

都市部山岳工法の現状と上半支保工脚部下の地盤改良による沈下抑制効果の解明

東亮太¹・林久資¹・長谷川昌弘²・吉岡尚也²

¹学生会員 大阪工業大学 大学院 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)
E-mail:ryota@civil.oit.ac.jp

²正会員 大阪工業大学 工学部 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)

近年，都市部山岳工法によるトンネル施工が増加している．このような施工では地上の構造物やライフラインへの影響を最小限に抑えることが重要である．そこで，都市部山岳工法の現状を調査した結果，周辺の構造物に影響を及ぼすことなく施工するためには，補助工法の併用が欠かせないことが判明した．ここでは，種々な補助工法のうちの脚部補強に着目し，この補助工法がトンネル掘削時に地表面などに与える影響や地山条件に応じた補助工法の作用効果などを把握することを主な目的とし，三次元数値解析による定性的な検討を行った．その結果，トンネル施工時に脚部補強を行うことで地表面沈下量や切羽の限界せん断ひずみを抑制できることがわかった．

Key Words : NATM , numerical analysis, soil reinforcement, ground level subsidence

1. 研究目的

都市部における軟弱な地山条件下でも山岳工法に補助工法を併用することによって，掘削・構築が可能となった．しかし，都市部のような地山条件下でトンネルを施工する際は，地上の構造物やライフラインに与える影響を最小限に抑えなければならないため，補助工法の併用が不可欠である．そこで，補助工法のうちの脚部補強に着目し，その中でも上半支保工脚部下の地盤を補強した工法を取り上げた．そして，この補助工法が地表面沈下や上半脚部沈下，切羽の限界せん断ひずみに与える影響と，どのような地山条件下で用いた補助工法が効果を発揮するのかを数値解析的に解明することとした．

2. 都市部山岳工法の現状

ここでは，過去約10年間の既往の文献^{例えば1) 2)}より都市部山岳工法の現状を調査した．その結果を，図-1から図-4にまとめた．図-1は土かぶりに対するトンネル事例数を示している．この図より，多くのトンネルが土かぶり20m以下で施工されていることがわかる．このように，土かぶりが20m以下で施工する場合はグラウンドアーチが形成されにくく，地表面の傾斜による偏圧や表層の堆積

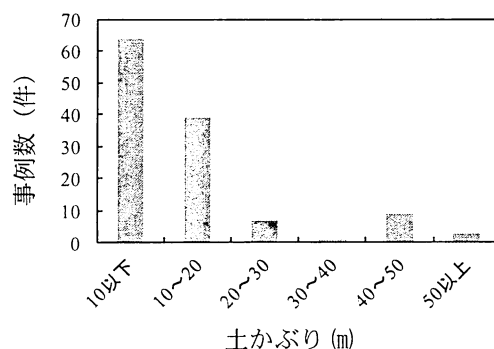


図-1 土かぶりに対するトンネル事例数

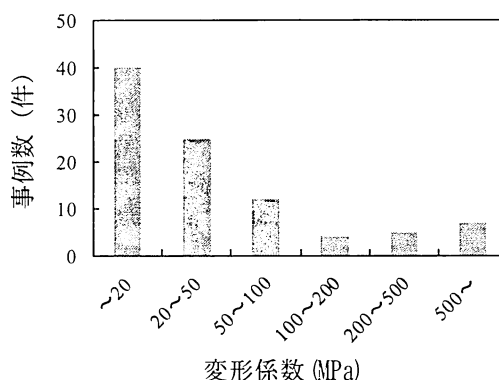


図-2 地山の変形係数に対するトンネル事例数

物などがトンネル掘削に影響を及ぼすと考えられる。また、地表面沈下は土かぶり比（土かぶり/トンネル径）が小さくなると増加する傾向にあることが判明している³⁾。換言すれば、土かぶりが浅いトンネルを施工するためには、既存の構造物への影響を最小限にするための沈下対策が必要となる。

図-2は地山の変形係数に対するトンネル事例数を示している。変形係数が100MPa以下での施工事例が多くを占めている。Deer⁴⁾は、変形係数Dと一軸圧縮強度 σ_c の間に $D=200\sigma_c\sim500\sigma_c$ の関係があることを指摘している。したがって、一軸圧縮強度は $\sigma_c=0.5\sim0.2\text{MPa}$ になることから、土に近い地山でトンネルが施工されていることが推察される(Bieniawski⁵⁾)。

