

9.2.4 地山分類

(1) 一般事項

トンネルの設計・施工に当たっては、地質調査等の結果をもとに技術的判断を加えて地山分類を行うものとする。地山分類の結果は、トンネルの断面形状、支保構造、掘削方式、掘削工法、さらには、工事費、工期にも影響を与えるため、地山の性状を工学的に正しく評価することが大切である。

したがって、地山分類に当たっては、初生的性質を反映した新鮮な状態での強度と、その後の劣化の過程を表す劣化のしかたをもとに、岩盤を4つの岩石グループに区分する。すなわち新鮮な状態での強度により、一軸圧縮強度が 80N/mm^2 以上の硬質岩(H)、 $20\sim 80\text{N/mm}^2$ の中硬質岩(M)、 20N/mm^2 未満の軟質岩(L)に区分し、劣化のしかたは節理面が支配的な不連続面となるようなものを塊状、層理面あるいは片理面が支配的な不連続面となるようなものを層状に区分する。そしてこれらを、トンネル掘削時の変位の生じ方と支保にかかる荷重の生じ方等をもとに表-9.2.4のように、硬質(H)塊状岩盤、中硬質(M)軟質(L)塊状岩盤、中硬質(M)層状岩盤、軟質(L)層状岩盤の4つのグループに区分した。ただし、これら岩の強度や劣化のしかたは、表中に示す岩種により特徴付けられることから、実務的には岩種により区分を行っている。

トンネル掘削の難易や土圧等の地山の挙動に関係する地山条件には、以下の事項がある。

- ① 岩石そのものの硬軟及び固結度
- ② 風化・変質の程度
- ③ 節理・層理・片理等の不連続面の間隔、幅、形状、充填物の状態
- ④ 褶曲、断層、破碎帯等の地質構造及びそれに起因する地山の応力状態
- ⑤ 土かぶり
- ⑥ 地下水の影響
- ⑦ 膨張性の有無

(2) 地山分類

トンネルの設計・施工に当たっては、地山の工学的な諸性質が最も重要な要素であることから、これを十分に把握するように努めなければならない。地山の工学的諸性質は、生成時代、地質構造、風化・変質状況、不連続面の状態、地下水の影響等によって異なり、地山の諸性質を工学的に評価することは極めて難しいが、トンネルの設計・施工を効率的かつ合理的に行うためには、この地山物性を類型化して評価する必要がある。そのため、設計・施工と対応した地山評価基準、すなわち地山分類基準が必要となる。表-9.2.3 に最近の施工実績の分析結果から得られた設計・施工に適用する地山分類表を示す。

これらに対する地山判定の指標は、「第2章 調査」から得ることを原則とし、弾性波速度(縦波速度)、地山の状態(岩質・水による影響、不連続面の間隔、不連続面の状態)、ボーリングコア(コアの状態、RQD)、トンネル掘削の状況とする。また、第三紀層等の軟岩地山や断層・破碎帯等、地山の強度と作用する荷重の比率が問題になり、トンネル掘削時の変位が大きくなる岩石に対しては、前記に加えて地山強度比を用いる。

地山等級分類に当たっては、連続的な指標として得られる弾性波速度区分による地質評価に偏ることなく、地表地質調査、ボーリング調査、及び各種の調査・試験の結果や類似地質の実績等を十分に分析し、土木工学的な要素を加味して総合的な判断に基づいて判定することが重要である。

なお、この判定において不明点、疑問等が生じた場合は、必要に応じて補足調査を実施するか、留意事項として整理しておくことが望ましい。

表-9.2.3 地山分類表¹⁶⁾

地山 等級	岩石 グループ	代表岩石名	弾性波速度 V_p (km/s)	地 山 の 状 態	コアの状態、RQD (%)	地山 強度比	トンネル掘削の状況
B	H地状	花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス	1.0 2.0 3.0 4.0 5.0	不連続面の状態 ・不連続面に鏡肌や挟在粘土がほとんどみられない。 ・不連続面は部分的に崩壊している。	コアの形状は岩片状～短柱状～棒状を示す。 コアの長さがおおむね10cm～20cmであるが5cm前後のものがみられる。 RQDは70以上。	—	岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて非常に大きい。不連続面の状態も良好でトンネル掘削による緩みはほとんど生じない。掘削直前から部分的に肌落ちする場合もある。切羽は自立する。 掘削幅10 m程度のトンネルでは、掘削にともなう内空変位は15mm程度以下の微小な弾性変形にとどまる。
	M地状	安山岩、玄武岩、流紋岩、石英安山岩	—	・節理の間隔は平均的に50cm程度。 ・崩壊、片理の影響が認められるがトンネル掘削に対する影響は小さい。	—	—	—
	L地状	第三紀砂岩、礫岩	—	・節理の間隔は平均的に30cm程度。 ・崩壊、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。	—	—	—
	M層状	蛇紋岩、凝灰岩、凝灰角礫岩	—	・比較的新鮮で堅硬又は、多少の風化変質の傾向がある。 ・固結度の比較的良好。軟岩。 ・水による劣化はない。	—	—	—
	L層状	粘板岩、中古生層頁岩、黒色片岩、緑色片岩	—	・比較的新鮮で堅硬又は、多少の風化変質の傾向がある。 ・固結度の比較的良好。軟岩。 ・水による劣化はない。	—	—	—
C I	H地状	花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス	—	・節理の間隔は平均的に30cm程度。 ・崩壊、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。	—	—	—
	M地状	中古生層砂岩、チャート、安山岩、玄武岩、流紋岩、石英安山岩	—	・節理の間隔は平均的に30cm程度。 ・崩壊、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。	—	—	—
	L地状	第三紀砂岩、礫岩	—	・節理の間隔は平均的に30cm程度。 ・崩壊、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。	—	—	—
	M層状	蛇紋岩、凝灰岩、凝灰角礫岩	—	・比較的新鮮で堅硬又は、多少の風化変質の傾向がある。 ・固結度の比較的良好。軟岩。 ・水による劣化はない。	—	—	—
	L層状	粘板岩、中古生層頁岩、黒色片岩、緑色片岩	—	・比較的新鮮で堅硬又は、多少の風化変質の傾向がある。 ・固結度の比較的良好。軟岩。 ・水による劣化はない。	—	—	—
C II	H地状	花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス	—	・節理の間隔は平均的に30cm程度。 ・崩壊、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。	—	—	—
	M地状	中古生層砂岩、チャート、安山岩、玄武岩、流紋岩、石英安山岩	—	・節理の間隔は平均的に30cm程度。 ・崩壊、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。	—	—	—
	L地状	第三紀砂岩、礫岩	—	・節理の間隔は平均的に30cm程度。 ・崩壊、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。	—	—	—
	M層状	蛇紋岩、凝灰岩、凝灰角礫岩	—	・比較的新鮮で堅硬又は、多少の風化変質の傾向がある。 ・固結度の比較的良好。軟岩。 ・水による劣化はない。	—	—	—
	L層状	粘板岩、中古生層頁岩、黒色片岩、緑色片岩	—	・比較的新鮮で堅硬又は、多少の風化変質の傾向がある。 ・固結度の比較的良好。軟岩。 ・水による劣化はない。	—	—	—
D I	H地状	花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス	—	・節理の間隔は平均的に30cm程度。 ・崩壊、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。	—	—	—
	M地状	中古生層砂岩、チャート、安山岩、玄武岩、流紋岩、石英安山岩	—	・節理の間隔は平均的に30cm程度。 ・崩壊、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。	—	—	—
	L地状	第三紀砂岩、礫岩	—	・節理の間隔は平均的に30cm程度。 ・崩壊、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。	—	—	—
	M層状	蛇紋岩、凝灰岩、凝灰角礫岩	—	・比較的新鮮で堅硬又は、多少の風化変質の傾向がある。 ・固結度の比較的良好。軟岩。 ・水による劣化はない。	—	—	—
	L層状	粘板岩、中古生層頁岩、黒色片岩、緑色片岩	—	・比較的新鮮で堅硬又は、多少の風化変質の傾向がある。 ・固結度の比較的良好。軟岩。 ・水による劣化はない。	—	—	—
D II	H地状	花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス	—	・節理の間隔は平均的に30cm程度。 ・崩壊、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。	—	—	—
	M地状	中古生層砂岩、チャート、安山岩、玄武岩、流紋岩、石英安山岩	—	・節理の間隔は平均的に30cm程度。 ・崩壊、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。	—	—	—
	L地状	第三紀砂岩、礫岩	—	・節理の間隔は平均的に30cm程度。 ・崩壊、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。	—	—	—
	M層状	蛇紋岩、凝灰岩、凝灰角礫岩	—	・比較的新鮮で堅硬又は、多少の風化変質の傾向がある。 ・固結度の比較的良好。軟岩。 ・水による劣化はない。	—	—	—
	L層状	粘板岩、中古生層頁岩、黒色片岩、緑色片岩	—	・比較的新鮮で堅硬又は、多少の風化変質の傾向がある。 ・固結度の比較的良好。軟岩。 ・水による劣化はない。	—	—	—

