

本設地盤アンカー工法（PTC工法）の開発

技術研究所	佐竹 啓一
	湯谷 孝夫
東京本店 建築技術部	清水 寛
	高田 一
東京本店 設計部	中島 将好

要旨 従来の地盤アンカーを、永久構造物として使用するために、特に耐食性や構造的な信頼性を向上させる目的で、数々の実大試験や基礎試験を実施した。その結果、性能向上のために若干の仕様変更を加え、耐用年数約65年の新しい本設地盤アンカー工法（PTC工法）を完成させた。実験の結果、アンカーの破壊は、アンカー体のごく近辺でのすべりであり、隣接するアンカー間の距離は1 m以上あれば影響されないこと。また、長期間にリラクゼーション等で減少する緊張力は、10%以下であること等が判明した。

キーワード 本設地盤アンカー、PTC工法、転倒防止、浮力対策、SEEE工法、引抜き試験、長期安定性試験、群アンカー試験、リフトオフ試験、振動試験

1. はじめに

近年都心部の地価高騰の影響で、土地の有効利用が望まれ、外壁は敷地境界線ぎりぎりのところまで、また、地下はより深く、地上はより高く建物を建設しようとする傾向がみられる。一方、ウォーターフロントが脚光を浴び、地下水位の高い地域での建物の建設が増加している。また、国民の余暇活用が叫ばれ、レジャー産業が活発となり、海岸沿いや山岳部にリゾートホテル、マンションが建設されている。その様な建設事情の中で、風や地震による転倒防止あるいは地下水による浮力対策用として、引抜き力に抵抗する本設の地盤アンカー（グラウンドアンカー）のニーズが高まってきている。地盤アンカーを本設に利用する場合には、特にアンカーの長期にわたる緊張力保持や、厳しい防食性能が要求され、設計方法や性能を保証する施工管理技術の確立が必要となる。また、建築物の確認申請に際しては(財)日本建築センターの評定が必要である。

以下に、当社を含むPTCグループ13社が共同開発し、(財)日本建築センターの研究委員会が終了した本設地盤アンカー工法（PTC工法）について、その構造、および性能確認のために実施した種々の実験結果について報告する。

2. PTC本設地盤アンカー工法の特徴

2.1 構造と特徴

本アンカーは図2.1に示すように、アンカー頭部からアンカー先端部までの4部分で構成されている、このアンカーの応力伝達機構は、上部構造体からアンカー頭部に導入された引張り応力が、引張り材を通してアンカー先端部に伝達され、その先端部に埋設された定着体を下から押し上げて、グラウトに圧縮力を与え、このグラウトと地盤の摩擦力として伝達される、いわゆる圧縮型アンカーに分類されるものである。引張り材には、高密度ポリエチレンで被覆された多重よりPC鋼より線の両端部にマンションが圧着されたもの（タイプル）を使用し、スライドパイプと呼ばれるポリエチレン管等によりグラウトと絶縁されるようになっている。定着体は、クロムモリブデン鋼鋼管の表面をリブ加工し、防錆のためにエポキシ樹脂塗装を施している。

引張り材と構造物との定着には、ネジ式定着工法（SEEE工法）を採用しているため、必要に応じて再緊張が容易に行える。また、アンカーの部材は全て工場で作製され、現場では削孔しグラウト注入された孔に挿入するのみである。

2.2 アンカータイプ

本アンカーは、表2.1に示すように最大有効緊張力（有効緊張力の上限値）として約60tfから約163tfまでの6種類がある。

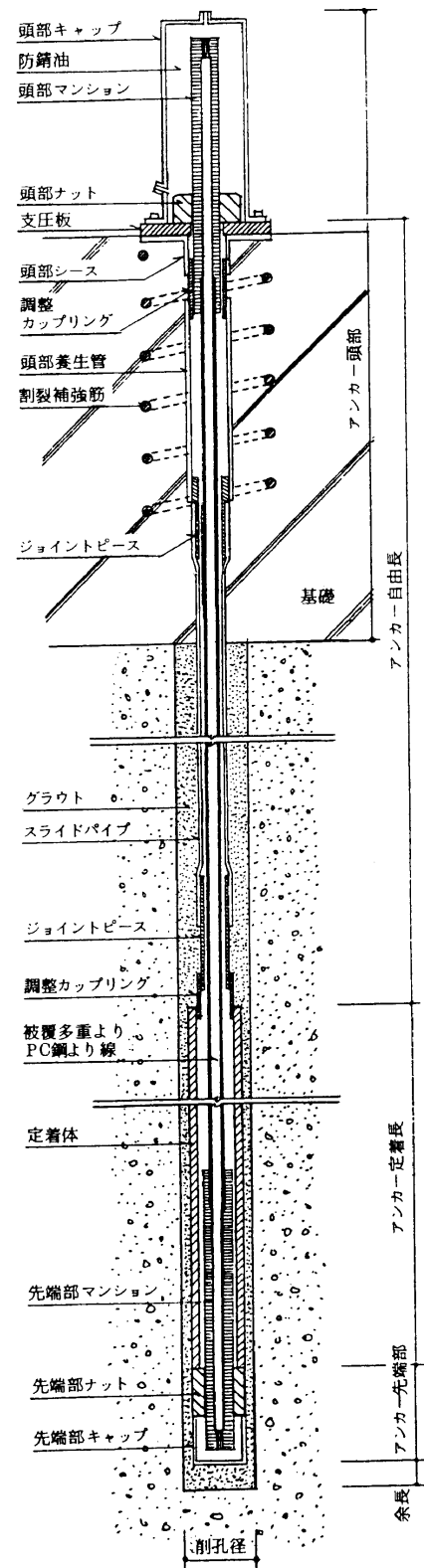


図2.1 PTCI法アンカー概念図

2.3 設計の基本事項

- 1) 本アンカーの打設方向は鉛直で、必ずプレストレスを導入して使用する。
- 2) 本アンカーは、設計アンカー力に対して十分な耐力を有するものとする。
- 3) 上部構造はアンカーの緊張力によって生ずる応力に対して十分安全であるようにする。
- 4) 緊張・定着の時期と順序は、その力の流れに対応した検討を行い決定する。
- 5) アンカーの極限耐力は、引張り材の極限耐力で決定することとする。
- 6) 各設計レベルに対応する設計アンカー力の許容値は表2.2に示す値とする。
- 7) 群アンカーの場合は、対象となる土塊重量に対して十分安全となるように計画する。
- 8) 本アンカーは、原則として以下に示す事項を満足すること。
 - a) 引張り材の自由長の最小値は7mとする。
 - b) アンカー定着長は、3m以上10m以下とする。

表2.1 アンカータイプ




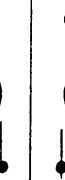


アンカータイプ		F100TC	F130TC	F160TC	F200TC	F230TC	F270TC
許容緊張力	最大初期緊張力 mPi (tf)	70.8	93.8	122.7	141.8	166.6	192.2
	最大定着時緊張力 mPt (tf)	66.5	88.2	115.5	133.5	155.6	180.9
	最大有効緊張力 mPe (tf)	59.8	79.3	103.9	119.9	140.0	162.8
引張り材の構成		7・φ11.1	7・φ12.7	7・φ15.2	19・φ9.5	19・φ10.8	19・φ11.1
削孔径		φ135, φ170		φ170			
被覆多重よりPC鋼より線の断面図		33.3  43.3	38.1  48.1	45.6  61.6	47.6  63.5	54.0  67.0	55.5  67.0

表2.2 各設計レベルにおける許容値

一次設計	常時	$\leq Pe$
	短期	$\leq Pe$
二次設計	保有耐力検討時	$\leq Tys$
	異常時	
動的解析	荷重レベル1	$\leq Pe$
	荷重レベル2	$\leq Tys$

Pe : 有効緊張力

Tys : 引張り材の規格降伏引張り力

- c) アンカーの最小中心間隔は1 mとする。
- d) アンカー体の上端位置は、定着地盤の上端より1 m以上深くする。
- e) 杭と併用してアンカーを杭の中に挿入するときは、アンカー体の上端は杭先端より杭径から2 m以上深くする。
- f) 定着地盤は原則として洪積世以前に形成された層厚4 m以上とする。

2.4 施工方法

本アンカーの施工方法は下記の通りである。(図2.2参照)

- 1) 主としてロータリーパーカッションドリル機による二重管削孔を行う。
- 2) 水セメント比45~50%のセメント系のグラウト注入を行う。
- 3) 工場で組み立てられたアンカー組立材を、グラウトで満たされた削孔内の所定の位置へ挿入する。
- 4) アンカー定着部のケーシングを所定深度毎に引抜き、その都度グラウトの加圧注入を加圧力5 kgf/cm²で5分間実施する。
- 5) 残りのケーシングを引抜き、所要期間養生を行う。
- 6) 定着を行う構造体が所定の強度に達し、設計で決められた時点で緊張・定着を行う。

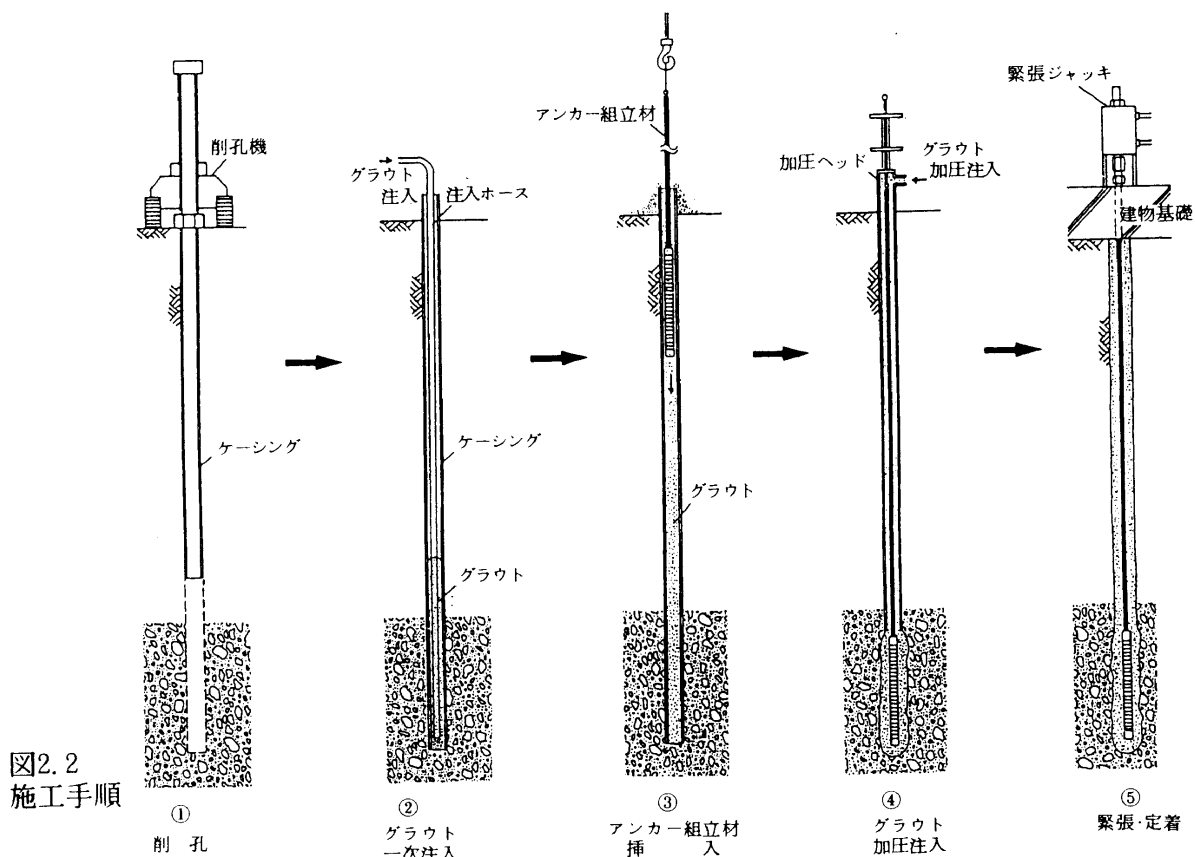


図2.2
施工手順

3. 原位置試験

3.1 地盤概要

アンカーの定着地盤を、東京都青梅市の立川れき層とその下部に位置する上総層群シルト岩層、および茨城県つくば市の成田砂層の3種類とし、数々の原位置実大試験を実施した。青梅市地盤概要は、武蔵野台地の西部で、多摩川の左岸に沿って青梅から立川、調布方面に延びる立川段丘の西縁部にあたり、表層部約2mが立川ローム層、その下部に層厚11~14mの立川れき層、更にその下部に層厚9~12mの上総層群シルト層が続いている。一方、つくば市の場合、茨城県南部の霞ヶ浦西方に広がる常総台地に位置し、稲敷台地の北縁部にあたり、表層部約2mがローム層、その下部に層厚9m程度の粘土と細砂の互層、更に、その下部に層厚10m程度のN値30~50以上の細砂層が続いている。

