

有限要素法による埋立工事に伴う既設地盤の変形計算方法

Computation Method of Deformation of Grounds Affected by Neighboring Reclamation

熊 本 直 樹* (Naoki Kumamoto)

岩 田 直 樹** (Naoki Iwata)

清 水 豊 *** (Yutaka Shimizu)

埋立工事に伴う既設地盤の変形予測に関し、FEM計算方法を改良することを目的として、水平成層状態を初期状態として初期条件の曖昧さを軽減した方法による計算値と、従来方法の計算値を比較した。

従来方法では、①既設部の地表面が盛り上がる、②側方変位が大きすぎる、という欠点があったが、今回試みた方法では以下の結論が得られた。

- (1) モデル地盤に関して上記の比較を行ったところ、従来の計算方法の欠点を改善する方向の結果が得られた。
- (2) 実測例について同様の比較を行ったところ、モデル地盤と同様に従来法の欠点を改善する方向の結果が得られた。しかし、実測値との対応はまだ不十分であり、載荷方法、土質定数など初期条件以外の計算条件・方法も見直す必要がある。
- (3) 今回試みた方法は従来方法よりも合理的であり、従来法の欠点が改善される。この方法では計算時間は増すが、入力時の地盤条件が簡潔になるという利点もある。

キーワード：盛土、沈下、変形、有限要素法、圧密、軟弱地盤（IGC:E 2/D 5）

1. まえがき

この論文は、既設地盤部に近接して埋立・盛土を施工するときの、既設地盤部に発生する障害予測に関し、主として変形を取り上げて検討したものである。既設地盤部に発生する障害の第一は、連動沈下に伴うもの、すなわち、既設構造物の沈下や傾斜が挙げられる。また、既設構造物の杭に発生するネガティブフリクションも懸念される障害のひとつである。第二の障害としては、側方変形が地中構造物に与えるものがある。

既設部の地表面沈下量の予測は通常は準一次元沈下計算でなされているが、側方変形については簡便な予測方法はない。一方、弾塑性有限要素法（FEM）による障害予測もなされており^{1)・2)}、この方法であれば既設部の地盤の変形を計算することができる。

しかし、著者らの経験によると、FEMで既設部の変形予測を行う場合、以下のような問題点があった。

- (1) 実際は盛土部の沈下にとまって既設部も沈下することが多いのに対し（これを『連動沈下』、『つれこみ沈下』などと称している）、FEM計算では既設部は盛り上がる場合が殆どである。
- (2) 側方変形については、実際よりもFEM計算の方が大きい傾向にある。

上記のような問題が発生する原因はいくつか考えられるが、その例を挙げると以下のようである。

- (a) 計算に用いる構成則が表現できる地盤の変形挙動に限界がある。
- (b) 初期状態の地盤が水平成層でないにも関わらずその初期応力が不明であるので、鉛直有効応力としては圧密がほぼ完了しているとして土被り圧を、水平有効応力としては鉛直応力にK値をかけた値を用いており、在来地盤の応力状態を正しく入力していない。また、初期値として用いる定数にも曖昧な点がある。

この論文では構成則の問題には触れないで、計算の初期値の設定方法について検討した。内容は、①モデル地盤を用いた検討と②実測値との対比から成っている。なお、この研究は広島地区土質工学セミナーで討議しながら実施した。

*三菱重工業(株)広島研究所、 **中電技術コンサルタント(株)、 ***復建調査設計(株)

2. モデル地盤による計算方法の検討

2.1 モデル地盤

図2.1 に示す地盤で計算方法を検討した。このモデル地盤は広島市南部の港湾地域を想定して作成したもので、粘土層の上に既設盛土があり、この盛土による圧密はほぼ完全に終了している。既設盛土の横に新規に埋め立てる場合を想定し、この新規埋立で既設部に発生する変形を検討した。なお、新規埋立部の下には、埋立前にサンドドレーン(3m□, φ500)を打設するものとした。

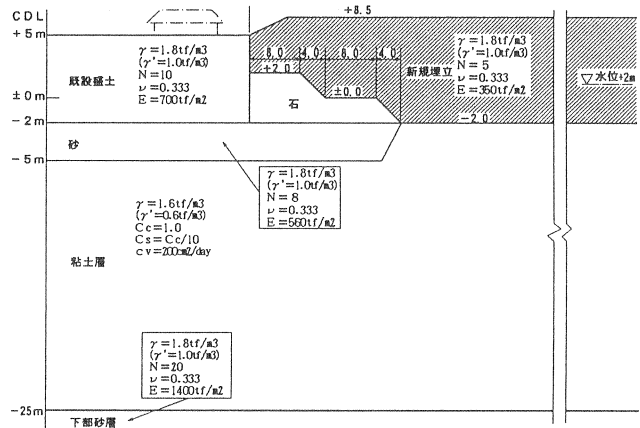


図 2.1 モデル地盤

2.2 計算方法

計算は下記2方法で行った。

(1) 従来の方法

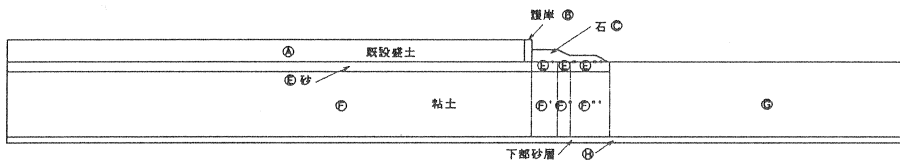
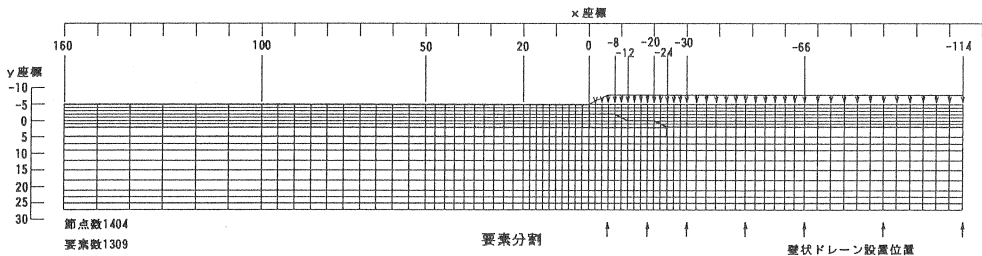
新規埋立以後を計算。初期鉛直応力は土被り圧を、水平応力は鉛直応力にK。値をかけたものを入力。

