇔ 60 tf	40 ⇔ 60 ⇔ 80 tf
	4 サイクル	50 ⇔ 60 ⇔ 70 tf	60 ⇔ 80 ⇔ 100 tf

## 第2章 アンカーの引抜き抵抗力に関する既往の研究

ほぼ同じ挙動であることから、アンカー体全長が有効に機能しないことを指摘した。

また、繰返し引張り試験では、**図 2.34** に示すとおり 3.0 m と 5.0 m のアンカー体に共通して、繰返し载荷回数 5 回までは多少変化がみられるが、それ以降は安定した挙動であることから、ロックアンカーが繰返し荷重変動の生じる状況でも使用できることを示唆した。我が国では、地震や局地的集中豪雨によりアンカーの荷重は絶えず変動しており、アンカーは繰返し荷重変動に対応できなければならない。

さらに、新関ら<sup>31)</sup>は、古山・東が設置した上記の試験アンカーを再緊張により所要の緊張力で定着し、その後 11 ヶ月間にわたり残存引張り力の経時的変化の調査・検討を行った結果を 1994 年に報告している。

新関らが調査したアンカーの軸力分布の経時的変化を**図 2.35** に示す。同図では、アンカー体長 3.0 m と 5.0 m の両アンカーに共通して、自由長との境界付近の軸力が大きく低下して

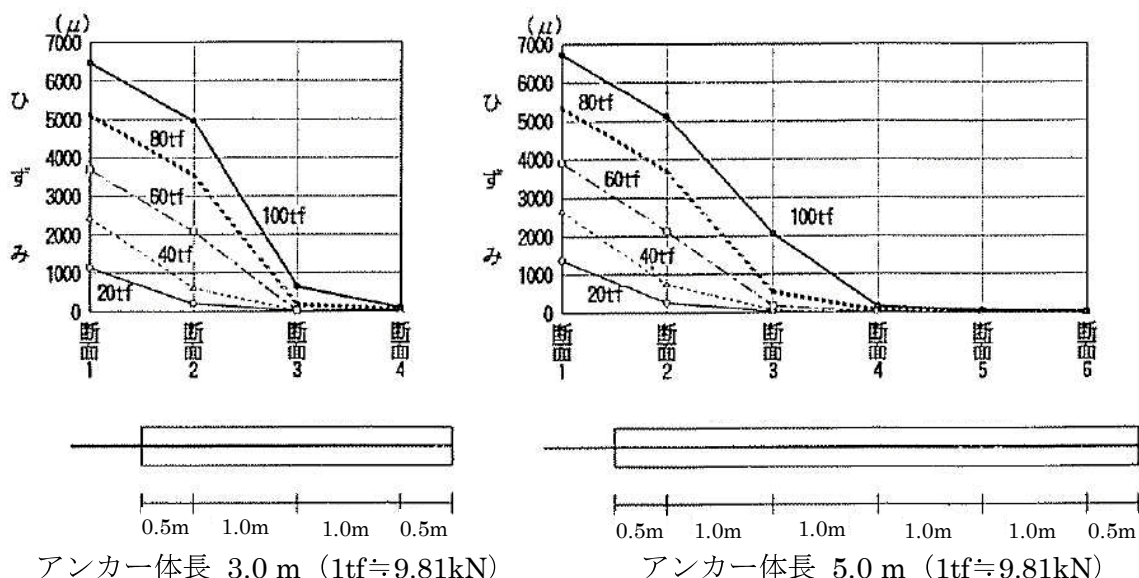


図 2.33 アンカー体部のひずみ分布 (古山, 東, 1993)<sup>30)</sup>

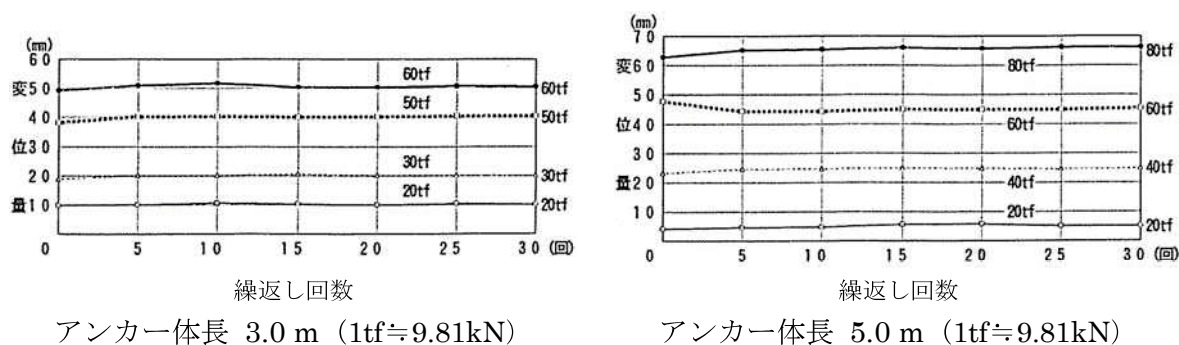


図 2.34 繰返し载荷回数による変位量の変化 (古山, 東, 1993)<sup>30)</sup>



## 第2章 アンカーの引抜き抵抗に関する既往の研究

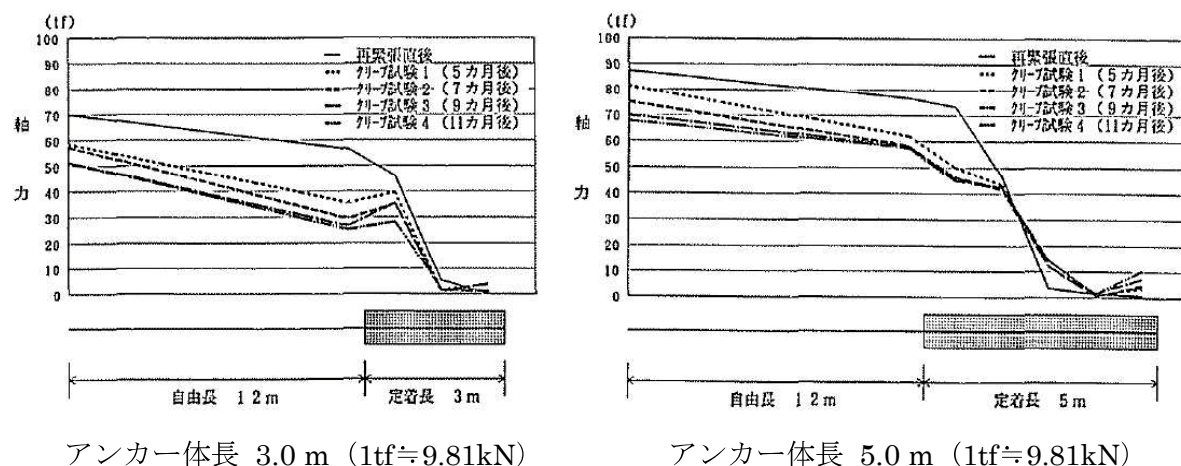


図 2.35 11ヶ月間のアンカーの軸力分布の経時的変化 (新関ら, 1994) <sup>31)</sup>

いる。アンカー体長 3.0 m のアンカーについては、自由長との境界から 1.0 m の区間で軸力の増加傾向がみられることから、圧縮応力が生じたことがわかる。これは、再緊張前の繰返し引張り試験時、あるいは再緊張時に、自由長との境界付近の軟岩地盤が劣化して、長時間の荷重維持ができず周面摩擦抵抗が大きく減少したことを示している。また、アンカー体長 5.0 m のアンカーについても、自由長との境界付近の軟岩地盤の周面摩擦抵抗が減少した状況を示している。周面摩擦抵抗の減少は、残存引張り力の低下として現れている。新関らの調査結果は、施工直後のアンカーが繰返し引張り試験において安定した挙動を示した場合でも、時間の経過とともに残存引張り力が低下する危険性を示唆している。過度な周面摩擦応力が作用している岩盤では破壊あるいは劣化により、時間の経過とともに摩擦応力が減少することが考えられる。

現在普及しているアンカーのほとんどが摩擦方式であるが、瀬崎・浜野 <sup>32)</sup>は、摩擦方式のアンカーは応力が集中するため、その応力集中箇所から逐次破壊が生じることを指摘し、荷重分散ができるくさび型アンカーを 2004 年に提案している。

瀬崎・浜野 <sup>33)</sup>は、地盤工学会基準に示されている研究資料は主に未固結地盤を対象とし、岩盤に関するものはほとんどなく、ロックアンカーの支持機構が十分解明されていないことを指摘した。さらに、岩盤とアンカー体の周面摩擦抵抗がアンカー体に不均一に発生することが以前から指摘されているにもかかわらず、現状では均一なものとして取り扱われている曖昧さを問題とし、引抜き抵抗を確実に発揮するアンカー体の有効区間をもとに引張型アンカーおよび圧縮型アンカーの弱点を示した。また、アンカーの極限引抜き力の判定に塑性変位の挙動が有効になると述べている。

### 2.4 既往の研究と本研究との関係

本研究では、2箇所での現場実験結果をもとに、既往の研究で示されている事象を参考にして、岩盤および土砂地盤に対してアンカー体の長さや外径が引抜き抵抗に及ぼす影響、アンカー体における応力分布や有効な応力伝達長およびアンカー体の引抜けるメカニズムについて検討する。

Ostermayer<sup>13)</sup>は1974年に、各種砂および砂礫地盤での実験結果からアンカー体の引抜き抵抗にアンカー体径(100~150mm)の影響がほとんどみられなかったことを報告している。一方、現行のアンカー体の計算方法は、アンカー体径と引抜き抵抗の大きさは比例関係にあることを前提としている。本研究では、砂礫地盤と軟岩地盤にアンカー体径の異なる短いアンカー体を設けて引抜き実験を行い、アンカー体径と引抜き抵抗の関係进行调查する。

Wernick<sup>15)</sup>は、ロッキング・イン効果を表すロックイン率は土の相対密度の増大あるいはアンカー体径の減少とともに大きくなる傾向がみられると報告している。本研究では砂礫地盤での異なるアンカー体径の引抜き実験により、ロッキング・イン効果の確認、アンカー体径の減少と引抜き抵抗の関係からロックイン率についての考察を行う。

1995年にLittlejohn<sup>25)</sup>は、アンカー体の弾性係数が地盤の弾性係数の10倍より大きい場合に摩擦応力はアンカー体に沿って均一に分布するが、10倍以下の場合には摩擦応力の分布は不均一であると指摘している。岩盤にアンカー体を設置した場合、アンカー体の弾性係数と地盤の弾性係数の差は未固結地盤に比べて小さくなることから、摩擦応力の分布は極端に不均一となり、その伝達長も短くなると考えられる。本研究では、CL~CM級相当の軟岩地盤とD級相当の破碎頁岩地盤の2種類の岩盤にアンカー体を設置して引抜き実験を行い、アンカー体における摩擦応力の分布と伝達長について調べる。これらの実験結果と亀の瀬地すべり地でのアンカー体部での応力分布を調べた実験結果<sup>29)</sup>、古山・東<sup>30)</sup>が軟岩地盤(泥岩)で行った実験結果をもとに、岩盤におけるアンカー体の摩擦応力の分布と伝達長について検討する。

新関ら<sup>31)</sup>は、古山・東が行った繰返し引張り試験では問題がなかった軟岩地盤(泥岩)でのアンカーについて、再緊張により所要の緊張力で定着し、その後11ヶ月間にわたり残存引張り力の経時的変化の調査・検討を行った結果、残存引張り力が低下し機能が損なわれていることを1994年に報告している。過大な荷重がアンカー体設置地盤の周面摩擦力を低下させたことから、本研究では、現場実験でのアンカー体の塑性変位に着目し、アンカー体設置地盤に過大な摩擦抵抗を作用させないために、塑性変位の挙動から設計に用いる周面摩擦応力度(以下、設計周面摩擦応力度という)を決定する方法について検討する。

## 参考文献

- 1) 前川豊, 森屋幸一: 甦るダム—アルジェリアシエルファダムⅡ工事報告—, 月間ダム日本, No.535, pp.57-73, 1989.
- 2) 内田勉: 地すべり対策としてのアンカー技術の道程と課題, 日本地すべり学会誌, Vol.51, No.5, pp.9-16, 2014.
- 3) 北川正男: 日本初のアンカーここにあり—藤原ダム副ダム—, 日本ダム協会ホームページ・ダム便覧, 2007.
- 4) 川崎秀明: 大規模構造物に対するアンカー設計法の見直し, グラウンドアンカー国際研究成果報告会, (一社) 日本アンカー協会, pp.37-57, 2014.
- 5) (社) 土質工学会: アース・アンカー工法, pp.1-3, 1976.
- 6) 山門明雄: グラウンドアンカーの発展の経緯と提案, 土と基礎, Vol.38, No.5, pp.5-8, 1990.
- 7) (独) 土木研究所: 共同研究報告書 アンカーへの取付け・交換が容易な新型アンカー荷重計の開発, p.336, 2010.
- 8) (一社) 日本アンカー協会: グラウンドアンカー設計施工マニュアル, p.7, 2013.
- 9) 藤田圭一: アースアンカー, 基礎工, Vol.5, No.11, pp.49-54, 1977.
- 10) (一社) 日本アンカー協会: グラウンドアンカー設計施工マニュアル, p.4, 2013.
- 11) (一社) 日本アンカー協会: グラウンドアンカー設計施工マニュアル, p.33, 2013.
- 12) (公社) 地盤工学会: グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説, p.159, 2012.
- 13) Ostermayer, H.: Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors, Diaphragm walls and anchorages, *Proc. of the Conference organized by the Institution of Civil Engineers, London*, pp.141-151, 1974.
- 14) Ostermayer, H. and Scheele, F. F.: Research on ground anchors in non-cohesive soils, *Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors*, pp.92-97, 1977.
- 15) Wernick, E.: Stresses and strains on the surface of anchors, *Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors*, pp.113-119, 1977.
- 16) Mori H and Adachi K: Anchorage by an inflated cylinder in soft ground, *7th ICSMFE Mexico Speciality Sessions No.14 and 15*, pp.175-183, 1969.
- 17) 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.1-5, 1977.
- 18) 山下宣博: 第9回国際土質基礎工学会議 専門分科会 No.4 グラウンド・アンカー, 土と

## 第2章 アンカーの引抜き抵抗力に関する既往の研究

- 基礎, Vol.26, No.3, pp.32-33, 1978.
- 19) 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, 第13回土質工学研究発表会講演集, pp.1161-1164, 1978.
  - 20) 上田勝基, 草深守人：アースアンカーの荷重－変位量関係の簡単な予測方法, 土と基礎, Vol.27, No.2, pp.9-15, 1979.
  - 21) 上田勝基, 草深守人, 中村隆地：アンカー体の周面摩擦力について, 第25回土質工学シンポジウム, pp.31-38, 1980.
  - 22) (社)土質工学会：アース・アンカー工法, p.50, 1976.
  - 23) 小山幸則, 長山喜則, 古山章一：アースアンカーの引張り試験時における挙動, 第20回土質工学研究発表会講演集, pp.1339～1340, 1985.
  - 24) (社)土質工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説, p.83, 1990.
  - 25) Littlejohn, G. S. : *Rock anchors, News Journal, Int. Soc. Rock Mech.*, 2:3 and 4:18-37, 1995.
  - 26) British Standards Institution : *British Standard Code of Practice for Ground Anchorages*, pp.25-28, 1989.
  - 27) (社)地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説, p.103, 2000.
  - 28) 坂本良一, 藤田圭一：福島橋における岩盤アンカー試験について, 土と基礎, Vol.14, No.8, pp.11-17, 1966.
  - 29) 中村浩之：アンカー工の概論(その2), 地すべり技術, Vol.12, No.2, pp.21-23, 1985.
  - 30) 古山章一, 東耕太郎：軟岩地盤に定着した永久グラウンドアンカーの繰返し載荷試験, 第28回土質工学研究発表会講演集, pp.2093-2094, 1993.
  - 31) 新関信, 生田雄康, 古山章一, 東耕太郎：グラウンドアンカー緊張力の経時的変化, 第29回土質工学研究発表会発表講演集, pp.1787-1788, 1994.
  - 32) 瀬崎茂, 浜野浩幹：クサビ型アンカーの支持機構, 第39回地盤工学研究発表会講演集, pp.1601-1602, 2004.
  - 33) 瀬崎茂, 浜野浩幹：岩盤を対象とした摩擦型アンカー体の支持機構と設計上の留意点, 土木学会論文集C(地圏工学), Vol.67, No.3, pp.319-338, 2011.

## 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

### 3.1 序言

一般に普及している摩擦方式のアンカーは、既往の研究からアンカー体全長に摩擦抵抗が均一に分布しないことが既に明らかとなっている。しかし、現行のアンカー設計方法は、アンカー体全長に摩擦抵抗が均一に分布するものとし、アンカー体の長さに関して 3.0 m 以上 10.0 m 以下の制限を設けている。したがって、現行の計算式から求まる極限引抜き力は、実際よりも大きな値を示す。現行のアンカー設計方法は、安全率を設定してアンカー体を長くすることにより、アンカー体が引抜けるトラブルが起きないように配慮している。しかし、安全率を設定してアンカー体を長くしても、アンカー体全長に摩擦抵抗が均等に作用しないため、アンカー体設置地盤に対する局所的な摩擦応力は低減しない。実際の現象を反映していないアンカーの設計方法が、現在問題となっているアンカー供用期間中の残存引張り力の低下、アンカー体の引抜けトラブルなどの原因となっていることが考えられる。

本章では、砂礫地盤と軟岩地盤に対する設計下限値 3.0 m 以下の短いアンカー体による引抜き実験結果から、アンカー体の長さとお外径の違いによる引抜き抵抗力の変化、引抜けに至るまでの挙動および支持機構を確認する。また、アンカー体設置地盤に対して過大な周面摩擦応力を作用させないために、アンカー体の塑性変位に着目した設計周面摩擦応力度の決定方法についても考察する。

実験は兵庫県川辺郡猪名川町の現場において実施した。現場位置図を図 3.1 に示す。

### 3.2 引抜き実験の概要

#### 3.2.1 実験現場の地盤

##### a) 地質概要

実験現場周辺に分布する地質は、地質構造上の区分で「超丹波帯」と呼ばれ、そこに分布する地層群のうちで「長尾山層」に属している (図 3.2)。

超丹波帯と丹波帯は、ほぼ同時代 (中生代ジュラ紀) の堆積岩類であるが、丹波帯が陸源成と海洋成が複合したいわゆる付加体であるのに対して、超丹波帯は普通に堆積した整然層

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

と考えられている。構造的には、超丹波帯の下に丹波帯が潜り込んだ状態として存在する。

長尾山層を構成する岩種は砂岩及び頁岩の互層からなり、上部層は砂岩優勢層、下部層は頁岩優勢層が分布する。実験現場は、長尾山層の上部層 砂岩優勢層に相当する。

長尾山層の層理面はほぼ東西方向の走向を示し、著しい褶曲構造を有している。背斜と向斜を繰り返し、更に転倒した背斜・向斜も存在する。



● : 現場位置

図 3.1 実験現場の位置図 (国土地理院 電子地形図 25000 図式 に記入)

第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

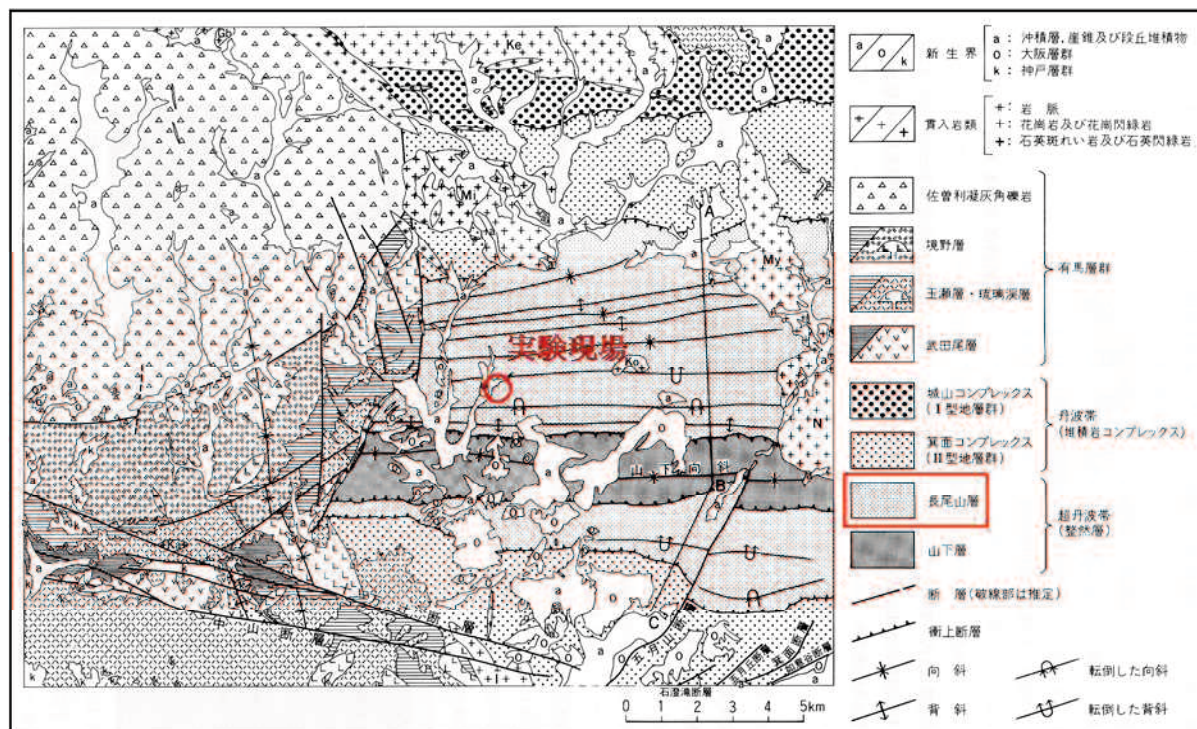


図 3.2 実験現場周辺の地質概略図  
(地質調査所発行 5 万分の 1 地質図「広根地域の地質」)

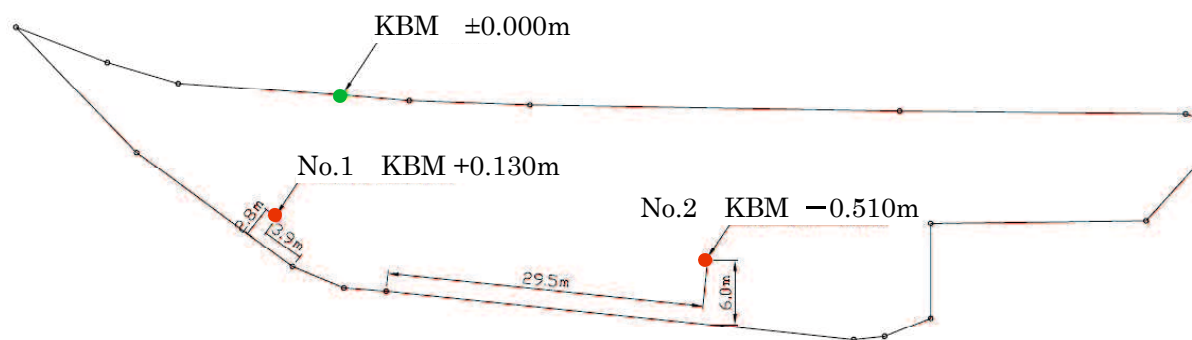


図 3.3 調査ボーリング位置平面図

b) ボーリング調査結果

ボーリング調査は、調査ボーリング位置平面図（図 3.3）に示した 2 地点（No.1, No.2）で実施した。

実験現場を構成する地質は、中生代三畳紀～ジュラ紀の堆積岩類（頁岩，砂岩）を基盤岩とし，その上位に沖積層の未固結土砂（礫質土，粘性土）が分布している。

表 3.1 に示すように，沖積層の未固結土砂は，上部より上部沖積砂礫層（Ag1），沖積粘性土層（Ac），下部沖積砂礫層（Ag2）の 3 層に区分した．基盤岩は，風化・亀裂状態によって 2 層に区分した．

当地は，砂岩と頁岩の不規則な互層状を呈し，場所によって砂岩優勢箇所と頁岩優勢箇所が見られる．いずれも葉理が発達するが層理面は不明瞭であり，全体として塊状岩盤に近い状態を呈する．ボーリング No.1 と No.2 では岩相が異なり，地層の繋がりを想定することは困難である．両地点は亀裂の発達程度が対照的であり，No.1 孔は全体的に亀裂が多く CL～CM 級，No.2 孔は全体に亀裂が少なく CM～CH 級（CH 主体）に区分される．

表 3.1 地質構成

地質時代	断面図	地層名	岩級区分	記 事	
新生代	第四紀	Ag1	上部沖積砂礫層	-	粘土分をやや多く含む褐灰色礫質土。礫はφ40mm以下の砂岩および頁岩の角礫。
		Ac	沖積粘性土層	-	φ30mm以下の礫を混入する褐灰色の粘性土層。層厚は1m未満。部分的に腐植物を混入。
		Ag2	下部沖積砂礫層	-	粘土分をやや多く含む褐灰色～暗灰色礫質土。礫はφ30mm以下の砂岩および頁岩の角礫。
中生代	ジュラ紀～三畳紀	超丹波帯 長尾山層	砂岩・頁岩互層	CL ～ CM	No.1孔に分布。全体的に亀裂多く角礫状～片状～短柱状コアとなる。軟岩に相当。
				CH	No.2孔に分布。比較的新鮮な岩盤で亀裂が少なく長柱状コアを主体とする。中硬岩に相当。



c) ボーリング No. 1 の調査結果

ボーリング No.1 のボーリングコア写真と柱状図を図 3.4 に示す。各層ごとの調査結果は次のとおりである。

- GL-0.00～2.00 m 上部沖積砂礫層 Ag1  
 褐灰色の粘土混じり砂礫からなる。φ30 mm 以下の角礫を主体とする。全体に粘性土分の含有率が高い。含水は少ない。N 値 7 回を示し、礫質土としては緩い層である。
- GL-2.00～2.90 m 沖積粘性土層 Ac  
 暗褐灰色の砂質シルトからなる。粒径不均一な粘性土。稀にφ15 mm 以下の角礫を混入する。腐植物を若干混入する。N 値 4 回を示し、柔らかい～中位の層である。
- GL-2.90～4.00 m 下部沖積砂礫層 Ag2  
 暗灰色のシルト混じり砂礫からなる。φ30 mm 以下の角礫を主体とする。含水はやや多い。N 値 14 回を示し、中位に締まった層である。
- GL-4.00～15.00 m 砂岩・頁岩互層 Ss/Sh  
 GL-4.00 m 以深に基盤岩が分布し、砂岩と頁岩の互層構造を成す。GL-9.50 m 付近

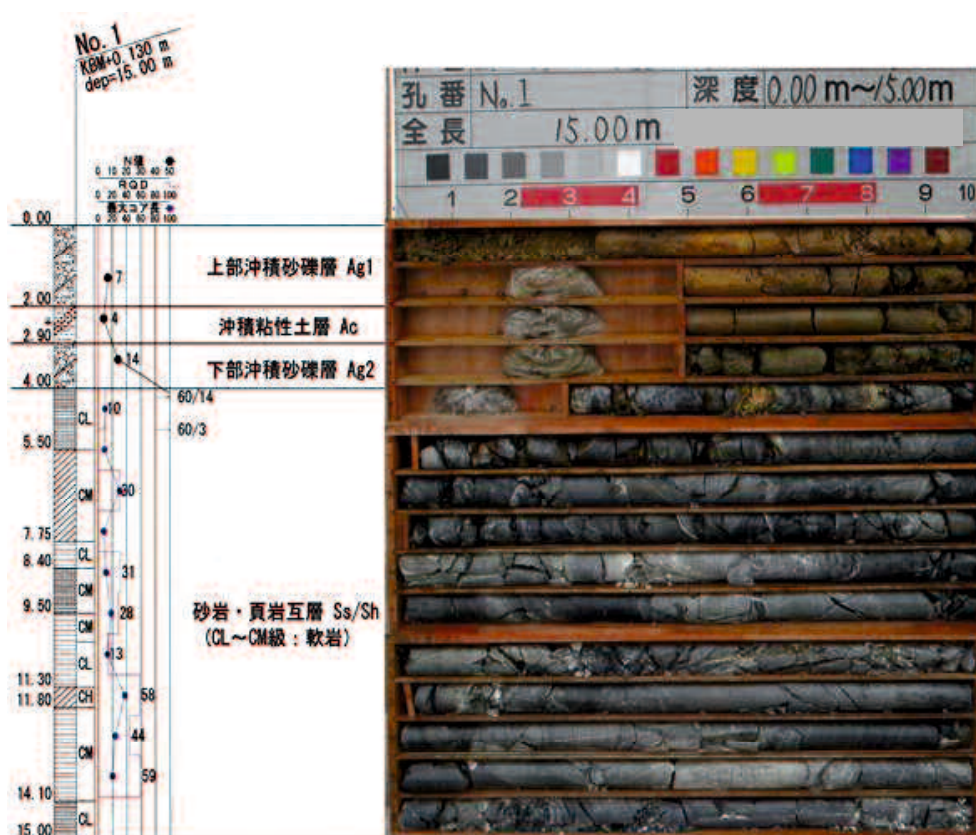


図 3.4 ボーリングコア写真と柱状図 (No.1)

までは頁岩優勢であるが、以深は砂岩優勢となる。

GL-5.60 m 付近より上部は、亀裂面に褐色の酸化が見られ、部分的に亀裂周辺が軟質化している。GL-5.60 m 以深は、亀裂面の酸化が見られず全体に新鮮な岩盤となる。ただし、最終深度まで全体に亀裂が発達し角礫状～片状コアを呈する部分が多く見られる。これは、GL-10～11 m 間に存在する高角度断層の影響によるものと考えられる。それ以外の箇所にも所々に薄い断層破碎帯が見られる。

細かい岩級区分を行うと、CL 級岩盤と CM 級岩盤が「互層」状に繰返していることになり、全体的な評価としては CL 級（軟岩）に区分する。

#### d) ボーリング No. 2 の調査結果

ボーリング No.2 のボーリングコア写真と柱状図を図 3.5 に示す。各層ごとの調査結果は次のとおりである。

- GL-0.00～1.75 m 上部沖積砂礫層 Ag1

褐灰色の粘土混じり砂礫からなる。φ 40 mm 以下の角礫を主体とする。全体に粘性土分の含有率が高い。含水は少ない。N 値 6 回を示し、礫質土としては緩い層である。

- GL-1.75～2.50 m 沖積粘性土層 Ac

褐灰色の礫混じり砂質シルトからなる。粒径不均一な粘性土。礫はφ 30 mm 以下の角礫を混入する。N 値 15 回を示し粘性土としては大きな値が得られたが、礫の影響によるものと思われる。

- GL-2.50～3.50 m 下部沖積砂礫層 Ag2

褐灰色のシルト混じり砂礫からなる。φ 30 mm 以下の角礫を主体とする。含水はやや多い。N 値 25 回を示し、中位に締まった層である。

- GL-3.50～15.00 m 砂岩・頁岩互層 Ss/Sh

GL-3.50 m 以深に基盤岩が分布し、全体に頁岩優勢の砂岩・頁岩互層である。

No.1 に比べると全体に亀裂が少なく、長柱状コアとして採取される。また、風化もほとんど見られず新鮮で硬質な岩盤が連続して分布する。

細かい岩級区分を行うと、CM 級岩盤と CH 級岩盤の繰返しであり、CH 級が主体を成す。したがって、全体的な評価としては CH 級（中硬岩）に区分する。

頁岩は葉理が発達しており、葉理の傾斜を見るとほぼ水平から 40° 前後まで変化している。また、所々に挟在する砂岩層との境界は不明瞭であるが、おおむね 40～50° の傾斜を有する。

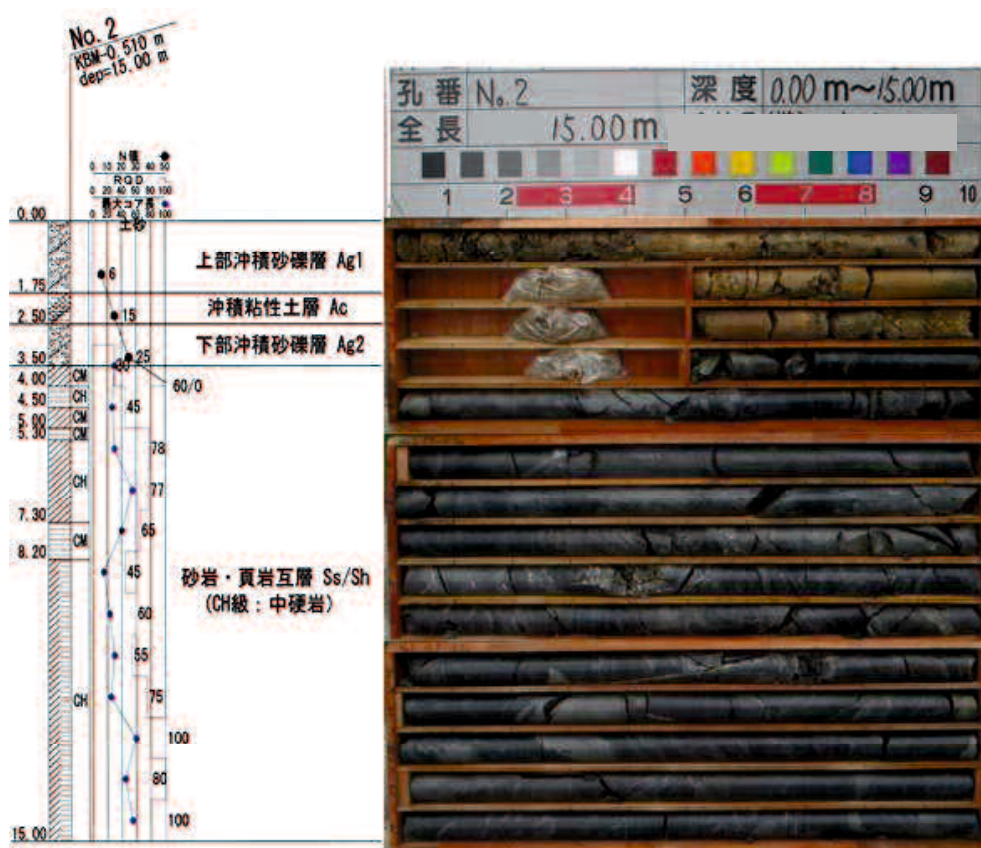


図 3.5 ボーリングコア写真と柱状図 (No.2)

e) 標準貫入試験結果

区分した地層ごとの標準貫入試験データ (N 値) 集計結果を表 3.2 に示す。

f) 地質構造 (地質想定断面図)

基盤岩は中生代三疊紀～ジュラ紀の堆積岩類から構成される長尾山層に属する。岩種は砂岩と頁岩の互層からなる。

岩盤の風化、亀裂程度から No.1 のみに分布する軟岩 (CL～CM 級) と No.2 のみに分布する中硬岩 (CH 級主体) の 2 層に区分した。No.1 の基盤岩全体に亀裂の発達する要因としては、断層破碎帯の存在によるものと想定される。

