

(85) NATMにおける双設トンネルの 離隔距離に関する研究

金沢工業大学 正会員 土屋 敬
金沢工業大学 学生員 ○ 田原 昇二

Study for the central distance between the old tunnel
and new tunnel to be set up in parallel with NATM

Takasi TUTIYA, Kanazawa Institute of Technology
Shoji TAHARA, Kanazawa Institute of technology

Abstract

The central distance between the old tunnel and new tunnel to be set up in parallel was first mentioned in the 1969, Tunnel standard specification of JSCE. It mentioned that the old tunnel will be affected, if the central distance is less than 2 times of the excavation width in elastic bedrock, and 5 times of it in weak rock as like as clay. In practice, Japan National Railways and Japan Highway Public Corporation have adopted 3 times till now. Above mentioned distance was decided mainly from the result of the analysis of two round shape tunnels with no support. Recently, the tunnel excavation method is remarkably improved, especially in NATM roosing of the bedrock becomes apprently decreasing than in the old ordinary method. In that case, the tunnel distance between two tunnels could be shortened. After 1969, the tunnel standard revised twice, but the above mentioned item was not yet revised. In this paper, the new standard distance is studies under different condition such as several kinds of bedrock, overburden, shotcreting or nothing etc. by researching in practical examples and FEM analyses.

1. はじめに

昭和34年頃、国鉄の輸送力増大計画が進むにつれ、その主体となす路線増設工事において、既設線の単線ずい道に近接して増設単線ずい道を掘削する必要がしばしば生じてきた。この場合、両ずい道間の離隔距離を大きくとると、土工量、所要用地が増加し、また、ずい道が駅構内のすぐ近傍にあるときは大規模な駅構内の配線変更が必要となることもある。一方、離隔距離を小さく取ると、施工上の危険度が増大し、既設線に被害を与え、列車の運行を阻害することがある。

そこでその当時、ずい道の地質や施工法に応じて離隔距離をどこまで小さくすることが出来るか、過去幾度か問題にされた。日本国有鉄道は日本鉄道協会に双設ずい道の離隔に関する研究を委託し、昭和33年から35年まで研究がなされ、昭和36年に次のように発表した。すなわち、「在来設計、施工法を前提として、双設ずい道の離隔距離の最低限度は、状況に応じて中心間隔をずい道幅の2倍から5倍以上とするのが安全と考えられる。¹⁾」と、まとめた。また、離隔距離に幅がある理由として、「影響する因子が非常に多く、応力的見地から見た設計上の問題と、爆破方法、支保工の強弱等の施工上の問題及び地質や目の有無等の自然条件を考慮する必要があり、一義的に決めることが困難なためであるとし、離隔距離は個々の条件に応じた判断を下すのが望ましい。¹⁾」とした。そして、この研究成果が、昭和44年版トンネル設計標準示方書に初めて記載された。その他、その書中に「日本道路公団で

は、3倍値を標準とした。²⁾」ということも記された。

トンネル標準示方書は現在の標準示方書に至るまで2度改訂されているが、この点については全く変更されていない。しかしながら、トンネル工法はその当時と比べ著しく進歩しており、特に近年のNATMによる併設トンネルの施工事例も数多く見られるようになった。NATMは在来工法に比べて地山の緩みがかなり少なく、地山自体の強度も維持できると考える。そこで、このNATMの支保条件を考慮すれば、この最低限度値を減少させることが可能と考える。

さらに、この2から5倍という基準は既設トンネルに影響しない距離ということでは定めたものであり、本研究ではさらにその値より接近させていき、既設トンネルに影響しても地山や支保が壊れなければ良いという観点から研究を進めるものとする。つまり、ある岩種のある地山強度比の時はどうなのかというふうに、近接可能な範囲を条件別に探ることを目的とする。まずは、文献調査により、施工事例を調査しその実態を把握することにする。

