

大規模二重締切工の計測管理

大阪第三建設部桜島工事事務所
同部 同所
同部 同所

河野 富夫
橋本 良之
幸 和範

まえがき

大阪府道高速湾岸線が安治川を渡河する地点で中央径間350m、全長640mの斜張橋の建設が進められている。本橋の基礎構造には径2mの場所打ち杭基礎が採用され、既に右岸側陸上部の主塔基礎は完成し、現在左岸側水上部の端橋脚および主塔の基礎工事が行われている。左岸側主塔の杭基礎は、リバース杭63本、フーチング寸法36×28×6mの大型基礎で、水面下9mの軟弱な沖積粘性土地盤に構築される。

ここに紹介する大規模二重締切工はこの基礎工事に伴う仮締切工であり、平面形状62×54m、二重締切幅12m、締切り深さ18.1mという大規模な切梁式二重締切工である(図-1,2)。

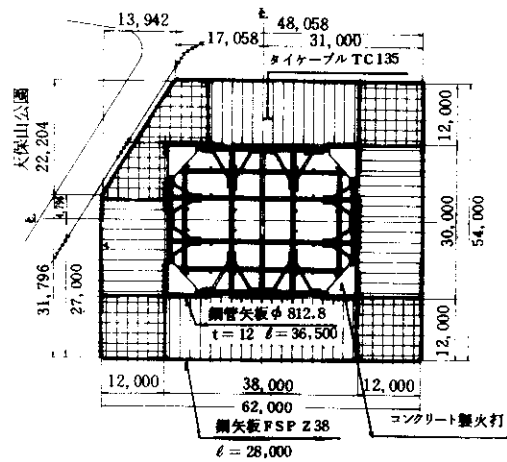


図-1 二重締切工平面図

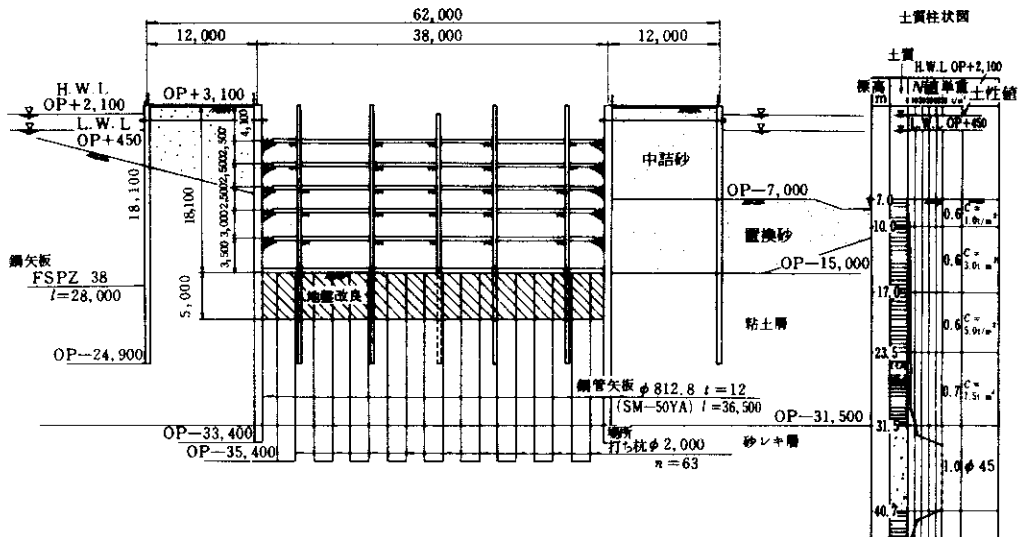


図-2 二重締切工断面図

二重締切工はタイケーブルおよび中詰砂を介して複雑な連成挙動を示し、現在の土質工学においても未知な点が多く、未だに設計法が確立されていない。また、本工事の二重締切工では地形条件による非対称な締切形状ならびに偏土圧の影響、リバース杭および地盤改良の施工による矢板根入地盤への影響も加わり設計、施工をさらに難しくしている。

そこで、本工事ではこのような不確定な要素を補い、施工を安全確実に行うとともに今後の設計、施工上の資料を得ることを目的として、締切工や周辺地盤に計器を配置し、その挙動を観測しながら工事を進める計測管理を実施した。計測管理は中詰砂投入時から開始し、場所打ち杭工、地盤改良工、掘削工、基礎躯体を構築中の現在に至っても継続中である。

本報告は、掘削工完了に至るまでの施工概要と二重締切工の挙動について述べるものである。なお、実測値と設計値との対比、掘削工において実施した予測解析等については別の機会に報告する予定である。

1. 地盤および工事の概要

1-1 地盤の概要

地盤構成は図-2に示すとおりである。海底面からOP-7m付近までは、黒色で腐臭が強いヘドロ状の層で、この下にはN値0~5の三角州性の堆積物と推定されるシルト分の多い細砂~中砂層がOP-9m付近まで分布している。OP-9m~OP-3.1m付近まではいわゆる梅田粘土層と言われている比較的均質な沖積粘土層であり、N値5.0以上の洪積砂レキ層はOP-3.1m以深に現れる。

なお、施工場所の海底面は護岸側から沖合に向かって傾斜しており、その高低差は最大約9mである。

1-2 工事の概要

工事はまず海底部の不良土撤去のために浚渫を行い、良質土で置き換えた後、鋼管矢板(φ812.8, L=36.5m)およびZ形鋼矢板(Z-38, L=28m)を杭打船にて打込み、二重締切りを行う。次に締

