

は盤ぶくれ防止と湧水対策を目的とした底盤改良を造成するものとした。ここでは、放水ピット部の土留め検討結果について以下に述べる。

3. 2 弾塑性解析による検討

地盤改良体を弾性ばりとみなし、はりバネモデルの弾塑性法により土留めの検討を行った。設計側圧の算定は指針¹⁾に準じるが、主働土圧は土留め壁の傾斜を考慮した土圧係数を用いて次のように算出した。

砂質土には以下のクーロン土圧式 K_{as} を用いた。

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha + \delta) \times \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin \phi}{\cos(\alpha + \delta) \times \cos \alpha}} \right\}^2} \cdots (1)$$

ここに、 ϕ : 土の内部摩擦角、 α : 土留め壁の傾斜、 δ : 土と土留め壁の摩擦角

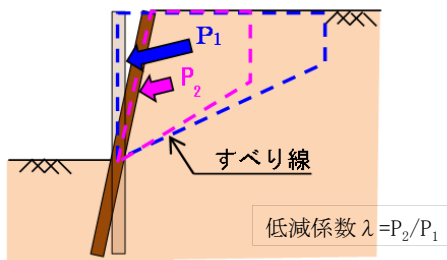


図-4 試行くさび法による低減係数の算定

表-1 指針¹⁾の主働側圧係数(粘性土)

N 値	K_{ac1}		K_{ac2}
	推定式	最小値	
$N < 2$	$0.8 - 0.025H$	0.6	0.8

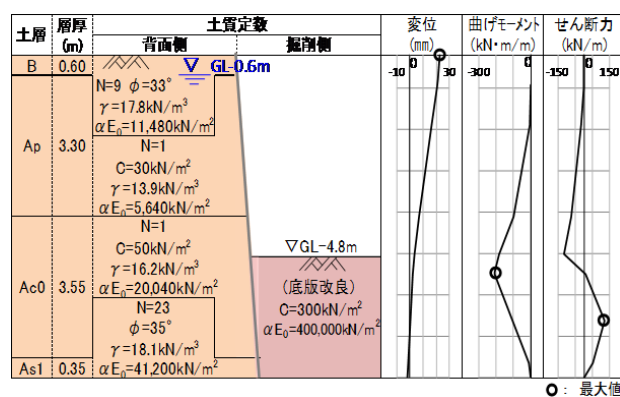


図-5 弾塑性解析結果

表-2 土留め壁の応力度照査結果

項目	断面力 (/m)	断面特性 (/m)	応力度 (kN/m²)
圧縮	$M_{max} = 207 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$Z = 0.667 \text{ m}^3$	$\sigma_c = 310$ ($\sigma_{ca} = 500$)
せん断	$S_{max} = 115 \text{ kN}$	$A = 2.000 \text{ m}^2$	$\tau = 58$ ($\tau_a = 167$)

粘性土には、試行くさび法による土圧合力比から求める低減係数 λ (図-4)を算定し、指針¹⁾の主働側圧係数(表-1)に乗じることとした。

解析結果を図-5、土留め壁の応力度照査結果を表-2に示す。最大水平変位は土留め壁頭部 24 mm となった。曲げモーメントとせん断力の最大値は掘削底面以深で発生し、圧縮応力度とせん断応力度は指針¹⁾に示されるソイルセメントの許容値以下となる。

3. 3 FEM解析による検討

検討断面(図-3)の土留めの挙動を把握するため、解析コード GRASP3D²⁾による検討を行った。解析モデルとその境界条件を図-6に示す。また、解析に用いた地盤定数を表-3、土留め壁および底盤改良部の物性値を表-4に示す。地盤の変形係数は、粘性土地盤における掘削工事の実験データ(龍岡ら³⁾)にもとづいて $E/E_{max} \sim \gamma$ 関係を設定し、掘削時のひずみの発生量に応じて低減させた。ここで初期変形係数は、今井ら⁴⁾の提案式を用いて N 値から S 波速度を推算し、これと単位体積重量、ポアソン比から算定した。

