



T-0005/42

土 木 研 究 所 資 料

第 280 号

水底トンネルに関する外国文献(1)

昭和42年4月

建設省土木研究所

ま え が き

本格的な沈埋式水底トンネルに関する経験は、わが国にはまだない。しかしながら、これには非常に大きな長所があるため、最近の欧米の水底トンネルは、殆んどこの工法で施工されているといっても過言でない位普及されてきた。わが国でも早晩この工法を採入れる時期がくると思われるので、これに関連した水底トンネルの文献のうち、特に興味あるものについて、訳出することとした。

その第1回として、ここに紹介するのは、次の4つである。

- [I] Aage Brink: "Recent developments in the design of submerged tunnels" (structural Eng Feb. 1966)

ヨーロッパ方式である鉄筋コンクリート矩形断面のチューブについての説明を中心にして、土質調査、車道空間、アプローチ部の設計等についても新しい考え方を述べている。

- [II] John O. Bickel: "Trench type subaqueous tunnels - design and construction" (Structural Eng Oct. 1966)

米国東部で専ら採用されているスチールシェルを使った円型断面のチューブについて、ヨーロッパ方式である鉄筋コンクリート矩形断面と比較し、その長所を述べ、併わせて、Hyperion下水道トンネルと、BARTトンネルを紹介し、殊に後者については、地震に対する考え方を説明している。

- [III] G. J. Murphy & D. N. Tanner: "The BART Trams-Bay Tube" (Civil Eng. Dec. 1966)

サンフランシスコ湾を横断する延長3.5マイルの地下鉄トンネルの設計並びに施工についての計画概要を紹介したものである。

- [IV] G. A. Péquignot: "Prefabricated Subaqueous Tunnels" (Tunnels and Tunnelling)

1963年における沈埋トンネルの世界的状況を概説し、併わせて、英仏海峡横断用に提案されているこの工法の紹介をしている。

昭和42年4月

トンネル研究室長 村上良丸

{The Structural Engineer:}
Feb. 1966 より

〔I〕 水底トンネル設計上での最近の進歩
(Recent developments in the
design of submerged tunnels)

Aage Brink

(Technical Manager, christiani
& Nielsen A/S, Copenhagen)

目 次

要 旨	2 頁
実現性の見通し報告	5
現場調査及び試験	5
水底トンネルの設計	9
斜路の設計	12
技術的な諸設備の設計	13
エレメントの沈降、接合及び着床作業のための設計	16
結 論	21

[The Structural Engineer;]
Oct. 1966 より

〔Ⅱ〕 トレンチタイプの水底トンネル—設計と施工
(Trench type subaqueous tunnels—
design and construction)

John O. Bickel

(Parsons, Brinckerhoff, Quade
& Douglas 社の協力コンサルタント;
ニューヨーク)

目 次

要 旨	24 頁
トレンチ型式のトンネルの築造原理	24
スチールシェルのトンネルチューブ	25
コンクリートのトンネルセクション	42
大水深でのトンネル	47
San Francisco 湾底の地下鉄トンネル	53
結 論	55

[Civil Engineering]
Dec. 1966より

〔Ⅲ〕 サンフランシスコ湾横断BARTトンネル
(The BART Trans-Bay Tube)

George J. Murphy(Project Manager)

Donald N. Tanner(Project Engineer)

(Parsons, Brinckerhoff, Quade &
Douglas, New York and San Fran-
cisco)

目 次

まえがき	58 頁
湾横断路線の選定	59
地震の影響に対する地質学的研究	61
セクションの沈降、接合及び排水作業	64
端末継手の結合	65
サンフランシスコ換気所の構造	67
オークランド換気所の構造	67
チューブの電気(陰極)防蝕	68
工 程	68
謝 意	69

[Tunnels and
Tunnelling I b]

〔Ⅳ〕組立式水底トンネル
(Prefabricated Subaqueous Tunnels)

G. A. Pequignot

要 旨

水底トンネルの設計は、非常に広範囲の問題である。それ故、この論文では、遭遇する問題の概要だけを扱うこととする。

しかしながら、完全なトンネル横断施設を含む構造物全部の、本質的な研究と実際の設計を含めて、問題の全貌を網羅するような努力をしている。

同時に筆者は、努めて設計上の最近の傾向を強調しているが、水底トンネルに関する原理の一般的な記述は、既刊の本に適切にのべられているので省略した。

“submerged tunnel (水中に没しているトンネル)”という言葉は、その言葉のもつ本来の意味に対して選んだのではなくて、技術者仲間で、最も普通に使われている言葉らしいので選んだ。この論文の主題である水底トンネルは、現在及び将来の船舶航路の要求に対して、丁度十分なだけの深さの所で、普通、前以つてしゅんせつした溝 (trench) の中の水中で、大きな既製のエレメントを、互に接合してつくり上げる、事実上矩形断面のトンネルと定義されるものである。

こうしたトンネルは、普通、道路用及び鉄道用につくられ、対向方向の道路交通用のチューブ、鉄道線又は電車線用のチューブ、自転車交通用のチューブ等の数本のチューブを収容したものが、一つの構成単位になる。

現在工事中の、アントワープの Schelde トンネルは、こうしたトンネルのうちで、最大のもので、2本の3車線車道チューブと、1本の、複線鉄道チューブに自転車用のチューブ、及び、1本の技術サービス用のチューブが収容されている。その横断面は、大雑把にいつて、 $160 \times 33 \text{ ft}$ ($54 \text{ m} \times 10 \text{ m}$) である。

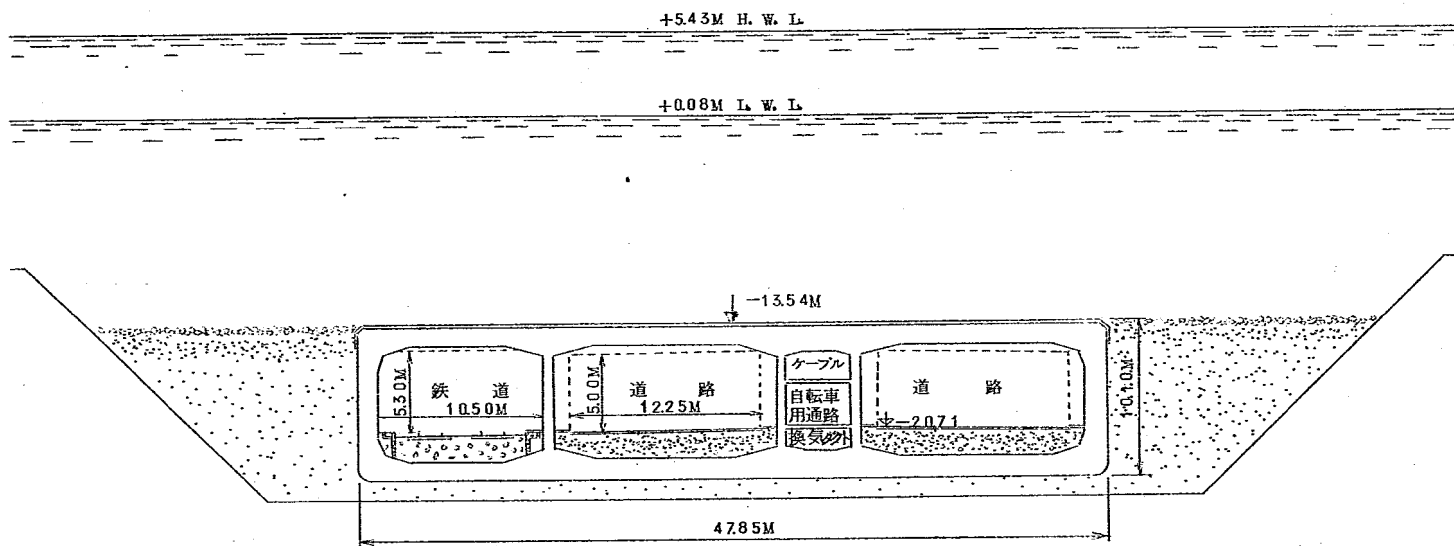


Fig-1 Antwerp の Schelde トンネルの横断面

実現性の見通し報告 (Feasibility Report)

実現性の見通しに対する調査と、細部計画に対する調査とは、同性質のものであるから、実現の見通しを、ことさら詳しくのべる必要はないと、筆者は考えるが、発注者は、包括的な骨組計画を作る時の高い金額に、よく驚いているようであることだけを指摘しておく。筆者の意見では、この出費は、上手にかわれる金であり、適切な現場調査を伴う、注意深く準備された骨組計画は、詳細設計を安くするものであり、現実の問題となる時に、即ち、その事業に着手することがきまつた時に、時間を節約できる。

現場調査及び試験

全ての技術的な計画の場合と同様に、大半の基本的な調査は、設計を実際に始める前の時期に行なうべきで、それは設計作業のオ一段階まで続けられることもある。

横断面

まずオーに、トンネルの幾何形状をきめる必要条件を確立せねばならない。今までは、大半の水底道路トンネルは、2本の別々なチューブという断面で設計されていて、各方面に1本ずつのチューブがあり、各チューブは、2車線であつた。将来は、交通のはげしい大都市の近くでは、6車線トンネルが非常に多くの長所を有しているので、交通解析と将来予測に基く最少限の要求は、恐らく、各方向毎に6 ft 6 in (2 m) の緊急車線 (emergency lane) のついている2車線か、又は、必要な所では、緊急車線のついた1車線約11~12 ft (3.35 m~3.7 m) の完全な3車線巾を、両方向にとらせることになるであろう。かくして、こうしたトンネルは、近代的な自動車道路の標準にまで、完全になるであろうし、又、自動車道路として必要なもの以上の、コントロール施設とか、緊急施設は、何もいらなくなるであろう。

もつと小さな断面でよい場合もある、例えば、入口の著しい増加がありえないような島へのトンネルとか、完全な3車線道路から出てくる交通量进行处理するためには、莫大な出費で街路系統を変更しなくてはならないような、非常に家屋の密集した地区に至っている現在の横断施設に代るためのトンネルの場合である。

夫々2車線を有する3本のチューブの方が、2本の3車線チューブより好ましいかどうかの問題が議論されている。筆者の意見では、前者の案は、一方向に、きまつたピーク流を伴う非常にはつきりした定期通勤者交通があつて、しかもそこでは、通常の交通は、閑散時には、中央のチューブを完全にしめることが出来るようなものである所以外では、考えられない。中央チューブを対向交通に使わせることなどは、全く論外である。勿論、この議論は、掘進するトンネルの場合には、技術上、非常に巾の広いトンネルチューブは極端にコスト高となるので根拠があるが、水底トンネルでは、別である。

明らかに、断面には、自動車以外の交通のためには、別に分離したチューブを用意すべきであり、又、多くの場合、換気と技術サービス用のチューブをもつことが、望ましかつたり、必要となつたりする。

縦断形

トンネルの縦断形の選定に当つては、港の将来の拡張と、船の吃水線の深くなることに対する当然の考慮以外には、出来るだけトンネルを浅い所におくのが、最も経済的であることは明らかである。船の吃水線に相当する深さの他に、船がトンネルの上に沈没した場合とか、碇が、偶然、トンネルにひつかつて、被害をおこしたり、船からその碇がおちたりすることがあるので、水底トンネルは、その頂部にある程度の厚さの埋戻しをせねばならないということが、よく、規定されている。普通4 in (10 cm) の厚さの構造上は余分なコンクリートで防護されているトンネルの頂部を、最終的な水路底と、同高にしておけば、或いは、最終水深にするしゅんせつのための余裕をのこすのには、恐らく、1 ft (30 cm) か 2 ft (60 cm) だけ下げておけば、全く十分である。しゅんせつを考えていない所では、トンネルを、水路底と同一高にしかまわぬ。

水底トンネルの、ヤード (0.9 m) 当りの費用は高く、現場施工トンネル用のドライワーク箇所をつくるために、あまり大きな困難がなければ、その現場施工トンネルの費用よりも高くなるかもしれない。このため、現場に建築物が出来るだけの土質条件があれば、出来るかぎりトンネルの水中部分を短くすることが、普通は経済的である。

オープンな斜路の方が、トンネルより、はるかに経済的である。そして、オ

オープンカットして排水する斜路は、非常に深い掘削となるが、それでも、コンクリートで巻いて、水密にした斜路よりも、勿論、スペースは余計とることになるが安い。

この段階では、トンネルが短くなればなる程、換気が著しく簡単になり、経済的になることにも留意せねばならない。これらが、普通の道路建造物の必要条件と違つた、水底トンネルの縦断形に関する要素である。

こゝでは、又、斜路を出来るだけ急にするのが、経済的であるが、一方、トンネルの容量を、フルに利用するためには重車輛のおそい交通用に追加車線を斜路の上り側の車道につけて、拡巾する必要があることをのべねばならない。

水底トンネルの最も経済的な長さは、相当な予備的な地質調査と土質力学上の報告がなくては、最終的にはきめえない。

土質調査

トンネルを支持するのに適した地盤を見付けることは、明らかに、あまり重要な問題ではない。というのは、エレメントを支持するトレンチを掘る時、取除く土砂は、どんな場合でも、トレンチの底に沈設する水中エレメントより大きな目方を有しており、完全にバラストをつめた時でも、トンネルは、1.1の全体比重しかもたないのが、本当の姿だからである。

この観点から、岩盤でのトレンチの発破作業は、普通のしゅんせつプラントで処理しうる比較的柔かな地盤にトレンチを掘るのより、一般に、金がかかる。

しかし、それでも、殆んど大半の水底トンネル計画において、土質力学の問題は、非常に重要であり、又、斜路乃至トンネルへのアプローチをつくらねばならない地盤の浸透性が極めて重要となり、完全に調査しておかねばならないことも事実である。この調査には、間隙水圧の測定、試験、ポンプテスト、そして時には、試験杭までも含まれており、それらのテストは全て、相当に時間をくうものである。場合によつては、沈下テストが、ある値の結果にまでならねばならないときには、もつと多くの時間を必要とする沈下テストが是非必要となる。

斜路の建設のために、オープンビットの中で、地下水を下げるのが、技

術的に完全に可能な場合でも、別な理由で、それを断念せねばならないようなケースがある。

例えば、地下水面の全体的な低下は、周囲の建物に、危険な沈下やかなりの被害を起させることがあつたり、既に使われている飲料水の収集装置にトラブルをおこしたりすることがある。かゝる場合には、地下水の低下があまり被害をおこさないレベルまでに止めるように、十分注意して、水底トンネルを通すことが、必要であり、且つ有利である。

一例としてロッテルダム Metro トンネルは、水底の鉄道トンネルであるが、こうした環境では、普通最も経済的であるカットして埋戻すトンネルの施工法の代りに、運河沿いにかなりの距離を水底トンネルとして通している。周囲の建物の安全性に対する考慮から、この方法が採用された。

普通の環境では、水底トンネルの下の土にかゝる重量は、非常に限定されたものである：しかしながら、しゅんせつ後に残るうねりの土の隆起を予測せねばならない場合もある。又、水底トンネルをすえるたい積物が、まだ沈下の過程にあるような、最近の生成物である場所に遭遇する事もあるので、かゝるたい積物の中に、つくられるトンネルは、数年にわたつて、その土の層と一緒に沈下することを予期すべきである。この難点をこく服する唯一の方法は、かゝる堆積物を約 100 ft (30 m) の深さで取除き、既知の品質の砂質材でおきかえることであつた。

水路の横断コース中で地質構造上の断層に出会うことがある。これは、水底トンネルの一方の端をしっかりと地盤上におき、他端を構造物の持上りや、沈下をおこす地質の地盤におくことになる。トンネルの強度を計算する時には、こうした要素を考慮に入れるべきである。

沈下作業設計のための調査

早い時期に行わねばならない野外調査に続いて、横断せねばならない水路の流れに関する十分な知識を入手しなければならない。潮汐のパターン、そして、もしあつたら、最高潮位面をきめて、当然、そのトンネルがその最高可能水位面の静水圧に十分耐えられるだけの強度になるようにしなければならない。水の中の塩分は、沈降時のエレメントの浮力をきめるために重要であり、更に、沈降作業は、流水力にも相当影響されるものである。

流れの状態がある重要度をもつような場合には、その流れによつて起る力を明らかにするために、実験室で、広範なモデルテストをする必要がある。強い流れでは、こうした力が、相当な大きさになり、且つ、予期しない方向をとることがあるのは、めづらしいことではない。潮汐のある水路での沈降作業は、流れが最小のときに、実施するように努力すべきであることは明らかである。それにもかかわらず、沈降作業を不利な条件下で行わねばならぬような遅延があることを、予期せねばならないし、こうしたあらゆる不慮の事態に対する準備をしておかねばならない。

① エレメントのベツト (bed) を形成するトレンチのしゅんせつ作業は、一気に行かない、沈降作業に、丁度よい時期に完了させねばならないことは明らかである。水流が水底沿いか、又は、水中に浮かして、一緒に土砂を運んでくるとすると、水流の横断面にある障害物は、沈でん作用をおこし、その大きさは、考慮しなければならない位になることがある。Schelde 川では、この条件は、非常にきびしいもので、トンネルの設計に先立つて行われた調査の中に含まれていた。テスト用のビットを川の底に掘り、相当な期間にわたつて、サウンディング (深度調査) による観測が行なわれた。しかしながら、こうしたテスト結果は、川底のすぐ上から、更にある程度はなれた上までの色々の深さでの川水中の沢山のサンプルからの値より小さいものであることを示した。色々な深さと、色々な流れの中にある土砂の特性は、皆同一であつた。そして、掘削されたトレンチに生じると思われる沈でん量は、こうした状態での流れのパターンをきめた上で、計算で求められた。

① Schelde 川の場合には、経済的な範囲内の費用でエレメントを沈めるのに十分な期間だけ、トレンチをきれいに保つておくことが出来ることを、これらのテストで確認した。

水底トンネルの設計

コンクリートエレメント

水底トンネルを設計する際には、橋梁構造物とか、その他の水の無い陸上に設計される構造物の場合より、比較的多い条件を満足しなければならない。エレメントは、浮かねばならない。同時に、沈めるための、そして、沈めた

位置にトンネルを置いておくためのバラストが、法外に大きくならない程度の小さな乾舷 (freeboard) で浮いておらねばならない。水中に没した位置では、相当な力が、エレメントにかかる。そして、トンネルが深く沈めば沈む程、又、個々のトンネルチューブが、広くなればなる程、チューブ壁の寸法が大きくなるのは当然である。最終寸法に達するまでには、仮定した厚さについて、相当何度も計算したり、やり直したりせねばならない。エレメントは、勿論、骨組として計算される。そして、何回ものくり返し計算は、かなり面倒なものである。筆者の設計事務所では、こうして計算用に、特別に編集したコンピューターのプロプログラムを大いに活用しているので、この作業は、相当に軽減されている。

太低の水底トンネルのエレメントは、普通の鉄筋コンクリートでつくられているが、少くとも、一例だけは (Montreal Boucherville) のトンネル、そのエレメントは、プレストレストコンクリートで完全につくられている。筆者が参加した別なケースでは、トンネルエレメントの屋根と底の部分的なプレストレスで、コンクリートの厚さをへらして、エレメントの浮力がそのトンネルのあらゆる目的に対して必要な最小限の内容積でえられる程度にまでしたのがある。

鉄筋コンクリートは、その性質と用途によつて、クラックが発生したり、発生せざるをえなかつたりするが、いうまでもなく、クラックは、相当な水圧下の水中構造物では、最も好ましくないものである。それ故、トンネルがうけることになる全ての応力によつて生じるコンクリート中のクラックやわれ目は、可能な限り最小の巾にとどめることが最も大切である。コンクリート中の割れ目は、鋼の張力を低くとることで、制限しうるが、勿論、それはコスト高であり、妥当性を求めねばならない。異形鉄筋及びコンクリートの打設が出来る最小限の直径を有する鉄筋を使うことで、条件の改善が出来る。

しかしながら、多くのトンネルでは、それでも、たまに生じるごくまれな状態がある。これに対しては、鋼とコンクリートの許容応力を高めることが合理的であるが、そのため、より大きな巾のクラックを生じることとなる。こうした状態とは、静水圧が異常に高くなる極端な出水状態とか、非常に長い間隔で生じるおそれのある極端な温度状態がある。

水底トンネルの温度応力を取り扱うことは特に難しい。そして現在までにつくられた大半のトンネルは、水中部分には、膨張継手は全くなく、一本ものとしてつくられていることに注意すべきである。しかしながら、筆者の知っている限りでは、これは有害な影響は何もなく、はげしい漏水をひきおこしたこともない。普通、水底トンネルのまわりの土砂の温度変化は小さい。しかし自動車を通すトンネルでは換気が必要なため、空気のとりかえがあつて、トンネル内の温度は、周囲の地帯の温度と殆んど違わないことが多い。

