

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

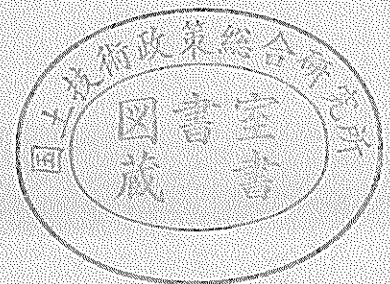
---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

---

VOL. 28      NO. 4      DEC. 1989

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第28巻 第4号 (Vol. 28, No. 4) 1989年12月 (Dec. 1989)

## 目 次 (CONTENTS)

1. Reproducibility of Directional Random Waves in Laboratory Wave Simulation  
..... Tomotsuka TAKAYAMA and Tetsuya HIRAISHI... 3  
(実験水槽内における多方向不規則波の再現性の検討.....高山知司・平石哲也)
  
2. 軟弱地盤における山留め掘削の事例とその解析  
.....田中洋行・足立二雄・豊田奉節...25  
(A Case Study on a Braced Excavation in Soft Soils.  
.....Hiroyuki TANAKA, Tsugio ADACHI and Tomotoki TOYODA)

## 2. 軟弱地盤における山留め掘削の事例とその解析

田中 洋行\*・足立 二雄\*\*・豊田 幸節\*\*\*

### 要 旨

東京国際空港沖合展開事業でアクセス道路建設のための大規模な山留掘削工事が実施された。一部の工区で山留壁の変位が大きくなり、中間杭が浮き上がる等の危険な兆候が観測されたため、工事を中断し対策工を施した。掘削幅は35m、深さは11mで、また当地区の土質条件は劣悪で、軟弱層が50m以上も堆積しており、このため山留工全体が軟弱層に浮いている状態にある。

本報告は、施工中に得られた観測データ、現行設計法による照査、当地区の乱さない試料を用いた三軸試験を実施し、大きな変形が生じた原因について調べたものである。

主な結論は以下の通りである。

- (1) 観測データの解析により、掘削底面下の受働土圧が当初の設定より小さな土圧しか發揮せず、このため山留壁が掘削側に大きく変形し、この動きに連動して中間杭が浮き上がったと考えられる。
- (2) 一軸圧縮強度の代わりに三軸伸張強度を用いると、計測された土圧分布を良く説明でき、また弾塑性法による計算方法でも問題の生じた工区とそうでない工区を明確に区別することができた。しかし、設計値として伸張強度を採用することに対しては、変形条件、サンプリング時の乱れ、等の問題点を含んでいるため、慎重に判断すべきである。

キーワード：掘削、主働土圧、受働土圧、矢板壁、異方性

\* 土質部 地盤調査研究室長

\*\* 前第二港湾建設局東京空港工事事務所長（現第五港湾建設局技術次長）

\*\*\* 前第二港湾建設局横浜調査設計事務所長（現第二港湾建設局京浜港工事事務所長）

## 2. A Case Study on a Braced Excavation in Soft Soils

**Hiroyuki TANAKA\***

**Tsugio ADACHI\*\***

**Tomotoki TOYODA\*\*\***

### Synopsis

Large displacements of sheet piles were observed in the braced excavations at the development of the Tokyo International Airport. The width of the excavation is 35m and the depth is about 11m. These dimensions are not large in respect of the present technique in Japan. However, in this area the thickness of soft clay is over 50m and the sheet pile is supported at the soft clay stratum.

Analyzing the data obtained from the excavations, the paper describes their behaviour and tries to find the reasons for the large displacements. The magnitude of the observed earth pressure at the excavation side is less than that estimated from Rankine-Resal theory using unconfined compression strength. If the strength on the extension side from triaxial tests is used, the behaviour can be explained well.

**Key Words:** Excavation, Active Earth Pressure, Passive Earth Pressure, Sheet Pile Wall, Anisotropy

---

\* Chief of Geotechnical Survey Laboratory, Geotechnical Engineering Division

\*\* Formerly Head of Tokyo Airport Construction Office, the Second District Port Construction Bureau (Deputy Director General for Engineering Affairs, the Fifth District Port Construction Bureau)

\*\*\* Formerly Head of Yokohama Investigation and Design Office, the Second Port Construction Bureau (Head of Keihin Construction Office, the Second District Port Construction Bureau)

## 目 次

要 旨	25
1. ま え が き	29
2. 工 事 の 概 要	29
2.1 地盤の概要	29
2.2 山 留 工	30
2.3 施工の状況	31
3. 現行の設計方法	32
3.1 検 討 項 目	32
3.2 掘削底面の安定	33
3.3 矢板の根入れ長	35
3.4 山留壁の曲げモーメントと切梁軸力の計算	36
3.5 変形の検討	38
4. 計測結果の検討	38
4.1 矢板の変形	38
4.2 山留壁に作用する水圧および土圧	39
4.3 中間杭の浮き上がり	42
4.4 矢板の継ぎ手効率	43
5. 変形の生じた原因	45
5.1 現行の設計方法による照査	45
5.2 弾塑性法による検討	45
5.3 土の強度の検討	49
6. ま と め	52
7. あ と が き	53
参 考 文 献	53
記 号 表	54

## 1. まえがき

電子計算機を用いた設計技術の発達、新しい工法の開発・導入および情報化施工に代表されるような施工管理技術の発達により、劣悪な地盤条件においても大規模・大深度の山留工事が実施されている。山留工が他の土木構造物と大きく違う点は仮設構造物であることと、外力を施工者がコントロールできる、ことである。

山留壁が場所打ち鉄筋コンクリートによる連続壁工法で作られる場合には、本体工の一部となる場合もあるが、多くの工事では本体工の建設が終了すれば、山留工は用済みとなる。このため、通常の構造物以上に経済性が重要な課題となる。

一般の土木構造物では、常時でその設計条件が決まることは稀であり、地震時あるいは異常気象時で決まることが多い。外力の設定方法、あるいは構造物の設計手法を確立するためには、異常時を想定した模型実験や数値実験が必要となる。また、これらの方法に対する最終的な検証は、想定した地震あるいは気象が到来するまで待たなくてはならない。このため、これらの構造物の設計法はどうしても保守的にならざるをえない。一方、山留工では、外力が自然現象によって持たられるのではなく、掘削という自然に対する不安定行為を施工者が行うので、観測施工によって安全性を確認しながら施工できる。このため、山留工では経済性を重視し、安全率を切り詰めた思い切った設計法が採用される場合が多い。この意味では、山留工の施工は実大規模で、しかもかなり破壊に近い状態での実験と同じであり、施工によって得られたデータを基にした現在の設計法は非常に精度の高いものと考えられる。しかし、ここで忘れてはならないのは、このようにして確立された設計法は、過去の施工例の最大公約数的なものであり、それから大きく逸脱する条件で施工する場合には、従来の設計法の適用性を慎重に検討する必要がある。

現在の山留工の技術の大きな流れに、情報化施工がある。我々が対象とする土質は千差万別であり、また設計法自体が未だ完成されていないとの認識から、掘削中の山留工の挙動を観測し、この観測結果から設計定数を修正しながら、次の段階の施工が安全か否かを判断する施工法が多く採用されている。この過程で次段階の掘削が安全でないと判断された場合には、何等の対策工法を取れば良いことになる。このため、最近の学会で発表される論文のテーマの多くは、設計法よりも施工中の予測手法に重点が移っているように思われる。しかし、施工中における工事の変更は切梁の段数の増減ぐらゐで、山

留工の費用の大部分を占める掘削底面の地盤改良、あるいは山留壁の変更は不可能であり、これらの仕様は掘削前に決めなくてはならない。従って、山留工の設計方法が情報化施工に取って変わられるのではなく、情報化施工によって安全率が切り詰められる分だけ、施工前の設計法が益々重要になると思われる。

ここで取り上げる事例は、現在運輸省が進めている東京国際(羽田)空港沖合展開事業(以後羽田沖展と呼ぶ)の第一期工事のアクセス道路建設のための山留工である。山留工の掘削深さは約11m程度と、この掘削深度から判断すると難しい工事とは言えない。しかし、この山留工の大きな特徴は軟弱層が厚いため、山留壁の下端が支持層に到達しておらず軟弱層に浮いていることである。この工事において、施工中に山留壁が大きく変形したため工事を一旦中断し、背面の地盤高さを低くするなどの対策工を施した。

本報告では、当山留工で観測されたデータを基に軟弱地盤における山留工の挙動を明らかにし、現在使われている山留工の設計を軟弱地盤に適用する場合の問題点について述べる。なお、本報告の内容の一部は既に文献1)、2)、3)、4)で発表されている。

## 2. 工事の概要

### 2.1 地盤の概要

この地区の地盤の形成過程は図-1に示すように、昭和40年以前は海底面まで砂が厚く堆積していたのが(A<sub>1</sub>S層)、昭和40年代に埋立柱として掘削され、その後東京湾の航路浚渫によって発生した土砂、あるいは下水処理場で発生した汚泥を捨て込み(A<sub>1</sub>C<sub>1</sub>層)、さらにその上部を建設残土によって埋め立てられた(B<sub>1</sub>S層)地盤である。

当地区の全体の土性構成を図-2に示す。A<sub>1</sub>S層より下はA<sub>2</sub>C<sub>2</sub>層と呼ばれる沖積粘土層が厚く堆積し、A<sub>1</sub>P(荒川水標)-28mから下はコンシステンシーが異なる

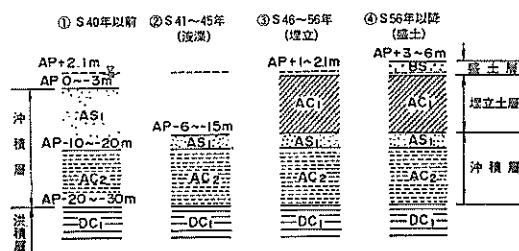


図-1 羽田沖展地区の地盤の形成過程

洪積粘土層（DC層）が堆積し、 $N$ 値が50以上の工学的に基盤とみなせる洪積砂層（DS層）はAP-60mもの深度にある。

第一期工事で行われたアクセス道路の山留工は、延長560mで、その土層縦断面を図-3に示す。工事は全体を9工区に分けて実施した。土層状況は各工区によって異

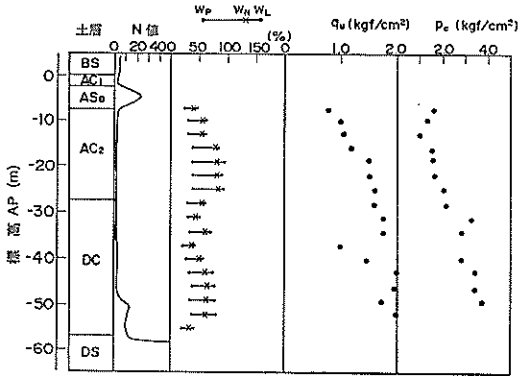


図-2 アクセス道路建設地点の土質特性

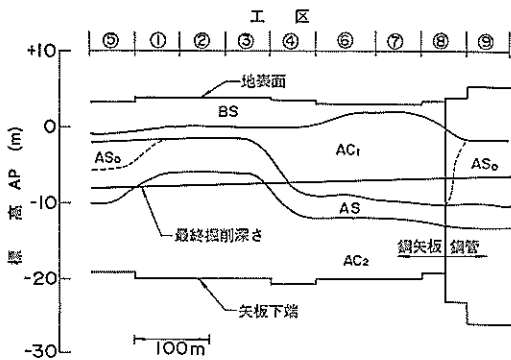


図-3 アクセス道路の土層縦断面図

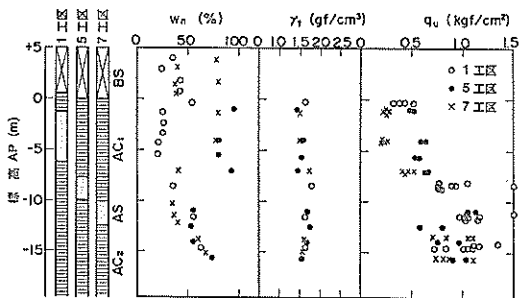


図-4 AC<sub>1</sub>層およびAC<sub>2</sub>層上部の土質特性

なり、1から3工区にかけてはAC<sub>1</sub>層は薄く、AS層は浅い位置にあり、最終掘削時点ではこのAS層が掘削された。一方、4から8工区および5工区ではAC<sub>1</sub>層が厚く堆積しており、最終掘削の時点においてもAS層は掘削されずに残った。なお、図中のAC<sub>1</sub>層において点線によって示した箇所は砂分が多く、このためAS<sub>o</sub>層として区別している。

1, 5, 7工区におけるAC<sub>1</sub>およびAC<sub>2</sub>層の物理・力学的特性を図-4に示す。AC<sub>1</sub>層は埋め立てられてから間もないため、一軸圧縮強度 $q_u$ は0.2から0.6 kgf/cm<sup>2</sup>と非常に軟弱で、しかも場所によって値が異なる。AC<sub>2</sub>層は自然に堆積した地盤なので場所によるばらつきはなく、上層では $q_u$ が1.0 kgf/cm<sup>2</sup>程度で深さが増すにつれ強度は増加する。このAC<sub>2</sub>層は在来の地盤に対して過圧密比が1.2から1.3程度であり、わが国によくみられる正規圧密粘性土の特徴を示す。他の特性については文献5)を参照されたい。

BS層は東京都内の各地で発生した建設残土であるため土質力学特性は一様ではなく、 $N$ 値は2から10とばらついている。粘度組成も一様ではないが、概して透水性が良いため、仮設の設計では砂質土として取り扱った。AS層は均一な粒径の砂からなり $N$ 値は5から20程度と比較的緩い。

## 2.2 山留工

本報告で取り上げるアクセス道路は、既存空港側と東京湾岸道路を結ぶものである(図-5)。アクセス道路の構造は鉄筋コンクリートで、その代表的な断面図を図-6に示す。2車線の車道が3室あり、その1つは空港内の交通に用いられ、残りの2つは東京環状8号線と東京湾岸道路とを結ぶ道路として使われる。全体の幅は約31m、高さは約9mである。

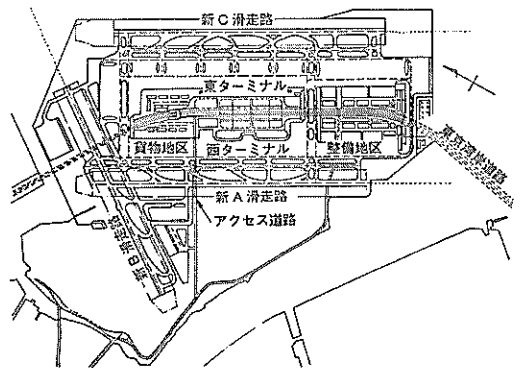


図-5 東京国際空港沖合展開計画図

軟弱地盤における山留め掘削の事例とその解析

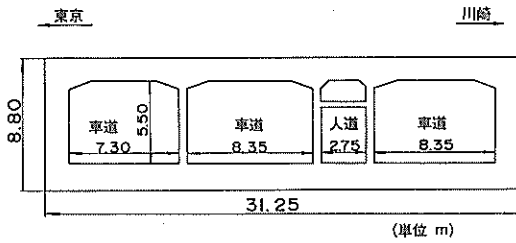


図-6 アクセス道路の断面図

3工区における山留工の断面を 図-7 に示す。掘削幅は約 35m、掘削深度は工区によって異なるが、10m から 11m 程度である。山留壁は U 形鋼矢板 (タイプ FSP VL) を使用し、下層が軟弱であるため、矢板の下端は AP-20m と掘削深さの 2 倍以上の深さとなる。切梁の段数は 4 段で、1 段目を除いて H 鋼を 2 段重ねる構造とした。使用した H 鋼は 1 段目と 2 段目が 350x 350x 12x 19mm、3 段目と 4 段目は 400x 400x 13x 21mm である。奥行き方向に対する切梁の間隔は 5m で、切梁の座屈を防ぐため、おおよそ 6m のピッチで中間杭を設けた。矢板の変位および曲げモーメントを減少させるために、表-1 に示す値を切梁設置時にプレロードとして切梁に加えた。