2. 文献調査

最近のトンネルの近接施工例を調査し、離隔限度の基準と比較検討する。調査事例は総て既発表の学会誌、協会誌およびセミナー等における報告類より求める。その内の主なものは「トンネルと地下」1977年1月～1989年10月より調査したものである。得られた全事例数は11件³⁾⁴⁾である。図1に調査トンネルの地山強度比と中心間距離比の関係を示す。

本研究の目的は標準的なNATMにおける増設トンネルの近接限界を求めようとするものであるが、これに適合する増設トンネルの発表例はわずか4例しかなかった。これを図中の○印で示す。他の7例は双設トンネル等の同時施工トンネルであり、これらは△印で示すが施工方法はセンターピラー方式が多く、パイプルーフ、注入等の補助工法の採用により限りなく接近している。全体的に標準示方書に示される $L/D=2\sim5$ より、かなり小さいが、○群と△群では大きく離れている。△群は1.0から1.3の付近にあり、現在の優れた施工法を適用すれば地山条件等に関係なしに両トンネルが接するところまで近接させ得ることを示している。増設トンネルの例は4例しか得られなかったため、これらより標準値を定める事は不可能であり、以下において理論解析を主に検討する。

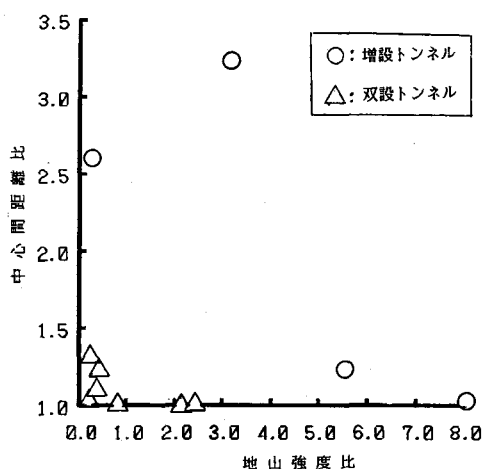


図1 調査トンネルの地山強度比
と中心間距離比の関係

3. 理論解析

3.1 解析方法

本解析は標準的なNATMを想定した支保条件で、どの地山特性で地山強度比がいくらのときに、どこまで中心間距離比を小さくすることが可能かを探るものである。トンネルは全断面掘削で旧トンネルと新トンネルを順次掘削する2段階施工を想定する。また、トンネル掘進速度を岩種に関係なく4.0 m/日とし、切羽の進行に依存する3次元変形特性（切羽より前方の先行変位30%で、後方の後続変位70%とし、切羽進行に伴うひずみの進行がトンネル直径の2倍程度進むと90%収束すると仮定する。）を考慮する。地山は、掘削により一度低下した弾性係数が支保の内圧効果を受けると回復する

という可逆性の性質を持っているものとする。支保は吹付けコンクリート（吹付け厚20cm）のみとし、クラックの発生を想定し軸力のみで抵抗する
 ロッド要素で表現する。

地山特性は表1に示すR2, R3, R4（土屋の分類⁵⁾による）の3種とする。吹付けコンクリートの弾性係数は、土屋らが行なった坑道からのコア採取によるクリープ試験の結果にもとずき、クリープ及び乾燥収縮を考慮し、34,000kgf/cm²とする。

初期地山応力条件は、自重による解析法による。各地山強度比より土被りを算出する際の計算は次式により求める。但し、土被りは地表面からトンネルスプリングラインまでとする。

