

膨張性地山における多重支保工法の 支保効果に関する検証

The Support Effect of Multiple-Layer Supporting Method in Squeezing Rocks

竹津 英二¹・小川 淳²・神谷 信毅³・石松 辰博⁴
Eiji Taketsu, Atsushi Ogawa, Nobuki Koya and Tatsuhiro Ishimatsu

¹正会員 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 北陸新幹線建設局
(〒380-0936 長野県長野市大字中御所字岡田45-1 山王ビル)

²正会員 工修 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 北陸新幹線建設局上越鉄道建設所
(〒943-0861 新潟県上越市大和六丁目3-33)

³正会員 工修 株式会社大林組 北陸支店 北幹板倉トンネルJV工事事務所
(〒944-0108 新潟県中頸城郡板倉町大字長嶺字笹原640-1)

⁴正会員 レヴェックスコンサルタント株式会社 技術部
(〒213-0026 神奈川県川崎市高津区久末2134)

E-mail: t-ishimatsu@revex.co.jp

The multiple-layer supporting method had been adapted for squeezing rock.

Based on the analysis of measurement result and the execution experiences, second-layer support may be applied at as early as the stage to which shotcrete of primary-layer support resulted in yield.

The method of constructing second-layer support at the step which has distance of 1D to 2D (D:tunnel width) was adopted.

It has checked that there was an effect which the function of primary-layer support recovers, in addition to improvement in the bearing capacity of the whole tunnel. Also in case of extremely large ground pressure, the multiple-layer supporting method functioned effectively by the suitable combination of primary and second-layer support, timing of second-layer support.

It was found to be very flexible in execution with the security and rationality secured.

The concept of multiple-layer supporting method was able to check with field measurement

Key Words : squeezing rock, support effect, multiple-layer supporting method, ground characteristic curve

1. はじめに

北陸新幹線飯山トンネルは、長野県飯山市から新潟県板倉町に至る全長約 22.2km の長大トンネルで、現在 6 工区に分割し施工中である。このうち新潟県側出口の板倉工区と木成工区の工区境に分布する泥岩区間は断層破碎帯が連続し、非常に乱されており(以下、擾乱帯)、地山の強度が低く、140～180m と比較的大きな土盛りであるため、変位の大きい膨圧区間となっている。施工法は多重支保工法を採用し、ミニベンチカット工法による掘削で断面の早期閉合を図ったが、予想以上の膨圧と一次支保工の耐

力不足により、吹付けコンクリートの圧縮破壊、鋼製支保工の変形が発生した。一次支保工の内空変位は最大で 500mm 以上に達し、直ちに二次支保工を施工したものの変位の収束には至らず、最終的にはインバート部の吹付けコンクリートや鋼製支保工に変形が発生した。このため、一次支保工の鋼製支保工を高規格(SS540)に、吹付けコンクリートを初期高強度吹付けコンクリート(設計基準強度 36N/mm²)にそれぞれ変更し一次支保工耐力を向上させるとともに、二次支保工の早期設置を図った。

本稿では、擾乱帯における多重支保工法の施工事例を紹介するとともに、その効果を検証する。

2. 工事概要

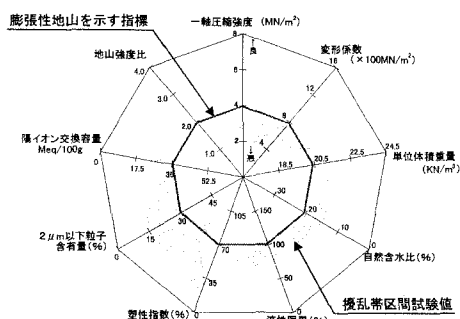
(1) 地質状況

図-1 に飯山トンネル全体地質縦断図を示す。地質は新第三紀寺泊層、椎谷層、西山層、灰爪層及び第四紀の小国層からなっている。図に示す木成工区と板倉工区の工区境部約 500m 間は、小濁衝上断層の影響による擾乱帯で、破碎度が激しく、方向が一樣でない亀裂を多数有した軟質化した泥岩であり、鏡肌が発達している。掘削時の切羽はほぼ全域で自立せず、肌落ち・崩落が著しい状況であった。

