

現場計測に基づく二重締切り工の設計地盤定数に関する一考察 (新交通江東青海工事)

A Case Study on Coefficient of Horizontal Subgrade Reaction of Double Sheet Pile Cofferdam based on Measurement

林 泰史* 落合 幹男**
 Yasushi Hayashi Mikio Ochiai
 平野 孝行*** 山内 悟****
 Takayuki Hirano Satoru Yamauchi

要 約

本報文は、新交通システムの下部工建設のための仮設工として施工された二重締切り工を例にとり、①山留め弾塑性法（宮崎・青山の方法）、②自立式二重締切り工弾塑性法（港研法）および③弾性FEMにより、解析を行い、各手法に対する地盤定数の適用性について、検討を行ったものである。

主に地盤反力係数 K_h に着目した検討の結果、 N 値や E_{50} から求めた K_h と、逆解析により求めた K_h とは、概ね、良い一致を示した。

しかし、SCP 層については、置換率に基づく複合地盤の考え方から求めた K_h の1/4以下にする必要があった。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 概要
- §3. 計測計画
- §4. 計測結果
- §5. 逆解析による地盤定数の推定
- §6. おわりに

§1. はじめに

新交通臨港線は、東京都が臨海副都心開発の一環として整備中の低公害型中量輸送の軌道系システムである。

平成7年度開業予定の第1期整備路線は、JR新橋駅東口を起点とし、竹芝、日の出、芝浦の各埠頭を経て、台場・青海・有明南地区に至る延長約12kmの路線であり、12の駅と全線複線の高架軌道よりなる。

当社はこのうち、江東区青海一丁目地先において、青海駅および隣接高架橋の下部工を施工した。

当該工区周辺は将来、東京テレポータタウン建設用地として、埋立が予定されているが、施工開始時は一部干潟を含めた海域が大部分であった。

そのため、下部工構築のための仮設工事は、二重締切り工法が採用され、海域については自立式で、また、原地盤護岸部の地山掘削を行う区域については切梁式で、施工が行われた (Fig. 1)。

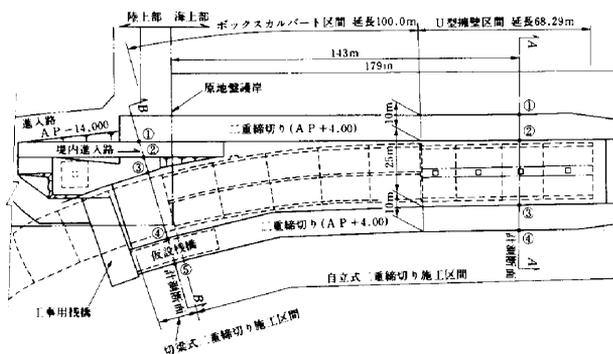


Fig.1 施工平面および計測位置図

*中国(支)土木部土木課
 **関東(支)江東青海(出)所長
 ****土木設計部設計課係長
 *****香港(支)土木部設計課

また、本工事の設計に当たって、現行の二重締切り工の設計法の適用性と設計地盤定数の妥当性の是非が懸念された。

特に、設計地盤定数の同定は、当該工事施工中の二重締切りの変状予測はもちろんのこと、二重締切り外側の周辺海域埋立後の構造物の変状予測や、既設高架橋基礎に近接した後続工事としての開削工事による高架橋基礎の変状予測を行うために必要であった。

本報文では、現行二重締切り設計法の適用性と、将来工事による影響予測を行うことを目的とした地盤定数同定の経緯について、報告するものである。

§ 2. 概要

2-1 工事概要

工事件名：新交通臨港線青海部下部工 (P279および青海駅基礎) 建設工事

工事場所：東京都江東区青海一丁目地先

企業先：東京都港湾局

工期：平成2年9月21日～平成4年3月25日

工事内容：下部工本体構築工

U型擁壁・ボックスカルバート工

コンクリート工 12467.30m³

鉄筋工 1128.10t

締切り工

二重締切り工 409.30m

中詰め工 31009.00m³

基礎杭打設工 362本

仮設工 一式

計測工 一式

地質調査工 一式

2-2 地質概要

当該工区海域の土層区分は、上位より、 N 値 <10 のシルトから成る有楽町層、砂・粘土の互層から成る東京層および N 値 >50 の砂・砂礫から成る東京礫層と江戸川層によって形成される。

なお、原地盤護岸部は、昭和35年～昭和45年にかけて、上記のシルト層上に埋立が行われた地盤である。

2-3 施工順序

(1) 自立式二重締切り区間

海域の自立式の締切り断面（以後、A断面と称す）を Fig. 2 に示す。

A断面を有する区間では、鋼矢板打設および中詰め土の施工による二重締切り完了後、堤内ドライアップを行い、U型擁壁およびボックスカルバートを構築した後、堤内を埋め立てた。