(2) 既設部をシミュレーション後新規埋立計算 (以下では「今回の方法」と呼ぶ)

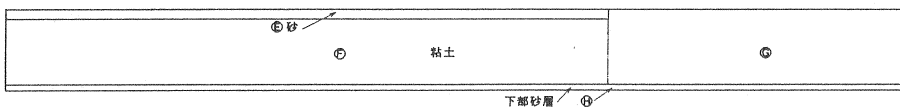
既設盛土がない水平成層状態から計算をスタートし、入力する初期応力を合理的にした。

2.3 要素分割

要素分割は図2.2 に示すとおりである。新規に埋め立てる部分はCDL + 5 mまでは要素で分割し、CDL + 5 mから+8.5mまでは荷重として作用させた。



計算開始時の土層区分及び土質 (㊦~㊩) <従来の計算方法の場合。新規盛土㊦を載せる。>



計算開始時の土層区分及び土質 (㊦~㊩)
<既設部をシミュレーションする場合。既設盛土㊦、護岸㊦、石㊦を載せて計算した後さらに新規盛土㊦を載せる。>

図 2.2 要素分割図

前述の如く、新規埋立部の下にはサンドドレーンを打設することにしたが、平面歪条件で計算する場合上、図2.2の分割図の下に矢印で示している位置に壁状のドレーン³⁾を入れ、圧密度50%に達する時間がサンドドレーン(3m□、φ500)を打設したときと一致するように、横方向の透水係数を操作した。

図2.2の下半分に示している図は計算開始時の土層区分であり、これらに示している㉠～㉦の記号は2.4節に示す土質データに対応する。

2.4 土質

表2.1に、従来の計算方法および既設部から計算する場合の土質定数を示す。水平成層状態から計算を行う既設部から計算する場合は土層区分が単純化されるために、入力データも簡潔になる。これらの土質定数について以下に若干補足する。

- ①粘土の構成式には修正Cam clayモデルを用い、それ以外は線形弾性とした。但し、上部砂層についてはモール・クーロン規準で破壊を判定し、破壊後は変形係数を1/10とした。
- ②図2.2において粘土(㉦)は正規圧密粘土とし、粘土(㉣)は最上分割層のみを過圧密とし、第2分割層以下を正規圧密とした。
- ③ドレーンを設置する場合は、壁状ドレーンを図2.2の分割図に示す位置に入れた。なお、ドレーンは $d = 3\text{ m}$ □、 $d_w = \phi 500$ とし、圧密度50%に達する時間がこの円柱状のドレーンと一致するように、壁状ドレーンを設置した粘土地盤の横方向透水係数 k_x には式(2.1)³⁾で算出したものを用いた。

$$k_x = 0.1634 L^2 k_y \quad (2.1)$$

ここで L ；壁状ドレーン間隔の半幅

k_y ；鉛直方向透水係数

2.5 工程及び計算方法

2.5.1 従来の方法の場合

従来の方法で計算する場合は、図2.3に示すように、+5mまでは新規埋立部の要素を生成させて載荷し、それ以降は荷重で載荷した。計算は20000日まで行った。

要素を生成して盛り立てる場合、一度に載荷するのではなく、20ステップで載荷するようにした。

2.5.2 既設部から計算する場合

既設部から計算する場合は、図2.4に示す方法で計算した。最初に既設部を載せて計算し、30,000日まで放置した。ここで計算を一旦中断し、サンドドレーンを模擬するために、新規埋立部の排水条件及び横方向透水係数 k_x を変更した。その後新規埋立部の計算に入ったが、新規埋立部の盛り立て方法は従来の計算方法と同じである。

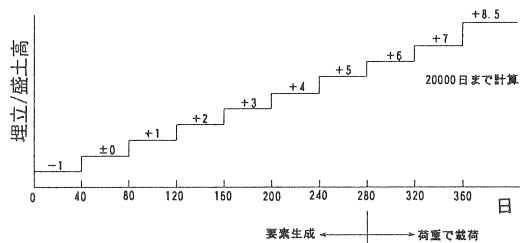
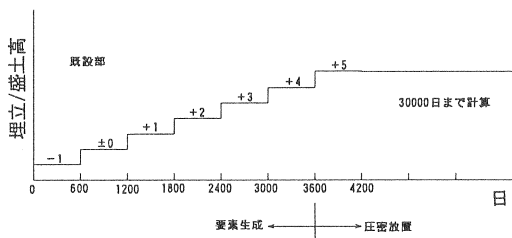


図 2.3 従来の方法で計算する場合



新規埋立部の排水条件変更
新規埋立部の k_x 変更
節点変位をファイルにおとす

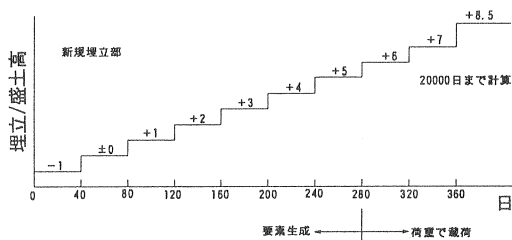


図 2.4 既設部からシミュレーションする場合

表 2.1 入力した土質定数

従来の計算方法の入力定数										既設盛土からシミュレーションするときの入力定数									
④ 既設盛土部 (變形性, MC判定なし)	G	262.5	0.333	1.8	Y	9.38E+05	0.167	2.4	λk	④ 既設盛土部 (變形性, MC判定なし)	G	262.5	0.333	1.8	Y	9.38E+05	0.167	2.4	λk
⑤ 石 (變形性, MC判定なし)	G	187.5	0.333	1.0	Y	787.5	0.333	1.8	λk	⑤ 新設盛土 (變形性, MC判定なし)	G	210	0.333	0.5	Y	210	0.333	1.8	λk
⑥ 上部砂層 (變形性, MC判定あり)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	⑥ 上部砂層 (變形性, MC判定あり)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk
⑦ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	⑦ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk
⑧ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	⑧ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk
⑨ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	⑨ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk
⑩ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	⑩ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk
⑪ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	⑪ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk
⑫ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	⑫ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk
⑬ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	⑬ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk
⑭ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	⑭ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk
⑮ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	⑮ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk
⑯ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	⑯ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk
⑰ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	⑰ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk
⑱ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	⑱ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk
⑲ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	⑲ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk
⑳ 粘土 (修正 Cam-Clay)	G	210	0.333	30	0	σv0	10.9	0.5	λk	㉑ 下部砂層 (變形性, MC判定なし)	G	525.0	0.333	1.0	Y	525.0	0.333	1.0	Y