図-3は地上の対象構造物に対するトンネル事例数を示している。民家・住宅や道路が多く存在していることがわかる。このような条件下では従来、開削工法やシールド工法が採用されていたが、近年では断面の自由度や曲線の施工地質への対応性などから都市部山岳工法による施工が増えている。

図-4は補助工法の使用目的に対するトンネル事例数である。天端安定や鏡面安定、脚部安定と多くの補助工法が採用されていることから、都市部山岳工法では適切な補助工法を採用することが重要であることがわかる。

このように、都市部山岳工法の現状は土かぶりが浅く、変形係数が小さい条件下で施工されている場合が多く見られる。さらに、都市域であることから地上には多くの構造物が存在するため、地上への影響を最小限に抑制しなければならないなど、トンネルを構築するためには非常に厳しい条件であると言える。そのため、多くの補助工法が採用されているものと考えられる。しかし、補助工法の効果が十分に解明されていないこともあり、地山条件などに応じた補助工法を選択する必要がある。

3. 解析概要

(1) 解析領域と境界条件

都市部山岳工法の現状の調査結果の図-1より、土かぶりが20m以下の施工事例が多くを占めていたため、解析に用いたトンネルの土かぶりは20mと設定した。トンネルインバートより下部は30m、横断方向は50m、奥行方向は100mとなる領域に設定した。境界条件は、地山側面は横断方向、前面と背面は縦断方向、底面は上下方向に拘束し、地表面は自由と設定した。

(2) 入力定数の設定と力学モデル

都市部山岳工法の現状の調査より、粘着力cと内部摩擦

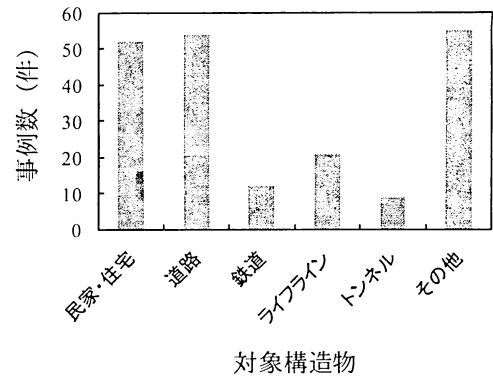


図-3 地上の対象構造物に対するトンネル事例数

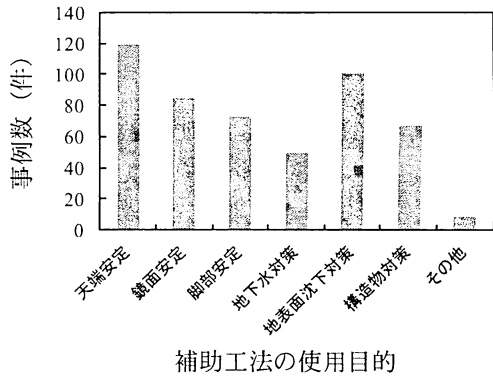


図-4 補助工法の使用目的に対するトンネル事例数

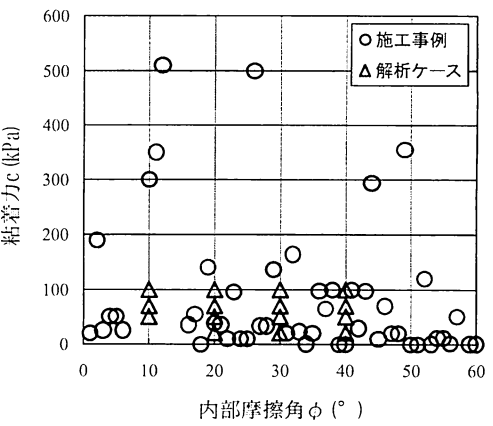


図-5 土砂地山における c と φ の関係

表-1 解析ケース

解析ケース	粘着力 c (kPa)	内部摩擦角 φ (°)
1	50	10
2		20
3		30
4		40
5	70	10
6		20
7		30
8		40
9	100	10
10		20
11		30
12		40

角 ϕ の関係を調べた。図-5は縦軸に粘着力 c 、横軸に内部摩擦角 ϕ をとり、この2つの定数の関係を示したものである。この図のプロットから粘着力 c の多くが100kPa以下に、内部摩擦角 ϕ の多くが40°以下に集中していることがわかる。したがって、地山の強度特性である粘着力 c は50kPa・70kPa・100kPaの3種類に、内部摩擦角 ϕ は10°・20°・30°・40°の4種類に設定した。この粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を解析ケースとしてまとめたものが表-1である。

