

# 本設地盤アンカー緊張力の経時変化特性に関する研究

森利弘\* 渡邊則雄\*\*

本設地盤アンカーに導入された緊張力は時間の経過とともに減少することが知られているが、地盤の長期的なクリープ沈下が関与するため、その予測は必ずしも容易ではない。このため、本設地盤アンカーを採用した建物において緊張力の計測を行い、その経時変化特性について検討するとともに、その予測法の検証を行った。最長15年に及ぶ計測結果から、緊張定着後における緊張力は経過日数(対数軸)に対し概ね直線的に減少し、60年後における減少割合は導入緊張力の1割程度と予測されること、設計時に想定した緊張力の予測法は妥当であることなどを確認した。

キーワード: 本設地盤アンカー, 有効緊張力, 長期計測, 沈下

## 1. はじめに

地下水による建物の浮上り防止、地震時における引抜き・転倒防止を目的とした本設地盤アンカーが開発され、今日まで数多く採用されてきた<sup>1), 2)</sup>。

地盤アンカーではその機能を発揮させるために引張材に所定の緊張力が導入されるが、この緊張力は、①引張材のリラクセーション、②地盤アンカー定着体と地盤とのクリープ、③アンカー緊張力を含む建物荷重による基礎の沈下、により徐々に減少することが知られている<sup>3)</sup>。これらの内、①については推奨値<sup>4)</sup>が示されており、また、②についてはアンカーの開発時における長期引張試験(クリープ試験)<sup>5)</sup>から、クリープ量は例えばN値50以上の砂質土あるいは土丹層では非常に小さいことが確認されている。しかしながら、③については緊張定着された基礎直下地盤の弾性変位に加え、地盤の長期的なクリープ変位が関与するため、その予測は必ずしも容易ではなく、計測による確認が必要であると考えられる。

そこで、筆者らは本設地盤アンカーを採用した建物においてアンカー緊張力の長期計測を実施し、設計時に想

定した残存緊張力の予測値との比較検討を行ってきた<sup>6)~9)</sup>。本報告ではこれらの計測結果を整理し、アンカー緊張力の経時変化特性について再考察するとともに、その予測法の検証ならびに計測値を基にアンカー緊張力の予測に必要な地盤定数の推定を試みたので併せて報告する。

## 2. 建物と計測アンカーの概要

アンカー緊張力の長期計測を実施した建物の概要をTable 1に示す。採用した地盤アンカーはすべて圧縮型本設地盤アンカー(STKアンカー工法<sup>10)</sup>)である。緊張力の計測はアンカー頭部に荷重計を設置し、自動計測および手動計測により実施した。

Table 1に示す事例のうち、建物の基礎形式が異なる事例I, II, Vでの地盤アンカー配置と断面をFig. 1~Fig. 3に示す。その他の事例の詳細は参考文献7)~9)を参照されたい。

事例Iは、建物の基礎杭を貫通して地盤アンカーを設置した事例であり、アンカーの緊張定着は建物の躯体完成後としている。

Table 1 建物および計測アンカーの概要

事例No. (地域)	建物概要	アンカー 使用目的*1	アンカー 定着地盤	緊張力計測アンカー				備考
				本数	定着長	引張材長*2	緊張定着時期	
I (東京)	地下1階, 地上12階 杭基礎	地震	N値50以上の 洪積砂	1	6.5m	27.25m	躯体完成後	アンカーは杭を貫通して設置
II (帯広)	地上7階 直接基礎(独立基礎)	地震	N値50以上の 洪積砂	1	6.0m	28.8m	基礎コンクリート打設後	耐震改修用の補強壁に使用
III (横須賀)	地上15階 直接基礎(布基礎)	地震	N値50以上の 砂岩	2	3.5m	10.0m	地上6階床コンクリート打設後	A棟, C棟の2棟で計測
IV (東京)	地下4階, 地上1階 直接基礎(べた基礎)	地震 水圧	N値50以上の 洪積砂	2	6.0m	14.7m	地下3階床コンクリート打設後	同一建物内の2箇所計測
V (東京)	地下2階, 地上7階, 塔屋2階 直接基礎(べた基礎)	地震	N値50以上の 洪積砂	3	6.0m	15.7m	地上1階床コンクリート打設後	同一建物内の3箇所計測

\* 技術研究所 地盤基礎研究グループ

\*\* 技術研究所

\*1: 「地震」は地震時における基礎の浮上り防止, 「水圧」は地下水による浮上り防止を示す。

\*2: 引張材長はアンカーの弾性伸び量算定に用いる自由長を示す。

事例Ⅱ～Ⅴは建物の基礎が直接基礎での事例であり、建物の躯体構築途中においてアンカーの緊張定着を行っている。アンカーを定着した直接基礎の支持層は事例Ⅱが砂礫層、Ⅲが砂岩、Ⅳ～Ⅴは細砂層でいずれもN値は50以上である。なお、事例Ⅱは建物の耐震改修用に補強したバットレス基礎の地震時浮上り防止に使用している。

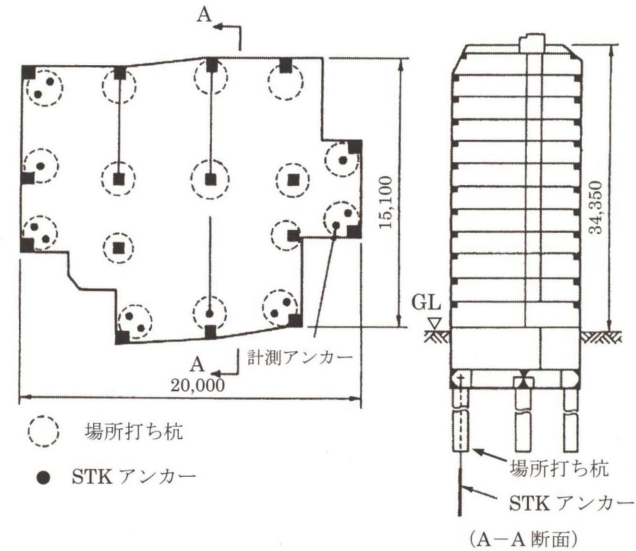


Fig.1 アンカー配置と断面 (事例Ⅰ)

