

大深度下水道シールドトンネルの 地中接合に関する基礎的研究

Fundamental Study on the Underground Joining
of a Large Depth Sewer Shield Tunnel

松浦将行¹・小林修¹・松田恭明¹・小阪陽克²

Masayuki Matsuura, Osamu Kobayashi, Yasuaki Matsuda, Harukatsu Kosaka

¹正会員 財団法人 下水道新技術推進機構 (〒162-0811 東京都新宿区水道町3-1)

²正会員 日本工営株式会社 総合技術センター (〒102-0083 東京都千代田区麹町4-2)

The design and construction methods of the underground joint method for shield tunnel construction have not been established, even though it has been put into practical use. In this study, the technical issues of this method were clarified first. The deformation behavior of the segments close to the opening of the shield liner for the underground joint was verified using two-dimensional frame analyses by focusing on the effects of the cover height, ground conditions, size of the opening, swelling pressure due to ground freezing and joint types. On the basis of the analytical results, basic information for establishing a new technical guideline of this method was given.

Key Words : Large depth shield, Underground joint, Ground freezing, Opening reinforcement

1. はじめに

大都市においてシールド工法で施工される下水道トンネルは、都市化の進展により大深度化を余儀なくされている。シールドトンネルの接合は、通常、立坑を用いて行うが、大深度立坑の建設は用地の確保の困難さに加え、経済性でも有利とは言えないため、近年、立坑を省略し相互のトンネルを直接接合する方法が採用されつつある。しかし、大深度での地中接合における設計手法、施工方法はいまだ確立されておらず、特に、設計に関しては許容応力度法をもとに行っているため、開口部周辺のセグメントの変形挙動等が評価されていない。また、大深度での凍結膨張圧による地中接合工事において開口部のセグメント変形に伴う不具合事例も報告されている。

本研究では、大深度での下水道シールドトンネルの地中接合方法の設計手法、施工方法に関する調査を行い現状での課題を整理するとともに、接合部のセグメントの変形を把握するため、土被り、土質、開口径、凍結膨張圧および接合形式の違いに着目して二次元フレーム解析を実施し、この解析結果を踏まえて、大深度での地中接合方法に関する新しい設計方法の提案を行うものである。

2. 現状における課題の抽出

(1) 設計上の課題

本研究で着目した設計上の課題を以下に示す。

- ①許容応力度法から許容変形設計法への移行
- ②凍結膨張圧の大きさと作用範囲

①について、接合時においては開口部周辺の挙動に最も注意する必要があると考えられるが、現状の最も標準的な設計法（下水道仮設マニュアル¹⁾の方法）では開口部周辺の変形挙動を考慮できないものとなっている。本設計法の考え方は20年以上前に確立された基準²⁾にもとづいており、現在までほとんど変更が加えられていない。

近年、その当時よりも大深度・高水圧作用下での施工が増えていることを考えれば、水との相互作用を解析に取り入れた開口周辺の変形挙動が考慮できる解析方法の構築と、許容応力度法から許容変位設計法へ移行することを視野にいたした基礎的研究・計測データの蓄積が必要である。また、セグメント開口時に凍土とセグメントが剥離する方向の変位あるいはねじりが想定される場合はそれを抑制するためのプレロードの導入が可能な支保工の設置などの検

討が必要である。

②について、大深度では信頼性の高い凍結工法の採用が多くなっているが、凍結膨張圧の大きさと作用範囲については、土質性状、温度条件、拘束条件の影響を受けるため、明確に決定するのが困難である。このため、設計事例とこれに対応した施工事例を参考にして設計を行っているのが現状である。また、地盤中に 20μ 以下 (0.020mm 以下) の細粒分を含むときは、多少なりとも凍結膨張が伴うとされているため、土質性状のバラツキが多い場合は、物理的特性を十分に調査するとともに、安全側に凍結膨張圧を設定するなどの配慮が必要である。

(2) 施工上の課題

本研究で着目した施工上の課題を以下に示す。

- ① 開口部周辺部材の変形による凍土の剥離（セグメント変位に関わる要因）
- ② 凍結工法における凍結面の管理（温度管理に関わる要因）

①について、凍結工法による接合の場合、大深度条件下においては特に、開口部周辺部材の変形とセグメント間の継手変形により、セグメントと凍土の境界部が剥離する可能性が指摘される。通常、凍土とセグメントの間には十分な付着が確保されており、ゆっくりとした変形に対しては追従できるものの、急激な変位・変形に対しては対応できず、大深度での幹線接合工事で開口部のセグメントピースを撤去した本管側から 20cm 掘削した時点で開口部からの出水が発生し、土砂が大量に流入するといった不具合が報告³⁾されており、出水の主原因は図-1に示す開口時のセグメント変位に起因するものではないかと推察されている。このようなことから、セグメントの開口時には、トンネル軸方向および断面方向の変位量と変位速度に対する管理基準値（許容変位設計法の導入）を設けたうえで、開口部周辺の挙動に注目しながらの計測管理による情報化施工の実施が必須である。

②について、粘性土を含む層における凍結膨張圧の発生に注意が必要である。このような地盤で凍結工法を用いて接合を行う場合は、特に凍土の温度管理に注意を払う必要があり、温度管理の対策が必要である。温度管理では設計凍結範囲の温度分布が面的に把握可能な測温管（測温素子）の配置を行うとともに、開口部の貼付凍結管撤去時と凍土掘削面から温度上昇が起こる事例も報告³⁾されているため、凍結不足を監視するために、セグメント背面およびセグメント継手等の温度計測も必要である。

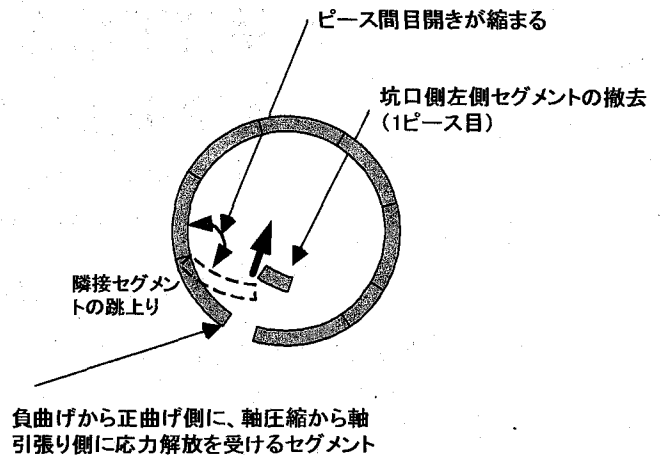


図-1 セグメントの変位模式図

3. 課題に対する解決策の検討

(1) 設計上の解決策

本研究では設計上の課題として挙げている①許容応力度法から許容変形設計法への移行、②凍結膨張圧の大きさと作用範囲に主眼を置き、大深度地下における接合部開口によるセグメント開口端部および開口部周辺のセグメントの挙動を把握するため、土被り、土質、開口幅、凍結膨張圧、地中接合形式の違いに着目した剛性一様リングモデルによる二次元フレーム解析を実施した。

a) 解析条件

現行の設計では開口端部をピン固定とした二次元フレームで計算しており、二次元で開口端部の変形挙動を考慮できる解析方法を明記した指針類はない。セグメント変形挙動を考慮できる方法としては、三次元でモデル化して管軸方向の効果を組み込むのが理想ではあるが、汎用性を考えればできる限り簡易な設計手法が望まれる。現段階で二次元による最適な設計手法は存在しないが、本解析では、現行の設計法で求めた補強材の剛性からばね値を決定し、開口端部にバネ支点としてばねを与える手法で解析を行う。なお、開口端部のばね値は、補強梁を単純梁に評価した最大たわみ量の算定式より求めており、開口幅に応じた補強梁の剛性の違いを考慮して設定している。