図-2 は当該区間の岩石試験結果である。

- ①粒度試験：2 μ m 以下粒子含有量は 13～46%
- ②液性限界・塑性指数：液性限界は 70～110%、塑性指数は 20～30%程度
- ③陽イオン交換容量：25～35Meq/100g
- ④一軸圧縮強度：2～3MN/m²程度
- ⑤変形係数：260～730 MN/m²の範囲
- ⑥地山強度比：0.5～0.8 程度

強度特性を示す指標は、一軸圧縮強度、変形係数、地山強度比とも低い値を示した。



※膨張性を示す指標は大塚ら¹⁾による

図-2 岩石試験結果

(2) 施工経緯

当該区間は、当初ショートベンチカットにより掘削を行っていたが、地質状況の悪化に伴って変位が増大した。内空変位が上半水平側線で 200mm を超えるようになったため、上半仮インバート等を施工し変位の収束を図ったが、収束傾向が得られなかった。また、脚部沈下も顕著であり、最大沈下量は 1,400mm を超えた。このため、ミニベンチカットに移行し、断面の早期閉合を図るとともに、多重支保工法^{2) 3)}を採用した。ここで多重支保工法とは、坑壁の変位をある程度許容することにより一次支保工の健全性が損なわれることを見越し、その内側に新たに二次支保工を建て込むことにより、支保全体の健全性を確保する施工法である。

多重支保工法による施工は、これまでの施工実績をもとに表-1 に示す支保パターン A で開始した。二次支保工の施工時期も実績より、上半切羽から 3.5D 離れ (D: トンネル掘削幅) を基本とした。ところが、一次支保工設置後、15m 掘削した時点で内空変位が 300mm を超え、収束する傾向がなかった。

表-1 支保パターン比較表

項 目		支保パターンA	支保パターンB
一次支保工	鋼製支保工	200H (SS400)	200H (SS400)
	吹付けコンクリート	吹付厚25cm 補強繊維 18N/mm ²	吹付厚25cm 補強繊維 36N/mm ² (初期高強度)
	ロックボルト	4.0m×10本 4.5m×16本	4.0m×10本 4.5m×16本
	鋼製ストラット	200H (SS400)	200H (SS400)
二次支保工	吹付けコンクリート	吹付厚25cm 18N/mm ²	吹付厚25cm 36N/mm ² (初期高強度)
	鋼製ストラット	125H (SS400)	150H (SS400)
	吹付けコンクリート	吹付厚12.5cm 18N/mm ²	吹付厚15cm 18N/mm ²
	鋼製ストラット	—	150H (SS400)