地山の変形係数 D は、図-2より100MPa以下での施工事例が多くを占めていたので、 $D=100\text{MPa}$ と設定した。改良部分の強度定数については、既往の文献¹⁾を参考に変形係数 D は地山の20倍の $D=200\text{MPa}$ とし、粘着力 c は各々の解析ケースについて150kPaに増加するものとした。内部摩擦角については増加しないものとした。

側圧係数については、図-6の側圧係数と土かぶりの関係より設定した。図-6において土かぶりが70m以下の場合、側圧係数は土かぶりに依存していることがわかる。土かぶりは20mを想定しているため、解析モデル全体でも深さ方向に60mである。そのため、深度によって側圧係数を変更することが合理的であると考えられる。そのため、側圧係数は図-6の中央値を参照し、深度10mおきに図-7のように設定した。

支保部材である吹付けコンクリートはコンクリート標準示方書⁶⁾や文献⁷⁾より、鋼製支保工はトンネル標準示方書より⁸⁾、設定した。地山の力学モデルは、完全弾塑性体とし降伏の判定にはモール・クーロンを用いた。支保部材については、鋼製支保工はビーム要素、吹付けコンクリートについてはシェル要素でモデル化を行った。

(3) 解析に用いた工法

ここでは、図-4の脚部安定に着目し、上半支保工脚部下の地盤改良を補助工法として採用した。解析に用いた工法を図-8の(a)(b)に示す。トンネルの断面形状は、道路トンネルのD_{II}タイプを採用した。図-8の(a)は、補助工法なしのベンチ長10mのショートベンチカット工法、(b)は(a)の工法の上半支保工脚部下の地盤を改良した工法である。ただし、改良体の形状については縦1m×横2m

表-2 入力定数

地 山	弾性係数(kPa)	1.0×10^5
	ポアソン比	0.3
吹付け コンクリート	弾性係数(kPa)	3.4×10^6
	ポアソン比	0.2
	吹付け厚(cm)	20
鋼製支保工	ヤング率	2.1×10^5
	断面積(cm ²)	63.5

