受付番号 2第 2646 号

現場計測に基づく土留め構成体の力学的特性に関する研究

昭和59年1月

玉野富雄

図・本館

現場計測に基づく土留め構成体の力学的特性に関する研究

名古屋大学図書
和 924147

昭和59年1月

玉野富雄

Study on Lateral Supporting Systems for Excavation with Field Measurements

By

Tomio Tamano

The purpose of this paper is to contribute to the design of lateral supporting systems for excavation. The following three subjects were studied.

First, the stability of slurry trench excavation in soft clay was investigated. Although it was not known how we should predict the stability of a slurry trench excavation in soft clay, the author had a chance to know the critical case of stability in the slurry trench excavation in a soft clay of seashore. And he found a predicting method of stability of slurry trench excavation in soft clay.

Secondly, the thermal stress of steel struts was investigated. The change of temperature and the thermal stress of steel struts were measured in two construction sites. For these data Endo and Kawasaki's equation could explain the relationship between the thermal stress of steel struts and the reaction at the ends of the struts.

Thirdly, some problems of ground anchors were investigated. Using a case study of sheet pile wall multi-tied with ground anchors applied to a large excavation in soft clay, the behaviour of ground anchor release in the sheet pile wall and the effect of installed condition on pullout resistance of ground anchors were investigated.

目　　次

まえがき …… 1

第1章　緒　論 …… 3

1.1　土留めの力学特性に影響を及ぼす要因 …… 3

1.2　ベントナイト泥水によるトレンチ掘削時の壁面安定 …… 4

1.2.1　地下連続壁工法 …… 4

1.2.2　非粘性土地盤における壁面安定機構 …… 5

1.2.3　粘性土地盤における壁面安定機構 …… 8

1.3　山留め鋼製切ばりに作用する温度応力 …… 10

1.4　アースアンカー工法 …… 11

1.4.1　アースアンカーの引抜き抵抗力 …… 11

1.4.2　アースアンカー土留め工法 …… 13

1.5　まとめ …… 14

参考文献 …… 15

第2章　軟弱粘性土地盤における泥水トレンチ掘削時の壁面安定 …… 21

2.1　概　説 …… 21

2.2　地盤および実験概要 …… 21

2.3　壁面の変形挙動と破壊に至る挙動 …… 23

2.3.1　陸部トレンチの壁面変形 …… 23

2.3.2　海部トレンチの壁面変形と破壊に至る挙動 …… 25

2.3.3　中間部トレンチの壁面変形 …… 26

2.4　施工現場の土質特性 …… 27

2.5　トレンチ掘削可否の判断規準 …… 29

2.6　正規圧密終了状態の地盤におけるトレンチの壁面安定 …… 30

2.6.1　地盤および実験概要 …… 30

2.6.2　地盤変形と間隙水圧の変化 …… 33

2.6.3　トレンチ掘削前後での地盤の応力状態 …… 36

2.7　他の施工例による判断規準の検討 …… 39
2.8　有限要素解析 …… 40
2.8.1　有限要素モデル …… 40
2.8.2　解析に用いた土質パラメーター …… 41
2.8.3　解析結果と考察 …… 43
2.9　結　論 …… 45
参考文献 …… 47

第3章　山留め鋼製切ばりに作用する温度応力 …… 48
3.1　概　説 …… 48
3.2　測定例 1 …… 48
3.2.1　土留め，基礎構造，および測定現場の状況 …… 48
3.2.2　温度応力測定法 …… 52
3.2.3　測定結果 …… 53
3.2.4　計測結果による考察 …… 56
3.3　測定例 2 …… 59
3.3.1　測定現場，温度応力測定の状況 …… 59
3.4　結　論 …… 62
参考文献 …… 63

第4章　アースアンカー土留め工法の力学特性と安全管理 …… 65
4.1　概　説 …… 65
4.2　大阪市平野下水処理場現場での施工概要 …… 66
4.2.1　大規模な平面を有する掘削の際の土留め工法 …… 66
4.2.2　施工概要と設計上で留意した問題 …… 67
4.3　アースアンカー土留めの力学特性 …… 72
4.4　アースアンカー土留め工法の安全性 …… 77
4.4.1　利用上の利点と安全性 …… 77
4.4.2　破壊事例に基づくアースアンカー土留め工法の安全性の考察 …… 78
4.5　結　論 …… 83
参考文献 …… 84

第 5 章　打設状態がアースアンカーの引抜き抵抗力に及ぼす影響 …… 87
5.1　概　説 …… 87
5.2　アースアンカーの引抜き抵抗力に影響する因子 …… 87
5.3　実験概要および土質性状 …… 88
5.4　実験結果と考察 …… 91
5.5　結　論 …… 100
参 考 文 献 …… 101

第 6 章　多段式アースアンカーを用いた鋼矢板土留めの力学特性 …… 102
6.1　概　説 …… 102
6.2　施工および地盤の概要 …… 102
6.3　アースアンカーの設計 …… 104
6.4　引抜き試験 …… 106
6.5　計測結果と考察 …… 108
6.5.1　鋼矢板の変形 …… 109
6.5.2　アースアンカー荷重 …… 112
6.5.3　鋼矢板の応力 …… 113
6.5.4　側圧・水圧 …… 114
6.6　ストレスパスメソドによる土留め背面沈下の解析 …… 120
6.6.1　ストレスパスメソド …… 120
6.6.2　背面地盤のストレスパス …… 120
6.6.3　解 析 結 果 …… 121
6.7　結　論 …… 123
参 考 文 献 …… 123

第 7 章　鋼矢板土留めにおけるアースアンカー破壊時の荷重分配 …… 126
7.1　概　説 …… 126
7.2　アースアンカー除去・埋戻し時の土留めの力学特性 …… 127
7.3　アースアンカー除去時の荷重分配 …… 130
7.3.1　実 験 方 法 …… 130
7.3.2　計測結果と考察 …… 130

7.4　結　　論 …… 135
参 考 文 献 …… 136

第 8 章　結　　論 …… 137

あ　と　が　き …… 139

付　　録 …… 141
付録－1　本研究における現場位置図 …… 143
付録－2　第 2 章での盛土前の現場状況写真 …… 144
付録－3　アースアンカーの施工状況と除去式工法の構造と原理の説明 …… 145
付録－4　計測システムと使用計測器 …… 147

ま　え　が　き

本論文は，近年の都市施設が大規模な地下工事を要求するようになり，しかも建設予定地が極めて軟弱な場合が多くなってきた昨今の条件下で，理論的・経験的に今なお不明な部分が多い各種土留め工による地下掘削工事に関連して，新しい着眼による現場計測を行いつつ研究を進め，工法選定のための判断基準の確立と土留め構成体の力学機構の解明を行った一連の研究をとりまとめたものである。

近年の土留め問題に対する計算技術の開発により，土留め壁や周辺地盤の変形までを予測しうる解析手法が可能になってきている。また，こうした解析手法と施工時に得られる計測値を結び付けることで情報化施工と呼ばれる安全管理システムも開発されてきている。しかし，なおかつ事前設計での予測精度には限界があり，予測精度の向上のためには今後の諸方面からの研究によらねばならないところである。それゆえ，設計・施工の流れの中で，過去の成功例との比較・検討は，是非必要とされる手順である。こうした現場調査の蓄積は，解析手法の開発，施工時の安全管理手法の開発とともに土留め工事の大きな課題であり，これらの課題は，また，相互に結び付いたものである。とりわけ，地下連続壁工法やアースアンカー工法に対する詳細で適切な現場計測に基づく研究が必要とされている。

本論文では，粘性土地盤における地下連続壁構築時のトレンチ掘削の安定問題，鋼製切ばりに作用する温度応力，そしてアースアンカーを用いた土留めの力学的諸問題について，現場計測に基づいた考察を行った。本論文で述べている成果は，同種の土留め構成体の設計，および施工時の安全性向上に役立つものと考える。

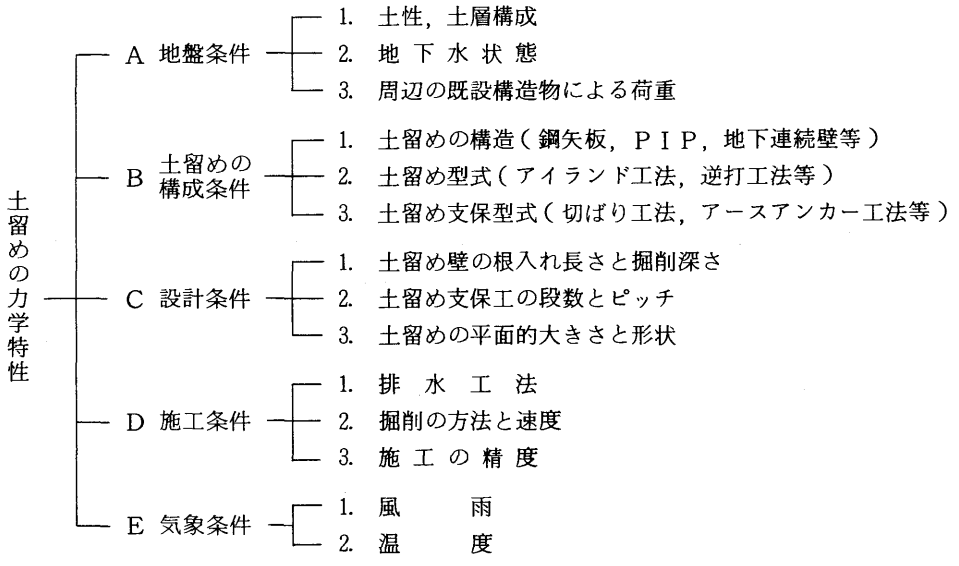
本論文の構成は，次の通りである。第1章では，論文全体の概説として，本研究の位置付けと従来の調査・研究をまとめている。第2章では，臨海部埋め立て地盤での泥水によるトレンチの実験掘削について述べ，軟弱粘性土地盤におけるトレンチ掘削工法適用の可否を判断する方法，ならびに壁面安定の力学機構について考察した。第3章では，主要な土留め構成体であり，土留めの安全管理あるいは力学機構を評価するうえで，考慮すべき鋼製切ばりに作用する温度応力について，2つの現場で詳細な計測を行い，その結果を用いて種々の考察をした。第4章から第7章では，土留め工法に使用されるアースアンカーの引抜き抵抗力の調査法と軟弱粘性土地盤でのアースアンカー土留め工法の力学特性について考察した。第4章では，アースアンカー土留め工法の力学特性と安全管理の諸問題を他の土留め工法と比較・検討して整理し，アースアンカー土留め工法の安全性を向上させるための方法について述べた。第5章では，一連の摩擦型式のアースアンカーの引抜き実験を行い，地盤状態・打設状態がアースアンカーの引抜き抵抗力に及ぼす影響について考察した。第6章では，4段のアースアンカーを用いた鋼矢板土留め工法を軟弱粘性土地盤で施工した場合の研究を行い，アースアンカー

土留め工法の力学特性について述べた。第7章では，第6章と同じ土留め工事で，アースアンカーを除去したときの計測により，アースアンカーの一部が破壊することによる他のアースアンカーへの荷重分配，および土圧・水圧への影響を調査した。第8章では，土留め工法の合理化に役立つ以上の研究成果をとりまとめて結論とした。

第1章　緒　　論

1.1　土留めの力学特性に影響を及ぼす要因

土留めの力学特性に影響を及ぼす要因は多岐にわたるが，概略，**図－1・1**のように整理できる。



図－1・1　土留めの力学特性に及ぼす要因

土留めの力学特性は，**図－1・1**のような条件から決まるものである。また，土留め工事は，施工段階での大幅な設計変更の手段が限定される（たとえば，鋼矢板から地下連続壁にするといった土留め壁の構造変更は容易にできない）。そのため，鋼矢板あるいは地下連続壁といった土留め壁，また，土留め壁を支持する切ばりあるいはアースアンカー等の計画・設計時からの適切な選択が必要である。

近年の土留め問題に対する計算技術の開発は，土留め壁の変形と周辺地盤の変形を予測しうる解析手法を可能にしている。こうした解析手法と計器による計測手法の開発により，施工段階で得られる計測値を結び付けることで情報化施工と呼ばれる安全管理システムも開発されている。

また，土留めの安全管理手法は，より簡便で実務的価値の大きなものでなければならないという観点より，土留め壁の変形と対応する形での施工管理図も提案されている。[1)] 土留めの力学特性は，地盤状態・施工状態が密接に関係することで，一事例ごとに異なる点も大きく，現場計測による安全管

理の重要性が認識される。これらは，Terzaghi と Peck のいう "observational procedure" と相通じる考え方である。[2,3)]

施工時の安全管理とともに，計画・設計時に，適切な判断を行うことが重要であることはいうまでもない。しかし，土留め壁や切ばり等の土留め構成体の中で，設計・施工時，およびそれらの力学機構を解析する際に，理論的・経験的に確立されていない分野が多く残されており，設計時での予測精度にも限界がある。それゆえ，設計時には，種々の知見を収集活用するとともに，同種の現場調査結果を参考事例とするのが妥当な方法であろう。

このような，設計・施工・安全管理の流れの中で，計測をともなう工事実施例の蓄積，工事内容の解析，安全管理手法の開発は，相互に関連しあうものである。

福岡[4)]は，調査・試験のデータと構造物の工事中ならびに完工後の挙動で，観測結果のよく揃ったものを "well documented case record" と名付け，土質工学における事例研究の重要性を指摘している。また，トレンチ掘削や土留め掘削問題のように設計手法の確立していない問題に対してパラメトリック解析を行っておくことは，工法選定時に工学的判断をする助けとなる。

本論文では，このような立場から，従来，理論的・経験的に十分に把握されていなかった粘性土地盤における地下連続壁構築時のトレンチ掘削の安定問題，鋼製切ばりに作用する温度応力，そしてアースアンカーを用いた土留めの諸問題について現場計測に基づく研究を行った。

地下連続壁工法やアースアンカー工法は，その工法の有用性から使用例が増加しており，これらの土留め構成体の合理的な設計・施工のための詳細な調査・研究が必要とされている。

以下，これらの調査・研究についての現況を概説する。

1.2 泥水によるトレンチ掘削時の壁面安定

地下連続壁を土留め壁として用いる場合，トレンチ壁面の変形により，壁厚の不足や断面欠損が生じる可能性がある。そういったことが生じれば，土留め壁の曲げ剛性が減少し，止水性も損われることになり，極めて重要な問題として認識される。こういった土留め構成体の構築時の問題として，地下連続壁構築の際のトレンチ掘削時の壁面安定機構に関する調査・研究が行われている。

1.2.1 地下連続壁工法

地下連続壁工法は，泥水（一般的にはベントナイト泥水を使用するが，近年ベントナイトにポリマーを添加する泥水の使用も研究されている。[5)] 本論文では，ベントナイト泥水を以後，単に泥水と呼ぶ）を用い地盤を支持しながら，ある長さの溝（トレンチ）を掘削して，鉄筋篭の建て込みとコンクリートの打設を行い，この壁を連接して地下壁を構築する工法である。[6,7)]

地下連続壁工法の利点として，①壁体の剛性が大きいため，軟弱地盤で深い掘削をすることができる。また，その際に，背面地盤の沈下を少なくできる，②止水性がある，等があり，市街地の既設構造物に近接した工事での土留め壁として，砂礫地盤から軟弱粘土地盤まで広範に使用されている。その結果として，種々の地盤における泥水によるトレンチ掘削時の壁面安定機構についての調査・研究が進められている。しかし，種々の地盤状態・施工状態と複雑に関係するため，施工経験が力学機構の解明より先行しているのが現状である。

以下に，非粘性土地盤および粘性土地盤における壁面安定機構の従来の調査・研究についてその概要を説明する。

1.2.2　非粘性土地盤における壁面安定機構

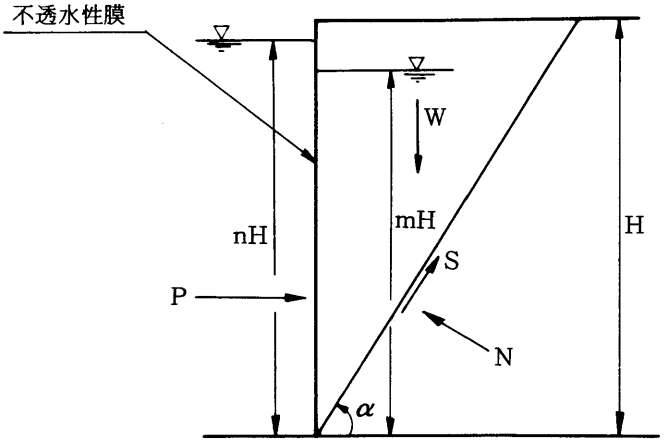
泥水によるトレンチ掘削工法の発達にともない，壁面安定機構の解明が重要となってきている。その結果，種々の研究により，ゆるい砂層と軟弱粘性土層を除けば，ほぼ壁面の安定が保たれることが明らかにされてきている。一般に，壁面安定機構は粘性土地盤と非粘性土地盤で異なると考えられる。

非粘性土地盤におけるNashら[8]，Elson[9]，Morgensternら[10]　Piaskowskiら[11]の従来の研究では，掘削全体の安定から，すべり土塊と泥水圧の平衡としてとらえたものが多い。

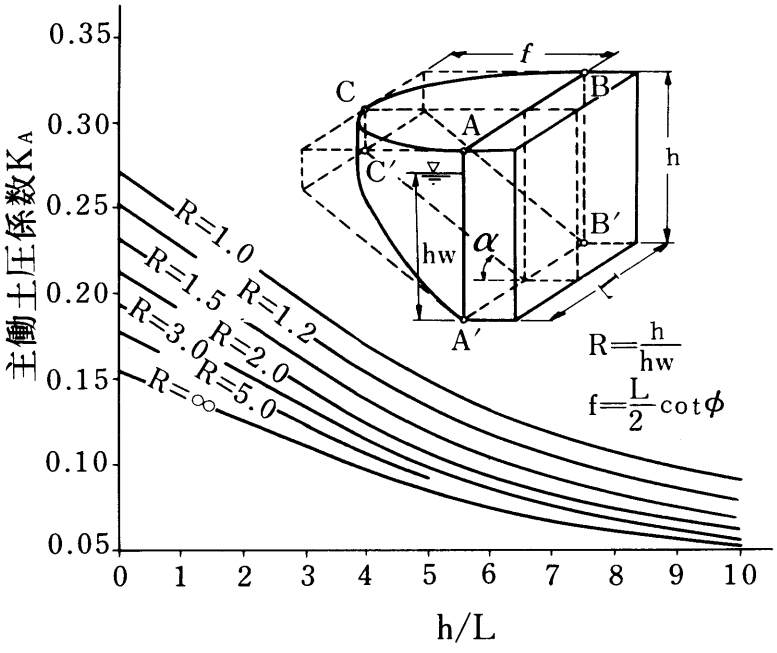
泥水が壁面を安定させる要因として，Elson[9]は，泥水圧と泥水の浸透した地山のせん断強度の増大が卓抜した要因であるとしている。Morgensternら[10]は，地山の地下水位と泥水位の相対的変化と泥水中に土粒子が浮遊することによる泥水の密度の増大が壁面安定に寄与することを示している。また，**図－1・2**に示すような土塊釣合いの条件により，土塊すべりを生じさせないための泥水の単位体積重量を次式で示している。

$$n^2\frac{\gamma_f}{\gamma_w}=\frac{\frac{\gamma}{\gamma_w}\cot\alpha\,(\sin\alpha-\cos\alpha\cdot\tan\phi)+m^2\mathrm{cosec}\,\alpha\cdot\tan\phi}{\cos\alpha\ +\ \sin\alpha\cdot\tan\phi}\qquad(1\cdot1)$$

ここで，γは土の単位体積重量，γ_fは泥水の単位体積重量，γ_wは水の単位体積重量，ϕは土の内部摩擦角，αはすべり角を示す。すべり角αを変えることにより計算される泥水の単位体積重量の最大値が，トレンチ安定のために必要な泥水の単位体積重量であり，実務的には，$\alpha=(45°+\frac{\phi}{2})$とすればよいとしている。また，Piaskowskiら[11]はトレンチの掘削深さに比べて平面的に掘削長さが短いことから，**図－1・3**に示すような3次元的なアーチアクションを考慮したパラボリックシリンダーのすべり土塊の釣合いをもとに，地下水位，掘削深さ，および掘削長さの関係で壁面安定計算法を示している。**図－1・3**は内部摩擦角$\phi=35°$の地盤についての主働土圧係数K_AのPiaskowskiらにより示されている計算例である。今日，砂質地盤でのトレンチ安定解析法としてPiaskowskiらの考え方を用いる場合が多い。



図－１・２　すべり土塊の安定[10)]



図－１・３　トレンチの形状，地下水位と主働土圧係数の関係[11)]

表－1・1　壁面安定に関係する諸要因（浅川・吉田[13]）

主要部分	性質・機能	安定に関する要素	安定作用
フィルターケーキ（泥壁）	(a) 膜としての機能	(1) 不透水膜（物理的）	泥液と地下水をしゃ断し，液圧を地山に作用させる。
		(2) 半透膜(物理化学的)	膜特性と液濃度による起電力で電気浸透類似の作用が生ずる。逆浸透圧の原因となる。
	(b) 泥壁としての機能	(1) プラスター効果	壁面の被覆で土粒子の崩落を防ぐ。
		(2) 拘束効果	地山の変位を少なくする。壁面強度を増す。
泥液	(a) 液密度	(1) 泥液自体の密度（調合時密度）	泥液による液圧
		(2) トレンチ内での泥液密度（掘削中細粒土の混入）	細粒土の混入によって10~20%の密度増加が実測されている。
	(b) 受働抵抗	泥液のせん断抵抗に原因する受働抵抗	剛で粗な地山にはさまれた完全塑性体としての泥液が受働抵抗を発揮する。
	(c) 濃度差	電気浸透に相当する浸透作用を起こさせる起電力の原因	逆浸透圧の発生
地山	(a) 地下水位	地山への水圧	地下水の相対水位が安定に大きい影響を与える。
	(b) 地盤土の強度と密度	地山からの作用力の大きさに関係	主働土圧の大きさを左右する。
	(c) アーチ作用	地山からの作用力を軽減	主働土圧の軽減
	(d) 泥液の浸入した地山のせん断抵抗	泥液で飽和された地山のせん断抵抗の増加	泥液で飽和された地山のせん断抵抗の増加

また，こういった掘削全体の安定とは別に，不均質地盤におけるコンクリート打設までに生ずるような単一粒子あるいは局部的な壁面からの土塊の脱落等の安定についてもKirchenbauer[12]により検討されている。Kirchenbauerの報告を除いた非粘性土地盤における壁面安定に関係する要因については，浅川ら[13]により**表－1・1**のように整理されている。

1.2.3 粘性土地盤における壁面安定機構

粘性土地盤における壁面の実測変形挙動，および安定計算法については，Nashら[8]，Dibiagioら[14]，Farmerら[15]，Aas[16]，そして，著者ら[17]の報告がある。また，トレンチ掘削時の間隙水圧の変化を含んだ有効応力解析の重要性も指摘されている。[18]しかし，粘性土地盤，特に問題となる軟弱粘性土地盤の場合，多くの複雑な土質力学上の要因を含んでおり，適切な解析手法が見い出されているとは言い難いといえよう。そこで，提案されている種々の解析方法で検討するとともに，すでに報告されているDibiagioら[14]およびAas[16]のオスロ地盤での調査や，著者ら[17]による大阪地盤での調査と比較・検討することは，軟弱粘性土地盤におけるトレンチ掘削の可否を判断する上で役立つと考えられる。

Nashら[8]は，Coulombの土塊すべりの考え方を用いて，土塊の釣合い状態より，トレンチ掘削の限界掘削深さH_{cr}を次式で示している。

$$H_{cr} = \frac{4\,S_u}{(\gamma - \gamma_f)} \qquad (1 \cdot 2)$$

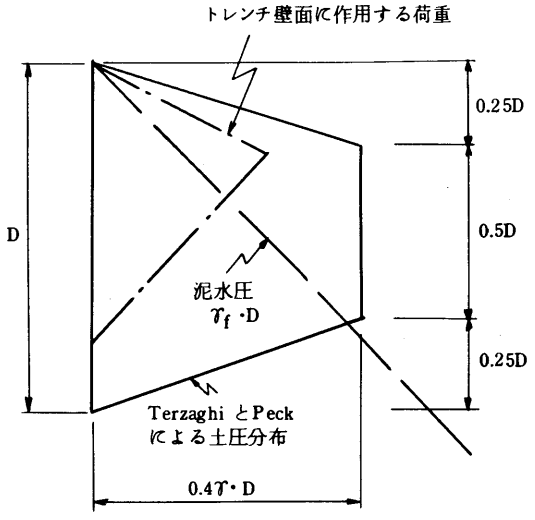
ここで，γは土の単位体積重量，γ_fは泥水の単位体積重量，S_uは非排水せん断強度を示す。

Farmerら[15]は，粘性土地盤では土塊すべりの仮定が成立しにくく，掘削全体の安定より変形解析が重要であるとして，ロンドン地盤での実測壁面変形挙動をもとに，壁面を泥水で支持された，たわみやすい土留め壁と仮定し，掘削底を固定，上端のガイドウォール部を単純支持とするはりを考え，**図－1・4**に示すようなたわみ性の土留め壁に作用するTerzaghiとPeckのみかけの土圧分布と泥水圧の差を荷重として，最大壁面変形の生じる位置と大きさを計算する方法を試みている。

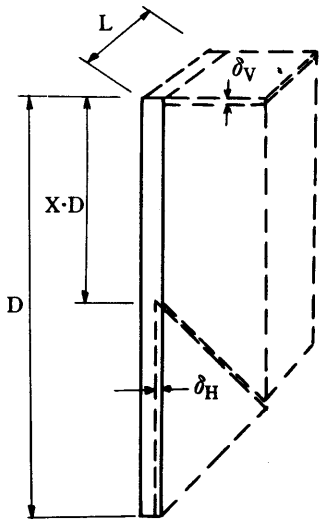
Dibiagioら[14]は，鋭敏性の軟弱粘性土地盤でのトレンチ掘削時の壁面変形挙動を調査するため，オスロ地盤で種々の現場調査を行っている。調査地盤は，非排水せん断強度3 tf/m² 程度の正規圧密がほぼ終了しているとみなされるオスロ地盤である。調査結果として，最大壁面変形は2.5cm程度であり，トレンチ掘削が可能であることを示している。しかし，壁面が安定する地盤であるため，調査の主目的である壁面が安定する限界状態は見い出すことはできなかった。Aas[16]のトレンチ安定解析法は，**図－1・5**に示すような2つの土塊を考え，上部の土塊がδ_Vだけ沈下することにより，下部の土塊をδ_Hだけトレンチ前面に押し出すと仮定したものである。また，土塊の側面にも抵抗面を考えている。このような上部土塊と下部土塊の釣合い条件より，トレンチ掘削時の最小安全率F_{min}を計算する方法を近似的に次式で示している。

7.5 < D/L < 30 の場合

$$F_{min} = \frac{\tau_{TD}}{D(\gamma - \gamma_f)}\left(2\frac{\tau_{TD}}{\tau_{VD}} + 0.6 + 0.86\frac{D}{L}\right) \qquad (1 \cdot 3)$$



図－１・４　Farmer らの計算仮定[15)]



図－１・５　Aas の計算仮定[16)]

D/L〈 7.5 の場合

$$F_{min}=\frac{\tau_{VD}}{D(\gamma-\gamma_f)}\left(2\frac{\tau_{TD}}{\tau_{VD}}+0.94\frac{D}{L}\right) \qquad (1\cdot4)$$

ここで，Dはトレンチ深さ，Lはトレンチの長さ，γは土の単位体積重量，γ_fは泥水の単位体積重量，τ_{VD}はトレンチ深さDでの現位置ベーンせん断強度，τ_{TD}はトレンチ深さDでの三軸圧縮試験による非排水せん断強度を示す。

著者ら[17)]は，大阪港の臨海部埋め立て地盤でのトレンチ掘削の調査結果を報告している。その際，盛土下の沖積粘性土層のはらみ出しにより壁面の安定が保たれなかった掘削，安定した掘削，および限界状態の掘削を同一敷地内で経験し，それらの壁面変形挙動を詳細に報告している。そして，その差異は，盛土時期の違いによる沖積粘性土層の圧密状態の相違によるものと判断し，その状況と検討結果について報告している。また，その中で，壁面安定の可否の判断基準として，正規圧密の終了状態を条件とできることを示している。さらに，正規圧密の終了状態にある地盤であれば，泥水によるトレンチ掘削工法の適用が可能であることを壁面変形状態ならびにトレンチ掘削前後での応力状態より実証し，提案した判断基準が妥当であることを明らかにしている。

Bjerrumらの一連の報告[19,20)]にみられるように，粘性土地盤での掘削の安定問題に対する非排水せん断強度の強度の評価については，異方性やせん断速度の影響，および試験方法との関連等の問題があり，トレンチ掘削問題に限っても未解決の分野である。N.G.I.（Norwegian Geotechnical Institute）での一連のDibiagioら[14)]，Aas[16)]の調査・研究も極めて価値のある事例研

究であるが，トレンチ安定の実務上の判断基準を与えているとは言い難い。その意味からも，著者らの提案した判断基準の実務上の価値は大きいと考えられる。

1.3　山留め鋼製切ばりに作用する温度応力

鋼製切ばりを用いた土留めの平面的大きさの限界は，温度変化により生じる切ばりの温度応力等により限定されるといわれている。また，地盤状態・施工状態によって異なるが，切ばり軸力における温度変化による影響は，20～50%になることが実測値で示されている。[21～26,28]

現場の安全管理の点から考えると，たまたま土留めが破壊に対して危険な状況であれば，鋼製切ばりの温度応力は破壊の誘因になる。また，土留めの力学機構を評価する上でも考慮しなければならない重要な要因である。

鋼製切ばりの温度応力は，切ばりの両端の土留め壁，および直交する切ばりの交差部での拘束の程度，それらに関係する，①周辺地盤の性状，②山留め壁の剛性，③切ばりの長さ，④切ばりの交差点数，⑤交点での拘束の方法，⑥施工精度に関係する切ばりの蛇行性，等の影響をうける。そのため，理論のみによる把握は難しく，現場計測を含めた相互の研究が必要とされる。

遠藤・川崎[21]は，切ばり軸力による土留め壁の変位特性を考慮して，鋼製切ばりの温度応力計算式を提案している。また，山留め壁を弾性ばりと仮定し，山留め壁が切ばりの温度応力によって発生する軸力によって集中荷重を受けるものとし，地盤と山留め壁の剛性が切ばりの温度応力に与える影響を調査しようとする試みも行われている。[22]

鋼製切ばりに作用する温度応力の実測力学特性については，古藤田ら[23,24]，Chapmanら[25]，著者ら[26]，幾田ら[22]により報告されている。

温度応力の測定上で，①側圧が定常状態であること，②大気温度でなく切ばり温度に基づくこと，③測定誤差が少ないこと，等に対する配慮が必要である。従来の調査[21～25]では，長期にわたって測定されたものが大部分であり，側圧が定常状態であることが保障できないこと。切ばり温度に基づかなくても大気温度に対して考えればそれほどの誤差がないという考えより，便宜的に大気温度を使用していること，測定か所，頻度が少ないことが問題点として指摘できる。このような立場から，著者ら[26]は，より正確に切ばりに生じる温度応力を把握するため，2枚ゲージ法[27]による温度応力と温度ゲージによる土留め内の平均的な切ばり温度の計測を行い，1日での最大と最小の切ばり軸力と温度差でもってデータの整理を行っている。その計測結果では，切ばり温度と大気温度の比が，1.57程度であり，温度応力の計算は切ばり温度に基づかねばならないことを明らかにした。

こうして計測したデータによって，遠藤・川崎式が鋼製切ばりの温度応力の力学機構をよく評価できることを検証している。著者ら[26]の報告は，適切に計測した例であり，その後の幾田ら[22]，三浦ら[28]

の報告では，著者らの示した温度応力の計測法，データの整理法が参考とされており，計測手法として定着してきている。

また，鋼製切ばりの温度応力の測定と土留め壁の弾性的拘束係数との関係についての調査も幾田ら[22]により試みられている。水平方向地盤反力係数は，土留めの力学機構を考える上で極めて重要な数値であるが，著者ら[26]が指摘しているように，鋼製切ばりに作用する温度応力の測定から比較的容易に求めることができる。

1.4 アースアンカー工法

アースアンカー工法は，ヨーロッパを中心として開発され，施工実績に基づいて世界各国で利用されてきている。それとともに，安全で施工性のよいアースアンカーの設計・施工法の確立のための理論的な面からの研究も行われてきている。

アースアンカー工法の開発過程からみて，施工経験が先行してきたことや比較的新しい工法であることから，1969年の第7回国際土質基礎工学会議（7th ICSMFE）での専門部会で"Anchorage especially in Soft Ground"として取り上げられた時期に研究上の整理が始っている。その後，アースアンカー工法は，土留め壁の支持，送電線用鉄塔基礎の引揚抵抗，構造物の浮上り防止等の広い用途に利用されてきている。[29] こうしたアースアンカー工法の実務上の有効性に対する理論的な検討の必要性から，1977年の9th ICSMFEの専門部会で再び取り上げられ今日に至っている。

最近のアースアンカー工法に関する研究は，およそ次の3つに分類できる。[30,31]

① アースアンカーの施工技術と型式に関する研究

② アースアンカーの引抜き抵抗の力学機構に関する研究

③ アースアンカーを利用した構造物の力学機構（地盤と構造物の相互作用）に関する研究

1.4.1 アースアンカーの引抜き抵抗力

土質基礎分野での引抜き抵抗の問題を整理すれば，**図－1・6**のように示される。

アースアンカーの引抜き抵抗の発生機構は，アースアンカーの型式によって異なり，アースアンカー体から地盤への荷重の伝達の方法としては，①摩擦型式，②支圧型式，③摩擦と支圧の併用型式，がある。そのうち，土留め工事等で使用されているのは，摩擦型式のグラウト加圧アースアンカー（施工方法については，**付録**，**付図－2**に示してある。また，以後の議論はグラウト加圧アースアンカーについて行うが，本論文では以後，これを単にアースアンカーと呼ぶ）が一般的である。

また，Meyerhof[33]等により示されている既成ぐいを地盤内に設置した場合の引抜き抵抗とアー

- フーチングの引揚抵抗（Balla，松尾[32]等）
- 既成ぐいの引抜き抵抗（Tomlinson，Meyerhof[33]等）
- アースアンカーの引抜き抵抗
  - プレートアースアンカー
    （Meyerhof，Dasら[34]等）
  - リーミングアースアンカー
    （Bassett[35]等）
  - グラウト加圧アースアンカー
    （Ostermayer[36]，Wernick[37]，玉野ら[38]等）

図－1・6　土質基礎分野での引抜き抵抗の問題

スアンカーの引抜き抵抗とを比較すれば，くいの場合，施工状態にあまり影響をうけないことや，くいの表面が均一であるので推論しやすいのに対し，アースアンカーでは，地盤状態・施工状態等の多くの要因があり，実地盤における状態を室内実験から知ることは難しく現場実験が重要であると考える。

Wernick[37]は，アースアンカーの引抜き抵抗力に影響する要因として，①上載荷重，②削孔方法，③アースアンカーの直径と傾き，④定着長さ，⑤セメントミルクの加圧力，⑥定着層へのセメントミルクの浸透，⑦土の粒度分布と密度，を挙げている。また，土質調査から得られる資料（N値）とアースアンカーの引抜き抵抗力を結び付ける試みは，Ostermayer[36]，Kramer[39]，神村ら[40]により行われている。アースアンカーの引抜き時の荷重・変位関係を予測する研究も足立・土谷[41]，および藤田ら[42]により行われている。しかし，アースアンカーの引抜き抵抗力を精度よく予測することは，多くの要因が関係するため，現在の研究段階では限界があり，施工に先立って行われるアースアンカーの引抜き試験に基づいて設計を修正することが実務的に必要な手順とされている。

アースアンカーの引抜き抵抗力に影響する要因を施工上の立場より考えれば，定着地盤での被圧水状態等に関係した削孔時の孔壁周辺地盤のゆるみとセメントミルク加圧注入時の孔壁周辺地盤に対する力学的な効果を指摘できるが，これらの要因を定量的・定性的に評価できるに至っていない。著者ら[38]は，これらの問題を研究するため，打設状態に着目した一連の引抜き実験とボーリング孔内横方向載荷試験を行い，次のように報告している。

① アースアンカー設計のための地盤調査項目として，ボーリング孔内横方向載荷試験での地盤

係数が適している。

② セメントミルク加圧力は，ボーリング孔内横方向載荷試験での弾性範囲内で決定すればよい。

③ 打設状態は，施工時の被圧水の影響等による地盤の乱れにより，引抜き抵抗力に関係する。そのため，引抜き試験は実際の使用状態で行うことが必要となる。

著者らの研究は，アースアンカーを設計するうえで重要な知見を示しており，今後，同種の調査結果を蓄積することにより，合理的なアースアンカー設計手法が確立されるものと考えられる。

1.4.2 アースアンカー土留め工法

掘削壁面を支持する工法は，切ばりを用いた工法とアースアンカーを用いた工法に大別される。

土留めの力学機構としてみた場合，アースアンカー土留め工法は，切ばり土留め工法と比較して，アースアンカー設置時にプレストレスを導入するといった特徴があり，その結果，より複雑な土留めの力学特性を示すことになる。

切ばり土留め工法の力学特性は，近年，多くの実測値により明らかにされてきている。[19,43,44] また，アースアンカー土留め工法の一種である控えアンカーを用いた鋼矢板岸壁の設計法については，Stroyer，Rowe 等の実験・研究により設計上の考え方が示されている。[45] 一方，アースアンカー土留め工法の力学特性や設計法については工法的に新しいため，適切な現場調査の蓄積が必要とされている段階である。

鋼矢板のようなたわみ性の切ばり土留め工法の力学特性については，変形と土圧分布との関係を中心にBjerrumら[19]により整理されている。また，近年，土留め設計の解析モデルとして，仮想支点法といった単純ばり法を援用した方法，[46] 地盤と切ばりやアースアンカーの支保工を弾性バネとし，土留め壁を連続ばりとする方法，[47,48] および有限要素法による方法[49]が用いられている。これらの解析技術，および計器による安全管理のための計測技術の開発により，初期掘削段階で得た各種データを用いて，次の掘削段階での土留めの力学特性をかなりの精度で予測できるようになってきている。[50,51]

しかし，事前解析での土留めの力学特性の予測時には，仮想支点法であれば，側圧の仮定や仮想支点の位置と固定度の決定，連続ばり法であれば，側圧の仮定や水平方向地盤反力係数の決定，および有限要素法であれば，土の応力・ひずみ関係の決定といった今後の研究課題を有しており，予測の精度を高めることが難しいと考えられる。そのため，このような事前解析を行う際に，同種の施工例による計測結果との比較・検討を行うことも必要である。[52,53]

アースアンカー土留め工法の力学特性については，Charlesら，[54] Sillsら，[55] McRostieら，[56] 忽滑谷ら，[57] 安久津ら，[58] 著者ら，[59~62] Balayら，[63] Kerislelら，[64] Mineiroら[65]等の事例研究が行われている。また，Abdel−fattah[66]により模型実験が行われ，アースアンカー荷重設計用土圧分布も提案されているが，現場実測値との関連は明確でない。1975年には，地下連続壁とアースアンカー

土留め工法についての会議も行われている。[67]

アースアンカー土留め工法の力学特性を定性的に把握するための有限要素法によるパラメトリックな解析として，Huder[68]，Clough ら，[69] Stroh ら[70] の研究も行われている。Stroh らは，アースアンカーの長さ，プレストレスの土留め壁の変形に与える影響を切ばり土留め工法による場合との比較を含めて解析している。また，有限要素法を用いた実測値の解析もMurphy ら[71]により行われている。

著者ら[59~62]は，大阪沖積地盤における大規模な掘削工事の際の4段のアースアンカーを用いた鋼矢板土留めの力学特性を報告している。著者らの報告は，掘削過程（アースアンカーの設置・掘削の繰返し）から埋戻し過程（アースアンカー除去・埋戻しの繰返し）までを詳細に調査した始めての力学的調査例であり，他の報告の調査例のほとんどが，N値50以上の砂礫層や土丹層をアースアンカーの定着層に使用しているのに対し，比較的N値の小さい砂層を定着層に使用したアースアンカーを用いた場合でも，軟弱粘土層の深い掘削を安全に行うことができることを示したものである。アースアンカー土留め工法は，一般に良質地盤で用いられてきたのに対し，このような軟弱粘土地盤での成功例は，アースアンカー土留め工法の適用範囲を広げることになる。また，その際の土留めの力学特性は，アースアンカー設置時，および除去時の土圧・水圧の変化を含めて，地盤と構造物の相互作用を比較的よく示している。著者らの事例研究の成果は，国鉄におけるアースアンカー工法の設計基準作成[72]やアースアンカー土留め工法の解析法開発の検証に用いられている。

ところで，アースアンカー土留め工法の安全管理の際の重要な問題として，掘削中あるいは躯体施工中にすでに打設してあるアースアンカーに破壊が生じ，その荷重が周辺のアースアンカーに配分され，その結果として，土留めが危険な状態になることが想定される。アースアンカー破壊時の荷重分配については，Stille ら[73]，著者ら[60,62]の報告がある。

Stille らは，1本のアースアンカーの破壊状態を現場実験により調査している。著者らは，より詳細にアースアンカー破壊時の荷重分配の影響範囲や土圧・水圧の変化を調査している。その中で，多段式アースアンカー土留め工に対する1段アースアンカー土留め工の危険性を指摘している。こういった研究は，より安全なアースアンカーの配置（ピッチおよび段数）を決めるための参考になると考えられる。

1.5 まとめ

本章では，土留めの力学特性に影響を及ぼす要因について整理し，現場計測に基づく調査・研究の重要性について述べ，そのうち，土留め構成体である地下連続壁，鋼製切ばり，およびアースアンカーについてまとめた。

地下連続壁工法における泥水によるトレンチ掘削時の壁面安定に関しては，トレンチ掘削の一般的説明を行い，非粘性土および粘性土地盤における壁面安定機構についての従来の調査・研究について述べた。

また，山留め鋼製切ばりに作用する温度応力については，温度応力についての一般的説明を行い，従来の調査・研究について述べた。

次に，アースアンカー工法の概略を説明し，アースアンカーの引抜き抵抗力の発生機構，およびアースアンカー土留め工法の力学特性についての従来の調査・研究の概況について述べた。

参　考　文　献

1) Matsuo,M. and K. Kawamura : Prediction of Failure of Earth Retaining Structures during Excavation, Soils and Foundations,Vol.20, No.3, pp. 33 − 40 , 1980.

2) 星埜和，加藤渉，三木五三郎，榎並昭共訳：新版テルツァギー・ペック土質力学（応用編），丸善，p. 255 , 1970 年.

3) Hanna,T. H. : Foundation Instrumentation, Trans. Tech. Publication, pp. 24−26 , 1973.

4) 福岡正巳：第10回国際土質基礎工学会議における会長講演，開会式のあいさつ，土と基礎，Vol. 30, No.1 , pp. 5～10, 1982年1月.

5) たとえば，喜田大三，川地武：高分子粘土複合体の泥水工法への適用，土と基礎，Vol. 28 , No.2 , pp ,23～29 , 1980年2月.

6) 藤井清光，植田進武，堀井陽三，森喬：地下連続壁工法の理論と実際，山海堂，1975年8月.

7) 日本建設機械化協会編：地下連続壁工法設計・施工ハンドブック，技報堂，1975年5月.

8) Nash, J. K. T. L. and G. K. Jones : The Support of Trenches using Fluid Muds, Proc. of Symp. Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice, pp. 177~180, 1963.

9) Elson, W. K. : An Experimental Investigation of Slurry Trenches, Géotechniqe, Vol. 18, No.1 , pp. 37~49, 1968.

10) Morgenstern, N. R. and I. A. Tamasseb : The Stability of Slurry Trench in Gohesionless Soil, Géotechnique, Vol. 15, No.4 , pp. 387~395, 1965.

11) Piaskowski, A. and Z. Kowalewski : Application of Thixotrpic Clay Suspensions for Stability of Vertical Sides of Deep Trenches

without Strutting, Proc. of 6th ICSMFE, Vol. 2, pp. 526~529, 1965.

12) Kirchenbauer, H. M. : Stability of Slurry Trenches in Homogeneous Subsoil, Proc. of 9th ICSMFE, Vol. 3, pp. 125~132, 1977.

13) 浅川美利, 吉田泰治：安定液による壁面安定機構, 土と基礎, Vol. 21, No. 1, pp. 31~37. 1973年1月.

14) Dibiagio, E. and F. Myrovoll : Full Scale Field Tests of a Slurry Trench Excavation in Soft Clay, Proc. of 5th European Conf. on SMFE, Vol. 1, pp. 461~471, 1972.

15) Farmer, I. W. and P. B. Atewell : Ground Movements caused by a Bentonite Supported Excavation in London Clay, Géotechnique, Vol. 23, No. 4, pp. 576~581, 1973.

16) Aas, G : Stability of Slurry Trench Excavation in Soft Clay, Proc. of 6th European Conf. on SMFE, Vol. 1, pp. 103~110, 1976.

17) 玉野富雄, 植下協, 松永一成, 山野寿男：軟弱粘土地盤泥水掘削の安定, 土と基礎, Vol. 25, No. 3. pp. 27~32, 1977年3月.

18) Morgenstern, N., G. E. Blight, N. Janbu and D. Rasendy : Slop and Excavation, Proc. of 9th ICSMFE, Vol. 2, pp. 547~568, 1977.

19) Bjerrum, L., C. J. F. Clausen and J. M. Duncan : Earth Pressures on Flexible Structures (State of the Art Report), Proc. of 5th European Conf. on SMFE, Vol. 2, pp. 169~196.

20) Bjerrum, L. : Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays (State of the Art Report), Proc. of 8th ICSMFE, Vol. 3, pp. 111~159, 1973.

21) 遠藤正明, 川崎孝人：山留め切ばりに生ずる温度応力について, 日本建築学会論文集, 第189号, p. 254, 1969年9月.

22) 幾田悠康, 丸山正夫, 長尾真一, 三苦孝文, 阿部富一：切ばりの温度応力に及ぼす地盤と山留め壁の影響, 第13回土質工学研究発表会, pp. 1189~1192, 1977年.

23) 古藤田喜久雄, 池田正基：軟弱地盤における深いオープンカットの切ばり荷重について, 第6回土質工学研究発表会, pp. 459~461, 1970年.

24) 古藤田喜久雄, 池田正基, 高橋毅, 鳥羽暁男：切ばり温度応力に関する影響要素, 第12回土質工学研究発表会, pp. 1165~1168, 1976年.

25) Chapman, K. R., E. J. Cording and H. Schnabel : Performance of a Braced

Excavation in Granular and Cohesive Soils, Proc. of ASCE, Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, pp. 289~293, 1972.

26) 玉野富雄，植下協，結城庸介，村上仁：山留め鋼製切ばりに作用する温度応力，土と基礎，Vol. 28, No. 12, pp. 19~24, 1980年12月.

27) 渡辺理：ひずみゲージとその応用，日刊工業新聞社，pp. 78~92, 1979年.

28) 三浦勇七，若松精次，森洋一，藤田博，鍋野幹夫：切ばりの温度応力計測結果と一考察，第16回土質工学研究発表会，pp. 1501~1504, 1981年.

29) 土質工学会：アースアンカー工法，1976年9月.

30) 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年2月.

31) 山門明雄：アースアンカーの設計についての提言，土と基礎，Vol. 27, No. 2, pp. 5~8, 1979年2月.

32) たとえば，松尾稔：送電用鉄塔基礎の引揚抵抗力について，土木学会論文集，第105号，pp. 9~18, 1964年.

33) Meyerhof, G. G. : Uplift Resistance of Inclined Anchors and Piles, Proc. of 8th ICSMFE, Vol. 2, pp. 67~72, 1973.

34) Das, B. M. and G. R. Seeley : Uplift Capacity of Shallow Inclined Anchors, Proc. of 9th ICSMFE, Vol. 1, pp. 463~466, 1977.

35) Bassett, R. H. : Underreamed Ground Anchors, Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors, pp. 11~17, 1977.

36) Ostermayer, H. and F. Scheele : Resarch on Ground Anchors in Non-cohesive Soils, Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors, pp. 92~97, 1977.

37) Wernick, E. : Stress and Strain on the Surface of Anchors, Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors, pp. 115~119, 1977.

38) 玉野富雄，植下協，村上仁，結城庸介，福井聡：打設状態がアースアンカーの引抜き抵抗力に及ぼす影響，土と基礎，Vol. 30, No. 4, pp. 23~28, 1982年4月.

39) Kramer, H. : Determination of the Carring Capacity of Ground Anchors with the Correlation and Regression Analysis, Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors, pp. 76~81, 1977.

40) 神村貞治，広谷泰夫：鉄塔基礎アンカーの支持機構などについて，土と基礎，Vol. 27, No. 2, pp. 17~23, 1979年2月.

41) 足立格一郎，土谷尚：ＰＳアンカーの設計，工学研究，第15巻，８号，1966年８月.

42) Fujita, K., K. Ueda and M. Kusabuka : A Method to predict the Load Displacement Relationship of Ground Anchors, Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors, pp. 58~62, 1977.

43) Peck, R. B. : Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, Proc. of 7th ICSMFE, State of the Art Volume, pp. 225~290, 1969.

44) たとえば，建築学会：建築基礎構造基準・同解説，pp. 400~487, 1974年.

45) 市原松平：矢板岸壁の設計について，土と基礎，Vol. 18, No.4, pp. 15~28, 1970年４月.

46) 野尻明美：仮想支点法－山留め架構の側圧支持機構，土と基礎，Vol. 28, No.3, pp. 41~48, 1980年３月.

47) 山肩邦男，吉田洋次，秋野矩之：掘削工事における切ばり土留め機構の理論的考察，土と基礎，Vol.17, No.9, pp.31～45, 1969年９月.

48) 中村兵次，中沢章：掘削工事における土留め壁応力解析，土質工学会論文集，Vol. 12, No.4, pp. 95~103, 1972年

49) たとえば，相原功，J. M. Duncan, C. S. Chang：有限要素法による軟弱地盤の土留め解析，土木学会誌，Vol.64, pp.41～47, 1979年11月.

50) たとえば，肱黒和彦，富永真生，二町宜洋，猪野宣長：深い土留め壁における情報化施工，施工技術，pp. 65~72, 1975年11月.

51) Tominaga, M., Y. Echigo and M. Hashimoto : Real Time Construction Control Computers Simulation Systems, Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Computers in Soil Mechanics, pp. 248~261, 1977.

52) 古藤田喜久雄：深い掘削における土圧，水圧，土と基礎，Vol. 28, No.3, pp. 1~6, 1980年３月.

53) 富永真生：深い掘削問題の難しさ，土と基礎，Vol. 28, No.3, pp. 7~12. 1980年３月.

54) Charles, I. and M. Aliadch : Tie-backs in Clay to support Sheeted Excavation, Proc. of ASCE, Vol. 96, SM2, pp. 495~509, 1970.

55) Sills, G. C., J. B. Burland and M. R. Czechowski : Behaviour of an Anchored Diaphragm Wall in Stiff Clay, Proc. of 9th ICSMFE, Vol. 3, pp. 147~154, 1977.

56) McRostie, G. C., K. N. Burn and R. G. Mitchell : The performance of Tied-back Sheet Pilling in Clay, Canadian Geotechnical Jour., Vol. 9, pp. 206~218, 1972.

57) 忽滑谷良一，前田正博：軟弱地盤における深い掘削の計算例，東京都下水道局加平ポンプ場，

山留め諸測定シンポジューム発表論文集，pp.115~120，1978年3月.

58) 安久津赳，山田邦光，内藤禎二：連続地中壁とアースアンカーによる大規模山留め工事について，土と基礎，Vol.27,No.2，pp.33~42，1979年2月.

59) 玉野富雄，結城庸介，六鹿史朗，松永一成，植下協，富永克巳：多段式アースアンカーを用いた鋼矢板土留めの実測例，土と基礎，Vol.27,No.2，pp.25~32，1979年2月.

60) 玉野富雄，植下協，村上仁，結城庸介，田中正道，富永克巳：4段アースアンカーを用いた鋼矢板土留めにおけるアースアンカー除去時の力学挙動，土と基礎，Vol.30,No.5，pp.15~20，1982年5月.

61) 村上仁，結城庸介，玉野富雄：水処理施設建設に伴う大規模掘削工事の設計・施工例，下水道協会誌，Vol.19，No.217，pp.50~60，1982年6月.

62) 玉野富雄：現場計測に基づくアースアンカーを用いた鋼矢板土留めの事例研究，土木学会論文報告集，第332号，pp.127~136，1983年4月.

63) Balay, J.M., P. Bonafous, R. Frank, J. P. Gigon and H. Josseaume : Full-scale Studies of Anchored Retaining Wall, Proc. of 10th ICSMFE, Vol.2, pp.29~32, 1981.

64) Kerisel, J., J. Robert, F. Schlosser, I. Juran, G. Causse and C. Romon : Experiment on a Multi-anchorage Wall, Proc. of 10th ICSMFE, Vol.2, pp.157~160, 1981.

65) Mineiro, A. J. C., J. A. M. Brits and J. S. Fernades : A Design Study of a Multi-tied Diaghram Wall, Proc. of 10th ICSMFE, Vol.2, pp.157~160, 1981.

66) Abdel-fattah, A. : Die zweifach verankerte Spundwand (Erddrucker-mittlung und Bemessung), Bautechnik, Nr.12, pp.415~420, 1963.

67) Littejohn, G. S. and I. M. Macfarlane : A Case History Study of Multi-tied Diaphragm Walls, Proc. of Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages, pp.113~121, 1974.

68) Huder, J. : Tiefe Baugruben, Erddrucke und Deformationen, Mitteilungen des Institutes fur Grundbau und Bodenmechnik, E. T. H. Zurich, Nr.105, pp.1~10, 1976.

69) Clough, G. W. and Y. Tsui : Performance of Tied-back Walls in Clay, Proc. of ASCE, Vol.100, GT12, pp.1259~1273, 1974.

70) Stroh, D. and B. Breth : Deformation of Deep Excavations, Proc. of

ASCE, Numerical Methods in Geomechanics, pp. 686~700, 1976.

71) Murphy, D. J., G. W. Clough and R. S. Woolworth : Temporary Excavation in Varved Clay, Proc. of ASCE, Vol. 101, GT 3, pp. 279~295, 1975.

72) 東京第1工事局：土木関係「仮設構造物設計要領」(案)アースアンカー式土留め工資料, 1980年2月.

73) Stille, H. and B. B. Broms : Load Redistribution caused by Anchor Failures in Sheet Pile Walls, Proc. of 6th European Conf. on SMFE, Vol. 1, pp. 197~200, 1976.