注1) 本分類にあてはまらない(ほど)地山の良好なもの(花崗岩、石英斑岩、ホルンフェルス)を地山等級A、劣悪なもの(花崗岩、石英斑岩、ホルンフェルス)を地山等級Eとする。

注2) H、M、Lの区分：岩石の基本的な新断面状態での強度により、一軸圧縮強度で次のように区分する。
 $H: q_p \geq 80 \text{ N/mm}^2$ $M: 20 \text{ N/mm}^2 \leq q_p < 80 \text{ N/mm}^2$ $L: q_p < 20 \text{ N/mm}^2$

注3) 地状、層状の区分
 地状：節理面が支配的な不連続面となるもの。
 層状：層理面あるいは片理面が支配的な不連続面となるもの。

注4) 内空変位とは、トンネル掘削中に表面に計測されるトンネル掘削により変位したものは含まない。
 5) 緩みとは、土圧によって掘削されていた岩盤中の不連続面が、トンネル掘削により応力を解放することで開口し、それに沿って岩塊が重力により落下しようとすることをいう。
 6) 岩石の強度とは、掘削の影響を受けない岩石の強度のことをいう。

表-9.2.3 の地山分類表は、原則として吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼アーチ支保工を主たる支保とする場合の当初設計段階及び施工中における地山分類に用いるものとするが、その適用に当たっては、次に示す事項について十分に留意しなければならない。

ア 地山等級 E は、特殊な地山条件下（大きな崖錐、大きな断層・破碎帯等の土圧が著しい地山状況）で、内空変位が 200mm 程度以上（掘削幅 10m 程度のトンネルでの目安）になるものに適用し、支保の設計に当たっては数値解析の結果や類似の地山条件での施工事例等を参考にする。また、本地山分類表にあてはまらないほど良好な地山については地山等級 A とし、工区に占める比率や地山状態により経済的な見地からトンネルごとに設計する。

イ 当初設計段階における地山分類は、地表地質踏査、ボーリング調査、地山試料試験等の調査結果及び弾性波探査を総合的に判断して行うものとする。特に、弾性波速度及び地山強度比は地山判定の一応の目安を与えるものであり、できるだけ地表地質踏査、ボーリング調査、地山試料試験等の調査結果を活用し、それらを補完する目的で使用するものとする。

表-9.2.4 岩石グループ¹⁶⁾

		岩盤の初生的性質を反映した新鮮な状態での強度の区分		
		H (硬質岩) 80N/mm ² 以上	M (中硬質岩) 20～80N/mm ² 以上	L (軟質岩) 20N/mm ² 以上
劣化のしかたによる区分	塊状岩盤	はんれい岩、かんらん岩 閃緑岩 花崗閃緑岩 花崗岩 石英斑岩、輝緑岩 花崗斑岩 ホルンフェルス ----- 中・古生層砂岩 石灰岩、チャート（珪岩） 片麻岩	安山岩 玄武岩、閃緑凝灰岩 石英安山岩 流紋岩 ひん岩 ----- 第三紀層砂岩、礫岩	蛇紋岩 凝灰岩 凝灰角礫岩
	層状岩盤		粘板岩 中・古生層頁岩	千枚岩 黒色片岩、石墨片岩 緑色片岩 ----- 第三紀層泥岩

注) ----- は、主に地山の弾性波速度の違いによる分類を示し、分類されたグループは、表-9.2.3の代表岩種名欄のグループに対応する。

ウ 施工中の地山分類は、工事着手後の切羽の観察・計測等によって直接的に掘削地山を評価することができる。この場合、まず、トンネル掘削による地山の挙動と変位の目安により地山を分類し、内空変位が 30mm 程度（掘削幅が 10m 程度のトンネルでの目安）以下で収まる場合には、切羽観察による岩質、水による影響、不連続面の状態、不連続面の間隔によって分類するものとする。また、内空変位量が 30mm を超え塑性変形を呈すると考えられる場合には、岩質、水による影響、不連続面の状態、不連続面の間隔に加え地山強度比も指標とし、さらに坑内計測結果も考慮して分類する。

エ 上下線を段階的に建設する場合で、既に建設されたトンネルが隣接するトンネルの設計においては、既設トンネルの施工時の観察・計測データを十分に活用する。すなわち、既設トンネルの地山等級や支保パターンだけでなく、掘削時の地山の挙動と変位の実績及び不連続面の状態、不連続面の間隔、地下水の影響等の記録によって地山を分類する。

オ 地山分類表の各指標の評価に当たっては、これら指標の持つ特性を理解し総合的に判断しなければならない。以下に各指標の持つ特性について示す。

(ア) 弾性波速度 (km/s)

トンネルの調査においては、対象物が線状で長く、地中の深いところを通過し、ボーリング調査等のように直接地山を観察する手法がどうしても適用できない部分があるので、間接的手法として弾性波速度を用いて補足する必要がある。弾性波速度は、不連続面を反映した岩盤の力学的性状を、広い範囲にわたって比較的簡単に把握できるので便利であるが、あくまでも間接的手法であり、誤差もあることを認識しておく必要がある。弾性波速度を評価する場合は、次の点に注意する。

- ① 頁岩、粘板岩、片岩等で褶曲等による初期地圧が潜在する場合、あるいは微細な亀裂が多く施工時に緩みやすい場合には、実際の地山等級よりも事前の弾性波速度によるものが良好に評価されることがある。
- ② 弾性波速度及び地山強度比の値が各地山等級間の境界となるデータについては、地形的特性、地質状態等により工学的に判定する。
- ③ トンネル計画高より上部約 1.5D（D はトンネル掘削幅）の範囲が複数の速度層からなる場合は、弾性波速度分布図におけるトンネル計画高の速度層より上層（速度の遅い層）の速度を採用する方が望ましい。
- ④ 土かぶりの小さいところでは地質が比較的悪く、地質区分の変化も著しいことが多いため、測量誤差（航測図化図、実測図、弾性波探査測量図）や物理探査の解析誤差が地質区分の判定に大きな影響を与えるので、特に注意を払う必要がある。
- ⑤ 断層・破碎帯については、弾性波速度のみでなく、その方向・土かぶり・その他の判定基準も参考にして、補正を行う。
- ⑥ 施工中に坑内弾性波速度が得られた場合は、地山等級の確認を行い、必要があれば当初設計の変更を行う資料とする。