なお、軟弱なシルト層に対しては、あらかじめ二重締切りの変形抑制を主目的としたサンドコンパクションパイプによる地盤改良が施工されていた。

(2) 切梁式二重締切り区間

原地盤護岸部の切梁式の締切り断面（以後、B断面と称す）を Fig. 3 に示す。

B断面を有する区間では、二重締切り施工後、堤内ドライアップを行い、順次掘削・切梁架設を行った。

§ 3. 計測計画

本工事の二重締切りの計測の目的を以下に示す。

① 施工時の安全管理

② 現行設計法の照査および地盤定数の適用性を探るための実証データの確保

本工事では、特に②の目的は後続工事を円滑に進めるという観点から重要であった。

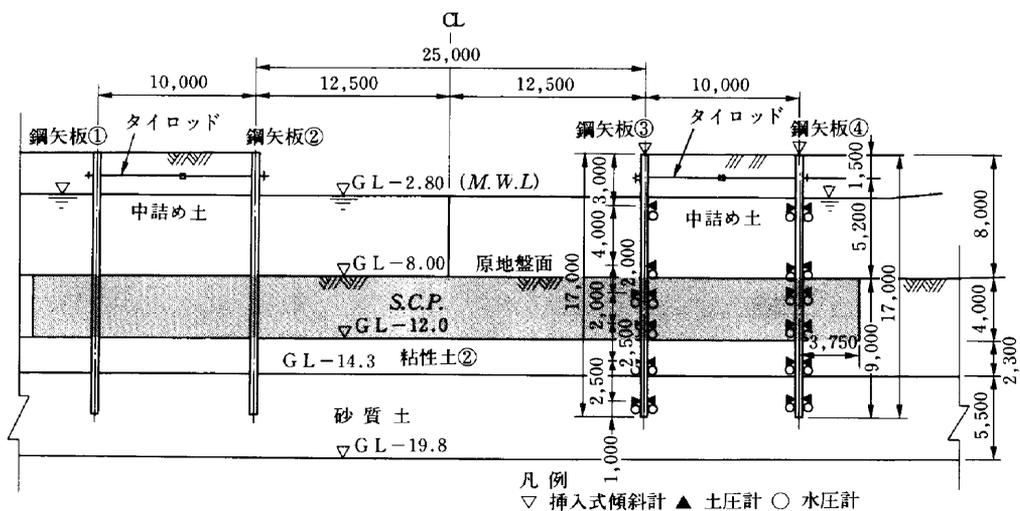


Fig.2 A-A断面図

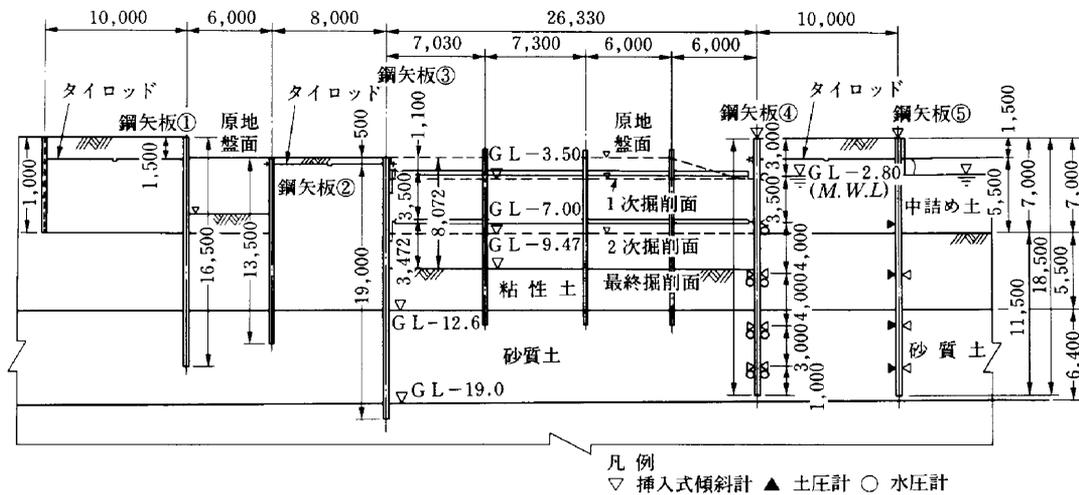


Fig.3 B-B断面図

計測位置は、Fig. 1 に示すように、切梁式および自立式二重締切り部の各々とした。計測目的を踏まえて、計測位置における施工断面および計器配置を Fig. 2~3 に示す。

§ 4. 計測結果

4-1 変位計測結果

締切り鋼矢板の変位計測は、各施工段階毎に挿入式傾斜計により行った。

(1) A断面

鋼矢板③、④の変位計測の結果を中詰め完了時とドライアップ完了時について、Fig. 4 に示す。

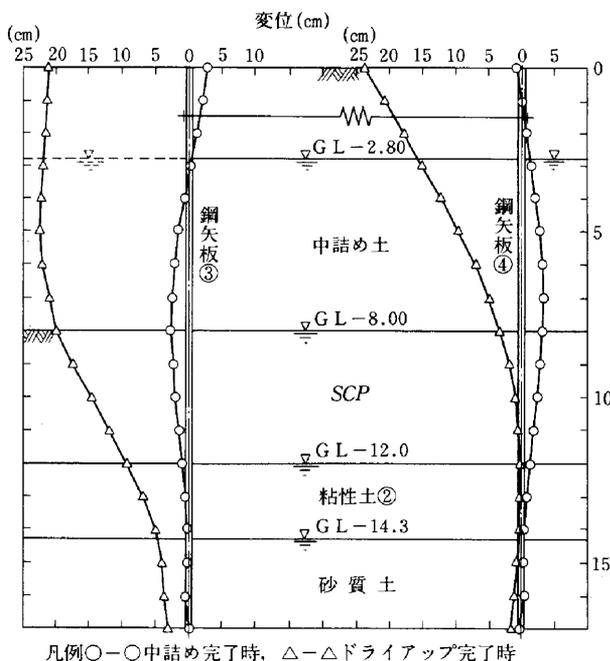


Fig.4 A-A断面変位計測結果

(2) B断面

①中詰め完了時
鋼矢板③は GL-8.00m で、堤内側に最大変位 $\delta_{max}=2.63$ cm, 鋼矢板④は GL-7.00m で、堤外側に $\delta_{max}=3.23$ cm と膨らむ樽型の変形形状を示した。

