

# 熊本宇土道路における壁式改良工法の盛土沈下抑制効果

駒延勝広・石藏良平・安福規之・了戒公利

## 1. はじめに

熊本宇土道路は、熊本市南区海路口町から宇土市城塚町までの約4kmを結ぶ地域高規格道路である(図-1.1)。当該道路は緑川河口の有明海沿岸部に位置し、軟弱層が約40m堆積する軟弱地盤地域に建設される。

有明海沿岸部に建設された地域高規格道路には有明海沿岸道路があり、既に供用されている。

有明海沿岸道路では地域特性などに配慮した設計・施工を行うため、国土交通省九州地方整備局主導のもと「有明海沿岸道路軟弱地盤対策工法検討委員会」を設立し、試験盛土や解析的検討などを行い「有明海沿岸道路 軟弱地盤対策技術基準(案)」<sup>1)</sup>を策定した。同道路の調査・設計・施工は同技術基準(案)に基づいて行われている。

熊本宇土道路も有明海沿岸道路と同様、地域特性に配慮した設計・施工を行うため、国土交通省九州地方整備局主導のもと学識経験者や有識者からなる「国道57号熊本宇土道路軟弱地盤対策・橋梁検討委員会」(委員長：九州大学大学院 落合教授)を設立(H19.8)し、試験盛土や解析的検討を行い、当該道路の条件に適した新工法・新技術の検討を行ってきた。その1つに壁式改良工法がある。

以下では、熊本宇土道路で実施した試験盛土による同工法の沈下抑制効果について報告する。



図-1.1 熊本宇土道路の概要

## 2. 熊本宇土道路の地盤概要

熊本宇土道路の地盤概要を図-2.1に示す。当該地盤は有明粘土を主体とする軟弱層が約40m堆積し、上部には液状化が懸念される砂質土層が介在する。図中の赤線は軟弱層と比較的堅い地層の境界であり、着底式改良では赤線以深が着底層(N値10~20程度の砂質土層)となる。

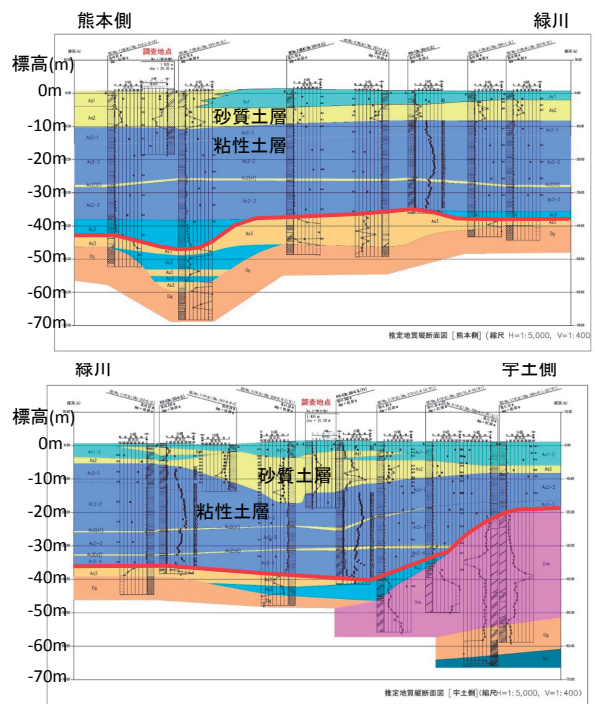


図-2.1 熊本宇土道路の地盤概要図

熊本宇土道路における自然含水比 $w_n$ 、圧縮指数 $C_c$ 、細粒分含有率 $F_c$ の深度分布を図-2.2に示す。粘性土の自然含水比は60~100%程度に多く分布し(特に深度10m以深)、一般的な沖積粘土とあまり変わらない。圧縮指数は大きいものでは1.8程度となるが、概ね0.4~1.3程度の範囲に分布している。細粒分含有率は70~100%程度である。

軟弱層厚が約40mとかなり厚いため、ドレーンなどでは盛土に伴う沈下量が大きく、また沈下収束までに長い期間を要することが予想される。そこで、セメント改良系の軟弱地盤対策を検討した。