(イ) 地山の状態

トンネル掘削の対象となる地山、すなわち岩盤を評価するためには、岩盤が岩塊、岩片という要素が重なり合った不連続物体であり、岩片がある一定以上の強度を持つものであれば、その強度は不連続面の強度に支配されるということを良く理解しておく必要がある。一方、地山の状態が非常に悪くなれば、無数の不連続面の存在により逆に連続体的な挙動を示

すようになり、トンネル掘削による挙動は不連続面を含む地山の強度が支配的となる。

a 岩質、水による影響

ここでいう岩質とは、新鮮な地質体が風化によって劣化した、現時点での岩盤を構成する岩片の状態のことである。事前調査においては、地表地質踏査、ボーリングコアから採取した試料の室内強度試験等により、できるだけ直接的、定量的な強度の把握に努める。施工中には、切羽から採取した岩片の一軸圧縮強度試験、点載荷試験等によって強度を判定し、ハンマの打撃等によって補足する。

地下水による地山の強度劣化は、トンネル構造と施工の難易に対して評価する必要がある。当初設計段階において、湧水があると予想される場合には地下水による強度劣化を想定して地山評価を行い、施工段階では、実際の湧水の量と強度劣化の度合いに応じて地山の評価を修正するものとする。

b 不連続面の間隔

不連続面の間隔とは、層理、片理、節理による規則性を持った割れ目の平均的間隔を言い、トンネル掘削によって切羽に明確な凹凸を生じさせ、岩塊として分離するような割れ目を評価する。事前調査においては、地表地質踏査、ボーリングコア観察等によってできるだけ直接的な観察により判断する。施工中は、切羽の詳細な観察により判定できる。

c 不連続面の状態

不連続面の状態は、不連続面がトンネルの挙動を支配する場合には、最も重要な地山判定項目となる。すなわち、岩盤のせん断強度は、不連続面の形状と不連続面に挟在する物質の種類によって決まる。したがって、不連続面の粗さ(形状及び表面のすべりやすさ)、粘土等の充填物を主とし、長さ(連続性)、幅(開き)、風化の状態を総合的に検討して、トンネル掘削の岩盤の挙動の観点から評価する。事前調査においては、地表地質踏査、ボーリングコア観察等によってできるだけ直接的な観察によって判断する必要がある。施工中は、切羽の詳細な観察により判定することができる。

(f) ボーリングコア(コアの状態、RQD)

ボーリングコアの採取は、事前調査段階では、全ての岩種において直接地山を観察できる数少ない有用な指標になる。これらの観察結果は、主に地表地質踏査と合わせ、風化変質状況や岩片の強度、不連続面の状態、不連続面の間隔等の判定に使われる。RQDは、ボーリング外径66mmのダブルコアチューブで採取されたコアについて評価することを基本とし、主に硬質岩(H)や中硬質岩(M)の亀裂の状況の評価に使用されるが、軟岩(L)でも亀裂状況の参考になる。

(g) 地山強度比

地山強度比は、軟岩地山におけるトンネル掘削時の押出し性の判定指標として提案されたものである。地山分類表では、主に中硬質岩(M)の層状岩盤、軟質岩(L)の層状・塊状岩盤、あるいは風化変質した破碎帯や土砂地山における分類指標となる。

地山強度比は、次のように定義する。

$$\text{地山強度比} = \frac{q_u}{\gamma h}$$

q_u : 地山の一軸圧縮強度 (kN/m²)

γ : 地山の単位体積重量 (kN/m³)

h : 土かぶり高さ (m)

なお、地山の一軸圧縮強度は、亀裂等の存在が無視できる地山においては試料の一軸圧縮強度を適用できるが、亀裂等の影響が大きい地山においては準岩盤強度 q_u' (kN/m²) を用いる。

$$q_u' = \left(\frac{V_p}{U_p} \right)^2 \times q_u$$

V_p : 地山の弾性波速度 (縦波、km/s)

U_p : 試料の超音波伝播速度 (縦波、km/s)

q_u : 試料の一軸圧縮強度 (kN/m²)

一般的に $U_p \geq V_p$ であるが、スレーキング性や土かぶり等の関係で $V_p > U_p$ となる場合は、 $U_p = V_p$ として準岩盤強度を求める。

(オ) トンネル掘削の状況と変位の目安

トンネル掘削時の状況と変位の目安は表-9.2.3 に示したとおりである。変位量の計測は、支保工施工後できるだけ早い時期に初期値を測定し、初期変位速度や変位量の評価に差が生じないようにする必要がある。なお、施工時の切羽観察による地山評価においては、切羽で観察される不連続面の走向・傾斜とトンネル軸の関係、地下水の湧水量、及び地下水による強度低下に対して必要に応じて地山の評価を修正するものとする。

(カ) 注意すべき岩石

以下に示す岩石については、一般的にトンネル施工に伴う問題が発生しやすく注意が必要であり、場合によっては表-9.2.3 に示される地山等級を下げる必要がある。

- ① 蛇紋岩や蛇紋岩化を受けた岩石、泥岩・頁岩・凝灰岩、火山砕屑物等は水による劣化を生じやすいので十分注意を要する。
- ② 蛇紋岩は変質が極めて不規則であるので、物理探査やボーリング調査の結果だけでは地質の実態を把握できないことが多いので、施工段階に十分注意を要する。
- ③ 輝緑岩、角閃岩、かんらん岩・はんれい岩、輝緑凝灰岩、蛇紋岩化作用を受けやすいので蛇紋岩と同様の注意が必要である。
- ④ 蛇紋岩や変朽安山岩（プロピライト）、黒色片岩、泥岩、凝灰岩等で膨張性が明確に確かめられたならば、DⅡ又はEに等級を下げる。
- ⑤ 比較的岩片の硬い頁岩、粘板岩、片岩類は、薄板状にはく離する性質があり、切羽の自立性、緩み域の拡大、緩み荷重に注意を必要とする場合がある。

9.2.5 支保工の設計

(1) 一般事項

支保工は掘削したトンネルを安定に保つために設けられる構造物であり、施工を安全に能率よく行えるものであるとともに、トンネルの長期にわたる供用に対して、覆工と併せて構造上十分な信頼性を有するものが求められる。

支保工を構成する部材としては、吹付けコンクリート・ロックボルト・鋼製支保工が基本となるが、地質条件の悪い地山では覆工も支保工の役割を果たす場合がある。支保工は、それぞれの特徴を生かして、地山条件に最も適合するように単独又は組み合わせて用いるものである。

(2) 支保工の設計法

支保構造の設計法には、通常以下に示す三つの設計手段がある。現在用いられている地山の種類と判定基準及びトンネルの状態と設計手法の関係は、表-9.2.5、表-9.2.6 のとおりである。したがって、農道トンネルでは、「地山分類に基づく設計手法（標準支保パターンの適用）」を標準設計手法とし、特殊地山ではその条件に応じて検討するものとする。