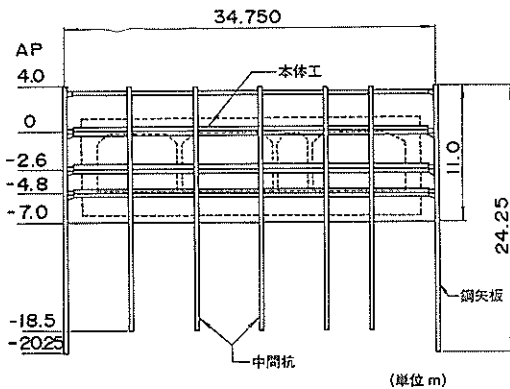


図-7 3工区における山留工の断面図

表-1 設計上の切梁プレロード

切梁段数	1	2	3	4
プレロード (tf/m)	8.0	16.0	24.0	36.0

トラフィカビリティーの確保のために、掘削側 (鋼矢板で囲まれた部分) の AC<sub>1</sub> 層を生石灰杭工法で改良した。施工順序はまず鋼矢板を打設した後、生石灰の改良効果をも高めるために砂層の水をディープウェルで抜き、その後生石灰杭を 1.0 から 1.5m の正方形配置で打設した。改良後の  $q_u$  はおおよそ 1.0kgf/cm<sup>2</sup> であった。改良後の土の特性については文献 6) を参照されたい。

なお、8工区の途中から 9工区にかけては AS<sub>0</sub>層が存在するため地盤改良はせず、剛性の高い鋼管杭を山留壁とした。しかし、本報告は U 形鋼矢板を用いた山留工の挙動に限定し、鋼管杭を用いた工区の挙動は別な機会 で報告したい。

2.3 施工の状況

地盤が軟弱でしかも大規模な掘削工事では、施工の安全を確保するため、計測による施工管理が不可欠である。加えるに、工事はまず 1 から 4 工区を先行させたため、これらの工区をパイロット的な工事と位置づけ、数多くの計器を設置するとともに、施工中の山留の挙動を迅速かつ的確に把握するためコンピュータによる集中的な計測管理を行った。計測項目および計測数は 表-2 に示す通りで、工区 (長さは 60m) 当り 2 箇所 (山留壁の両側) で計測を実施した。残りの 5 から 8 工区については、主として施工時の安全の確認を目的とした計測管理 (矢板変位、切梁軸力) を行った。

工事が先行した 1 から 4 工区のうち 1, 2, 3 工区において山留壁の変形が大きくなり、また、中間杭の浮き上がりに伴い切梁が反り返り、切梁の座屈破壊の恐れが生じた。図-8 に矢板の変形量が最も大きかった 3 工区の各掘削段階における変形の形状を示す。図-8 の斜線は、各段階の掘削が終了して切梁を設置している間に発生し

表-2 1, 2, 3, 4 工区における計測項目

測定項目	1工区当りの計測数	測定方法
土圧	36	自動測定
間げき水圧	18	〃
矢板応力	48	〃
切梁軸力	28	〃
矢板頭部水平変位	2	トランシット
中間杭変位	6	レベル
地表面沈下	9	レベル
矢板変位	2	挿入式傾斜計



た変位量を示す。また、図-9 に同じ3工区の矢板の最大変位量と時間の関係を示す。3次掘削終了時点から変形が大きくなり、4次掘削終了後では最大30cmもの変形が観測された。危険な兆候と思われた現象は、掘削を終了しても矢板の変形は時間とともに増大し、また掘削底面下15mまで矢板を打設しているにもかかわらず、矢板の下端の変形量が大きくなったことである。また、

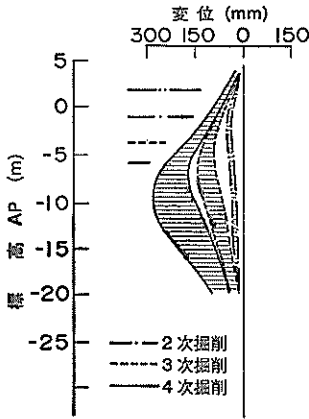


図-8 3工区における矢板の変形

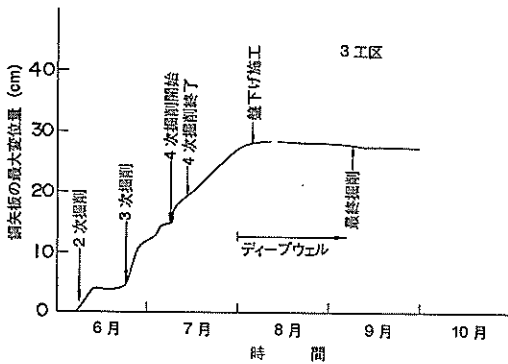


図-9 3工区の矢板の最大変位と時間の関係

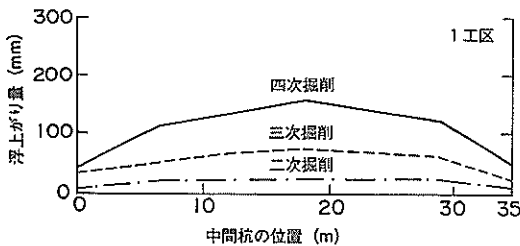


図-10 1工区での中間杭の浮き上がり

図-10 に示すように、中間杭が掘削の進行につれ大きく浮き上がった。このまま掘削を続けられれば、矢板の下端が掘削側に跳ね出すか、あるいは中間杭の浮き上がりによって切梁の座屈破壊が生じる恐れがあると判断し、工事を中断し対策工を施した。対策工法としては、背後の地盤高さを下げることと、矢板背面の地下水位を低下させるためのディープウェルが採用された。その結果、図-9 に示すように矢板のクリープ的な動きは止まり、最終掘削を無事終了することができた。

他の5から8工区については、矢板の最大変位量は13cm以下、また、中間杭の浮き上がり量も10cm以下であり、大きな障害もなく工事を終了することができた。

### 3. 現行の設計方法

1. で述べたように、山留工の設計は経験によって徐々に確立されたものであるために、その検討方法あるいは必要な定数の設定方法は、各企業体<sup>7), 8)</sup>あるいは学会<sup>9), 10)</sup>が定めている基準によって微妙に違っている。設計方法の詳細な点については各基準を参照してもらうことにして、ここでは各基準で用いられている設計の基本的な考え方について述べる。設計法を紹介するに当たり、“山留め”という言葉が、山止め、土留め、あるいは根切りと呼ばれているように、この分野における用語は統一されてはいなく、また使われている用語も土質力学用語に照らし合わせると、誤解を招く表現である場合もあるので、ここで新たに定義した用語もある。

#### 3.1 検討項目

現在の山留工の設計で重要な検討項目となるのは、図-11 に示すように、掘削底面の安定、矢板の長さ、矢板に働く曲げモーメントと切梁の軸力である。更に、最近では近接施工の増大に伴い山留壁あるいは周辺地盤の変形の検討が必要となっている。

山留工の設計法で特徴的なのは、山留工の諸元が図-11 に示す検討項目によって上から順序よく決まるのではなく、諸元を各検討項目に照らし合わせて安全性を確認する色彩が強いことである。具体的な検討項目の内容については以下の節で述べるが、例えば、矢板の根入れは、“矢板の根入れ長”の検討項目だけでなく“掘削底面の安定”，あるいは“山留壁の断面”によって決まることもある。このような複雑な手順となった原因として考えられるのは、設計法が経験に深く根ざしていることと、電算機による新しい解析方法の導入が挙げられる。新しい解析方法に対して、今一つ自信が持てないため、従来の経験に基づいた検討項目に照らし合わせて、総合的に判断しているのが現状である。

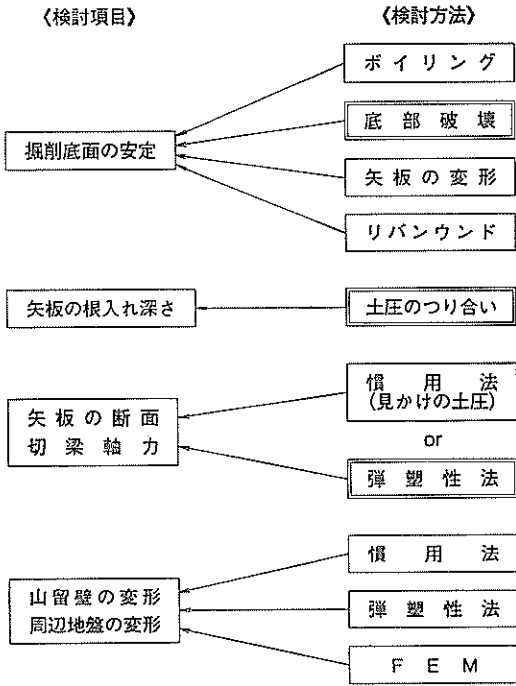


図-11 現行の設計法による検討項目

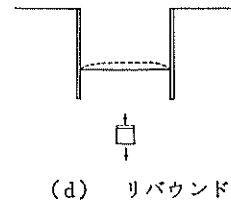
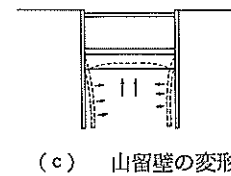
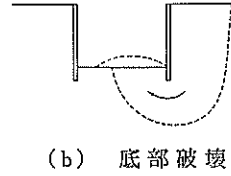
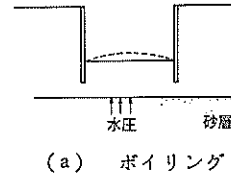


図-12 掘削底面が盛り上がる原因

### 3.2 掘削底面の安定

ここで述べる掘削底面の安定とは、英語のヒービング (heaving) に対する安定、すなわち掘削底面の隆起に対する安定を意味する。しかし、多くの基準では、ヒービングは後で述べる底部破壊の意味に限定して使われており、本報告では、これと区別するために“掘削底面の安定”と呼ぶことにする。

掘削底面の安定が損なわれる原因として次の現象が考えられる。

#### (1) ボーリング

図-12(a) に示すように掘削底面の地盤に砂層などの透水性が良い地盤がある場合では、砂層の水圧が上部の層の有効重量より大きくなり、掘削底面が下層の水圧によって突き破られることがある。これは、底面が沸騰した現象と類似しているためボーリング (boiling) と呼ばれている。この検討方法には Terzaghi の方法があるが、本報告での事例は、図-3 に示すように、矢板は A S 層を貫通して打ち込まれており、また A S 層に対してリリーフウェルを施しているため、被圧水は作用しておらず、ボーリングによる危険性はないと判断される。

#### (2) 底部破壊

これは多くの基準ではヒービングの検討と呼ばれてい

るが、ここでは定義を明確にするため底部破壊 (base failure) と呼ぶことにする。これは図-12(b) に示すように支持力問題と同じであり、掘削した分だけ軽くなるので、底部の地盤が破壊され掘削底面が盛り上がる現象である。具体的な検討方法については、後で詳しく述べる。

#### (3) 矢板の変形

図-12(c) に示すように、矢板の剛性の不足あるいは最下段の切梁の位置と掘削底面との距離が大きくなると、矢板が掘削側に変形して、その結果掘削底面下の土が押し上げられる。この現象は矢板の変形の検討と密接な関係にある。

(4) リバウンド

この現象を 図-12(d) に示す。これは土被り圧の減少によって掘削底面下の土が膨張して生じる弾性的な変形である。

底部破壊については、数多くの検討方法が提案されているが、ここでは、現在の設計で多く使われている Terzaghi-Peck の方法<sup>11)</sup>、Bjerrum-Eide<sup>12)</sup> の方法、建築学会が提案している修正式を紹介する。

i) Terzaghi-Peck の方法

この方法は、Terzaghi の支持力公式を基本としており、図-13(a) に示すようなすべり面を考えている。この方法で特徴的なのは掘削面より上部のせん断面(図-13の d-d<sub>1</sub>)にもせん断力が働くとしている点である。この方法によって計算される底部破壊に対する安全率は式(1)となる。

$$F_{tp} = \frac{N_c s_u}{\gamma t H - \sqrt{2} \frac{s_u}{B}} \quad (1)$$

ここに  $F_{tp}$  : Terzaghi-Peck による底部破壊に対する安全率

$N_c$  : Terzaghi の支持力係数 (=5.7)

$s_u$  : 土のせん断強度

$\gamma$  : 土の単位体積重量

$H$  : 掘削深さ

$B$  : 掘削幅

また、底面に硬い地盤があると式(2)となる(図-13(b))。

$$F_{tp} = \frac{N_c s_u}{\gamma t H - s_u H} \quad (2)$$

ここに  $D$  : 掘削底面から硬い地盤までの距離

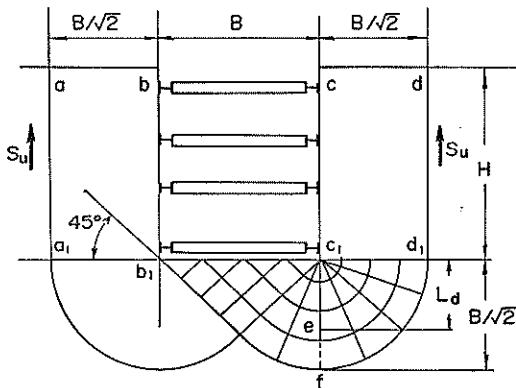


図-13(a) Terzaghi-Peck による底部破壊の検討方法  
硬い層が深い場合

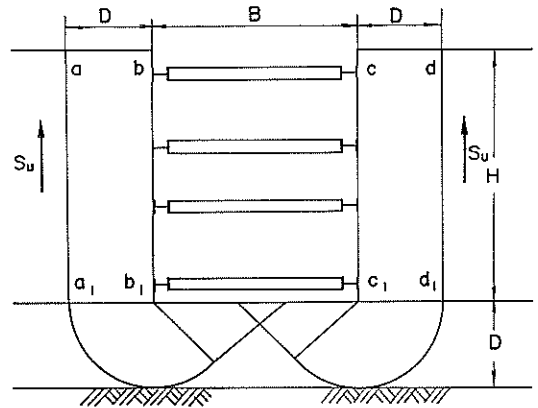


図-13(b) Terzaghi-Peck による底部破壊の検討方法  
硬い層が浅い場合

ii) Bjerrum-Eide の方法

Bjerrum-Eide は、Skempton の深い基礎の支持力公式を用いて底部破壊の検討方法とした(式(3))。

$$F_{be} = \frac{N_s s_u}{\gamma t H} \quad (3)$$

ここに  $F_{be}$  : Bjerrum-Eide の方法による底部破壊に対する安全率

$N_s$  : Skempton が提案した支持力係数(図-14)

また、図-14 の  $B$  は掘削幅、 $H$  は掘削深さ、 $L$  は奥行き長さである。

Terzaghi-Peck の方法では掘削面より上部の地盤にもせん断力が発揮するとしたが、図-13 に示すせん断面 dd<sub>1</sub> にせん断力が発揮するとする仮定は危険であると、多くの研究者が指摘しており、このため Bjerrum-Eide の方法ではこの面でのせん断力を無視している。また掘削深さに対して掘削幅が狭くなると、両側の背後の土は