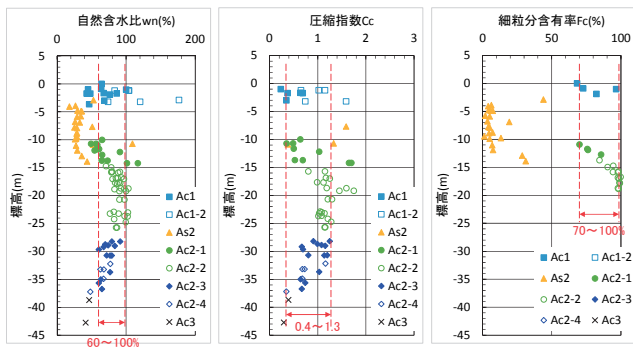


図-2.2 熊本宇土道路の地盤物性値

### 3. 壁式改良工法

熊本宇土道路は軟弱層が約40mと厚いため、深層改良による対策では改良長が長くなるのが予想される。改良長が長くなると打設延長が増えるため、結果として対策費用が増加する。また地下水の阻害など周辺の水文環境に悪影響を及ぼすことが懸念される。このような制約条件の下で、当該地域に適した合理的な軟弱地盤対策として、壁式改良工法が提案された。

#### 3.1 工法の概要

壁式改良工法とは、図-3.1.1に示すように盛土横断方向に深層改良杭を連続打設して改良壁を作り、改良壁を盛土縦断方向に一定間隔で配置し、改良壁の上に浅層改良で改良地盤を構築する軟弱地盤対策である。

同工法では、改良壁に挟まれた未改良領域と改良壁が一体化して挙動することで、

- ①改良範囲先端部の潜り込み量の減少（沈下対象層の減少）
- ②壁式改良の周面摩擦力による載荷荷重の減少などの効果が期待できる。

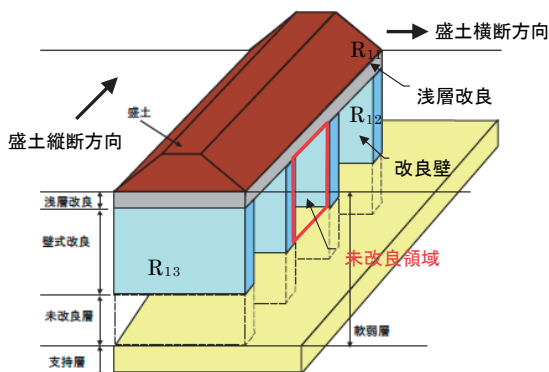


図-3.1.1 壁式改良工法の概要

#### (1)改良範囲先端部の潜り込み

Meyerhofの支持力理論によれば、改良体には改良径程度の潜り込みが生じる。壁式改良工法では、その形状から改良範囲先端部はD(改良杭の直径)~λ(壁間間隔)の範囲で潜り込みが生じる可能性がある(図-3.1.2)。

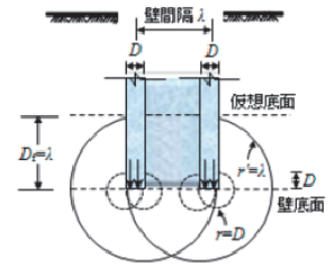
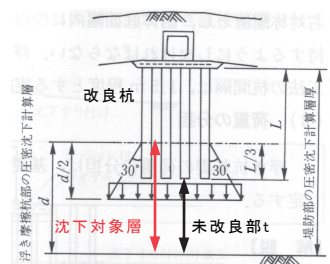


