

プレストレスト コンクリート パイプの新しい利用方法について

長 尾 義 三*

は し が き

神戸港は日本の表玄関として、古い歴史を有する港である。その背後地は大工業地帯である阪神地方をはじめ、ほとんど全国におよんでおり、神戸港は日本第一の貿易港として限りない発展を続けているのである。

昭和 33 年から始まった新長期経済計画においては、輸出の増大を積極的に推進する施策がとられているが、この計画を達成するためのキーポイントとなっているのは輸出港湾の整備計画である。

神戸港でも、年々増大の一途をたどる輸出貨物を合理的、能率的に処理するため、昭和 34 年から特別会計によって“摩耶埠頭”ならびにこれを外海の波浪から防護するための第 5 防波堤を建設することになった。

最初に考えられたのは写真-1 に示すような、鋼製パイプを連続して設置することであった。

この第 5 防波堤建設予定地付近は、図-2 に示すように、水深が約 11.0m で、自然堆積状態の粘土層が厚さ 8~12m にもおよぶという、きわめて不利な地盤条件である。

写真-1 神戸製鋼所船だまり防波堤（鋼製パイプ）

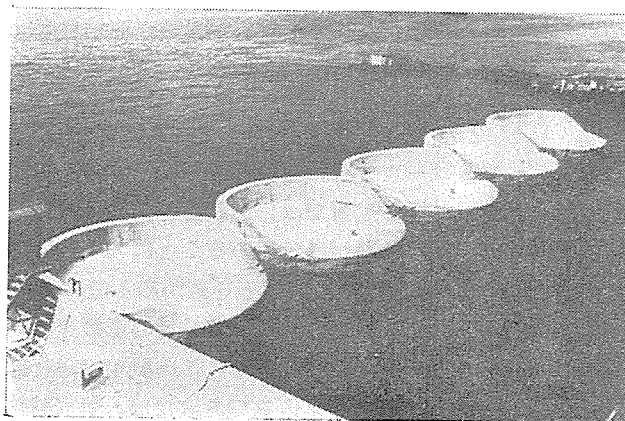
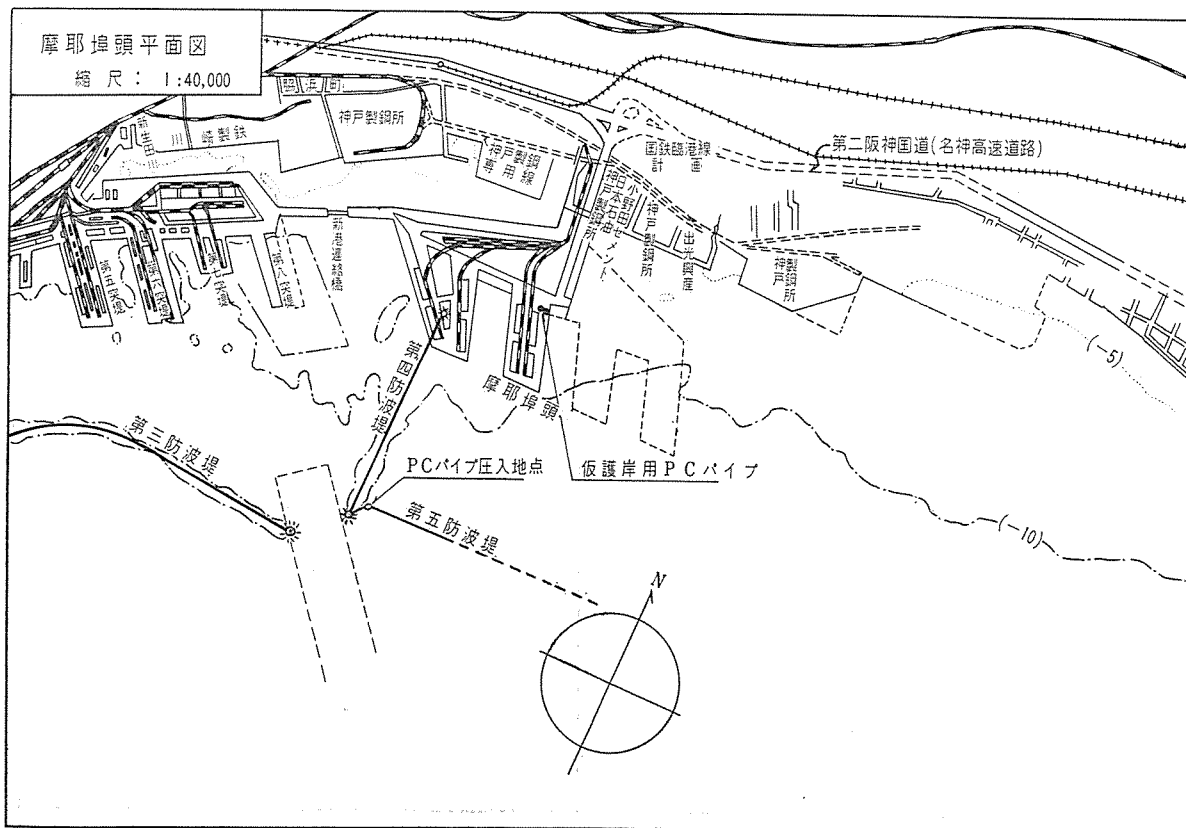


