高速湾岸線 多摩川・川崎航路沈埋トンネル の設計・施工

久保田信雄*¹・柄川 伸一*²・松岡 彰*³・清水 徹*⁴

概要 高速湾岸線の多摩川・川崎航路トンネルは沈埋工法で建設が進められている。本報告は、沈埋函の函体、基礎ぐい、函体、継手部の設計、ひびわれ制御対策、函体製作工事、函体艀装工事について紹介するものである。

キーワード 沈埋トンネル、函体、可撓性継手、耐震設計、ひびわれ制御、ゴム支承ぐい

1. はじめに

東京およびその周辺地域により構成される首都圏の21世紀に向けての今後の発展を支えるためには、都心部の交通渋滞の緩和・解消はもとより、より高度にネットワーク化された交通網の充実を図ることが不可欠である。

そのために、その根幹となる道路整備が計画的に進められているが、その一環として計画されたのが、東京湾環状道路である。東京湾環状道路は、東京湾の外周に沿って横須賀から、横浜・川崎・東京・船橋・千葉・木更津を経て富津に至る延長160kmの「東京湾岸道路」、三浦半島と房総半島を連絡する海上約10kmの「湾口部横断道路」、川崎と木更津を連絡する約15kmの「東京湾横断道路」、羽田・市川・千葉・五井を連絡する約50kmの「第二東京湾岸道路」を総称するものである。

「東京湾岸道路」は、原則として総幅員50～100m、合計10～14車線の道路であり、そのうち、横浜市金沢区並木から市川市高谷までの延長64kmのうちの自動車専用道路を首都高速道路公団が高速湾岸線として整備を進めている。現在、大田区東海～市川市高谷間26km、本牧～大黒埠頭間(2.8km)を供用している。

*1 くぼた・のおお／首都高速道路公団 湾岸建設局 設計課 課長(正会員)

*2 えがわ・しんいち／ 同上 課長補佐(正会員)

*3 まつおか・あきら／多摩川トンネル建設共同企業体 工務課長

*4 しみず・とおる／川崎航路トンネル建設共同企業体 設計工務課長

現在工事中の多摩川トンネル、川崎航路トンネルは、それぞれ多摩川河口、川崎航路部に位置し、羽田空港沖埋立て地と浮島埋立て地と東扇島を結ぶ上下各3車線の自動車専用道路である。この地区は羽田空港に近接しているため、空域制限、電波障害の関係からトンネル形式を採用し、比較検討の結果、渡河部は沈埋トンネル工法を採用することとなった。多摩川トンネルは延長1549.5mの沈埋トンネル部とその両端の換気塔および陸上トンネルにより構成され、その全長は2170mである。

図-1 東京湾環状道路

図-2 多摩川、川崎航路トンネル一般図

一方、川崎航路トンネルは、延長 1 187.4 m の沈埋トンネル部とその両端の換気塔部および陸上トンネル部より構成され、その全長は 1 947 m である。本稿では両トンネルのうち、海底部の沈埋トンネルの設計および函体製作を中心とした施工の概要について報告する（図-1, 2 参照）。

2. 構造概要

両トンネルは、図-3 に示す断面を有する、長さ約 130 m、高さ 10 m、全幅 39.9 m（川崎航路トンネルは 39.7 m）の鉄筋コンクリート構造の函体 12 個（川崎航路トンネルは 9 個）と長さ 4.5 m の最終継手と称する鋼殻の函体から構成されている。函体間の継手には、地震によりトンネルに生ずる断面力を大幅に低減することの可能な可撓性継手を用いている。函体の概念図を図-4 に示すが、車道空間、避難空間、企業者空間を有する 4 室

表-1 函体製作工事概算数量

(1 函当たり)

名 称	仕 様	数 量
コンクリート	$\sigma_{ck91}=350 \text{ kgf/cm}^2$ (BB 352 B)	19 000 m ³
鉄 筋	SD 35 D 51~D 16	5 370 t
防 水 鋼 板	SS 41 $t=8 \text{ mm}$	500 t
防水シート	ブチル系 $t=2.5 \text{ mm}$	5 000 m ²
縦締ケーブル	12-T 12.7	112 本
連結ケーブル	タイプル F 270 T	200 本
端 部 鋼 殻	SS 41	300 t
パルクヘッド	SS 41	170 t

(注) 函体概算総重量 約 5 万 2 000 t/函

の鉄筋コンクリート構造の函体である。また、水密性を確保するため、函体の下面・側面には厚さ 8 mm の防水鋼板を設置し、上面には防水シートおよび厚さ 15 cm の保護コンクリートを施した。函体軸方向には、縦締ケーブルを配置し、おもにひびわれ制御を目的とし