切内に中詰砂を投入し築島を完成させる。築島上からはリバース杭63本および掘削時の土留受働抵抗の増大を図る目的で締切内全面にわたって地盤改良を行う。その後、土留支保工を設置しながら、二重締切工天端から18.1m掘り下げ、フーチング、橋脚保護工等を築造し、二重締切りを撤去して完了する。表-1に全体工程表を、また、写真-1に二重締切工の全景を示す。

表-1 全体工程表

| 工種 | 年 | 56 | 57 | 58 | 59 | 60 | |
|--------|---|----|----|----|----|----|--|
| 浚渫工 | | □ | | | | | |
| 築島工 | | □ | □ | | | | |
| 場所打ち杭工 | | | □ | | | | |
| 地盤改良工 | | | □ | □ | | | |
| 掘削工 | | | | □ | | | |
| 土留支保工 | | | | □ | | | |
| 基礎躯体工 | | | | □ | | | |
| 橋脚保護工 | | | | | □ | | |
| 渡り棧橋工 | | | | | | □ | |
| 築島撤去工 | | | | | | □ | |
| 計測工 | | ▨ | | | | | |

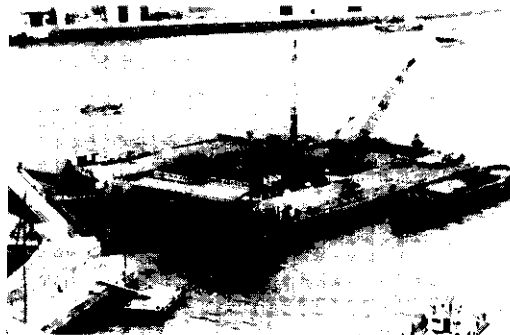


写真-1 二重締切工全景

2. 計測管理計画

2-1 測定項目および測定計器の配置

表-2に測定項目と使用計器を、図-3に測定計器の設置位置を示す。測定の主断面は二重締切工長辺方向の中央部分とし、この線上に測定計器を集中的に設置した。また、平面的な変位を把握するため各辺の中央部にも補助的な計器を設置した。

表-2 測定項目・測定計器一覧表

| 測定対象 | 測定目的 | 測定項目 | 測定計器 | 示 様 | 容 量 | 測定点数 | 備 考 | |
|-------|--------------------------|-------|--------|--------|--------------------------|-----------------------------------|------------------------|----------------------|
| 二重締切工 | 二重締切に作用する外力を測定する | 側 圧 | 土 圧 | 土 圧 計 | BE-KM | 2 ⁵ Kg/cm ² | 11点 | 鋼管矢板 8点 鋼 矢 板 3" |
| | | | 水 圧 | 間隙水圧計 | BP-KB | 2 ⁵ Kg/cm ² | 5" | 鋼管矢板 3" 鋼 矢 板 2" |
| | | 残留水位 | " | BP-2KB | 2Kg/cm ² | 1" | | |
| | | 潮 位 | " | " | " | 1" | | |
| | 二重締切内に作用する内部応力および変位を測定する | 鋼管矢板 | 張 力 | 荷 重 計 | BL-50TB | 50 t | 4" | |
| | | | 応 力 | ひずみゲージ | KFW-S-C ₁ -11 | ±20,000×10 ⁻⁶ | 24" | 鋼管矢板 20点 鋼 矢 板 4" |
| | | | た わ み | 挿入式傾斜計 | BK-5EQS | ±5° | 6箇所 | 鋼管矢板 4箇所 鋼 矢 板 2" |
| | | | 頭部傾斜 | 傾 斜 計 | BK-5F | ±5° | 7点 | |
| | | | 変 位 | トランシット | - | - | - | |
| | 中詰砂および現地盤の挙動を把握する | 中現詰地盤 | 沈下量 | 沈下板 | - | - | 4点 | 原地盤 1点 中詰砂 3" |
| N 値 | | | 標準貫入試験 | - | - | 17点/回×3回=51点 | 中詰砂表面から1mピンチ(ボリング長17m) | |
| 切梁支保工 | 切梁に作用する外力を測定する | 切 梁 | 切梁軸力 | ひずみ計 | BS-8B | ±1,000×10 ⁻⁶ | 断面×5段×8点=120点 | |
| | | | 切梁温度 | 張付型温度計 | KTA-7 -50-A7 | -100℃~ +80℃ | 3断面×5段=15点 | |
| | | | 梁用気温度 | 温 度 計 | BT-100B | -30℃~+70℃ | 1点 | |