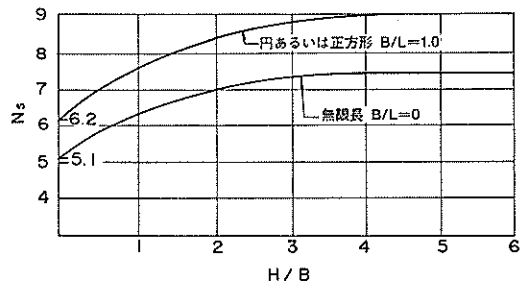


図-14 Skempton の支持力係数

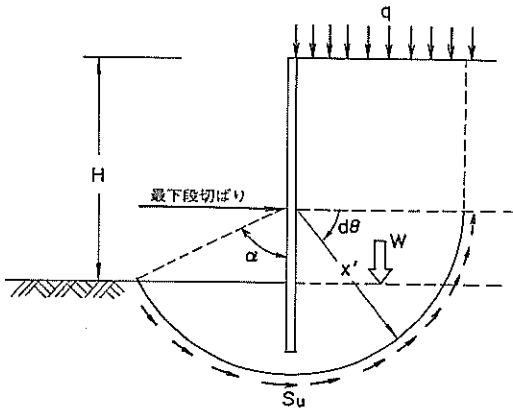


図-15 底部破壊に対する建築学会修正式による方法

せりあうので、掘削幅が広い場合と比べて底部破壊に対して安全性が高まると考えられる。図-14 に示すように、 $H/B$  が大きくなるにつれ支持力係数が増加しており、上で述べた土のせりあいの効果が考慮されている。

iii) 建築学会の修正式

1974年の日本建築学会の建築基礎構造設計基準に定められた検討方法で、図-15 に示すように、円弧すべりの中心点を最下段の切梁と山留壁の交点とし、またすべり面は矢板を横切らないとの仮定を設けている。この方法の大きな特徴は i), ii) の方法と違って、矢板の根入れの効果が考慮できることにある。地盤の強度が均一な場合の安全率は式(4)で表される。

$$F_m = \frac{(\pi + 2\alpha) s_u}{\gamma H} \quad (4)$$

ここに  $F_m$  : 建築学会の修正式による安全率  
 $\alpha$  : 図-15 に示す角度 (ラジアン)

この検討方法では、図からわかるように、矢板を切るようなすべり面は発生しないが、矢板は曲げに対して抵抗は示さないことになる。

i) から iii) に示した底部破壊に対する安全率は、Terzaghi-Peck では、1.5、Bjerrum-Eide と建築学会の修正式はともに 1.2 としている基準が多い。

3.3 矢板の根入れ長

現在の設計法では、図-16 に示すように背後の土圧

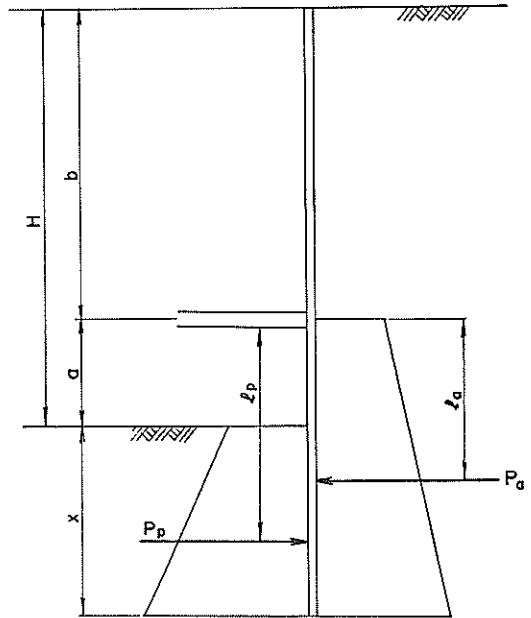


図-16 矢板の根入れ長を求める図

力\*  $P_a$  に対して、掘削底面に発揮する抵抗土圧力  $P_p$  が充分であるように矢板の根入れ長を決めている。その検討式を式(5)に示す。

$$l_p P_p = l_a P_a \quad (5)$$

ここに  $l_p$  : 最下段の切梁から  $P_p$  の作用点までの距離  
 $l_a$  : 最下段の切梁から  $P_a$  の作用点までの距離  
 $P_a, P_p$  は極限状態を考え、それぞれ背面に働く主働土圧力および掘削底面の受働土圧力としている。主働、受働土圧力の算定に当たっては、粘性土であれば湿潤単位体積重量  $\gamma_t$  を用いた全応力で土圧を計算しているのに対し、砂質土では水中単位体積重量  $\gamma'$  を用いた有効応力による土圧と水圧との合計としている。土圧力の算定式は山留壁と土との摩擦を考慮する Coulomb の式と考慮しない Rankine-Resal の式とに分かれるが、前者は後者に比べて主働土圧力は小さめに、受働土圧力は大きめに計算される。どちらの式を使うかは学会あるいは企業体の基準によって異なっており、例えば土木学会のトンネル標準示方書では粘性土の場合は Rankine-Resal、砂質土の場合は Coulomb の式によって求めている。一

\* 土圧という用語は力 (Force) と応力 (Stress) の2つの意味で使われている場合が多い。本報告では両者を区別するために力を表す場合には土圧力とし、これを表す記号は大文字を用いる。また、応力の場合は単に土圧とし、記号を小文字とする。

方、共同溝設計指針では、粘性土、砂質土とも安全側の Rankine-Resal の式を用いている。安全率に関しては、(6)式に直接安全率を代入するのではなく、各基準とも(6)式で求められた主働、受働土圧が釣り合った矢板の根入れ長に対して、1.2 倍の長さを必要根入れ長としている。

### 3.4 山留壁の曲げモーメントと切梁軸力の計算

現在の設計法では、山留壁に働く曲げモーメントと切梁軸力は、地盤条件が良く小規模掘削の場合には慣用法により、地盤条件が悪く掘削深度が大きい場合には弾塑性法と呼ばれる手法により計算されている。

過去の掘削工事では、直接背後の矢板に作用する土圧を計測することは技術的に難しかったため、切梁に軸力計を取り付けて間接的に土圧を測定した。また、山留壁に働く曲げモーメント、あるいは切梁反力を求める問題は、支点となる切梁が多数あるので不静定問題となり、手計算で簡単に求めることはできなかった。このため、過去の切梁軸力の計測結果を集積し、図-17 に示すような土圧分布を考え、切梁位置を支点とした単純ばりとして山留壁の曲げモーメント、および切梁軸力を計算する慣用法ができた。この慣用法における土圧の分布形状およびその値は数多くの研究者あるいは企業体、学会が定める基準によって提案されている。

一方、計測技術の発達によって土圧が精度良く直接計測されるようになり、また電子計算機の目覚ましい発達により、複雑な計算も手軽にできるようになったため、実際の山留工の挙動に近い計算モデルが用いられるようになって来ている。現在多く使われているのは、山肩、他<sup>13)</sup> が提案したモデルを更に発展した中村・中沢<sup>14)</sup> の

提案した方法で、一般に弾塑性法（拡張法）と呼ばれているものである。

図-18 に弾塑性法の計算モデルを示す。山留壁には背面から土圧が作用しており、この土圧に対して山留壁は切梁と掘削側の地盤の土圧によって支えられていると考える。切梁はバネ定数を持った弾性支承とし、掘削側の土圧は山留壁の変位に即して生じた地盤反力と、変位には無関係な掘削側の土被り圧による土圧（本報告では平衡土圧と呼ぶ）とが作用していると考えられる。山留壁の変位あるいは曲げモーメントを求めるためには、背面土圧から平衡土圧を差し引いた土圧（本論文では実効土圧と呼ぶ）を山留壁に作用させれば良いことになる。山肩、他が提案した弾塑性法のモデルでは、この平衡土圧を静止土圧に等しいとしたため、多くの基準、論文では平衡土圧を“静止土圧”と呼んでいる。しかし、論文によっては、現場の挙動により近づけるために、掘削中の“静止土圧”を掘削前の静止土圧とは異なる値を用いている場合もあり、土質力学の世界における静止土圧とはかなり意味合いが異なっている。このため、この土圧は掘削側と背面側の両側に作用して山留壁の動きには寄与しないとの意味で、本論文では平衡土圧と呼ぶことにする。また、中村・中沢は背面土圧から平衡土圧を引いた土圧を有効土圧と呼んだが、有効応力による土圧と混乱するため、本論文では実効土圧と呼ぶことにする。また、背面土圧を主働側土圧あるいは主働土圧と呼ばれることもあるが、本報告では主働、受働とは地盤が極限に至った状態を意味するので、ここでは背面側に作用する土圧の意味で背面土圧と呼ぶことにする。

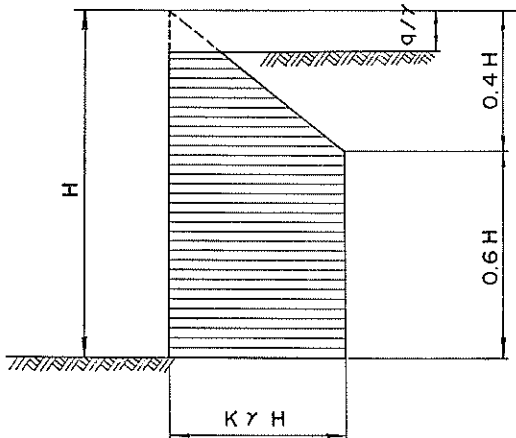


図-17 慣用法による土圧分布

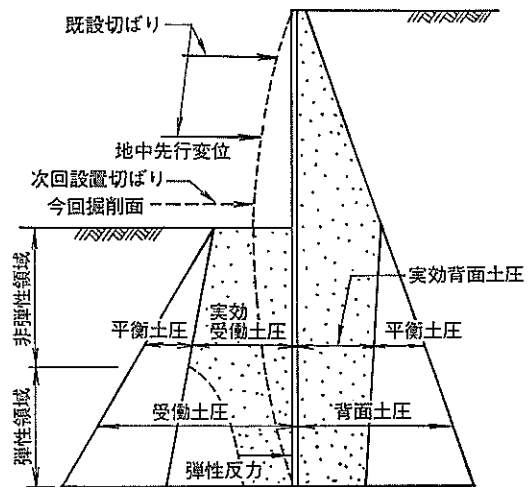


図-18 弾塑性法におけるモデル

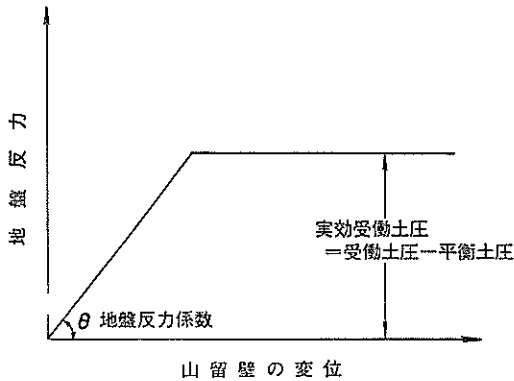


図-19 掘削側の地盤反力

掘削側の地盤に働く地盤反力は、図-19 に示すように山留壁の変位に比例するが (Winkler 地盤)、地盤反力が受働土圧に相当する値、すなわち受働土圧から平衡土圧を引いた実効受働土圧を越えると、山留壁の変位とは無関係に一定の値となる。このモデルでは地盤反力が変位によって一義的に決まるので、厳密な意味では非線形モデルであるが、弾塑性モデルと呼んでおり、本報告でもこのモデルによる計算法を弾塑性法と呼ぶ。

この計算モデルに必要な定数は以下の通りで、併せて現在の設計法における定数の算出方法を紹介する。

① 背面土圧

土圧論に基づいた算定式によるものと、実際に測定された値から決められた経験式の2つに大きく分かれる。前者の代表的なものとして土木学会の基準があり、その算定式は Rankine-Resal の主働土圧としている。背面土圧が主働状態に至るためには山留壁の変位が必要である。このため、山留壁に作用する背面土圧は主働土圧と静止土圧 (あるいはアーチング等が働くと受働土圧) との間の値となり、山留壁の剛性、施工方法 (切梁プレロード、掘削方法) によって、すなわち山留壁の変形の仕事によって大きく変化すると考えられる。現時点ではこのような種々の要素を考慮した背面土圧の算定方法がないため、過去の計測結果によって値を定めようとするのが経験式によるものである。企業体によって背面土圧を求める方法は異なるが、表-3 に共同溝設計指針が定める係数を示す。ここで、 $K_{a1}$  は掘削底面より上の土圧係数、 $K_{a2}$  は掘削底面より下の土圧係数である。

表-3 共同溝設計指針における粘性土の背面土圧係数

粘性土の $N$ 値	$K_{a1}$		$K_{a2}$
	推定式	最小値	
$N \geq 8$	$0.5 - 0.01H$	0.3	0.5
$4 \leq N < 8$	$0.6 - 0.01H$	0.4	0.6
$2 \leq N < 4$	$0.7 - 0.025H$	0.5	0.7
$N < 2$	$0.8 - 0.025H$	0.6	0.8

表-4 共同溝設計指針における粘性土の平衡土圧係数

粘性土の $N$ 値	$K_{o2}$
$N \geq 8$	0.5
$4 \leq N < 8$	0.6
$2 \leq N < 4$	0.7
$N < 2$	0.8

以上に示した方法はいずれも粘性土に適用されるが、砂質土の場合では有効応力に基づく Rankine の主働土圧と水圧との合計としている例が多い。

② 平衡土圧

平衡土圧の求め方は、前にも述べたように、この平衡土圧と静止土圧とは基本的には異なるものであるが、多くの基準では平衡土圧を静止土圧に等しいとしている例が多い。

平衡土圧の求め方は背面土圧と同様に砂質土と粘性土に分かれる。砂質土は有効土被り圧に対して Jaky の式から計算される静止土圧係数、 $K_0$  を乗じた値と水圧との合計としている。粘性土に対しては基準によって異なるが、共同溝設計指針では、全応力の土被り圧に対して表-4 に示される静止土圧係数を乗じて求めている\*。

③ 受働土圧

土木学会、共同溝設計指針とも受働土圧は Rankine-Resal の受働土圧としている。

④ 掘削面下の地盤反力係数、 $k$

山留壁の変形を求めるための重要な係数であるが、こ

\* 厳密には静止土圧係数は有効応力で定義された係数であるが、多くの山留工の設計法では全応力で定義されており、本報告でもこれに従うことにした。

表-5 測定方法の違いによる補正係数

地盤の変形係数 $E_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$
ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数	0.8
一軸又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	0.8
標準貫入試験の $N$ 値より $E_0=28N$ で測定した変形係数	0.2

の係数もまた基準によって異なる。ここでは、共同溝設計指針による方法を紹介します。

$$k = k_0 / \sqrt{y}$$

$$k_0 = \frac{1}{125} \alpha E_0 \quad (6)$$

ここに  $k_0$  : 基準水平方向地盤反力係数

$y$  : 地表面より山留壁のたわみ量

$E_0$  : 地盤の変形係数

$\alpha$  : 変形係数の算出方法による係数 (表-5)

(6)式によると  $k$  は山留壁のたわみ量によって変化、すなわち変位と反力の関係は非線形となるが、実際の設計では  $y$  をある値に固定して、一定の  $k$  で計算しているようである。

### ⑤ 山留壁の剛性

山留壁が鋼管矢板である場合は個々の鋼管の剛性が山留壁の剛性となるが、U形鋼矢板の場合は継ぎ手によって結合されているので、継ぎ手部の一体性の評価が、曲げに対する剛性、あるいは応力度の算出に大きな影響を与える。共同溝設計指針では継ぎ手部を一体とした場合の60%の値を剛性あるいは断面係数としている。一方、土木学会では剛性に対して45%、断面係数に対して60%から80%の値を用いている。

### ⑥ 切梁のばね定数

ばね定数は各基準とも、(7)式から求められる。

$$K_s = \frac{2AE}{lS} \quad (7)$$

ここに  $K_s$  : 切梁のばね定数

$A$  : 切梁の断面積

$E$  : 切梁のヤング係数

$l$  : 切梁の長さ

$S$  : 切梁の水平方向の設置間隔

### 3.5 変形の検討

山留に種々の構造上の仮定を設けて、卓上計算機によって変位を計算できる簡便法が数多く提案されているが、3.4と同様に掘削規模が大きくて地盤が軟弱である

場合では山留壁の変形を弾塑性法で求めることが多い。弾塑性法は一次元モデルなので、近接施工に必要な背面の地盤の変形を直接求めることができない。しかし、過去の工事の例から山留壁の変形と背後の地盤の変形の関係が求められており (例えば文献 15)、これを用いれば間接的に周辺の地盤の動きを予測することができる。

有限要素法 (FEM) を用いて、周辺の地盤の動きを予測する研究が最近数多くなされている<sup>16), 17)</sup>。しかし、適切な土の構成方程式の選択、また構成方程式に必要な定数の選定方法等、FEM には数多くの問題が残されている。