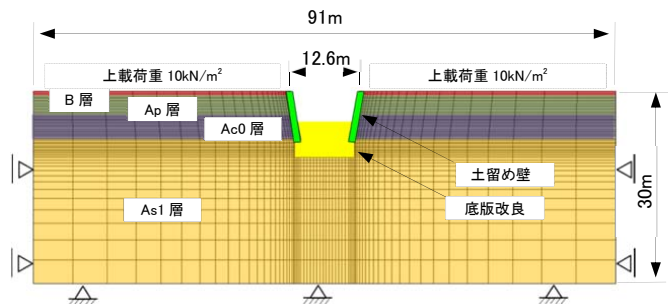


図-6 解析モデル図と境界条件

表-3 各地盤定数

土層	N 値	単位体積重量 (kN/m³)	初期変形係数 (kN/m²)	ポアソン比	静止側圧係数
B	9	17.8	178,600	0.35	0.80
Ap	1	13.9	29,400	0.25	0.82
Ac0	1	16.2	39,700	0.45	0.85
As1	23	18.1	341,800	0.35	0.78

表-4 改良地盤の仕様

部位	設計基準強度 (kN/m²)	単位体積重量 (kN/m³)	変形係数 (kN/m²)	粘着力 (kN/m²)
土留め壁	1,000	19.0	500,000	334
底版改良	600	19.0	120,000	200

土留め壁の変位図および発生応力度分布図を図-7に示す。最大水平変位は土留め壁の頭部で14mm発生した。FEM解析では土留め壁の重量が考慮されることから弾塑性解析よりも小さくなったと考えられる。掘削底面付近で背面側に引張応力が発生しているが、単純引張強度は一軸圧縮強度の20%程度であるという報告⁵⁾があることから、引張破壊が生じるレベルではない。また、掘削底面付近で最大せん断応力 330kN/m^2 が発生しているが、ソイルセメントの粘着力として見込める一軸圧縮強度の1/3(報告⁵⁾)と同レベルである。最大引張応力、最大せん断応力ともに発生領域が限定的であることから、土留め壁の健全性は確保されると判断した。

4. 斜め土留めの施工

4. 1 施工方法

施工に用いた主な設備は 1.9m^3 級油圧ショベル、トレンチャー(長さ9.0m、幅1.0m)、スラリー混合用プラントで構成される。土留め壁に傾斜をつけるため、油圧ショベルのアームに専用のアタッチメントを取付け、トレンチャーの傾斜角度を 10° に保持で

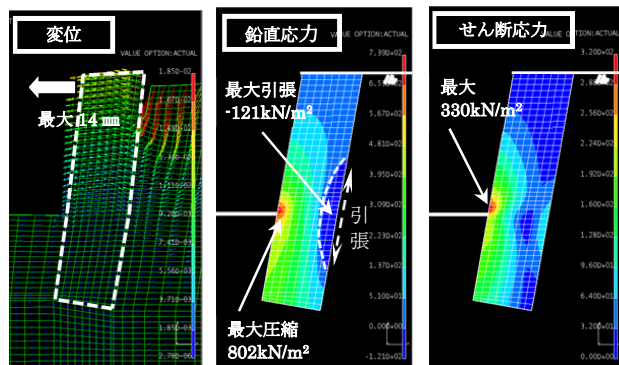


図-7 土留め壁変位図・応力度分布図



写真-1 土留め壁造成状況

きるようにした(写真-2)。油圧ショベルを土留めの掘削側に配置し、トレンチャーを土留め壁軸方向に横引きしながら地中に土留め壁を連続して造成する。所定の深さと線形に精度良く地盤改良体を造成するため、トレンチャーの上部に受信機を取付け、レーザーレベルにより高さとその方向を管理した。

土留め壁の入隅部には、直交する土留め壁がそれぞれ別方向に変位することによりひびわれが発生して遮水性が失われることが懸念された。これを防止する目的で、ソイルセメント壁を二重に造成してひび割れ抵抗を増加させた(図-8)。



写真-2 専用アタッチメント



写真-3 掘削・均しコンクリート打設完了状況
(現場打ちカルバート区間)