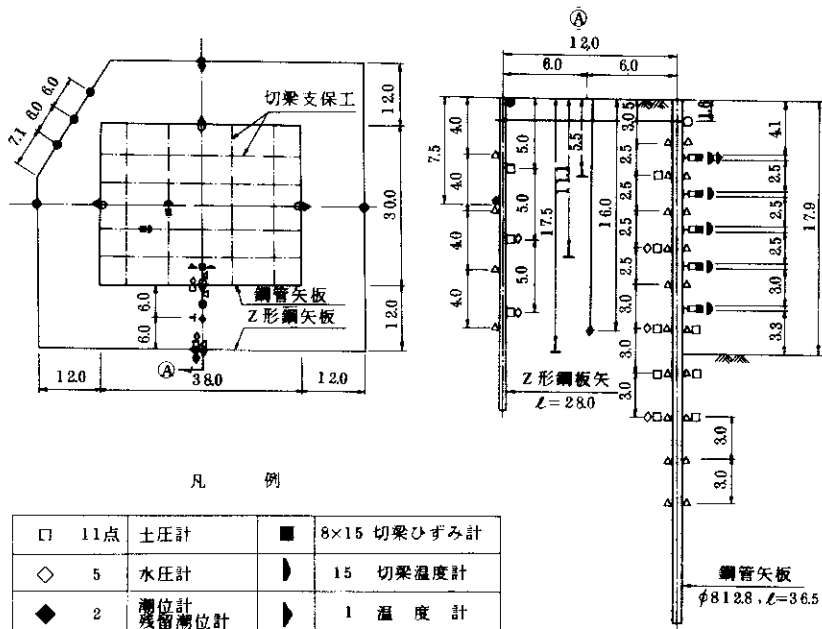


図-3 測定計器配置図

2-2 測定方法

測定点数が多く、また測定結果を迅速に施工に反映させるため測定は極力自動化した。図-4に自動測定ブロックダイアグラムを示す。

測定頻度は自動測定できるものについては1回/日、矢板のたわみおよびトランシットによる二重締切工の平面変位の測定は1回/週とした。

2-3 安全管理

ひずみ計や挿入型傾斜計で得られたデータを曲げモーメントやたわみに変換して、設計値あるいは管理限界値(表-3)と対比し安全を確認した。

掘削工においては予測解析を行い、次段階での安全を確認したうえで施工を進めた。

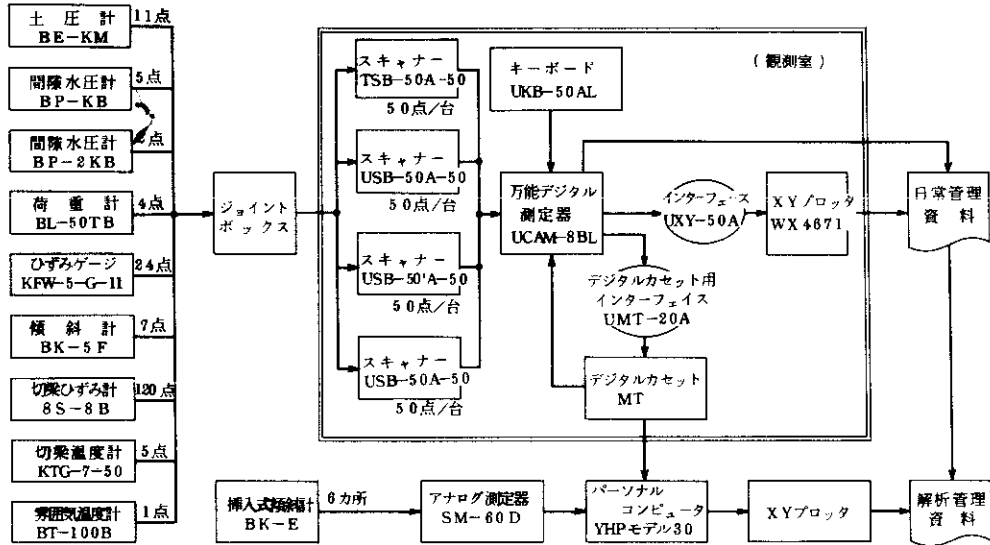


図-4 自動測定ブロックダイアグラム

表-3 管理限界値

| 主要工種 管理工目 | 中詰砂工・リバース 杭工・地盤改良工 | 掘削工・土留支保 工設置、撤去 |
|--------------|--------------------------|--------------------------|
| タイ・ケーブル張力 | 許容荷重 5.4t/本 | 許容荷重 5.4t/本 |
| 外側矢板応力 | 抵抗曲げモーメント 10.26 t・m/m | 抵抗曲げモーメント 10.26 t・m/m |
| 内側矢板応力 | ※ 25.2 t・m/m | 抵抗曲げモーメント 18.77 t・m/m |
| 切梁軸力 | — | 許容荷重 |

※抵抗曲げモーメント-設計曲げモーメント

3. 施工概要および測定結果

3-1 中詰砂工

(1) 施工概要

中詰砂の投入は内側矢板(鋼管矢板)に極力応力を発生させないため内側矢板両側の盛土高さの差が2m以上とにならないよう管理し、図-5に示すような投入順序で行った。①の部分投入中二重締切部の盛土高さがO.P-1.0mに達したときタイケーブルの緊張を行った。③の部分は、二重締切部の盛土を仕上げた後、その上にブルドーザーを載せ、二重締切上に仮置きした土砂をこのブルドーザーにより押し、盛土した。

(2) 矢板の曲げモーメントと変形

図-6、7に中詰砂投入後矢板に生じた曲げモーメントおよび変形を示す。当初の設計では、築島部を掘削するまで内側矢板には応力が生じないと考えていたが、中詰砂の投入によって管理限界値 $25.2 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$ を超える $40.6 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$ の曲げモーメントが発生した。

一方、外側矢板 (Z形鋼矢板) では設計曲げモーメント $79.3 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$ に対し、実測値は $33.1 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$ また、タイケーブルの張力は設計値 3.57 t に対し、実測値は 3.12 t であった。

(3) 二重締切工の平面変位

中詰砂投入後の二重締切工の平面変位を図-8に示す。内側、外側矢板とも締切外側へ向って変位しているが、護岸側の変位がかなり小さくなっている。これは海底面が護岸側から沖側へ向って傾斜しているため、沖側に向う偏土圧が作用していることによるものと思われる。