$$F_c = \frac{q_u}{\sigma_z} = \frac{q_u}{\gamma_t \times H}$$

$$q_u = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} \times C$$

$$H = \frac{2C \cos \phi \times C}{(1 - \sin \phi) \times \gamma_t \times F_c}$$

F_c : 地山強度比
 q_u : 一軸強度
 σ_z : 土被り圧
 γ_t : 単位体積重量
 H : 土被り
 ϕ : 内部摩擦角
 C : 粘着力

表1 地山及び吹付けコンクリートの物性値

		岩 種			吹付け コンクリート
		R2	R3	R4	
単位体積重量	γ_t (tf/m ³)	2.0	2.1	2.2	—
初期変形係数	D_0 (kgf/cm ²)	1,000	2,000	5,000	34,000
粘着力	C (kgf/cm ²)	1.5	3.0	5.0	—
内部摩擦角	ϕ	30	35	40	—
初期ポアソン比	ν_0	0.3	0.3	0.3	—
弾性限界	R_{EL}	0.3	0.3	0.3	—
非線形パラメータ	n	4	4	4	—
破壊時変形係数	D_r (kgf/cm ²)	100	200	500	—
破壊時ポアソン比	ν_r	0.45	0.45	0.45	—
引張強度	σ_t (kgf/cm ²)	0.3	0.6	1.0	—

上式に表1の各々の物性値を代入し、地山強度比がFC=1.5, 2.0, 3.0のときの、各々の解析ケースの土被りは表2となる。

中心間距離比L/Dを5.0から1.2までの8段階を徐々に変化させ、（但し、L/D=5.0は単一施工の解析とする。）また支保の有無についても検討し、解析ケース、合計8×8×2=128ケース行なう。

解析モデルは、トンネル断面を比較的大きめの直径10mの円形断面とする。また、各ケースにより離隔距離、土被りが異なるため各々モデル形状が異なる。土被りが35mを越えるケースは要素数節減のため、35mを越える部分に相当する土被り荷重を接点外力とし
 表2 解析ケースと土被り(m)

岩種	地山強度比	1.5	2.0	3.0
	R2	17.3	13.0	—
R3	R3	36.6	27.4	18.3
	R4	61.5	46.1	30.8

表3に示す。

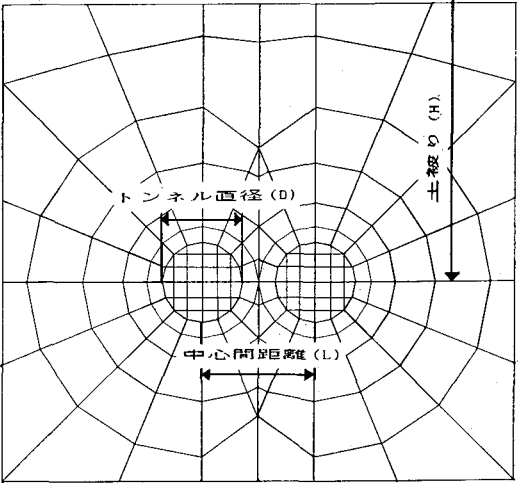


図2 解析モデル (L/D=1.4の場合)

表3 解析ステップ

STEP 番号	解析内容	非線形性に伴う 荷重分割数	STEP間隔 (日)
0	自重解析	1	0
1	既設T. 掘削	3	0.5
2	支保(SC)打設	1	29.5
3	新設T. 掘削	3	0.5
4	支保(SC)打設	1	29.5
5	ダミー計算	1	

3. 2 解析結果及び考察

結果はそれぞれの条件に於ける吹付けコンクリート応力の最大値と破壊接近度の最小値について着目した。先ず、図3に吹付けコンクリート応力を示す。同一地山強度比の条件下でも、土被りはR4、