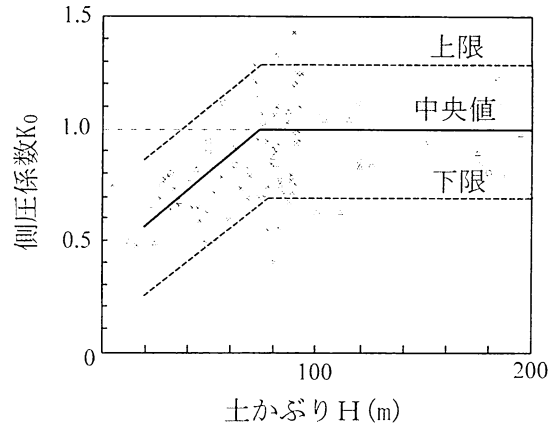


図-6 側圧係数と土かぶりの関係

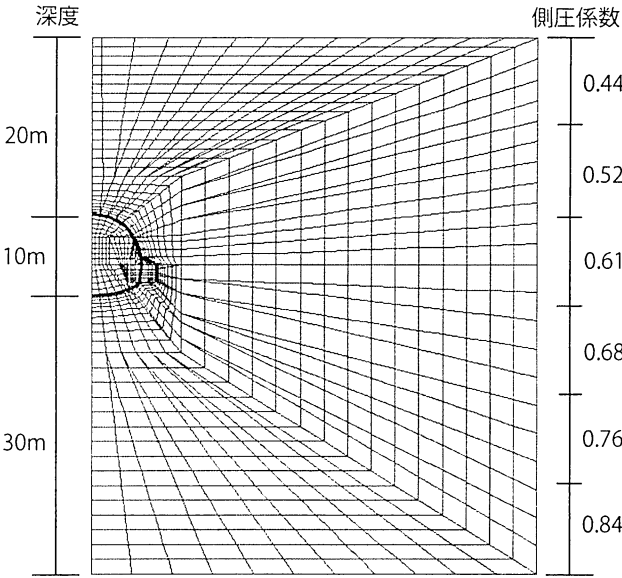


図-7 土かぶりごとの側圧係数

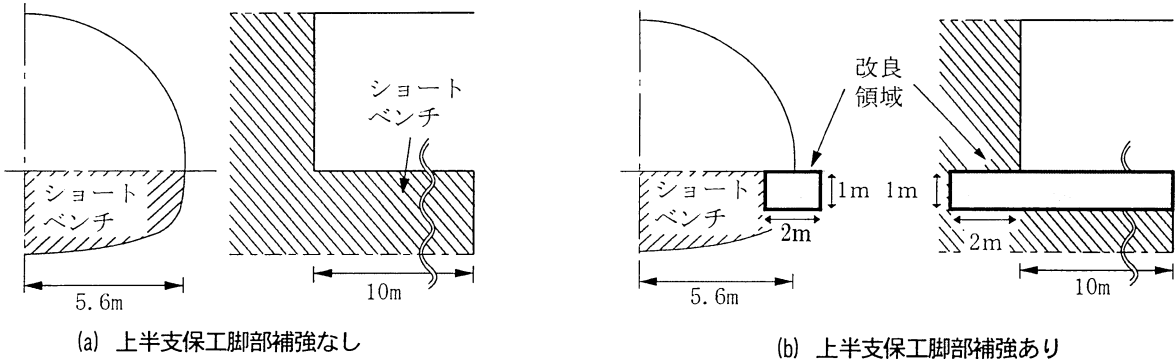


図-8 解析に用いた工法

の長方形断面とし、切羽進行に伴って1m先行して改良することとした。これは、文献⁹⁾を参考にし脚部ウレタン注入や脚部ジェット工法による改良を想定している。

(4) 解析手順
解析は実現場でのトンネル施工法を考慮し、ステップ1で地山の初期応力解析を行い、ステップ2以降トンネルを70mまで1mずつ掘削を行った。また、鋼製支保工と吹付けコンクリートは、ずり処理などの作業で支保工の施工が若干遅れることを考慮し一問遅れで施工されるものとした。なお、改良体については、既往の文献⁹⁾を参考に1m先行して行った。

4. 解析結果と考察

ここでは、上半支保工脚部の地盤を補強することによって、トンネルにどのような影響が表れるかを把握するために、上半支保工脚部の沈下量、地表面沈下量、切羽の限界せん断ひずみについての結果と考察を述べる。

(1) トンネル掘削後の上半支保工脚部の沈下量

図-9～図-11はトンネルを70mまで掘削後の坑口より20m地点における上半支保工脚部の沈下量と内部摩擦角の関係を示している。図-9は地山の粘着力 c が50kPaの場合、図-10は70kPaの場合、図-11は100kPaの場合である。

図-9に着目すると、地山の内部摩擦角 ϕ が10°の場合は上半支保工脚部下の地盤を補強することによって、沈下量が約25mm抑制されていることがわかる。一方、地山の内部摩擦角 ϕ が20°以上になると補強による沈下抑制効果は少なくなる。

次の図-10では、地山の内部摩擦角 ϕ が10°で約10mmの沈下抑制効果があるが、内部摩擦角 ϕ が20°を超えると沈下抑制効果は見られない。また、図-11においては地山の内部摩擦角 ϕ に関わらず沈下抑制効果は見られない。

以上より、地山の粘着力 c が50kPaと70kPaで、かつ内部摩擦角 ϕ が10°の場合において沈下を抑制する効果が表れたのは、上半支保工脚部を補強したことにより脚部地盤の耐荷力が増加したためであると考えられる。一方、地山の粘着力 c が100kPa程度になると、補強による沈下抑制効果が現れにくくなるものと考えられる。

(2) トンネル掘削後の地表面沈下量

次に、地表面沈下量について考察する。図-12～図-14はトンネルを70mまで掘削後の坑口より20m地点における、最大の地表面沈下量を示している。

図-12の地山の粘着力 c が50kPaの場合に着目する。内部

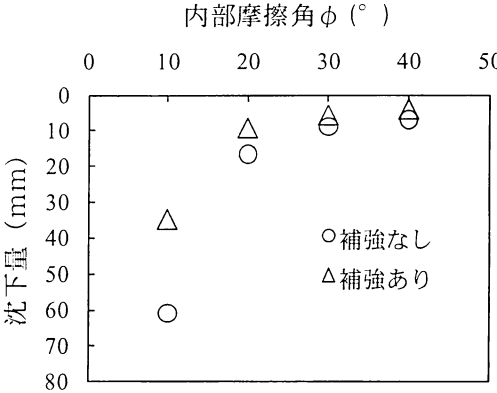


図-9 上半脚部沈下量 (c=50kPa)