基盤岩を覆う土砂層 (沖積層) は 3 層に区分され、両孔間でほぼ水平に繋がるものと想定される。

2 箇所のボーリング調査結果を結ぶ地質想定断面図を図 3.6 に示す。

第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

表 3.2 標準貫入試験データ (N 値) の集計表

地質時代	断面図	地層名	岩級区分	実測 N 値			最小値	最大値	平均 N 値	標準偏差 $\sigma_{n-1}$	設計 N 値 Nd	
新生代	第四紀	Ag1	上部沖積砂礫層	-	7	6		6	7	6.5	0.7	6
		Ac	沖積粘性土層	-	4	15		4	4	4.0	-	4
		Ag2	下部沖積砂礫層	-	14	25		14	25	19.5	7.8	16
中生代	ジュラ紀～三畳紀	Ss/Sh	超丹波帯 長尾山層 砂岩・頁岩互層	CL ~ CM	60/ 14	60/ 14		60以上		-	-	-
		CH		貫入不能			-	-	-	-		

※設計N値Ndは安全側を考慮し、Nd=平均N値-1/2(標準偏差)とした。

※赤数字のデータは礫当りのため棄却する。

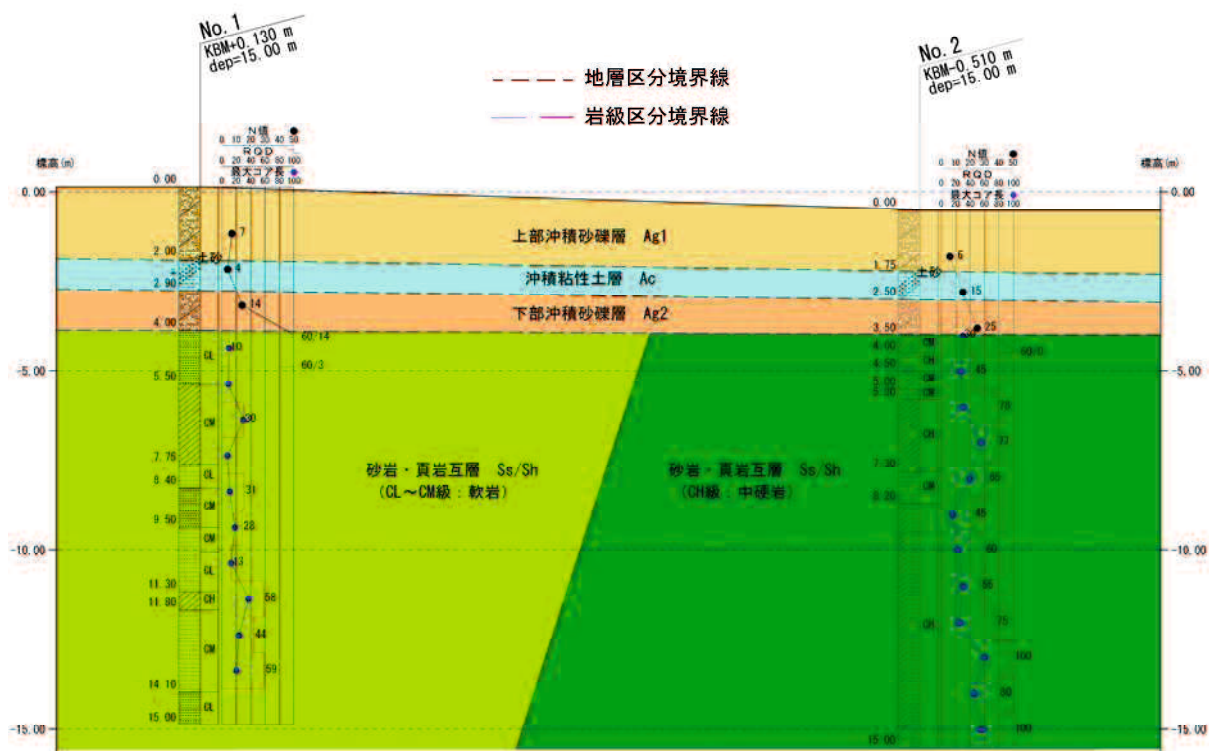


図 3.6 地質想定断面図

### 3.2.2 引抜き実験の方法

引抜き実験は、地盤調査で確認した N 値 14 の沖積砂礫地盤と中生代ジュラ紀～三畳紀の砂岩頁岩互層で CL～CM 級相当の軟岩地盤の 2 種類の地盤に、地盤工学会基準および建築学会指針等で規定されている設計下限値 3.0 m 以下の短いアンカー体を鉛直方向に設置して実施した。アンカー体の長さとお径がアンカー体の引抜き耐力に及ぼす影響および支持機構について検討するために、長さとお径の異なるアンカー体の引抜きを行った。

砂礫地盤での引抜き実験位置は、ボーリング No.2 の沖積層はボーリング No.1 に比べて層厚が薄く、沖積砂礫地盤にアンカー体を確実に設置するためにはボーリング No.1 の方が適していると判断し、ボーリング No.1 付近とした。

また、軟岩地盤での引抜き実験位置についても、ボーリング No.2 の岩盤は CH 級相当の中硬岩であるため、アンカー体を 1.0 m 程度に短くしても引抜き荷重が大きくなり、テンドンの引張り強度との関係から引抜きは難しいと考え、ボーリング No.1 付近とした。したがって、引抜き実験アンカーは全てボーリング No.1 付近に設置することとした。

図 3.7 に砂礫地盤、図 3.8 に軟岩地盤の実験アンカーの断面図を示す。また、アンカー削孔機据付状況を図 3.9 に、アンカー体の引抜き状況を図 3.10 に示す。

本研究では、荷重増加に伴うアンカー体の応力分布の変化の確認とともに、アンカー体の引抜き耐力（以下、単に引抜き耐力という）の新たな判定基準として、塑性変位の増加率（mm/kN）の導入を試みる。塑性変位の増加率とは、式 3.1 に示すとおり、荷重 1 kN の増加に対する塑性変位の増加量（mm）である。本論文における引抜き耐力とは、荷重と塑性変位の増加率の関係を示すグラフで塑性変位の増加率に急増が確認される直前の計測荷重と定義し、極限引抜き力と区別する。

$$I_{rp} = \frac{\delta_{n+1} - \delta_n}{T_{n+1} - T_n} \quad \text{式 3.1}$$

ここに、 $I_{rp}$ ：塑性変位の増加率（mm/kN）、 $\delta_{n+1}$ ：n+1 サイクルの塑性変位量（mm）、  
 $\delta_n$ ：n サイクルの塑性変位量（mm）、 $T_{n+1}$ ：n+1 サイクルの最大荷重（kN）  
 $T_n$ ：n サイクルの最大荷重（kN）

この塑性変位の増加率をもとに、アンカー体設置地盤に過大な摩擦抵抗を作用させないための設計周面摩擦応力度の決定方法について検討する。ここで、設計周面摩擦応力度の定義は、引抜き耐力時の周面摩擦応力度とし、現行の設計で用いている荷重－塑性変位量曲線の勾配が急激に変化したときの荷重から求められる極限周面摩擦応力度とは区別する。

第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

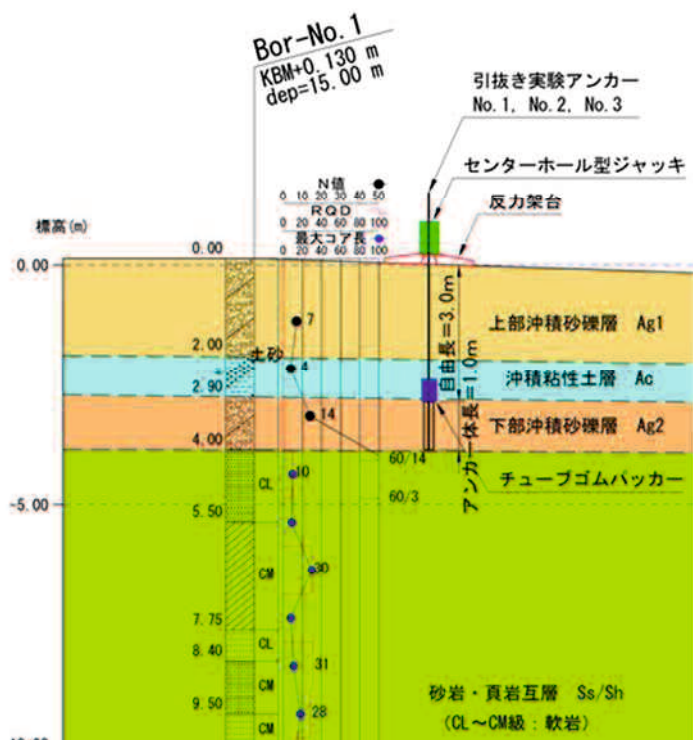


図 3.7 実験アンカーの断面図（砂礫地盤にアンカー体を設置）

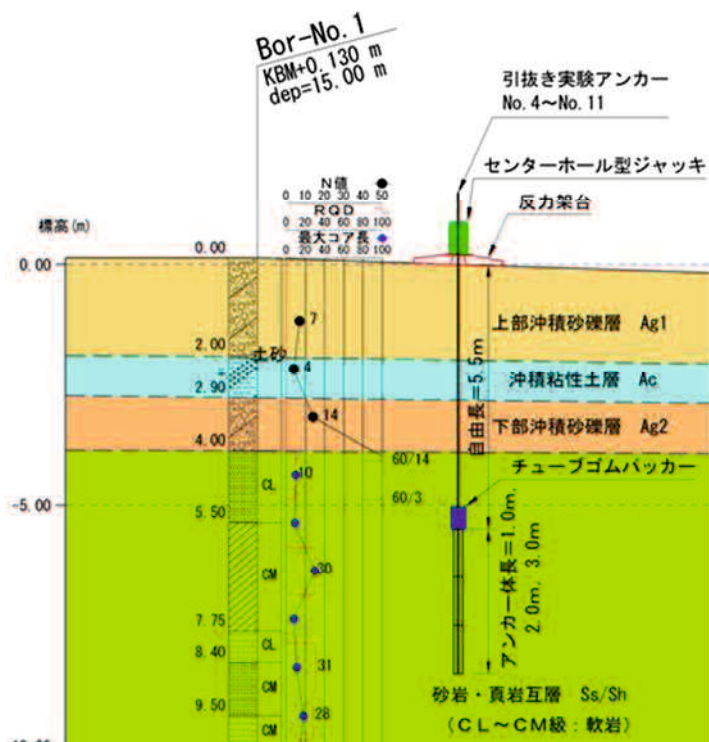


図 3.8 実験アンカーの断面図（軟岩地盤にアンカー体を設置）



図 3.9 アンカー削孔機据付状況



図 3.10 アンカー体の引抜き状況

### 3.3 砂礫地盤に設置したアンカー体の引抜き実験結果

#### 3.3.1 実験条件

実験地内の N 値 14 の沖積砂礫地盤に鉛直方向に 1.0 m の短いアンカー体を設置して、アンカー体径の異なる 3 ケースの引抜き実験を行った。

実験アンカーの諸元を表 3.3 に、断面図を図 3.7 に示している。削孔径は 90 mm, 115 mm, 135 mm の 3 種類とし、テンドンには JIS 規格の PC 鋼より線  $\phi 12.7\text{mm}$  を使用、PC 鋼より線の束本数は削孔径の大きさに合わせて 2, 3, 4 本とした。削孔径が大きくなると引抜き荷重も大きくなることを想定し、削孔径 90 mm には PC 鋼より線 2 本、削孔径 115 mm には PC 鋼より線 3 本、削孔径 135 mm には PC 鋼より線 4 本のテンドンをを用いた。実際のアンカー体径は削孔径よりも大きくなることが知られているが、アンカー体径の確認は困難であり、通常アンカー設計・施工では削孔径をアンカー体径と見なしていることから、本研究実験でも同じ値として取り扱う。

アンカー体長は、N 値 14 の砂礫地盤の層厚が 1.0 m 余しかないことから 1.0 m に限定し、自由長部の削孔長は、ボーリング No.1 の地盤状況から 3.0 m とした。削孔部の自由長が 3.0 m と短いことから、砂礫地盤の層厚が 1.0 m 余と薄くても、その範囲内にアンカー体が確実に設置できると判断した。

本研究の目的はアンカー体の地盤からの引抜けメカニズムの調査であり、アンカー体の引抜け以前に、PC 鋼より線の降伏、あるいは PC 鋼より線とセメントペーストの付着切れが生じないようにする必要がある。したがって、次の検討により実験アンカーの諸元を決定した。

表 3.3 砂礫地盤での実験アンカーの諸元

アンカーNo.	削孔径	テンドン規格 降伏荷重 $T_{ys}$ 見掛けの周長 $U$	アンカー体長	テンドン拘束力 の推定値	アンカー体引抜き 抵抗力の推定値
1	90 mm	$\phi 12.7\text{mm} \times 2$ 本 $T_{ys}=312 \text{ kN}$ $U=79.8 \text{ mm}$	1.0 m	159.6 kN	70.7 kN
2	115 mm	$\phi 12.7\text{mm} \times 3$ 本 $T_{ys}=468 \text{ kN}$ $U=119.7 \text{ mm}$	1.0 m	239.4 kN	90.3 kN
3	135 mm	$\phi 12.7\text{mm} \times 4$ 本 $T_{ys}=624 \text{ kN}$ $U=159.6 \text{ mm}$	1.0 m	319.2 kN	106.0 kN



### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

- アンカーNo.1 削孔径 90 mm, アンカー体長 1.0 m

N 値 14 の砂礫地盤の極限周面摩擦応力度  $\tau$  は、地盤工学会基準等に記載のある表 3.4<sup>1)</sup> を参考にして、 $\tau=0.25 \text{ N/mm}^2$  とした。この場合、アンカー体の引抜き抵抗力  $R$  は次式のとおりである。

$$R = \tau \cdot D \cdot \pi \cdot la = 0.25(\text{N/mm}^2) \times 90(\text{mm}) \times \pi \times 1000(\text{mm})/1000 = 70.7(\text{kN})$$

ここに、 $\tau$ : 極限周面摩擦応力度 ( $\text{N/mm}^2$ ),  $D$ : 削孔径 (mm),  $la$ : アンカー体長 (mm)

PC 鋼より線  $\phi 12.7\text{mm}$  の 1 本当たりの降伏荷重は 156 kN (JIS 規格) であり、2 本束ねた場合の降伏荷重  $Tys$  は次式のとおりである。

$$Tys = 156(\text{kN}) \times 2(\text{本}) = 312(\text{kN})$$

PC 鋼より線とセメントペーストの付着に関して、付着応力度は建築学会指針に記載されている図 3.11<sup>2)</sup>をもとに  $2.0 \text{ N/mm}^2$  とした。この場合、テンドンの拘束力  $Tb$  は次式のとおりである。

$$Tb = \tau_a \cdot U = 2.0(\text{N/mm}^2) \times 12.7(\text{mm}) \times \pi \times 2(\text{本}) \times 1000(\text{mm})/1000 = 159.6(\text{kN})$$

ここに、 $\tau_a$ : PC 鋼より線とセメントペーストの付着応力度 ( $\text{N/mm}^2$ ),

$U$ : テンドン見掛けの周長 (mm)

以上より、 $R < Tb < Tys$  となり、アンカー体の引抜きを確認することができる。

- アンカーNo.2 削孔径 115 mm, アンカー体長 1.0 m

アンカー体の引抜き抵抗力  $R$

$$R = 0.25(\text{N/mm}^2) \times 115(\text{mm}) \times \pi \times 1000(\text{mm})/1000 = 90.3(\text{kN})$$

PC 鋼より線  $\phi 12.7\text{mm}$  を 3 本束ねた場合の降伏荷重  $Tys$

$$Tys = 156(\text{kN}) \times 3(\text{本}) = 468(\text{kN})$$

表 3.4 地盤とアンカー体の極限周面摩擦応力度 (地盤工学会, 2012 より抜粋) <sup>1)</sup>

地盤の種類		極限周面摩擦応力度 $\tau$ ( $\text{N/mm}^2$ )	
岩盤	硬岩	1.50~2.50	
	軟岩	1.00~1.50	
	風化岩	0.60~1.00	
	土丹	0.60~1.20	
砂礫	N 値	10	0.10~0.20
		20	0.17~0.25
		30	0.25~0.35
		40	0.35~0.45
		50	0.45~0.70

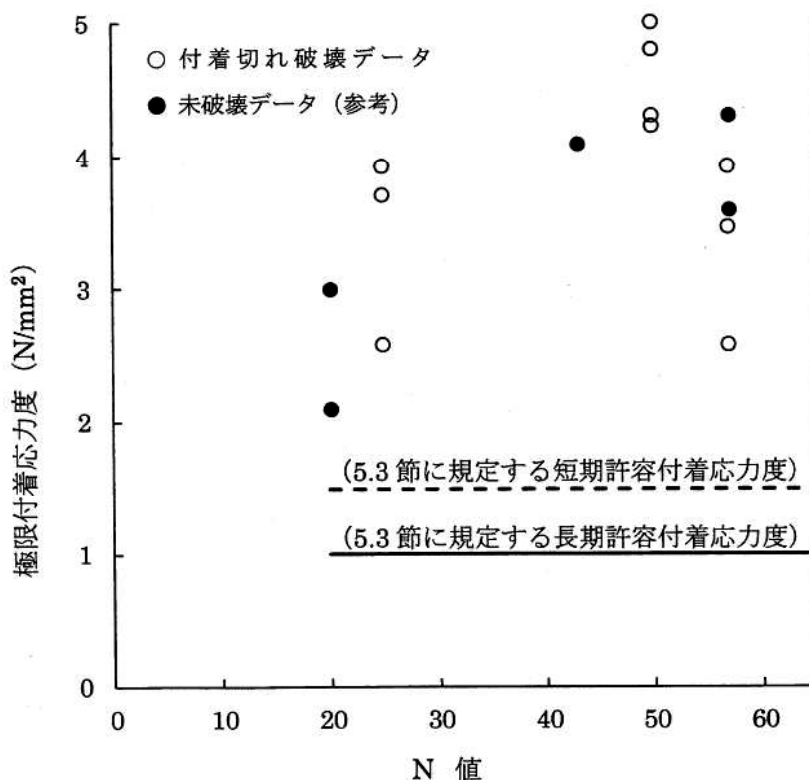


図 3.11 極限付着応力度の収集データ (日本建築学会, 2018) <sup>2)</sup>

テンドンの拘束力  $T_b$

$$T_b = 2.0(N/mm^2) \times 12.7(mm) \times \pi \times 3(本) \times 1000(mm)/1000 = 239.4(kN)$$

以上より,  $R < T_b < T_{ys}$  となり, アンカー体の引抜きを確認することができる.

- アンカーNo.3 削孔径 135 mm, アンカー体長 1.0 m

アンカー体の引抜き抵抗力  $R$

$$R = 0.25(N/mm^2) \times 135(mm) \times \pi \times 1000(mm)/1000 = 106.0(kN)$$

PC 鋼より線  $\phi 12.7mm$  を 4 本束ねた場合の降伏荷重  $T_{ys}$

$$T_{ys} = 156(kN) \times 4(本) = 624(kN)$$

テンドンの拘束力  $T_b$

$$T_b = 2.0(N/mm^2) \times 12.7(mm) \times \pi \times 4(本) \times 1000(mm)/1000 = 319.2(kN)$$

以上より,  $R < T_b < T_{ys}$  となり, アンカー体の引抜きを確認することができる.

削孔はクローラ型ロータリーパーカッション式削孔機により二重管削孔方式で行い, 削孔方向は鉛直とした(図 3.9). グラウトはセメントペーストを使用し, 配合は水セメント比 (W/C) を 50%とした. 加圧注入に関しては, 自由長が短く圧力の保持が難しいことと, 注入圧の違

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

いによる引抜き抵抗力への影響を排除するため、無加圧とした。

アンカー体部だけでなく自由長部に対してもグラウト充填の必要性が地盤工学会基準<sup>3)</sup>に記載されているが、通常の引抜き試験と同様、本研究実験では自由長部における摩擦抵抗の発生を避け、アンカー体自体のデータを得るため、自由長との境界の自由長側にチューブゴムパッカーを取付け、アンカー体部を確実にグラウトするとともに自由長部のグラウトを入念に洗浄した。図3.12に実験装置の模式図を示す。なお、引抜き作業の直前にチューブゴムパッカー内の水を排除して、自由長部の摩擦が影響しないように特に配慮した。

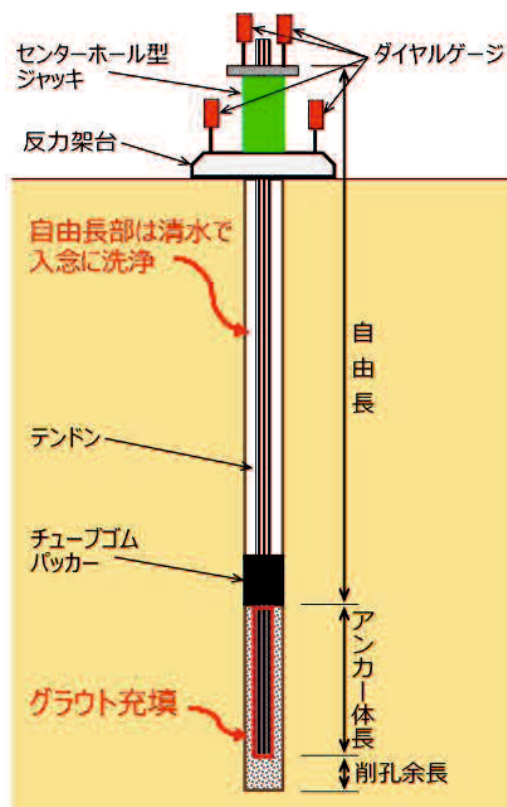


図 3.12 実験装置の模式図

引抜き実験は、グラウトが所定の圧縮強度 (30 N/mm<sup>2</sup>) 以上発現を確認後、1000 kN 用センターホール型ジャッキを用いて実施した。載荷方法は

図3.13に示す多サイクル方式とし、初期荷重および載荷、除荷時の荷重測定間隔はPC鋼より線1本当たり5kNとなるように設定した。荷重保持時間は、各サイクルの最大荷重時は5分間、初期荷重および載荷時の各段階荷重では2分間とし、除荷は、載荷時と同じ荷重段階で荷重保持を行わず変位量の計測を行った。砂礫地盤の場合、PC鋼より線の降伏荷重  $T_{ys}$  が引抜き抵抗力の推定値を大幅に上回っていることから、アンカー体が引抜けるまで載荷する

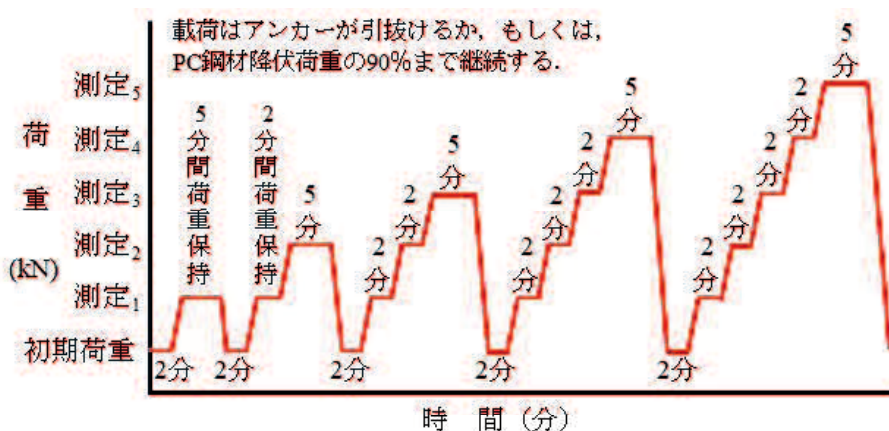


図 3.13 載荷方法 (例)

こととした。

変位量の計測は、ジャッキ上部のプレートに2箇所、反力架台に2箇所、計4箇所にダイヤルゲージを設置し、デジタルひずみ測定器で荷重と変位量の自動計測を行った。変位量の精度は地盤工学会基準<sup>4)</sup>には1/10 mmとあるが、塑性変位等の解析に必要な精度を考慮し1/100 mmに設定した。

### 3.3.2 アンカー体の外径と引抜き抵抗力の関係

アンカーの頭部変位量はジャッキ上部のプレートに設置した2つのダイヤルゲージの平均値を採用し、この頭部変位量をもとに塑性変位量と弾性変位量を求めた。荷重-変位量曲線における変位量はアンカーの塑性変位量と弾性変位量を足し合せた値となる。塑性変位量とは、引張り試験での荷重-変位量曲線の各サイクルにおいて、初期荷重まで荷重を戻したときの残留変位量であり、アンカー体の変形および引抜け挙動を示す重要なデータとなる。弾性変位量とは、引張り材の弾性変形により生じる変位量をいい、引張り試験での荷重-変位量曲線の各サイクルにおいて、そのサイクルの最大荷重時の変位量から塑性変位量を差し引いた値であり、テンドンに使用されているPC鋼材の材料特性に基づく変位量である。弾性変位量をもとに、自由長が適正に造られていること、PC鋼より線とセメントペースト間の付着切れが生じていないことなどを確認することができる。

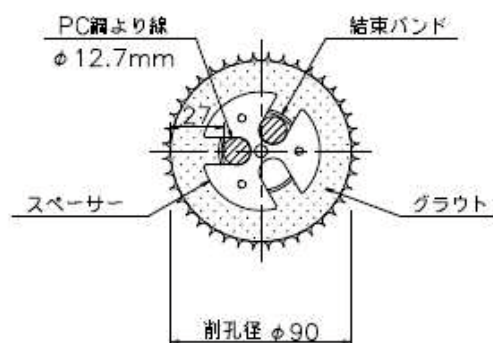
表3.5にアンカー体断面積に対するPC鋼材断面積の割合を、図3.14にアンカー体断面におけるPC鋼材外縁から削孔壁面までの間隔を示す。本研究実験では、アンカーNo.1→2→3と削孔径が大きくなるほど、アンカー体断面積に対するPC鋼材断面積の割合が小さくなっている。

各アンカーの荷重-変位量曲線を図3.15に示す。アンカーNo.3の削孔径135 mmのケースでは、最終サイクルよりも早い段階で荷重-変位量曲線に不規則な変位がみられる。

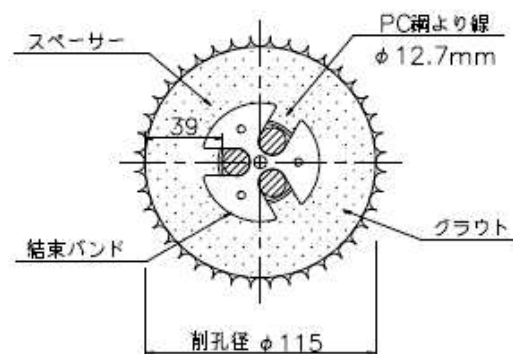
表 3.5 アンカー体断面積に対する PC 鋼材断面積の割合

アンカーNo.	テンドン規格 PC 鋼材の断面積 $A_s$	削孔径	アンカー体 断面積 $A_a$	アンカー体断面積に対する PC 鋼材断面積の割合
1	$\phi 12.7\text{mm} \times 2$ 本 $A_s = 197.4 \text{ mm}^2$	90 mm	$A_a = 6361.7 \text{ mm}^2$	3.10 %
2	$\phi 12.7\text{mm} \times 3$ 本 $A_s = 296.1 \text{ mm}^2$	115 mm	$A_a = 10386.9 \text{ mm}^2$	2.85 %
3	$\phi 12.7\text{mm} \times 4$ 本 $A_s = 394.8 \text{ mm}^2$	135 mm	$A_a = 14313.9 \text{ mm}^2$	2.76 %

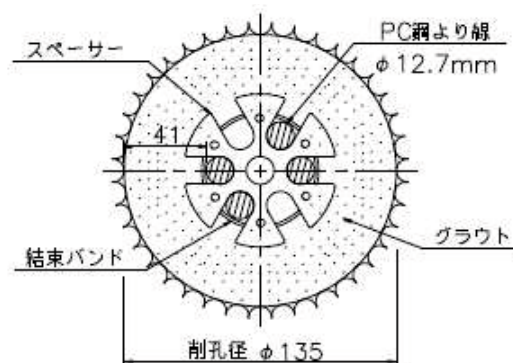
第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察



(a) アンカー No.1 (PC 鋼材外縁から孔壁までの間隔 27 mm)



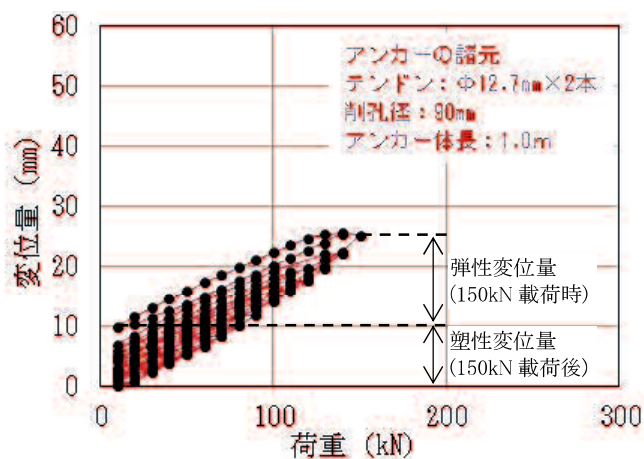
(b) アンカー No.2 (PC 鋼材外縁から孔壁までの間隔 39 mm)



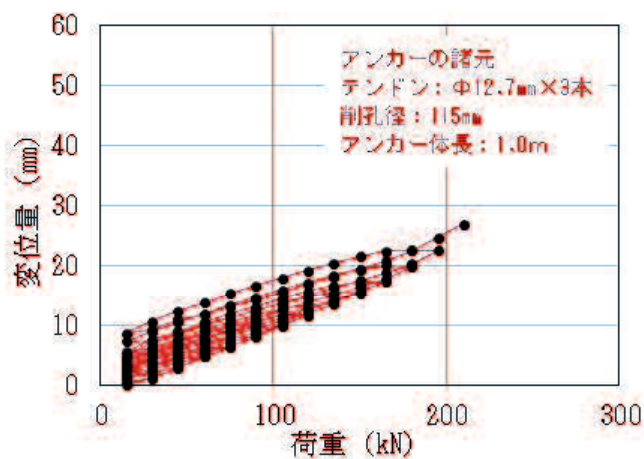
(c) アンカー No.3 (PC 鋼材外縁から孔壁までの間隔 41 mm)

図 3.14 アンカー体の断面図

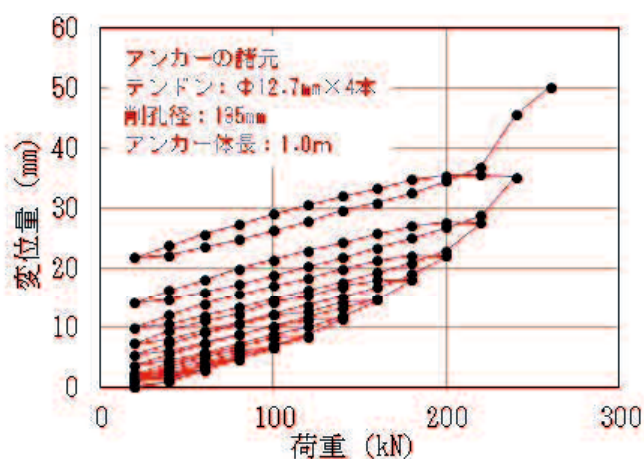
第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察



(a) アンカー No.1



(b) アンカー No.2



(c) アンカー No.3

図 3.15 アンカーの荷重—変位量曲線

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

前述したとおり、塑性変位量とは、引張り試験における荷重－変位量曲線の各サイクルにおいて、初期荷重まで荷重を戻したときの残留変位量であり、アンカー体の変形および引抜け挙動を示す重要なデータとなる。本研究では、アンカー体設置地盤に過大な摩擦抵抗を作用させないために、式 3.1 に示した塑性変位の増加率 (mm/kN)、すなわち荷重 1 kN の増加に対する塑性変位の増加量 (mm) を新たな指標として、設計周面摩擦応力度を決定する。各アンカーの荷重－塑性変位量曲線を図 3.16 に、各サイクルの最大荷重に対する塑性変位の増加率の変化を図 3.17 に示す。

実務において極限周面摩擦応力度を決定する場合は、引抜き試験の荷重－塑性変位量曲線の勾配が急激に変化したときの荷重をもとにして算出する。しかし、図 3.16 の荷重－塑性変位量曲線には明確な変化点はみられず、極限周面摩擦応力度はアンカーが引抜けたときの荷重となる。以下、アンカーが引抜けたときの荷重、すなわち確認できた最大荷重をピーク荷重という。

一方、図 3.17 の荷重と塑性変位の増加率の関係を示すグラフでは、荷重－塑性変位量曲線に比べて塑性変位の変化傾向が読取りやすい。砂礫地盤で計測された塑性変位の増加率は、後述する軟岩地盤と比べて増減の変動が大きいため、この場合の引抜き耐力は、塑性変位の増加率が急上昇し、かつその状態が継続する直前の計測荷重とした。3 ケースのアンカーに共通して、引抜き耐力は塑性変位の増加率が 0.10 mm/kN 以下のときの荷重であることから、塑性変位の増加率が 0.10 mm/kN 以下の状況であれば、アンカーは安定状態にあると判定できる。

アンカーが引抜けた荷重サイクルを最終サイクルとし、最終サイクルの荷重－変位量曲線を図 3.18 に示す。同図より、アンカーNo.1 のピーク荷重は 150 kN である。図 3.17 より、荷重を 140 kN から 150 kN に増加させた際に塑性変位の増加率が急上昇したことから、引抜き耐力は 140 kN である。引抜き耐力時のアンカー体 1.0 m 当たりの設計周面摩擦応力度は、 $(140 \times 10^3) \text{ N} / (1000 \text{ mm} \times 90 \text{ mm} \times \pi) = 0.495 \text{ N/mm}^2$  となる。

同様に、アンカーNo.2 のピーク荷重は図 3.18 より 210 kN、引抜き耐力は図 3.17 より 165 kN である。引抜き耐力時のアンカー体 1.0 m 当たりの設計周面摩擦応力度は、 $(165 \times 10^3) \text{ N} / (1000 \text{ mm} \times 115 \text{ mm} \times \pi) = 0.457 \text{ N/mm}^2$  となる。

アンカーNo.3 のピーク荷重は図 3.18 より 260 kN、引抜き耐力は図 3.17 より 180 kN であり、引抜き耐力時のアンカー体 1.0 m 当たりの設計周面摩擦応力度は、 $(180 \times 10^3) \text{ N} / (1000 \text{ mm} \times 135 \text{ mm} \times \pi) = 0.424 \text{ N/mm}^2$  となる。