Design and Construction of Element for Submerged Tunnels. Tama River and Kawasaki Fairway Tunnels in Expressway Bay-shore Route

By N. Kubota, S. Egawa, A. Matsuoka and T. Shimizu

Concrete Journal, Vol. 30, No. 5, pp. 29~43, May 1992

Synopsis Tama River and Kawasaki Fairway Tunnels in Expressway Bay-shore Route are now under construction by submerged tunneling method. This report presents design of pile-foundation of the tunnel elements, mechanism of flexible-joints connecting these elements, control of cracks in the concrete during the prefabrication, out-fitting of the elements and immersing operation.

Keywords : submerged tunnel, element, flexible-joint, aseismic design, crack-control, elastic pile cap

図-3 沈埋函標準断面図

図-4 沈埋函概念図

写真-1 沈埋函完成状況

て、10 kgf/cm² 程度のプレストレスを導入した。函体端面には製作精度の確保と補強を兼ねて、端部鋼殻を設けており、函体と函体を接合するために必要なゴムガスケット、鉛直せん断キーを取り付けている。

また、函体端面には、函体を浮上させ曳航するために、仮の止水壁である鋼製のバルクヘッドを設けている(写真-1)。1 函当りの主要数量を表-1 に示す。

3.1 基礎の設計

くい基礎の設計にあたっては、図-5に示すように、
 函体軸方向のくいのばね定数（単位長さ当り）を換気塔
 側からトンネル中央部に向かうにしたがい、地盤のばね
 定数にすりつくような三角形分布となるようにした。そ
 の具体的な方法として、所定のばね値になるようにくいの
 配置間隔を決定する方法（間隔調整くい方式）を用い
 るが、くい間隔を広くするとくい1本当りの分担すべき
 荷重が増加し、許容支持力を満足しなくなるため、くい
 間隔が一定になる。このような箇所においてはばね定数
 を変化させるために、くい頭に緩衝ゴム材を取り付け、所
 定のばね値になるようにゴム材の厚さを調整する方法

3.2 函体横断面の設計

Figure 1 illustrates two types of bridge deck construction. The left diagram shows a '間隔調整い' (Interval Adjustment) type, where the deck is supported by multiple vertical posts. The right diagram shows a 'ゴム支承い' (Rubber Support) type, where the deck is supported by a single vertical post with a rubber pad. Labels include '函体底面' (Box Body Bottom Surface), '基礎モルタル' (Foundation Mortar), '浸漬面' (Soaking Surface), and 'ゴム' (Rubber).

図-6 くい頭部標準構造図

表-2 荷重の組合せと許容応力度の割増し（完成時）

荷 重 の 組 合 せ		割増 し率
A	死荷重* ¹ + 側土圧 + 水圧 (H.W.L.) + 不等沈下* ²	0 %
B	死荷重 + 側土圧 + 水圧 (L.W.L.) + 不等沈下	0 %
C	死荷重 + 側土圧 + 水圧 (H.H.W.L.) + 不等沈下	30 %
D	A ± 温度差* ³	15 %
E	A + 地震	50 %
F	A + 地震 + 温度差	65 %
G	A + 災害荷重	50 %

温度差(3)；上,下床版および外壁の外側 10℃,内側 0℃

載土を考慮しない状態)の浮き上がりに対する安全性の確保(浮き上がり安全率1.1以上)がなされた横断面形状において、表-2に示す荷重の組合せに対して部材応力度を求め、許容応力度以内であることを照査し決定される。地震時の検討内容については3.5に示す。しかし、横断面については、死荷重・側土圧・水圧・不等沈下の荷重組合せ時の断面力により決定される。また、図-7に多摩川トンネルの第10函体の標準配筋図を示す。

3.3 函体軸方向の設計

函体軸方向の検討に用いるモデルは図-5に示した三角形分布の地盤のばね定数を考慮した弾性床土のはり部材とし、常時は自重、土水圧、上載荷重を載荷した。軸方向断面力は常時では、護岸復旧部を除きほとんど発生せず、「地震+温度」のときの断面力により鉄筋量が算定される。なお、地震時の検討内容については3.5に示す。

3.4 継手部の設計

沈埋トンネルの函体間は継手によって連結されるが、この継手には一般に函体部より剛性を大幅に低下させた可撓性継手と函体とほぼ同等な剛性をもった剛継手とがある。本沈埋トンネルでは可撓性継手を採用した。可撓性継手を用いた場合は、地盤の圧密沈下などで生じる不等沈下、温度変化の影響あるいは地盤により生ずる断面力を大幅に低減させることが可能であり、トンネル断面を経済的に設計することができる。