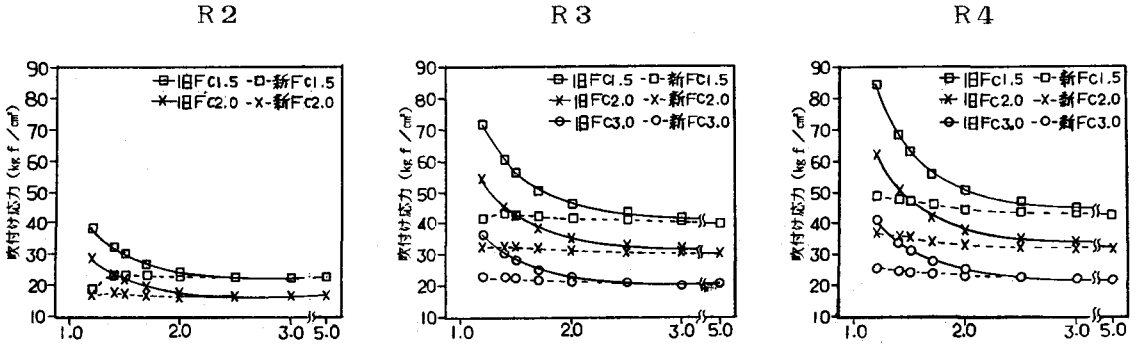


図3 各地山における中心間距離比の変化に対する吹付けコンクリート応力の変化

R3、R2の順に小さくなるため、吹付け応力のレベルはR4、R3、R2の順に小さくなっている。どのケースの場合も中心間距離比が減少することによる単一トンネルに対する応力の増加率は、既設トンネルの方が新設トンネルより大きいことがわかる。この増加率の差は、離隔距離1、2のとき約70から80%となる。地山強度比が高い場合と地山の弾性係数が高い場合、比較的この差が少なく、条件が逆の場合、大きいようである。このような応力差が生じた理由として、新トンネルを掘削し、吹付けコンクリートを打つ間に、地圧が旧トンネルの吹付けコンクリートに集中し、その後で新トンネルに吹付けコンクリートを打つため、それほど増加しない事が考えられる。さらに、支保と地山の地圧を受け持つ割合が地山の硬さにより変化する事により、両支保応力の増加率差にも変化が出たものとする。

次に、図4に各ケースの両トンネル間のトンネル側壁部の地山破壊接近度 R_{min} とトンネル中心間距離比の関係を示す。吹付けコンクリート応力は同一地山強度比でも地山種別によって異なるが、破壊接近度はほぼ同じであるので、ここでは各地山を代表しR3のみ示す。ここに R_{min} が0のとき破壊を示し、

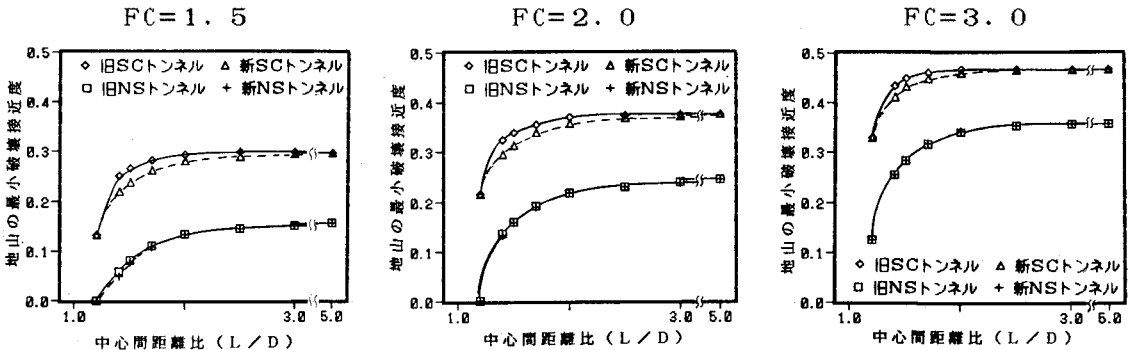


図4 中心間距離比の変化に対する地山の最小破壊接近度の変化 (R3のみ)

0.3未満より塑性領域にはいることを示す。先ほどの図3と同じように中心間距離比が5から3においては、どのケースもほとんど一定で変化はない。双設トンネルとしてトンネル直径の3倍まで影響はでない点はトンネル標準示方書記載の日本道路公団が経験的に定めたものとほぼ一致する。

最後に上記の支保応力の観点からみた離隔距離と地山の破壊接近度からみたものについて地山強度比別と、また支保の有無についてもまとめた。トンネル設計基準として図3の吹付けコンクリートの許容応力を 70 kgf/cm^2 とし、また、図4の地山破壊接近度が0.2(若干塑性状態)以上のとき施工可能