図3.1および図3.2にそれぞれの土質柱状図を示す。

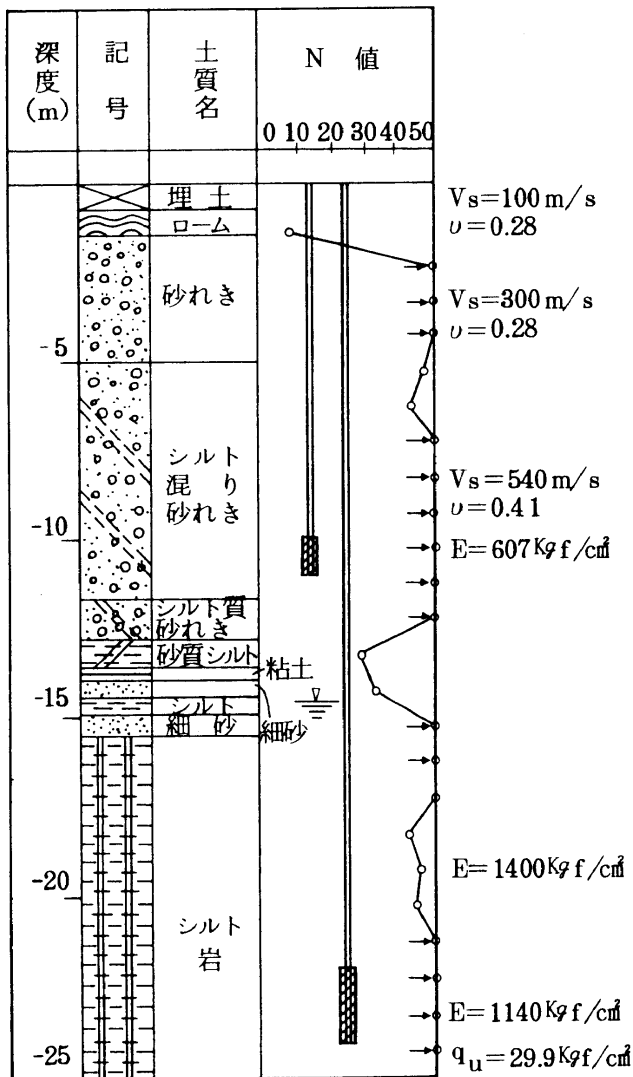


図3.1 青梅実験サイトの土質柱状図

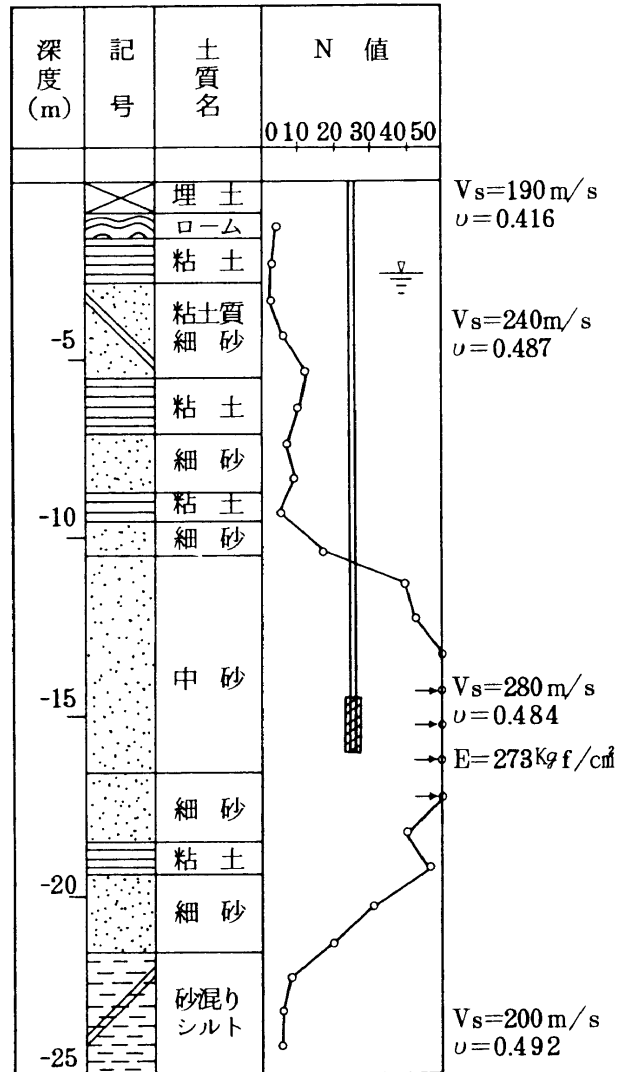


図3.2 つくば実験サイトの土質柱状図

3.2 試験概要

本アンカーの施工性および力学特性を調べる目的で実施した原位置試験の一覧表を表3.1に示す。

表3.1 原位置試験一覧表

試験項目	アンカータイプ	削孔長(m)	アンカー定着長(m)	削孔径(m)	試験体番号	備考
施工性試験	F200TC	12.0	6.0	170	A1	
	F130TC	12.0	6.0	135	A2	
	F200TC	24.0	6.0	170	B1	
	F200TC	52.0	6.0	170	C1	大深度施工
引抜き試験	F270	11.0	1.0	170	A3	
	F270	11.0	1.0	170	A3'	
	F130	11.0	1.0	135	A4	
	F270	24.0	2.0	170	B2	
	F130	24.0	1.0	135	B3	
	F270	16.0	1.5	170	C2	
	F130	16.0	1.0	135	C3	
引張り, 長期安定性試験	F200TC	11.0	4.0	170	A5	
	F200TC	24.0	6.0	170	B4	
繰返し引張り試験	F200TC	11.0	4.0	170	A6	
群アンカー引抜き試験	F270	11.0	1.0	170	A7	
	F270	11.0	1.0	170	A8	
群アンカーによる基礎のリフトオフ試験 および引張り, 長期安定性試験	F200TC	11.0	4.0	170	A9	
	F200TC	11.0	4.0	170	A10	
振動試験	F130TC	11.0	2.0	135	A11	
	F130TC	11.0	2.0	135	A12	

ただし, 試験体番号A, Bは青梅, Cはつくばにおける試験を示し, Aは定着地盤が砂れき層, Bはシルト岩層, Cは砂層である。

3.3 施工性試験

PTCアンカーの品質と施工性を確認するために, 実際にアンカーを打設してそのサイクルタイム調査と削孔精度, アンカー組立て材の挿入精度の確認, グラウトの性状, および掘り出し調査によるグラウトのかぶり厚測定を実施した。

3.3.1 サイクルタイム

各アンカーの施工所要時間は、表3.2の通りである。削孔速度は地盤条件により異なるが、当工法の一般的な削孔機（ロータリーパーカッションドリル機MCD8）によれば、玉石混じりのれき層で約5.5min/m、砂層で約3.2min/m程度となる。全施工所要時間に対する削孔時間の比率は40%内外で、大深度削孔になると45~46%となり増加する傾向がみられる。実際の施工では、削孔長20~30m程度で1日1本、10m程度で2本が打設可能となる。

表3.2 施工所要時間一覧表（単位：分）

アンカー記号	A 1	A 2	B 1	C 1	C 2	C 3
削孔径（mm）	φ170	φ135	φ170	φ170	φ170	φ170
削孔長（m）	12.5	12.5	24.5	52.0	16.0	16.0
削孔時間	71	58	138	180	46	52
	5.92min/m	4.84min/m	5.75min/m	3.46min/m	2.88min/m	3.25min/m
インナー ロッド 回収	12	12	32	51	15	12
	1.00min/m	1.00min/m	1.33min/m	0.98min/m	0.94min/m	0.75min/m
検 尺	3	3	4	5	3	3
グラウト混練	9	10	32	29	10	11
一次注入	8	6	17	16	9	9
組立材挿入	4	5	5	19	6	6
アウター ロッド 回収	35	25	51	67	26	20
	2.92min/m	2.09min/m	2.13min/m	1.29min/m	1.63min/m	1.25min/m
加 圧 注 入	1回	20	13	26	11	12
	2回	11	11	21	11	—
固定養生	6	6	6	6	6	6
合計時間	179	149	332	395	133	131
	2時間59分	2時間29分	5時間32分	6時間35分	2時間13分	2時間11分

3.3.2 削孔精度

削孔精度は挿入式傾斜計（FD-805B）により測定した。所定の深度まで削孔後、削孔径φ170の場合は、外側のケーシングに密着するアルミ製の測定ガイド管を内部に挿入し、その中に挿入式傾斜計を入れて調査し、削孔径φ135の場合は、直接ケーシングに挿入式傾斜計を入れて調査した。測定結果を図3.3に示すが、概ね1/150程度の精度で削孔可能であり、削孔機の据付け地盤をコンクリート等の強固なものとする、1/500程度の精度が確保できることが確認された。

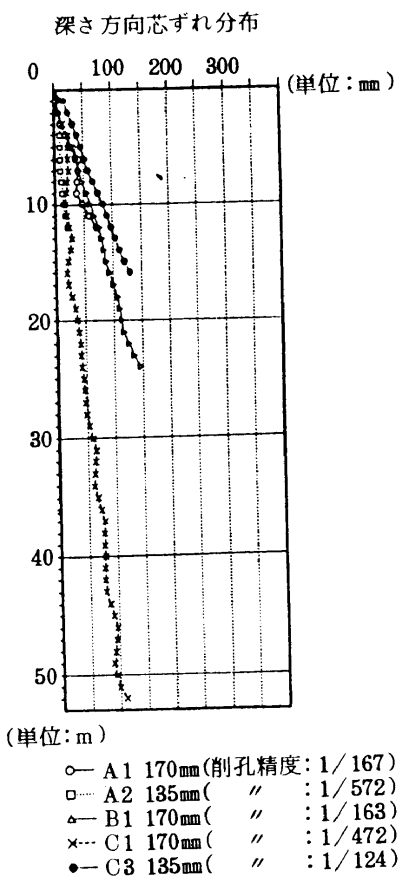


図3.3 削孔精度測定結果

3.3.3 グラウトの性状

グラウトの材料は、普通ポルトランドセメント、水および混和剤であり、水セメント比50%とし、練混ぜ直後のフロー値が10秒弱であった。グラウトが削孔水と置換されたかどうかの確認は、一次注入時に注入口からあふれ出るグラウト（溢流グラウト）の比重が、注入グラウトの比重と同等となった時点で注入を終了する比重管理の方法を採用した。注入グラウトと溢流グラウトを採取し、標準養生の四週圧縮強度を比較した結果、ほぼ同等であり、削孔水がグラウトと置換されていることが確認された。

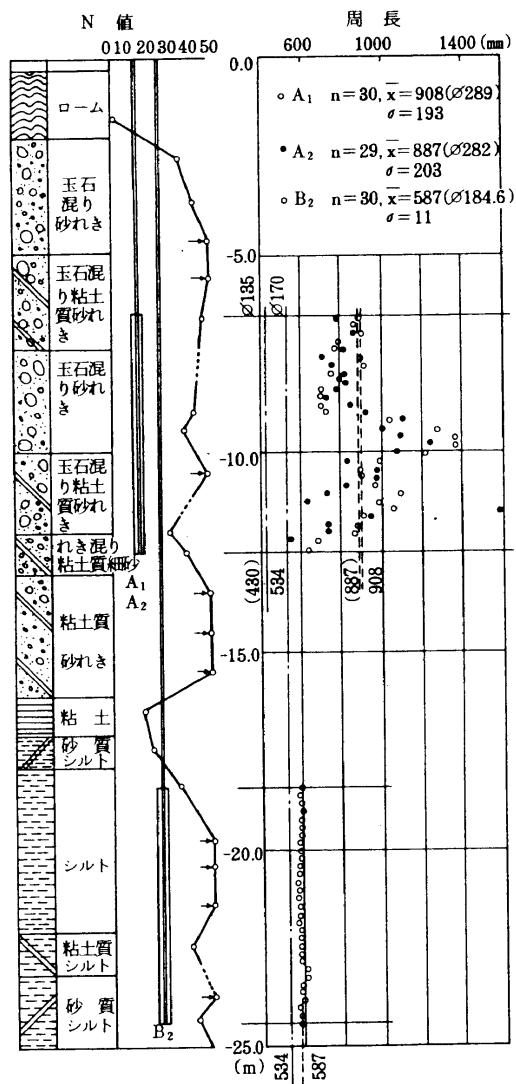


図3.4 周長測定結果

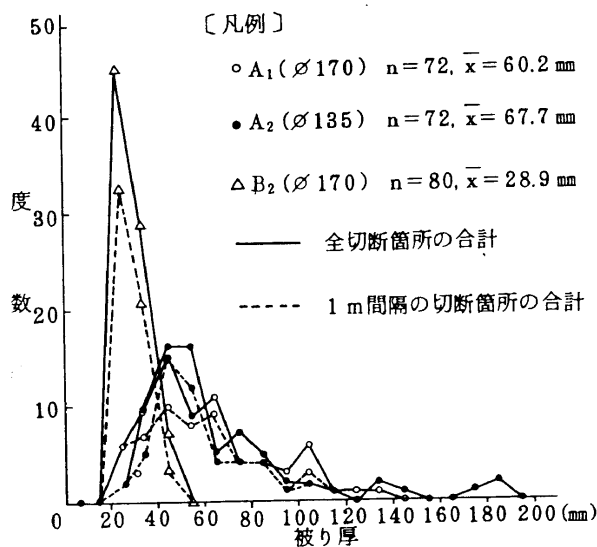


図3.5 アンカー定着部のグラウトの被り厚測定結果

3.3.4 掘出し調査

打設したアンカー各部の出来上がり状態を確認するために、所定の養生期間経過後に、深礎工法にて全長を掘り出し、周長は20cm毎に、グラウトのかぶり厚さは1m毎に測定を行った。砂れき層におけるアンカー定着部は、内側に削孔径とほぼ同径の色の濃いグラウト部分、その外側にグラウトとれきの混った色の薄いグラウト部分が観測され、グラウトの浸透により削孔径の約1.6倍の大きさとなっていた。一方、シルト岩層においては、削孔径に対し約1.1倍の大きさとなっているに過ぎず、その外側に2～3mmのグラウトと土が混った部分が観測された。

また、定着体に対するグラウトの被り厚さは、砂れき層で平均60.2mm、シルト岩層で平均28.9mmとなり、いずれの場合も20mmを下回るものはなかった。図3.4にアンカー定着部の周長測定結果を、図3.5にアンカー定着部のグラウトの被り厚測定結果を示す。

3.4 力学試験

3.4.1 引抜き試験

(1) 試験概要

地盤とアンカー体の極限摩擦抵抗力を確認し、定着体のひずみ分布やアンカーの変形状態を確認するために、砂れき、シルト岩および砂層において引抜き試験を実施した。アンカー定着長は1～2mとし、アンカー体上部の摩擦抵抗の影響を取り除くために、施工時にその部分のグラウトを水洗いし、セメントベントナイトに置換する方法を採用した。砂れき層に定着したA7、A8アンカーは、間隔1mの2本のアンカーを同時加力し引き抜く群アンカー試験体とした。載荷方法は、初期荷重 P_0 を計画最大荷重 P_{max} （想定極限引抜き力 T_{ug} ）の0.1～0.2倍とし、 P_{max} までを5～6サイクルの繰返し載荷方式とし、荷重保持時間は、処女荷重時を10分、再載荷時および除荷時を2分とした。また、引き抜けない場合は、引張り材の規格降伏荷重 T_{ys} の0.9倍を限度とした繰返し載荷を行うこととした。図3.6に試験装置と測定位置を示す。