解析ケースは基本解析ケース（CASE I）、接合形式を変えた解析ケース（CASE II～CASE V）の2パターンである。

表-1に解析ケース (CASE I) 条件を示す。本ケースにおける管径は、大深度の下水道シールドとして近年多くの工事が実施されている貯留管を考え本管外径を 10m に設定した。また、接合形式は側面接合とし、開口幅については「下水道仮設マニュアル」において 20%~60%を原則としているため、その範囲に収まるケースとして 3m, 5m (開口率 30%, 50%) を設定し、適用範囲外の傾向も把握する目的で開口幅 7m (開口率 70%) のケースも設定した。また、土被り・土質条件、大深度、浅深度との違いによる開口時のセグメント挙動の相違を分析するため、土被り 50m, 15m の 2 ケースを設定した。なお、地下水水位は地表面とした。また、土質条件は便宜上砂質土主体の単一土層と粘性土主体の単一土層とし、土被り 50m の粘性土地盤の土性の違いによる影響を確認する目的で、N 値 10 の地盤条件のケースも実施した。また、開口時の補助工法は土被り 15m の浅い場合は噴射攪拌工法とし、土被り 50m の場合は凍結工法 (凍結膨張率: 2.5%) で実施する検討ケースを設定した。

粘性土の凍結膨張率は弥生町幹線接合工事³⁾における試験値の 3.8% に円筒形状部分凍土の凍土構築方向の補正值 2/3 を乗じて 2.5% とし、砂質土の解析上の凍結膨張率は 0% とした。

表-2 に解析ケース (CASE II ~ CASE V) の条件を示す。本解析ケースは接合形式の違いによる開口端部の挙動およびセグメントの変形を把握する目的で実施した解析ケースである。本管外径、開口径、開口

補強工は基本解析ケースと同一条件とし、地盤条件を土被り 50m の粘性土地盤 (N 値 10)、凍結膨張率は 2.5% とした。また、欠損部の荷重増による補正の有無の影響についても検討を行った。なお、接合形式は①直上・直下接合、②管頂・管底接合とした。

表-3 にそれぞれの解析ケースの地盤条件を示す。側方土圧係数 (λ) および地盤反力係数 (k) は「トンネル標準示方書」に記載されている数値から設定している。なお、土被り 50m の粘性土地盤の地盤条件は弥生町幹線接合工事³⁾における接合深度付近の N 値 50 の洪積粘性土地盤を想定しており、N 値 10 の粘性土地盤は関東地区の一般的な洪積粘性土を想定し、作用土圧は「土水分離」を採用している。また、土被り 50m の粘性土地盤では「凍結膨張圧」をセグメント開口部に作用させた解析を実施した。

なお、作用土圧の計算は慣用計算法に示される方法による。

側面接合および直上 (直下) 接合の開口による作用荷重は「下水道仮設マニュアル」¹⁾ に基づき設定した。開口前には慣用計算法の荷重が作用しているが、開口時にはその一部において荷重の再配分が行われるものとして、開口部のリングに作用する作用荷重を開口前の総量と等しくし、作用面積の減少分だけ荷重を増加させ欠損部の荷重補正を行う。一方、管頂・管底接合の荷重補正の方法を解説した基準等がないため、本研究では管頂・管底接合の荷重補正は側面接合、直上・直下接合の欠損部の荷重補正の考え方を準用して荷重補正を行った。

表-1 解析ケース (CASE I)

CASE	接合形式	本管径D0 (m)	開口径 do (m)	欠損部の 荷重増 考慮の有無	地盤条件				補助工法	凍結 膨張率 (%)
					地盤条件 CASE	土被りH (m)	土質	N値		
I	I-1	10	3	○	①	15	砂質土	10	噴射工法	-
	I-2				③		粘性土	3		-
	I-3				②	50	砂質土	50	凍結工法	0
	I-4-1				④		粘性土	50		2.5
	I-4-2				⑤			10		2.5
	I-5	10	5	○	①	15	砂質土	10	噴射工法	-
	I-6				③		粘性土	3		-
	I-7				②	50	砂質土	50	凍結工法	0
	I-8-1				④		粘性土	50		2.5
	I-8-2				⑤			10		2.5
	I-9	10	7	○	①	15	砂質土	10	噴射工法	-
	I-10				③		粘性土	3		-
	I-11				②	50	砂質土	50	凍結工法	0
	I-12-1				④		粘性土	50		2.5
	I-12-2				⑤			10		2.5

表-2 解析ケース (CASE II～CASE V)

CASE	接合形式	本管径D0 (m)	開口径 do (m)	欠損部の 荷重増 考慮の有無	地盤条件				補助工法	凍結 膨張率 (%)
					地盤条件 CASE	土被りH (m)	土質	N値		
II	直上接合	10	3	○	⑤	50	粘性土	10	凍結工法	2.5
			5							
			7							
III	直下接合	10	3	○	⑤	50	粘性土	10	凍結工法	2.5
			5							
			7							
IV	管頂接合	10	3	—	⑤	50	粘性土	10	凍結工法	2.5
			3	○						
			5	—						
			5	○						
			7	—						
			7	○						
V	管底接合	10	3	—	⑤	50	粘性土	10	凍結工法	2.5
			3	○						
			5	—						
			5	○						
			7	—						
			7	○						

図-2に円筒状（または球殻状）の凍土が外側にだけ成長していく場合のモデル図⁴⁾を示す。本研究ではこのような状態で未凍結領域が弾性体として挙動するものと仮定し、凍結膨張圧を次式⁴⁾で求める。

$$\Delta\sigma = \frac{E}{1+\mu} \cdot \frac{\xi}{2} \cdot \frac{r_1^2 - r_0^2}{r_1^2} \quad (1)$$

ここで、

$\Delta\sigma$: 凍結面における応力増加

E : 未凍結地盤の変形係数

μ : ポアソン比 (=0.35)

ξ : r方向の凍結膨張率

r_1 : 凍結面半径

r_0 : 冷却面半径

なお、凍土の凍着長は既往の接合工事で採用された凍着長（2.5m以上）に0.5mの余裕長を加えた長さ3.0mを凍土の凍着長とした。

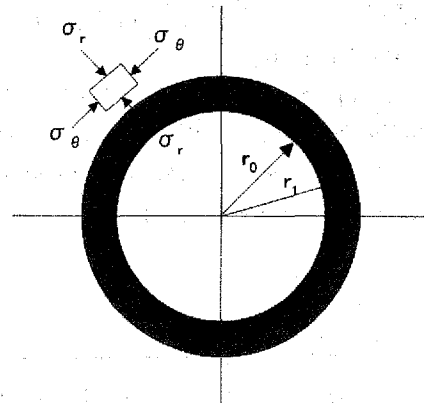
図-2 凍結モデル（円筒または球殻）⁴⁾

表-3 地盤条件一覧

項目	砂質土		粘性土		
	CASE①	CASE②	CASE③	CASE④	CASE⑤
土被り H (m)	15	50	15	50	50
地下水位 Hw (m)	15	50	15	50	50
上載荷重 P0 (kN/m ²)	10	10	10	10	10
側方土圧係数 λ	0.6	0.45	0.75	0.45	0.55
地盤反力係数 k (MN/m ³)	10	50	2	50	10
N値	10	50	3	50	10
単位体積重量 γ (kN/m ³)	17	19	16	18	17
水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	8	10	—	9	8
粘着力 c (kN/m ²)	0	0	15	300	60
内部摩擦角 φ (°)	25	40	0	10	0
土水の扱い	土水分離	土水分離	土水一体	土水分離	土水分離

