

山留め掘削における合理的なグラウンドアンカーの支保パターンの探索
～模型実験と数値解析による検討～
Investigation of rational support patterns in ground anchors for braced excavation
～ model tests and numerical analyses ～

奥田一彰¹, 加藤盛大², 菊本統³, 中井照夫⁴, ホサイン シャヒン⁵

- 1 名古屋工業大学大学院 創成シミュレーション工学専攻 博士前期課程 1 年
- 2 名古屋工業大学大学院 社会工学専攻 博士前期課程 2 年
- 3 名古屋工業大学 都市社会工学科 助教 (E-mail: kikumoto@nitech.ac.jp)
- 4 名古屋工業大学 都市社会工学科 教授
- 5 名古屋工業大学 都市社会工学科 准教授

概 要

グラウンドアンカー式山留め掘削は、切梁工法と比べて任意の断面での掘削が可能であるためしばしば用いられているが、経験的あるいは切梁工法に倣った設計が行われているのが現状で、必ずしも合理化されているとはいえない。そこで本研究では、アンカーの長さや本数、角度、初期緊張力および山留め壁の根入れ長を変化させた 2 次元模型実験を実施した。また、同実験に対して地盤材料の弾塑性構成モデル subloading t_{ij} model³⁾に基づく有限要素解析(FEM t_{ij} -2D)を実施し、実験との比較により解析の妥当性を検証するとともに、グラウンドアンカー式山留めの支保機構を明らかにした。その結果、明確な支保効果を得るためには十分な長さのアンカーに初期緊張力を与えて設置することが重要で、特に最下段に長いアンカーを設置することが効果的であるとわかった。また、土の力学特性を適切にモデル化した数値解析は実測値を概ね捉えたことから、今後は実地盤での数値解析によるアプローチが可能となった。

キーワード：山留め掘削，グラウンドアンカー，模型実験，数値解析

1. はじめに

地中に反力を得るグラウンドアンカー式山留め掘削工法は、切梁工法と比べ広く深い断面での掘削が可能であり、任意の断面に設定できることからしばしば用いられている。しかし現行の設計法では、山留め壁に作用する土圧の設定と山留めの応力・変形作用を経験的手法や切梁工法に倣った手法で評価している。加えて、山留め壁の背面側への変位や壁体の作用土圧を評価する方法は必ずしも確立されておらず、グラウンドアンカー式山留め掘削の設計法は必ずしも合理化されていない¹⁾。今後、都市部で既設構造物に近接した施工など制約のある条件のもとでの設計・施工が求められると予想されるため、合理的なアンカー式山留めの設計・施工法の確立は急務である。

そこで本研究では、設計・施工の合理化を目指して、その影響要因であるアンカーの長さや本数、傾角、初期緊張力及び山留め壁の根入れ長をパラメトリックに変化させた 2 次元模型実験を実施し、効果的な支保効果が得られるアンカーの適用方法と支保メカニズムの解明を目指した。

また、同実験に対して地盤材料の弾塑性構成モデル subloading t_{ij} model に基づく有限要素解析を実施し、両者の比較により解析法の有効性を検討する。これにより、本研究で用いた数値解析手法がアンカー式山留め掘削における実地盤の変形・破壊挙動の予測への適用可能かどうかについても検討する。

2. 2次元模型実験と数値解析の概要

2.1 2次元模型実験の概要

2次元模型実験の概略図を図1に示す。模型は大略現場スケールの約 1/100 を想定しており、地盤材料には直径 1.6mm と 3.0mm のアルミ棒を重量比 3:2 で混合した積層体(単位体積重量 $\gamma=20.4\text{kN/m}^3$)を用いた。山留め壁(長さ 300mm または 360mm, 奥行き 60mm, 厚さ 0.5mm, $EI=0.88\text{N}\cdot\text{m}^2/\text{cm}$, $EA=4.22\cdot 10^2\text{kN}/\text{cm}$)とアンカー体(奥行き 50mm, 横幅 50mm, 厚さ 5mm)はアルミ板で作成した。また、アンカー体は周面に 10mm 間隔で 1.6mm 径のアル

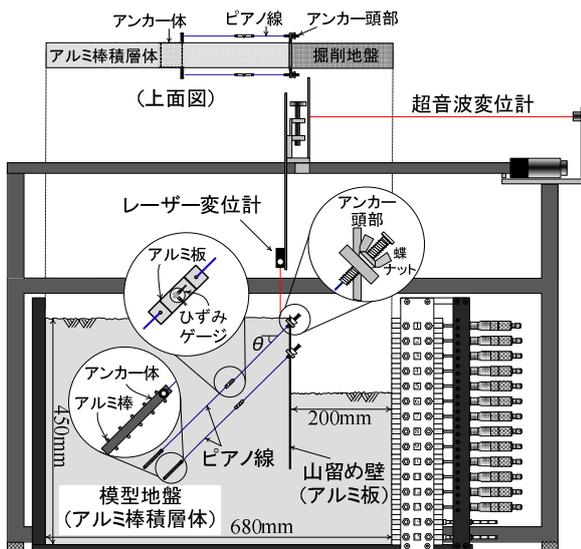


図1 2次元模型実験の概略図

表1 実験パターン (アンカー長・本数・根入れ長の比較)

| Case | 本数 | 初期緊張力 T (N) | アンカー長 L (mm) | 根入れ長 (mm) | 傾角 θ (°) |
|---------|----|-------------|-----------------------------|-----------|-----------------|
| Case2-A | 2 | $T_1=0.31$ | $L_1=150, L_2=125$ | 300 | 30 |
| Case2-B | | | $L_1=300, L_2=125$ | | |
| Case2-C | | | $L_1=150, L_2=250$ | | |
| Case2-D | | | $L_1=300, L_2=250$ | | |
| Case3-A | 3 | $T_2=0.57$ | $L_1=150, L_2=125, L_3=100$ | 360 | 30 |
| Case3-B | | | $L_1=300, L_2=125, L_3=100$ | | |
| Case3-C | | | $L_1=150, L_2=125, L_3=300$ | | |
| Case3-D | | | $L_1=150, L_2=125, L_3=100$ | | |