単位: m, tf, day

記号④～⑩は図2.2の土層区分に対応
粘土層の定数の左に付けている番号は、粘土を要素に分割したときの上からの順番。

④ 一般部: $kx = ky$
⑤ サンドドレーン打設部: 圧密度50%に達する時間が一致するよう操作。

G: セン断変形係数
φ: セン断抵抗角
λ: 圧縮指数
σv: 鉛直応力
k_v: 水平方向透水係数
添字0: 初期状態
添字c: 先行時の定数
MC判定あり: モーダル・クーロン規準で判定して破壊後は変形係数を1/10にした。
鉛直方向透水係数 kx :

Y: ポアソン比
G: 非排水粘着力
κ: 膨脹指数
e: 間隙比

Y: 単位体積重量
K_σ: 静止土圧係数
M: 限界状態線の傾き
λk: e ~ ln k 関係の傾き

2.6 計算結果および考察

図2.5 に、護岸部及び護岸から114m離れた新規埋立部の時間～沈下関係を示す。新規埋立部については、計算方法による時間～沈下関係の違いはない。護岸部では計算方法による若干の差が認められるが、これは後述の盛り上がり量の違いによるもので、既設部から計算の方が盛り上がり量が小さいために、沈下量が多い。

図2.6 に、新規埋立開始後の、既設部の地表面沈下を示す。漸増载荷に近いにもかかわらず従来法では既設部が盛り上がる。前述のように、これが従来法の欠点である。これに対し、既設部から計算する場合は盛り上がりは殆ど無い。

図2.7 は、新規埋立開始後の護岸位置の側方変位を示したものである。従来の計算方法に比較して、既設部から計算したものは側方変位が小さい。これが地表面の盛り上がりが小さかった原因と考えられる。

以上のように、従来法で指摘された、①既設部が盛り上がる、②側方変位が大きいという不具合点が、既設部から計算する方法ではかなり改善された。いかなる理由でこのような差が出るかを考察するために、既設部から計算したときの新規埋立開始時の土質定数を調べてみる。

図2.8 は、新規埋立開始時、すなわち、従来法計算スタート時と同時期の主応力方向を示したものである。捨石下部では主方向はかなり傾斜しているが、従来の計算方法ではこれは考慮されていない。

図2.9 は、従来法計算スタート時と同時期の K_0 値（水平有効応力と鉛直有効応力の比）の分布を示したものである。表2.1 に示したように、従来法では粘土層の K_0 値はごく一部を除いて0.6 としたが、既設部から計算すると大部分が0.6 より大きく、捨石法尻下は0.85以上になっている。

護岸部下及び捨石法尻下の応力経路を図2.10に示す。既設部から計算すると従来法の K_0 値よりも大きいのが、この応力経路からは K_0 値の違いよりも護岸下における平均主応力の差が著しいことが分かる。次に、間隙比の分布を図2.11に示す。護岸と捨石との境界付近では従来法で入力した間隙比（表2.1）よりも小さくなっている。このことは、既設部から計算した場合の既設部と新規埋立部の境界付近の粘土の強度は、従来法の計算開始時のそれよりも大きくなることを示しており、これも盛り上がりや側方変位が小さくなった原因のひとつと考えられる。

以上のように、従来法による場合と既設部から計算する場合、地盤状態の相違点はいくつかあり、従来法の改善策としては K_0 値の入力方法のみを変えれば良いというような単純なものではないようである。既設部から計算する場合は、表2.1 に示すように計算を開始する時点の土層が単純であって、入力用のデータ作成が従来法に比べて容易なことから、計算技術の上からも既設部から計算する方が良いと考える。