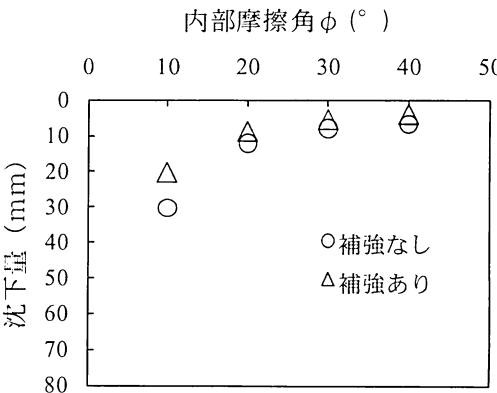


図-10 上半脚部沈下量 (c=70kPa)

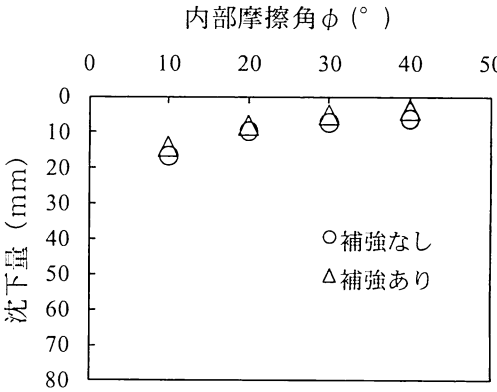


図-11 上半脚部沈下量 (c=100kPa)

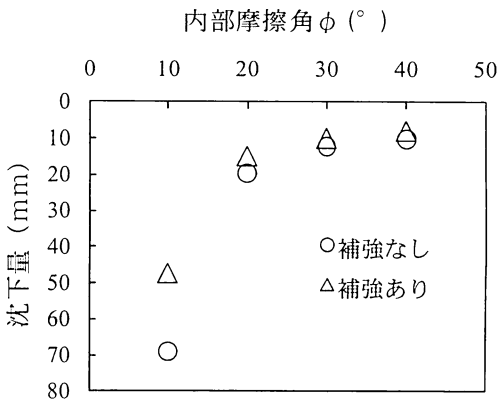


図-12 地表面沈下量 (c=50kPa)

摩擦角 ϕ が 10° の場合で約20mmの沈下抑制効果が表れている。沈下を抑制できた要因としては、上半支保工脚部を補強することによって支保工にかかる荷重を支保工脚部が効率的に支えることにより沈下が抑制されているものと考えられる。一方、内部摩擦角が 20° 以上になると沈下抑制効果は見られない。これは図-13に示した地山の粘着力 c が70kPaの場合も同等の傾向を示し、内部摩擦角 ϕ が 10° の場合には約10mmの沈下抑制効果が見られるが、 20° 以上になると沈下抑制効果は見られない。

次に図-14の地山の粘着力 c が100kPaになると、内部摩擦角 ϕ にかかわらず沈下抑制効果は見られないのは、地山の粘着力が増加したため補強による沈下抑制効果が現れにくくなったものと考えられる。また、地表面沈下量は、補強なしで掘削したときの沈下量が約20mm以下になると、補強による沈下抑制効果は表れなくなる。

地表面沈下の許容値については、地滑り地帯など特殊な例を除いて道路や学校などで、最大50mmであることが文献¹⁰⁾より示されている。今回の結果で地山の粘着力 c が50kPa、内部摩擦角 ϕ が 10° の場合については約70mmの沈下量が50mm以下に抑制されている。この条件については沈下抑制効果が大きく表れており、補助工法の有効性が認められる。

また、都市部山岳工法の現状でも述べたように、地表面沈下は土かぶり比と密接な関係があり、実測された地表面沈下量の範囲を土かぶり比との関係³⁾で示したものが図-15である。土かぶり比が減少していくと、地表面沈下量が増加していることがわかる。さらに、土かぶり比が2.5より小さいトンネルでは50mmを超える地表面沈下量が増加し施工面で難渋したことが推察される。一方、今回の解析の土かぶり比は2.0となるため、解析から得た地表面沈下量をプロットすると図-15のようになり、両者に対応が認められる。