オランダの最近のトンネルである Benelux トンネルでは 300 ft (90m) のエレメントを 60 ft (18m) 毎の区間に分割してつなぎ合わせた水底トンネルをつくる努力がなされている。沈降用には、300 ft (90m) のエレメントをプレストレス用のケーブルで、一体にしておき、そのエレメントが、沈められ接合されると、そのプレストレスを解放する。勿論これは、もつと研究する必要がある分野の問題で、これからつくられる色々なトンネルで得られる経験が大いに役立つであろう。

水密被膜 (watertight membrane)

最終的な割れ目の最大巾をきめる場合の不確実さや、まれではあるが、逆向きの状態でのより広いクラック発生の可能性があるため、技術者は、トンネル壁が完全に水密であると信頼するのをためらうことになる。それ故、主要な交通用トンネルに対しては、そのトンネルを水密被膜で完全に包つまないようなエレメントをつくる企ては今日までの所ない。この水密被膜は、トンネル建造上、相当な経済的負担となるものである。

コンクリート全体を完全にとりまいて、よう接した鋼板の被膜でつつんだトンネルが若干ある。そして、更に、その鋼板を少なくとも、トンネルの屋根の部分だけは、4 in (10cm) の層の少量の鉄筋のはいつたコンクリートで防護している。スチールの被膜は、場合によつては、エレメントをつくる時、コンクリートの型枠の費用をある程度軽減することはあるが割高である。しかも費用の他に鋼板をよう接して行く上で、一寸した欠陥でもあったと、漏水を生じる原因となり、このスチールの被膜を通しての漏水は、その被膜の下面をつたつて更にコンクリート壁の中のクラックを通り、全く違った場所までトンネル内に出てくるので、この水もれの箇所の発見は殆んど不可能であ

ることは明らかである。当然、このよう接は非常に入念に監督されるが、現場よう接であり、人的要素が入らざるをえない。

別のトンネル構造物では、ガラス繊維か又はそれと同じような物で補強したアスファルト材を幾層にもかさねて、被膜をつくっている。このタイプの欠点は、物理的な被害をうけやすいということであり、従つて、出来ればコンクリート層で、全周を防護すべきであるが、そうしてもそれは構造的な意味はないので、エレメントの重量をまし、更に、建造費を高めるだけのことである。

更に、このコンクリートの防護層についての別な重大な難点は、この層をちゃんと保つには、被膜を通して、構造本体のコンクリートに、この防護層をアンカーする非常に多数のボルトを設けねばならず、このボルト孔は、明らかに、水密被膜の弱点とならざるをえないということである。方々の実験室で手がけた試験の経験から、エポキシとか、人造の合成ゴムとかの新しいプラスチック材がトンネルの被膜として、適するかもしれないということが判つてきたが、今のところ、まだ結論は出ていない。

水底トンネル方式でつくられる直径12 ft (3.6m)の小さなサービストンネルの工事に筆者は関係しているが、その場所では、トンネルの最終の深さは6 ft (1.8m)の干溝のある低水面の下70 ft (21m) 附近になつている。この例では12 in (30cm)の壁には、被膜を使つていないが、筆者の知るかぎりではこのコンクリートを通しての漏水は発見されなかつた。明らかに、このトンネルは、最良の形である円形をしており、且つ縦方向にプレストレスされていた。

将来は、水底トンネルは、確かな場合には、何の被膜もなしにつくられるようになるだろうと筆者は確信している。これには、入念な応力計算と補強筋の正しい選択と同時に十分剛なコンクリートをつくる必要があり、更にプレストレスを使う必要もあるかもしれない。

斜路の設計

水底トンネルの両端には、建物を建てねばならない。これは、ポータル所の建物で、普通は、換気プラントを入れており、場合によつては給電用の補

助室とかスイッチ盤等を収容することもある。構造物がトンネルのポータルになっていない所では、現場施工のトンネル区間が、オープン斜路区間に繋がっているのが普通である。現場施工トンネルが、もしあれば、その長さは勿論、水中トンネルの費用と、現場施工のトンネルの費用の間の比較できめられるものである。

粘土とか割目のない頁岩及び岩のような透水の小さい土の中では最も安い型式の斜路がつくられる。こうした場合、浸とう水が僅かなら、その水はポータルの建物の下の貯水槽に集めて、ポンプで排水する普通の排水方法で処理出来る。いかなる場合でも、斜路からの流水を集めるのにこうした貯水槽は必要である。

しかしながら、多くの場合、オープンの排水斜路をつくることは不可能であり、構造物を著しく割高なものとする。確実な地下水低下システムのついた大寸法のドライピット (dry pit) を掘らねばならず、且つ、その斜路を浮上しないようにするには、相当な重さのコンクリートか、又は、他のバラストが必要である。大抵の場合、コンクリート構造物を安定させるために必要なバラストとしては、土を用いることが出来る。

地盤の支持能力が足りない所では、斜路は、杭の上につくられることがよくある。この杭は、施工中は斜路を支える目的であり、一方、水密な斜路構造物のうける浮力に打ち勝つための引張り杭としても働かせる二重の目的をもっている。

トンネルの斜路の設計に関連して特別な注意を必要とする問題は、不等沈下が予想されるような場所—例えばトンネルが、杭で支えられているコンクリート斜路とつながる所—であり、その沈下が許容しうるものであることを、入念な土質力学計算からはつきりと確かめておかねばならない。これは、又、普通の道路部が斜路に接続する箇所にもいえることであり、こうした場合には、ある程度の維持が、トンネルの耐用期間中に必要となるかもしれない。しかしながらこうした問題は、道路と橋梁構造物の間の接続に生じる問題と何の違いもない。

技術的な諸設備の設計

トンネルは、それが接続している道路と同様に、その道路の一区間として働くもので、交通や緊急時に対する技術上の要求は同じものであるといえるが、橋や、普通の道路区間に比べて、トンネル独特の2つの特徴がある：即ち換気と照明である。

換 気

自動車の内燃機関によつて発生される汚染を打消すために、トンネルに十分豊富な新鮮な空気を送りこむ必要がある。

非常に長いトンネルに対しては、その空気をとりかえる唯一の方法は、横流式換気として知られているものになる。その場合、新鮮な空気は、規則的な間隔で、トンネル壁に設けられた開口部分から送り込まれ、汚染された空気は、例えば、反対側の壁にある孔か又は、新鮮な空気が、底の方に吹き出されている所では、上の方にある孔から吸取られている。こうしたケースでは、トンネルの横断面に相当な大さの換気ダクトを追加する必要がある。この換気方式の詳細な設計は、水底トンネルだけのものではなく、この論文では、これ以上取扱うつもりはないが、これよりもつと簡単な方式が採用出来るような短い長さの水底トンネルが沢山あるので、ここではそうした他の種の方法をのべることにする。

約1000ヤード(900m)までのかなり短いトンネルに対しては、各チューブが一方交通になつておれば、普通速度で走る交通が、所要の換気を行うことになる。こうしたトンネルに対しては、人工的な換気設備は、異常な交通状態とか、トンネルチューブの維持、更には火災時等の特殊な状態を処理するだけの目的で設置しておく必要がある。

奇妙なことに、主として交通を利用する比較的簡単で十分空気のとりかえが出来るこの換気方法が、若干の例外はあるが、ごく最近のトンネルにしか採用されていない。そしてこの最近のトンネルは、もつと精巧な換気方式をそなえているが殆んどまれにしかフル運転しないトンネルの経験から設計されたものである。短いトンネルに使用される横流式換気の確立した原理からのオ1の変形が半横流式換気とよばれるもので、この場合、新しい空気は、その空気が通つて行く換気ダクトの中へ圧入され、規則的な開口部を通して、トンネルチューブの中へおくられている。それから、この空気は、トンネル

の中の空気と混つて、はいつてきた空気によつて増加した圧力と、交通によつて生じる空気の流れによつて、ポータルから出て行く。

Antwerp の近くで、現在工事中の Schelde トンネルに使われている非常に簡単な方式は、所謂、縦流式換気と呼ばれるもので、それは交通によつて生じる換気を単に助成するだけのものである。これはポータルの建物にすえられた換気機からなつていて、この換気機は、トンネルの入口又はその近くで交通の方向に空気を吹き送るものである。この場合、トンネルチューブと平行なダクトは必要でない。

この縦流換気方式の修正版が、トンネルの天井にジェットエンジンの形をした送風ファン (jet-engine-shaped booster fan) をとりつけるもので、それは、単に、交通によつて生じる空気の流れを加速するだけのものである。これらは、組にして始動することが出来、トンネル内の空気の汚染度か又は交通の密度で自動的にコントロールされる。

ごく最近では、あとの方の方式が採用されており、3車線のトンネルチューブに適すると考えられている。しかし2車線のチューブに対しては、1本の交通用チューブが事故とか、維持修繕のために一時的に閉鎖され、残りの1本のチューブだけが、両方向の交通に使えるように残されているような状態を考へることが、本質的なことと思われる。かゝる場合には、少くとも、ある長さのトンネルに対しては、緊急用の半横流方式を準備しておかねばならないと考えられる。

照 明

明るい白昼光の下から、トンネルにはいつてくると、運転者は、そのトンネルがたとえ人工的に照明されていても、最初の数秒間は、完全に盲目状態になることは、よく知られていることである。これは、事故を起す可能性があり、それを防ぐために、種々の方法がとられている。トンネルの入口の人工照明を、出来るだけ明るくするための努力がなされている。しかしながらこれは非常に金のかかる解決方法である。それ故、アプローチ斜路のある区間だけ、より明るい外の光を弱めるような手段をとらねばならない。こうしたトンネルアプローチでの白昼光の除々の減光は、例えば、軽い金属性の日除けスクリーンを使つて行われている。近代的なトンネルでは、全て、その

アプローチに、こうした日除けスクリーンを設置することが必要になると思われる。しかしながら、有効で且つ経済的なトンネル用照明の設計には、尙、改良の余地があり、この問題に関する研究が進められている。

ポンプ場

明らかに、トンネルは全て、その施設の中に、雨水、斜路からの排水、トンネルの中に出る可能性のある漏水及びトンネル壁を洗浄するのに使う水の除去のためのポンププラントを含めておかねばならない。トンネルの最深地点に、制限された寸法の貯水槽をおき、そこから、水をポンプでポータル、建物の下にあるより大きな貯水槽におくのが普通である。

音響状態

騒音のことも考慮せねばならない。そして、出来るだけ、交通騒音を吸収し、反響をへらすためのある種の遮音覆工を天井にまで施工した道路トンネルをつくるのが、今では一般実用化してきている。

エレメントの沈降、接合及び着床作業のための設計

この論文は、水底トンネルに関する設計作業の概要を提取うものであるが、エレメントを予め準備したトレンチ内に、沈め、接合し、そして満足に着床させるために必要な、非常に重要な設計作業の部分のをのぞいてしまうと完全でなくなる。

これらのエレメントは、普通、この目的だけで掘られたドライドックの中で建造されるが、このドックに水を入れてエレメントを浮かし、沈降作業の現場へ送り出す前に、このエレメントには、尙、相当数の仕上加工をドライドック中で加えねばならない。

チユープには全て、そのトンネルが水中に沈んだ時の静水圧に十分耐えられるだけの強度の水密な仮隔壁をつけておかねばならない。エレメントは普通、約 4 ~ 6 in (10cm ~ 15cm) の乾舷 (freeboard) で浮くように、設計される。こうなるためには、厳重な監督下で、全ての寸法を確保し、絶えず、コンクリートの比重を測定し、更に、内部に建てこまれる全ての施設と防護層を含めた重量の計算をして、非常に入念に施工することが必要である。

大半の水底トンネルでは、エレメントの沈降は、そのエレメントが最終位

置に持込まれた時、約200トンの負の浮力をエレメントにかけて行っている。このバラストを加える作業は、個体バラストで行なうことも出来るが、大半のバラストとしては、水を利用するのが、普通の方法である。この目的のために、多数の一時的なバラスト用のタンクが、エレメント内に設けられ、それらのタンクは水を入れたり、出したり出来るようになっている。この操作は、一連のパイプ、バルブ、ポンプの組合せで行われる。

継手は、ドライドックで準備しなければならない。それは、2つの特別に作られ、非常な正確に仕上げたスチールの枠(frame)からなっている。即ち、そのうちの一つには、ゴムのガスケットがついており、そのガスケットは、数種類のゴムで合成されていることが多い。このゴムは、十分柔らかでそのゴムがとりつけられている枠と一緒になつて初期の水密ジョイントをつくれるものでなくてはならない。一方、2つの隔壁間の部屋の中が通常の大気圧になつた時、エレメントの自由端の方に、全水圧がかゝつても、そのゴムは破れてはならない。

現在工事中の大半のトンネルのエレメントには、約6×6 in (15cm×15cm)の事実上正方形のゴムのガスケットがあつて、フランジがついており、そのフランジでこのガスケットは、スチール枠にボルト付けされている。対手側の枠にぶつかるガスケットの面には、より一層柔かなゴムの三角形の突起がついてあつて、初期の接触で水密な継手が出来るようにしている。

明らかにエレメントには、沈降準備の附属品、係船柱及びエレメントをその場所にひき綱でひっぱつてきたり、曳航したりするために、そして、エレメントを沈降させるために必要な一切の装置を含む重装備をとりつけておくてはならない。沈降作業中、エレメントをつつて、正しい位置に保つておくのに必要な力は、バラストをつめたエレメントの重量だけでなく、流れによる力も考慮して決めねばならない。そして、この流れによる力は、附加的な垂直力と、非常に重いアンカー設備を要するような相当大きい水平力をひき起すことがある。

前以て施工したトレンチの底に、エレメントを一時的に及び永久におく支持方法について、色々のやり方が案出されている。大抵の場合、エレメントは、それについている一時的なコンクリートの土台と一緒に沈められ、ト

レンヂの中の前以つて準備しておいた砂利床の上にもつて行かれる。沈んだ時、エレメントは、この一時的な土台の上で、水圧ジャツキのピストンにのることになる。

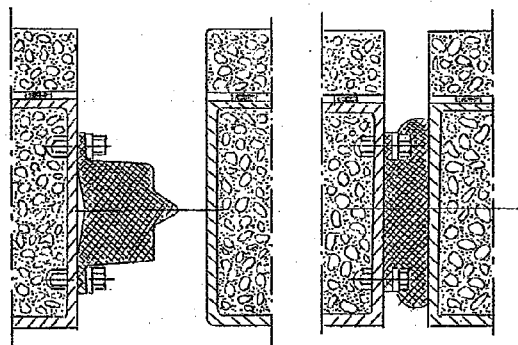


Fig7 トンネルエレメント用のゴムの継手ガスケット、
圧縮される前とされた後を示す。

そして、このジャツキを使つて、継手を最終的にかためる前に、位置の最終調整が行われる。この一時的な土台と水圧ジャツキは全てドライドックの中で、普通の方法でとりつけられる。若干の例では、この一時的な土台は、エレメントがドライドックから出て浮上した後、そのエレメントにとりつけることもあるが、調整ジャツキは、如何なる場合でも、ドライドックの中でエレメントに取付けねばならない。これらのジャツキは、既にのべたようにエレメントの垂直方向の位置を調整するためのものであるが、又、水平方向の調整用ジャツキも準備されている。

実際の沈降作業は、凡そ数時間だけで済むのに対してエレメントは、ドックの建物から浮上されて後、沈降されるまでに、或る時間、沈設地域外の所に係留されねばならない。そしてそこで、沈降装置がとりつけられる。

この装置は、2つの特別につくつた門型の浮きクレーンからなり、それぞれ

に、一対のはしけがついていて、そのはしけはエレメントのどちらか一方の側にいることになる。路線設定用の2つ塔をトンネルの屋根にあるマンホールの上に立て、そのマンホールから、エレメントの中に立入れるようになっていて、その中で、沈降作業中、作業員が働くことになる。

1つの塔には、沈降作業を指揮するコントロール室がある：それは普通、二段になつた2つの部屋からなっており、パノラマ式の眺望がきく。1つの部屋は、本当の司令室で、もう1つの部屋は、測量者やその器具がはいる部屋である。

沈降に先立つて、必要なアンカーを置く。このアンカーは普通オランダ式のもので、川の底に、くい打ち機で相当な深さまで打込まれる。舟運に差支えなければ、係船柱も亦、十分役に立つ。

沈設地域外の係留地からトンネル箇所までの運搬は、箇所条件によつて、特に距離と流れの大きさによつて、曳き船によつたり、綱で引張つたりすることになる。引綱用のウインチは、沈降装置の上の他、陸上にも、又、はしけや川の中の構造物の上にもおかれる。最終位置についたら、エレメントは、水平コントロール用のウインチラインでつなぎとめられる。

このウインチ基地 (station) は、エレメントの上下動用の4つのウインチも含めて、司令室と電話で結ばれており、同様に測量基地、エレメント内のバラスト用ポンプ基地及び測定が自動的に司令室に記録されないその他の観測基地とも電話で結ばれている。

沈降準備が全部完了すると、エレメントは、適切なウインチを使つて、正しい位置に引き出される。それからエレメントに、負の浮力を与えるために、水バラストを加えて、トレンチ内に沈め、同時に、上下動用のウインチでコントロールして、一時的な土台が、既設の砂利床の上につくようにする。それから接合すべき2つの端部枠 (end frame) — そのうち1つには、ゴムのガスケットがついている — を、そのゴムのガスケットが、もう一方の枠の接触面から、僅か数インチしかはなれていない位の距離の所にくるようにする。最終調整は、エレメントの内部から操作する水平及び垂直ジャッキを使つて行い、一方の隔壁についている1箇所又は数箇の水圧式連結器 (coupler) を向い側の隔壁についている、夫々の固定装置 (fitting) と、かみ合わせら

れるようにする。

この連結装置は、継手の初期の水密性を確保するに十分なだけの接触圧をゴムのガスケット沿いに発生させる力に、耐えられるようにしておかねばならない。

この位置では、エレメントは、一時的な土台の中に埋込まれた銅板にとりつけられている4つのジャツキの上につけられているだけである。4つのピストンで動かされるジャツキのうち、2つは、組になるので、エレメントは実際上は3点で支持されることになる。エレメントの最終位置での補助装置として、反響音測定装置 (echo-sounding apparatus) が採用されている。

初期の水密性がえられたら、2つの隔壁間のスペースにある水圧がへらされ、最後には、エレメント内にある大気圧にまで下げられる。それから、全静水圧が、ゴムのジョイントにも一緒にかかり、完全な水密性が保証されるようになつたら、その後に残っているのは、隔壁間の水をポンプで汲出すことであり、それから継手部の部屋を通る通路がつくられることになる。

現在工事中の Rotterdam の Metro トンネルと Amsterdam の IJ トンネルは、杭基礎の上につけているが、筆者が関与している主要なトンネルは全て、Copenhagen の Christiani & Nielsen 社の特許であるジェット工法 (jetting process) を使つて、トンネルの底とトレンチの底との間の各エレメントの下空隙に入れた砂の上に恒久的にのるようにしている。この工法は、既に、色々な本で詳細にのべられており、Rotterdam の Mass トンネル¹⁾ で使つたのが始めである；その後、同じ原理の改良された方法が、Vancouver の Deas Island トンネル²⁾ で使われた。又、Amsterdam の Goen トンネルでも使われており、現在工事中の若干の重要なトンネルでも使われることになつている。

トンネルの屋根の上を、車で自走するスチールの塔から砂の噴射が行われる。水面上に出ているこの塔は、3本のL型パイプを支えるもので、このパイプの水平脚は、エレメントの底と、トレンチの底の間の空隙にある距離だけ突込まれる。このうちの中央パイプを通して、水と特別粒度の砂との混合物がポンプで、この空隙に注入され、砂で充填されることになる。他の2本のパイプは、サクシヨンポンプにつながつていて、中央のパイプからはき出され

る砂と水の混合物の量に相当する水量を吸出している。モデルテストと現場での実演によつて確認された通り、この装置は、エレメントの下に、砂を密につめこむことを、特性曲線によつて保証している。

この砂の噴射装置を新しい場所に移動させる時期は2本の外側のパイプから出てくる復元水の中の砂の量によつて指示される。

この噴射作業は、一連の連続作業で行い、まずエレメントの一方の側からはじめて、他方の側はうつり、浮きクレーンで移動させる。

この装置には、ポンプや、コンプレッサーのような機械をつんだはしけがついてきており、砂は必要なだけ他のはしけから供給される。

エレメントが、所定の位置に沈められるや否や、砂の噴射が行われ、一時的な土台の上で、エレメントを支えているジャッキが解放され、エレメントの沈下が $\frac{1}{4}$ in (6 mm) 以下になるようにする。その後、普通のやり方によれば、安全比重の1.1が完全にえられるまで、トンネルへの最終的なバラスト積み作業が行われる。それから、最終的な継手を内側からトンネル内につくり、隔壁がとりのぞかれる。砂基礎の合計沈下量は、普通、 $\frac{5}{8}$ in (15 mm) 以下である。

結 論

構造技術者にとつて、水底トンネルの完全な設計は、多数の別々な部門に細分出来るが、その事自体は、現代の技術者が、現在ひきうけねばならない普通の設計作業と、何等大きな違いのあるものでないことは、明らかである。

それにもかかわらず、筆者の経験では、新しいトンネルの計画毎に、多数の新しい問題が生じており、その中には、今日の技術上の知識と実際の経験の限度をこえるものがある。

しかしながら、現在設計中又は、施工中の相当多数の水底トンネル工事は土木工学と構造技術上の科学のより大きな発展に、多少共、貢献するであろうことは、疑いない所である。

参 考

1. Lassen -Nielsen, M., 'Tunnels in harbours', Paper to the

4th Int. Harbour Conf., Antwerp 22-27 June 1964,
organized by the Koninklijke Vlaamse Ingenieurs-
vereniging.