図-3 に凍結工法による凍土の必要厚さ，凍結膨張圧を算定するモデル図の一例を示す。

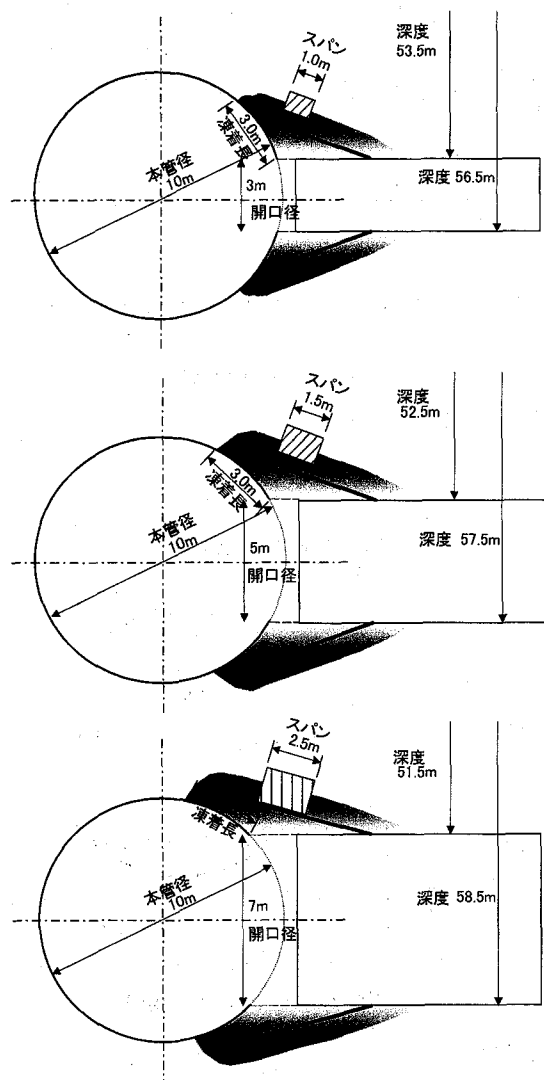


図-3 凍結膨張圧算定モデル例（側面接合）

図-4 に開口補強構造図を示す。本解析では開口部の補強は補強梁と補強柱および欠損リングからなる「井桁型」の補強構造とし解析を実施した。

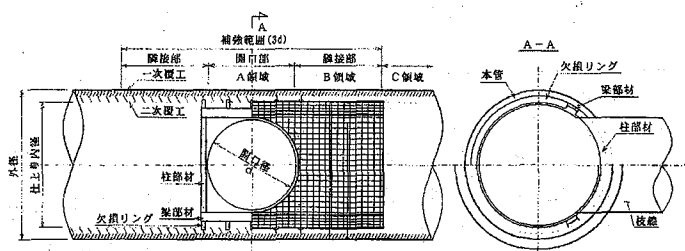


図-4 補強構造図の例（側面接合）¹⁾

b) 解析結果

本論文では凍結膨張圧の大きさと範囲を考察することから，粘性土地盤の解析結果を示す。

側面接合における開口端部の変位を図-7 に示す。また，土被りの違いによる変形図の比較図を図-8 に示す。なお，開口端部（上側，下側）のX方向変位，Y方向変位および開口端部接線方向の変形量と符号の関係は図-5 に示す。また，図-6 に開口幅 5.0m を例にとり端部接線方向の変位解説図を示す。なお，X方向は水平方向をY方向は鉛直方向を表している。

開口端部の変位は，開口端部接線方向に対してセグメントが外側および内側方向に変位する点に着目して整理を行った。以下に解析結果について要点を述べる。

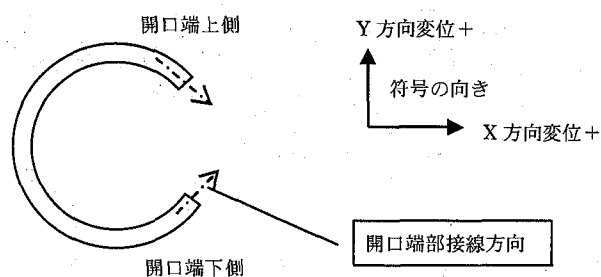


図-5 開口端部の変位量の符号説明図

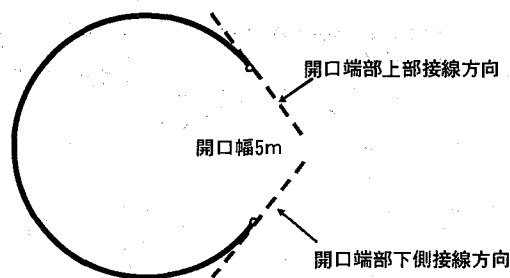


図-6 開口端部上側・下側接線方向変位の解説図

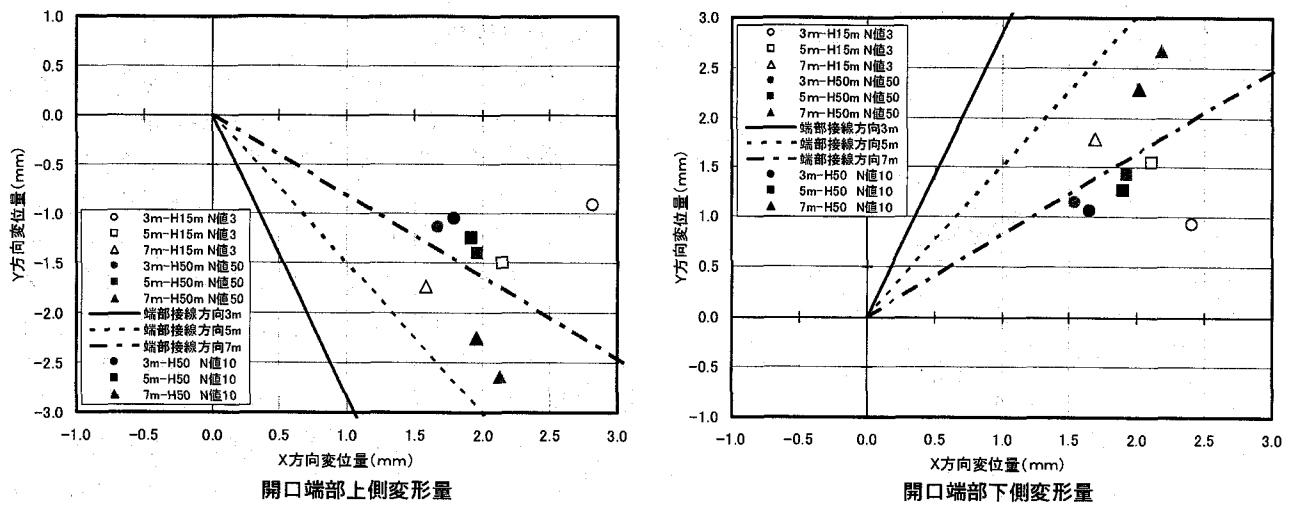


図-7 側面接合における開口端部変位算出結果 (粘性土)

