

盛土地山に施工した小土かぶりトンネルの 力学挙動特性

Mechanical behavior of shallow overburden tunnel excavated in embankment

山本恭二¹・八木田茂生²・楠本 太³

Kyouji Yamamoto, Shigeo Yagita and Futoshi Kusumoto

¹国土交通省 四国地方整備局 徳島河川国道事務所 (〒770-0803 徳島県徳島市上吉野町3-35)

²正会員 清水建設株式会社 四国支店 土木部 (〒760-8533 香川県高松市寿町2-4-5)

E-mail:s.yagita@shimz.co.jp

³正会員 清水建設株式会社 土木技術本部 地下空間統括部 (〒105-8007 東京都港区芝浦1-2-3)

The Hokke tunnel accommodates a four lane highway consisting of two parallel tunnels which pass right beneath a park. The total tunnel length of 627m includes a 227m long part that is driven in fill embankment with an overburden no deeper than 3m. For that reason, the tunnel was excavated in combination with the side drift advancing method accompanied by auxiliary methods.

Consequently, the following results were obtained: 1) the proposed excavation methods ensured tunnel construction in fill embankment; 2) long fore-piling and long face bolts effectively facilitated stabilization of a tunnel face and control of ground deformation ahead of the tunnel face.

Key Words : *fill embankment, small overburden, side drift advancing method, long fore-piling, long face bolts*

1. はじめに

盛土地盤に最小土かぶり 3mの 4 車線めがねトンネルを計画し、動態計測を行いながら、先行する下り線を施工した。このトンネルの終点側は、地表建物に近接し、これらを供用しながら公園施設直下を通過する施工制約を受け、地耐力不足地山でのトンネル支保構造体の安定確保、周辺環境への掘削影響の抑制、安全、確実な施工方法の選択が主な課題であったが、無事、通過できた。

本論文では、盛土地盤に施工した小土かぶりトンネルの支保構造と施工方法およびこれによる力学挙動特性について報告する。

2. 工事概要

一般国道192号徳島南環状道路法花トンネル¹⁾は、徳島県文化の森総合公園の直下を通過する4車線の双設道路トンネルである。トンネル延長は627mで、この内の約40%に相当する終点側の227mは、小土か

ぶり盛土地盤であり、側壁導坑先進工法のめがねトンネルである。本工事は、この区間とこの以奥のショートベンチカット工法、起点側坑口部の中央導坑先進工法区間からなる下り線工事である(写真-1)。



写真-1 終点側坑口全景

3. 地質と地形概要

古生代～中生代の三波川帯に属し、泥質結晶片岩が主体に分布する。終点側坑口部めがねトンネル区

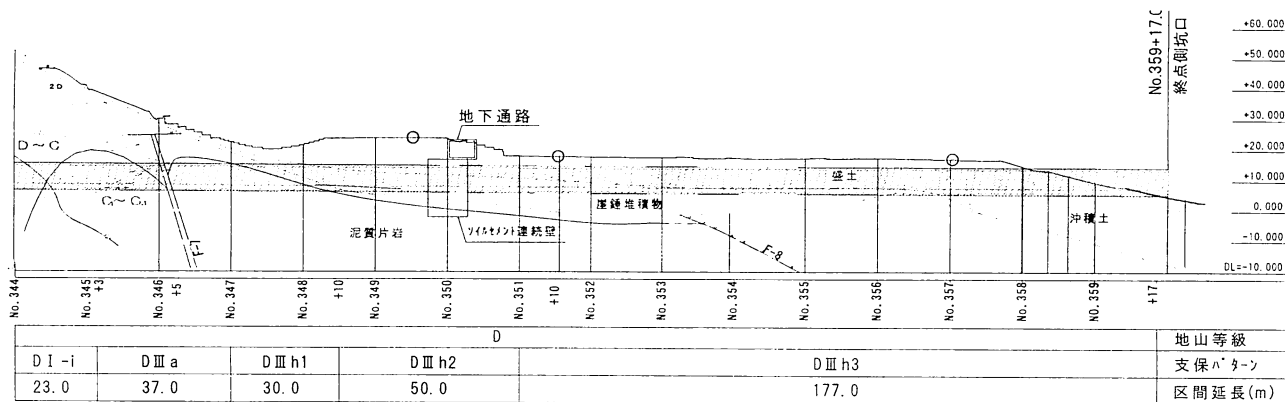


図-1 地質縦断面図（終点側小土かぶり盛土区間）

間では、約20年前に造成した盛土層と旧地形の崖錐堆積物が10～20mの層厚で分布する（図-1）。盛土と崖錐層の性状に差異はなく、N値が10～15程度のシルト混じり砂礫である。到達地点である起点側坑口部は、地すべり地形をなす。トンネル中央付近の約200m間には、地山強度比が1を下まわる大規模で脆弱な破碎帯が分布する。トンネル全延長をとおして、切羽集中湧水はない。

