

歴青材を塗布した鋼矢板の効果判定に関する研究

棚橋由彦* 川上圭二**
落合英俊*** 伊勢田哲也*A Study on the Effectiveness of Steel Sheet
Pile Coating with Bituminous Compound

by

Yoshihiko TANABASHI* · Keiji KAWAKAMI**
Hidetoshi OCHIAI*** · Tetsuya ISEDA*

The recent expansion of highway network and river improvements accelerate the progress for construction of the embankments on the soft clay grounds. So, a negative friction mobilized on piles due to consolidation of soft ground is closed up as one of the most practical problems in the foundation engineering. For the countermeasure to the negative friction, a pipe pile coating with a bituminous compound on its surface was developed. And it was ascertained that these pipe piles have an excellent ability to reduce the negative friction from the laboratory tests and long-termed field observation tests.

Hence, if a steel sheet pile with a bituminous compound is installed at the soft ground, we can easily expect the same effect which may produce a uniformity of consolidation settlement of the ground at the embankment's side and a restraint of the deformation at the backward ground.

The present paper first describes the feature of two field observation tests. Then, an application of a finite element analysis previously proposed by the authors to one of the field tests is introduced.

Finally, the effectiveness of the steel sheet piles with bituminous compound against a uniform settlement of the embankment and a restraint for the backward subsurface deformation was discussed from consideration of analytical results of some parametric studies used the finite element analysis.

1. まえがき

近年、道路網の整備拡充、水防計画の一環としての河川堤防のかさ上げ等、軟弱地盤や臨海の埋立地に盛土を築造する例が多くなっている。その際、特殊な歴青材を塗布した鋼管杭を用いれば、支持杭に作用するネガティブフリクションを軸力比で1/6~1/10と大幅に低減できる旨報告されている¹⁾。もし同種の歴青材を鋼矢板に塗布すれば、ネガティブフリクションの

低減効果により、盛土基礎部分の圧密沈下の均等化、矢板頭部のフリクションによるつれ込み現象の緩和により、背面地盤の変形抑止効果が期待される。

歴青材を塗布した鋼矢板（以後、SL鋼矢板と呼称）の試験的な施工例として、二例が数えられるが、いずれも施工条件、計測方法に難があり、その効果の有意性を確認するまでには至っていない。

本報告は、SL鋼矢板を盛土近傍に打設した場合、先

昭和62年4月30日受理

*土木工学科 (Department of Civil Engineering)

**新日本製鉄(株)建材開発技術部 (Nippon Steel Corporation)

***九州大学工学部水工土木学教室 (Dept. of Civil Eng., Kyushu University)

述の効果が期待できるかを試験施工および有限要素解析により具体的な施工例に基づいて吟味し、さらに、数値実験を行い、SL 鋼矢板の打設効果の判定ならびに鋼材の剛性、処理種別、歴青材塗布層厚の選定判断資料を提供するものである。

2. スリッレイヤー (SL) の力学特性

2-1. 歴青材の力学特性

一般的に歴青材は次のような特性をもつ。

- ① 温度 (T), 荷重時間 (t) によりその力学特性が著しく異なる。
- ② 荷重時間 (t) が非常に小さい範囲では、歴青材の挙動は大部分弾性的であり、荷重時間が長くなるにしたがって粘性流体としての挙動を示す。
- ③ 中間の荷重時間では粘弾性挙動を示す。