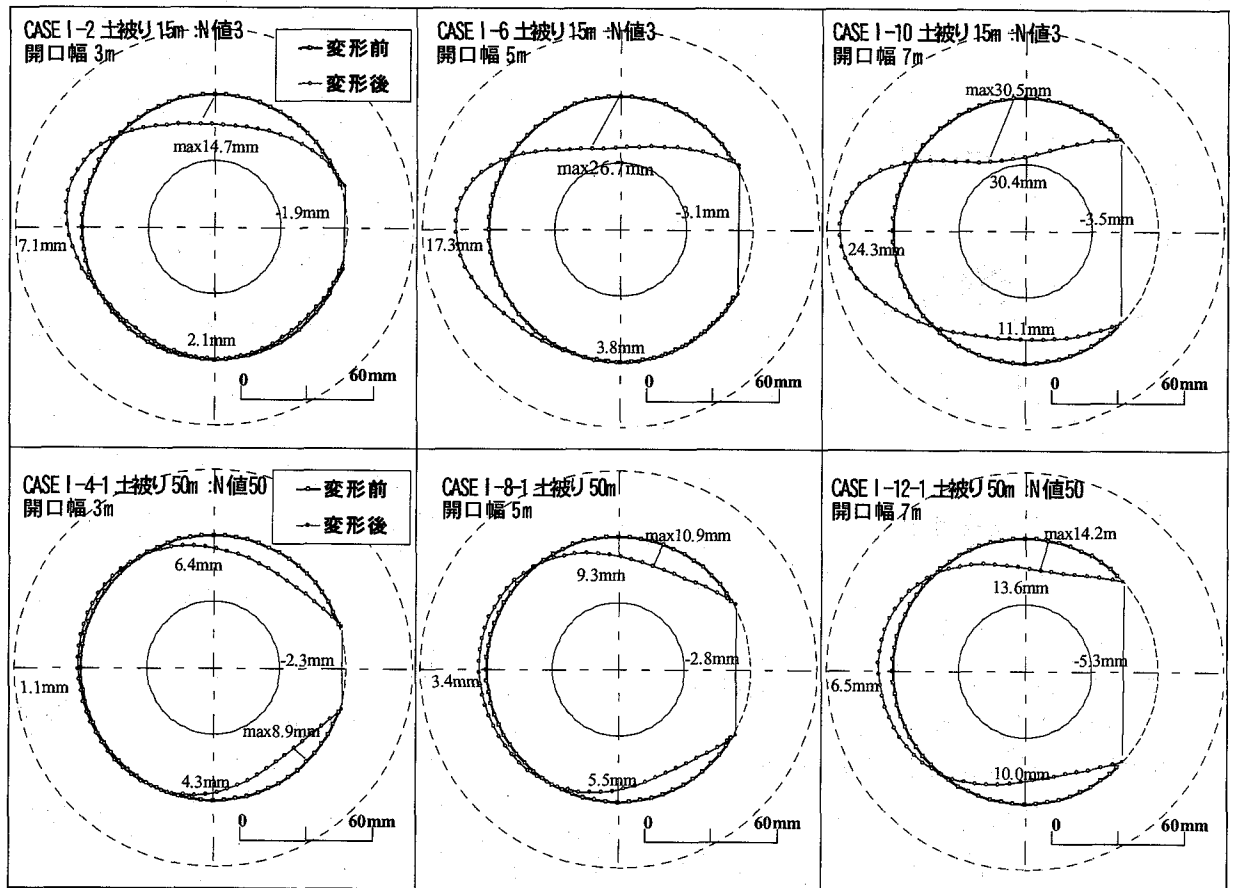


図-8 土被りの違いによる変形図の比較 (粘性土)

土被り 50m のケースでは、開口幅が大きくなるに
したが、開口端部の X 方向の変位は増加する傾向
を示すが、開口幅が 7m になると X 方向の変位の増
加はほとんどなく、Y 方向の変位が急増し、開口幅
を縮める方向に変位量が増加する傾向にある。一方、
土被りが 15m のケースでは、開口幅が大きくなるに
したが、開口端部の X 方向の変位は減少しつつ、
Y 方向の変位は開口幅を縮める方向に変位量が増加

する傾向にある。また、土被り 50m のケースでは開
口端部から管頂・管底間付近のセグメント内側方向
の変位は開口幅によらず、後述する凍土が境界部か
ら剥離する許容変形量 (δa) (開口幅 3m: $\delta a \approx 2\text{mm}$,
開口幅 5m: $\delta a \approx 3\text{mm}$, 開口幅 7m: $\delta a \approx 4.5\text{mm}$) を越え
る結果が得られた。また、土被り 50m では開口径に
よらず横扁平の変形を起こすが、土被り 15m の粘性
土地盤では特に横扁平の変形が著しい。

図-9.10 に接合形式の違いによる開口端部変位の挙動を整理した。また、図-11, 12, 13 には開口端部接線方向の変位解説図(代表開口幅のみ)を示した。また、①直上・直下接合、②管頂・管底接合の変形図は、変形量の大きい②の変形図を図-14, 15 に示す。地中接合形式の違いによる開口端部の挙動およびセグメントの変形の特徴は以下のとおりである。

直上接合では開口幅 3m, 5m では、回転変位は接線方向に対して外側方向に変位し、開口幅が 7m になると回転変位は接線方向に対して内側方向に移行する。また、直下接合においても、直上接合と同様な傾向にあり、開口幅が 7m になると回転変位は接線方向に対して内側方向に変位する。

管頂接合では、開口端部上側は、開口径 3m, 5m, 7m いずれの場合でも鉛直変位は接線方向に対して内側に変位する。また、X 方向変位は開口径 3m から 7m で外側方向に増加の傾向にあるものの、変動量は 0.5mm 程度である。管底接合では、開口端部の変位挙動は管頂接合と同様な傾向にある。すなわち、開口端部下側は、開口径 3m, 5m, 7m いずれの場合でも鉛直変位は接線方向に対して内側に変位し X 方向変位は開口径 3m から 7m で外側方向に増加の傾向にあるが変動量は 0.5mm 程度である。また、開口端部上側では開口径が大きくなると接線内側方向の変位は接線外側方向に増加する傾向にあるが開口径 3m, 5m では接線内側方向に変位を示す。