②ドライアップ完了時

鋼矢板③は GL-5.00m で、堤内側に $\delta_{max}=21.1$ cm, 鋼矢板④天端で堤内側に $\delta_{max}=23.4$ cm と、ドライアップによる外力バランスの崩れによって、両矢板とも堤内側へ大きく変位した。

(2) B断面

中詰め完了時、ドライアップ完了時および最終掘削時の各施工段階での鋼矢板④、⑤の変位計測結果を Fig. 5 に示す。

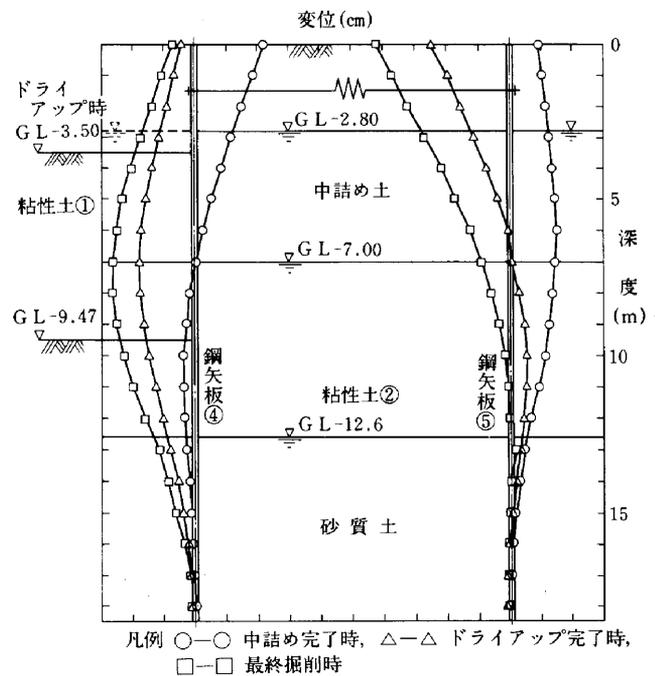


Fig.5 B-B断面変位計測結果

①中詰め完了時

変形は樽型を示し、鋼矢板④の天端で、堤外側に $\delta_{max}=4.40\text{cm}$ 、鋼矢板⑤の $\text{GL}-6.00\text{m}$ で、堤外側に $\delta_{max}=2.96\text{cm}$ と、両矢板とも堤外側に傾いた変形形状となった。

これは、Fig. 6 に示すように原地盤が傾斜しており、鋼矢板⑤の根入れ部地盤の抵抗力の方が、鋼矢板④のそれより小さいために生じた現象である。

②ドライアップ完了時～一次、二次および最終掘削時

ドライアップ以降、鋼矢板④、⑤とも、施工段階の進行に伴い、A断面のドライアップ時の変形形状と似通った形状を示すようになる。

また、その堤内側への変位量は徐々に大きくなっている。

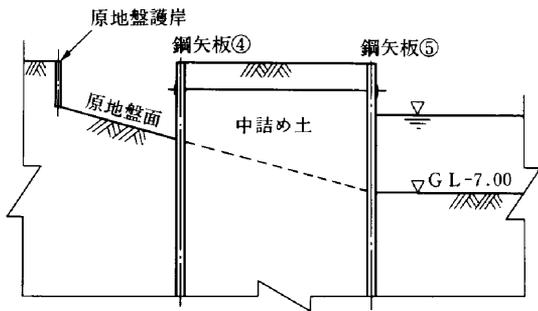


Fig.6 原地盤現況図 (B-B断面海側)

これは、堤内ドライアップおよび掘削による堤内側の抵抗力の減少を顕著に示すものである。

最終掘削時の変位量は、鋼矢板④の $\text{GL}-7.5\text{m}$ で、堤内側に $\delta_{max}=5.23\text{cm}$ 、鋼矢板⑤の天端で、堤内側に $\delta_{max}=8.52\text{cm}$ を示した。この変形量は自立式の A断面のドライアップ完了時のそれと比較すると1/3~1/4と小さい。