これらの関係を示したのが Fig. 1 である。

2-2. ネガティブフリクションの軽減効果

地盤沈下により、非常に長い荷重時間せん断応力が歴青層に作用する場合、歴青層は粘性流体としての挙動を示す。

粘性流体としての特性は一般に次のように表せる。

$$\tau = \eta \frac{d\gamma}{dt} = \eta \cdot \frac{D}{ht} \tag{1}$$

ここに、 τ :せん断応力、 η :歴青材の粘性係数、 γ :せん断ひずみ、 h :歴青層の厚さ、 D :歴青層の変形量、 t :荷重時間である。

また粘性流体の場合

$$S = \frac{3\eta}{t} \tag{2}$$

が成立するので、式(1)(2)により

$$\tau = \frac{D \cdot S}{3h} \tag{3}$$

となる。式(3)の τ が地盤沈下に伴うネガティブフリクションにより杭または矢板に作用するせん断応力、すなわち残留ネガティブフリクションである。

一例として、荷重時間とスティフネス係数との関係

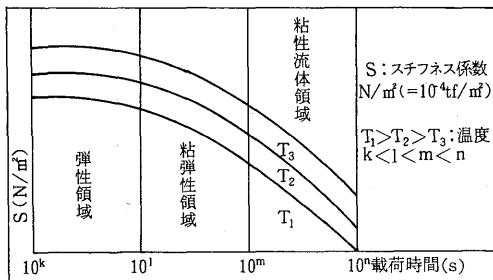


Fig. 1 General properties of visco-elastic body

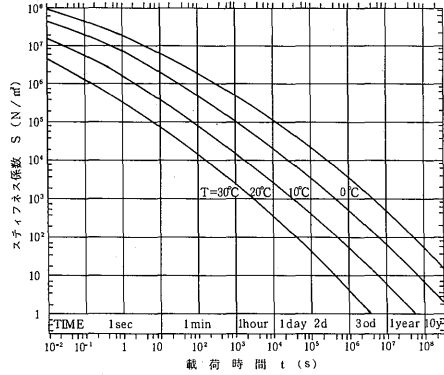


Fig. 2 Relationship between stiffness coefficient and loading time for SL

を温度をパラメーターとして、Fig. 2 に示す。

ここに、スティフネス係数 S は、粘弾性体の変形係数を意味し、弾性領域ではヤング率に相当し、粘性領域では温度と荷重時間で変動する係数である。

3. 現在試験施工

SL 鋼矢板の試験的な施工例としては、①試験施工 A:茨城県の堤防かさ上げ工事、②試験施工 B:広島市の高潮対策護岸及び堤防盛土築堤工事の二例がある。

3-1. 試験施工 A²⁾

(1) 現場の施工概要

現場の施工概要を Fig. 3 に示す。現場は、旧河川堤防に幅員約 3 m の道路を挟んで民家が隣接しており、堤防かさ上げによる背面地盤の変形を極力抑える必要がある。

現場の施工条件は基礎までの深さ 19.5 m、二次盛土の高さ 1.6 m、盛土幅 40 m であり、盛土のり尻から 2 m の位置に支持矢板を打設している。SL 鋼矢板打設区間は 12 m、裸鋼矢板打設区間は、それぞれ SL 鋼矢板を挟んで左右に 40 m 打設されている。さらに、のり尻

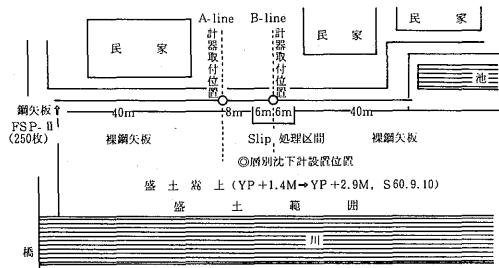


Fig. 3 Rough sketch of the field test A²⁾

から3m幅で簡易アスファルト舗装が施されている。

また、SL鋼矢板打設区間の中央部B-lineと裸鋼矢板打設区間のA-lineに沿って(i)盛土横断方向の地表面沈下量及び基礎地盤内の層別沈下量、(ii)護岸背面の地表面沈下量、(iii)矢板の軸力と側方変位がそれぞれ経時計測されている (Fig. 3 参照)。

なお、SL鋼矢板の打設状況を photo. 1 に示す。

(2) 地盤構成

現場は河川によって形成された氾濫性の沖積低地にあたり、その地質構成は、基盤層をなす洪積世の成田層と、その上位の軟弱な沖積層とに大別される。

ボーリング結果をもとに作成された土層構成とN値の深度分布を Fig. 4 に示す。すなわち、上部粘性土層、砂層(Ac₁, As₁)がそれぞれ薄く分布し、その下位にN値ゼロの軟弱な沖積粘土層(Ac₂)が約12~15m厚さ推積し、以深は沖積世の下部砂質土層(As₂)となっている。

(3) 計測結果と考察

S61年2月20日(盛土施工開始から6ヶ月経過した)時点におけるA-line(裸鋼矢板壁)とB-line(SL鋼矢板壁)に沿って計測された地盤の沈下、矢板の軸力、側方変位を一括して Table 1 に示す。矢板軸力が無処理(裸鋼矢板)に比べてSL鋼矢板の方が1/2程度低

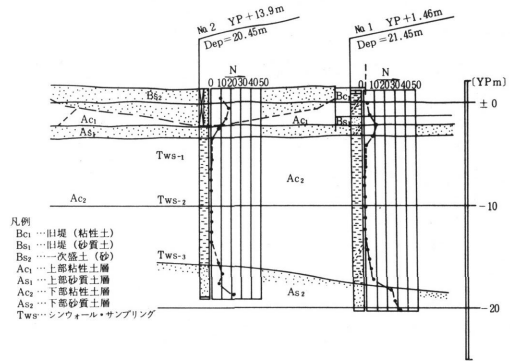


Fig. 4 Soil profiles and N-value diagrams²⁾

下している以外、変形に関しては、ほとんど有意な差を生じていない。ちなみに、S61年5月19日(盛土施工開始から9ヶ月経過した)時点における、盛土横断方向の地表面沈下、矢板の側方変位、軸力分布を Fig. 5 に示す。なお、図中には、矢板を打設しない場合の m_v 法および双曲線法に基づく最終圧密沈下量分布をあわせ示している。実測沈下量より双曲線法を用いて、現在の圧密度Uと最終圧密沈下量 Sf を推定すると、U=70%、Sf=106cmとなり、標準圧密試験から得られた m_v 値を用いて推定する m_v 法と大きく異なってい

Table 1 Measured values of the field test A at February 20, 1986.