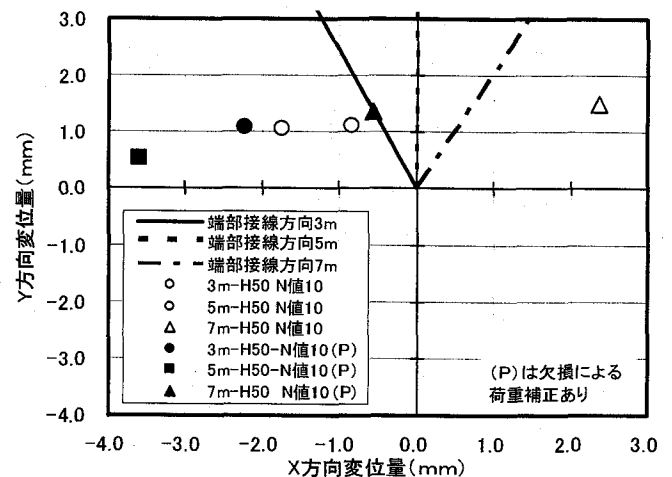
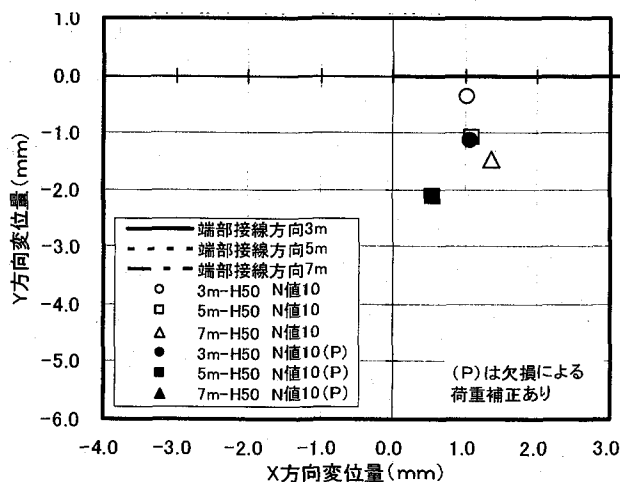
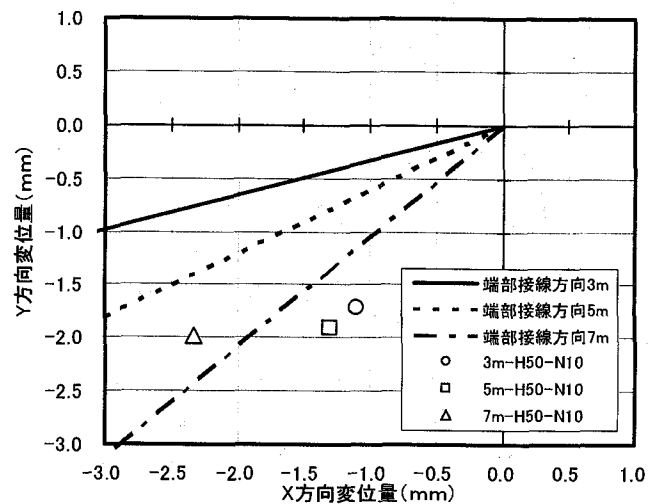
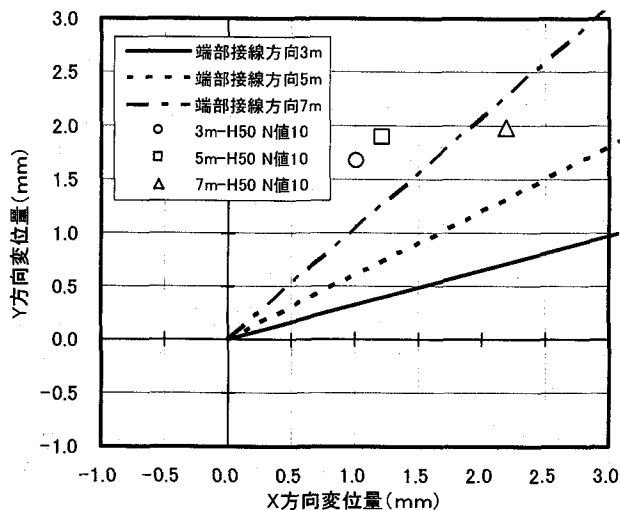


図-9 接合形式の違いによる開口端部変位の比較 (土被り 50m 粘性土 N 値 10)

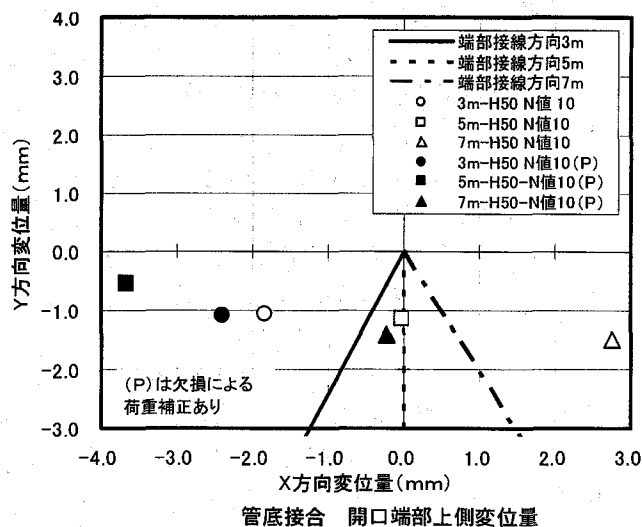
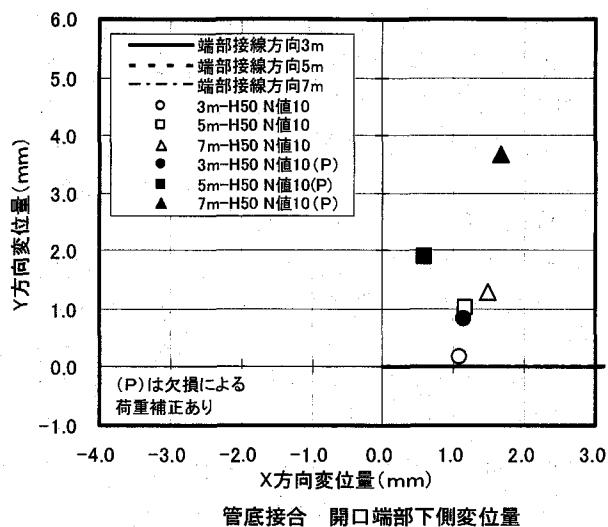


図-10 接合形式の違いによる開口端部変位の比較 (土被り 50m 粘性土 N 値 10)

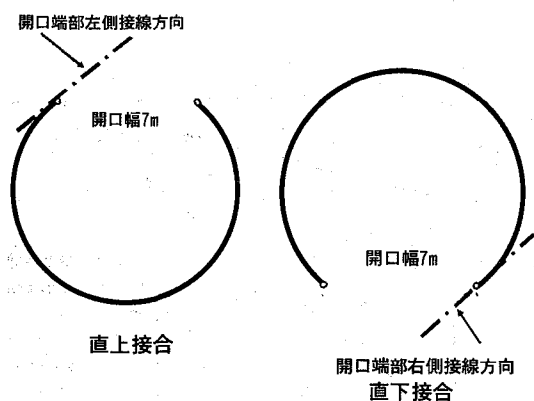


図-11 開口端部左側・右側接線方向変位の解説図

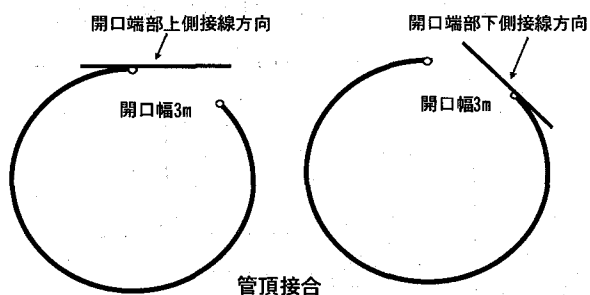


図-12 開口端部左側・右側接線方向変位の解説図

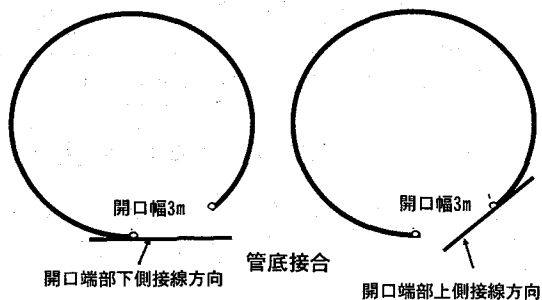


図-13 開口端部上側・下側接線方向変位の解説図

c) 考察

現行の許容応力度法では取り扱えないセグメント開口端部および開口部周辺のセグメント挙動を解析した結果、開口時には凍土が剥離する可能性のあるセグメント内側方向への変位が発生することが明らかとなった。このようなことから、「許容応力度法」から開口周辺のセグメント挙動に着目した「許容変位設計法」への移行の必要性を裏づける新しい知見が得られた。