2. Lassen-Nielsen, M., 'Deas Island Tunnel - a Vehicular
trench type tunnel under the Fraser River in Canada,'
Civ.Eng. and Pub. Works Rev., June 1960.

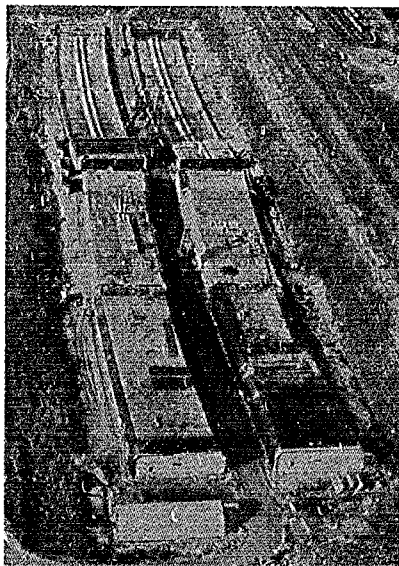


Fig-2 Rotterdam の Beneluxトンネル
 施工中のトンネルエレメント

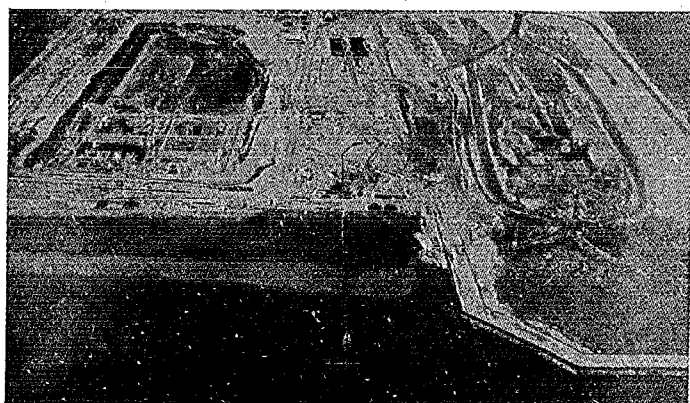


Fig-3 Antwerp の Scheldeトンネル
 左側：トンネルエレメント築造用のドライドック
 右側：左岸ランプの掘削と地下水の低下工事



Fig-4 Rotterdam の
Beneluxトンネル
工事中の北側アプローチ

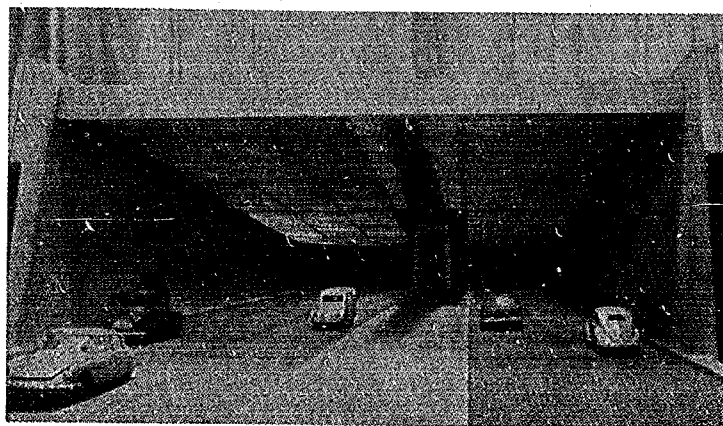


Fig-5 Rotterdam の Beneluxトンネル
アプローチ用日除けスクリーンのモデル

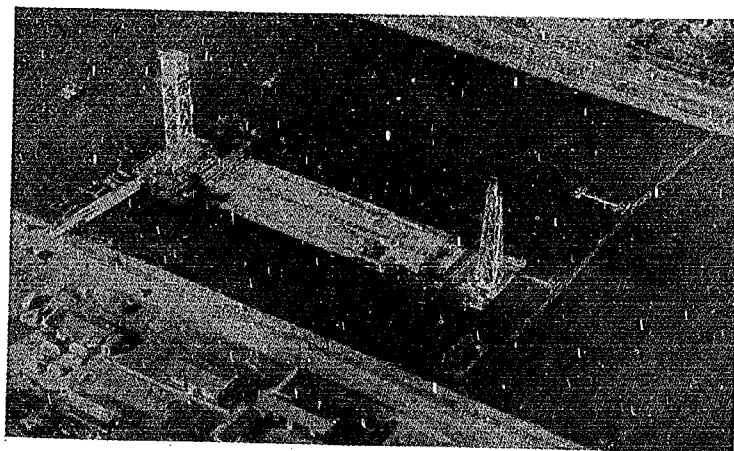


Fig-6 AmsterdamのCoenトンネル

沈降装置をとりつけ、沈降位置に
引張り込む準備の出来たトンネルエレメント

要 旨

予め製作しておいた部分 (section) をトレンチ (溝) の中に沈めて、水底トンネルをつくる方法は、19世紀の終り頃から始っており、最初のシールドトンネルが出来てからそう多くの年数は経っていない頃である。この工法は1920年代の道路トンネル建設時代の初期に、本領を発揮することとなった。沈埋チューブトンネルの若干の違ったタイプの設計方法と施工方法についてのべる。その1つは、主として、米国東部で使われていて、築造の基本型としては、円形の溶接したスチールシュルを採用しているものである。これは、鉄筋コンクリートで内部覆工され、コンクリートの外皮で保護されている。個々のセクションの長さは、約300ft(90m)である。これは、2車線のトンネルに、とくによく採用されている。ヨーロッパでは、多車線のトンネル用として、矩形の鉄筋コンクリート断面の方が、むしろ好まれている。セクションの敷設と接合の方法の違いを略述する。径12ft(3.65m)の下水道トンネルのセクションを水深200ft(61m)の外海に沈めた時に使った可動式の海上プラットフォームのことをのべる。最後の例は、カリフォルニアのサンフランシスコの地震地帯に築造する複線の3 $\frac{1}{2}$ マイル(5.6Km)の地下鉄トンネルである。

トレンチ型式のトンネルの築造原理

川や港の底の土が、適度の安定勾配で、オーブントレンチの浚渫が出来る状態の所では、トレンチ型式のトンネルが建設出来る。普通の長さのチューブなら、入手出来る施設と、使用するセクションのタイプによって、ドライドックか造船台のどちらかでつくられる。その両端を水密な隔壁で閉塞してから、浮べ、浚渫したトレンチの上の所まで曳行する。曳行するためには、浮んでいて、目的地にきたら、沈降用のバラストを加えるようにしておくか、又は、重くしておいて、ハンケで吊って行くかである。各セクションは、トレンチ内に、前以って、準備しておいた基層にまで下げる場合と、セクションを一時的に支える杭脚 (pile bent) の上にのせる場合とがある。チューブ間の水密を確保する方法を用いて、内側から、ジョイントの排水と隔壁の除

去が出来るようにする。それから、内部覆工を仕上げて、トンネルの内装仕上げを行う。

チューブを確実に据えておくため、チューブが適切に着床したら、トレンチは、よく締った砂か砂利を使って約 10 ft (3 m) の深さまで埋戻される。この上に、砂とか、シルト質の砂又は、砂質粘土のような利用出来る材料からなる正規の埋戻土をおけば、それは沈降して、かなりしっかりした層になる。トンネルの頂部を最少 5 ft (1.5 m) の厚さだけ、この埋戻土によってカバーしておけば、どんな集中的な外荷重に対しても、防護される。両岸では、端のチューブに、開削埋戻し工法で、ドライトレンチ内につくられた短い長さのトンネルが、つながることになる。又、この区間には、普通、換気の建物がはいる。ポータルからは、オープンのアプローチ道路が、勾配をつけてのびている。Fig 1 は、最近完成した Virginia 州の Norfolk のエリザベス河第 2 トンネルの一般縦断を示したものである。

スチールシェルのトンネルチューブ

(断面)

米国東部のような、鋼材が競合出来る事情にある所では、トレンチタイプのトンネルは、普通、コンクリートでまいたスチールシェル(殻)の断面として築造される。Fig 2 は、完成したエリザベス河第 2 トンネルの横断面を示している。何れも Norfolk 地区にあるが、Hampton 道路のトンネルや、chesapeake 湾を横断する 2 つのトンネルのような多数のトンネルでも、細部は同様になっている。これらのトンネルは、23 ft (7.0 m) の車道と 14 ft (4.28 m) の空高を有する 2 車線トンネルである。 $\frac{5}{16}$ インチ (8mm) 鋼板の円筒型のシェルが、熔接されて水密構造物になっている。このシェルは、約 15 ft (4.6 m) 間隔でおかれた鋼枠 (steel frame) と、その鋼枠の間に張りわたされた縦方向の外側の助材 (rib) で補強されている。外側にある $\frac{1}{4}$ インチ (6.3 mm) 鋼板の型板は、この鋼枠の外側に熔接されており、シェルの補剛用リブについている山形鋼のストラットで支持されているので、チューブの周りを略 8 角形の形でつつむことになり、その中に最小 2 ft (60 cm) 厚のコンクリート防護層をいれている。このスチール構造物は、

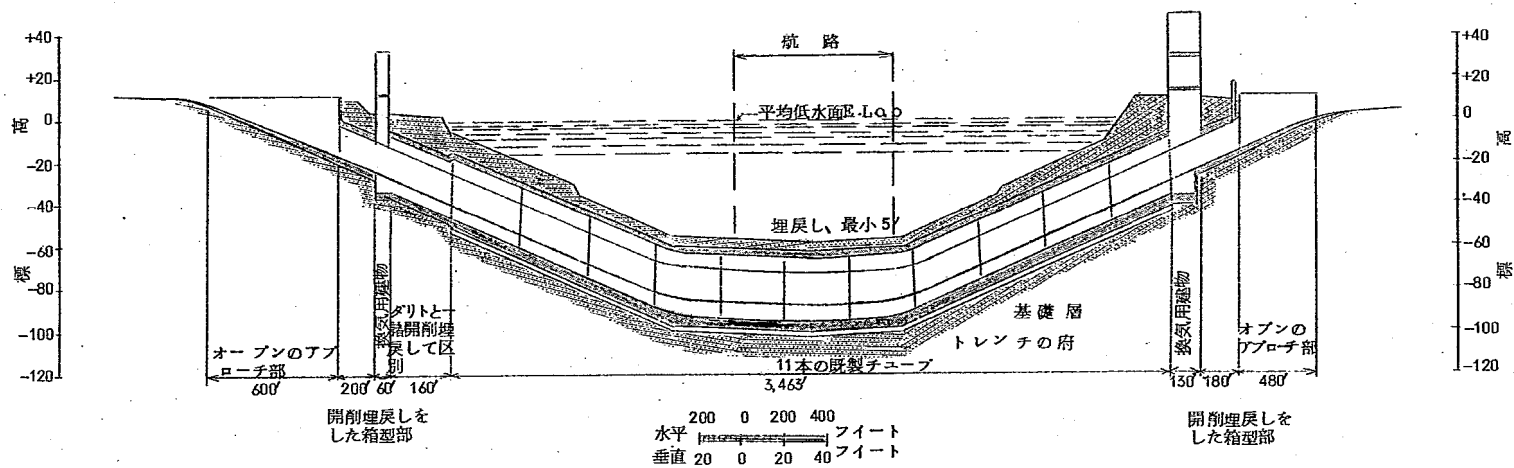


Fig 1 Elizabeth 才 2 トンネル 縦断面図

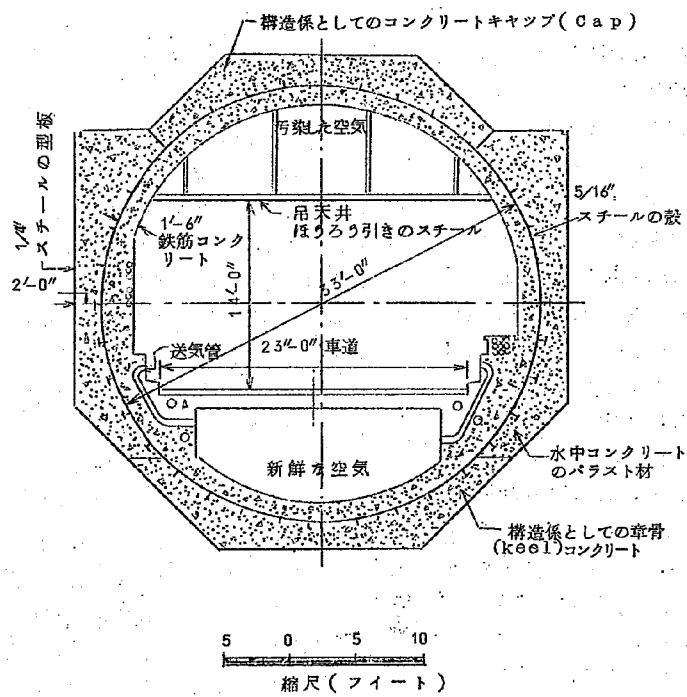


Fig1 Elizabeth 才 2 トンネル 既製チューブの断面

造船台でつくるのに非常によく役立つ。一般に、各チューブに対しては、約300ft(90m)の長さが、組立てと取扱上から、最も実用的なものである。勾配の変化部の縦断曲線に対しては、斜め継ぎの部分(mitred part)を使ってチューブをつくることにより、こうしたカーブの張り出し(offset)をおさめるのに必要な、より大きな直径の、特殊なチューブ部分をつくらなくてもすむようにしている。

出来るだけ沢山溶接して、水密構造物をつくるのに自動溶接機械を使う。やむをえない箇所での手溶接には、有資格の溶接工が当る。継目は全て、片側に、石けん液を塗り、その反対側に、高圧の気流をふきつけることで、水密性のテストをする。シュルの最終応力は、危険なものではないので、X線とか、レントゲン写真による溶接検査は必要でない。

チューブの両端を、水密な鋼隔板で閉鎖する前に、内部のコンクリート覆工用の鉄筋を配置しておく。この断面は、本来、横進水(side launching)に最も適したものであるが、利用出来る造船台によっては、端進水(end launching)するものも沢山ある。進水に先立って、外側コンクリートの竜骨部分(keel portion)が、曳行のための安定性と良質の構造コンクリートをうるために、打設される。

チューブが積装用ドックの側に浮んでいる間に、内部の覆工コンクリートと、車道版が打設される。そうした作業は、シュルの頂部にある数個のオープンハッチを通して行われる。コンクリートは、普通、ドックにある混合プラントからポンプ輸送されている。構造物中の荷重の増分を規制したり安定を維持するために、連続打設をコントロールする。容易に取外しが出来、且つ、大きな中央ハッチから出し入れできる組立式のスチールの型枠を使用する。内部のコンクリート作業が終わったら、このハッチを鋼板で溶接して閉じ、外側コンクリートの上の方の部分を打設する。このキャップ(cap)のコンクリートは、竜骨部のコンクリートと同様に、実際に荷重をうける構造物(active structure)となり、どちらも、最終荷重状態では、圧縮状態になる。Fig 3は、こうした積装作業を示している。

現場への曳航を容易にするため、約18インチ(0.46m)の乾舷(freeboard)になっているチューブを沈めるのに、外側の型枠板とフレー

ムでかこまれたポケットの中に、十分な水中コンクリートを打設する。

(チューブの敷設)

このトンネルセクションをつくっている間に、河底では、トレンチの浚渫を深さに応じて、水圧で処理するか、又は、クラムシェル(clam shell: つかみ上げ型のバケット)で行なう。その底は、トンネルの底より、少なくとも、2 ft (0.6 m) 以上深くし、更に構造物の頂部が、河の天然の底乃至運河の最大水深より 5 ft (1.5 m) 以上は、小さくならないだけの深さにする。チューブを正しい勾配に保つために、少なくとも 2 ft (0.6 m) 厚の粗砂とか、細かい砂利の層をトレンチの内に敷き、その表面を格子状の鋼梁(steel beam) からなる重いスクリード(screed) で平らにする。このスクリードは、ウインチで吊上げられており、そのウインチは、一隻又は一対のハシケの上のレール上を動く台車にとりつけられている。そして、このハシケは、コンクリートのアンカーブロックのついた綱で、位置をとるようにされている。このレールは、仕上り勾配と平行になるように調整されており、その高さは、生じる潮汐の変化を打消すように調整している吊りケーブルでコントロールされている。基礎層用の材料は、クラムシェルのバケットでおろされ、スクリードをくりかえして通すことで、平らにし、且つ締固める。そして、その表面は、数人の人が、台車にのっている下げ振り(plumb) の線でチェックする。 $\pm \frac{1}{10}$ ft (3 cm) の大きさの精度は容易にえられる。

セクションをトレンチの上の位置まで、曳行してくると、そのセクションは、一群のハシケにのっているウインチから吊下げられるか又は、2台の浮きクレーンから吊下げられる。十分な水中コンクリートをバラスト用のポケットに打足して、浮力に打かつ約 100t の沈降重量を発生させ、チューブをトレンチの中に下げる。線型のチェックは、セクションの両端に、一時的に据えた軽いスチールの塔についている標識を観測する機器で行なっている。このセクションが、既設セクションにつながったら、すぐ残りのバラスト用ポケットに水中コンクリートを詰め、300 ft (90 m) 長のセクションに、約 600 トン の正の重量を与えるようにする。それから、10 ft (3 m) 厚の選別した砂又は、砂利の埋戻しを行なって、このセクションを、しっかりと固定する。但し、出入のための継手だけは埋戻さずに残しておく。以下に概説

するように、継手が完成したら、正規の埋戻しを、チューブのまわりと上に行なう。

(継手)

