

# 着底型壁式深層混合改良地盤に作用する外力と安定のメカニズム

乗安直人<sup>1</sup>・兵動正幸<sup>2</sup>・林 重徳<sup>3</sup>・新谷 登<sup>4</sup>・田原正登<sup>5</sup>・仲佐俊之<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 中電技術コンサルタント(株) 山口支社総括課長 (〒754 山口県吉敷郡小郡町下郷 1225-9)

<sup>2</sup>正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755 山口県宇部市常盤台)

<sup>3</sup>正会員 工博 佐賀大学教授 低平地防災研究センター ((〒840 佐賀市本庄町 1 番地))

<sup>4</sup>正会員 中国電力(株) 土木部課長 (〒734 広島市中区小町 4 番 33 号)

<sup>5</sup>正会員 中電技術コンサルタント(株) 原子力室部長 (〒734 広島市南区出汐 2-3-30)

<sup>6</sup>清水建設(株) 名古屋支店 土木技術部課長 (〒460 名古屋市中区錦 1-3-7)

着底型深層混合 (DM) 改良地盤は、従来の地盤改良工法に比べて地盤変位が小さく、変位の進行の程度により外力・せん断抵抗の動員が異なることが想定される。本論文は、着底型壁式DM改良地盤において現場計測を行うと共に、想定される様々な状況下で解析を行い、DM改良体に作用する実測外力 (土圧、地盤反力) との比較検討を行った。その結果、主働側における土圧は比較的小さな変位の進行により静止土圧に近い土圧から主働土圧に移行する様子が、また、受働側の土圧は変位量が小さく静止土圧に近い土圧が測定された。実測地盤反力は、埋立側のネガティブフリクション (NF) を考慮した解析結果とほぼ一致した。これらの外力照査結果から、DM改良地盤の安定のメカニズムに、DM改良体の変位の進行の程度による外力の動員過程を考慮する必要性が明らかとなった。また、このときの各安定モードにおける安定への影響について明らかにした。以上の検討結果により最終的に現行設計法において新たに考慮すべき点について考察を加えた。

**Key Words :** deep mixing method, earth pressure, mobilizing process of external forces, monitoring, stabilizing mechanism, design method

## 1. まえがき

深層混合処理 (DM) 工法は、原位置の軟弱粘性土に化学的安定材を添加・強制的に攪拌混合して、地中に強固な安定処理土を形成する工法である。同工法は 1975 年に運輸省港湾技術研究所でセメント系安定材で実用化されて以来、既に多くの実績を有している<sup>1)</sup>。特に、港湾工事においては構造物が大規模であること、また改良地盤に作用する水平力が極めて大きいため、これまでブロック式、壁式や格子式の改良パターンが一般的に採用されている<sup>2)</sup>。DM工法は、急速施工が可能であり、他の地盤改良工法に比べて変形が少なく護岸の施工精度も確実であり、環境対策においても優れた効果 (施工時の騒音・振動・濁度が小さく、捨て土が少ない等) を発揮している。さらに、従来の地盤改良工法に必要な砂材料の枯渇が近年深刻な問題となっており、地盤改良工法の一つの選択肢として砂材料に依存しないDM工法に対する社会的要請が高くなっている。

DM工法は、砂置換工法、パーチカルドレーン工法、

サンドコンパクションパイル (SCP) 工法等の従来工法による改良地盤とは安定のメカニズムが基本的に異なり、現行設計法においては地中に形成された高強度の安定処理体を一種の地中構造物 (剛体) と見なし、外力による剛体の安定 (外部安定: 滑動, 転倒, 支持力および剛体を内包するすべり安定) および剛体自体の安定 (内部安定: 安定処理体自体の応力が許容応力を越えない) が検討されている<sup>3), 4), 5), 6)</sup>。他の従来工法による改良地盤においては、現場計測工法を導入した多くの実施事例から設計の精度が明らかになってきた。しかしながら、DM改良地盤については実施事例からの安定の照査に関する報告が非常に少なく、遠心模型実験によりその動態の解明の試みが行われている<sup>7), 8), 9), 10)</sup>のもの、実際における外力の作用過程を考慮した安定のメカニズムが解明されているとはいえない。特に、着底型DM改良地盤の特性は、変位が従来地盤に比べて基本的に小さく、DM改良体を挟み主働側と受働側領域の応力・ひずみ状態に不連続状態が生じ、このような状況下でDM改良体の変位の進行に伴う土圧の動員過程やネガティ

プブリクション (NF) 等の周辺地盤との相互作用に未  
 解明な点がある。また、DM改良体の背後 (埋立側) 地  
 盤は、一般にバーチカルドレーンにより改良され強度が  
 増加するので、周辺地盤の状況の変化により安定状況も  
 変化する。したがって、設計においては、DM改良地盤  
 の安定メカニズムにこれら外力の動員過程、周辺地盤と  
 の相互作用の実態を考慮する必要がある。

筆者らは<sup>11), 12), 13)</sup>, 発電所敷地の護岸に採用した着底  
 型壁式DM改良地盤に、施工時、変位情報や土圧・地盤  
 反力・間隙水圧等の外力情報並びに地盤情報等を取り込  
 んだ現場計測工法を導入した。

本論文では、その結果に基づきDM改良体の変形と  
 土圧・地盤反力など改良体に対する外力の作用状況を明  
 らかにする。次に、想定される様々な状況下での解析を  
 行って、実際に作用する外力と解析外力を比較・検討す  
 る。これらの結果に基づきDM改良体に作用する実際の  
 外力および周辺地盤とのせん断抵抗の動員過程を明ら  
 かにし、これらの実際の外力が現行設計法で設定する極  
 限塑性平衡状態における外力と大幅に異なっているこ  
 とを明らかにする。このとき現行設計法に照らし、実際  
 の外力の動員過程がDM改良地盤の安定に及ぼす影響  
 を具体的事例により定量的に明らかにする。さらに、D  
 M改良地盤の現行設計法に対し新たに考慮すべき事項  
 を示す。最後に実際の外力の動員過程を考慮したとき合  
 理的な壁式構造様式について提案を行う。

なお、本論文の中で、DM改良体は安定処理土によつ  
 て地中に形成された一種の地中構造物を、またDM改良  
 地盤はDM工法によって改良された基礎地盤の総称を  
 意味するものとして用いる。

## 2. 調査地点の地盤特性と工事概要

本研究における対象現場は、図-1 に示す中国電力株  
 式会社柳井発電所の土地造成工事であり、ここでは図-2  
 に示す壁式DM工法が外周護岸延長 2.16km の内Aおよ  
 びC護岸の 1.20km に採用された<sup>14)</sup>。

図-1 のAおよびC地点の護岸標準断面を図-3、図-4  
 にそれぞれ示す。地盤は、海底面がC.D.L.  $\pm 0.0 \sim -3.5$ m  
 (AおよびC地点はC.D.L.  $-2.7$ m) であり、上部より 16  
 ~19m の沖積粘性土層、上部砂礫または砂層、下部砂質  
 シルト層 (シルト質砂または砂質シルト)、基礎である  
 下部砂礫層の地層構成となっていた。特に、上部砂礫層  
 または砂層下の下部砂質シルト層は不均一となっていた。  
 沖積粘性土層は、塑性指数  $I_p=31 \sim 64$ 、細粒分含有  
 率  $F_c=83 \sim 99\%$ 、湿潤単位体積重量  $\gamma_s=14.3 \sim 16.0$  kN/m<sup>3</sup>、  
 含水比  $w=65 \sim 105\%$ 、間隙比  $e=1.81 \sim 2.72$  であった。当  
 沖積粘性土層は、高塑性の地盤に比べて比較的遅延圧密  
 が進行した擬似過圧密地盤 (平均 (圧密降伏応力  $P_c$  - 有

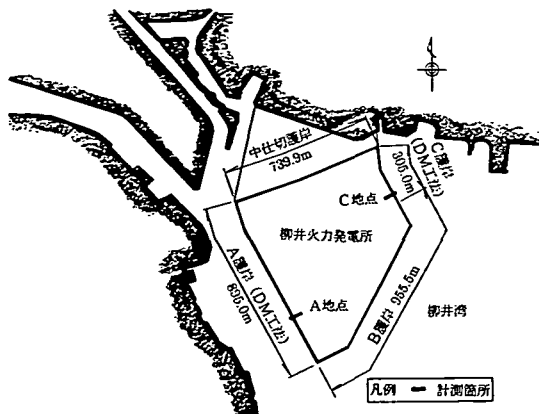


図-1 柳井発電所土地造成工事平面図および計測位置図

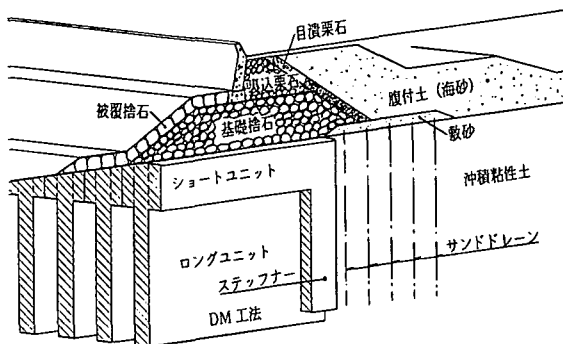
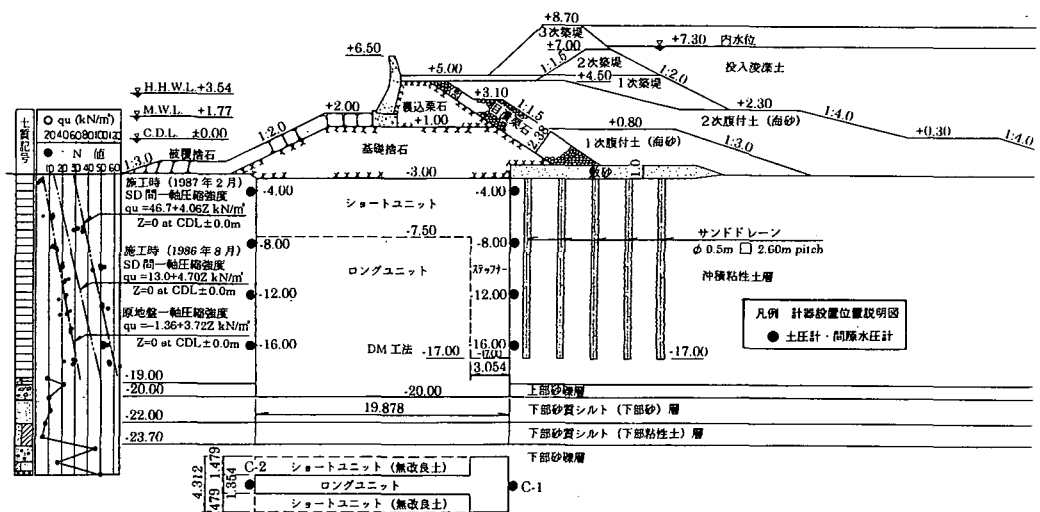
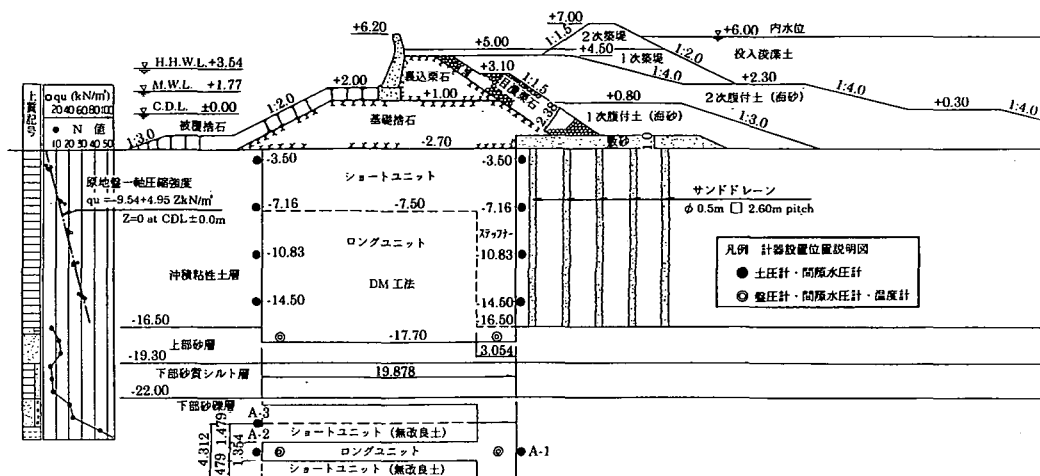