(4) 側圧

中詰砂の投入によって生じた矢板の側圧 (水圧+土圧) を図-9に示す。

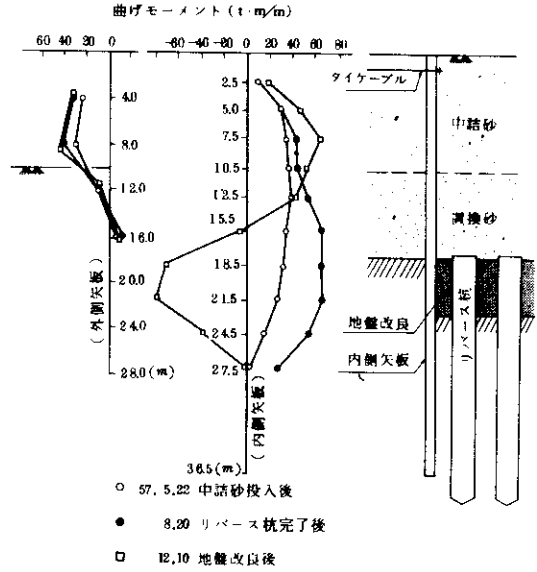


図-6 矢板の曲げモーメント

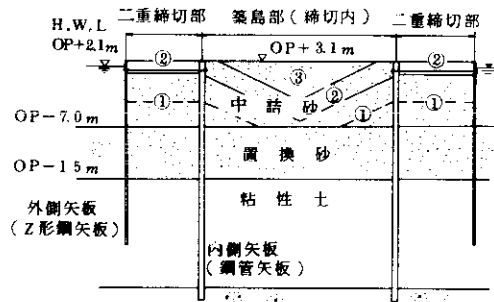


図-5 中詰砂投入状況図

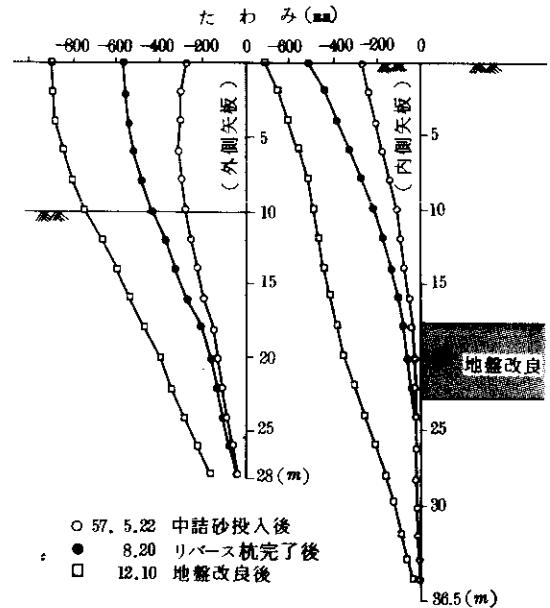


図-7 矢板の変形

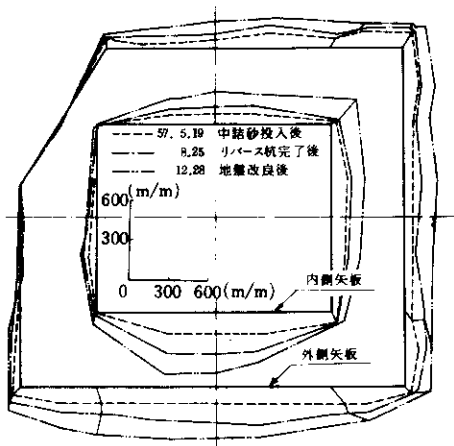


図-8 二重締切工の平面変位

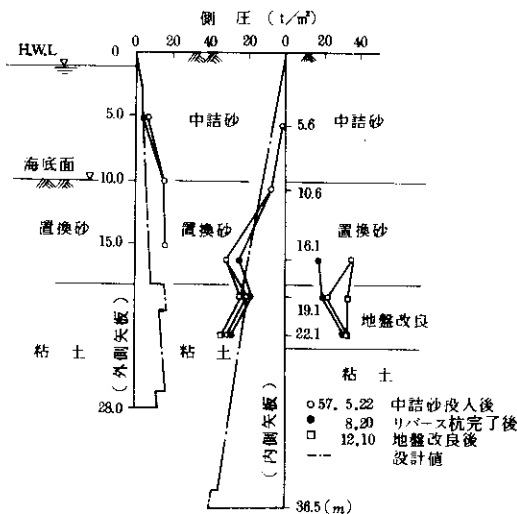


図-9 締切内の側圧分布

3-2 場所打ち杭工

(1) 施工概要

場所打ち杭は径2.0m、長さ21.0mの大口径リバース杭で、杭長は特に長いとはいえないが、空掘り長（築島上から杭頭までの長さ）が17.5mあるため掘削長は38.7mに達した。杭本数は、63本で、これらを2セットの掘削機を使用し実働日数63日で施工した。

なお、内側矢板には中詰砂の投入によって管理限界値を超える曲げモーメントが発生しているがまだ応力度は 681kg/cm^2 であり、次の工程の地盤改良工によって逆方向の応力を受ける可能性もあるため、今後の推移を見て対処することにした。

(2) 矢板の曲げモーメントと変形

軟弱地盤において場所打ち杭を施工した場合、掘削前の土留めに影響を与えることは他の事例¹⁾²⁾でも報告されているが、本工事の場合、内側矢板の曲げモーメントがリバース杭の施工にともなって増加し、施工完了時には杭頭付近の曲げモーメントは $29.2\text{t}\cdot\text{m/m}$ 増加し、 $69.8\text{t}\cdot\text{m/m}$ に達した（図-6）。この間、内側矢板の変形も締切り外側へ向う曲率を大きくしながら増大し、頭部の変形量は 51.4cm となった（図-7）。

一方、外側矢板もリバース杭の施工の影響を受け、 $41.2\text{t}\cdot\text{m/m}$ の曲げモーメントが観測された。

外側矢板の曲げモーメントは管理限界値の50%以下であるが、内側矢板ではリバース杭の施工によってさらに大幅に管理限界値を超えたため内側矢板に対し掘削工および支保工撤去時の予測解析を行い、今後の対策を検討した。この予測解析では、地盤改良工による影響は反映できなかったが、この状態で工事を進めると内側矢板の応力が許容応力を超えることになり、その対策としては、地盤改良施工前に二重締切部の地下水位を下げるのが有効であるという結論が得られた。