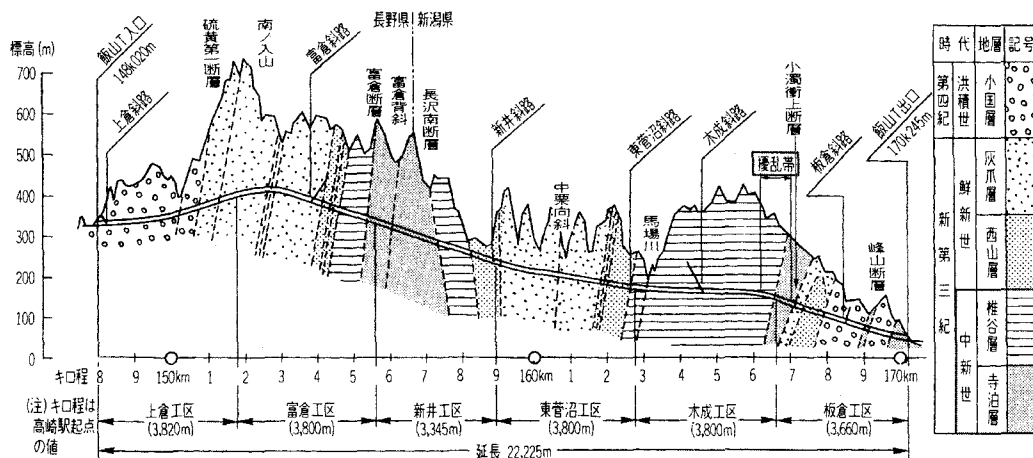


図-1 飯山トンネル全体地質縦断図

また、天端、側壁部ともに吹付けコンクリートの剥落が生じ、鋼製支保工については座屈が進行し破断に至る箇所が相次いだ（写真-1）。この時点で二次支保工を施工したが、変位は収束しなかった。さらに、インバートストラットが連続して破断している状況が確認された（写真-1）。これらの状況は、土圧が想定より大きく、一次支保工耐力が不足し、早期に破壊に至り、二次支保工の施工によっても安定状態を得られなかったためと考えられた。このため、計測結果等の分析・解析を行い、一次支保工の吹付けコンクリートが降伏状態に至った段階で直ちに二次支保工を施工することを基本とし、上半切羽の進行が1D～2Dで二次支保工を施工する手順を採用した。図-3に多重支保工区間の標準施工順序図を示す。

二次支保工の早期施工と同時に、一次、二次の支保工耐力の向上を図った。一次支保工においては、吹付けコンクリートの高強度化（設計基準強度、 36N/mm^2 ）、鋼製支保工の高耐力化（SS540）を考えた。二次支保工に関しては、支保のランクアップ（H-150、吹付け厚 $t=15\text{cm}$ ）に加えて、インバート部については変状の状況から耐力が大幅に不足していると考え、二次支保工にもインバートストラットを使用した。表-1 および図-4に、このときの支保パターンBの仕様を示す。