図-2 外周護岸壁式DM工法透視図

効土被り圧  $P_0$ ) = 18.7 kN/m<sup>2</sup>) となっており、一軸圧縮強  
 度も大きくなっていった<sup>15), 16)</sup>。

護岸工法は、図-3、図-4 に示す様に壁式DM工法で  
 あり、DM改良体は上部砂礫 ( $N=21$ ) または砂層 ( $N=12$ ) に  
 着底し、その下の下部砂質シルト層 ( $N=5 \sim 9$ ) を改良す  
 ることができなかった。下部砂質シルト層は中位ないし硬  
 い地層であり、DM改良地盤の変形の多くが当地層にお  
 いて生じたが、埋立て完了後の水平変位はDM改良体の  
 下部地盤のせん断抵抗により抑制されて小さくなった。  
 このような安定のメカニズムから当DM改良形式は基  
 本的に着底型と判断できる。また、護岸背後にはサンド  
 ドレーン (SD) 工法が採用され、施工時に地盤の強度  
 増加が期待できた。

埋立工事は、護岸工事完成后、築堤を逐次高上しなが  
 ら、埋立地前面に位置する泊地の浚渫土をポンプ浚渫に  
 よりポンド内に投入する方法で行われた。A地点では実  
 施工断面はほぼ当初計画通りであり、安定上特に問題は  
 なかった。一方、C地点では施工工程が比較的急速であ  
 ったため、浚渫土の膨れ率が当初計画時 1.3 から 1.4 ~  
 1.5 と大きくなり、その結果護岸背後の築堤高が+8.7m  
 (当初計画高+7.0m)、またポンド内水位も+7.3m (当初



計画高+6.5m)と高くなった。+8.7m築堤施工後ポンド内水位が+7.3mになった直後に、DM改良体が滑動状況を呈したため<sup>11),13)</sup>、護岸背後の液凍土の投入を抑制する等の対策工を講じ、安全に工事を完了した。

### 3. 現場計測工法の概要

先行施工地点である図-1に示すAおよびC地点において、次の項目について調査・計測して、総合的に安定管理を実施した。

①DM改良体の直ボーリングによるサンプリング試料の一軸圧縮試験により強度・変形特性を把握し<sup>17)</sup>、さらに斜ボーリングによる連続サンプリングからコア観察し、改良ユニットの接合性を調べた。これらにより地盤

改良後のDM改良体の品質を最終的に照査した。

②DM改良体内の主働側、中央部および受働側の3測線の位置で、多段式固定傾斜計による水平変位、および連続式沈下計によるDM改良地盤の全鉛直変位とDM改良体自体の鉛直変位を計測し、変位を主体とした情報により外部安定および内部安定を管理する安定管理システム<sup>11),13)</sup>を導入した。

③DM改良体の主働側および受働側鉛直面に接して、深度方向に4箇所位置に土圧計・間隙水圧計を取付けた鋼矢板(計器の信号線は鋼矢板背面で溝型鋼により保護)をDM改良体下端と同一深度まで打設し、水平土圧・間隙水圧を計測した(AおよびC地点)。しかし、間隙水圧計は、盛土施工後実際には上昇せず、粘性土中の過剰間隙水圧を計測できなかった。これは信号線を保

施工	記号	計測時点	施工済箇所
護岸	△	1985.9.30	①②③④
工事	□	1986.3.25	⑤⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬
埋立	○	1986.8.27	⑭⑮⑯
工事	◇	1986.11.27	

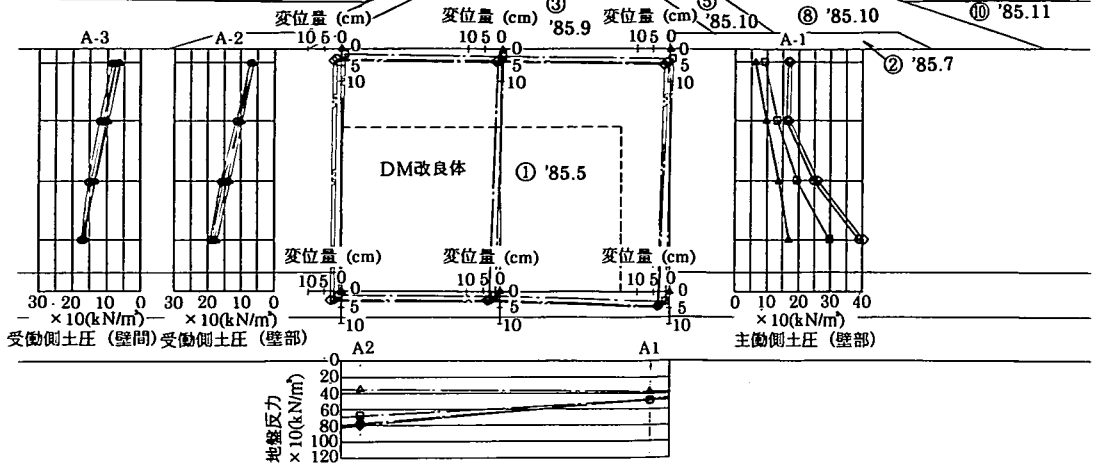


図-5 A地点施工時期とDM改良体変位, 土圧 (全応力), 地盤反力 (全応力) 計測結果

施工	記号	計測時点	施工済箇所
護岸	△	1985.9.30	①②③④⑤
工事	□	1986.3.25	⑥⑦⑧⑨⑩⑪⑫⑬⑭
埋立	○	1986.8.29	⑮⑯⑰⑱
工事	◇	1986.11.25	⑲⑳

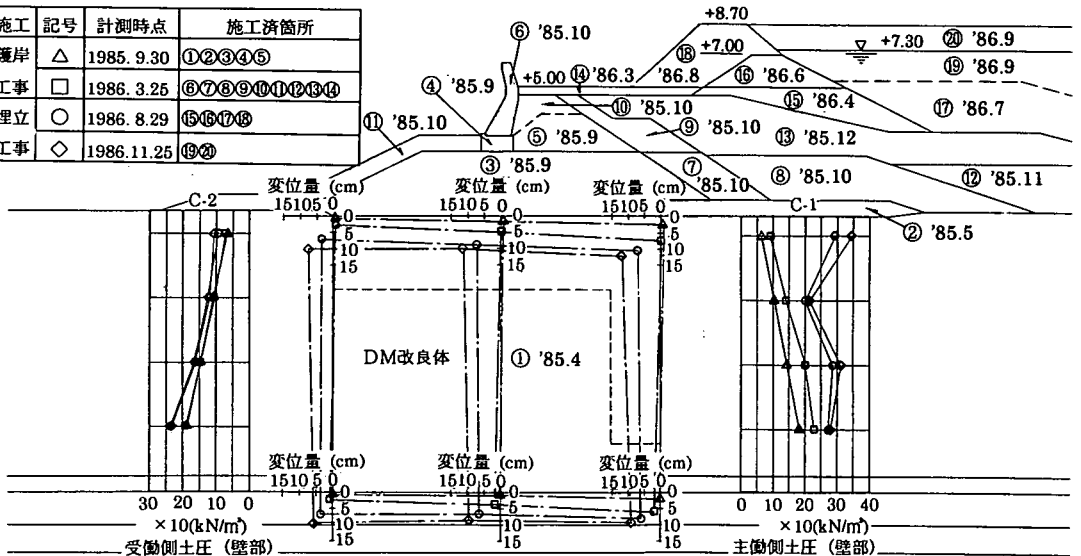
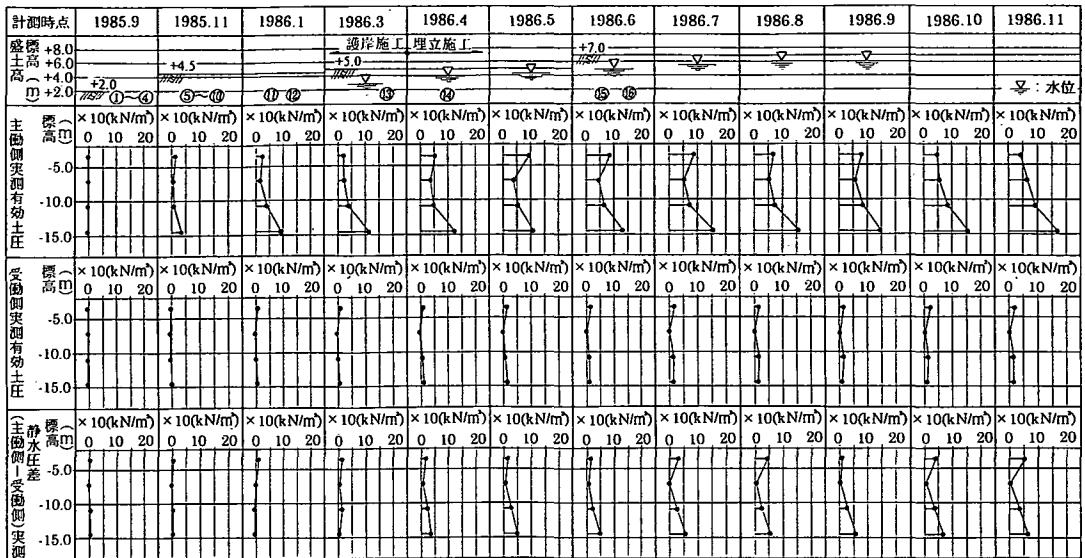