第2章　軟弱粘性土地盤における泥水トレンチ掘削時の壁面安定

2.1　概　　説

第1章で述べたように，粘性土地盤における泥水トレンチ掘削時の壁面安定についての数少ない研究として，Farmerら[2]，Dibiagioら[3]，およびAas[4]による報告がある。Farmerらは，ロンドン地盤におけるトレンチ掘削時の壁面変形の測定に基づき，掘削全体の安定よりも工学的に壁面支持機構での壁面変形が重要であるという観点から，上端支持，下端固定のはりと仮定する計算法を示している。しかし，現実の土質条件，掘削状態の複雑さから，この種の計算を行うことには無理があるように思われる。Dibiagioらは，鋭敏性のオスロ地盤において，壁面安定機構を調べることを主目的として種々の現場実験を行い，壁面変形挙動を詳しく報告している。しかし，壁面が安定する地盤であったため，その主目的は明確になっていない。また，Aasは土塊すべりの仮定に基づくトレンチの安定計算法を示しているがFarmerらの計算法と同様に多くの仮定が含まれている。

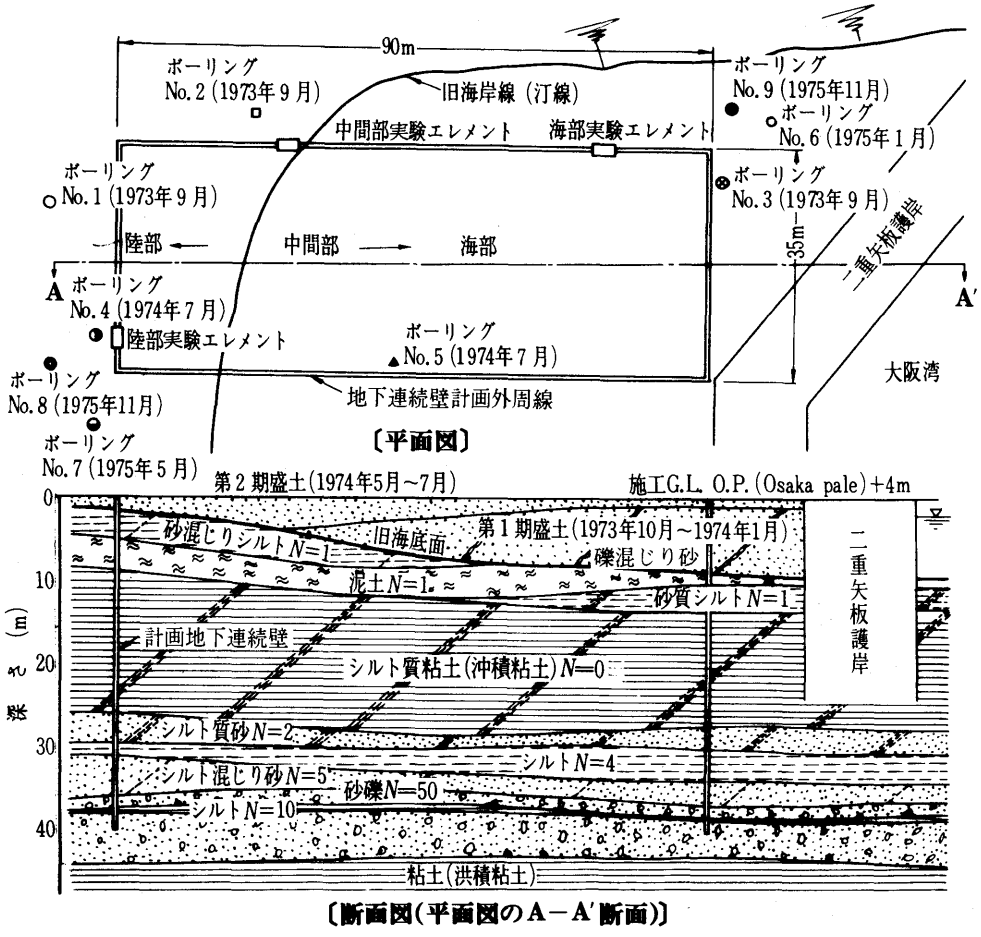
このように，粘性土地盤については，粘性土のもつ複雑さ，特に，泥水圧に対応する地山側の粘性土の力学的評価の難しさから，壁面安定機構はいまだ不明確であり，壁面安定の成否を判断する方法は明らかでない。

著者は，海岸部に下水道ポンプ場を建設するための地下連続壁実験施工を経験する機会をもった。その際の泥水トレンチ掘削において，沖積粘性土層での変形により，トレンチ壁面の安定が保たれなかった場所と安定した場所，その中間的な場所を同一施工敷地内で見い出した。この章では，これらの実測結果をもとに，壁面の変形と破壊に至るまでの挙動について述べ，あわせて粘性土地盤におけるトレンチ掘削可否の判断基準について述べる。また，提案した判断基準の妥当性を実証するために行った他の軟弱粘性土地盤におけるトレンチの実験掘削結果と壁面安定の力学機構について考察する。また，有限要素解析結果についても述べる。

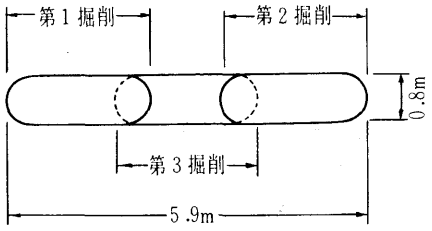
2.2　地盤および実験概要

実験地盤は，1973年10月から1974年7月にかけて盛土された臨海部埋め立て地盤である。**図－2・1**は実験地盤の概要と盛土の状況を示す平面図と断面図である。盛土前の汀線（旧海岸線）は地下連続壁の計画線を横切っている。この汀線が重要な意味をもつので，汀線から海側を海部（盛土厚，約9m），陸側を陸部（盛土厚，約2m），汀線付近を中間部（盛土厚，約4m）と呼ぶ。これらの盛土前の現場状況については，**付録－2**に示してある。地下連続壁の実験トレンチの形状は，幅80cm，

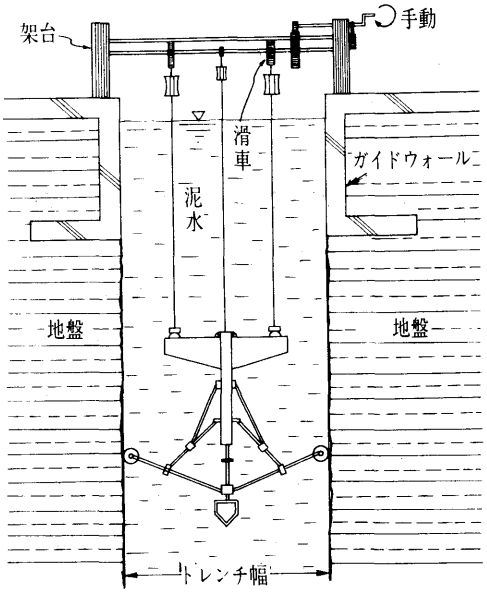
長さ5.9m，深さ40mで，**図－2・2**に示すような3回分割掘削を行っている。実験掘削は，1974年9月以後に行った。盛土層に粗大な石塊が多数含まれていたため，まず，バケット式掘削機で掘削し，その下の粘性土層からは回転ビット式掘削機で掘削を行った。使用した泥水の密度は，壁面のはらみ出しが予測されたため，通常用いられている1.03～1.10 g/cm³よりいくぶん大きくし，作泥時で1.13 g/cm³としたが，掘削中には土粒子が浮遊し，1.18～1.20 g/cm³近くになった。壁面の変形の測定には，**図－2・3**に示すアンブレラ式測定器を使用した。



図－2・1　地　盤　概　要



図－2・2　地下連続壁1エレメント用のトレンチ実験掘削順序（平面図）



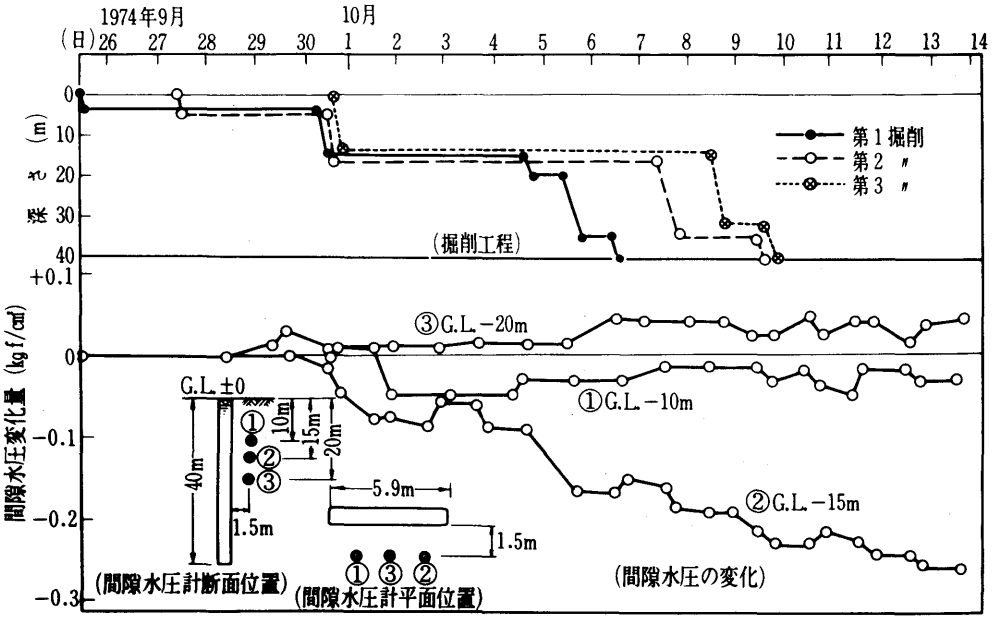
図－2・3　トレンチ幅を測定するためのアンブレラ測定器の説明図

2.3　壁面の変形挙動と破壊に至る挙動

陸部，海部，中間部において行った実験工事の壁面の変形と破壊に至る挙動について述べる。各部の実験掘削位置は図－2・1に示してある。

2.3.1　陸部トレンチの壁面変形

陸部での掘削工程および掘削にともなう掘削面近傍の地山の間隙水圧の変化を図－2・4に示す。

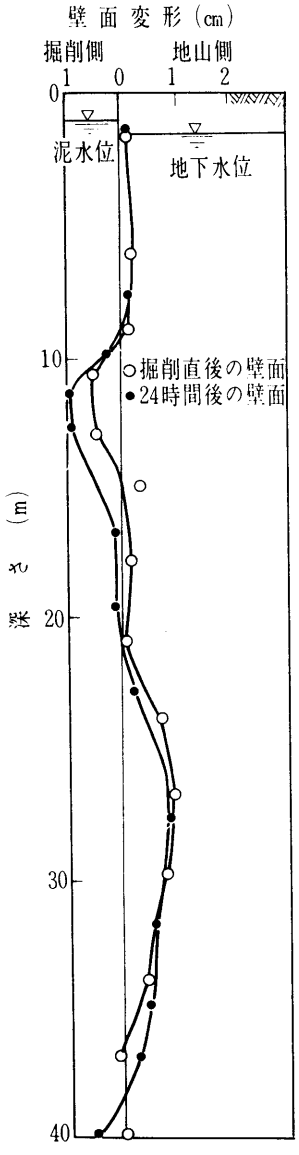


図－2・4　陸部実験掘削の工程と掘削にともなう間隙水圧の変化

掘削トレンチは掘削終了後6日間そのままの状態で放置した後，砂による埋戻しを行っている。

壁面の変形を**図－2・5**に示す。まず，掘削深さが10mをこえ，掘削が粘性土層に進むとその底部がそり出し，さらに掘削が20m近くまで進むと壁面は，はらみ出した状態で安定し，25mをこえると逆にトレンチ溝が押し広がる傾向にある。

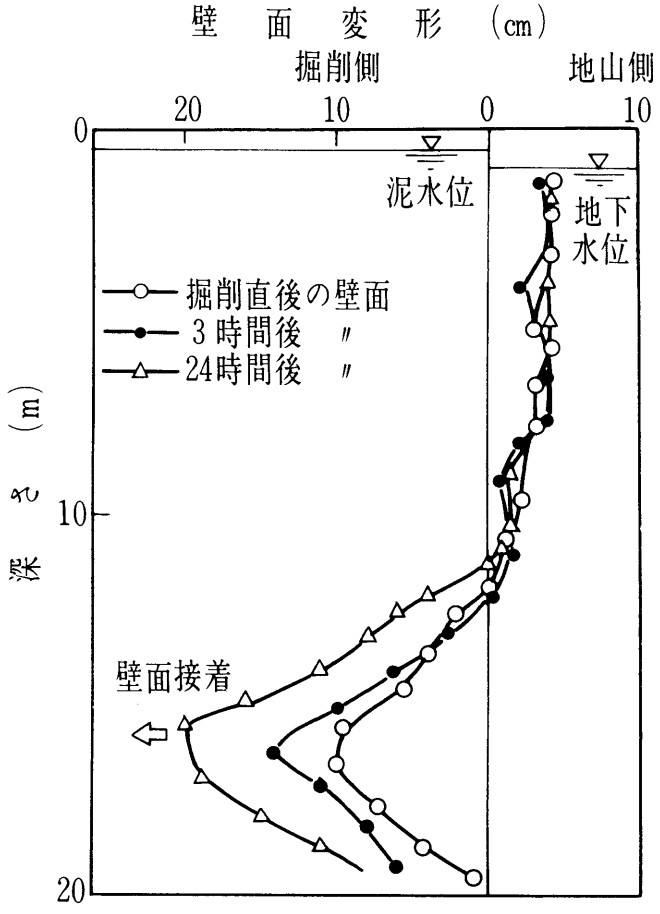
しかし，壁面の変形は，**図－2・5**に示すように1cm程度である。掘削終了時から24時間後でG.L.－10～－15m付近でわずかにはらみ出しが進行しているものの壁面は安定した状態であった。掘削中の粘性土層の間隙水圧の変化を調べるために，G.L.－10m，－15m，－20mの3つの深さに間隙水圧計を設置した。その測定結果を**図－2・4**に示す。G.L.－10mの間隙水圧は掘削がその深さをこえるといくぶん減少する傾向にあるが，その後はほとんど変化していない。G.L.－15mの間隙水圧は掘削がその深さをこえると継続的に減少し，トレンチ掘削終了後もその減少は続いている。G.L.－20mの間隙水圧は逆にいくぶん増大する傾向にあるが，掘削終了後は変化がみられない。G.L.－15mの間隙水圧の変化が顕著である。**図－2・4**の掘削工程，**図－2・5**の壁面変形とあわせ考えると，G.L.－10～－20mの粘性土層が側方の掘削により応力緩和し，粘土骨格が膨張するにつれて間隙水圧が減少したと解釈できる。



図－2・5　陸部における実験掘削の壁面変形（長さ5.9cmトレンチ中央断面における測定）

2.3.2　海部トレンチの壁面変形と破壊に至る挙動

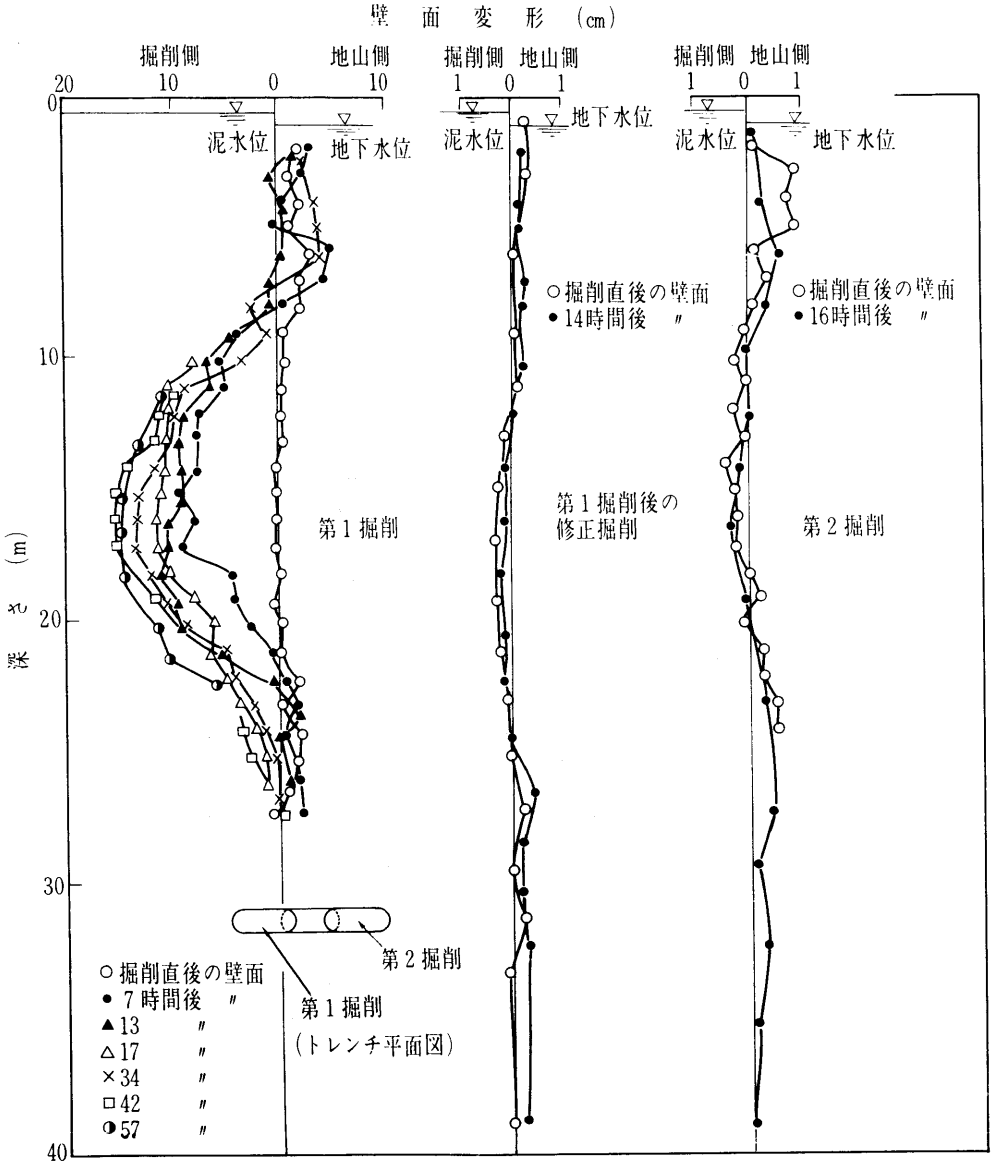
海部トレンチの実験掘削の壁面変形は，陸部トレンチの場合に比べ，時間的に大きく進み，最終的にはトレンチの両面の壁が接着してしまった。掘削中にG.L.－10～－25 m付近の破壊が予測されたため，掘削は長さ２ｍの第１掘削でG.L.－20mにとめてある。**図－２・６**に，掘削直後，３時間後，24時間後の壁面変形を示す。それ以後は測定不能で，壁の両面が接着した状態となった。



図－２・６　海部における実験掘削の壁面変形
（長さ２ｍのトレンチの中央断面における測定）

2.3.3　中間部トレンチの壁面変形

陸部トレンチの壁面変形，海部トレンチ壁面の破壊に至る挙動について述べたが，トレンチが安定するか否かは，G.L.－10～－25 mの粘性土層の変形が比較的小さい量でとまるか，トレンチが閉そくするまで進行するかの差である。次に行った，陸部と海部の中間部では，トレンチ安定の限界状態を観測することができた。**図－2・7** に，第1掘削時，第2掘削時，ならびに第1掘削のはらんだ壁面を修正掘削した時の壁面変形を示す。第1掘削ではG.L.－10～－25 mの層のはらみが生じたが，海

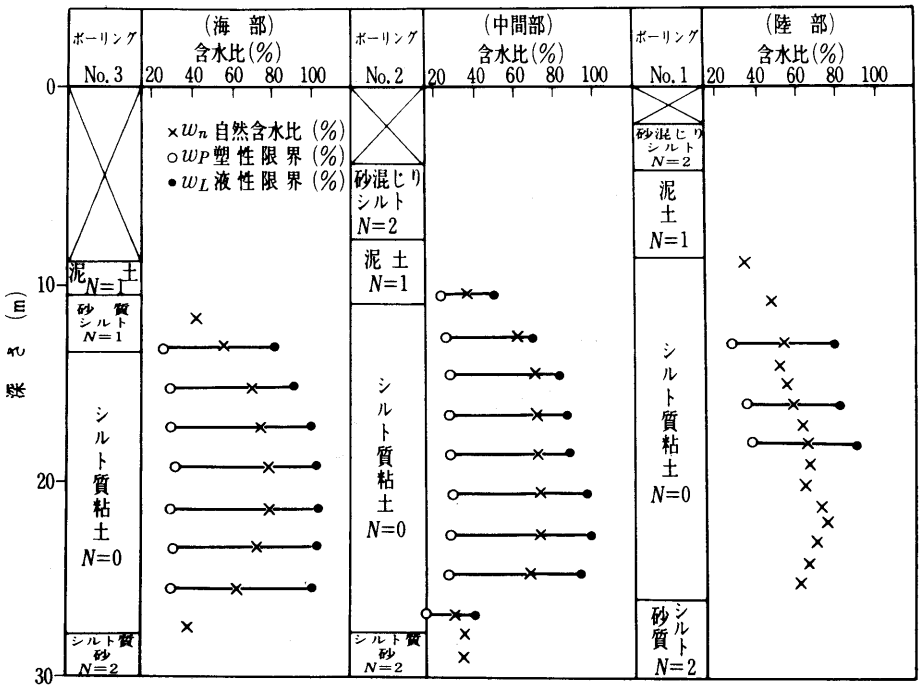


図－2・7　中間部における実験掘削の壁面変形

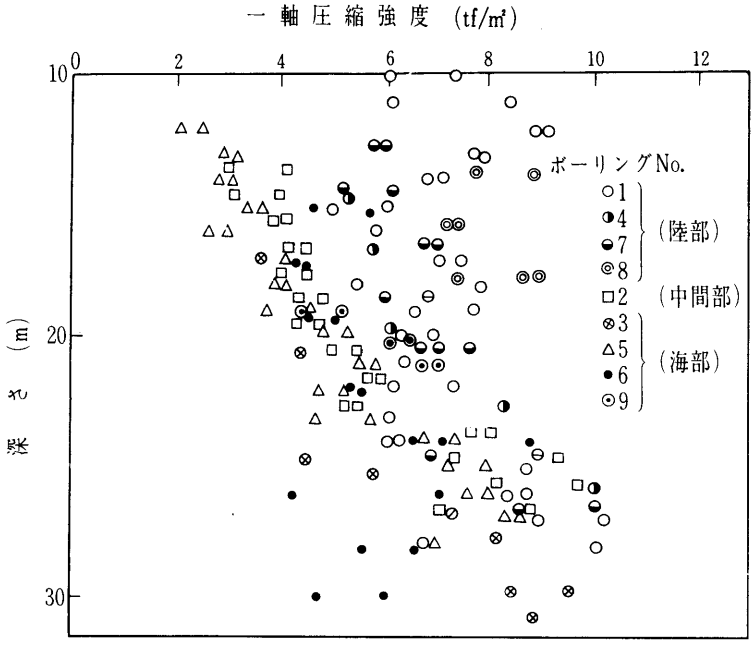
部に比べて時間的に進行が遅く，17cm程度のはらみでほぼ安定する傾向にあった。また，修正掘削後の壁面は安定していた。第2掘削では，ほぼ陸部と同じ変形状態でほとんどはらみは生じない。このように，同じ地盤でありながら一方がはらみ，他方がはらまないということは，この地盤条件が壁面安定の限界であったことを示すものと考えられる。

2.4 実験現場の土質特性

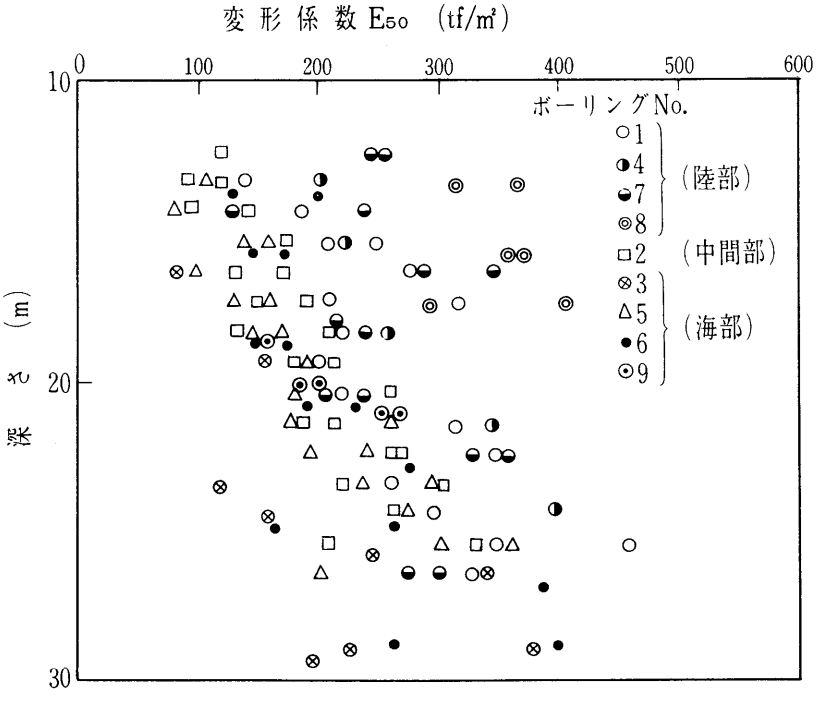
実験現場の土質調査は**図－2・1**に示すボーリング位置で，盛土前（ボーリングNo.1～3）と盛土後（ボーリングNo.4～9）に行っている。陸部，海部，中間部における土質調査の結果を**図－2・8**に示す。粘性土層の自然含水比は55～80%，液性限界は80～100%，塑性限界は30%前後，塑性指数50～70%で，いくぶん海部のほうが大きい。**図－2・9**，**2・10**に一軸圧縮試験による強度q_uと変形係数E_{50}（一軸圧縮強度の50%応力に対する割線係数）を示す。q_u，E_{50}とも陸部で最も大きく，以下，中間部，海部の順に低下し，盛土後では圧密の進行に応じて強度は増大している。また，鋭敏比S_tは5～10である。盛土前後の有効上載荷重と圧密降伏荷重との関係を**図－2・11**に示す。盛土後の有効上載荷重に対する圧密は，陸部で最も進み，以下，中間部，海部の順に低下しており，この圧密進行状態の相違は壁面安定を論じる上で重要である。



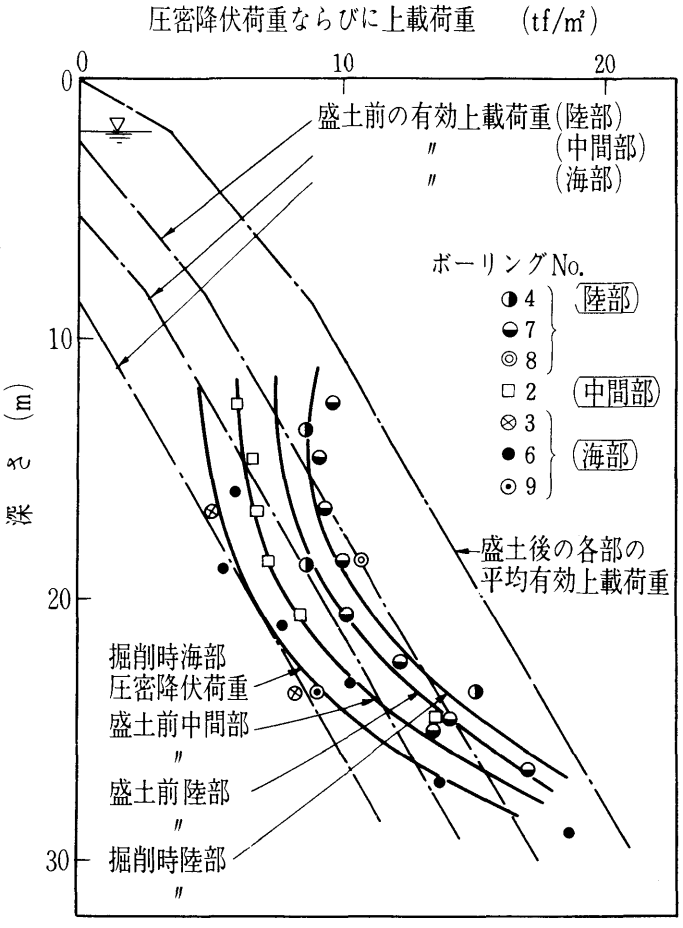
図－2・8 ボーリング調査による土相，N値，自然含水比，液性限界，塑性限界



図－2・9 一軸圧縮強度の比較



図－2・10 変形係数の比較



図－2・11　深さと圧密降伏荷重および上載荷重の関係

2.5　トレンチ掘削可否の判断基準

トレンチの壁面が安定するか否か，以下のように考察してみる。トレンチ掘削前の地盤内の水平応力は，$K\sum_{i=1}^{n}\gamma_i\cdot H_i$（$K$：側圧係数，$\gamma_i$：各層の単位体積重量，$H_i$：各層の層厚）で示される。この地盤中を泥水を用いて掘削すると，泥水圧$\gamma_f\cdot h$（γ_f：泥水の単位体積重量，h：泥水位）との差だけ壁面を変形させる応力$\Delta\sigma_R$がトレンチ壁面で今までの静止側圧以上（または以下）に働き，トレンチの壁面を変形させることになる（側圧は，壁面に作用する土圧と水圧を加えた圧を意味し，土圧が静止土圧の場合では静止側圧と呼んでいる）。

$$\Delta\sigma_R = K\sum_{i=1}^{n}\gamma_i\cdot H_i - \gamma_f\cdot h \qquad (2\cdot1)$$

この$\Delta\sigma_R$が正の場合は，トレンチ壁面がはらみ出し，負の場合では，かえってトレンチ溝がふくらむことを意味する。

前述のように，陸部トレンチでは，G.L.－10～－25mで壁面がはらみ出し，G.L.－25m前後で逆に地山に押し広がる傾向にあることから，G.L.－10～－25mで$\Delta\sigma_R > 0$であり，G.L.－25m前後で$\Delta\sigma_R = 0$の状態にあると考えられる。

ところで，$\Delta\sigma_R$が本実験での場合のように正となる正規圧密進行中の圧密状態の地盤におけるトレンチ掘削では，トレンチの壁面がはらみ出すことで，土圧が静止土圧状態より主働土圧状態に変化し，泥水圧と釣合い状態に移行していくことになると考えられ，$\Delta\sigma_R$の大きさの程度により，壁面安定の保たれなかった海部トレンチ掘削，壁面の安定した陸部トレンチ掘削，および限界状態の中間部トレンチ掘削が区分されると考察できる。

トレンチの実験掘削結果，土質特性および以上の考察より，軟弱粘性土地盤で泥水によるトレンチ掘削を行う際の壁面安定の判断基準をまとめると以下のようである。

軟弱粘性土地盤での泥水によるトレンチ掘削の安定は，掘削前における粘性土層の圧密状態と関係が深く，安全側の立場にたてば，「粘性土層が正規圧密を終了した状態にあることが，泥水掘削における壁面安定の条件である」ということができる。

2.6　正規圧密終了状態の粘性土地盤におけるトレンチの実験掘削

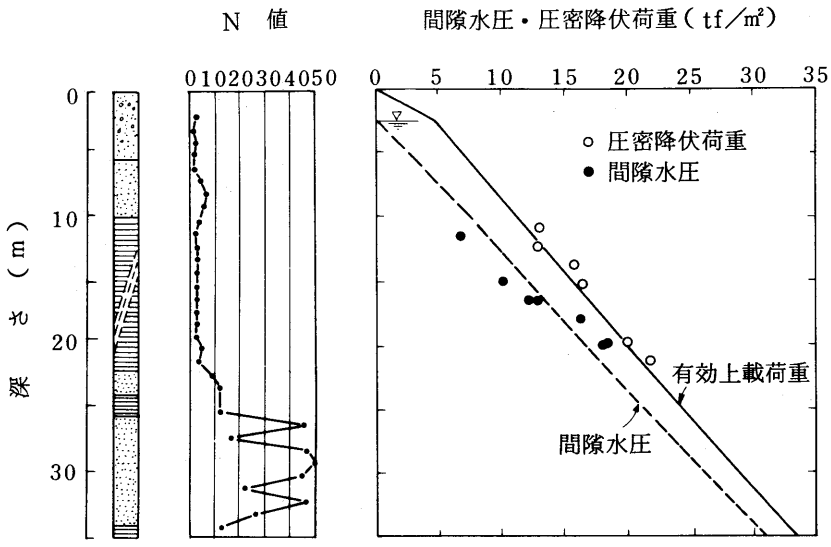
前述の軟弱粘性土地盤におけるトレンチ掘削可否の判断基準の妥当性を実証するため，正規圧密終了状態の粘性土地盤であると判断できる大阪市千島下水処理場内でトレンチの実験掘削を行い，壁面変形挙動とトレンチ掘削前後での地盤の応力状態を調査することで壁面安定の力学機構の考察を行う。

2.6.1　実験地盤および実験概要

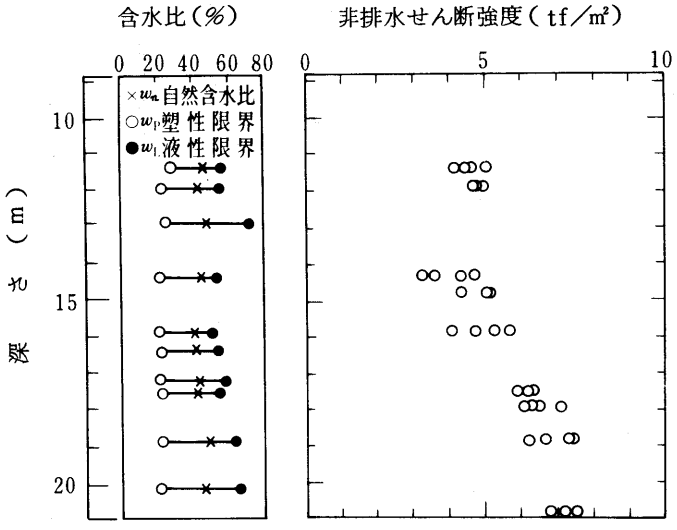
実験地盤である千島下水処理場用地は，約30年前までは臨海部の貯木池として使用されていた所を，下水処理場用地として埋め立てられ現在に至っている。千島下水処理場は，前述の大阪市南港埋め立て地の近くに位置し，地質・地層構成もほぼ同じである。

図－2・12に実験現場の地盤概要を示す。G.L.－9.8～－21.8mの沖積粘性土層は，圧密降伏荷重と有効上載荷重の関係，間隙水圧状態，および後述する静止土圧状態より正規圧密終了状態の地盤であると考えられる。**図－2・13**に沖積粘性土層の土質調査結果を示す。自然含水比は40～50%，液性限界は50～70%，塑性限界は20～27%，塑性指数は28～50%程度である。また，三軸圧縮試験による非排水せん断強度は3～7 tf/m^2程度である。

実験概要を**図－2・14**に示す。また，実験トレンチの形状は**図－2・14**に示すように，幅1m，長



図－2・12 地 盤 概 要



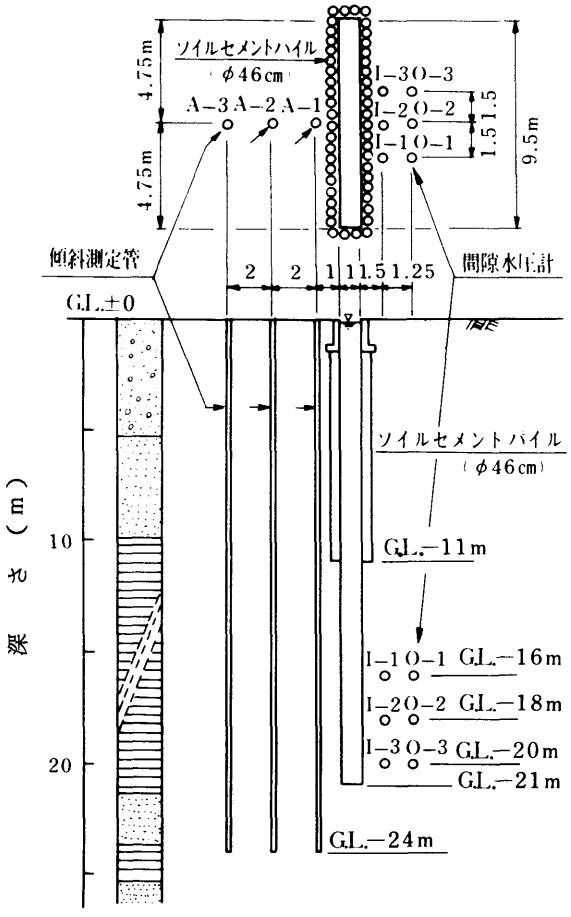
図－2・13 土 質 調 査 結 果

さ 9.5 m，深さ21 mである。掘削深さを沖積粘性土層下端までの21 mとしたのは，泥水位低下の実験時に粘性土層下の砂層よりの被圧水によるトレンチの破壊を生ぜしめないように配慮したものである。また，上部の埋め立て層および砂層については，あらかじめ⌀46cmのソイルセメントパイルを打設して泥水位低下時の壁面の破壊を防止した。

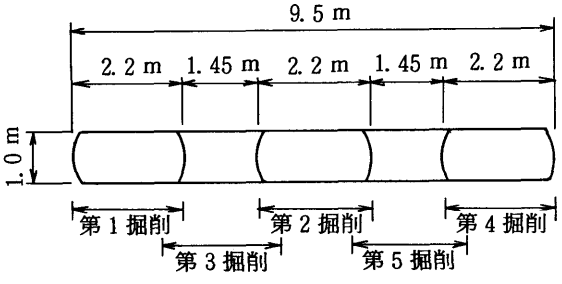
トレンチの掘削は，**図－2・15**に示す順序で5回に分けて，トレンチ掘削用のバケット式掘削機で行った。まず，第1～第3の掘削で5.85mの長さのトレンチでの壁面の安定を確認し，その後，第4，第5の掘削を行い，9.5mの長さのトレンチの掘削を行った。

本実験におけるトレンチの長さ9.5mは，粘性土地盤としては最大長に属するものである。地下連続壁を構造壁として利用する場合では1エレメントが長い程有利である。しかし，施工時においてはトレンチの長さが長くなるほど，壁面安定上不利になるため，ゆるい砂層や軟弱粘性土層がある地盤では，トレンチの長さを5m程度までとすることが多い。不利な条件としての9.5mのトレンチ長さにおける壁面安定を確認しておけば，軟弱粘性土地盤におけるトレンチの壁面安定についての価値ある実験となる。

壁面の変形および地盤の変形については，壁面から地山側へ1m（A－1測点），3m（A－1測点），5m（A－3測点）離れた**図－2・14**に示す位置に埋設した傾斜測定管での挿入式傾斜計による変形測定で把握している。また，間隙水圧計を**図－2・14**に示すトレンチ壁面近傍の粘性土層に6か所埋設しているが，そのうち，O－1，I－2の間隙水圧計については，設置不良が原因と考えられる異常な値を示しており，結果の整理からは除外した。



図－2・14 実　験　概　要

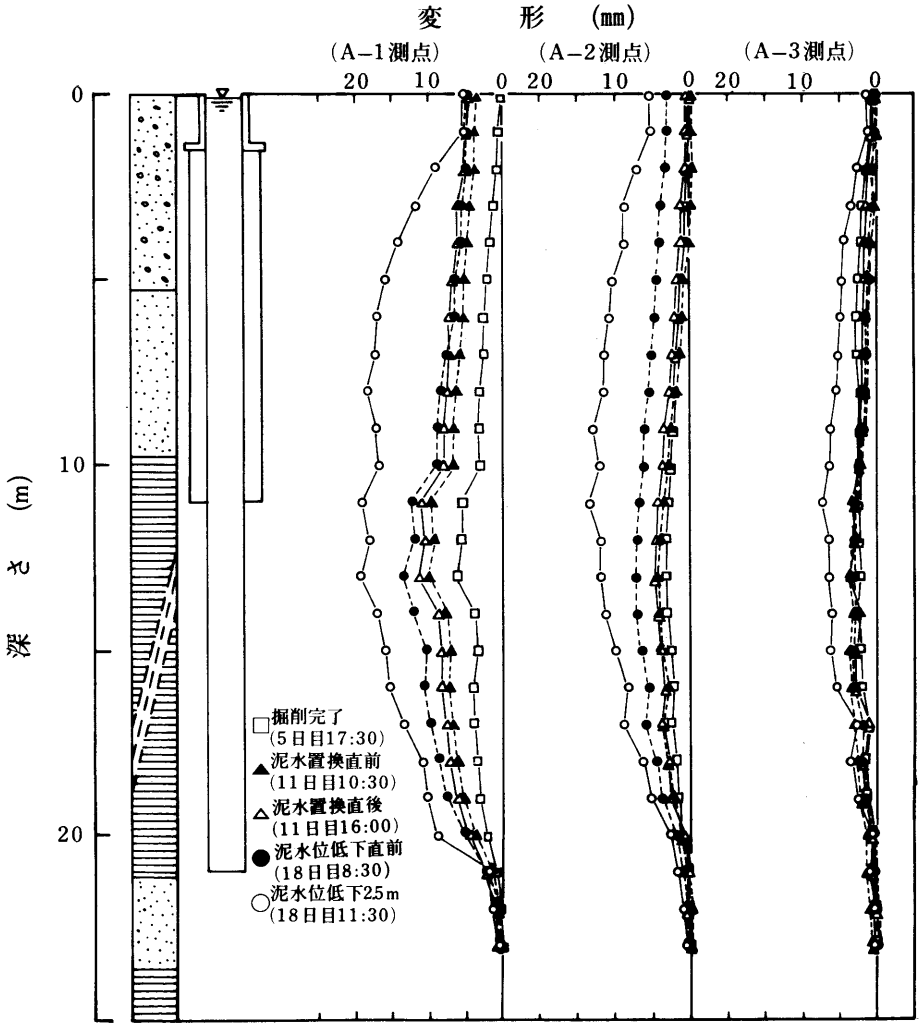


図－2・15 トレンチの形状と掘削順序

実験の手順は，**図－2・17**に示すようである。トレンチの掘削は，密度1.06 g/cm³の泥水を用い，6日間で行い，実験工程7日目～12日目には泥水位をG.L.－30cmに保持している。その際，泥水の密度は土粒子の混入により1.08 g/cm³に増加している。また，実験工程13日目に泥水の密度を1.04 g/cm³とする置換を行い，再度，実験工程13日目～19日目にかけて泥水位をG.L.－30cmに保持している。その後，実験工程18日目～20日目にかけて泥水位低下の実験を行った。

2.6.2　地盤変形と間隙水圧の変化

図－2・16に挿入式傾斜計により測定した地盤変形を示す。**図－2・16**において，掘削完了時のA－1測点でのはらみ出しによる変形は，G.L.－14mの深さで最大5mm程度生じている。その後の7日

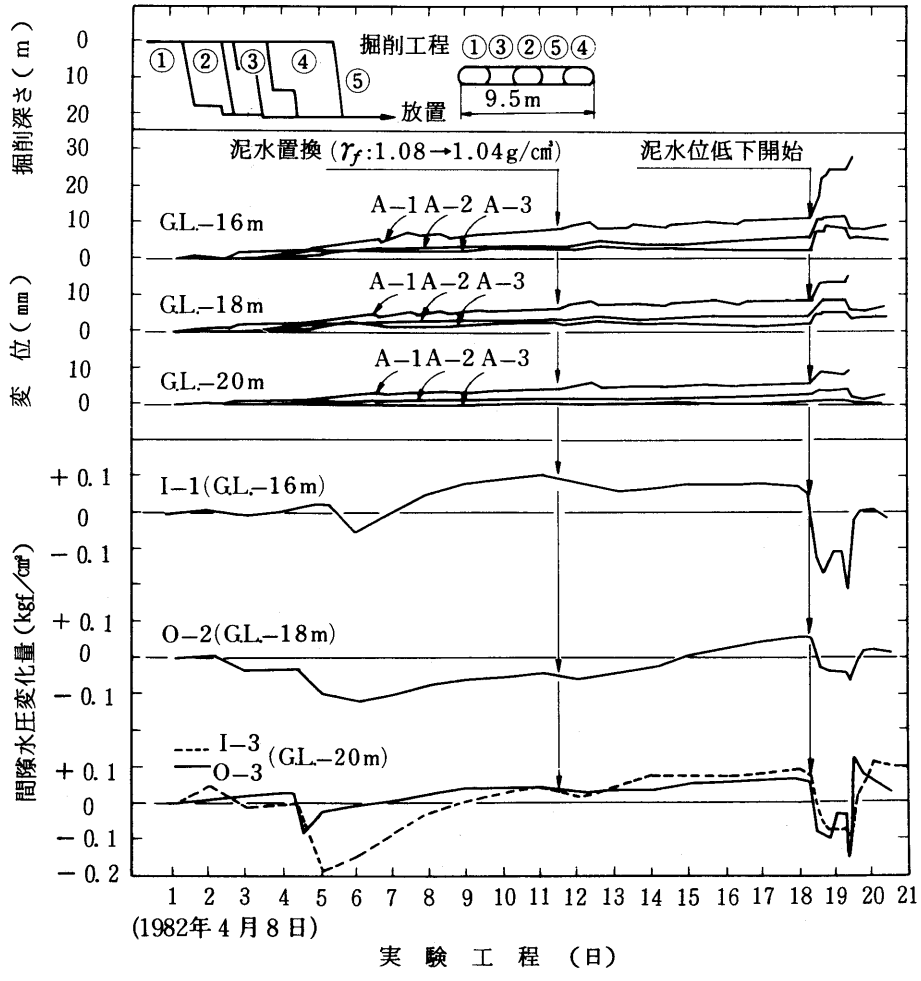


図－2・16　地盤変形（図－2・14に示すA－1，A－2，A－3測点における変形）

間で，はらみ出しが進み10㎜程度となっている。地下連続壁工法では，トレンチ掘削完了からコンクリート打設完了までの期間が5日間程度であることから，この9.5mのトレンチは安定した状態であると判断できる。

トレンチ掘削開始から実験終了までの20日間の間隙水圧計埋設深さG.L.−16m，G.L.−18m，G.L.−20mの各深さでの間隙水圧と地盤変形の変化を**図−2・17**に示す。トレンチ掘削による壁面のはらみ出しにより，掘削完了時では，0.05〜0.2 kgf/㎠程度の間隙水圧の減少が生じている。

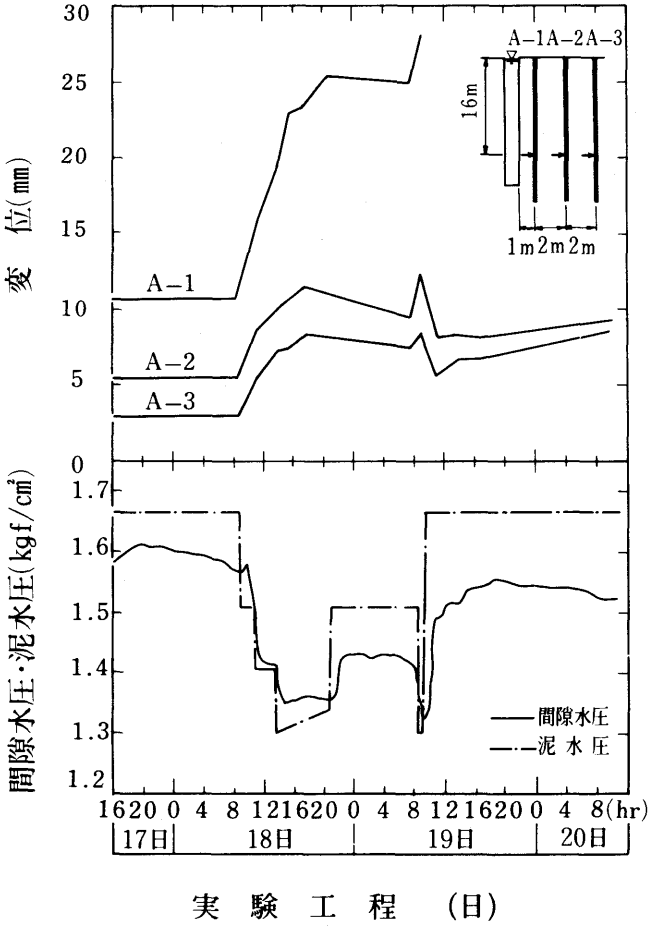
実験工程18日目に，泥水位をG.L.−0.3mからG.L.−2.5mまで低下させ，2時間放置した後，さらにG.L.−3.5mまで低下させたところ，上部のソイルセメントパイル部が変形し始めたため，G.L.−3.5mのままで7時間放置し，その後，泥水位をG.L.−1.5mまで上昇させている。この状態で11時間放置



図−2・17 地盤変形と間隙水圧の経時変化（G.L.−16m，G.L.−18m，G.L.−20mの場合）

し，再度G.L.－3.5ｍまで低下させたが，ソイルセメントパイル部が崩壊現象を示し始めたため，泥水位をG.L.－1.0ｍまで上昇させ実験を終了した。

その際のＡ－１測点での最大はらみ出しは27㎜程度であり，間隙水圧の減少量は0.15～0.20 kgf/㎠程度となっている。**図－2・18**にG.L.－16ｍにおける泥水圧，間隙水圧（Ｉ－１）および地盤変形（Ａ－１～Ａ－３測点）の一連の変化の詳細を例示する。これらの間での力学的な反応は非常に敏感な状態であることが読み取れ，壁面安定を考える上で泥水位が重要な要因となることが示されている。なお，Ａ－１測点での地盤変形については，再度G.L.－3.5ｍまで泥水位を低下させた際，ソイルセメントパイル部での変形が大きくなり，使用した挿入式傾斜計の計測可能範囲をこえたため，それ以後は測定を中止している。



図－2・18　泥水圧の変化にともなう地盤変形および間隙水圧の変化（G.L.－16ｍの場合）

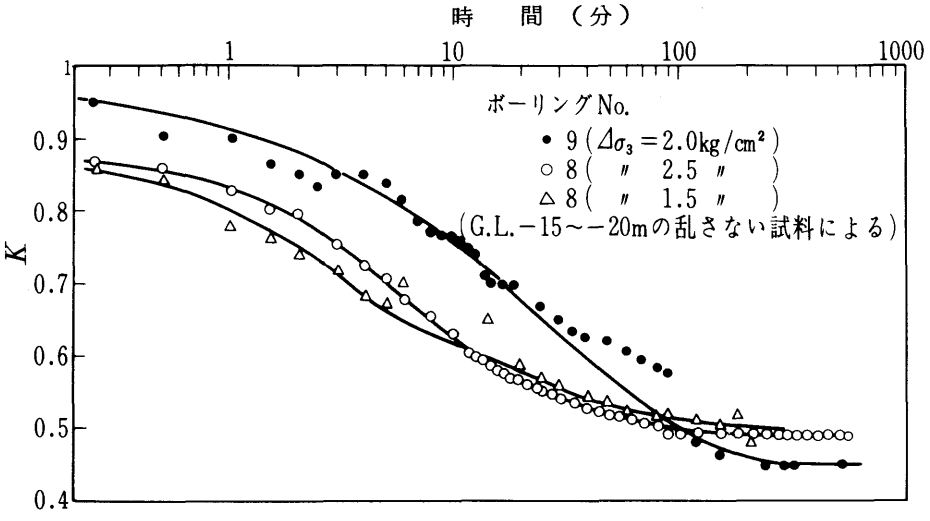
2.6.3　トレンチ掘削前後での地盤の応力状態

次に，泥水圧に対応する地山側のトレンチ掘削前後での側圧状態について考察する。

トレンチ掘削前の粘性土層の静止側圧は，ボーリング孔内水平載荷試験，および地中土圧計を埋設（縦21cm，横9.2cm，厚さ5mmの受圧板セルをボーリング孔を利用して地盤中に圧入）して調査している。ところで，正規圧密終了状態での静止土圧係数K_Oは0.5近くになることが知られている（前述の大阪市南港埋め立て地盤でのトレンチ実験掘削現場におけるK_O－三軸試験結果を**図－2・19**に例示しているが，圧密終了時で0.45～0.5の値を示している。[5] また，Alpan[6] は，正規圧密粘土における静止土圧係数K_Oを次式で示している。

$$K_O = 0.19 + 0.233 \log I_P \qquad (2 \cdot 2)$$

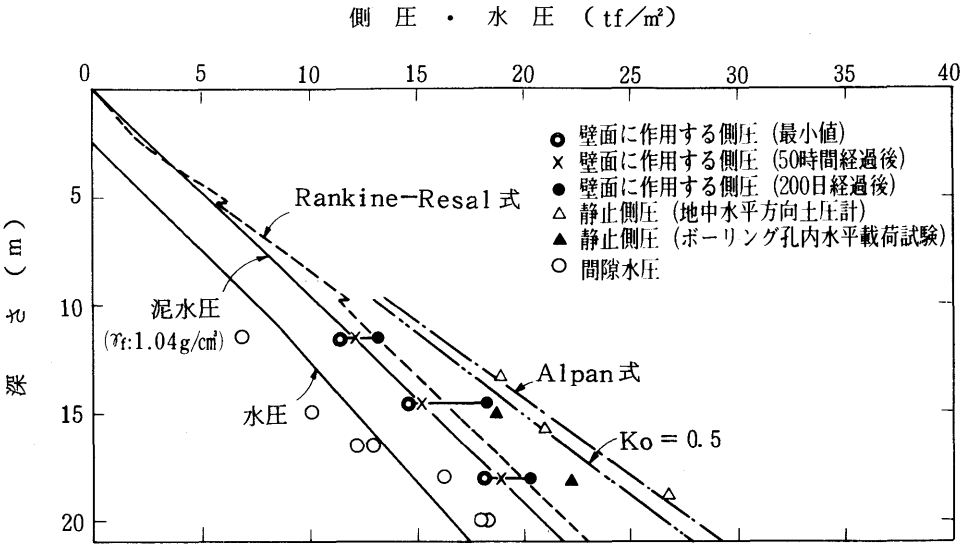
ここで，I_Pは塑性指数（％）である。



図－2・19　K_O－三軸試験結果（大阪南港トレンチ掘削現場の試料による試験例）

図－2・20にボーリング孔内水平載荷試験および地中土圧計による実測側圧とAlpanによる（2・2）式で粘性土層の平均塑性指数I_Pを35.7％とした場合，およびK_O＝0.5とした場合の静止土圧に水圧を加えた静止側圧を示している。これらの計算による静止側圧と実測側圧は比較的よく一致しており，千島下水処理場用地内のG.L.－9.8～－21.8mの沖積粘性土層は，正規圧密の終了状態であることが確認できたと考えられる。

トレンチ掘削による壁面の変形に対応して，壁面に作用する側圧の静止側圧からの変化の状態を調べておくことは，トレンチの壁面安定の力学機構を考えるうえで重要である。そこで，トレンチの実験掘削に引続いて行われた本工事の際に，鉄筋篭に設置した土圧計・水圧計により壁面に作用してい