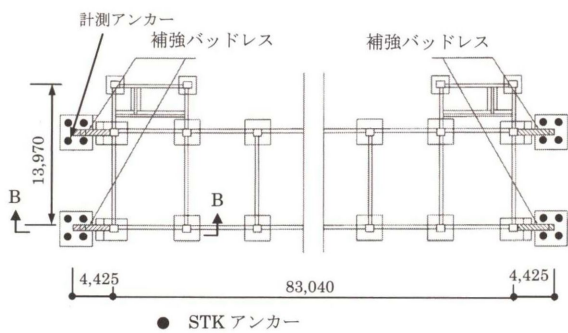


Fig.2 アンカー配置と断面 (事例Ⅱ)

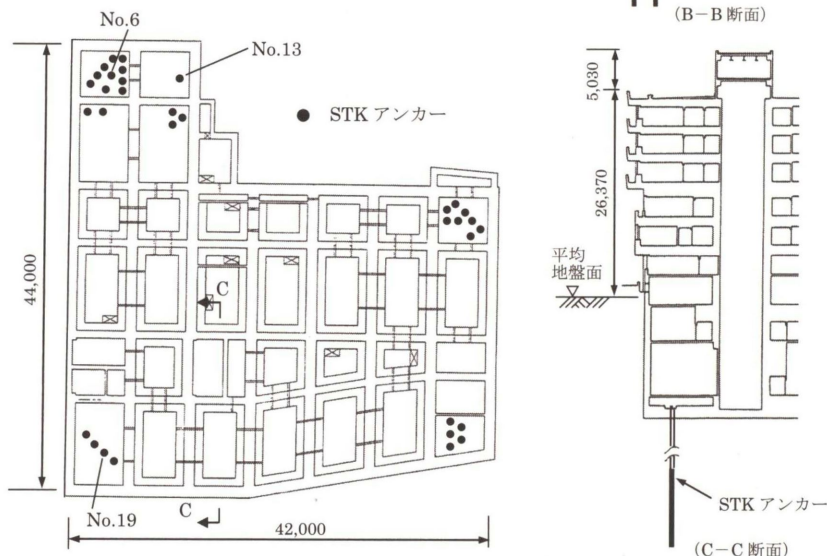


Fig.3 アンカー配置と断面 (事例Ⅴ)

### 3. アンカー緊張力の計測結果

地盤アンカーの緊張定着後、事例Ⅰ～Ⅴにおいて計測したアンカー緊張力の計測結果を Fig.4～Fig.8 に示す。Fig.4～Fig.8の横軸は経過日数とし、対数軸で示す。

#### 3.1 事例Ⅰ

事例Ⅰは場所打ちコンクリート杭を貫通して地盤アンカーを施工<sup>10)</sup>した事例であり、1本の杭に2本設置したアンカーの片方において緊張力を計測した。緊張定着は建物の躯体完成後に行っているが、計測アンカーを含む同一基礎内では2本同時に実施した。導入緊張力は1441 kNである。

緊張力は Fig.4 に示すように経過日数 200 日前後から一時的に減少割合が大きくなっている期間が見られるが、概ね経過日数 (対数軸) に対して直線的に減少していることが分かる。Fig.4 に示した隣接アンカーの期間は計測アンカーに隣接するアンカーの緊張定着期間を示しており、その前後において緊張力の減少特性に違いは見られないことから事例Ⅰ (杭基礎) では隣接アンカーの影響は小さいと考えられる。現時点での計測最終日 (5580 日)

における残存緊張力は1296 kNであり、その時点での有効率 (残存緊張力/導入緊張力) は0.90であった。

#### 3.2 事例Ⅱ

事例Ⅱは建物の耐震改修用に補強したバットレス基礎の浮上り防止に用いた事例であり、一つの独立基礎に4本のアンカーを設置している。緊張定着は基礎コンクリート打設後に行っており、Fig.5 に示す計測アンカーの緊張は同一基礎内では2番目に実施している。

アンカーに導入した緊張力は1319 kNであり定着後減少し始めるが、隣接アンカー緊張定着の影響を受けて減少量が大きくなる。その後、躯体構築に伴う減少が見られ、構築以降も直線的に減少している。事例Ⅱでは2003年9月に発生した十勝沖地震により震度5強の揺れが生じている。地震後、一時的に緊張力の減少量が大きくなっているが、その後の計測では収束傾向が見られ、地震による顕著な影響は無いと判断される。計測最終日 (4382 日) における残存緊張力は1125 kNであり、その時点での有効率は0.85である。

#### 3.3 事例Ⅲ

事例Ⅲの建物は15階建てであり、躯体

体構築途中である 6 階床コンクリートの打設後に緊張定着を行っている。Fig. 6 に示す計測アンカーは最初に緊張定着を行っているが、事例Ⅱと同じく隣接アンカーおよび躯体構築の影響を受け緊張力の減少量が大きくなっている。躯体構築以降は構築中に比べ減少量が小さくなり、ほぼ一定となっている。事例Ⅲでは 2011 年 3 月に発生した東日本大震災で震度 4 の揺れが生じているが、緊張力の計測値に特に変化は見られなかった。計測最終日 (2562 日) における残存緊張力は 1465 kN であり、その時点での有効率は 0.92 である。なお、同じ敷地内の C 棟においても A 棟と同じようなアンカー緊張力の計測結果が得られている。

