

軟弱地盤上に盛土した場合に作用する土圧の設定と実際

中日本建設コンサルタント株式会社 栗本和明

1. まえがき

下水道は、基本的に自然流下を原則としているため、管渠施設により地形的に高い位置から低い位置へと汚水を流下させる。そのため下水処理場は、立地条件等から河川や海岸部といった低地で軟弱地盤となる場所に建設せざるを得ない場合が多い。また、軟弱地盤に下水処理場を建設する場合、それが公共下水道施設という面的なネットワークをもつ重要施設となるため、将来的にも機能低下や機能停止等を引き起こすわけにはいかず、建設時に沈下対策等を施す必要性がある。

今回、某浄化センターの建設に先だて埋立て盛土工事を行った。ここでは、鋼矢板に囲まれ拘束されている軟弱地盤上に埋立て盛土を行っている。埋立て盛土はその盛土高が4～5mとなり、現地盤が沈下を起こすため圧密促進、強度増加を目的として地盤改良をしている。本報告書は、設計時に周辺鋼矢板と組杭に対して盛土による土圧を通常の土圧論（ランキン土圧）として扱い照査を行って安全性を確かめたが、現実的には変位を生じてしまった。そのため現況の組杭の作用力を測定して組杭に作用している土圧を推定し、それを斜面の問題として扱い結果を得たことに対して報告する。

2. 工事概要

図-1、図-2に示すように、本建設地は、周りを既存の鋼矢板で締め切られた軟弱地盤干拓地用地（約11000m²）に位置し、その地盤は盛土を行うとその自重により大きな沈下を起こすため、圧密促進及び地盤強度増加を目的としてサンドドレーン工法+載過盛土によるプレロード工法によって地盤改良を行っている。周辺の鋼矢板は、直杭・斜杭から成る組杭で支えられて、鋼矢板は軟弱地盤の途中で止まっており、直杭・斜杭はその下の層の洪積層を支持層としている。組杭と鋼矢板は組杭頭部において腹起しにより接している。今回問題となったのは処理場用地南側の境界外（遊水池側）の組杭鋼矢板であり、その背後は他の方向より現地盤高が低くなっていた。そのためその方向についての盛土に対しては1：2の法施工を施すこととした。

3. 工事中の変位について

工事中の盛土による遊水池側の変位観測は、3本の挿入式傾斜計により計測を行っており、その設置位置は図-2の通りである。そのうち2本は遊水池側に工事着手前から設置しており、鋼矢板に沿って設置したものと水際に設置したものがあある。また、もう1本はサンドマット施工後に場内盛土側法肩付近に設置を行った。工事手順は、最初に現地盤から約1.5mの盛土を行って施工基盤を形成し、次にサンドマットを1.0m敷設し、その後サンド

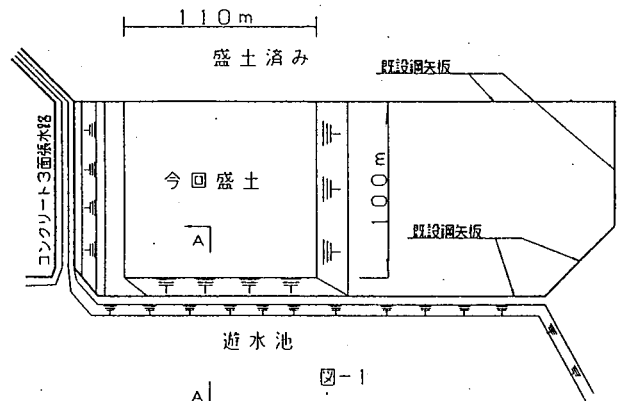


図-1 平面図

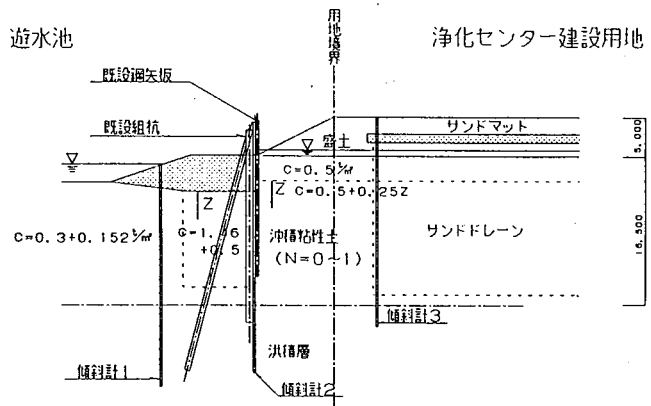


図-2 断面図 (A-A)