計測項目	A-line (裸鋼矢板)	B-line (SL鋼矢板)
盛土中央の沈下量 (cm)	60.6	61.3
盛土側鋼矢板近傍(0.5m)の沈下量 (cm)	12.5	12.3
背面地盤側鋼矢板近傍(1.5m)の沈下量 (cm)	0.5	0.4
鋼矢板の最大側方変位量 (cm)	5.5	5.3
鋼矢板の軸力 (kgf/cm ²)	287	143



Photo. 1 Situation of SL steel sheet pile installed.

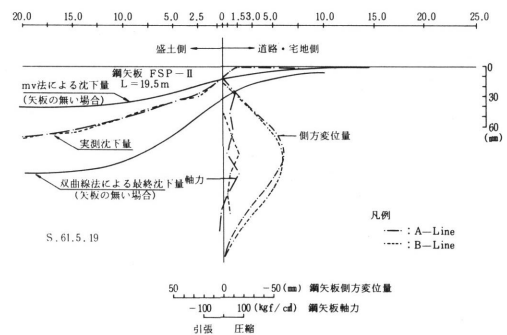


Fig. 5 Feature of the displacements at May 19, 1986²⁾

る。しかし、いずれにしても、矢板を挟んで盛土側と背面側の沈下性状は大きく異なり、矢板を打設しない場合に比べ、支持矢板の打設により背面地盤の変形の抑止効果は顕著に表れている。ただし、鋼矢板の処理種別 (SL と裸鋼矢板) による有意な差はみられない。

3-2. 試験施工 B³⁾

(1) 現場の施工概要

高潮堤防構造部は軟弱な沖積粘土層が厚く推積している。しかも近接して、10階建、11階建のビルが2棟あること (Fig. 6 参照)、濁水の拡散による漁業被害防止、マウンド基礎の確実な施工を図る必要がある。このため、護岸築造・堤防盛土による圧密沈下およびそれに伴う周辺構造物の引き込み対策として、Fig. 7 に示すような鋼矢板 (FSP-IV) による仮締切りを行い、堤防を築造した。Fig. 6 に示すように、矢板壁は X-X 線を境に、SL、裸鋼矢板ともに打設区間は16.4m、計測は、堤体部、周辺地盤および遮断壁 (矢板壁) の沈下、堤体部の層別沈下量および矢板の側方変位と軸力が計測されている。

試験盛土は、Fig. 7 に示すように第1段盛土が、S 59年1月から1.5ヶ月かけて、TP.+2.5mまで盛られ、その後5ヶ月間放置された後、第2段盛土が短期間で

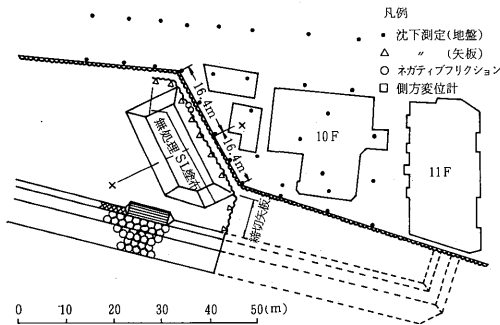


Fig. 6 Sketch of the field test B⁴⁾

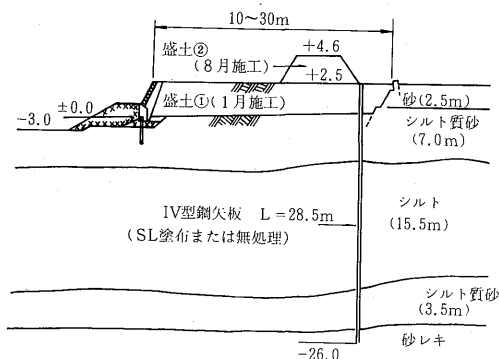


Fig. 7 Situation of the execution at the field test B (section X-X)⁴⁾

TP.+4.6mまで盛られている。

(2) 地盤構成

地質は広島花こう岩が基岩をなし、基底レキ層が基岩を被覆し、その上にシルト質砂層 (SM) が約3.5m、シルト層 (OH, CH) が約15.5mと厚く推積し、その上に、上部シルト砂層 (7.0m)、砂 (2.5m) が推積している (Fig. 7 参照)。

(3) 計測結果と考察

森脇ら⁴⁾は試験施工 B の計測結果に対し次のような考察を行なっている。

Fig. 8 は、第2段盛土後7ヶ月 (第1段盛土後14ヶ月) 経過した時点における地表面および矢板頭部の沈下を示したものである。盛土部では21~31cmの沈下が生じているものの、盛土法尻より約1.5m離れた既設堤防ではわずか1~3cmの沈下しか生じておらず、更に10m以上離れたとほとんど沈下していない。一方、矢板を打設した範囲より外側の既設堤防では、盛土からの距離が遠いにもかかわらず9~13cmの沈下が生じている。このことより、盛土による周辺地盤の引き込み沈下を矢板を用いて防止することが十分可能であると判断される。また、矢板自身の沈下についてみると、その先端を支持層に十分根入れした場合 (L=28.5m) は、SL、無処理ともにほとんど差がなく、約1cm程度沈下している。それに対して、矢板先端がシルト層の途中までの締切り矢板 (L=15m) では、矢板頭部が8.4cm沈下している。