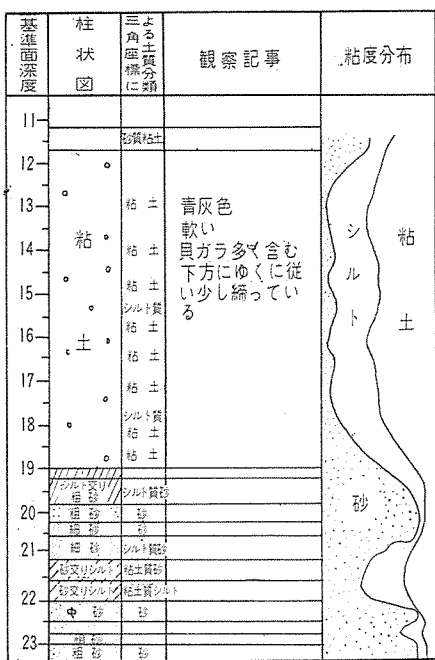
図-1 神戸港平面図



* 運輸省港湾局防災課長

しかし、設計波高は 3.0 m にすぎず、必ずしも重力式構造をとる必要もなく、防波堤の構造としては、軽構造もふくめて、比較的自由に構造を決定することが可能である。考えられる型としては、逆 T 型、矢板式等の軽構造、あるいはケー

図-2 土質柱状図



ソン等の重力式があるが、種々検討の末、サンドドレーン基礎の上にケーソンを置く重力式防波堤が最も安いという結論がえられた。

しかし、海中におけるサンドドレーンの施工は、特に本例のように水深の大きい所では、砂杭の打込みの困難さ、および浮力ならびに荷重が分布することによる有効圧密荷重の減少、さらにまた、管理の困難さ等の欠点を

ともなうことになり、必ずしも最良の方法とはいえない。そこで何とかしてこのような欠点をふくまず、工期的にも早く、工費も安いよい方法を見出せないかという考えた結果、生れたのがここにのべる PC パイプを用いた三建式圧入工法である。

1. 三建式圧入工法の概要

軟弱地盤上の構造物の基礎は、滑り破壊や沈下を起さないものでなければならない。従来、この基礎工法としては、砂置換、杭打ち、井筒、サンドドレーン工法、等が用いられているが、水深の大きい所では施工が容易でなかった。そこで工期も短縮でき、経済的に施工できるような種々検討を重ねた結果、次のような新しい工法を考え出したのである。