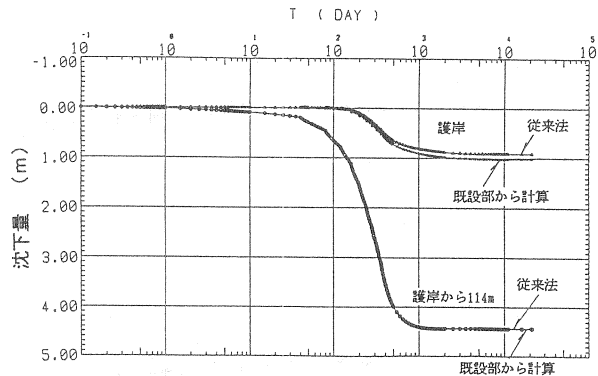


図 2.5 時間～沈下関係

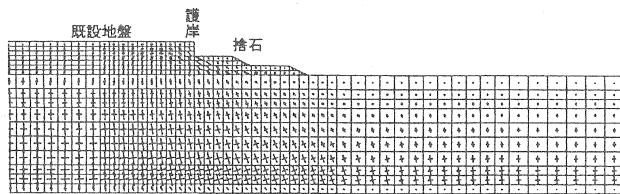


図 2.8 主応力方向

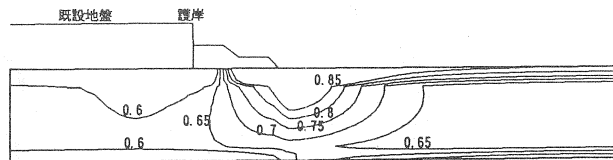


図 2.9 K_0 値の分布

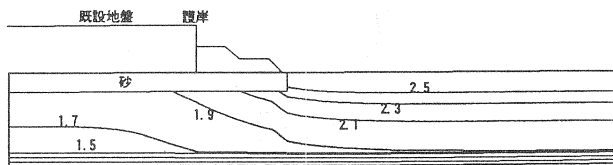


図 2.11 間隙比の分布

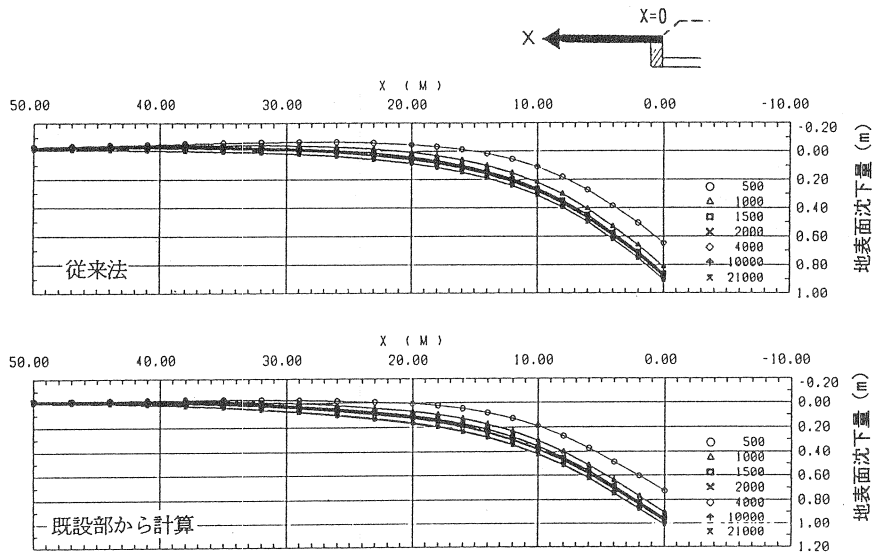


図 2.6 既設部の地表面沈下 (図中の数字は「日」)

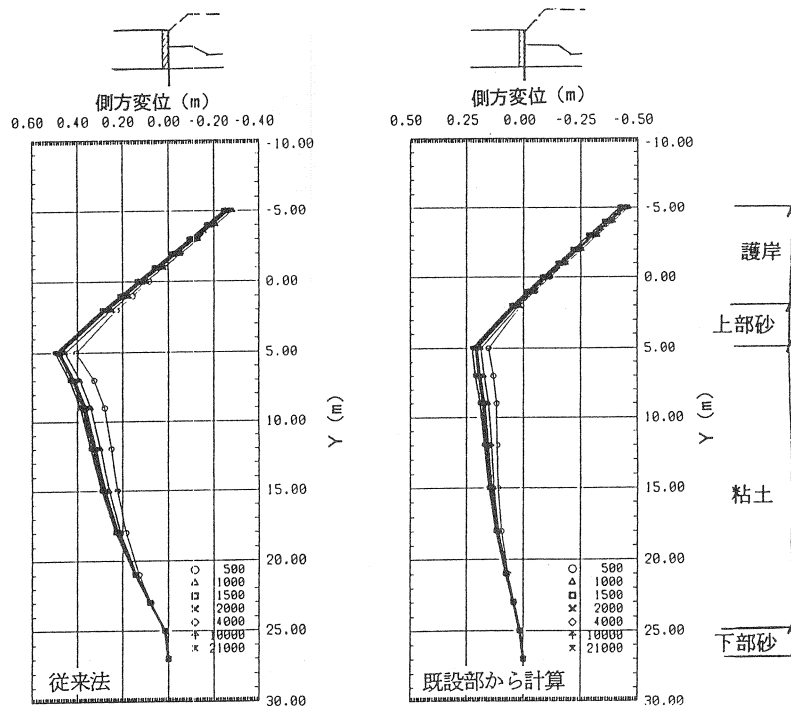
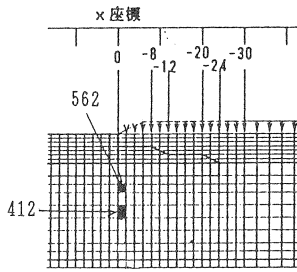
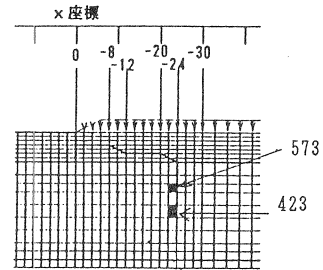


図 2.7 護岸下の側方変形 (図中の数字は「日」)



護岸下



捨石法尻下

CCP:従来法 MCP:既設部から計算

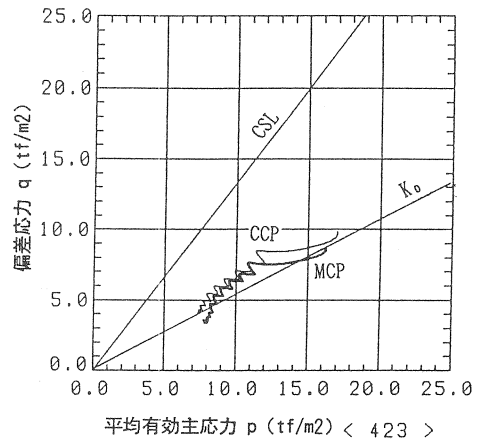
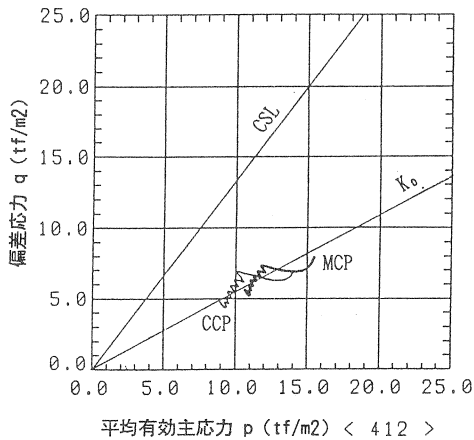
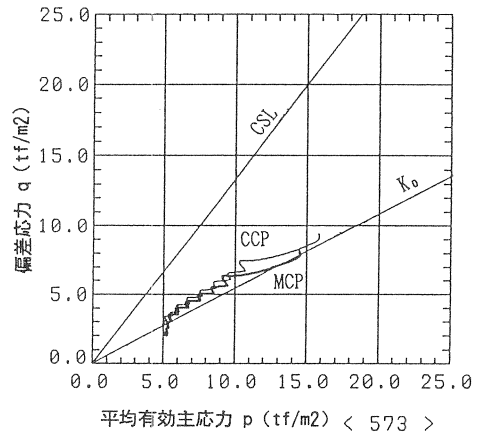
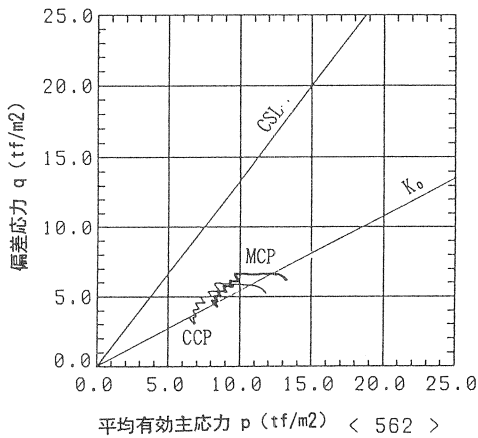