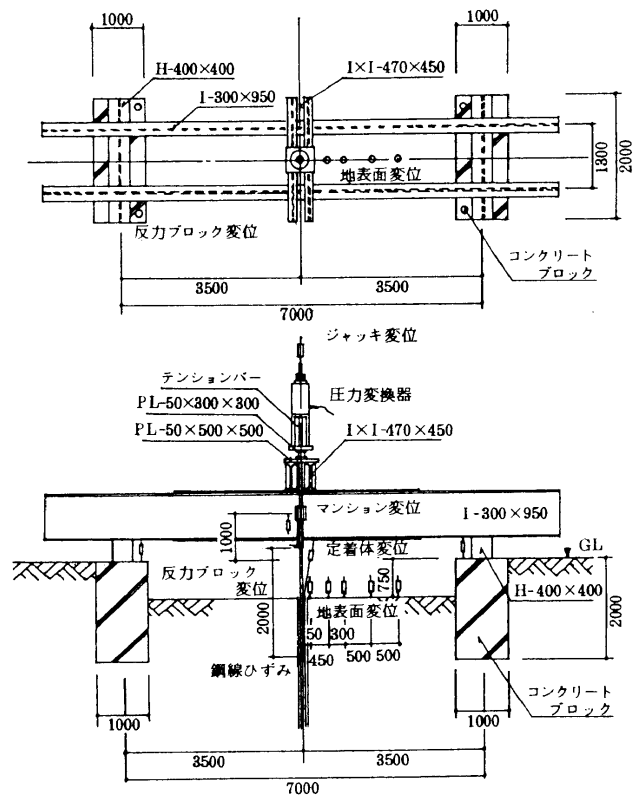


図3.6 引抜き試験の試験装置と測定位置図

(2) 試験結果

引抜き試験の結果一覧表を表3.3に示すが、引き抜けたのはA3'、B2、C2およびC3であり、A3、A7およびA8は、塑性変位量およびクリープ量から判断して極限状態に近かったものと推察される。

(a) アンカー頭部荷重と頭部変位の関係を図3.7に示すが、一度極限に達したアンカーを再載荷した場合には、最大荷重の70~80%まで荷重が上昇し、グラウトが破壊したのではなく地盤との摩擦抵抗が極限に達したのであろうと考えられる。砂質地盤に定着したアンカーのアンカー頭部の実測弾性変位量は、地盤の変位量が無視される範囲では、引張り材の弾性伸び量の計算値（マンション部の剛性を考慮）とほぼ等しく、シルト岩層に定着したアンカーの場合は、実測値が計算値よりやや低めの値となった。

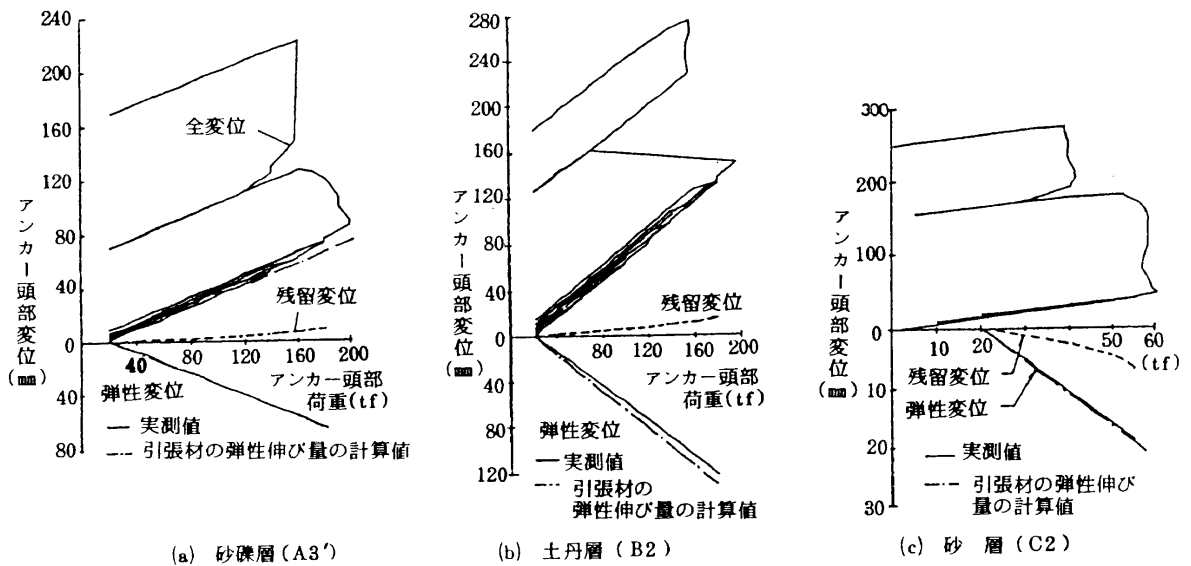


図3.7 アンカー頭部荷重-頭部変位関係

(b) アンカー頭部荷重と定着体上端変位の関係を図3.8に示すが、引き抜けたアンカーA3'と引き抜けなかったアンカーA3、A8の曲線がほぼ同等であり、A3'の定着体上端変位が2mm程度から急激に増大し、5mm程度で概ね極限状態に達していることにより、A3、A8も極限状態に近かったことが推察される。図中のA7が他と若干異なっているのは、アンカー体上部のグラウトの水洗いを行わなかったために、その部分の周面摩擦の影響が出たためと考えられる。

(c) 変位と時間の関係については、処女荷重時（1~10分間）のクリープ変位量を図3.9に、2~10分間と5~10分間のCsの値を図3.10に示すが、両者とも荷重の増大と共に増加し、特にCs値については、ある荷重になると急激に大きくなることが確認された。

(d) 地中変位量については、アンカー体上端位置およびその上方3m位置に測定点を設け測定した結果を図3.11~図3.14に示す。単アンカーと群アンカーではあまり差異がなく、アンカーの

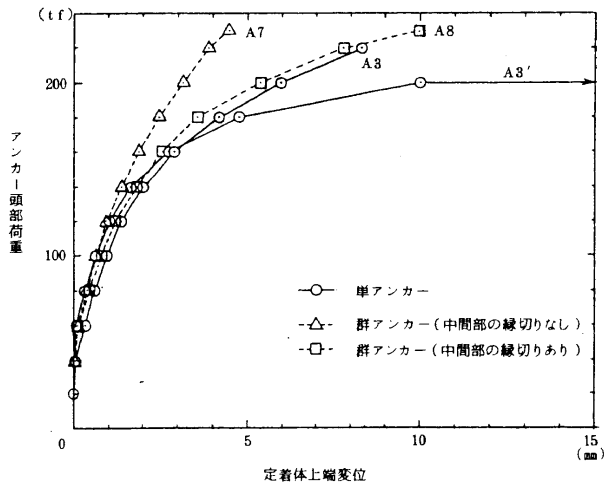


図3.8 アンカー頭部荷重-定着体上端変位

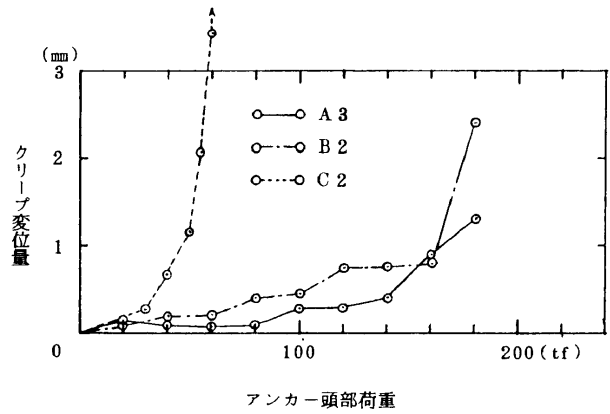


図3.9 1~10分のクリープの変位量

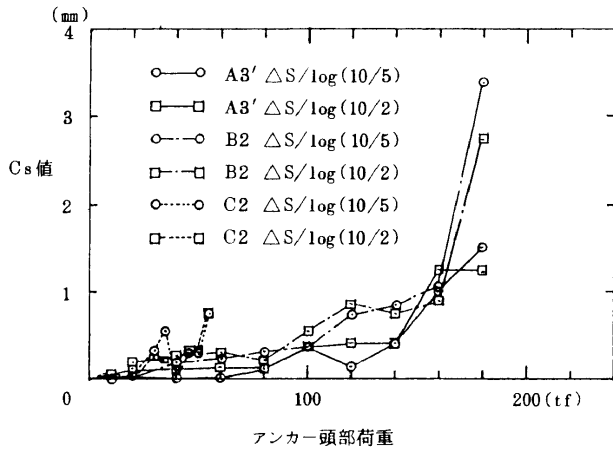


図3.10 アンカー頭部荷重-Cs値関係

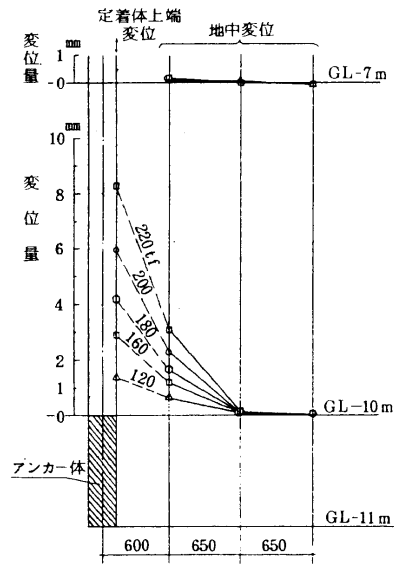


図3.11 定着体上端変位と地中変位の分布(A3)

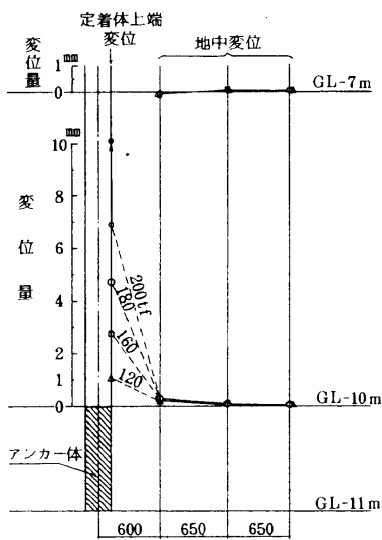


図3.12 定着体上端変位と地中変位の分布(A3')

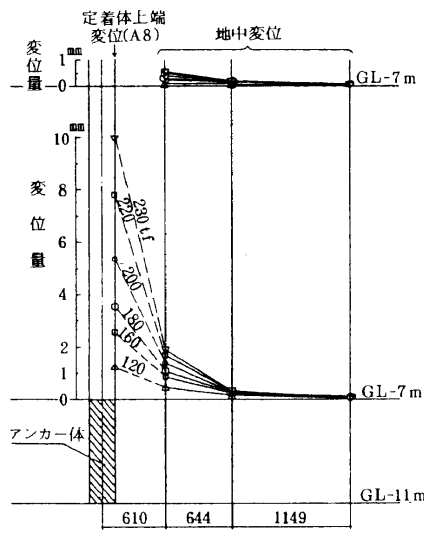


図3.13 定着体上端変位と地中変位の分布(A7, A8)

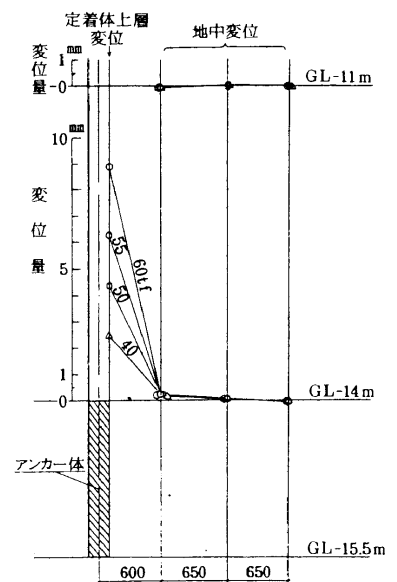


図3.14 定着体上端変位と地中変位の分布(C2)

影響が若干大きい地点は、アンカー芯から約60cmの位置のみで、アンカーの破壊があまり大きな範囲に広がらず、ほぼアンカー近傍での摩擦切れであったと考えられる。

また、後日の掘出し調査結果から、アンカーが地盤に与える影響は、アンカー体径よりもアンカー体の凹凸の程度の方が大きいことが判った。

(e) 定着体のひずみ度測定結果を図3.15～図3.18に示すが、ひずみ度の分布は、下部が大きく上部が小さい典型的な圧縮型アンカーの特徴を示し、上下間の変位差が小さいことから、アンカー体がほぼ剛体的に変位したものと考えられる。定着体のひずみ度測定結果から、最先端部（A断面）以外は定着体とグラウトは同一ひずみとし、グラウトの断面積は、掘出し観察結果または施工性試験結果で得られた値を採用し、グラウトの弾性係数は、圧縮試験結果から $1.5 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ として、アンカー体と地盤の摩擦応力度と定着体とグラウトとの付着応力度を推定した結果を表3.3に示す。

(i) アンカー体と地盤の最大摩擦応力度については、表3.3にアンカー頭部荷重の最大値から算出したものを示すが、ひずみ度測定結果から得られたA～B間の最大摩擦応力度の値（A7=23.5, A8=22.4 kgf/cm^2 ）と、変位量5mmの時のアンカー頭部荷重からアンカー体より上部の負担荷重を差引いた値から算出した値（A7=22.7, A8=22.9 kgf/cm^2 ）が比較的良好一致した。また、シルト岩層に定着したアンカーの最大摩擦応力度は、アンカー頭部荷重より17.0～19.6 kgf/cm^2 の値を得たが、一軸圧縮強度の $q_u/2 = 15.0\text{kgf/cm}^2$ および三軸圧縮試験結果の拘束圧の高い時の値 $\tau_{\max} = 20.0\text{kgf/cm}^2$ 程度とよく対応している結果となった。

(ii) 定着体とグラウトの最大付着応力度は、A7, A8アンカーのA～B間で60 kgf/cm^2 程度の高い値が得られたが、アンカー体径が削孔径の1.47倍（被り厚64mm）となったこと、グラウトが加圧され脱水し高強度のものとなったこと、およびアンカー体と地盤が滑る時に発生するダイレタンシー効果により拘束圧が増大したことに起因するものと推測される。

