

神田川地下調節池シールド，発進部凍結工事

Freezing Works for Driving Preparation of Shield Tunnel on Kanda River Underground Pond Construction

坂 文 雄 (さか ふみお)

前 東京都第三建設事務所工事第二課 課長

滝 本 邦 彦 (たきもと くにひこ)

鹿島建設(株)土木設計本部第一設計部 主査

原 廣 (はら ひろし)

鹿島・飛島・戸田・前田・青木共同企業体 副所長

田 中 益 弘 (たなか ますひろ)

鹿島建設(株)技術研究所第二研究部 主管研究員

1. はじめに

シールド工事における発進防護工として，最近凍結工法が広く用いられており，特に大深度・大口徑ではほとんどを占めている。本工事は，外径28.2m，深さ約60mの円形立坑から，セグメント外径13.7mのシールドを発進させるために，シールド発進防護としては既往最大の土量(2700 m³)を凍結させた。この際，当初設計では影響が小さいと考えられた凍結膨脹圧が，詳細土質調査に基づく事前解析の結果，予想以上に大きくなることが判明した。このため膨脹圧対策工としての変位吸収孔を施すとともに，リアルタイムの計測により凍結運転の方法等をコントロールしていく情報化施工を行って無事発進することができた。

本報文では，立坑に作用する凍結膨脹圧の事前推定と変位吸収方法および施工時計測に基づくその評価について述べる。

2. 凍結工事概要

シールド全体の工事諸元を表一1，立坑構造・凍

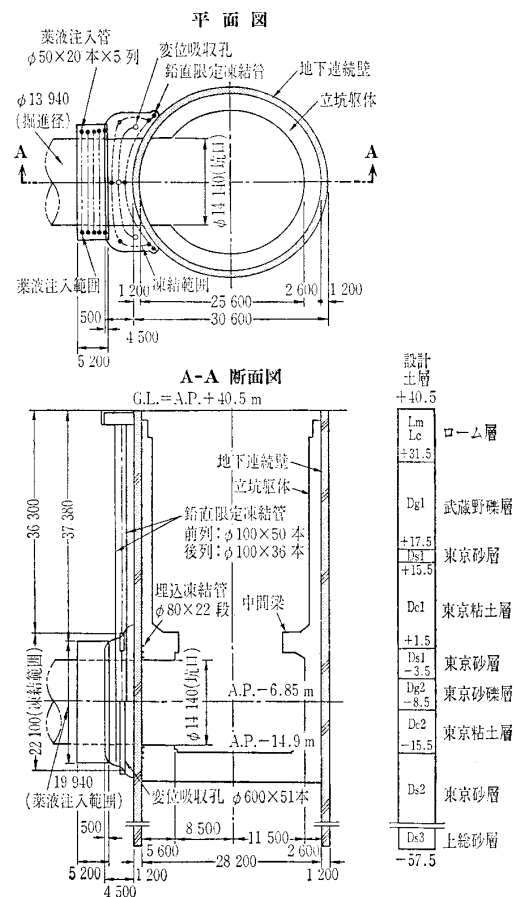
表一1 工事諸元

シールド機外径	φ13.94m
セグメント外径	φ13.70m
セグメント内径	φ12.50m
掘進延長	1991.40m
土被り	34~43m
一次覆工材	RCセグメント(厚さ60cm，幅1.2m，11分割)，ダクトイル，鋼製セグメント(厚さ35cm，幅1.0m，15分割)
一次覆工延長	1986.2m
二次覆工	流入部 2箇所，インバート

結工の概要を図一1に示す。

シールド発進準備・凍結工事は平成4年1月に着手し，同年9月から掘進を開始した。凍結は図一1に示すように，地上部からの鉛直凍結管と躯体に取り付けた埋込み凍結管で行い，粘性土部は変位吸収孔を設けて躯体に対する応力緩和を図った。なお，凍結部のトンネル進行前面には，併用工法としての薬液注入工を事前に施工してある。

造成凍土厚は，掘削下端の側圧(71 tf/m²)を荷重



図一1 凍結工事概要

表一 2 凍結の施工方法と膨脹圧発生過程

概 念	図	① 単管凍結	② 単管⇔凍結管列板状凍結	③ 凍結管列間凍土閉塞	④ 所定凍土造成・維持運転による凍土成長
膨脹圧発生メカニズム	平面図				
	断面図			凍土の成長は熱線方向、すなわち水平方向が主体となるため、①～③までの膨脹圧は水平方向が支配的になると考えられる。ただし、この膨脹圧は凍土間に施工される事前対策工（変位吸収孔）と、計画施工による事後対策工（地山採取工）によって低減することができる。	