図 2.10 護岸下及び捨石法尻下のストレスパス

3. 実測例との対比

3.1 はじめに

第3章では実測例について、第2章と同様の比較を行う。

実測例を得た現場は、以前にも従来法にて計算されているものである¹⁾。以下では、要素分割及び土質定数などの計算条件は前回の計算と同様にし、初期条件のみを変える。すなわち、既設地盤から計算し、初期条件の差による計算結果の違い（主として地表面変形、側方変位）を検討する。

3.2 実測例の工事概要

以下で取り上げる施工例は、軟弱地盤上の既設堤防の嵩上げ工事に伴う盛土によって生じる、周辺地盤の変形を防止することを目的として施工された盛土法尻の矢板の効果を調べるための試験盛土工事である。

地盤は上部に約7.0mのシルト質砂層があり、その下にシルトが約15.5m堆積している。それ以下にシルト質砂層が約3.5mあり、砂礫層へと続いている。各層の土質特性は、図3.1に示すとおりである。

試験盛土は図3.2、図3.3に示すように、2段階に分けて行われた。第1段盛土は約1.5ヶ月かけてT.P.+2.5mまで盛られ、その後約5ヶ月放置された後、第2段盛土が短期間でT.P.+4.6mまで盛られている。

盛土による周辺地盤への影響を防止するために、盛土法尻にIV型鋼矢板を砂礫層まで打設する工法が取られた。その際、通常の矢板の他に、矢板に働くネガティブフリクションを軽減するために矢板表面にSLシートを塗布したものも用いられ、SLシートの効果も検討されている。以下では通常矢板を「無処理」、SLシートを使用したものを「SL処理」と呼ぶ。また、工事期間中は、地表面沈下、矢板頭部の沈下、側方変形、および矢板に働くネガティブフリクションが計測されており、その計測位置は図3.2に示すとおりである。

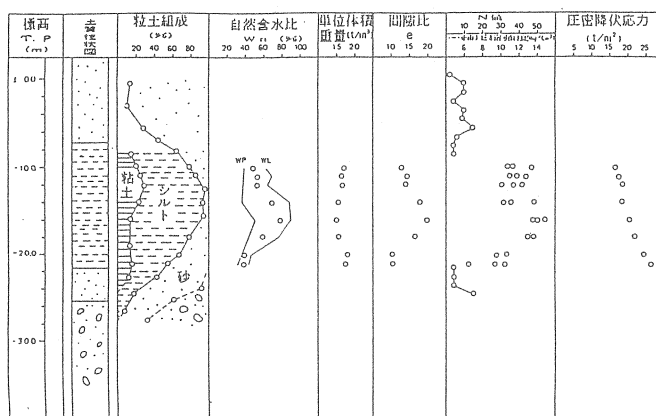


図 3.1 土性図

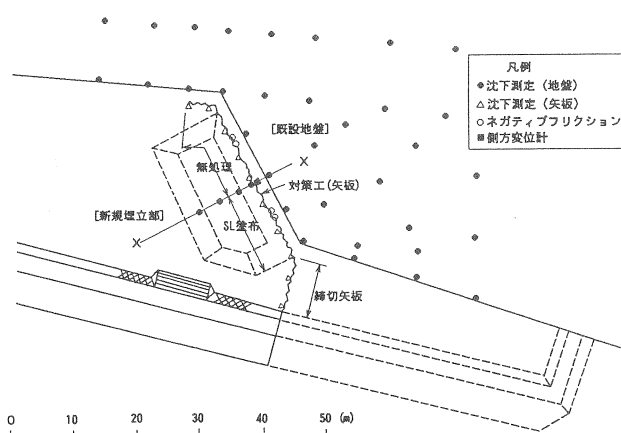


図 3.2 沈下対策工平面図

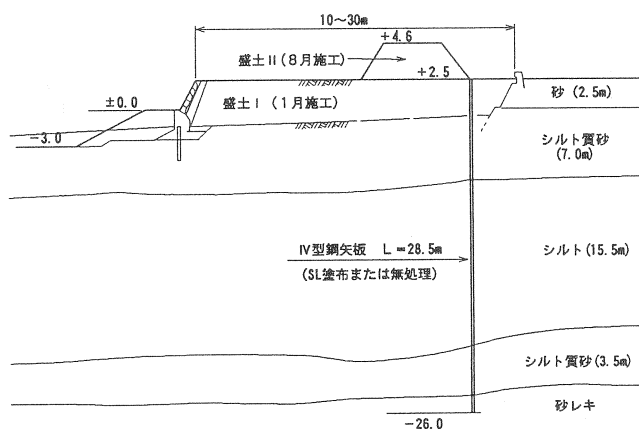


図 3.3 沈下対策工断面図 (図3.2のX-X断面)

3.3 計算方法

(1) 従来の方法¹⁾

要素分割を図3.4に、土質定数を表3.1に示す。シルトⅠ～Ⅳには修正Cam-clayモデルを用い、上下の砂層及び盛土Ⅰ、Ⅱは線形弾性で計算した。矢板の両側にはジョイント要素を用いて地盤との間の滑りを表現できるようにした。なお、ジョイント要素は、無処理の矢板では摩擦角を $\delta=25^\circ$ とし、SLシートを塗布した盛土側の矢板表面では $\delta=15^\circ$ とした。

表3.1は以下の方法で定めた。 λ , κ , e_0 , k_{x0} , $RAMk$ は標準圧密試験結果より、 M は軽部の方法で、 σ_{v0} は土被り圧から、 K_0 及び粘土の ν は M から求め、砂の ν は仮定した。また、 G_0 は N 値から $E \approx 70N \text{ tf/m}^2$ として定めた。