図－2・20 トレンチ掘削の前後における地盤の応力関係図

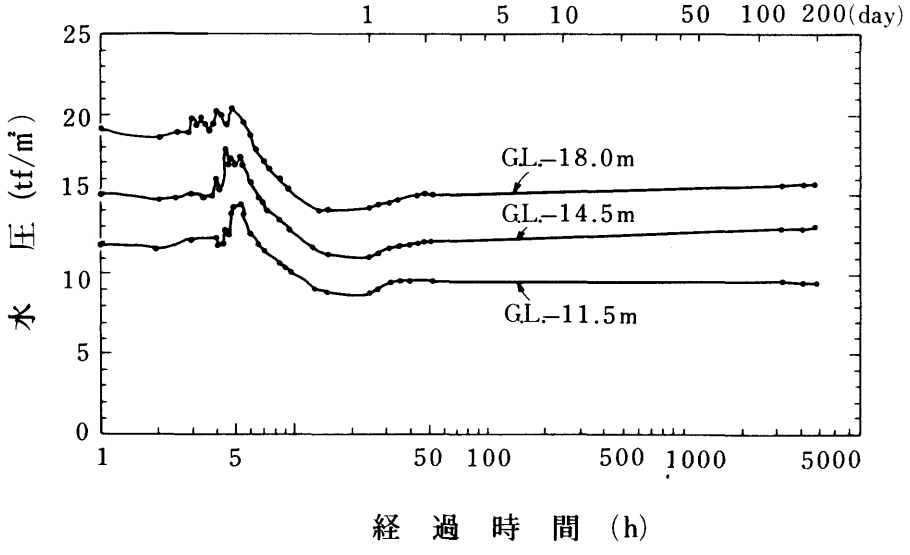
る側圧・水圧の計測を行っている。

まず，トレンチ壁面に土圧計・水圧計を軽く接着させた状態（この状態では計測値として泥水圧を計測していることも考えられる）を実測し，その後，トレンチ掘削内へのコンクリート打設作業前後での変化と長期間にわたっての側圧・水圧の経時変化を計測することによって，トレンチ掘削時でのトレンチ壁面に作用する側圧状態を考察する。

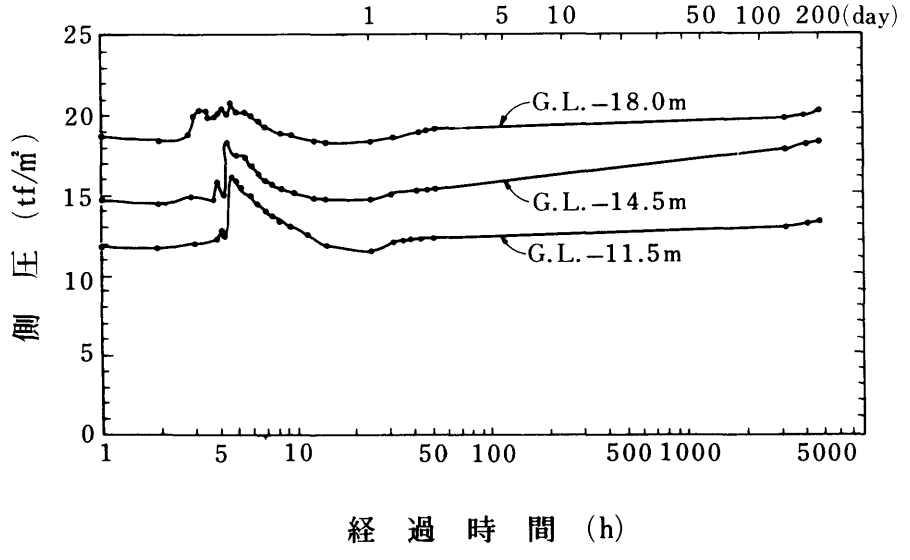
図－2・21に水圧，**図－2・22**に側圧の経時変化を示す。泥水圧を示していた側圧および水圧がコンクリート打設による圧力により，土圧計・水圧計が地山側へ押しつけられることによる計測値の増大が生じている。その後，コンクリートの初期硬化の始まりにともなって減少し，コンクリートの打設開始から50時間程度経過してほぼ安定な状態になっている。安定状態での水圧は，現地盤での間隙水圧に近い値を示し，側圧については，初期接着状態に近い値となっている。また，側圧では，時間の経過とともに主働土圧またはそれに近い状態より静止土圧状態に移行することによると考えられる漸増がみられる。

図－2・22での側圧の計測値より，トレンチ掘削時の側圧状態を直接的に見い出すことは難しいが，コンクリート打設 50 時間経過後の安定状態の側圧が初期接着時の値にほぼ近い値となっていることや，その時の水圧が地盤の間隙水圧に近い値となっていることより，コンクリート打設50時間後の側圧値をトレンチ掘削時の泥水圧に対応する側圧であると考えても大差ないと判断できる。

図－2・20に示した実測側圧は，コンクリート打設後に生じた最小値，安定状態になる50時間後の



図－2・21 トレンチ壁面に作用する水圧の経時変化（G.L.－11.5 m，G.L.－14.5 m，G.L.－18.0 mの場合）



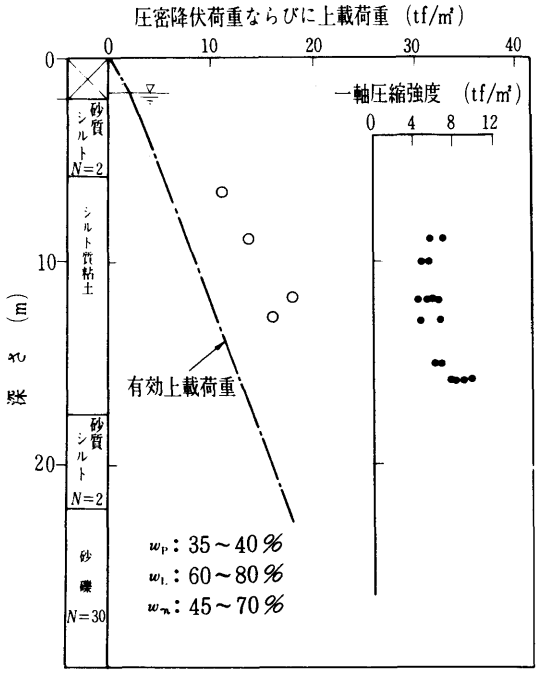
図－2・22 トレンチ壁面に作用する側圧の経時変化（G.L.－11.5 m，G.L.－14.5 m，G.L.－18.0 mの場合）

値，および 200 日経過後の値を示している。安定状態での側圧は，泥水の単位体積重量 1.04 gf/cm^3 とした場合の泥水圧，および**図－2・13**に示した非排水せん断強度を用いたRankine−Resal 式により計算した側圧に比較的よく一致している。

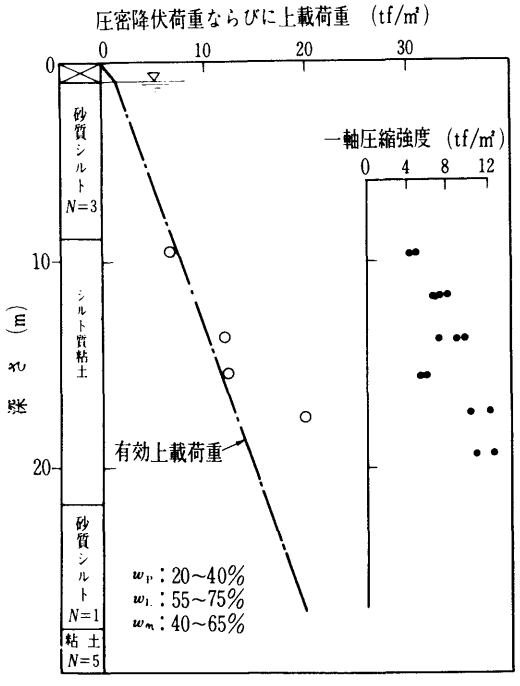
また，トレンチ掘削時に泥水圧に対応してトレンチ壁面に作用する側圧は，5〜10mm程度の壁面変形（この程度の壁面変形は，地下連続壁の施工上無視できる）によって，静止状態より主働状態に移行することで泥水圧と釣合いのとれた状態になり，トレンチ壁面の安定が保たれていると考察できる。

2.7　他の施工例による判断規準の検討

本論文の現場と同条件もしくは，さらに軟弱な粘性土地盤における施工例について検討する。施工例として，A－施工例（大阪市，中浜），B－施工例（東京都，堀切），Dibiagio らの報告[3] による実験工事をとり上げる。**図－2・23**，**2・24**に示すように，A，Bの現場の一軸圧縮試験による強度は 4〜10 tf/m^2 で，大阪市南港埋め立て地盤における海部から中間部の範囲の強度と同程度である。しかし，有効上載荷重と圧密降伏荷重との関係等から，これらの粘性土地盤は，すでに正規圧密が終了していると考えられる。前述の判断基準より，泥水トレンチの壁面は安定と判断できる。事実，



図－2・23　A現場応力関係図



図－2・24　B現場応力関係図

実際の施工においても安定な状態で施工されている。Dibiagioらが報告したケースも，非排水せん断強度が3 tf/m^2 程度の極めて軟弱な粘性土地盤における泥水掘削の例であったが，各種の条件から正規圧密は終了していると判断できる。そして，トレンチの壁面は安定していたと報告されている。

大阪市南港埋め立て地盤，千島下水処理場現場，およびこれらの施工事例によって正規圧密終了状態の粘性土地盤であれば通常用いられている密度1.03～1.10 g/cm^3程度の泥水によるトレンチ掘削を安定な状態で行い得ることが確認できたと考えられ，軟弱粘性土地盤の正規圧密終了状態をトレンチ掘削可否の判断規準とみなす実務上の妥当性を示すことができた。

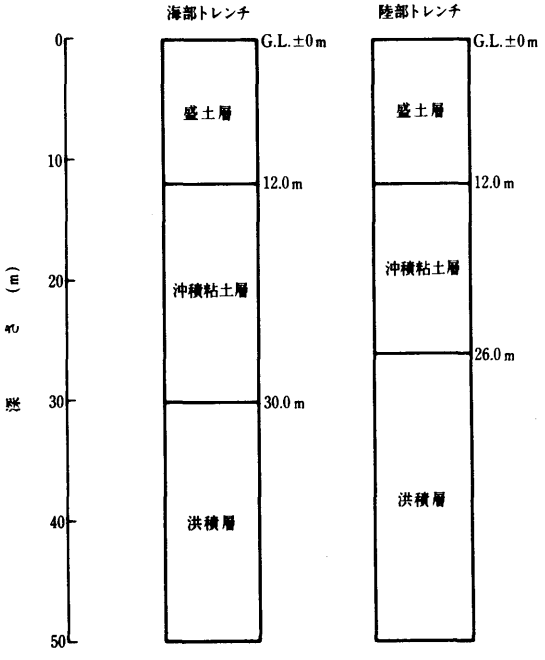
2.8 有限要素解析

粘性土地盤におけるトレンチ掘削時の壁面のはらみ現象は，側方流動現象の一種と考えられるが，側方流動問題に対する適切な解析手法が示されるには至っていない。[8,9] 粘性土地盤におけるトレンチ掘削の安定問題は，破壊問題よりもむしろ変形問題としてとらえる必要があると考えられる。有限要素法を用いてトレンチ掘削時の安定問題の解析を行っておくことは，トレンチ掘削に対する工学的判断をするうえで参考となる。

ここでは，前述の大阪市南港埋め立て地盤での陸部トレンチ，および海部トレンチの壁面変形挙動について，圧密状態をも考慮して有限要素法による解析[10] を行った。

2.8.1 有限要素モデル

図－2・25に有限要素解析を行うための地盤モデルを示す。なお，この地盤モデルでの土質柱状図はトレンチ掘削時の状況より作成したものである。沖積粘性土層の上部と下部は，それぞれ盛土層と洪積層として単純化している。土の応力－ひずみ関係のモデル化については種々の方法があるが，盛土層と洪積層はバイリニアー弾性モデルを用いた。解析の主対象となる沖積粘性土層については，泥水工法での掘削後の放置が5日間程度であることや，トレンチ壁面の側方変形が



図－2・25 地盤モデル

瞬時に近い状態で生じていることより，DuncanとChang[11]の応力関係式による非線型弾性モデルである接線係数法を用いた。また，トレンチ内の泥水位は地表面下50cmとした。また，泥水圧は壁面に付着する不透水性の泥膜を介して地盤に加わっているとした。

2.8.2 解析に用いた土質パラメーター

解析に使用した土質パラメーターを**表－2・1**に示す。盛土層，洪積層の内部摩擦角ϕと割線変形係数E_{50}は，盛土層と洪積層のN値から推定したものである。沖積粘性土層の非排水せん断強度S_u，および割線変形係数E_{50}を**図－2・26**，**2・27**に示す。S_uについては，1軸圧縮強度の1/2として求めたものである。また，各ひずみ段階での変形係数E_tは次式で示される。[11]

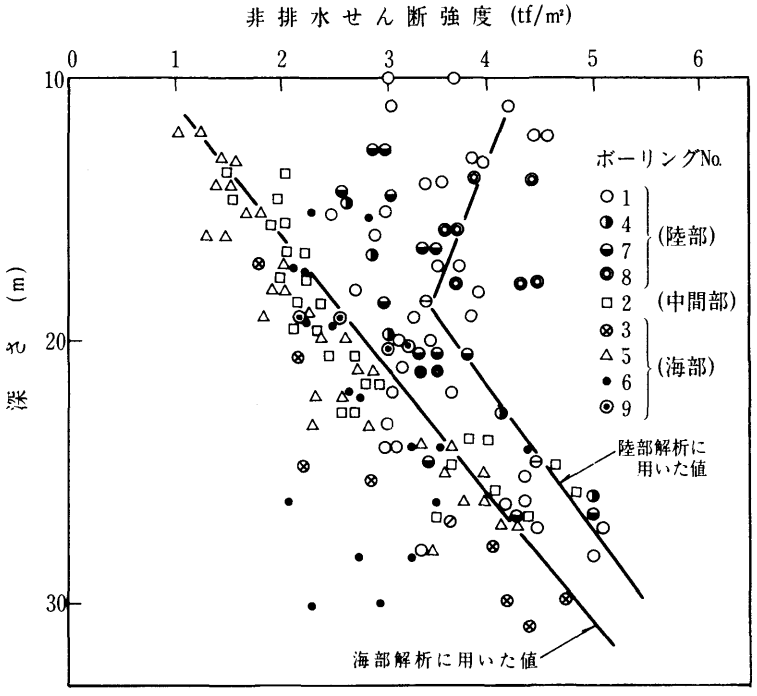
$$E_t = \left\{ 1 - \frac{R_f \cdot \sigma_1 \cdot (1-K)}{2S_u} \right\}^2 E_i \qquad (2 \cdot 3)$$

ここで，R_fは破壊比，σ_1は最大主応力，Kは静止側圧係数（主応力比），E_iは初期変形係数を示す。

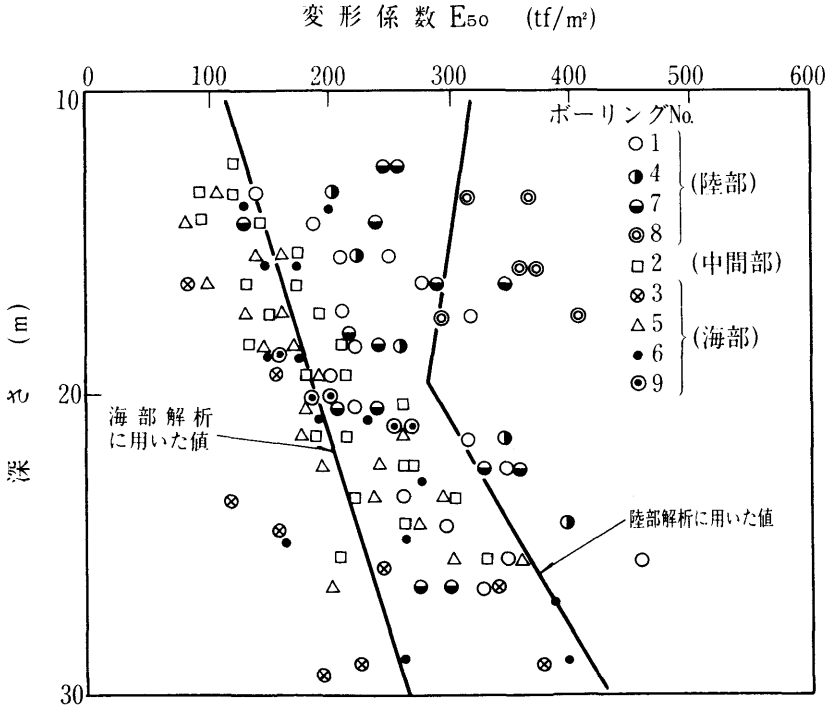
破壊比R_fは，土質試験結果より近似的に0.9とする。また，E_iとE_{50}の関係も土質試験結果によって，ほぼ次式の関係になっているので，（2・4）式よりE_iを求めた。

表－2・1　解析に使用した土質パラメーター

項目	湿潤密度 ρ (t/m³)	ポアソン比 ν	海部トレンチ箇所 Su, ϕ (tf/m²)	海部トレンチ箇所 変形係数 E (tf/m²)	海部トレンチ箇所 K	陸部トレンチ箇所 Su, ϕ (tf/m²)	陸部トレンチ箇所 変形係数 E (tf/m²)	陸部トレンチ箇所 K
盛土層	1.85	0.3	ϕ = 30°	E_{50} = 1400	0.74	ϕ = 30°	E_{50} = 1400	0.74
沖積粘土層	1.61 ～ 1.65	0.475	Su 図-2-26 参照	E_i 図-2-27 参照	図-2-28 参照	Su 図-2-26 参照	E_i 図-2-27 参照	図-2-28 参照
洪積層	2.00	0.3	ϕ = 45°	E_{50} = 9200	0.71	ϕ = 45°	E_{50} = 9200	0.71



図－2・26 解析に用いた非排水せん断強度



図－2・27 解析に用いた割線変形係数

$$E_i = 1.9\ E_{50} \qquad (2 \cdot 4)$$

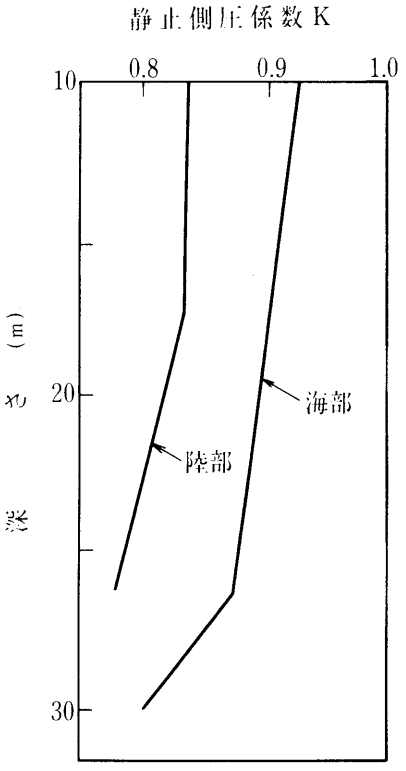
また，沖積粘性土層の静止側圧係数Kは次式で推定する。

$$K \sum_{i=1}^{n} \gamma_i \cdot H_i = K_o \cdot P_y + U_o + U_w \qquad (2 \cdot 5)$$

ここで，P_yは圧密降伏荷重，U_oは過剰間隙水圧，U_wは被圧地下水を考慮した静水圧を示す。圧密終了時での有効上載荷重は，洪積層での被圧水頭がG.L.−10mであることを考慮した水圧分布より求めた。有効上載荷重と圧密降伏荷重との差が過剰間隙水圧として働いていると考えられる。静止土圧係数K_oに，一般に認められている0.5を用いた（2・5）式によるKの分布を**図−2・28**に示す。

また，盛土層，洪積砂礫層の主応力比Kは，弾性論により得られる次式でポアソン比νを0.3としたK_oと静水圧を用いて計算する。

$$K_o = \frac{\nu}{1 - \nu} \qquad (2 \cdot 6)$$

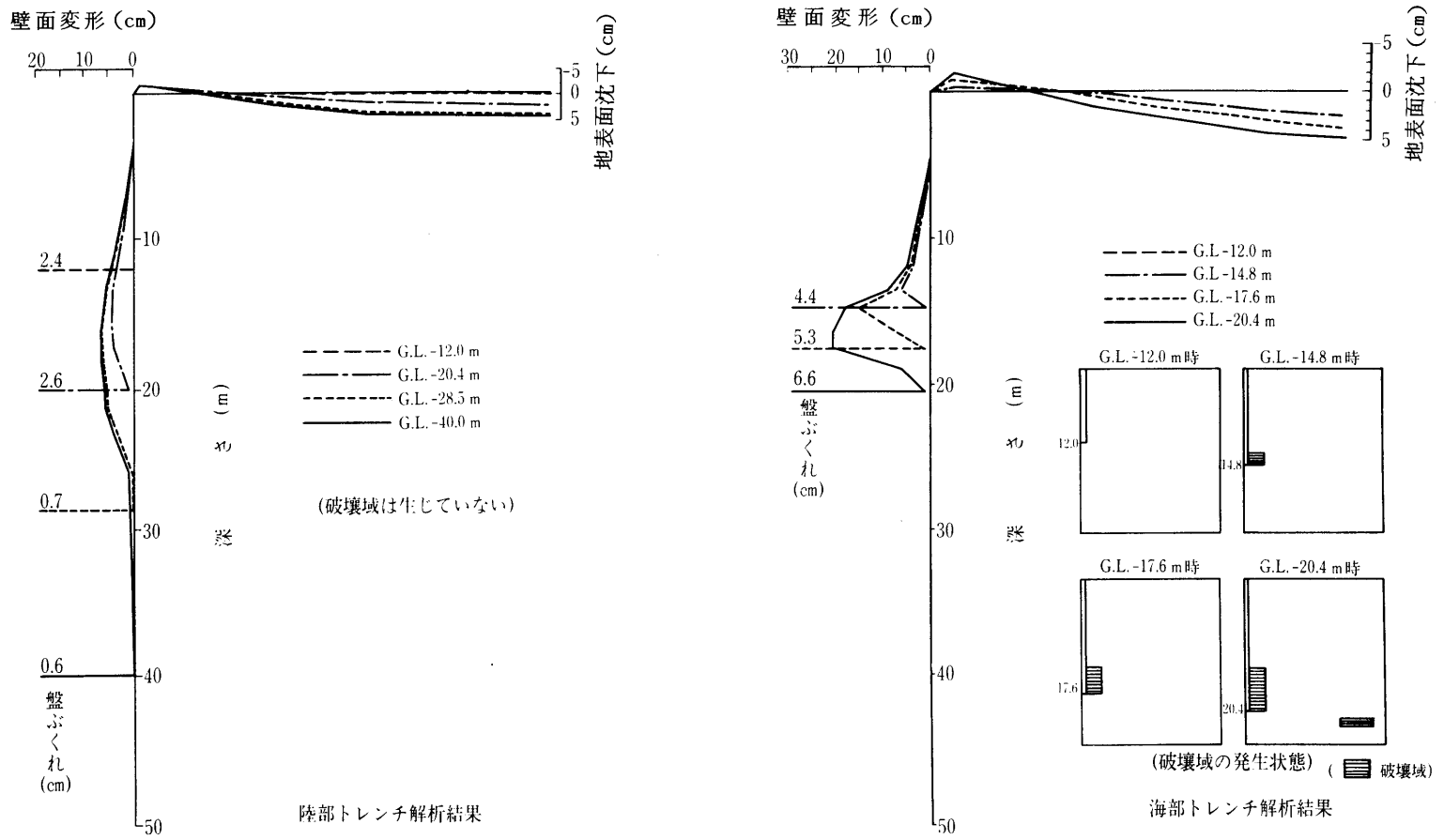


図−2・28　静止側圧係数Kの分布

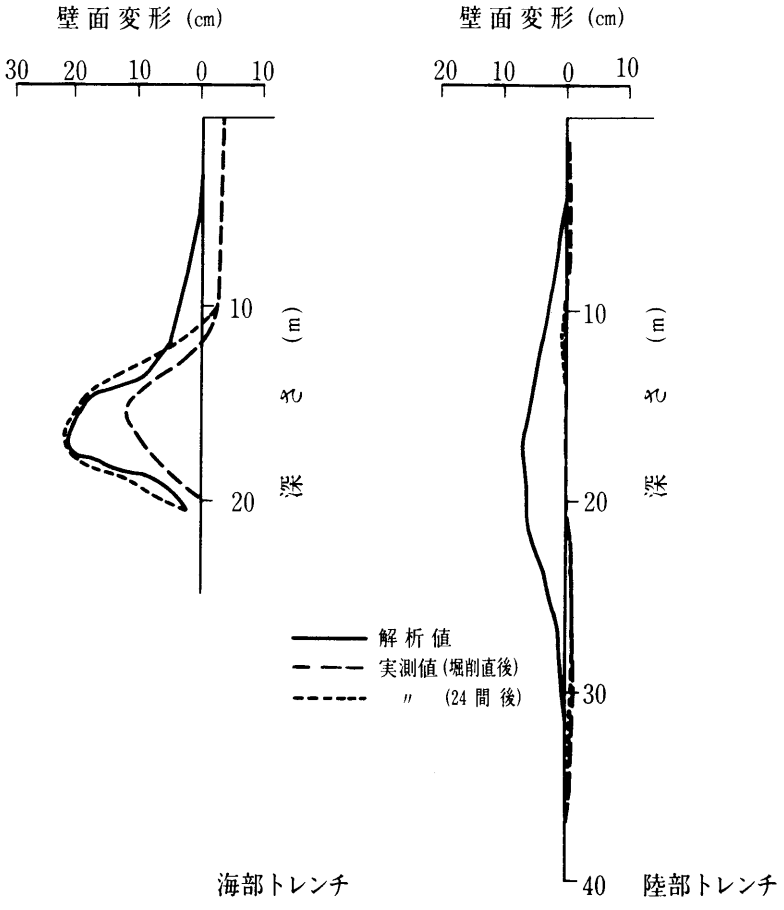
2.8.3　解析結果と考察

解析結果を壁面変形および破壊域の状況について**図−2・29**に示す。また，実側壁面変形との比較を**図−2・30**に示す。陸部トレンチでは，解析での壁面は，最終掘削まで安定した状態にあり，変形の大きさは，深さ17m付近で最大7cm程度である。実測値と解析値を比較すると，実測値の変形が1cm程度であり，解析値の方が大きい。実測値では，掘削終了した後で掘削機を引き上げる際，掘削中に生じた壁面の変形を削り取ることになり，その影響も考えられる。また，掘削機の引き上げ機で削り取られた後の壁面も安定していたので，再度変形が進まなかったと考えられる。破壊域も生じていないので陸部トレンチは，安定した掘削状態であったと判断できる。

一方，海部トレンチでは，掘削直後および24時間後の壁面変形の実測値と解析値を比較すると，形状，大きさともよく一致している。また，最大壁面変形が生じた付近で破壊域が生じており，海部トレンチの壁面は，安定が保たれない掘削状態であったと判断できる。



図－2・29　有限要素法による解析結果



図－2・30 解析値と実測値の比較

2.9 結　　論

粘性土地盤における壁面安定機構は，粘性土のもつ複雑さ，特に泥水圧に対応する地山側の力学的評価の難しさから，不明確な点が多く残されている。そのため，種々の現場調査の蓄積がトレンチ掘削の可否を判断する上で必要である。その意味からも，本章で述べた現場実験工事とその検討は，今後のこの種の工事に参考となるであろう。

本章で述べた事柄ならびに明らかになったことの要点をまとめると次のようである。

(1) 大阪港の臨海部埋め立て地盤でトレンチの実験掘削を行った。その際，盛土下の沖積粘性土層のはらみ出しにより，壁面の安定が保たれなかった掘削（海部トレンチ），安定した掘削（陸部トレンチ），および限界状態の掘削（中間部トレンチ）を同一敷地内で見い出し，各々の壁面変形および

破壊に至る挙動について述べた。

(2) 陸部トレンチでは，G.L.−10〜−15m付近で最大壁面変形は1cm程度であり，時間的に多少変形が進行する傾向にあった。また，粘性土層に設置した間隙水圧計による間隙水圧は減少の傾向を示し，G.L.−10〜−20mの粘性土層が側方の掘削により応力緩和し，粘土骨格が膨張するにつれて間隙水圧が減少したと解釈できる。

(3) 海部トレンチでは，G.L.−10〜−25mの層の壁面変形が時間的に大きく進み，最終的に壁の両面が接着した状態になった。

(4) 中間部トレンチでは，G.L.−10〜−25mの層の壁面変形は，海部トレンチに比べて時間的に進行が遅く17cm程度で安定する傾向にあり，また，修正掘削後の壁面についてはほぼ陸部トレンチと同様な壁面変形を示し，この地盤条件が壁面安定の限界状態とみなせた。

(5) 各種の土質定数を比較した結果，その差異は盛土厚さの違いによる沖積粘性土層の圧密状態の相異によるものであると判断された。

(6) 以上の考察より，軟弱粘性土地盤でのトレンチ掘削を行う際の壁面安定の判断基準として，「粘性土層が正規圧密終了状態にあること」を用いることができる。

(7) 有限要素解析を沖積粘性土層の圧密進行状態を考慮して行い，陸部トレンチ，および海部トレンチ掘削時の壁面変形挙動を比較的よく説明することができた。

また，(6)で示したトレンチ掘削可否の判断基準の妥当性を調査するために行った正規圧密終了状態の地盤におけるトレンチの実験掘削より得られた結果は次の通りである。

(8) 密度1.06 g/cm³の泥水を用いた長さ9.5mのトレンチ掘削で，軟弱粘性土層の最大壁面変形は5mm程度であり，壁面は安定な状態であった。

(9) 泥水圧と壁面変形および地盤内の間隙水圧は敏感に反応し，壁面安定を保持するのに泥水位は重要な要因であることが確められた。

(10) 地中土圧計によるトレンチ掘削前の静止側圧，Alpan式による静止土圧等より，この地盤が正規圧密の終了状態であることが確認できた。

(11) トレンチ掘削時の壁面に作用する側圧を鉄筋篭に設置した土圧計により実測した。実測値はRankine−Resal式により計算した側圧，および泥水の単位体積重量1.04 gf/cm³とした場合の泥水圧と比較的よく一致した。

(12) トレンチ壁面に作用する側圧は，5〜10mm程度の壁面変形（この程度の壁面変形は，地下連続壁の施工上さしつかえない）によって静止土圧状態より主働土圧状態に移行することで，泥水圧とほぼ釣合いのとれた状態になり，トレンチ壁面の安定が保たれている。

(13) これらの実測結果と考察より，軟弱粘性土地盤におけるトレンチ掘削は，軟弱粘性土層の正規圧密が終了していれば工事可能であるという判断基準の妥当性を明らかにした。

参　考　文　献

1) 玉野富雄，植下協，松永一成，山野寿男：軟弱粘土地盤泥水掘削の安定，土と基礎，Vol.25, No.3，pp.27~32，1977年3月.

2) Farmer, I.W., and P.B.Atewell : Ground Movements caused by a Bentonite Supported Excavation in London Clay, Géotechnique, Vol.23, No.4, pp.576~581, 1973.

3) Dibiagio, E. and F.Myrovoll : Full Scale Field Tests of a Slurry Trench Excavation in Soft Clay, Proc. of 5th European Conf. on SMFE, Vol.1, pp.461~471, 1972.

4) Aas, G. : Stability of Slurry Trench Excavation in Soft Clay, Proc. of 6th European Conf. on SMFE, Vol.1, pp.103~110, 1976.

5) 赤井浩一，足立紀尚：有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究，土木学会論文報告集，第113号，pp.11~27，1965年.

6) Alpan, I. : The Empirical Evaluation of the Coefficient K. and K_R, Soils and Foundations, Vol.7, No.1, pp.31~40, 1967.

7) 金谷祐二，宮崎祐助，森脇登美夫：山留めの安全率，土と基礎，Vol.30, No.9, pp.29~35, 1982年9月,

8) 松尾稔：最新土質実験，森北出版，pp.89~93，1974年.

9) Mikasa, M. : Discussion on the Settlement of Clay, Proc. of 3rd ICSMFE, Vol.3, pp.163~166, 1953.

10) 川本眺万，林正夫：地盤工学における有限要素解析，培風館，pp.189~205，1981年.

11) Duncan, J.M. and C.Y.Chang : Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, Proc. of ASCE, Vol.96, SM5, pp.1629~1653, 1970.

第3章　山留め鋼製切ばりに作用する温度応力

3.1　概　　説

掘削工事における山留めの力学特性は，複雑な要因，たとえば，施工条件，地盤条件およびその他の自然条件によって支配される。そのうち，現場では必ず影響を受ける自然現象による要因で，忘れられがちなものとして，温度変化がある。

山留め構成部材において，温度変化により直接影響を受け，その安全性を検討しなければならないと考えられるのは，鋼製切ばりについてである。温度の上昇によって切ばりは膨張しようとするが，土留め壁と周囲の地盤により拘束されているので，切ばりに温度応力が発生する。周囲の土圧・水圧に対応するために用いられている切ばりの軸力において，温度変化により発生する応力変化の割合はかなり大きくなることが考えられる。また，切ばり設計の際や，土留め機構を評価するために計測した切ばり応力の適否を考えるときに温度応力の知見が必要である。

このような温度応力については，遠藤ら[2)]，古藤田ら[3,4)]，Chapmanら[5)]，幾田ら[6~8)]による報告がある。しかし，土留め工事は，現場ごとに条件の異なる仮設工事であり，多くの要因が関係するので，切ばり軸力における温度応力の把握は，まだ十分とはいえない。この章では，温度応力について，2つの現場における詳細な調査結果を述べ，今後の切ばり設計への参考に供するものである。

3.2　測　定　例　1

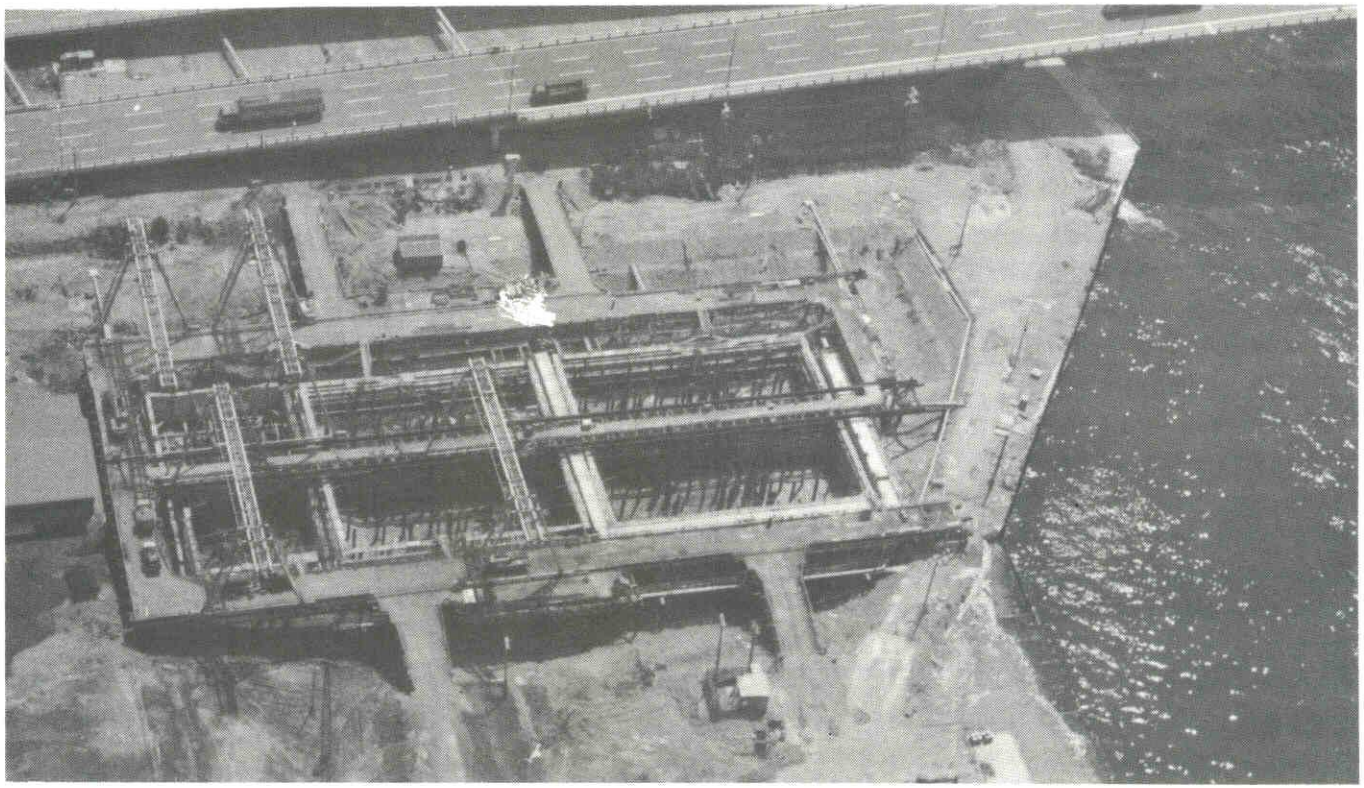
3.2.1　土留め，基礎構造および測定現場の状況

温度応力の測定方法ならびに測定結果の理解をよりよくするために，まず測定現場の状況について述べる。

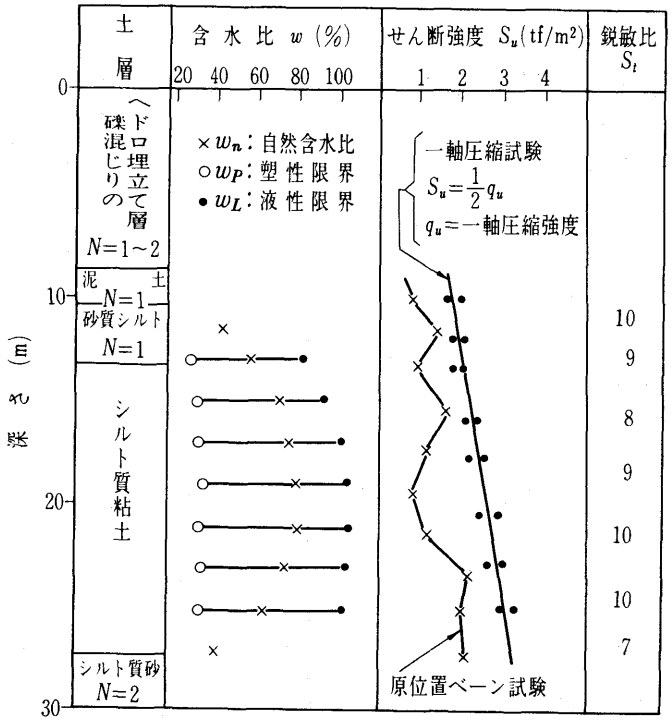
測定現場は，大阪市南港埋め立て地における下水道ポンプ場建設現場（**写真－3・1参照**）であり，この現場の地盤状況は，**図－3・1**のようであるが，更に詳しくは，第2章で述べたとおりである。

この現場は，**図－3・2**に示すような平面計画で，地下連続壁を先に造り，その後，**図－3・3**のように深さ方向に土留めしながら掘削した工事現場である。

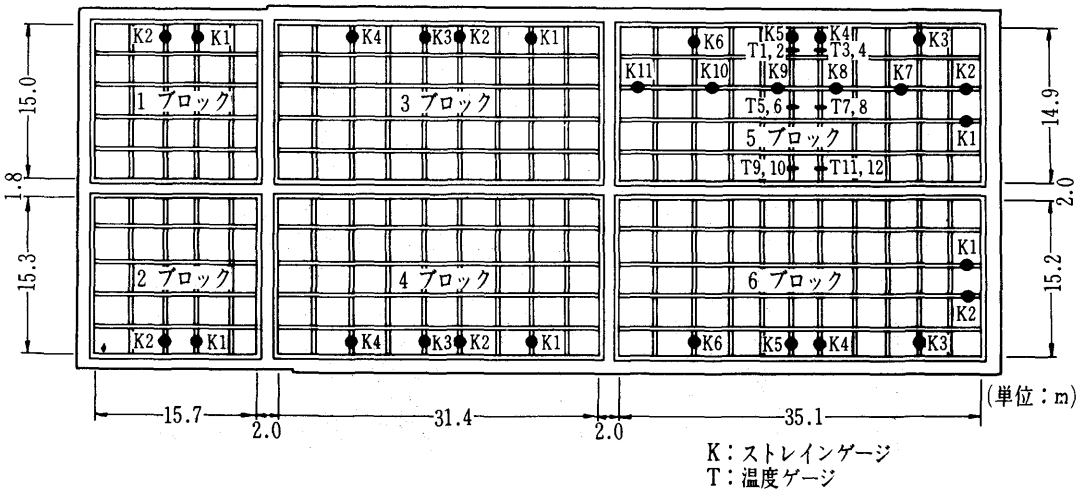
こういった新しい土留め，基礎構造を採用したことは，軟弱な埋め立て地盤での大規模な掘削工事（平面35m×90m，掘削深さ10～15m）であること。掘削時に土留めの破壊とそうした場合に臨接した橋梁のピアーの側方変位の危険が予想されること。また，盛土地盤中には，粗大な石塊が多数あり，沖積粘性土層に対する経済的あるいは，短期間に効果のある地盤改良を行うことが不可能な状態であることを念頭に置いたものである。



写真－3・1　山留め掘削現場の施工状況



図－3・1　土質図および土質特性



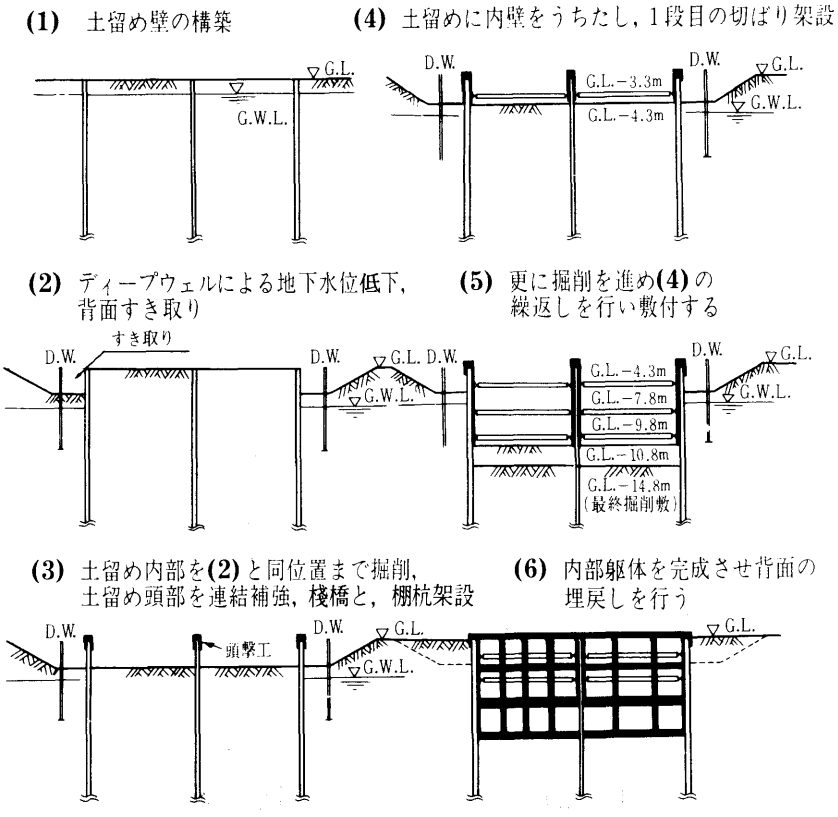
図－3・2　山留め掘削現場の平面

そのため，ポンプ場の用途上より掘削面を6分割し，掘削時によりバランスのとれた安全な土留め構造となるように考慮したものである。一般に，粘性土地盤における土留めの力学特性は，掘削幅，あるいは掘削底下の粘性土層の厚さ等の要因によって影響をうけると言われている。定性的には，有限要素法を用いてPalmerら[10]により検討されているものの定量的にはわからない点が多い。

この構造を採用するにあたっては，掘削形状を小さくすることでPeckの定義した限界安定数(N_{cb})の増大を計るとともに，3次元的な格子状にすることで土留め全体の剛性の増大を期待している。なお，地下連続壁は，土留め壁と基礎杭を兼用するように設計している。

地下連続壁は，当初，鉄筋コンクリート地下連続壁で設計していたが，トレンチ掘削が工法上無理と判断されたため，鋼管矢板壁（外周壁は管径100cm，管厚18mm，中仕切り壁は管径80cm，管厚12mm）で施工している。

図－3・3に示す施工順序は次のようである。①掘削背面にディープウエルをかけて地下水位をG.L.－5.5mまで低下させ，その後，背面地盤のすき取りをする。②土留め頭部の連結補強をする。③1次掘削をする。④1段切ばり設置深さまで外周壁については本体仕上げ用の厚さ40cmの内壁を内側



図－3・3　山留め掘削の施工順序

に，中仕切り壁については20cmの内壁を両側に施工する。その後，1段切ばりを内壁の上に設置する。⑤このような手順で掘削，内壁打設，切ばり設置を繰返し，床付けをする。

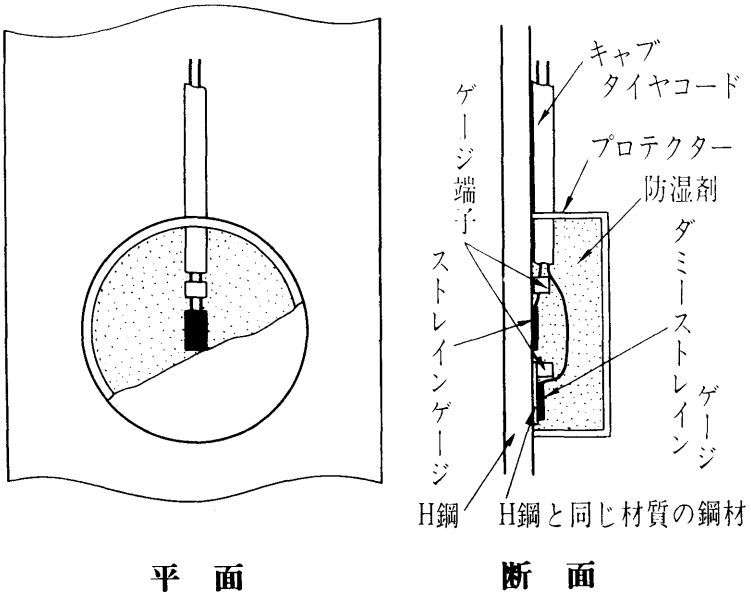
切ばり部材には，H－400（幅400mm，高さ400mm，ウエブ厚13mm，フランジ厚21mm，断面積 A_s ＝218.7cm²）を用い，格子形に組んだ切ばり（**図－3・2参照**）の各交点は，棚杭とU字ボルトで拘束し，それらの間隔は2.5～3m程度である。

3.2.2 温度応力測定法

切ばり温度と，温度応力の測定は，各段階の掘削終了時で，内壁打設作業中に，既に設置している1段切ばり部材を用いて行った。

測定は，1976年9月6～8日（第1回測定と呼ぶ），同年10月5～7日（第2回測定と呼ぶ），同年10月26～28日（第3回測定と呼ぶ）の晴天時を選んで計3回行った。切ばりの温度と温度応力の測定位置を**図－3・2**に示す。切ばり温度の測定は，切ばり温度が，太陽のふく射熱の影響により平面的に多少異なることになるので，第5ブロック（**図－3・2参照**）の1段切ばりの6箇所に設置した。なお，土留め内大気温度は第5ブロック掘削内の日陰（足場板の下）に布で囲った中で測定した。

従来の温度応力の測定方法は，切ばりに設置した油圧式荷重計と大気温度によるものであり，測定精度上かなりの誤差が生じる。また，測定か所数や頻度が少なくなるのが通例である。そこで，切ばり温度応力の測定は，1測点ごとに**図－3・4**に示すような，ワイヤーストレインゲージのアクティブ・ダミー法[12]（2枚ゲージ法とも呼ばれている）により測定した。**図－3・4**の方法によれば，



図－3・4　温度応力測定のストレインゲージ設置の概略

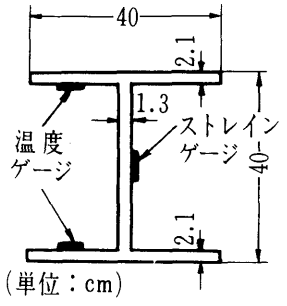
温度変化が生じると，拘束なしで発生している切ばりのひずみと，拘束によって温度応力の発生している切ばりのひずみとの差から，切ばりに発生している温度応力が読み取れる。

切ばり温度の測定には抵抗線温度ゲージを用い，**図－3・5**に示すとおり，切ばりの上・下フランジの内側に設置した。切ばり温度の初期値はサーミスタ温度計により測定した。

測定は各回とも，測定前の3日間の午前9時の切ばり応力に変化がないことを確かめてから，48時間について，1時間ごとの変化を集中管理により自動測定した。

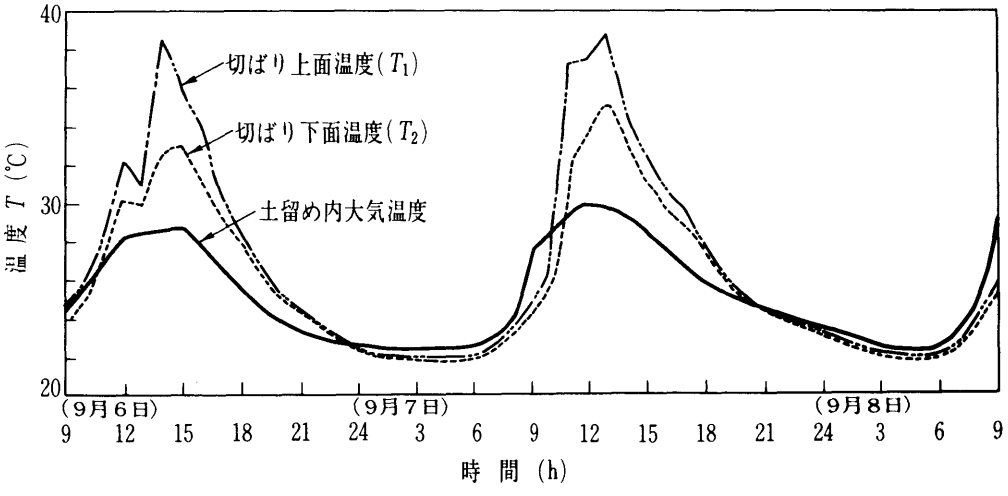
3.2.3 測 定 結 果

図－3・6に第1回測定における大気温度，切ばり温度の測定例を示す。切ばり温度は大気温度に比べ，ふく射熱の影響により，昼間は大気温度よりかなり高く，夜間は大気温度とほぼ等しくなっている。切ばりとして設置するH鋼は，断面積に比べ表面積が大きいので，切ばりの表面温度と内部温度はほぼ等しいと考えてよいといえる。この論文では，上部フランジと下部フランジの測定値の平均値を切ばり温度とみなした。

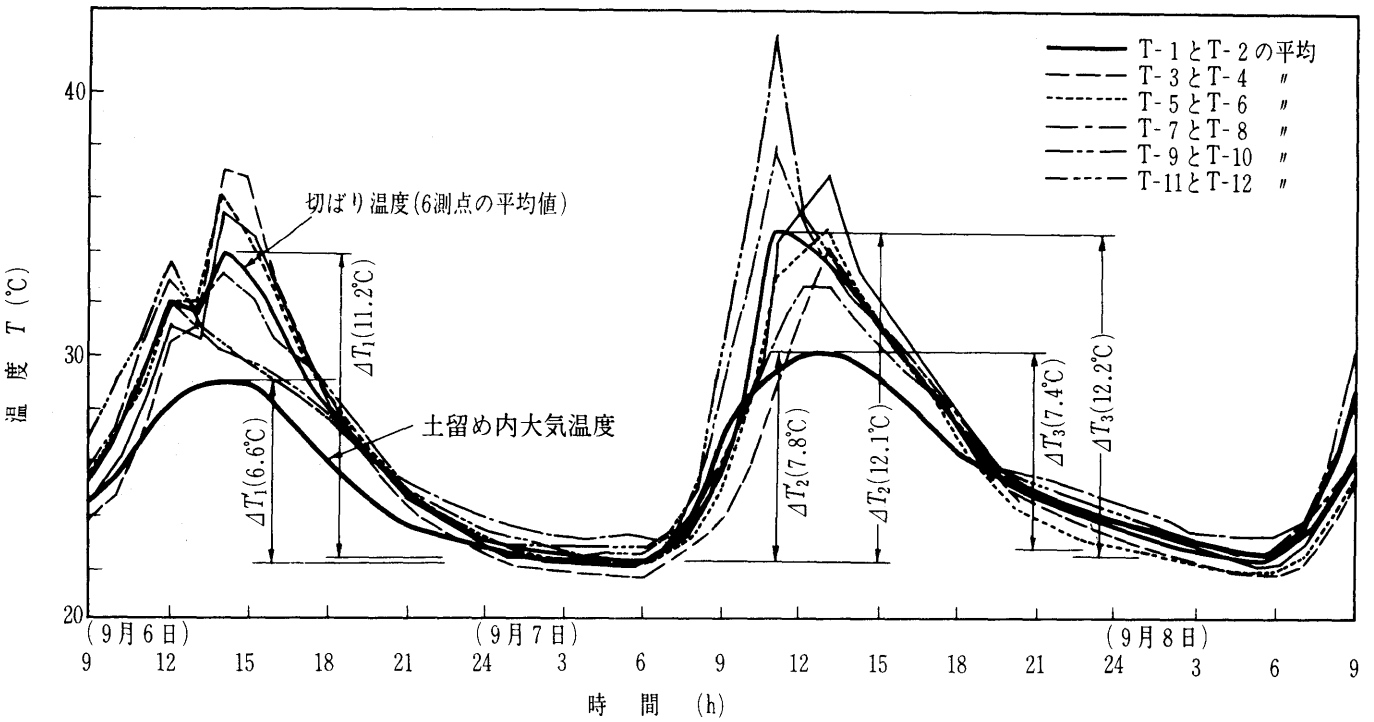


図－3・5 切ばり断面におけるゲージ設置位置

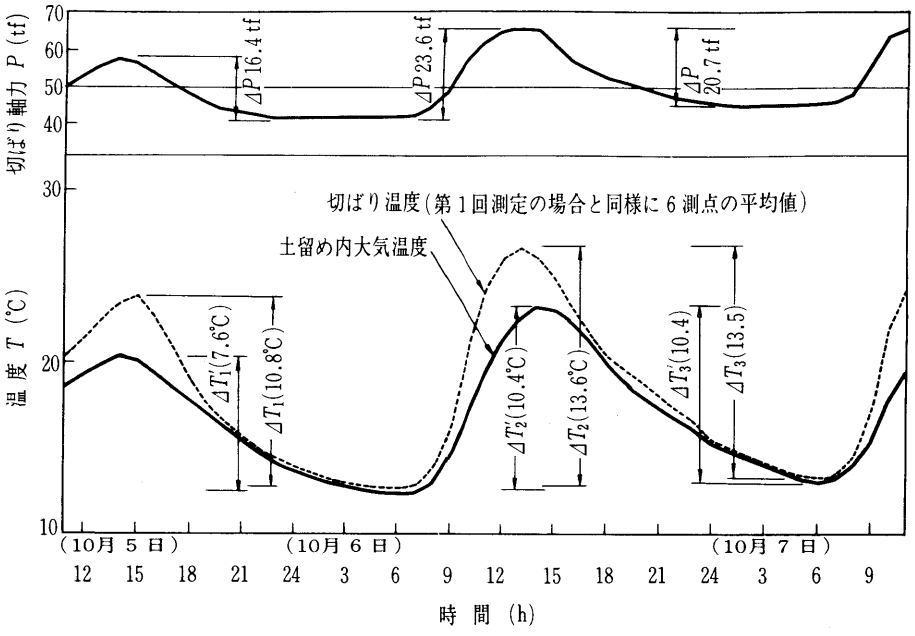
図－3・7は第1回測定の場合で，6測点での切ばり温度（各測点ごとの平均値）と大気温度とを比較したものである。この6測点での切ばり温度の平均値を，温度応力を計算するための第1回測定での基準切ばり温度とした。第2回測定，第3回測定の場合も同様に**図－3・8**，**3・9**に示す。