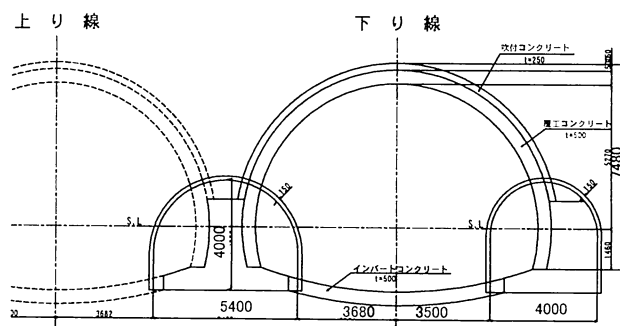


図-2 トンネル構造概要（D III h3）

4. 支保構造と補助工法

小土かぶり盛土区間の中央導坑と下り線側壁導坑および本坑のトンネル構造概要と支保構造仕様は、図-2、表-1に示す。また、地表への掘削影響抑制と確実な施工の確保から、補助工法として、鏡吹付けと注入式長尺先受け工のトレヴィチューブ工法および注入式長尺鏡補強工を採用する（表-2）。

表-1 トンネル支保構造仕様

項目	中央・側壁導坑		本坑		
断面区分	D III h2	D III h3	D III h1	D III h2	D III h3
区間延長	50m	177m	30m	50m	177m
土かぶり厚	12m	7m	8m	8m	3m
1掘進長	1.00m		1.00m		
吹付け厚 (圧縮強度)	15cm (18N/mm ²)		25cm (18N/mm ²)		
鋼製支保工	H-150		H-200		

5. 盛土区間の施工方法

未固結状盛土地盤に施工する小土かぶりトンネルでは、トンネル掘削時のグランドアーチ形成によるトンネル支保構造体の自立安定確保は困難である。トンネル底盤部に盛土やシルト混じり砂礫層が出現すると、支持力が不足し、トンネル掘削時に、過大で有害な変位が発生し、トンネル支保構造体は不安定になり地表施設に悪影響がおよぶなどが危惧された。このため、導坑掘削を先行させ、この中で地盤の地耐力を原位置試験で確認し、不足分の支持力は脚部補強工で補うことで本坑掘削時トンネル支保構造体の力学的安定を確保することにした。

これらのことを考慮し、図-3に示すように、坑口D III区間施工フローに基づいて施工した。中央導坑と側壁導坑は、全断面機械掘削の同時施工である。本坑は、導坑コンクリート完了後に、上半断面を機械

表-2(1) 導坑補助工法仕様

先受け工	・注入式FP (L=3m) 10.5, 8.5 本/断面 (7-チ120°, p=600) ・注入材：シリカゼン (10kg/m/本)
鏡補強工	・鏡吹付け (t=10cm) ・長尺鏡ボルト (φ76, t=6, L=12.5m) 13, 9 本/断面 (半径×周, p=1.0m) ・注入材：モルタル系 (12.25 ㎏/m/本)

表-2(2) 本坑補助工法仕様

先受け工	・トレヴィチューブ (φ139.8, t=11.1, L=14.0m) 27 本/断面 (7-チ120°, p=450) ・注入材：シリカゼン (10kg/m/本)
鏡補強工	・鏡吹付け (t=10cm) ・長尺鏡ボルト (φ76, t=6, L=14.5m) 32 本/断面 (半径×周, p=1.0m) ・注入材：モルタル系 (12.25 ㎏/m/本)
1シフト長	11.00m

掘削する。インバート工は導坑DⅢh3, DⅢh2区間とDⅢh1, DⅢa区間下半掘削後に、坑奥側から施工する。

6. 計測工概要

(1) 導坑と本坑

支保構造仕様の照査およびトンネル挙動特性の把握を主目的として、計測工 A, B を実施する。計測工 A 断面は、トンネル進行方向 10m 間隔に設け、1 断面当たり測点数は 5 点とし、三次元自動測量・計測システムを用いて、吹付けコンクリート表面に取り付けた測点の鉛直、水平方向変位を 12～24 時間毎に自動測定する。計測工 B 断面は、支保部材応力測定を基本とし、本坑土かぶり 3m の No. 357+00 と土かぶり 8m の No. 349+10、地下連絡通路前面の No. 351+00 の 3 断面を設ける（図-4）。計測工 B 計器配置概要は、図-5 に示す。吹付けコンクリート応力測定は、最小読取 0.1N/mm^2 のコンクリート有効応力計を使用する。鋼製支保工応力測定は、最小読取 1×10^{-6} のひずみゲージである。

(2) 地表面

小土かぶり盛土区間の地表には、公園施設、広場、駐車場が配置されており、切羽通過後の地表は開放するので、トンネル掘削影響を定量的に把握、評価する必要がある。このため、地表面にトンネル軸方向 10m 間隔に横断方向 1 断面当たり 8 測点の計測断面を設け、立入禁止区域内の地表変位を三次元自動測量・計測システムを用いて自動測定する（図-6）。

7. 導坑掘削

(1) 施工状況

中央導坑切羽は、補助工法効果により、切羽の自立安定は確保でき、側壁導坑とともに、計画どおりの同時施工ができた。中央導坑底盤部に崩積土が現われ切羽湧水をともなう区間では、過大な地表沈下が発生し、延長約 60m 間は、吹付けコンクリートによる断面閉合で支保構造体の力学的安定を確保した。