(注) 凍土は①～④の順で成長する。図中⑤では、解凍後の孔壁安定のため凍土面閉そく直前に変位吸収孔に、セメントベントナイト(CB)を注入する事も示している。

とした等分布荷重を受ける周辺固定の円板として必要凍土厚(4.18m)を求め¹⁾、これに施工誤差等を考慮して $t=4.5\text{m}$ とした。

3. 凍結の施工方法と膨脹圧発生過程

凍結膨脹圧は基本的に熱流方向、すなわち凍土の成長方向に発生するが、凍土前面の地盤状況、凍土形状、凍結管列間の凍土の閉塞状況、変位吸収孔と凍土の相関性によってその方向性、圧力が左右される。

施工方法と膨脹圧発注の過程を表一2に示す。

4. 凍結膨脹圧の推定

無限の広がりを持つ等方向均質な地盤中に円筒状の凍土が外側に成長していく場合の未凍結領域内の土圧については、「凍結膨脹圧による未凍結領域内の土圧と変位の経時変化」²⁾で詳述されている。論文中で計算式が誘導されたモデルと、本計画における凍土造成パターンのモデル化との間には差異があるため適用には多少無理が生じるが、目安としての結果を得られるので、次に示すこの理論式を用いて立坑に及ぼす凍結膨脹圧を推定した。

$$\sigma_{r1} - \sigma_{\infty} = \frac{E}{1+\nu} \left(\frac{\xi}{2} - \frac{(\xi/2) \cdot r_0^2 + r_0 \delta_0}{r_1^2} \right)$$

ここに、

σ_{∞} : 凍結前の地盤内有効応力

σ_{r1} : r_1 の時の半径方向主応力

ν : 未凍結地盤のポアソン比

E : 未凍結地盤の変形係数

ξ : 凍結膨脹率

r_0 : 立坑連続壁外面の半径

r_1 : 凍結地盤外面の半径

δ_0 : 凍結地盤の r_0 での半径方向変位

この際地盤の変形係数は、表一3に示すように当初計画の3倍以上あることが判明し、凍結膨脹圧はかなりの値になると推定された。ただし、凍結膨脹が生じるのはDc層(中間梁付近とトンネル下半部の粘性土層)と考えられるため、立坑全体が受ける凍結膨脹圧は凍結版全体が膨脹すると考えられる慣用計算法よりは小さくなるのではないかと推定された。

表一 3 凍結膨脹圧の推定結果

項 目	原 計 画 (Bor. 12)	平成2年8月 (立坑場所)
一軸圧縮強度 $q_u(\text{kgf/cm}^2)$	平均値11.5	12.7
弾性係数 $E(\text{kgf/cm}^2)$	平均値 770	2 750
	(原位置 k_h 試験)	(Dc層の E_{50})
ポアソン比	平均値 0.48	0.48
凍結前静止土水圧	68 tf/m ²	70 tf/m ²
凍結後静止土水圧	101 tf/m ²	189 tf/m ²
凍結膨脹圧	33 tf/m ²	119 tf/m ²
凍結後/凍結前	1.5 倍	2.7 倍

5. 凍結運転状況

凍結運転状況を図-2に示すが、その内容は次のとおりである。写真-1に凍土面状況を示す。

- ① 運転開始後65日目に凍土温度 -20°C 以下、凍土厚4.3m、安全率（凍土板に作用する最大曲げ応力÷凍土厚と温度による凍土強度）で凍土の強度上の目安とされている2以上になった。
- ② その後、連続壁取壊しの作業を開始した。
- ③ 軀体応力度の増加傾向が続いたため、運転開始後69日目に後列11本の凍結管を停止して間引き運転を行った。
- ④ その後、凍土温度は -20°C 以下、安全率2以上をほぼ満足しながら凍土成長は進んだ。
- ⑤ 一方、立坑軀体のコンクリートおよび鉄筋の応力度は凍土成長に伴い増加する傾向にあったが、間引き運転を行うことにより落ち着いてお