図-6 C地点施工時期とDM改良体変位, 土圧 (全応力) 計測結果

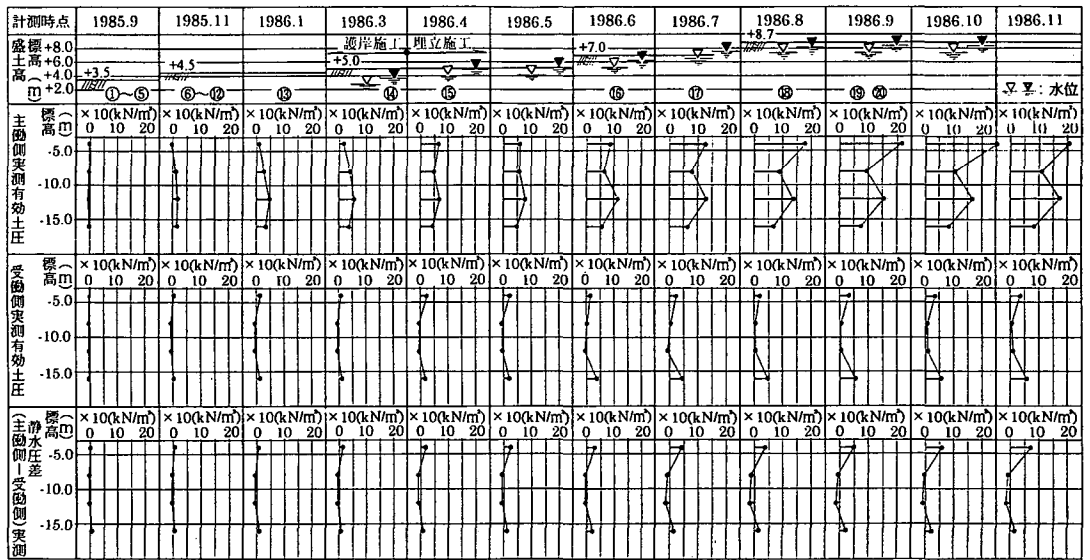
護している溝型鋼内が水道となったものと考えられ、間隙水圧計は実質的に静水圧を計測した。また、DM改良体の主働側・受働側の下端部に盤圧計を設置して端趾圧と間隙水圧を計測した (A地点のみ)<sup>12)</sup>。この計器の設置方法は、まずボーリングによりDM改良体下部 (DM改良体下端から0.5mの上部) まで削孔し、水晶式盤圧計、間隙水圧計、白金抵抗式温度計を設置した後、強度・変形係数が処理土と同程度で追従性の良好なグラウト材

を充填した。ここで、水晶式盤圧計は、改良土の小さいひずみを検知できることを考慮して選定したものであり、計測結果はDM改良土の発熱による温度の影響を補正した。これら外力測定位置を図-3、図-4に示す。

④施工時、DM改良体背後のSD間粘性土およびDM改良体下端の砂質シルト層をボーリングによりサンプリングして物理試験、一軸圧縮試験および圧密試験を実施し、強度と物性の変化を調べた。原地盤および1987年2月



注) 盛土高の欄に示す①~㉑は図-5の施工箇所に対応  
 図-7 A地点盛土高, 主働側・受働側実測有効土圧, (主働側-受働側) 実測静水圧差の時系列変化図



注) 盛土高の欄に示す①~⑫は図-6の施工箇所に対応  
 注) ▼: 隣接区域の水位を示す。  
 図-8 C地点盛土高, 主働側・受働側実測有効土圧, (主働側-受働側) 実測静水圧差の時系列変化図

のSD間の一軸圧縮強度 (C地点) を図-4 に示す。

#### 4. 外力計測結果と解析による外力の照査

##### (1) 計測結果の概要

施工進捗状況に伴うDM改良体の変形, 土圧, 地盤反力計測結果の時系列変化を図-5, 図-6 に示す。同図には施工順序を図中の番号で示し, また各施工段階に対応するDM改良体の変形状況および各土圧・地盤反力の発

現状況をそれぞれ記号で示す。ここでは土圧, 地盤反力は間隙水圧 (静水圧) を含めた全応力で示す。また, 盛土高, 主働側実測有効土圧, 受働側実測有効土圧および主働側実測間隙水圧 (静水圧) から受働側実測間隙水圧 (静水圧) を引いた差分 (以降 (主働側-受働側) 実測静水圧差と記す) の時系列変化を図-7, 図-8 に示す。ここで, 主働側および受働側実測有効土圧<sup>18)</sup>は各実測土圧から実測間隙水圧 (静水圧) を引いたものであり, 盛土開始時点 (1985年9月) からの累計値を示す。松尾・

富永<sup>13)</sup>は、現実の問題として土圧を(全応力から過剰間隙水圧を引いた)有効応力状態で観測することが困難であるため、全土圧から静水圧を引いた土圧を“有効土圧”として定義しており、ここで同様に“実測有効土圧”と表記した。また、盛土開始の2ヶ月前に計器を設置して地盤の回復を待ち、原地盤の静止土圧(初期土圧)を計測しようと試みたが、実測土圧・間隙水圧は静水圧線の前後をばらついており、実測土圧が実測間隙水圧(静水圧)を明瞭に上回る傾向は見られなかった。各計測値は計器設置時点の乱れがあったため、実測土圧・実測間隙水圧共に平均水位(CDL+1.77m)を基準とする静水圧になるように補正した。主働側・受働側実測有効土圧が1985年9月時点で0を示しているのは、計器設置時の乱れを補正したためである。実際の静止土圧(初期実測土圧)は、遅延圧密が比較的進行した擬似過圧密地盤として原地盤の強度が大きくなっていることもあって(2.参照)、実質的には静水圧前後のばらつき程度であり、粘性土層の下端で10~20 kN/m<sup>2</sup>程度と非常に小さいことが推定された。したがって、ここで静止土圧は無視しても大勢として問題ないものと考え無視した。

DM改良地盤の挙動については、別途提案している安定管理システムにより詳細な挙動の把握が可能である<sup>11),13)</sup>が、その概要は図-5, 6に示す様に以下のとおりである。

基礎地盤改良①から腹付土施工 A:⑫, C:⑬までの護岸施工時(1985年9月~1986年3月末)、A・C地点のDM改良体上の基礎捨石、裏込栗石等の施工時には、水平変位は殆ど生じず、荷重が背後側に偏心していたためDM改良体は背面側に回転した。DM改良体背後の腹付土施工直後には、水平変位および回転変位が僅かに前面側に進行したが、その後水平変位は停止し、回転変位は背後地盤の沈下に伴うNFの作用によるDM改良体の下部地盤の圧密により背面側に進行した。

埋立施工時(1986年4月~11月)、築堤の逐次嵩上げと背後のポンド内への浚渫土投入に伴い、DM改良体の変位は水平変位・回転変位とも前面側に進行した。特に、築堤高とポンド内水位が高くなったC地点では、各変位が前面側に継続的に進行し、+8.7m築堤施工とその後ポンド内水位が+7.3mになった1986年8月時点で滑動状況を呈したため<sup>11),13)</sup>、築堤直背後の浚渫土の投入を一時的に停止した。浚渫土の投入が完了した1986年10月末時点で水平変位は漸く低下傾向を示し、C地点のDM改良体の平均水平変位は8.9cm程度となり、回転変位も前面側に進行した結果となった。一方、A地点では築堤高と内水位は当初計画どおりであり、水平変位は継続的に前面側に進行するもののその変位量も小さく、また回転変位は築堤施工直後は前面に進行したが、その後やや背面側に進行する傾向を示した。浚渫土の投入が完了

した1986年10月末時点で、A地点のDM改良体の平均水平変位は2.0cmとなり、回転変位は僅かに背面側に進行した結果となった。

図-5, 6, 7および図-8に示す土圧計測結果は、一般的に報告されているように<sup>19)</sup>個別のデータには幾分ばらつきが見られた。しかし、主働側実測有効土圧・地盤反力は埋立の進行に伴い顕著な増加傾向を示す他、各計測結果は以降(2)~(6)に述べる解析外力との比較結果からも明らかなようにそのオーダーも平均的にはほぼ妥当な結果を示し、全般的には外力の基本的実態を正確に計測したものと判断する。

最終築堤(A地点+7.0m, C地点+8.7m)が完成し、浚渫土が投入された時点(1986年8月時点)におけるA, C地点の主働側実測有効土圧, 受働側実測有効土圧, (主働側-受働側)実測静水圧差(以上はA, C地点), 実測地盤反力分布(A地点のみ)の全体状況をそれぞれ図-9, 図-10に示す。実測値は全て◎で示す。また、同図には比較として、想定される様々な条件下での解析結果を示す。ここで解析土圧は、港湾構造物における現行設計法と実際の安定を検証することを目的として、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に示す解析土圧<sup>20)</sup>を採用した。また解析静止土圧は、特にDM改良地盤の変位が小さくなっている点を考慮したものである。この値そのものはDM改良体の無変位状態での土圧を意味するが、ここでは変位量が小さく塑性化する以前の土圧<sup>20)</sup>として参考に求めた。なお、C地点の結果はDM改良体が滑動状況を呈した時点のものである<sup>11),13)</sup>。

以降に、実測外力と解析外力を比較・照査した結果について個別に述べる。

## (2) 主働側実測有効土圧

DM改良体背面の主働側の実測有効土圧と各解析土圧の比較結果の詳細を図-11に示す。解析土圧として、解析静止土圧(K<sub>o</sub>×有効土被り圧)<sup>20)</sup>、SDによる圧密地盤強度増加を考慮した解析主働土圧(有効土被り圧-2×粘着力)<sup>20)</sup>および原地盤強度による解析主働土圧を示している。ここで静止土圧は、K<sub>o</sub>三軸試験等により飽和粘土ではほぼ土圧係数K<sub>o</sub>=0.5に近いことが知られており<sup>21)</sup>、一般的な値としてK<sub>o</sub>=0.5を用い求めた。また、有効土被り圧は水中においては土固体の浮力を引いた有効重量である<sup>18),20)</sup>。1986年8月時点の主働側地盤強度は、C地点で施工時SD間の土質調査結果(1987年2月時点)に基づき、時間的なずれを解析により補正して求めたものである。この時の一軸圧縮強度を図-4に示す。ここに示す実測有効土圧の値は、当地点においても過剰間隙水圧の計測が困難であったため<sup>18),22)</sup>、土圧の実測値から実測間隙水圧(静水圧)を引いたものである(4(1)参照)。また、対応する各解析土圧は港湾構