(2) トンネル挙動特性

計測データは、導坑掘削が完了してから約 20 日後のものである。中央と側壁導坑のトンネル変位は、地表沈下とともに図-7 に示す。これらから、以下のことがわかる。

①地表面は、概ね-50～-80mm 沈下する。切羽湧水があり、底盤部が崩積土の中央導坑では、-100～

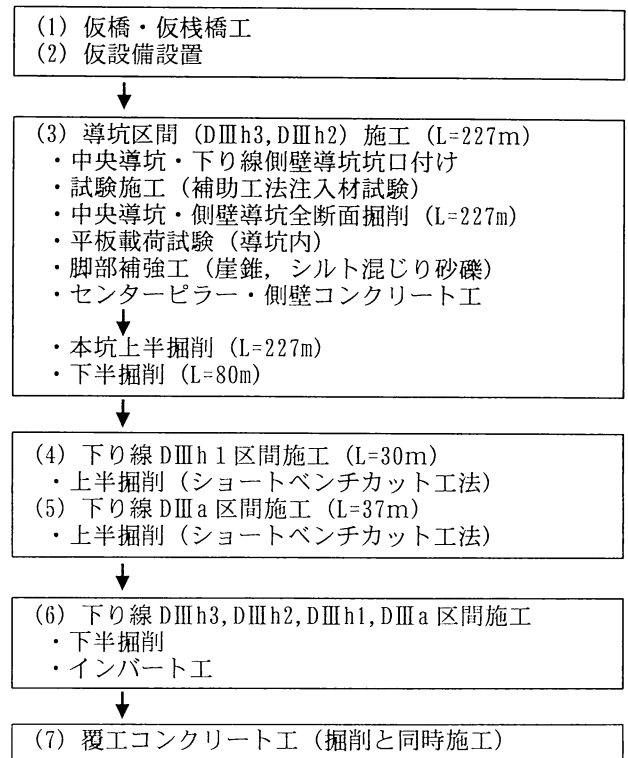


図-3 終点側坑口 DⅢ区間施工フロー

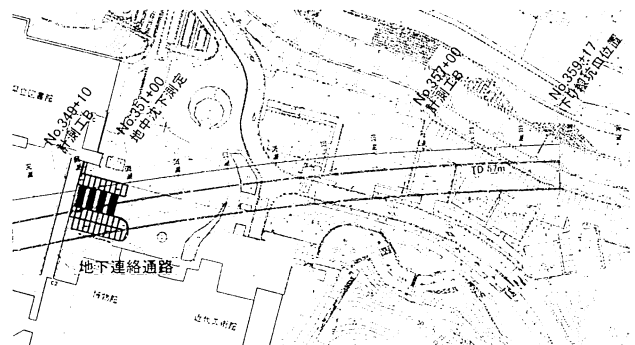


図-4 計測工 B 断面位置 (No. 349+10, No. 357+00)

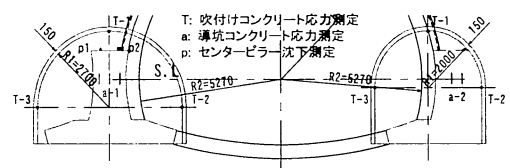


図-5(1) 導坑計測工 B 計器配置概要 (No. 357+00)

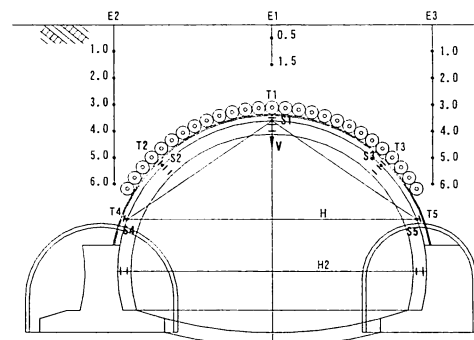


図-5(2) 本坑計測工 B 計器配置概要 (No. 357+00)

-150mm の最大沈下を記録した。

②天端沈下は、中央導坑で約-20~-60mm、側壁導坑で約-10~-30mm 沈下し、断面形状が縦長の側壁導坑の方が小さい。底盤部がD級岩になると、約-20mm以下と小さくなる。底盤部が崩積土で断面閉合した区間では、この効果が現われ-40~-50mm の天端沈下となるが、地表沈下は大きい。

③側壁導坑の内空変位量は、-2~-10mm内空側に変位する。偏平な中央導坑は、底盤部がD級岩になると、-1mm程度の内空側の変形モードで変位する。盛土や崩積土では、断面閉合の有無に関係なく、地山側に2~10mm程度広がる。

(3) 支保構造体の安定性

中央と側壁導坑の吹付けコンクリート軸応力は、図-8に示す。鋼製支保工軸力は、全軸力に対する吹付けコンクリート分担率とともに図-9に示す。この最大軸力からの換算土圧は、中央導坑について図-10に示す。これらから、以下のことがわかる。

①吹付けコンクリート軸応力の最大値は、土かぶり12mのDⅢh2に生じており、中央導坑で 3.3N/mm^2 、側壁導坑で 1.9N/mm^2 の圧縮であり、圧縮強度 18N/mm^2 の約1/5以下で安定する。

②鋼製支保工軸力の最大値は、中央導坑で247kN、側壁導坑で292kNの圧縮となり、力学的に安定する。

③中央導坑の吹付けコンクリートは、支保構造体に発生する軸力の50~65%，側壁導坑では40~60%を分担する。

④偏平な中央導坑では、鋼製支保工軸力は、導坑中心軸に対して左右対称になっており、天端部は左右両肩部の約80%以下である。

⑤断面形状が縦長の側壁導坑では、偏平な中央導坑に比べて、支保部材力は滑らかに分布し、発生応力レベルは低い。鋼製支保工は天端から両肩部にかけて、また左右SL付近の吹付けコンクリートは、高い圧縮を受ける。