(3) 切羽の限界せん断ひずみ

切羽の安定性を検討するため、限界せん断ひずみに着目した。図-16は櫻井ら¹¹⁾によって示された限界せん断ひずみと一軸圧縮強さの関係である。ここでは、林ら¹²⁾がこの図に加筆したレベルⅠからレベルⅢに基づき切羽の安定性を検討する。林ら¹²⁾は、レベルⅠの範囲は直ちに切羽が崩壊する危険性は少ないが、レベルⅡの範囲は切羽を長時間放置する場合には注意が必要な段階になり、レベルⅢの範囲は切羽の安定性を保つためには、補助工法が必要になることを指摘している。

図-17はトンネルを70mまで掘削後の縦断方向の切羽のせん断ひずみについて示したものである。ただし、上半支保工脚部の地盤を補強することにより沈下抑制効果が大きく表れた地山の粘着力 c が50kPa、内部摩擦角 ϕ が

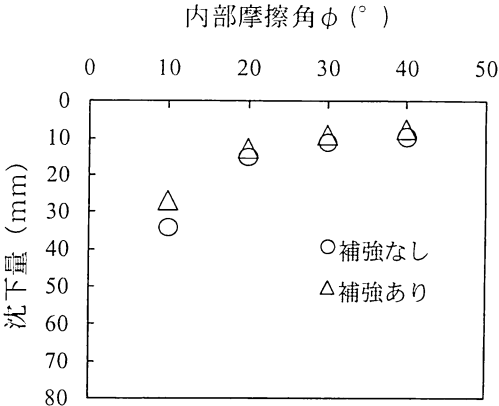


図-13 地表面沈下量 ($c=70\text{kPa}$)

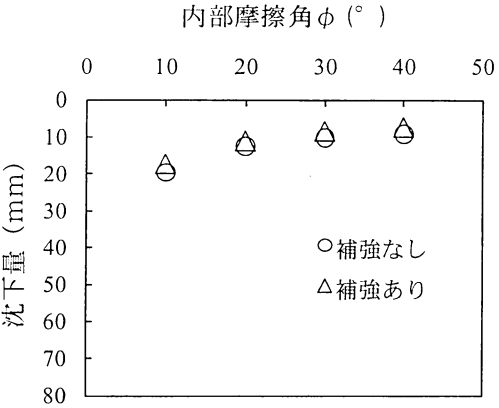


図-14 地表面沈下量 ($c=100\text{kPa}$)

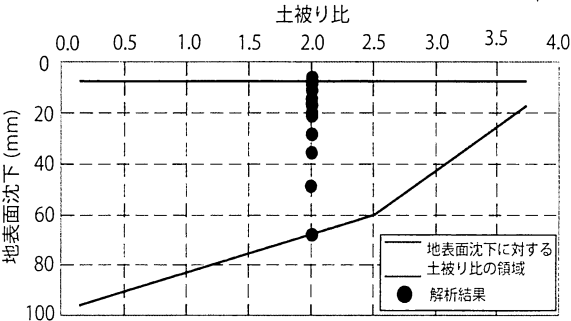


図-15 地表面沈下と土かぶり比の関係

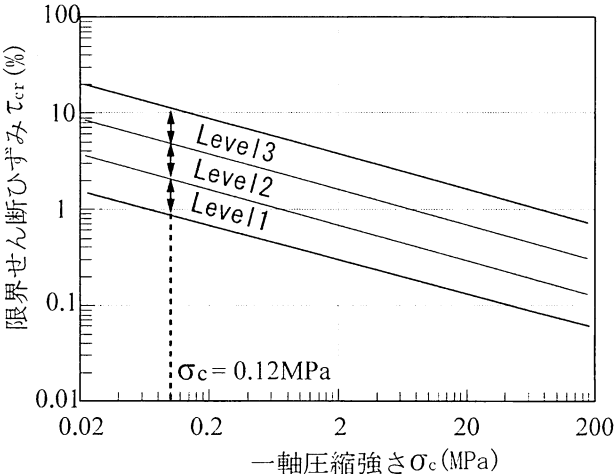


図-16 限界ひずみと一軸圧縮強さの関係

10°の場合のみを示している。

改良なしの結果に着目すると、レベルⅡ、Ⅲの領域は見られないがレベルⅠの領域は切羽前方3.4mまで広がっている。次に、上半支保工脚部の補強を行った結果に着目すると、この場合もレベルⅡ、Ⅲの領域は見られない。レベルⅠの領域については、切羽前方2.7mまで広がっているが、補強することによってレベルⅠの範囲が減少していることがわかる。これは、切羽進行に伴って1m先行し補強を行ったため切羽前方の限界せん断ひずみの広がりが抑制されたものと考えられる。