しかし、可撓性継手には函体間の相対変位を吸収する変形能力とトンネルとしての機能を維持するための止水能力とが要求されるため、これらの能力を併せもった継手の構造でなければならない。

図-8に両トンネルに用いた可撓性継手の構造を示すが、これを構成する各部は以下のとおりである。

- ① ゴムガスケット：継手部の止水を図るとともに軸方向力に対する圧縮・引張ばね作用をする部材(図

図-9 ゴムガスケット断面図

-9)。

- ② 継手連結ケーブル：ゴムガスケットとともに合成ばねを形成し、継手部がトンネル軸方向に開こうとする変位に対し抵抗する部材。
- ③ 水平および鉛直せん断キー：水平および鉛直方向の函体相互のずれを防止、かみ合わせ箇所に緩衝ゴムをはさみ込み、ばね作用をするかみ合わせ部材。
- ④ 2次止水ゴム：継手部の止水に対する安全性を高める止水目的のゴム材。
- ⑤ 端部鋼殻：函体の一部であるが、ゴムガスケット等の取付け部の補強、端面の平坦性を確保する部材。

可撓性継手は、トンネル軸方向の断面力を低減させるが、その設計にあたっては、継手部をいかに正しく評価するかが重要な課題である。本トンネルの設計に先立ち、ゴムガスケットと継手直結ケーブルの実物大供試体を製作し、圧縮引張試験と曲げ試験を行い、その挙動を確認した。

その結果、継手部の変形特性はゴムガスケットとPCケーブルのそれぞれの変形曲線の重ね合わせで求められること、動的なばね定数は静的なばね定数の1.05倍であること、周波数の動的な特性に対する影響は無視できることがわかった。図-10に設計に用いた継手の変形曲

図-8 可撓性継手構造図

図-10 継手部の変形曲線（トンネル軸方向）

線を示す。

その結果、継手部の変形量は、継手箇所により異なるが2.8～5.3 cmであった。また、継手部の許容変位量は、ゴムガasketの水圧による初期圧縮量から止水可能な最小圧縮量（ゴムガasketのノーズ量）とゴムのクリープによる変形量を減じた値（5～6 cm）、ゴムおよびPCケーブルの引張耐力（5.7 cm）のどちらかから決定される。

3.5 最終継手

あらかじめ構築された両立坑の間に沈埋函を沈設し、接合を完了させるには、最終沈埋函と到達側の立坑の間の函体（最終継手という）の施工に工夫が必要である。既存の沈埋トンネルでは、仮締切後ドライ掘削による方法と止水パネルによる方法とがあるが、本トンネルでは、到達側の立坑の端面に設けたスリーブ内に鋼殻の最終継手を設置しておき、到達側の立坑の受台上に最終沈埋函の沈設後、最終沈埋函に引き寄せ水圧接合を行ったのち、最終継手と立坑受台との間にせん断キーを設け、最終継手と立坑間の水を排水し、その間の軀体相当部分にコンクリートを打設し、接合を完了させることとしている。このため本工法は締切りを設ける必要がなく、安全かつ工程上も有利な工法と考えている（図-11）。

3.6 耐震設計

(1) 基本方針

本トンネルの耐震設計は、許容応力度法で設計を行うことを前提にL-1地震を設定し、応答変位法により行い、さらに全体系モデルによる地震応答解析により照査することとしている。

(2) 入力地震の設定

本トンネルの耐震設計上の基盤面はTP-70 m付近に存在するN値50以上の洪積砂質土層とした。しかし、この層のせん断波速度（ V_s ）は300～400 m/sであ

図-11 最終継手構造図

図-12 L-1 スペクトル

り、第一種地盤相当の第三紀層（ T_s 層）はさらに深く、TP-150 m付近に存在するものと推定される。このため、まず第一種地盤における地震強度を設定し、重複反射理論により地盤の応答解析を行って、耐震設計上の基盤面における設計用入力地震動を設定した。

地震強度の設定法は、建設省土木研究所の研究成果によるL-1レベルのものをを用いた。具体的には、M7、震央距離50 km、再現期間75年の地震の加速度応答スペクトルを周辺の地震活動から求め、このスペクトルを包絡するように定めた。これを図-12に示す。

次に、L-1スペクトルに近い周波数性をもつ1978年宮城県沖地震の際の開北橋近くで観測された波形の加速度振幅を周波数領域で調整することで、このスペクトルを有する地震波形の作成を行った。