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

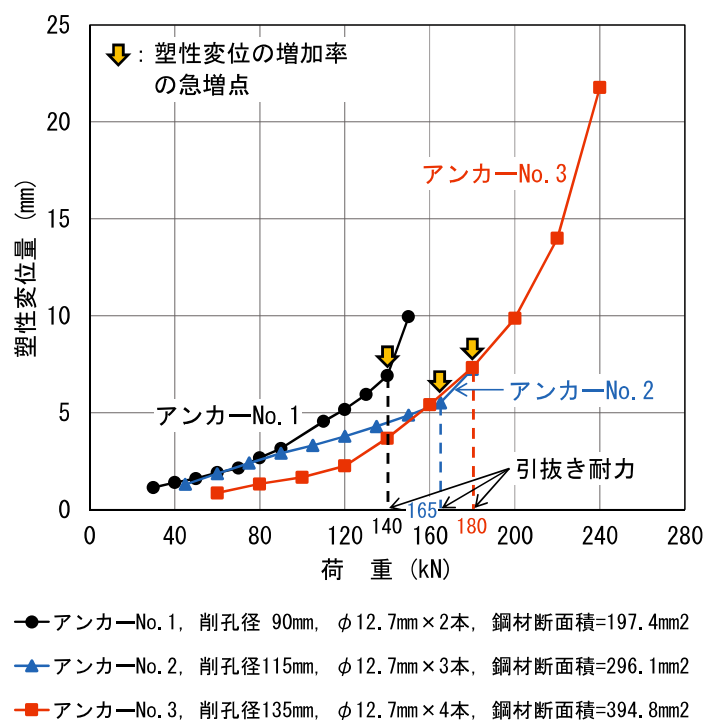


図 3.16 荷重－塑性変位量曲線（砂礫地盤，アンカー体長＝1.0 m）

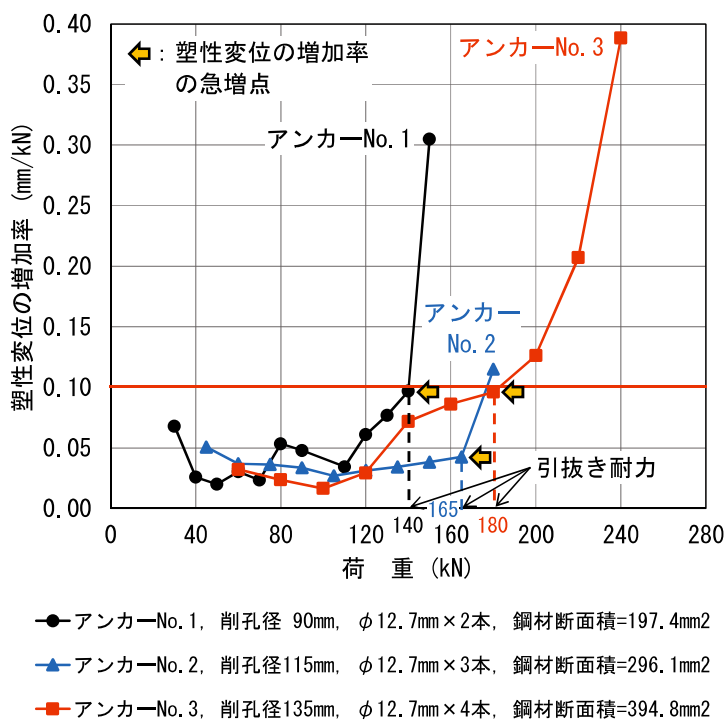


図 3.17 荷重と塑性変位の増加率の関係（砂礫地盤，アンカー体長＝1.0 m）



### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

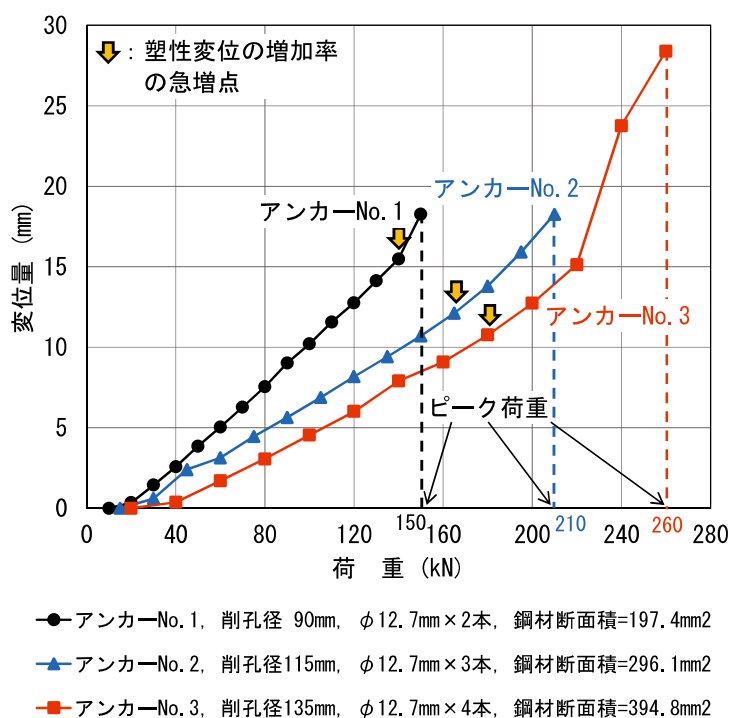


図 3.18 最終サイクルの荷重－変位置曲線（砂礫地盤，アンカー体長＝1.0 m）

表 3.6 砂礫地盤での実験結果

アンカーNo.	削孔径	ピーク荷重	引抜き耐力	設計周面摩擦応力度
1	90 mm	150 kN	140 kN	0.495 N/mm <sup>2</sup>
2	115 mm	210 kN	165 kN	0.457 N/mm <sup>2</sup>
3	135 mm	260 kN	180 kN	0.424 N/mm <sup>2</sup>

設計周面摩擦応力度の平均 0.459 N/mm<sup>2</sup>

各アンカーの実験結果を表 3.6 にまとめる。同表の引抜き耐力はピーク荷重よりも小さな値となっている。図 3.18 の最終サイクルの荷重－変位置曲線においては、引抜き耐力以上の載荷を継続してもすぐには変位置急増の確認は難しく、荷重－変位置曲線はしばらく直線状を呈している。しかし、この時点で既に塑性変位の増加率に急増が生じていることから、アンカー体、あるいはその周辺地盤に変状が発生していると考えられる。

以上より、塑性変位の増加率をもとに決定した引抜き耐力は、図 3.16 の荷重－塑性変位置曲線および図 3.18 の最終サイクルの荷重－変位置曲線において、地盤工学会基準<sup>9)</sup>の判定による極限引抜き力とは一致しない。地盤工学会基準では、図 3.19 を示して「極限引抜き力は、

荷重－変位量曲線が完全に下向きになった時点、もしくは、荷重－塑性変位量曲線の勾配が急激に下向きとなった時点の荷重値とする」と解説しているが、**図 3.18** の最終サイクルの荷重－変位量曲線から極限引抜き力の決定は難しく、**図 3.16** の荷重－塑性変位量曲線では、アンカーNo.1 で引抜き耐力を超えると変位の増加がみられるのに対し、アンカーNo.2, 3 では明確ではないため、極限引抜き力はピーク荷重となる。供用中アンカーの残存引張り力の低下が問題になっている現状から、設計に用いる周面摩擦応力度は小さくして、アンカー体における応力分布の変化を抑制するべきである。したがって、設計周面摩擦応力度は、塑性変位の増加率に急増が確認される直前の計測荷重、すなわち引抜き耐力をもとに算出した値とすることを今後提案していきたい。

瀬崎・浜野<sup>④</sup>の指摘どおり塑性変位はアンカー体の変位を反映するものであり、アンカー体設置地盤の特性を示す塑性変位の増加率は、アンカーの品質を判定する重要な指標となることが本実験で示された。

**図 3.20** は、各削孔径のピーク荷重、引抜き耐力および3 ケースのアンカーの平均設計周面摩擦応力度に削孔径を乗じた計算値のグラフである。同図より、砂礫地盤の場合には削孔径とピーク荷重および引抜き耐力に線形関係があることが確認でき、地盤工学会基準等に示さ

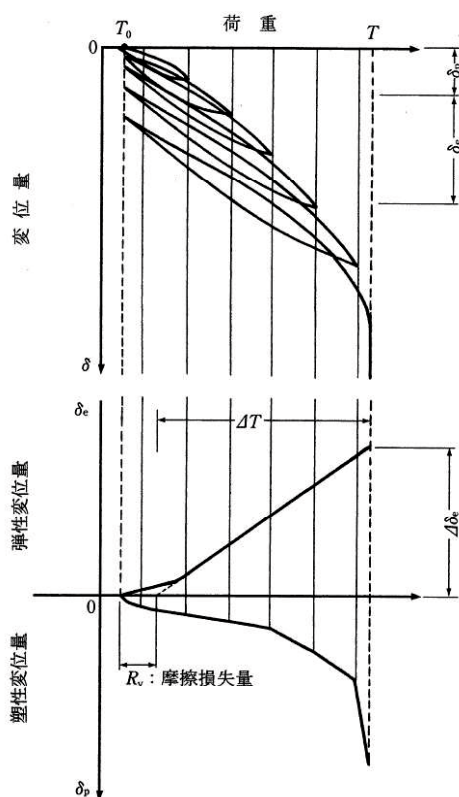


図 3.19 荷重－変位量，荷重－弾・塑性変位量曲線（地盤工学会，2012）<sup>5)</sup>

れている計算式に準じた結果が得られた。一方、引抜き耐力の直線の傾きと平均設計周面摩擦応力度から算出した直線の傾きに若干の差が認められたことから、削孔径の大きさにより異なる設計周面摩擦応力度を示すことが考えられる。

地盤工学会基準<sup>7)</sup>によると、N 値 20 程度の砂礫地盤の極限周面摩擦応力度は 0.17~0.25 N/mm<sup>2</sup>である(表 3.4)。一方、本研究実験で 3 ケースのアンカーが示した設計周面摩擦応力度は、表 3.6 のとおり地盤工学会基準の値を大幅に超えて 0.424~0.495 N/mm<sup>2</sup>の範囲にあり、90 mm の最小削孔径のときに設計周面摩擦応力度は最大であった。設計周面摩擦応力度が地盤工学会基準の値を大幅に上回った原因として、前述の Ostermayer and Scheele<sup>7)</sup>が指摘したロッキング・イン効果の影響が考えられる。ロッキング・イン効果とは、アンカー体を引抜く際の周辺土の押し退けによりアンカー体周面の垂直応力が増大することでアンカー体の引抜き抵抗が増大する現象である。また、最小削孔径 90 mm のときに最大周面摩擦応力度を示したことから、Wernick<sup>8)</sup>の見解どおり、アンカー体径の減少とともにロックイン率が大きくなり、周面摩擦応力度を増加させた可能性がある。

引抜き耐力からの除荷過程における荷重-変位置量関係を図 3.21 に示す。引抜き耐力からの除荷直後にヒステリシスが確認されるが、それ以後はテンドンの弾性変位に対応した荷重応答は直線的な関係となっており、引抜き耐力載荷後もアンカーは健全な状態にある。このことは、塑性変位の増加率から求まる設計周面摩擦応力度によるアンカー体の設計の安全性を示す一例といえる。

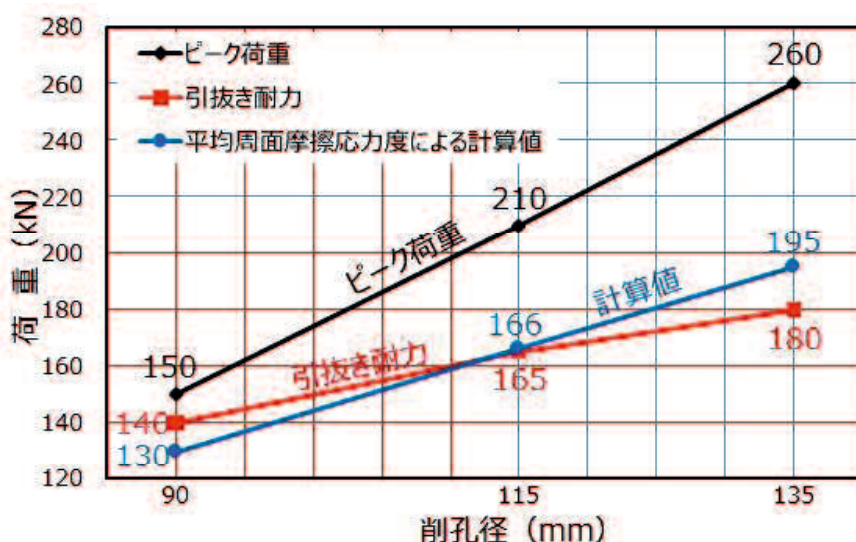


図 3.20 削孔径とピーク荷重，引抜き耐力の関係  
(砂礫地盤，アンカー体長=1.0 m)

第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

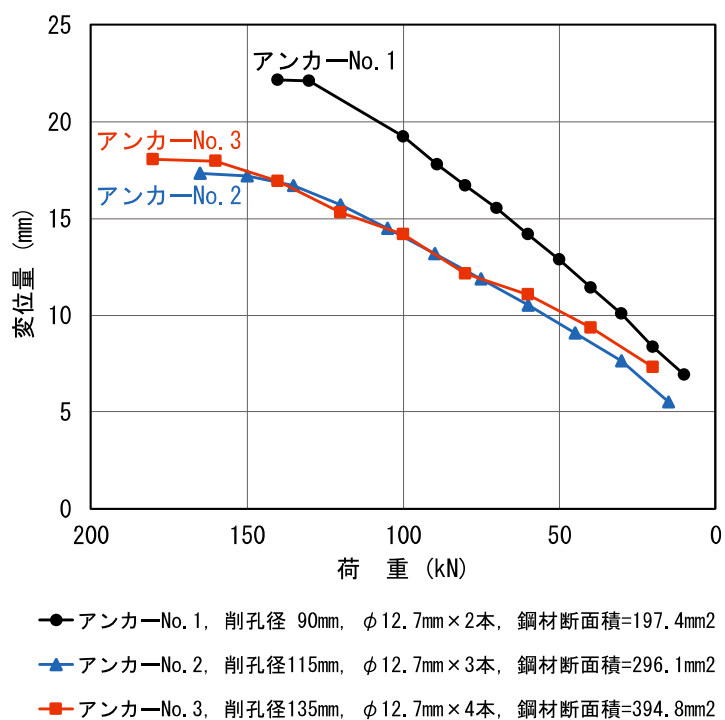


図 3.21 引抜き耐力からの除荷過程における荷重—変位量曲線  
アンカーNo.1～3 (砂礫地盤, アンカー体長=1.0 m)

### 3. 4 軟岩地盤に設置したアンカー体の引抜き実験結果

#### 3. 4. 1 実験条件

砂礫地盤より周面摩擦抵抗が大きい CL~CM 級相当の軟岩地盤に、地盤工学会基準等が規定する設計下限値 3.0 m 以下の短いアンカー体を鉛直方向に設置し、アンカー体長、削孔径を変化させて引抜き実験を行い、アンカー体の長さ、外径と引抜き抵抗力の関係を調べた。また、アンカー体の中の PC 鋼材にひずみゲージを貼付けて、引抜きに至るまでの応力分布の変化からアンカー体の引抜けメカニズムについての考察を行った。

実験アンカーの諸元を表 3.7 に、断面図を図 3.8 に示している。削孔径は砂礫地盤での実験同様、90 mm, 115 mm, 135 mm の 3 種類、アンカー体長は引抜きが見込める 1.0 m, 2.0 m, 3.0 m とした。テンドンには JIS 規格の PC 鋼より線  $\phi 12.7\text{mm}$  と、砂礫地盤のときには用いなかった JIS 規格の PC 鋼棒を使用した。PC 鋼より線  $\phi 12.7\text{mm}$  の束本数は、削孔径の大きさとテンドン拘束力を考慮して決定した。PC 鋼棒は呼び径 36mm のものを使用し、アンカー体のひずみの計測を主目的とした。

自由長部の削孔長は、ボーリング No.1 をもとにアンカー体を岩盤に確実に設置させるため 5.5 m とした。

アンカー体の引抜け以前に、PC 鋼より線の降伏、あるいは PC 鋼より線とセメントペーストの付着切れが生じないように、砂礫地盤のときと同様、次の検討により実験アンカーの諸元を決定した。

- アンカーNo.4 削孔径 90 mm, アンカー体長 1.0 m

CL~CM 級相当の軟岩地盤の極限周面摩擦応力度  $\tau$  は、地盤工学会基準等に記載のある表 3.4<sup>1)</sup>を参考にして軟岩の平均値  $\tau = 1.25 \text{ N/mm}^2$  とした。この場合、アンカー体の引抜き抵抗力  $R$  は次式のとおりである。

$$R = \tau \cdot D \cdot \pi \cdot la = 1.25(\text{N/mm}^2) \times 90(\text{mm}) \times \pi \times 1000(\text{mm}) / 1000 = 353.4(\text{kN})$$

ここに、 $\tau$ : 極限周面摩擦応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )、 $D$ : 削孔径 (mm)、 $la$ : アンカー体長 (mm)

PC 鋼より線  $\phi 12.7\text{mm}$  の 1 本当たりの降伏荷重は 156 kN (JIS 規格) であり、3 本束ねた場合の降伏荷重  $T_{ys}$  は次式のとおりである。

$$T_{ys} = 156(\text{kN}) \times 3(\text{本}) = 468(\text{kN})$$

PC 鋼より線とセメントペーストの付着に関して、建築学会指針<sup>9)</sup>に、「付着応力度には、引抜き荷重・引張材の仕様 (種類・径・本数, 付着長, 組み方)・注入材の性状 (かぶり厚

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

さ、強度、縦割れ・横割れの有無）・拘束効果（地盤、鋼製シースなどの補強材の有無）などの因子が複雑に関与するため、いまだに不明な点が多い」との記述がある。軟岩地盤では拘束効果が大きいことから、付着応力度は建築学会指針に記載されている図 3.11<sup>2)</sup>および過去の軟岩地盤での引抜き試験の実績から  $4.0 \text{ N/mm}^2$  とした。この場合、テンドンの拘束力  $Tb$  は次式のとおりである。

$$Tb = \tau_a \cdot U = 4.0(\text{N/mm}^2) \times 12.7(\text{mm}) \times \pi \times 3(\text{本}) \times 1000(\text{mm})/1000 = 478.8(\text{kN})$$

ここに、 $\tau_a$  : PC 鋼より線とセメントペーストの付着擦応力度 ( $\text{N/mm}^2$ ),

$U$  : テンドン見掛けの周長 (mm)

以上より、 $R < Tys < Tb$  となり、アンカー体の引抜きを確認することができる。

表 3.7 軟岩地盤での実験アンカーの諸元

アンカーNo.	削孔径	テンドン規格 降伏荷重 $Tys$ 見掛けの周長 $U$	アンカー体長	テンドン拘束力 の推定値	アンカー体引抜き 抵抗力の推定値
4	90 mm	$\phi 12.7\text{mm} \times 3$ 本 $Tys=468 \text{ kN}$ $U=119.7 \text{ mm}$	1.0 m	478.8 kN	353.4 kN
5	115 mm	$\phi 12.7\text{mm} \times 6$ 本 $Tys=936 \text{ kN}$ $U=239.4 \text{ mm}$	1.0 m	957.6 kN	451.6 kN
6	135 mm	$\phi 12.7\text{mm} \times 6$ 本 $Tys=936 \text{ kN}$ $U=239.4 \text{ mm}$	1.0 m	957.6 kN	530.1 kN
7	115 mm	PC 鋼棒 D36 $Tys=947 \text{ kN}$ $U=113.1 \text{ mm}$	1.0 m	452.4 kN	451.6 kN
8	115 mm	$\phi 12.7\text{mm} \times 7$ 本 $Tys=1092 \text{ kN}$ $U=279.3 \text{ mm}$	2.0 m	2234.3 kN	903.2 kN
9*	135 mm	$\phi 12.7\text{mm} \times 9$ 本 $Tys=1404 \text{ kN}$ $U=359.1 \text{ mm}$	2.0 m	2872.7 kN	1060.3 kN
10	115 mm	PC 鋼棒 D36 $Tys=947 \text{ kN}$ $U=113.1 \text{ mm}$	2.0 m	904.8 kN	903.2 kN
11*	135 mm	$\phi 12.7\text{mm} \times 11$ 本 $Tys=1716 \text{ kN}$ $U=438.9 \text{ mm}$	3.0 m	5266.6 kN	1590.4 kN

※ : ひずみ測定なし

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

- アンカーNo.5 削孔径 115 mm, アンカー体長 1.0 m

アンカー体の引抜き抵抗力  $R$

$$R = 1.25(N/mm^2) \times 115(mm) \times \pi \times 1000(mm)/1000 = 451.6(kN)$$

PC 鋼より線  $\phi 12.7mm$  を 6 本束ねた場合の降伏荷重  $Tys$

$$Tys = 156(kN) \times 6(\text{本}) = 936(kN)$$

テンドンの拘束力  $Tb$

$$Tb = 4.0(N/mm^2) \times 12.7(mm) \times \pi \times 6(\text{本}) \times 1000(mm)/1000 = 957.6(kN)$$

以上より,  $R < Tys < Tb$  となり, アンカー体の引抜きを確認することができる.

- アンカーNo.6 削孔径 135 mm, アンカー体長 1.0 m

アンカー体の引抜き抵抗力  $R$

$$R = 1.25(N/mm^2) \times 135(mm) \times \pi \times 1000(mm)/1000 = 530.1(kN)$$

PC 鋼より線  $\phi 12.7mm$  を 6 本束ねた場合の降伏荷重  $Tys$

$$Tys = 156(kN) \times 6(\text{本}) = 936(kN)$$

テンドンの拘束力  $Tb$

$$Tb = 4.0(N/mm^2) \times 12.7(mm) \times \pi \times 6(\text{本}) \times 1000(mm)/1000 = 957.6(kN)$$

以上より,  $R < Tys < Tb$  となり, アンカー体の引抜きを確認することができる.

- アンカーNo.7 削孔径 115 mm, アンカー体長 1.0 m

アンカー体の引抜き抵抗力  $R$

$$R = 1.25(N/mm^2) \times 115(mm) \times \pi \times 1000(mm)/1000 = 451.6(kN)$$

PC 鋼棒 D36 の降伏荷重  $Tys$  は 947 kN である.

テンドンの拘束力  $Tb$

$$Tb = 4.0(N/mm^2) \times 36(mm) \times \pi \times 1000(mm)/1000 = 452.4(kN)$$

以上より,  $R < Tb < Tys$  となり, アンカー体の引抜きを確認することができる.

- アンカーNo.8 削孔径 115 mm, アンカー体長 2.0 m

アンカー体の引抜き抵抗力  $R$

$$R = 1.25(N/mm^2) \times 115(mm) \times \pi \times 2000(mm)/1000 = 903.2(kN)$$

PC 鋼より線  $\phi 12.7mm$  を 7 本束ねた場合の降伏荷重  $Tys$

$$Tys = 156(kN) \times 7(\text{本}) = 1092(kN)$$

テンドンの拘束力  $Tb$

$$Tb = 4.0(N/mm^2) \times 12.7(mm) \times \pi \times 7(\text{本}) \times 2000(mm)/1000 = 2234.3(kN)$$

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

以上より、 $R < Tys < Tb$ となり、アンカー体の引抜きを確認することができる。

- アンカーNo.9 削孔径 135 mm, アンカー体長 2.0 m

アンカー体の引抜き抵抗力  $R$

$$R = 1.25(N/mm^2) \times 135(mm) \times \pi \times 2000(mm)/1000 = 1060.3(kN)$$

PC 鋼より線  $\phi 12.7mm$  を 9 本束ねた場合の降伏荷重  $Tys$

$$Tys = 156(kN) \times 9(\text{本}) = 1404(kN)$$

テンドンの拘束力  $Tb$

$$Tb = 4.0(N/mm^2) \times 12.7(mm) \times \pi \times 9(\text{本}) \times 2000(mm)/1000 = 2872.7(kN)$$

以上より、 $R < Tys < Tb$ となり、アンカー体の引抜きを確認することができる。

- アンカーNo.10 削孔径 115 mm, アンカー体長 2.0 m

アンカー体の引抜き抵抗力  $R$

$$R = 1.25(N/mm^2) \times 115(mm) \times \pi \times 2000(mm)/1000 = 903.2(kN)$$

PC 鋼棒 D36 の降伏荷重  $Tys$  は 947 kN である。

テンドンの拘束力  $Tb$

$$Tb = 4.0(N/mm^2) \times 36(mm) \times \pi \times 2000(mm)/1000 = 904.8(kN)$$

以上より、 $R < Tb < Tys$ となり、アンカー体の引抜きを確認することができる。

- アンカーNo.11 削孔径 135 mm, アンカー体長 3.0 m

アンカー体の引抜き抵抗力  $R$

$$R = 1.25(N/mm^2) \times 135(mm) \times \pi \times 3000(mm)/1000 = 1590.4(kN)$$

PC 鋼より線  $\phi 12.7mm$  を 11 本束ねた場合の降伏荷重  $Tys$

$$Tys = 156(kN) \times 11(\text{本}) = 1716(kN)$$

テンドンの拘束力  $Tb$

$$Tb = 4.0(N/mm^2) \times 12.7(mm) \times \pi \times 11(\text{本}) \times 3000(mm)/1000 = 5266.6(kN)$$

以上より、 $R < Tys < Tb$ となり、アンカー体の引抜きを確認することができる。

削孔は砂礫地盤の実験と同様、クローラ型ロータリーパーカッション式削孔機により二重管削孔方式で行い、削孔方向は鉛直とした(図 3.9)。グラウトはセメントペーストを使用し、配合は水セメント比(W/C)を50%とした。加圧注入に関しては、砂礫地盤と同条件にして注入圧の違いによる引抜き抵抗への影響を排除するため、無加圧とした。

砂礫地盤の実験と同様、自由長との境界の自由長側にチューブゴムパッカーを取付け(図 3.12)、アンカー体部を確実にグラウトするとともに自由長部のグラウトを入念に洗浄した。



### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

さらに、引抜き作業の直前にチューブゴムパッカー内の水を排除して、自由長部の摩擦が影響しないように特に配慮した。

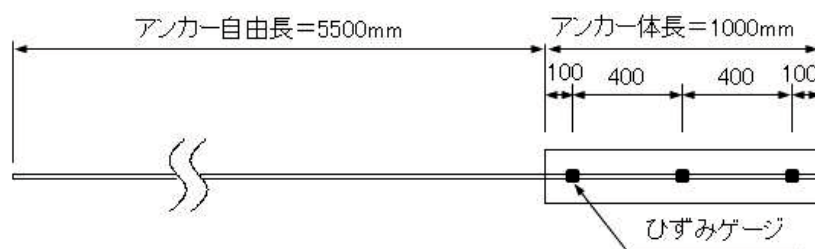
載荷については、軟岩地盤では砂礫地盤よりも大きな荷重が必要になるため、1000 kN用と1700 kN用のセンターホール型ジャッキを併用した。載荷方法は図 3.13 に示した多サイクル方式とし、初期荷重および載荷、除荷時の荷重測定間隔はPC鋼より線1本当たり10 kNとなるように、PC鋼棒の場合は60 kNとした。荷重保持時間は、各サイクルの最大荷重時は5分間、初期荷重および載荷時の各段階荷重では2分間とし、除荷は、載荷時と同じ荷重段階で荷重保持を行わず変位量の計測を行った。載荷は、アンカー体の引抜きを目標としたが、安全性からPC鋼材降伏荷重 $T_{ys}$ (PC鋼より線 $\phi$ 12.7mmは1本当たり156 kN, PC鋼棒D36は947 kN)の90%程度を上限荷重とした。

変位量の計測についても、砂礫地盤での実験と同様、ジャッキ上部のプレートに2箇所、反力架台に2箇所、計4箇所にダイヤルゲージを設置し、デジタルひずみ測定器で荷重と変位量の自動計測を行った。

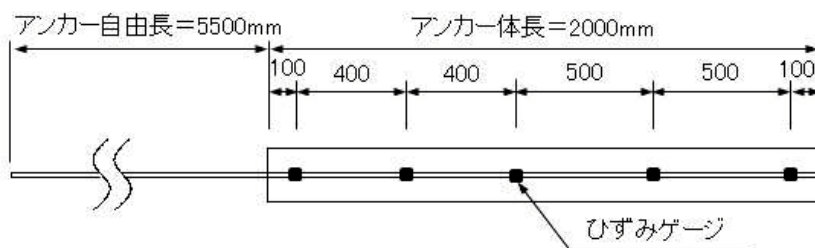
ロックアンカーでは、アンカー体に生じる応力の分布とその変化を調べるため、引抜きが見込める6本のアンカー(アンカーNo.4~8, 10)でひずみの測定を行った。アンカーNo.9, 11については、アンカー体の長さとお外径から引抜き抵抗力の推定値が1000 kNを超えるためアンカー体の引抜きは難しいと判断し、ひずみの測定は行わず、荷重-変位量曲線、荷重-塑性変位量曲線および荷重と塑性変位の増加率の関係を得ることを主目的とした。

ひずみゲージの貼付位置を図 3.22 に、PC鋼より線のひずみゲージ貼付方法を図 3.23 に、PC鋼より線とPC鋼棒のひずみゲージ貼付状況を図 3.24 に示す。

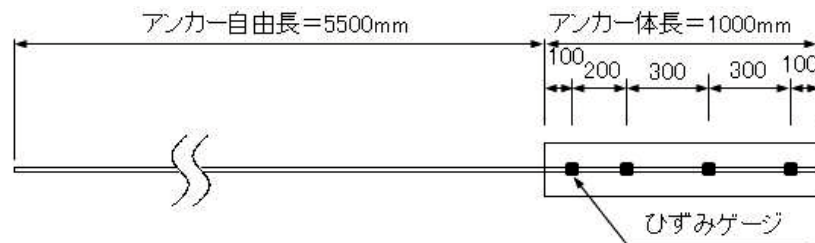
第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察



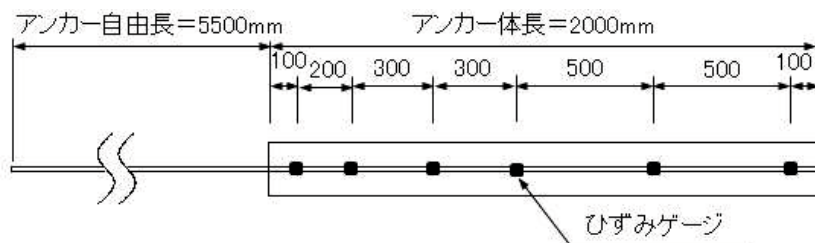
アンカーNo.4, 5, 6 (PC 鋼より線を使用しアンカー体長 1.0 m の場合)



アンカーNo.8 (PC 鋼より線を使用しアンカー体長 2.0 m の場合)



アンカーNo.7 (PC 鋼棒を使用しアンカー体長 1.0 m の場合)



アンカーNo.10 (PC 鋼棒を使用しアンカー体長 2.0 m の場合)

図 3.22 アンカー体のひずみゲージ貼付位置 (軸方向)

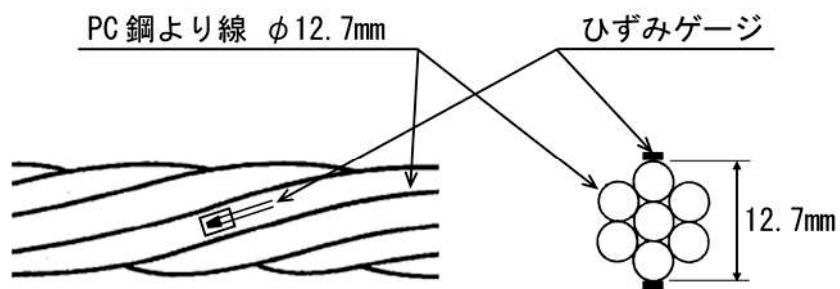


図 3.23 PC 鋼より線のひずみゲージ貼付方法



(a) PC 鋼より線  $\phi 12.7\text{mm}$



(b) PC 鋼棒 D36

図 3.24 ひずみゲージ貼付状況

### 3. 4. 2 アンカー体の外径と引抜き抵抗力の関係

引抜き実験から得られた各アンカーの荷重－変位量曲線を図 3.25, 図 3.26 に示す. また, 各アンカーの荷重－塑性変位量曲線を図 3.27 に, 各サイクルの最大荷重に対する塑性変位の増加率の変化を図 3.28 に示す.

アンカーNo.4, 6, 7 は引抜けが確認できたが, アンカーNo.5, 8～11 は, PC 鋼材の上限荷重あるいは反力装置の強度により荷重が制限され, 引抜けが確認できずピーク荷重は不明である. また, 図 3.28 の荷重と塑性変位の増加率の関係を示すグラフより, アンカー体長 1.0 m のアンカーNo.4～7 は引抜き耐力が確認できるが, アンカー体長 2.0 m と 3.0 m のアンカーNo.8～11 では引抜き耐力は確認できない. 引抜き実験計画時の周面摩擦応力度の想定が, 実際の周面摩擦応力度よりも小さかったことに原因があると考えられる.

図 3.25, 図 3.26 の荷重－変位量曲線では, 荷重が大きい領域で除荷過程のヒステリシスが顕著であるが, 引抜き耐力 660 kN のアンカーNo.5 では荷重を 780 kN から 720 kN に低下させたときに変位量が 57.075 mm から 58.295 mm に増加しており, ヒステリシスだけでなく引抜き耐力を超える領域の除荷過程で塑性変位が増大していると推定される.

図 3.28 の荷重と塑性変位の増加率の関係を示すグラフから, 引抜き耐力に至るまで, あるいは最終計測時までの塑性変位の増加率は全てのアンカーで 0.02 mm/kN 程度以下である. , アンカー体を本実験現場の軟岩地盤に設置した場合, 塑性変位の増加率が 0.02 mm/kN 以下の状況であれば, アンカーは安定状態にあるといえる. この値は, 砂礫地盤の実験で得られた 0.10 mm/kN の 5 分の 1 になることから, 式 3.1 に示した塑性変位の増加率はアンカー体設置地盤の強度やせん断変形係数により変化し, 軟岩地盤の方が砂礫地盤よりも荷重増加に対するアンカー体の変位あるいは変形が小さい. 小山ら<sup>10)</sup>が, 未固結地盤に対して, 地盤のせん断変形係数が適切な方法で推定され, アンカー体長が 10.0 m 程度まででアンカー体と自由長部が完全に縁が切れていれば, 周面摩擦応力度はせん断変形係数から推定可能と 1985 年に報告しているが, 岩盤に対しても同様に, せん断変形係数から周面摩擦応力度が推定できる可能性があると考え, 今後の研究課題とする.

図 3.27 の荷重－塑性変位量曲線に比べ, 図 3.28 の荷重と塑性変位の増加率の関係を示すグラフの方が塑性変位が急激に上昇するときの荷重が明確に認識できるうえに, 地盤固有の限界値 (本実験現場の砂礫地盤では 0.10 mm/kN, 軟岩地盤では 0.02 mm/kN) が示されることから, 引抜き耐力および設計周面摩擦応力度の決定には塑性変位の増加率が非常に有効である.