ミ棒を貼り付け、地盤との摩擦を表現した。アンカーの緊張力は頭部の蝶ナットにより制御可能で、水平面からのアンカーの傾角 θ を任意に設定できる。アンカー引張部は、アンカー体と頭部をモデル地盤の両側面からピアノ線 (径 0.3mm, $EA=1.41 \times 10^3 \text{ kN/cm}$) で接続してモデル化した。ピアノ線には2軸のひずみゲージを接着したアルミ薄板 (長さ 30mm, 幅 60mm, 厚さ 0.2mm) を挿入し、較正係数を乗じて引張力を算出した。掘削過程は地表面からアルミ棒を 15mm ずつ取り除くことで模擬し、地盤の崩壊により実験の続行が不可能となる掘削深度まで行った。山留め壁の変位と偏差ひずみ分布は 30mm 掘削毎に地盤側面から撮影したデジタル画像より求め、地表面の沈下形状はレーザー変位計と超音波変位計より計測した。今回行った実験パターンを表 1 に示す。アンカーは 2 段または 3 段設置し、1, 2, 3 段目のアンカーはそれぞれ掘削深度が 30mm, 90mm, 150mm 到達時に地表面から深さ 15mm, 75mm, 135mm の位置に設置した。最終掘削深度を 210mm, 内部摩擦角を 30° と設定して主働すべり面を仮定し、アンカー体を主働

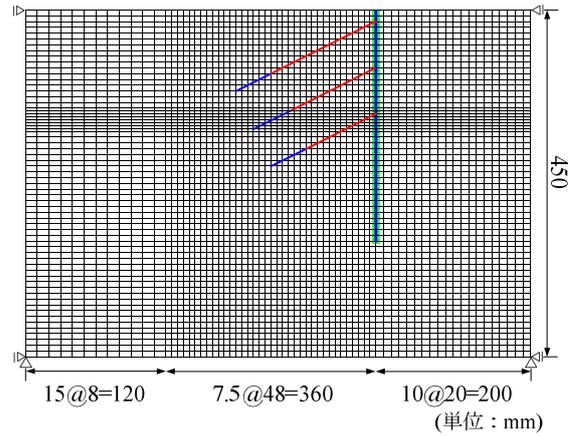


図2 解析メッシュの概略図

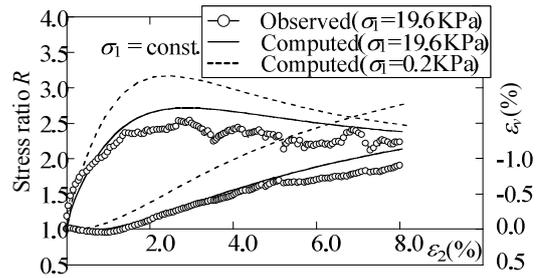


図3 アルミ棒積層体の二軸試験と数値解析

すべり面と考えられる領域の外側に設置した。表 1 に示した実験パターンにおいては、Case2-A と Case3-A を基本ケースとして、アンカー長(L)と根入れ長を変化させた実験を行った。アンカーに導入する初期緊張力(T)はアンカーを設置する掘削深度までの壁体に作用する主働土圧から算出した。

2.2 数値解析の概要

地盤の非線形有限要素解析コード FEMtj-2D を用いて平面ひずみ・排水条件下で微小変形理論に基づく解析を実施した。図 2 に解析メッシュを示す。山留め壁とアンカー体は beam 要素, アンカーは引張のみに抵抗する truss 要素で表現し、これらの剛性は模型実験と同様の値を用いている。地盤と山留め壁との間の摩擦を考慮するために弾塑性 joint 要素²⁾を用い、摩擦角 $\delta=14^\circ$ (別途、摩擦試験により決定)とした。掘削は要素を除去することでモデル試験と同様に模擬した。境界条件はモデル試験と同一で、底面は完全固定、側面は水平変位のみ固定とした。地盤材料の応力-ひずみ関係は、等方硬化型の弾塑性モデル subloading t_{ij} model³⁾ で記述した。このモデルは中間主応力が強度・変形特性に及ぼす影響やひずみ増分方向の応力経路依存性、密度と拘束圧の影響を適切に考慮できる。図 3 はアルミ棒積層体の二軸試験と解析結果の比較の一例である。図より、アルミ棒積層体が密詰めの砂に近い変形・強度特性を示すことがわかる。また図中の実線は、実測値に対応する解析曲線を示しており、subloading t_{ij} model は実測値に見られるような中密な砂に似たひずみ硬化・軟化特性や正負のダイレイタンスをよく捉えている。なお、図中の破線は模型

地盤で想定される約 1/100 の応力レベルでの二軸試験の解析値であるが、同モデルは拘束圧による応力ひずみ特性の違いを適切に説明している。表 2 にアルミ棒積層体のパラメータを示す (α は密度と拘束圧の影響, β は降伏面の形状に関するパラメータであり, 残りは Cam-clay モデルと共通である。これらは一般的な土の要素試験によって簡単に求めることができる)。これらは, 材料が決まれば一意的に決まるものであり, 密度・拘束応力によらない。初期の応力状態は, 模型実験と同じ間隙比になるように拘束圧 $p=9.8 \times 10^{-6} \text{kPa}$ での間隙比 $e=0.36$ と仮定して, 地盤を自重圧密させる。掘削は当該箇所の要素を取り除くことで表現している。実験結果との比較により解析結果の妥当性を検証するとともに, アンカーの傾角及び初期緊張力の違いによる支保機構への影響を数値解析の実施により検討した。