⑥吹付けコンクリート軸力から換算した導坑作用土圧の最大値は、中央導坑の土かぶり7mで 89kN/m^2 、12mで 180kN/m^2 となり、盛土の単位体積重量を 18kN/m^3 とすると、土かぶり7mで5m、土かぶり12mで10m相当の土圧作用が推察される。

(4) 盛土地盤の挙動特性

中央導坑天端上部の盛土地盤内地中沈下は、図-11に示すように、切羽が計測断面位置通過時に、全沈下量の約80%が発生し、全ての深度で35~40mm沈下する。切羽が20m進むとほぼ収束し、45

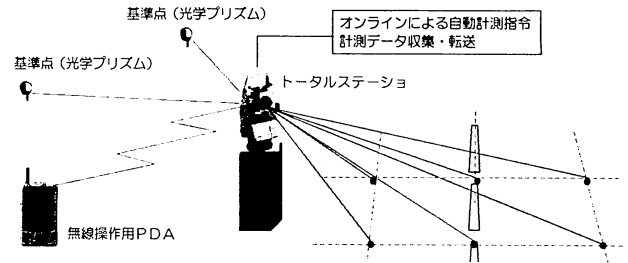


図-6 地表変位計測概要

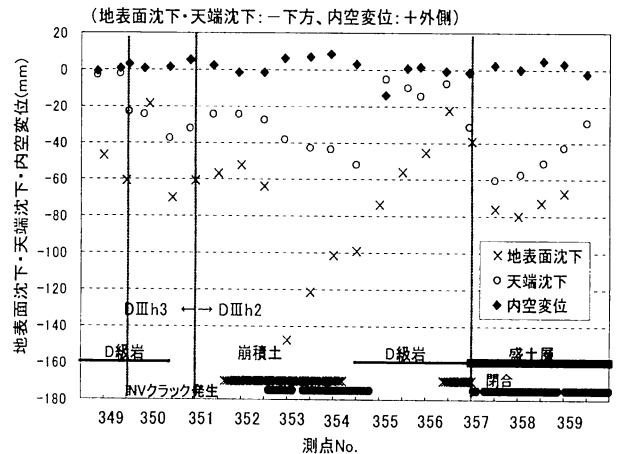


図-7(1) 地表沈下とトンネル変位 (中央導坑)

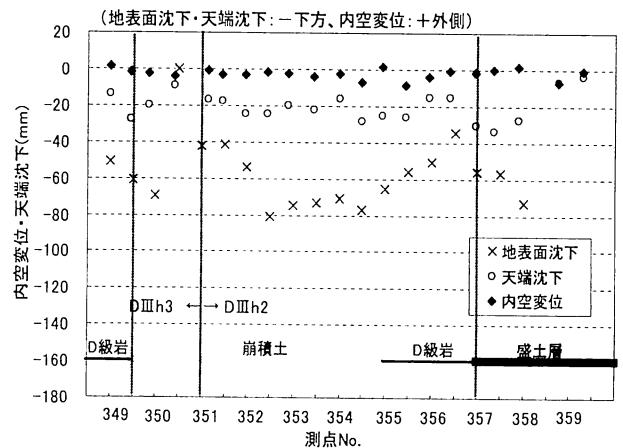


図-7(2) 地表沈下とトンネル変位 (側壁導坑)

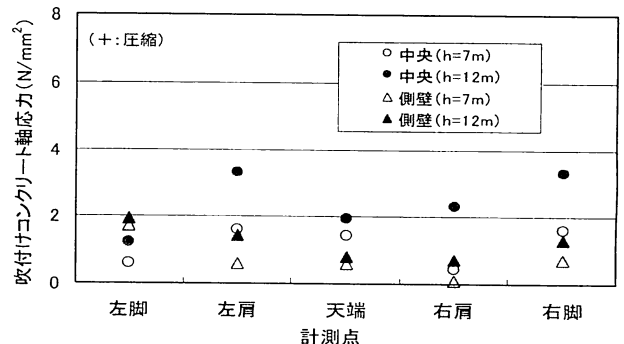


図-8 吹付けコンクリート軸応力

～55mm になる。導坑天端直上の 3m間は、圧縮される。

(5) 切羽前方への掘削影響

切羽前方約 8～18m位置から掘削影響は現われはじめ、最大 20mにおよぶが、底盤部地質との相関はみられない(図-12)。

(6) 先行挙動特性

中央導坑切羽通過時の地表沈下は、底盤部地質が盛土、D 級岩では約-30mm、崩積土では約-50mm 沈下する。また、D 級岩では、切羽通過時に、全沈下量の約 55～75%が発生する。盛土部では、切羽通過時に約 20～45%、崩積土では約 35～50%が発生する(図-13)。

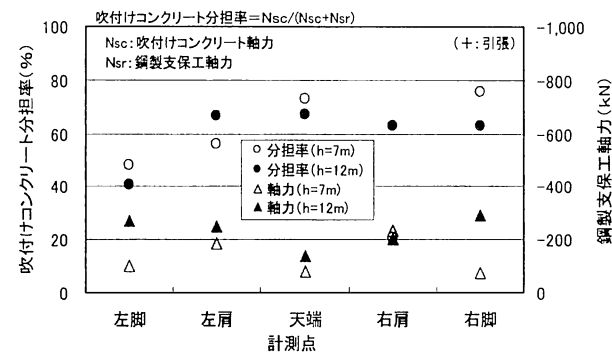


図-9(1) 吹付けコンクリート分担率 (中央導坑)