次に、耐震設計上の基盤面における入力地盤動は、先に得られたL-1地震波形を本地点の第一種地盤相当層に入力し、重複反射理論による地盤の応答解析を行い、耐震設計上の基盤面の応答値を取り出して設定した。

(3) 横断面の耐震設計

L-1レベルのスペクトルをもとに算定した地盤の応答変位（函体天端で7～9 cm程度）を表層地盤のみの

(單位: $t \cdot m$)

FEM モデルに与え、トンネルに生じる断面力を求めた。その結果、いずれの応力度も許容応力度以内となった。図-13, 14 に検討モデルおよび曲げモーメント分布を示す。

地盤を含む FEM モデルにより求めた地盤ばねによって支持された弾性床上のはりとして、トンネルをモデル化し、トンネル軸に沿った地盤変位分布を正弦波形とし、これを地盤ばねを介して強制変位としてトンネルに与えることにより、トンネルの断面力と変形を求めた。ただし、地盤がトンネルに及ぼす荷重は、地盤の耐力を超えないものとした。これらの概念図を図-15 に示す。このように荷重の上限を考慮した方法と地盤のせん断弾性係数から地盤ばねを算定し、地盤のトンネルに及ぼす荷重に上限を設ける。共同溝設計指針（昭和 61 年 3 月）に準じた方法との両者で設計を行った。これらによる断面力分布および後述する地震応答解析による断面力分布を合わせて図-16 に示す。

多摩川トンネル

浮島側換気塔

羽田側換気塔

(a) 最大軸力

(b) 最大曲げモーメント

(c) 最大せん断力

----- 地震応答解析
----- 応答変位法(FEMで地盤とトンネルを結ぶばねを算出。
地盤がトンネルにおよぼす荷重が地盤の耐力を超えない
ようにした場合)
----- 応答変位法(共同溝設計指針によりトンネルと地盤を
結ぶばねを算出。地盤がトンネルにおよぼす荷重に特
に制限を設けない場合)

トンネルおよび換気塔からなる動的解析モデルを図-17に示す。トンネル軸方向に地盤を分割し、それぞれを分割した部分を1質点系に置換する。解析における分割間隔は沈埋函1函を4等分する間隔とし、約32mとした。地盤の振動特性はトンネルの存在によって影響を受けないものとし、トンネルの存在を無視して地盤の応答変位を求め、それを地盤変位として与え、トンネルの断面力継手の変形量を求めた。

表-3 に地震応答解析による最大応答値と許容値の比較を示す。入力地震動は L-1 地震に加え、関東地震クラスの大規模地震（建設省土木研究所が提案している L-2 地震）に対しても照査した。また、図-16 に断面力の分布を示す。

L-1 地震に対しては、発生値と許容応力度（継手連結ケーブルは降伏）に対応した許容値との比較を行った。その結果、発生断面力および継手変形量とも許容値

図-17 動的解析モデル（トンネル全体系）

図-18 函体製作順序

表-3 地震応答解析結果による最大応答値と許容値の比較

		川崎航路トンネル		多摩川トンネル	
		L-1	L-2	L-1	L-2
函	軸 引 張 力 (t)	11 000 (47 000)	32 200 (56 600)	11 400 (49 300)	33 800 (62 400)
	曲げモーメント (tm)	326 000 (584 000)	651 000 (1 120 000)	40 200 (607 000)	110 000 (818 000)
体	せん断力 (t)	6 560 (40 100)	14 500 (47 300)	1 050 (40 400)	3 290 (47 500)
	伸 び (cm)	1.5 (5.9)	4.8 (8)	1.8 (5.7)	4.8 (8)
継	回転による開き (cm)	0.3 (5.9)	0.4 (8)	0.2 (5.7)	0.8 (8)
	せん断ずれ (cm)	1.8	5.8	1.1	1.3

(注) カッコ内は最大値が発生した位置での函体および継手の許容値。

L-1 地震時は許容応力度（継手連結ケーブルは降伏）に対応した値。

L-2 地震時は終局時の値。

以下となり、十分な耐震性を有していると考えられた。

b. L-2 地震に対して

L-2 地震に対しては、発生値と終局時の許容値との比較を行った。その結果、発生断面力および継手変形量とも許容値以下となり、十分な耐震性を有していると考えられた。

なお、大規模地震に関するデータの蓄積が十分でないことを鑑みれば、本検討結果は、これまで得た知見から想定した大規模地震に対するある1つの照査と位置づけるべきと考えられる。