図 3.25 (a) より, アンカーNo.4 のピーク荷重は 390 kN である. また, 図 3.28 (a) よ

り、荷重を 300 kN から 330 kN に増加させた際に塑性変位の増加率が急増したため、引抜き耐力は 300 kN である。引抜き耐力時のアンカー体 1.0 m 当たりの設計周面摩擦応力度は、 $(300 \times 10^3) \text{ N} / (1000 \text{ mm} \times 90 \text{ mm} \times \pi) = 1.06 \text{ N/mm}^2$  となる。地盤工学会基準<sup>1)</sup>では軟岩地盤の極限周面摩擦応力度は 1.0~1.5 N/mm<sup>2</sup> となっており、地盤工学会基準が示している範囲内の値である。

アンカーNo.5 は、PC 鋼より線の降伏荷重の 96 % となる 900 kN まで载荷してもアンカーは引抜けず、ピーク荷重は確認できなかった。ただし、図 3.25 (b) の最終 2 サイクルの荷重-変位量曲線に異常がみられ、図 3.28 (a) から引抜き耐力は 660 kN であることがわかる。アンカー体 1.0 m 当たりの設計周面摩擦応力度は、 $(660 \times 10^3) \text{ N} / (1000 \text{ mm} \times 115 \text{ mm} \times \pi) = 1.83 \text{ N/mm}^2$  となり、地盤工学会基準の軟岩の最高値を超えている。アンカー体径 115 mm (アンカーNo.5) の設計周面摩擦応力度は、アンカー体径 90 mm (アンカーNo.4) の 1.7 倍以上の値を示した。

図 3.25 (c) より、アンカーNo.6 のピーク荷重は 540 kN である。図 3.28 (a) より、荷重を 480 kN から 540 kN に増加させた際に塑性変位の増加率が急増したため、引抜き耐力は 480 kN である。アンカー体 1.0 m 当たりの設計周面摩擦応力度は、 $(480 \times 10^3) \text{ N} / (1000 \text{ mm} \times 135 \text{ mm} \times \pi) = 1.13 \text{ N/mm}^2$  となり、地盤工学会基準が示している範囲内の値である。アンカーNo.6 は 540 kN のピーク荷重载荷後、60 kN の初期荷重に戻し再度载荷したところ、521 kN でアンカー体が引抜けて荷重が低下した。540 kN のピーク荷重時に岩盤内で既に変状が生じていたと推定される。

図 3.25 (d) より、アンカーNo.7 のピーク荷重は 620 kN である。アンカーNo.7 はテンドンに PC 鋼棒 D32 を用いたため、鋼材断面積が大きく変位量が小さい。図 3.28 (a) より、荷重を 540 kN から 620 kN に増加させた際に塑性変位の増加率が急増したため、引抜き耐力は 540 kN である。アンカー体 1.0 m 当たりの設計周面摩擦応力度は、 $(540 \times 10^3) \text{ N} / (1000 \text{ mm} \times 115 \text{ mm} \times \pi) = 1.49 \text{ N/mm}^2$  となり、地盤工学会基準が示している範囲内の値である。アンカーNo.7 は 620 kN のピーク荷重载荷後、60 kN の初期荷重に戻し再度载荷したところ、600 kN でアンカー体が引抜けて荷重が低下した。620 kN のピーク荷重時に岩盤内で既に変状が生じていたと推定される。

アンカーNo.8~11 はアンカー体長を 2.0 m と 3.0 m に伸ばしたため、図 3.26 (a) ~ (d) に示すとおり、引抜けに至らずピーク荷重が確認できなかった。これらのアンカーの荷重-変位量曲線に異常はなく、各アンカーの挙動は荷重の変動に対して適正であった。また、アンカーNo.8~11 については、図 3.27 (b)、図 3.28 (b) に示すとおり、塑性変位量、塑性変位の増加率ともに急増がみられず、引抜き耐力も確認できていない。

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

以上の結果を表 3.8 にまとめる。

引抜き耐力が確認できたアンカーNo.4~7 について、引抜き耐力からの除荷過程における荷重—変位置関係を図 3.29 に示す。砂礫地盤での実験と同様、引抜き耐力からの除荷直後にヒステリシスが確認されるが、それ以後はテンドンの弾性変位に対応した荷重応答は直線的な関係となっており、引抜き耐力载荷後もアンカーは健全な状態にある。このことは、塑性変位の増加率から求まる設計周面摩擦応力度を用いたアンカー体の設計方法の安全性を示す一例といえる。

図 3.30 に、引抜き耐力が確認できたアンカーNo.4~7 の削孔径と引抜き耐力の関係を示す。軟岩地盤では削孔径 115 mm のケースが 135 mm よりも大きな引抜き耐力を示すなど、アンカー体径と引抜き耐力は線形関係にないことがわかる。

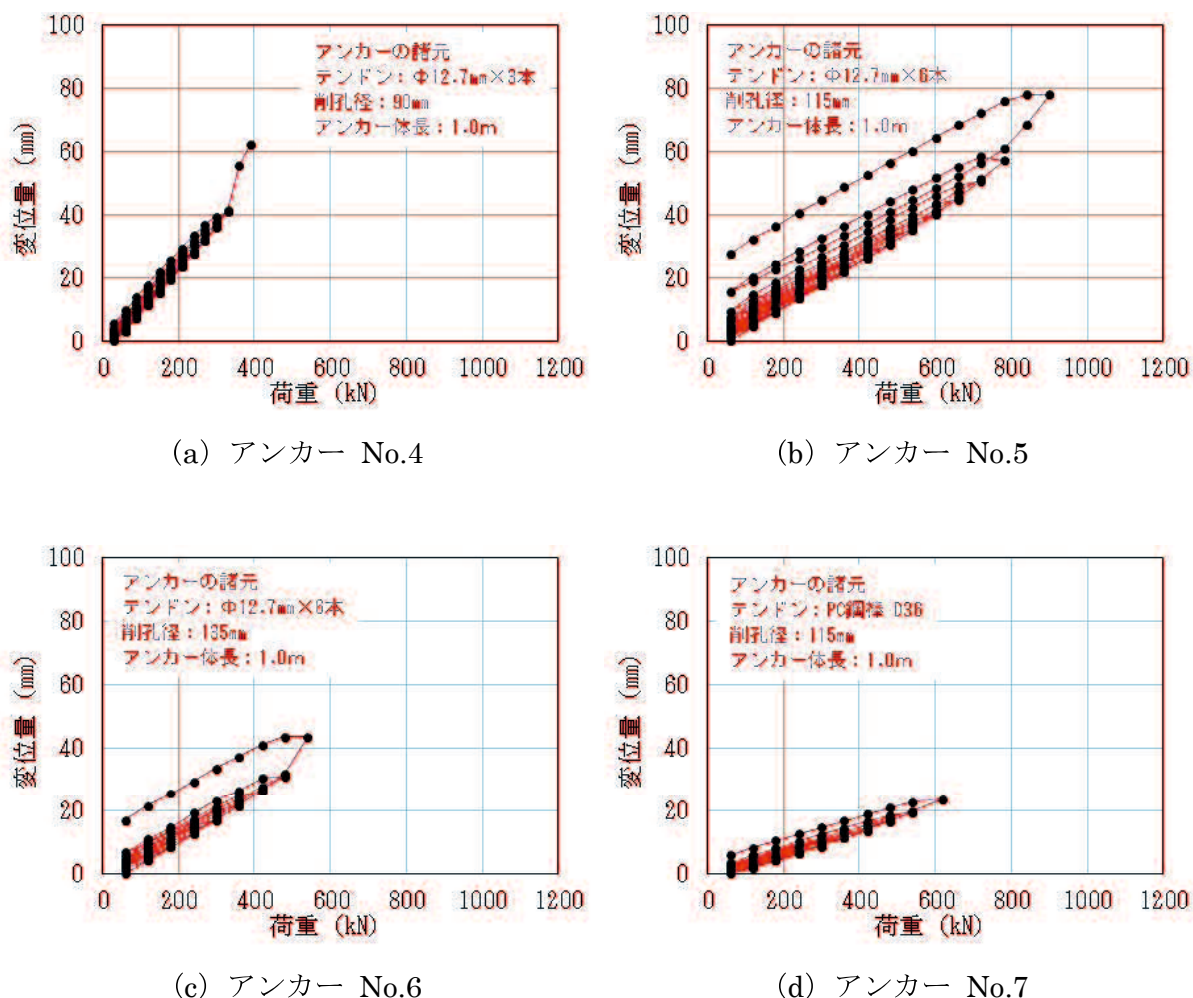


図 3.25 荷重—変位置曲線 (アンカー体長 = 1.0 m)

第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

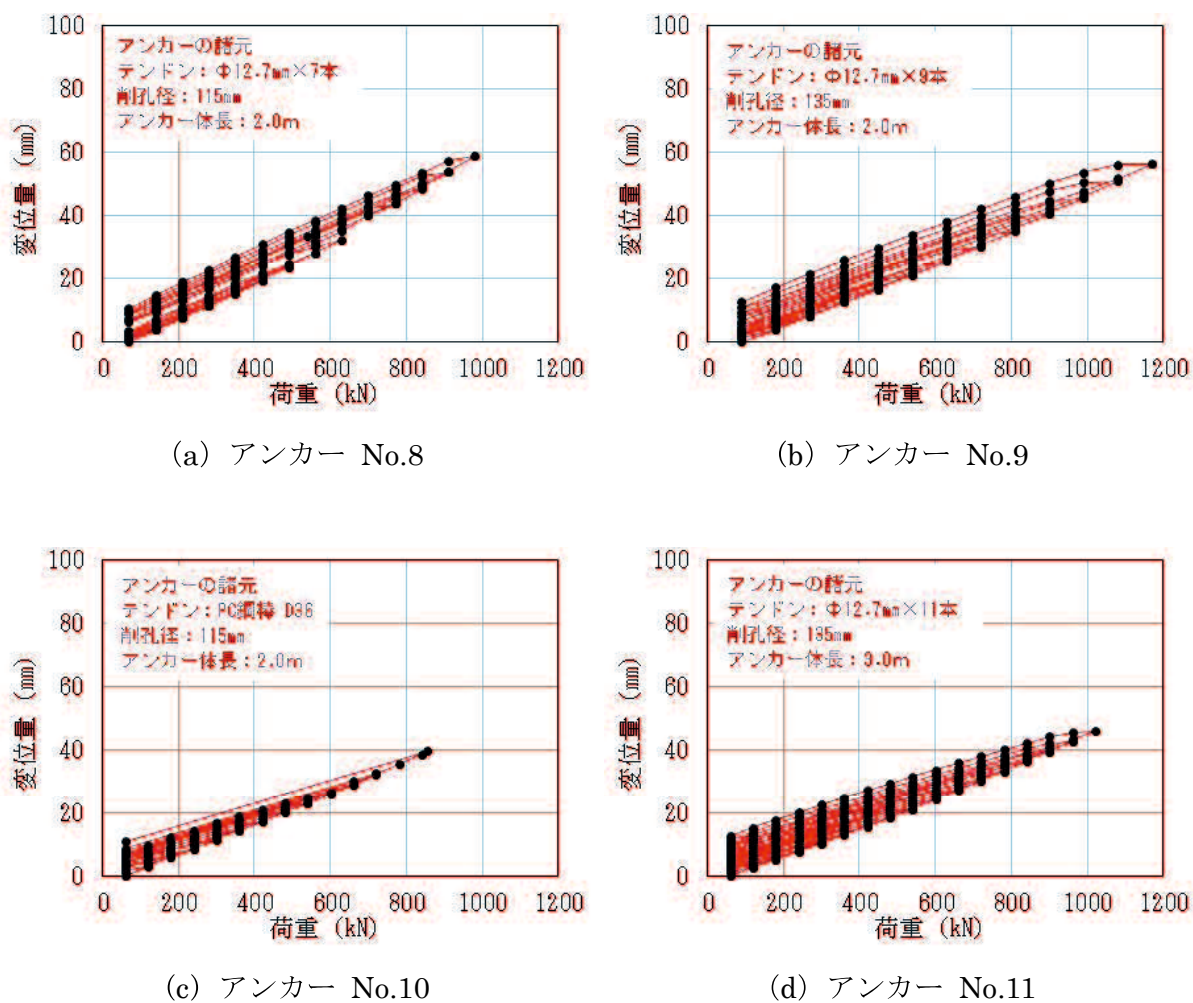
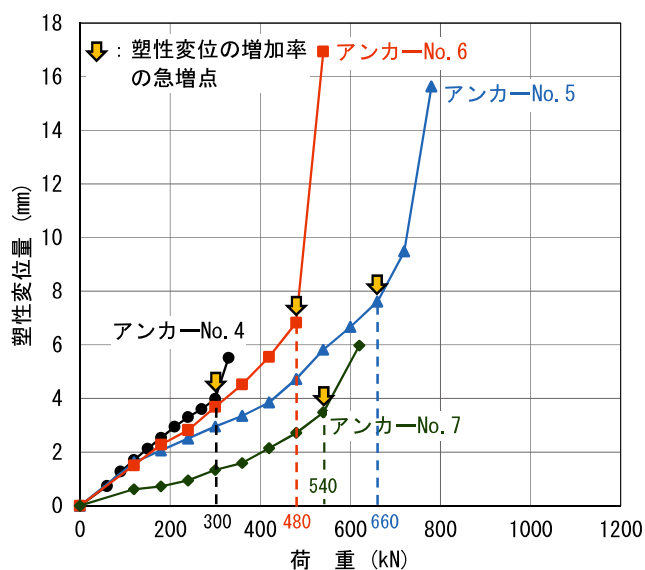


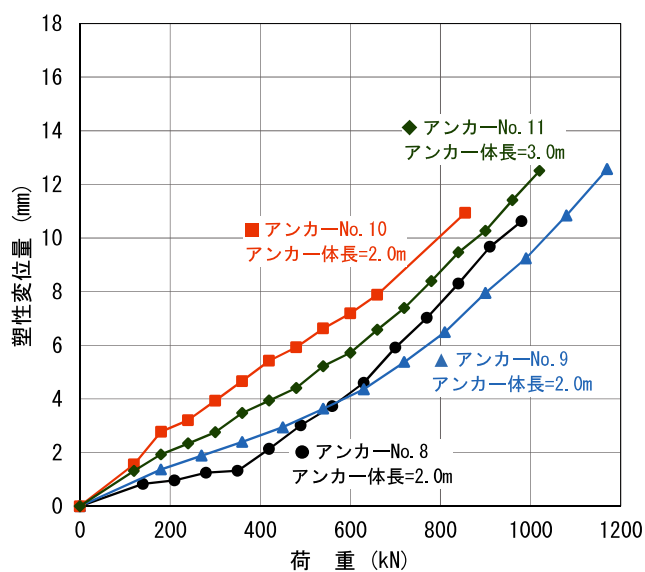
図 3.26 荷重-変位置曲線 (アンカー体長=2.0 m, 3.0 m)

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察



- アンカーNo. 4, 削孔径 90mm,  $\phi 12.7\text{mm} \times 3$ 本, 鋼材断面積=296.1mm<sup>2</sup>
- ▲ アンカーNo. 5, 削孔径115mm,  $\phi 12.7\text{mm} \times 6$ 本, 鋼材断面積=592.3mm<sup>2</sup>
- アンカーNo. 6, 削孔径135mm,  $\phi 12.7\text{mm} \times 6$ 本, 鋼材断面積=592.3mm<sup>2</sup>
- ◆ アンカーNo. 7, 削孔径115mm, PC鋼棒 D36, 鋼材断面積=1018 mm<sup>2</sup>

(a) アンカーNo.4~7 (アンカー体長=1.0 m)



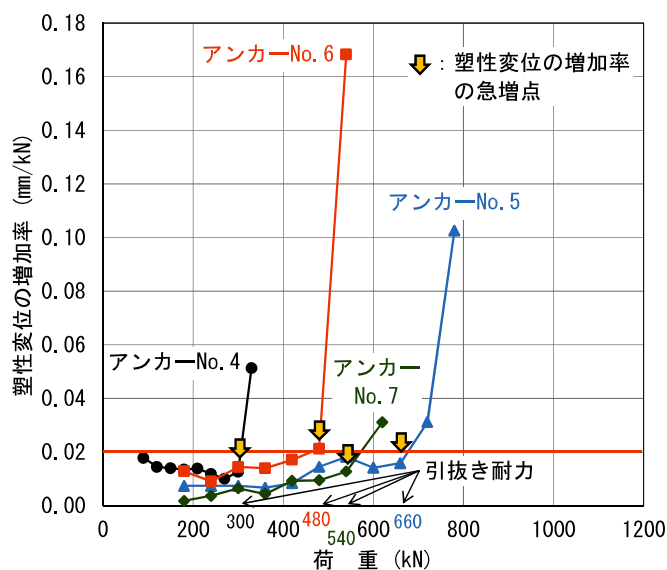
- アンカーNo. 8, 削孔径115mm,  $\phi 12.7\text{mm} \times 7$ 本, 鋼材断面積=691.0mm<sup>2</sup>
- ▲ アンカーNo. 9, 削孔径135mm,  $\phi 12.7\text{mm} \times 9$ 本, 鋼材断面積=888.4mm<sup>2</sup>
- アンカーNo. 10, 削孔径115mm, PC鋼棒 D36, 鋼材断面積=1018 mm<sup>2</sup>
- ◆ アンカーNo. 11, 削孔径135mm,  $\phi 12.7\text{mm} \times 11$ 本, 鋼材断面積=1086mm<sup>2</sup>

(b) アンカーNo.8~11 (アンカー体長=2.0 m と 3.0 m)

図 3.27 荷重－塑性変位量曲線 (軟岩地盤)

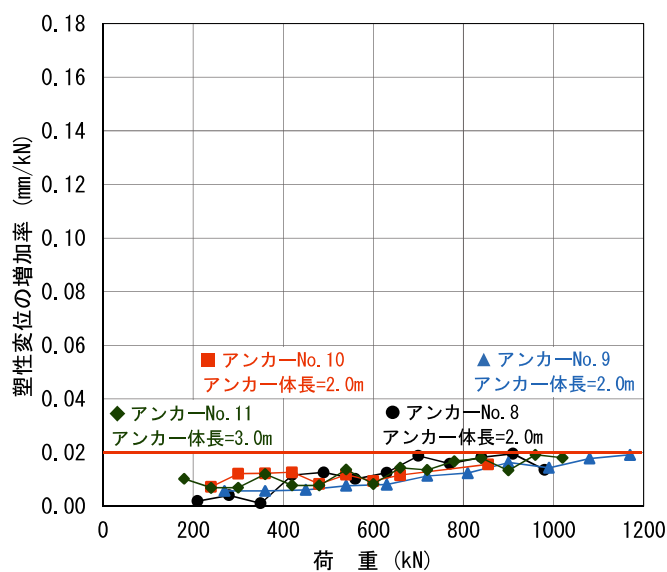


### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察



- アンカーNo. 4, 削孔径 90mm,  $\phi 12.7\text{mm} \times 3\text{本}$ , 鋼材断面積=296.1mm<sup>2</sup>
- ▲ アンカーNo. 5, 削孔径115mm,  $\phi 12.7\text{mm} \times 6\text{本}$ , 鋼材断面積=592.3mm<sup>2</sup>
- アンカーNo. 6, 削孔径135mm,  $\phi 12.7\text{mm} \times 6\text{本}$ , 鋼材断面積=592.3mm<sup>2</sup>
- ◆ アンカーNo. 7, 削孔径115mm, PC鋼棒 D36, 鋼材断面積=1018 mm<sup>2</sup>

(a) アンカーNo.4~7 (アンカー体長=1.0 m)



- アンカーNo. 8, 削孔径115mm,  $\phi 12.7\text{mm} \times 7\text{本}$ , 鋼材断面積=691.0mm<sup>2</sup>
- ▲ アンカーNo. 9, 削孔径135mm,  $\phi 12.7\text{mm} \times 9\text{本}$ , 鋼材断面積=888.4mm<sup>2</sup>
- アンカーNo. 10, 削孔径115mm, PC鋼棒 D36, 鋼材断面積=1018 mm<sup>2</sup>
- ◆ アンカーNo. 11, 削孔径135mm,  $\phi 12.7\text{mm} \times 11\text{本}$ , 鋼材断面積=1086mm<sup>2</sup>

(b) アンカーNo.8~11 (アンカー体長=2.0 m と 3.0 m)

図 3.28 荷重と塑性変位の増加率の関係 (軟岩地盤)

第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

表 3.8 軟岩地盤での実験結果

アンカーNo.	削孔径	ピーク荷重	引抜き耐力	設計周面摩擦応力度
4	90 mm	390 kN	300 kN	1.06 N/mm <sup>2</sup>
5	115 mm	(900 kN 以上)	660 kN	1.83 N/mm <sup>2</sup>
6	135 mm	540 kN	480 kN	1.13 N/mm <sup>2</sup>
7	115 mm	620 kN	540 kN	1.49 N/mm <sup>2</sup>
8	115 mm	(980 kN 以上)	確認できず	—
9	135 mm	(1170 kN 以上)	確認できず	—
10	115 mm	(855 kN 以上)	確認できず	—
11	135 mm	(1020 kN 以上)	確認できず	—

確認できた設計周面摩擦応力度の平均 1.38 N/mm<sup>2</sup>

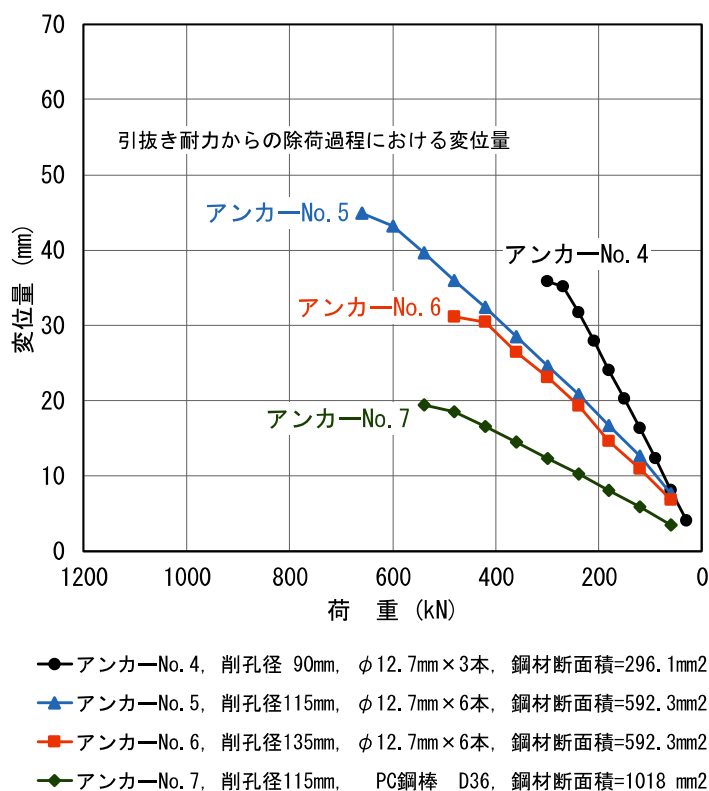


図 3.29 引抜き耐力からの除荷過程における荷重－変位置曲線  
アンカーNo.4～7 (軟岩地盤, アンカー体長=1.0 m)

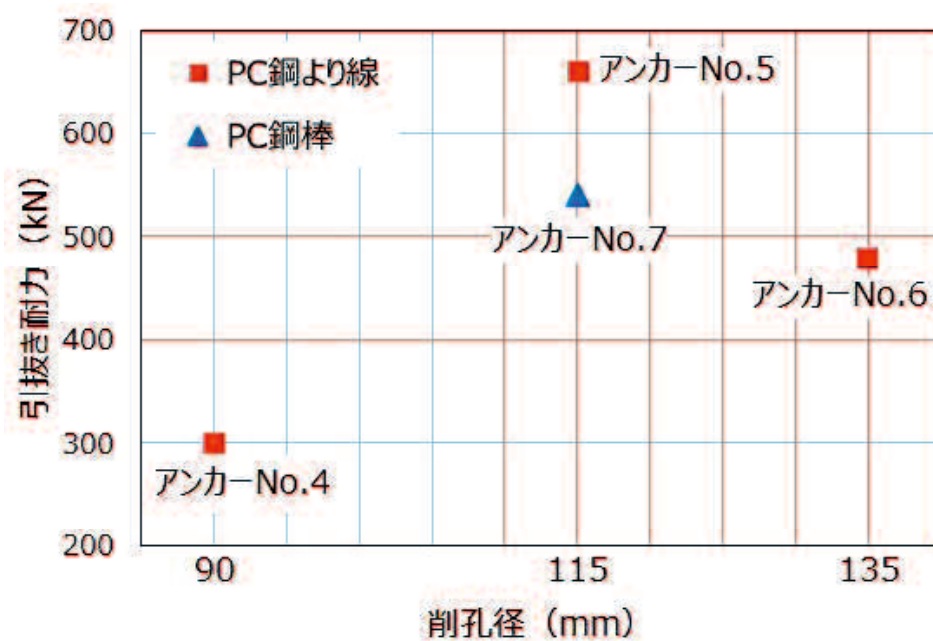


図 3.30 削孔径と引抜き耐力の関係  
アンカーNo.4～7 (軟岩地盤, アンカー体長=1.0 m)

### 3. 4. 3 荷重の増加に伴うアンカー体のひずみの変化

軟岩地盤に設置したアンカーの荷重増加に伴うアンカー体のひずみを計測した結果を図 3.31, 図 3.32 に示す. 図中のひずみ測定位置とひずみの関係を示した曲線を以下「ひずみ曲線」という. 図 3.31 は 1.0 m のアンカー体で調査したひずみ曲線の変化を, 図 3.32 は 2.0 m のアンカー体のひずみ曲線の変化をそれぞれ示している.

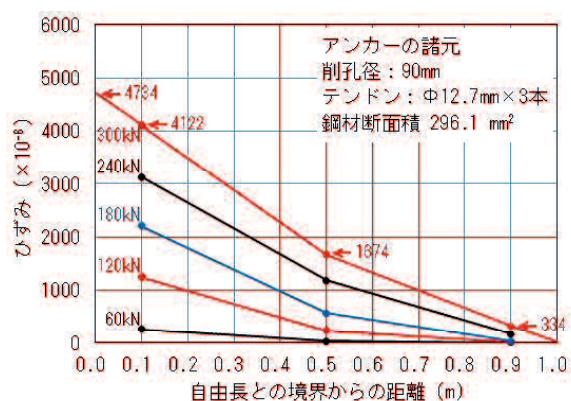
アンカー体に摩擦抵抗が作用していない状態のとき, ひずみはアンカー体全長で同じ値となるが, アンカー体の周面摩擦抵抗はひずみの変化を生じさせる. したがって, このひずみの変化から周面摩擦応力度を推定することができる. ひずみの変化が大きい, すなわちひずみ曲線の勾配が大きい部分では大きな周面摩擦抵抗が作用しており, ひずみ曲線の全長が直線状のときはアンカー体全長で同じ大きさの周面摩擦抵抗が発揮されている.

図 3.31, 図 3.32 では全てのアンカーに共通して, 載荷初期段階ではアンカー体先端部付近ではほとんどひずみが生じておらず, 1.0 m の短いアンカー体においても先端部への応力の伝達は微小であることがわかる. 荷重の増加に伴ってアンカー体先端部に向って応力が伝達され, 図 3.31 (a) アンカーNo.4 を除いて, アンカー体先端部付近のひずみ曲線の勾配が自由長側のアンカー体上部 (以下, 単にアンカー体上部という) の勾配よりも大きくなっている. これは, 前述の古山・東<sup>11)</sup>の実験結果と同様の挙動であり, 1.0 m の短いアンカー体においても, 古山・東が実験で確認した 3.0 m と 5.0 m のアンカー体の応力伝達範囲内でみられる挙動を示すことが確認される.

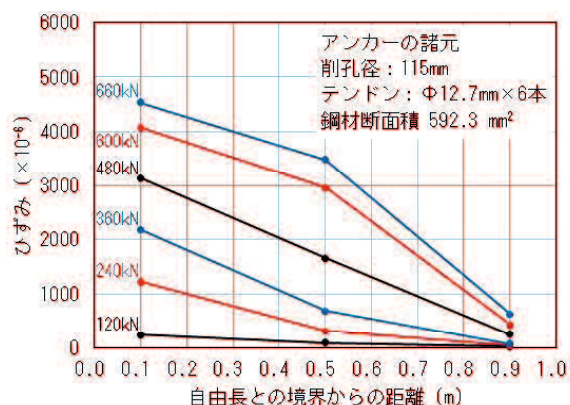
図 3.31 (a) アンカーNo.4 は削孔径 90 mm の細径のアンカーで, 他のアンカーとは異なり, アンカー体上部のひずみ曲線の勾配よりアンカー体先端部付近の勾配が大きくなることなく引抜き耐力に至っている.

また, アンカーNo.7, 10 は PC 鋼棒のアンカーで, 鋼材断面積が PC 鋼より線に比べて大きいいため, 図 3.31 (d), 図 3.32 (b) にみられるように PC 鋼より線に比べ小さなひずみとなっている.

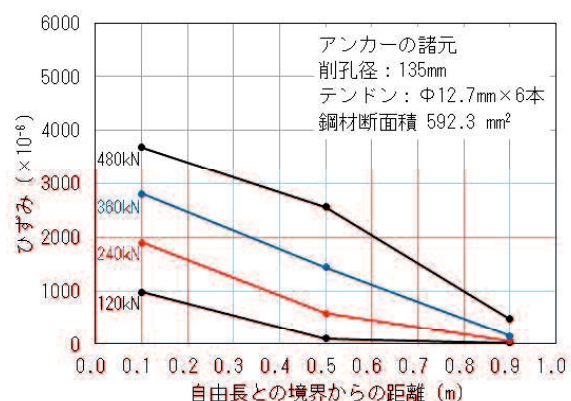
### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察



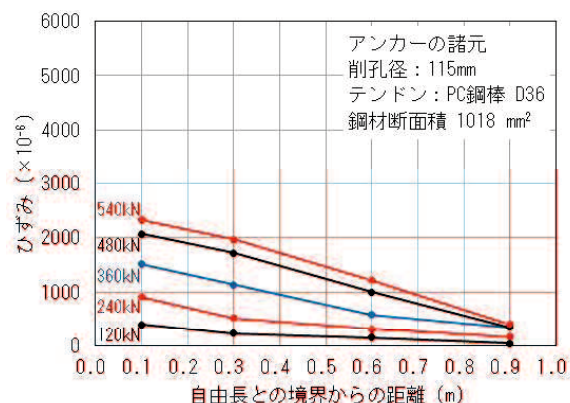
(a) アンカー No.4



(b) アンカー No.5

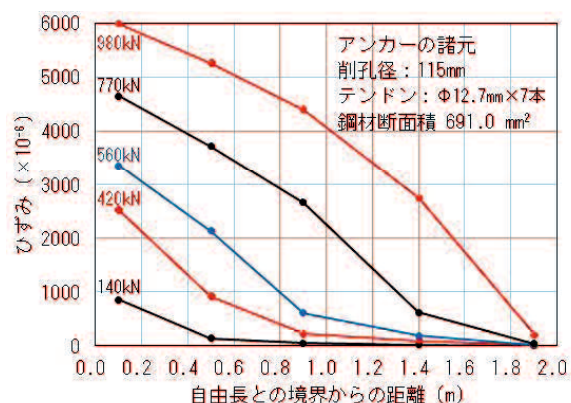


(c) アンカー No.6

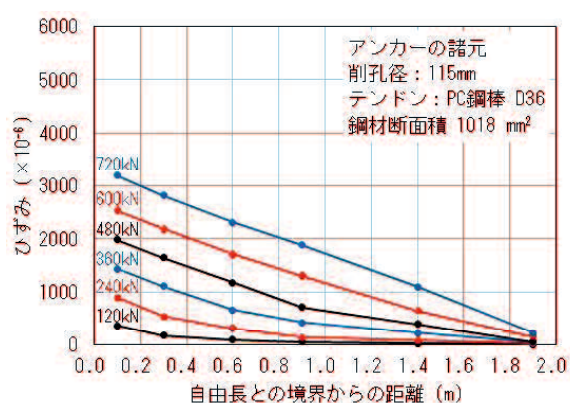


(d) アンカー No.7

図 3.31 1.0 m のアンカー体のひずみ曲線の変化 (軟岩地盤)



(a) アンカー No.8



(b) アンカー No.10

図 3.32 2.0 m のアンカー体のひずみ曲線の変化 (軟岩地盤)

アンカー体の中の PC 鋼材に生じるひずみからアンカー体に作用している周面摩擦応力度を求めるには、PC 鋼材の弾性係数にひずみゲージ間のひずみの差を掛けて求める方法や、PC 鋼材とアンカー体グラウトの合成材料としての弾性係数にひずみゲージ間のひずみの差を掛けて求める方法があるが、本論文では、全荷重をアンカー体の周面摩擦抵抗が負担するものと仮定して、各ひずみゲージ間のひずみの差からアンカー体各位置の荷重負担率を算出し、この荷重負担率をもとに式 3.2 を用いてアンカー体各位置の周面摩擦応力度を求めることとする。図 3.33 は、上記方法より求めたアンカー体各位置の周面摩擦応力度の荷重増加に伴う変化である。

$$\tau = \frac{T \cdot b_r}{\pi \cdot d_A \cdot l_a} \quad \text{式 3.2}$$

ここに、 $\tau$ ：周面摩擦応力度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $T$ ：荷重 (N)、 $b_r$ ：荷重負担率 (%)、 $d_A$ ：アンカー体径 (mm)、 $l_a$ ：負担するアンカー体長さ (mm)

一例を示すと、図 3.31 (a) に示すアンカーNo.4 では、荷重が 300 kN のとき、自由長との境界から 0.1 m の位置で  $4122 \times 10^{-6}$  のひずみ、中間部となる自由長との境界から 0.5 m の位置で  $1674 \times 10^{-6}$ 、先端部に近い自由長との境界から 0.9 m の位置で  $334 \times 10^{-6}$  のひずみが計測されている。計測データがない自由長との境界と境界から 0.1 m の間については、境界から 0.1~0.5 m 間と同じ勾配でひずみが増加していると仮定し、同様に、境界から 0.9 m の位置からアンカー体先端までの間は、境界から 0.5~0.9 m 間と同じ勾配でひずみが増加していると仮定する。これより、自由長との境界におけるひずみは、 $(4122 \times 10^{-6} - 1674 \times 10^{-6}) \times \{(1.0 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) / (0.9 \text{ m} - 0.5 \text{ m})\} + 1674 \times 10^{-6} = 4734 \times 10^{-6}$  となる。また、アンカー体先端におけるひずみは、 $1674 \times 10^{-6} - (1674 \times 10^{-6} - 334 \times 10^{-6}) \times \{0.5 \text{ m} / (0.5 \text{ m} - 0.1 \text{ m})\} = -1 \times 10^{-6} \approx 0$  となる。したがって、アンカーNo.4 では、アンカー体上部 (0~0.5 m) の荷重負担率は  $(4734 \times 10^{-6} - 1674 \times 10^{-6}) / (4734 \times 10^{-6} - 0) \times 100 = 64.6 \%$  となり、荷重が 300 kN のときにアンカー体上部で  $300 \text{ kN} \times 64.6 \% = 193.8 \text{ kN}$  を負担していることになる。このとき、アンカー体上部の周面摩擦応力度は、 $(193.8 \times 10^3 \text{ N}) / (500 \text{ mm} \times 90 \text{ mm} \times \pi) = 1.37 \text{ N/mm}^2$  が得られる。