写真-2 鋼製蓋

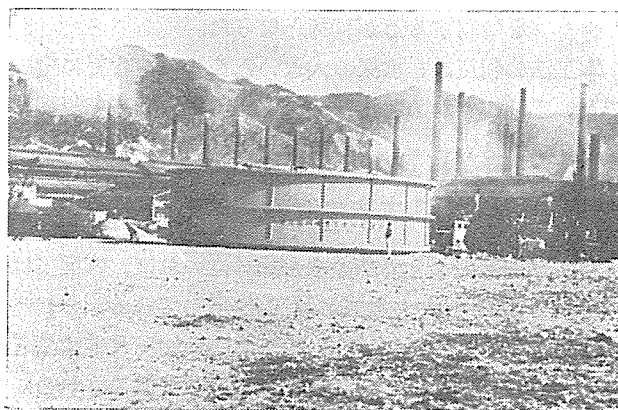
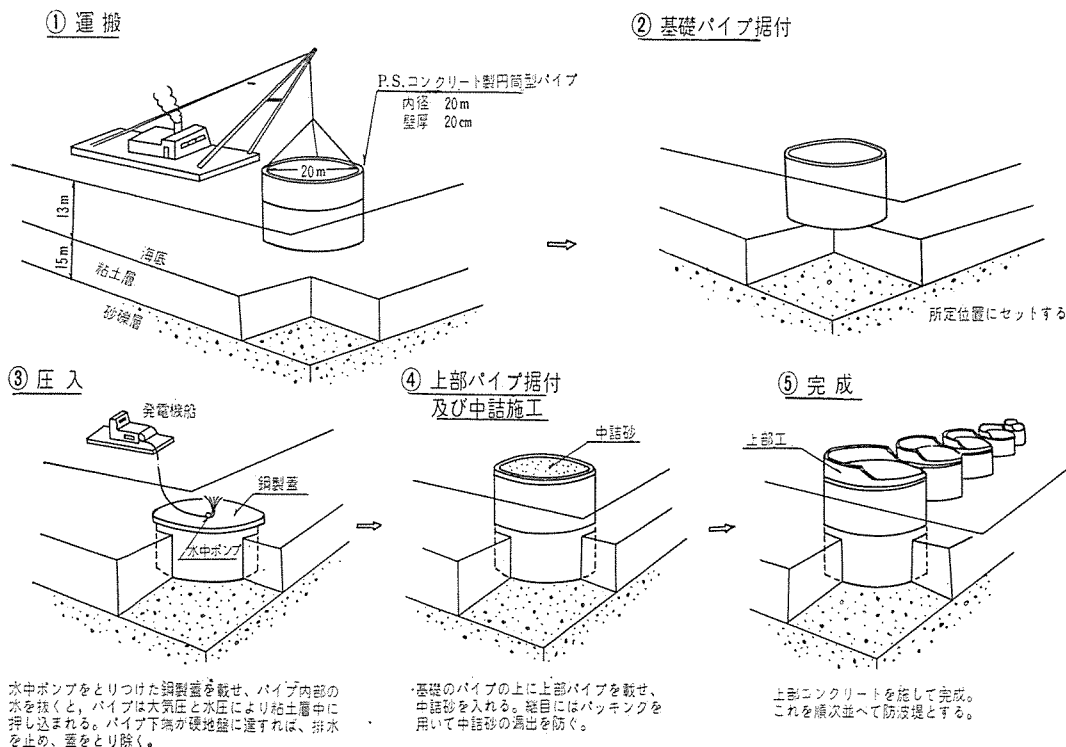


図-3 三建式圧入工法による防波堤施工法



この工法は、図-3 のようにまずパイプを所定の位置にすえつけ、次に鋼製の蓋（写真-2）をのせてパイプ内部の水をポンプアップする。パイプ内外で水の流通がなければ、パイプ内部の圧力は降下するので、圧力差によってパイプは軟弱地盤中に押し込まれる。こうして基礎ができると、その上に上部パイプを継ぎたし、中詰めを行ない、上部工を

施して一組のパイプが完成する。これを順次並べてゆくことによって防波堤、岸壁、護岸、あるいは橋梁その他の構造物の基礎とすることができる。

本工法は、形は井筒基礎と似ているのであるが、内部の土砂を掘ったり、ブロック等の荷重をかけたりすることなく、大気圧や水圧を利用して沈設する点に特徴がある。

従ってパイプは、圧入時には外部から圧力を受け、完成後には中詰め土によって内部から圧力を受けることとなる。そこで、パイプとしては鋼またはプレストレストコンクリート製の円筒形のものと考えられる。鋼製のもの、圧入時の外圧によるバックリングを防ぐため、かなりの補剛材を要し不経済となる。この補剛材を圧入時のみ取りつけ、くりかえし使用できるようなもの考えたが名案はなく、結局プレストレストコンクリート製のパイプを使用する方が有利となった。