レーンを打設して残りの盛土を行った。工事手順と変位記録を合わせてみると図-3の様な傾向があり、傾斜計の変位は、サンドドレーン打設時に大きく3本とも遊水池方向に変位し、その後の盛土によっても変位し、さらに傾斜計1、2においては盛土完了後においてもしばらく変位し続けた。

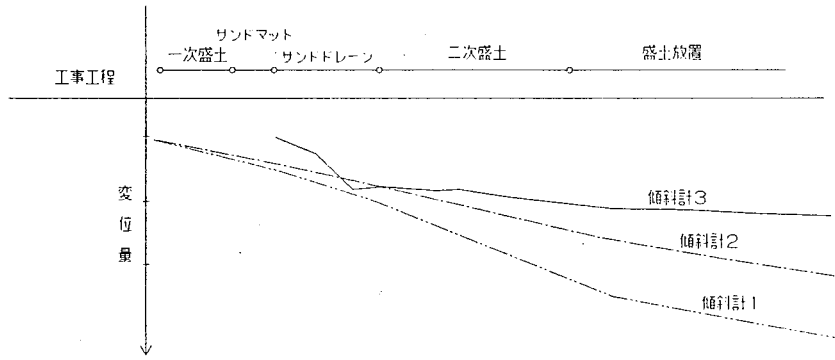


図-3 工事工程と変位傾向

4. 設計時の考え方

当初設計においては、盛土による影響に対して遊水池側既設組杭・鋼矢板を照査するために次の3通りの照査を行った。

① 鋼矢板に対する照査

盛土は図-2の通り、法施工をするため既設鋼矢板に対して直接作用する外力(土圧)はない。したがって、鋼矢板の応力、変位を照査する手段としては、図-4の通り盛土高の1/2を土圧として鋼矢板に作用させた場合の自立鋼矢板として計算を行うこととした。このとき背後は組杭を無視し、受働土圧のみ作用する状態とした。その結果鋼矢板応力 $\sigma = 1923\text{kg/cm}^2$ 、変位量 $\delta = 19.7\text{cm}$ となった。

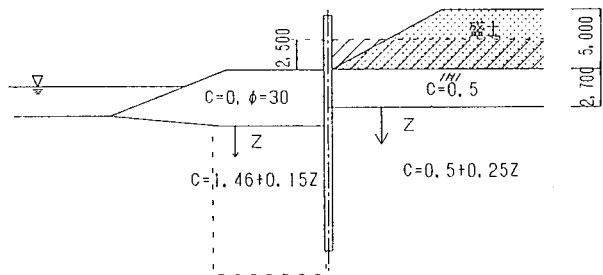


図-4 自立鋼矢板計算モデル

② 組杭に対する照査

盛土を行った後の鋼矢板に作用する土水圧のバランスは、盛土側主働土圧、矢板背面側受働土圧が作用するとした場合、図-5に示す通りであった。したがって、設計時には盛土により主働土圧が増加したとしても鋼矢板は受働土圧により抵抗され、組杭に対する影響はあまりないと思われた。設計時の組杭の照査においては、①の鋼矢板の照査と同様にして盛土高の半分の土圧を直接鋼矢板に作用させた場合のランキン土圧を図-6の通り下方分担で水平力として組杭頭部に作用させ、組杭の軸力照査を行い安全性を確認した。