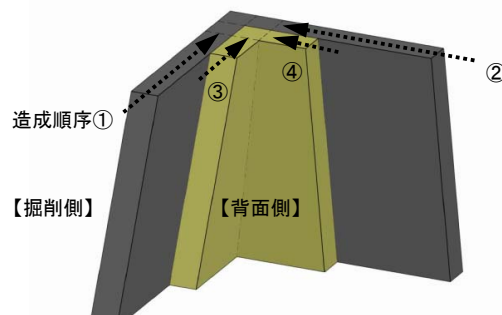


図-8 入隅部構造概要

土留めの全区間において、地盤改良体の壁厚は設計値以上で、傾斜も設計通りであった。また、床付けまでの掘削期間中、直線部、コーナー部共に土留め壁面に有意なクラックや漏水の発生はなかった。

4. 2 ソイルセメント配合

ソイルセメントの設計基準強度は、各検討区間の掘削深さと地盤条件に応じて 500kN/m^2 、 750kN/m^2 、 $1,000\text{kN/m}^2$ と 3 種類設定した。施工場所は全体的に腐植土が存在する地盤であるため、セメント添加量が多めになった。

ある区間のソイルセメントの配合を表-5、また、同場所で実施した一軸圧縮試験の結果を図-9 に示す。供試体作成用の試料は、施工後のソイルセメントが流動性を有する間に 3 深度 (GL-1.0m、GL-3.5m、GL-6.0m) から専用の試料採取器を用いて採取した。一軸圧縮強度は、7 日で設計基準強度以上となる $1,105\text{kN/m}^2$ であった。また、28 日強度は平均で $2,195\text{kN/m}^2$ となり、全ての採取深度で設計基準強度以上となった。今回実施した全ての一軸圧縮試験で設計基準強度を満足する結果となったことから、傾斜をつけた場合でも通常のパワーブレンダー工法と品質が同等な地盤改良体を造成できることを確認した。

表-5 ソイルセメント配合

設計基準強度	固化材種類	セメント量	W/C
$1,000\text{kN/m}^2$	高炉セメントB種	300kg/m^3	80%

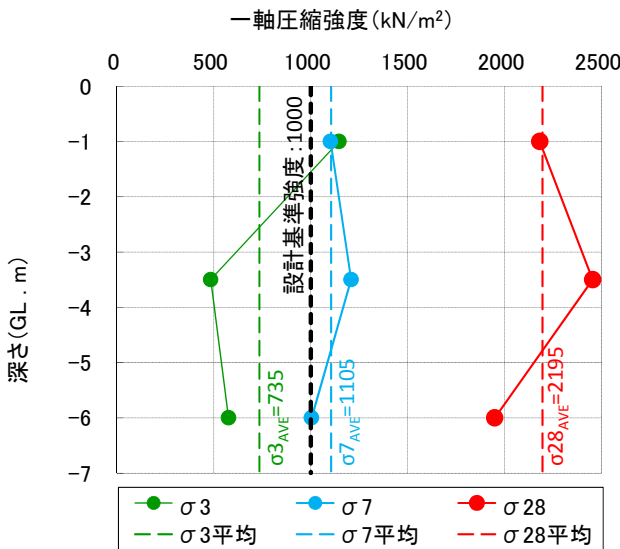


図-9 一軸圧縮試験強度結果

5. 土留め計測

現場打ちボックスカルバート区間において、土留め壁頭部の変位計測を実施した。図-10 に計測点の配置および掘削完了時の変位分布を示す。計測点は東側および西側の土留め壁に 10m 程度の間隔で設置した。計測結果は、東側では中央付近の変位が大きく、最大で 90 mm (測点 6) となった。また、土留めのコーナー部となる端部 (測点 1、13) では 0 mm であった。西側も東側と同様の傾向であったが、入隅部が多い測点 1~4 の付近の変位は 0~15 mm、直線部における最大値は 40 mm (測点 7) となった。一般には、入隅部の拘束の影響で直線部の中央付近ほど、土留め壁の変位が大きくなると考えられるが、最大変位量は当該区間における設計値の 73 mm より若干大きい程度であった。

