

# 地盤改良を用いた山留め工法の設計手法の提案

Proposal of a design method for earth retaining by utilizing ground improvement

菅野 航太 (かんの こうた)

(株)加藤建設 ジオテクノロジー事業部

大河内 保彦 (おおこうち やすひこ)

(株)NOM 代表取締役

伊藤 浩邦 (いとう ひろくに)

(株)加藤建設 ジオテクノロジー事業部 課長

## 1. はじめに

山留め工法は、開削工事に伴い土水圧に抵抗する土留め壁部材と支保工から成る仮設構造物であり、親杭横矢板、鋼矢板壁、鋼管矢板壁、柱列式連続壁及び地中連続壁等がある。設計手法としては、主として慣用法（簡便法）や弾塑性法が用いられており、用途により使い分けられているが、現場では扱いが容易な慣用法が用いられることが多い。

慣用法は、大きく2つの検討項目があり、根入れ長の決定を含める掘削面下部に対する検討と土留め壁となる壁体に対する断面力検討である。作用する土水圧は、各指針により独自に算定されているが、図-1に示すような模式図において、土留め壁部材を支保工や仮想支持点により支持された単純梁（連続梁）とみなして一般的に設計されている。その際、土留め壁部材の断面性能においては、ヤング率  $E$  ( $\text{kN/m}^2$ ) と断面二次モーメント  $I$  ( $\text{m}^4$ ) から求まる、曲げ剛性  $EI$  ( $\text{kN}\cdot\text{m}^2$ ) 及び許容応力度  $\sigma_a$  ( $\text{N/mm}^2$ ) が必要となる。

ここでは、慣用法を踏襲し、地盤改良体の力学的特性を反映した断面性能評価手法を提案すべく数値解析的な検討を実施したので報告する。

## 2. 地盤改良体を用いた山留め工法

現状、地盤改良体のみを用いた山留め工法の設計手法では一般的なものは無く、SMW工法に代表される柱列式連続壁においては、山留めを構成する部材の中で鋼製

芯材のみが変形に抵抗し、地盤改良体は土水圧を受け止め、鋼製芯材に伝える役割のみを果たすといった限定的な扱いとされている。すなわち、柱列式連続壁では鋼製芯材の断面性能のみをもって、土留め壁部材の断面力検討を行っており、本来は強度も剛性も有する地盤改良体の寄与を無視した、いわゆる「安全側の設計」としている。

結果として、地盤改良体のみで山留め工法を設計する際は、地盤改良体を重力式擁壁とみなし、滑動や土圧合力作用位置から形状が決定され、地盤改良体の力学特性を勘案して土留め壁部材と見なすような設計がされていないケースが多い。

## 3. 慣用法へのアプローチ

前述したように、慣用法における土留め壁部材の照査には断面性能として、曲げ剛性及び許容応力度が必要となる。そのため、図-2のアプローチを通して地盤改良体による山留めを慣用法で設計するのに必要な諸元を定める。

具体的には、二次元モール・クローン弾塑性FEMを用い、掘削面下に相当する下部を固定とした何種かの強度と幅の地盤改良体に、上端0～下端  $P$  ( $\text{kN/m}^2$ ) となる三角形分布圧力を外力として徐々に増加させながら作用させ、作用外力とモデル上端中央部での変位関係をプロットし、荷重と変形の関係において、同程度の関係が得られる仮想鋼材の設定をする。