ア 地山分類に基づく設計手法（標準支保パターンの適用）

施工実績に基づく経験的判断を主とした地山等級分類と支保構造を類系化した標準支保パターン（支保構造）を用いる手法。現地の地質調査結果等に基づいて分類された地山等級に従ってそれぞれの標準支保パターンを設定し、施工中の観察・計測により不適当な場合は必要な修正を行う。一般に簡便で有効な設計方法として用いられている。

イ 類似既往設計を参考にした設計手法

既往の設計例のうちで地山条件や断面形状等の条件が類似していると判断される場合には、その設計例を参考にして支保パターンを設定する。この場合、既施工トンネルの地山条件、施工法等の設定条件や計測結果等の情報をできるだけ多く収集し、それらを分析、吟味し、既往の支保パターンに検討を加えて適切なパターンを新たに設定することが必要である。

ウ 理論解析に基づいた設計手法

異常な土圧や通常の変位量を超える変位が予想される等の特殊な地山条件の場合、また掘削断面が特殊な形状をしている場合等、類似例が少ない等の理由により支保パターンの設定が困難な場合がある。そのような場合、ア、イの方法のほかに、解析により支保パターンの設定が行われることがある。

解析の方法としては、有限要素法等を利用して地山及び構造物の応力状態を把握しようとする数値解析法と、断面形状を円形等の簡単な形にモデル化して、弾塑性理論等により応力状態を把握しようとする理論解析手法とがある。両者とも定量的に設計が行えるという点では有効な手法であるといえるが、地山の特性を示す物性値のとり方、初期地山応力の評価、支保部材のモデル化等解析上解決すべき問題が残っており、この方法の適用に当たっては慎重な検討が必要である。

トンネルの設計に用いられる解析手法の一覧表を、表-9.2.7 に示す。

表-9.2.5 地山の種類の判定基準²¹⁾

地山の種類	岩 種	地山の評価基準	評価手法
硬 中 硬 岩	変成岩 深成岩 古生層 中生層 火山岩 脈岩	・変質して粘土化したものは、軟岩又は膨張性地山に準ずる。 ・変質して土砂化したものは、土砂地山に準ずる。 ・粘土を伴う幅広い断層破碎帯は膨張性地山に準ずる。	標準支保パターンの適用。
軟 岩	第三紀層 (ただし、火山岩、深成岩を除く) 下部洪積層	・地山強度比が2以上のもの ・硬質粘土、シルトも含む。	標準支保パターンの適用。
膨 張 性 地 山	蛇紋岩 膨張性泥岩 温泉余土 粘土を伴う幅広い断層 破碎帯 粘性土 地すべり地山	・地山強度比が2以下の粘性土、破碎岩 ・地すべり地山を含む。	類似条件での設計手法又は解析手法の適用。
土 砂 地 山	上部洪積層 未固結砂層、礫層を主とする沖積層 崖錐 砂質風化土	・主として砂質土、礫質土	標準支保パターンと類似条件での設計手法又は解析手法との併用。

表-9.2.6 トンネルの状態と設計手法

トンネルの状態	標準パターンによる	類似既往設計参考	解析的検討
標準断面で以下の特殊な地山を除く。 ・硬岩・中硬岩地山 ・軟岩地山 ・土砂地山	○ ○ ○*	△	△ ○
標準断面で特殊な地山 ・膨張性地山等の著しい押出し性地山 ・流動性地山 ・偏圧地山 ・土かぶり特に大 - 土かぶり特に小 ・特殊断面（特殊な形状） ・特殊条件（構造物近接、接合等）		○ ○ △ △ △ △ △	○ ○ ○ ○ ○

○：適、△：採用が適切な場合もある。最適ではないがこれによらざるを得ない。＊：流動化等の特殊な状態の発生の境界条件が明示できる段階に至っていない。

注)「トンネルにおける調査・計測の評価と利用」((公社)土木学会 昭和62年9月)から引用(一部修正)

表-9.2.7 解析手法の一覧表²¹⁾

解析結果に基づく設計				
1. 地山の変形量の算定結果に基づく設計	応力・変形論	許容内空変位	① 理論解析手法 ・Kirshの解 ・Kastnerの解 ・Eggerの方法 ・Einsteinの方法 ・岡の方法 ② 数値解析手法 ・FEM ・BEM	無限地山中の円孔における弾性解 無限地山中の円孔における完全弾塑性解 無限地山中の円孔におけるダイレイタンスー係数を用いる弾塑性解 無限地山中の円孔における弾性解と厚肉円筒理論の連成解 無限地山中の円孔におけるひずみ軟化を考慮した弾塑性解 連続体を有限個の未知量を含んだ要素の集合体に離散化近似して解く方法 支配方程式の積分定理を用いて境界上の積分方程式に変換し、境界上の要素に離散化近似して解く方法
		許容ひずみ	① 数値解析手法 ・FEM ・BEM	
		地表面沈下	① 理論解析手法 ・Jeffery ・Limanov ② 数値解析手法 ・FEM ・BEM	半無限弾性地山中の円孔における地山の変形を2極座標系の問題として解いている 半無限弾性地山中の円孔における直上地表面沈下量
2. 支保材の部材力と変形量の算定結果に基づく設計	応力・変形論	許容応力	① 理論解析手法 ・Eggerの方法 ・Einsteinの方法 ② 数値解析手法 ・FEM	
		許容変形	① 理論解析手法 ② 数値解析手法 ・FEM	
	限界平衡論	地山の許容支持力	① 理論解析手法 ・Rabcewicz一岡の方法 ・Fedderの方法 ・山本の方法 ・Dudekの方法 ・地山の許容支持力と脚部の応力との比較	無限地山中の地山せん断破壊時の力の釣り合いを考えた方法 すべり面上の c 、 ϕ の低下を考慮したRabcewicz一岡の方法 土かぶりの浅い砂質地山の落し戸実験に基づくロックボルトの釣り合いを検討する方法 梁と緩み領域の釣り合い計算 トンネル脚部に作用する応力を算定し、地山の許容支持力との対比を行い、トンネル脚部が沈下するかどうかを検討する
3. 地山応力の算定結果に基づく設計	応力・変形論	許容比弾性領域	① 理論解析手法 ・Kastnerの解 ・Eggerの方法 ② 数値解析手法 ・FEM ・BEM	

注) これらの方法は、トンネルの掘削によって生じる岩盤内の応力や変形、支保部材の応力や変形、あるいは塑性領域が得られるので、支保工やトンネル断面形状等の設計値の妥当性と実際の施工手順、施工状況に応じて事前に検討できる有効な手段もある。

地山の岩盤条件、断面形状、掘削工程等が単純な場合や概略検討の場合に、理論的解析手法が用いられる。条件が複雑な場合や、実際に近い形で検討する場合には数値解析の手法が用いられる。

これらの解析手法においては、

- ① 岩盤の応力-ひずみ関係
- ② 地山を構成する岩盤の力学諸定数
- ③ 地山の初期応力状態
- ④ 支保部材のモデル化
- ⑤ 解析上の境界条件や手法の特異性

等の評価が少し異なっても、解析結果は大きく変わるので、その設定に当たっては、事前に十分検討しておく必要がある。

トンネル掘削そのものは、本来三次元的な問題であり、トンネル縦断方向の挙動、特に切羽の影響を考慮しなければならないが、入力値や手順の複雑さ、入力物性値の精度等の問題とともに、演算時間、計算コストの増加等の理由もあって、三次元解析は余り実用的ではない。したがって、設計レベルまで解析結果を反映させるためには、通常、平面ひずみ問題として扱うか又は切羽の進行を考慮した、擬似三次元的手法を行っているのが現状である。