したがって、矢板を支持層まで十分根入れすることが、矢板の打設効果を十分発揮させるのに必要である。

Fig. 9 は、X-X断面での地盤挙動を示したものである。地表面沈下は、盛土側では時間とともに増大し、かなりの量となっているのに対し、堤内地側ではほとんど生じていない。しかも Fig. 9 の変位状況を見ると、これは SL と裸矢板の接合点に直交する X-X 測線に沿った地盤挙動にもかかわらず、盛土部では圧密の均

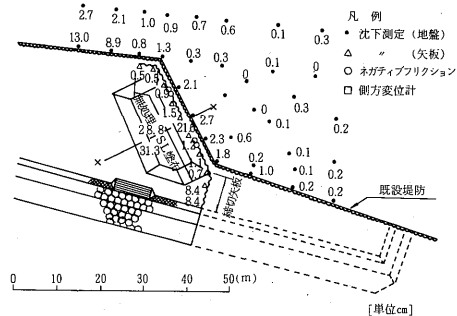


Fig. 8 Feature of the subsurface settlement observed at the field test B⁴⁾

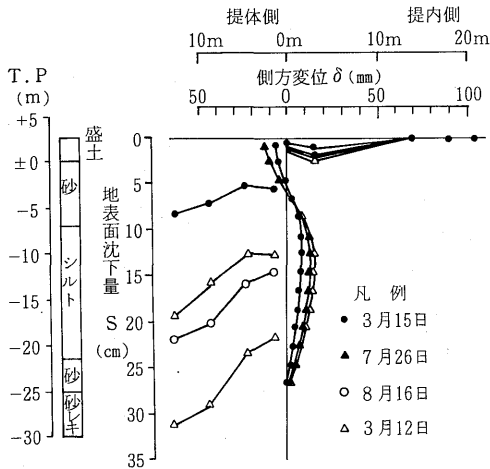


Fig. 9 Subsurface deformation observed at the field test B (section X-X)⁴⁾

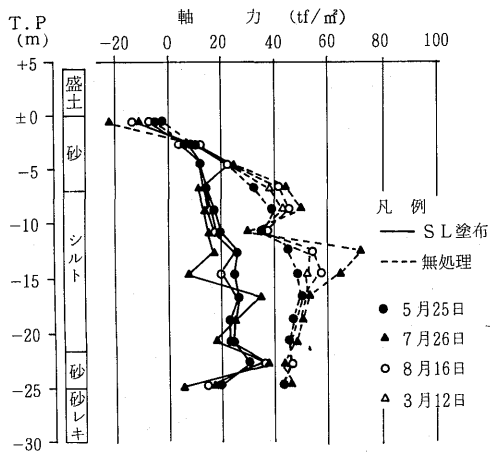


Fig. 10 Axial force diagram of the steel sheet pile⁴⁾

等化がみられる。これは、SL 鋼矢板が圧密沈下の均等化に効果があることを示唆しているものと考えられる。また、側方変形も比較的小さく、最大でも20mm程度で留っている。これは、上部砂層による拘束効果がかかりあったためと考えられる。

Fig. 10 は、矢板の軸力の深度分布を示したものであり、SL 鋼矢板の軸力が裸鋼矢板の 1/2 強減している。ネガティブフリクションの軽減効果は、SL 杭の 1/5 ~ 1/10 ほどではないにしろ認められ、それが、圧密の均等化に影響しないはずはないと考えられる。

しかし、いずれにしろ両試験施工とも、

- i) SL 鋼矢板の処理区間が短い。
- ii) SL 鋼矢板を連結しており切り離していない。
- iii) 計測箇所 (測線の選定) が適当でない。

など、施工及び計測条件に難があり、特に試験施工 A では、SL 鋼矢板打設効果の有意性は計測結果からは得られていない。

4. 解析方法

厳密には、土は弾塑性または弾粘塑性モデルを用い、間隙流体との連成解析を行う必要がある。特に、矢板境界モデルには、歴青材料の粘弾性特性を表現できる特殊なエメントの開発が必要となろう。ここでは、かなり粗い近似ではあるが、解析の第一段階として、著者らがかつて提示した「壁面摩擦を考慮した有限要素解析」⁵⁾に依った。

4-1. 土の力学モデル

土の力学モデルは、bi-linear 弾塑性モデルであるが、局所的な土要素の破壊に伴うすべり面方向の極端な剛性低下をその方向に発達した異方性材料で置換することにより表現し、逐次増分計算を進める。すなわち、土は初期応力下では等方弾性体と仮定し、局所的な破壊を生じた要素については、せん断破壊・引張破壊も含めて破壊後の要素をそのすべり面、あるいは破断面で面内等方とする二軸直交異方性材料で置換し、その面の剛性を低下させることにより、破壊後の土の特性を表現する。なお用いた破壊規準は Mohr-Coulomb 則の引張領域を円弧で修正したものである。