図 3.33 (a) に示すアンカーNo.4 は削孔径 90 mm の細径のものであり、このアンカーだけが、2 本の曲線に交点がなく、アンカー体先端部の周面摩擦応力度がアンカー体上部の周面摩擦応力度を超える前に引抜き耐力に至っている。日本アンカー協会<sup>12)</sup>などが「削孔径を小さくするとテンドンの被りが小さくなって、極端に引抜き抵抗が低下する」と指摘しているとおり、細径のアンカーNo.4 がアンカー体全長における周面摩擦応力度  $1.06 \text{ N/mm}^2$  と最

低値であった。

図 3.33 (b) に示すアンカーNo.5 では、荷重初期ではアンカー体上部の周面摩擦応力度が先端部よりも大きく、荷重 480 kN のときにアンカー体上部と先端部の曲線が交わって周面摩擦応力度は同じ大きさになっている。このとき、図 3.31 (b) のひずみ曲線は直線状である。その後、アンカー体上部で周面摩擦応力度は減少し、アンカー体先端部で上昇、アンカー体先端部の周面摩擦応力度は  $2.72 \text{ N/mm}^2$  の最大値を示している。アンカーNo.5 は、アンカー体全長における周面摩擦応力度も最大の  $1.83 \text{ N/mm}^2$  であった。

図 3.33 (c), (d) に示すアンカーNo.6, 7 は、荷重初期はアンカー体上部の周面摩擦応力度が大きく、荷重に伴ってアンカー体上部で減少し、先端部で増加している。アンカーNo.5 と同様、アンカー体先端部の周面摩擦応力度が上部より大きくなってから引抜き耐力に至っているが、周面摩擦応力度はアンカーNo.5 に比べると小さい。

アンカーNo.8, 10 はアンカー体長が 2.0 m のため引抜き耐力までの荷重ができなかったが、図 3.33 (e) のアンカーNo.8 は引抜き耐力が確認できたアンカーNo.5~7 と同様の挙動を示し、荷重の増加とともに最大周面摩擦応力度の作用位置が自由長との境界からアンカー体先端部へと移動している。図 3.33 (f) のアンカーNo.10 は、荷重初期ではアンカー体上部で周面摩擦応力度が大きく、荷重 720 kN まで変動が少ない。アンカー体中間部の周面摩擦応力度は荷重に伴って増加しているが、アンカー体先端部では増加しているものの増加量は少ない。同じアンカー体長のアンカーNo.8 でアンカー体先端部は荷重 770 kN まで増加量が少なかったことから、アンカーNo.10 においても、荷重を継続すればアンカー体中間部と先端部での周面摩擦応力度の増加が確認できたと思われるが、720 kN で計測器の故障が生じたため、この後は測定されていない。

引抜き耐力が確認できたアンカーのうち、細径 90 mm のアンカーNo.4 を除くアンカーNo.5~7 では、図 3.33 に示すとおり、引抜き耐力時、すなわち塑性変位の増加率が急増する前の時点で、ひずみの大きな変化はアンカー体先端部で生じており、既に最大周面摩擦応力度の作用位置は自由長との境界からアンカー体先端部へ移動し、自由長との境界付近の周面摩擦応力度が低下している。

図 3.34~39 に、各アンカーの荷重ごとの周面摩擦応力度の分布を示す。同図より、アンカーNo.4 を除くアンカーNo.5~8, 10 の 5 本のアンカーに共通しているのは、荷重初期では自由長側のアンカー体上部で周面摩擦応力度が大きく、荷重が大きくなるに伴ってアンカー体上部の周面摩擦応力度が減少し、アンカー体中間部および先端部で増加してくることが、図 3.33 に比べて明確に確認できる。

図 3.35 に示す削孔径 115 mm のアンカーNo.5 では、360 kN 荷重時にアンカー体上部の周

面摩擦応力度が  $1.5 \text{ N/mm}^2$  近くまで増加しているが、引抜き耐力の  $660 \text{ kN}$  のときには  $1.0 \text{ N/mm}^2$  程度に減少し、代わってアンカー体先端部での周面摩擦応力度が  $2.7 \text{ N/mm}^2$  程度まで増加している。

図 3.36 に示す削孔径  $135 \text{ mm}$  のアンカーNo.6 では、 $360 \text{ kN}$  載荷時にアンカー体上部の周面摩擦応力度が  $0.9 \text{ N/mm}^2$  程度まで増加しているが、アンカーNo.5 の  $1.5 \text{ N/mm}^2$  に比べて小さい。その後、引抜き耐力の  $480 \text{ kN}$  のときには  $0.8 \text{ N/mm}^2$  程度に減少し、代わってアンカー体先端部の周面摩擦応力度が  $1.5 \text{ N/mm}^2$  程度まで増加している。

図 3.38 に示す削孔径  $115 \text{ mm}$  のアンカーNo.8 では、 $420$  から  $980 \text{ kN}$  への荷重増加過程で自由長との境界からアンカー体先端部に向って最大周面摩擦応力度が移動している。最大周面摩擦応力度はアンカー体先端部に移動するごとに大きな値になっており、自由長との境界から  $0.5 \text{ m}$  の範囲で  $1.59 \text{ N/mm}^2$ 、 $0.5 \sim 0.9 \text{ m}$  の範囲で  $1.63 \text{ N/mm}^2$ 、 $0.9 \sim 1.4 \text{ m}$  の範囲で  $1.79 \text{ N/mm}^2$ 、 $1.4 \text{ m}$  ～先端部の範囲で  $2.24 \text{ N/mm}^2$  を示している。

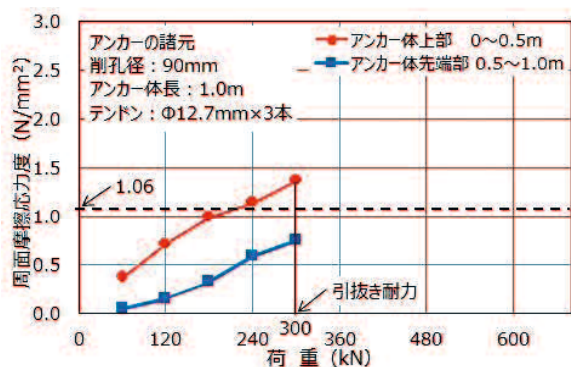
アンカーNo.5～8 に共通して、荷重増加に伴ってアンカー体中間部および先端部の周面摩擦応力度はアンカー体上部より大きな値となっている。これは、アンカー体自体の上部のグラウトがアンカー体中間部および先端部のグラウトの軸方向の伸長を抑制したことが一因と考えられる。つまり、大きな荷重の作用によるアンカー体中間部および先端部のグラウトの軸方向の伸長を、その上位のアンカー体グラウトが地盤との摩擦抵抗により抑制するため、後述するアンカー体の微小な収縮変形、あるいは引張り破壊によるアンカー体の摩擦抵抗の減少を生じ難くしていると考えられる。

本研究実験では、アンカー体自体の挙動を確認するために自由長部のグラウトを排除したことから、アンカー体上部で得られる周面摩擦応力度がその地盤とアンカー体の摩擦抵抗を最も反映している。これは、引張型アンカーでは自由長との境界から応力が発生して、応力分布領域がアンカー体先端部に向って拡大することと、アンカー体上部より上のグラウトが排除されておりアンカー体の変形および滑動が阻害されないからである。

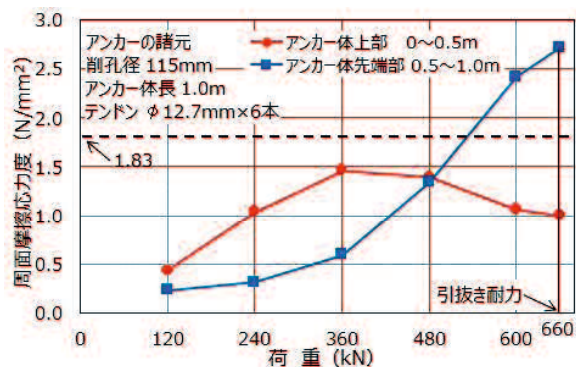
表 3.9 に各アンカーのアンカー体全長と上部および先端部での最大周面摩擦応力度を示す。地盤工学会基準<sup>1)</sup>では軟岩地盤の極限周面摩擦応力度は  $1.0 \sim 1.5 \text{ N/mm}^2$  であり、本研究実験でもおおよそこの範囲の値となっているが、地盤固有の値ともみられている周面摩擦応力度が、削孔径  $115 \text{ mm}$  のアンカーNo.8 で最大値  $1.59 \text{ N/mm}^2$  となり、削孔径  $135 \text{ mm}$  のアンカーNo.6 で最小値  $0.92 \text{ N/mm}^2$  となるなど、同じ地盤に対して大きな開きが確認された。



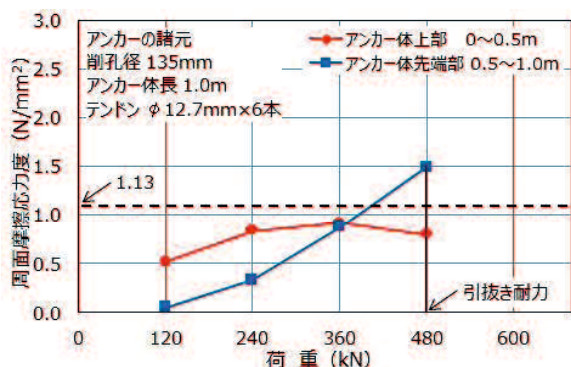
### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察



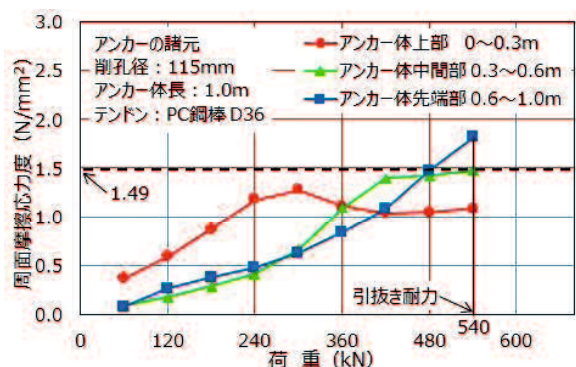
(a) アンカー No.4



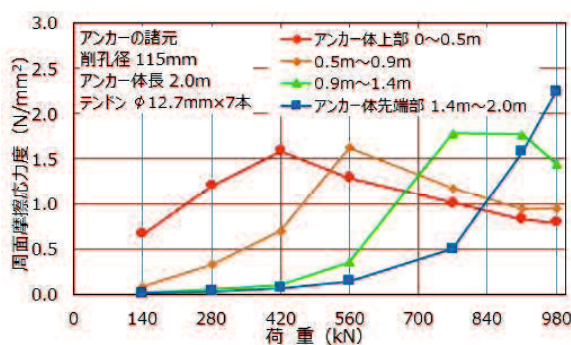
(b) アンカー No.5



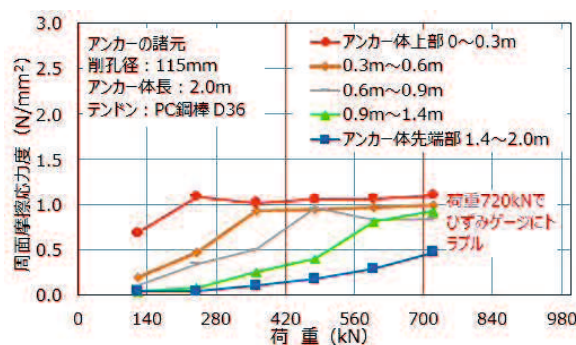
(c) アンカー No.6



(d) アンカー No.7



(e) アンカー No.8



(f) アンカー No.10

(図中の破線は、表 3.8 のアンカー体全長の周面摩擦応力度であり、引抜き耐力から計算されたものである)

図 3.33 荷重の増加に伴うアンカー体各位置の周面摩擦応力度の変化

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

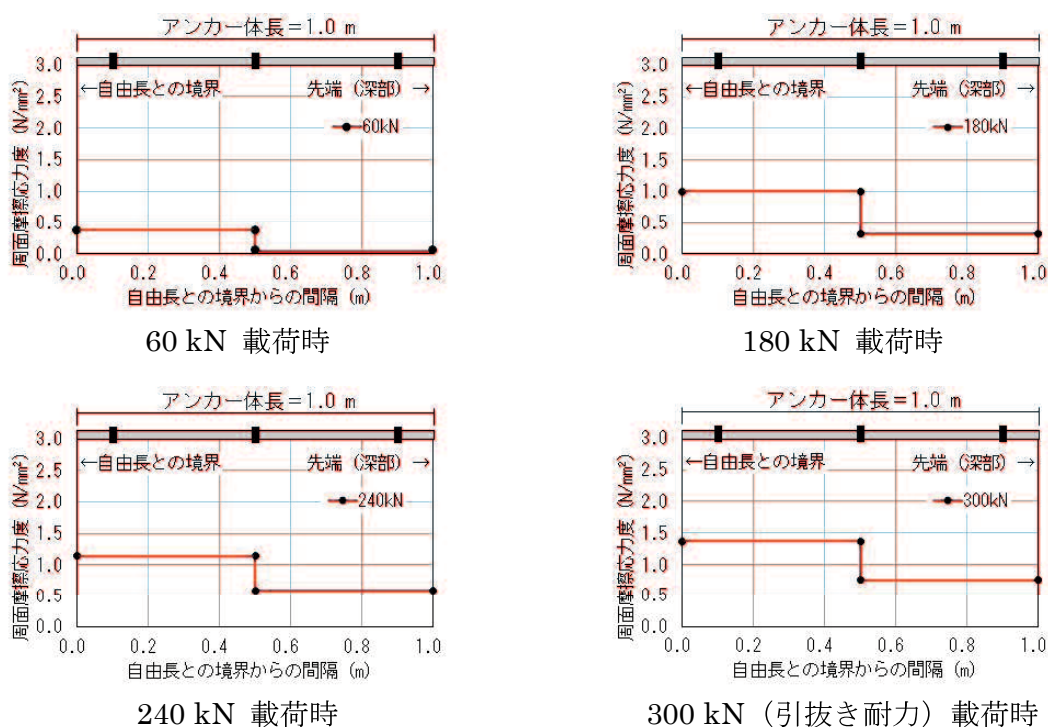


図 3.34 各荷重における周面摩擦応力度の分布  
(アンカー No.4 削孔径 : 90 mm, テンドン :  $\phi 12.7mm \times 3$  本)

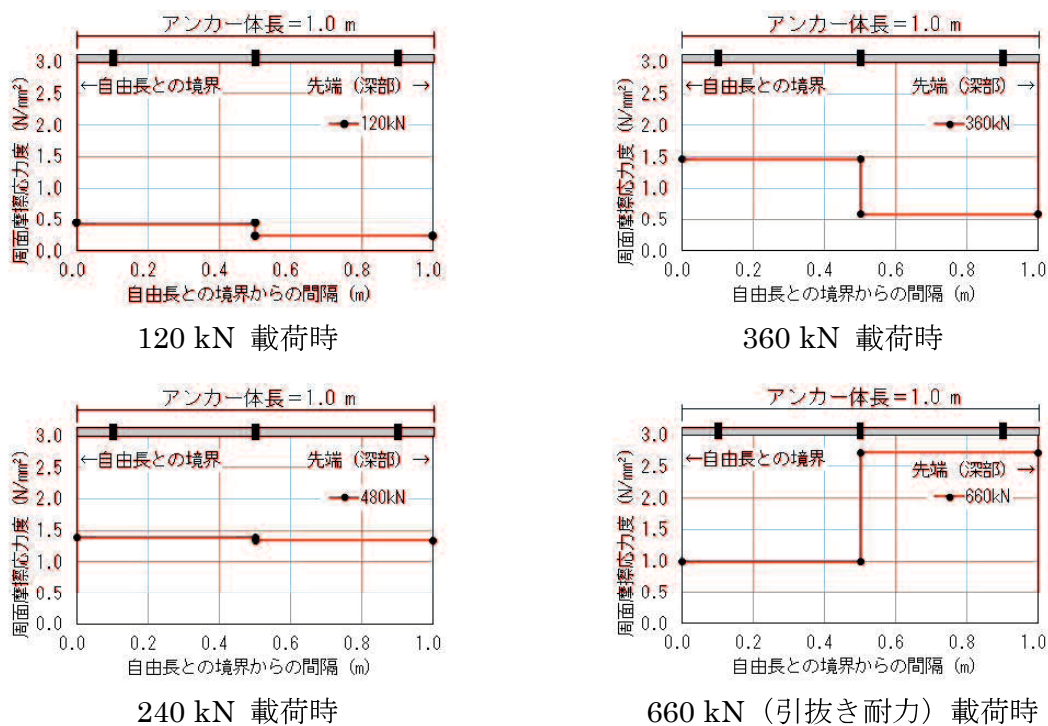


図 3.35 各荷重における周面摩擦応力度の分布  
(アンカー No.5 削孔径 : 115 mm, テンドン :  $\phi 12.7mm \times 6$  本)

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

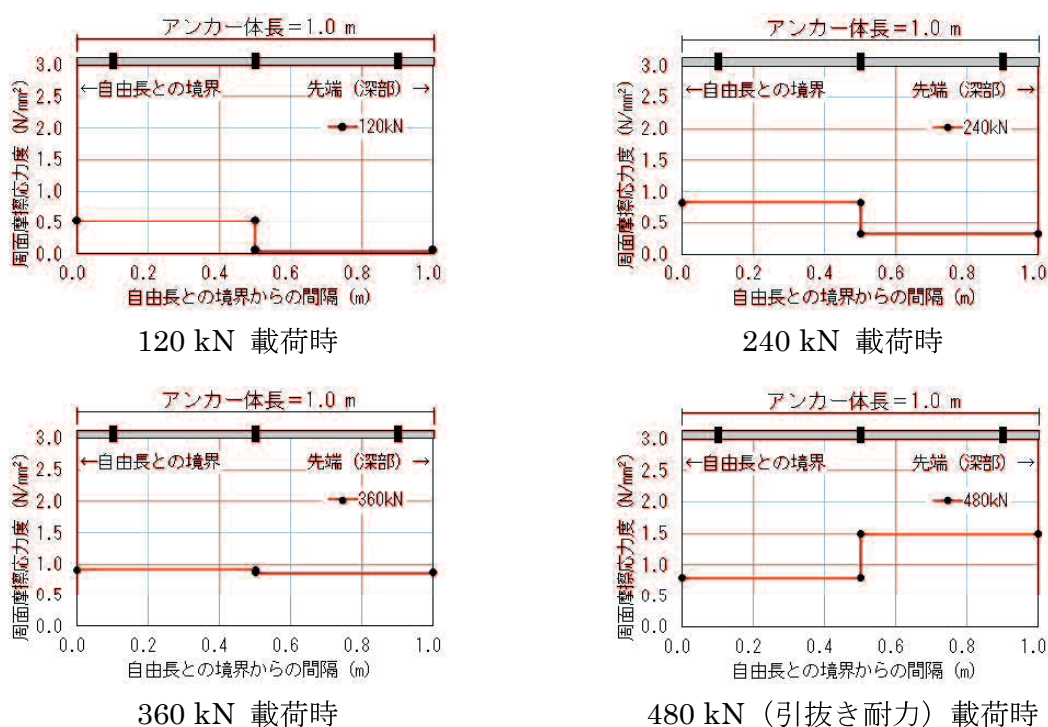


図 3.36 各荷重における周面摩擦応力度の分布  
(アンカー No.6 削孔径 : 135 mm, テンドン :  $\phi 12.7\text{mm} \times 6$  本)

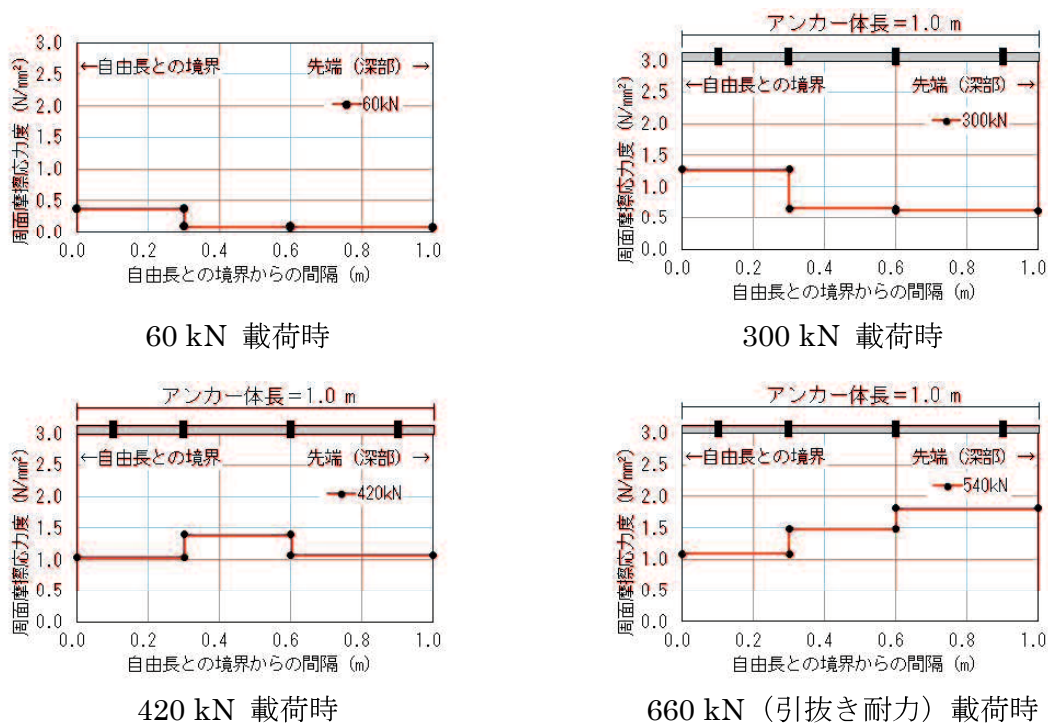


図 3.37 各荷重における周面摩擦応力度の分布  
(アンカー No.7 削孔径 : 115 mm, テンドン : PC 鋼棒 D36)

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

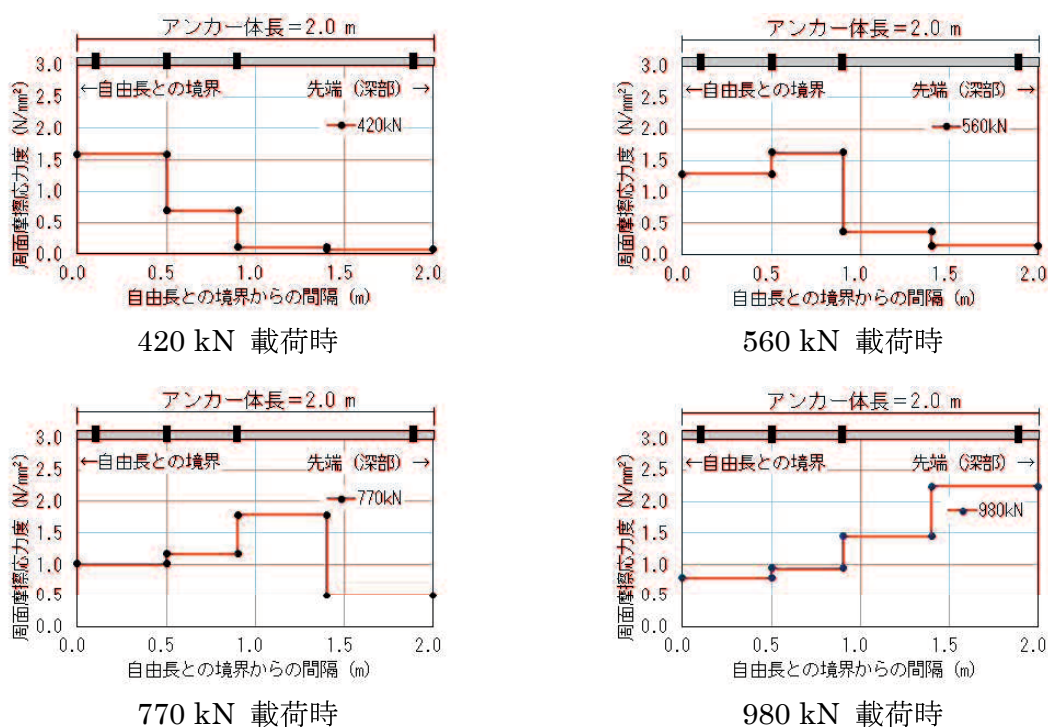


図 3.38 各荷重における周面摩擦応力度の分布  
(アンカー No.8 削孔径 : 115 mm, テンドン :  $\phi 12.7\text{mm} \times 7$  本)

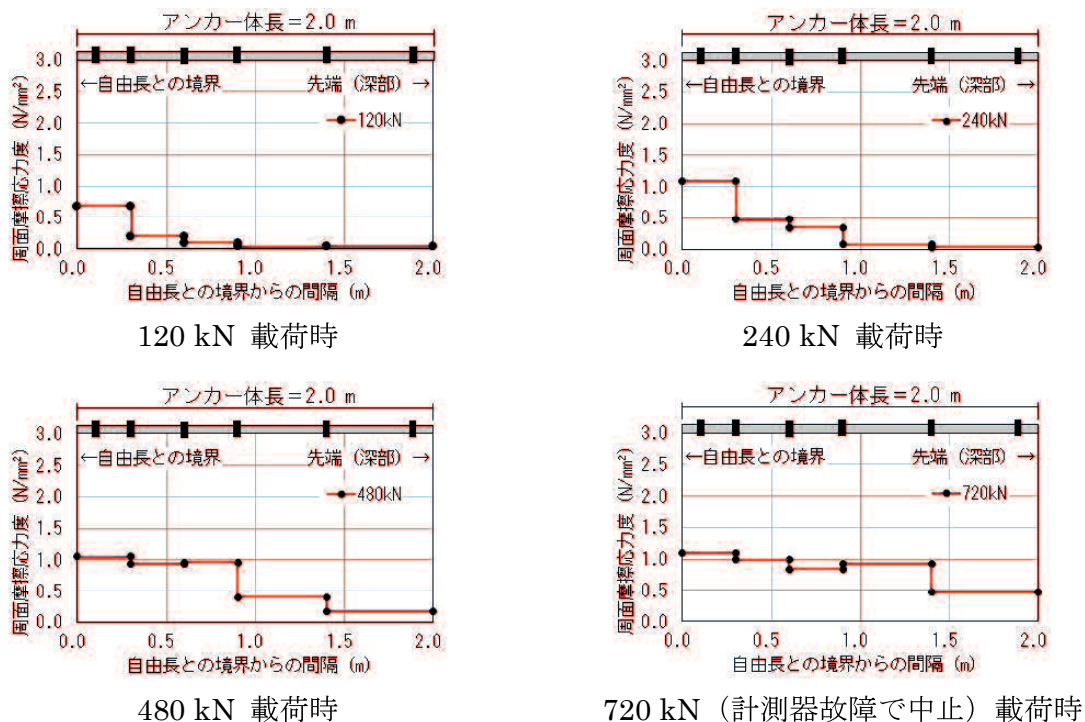


図 3.39 各荷重における周面摩擦応力度の分布  
(アンカー No.10 削孔径 : 115 mm, テンドン : PC 鋼棒 D36)

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

表 3.9 アンカー体の全長，上部での周面摩擦応力度（軟岩地盤）

アンカー No.	削孔径	アンカー 体長	引抜き耐力	アンカー体 全長での 周面摩擦応力度	アンカー体 上部での 周面摩擦応力度	アンカー体 下部での 周面摩擦応力度
4	90 mm	1.0 m	300 kN	1.06 N/mm <sup>2</sup>	1.37 N/mm <sup>2</sup>	0.75 N/mm <sup>2</sup>
5	115 mm	1.0 m	660 kN	1.83 N/mm <sup>2</sup>	1.46 N/mm <sup>2</sup>	2.72 N/mm <sup>2</sup>
6	135 mm	1.0 m	480 kN	1.13 N/mm <sup>2</sup>	0.92 N/mm <sup>2</sup>	1.49 N/mm <sup>2</sup>
7	115 mm	1.0 m	540 kN	1.49 N/mm <sup>2</sup>	1.28 N/mm <sup>2</sup>	1.81 N/mm <sup>2</sup>
8	115 mm	2.0 m	確認できず	—	1.59 N/mm <sup>2</sup>	—
10	115 mm	2.0 m	確認できず	—	1.10 N/mm <sup>2</sup>	—

### 3.5 短いアンカー体の引抜き耐力に関する考察

兵庫県で実施した設計下限値 3.0 m 以下の短いアンカー体での引抜き実験結果に関する考察を以下に述べる。

砂礫地盤の場合には、削孔径と引抜き耐力の間に線形関係がみられ、地盤工学会基準等の計算式が適用できる結果となり、また、Ostermayer and Scheele, Wernick らが指摘したロッキング・イン効果による引抜き抵抗力増大の可能性もみられた。一方、軟岩地盤の場合は、削孔径 115 mm のケースが 135 mm よりも大きな引抜き耐力となるなど、削孔径と引抜き耐力に線形関係は全くみられなかった。

軟岩地盤で削孔径と引抜き耐力に線形関係が示されない原因の一つとして、本研究実験でみられた削孔径によって設計周面摩擦応力度が変化する現象が挙げられる。さらに、削孔径によって設計周面摩擦応力度が変化する現象は、過大な局部応力の作用によるアンカー体の微小な収縮変形と引張り破壊が原因と考えられる。アンカー体は PC 鋼材とセメントペーストで形成され、本研究実験でのセメントペーストの平均圧縮強度は  $35.1 \text{ N/mm}^2$  であった。

引張型アンカーは、図 3.40 に概念図として示すように、荷重の増加に伴って自由長との境界付近でアンカー軸方向のひずみが大きくなりアンカー体は伸長する。アンカー体が軸方向に伸長すると、微小な横方向のひずみによる収縮変形がおこり岩盤面への垂直応力が低下し

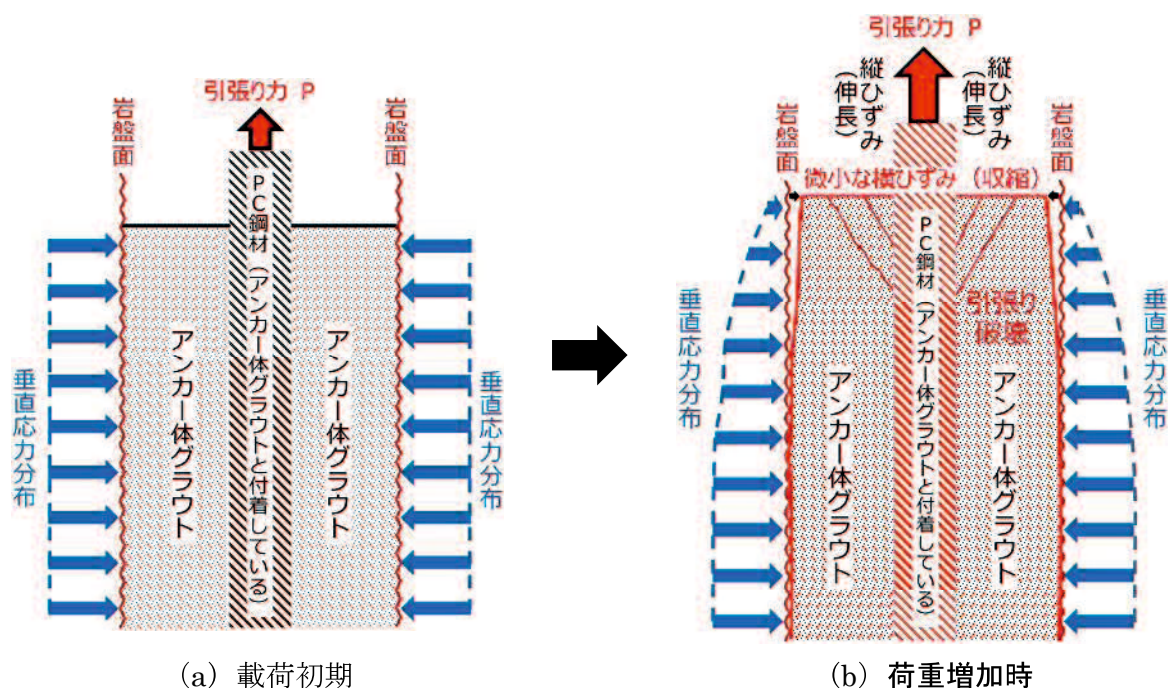


図 3.40 荷重増加に伴う垂直応力低下の概念図 (引張型アンカー)

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

摩擦抵抗が減少する。さらに荷重が増加すると、セメント系材料は圧縮強度に比べて引張り強度が小さいことから、自由長との境界付近のアンカー体グラウトに部分的な引張り破壊が発生して摩擦抵抗が大幅に減少すると考えられる。アンカー体と地盤との接触面での垂直応力の減少量は部分的に異なり、引張型アンカーの場合、载荷初期には自由長との境界で最大を示す。また、グラウトの引張り破壊も自由長との境界付近から発生し始める。したがって、摩擦抵抗の減少はアンカー体全長に一樣ではなく、自由長との境界から始まり荷重の増加に伴って領域は拡大する。一方、砂礫地盤では引抜き耐力が小さいため、アンカー体の変形、あるいは引張り破壊による影響が生じる前に引抜き耐力に至りアンカー体が移動するため、削孔径と引抜き耐力に線形関係がみられる。

荷重増加によるアンカー体の変形や破壊が地盤との接触面での垂直応力を減少させ、摩擦抵抗を小さくするのであれば、アンカー体断面における PC 鋼材の配置、PC 鋼材外縁から岩盤面までの間隔、あるいはグラウト部分の断面積が摩擦抵抗の減少に影響を及ぼすことが考えられる。

表 3.10 にアンカー体断面積に対する PC 鋼材断面積の割合を示す。また、アンカー体断面における PC 鋼材の配置と PC 鋼材外縁から岩盤面までの間隔を図 3.41 に示す。図 3.42 は PC 鋼材外縁から岩盤面までの間隔とアンカー体上部の周面摩擦応力度の関係、図 3.43 はアンカー体のグラウトの断面積とアンカー体上部の周面摩擦応力度の関係である。

図 3.44 に示すとおり PC 鋼材外縁から岩盤面までの間はグラウトの被りであり、この被りが大きいほどアンカー体グラウトと岩盤の摩擦面とアンカー頭部での引張り力を伝達する PC 鋼材の外縁との間隔が大きくなり、アンカー体径が大きいときと同様、図 3.40 に概念図として示したアンカー体の微小な横方向のひずみによる岩盤面への垂直応力の低下およびグラウトの引張り破壊による摩擦抵抗の減少が大きく影響する。また、寸法依存性によるグラウト強度の低下も考えられる。図 3.42 より、グラウトの被りがある限界値を超えると、アンカー体上部の周面摩擦応力度が減少に転じることが読み取れる。グラウト断面積が大きい場合も同様に、摩擦抵抗の減少と寸法依存性によるグラウト強度の低下が考えられる。