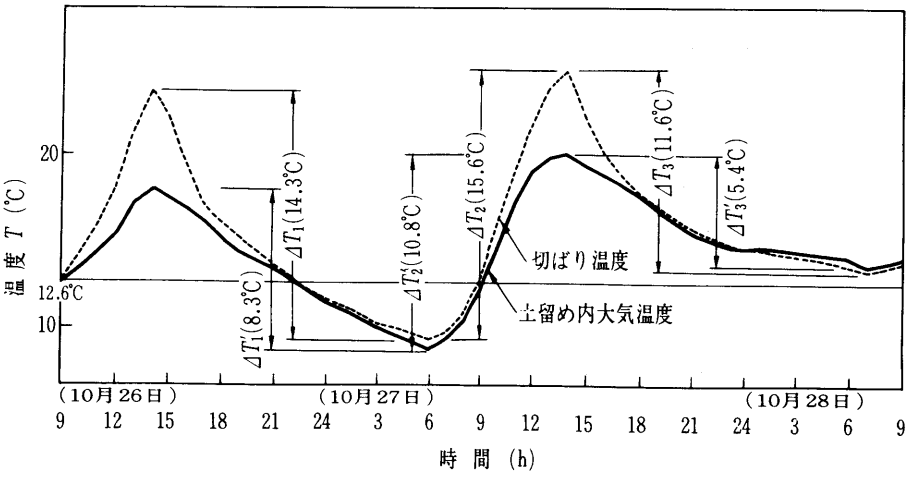
図－3・6 大気温度，切ばり温度の測定例
（第1回測定のT_1，T_2の場合）



図－3・7 切ばり温度の変化（第1回測定の場合）



図－3・8 温度と切ばり軸力の変化（第2回測定，第4ブロックK－2の場合）



図－3・9 切ばり温度の変化（第3回測定の場合）

表－3・1に，各測定期間の切ばり温度ならびに大気温度の変動率を示す。切ばり温度と大気温度の変動量の比率も示したが，その日の天候の具合により変化している。（切ばり温度の変動／大気温度の変動）の値の平均値は1.57である。

図－3・8で，第2回測定での大気温度と切ばり温度の変化および切ばり軸力の変化を例示したが，温度変化と切ばり軸力の変化はよく対応しており，測定開始時の温度になった状態では，切ばり軸力も元の状態に戻っている。

表－3・1　切ばり温度変動ならびに大気温度変動

測定	切ばり温度変動(℃)			大気温度変動(℃)			切ばり温度変動／大気温度変動		
	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	$\Delta T_1'$	$\Delta T_2'$	$\Delta T_3'$	$\Delta T_1/\Delta T_1'$	$\Delta T_2/\Delta T_2'$	$\Delta T_3/\Delta T_3'$
第1回（1976. 9. 6～ 8）	11.2	12.1	12.2	6.6	7.8	7.4	1.70	1.55	1.65
第2回（1976. 10. 5～ 7）	10.8	13.6	13.5	7.6	10.4	10.4	1.38	1.27	1.30
第3回（1976. 10. 26～28）	14.3	15.6	11.6	8.3	10.8	5.4	1.72	1.44	2.14

（注）ΔT_1，ΔT_2，ΔT_3，$\Delta T_1'$，$\Delta T_2'$，$\Delta T_3'$などの意味は図－3・7，3・8，3・9を参照されたい。

表－3・2　切ばり長さL（m）と温度軸力係数$\Delta P/\Delta T$（tf/℃）の関係

	大気温度による $\Delta P/\Delta T'$	切ばり温度による $\Delta P/\Delta T$
短　辺（約15m）	1.94	1.30
長　辺（約35m）	2.22	1.46

図－3・8で，温度変化に対する切ばり軸力の変化率$\Delta P/\Delta T$を計算してみると，温度変化について切ばり温度の変動値を用いれば，1.54 tf/℃，1.74 tf/℃，1.53 tf/℃の値が求まり，大気温度の変動値$\Delta P/\Delta T'$（従来，便宜的にこれを利用することが多い）により計算すれば，2.16 tf/℃，2.27 tf/℃，1.99 tf/℃の値が求まる。

次に，温度軸力係数$\Delta P/\Delta T$の平均的な値を，切ばり長さが15mの場合と35mの場合に分けて整理して示せば，**表－3・2**のようであり，切ばり長さが大きい程，温度軸力係数は増大することが示されている。

3.2.4　計測結果による考察

遠藤・川崎[2)]は，切ばりの温度軸力ΔPに関する式を，次の（3・1）～（3・3）式のように導

いている。

温度変化ΔTによる切ばりの温度軸力ΔPによって，土留め壁が弾性的に変形するものとし，その弾性的係数をK_E，変位をΔeとすれば，温度軸力ΔPは，土留め壁の変位Δeによって次のように表現できる。

$$\Delta P = K_E \cdot \Delta e \qquad (3 \cdot 1)$$

一方，温度軸力ΔPは，土留め壁の拘束（拘束がなければ，$\beta \cdot L \cdot \Delta T$だけ伸びるはずであるが，切ばりの両端で$\Delta e$ずつ，すなわち，$2\Delta e$しか伸びられないので，伸びられない分だけ拘束力すなわち温度軸力が発生する）によって生じ，次式のように計算できる。

$$\Delta P = \frac{(\beta \cdot L \cdot \Delta T - 2\Delta e) \cdot A_S \cdot E_S}{L} \qquad (3 \cdot 2)$$

ここで，βは鋼材の線膨張係数，Lは切ばりの長さ，A_Sは切ばりの断面積，E_Sは鋼材のヤング率である。

（３・２）式に，（３・１）式に基づく$\Delta e = \Delta P / K_E$を代入すれば，

$$\Delta P = \frac{K_E \cdot A_S \cdot E_S \cdot \beta \cdot L \cdot \Delta T}{K_E \cdot L + 2E_S \cdot A_S} \qquad (3 \cdot 3)$$

が求まる。

いま，**図－３・２**のように，切ばり両端の支持条件が，上述の考察のように対称的と考えられない場合の便宜的な扱いとして，切ばりの温度変化による増加軸力ΔPにより，切ばりを拘束している土留め壁が弾性的に変形するものとし，その拘束間隔（切ばりの長さLに等しい）の変化量をΔL，その変化量に拘束力が比例的（弾性的）に増加するとして，その弾性的拘束係数をCとすれば，

$$\Delta P = C \cdot \Delta L \qquad (3 \cdot 4)$$

と表現でき，上記（３・２），（３・３）式に対応する式が，

$$\Delta P = \frac{(\beta \cdot L \cdot \Delta T - \Delta L) \cdot A_S \cdot E_S}{L} \qquad (3 \cdot 5)$$

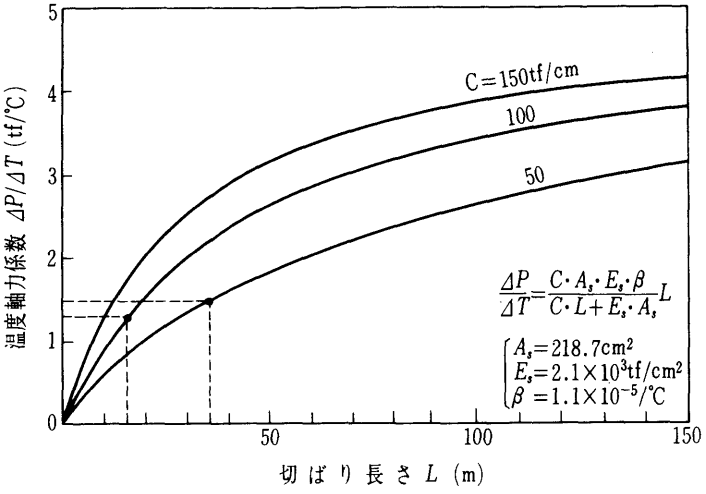
$$\Delta P = \frac{C \cdot A_S \cdot E_S \cdot \beta \cdot L \cdot \Delta T}{C \cdot L + E_S \cdot A_S} \qquad (3 \cdot 6)$$

と表現できる。

（３・６）式より，切ばり長さLと温度軸力係数$\Delta P / \Delta T$との関係を示せば，

$$\frac{\Delta P}{\Delta T} = \frac{C \cdot A_S \cdot E_S \cdot \beta}{C \cdot L + E_S \cdot A_S} L \qquad (3 \cdot 7)$$

となり，これを図示すれば，**図－３・10**のようである。



図－3・10 遠藤・川崎式による温度軸力係数 $\Delta P/\Delta T$ と切ばり長さ L との関係

この**図－3・10**に，**表－3・2**の値をプロットすれば，切ばり長15mの場合の弾性的拘束係数は，$C \fallingdotseq 100$ tf/cm，切ばり長35mの場合は，$C \fallingdotseq 50$ tf/cmとなっている。これらの値は直接，切ばりプレロード試験をしても，求められるはずの値である。

表－3・3には，（3・7）式によって計算した土留め壁の弾性的拘束係数C（**図－3・2**，**3・3**を参考として，この現場では，対称的に工事が進められたので，中仕切り壁が変位しなかったとすれば，（3・1）式のK_Eが，（3・4）式のCと等しいとみなせる）が切ばりの初期値の増大により若干減少することが示されている。すなわち，K_Eは，実際には一定値を示すのではなく，応力レベルによって変化し，このことは，地盤の載荷試験で見られる現象と同じである。

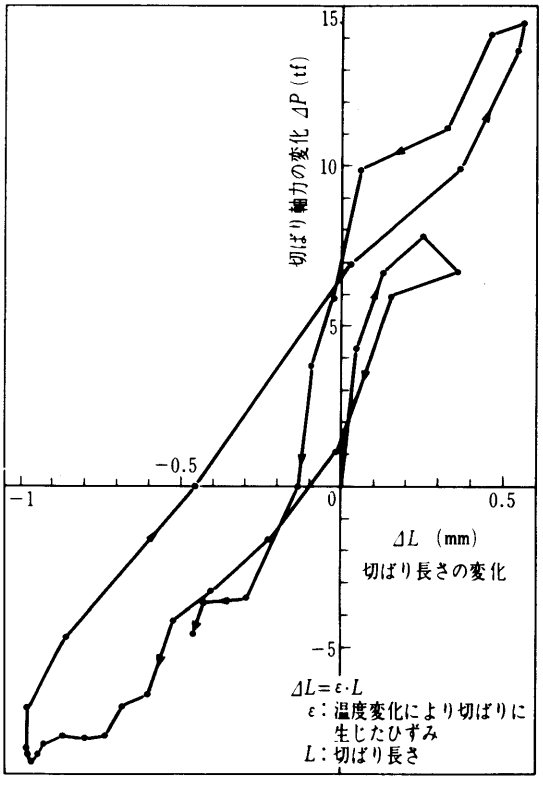
また，Cは，短辺（$L=15$ m）で100.8～113.8 tf/cm，長辺（$L=35$ m）で45.2～58.0 tf/cmで，長辺方向の弾性的拘束係数が短辺方向の弾性的拘束係数の1/2程度であることは，切ばり架構におけ

表－3・3 切ばり軸力の初期値と温度軸力係数$\Delta P/\Delta T$との関係

	大気温度による $\Delta P/\Delta T'$			切ばり温度による $\Delta P/\Delta T$			土留め壁の弾性的拘束係数 C (tf/cm) ≒土留め壁の弾性的係数 K_E (tf/cm)		
切ばり軸力初期値（tf）	0～50	50～100	100以上	0～50	50～100	100以上	0～50	50～100	100以上
短　　辺	2.027	2.005	1.900	1.369	1.280	1.250	113.8	104.1	100.8
長　　辺	2.300	2.104	1.580	1.548	1.380	1.294	58.0	49.3	45.2

る長辺と短辺の剛性の方向差や土留め壁背後の地盤の状況の違い，すなわち，長辺方向切ばりを支える土留め壁が，海岸に接近していることなどによると考えられる。

図－3・11は，ストレンゲージのひずみより計算した切ばり長さの変化と切ばり軸力の変化の関係を，**図－3・8**の場合からプロットしたものである。**図－3・11**から，（3・4）式により，弾性的拘束係数C（この現場の場合，K_Eと同等視できる）を求めると，**図－3・11**の勾配から，C＝37～987 tf/cmの範囲となり，大体の値は，100～150 tf/cmと見なし得る。また，切ばりの温度応力の測定の際，切ばり軸力を載荷重，切ばりの負担する土留め壁面を載荷面と考えれば，温度応力による軸力の変化と切ばりの長さの変化より，比較的たやすく水平方向地盤反力係数を得ることができる。

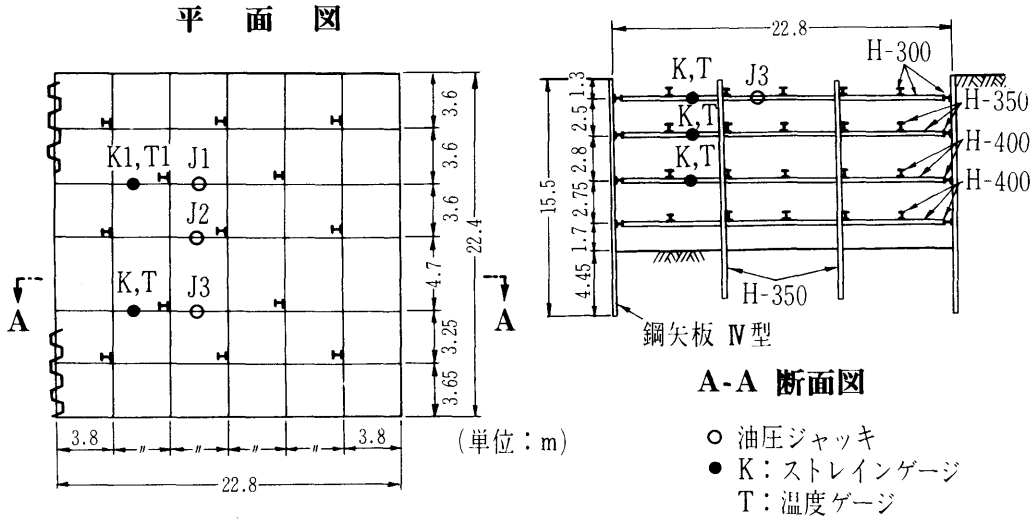


図－3・11　切ばり長さの変化ΔLと切ばり軸力ΔPの関係

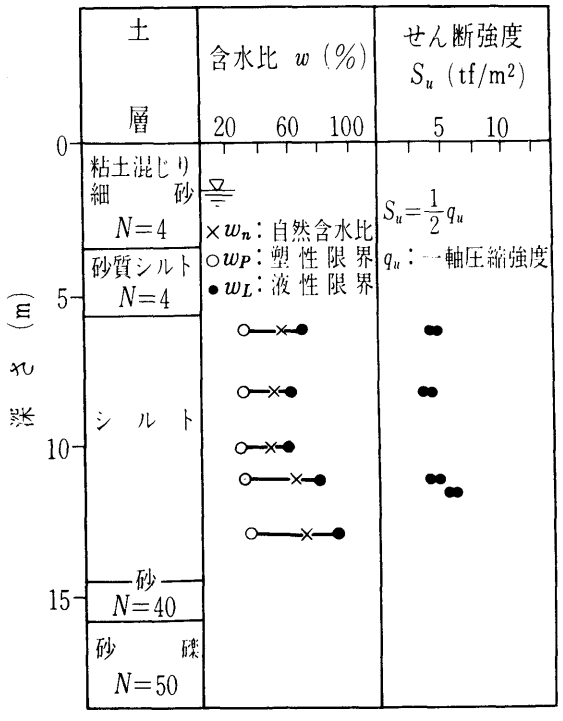
3.3　測　定　例　2

3.3.1　測定現場，温度応力測定の状況

測定現場は，大阪市中浜下水処理場における土留め工事である。土留め掘削現場の平面図と断面図ならびに計器設置位置を**図－3・12**に示す。土留め形状は縦 22.4 m，横 22.8 m，深さ 11.4 mであり，Ⅳ型の鋼矢板（断面係数，2,270㎤/m幅），4段の鋼製切ばりを使用している。1段切ばり，H－300（幅 300㎜，高さ 300㎜，ウエブ厚 10㎜，フランジ厚 15㎜），2段切ばり，H－350（幅 350㎜，高さ 350㎜，ウエブ厚 12㎜，フランジ厚 19㎜），3段・4段切ばり，H－400（測定例1で前述）である。また，地盤状況を**図－3・13**に示す。計器による測定は測定例1の場合と同様である。温度応



図－3・12　土留め掘削現場の平面図ならびに断面図とストレインゲージ，温度ゲージ，油圧ジャッキ設置位置



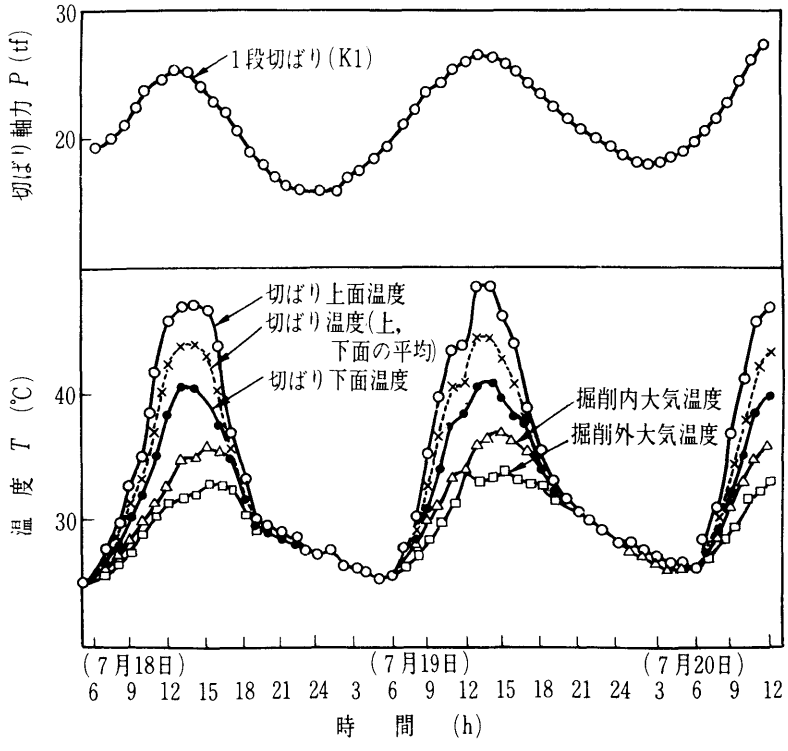
図－3・13　現場の地盤状況

力の測定は，底盤コンクリート打設後の，外力が一定で温度変化がなければ切ばり軸力が一定であるとみなされる時期に行った。測定は1978年7月18～20日，同年7月25～27日の2回に行っている。

計測結果を**図－3・14**に例示する。温度軸力係数$\Delta P/\Delta T$の平均値（測定例1の場合と同様に計算した12データの平均）は，1段切ばり（H－300）で0.72 tf/℃，2段切ばり（H－350）で1.23 tf/℃，3段切ばり（H－400）で1.44 tf/℃である。

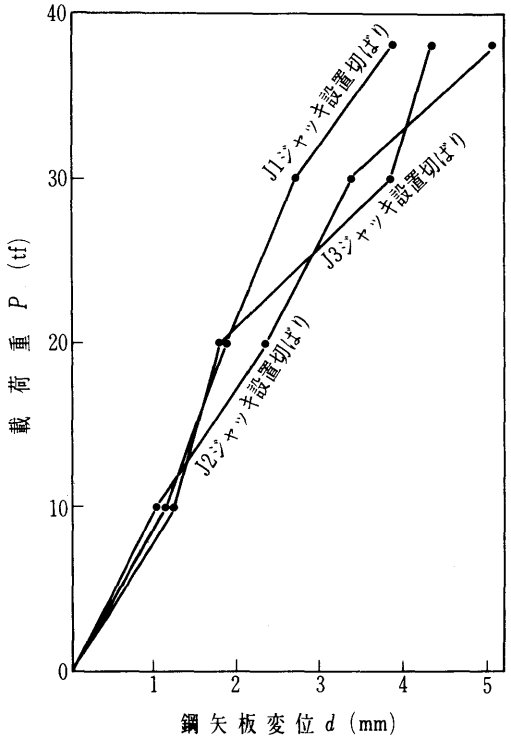
なお，1日の最高気温を示す12～15時で切ばり温度は掘削内大気温度より，1段切ばりで20%，2段切ばりで16%，3段切ばりで11%程度，上段の切ばりになるほど高めであり，測定時の切ばり軸力は1段切ばりで20tf，2段切ばりで60tf，3段切ばりで100tf程度であった。

直接的に弾性的係数K_Eを求めるため，2段切ばり架設前に，1段切ばりの中央部の3本の切ばりにあらかじめ設置してあった50tf用の油圧ジャッキでもって3本の切ばりを同時にプレロード載荷し，鋼矢板の変位dと載荷重Pの関係を調べた。載荷時の切ばり軸力は15tf程度であり，鋼矢板と切ばり間に緩みはないと考えられた。



図－3・14 温度と切ばり軸力の変化（7月18日～20日測定，1段切ばり，K－1，T－1の場合）

図－3・15に鋼矢板の変位dと載荷重Pの関係を示す。図－3・15の勾配から求まる弾性的係数K_Eは80～90 tf/cmとなり，直接油圧ジャッキ載荷により求めたK_Eの値とよく一致している。前述した遠藤・川崎による（3・3）式は温度変化による切ばりの力学機構をよく評価しているといえよう。



図－3・15　油圧ジャッキによる切ばり載荷時の鋼矢板の変位dと載荷重Pの関係

3.4　結　　論

2つの現場における切ばりの温度応力の測定例について考察した。もし，たまたま，土留めが危険な状態にあれば，温度応力は土留め破壊の誘因となり，安全管理上無視できるものでない。また，土留めの力学機構を解析する際にも重要な要因であることが認識される。

本章で述べた事柄をまとめると次のようである。

(1)　温度変化により鋼製切ばりに作用する切ばり応力と切ばり温度の計測を2枚ゲージ法によるワイヤーストレインゲージと抵抗線温度ゲージにより行い，1日での最大と最小の切ばり温度応力を求めた。これらの方法によって温度応力を適切に計測できることを示した。

(2)　昼間の切ばり温度は，大気温度よりかなり高くなる。測定期間中での土留め内気温ならびに切ば

り温度の1日の最大温度差は，それぞれ5.4～10.4℃，11.2～15.6℃であり，その比率は平均で1.57程度であった。これらのことより，切ばり温度応力の基準とする温度は気温によるのでなく切ばり温度そのものとする必要があることが確められた。

(3) 温度軸力係数$\Delta P/\Delta T$（tf/℃）は，切ばり部材H－400の場合で短辺（約15m）で1.30 tf/℃，長辺（約35m）で1.46 tf/℃であり，切ばり長さが長いほど温度軸力係数$\Delta P/\Delta T$は大きくなる傾向にある。

(4) 遠藤・川崎式に上記の数値を代入して，土留め壁の弾性的係数K_E（tf/cm）を計算すると，短辺で100 tf/cm，長辺で50 tf/cmとなった。切ばり架構における短辺と長辺の方向で弾性的係数K_Eの差があったのは，地盤の抵抗力に差があったためと考えられる。

(5) 切ばり軸力の初期値が大きいほど，温度軸力係数$\Delta P/\Delta T$が小さくなる傾向があり，土留め壁の弾性的係数K_Eは，1つの土留めで一定値を示すのではなく応力レベルによって変化する。このことは地盤の載荷試験で見られる現象と同じである。

(6) 切ばりの温度と応力の測定から計算した温度軸力係数$\Delta P/\Delta T$を用いて，遠藤・川崎式から計算した土留め壁の弾性的係数K_Eは，直接的に切ばりの油圧ジャッキ載荷により求めた値とよく一致した。遠藤・川崎式は温度変化による切ばりの力学機構をよく評価している。

(7) 切ばりの温度応力の測定の際に，切ばり軸力を載荷重と考え，温度応力による軸力の変化と切ばり長さの変化より，比較的たやすく土留め壁の水平方向地盤反力係数を得ることができる。

参　考　文　献

1) 玉野富雄，植下協，結城庸介，村上仁：山留め鋼製切ばりに作用する温度応力，土と基礎，Vol.28，No.12，pp.19～24，1980年12月.

2) 遠藤正明，川崎孝人：山留め切ばりに生ずる温度応力について，日本建築学会論文集，第189号，p.254，1963年9月.

3) 古藤田喜久雄，池田正基：軟弱地盤における深いオープンカットの切ばり荷重について，第6回土質工学研究発表会，pp.459～461，1970年.

4) 古藤田喜久雄，池田正基，高橋毅，鳥羽暁男：切ばりの温度応力に関する影響要素，第12回土質工学研究発表会，pp.1165～1168，1976年.

5) Chapman, K. R., E. J. Cording and H. Schnabel : Performance of a Braced Excavation in Granular and Cohesive Soils, Proc. of ASCE, Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, pp.289～293, 1972.

6) 幾田悠康，力山正夫，長尾真一，三苫孝文，阿部富一：切ばりの温度応力に及ぼす地盤と山留めの影響，第13回土質工学研究発表会，pp. 1189～1192，1977年.

7) 幾田悠康：山留め切ばりの軸圧力変化と気温，実測例にみるその傾向（上），施工，p. 68，1968年12月.

8) 幾田悠康：山留め切ばりの軸圧力変化と気温，実測例にみるその傾向（下），施工，p. 69，1969年1月.

9) 玉野富雄，植下協，松永一成，山野寿男：軟弱粘土地盤泥水掘削の安定，土と基礎，Vol. 25，No. 3，pp. 27～32，1977年3月.

10) Palmer, P. H. L. and T. C. Kenny : Analytical Study of a Braced Excavation in Weak Clay, Canadian Geotechnical Jour., Vol. 9, pp. 145～164, 1972.

11) 松永一成，山野寿男，玉野富雄，植下協：埋立軟弱地盤における土留めの実測挙動について，第13回土質工学研究発表会，pp. 1233～1236. 1977年.

12) 渡辺理：ひずみゲージとその応用，日刊工業新聞社，pp. 78～92，1979年.

第4章　アースアンカー土留め工法の力学特性と安全管理

4.1　概　　説

アースアンカー土留め工法は，他の土留め工法と比較した場合の利用時での有効性と近年の技術進歩により，使用例が増加している。

しかし，第1章で述べているように，施工経験が先行し，力学上の調査・研究が行われつつあるというのが現状である。アースアンカー土留め工法を合理的に設計・施工するために，種々の地盤状態・土留め状態における事例研究の知見を収集整理することにより，留意すべき諸問題を明確にしておくことが必要となっている。

アースアンカー土留め工法の設計時でアースアンカーの引抜き抵抗力の算定がまず重要となる。アースアンカーの引抜き抵抗力は，地層構成，地下水状態および施工状態のわずかの違いでも影響をうけることが現場施工経験として知らされてきている。従来提案されているアースアンカーの引抜き抵抗力を算定する種々の方法[1~3]は，設計時での目安を与える程度のものと考えられる。

また，アースアンカーの力学機構についての研究[4~6]も行われつつあるものの実務的に利用できるに至っていない。アースアンカーを安全に使用するために，アースアンカーの引抜き抵抗力に及ぼす諸要因を現場実験により研究することは意義の大きい研究課題となる。

ところで，近年，土留めの力学特性を予測する解析手法は著しく進歩している。[7] 計測管理技術と解析手法によれば，掘削途中での実測値をもとにした次期掘削段階での予測値を工学的に判断することで安全に工事を完成させることが可能となる。

しかし，土留め工の計画・設計をする際においては，土圧・水圧の予測や受働抵抗に関する設計定数等を土質力学的に評価することが困難であるといった，明確にできない諸問題が多く残されており，実測値を得る前と後での解析精度には大きなひらきがある。[8,9]

こういった土留め解析をする際の工学的判断の難しさをふまえ，土留め工の計画・設計をする際に，実務上，最も大事なことは，施工途中において得られる予測値に基づいて設計変更を行うことにより，安全に掘削を完了することが可能な工法内容としておくことである。土留め工の場合，大幅な設計変更の手段が限定されることから，土留め工法を選定する判断の重要性を指摘できる。それゆえ，土留め工の計画・設計をする際に，同種の地盤状態・土留め状態での計測をともなった事例研究との比較・検討を行うことは，土留め工法選定時の判断と設計精度向上の助けとなる。[8,10]

本研究で対象としているアースアンカー土留め工法の場合，土留め工として，より安全な密な砂質地盤での事例研究が多く，粘性土地盤，特に軟弱粘性土地盤での事例研究は，まだ少ないのが現状である。アースアンカー土留め工法の適用範囲を広げるためにも，軟弱粘性土地盤での事例研究の蓄積

と安全の確認をしておくことが望まれる。

次章以下に詳述する現場計測に基づく研究は，軟弱粘性土地盤におけるアースアンカー土留め工法の事例研究の蓄積に貢献できることを目的としているが，それとともに，アースアンカー土留め工法の力学特性を明らかにする実規模での実験的研究とすることを意図したものである。

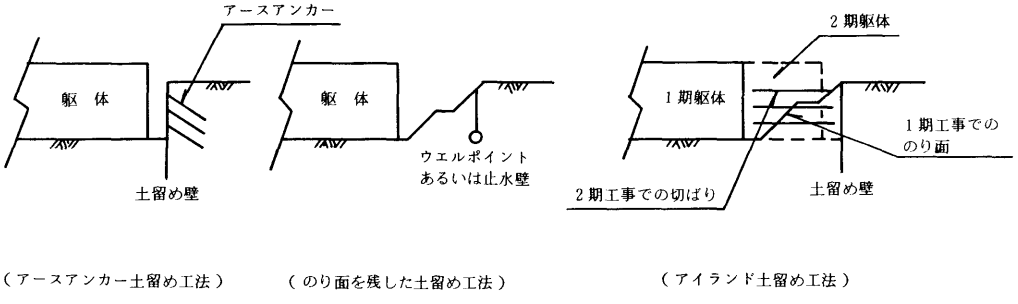
本章では，まず，上述した観点より行った実験的研究をよりよく理解できるように，実験対象現場である大阪市平野下水処理場での施工概要と設計上で留意した問題点について説明する。次に，アイランド土留め工法および切ばり土留め工法と比較・検討することで，アースアンカー土留め工法の力学特性の特徴について整理する。また，アースアンカー土留め工法の安全性を著者が調査できた破壊事例等をもとに考察し，安全管理上での問題点について整理する。以上の整理をすることで，次章からで述べるアースアンカー土留め工法における実験的研究を行う意義について明らかにする。

4.2　大阪市平野下水処理場現場での施工概要

4.2.1　大規模な面積を有する掘削の際の土留め工法

アースアンカー土留め工法の利用上の有効性は，大規模な面積を有する掘削工事において顕著である。まず，ここでは，大規模な面積を有する掘削工事での土留め工法について説明する。

図－4・1に大規模な面積を有する掘削工事の際の土留め工法の説明図を示す。用地に余裕のある場合には，のり面を残して掘削を行い，その掘削内で構造物を構築する工法が最も経済的である。逆に，用地に余裕のない場合には，のり面を残して掘削を行い，その中で一部の構造物を構築しておき，その後，周囲の土留め壁と先に構築した構造物との間を切ばりにより支持することで，のり面部の掘削と構造物の構築を行うアイランド土留め工法と呼ばれている施工法，および土留め壁面をアースアンカーで支持することで全面掘削が可能なアースアンカー土留め工法による施工法がある。

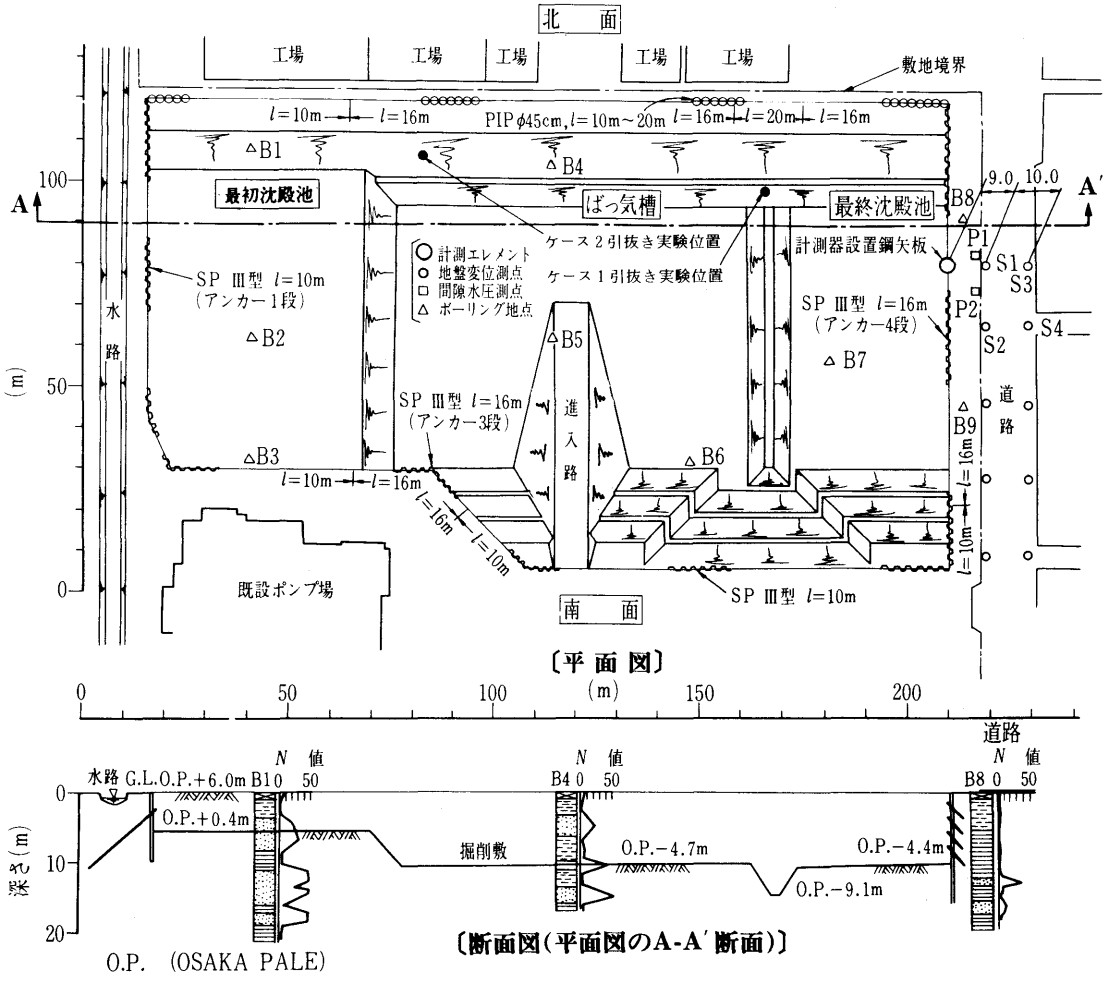


図－4・1　大規模な面積を有する掘削の際の土留め工法の説明図

4.2.2　施工概要と設計上で留意した問題

大阪市の東南部に位置する平野下水処理場の水処理施設を増設するに当り，大きい面積と深い掘削（幅 100 m，長さ 200 m，深さ 6.1 ～15.1 m）を有する大規模掘削工事であったため，一部の施設の早期供用開始，周辺地盤への影響を小さくすること，作業が容易であること，等を考慮して，ＰＩＰ（Pact−in−Place Pile）土留め壁工法[11]，アースアンカー土留め工法，およびアイランド土留め工法を組合せた土留めの設計を行った。

まず，工法の理解をよりよくするために，全体の施工概要について述べる。施工概要の平面図・断面図を**図−4・2**に示す。敷地条件としては，北面は近接して民地となっており，化学工場などがある。また，東面は道路に面している。土留め工法として，南面の 2/3 系列の施設の早期供用開始のた



図−4・2　施　工　概　要

めの工期短縮の必要性より，南面側についてはアースアンカー土留め工法を用い，北面側については，アイランド土留め工法を用いた。

主な施工順序は次の通りである。

① 鋼矢板およびＰＩＰ柱列土留め壁を施工する。

② 北面側をのり面として残しながら，１期工事範囲の１次掘削を行い，一段部のアースアンカーを施工する。

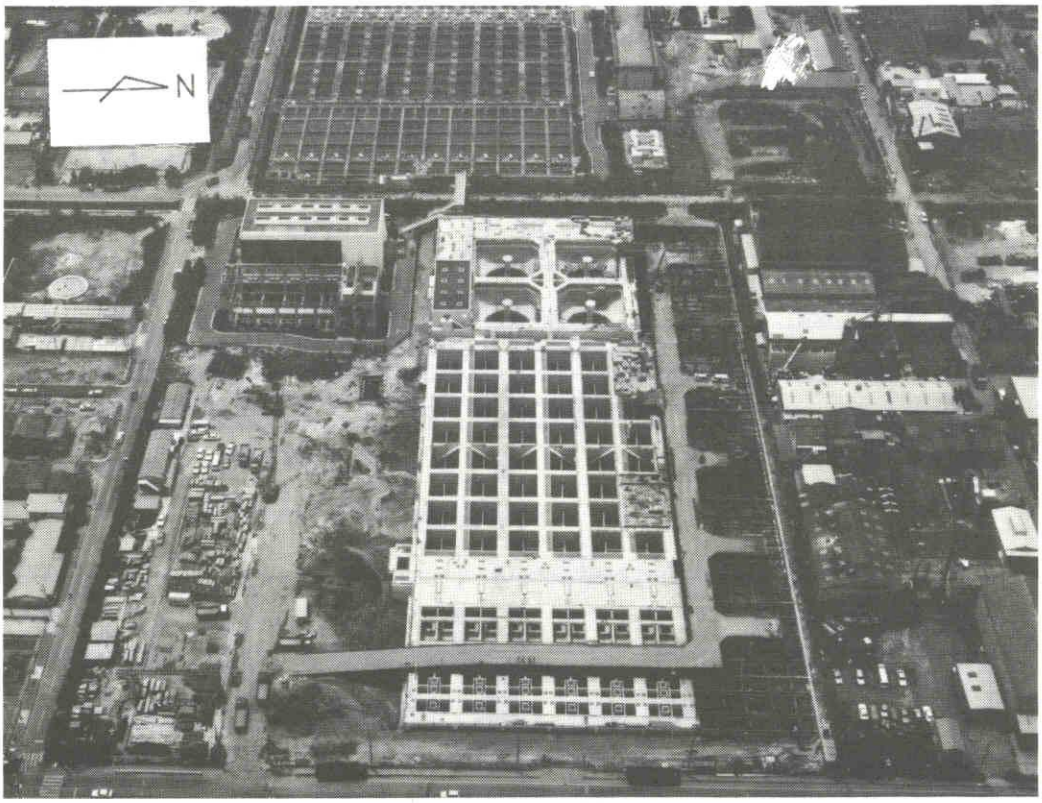
③ 順次，掘削とアースアンカー施工の手順を繰返し，敷付けをする。

④ １期工事範囲の2/3系列の構造物の構築を行う。

⑤ ２期工事範囲の掘削を１期工事で完成した構造物の壁面とＰＩＰ柱列土留め壁による切ばり土留め工法で施工する。

⑥ ２期工事範囲の構造物を施工する。

写真－４・１は，１期工事で完成した構造物と２期工事での施工状態を示す。



写真－４・１　１期工事で完成した構造物と２期工事の施工状況（平野下水処理場現場）

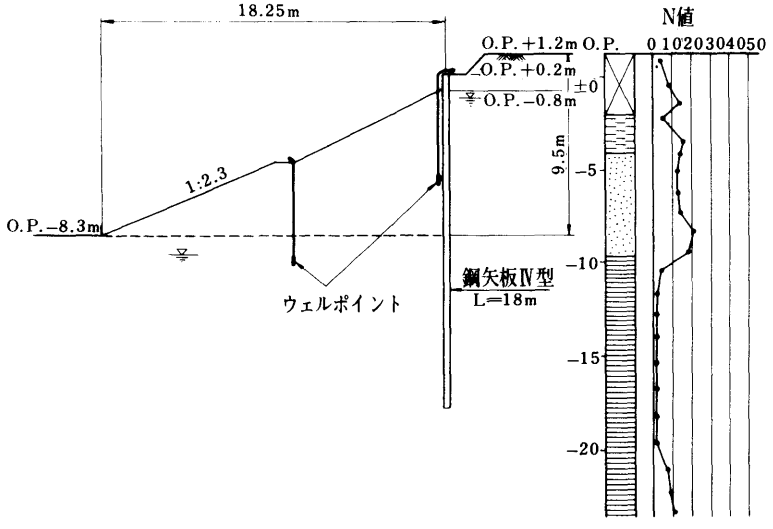
ところで，アイランド土留め工法では，主として，鋼製切ばりの鋼材量を少なくすることで経済性を追求すること，また，土留め壁よりの作業範囲を短くすることで仮設桟橋を省略し得れば経済的であることより，のり面を20mの範囲内で小さく残す傾向にある。そのため，掘削時に大きな背面地盤の沈下が生じた施工事例がみうけられる。のり面を残した掘削を行うことにより背面地盤の沈下が生じる要因としては，円弧すべり，地下水位の低下による圧密，掘削にともなう応力解放，およびのり面保護の不完全等種々のものが考えられる。背面地盤の沈下は，これらの要因の複合作用により生じると考えられる。

著者は，先に，大阪市此花下水処理場での工事において，**図－4・3**に示すような，のり面を残した9.5mの掘削工事を経験した。[11] その際，**図－4・4**に示すように，30cm近くの背面地盤の沈下を経験している。

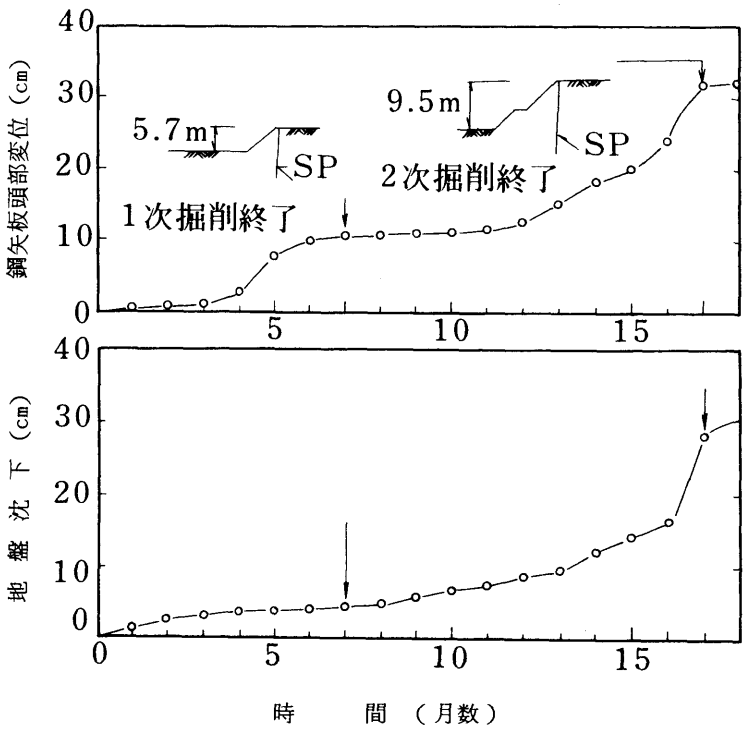
その原因として，鋼矢板を使用していたため土留め壁の曲げ剛性が小さかったこと。のり面が土留め壁面よりすぐに始まっているため，土留め壁の変形に対する受働抵抗が小さかったことが考えられる。

平野下水処理場での工事を設計するに際し，此花下水処理場での事例を参考にし，工場や民家が近接していることにより，背面地盤の沈下を極く小さくする必要があり，次のような設計を行った。

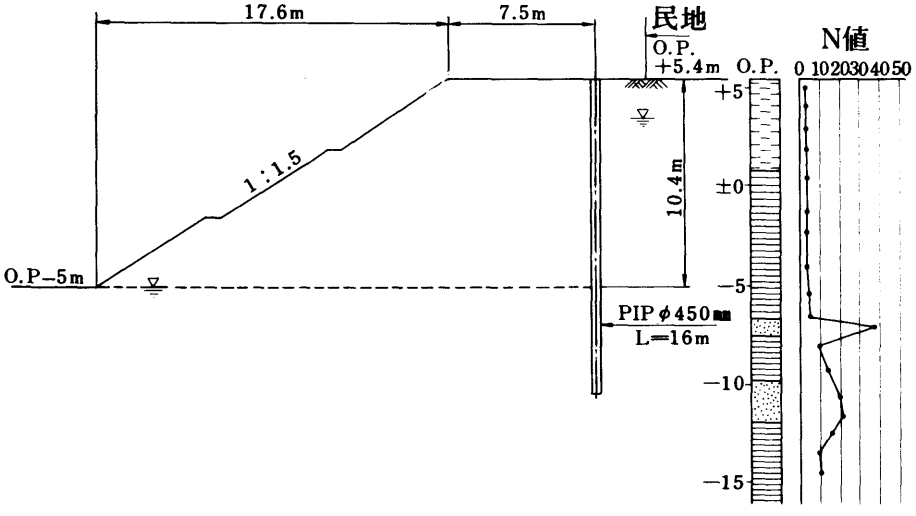
図－4・5にのり面および土留め断面を示す。ＰＩＰ柱列土留め壁の杭は$\varnothing$45cmで１m幅当りの曲げ剛性は，$9.7\times10^3\ tf\cdot m^2$程度である。土留め壁は，曲げ剛性が大きくなる程，変形が小さくなるが，工法の選定に際し，施工費との比較も必要である。



図－4・3　のり面および土留め断面と土質柱状図
（此花下水処理場現場での場合）



図－4・4　掘削にともなう背面地盤の沈下
（此花下水処理場現場での場合）



図－4・5　のり面，土留め断面，および土質柱状図
（平野下水処理場現場での場合）

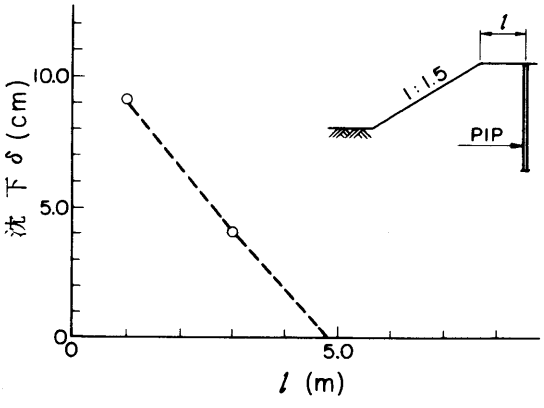
土留め壁の曲げ剛性と施工費による各種工法の比較を**図－4・6**に示している。本工事では，曲げ剛性が鋼矢板より大きく，施工費が同程度であることより，土留め壁としてＰＩＰ柱列土留め壁工法を用いた。

背面地盤の沈下は，地山側の側圧と平面すべり面を考えた試行すべり法により計算したのり面部の受働抵抗圧の差を土留め壁に作用する荷重として計算できる土留め壁頭部での変位と同じ大きさの背面地盤の沈下が生じると仮定する計算を行った。[15)]

項目	鋼矢板	ＰＩＰ	ＲＣ連続壁	鋼管杭
	Ⅳ型 圧入・埋殺し	φ450mm 親杭H－300mm	厚800mm (D25mm @100mm)	φ800mm t＝12mm
曲げ剛性(EI) $tf \cdot m^2/m$	4,000	10,000	109,000	48,000
工事費 (鋼矢板を1とする)	1.0	0.9	3.7	2.8
備考	公称・曲げ剛性の0.6とする。	モルタル部の曲げ剛性は1/2とする。	D25mm鉄筋 ピッチ100mm 800mm	φ800mm t＝12mm

図－4・6　曲げ剛性と施工費による各種土留め壁工法の比較

図－4・7に土留め壁とのり面の始まる位置までの距離と背面地盤の沈下との関係を示している。**図－4・7**によれば，のり面の始まる位置を5ｍとすれば，背面地盤の沈下が生じないことになるが，構造物の区分と安全性を考慮して7.5ｍを採用することとした。のり面掘削の完了時でのＰＩＰ柱列土留め壁の変形は，土留め壁頭部において，掘削面側へ約1cm生じたが，背面地盤の沈下はほとんど生じなかった。

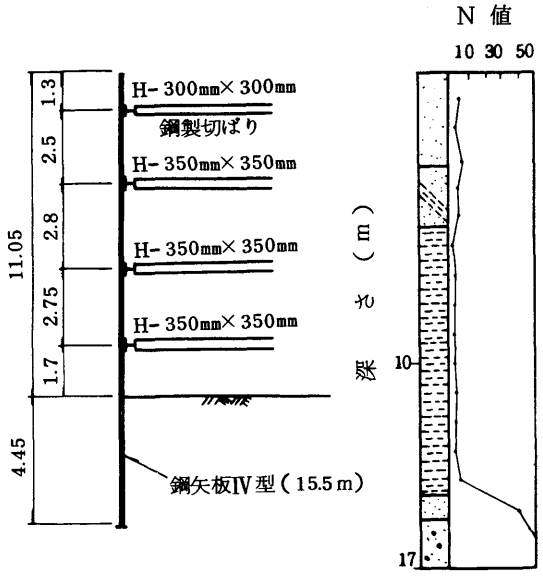


図－4・7　土留め壁とのり面の始まる位置までの距離と背面地盤の沈下の関係（計算[15)]による）

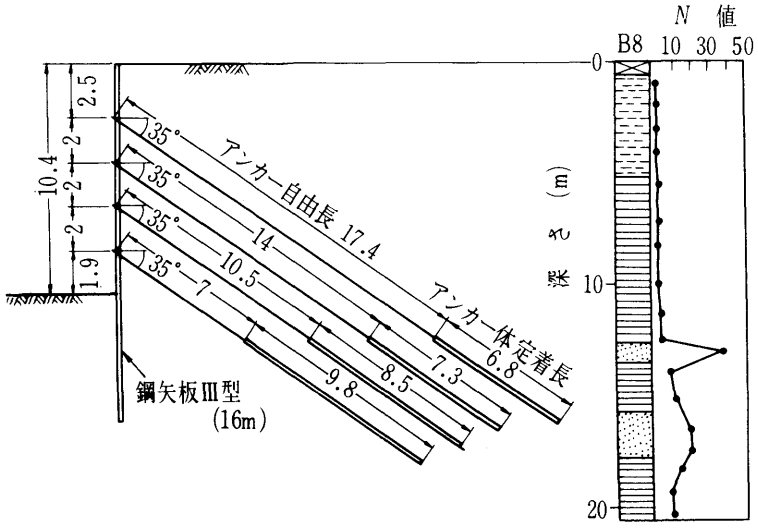
4.3 アースアンカー土留めの力学特性

本研究で対象としている軟弱粘性土地盤におけるアースアンカー土留めの力学特性については，第6章，第7章で詳述するが，ここでは，著者が行った施工事例をもとに，切ばり土留め工法とアースアンカー土留め工法を用いた土留めの力学特性の特徴を一般的な傾向として比較・検討することで，まず，アースアンカー土留めの力学特性を明らかにしておく。

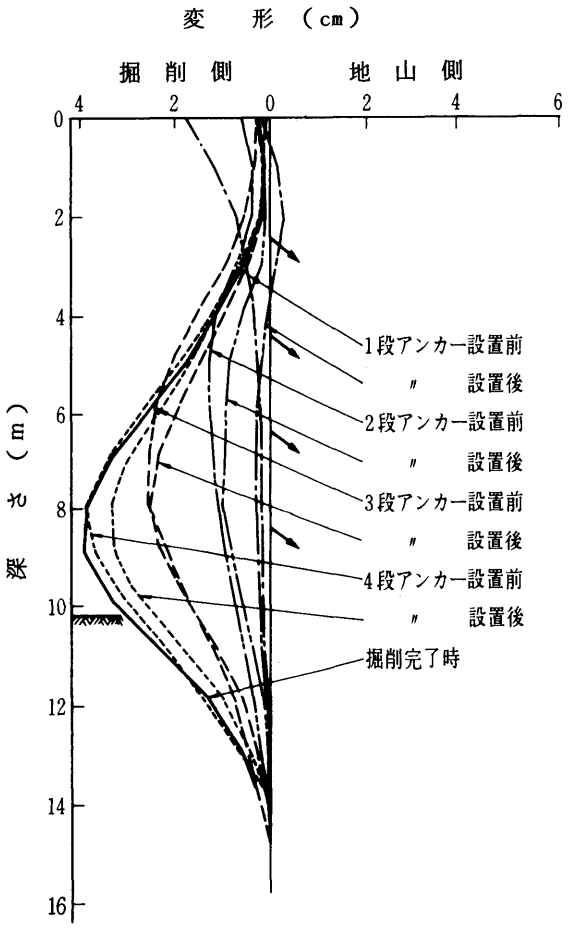
切ばり土留め工法における施工事例として，第3章で示した中浜下水処理場での土留め工事[17]，アースアンカー土留め工法における施工事例として，平野下水処理場での土留め工事[11～14]を取り上げて比較・検討する。**図－4・8**，**図－4・9**に両現場での土留め断面と土質柱状図を示す。両現場での土留め断面と地盤状態は比較的類似している。また，両現場での土留め壁の変形と応力分布を**図－4・10～図－4・13**に示す。