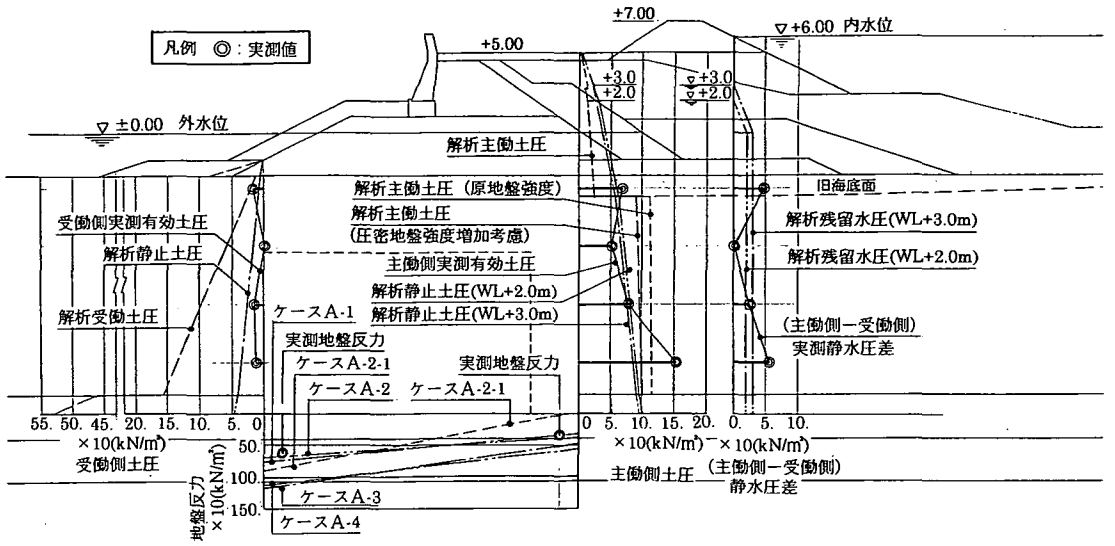


図-9 A地点実測外力と各解析外力の全体状況 (1986年8月時点)

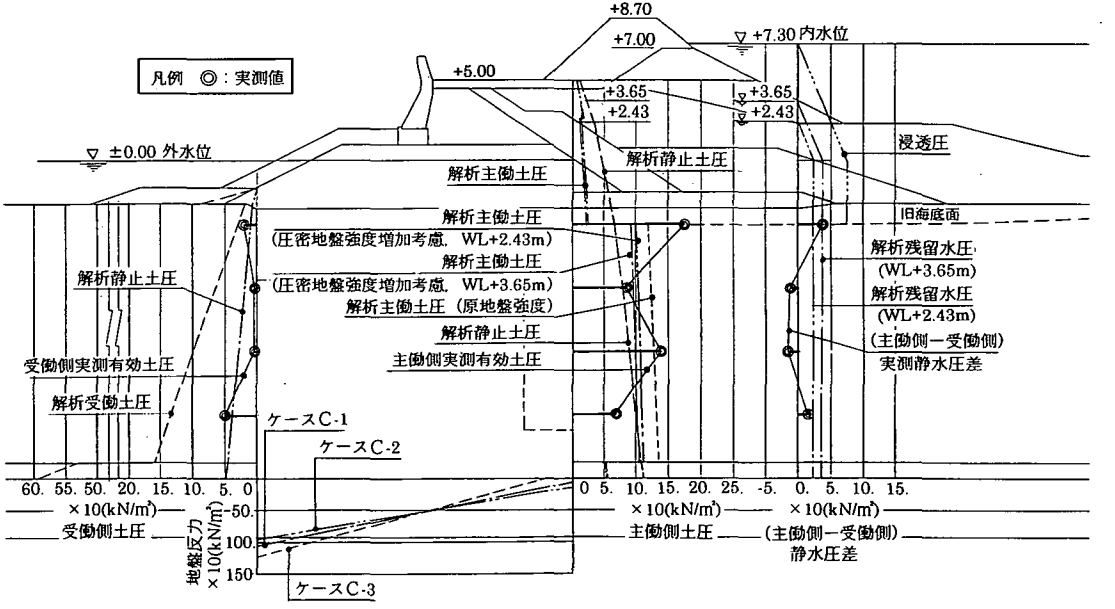


図-10 C地点実測外力と各解析外力の全体状況 (1986年8月時点)

造物として一般的设计手順<sup>18), 20)</sup>に従い有効土被り圧に対して算定したもので、過剰間隙水圧を控除したものとなっていない。

理論土圧においては有効応力に対して算定するため、過剰間隙水圧が問題となる。1986年8月時点での実際の過剰間隙水圧については、築堤を除く全ての荷重に対して圧密放置期間も長く(図-5, 6参照)、主働側粘性土地盤の全盛土荷重に対する圧密度は解析上77~85%に達しているため、過剰間隙水圧は幾分残存するもの大半

は消散した状況になっているものと判断できる。

ここで一般的设计手順<sup>18), 20)</sup>に従い算定した解析結果は、静止土圧<主働土圧(1986年8月時点の圧密強度増加考慮)<主働土圧(原地盤強度)となった。解析主働土圧(有効土被り圧(=一定値)-2×粘着力)<sup>20)</sup>は、圧密の進行に応じて強度が増加するため盛土初期で最大となり、圧密の進行と共に低下する。主働土圧は圧密完了時点でさらに小さくなるため、一般的に示されるように<sup>19)</sup>静止土圧より小さくなるものと想定される(原地盤において

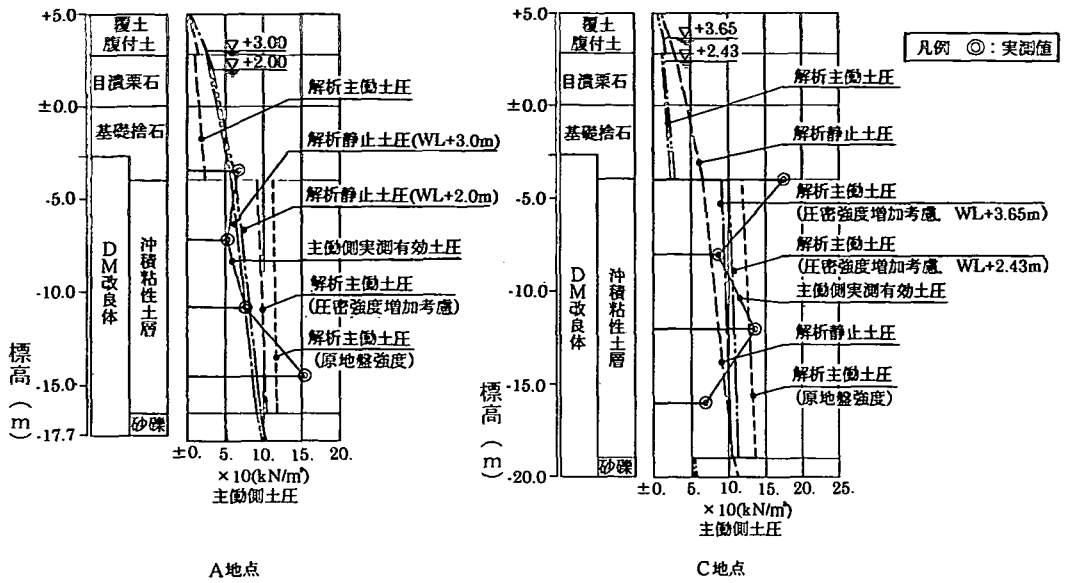


図-11 主働側実測有効土圧と各解析土圧との比較 (1986年8月時点)

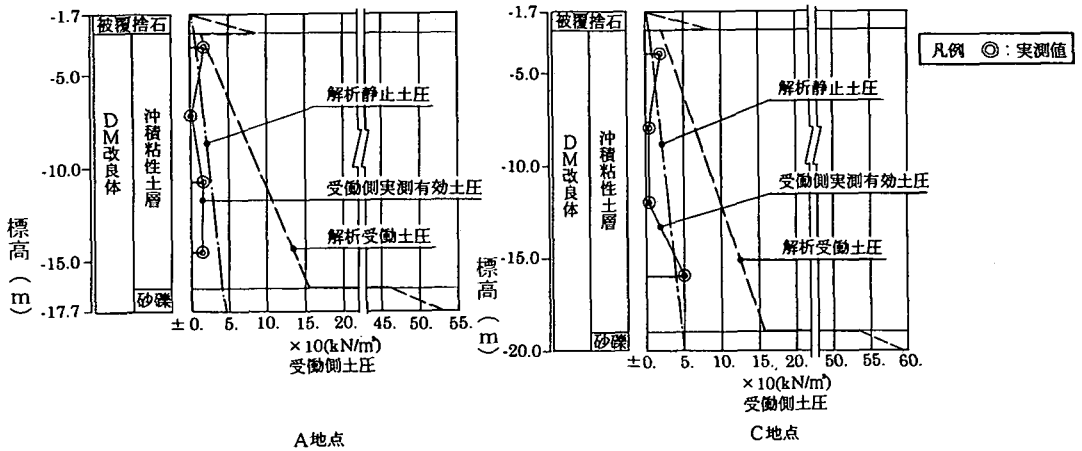


図-12 受働側実測有効土圧と各解析土圧との比較 (1986年8月時点)

もこの点が確認された)。

A地点の主働側実測有効土圧は、下端の土圧が大きくなっている他は、平均的には $K_0=0.5$ で算定した解析静止土圧に近い結果になった。なお、最下端の土圧は計器設置時点の補正以前から平均的ばらつき以上の大きな値を示したため異常値に近いものと判断している。この時点のDM改良体の変位状況は、上端で0.4cm、下端で2.8cm前面側に水平変位しており、特に水平変位が小さく、その結果埋立て側の荷重載荷後において実質的に解析静止土圧に近い土圧の発現になったものとする。