本工法の利点は、水深の大きいところでも容易に施工でき、工期がきわめて短くなり、工費も低廉で経済的なことである。

2. 三建式圧入工法の原理

パイプ内部の水と外部の水が通じていれば、A面には上下から大気圧 P_0 と水圧 γH が作用しているから、パイプの見掛けの重量を W 、根入部の反力を R とするとき、パイプに関する力のつりあいは次式で表わされる。

$$(P_0 + \gamma H)A + W = (P_0 + \gamma H)A + R$$

従って、パイプを密閉し、内部と外部の水を遮断してから、パイプ内部の水を抜いて、圧力を p' だけ下げれば、力のつりあひ式は

$$(P_0 + \gamma H)A + W = (P_0 + \gamma H - p')A + (R + R')$$

$$\text{ただし } R' = p'A$$

となって、 R' に相当するだけパイプは沈下することになる。そしてパイプの中の圧力は0、すなわち真空状態まで下げることが可能である。ゆえに p' の最高値は、大気圧と水圧の和となる。

$$p'_{\max} = P_0 + \gamma H$$

$$R'_{\max} = (P_0 + \gamma H)A$$

すなわち、反力 $(P_0 + \gamma H) \cdot A$ をうるまでパイプを圧入することができる。

3. 実施の様相

実物試験を実施するに先立って模型実験を実施した結

果、模型実験ではほぼ満足すべき結果がえられたので、実物による試験を行なった。この試験用PC基礎パイプ1個の諸元は、図-5に示すとおり内径15.2m、高さ9.5m、壁厚15cmである。緊張はフレシナー方式により、PC鋼線の定着は円周の6等分点上で行な

った。パイプの運搬はパイプ天端付近に3カ所鋼製ピンを埋め込み、特別の吊り金具を用いて3点吊りとし、250t吊り起重機船で吊ったまま運搬した。

また沈設用鋼製蓋は図-6に示すようなものを用い、これに排水用の水中ポンプを2台(20HP、ヘッド20m、排水量150m³/h、および30HP、ヘッド30m、排水量150m³/h)、蓋中の空気を排除するための小さな蓋6個、沈設後蓋を取り除くためのスルースバルブ2個、圧力差測定のための硬質ゴムホース等を取りつけた。

PCパイプとの接触面を水密にするために硬質ゴムパッキングや帆布ホースにマキハダをつめたものを用いた。蓋の取りつけは、パイプの壁厚15cmに対してパッ

図-5 パイプ

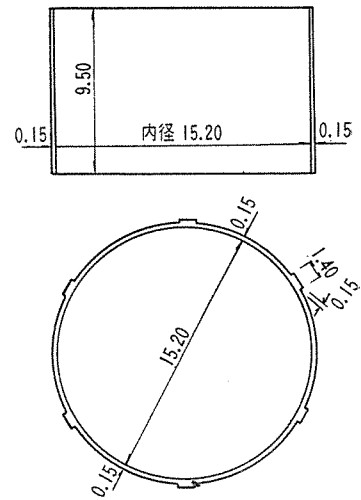
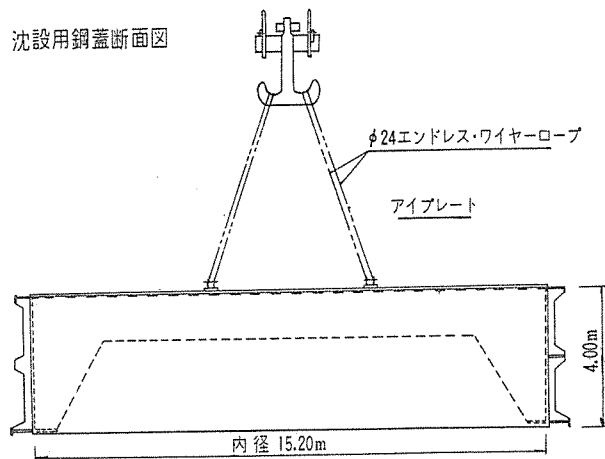