表 2 アルミ棒積層体のパラメータ

| | | |
|--|-------|--|
| λ | 0.008 | Same parameters as Cam clay model |
| κ | 0.004 | |
| e_{NC} at $p=98 \text{ kPa}$ & $q=0 \text{ kPa}$ | 0.3 | |
| $R_{cs} = (\sigma_1/\sigma_3)_{cs(comp)}$ | 1.8 | |
| v_c | 0.2 | |
| β | 1.2 | Shape of yield surface (same as original Cam clay at $\beta=1$) |
| a | 1300 | Influence of density and confining pressure |

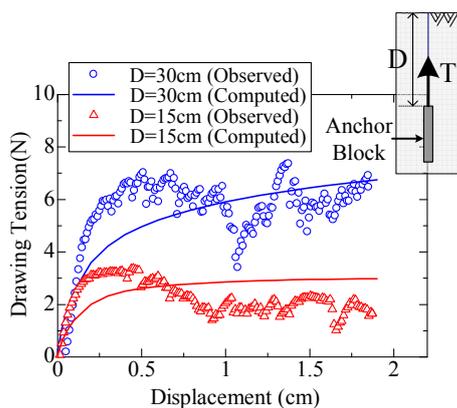


図 4 引抜き試験結果

2.3 アンカー体の引抜き実験とその解析

模型地盤中に設置したアンカー体の鉛直引抜き試験を行い, 引抜き耐力を調べた。同条件で解析も実施したが, アンカー体を beam 要素で表現し, その最上段の接点に鉛直上向きの強制変位を与えた。アンカー体の土被りは, $D=15, 30 \text{cm}$ の場合について行った。得られた引抜き荷重と鉛直変位の関係を図 4 に示す。プロットは実測値, 実線は解析値を示している。図より, アンカー引抜き力は鉛直変位に伴って増加してやがて極限值に達し, 漸減する傾向を示す。また, 極限引抜き力は土被りが深いほど大きい。数値解析は, 初期勾配を小さめに評価する傾向にあるが, 極限引抜き力の極限值や土被りによる差異など模型実験の傾向を概ね評価しており, 数値解析におけるアンカー体のモデル化は妥当と考える。

3. 結果と考察

3.1 アンカー長および本数を変化させた場合の支保機構に関する検討

アンカーを 2 段設置した Case2-A,C について, 図 5 に壁体の変位分布を, 図 6 に地表面の沈下形状を示す。図より, アンカー長によらず 2 段式のアンカーは掘削深度 $d=150 \text{mm}$ まで壁体の変位や地表面沈下を明確に抑制するものの, その後更に掘削 ($d \geq 180 \text{mm}$) を進めると山留め壁が深さ 150mm 辺りからはらみ出すように変形し, 地表面沈下量も増加することがわかる。掘削深度 $d=180 \text{mm}$ 以深では, アンカー長による差異が顕著であり, 2 段目のアンカー長を 2 倍にした Case2-C では Case2-A に比べて壁体変位量が抑制されるとともに, 地表面沈下を生じる範囲が明確に狭まり, より深い掘削が可能になった。

図 7 には, 壁体変位が顕著に現れた掘削深度 $d=150 \text{mm}$ 以深について, 各ケースの壁体の最大変位量を比較している。図から, 前述のように 2 段目に長いアンカーを適用 (Case2-C) することで, 両アンカー長が長い Case2-D と同等の支保効果が得られ, 壁体の変位が抑制されることがわかる。一方で, 1 段目のアンカーのみを長く設定した Case2-B は, 2 段ともにアンカー長の短い Case2-A と同様に, 掘削深度 $d=180 \text{mm}$ 以深での変位量が増加し, 崩壊深度が浅いことがわかる。図 8 には, 各ケースでの掘削に伴う張力の推移を示している。いずれのケースにおいても 1 段目アン

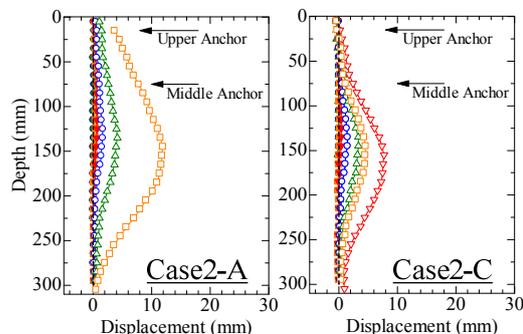


図 5 Case2-A,C での壁体の変位

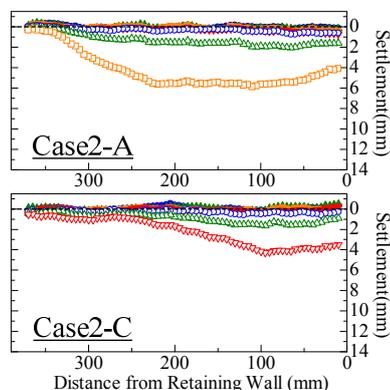
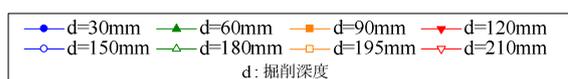