表 3.1 入力した土質定数（記号は表2.1参照）

	λ	κ	M	G_0 (tf/m^2)	ν	σ_{v0} (tf/m^2)	K_0	e_0	γ (tf/m^3)	$RAMk$	k_{x0} (m/day)
砂Ⅰ	—	—	—	200	0.3	—	—	—	2.0 (1.0)	—	—
シルトⅠ	0.182	0.0239	1.52	—	0.356	12.20	0.554	1.363	0.8	0.336	1.7×10^{-4}
	0.182	0.0239	1.52	—	0.356	12.80	0.554	1.355	0.8	0.336	1.6×10^{-4}
	0.182	0.0239	1.52	—	0.356	13.80	0.554	1.341	0.8	0.336	1.5×10^{-4}
シルトⅡ	0.347	0.0326	1.59	—	0.346	15.28	0.529	1.623	0.7	0.452	1.5×10^{-4}
	0.549	0.0512	1.59	—	0.346	16.78	0.529	2.161	0.5	0.317	7.8×10^{-5}
	0.549	0.0512	1.59	—	0.346	17.65	0.529	2.133	0.5	0.317	7.1×10^{-5}
シルトⅢ	0.549	0.0512	1.59	—	0.346	18.03	0.529	2.122	0.5	0.317	6.8×10^{-5}
	0.549	0.0512	1.59	—	0.346	18.28	0.529	2.114	0.5	0.317	6.6×10^{-4}
	0.549	0.0512	1.59	—	0.346	18.65	0.529	2.103	0.5	0.317	6.6×10^{-4}
シルトⅣ	0.134	0.0217	1.47	—	0.364	19.50	0.571	0.950	0.6	0.167	4.2×10^{-5}
	0.134	0.0217	1.47	—	0.364	20.40	0.571	0.944	0.6	0.167	4.0×10^{-5}
	0.134	0.0217	1.47	—	0.364	20.85	0.571	0.941	0.6	0.167	3.9×10^{-5}
砂Ⅱ	—	—	—	750	0.300	—	—	—	1.0	—	—
盛土Ⅰ	—	—	—	300	0.300	—	—	—	2.0	—	—
盛土Ⅱ	—	—	—	300	0.300	—	—	—	2.0	—	—

$\sigma_{vc} = \sigma_{v0}$, $K_{oc} = K_0$, $k_{y0} = k_{x0}$

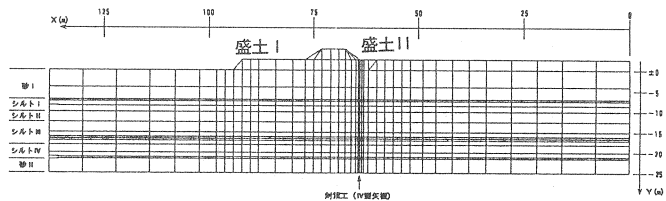


図 3.4 要素分割

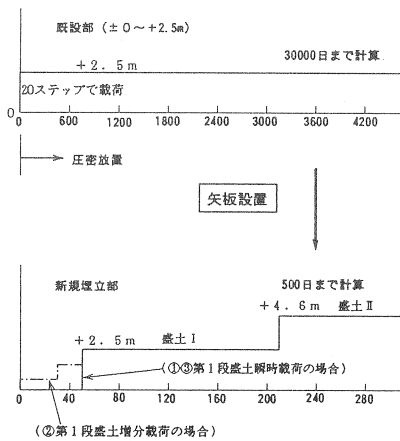


図 3.5 今回の計算方法

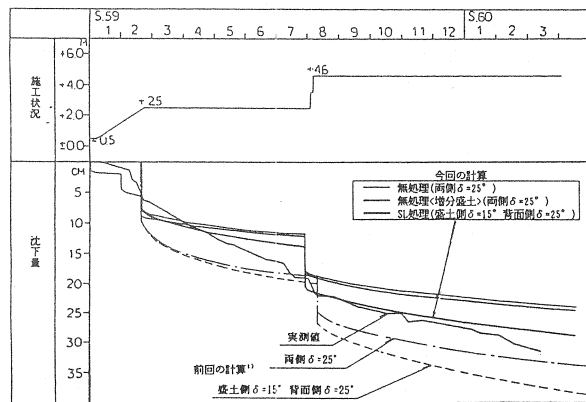


図 3.6 時間～沈下関係

(2) 今回の計算方法

前回の計算は盛土Ⅰを載荷した時点から計算したが、今回の計算は図3.4において盛土Ⅰの右側にある±0～+2.5mの既設部を載荷した後、盛土Ⅰ及び盛土Ⅱを載荷した（図3.5）。非排水条件下の載荷は微小荷重の増分となるように、20ステップで行った。実施した計算は下記3種類である。

- ①矢板無処理；矢板両側 $\delta=25^\circ$ 第1段盛土瞬時載荷
- ②矢板無処理；矢板両側 $\delta=25^\circ$ 第1段盛土増分載荷
- ③矢板SL処理；矢板盛土側 $\delta=15^\circ$ 矢板背面側 $\delta=25^\circ$ 第1段盛土瞬時載荷

3.4 計算結果

(1) 時間～沈下関係

時間～沈下関係を図3.6に示す。瞬時載荷をしているので載荷時に急激に沈下しているが、今回の計算値は前回の計算値より沈下が少ない。無処理については瞬時載荷と増分載荷の2ケース計算したが、差は殆どない。

(2) 地表面沈下及び側方変形

図3.7に地表面沈下の実測値と計算値を示す。まず計算値についてみると、前回の計算では矢板から2.5m以上離れた位置では盛り上がりが生じていたのに対し、今回の計算では5.0m以上離れた位置で盛り上がりを生じている。したがって、既設部の地表面が盛り上がるという従来の方法の不具合点は改善される傾向にある。しかし実測値をみると矢板から20m付近でも盛り上がりは生じておらず、今回の計算方法の改善効果は不十分である。盛り上がりは側方変位と密接な関係があるので、後述の方法で側方変位を改善できれば盛り上がり量がさらに減少する可能性がある。