4. 工事概要

4.1 函体製作

沈埋函1函当りの主要数量は表-1に示したとおりであるが、一期工事においては11函、二期工事において

図-19 コンクリート打設時の移動型わく支保工

は10函の製作を行っている。これらの施工にあたっては、効率的な施工を行うため、コンクリートプラントの専用化、移動型わく支保工を採用した。

函体の製作は、函体を軸方向に8ブロックに分割し、下床版、側壁、上床版の順に施工した。函体製作のフローを図-18に示す。1ブロックの長さは約16mとなる。これは、コンクリート打設量、移動型わく支保工の転用、作業性を考慮して決定した。移動型わく支保工の配置図を図-19に示す。移動型わく支保工は1函体につき下床版用、側壁用、上床版用から構成され、全体で5セット製作し、転用を図った。また、上床版の鉄筋組立てを前スパンのコンクリート養生中に施工できるように鉄筋吊り架台を使用して工程の短縮を図った。

コンクリートの打設は、ロングビーム・コンクリート

ポンプ車 (100 m³/h) を用い、1 ブロックをいずれも 1 日で打設した。

コンクリートの養生は、低発熱型の高炉セメントであることから、初期養生を入念に行う必要があり、表面を養生マットで覆い、散水養生を行った。函体の下床版、側壁、上床版の 1 ブロック当りのサイクルタイムは約 3 週間であった。

以上、函体製作について記述したが、本誌 1989 年 5 月号「沈埋トンネル函体製作におけるひびわれ制御対策」において、函体製作工事およびひびわれ制御対策について記述されているので参照されたい。

4.2 ひびわれ制御と効果

沈埋函のコンクリートの設計基準強度が 350 kgf/cm² と比較的高強度であり、水和熱に起因する温度応力によって温度ひびわれが発生するおそれがある。とくに側壁においてそのおそれが大きく、十分なひびわれ制御対策を施す必要がある。このため、材料、配合、施工法について検討を行った。

簡易断熱温度上昇試験、強度試験、温度応力解析の結果、材料の選定を行い、プレストレス導入効果確認試験の結果を参考にし、7 月～9 月の間においてはひびわれ幅を 0.23 mm 以内とすることを目標とし、プレクラリングによりひびわれ指数 1.2 を確保するよう温度降下を図ることとした。この一連の検討フローを図-20 に示す。

(1) 温度および温度応力の測定

プレクラリング対象範囲に熱電対、ひずみ計等を埋め込んでおき、6 月～10 月までの函体コンクリート温度および温度応力を測定した。

図-21 にコンクリート温度履歴計測結果を示す。コンクリートの温度は、プレクラリングの有無にかかわらず、材令約 3 日で最大となり、14 日程度で外気温とほぼ等しくなった。

図-22 はコンクリート温度応力履歴計測結果であり、コンクリートの温度応力は、材令 3 日で最大圧縮応力に達し、その後引張側に移行し、14 kgf/cm² 程度でひびわれによる急激な応力変動が現れており、これまでのコンクリートの温度応力に関する文献等で紹介されている結果とよく一致した傾向を示している。

(2) 温度応力解析結果

表-4 は、7 月～9 月のプレクラリングの有無にかかわる温度解析結果ならびに温度応力解析結果である。引張応力については、プレクラリングを実施した場合は、実施しなかった場合に比較して 7 kgf/cm² 程度減少する結果が出た。

また、温度ひびわれ指数については、実施した場合は 1.29～1.35 と温度ひびわれ指数 1.2 を満足したのに対し、実施しなかった場合は、計算値によると 0.87～1.04

図-20 ひびわれ制御検討フロー

図-21 温度履歴計測結果

図-22 温度応力履歴計測結果

であった。

したがって、沈埋函体に作用する温度応力ならびに温度ひびわれ指数に着目した場合、プレクラリングによる

表-4 プレクーリングの効果の検討結果（月別平均）

対象時期	プレクーリングの有無	解析条件		温度解析結果			温度応力解析			
		打設温度 (℃)	外気温 (℃)	最高温度 (℃)	材令28日～ 35日までの 平均気温 (℃)	温度 降下量 (℃)	引張応力 (kgf/cm ²)	引張温度 (kgf/cm ²)	温度ひび われ指数	ひびわれ 発生確率 (%)
7月	有	19.2	26.7	48.8	28.4	20.4	19.6	25.2	1.29	15
	無	29.1		52.8		24.4	24.5	25.4	1.04	45
8月	有	20.0	30.3	50.2	23.5	26.7	17.6	23.8	1.35	10
	無	32.3		60.3		36.8	24.7	22.6	0.91	60
9月	有	16.6	24.2	43.5	20.0	23.5	18.7	25.1	1.34	10
	無	27.8		55.0		35.0	26.9	23.4	0.87	60