4-2. 境界面の力学モデル

(1) 裸鋼矢板と土の境界面力学モデル

Fig. 11 により説明すると、壁面上の節点 j には土から圧縮力 X_i が作用し、壁面から受ける滑動抵抗力 S_i (式(4)参照)よりせん断力 Y_i の方が大きい場合、節点 i, j の Y 方向の拘束を解き ($v_i \neq v_j$)、同時に、壁面摩擦力 (=滑動抵抗力 S_i) を節点 i に鉛直上向きに作用させ、逆に土が壁面に作用する摩擦力として、節点 j に同値の節点力を鉛直下向きに作用させる。ただし、式(4)の記号は Fig. 11 中で定義している。

$$S_i = X_i \cdot \tan \phi_0 + c_0 \cdot B_i \quad (4)$$

ここに、 c_0 , ϕ_0 はそれぞれ壁面粘着力、壁面摩擦角である。

(2) SL 鋼矢板と土の境界面力学モデル

壁面摩擦力の代りに、式(5)で与えられる矢板に作用するせん断力、すなわち残留ネガティブフリクション T_i を鋼矢板の節点 j に鉛直下向きに、土の節点 i には上向きに作用させる (式(3)参照)。

$$T_i = \tau \cdot B_i = \frac{D_{ij} \cdot S \cdot B_i}{3 \cdot h} \quad (5)$$

ここに、 D_{ij} は節点 i と j の相対沈下量、S はステイフネス係数、h は歴青材料の層厚、 B_i は節点 i の負担幅

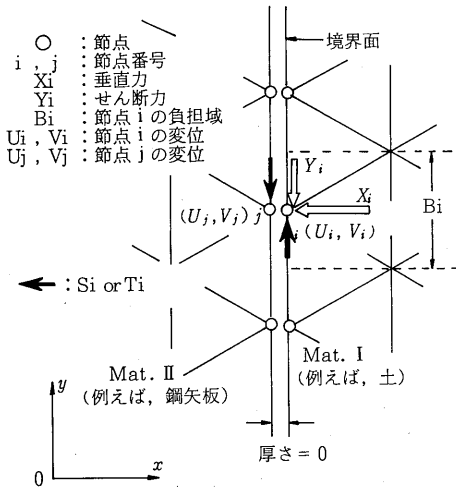


Fig. 11 Mechanical model for the boundary plane.

をそれぞれ意味する。

5. 現場解析

5-1. 解析条件

(1) 解析モデル

現場解析モデルは Fig. 12 (a) に示すように、C. S. T 分割・平面ひずみ矩形モデル、地盤は深さ 19.5m、幅は 60m とし、両側面は水平変位のみ拘束、底面は完全拘束している。

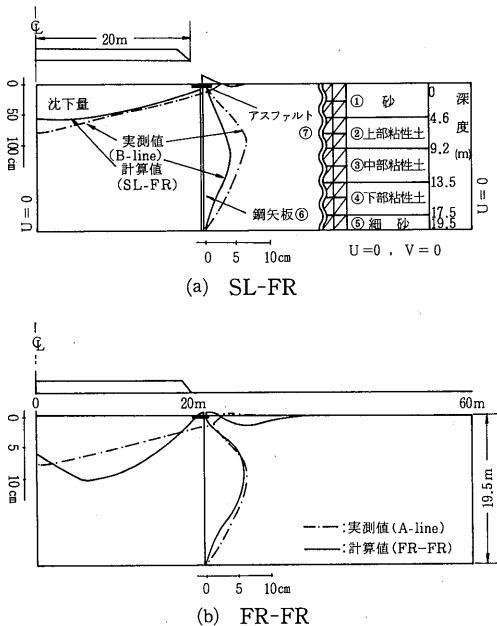


Fig. 12 Analytical model and the feature of the deformation calculated by FEM.

地盤の層分割は、一次盛土の沈埋部や元のレキ砂層を①、粘性土を、報告書²⁾から三層②、③、④と下部砂層⑤の 5 層に分け、さらに鋼矢板⑥、舗装材⑦を現位置状況に合わせて設けている (Fig. 12 (a) 参照)。