これは、切梁架設による変形抑制効果が、顕著に現れた結果であると言える。

4-2 土・水圧計測結果

A断面の鋼矢板③、④について、鋼矢板打設完了時～ドライアップ完了時の各施工段階での水圧および全土圧の計測結果を Fig. 7 に示す。

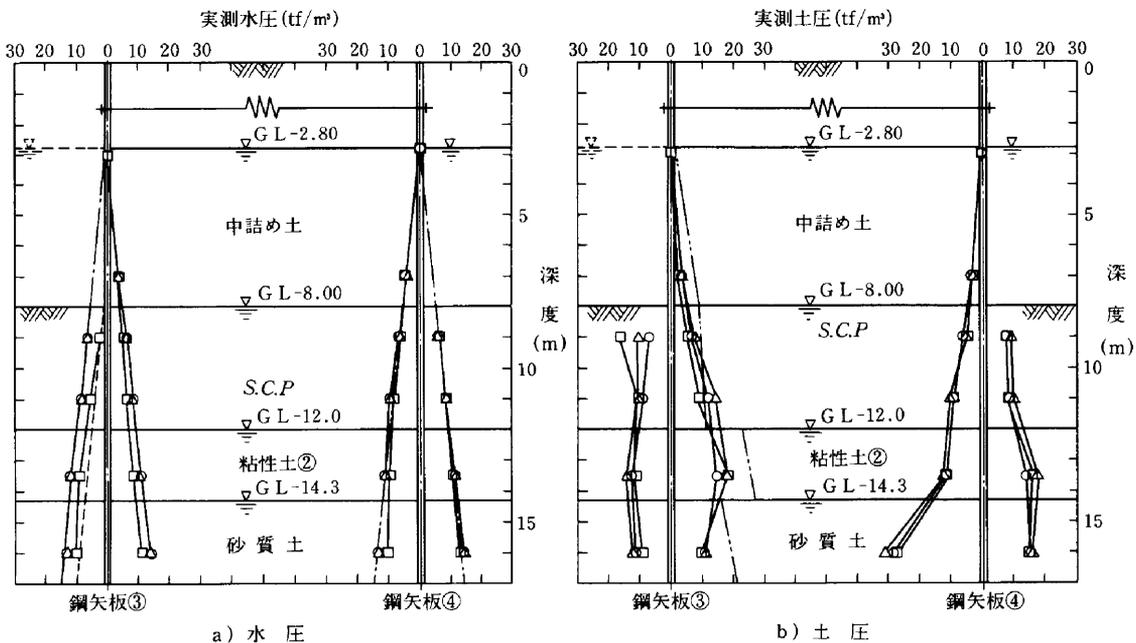
なお、水圧については、B断面の鋼矢板④でも計測しているが、A断面の鋼矢板③と似通った傾向を示すので、ここでは例としてA断面の計測結果のみ掲載する。

また、B断面の鋼矢板④、⑤について、鋼矢板打設完了時～ドライアップ完了時～一次、二次および最終掘削時における計測結果を Fig. 8 に示す。

(1) 水圧

① A断面の鋼矢板③および B断面の鋼矢板④とも堤体内の水圧の計測結果は、ドライアップによる水圧の減少を的確に捉えていると考えられる。

② A断面の鋼矢板③および B断面の鋼矢板④とも堤体



凡例

○—○ 鋼矢板打設完了時, △—△ 中詰め完了時, □—□ ドライアップ完了時
 - - - 平均潮位より計算した水圧, - - - - ドライアップ時の計算水圧, - - - - ランキン・レザール式による全主動土圧