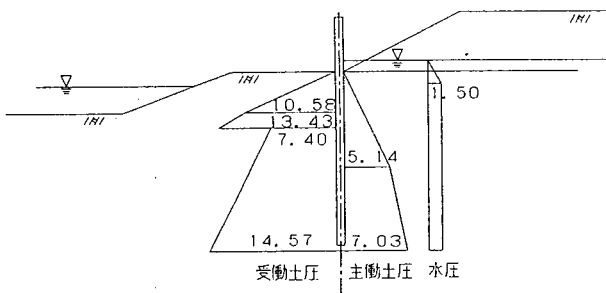


図-5 土圧バランス図

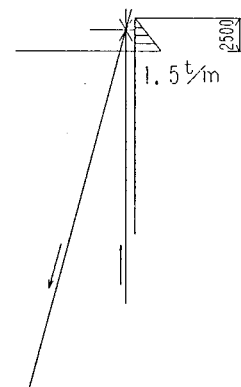


図-6 荷重モデル

③滑りによる照査

既設鋼矢板が沖積粘性土層の途中で止まっており洪積層まで到達していなかったため、鋼矢板の下端をまわる滑りが想定された。したがって、盛土による鋼矢板下端をまわる大きな滑りがあると既設組杭・鋼矢板全体を倒壊させる危険性があるため、鋼矢板背面側の既設の土質データと盛土側現地地盤強度を基にして、分割法による円弧滑り計算を行い、滑りに対する安全率を確認した。その結果、安全率 $F = 1.36$ （図-7）となり、盛土を行っても安全であると判断した。滑りの計算においては安全性を考慮して組杭の抑止杭としての抵抗力及び盛土側地盤の増加強度は無視した。

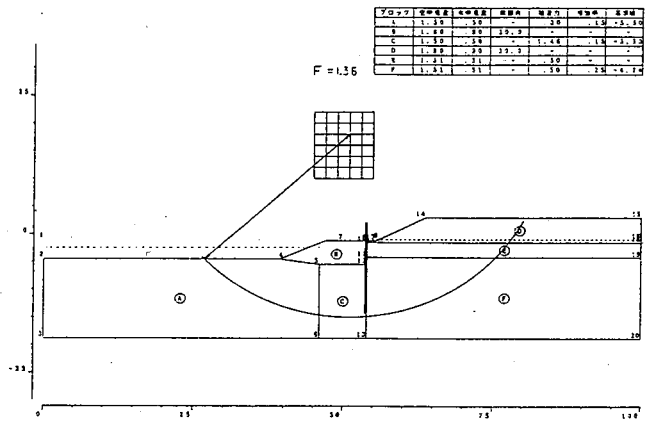


図-7 鋼矢板下端をまわる滑り図

5.変位の原因と現状把握

まず、サンドドレーン打設時に変位した原因は、当現場条件が図-1より4方向が鋼矢板により拘束されている中で、今回の変位した鋼矢板の背面が他の3方向に比べ拘束力が小さいため、サンドドレーンの体積増加による影響が集中したのではないかとと思われる。また、傾斜計1、2においてのみ盛土完了してからもしばらく変位が続いた原因としては、1つは地盤のクリープ的な変位が考えられ、もう一つはその後の挿入式傾斜計の変位状況から盛土法面部付近における滑りが原因ではないかと判断した。したがって、現況鋼矢板変位の原因としては斜面の安定問題としてとらえ、滑りによる力が作用しているのではないかと想定した。次に安定問題から滑りによる力がどの程度作用しているかを測定するために、現況組杭応力を測定することとした。しかし現況の盛土形状から算出した滑りによる作用力と、組杭応力から逆算した作用力と一致しなかったため、遊水池側の土質定数を低減させ、現状の力と見合うようにした。これらの検討の流れをフローにすると図-8の通りとなり、それぞれの方法については、次に記す。