（注）太字は実測値。無は、プレクーリング前の細骨材の温度より求めたコンクリートの温度による解析結果。

図-23 ひびわれ調査状況図

図-24 ひびわれ量と温度差の関係

ひびわれ抑制効果は十分期待できる結果となっている。

（3）ひびわれ調査結果

ひびわれ調査は、コンクリート打設後1か月までに団体側壁内側に発生した温度ひびわれを、各打設ブロック（16 m）ごとに目視で調査することにより行った。

図-23、表-5にひびわれ調査結果を、表-6にはプレクーリングの有無による効果の検討結果を示す。

これらのひびわれ調査結果より、総ひびわれ量、ひびわれ本数、最大ひびわれ幅といった要因を目的因子とし、温度ひびわれの発生に寄与すると考えられる引張応力、ひびわれ指数といった要因を説明因子として単回帰分析を行った。その結果を表-7に示す。本沈埋団体において、もっとも高い相関を示した要因は、温度差（打設温度と材令1か月後の1週間の平均気温との差）であることがわかった。

図-24にひびわれ量と温度差の単回帰分析結果を示す。

（4）効果の確認

以上の結果をもとに、本沈埋団体におけるプレクーリングの効果について検討を行った。

検討方法は、各ひびわれの調査結果と温度差との回帰式を用いて、7月～9月のプレクーリングを実施した場合としない場合のひびわれ発生状況を推定し、プレクーリング実施の場合の実測値との比較を行うものである。

図-25によれば、最大ひびわれ幅に関するプレクーリングありの実測値となしの推定値との比較では、プレクーリングの効果は十分に把握できないが、プレクーリング有無の推定値の比較では、プレクーリングの実施により、最大ひびわれ幅は若干抑制される結果となった。

また、ひびわれ本数、総ひびわれ量に関しては、図-26、27に示すように、明確にひびわれ低減が認められており、全体的には有害なひびわれを抑制する効果があったと考えられる。

表-5 ひびわれ調査結果

ブロック	打設日	ダクト 1 側壁					ダクト 2 側壁					備 考
		クラック本数 (本)④	最大クラック幅 (mm)	最小クラック幅 (mm)	クラック幅 総和 (mm)⑤	平均クラック幅⑥④ (mm)	クラック本数 (本)④	最大クラック幅 (mm)	最小クラック幅 (mm)	クラック幅 総和 (mm)⑤	平均クラック幅⑥④ (mm)	
①	7/18	3	0.2	0.12	0.47	0.16	11	0.2	0.06	1.29	0.12	ブレーキング 実施
②	8/ 5	6	0.12	0.08	0.60	0.10	5	0.08	0.06	0.36	0.07	
③	9/ 2	7	0.2	0.08	0.91	0.13	5	0.15	0.08	0.56	0.11	
④	9/22	7	0.2	0.06	0.91	0.13	8	0.2	0.08	1.13	0.14	
⑤	10/ 7	12	0.3	0.08	1.82	0.15	19	0.3	0.06	3.72	0.20	
⑥	10/24	10	0.2	0.06	0.98	0.10	8	0.2	0.08	0.98	0.12	
⑦	11/ 7						5	0.15	0.08	0.58	0.12	
⑧	11/24											

表-6 ブレーキングの効果の検討結果 (月別平均)

対象時期	ブレーキング の有 無	ひびわれ調査結果		
		ひびわれ 本数 (本)	ひびわれ 量 (mm)	最大ひび われ幅 (mm)
7 月	有	4	0.4	0.15
	無	5	0.9	0.20
8 月	有	4	0.5	0.20
	無	7	1.4	0.20
9 月	有	4	0.6	0.20
	無	7	1.3	0.20