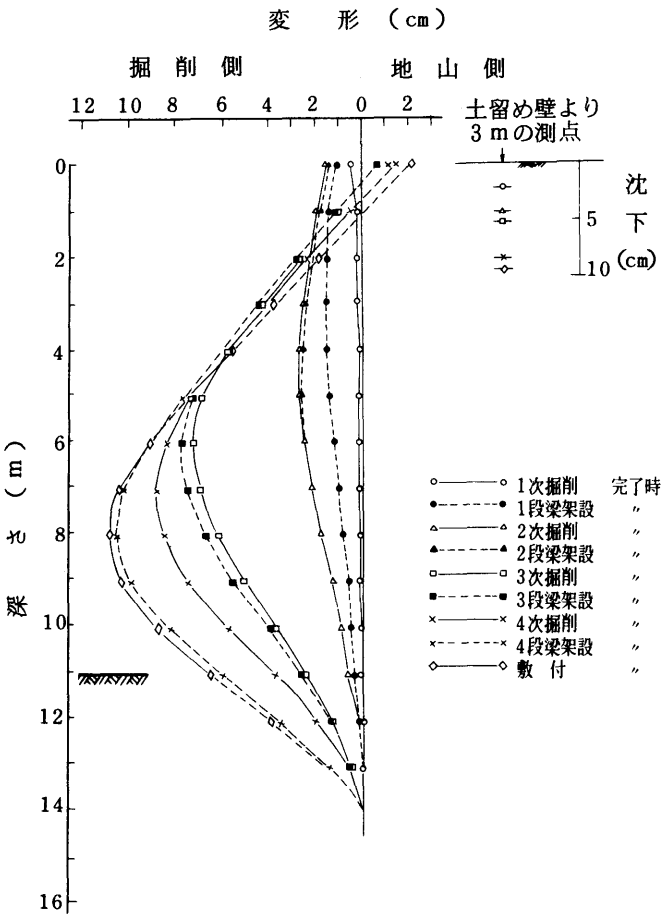
図－4・8 土留め断面と土質柱状図（中浜下水処理場現場での場合）



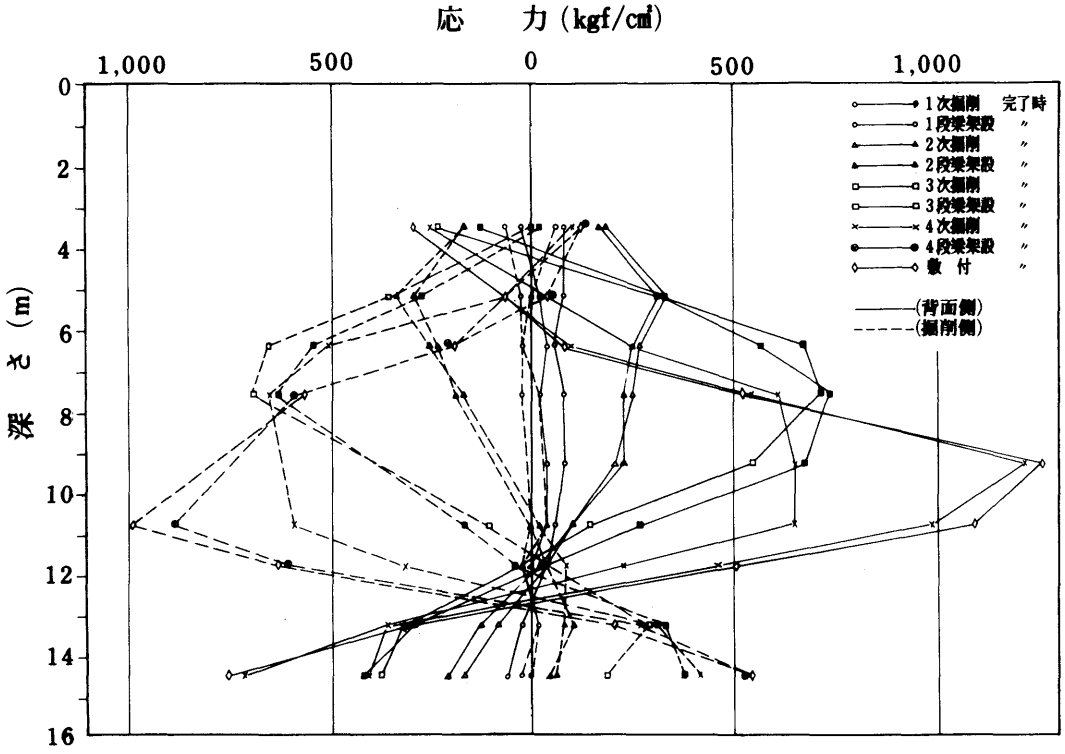
図－4・9 土留め断面と土質柱状図（平野下水処理場現場での場合）



図－4・11　アースアンカー土留め工法における土留め壁の変形（平野下水処理場現場の場合，第6章，6.5.1鋼矢板の変形に詳細を示している）



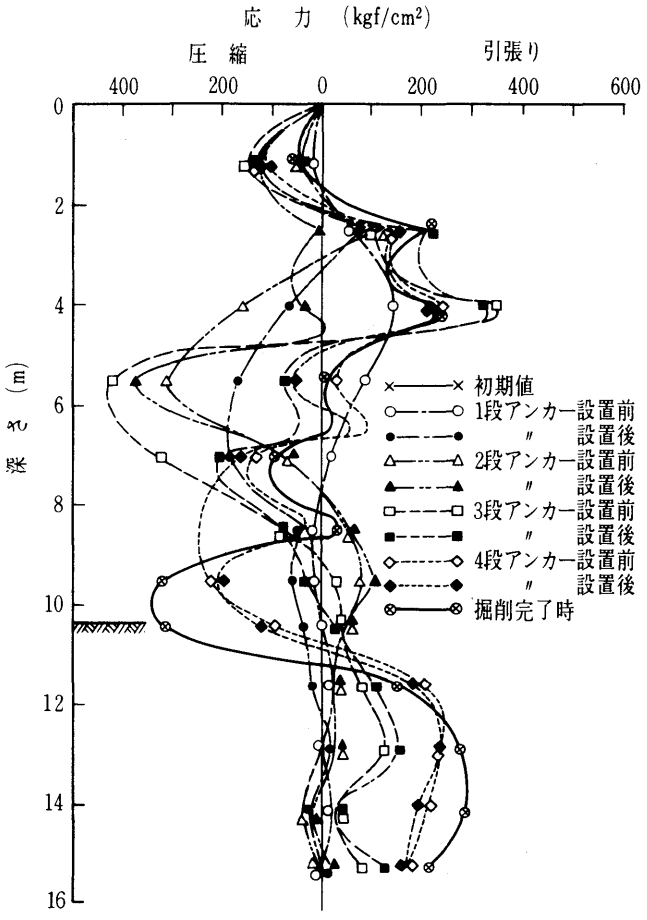
図－4・10　切ばり土留め工法における土留め壁の変形（中浜下水処理場現場での場合）



図－4・12　切ばり土留め工法における土留め壁の応力分布
（中浜下水処理場現場での場合）

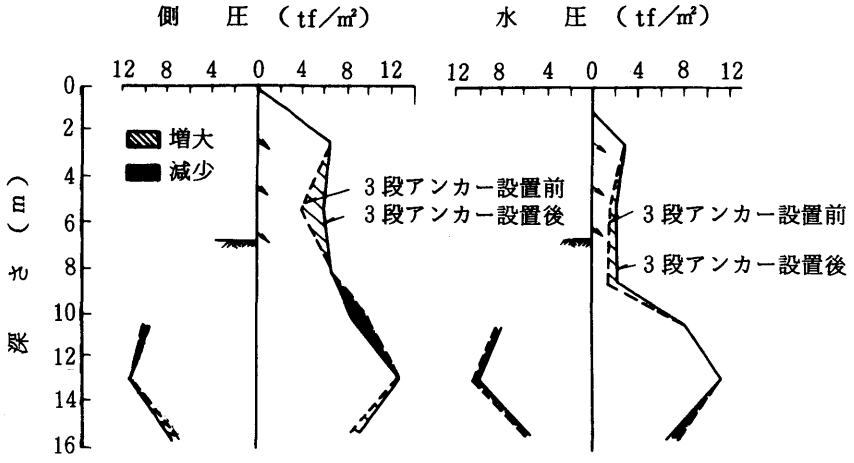
これらの力学特性を要約すれば，次のようである。 ①切ばり土留め工法での土留め壁の最大変形は約11cm，アースアンカー土留め工法で約4cmであり，アースアンカー土留め工法ではアースアンカー設置の際のプレストレスによる土留め壁の地山側への戻りが顕著である。 ②切ばり土留め工法での土留め壁の最大応力は約1,250 kgf/cm²，アースアンカー土留め工法で400 kgf/cm²であり，切ばり土留め工法では掘削段階ごとに累加する傾向，アースアンカー土留め工法では連続ばり的な傾向を示している。

また，アースアンカー土留め工法でアースアンカー設置時にプレストレスを導入することによる土圧・水圧の変化の一例として，3段アースアンカー設置時のプレストレス導入前後での状態を**図－4・14**に示す。プレストレスの導入により3段アースアンカー部近傍に土圧・水圧の増大が生じており，アースアンカー土留め工法における力学特性の特徴を示している。

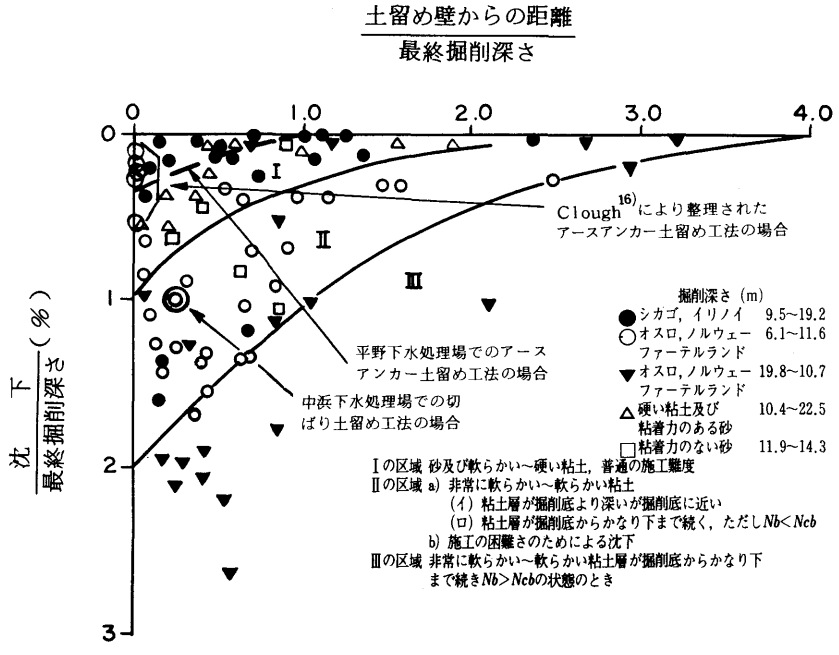


図－4・13　アースアンカー土留め工法における土留め壁の応力分布（平野下水処理場の場合，第6章，6.5.3鋼矢板の応力分布に詳細を示している）

ところで，掘削時に生じる背面地盤の沈下は，既施設に近接した土留め施工が多い昨今の土留めの設計・施工時に留意しなければならない問題となっており，Peck[18] 等により，経験的な整理がなされている。背面地盤の沈下は，山留め壁の曲げ剛性，地盤状態，および施工時の地下水位の低下等により異なることになり，Peck[18] は各種地盤状態における切ばり土留め工法で，曲げ剛性の小さい鋼矢板等の土留め壁を用いた場合での背面地盤の沈下の状況を**図－4・15**のように整理して示して



図－4・14　アースアンカー設置時のプレストレス導入による側圧・水圧変化の事例（第6章，6.5.4 側圧・水圧に詳細を示している）



図－4・15　土留め壁からの距離と沈下（Peck[18]）

いる。また，Clough[16] により整理されたアースアンカー土留め工法における掘削深さと背面地盤の沈下の比は，プレストレスの導入方法によっても異なるが，0～0.3％の範囲となっており，切ばり土留め工法の場合と比較して小さくなることが示されている。

図－4・15に中浜下水処理場での切ばり土留め工法，および平野下水処理場でのアースアンカー土留め工法の場合を記入してあるが，アースアンカー土留め工法の場合では，軟弱粘性土地盤としては切ばり土留め工法に比べて小さく，アースアンカー利用上の有効性を示している。

これらのアースアンカー土留め工法における力学特性の主な特徴は，アースアンカー設置時にプレストレスを導入することにより生じている。プレストレスの与え方は，土留め壁の許容変形，アースアンカーの引抜き抵抗力，および背面地盤状態により限定される。McRostieら[19] の報告によれば，プレストレスを与えすぎたことにより背面地盤の破壊が生じた事例も示されており，土留め壁の変形の制御とそれによる土圧の再配分現象を含めて適切な設計側圧，およびプレストレス荷重等を決定する方法は明確でなく，実規模での実験的研究が必要である。

4.4　アースアンカー土留め工法の安全性

4.4.1　使用上の利点と安全性

切ばり土留め工法とアースアンカー土留め工法を前述した力学特性を除いた種々の観点より比較すれば**表－4・1**のようである。アースアンカー土留め工法では，切ばり土留め工法と比較して，次のような問題点がある。　①アースアンカーの土留め工を構成する部材としての信頼性が，地盤状態・施工状態により切ばり土留め工法よりも影響をうけやすい。②土留め能力の不足状態が何らかの理由で発生した場合に，緊急対策がとりにくい。③土留めの面積がある程度以上大きくならなければ，アースアンカー土留め工法の方が施工費が高くつく。

大規模な面積を有する掘削工事の場合，施工費および施工性の面でアースアンカー土留め工法は，切ばり土留め工法に比較して格段に有利である。それに対し，切ばり土留め工法であれば，鋼製切ばりの長さが長くなる程，温度応力の発生が大きくなる[17] ことや切ばり軸力の伝達が切ばりの蛇行性等の施工上の制約をうけ，土留め構造として不安定なものとなる。

切ばりの反力が確保できない施工現場，土留め内で自由な施工空間を必要とする施工現場，および工期の短縮を必要とする施工現場では，アースアンカー土留め工法を用いることが必要となり，アースアンカー土留め工法の積極的な使用例が増大してきている。

アースアンカー土留め工法の使用に際しては，アースアンカーが現場工法であることに起因する不確実性，および使用時の施工状態に起因する緊急補強対策の困難さを念頭においた安全管理面での配慮が要求される。

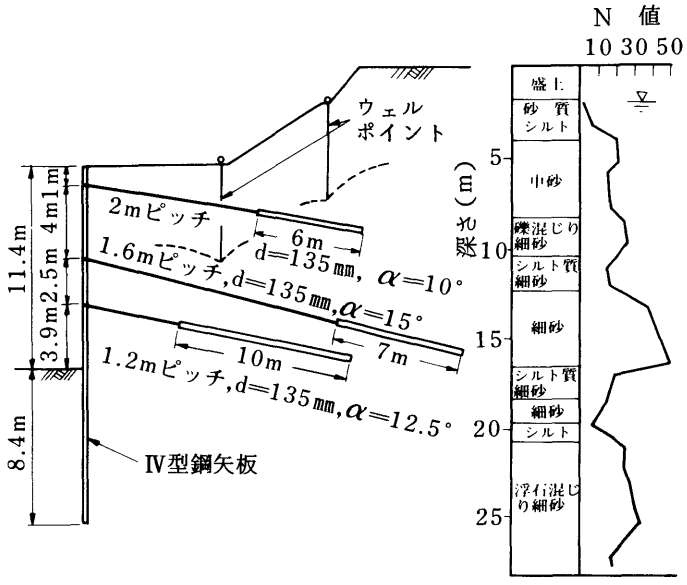
表－4・1　切ばり土留め工法とアースアンカー土留め工法の施工状態および安全管理面よりの比較

	切ばり土留め工法	アースアンカー土留め工法
土留め構成体としての信頼性	鋼製切ばりは工場製作による製品であり，現場で組合せるだけの均質な材質である。	地中においてアースアンカー体をセメントミルクと鋼棒により造る現場施工であるため土留め構成体としては，不確実性の多い材質となる。
施工管理	管理項目がボルト締などの簡単な作業であり，目視管理も可能である。	管理項目が多く，複雑でありミスが生じやすい。目視管理ができないため計器による間接的管理となる。
緊急補強対策	鋼製切ばりの補強，本数および段数の変更を比較的簡単にできるため，緊急補強対策を行いやすい。	アースアンカー自体の補強としてセメントミルクの再加圧注入工法があるが一般的には構造上困難である。また，任意の深さでの施工面の確保の困難さや施工に時間を要することから緊急補強対策を行いにくい。
掘削作業および構造物施工の能率と工期	切ばりが施工空間を邪魔する関係で限定された機械掘削となり能率が落ちる。また，構造物の施工時には，切ばりの箱抜きや盛替え作業が必要となる。その結果として工期が長くなる。	施工空間が広く，掘削の機械作業が容易である。また，構造物の施工を能率よく行うことができ，また，良好な仕上りを期待できる。その結果として工期が短くなる。
施工費	掘削面積にほぼ比例して施工費が増える。	掘削面より上部の土留め壁面積に比例して施工費が増える。そのため，施工規模が平面的に小さい場合は，高くなる傾向にある。ただし，掘削単価や工期短縮による経費減少を期待できる。

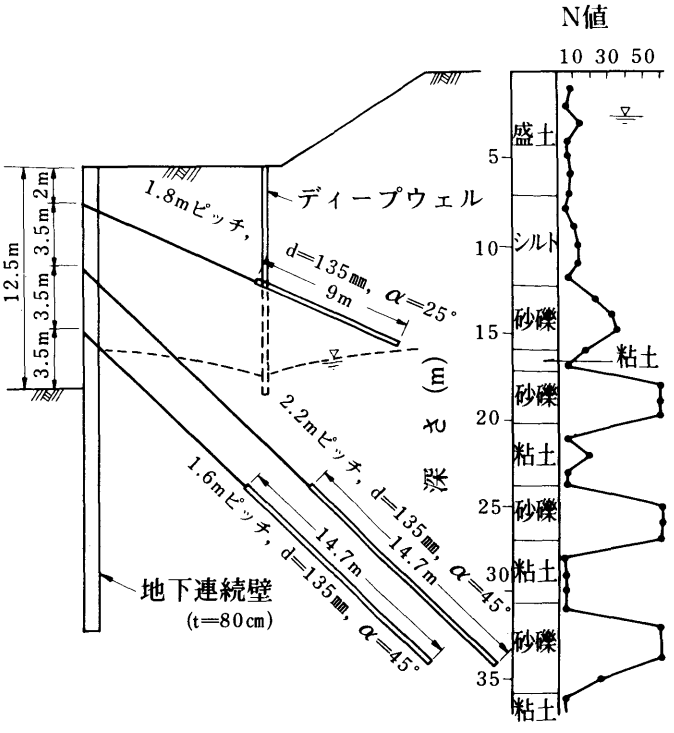
4.4.2　破壊事例に基づくアースアンカー土留め工法の安全性の考察

アースアンカー土留め工法の安全性を3現場の施工事例をもとに考えてみる。1例は，相原[20]により示されている施工事例（**図－4・16参照**）であり，他の2例は，著者の調査できた大阪府下での施工事例（**図－4・17，図－4・18参照**）である。

相原は，アースアンカーの引抜き抵抗力が得られなかった施工事例を紹介している。**図－4・16**に施工概要および土留め状況を示す。この施工事例において，1段・2段アースアンカーで設計引抜き抵抗力が得られたのに対し，3段アースアンカーでは5～6 tf程度で引抜き状態が生じている。同様



図－4・16 アースアンカー土留め工法の施工事例（その1）[20)]



図－4・17 アースアンカー土留め工法の施工事例（その2）

に，著者の調査できた**図－4・17**に示す施工事例においても同じ傾向がみられる。アースアンカーの設計は，1段アースアンカーについては1段アースアンカーの使用状態での引抜き試験（アースアンカー工法における試験法の詳細は，参考文献21)を参照されたい），2段・3段のアースアンカーについては，同じ定着層を使用するので2段のアースアンカーの使用状態での引抜き試験に基づいた設計・施工が行われている。1段・2段のアースアンカーにおいては，各種の管理試験によりすべてのアースアンカーで設計引抜き抵抗力が得られることが確認できたのに対し，3段アースアンカーにおいては，2段アースアンカーと同じ定着層を用いているにもかかわらず，引抜き試験での極限引抜き抵抗力210 tfに対して130 tf程度で引抜きに近い状況が生じている。

2つの施工事例より，次のことが考察できよう。同じ地層をアースアンカーの定着層とするとしても，施工状態によってアースアンカーの引抜き抵抗力は大きく影響をうける。施工状態のうち，打設角度および打設高さと定着層における削孔壁での地盤状態との関係において，削孔時の水圧およびセメントミルク注入時の圧と削孔壁に作用する周辺地盤の土圧・水圧との釣合いが問題となる。そのうち，削孔壁周辺地盤のゆるみ現象に対しては水圧がより大きな影響を占めていると考えられる。アースアンカー打設高さと定着層での地下水状態との関係で，定着層での水圧が打設地盤より高い場合では，土粒子を含んだ水が削孔口より噴出することで，孔壁周辺地盤を乱し，その結果として，引抜き抵抗力が得られなくなると考えられる（アースアンカーの施工法については，付録，**付図－2**を参照されたい）。

このような引抜き抵抗力が得られないといった施工事例は，程度の差があっても，すべての施工現場で生じる可能性のある現象であり，同一の定着層を使用することで，打設状態に関係なく同じ周辺摩擦抵抗値を用いれば，下段のアースアンカーになるほど，より危険な状態のもとで使用されていることになる。同じ施工現場でも，アースアンカーの施工状態により，引抜き抵抗力に与える定着層の地盤状態の影響は異なるものであることを認識しておかねばならない。

このことは，アースアンカーを合理的に設計・施工する上で重要なことであり，打設状態がアースアンカーの引抜き抵抗力に及ぼす影響についての実験的研究とN値にかわるアースアンカー設計のための地盤調査法の研究が必要である。

次に，著者の調査できたアースアンカー土留め工の破壊事例を示し，アースアンカー土留め工法の安全性について考察する。土留めの平面図・断面図および土留め状況を**図－4・18**に示す。土留め工として，1段のアースアンカーを用いた鋼矢板土留めで6.7 mの掘削を行っている。アースアンカーのピッチは3.2 mで1本当りの設計荷重は45tfである。アースアンカーの定着長は，掘削前の原地盤での鉛直方向の引抜き試験に基づいて決められている。また，施工したすべてのアースアンカーは，設置時の各種の管理試験により設計荷重に相当する引抜き抵抗力が期待できることが確められていた。

アースアンカーの破壊は，G.L.－3.9 mでアースアンカーを設置，G.L.－5.0 mまでの掘削，G.L.

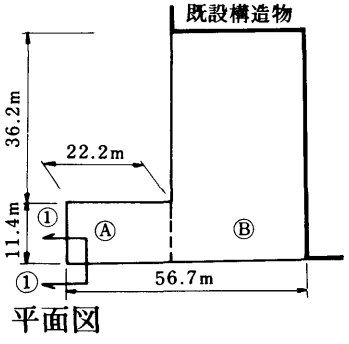
－5.0ｍの掘削敷でディーゼルハンマー工法によりＰＣぐいの打設の順で施工を進めた後，Ⓐ部でG.L.－6.7ｍまでの掘削を行った際に生じている。破壊時の状況は，**図－4・19**に示した№2のアースアンカーが大きな破壊音と共に，突然，引抜け状態になり，その後，連続的にその並びの4本目のアースアンカーまで影響が生じている。土留め壁の平面・断面の変形状態を**図－4・19**に示すが，土留め壁頭部の掘削側への変位は，最初に破壊した№2のアースアンカー部で最大70cmである。

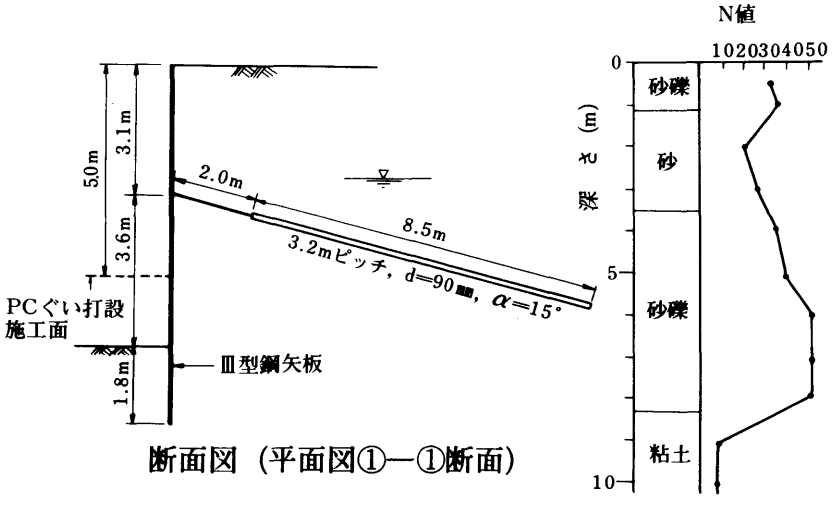
緊急対策として，Ⓐ部については，G.L.－3.9ｍまで埋戻しを行い，その後，鋼製切ばりを設置している。G.L.－5.0ｍの掘削状態にあるⒷ部については，再度，アースアンカーの管理試験を行っている。その際，全アースアンカーで引抜き抵抗力が減少する傾向がみられ，特に，そのうちの5本のアースアンカーで引抜き抵抗力の大幅な減少が見い出された。

この施工事例におけるアースアンカーの破壊の原因として，ＰＣぐい打設時の振動により，定着部で周辺地盤の強度が低下したと考えることができる。

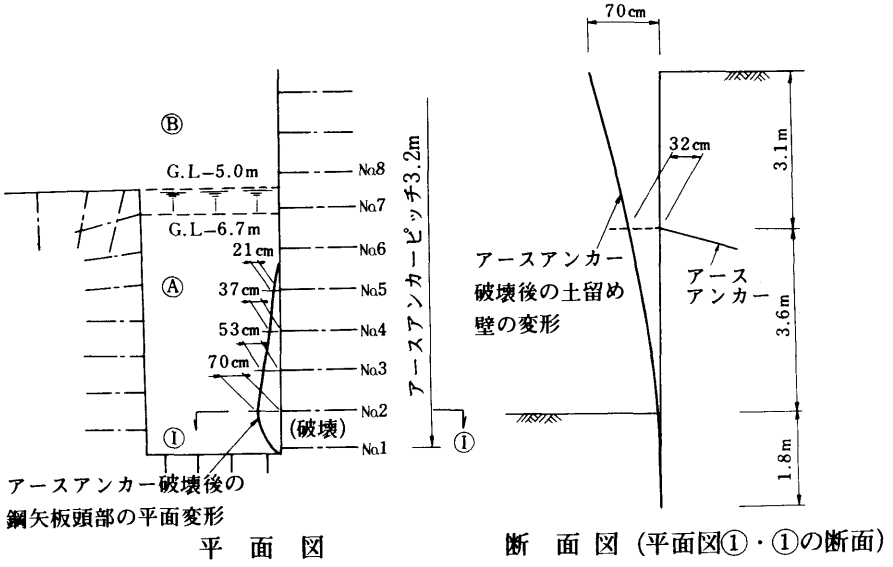
ところで，アースアンカー土留め工法に不確実性が残されている現段階では，**図－4・20**で整理するような手順でアースアンカー土留め工法の施工を行うことが安全を確保するための方策となる。

しかし，**図－4・20**で示したアースアンカー土留め工法の施工の流れの中で，深い掘削状態で土圧の再配分や外力の作用により，上段部のアースアンカーが危険な状態になった場合，切ばり土留め工法で





図－4・18　アースアンカー土留め工法の施工事例（その3）

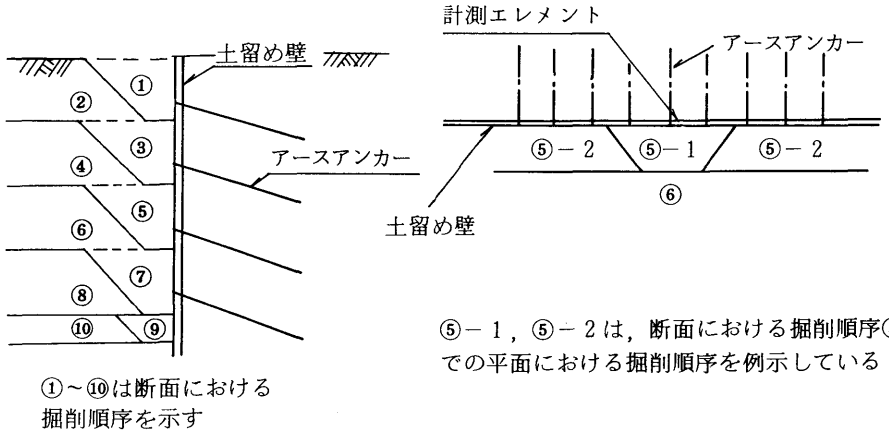


図−4・19　アースアンカー土留め工法におけるアースアンカー破壊時の状況（その3施工例）

あれば任意の深さでの補強切ばりの設置が容易であるのに対し，アースアンカー土留め工法では緊急補強対策が困難である。

掘削中あるいは躯体施工中に，すでに打設してあるアースアンカーに破壊が生じ，その荷重を周辺のアースアンカーが分担し，土留め壁が破壊に至るといった現象が，アースアンカー土留め工法で最も危険な状況として想定できる。アースアンカーの破壊による荷重分配の力学機構を確かめることにより，安全率の範囲で考えてよいものか，あるいは設計時にそのための安全を更に設計荷重に見込んでおくべきであるのか等の議論がなされよう。

また，土留め壁面を支持する方法として，アースアンカー1本当りの分担荷重の大きさ，ピッチおよび段数の組合せは種々考えられるはずであり，より安全と考えられるこれらの設計条件を決める参考となるアースアンカー破壊時の荷重分配等の力学機構の研究が必要である。



上図において，3段の掘削状態（⑤，⑥）を例にとれば次のように説明できる。

(1) 2段のアースアンカーの定着完了後，まず，各種計測器を設置した土留め壁部（計測エレメント）を3段アースアンカーの施工が可能な広さで局所的に溝掘り（⑤－1）を行い，第1回目の計測値（土留め壁に作用する側圧および水圧，土留め壁の応力および変形，アースアンカー荷重等）を得る。

(2) 第1回目の計側値により設計値との比較・検討を行い，必要があれば2段のアースアンカーの増し打ちを行う。

(3) 安全が確認できれば，平面的に溝掘り（⑤－2）を行い，第2回目の計測値を得る。

(4) 第2回目の計測値により再度，設計値との比較・検討を行い，安全が確認できれば，3次掘削を全平面（⑥）について行い，第3回目の計測値を得る。

(5) 第3回目の計測値を用いて，4段の掘削状態の予測を行うことにより，3段のアースアンカーのピッチ，4段のアースアンカーの深さおよびピッチを決定し，3段のアースアンカーの施工を行う。

図－4・20 アースアンカー土留め工法における施工の流れの説明
（4段のアースアンカー土留め工法での事例）

4.5 結　　論

本章では，アースアンカー土留め工法と他の土留め工法を比較した場合の利用時での有効性を示すとともに，アースアンカー土留め工法の安全性に配慮を行いつつ合理的に設計・施工するうえで必要となる現場計測に基づく種々の実験的研究を行う意義を明らかにできたものと考える。

本章で述べた主な内容は次の通りである。

(1) 大規模な面積を有する掘削工事の際の各種土留め工法について説明し，アースアンカー土留め工

法を利用した場合の有効性について述べた。次に，本研究での実験対象現場である平野下水処理場現場での設計・施工の概要と留意した問題点について述べた。その中で，土留め壁の選定やのり面の残し方に配慮を行ったアイランド土留め工法で背面地盤の沈下が生じない施工を行い得たことを示した。

(2) 比較的類似した土留め断面と地盤状態での切ばり土留め工法とアースアンカー土留め工法の力学的特性を比較・検討し，アースアンカー土留め工法での，アースアンカー設置時にプレストレスを導入することにより生じる力学的な特徴を整理して示した。また，今後，アースアンカー土留め工法を安全に利用するために役立つ事例研究の重要性と力学機構を現場計測に基づき実験的に研究する意義について述べた。

(3) 切ばり土留め工法とアースアンカー土留め工法を施工状態および安全管理面より比較し，アースアンカー土留め工法ではアースアンカーが現場製作工法であり，反力をとる地盤条件に不確実性が残されていることによる工法としての不確実性，および施工状態の性質によって緊急補強対策が困難であることなどの問題点があることを指摘した。

(4) アースアンカーの引抜き抵抗力は，打設状態により大きく影響をうけることを現場の実例により示した。また，アースアンカーを安全に使用するために，打設状態がアースアンカーの引抜き抵抗力に及ぼす影響についての実験的研究とアースアンカー設計のために適切な地盤調査法の研究を行う必要性を指摘した。

(5) 1段アースアンカー土留め工法で6.7mの掘削を行う際に生じた，アースアンカーの破壊事例について述べた。この破壊事例に基づいて，アースアンカーが破壊する要因について考察を行うとともに，より安全と考えられるアースアンカー土留めを設計するのに参考となるアースアンカー破壊時の荷重分配等の力学機構の実験的研究を行う意義について述べた。

参　考　文　献

1) 土質工学会：アースアンカー工法，pp.50~51，1976年9月.

2) Ostermayer, H. and F. Scheele : Research on Ground Anchors in Non-cohesive Soils, Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors, pp.92~97, 1977.

3) Fujita, K., K. Ueda and M. Kusabuka : A Method to predict the Load Displacement Relationship of Ground Anchors, Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors, pp.58~62, 1977.

4) 足立格一郎，土谷尚：ＰＳアンカーの設計，工学研究，第15巻8号，1966年8月.

5) Wernick, E. : Stress and Strain on the Surface of Anchors, Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors, pp. 115~119. 1977.

6) 勝見雅，岩城敬介：アースアンカーの引抜き抵抗について，土木学会第35回学術講演会概要集3，pp. 470~471，1980年.

7) 中村兵次，中沢章：掘削工事における土留め壁応力解析，土質工学会論文集，Vol. 12, No. 4, pp. 95～103，1972年.

8) 松尾稔，川村国夫：情報化設計・施工システムの基本的考え方と分析，土と基礎，Vol. 30, No. 9，1982年9月.

9) 川本朓万：地盤の変形における理論と実際，土と基礎，Vol. 30, No. 11，pp. 3～9，1982年11月.

10) 福岡正巳：第10回国際土質基礎工学会における会長講演，開会式のあいさつ，土と基礎，Vol. 30, No. 1，pp. 5～10，1982年1月.

11) 村上仁，結城庸介，玉野富雄：水処理施設建設に伴う大規模掘削工事の設計・施工例，下水道協会誌，Vol. 19, No. 217，pp. 50～60，1982年6月.

12) 玉野富雄，結城庸介，六鹿史朗，松永一成，植下協，富永克己：多段式アースアンカーを用いた鋼矢板土留めの実測例，土と基礎，Vol. 27, No. 2，pp. 25～32，1979年2月.

13) 玉野富雄，植下協，村上仁，結城庸介，田中正道，富永克己：4段アースアンカーを用いた鋼矢板土留めにおけるアースアンカー除去時の力学挙動，土と基礎，Vol. 30, No. 5，pp. 15～20，1982年5月.

14) 玉野富雄：現場計測に基づくアースアンカーを用いた鋼矢板土留めの事例研究，土木学会論文報告集，第332号，pp. 127～136，1983年4月.

15) 斉藤正忠，藤井喬：Y. L. Changの方法による杭と版の計算図表，pp. 99～100，技報堂，1976年6月.

16) Clough, C. W. and R. D. Divdson : Relationship between Design and Construction in Soil Engineering, Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session No. 3, pp. 15～53, 1977.

17) 玉野富雄，植下協，結城庸介，村上仁：山留め鋼製切ばりに作用する温度応力，土と基礎，Vol. 28, No. 12，pp. 19～24，1980年12月.

18) Peck, R. B. : Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, Proc. of 7th ICSMFE, State of the Art Volume, pp. 225～290, 1969.

19) McRostie, G. C., K. N. Burn and R. J. Mitchell : The Performance of Tied-back Sheet Pilling in Clay, Canadian Geotechnical Jour., Vol. 9, pp. 206～218, 1972.

20) 土質工学会：座談会，アースアンカーの問題点，土と基礎，Vol.27, No.2, pp.70～79, 1979年2月.

21) 土質工学会：アースアンカー工法，pp.123～131, 1976年9月.

22) 玉野富雄，植下協，村上仁，結城庸介，福井聡：打設状態がアースアンカーの引抜き抵抗力に及ぼす影響，土と基礎，Vol.30, No.4, pp.23～28, 1982年4月.

23) Tominaga, M., Y. Echigo and M. Hashimoto : Real Time Construction Control Computers Simulation Systems, Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Computers in Soil Mechanics, pp.248～261, 1977.

24) Stille, H. and B. B. Broms : Load Redistribution caused by Anchor Failures in Sheet Pile Walls, Proc. of 6th European Conf. on SMFE, Vol.1, pp.197～200, 1976.

第5章　打設状態がアースアンカーの引抜き抵抗力に及ぼす影響

5.1　概　　説

アースアンカーの設計に際し，問題となるのは引抜き抵抗力の算定であり，地盤状態・施工状態により，この引抜き抵抗力は多分に異なるため，多くのアースアンカーを使用する場合では，事前のアースアンカーの引抜き試験結果に基づいて設計が行われる。

しかし，実際のアースアンカーの使用状態が土留め内の深い施工基面から角度をもった状態であるのに対し，試験アースアンカーでは，掘削前の地盤面から鉛直に打設する事が多い。地盤の異方性や施工技術からみて，アースアンカーの定着地盤および施工方法が同一であっても，アースアンカーの打設状態（ここでは主として，高さと角度）が異なれば，引抜き抵抗力も異なってくることが予想される。このような調査は，アースアンカーの設計上極めて重要な要因であるにもかかわらず報告例はない。

本章では，打設状態がアースアンカーの引抜き抵抗力に及ぼす影響を調査するため，同じ現場内で，ケース1として高さの異なる施工面から鉛直に打設したアースアンカー（鉛直アースアンカーと呼ぶ）と鉛直方向に対して45°の角度で打設したアースアンカー（45°アースアンカーと呼ぶ），ケース2として，施工面の高さが同じである鉛直アースアンカーと45°アースアンカーの2つのケースの引抜き実験を行った結果について述べ，考察を行う。

5.2　アースアンカーの引抜き抵抗力に影響する因子

Wernick[2]は，周辺摩擦型式のアースアンカーの引抜き抵抗力に影響する因子として，上載荷重，削孔方法，アースアンカーの径と傾き，定着長さ，セメントミルクの加圧力，定着層へのセメントミルクの浸透，土の粒度分布と密度，等を挙げ，中でも土の構造の重要性を指摘している。また，Ostermayer[3]も種々の実験結果から土の構造が大きな影響をもつのに比べ，セメントミルクの加圧力やアースアンカー体の直径の多少の大小は無視できる程度のものとしている。

一方，アースアンカーの引抜き抵抗力の発生機構については，アースアンカー体と地盤との間の周辺摩擦といった簡単なものだけではなく，種々の議論がなされているが，不明な点が少なくない。

Wernickは，アースアンカー体表面からある範囲のすべり領域（shear band）[4]でのダイレイタンシーによるくさび効果（wedging effect）により引抜き抵抗力が発生するとしている。

また，赤司ら[5]，勝見ら[6]は，アースアンカー体近傍に生じるすべり面上の摩擦抵抗と支圧力の和

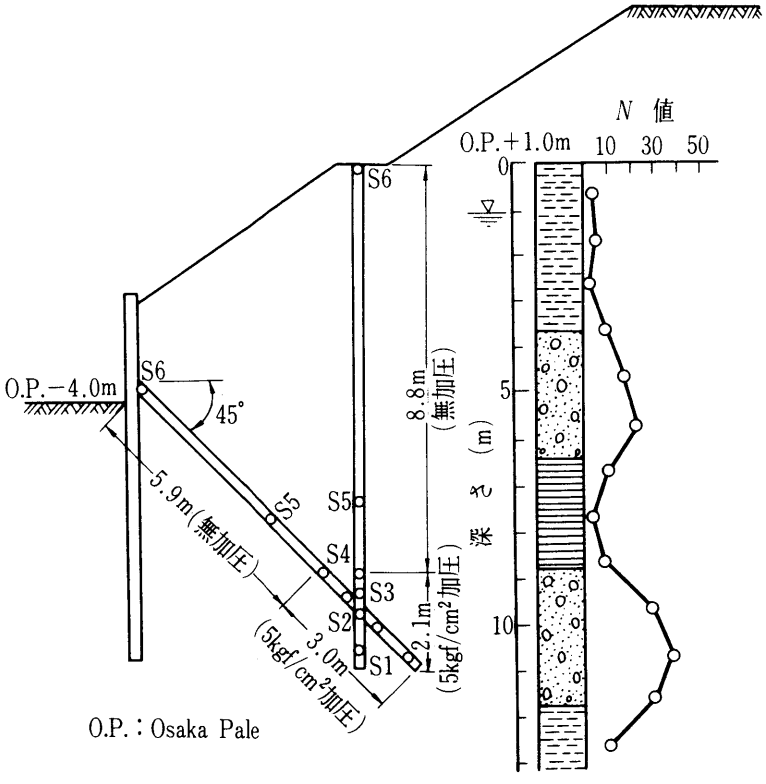
がアースアンカーの引抜き抵抗力になるとしている。実際には，アースアンカーの引抜き抵抗力は，上述のような現象の複合的な効果により発生すると考えられる。いずれにしても，土の構造が重要な要因である。

5.3　実験概要および土質性状

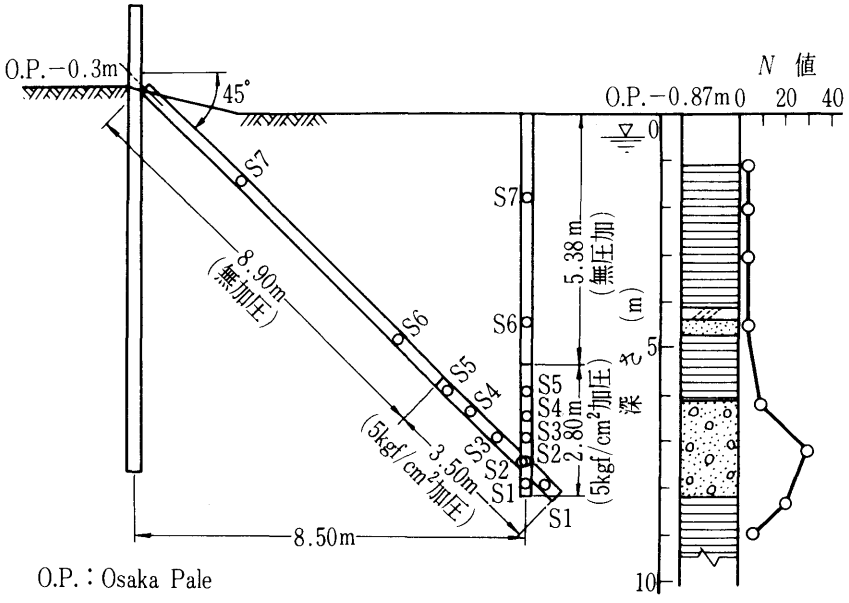
本実験では，打設高さを変えた場合（ケース１），および等しくした場合（ケース２）について，それぞれ鉛直方向と斜め45°方向に打設した2本の周辺摩擦型式のアースアンカー２組について引抜き実験を行った。この２ケースのアースアンカーは平面距離にして80m程度離れている。

また，ケース２については，アースアンカー体の性状を調べるため，損傷を与えないように掘り出した。実験概要および土質性状を**図－5・1**，**図－5・2**に示す。

アースアンカー体の定着層は，N値20～30，被圧水圧 0.27 kgf/cm²（ケース１）～ 0.33 kgf/cm²（ケ



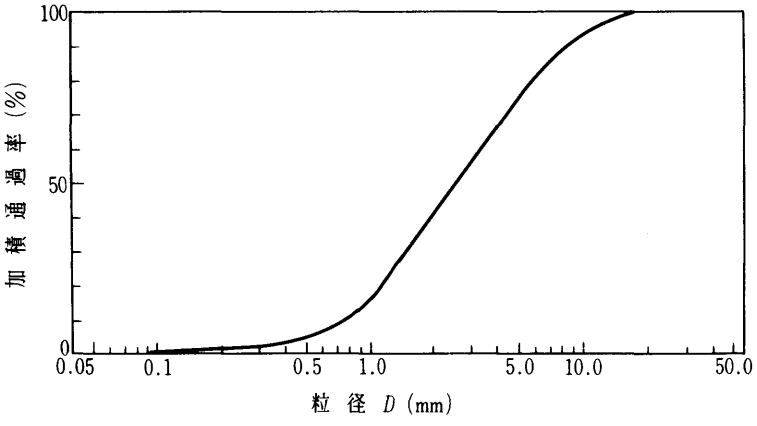
図－5・1　アースアンカーの引抜き実験とその地盤状況（ケース１，実験位置については第４章，図－４・２に示す）



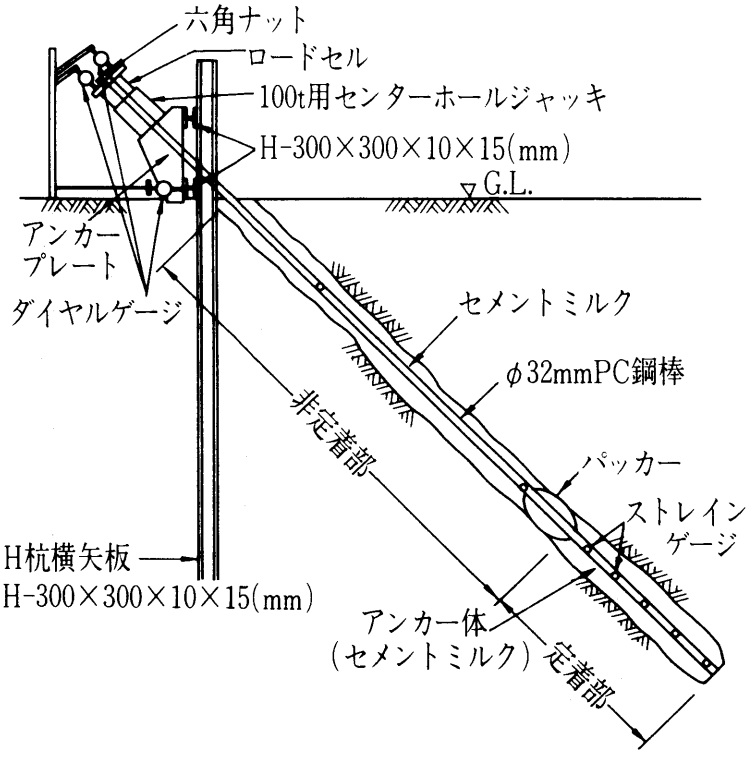
図−5・2 アースアンカーの引抜き実験とその地盤状況（ケース2，実験位置については第4章，図−4・2に示す）

ース2）の礫混り砂層である。また，ケース2でアースアンカー体掘り出し時に調査した現場密度は，1.75 ~ 1.85 g/cm³であり，粒度分布は**図−5・3**に示す通りである。

図−5・4にアースアンカーの概略を示す。また，施工順序は次の通りである。まず，φ135 mmのケーシングによるロータリー式削孔機で削孔し，孔内水をセメントミルクに置換した後，鋼棒を挿入



図−5・3 粒　度　分　布

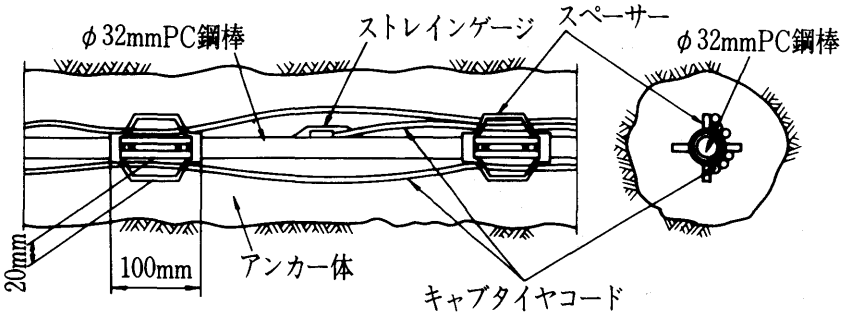


図－5・4 アースアンカー概略図
（ケース2，45°の場合）

する。次に，ケーシングを定着長さだけ引き上げ，パッカーを加圧し，定着部についてのみセメントミルクを加圧注入する。なお，定着部ではセメントミルクを5 kgf/cm²で加圧注入している。

図－5・1，5・2中のS_1～S_7はφ32mm鋼棒に設置したストレンゲージの位置を示す。**図－5・5**にストレンゲージ設置状況の詳細を示す。ひずみ計測用ケーブルを鋼棒に直接ビニールテープで固定すれば鋼棒とセメントミルクとの間の付着力に影響を与えると考えられるため，鋼棒にスペーサーを設置することによって，ケーブルが鋼棒に接しないよう配慮した。

ケース1とケース2の引抜き実験の方法については，**図－5・6，5・7**に示す通りである。ケース1については，引抜き荷重を5 tfずつ増大させ，5分間だけ荷重を一定に保つようにした。まず，実験は45°アースアンカーについて行った。その際，30 tf の荷重段階で変位が止らずフローの状態となったため，15分後に連続的に荷重を増大させたところ，多少の荷重増大の後，急激に荷重が減少した。次に行った鉛直アースアンカーの引抜き実験では，45°アースアンカーの引抜き実験の状態より考えて，30 tf をこえると連続的に引抜くことにした。ケース2については，引抜き荷重を5 tf ずつ増大させ，10分間変位を一定に保ち，その後，荷重を増大させる実験方法とした。ケース1とケース



図－5・5 ストレインゲージ取付け詳細図

2で異なった実験方法としたのは，ケース1とケース2で地盤状態が多少異なるので直接的な比較を目的としたものではないこと。実験方法の違いがどのように影響するか調査できればと考えたためである。

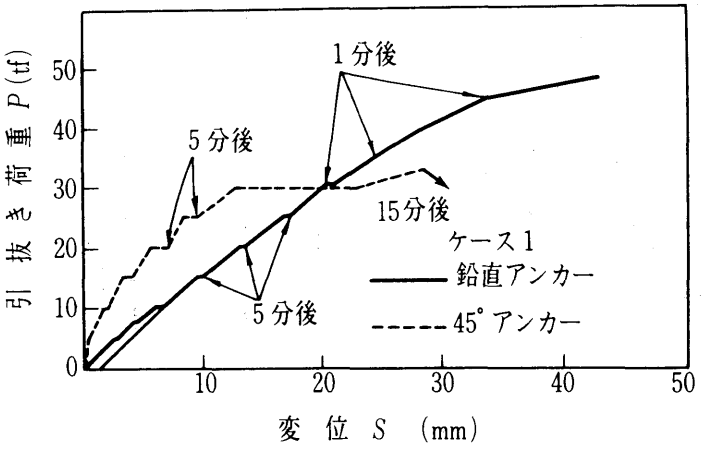
なお，以下に考察するすべてのデータは荷重増大の直後で整理している。

5.4 実験結果と考察

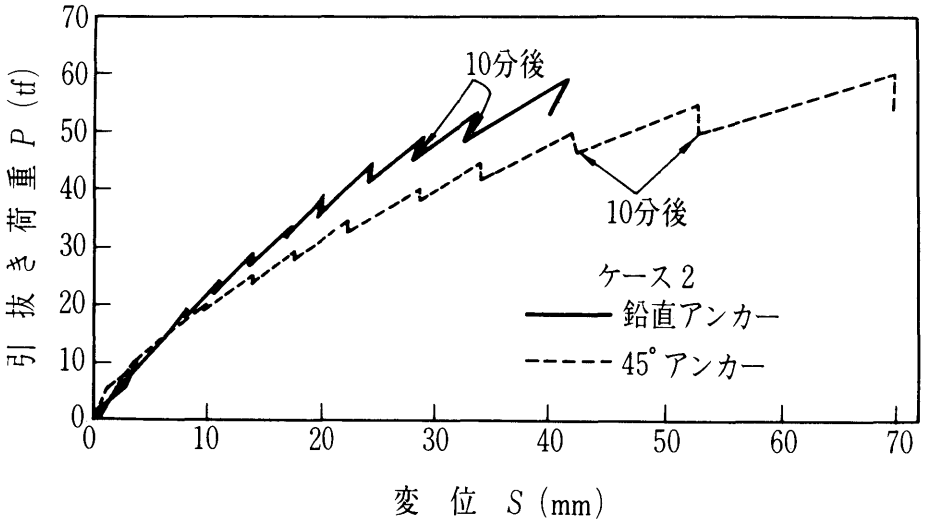
図－5・6，**5・7**に引抜き荷重とアースアンカー頭部での変位の関係，**図－5・8～5・11**に引抜き荷重段階での応力分布を示す。

なお，非定着部でも荷重負担がなされているが，本報告では調査対象を定着部に限定する。**図－5・12**は，アースアンカー体頭部（パッカー直下）での荷重P_eと変位δ_eの関係を示す。

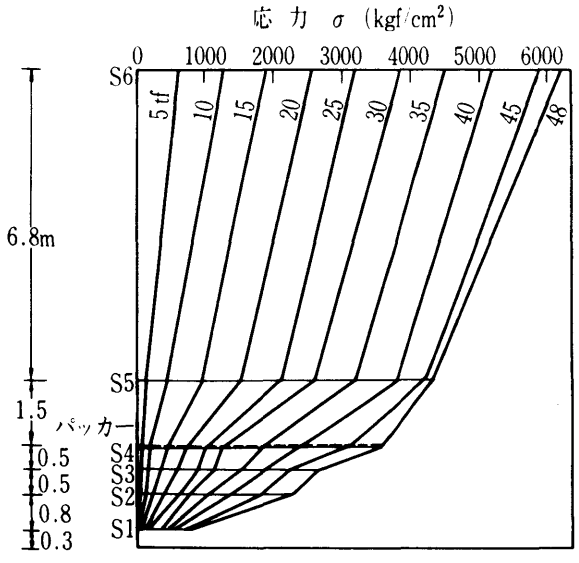
アースアンカー体頭部での荷重P_eは，**図－5・8～5・11**でのパッカー直下の応力より計算する。



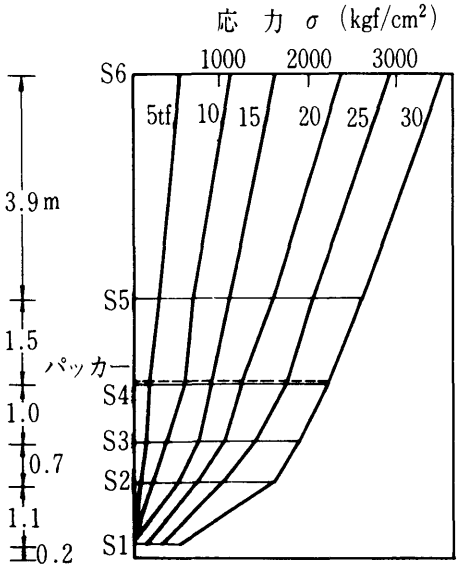
図－5・6 引抜き荷重とアースアンカー頭部変位の関係（ケース1の場合）



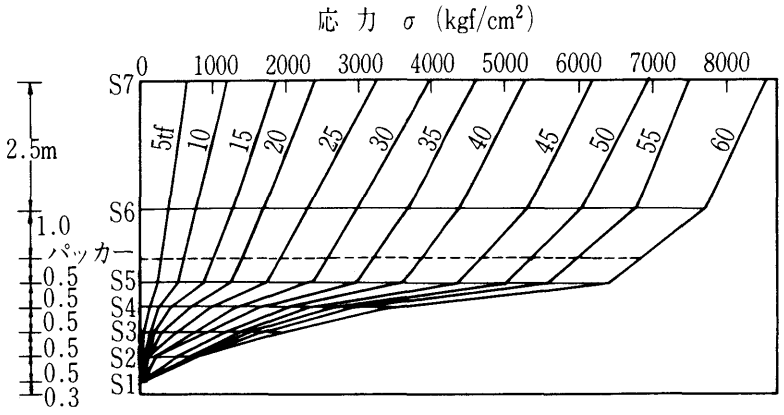
図－5・7 引抜き荷重とアースアンカー頭部変位の関係（ケース2の場合）



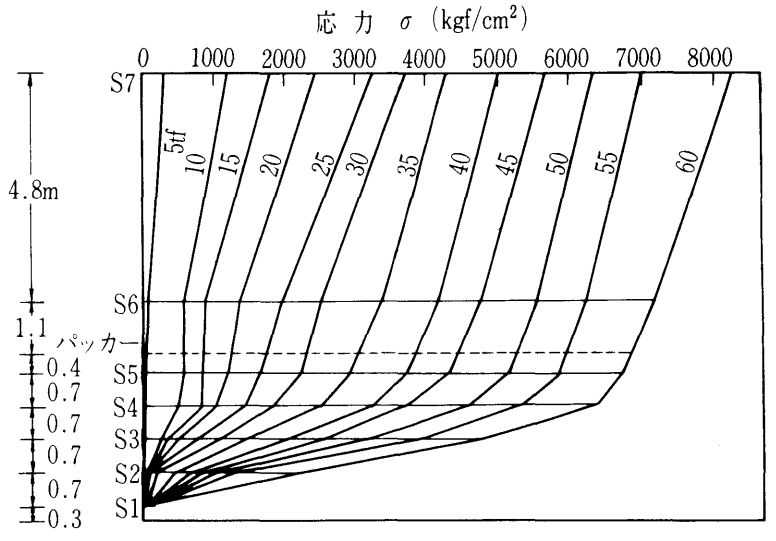
図－5・8 応力分布（ケース1，鉛直の場合）



図－5・9 応力分布（ケース1，45°傾斜の場合）



図－5・10 応力分布（ケース2，鉛直の場合）



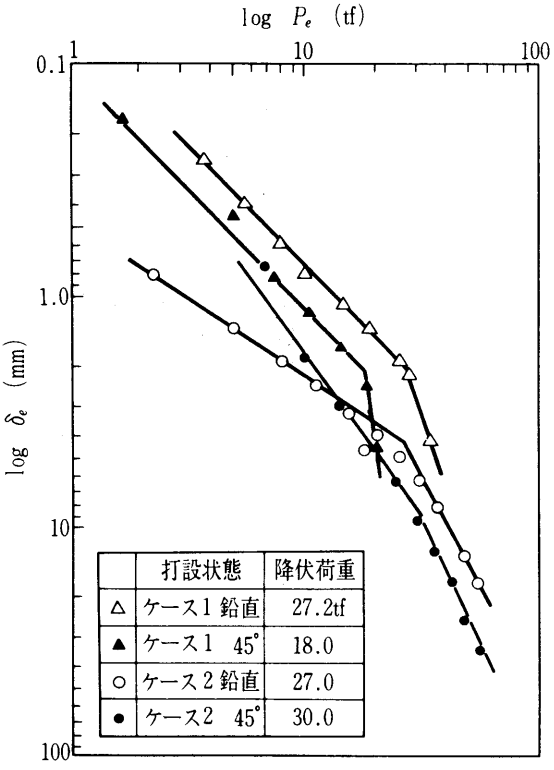
図－5・11 応力分布（ケース2，45°傾斜の場合）

また，アースアンカー体頭部での変位δ_eは，アースアンカー頭部での変位から，非定着部に設置したストレインゲージから計算できる非定着部での変位を差引いて計算している。