大深度では信頼性の高い凍結工法の採用が多くなっているが、凍結膨張圧の大きさと作用範囲については、土質性状、温度条件、拘束条件の影響を受けるため、明確に決定するのが困難である。このため、本解析では設計事例とこれに対応した施工事例を参考にして凍結膨張圧の大きさと範囲を設定し解析を実施した。また、作用範囲についてはセグメントの変位を解析により予測してトンネル半径方向内側に変位する範囲より外側までを凍着長とする方法も提案できる。ただし、後述するが、セグメントの変位を抑制するには「支保工による変位抑制工」が有効であるので、凍結膨張圧の作用範囲を決定する際には変位抑制工の検討も行い、作用範囲を決定するなどの配慮が必要である。

(2) 施工上の解決策

施工上の課題である①開口部周辺部材の変形による凍土の剥離（セグメント変位に関わる要因）に対する解決策は設計上の解決策にも共通するところがあるが、セグメント変位を抑制するためには支保工の設置が有効であるといった点からセグメント変位の抑制工の検討を行い解決策を検討した。

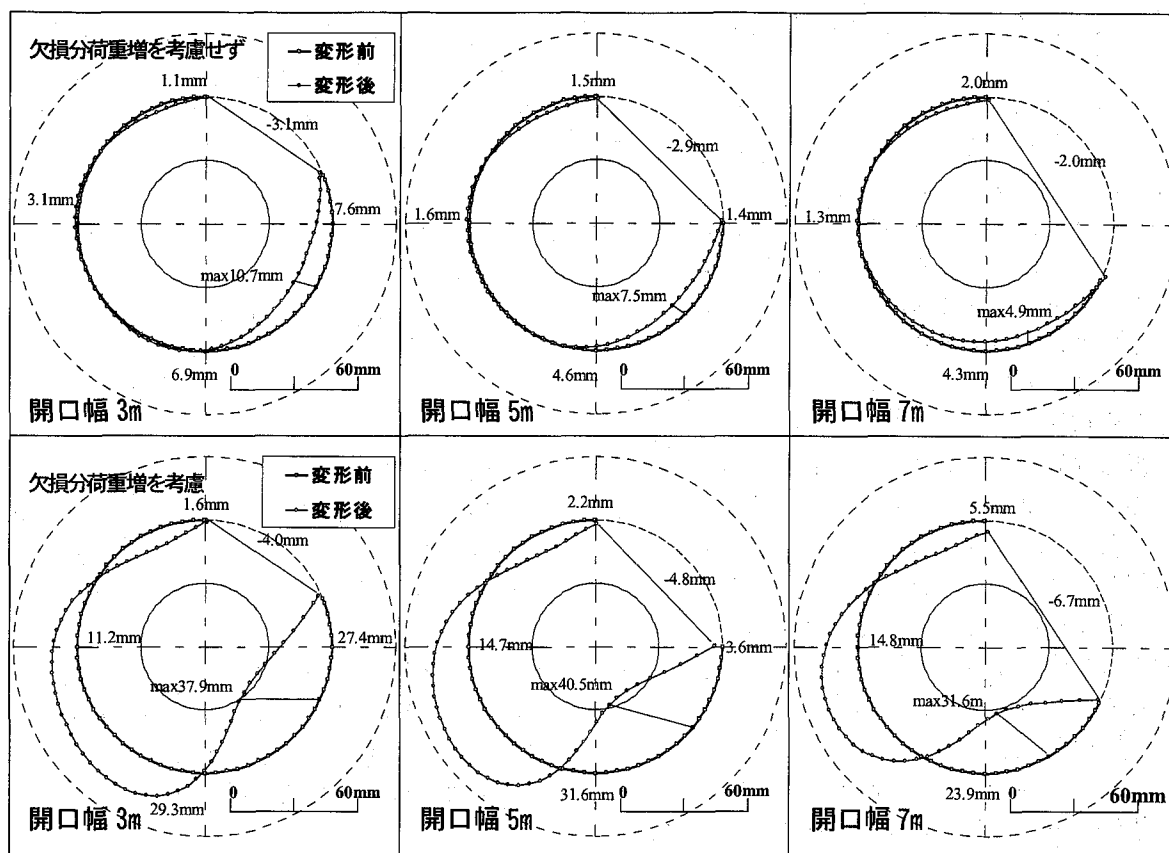


図-14 管頂接合の変形図 (土被り 50m 粘性土 N 値 10)

CASE IV (管頂接合)

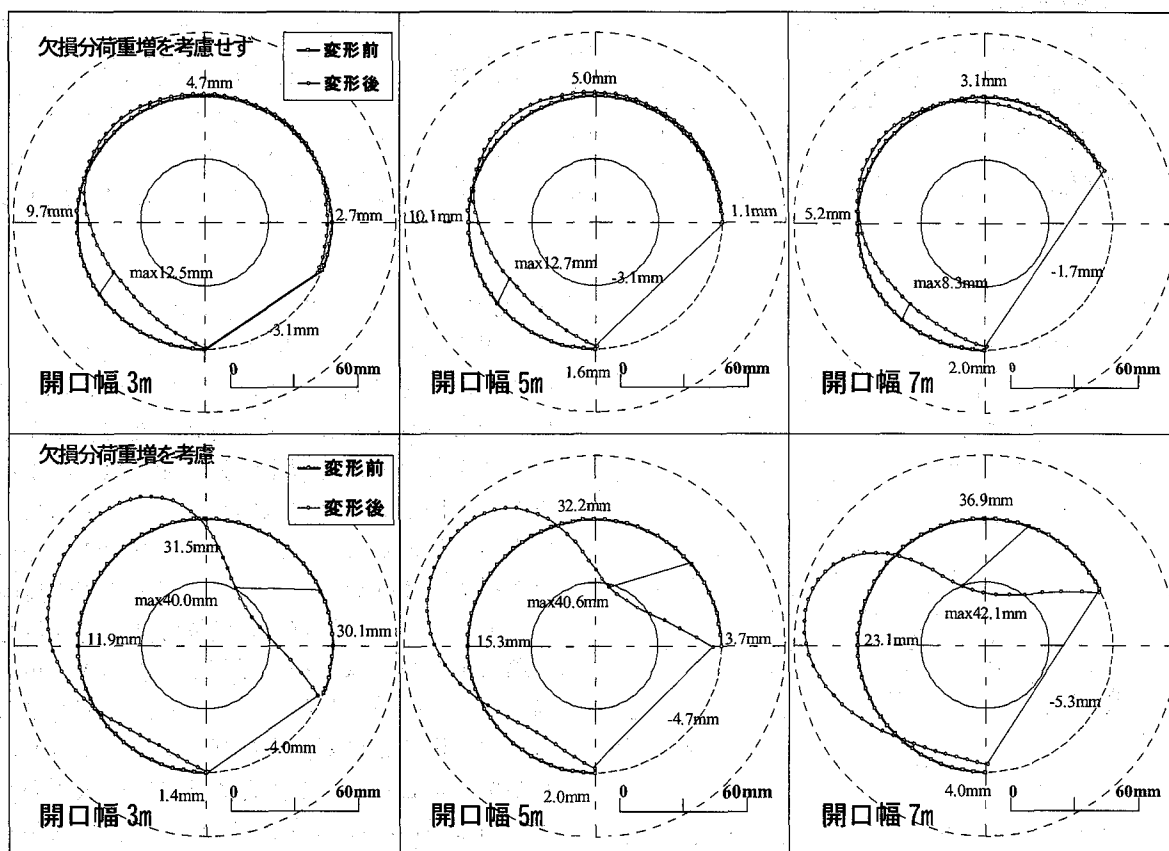


図-15 管底接合の変形図 (土被り 50m 粘性土 N 値 10)