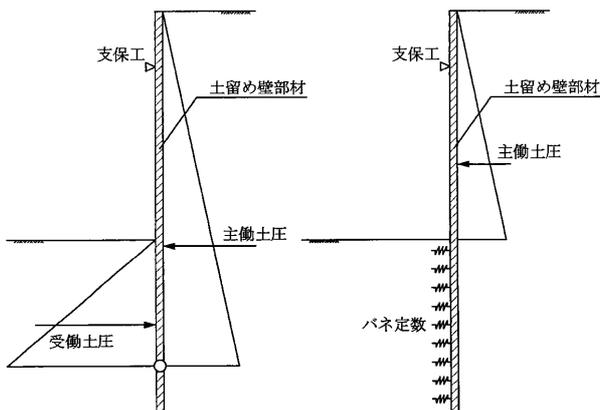


図-1 慣用法における断面計算概念図

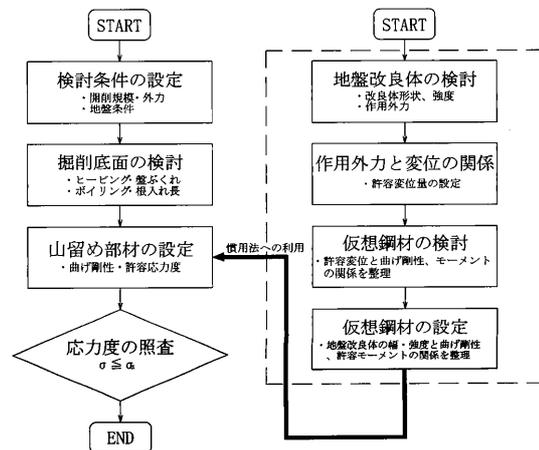


図-2 設計に対するアプローチ

#### 4. 断面性能評価手法の提案

慣用法で用いる断面性能を得るため、改良体の剛性評価手法としては、図-3で示したように、平面ひずみ要素で表現した地盤改良体に、土水圧を想定した上端0～下端Pとなる三角形分布圧力の外力を作用させ、作用外力とモデル上端中央部のA点における水平変位の関係から許容変位を設定する。

この際、変化させるパラメータは、地盤改良体の形状（掘削深さ、幅）と強度とする。最初の提案設計法においては、地盤改良体の断面性能を安全側での評価とするため、地盤改良体の強度としては一軸圧縮強度 $q_u$  (kN/m<sup>2</sup>)のみ考慮し、一般的に一軸圧縮強度の10～20%とされる引張強度 $\sigma_t$  (kN/m<sup>2</sup>)に関しては考慮しない。

図-4に作用外力と変位の関係を示す。ここで示した例は、掘削深さ4.0m（図-3中でのLに相当）を想定し、幅2.0m及び3.0m、地盤改良体の一軸圧縮強度は、設計基準強度 $q_{uck}$  (kN/m<sup>2</sup>)として300, 900, 1500の3種での結果となっており、横軸はA点の水平変位、縦軸は作用外力として下端Pの値を示している。

図-4の関係図において、荷重が増大すると変位が増加して極限值に至るが、許容変位の設定は変位が急増域に至らない範囲にとどめるため、極限值に対し1/2に

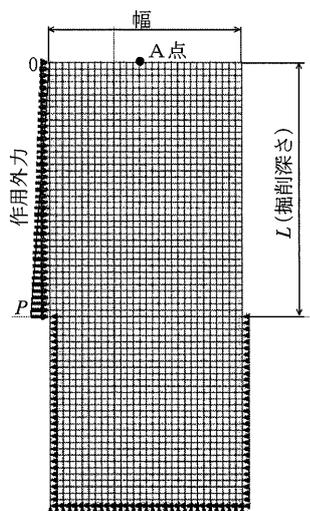


図-3 FEMパラメータスタディ用モデル図

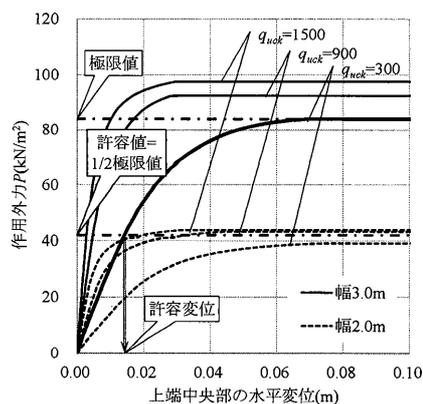


図-4 地盤改良体に作用する外力と変位の関係

相当する荷重時での変位量と仮定した。図中では、例として幅3.0m、一軸圧縮強度300 kN/m<sup>2</sup>の時にける極限值及び許容変位を示している。

次に、定めた許容変位と荷重の関数に等価となる仮想鋼材を設定する。

仮想鋼材はFEM上で梁要素として表現し、図-4で決定した許容変位時の作用外力において、同じ変形量となる曲げ剛性を設定する。その際に生じるモーメント $M$  (kN·m)を以って、表現する仮想鋼材の曲げ剛性及び許容モーメント $M_a$  (kN·m)とする。