アンカー No.5 と No.6 は、同じアンカー体長、同じテンドンで削孔径だけが 115 mm、135 mm と異なっている。地盤工学会基準<sup>13)</sup>の計算式(式 1.1)を用いると削孔径 135 mm が 115 mm の 1.17 倍大きな引抜き耐力となるが、実験結果は逆に削孔径 115 mm が 135 mm の 1.38 倍大きな引抜き耐力となった。このことから、グラウトの被りが引抜き耐力に影響を及ぼすことが推定できる。

瀬崎・浜野<sup>6)</sup>のセメントミルクを用いた疑似岩盤による室内実験では、疑似岩盤の圧縮強度を 16 MPa まで上げた場合、主にグラウト内で破壊がみられ疑似岩盤にはほとんど損傷が

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

なかったとの報告があるように、本研究実験のアンカー体上部の岩盤が CM 級相当の軟岩 (図 3.8) であったことから、グラウト内での破壊が考えられる。

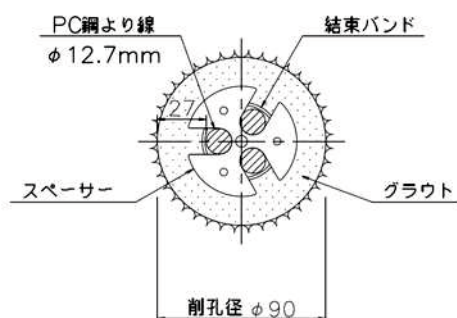
一方、図 3.43 のアンカー体のグラウトの断面積と周面摩擦応力度の関係を示すグラフからは、グラウトの断面積とアンカー体上部の周面摩擦応力度に相関関係は確認できないが、断面積が最大 (13722 mm<sup>2</sup>) のアンカーNo.6 でアンカー体上部の周面摩擦応力度が最小 (0.92 N/mm<sup>2</sup>) であり、グラウト内での破壊が想定される高強度の岩盤に対してはアンカー体に占めるグラウトの断面積の大小が引抜き抵抗力に影響を及ぼす可能性がある。

表 3.10 アンカー体断面積に対する PC 鋼材断面積の割合

アンカーNo.	テンドン規格 PC 鋼材の断面積 $A_s$	削孔径	アンカー体 断面積 $A_a$	アンカー体断面積に対する PC 鋼材断面積の割合
4	$\phi 12.7\text{mm} \times 3$ 本 $A_s = 296.1 \text{ mm}^2$	90 mm	$A_a = 6361.7 \text{ mm}^2$	4.65 %
5	$\phi 12.7\text{mm} \times 6$ 本 $A_s = 592.3 \text{ mm}^2$	115 mm	$A_a = 10386.9 \text{ mm}^2$	5.70 %
6	$\phi 12.7\text{mm} \times 6$ 本 $A_s = 592.3 \text{ mm}^2$	135 mm	$A_a = 14313.9 \text{ mm}^2$	4.14 %
7	PC 鋼棒 D36 $A_s = 1018 \text{ mm}^2$	115 mm	$A_a = 10386.9 \text{ mm}^2$	9.80 %
8	$\phi 12.7\text{mm} \times 7$ 本 $A_s = 691.0 \text{ mm}^2$	115 mm	$A_a = 10386.9 \text{ mm}^2$	6.65 %
10	PC 鋼棒 D36 $A_s = 1018 \text{ mm}^2$	115 mm	$A_a = 10386.9 \text{ mm}^2$	9.80 %

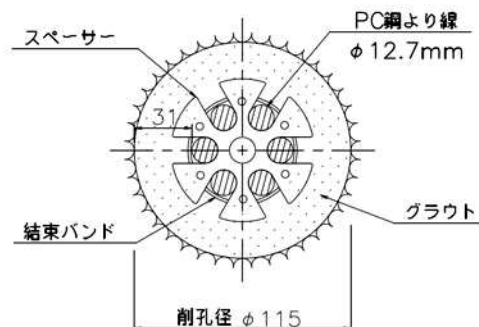


### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察



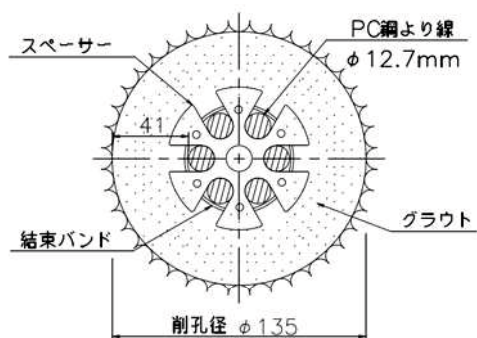
(a) アンカー No.4

テンドン：φ12.7mm×3本，アンカー体長=1.0 m  
(PC 鋼材外縁から孔壁までの間隔 27 mm)



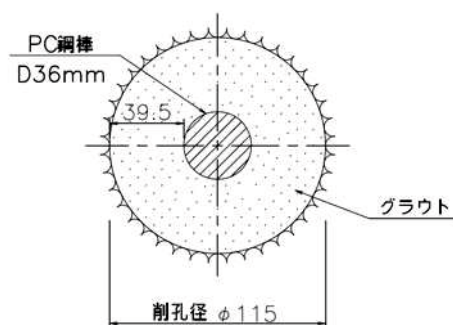
(b) アンカー No.5

テンドン：φ12.7mm×6本，アンカー体長=1.0 m  
(PC 鋼材外縁から孔壁までの間隔 31 mm)



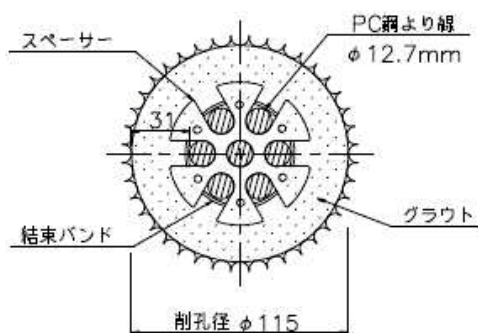
(c) アンカー No.6

テンドン：φ12.7mm×6本，アンカー体長=1.0 m  
(PC 鋼材外縁から孔壁までの間隔 41 mm)



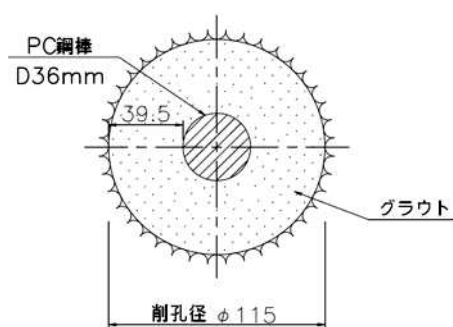
(d) アンカー No.7

テンドン：PC 鋼棒 D36，アンカー体長=1.0 m  
(PC 鋼材外縁から孔壁までの間隔 39.5 mm)



(e) アンカー No.8

テンドン：φ12.7mm×7本，アンカー体長=2.0 m  
(PC 鋼材外縁から孔壁までの間隔 31 mm)



(d) アンカー No.10

テンドン：PC 鋼棒 D36，アンカー体長=2.0 m  
(PC 鋼材外縁から孔壁までの間隔 39.5 mm)

図 3.41 アンカー体の断面図

### 第3章 短いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

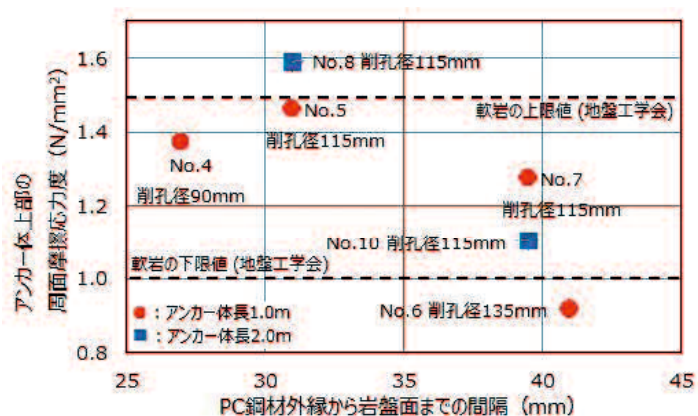


図 3.42 PC 鋼材外縁から岩盤面までの間隔とアンカー体上部の周面摩擦応力度の関係

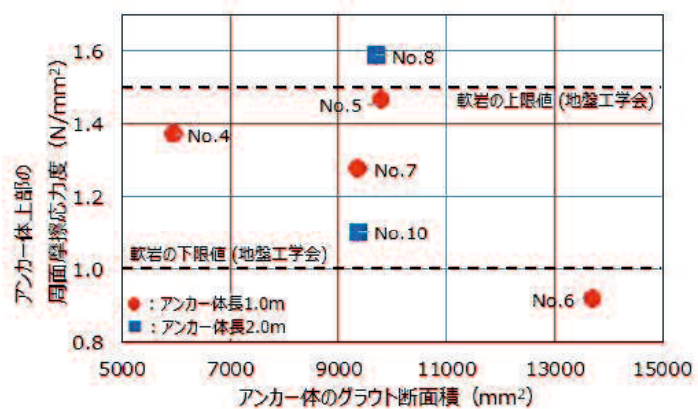


図 3.43 グラウト断面積とアンカー体上部の周面摩擦応力度の関係

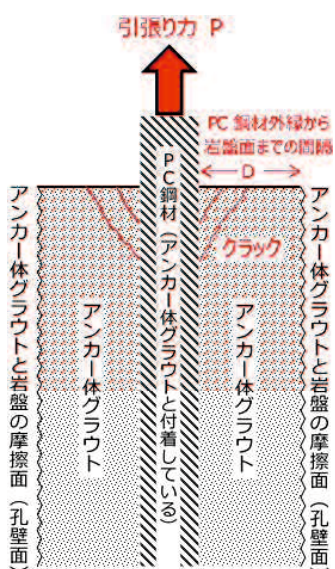


図 3.44 PC 鋼材外縁から岩盤面までの間隔

### 3. 6 結語

砂礫地盤と軟岩地盤での設計下限値 3.0 m 以下の短いアンカー体による現場引抜き実験で、荷重とアンカー頭部の変位量の間をもち、塑性変位の増加率、引抜き耐力、ピーク荷重、設計周面摩擦応力度、さらにアンカー体の外径による影響などについて調べた。また、軟岩地盤での実験では、アンカー体にひずみゲージを貼付け、荷重の変動に伴う応力伝達状況の変化、周面摩擦応力度の変化、アンカー体の外径と長さによる影響について検討した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 砂礫地盤では、90 mm、115 mm、135 mm のアンカー体径の大きさと引抜き耐力およびピーク荷重は線形関係にあった。一方、軟岩地盤の場合は、アンカー体径 115 mm が 135 mm よりも大きな引抜き耐力となるなど、削孔径と引抜き耐力に線形関係はみられなかった。
- (2) N 値 14 の沖積砂礫地盤での引抜き実験では、0.424～0.495 N/mm<sup>2</sup> の周面摩擦応力度が示され、地盤工学会基準による N 値 20 程度の砂礫地盤の周面摩擦応力度 0.17～0.25 N/mm<sup>2</sup> を大幅に超えていた。また、最小削孔径 90 mm のときに最大周面摩擦応力度を示したことからロッキング・イン効果が働いた可能性がある。
- (3) 塑性変位の増加率に着目すると、アンカー体の異常変位を早い段階で確認ができる。塑性変位の増加率が急増する直前の計測荷重を引抜き耐力と称して、極限引抜き力とは区別して評価する。設計に極限周面摩擦応力度ではなく引抜き耐力から得られる設計周面摩擦応力度を用いることで、残存引張り力の長期安定を見込むことができる。
- (4) 砂礫地盤では引抜き耐力に至るまでの塑性変位の増加率は 0.10 mm/kN 以下、軟岩地盤では 0.02 mm/kN 以下であった。荷重増加に対してアンカー体が安定した挙動にあるときの塑性変位の増加率は、アンカー体設置地盤の強度やせん断変形係数により変化し、軟岩地盤の方が砂礫地盤よりも小さな値を示す。
- (5) 軟岩地盤における荷重の増加に伴うアンカー体のひずみの変化の計測結果から、1.0 m や 2.0 m の短いアンカー体においても、摩擦応力はアンカー体には均等に作用せず、自由長との境界から発生して、荷重の増加に伴ってアンカー体先端部に向かって伝達する状況がみられた。最大周面摩擦応力度の作用位置も、荷重の増加に伴って自由長との境界付近からアンカー体先端部に向かって移動する。

- (6) 最大周面摩擦応力度の作用位置の移動とともに、最大周面摩擦応力度の値も変化している。最大周面摩擦応力度は、自由長との境界付近で作用しているときよりも、アンカー体先端部に移動すると大きな値となっている。自由長との境界付近では、上部のグラウトを排除したことでアンカー体の変形および滑動が阻害されないため小さな値となり、アンカー体先端部では、上部のグラウトがアンカー体の変形および滑動を抑制することから大きな値になると考えられる。
- (7) 荷重の増加に伴って自由長との境界付近でアンカー軸方向のひずみが大きくなりアンカー体は伸長する。アンカー体が軸方向に伸長すると、微小な横方向のひずみによる収縮変形がおこり岩盤面への垂直応力が低下し摩擦抵抗が減少する。さらに荷重が増加すると、セメント系材料は圧縮強度に比べて引張り強度が小さいことから、自由長との境界付近のアンカー体グラウトに部分的な引張り破壊が発生して摩擦抵抗が大幅に減少すると考えられる。アンカー体と地盤との接触面での垂直応力の減少量は部分的に異なり、引張型アンカーの場合、載荷初期には自由長との境界で最大を示す。また、グラウトの引張り破壊も自由長との境界付近から発生し始める。したがって、摩擦抵抗の減少はアンカー体全長に一樣ではなく、自由長との境界から始まり荷重の増加に伴って領域は拡大する。
- (8) アンカー体の引抜き抵抗に、PC鋼材外縁から削孔壁面までの間隔、およびグラウト断面積の大きさが影響すると考えられる。アンカー頭部での緊張力を伝達するPC鋼材の外縁と削孔孔のグラウト摩擦面との間隔が大きくなると、アンカー体径が大きいときと同様、アンカー体の微小な横方向のひずみによる岩盤面への垂直応力の低下およびグラウトの引張り破壊による摩擦抵抗の減少が大きく影響する。また、寸法依存性によるグラウト強度の低下も考えられる。グラウト断面積が大きい場合も同様に、摩擦抵抗の減少と寸法依存性によるグラウト強度の低下が考えられる。この影響は引抜き抵抗がある程度大きくなってからみられるため、引抜き抵抗が小さい砂礫地盤ではその影響は小さく、引抜き抵抗の大きい軟岩地盤では大きい。
- (9) 地盤固有の値とされているアンカー設計時の周面摩擦応力度が、アンカー体の長さや外径などによって変化することが示された。地盤の種類、性状、強度とアンカー体の長さ、外径の組合せにより摩擦応力の分布および伝達長がさまざまに変化することから、単位長さ当たりの周面摩擦応力度も変化し、地盤固有の値とはならない。

## 参考文献

- 1) (公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説， p.78， 2012.
- 2) (一社) 日本建築学会：建築地盤アンカー設計施工指針・同解説， P.87， 2018.
- 3) (公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説， pp.95-97， 2012.
- 4) (公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説， p.178， 2012.
- 5) (公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説， p.184， 2012.
- 6) 瀬崎茂，浜野浩幹：岩盤を対象とした摩擦型アンカー体の支持機構と設計上の留意点，土木学会論文集 C (地圏工学)， Vol.67， No.3， pp.319-338， 2011.
- 7) Ostermayer, H. and Scheele, F. F. : Research on ground anchors in non-cohesive soils, *Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors*, pp.92-97, 1977.
- 8) Wernick, E. : Stresses and strains on the surface of anchors, *Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors*, pp.113-119, 1977.
- 9) (一社) 日本建築学会：建築地盤アンカー設計施工指針・同解説， P.86， 2018.
- 10) 小山幸則，長山喜則，古山章一：アースアンカーの引張り試験時における挙動，第20回土質工学研究発表会講演集， pp. 1339～1340， 1985.
- 11) 古山章一，東耕太郎：軟岩地盤に定着した永久グラウンドアンカーの繰返し載荷試験，第28回土質工学研究発表会講演集， pp.2093-2094， 1993.
- 12) (社) 日本アンカー協会：グラウンドアンカー施工のための手引書， p.103， 2003.
- 13) (公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説， p.77， 2012.

## 第4章 長いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

### 4.1 序言

既往の研究が示すとおり、アンカー体を設置する地盤の種類、性状、強度などにより応力伝達長が変化するため、アンカー体を長くしてもその部分に応力が伝達されなければ有効ではない。地盤工学会基準、日本建築学会指針など、ほとんどの基準類においてアンカー体長の上限值を10.0 mと規定している。これは、アンカー体の10.0 mを超える部分には応力の伝達がみられないことが理由である。

Ostermayer<sup>1)</sup>は、今から45年前の1974年ロンドン会議において、約300例の土砂地盤におけるアンカーの現場試験から得られた結果をもとに、荷重の増加に伴って土砂地盤とアンカー体外周との間に逐次破壊が生じるため、アンカー体が長くなると単位長さ当たりの引抜き抵抗力が小さくなることを指摘している。

古山・東<sup>2)</sup>は軟岩地盤（泥岩）に3.0 mと5.0 mのアンカー体を設けてひずみの分布を確認する試験結果から、アンカー体長3.0 mと5.0 mの両アンカーに共通して、自由長との境界からアンカー体先端部にかけてひずみが急減し、自由長との境界から2.5 mの位置ではひずみがほとんど生じていないことを示した。さらに、3.0 mと5.0 mのアンカー体のひずみの分布形状とその値を比較すると、図2.33に示したとおり荷重80 tfまではほぼ同じ挙動であったことから、アンカー体全長が有効に作用しないことを指摘している。

本研究実験では、地盤工学会基準<sup>3)</sup>、日本建築学会指針<sup>4)</sup>などが規定しているアンカー体長の上限值10.0 mを超えた15.0 mのアンカー体をD級相当の破碎頁岩に設置して、PC鋼より線のひずみを測定しながらアンカー荷重を増減させる多サイクルの引抜き実験を行い、長いアンカー体における応力分布や有効な応力伝達長などについて調査した。

### 4.2 実験概要

引抜き実験の現場は宮崎県東諸県郡高岡町にあり、地質は中生代～古第三紀に属する頁岩と砂岩の互層よりなるが、全般的に頁岩が優勢である。アンカー体設置地盤は、褶曲作用により破碎を受けたD級相当の頁岩である。図4.1に実験アンカーの想定地質断面図を、表4.1に実験アンカーの諸元を示す。削孔径は135 mm、アンカー体長は地盤工学会基準等の上限值10.0 mを超える15.0 mとした。自由長は9.5 mとし、アンカー体15.0 mをD級相当の

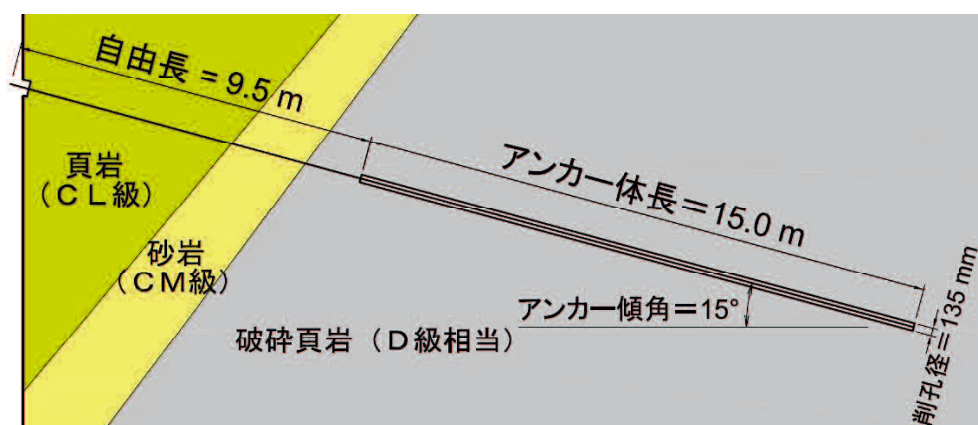


図 4.1 実験アンカーの想定地質断面図

表 4.1 長いアンカー体による実験アンカーの諸元

tendon 規格	tendon 降伏荷重	PC 鋼材 断面積	削孔径	アンカー 傾角	アンカー 体長
多重 PC 鋼より線 $\phi 12.7\text{mm} \times 7$ 本	1092 kN	691.0 mm <sup>2</sup>	135 mm	15°	15.0 m

破碎頁岩地盤にアンカー傾角（水平面から鉛直下向き）15° で設置した。 tendon には多重 PC 鋼より線  $\phi 12.7\text{mm} \times 7$  本を使用し、アンカー体部には 1.5 m 間隔でスペーサーを取り付けた。自由長部にはプロコートテープを巻いてグラウトとの摩擦が生じないようにし、清水で自由長部のグラウトを排出した。

荷重は、グラウトに使用したセメントペーストの圧縮強度が 24 N/mm<sup>2</sup> 以上発現したことを確認したのち、2000 kN 用センターホール型ジャッキを用いて、5 サイクルの多サイクル方式とした。初期荷重は 100 kN、計画最大荷重は 650 kN、各サイクル最大荷重は 200, 300, 400, 500, 650 kN とし、50 kN ごとに多重 PC 鋼より線鋼素線のひずみとアンカー頭部および反力盤の変位量を測定した。荷重保持時間は、各段階荷重では 5 分間とし、計画最大荷重 650 kN で 700 分（約 12 時間）のクリープ試験を実施した。

図 4.2 に、アンカー体軸方向のひずみゲージの貼付位置を示す。ひずみゲージは、図 4.3 に示すとおり 1 断面 2 箇所各 1 枚貼付した。

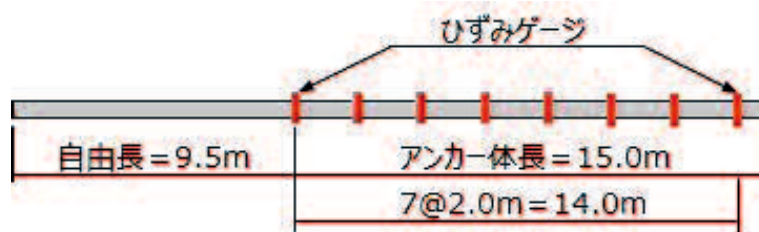


図 4.2 アンカー体のひずみゲージ貼付位置（軸方向）

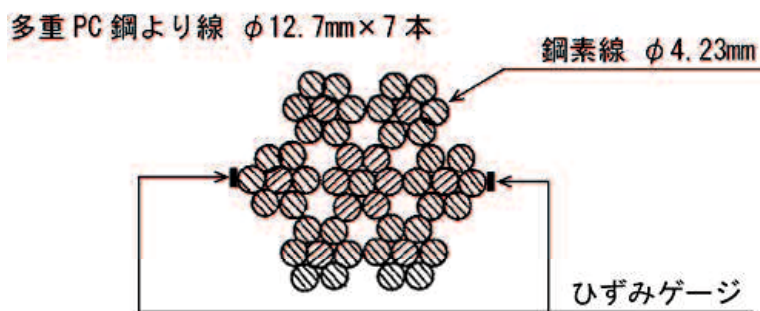


図 4.3 多重 PC 鋼より線のひずみゲージ貼付位置（断面）

### 4. 3 実験結果

#### 4. 3. 1 荷重とアンカー頭部変位量の関係

図 4.4 はアンカー頭部の荷重－変位量曲線である。荷重－変位量曲線から計画最大荷重の 600 kN 載荷時に異常な変位が確認できる。また、荷重－弾性変位量曲線を図 4.5 に示す。弾性変位の管理限界値は、地盤工学会基準<sup>5)</sup>等に倣い理論値の上下 10% の範囲としている。荷重が 500 kN 程度までは管理下限値を下回っていたが、テンドンの外周面に対して荷重が小さい場合は一般に摩擦損失により変位量が小さい傾向を示すため、500 kN 程度までは管理下限値を下回っても問題はない。500 kN を超えると管理値の範囲に入り、計画最大荷重の 650 kN でも管理上限値以下の管理値範囲内であった。

図 4.6 は荷重－塑性変位量曲線である。荷重を 500 kN から 650 kN に増加させたときに、大きな塑性変位が発生している。これは、後述するクリープ試験のデータが示すとおり、650 kN 保持状態で 5 時間経過後に大きな変位が発生したことによるものである。



第4章 長いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

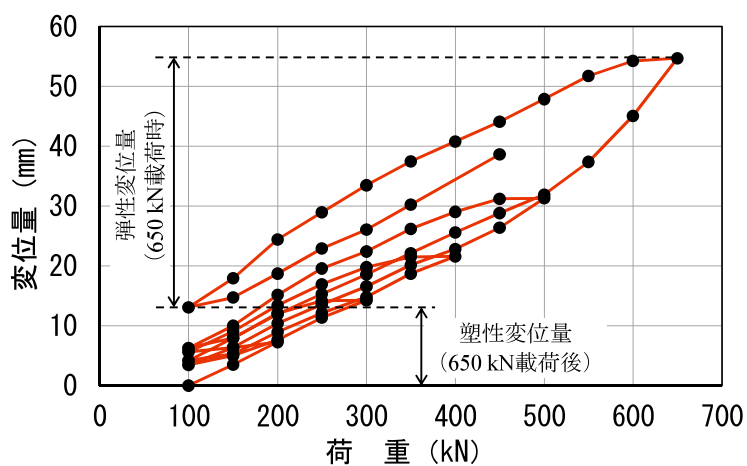


図 4.4 荷重—変位量曲線

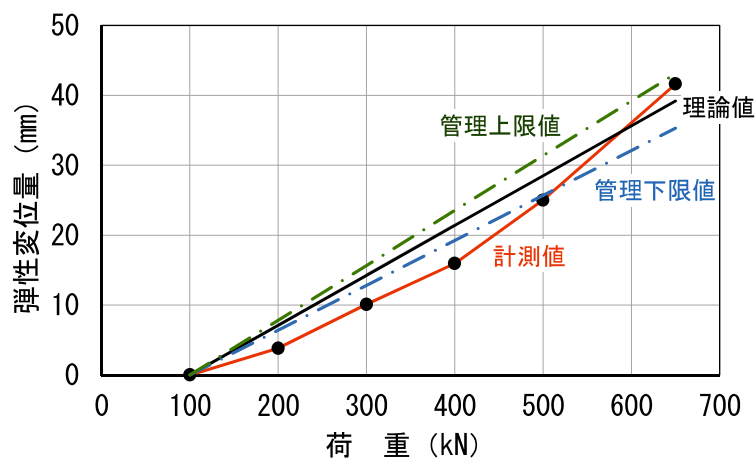


図 4.5 荷重—弾性変位量曲線

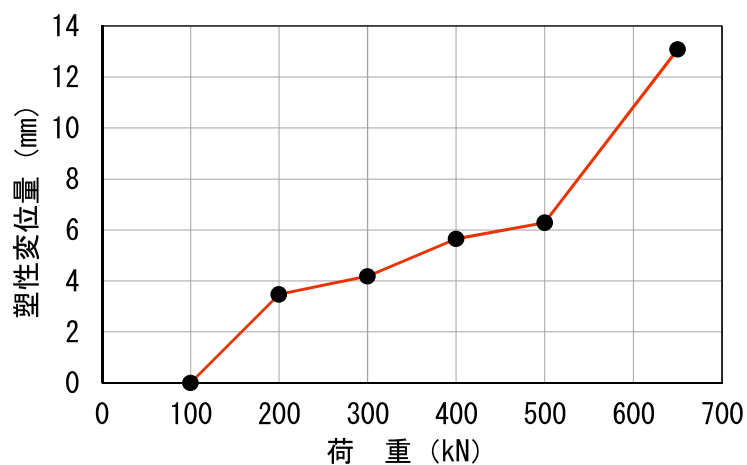


図 4.6 荷重—塑性変位量曲線

### 4.3.2 クリープ試験

計画最大荷重 650 kN を保持した状態で 700 分 (約 12 時間) のクリープ試験を実施した結果を図 4.7 に示す。最初の 5 分間はほとんど変位がなく、40 分間で 0.5 mm 程度、50 分後に約 1.5 mm の変位が確認される。その後、300 分 (5 時間) ~400 分 (6.7 時間) の間に約 3.6 mm の変位が発生している。ひずみの変化からも、650 kN 荷重時にアンカー体部において極限值を超えた摩擦応力が生じたことが示されており、この荷重をピーク荷重とする。

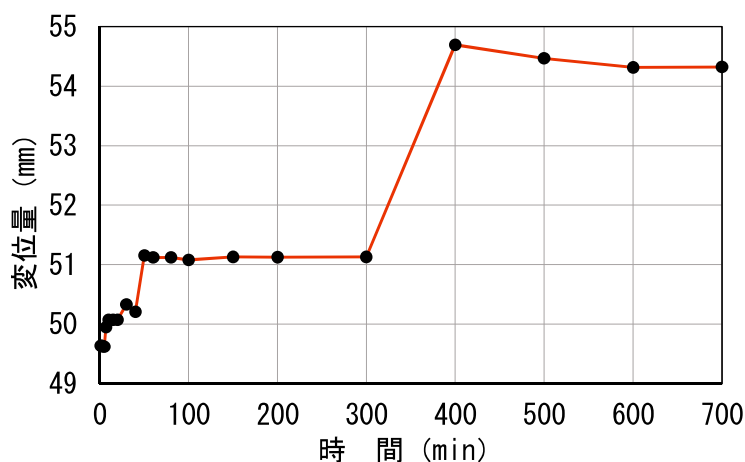


図 4.7 クリープ試験 (650 kN 荷重) における時間—変位量曲線

### 4.3.3 荷重の増加に伴うアンカー体のひずみの変化

図 4.8 に荷重の増加に伴うひずみ曲線の変化を示す (図上部にアンカー体 15.0 m におけるひずみ測定箇所を示している)。同図より、300 kN までは自由長との境界から 2.0 m までのアンカー体部分で大半の荷重を負担しており、2.0 m を超える部分にはほとんどひずみが発生していないことがわかる。荷重が 400 kN、500 kN、600 kN と増加するに伴って、アンカー体における応力伝達長が自由長の境界から 2.0 m、4.0 m、6.0 m と長くなっている。さらに、ピーク荷重の 650 kN に増加させたときに、自由長の境界から 8.0 m の位置でのひずみの急増がみられたが、この時点においても、アンカー体の 10.0 m を超える部分には微小な応力の伝達しかみられず、10.0 m を超えるアンカー体部分が有効に機能しないことが確認された。

前述の古山・東<sup>2)</sup>の軟岩地盤 (泥岩) における 3.0 m と 5.0 m のアンカー体での試験で、

アンカー体のひずみが自由長との境界からアンカー体先端部にかけて急減し、自由長との境界から 2.5 m の位置ではひずみがほとんど生じていないことが指摘されている。15.0 m の長いアンカー体においても図 4.8 に示したとおり、自由長との境界から 2.0 m を超えるとひずみが大幅に減少しており、短いアンカー体での実験を行った泥岩や破碎頁岩などの地盤では自由長との境界から 2.0 m 程度の範囲に応力が集中することが確認された。

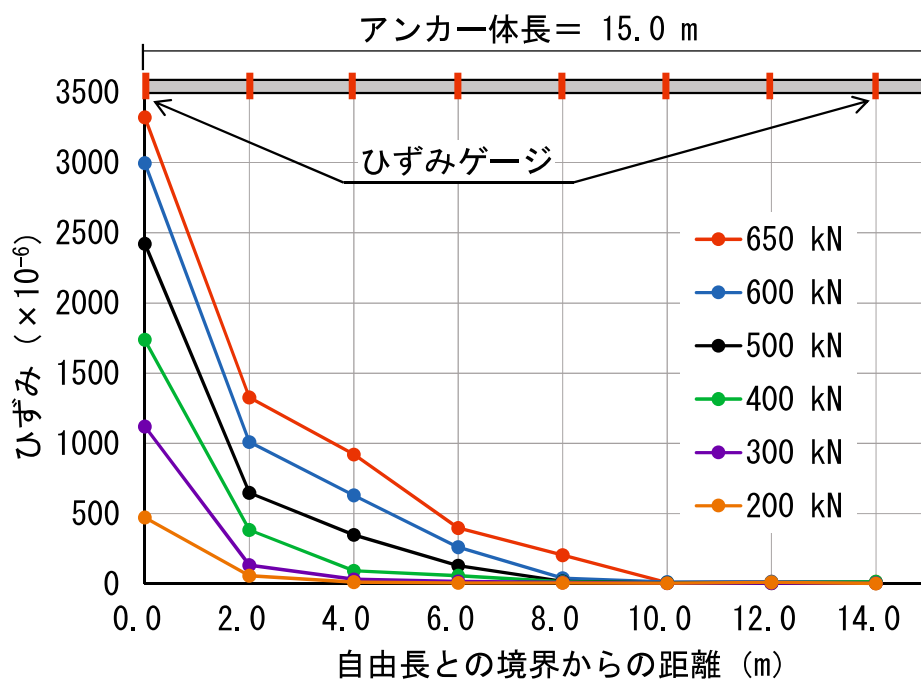


図 4.8 15.0 m のアンカー体のひずみ曲線の変化

## 4.4 長いアンカー体におけるひずみの分布状況からの考察

地盤工学会基準等の規定である設計上限値 10.0 m を超える 15.0 m の長いアンカー体に対しても、短いアンカー体での実験同様、全荷重をアンカー体の周面摩擦抵抗が負担するものと仮定して、各ひずみゲージ間のひずみの差からアンカー体各位置の荷重負担率を算出し、この荷重負担率をもとに式 4.1 を用いてアンカー体各位置の周面摩擦応力度を算出した。その結果得られた各荷重における周面摩擦応力度の分布を図 4.9 に示す。

$$\tau = \frac{T \cdot b_r}{\pi \cdot d_A \cdot l_a} \quad \text{式 4.1}$$

ここに、 $\tau$ ：周面摩擦応力度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $T$ ：荷重 (N)、 $b_r$ ：荷重負担率 (%)、 $d_A$ ：アンカー体径 (mm)、 $l_a$ ：負担するアンカー体長さ (mm)

図 4.9 (a) ～ (f) より各荷重段階に共通して、アンカー体上部 2.0 m の範囲での顕著な応力集中が確認できる。アンカー荷重が 200 kN から 300 kN のときは摩擦抵抗の 90 %程度をアンカー体上部 2.0 m の範囲で負担している。アンカー荷重が 400 kN までは自由長との境界から 4.0 m の間で応力伝達はほぼ収束しており、その先の 11.0 m は有効ではない。さらに、アンカー荷重が 500 kN、600 kN に増加すると自由長との境界から 8.0 m まで応力が伝達している。アンカー体上部で極限周面摩擦応力度を超えている状態の 650 kN 載荷時には、自由長との境界から 10.0 m まで応力は伝達しているが、その先の 10.0～15.0 m の範囲には応力はほとんど伝達されていない。

図 4.9 (e)、(f) より荷重が 600 kN から 650 kN に増加したときに、アンカー体上部 2.0 m の範囲で周面摩擦応力度が 0.38 N/mm<sup>2</sup>から 0.36 N/mm<sup>2</sup>に減少しており、アンカー体上部で周面摩擦応力度が極限值を超えたと考えられる。