### 4. 計測結果の検討

この章では、アクセス道路の工事現場で得られた観測結果により軟弱地盤における山留工の挙動を明らかにする。

#### 4.1 矢板の変形

図-20 に 2, 4, 6 工区における矢板の変形を示す。2 工区は 2.3 で述べたように、矢板の変形および中間杭の浮き上がりが大きかったため、工事を中断した工区である。4 工区は工事を中断した工区に隣接した工区であり、矢板の変形がある程度大きかったが、対策工を施すことなく掘削工事を終了した。また、6 工区は特に大きな支障もなく工事を終了した工区である。

生石灰杭改良のためのディープウエルによる AS 層の水抜き、あるいは生石灰杭の打設によって矢板は 5 から 8cm 程度背面側に変形したが、図に示す変形は地盤改良後の掘削開始時点を基準としている。また、各段階の掘削が終了しても、時間の経過とともに変形が進行したので、図に示す変形は各段階の掘削が終了した時点における変形を示している。各工区とも 1 次掘削における変形

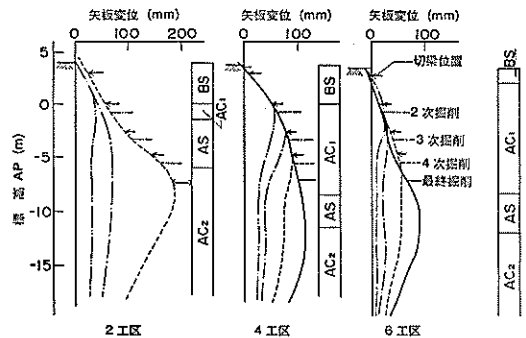


図-20 矢板の変形

軟弱地盤における山留め掘削の事例とその解析

は 10mm 以下と小さかったので省略しており、また、2 工区では工事を中断した 4 次掘削の段階までの変形を示している。参考までに同工区の ( ) 内の地盤高さは最終掘削深さを示している。

各工区の矢板の挙動で共通しているのは、掘削深さが浅い段階では、掘削底面の深さで矢板の変位が最大となるが、掘削深さが深くなるにつれ、矢板の変位が最大となる深度は掘削底面より数下m方となる。また、矢板の下端が硬い地層に定着せず柔らかい粘土層に浮いているため、掘削深さが浅い段階においても、かなりの深度まで矢板の変形が生じている。工事を中断した 2 工区の変形をみると、3 次掘削から 4 次掘削にかけて急激に変形が増加したことがわかり、A S 層が掘削された時期に対応している。4 工区と 6 工区の変形は 2 工区と比べて小さいが、掘削底面が A S 層の上端に近づくにつれ矢板の変形が増大する傾向にある。今回の工事で矢板が大きく変形した工区とそうでない工区の違いが生じた大きな原因は、A S 層の深度にある。

今回の山留工の挙動で注目する点は、2.1 で述べたように掘削が終了しても矢板の変形が収まらず、時間とともに増加するクリープ現象が著しかったことである (図-8)。表-6 に示す値は、各段階の掘削が終了して切梁を設置している期間に測定された矢板の最大変位量の 1 日当りの増分 (ここではクリープ変形速度とする) である。3 工区においては、3 次掘削終了時点からクリープ変形速度が、2.6、2.8mm/day とかなり早くなった。しかし、他の工区ではクリープ的な動きは殆どみられなかった。4 次掘削後には各工区ともクリープ変形速度が大きくなり、特に 3 工区では 4.0mm/day もの速度で変形が進んだ。この速度は 図-9 の例で見られるように、少なくとも 4 次掘削が終了して対策工を施すまでの間

表-6 各工区におけるクリープ変形速度 (mm/day)

	3 次 終 了	4 次 終 了
1 工 区	—	0.4, 1.6
2 工 区	—	1.2, 2.5
3 工 区	2.6, 2.8	2.8, 4.0
4 工 区	—	0.8, 1.3

(約20日間)は、クリープ変形速度はほぼ一定であった。対策工を施さなかった 4 工区においても、4 次掘削後にはかなりのクリープ変形速度が観測された。図-21 にクリープ変形速度が著しかった 3 工区における、各段階の掘削を終了してから次の掘削の間に生じた矢板変位を深さ方向にプロットしてみる。3次、4次掘削とも、クリープ変形が大きく生じているのは A C<sub>2</sub> 層であることがわかり、また矢板下端においてもクリープ変形が大きいことがわかる。

4.2 山留壁に作用する水圧および土圧

矢板に取り付けられた水圧計から測定された水圧分布を 図-22 に示す。図に示す例は、2 工区で得られたものであるが、他の工区でも同様な傾向を示している。すなわち、掘削前の水圧はほぼ静水圧分布 ( $p_w = \gamma_w z$ , ここに  $p_w$  は水圧、 $\gamma_w$  は水の単位体積重量、 $z$  は深さ) に等しく、背面の水圧は掘削によって減少する傾向にあるが、その減少量は小さい。これは、矢板の止水性が良かったことと、当現場は海に近い水供給が充分であったためと考えられる。一方、掘削側は掘削とともに水

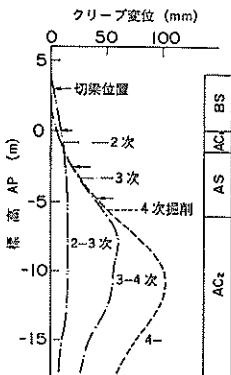


図-21 掘削停止中に発生した矢板の変形 (3 工区)

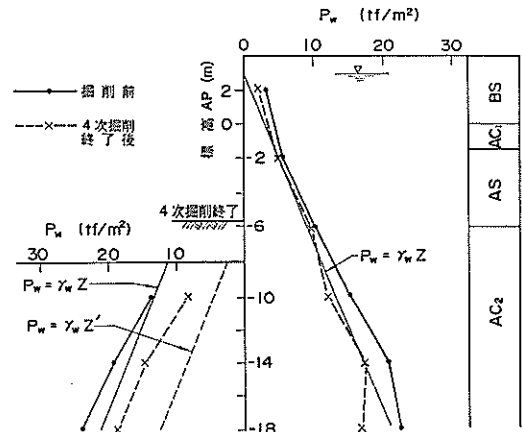


図-22 2 工区の掘削前と掘削後の水圧分布



圧は減少するが、掘削面からの静水圧 ( $p_w = \gamma_w z'$ , ここに  $z'$  は掘削底面からの深さ) より大きい。背面からの土圧の影響がないような広いエリアが短期間に掘削されたとすると、理論的には掘削直後の地盤には土被り圧の減少に等しい分だけ間隙水圧が低下する。しかし、図に見られるように掘削底面下の地盤の間隙水圧は  $\gamma_w z'$  より大きな値を示している。この原因については土の強度とともに後で詳しく考察する。

同じ2工区で得られた掘削に伴う矢板の背面および掘削側の土圧の変化を 図-23 に示す。掘削とともに背面の土圧は減少し極限の状態である主働土圧へと移行して行くのがわかる。一方、掘削側の土圧は掘削とともに土被り圧が減少するので、土圧は減少するが、掘削底面からの土被り圧に対して矢板に作用する土圧を考えてみると、図に示すように、土圧係数、 $K$  は大きくなっていくのが認められる。

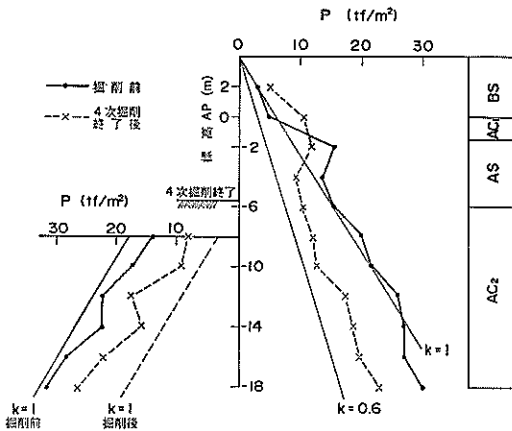


図-23 2工区の掘削前と掘削後の土圧分布

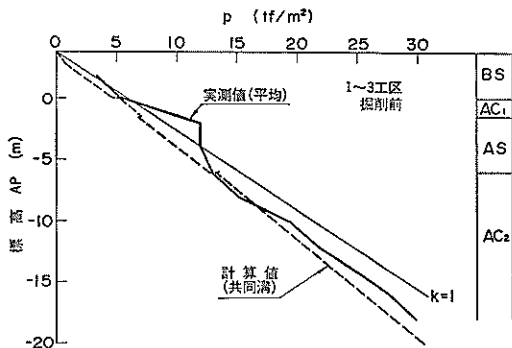


図-24 掘削前の背面土圧分布 (1から3工区)

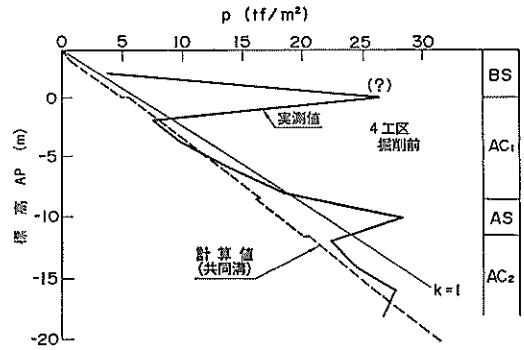


図-25 掘削前の背面土圧分布 (4工区)

山留壁に作用する土圧を更に詳細にみてみる。1から3工区において6箇所で計測された掘削前の土圧の平均値の分布を 図-24 に、4工区の土圧 (2箇所の平均値) を 図-25 に示す。4工区において標高 AP 0m の地点の土圧が異常に大きくなっているが、これは BS 層に含まれるコンクリートの殻等の異物が土圧計に当たったものと考えられる。

掘削前の土圧係数は、今までに数多くの現場で計測されており、塑性指数、 $IP$  に対して整理されている。例えば、実測データを基に古藤田、他<sup>18)</sup> は(8)式、安藤、他<sup>19)</sup> は(9)式を提案している。今回の計測結果を見ると、土圧係数は0.9程度と、過去の現場で計測された土圧より大きい。

$$K = \sqrt{(0.008IP + 0.1)} \quad (8)$$

$$K = 0.0045IP + 0.5 \quad (9)$$

共同溝の設計指針に定められている静止土圧は、3.4で述べた平衡土圧を求めるものであるが、参考までに同指針による計算結果を点線で示す。但し、表-4に示すように粘性土の静止土圧係数を0.8、砂層の $\phi$ を $30^\circ$ として Jaky の式で計算した。図からわかるように、粘性土に対しては、計算結果は実測値を多少小さめに評価するが、かなりの精度で予測できることがわかる。しかし、砂質土に対しては Jaky の式で求められる値より実測値がかなり大きい。

図-26と図-27に掘削前の土圧を点線で、また工事を中断した4次掘削終了時に得られた背面土圧分布を実線で示す。掘削前の場合と同じように、1から3工区の値は6箇所の平均値、4工区は2箇所の平均値である。どの工区においても標高 AP -2m より上の背面土圧は、掘削による土圧の減少は認められないが、AP -2m より

軟弱地盤における山留め掘削の事例とその解析

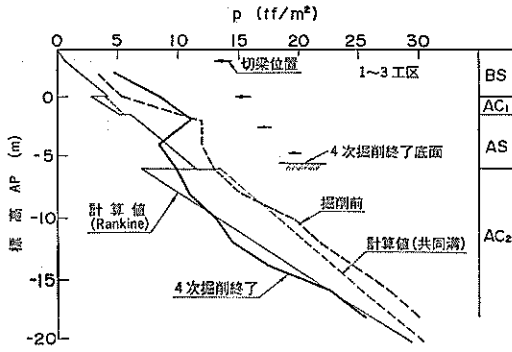


図-26 4次掘削後の背面土圧 (1から3工区)

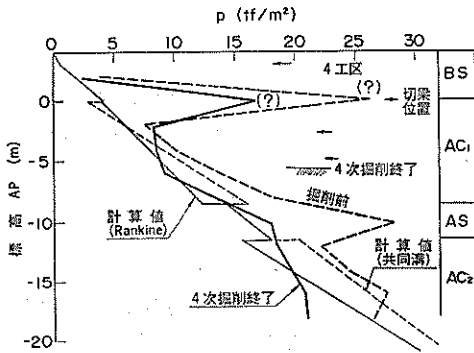


図-27 4次掘削後の背面土圧 (4工区)

下は、掘削によって減少しており、またこの減少量は矢板下端まで、ほぼ一定であり、約 $5\text{tf/m}^2$ である。

3.4で述べたように、弾塑性法に対する背面土圧の設定法は共同溝設計指針に代表される過去の測定結果から求められた土圧係数によるものと、Rankine-Resalの理論式によるものと2通りある。図-26と図-27にこれらの方法によって求められた値と実測値を比較してみる。粘性土に対する土圧係数は表-3、表-4に示す $N < 2$ に示す係数を用い、Rankine-Resalの式においては非排水せん断強度、 $s_u$ を $\text{AC}_1$ 層に対しては $2\text{tf/m}^2$ 、 $\text{AC}_2$ 層に対しては $5\text{tf/m}^2$ として計算している。砂層に対しては、いずれの方法においても有効土圧に基づくRankine式によって $\phi$ を $30^\circ$ として求めている。また、地下水の位置は設計上の値である標高 $\text{AP} + 3.5\text{m}$ とした。今回の事例では掘削面より下の土圧はRankine-Resalの式で表現することができる。掘削面より上の土圧、特に1段目と2段目の切梁位置の土圧は上記の2つの方法より求

めた値より大きくなっている。これは表-1に示すように設計上切梁にかなりのプレロードを加えたためと考えられる。

3.で述べたように、砂質土の背面土圧はRankineの主働土圧とすることが多いが、図-28でその妥当性をさらに検討した。1から3工区では $\text{AP} - 2\text{m}$ から $-6\text{m}$ までは $\text{AS}$ 層であるので、検討する深度としている。図中、実線は同一地点で計測された土圧の水圧を差し引いた掘削前の有効土圧、 $p'$ を太線は6箇所の測定点の平均値であり、 $\sigma$ は標準偏差を表している。また点線は4次掘削終了後の有効土圧を示す。試みに、 $\text{AS}$ 層の内部摩擦角、 $\phi$ を $30^\circ$ としてJakyの静止土圧係数も用いて $\text{AP} - 4\text{m}$ の地点の静止土圧を計算すると、 $p' = 5.5\text{tf/m}^2$ 、Rankineの主働土圧によって有効主働土圧を計算すると、 $p' = 1.8\text{tf/m}^2$ となり、それぞれ掘削前と4次掘削終了時の計測結果と概ね一致する。実際の設計で留意しなければならないのは、図-26と図-28を比較してわかるように、砂質土の場合は水圧がほとんどで有効応力による土圧は小さいので、水圧の検討が重要となることである。

次に、掘削側の土圧を見てみる。掘削側の受働土圧は、

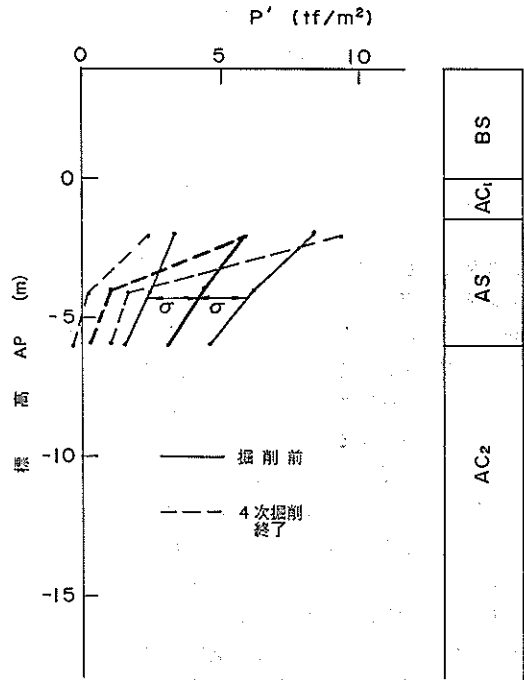


図-28 背面側の有効土圧 ( $\text{AS}$ 層)