(f) 掘出し観察の結果A3'アンカーの破壊状況は、定着体の下端から2番目のリブ位置でグラウトがリング状に割れて先端部ナットが抜け上がり、定着体より上の部分でグラウトが破壊され下から上にもぐり込んでいる様子が観測された。また、グラウトには縦方向の割裂ひび割れがみられたが、リブ付近の圧壊は見られず、0.04mm以下の細かいせん断ひび割れが所々に見られるのみであった。シルト岩層に定着したB2アンカーの場合もほぼ同様であるが、アンカー全長にわたって縦に滑った跡が見られ、グラウト表面から1～2mm地盤側に入った所で滑っていることが判った。

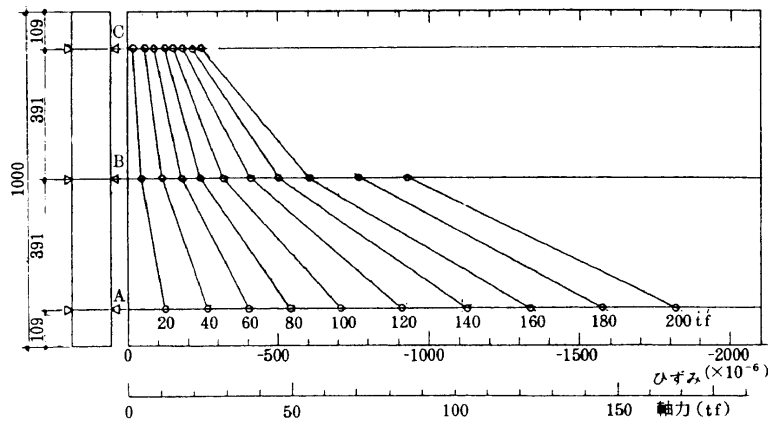


図3.15 定着体のひずみ分布 (A 7)

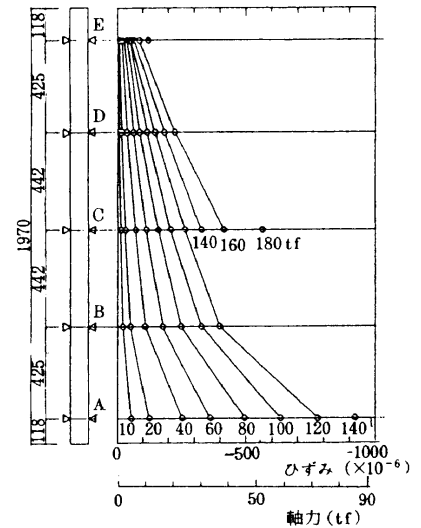


図3.16 定着体のひずみ分布(B 2)

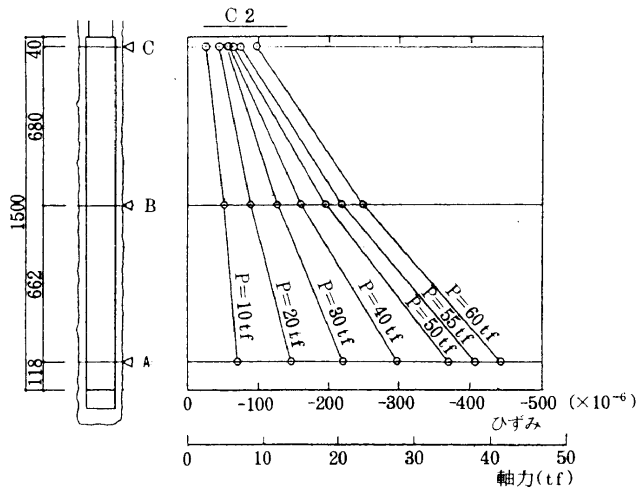


図3.17 定着体のひずみ分布 (C 2)

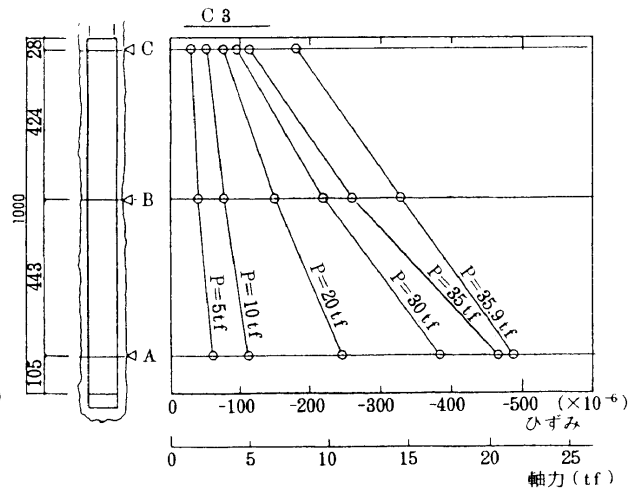


図3.18 定着体のひずみ分布 (C 3)

表3.3 引抜き試験結果一覧表

試験体 記号	引張り材の タイプ	定着地盤	削孔径 (mm)	削孔長 (m)	定着長 (m)	引張り材の 規格降伏荷重 Tys (tf)	最大試験 荷重 (tf)	極限の 確認	最大摩擦応力度 τ_{ug} (kgf/cm ²)	最大付着応力度 τ_{us} (kgf/cm ²)
A 3	F270	砂れき	170	11	1	226.2	220.3	×	41.2 (28.0 ^{*1})	57.4
A 3'	"	"	"	"	"	"	200.2	○	37.4 (34.4 ^{*2})	52.2
A 4	F130	"	135	"	"	110.4	120.0	×	28.3 (15.3 ^{*1})	43.9
A 7	F270	"	170	"	"	226.2	230.0	×	43.1 (29.3 ^{*1})	60.0
A 8	"	"	"	"	"	"	230.0	×	43.1 (29.3 ^{*1})	60.0
B 2	"	シルト岩	"	24	2	"	196.8	○	18.4 (17.0 ^{*3})	25.6
B 3	F130	"	135	"	1	110.4	120.0	×	22.3 (20.8 ^{*4})	43.9
C 2	F270	砂	170	16	1.5	226.2	60.0	○	7.49 (6.37 ^{*5})	10.8
C 3	F130	"	"	"	1	110.4	35.9	○	8.26 (6.37 ^{*6})	13.8

但し、最大摩擦応力度の値は、削孔径で換算したものであり、()内の値はアンカー体径を※1～※4では掘出し観測結果、※5、※6は推定してそれぞれ※1：250mm、※2：185mm、※3：184mm、※4：145mm、※5：200mm、※6：160mmとして換算した結果である。

3.4.2 引張り試験

(1) 試験概要

常時使用荷重状態に於けるアンカー各部位の変形性状、定着体のひずみ性状を確認するために、砂れき層およびシルト岩層において引張り試験を実施した。アンカー定着長は砂れき層で4 m、シルト岩層で6 mとし、砂れき層に定着したA 9, A10のアンカーは間隔1 mの2本のアンカーを同時に加力する群アンカー試験とした。載荷方法は初期荷重 P_0 を20tfとし、計画最大荷重 P_{max} を引張り材の規格降伏荷重 T_{ys} の0.9倍および0.85倍とする多サイクル（5サイクル）の繰返し載荷方式とし、荷重保持時間は引抜き試験と同様とした。表3.4に引張り試験用アンカーの諸元を、図3.19に測定位置と種類を示す。

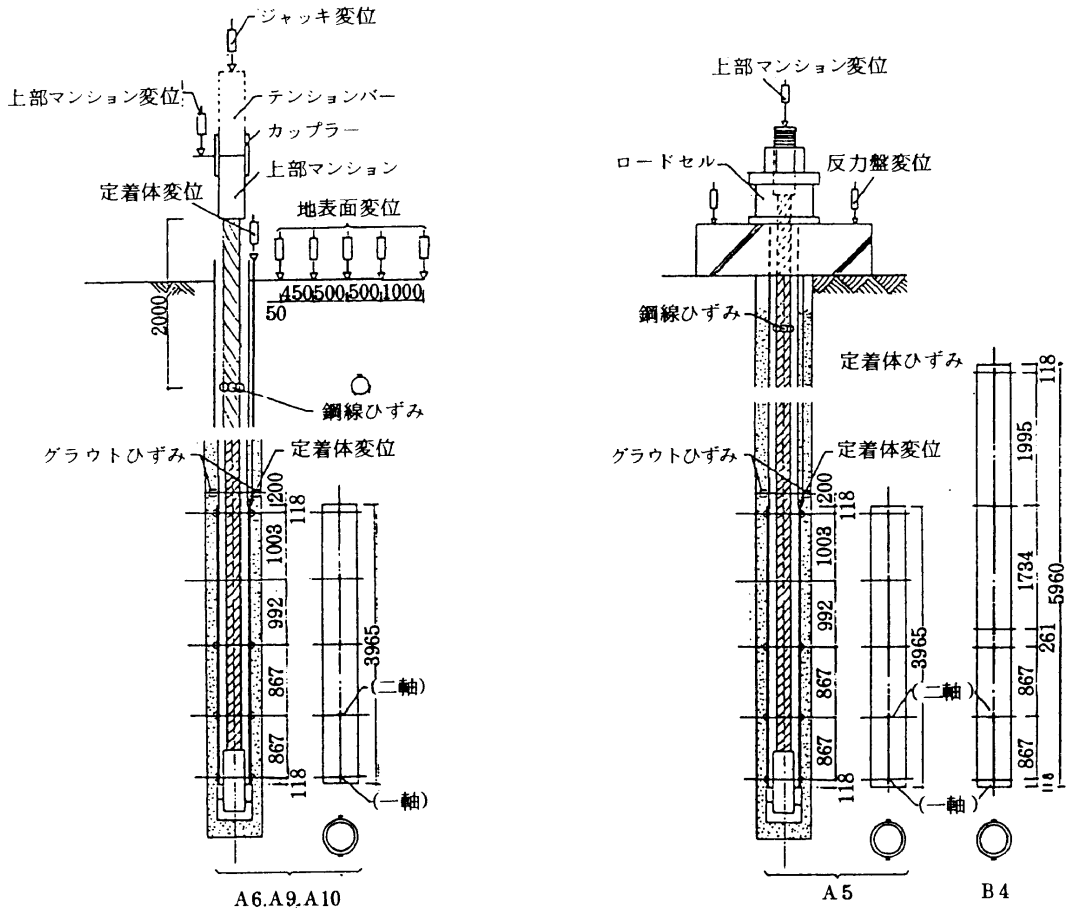


図3.19 引張り試験の測定位置と種類

表3.4 引張り試験用アンカーの諸元と計画最大荷重

試験体No.	定着地盤	削孔径 (mm)	アンカー定着長 (mm)	削孔長 (m)	種類	0.8 T_{ys} (tf)	0.9 T_{ys} (tf)
A 5, A 6, A 9, A10	砂礫	170	4.0	11.0	F200TC	133	149
B 4	シルト岩	170	6.0	24.0	F200TC	133	149

T_{ys} : 引張り材の規格降伏荷重

(2) 試験結果

- (a) アンカー頭部荷重と頭部変位の関係を図3.20に示すが、最大荷重時の塑性変位量は5～7 mm (定着体長の0.13～0.18%, 引張り材長の0.05～0.07%)程度と小さく安定しており、引張り材の弾性変位量の実測値は、短いアンカーでは計算値とよく一致し、長いアンカーでは、スライドパイプと引張り材間の摩擦損失により計算値の約88%程度となった。この事により、以降はスライドパイプの材質を硬質ポリエチレン管に変更することとした。
- (b) アンカー頭部荷重と定着体上端変位との関係を、引抜き試験と引張り試験で比較したものを図3.21に示すが、引張り試験(定着長4 m)の最大荷重時の定着体上端変位量は、引抜き試験(定着長1 m)の同一荷重時変位量の約1/4程度となっている。また、最大荷重時で0.4～0.7 mmの範囲で安定しており、単アンカーと群アンカーとの間に顕著な差は認められなかった。

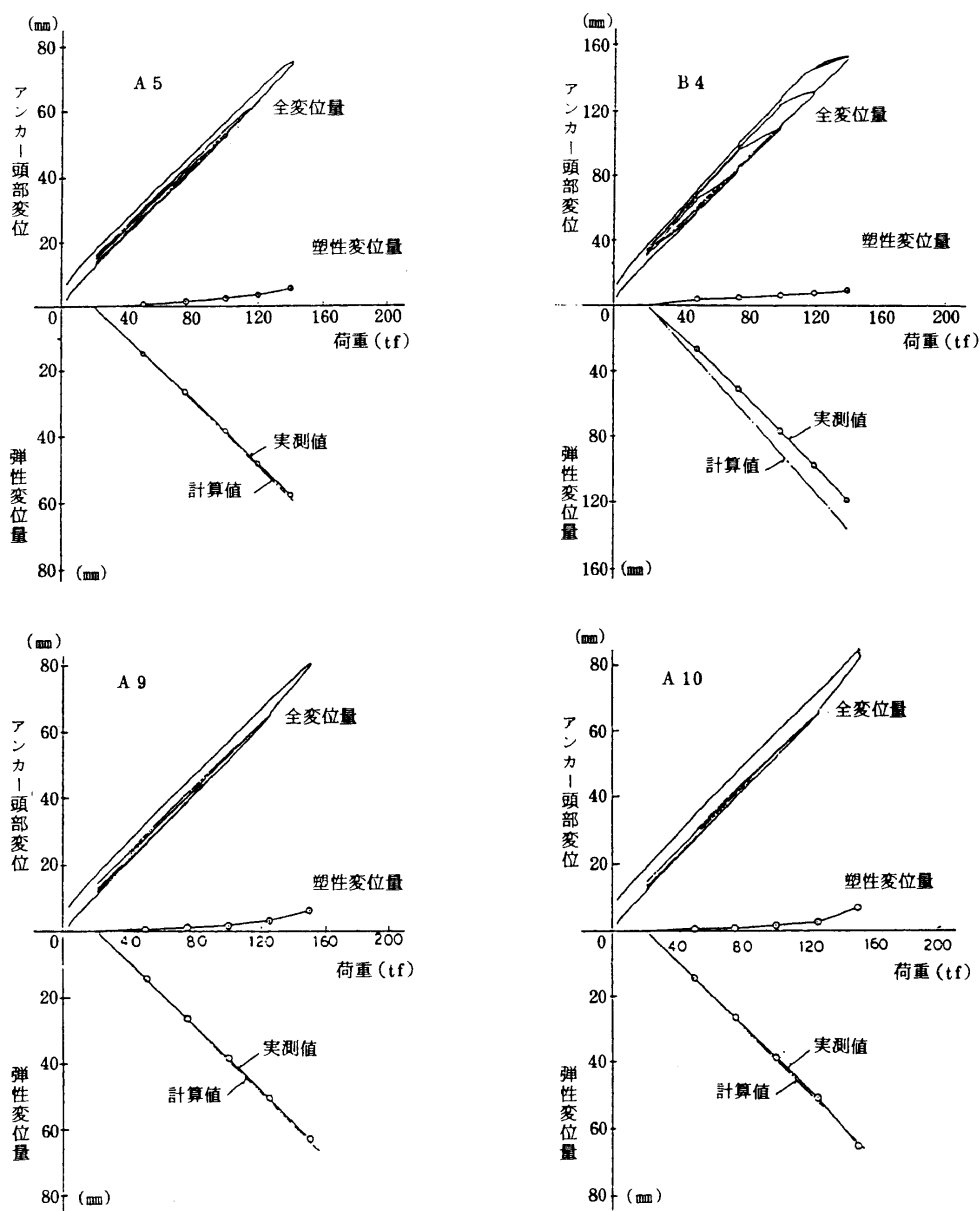


図3.20
アンカー頭部荷重-頭部変位関係

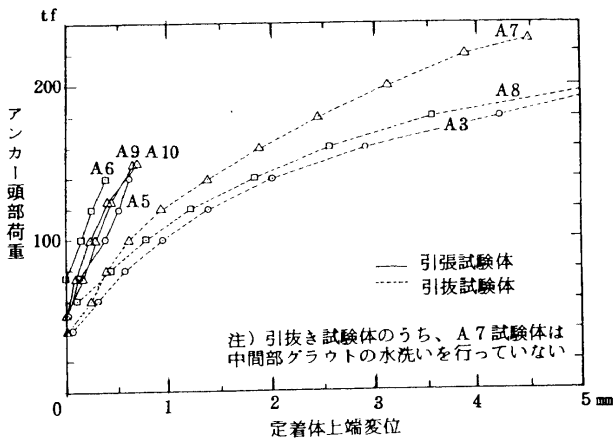


図3.21 アンカー頭部荷重—定着体上端変位関係(引抜き試験体との比較)