図-6 鋼製蓋およびパッキング



パッキング詳細図

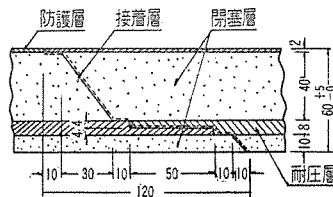
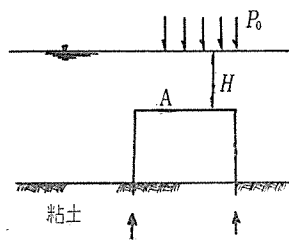


図-4 三建式圧入工法の原理



キングの巾が 3 cm であったので、非常にむづかしかった。またコンクリート面が不陸であって、ならしモルタルを施工したが、これは蓋取りつけの際にはげ落ちたりして、水密性の確保には相当苦労した。

排水は 2 台のポンプを稼働させて行なったが約 4 m 沈下して砂礫層に達したようであった。これに要した時間は 1 時間 45 分で、沈下速度は 2.75 m/h となる。最大圧力差は計算値の 6.5 t/m² に対し、実測値で 6.25 t/m² であった。

パイプの壁厚直径比は約 1/100 で、吊り上げ、運搬等に対し心配であったが、実際はなんら支障がなく、杞憂にすぎなかった。写真-3, 4 に施工中の状況を示してある。

写真-3 セルの製作状況

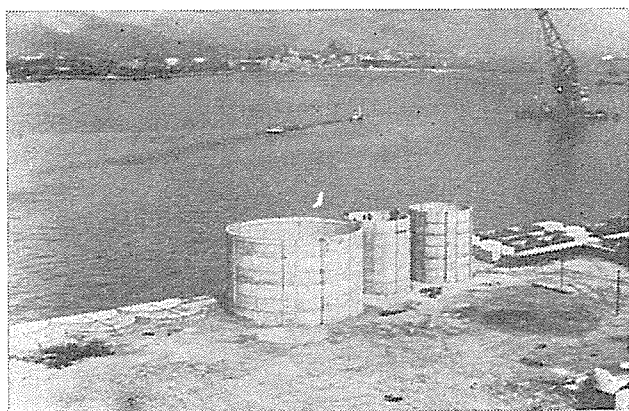
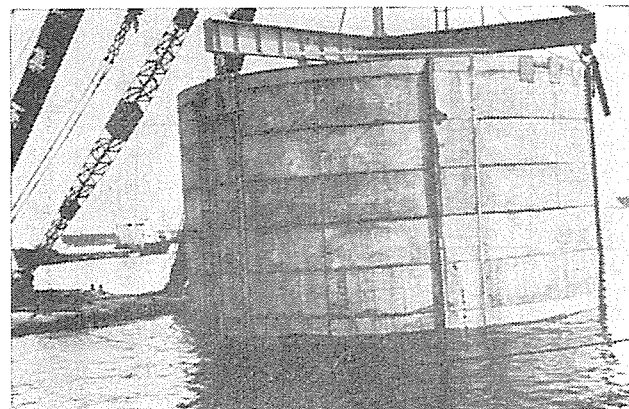


写真-4 セルのすえつけ



4. プレストレス コンクリート パイプ 設計の概要

4.1 設計条件

許容応力度は次のようにとった。

1) コンクリート

a) 圧縮強度

材令 28 日

$$\sigma_{cs} = 400 \text{ kg/cm}^2$$

プレストレス導入時

$$\sigma_{cat} = 330 \text{ kg/cm}^2$$

b) 曲げ圧縮応力度

| | |
|------------|---------------------------------------|
| 常時 | $\sigma_{ca} = 130 \text{ kg/cm}^2$ |
| プレストレス導入時 | $\sigma_{cat} = 170 \text{ kg/cm}^2$ |
| c) 曲げ引張応力度 | |
| 常時 | $\sigma'_{ca} = 0$ |
| プレストレス導入時 | $\sigma'_{cat} = 38 \text{ kg/cm}^2$ |
| d) 曲げ引張強度 | |
| 材令 28 日 | $\sigma_{ca} = 50 \text{ kg/cm}^2$ |
| 2) PC鋼線 | |
| a) 引張強度 | $\sigma_{pa} = 165 \text{ kg/mm}^2$ |
| b) 降伏点強度 | $\sigma_{py} = 145 \text{ kg/mm}^2$ |
| c) 許容引張応力度 | |
| 常時 | $\sigma_{pa} = 99 \text{ kg/mm}^2$ |
| プレストレス導入時 | $\sigma_{pt} = 130.5 \text{ kg/mm}^2$ |
| d) 有効引張応力度 | $\sigma_{pa} = 76.5 \text{ kg/mm}^2$ |

