# 幌延深地層研究所の水平坑道の内空変位計測結果に基づく支保工規模の評価

日本原子力研究開発機構　地層処分研究開発部門　　正会員　津坂　仁和

## １．序論

日本原子力研究開発機構は，北海道幌延町で，新第三紀堆積岩を対象に幌延深地層研究所を建設している．これまでに，換気立坑を深度 250.5m，1 本のアクセス立坑を深度 140.5m まで掘削し，深度 140m と 250m に計画している立坑間を結ぶ水平坑道の一部を掘削した．2009 年度には，深度 140m の水平坑道の全区間を掘削する予定である．坑道掘削においては，処分場建設の設計・施工技術の開発に資することを目的として，現場計測結果を逐次分析・評価し，その結果を後続施工区間の支保構造に反映する情報化施工を行っている [1)]．本研究では，これまでの深度 140m と 250m の水平坑道の施工で得た内空変位計測結果を既往の施工事例の結果と比較し，構築した支保工規模の評価を試みた．

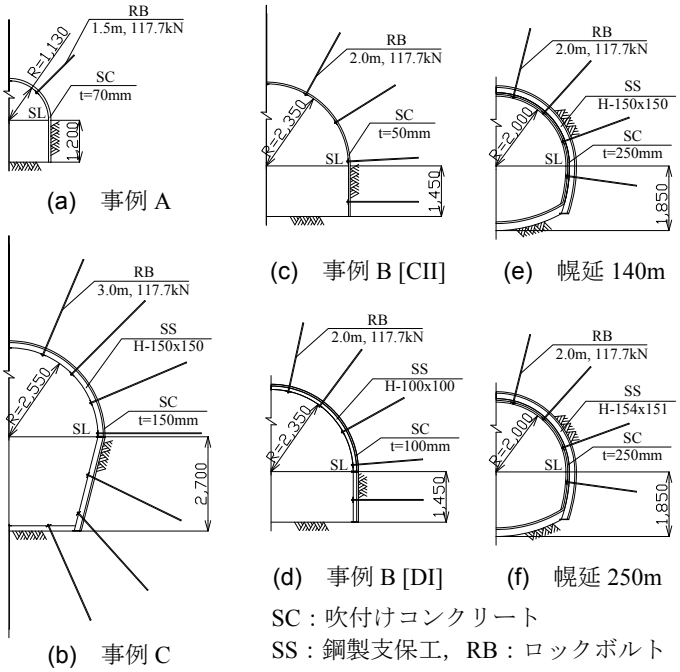
## ２．幌延深地層研究所の水平坑道と対象とした施工事例の概要と支保構造

これまでの水平坑道の施工で内空変位量の収束を確認した断面は，深度 140m の 2 断面（以下，HN140-1 と HN140-2 とする）と深度 250m の 1 断面（以下, HN250-1 とする）である．3 つの断面の形状は三心円馬蹄形であり，掘削断面積は約 16.7m$^2$（掘削径は約 4.6m）である．ここで，掘削径は，掘削断面積と等しい面積を有する円の直径と定義した．今回比較に用いた既往の事例は，以下の事例 A～C である．事例 A は，動力炉・核燃料開発事業団が東濃鉱山で掘削した試験坑道である [2)]．岩盤は新第三紀の堆積岩であり，掘削断面積は約 5.4m$^2$（掘削径は約 2.6m）である．事例 B は，自動車専用道路トンネル付設の避難用坑道である．岩盤はジュラ紀の堆積岩であり，掘削断面積は約 21m$^2$（掘削径は約 5.2m）である．事例 C は，水力発電所の放水路トンネルである [3)]．岩盤は，白亜紀の粘板岩であり，掘削断面積は約 30m$^2$（掘削径は約 6m）である．各事例の代表的な支保構造を**図-1** に示す．ただし，各断面ともセンターライン上で対称な構造であり，その半断面を示す．