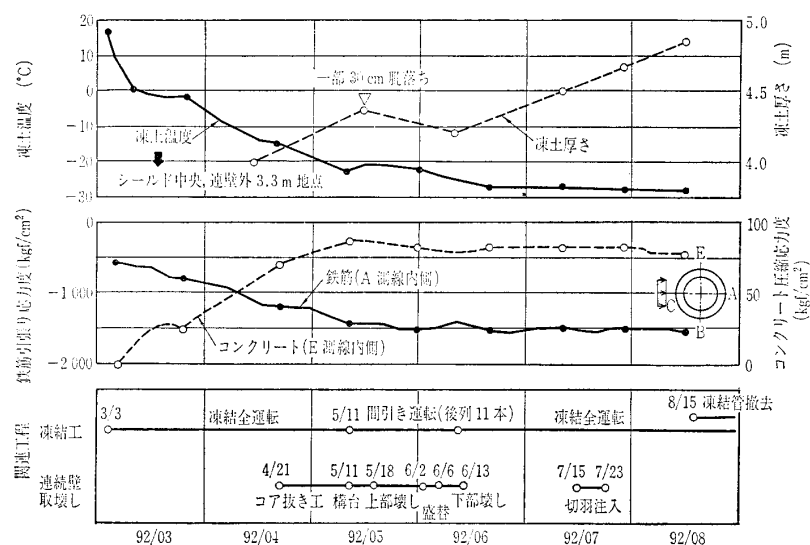


図-2 凍結運転状況

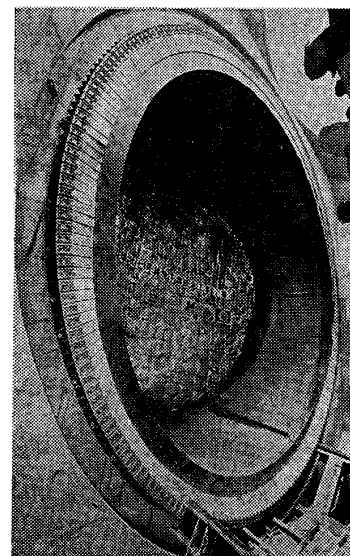


写真-1 凍土面（断熱養生中）

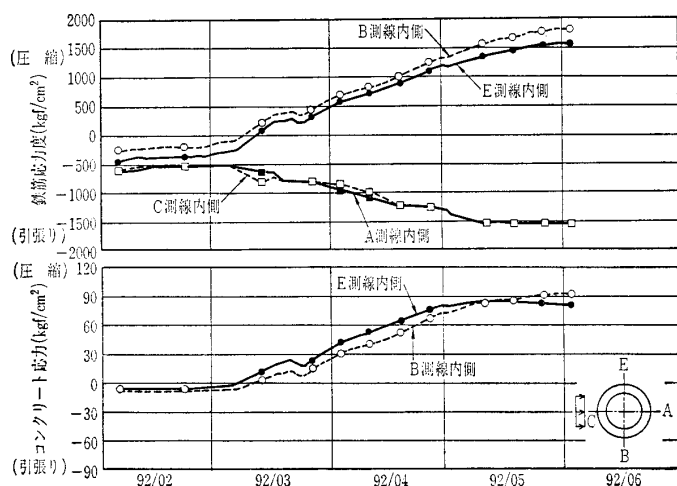


図-3 かまち梁部の応力度

り効果が上がった。

図-3に中間梁部の鉄筋およびコンクリートの応力変化状態を示す。

6. 凍結土圧の検討

6.1 計測結果の考察

- (1) 本来ならば、凍結荷重を推定するための計測データとしては、C測線の開口部中心の連続壁背面に設置してある土圧計のデータを用いるべきであるが、凍結の影響により計測不能となったため、凍結荷重の大半を受け持っている構造と考えられる中間梁部のデータを指標とした。そのうち、圧縮応力はコンクリート応力計、引張り力は鉄筋計のデータを用いた。
- (2) 図-3では、凍結開始直後から凍結膨脹圧の影響を受け、A・C測線（シールド方向）は立坑内側で引張り、B・E測線（シールド直角方向）は