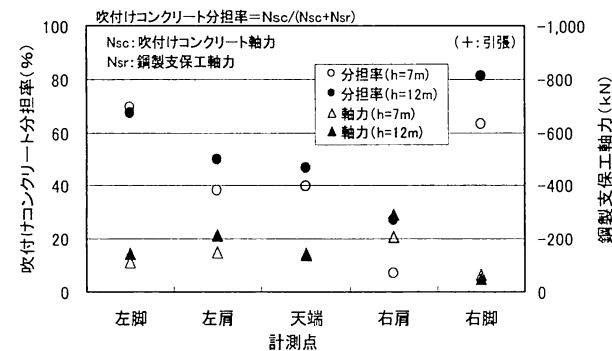


図-9(2) 吹付けコンクリート分担率 (側壁導坑)

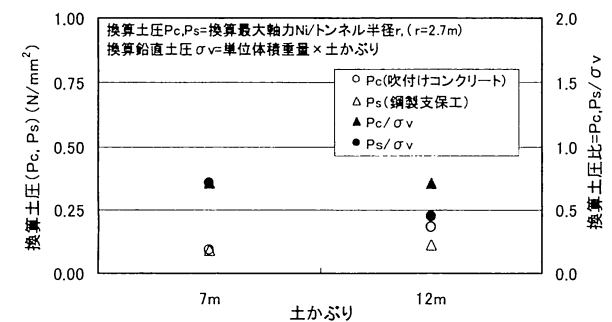


図-10 換算土圧 (中央導坑)

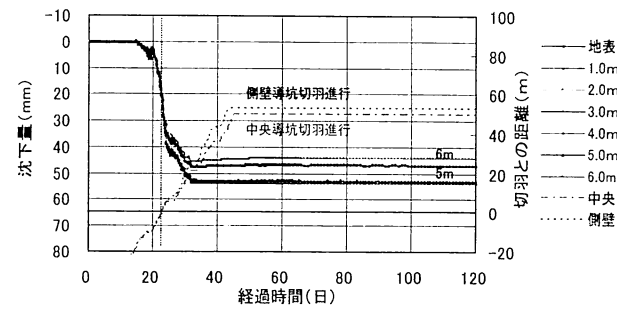


図-11 中央導坑中心地中沈下 (No.351+0,地表沈下補正)

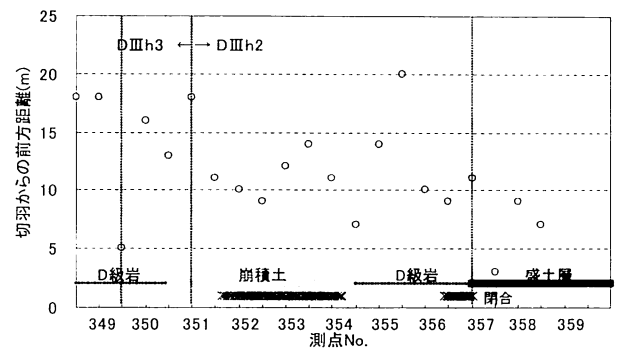


図-12 切羽前方掘削影響距離 (中央導坑中心)

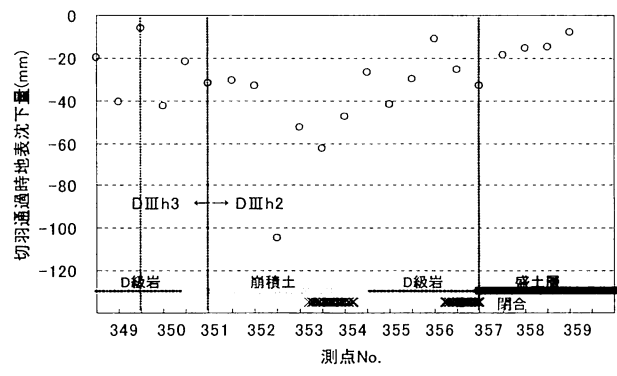


図-13 切羽通過時地表沈下量 (中央導坑中心)

(7) 直上地中構造物への導坑掘削影響

終点側坑口から約190m位置に、地中壁張り構造の地下通路が既に施工されており、この底盤から3m直下をめぐねトンネルの下り線側を施工する²⁾。この地下通路は、プレストレス型式ポストテンション方式の箱型鉄筋コンクリート構造で設計され、高さ5.0m、幅5.7mの壁張り構造である。この両端は杭基礎で支持され、径間は37mである。ここでの断面区分はDIIIh2であり、地下通路などの計測工概要は図-14に示す。地下通路底盤の沈下量は、これの手前約10m位置の導坑土かぶり7mの地表沈下とともに図-15に示す。地下通路の沈下量は10mm以下であり、土かぶり7m位置での地表沈下量は約60mmである。このことから、地下通路は、直下の導坑掘削により、

これの下部地盤は沈下するが、両端支持により安定は確保できているのが分かる。

8. 本坑掘削

(1) 施工状況

上半掘削の施工単位は1mとし、11m進行毎に、補助工法を施工する。上半切羽は、補助工法効果により、切羽の自立度は高まり、計画どおりの確実な施工ができた（写真-2）。上半掘削をDⅢh2まで施工した後に、上半掘削を停止し、導坑区間DⅢh3、DⅢh2の下半を約80m掘削した。この以奥の施工では、上半、下半、インバート工は交互施工である。