### 3. 4 事例Ⅳ

事例Ⅳは地震による他、地下水による浮上り防止に地盤アンカーを用いた事例であり、地下工事中は揚水を実施し、地下水位の低下を図っている。アンカーの緊張定着は地下 3 階の床コンクリート打設後に実施し、Fig. 7 に示す計測アンカーは最初に緊張定着を行っている。

隣接アンカーの緊張定着を含め躯体構築期間での緊張力の減少量はその前後と比べて顕著な差は見られない。ただし、揚水停止後には地下水位の回復に伴う浮力により、緊張力は一時的に増加し、その後は再度減少している。事例Ⅳでは事例Ⅲと同じく東日本大震災での揺れ (震度 5 弱) が生じているが、特に変化は見られない。計測最終日 (4779 日) における残存緊張力は 1411 kN であり、その時点での有効率は 0.96 である。なお、他の計測アンカー (No. 16) においてもアンカー緊張力の推移は No. 40 と同じであった。

### 3. 5 事例Ⅴ

事例Ⅴは地震による基礎の浮上り防止に地盤アンカーを用いた事例であるが、事例Ⅳと同じく、地下工事中は揚水を実施している。ただし、緊張定着は地上 1 階の床コンクリート打設後に行い、その直後に揚水停止を行った。Fig. 8 には 2 本のアンカーの計測結果を示しているが、緊張定着は No. 6 のアンカーを最初に実施し、2 番目に No. 13、続いて隣接アンカーの順としている。

Fig. 8 に見られるように No. 6 では隣接アンカーの影響を受け、緊張力が大きく低下するのに対して No. 13 では影響はほとんど見られない。これは Fig. 3 に示したように No. 6 の周囲には多くのアンカーが配置されているのに対して No. 13 のアンカーは、単独に 1 本配置されていることによる。事例Ⅳに比べ揚水停止に伴う緊張力の増加量は小さいが、地下水位との関係によるものと推定される。計測最終日 (2511 日) における残存緊張力はそれぞれ 1326 kN (No. 6)、1344 kN (No. 13) であり、その時点での有効率は 0.90 (No. 6)、0.91 (No. 13) となっている。なお、他の計測アンカー (No. 19) においても隣接アンカーの影響が見られるが、緊張力の減少量は No. 6 より小さい。

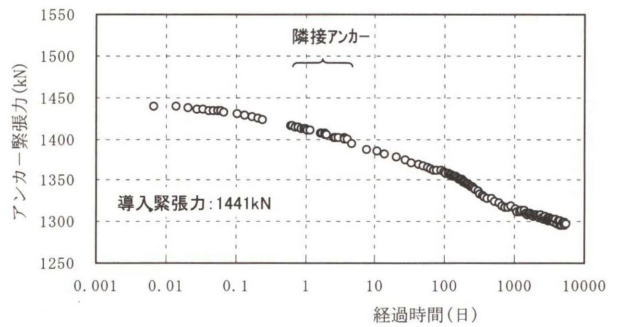


Fig. 4 緊張力の計測結果 (事例Ⅰ)

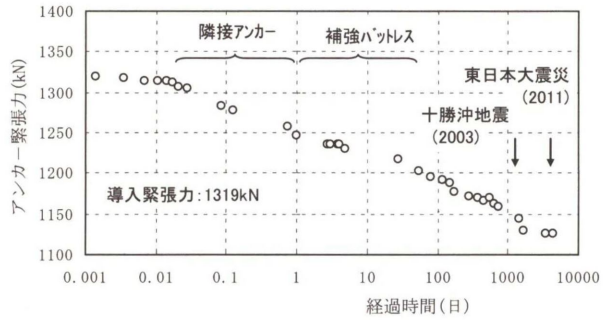


Fig. 5 緊張力の計測結果 (事例Ⅱ)

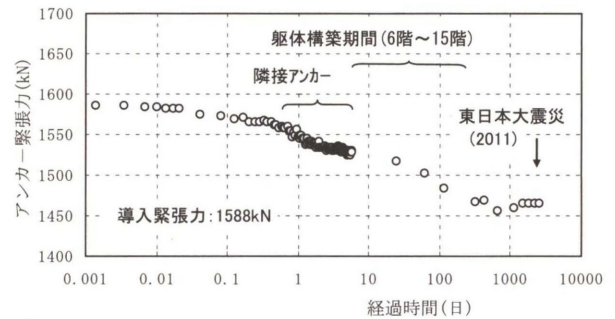


Fig. 6 緊張力の計測結果 (事例Ⅲ, A 棟)

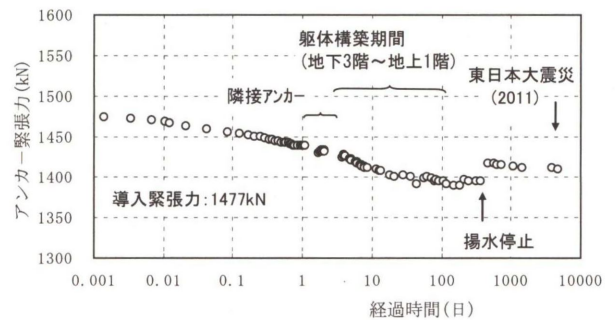


Fig. 7 緊張力の計測結果 (事例Ⅳ, No. 40)

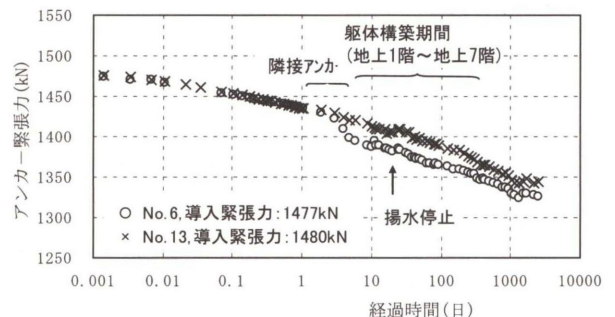


Fig. 8 緊張力の計測結果 (事例Ⅴ, No. 6)