(2) 初期物性

上、下砂層①、⑤は物性に関する情報がないため、通常砂によく用いられる初期物性値を採用した。

粘土層三層の物性は、土の一軸圧縮試験結果から、②は TWS-1、③は TWS-2、④は TWS-3 (Fig. 4 参照) の各々 3 個のデータの平均値で代表させ、ヤング率 E は E_{50} 、ポアソン比 ν は、 $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ に $K_0 = 0.4$ と仮定し、 $\nu = 0.286$ とした。 γ' は ρ_t の値から、 c' 、 ϕ' は正規圧密粘土の場合 $c' = 0$ 、 ϕ' は Jakey の式 $K_0 = 1 - \sin \phi'$ より $K_0 = 0.4$ から逆算して $\phi' = 36^\circ$ とした。その結果求めた地盤各層の初期物性値を、一括して Table 2 に示す。モデル矢板のヤング率 E_m は、モデル矢板と FSP II 型矢板の曲げ剛性が等値、すなわち、 $E_m \cdot I_m = E_p \cdot I_p$ が成立すると仮定して決定した。なお、ここに E はヤング率、I は断面二次モーメント、下サフィックス m はモデル、下サフィックス p は FSP II 型矢板を意味する。また、壁面摩擦角 ϕ_0 、壁面粘着力 c_0 は、次式に依った。

$$c_0 = \frac{2}{3} c', \quad \phi_0 = \arctan\left(\frac{2}{3} \tan \phi'\right) \quad (6)$$

(3) 解析条件

計算は、盛土築造後 1 年経過した時点の変位を想定し、地温 $T = 15^\circ\text{C}$ 、載荷時間 $t = 1 \text{ y}$ の条件で Fig. 3 より式(4)のスティフネス係数 S を決定した。なお、矢板頭部の水平変位がアスファルト舗装材により拘束されることを勘案して、アスファルト最右端の 1 節点の水平変位を拘束している。また、盛土は二次盛土高さ

Table 2 Initial soil parameters used in the FE analysis.

層番号		E_m (tf/m ²)	ν	γ' (tf/m ²)	c' (tf/m ²)	ϕ' (deg)
①⑤	砂	250	0.300	0.750	2.0	30.0
②	上部粘土	85 (34)	0.286	0.275	0.0	36.0
③	中部粘土	263 (105)	0.286	0.401	0.0	36.0
④	下部粘土	305 (122)	0.286	0.548	0.0	36.0
⑥	鋼矢板	275000 (110000)	0.28	6.680	10000	45.0
⑦	アスファルト	5000	0.25	2.000	10000	35.0

(1 tf/m² = 9.8kPa)

$H=1.6\text{m}$, $\gamma_1=1.8\text{tf/m}^3$ で盛土形状から等価節点荷重を計算し、地表面に作用させた。

解析したのは次の2ケースである。

- (i) FR-FR (裸鋼矢板)
- (ii) SL-FR (SL 鋼矢板, 盛土側片面処理)

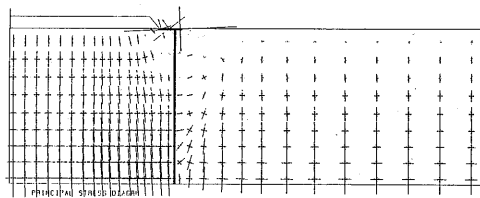
5-2. 解析結果と考察

SL-FR (SL 鋼矢板・片面処理) の計算値は、地表面最大変位は42cm(実測72cm), 矢板の最大水平変位は3.2cm(実測6.0cm)で過小評価する結果となった。土のモデルが bi-linear な弾塑性モデルであること, モデル矢板の剛性決定に曲げ剛性のみ等置とする仮定に無理があるので, 粘土地盤とモデル矢板の剛性に同一の低減率 α を乗じ, 吟味したところ, $\alpha=0.4$ で Fig. 12(a)(b)の結果を得た。

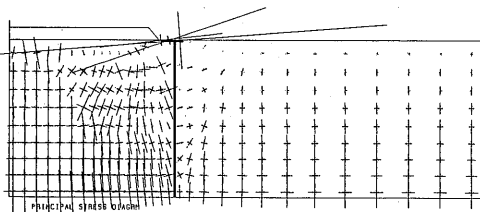
Fig. 12(a)は SL-FR, (b)は FR-FR の地表面変位, 矢板の側方変位の実測値と計算値である。

SL-FR の地表面鉛直変位と矢板側方変位の計算値と実測値の対応は, 比較的良好である。ただし, 背面地盤の変位状況が両者で異なる。これは, 盛土背面の無処理矢板と土との壁面摩擦力 ϕ_0 を過大に評価したためと考えられる。

なお, Fig. 12(b)の裸鋼矢板打設の場合, 最大沈下量を示すのが盛土中央と異なるのは, 主応力分布図(Fig. 13), すべり線図 (Fig. 14) などから判断できるように, 壁面摩擦角 ϕ_0 を大きく見積りすぎたため(式(6)参照)壁面摩擦力が大きくなり, 盛土側の破壊要素が SL-FR に比べ卓越するためであり, ϕ_0 の大きさの見直しが必要と思われる。



(a) SL-FR



(b) FR-FR

Fig. 13 Principal stress diagrams.