図 6 Case2-A,C での地表面の沈下形状



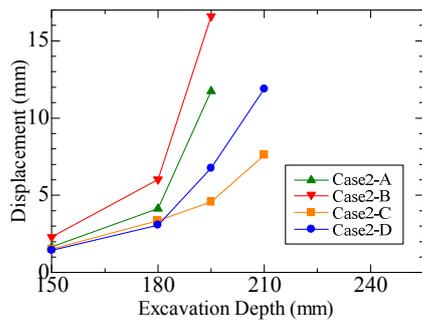


図7 2段設置時の壁体の最大変位量

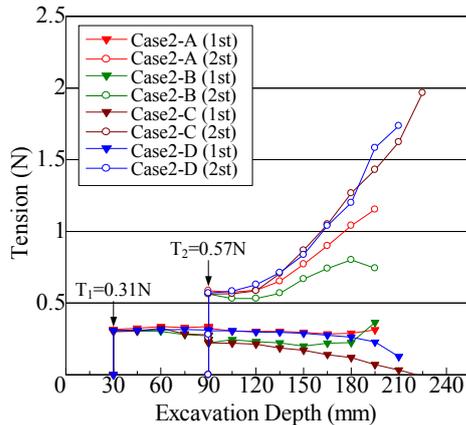


図8 2段設置時の張力の推移

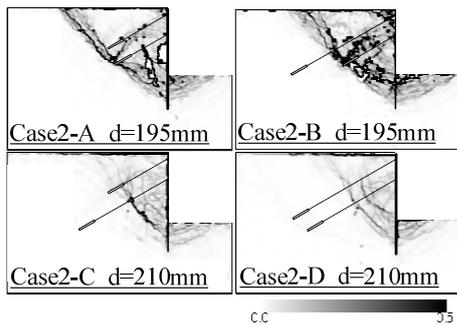


図9 2段設置時での偏差ひずみ分布

カーにおける張力の変化量は小さいのに対して、2 段目アンカーの張力は掘削の進行に伴って増加する。特に、山留め壁の変形や地表面沈下量が增大する掘削深度 $d=150\text{mm}$ 以深では 2 段目アンカーの張力の増加が顕著で、地盤崩壊時（最終掘削深度）に最大値となる。また、2 段目のアンカーが長い Case2-C,D では、2 段目アンカーの張力の最大値が Case2-A の 1.5 倍程度に達することがわかる。図 9 には、偏差ひずみ分布を示している。アンカーが短い Case2-A ではアンカー体を含む土塊の外側にせん断帯が発達するのに対して、長いアンカーを用いた Case2-D ではアンカー体がせん断帯をまたいでおり、偏差ひずみの発達が明確に抑制されている。また、2 段目のアンカー長が長い Case2-C では、Case2-D と同様の偏差ひずみ分布を示しており、2 段目のアンカーのアンカー体が滑り面の外側にある。これにより、2 段目のアンカーが十分な引抜抵抗を發揮したため、2 段目のアンカーの張力が増加し、明確な支保効果が得られたと考えられる。一方で、1 段目のアンカーが長い Case2-B では、1 段目のアンカー体が滑り面の外側である

が、偏差ひずみの分布は Case2-A と同様であることがわかる。このことから、下方のアンカー長を十分に長く設定することが山留め壁の変位抑制に効果的といえる。

アンカーを 3 段設置した Case3-A,C について、図 10 に壁体の変位分布を、図 11 に地表面の沈下形状を示す。両ケースともに掘削深度 $d=150\text{mm}$ までは壁体の変位が抑制される。それ以深の掘削において、Case3-A については掘削深度 $d=210\text{mm}$ で変位が増大するが、Case3-C では明確に変位が抑制され、より深い深度まで掘削が可能になることがわかる。地表面の沈下量も壁体の変位と同様に掘削深度 $d=150\text{mm}$ まで地表面の沈下量は抑制される。その後、更に掘削を進めると Case3-A ではより広範囲にわたって沈下量が増加するのに対して、Case3-C では明確に沈下量が抑制され、沈下の範囲も狭くなることがわかる。また先述の 2 段式アンカーと比較して、掘削深度 $d=180\text{mm}$ における壁体の変位量と地表面の沈下量が抑制されていることがわかる。また 2 段式アンカーでは、特に 2 段目のアンカー長を長くすることでより深い掘削が可能となったが、Case3-A のように短いアンカーでも適切な掘削深度で 3 段目のアンカーを設置することで、壁体の変位と地表面沈下を明確に抑制する効果があるとわかる。

図 12 には、Case3-A,C についての張力の推移を示している。両ケースともに 2 段式アンカーと同様に 1 段目のアンカーにおける張力の変化量は小さいことがわかる。2 段目アンカーの張力は掘削の進行に伴って増加するが、3 段目

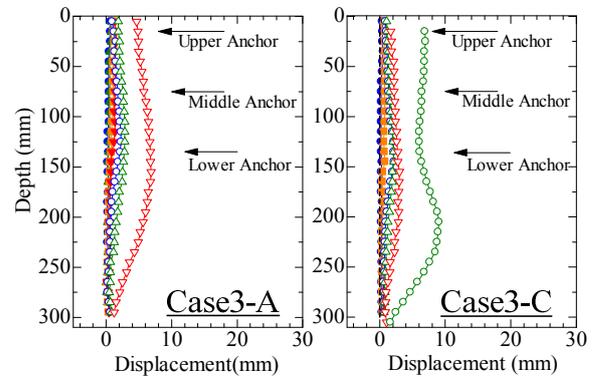


図 10 Case3-A,C での壁体の変位

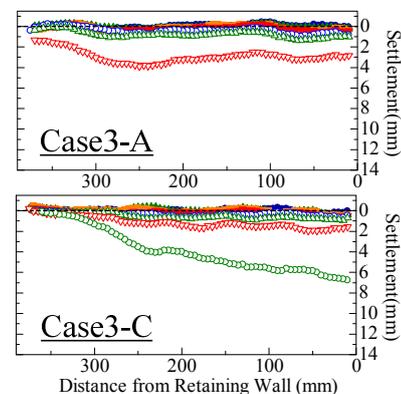
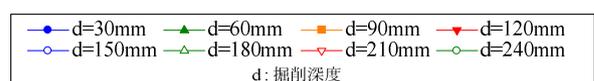