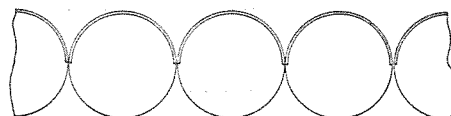
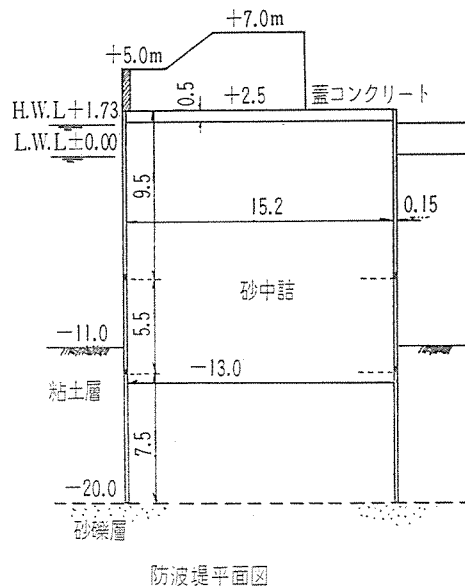
4.2 パイプの寸法

パイプの寸法は、堤体の安定条件からセルの直径が決まり内径 15.2 m、壁厚 15 cm とした。高さは使用する起重機船によって最高 9.5 m と制限されているので、5.5 m、7.5 m、9.5 m の 3 種とした。各パイプの頭部は、重ね合わせるときの施工しやすさを考えて壁厚を 30 cm に増加してある。しかしこの部分は、壁厚 15 cm の部分とは、プレストレス導入時の大きな二次応力の発生を避けるため、縁を切っている。

4.3 パイプにかかる外力

パイプにかかる外力としては、完成後の中詰土砂による内圧、およびセル圧入時に作用する外圧がある。図-7 に防波堤断面図を示す。

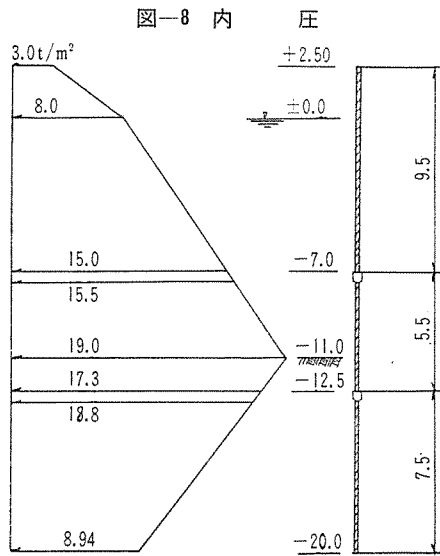
図-7 第5防波堤断面図



(1) 内 圧 積載荷重を 3.0 t/m²、中詰砂の主動土圧係数を 1.0 とすると、セルにかかる内圧は 図-8 のようになる。

内圧によるフープテンションは、次の式で求められる。

$$T = p \cdot r$$



T: フープテンション t/m
 p: 内圧 t/m²
 r: 半径=7.6 m

また、コンクリートには 10 kg/cm² の圧縮応力を残すようにプレストレスを加えることにする。このことは、内圧によるフープテンションのほかに、さらに内圧 10 kg/cm² に相当するフープテンションが存在すると考えてもよい。これは壁高 1 m あたりの値に換算すると、壁厚 15 cm の部分で 15 t/m、30 cm の部分で 30 t/m のフープテンションが働らく場合に相当する。

(2) 外 圧 セルを圧入する場合にセル内外に生ずる圧力差が外圧としてかかる。下段セルおよび中段セルには、一時的に 13.0 t/m² の外圧が周囲および上部から作用するものとする。