しかしながら、対策の実施にあたって地盤改良工が内側矢板に及ぼす影響が問題となり、対策については地盤改良施工後再度検討することになった。

(3) 二重締切工の平面変位

中詰砂投入時から引続き内側矢板および外側矢板は外周へむけて変位し、リバース杭施工完了時には最大変位は 30.0cm に達した。しかし、この場合においても護岸側の矢板はほとんど変位しなかった（図-8）。

(4) 側圧

リバース杭の空掘り部分は砂質土によって埋戻したが、埋戻し部の地盤のゆるみは避けられず置換砂中の側圧は中詰砂投入完了時より $10\sim 20$

一方、外側矢板は内側矢板とは異なり、1.2 m 幅の中詰土を介して間接的に地盤改良の注入圧力が作用したため、リバース杭施工後とほぼ同じ変形状態を保って締切り外側へ平行移動しており曲げモーメントの変化はほとんど観測されなかった(図-6, 7)。

なお、地盤改良工により内側矢板の曲げモーメントは大きく変化したが、依然として管理限界値を超えているため、次の工程(掘削工)における予測解析を行ったところ、掘削工では管理限界値を超えないことが明らかになった。

(3) 二重締切工の平面変位

矢板の変形状況からも推測されるように、地盤改良期間中も二重締切工は外側へ向って変位をつづけた。これまでと同様に護岸側の変位は小さく、沖側が大きく変位した(図-8)。

(4) 側圧

内側矢板の前面側(掘削側)、背面側(外側矢板側)とも置換砂以深の側圧が一樣に増大し、置換砂中では最大2.0 t/m²の側圧増加が観測された(図-9)。しかし、注入作業中の側圧変化を

観測すると、内側矢板前面の置換砂部で側圧が一時的に減少する傾向が見られる。(図-12)。

一方、注入作業休止中、内側矢板の応力および側圧がどの程度復元するか、観察するために、休日前後の測定値の推移を調べると、30時間経過後、最も応力変化の著しいひずみ計K-H-8では120 kg/cm(8 t·m)の回復を、また、側圧計K-E-5-2では3~4 t/m²の側圧解放が確認された(図-13)。

3-4 掘削工

(1) 施工概要

これまで述べてきたように、本二重締切工は中詰砂の投入、リバース杭および地盤改良の施工によって設計段階では予想していなかった応力や変形を生じた。これらの挙動は二重締切工としての変形が主体で、現在の技術では解析困難なため予測できなかったが、掘削工では内側矢板と支保工とで構成される一重締切工としての挙動が支配的となるため、弾塑性土留計算による予測解析が可能となった。予測解析は各掘削段階毎に行い、内側矢板および切梁の応力を予測したが、実測値が

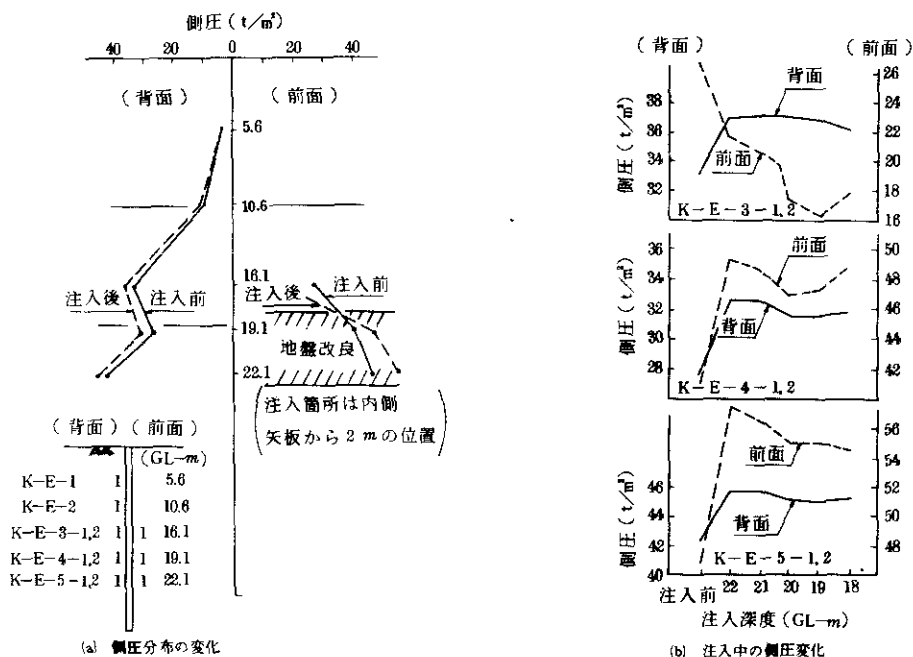


図-12 地盤改良施工中の内側矢板の側圧変化

t/m^2 減少した(図-9)。この変化は杭施工が計測地点に近づくと激しくなり、計測地点直前の杭施工中に最も大きな変動をみせた。

これに対し、置換砂下部の粘性土地盤の側圧は杭施工中一時増加の傾向を示したが、杭施工完了時には結局 $3 \sim 4 t/m^2$ 程度減少する結果となった(図-9)。

3-3 地盤改良工

(1) 施工概要

締切内の掘削に対して内側矢板根入地盤の受働抵抗を増大させるため最終掘削面から下5mの区間にわたって噴射注入工法による地盤改良を行った。この工法は、セメント系改良材をボーリングマシン先端から水平に $200 kg/cm^2$ の超高压で噴射し、同時に約 $20 r P m$ の回転を与えながら引上げ、土中に円筒状の改良体を造成する工法で、改良材の量を加減することにより改良体の強度を調整することができる。