(注) 太字は実測値。

図-25 最大ひびわれ幅に関するブレーキングの効果

表-7 回帰分析結果一覧表

説明因子 (X)	目的因子 (Y)					
	総ひびわれ量 (mm)		ひびわれ本数 (本)		最大ひびわれ幅 (mm)	
	回 帰 式	相関係数	回 帰 式	相関係数	回 帰 式	相関係数
引 張 応 力 (kgf/cm ²)	$Y=0.09 X-1.22$	0.816	$Y=0.43 X-4.17$	0.682	$Y=0.014 X-0.103$	0.723
ひびわれ指数	$Y=1.79 X+2.90$	0.815	$Y=8.66 X-15.50$	0.701	$Y=0.266 X-0.505$	0.73
ひびわれ発生確率 (%)	$Y=0.02 X+0.24$	0.846	$Y=0.08 X-2.76$	0.691	$Y=0.003 X-0.112$	0.752
打 込 み 温 度 (°C)	$Y=0.113 X-1.545$	0.719	$Y=0.547 X-5.962$	0.617	$Y=0.015 X-0.115$	0.568
温 度 差 (°C)	$Y=0.058 X+0.836$	0.907	$Y=0.292 X+5.57$	0.808	$Y=0.009 X-0.20$	0.832
温 度 降 下 量 (°C)	$Y=0.06 X-0.874$	0.858	$Y=0.303 X+3.05$	0.770	$Y=0.009 X-0.056$	0.774

4.3 沈設機装設備

(1) バルクヘッド

沈埋函の総重量は約 5 万 2 000 t であり、ドライドックで製作された後浮上させ、沈設場所まで曳航する必要

がある。このため、端部を鋼製の蓋で締切り沈埋函に浮力を与える構造としており、これをバルクヘッドと称している。

また、このバルクヘッドは沈設時には水深 30 m の水

図-26 ひびわれ本数に関するブレーキングの効果

図-27 総ひびわれ量に関するブレーキングの効果

写真-2 ドライドック注水状況

圧に耐える構造となっている(写真-2)。

(2) アクセスシャフト

函体は、完成後沈設時期が来るまで水没した状態で存置されるため、その間の函内の点検および沈設準備作業における作業員の出入口、資材の投入口用をアクセスシャフトという。

アクセスシャフトは1函体に2基設備し、仮置ヤードにおいて、沈設機装を行う際においても完全に水没してしまわないように、函体底面から16 mの高さを有している。函体の進水後は唯一の生命線となっているため、

写真-3 函体端面状況(東京側)

写真-4 吊り点

耐圧および気密性には十分な配慮が必要な設備である(写真-3)。

(3) 吊り点(沈設用吊り金具)

今回の沈設工事は、双胴船形式となった沈設作業船によって実施される。

沈設時および曳航時において沈設作業船に設備されている吊りフックと連結され、函体の荷重を受ける吊り金具(写真-4)。吊り点は4点設置されており、沈設時には250 t/点の吊り能力が必要である。

(4) ボラード

ボラードは、 $\phi 600 \times 1\,000$ の鋼管でできており函体頂面に6か所2基ずつ配置されている。

おもな使用目的は、

- ・ドック内での浮上時に函体の安定を保つため係留設備として使用。
- ・函体引き出し時に、自力移動するためその進行方向を安定させるためにワイヤ取りによる方向調整、速度調整を行う設備として使用。
- ・曳航・沈設時に、函体の平面的不安定さを沈設作業

写真-5 曳航作業

写真-6 引き寄せジャッキ（ロッド部）

船の調整ワイヤにより安定させるため、ワイヤの係留設備として使用。

- ・ 函体曳航時の曳船の曳航索取り用の設備として使用（写真-5）。

（5）鉛直ジャッキ

沈埋函が海底トンネルとして機能するためには、正確な位置・方向にセットされなければならない。

函体としては、既設沈埋函の隔壁に設けられた仮受ブラケットに新設沈埋函があることにより相互間の取付け精度は満足できるが、軸方向に対する所定の勾配を確保し、高さの調整を行うためのジャッキ。

函体到達側の海底面上に2か所ある仮支承台上に1基ずつ設置され、その能力は500 t/基である。函体の浮き上がり防止としての安定荷重を考慮して、合計1 000 tの支持力を見込んでいる。

ジャッキのロッドは、あらかじめ函体製作時に、押し出し時の反力用アンカーと一体となって埋め込まれている。

また、沈設着床時に函体が計画の姿勢となったときにロッドを鉛直に保つため、組立てコンクリート打設時点においては、縦横断方向の勾配について細心の注意を払

写真-7 水バラストタンク

写真-8 水バラスト給排水設備

わなければならない。

（6）引き寄せジャッキ

函体が着床した後に1次接合を行うためのジャッキ。左右1基ずつの2基が函体の中壁を利用してセットされ、沈設された函体の仮受ブラケットにあらかじめあけられた鉋穴にジャッキのロッドを挿入して90°回転させて引き寄せ、引張る構造である（写真-6）。