### 3.6 アンカー緊張力経時変化の模式図

事例Ⅰ～Ⅴの計測事例を基にアンカー緊張力経時変化の模式図を示すと Fig.9 のようになる。ただし、本アンカーでは長期引張試験での結果<sup>5)</sup>から地盤アンカー定着体と地盤とのクリープ変位は小さいことから緊張力の減少要因からは除いている。

各事例での計測値には差がみられるが、アンカー緊張力は緊張定着直後から引張材(PC鋼より線)のリラクゼーション、地盤のクリープ沈下により徐々に減少している。その後、隣接アンカーの緊張定着荷重および緊張定着以降の建物荷重による地盤の弾性沈下ならびに地盤のクリープ沈下により緊張力はさらに減少する。一方、地下水の揚水を行っている場合、揚水停止により緊張力は一時的に増加するが、その後は再度減少するという傾向が見られた。

各計測最終日における緊張力の計測結果を Table 2 に示す。その時点での有効率は事例Ⅱを除くと 0.90 以上となっている。事例Ⅱでの有効率は 0.85 と他の事例よりも小さいが、これは計測アンカーの緊張定着以降における隣接アンカーの緊張定着および躯体構築の影響が大きく、構築後においても基礎直下地盤のクリープ沈下による緊張力の減少量が大きいことによると考えられる。

以降ではアンカー緊張力の経時変化特性として、導入緊張力に対する残存緊張力の比である有効率に着目し、考察を進めることとする。

## 4. アンカー緊張力予測法の検証

### 4.1 アンカー緊張力の予測法

導入緊張力に対する残存緊張力の比である有効率は式(1)で表せる<sup>11)</sup>。以下に各事例での設計時における有効率

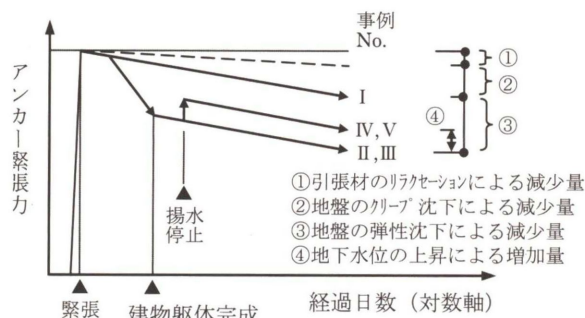


Fig.9 アンカー緊張力推移の模式図

Table 2 各計測最終日におけるアンカー緊張力の計測結果

事例 No.	計測期間 (日)	緊張力の減少要因*				導入緊張力 (kN)	残存緊張力 (kN)	有効率
		①	②	③	④			
I	5580	○	○	-	-	1441	1296	0.90
II	4382	○	○	○	-	1319	1125	0.85
III	A棟	○	○	○	-	1588	1465	0.92
	C棟	○	○	○	-	1574	1434	0.91
IV	No.16	○	○	○	○	1496	1411	0.94
	No.40	○	○	○	○	1477	1411	0.96
	No.6	○	○	○	○	1477	1326	0.90
V	No.13	○	○	○	○	1480	1344	0.91
	No.19	○	○	○	○	1428	1342	0.94

\*: 各減少要因はFig.9に示す。○は関与していることを示す。

算定の考え方を示す。ただし、建物の供用期間(60年)を踏まえ、60年後の有効率としており、地下水の揚水停止に伴う緊張力の一時的な増加等、地下水による影響は考慮していない。

$$\eta = \frac{P_e}{P_t} = 1 - \frac{\Delta P}{P_t} = 1 - \left[ \frac{S_e + S_c}{\Delta L} + R_e \right] \quad (1)$$

ここに、 $\eta$ : アンカー緊張力の有効率

$P_t$ : 導入緊張力

$P_e$ : 有効緊張力(残存緊張力)

$\Delta P$ : 緊張力減少量

$S_e$ : 定着以降の建物荷重等による地盤および杭の弾性沈下量

$S_c$ : 地盤および杭のクリープ沈下量

$\Delta L$ : 定着時における引張材の弾性伸び量

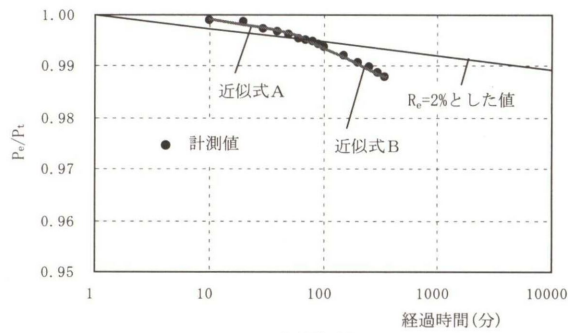
$R_e$ : 引張材のリラクゼーション

事例Ⅰでは、建物の躯体完成後にアンカーの緊張定着を行っていることおよび隣接アンカーの影響は小さいと考え、 $S_e$ はゼロとした。したがって、引張材のリラクゼーションおよび杭頭でのクリープ沈下量 $S_c$ を考慮した。本アンカーの場合、引張材には低リラクゼーションのPC鋼より線を用いていることから、文献4)等を参考にリラクゼーションは2.0%とした。一方、杭頭でのクリープ沈下量には杭体(場所打ちコンクリート杭)のクリープ量に加え、杭先端でのクリープ沈下量を考慮している。杭先端でのクリープ沈下量は、アンカー緊張力を含む建物荷重による杭先端の即時沈下量にクリープ係数(文献12)から設定した0.56)を乗じる方法とした。なお、杭先端の鉛直地盤バネは、有限厚さを有する地盤の平均沈下量を与える文献13)による式から算定し、有限厚さの層厚には杭先端からアンカー定着体の先端までの距離を用いた。一方、杭体のクリープ量を計算すると0.77mmと非常に小さく、杭先端のクリープ量が支配的であった。