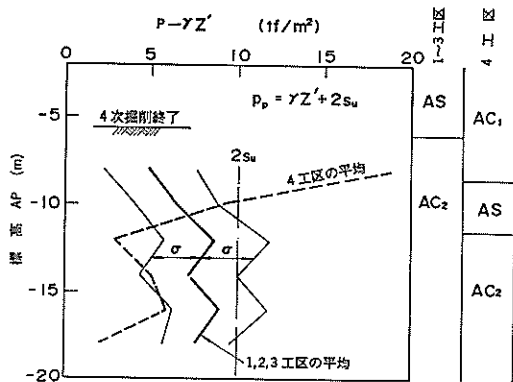


図-29 4次掘削後の掘削側の土圧の検討

多くの基準では(10)式で示される Rankine 式によって求められる。

$$p_p = \gamma z + 2s_u \quad (10)$$

この Rankine 式の適用性を検討するために、図-29 に示す横軸は計測された土圧から掘削底面から土被り圧を引いた値 ( $p - \gamma z'$ ) としている。また、実線は1から3工区で測定された土圧の6箇所の平均値で、 $\sigma$  は標準偏差である。点線は4工区で計測された2箇所の平均値である。また、AC<sub>2</sub>層の乱さない試料の  $q_u$  から求められた2倍の  $s_u$  の値を一点鎖線で示す。問題の生じた工区では ( $p - \gamma z'$ ) の値は A P - 12m まで深度とともに増加し、それより以深は一定の 7.5tf/m<sup>2</sup> 程度となり、 $2s_u$  の値よりかなり小さい。すなわち、掘削側の土圧は4次掘削終了時点では(10)式で表せられる受働土圧より小さな土圧しか發揮していないことになる。これは、掘削側がまだ受働土圧状態に移行していないと判断するよりも、矢板の変形が著しいことから、当初想定されていた Rankine-Resal の受働土圧よりも小さな土圧しか發揮しなかったと考えるのが自然である。すなわち、 $q_u$  を用いて Rankine-Resal 式によって土圧を推定すると、受働土圧は過大に評価することになる。

4工区の計測結果をみると、1から3工区と比べて、土圧分布が異なるのがわかる。すなわち、掘削側の AS 層に当たる深度では ( $p - \gamma z'$ ) は非常に大きく、その分 AC<sub>2</sub>層の ( $p - \gamma z'$ ) は小さくなっており、4工区の背面土圧は AS 層によって支えられているのがわかる。

4次掘削終了時の矢板、および切梁に作用した力の様子を表-7に示す。 $P_a$  は全深度に渡って矢板に作用した背面土圧力であり、 $P_{a,u}$  は掘削面より上の背面土圧力である。また  $P_p$  は掘削側の底面下の土圧力であり、

表-7 4次掘削段階における背面土圧力、掘削側土圧力と切梁軸力

	1工区	2工区	3工区	4工区
全背面土圧, $P_a$ (tf/m)	283	304	292	315
掘削面より上の背面土圧 $P_{a,u}$ (tf/m)	81	84	64	82
掘削面より下の受働土圧 $P_p$ (tf/m)	241	232	236	262
全切梁に作用した軸力 $\sum S$ (tf/m)	81	79	65	62
$\sum S / P_{a,u}$	1.00	0.94	1.01	0.75
$(P_p + \sum S) / P_a$	1.14	1.02	1.03	1.03

$\sum S$  は切梁に作用した軸力の総和である (奥行き 1 m 当りに換算した値)。表に示す数値で興味があるのは、問題の生じた工区の  $\sum S$  と  $P_{a,u}$  の比はほぼ 1.0 であるのに対し、対策工なしに最終掘削まで施工できた4工区では 0.75 と小さい。これは、1から3工区では  $P_p$  が小さかったため  $P_{a,u}$  は全て切梁で負担したのに対し、4工区では  $P_{a,u}$  の75%は切梁が負担し、残りは掘削底面の土圧によって負担していることを意味する。また、今回の計測精度が良かったことを示す例として、掘削側の力、すなわち  $P_p + \sum S$  と背面土圧力、 $P_a$  がほぼ等しいことである。土圧は矢板に取り付けられたダイヤフラム型の土圧計で、切梁軸力は切梁に取り付けられたひずみ計によって計測され、異なる計測方法によって行われたにもかかわらず、両者が一致したことは、今回の計測結果は信頼性が高いことを示唆している。

#### 4.3 中間杭の浮き上がり

図-10に示したように1, 2, 3工区では掘削に伴い、中間杭がかなり浮き上がった。中間杭の根入れ深さは、多くの山留工の設計基準に定められているように、今回の事例でも中間杭と切梁の自重に対して十分な支持力が確保できるように決められた。その結果、中間杭の下端は A P - 16.5m から A P - 18.5m で、矢板の下端とほぼ等しい位置となった。

図-30に土被り圧の減少、 $\Delta \gamma z$  と中間杭の浮き上がり量、 $s_0$  の関係を示す。図中、 $s_0$  が大きかった1から4工区の値を実線で、その他の工区を点線で示す。全体の傾向として認められるのは、 $\Delta \gamma z$  が 10tf/m<sup>2</sup> を越えると  $s_0$  の増加割合は大きくなり、特に1から4工区ではこの

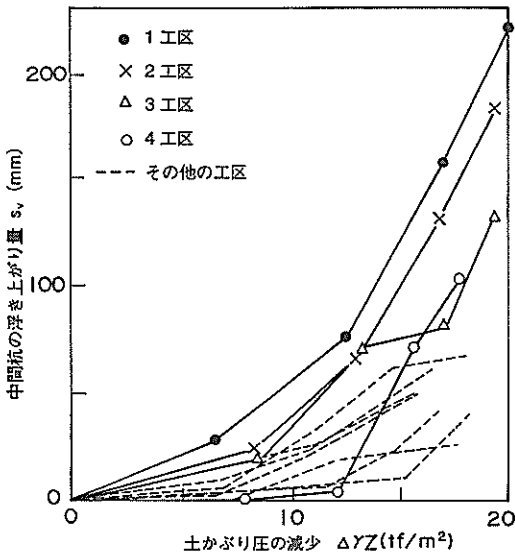


図-30 土被り圧の減少と中間杭の浮き上がり量の関係

傾向が著しい。このように  $\Delta\gamma z$  と  $s_v$  の関係は非線形であることから、中間杭の浮き上がりの主な原因は 3.2 で述べた土被り圧の減少による弾性的なりバウンドではなく、掘削の底面の土の塑性によるものと考えられる。

図-31 に矢板の最大変位、 $\delta_{max}$  と  $s_v$  の関係を示す。同じ工区における  $s_v$  と  $\delta_{max}$  の関係は原点を通る直線で表すことができ、その傾きには問題の生じた工区もそうでない工区においても明確な差がない。これらのことから、中間杭の浮き上がりは、3.2 で述べた底面破壊によるものではなく、矢板の変形により掘削底面下の土が

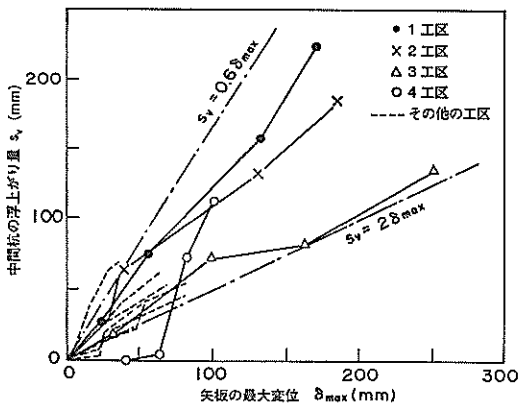


図-31 矢板の最大変位と中間杭の浮き上がり量の関係

押し上げられたため生じたと考えられる (図-12(c))。

#### 4.4 矢板の継ぎ手効率

一部の工区において、U形鋼矢板の継ぎ手効率を調べるために、図-32 に示す位置に合計4箇所ひずみゲージを貼付した。測定結果の一例を図-33 に示す。図中、鋼矢板が単体で挙動する時の中立軸の位置を  $nn'$  で示している。

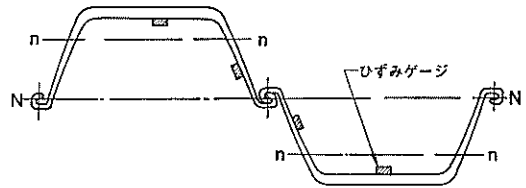


図-32 矢板に貼付されたひずみゲージの位置

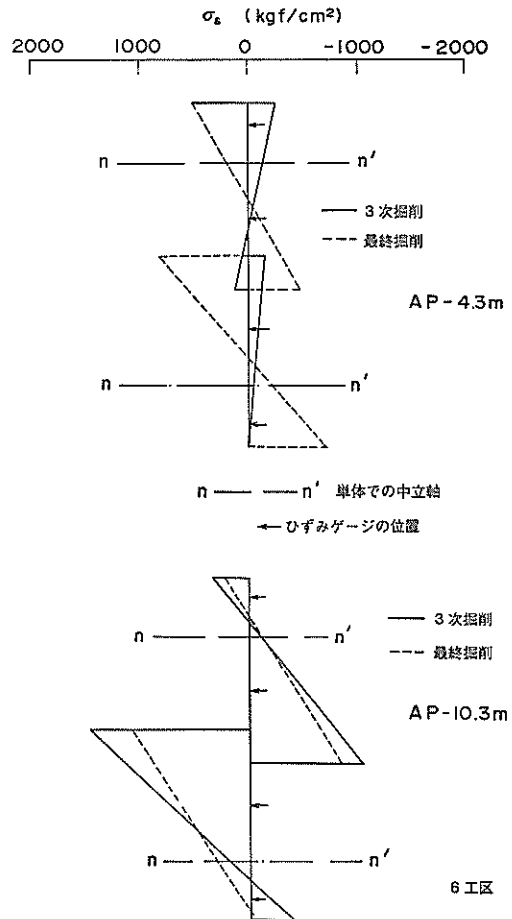


図-33 測定された矢板の応力分布の例

継ぎ手効率の研究は理論的、実験的に多くの人々によって行われているが、これらの計算モデルは継ぎ手に対して鋼矢板の応力分布は対象であるとしている。しかし、図-33 に示す測定例でわかるように、必ずしも2枚の応力分布は同じとは言えない。この原因として、もちろん測定の実誤差はあるとしても、継ぎ手の噛み合わせ部のがた、矢板と土との間に働く摩擦力の違いが考えられる。ここでは、以下のように考えて鋼矢板の継ぎ手効率を求めてみた。

現在の設計の継ぎ手効率の考え方は、継ぎ手部分が完全に剛結して一体となっている状態を基準として、式(1)、式(2)に示すように、剛性に対する低減率、 $\eta$ および断面係数に対する低減率、 $\zeta$ を考えている。鋼矢板の継ぎ手部分の摩擦係数が0で、鋼矢板が単体で挙動する場合には、今回の工事で使用した鋼矢板“FSP VL”では、 $\eta = 0.25$ 、 $\zeta = 0.39$ となる<sup>20)</sup>。

$$I = \eta I_{100} \quad (1)$$

$$Z = \zeta Z_{100} \quad (2)$$

ここに  $I$  : 断面二次モーメント

$I_{100}$  : 継ぎ手部分が完全に剛結している時の  $I$

$Z$  : 断面係数

$Z_{100}$  : 継ぎ手部分が完全に剛結している時の  $Z$

当現場での矢板のひずみゲージの測定結果から、 $\eta$ 、 $\zeta$ の求めた手順は以下の通りである。

① 図-33 に示したようにひずみゲージから測定された応力分布から式(3)によって鋼矢板に作用している曲げモーメント、 $M$ を計算する。

$$M = \int \sigma_s y_s dA \quad (3)$$

ここに  $\sigma_s$  : 矢板の応力

$y_s$  : 中心軸(継ぎ手部)からの距離

$A$  : 断面積

② 挿入式傾斜計から計測地点の鋼矢板の曲率、 $y''$ を求める。

③  $y''$ と $M$ の関係は式(4)で表すことができ、 $\eta$ が求められる。

$$M = -y'' EI = -y'' E (\eta I_{100}) \quad (4)$$

ここに  $E$  : 鋼矢板のヤング係数

④  $\zeta$ は①の方法で求めた $M$ から式(5)で計算できる。

$$M = \sigma_{s, max} Z = \sigma_{s, max} (\zeta Z_{100}) \quad (5)$$

ここで、 $\sigma_{s, max}$ は 図-29 に示す鋼矢板の応力分布のう

ち継ぎ手部あるいは外縁の応力の大きな値としている。

このようにして計算された $\eta$ 、 $\zeta$ を 図-34、35 にそれぞれ示す。両図に示す実線はいずれも、鋼矢板が単体として挙動した場合の $\eta$ 、 $\zeta$ の値である。また横軸は $\eta$ 、 $\zeta$ を求めたときの鋼矢板の外縁に働いていた応力である。応力が小さい時の $\eta$ 、 $\zeta$ の値はばらつくが、これは測定されるひずみ量が小さいため、測定誤差が大きいことによるものと思われる。外縁の応力が小さい場合の $\eta$ 、 $\zeta$ を除いてみると、測定された $\eta$ 、 $\zeta$ は鋼矢板が一

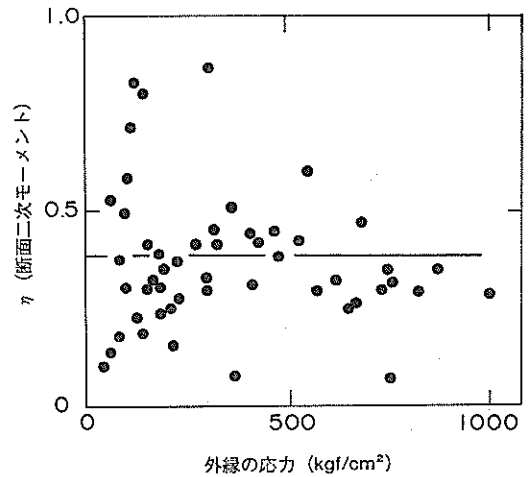


図-34 測定された断面二次モーメントの低減率

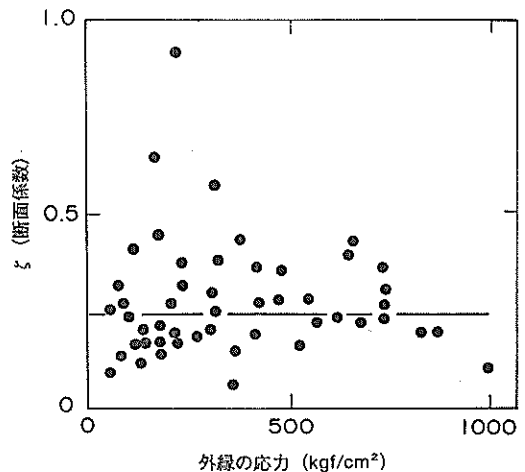


図-35 測定された断面係数の低減率

体とした場合よりもかなり小さく、単体として仮定される値に近い。このような傾向は鴻池<sup>21)</sup>によっても確認されている。しかし、今回の対象となった地盤は軟弱な粘土層が主であり、今回得られた結果がそのまま他の地盤に適用できるか否かは、更にデータを蓄積する必要がある。

5. 変形の生じた原因

4. で述べたように、山留工の挙動から判断すると、1, 2, 3工区の矢板が大きく変形し、中間杭が浮き上がった原因は、掘削面下の受働土圧が当初想定した土圧より小さな土圧しか発揮しなかったことがわかった。この章では、現行の設計法によって各工区の安全率を照査し、また、弾塑性法で計算された値と実測値を比較する。また、今回の変形の大きな原因となったと考えられる受働土圧については、土の強度に焦点を絞り、種々の観点から考察を加える。

現行の設計法で照査するに当たり、背面土圧、矢板の継ぎ手効率などは 4. で述べた実際に計測された数値を使って計算をするとの考え方もあるが、設計手法は計算モデル、計算方法、定数とが一体となって使われるものであり、部分的に修正を加えて算出された結果には、意義があるとは考えられない。また、3. で述べたように設計方法、あるいは定数の設定方法は各基準によって大きく異なっている。ここでは山留工の基準として一番新しく制定された共同溝設計指針を用いて、本報告の事例を検討することにした。また、実際の設計では作業のための施工機械の重量を考慮して、背面土圧に 1.0tf/m<sup>2</sup> 程度のサーチャージを加えるのが普通であるが、今回の検討ではサーチャージを考慮してはいない。