また、解析上の精度をいくら向上させたとしても、実際の地山自体のもつ複雑な性状のため、解析的な検討によっても解明し得ない事態が施工中に生じることがある。そのため、施工時には、地山性状の観察、計測により、設計と施工の対応を図る必要がある。

以上述べたように、現段階での解析手法による結果は、岩盤挙動の定量的な把握に主体が置かれていて、設定上の目安に役立っている。したがって、設計への適用に当たっては、用いる手法の特性や精度、地山の挙動のモデル化や設計上の判断基準等を考慮し、得られた結果を適切に評価し、設計に反映する必要がある。

(3) 標準支保パターン

トンネルは、他の構造物と比べて地形、地質等の地山条件に大きな影響を受ける。しかし、線状構造物であることから、設計段階において、計画トンネルの全延長にわたって高精度の地質調査を行うことは、調査の期間や経済性を考慮すると困難である。また、掘削に伴う土圧が地山条件に応じて複雑で概念的にしか解明できず、また支保構造部材の設計法も確立していないのが現状である。したがって、吹付けコンクリート・ロックボルト・鋼アーチ支保工・覆工等の支保構造を設計の段階で詳細にわたって決定するのは困難であり、標準的な設計を適用しているのが一般的である。

本技術書が対象としているトンネル規模の標準支保パターンを表-9.2.8 に示す。この標準支保パターンは、あくまで標準的な構造を示すものであるから、現場の状況に即さない場合は、その状況に応じて、(2)項のイ、ウに示される手法等により適宜支保構造を変更する。また、施工に際しては、観察・計測結果から設計段階での支保構造が不適当と判断される場合は必要な修正を行う等柔軟に対処し、工事の安全性及び経済性を確保するよう努めることが重要である。

表-9.2.8 標準的支保パターン¹⁶⁾

(通常断面トンネル 内空幅 8.5～12.5m 程度)

地山等級	支保パターン	標準 1掘進長 (m)	ロックボルト				鋼アーチ支保工			吹付厚 (cm)	覆工厚		変形余裕量 (cm)	掘削工法
			長さ (m)	施工間隔		施工範囲	上半部種類	下半部種類	建込間隔 (m)		アーチ・側壁 (cm)	インバート (cm)		
				周方向 (m)	延長方向 (m)									
B	B	2.0	3.0	1.5	2.0	上半 120°	—	—	—	5	30	0	0	補助ベンチ付 全断面工法又は上部 半断面工法
C I	C I	1.5	3.0	1.5	1.5	上半	—	—	—	10	30	(40)	0	
C II	C II-a	1.2	3.0	1.5	1.2	上・下 半	—	—	—	10	30	(40)	0	
	C II-b						H-125	—	1.2					
D I	D I-a	1.0	3.0	1.2	1.0	上・下 半	H-125	H-125	1.0	15	30	45	0	
	D I-b		4.0											
D II	D II	1.0 以下	4.0	1.2	1.0 以下	上・下 半	H-150	H-150	1.0以下	20	30	50	10	

注 1) 支保パターンの a, b の区分は、地山等級が C II、D I の場合は b を基本とし、トンネル掘削に伴う変位が小さく、切羽が安定すると予想される場合は a の適用を検討する。

2) インバートについて

① () 内に示した地山等級範囲において、第三紀層泥岩、凝灰岩、蛇紋岩等の粘性土岩や風化結晶岩、温泉余土等の場合は () の厚さを有するインバートを設置する。

② 早期の断面閉合が必要な場合は、吹付けコンクリートでインバート閉合を行うものとするが、その厚さについては上・下半部の吹付厚さを参考にして個々に決定するものとする。また、吹付けコンクリートによるインバートはインバート厚さに含めることができるが、現場打ちコンクリートによるインバート部分の厚さがアーチ・側壁の覆工コンクリート厚さを下回ってはならない。

③ 地山等級が D I であっても、下半部に堅岩が現れる等岩の長期的支持力が十分であり、側圧による押し出し等もないと考えられる場合はインバートを省略できる。

3) 金網について

① 地山等級が D I においては、一般に上半部に設置する。なお、D II においては、上・下半部に設置するのが通例である。

② 鋼繊維補強吹付けコンクリート(SFRC)等を用いる場合は、金網を省略できる。

4) 変形余裕量について

地山等級が D II においては、上半半断面工法の場合は上半部に、補助ベンチ付全断面工法は掘削に時間差がないため上・下半部に変形余裕量として 10cm 程度見込んで設計するのが通例である。なお、変形余裕量は実際の施工中の計測により適宜変更していく必要がある。

5) 本表に示さなかった地山等級 A, E については、地山条件に合わせて、それぞれ検討するものとする。

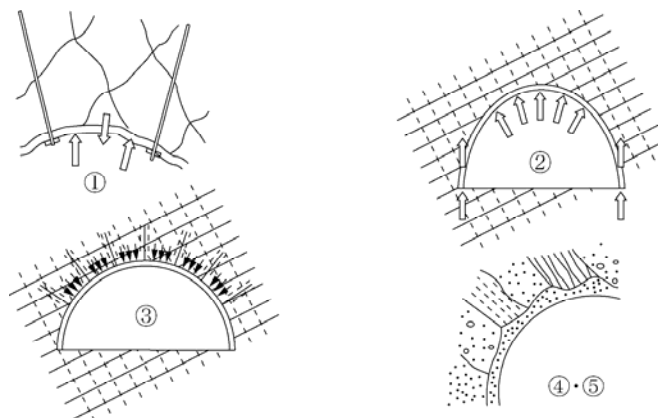
6) 通常断面の適用範囲であっても、大断面との境界付近で上半三心円等の偏平な断面を採用する場合には、大断面の支保パターンの適用を検討する。

(4) 吹付けコンクリート

吹付けコンクリートは掘削後の断面形状に容易に施工でき、直ちに地山に密着することから、地山の持つ支保能力の低下を防ぐ上で重要な支保工のひとつである。吹付けコンクリートの設計に当たっては、その使用目的、地山条件、施工性等を考慮し、支保部材として十分にその機能を発揮させることが重要である。

吹付けコンクリートの主な作用効果については以下のとおりであるが、詳細については、設計基準「水路トンネル」の「6.2.2 吹付けコンクリート」を参照する。

吹付けコンクリートの作用効果を図-9.2.7に示す。



注) ①岩盤との付着力、せん断抵抗による支保効果、②内圧効果、リング閉合効果、③外力の配分効果、④弱層の補強効果、⑤被覆効果

図-9.2.7 吹付けコンクリートの作用効果¹⁶⁾

ア 岩盤との付着力、せん断抵抗による支保効果

吹付けコンクリートと岩盤との付着力により、吹付けコンクリートに作用する外力を地山に分散させ、またトンネル周辺の割れ目や亀裂にせん断抵抗を与え、キープロックを保持して抜け落ちを防止し、グラウンドアーチをトンネル壁面近くに形成させる。

イ 内圧効果、リング閉合効果

比較的厚い吹付けコンクリートが連続した1個の部材として地山を支持することにより、地山の変形を拘束して地山に支保力(内圧)を与え、地山を三軸応力状態に近い状態に保持して、地山の応力解放を抑制する。また、早期にインバートを敷設して断面を仮閉合することにより、支保効果が更に発揮される。