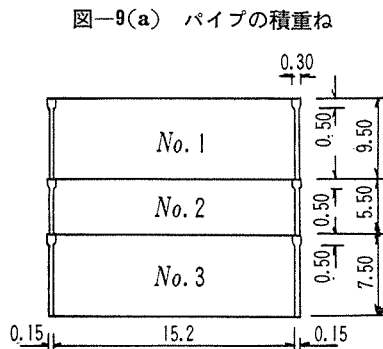
外圧によって壁体に生ずる圧縮応力度は、

$$N = 13.0 \times 7.6 = 98.8 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore \sigma_c = 988/15 = 66 \text{ kg/cm}^2$$

4.4 PC ケーブルの配置

壁高 1 m あたりの PC ケーブルの所要本数は、フープテンションを T、PC ケーブル 1 本あたりの有効引張力を P_e とす



れば

$$n = T/P_e$$

となる。PC ケーブルは 12φ5 を使用すれば、有効引張力 P_e は 18 t となる。従って各パイプの PC ケーブル 所要本数および所要ピッチは、 図-9 のようになる。

4.5 PC ケーブルの緊張

フレキシブル ケーブル 12-φ5 の定着端は、円周を 6 等分し、 図-10 のように同一水平面において 3 カ所で定着し、その次のケーブルはちょうど 60° ずらして 3 カ所

図-9 (b) No. 1 パイプ所要ケーブル数およびピッチ

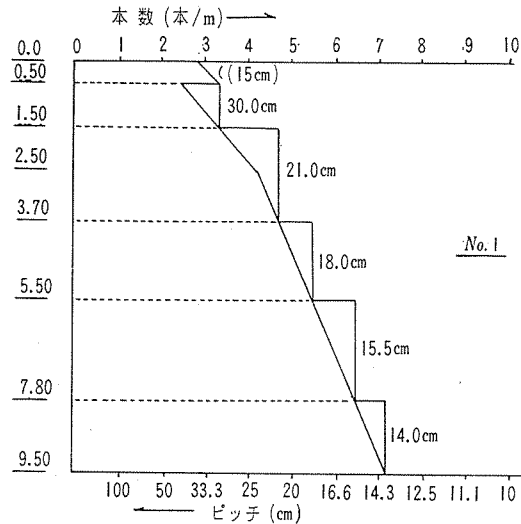


図-9 (c) No. 2 パイプ

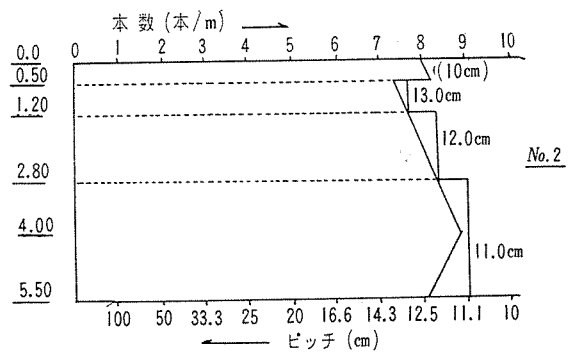
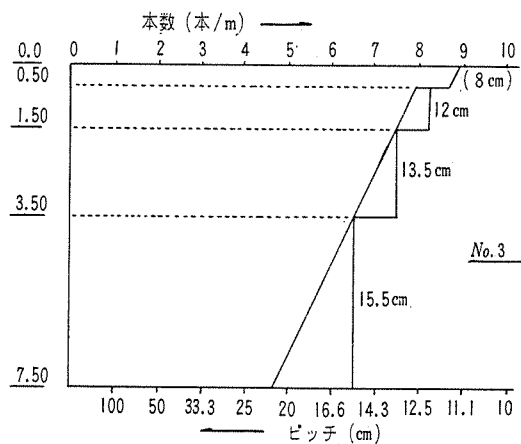