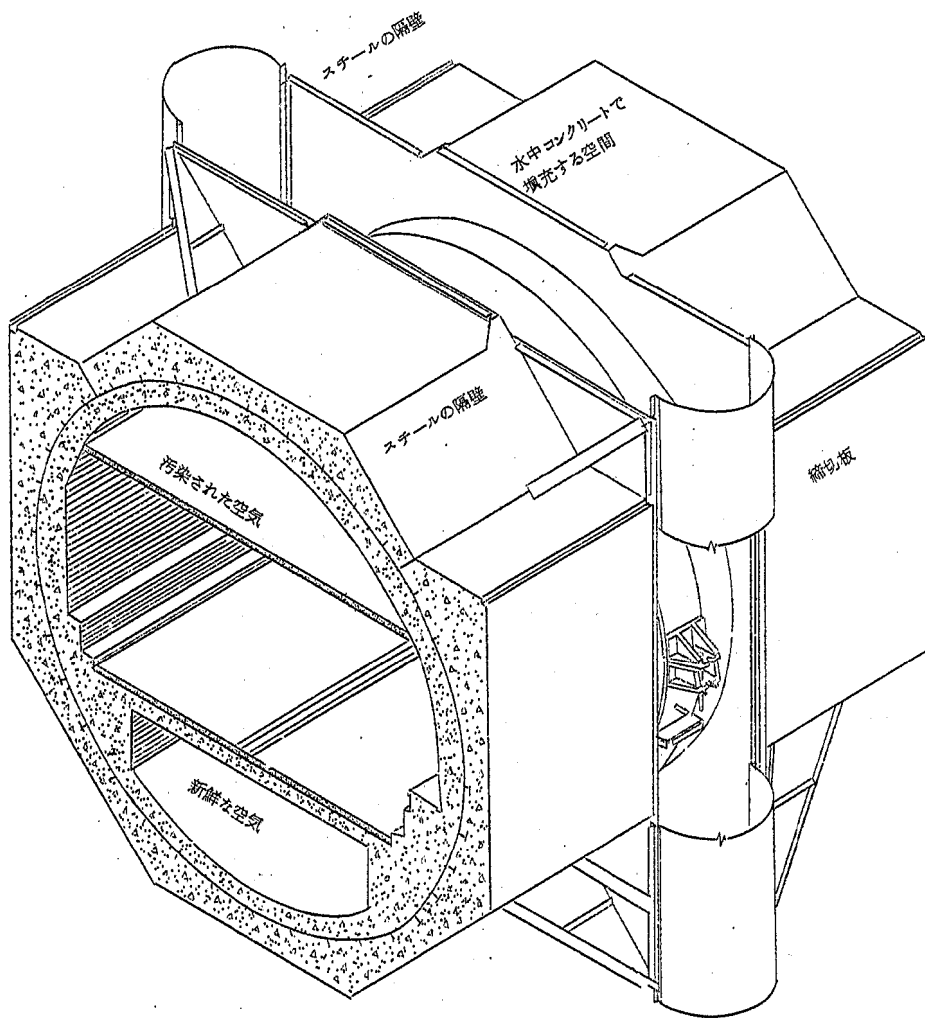
Fig 4は、これらのトンネルに使われた継手の等角写象図 (isometric view) である。これは、設計が簡単で、過度の精度を必要としない。チューブ端を閉塞している正方形の隔壁板から、トンネルシェルと同じ直径の円形のスチールカラーが、4ft (1.2m) の長さで突き出ている。2ft (0.6m) 巾のフードプレートが、既に設置されているチューブのこのカラーの下半分にとりつけられている。このフードプレートは、その巾の半分だけカラーの前面に突出していて、次に沈めるセクションのカラーの架台 (cradle) になっている。この次に沈められるセクションにも、その上半分に、同じようなフードプレートがついている。フードとカラーの間に、フィラープレート (filler pl) を入れて、1インチ (25mm) の隙間をとっている。

Fig 5は、カラーとフードプレートの切断詳細面である。径5 in (127mm) のピンをうける孔があいている結合用のスチールの突起 (lug) を、水平直径の位置のフードプレートにとりつけ、それに潜水夫がピンを挿入する。隔壁の垂直端部には、シートパイルのはめ込み装置がついている。この中に、スチールの締切板 (closure pl) を挿入して、しっかりかみ合わせるために溶接する。潜水夫が、継手の内側にコンクリートがもれないように、フードプレートとカラーの間の環状のスペースに、コーキング (caulk) をした後、上述のいろいろなプレートでかこまれたスペースの中に、水中コンクリートを充填する。こうすれば、継手は十分にシールされるので、隣接する隔壁間のスペースの排水と隔壁の除去が出来ることになる。連続したスチールの皮膜が出来るように、プレートを、カラーの内側の補剛リングに溶接する。それからコンクリートの覆工を、継手全体に施工して完成させる。

それから、トンネルは、仕上げ作業や、天井張り、歩道のタイル張りに入り、車道舗装を打設し、照明や、その他の電気装置とか機械装置の設置をする。

(構造設計)

進水の瞬間から、最終位置に落ち着き、埋戻される時まで、チューブは、いろいろな荷重状態や応力状態の多数の段階を経過する。



5 0 5 10

縮尺(フィート)

Fig. 4-1 隧道チェーン連結部の等角 透図

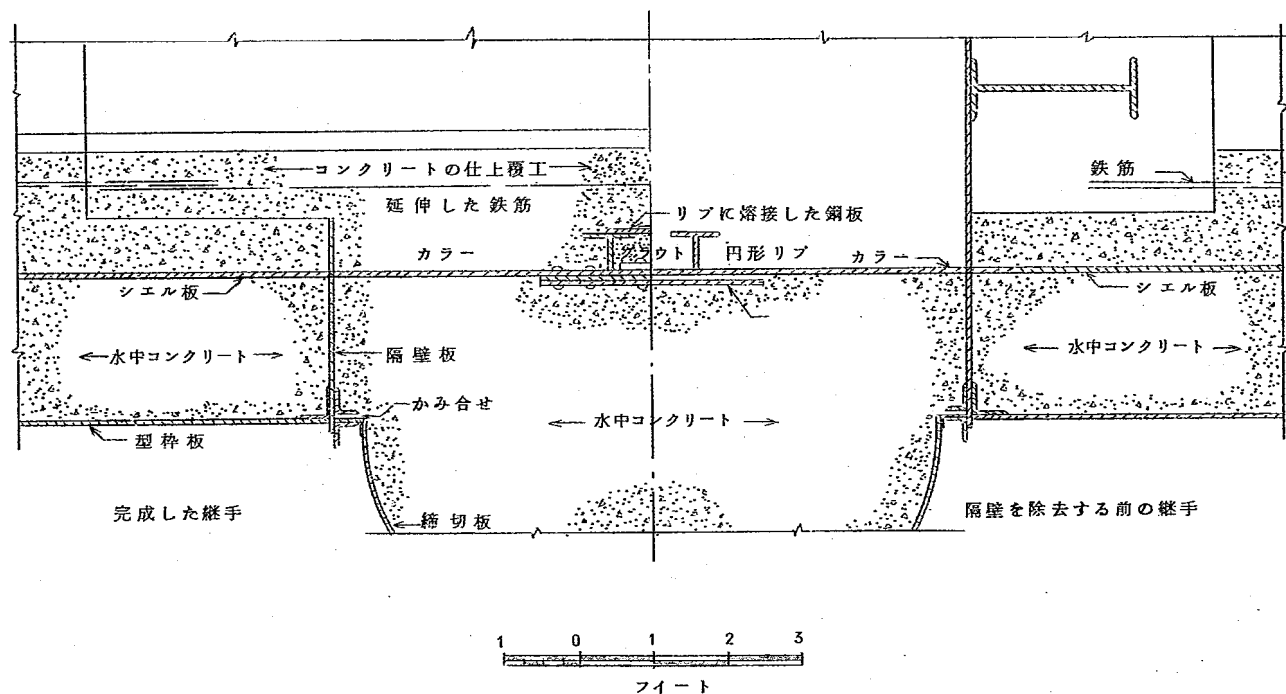


Fig5- 継手の詳細断面

スチールチューブの設計 横進水 (side-launching) 時の応力はごく僅かである。端進水 (end-launching) に対しては、縦方向の曲げモーメントに耐えるために、仮補強をしておかねばならないことがある。チューブが進水し、浮んでからは、その重量は、重い端隔壁を取り付けた場合以外は、一様に分布するが、重い隔壁をつけた場合は、曲げ上げるようなモーメントがおこる。チューブの縦方向のモーメントを、全体として最小にするために、数台のリフトを使って行なう内部コンクリートの打設を、 $\frac{1}{4}$ 点附近から始め両方向に向って対象に進めるようにする。一方、外からの水圧は、コンクリートの巻立て重量が絶えず増加するので、チューブの吃水が増加し、それにつれてシェルプレートには、横方向と縦方向の両方の曲げ応力を、又、隔壁枠 (diaphragm frame) には、曲げモーメントを発生させることになる。スチールチューブの限界設計条件としては、水平中心線まで水没した時の竜骨コンクリート (keel concrete) の上端、又は、水平中心線下、約 45° の所にあるシェル板と隔壁について考える。新しく打設するコンクリート覆工の下の方の立上りの抵抗作用は無視する。コンクリートの打設速度は普通、吃水のこんな大きな増大を発生させないので、こうした仮定は、幾分控え目なものである。いろいろな部分の応力を次のようにして解いている。

シェルプレート (shell plate) の応力 シェルプレートの最もきびしい荷重状態は、車道及びハンチを打って、チューブを水平軸の所まで沈めた時に生じる。これは、シェルに、 $521\text{lb/in}^2 (=0.36\text{Kg/cm}^2)$ の静水圧を発生させ、どの2つの補剛材 (stiffener) の間でも、一定であると考えられる。この荷重は、放射状に作用するので、曲げモーメントなしに軸圧力だけを発生する。プレートに生じる応力は、 $33001\text{lb/in}^2 (=230\text{Kg/cm}^2)$ である。アーチ状になった板のバックリングに対するチェックをすると、限界の外圧は、適当な安全率をとって $1431\text{lb/in}^2 (=1\text{Kg/cm}^2)$ となる。スチフナーで支持された連続した平らな板の曲げ応力は、 $300001\text{lb/in}^2 (=2100\text{Kg/cm}^2)$ になる。

縦スチフナーの応力 シェルの円周に 10° 間隔でおかれたスチフナーは、シェルプレートと一体になって働き、外からの荷重をスチフナーの枠につたえ

る。ペンストック（水圧管）での応力解析によれば、合成断面のフランジとして働くカーブしたシェルの巾は

$$f = 1.56\sqrt{R \times t}$$

ここに、 R = シェルの半径

t = プレートの厚さ

である。¹⁾

計算を簡単にするため、このフランジプレートの曲率は無視する。上述の荷重状態に対する最大曲げ応力は、 $17,000 \text{ lb/in}^2$ ($=1,190 \text{ Kg/cm}^2$) である。竜骨コンクリートの頂部の間の最大載荷部分には、 $4 \text{ WF } 8.5$ ポンドの T 型断面をスチフナーとして使っている；その他の部分は、 $5 \times \frac{3}{8} \text{ in}$ (9.3 mm) のプレートである。

骨組、応力 フレームは竜骨コンクリートの頂部で固定されていると仮定したとき、フレームの頂部で切断し、そこに、接線力 H_c 、剪断力 Y_o 、及びモーメント M_c を加えて釣合をとる。頂点から U の角度の所にある任意の点 D のモーメントは：

$$M_u = m_u - H_c R (1 - \cos U) + M_c$$

で、ここに、 m は外力のモーメントであり、 R はシェルの半径である。

アーチの連続性から、 H_c 及び M_c の数値計算が出来る方程式が誘導される。又、剪断力 Y_o は構造及び荷重の対象性から 0 となる。フレームの最大応力は、竜骨コンクリートの頂部におこる；それは、引張りで $12,700 \text{ lb/in}^2$ ($=890 \text{ Kg/cm}^2$)、圧縮で $9,100 \text{ lb/in}^2$ (640 Kg/cm^2) である。

縦方向の曲げモーメント 全体として、チューブの最もきびしい曲げモーメントは、コンクリート打設を両端から始めて、中央に向かって進める場合に生じる。この場合には、端隔壁の重量によって生じる曲げ上げモーメントを増大させることになる。シェルの断面係数だけを考慮し、スチフナーと竜骨コンクリートを無視すれば、シェルの最大応力は、約 $16,000 \text{ lb/in}^2$ ($=1,120 \text{ Kg/cm}^2$) になる。コンクリートの打設は、もっと厳重な制限下で行なわれるから、実際の応力はこれより低くなる。

合成チューブの設計 完成したチューブでは、鉄筋コンクリートの覆工と竜骨及び、橋帽 (cap) のコンクリート並びに鋼の部分は、合成された構造

物として働く。これは、2つの違った荷重状態をうける：第1のものは、沈降作業中で、完全に沈んだ時の水圧：第2のものは、チューブがトレンチ内におさまって、埋戻が行われた後の埋戻し荷重と静水圧を組合せた荷重。Fig 6は、種々の荷重状態を、そのいろいろな成分 (component) に分解して説明したものである。

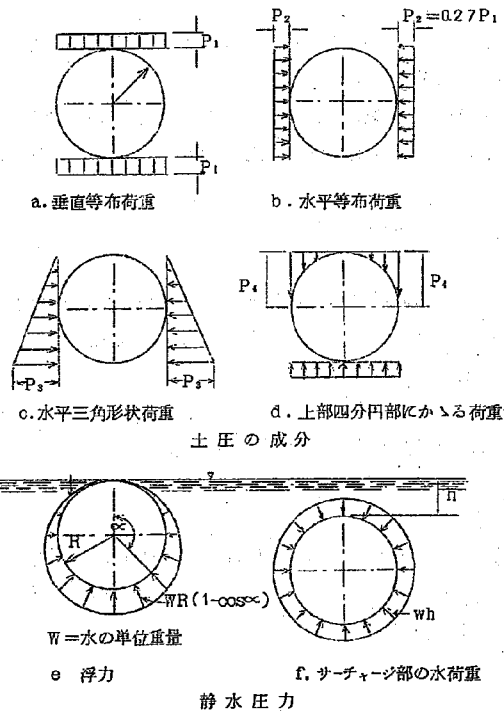


Fig 6 トンネルにかかる外部荷重

静水圧力 円形断面の一樣な円筒が、その円周沿に一樣に分布した重量を有して、且つ、完全に水没出来るようになっておれば、それは、軸応力だけをうけて、曲げはうけないことになる。トンネル断面が、この状態を完全には満足しない場合には、その変化は、チューブの応力に比較的僅少な影響を与えることとなる。

Fig 6(e) と (f) は、こうした浮力と最終水深でのサーチャーヂ部の水荷重による断面の荷重を示している。

土 圧 埋戻し圧による種々の荷重状態の成分は、Fig 6 (a) から (d) までで示されている。

Fig 6(a) は、チューブの頂部にかかる垂直荷重を示しており、それは水平直径上に均一に分布しており、それに対応する反力が基礎に出ている。 W_1 と d_1 をチューブの上に水没している埋戻土の単位重量並びに深さとし、 W_2 と d_2 を、水面より上の乾いた土のそれぞれの値とすれば、合計の単位垂直圧は、

$$P_1 = W_1 d_1 + W_2 d_2$$

となる。

河とか運河の下に直接沈んでいるトンネル部分では、埋戻土だけを扱う；岸では、普通の地盤面までの附加的な乾いた土の埋戻土のことも考慮に入れねばならない。

Fig 6(b) は、一樣に分布している水平土圧を示している。普通の埋戻タイプでは、静水圧係数を 0.27 と仮定しているので、

$$P_2 = 0.27 p_1$$

となる。

Fig 6(c) は、水平の三角形土圧成分を示すもので、それはあらゆるチューブに対して一定なものである。チューブの底での最大圧力は、

$$P_{3max} = 0.27 W_1 \times 2R$$

である。

Fig 6(d) は、上の方の四分円にかかる土荷重を示し、その最大は、

$$P_{4max} = W_1 R$$

である。

この成分から生じる基礎の反力は、水平直径上に一様に分布すると仮定すれば、

$$P_3 = W_1 R \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) = 0.2146 W_1 R$$

となる。

この荷重もまた、どのチューブに対しても一定である。この種々の荷重を、チューブ断面に適用する場合、既にのべたように、頂点の所で切断されたと考え、この点に釣合を保つためにかけねばならないモーメント M_T と軸力 N_T を計算する。更に、この切断したリングの種々の点で、モーメント、軸力、剪断力を算出する。こうした計算には、M. Paris が大きな水平パイプに対して求めた係数が使われている²⁾。

上述の荷重からのチューブ応力を計算するには、有効に働く構造体は、18 in (46 cm) 厚さの内部の鉄筋コンクリートシェルとスチールチューブ及び補剛フレーム、更にドライ状態で打設した外側コンクリートの竜骨部分と橋帽部分からなっていると考える。外側コンクリートの残りの部分は、水中で打設するので、バラストとしてしか考えない。土の試料の解析結果に基づいて、次の材料重量を、沈めたチューブセクションの設計につかっている；

湿った土の空中重量、 $120 \text{ lb/ft}^3 (= 1.92 \text{ t/m}^3)$ ；

水中に沈んだ土の空中重量、 $70 \text{ lb/ft}^3 (= 1.12 \text{ t/m}^3)$ ；

静水圧係数 0.27；

限界設計荷重下での最大単位応力は；

構造用鋼の引張 $20,000 \text{ lb/in}^2 (= 1,400 \text{ Kg/cm}^2)$ ；

鉄筋の引張 $18,000 \text{ lb/in}^2 (= 1,260 \text{ Kg/cm}^2)$ ；

コンクリートの圧縮 $1,380 \text{ lb/in}^2 (= 97 \text{ Kg/cm}^2)$

チューブの構造用コンクリートに対しては、28日圧縮強度の最小を

$3,000 \text{ lb/in}^2 (= 210 \text{ Kg/cm}^2)$ と規定している。

スチールシェルセクションの評価

断面を円形に比べると、構造用材料を最も有効に使用することとなる。スチールシェルは、漏水防止上最良の保証を与えるものである。車道の下には、新鮮な空気用の、又、天井の上には汚れた空気用のダクトを自然に用意していることになり、結果として、長いトンネルでは、最も効果的な換気循環が出

来るようになっている。上述した継手と設置方法を使えば、1つのチューブセクションは、平均して3週間毎に敷設され、連結出来る。4車線トンネル用として、Baltimore の Potapscow 川の下でトンネルでは、2つのセクションを組合せて1本の複線チューブにしている。浚渫費は、平らな箱型の断面よりも深さが深くなるため、幾分高くなっている。これを採用した所では、この方が経済的になっていることを証明していた。

コンクリートのトンネルセクション

沈設チューブの施工

4車線乃至それ以上の車線を通さねばならない水底トンネルでは、コンクリートの箱型断面の方が好まれており、特に、鉄筋コンクリートの方が鋼より経済的に優れている地方においてそうである。Fig7 は Vancouver の Deas Island トンネルの断面を示したものである。

それは、中央の壁によって仕切られた2つの2車線車道からなっており、それぞれの側に空気ダクトがある。これは結果として、比較的丈は低いが、巾の広い構造物になっている。空気ダクトは、車道と車道の間におくことも出来るし、その方が構造的には幾分有利となるが、トンネルのポータルでは、より広いオープンのアプローチをつくる必要がある。

大抵の場合、このチューブは、普通の鉄筋コンクリートでつくられている。浮力に打ち勝ち、トレンチ内にトンネルを入れておくためには、相当な重量が必要になるので、材料の節約という点では、プレストレスは何の利点ももたらない。理論的には、プレストレストコンクリートは、常に圧縮状態にあり、収縮キレツは全く発生しないのであるから、漏水はおこらない。しかしながら、鋼を過度に使っていないマッシブ (massive) なコンクリートに出しうる初期の圧縮応力には限度があるので、これに対する意見は違ってくる。こうした構造物にはじめてP・S工法を使った Havana 港のトンネルが、 $\frac{1}{4}$ in (64mm) 厚の溶接されたスチールの外皮 (jacket) を使って漏水を防いでいることに注意すると面白い。