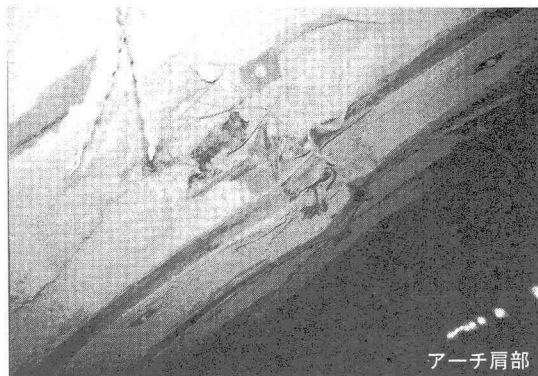


写真-1 支保変状状況

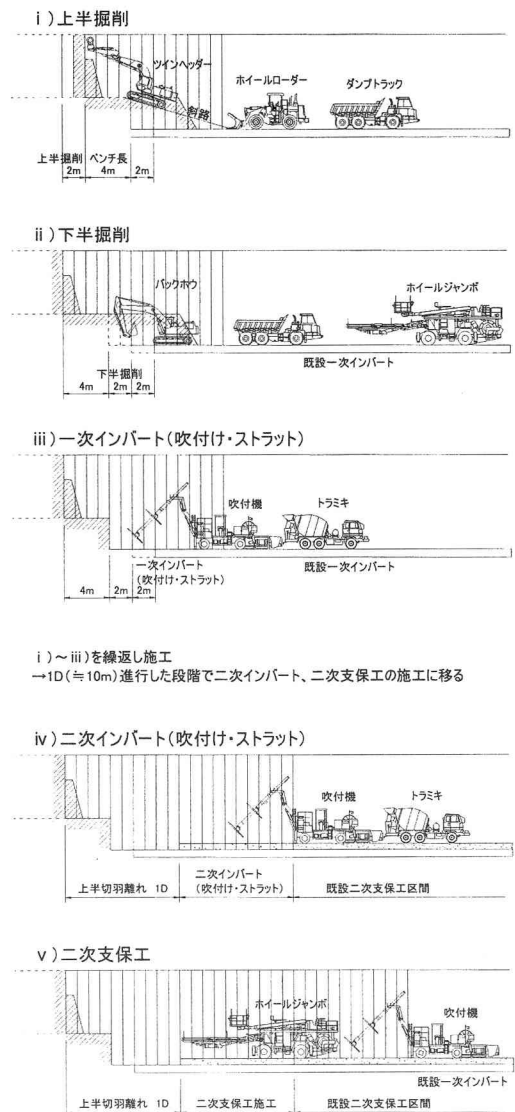


図-3 多重支保工法施工順序図

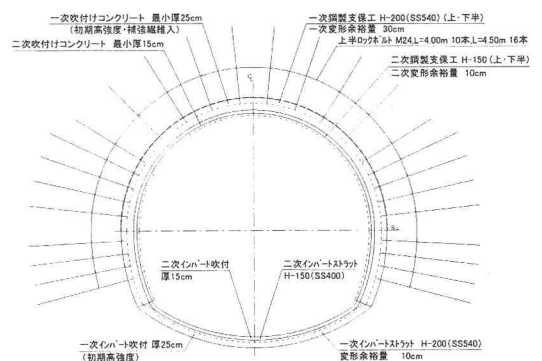


図-4 高耐力支保パターン

3. 多重支保工法の効果の検証

一次支保工の耐力向上と二次支保工の早期施工の効果によって、支保パターンBでは内空変位は200mm前後で収束傾向を示し、二次支保工の変状は認められなくなり、トンネルが不安定になるような状況はなくなった。これらの効果を確認するため、実施した計測結果を以下に示す。

(1) 天端沈下・内空変位測定結果

図-5に内空変位（上半水平側線）の経時変化の一例を、図-6に一次および二次支保工それぞれについての天端沈下及び内空変位量を縦断的に示す。

一次支保工高耐力化前の支保パターンAでは内空変位が300mmを超え、吹付けコンクリートのクラック発生や剥落、鋼製支保工の座屈、破断等が相次いだ。この後、二次支保工を設置し、変位速度は一旦減少したが、変位は収束せず、100～200mm程度の