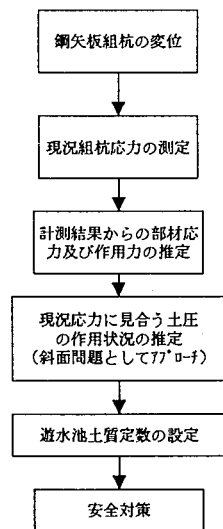


図-8 検討フロー

6. 現況組杭の応力の算出手法

組杭は、鋼矢板に沿ってピッチ3.2mで配列され、斜杭H-488*300*11*8と直杭H-900*300*16*28から成り、その頭部をφ80mmのピンボルトでヒンジ結合されている。盛土荷重により変位した組杭の一部に、組杭頭部のピンボルトがせん断破壊されている物が発見されたため、組杭の安全性を判断する必要が生じた。組杭の安全性は、現況の組杭のピンボルトの破損状況から、組杭頭部の斜杭と直杭とで大きなせん断力が作用していると思われるので、その作用応力を算出し、評価することとした。（図-9）組杭は、そのほとんどが地中にあり、直接全ての応力を測定することは困難であるため、組杭頭部の斜杭、直杭において現在作用している軸力及び引抜き力をひずみゲージを用い算出することとした。その方法は、組杭の斜杭、直杭にそれぞれひずみゲージを取り付け（図-10）、その後一時組杭のピンボルトを外して斜杭、直杭の応力を開放し、その後のひずみ量を計測する。そして算出したひずみ量と鋼材の弾性係数より現状での組杭に作用している応力を逆算し、軸力を求める。応力算出式は、次の通り。

$$\sigma = (\varepsilon_0 - \varepsilon_1) \cdot E \quad (\text{kg/cm}^2)$$

ここで、 σ : 鋼材に作用している応力 (kg/cm²)

ε_0 : 解放前の測定ひずみ

ε_1 : 解放後の測定ひずみ

E : 鋼材の弾性係数 (kg/cm²)

また、杭の軸力の算出は、次の通り。

$$\text{軸力 } N = A \cdot \sigma \quad (\text{kg})$$

ここで、 σ : 軸応力(kg/cm²)

A : 鋼材の断面積 (cm²)

軸力測定は3本行い、それぞれの斜杭軸力及び直杭軸力を求めた。そして次にその軸力がどのような水平力が作用したときに発生するかを調べるために、図-11の通り地盤及び組杭のモデル化を行い、斜杭の軸力、曲げモーメント、せん断力の関係を調べた。その結果、図-12の通りとなり各応力が軸力に比例していることが判る。これからそれぞれ軸力との関係式 ($M=0.477N$ 、 $Q=0.192N$ 、 $H=0.620N$) をもとめることができ、ひずみゲージから算出した軸力Nにより、それぞれの応力を算出し、組杭の安全性の評価を行った。その結果、一部の部材に対しては許容応力を越えていた。また地盤に対しても許容支持力をオーバーして杭が見受けられた。