5.1 現行の設計方法による照査

各工区で計算された検討項目の値と安全率を 表-8 に

表-8 現行設計法による各工区の安全率

工 区		安全率				
		1・2・3	4	5	6	7
安定係数	$N_b$	3.36	3.39	3.61	3.17	3.00
根入れ長	$F_e$	1.51	1.05	1.02	1.12	1.14
ヒールピン ング	Bjerrum-Eide $F_b$	1.64	1.62	1.52	1.74	1.67
	建築修正 $F_m$	1.62	1.27	1.20	1.23	1.32

示す。工事を一旦中断した1から3工区の数値は4次掘削終了時の掘削深度に対して計算してあり、他の工区については最終掘削終了時の値である。

山留掘削の難易を表す指標に(10)式で定義される Peck の安定数,  $N_b$  がある。

$$N_b = \gamma H / s_u \tag{10}$$

ここに  $\gamma$  : 土の単位体積重量  
 $H$  : 掘削深さ

各工区の  $N_b$  は 3.0 から 3.6 と小さく、現在の施工技術から見て本工事は取り立てて難しいものであったとは言えない。根入れ長に対する安全率をみると、1 から 3 工区を除いてかなり小さく、特に 4 と 5 工区は安全率は 1.1 を割っている。これは掘削深さに対して土のせん断強度が小さかったため、矢板の根入れ長を(5)式で求められるモーメントのつりあい長さの 1.2 倍としても、安全率は必ずしも 1.2 とはならなかったことによる。しかし、底部破壊に対する安全率は、Bjerrum-Eide の方法で必要とされる 1.2 を大きく上まわっている。一方、建築学会の修正式では 5 工区で 1.20 と小さな値であるが、中間杭が大きく浮き上がった 1, 2, 3 工区では、1.62 とかなり大きな安全率を示している。

5.2 弾塑性法による検討

(1) 結果の一覧

計算結果の一覧を実測値とともに 表-9 に掲げる。工事を中断した 1, 2, 3 工区の実測値と計算値は 4 次掘削終了までの値としている。ただし、計算から求めた矢板の最大変位と最大曲げモーメントは最終掘削まで計算を行って、その数値を ( ) 内に記した。他の工区については、最終掘削までの計算値と実測値を用いて表に掲げている。

(2) 鋼矢板の変形

図-36 に各掘削段階における鋼矢板の変形の計算値と実測値との比較を示す。問題の生じた 1, 2, 3 工区では掘削が進むにつれ、計算値より実測値が大きくなっていくのがわかる。一方、他の工区の実測値は計算値よりかなり小さく、問題が生じなければ共同溝設計指針による定数の設定方法は変形量を大きく見積る傾向にあると言える。逆に、掘削が進むにつれ実測値が計算値に近づく傾向があれば、要注意と言える。

計算と実測された矢板の形状を比較したのが 図-37 と 図-38 である。どちらの工区でも、1 次掘削では計算値の方が実測値よりかなり大きくなっている。浅い所での矢板の変位において、計算値が大きくなっているのは、

表-9 弾塑性法による計算値と実測値との比較

項目		工区	1	2	3	4	5	6	7
矢板最大変位 (cm)	計		14.0(18.0)	14.0(18.0)	14.0(18.0)	16.7	17.7	15.2	12.9
		実	12.6, 13.9	17.2, 8.7	15.3, 17.4	9.4, 13.0	3.5, 3.8	7.1, 9.0	7.5, 6.0
最大モーメント (tf・m)	計		35.2(35.2)	35.2(35.2)	35.2(35.2)	31.6	41.5	35.4	21.2
		実	45.5, 50.7	62.4, 51.8	51.9, 57.5	48.2, 46.0	31.6, 25.2	30.8, 26.0	25.2, 25.2
最大 切梁 軸力 (tf)	1 段目	計	11.8	11.8	11.8	10.5	20.0	8.9	8.0
		実	12.9	16.1	17.6	18.3	—	13.1	8.7
	2 段目	計	33.2	33.2	33.2	26.2	27.7	21.2	21.9
		実	26.4	32.3	43.9	26.7	18.0	29.2	23.0
	3 段目	計	30.7	30.7	30.7	35.7	39.4	34.6	26.7
		実	55.4	48.4	24.0	34.2	31.4	33.6	26.5
	4 段目	計	47.7	47.7	47.7	34.5	37.2	38.0	21.8
		実	—	—	—	29.5	19.0	35.1	42.9

注) 計：弾塑性による計算値，実：実測値（変位は1工区当たり2箇所計測），1～3工区 4時掘削時の値  
（ただし（ ）内は最終掘削時の計算値），その他の工区 最終掘削時の値

次に述べるのが原因となったと考えられる。計算では、切梁の設置のために各掘削段階の底面の深さは切梁の中心より1m下に設定したが、1段目の切梁はH鋼を1段重ねるシングルとしたため（図-7参照）、実際の施工では余掘量は1mより少なかったことである。また、深い所において計算値が大きくなるのは、背面土圧と平衡土圧の関係が現状と適合しておらず、計算では大きな実効土圧が矢板下端まで作用させたことにあると考えられる。掘削深さが増すにつれ、計算値は実測値の形状に近づく傾向にあるが、かなり異なっている。

(3) 曲げモーメント

図-39に掘削の全過程の中で、鋼矢板に発生した最大曲げモーメントの計算値と実測値の比較を示す。計算値は実測値の0.5から2.0倍程度の範囲内にある。1, 2, 3工区では、実測値は計算値の1.2倍から2.0倍となり、設計で考えられた鋼矢板の曲げ応力に対する余裕を越えている。しかし、図に示す実測値は矢板の変形から継ぎ手効率を0.6として求められた値であり、4.4で述べたように、実際の継ぎ手効率はかなり小さかったことを考慮すると、実際に矢板に発生している曲げ応力は小さ

い。

曲げモーメントの形状の比較を図-40に示す。絶対値は異なるものも、全体の形状は比較的良く一致している。ここで注目すべき点は、掘削面より浅い深度の曲げモーメントの計算値と実測値と良く一致しているが、掘削面より深い位置では実測値の方が計算値より小さい傾向にある。これは、地中の矢板は計算値よりなめらかに変形していることを意味しており、弾塑性法による設定値よりAC層の地盤反力係数がかなり小さかったことを意味している。

(4) 切梁軸力

図-41に切梁軸力の計算値と実測値の比較を示す。これは、今までの検討項目と違って、問題の生じた工区とそうでない工区との差は認められず、実測値は計算値の0.6から1.5倍の範囲にある。今回の事例と似たような山留工の設計においては、計算された値に対する切梁の許容応力の余裕は1.6倍が1つの目安になると思われる。

図-7に示すように、1段目を除いてH鋼を二段重ねの切梁構造とした。このため、必ずしも軸力は上下のH鋼

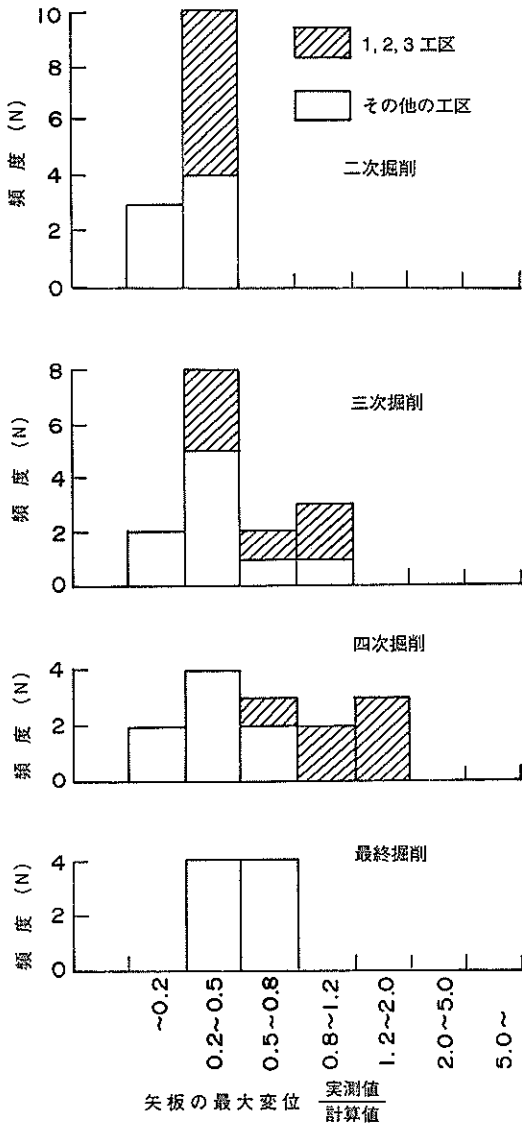


図-36 弾塑性法による計算値と実測値の比較  
矢板の最大変位

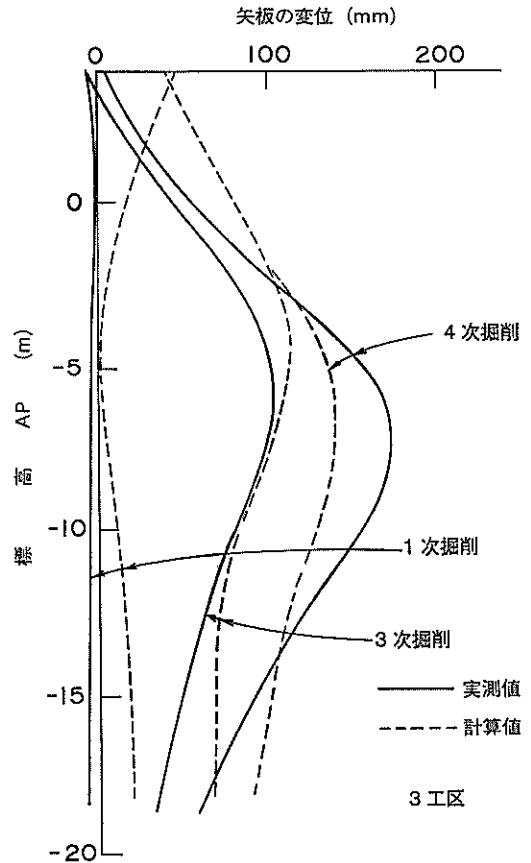


図-37 3工区における実測値と計算値の比較

に等しく作用するとは限らない。今回の事例の測定箇所には上下の切梁に軸力計を取り付けたので、切梁軸力の分担率を計算することができる。結果を 図-42 に示す。個々の切梁軸力が最大となるのは、その切梁が設置され

た下を掘削する時である。図では切梁軸力が最大となる時と、その他の時と区別した。図からわかるように、下にあるH鋼の方が荷重を多少多く分担する傾向にあり、また、この傾向は掘削の段階によって変わらないことが



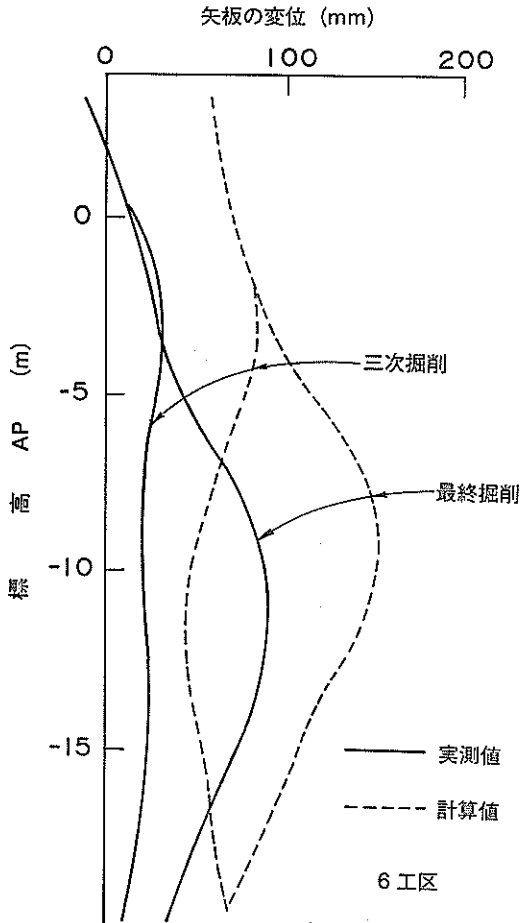


図-38 6工区における実測値と計算値の比較

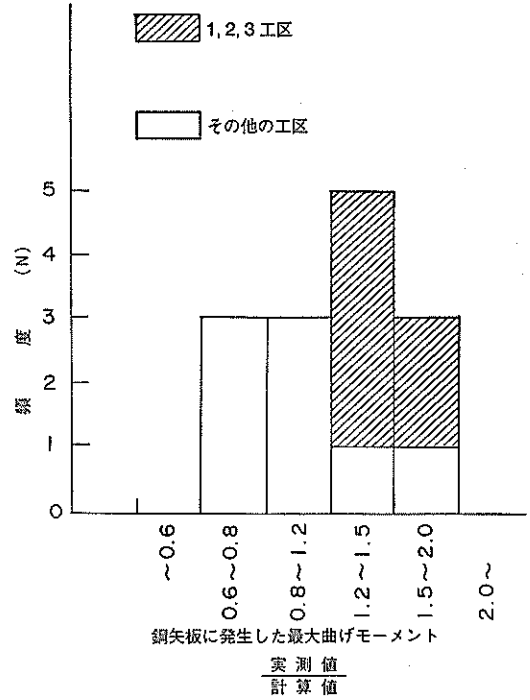


図-39 弾塑性法による計算値と実測値の比較  
矢板に発生した最大曲げモーメント

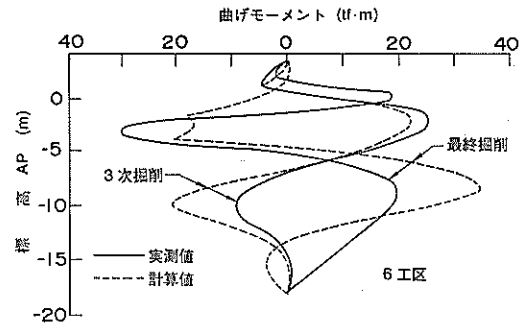


図-40 6工区における計算値と実測値の  
曲げモーメント分布の比較

わかる。  
今回の工事では表-1に示す値を切梁プレロードの設計値とした。この切梁プレロードを考慮できる弾塑性法が開発されているが<sup>22)</sup>、未だ一般には使われてはいない

のが現状であり、図-41に示す結果にもプレロードは考慮されていない。PalmerとKenney<sup>23)</sup>が行ったFEMによる数値計算によれば、プレロードによって、かなり切梁軸力が増加すると報告している。

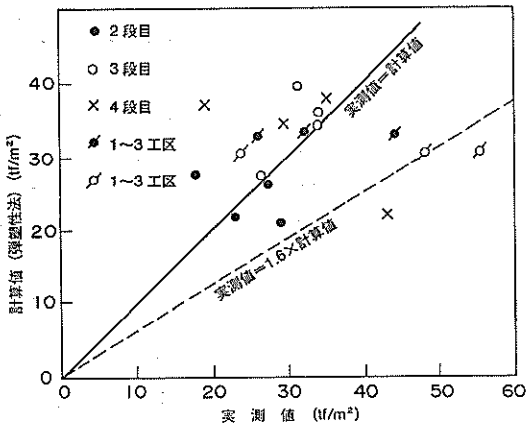


図-41 弾塑性法による切梁軸力と実測値との比較

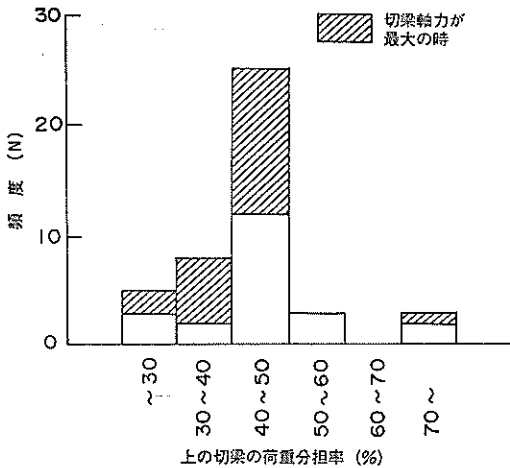


図-42 二段切梁における軸力分担率

5.3 土の強度の検討

図-29 に示したように、1 から 3 工区においては矢板がかなり変形した 4 次掘削終了時においても、計測された掘削側の土圧は Rankine 式で求められる受働土圧よりかなり小さかった。Rankine 式による受働土圧は矢板と土との摩擦を考慮していないため、理論的には低めの受働土圧を算定することになる。この節では、掘底面の土の強度を種々の角度から検討してみる。