写真-2 上半切羽状況 (DⅢh2)

(2) トンネル挙動特性

本坑掘削後のトンネル中心地表沈下および天端沈下と上半脚部内空変位は図-16 に示し、本坑掘削後地表沈下 δ に対する導坑掘削後地表沈下 δ_0 の導坑比率は図-17 に示す。これから以下のことがわかる。

①トンネル中心地表では、最大-150mm 沈下し、土かぶり 3mの方が大きく沈下する。

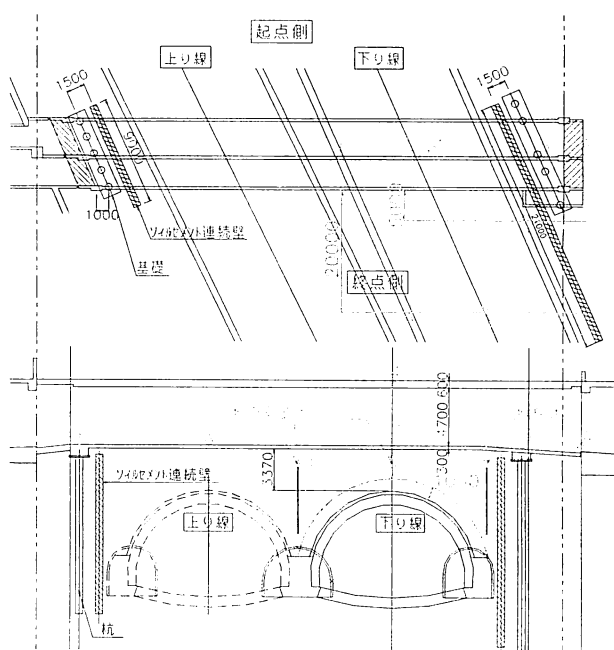
②本坑天端沈下 V は、-5~-14mm 沈下する。上半脚部内空変位 H は、周辺地山物性分布の影響をうけ、-7~6mm 変位するが、土かぶり 8mでは、全測点で内空側に変位する。

③地表沈下量 δ に対する導坑掘削後沈下量 δ_0 の導坑比率は、概ね 60~80%であり、地表沈下におよぼす影響は導坑掘削の方が大きい。また、土かぶり 3mでは、本坑掘削の方が地表沈下に大きく影響する区間がある。

(3) 支保構造体の安定性

吹付けコンクリート軸応力は、図-18 に示す。吹付けコンクリート軸力分担率は、鋼製支保工軸力とともに、図-19 に示す。これらから、以下のことがいえる。

①吹付けコンクリート軸応力の最大値は、左肩部



計測項目	記号	測点数
・地下通路沈下測定、壁面観察	○	A~Gの7点
・天端部地中沈下測定（地山）	△	2測線
・地中側方変位測定（地山）	□	1測線
・地表面絶対変位測定（地山）	◎	4点（計器口元）

図-14 地下通路と計測工計器配置概要

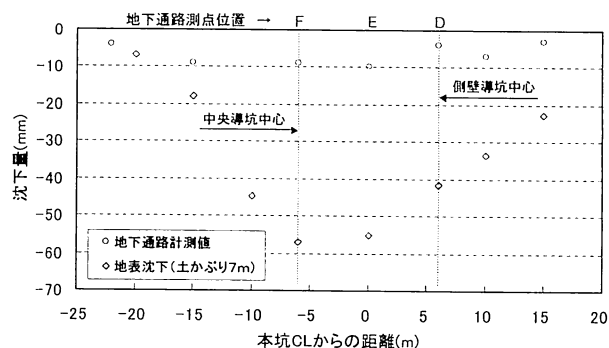


図-15 地下通路底盤と地表面沈下量

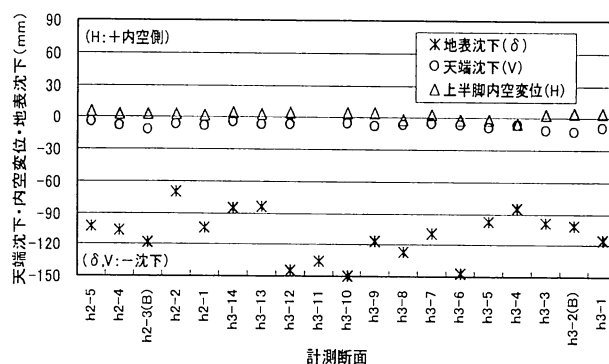


図-16 地表沈下とトンネル変位（本坑掘削後）

に発生し、土かぶり3mで 1.8N/mm^2 、8mで 2.0N/mm^2 の圧縮であり、圧縮強度 18N/mm^2 の1/9以下で安定する。最大軸応力は、導坑のものに比べて若干増加する程度であり、土かぶりやトンネル断面サイズの違いによる有意な差はない。

②吹付けコンクリート軸応力は、盛土地盤の物性分布と吹付けコンクリート仕上がり性状の影響を受け、データ間で大きくばらつき、天端部や片側脚部はゼロに近づく。

③鋼製支保工に発生する軸力は、最大500kNの圧縮であり、土かぶりの違いによる有意な差はない。

④吹付けコンクリートは、トンネル支保構造体に発生する軸力の20～50%を分担するが、天端部や支保工脚部端では、トンネル支保構造体への作用土圧分布性状の影響を受けやすく、鋼製支保工が約95%以上を分担する。