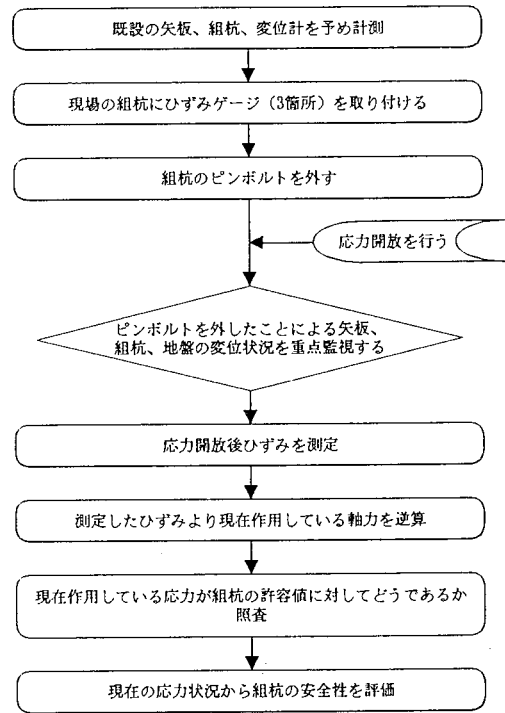


図-9 安全性評価までのフロー

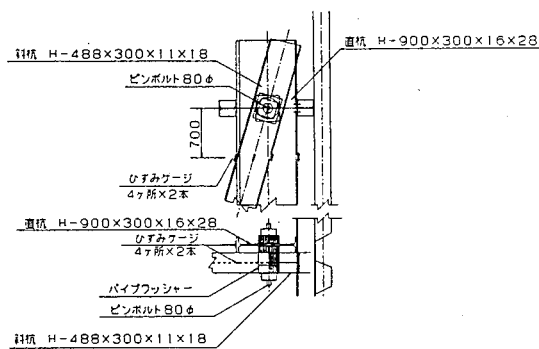


図-10ひずみゲージ取り付け位置図

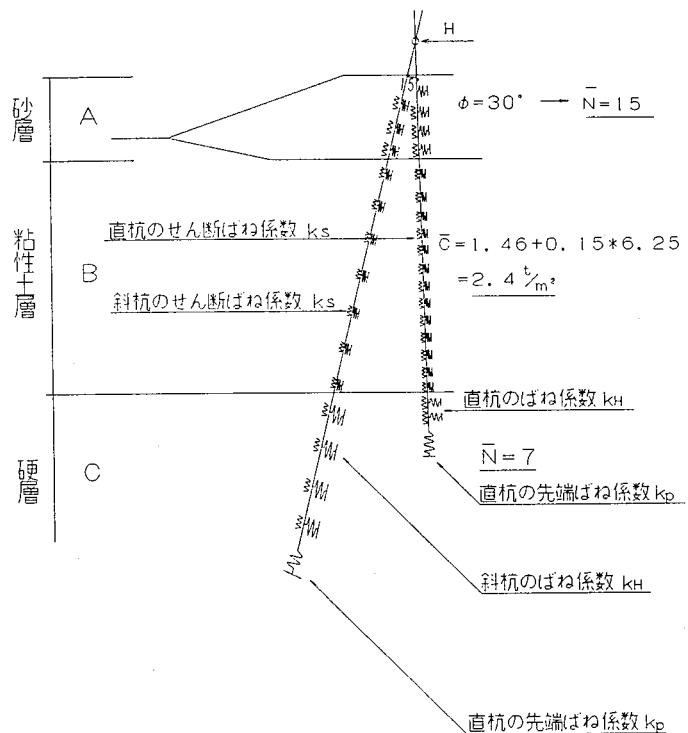


図-11地盤モデル図

軸力N (t)	曲げM (t.m)	せん断S (t)	水平力H (t)
4.84	2.31	0.93	3.00
8.06	3.85	1.55	5.00
16.12	7.69	3.10	10.00
24.18	11.54	4.64	15.00
32.24	15.39	6.19	20.00
64.48	30.77	12.38	40.00

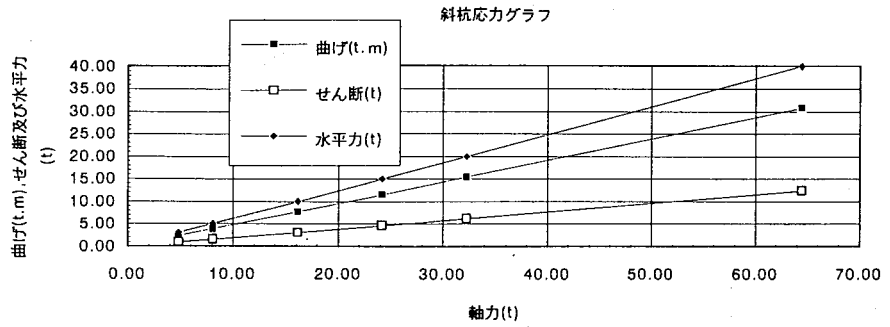


図-12軸力との関係図

7.円弧滑りによる逆算法により土質定数の設定。

現在組杭に作用している水平力は、現場での応力計測調査結果より $H=0.620N$ の関係式から組杭頭部に作用している単位m当りの水平力として算出できる。ここで、この水平力が主働側作用力と受働側作用力との差分として主働側に作用していると推定し、今回の作用力としては、盛土荷重により、既設鋼矢板の変形に伴い既設鋼矢板の剛性及びせん断抵抗を無視した状態での滑りによる起動力と抵抗力の差の力が作用していると便宜的に適應させることとした。この作用力が既設鋼矢板、受働側地盤、直杭を押すことにより、組杭頭部に水平力として作用しているものとする。滑りによる作用力を水平力に与える方法としては、図-13のモデルのとおり、荷重に対しては、滑りの安全率が $F=1$ 以下となる範囲において1m毎に最小安全率が発生する場合の起動力と抵抗力の差を算出してそれを分布荷重に置き換えることとし、支点としては上部を組杭頭部、下部を洪積層と沖積層の境としたモデルとして計算を行った。このとき、盛土側はチェックボーリングにより土質定数を設定し、遊水池側は既存のデータで設定を行うこととした。(図-14)