このような手順を踏んだのは、FEM上での地盤改良体要素は、前述のように引張強度を考慮しておらず、FEM上で地盤改良体要素に発生した応力を、そのまま仮想鋼材の許容モーメントに換算するのは困難であるためである。

そのため、許容変位で想定した土水圧を載荷した場合に、地盤改良体と等価な変位が得られる断面性能を持つ仮想鋼材を設定し、その際に生じるモーメントを許容モーメントと定めておけば、慣用法計算において、定めた断面性能での仮想鋼材に生じるモーメントが許容モーメント以下に抑えられれば、地盤改良体の変位は許容変位以下に抑えられることになる。

図-5で示すのは、地盤改良体の幅3.0m、一軸圧縮強度300 kN/m<sup>2</sup>時にけるフィッティング例である。

横軸は変位を示し、前述した地盤改良体の許容変位として定めた値で仮想鋼材の変位と一致している。

縦軸は、作用外力として下端Pと仮想鋼材に生じるモーメントを示している。

このようにして得られる関係を、地盤改良体の一軸圧縮強度300 kN/m<sup>2</sup>、3種類の幅1.0, 2.0, 3.0mに対して整理したものを、図-6に示す。

図-6において、横軸は地盤改良体の幅を示し、縦軸はその際の曲げ剛性と許容モーメントを表している。

表-1は、図-6からの算出値例である。表中の $EI$ は曲げ剛性、 $\sigma_a$ は許容応力度、 $M_a$ は許容モーメントを表している。

地盤改良体における許容応力度は、曲げ剛性 $EI$  (kN·m<sup>2</sup>)から断面係数 $Z$  (m<sup>3</sup>)を算出し、許容モーメント $M_a$  (kN·m)を断面係数で除した値となっている。

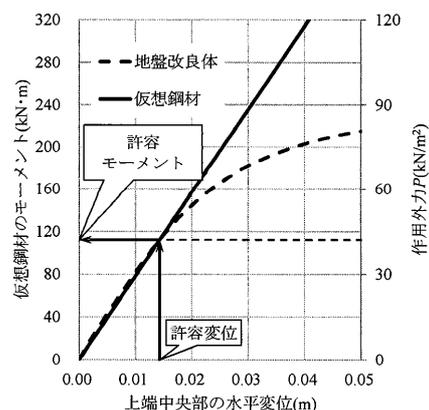


図-5 仮想鋼材における変位とモーメント関係図

報告

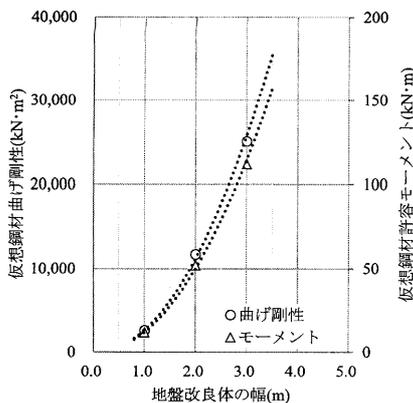


図-6 地盤改良体の幅と仮想鋼材における曲げ剛性及び許容モーメントの関係

表-1 地盤改良体の幅と仮想鋼材における曲げ剛性及び許容モーメントの関係からの算出値

	$EI$ (kN·m <sup>2</sup> )	$\sigma_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	$M_a$ (kN·m)	$q_{ack}$ (kN/m <sup>2</sup> )
地盤改良体 (幅3.0m)	25,842	2.30	114.7	300
地盤改良体 (幅3.5m)	35,525	2.55	157.1	300
地盤改良体 (幅4.0m)	46,800	2.79	206.3	300
鋼製矢板 (FSP-3)	33,600	270.0	—	—