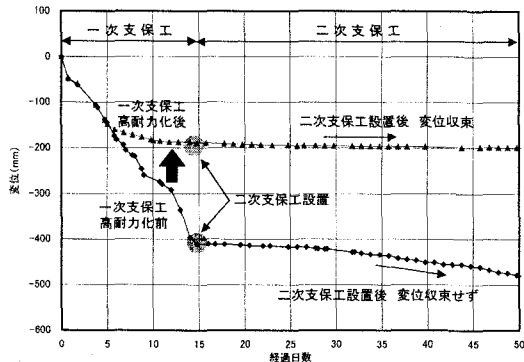


図-5 内空変位計測結果の一例

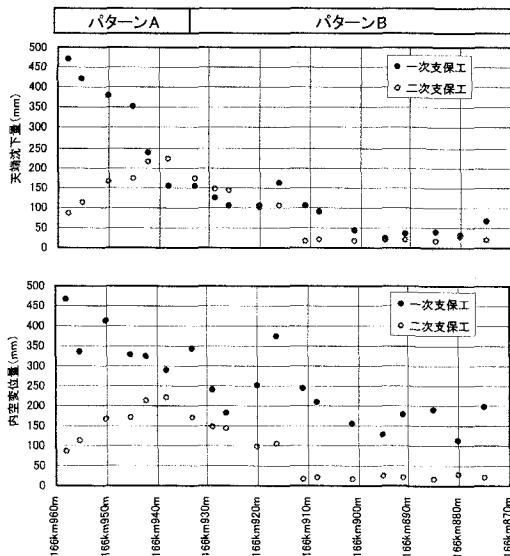


図-6 天端沈下量・内空変位量（一次・二次）

変位が発生し、二次支保工にも変状が発生した。

一方、一次支保工高耐力化後の支保パターンBでは一次支保工段階での変位量が200mm程度となり、二次支保工設置後の変位量は40mm以内で安定するようになった。

(2) B計測結果

以下、支保パターンBにおける吹付けコンクリート及び鋼製支保工に関する計測結果を示す。

a) 一次支保工

図-7は一次支保工の吹付けコンクリート応力の経時変化を表したものである。断面内のすべての測点において一次支保工設置直後から早期に圧縮応力が增大し、ある時点で圧縮力による損傷が生じて応力が一旦減少している。しかしながら、二次支保工を設置した後、一次支保工の吹付けコンクリート応力は再度上昇に転じ、支保機能の回復が認められる。特にインバートにおける変化が顕著であり、破壊により激減した応力が再度上昇している。

図-8に一次支保工の鋼製支保工縁ひずみの経時変化を示す。天端部およびインバート部は施工直後から縁ひずみが進行し降伏状態となったが（降伏ひずみ0.21%）、二次支保工の設置とともに発散状態にあったひずみの進行が急速に抑制されている。

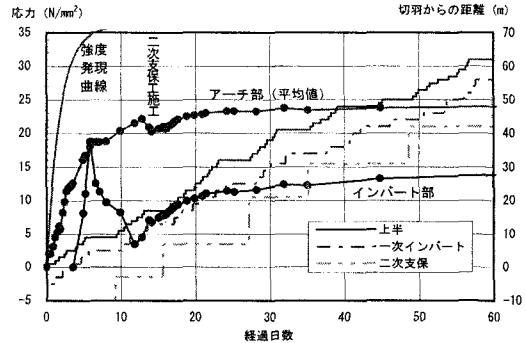


図-7 吹付けコンクリート応力経時変化（一次）

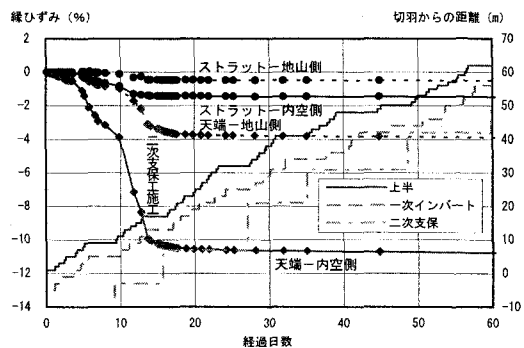


図-8 鋼製支保工縁ひずみ経時変化（一次）

これらのことから、一次支保工が一部、降伏状態に至っても、破壊に至る前に二次支保工を施工することができれば、全体の耐荷力向上に加え、一次支保工の支保機能回復にも寄与することが分かる。

b) 二次支保工

二次支保工吹付けコンクリート応力の経時変化を図-9に示す。アーチ～側壁部は2～6N/mm²と比較的低い応力状態にある一方で、インバート部は設計基準強度(18N/mm²)に達し、高い応力状態にあることが分かる。

図-10に二次支保工鋼製支保工の主な測点での緑ひずみの経時変化を示す。概ね緑ひずみが0.1%以下の安定した状態であるが、インバート部地山側の緑ひずみが約0.2%となっており降伏状態となっている。なお、降伏ひずみは0.11%である。

以上のように、二次支保工のアーチ～側壁部の応力状態を見ると非常に安定した状態で、支保の健全度が保たれていることが分かる。一方、インバート部においては吹付けコンクリート、鋼製支保工(ストラット)ともに高い応力状態にある。このことは、さらに地山条件が悪化した場合、二次支保工の耐力向上等が必要であることを示唆していると考える。

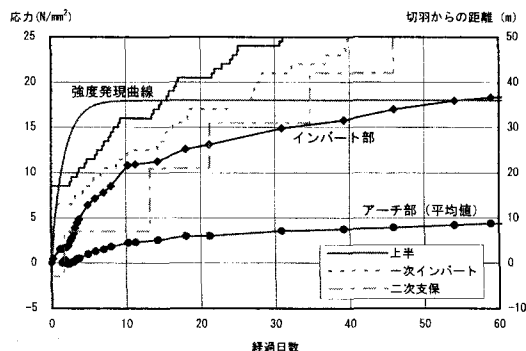


図-9 吹付けコンクリート応力経時変化(二次)