図-3.1.2 影響範囲



改良率10~30%程度  
 沈下対象層  
 改良率10~30%程度:t+L/3  
 改良率30%程度以上:t

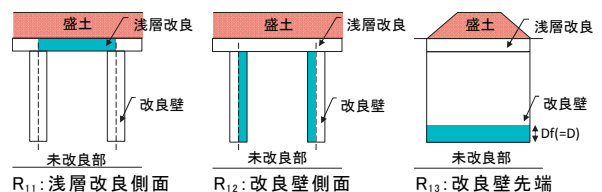
図-3.1.3 杭式改良の沈下対象層

杭式改良では図-3.1.3に示すように壁式改良と同じ10~30%程度の改良率で

が沈下対象層に含まれ、当該箇所では沈下対象層は壁式改良工法より大きくなる (L/3>λ)。

#### (2)壁式改良の周面摩擦力

壁式改良工法では、図-3.1.4に示すように浅層改良板(盛土縦断方向)の側面R<sub>11</sub>、改良壁(盛土縦断方向)の側面R<sub>12</sub>、改良壁先端部(盛土横断方向)R<sub>13</sub>の3箇所で周面摩擦力が期待できる。



$$R_{11} = 2 \cdot \lambda \cdot h_1 \cdot f_1$$

$$R_{12} = 2 \cdot D \cdot \sum_0^{h_2} Z_i \cdot f_i$$

$$R_{13} = 2 \cdot W \cdot \sum_0^{D_f} \frac{Z_j \cdot f_j}{2}$$

λ: 壁間距離、h<sub>1</sub>: 浅層改良厚さ、f<sub>1</sub>: 浅層改良側面の摩擦力度  
 D: 壁式改良の改良幅、h<sub>2</sub>: 壁式改良の改良長、Z<sub>i</sub>: 第i地層の層厚、  
 f<sub>i</sub>: 第i層の摩擦力度、W: 壁式改良の横断幅、Z<sub>j</sub>: 第j層の摩擦力度、  
 f<sub>j</sub>: 第j層の摩擦力度、D<sub>f</sub>: 壁先端部が潜り込む深さ

図-3.1.4 壁式改良工法の周面摩擦力

(3)簡易沈下計算モデルによる盛土沈下量の推定  
 沈下対象層は「t+λ」とし、載荷荷重は壁式改良の周面摩擦力を差し引いた荷重を仮想載荷面に

土研センター

作用させる（図-3.2.5参照）。

3.2 試験盛土による対策効果の検証

(1) 盛土の沈下量

壁式改良工法の対策効果を検証するため、宇土側で盛土高さを変えた3つの試験盛土(H=4.5m, 6.9m, 7.2m)を実施した。壁間間隔λは浅層改良地盤のアーチ効果を考慮し4.7mとしている。

No364+4.8(H=7.2m)試験盛土の沈下計測結果を図-3.2.1に示す。当該盛土は約40mの軟弱層に対して改良長32mの地盤改良を行い、8m程度の未改良部を残している。

盛土完了約1年後の沈下量は20cm程度である。沈下の経時変化をみると、沈下はまだ継続中であり沈下収束に長い期間を要する地盤であることがわかる。双曲線法で予測した最終沈下量は約30cmとなった。なお、緑川対岸の熊本側で実施した無処理盛土(H=6.2m)の総沈下量は165cm程度(双曲線法による推測)であった。

これらの結果からみると、壁式改良工法は高い沈下抑制効果を有しているといえる。

壁式改良工法の試験盛土結果では盛土中央と法尻がほぼ同程度沈下し、盛土本体の不同沈下対策にも効果的であった。

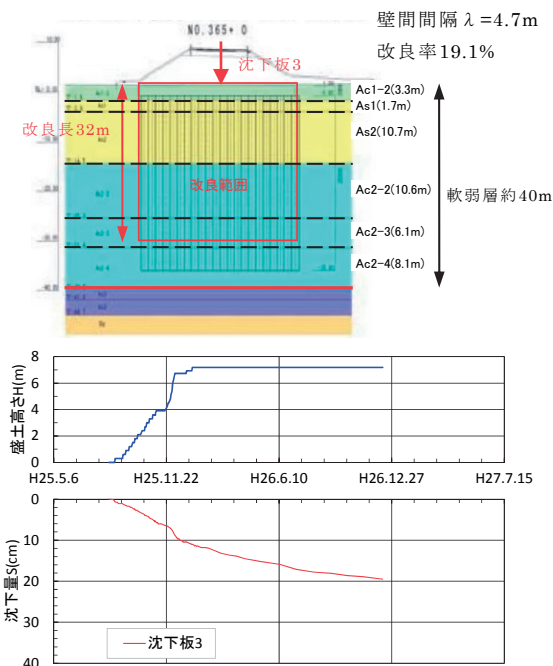


図-3.2.1 沈下計測結果(No364+4.8)