(4) 盛土地盤の挙動特性

土かぶり3mの盛土地盤内地中沈下は、図-20に示すように、導坑掘削後に全深度で70～80mm等沈下する。本坑掘削後は、本坑掘削により20～30mm増加し、全深度で90～100mmの等沈下である。本坑掘削時の先行変位は、補助工法の効果により、数ミリメートルと小さい。

(5) トンネル軸方向掘削影響

本坑掘削時に地表に掘削影響が現われはじめる切羽前方水平距離Dfと地表沈下が収束する切羽後方水平距離Dbは図-21に示す。これから、掘削影響は、切羽前方1m位置から現われはじめ、最大14m前方におよぶ。本坑切羽が13～37m進行すると、地表沈下への本坑掘削影響はなくなる。

(6) 横断方向掘削影響

導坑後と本坑後の横断方向地表沈下は、最大地表沈下が生じたDⅢh2のNo. 352+10と計測工Bの2断面について図-22に示す。これから、以下のことがわかる。

①導坑掘削による影響範囲は、本坑中心から水平距離で20m以上におよび、導坑底盤隅で、鉛直から45度範囲内に大きく現われるが、底盤部に出現する地質の違いによる差は小さい。また、導坑中心から15m以上離れたと、ここでの地表沈下量は、導坑中心の約20%以下に小さくなる。

②本坑掘削影響は、トンネル中心で最大値となり、これから離れるにしたがい小さくなる。掘削影響域は、本坑中心から水平距離で15～20mにおよぶが導坑時に比べて小さい。

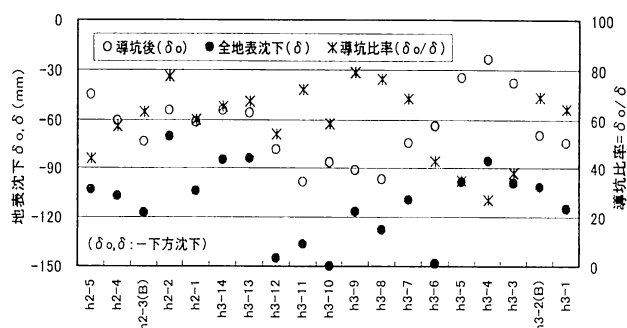


図-17 δに対する導坑後沈下量δoの導坑比率

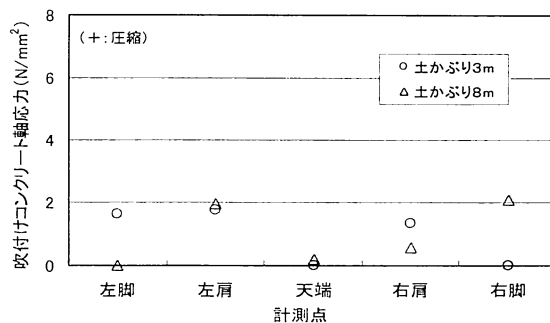


図-18 吹付けコンクリート軸応力

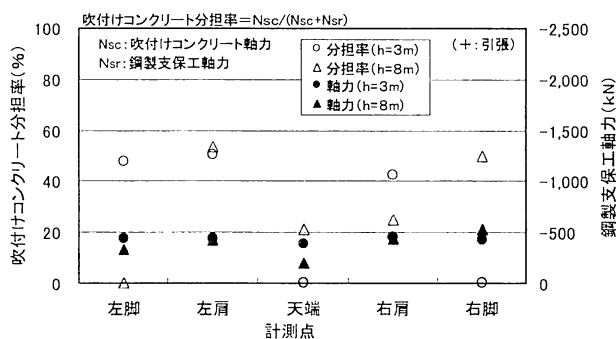


図-19 吹付コンクリート分担率と鋼製支保工軸力

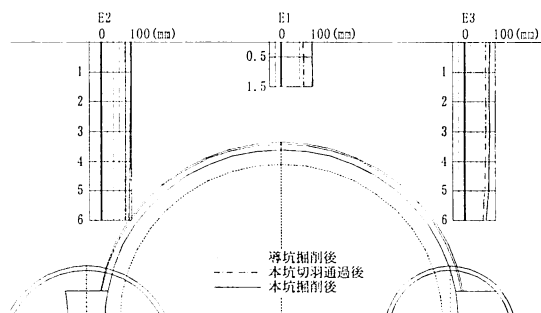


図-20 盛土地盤内地中沈下 (No. 357+00, 地表沈下補正)