ウ 外力の配分効果

鋼アーチ支保工、あるいはロックボルトに土圧を伝達する部材として挙動する。

エ 弱層の補強効果

地山の凹みを埋め、弱層をまたいで接着することにより、応力集中を防ぎ弱層を補強する。

オ 被覆効果

掘削後、早期に壁面を覆するため、周辺地山の風化防止、止水、微粒子の流出防止等の効果がある。

このため、吹付けコンクリートは掘削直後に施工し、可能な限り早期に断面閉合することがこれらの効果を十分発揮させることになる。

吹付けコンクリートには乾式と湿式があるが、一般にはリバウンドが少なく作業環境のよい湿式が用いられている。

吹付けコンクリートの配合は、必要な強度、耐久性が得られ、水密性、付着性、施工性のよいコンクリートが得られるように定めなければならない。配合は施工機械や現場の材料によって変わるので、一般にコンクリートと同様に現場試験によって調整する必要がある。

地山条件が悪く吹付けコンクリートに引張強度やじん性等が求められる場合には、原則として吹付けコンクリートの補強として金網を使用する。すなわち、金網は吹付けコンクリートのせん断補強や付着力及びじん性の向上、施工時のはく落防止等の目的で使用される。

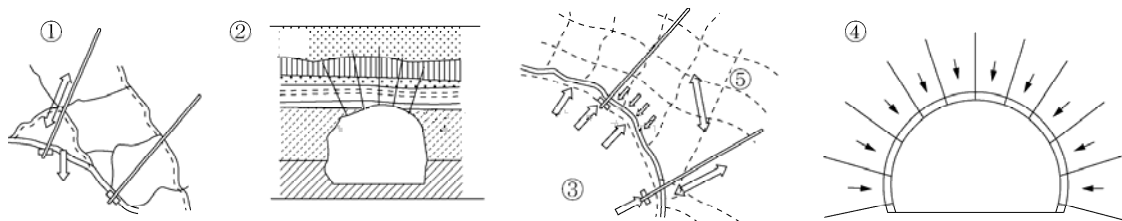
金網は、 $\phi 5 \times 150 \times 150 \text{mm}$ 程度の溶接金網 (JIS G 3551) が多く用いられており、金網の端部は相互に1目 (150mm) 以上にラップさせるようにする。

(5) ロックボルト

ロックボルトの主な効果は以下のとおりであるが、設計に当たっては、その使用目的、地山条件、作用効果、施工性等を考慮しなければならない。

ロックボルトの作用効果、定着方式、材料等の説明については、設計基準「水路トンネル」の「6.2.3 ロックボルト」に詳細が記述されているため本技術書では概要にとどめる。

概念的には図-9.2.8に示す効果が挙げられる。



注) ①縫付け効果 (吊下げ効果)、②梁形成効果、③内圧効果、④アーチ形成効果、⑤地山改良効果

図-9.2.8 ロックボルトの作用効果¹⁶⁾

ア 縫付け効果 (吊下げ効果)

発破等で緩んでいない地山に固定し、落下を防止しようとするもので、最も単純な効果である。割れ目の発達した地山において、吹付けコンクリートと併用すると効果がある。

イ 梁形成効果

トンネル周辺の層を成している地山は、層理面で分離して重ね梁として挙動するが、ロックボルトによって層間を締め付けると、層理面でのせん断応力の伝達が可能となり、合成梁として挙動させる効果が生じる。

ウ 内圧効果

ロックボルトの引張力に相当する内圧としてトンネル壁面に作用する。これにより、トンネル近傍の地山を三軸応力状態に保つことが可能となる。これは、圧縮試験時における拘束力の増大と同じような意味を持ち、地山の強度あるいは耐荷能力の低下を防ぐ作用をする。

エ アーチ形成効果

ロックボルトによる内圧効果のため、耐荷能力の高まったトンネル周辺の地山は、一様に変形することによって地山アーチを形成する。

オ 地山改良効果

地山内にロックボルトが挿入されていると、地山自身の有すせん断抵抗力が増大し、地山が降伏した場合でも残留強度が増す。このような現象は、ロックボルトにより地山強度特性が改善されたということになる。

ロックボルトの定着には定着材式と摩擦式がある。一般的には、広い範囲の地山に使用可能な定着材式が多く用いられているが、それぞれの定着方法の特長、適用範囲を理解し、個々の地質条件に合ったロックボルトの定着型式を選定する必要がある。

ロックボルトの素材は、異形棒鋼、ねじり棒鋼、全ねじ棒鋼が一般に使用されている。表-9.2.9に地山分類とロックボルトの一般的な耐力を示す。

表-9.2.9 ロックボルトの材質²⁷⁾

地山等級	ロックボルト材質
B、C I	異形棒鋼と同等以上（耐力117.7kN以上）
C II、D I、D II	ねじり棒鋼と同等以上（耐力176.5kN以上）

ロックボルトの配置については、地山の悪い箇所を局部的に補強するランダムボルティングもあるが、ここでは、標準支保パターンに基づく通常のシステムボルティングにおいてロックボルトを配置する場合の留意事項を示す。

- ① 吹付周長に対し周方向間隔に配置する。
- ② 配置は左右対称とする（フォアパイルは除く。）。
- ③ 周方向間隔は断面の途中で変えない。
- ④ 上半最下部のロックボルトは上半最下部から 50cm 程度離すものとする。
- ⑤ 配置に当たり同一トンネルであっても、上半頂部に配置するか、あるいは上半頂部を外すかは、支保パターンごとに使い分けることとなり、下半最下部のロックボルトについても 50cm 程度離すことが望ましい。
- ⑥ 経済性を考慮し、最適のロックボルト本数を選定すること。

(6) 鋼アーチ支保工

鋼アーチ（鋼製）支保工の主な効果は以下のとおりであるが、設計に当たっては、その使用目的に応じて必要な強度を有し使用条件に適合するものとする。

鋼製支保工の形状は、掘削断面に適合し、作用荷重、その他の諸条件に対して有利で、かつ施工上の便宜を備えたものを選定する。

鋼アーチ支保工の使用目的、作用効果、材料等の説明については、設計基準「水路トンネル」の「6.2.4 鋼製支保工」に詳細が記述されているため、本技術書では概要にとどめる。

ア 鋼製支保工の効果

- ① 吹付けコンクリートが固まるまでの支保
- ② フォアポーリング等の支点
- ③ 落盤及び崩壊性地山の安全対策
- ④ ロックボルト及び吹付けコンクリートとの協調支保

イ 鋼製支保工の断面・材質

① 鋼製支保工は、作用荷重のほか、吹付けコンクリートの厚さ、断面規模、施工法等を考慮して適当な強度、剛性を有するものを選定する。断面形状は地山との空隙に吹付けコンクリートがよくまわりこみ、吹付けコンクリートと一体化しやすいものがよい。

② 鋼製支保工の鋼材には、大きな荷重により変形を生じてもぜい性破壊を生ぜず、かつ曲げや溶接等の加工の容易な材質が望まれる。

材質及び形状については、一般に H 形鋼の使用が多い。また、鋼製支保工の継手の位置及び構造は、掘削断面形状、施工法及び断面力の大きさと分布等を考慮して決定する。鋼アーチ支保工の材料及び規格の例を表-9.2.10、表-9.2.11 に示す。

鋼製支保工には、吹付けコンクリートにより固定されるまでの間、転倒を防止するために適当なつなぎ材を設ける。

つなぎ材には、通常はさや管方式を用いているが、坑口部に施工する鋼アーチ支保工はトンネル軸方向の荷重を受けることがあるので、つなぎ材としてはタイロッド方式を標準とする。