Fig.7 A-A断面鋼矢板③、④水圧・土圧計測結果

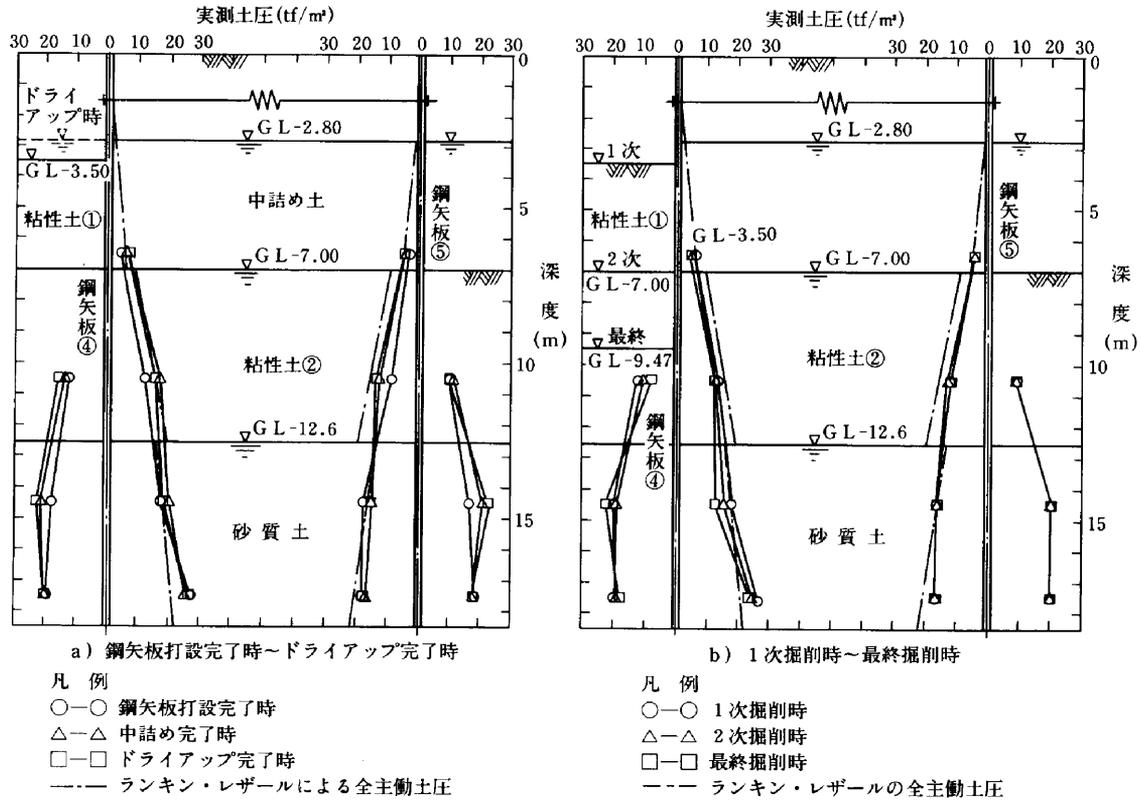


Fig.8 B-B断面鋼矢板④、⑤土圧計測結果

内の水圧の計測結果は、施工段階の進行に伴い減少する。

- ③ A断面の鋼矢板④およびB断面の鋼矢板⑤の堤体内の水圧はほぼ一定しており、ドライアップの影響は現れていない。
- ④中詰め完了時における堤体内の水圧は、A断面の鋼矢板③およびB断面の鋼矢板④とも潮位より計算した水圧にはほぼ一致している。

(2) 土圧

- ① A断面の鋼矢板③およびB断面の鋼矢板④の全土圧の計測結果によると、各矢板の全土圧は、ランキン・レザールの理論上の全主動土圧に、ほぼ近似している。
- ② A断面の鋼矢板③およびB断面の鋼矢板④で、堤体内の土圧は鋼矢板打設完了時～中詰め完了時の段階で増加しているが、それ以降の段階では、逆に減少している。

これは、中詰め土による土被り重量増加による土圧増加と、主動土圧状態への移行とを顕著に示すものである。

- ③ A断面の鋼矢板③およびB断面の鋼矢板④とも堤内側の土圧は施工段階の進捗に伴い、大きくなる。これは、矢板の変形に伴って、受働土圧状態に移行していることを顕著に示すものである。

§ 5. 逆解析による地盤定数の推定

5-1 基本方針

本検討では、主に鋼矢板に作用する土・水圧と変位計測結果を用いて、水平方向地盤反力係数 K_h を同定し、土質調査・試験結果の N 値、 E_{50} より求められる K_h との比較を行うことにする。

K_h の同定方法は、取り上げた解析手法において、 K_h 以外のパラメータを以下によって設定し、 K_h を変化させることで、最も実測変位に合致するものと求めるものである。

- ① 湿潤単位体積重量 γ 、水中単位体積重量 γ' 、粘着力 C および内部摩擦角 ϕ については、土質調査・試験結果を使用する。
- ② 側圧係数は4-2項の全土圧の計測結果を包絡するよう設定する。
- ③ 静止土圧係数は、ヤーキーの式¹⁾ ($K_0 = 1 - \sin\phi'$) を使用する。

5-2 解析手法の概要

二重締切りの挙動を予測する解析手法として、今回使用した解析手法の概要を Table 1 に示す。

5-3 各解析手法の適用上の仮定条件

各解析手法を適用するに際して用いた条件を、モデル

Table 1 二重橋切工解析手法の概要

解析手法	①山留め弾塑性法(宮崎・青山の方法)	②自立式二重橋切り工弾塑性法(港研法)	③弾性FEM
<p>概念図および計算過程</p> <p>概 念 図 お よ び 計 算 過 程</p>	<p>1) 山留め壁は、完全弾性体である。 2) 切梁は弾性支承とし、バネ定数Kで表わす。 3) 前面地盤は水平バネと見なし、地盤反力係数K_dで表わす。従って、地盤バネ反力は$P_s = K_d \delta$ (δは壁の変位) で表わされ、受動土圧から静止土圧を減じた値を極限值とする。</p> <p>1) 壁の鋼性 (EI) 2) 地盤定数 ($\gamma, \gamma', C, \phi, K_{01}, K_{02}$) 3) 側圧係数 K_d 4) 切梁バネ定数 K</p>	<p>港研法は、上記に示す2つの状態に分割して解析し、各々の解析結果を合成することによって、中詰め～ドラリアアゾゾ完了時までの一連の挙動を表現するものである。</p> <p>1) 中詰め完了時については、地盤上部で中詰め土の主動土圧を考慮し、地中部は主動土圧と受動土圧が、つり合う深さまでは極限土圧を考慮する、それ以下は横抵抗抗として理論解を求め、地盤の弾塑性性を考慮する。 2) 地盤上部を矢板と中詰め土の複合構造、地中部を横抵抗抗と見なしとして理論解を誘導し、中詰め土および地盤の弾塑性性を考慮する。</p> <p>1) 壁の鋼性 (EI) 2) タイロップのヤング率、径、ピッチ 3) 地盤定数 ($\gamma, \gamma', C, \phi, K_{01}, K_{02}$, セン断弾性係数$G$)</p>	<p>ここでは、掘削過程について述べる。 まず、掘削面が水平層を成すように要素を分割し、その後、以下の順序に従い解析する。 第1層掘削後の応力 $U_1 = \Delta U_1$ 第1層掘削後の発生応力$\Delta\sigma_1$+初期応力σ_0 第i層の掘削に対して同様に掘削完了まで繰り返す。 第i層掘削後の変位 $U_i = \sum_{k=1}^i \Delta U_k$ 第i層掘削後の応力 $\sigma_i = \sum_{k=1}^i \Delta\sigma_k + \sigma_0$</p> <p>モデル化に当たって、盛土および掘削の両方があるが、計算過程は同じであり、盛土は要素の追加を、掘削は要素の削除を行うことにより表現される。</p> <p>1) 地盤を有限個の要素に分割し、各要素に土の応力-ひずみ関係を仮定する。 2) 壁体および切梁は、その材料と同一の剛性を有する線材とする。 3) 各土層を構成する要素はその土と同一の地盤定数を有する要素とする。</p> <p>1) 鋼材鋼性 (EI) 2) 地盤定数 ($\gamma, \gamma', C, \phi, \text{ポアソン比}\nu, \text{変形係数}E_s$) 3) 節点の変位、たわみ角 2) 要素応力 3) 線材として入力した部材の断面力 ($M, S, \text{軸力}N$)</p>
<p>仮定条件</p>			
<p>入力項目</p>			
<p>出力項目</p>	<p>1) 壁 (片側) の水平変位 2) 壁 (片側) の断面力 (曲げモーメントM, セン断力S) 3) 切梁軸力</p>	<p>1) 壁 (両側) の水平変位 2) 壁 (両側) の断面力 (M, S) 3) タイロップ張力</p>	