また、参考までにⅢ型鋼矢板における値も示した。

### 5. 地盤改良体山留め壁の設計例

#### 5.1 設計例

仮想鋼材の断面性能を設定するアプローチは、前述したようになり単純化されたものであるため、実務として扱われるような条件における適用例として、仮設構造物工指針<sup>1)</sup>に基づいて設計を実施した。

設計は、図-7に示す想定断面にて行った。

図中の  $kH$  (kN/m<sup>3</sup>) は水平方向地盤反力係数であり、慣用法の設計においては、強度定数、単位体積重量、土質、地下水位等とともに必要となるパラメータである。

今回の設計例では、慣用法を用い、自立式山留め工法として支保工を用いずに検討した。その際、用いる土留め壁部材としては鋼製矢板とし、慣用法設計での部材に生じる土水圧に対しては、表-2に示すようにⅢ型鋼製矢板が必要となった。表中の値は、土留め壁部材に生じる結果値となっており、 $M_{max}$  (kN·m<sup>2</sup>) は最大モーメント、 $\sigma$  (N/mm<sup>2</sup>) は最大応力度、 $L$  (m) はつり合い根入れ長となっている。

同様に、地盤改良体を用いた慣用法の設計には、仮想鋼材に用いる断面性能を、前述の地盤改良体の幅と仮想鋼材における曲げ剛性及び許容モーメントの関係から図-8に示すように算出した。

今回の条件下においては、地盤改良体の一軸圧縮強度 300 kN/m<sup>2</sup>、幅3.5 mでの断面性能を用い、算出される曲げ剛性及び許容モーメント、許容応力度は、表-1の通りである。

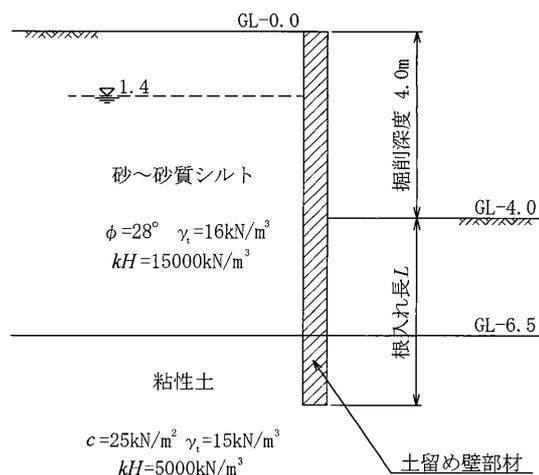


図-7 設計例における想定断面図

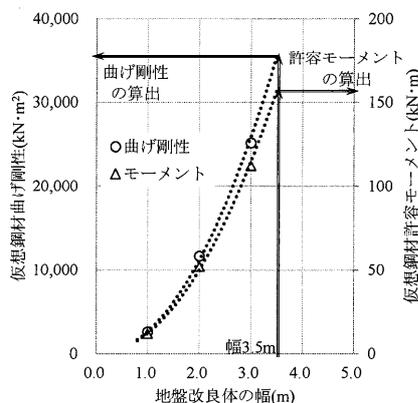


図-8 地盤改良体の幅と仮想鋼材における曲げ剛性及び許容モーメントの関係の利用方法

表-2 鋼製矢板の検討結果値

	$M_{max}$ (kN·m)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$L$ (m)
鋼製矢板 (FSP-3)	126.91	157.8	4.33

表-3 仮想鋼材の検討結果値

	$M_{max}$ (kN·m)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$L$ (m)
改良体 (幅3.5m)	133.67	2.17	4.39

表-3は、決定した仮想鋼材の断面性能を用いて慣用法で設計した際の土留め壁部材に生じる結果値となっている。なお、応力度の換算にあたっては前述と同様、仮想鋼材の曲げ剛性から断面係数を求め、最大モーメントから断面係数を除した算出値となっている。

以上より、仮想鋼材に生じるモーメント若しくは応力度は、断面性能以下に抑えられていることが確認された。

#### 5.2 地盤改良体による山留め壁の確認照査

前項で決定した地盤改良体が作用外力に対し、想定した安定性を有しているかを確認するため、慣用法の設計時に用いた土水圧に対し、変形に対する設計の余裕度の確認を目的として、主働側には慣用法の設計時に用いた土水圧の3倍に相当する、同一分布形状の圧力を段階的に载荷していくモデルを用いて、二次元モール・クー