5. まとめ

補助工法の効果の把握と地山条件に応じた効果を把握するため、三次元数値解析を行った結果、以下のことがわかった。

- 1)粘着力と内部摩擦角が小さい地山では、支保工脚部の地盤を改良することにより地表面沈下の抑制が顕著に表れる。
- 2)一方、粘着力が大きい地山では内部摩擦角によらず支保工脚部の地盤を改良による沈下抑制効果はなくなる。
- 3) 支保工脚部地盤の改良を行うことによって切羽前方に生じる限界せん断ひずみの範囲が抑制される。

なお、地山の強度特性に関する定数を決定するにあたり、株式会社鴻池組の山田浩幸氏に有益な助言を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1) 中尾次生, 関本宏, 居相好信, 西野健一郎: 住宅密集地下・含水未固結地山を掘る 神戸市高速道路2号線 長田トンネル, トンネルと地下, vol.35,no.2,pp119-30,1999.

2) 岩田充功, 福家佳則, 萩原智寿, 横尾敦: 都市部における低土被り土砂NATMの施工と計測, トンネル工学論文集第10巻,pp101-106,2000.

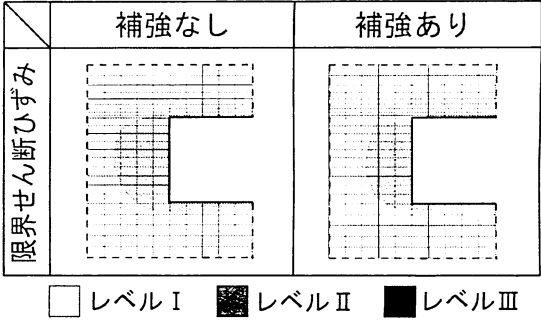


図-17 切羽のせん断ひずみ (c=50kPa φ=10°)

3) 土木学会トンネル工学委員会: 山岳トンネルの補助工法, pp.29, 2009.

4) Deer, DV : Geological consideration, Rock Mechanics in Engineering Practice, 1986.

5) Bieniawski, Z.T : Rock mechanics design in mining and tunneling, BALKEMA, p.100, 1984.

6) 土木学会コンクリート委員会: コンクリート標準示方書〔設計編〕, pp.17-40, 1997.

7) 土屋敬: トンネル設計のための支保と地山物性に関する研究, 土木学会論文集, No.364/Ⅲ-4, pp.31-40, 1985.

8) 土木学会トンネル工学委員会: トンネル標準示方書〔山岳工法〕・同解説, pp.84-86, 2006.

9) 三島功裕, 倉持秀明, 福家佳則, 伊藤邦彦: 大断面近接土砂めがねトンネルに挑むアンブレラ工法, 土と基礎, pp23-26, 1994.

10) 熊谷 幸樹, 木梨 秀雄, 井浦 智実, 高橋 浩, 進士 正人: 山岳トンネルにおける地表面沈下の許容値について平成22年度全国大会第65回年次学術講演会, pp.109-110, 2010.

11) 櫻井春輔, 川嶋幾夫, 大谷達彦, 松村真一郎: トンネル安定評価のための限界せん断ひずみ, 土木学会論文集 No.493/Ⅲ-27, pp158-188, 1994.

12) 林久資, 青木一男, 吉岡尚也: 核残しを併用したときの押し出し地山におけるトンネル周辺挙動, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学) 特集号 (投稿中) 2010.

THE CONTROLE OF GROUND LEVEL BY TUNNEL FOOT AREA REINFORCEMENT

Ryota AZUMA, Hisashi HAYASHIT, Masahiro HASEGAWA, and Hisaya YOSHIOKA

As a result of investigating the state of mountain tunneling, it turned out that using of the auxiliary methods was indispensable. Here, the three-dimensional numerical analysis was carried out to make clear the tunnel behavior by the tunnel foot area reinforcement. As a result, it has been understood to be able to control the amount of the ground level subsidence and the shear strain in the tunnel face by reinforcing the tunnel foot area when the tunnel is constructed.