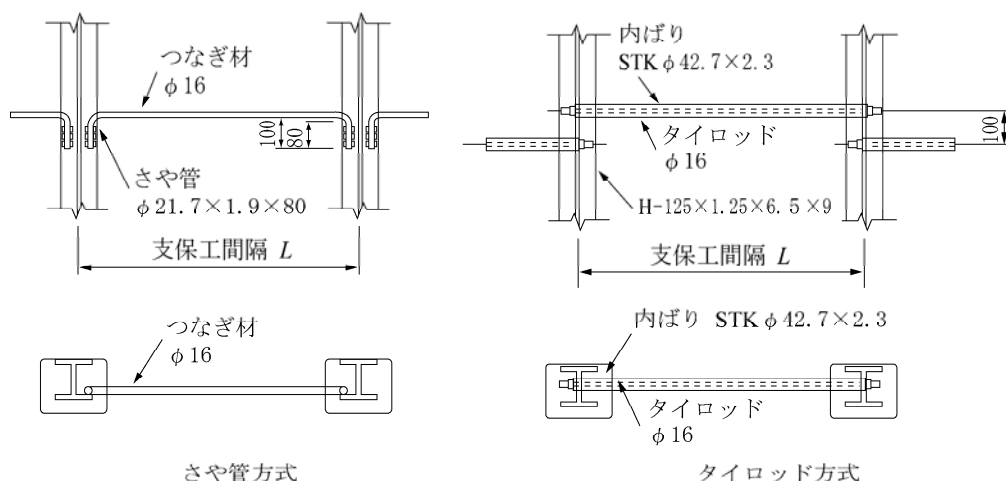
表-9.2.10 鋼製支保工の諸元²⁷⁾

種類	呼 称 寸 法 (mm)	断面積 $A(\text{cm}^2)$	単位質量 $W(\text{kg/m})$	断面二次 モーメント $I_x(\text{cm}^4)$	断面係数 $Z_x(\text{cm}^3)$	冷間加工最 小曲げ半径 の目安(m)	材料 規格
H形鋼	H-125×125×6.5×9	30.00	23.6	839	134	1.5	SS400
	H-150×150×7.0×10	39.65	31.1	1620	216	2.0	
	H-200×200×8.0×12	63.53	49.9	4720	472	4.2	

表-9.2.11 鋼製支保工の使用材料²⁷⁾

掘削区分 名称	通常断面(一般部)			通常断面(坑口部)		大断面	
	CII-b	DI-b	DII	上部半断面 工法 DIII-a (核残し)	側壁導坑 先進工法 DIII-b (核残し)	CII	DI
H 型 鋼 (上半)	H-125×125×6.5×9 $n=2$	H-125×125×6.5×9 $n=2$	H-150×150×7×10 $n=2$	H-200×200×8×12 $n=2$	H-200×200×8×12 $n=2$	H-150×150×7×10 $n=2$	H-150×150×7×10 $n=2$
継 手 板 (天端)	PL-155×180×9 $n=2$	PL-155×180×9 $n=2$	PL-180×180×9 $n=2$	PL-230×230×16 $n=2$	PL-230×230×16 $n=2$	PL-180×180×9 $n=2$	PL-180×180×9 $n=2$
継 手 板	————	PL-155×180×9 $n=4$	PL-180×180×9 $n=4$	PL-230×230×16 $n=4$	————	————	PL-180×180×9 $n=4$
H 型 鋼 (下半)	————	H-125×125×6.5×9 $n=2$	H-150×150×7×10 $n=2$	H-200×200×8×12 $n=2$	————	————	H-150×150×7×10 $n=2$
底 板	PL-180×230×16 $n=2$	PL-230×230×16 $n=2$	PL-250×250×16 $n=2$	PL-300×300×19 $n=2$	PL-230×230×16 $n=2$	PL-180×180×16 $n=2$	PL-250×250×16 $n=2$
ボルト・ナット	φ20×70 $n=2$	φ20×70 $n=6$	φ20×70 $n=6$	φ20×70 $n=6$	φ20×70 $n=2$	φ20×70 $n=6$	φ20×70 $n=6$
継 ぎ 材	φ16×1.35 $n=6$	φ16×1.15 $n=10$	φ16×1.15 $n=10$	φ16×1.15 $n=6$	φ16×1.15 $n=10$	φ16×1.35 $n=8$	φ16×1.15 $n=12$

注) 断層帯等特殊な場所では、H-200及びMU-29を使用することができる。

図-9.2.9 つなぎ材の例²⁷⁾

(7) 覆工

覆工は、吹付けコンクリート等の他の支保工とともにトンネルの安定を確保する支保工構造の一部をなすとともに、内装としての役割等、トンネルの最終的な仕上げとしての役割も果たす。NATM トンネルでは、力学的に覆工を必要としない場合もあるが、予想が困難な諸問題に対する安全性の確保、内装、耐久性等を考慮して覆工を行うのが一般的である。

また、吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保等が地山と一体となって支保するという NATM 工法の考えから巻厚を薄く施工されることが多いが、地山の変位が著しく、変位が継続する場合や、施工後の支保工の強度低下が生じる場合は覆工の剛性を向上することにより地山の安定化を図ることができる。

標準支保パターンでは、覆工コンクリートの設計巻厚は特別な場合を除き 30cm を標準としているが、地質が不良な場合、大きな曲げモーメントが作用する場合等はインバートを設けて閉合断面としている。力学的に覆工を必要とする場合は、現象が複雑であり、解析や計測の結果を参考として、総合的に予測が困難な要素を含めて検討し、解析手法としては、骨組み解析が用いられることが多い。

覆工に用いるコンクリートの配合は、所要の強度、耐久性及び良好な施工性が得られるよう定めなければならない。なお、覆工コンクリートの配合例を表-9.2.12 に示す。

型枠には、移動式セントル（スライドセントル）と組立式セントル（バラセントル）があり、本技術書が対象としている 2 車線の道路トンネルではスライドセントルが一般的で、9 ～ 12m で打設している例が多い。

表-9.2.12 覆工コンクリートの配合²⁷⁾

区分 種類	粗骨材の 最大寸法	スランプ	単位セメント量	設計基準強度
トンネル覆工	40mm	15cm	2.7kN/m ³ 以上	18N/mm ²
インバート	40mm	8cm	2.3kN/m ³ 以上	18N/mm ²

9.2.6 防水工・排水工

(1) 一般事項

トンネル内に漏水が生じると、走行安全性の低下を招くほか、凍害による覆工の劣化、冬期のつらら、側氷の発生、照明・防災機器類の腐食等、トンネルの耐久性や維持管理の面からも問題となる。また、覆工により止水された湧水は外力として働き、覆工のクラック発生原因となるほか、トンネルとしての構造安定性を損なうおそれがある。以上のことから、トンネルの漏水を防ぎ、湧水を速やかにトンネル外に排出する目的で、適切な防水工・排水工を設計することが肝要である。なお、供用後の車両によるトンネル内への持込水、トンネル洗浄水、消火水等についても排水工を考慮しておく必要がある。防水工・排水工の区分を図-9.2.10に示す。