と決めると、各々のケースにおける最小のトンネル中心間距離比が求まる。求まった数値をもとに、地山の破壊条件によるものと吹付けコンクリートの応力条件によるものの関係からトンネル中心間距離比と地山強度比の関係を次の図5に示す。図において吹付け応力より定まる近接限界は地山種別により大きく変わるが、破壊接近度による近接限界は地山種別による差が比較的少ない。また、R2、R3、R4のいずれの場合も地山破壊接近度によるものが大きい。これにより近接限界の中心間距離比は破壊接近度による限界により定まるが、上述のようにこの数字は地山種別の影響をあまり受けない。

無支保の地山破壊条件による近接限界の線群は、上部に位置する。無支保の場合は、吹付けコンクリートが施工されていないのであるから、地山破壊接近度だけで近接限界距離比が定まり、この値となる。

4. 結論

本研究では過去のトンネル近接施工例の文献調査と非線形有限要素法による解析により増設NATMトンネルの近接限界距離について検討した。

調査では増設トンネルに関しては4例しか得られなかったため傾向は得られたものの基準値を定めるには不十分であった。4例は(1.0~3.2) L/Dの範囲にあり傾向としては(2~5) L/Dより小さいことを示している。解析はトンネル直径を10mとし軟岩について3種類の地山条件を設定し、地山強度比を1.5, 2.0, 3.0とし支保有り・無しの場合で実施した。判定条件は吹付けコンクリート応力70 kg f/cm²、地山強度比0.2としてそれぞれに対する近接限界を求めた。その結果は図5、表4に示されているが要約すると

- 1). 支保(NATM)有りの場合近接限界距離比は(1.1~1.5) L/Dである。
- 2). 支保無しの場合近接限界距離比は(1.3~1.8) L/Dである。
- 3). 設定した条件下ではすべて破壊接近度によって限界は定まった。
- 4). 支保有り・無しによる近接限界距離比の差は(0.2~0.6) L/Dである。

5. 参考文献

- 1) 日本鉄道技術協会：双設ずい道の離隔距離に関する研究報告書昭和36年3月
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書・解説(山岳編) 昭和44,52,61年版
- 3) トンネルと地下 1)1977,2 P22-31 2)1980,9 P17-26 3)1981,7 P9-18 5)1985,6 P35-43
6)1984,12 P7-15 7)1987,2 P33-43 8)1986,2 P17-24 9)1986,11 P45-56
10)1987,9 P17-22 11)1988,5 P25-33
- 4) 鉄道土木 4)23-12 P53-62
- 5) ロックボルト・吹付けコンクリートトンネル工法の設計に関する研究 1986年5月 土屋 敬

凡例表	L/D	
	$\sigma_{ca} = 70 \text{ kg f/cm}^2$	R値=0.2
SC	R2	●
	R3	●
	R4	●
NS	R2	○
	R3	○
	R4	○

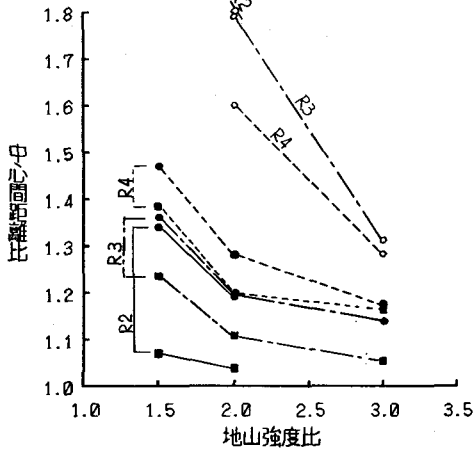


図5 各条件別における近接限界

表4 各条件別の双設トンネル近接限界

工法 地山強度比	支保(NATM)			無支保(在来工法)		
	R2	R3	R4	R2	R3	R4
1.5	1.3	1.4	1.5	不可	不可	不可
2.0	1.2	1.2	1.3	1.8	1.8	1.6
3.0	?	1.1	1.2	?	1.3	1.3