## ３．内空変位計測結果に基づく支保工規模の評価

各事例で得たいくつかの内空変位計測結果を**図-2** に示す．事例 C は SL より 1m 下に，他の事例は SL 上に設定した測線を計測した結果を対象とした．また，幌延の坑道と事例 A では，コンバージェンスメジャーにより計測を実施した．断面変形率は，変位量を掘削径で除した値であり，内空側への変位を正の値とした．一般に，坑道掘削の情報化施工において，適切な内空変位計測結果の評価を行うには，その初期値をできるだけ早期に計測することが求められる．掘進に伴う切羽の半ドーム作用の低下を考慮すると，計測断面と切羽との相対距離（以下，切羽距離という）が掘削径の 0.3 倍より短いことが一つの目安である．幌延の対象断面において，初期値を計測した切羽距離は，HN140-1 が 1.5m（掘削径の 0.32 倍），HN140-2 が 0.5m（掘削径の 0.12 倍），HN250-1 が 1.0m（掘削径の 0.22 倍）である．**図-2** より，初期地圧，岩盤性状，支保構造が概ね等しいにも関わらず，HN140-2 と比べて，初期値を計測した時点の切羽距離がわずか 1m 長い HN140-1 の断面変形率は HN140-2 の約 70%にとどまっている．よって，ここでは，内空変位の初期値の計測を，掘削径の 0.3 倍より短い切羽距離で実施した HN140-2 と HN250-1 の結果を分析の対象とした．

各事例の初期変形率と断面変形率との関係を**図-3** に示す．初期変形率は，初期値を計測した直後の一掘進で生じた変位量を，その掘進長で除し，さらに，掘削径で除した値である．図中の太い実線で囲んだ 5 つの区分（I～V）は，二車線道路トンネルの施工で得た岩盤挙動分類 [4)] の項目のうち，初期変形率（同文献 [4)] では，初期変形速度と定義）と断面変形率の関係を，掘削径 10m で補正した結果である．同分類は，初期値が切羽距離 3m 以内（掘削径 10～11m に対して 0.3 倍以内）




SC：吹付けコンクリート
SS：鋼製支保工，RB：ロックボルト

**図-1**　支保構造図

キーワード　坑道掘削，内空変位計測，支保工規模
連絡先　　〒098-3224　北海道天塩郡幌延町北進 432-2　幌延深地層研究センター　TEL 01632-5-2022

に計測した内空変位計測結果に基づいている．

はじめに，既往の分類と事例 A～C の結果を比較する．**図-3** において，事例 A～C のうち，区分 III 以上に分類される断面の初期変形率と断面変形率の関係は，既往の分類と良い関係にある．その一方で，区分 I および II に分類される断面では，初期変形率の区分に対して，断面変形率の区分は一ランク下に分類される．**図-3** では，既往の分類の変位量を掘削径で除すことにより掘削断面積の違いを考慮したが，トンネルの変位量は掘削断面積の比だけではなく，岩盤のき裂間隔と断面積の大きさに基づく寸法効果も考慮する必要がある．区分 I と II に分類される断面の岩盤挙動は，岩盤中の割れ目の力学特性が支配的となることが経験的に指摘されており [4]，その影響がより顕著に表れた結果と考えられる．しかし，施工管理の点から考えると，区分 II 以下の初期変形率から予測できる断面変形率は，予測値よりも小さく，安全側の予測結果であり，早期に収束変位量を予測する上では有用である．

**図-3** の HN140-2 と HN250-1 の結果は，初期変形率が区分 III に，断面変形率が区分 II に分類される．既往の分類や比較に用いた事例と比較すると，初期変形率に対して内空変位量が十分に抑制された結果である．事例 B にて断面変形率が 0.8%前後生じた断面や，事例 C にて区分 IV と V に分類される断面では，断面の早期閉合や支保部材の大幅な追加施工が必要であった．このため，幌延での内空変位計測の管理基準値として，坑道が安定に至るまでに許容できる断面変形率を 0.5%（同様に約 23mm）とすると，HN140-2 は約 0.2%（内空変位量で約 9mm），HN250-1 は約 0.35%（内空変位量で約 16mm）の余裕がある．したがって，この変位量の分だけ支保構造を軽減することができる．両断面の支保構造を，これらとほぼ等しい初期変形率を示す事例 B のうち区分 III に分類される断面と比較すれば，吹付けコンクリート厚さについては両断面とも 2.5 倍（100mm に対して 250mm），鋼製支保工については，通常のトンネル施工で使用する H-100, H-125, H-150, H-154（H-200）の 4 種類を考え，NH140-2 では 2 サイズ（H-100 に対して H-150），NH250-1 で 3 サイズ（H-100 に対して H-154）大きい．同事例を参考にすれば，今後，同様の支保構造で同程度の変形挙動が計測される断面では，吹付けコンクリート厚さを 150～200mm，鋼製支保工を H-125 または H-150 とすることを検討する余地がある．