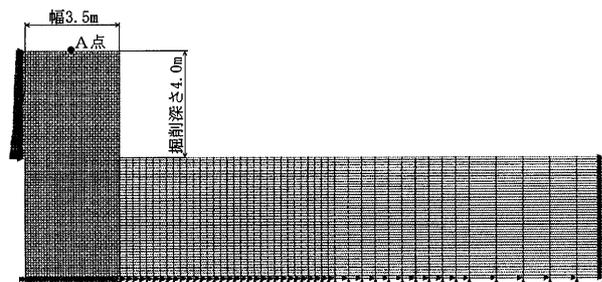


図-9 確認解析に用いたモデル図

ロン弾塑性 FEM 解析を行った。

図-9 に確認解析に用いたモデル図を示す。

なお、受働側には慣用法の設計時と同一強度の地盤を平面ひずみ要素でモデル化している。この際、受働側の地盤のヤング率は、水平方向地盤反力係数から変形係数  $E_0$  (kN/m<sup>2</sup>) を逆算したものをを用いている。

結果としては、図-10に示すように、地盤改良体による土留め壁が破壊に至ると想定されるのは、変位の増大域であり、慣用法の設計時に用いた土水圧に対して1.3倍(130%)程度の作用圧力が生じた時であった。したがって、慣用法設計時の土水圧下(図-10での100%に相当)においては、十分に安全側での設計となっていることが確認できた。

図-10の横軸は、図-8におけるA点での水平変位を示し、縦軸の作用圧力  $P$  は、FEM 解析時における作用圧力の載荷割合を示している。

前述したように、130%程度付近から変位の増大域となっているが、慣用法の設計時に用いた土水圧下では、想定した仮想鋼材(曲げ剛性  $E_1 = 35,525$  kN・m<sup>2</sup>, 許容モーメント  $M_a = 157.1$  kN・m)の断面性能を決定した際の変位量程度で留まっている。

## 6. ま と め

地盤改良体を仮想鋼材で表現し、慣用法を用いる仮設山留め設計法を提案した。その結果、実務で扱われるような条件下で設計した仮想鋼材の断面性能を、確認照査

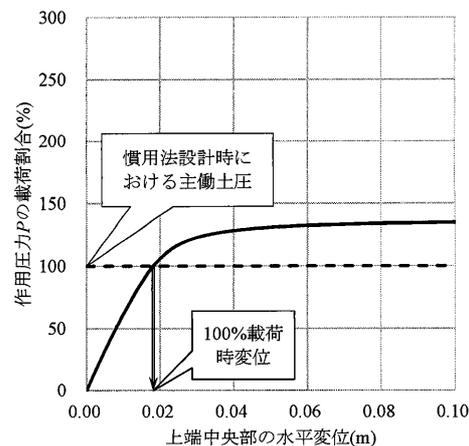


図-10 確認計算における作用外力と変位関係図

として二次元モール・クーロン弾塑性 FEM で解析しても十分安定しており、実務設計においても適用できる可能性を確認した。

今後は、地盤改良体の諸元と、それを表現する仮想鋼材の関係を図表等で求められるよう整理を進める。

また、今回は初期段階であったため、地盤改良体に本来期待できる引張強度を考慮してこなかったが、引張強度を考慮することにより、地盤改良体の幅を大幅に縮減できる可能性がある。このため、地盤改良体の引張強度の実験による評価とともに、地盤改良体の引張強度も含めた、仮想鋼材の断面性能を求められるよう、整理を進めたい。

また、鋼製芯材を用いた地盤改良体山留め壁においても同様のアプローチでの慣用法の利用を検討したい。

今回の報告では FEM 上での照査にしか過ぎなかったが、今後、模型実験及び実現場での変位測定、室内土質試験を通じて設計法の確立を目指したい。

## 参 考 文 献

- 1) (株)日本道路協会：道路土工仮設構造物工指針，pp. 150～156, 1999.

(原稿受理 2015.4.30)