Fig8 は、2本の3車線車道を有する巾の広いトンネルの断面を示すもので、ここでは、より広いベース及び天井スラブのスパンのため、P・S コン

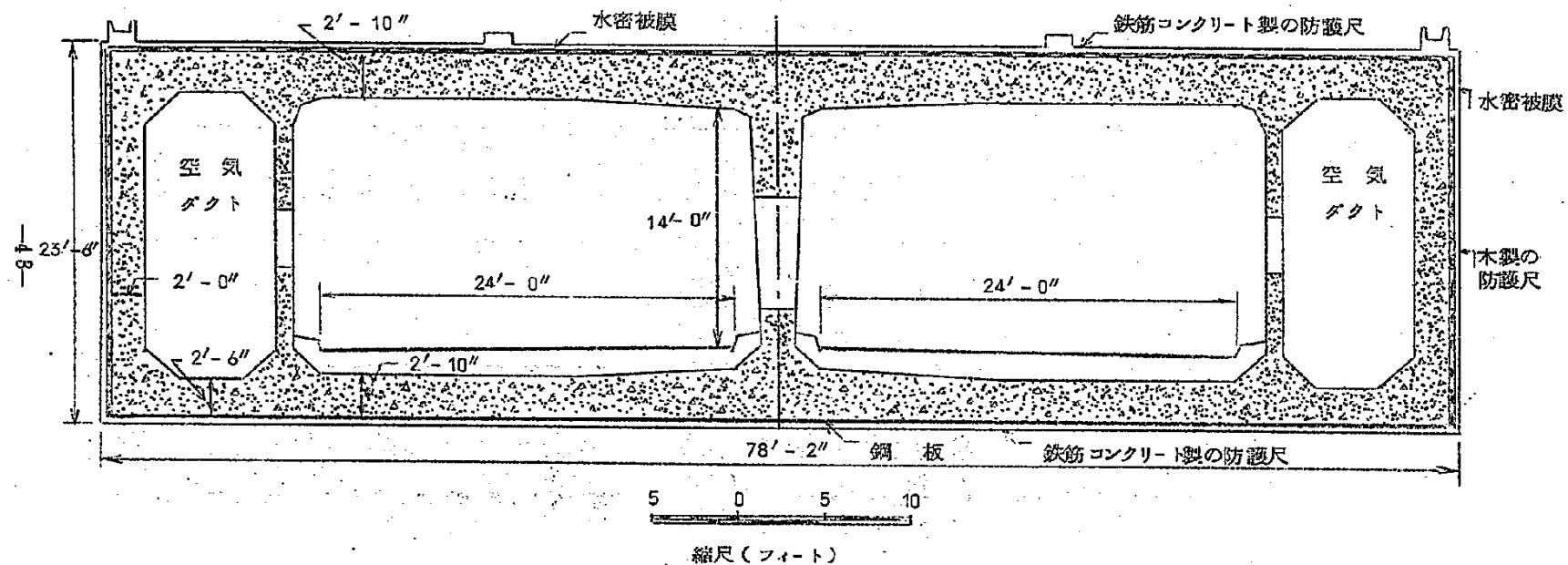


Fig7 - Deas Islandトンネル - 断面

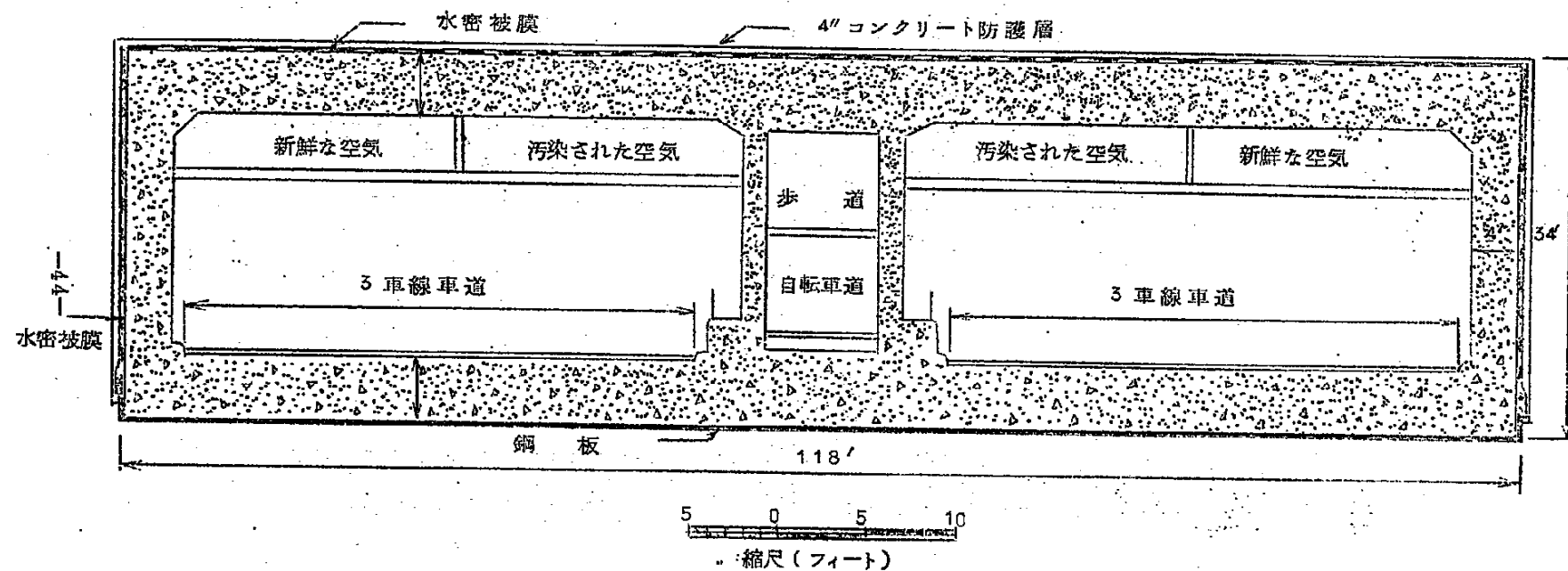


Fig8-6 車線道路トンネル-P. S. コンクリート断面

クリートの設計が経済的になっている。

こうしたコンクリートの箱は、造船台からの進水には適してなくて、ドライドックか、又は、同じ目的を果たす仮の水槽の中で作られている。水のない所で同じような構造物を建設する際に普通使われる施工方法を使う。防水工法は行なうが、漏水の潜在的な原因となる収縮クラックの発生を出来るかぎりへらすために、厳格なコンクリート管理が大切である。

こうしたトンネルのうちのいくつかは、Rotterdam の Maas 川河底トンネルのように、外側のコンクリート用型枠として役立つスチールのジャケッ
⑧ トで防護されている。Deas Island トンネルのセクションは、鋼板のベース上で建造された。アスファルトの水密被膜を垂直側面に使い、スチールのベースプレートの折返し部の上にかさねた。こうした被膜は、沈降作業中の被害からまもるために、木矢板で防護された。同様な防水層は、セクションの頂部にもおかれ、鉄筋コンクリート層で防護されている。静水圧に応じて、6枚重ねまでの防水層が使われている。生地の違い層を使う場合と、熱いアスファルトないしコールタールの上を拭く時には、非常に注意を払わねばならない。あんだファイバークラスが、最近では、強度が大きいため、木綿繊維の代りに使われるようになってきた。新しいコンクリートにエポキシをかけたり、シートにビニールのプラスチック材を使うのが、水密性の改善になりそうで、研究の価値がある。道路トンネルでの漏水は、困った問題となるので、その防御は相当重要な事項である。

⑧ チューブの設置

建造用ドック内での作業が完了すると、チューブの両端は、水密な隔壁板で閉鎖される。この隔壁板は、一般には、スチール製であるが、木やコンクリートが使われることもある。このセクションは、数インチの乾舷で浮くこともあるし、又、重くて浮かないこともある。重い場合には、ポンツーンやハシケをつかって、現場まで曳行する間、それを吊ることになる。トレンチ上の予定位置で、必要なら、適当な沈降重量になるまでバラストを加える。Deas Island では、水バラストを入れる部屋を空気ダクト内につくるのに、仮の隔壁を設けた。これは、二重の目的を以って働いている。即ち、まず、ドック内に水を満たす前に、これに水を入れ、浮上が早すぎないようにする。

曳行するための浮力をチューブに与えるには、この水をポンプで吸出し、沈降させる時には、又、バラストとして入れる。沈降をコントロールするため、一群の鋼船と連結されているトラスやガーター上のウインチから、このセクションは吊下げられている。

前以って、砂利床をつくっておく代りに、こうしたセクションは、トレンチの底の仮支承上におかれる。この支承は、2本の杭脚 (pile bent) からなっており、それは、厳密な精度で打込まれ、セクションの比較的小さな沈降重量を十分支持出来るだけの容量がある。それから、トレンチの底とチューブの間の空隙に、砂と水の混合物を、構造物の下にのびている可動パイプを通して注入することで、そして、第2のパイプを通して余分の水を汲み出すことで、砂をふき込む。こうして行なわれる展圧運動で砂の密な層がつみ上り、トンネル及び埋戻し土の最終重量がかゝっても、ごく僅かの沈下ですむようになる。最終荷重下では、杭脚は降伏し、その重量を砂のクッションに移すことになる。

線型設定の精度をよりよくするため、Deas Island では、各セクションには、そのセクションの底の、一群のジャッキから吊下げた4つの土台 (sill) がついていた。水上まで出ているチューブへの仮の出入路になる煙突状の筒 (stack) を用意しておいて、チューブ沈降後、人がそのチューブに入れるようにし、水圧ジャッキを操作することで、この土台上的チューブを正しい線型位置になるようにした。それから、砂クッションを前述のようにして施工した。

継手

セクション間の継手をシールするのに、ゴムのガスケットが使われた。強力なゴムの重いリングが、チューブの一方の面の周辺につけられている。チューブがトレンチ内の仮支承台の上におかれてから、ジャッキを使って約150tの力で、既設のセクションの端の方へ、このチューブを引き寄せる。これらのジャッキは、端隔壁に取付けられ、相手側の隔壁の留め金を、内側からつかめるように伸ばすことが出来る。ジャッキは又、チューブの外側にもついていて、潜水夫によって動かされる。この初期力でガスケットを圧縮し、継手のまわりのシールを十分に行なって、内側からの排水が出来るよう

にする。こうすると、チューブの端面にかゝっている全静水圧を働かせることになり、ガスケットを一層圧縮する。それで、ガスケットには、この全部で数千トンの力に抵抗するだけの適切な最終強度が必要になる。

かくして、この継手は確実にシールされるので、完全に、排水することが出来、隔壁をとり除き、鉄筋コンクリートをその継手にまでのばし、構造物を完成させる。廻戻しは、既述のように、チューブの位置を保ち、チューブを保護するために行なわれる。

① 大水深でのトンネル

トンネルは、普通、中程度の深さの川や運河の下につくられており、外洋船の航行に必要な 45ft から 50ft (14m~15m) 以上の水深になることはなかった。Virginia 州 Norfolk の Hampton 道路トンネルでも、80ft (24m) までの水深の天然の水路を横断しているが、浮きクレーンないしハンケ (barge) にのせた装置で容易に処理出来た。California 州 Los Angeles の Hyperion 下水処理プラントの直径 12ft (3.7m) の下水道吐出口は、太平洋の中に 5 マイル (8Km) つき出し、外海中に 200ft (61m) の水深までの所に、そのセクションを敷設せねばならなかった。割当てられた期間中に、この作業を完成させるには、浮かんだ装置より、固定したプラットフォームの方が、この作業には必要であった。

Fig 9 は、使ったプラットフォームタワーの絵を示したもので、敷設方法を説明している。長さ 190ft (58m) 巾 122ft 6in (37.4m) 深さ 17ft (5.2m) の矩形の鋼製船体を、各部分 (compartment) に分割して、San Francisco 湾の造船所でつくった。四隅には、17ft (5.2m) 角のスチール脚を納めるために、船体を通して 1 本のウェル (Well) が出ている。このウェルは、トラスになった箱枠構造で、それぞれ 275ft (84m) の長さで 700t の目方がある。この脚は、水圧で操作されるピンジャッキ (pin jack) によって、1ft/min (30cm/分) の速さで、上げたり下げたりすることが出来る。

プラットフォームには、この中心線上に、5つの砂利ホッパーを端から端にわたって置いており、その全体容量は 1,400トンである。両端には、船体から張出している部材 (outriggers) があって、パイプの敷設を行なうた

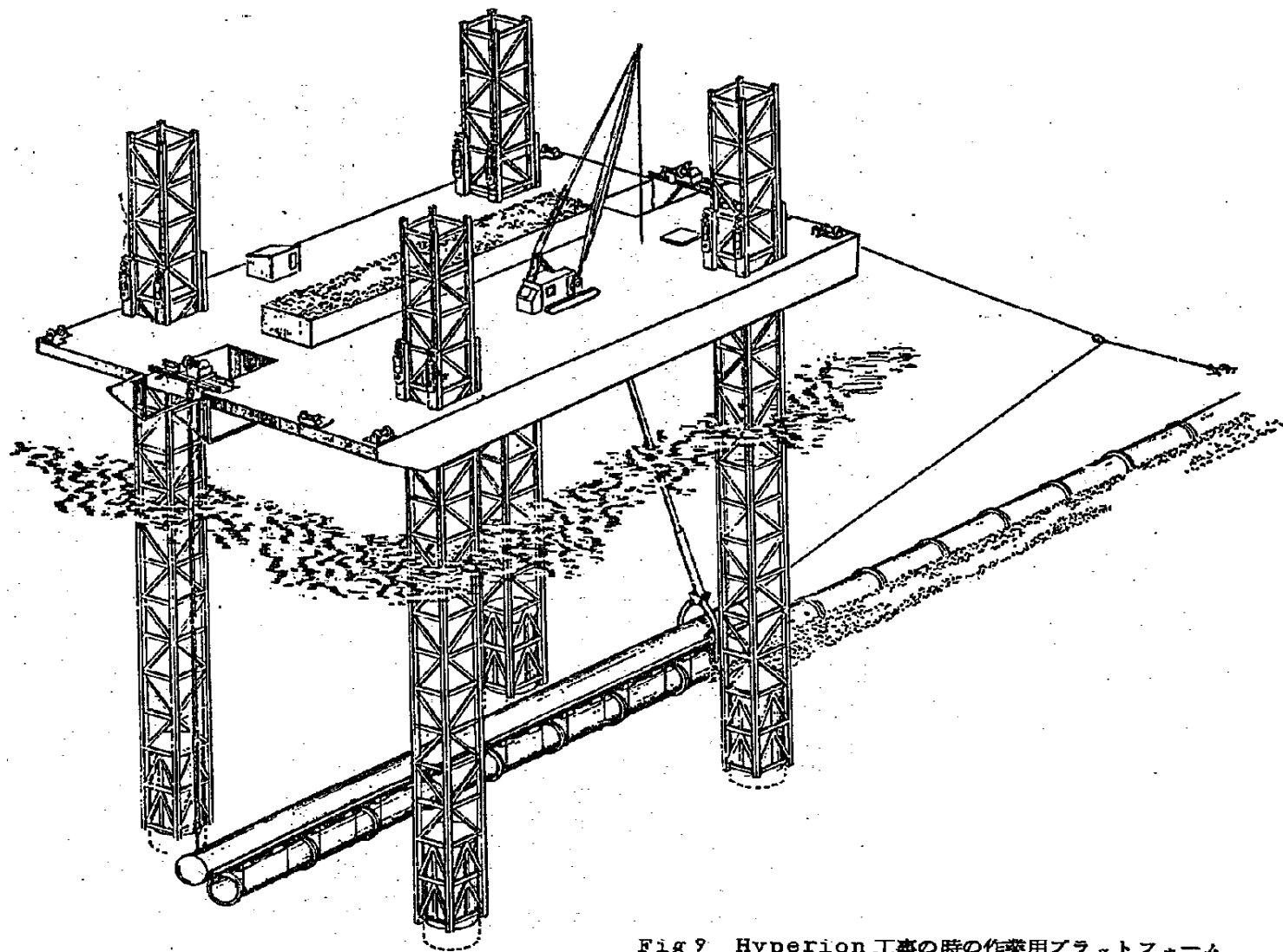


Fig 9 Hyperion 工事の時の作業用プラットフォーム

めのブリッジクレーン (bridge crane) を支えている。各クレーンは、縦方向に 12ft(3.7m) 横方向にも同じ距離だけ動けるようになっていて、プラットフォームを正確な位置にとめなくても、このパイプエレメント (pipe assemblies) の正確な敷設が出来るようにしている。プラットフォーム上の 100トンのクローラークレーン (crawler crane) は、ハシケから砂利を貯蔵ビンに入れるのや、その他の重いものの吊上げに使われた。4 台の横アンカー (side anchor) と、船首及び船屋のアンカーを処理するのに、6 台のウインチが使われた。

建造所構内で、各 25ft(7.3m) 長のパイプ 8 本をつないで、192ft(58.5m) 長の 1 本の棒に組立て、作業用プラットフォーム上で上げたり下げたり出来るようにした。このパイプエレメントは、径 14ft(4.3m)、長さ 212ft(65m) の鋼製の舟の下にとりつけられ、現場まで浮かして持って行かれた。

はじめの 3,700ft(1,130m) 長のパイプラインは、寄せ波のある浅い水深の所で、作業用架台 (temporary trestle) をつかって敷設した。このパイプラインの外海側の端の所に、この敷設用プラットフォームを綱で引張ってきて、碇綱 (anchor line) で停着した。脚を海底におろし、プラットフォームを水面上安全な高さまで持上げた。棒状のパイプとそれを吊っている舟 (pontoon) を、船尾のウインチと 2 台のブリッジクレーンからそのハシケにまでわたしている綱とで、プラットフォームの下に引込んだ。他の綱は、甲板上の車牽引機 (car puller) によって横方向の位置確保用に使われている。パイプを吊っている舟の部屋に水を入れて、組立部品 (assembly) であるパイプを沈めるための重量を出させ、海洋底から 1 フィート (30cm) 以内の所におろし、クレーンでつっておいた。潜水夫が、既設のパイプの端に対する位置をチェックしてから、継手をつくるための引寄せ作業の開始信号を出した。もっと深い水深では、水中テレビジョンカメラが、この作業につかわれた。プラットフォームから棒状のパイプを吊っておいて、基層用の砂利と貯蔵ビンから、延伸出来る水中パイプを通して、ホッパー—このホッパーは舟の頂部上を動く—に溜め、そこから、パイプをまたいでいるシュートを通して、掘り割ったトレンチ線の中にあけた。この砂利が確実に着床したら、舟をあまり早く水面まで浮上しないように、附加的なバラストを加え

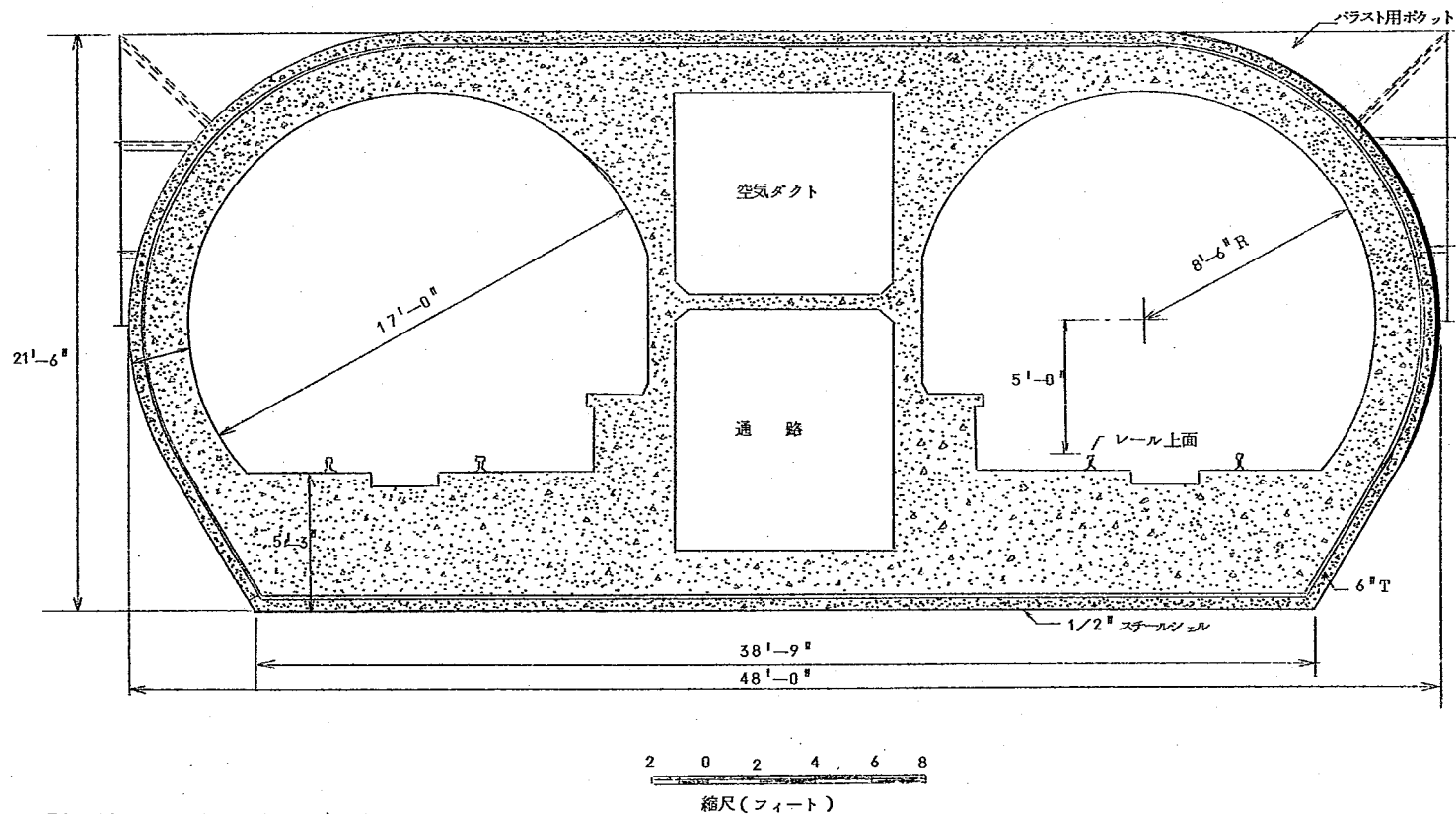


Fig 10—San Francisco 高速鉄道網一湾横断チェーン断面

てから、パイプときりはなした。それからプラットフォームを浮かす位置まで下げ、次の位置に前進させた。毎週、3本から5本の棒状のパイプが敷設された。

San Francisco 湾底の地下鉄トンネル

California 州の San Francisco と Oakland の間の湾底の $3\frac{1}{2}$ マイル (5.65Km) の複線地下鉄トンネルでは、特殊な問題に直面しているが、このトンネルの横断面は、Fig10 に示されている。この事業の工事は、1965 年の末に始った。兩岸の間のこのトンネルは、300ft から 350ft (91m ~ 107m) 長さの約 54 ケのチューブからなっており、粘土層の上にあるシルト質粘土中におかれている。