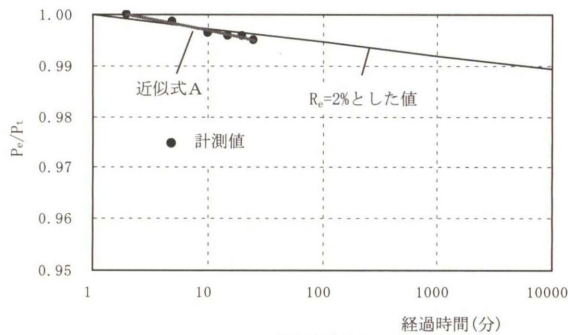
事例Ⅱ～事例Ⅴは建物構築途中で緊張定着を行っている。そこで、アンカーの緊張定着以降の建物荷重による弾性沈下量 $S_e$ を考慮し、弾性沈下量の算定には計測アンカー以降に定着された他のアンカーの緊張力を含めている。また、弾性沈下量は地盤の鉛直バネと基礎梁等の剛性を考慮できる格子梁モデルまたは平面フレーム解析により算定している。事例Ⅰと同様にクリープ沈下量 $S_c$ は、アンカー緊張力を含む建物荷重による即時沈下量にクリープ係数(0.56)を乗じる方法とした。

### 4.2 緊張定着直後における特性

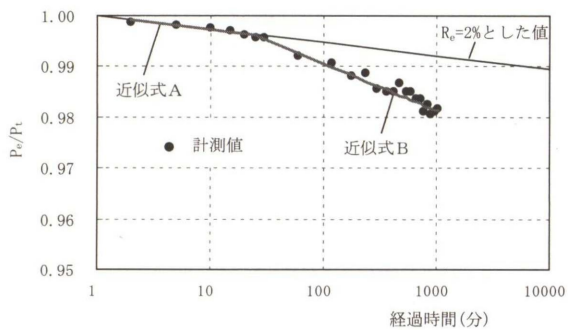
アンカーの緊張定着直後における特性を詳しく見るために横軸の経過時間を拡大し、有効率との関係を示したのがFig.10である。ただし、隣接アンカー緊張定着の影響が生じていないと判断される隣接アンカー緊張定着直前までの計測値を示している。



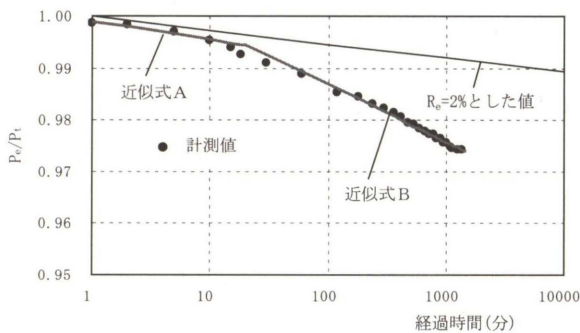
(a) 事例 I



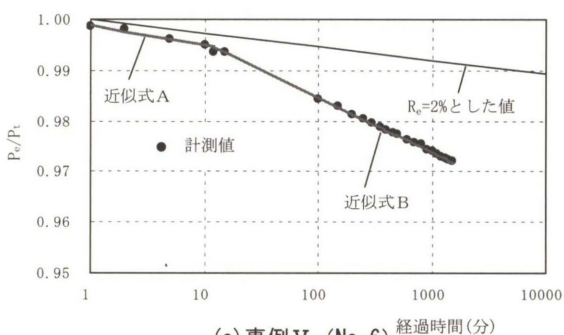
(b) 事例 II



(c) 事例 III (A 棟)



(d) 事例 IV (No. 40)



(e) 事例 V (No. 6)

Fig. 10 緊張定着直後における有効率の計測結果

Table 3 引張材のリラクゼーションによる緊張力減少特性

事例 No.	計測値の近似式 A		
	(t:経過時間(分))	60年後	
I	1.003-0.00392log(t)	0.974	
II	1.002-0.00461log(t)	0.967	
III	A棟	1.000-0.00276log(t)	0.979
	C棟	0.998-0.00438log(t)	0.965
IV	No. 16	1.000-0.00299log(t)	0.978
	No. 40	0.999-0.00346log(t)	0.973
V	No. 6	0.999-0.00392log(t)	0.970
	No. 13	0.999-0.00392log(t)	0.970
	No. 19	1.000-0.00115log(t)	0.991

注：計測値とは  $P_e/P_t$  の値を示す。

事例 II を除き、経過時間 10 分後程度の計測値を境として 2 本の直線 (近似式 A, B) で近似できることが分かる。近似式 A での計測値には主に引張材のリラクゼーションによる減少特性が関与しており、一方、近似式 B での計測値は導入緊張力等による地盤のクリープ沈下が顕著に生じ始めた結果であると推察される。近似式 A を数式化すると Table 3 のようになり、その近似式から 60 年後の平均有効率を算定すると 0.974、引張材の推定平均リラクゼーションは 0.026 (2.6%) となる。この値にはアンカー一定着体と地盤間のクリープ量が含まれていることを考慮すると、設計時に用いた引張材のリラクゼーション 2.0% は概ね妥当であると言える。Fig. 10 には  $R_e=2\%$  とした有効率の推定線を示しているが、計測値の減少特性は概ね推定線に一致していることがわかる。