内側矢板根入地盤の受働抵抗を増大させるためには締切り内全面を均等に改良する必要があるため、長さ5m、径700mmの改良体を700mmピッチで1888本施工した。また、改良材は現地盤の一軸圧縮強度 $qu = 6 \sim 10 t/m^2$ 、目標強度 $qu = 30 t/m^2$ に対し、改良土量 $1 m^3$ 当り $175 kg$ 使用し、施工順序は内側矢板への影響を少なくするため、外周部を最後に残し、中央部を先行した(図-10)。

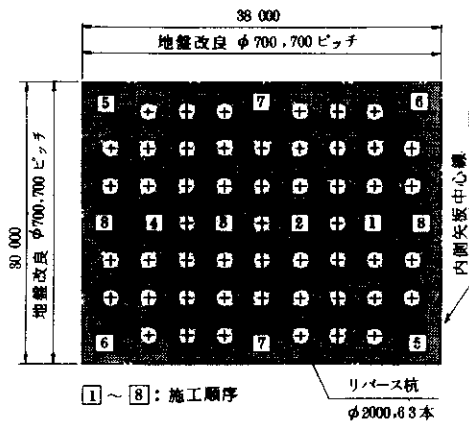
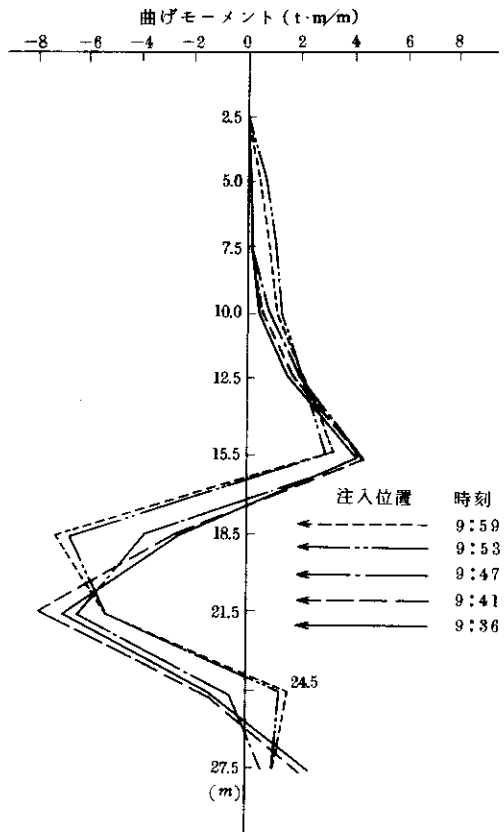


図-10 地盤改良の施工順序

(2) 矢板の曲げモーメントと変形

内側矢板の曲げモーメントは地盤改良区間において正側から負側へ大きく反転した(図-6)。すなわち、地盤改良によって内側矢板の曲げモーメントは最大で約 $150 t \cdot m/m$ 変化したことになる。ちなみに、地盤改良の進捗率が30%の時点で、1箇所の注入によって生ずる内側矢板の曲げモーメントと側圧は、注入位置が測定点から6m離れている場合では $4 t \cdot m/m$ および $3 t/m^2$ 、3m離れている場合では $7 t \cdot m/m$ および $4.5 t/m^2$ であった(図-11)。



- 注1) 注入箇所は矢板より3mの位置
 2) 注入開始時刻 9:28
 3) 注入前の曲げモーメントを0とする

図-11 地盤改良施工中の内側矢板の曲げモーメント

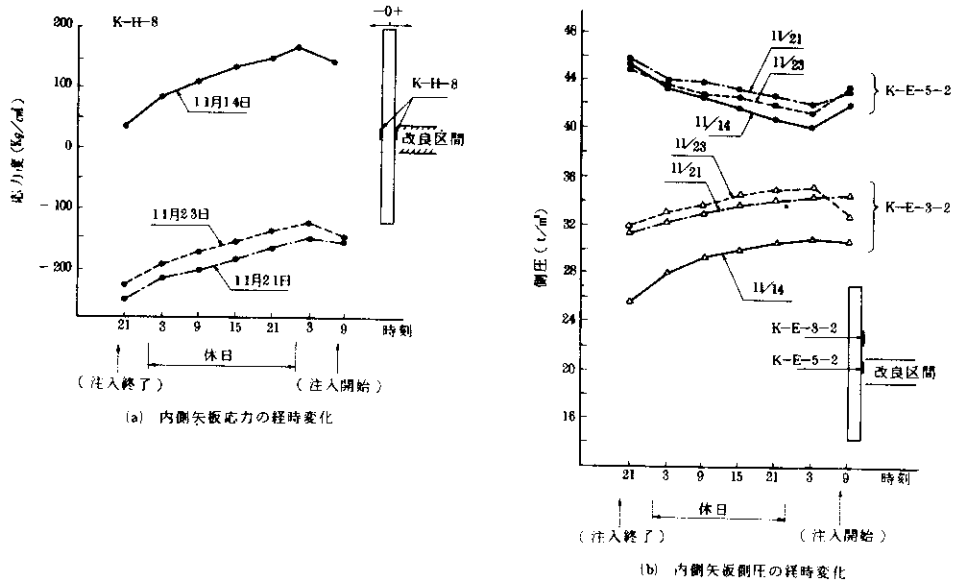


図-13 地盤改良工事休止中の内側矢板の挙動

予測値を超えることなく安全に掘削を完了できた。

掘削は築島天端から18.1m掘り下げるが、このうち上部1.7mの区間については、地盤改良時のスライム溜めに利用するため地盤改良以前に掘削を行った。また、切梁支保工の段数が5段ある