CASE V (管底接合)

a) 開口部周辺部材の変形による凍土の剥離に対する解決策の検討

大深度では開口周辺部材の変形とセグメント間の継手変形により、セグメントと凍土の境界部が剥離する可能性が指摘されるが、セグメント変形量の定量的な評価手法が確立されていない。このため、許容変位設計法の導入にむけての課題は、開口時のセグメント変位量と変位速度に対する管理基準値をどのように考えて設定するかである。

本研究ではセグメントおよび開口端部の変形に着目した変形解析を実施するため、解析から得られた変形量の評価を行う上で凍土が境界部から剥離することのないセグメント変形量（許容変形量）を設定する。なお、剥離が生じる変形はセグメントおよび開口部がセグメント内側に変位・変形する場合とする。許容変形量に関する実験的研究、技術資料は皆無であるため、今後、凍土の剥離に関する実験的研究が必要であるが、本研究では以下のように考えて許容変形量を設定した。

土被り 50m の大深度地下では凍土は土被り圧により弾性変形を起こしており、開口時に応力解放を

受けると次式で算定される弾性変形量に見合った弾性膨張が発生すると考え、この凍土の弾性膨張量を凍土が境界部から剥離することのないセグメントの許容変形量と考えた。

$$\Delta \delta = P / K_{fr} \quad (2)$$

ここで、

$\Delta \delta$: 凍土の弾性変形量

P : 作用荷重

K_{fr} : 凍土の半径方向ばね

凍土の弾性変形量は、土被り (H) と凍土厚 (t) の関数になる。図-16 に凍土厚に応じた土被りと凍土の弾性変形量の関係を示す。なお、凍土厚が 2.0m の条件で弾性変形量を算定した結果の一例を表-4 に示す。

土被り 50m の大深度において凍土が境界部から剥離することのないセグメントの許容変形量の目安は凍土厚が 1.0m, 2.0m, 3.0m, 4.0m でそれぞれ、2mm, 4mm, 6mm, 8mm 程度と考えることができる。

表-4 凍土の弾性変形量試算結果の一例（凍土厚 2.0m）

土被り (H) (m)	0	10	20	30	40	50	60
単位体積重量 (γ) (kN/m^3)	17	17	17	17	17	17	17
作用荷重 P (kN/m^2)	0	170	340	510	680	850	1020
設計基準強度 (σ_{ck}) (kN/m^2)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
必要凍土厚さ (t) (m)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
凍土温度 (T) (度)	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10
半径方向ばね K_{fr} (kN/m^2)	2.1×10^5	2.1×10^5	2.1×10^5	2.1×10^5	2.1×10^5	2.1×10^5	2.1×10^5
弾性変形量 $\Delta \delta$ (mm)	0.00	0.82	1.63	2.45	3.26	4.08	4.90

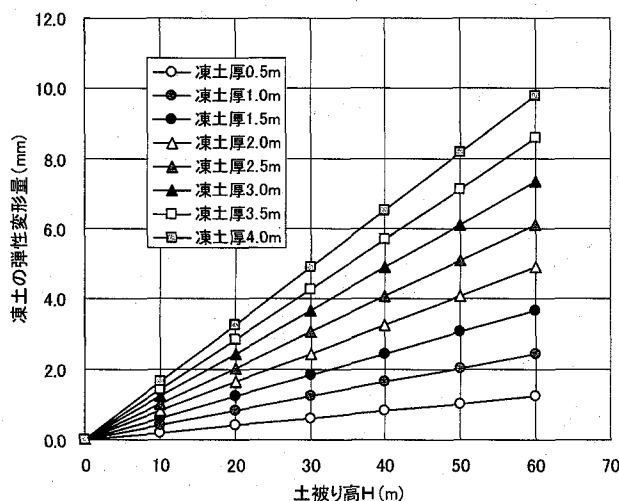


図-16 土被りと凍土の弾性圧縮量の関係

b) セグメント変位の抑制工検討

土被り 50m の大深度では凍土は土被り圧により弾性圧縮変形を起こしており、開口時に応力解放を受けると弾性圧縮変形量に見合った弾性膨張が凍土に発生すると考え、凍土の弾性膨張量を凍土が境界部から剥離することのないセグメント変形量（許容変形量）を設定した。管頂・管底接合の欠損分荷重増を考慮した検討ケースでは、凍土の凍着長両端付近のセグメント内側方向の変位は許容変形量を大きく超えており、凍土が境界部から剥離する可能性が高いことが指摘される。このため、本研究では、管底接合を例にとり変位を抑制することを目的として、補強梁と補強リングを支える図-17 に示す変位抑制工の例を参考にし、「支保工」による変位抑制効果を確認する解析を実施した。

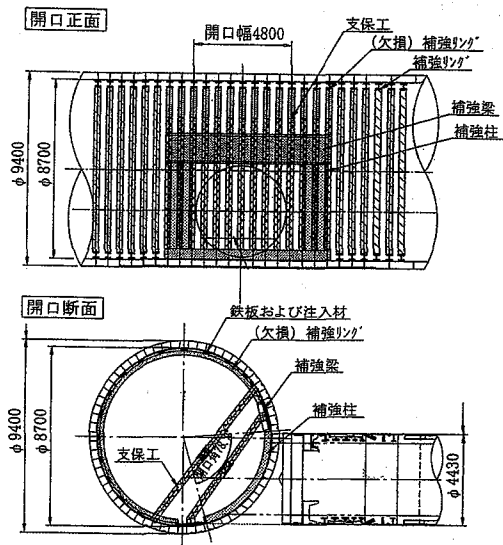


図-17 変位抑制工の例⁵⁾ (南台幹線接合工事)

「支保工」による変位抑制工を実施した後のセグメントの変位を表-5 に変形図の一例を図-21 に示す。変位抑制工の剛性を上げることによりセグメント内側方向の変位量を許容変位量以下にすることができる。また、開口端部の変位量はいずれの開口径においても 0.5mm~1.0mm 前後に低減しており変位抑制効果が認められる。なお、変位着目点は図-18 に示す凍土の凍着長端部にあたる支保工設置位置である。

c) 考察

管底接合を例にとりセグメント変位を抑制することを目的として「支保工」による変位抑制を実施した後のセグメント挙動解析を実施した結果、「支保工」の剛性を上げることにより変位抑制効果が認められ、セグメント内側方向の変位量を許容変位量以下にすることが可能であることが明らかとなった。

凍土の凍着長(凍結範囲)は、既往の接合工事で採用された凍着長(2.5m 以上)に 0.5m の余裕長を加えた長さ 3.0m とし解析を実施したが、地中接合における凍着長の決定に関する実験的研究・技術資料は少ない。凍土の凍着長(凍結範囲)を決定する場合の一つの考え方は、セグメントリングの変位を解析により予測してトンネル半径方向内側に変位する範囲より外側までを凍着長とする考え方であり、この範囲まで凍着長を広げることにより凍着端部のセグメントからの剥離は防止され则认为。この考え方にもとづき図-20 に示した着目点より凍着長を試算すると管底接合(開口幅 5.0m)の例では凍着長の合計は 16m~17m 程度になり、設計上は安全側に凍結範囲を全周にする条件を採用する判断も必要

である。

一方、「支保工」により変位抑制を実施すれば、解析上はセグメント内側方向の変位は許容変位量以下にすることができる。双方を比較した場合、「支保工」により変位抑制の方が明らかに経済的に優位であることから、「支保工による変位抑制工」は大深度地下の地中接合工事における開口部の変位抑制工として適用性が高いといえる。