有効率の減少特性として、経過時間 10 分後程度の前後において違いが見られたのは導入緊張力が基礎部分の躯体に伝達され、地盤のクリープ沈下が生じるまでに時間を要したためであると推定される。事例 I は杭基礎のパイルキャップに緊張定着していることから、他の事例よりも多くの時間 (50 分) を要している。なお、事例 II は計測アンカーの緊張定着後直ちに隣接アンカーの緊張定着を行ったので折れ点は確認できていない。

### 4. 3 緊張定着以降における基礎の沈下特性

式(1)に示したように引張材のリラクゼーションを除外すると緊張力の減少はアンカーを定着している基礎の弾性沈下とクリープ沈下が主原因となる。そこで、式(1)を変形し、計測値 ( $P_e/P_t$ ) および引張材のリラクゼーション ( $R_e$ ) を用い、式(2)により基礎の沈下量を推定した。なお、引張材のリラクゼーションには Table 3 に示した計測値 (近似式による値) を用いた。

$$S_e + S_c = \Delta L(1 - R_e - P_e/P_t) \quad (2)$$

ここに、各記号は式(1)と同じである。

Fig. 11 にアンカーの緊張定着以降における基礎沈下量の推移を示す。Fig. 11 に示す近似式は建物の躯体完成後における沈下量から求めた式であり、それを外挿 (破線部) して 60 年後における沈下量を推定した。事例 IV では揚水停止による緊張力の増加量が大きいのでその影響を取り除いた沈下量としている。なお、事例 III では別途に

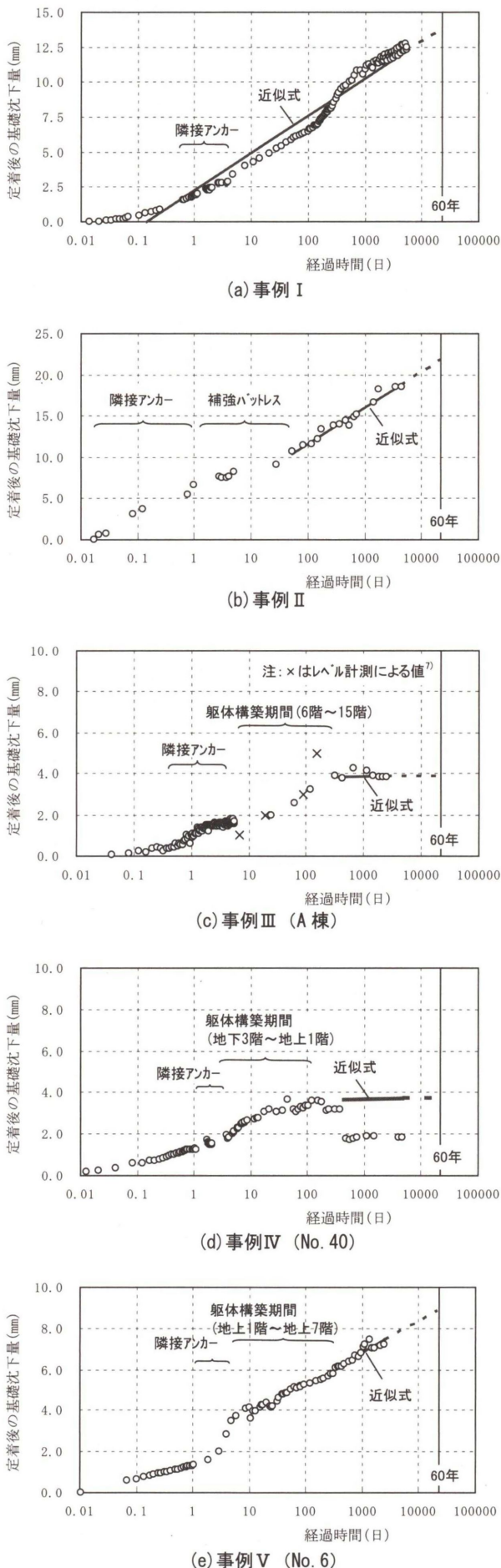


Fig. 11 緊張定着以降における基礎沈下量の推移

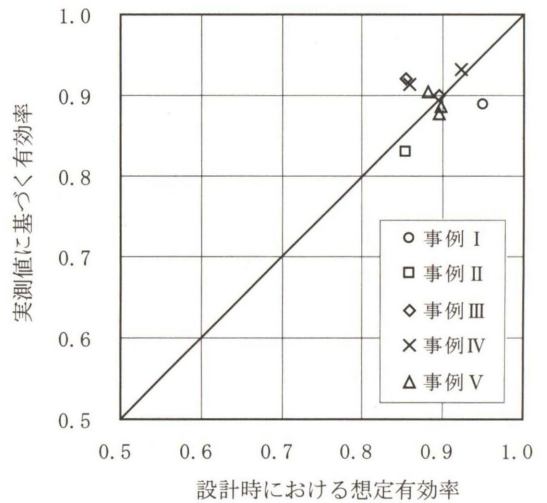


Fig. 12 アンカー緊張力有効率(60年後)の比較

実施したレベル計測による基礎の沈下量<sup>7)</sup>を示しているが、良く一致していることが分かる。

事例Ⅰ、Ⅱ、Ⅴでは躯体構築後においても沈下が継続しているのに対してⅢおよびⅣでは収束傾向が見られる。事例Ⅲは基礎地盤が砂岩である故、クリープ沈下量が小さいことによる。また、事例Ⅳでは地下水の浮力による影響が大きいと考えられる。一方、事例Ⅱでは補強バットレス構築以降においても沈下が進んでいる。これは構築中に補強バットレスと既存建物が結合されたために、既存建物の荷重の一部が、沈下が収束していないアンカー一定着された基礎側に伝達され、基礎の沈下が進んだとも考えることができる。