側方変形の計算値を実測値と対比して図3.8に示す。プロットしている点を肉太の線で結んでいるのが実測値である。無処理のケースでは、前回の計算で5.4cmの側方変位が今回の計算では4.8cmと約10%減少している。またSL処理のケースでは前回の計算で6.5cmの側方変位が生じていたのに対し、今回の計算では5.0cmと約20%減少し、無処理のケースよりもさらに側方変位が減少している。したがって、側方変位が大きすぎるという従来の計算方法の欠点は明らかに改善される傾向にある。しかし、実測変位は約1.4cmと今回の計算値の1/3以下であり、改善効果はまだ不十分である。

これらの計算における側方変位の大部分は載荷時、すなわち図3.6の計算沈下量が急に進行しているときに発生しており、時間～沈下関係がより実際に近くなるような載荷方法を採用すれば側方変位が大きすぎるという不具合点はさらに改善されるのではなかと思う。

(3) 矢板軸力

矢板軸力の計算値を実測値と対比して図3.9に示す。プロットしている点を肉太の線で結んでいるのが実測値である。無処理、SL処理の両ケースとも、前回の計算値より今回の計算値の方が実測値に近い。

今回の計算値では無処理の方がSL処理よりも実測値に近い。SL処理の場合はSLシートの摩擦角を適切に選ぶことによ

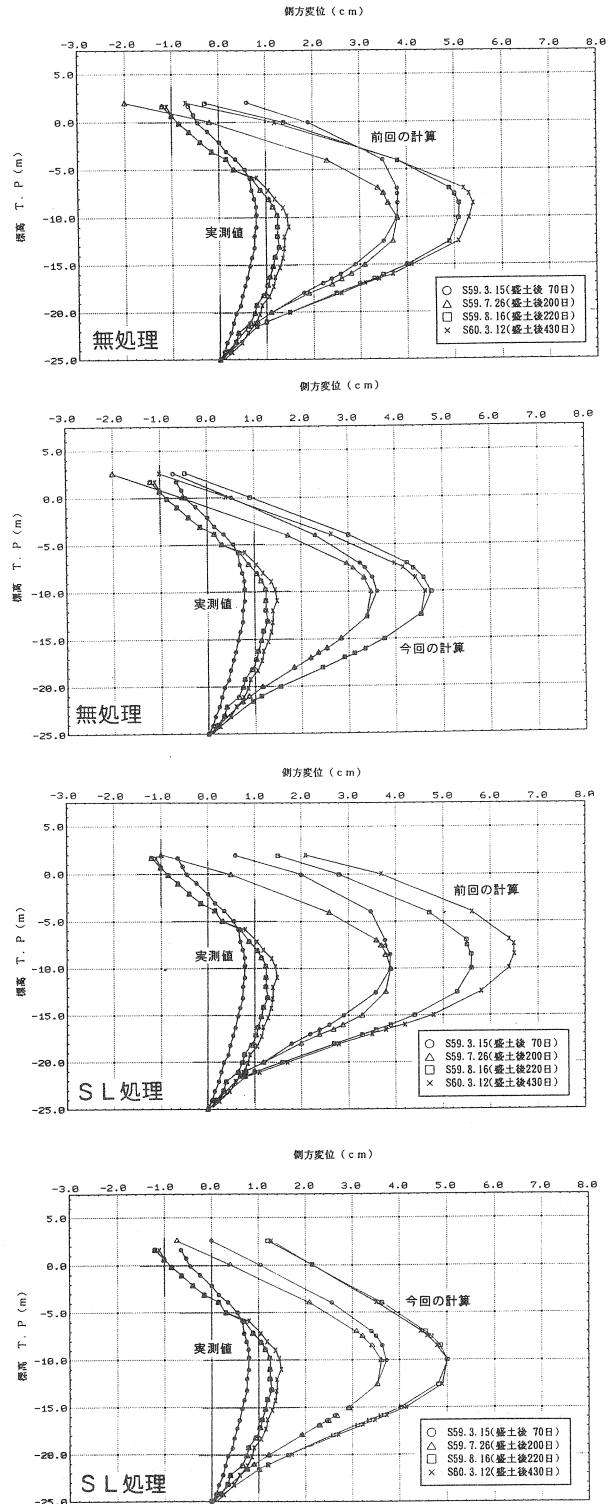


図 3.8 側方変位

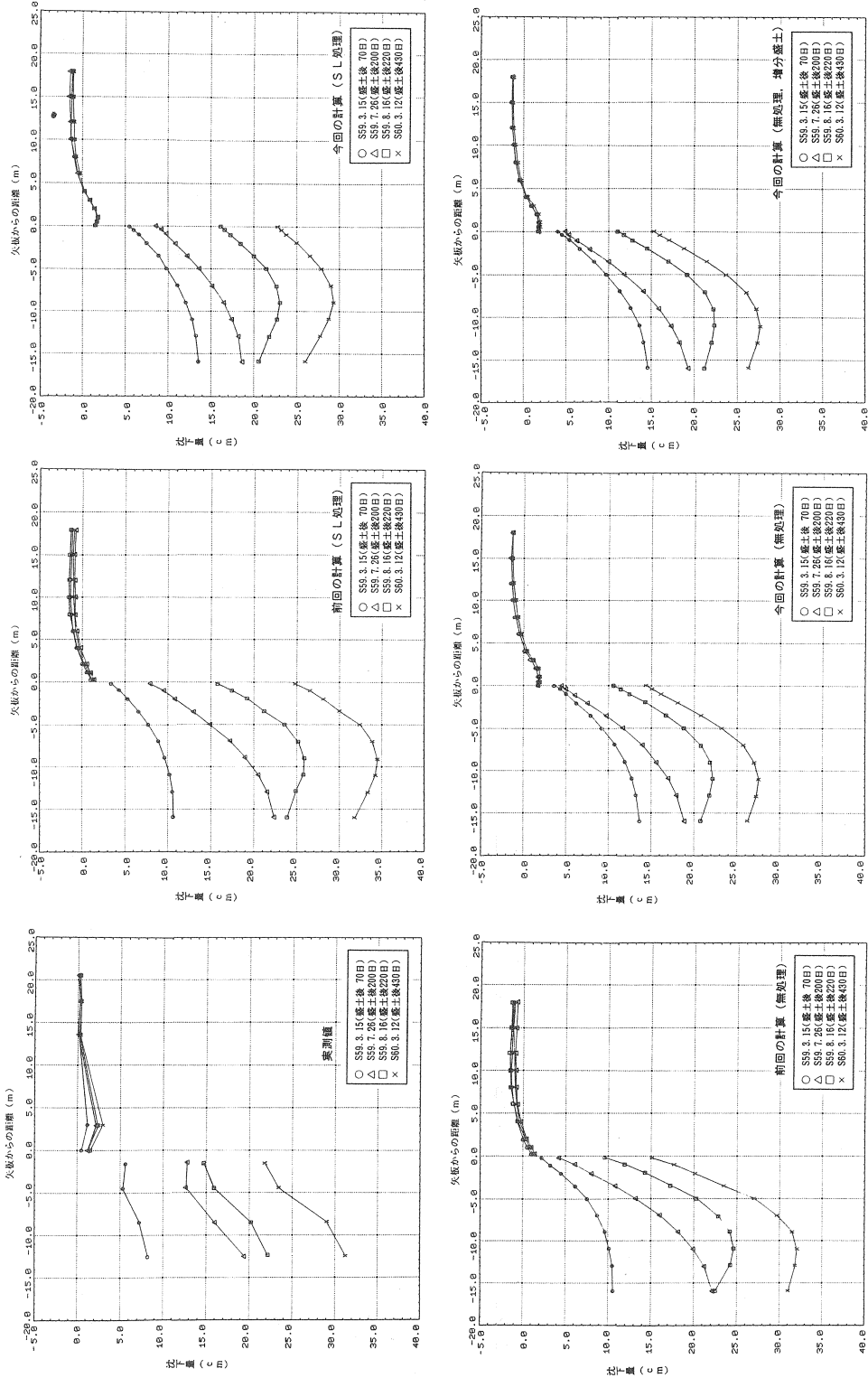


図 3.7 地表面沈下

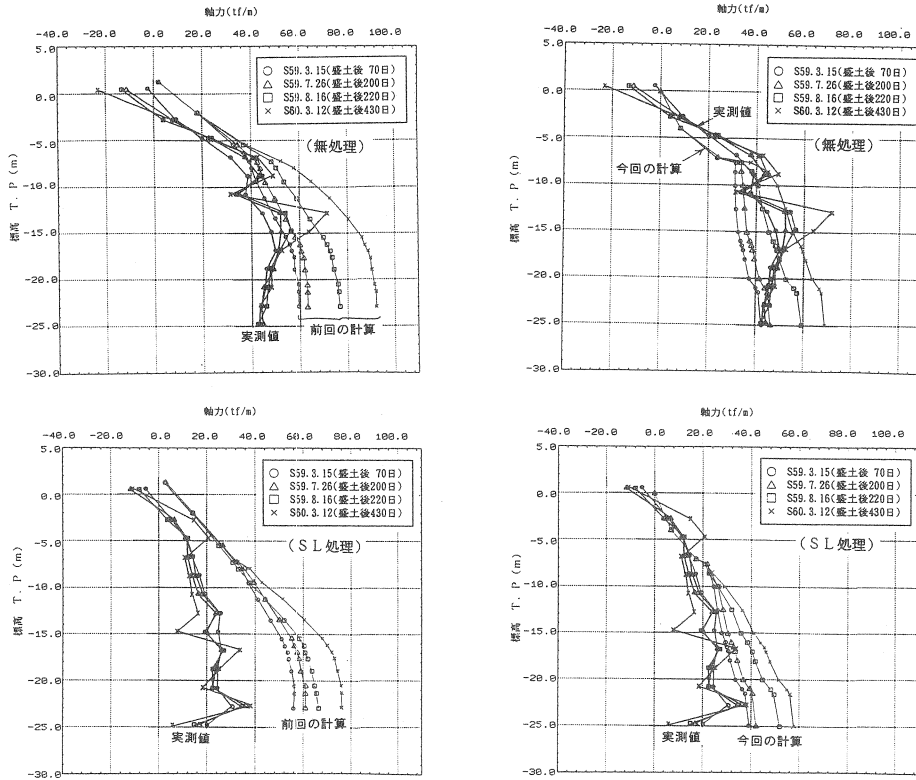


図 3.9 矢板軸力

4. まとめ

埋立工事に伴う既設地盤の変形予測に関し、FEM計算方法を改良することを目的として、既設地盤から計算して初期条件の曖昧さを軽減した計算値と従来方法の計算値を比較した。主要な結論は下記のとおりである。