なお, Fig. 14 中大実線の×が局所的に破壊した要素であり, ×はすべり面の方向を表している。

すべり線図 (Fig. 14) と対応づけても明らかのように, Fig. 12(a) SL-FR では, 背面側に破壊要素が表れ, (b) FR-FR では, 盛土側に破壊要素が卓越して生じ, その結果剛性がすべり面方向に極端に低下するため, Fig. 12(a)(b)にみられたような沈下状況を示すものと考えられる。一方 SL-SL は, ほとんど破壊する要素がみられない (図省略)。

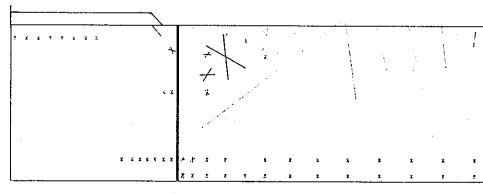
6. 数値実験

Fig. 12 の解析結果と実測値の対比に若干不満は残るものの, モデルの粗さから, これ以上の結果は望めないため, Table 2 の粘土三層②, ③, ④と矢板⑥のヤング率に低減率 $\alpha=0.4$ を乗じ, Table 2 中の () 内の数値を初期物性値として, 数値実験を行った。

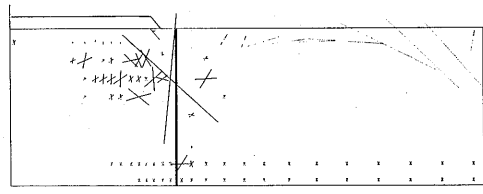
6-1. 解析条件

盛土側の圧密沈下, 背面地盤の変形に与える因子としては次のようなものが考えられる。

- i) 矢板剛性 E (又は矢板種別) (FSP II : $E_m=1.1 \times 10^5\text{tf/m}^2$, FSP IV : $E_m=4.86 \times 10^5\text{tf/m}^2$)
- ii) 矢板長 L
- iii) 歴青材塗装厚さ h
- iv) 歴青材の種別
- v) 矢板処理種別 (例えば, 無処理, SL 片面処理, SL 両面処理)
- vi) 地温 T
- vii) 盛土高さ H (2次盛土1.6mm, 3次盛土3.0mm)



(a) SL-FR



(b) FR-FR

Fig. 14 Local failed elements and the directions of slide plane.

Table 3 Analytical conditions and the results of parametric studies.

番号	処理種別	歴青層厚 h (mm)	盛土高 H (m)	鋼矢板種別	D_{max} (cm)	V_{max} (cm)	盛土中央沈下量 (cm)	矢板頭部の沈下量 (cm)	P ($\times 10^{-2}$)	R (m)
①	SL-FR	6	1.6	FSP-II	4.7	53.0	53.0	2.1	2.26	5.40
②					7.2	100.1	100.1	2.0	4.76	9.30
③					1.6	52.6	52.6	0.50	2.36	9.28
④	FR-FR	2	1.6	FSP-II	4.5	53.2	53.2	1.9	2.28	5.01
⑤					7.0	111.3	68.0	2.1	6.52	12.03
⑥					3.7	53.3	53.3	1.0	2.38	2.30

このうち, iii) 矢板長 $L=19.5\text{m}$, iv) 歴青材の種類, vi) 地温 $T=15^\circ\text{C}$, の3つを固定し, 他の因子を変化させ, 解析条件を整理し Table 3 を得る.

ここに矢板長 L を 19.5m を一定としたのは, 支持層まで打設しない矢板の場合, ネガティブフリクションが作用しないため, SL 鋼矢板を使用する意味がないと考えられるからである.

6-2. 解析結果と考察

計算結果として, 沈下量と側方変位を採りあげ, まとめると Table 3 を得る.

ここに, 変位状況を吟味するため, それぞれ, 次に定義される4つの変位指標 V_{max} , D_{max} , P, R を導入している.

- V_{max} : 地表面の最大沈下量 (cm)
- D_{max} : 矢板の最大側方変位量 (cm)
- P: 盛土幅内における最大相対沈下量/盛土半幅
- R: 盛土による背面地盤の影響距離(m) ($\pm 2\text{cm}$ 以下となる点と矢板の水平距離)

V_{max} , D_{max} と処理種別の関係を Fig. 15 に示す. 矢板の側方変位は, 裸鋼矢板で 7cm , SL 片面処理で 4.5cm , SL 両面処理で 3.7m と SL 処理により抑制されることや, 両面処理の方が矢板の側方変位抑止には有効であることが認められる. 一方, 地表面最大沈下量は, SL 片面, 両面処理とも, 約 53cm であり, ほとんど両面処理の効果は認められない.