このトンネルは、地震の頻発する地域にあるので、地圧力による応力を通常の静荷重の他に考慮しなくてはならない。岩を通して伝わる剪断波 (shear wave) と、その上につけている厚さが、100ft から 300ft 以上 (30m ~ 90m) もの範囲で変わる柔い沖積層の中におこる剪断波の間の関係については、殆んど知られていない。この事業の予備的研究の時期であった 1959 年に、3 ケの小さな地震計乃至、地中用地震計 (geophone) を、湾の中の 1 本のボーリング孔の中にとりつけた。即ち、1 ケは基岩の中に、2 ケは粘土乃至この地方で (bay mud (湾のドロ)) と呼ばれている層の中の別々の位置にとりつけた。これらは、San Francisco にある建物の地下室にいれられている遠隔受信装置 (remote receiver) に記録されている。原位置での土の弾性的な性質は、地球物理的なテストで解明された。更に、動力学的な状態での弾性常数を実験室で乱していない土の試料に振動歪を与えることで調べ、同時に剪断応力を測定した。動的状態下での土の剛性係数 (rigidity modulus) は、静的状態での係数 (static modulus) より小さいことがわかり、そのことは、地震の歪で土の中に生じる剪断応力は、予期したものより小さいということを示した。設計用の地震によって生じるもの以上の歪と周波数でのサンプルテストによって、この土は、最大の地震歪下で破壊しないことがわかった。

こうした研究と実際の主要な地震運動の記録に基いて地震時の非常に複雑

な波の伝播型の下でのトンネルにかゝると思われる種々の剪断波の振巾、周期、波長の関係を与える所謂スペクトル (spectrum) をきめた。設計の基礎としては、Richter スケールでのマグニチュード 8.5 という地震が、この湾の西約 15 マイル (24Km) の所の St. Andreas 断層におこると仮定した。これは、カリフォルニア海岸の全長にわたって南北にはしっている主断層である。第 2 の断層も亦、南北方向で、San Francisco 湾の東の山沿いにのびている。この 2 つの断層で応力の調整が行なわれているので、湾横断チューブを含むこの両者の間のブロックには、主動的な断層は見当らない。

横断方向の剪断波に対しては、水平にも、垂直にも、チューブは、土が破壊しない限り土と一緒に動くことになる。振巾と波長は、1000 ft (300m) で 1 in (25cm) から 18,000 ft (5,500m) で 16 in (41cm) まで変化する。こうした値は、曲げでは十分トンネルの弾性容量の範囲内におさまっている。剪断波でおこされる圧力による断面の応力とか、圧力波による断面の応力は、小さなものである。トンネルの最も重要な歪は、縦断方向の引張り と 圧縮であって、チューブ軸に対して、例えば 45° の斜角で伝播する剪断波の所謂「押したり引張ったり」の影響である。沖積層がもしも全体にわたって一樣な深さなら、波は同時に発生し、トンネル沿いの振巾は等しくなるであろう。既述の研究及びその他の研究から、岩の上の柔らかい土が深くになればなる程、振巾の増大も大きくなることがはっきりした。トンネルと岩の間の粘土の厚さが浅い所、例えば、トンネルが Bay Bridge の下を横切る所のような場合には、振巾は小さくなって、岩の中の振巾に略近くなるが、一方、岸に向っての深い沖積層の中では、この振巾は大きくなり、結果として、土からトンネルに伝わる縦断方向の剪断に差を生じることになる。これは、1000 ft (300m) の長さで、4 から 6 in (10cm ~ 15cm) に達する引張り歪乃至圧縮歪を発生することとなる。これが、鉄筋コンクリート覆工を有する $\frac{1}{2}$ in (12.7mm) のスチールシェルの外皮からなる断面をえらばせた主な理由の一つである。こうした歪に対応するスチールの応力は、十分、弾性限界以下であって、はげしい地震中及びその後での防水の完全性を保証するものである。コンクリート覆工中の引張りクラックは、それがたとえ、完全に閉ぢられなくても、構造物の安全性を危険にするというものではない。一

方、P・S コンクリート断面は、引張りクラックをうけることになる。というのは、この歪をなくすだけの断面にプレストレスをかけることは、実際的でないからである。この引張りクラックは、特に、湾のより深い部分での120 ft(37m)という静水圧下では、止水能力を失って、洩水を生じさせることになる。そしてこの水頭は、沖積層の深さの最大変化率と一致して生じている。こうしたクラックを防ぐには、チューブセクションに膨脹継手をつくらねばならないが、それはかなり難しく、しかも好ましくない解決方法である。

このチューブの施工方法は、一般には、スチールシェルのチューブについてのべたものになるが、かなり深い所での作業のスピードを上げるために、主として、ゴムの圧縮継手を使っている点が違っている。1969年3月のBay Area Rapid-Transit Systemの本線の開通に間に合わせてこのトンネルを完成するには、平均して、10日に1本の割合でチューブを沈めて結合しなくてはならない。

San Francisco では、この沈埋チューブは、換気装置や、電気関係の支所(sub-station)や、コントロール施設を納めている海中ケーブルにつながっている。建物とか、高架道路、その他の障害物があるため、Market Streetまでは、シールド工法でこのトンネルを2本の単線用チューブとして通さねばならず、最初の駅構舎までは、約3,000 ft(900m)の距離になっている。

結 論

環境が適している所ではどこでも、そして、大抵の所でいえることであるが、このトレンチ工法は、道路並びに鉄道用の水底トンネルをつくるには、こうしたトンネルが別な理由で、大きな水深になるようなことのない場所では、最も、経済的で、しかも最も迅速な方法である。セクションの構成、個々のチューブの長さ、施工方法のようなものの細部は、箇所条件や労賃と材料の相対的な費用に応じて変るものである。スチールシェルは、U・S・Aでは経済的であることが証明されており、大半のトンネルは東海岸の方にある。アメリカの西海岸や、ヨーロッパ大陸のような他の地域では、防水膜として、

薄い鋼板殻を大半のものが使っているが、鉄筋コンクリートの箱の方が好まれている。川や、港湾水路の下の将来のトンネルは全て、トレンチタイプを、シールド工法と真剣に比較して検討すべきである。

参 考

1. Schorer, M., Trans ASCE, Vol. 98
2. Engineering News-Record, Vol. 87, No. 19

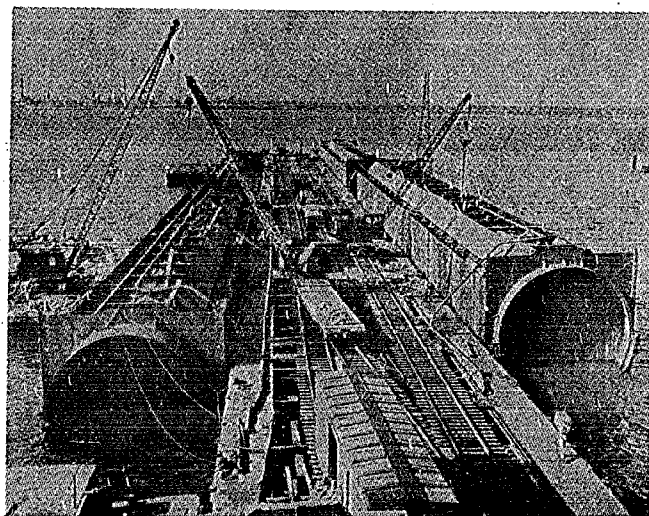


Fig-3 Elizabeth河第2トンネル

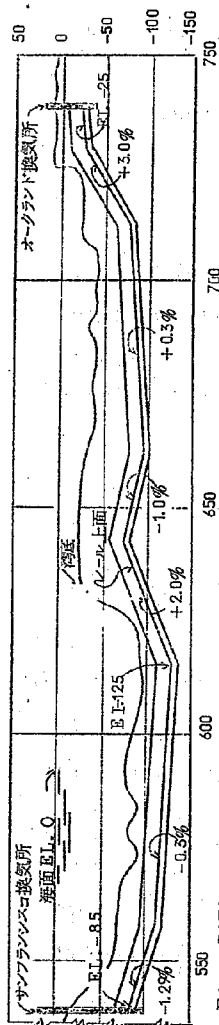


Fig BART トンネルの水底区間の縦断面図。勾配は、トレンチ型トンネル区間の掘削を最小にするように変化させている。

まえがき

サンフランシスコ湾地区高速鉄道網 (Bay Area Rapid Transit System) の湾横断チューブの工事が順調に始った。これが完成すれば、世界で一番長く、一番深い水底横断施設になるであろう。この複線鉄道用チューブは、10億ドル (3600億円) の高速鉄道網の死命を制する連結鎖 (link) で、サンフランシスコの中心街 (downtown) とオークランド、バークレー、リッチモンド及び湾東岸の多数の郊外地区とを連絡するものである。

このチューブは、両換気所間 3.6 マイル (5.8 Km) の延長中で、水平にも、又、垂直にも、線型が変化している点で、普通と異っており、海面下、約 135 ft (41 m) の深さに下っている。Fig 1 参照。地理学的に、地震の確率の高い地区での、地震力による変位に耐えられるように、全線が設計されている。サンフランシスコ側の換気所の西では、この線はシールド掘進方式のトンネルで建設される。オークランド側では、開削埋戻し方式 (cut-and-cover) の施工になる。

このチューブの計画は、1952 年に、Parsons, Brinckerhoff, Quade & Douglas の 4 社が、湾地区の大量輸送についての包括的な研究をした時に始まる。この研究からえられた報告中の主要な勧告は、この地区にサービスする近代的な高速鉄道網をつくらねばならないということであった。サンフランシスコと湾東岸の複合都市群を、これらの都心間の障壁となっている水路の下に、高速鉄道用のトンネルをつく

って、各都市を互に緊結することが提案された。州議会は、住民投票 (public referendum) をした上で、このプランを承認し、1億8千万ドル (650 億円) の支出を、若干の湾横断の有料施設から上る将来収益で償還する公債で調達することを認可した。

1962年に、PBQ&D 社、Tudor Engineering Company, Bechtel Corporationの諸社からなる1つの共同企業体 (joint venture) が、サンフランシスコ湾地区高速鉄道管区 (the San Francisco Bay Area Rapid Transit District) に雇用され、このトンネルチューブを含めた全鉄道網の開発、設計、施工管理にあたる事となった。この共同企業体の中水底横断施設の技術的概念と設計の開発についての責任は、PBQ&D 社が受けもつこととなった。

1966年4月に、湾地区高速鉄道管区は、湾横断工事会社 (Trans-Bay Constructors-Kiewit, Raymond, Tidewater, Healy-Tibbitsの諸社の共同企業体) に、このトンネルチューブの施工を許可し、約9000万ドル (320 億円) という低い入札金の施設にした。1億8000万ドル (650 億円) という認可額は、仕上げ工事、線路工事、電化施設、換気、及び、サンフランシスコとオークランドの地下道及び高架橋のアプローチ2.8マイル (4.5Km) の施工に必要な金額の全体である。

湾横断路線の選定

このトンネルチューブは、両眼型の断面で、方向毎に、単線施設が設けられ、両線間の排気ダクト用のスペースは、サンフランシスコとオークランドの海岸線近くにある換気所の中のファンに接続している。

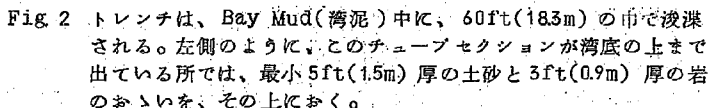
このトンネルチューブの線型は、サンフランシスコ側及びオークランド側のアプローチとか、この湾の物理的な特性、サンフランシスコ—オークランド間の湾橋 (Bay Bridge)、エルバ・ビューナ島 (Yerba Buena Island) 及び、基岩の深さできまった。サンフランシスコのMarket Street地下鉄用のシールド掘進双設トンネルは、有名なFerry Buildingから450ft (137m) 沖へ出た換気所構造物のケーソンの所で、このチューブの西端と出会っている。

サンフランシスコ換気所の所で、このチューブの縦断線 (線路の上面) は

両換気所の建物間の、長さ 19,113ft(5,830m) のチューブは、57 箇の別々につくった鉄筋コンクリートのセクションからなり、その各セクションは、連続した鋼製板でつづまれることになる。それらは、長さは 273ft(83.3m) から 366ft(111.5m) の範囲で、高さは、24ft(7.33m)、巾は 47ft(14.3m) である。

この独特な幾何形状に加えて、このチューブには、地震時の防護をする若干の特徴がとり入れられている。この特徴には、完全な連続性を保たせるための代表的な継手結合と、チューブの両端の端末継手の結合とがあつて、後者は3つの主軸沿いに変位出来るように設計されている。

計画では、このチューブを、湾底下の浚渫した溝(dredged trench)の



サンフランシスコ湾は、長い断層ブロックの上であって、東側では、Hayward 断層により、西側では、San Andreas断層によって区切られている。San Andreas断層沿いの滑動が、1906年のサンフランシスコ大地震をひきおこしており、この時の地震は、Richter法で、マグネチュード8.3と推定されている。この両方の主要断層沿いの地勢は、今日までつづいている長い地震活動の歴史を示している。

-61-

震に基く地盤の変形に耐えうるであろう。こうした変形の影響は、その構造物が通っている地層の均一性に、一部、関係している。

従って、設計上の第一の考慮は、その路線全体を通じて、チューブを沖積層の土中におくことであった。即ち、この層は、地震力の大部分を、構造物に伝えることなく、吸収するからである。このためには、湾底の地質の広汎な研究が必要であった。

サンフランシスコ湾の下の基岩は、Franciscan 層の一部であって、それは、サンフランシスコと、オークランドの海岸では、夫々、200ft(60m)と300ft(90m)の深さの所にあり、Yerba Buena島の沖の Bay Bridge の所では、海面下、125ft(38m)で、この範囲で、深さが変化している。

固い粘土 (stiff clay) と砂及び砂利が、基岩のすぐ上にあり、その上に、Bay Mud とその地方的で呼ばれている比較的新しい柔かなシルト質粘土の厚い層が、かぶっている。湾底では、この泥は、約 200 ポンド/ft² ($1\text{t/m}^2 = 0.1\text{Kg/cm}^2$) の剪断強度を有している。この泥の強度は、深さと共に増大し、湾底 50ft(15m) の所では、800 ポンド/ft² ($3.9\text{t/m}^2 = 0.39\text{Kg/cm}^2$) から、1000 ポンド/ft² ($5\text{t/m}^2 = 0.5\text{Kg/cm}^2$) にまでなる。

地震によって、チューブに生じる応力を求めるには、この層の機械的な性質を求める必要があった。Bay mud (湾の泥土)と、それより硬い沖積層及び Franciscan 基岩中での実際の地震波を感知し、記録するための装置を、これら3つの地層全部に掘り込んだボーリング孔の中に設置した。電話回路をへて、岸にある器械に接続している地中地震計 (geoprobe) が、1959 年に設置されて以来、多数の小さな地震振動が記録されている。

このトンネルチューブの路線沿いの基岩の縦断形を求めるために、いろいろな技術が使われた。—スパーカー測量 (sparker)、高分解 ブーマー測量 (boomer) 及び一連のボーリング。試料の採取 (sampling) は、標準分割型スプーン (standard split spoon) と不攪乱試料の両方によった。Bay mud が特に深いボーリング孔では、スウェーデン式のフォイルサンプラー (薄肉管採土器—foil sampler) が有効であった。そして、最も長く連続した試料—60ft(18m)—の1つがこの方法で取り出された。不攪乱土質試料をつかって、静的及び動的の両方のテストをした。

このチューブ構造物は、内側に鉄筋コンクリート覆工を有するスチールシェル（鋼殻板）からなっており、設計目的上では、半径 10ft9in(3.28m)の2つの半円と 26ft4in(8.05m) の中心間距離として、水平接線で、この上面と底面を結んでいると考えた。Fig 3 参照。この構造物断面は、チューブ中心線の両側、各、 $4\text{ft}7\frac{1}{2}\text{in}(1.40\text{m})$ の所におかれた2つの縦方向のトラスによって、挫屈に耐えるようになっている。 $\frac{3}{8}\text{in}(9.5\text{mm})$ 厚の構造用鋼殻板は、横断方向には、中心間隔 6ft(1.83m) で配置された 8in(203mm) の構造用 T 型鋼で補剛されている。縦方向トラスの弦材(chord) は構造用 T 型鋼で、横断方向の T 型材をつかって肋間筋(intercostal)を組立てている。このトラス構造(truss system)は、4in X 1in(100mm X 254mm)の角棒の引張り斜材で結ばれた 18ft(5.5m) 間隔の W F 柱からなっている。外側の殻板及び、鉄筋コンクリート覆工は、地震による変位に抵抗出来る柔軟な水密構造になっている。

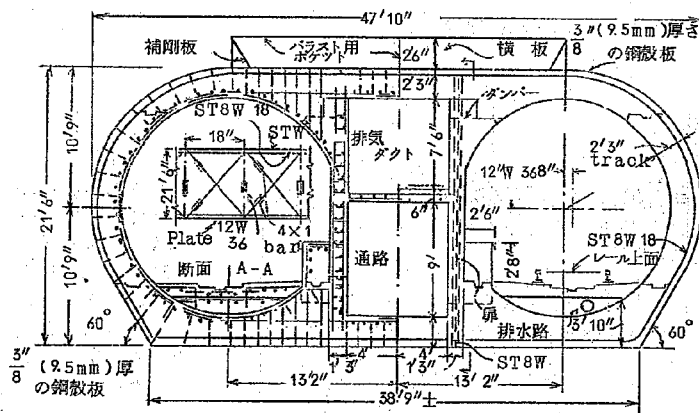


Fig 3 既製チューブの代表断面。中心間隔 6ft(1.8m) で、構造用 T 型鋼によって補剛された $\frac{3}{8}\text{in}(9.5\text{mm})$ 厚の鋼板が、全ユニットをつまんでいる。

セクションの沈降、接合及び排水作業

各セクションには、仮の水密用隔壁がついていてそれには、抜取口(vent)や、排水バルブや、人の通るための水密になった扉がついている。こうした隔壁は、再使用出来る。各セクションが、所定の位置に下げられ、既設のセクションと結合されると、隔壁の間にたまった水が、まず、抜取られ、それから、ポンプで排出される。この接手の中の水の除去は、そのチューブの船外端に、全水頭を発生させ、通常部の接手用ガスケット(gasket)を圧縮し、水密シールが出来上がる。Fig 4 参照。チューブ上の円周方向に設けられている支持棒は、ガスケットに余分な圧力がかからないように、既設セクションのガスケット面のプレートととりつけられている。この支持棒(bearing bar)の適切な高さを求めるために、荷重たわみ試験を実寸法の高さで行った。選定した高さは、ガスケットが、金属対金属のベアリングの役をし、水密な非クリープ性の継手を、十分確保出来るものになっている。工事は、両岸から、同時に進められ、Yerba Buena島の丁度東で出合うことになっているので、この支持棒は、長さのコントロールをするための制限材(limit stop) になるように設計された。

圧縮されていない時の
ガスケットの詳細

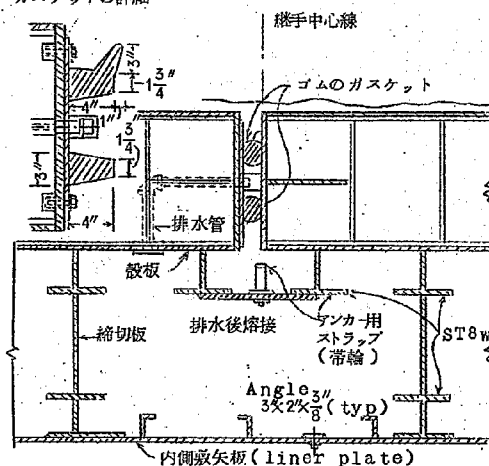


Fig. 4 チューブセクション間の普通のゴム継手ガasketの詳細図。この継手は、外側の鋼矢板 (liner plate) を入れる前の、セクション間の一時的な水密シールの役を果たしている。