今後、内部掘削を実施する区間には、設計との比較検討を行うことを目的として計測断面を設け、土留め壁に多段式傾斜計とパイプひずみ計を設置してある (図-2 および図-3 に計器の配置を示す)。多段式傾斜計は土留め壁の掘削面側から 500 mm、パイプひずみ計は背面側および掘削面側から 200 mm の位置をボーリング削孔し、それぞれ深さ方向に 1.0m 間隔で配置したあとモルタルを充填した。

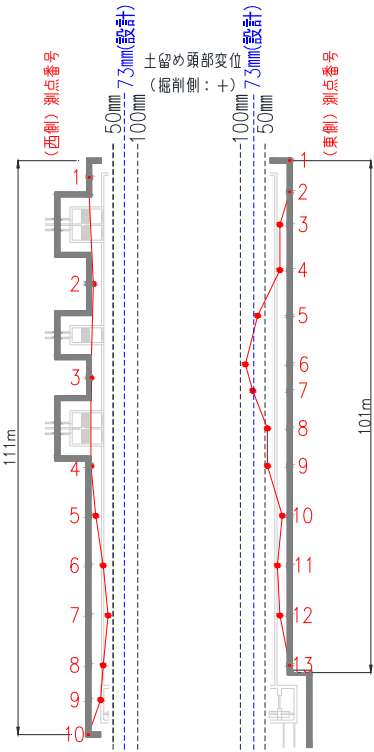


図-10 土留め頭部計測点配置および変位量
(現場打ちカルバート区間)

6. 液状化によるカルバート浮き上がりに対する地盤改良体斜め土留め壁の抑制効果の検討

本工事のように、地下水位が高く緩い砂質土層が介在する地盤にカルバートを設置する場合、地震時の液状化によりカルバートが浮き上がる可能性がある。これに対し、工事完了後にも残置される地盤改良体斜め土留め壁（以下、地盤改良壁）に浮き上がりを抑制する効果を期待できるため、この効果をFEMによる液状化解析手法を用いて検討を行った。

6. 1 解析条件

カルバート区間のうち、表層に緩い砂質土層が存在する場所を検討断面とする（図-11）。地盤改良壁の有無と底盤改良の組合せによる効果を比較検討するため、検討ケースは表-6 に示す3 ケースとした。解析にはFEM動的有効応力解析プログラム「o-EFFECT」⁶⁾を用い、液状化層（B層）を含む表層から10.7mの範囲をモデル化した。解析用入力地震波を図-12、解析モデル図を図-13 に示す。また、冷排水路となるカルバート内の水位条件は満水とした。