Fig. 16 に, 変形に関する指標 P, R と鋼矢板の処理種別の関係を示した. 図から, SL 鋼矢板は無処理の場合に較べて, 盛土地表面の均等沈下の指標 P, 背面地盤への影響度合いを表す R とも, 大幅に低下し, 歴青材処理が背面地盤の変形抑制, 盛土地盤の圧密沈下の均等化にも, ともに効果があるのが認められる. また, P が SL 片面・両面処理ともほとんど変わらないことから, 盛土基礎地盤の圧密沈下の均等化を図るには, 盛土側 SL 片面処理で十分であるといえる. さらに, R と処理種別の関係から, 背面地盤の変形抑止には, SL 片面処理より SL 両面処理の方が, より効果が大きい

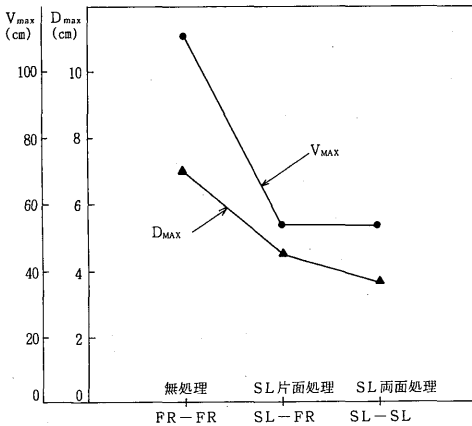


Fig. 15 Relationships between V_{max} , D_{max} and the processing methods of the steel sheet piles.

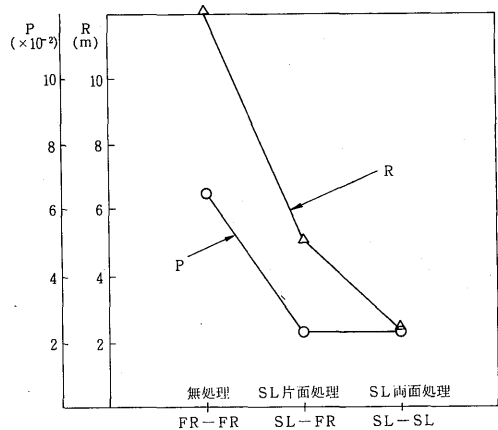


Fig. 16 Relationships between P, Q and the processing methods of the steel sheet piles.

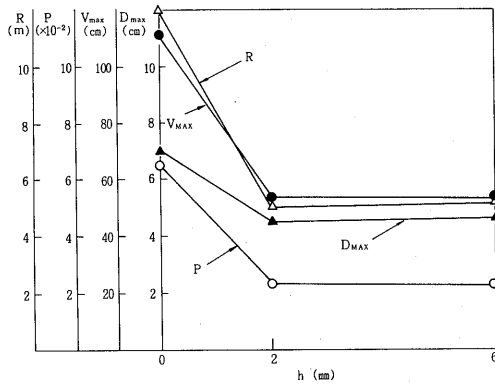


Fig. 17 Relationships between deformation indices and the thickness of slip layer.

ると判断される。

4つの変位指標と歴青材層厚 h の関係を Fig. 17 に示す。4つの指標とも、無処理 ($h = 0$) に比べ、 $h = 2$ mm で極端に低下し、 $h = 6$ mm にしても、ほとんど変わらない。このことは、歴青材塗布が盛土側地盤の圧密沈下の均等化、背面地盤の変形抑止、矢板の側方変位抑止に効果があること、しかも、歴青層厚は、厚い程、目立って効果がある性質のものでなく、その差は微小であり、経済性を考慮すれば、総合的に判断して、盛土側片面処理、歴青層厚 2 mm で十分と判定される。

7. あとがき

壁面摩擦を考慮した有限要素解析による数値実験から、歴青材を塗布した鋼矢板の打設は、盛土側地盤の圧密沈下の均等化および背面地盤の変形抑止に効果があること、総合的に判断して、盛土側方面処理、歴青層厚 2 mm で十分との結論を得た。しかし、本解析モデ

ルでは、二次元的な圧密現象を表現し得ないなど、自ら制約があり、最終的な判定は十分に計画された試験施工に依るべきであることは言うまでもない。と同時に、歴青材の粘弾性特性を表現できる特殊なエレメントの開発、既に提示している弾塑性モデルと間隙流体との連成解析が今後の課題となろう。

なお、本研究の計算には、本学情報処理センター・FACOM-M360 を使用したことを付記する。

謝 辞

本研究を進めるに当たり、貴重な資料を提供していただいた新日本製鉄(株)建材開発技術部・鳥崎肇一氏、同・中村稔氏と、計算に協力いただいた本学 4 年生・土井一史君に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 川上圭二・鳥崎肇一他：ネガティブフリクション対策鋼管杭 SLP-II の開発，製鉄研究，第321号，pp. 25-34，1986。
- 2) 計測リサーチコンサルタンツ：スリップレーヤー処理鋼矢板沈下対策効果確認計測結果報告書，1986。
- 3) 建設省中国地方建設局：軟弱地盤の施工，37 P，1986。
- 4) 森脇武雄・熊本直樹・坂田直文・山本実・吉国洋：矢板による盛土周辺地盤の沈下と側方流動の防止策，地盤の側方流動に関するシンポジウム，土質工学会，pp. 99-106，1986。
- 5) 伊勢田哲也・棚橋由彦・樋口敏昭：壁面摩擦を考慮した FEM 解析，第14回土質工学研究発表会講演概要，pp. 989-992，1978。