ケース1の鉛直アースアンカーでは27.2tf，45°アースアンカーでは18.0tf，ケース2の鉛直アースアンカーでは27.0tf，45°アンカーでは30.0tfでそれぞれ降伏している。これらを定着部の単位長さ当りに換算すると，それぞれ12.95tf/m，6.06tf/m，9.64tf/m，8.57tf/mとなる。ケース1とケース2では実験位置が離れているので直接的な比較はできないが，打設高さを変えたケース1では，45°アースアンカーは鉛直アースアンカーの46%，打設高さを等しくしたケース2では89%の値

となっている。打設高さを変えた場合では，降伏荷重に大きな差がみられるのに対して，打設高さを等しくした場合では，幾分，鉛直アースアンカーの方が大きくなっている程度である。

アースアンカーの削孔時の地盤の状態を調査するため，ケース１，２のアースアンカーと同じ位置，状態でφ86mmのロータリー式ボーリングを行い，それぞれのアースアンカー定着層で孔内横方向載荷試験（ＬＬＴ試験）を行った。[7] その結果を**表－5・1**に，ケース１のN値19の場合を**図－5・13**に例示する。地盤係数K_mは，ケース１では２組とも，45°傾斜の場合は，鉛直の場合に比較して50%程度の値しか示していないが，ケース２の場合はほとんど差はなく，アースアンカーの単位長さ当りの引抜き抵抗力にみられる関係とよく一致している。



図－5・12 アースアンカー体頭部での荷重－変位関係

K_mは地盤の乱れの１つの指標と考えられるが，これより，ケース１の45°傾斜孔は，鉛直孔に比べて孔壁の乱れが著しいのに対して，ケース２では，両者の乱れに大きな差はないと推定できる。この原因として，孔壁安定に寄与する孔内水位の影響が考えられる。

Wernick が指摘しているようにアースアンカーの引抜き抵抗力のかなりの割合が，アースアンカ

表－5・1 ボーリング孔内横方向載荷試験結果

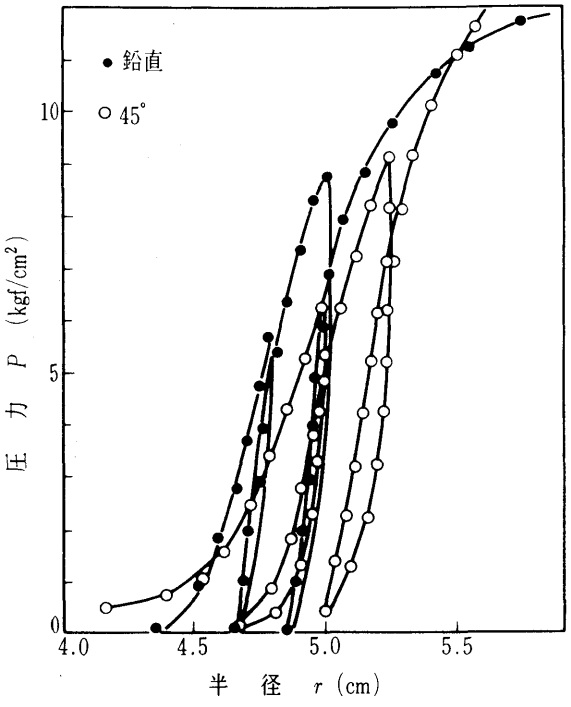
	深さ (m)	N 値	打設角度	横方向地盤係数 (kgf/cm³)
ケース１	O.P.-11.30	14	鉛直	14.5
			45°	7.4
ケース１	O.P.-10.40	19	鉛直	33.9
			45°	14.6
ケース２	O.P.- 8.40	29	鉛直	45.9
			45°	52.9

ー体周辺でのすべり領域におけるダイレイタンシーによるくさび効果により生じると考えられるならば，孔壁の乱れ（ゆるみ）は直接的にアースアンカーの引抜き抵抗力に影響を与えることになる。いったん，孔壁にゆるみが生じるとセメントミルクを加圧注入しても，孔径が大きくなることで密な構造に移行するが，元の密度状態に戻ることはなく，ダイレイタンシーによるくさび効果は著しく低減することになる。また，ボーリング孔内横方向載荷試験結果からもわかるようにセメントミルクの注入加圧力5kgf/cm²は，ほぼ弾性域にあり，適正な加圧力と判断される。

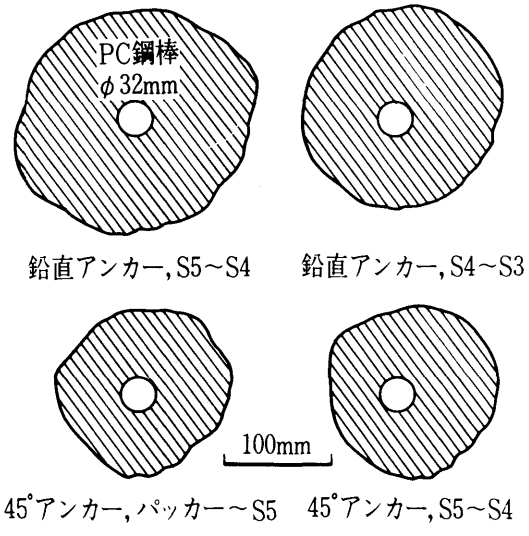
以上のことより，打設角度については，それほど大きな要因とはならないと考えられるが，打設高さは，アースアンカー体削孔時の周辺地盤のゆるみにかなりの影響があり，それが引抜き抵抗力に関係しているといえよう。それゆえ，アースアンカーの引抜き試験を行う際には，実際の使用条件に近い状態で行うことが必要であると考えられる。

次に，ケース2について，掘り出した2本のアースアンカーの状態について述べる。掘り出し中の状況を**写真－5・1**に示す。掘り出したアースアンカー体については，その形状を調べている。定着部での結果を**表－5・2**に，その断面図の一部を**図－5・14**に例示する。

鉛直アースアンカーでは，局部的にや



図－5・13 ケース1，N値19の場合のボーリング孔内横方向載荷試験結果



図－5・14 アースアンカー体切断断面図

表－5・2　定着部におけるアースアンカー
体断面形状

位　置	鉛直アンカー		45°アンカー	
	アンカー体周長 l	l/π	アンカー体周長 l	l/π
パッカー S5	50.7cm	16.1cm	49.1cm	15.6cm
S5～S4	68.1	21.7	50.8	16.2
S4～S3	58.9	18.7	55.0	17.5
S3～S2	89.5	28.5	54.3	17.3
S2～S1	54.1	17.2	54.5	17.3
S1～	50.3	16.0	47.1	15.0
平均値	61.9	19.7	51.8	16.5

写真－5・1　アースアンカー体掘り出し状況
（ケース2，鉛直の場合）

や拡幅された箇所もみられる。鉛直アースアンカー，45°アースアンカーの平均径は，それぞれ197mm，165mmで，削孔径135mmに比べて1.2～1.4程度の大きさの径のアースアンカー体が形成されている。掘り出し中にアースアンカー体周辺の地盤にフェノールフタレイン溶液を噴き付けて，セメントミルクの地盤中への浸透の状況を調べたが全く反応がみられず，地盤中へのセメントミルクの浸透はないと判断できた。

セメントミルクは，透水係数0.1 cm/s以下の地盤に対して，ほとんど地盤中への浸透がないことが示されている。[8] 自然状態にある砂質土層の透水係数は1 cm/s（砂利層）～0.01 cm/s（密な砂層）程度であり，[9] アースアンカーの定着層として利用する密な砂質土層では，セメントミルクの地盤中への浸透が期待できない地盤状態にあることが多いと考えられる。

セメントミルクの地盤中への浸透がないとすれば，アースアンカー体造成過程の力学的な状態は，ボーリング孔内横方向載荷試験での状態に近いものと考えられる。前述のアースアンカー引抜き抵抗力とボーリング孔内横方向載荷試験より得られる地盤係数K_mの相関からもボーリング孔内横方向載荷試験は，アースアンカー打設時の周辺地盤の状態をよく調査できているといえよう。

ところで，アースアンカー体周面と地盤との間の摩擦力でのみ荷重伝達が行われると仮定すると，摩擦応力は次のように計算される。

アースアンカーの引抜きにより生じる鋼棒各部での荷重P_iは次式で示される。

$$P_i = A_S \cdot \varepsilon_i \cdot E \qquad (5 \cdot 1)$$

ここで，A_Sは鋼棒の断面積，ε_iは鋼棒のひずみ，Eは鋼棒のヤング率を示す。

一方，ひずみ測点間（$\ell_{i \sim i+1}$）の荷重負担（$\Delta P_{i \sim i+1} = P_i - P_{i+1}$，$P_i > P_{i+1}$）の関係より摩擦応力$f$は次式で計算される。

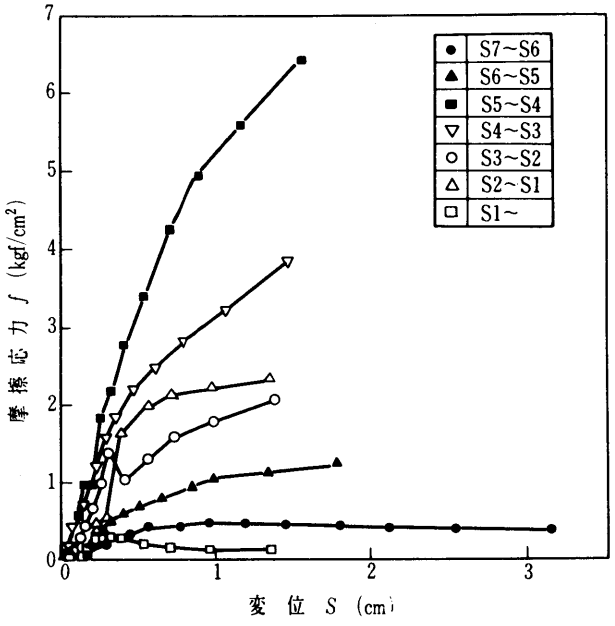
$$f = \frac{\Delta P_{i \sim i+1}}{u_c \cdot \ell_{i \sim i+1}} \qquad (5 \cdot 2)$$

ここで，u_cはアースアンカー体の周長を示す。

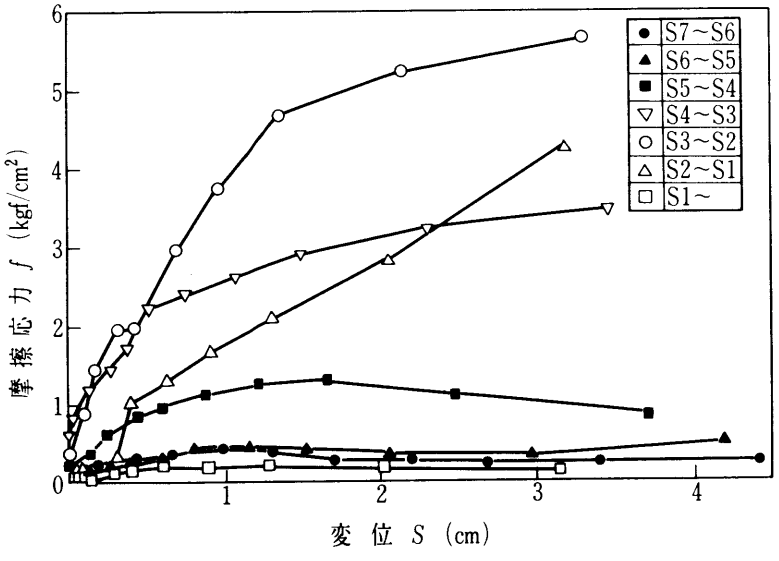
図－5・15，5・16に実際のアースアンカー体周長の測定結果と鋼棒の応力から求めたfと，ひずみ測点（ε_iとε_{i+1}）の平均値より計算される変位Sの関係を示す。また，**図－5・17，5・18**に各荷重段階における定着部での摩擦応力fの分布を示す。**図－5・15，5・16**で鉛直アースアンカーと45°アースアンカーの摩擦応力fの最大値の応力－変位関係（鉛直アースアンカーでは$S_5 \sim S_4$，45°アースアンカーでは$S_3 \sim S_2$）をみた場合，鉛直アースアンカーの方が，より密な状態での応力－変位関係に対応している。

また，Ostermayer[3] により示されている定着長と密度を変化させた時の極限荷重時のfの分布を**図－5・19**に示す。比較の意味で，**図－5・17，5・18**の降伏荷重時（鉛直アースアンカー35 tf，45°アースアンカー40 tf）と最終荷重時（鉛直，45°アースアンカーとも60 tf）を記入してある。

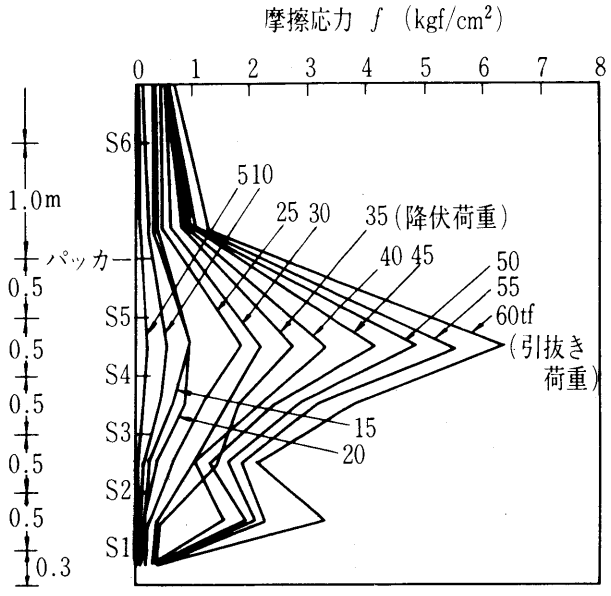
本実験での場合，N値からみれば幾分大きな値となっているが，これは，Ostermayer の実験が人工地盤での値であることも影響していると思われる。



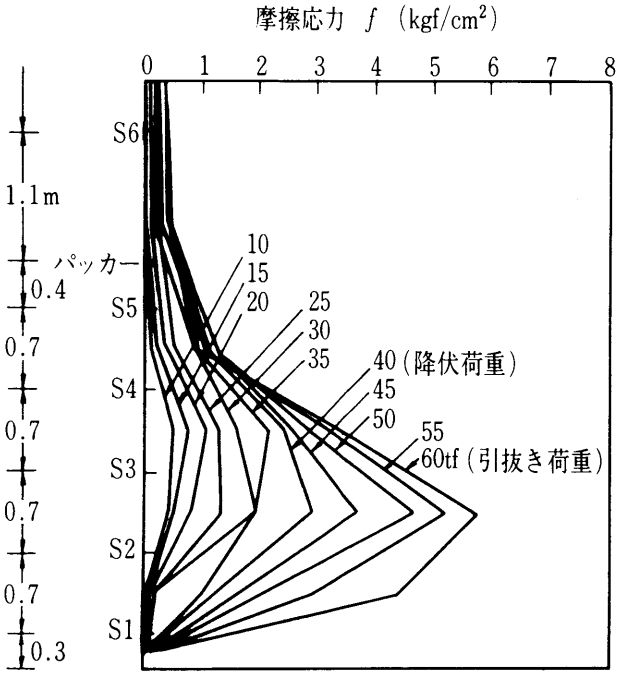
図－5・15 摩擦応力fと変位Sの関係（ケース２，鉛直アースアンカーの場合）



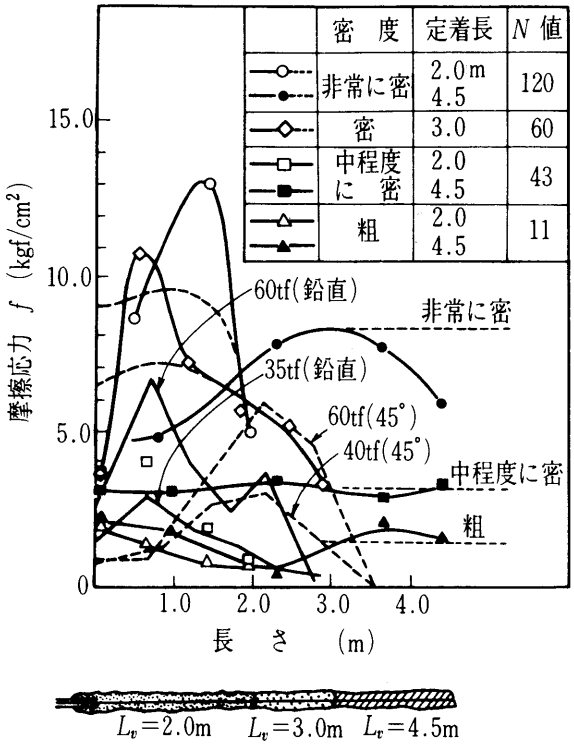
図－5・16 摩擦応力fと変位Sの関係（ケース２，45°アースアンカーの場合）



図－5・17 定着部での摩擦応力 f の分布（ケース２，鉛直アースアンカーの場合）



図－5・18 定着部での摩擦応力 f の分布（ケース２，45°アースアンカーの場合）



図－5・19 Ostermayer[3] の報告での応力分布との比較

5.5 結　　論

アースアンカーの引抜き抵抗力に影響する種々の要因のうち，打設状態に着目した一連の引抜き実験を行い，実験結果について考察した。本章の要点をまとめると以下の通りである。

(1) アースアンカーの打設高さの違いは，孔壁の周辺地盤のゆるみにかなりの影響を与え，それに関連して，アースアンカーの引抜き抵抗力が影響を受ける。打設角度の影響は，今回の実験結果からは，打設高さの違いに比べると，それほど大きなものでないといえる。本実験での場合，45°アースアンカーの引抜き抵抗力は，鉛直アースアンカーの打設高さを5 m変えた場合で46%，打設高さを等しくした場合で89%となった。

(2) (1)の結果より，設計に先立つアースアンカーの引抜き試験は，実際の使用状態に近い状態で行うことが必要であると判断できる。

(3) アースアンカーを掘り出し，調査したところ，削孔径に比べて2～4割程度大きい径のアースアンカー体が造成されていた。また，セメントミルクを加圧注入した定着部においては，セメントミ

ルクの地盤中への浸透は全くみられず，セメントミルクの浸透による地盤の改良強化は本調査のような地盤では期待できないことがわかった。

(4) (3)の結果より，アースアンカー体造成時でのセメントミルク加圧注入状態は，ボーリング孔内横方向載荷試験時と力学的に類似していると判断でき，ボーリング孔内横方向載荷試験より得られる地盤係数K_mとアースアンカーの引抜き抵抗力の間によい相関がみられた。

(5) 定着層へのセメントミルク加圧注入時の加圧力5 kgf/cm²はボーリング孔内横方向載荷試験結果より弾性域にあり，適切な加圧力であると判断できた。

参　考　文　献

1) 玉野富雄，植下協，村上仁，結城庸介，福井聡：打設状態がアースアンカー引抜き抵抗力に及ぼす影響，土と基礎，Vol.30, No.4, pp.23～28, 1982年4月.

2) Wernick, E.：Stress and Strain on the Surface of Anchors, Proc. of 9th ICSMFE, Spec. Session on Ground Anchors, pp.115～119, 1977.

3) Ostermayer, H. and F. Scheele：Research on Ground Anchors in Non-cohesive Soils, Proc. of 9th ICSMFE. Spec. Session on Ground Anchors, pp.92～97, 1977.

4) 村山朔郎，松岡元：粒状土地盤の局部沈下現象について，土木学会論文報告集，第172号，pp.31～41, 1969年.

5) 赤司六哉，永津忠治，山本繁登：アースアンカーグイの引抜き抵抗について，第6回土質工学研究発表会講演集，pp.371～374, 1971年.

6) 勝見雅，岩城敬介：アースアンカーの引抜き抵抗について，土木学会第35回学術講演会概要集3，pp.470～471, 1980年.

7) 陶山国男，大矢暁，今井常雄：地盤横方向K値の研究(1)，土と基礎，Vol.14, No.10, pp.31～38, 1966年10月.

8) 土質工学会：土質工学ハンドブック，p. 78, 1966年.

9) 坪井直道：薬液注入工法の実際，pp.30～97, 鹿島出版会，1979年.

10) 島田俊介，兼松陽：最新の地盤注入工法，pp.127～145, 理工図書，1979年.

第6章　多段式アースアンカーを用いた鋼矢板土留めの力学特性

6.1　概　　説

掘削壁面を支持する方法としては，切ばりを用いた工法とアースアンカーを用いた工法に大別される。わが国の場合，現在のところ切ばり工法が大部分を占めている。しかし，作業の機動性や工期の短縮といった点から大規模掘削工事におけるアースアンカー工法の使用例の増加が予想される。切ばり工法を用いた場合の土留めの力学特性や設計法は，近年多くの実測値の集積により，経験的な立場から規準などで示されている。[2)]

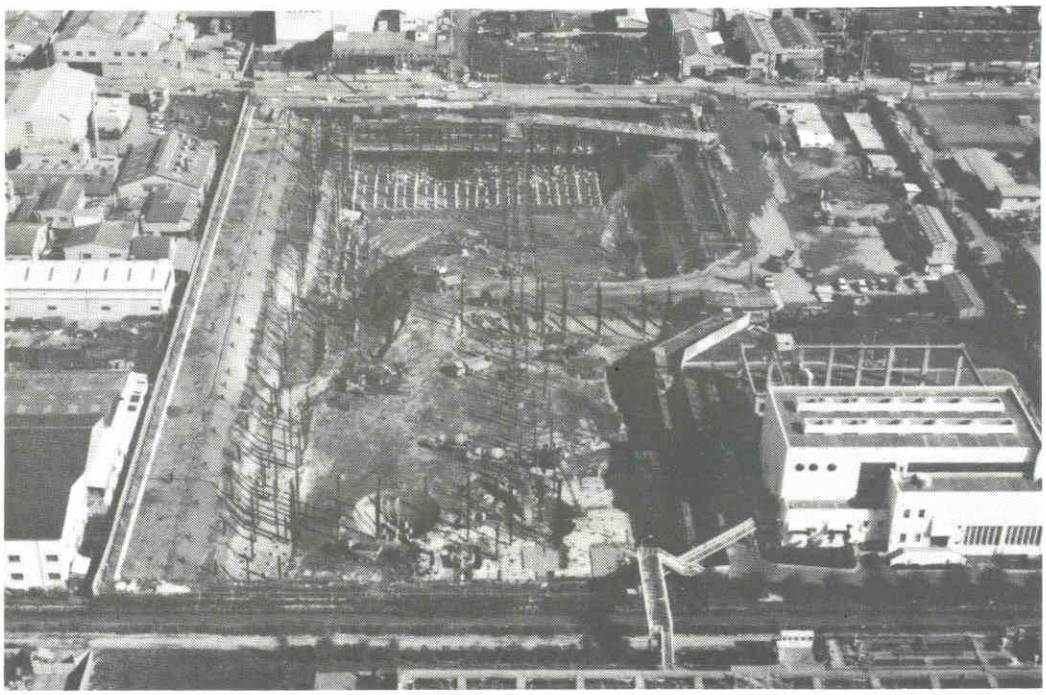
しかしながら，アースアンカー工法を用いた土留めの力学特性を詳細に調査した例は[3~11)]かなり増えつつあるものの，すべての場合の指針としては，まだ少ないのが実状である。加えて，アースアンカーそのものの引抜き抵抗力の発生機構も経験的要素が多く，理論的に十分明確にされていない現状では安全管理の面からも詳細な調査が必要である。

著者は，大阪市の東南部の平野区に位置する平野下水処理場の水処理施設（最初沈殿池，ばっ気槽，最終沈殿池）を建設するに当たり，大きい平面積と深い掘削深（幅100m，長さ200m，深さ6.4～15.1m）を有する工事であるため，多段式アースアンカー工法を用いた土留め工事を計画・設計し，アースアンカーの定着層として一部洪積粘土層を利用することにした。当現場は軟弱粘土地盤であり，このような軟弱粘土地盤でのアースアンカー工法を採用した深い大規模な掘削工事は前例が少ないため，施工に際しては，計測管理による安全管理を行った。本章では，その際に実測した力学特性について述べ，考察を行った。

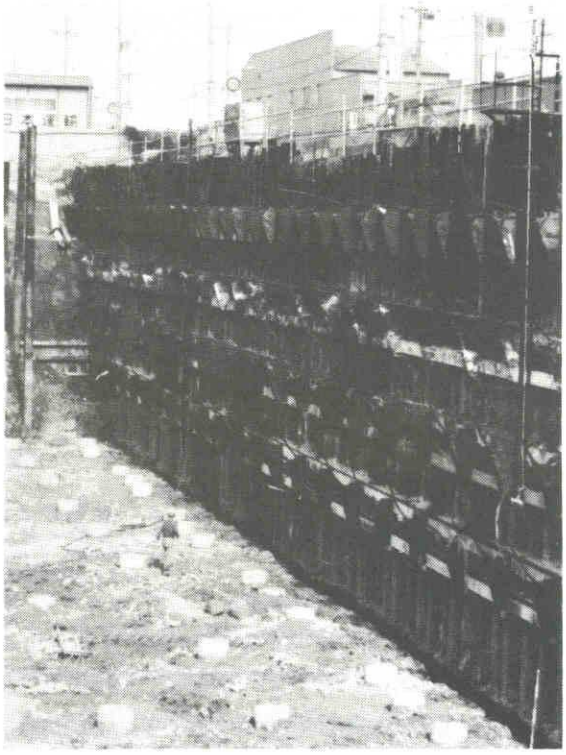
6.2　施工および地盤の概要

施工概要の平面図・断面図は**図－4・2**に示した通りである。敷地条件として，北面はすぐに民地で化学工場などがあり，東面は道路を隔てて民地に接している。施工順序は，第4章で述べているように，南面2/3系列の早期供用開始のための工期短縮の必要性より，工事を2期に分け，第1期として，北面を十分余裕のある自由のり面（民地境界からのり尻まで約25m）として残して躯体を完成させ，その後，北面に施工する土留め壁（ＰＩＰ工法，ϕ45cm，ℓ＝10～20m）と完成した第1期分の躯体壁面との間に，切ばり工法を用いて第2期工事を施工することにした。掘削深さは，最初沈殿池部で6.4m，ばっ気槽部で10.7m，および最終沈殿池部で10.4～15.1mである。

なお，**写真－6・1**に施工全景を，**写真－6・2**に東面のアースアンカー施工状況を示す。**図－4・2**



写真－6・1　施　工　全　景



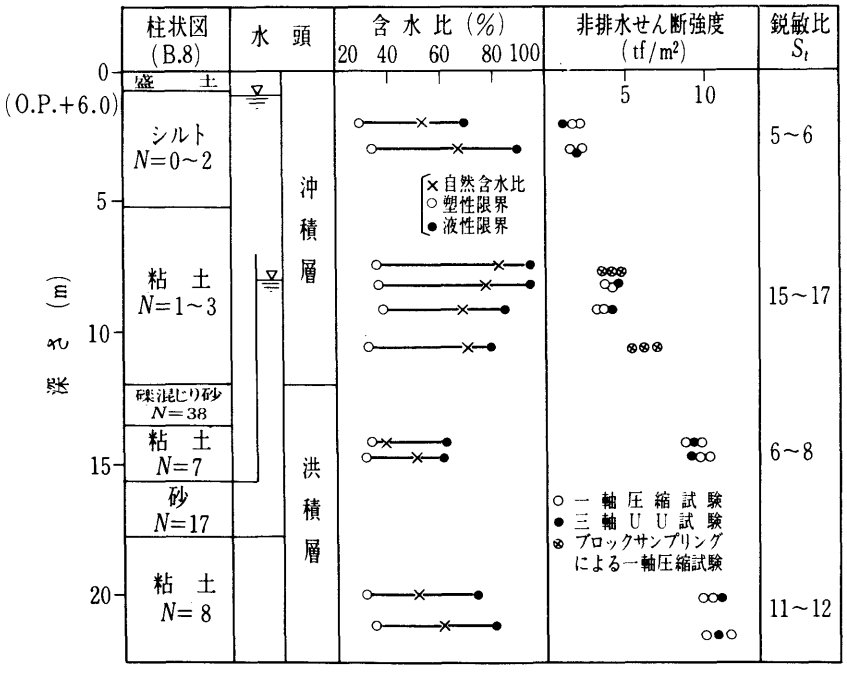
写真－6・2　東面のアースアンカー施工状況

の断面図には土層構成の概略を，**図－6・1**に東面付近の土質データを示す。

現場付近の土層構成は非常に複雑であり，沖積層の厚さも東側に行く程厚くなっている。東面付近の沖積層は，G.L.－10～－12m（O.P.－4～－6m）までであり，それ以下は洪積層である。土留めの力学特性に最も影響を与えると考えられるG.L.－5.5～－12mの粘土層は，塑性限界（PL）30～40%，液性限界（LL）80～90%，自然含水比（w_n）70～80%である。また，非排水せん断強度（S_u）3～7 tf/m^2，鋭敏比（S_t）15～17程度である。沖積粘土層は，圧密試験やボーリング孔内水平載荷試験の結果から，正規圧密がほぼ終了した状態であると判断された。鋼矢板先端部（G.L.－16m）の砂層の被圧水頭はG.L.－8m程度である。また，アースアンカーの定着層に用いたG.L.－13～－15mの洪積粘土層は，塑性限界（PL）30%，液性限界（LL）60%，自然含水比（w_n）40%～50%，非排水せん断強度（S_u）8～10 tf/m^2，鋭敏比（S_t）6～8程度である。

6.3 アースアンカーの設計

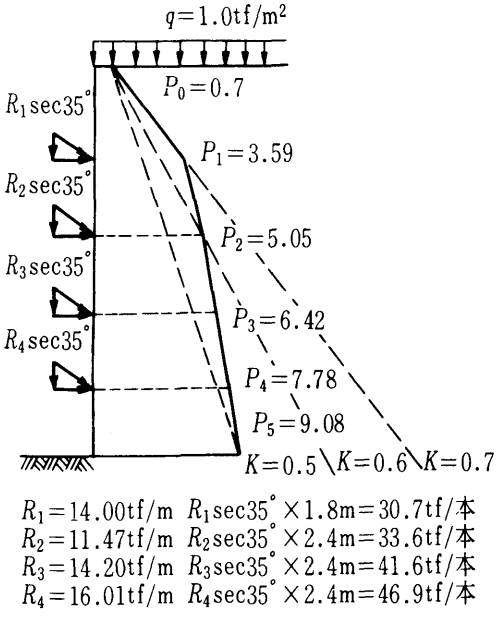
アースアンカーは，道路部地下の使用条件として，施工完了後のPC鋼線の除去を必要としたため，公称径φ14cmの加圧型除去式アースアンカーを使用した。このアースアンカーでは，PC鋼線は除去



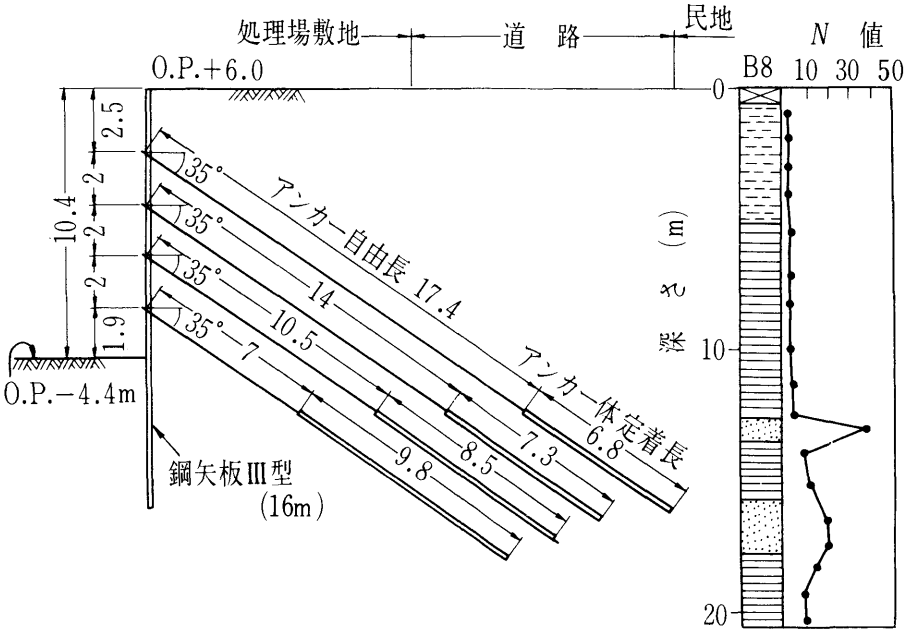
図－6・1 東面付近の土質データ（B8および最終沈殿池部掘削時のブロックサンプリングによる）

機構上，アースアンカー体先端部より順次，アースアンカー頭部方向に伝達する構造になっている。アースアンカーの詳細については，**付録－3**を参照されたい。なお，セメントミルク注入時の加圧は5 kgf/cm²で行った。

図－6・2にアースアンカー荷重設計の説明図，**図－6・3**に東面土留め断面と土質柱状図，および**表－6・1**に設計に使用したアースアンカー定着各層の周辺摩擦抵抗値を示す。側圧分布は，建築基礎構造規準などで示されている切ばり工法における実測例[2)]を参考として1次掘削時で側圧係数0.7，2次掘削時で0.6，4次掘削時で0.5とし，最大包絡線によって決定した。土質試験結果より，設計に採用した平均湿潤単位体積重量（γ_t）は1.65 t/m³とした。また，設計アースアン



図－6・2　アースアンカー荷重設計の説明図



図－6・3　東面土留め断面と土質柱状図

カー荷重は，設計側圧分布に対して粘土地盤では，比較的よく合うとされている下方分担法により便宜的に決定した。次に，極限アースアンカー荷重が，設計荷重に対して1.5倍の安全率を有するようにアースアンカーピッチ，アースアンカー体定着長を**表－6・2**のように決定した。**表－6・1**の周辺摩擦抵抗値は，砂層については，加圧型アースアンカーでの経験的な関係[7]，また，粘土層の周辺摩擦抵抗値は，非排水せん断強度と一致するものと仮定した。

なお，**図－6・3**でわかるように1段アースアンカーの長さは，民地境界線で制限されるため，アースアンカー体定着長が短くなり，その分だけアースアンカーピッチが短くなっている。

表－6・1 設計に使用した各層の周辺摩擦抵抗値

深さ(m)	層厚(m)	地盤の種類	平均N値	設計に使用した周辺摩擦抵抗(tf/m²)
12～13	1.0	礫混り砂層	38	27
13～15.2	2.2	粘土層	7	9.5
15.2～17.3	2.1	砂層	17	22
17.3～	－	粘土層	8	10.7

表－6・2 東面アースアンカー総括表

	アンカー荷重 (tf)	設置角度 (°)	施工ピッチ (m)	アンカー自由長 (m)	アンカー体定着長 (m)	アンカー長 (m)	本数 (本)
1段アンカー	30.7	35	1.6，2.0の交互	17.4	6.8	24.2	51
2段アンカー	33.6	35	2.4	14	7.3	21.3	34
3段アンカー	41.6	35	2.4	10.5	8.5	19	32
4段アンカー	46.9	35	2.4	7	9.8	16.8	29

6.4 引抜き試験

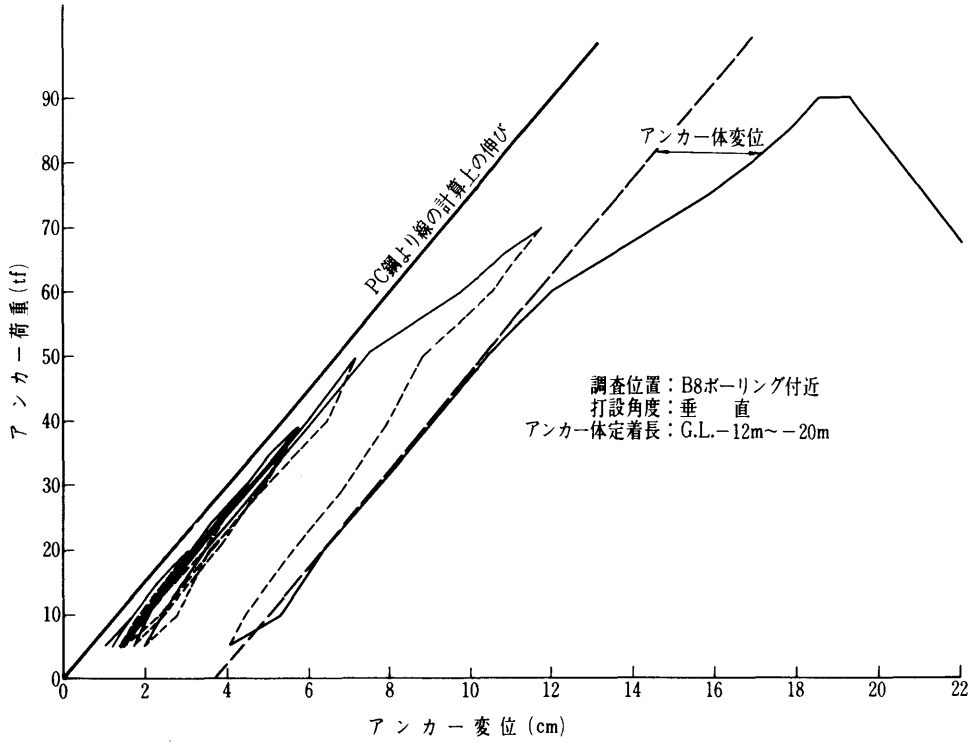
前述したように，本現場のアースアンカーの定着層は，アースアンカー定着層としては比較的N値の小さい砂層と洪積粘土層であるため，**表－6・1**に示したとおりの周辺摩擦抵抗値が期待できるか調査するため，工事の施工に先立って，引抜き試験を行って確認した。引抜き試験用のアースアンカーは，**図－4・2**に示すB8ボーリング付近で鉛直に打設し，公称径をφ14cm，定着長をG.L.－12～－20mの8mとした。**表－6・1**により計算される極限アースアンカー荷重は54 tfである。

図－6・4にアースアンカー荷重とアースアンカー変位の関係，**図－6・5**に**図－6・4**における最終引抜き時のアースアンカー体変位の関係を示す。

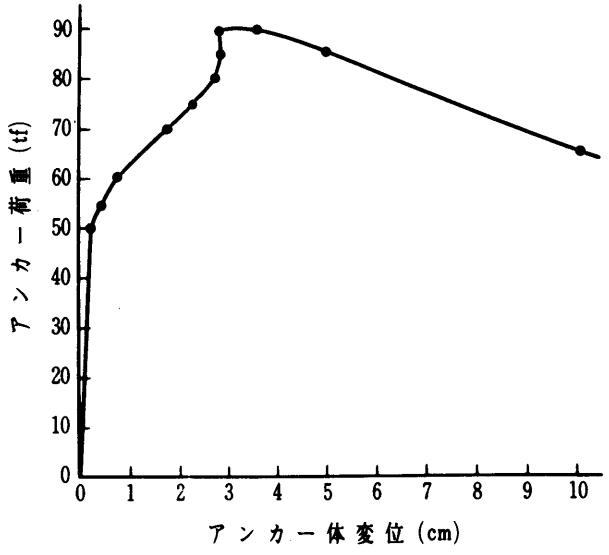
本工事で使用したアースアンカーは**付録－3**に示すように，ＰＣ鋼線にはシースがかぶせてあり，アースアンカー体との定着は先端支圧板でのみ行っていることから，引抜き荷重は直接先端支圧板に伝わるので，ＰＣ鋼線の伸びはアースアンカー全長に対するものである。そのため，実際の変位からＰＣ鋼線の計算上の伸びを差引いた変位はアースアンカー体によるものである。

アースアンカー荷重50 tf程度までは，ほぼ弾性状態にあり，それ以後は地盤との間に降伏が生じ，その後，アースアンカー体変位に対してアースアンカー荷重が立ち上った状態になり90 tfまで達すると急激に降伏が進んでいる。このことは前述した応力の伝達機構から，変曲点以後，アースアンカー体頭部付近の最も大きい周辺摩擦抵抗値を有する礫混り砂層の影響によるものであることが推測された。

引抜き試験の結果での極限アースアンカー荷重 90 tf は，**表－6・1**により計算される極限アースアンカー荷重 54 tf に比べかなり大きいが，打設状態が掘削前の地盤で鉛直方向であるので，実際の使用状態ではアースアンカーの引抜き抵抗力の減少が予想される（この点については第５章で詳述し



図－6・4　引抜き試験におけるアースアンカー荷重とアースアンカー変位の関係



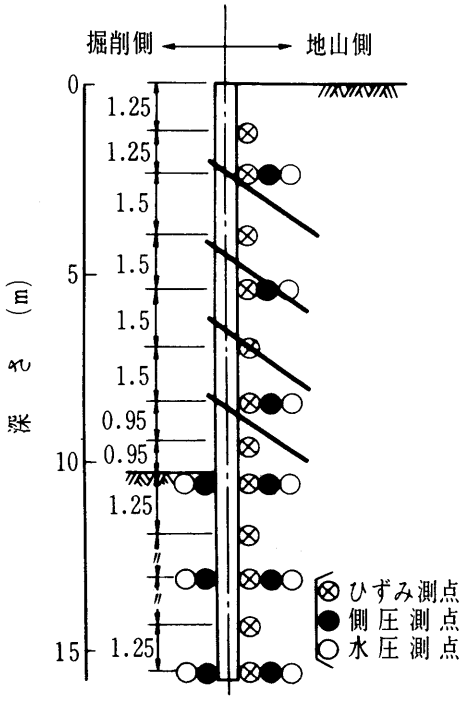
図－6・5 アースアンカー荷重とアースアンカー体変位の関係（図－6・4における最終引抜き時）

ている）こと，できるだけ変位の小さい弾性域でアースアンカーを使用すること，および土留め支保工として3年近くの長期使用になることを考慮して当初設計通り施工することとした。

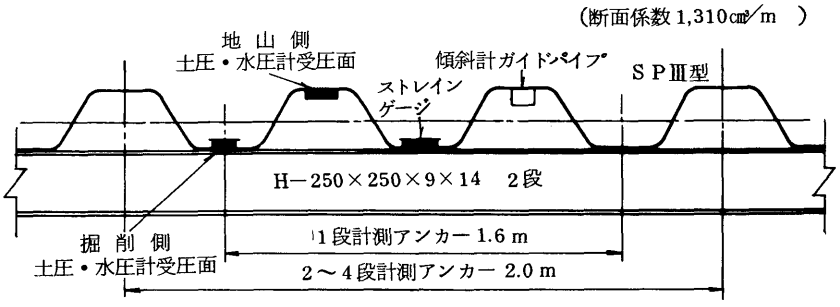
6.5 計測結果と考察

図－4・2には計測器を設置した鋼矢板の位置を示し，**図－6・6**にひずみ測点，側圧測点，水圧測点の断面図，**図－6・7**に平面図を示す。

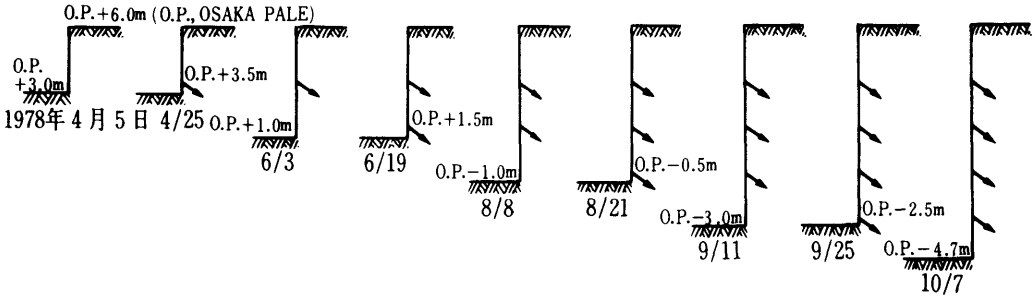
また，**図－6・8**に施工順序図を示しているが，図中の日付けは各作業段階における計測日を示している。以下，各施工段階における土留めの力学特性について述べる。



図－6・6 計測鋼矢板の計器設置断面図



図−6・7 計測鋼矢板の計器設置平面図



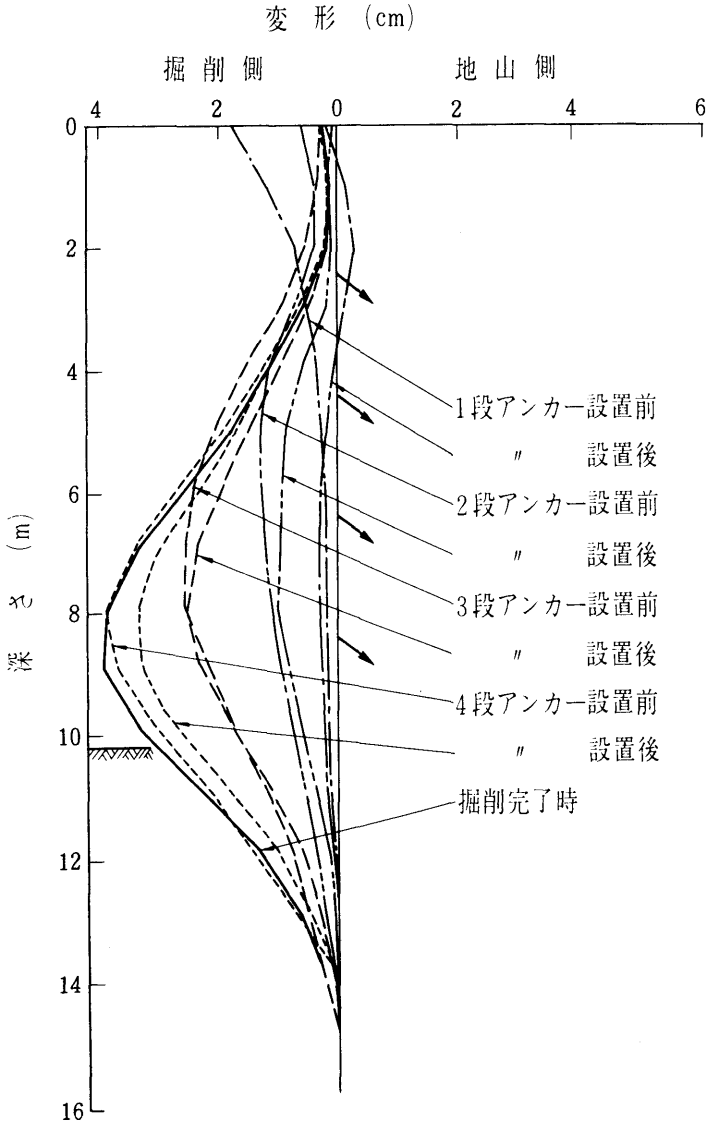
図−6・8 施 工 順 序 図

6.5.1 鋼矢板の変形

鋼矢板の打設は，1978 年 1 月から 2 月にかけて圧入工法で行った。使用した鋼矢板の断面係数は m当り 1,310 ㎤である。鋼矢板の変形は，亜鉛メッキをした角パイプ（ 7.5 cm角，厚さ 2.3 mm ）を鋼矢板に溶接し，差動トランス式の傾斜測定器を角パイプに挿入し，1 m ピッチで傾斜角を測定する方法で行った。**図−6・9** に各施工段階における打設時を基準とした鋼矢板の変形を示す。**図−6・9** に示す変形は，鋼矢板頭部の変位をトランシット測量により測定し，鋼矢板先端部を不動点として図式的に多少修正を加えて求めたものである。同時に，掘削敷きより上では下げ振りによる測定を行い，**図−6・9** の変形の正確さを確認した。

鋼矢板は，1 段アースアンカー設置前では鋼矢板頭部で約 1.8 cm，1 段アースアンカー部では約 0.6 cm 掘削側に片持ばりの形状で変形している。1 段アースアンカー設置時（ プレストレス導入時 ）では，プレストレスにより鋼矢板頭部で約 1.6 cm地山側に戻り，1 段アースアンカー部では逆に地山側に変

形している。同様に，その後の掘削，アースアンカー設置の作業段階においても，1段～4段のアースアンカー設置部での掘削時の掘削側への変形，アースアンカー設置時の地山側への変形が認められた。また，鋼矢板の最大変形は，4段アースアンカー部付近で約4cm生じている。本施工における鋭敏比の大きい軟弱粘土地盤での10m近い掘削で，剛性の小さい鋼矢板による工事としては，4cmの変形は，切ばり工法における他の測定例[11]などと比較して小さく，アースアンカー工法は，変形を小さくする目的では有効である。



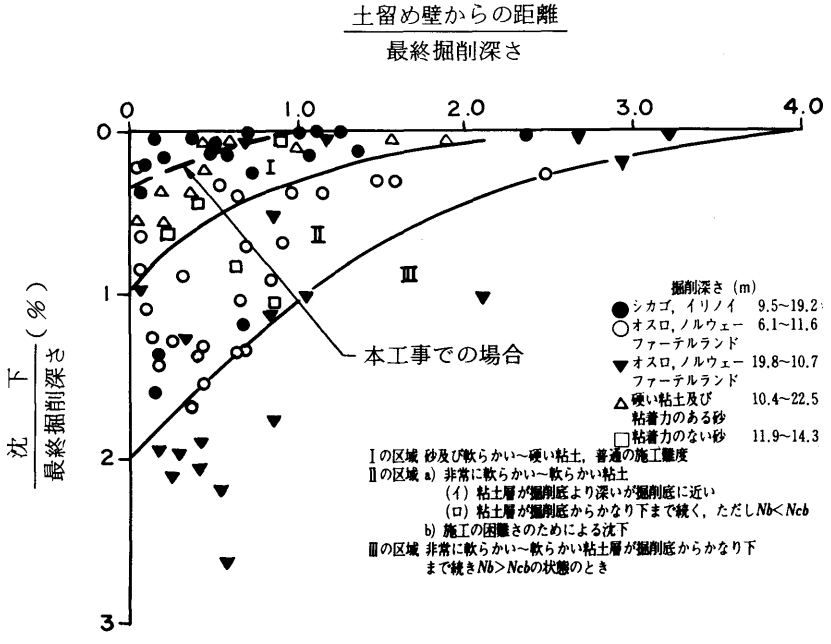
図－6・9 施工段階における鋼矢板の変形

また，アースアンカー荷重の深さ方向の分力は，4段アースアンカー設置時で鋼矢板m当たり約40 tf になるが，鋼矢板の先端がN値17程度の砂層に入っているため，鋼矢板の沈下は，ほとんど生じなかった。

土留め背面地盤の沈下は，**図－4・2**に示す平面位置で，土留め背面9mのS_1，S_2，19mのS_3，S_4（土留め背面から9mの間は，資材搬入通路として使用したので測点を設置しなかった）で測定した。S_1，S_2，S_3，S_4測点の測定値は，ほとんど測定誤差程度の値であり，9m，19m測点とも沈下は生じなかった。

背面の地盤沈下は，山留め壁の剛性，地盤条件，および施工時の地下水位の低下等により異なることになる。Peckは[14]，剛性の小さい土留め壁（鋼矢板等）を用いた場合での，土留め壁からの距離と背面の地盤沈下との関係を**図－6・10**のように示している。**図－6・10**の説明にもあるように，地盤条件により区分され，軟弱地盤になるほど背面における影響範囲が大きくなり，地盤沈下も大きくなる傾向が示されている。また，一般的な傾向として土留め壁の変形と背面の地盤沈下の関係で，最大土留め壁の変形と最大背面の地盤沈下が等しい，あるいは，土留め壁の変形面積と背面の地盤沈下面積が等しくなるといった関係も調査されており，そのことから推測すると，土留め壁の背面から9mの間で4cm程度の地盤沈下があったと考えられる。

図－6・10に本工事での場合を記入してあるが，土留め壁から9m離れた地点からは地盤沈下はな



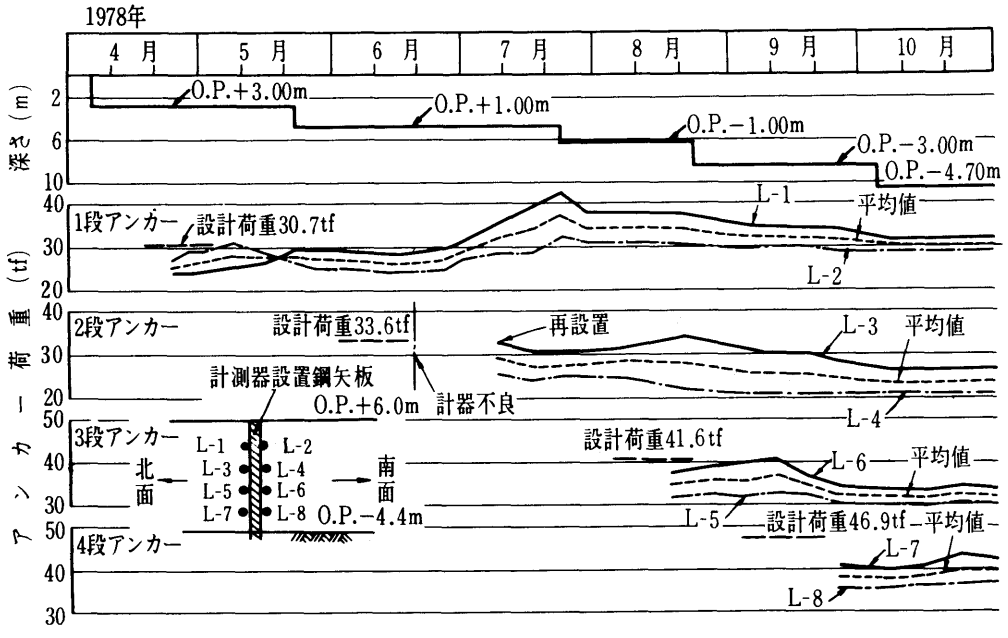
図－6・10 土留め壁からの距離と沈下（Peck[14]）

く，最大背面の地盤沈下は，最大土留め壁の変形での4cmに等しいとしたものである。土留め壁の変形あるいは，背面の地盤沈下は，軟弱粘土地盤としては極めて小さい量であるということができ，アースアンカー工法の有効性を示している。