排水した後、仮隔壁を除去し、外側の鋼の敷矢板 (liner plate) を溶接し、グラウトをし、セクション間の継手全体をコンクリート覆工で仕上げる。線型及び勾配の微妙な施工誤差を打消すようにして、線路にコンクリートをつめ、歩道を正しい位置にすえる。

端末継手の結合

岸から出すセクションに、特別な締切用チューブを結合することになり、Hampton 道路のようなトレンチ型式の道路トンネルで使われている普通的水中シール継手 (tremie seal joint) を利用することになるであろう。このセクションの継手は、調節出来る接合にしてあり、施工誤差と地面の曲率を修正出来るように設計されている。

湾横断チューブの両端は、夫々、換気所の建物につながっている；この特徴は、シールド掘進乃至開削埋戻し方式のトンネルとして施工される地下道区間への移行が出来るようになっていることである。換気所の建物とこうした構造物との間の継手は、水密にしておくてはならない。更に、この継手は、十分、フレキシブルで、地震の時、建物と接続チューブ及びトンネルの間の動的な相対変位に適応出来なくてはならない。

金属製で弾性体のベローズ継手 (bellows—蛇腹型) やラビリンス型継手 (labyrinth—櫛型) とか、ガスケット型接手について、広汎な検討が行われた。ネオプレン (neoprene) のアーチ状ガスケットが、所要の可撓性と荷重の減衰及び耐久性を有していることが確認された。Fig. 5 参照。この形態は、アーチの構造的な能力を利用して、土圧や水圧をうけとめている；一方、横方向の地震力の作用下では、殆んど抵抗せずに降伏する。

地震活動に対するこの継手の設計は、次のような変位を考慮している：

- ・ トンネルの縦軸方向での 4in(10cm) の水平運動と合成された 2 in(5cm) の垂直運動、乃至
- ・ トンネルの縦軸と直交する方向での 4in(10cm) の水平運動と合成された 2 in(5cm) の垂直運動。

この両方の変位は、同時に、起らないと仮定した。附加的な 2 in(5cm) の隙間を設けて、静的及び動的な荷重によって生じる不等沈下に適応するようにしている。

サンフランシスコ換気所の構造

サンフランシスコ換気所は、列車牽引用電力、列車コントロール、換気、火災防止、及びチューブの排水等の装置を収容するもので、平面で、 $68 \times 122\text{ft}$ ($20.7\text{m} \times 37.2\text{m}$)、高さで、 108ft (33m) になっている。それは、鉄筋コンクリートで巻かれる垂直にも水平にも剛結されたラーメン構造に取付けられる水密なスチールの外皮を有している；写真3参照。それは、ドライの状態で組立てられ、進水され、一部の装備をして、コンクリートの外壁を打設する場所に曳行される。それを据える場所を掘削して、底を平にならす。一時的な水バラストを入れて、この構造物を決め、位置をきめてから、内部の壁及び床を打設する。

施工中、この構造物の海岸側に、深さ全部を、ケーソンでつくる2つの立坑は、Market Street トンネルを掘る時に使うシールドの設置と除去をするためのものである。各立坑の周りを取りまいて水平の鋼リングは、 $50\text{ポンド}/\text{in}^2$ ($3.5\text{Kg}/\text{cm}^2$) の気圧に耐えられるように設計された気密甲板 (air-deck floor) の反力をとるためのものである。立坑間の壁にある開口は、立坑乃至トンネルの中の空気圧に不均衡が生じないように、均一化するものである。

シールド掘進トンネルの空気圧とチューブ端での無拘束な空気（大気圧）とを維持するためには、各軌道空間に、マッシュなコンクリート壁か、又は填充物 (plug) を設ける。こうした隔壁は、単に、 50psi ($3.5\text{Kg}/\text{cm}^2$) の空気圧に耐えるだけでなく、各掘進シールドの18ヶの100tジャッキの反力をもとるように設計されている。

オークランド換気所の構造

オークランド換気所の構造物には、このチューブの機械装置及び電気装置が収容される。この構造物の基礎は、場所打ちの鉄筋コンクリートの箱からなっていて、軌道面の下には、排水槽がおかれている。排水、火災ポンプ、通信の各装置は、軌道面の上の地下室におかれることになる。

上部構造は、ラーメン構造として設計された2階建の鋼構造物からなっており、風力と地震力を分散させる仕切壁として作用する場所打ちのコンクリート床と屋根がついている。鋼柱で支持されたプレキャストのコンクリート

枠板 (panel) は、カーテンウォール (curtain wall) になっている。地震動に対しては、サンフランシスコ側の端と同じ接手が設けられている。チューブの電気 (陰極) 防蝕 (Cathodic protection)

チューブの鋼殻がふれることになる現場の土の烈しい腐蝕作用の影響は、設計上別の問題を提起することになる。普通、こうした状態に対しては、腐蝕による損失に $1/8$ in (3.2mm) の余裕を見込んで、 $1/2$ in (12.5mm) 厚の殻板 (Shell) が必要になる。しかしながら、研究の結果、適切な電気防蝕 (Cathodic (陰極) protection) をすれば、 $3/8$ in (9.5mm) 厚のプレートで十分であることがわかった。250 万 ft^2 (23 万 m^2) 以上の鋼板面積に対するこの節約は、非常に大きな量になる。

構造物がうける最後の姿としては、チューブの表面に、早晩、石灰質及びその他の物質の堆積物が形成されると予想される。この過程 (process) で、チューブのシェル全体が、陽極部と陰極部の間に電気的な釣合を発生させることによって、陰極になり、従って電流を止めることになる。

シェルの ft^2 当り、1.6 ミリアンペアの電流密度が必要なため、全部で 4,000 アンペアの直流を 1.6 ケの 250 アンペアのリアクター型整流器で出す予定である。この電流レベルは、チューブの頂部にある 2 個の銀-塩化銀の基準半電池の各々について、マイナス 800 ミリボルトレベルにまで、この裸の鋼チューブに極性を与えることになる。こうした対になったセルの各々は、遠くはなれた 2 つの陽極装置の略中央におかれる。このシステム中には、16 ケの陽極床がチューブから約 250 ft (76 m) はなれた湾底に、チューブに対して交互の側におかれることになる。

工 程

湾横断チューブは、BART 網建設工地上、重要な工事である。1970 年 1 月に、これが完成するまでには、一群の輸送車輛が設計され、建造されるであろう。それから 7.5 マイル (12.0 Km) の網の大半が建設され、列車の自動制御装置が設置され、全部で 37 の乗客駅が出来、料金徴収の電子装置が開発され、設置されるであろう。このチューブが完成すれば、この鉄道網の働きは、3 つの地域を包含する地方の不断の発展に寄与することになる。

このチューブの請負者は、2 年間にわたって、2 週間毎に 1 セクションを

つくって、設置しなくてはならない。この集中的な努力は、設計者と建設者の間の最も緊密な協力を必要とし、又、施工の段階を促進させる技術の開発を必要としている。

謝 意

筆者は、この設計を可能にする上で、共同して働いてくれた多くの技術者の貢献に感謝したい。N. M. Newmark (F. ASCE), G. W. Housner, (M. ASCE), R. B. Peck, (F. ASCE), 及びわれわれコンサルタントの F. J. Converse 教授は、地震と土の問題の解決に有益な助言を与えてくれた。構造や、換気や、電気の設計の新しい考え方についての日常の指導は、協力コンサルタントの John O. Bickel (F. ASCE) がしてくれた。Walter S. Douglas (F. ASCE, 首席社員) J. E. Everson (M. ASCE, 常任社員) がその会社の設計課題を指導した。William A. Bugge (F. ASCE) が BART の計画責任者で、Parsons Brinckerhoff-Bechtel の責任者である。

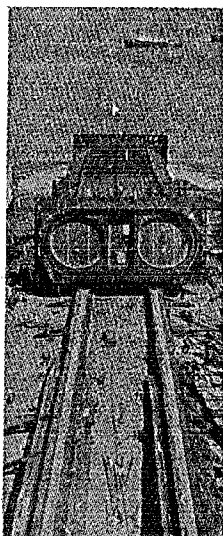


写真-1 初めて進水した湾横断チューブの第一セクション。コンクリート覆工を打設后、このセクションは建造所から浮かして曳き出され、沈設される。このセクションの上面にあるバラスト用のポケットについている水平曲率に注意されたい。

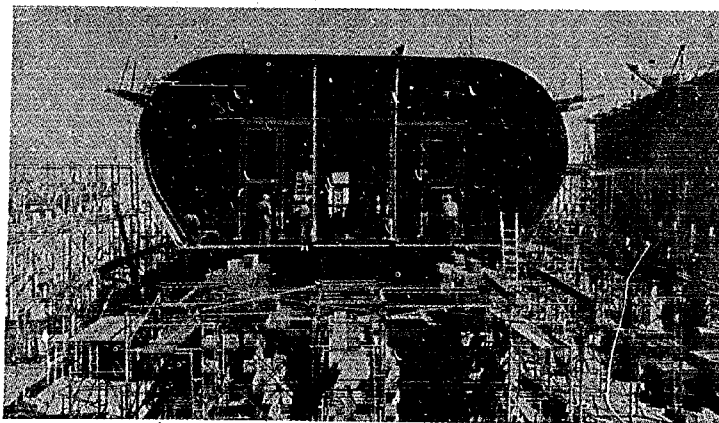


写真-2 湾横断チューブの長さ275~366ft(83.3~111.5m)のセクションは、Bethlehem造船所で製造され、進水されてから、コンクリート覆工をするため、近くのドックへ曳行される。

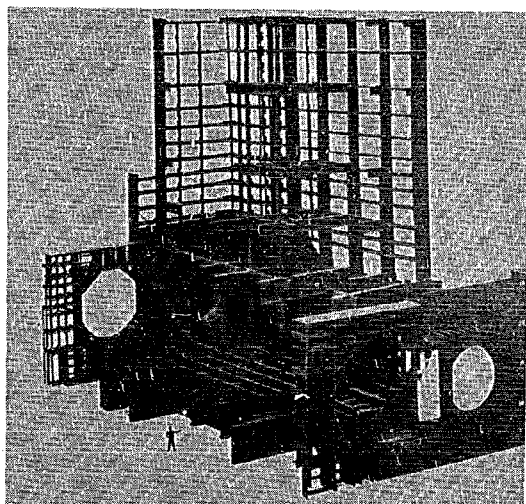


写真-3 Son Francisco
換気所の切斷模型で、ここに、
湾横断チューブの終端がきてお
り、シールドで掘進する Market
Street の地下鉄と接続して
いる。この建物は、ケーソンと
して、湾横断工事社の下請けで
ある Bethlehem Steel
Corporation 社が施工し
ている人間の模型がこの構造物
の大きさを示している。

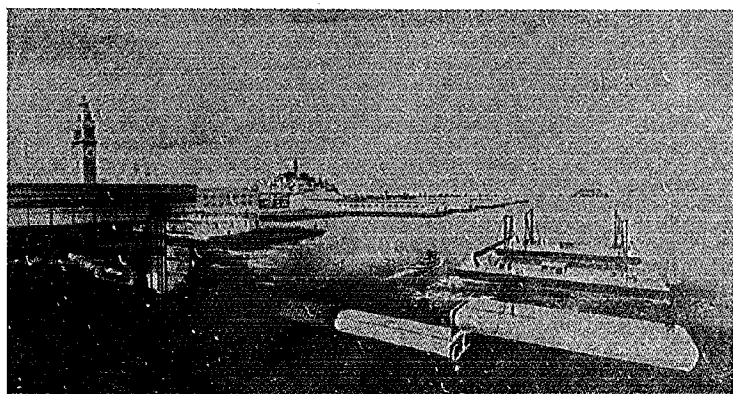


写真-4 湾横断チューブのいろいろな施工段階を描いた絵。左側のトンネルは、サンフランシスコの地下鉄から、換気所の建物に向って進んできており、この建物の所からチューブは始まっている。施工者は、チューブセクションを葦底の予め浚渫したトレンチ内に敷設中である。このセクションにのっている塔は、線型測量用のものである。

ドライドック (dry dock) で組立式の短区間をつくり、海底又は、前以って、水底に施工した溝 (trench) の中に、沈めてつくるトンネルのことは、P. 24及び344で簡単に述べた。この施工法は、言葉の厳密な意味では"トンネル工事 (tunneling)" といえないし、又、このタイプのトンネルは、いろいろな目的 (道路、鉄道、下水道) でつくられているので、この本の中では、一般的を意味は、附録以外にいれるのに適当な所がなかった。

この方法で、つくられたり、つくられつつあるトンネルは、24本である。表35は、そのうちの17は、道路トンネル (Chesapeake 湾計画は、実際には、多くの橋と2つのトンネルからなり、その各々は、1哩 (1.6 Km) 以上の長さがあるが) であることを示している。その他の7本には、4本の鉄道トンネル、2本の下水道トンネル、1本の歩行者用トンネルが含まれている。

第11章で、Mr. Kell が、この一般的な方法について、簡単な記述をしており、又、この附 (Appendix) の終りには、浅い川を渡る時 (Shirley Gut Siphon) のような、比較的簡単な問題に、この方法を適用することから、外海 (open sea) で、200 ft (約 60 m) 以上もの深さに、管を敷設する (Hyperion) ことまでの技術と装置の発達を辿ることの出来る文献のリストが出ている。Maas トンネルと Baytown トンネルは、恐らく、煩雑な問題の最も少い計画ではあったが、それに適用した技術は、本世紀の初期に行われた、同じような計画に使った技術より数段進歩していた。しかしながら、Havana 湾、Hampton 道路、Deas Island では、もっとやっかいな問題が出、方法とか装置に便宜的な改良をするだけでは、すまなくなった。大前進をする機会が、Chesapeake 湾をわたり、下水道の大きな吐け口 (Hyperion) を、太平洋の中に、5 マイル (約 8 Km) つき出して敷設する時にきた。次いで、潮汐のある入江での作業からえられた蓄積的な専門意見は、海での作業からえられた経験によって、最近では、非常に、意義をましつつある。水底トンネルの分野以外での、Mulberry 港とか、テキサスのレーダー監視所の塔、Khora I Amayah の島型防波堤や、世界中各所での、沖合い遙かでのボーリング等を含む施工的な顕著な成功例は、全て、沈埋管 (immersed tube) トンネルの敷設に関する科学に貢献するものである。

表 3 5 組立式水底トレンチ型トンネル

(道路トンネルの車道巾員と主な部屋は、
表 2 1 に与えられている)

C. A. Péquignot:
"Tunnels and
Tunnelling" より

	トンネル	位置	用途	ポークル 間の長さ : ft(m)	横断水 路巾 : ft(m)	組立区間の長さ : ft(m)		セグメントのタイプ	航 路 水 深 : ft (m)	年 度	
						1セグメント	合 計			着 工	完 成
1	Hyperion	Los Angeles	下水放 流口	-	渡中へ 5マイル (8km)	断面は 24 ft (7.3m) まで、192 ft (58.5m) 単位長で 建設	-	直径 12 ft (3.65m) コンクリート管	200 ft (61m) まで	1959年	1960年
2	Detroit River	Michigan / Ontario	Detroit- Win- dson 間の鉄道 連絡	8373 ft (2552 m)	約 2600 ft (790 m)	2625 ft (80m)	2668 ft (813m)	内径 23'-4" (7.1m) の 双設鋼チューブ、内側 には、10'-4" (3.15m) 径のチューブを、外 側には、55'-6" x 3' 11" (16.9m x 9.45m) の短形 断面をコンクリートで つくっている。	48 ft (14.6m)	1906	1910

	トンネル	位 置	用 途	ポータル間 の長さ :ft(m)	横断水 路巾 :ft(m)	組立区間の長 さ:ft(m)		セグメントのタイプ	航 路 水 深 :ft(m)	年 度	
						1セグメント	合 計			着 工	完 成
3	IJ	オランダ	Amsterdam -m 環状道路の 一部	8,200 ft (2,900m)	—	295 ft (89.9m)	3,690 ft 1,125 m	89 ft×29 ft (27.1 m×8.8m)の短形コ ンクリート断面で 双設トンネルと、 中央にサービスダク トを納めている	43 ft (13.1m)	1962	1967 (?)
4	Baltimore 港	Baltimore	南北 バルチ モア間の 道路連絡	7,650 ft (2,330m)	5,100 ft (1,550 m)	300 ft (91m)	6,300 ft (1,920 m)	32' -6" (9.9m)の 双設鋼チューブ、内 側には径 29' -2" (8.9m) 外側には 70' ×35' (21.3m ×10.7m)の短形断 面をコンクリートで つくっている	50 ft (15.2m)	1955	1957
5	Hampton 道路	Virginia	Hampton から Norf olkへの 道路連絡	7,479 ft (2,280m)	3・ $\frac{1}{2}$ マイ ル(5.6Km) (4,100 +1,200 m)が深 い部分)	300 ft (91m)	6,860 ft (2,090 m)	内側に径 30 ft (9.1m)外側に 37 ft (11.3m)の 8 角 形をコンクリートで つくった 33 ft (10.0m)径のステ ール殻	36~70 ft (11m~ 21.3m)	—	1957

6	Chesapeake 湾	Virginia	$1\frac{1}{2}$ マイル (28km)の 橋とトンネ ルからなる 道路の一 部	(1) 5,738 ft (1,750m) 2) 5,450 ft (1,660m)	— —	300ft (91m)	—	内側に径 33ft (100 m) 外側に 37ft (113 m) の 8 角形をコンク リートでつくったスチ ールの殻	50ft (15.2m)	1960	1963 (?)
7	Detroit -Windson	Michigan/ Ontario	Detroit- Windson の道路連 絡	5,135ft (1,565m)	2454ft (748m)	220ft (67m) 248ft (75.6m)	2,197ft (670m)	内側に径 28ft (8.5 m) 外側に 35ft (10.7m) の 8 角形を 、コンクリートでつく った 31ft (9.4m) 径の スチールの殻	約 45ft (13.7m)	1928	1930
8	Coen トンネル	Amsterdam	市の環状道 路の一部で Veisent m) ンネルを補 うものである	4,210ft (1,283 m)	—	295ft (89.9)	1,927ft (587m)	8' x 29' (244m x 8.8m) の短形のコンク リート断面で、双設 トンネルと、中央に サービスダクトを納め ている	72ft (22m)	1962	1964
9	エリザベス 河底 第2トンネル	Virginia	第1エリザベ ス河底トン ネルを補う もの (下記参 照)	4,200ft (1,280 m)	1,500ft (457m)	300ft (91m)	3,700 ft (1,130 m)	内側に径 30ft (9.1 m) 外側に 37ft (11.3m) の 8 角形を コンクリートでつく った 33ft (10.0m) 径 のスチールの殻	45ft (13.7)	1960	1962

	トンネル	位 置	用 途	ポータル 間の長さ :ft(m)	横 断 水路巾 :ft(m)	組立区間の長さ :ft(m)		セグメントのタイプ	航 路 水 深 :ft(m)	年 度	
						1セグ メント	合 計			着 工	完 成
10	Posey	California	Oakland-Alameda 間の道路連絡	3,545ft (1,080m)	約630ft (190m)	203ft (61.9m)	2,436ft (742m)	外径37ft(1.3m)の単 管	約60ft (18m)	1925年	1928年
11	Maas複線	Rotterdam	市の2つの 部分の道路 連絡	3,528ft (1,075m)	1,833ft (559m)	201ft (61.3m)	1,926ft (587m)	8' - 3" X 28' - 9" (24.8m X 8.8m)のコン クリート矩形断面が通 っており、その中に19' - 8" (6.0m)の2つの車道 が並び、13' - 2" (4.0 m)の歩道の上に16' - 6" (5.0m)の自転車道 がのっている。	39ft (11.9m)	1938	1941
12	Elizabeth	Virginia	Norfolk- Ports - mouth間 道路連絡	3,400ft (1,036m)	2,175ft (663m)	300ft (91m)	2,100ft (640m)	外形 8 角形の35' - 4" 巾(10.8m)のスチール 殻と、内側、31' - 4" 径(9.6m)のスチール殻 はコンクリートで分離 されている。内側の コンクリート厚は18 in(46cm)	約34ft (10m)	1950	1953