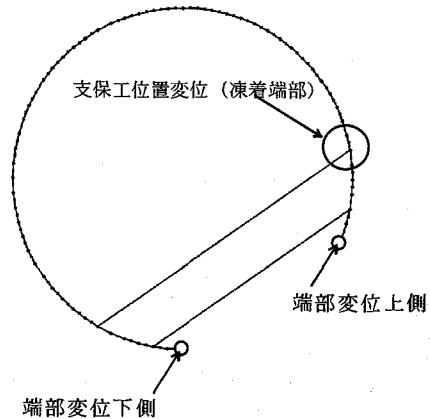


図-18 変位着目点

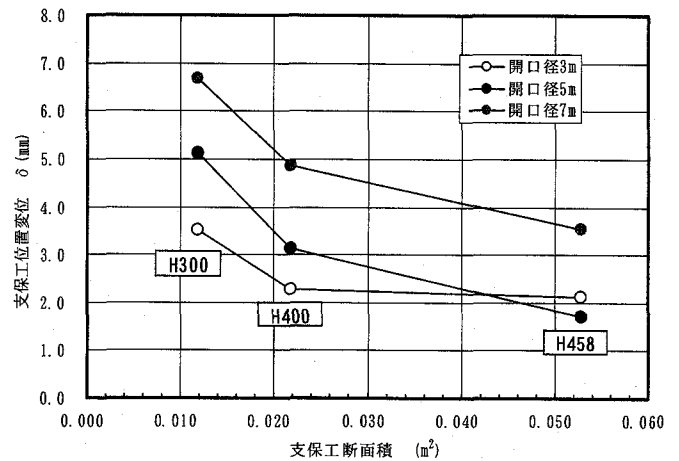


図-19 支保工断面積と変位の関係

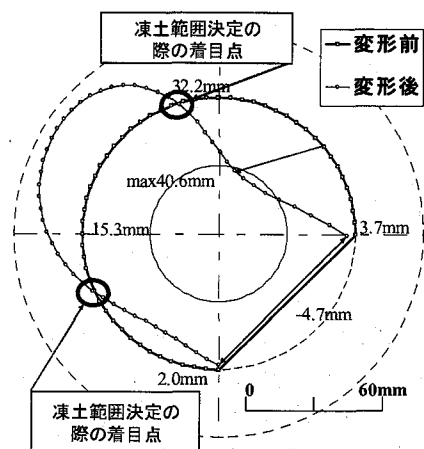


図-20 凍結範囲決定の際の着目点

表-5 支保工による変位抑制工の検討結果

開口径 (m)	支保工	支保工断面積 (m ²)	支保工位置変位 (mm)			端部変位 (mm)					
			x 方向	y 方向	合成変位 (δ)	上側			下側		
						x 方向	y 方向	合成変位 (δ)	x 方向	y 方向	合成変位 (δ)
開口径 3m	H300×300×10×15	1.18E-02	-3.1	-1.6	3.5	-1.3	-0.7	1.4	0.7	0.3	0.8
	H400×400×13×21	2.19E-02	-1.2	-1.9	2.3	-1.2	-0.7	1.4	0.7	0.2	0.7
	H458×417×30×50	5.29E-02	0.1	-2.1	2.1	-1.1	-0.6	1.3	0.7	0.2	0.7
開口径 5m	H300×300×10×15	1.18E-02	-4.8	-1.8	5.1	-1.8	-0.3	1.8	0.4	0.2	0.4
	H400×400×13×21	2.19E-02	-2.8	-1.3	3.1	-1.6	-0.3	1.7	0.4	0.1	0.4
	H458×417×30×50	5.29E-02	-1.4	-1.0	1.7	-1.5	-0.3	1.5	0.4	0.1	0.4
開口径 7m	H300×300×10×15	1.18E-02	-4.4	-5.0	6.7	0.0	-0.8	0.8	1.2	-0.3	1.2
	H400×400×13×21	2.19E-02	-3.0	-3.9	4.9	0.1	-0.7	0.8	1.2	-0.4	1.2
	H458×417×30×50	5.29E-02	-1.9	-3.0	3.5	0.1	-0.7	0.7	1.1	-0.6	1.3

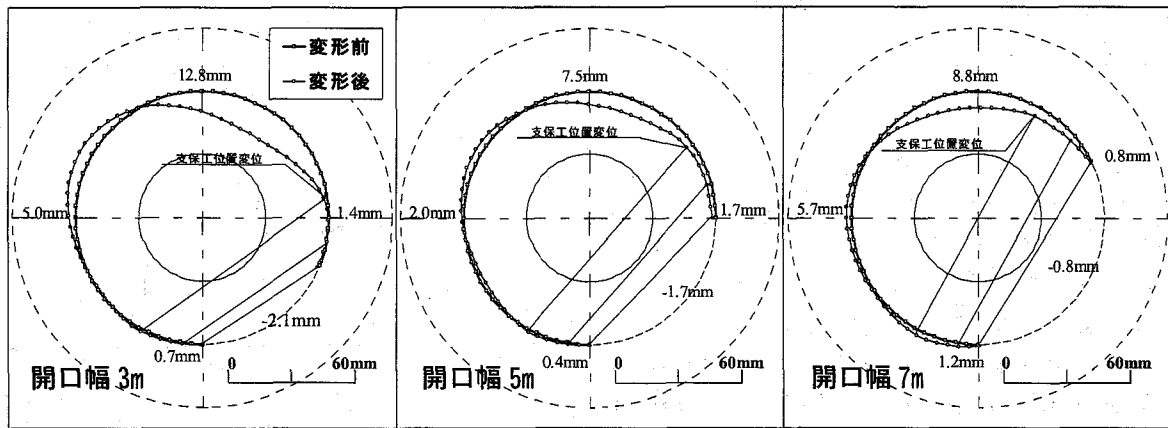


図-21 セグメント変位制御工による効果 (管底接合 土被り 50m 支保工 H400)

4. まとめ

- 1) 大深度地下では土水圧や凍結膨張圧により発生していた断面力が開口に伴い解放されると、接合方式によらず、開口周辺のセグメントはセグメント内側方向に変位し、本検討で暫定的に設定した凍土に剥離が生じないセグメント許容変形量を大きく超えることを解析から明らかにした。
- 2) 大深度下水道シールドトンネルの凍結工法による地中接合に関する設計上の課題として「許容応力度法」から開口周辺のセグメント挙動に着目した「許容変位設計法」への移行が必要である。解析結果からも許容応力度法では取扱ができない大深度地下での凍結工法による地中接合工事におけるセグメントの挙動が把握できた。
- 3) 大深度地下では水との相互作用を解析に取り入れた開口周辺の変形挙動が考慮できる解析方法の構築と、「許容変位設計法」を取り入れた新しい技術指針構築に向け、凍土の剥離現象解明のための計測

データの蓄積と基礎的な調査・研究が今後必要である。

参考文献

- 1) 東京都下水道サービス(株): 下水道仮設マニュアル, 平成 14 年 9 月
- 2) 東京都下水道局: 既設下水道リング構造物等の枝管直接取付けに関する実験的研究, 報告書, 昭和 58 年 3 月
- 3) 東京都下水道局: 大深度地下における地盤凍結工法による管渠地中接続工事の出水事故調査, 報告書, 平成 14 年 3 月
- 4) 高志: 凍結膨張による未凍結領域の土圧と変位の径時変化, 土木学会論文集, No. 200, pp. 49~62, 1972.
- 5) 柴山, 浅川ほか: 大深度の地中接合を凍結工法で克服-東京都下水道局南台幹線シールド, トンネルと地下, Vol. 36, pp. 229-237, 2005.