(2) 改良壁と未改良領域の一体化範囲

試験盛土における改良壁間の中央での深度方向の沈下分布の変化を図-3.2.2に示す。着目位置は改良壁間の盛土中央である。

同図をみると改良範囲先端(図中の赤線)を境界に沈下の分布傾向が異なる。改良範囲内で生じる沈下量は5cm程度と小さい。また改良範囲内では、盛土完了後に沈下の増加はほとんどなく、ほぼ一体化して挙動していると判断できる。

図-3.1.2によれば、壁式改良工法では改良範囲先端部はD(改良杭の直径)~λ(壁間間隔)の範囲で潜り込みが生じる可能性があるが、沈下計算手法の提案では安全側の観点から潜り込み量を壁間間隔λとした。同図に壁間間隔λと杭式改良で改良率10~30%程度の場合の潜り込み量(L/3)を示すが、両者を比べると壁式改良工法は杭式改良よりも沈下対象層を小さく設定できると考えられる。

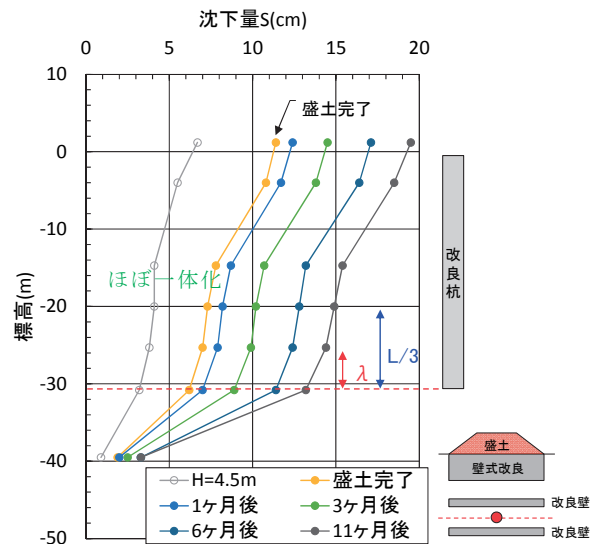


図-3.2.2 沈下の深度分布(No364+4.8)

(3) 壁式改良に生じる周面摩擦力

改良壁間の中央での深度方向の過剰間隙水圧分布の変化を図-3.2.3に示す。

同図をみると、過剰間隙水圧は改良範囲先端(図中の赤線)で深く増加しており、改良範囲内ではほとんど生じていない。これは改良壁に挟まれた未改良領域には盛土荷重があまり作用していないことを示唆しているといえる。

図-3.2.4に盛土完了直後の過剰間隙水圧の深度分布を示す。同図には図-3.1.3で算定した載荷荷重分布と、図-3.1.4の壁式改良の周面摩擦力を考慮し算定した載荷荷重分布を示す。載荷荷重は載荷面より深度方向に30°分散(ポストンコード法)で算定した。壁式改良の載荷面は沈下対象層「t+λ」の上端(改良範囲先端よりλ上方)とした。

実測した過剰間隙水圧は杭式改良の載荷荷重より小さく、周面摩擦力を考慮した壁式改良工法の載荷荷重に近い値であり、壁式改良工法の簡易沈下計算で周面摩擦力を考慮することは定性的には妥当と考えられる。