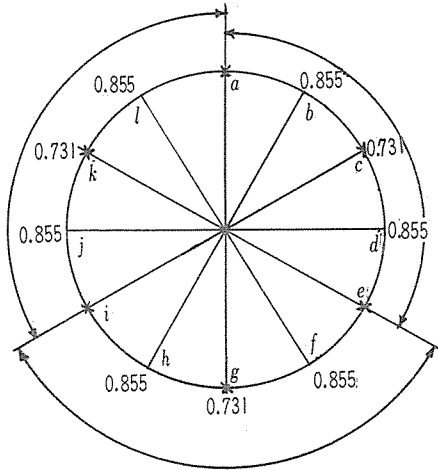
図-9 (d) No. 3 パイプ



で定着するものとする。

緊張用ジャッキは 12-φ5 用フレシネー ジャッキ 6 台を用い、3 本の PC ケーブルを両端より緊張する。このようにすれば、緊張時の PC ケーブルの応力度は、ケーブルとシース間の摩擦、およびケーブルの角変化によるプレストレスの損失があるため、引張端に加えられた引張力の約 73% が中央に伝達される。ただしプレストレ

図-10 ケーブル定着位置 (数字はプレストレスの損失度)



ス減少の割合は長さに沿っての摩擦を無視して次式を用いて計算した。

$$\sigma_p = e^{-\mu\alpha/180^\circ}$$

μ : 摩擦係数 = 0.30

α : 角変化

次の段のケーブルを 60° ずらして緊張定着するため、定着端の平均引張力は、 $1/2 \times (1 + 0.731) = 0.865$ となり、1/4 点の引張力が 85.5% であるから、その差は 1% となる。従ってケーブルの 1/4 点の引張力が所定の引張力になるように緊張する。

PC ケーブルのレラクセーション、コンクリートの乾燥収縮、およびクリープによるプレストレスの損失を 30% とすれば、1/4 点の緊張直後の引張力は、

$$P_t = 18.0 \times 1.3 = 23.4 \text{ t}$$

前述の摩擦および角変化による損失のほかに、長さに沿っての摩擦損失およびジャッキならびに定着装置における損失を加えると、定着端においては 1/4 点の 19% 増しの引張力を加えればよい。

$$P_t = 23.4 \times 1.19 = 28.0 \text{ t}$$

緊張途中における二次応力も、計算の結果ではコンクリートの最大曲げ引張応力が 24.0 kg/cm² であり、クラックの生ずる心配はないと考えられる。

5. 結 び

本工法は以上のように工法自体の漸新さ、工期の短かさ、工費の低廉さなどの点で、まさに画期的なものであり、防波堤のみならず、岸壁、護岸など軟弱地盤上に建設されるあらゆる構造物の基礎工法として、広く利用しうるものである。もちろん良好な地盤上では、普通のセルラー コフッダ ム工法と同じ要領で構造物をつくることができる。このように本工法は、プレストレスコンクリートに対して一つの新しい発展の分野を与えるものでもあり、大いに意義ふかいものがあると思う。

なお本工法は、運輸省第三港湾建設局神戸港工事事務所においてわれわれが考案実施を行なったものであるが、実際の施工にあたって幾多の不明な点や、困難にぶつかることしばしばであった。特に大きな水平力を受けたときの構造物の応力状況については未解決の分野が多い。先にわれわれは摩耶埠頭の仮護岸として内径 8.0 m、高さ 9.2 m、壁厚 15 cm のものを 2 個すえつけ、底面反力中土圧等の測定を行なったが、注目すべき結果が得られ、将来、護岸、岸壁、ドルフィン等に利用しうる可能性をうるに至った。この種の基礎研究に京大教授岡田博士、運研 市原博士の援助に負うところが多い。

目下本工法を大阪湾の北部、神戸、大阪、堺各港を包含する大防波堤の主構造にも適用する予定で、研究をさらに進めている。

1961. 9. 30・受付

名神高速道路岡本跨高速道路橋、本体工事完成

本橋は、名神高速道路瀬田栗東工事事務所管内において 高速道路と交差する一般道路のために架設された橋梁である。

フレシネ工法 V 型橋脚 2 径間連続橋であるが、橋脚を V 型にしたため橋体からの地震時水平力の下部構造への分担を合理的にするとともに上部構造の常時モーメントを、V 型橋脚を一本足橋脚にする場合に比し 10~20% ほど軽減しており、耐震上有利な構造型式として注目に値する。

設 計：オリエンタル コンサルタンツ KK

施 工：ピー・エス・コンクリート KK

計 画：日本道路公団

【参考文献】

本誌 Vol. 2 No. 3 および第 2 回プレストレスコンクリート

学術講演会概要集

ほぼ完成した岡本跨高速道路橋