6.5.2 アースアンカー荷重

図－6・11にアースアンカー荷重の変化を示す。荷重計としては多少の偏心に対しても精度の良い100tf測定用のセンターホール型荷重計を使用した。アースアンカーは設計荷重の1.2倍の荷重まで引張り，アースアンカー荷重と変位の関係が正常であることを確認したうえで，多少の鋼矢板の変形を許容し，側圧の低減を計ることを目的として設計荷重の約85％で定着するようにした。**図－6・11**でL－1～L－8の各段の実測値と2つの実測値の平均を示す。各段でのアースアンカーの定着荷重に大小があるのは定着作業時のばらつきによるものである。なお，2段アースアンカー部のL－3，L－4計器は6月19日設置した際，設置の不注意からリード線の絶縁が不良な状態であったため7月8日に計器を取り替え再設置したものである。また，アースアンカーのクリープによる変位は，40tfの荷重によるクリープ試験より1年当り2mm程度であると判断できた。以下，アースアンカー荷重の変化について述べる。

1段アースアンカー荷重は掘削の進行にともない増大の傾向にあり，特に，2段アースアンカーの

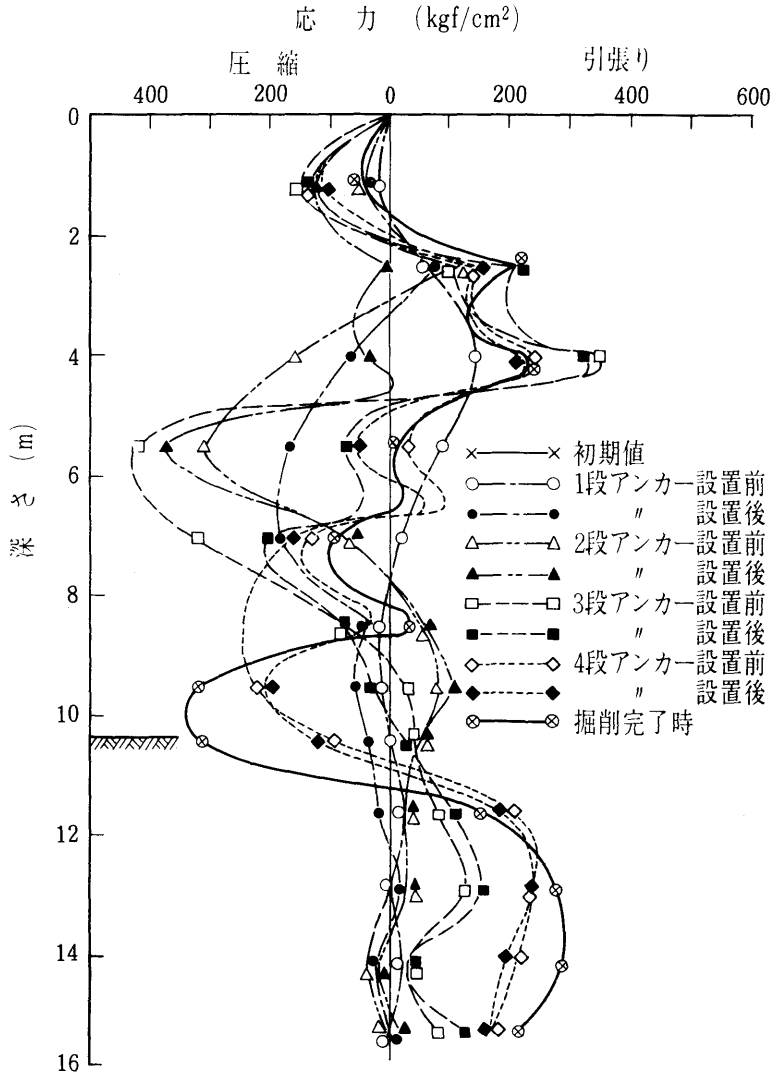


図－6・11 アースアンカー荷重の変化

設置後顕著である。L－1アースアンカーでは42 tf 近くになり，設計上の極限アースアンカー荷重が48 tf 程度であるから，かなり大きい荷重状態にあった。しかし，その後，3段アースアンカー設置後では減少の傾向にあり，掘削完了時には30 tf 程度になった。2段アースアンカーは，3段アースアンカー設置後，減少の傾向を示し，掘削完了時では23 tf と初期値に比べ5 tf 程度減少している。3段アースアンカーは，設置後多少増大の傾向がみられる。全体的にみて，1段アースアンカー部での増大とそれより下段のアースアンカー部での減少の傾向がみられる。

6.5.3 鋼矢板の応力

図－6・12に鋼矢板の応力分布を示す。圧縮応力で最大になったのは，3段アースアンカー設置前

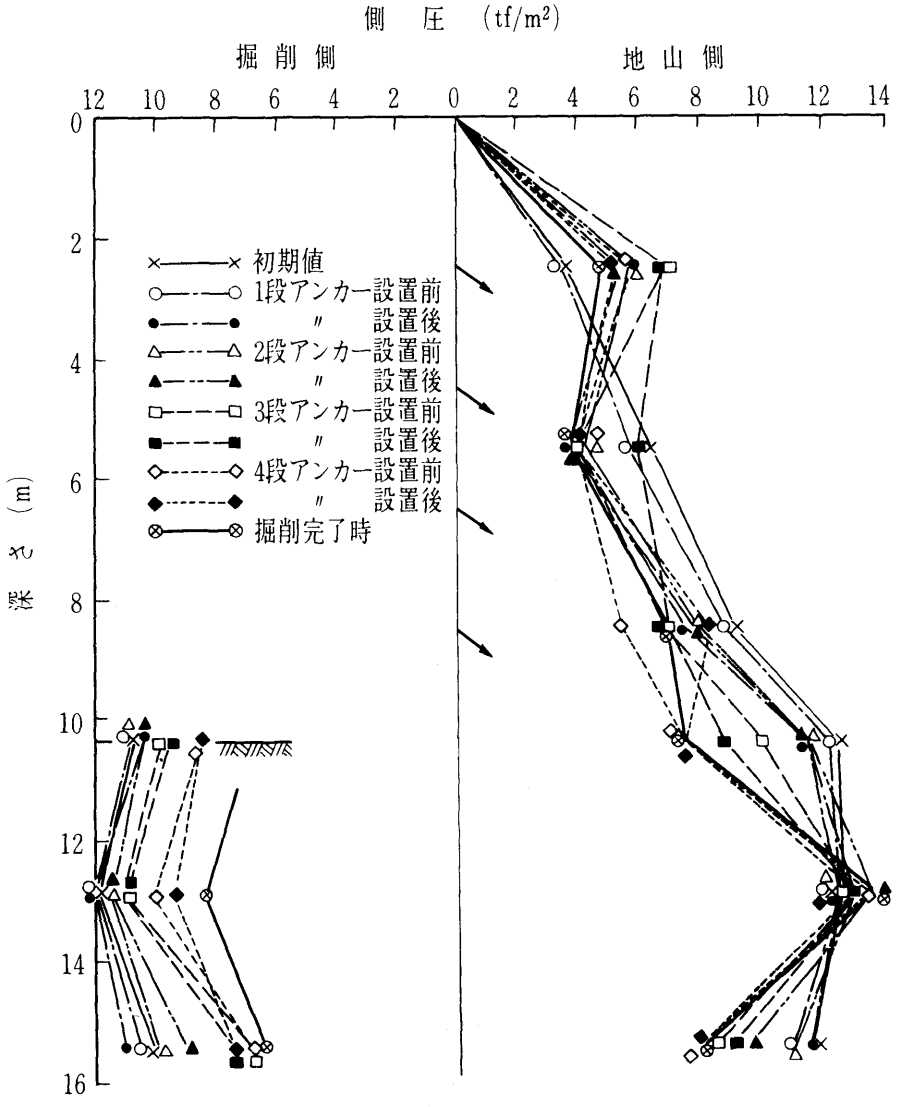


図－6・12 鋼矢板の応力分布

で約 430 kgf/cm², 引張り応力で最大になったのは，同じく 3 段アースアンカー設置前で約 350 kgf/cm² であった。切ばり工法の場合と異なり応力は掘削段階ごとに増加することはなく，アースアンカー設置時に大きく減少して連続ばりの状態に近くなっている。また，最大応力の生じる位置は，各段のアースアンカー設置後の掘削時の鋼矢板の変形に対応して下方に順次移動している。

6.5.4 側圧・水圧

図－6・8 に示した施工段階における側圧分布，水圧分布を**図－6・13**，**図－6・14** に示す。また，側圧・水圧の初期値と掘削完了時の比較を**図－6・15**に，アースアンカー設置時のプレストレスの影

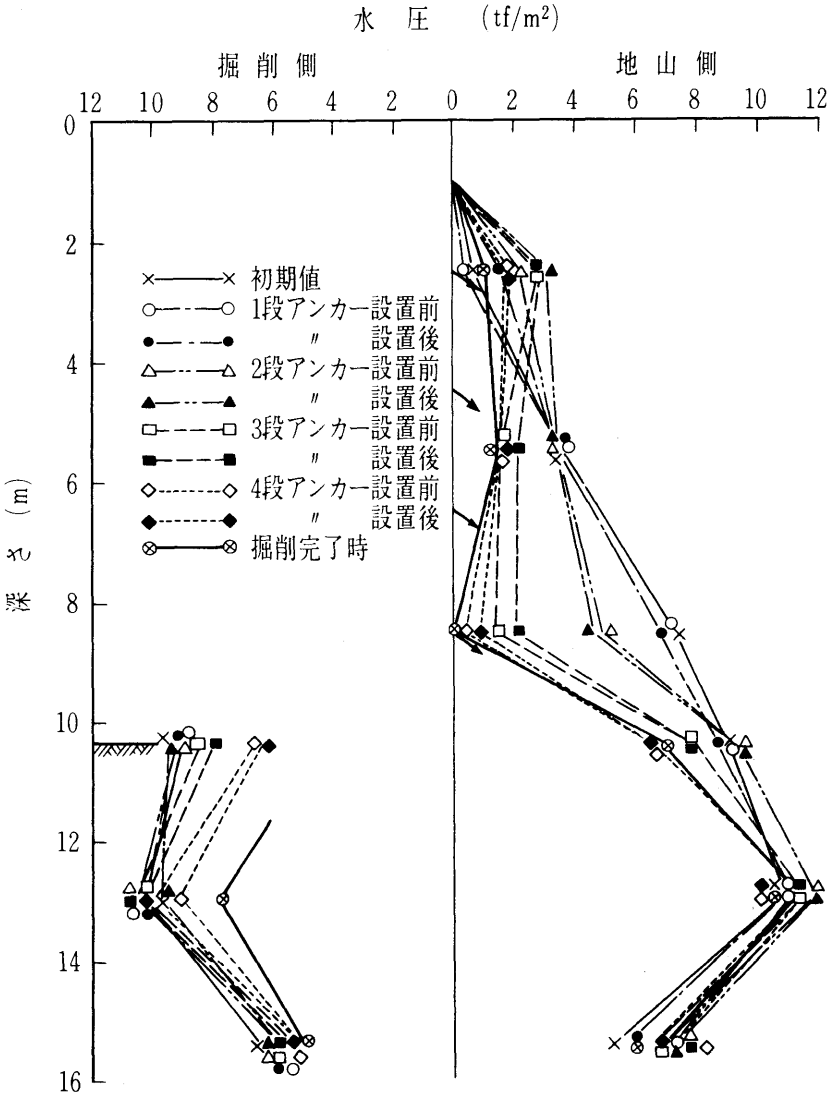


図－6・13 側 圧 分 布

響を調べるために**図－6・16**に各段のアースアンカー設置前後の側圧・水圧の変化を示す。

まず，水圧分布の初期値について考察する。鋼矢板先端部の砂層は，**図－6・1**に示すようにG.L.－8m程度の被圧水頭を有している。水圧の初期値は，地下水位であるG.L.－1mからの静水圧と被圧水頭を考慮した水圧線とよく一致しているといえよう。

1段アースアンカー設置前では，アースアンカー用に設けた鋼矢板の開口部からの出水により水圧は低下しているが，設置後では1.8 tf/m^2程度に増大している。アースアンカー設置時に鋼矢板は地山側に変形しており，それが原因で水圧低下を上回る過剰間隙水圧が生じたと考えられる。2段アースアンカー設置後でも過剰間隙水圧による水圧の増大がみられる。こういったアースアンカー設置時

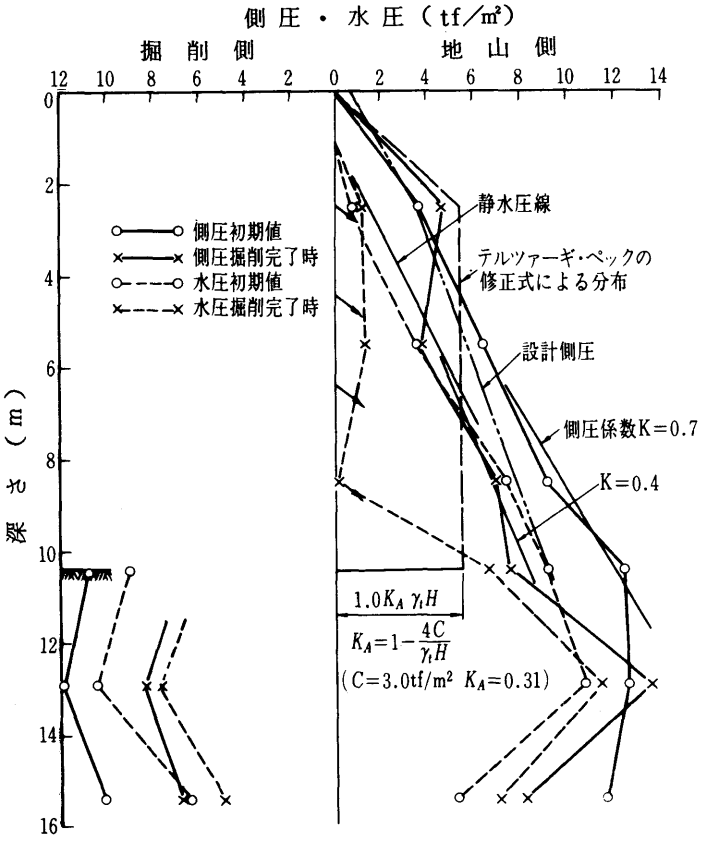


図－6・14　水　圧　分　布

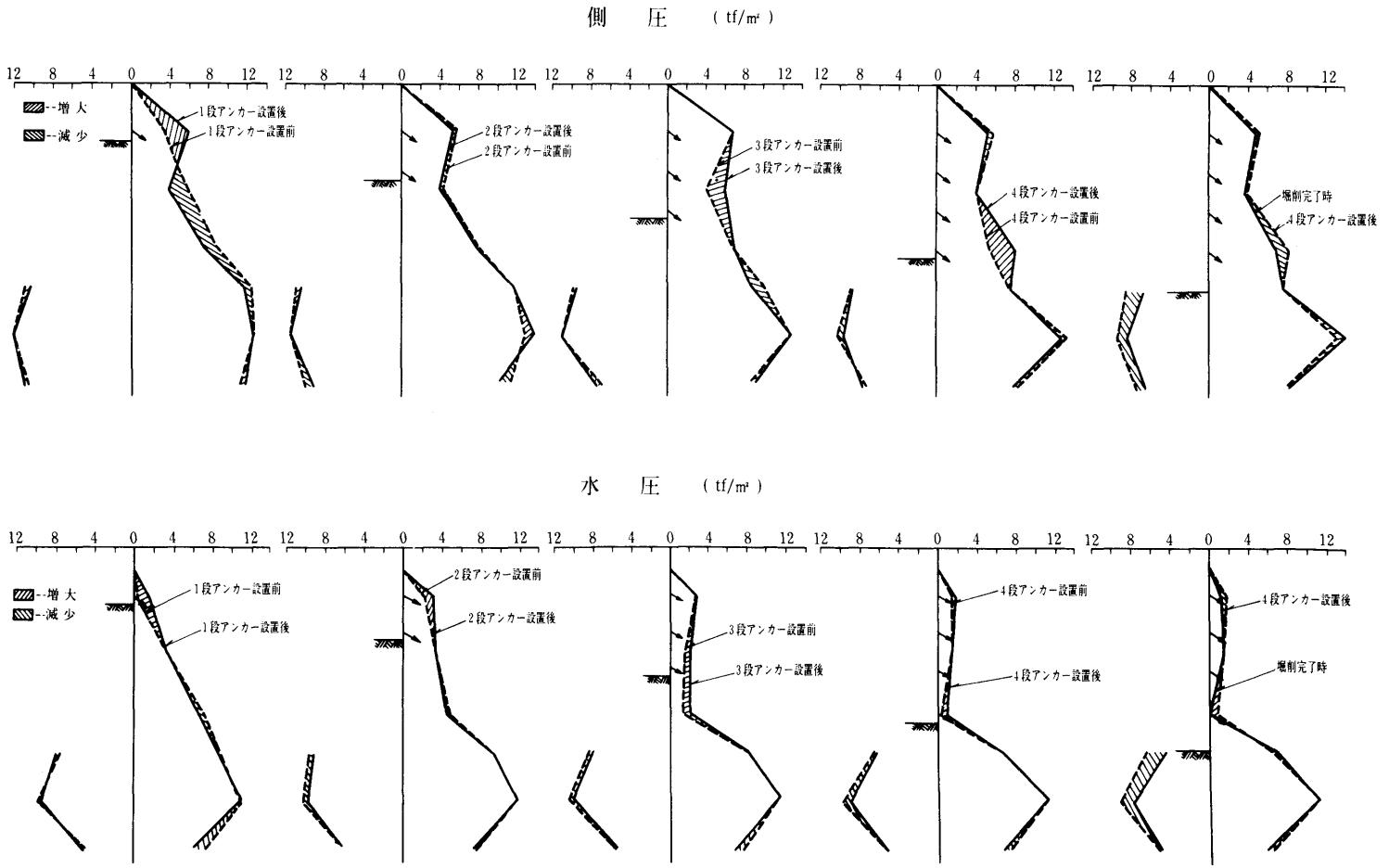
のプレストレスの影響による過剰間隙水圧の発生は，切ばり工法による場合と特に異った挙動を示すものであるといえよう。

3段アースアンカー設置前後で，土留め東面全面で毎分20～30ℓの出水（水をピットに集めポンプアップしたのでその時の量より推定）があり，それが原因と考えられるかなりの水圧の低下が，2段，3段，4段アースアンカー部で生じている。更に，4段アースアンカー設置前後でも毎分30～40ℓの出水があり，4段アースアンカー部では，水圧はほとんどゼロに近くなった。掘削完了時での4段アースアンカー部より上部の水圧は，ほとんど過剰間隙水圧によるものであると考えられる。

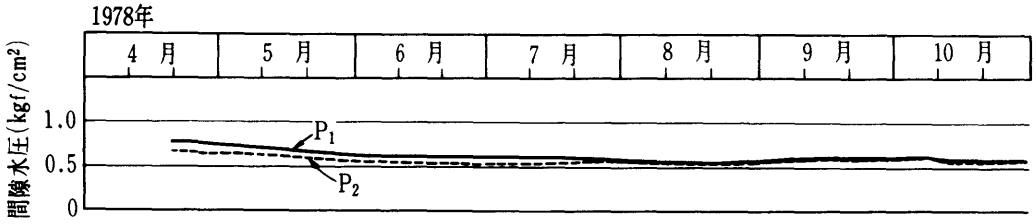
土留め背面から9m離れた位置に設置したG.L.－4～－7mにストレーナーを切った水位観測井の水頭は，施工期間中を通じてG.L.－1～－2mとほとんど変化がなかった。また，**図－4・2**に示す土留め背面から7m離れた位置で深さ8.5mに埋設した間隙水圧計の間隙水圧の変化を**図－6・17**に示す。P－1，P－2の計器とも初期値は静水圧に近い値を示し，掘削とともに減少の傾向がみられ，3段アースアンカー設置時で0.55 kgf/cm²程度になり，その後はほとんど変化がない。アースア



図－6・15 側圧・水圧の初期値と掘削完了時の比較



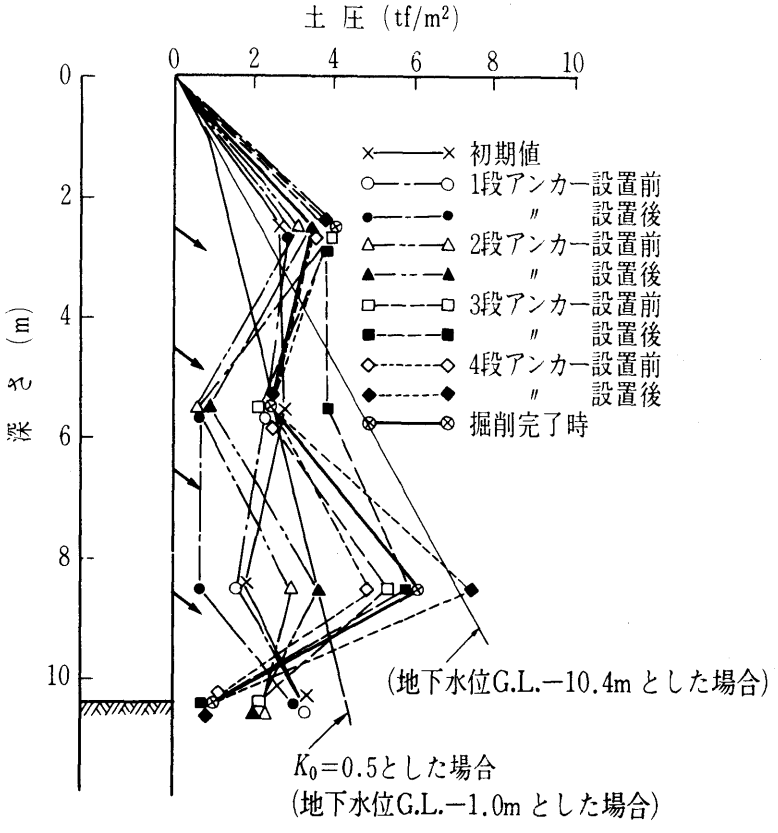
図－6・16　各段アースアンカー設置前後での側圧・水圧の変化



図－6・17　間隙水圧の経時変化

ンカー設置時のプレストレスによる過剰間隙水圧の影響は，この位置にまで及んでいないと考えられる。土留め背面９ｍの位置にある水位観測井の水位にほとんど変化がなかったことと合わせて考えると，土留め背面９ｍ，G.L.－１～－２ｍのところから，土留め４段アースアンカー部に放物線の形状で水位曲線があると推測できる。

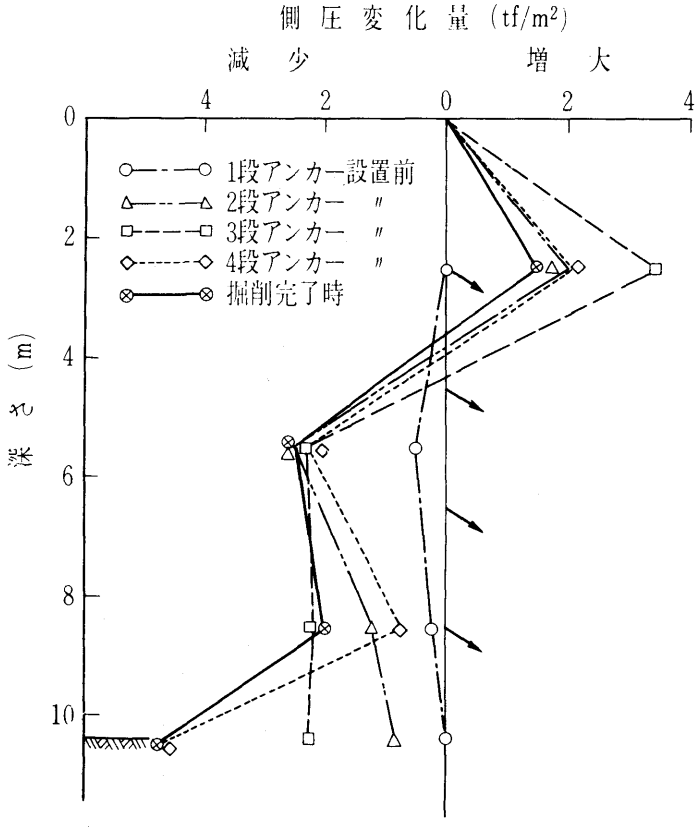
図－6・13，**6・14** の関係（土圧＝側圧－水圧）より土留め背面の掘削敷きより上部についての土圧分布を**図－6・18** に示す。また，各段アースアンカー設置前の側圧の初期側圧からの変化量を同様



図－6・18　土　圧　分　布

に**図－6・19**に示す。また，初期値と掘削完了時での値を比較すれば，側圧の変化で，上部での増大と下部での減少が顕著である。また，水圧および土圧の変化を合せて考えると水圧の変化分を除いても，1段アースアンカー部で土圧は増大し，2段，3段，4段アースアンカー部では減少している。これらの挙動は，アーチング，および掘削底の境界部における土のせん断抵抗による土圧の伝達が生じたことによると考えられる。[15)]

図－6・15に設計に用いた側圧分布を図示したが，1段アースアンカー部を除けばよくあっている。また，掘削敷きでの側圧係数は，0.7～0.4程度に減少している。側圧分布は，当初の三角形分布から鋼矢板の変形にともない，上部での増大と下部での減少により台形分布に移行している。



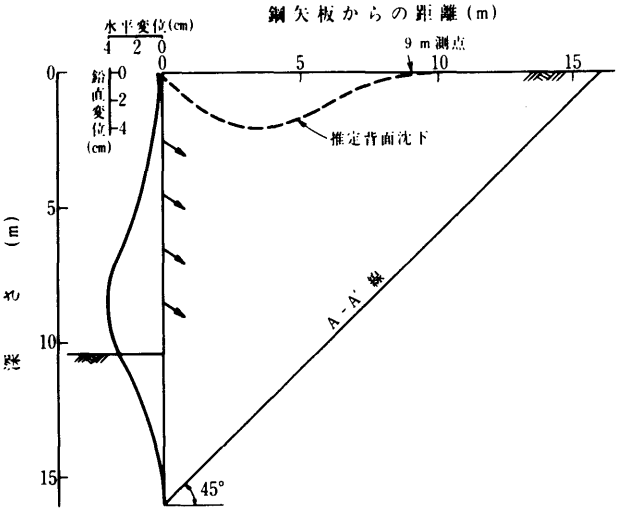
図－6・19　初期側圧からの変化

6.6 ストレスパスメソドによる土留め背面沈下の解析

6.6.1 ストレスパスメソド

ストレスパスメソドは，変形問題を解析するのに，実際の現場地盤での応力条件で三軸試験を行い，三軸供試体に生じたひずみが現場地盤のひずみに対応するとして，変形量を予測しようとするLambeにより提案された変形解析手法[17]であり，タンク基礎の沈下問題等への解析が行われている。

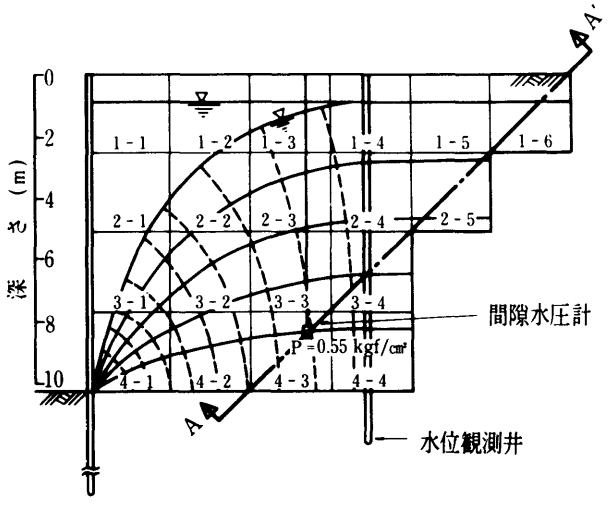
ストレスパスメソドは，三軸試験の応力，ひずみ関係を媒介とする点においては有限要素法と同様である。ただし，ストレスパスメソドでは，三軸試験での要素と現場地盤との対応について，かなりの単純化を行っている。しかし，有限要素法と違った意味で，ストレスパスメソドは直接的に実験値からひずみを計算する点で変形問題における興味ある方法といえよう。そこで，土留め背面の地盤沈下の解析へのストレスパスメソドの適用を試みた。土留め背面の沈下に対しては，すでにMcRostie らの適用例がある。[4]しかし，McRostie らの報告では，ストレスパスの基礎となる土留めの力学特性の測定に不十分な点が残されている。ここでは，前述した詳細な土留めの力学特性の計測値を用いてストレスパスメソドによる土留め背面沈下の解析を行った。



図－6・20　掘削完了時の鋼矢板の変形と背面沈下の推定

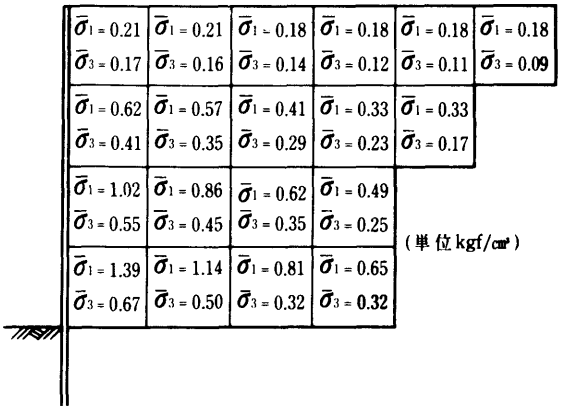
6.6.2 背面地盤のストレスパス

掘削にともなう背面地盤の応力変化は，掘削による応力変化と地下水位の低下によって生じる。また，鉛直方向の応力変化は，壁面摩擦の影響を無視し，地下水位の低下のみによる応力変化と仮定する。



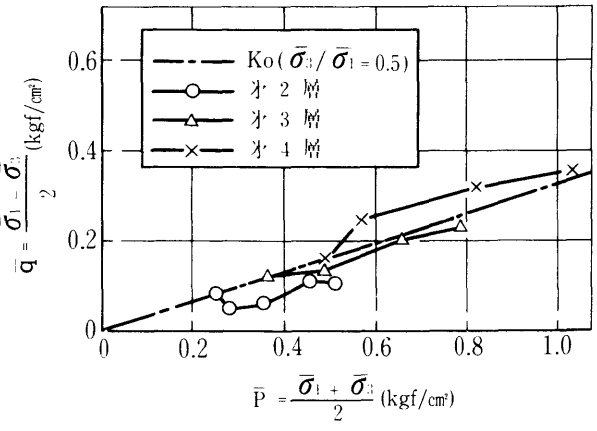
図－6・21　流線網の推定

図－6・20に掘削完了時での鋼矢板の変形と背面沈下の推測値を示す。背面沈下の推測は，背面9m地点での沈下がほぼゼロであったことより，土留め壁から9mの間で土留めの変形と同程度の沈下があったとしたものである。また，応力変化の生じる領域を図－6・21に示す4層，19の正方形要素（1－1要素～4－4要素，1辺2.6m）で表わした。図－6・21の流線網は，掘削完了時の間隙水圧が0.55 kgf/cm²程度であったこと等を考慮して描いたものである。[16)]



図－6・22　各要素の鉛直・水平有効応力

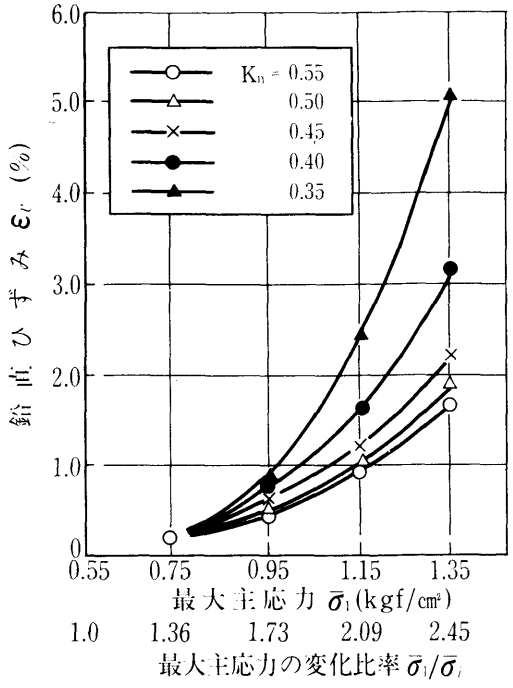
鋼矢板に作用する水平方向の有効応力は，図－6・13の側圧分布，図－6・14の水圧分布より計算した。各要素の水平有効応力は，図－6・21に示したA－A′線上で初期応力状態にあり，各層で応力の連続性があると仮定して，各層ごとに，土留めの背面からA－A′線上まで1次的に変化させた。図－6・22には，各要素における掘削完了時の鉛直・水平有効応力を示す。また，図－6・23には各層の有効応力経路を示す。なお，第1層は，沈下にほとんど影響しないとして無視した。



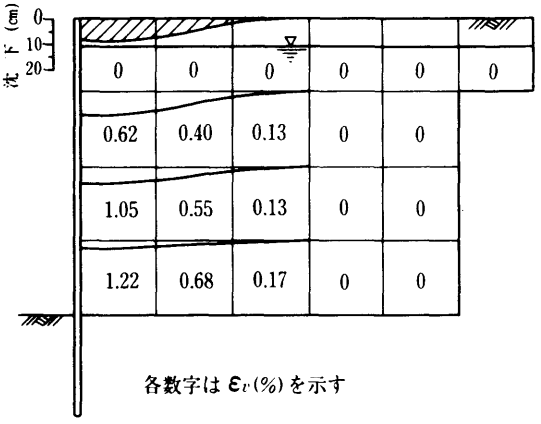
図－6・23　有効応力経路

6.6.3　解析結果

三軸試験に使用した試料は，掘削時にG.L.－7.4m付近よりブロックサンプリングで採取したものである。本解析では，一連の試験から全要素のストレスパスでの鉛直ひずみ ε_V を求められるように考え，応力比 K_n（$\bar{\sigma}_3/\bar{\sigma}_1$）を一定に保ち，最大主応力 $\bar{\sigma}_1$ を増大させ，各応力比ごとの応力－ひずみ関係を調べる方法を行った。各試験は，採取試料の初期応力状態（$\bar{\sigma}_1$ = 0.55 kgf/cm²，$\bar{\sigma}_3/\bar{\sigma}_1$ = 0.5）に排水条件で圧密し，その後，応力比 K_n を 0.35，0.4，0.45，0.50，0.55 の5段階に分け，それぞれの応力比で $\bar{\sigma}_1$ を 0.55 ～ 1.35 kgf/cm²まで 0.2 kgf/cm²ずつ増大させ（初期最大主応力 $\bar{\sigma}_i$ と変化後の



図－6・24 初期最大主応力$\bar{\sigma}_i$に対する変化後の最大主応力σ_1の比（$\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_i$），主応力比$K_n$（$\bar{\sigma}_3/\bar{\sigma}_1$）と鉛直ひずみ$\varepsilon_V$の関係



図－6・25 各要素の鉛直ひずみε_Vと背面沈下

主応力$\bar{\sigma}_1$の比は，1.0，1.36，1.73，2.09，2.45となる），排水条件で圧密し圧密終了時の鉛直ひずみε_Vを測定した。**図－6・24**に最大主応力の比（$\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_i$），応力比$K_n$と鉛直ひずみ$\varepsilon_V$の関係を示す。

正規圧密領域であれば，応力増分に対する鉛直ひずみε_Vは，各応力レベルでほぼ等しいと仮定すれば，**図－6・22**を利用して各層の初期最大主応力とエレメントの最大主応力の比と，そのエレメントの主応力比K_nより，鉛直ひずみε_Vが読み取れる。**図－6・22**に対する鉛直ひずみε_Vは，**図－6・25**のようになり，図中の斜線部は，鉛直ひずみε_Vより計算した沈下を示す。

土留め背面での最大沈下は，鋼矢板に近い要素列で生じ8cm程度である。鋼矢板の変形によって側方にはらみ出た面積と計算された沈下面積は，前者が0.29 m²，後者が0.34 m²であり概ね一致している。

6.7 結　　論

4段アースアンカーによる鋼矢板土留めを用いた軟弱粘土地盤における10.4 mの掘削工事の際の土留めの力学特性，および考察を述べたが，切ばり工法と比べて，アースアンカー設置時のプレストレスの影響が顕著に見られた。

本工事での土質構成は代表的な軟弱粘土地盤であり，計測した諸数値はアースアンカーを用いた典型的な軟弱粘土地盤での土留めの力学特性を示していると考えられる。一般にアースアンカーを用いた土留め工事は良質地盤で用いられるのに対し，このような軟弱粘土地盤でのアースアンカー工法の成功例は，この土留め工法の適用範囲を広げ得たということで有益な実施例となったと考える。

本章の要点をまとめると次の通りである。

(1) 比較的N値の小さい砂層と洪積粘土層を定着層に使用したアースアンカーを用いた場合でも，軟弱粘土地盤での深い掘削を安全に行うことができる。

(2) 鋼矢板の最大変形は，4段アースアンカー付近で4 cm程度であり，切ばり工法における他の測定例に比較して小さく，アースアンカー工法は，変形を小さく押える目的で有効である。また，アースアンカー設置時の地山側への鋼矢板の変形の戻りは顕著である。

(3) 背面地盤の沈下は，掘削底より45°の影響線の付近では生じておらず，Peck等により示されている実測値の影響範囲に比べて小さく，アースアンカー工法は背面地盤の沈下を少なくするのに有効である。

(4) 鋼矢板の応力は，切ばり工法と異なり，掘削段階ごとに累加されることなく，アースアンカー設置時に減少し，連続ばり的となる。

(5) 側圧分布は，当初の三角形分布から，鋼矢板の変形にともない，上部での増大と下部での減少により台形分布に移行している。

(6) 各段のアースアンカー設置時には，過剰間隙水圧によると考えられる水圧の増大が生じている。

(7) アースアンカー荷重は，1段アースアンカー部で増大，それより下段のアースアンカー部では減少の傾向を示している。

(8) 粘土地盤における多段式アースアンカー土留めでの実測力学特性に基づいたストレスパスメソドにより土留め背面沈下の解析を行った。解析結果による背面沈下面積と土留め壁の実測変形面積は概ね一致した。

参　考　文　献

1) 玉野富雄，結城庸介，六鹿史朗，松永一成，植下協，富永克己：多段式アースアンカーを用いた鋼矢板土留めの実測例，土と基礎，Vol.27，No.2，pp.25～32，1979年2月.

2) 日本建築学会：建築基礎構造基準・同解説，pp.400～487，1974.

3) Charles, I. and M. Aliadch : Tie－backs in Clay to support Sheeted Excavation, Proc. of ASCE, Vol.96, SM 2, pp.495～509, 1970.

4) McRostie, G. C., K. n. Burn and R. J. Mitchell : The Performance of Tied－back Sheet Pilling in Clay, Canadian Geotechnical Jour., Vol.9, pp. 206～218, 1972.

5) Littejohn, G. S. and I. M. Macfarlane : A Case History Study of Multi－tied Diaphragm Walls, Proc. of Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages, pp.113～121, 1974.

6) Sills, G. S., J. B. Burland and M. R. Czechowski : Behaviour of an Anchored Diaphragm Wall in Stiff Clay, Proc. of 9th ICSMFE, Vol.3, pp.147～154, 1977.

7) 忽滑谷良一，前田正博：軟弱地盤における深い掘削の計測例，東京都下水道局加平ポンプ場，山留めの諸測定シンポジウム発表論文集，pp.115～120，1978年3月.

8) 安久津赳，山田邦光，内藤禎二：連続地中壁とアースアンカーによる大規模山留め工事について，土と基礎，Vol.27, No. 2，pp.32～42，1979年2月.

9) Balay, J. M., P. Bonafous, R. Frank, J. P. Gigon and H. Jpsseaume : Full－scale Studies of Anchored Retaining Wall, Proc. of 10th ICSMFE, Vol.2, pp.29～32, 1981.

10) Kerisel, J., J. Robert, F. Schlosser, I. Juran, G. Causse and C. Romon : Experiment on a Multi－tied Diaghram Wall, Proc. of 10th ICSMFE, Vol.2, pp.157～160, 1981.

11) Mineiro, A. J. C., J. A. M. Brits and J. S. Fernandes : A Design Study of a Multi－tied Diaghram Wall, Proc. of 10th ICSMFE, Vol.2, pp.157～160. 1981.

12) 土質工学会：アースアンカー工法，pp.47～56，1976.

13) たとえば，楠本干賀志：鋼矢板土留め壁の変形と土圧：土と基礎，Vol.21, No.11, pp.35～40, 1973年11月.

14) Peck. P. B. : Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, Proc. of 7th ICSMFE, State of the Art Volume, pp.225～290, 1969.

15) 古藤田喜久雄：山留めに作用する側圧荷重について，土と基礎，Vol.21, No. 5，pp.1～4，1973年5月.

16) 玉野富雄，富永克己，小泉国土，植下協：ストレスパスメソドによる土留め挙動の解析例，第14回土質工学研究発表会講演集，pp.1473～1477，1979年.

17) Lambe, T.W.：Stress Path Method, Proc. of ASCE, Vol.93, SM6, pp.309～331，1967.

18) 村上仁，結城庸介，玉野富雄：水処理施設建設に伴う大規模掘削工事の設計・施工例，下水道協会誌，Vol.19, No.217, pp.50～60，1982年6月.

19) 松尾新一郎，河野伊一郎：地下水位低下工法，pp.79～84，鹿島出版会，1970年.

20) 玉野富雄：現場計測に基づくアースアンカーを用いた鋼矢板土留めの事例研究，土木学会論文報告集，第332号，pp.127～136，1983年4月.

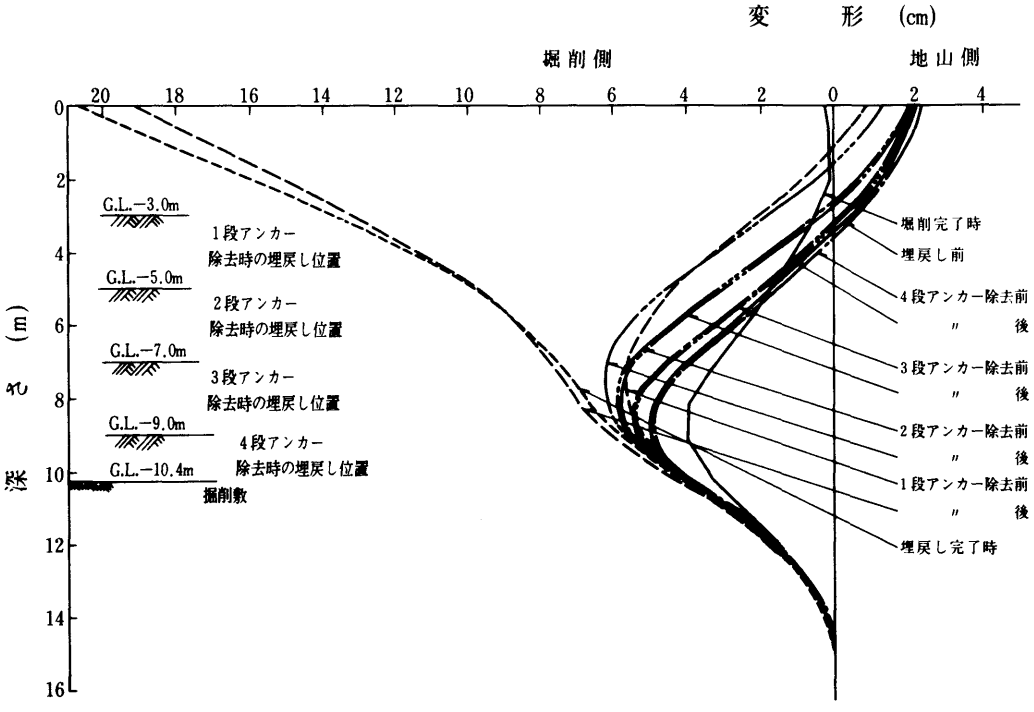
第７章　鋼矢板土留めにおけるアースアンカー破壊時の荷重分配

7.1　概　　説

アースアンカーを用いた土留め工事の安全管理の上で，掘削中あるいは躯体施工中に，すでに打設してあるアースアンカーに何らかの理由により破壊が生じ，その荷重が周辺のアースアンカーに順次伝達し，破壊するといった現象が，アースアンカーを用いた土留めの最も危険な状況として想定される。

アースアンカー工法の場合，切ばり工法と異なり目で確かめるわけにはいかないこと。補強が困難であること。また，アースアンカー荷重の管理をすべての打設アースアンカーについて行うことは費用がかさみ，繁雑であること等の理由で，管理上からも限界がある。

アースアンカーの破壊による荷重分配挙動を確かめておくことにより，安全率の範囲で考えてよいものであるのか，あるいは設計時にそのための安全を更に設計荷重に見込んでおくべきであるのか等の議論がなされよう。こういった，アースアンカーの破壊により生ずる近接アースアンカー荷重の変化の研究についてはＳｔｉｌｌｅらにより，スウェーデンでの４つの現場での実験結果について報告され



図−７・１　アースアンカー除去・埋戻し時の鋼矢板の変形

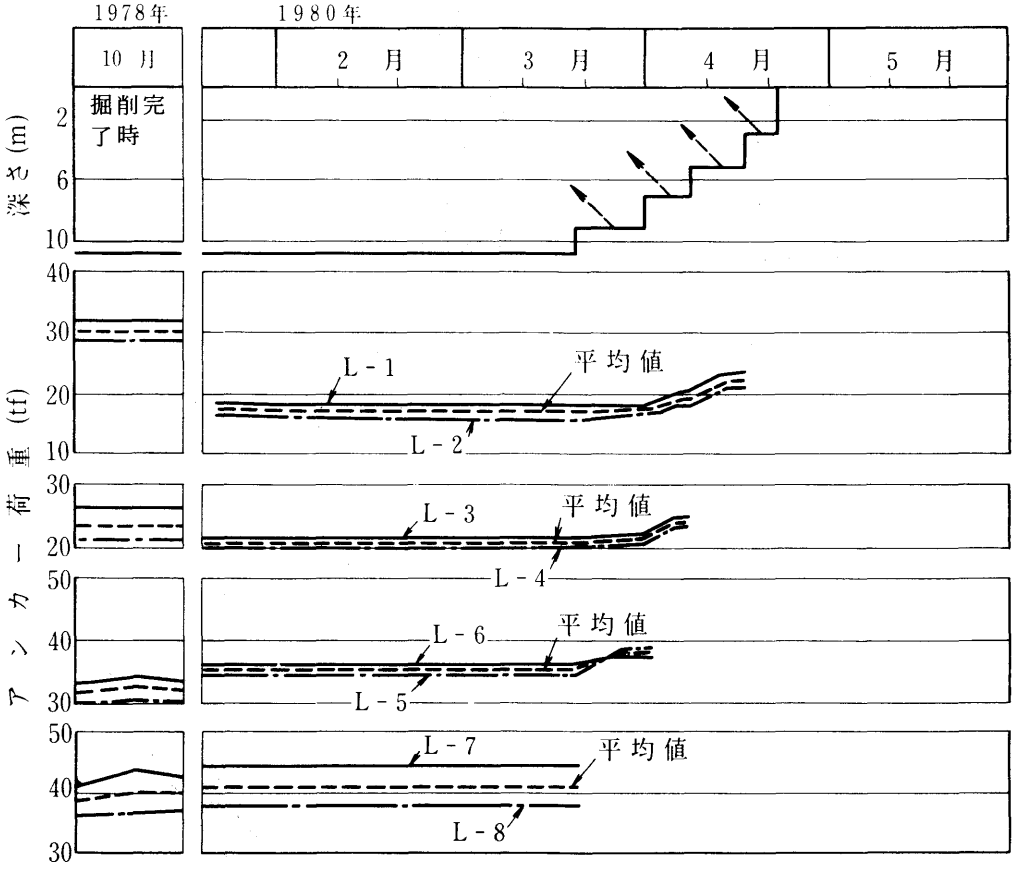
ているのみである。[2] ただし，Stilleらの実験はアースアンカー荷重についてのみ行われており，不明確な点が多く残されている。

本章では，前章と同じ施工現場でアースアンカー除去・埋戻し時に行った実験について述べる。

7.2 アースアンカー除去・埋戻し時の土留めの力学特性

対象地盤，土留め工事の概要，および掘削時の土留めの力学特性については前章で述べたとおりである。

掘削完了後，躯体施工を行い，18か月して埋戻しを行った。埋戻しは次の手順で行っている。まず，掘削底で完成した躯体底盤と鋼矢板の間に木製の捨ばりを設置し，その後，4段アースアンカー設置位置より50cm下まで土砂の転圧埋戻しをする。そうした状態でアースアンカーのＰＣ鋼線の除去をしている。4段のアースアンカーのＰＣ鋼線の除去後，土砂の転圧埋戻し，3段のアースアンカーのＰＣ



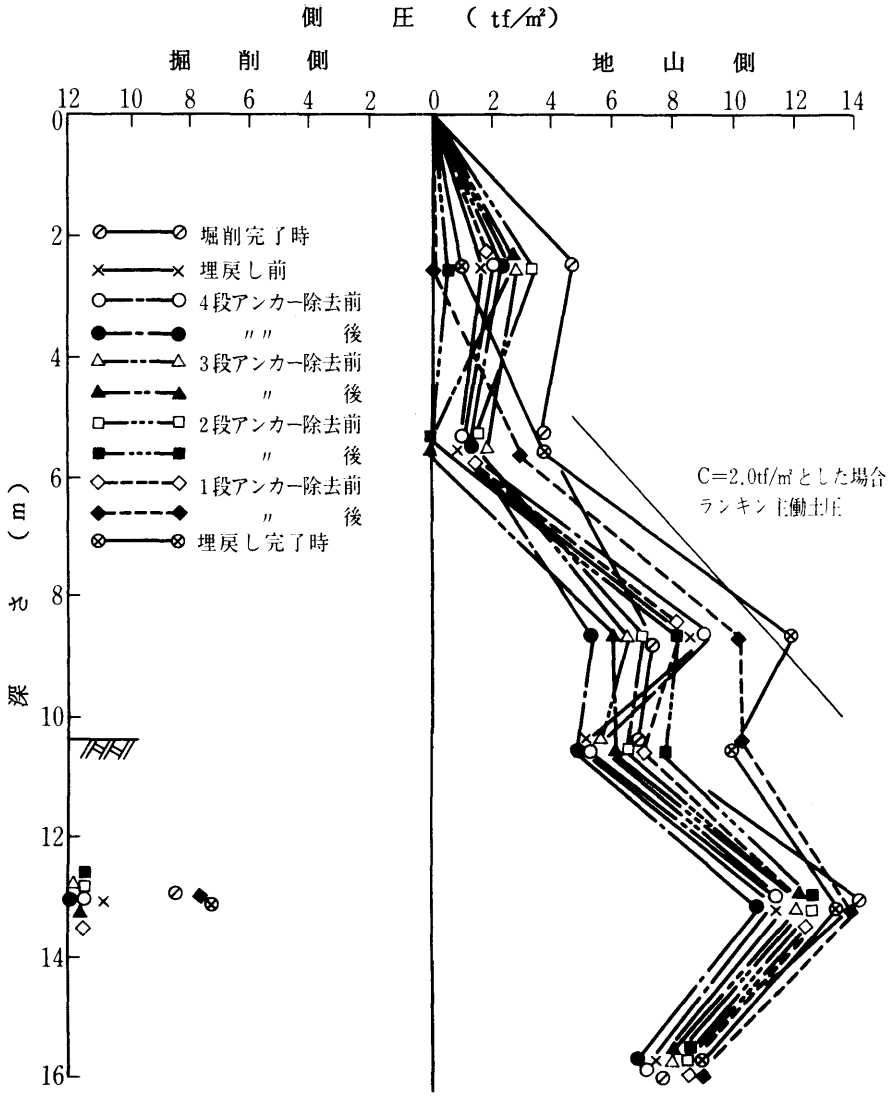
図－7・2 アースアンカー荷重の変化（掘削完了時から埋戻し完了時まで）

鋼線の除去をしている。その後，順次，同じ手順を繰返し埋戻し作業を行っている。

アースアンカー除去時の土留めの力学特性をよりよく理解するために，まず全体的な1段～4段のアースアンカー除去・埋戻し時の土留めの力学特性について述べる。

図－7・1に鋼矢板の変形を示す。各段のアースアンカー除去に対応して変形が少しずつ進み，最終の1段アースアンカー除去時では，変形が大きく進み土留め壁から9m離れた背面地盤に幅2cm程度でかなりの深さのクラックが確かめられた。

アースアンカー荷重の変化を**図－7・2**に示す。アースアンカー荷重の変化は，土留めの力学挙動を把握するのに最も適したものであるので，全体の土留めの力学特性を理解できるよう掘削完了時か