図により解説する。

(1) 山留め弾塑性法（宮崎・青山の方法²⁾）

宮崎・青山の方法は、地山掘削による山留め壁の変形解析を対象としたものであるため、当該区域のように内外二重の山留め壁の相互作用と中詰め土のせん断抵抗力とによって、堤体が一体となって抵抗する二重締切りを解析することはできない。そのため、当該解析では便宜上、堤内側矢板単独の山留め壁として弾塑性解析を行った。

Table 1 に A 断面および B 断面に共通な解析モデルを示し、以下に適用上の仮定条件を示す。

① A 断面および B 断面に共通な仮定条件

- a) ドライアップ完了状態で堤内側矢板に作用している荷重は、中詰め土および鋼矢板根入れ部の地盤の主働土圧と堤体内の残留水圧である。
- b) 掘削面以深の堤内側地盤の抵抗土圧は、矢板の変位に一次比例した抵抗土圧で、その値はランキン・レザールの式による受働土圧から静止土圧を差し引いた土圧を超えない。
- c) 堤内側矢板は、b) の根入れ部地盤の抵抗土圧が受働土圧を超えない範囲の地盤バネとタイロッド設置位置での支点バネで支承される梁として荷重を受ける。
- d) c) のタイロッド設置位置での支点バネは、堤内側矢板のタイロッド設置位置での変位量によって、変形量が与えられる仮想バネである。

② B 断面固有の仮定条件

- a) 当該断面は、堤内側が自然状態の地山により拘束されており、堤外側に大きく倒れた変形形状となっている。そこで、中詰め完了時については、この形状を表現するため、タイロッドに作用している張力をプレロードとして作用させる。
- b) ドライアップ以降については、通常の逐次解析の手順による。ただし、中詰め完了時にプレロードを与えたことにより、逐次解析でのタイロッドの張力の変化を表現できなくなるため、ドライアップ以降の施工段階については、中詰め完了時以降に発生した相対変位を解析の対象とする。

(2) 自立式二重締切り工弾塑性法（港研法³⁾）

港研法は、中詰め完了時とドライアップ完了時の2つの状態に分割して解析し、それぞれの解析結果を合成することによって、一連の挙動を表現するものである。

Table 1 に各段階でのモデル図を示し、以下に適用上の仮定条件を示す。

① 中詰め完了時

- a) 荷重は中詰め土によって生じる主働土圧である。
- b) 根入れ部地盤の荷重については、主働土圧と受働土圧

との釣合い深さで浅に対して両土圧の差分を与え、それ以深は0とする。

- c) 矢板はタイロッドと、主働土圧と受働土圧との釣合い点以深の根入れ部地盤によってバネ支承されている梁とする。

② ドライアップ完了時

- a) 荷重は堤内側、堤体内および堤外側の水圧である。
- b) 堤内側矢板、タイロッドおよび堤外側矢板によって構成されるフレームモデルとする
- c) 根入れ部全長にわたる地盤バネと中詰め土のせん断バネによって支承される梁とする。

(3) 弾性 FEM⁴⁾

① A 断面

当該断面は対称断面であるので、海側堤体について検討する。

解析は中詰め完了時および堤内ドライアップ完了時の2段階で行った。

以下に解析上の仮定条件を示す。

- a) 鋼矢板が根入れされている粘土地盤は、短期的には不透水層として考える。
- b) 矢板先端部を回る浸透流は考えない。
- c) 砂質土・碎石等の土層が卓越しているため、土水分離の有効応力問題として考える。
- d) a) ~ c) より、中詰め土の荷重は有効荷重とし、ドライアップ時は、矢板に作用する水圧を外力として設定する。
- e) 矢板は剛性をもつ線材として設定する。
- f) タイロッドは地盤要素に影響を与えないようにするため、地盤要素とは節点を共有しないよう設定し、剛性のない引張材とする。
- g) 矢板と隣接地盤間にはジョイント要素を配置し、矢板と地盤のズレ変形を表現する⁵⁾。