C地点の主働側実測有効土圧は、ばらつきが大きいものの、上端の土圧(浸透圧が作用:以降(5)参照)を除くと平均的には地盤強度増加を考慮した解析主働土

圧にほぼ等しくなったものと判断できる。 $K_0=0.5$ を用いた解析静止土圧は主働側実測有効土圧を過少評価し( $K_0=0.6$ 程度の解析静止土圧に平均的に一致)、原地盤強度から推定した解析主働土圧は過大評価することになり、SDによる圧密強度増加を考慮した解析主働土圧が実測値に近い結果になった。この時点のDM改良体の変位は、上端で7.3cm、下端で5.9cmであった。

### (3) 受働側実測有効土圧

受働側の実測有効土圧と各解析土圧の詳細を図-12に示す。解析土圧として、解析静止土圧( $K_0 \times$ 有効土被り圧<sup>20)</sup>、 $K_0=0.5^{21)$ と解析受働土圧(有効土被り圧 $+2 \times$ 原地盤粘着力<sup>20)</sup>)を示している。A、C地点共に



受働側実測有効土圧は平均的には解析静止土圧前後と判断できる。当原地盤で計測された実際の静止土圧（初期実測土圧）は、粘性土下端でばらつきの範囲であり、 $10\sim 20\text{kN/m}^2$ 程度であるものと推定されるが、変位の幾分の進行により実質的に解析静止土圧に近い土圧になったものとする。受働側実測有効土圧は、実際には現行設計法で採用している解析受働土圧より極めて小さくなった。

特に、着底型DM改良地盤の場合、変位量が小さく、DM改良体が応力遮断壁として機能し、主働側と受働側において応力・ひずみ状態に不連続状態が生ずることになり、変位の進行の程度により各外力・せん断抵抗の動員過程に相違が生ずるものとする。

以降、多少変位するが塑性化以前の解析静止土圧に近い土圧の発現状態を“実質的に静止土圧”または“実質的に静止土圧に近い土圧”と表現し、厳密な意味での無変位時の静止土圧と区別する。

#### (4) (主働側一受働側) 実測静水圧差

(主働側一受働側) 実測静水圧差は、DM改良体の背面に作用する実質的残留水圧と考えられる。(主働側一受働側) 実測静水圧差と解析残留水圧を図-9、図-10に示す。同図には解析残留水圧としてポンド内水位と外(低)水位の差の $1/3$ 、 $1/2$ の残留水圧(外水位以上：三角形形状、外水位以下：矩形形状)を示している。

(主働側一受働側) 実測静水圧差にはA、C地点でかなりばらつきが見られ、異なった傾向を示す。すなわち、A地点は平均的にみれば現行設計法で考慮しているポンド内水位と外水位との差の $1/3\sim 1/2$ 程度の残留水圧がDM改良体背面全体に作用したものと考えても良い。

一方、C地点の(主働側一受働側) 実測静水圧差は、上端でやや大きくなっているが、その下部の3箇所値は非常に小さく、平均的にみればDM改良体の背面に残留水圧は殆ど作用していないとも判断できる。これは、透水性の大きい基礎捨石・目潰栗石がDM改良体背面まであり、外水位がDM改良体背面まで通じているためと解釈できなくもない。しかしながら、A、C地点とも築堤を除く護岸構造諸元はほぼ同じであり、当実測水圧の分布形状がA、C地点で異なることは、今後の問題点として残るが、設計上においてはC地点のように背後のポンド内水位が異常に高くなるような場合(次節参照：浸透圧が作用)を除き、現行設計法で考慮している残留水圧形状を考慮すれば十分と考えられる。

#### (5) 浸透圧の影響

図-7、図-8の主働側実測有効土圧の時系列変化図よりAおよびC地点の上端の主働側の実測有効土圧は、ポンド内水位高との関係でみると、CDL+6.0m前後以下の場

合(図-7,8でC地点の1986年8月以降の期間を除く)は、両地点共上端でわずかに大きくなっているが、ほぼ同様な傾向を示す。しかしながらこの上端の実測有効土圧は、C地点でポンド内水位がCDL+6.0m前後から高くなった1986年8月時点以降から(図-8参照)、A地点(図-7参照)と比較しても異常な上昇が見られ、また浚渫土の投入を完全に停止して後内水位の下がった1986年11月時点において、上端の主働側土圧も下がった。これらの上端の実測有効土圧は、内水位に連動して変化している。C地点では特にDM改良体のすぐ背後で内水位が高くなったため、主として透水層である目潰栗石部背後の動水勾配が極めて大きくなった腹付土・築堤部分で浸透圧が作用し、DM改良体の上端の土圧のみに影響したことが考えられる。浸透圧が異常に大きくなった限界のポンド内水位は、A・C地点を総合するとCDL+6.0m前後と考えられる。C地点で滑动状況(5、(2)に示す初期滑动状況と考えられる)を呈したのは、+8.7m築堤施工以後の内水位の急激な上昇時期と一致しており、上端の主働側土圧の異常な上昇が浸透圧によるもので、単に計器等の誤差によるばらつきとは考えにくい。C地点の1986年8月時点の浸透圧の大きさは、図-11に示す様に、上端の主働側実測有効土圧が圧密強度増加を考慮した解析主働土圧(主働側実測有効土圧の平均と考えられる土圧)の増分より $70\text{kN/m}^2$ 程度、また図-8における7月と8月の上端の主働側実測有効土圧の増分より $60\sim 70\text{kN/m}^2$ 程度と推定される。この値は比較的大きく、ポンド内水位+7.3mと外水位±0.0mとの残留水圧(外水位以上：三角形形状、旧海底面以上外水位以下：矩形形状)の最大値 $75.2\text{kN/m}^2$ にほぼ等しい。この結果から、浸透圧として流線を水平方向に想定したときのポンド内水位による残留水圧を考慮した。この推定浸透圧を図-10の(主働側一受働側) 静水圧差に示す。ただし、この浸透圧の大きさは考えられる最大値である。

一方、A地点は全施工期間を通し内水位がCDL+6.0mと低く、その結果浸透圧も小さくなったことが考えられる。A地点は、図-11に示すように上端の主働側土圧は全体として解析静止土圧程度と判断できるものであり、浸透圧は特に考慮する必要がないものと判断した。

#### (6) 実測地盤反力

実測地盤反力と各解析地盤反力を図-13に示す。

A地点の解析地盤反力は以下の条件で算定したものである。主働側・受働側の土圧は以上の検討結果から実質的に静止土圧とし、DM改良体背面側でNF(水平土圧 $\times \tan \phi$ 、または粘着力、但し $\phi$ ：内部摩擦角)を考慮する他、残留水圧および壁間無処理粘性土の重量については以下の各ケースに示す条件で地盤反力を算定した。ここで、壁間無処理粘性土の重量は、単位幅当たり

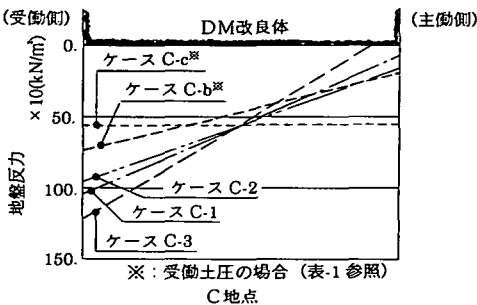
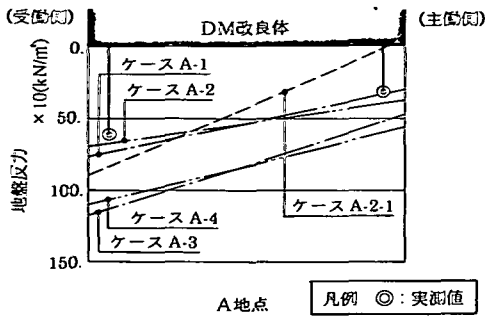


図-13 実測地盤反力と各解析反力との比較 (1986年8月時点)

- の壁間無処理土の重量 $\times$ (1-改良率)として求めた<sup>23)</sup>。  
 ケースA-1: 残留水圧を(外水位-内水位)の1/2 (WL+3.0m)とした場合  
 ケースA-2: 残留水圧を(外水位-内水位)の1/3 (WL+2.0m)とした場合  
 ケースA-2-1: ケースA-2でNFを考慮しない場合  
 ケースA-3: ケースA-1で壁間無改良土の重量を考慮した場合  
 ケースA-4: ケースA-2で壁間無改良土の重量を考慮した場合

実測地盤反力は、NFを考慮したケースA-1、A-2に示す解析結果と比較的一致しており、NFを考慮しないケースA-2-1の解析結果と大きく異なる結果となった。したがって、地盤反力の実測値は、明らかにDM改良体背面でNFが作用したことを示すものとする。ここで、受働側実測地盤反力はケースA-1、A-2に示す解析結果よりわずかに小さくなった。これはDM改良体前面の沈下に伴い前面壁で正の周面摩擦が作用したため、これを考慮しない解析地盤反力より小さくなったことが考えられる。

一方、壁間無改良粘性土重量を考慮したケースA-3、A-4の解析結果は、明らかに実測地盤反力と異なる傾向を示している。これは、DM改良体がその上部荷重によって沈下するときに、壁間無改良粘性土は壁間の上部砂

礫または砂層に支持されて残り、重量としてDM改良体と一体的に作用しないことが考えられる。この点は無改良土重量を考慮しない現行設計法を裏付ける結果となった<sup>23)</sup>。

DM改良体の実測変位は、背面側に僅かに回転した結果となっているが、実測地盤反力は、実測外力にほぼ等しい外力を用いたケースA-1、A-2の解析結果とほぼ等しく、受働側が大きくなった。実測地盤反力と解析値との比較的一致した結果は、DM改良体を剛体として仮定した解析手法の精度を裏付けるものであり、同時に実測地盤反力の測定精度の妥当性を示すものと考えている。DM改良体の回転変位は、当初DM改良体上部の背面側に偏心した荷重によって背面側に進行したが、腹付土施工や埋立施工時の主働側の外力によりDM改良体の回転変位は前面側に進行しており、地盤反力は逆転し受働側が大きくなることを裏付ける挙動を示している。埋立て施工時の最終回転変位と地盤反力の結果が異なったのは、土質調査結果からA地点の沖積粘性土層下端および下部砂礫層が、既存陸地に近い護岸前面から埋立て(柳井湾央)側に向けて深くになっており(図-1参照)、DM改良体下部の下部砂質シルトも護岸前面から背面に向けて厚くなったことによるものと推定される。