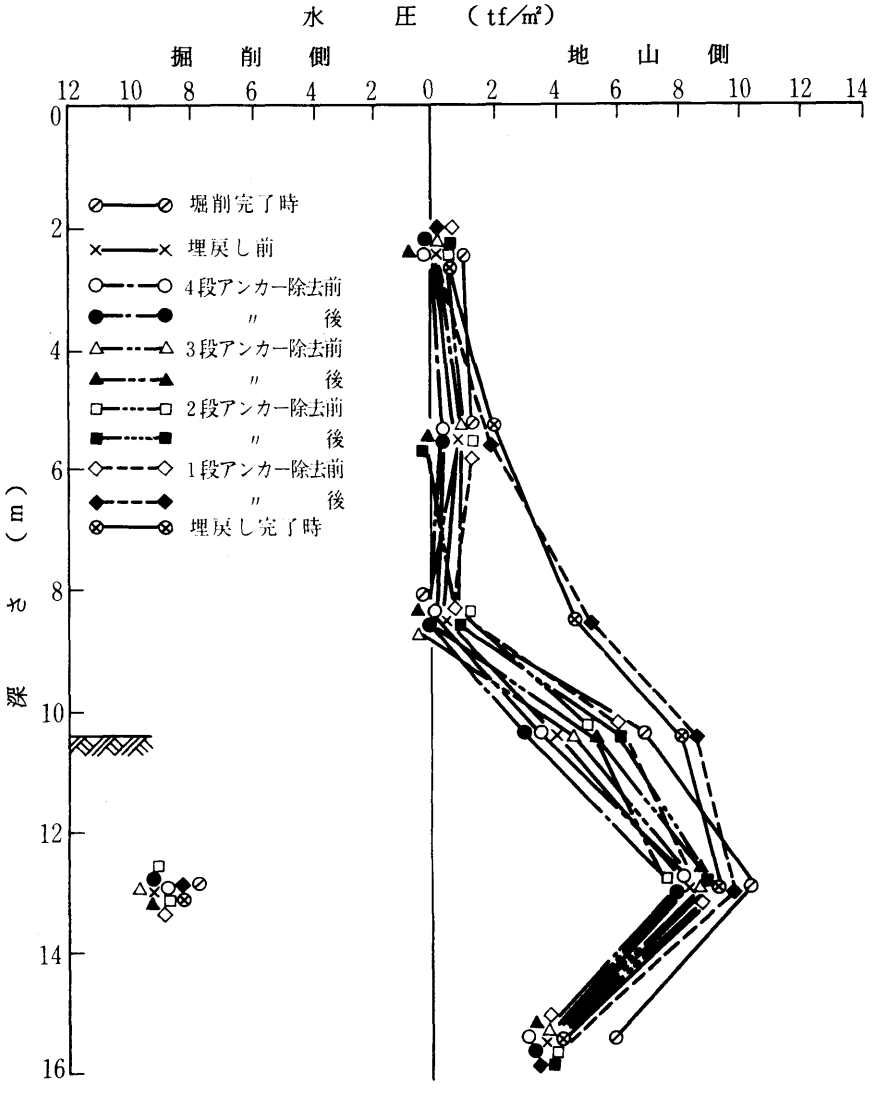


図－7・3　アースアンカー除去・埋戻し時の側圧分布

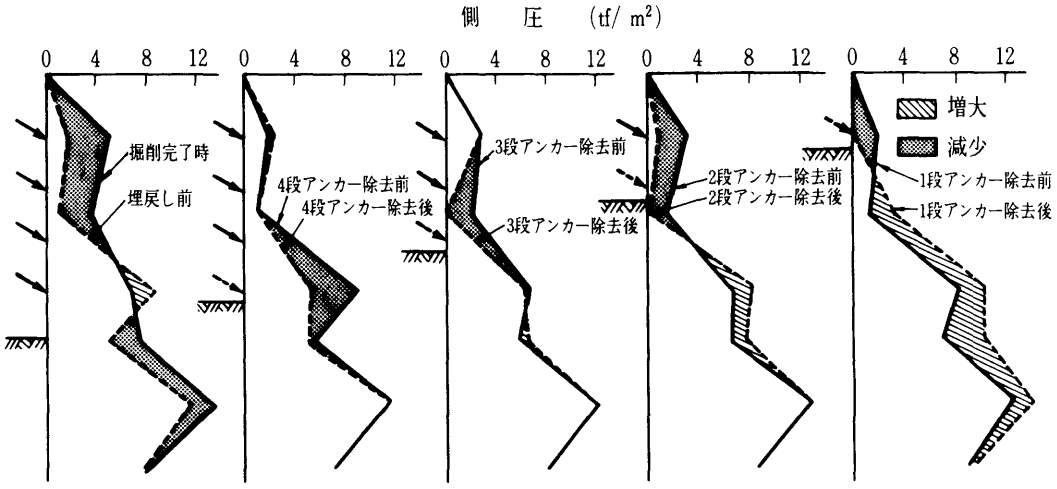
ら埋戻し時までの変化を示している。掘削完了時からみると，1段，2段アースアンカー荷重の減少と3段，4段アースアンカー荷重の漸増の傾向がみられる。また，下段アースアンカーの除去に対応して，上段アースアンカー荷重は増大している。

図－7・3に側圧分布，**図－7・4**に水圧分布を示す。また，**図－7・5**にアースアンカー除去の各段階での側圧の増減を示す。

掘削完了時と埋戻し前（期間18か月）の鋼矢板の変形，アースアンカー荷重，および側圧を比較すると，アースアンカーのクリープ（事前の試験結果で，1年当り2㎜程度）による変位の進行に対応してプレストレスの影響が小さくなっている。



図－7・4　アースアンカー除去・埋戻し時の水圧分布



図－7・5　各段アースアンカー除去時での側圧の増減

また，4段，3段アースアンカー除去時では，除去したアースアンカー近傍の鋼矢板の変形にともなう地山のアーチングが原因と考えられる側圧の減少，2段，1段アースアンカー除去時では，除去アースアンカー近傍の側圧の減少と，それより下方での背面地盤の破壊による過剰間隙水圧が原因である水圧の増大による側圧の増大が顕著である。なお，粘着力c＝2.0 tf/m²と仮定した場合のRankine主働土圧値は，1段アースアンカー除去時での側圧と近い値となっており，背面地盤が主働土土圧状態になったことを裏付けていると考えられる。

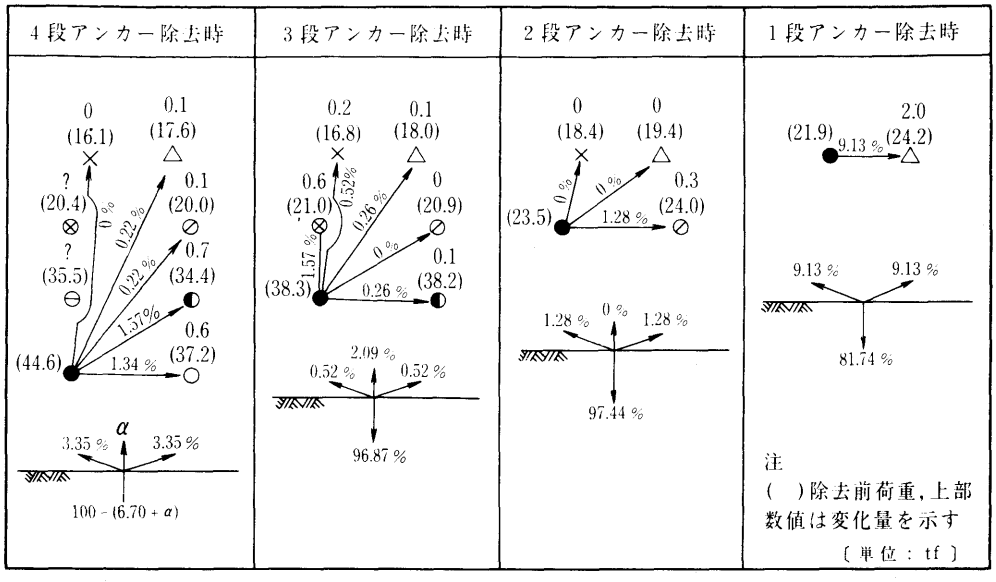
7.3　アースアンカー除去時の荷重分配

7.3.1　実験方法

まず，4段アースアンカー引抜き時の手順について説明する。アースアンカー除去順序は，**図－7・8**に示すように，①の計測アースアンカーを除去し，その時の他の計測アースアンカー荷重および側圧・水圧の変化を測定する。次に，②～⑧のアースアンカーを除去し，同様に測定を行い，最後に⑨の計測アースアンカーを除去する。3段，2段，1段アースアンカー除去時も同様の手順である。

7.3.2　計測結果と考察

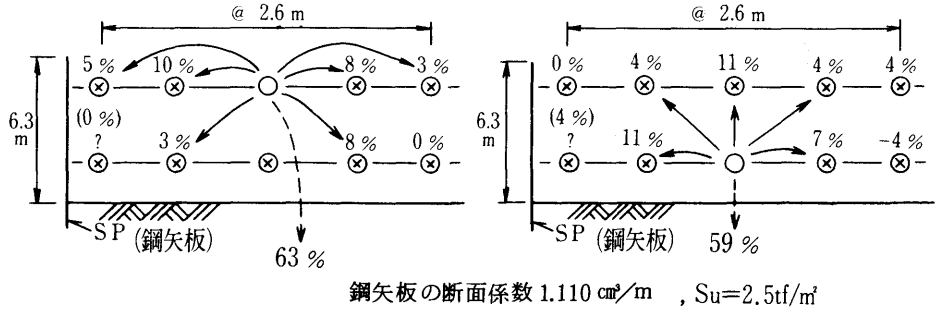
図－7・6に1本のアースアンカー除去状態である各段の①のアースアンカー除去時の荷重分配の状況を示す。ただし，4段アースアンカー直上の3段，2段アースアンカーの荷重変化は計測上のミ



図－7・6　1本のアースアンカー除去時の荷重分配の状況

スで計測されていない。

4段～2段の①のアースアンカーを除去した場合，他のアースアンカーへの荷重分配は0～1.57％と極く小さい。左右対称で最も近接したアースアンカーのみに分配したと仮定すれば，大部分の96.9～97.4％は下部地盤へ荷重の分配が生じている。参考までにStilleら[2)]により報告されている粘土地盤で断面係数1,110㎠/m　の鋼矢板土留め（本調査での鋼矢板の断面係数は1,310㎠/m　である）で非排水せん断強度2.5 tf/㎡程度の地盤での測定結果を**図－7・7**に例示するが4～11％と本報告と比べてかなり大きい。ただ，本報告での1段アースアンカーの①を除去した場合では，**図－7・7**でのStilleらの報告の場合と同程度に大きいことに注意する必要があり，その時の値9.13％は図中の10％と同程度である。



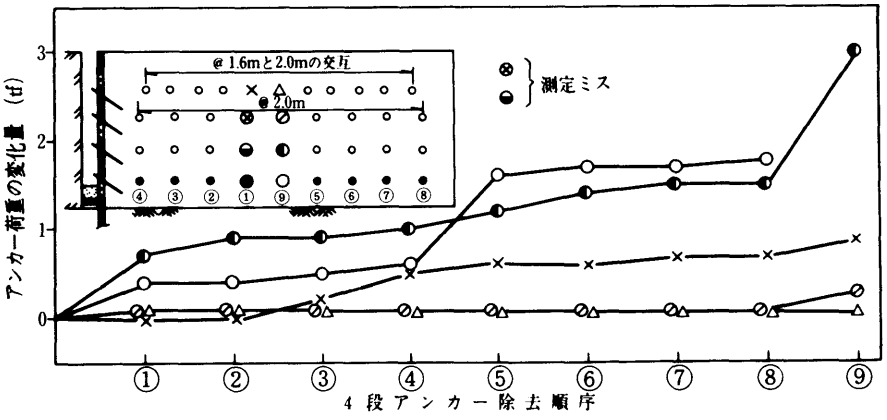
図－7・7　Stilleら[2)]による1本のアースアンカー除去時の荷重分配例

また，4段，3段，2段で荷重分配の大部分が下部地盤中に分配されているのに対し，1段の場合の左右への荷重分配が大きいことは，1段アースアンカーを用いた土留めの危険性を示している。

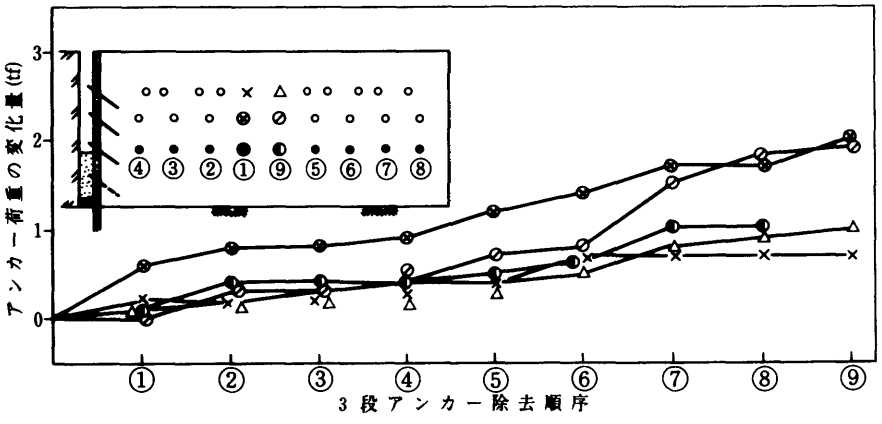
荷重分配の影響範囲を調べる目的で，各段の①～⑨の順にアースアンカーを除去した時のアースアンカー荷重の変化を**図－7・8・1～7・8・4**に示す。

計測アースアンカーから離れていく程，当然のことながら荷重分配が小さくなっている。除去アースアンカーから10m程度で4か所のアースアンカーを介せば，ほとんど影響を及ぼさないといえる。

また，**表－7・1**は，各段のアースアンカー除去時の上部アースアンカーへの荷重分配の割合を示している。4段アースアンカー除去時で11.2％，3段アースアンカー除去時で同様に11.2％，および2段アースアンカー除去時で1段アースアンカーに17.4％分配している。この荷重分配は，上段のア



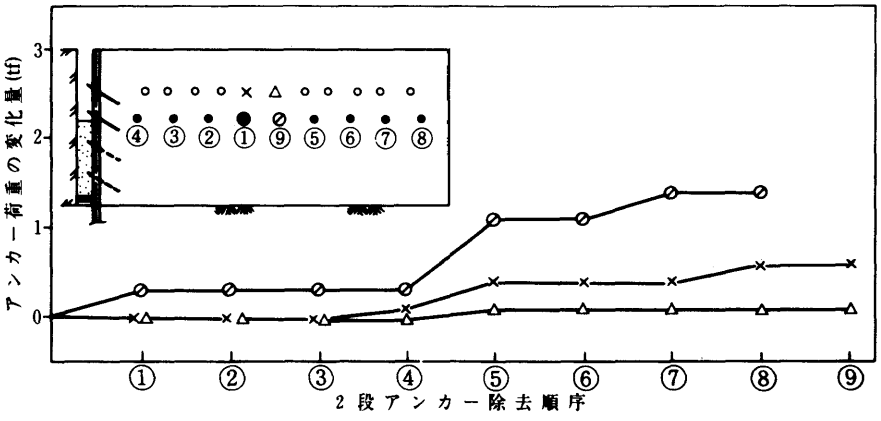
図－7・8・1 計測アースアンカー荷重の変化
（4段アースアンカー除去時）



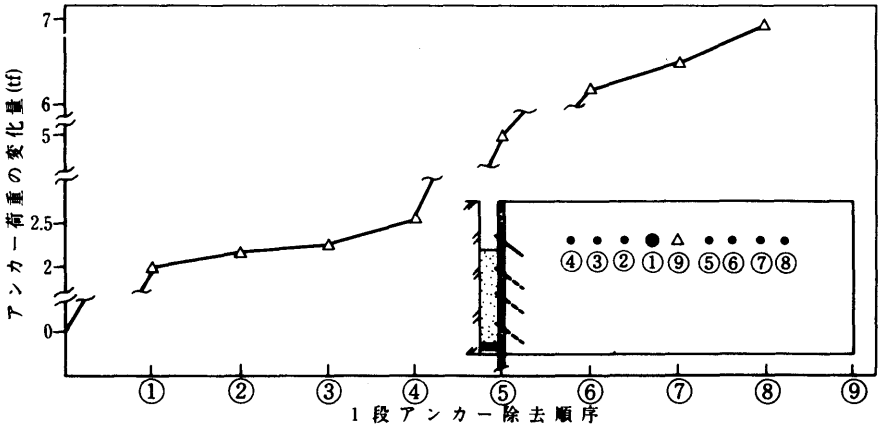
図－7・8・2 計測アースアンカー荷重の変化
（3段アースアンカー除去時）

表－7・1　アースアンカー除去時での荷重変化

	4段アンカー	3段アンカー	2段アンカー	1段アンカー
1　段	$\frac{16.1+17.6}{2}=16.85$	$\frac{16.8+18.0}{2}=17.40$ (+0.55)	$\frac{18.4+19.4}{2}=18.90$ (+1.50)	$\frac{21.9+24.2}{2}=23.05$ (+4.15)
2　段	$\frac{20.4+20.0}{2}=20.20$	$\frac{21.0+20.9}{2}=20.95$ (+0.75)	$\frac{23.5+24.0}{2}=23.75$ (+2.80)	$\frac{4.15}{23.75}=0.174$ (17.4%)
3　段	$\frac{35.5+34.4}{2}=34.95$	$\frac{38.3+38.2}{2}=38.25$ (+3.30)	$\frac{(1.5+2.8)}{38.25}=0.112$ (11.2%)	
4　段	$\frac{44.6+37.2}{2}=40.90$	$\frac{(0.55+0.75+3.3)}{40.9}=0.112$ (11.2%)		〔単位：tf〕



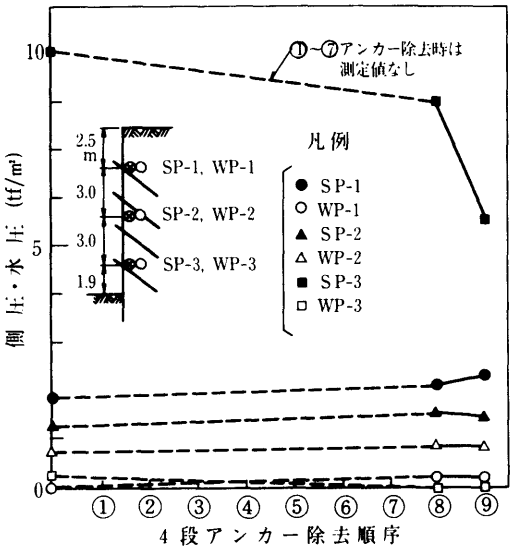
図－7・8・3　計測アースアンカー荷重の変化
（2段アースアンカー除去時）



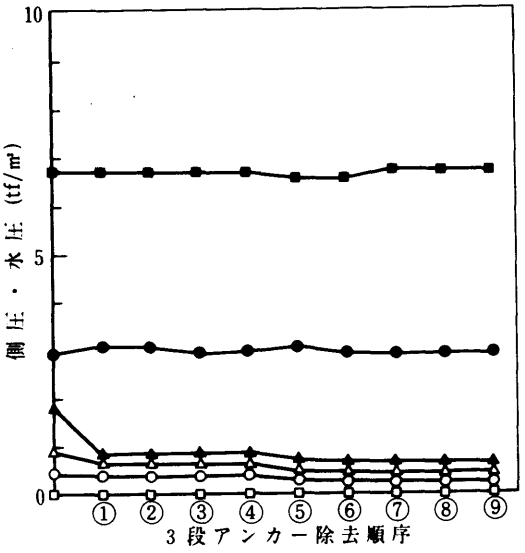
図－7・8・4　計測アースアンカー荷重の変化
（1段アースアンカー除去時）

ースアンカーによる拘束の有無とともに埋戻し条件等により相当に異なると考えられる。

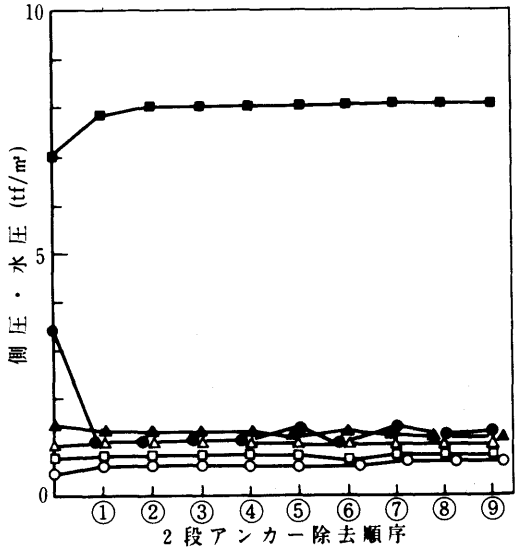
各段の①～⑨アースアンカー除去時で，掘削敷より上部についての側圧（ＳＰ－１～３），および水圧（ＷＰ－１～３）の変化を**図－7・9・1～7・9・4**に示す。４段の①～⑦アースアンカー除去ま



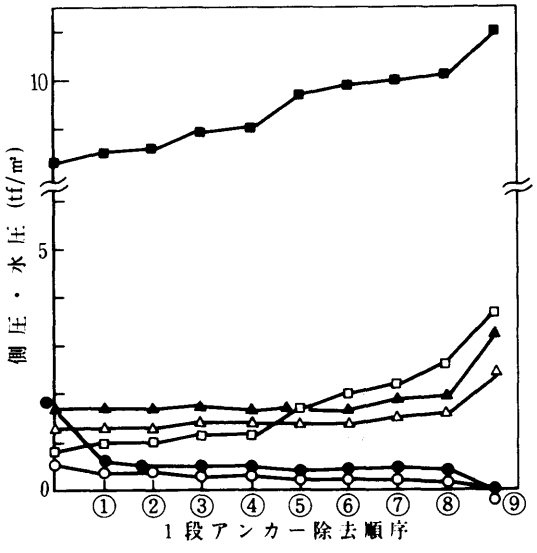
図－7・9・1　４段アースアンカー除去時の側圧・水圧変化



図－7・9・2　３段アースアンカー除去時の側圧・水圧変化



図－7・9・3　２段アースアンカー除去時の側圧・水圧変化



図－7・9・4　１段アースアンカー除去時の側圧・水圧変化

でについてはデータが得られていない。

4段アースアンカー除去時の側圧ＳＰ－３，３段アースアンカー除去時の側圧ＳＰ－２，および２段アースアンカー除去時の側圧ＳＰ－１の変化は，除去アースアンカー近傍での局部的な減少を示している。その原因として，上部アースアンカーと下部地盤での変形の拘束，わずかな変形に対する局部的なアーチング現象，あるいは，粘土のせん断強度の発生する割合の増大が考えられる。それに対し，１段アースアンカー除去時の場合，側圧ＳＰ－１の減少，および側圧ＳＰ－２，３の増大が顕著である。１段アースアンカー除去時の場合，背面地盤の破壊により粘土層に過剰間隙水圧が生じたことによる水圧ＷＰ－２，３の増大が主要因になっていると考えられる。

以上，アースアンカー除去時の種々の力学特性について述べたが，１本のアースアンカー除去時の荷重分配挙動より考えて，本研究でのアースアンカー土留め工は，局部的なアースアンカーの破壊に対しても，安全性の高い土留め工であったと判断できる。地盤およびアースアンカーのピッチや段数等の土留め条件の違いを考慮に入れて，本研究での成果を今後のアースアンカー土留め工事計画の参考とすることができよう。

7.4 結　　論

アースアンカー破壊時の挙動をシミュレートするために行ったアースアンカー除去時の他のアースアンカーへの荷重分配，側圧分布，および水圧分布への影響等について述べた。

本章を要約すると次の通りである。

(1) 掘削完了時から埋戻し前の18か月間に，主として，アースアンカーのクリープによると考えられる鋼矢板の変形の進行により，かなりの側圧の減少がみられた。

(2) ４段～２段アースアンカーの１本のアースアンカーを除去しても大部分の荷重（96.9～97.4％）が下部地盤へ分配され，近接アースアンカーへの荷重分配はわずかである。これに対し，１段アースアンカーでは，隣接アースアンカーに10％程度の荷重分配があり，１段アースアンカー土留めの危険性を示している。

(3) アースアンカー除去による荷重分配の影響は，除去アースアンカーから10ｍ程度で４か所のアースアンカーを介せばほとんどなくなる。

(4) １本のアースアンカー除去では，その除去したアースアンカー近傍での局部的な側圧の減少が見られた。

(5) 以上の実験結果より，本研究でのアースアンカー土留め工は，局部的なアースアンカーの破壊に対しても，安全性の高い土留め工であると判断できた。

参　考　文　献

1)　玉野富雄，植下協，村上仁，結城庸介，田中正道，富永克己：4段アースアンカーを用いた鋼矢板土留めにおけるアースアンカー除去時の力学挙動，土と基礎，Vol.30, No.5, pp.15～20, 1982年5月.

2)　Stille, H. and B. B. Broms : Load Redistribution caused by Anchor Failures in Sheet Pile Walls, Proc. of 6th European Conf. on SMFE, pp.197～200, 1976.

3)　玉野富雄，結城庸介，六鹿史朗，松永一成，植下協，富永克己：多段式アースアンカーを用いた鋼矢板土留めの実測例，土と基礎，Vol.27, No.2, pp.25～32, 1979年2月.

4)　玉野富雄：現場計測に基づくアースアンカーを用いた鋼矢板土留めの事例研究，土木学会論文報告集，第332号，pp.127～136, 1983年4月.

第8章　結　　論

以上の各章で述べた内容と得られた成果についての要約は各章にまとめたが，整理すると以下のようになる。

第1章では，本論文で対象とした土留め構成体の力学特性についての現場計測に基づく調査・研究の重要性について述べ，そのうち，土留め構成体である地下連続壁構築時のトレンチ掘削の壁面安定，鋼製切ばりの温度応力，およびアースアンカーの種々の問題についてまとめ，本論文の位置付けを行った。

第2章では，臨海部埋め立て地盤における泥水によるトレンチ掘削の実験結果について述べ，軟弱粘性土地盤における壁面安定について考察した。すなわち，実験トレンチ掘削では，盛土下の沖積粘性土層のはらみ出しにより，壁面安定が保たれなかった掘削，安定した掘削，および限界状態の掘削を同一敷地内で見い出し，その挙動を詳細に示した。また，各種の土質定数を比較した結果，その差異は，盛土厚さの違いによる沖積粘性土の圧密進行状態の違いによるものであることを明らかにした。これらに基づき軟弱粘性土地盤でのトレンチ掘削可否の判断基準として，正規圧密の終了状態にあることを条件とできることを示した。さらに，正規圧密終了状態の他の粘性土地盤でのトレンチの実験掘削により，正規圧密の終了状態であれば，泥水によるトレンチ掘削が可能であることを壁面の変形状態ならびに掘削前後での応力状態より実証し，提案した判断基準の妥当性を明らかにした。

第3章では，2つの現場における鋼製切ばりに作用する温度応力の詳細な計測結果を示し，考察を行った。すなわち，土留めの力学機構を評価するための正確な切ばりの温度応力の計測を行うには，切ばり温度応力の基準とする温度として，大気温度ではなく，切ばり温度に基づく必要があることを確めた。また，切ばり温度応力は，切ばり架構における短辺と長辺の剛性の方向差や切ばりの応力状態によって異なる等の土留めとしての力学特性を明らかにした。さらに，計測したデータによって遠藤・川崎式が切ばりの温度応力の力学機構をよく評価できることを検証した。

第4章から第7章では，土留め工法に使用されるアースアンカーの引抜き抵抗力の調査法と軟弱粘性土地盤でのアースアンカー土留め工法の力学的特性について明らかにした。

第4章では，アースアンカー土留め工法の力学特性と安全管理上の諸問題を他の土留め工法と比較・検討することで明確にした。また，アースアンカー土留め工法を合理的に設計・施工するために役立つ現場計測に基づく種々の実験的研究を行う意義について述べた。

第5章では，アースアンカーの引抜き抵抗力に影響する種々の要因のうち，打設状態に着目した一連の引抜き実験を行い，実験結果について考察した。すなわち，打設高さの違いは，定着地盤における被圧水状態等により，孔壁の周辺地盤のゆるみにかなりの影響を与え，その結果として，引抜き抵

抗力に違いが生じることを確めた。また，アースアンカー体を掘り出した時の調査より，セメントミルクの地盤中への浸透は全くみられず，本調査のような地盤では，セメントミルクの浸透による地盤の強化は考えられないことを明らかにした。さらに，アースアンカーの引抜き抵抗力に対する指標としてボーリング孔内横方向載荷試験を考え，一連の孔内横方向載荷試験より得られる地盤係数とアースアンカーの引抜き抵抗力の間に相関があることを示した。以上の考察より，設計に先立つアースアンカーの引抜き試験は，実際のアースアンカーの使用状態に近い状態で行う必要があることを示した。

第6章では，4段のアースアンカーを用いた鋼矢板土留めによる軟弱粘性土地盤での掘削の際の土留めの力学特性について述べた。すなわち，比較的N値の小さい砂層と洪積粘土層をアースアンカーの定着層に用いた場合でも，軟弱粘性土地盤での掘削を安全に行いうることを示した。このような地盤での成功例は，今後の同種の地盤における参考となるものである。また，掘削時の土留めの力学特性では，アースアンカー設置時のプレストレスの影響が顕著である等の力学特性を明らかにした。

第7章では，第6章で述べた同じ土留め現場を利用して，安全管理を考えるうえで重要な問題となる，一部のアースアンカー破壊時の荷重分配等の力学特性を調査し，アースアンカー除去時の他のアースアンカーへの荷重分配，側圧および水圧分布への影響について明らかにした。すなわち，4段～1段アースアンカーの1本のアースアンカーを除去した時の近接したアースアンカーへの荷重分配より，多段アースアンカー土留めと比較して1段アースアンカー土留めの危険性を示した。また，その時の荷重分配の最大値は10%程度であった。

以上の，第6章および第7章におけるアースアンカー土留め工法に対する実験的研究によって，本研究でのアースアンカー土留め工は，軟弱粘性土地盤における安全性の高い施工例であることを明らかにできた。

あ　と　が　き

以上，現場計測に基づく種々の土留め構成体の力学特性について述べてきた。本論文で述べた成果は，土留め工事の設計，および施工時の安全性向上に役立つものであると考える。

著者は，処理場，およびポンプ場の設計に従事する実務家であり，土留めの設計，および施工管理を身近な問題としてとらえてきた。1つの大規模な掘削工事は，工法の検討から，完成にいたるまで，長期にわたるものであり，その中で，経済性，工期，および安全性を念頭においた工学的判断が要求される。しかし，土留めの工学的な問題には，基礎的な未知の分野が多くあり，工学的検討に裏付けられた経験的判断，および事例検討が必要とされるところである。

最後に，本論文をまとめるに当り，著者の恩師であり，大阪市に就職後も終始ご指導を賜り，また，得られた実測結果を公にする重要性を常にご指摘頂き，著者を励まして頂きました名古屋大学教授植下協博士に深く感謝の意を表します。また，本論文をまとめるに際し，有益なご指導とご助言を頂きました名古屋大学教授川本朓万博士，名古屋大学教授松尾稔博士，名古屋大学助教授松沢宏博士に対しても心から感謝の意を表します。

大阪市下水道局長谷和夫氏，同局次長黒田金二氏，同局建設部長松永一成氏，同局技術監北村正夫氏，同局技術監村上仁氏，同局建設部管渠課長山野寿男氏，同局西北下水道事務所長木村薫氏，大阪市下水道技術協会理事長大西義昭氏，同協会常務理事行松啓光氏，日本下水道事業団大阪支社長濱宏氏，同社設計第一課長原正博氏，和歌山市下水道部次長結城庸介氏には，著者が本論文での工事を担当する機会と論文をまとめる許可を頂き，常に熱心な討議とご指導を頂きましたことに深く感謝申し上げます。

名古屋大学植下研究室の佐藤健博士，向井克之氏（現愛知県）をはじめとする卒業生各位，日本下水道事業団大阪支社副参事植野一行氏，島根県松江土木事務所主幹六鹿史朗氏，大阪市下水道局の沖田孝義氏，水野昭生氏，喜多勝巳氏，田中健三氏，牧野安邦君，金子暢秀君，田中正道君，福井聡君をはじめとする関係各位，および各社工事担当社各位には多くのご協力を頂きましたことを御礼申し上げます。

付　　録

付　　録

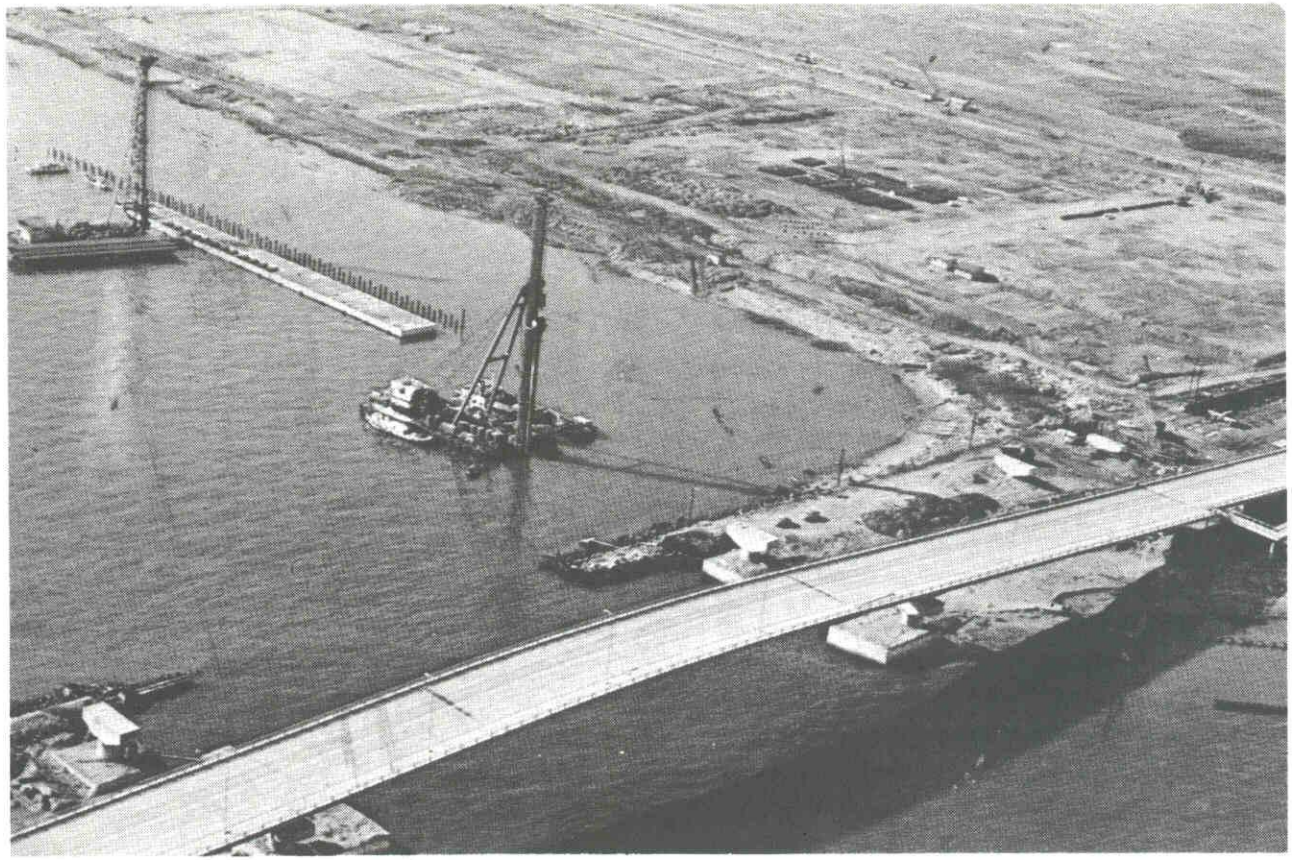
付録－1では，本研究における測定現場の位置図を示す。

第2章に関連する**付録－2**として，**付写真－1**に盛土前の現場状況を示す。第2章で述べた陸部，海部の状況が示されている。

第4章に関連する**付録－3**として，第4章で使用したアースアンカーの施工状況と除去式アースアンカーの構造と原理について説明する。

さらに，各章における計測システム，および使用計測器を**付録－4**に示す。

付図－1　本研究における現場位置図



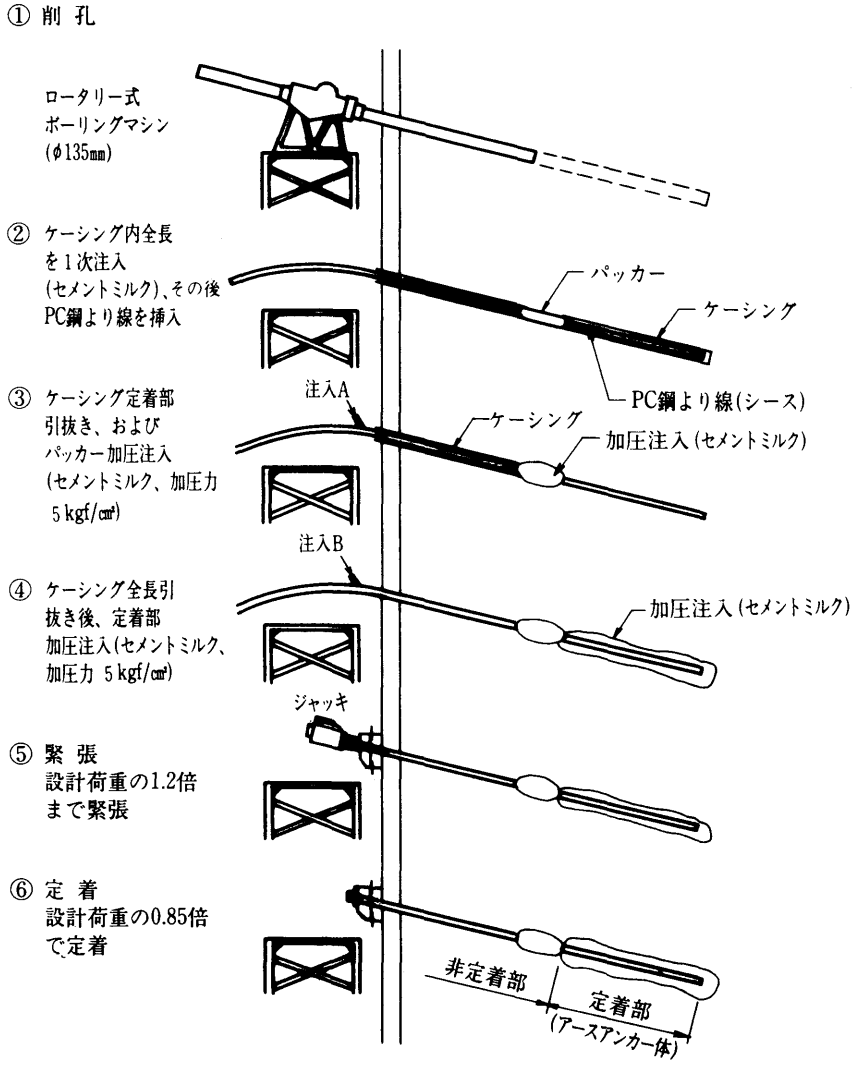
付写真－１　第２章での盛土前の現場状況（図－２・１，地盤概要参照）

付録－3　アースアンカーの施工状況と除去式工法の構造と原理の説明

付録－3・1　アースアンカーの施工状況

第6章で使用したアースアンカー工法は，パッカーを使用したグラウト加圧注入式の摩擦型支持方式のものである。この方式は，今日，土留め支持等に広く用いられている。

付図－2に，施工順序を示す。



付図－2　第6章で用いたアースアンカーの施工状況の説明図

付録－3・2　除去工法の構造と原理

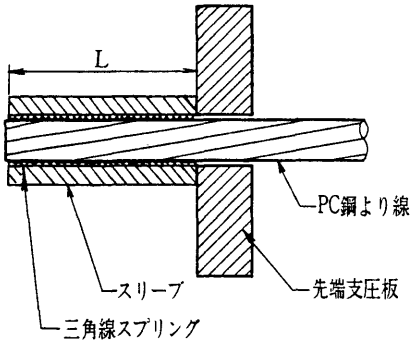
アースアンカーの除去工法には，種々の工法があるが[1)]，第6章で用いた除去工法は，そのうち，除去の信頼性の高いフリ・グリップアースアンカー工法と呼ばれているものである。

付図－3にフリ・グリップアースアンカーの構造を示す。引張り材として，セメントミルクとの付着を絶縁したアンボンドＰＣ鋼より線を使用し，その先端部に装着したフリ・グリップによりアースアンカー体に荷重が伝達する機構になっている。フリ・グリップは，**付図－4**に示すように，三角線スプリングを介してスリーブをＰＣ鋼より線に圧着したものであり，圧着スリーブの長さを変えることにより任意の値の荷重のグリップ力とすることができる。

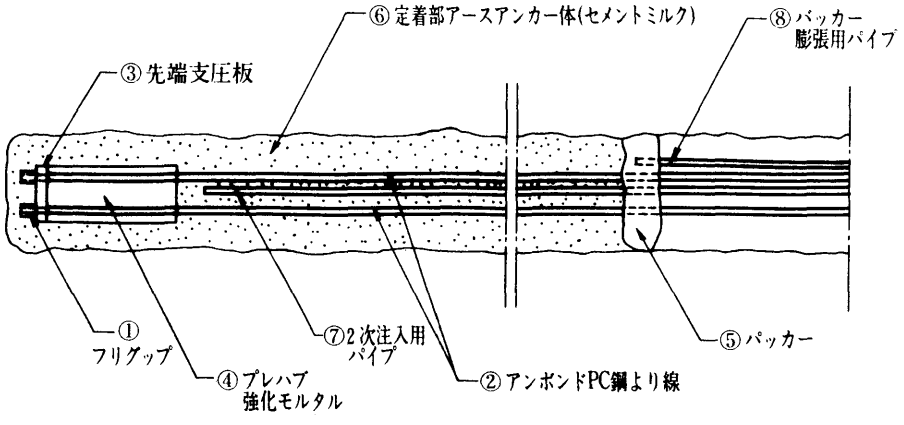
アンボンドＰＣ鋼より線に加えられた引張り力は，①外力Ａ→②アンボンドＰＣ鋼より線→③フリ・グリップ→④プレハブ強化モルタル→⑤定着部アースアンカー体→⑥地盤，の順序で地盤に伝達される。

また，除去時には，①除去荷重Ｂ→②アンボンドＰＣ鋼より線→③フリ・グリップ→④グリップ脱落→⑤鋼線除去，の順序である。

n本のアンボンドＰＣ鋼より線を用いた場合，外力Ａの$1/n$＜ＰＣ鋼より線の降状荷重の85%，の条件の除去荷重Ｂでは，容易に除去できる機構となっている。



付図－4　フリ・グリップの説明図



付図－3　フリ・グリップアースアンカーの説明図

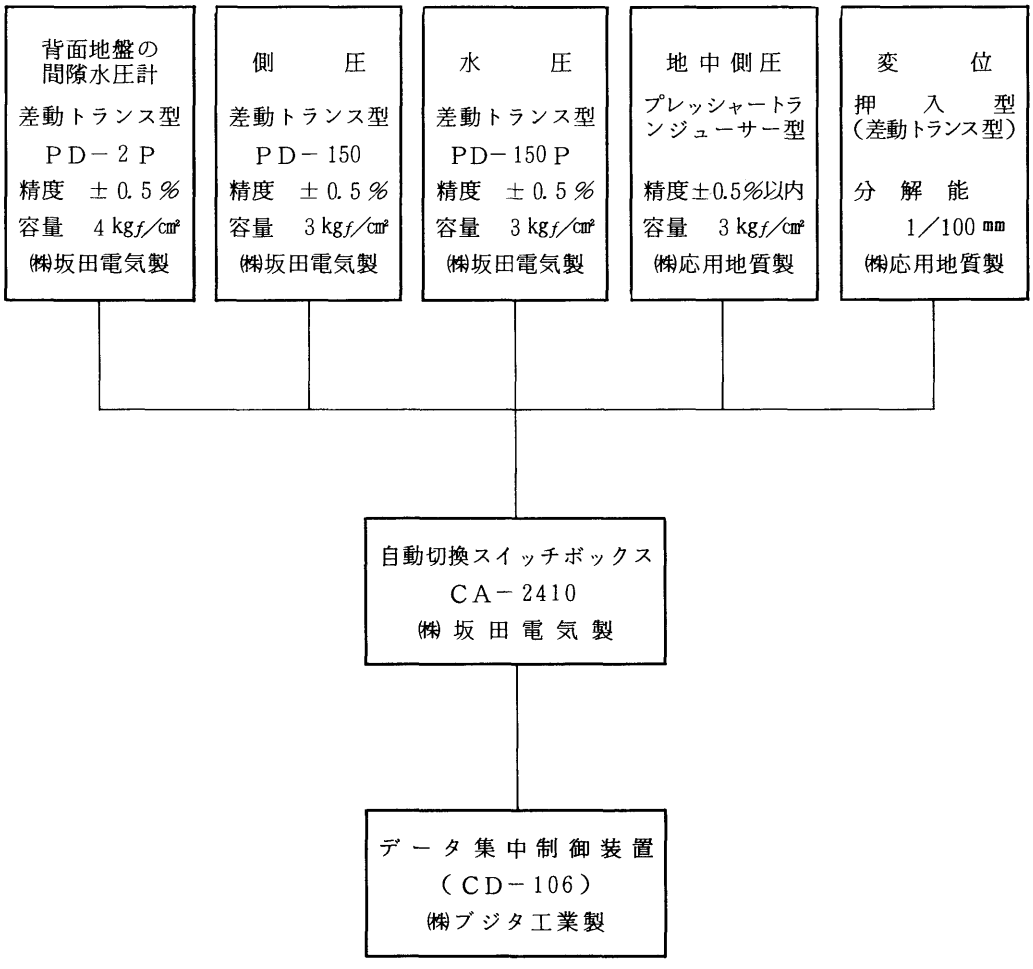
参　考　文　献

1）鷹野昭治：アースアンカー工法の現況，土と基礎，Vol.27，No.2，pp.65～69，1979年2月.

付録－4　計測システム，および使用計測器

付録－4・1　第2章における計測システム，および使用計測器

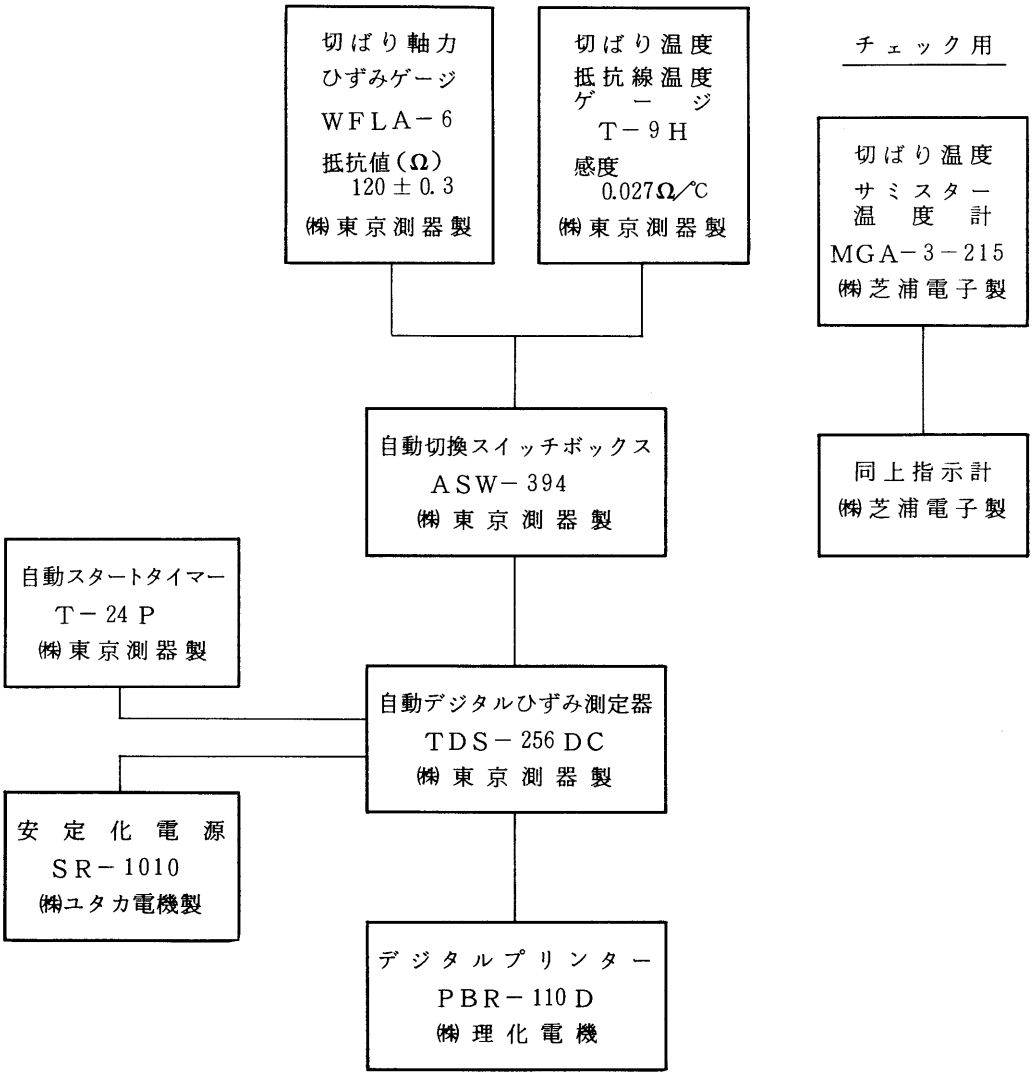
第2章（軟弱粘性土地盤における泥水トレンチ掘削時の壁面安定）で用いた計測システム，および使用計測器は**付図－5**の通りである。



付図－5　第2章（軟弱粘性土地盤における泥水トレンチ掘削時の壁面安定）で用いた計測システム，および使用計測器

付録－4・2　第3章における計測システム，および使用計測器

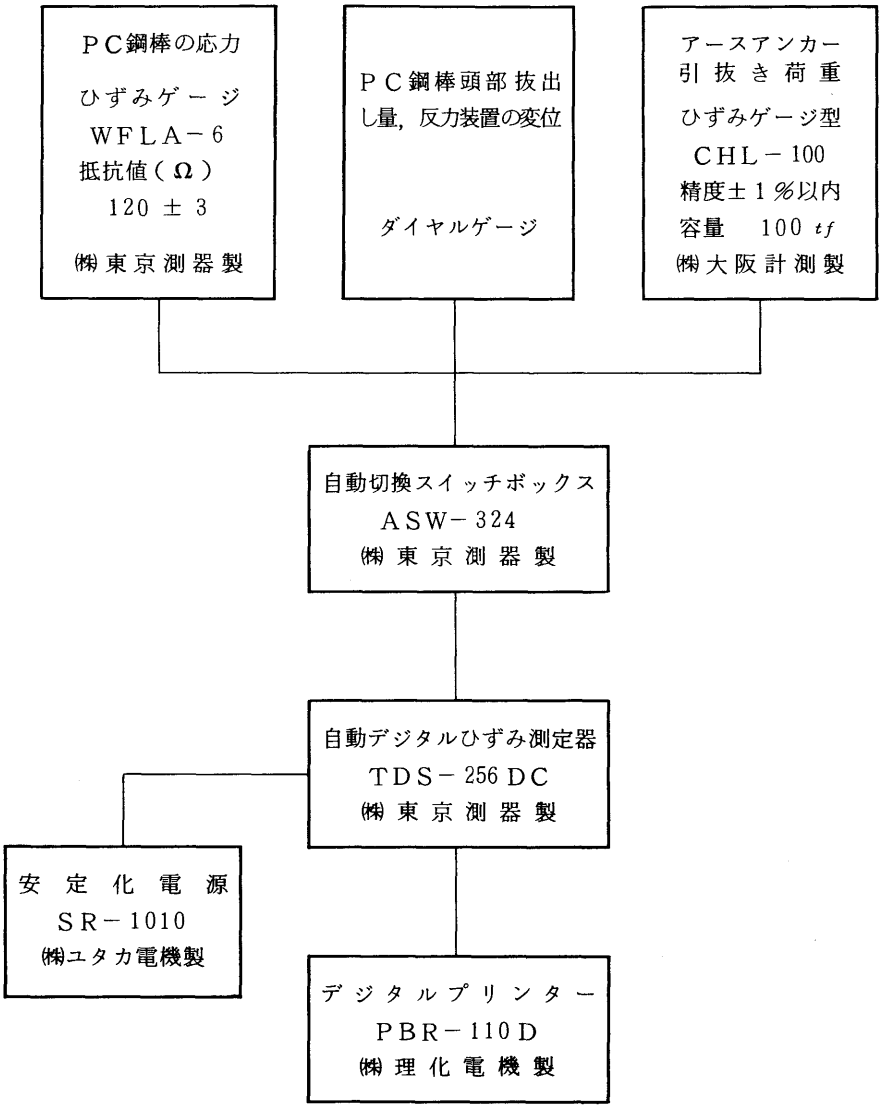
第3章（山留め鋼製切ばりに作用する温度応力）で用いた計測システム，および使用計測器は**付図－6**の通りである。



付図－6　第3章（山留め鋼製切ばりに作用する温度応力）で用いた計測システム，および使用計測器

付録－4・3　第5章における計測システム，および使用計測器

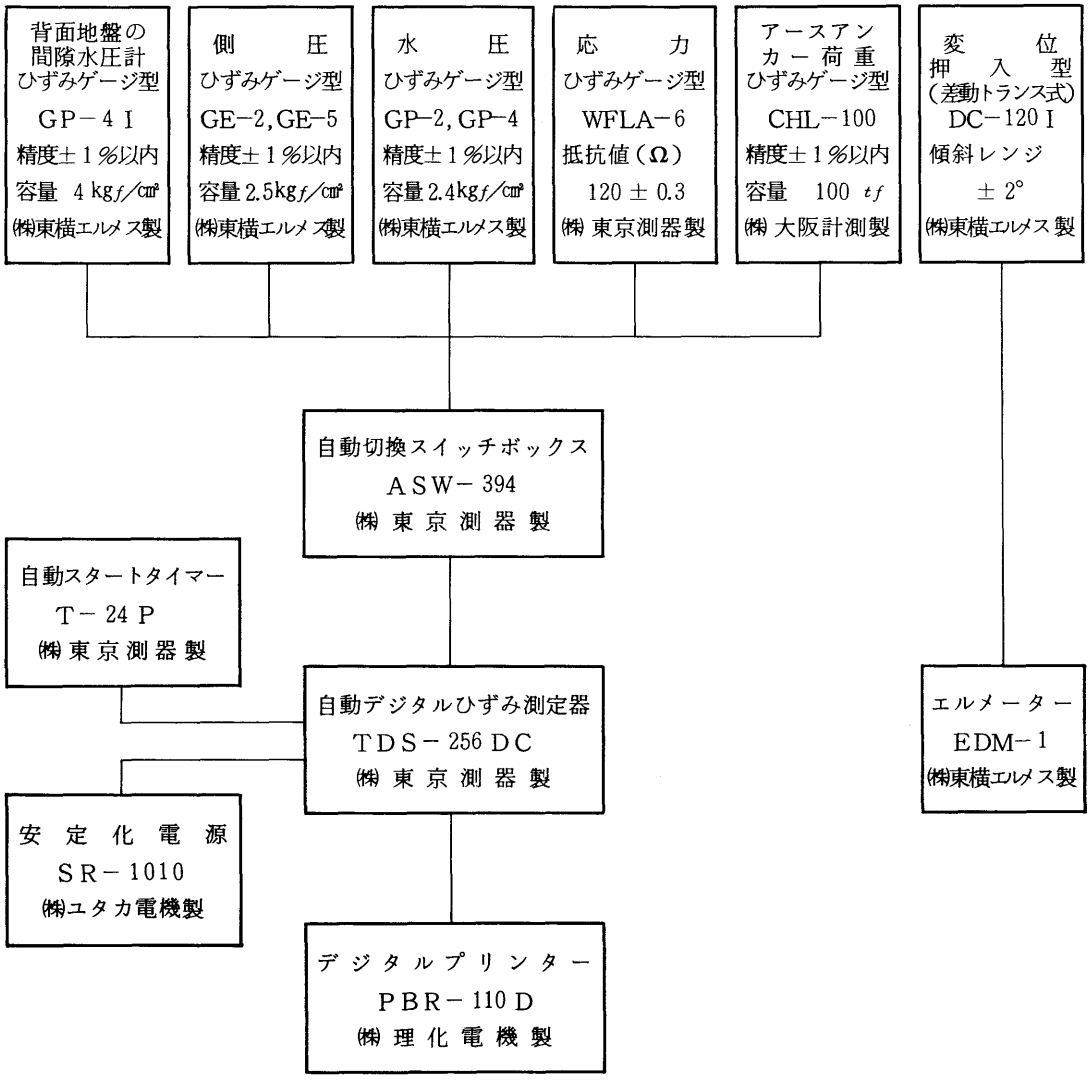
第5章（打設状態がアースアンカーの引抜き抵抗力に及ぼす影響）で用いた計測システム，および使用計測器は**付図－7**の通りである。



付図－7　第7章（打設状態がアースアンカーの引抜き抵抗力に及ぼす影響）で用いた計測システム，および使用計測器

付録－4・4　第6章，第7章における計測システム，および使用計測器

第6章（多段式アースアンカーを用いた鋼矢板の土留めの力学特性），第7章（鋼矢板土留めにおけるアースアンカー破壊時の荷重分配）で用いた計測システム，および使用計測器は**付図－8**の通りである。



付図－8　第6章（多段式アースアンカーを用いた鋼矢板の土留めの力学特性），第7章（鋼矢板土留めにおけるアースアンカー破壊時の荷重分配）で用いた計測システム，および使用計測器