まず、第一に考えられるのが、掘削にともなう土の乱れによる強度の低下である。図-29 に示したように、特に

Rankine の受働土圧より低くなっているのは、標高 AP -12m より浅い地盤であることから、地表面付近では掘削の作業によって、土の強度が低下したと考えられる。

次に地盤の有効応力の低下による強度低下を考えてみる。図-43 に 1 から 3 工区の 4 次掘削終了時に計測された掘削底面下の地盤における間隙水圧の分布を示す。実線で示される値は 6 箇所での平均値で  $\sigma$  はその標準偏差である。また太い点線は 4 工区の値を示す (2 箇所での平均値)。また、細い点線は掘削底面から静水圧分布を示す。背面からの土圧の影響がなく、非排水状態で掘削が行われたとすると、地盤には掘削による土被り圧の減少量に等しい負の間隙水圧が発生する。しかし、図に見られるように、計測された間隙水圧は静水圧より逆に大きな値となっている。

間隙水圧が大きくなった原因として 3 つ考えられる。まず第一の原因としては、矢板背後の水圧が大きいため、矢板の継ぎ手からの間隙水圧の浸透が考えられる。この場合には矢板から離れた地盤内の間隙水圧は図-43 に示す値より小さいと考えられる。第二の原因としては、背面の間隙水圧が矢板の下端を通して掘削底面全体の地盤の間隙水圧を上昇させることである。この場合には、地盤全体の有効応力が減少し、圧密膨潤によるかなりの強度低下が生じることになる。しかし、AC<sub>2</sub> 層の透水係数はかなり小さいことから、背面から高い間隙水圧が浸透して図-43 に示すような間隙水圧の分布になるためには、かなりの日数を要する。今回の工事では掘削期間

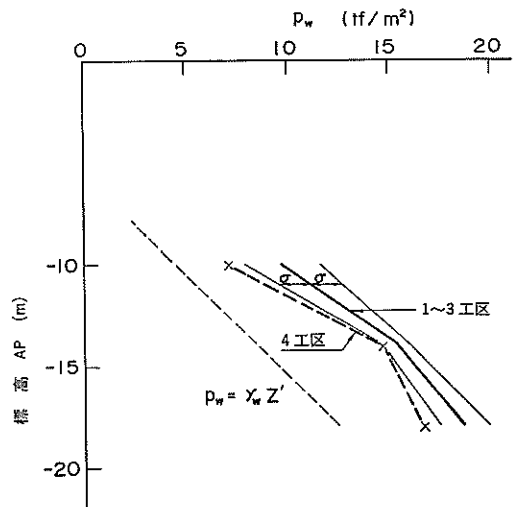


図-43 4 次掘削終了後の背面側の間隙水圧分布

は約2か月程度であったため、上記の可能性は小さい。最後の原因としては、せん断による間隙水圧の上昇である。矢板の変形から判断して、地盤は極限の受働状態に到達していると考えられ、これにともない大きな間隙水圧が発生した可能性が高い。これは、図に示すように矢板の変形が比較的小さく、また図-29に示したように掘削側の土圧も小さかった4工区の間隙水圧が他の工区より小さいことの原因にもなると考えられる。

1から3工区で山留工の安定が損なわれた原因を探るために、掘削底面下の乱さない土のサンプリングを行い、図-44に示すように、掘削前と4次掘削終了後の土の強度を調べた。調査はA、Bと2箇所について行い、調査した地点はいずれも矢板から9m離れた所である。結果は図に示すように、A孔では、掘削前の一軸圧縮強度、 $q_{u,a}$ と比べて4次掘削終了後の一軸圧縮強度、 $q_{u,a}$ はかなり低下しており、特に標高AP-13mの地点の $q_{u,a}$ は $q_{u,b}$ の0.5から0.7倍である。しかしながら、もう一つの調査地点であるB孔は掘削前と掘削後の強度は変化していないように思われる。過去の土質調査において複数社が実施した試験結果によれば、一番強度の低かった会社が出した $q_u$ は、一番高かった会社の60から75%であったとの報告<sup>24)</sup>もあり、図-44に示した結果が掘削による強度低下、あるいは試験者の違いによるものかは明確に断言できない。

土の強度がせん断方向によって異なる、いわゆる異方性を示すことは良く知られている。図-45に示すように、

山留掘削の問題では、掘削が進むにつれ背面側の土は水平方向の応力が減少して、掘削側では、鉛直応力が減少して土が破壊する。このような応力径路の違いを考慮して、掘削側の受働土圧を求めるためには伸張試験から求めた強度が適していると言われている<sup>25)</sup>。A C<sub>2</sub>層の強度の異方性を調査するために、大口径サンプラー(直径150mm)による乱さない試料を用いて一連の室内試験を行った。ただし、調査地点はアクセスの工事現場から数100m 沖合方向に離れた箇所である。ここでは、三軸試験を用いて行った圧縮、伸張試験の結果を紹介する。試験はすべて、鉛直圧密応力を掘削前の有効応力として、側方向にひずみが生じない $K_0$ 条件下で圧密を行っている。せん断速度は0.01%/minで実施した。なお、試験の詳細は、文献<sup>26)</sup>を参照されたい。

代表的な応力ひずみ曲線を図-46に示す。圧縮試験での破壊ひずみは1~3%程度であり、小さなひずみで最大せん断強度が現れるのに対し、伸張試験では明確な破壊ひずみは示さず、ひずみの増加に従って強度もだんだらと増加している。図-47に $q_u$ と三軸試験の結果を深度方向にプロットしてみる。 $q_u$ については、数多く実施したのでその平均値を実線で示している。伸張強度は圧縮強度より明らかに小さく、 $q_u$ は両者の平均値となっている。この傾向は、わが国の海底粘性土で広くみられる特性である<sup>27)</sup>。伸張と圧縮強度の比と塑性指数、 $I_p$ の関係を図-48に示す。A C<sub>2</sub>層の伸張と圧縮強度の比は0.6前後と強度の異方性が顕著であり、川崎港海底粘

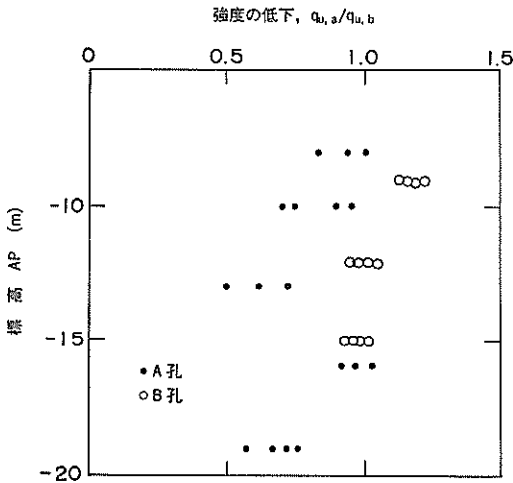


図-44 掘削前と4次掘削終了後の掘削底面下の強度の比較

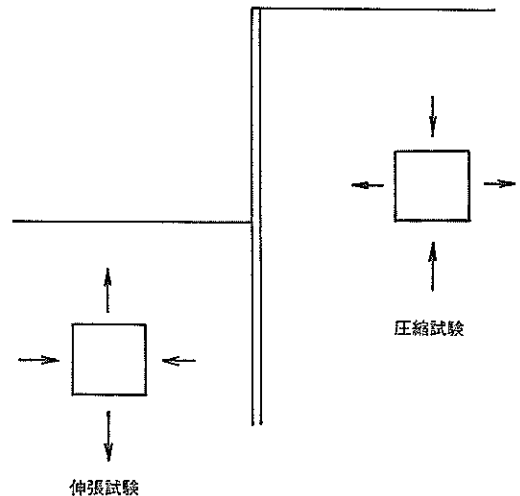


図-45 背面側と掘削側の応力状態

性土<sup>28)</sup>と比べても、異方性の度合は若干大きいようである。図-49 に伸張強度と  $q_u$  の比を示すが、伸張強度は  $q_u$  の約75%となっている。 $q_u$  の代わりに伸張強度を採用すると、図-29 に示す計測された掘削側の土圧分布は受働土圧と一致することになる。

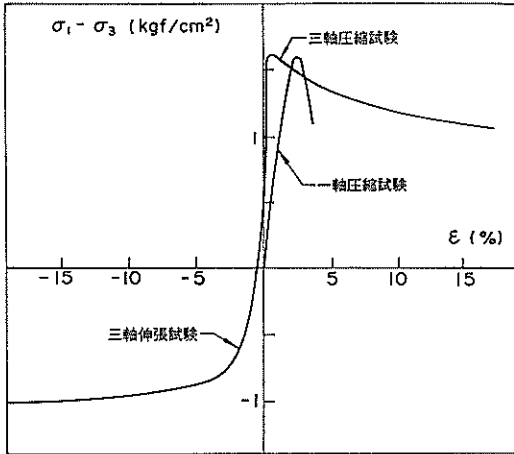


図-46 圧縮試験と伸張試験とによって得られた応力ひずみの関係

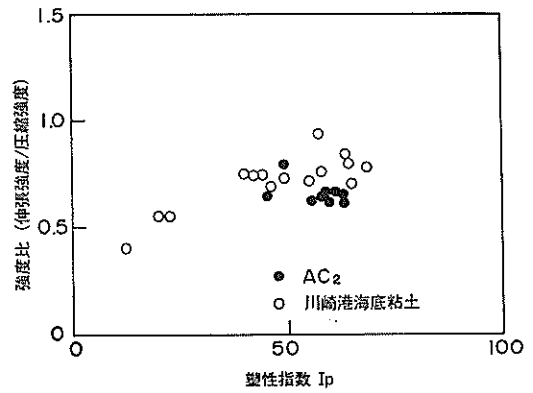


図-48 伸張強度と圧縮強度の比と塑性指数の関係

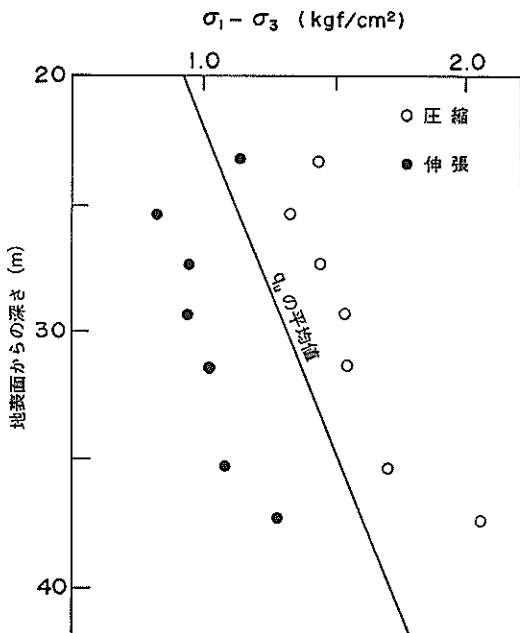


図-47  $q_u$  と三軸試験による圧縮強度と伸張強度

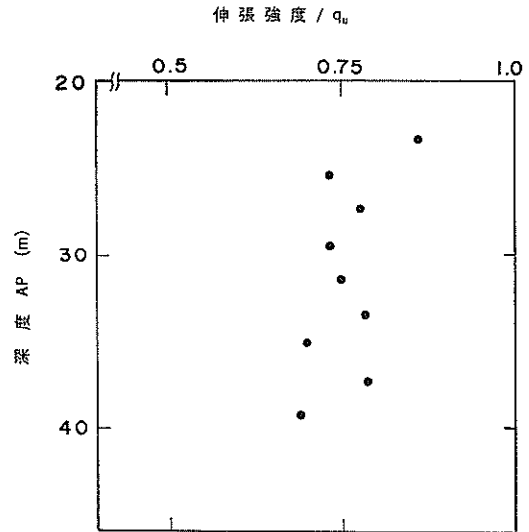


図-49 伸張強度と  $q_u$  との比

以上、土の強度の低下を掘削作業による乱れ、有効応力の低下、異方性の観点から検討した。その他にも真の強度と  $q_u$  とが異なる原因は、サンプリング時の乱れ、せん断速度の違い、軸対象（一軸、三軸）と平面ひずみ条件（現場）との違い等、これまでに多くの研究者によって指摘されている。今回の受働土圧が  $q_u$  で計算された値より小さかったのは、上記に挙げた種々の要因が複雑に絡み合っていると考えられ、一つの要因に限定することは難しいが、土の強度の異方性が大きな役割を担ったと考えられる。

掘削底面下の強度の減少、すなわち受働土圧の減少が

表-10 受働土圧強度を変えた場合の山留めの安定

強度	工区 1, 2, 3		4		5		6		7	
	四次	最終	四次	最終	四次	最終	四次	最終	四次	最終
$c = 5.0 \text{tf/m}^2$	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
4.5	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○
4.0	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○
3.8			○	×	○	×	○	○	○	○

○：掘削可能，×掘削不可能

どう山留工の安定に影響を与えるのかを弾塑性法によって検討してみる。計算は掘削側のせん断強度を伸張強度に対応する  $3.8 \text{tf/m}^2$  から  $q_u$  に対応する  $5.0 \text{tf/m}^2$  まで4段階変化させた。その他の計算に必要な定数は変化させないで、共同溝設計指針に従った。計算結果を表-10に示す。ここで、掘削不可能とは掘削側の応力状態がすべて受働状態になり、矢板の変形形状が掘削側に跳ね上がる状態を示す。問題の1, 2, 3工区では  $s_u$  が  $4.5 \text{tf/m}^2$  になれば最終掘削が不可能、 $s_u$  が  $4.0 \text{tf/m}^2$  では4次掘削も不可能となる。また、対策工なしで工事を終了した4, 5工区でも  $s_u$  が  $3.8 \text{tf/m}^2$  になれば最終掘削が不可能となる結果を得た。このように、三軸試験の結果を用いて弾塑性法によって求めた値は安全側の傾向にあるが、表-10に示すように問題の生じた工区とそうでない工区とを明確に区別することができる。

## 6. まとめ

軟弱地盤上で施工された山留工の一部の工区において、山留壁の変位が大きくなり工事を中断した。実測されたデータの解析、現行の設計法による検討、および室内試験による強度の検討を行い、軟弱地盤における山留工の挙動と山留壁の変位が大きくなった原因を調べてみた。主な結論は以下の通りである。

- ① 山留壁の変位が大きくなり、工事を中断した工区はいずれも掘削終了後にはAS層と呼ばれる砂層が掘削された箇所である。また、山留壁の変形が大きくなったのは、この砂層が掘削された時点と一致する。このため、この砂層の存在が、今回の山留壁の大きな変形に対して重要な役割を担ったと考えられる。
- ② 問題の生じた工区とそうでない工区とをPeckの

安定数、矢板の根入れ長、底部破壊に対して、現行の設計法に照らしあわせてみた。各工区の数値はいずれも各企業体あるいは学会が定めた基準を満足しており、また問題の生じた工区とそうでない工区とを区別できる検討方法は見いだせなかった。