ため、掘削は1次～6次掘削までの6回に分割して進め、各次の掘削深さは切梁設置位置より1m下りとした。

(2) 矢板の曲げモーメントと変形

矢板の曲げモーメントは掘削後、図-14に示す

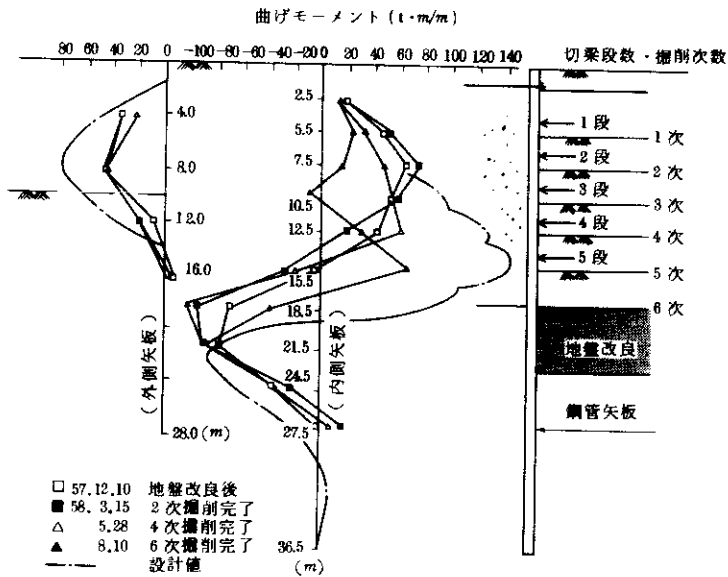


図-14 矢板の曲げモーメント

ように変化した。ちなみに、掘削だけによって生じた曲げモーメントを取出すと図-15 のようになり、両者を比較すると、掘削に至るまでに生じた曲げモーメントが大きく影響していることが判る。なお、掘削時における内側矢板の設計最大曲げモーメントは5次掘削時の145.6 t・m/mであるが、実測値は101 t・m/mであった。

図-16に各掘削時点での矢板の変形を示す。内側矢板の変形は、1次、2次掘削までは片持梁的な変形を示したが、3次掘削頃よりはらみの変形に変わっている。これは3次掘削以降液凍後の海底面下の掘削が卓越してくるため粘性土の影響が現われはじめたものと考えられる。

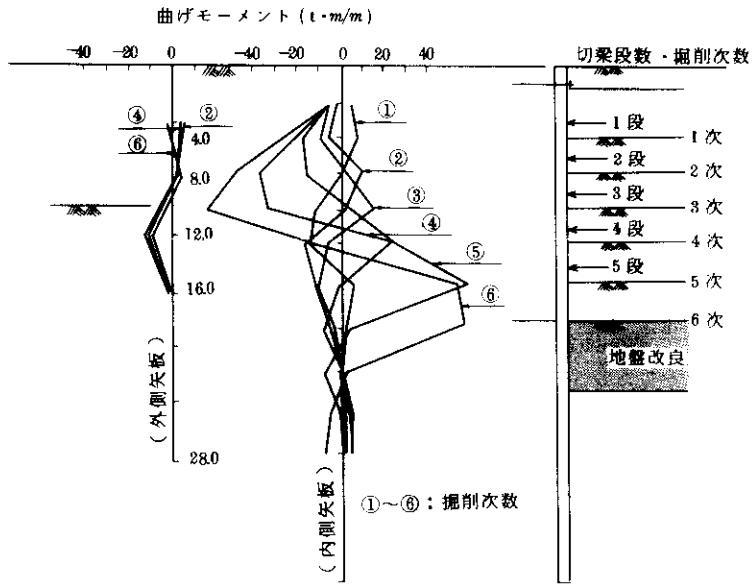


図-15 掘削中の矢板の曲げモーメント変化

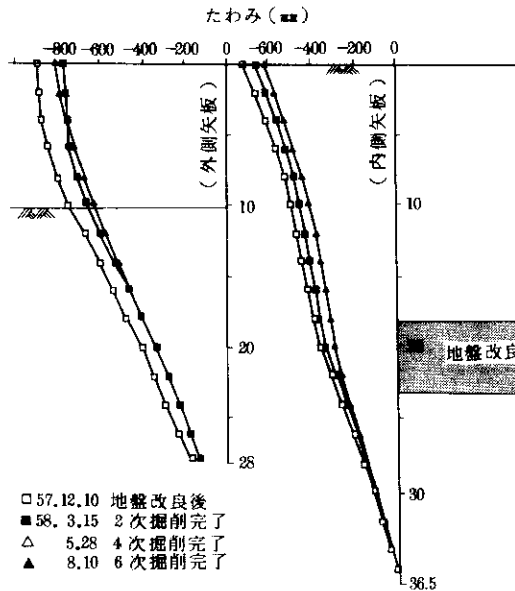


図-16 矢板の変形

(3) 切梁軸力

図-17は掘削に伴う切梁軸力の推移を示したものである。一般に切梁軸力は掘削開始後直線的に増加し、次段の切梁が架設されると、その後は横ばいまたは漸減していくが、今回の場合は横ばい状態の後、さらに次の掘削が始まると、再び増加の傾向を示した。これは護岸側の内側矢板背面の土質が最終掘削面まで全部中詰砂ではなく、一部軟弱な粘性土が残っているため、粘性土のクリープ的な性質が現われたものと思われる。

1, 2段切梁の軸力は設計値および予測値に対してかなり小さい値が実測されたが、3, 4, 5段切梁の軸力は予測値に近い値となった。なお、当工事の切梁部材は2本のH形鋼を組合せて使用しているが、軸力分担の差は2×H400の場合で30t, 2×H500で70t程度でおさまっ