（7）水バラストタンク

函体は1%の浮力（約520 t）を受けて浮いている状態であり、この函体を沈設するためには

- ・ 浮力を0にするために520 t
- ・ 函体を沈設するために520 t

の計1 040 tの荷重が最低必要であり、さらに

- ・ 海水比重の変化分 約250 t
- ・ 沈設後の安定荷重増分1 040 t

の総計2 330 tの荷重を調整しなければならない。

この調整は、函体ごとに微妙に異なるため、海水で行うこととしている。

タンク設備は、函体の両サイドの管理用空間を利用して設備され、沈設時での函体の傾斜によって重心が移動しないように、縦方向に5室に分割している。

仕切壁は鋼製角パイプで水圧に耐える構造とし、ナイ

ロンシートで漏水に対処した水槽。

水槽内への給水および排水は 8 インチの鋼管にて各水槽に分岐し、各水槽での水量調整が可能な設備とした。

また、沈設作業時点で函内に作業員を入れて海水比重に対応するためのバラスト調整は危険であることから、沈設作業船上で遠隔操作により、調整管理が可能なシステムとしている。

(8) 超音波探査装置

沈埋函は、水深 30 m の深さまで沈設され、既設沈埋函に対し正確にドッキングさせなければならない。

しかし、海底にある既設沈埋函と沈設中の沈埋函の相対位置関係を把握できなければドッキングは不可能であり、質量 5 万 t の函体どうしの接触等の状況が発生すれば、継手止水材として重要なゴムガスケットに損傷を与え、沈埋トンネルとしての役割を果たせなくなってしまう。

沈埋函どうしを正確にドッキングさせるためには、沈設中の揺動している函体と海底の静止している函体の相対位置（端面間の距離、向き、縦横断の傾き、ねじれ等）をリアルタイムに 3 次元的に把握しなければ、限られた時間のうちに効率的な作業はできないため本沈設工事では陸上からの位置測量システムと、水中でわれわれの目の役割をする超音波探査装置を組み合わせることにより、沈設函体の絶対位置と既設函体との相対位置を把握し、沈設から接合までを安全、正確に、かつ短時間で行う計画をしている（図-29）。

この装置は、函体接合作業の効率化を図るためのもので、函体相互の端面間距離、水平ずれ、垂直ずれ、函体傾斜を自動計測し、コンピュータにより演算、画像処理を行い函体相互の接近位置関係を CRT に表示して、沈設作業時の監視データとして活用する。

本装置で計測されたデータは、沈設作業船の自動操船制御する制御信号として、ウィンチ遠隔制御盤へ送られるシステムとなっている。

本装置のおもな仕様は

① 測定範囲

端面間距離 $X=0\sim 10\text{ m}$

水平ずれ $Y=0\sim \pm 1\text{ m}$

垂直ずれ $Z=0\sim 5\text{ m}$

姿勢 $X_w=\pm 3^\circ$ （ローリング）

$Y_w=\pm 3^\circ$ （ピッチング）

$Z_w=\pm 3^\circ$ （ヨーイング）

の 6 成分が検出可能

② 測定精度（端面間距離=50 cm）

端面間距離 $X=\pm 1.3\text{ cm}$

水平ずれ $Y=\pm 1.5\text{ cm}$

垂直ずれ $Z=\pm 1.0\text{ cm}$

であり、仮受ブラケット接合前後での精度としては十分であると考えている。

この装置は、沈埋函が海中に 5 m 程度没して、姿勢を水平から、縦断勾配をもたせた姿勢に修正した時点で作動させ、函体が完全に水圧接合（2 次接合）され、端面間にゴムガスケットからの漏水がないことが確認されたときに計測完了となる。

5. おわりに

多摩川トンネル・川崎航路トンネルの沈埋トンネル建設工事は、1986 年 3 月よりドライドック整備に着手、1987 年 9 月に函体製作の一期工事、1990 年 7 月に二期工事に着手し、21 函の沈埋函の製作はほぼ完成している。

現段階は、本年 8 月よりの沈設に向けて発進側立坑の工事、沈埋函沈設位置の浚渫工事、基礎工事等を行っており 1993 年末には沈設を完了する予定である。

両沈埋トンネルは現在まで順調に進捗しているが、今後もまだまだ多くの課題をもっており、よりいっそうのご指導、ご協力をお願いする次第である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：動的解析用入力地震動の設定法，土研資料，No. 2120，昭 59. 3
- 2) 財首都高速技術センター：沈埋トンネル設計施工に関する調査研究委員会報告書（昭 62～平成元年度）
- 3) 手塚茂樹・富澤修次：沈埋トンネル函体製作工事におけるひびわれ制御対策，コンクリート工学，Vol. 27，No. 5，pp. 38～49，1989. 5