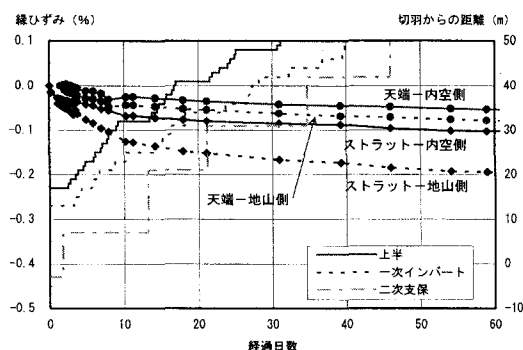


図-10 鋼製支保工緑ひずみ経時変化(二次)

(3) 地山特性曲線との対比と考察

北川⁴⁾は多重支保工法の概念をFenner-Pacherカーブを使って示している(図-11)。

図において、土圧-変位曲線が(a)の場合、一次支保工(①-1)は降伏しているが、二次支保工(①-2)を設置することにより、一次及び二次支保工を合算した支保反力と土圧が均衡し、変位が収束することを表している。

膨圧がさらに大きくなって土圧-変位曲線が(b)のようになった場合、二次支保工(①-2)も降伏し、変位が収束しないと考えられる。この場合、

- 1) 二次支保工の内側にさらに三次支保工(①-3)を設置することで新たに健全なリングシェル構造を構築して、支保工全体と土圧の均衡を図る。
 - 2) 降伏耐力の大きい一次支保工(②-1)を設置し、その後二次支保工(②-2)を設置する。
- という2通りの対策が考えられる。

図-12は支保パターンAと支保パターンBに対して、吹付けコンクリート応力測定と鋼製支保工応力測定の結果から求めた支保反力と内空変位の関係を示したものである。

ここではトンネルを円形と仮定し、各支保部材について応力計測結果の平均値から次式より支保反力を求めている。

$$P_i = \sigma_s \times t / R_a$$

σ_s : 部材応力の平均値

t : 部材断面積

R_a : トンネル半径

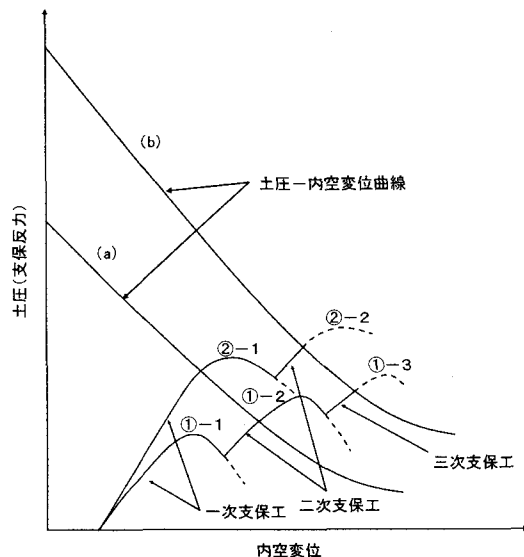


図-11 多重支保工法の概念

表-2 入力パラメータ

記号	項目	入力値
H	土被り	170 m
r_i	トンネルの半径	5.9 m
γ	単位体積重量	21.5 kN/m ³
P_0	初期応力 ($=\gamma H$)	3655 kN/m ²
E	地山弾性係数	200 N/mm ²
σ_c	一軸圧縮強度	1.5 MN/m ²
ν	岩盤のポアソン比	0.3
m, s	破壊前の岩盤の材料定数	$m=3, s=1$
m_r, s_r	破壊後の岩盤の材料定数	$m_r=0.3, s_r=0.1$