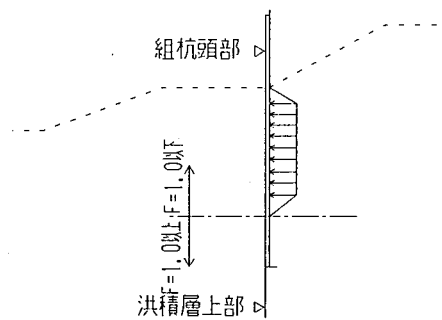


図-13荷重モデル

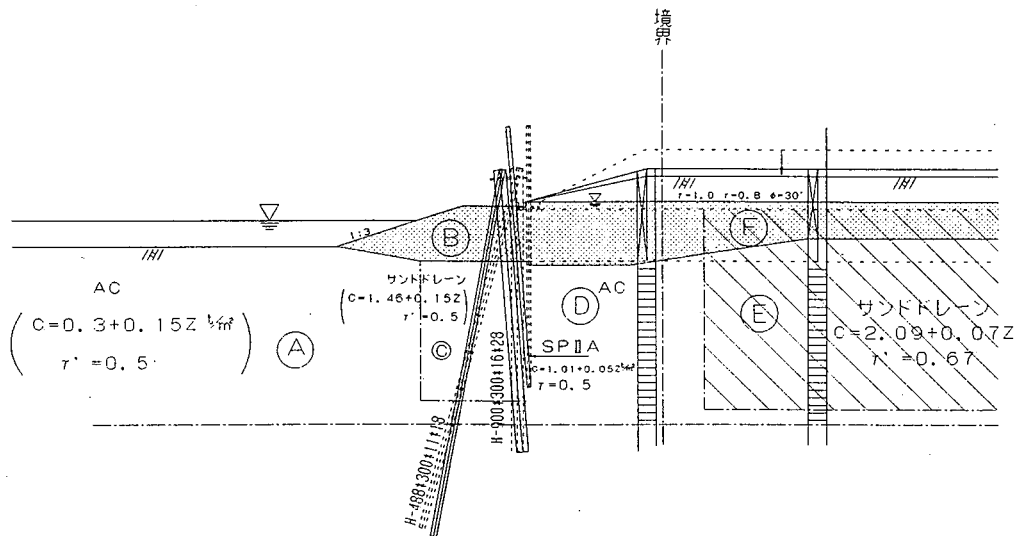


図-14現状地盤断面図

しかし、その状態では滑りによる作用力によって現状水平力が得られなかったため、遊水池側のCブロックの強度をいろいろ推定し、この水平力に近くなるよう繰り返し計算を行った。Cブロックの強度を変えたこの理由としては、改良後の想定強度まで達していないという可能性と、地盤の変位により強度が低下した可能性があるためである。Cブロックの強度（粘着力） $C = 1.46 + 0.15 Z \Rightarrow C = 0.5 + 0.107 Z$ とし、滑り計算を行うと現状の水平力に近い値が得られた。（図-15）