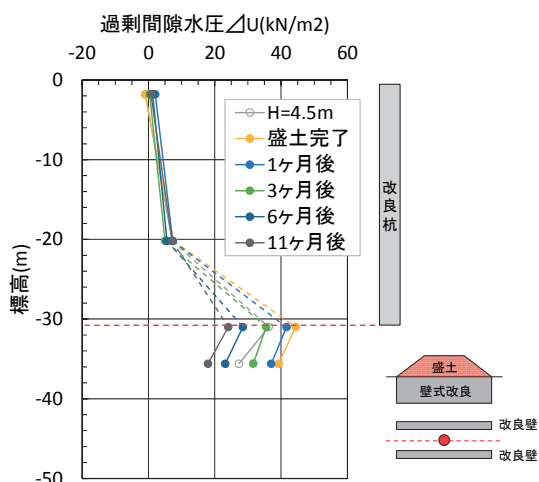


図-3.2.3 過剰間隙水圧の深度分布(No364+4.8)

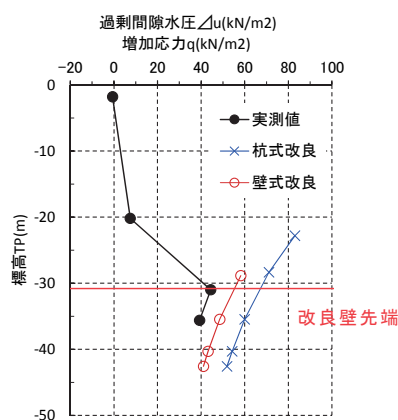


図-3.2.4 載荷荷重の分布

(4)簡易沈下計算モデルによる沈下量の比較

計算値と実測値(双曲線法)の比較結果を図-3.2.6に示す。方法②は実測値を下回っているが方法①は実測値にほぼ近い結果となっている。実務では安全に配慮し方法①の方法で沈下計算するのがよいと思われる。

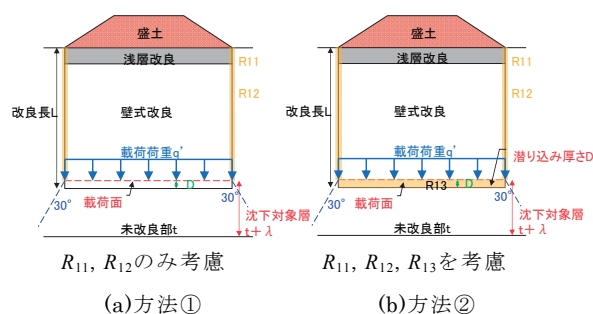


図-3.2.5 壁式改良工法の簡易沈下計算モデル

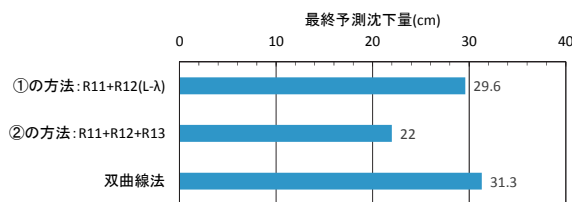


図-3.2.6 計算値と実測値の比較結果

4. おわりに

熊本宇土道路における試験盛土の結果、壁式改良工法は高い沈下抑制効果を有し、また盛土中央と法尻がほぼ均等に沈下するため盛土本体の不同沈下対策にも有効であることがわかった。

しかしながら、盛土の近傍に家屋などがある場合、周辺地盤の沈下に厳しい制約が求められる。このような場合の補助対策について今後検討していきたい。

謝 辞

本論文は、「国道57号熊本宇土道路軟弱地盤対策・橋梁検討委員会」で検討した資料に基づき作成している。ここに検討委員会及び国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所の関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 有明海沿岸道路軟弱地盤対策工法検討委員会：有明海沿岸道路軟弱地盤対策技術基準(案)、国土交通省九州地方整備局、2003

駒延勝広



(一財)土木研究センター  
技術研究所地盤・施工研究部 主幹研究員  
Katsuhiko KOMANOBE

石蔵良平



九州大学大学院工学研究院  
社会基盤部門 地盤学講座  
助教、博士(工学)  
Dr.Ryohei ISHIKURA

安福規之



九州大学大学院工学研究院  
社会基盤部門 地盤学講座  
教授、工博  
Dr.Noriyuki YASUFUKU

了戒公利



(一財)土木研究センター  
技術研究所地盤・施工研究部  
部長、工博  
Dr.Kimitoshi RYOKAI