② B 断面

当該断面は非対称断面であるため、B 断面全体をモデル化する。

解析のステップは中詰め完了時～ドライアップ完了時～1次、2次および最終掘削時について行った。

以下に解析上の仮定条件を示す。

- a) 当該断面は、原地盤護岸部が大半を占め、対象土質が粘性土を主体とすることから、全応力問題として考える。
- b) 水圧は初期応力状態で、あらかじめ外力として設定し、それ以後の段階では、矢板の前背面で生じる差分を、外力として考える。
- c) 中詰め土の荷重は、中詰め内の水位より下位では有効

荷重を与え、上位では、全土被り荷重を与える。

d)タイロッドについては、先の A 断面と同様、地盤要素とは節点を共有しない線材として設定し、地盤要素に影響を与えないようにする。

e)矢板および切梁については線材として、設定する。

5-4 水平方向地盤反力係数 K_h の比較

土質調査・試験に基づく K_h と宮崎・青山の方法、港研法および弾性 FEM を用いた逆解析により得られる K_h との比較表を Table 2 に示す。

なお、表中、土質調査・試験に基づく K_h は次式で求めている⁶⁾。

$$K_h = \frac{1}{30} \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot \left(\frac{B}{30}\right)^{-3/4}$$

- ここに、 K_h : 水平方向地盤反力係数 (kgf/cm²)
- E_0 : 掘削面側地盤の変形係数 (kgf/cm²)
- B : 載荷幅 (一般に $B=500\sim 1000$ cm)
- 本計算では $B=500$ cm を使用
- α : 補正係数

また、A 断面鋼矢板③および④について、 K_h を同定した際の計算変位と実測変位との比較図を Fig. 9 に示す。

なお、B 断面鋼矢板④についても同様、最終掘削時での比較図を Fig. 10 に示す。

以下に K_h を比較した結果の概要を示す。

- ①地盤反力や変形係数を算定するための提案式のバラツキを考慮すれば、SCP 層を除き、どの層も土質調査・試験に基づく K_h と、逆解析による K_h とは、ほぼ同じ結果になった。
- ② SCP 層では、宮崎・青山の方法および港研の方法とも逆解析による K_h の値が、土質調査・試験に基づく K_h より小さくなった。

特に、港研法による K_h は宮崎・青山の方法による K_h に比較して、その値が小さくなった。

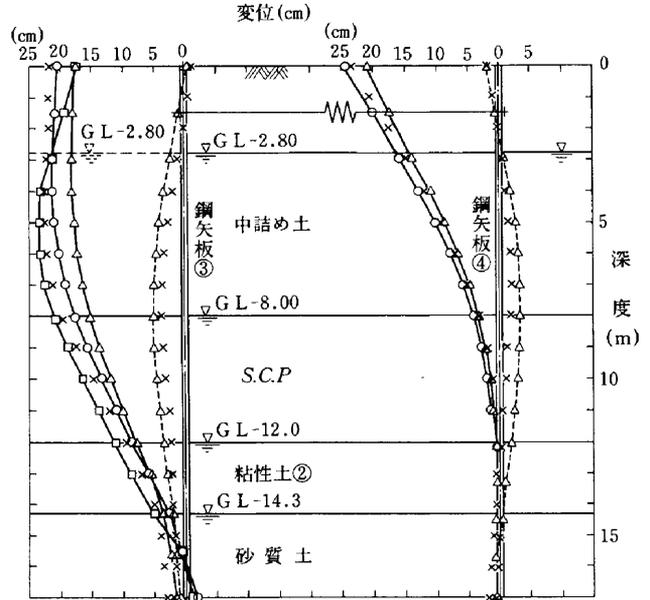
これは、ドライアップ完了時の解析の際、前者が地表面付近に塑性域を考慮して、根入れ部地盤深部でのみ、

Table 2 水平方向地盤反力係数 K_h の比較表

単位: tf/m²

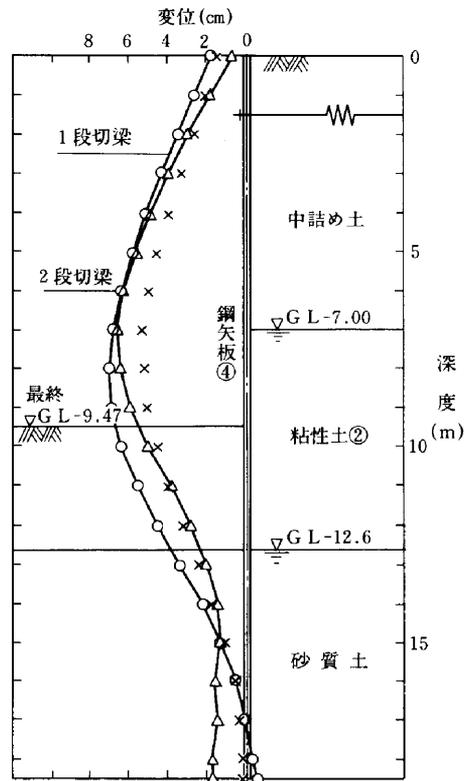
区分	土質試験	現行設計法		
		逆解析		
解析手法		①宮崎・青山	②港研	③FEM
SCP	1700*1	400	110	1700
粘性土①	6.78*2	6.78	—	6.78
粘性土②	386*2	386	386	386
砂質土	3400*1	2700	1700	3400