図 11 Case3-A,C での地表面の沈下形状



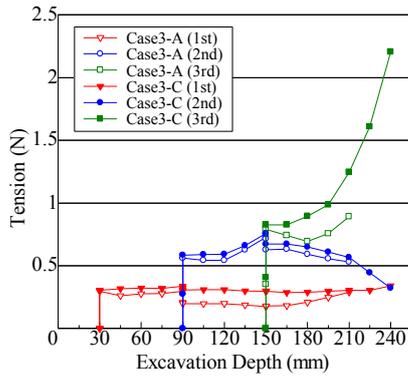


図12 3段設置時の張力の推移

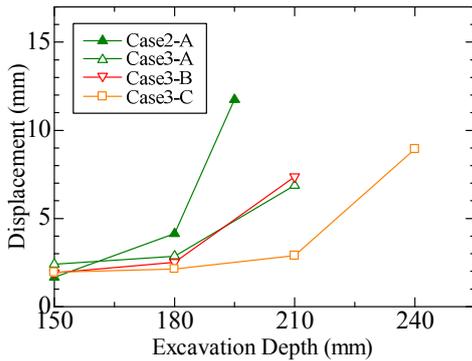


図13 3段設置時の壁体の最大変位量

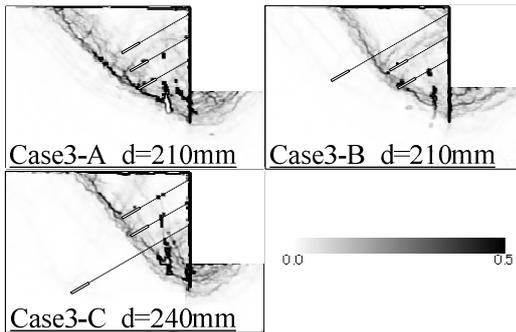


図14 3段設置時での偏差ひずみ分布

アンカーの初期緊張力の導入とともに明確に減少し、その後の掘削に伴って漸減する。3段目のアンカーの張力は、掘削の進行に伴う地盤の変形によって増加し、最終掘削深度で最大値となる。Case3-Cでは、その最大値がCase3-Aの2倍以上に達している。以上のことから、2段式アンカーと同様に、明確な支保効果を得るには最下段のアンカー長が重要で、最下段に適切な長さのアンカーを設置して引抜き抵抗を発揮させることで、壁体の変位や地表面の沈下は明確に抑制できるといえる。

図13には、壁体変位が顕著に現れた掘削深度 $d=150\text{mm}$ 以深について、2段式アンカーでアンカー長が短いCase2-Aと3段式アンカーのアンカー長を変化させた各ケースの壁体の最大変位量についてまとめている。3段目に長いアンカーを適用したCase3-Cでは、壁体の変位を明確に抑制し、最も深い掘削が可能となる。一方で、1段目のアンカー長を長く設定したCase3-Bは、全てのアンカー長が短いCase3-Aとほぼ同じ推移を示しており、上段のアンカーを

長く設定することは、必ずしも明確な支保効果は得られないことがわかる。また、2段式アンカーのCase2-Aにおいて、掘削深度 $d=150\text{mm}$ 以深で壁体の変位量が増加するのに対して、変位量が増加する掘削深度の直前 ($d=150\text{mm}$) でアンカーを設置したCase3-Aでは、壁体の変位が抑制され、2段式アンカーと比べてより深い掘削が可能となることがわかる。

図14に、3段式アンカーについての偏差ひずみ分布を示す。Case3-Aではアンカー体の外側から掘削底面にわたるせん断帯が発生することで地盤が崩壊するのに対し、Case3-Cでは3段目のアンカー体が滑り面の外側に設置されているため、十分なアンカーの引抜き抵抗が発揮されたと考えられる。またCase3-Cでは、せん断帯が発生する領域が狭くなっており、このことが地表面沈下の範囲を抑制する要因と考えられる。一方、Case3-Bでは1段目のアンカー体が滑り面外側に設置されているが、Case3-Aと比較してせん断帯が発達する領域や偏差ひずみの量に明確な差異は見られなかった。

これらのことから、山留め壁が深さ 150mm あたりからはらみ出すようなモードで変位するのに対して、壁体の変位が大きく生じる深度に設置する下方すなわち3段目のアンカーを長く設置することが効果的であるといえる。つまり、壁体変位モードを勘案して、変位が大きくなる箇所に十分な長さのアンカーを設置することが効果的な支保効果を得るためには重要であり、適切な間隔と長さでアンカーを設置すれば壁体の変位や地表面の沈下を明確に抑制できることがわかった。

施工事例⁴⁾⁵⁾によると、山留め掘削に伴う壁体の変位は、地盤条件等によって異なるものの、一般的には2次掘削以降において壁体頭部よりも掘削底面付近で最大となる。これは本実験と同様の結果であるため、実際の現場においても下段に適切な長さのアンカーを設置することが、より合理的であると推察される。ただし、実地盤との対応に関しては、今後、実構造物のスケールで地盤物性等を変化させた詳細な数値解析により更なる検討を行う予定である。

3.2 根入れ長を変化させた場合の支保機構に関する検討

短いアンカーを3段設置したCase3-A,Dについて、図15に壁体の変位分布を、図16に地表面の沈下形状を示す。両ケースともに、掘削深度 $d=180\text{mm}$ までは壁体の変位と地表面の沈下量は抑制されており、根入れ長による差異は見られない。しかし掘削深度 $d=210\text{mm}$ では、壁体の変位モードと地表面の沈下形状に違いは見られないものの、根入れ長を長くしたCase3-Dでの壁体の変位と地表面の沈下量は抑制され、最終掘削深度も深くなることがわかる。図17は、Case3-A,Dにおける偏差ひずみの分布を示している。最終掘削深度は異なるものの、両ケースともに、いずれの偏差ひずみ分布も根入れ長の違いによる差異は見られない。これは根入れ長によらずアンカー体の外側から掘削底