た。

(4) 側圧

掘削期間中の測圧の推移を図-18に示す。掘削が進むにつれて矢板背面の側圧は一律に減少している。また、内側矢板前面の側圧は、土被りが少なくなるに従って減少したが、4次掘削中頃より粘性土地盤中(地盤改良部)の側圧が急増した。なお、二重締切内の残留水位は1次および2次掘削において水位低下が観測されたが、それ以降は大きく変化することなく、O.P-1.0m付近で平衡を保った。また、二重締切内の置換砂および中詰砂のN値は時間経過に伴ってほぼ一様大きくなっており、築島完了直後の平均N値8.2が約17ヶ月後の掘削完了時には13.2に増大した(図-19)。

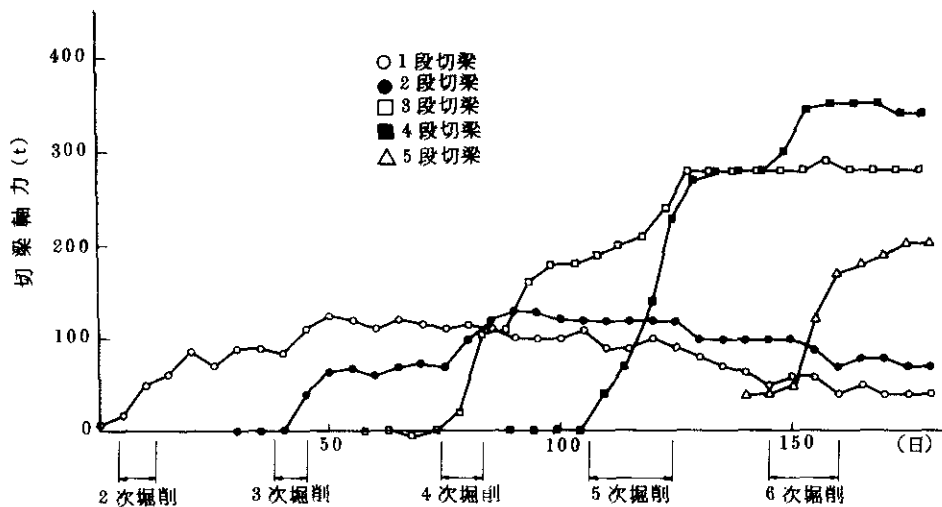


図-17 掘削施工と切梁軸力の変化

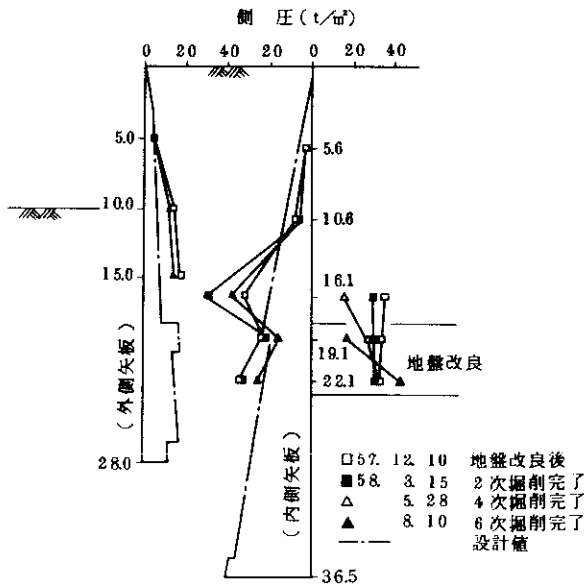


図-18 測圧分布

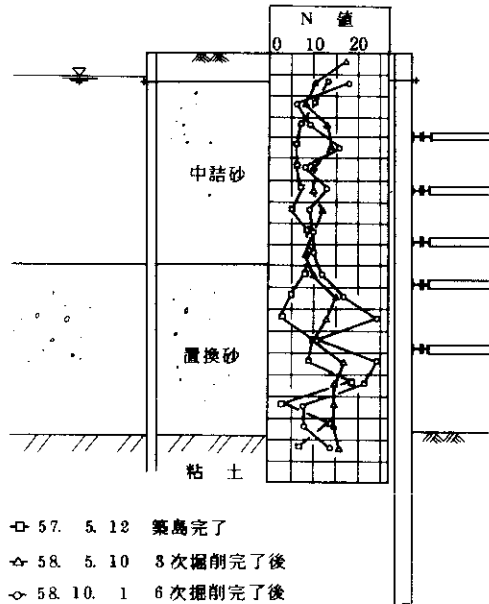


図-19 二重締切内のN値

あとがき

本締切りは、二重締切工として築島時の土圧を受ける段階から、軟弱地盤での深い掘削に至るまでその施工段階に応じて極めて複雑な挙動を示した。

地盤改良前および切梁支保工設置前の不安定状態においては、僅かな側圧の変化で二重締切工が微妙な変形をしており、設計当初の想定よりかなり大きな応力を発生させている。

地盤改良工においては当初注入量の60～70%程度のスライムが締切内に上昇堆積すると考えていたが、スライム上昇量が想定より大幅に少なかった。そのため、注入による圧力で内側矢板を押し戻す作用をしている。

このような施工段階に応じた複雑な挙動、ならびに締切工全体を海側に変位させた偏土圧の影響等が掘削時の内側矢板の応力、変形の発生に多大な影響を与えている。特に地盤改良によるプレローディング作用が、掘削時における内側矢板の応力の発生を推やる結果になっているように思われる。

なお、切梁解体時の二重締切工の挙動、実測値にもとづく現状解析ならびに予測解析、実測値と設計値との対比等については別途報告する予定である。

最後に、本計測の実施に熱意を傾けていただいた当工区工事関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 藤田, 諸橋他: 軟弱地盤の大規模掘削工事, 土と基礎, 1982年5月
- 2) 若杉, 中川他: 洪積砂れき地盤における根切り工事, 現場計測工法—シンポジウム論文集—, 土質工学会関西支部, 1981年12月