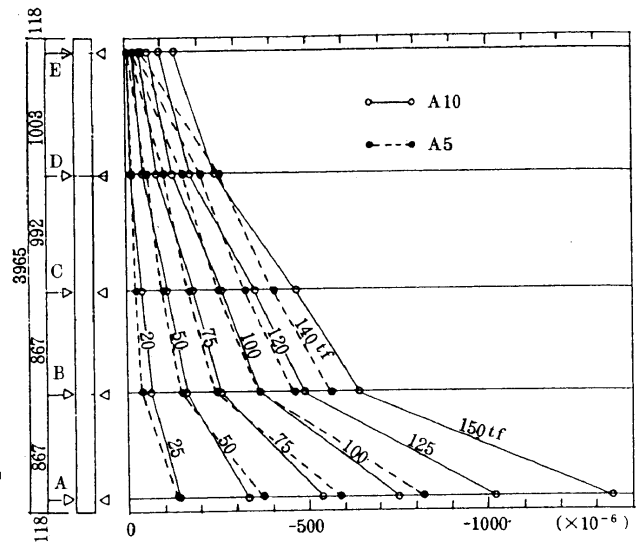


図3.22 定着体のひずみ度分布

- (c) 変位と時間の関係は、最大荷重時の頭部マンション上端位置のクリープ変位量がA10アンカーの1.6mmを除き1mm以下と小さく、Cs値では管理規準値とした2mm以下であった。
- (d) 群アンカーの地中変位量は、引抜き試験と同様の傾向を示した。
- (e) 定着体のひずみ度測定結果を図3.22に示すが、引抜き試験と同様にアンカー体と地盤との摩擦応力度を推定すると、砂れき層に定着したアンカー（定着長4m）の最大荷重時の摩擦応力度はアンカー体先端部（A～B間）で7～10kgf/cm²程度となり、引抜き試験のアンカー（定着長1m）の極限摩擦応力度22～23kgf/cm²の約1/3となっている。また同様に最大荷重時の付着応力度は、アンカー先端部（A～B間）で10～20kgf/cm²程度、アンカー体中間部～上部（B～E間）で3～6kgf/cm²程度となっている。

3.4.3 繰返し引張り試験

(1) 試験概要

繰返し荷重状態でのアンカー各部位の変形性状および定着体のひずみ性状を確認するために、砂れき層において繰返し引張り試験を実施した。試験アンカーは引張り試験を実施したA6アンカーを利用し、繰返し引張り試験の初期荷重 P_0 を115tf (0.75Tys) とし ± 25 tf (± 0.15 Tys) の50回繰返し載荷とし、荷重保持期間、試験装置および測定位置は引張り試験と同様とした。

(2) 試験結果

- (a) アンカー頭部荷重と頭部変位の関係を図3.23に、繰返し回数と頭部マンション上端変位の増分関係を図3.24に示すが、最大荷重時の頭部マンション上端変位の増加は約1.6mmであり、50回目の変位量増分値の1回目の変位量に対する割合は、0.07%と極めて小さい値を示し、繰返し回数が35回を超えるとほぼ一定値に収束する傾向が認められ、安定した変形性状を保っている。

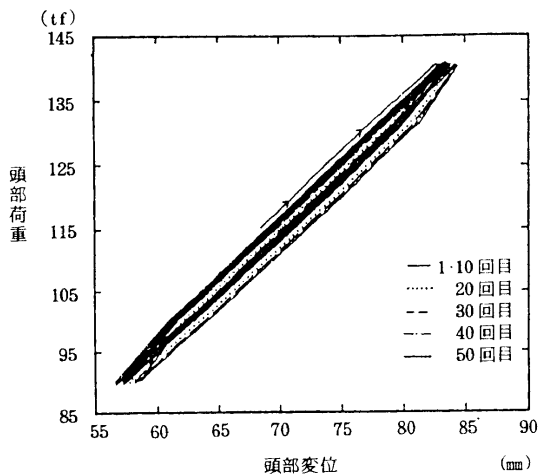


図3.23 頭部荷重-頭部変位の関係 (繰返し回数50回)

るといえる。

(b) 繰返し回数と定着体上端変位の増分関係を図3.25に示すが、最大荷重時の定着体上端変位の増加は約0.16mmと極めて小さく、35回を越えると一定値に収束する傾向が認められる。

(c) 繰返し回数とひずみ度の増分関係を図3.26に示すが、各部分のひずみ度とも変位量と同様の傾向を示し、定着体のひずみ度から定着体の軸力増分を換算した結果、定着体下端で約5tf、上端で約0.7tfと小さな値であり安定した値を示している。

3.4.4 長期安定性試験

(1) 試験概要

アンカーの長期特性を把握するために砂れき層およびシルト岩層に定着した4本のアンカーについて、緊張定着後3ヶ月間の長期測定による経時変化を観測した。試験アンカーは引張り試

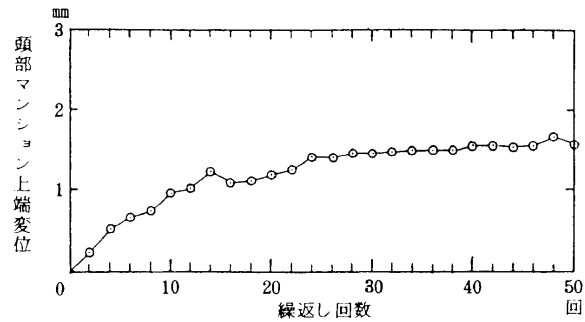


図3.24 繰返し回数-頭部マンション上端変位の増分関係 (P=140tf時)

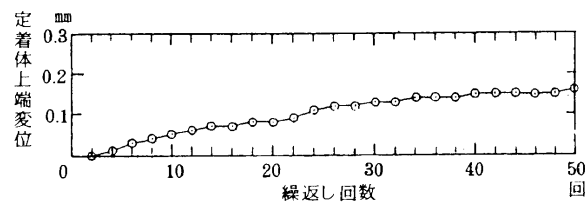
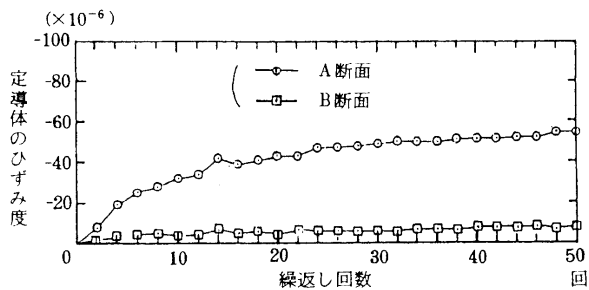
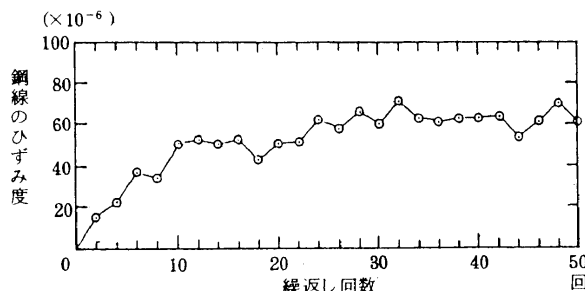


図3.25 繰返し回数-定着体上端変位の増分関係 (P=140tf時)



繰返し回数-定着体のひずみ度の増分関係 (P=140tf時)



繰返し回数-鋼線のひずみ度の増分関係 (P=140tf時)

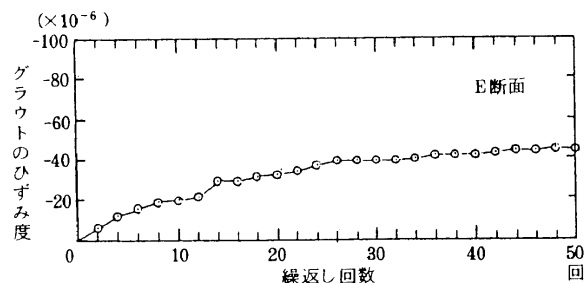


図3.26 繰返し回数-グラウトのひずみ度の増分関係 (P=140tf時)

験に使用したA 5, A 9, A10およびB 4を利用し、133tf (0.8 Tys) で定着した。载荷スケジュールと計測時間の間隔を図3.27と表3.5に示し、測定項目の一覧表を表3.6に示す。

表3.5 計測時間の間隔

経過時間	時間間隔
定着完了後～ 60分後	1分
60分後～ 360分後	10分
360分後～5000分後	50分
5000分後～ 90日後	3時間

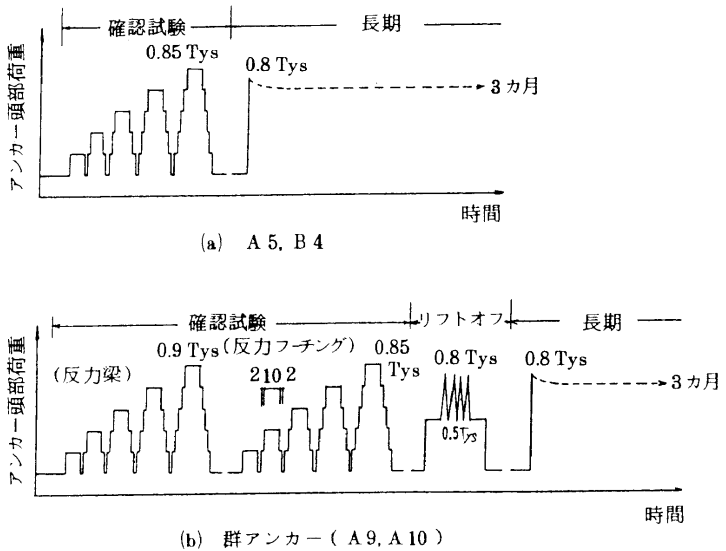


表3.6 測定項目一覧表

項目	測定器
アンカー頭部荷重	ロードセル
アンカー頭部変位	変位計
基礎の変位	変位計
定着体上端変位	変位計
定着体のひずみ度	ひずみゲージ
鋼線のひずみ度	ひずみゲージ
グラウトのひずみ度	モールドゲージ
定着体の温度	熱電対
鋼線の温度	熱電対
グラウトの温度	熱電対
ロードセルの温度	熱電対
基準梁の温度	熱電対
地中の温度	熱電対

図3.27 载荷スケジュール

(2) 試験結果

(a) アンカー頭部荷重については、測定開始後10日程度はアンカーの長さの違いや、事前に実施した試験の荷重履歴の影響により各アンカーで多少異なっているが、それ以降は同じ傾向を示し、3ヶ月間の荷重減少量は約4.3～5.6tfであり、初期荷重に対する割合は3.2～4.2%であった。試験結果より、65年経過後の荷重減少量の予測値は図3.28に示す通り約10.9～12.0tfとなり、初期緊張力に対する減少率は8.2～9.0%となった。

(b) 変位量については、定着体上端変位が殆ど変化なく安定した状態であった。

(c) 定着体のひずみ度は、先端部と上端部にあまり変化はなく中央部で若干増加し、定着体全体の応力分布が安定するように変化している。

3.4.5 リフトオフ試験

(1) 試験概要

緊張力を導入して定着されたアンカーの定着ナット、および基礎に引抜き力が作用した場合の変位性状を確認するためにリフトオフ試験を実施した。試験アンカーは引張り試験を実施したA 9, A10の群アンカーを利用し、定着時緊張力を約83tf (0.5Tys) とした。定着ナットのリフ