650 kN 載荷時にはアンカー体上部で極限周面摩擦応力度を超え、自由長との境界から 10.0 m まで応力は伝達しているが、この状態でも全荷重の 60 %余をアンカー体上部 2.0 m の範囲で負担しており、自由長との境界から 6.0 m～10.0 m の範囲には小さな周面摩擦しか作用しておらず、全荷重の 6 %程度である。極限引張り力の 650 kN 載荷時においても、自由長との境界から 6.0 m の範囲で全荷重の 94 %を負担していることになる。

#### 第4章 長いアンカー体による現場での引抜き実験結果と考察

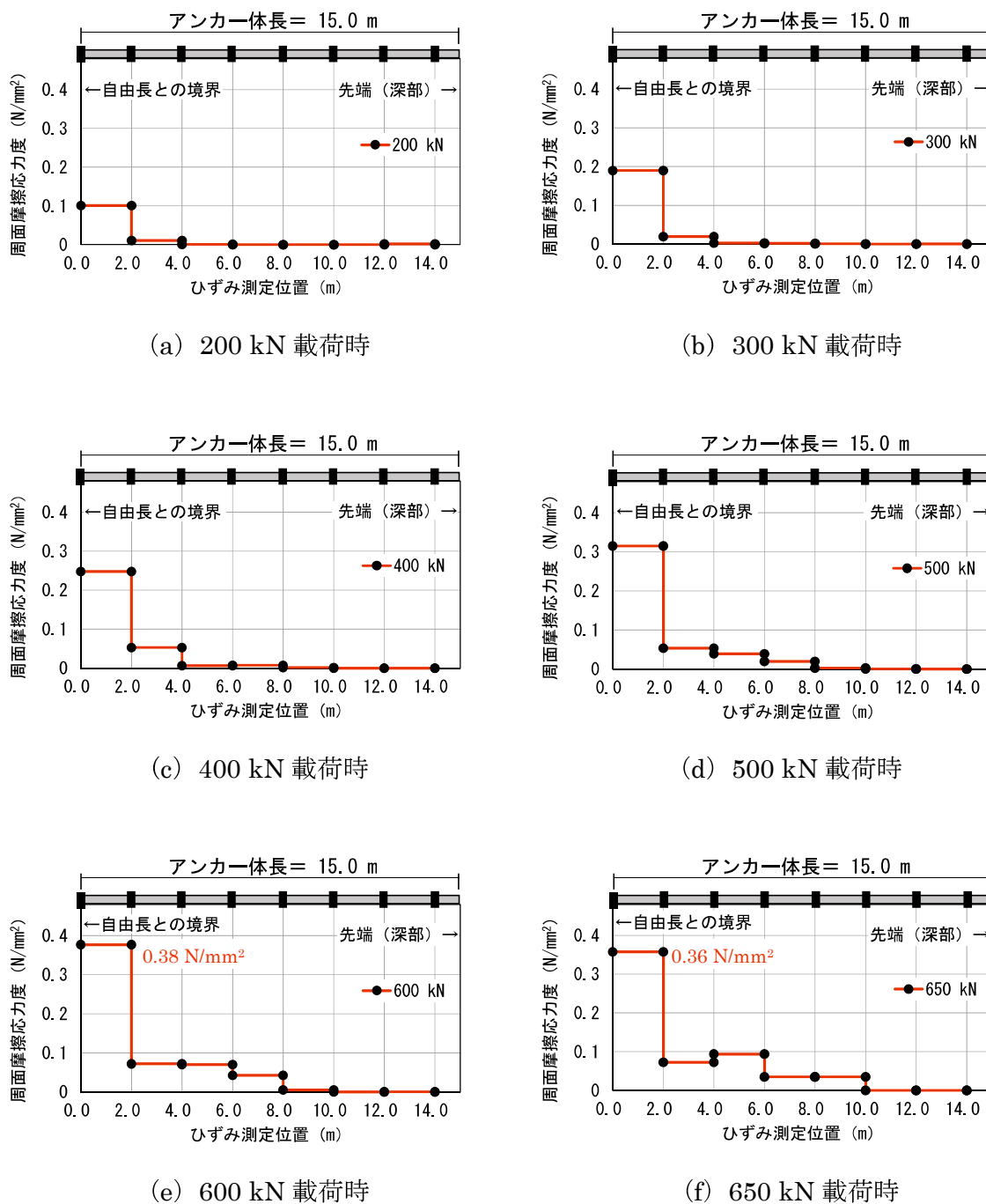


図 4.9 各荷重における周面摩擦応力度の分布

#### 4.5 結語

アンカー体長の設計上限値 10.0 m を超えた 15.0 m のアンカー体を D 級相当の破碎頁岩に設置して、PC 鋼より線のひずみを測定しながらアンカー荷重を増減させる多サイクルの引抜き実験を行い、長いアンカー体における応力分布や有効な応力伝達長、周面摩擦応力度とその変化などについて調べた。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) クリープ試験において、最初の 5 分間はほとんど変位がなく、40 分間で 0.5 mm 程度、50 分後に約 1.5 mm の変位が確認された後、300 分（5 時間）～400 分（6.7 時間）の間に約 3.6 mm の変位が発生している。このことから、アンカー体の変位は、載荷直後の短時間において確認されなくても、一定時間経過後に生じるケースがある。
- (2) アンカー体のひずみの分布から、15.0 m のアンカー体においても自由長との境界から 2.0 m 程度の範囲に応力が集中する。1980 年に亀の瀬地すべり地の奈良県側で行われたアンカー体の応力分布を調査するための実験<sup>6)</sup>や 1993 年の古山・東<sup>2)</sup>の軟岩地盤（泥岩）における 3.0 m と 5.0 m のアンカー体での試験と類似の結果である。
- (3) アンカー体上部で極限周面摩擦応力度を超えている状態の 650 kN 載荷時に、自由長との境界から 10.0 m まで応力の伝達がみられたが、その先の 10.0～15.0 m の範囲には応力はほとんど伝達されていない。また、650 kN 載荷時においても、全荷重の 60% 余をアンカー体上部 2.0 m の範囲で負担しており、自由長との境界から 6.0 m～10.0 m の範囲は全荷重の 6%程度しか負担しておらず、6.0 m からアンカー体先端部の 15.0 m までの間は有効に機能していないため、6.0 m のアンカー体長でも対応できることも考えられる。
- (4) 600 kN からクリープ現象がみられた 650 kN に荷重を増加させたときに、アンカー体上部 2.0 m の範囲の周面摩擦応力度が 0.38 N/mm<sup>2</sup> から 0.36 N/mm<sup>2</sup> に減少しており、0.38 N/mm<sup>2</sup> が極限周面摩擦応力度と考えられる。アンカー体に極限周面摩擦応力度を超えた応力が局部的に作用している状態で、一定荷重に保持しているとクリープ破壊の危険性がある。

## 参考文献

- 1) Ostermayer, H. : Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors, Diaphragm walls and anchorages, *Proc. of the Conference organized by the Institution of Civil Engineers, London*, pp.141-151, 1974.
- 2) 古山章一, 東耕太郎 : 軟岩地盤に定着した永久グラウンドアンカーの繰返し載荷試験, 第28回土質工学研究発表会講演集, pp.2093-2094, 1993.
- 3) (公社) 地盤工学会 : グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説, pp.67-69, 2012.
- 4) (一社) 日本建築学会 : 建築地盤アンカー設計施工指針・同解説, p.139, 2018.
- 5) (公社) 地盤工学会 : グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説, pp.192-193, 2012.
- 6) 中村浩之 : アンカー工の概論 (その2), 地すべり技術, Vol.12, No.2, pp.21-23, 1985.

## 第5章 アンカー体の長さとお径が引抜き抵抗力に及ぼす影響とその支持機構

### 5.1 序言

上述したとおり、2箇所の現場実験結果から多くの知見が得られた。これらの知見と既往の研究をもとに、次の4つの事項に関して考察を行った。

- アンカー体の長さが引抜き抵抗力に及ぼす影響
- アンカー体の外径が引抜き抵抗力に及ぼす影響
- 地盤とアンカー体の極限周面摩擦応力度
- アンカー体の支持機構

### 5.2 アンカー体の長さが引抜き抵抗力に及ぼす影響

第1章で述べたように、アンカー体の長さを求める計算方法は、地盤工学会と日本建築学会で異なる。式5.1<sup>1)</sup>は地盤工学会基準に記載されている計算式であり、式5.2<sup>2)</sup>は建築学会指針に記載されている計算式である。

- 地盤工学会基準

$$l_a = f_s \frac{T_d}{\pi \cdot d_A \cdot \tau} \quad \text{式 5.1}^{1)}$$

ここに、 $l_a$ ：アンカー体長、 $f_s$ ：安全率、 $T_d$ ：設計アンカー力、 $d_A$ ：アンカー体径、 $\tau$ ：極限周面摩擦応力度

- 建築学会指針

$$l_a = \frac{5 \cdot T_d}{3 \cdot \pi \cdot d_A \cdot \tau_a} - 2 \quad (\text{かつ } 3 \text{ m 以上}) \quad \text{式 5.2}^{2)}$$

ここに、 $\tau_a$ ：許容周面摩擦応力度

上記の計算式はともに、アンカー体の長さおよび外径と極限引抜き力の大きさとの間に線形関係が成り立つことを前提としている。地盤工学会基準に示されている計算式は、アンカー体の長さおよび外径と設計アンカー力の大きさは正比例関係となっている。建築学会指針に示されている計算式は、アンカー体長が3.0 mを超えた自由長との境界（上方）側の部分



の周面摩擦応力度を 60 %に低減することとしている．式 5.2 の元となる式を式 5.3<sup>2)</sup>に示す．

$$T_d = \{3 + 0.6(l_a - 3)\} \pi \cdot d_A \cdot \tau_a \quad \text{式 5.3}^{2)}$$

式 5.2, 式 5.3 からわかるように, 建築学会指針では, アンカー体の 3.0 m の範囲内では周面摩擦抵抗の 100 %の摩擦抵抗が発揮され, 3.0 m を超える部分では摩擦抵抗を 60 %に低減することとしている．100 %の周面摩擦抵抗が発揮される区間を非低減区間, 60 %にする区間を低減区間として図 5.1<sup>2)</sup>で解説している．また, 極限引抜き力に達した後, さらに引抜いた場合の荷重と変位を示した図 5.2<sup>3)</sup>をもとに, 極限引抜き力を過ぎた後, さらにアンカー体の変位すると引抜き抵抗力は残留抵抗力まで低下することを指摘し, 砂質土の残留抵抗力は,

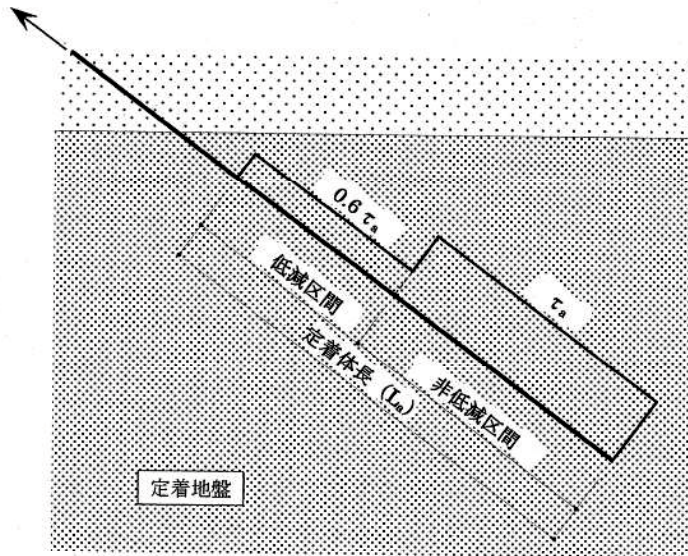


図 5.1 引張型アンカーの摩擦抵抗の低減の方法 (日本建築学会, 2018) <sup>2)</sup>

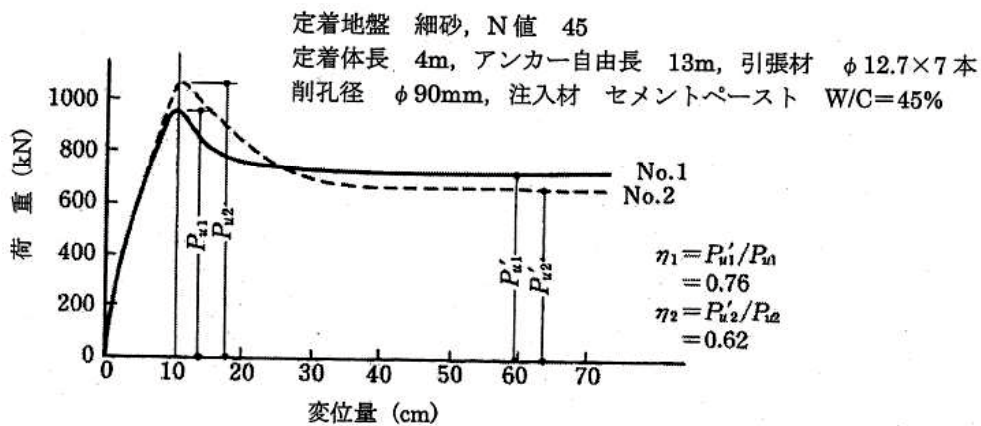


図 5.2 砂地盤におけるアンカーの荷重と変位 (山田邦光, 1979) <sup>3)</sup>

実験結果より極限引抜き力の50~80%になるものが多いとしている<sup>2)</sup>。

1977年にLittlejohn and Bruce<sup>4)</sup>は、アンカー体の弾性係数が地盤の弾性係数の1.0倍の場合と0.1倍の場合を比較し、0.1倍の方が摩擦応力の集中が顕著になり、分布範囲が狭くなることを示している。さらに、1995年にLittlejohn<sup>5)</sup>は、アンカー体の弾性係数が地盤の弾性係数の10倍より大きい場合に摩擦応力はアンカー体に沿って均一に分布すると指摘した。また、BS<sup>6)</sup>に掲載されているOstermayerの実験では緩い礫質砂に限り10.0mのアンカー体長に摩擦応力が均一に分布している。これらの既往の研究から、次の説明ができる。

アンカー体の弾性係数が地盤の弾性係数よりも10倍程度大きい状態では、10.0mのアンカー体の周辺地盤のせん断抵抗、すなわち周面摩擦抵抗が全長で機能するが、地盤の弾性係数が大きくなるにしたがって、周面摩擦抵抗の機能する範囲が狭くなる。岩盤などで地盤の弾性係数がアンカー体の弾性係数よりも大きくなると、周面摩擦応力の集中が顕著になり、周面摩擦抵抗の機能する範囲はさらに狭くなる。

CL~CM級相当の軟岩地盤で実施した本研究実験では、アンカー体長が1.0mあるいは2.0mと短いにもかかわらず、設計周面摩擦応力度に相当する摩擦抵抗がアンカー体全長で同時に発揮されることはなく、最大周面摩擦応力度が作用する位置は、荷重の増加に伴って自由長との境界付近から先端部に向かって逐次移動することが示された。

D級相当の破碎頁岩で実施した本研究実験では、応力分布や有効な応力伝達長を調べるためにアンカー体長を15.0mと長くしたが、クリーブ破壊が生じた650kN載荷時においても、**図5.3**のとおり自由長との境界から2.0mの範囲で全荷重の60%余を負担していた。

1980年に亀の瀬地すべり地の奈良県側で行われたアンカー体の応力分布を調査するための実験結果から**図5.4**<sup>7)</sup>が示された。同図より、荷重を86tfから170tfまで順次増加させても最大引張り応力作用位置は自由長との境界から1.2m辺りにあって移動することはなく、10.0mのアンカー体の先端から5.0mの範囲にはほとんど応力が伝達されないことが示された。さらに、荷重を142tfから180tfに増加させたときに最大引張り応力の低下が確認された。

1993年に古山・東<sup>8)</sup>は、3.0mと5.0mのアンカー体を軟岩地盤(泥岩)に設けてひずみの分布を確認する引張り試験を行った結果、**図5.5**のとおり自由長との境界付近からアンカー体先端部にかけてひずみが急減し、自由長との境界から2.5mの位置ではひずみがほとんど生じていないこと、3.0mと5.0mのアンカー体で荷重80tfまではほぼ同じ挙動であること、計画最大荷重の100tf載荷時でもひずみ曲線が最大勾配を示す位置、最大周面摩擦応力度の作用位置は自由長との境界から0.5~1.5mの位置から移動しないことを示した。

アンカー体に生じる摩擦応力は、荷重の導入と同時に自由長との境界から発生して、荷重

の増加とともにアンカー体先端部に向って伝達し、アンカー体に均等に作用せず、かつアンカー体全長の摩擦抵抗が動員されるのは地盤の弾性係数が小さい場合に限られることが、本研究での2箇所の現場実験結果および既往の研究から明らかとなった。したがって、実務で使われる式5.1や式5.2とは矛盾しており、アンカー体設計時にはこれらに対する配慮が必要となる。

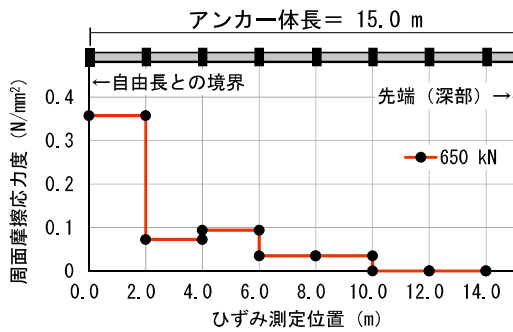


図 5.3 長いアンカー体による本研究実験でのアンカー体部の周面摩擦応力度の分布

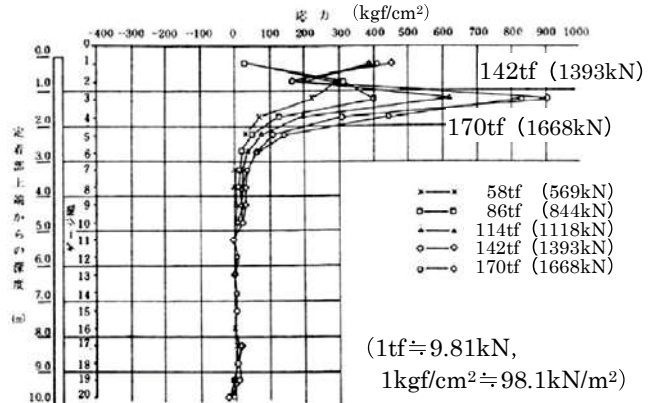
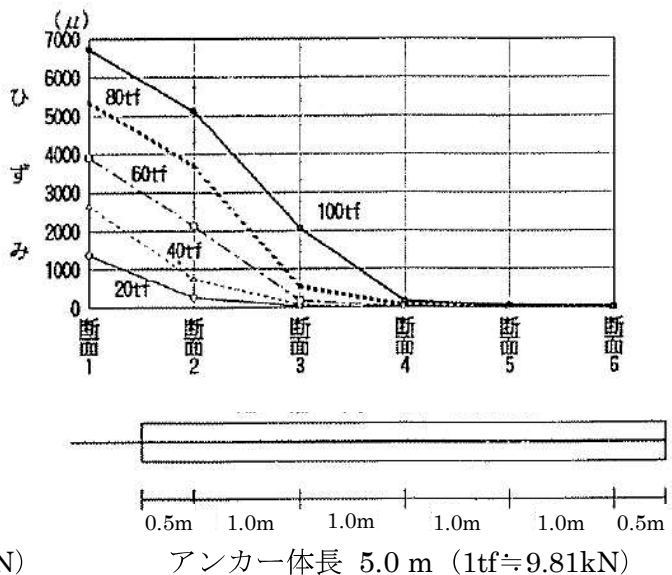
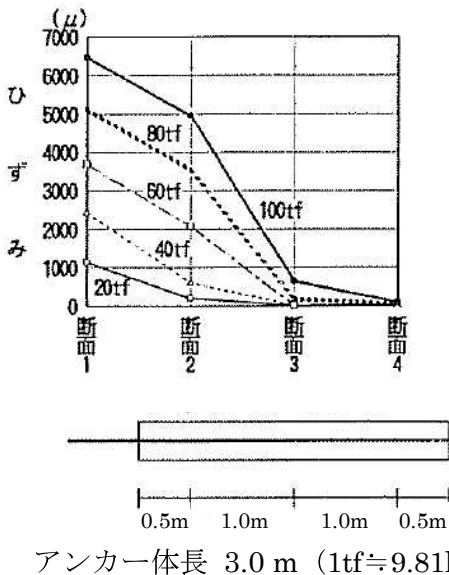


図 5.4 アンカー体部の引張り応力分布 (中村, 1985) 7)



アンカー体長 3.0 m (1tf ≅ 9.81kN)

アンカー体長 5.0 m (1tf ≅ 9.81kN)

図 5.5 アンカー体部のひずみ分布 (古山, 東, 1993) 8)

### 5.3 アンカー体の外径が引抜き抵抗力に及ぼす影響

地盤工学会基準に記載されている式 5.1<sup>1)</sup>、建築学会指針に記載されている式 5.2<sup>2)</sup>では、アンカー体の外径と引抜き抵抗力は線形関係にある。しかし、Ostermayer<sup>9)</sup>は、今から 45 年前の 1974 年ロンドン会議において、約 300 例のアンカーの現場試験から得られた結果をもとに、アンカー体の引抜き抵抗にアンカー体径 (100~150 mm) の影響はほとんどみられないことを指摘しており、これらのアンカーには現行の計算式は適用できないことになる。

N 値 14 の沖積砂礫地盤で実施した本研究実験では、90 mm、115 mm、135 mm の 3 種類のアンカー体径による引抜き実験を行った結果、図 3.20 に示したとおりアンカー体の外径と引抜き抵抗力は線形関係にあることが確認できた。ただし、この実験ではアンカー体長が 1.0 m と短かったために応力分布や有効な応力伝達長の変化が制限され、Ostermayer の指摘と異なる挙動となったことも考えられる。アンカー体長がある程度長ければ、応力伝達長との関係からアンカー体径による影響が小さくなる可能性も否定できない。図 5.6 に示すように、アンカー体の外径の変化とともに応力分布が変化し、有効な応力伝達長が短くなることによって Ostermayer が示した実験結果となることも考えられる。

CL~CM 級相当の軟岩地盤で実施した本研究実験では、アンカー体径 115 mm が 135 mm よりも大きな引抜き耐力を示し、図 3.30 に示したとおりアンカー体の外径と引抜き抵抗力に線形関係はみられなかった。一方、同じアンカー体径 115 mm の場合でも、PC 鋼材外縁から削孔壁面までの間隔の大小によって引抜き抵抗力の変化が確認された。大きな周面摩擦抵抗が発揮される岩盤の場合、アンカー頭部での緊張力を伝達する PC 鋼材の外縁と削孔孔のグラウト摩擦面との間隔が大きくなると、アンカー体グラウトの微小な収縮変形と引張り破壊による影響が大きくなると考えられ、引抜き抵抗力は低下する。

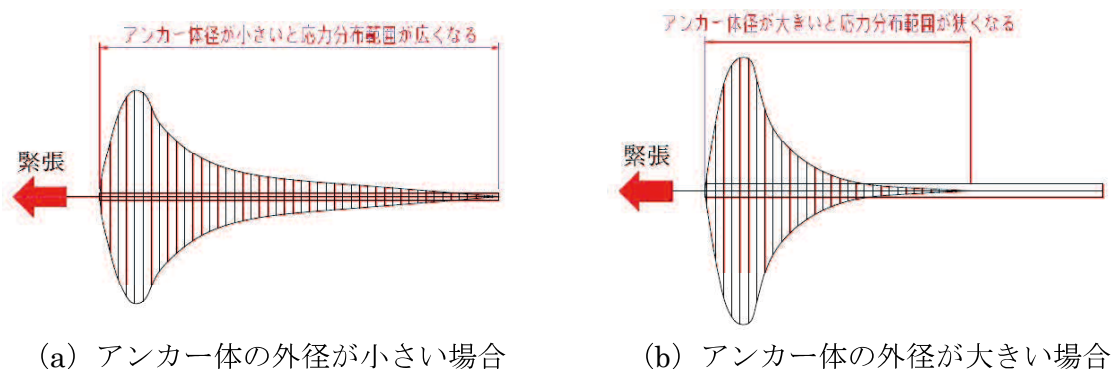


図 5.6 アンカー体の外径による応力伝達状況の違い

### 5.4 地盤とアンカー体の極限周面摩擦応力度

地盤工学会基準に記載されている極限周面摩擦応力度を表 5.1<sup>10)</sup>に、建築学会指針に記載されている極限周面摩擦応力度のデータを集計したグラフを図 5.7<sup>11)</sup>に示す。また、引抜き試験により得られた極限周面摩擦応力度を地質年代別に集計したものを図 5.8<sup>12)</sup>に示す。

表 5.1 は、1976 年に地盤工学会の前身である土質工学会が発行した基準書「アース・アンカー工法」に載せたものから現在も全く変わっていない。この表に示されている極限周面摩擦応力度の多くは、PS アンカー工法により孔壁に入念な加圧が実施された結果から得られたものであり、現在と異なる施工方法によって得られた値である。

また、蛇紋岩や膨潤性の岩盤、新第三紀の泥岩、凝灰岩の岩盤に施工したアンカーでは、軟岩と判断される岩盤でも極限周面摩擦応力度が 0.3 MN/m<sup>2</sup>、風化の進んだ岩の極端な例では 0.2 MN/m<sup>2</sup> 以下の強度しか得られず、アンカー体長を長くしても引抜き抵抗が増加しなかった例もあり<sup>12)</sup>、表 5.1 の値がそのまま適用できるとは限らない。

建築学会指針に記載されている図 5.7 には、複数のデータをもとに、粘性土の場合は N 値の 18.2 倍、砂質土や礫質土の場合は N 値の 18 倍が極限周面摩擦応力度の近似値であることが示されている。建築学会指針の値は、全般的に表 5.1 の地盤工学会基準の値よりも大きくなっている。

表 5.1 アンカーの極限周面摩擦応力度（地盤工学会，2012）<sup>10)</sup>

地 盤 の 種 類		摩擦抵抗 (MN/m <sup>2</sup> )	
岩 盤	硬 軟 風 化 土 岩 丹 岩		1.50~2.50
			1.00~1.50
			0.60~1.00
			0.60~1.20
砂 礫	N 値	10	0.10~0.20
		20	0.17~0.25
		30	0.25~0.35
		40	0.35~0.45
		50	0.45~0.70
砂	N 値	10	0.10~0.14
		20	0.18~0.22
		30	0.23~0.27
		40	0.29~0.35
		50	0.30~0.40
粘 性 土			1.0c (cは粘着力)

注1) 加圧注入アンカーに対するデータを統計的に整理したものである。

注2) 本解説表については、本解説を十分に理解のうえ、取扱いに注意する必要がある。

注3) 蛇紋岩・第三紀泥岩・凝灰岩等の場合は、岩質区分から示される最小値よりも更に小さい摩擦抵抗しか得られない場合がある（付録6-5参照）。

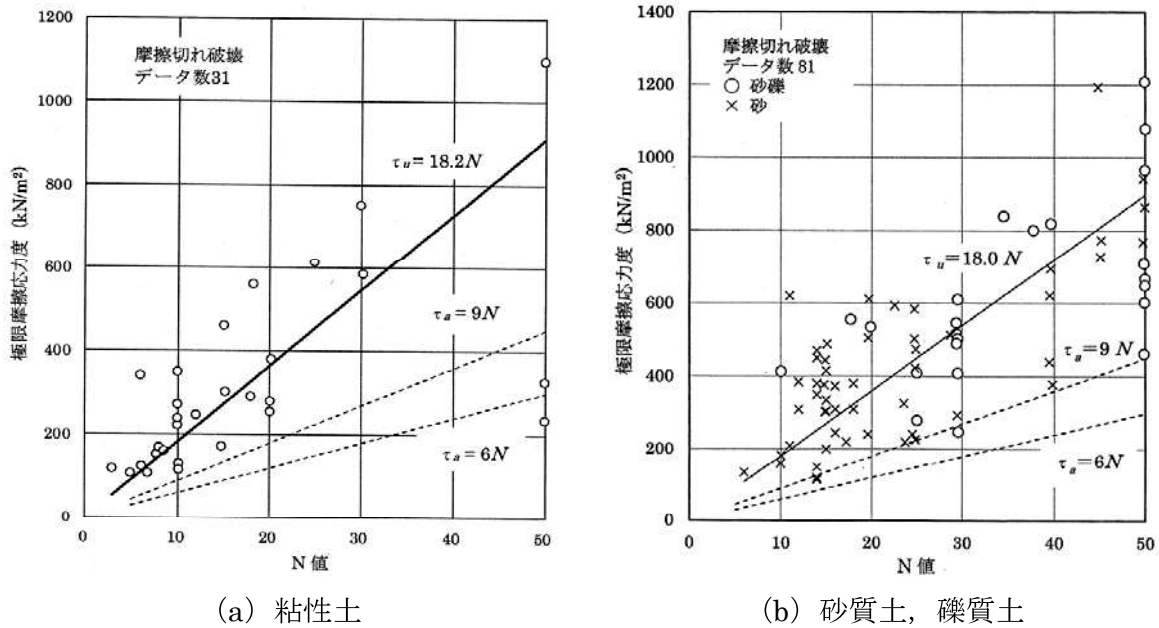


図 5.7 収集データによる極限周面摩擦応力度 (日本建築学会, 2018) <sup>11)</sup>

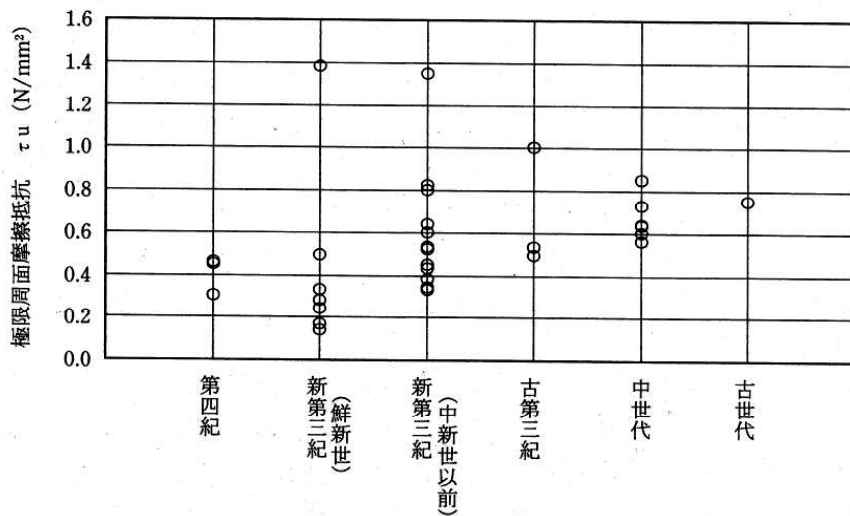


図 5.8 地質年代と周面摩擦抵抗の関係 (東・中・西日本高速道路, 2007) <sup>12)</sup>

引抜き試験結果から得られた値をまとめた図 5.8 から, 同じ地質年代に堆積した地盤でも極限周面摩擦応力度が大幅に異なることが示された. また, 短いアンカー体による本研究実験でも, 同じ地盤に対してアンカー体の外径によって極限周面摩擦応力度が異なる値を示したことから, 極限周面摩擦応力度は地盤以外の要素, アンカーの諸元などによって変化することがわかる. 従来から地盤の極限周面摩擦応力度はその地盤固有の値として取り扱われてきたが, 極限周面摩擦応力度は, アンカー体の長さ, 外径, アンカー体の強度, 弾性係数などにより変化することを認識したうえで, アンカーの計画・設計を行わなければならない.