なお、先行応力開放率は40%として地山反力曲線の開始位置を与えている。また、図-12に示す地山特性曲線については、支保パターンAと支保パターンBは同一地山条件とした上で、Hoek-Brownの弾塑性解の理論式に基づいて作成した。

入力パラメータは地山試料試験および類似地山の事例などを参考に表-2の数値を仮定した。

図-12によると、支保パターンAでは支保反力が作用外力とバランスできず変位が進行する状況が見て取れる。これは吹付けコンクリートのクラックや鋼製支保工の座屈等の変状が顕在化し、一次支保工の支保効果が損なわれたことに起因すると考える。一方、支保パターンBでは一次および二次の支保部材が健全さを保ちながら支保反力を発揮し、作用外力と均衡することで内空変位を抑制していることがわかる。二次支保工を設置する前に、吹付けコンクリートのクラックや鋼製支保工の降伏が部分的に発生したが、二次支保工を施工することで両者が合算して支保効果を発揮し、作用外力と次第に均衡していく様子が見て取れる。

図中の破線は図-11の多重支保工の概念図との対比を行うために、各支保部材の支保反力状況を模式化したものである。なお、支保パターンAでは二次支保工の応力測定を実施していないため、二次支保工の吹付けコンクリートが破壊した状況等から想定し記入している。これにより降伏耐力の向上による効果（図-11中曲線①-1から曲線②-1）を確認することができる。また、支保パターンAの支保反力の発現状況を見ると、支保が有効に機能したとしても二次支保工の段階では地山特性曲線とバランスしないことが予想できる。このような場合、三次支保工を施工することになるが、三次支保工設置までの余裕量を事前に考慮して施工する必要がある。

以上のように、図-11の多重支保工の概念を実施工において検証することができた。

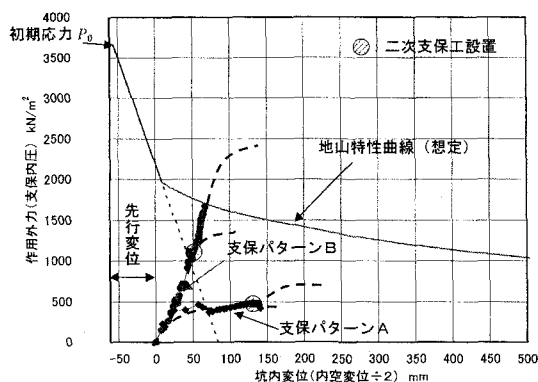


図-12 支保反力と内空変位の関係

4. まとめ

以上から、膨圧が極端に大きい擾乱帯における多重支保工法の適用について以下の知見を得た。

- ①一次支保工が降伏状態に至っても、破壊に至る前に二次支保工を施工することによって、全体の耐荷力向上に加え、一次支保工の機能回復効果を発揮することが確認できた。
- ②擾乱帯のような膨圧が極端に大きい場合でも、一次、二次の支保パターンの組み合わせと二次支保工の施工時期を適切に設定することによって、多重支保工法が有効に機能することが確認できた。
- ③多重支保工法は、地山条件や、支保の変状等に応じて、一次支保工の耐力を変更するとともに、二次支保工の施工時期を適切に設定することによって対応が可能であり、非常に柔軟性に富み、合理的な手法であることが確認できた。
- ④多重支保工法の概念を実施工において確認することができた。

参考文献

- 1) トンネル標準示方書〔山岳工法編〕・同解説，土木学会，p. 36，1996.
- 2) 北川他：縫い返し効果を取り入れた設計施工法（多重支保工法）の提案，トンネル工学研究論文報告集第12巻，pp. 125-130，2002.
- 3) 竹津・小島：膨張性地山における多重支保工法の適用，土木学会第58回年次学術講演会VI-021，pp. 41-42，2003.
- 4) 北川修三：多重支保工法は有効な膨張性地山対策，トンネルと地下，Vol. 34，No. 2，pp. 55-65，2003.