- (1) モデル地盤に関して上記の比較を行ったところ、従来の計算よりも①側方変形は小さく、②既設部の盛り上がりも小さくなり、より実際の挙動に近くなった。
- (2) 実測例について同様の比較を行ったところ、モデル地盤で得た結論と同様の結果が得られたが、実測値とはまだ差があり、改善効果は不十分であった。これは、初期条件のみでなく、土質定数など他の計算条件も見直す必要があったためではないかと考えられる。
- (3) 実測例との対比では改善効果が不十分ではあったが、既設地盤から計算する方法は従来の方法よりも合理的であるのは間違いない。また、既設地盤から計算する場合、計算時間は増すが、地盤条件が単純になるために入力データは従来の方法よりもはるかに簡潔になり、計算に要する人力は軽減される。

謝 辞

この論文は、土質工学会中国支部土質工学セミナー（広島地区）で討議しながら進めてきた検討結果を取りまとめたものである。広島大学森脇助教をはじめ、討議に参加したメンバー各位に謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 森脇, 熊本, 坂田, 山本, 吉國 (1986): 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発表論文集, 土質工学会, pp. 99-106
- 2) 熊本, 坂田, 山本, 吉國, 森脇 (1983): 近接盛土施工における障害予測とその対策, 地盤と建設 (土質工学会中国支部論文報告集), Vol. 1, No. 1, pp. 59-68
- 3) 熊本, 吉國 (1986): パーティカルドレーンを打設した地盤の有限要素法による計算方法, 地盤と建設 (土質工学会中国支部論文報告集), Vol. 4, No. 1, pp. 43-52
- 4) 森脇, 吉國 (1984): ジョイント要素を用いた盛土地盤の有限要素解析, 第19回土質工学研究発表会, pp. 835-854