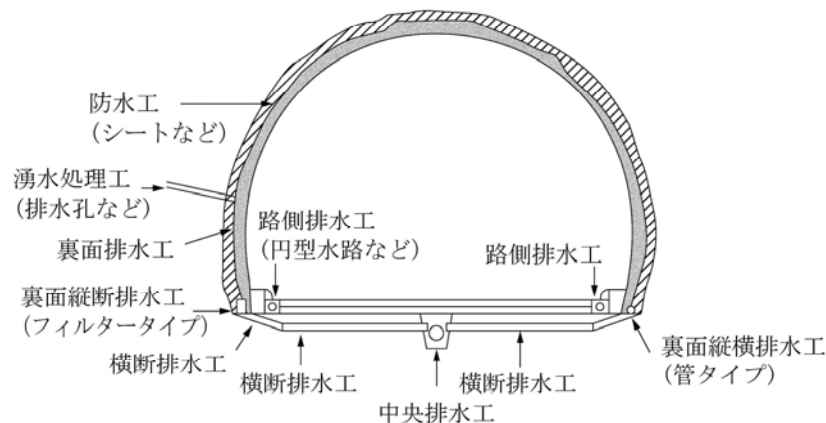
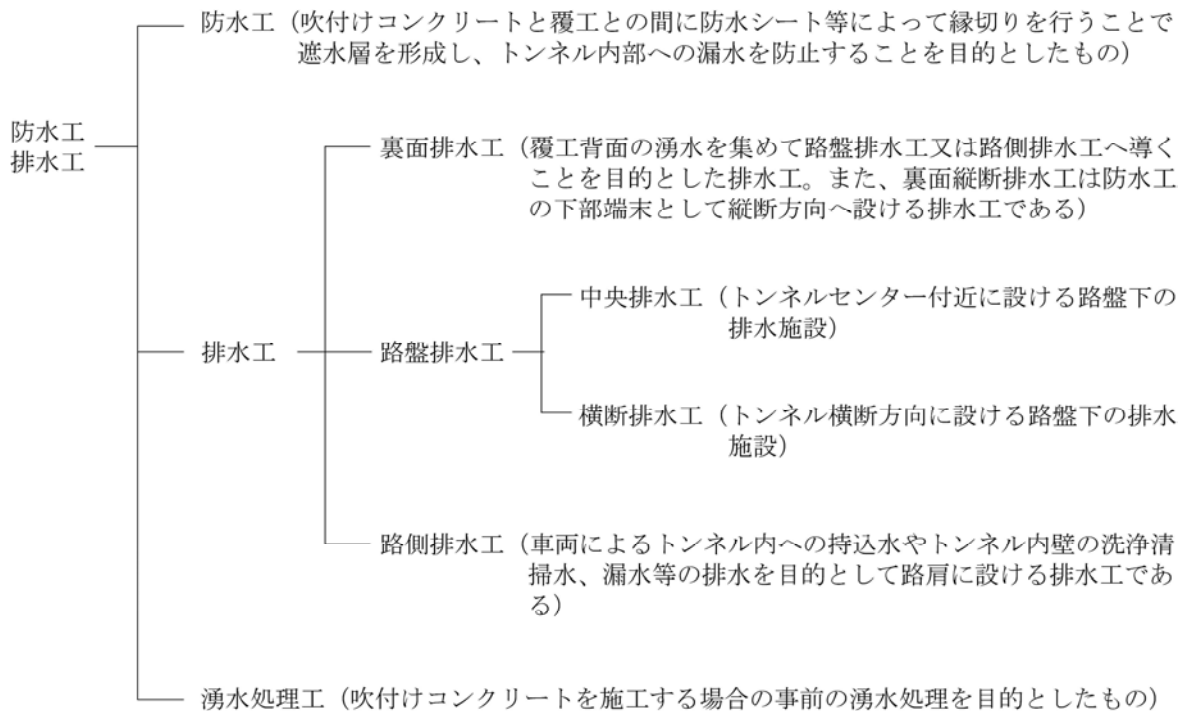


図-9.2.10 防水工・排水工の区分¹⁶⁾

(2) 防水工

吹付けコンクリート面と覆工との間には、漏水を防止するために防水工として遮水層を設ける。防水層は湧水が見られない箇所であっても、原則として明り巻き部を含む全区間に設けるものとする。

防水工の材料は耐久性及び施工性に富み、施工時等に破損しない強度のものを選定する必要がある。使用する材料は、現在道路トンネルではひび割れ防止も兼ねて、透水性緩衝材と防水シートの組み合わせられたものが一般的に用いられている。

- ① 覆工コンクリートのひび割れ対策及び防水工に使用する材料は、透水性緩衝材と防水シートの組み合わせられたものとし、吹付けコンクリートと覆工の間に上下半の全周に設置する。
- ② 防水工に使用する防水シートは、厚さ 0.8mm 以上のビニルシート等とし、表-9.2.13 に示す規格に合格するものとする。また、透水緩衝材は厚さ 3 mm 以上とする。

表-9.2.13 防水シートの規格²⁷⁾

項 目	試 験 法	規 格
比 重	JIS K 6773 (20℃)	0.95±0.05
引張強さ (N/mm ²)	〃	15.7以上
伸 び (%)	〃	600 以上
引裂強さ (N/mm ²)	JIS K 6251 (20℃)	4.9 以上

(3) 排水工

トンネルの排水工は、トンネルの湧水及び路面水を、停滞を生ずることなく円滑に自然流下できる断面及び勾配を選定する。排水工の設計例を、図-9.2.11 に示す。

ア 裏面排水工

裏面排水工は、排水パイプやフィルタマット等により路側排水工又は路盤下の中央排水工へ導くように設計する。また、コンクリート打設中にコンクリートが流入したり、破損したり、目詰まり等を起こさないような構造とする。

裏面排水工の設置区間は湧水の有無に関わらず、明り巻き部を含むトンネル全区間とする。

イ 路盤排水工

(ア) 横断排水工

横断排水工の設置間隔は、一般に 30～50m で、湧水が多いと予想されるトンネルについては 30m 以下の間隔で計画するのがよい。設置区間は湧水の有無に関わらず、明り巻き部を含むトンネル全区間とする。

材料は、載荷重が大きい場合は有孔高密度ポリエチレン管（内面平滑タイプ）や有孔ヒューム管（Ⅱ種）を用い、歩道等は塩化ビニル管と使い分けている場合もある。孔径は、遊離石灰の沈着等による閉塞を考慮すると、最小でも 10～15cm 程度のものを布設することが望ましい。

(イ) 中央排水工

中央排水工は、地質調査結果等から想定される湧水状況等から完成後の湧水量を排水できる断面を基本とするが、維持管理等からも十分余裕のある断面が望ましく、一般に 30cm 程度以上の有孔高密度ポリエチレン管（内面平滑タイプ）や有孔ヒューム管（Ⅱ種）が使われている。

インバートのある区間は、原則としてインバート上部に設置するものとし、湧水が多い場合はインバート下部に仮排水工を併設している例もある。中央排水工の勾配は、路面の勾配に合わせることを原則とする。

ウ 路側排水工

路側排水工は一般に U 形溝や円形水路が使用されているが、トンネル延長が短い場合は L 型溝を用いる場合もある。なお、明かり部の縦断排水は流入させないことを原則とするが、やむを得ず流入させる場合は、明かり部の排水量も考慮して十分余裕のある断面とする必要がある。また、片勾配区間においても路側排水工はトンネル両側に設けるのを原則とする。

路側排水工は、二次製品の円型水路を標準とする。

路側排水工の集水桝間隔は、50m 程度を目安とし、路側排水工の仕様に応じた工法・材料を選定するものとする。