以上、A地点におけるDM改良体の実測地盤反力は、DM改良体の背面でNFが作用することおよび壁間無改良土は改良体と一体的に作用していないことを示す。

C地点の地盤反力は計測しておらず、以下の各検討ケースにおける解析地盤反力を同様に図-13示す。ここで、以上の検討結果から主働側土圧は主働土圧、受働側土圧は実質的に静止土圧とし、背面側にNFを考慮した。  
 ケースC-1: A地点と同様に残留水圧を(外水位-内水位)の1/2 (WL+3.65m)とした場合  
 ケースC-2: A地点と同様に残留水圧を(外水位-内水位)の1/3 (WL+2.43m)とした場合  
 ケースC-3: C地点は残留水圧形状がA地点と異なった傾向が見られたため、残留水圧は考慮せず4(5)に示すように内水位+7.3mから基礎捨石下端CDL-4.0mまで浸透圧(図-10参照)を考慮した場合

ケースC-1・C-2はA地点の結果から残留水圧を想定したものであり、ケースC-3は、C地点の個別な浸透圧・残留水圧を考慮したものである。以上の各ケースの解析結果、C地点の受働側の最大地盤反力は、950~1200kN/m<sup>2</sup>程度になったことが推定される。なお、解析時点においてC地点の実測回転変位は前面側に進行しており、解析地盤反力と回転変位の進行状況が一致した結果となった。

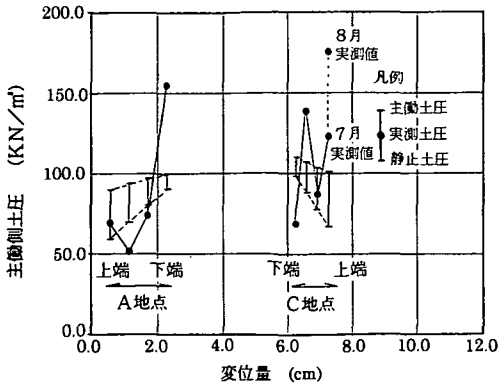


図-14 A・C地点の変位と主働側土圧との関係

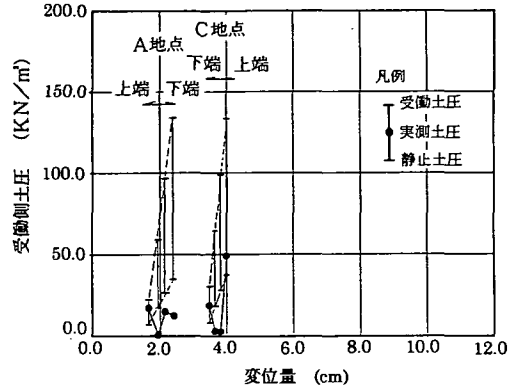


図-15 A・C地点の変位と受働側土圧との関係

## 5. 外力・せん断抵抗の動員過程とDM改良地盤の安定のメカニズム

### (1) 変位と外力・せん断抵抗の動員過程

主働側および受働側における各土圧計測箇所における変位量と実測有効土圧、各解析土圧の関係を図-14、15に示す。なお、C地点の上端は浸透圧が大きくないと考えられる7月時点の実測有効土圧を併記している。ここで解析主働土圧はSDによる圧密強度増加を考慮したものである(4.(2)主働側実測有効土圧参照)。

主働側実測有効土圧は、ばらつきが見られるが、基本的には変位が小さい場合、A地点に示される様に下端(異常値と判断)を除き平均的に解析静止土圧に近く、一方ある程度の変位が進行した場合、C地点に示される様に上端の値を除き平均的には解析主働土圧に近い土圧が作用したことを示している。一方、受働側実測有効土圧はA、C地点共に実質的に解析静止土圧に近い結果となっており、現行設計で採用している受働土圧が動員されるには変位が小さく、実質的に静止土圧に近い土圧が作用したものと判断できる。

主働土圧については、静止状態から主働(塑性)状態に移行するためにはDM改良体の移動が必要であり、山土を用いた実大規模の実測結果<sup>24)</sup>において主働土圧に達するためには3~4cm程度の変位量が必要であることが報告されている。また、Lambe & Whitman<sup>25)</sup>は正規圧密粘土において静止状態から主働状態に到るまで1%以内の水平ひずみが必要であるのに対して、受働状態に到るまで20%の水平ひずみが必要であることを報告している。したがって、主働側ではわずかな変位で主働土圧に達するため、A、C地点での変位量の相違によりA地点では実質的に静止土圧に近い土圧、C地点では主働土圧が作用したのに対し、受働側ではA、C地点とも受働土圧が動員されるには変位量が小さく、実質的に静止土圧に近い土圧が作用したものと考える。

着底型の場合、DM改良体の水平変位は、特にその下部地盤のせん断抵抗の動員に関係して支配されることになる。壁式DM改良体の下端部は、上部砂礫(N=10~21)または砂層(N=13~14)に着底しており、そのせん断抵抗はDM改良体ロングユニット下端と砂礫層または砂層とのせん断抵抗およびショートユニット下端の無改良部粘性土のせん断抵抗により構成される<sup>23)</sup>。上部砂礫または砂層の相対密度はTerzaghi & Peckの基準によれば普通程度である。DM改良体下部のこれらのせん断抵抗の動員過程は次のように考えられる。

例えば、北詰による壁式改良地盤(30%改良)の滑動破壊に関する遠心模型実験の結果によれば<sup>26)</sup>、改良体底面のせん断抵抗は比較的小さい変位(プロトタイプで約15cm)で最大となり、その後急速に低下する。一方、無改良土のせん断抵抗は変位の進行において緩やかに増加している。これらの合計のせん断抵抗は、比較的小さな水平変位で最大を示し、残留時においてやや低下するせん断抵抗となることを示している。一般に、着底している砂礫または砂地盤のせん断抵抗が支配的であれば、せん断抵抗は比較的小さい変位で最大値を示しその後残留強度となり、この残留強度は、密な砂地盤でない限り最大せん断抵抗に比べてさほど低下しないことが推定される。当計測事例においてDM改良体の変位挙動から<sup>11),13)</sup>、DM改良下端(下部粘性土層の最下層部分)のせん断抵抗が降伏したのはDM改良体の水平変位が5cm程度と推定される。DM改良地盤の水平変位は、DM改良下端のせん断抵抗が最大限動員されるまでの変位の抑制された状況とせん断抵抗が降伏し変位が進行した状況が考えられる。

以上の結果から、DM改良地盤に作用する外力・せん断抵抗の動員は、DM改良体の下部せん断抵抗に関する水平変位の進行の程度によって異なり、以下に示すような過程を経ることが考えられる。

表-1 C地点における安定解析結果 (1986年8月時点)

項目	検討ケース	現行設計法による検討			追加検討 (実質作用外力考慮)				
		ケース C-a 原地盤強度	ケース C-b 実強度	ケース C-c 修正	ケース C-1	ケース C-2	ケース C-3		
解析条件	主働側地盤強度 ※1	原地盤強度	実強度	実強度	実強度	実強度	実強度		
	主働側土圧	主働土圧	主働土圧	主働土圧	主働土圧	主働土圧	主働土圧		
	受働側土圧	受働土圧	受働土圧	受働土圧	静止土圧	静止土圧	静止土圧		
	主働側NF	無し	無し	考慮	考慮	考慮	考慮		
	主働側有効水圧	考慮	考慮	考慮	考慮	考慮	無し		
	水位	主働側水位	2.43	2.43	2.43	3.65	2.43	7.30	
	CDL (m)	受働側水位	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	浸透圧	無し	無し	無し	無し	無し	無し	+7.3~-4.0	
	安定	滑動安全率	上部砂礫層	1.68	1.91	2.07	1.32	1.39	1.38
			下部粘性土層 ※2	1.05	1.54	1.54	0.81	0.86	0.85
転倒安全率			2.09	2.33	2.85	2.28	2.47	2.00	
地盤反力 (DM改良体)		合力の作用位置 X (m)	7.10	8.00	9.96	7.00	7.57	6.06	
解析結果	地盤反力 (下部粘性土)	最大地盤反力 P1 (kN/m <sup>2</sup> )	860	734	558	1043	951	1213	
		最小地盤反力 P2 (kN/m <sup>2</sup> )	66	192	551	63	158	0	
		最大地盤反力 P1 (kN/m <sup>2</sup> )	338	291	226	405	371	468	
	許容支持力 (kN/m <sup>2</sup> ) ※3	上部砂礫層	常時	>660	>660	<660	>660	>660	>670
		施工時	<1220	<1220	<1220	<1220	<1220	<1220	
	下部粘性土層	常時	>188	>262	<262	>262	>262	>262	
		施工時	>257	<405	<405	<405	<405	>405	

※1) 実強度：SDによる主働側地盤の強度増加を考慮したものである。

※2) 下部粘性土層はDM改良体下端と直接接していないが、直接接したと想定した場合の計算結果である。

※3) 施工時の許容支持力の安全率は港湾施設の技術上の基準・同解説を準用し1.5とし算定したものである。

【ステップ1】：埋立初期において作用荷重が小さいか、またはDM改良体が堅固な地盤に着底・支持されており、DM改良体の水平変位が非常に小さい場合、A地点に示されるように、主働側および受働側に作用する土圧は実質的に静止土圧に近い土圧となる。

【ステップ2】：埋立が進み、主働側土圧が大きくなり、かつDM改良体下端のせん断抵抗が降伏するまでのDM改良体の水平変位が抑制された状況において、主働側土圧はDM改良体の小さな変位により主働土圧となるが、受働側土圧は、C地点に示される様に、実質的に静止土圧に近い土圧の状態が続く。

【ステップ3】：さらに主働側の埋立荷重の載荷によりDM改良体下端のせん断抵抗が降伏し、水平変位が大きく進行することにより、受働側は実質的に静止土圧に近い土圧から受働土圧が作用するに至る。

上記の各ステップにおいてDM改良体と周辺地盤の相対移動に伴いNF等のせん断抵抗が作用し、主働土圧およびNF等のせん断抵抗は、地盤の圧密の進行に応じて変化する。当該事例においてA地点がステップ1、C地点がステップ2に相当する。現行設計法で想定するステップ3はこれまでの事例で未経験な領域である。

## (2) 外力の動員過程が安定に及ぼす影響

これまでの結果から、現行設計法で設定する極限塑性平衡状態における外力と実際の外力の動員過程が大幅に異なっていることが判明した。ここでは、実際の外力の動員過程を考慮したとき、安定に及ぼす影響を各安

定モード毎に検討し、具体的にC地点を事例にその影響の程度を明らかにする。DM改良地盤の破壊は、直接的には変位の進行という現象により確認できる<sup>13)</sup>。これまで現場計測工法の適用事例も少なく、また全てのモードについて実際に破壊した事例もないので、DM工法における破壊 (安定) 問題に関し、実際の変位の進行により検証されるという点において未解明な点を残している<sup>13)</sup>。ここで検討する安定への影響とは“現行設計法で規定する概念”に照らし検討したものである。