### 5.5 アンカー体の支持機構

第2章に示したとおり，最も普及している引張型アンカーの荷重増加に伴う周面摩擦応力の変化は，基本的には図5.9<sup>13)</sup>となる．ただし，アンカー体の弾性係数と地盤の弾性係数の組合せによって，応力の集中度（微小単位面積当たりの摩擦抵抗の大きさ）および有効な伝達範囲（軸方向の長さ）は，地盤によって大きく変化する．

アンカー体の弾性係数が地盤の弾性係数の10倍程度より大きい場合に限り，摩擦応力はアンカー体に沿って均一に分布するといわれているが，10倍程度以下になると図5.9に示すようなⅡ→Ⅲ→Ⅳの応力状態の変化を示す．荷重の増加に伴って自由長との境界付近のアンカー体の周面摩擦抵抗が大きくなり，極限周面摩擦応力度を超えた後も荷重を継続すると，残留周面摩擦応力度までその箇所の摩擦抵抗は減少する．減少した摩擦抵抗分はアンカー体先端方向へ移動し，さらに荷重の増加とアンカー体の変位が継続すると自由長との境界付近のアンカー体から破壊が生じ始める．この挙動を繰り返すことによって，応力分布は変化し最終的に引抜けに至る．

アンカー体の弾性係数と地盤の弾性係数の差が小さくなり，地盤とアンカー体の周面摩擦抵抗が大きくなると，図5.10に示すとおり自由長との境界付近で大きな引張り応力が作用してアンカー体は軸方向に伸長する．アンカー体が軸方向に伸長すると，微小な横方向のひずみによる収縮変形がおこり岩盤面への垂直応力が低下し摩擦抵抗が減少する．さらに荷重が増加すると，セメント系材料は圧縮強度に比べて引張り強度が小さいことから，自由長との境界付近のアンカー体グラウトに部分的な引張り破壊が発生して摩擦抵抗が大幅に減少する

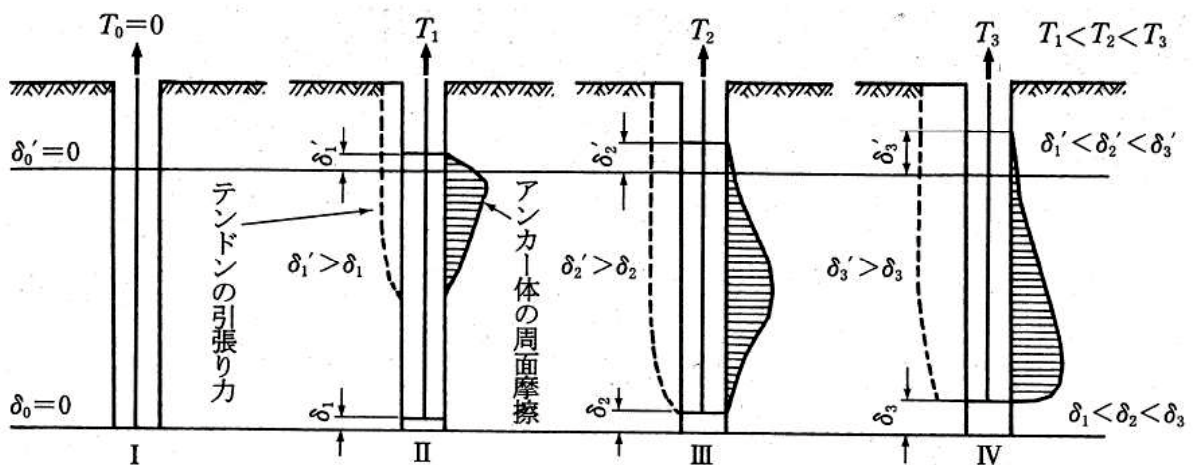


図5.9 荷重の増加に伴うアンカー体の変位と周面摩擦応力の模式図  
(地盤工学会，2012)<sup>13)</sup>

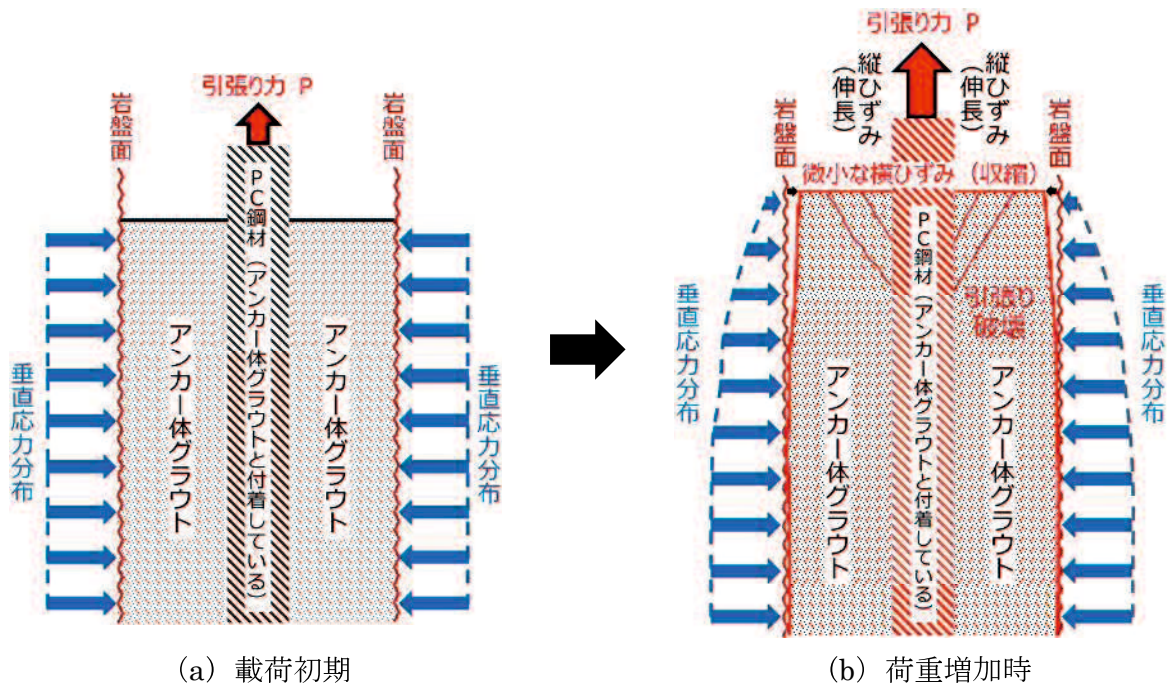


図 5.10 荷重増加に伴う垂直応力低下の概念図 (引張型アンカー)

と考えられる。アンカー体と地盤との接触面での垂直応力の減少量は部分的に異なり、引張型アンカーの場合、荷重初期には自由長との境界で最大を示す。また、グラウトの引張り破壊も自由長との境界付近から発生し始める。したがって、摩擦抵抗の減少はアンカー体全長に一樣ではなく、自由長との境界から始まり荷重の増加に伴って領域は拡大する。

さらに、荷重の増加が続くと、瀬崎・浜野<sup>14)</sup>が指摘したように、アンカー体の岩盤との剥離あるいはアンカー体自体の破壊が考えられる。地盤とアンカー体の周面摩擦抵抗が大きい場合、荷重を伝達する PC 鋼材を拘束しているアンカー体内に発生する応力は増大する。この応力はアンカー体全長に均等に作用せず部分的に集中し、アンカー体径、グラウト断面積の大きさおよび PC 鋼材外縁から削孔壁面までの間隔による影響を受ける。また、寸法依存性によるグラウト強度の低下も考えられる。したがって、アンカー体を設置する岩盤の強度と摩擦抵抗がある限界値を超えた場合、引抜き抵抗力の大きさは岩盤の種類や強度だけに影響されるのではなく、岩盤内に造成するアンカー体自体の強度や弾性係数にも左右されることになる。



## 5.6 結語

2箇所の現場実験結果と既往の研究をもとに、次の4つの事項に関して考察を行った。

- アンカー体の長さが引抜き抵抗力に及ぼす影響
- アンカー体の外径が引抜き抵抗力に及ぼす影響
- 地盤とアンカー体の極限周面摩擦応力度
- アンカー体の支持機構

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) アンカー体の周面摩擦応力は、荷重の導入によりアンカー体の自由長との境界から発生し、荷重の増加に伴ってアンカー体先端部へ伝達される。また、最大周面摩擦応力度の作用位置は、荷重の増加に伴って自由長との境界に近いところからアンカー体先端部に向かって逐次移動する。アンカー体長計算時の安全率は、最大周面摩擦応力度の作用位置の移動範囲を大きくし、その結果として引抜き抵抗力を増大させるが、安全率どおりに引抜き抵抗力を増大させるものではない。
- (2) 引抜き抵抗力は、アンカー体の長さとお線形関係にあるとは限らない。引抜き抵抗力とアンカー体の長さとの関係は、アンカー体の弾性係数と地盤の弾性係数の組合せに大きく影響される。
- (3) 引抜き抵抗力は、アンカー体の外径とお線形関係にあるとは限らない。アンカー体の外径を変えることにより、応力の分布と伝達長が変化するため、引抜き抵抗力とアンカー体の外径との関係は、アンカー体の弾性係数と地盤の弾性係数の組合せに大きく影響される。
- (4) 大きな周面摩擦抵抗が発揮される岩盤において、アンカーに大きな荷重を作用させると、アンカー体グラウトの微小な収縮変形や引張り破壊による引抜き抵抗力の低下が考えられる。この場合のアンカー体グラウトの変形や破壊に対して、グラウト断面積の大小とアンカー体断面におけるPC鋼材の配置が重要となる。
- (5) アンカー体に摩擦応力が均一に分布せず、かつ有効な応力伝達長が制限されることから、アンカー体全長の平均周面摩擦応力度はアンカー体の長さによって変化する。
- (6) アンカーの設計において地盤の極限周面摩擦応力度は、地盤固有の値としてアンカー体の計算に用いられてきたが、同じ地盤においても、アンカー体の長さ、外径、アンカ

一体の強度，弾性係数によって異なる値を示す。

- (7) アンカーに大きな荷重が導入されると，その反力として機能する地盤とアンカー体の周面摩擦抵抗が大きくなる。このとき，自由長との境界付近で大きな引張り応力が作用してアンカー体は軸方向に伸長すると同時に，微小な横方向のひずみによる収縮変形がおこり岩盤面への垂直応力が低下し摩擦抵抗が減少する。さらに荷重が増加すると，セメント系材料は圧縮強度に比べて引張り強度が小さいことから，自由長との境界付近のアンカー体グラウトに部分的な引張り破壊が発生して摩擦抵抗が大幅に減少すると考えられる。このような摩擦抵抗の減少は，アンカー体径，グラウト断面積の大小およびPC鋼材外縁から削孔壁面までの間隔に影響される。

## 参考文献

- 1) (公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，p.77，2012.
- 2) (一社) 日本建築学会：建築地盤アンカー設計施工指針・同解説，pp.114-116，2018.
- 3) 山田邦光：土留めアンカー工法（設計・施工），理工図書，p.140，1979.
- 4) Littlejohn, G. S. and Bruce, D. A.： *Rock Anchors—State of the Art*, pp.6-7, 1977.
- 5) Littlejohn, G. S.： *Rock anchors, News Journal, Int. Soc. Rock Mech.*, 2:3 and 4:18–37, 1995.
- 6) British Standards Institution： *British Standard Code of Practice for Ground Anchorages*, pp.25-28, 1989.
- 7) 中村浩之：アンカー工の概論（その2），地すべり技術，Vol.12, No.2, pp.21-23, 1985.
- 8) 古山章一，東耕太郎：軟岩地盤に定着した永久グラウンドアンカーの繰返し載荷試験，第28回土質工学研究発表会講演集，pp.2093-2094，1993.
- 9) Ostermayer, H.： *Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors, Diaphragm walls and anchorages, Proc. of the Conference organized by the Institution of Civil Engineers, London*, pp.141-151, 1974.
- 10) (公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，p.78，2012.
- 11) (一社) 日本建築学会：建築地盤アンカー設計施工指針・同解説，pp.90-91，2018.
- 12) 東・中・西日本高速道路（株）：グラウンドアンカー設計・施工要領，pp.55-56，2007.
- 13) (公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，p.159，2012.
- 14) 瀬崎茂，浜野浩幹：岩盤を対象とした摩擦型アンカー体の支持機構と設計上の留意点，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.67, No.3, pp.319-338, 2011.

## 第6章 結論

### 6.1 本研究のまとめ

引張型アンカーでは、荷重の導入により自由長との境界から応力が発生し、荷重の増加に伴って応力はアンカー体先端部へ伝達される。この周面摩擦応力はアンカー体全長に均一に分布せず部分的に集中し、最大周面摩擦応力度の作用位置は荷重の増加に伴って自由長との境界付近からアンカー体先端部へ移動する。

摩擦応力の分布は、アンカー体の強度、弾性係数とアンカー体設置地盤の種類、性状、強度、弾性係数などによってさまざまに変化し、荷重の導入によってアンカー体に生じる摩擦応力の伝達長も制限されアンカー体全長は有効に機能しない。既往の研究から、アンカー体の弾性係数が地盤の弾性係数の10倍程度より大きい場合に限り10mのアンカー体全長の摩擦抵抗が動員されるが、それ以下の場合にはアンカー体の摩擦抵抗は均等に発揮されず、必要以上にアンカー体を長くしても効果がないことが示されている。特に、ロックアンカーの場合はアンカー体の弾性係数と地盤の弾性係数の差が小さい、あるいは、地盤の弾性係数の方が大きいケースが考えられ、有効な応力分布の範囲は極端に狭くなる。

15.0 m もの長いアンカー体による本研究実験、1980年に亀の瀬地すべり地の奈良県側で行われた実験<sup>1)</sup>、1993年に古山・東<sup>2)</sup>による3.0 m と 5.0 m のアンカー体による試験などから、岩盤にアンカー体を設置した場合、自由長の境界から2.0 m 程の範囲で大半の荷重を負担していることが確認できた。このように、ロックアンカーの場合は自由長の境界から2.0 m 程の範囲しか有効に機能しないにもかかわらず、実務では安全率を用いて2.5倍、あるいは3倍などとアンカー体を長くして、安全率どおりにアンカー体の引抜き抵抗力が増大すると誤った認識をされていることが多い。ロックアンカーにおける安全率は、設計時の周面摩擦応力度を誤って過大に評価した場合には有効となる、あるいは過大な荷重により自由長との境界付近から地盤やアンカー体の破壊が生じた場合でも摩擦抵抗領域がアンカー体先端部へと移動することでアンカー体の完全な引抜け防止には有効となるが、安全率どおりに引抜き抵抗力を増大させるものではない。

アンカー体を長くすることで得られる引抜き抵抗力の増大量は、アンカー体の弾性係数と地盤の弾性係数の組合せに大きく左右される。アンカー体の弾性係数は、テンドンに使用されるPC鋼材の弾性係数と配置、グラウトの弾性係数と断面積などによって決定される。また、地盤の弾性係数は地盤の種類、性状、地域などによってさまざまである。このアンカー

体の弾性係数と地盤の弾性係数の組合せによって、アンカー体に生じる応力分布や有効な応力伝達長が変化する。森<sup>3)</sup>は1979年に、土を構成する粒状体のせん断抵抗とアンカーの引抜き抵抗の関係が解明されればアンカーの引抜き抵抗を土質調査の結果から予知することができると述べている。しかし、その後40年が経過しているが引抜き抵抗力は明確にされないままアンカーは採用され続けており、その設計には、地質と標準貫入試験から得られるN値、あるいは岩盤の種類だけを頼りにしているのが現在の実態である。

新関ら<sup>4)</sup>は、古山・東<sup>2)</sup>が軟岩地盤（泥岩）に3.0 mと5.0 mのアンカー体を設けて繰返し引張り試験を行ったうえで繰返し荷重変動の生じる状況でも使用できると判定したアンカーに対して、その後11ヶ月間にわたり残存引張り力の経時的変化を調べ、アンカー力の低下を指摘している。このことは、アンカー定着直後には問題がなくても、地盤とアンカー体周面に大きな摩擦抵抗が継続して作用した場合、引抜き抵抗力が低下する危険性を示している。実際、アンカー定着後数年経てから実施しているリフトオフ試験では、定着時緊張力に比べて残存引張り力が低下しているケースが多く、アンカー引張り力による地盤への過大な作用が原因とも考えられる。

1977年にOstermayer and Scheele<sup>5)</sup>は、最大周面摩擦応力度には、短期と長期と破壊時の値があり、短期の値は長期の値よりやや大きく、時間の経過とともに長期の値まで減少すること、破壊時の値は短期の値よりも増大することを指摘した。現行の設計では、荷重-塑性変位量曲線の勾配に急激な変化が確認された時点を極限引抜き力として、この極限引抜き力から極限周面摩擦応力度を算出し、すなわち破壊時の最も大きな値を用いてアンカー体の計算を行っている。これに対して、本研究では、塑性変位の増加率に着目して、荷重と塑性変位の増加率の関係が線形関係から外れる直前の計測荷重を引抜き耐力として、この引抜き耐力から設計周面摩擦応力度を求めることを試みた。したがって、塑性変位の増加率から得られた設計周面摩擦応力度は極限周面摩擦応力度よりも小さな値となるが、供用中アンカーの残存引張り力の低下が指摘されている現状を考慮すると、変形の初期段階で得られる小さな値を設計周面摩擦応力度としてアンカーの設計に用いるべきである。

本研究実験では、アンカー体をN値14の沖積砂礫地盤に設置したケースで、周辺土の押し退けによりアンカー体周面の垂直応力が増大して引抜き抵抗力が大きくなるロックイン効果が示唆され、ロックイン率はアンカー体径の減少とともに大きくなり周面摩擦応力度を増加させた。これは、1977年東京で行われた第9回国際土質基礎工学会議でのOstermayer and Scheele<sup>5)</sup>およびWernick<sup>6)</sup>の説明と整合している。しかし、実務においては、ロックイン効果およびアンカー体設置地盤に対する土の有効応力の影響はほとんど考慮されていない。

一方、CL～CM 級相当の軟岩地盤に 1.0 m と 2.0 m の短いアンカー体を設置した実験では、荷重の増加に伴ってアンカー体中間部および先端部の周面摩擦応力度がアンカー体上部（自由長との境界）より大きな値となることが示された。これは、アンカー体上部のグラウトが中間部および先端部のアンカー体軸方向の伸長を抑制する効果によるものと考えられる。また、荷重の導入とともに自由長との境界付近で最大周面摩擦応力が発揮され、荷重の増加により自由長との境界付近の最大周面摩擦応力度が極限值に達してからは減少傾向を示し、その後は荷重の増加とともに最大周面摩擦応力度の作用位置がアンカー体先端部へ移動することが確認された。

荷重の増加とともに最大周面摩擦応力度の作用位置が自由長との境界付近からアンカー体先端部へ移動する現象には、アンカー体自体の挙動が影響していると推定された。岩盤とアンカー体の周面摩擦抵抗が大きい場合、自由長との境界付近で大きな引張り応力が作用してアンカー体は軸方向に伸長する。アンカー体が軸方向に伸長すると、微小な横方向のひずみによる収縮変形がおこり岩盤面への垂直応力が低下し摩擦抵抗が減少する。さらに荷重が増加すると、セメント系材料は圧縮強度に比べて引張り強度が小さいことから、自由長との境界付近のアンカー体グラウトに部分的な引張り破壊が発生して摩擦抵抗が大幅に減少すると考えられる。アンカー体と地盤との接触面での垂直応力の減少量は部分的に異なり、引張型アンカーの場合、載荷初期には自由長との境界で最大を示す。また、グラウトの引張り破壊も自由長との境界付近から発生し始める。したがって、摩擦抵抗の減少はアンカー体全長に一樣ではなく、自由長との境界から始まり荷重の増加に伴って領域は拡大し、最大周面摩擦応力度の作用位置は自由長との境界付近からアンカー体先端方向へと移動する。

## 6. 2 本研究から得られた成果

2 箇所の現場実験結果と既往の研究をもとに、次の4つの事項に関して成果が得られた。

- (1) ロックアンカーのアンカー体長上限値の設定
- (2) アンカー体の極限引抜き力に対する安全率の考え方
- (3) アンカー体断面におけるPC鋼材の配置方法
- (4) 塑性変位の増加率から求まる設計周面摩擦応力度を用いた設計方法

### (1) ロックアンカーのアンカー体長上限値の設定

実務では、アンカー体設置地盤に関係なくアンカー体の長さとは極限引抜き力は正比例関係にあることが前提であり、アンカー体長 10.0 m まではこの前提により設計が実施されている。しかし、本研究での2箇所の現場実験と既往の研究から、アンカー体の長さとは極限引抜き力の間には線形関係が成り立つのは特別な場合に限られることが示された。既往の研究から、アンカー体の弾性係数が地盤の弾性係数よりも10倍程度大きい状態では、10.0 m のアンカー体の周辺地盤のせん断抵抗、すなわち周面摩擦抵抗が全長で機能するが、地盤の弾性係数が大きくなるにしたがって、周面摩擦抵抗の機能する範囲が狭くなることが示されている。岩盤などで地盤の弾性係数がアンカー体の弾性係数よりも大きくなると、周面摩擦応力の集中が顕著になり、周面摩擦抵抗の機能する範囲はさらに狭くなる。

前述したとおり、ロックアンカーに関しては、本研究における現場実験、1980年に亀の瀬地すべり地の奈良県側で行われた実験<sup>1)</sup>、1993年の古山・東<sup>2)</sup>による引張り試験では、アンカー引抜け時においても最大周面摩擦応力度は自由長との境界から2.0 mの範囲内で発揮されており、5.0 mを超える部分にはほとんど応力は伝達されていなかった。地盤工学会基準等のアンカー体長の上限値は10.0 mであるが、このように、ロックアンカーの場合は5.0～10.0 mの間は引抜け時においてもほとんど応力が伝達されていない。したがって、ロックアンカーではアンカー体長の上限値を5.0 mとして設計すべきである。

また、ロックアンカーでは、自由長との境界から2.0 mの範囲内で周面摩擦抵抗の大半が負担されており、2.0 mに地盤工学会基準の安全率2.5(常時)を掛けると5.0 mとなることからアンカー体長の上限値を5.0 mとすべきである。

地盤工学会基準等のアンカー体長の上限値10.0 mは、アンカー体の弾性係数と地盤の弾性係数に大きな差がある場合に適用する値であり、あらゆる地盤に対して適用できるものではないことを認識する必要がある。

### (2) アンカー体の極限引抜き力に対する安全率の考え方

我が国のアンカーの極限引抜き力に対する安全率は、地盤工学会基準では 2.5（常時）、建築学会指針では 3.0（長期）と海外の基準に比べると大きな値となっている。海外における安全率は、フランスとオーストラリアは 2.0（長期）、チェコは 1.6（長期）などである。

実務では、設計アンカー力から求めた長さに安全率を掛けてアンカー体長を決定する。したがって、地盤工学会基準の安全率 2.5（常時）を用いた場合には、設計アンカー力の 2.5 倍の引抜き抵抗力があると誤った認識をされていることが多い。アンカー引張り力に伴ってアンカー体に生じる応力はアンカー体全長に均一に分布せず、応力伝達長には制限があることから、安全率を掛けてアンカー体を長くしても引抜き抵抗力は安全率どおりに増大しないことが本研究での現場実験および既往の研究により確認できた。

### (3) アンカー体断面における PC 鋼材の配置方法

本研究における CL～CM 級相当の軟岩地盤での実験では、削孔径 115 mm のケースが 135 mm よりも大きな引抜き耐力となるなど、削孔径と引抜き耐力の間に線形関係が示されなかった。軟岩地盤で削孔径と引抜き耐力の間に線形関係が示されない原因の一つとして、本研究実験でみられた削孔径によって周面摩擦応力度が変化する現象が挙げられる。この削孔径によって周面摩擦応力度が変化する現象は、過大な局部応力の作用によるアンカー体グラウトの微小な収縮変形と引張り破壊によるものと考えられる。

前述したとおり、アンカー体グラウトの微小な収縮変形と引張り破壊は、アンカー体径、グラウト断面積の大小および PC 鋼材外縁から削孔壁面までの間隔に影響される。したがって、PC 鋼材外縁から削孔壁面までの間隔を施工可能な範囲で小さくし、偏芯荷重が生じないような PC 鋼材の配置がロックアンカーでは有効と考えられる。

### (4) 塑性変位の増加率から求まる設計周面摩擦応力度を用いた設計方法

現行の設計では、アンカー体長の算出に極限周面摩擦応力度と安全率が用いられているが、アンカー体に生じる応力はアンカー体全長に均一に分布せず、応力伝達長に制限があることから、安全率によって周面摩擦応力度が小さく抑えられることはなく、アンカー体には局部的に極限周面摩擦応力度相当の応力が作用すると推定される。

供用中アンカーの残存引張り力の低下が指摘されている現状を考慮すると、Ostermayer and Scheele<sup>9)</sup>が示した破壊時の最大周面摩擦応力度に相当する極限周面摩擦応力度ではなく、本研究で提案している塑性変位の増加率から求まるアンカー体の変形の初期段階の荷重に相



## 第6章 結論

当する設計周面摩擦応力度を採用すべきである。荷重と塑性変位の増加率の関係が線形関係から外れる直前の測定荷重を引抜き耐力として、この引抜き耐力から変形の初期段階の荷重に相当する設計周面摩擦応力度を算出し、アンカー体の計算に用いることで残存引張り力の長期安定を試みる。

### 6. 3 今後の課題と展望

通常、全てのアンカーに対してアンカー体長は 3.0 m 以上 10.0 m 以下と決められており、そこに地盤の種類や性状は全く考慮されていない。しかし、本研究での現場実験や既往の研究から、ロックアンカーの有効な応力伝達長は 2.0 m 程度であり、それよりも長い部分は機能しないため、アンカー体を応力伝達長より長くしても有効ではないことが示された。1970～1980年代には、国内外の実験によりアンカー体の 10.0 m を超える部分には応力はほとんど伝されないこと、アンカー体の長さで極限引抜き力の間に線形関係がみられるのは特別なケースに限られ、アンカー体が長くなると単位長さ当たりの周面摩擦抵抗が低減することなどが指摘され、当時の設計者は過大なアンカー力や長いアンカー体の採用を避けるなどの配慮をした設計をしていた。しかし、我が国にアンカーが導入されて 60 年以上を経た現在、これらの知識や技術の伝承がおろそかとなり、あらゆる地盤に対してアンカー体長 10.0 m までは長さで極限引抜き力の間に線形関係が成り立つとの誤った認識をされていることが多く、現場でのトラブルを引き起こす危険性が高いため再認識を図りたい。

アンカー体の長さで引抜き抵抗力の関係に関して、既往の研究、試験および実験データの解析、追加の現場実験をもとに、アンカー体の弾性係数と地盤の弾性係数の組合せによって変化するアンカー体の応力分布および伝達長を調査し、一律に 10.0 m ではなく地盤別のアンカー体長の上限値を設定することが今後の課題と考える。

アンカー体の外径と引抜き抵抗力の関係に関しても、アンカー体の長さで引抜き抵抗力の関係と同様、アンカー体の弾性係数と地盤の弾性係数の組合せに大きく影響される。アンカー体径を大きくすることで軸方向の単位長さ当たりの引抜き抵抗力が大きくなる一方で、応力伝達長が短くなればアンカー体径による効果は有効ではない。

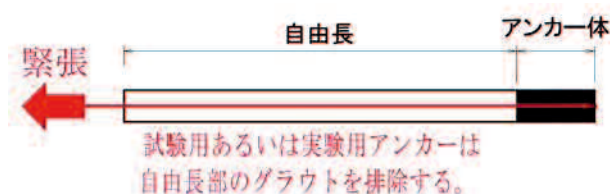
また、大きな周面摩擦抵抗が発揮される岩盤の場合、アンカー体グラウトの微小な収縮変形や引張り破壊による引抜き抵抗力の低下が考えられ、アンカー体断面における PC 鋼材の配置が重要となる。アンカー体の引抜き抵抗力は、アンカー体の長さ、外径、アンカー体の強度や弾性係数、地盤の強度や弾性係数などの個々の値とその組合せに影響され、単にアンカー体の外径だけを大きくしてもアンカー体の引抜き抵抗力が大きくなるとは限らない。アンカー体の長さ、外径、アンカー体の強度や弾性係数、地盤の強度や弾性係数などの値とその組合せに基づいた、アンカー体の引抜き抵抗力の変化を解明する必要がある。

本研究における短いアンカー体による現場引抜き実験で、アンカー体が安定的な挙動を示している状態、塑性変位の増加率が急増する直前の計測荷重を引抜き耐力と称した。引抜き耐力時の塑性変位の増加率は、N 値 14 の沖積砂礫地盤では 0.10 mm/kN 以下、CL～CM 級

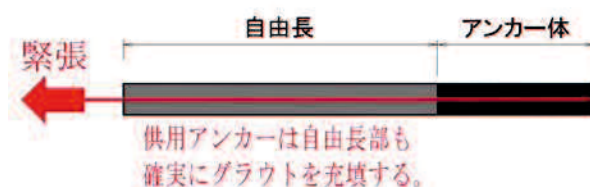
相当の軟岩地盤では  $0.02 \text{ mm/kN}$  以下であった。この塑性変位の増加率は、地盤の種類、性状、強度およびせん断変形係数と関係があると考えられ、今後、有用な指標となり得るため引き続きデータの解析と検討が必要である。塑性変位の増加率から引抜き耐力、設計周面摩擦応力度、あるいは地盤のせん断変形係数を求めることができれば、アンカーの設計・解析に活用できる可能性がある。

アンカー体の引抜き実験および既往の研究の多くは、本研究での現場実験と同様、アンカー体自体の挙動を確認するために、自由長部で摩擦抵抗が生じないように自由長部のグラウトを排除している（図 6.1）。また、施工前に実施する引抜き試験も、アンカー体と地盤の極限周面摩擦応力度を確認するために自由長部のグラウトを排除して行っている。しかし、実際に供用するアンカーでは、自由長部にも確実なグラウトの充填<sup>7)</sup>が義務付けられており、自由長のグラウトがアンカー体の引抜き抵抗に大きな影響を及ぼしている。自由長のグラウトの有無によりアンカー体の挙動、引抜き抵抗力は大きく変化するため、施工前の引抜き試験、あるいは本研究での現場実験で確認した挙動が実際の供用アンカーでは再現されない。自由長のグラウトの有無がアンカー体の挙動、引抜き耐力、極限引抜き力およびアンカーの抑止効果に及ぼす影響を明らかにすることが重要である。

アンカー体の強度、弾性係数に大きく影響するグラウトの圧縮強度は、地盤工学会基準<sup>8)</sup>では長期  $24 \text{ N/mm}^2$  以上、短期  $18 \text{ N/mm}^2$  以上、日本建築学会指針<sup>9)</sup>では  $30 \text{ N/mm}^2$  以上とされているが、地質別には分けられていない。しかし、引抜き抵抗力は、アンカー体設置地盤とアンカー体の強度と弾性係数の相対関係で変化する。アンカー体の弾性係数は、テンドン



(a) 試験用あるいは実験用アンカー



(b) 実際に供用するアンカー

図 6.1 自由長部のグラウトの有無

## 第6章 結論

に使用される PC 鋼材の弾性係数、断面積、形状、配置とグラウトの弾性係数、断面積などによって決定される。また、地盤の弾性係数は地盤の種類、状況、地域などによってさまざまである。このアンカー体の弾性係数と地盤の弾性係数の組合せによって、アンカー体に生じる摩擦応力の分布や有効な応力伝達長が変化することから、アンカー体と地盤の弾性係数の組合せを考慮したアンカー設計方法の開発が望まれる。アンカー体と地盤の弾性係数の組合せからアンカー体に生じる摩擦応力の分布や有効な応力伝達長を把握することが可能になれば、合理的で安全なアンカーが実現できることとなる。

軟岩での現場引抜き実験では、アンカー体断面における PC 鋼材外縁から削孔壁面までの間隔の大小によって引抜き抵抗力の変化が確認された。特にロックアンカーに関しては、アンカー体断面における PC 鋼材とグラウトの割合、PC 鋼材の配置および PC 鋼材外縁と岩盤面までの間隔の最適化と併せて、グラウトの圧縮強度の影響についても研究する必要がある。

本研究では、2箇所での現場実験と既往の研究をもとにアンカー体における応力分布や有効な応力伝達長を再確認した。さらに、現場での引抜き試験データから得られるアンカー体の塑性変位、塑性変位の増加率から得られる引抜き耐力時の設計周面摩擦応力度、塑性変位の増加率と地盤のせん断変形係数の関係等のデータの蓄積を行い、既往の研究、過去のアンカー試験データの解析および追加の現場実験により、荷重変動に伴う地盤内でのアンカーの応力分布の変化、有効な応力伝達長、引抜けに至るまでのメカニズムを解明し、アンカー体の設計方法に反映させることを今後の課題と考える。

参考文献

- 1) 中村浩之：アンカー工の概論（その2），地すべり技術，Vol.12, No.2, pp.21-23, 1985.
- 2) 古山章一，東耕太郎：軟岩地盤に定着した永久グラウンドアンカーの繰返し載荷試験，第28回土質工学研究発表会講演集，pp.2093-2094, 1993.
- 3) 森博：アースアンカー工法の展望，土と基礎，Vol.27, No.2, pp.1-4, 1979.
- 4) 新関信，生田雄康，古山章一，東耕太郎：グラウンドアンカー緊張力の経時的変化，第29回土質工学研究発表会発表講演集，pp. 1787-1788, 1994.
- 5) Ostermayer, H. and Scheele, F. F. : Research on ground anchors in non-cohesive soils, *Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors*, pp.92-97, 1977.
- 6) Wernick, E. : Stresses and strains on the surface of anchors, *Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors*, pp.113-119, 1977.
- 7) (公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，pp.95-97, 2012.
- 8) (公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，p.70, 2012.
- 9) (一社) 日本建築学会：建築地盤アンカー設計施工指針・同解説，p.87, 2018.

## 謝 辞

### 謝 辞

アンカーにかかわり始めてから 30 年近くになり、今までに得た知見と課題をまとめることを目的として本研究を平成 27 年度から始めました。筆者が山口大学大学院 博士後期課程に進学し研究と実験に着手すると、平成 28 年 4 月熊本地震、平成 29 年 7 月九州北部豪雨、平成 30 年 6 月大阪府北部地震、平成 30 年 7 月西日本豪雨をはじめとする大地震と豪雨による災害が多発しました。アンカーは、地すべり・斜面崩壊抑止工や土留め工として多用されていることから、災害が起こるたびに仕事は急増し、研究・実験に費やす時間の確保が難しくなる状況の中で本研究を完遂することができたのは、多くの方々のご支援とご協力のおかげです。心より感謝申し上げます。

山口大学大学院 鈴木素之教授には、兵動正幸特命名誉教授のご退官後から指導教員として、終始暖かいご指導とご教示を頂きました。また、筆者が社会人として本研究を進めていく中で多大なるご迷惑とご心配をお掛けしました。筆者の勤務地が大阪であることから多くの電子メールによる熱心なご指導と、時には大阪まで来られてご助言を頂きました。最大の敬意を表すとともに心より感謝申し上げます。

兵動正幸特命名誉教授には、ご退官前であるにもかかわらず、筆者を博士後期課程に受け入れて頂き、熱心なご指導を頂きました。筆者が博士後期課程在籍時に退官されましたが、その後も論文に対して具体的なご指導を頂きました。心より感謝申し上げます。

進士正人教授には、本論文の副査として、多くの貴重なご指導とご助言を頂きました。また、本論文の作成に有益なる参考論文をご紹介頂きました。厚く御礼申し上げます。

中田幸男教授には、本論文の副査として、特に多くの貴重なご指導と有益なご助言を頂きました。厚く御礼申し上げます。

中島伸一郎准教授には、本論文の副査として、多くの貴重なご指導とご助言を頂きました。厚く御礼申し上げます。

渡邊学歩准教授には、本論文の副査として、多くの貴重なご指導とご助言、有益な資料を頂きました。厚く御礼申し上げます。

東洋技研コンサルタント株式会社 長谷川昌弘氏（元大阪工業大学教授）には、論文作成に関するご助言を頂きました。長谷川先生の勧めにより、筆者は 18 年前より大阪工業大学非常勤講師をしておりますが、非常勤講師をしていなければ博士後期課程に進むこともなかったと思います。心より感謝申し上げます。

## 謝 辞

株式会社ケイズラブの河内義文氏，株式会社匠真の原田博氏には，博士後期課程への進学に関して親切なご指導とご協力を頂きました。厚く御礼申し上げます。

筆者が在籍する株式会社ケーティービーの寺田公彦氏には，博士後期課程への進学を勧めていただき，進学時から現在に至るまで，研究に対するご理解と多大なるご協力を頂きました。深く感謝申し上げます。

研究のための現場実験に際しては，黒沢建設株式会社 室田学氏，岡田健一氏，株式会社西山建設 西山元秀氏，スペースエンジニアリング株式会社 坂田巧氏，株式会社ケーティービー 金丸顕丈氏，右田典道氏に多大なるご協力を頂きました。深く感謝申し上げます。

筆者が在籍する株式会社ケーティービーの黒沢亮平社長，黒沢志郎専務には，会社の業務と並行して本研究に取り組むことをご理解いただいたことに，深く感謝申し上げます。

筆者の上司であった谷川君平氏（元基礎地盤コンサルタンツ株式会社 海外事業部）には，論文の英訳に関してご指導頂きました。また，20余年前に文系出身であった筆者に社会人学生として大阪工業大学土木工学科への進学を勧めてくれたうえに，通学に関して多くの配慮をして頂きました。深く感謝申し上げます。

故 藤田圭一先生（元地盤工学会会長，元東京理科大学教授）には，アンカーに関して多くのことをご教示いただきました。平成8年に中国柳州市でのシンポジウムにご一緒させていただいて以来，熱心にご指導頂き，筆者が在籍する株式会社ケーティービーの顧問まで引き受けて頂きました。本論文にも藤田先生の研究報告を引用させて頂いております。ここに記して，深く感謝の意を表すとともに，ご冥福をお祈り申し上げます。

30年前の28歳まで実業団サッカー選手であった筆者に，サッカー選手引退と同時に土木の世界に導いてくれた亡き父，基礎地盤コンサルタンツ株式会社創設メンバーであった小松幹男に心より感謝致します。「蛙の子は蛙」の諺どおり，父と同じ道を歩み，ここまでやってくることができたのも亡き父のおかげです。

最後に，結婚当時は実業団サッカー選手であった筆者が，土木の世界に転職し，30代後半から大阪工業大学に通い始め，50代半ばになって山口大学大学院に進学して苦勞を掛けたにもかかわらず，ずっと我慢をして協力してくれて，筆者の学位記授与式を楽しみにしてくれていた妻 千絵に心より感謝したいと思います。

2019年3月

小松 晃二