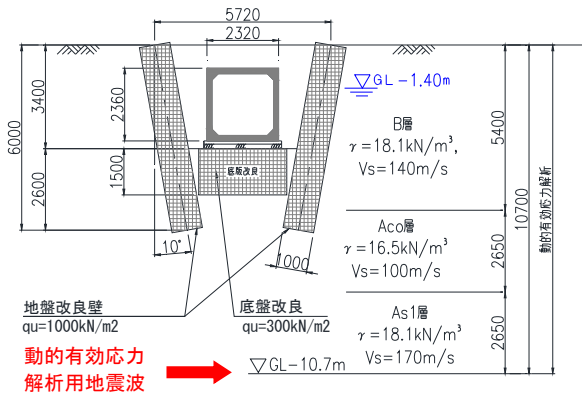


図-11 FEM 液状化解析概要

表-6 検討ケース

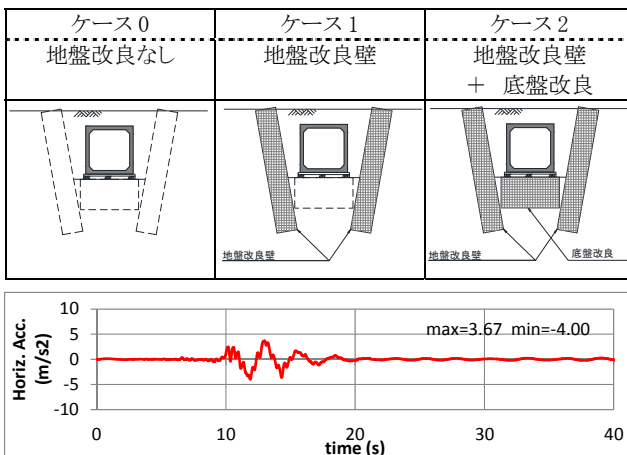


図-12 動的有効応力解析用入力地震加速度時刻歴

6. 2 解析結果

地震波入力 320 秒後の地盤変形図を図-14、地震波入力 60 秒後の過剰間隙水圧比分布図を図-15 に示す。ケース 0 では、B 層の地下水位以深で全体的に過剰間隙水圧比が 1.0 となり、カルバートの下側でも 1.0 に近い値となっている。地盤変位は、カルバートおよびその上側地盤が上方に移動し、周辺地盤はカルバートの下側に引き込まれるように変形している。ケース 1 では、B 層のうちカルバート下側の地盤改良壁で囲まれた範囲は過剰間隙水圧比が 0.6~0.8 程度にとどまり、大きな地盤変位も無い。ケース 2 はケース 1 と同様の傾向であるが、底盤改良が存在する分だけ液状化の範囲はさらに限定されている。

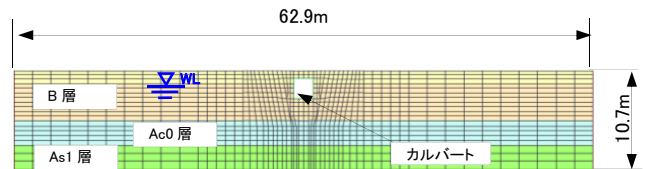


図-13 動的有効応力解析 FEM モデル図

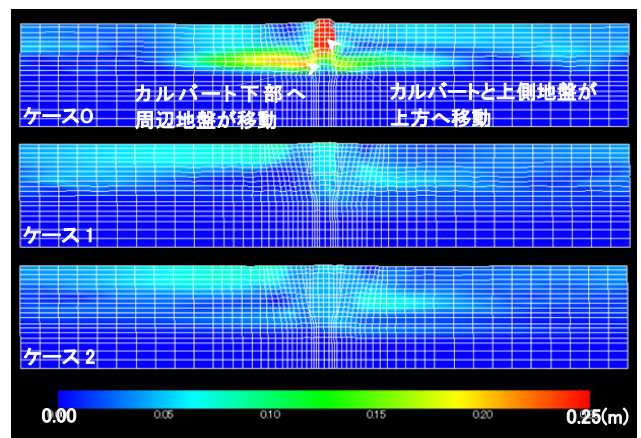


図-14 地盤変位図(時刻 320 秒)

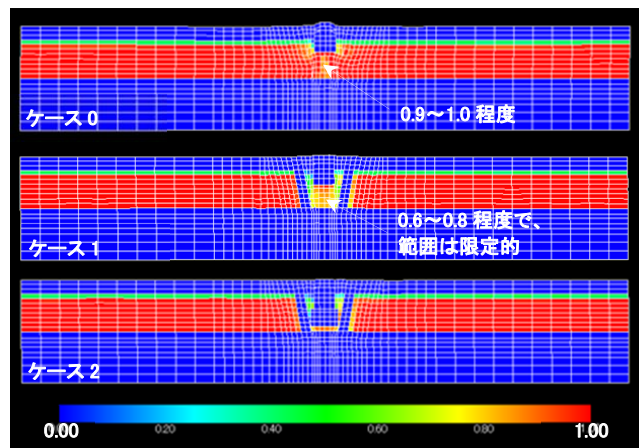


図-15 過剰間隙水圧比分布図(時刻 60 秒)