#### 4. 4 有効率の比較検討

Table 3 に示した引張材のリラクセーションおよび Fig. 11 に示す沈下量の予測値(破線部分)を用い、60年後におけるアンカー緊張力の有効率を算定した。設計時における想定値との比較を Fig. 12 に示す。設計時における有効率の算定概要は前述した通りであるが、事例Ⅳおよび事例Ⅴの計測値では揚水停止に伴う浮力により、緊張力は一時的に増加しているため、ここではその増加分を計測値に差し引きすることでその影響分を取り除いている。

Fig. 12 の比較から、事例Ⅰを除くと実測値に基づく有効率は式(1)を用い、設計時に想定した値とほぼ等しいあるいは以上となっており、設計時における算定方法は概ね妥当であったと考えられる。なお、事例Ⅰは杭基礎での事例であり、クリープ沈下量が想定より大きくなっているのが原因であるが、杭周面と地盤とのクリープあるいは杭先端におけるスライムの残存に加え、地下水位の変動による影響なども考えられるが、特定するまでには至っていない。

#### 5. 有効率の算定に必要な地盤定数の推定

### 5. 1 地盤のヤング係数

Fig. 11 に示した基礎沈下量には地盤の弾性沈下量とクリープ沈下量の両方が含まれており、それらを厳密に区分することは難しい。したがって、ここでは少し大胆ではあるが、隣接アンカーの緊張定着および躯体構築時に生じる沈下量は主に弾性沈下量であるとし、それ以外はクリープ沈下によるものとして分離した。緊張定着後 60 年間におけるそれらの推定値を Table 4 に示す。

Table 4 に示す計測値から推定される弾性沈下量を用い、地盤のヤング係数を式(3)により推定した。

$$E^* = E \times \frac{S_c}{S_c^*} \quad (3)$$

- ここに、 $E^*$  : 計測値から推定される地盤のヤング係数
- $E$  : 設計時に採用したヤング係数 (Table 5)
- $S_c$  : 設計時における計算弾性沈下量
- $S_c^*$  : 計測値からの推定弾性沈下量

Fig. 13 に推定結果を示す。ただし、Fig. 13 の縦軸は、地盤の  $N$  値との関係を見るために、ヤング係数  $E^* = \alpha N$  ( $MN/m^2$ ,  $N$  は換算  $N$  値) とした場合の係数  $\alpha$  の値を示している。事例 I では  $S_c^*$  を推定できていないので設計時における採用値のみを示す。推定された地盤のヤング係数は、各事例においてバラツキが見られるが設計時における採用値と概ね一致していることから、平板載荷試験によるヤング係数の採用が適切であったと言える。

砂質土地盤での事例 II と事例 IV~V を比較すると推定値  $\alpha$  の値は基礎底面が浅い事例 II では 1.1 であるのに対して基礎底面が深い事例 IV~V では平均で 6.4 となっている。このことから、 $N$  値から地盤のヤング係数を推定する際には基礎底面の深さの影響 (土被り圧) を考慮する必要があると考えられる。

### 5. 2 地盤のクリープ係数

Table 4 に示したクリープ沈下量から、地盤のクリープ係数 (60 年間) を式(4)で推定した。ただし、クリープ沈下量の推定に用いる弾性沈下量にはアンカー緊張力を含む全建物荷重による値を用いる必要があり、計測値からは直接推定することが難しいので、ここでは式(4)に示すように設計時に用いた計算弾性沈下量を補正する方法で算定した。なお、事例 I では  $E^* = E$  としている。

$$K = \frac{S_c^*}{S_c} = \frac{S_c^*}{(S \times E / E^*)} \quad (4)$$

- ここに、 $K$  : 地盤のクリープ係数
- $S_c^*$  : 計測値からの推定クリープ沈下量
- $S^*$  : 計測値からのクリープ沈下量算定に用いる推定弾性沈下量
- $E^*$  : 計測値から推定されたヤング係数
- $E$  : 設計時におけるヤング係数 (Table 5)
- $S$  : 設計時にクリープ沈下量算定に用いた計算弾性沈下量

Fig. 14 にクリープ係数の推定結果を示す。杭基礎での

事例 I では計測値から推定されたクリープ係数は設計時に採用した値よりも大きくなっているが、直接基礎での事例 II~V ではほぼ等しいあるいは以下となっていることから設計時に用いた値 (0.56) は安全側の値であった

Table 4 基礎沈下量の推定値 (60 年間)

事例 No.	計測値からの推定値		設計時における算定値	
	弾性沈下量 (mm)	クリープ沈下量 (mm)	弾性沈下量 (mm)	クリープ沈下量 (mm)
I	0	13.8	0	4.78
II	10.2	11.7	9.35	10.6
III	A棟	0.52	4.96	3.34
	C棟	1.27	3.25	2.35
IV	No. 16	3.42	6.21	4.94
	No. 40	1.41	2.58	2.57
V	No. 6	4.17	4.05	4.13
	No. 13	4.51	3.90	4.01
	No. 19	3.32	4.76	4.49

注：事例 I のクリープ沈下量には杭体のクリープ圧縮量を含む。

Table 5 基礎支持地盤の地盤定数 (設計値)

事例 No.	基礎の支持地盤				
	支持層	換算 $N$ 値	ヤング係数 ( $MN/m^2$ )	クリープ係数	
I	砂礫	90	$2.94 \times 10^2$	0.56	
II	砂礫	54	$6.51 \times 10$		
III	A棟	砂岩	88		$3.92 \times 10^3$
	C棟				
IV	No. 16	砂	79		$3.20 \times 10^2$
	No. 40				
V	No. 6	砂	56		$3.20 \times 10^2$
	No. 13				
	No. 19				