C地点において+8.7m 築堤を施工し、その後ポンド内水位が+7.3m となった時点で滑動状況を呈した<sup>10), 13)</sup>。その時の現行設計法による安定解析結果 (ケース C-a, C-b, C-c) と実際に作用したと考えられる外力を用いた安定解析結果 (ケース C-1, C-2, C-3) を表-1に示す。ここで現行設計法による安定解析のケースは、主働土圧および受働土圧を用いたものであり、主働土圧算定時に原地盤強度を用いた場合を C-a、SD間の実地盤強度を用いた場合を C-b、さらに C-b に NF を考慮した場合を C-c としている。実際に作用したと考えられる外力を用いた安定解析のケースは、4 (6) 実測地盤反力で述べたケースと同様で、水位条件の違いと浸透圧の有無によりケース C-1, C-2, C-3 としている。ここで、各実測値はばらつきが見られる他、主働および受働側の計測ピッチが各4点と大きく実測値そのものを採用しても精度向上が期待できないため、実際に作用した外力として実測値に平均的に近いと判断できる解析外力を用いた。

### a) 滑動に対する安定

着底型DM改良体の滑動は、外力・せん断抵抗の動員過程を考慮するとき、上記ステップ2に示される様に、DM改良下端のせん断抵抗によりDM改良体の変位が抑制され、受働側が実質的に静止土圧に近い土圧の状況で生ずる滑動状況と、上記ステップ3に示される様にDM改良体下部のせん断抵抗が降伏した時点で変位が進み、受働側が受働土圧となった状況で生ずる最終の滑動状況が考えられる。最終の滑動状況は、DM改良地盤においても変位が大きく進行した状況で生ずるものと考えられる。ここで実質的に静止土圧で生ずる滑動を“初期滑動”と呼び、最終的滑動破壊と区別する。現行設計法で規定する滑動破壊は後者の破壊であり、初期滑動はDM改良下端部のせん断抵抗が降伏することにより変位が進行し易くなった状況と考えることができる。

C地点の事例において滑動に対する安定は、実際の作用外力を用いた表-1に示す検討結果（ケース C-1, C-2, C-3）から上部砂礫層では所定の安全率1.2を確保するが、その下層の下部粘性土層では安全率が不足しており、当該地層で初期滑動状況を呈したと考えられ、実際の地盤変形分布図<sup>13)</sup>からも確認できる。受働土圧を用いた現行設計法では主働側で実強度を用いた場合（ケース C-b）は、上部砂礫層、下部粘性土層について所定安全率を確保しており、最終滑動破壊について安定であったと判断できる。

ここで、現行設計法による解析で、主働側で原地盤強度を用いた解析値（ケース C-a）と実強度を用いた解析値（ケース C-b）の比較から、主働側地盤の強度増加により滑動安全率は大きくなり、背後NFを考慮すると砂地盤着底型の場合は上部砂礫層の滑動安全率（ケース C-c）に示されるように更に大きくなる。実際に主働側実測有効土圧はSD改良し推定される強度増加を考慮した解析主働土圧に平均的に等しくなったため、DM工法において主働側地盤をSD改良し強度増加を図ることが効果的改良（経済的設計）になるものと判断する。

### b) 支持力に対する安定

現行設計法における支持力安定の検討方法<sup>20)</sup>は、DM改良体下端の最大端趾圧を許容支持力以下とするものである。この検討方法自体は、DM改良下端の最大端趾圧に対する“部分的”支持力破壊を規定するものであり、DM改良下部の基礎地盤全体の破壊を規定するものではない<sup>13)</sup>。以下現行設計法で規定する最大端趾圧と許容支持力との比較から支持力安定に及ぼす影響について検討する。

DM改良下端の支持力破壊は、上記ステップ2の状況に示すように、受働側が実質的に静止土圧に近い土圧の状況で最大端趾圧が許容支持力より大きくなったときに生ずる支持力破壊と、上記ステップ3の受働土圧の

状況で生ずる支持力破壊が考えられる。埋立ての進行により、上記ステップ2よりステップ3の方が埋立荷重が大きくなることも考えられるが、ここで同一の荷重状況であれば、受働側が受働土圧（ステップ3）より実質的に静止土圧に近い土圧（ステップ2）の状況においてDM改良体前趾について大きなモーメントが作用することになるため、受働側端趾圧が大きくなるのが考えられる。

C地点の事例において地盤反力は、表-1に示す様に実際の作用外力を用いた場合（ケース C-1, C-2, C-3）が、現行設計法において主働側で実強度を用いた場合（ケース C-b）より大きくなっており、さらにNFを考慮した場合（ケース C-c）この差は大きくなる（図-13参照）。したがって、受働土圧を用いた現行設計法では最大端趾圧を過少に算定し、特に部分的支持力破壊を地盤破壊と定義している現行設計法の考え方に対して著しく危険側と評価されることになる。実際の作用外力を用いた場合（ケース C-1, C-2）、地盤反力は上部砂礫層および下部粘性土層（平均せん断強度  $C=78.0\text{kN/m}^2$ ）について安全率3.0により算定した常時許容支持力を上回るが、施工時（ここでは安全率1.5を用いて許容支持力を算定）には、全て許容支持力をほぼ満足する結果となった。一方、C地点の上端部の主働側土圧の特殊性を考慮し浸透圧を用いた場合（ケース C-3）、下部粘性土層の地盤反力は施工時においても許容支持力を上回る結果となった。ここで、下部粘性土層の一軸圧縮強度は大きなばらつき（平均せん断強度に対する標準偏差  $\Delta C=19.3\text{kN/m}^2$ ）がある他、また施工時点（86年8月時点）と土質調査時点（87年2月時点）の約6箇月間の時間的相違を考慮すると、許容支持力は実際にはもっと小さくなっていったことが推定され、下部粘性土層で“部分的”支持力破壊を起こしたことが考えられる。DM改良体の実際の沈下挙動は、+8.7m築堤施工後沈下速度がやや大きくなり、浚渫土投入停止後においても停止せずこの結果を裏付ける挙動を示した<sup>11),13)</sup>が、一般に基礎地盤全体の支持力破壊と認識できる程の大きな沈下量は観測されなかった。施工時にはこのような意味で支持力破壊はなかったものと判断した。

### c) 転倒に対する安定

DM改良地盤の転倒破壊は、その下層の基礎地盤のせん断抵抗が大きく（滑動を許容せず）、また受働側の最大端趾圧に対する部分的支持力破壊を許容した場合に生ずるものと考えられる。現行設計法ではDM改良体下層の基礎地盤の部分的支持力破壊をも許容していないので、実際には転倒破壊が発生する可能性は極めて小さいものと考えられる。また、DM改良体が地盤中で回転するとき、改良体と周辺地盤の境界でせん断抵抗が作用することを考慮すると、転倒の安全率は現行設計法で

算定した安全率よりさらに大きくなる。また、回転変位の進行の程度によっては、実際の土圧分布は現行設計法で回転変位が小さいと想定した土圧分布と異なることがあり得る<sup>13)</sup>。

C地点の事例において、実際に動員された作用外力を用いたケースC-2の転倒安全率(表-1参照)は、実強度を用いた現行設計法ケースC-bの安全率と比較して示されるように、受働側を受働土圧から実際に動員された実質的に静止土圧に近い土圧に低減しても、主働側のNFを考慮すると転倒安全率は小さくならない。一般に、DM改良体の転倒破壊は、基礎地盤の部分的支持力破壊が許された場合に生ずると考えられるため、現行設計法で検討を行えばクリティカルになるとは考えられない。

#### d) 内部安定(端趾圧およびせん断に対する安定)

内部安定は、現行設計法では内部せん断応力が許容せん断応力を越えないこと、およびDM改良体に作用する端趾圧が改良体の許容圧縮応力度を越えないことにより検討している<sup>20)</sup>。

端趾圧は主働側(埋立側)のNFの作用力が極めて大きくならないかぎり、一般には受働側で大きくなる。受働側の端趾圧は、5。(2)b)で述べたように、受働側を実際に動員された実質的に静止土圧に近い土圧(ステップ2)にしたときが大きくなる(図-13参照)。したがってDM改良体のせん断応力についても、受働側を受働土圧(ステップ3)と実質的に静止土圧に近い土圧(ステップ2)としたときは大幅に異なるものになる。

#### e) 主働側地盤の排水の程度が安定に及ぼす影響

4(2)に示すようにC地点の主働側実測有効土圧が平均的にSDによる圧密強度増加を考慮した主働土圧に等しいと判断できたことは、実際的主働側有効土圧が実質的に粘性土地盤の排水の程度(SD仕様、施工速度)に依存することを示している。また4(6)で述べたようにA地点の実測地盤反力と解析結果との比較から明らかなように、DM改良地盤の挙動はDM改良体と周辺地盤とのNF等のせん断抵抗を考慮せずに説明することができない。主働側DM改良壁に作用するNFは、埋立に伴う主働側土圧の増加による改良体の前面側へのモーメント増加を打ち消す効果として作用する。これらDM改良体と周辺地盤との相対移動によって発生するせん断抵抗は、DM改良体の移動を阻止するように基本的にはDM改良地盤の安定に寄与する方向に作用すると考えられる。以上、主働土圧およびNFは粘性土地盤の排水の程度によって変化する。したがって、DM改良地盤の安定は、背後地盤の排水(SD改良仕様、施工速度)に伴う強度変化に依存するという意味で、従来地盤の安定と同様に施工速度に影響される。

## 6. 現行設計法の追加検討事項と壁式DM改良体の合理的構造型式

### (1) 外力の動員過程を考慮した現行設計法の追加検討事項

現行設計法<sup>20)</sup>は、極限塑性平衡状態を想定し、主働側改良体壁面のNFを無視して安定を検討している。

着底型DM改良地盤においては、以下の理由から土圧・せん断抵抗力の動員状況を考慮して、受働側土圧が実質的に静止土圧に近い土圧(ステップ2)の状態および受働土圧(ステップ3)の状態の2段階において安定を検討する必要がある。

すなわち、着底型DM改良地盤においてはまずDM改良下端部のせん断抵抗が動員され、DM改良体の水平変位が抑制されるため、受働側は受働土圧が動員されずに実質的に静止土圧に近い土圧の状態になることが考えられる。この安定状況は、変位の進行を許し極限塑性平衡状態を想定した現行設計法の場合と比べると、外部安定における滑動(初期滑動状況)、転倒、支持力のみならず内部安定に与える影響が大きく、ステップ2とステップ3は基本的に異なる状態として考えるべきである。したがって、受働側土圧を実質的に動員される静止土圧状態で安定を検討する。このとき主働側の埋立によるNFを考慮する必要がある。