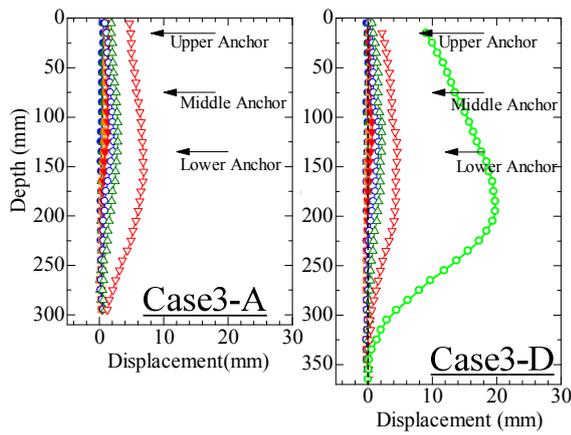


図15 Case3-A,Dでの壁体の変位

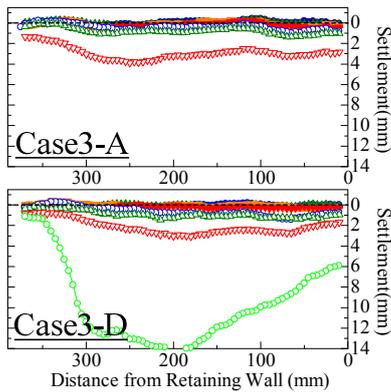


図16 Case3-A,Dでの地表面の沈下形状

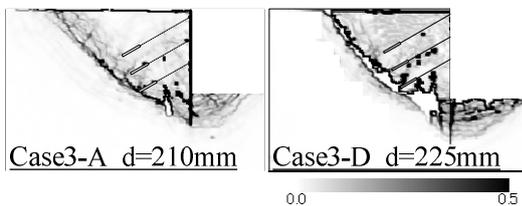
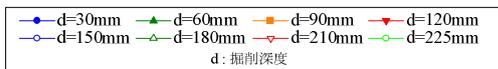


図17 Case3-A,Dでの偏差ひずみ分布

面にわたるせん断帯が発達するため、アンカーの支保効果に明確な差異はないものと考えられる。すなわち、根入れ長を長くすることによりわずかに壁体の変位と地表面の沈下が抑制されるが、より明確な支保効果を得るためには根入れ長に加えて、先述のアンカーの長さや深さ方向の設置間隔を合理的に設定することが重要といえる。

3.3 実験結果と解析結果の比較

図18および図19には、Case3-AとCase3-Cについて壁体の変位分布と地表面の沈下形状の実験と解析結果を示している。解析結果は、掘削深度 $d=150$ から 210mm において壁体の変位、地表面の沈下とも定量的にやや大きめに評価するものの、3.1節で述べた模型実験の山留め壁の変形モードと地表面の沈下が生じる範囲を的確に捉えてい

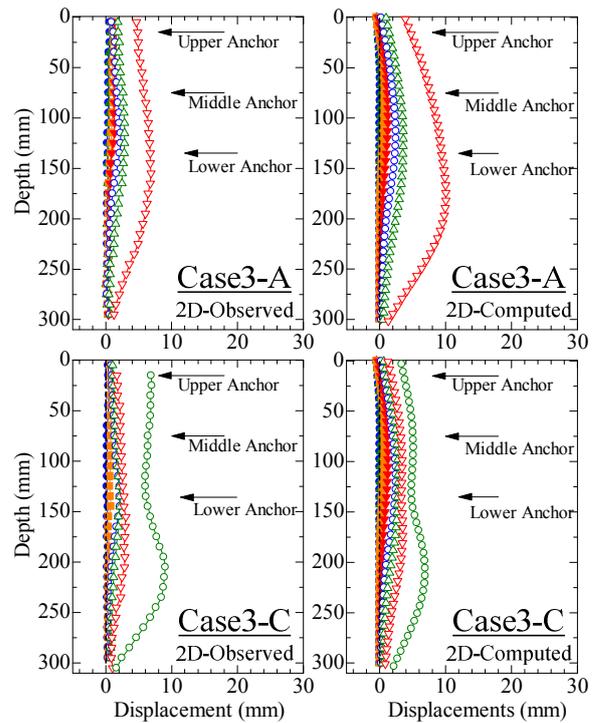


図18 Case3-A,Cでの壁体変位(実験と解析)

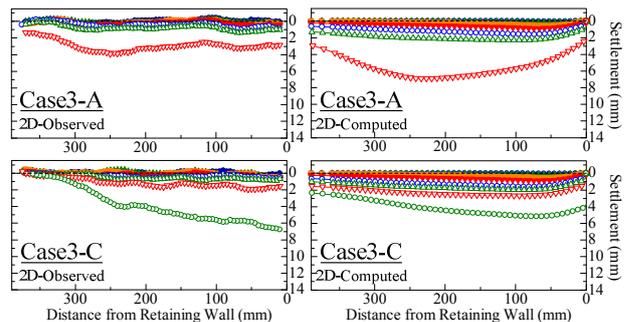


図19 Case3-A,Cでの地表面の沈下形状(実験と解析)

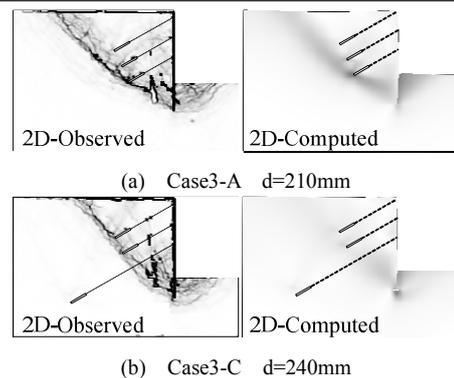
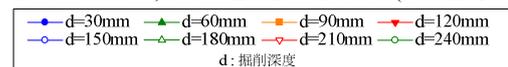