地震波入力 320 秒後のカルバートの変位図を図-16、カルバート上地表面の鉛直変位の時刻歴を図-17 に示す。カルバートの浮き上がり量は、ケース 0 が 23cm、ケース 1 が 5cm（ケース 0 の 22%）、ケース 2 が 3cm（ケース 0 の 13%）となる。ケース 1 は、カルバート側面が地盤改良壁で囲まれているため、間隙水圧の上昇が抑えられ、かつ周囲の液状化地盤からの変位が遮断されることからカルバートの浮き上がり量が小さくなる。ケース 2 では、底盤改良により間隙水圧の増加する範囲がさらに限定的となるため、浮き上がり量もさらに小さくなる。また、図-17 より、ケース 0 は入力地震加速度が最大となる 10 秒を過ぎても過剰間隙水圧が残留しているため浮き上がりが継続するが、ケース 1 とケース 2 は浮き上がりがほぼ収束していることがわかる。

以上より、地盤改良壁には液状化によるカルバートの浮き上がりを抑制する効果があることを FEM 解析により確認できた。この結果、地震時にカルバートの安全性や機能に重大な影響を及ぼすリスクの低減につながると考えられる。

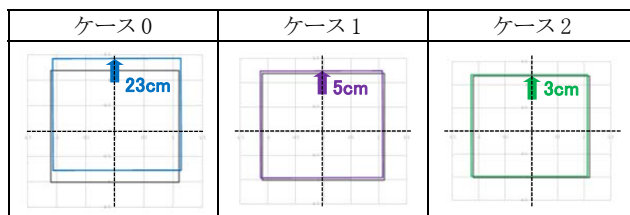


図-16 カルバート変位図(時刻 320 秒)

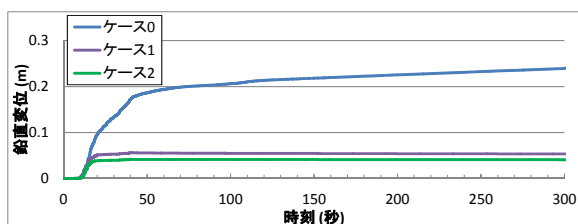


図-17 カルバート上地表面の鉛直変位時刻歴

7. おわりに

地盤改良体方式の斜め土留め工法を今回初めて実工事に適用し、現場打ちカルバート区間ではカルバートの設置と埋戻しまで無事に完了した。土留め施工中は、当初懸念していたコーナー部における漏水も無く、地下水位が高く軟弱な地盤条件でもパワーブレンダー工法により安定した品質の地盤改良体を造成できることを確認した。また、斜め土留め工法の大きな特長である支保工が無いオープンな施工空

間を確保できたことにより、内部掘削、躯体構築および埋戻しの施工性が圧倒的に向上した。

これまでの斜め土留め工法では、土留め壁背面側に施工機械を配置する必要があったが、パワーブレンダー工法では土留め壁の掘削側に配置しながらの施工も可能である。また、設備も大がかりでないため狭隘な場所でも適用可能で、騒音・振動が小さく、環境面でもメリットがあることから、都市部での工事への適用も期待できる。今後は、今回の施工結果をふまえた施工法の改善、土留め計測結果の検証による設計法の確立を行い、本工法のさらなる適用を図りたい。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路土工 仮設構造物工指針, 平成 11 年 3 月
- 2) 杉江茂彦：3 次元地盤地下水連成解析プログラム GRASP3D の解析理論と力学挙動解析への応力, 大林組研究所報, No51, pp. 15-22, 1975
- 3) 龍岡文夫他：原位置試験・室内試験・逆解析による土と岩の変形係数（その 1）, 東京大学生産研究所, 生産研究, 第 44 巻, 第 10 号, pp. 36-50, 1992
- 4) 今井常雄他：N 値と S 波速度の関係およびその利用例, 基礎工, pp. 70-76, 1982
- 5) CDM 研究会：セメント系深層混合処理工法 CDM 設計と施工マニュアル（設計・施工編）, pp. 93, 1991
- 6) 伊藤浩二：動的有効応力解析プログラム「EFFECT」（その 1）- 基礎理論と地盤構成モデル -, 大林組技術研究所報, No. 51, 1995
- 7) 杉江他：地盤改良を用いた斜め土留め工法の解析検証, 土木学会第 70 回年次学術講演会, VI-785, 2015. 9
- 8) 青木他：地盤改良を用いた斜め自立土留め工法の試験施工事例, 土木学会第 70 回年次学術講演会, VI-785, 2015. 9