仮にDM改良下端部のせん断抵抗が降伏して水平変位を許し、受働側土圧が受働土圧になった状態は最終の安定状況を保証するものであるため、安定を検討する必要がある。このとき、主働側のNFは滑動(最終滑動状態)・転倒・支持力(受働側端趾圧)については考慮しない方が安全側になる(現行設計法における検討)。しかしながら主働側のNFを考慮しないとき、支持力・内部安定からDM改良体の諸元が過大断面となることも考えられるため、基本的には主働側のNFを考慮して検討すべきである。また、このとき受働土圧と主働側壁面のNFを同時に考慮して主働側端趾圧が最大となり、主働側支持力や内部安定が問題となる場合、実際には受働土圧が発生しないことも含め総合的に安全性を考慮して断面諸元を検討すべきと考える。

但し、現行設計法では支持力安定は、部分的支持力破壊に関して規定しており、実質的支持力破壊と考えられるDM改良体の基礎地盤全体の破壊は、内部安定を含め別途検討が必要と考えられる<sup>13)</sup>。

### (2) 壁式DM改良体の合理的構造型式

実際の外力の動員過程を考慮するとき、DM改良体背面にNFを作用させても、受働側土圧を実質的に静止土圧に近い土圧にしたとき、受働側端趾圧は現行設計法で算定したものより先鋭化し大きくなる(図-13参照)。

端趾圧が受働側で極端に大きくなると、端趾圧を抑えDM改良体の内部応力を平準化するために、その受働側端部においてショートユニットの下端も100%のDM改良とし、地盤反力を支持する構造(DM改良体底面断面形状がT型となる壁式)が有利となる。

## 7. 結論

着底型壁式DM改良地盤の現場計測工法適用結果・解析に基づき、得られた本論文の主要な結論は、以下に示すとおりである。

- (1) 主働側土圧は、DM改良体の水平変位の進行の程度によって異なる結果となり、主働土圧は比較的小さい変位で動員される。すなわち、変位が非常に小さいA地点では静止土圧に近い土圧となり、変位が進んだC地点では、平均的にみれば背後地盤のSDによる圧密強度増加を考慮した主働土圧に近い土圧になった。
- (2) 受働側土圧は、受働土圧が動員されるには主働土圧の動員に比べて大きな変位の進行が必要であり、A・C地点とも平均として実質的に静止土圧に近い土圧が現れた。
- (3) 実測地盤反力は、主働側壁面に作用するNFを考慮し、壁間無改良土の重量を無視した解析結果に一致した。したがって、作用外力として主働側壁面に主働側地盤の強度増加に応じたNFを考慮する必要がある。また、壁間の無改良粘土はその下端の地盤に支持され、DM処理土と重量的に一体的に作用していないものと判断でき、現行設計法を裏付ける結果が得られた。
- (4) DM改良地盤に作用する外力・せん断抵抗の動員は、水平変位の進行に伴い、ステップ1(主働側・受働側:実質的に静止土圧)、ステップ2(主働側:主働土圧、受働側:実質的に静止土圧)、ステップ3(主働側:主働土圧、受働側:受働土圧)の3段階の過程が考えられる。ここでステップ1、2はDM改良体下端部のせん断抵抗が最大限動員されるまでの水平変位の抑制された状態であり、ステップ3はDM改良下端部のせん断抵抗が降伏し水平変位を許した状態である。
- (5) DM改良地盤においては主働側地盤をバーチカルドレーン等を併用して強度増加を図ることが安定上非常に有効と判断できる。また、DM改良地盤の安定は、背後地盤の排水(SD改良仕様、施工速度)に伴う強度の変化に依存するという意味で、従来地盤の安定と同様に施工速度に影響される。
- (6) 上記外力・せん断抵抗の動員過程を考慮するとき、DM改良体の安定状況は、外部・内部安定についてス

テップ2とステップ3では受働側土圧が異なるため、基本的に異なった状態として扱う必要がある。滑动安定については、ステップ2が初期滑动状態、ステップ3が最終滑动状態を規定する。地盤反力はステップ3よりステップ2において大きくなった。

- (7) DM工法の現行設計法は、上記の理由によりステップ2を追加検討する必要がある。すなわち、着底型DM改良地盤は変位量が小さく、ステップ2での検討は実質的であり、仮に水平変位の進行を許したステップ3での検討は最終的安定を保証するものである。
- (8) 実際の外力の動員過程を考慮するとき受働側端趾圧が現行設計法の算定結果より先鋭化し大きくなる。受働側端趾圧を抑え、内部応力を平準化するために受働側端部を100%DM改良する形式が有利となる。

**謝辞:** 当論文は、清水建設㈱、㈱竹中土木、不動建設㈱で実施した外力計測結果を提供して頂き、DM改良地盤の安定を総合的に検討したものです。㈱計測リサーチ坂田直文氏、花倉宏司氏には計測結果の解釈について多くの助言・示唆を戴きました。佐賀大学三浦哲彦低平地防災研究センター長、山口大学村田秀一工学部長には多くの助言や絶えず励ましの言葉を戴きました。ここに深謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 奥村樹郎: 軟弱地盤対策, 土木学会論文集, No.358/III-3, pp. 1-10, 1985.
- 2) 能登繁幸, 口田登, 寺師昌明: 深層混合処理工法の実験と問題点—深層混合処理工法の実施例一, 土と基礎, Vol. 31, No. 7, pp. 73-80, 1983.
- 3) 寺師昌明, 布施谷寛, 能登繁幸: 深層混合処理工法の実験と問題点—深層混合処理工法の概要一, 土と基礎, Vol. 31, No. 6, pp. 57-64, 1983.
- 4) 寺師昌明: 深層混合処理工法の実験と問題点—今後の課題と研究動向一, 土と基礎, Vol. 31, No. 8, pp. 75-85, 1983.
- 5) 寺師昌明: 深層混合処理工法—現況報告一, 複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp. 1-12, 1984.
- 6) 北詰昌樹, 大嶺聖, 三宅達夫, 藤沢一, 苗村正三: セメント系改良地盤の設計法, セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp. 57-63, 1996.
- 7) 矢島道夫, 寺師昌明: 壁状深層混合処理地盤の実大載荷実験, 複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp. 67-74, 1984.
- 8) 寺師昌明, 北詰昌樹: 着底型壁状深層混合処理地盤の設計外力, 複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp. 75-82, 1984.
- 9) 寺師昌明, 北詰昌樹, 中井健: 深層混合処理工法による改良体に作用する外力, 港湾技術研究所報告, 第27巻第2号, 1988.
- 10) 北詰昌樹: 深層混合処理工法による改良地盤の安定性に関する研究, 港湾技術資料, No. 774, 1994.

- 11) Noniyasu,N., Hayashi,S., Tahara,M. and Shintani,N. : Construction Control System of the Improved Ground by Deep Mixing Method and its Monitoring Procedure, Second International Conference on Ground Improvement Geosystems, the Japanese Geotechnical Society etc, pp.537-543,1996.
- 12) 佐々木秀行, 仲佐俊之, 花倉宏司 : 壁状深層混合処理改良体に作用する外力測定結果, 土木学会第 43 回年次学術講演会概要集, III-315, pp. 704-705, 1988.
- 13) 乗安直人, 林重徳, 兵動正幸, 新谷登, 田原正登 : 着底型壁式深層混合改良地盤の安定管理システムおよびその適用結果, 土木学会論文集, No. 575/III-40, pp. 105-120, 1997.
- 14) 新谷登, 有富務, 乗安直人 : 柳井発電所護岸工事の概要, 建設の機械化, pp. 26-34, 1987.
- 15) 吉田善和, 乗安直人, 兵動正幸, 三浦哲彦, 三宅健一 : 塑性の異なる自然体積地盤の工学的特性について, 第 29 回土質工学研究発表会, 土質工学会, pp. 59 -62, 1994.
- 16) 吉田善和, 乗安直人, 兵動正幸, 三浦哲彦, 三宅健一 : 自然堆積地盤の年代効果について, 第 30 回土質工学研究発表会, 土質工学会, pp. 455-458, 1995.
- 17) 乗安直人, 林重徳, 新谷登 : 深層混合処理地盤の挙動と安定管理—内部安定管理について—, 第 28 回土質工学研究発表会, 土質工学会, pp. 1557-1558, 1993.
- 18) 松尾稔, 富永眞生 : 土圧, 鹿島出版会, pp. 21-23, 1975.
- 19) 松尾稔, 富永眞生 : 土圧, 鹿島出版会, pp. 164-174, 1975.
- 20) (社) 日本港湾協会 : 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上), pp. 210-212, 1989
- 21) 赤井浩一, 足立紀尚 : 有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究, 土木学会論文集, No. 113, pp. 11-27, 1965.
- 22) 松尾稔, 富永眞生 : 土圧, 鹿島出版会, pp. 157-158, 1975.
- 23) CDM研究会 : セメント系深層混合処理工法—設計と施工マニュアル (設計・施工編), pp. 8-23, 1994.
- 24) 松尾稔, 富永眞生 : 土圧, 鹿島出版会, pp. 25-33, 1975.
- 25) Lambe, T.W. and Whitman, R.T. : Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc, pp.163-194, pp.328-351, 1969.
- 26) 北詰昌樹 : 壁式改良地盤の滑動破壊に関する模型実験, セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp. 171-178, 1996.

(1997. 10. 7 受付)

## EXTERNAL FORCES ACTING ON WALL TYPE DEEP MIXING GROUND IMPROVED UP TO A BEARING STRATUM AND ITS STABILIZING MECHANISM

Naoto NORIYASU, Masayuki HYODO, Shigenori HAYASHI, Noboru SHINTANI,  
Masato TAHARA and Toshiyuki NAKASA

In the ground improved by DEEP MIXING (DM) method up to the bearing stratum, it is expected that the displacement of the improved ground is comparatively smaller so that external forces acting on the DM body are mobilized in the process of horizontal displacement of the DM body. External forces on the DM body were measured during the construction of reclaimed land. After various investigations on the stability of the DM ground as well as external forces, the following conclusions were derived. (1) The earth pressure in the active side developed to the active earth pressure as a result of small movement of DM body while that in the passive side remained as the earth pressure at rest. (2) The subgrade reaction forces on the base of the DM body found to be equivalent to the analyzed pressure considering the skin friction acting on the DM wall in the active side. (3) From these evidents, it was confirmed that the mobilizing process of external forces should be taken into account. (4) Further, some problems in the current design method were pointed out from this study.