注：地盤のヤング係数は平板載荷試験による値。ただし、事例 I は既往の同一層での計測値<sup>13)</sup>を参考に設定。

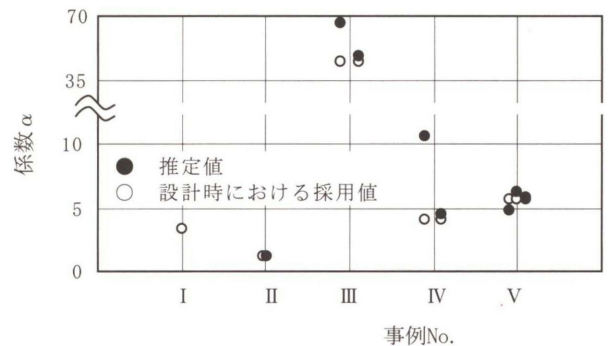


Fig. 13 地盤のヤング係数の推定値 (縦軸の  $\alpha$  は、 $E^* = \alpha N$  ( $N$  : 換算  $N$  値) とした場合の値)

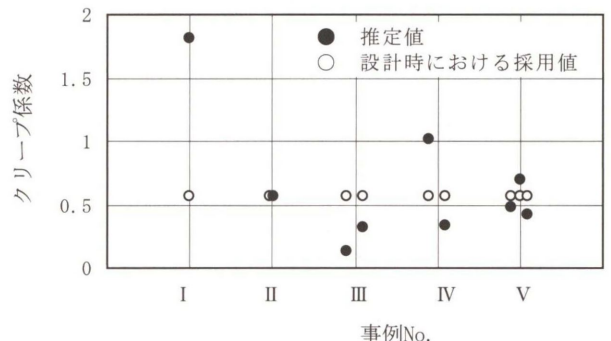


Fig. 14 地盤のクリープ係数の推定値

と考えられる。事例Ⅱおよび事例Ⅳ～Ⅴにおける砂質土地盤での平均クリープ係数、事例Ⅲにおける砂岩での平均クリープ係数はそれぞれ、0.42、0.23 となり、文献12)に示されている砂質土地盤での計測値0.14～0.59のほぼ中間値、下限値に近い値となっている。

## 6. まとめ

本設地盤アンカーを採用した建物において最長15年に及ぶ緊張力の長期計測を行った。合計9本での計測結果から得られた知見を以下に示す。

- (1) 定着後におけるアンカー緊張力の推移は、経過日数(対数軸)に対し、概ね直線的に低下する傾向を示した。
- (2) 計測最終日(経過日数2511日～5580日)におけるアンカー緊張力の有効率(残存緊張力/導入緊張力)は、0.85～0.96(平均0.91)である。これらの値の一部には地下水の揚水停止に伴う浮力の影響を含む。
- (3) 計測値を基に建物の供用期間である60年後の有効率を算定すると0.83～0.93(平均0.89)となる。ただし、これらの値には地下水の浮力による影響は取り除いている。
- (4) 計測値と設計時に想定した有効率の比較から、両者は概ね一致しており、設計時に用いた引張材のリラクゼーション2.0%は妥当であり、地盤のクリープ係数0.56は安全側の値である。

なお、杭基礎での事例は1件であり、他の計測事例が望まれるところであるが、本例では設計時に想定した値より大きなクリープ沈下が生じていた。

最後に、本報告は参考文献9)に他の計測事例等を加筆修正したものであることを付記する。

## 謝辞

本アンカーの緊張力計測に際し、ご協力頂いた関係各位に心から謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：建築地盤アンカー設計施工事例集, 1997, 01
- 2) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工例(第一回改訂), 2005, 01
- 3) 日本建築学会：建築地盤アンカー設計施工指針・同解説, pp. 144-146, 2001, 01
- 4) 例えば日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, pp. 102, 1998, 11
- 5) 真野英之, 幾田悠康, 尾崎修, 小林幸男：圧縮型永久地盤アンカーに関する研究(その4)引張り・クリープ試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1987
- 6) 森利弘, 渡辺則雄, 飯利昌人：永久地盤アンカーにおける緊張力の長期計測, グラウンドアンカー設計・施工に関するシンポジウム発表論文集, pp. 63-68, 1998, 06
- 7) 小川敦, 増子寛, 梅田正芳, 黒岩喜久雄：永久アンカーを併用した異種基礎建物の布基礎のひずみ測定, 熊谷組技術研究報告 第64号, pp. 81-88, 2006
- 8) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工例 第一回改訂版, pp. 84-89, 2005
- 9) 森利弘：長期に亘る本設地盤アンカー緊張力の計測事例, 日本建築学会技術報告集 第16巻 第33号, pp. 489-492, 2010
- 10) 縄田一字, 飯利昌人, 斉藤正, 尾崎修, 渡辺則雄, 森利弘, 根岸保夫：STK永久地盤アンカー工法の施工(その1), 熊谷組技術研究報告, 第45号, 1989, 3
- 11) 日本建築学会：建築地盤アンカー設計施工指針・同解説, pp. 149, 2001, 01
- 12) J. B. Burland and M. C. Burbidge: Settlement of foundations on sand and gravel, Proceedings of the institution of civil engineers, Part1, 1985, Dec., pp. 1325-1381
- 13) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, pp. 147-149 および pp. 154, 1988

---

## A Study on Properties of Prestressing Force in Permanent Ground Anchor

Toshihiro MORI and Norio WATANABE

### Abstract

Measurement of prestressing force in permanent ground anchors, which was used in order to prevent the building from floating by the lift of ground water or in case of an earthquake, was carried out over the long period of time. It was found that prestressing force decreased almost linearly for the logarithm axis of the days in progress, the prestressing force of 60 years after was presumed based on the measurement result, of which the effective prestressing rate was around 0.9, and the predictive method of the effective prestressing at the time of the design was proper.

Keywords: Permanent ground anchor, Effective prestressing force, Long-term measurement, Settlement

---