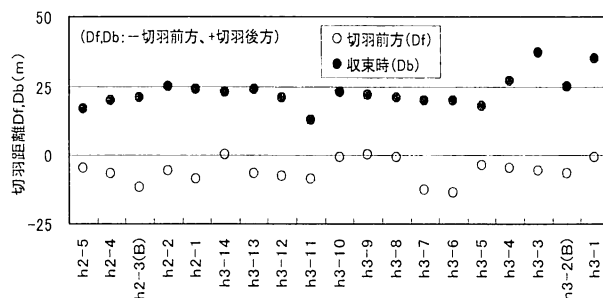


図-21 切羽前方水平距離Dfと切羽後方水平距離Db

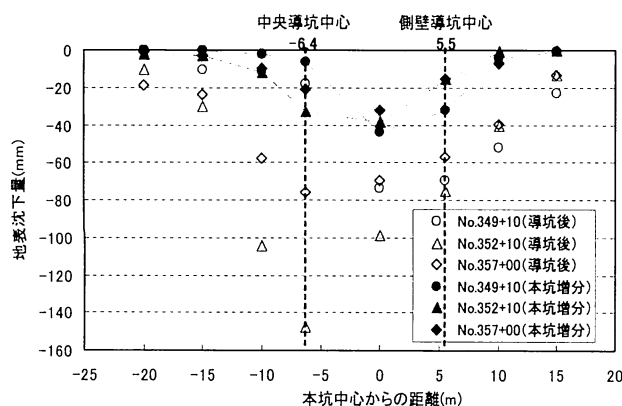


図-22 地表沈下量（横断方向）

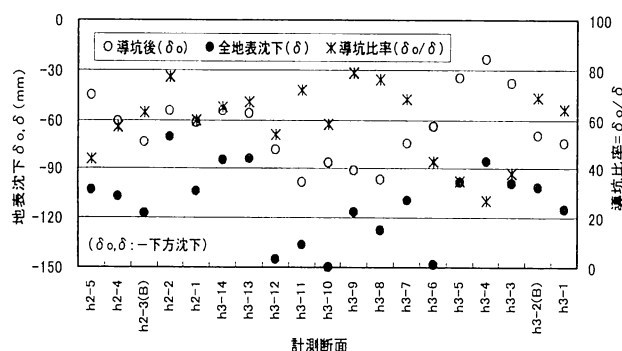


図-23 地表沈下の導坑比率

(7) 地表沈下の導坑比率

本坑掘削後地表沈下 δ に対する導坑掘削後の地表沈下 δo の導坑比率は概ね60～80％であり、地表沈下におよぼす影響は導坑掘削の方が大きい(図-23)。また、土かぶり3mでは、本坑掘削の方が地表沈下に大きく影響する区間がある。

(8) 先行挙動特性

本坑掘削時地表沈下増分 $\Delta \delta$ に対する切羽通過時地表沈下 δf の先行沈下率は、概ね5～40％であり、地表沈下への本坑掘削影響は切羽通過後に現われる(図-24)。

(9) 作用土圧

トンネル支保構造体に作用する換算土圧 P_c （吹付けコンクリート）、 P_s （鋼製支保工）は、支保部材に発生する換算軸力の最大値 N_c, N_s をトンネル半径 r で除して算定すると $0.07 \sim 0.09 \text{ N/mm}^2$ となり、土かぶりや支保部材の違いによる有意な差はない(図-25)。また、作用土圧は、土かぶり厚4～5mに相当し、土かぶりが3mでは換算鉛直土圧の1.3倍、8mでは0.5倍に相当する。

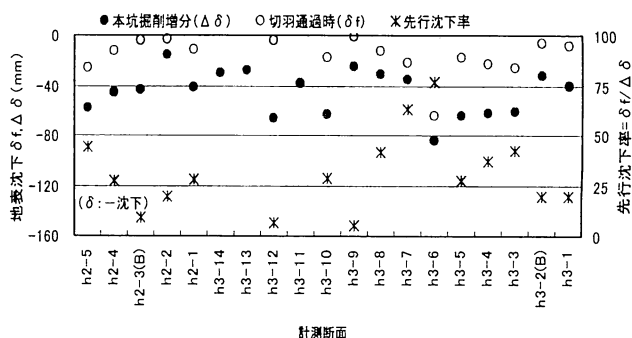


図-24 $\Delta \delta$ に対する切羽通過時 δf の先行沈下率

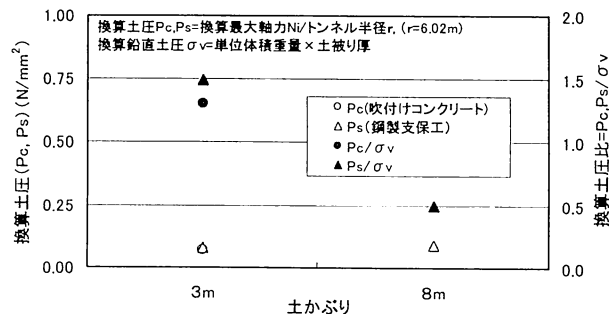


図-25 換算土圧と換算土圧比

9. おわりに

施工技術を総合化し、安全、確実に高効率な情報化施工をめざし、平成17年7月20日より終点側坑口より導坑掘削を開始し、平成19年11月20日に、起点側坑口本坑内から無事貫通した。

この下り線工事により、(1)側壁導坑先進工法は、盛土地盤でのトンネル施工を確実にする。(2)高剛性長尺先受け工と鏡補強工は、切羽の安定確保と先行変位抑制に有効である。(3)小土かぶりトンネルでは、標準的な坑口DⅢパターンと同等の支保耐力で力学的安定は確保できる。などが得られ、また、これによる力学挙動特性が明らかになった。

今後は、得られた計測データを基にして力学挙動特性を同定、特殊地山下でのトンネル技術としてとりまとめる予定である。

最後に、本工事を進めるにあたり、貴重なご意見を頂いた関係各位に、感謝する次第である。

参考文献

- 1) 石川 浩, 宮本 馨, 齋藤 勝: 徳島南環状道路・法花トンネル工事, 最低土被り3mの山岳トンネルの施工, 土木技術, 7号, 2006年.
- 2) 齋藤 勝, 鎌村 禎英, 楠本 太: 地中壁梁構造物に近接する小断面トンネルの挙動特性, 第62回土木学会年次学術講演会, 第Ⅲ部門, 2007年9月.