図20 Case3-A,Cでの偏差ひずみ分布(実験と解析)

ることがわかる。また、模型実験と同様に、数値解析でも効果的な支保効果を得るためには、最下段のアンカーを長く設置することが重要であるという結果を見出すことができる。図20は、両ケースにおける偏差ひずみ分布の実験と解析の結果を示している。解析結果は実測された偏差ひずみ分布をよく表現しており、アンカー長が異なること

による偏差ひずみの分布の違いを的確に捉えている。以上のように、数値解析は掘削に伴う壁体の変位や地表面の沈下をグラウンドアンカーの長さの影響も含めて実測値をよく表現できることがわかった。そこで次節からは、アンカーの傾角と初期緊張力が山留め支保効果に及ぼす影響について、解析結果をもとに検討を行う。

3.4 傾角を変化させた場合の支保機構に関する検討

既往の研究⁶⁾では、2 段式アンカーでアンカー長を長く設定したケース (Case2-D) において、傾角を変化させた検討を行っている。傾角 30°でアンカーを設置したケースでは、掘削深度 $d=180\text{mm}$ 以深で壁体の変位や地表面の沈下量を僅かに抑制し、地表面沈下の影響範囲が抑えられることがわかっている。そこで本検討では、アンカーの明確な支保効果が得られた Case3-C におけるアンカー長について、傾角 15°、30°、45° に設定した数値解析を行い、支保効果に関する検討を行った。なお、各ケースの初期緊張力は、山留め壁に与える初期水平力が傾角 30°の Case3-C と等しくなるように設定している。

図 21 に掘削深度 $d=150\text{mm}$ 以深における壁体の最大変位量を示す。掘削深度 $d=180\text{mm}$ までは壁体の変位量に明確な違いが見られないものの、 $d=210\text{mm}$ において傾角 45°でアンカーを設置した Case3-C(45)では、他の 2 ケースと比較して変位量が大きくなり、浅い掘削深度で崩壊することがわかる。傾角を 15° に設定した Case3-C(15)は、傾角 30° の Case3-C(30)と同じ掘削深度で地盤が崩壊するものの、最終掘削深度における最大変位量は僅かに抑制されることがわかる。図 22 に偏差ひずみ分布を示す。いずれのケースも偏差ひずみの量や、せん断帯の分布に明確な違いは見られないが、Case3-C(45)では他の 2 ケースと比べて浅い掘削深度で、偏差ひずみの量が大きくなる。

以上のことから、アンカー張力の水平成分が等しくなるように初期のアンカー張力を与えても、アンカーの傾角を小さく設定した方がより効果的に山留めの支保効果を得ることができるとわかった。また本検討では、アンカーの初期緊張力の水平成分、すなわちアンカーから山留め壁に作用する水平拘束力が等しくなる条件なので傾角 15° のケースが最もアンカーの初期緊張力が最も小さくなる。それにも関わらず、傾角 15° で最も高い支保効果が得られることがわかった。これは、アンカー自身は軸方向の変位に対してのみ剛性を発揮するためであり、水平に近い傾角で設置されたアンカーが壁体の水平方向の変位を抑制するのに最も有利であると言える。

3.5 初期緊張力を変化させた場合の支保機構に関する検討

既往の研究⁶⁾から、2 段式アンカーでアンカー長を長く設定した Case2-D において、2 段目のアンカーの初期緊張力を変化させた検討を行っている。初期緊張力を 2 倍とし

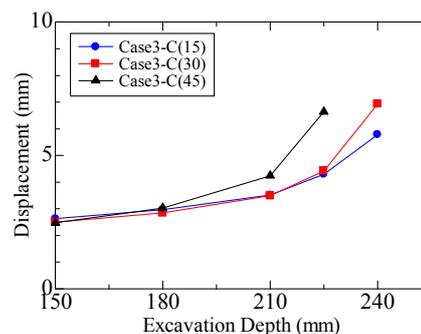


図 21 Case3-C における壁体の最大変位量 (傾角の違い)

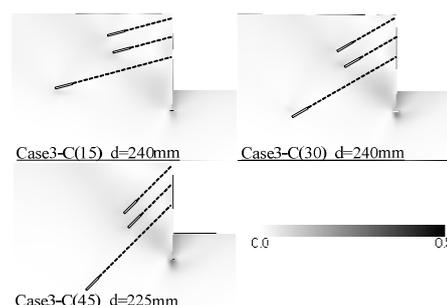


図 22 Case3-C における偏差ひずみ分布 (傾角の違い)

たケースでは、2 段目アンカーの張力は、崩壊時に Case2-D とほぼ同等の値を示し、崩壊深度は同じとなる。また、壁体の変位や地表面の沈下は Case2-D と比較して僅かに抑制されるものの、両者に明確な違いは見られないことがわかっている。そこで本検討では、前節 3.4 と同様の Case3-C について 3 段目のアンカーに導入する初期緊張力を 2 倍としたケース (Case3-C'), 初期緊張力を導入しないケース (No Tension) について数値解析を行い、支保効果に関する検討を行った。

図 23 に掘削深度 $d=150\text{mm}$ 以深における壁体の最大変位量を示す。 $d=150\text{mm}$ から地盤の崩壊する掘削深度 ($d=240\text{mm}$) に至るまで、初期緊張力の大きさに関わらず壁体の最大変位量に明確な違いが見られないことがわかる。図 24 は各ケースの張力の推移を示している。初期緊張力の導入量が小さいほど、アンカー設置後の張力の増加量が大きくなる。しかし、各アンカーの張力の最大値と最終掘削深度における値は、初期緊張力の大きさによらず、それぞれのアンカーにおける固有の値に収束することがわかる。すなわち、アンカーの長さや本数が定まれば、張力の極限値と残留の張力は決まり、初期緊張力はそれほど支保効果に違いを及ぼさないことがわかった。