## 4．結論

幌延深地層研究所の深度 140m と 250m に施工した水平坑道で計測した内空変位量を既往の事例の結果と比較し，構築した支保工規模の合理性を評価した．その結果，吹付けコンクリートを深度 140m と 250m の坑道で 100mm 程度，鋼製支保工を深度 250m の坑道で 1～2 サイズ低減できる可能性を示した．幌延の水平坑道の

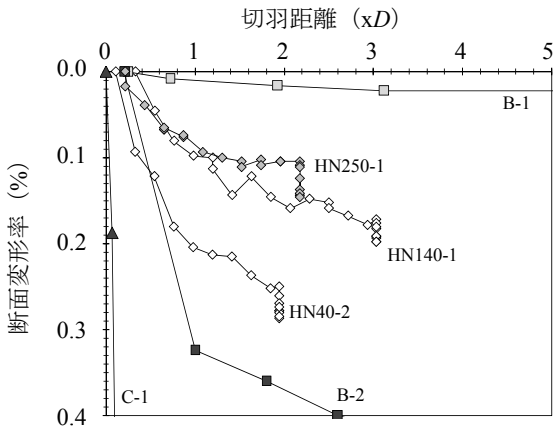



**図-2** 内空変位曲線

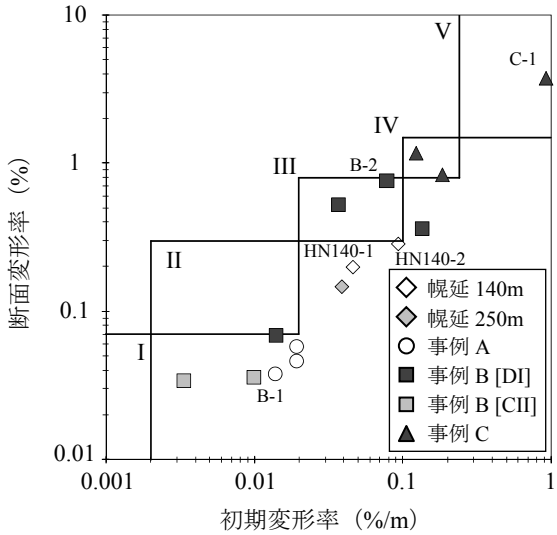



**図-3** 初期変形率と断面変形率

安定性は，各支保部材に生じる応力を許容応力と比較することで確認することとしている．今回の結果を踏まえ，今後実施する各支保部材の応力計測結果を分析し，詳細な支保部材量の検討を行う必要がある．また，情報化施工の計画 [1] によれば，支保部材応力の計測を実施しない断面では，内空変位計測結果に基づいて支保部材の健全性を評価することになる．このためには，内空変位計測の初期値を切羽距離で 1m（掘削径の 0.2 倍）以内に計測することが肝要である．

## 参考文献

1) 山崎雅直，山口雄大，舟木泰智，藤川大輔，津坂仁和：幌延深地層研究計画における水平坑道掘削時の計測計画及び情報化施工プログラム, JAEA-Research 2008-068, 2008.
2) 山本卓也，吉岡尚也：機械掘削による影響評価試験のうち坑道掘削および掘削中の評価, PNC ZJ1449 96-004, 1996.
3) 中川隆二，国久清司，石浜博司，寺田道直：破砕性岩盤におけるトンネル計測と設計・施工へのフィードバック－面河第三発電所放水路トンネル－, 土と基礎, 34-2, pp. 59-64, 1986.
4) 谷本親伯，津坂仁和，御手洗良夫，青木俊彦：トンネル施工における許容変形量に関する研究, トンネル工学論文集, Vol. 16，pp. 81-91，2006.