- ③ 今回の工事では数多くの計器を設置し、掘削中の山留工の挙動を観測しながら工事を行った。観測結果より掘削側の土圧が当初予想していた受働土圧より小さな反力しか発揮せず、このため矢板が掘削側に大きく変形し、これに伴い中間杭が浮き上がったと考えられる。
  - ④ 掘削前と掘削後に行った土質試験によって、掘削による掘削底面の一軸圧縮強度の変化について調査した。試験は2箇所について行ったが、掘削後の強度が低下した箇所と強度が変わらない箇所と相反する結果が得られた。調査者の違いによる強度の違いも考えられ、この調査からは掘削による強度の低下についての判断は下すことはできなかった。
  - ⑤ 現地の乱さない試料を用いて三軸試験により圧縮強度と伸張強度を求めた。伸張強度と一軸圧縮強度  $q_u$  との比は0.75となり、 $q_u$  の代わりに伸張強度を用いて受働土圧を求めると、実測土圧と良く一致した。
  - ⑥ 伸張強度から計算された受働土圧強度を用いて弾塑性法による検討した結果、伸張強度による方法は安全側の数値を与えるが、問題の生じた工区とそうでない工区を区別することができた。強度の低下については、一つの要因に限定することは難しいが、強度の異方性が大きな役割を担ったと考えられる。
- 以上、山留壁が大きく変形した原因についての、本研究の結論について述べたが、今回の調査によって軟弱地盤での山留工の挙動も明らかにされた。得られた主要な結論をまとめると以下の通りとなる。
- ⑦ 山留壁に作用する背面土圧をRankine-Resalによる計算土圧と比較すると、比較的良好一致した。しかしながら、地表面から2段目までの切梁位置までの背面土圧は、Rankine-Lesalの土圧よりかなり大きくなったが、これは切梁プレロードの影響と考えられる。
  - ⑧ 弾塑性法による計算値と実測値を比較した。問題の生じた工区を除けば、弾塑性法から計算された鋼矢板に発生する最大曲げモーメントと鋼矢板の最大変位は、実測値と比べて大きい。しかし、問題の生じた工区の実測値は計算値より、かなり大きくなった。

一方、切梁軸力は工区によらず実測値と比較的良好一致した。しかし、今回の弾塑性法ではプレロードの効果を考慮していないため、この結果については、今後更なる検討が必要である。

- ⑨ 矢板に貼付されたひずみゲージによる計測結果から、U形鋼矢板の継ぎ手効率を測定した。断面二次モーメントに対する低減率は0.4、断面係数に対する低減率は0.25となり、これらの数値は鋼矢板が単独に挙動する場合に近い。

## 7. あとがき

一般に言われていることであるが、設計法には数多くの仮定あるいは計算に定数があり、これらの仮定、あるいは定数の設定方法が現実とは多少違っていても、ある安全率を介して全体としてうまくバランスしていれば、その設計法は実用上満足できると考えられる。しかしながら、過去の経験から逸脱するような大規模な掘削、あるいは地盤条件が悪い場合には、そのバランスが崩れることもある。掘削事例を取り扱った過去の文献を調べると、山留壁は $N$ 値の大きな層（少なくとも $N > 10$ ）に打ち込まれている事例が殆んどで、今回の事例のように軟弱な土層に矢板の下端が留まって、未改良のまま掘削したケースは非常に少ない。このため、通常の工事で無視しえた受働土圧の不足が、今回の工事ではクローズアップされ、矢板の変形が大きくなり、工事を中断せざるをえなかったと考えられる。

本報告で取り上げたアクセス道路山留工事は筆者らが第二港湾建設局横浜調査設計事務所、あるいは東京空港工事事務所に勤務していた時に担当したものである。当時は山留工に対する経験も浅く、また知識も少なかったため、山留壁が大きく変形した時には工事を続行するか、中断して対策工をとるかについて、担当者が集まり連日連夜議論した。この時に、中瀬明男東京工業大学教授、奥村樹郎沿岸開発センター常務理事、三橋晃司首都高速道路公団第三建設部次長、高橋邦夫港湾技術研究所土質部基礎工研究室長をはじめ、工事を受注した民間建設会社の方々には、現場まで来て戴いて貴重な助言を受けた。また、古藤田喜久雄早稲田大学教授には、山留工の設計法について貴重なご意見を戴いた。これらのの方々のお陰で、無事工事を終える事ができ、また第一期工事も当初の予定通り完工できた。

本報告を取りまとめるに当たり、西村隆夫土質部長から貴重なご意見、ご指導を戴いた。また、土田孝土質部主任研究官からディスカッションを通じて有意義な助言を戴いた。

ここに深く感謝の意を表します。

(1989年9月30日受付)

## 参 考 文 献

- 1) 田中洋行・吉永清人：軟弱地盤における山留め工の計測結果について、土質工学における情報化施工シンポジウム講演論文集，土木学会，1988年。
- 2) 田中洋行・鈴木光雄：土留め工における鋼矢板の継手効率，第43回年次学術講演会概要集，土木学会，1988年，pp.490～pp.491。
- 3) 田中洋行・鈴木光雄・梶原康之：軟弱地盤における山留め掘削，土と基礎，Vol. 37, No. 5, 土質工学会，1989年，pp.23～pp.28。
- 4) 田中洋行：山留め工における弾塑性法の適用上の問題点，第24回土質工学研究発表会講演集，土質工学会，1989年，pp.1431～pp.1435。
- 5) 田中洋行・豊田奉節・足立二雄：東京国際（羽田）空港沖合展開地区の土質特性について，第22回土質工学研究発表会講演集，土質工学会，1987年，pp.167～pp.170。
- 6) 田中洋行・声引勲：生石灰杭工法で改良された地盤の特性，港研報告，Vol. 27, No. 4, 1988年，pp.201～pp.223。
- 7) 首都高速道路公団：仮設構造物設計基準，1972年。
- 8) 日本道路協会：共同溝設計指針，1986年。
- 9) 日本建築学会：山留め設計施工指針，1988年。
- 10) 土木学会：トンネル標準示方書（開削編）・同解説，1986年。
- 11) Terzaghi, and Peck, R. B. : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, 1948.
- 12) Bjerrum, L and Eide, O : Stability of strutted Excavations in Clay, *Geotechnique*, Vol. 6, 1956, pp.32～pp.47.
- 13) 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, 1969年，pp.33～pp.45。
- 14) 中村兵次・中沢章：掘削工事における山留壁応力解析，土質工学会論文報告集，Vol. 12, No. 4, 1972年。
- 15) Peck, R. B. : Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, Proc. of 7th ICSMFE, State of the Art Volume, 1969, pp.225～pp.290.
- 16) Mana, A. and Clough, G. W. : Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay, ASCE, Vol. 107, No. GT 6, 1981, pp.759～pp.777.
- 17) 杉本孝男：開削工事に伴う地表面最大沈下量の予測に関する研究，土木学会論文集，第373号，VI-5, 1986年，pp.113～pp.120。
- 18) 古藤田喜久雄，青木雄二郎，深海淳一：土質による側圧係数値の分類，第10回土質工学研究発表会講演集，土質工学会，1975年，pp.859～pp.862。
- 19) 安藤忠夫・岡部徳一郎・窪田敬昭・鈴木正男：粘性土の地盤での設計側圧の予測方法について，第19回

- 土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, 1984年, pp. 1089~pp. 1092.
- 20) 白石基雄: U形鋼矢板壁の継手せん断抵抗と断面性能に関する解析的研究, 土木学会論文集, 第385号, VI-7, 1987年, pp. 49~pp. 58.
- 21) 鴻池一季: 鋼矢板壁体の断面剛性に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第373号, VI-5, 1986年, pp. 74~pp. 83.
- 22) 土屋幸三郎・芳賀孝成・平尾淳一・徳永正博: 切梁プレロードを考慮した土留め解析手法に関する研究(その1), 第19回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, 1984年, pp. 1129~pp. 1130.
- 23) Palmer, J. H. L. and Kenney, J. C.: Analytical Study of a Braced Excavation in Weak Clay, *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 9, 1972, pp. 145~pp. 164.
- 24) 土田孝・田中洋行・小林正樹: 土質調査に及ぼす人為的要因の影響, 土と基礎, Vol. 36, No. 9, 土質工学会, 1988年, pp. 49~pp. 54.
- 25) Bjerrum, L., Clausen F. C. J. and Duncan, J. M.: Earth pressure on Flexible Structures, A State of the Art Report, *5th ECSMFE*, Vol. 2, 1972, pp. 169~pp. 196.
- 26) 田中洋行・土田孝・森好生・今岡靖: 受働領域における粘性土地盤の強度について, 第24回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, 1989年, pp. 639~pp. 642.
- 27) 土田孝・水上純一・及川研・森好生: 一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法, 港湾技術研究所報告, Vol. 28, No.3, 1989年.
- 28) 小林正樹・中瀬明男: 粘土の非排水せん断強さの異方性, 第8回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, 1973年.

$I$	: 断面二次モーメント
$I_p$	: 塑性指数
$K$	: 土圧係数
$k$	: 地盤反力係数
$k_0$	: 基準地盤反力係数
$l$	: 切梁の長さ
$l_u$	: 最下段の切梁から $P_a$ の作用点までの距離
$l_p$	: 最下段の切梁から $P_p$ の作用点までの距離
$M$	: 曲げモーメント
$N_b$	: Peck の安定係数
$N_c$	: 粘着力成分に対する Terzaghi の支持力係数
$N_s$	: Skempton の支持力係数
$P_a$	: 背面の土圧力
$P_{a,u}$	: 掘削面より上に作用する背面土圧
$P_p$	: 掘削側の土圧力
$p$	: 土圧
$p_c$	: 先行圧密圧力
$p_w$	: 水圧
$q_u$	: 一軸圧縮強度
$R_{ap}$	: 伸張強度と圧縮強度との比
$S$	: 切梁の水平方向の間隔
$s_u$	: せん断強度
$s_v$	: 中間杭の浮き上がり量
$w_L$	: 液性限界
$w_0$	: 初期の含水比
$w_p$	: 塑性指数
$y_s$	: 中心軸からの距離
$y' /$	: 鋼矢板の曲率
$Z$	: 断面係数
$z$	: 深さ
$z'$	: 掘削底面からの深さ
$\gamma_t$	: 土の単位体積重量
$\gamma_w$	: 水の単位体積重量
$\Sigma S$	: 全ての切梁に作用した軸力
$\delta_{max}$	: 矢板の最大変位
$\zeta$	: 鋼矢板の断面係数に対する継ぎ手効率
$\eta$	: 鋼矢板の剛性に対する継ぎ手効率
$\phi$	: 土の内部摩擦角
$\sigma$	: 標準偏差
$\sigma_s$	: 鋼矢板の応力

記 号 表

$A$	: 断面積
$B$	: 掘削幅
$D$	: 掘削底面から硬い地盤までの距離
$E$	: ヤング率
$E_{s0}$	: 正割係数
$F_{lp}$	: Terzaghi-Peck による底部破壊に対する安全率
$H$	: 掘削深さ

# 港湾技術研究所報告 第28巻 索引

論文名・著者名	巻号	頁
<b>水工部</b>		
波による汀線付近の水位上昇量 —波崎海洋研究施設における現地観測— .....加藤一正・柳嶋慎一・磯上知良・村上裕幸	28. 1.	3~ 41
半円形ケーソン堤の水理特性に関する実験的研究 .....谷本勝利・滑川伸孝・石丸敬純・関本恒浩	28. 2.	3~ 32
共振集波効果を応用した直立消波ケーソンの原理と水理特性 .....高橋重雄・木村克俊・田中 智	28. 3.	3~ 28
実験水槽内における多方向不規則波の再現性の検討 .....高山知司・平石哲也	28. 4.	3~ 24
<b>海洋水理部</b>		
円形回転水路による底泥の巻き上がりと沈降に関する実験的研究 .....村上和男・菅沼史典・佐々木 均	28. 1.	43~ 76
<b>土質部</b>		
航空機荷重作用下における空港埋設管の挙動 .....深海正彦・佐藤勝久・小林正樹	28. 1.	77~120
高温再圧密による海成粘土の年代効果の再現 .....土田 孝・小林正樹・水上純一・田中政典	28. 1.	121~147
正規圧密粘土地盤上の補強盛土の挙動.....寺師昌明・北詰昌樹	28. 2.	33~ 47
沈下したプレストレストコンクリート舗装版のリフトアップ工法の開発 .....佐藤勝久・八谷好高・上中正志・犬飼晴雄・川本幸広・塚田 悟	28. 2.	49~ 76
海底地盤の波浪による液状化 —現地観測および解析— .....善 功企・山崎浩之・佐藤 泰	28. 3.	29~ 57
遠心模型実験の計画と結果の信頼性 —支持力に関する国際比較実験例— .....寺師昌明・遠藤敏雄・北詰昌樹	28. 3.	59~ 79



一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法

.....土田 孝・水上純一・及川 研・森 好生 28. 3. 81~145

軟弱地盤における山留掘削の事例とその解析

.....田中洋行・足立二雄・豊田奉節 28. 4. 25~ 54

## 構 造 部

腐食鋼矢板の補修工の耐力特性

.....清宮 理・野口孝俊・横田 弘 28. 3. 147~198

## 機械技術部

覆砂工法における砂層探査装置に関する実験

.....木原純孝・白井一洋・篠原丈人 28. 1. 149~197

# Index of Report of P. H. R. I. Vol. 28

	Vol. No.	pp.
<b>Hydraulic Engineering Division</b>		
Wave Set-up near the Shoreline —Field Observation at HORF— .....Kazumasa KATO, Shin-ichi YANAGISHIMA, Tomoyoshi ISOGAMI and Hiroyuki MURAKAMI	28. 1.	3~ 41
A Hydraulic Experimental Study of Semi-circular Caisson Breakwaters .....Katsutoshi TANIMOTO, Nobutaka NAMERIKAWA, Yoshizumi ISHIMARU and Tsunehiro SEKIMOTO	28. 2.	3~ 32
Wave Concentration Principle and Its Application for a New Wave Absorbing Caisson ..... Shigeo TAKAHASHI, Katsutoshi KIMURA and Satoru TANAKA	28. 3.	3~ 28
Reproducibility of Directional Random Waves in Laboratory Wave Simulation ..... Tomotsuka TAKAYAMA and Tetsuya HIRAISHI	28. 4.	3~ 24
<b>Marine Hydrodynamics Division</b>		
Experimental Investigation on Erosion and Deposition of Fine Cohesive Sediments in an Annular Rotating Channel ..... Kazuo MURAKAMI, Fuminori SUGANUMA and Hitoshi SAKAKI	28. 1.	43~ 76
<b>Geotechnical Engineering Division</b>		
Behaviour of Buried Pipes under Loading of Aircraft ..... Masahiko FUKAMI, Katsuhisa SATO and Masaki KOBAYASHI	28. 1.	77~120
Duplication of Aged Clay by Consolidating Clay Slurry at High Temperature .....Takashi TSUCHIDA, Masaki KOBAYASHI, Jun-ichi MIZUKAMI and Masanori TANAKA	28. 1.	121~147
Development of Lift-up Method for Rehabilitation of Settled Prestressed Concrete Pavements .....Katsuhisa SATO, Yoshitaka HACHIYA, Masashi KAMINAKA, Haruo INUKAI, Yukihiko KAWAMOTO and Satoru TSUKADA	28. 2.	33~ 47
Fabric-Reinforced Embankment on Soft Clay Ground ..... Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME	28. 2.	49~ 76

Wave-induced Liquefaction in Seabed—Field Observation and Analysis— ..... Kouki ZEN, Hiroyuki YAMAZAKI and Yasushi SATO	28. 3.	29~ 57
Planning of Model Tests and Reliability of Test Results —Bearing Capacity of a Circular Foundation on Sand— ..... Masaaki TERASHI, Toshio ENDOH and Masaki KITAZUME	28. 3.	59~ 79
New Method for Determining Undrained Strength of Clayey Ground by Means of Unconfined Compression Test and Triaxial Test ..... Takashi TSUCHIDA, Jun-ichi MIZUKAMI, Ken OIKAWA and Yoshio MORI	28. 3.	81~145
A Case Study on a Braced Excavation in Soft Soils ..... Hiroyuki TANAKA, Tsugio ADACHI and Tomotoki TOYODA	28. 4.	25~ 54
<b>Structural Engineering Division</b>		
Mechanical properties of Repaired Steel Sheet Piles ..... Osamu KIYOMIYA, Takatoshi NOGUCHI and Hiroshi YOKOTA	28. 3.	147~198
<b>Machinery Division</b>		
Experiments on Ultrasonic Sand Layer Profiler System in Capping Constructions ..... Sumitaka KIHARA, Kazuhiro SHIRAI and Taketo SHINOHARA	28. 1.	149~197