一般的には、壁体の変位による大きな引張力が作用することでアンカー自体に変位が生じるため、それによる山留め壁への過大な変形の防止を目的として初期緊張力を導入している。本実験ではアンカーの剛性が高いため、アンカーが伸びることは考慮していない。そのため、異なる初期緊張力を導入することにより背面地盤の側圧が変化する

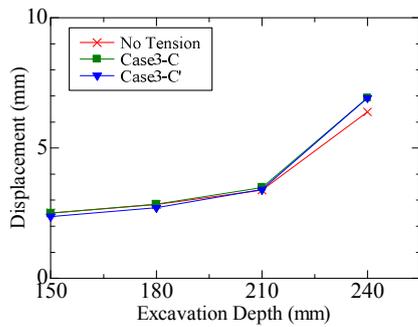


図 23 Case3-C における壁体の最大変位量
(初期緊張力の違い)

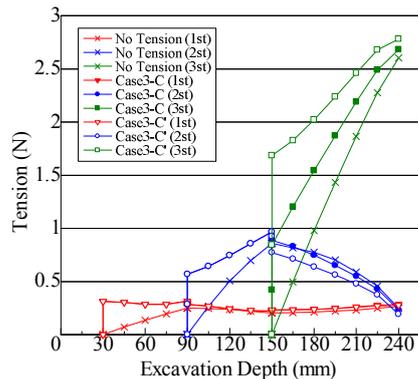


図 24 Case3-C における張力の推移
(初期緊張力の違い)

ることが考えられる。しかし、実験や数値解析で得られた結果から、今回行った実験条件の範囲内では、アンカーが引張に対して即座に剛性を発揮できるよう設置されていれば、初期緊張力の多寡は山留めの支保効果に必ずしも影響しないことがわかった。

4. 結論

本研究では、グラウンドアンカーを用いた山留め掘削において、アンカーの効果的な適用方法とその支保メカニズムについてアンカーの長さや本数、傾角、初期緊張力及び山留め壁の根入れ長を変化させた 2 次元模型実験と数値解析を実施した。その結果から得られた知見を以下に示す。

(1) 想定されるすべり面に対して十分な長さのアンカーを設置することで支保効果が得られ、特に下段のアンカーを長く設置することで効果的な支保効果が得られる。これは、掘削に伴って山留め壁が大きくはらみ出す深度に設置するアンカー長が山留め支保機構に対して特に重要であることを示しており、壁体の変位モードを勘案して変位が大きくなる箇所には十分な長さのアンカーを設置することで山留めの効果的な支保効果が得られる。

(2) アンカーの本数に関して、アンカーが短い場合でも適切な間隔でアンカーを設置することで、支保効果が得られることがわかった。ただし、壁体が大きくはらみ出す地表面からの深さ（本実験では 150mm）におけるアンカーの引抜抵抗が重要であることから、その深さにおける設置間隔を小さくすることで、より高い支保効果が得られるものと

考えられる。

(3) 山留め壁の根入れ長が長いことは、必ずしも明確な支保効果が得られるとはいえない。したがって、壁体の変位モードを勘案してむしろアンカーの長さや設置間隔を適切に組み合わせることがより重要である。

(4) 明確に支保効果が得られるアンカーの設置パターンにおいて、水平に近い傾角でアンカーを設置することで山留め壁や地盤の変形が抑制される。ただし、本検討では均質な砂地盤を想定しており、実現場において地盤に対するアンカー体の引抜抵抗を勘案してアンカー長や傾角を設定する必要があることに注意されたい。

(5) アンカーに導入する初期緊張力の大きさによって、山留めの支保効果に明確な違いは見られない。ただし、本実験ではアンカーをピアノ線でモデル化しており、その剛性は非常に大きいため、アンカー自体の変位（伸び）は考慮していない。

(6) 数値解析は実験の結果をよく模擬しており、地盤材料の力学特性を適切にモデル化した数値解析が山留め、アンカーおよび周辺地盤の応答を予測する有用なツールになることが示された。

また著者らは、本稿と同様の手法の 2 次元模型実験と数値解析を用いて、切梁式山留め掘削に関する周辺構造物との相互作用や地盤の挙動についての検討を行っている⁷⁾。切梁式山留め掘削においても、解析結果は実験をよく模擬しており、本数値解析は種々の山留め掘削について地盤の変形・破壊挙動を予測する有用なツールとなることが示された。今後は、実地盤のスケールにおける数値解析を実地盤の物性を変化させ、実地盤に対応した数値解析を行なうことで、山留め掘削に伴う地盤の変形とグラウンドアンカーの相互作用メカニズムの解明と、本稿で得られたより効果的なグラウンドアンカーの適用方法についての具体的な検討を行う予定である。

参 考 文 献

- 1) 社団法人地盤工学会, グラウンドアンカーの調査・設計から施工まで, pp.158-217, 1997
- 2) Nakai, T. *S&F*, 25(3), pp.98-112, 1985.
- 3) Nakai, T. & Hinokio, M., *S&F*, 44(2), pp.53-70, 2004.
- 4) 佐々木俊平, 住吉卓, 廣島実, 杉本孝雄, 支保工形式が異なる土留め連壁の挙動比較, 基礎工, 36(2), pp.47-51, 2008
- 5) 社団法人地盤工学会, グラウンドアンカー設計・施工例, pp.38-46, 2004
- 6) 加藤ら, グラウンドアンカーによる山留め支保メカニズムに関する 2 次元モデル実験, 中部地盤工学シンポジウム, pp.129-134, 2010
- 7) 上谷泰高, 加藤盛大, 中井照夫, H.M.Shahin, 菊本統, 張鋒, 山留め掘削が近接構造物に及ぼす影響, 第 45 回地盤工学会全国大会, 2010.