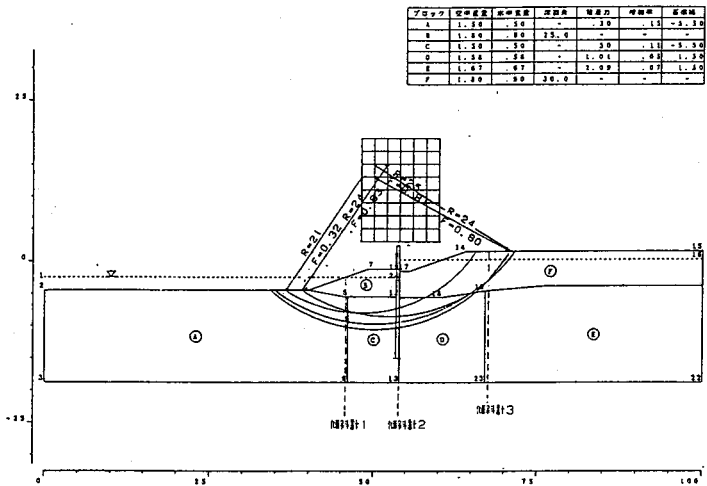


図-15現状での滑り状況

8.安全対策

組杭は、ひずみゲージによる計測結果から現段階で斜杭や直杭の支持力、ピンボルトのせん断応力等が許容値を超えている。これらを安全にするためには、全てを許容値の中に収める必要があり、許容値内にするためには組杭頭部の水平力を減らす必要がある。その方法としては、

- ① Cブロック強度増加のための地盤改良
- ② 遊水池側の盛土を行い、受働抵抗を高める
- ③ 盛土した側の盛土を一部撤去し、主動側土圧を低減する等が考えられた。今回の場合、経済性、施工性等から③の撤去する方法が最も適していた。撤去する量は、Cブロック強度を $C = 0.5 + 0.107 Z$ とした状態での滑り計算から、盛土断面を徐々に減らしていき、組杭頭部の水平力が許容値内となる様に算出した。その結果、図-16の形状となった。

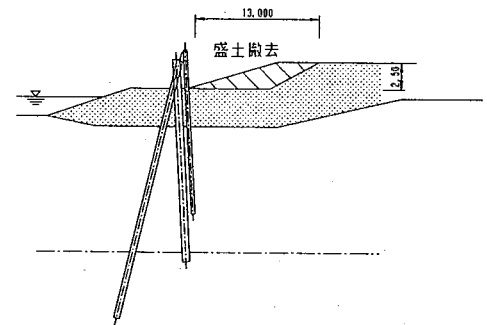


図-16盛土撤去状況

9.まとめ

一般的に掘削に伴う仮設土留め計算を行う場合、土留め材に作用する土圧に対してはクーロンやランキンの土圧が適応され、滑りにたいしては土留め材下端を通る滑り面での安定を検討する。通常土留め材の途中に突当る滑りによる作用力をあまり考慮しないが、それは土圧を斜面安定の問題としては扱わず、土圧式として扱っているからである。今回設計時には、この概念から盛土による荷重を土圧として扱い、斜面安定の問題としては、鋼矢板下端の下を滑る円弧滑りを適応させた。しかし、実際には組杭の応力状態から土圧式では当てはまらない作用力が生じていたので、鋼矢板の途中に突当る斜面安定の問題として便宜的に対処した。今後設計を行う場合、特に軟弱地盤上に鋼矢板等の既設構造物がある場合で付近において盛土を行うときは、通常の土圧による応力照査とは別に、斜面の安定問題からも照査する必要があるのではないと思われる。さらに今回サンドドレーンによる側方変位が生じたため、今回のような周辺地盤が拘束されている条件下では、その条件も考慮して当初設計時から何らかの対応及び工法選定を行う必要があったのではないと思われる。自然を相手にして物を設計する場合、地質及び現場状況の調査を行い、土質性状を的確に把握することが要求される。さらにそれを時間の許す範囲で如何にモデル化して工学的な判断を行い、計算式に乗せるかが重要となる。しかし、現実には想定していたことと実際の現場と合わない場合が多く、その時々への対応及び設計へのフィードバックが可能となるような体制が必要となる。設

計を行う場合、常に土質関係のみならず単純化及び理想化された条件のもとで作業を行っていることを忘れてはならない。今後、今回の変位原因の1つでもあったサンドドレーンによる周辺地盤への影響（変位量、増加土圧）をどのように計算上扱うかに対しては、今後の研究に期待したい。

<参考文献>

- ・松尾 稔,富永真生：土質工学叢書「土圧」