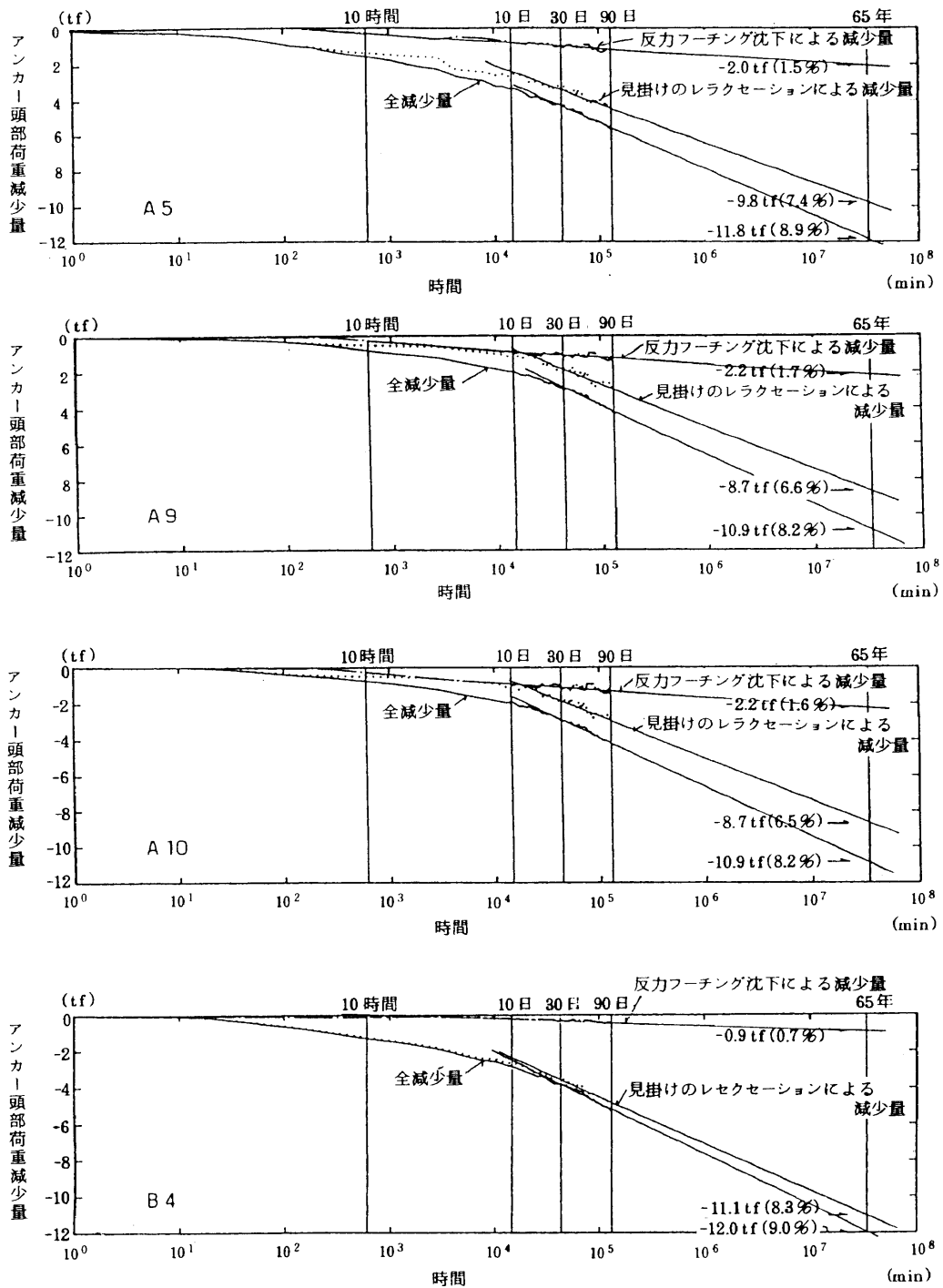


図3.28 65年後のアンカー頭部荷重の予想

トオフ試験は反力を基礎フーチングとし、基礎のリフトオフ試験は反力ブロックを使った。また、事前は無緊張時の基礎のリフトオフ試験を行い、基礎自重や基礎周面摩擦力の影響をW1（理想化した引抜き力と基礎変位曲線の第一折れ点の荷重）と、W2（引抜き力が一定になった時の荷重）の2種類の評価で確認してから試験を実施した。

(2) 試験結果

(a) 定着ナットのリフトオフ試験

図3.29に示す通り、アンカー頭部変位、緊張力共に定着時緊張力（Pt）までは殆ど変化なく、Ptを超えてからは急激に大きくなり、アンカーのバネ定数の逆数に比例して変化し、一点鎖線で示した理論曲線とよく一致している。また、接地圧の変化は定着時緊張力まで殆どなく、それ以降は荷重の増大に伴って直線的に増加している。

(b) 基礎のリフトオフ試験

図3.30に示す通り、定着時緊張力Ptに基礎重量Wを加えた荷重までは、基礎の変位、緊張力とも小さく、アンカーのバネ定数（Ka）に地盤のバネ定数（Kg）を加えた値の逆数に比例して変化し、それを超えると急激に大きくなりアンカーのバネ定数の逆数に比例して変化し、一点鎖線で示した理論曲線とよく対応している。また、引抜き力と接地圧変化の関係は、離間荷重付近まで直線 $K_g \cdot L / (K_a + K_g) \cdot A$ に沿って減少しそれ以降は変化していない。

(c) 基礎のリフトオフ試験結果は、基礎の引抜き力（Tf）、変位（Df）、緊張力（Pf）、定着ナットのリフトオフ試験の引抜き力（Tn）、アンカー頭部変位（Dn）、緊張力（Pn）とすると、定着ナットのリフトオフ試験結果から、以下の方法で求めることができる。

離間前

$$T_f = T_n + W, \quad D_f = T_f / (K_a + K_g) + D_n, \quad P_f = T_f \cdot K_a / (K_a + K_g) + P_n$$

離間後

$$T_f = T_n + W, \quad D_f = D_n, \quad P_f = P_n$$

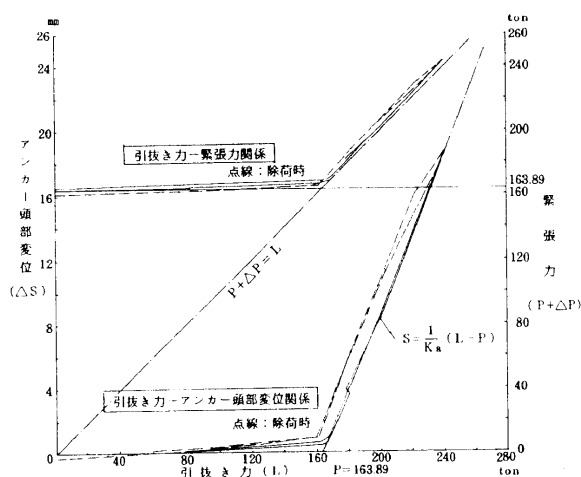


図3.29 定着ナットのリフトオフ試験（A9, A10アンカーの合計）引抜き力-アンカー頭部変位、緊張力関係

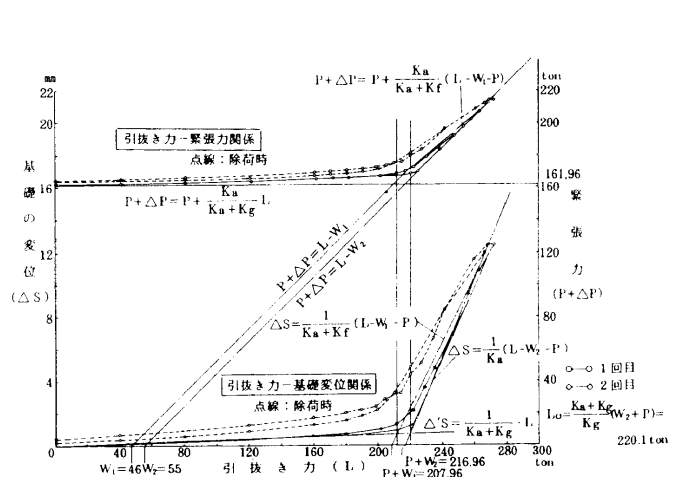


図3.30 基礎のリフトオフ試験 引抜き力-基礎変位、緊張力関係

3.4.6 振動試験

(1) 試験概要

アンカーによって緊張された基礎の振動性状や、緊張力の変化を調査するためにアンカーの緊張力を一本当たり 0 tf, 30tf (基礎支持地盤耐力の約 1 / 3) および 70tf (基礎支持地盤耐力約 2 / 3) と変化させて振動試験を実施した。試験アンカーは F130TC タイプを 2 m 間隔で打設した A11, A12 を使用し、基礎は GL-0.7m のローム層に支持させた縦横 3.5m, 高さ 1 m の大きさのものとした。加振方向は水平, 上下の 2 方向で、起振機の偏心モーメントを 52.43kgf・cm の一定値とし、振動数を 3~30Hz で行った。起振機 (EX-400DL) は直列配置・三軸不平衡重錘反転式で、起振力の位相がパルス波形で得られるようになっており、振動計 (MTKH&V) は変位・速度切替え方式の常時微動計で、最高感度 (変位) は 5 万倍である。

(2) 試験結果

(a) 基礎の振動性状

(i) 各測定点の共振曲線と振動モード

水平加振時には、スウェイ成分とロッキング成分が卓越して両者の連成振動となっており、水平変位は基礎上面で測定している関係で、スウェイ成分とロッキング成分が含まれ、多少ねじれの影響も受けている。

(ii) 基礎のスウェイ、ロッキングおよび上下動成分の振幅・位相特性

基礎の 4 隅の測定結果を用いて、水平加振時のスウェイ変位、ロッキング角および上下加振時の上下動変位を下式を用いて計算した結果を図 3.31~図 3.33 に示すが、これからの図から、各成分ともアンカーの緊張力が増すと共に卓越振動数が高振動数側にずれ、振幅が小さくなっていることが判る。

水平加振時

$$U_x = \Sigma (X_i) / 4 - \theta R \cdot h$$

$$\theta R = \{ (Z_1 - Z_3) / L_{13} + (Z_2 - Z_4) / L_{24} \}$$

上下加振時

$$U_z = \Sigma (Z_i) / 4$$

U_x : 基礎のスウェイ変位 X_i : 基礎上面の水平変位の測定値

θR : 基礎のロッキング角 Z_i : 基礎上面の上下変位の測定値

U_z : 基礎の上下動変位 h : 基礎高さ

L_{13}, L_{24} : 上下変位測定間の距離

(iii) 地盤の逆算バネと減衰定数

地盤-基礎連成系モデルを単純なバネ-マス系 (スウェイ-ロッキングモデル) にモデル

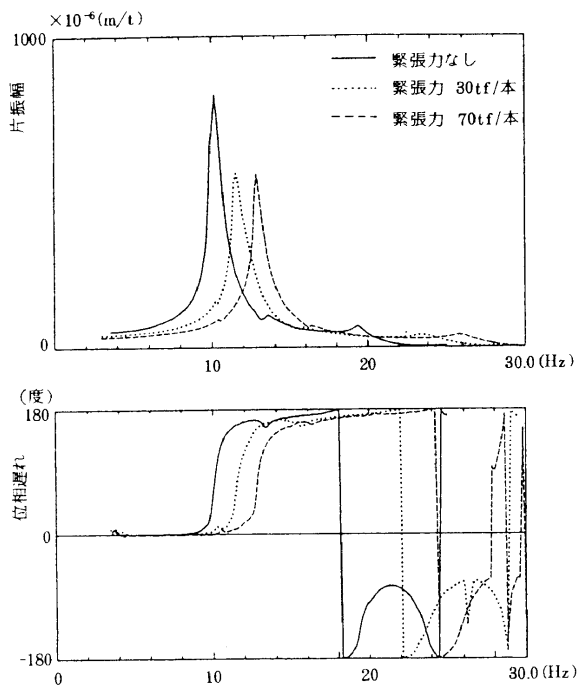


図3.31 共振曲線および位相曲線
(sway変位)

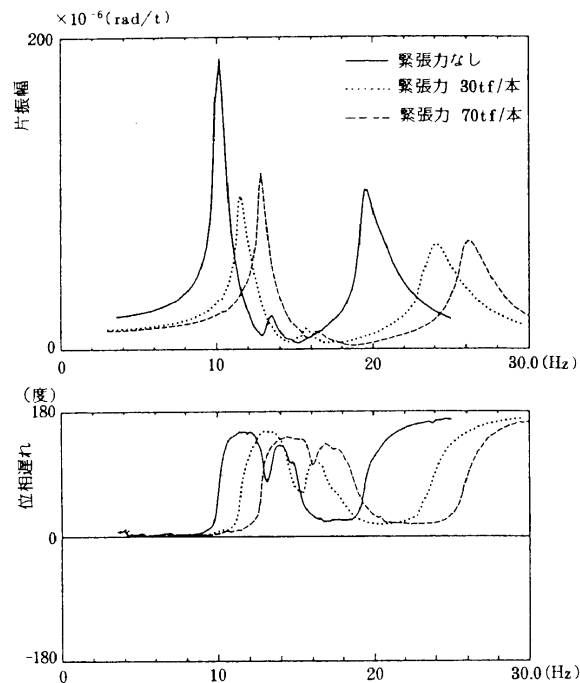


図3.32 共振曲線および位相曲線
(rocking角)

化した場合の運動方程式と、実験で得られた振幅・位相特性から地盤の動的バネと減衰定数を逆算した結果、いずれのバネ定数も卓越振動数よりも高振動数側では、振動数による依存性が強くかなり波打つ結果となったが、これは地盤が複雑な成層地盤であったことに起因するものと考えられる。動的バネの実部は、アンカーを緊張することによって増大するが、振動数依存性の全体的な傾向は変わらない。地盤の付加質量を動的バネの実部の振動数依存性から評価すれば、緊張力による差はあまり大きくないといえる。また、卓越振動数における減衰定数はアンカーの

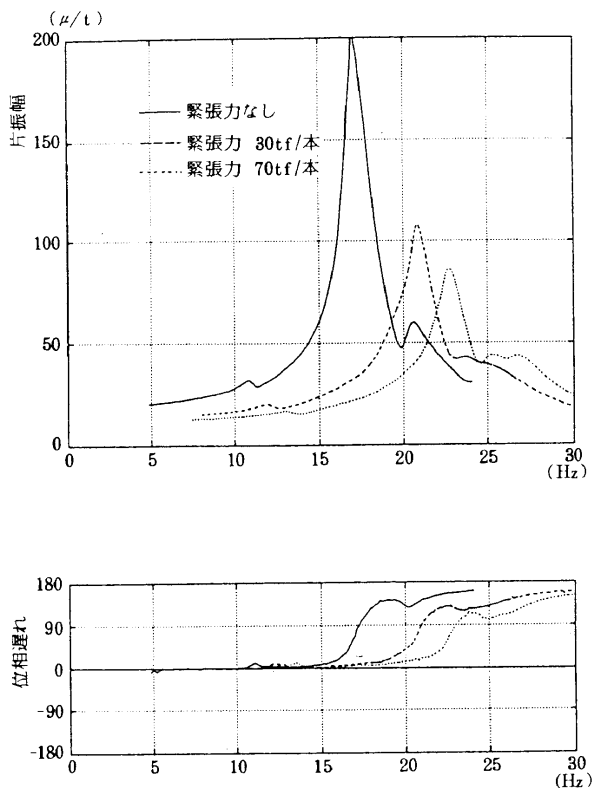


図3.33 共振曲線および位相曲線
(上下動変位)