13	Webster 街路チューブ	California	Oakland-Alameda 間の道路 連絡の複 線化	3,350ft (1,021m)	約1,080ft (330m)	200ft (61.0m)	2,400ft (732m)	外径33ft(10.0m) のコンクリートチュー ブ	約60ft	1960	1962 (?)
14	Bank head	Alabama	Mobile- Blakely 島間道路 連絡	3,114ft (950m)	約1,100ft (335m)	300ft (91m)	2,000ft (610m)	内側に28ft径(8.5m) 外側に36ft(11.0m) の8角形をコンクリ ートでつくった30ft径 (9.1m)のスチール殻	45ft (13.7m)	1939	1940
15	Baytown	Texas	Bay town-La Porte間 の道路連 絡	3,000ft (914m)	約2,500ft (760m)	300ft (91m) 250ft (76m)	2,558ft (780m)	30in(76cm)厚のコン クリート覆工を有す る34'-10"(10.6m)径 のスチールチューブ	40ft (12.2m)	1949	1953
16	Washburn	Texas	Houston 運河の下 を通る道 路	2,960ft (902m)	1,524ft (465m)	375ft (114m)	1,500ft (458m)	外側に35ft(10.7m) の8角形をコンクリ ートでつくったスチール 殻。2ft(61cm)の内 部コンクリート覆工	45ft (13.7m)	1948	1950
17	Havana 湾	Cuba	旧Havana 市街から 新開地へ の道路連 絡	2,418ft (737m)	約1,000ft (300m)	367ft (111m) 295ft (90m)	1,706ft (520m)	プレストレスを加えた 弓形断面、外法で 72ftX23ft(22.0m X7.0m)車道は分離 されている	46ft	1955	1958

	トンネル	位 置	用 途	ポータル 間の長さ :ft(m)	横断水 路巾 :ft(m)	組立区間の長さ :ft(m)		セグメントのタイプ	航 路 水 深 :ft(m)	年 度	
						1セグメント	合 計			着 工	完 成
18	Deas Island	Vancouver	Frazerの 下を通る道路	2,160ft (658m)	約2,000ft (610m)	344ft (105m)	2,064ft (629m)	78'-2"x23'-6" (23.8m X7.2m)の矩形断面を コンクリートで通してつ くった収設の矩形チュ ープ	42ft (12.8m)	1965年	1959年
19	Rends- burg	ドイツ	Kiel運河 の下を通る 道路	2,100ft (640m)	約400ft (120m)	460ft (140m)	460ft (140m)	64ftX25ft (19.5m X7.6m)で通した鉄筋 コンクリートの弓形断 面	約45ft (13.7m)	1958	1961
20	Shirley Gutサイフ オン	Boston	下水道	1,500ft (457m)	315ft (96m)	48ft (14.6m) 68ft (20.7m)	—	38in(95mm)厚の鋼 板による外径 8'-5" (2.57m)の鋼管。3個 の既製煉瓦リングで 覆土し、内径は 6ft 2in(1.88m)になって いる	25ft (7.6m)	1893	1894
21	Harlem河	New York	地下鉄	地下鉄網 の一部	1,080ft (329m)	200ft (61m) 220ft (67m)	1,080ft (329m)	4つの部分円 (内径 19'(5.8m)の鋼チュ ープを一緒に緊結して ブパート型にし、沈 降後、水中コンクリートを 打って76ftup(23.2m) X24'-6"(7.5m)高さにす る	25ft (7.6m)	1911	1914

22	Liljeholmsviken	Stookhelm	地下鉄の延伸	—	525ft (160m)	407ft (124m)	—	プレストレスした矩形の単一管	23ft (7.0m)	地下鉄の延伸につれて変る
23	Friedrichs-hafen	Berlin	Spreewaldの底の歩道	193ft (120m)	—	131ft (40m) 262ft (80m)	393ft (120m)	外側 21x12(6.4mX3.7m) 内側 16x8(4.9mX2.4m) の矩形の鉄筋コンクリート	9ft (2.7m)	— 1927年

深い水中で、浚渫溝をつくる技術的な問題とか、平均的な天候状態で、水中管を敷設し、接合密封する問題は、全て、コントロール出来ることが、今日では明らかになっている。

提案されているイギリスとフランスの間の海峡横断の鎖をつくるのに、'沈埋管'工法を採用する2、3の計画が、最近出てきているのは、こうした基礎に基いている。

この本は、武勇伝的な海峡横断の歴史の中で、橋に対して、トンネルの賛否両論（それらは、既に出版されている）をのべるか、又は、掘進するトンネルと、チューブ式のトンネルの相対的な長所をのべることが、適当でない時期に出版することになったようである。この本は、まず第一に、確立した事実と、完成した工事の詳細を出すことを目的としている。しかしながら、海峡連絡表環'Channel Link'の問題は、今日のヨーロッパにとっては、極めて重大で、トピックとなっている問題なので、設計が非常に進んだ段階になっている提案の1つを、簡潔にのべることが、不適当でないであろうし、又、費用と工期を、正確に決めることが出来るという第一の長所を提出するようでもある。

Fig206~209に例示しているこの提案は、1つの完全体(integral unit)として、並列して造った双設トンネル(twin tunnel)に対するもので、各トンネルには、普通の列車と、2階建てになった自動車輸送列車の両方を収容出来る、単線の鉄道線路が通っている。このユニットは、約500ft(150m)の長さの造船台、又は、ドライドックで製造され、現場まで曳航され、前以って、浚渫されたトレンチ底の上に、端と端を接して置き、連結し、構造物上に5ft(1.5m)の深さで、海底が再形成されるように埋戻される。2つの理由で、こうする方が、海底に、チューブを単におくより、明らかに、大切である。まず第1には、海峡の海流と局部的な砂浜の現状が、著しい変化を蒙らないようにするためには、現在の海底の形は、事実上、そのまましておかねばならない。第2に、沈没船による被害の可能性をなくさねばならないからである。

海峡で遭遇する天候状態に上手に対処出来るような、特殊な装置が設計されている。Hyperion計画では、管の敷設に使われたプラットフォームは、

敷設作業中は、太くて短い脚 (spud) の上に乗せて、水面からはなしていたが、動かさねばならない時には、その spud を上げて、プラットフォームを浮かせた。しかしながら、海峡計画に対しては、そのプラットフォームは、作業位置を移す途中で、海面まで戻ることはないであろう。2つのプラットフォームがあって、その各々は、二重ジャッキの形につくられる。この2つの甲板の各々には、それ自身が伸縮出来る脚がついていて、一方の甲板が、他方の甲板の中に、約 60 ft (18m) の長さで、滑り込めるように配置されている。それで、2組の脚を、交互に上げたり下げたりすることで、この構造物を、海底に沿って、歩かすことが出来、その際、最もきびしい波にも、作業用プラットフォームが影響されないようにすることが出来る。

2つのプラットフォームは、縦に並んで作業をする (Fig. 206)。先行する構造物 (Fig. 207) は、プラットフォームの下にはめこまれた、特別に設計した潜水式の掘削一吸込式浚渫船 (cutter-suction dredger Fig. 208) をもっており、上の甲板から操縦するようになっている。カッターヘッドによって切出されたズリは、プラットフォームの上に吸い上げられ、横に張出したブーム (boom) を経て、排出される。このブームは、トレンチの中心線から約 200 ft (60m) はなれた海中に、その時の主海流が、このズリを作業地域に影響することのないように流してくれる側に、放出するものである。

すぐ後に続いている第2のプラットフォーム (Fig. 209) は、水中遠望鏡 (a telescopic tremie) を備えており、それは、トレンチ内の砂利層におかれ、固められ、(consolidate)、スクリード (screed) されないようにする。その間に、組立式のチューブを、潜航艇から吊下げて、現場まで曳航してくる。その現場到着は、この着床底 (bed) の準備が丁度完了した時になるようにする。この組立式のチューブは、第2のプラットフォームの下におき、そのデッキの下側に、滑車でつないでおく。それから、この艇の艇内水の調節によって、このチューブを、正確に、トレンチの床部に下げることになる。そのタイミングは、丁度、潮の止った時に、沉降作業を行うようにする。それから、このチューブを、既設のチューブ区間の接合位置にまで、水圧で操作するフックによって引張ってくる。この段階では、特別に設計したジョイントは、既に、水密になっており、2つの相隣る区間の一時的な隔

壁の間の隙間は、完全に密着している。この隙間から水を排泄することによって、新しく敷設したチューブの外側の、一時的な隔壁にかかる大きな水平水圧は、その継手位置を最終的に確保するのに利用される。それから隣の隔壁を除去し、トンネルの内側から、ドライにして、そのジョイントを完成させる。

最終段階は、そのトレンチを埋戻し、艇を切りはなして、次の区間のために、その艇を水面まで浮上させることである。

岸の取付道路での、附属工事を含めて、全体の作業には、約 $4\frac{1}{2}$ 年かかる見込みであり、又、その費用は、1億ポンド（1,000億円）のオーダーである。

Fig. 206~209 は、設計図から F.R.I.B.A. の Frank Hoar 博士がかいた透視図で、Richard Costain 社の好意で、出版されたものである。

トレンチ内で組立てる水底トンネル

についての文献

(概ね 施工年代順)

133. Shirley Gut Siphon(built 1893-94)
1923 Loud, R. W. The[Boston]Metropolitan sewage woks".
J. Boston Soc. civ. Engrs, vol. 10, p. 339
134. Detroit River Tunnel
1911 Kinnear, W. S. "Detroit River Tunnel". Trans. Amer.
Soc. civ. Engrs, vol. 74, p. 288
Wilgus, W. J. "Detroit River Tunnel, between Detroit
Michigan, and Windsor, Canada". Min. Proc. Instn civ.
Engrs, vol. 185, p. 2.
135. Harlem River Tunnel
1914 Lavis F. "New York Rapid Transit railway exte-
sion" Engng News, vol. 72, p. 1250.
1915 Gates, H. B. Proc. Mun. Engrs N. Y. City
1918 Ridgway, R. "Some features of New York City's new
rapid transit system". J. Boston Soc. civ. Engrs ,
vol. 5, p. 205.
136. Friedrichshafen pedestrian tunnel
1928 "Construction of a pedestrian tunnel under the
River Spree at Friedrichshafen, near Berlin"
(in German). Bautechnik, vol. 6, pp. 4, 41, 63.
137. Posey Tunnel(Oakland)
1926 "Novel design and construction features of estuary
tunnel at Oakland". Engng News Rec., vol. 97, No. 18,
p. 692.
1928 "Construction methods on Oakland Estuary tube".
Engng Mews Rec., vol. 100, No. 3, p. 100.
1928 Horwege, A. A. "Methods used in the construction
of twelve precast concrete segments for the
Alameda County, California, Estuary subway". Trans.
Soc. civ. Engrs, vol. 93, p. 547.

- 1930 Baker, A. R. "The Oakland-Alameda Estuary tube".
Engineering, vol. 130, pp 383, 449.
138. Detroit-Windsor Tunnel
1929 "The Detroit-Canada vehicular tunnel". Engng
News Rec., vol. 103, p. 606.
1930 "The Detroit-Windsor Tunnel". Engineering, vol.
130, pp 605, 667, 702.
1931 Thorensen, S. A. "Constructing the Detroit Wind-
sor Tunnel". Civ. Engng N. Y., vol. 1, p. 613
139. Bankhead Tunnel, Alabama
1940 "Mobile builds vehicle tunnel for Gulf Coast
highway traffic". Engng News Rec., vol. 124, pt2,
p. 573
"Subaqueous tunnel at Mobile, Alabama". Engineer,
vol. 170, p. 148.
140. Maas Tunnel, Rotterdam
1940 Van Bruggen, J. P. "The road tunnel under the Ri-
ver Maas, Rotterdam". Engineering, vol. 150, pp
101, 161, 244. (Also: Travaux, vol. 24, pp 1, 78.)
Fritzlin, C. "La construction du tunnel sous la
Meuse, à Rotterdam" (in French). Travaux, vol. 16,
No. 3, p. 115.
1943 Mautner, K. W. "Highway road tunnel under the
Maas, Rotterdam". Struct. Engr., vol. 21, p. 43.
And shorter articles in: Engineer, vol. 168, p. 348
; Gén. civ., 17 Feb., 1940, p. 113; Engng News Rec.,
vol. 125, p. 608.
141. State Street Tunnel, Chicago
1942 Salter, G. S., and Bartz, H. J. "The Chicago River
subway crossing". Civ. Engng, N. Y., vol. 12, p. 479.
142. Washburn Tunnel, Pasadena, Texas
1949 Smith, W. H. "Subaqueous vehicular tunnel under
construction at Pasadena, Texas". Rds & Streets,
vol. 92, No. 7, p. 52.

- 1950 "Washburn Tunnel opened under Houston Ship Canal". Civ. Engng N. Y., vol. 20, p. 448.
143. Baytown Tunnel, Texas
- 1950 Thorensen, S. A. "Bids confirm 15 percent estimated saving in jacketless tunnel tube". Civ. Engng N. Y., vol. 20, p. 26. (This article also gives a résumé of previous tunnels of this type.)
- 1951 Bickel, J. O., and Anderson, M. P. "New ideas mark design and construction of Baytown Tunnel". Civ. Engng N. Y., vol. 21, p. 140.
- 1952 Steuerman, S., and Foster, H. A. "Elizabeth River and Baytown Tunnels compared". Civ. Engng N. Y., vol. 22, p. 1010.
- 1953 Bickel, J. O. "Baytown Vehicular Tunnel". Milit. Engr (Soc. Amer. Mil. Engrs), Nov./Dec. 1953, p. 434.
144. Elizabeth River Tunnel I
- 1951 "Sink tubes fast for Norfolk tunnel". Constr. Meth., vol. 33, pp. 48, 166.
- 1953 Peraino, J. "Construction of the Elizabeth River trench-type tunnel". Trans Amer. Soc. civ. Engrs, vol. 120, p. 423.
145. Baltimore Harbour Tunnel (Patapsco Tunnel Project)
- 1955 Singstad, O. "Baltimore Harbour Tunnel". Civ. Engng N. Y., vol. 25, p. 672.
- 1957 "Swath takes shape through Baltimore's traffic maze". Engng News Rec., vol. 159, Pt1, p. 38.
146. Deas Island Tunnel (Vancouver)
- 1957 Hall, P., Brondum-Nielsen, T., and Kivisild, H. R. "Deas Island Tunnel". Proc. Amer. Soc. civ. Engrs (Struct. Div.), ST6, Nov. 1957.
- 1958 Hall, P., and Young, D. A. "Four-lane rectangular tunnel placed by trench method". Civ. Engng N. Y., vol. 28, p. 493.
- 1960 "Deas Island Tunnel-vehicular trench type tunnel"

- under Fraser River in Canada". Civ. Engng(Lond.),
vol. 55, pp.779, 781, 783.
147. Hampton Roads Tunnel
1957 "Hampton Roads Tunnel" Civ. Engng(Lond.), vol. 52,
p. 784.
1958 Bickel, J. O. "Design and construction of Hampton
Roads Tunnel".
J. Boston Soc. Civ. Engrs. vol. 45, p. 369.
148. Hyperion(Los Angels sewer outfall)
1958 Narver, D. L., and Graham, E. H. "Two long ocean out-
falls constructed". Civ. Engng N. Y., vol. 28, p. 6.
1960 Fertell, A. "Setting world's largest underwater
sewer outfall". Wld Constr., vol. 13, No. 6, p. 15.
149. Havana Bay Tunnel
1959 Courbon, J. "Tunnel sous la baie de la Havane" (in
French). Ann. Inst. Tech. Bat. Trav. Publ., Nov. 1959,
p. 1113.
150. Rendsburg Tunnel, Kiel
1959 "Rendsburg Road Tunnel". Engineer, vol. 207, p. 197:
vol. 213, p. 110.
1960 "Highway tunnel under Kiel Canal at Rendsburg".
Dock & Harb. Auth., vol. 41, p. 169.
Strumpf, K., Sievers, W., and Vogel, G. "Strassentun-
nel Rendsburg".
Die Bautechnik, vol. 37, p. 293.
151. Liljeholmsviken Tunnel
1961 "Sinking of uninsulated prestressed monolith
for Stockholm underground". Contr. J., vol. 182, p.
363.
152. Webster Street Tube(Oakland-Alameda)
1960 Parken, P. E. "Vehicular tube in San Francisco Bay".
Civ. Engng N. Y., vol. 30, p. 185.
1961 "Tandem construction of tube sections nets extra
progress". Constr. Meth., vol. 43, No. 6, p. 96.

- 1962 "Prefabricated tube carries two traffic lanes under harbour". Muck Shifter, vol. 20, No. 2, p 54.
153. Chesapeake Bay Tunnel
1961 "Lower Chesapeake Bay Bridge-Tunnel". Civ. Engng (Lond.), vol. 56, p 1181.
"One of the great crossings-The Chesapeake Bay Bridge-Tunnel".
Engng News Rec., vol. 167, No. 21, p 32.
1962 Halmos E. E. "17 $\frac{1}{2}$ -mile structure crosses Chesapeake Bay". Excav. Engr, vol. 56, No. 2, p 16.
154. Coentunnel and IJ Tunnel
1962 "Tunnels ready Amsterdam for expansion". Engng News Rec., vol. 168, No. 16, p 47.
"Amsterdam Road Tunnel". Engineer, vol. 214, p 429.
155. General
1962 Jeffery, A. H. G. "Immersed tube tunnels astudy in achievement".
Kemps Int. Pubs, Lond.

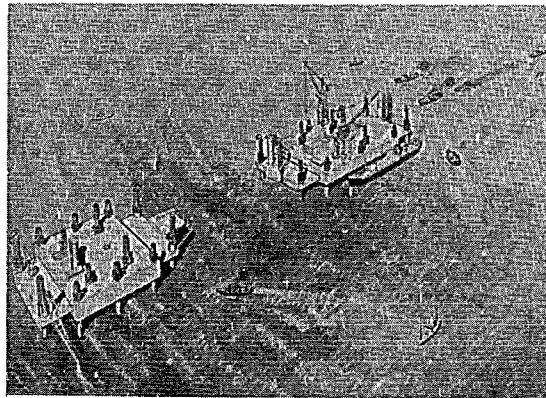


Fig-206 「沈埋チューブ」トンネルを施工する2台の「移動式プラットフォーム(walking platform)」。「先行するプラットフォーム(左側)は、トレンチを浚渫している。(Fig207、208参照)。後に続いているプラットフォームは、チューブの→区間(section)を丁度、敷設し終って、型戻しをしている。次に敷設すべき区間が、写真の右側に到着しているのが見える。

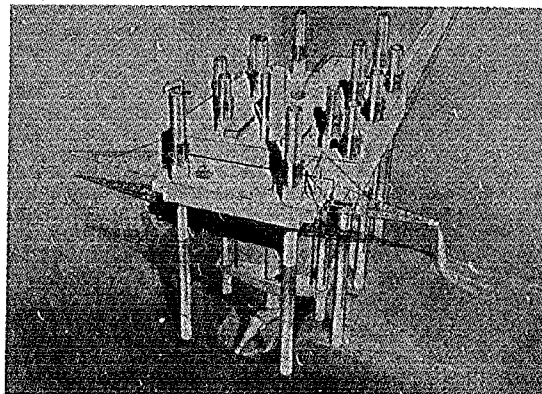


Fig-207 トレンチを浚渫中の「移動式プラットフォーム」

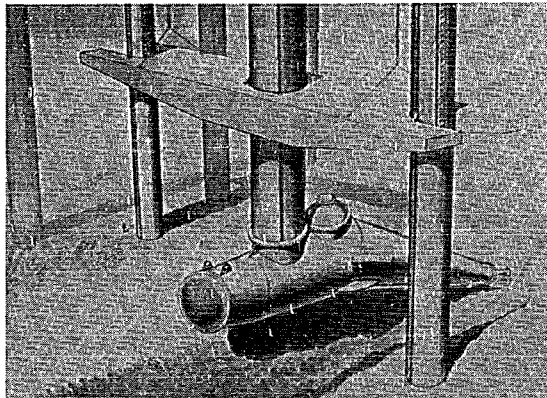


Fig-208 削土一吸込式潜航浚渫艇 (submarine
cutter-suction dredger)

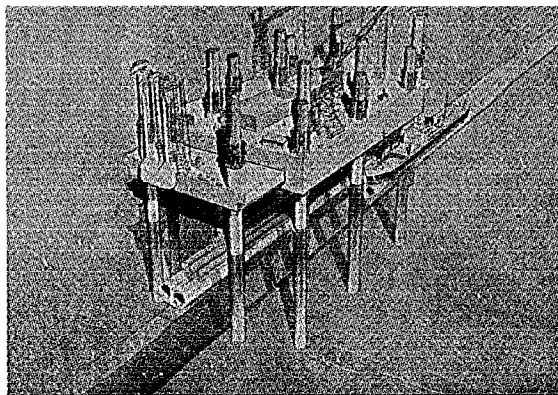


Fig-209 チューブ敷設中のプラットフォーム