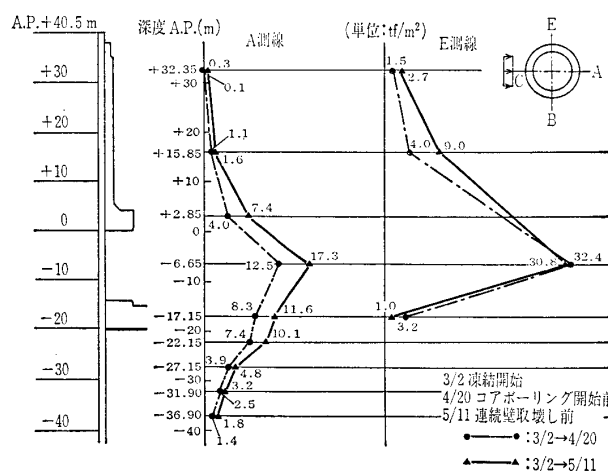


図-4 反力図（凍結荷重による増分）

表—4 凍結膨脹圧の推定結果一覧表

	凍土状況	未凍結～維持運転		FEMモデル	
	凍土厚	0.0～4.3m→4.3m		注1) 上記慣用計算に用いた諸定数を以下に示す。 ・凍結側方膨脹率: $\eta=2/3$ $\delta=2/3 \times 4.0=2.7\%$ ・変形係数: 固結シルト層の変形係数: $E=27\,500\text{ tf/m}^2$ (上限値) ⇒ 見掛けのばね値: $E=85\,300\text{ tf/m}^2$ ・ポアソン比: $\nu=0.48$ 2) 着工前に想定していた無対策時凍結膨脹圧: $p_1=119\text{ tf/m}^2$ は、最終凍土厚さ(=5.8m)に対する値であるため、 計測着目時点の凍土厚さ(=4.3m)に対応する無対策時凍結膨脹圧は $p_1'=98.0\text{ tf/m}^2$ となる。	
計測データを基にした逆解析値(対策効果を含む)	計測器	背面鉄筋計	側面応力計		
	増加応力度	944 kgf/cm ²	91 kgf/cm ²		
	FEM逆解析膨脹圧①	50 tf/m ²	70 tf/m ²		
	上記平均値①'	60 tf/m ²			
慣用計算値(無対策)	固結シルト層膨脹圧	304 tf/m ²		見掛けの地盤ばね 単位: (kgf/cm ²) 下限値 上限値 円形結合シルト層の変形係数 1 630 2 750 見掛けの地盤ばね 5 780 8 530	
	換算平均膨脹圧②	93 tf/m ²		注: 見掛けの地盤ばねは変形係数に換算した値を示す。	
膨脹圧低減率	① / ②	54 %	75 %	見掛けの地盤ばね算定モデル	
	①' / ②	64 %			

立坑内側で圧縮となっている。

- (3) 図—4 では、A測線とE測線の凍結荷重による反力分布を示している。これではE測線の方が大きな反力を示しており、開口部断面欠損で円筒剛性が低いため、凍結膨脹によりシールド直角方向に変形しやすいことを示している。

6.2 凍結土圧の推定結果

(1) 検討モデルと剛性検討

検討は、中間梁を含む開口上半部をモデル化した平面 FEM モデルによって行い、次に示す要因を考慮して剛性を設定した。また、地盤ばね定数(Dc 層では、 $E=750\text{ kgf/cm}^2$, $k_h=3.3\text{ kgf/cm}^2$, N 値=50以上)は連続壁設計と同じものを用いた。

- ・クリープによる剛性低下^{3),4)}
- ・円筒構造物(開口有り)の形状効果
- ・ひび割れ発生による剛性低下⁵⁾

(2) 凍結膨脹圧の推定結果

FEM 解析結果から、前述した指標の計測データに適合する凍結膨脹圧を推定すると、次の範囲に収まる値となった。

- ・ $P=70\text{ tf/m}^2$ (B・E測線の圧縮部に適合)
- ・ $P=50\text{ tf/m}^2$ (A測線の曲げ引張り部に適合)

(3) 推定結果の考察

前項では、中間梁の有効範囲 12.65m に対して $P=50\sim70\text{ tf/m}^2$ という平均膨脹圧が逆算された。これを膨脹するのが Dc 層 (3.88m) のみと考えた場合、範囲比で逆算すると $P=160\sim230\text{ tf/m}^2$ となり、そこで、このような大きい膨脹圧が発生したのは、Dc 層上下の地盤の拘束により地盤ばねが見掛け上大きくなったものと考え表—4 に示す推定を行った(膨脹率は一定と仮定した)。また、粘性土層よりも砂礫層の方が凍土成長が早いために、砂礫層の凍土

が閉塞して剛性が上がることで、さらにこの傾向が強くなることも考えられた。

これらのことから、表—4 に示す FEM モデルにより、Dc 層の見掛けの地盤ばねを求めて慣用計算法へフィードバックして試算を行い、オーダー的(当初計算の 98 tf/m^2 に対して 93 tf/m^2)には良好な結果を得た。

6.3 変位吸収孔の効果

凍結膨脹圧の低減方法としての変位吸収孔の効果は、表—4 に示す推定値によれば約 4 割の低減効果はあったものと推定され、躯体に対してもほぼ許容値内に収めることができた。

7. おわりに

凍結膨脹圧の低減方法として変位吸収孔を施工して、当初の目的は達成できたものと考えている。また、その評価については、立坑応力から凍結膨脹圧の推定を行い、概算の把握はできたものと思われるが、今後は次のような課題について積極的に取り組む必要があると考えられる。

- ① 凍結対象土の物性値把握の精度向上
- ② 凍結膨脹圧の事前推定法の精度向上
- ③ 対策効果に対する定量的把握方法の確立

参考文献

- 1) 伊豆田久雄: 凍土の曲げ条件下における変形挙動と強度特性, 雪氷, 第50巻, 第1号, pp. 25～32.
- 2) 高志 勤: 均質な粘土凍土の一軸圧縮強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 315号, pp. 83～93, 1981.
- 3) コンクリート標準示方書, 設計編, 1991.
- 4) Z. P. Bazant: Bazant の方法, PCI Journal, 1980 年 5～6 月.
- 5) コンクリート限界状態設計法試案: 土木学会, 1981. (原稿受理 1994. 2. 3)