緊張力によって僅かに大きくなる程度であった。

バネマス系にモデル化した場合の運動方程式

水平加振時

$$M(U_x + 0.5h \cdot \theta R) + KH \cdot U_x = F_0$$

$$I \cdot \theta R + KR \cdot \theta R + 0.5h \cdot M \cdot U_x = F_0 \cdot d$$

上下加振時

$$M \cdot U_z + KV \cdot U_z = F_0$$

減衰定数

$$hH = KH(i) / 2KH(r)$$

$$hR = KR(i) / 2KR(r)$$

$$hV = KV(i) / 2KV(r)$$

KH : スウェイバネ	hH : スウェイに対する減衰定数
KR : ロッキングバネ	hR : ロッキングに対する減衰定数
KV : 上下バネ	hV : 上下動に対する減衰定数
M : 基礎の質量	I : 基礎の回転慣性
F ₀ : 加振力	d : 加振点高さ
h : 基礎高さ	

(b) アンカーの緊張力の変動

(i) 基礎の上下動およびスウェイ・ロッキングとアンカー緊張力の変動

上下動の卓越する振動数で、実験から得られた実振幅 U_z とアンカーのバネ定数 K_a から、アンカー頭部荷重の変動量を逆算した結果、0.11程度となり実測値とよい対応を示した。

(ii) 緊張力の経時変化

図3.34に緊張力の経時変化を示すが、定着時緊張力による基礎沈下が原因の緊張力減少量が大きく観測されたが、頭部ナットの回転は全く認められなかった。アンカー定着部が加振位置よりかなり深く、振動が減衰して殆ど定着部の摩擦抵抗に影響しないこと、振動による変位量が小さいため引張り材に大きな変動荷重が入らないこと等の理由によりアンカー頭部および定着部に緩みが生じない結果となったと考えられる。

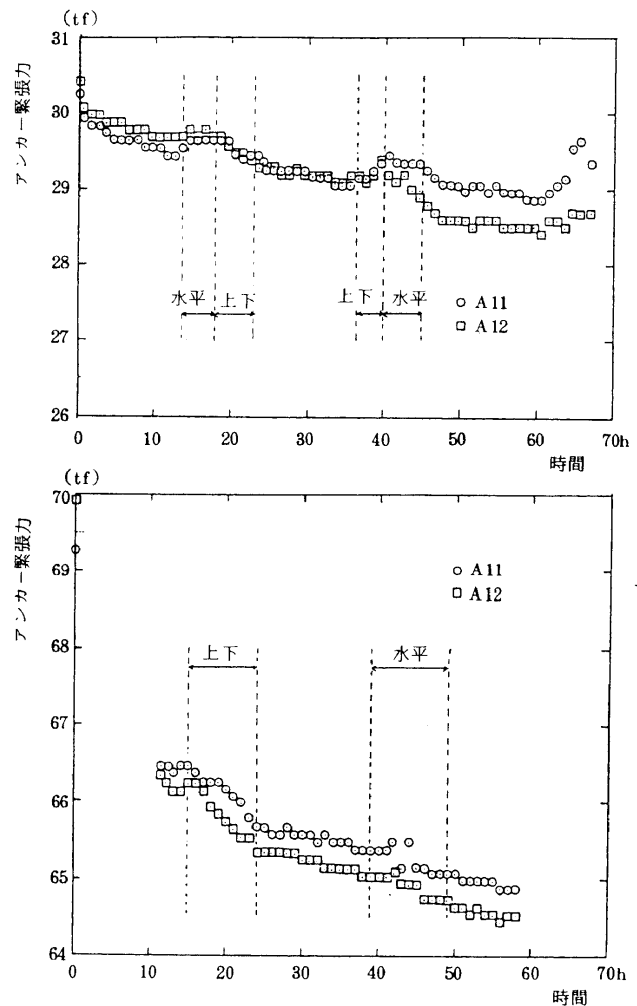


図3.34 緊張力の経時変化

4. 室内試験

4.1 定着体とグラウトの付着試験

(1) 試験概要

定着体とグラウトとの付着抵抗を調べるために、室内において定着体のリブ角度、表面塗装の有無、拘束圧等をパラメータとした二次元モデルの一面せん断型試験を行った。図4.1に試験体詳細図を示すが、載荷方法は、極限荷重まで0.1tfピッチで載荷し、各段階での荷重保持時間は0.5分とした。

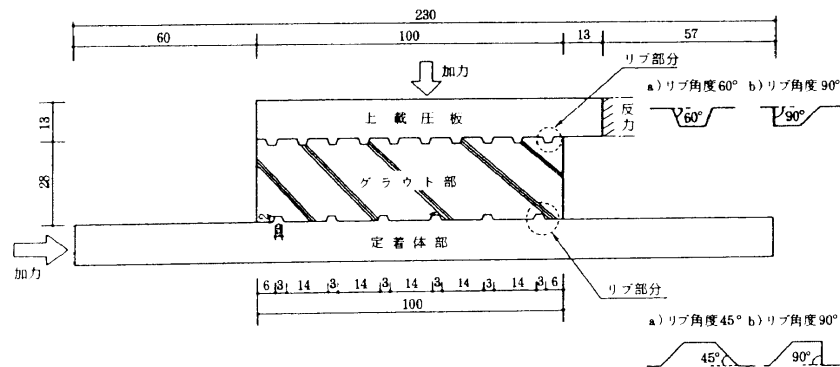


図4.1 試験体詳細図

(2) 試験結果

表4.1に試験結果一覧表を示す。

- (a) 破壊性状は図4.2に示す3パターンであり、いずれの場合も相対変位量0.5mm前後で終局状態となった。リブ角度45°の場合は殆どがすべり上がりによる破壊であるが、しかし、実際には円筒状のグラウトで覆われ外周部から拘束荷重を受けているので、このような破壊モードとはならないものと考えられる。
- (b) 拘束圧と付着抵抗力の関係は、試験結果から求められた回帰式(図4.3)で表されるが、既往の試験結果(軸対称型)に比べ、同じ拘束圧に対して付着抵抗力が小さい値を示している。事前に行ったFEM解析結果から軸対称型の場合は、グラウトがせん断破壊する前に応力集中した端部リブ部分のグラウトが破壊され、一面せん断型では、グラウトのせん断により破壊したのと考えられ、実際の地盤中の状態をよく再現していると思われる。

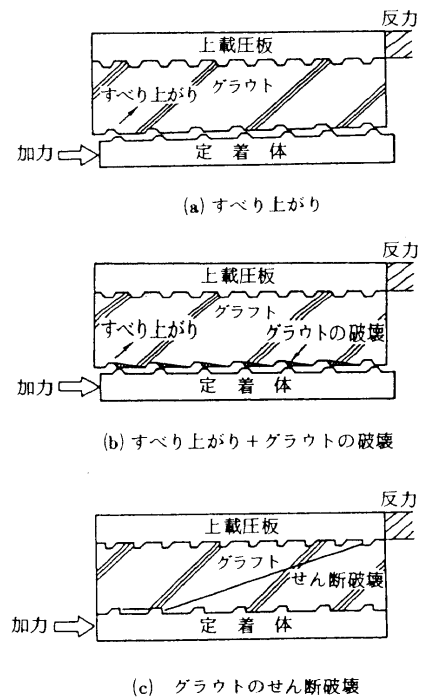


図4.2 破壊パターン

表4.1 付着力試験結果一覧表

リブ角度	塗装有無	繰返し回数 (回)	グラウト厚さ t (cm)	付着長さ L (cm)	W/C (%)	拘束圧 σ (kgf/cm ²)	付着抵抗力 r (kgf/cm ²)	破壊** 性状					
第1回目実験 45°	有	1	2.4	10	50	2	7, 8	a, a					
					50	4	12, 13, 15, 16	a, b, a, a					
					60	4	10, 11	a, a					
				15	4	13, 3, 14, 7	a, a						
					50	4	12, 13	a, a					
						4	10, 12	a, a					
			2.4	10	40	4	10, 12	a, b					
					50	6	14, 15, 19	a, b, a					
					8	17, 17, 21	a, a						
					8	17	a						
				40	8	19	a						
					10	21, 21	b, a						
					50	4	11	a					
					8	17	a						
第2回目実験 90°	無	1	2.4	10	50	2	9, 11	a, b					
					50	4	13*, 18, 22*, 22	a, b, b, b					
					6	15, 17	a, a						
				8	22, 26	a, b							
					50	4	11	a					
						8	17	a					
			2	9, 11		a, b							
			4	13*, 18, 22*, 22		a, b, b, b							
			2.4	10	6	15, 17	a, a						
					8	22, 26	a, b						
					50	4	11	a					
						8	17	a					
				2		9, 11	a, b						
				4		13*, 18, 22*, 22	a, b, b, b						
第2回目実験 90°	有	1		2.4	10	50	2	14, 17	c, c				
						50	4	19, 21	c, c				
			若材合			4	16, 18.5	c, c					
			20		4	19, 22.5	c, c						
					50	4	16	c					
						6	22, 24	c, c					
			2.4	10	8	23, 29	c, c						
					4	18	c						
					50	4	20, 20	c, c					
						8	26, 29	c, c					
				第2回目実験 90°		無	1	2.4	10	50	2	14, 17	c, c
										50	4	19, 21	c, c
					若材合					4	16, 18.5	c, c	
					20				4	19, 22.5	c, c		
50	4	16	c										
	6	22, 24	c, c										
2.4	10	8	23, 29		c, c								
		4	18		c								
		50	4		20, 20			c, c					
			8		26, 29			c, c					

*は1回目実験 ** a: すべり上がり, b: すべり上がり+グラウトの破壊, c: グラウトのせん断破壊

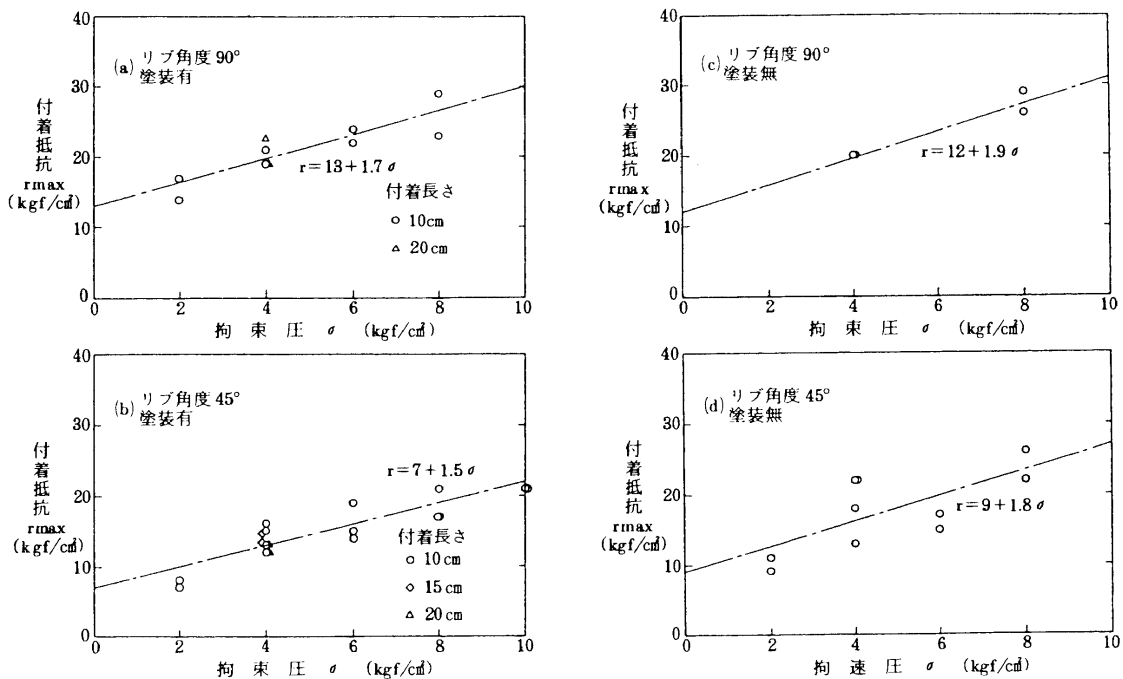


図4.3 拘束圧と付着抵抗の関係

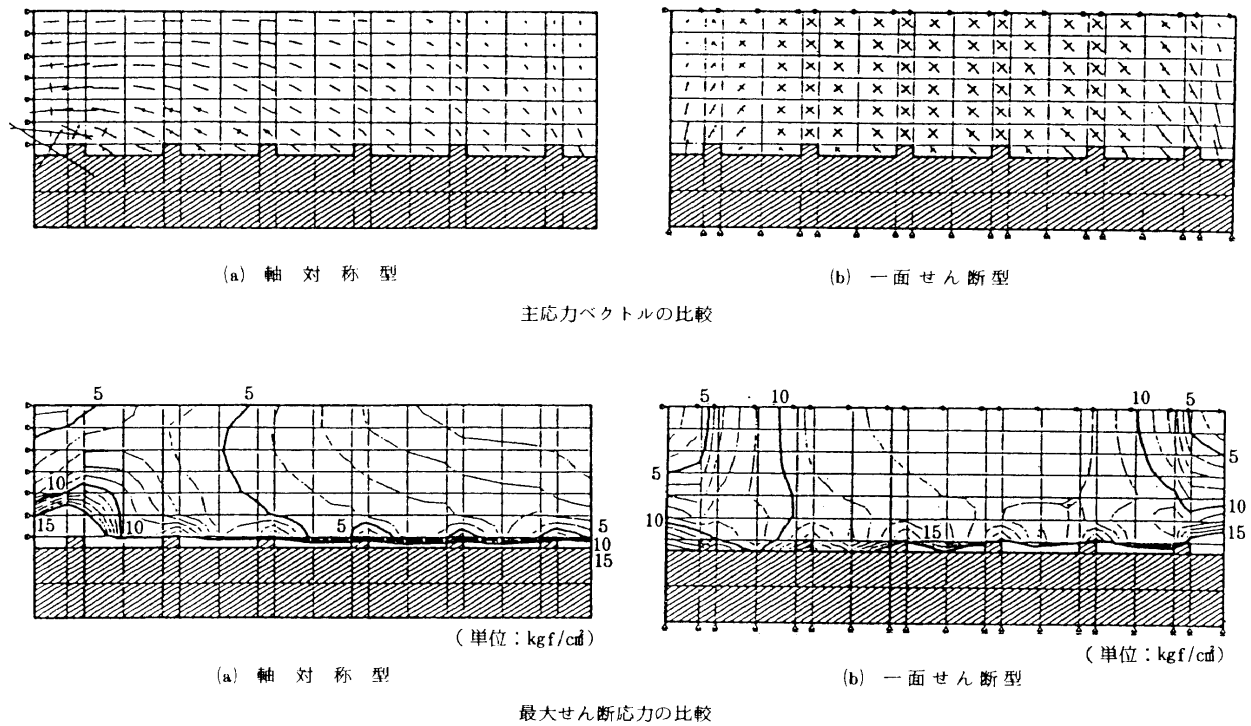


図4.4 軸対称型と一面せん断型の比較

- (c) リブ角度の影響は、エポキシ樹脂塗装を施した場合に破壊性状、付着抵抗ともに影響を受け90°のものが45°のものに比べ1.37~2.07倍の付着抵抗を示し、塗装のない場合には1.07~1.15倍とあまり影響されなかった。
- (d) 付着長さを長くすると長さに比例した付着抵抗が得られ、グラウトの圧縮強度が増加するとリブ角度90°の場合に付着抵抗が増加し、また、グラウト厚さを厚くするとグラウトのせん断長さが長くなるにも関わらず付着抵抗が多少低下した。
- (e) 繰り返し载荷による付着抵抗への影響は、ほんの僅かであった。