註) * 1 は $E_0 = E_{so}$ を使用して求めた K_h
 * 2 は $E_0 = 28N$ を使用して求めた K_h



凡例
 □—□ ①山留め弾塑性法(宮崎・青山の方法)による計算値
 ○—○ ②自立式二重締切り工弾塑性法(港研法)による計算合成変位
 △—△ ③弾性FEMによる計算値(ドライアップ時)
 △—△ ③弾性FEMによる計算値(中詰め完了時)
 ×—× 実測変位

Fig.9 A-A断面鋼矢板③、④解析結果変位図



凡例
 ○—○ ①山留め弾塑性法(宮崎・青山の方法)による計算値
 △—△ ③弾性FEMによる計算値
 ×—× 実測変位

Fig.10 B-B断面鋼矢板④解析結果変位図(最終掘削時)

バネ評価しているのに対して、後者は塑性域を考慮しないで、矢板根入れ部全長の範囲で地盤バネを評価しているためである。

- ③ SCP 層の K_h を求める方法には、SCP 改良地盤を砂杭と粘性土との複合地盤と考えて、置換率をパラメータとして次式によって算定する港研の方法がある⁷⁾。

$$K_h = a_s \cdot K_{hs} + (1 - a_s) \cdot K_{hc}$$

ここに、 a_s : 置換率

K_h : 複合地盤の地盤反力係数

K_{hs} : 砂杭による地盤反力係数

K_{hc} : 粘性土による地盤反力係数

今回の逆解析の結果によると宮崎・青山の方法、港研の方法とも、この計算式に基づく数値を下回る結果となった。

この原因としては、置換率が80%を超える高置換率の改良であっても砂杭間に超軟弱な粘性土層が存在する場合、砂杭間の接点圧による砂杭の変形を抑止できないことが考えられる。

5-5 まとめ

今回の検討より、明らかになった事項は以下のとおりである。

- ①二重締切りの変位は、施工の進捗に伴う締切り矢板の前・背面で生じる土・水圧の変化に敏感に対応する。たとえば、原地盤が水平な場合は、中詰め施工によって左右対称の樽型の変形形状を示す。これに対して、原地盤が傾斜しているような場合、両矢板に発生する外力としての土圧に差があるため、堤体全体が樽型に膨らみながらも、堤外側の原地盤の低い方へ倒れるような変形形状を示す。
- ②堤内側矢板で測定される水圧はドライアップによって、着実に低下するが、矢板ジョイント部の止水効果のため、堤内側と堤体内側とでは、後者の水位低下率が小さい。
- これに対して、堤外側矢板では、堤外側・堤体内側ともに、ドライアップの影響はほとんど生じず、平均潮位から求めた水圧にほぼ等しい水圧が観測された。
- ③適切な土質調査・試験と結果の評価を行えば、ランキン・レザールの式により、実測土圧の予測が可能である。
- ④港研法による解析では、地表付近に塑性域を考慮していない。このため、塑性域の発現が表層付近に限られるような高強度の地盤では、宮崎・青山の方法を適用する場合に比較して、1/3程度に低減した地盤反力係数 K_h を設定する必要がある。

- ⑤宮崎・青山の方法および港研法による解析では、SCP 改良部の水平方向地盤反力係数 K_h は、砂杭間に残在する軟弱な粘性土の影響を受けるため、置換率をパラメータとした一般的な複合地盤の考え方から求めた K_h に比較し、1/4以下に低減する必要がある。

§6. おわりに

二重締切りの挙動に関する理論的解明は、現在のところ、ほとんど行われていないのが実情である。今回、二重締切りの挙動を予測するために提案されている手法(港研法)、および予測可能と思われる手法(宮崎・青山の方法、FEM)について、主として地盤反力係数 K_h に着目し、計測結果を基に、その適用性について考察した。

今後は、他の類似工事の事例を収集して、本検討により得られた知見の裏付けを急ぐとともに、二重締切りの挙動の理論的解明を行っていきたいと考えている。

最後に、本報文を取りまとめるにあたり、御指導頂いた関係各位に感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 岸田英明, 大杉文哉, 風間了, 井上嘉信: 新建築学体系43基礎構造の設計, 彰国社, pp.201~202, 1989.
- 2) 宮崎徳次郎, 青山一郎, 平井孝典, 小林黄公博: 掘削過程を考慮した山留め計算法, 第10回土質工学研究発表会講演論文集, pp.851~854, 1975.
- 3) 大堀晃一, 荘司喜博, 高橋邦夫, 上田寛, 原道彦, 川井豊, 塩田啓介: 二重矢板式構造物の力学的特性に関する研究, 港湾技術研究所報告, Vol.20, No.1, pp. 103~151, 1984.
- 4) D.J. ネイラー, G.N. パンデイ: 地盤工学における有限要素法, 鹿島出版会, pp.1~23, 1987.
- 5) 田中耕一, 佐々木豊, 鈴木輝一, 田中篤: 二重矢板式土留工の応力・変形解析, 第26回土質工学研究発表会(2分冊の2), pp.1517~1518, 1991.
- 6) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説下部構造編, pp.200~203, 1990.
- 7) 柳生忠彦, 八尋明彦, 岡貞行: SCP改良地盤における根入れ式鋼板セルの挙動解析について, 港湾, Vol. 66, No.5, pp.72~88, 1989.