4.2 グラウトの耐薬品性試験

(1) 試験概要

グラウトの腐食環境下における耐食性を調査するために、JIS原案「コンクリートの溶液による耐薬品性試験方法(案)」に準じて試験を行った。試験液はA:硫酸液(pH0.5), B:硫酸塩液(pH6.7)およびC:硫酸+硫酸塩液(pH0.5)とし、使用セメントは、耐硫酸塩ポルトランドセメント(SRセメント), 普通ポルトランドセメント(Nセメント)およびフライアッシュセメントB種(FBセメント)とし、表4.2に示すパラメータで試験を実施した。

表4.2 パラメータ (a)

No	セメント種別	水セメント比 (%)	混和剤		試験液		
			銘柄	混和率(%)	種別	濃度(%)	
1	FBセメント	40	2000 WH	1.2	A	5	
2		45	NL 4000	2.0			
3		50		2.0			
4		40	2000 WH	1.2	水		
5		45	NL 4000	2.0			
6		50		2.0			
7	SRセメント	40	2000 WH	1.2	A	5	
8					B	10	
9					C	10	
10		45	NL 4000	2.0	A	5	
11					B	10	
12					C	10	
13		50	NL 4000	2.0	A	5	
14					B	10	
15					C	10	
16		40	2000 WH	1.2	水		
17		45	NL 4000	2.0			
18		50		2.0			
19		Nセメント	40	2000 WH	1.2	A	5
20						B	10
21						C	10
22			45	NL 4000	2.0	A	5
23						B	10
24						C	10
25	50		NL 4000	2.0	A	5	
26					B	10	
27					C	10	
28	40		2000 WH	1.2	水		
29	45		NL 4000	2.0			
30	50			2.0			

表4.2 パラメータ (b)

符号	試験液の種類	SO ₄ (mg/24)	pH
A	硫酸液 (H ₂ SO ₄ , 5%)	46.500	0.5
B	硫酸塩液 (MgSO ₄ +Na ₂ SO ₄ , 10%)	73.600	6.7
C	硫酸・硫酸塩液 [(H ₂ SO ₄ , 5%)+MgSO ₄ +Na ₂ SO ₄ , 10%]	120.100	0.5

(2) 試験結果

- (a) 外観観察結果は、C液A液の順で侵食が顕著でセメントの種類による差異はなく、B液は軽微な侵食でありSRセメントが優位性を示した。また、水セメント比が大きい程、浸漬材令が長期間になる程侵食の度合いが激しく、反応生成物は白色または灰白色の石膏を主成分とするものであった。
- (b) 長さ変化は、A液がC液より若干大きな膨張をし、B液はC液と同程度であり、Nセメント、FBセメント、SRセメントの順で膨張量が大きく、B液に対してSRセメントの優位性が認められた。また、水セメント比が大きい程、浸漬材令が長期間になる程膨張量が大きい傾向があった。
- (c) 侵食度については、各材令において脆弱部分を取り除く前後の質量減少率の脆弱度、および初期値に対する各材令における脆弱部分を取り除いた後の質量減少率の質量変化率について調査した。C液A液の順で侵食が激しく、B液では侵食を生じていない。脆弱度ではFBセメントが大きな侵食を受け、SRセメント、Nセメントで差異が認められず、水セメント比の大きいもの程、浸漬材令の長い程侵食量は増大する。質量変化率では、3種類とも同様な侵食傾向

を示し、水セメント比の影響は殆ど認められず、浸漬材令とともに侵食量が増大する。

(d) 曲げ強度については、試験液の種別、水セメント比の影響を殆ど受けず、FBセメントの強度低下率がSRセメント、Nセメントに比べ大きく、SRセメント、Nセメントは同程度の強度を示す。また、浸漬材令が14日まで強度が増大し、それ以降は減少する傾向が認められた。

(e) 圧縮強度については、試験液の種別、セメントの種別による差異は小さく、水セメント比が小さい程耐食性を示し、浸漬材令による差異は曲げ強度の同様の傾向を示した。

(f) 中性化については、セメントの種別、水セメント比および試験液の種別にかかわらず、グラウトの中性化は認められなかった。

(g) 動弾性係数については、水セメント比が小さい程、浸漬材令が進むほど大きくなる傾向を示し、水に浸漬したグラウトの動弾性係数と比較するとややと低い値となっている。

5. 暴露試験

アンカー構成部材およびアンカー頭部の耐久性を調査するために苛酷な自然条件である海水飛沫地帯での暴露試験を実施した。

(1) 試験概要

図5.1に示す試験体を8体制作り、試験体に60tf (0.54Tys) の緊張力を導入し、千葉市新浜町の千葉港内に1988年11月から暴露し、6ヶ月経過後に1体、15ヶ月経過後に3体、24ヶ月経過後に4体を調査することとした。調査項目は、外観検査、試験体解体後の構成部材の腐食状況調査および各部材の機械的性質、性状調査とした。

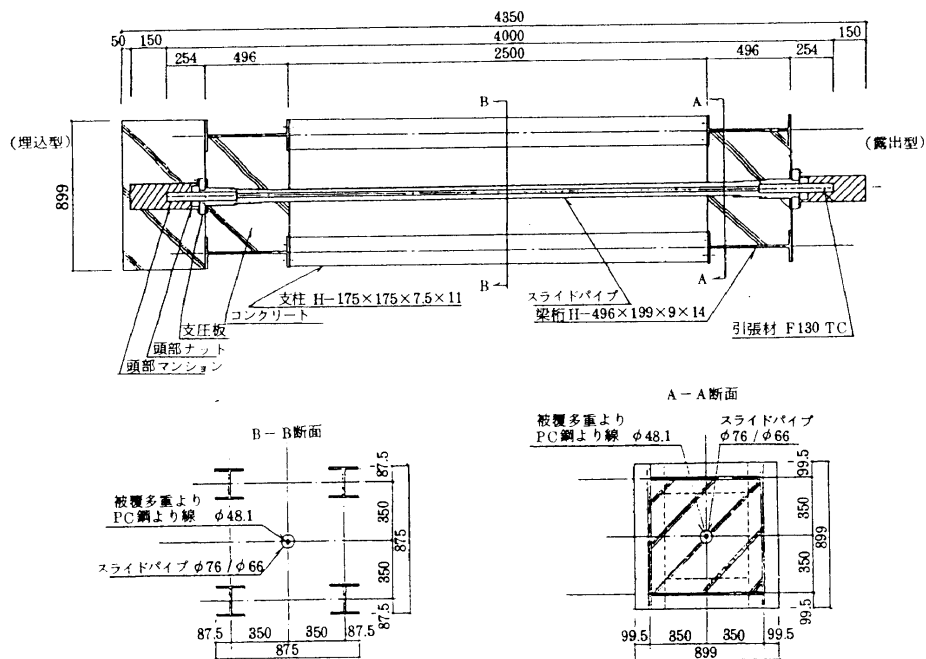


図5.1 暴露試験用供試体

(2) 試験結果

現在までに調査が完了している15ヶ月経過後までの結果を示す。

- (a) 鋼材の腐食率を調査するために一般構造圧延鋼材の試験片（100×300×12mm）を同じ場所に設置したが、平均発錆厚さ（0.9mm）から平均腐食率を算出した結果（0.72mm/年）となり、既往の文献の最大値に近く、暴露環境がかなり苛酷であることが判る。
- (b) 解体前の外観検査では、露出型の頭部キャップと支圧板の外気に接した部分が錆の進行が激しかった。また、一部の試験体では頭部キャップの注油口から防錆油の漏れが観察された。解体後の目視検査では、ジョイントピースの外側の最初のリブの手前に一部と支圧板下面の一部に発錆が見られた。また、支圧板からはみ出た部分のゴムパッキンの変色が認められた。ジョイントピースの部分は、実際の納まりでは定着部分のコンクリートに全面埋め込まれることとなり、リブの山を越して水分が内部に供給される事はないものと考えられる。また、支圧板のゴムパッキンの納まりがあまり良くないので、Oリングに変更することとした。
- (c) アンカー構成部材の強度・性状試験結果は、防錆油、Oリング・ゴムパッキン・スライドパイプ、引張り材および引張り材の被覆材について調査した結果、いずれの場合も初期値に対して殆ど変化がなかった。

6. 実設計への適用例

PTC本設地盤アンカーを地震時の転倒防止のために、設計手法上最も有効に利用した建物が東京都中央区の繁華街に近日建設される予定である。これは、PTC本設地盤アンカー工法の信頼性、有効性を理解された設計事務所および施主により採用が決定されたものであり、間口約4m奥行き約17mの敷地いっぱいに建設する、地下2階地上9階（H/Dが8を若干下回る）の杭基礎の杭の中にアンカーを打設して、地下工事時には、潜函工法のく体を沈める反力として使用し、最終的にはそれをく体に緊結して本設として利用する工法である。図6.1と図6.2に断面概要と杭およびアンカー配置を示す。

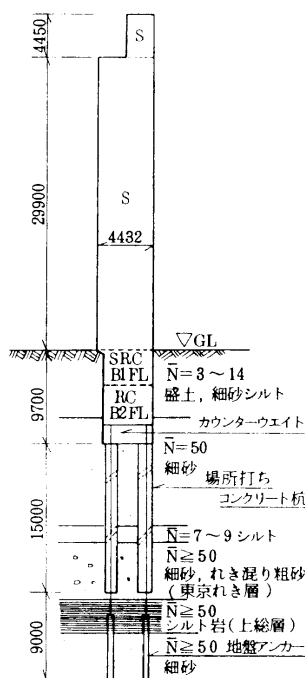


図6.1 断面概要

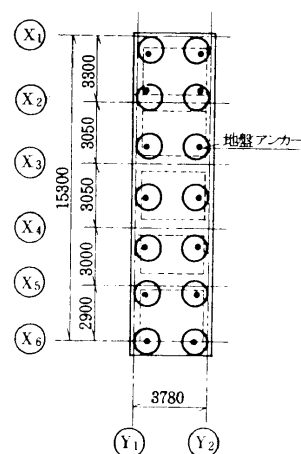


図6.2 杭及びアンカー配置

7. お わ り に

PTC本設地盤アンカー工法の施工性、構造力学特性、耐久性等を確認することを目的として実施した一連の実験について報告したが、今後は実施工数を増やし、データの収集、充実に努め、この工法の利用方法についても幅広く考えて行きたいと思っている。

また、現在はPTC本設地盤斜めアンカー工法について、(財)日本建築センターの評価を取得するために研究開発を続行中である。

尚、当工法の研究開発は、(財)日本建築センターの研究委員会（委員長：榎並 昭 日本大学教授、委員：岡本 伸 建築研究所部長、風間 了 早稲田大学教授、友沢 史紀 東京大学教授）の指導のもとに行われたもので、紙上にてお礼申し上げる次第であります。

また、当工法の開発グループは、総合建設請負業者として当社を含む、安藤建設(株)、住友建設(株)、(株)銭高組、東海興業(株)、戸田建設(株)、西松建設(株)、フジタ工業(株)、および三井建設(株)の9社、メーカーとして新構造技術(株)の1社、アンカー専門家として構造工事(株)、日特建設(株)および日本基礎技術(株)の3社の合計13社である。

参 考 文 献

1. 土木学会編 : SEEE工法設計施工指針(案), コンクリート・ライブラリー第36号, 1974.
2. 土質工学会 : アース・アンカー工法, 1976.
3. 土質工学会 : グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説, 1990.
4. 弘埜 他 : アンカーの引抜き抵抗と地盤の周面摩擦強度, 第40回土木学会年次学術講演会, 1986.
5. 池田 他 : グラウンドアンカーの荷重-引抜き量関係の予測, 第23回土質工学研究発表会, 1988.
6. 森 他 : 圧縮型永久地盤アンカーに関する研究(その2), 日本建築学会大会, 1987.
7. FIP State of the art report : Corrosion and corrosion protection of prestressed ground anchorages, 1986.
8. 日本コンクリート工学協会 : コンクリートの溶液浸せきによる耐薬品性試験方法(案), コンクリート工学, VOL. 23, NO. 3, 1985.
9. 土質工学会 : PTC本設地盤アンカー工法, 土と基礎, NO. 5, 1990.
10. 有山 他 : 圧縮型本設地盤アンカー工法に関する研究(その1), 第25回土質工学研究発表会, 1990.
11. 小林 他 : 圧縮型本設地盤アンカー工法に関する研究(その2), 第25回土質工学研究発表会, 1990.
12. 伊勢本 他 : 圧縮型本設地盤アンカー工法に関する研究(その3), 第25回土質工学研究発表会, 1990.