

きわめて軟弱な海底地盤に設置する長大 吊り込み式ケーソンの設計施工について

DESIGN AND CONSTRUCTION OF HEAVY CAISSONS BY HANG- DOWN METHOD INTO VERY SOFT SUBMARINE GROUND

吉 田 喜 市*
By Kiichi Yoshida

要 旨 この論文は、きわめて軟弱な海底地盤中の基礎に、新たに考案した長大な吊り込みケーソン工法を実施し、良好な成果を収めた広島大橋の施工例を中心に、同工法の計画、施工成果、施工上の問題点について研究した結果、および本工法が在来のフローチングケーソン工法に比べて有利な点について述べるものである。

1. 基礎形式と工法の選定

近年、わが国における大規模なプロジェクト開発計画の進展に伴い、深い水中に基礎構造物を建設する必要性が生じつつある。これらの基礎構造物の建設条件は現地での地形的特性ならびに、構造物の規模により多種多様で、基礎の形式および工法の選定に当たっては、そのつど現地条件に合わせて検討しているのが実状である。

一般的に基礎の構造形式および工法を選定する場合、まず経済性と施工工程が検討され、特殊な条件下の場合にはさらに、施工の可能性、安全性、確実性などが重要な要素として検討される。広島大橋の計画においても、当初からこれらの問題に調査と検討が重ねられてきた。その結果、広島大橋では比較的深い水深と、きわめて軟弱な地盤条件を考え合わせて、長大なプレキャストブロックを大型クレーン船により海上運搬し、自重とエアージェットによって強制的に軟弱層を貫通させ、支持力の安定した砂層面まで一気に据付ける「吊り込み工法」を採用した。

(1) 現地の施工条件

① 水深は平均約 15 m あり、橋梁中心線の海上延長は 950 m であること。潮位差は +2.0 m ~ -1.7 m (朔望平均)、潮流最大約 1 ノット、波高最大は約 1.2 m。

② 海底直下は、 N 値=0 の軟弱層が平均 15 m (11 m ~ 23 m) の厚さに堆積し、その下に砂層、砂れき層 (N

値=30~70) が分布し、基礎岩 (花崗岩) は最深部で海面下約 70 m の深さにあること。

③ 施工箇所が港湾区域内で、航行船舶が比較的多いため、航路の全面閉鎖はできないこと。

④ カキ、ノリの養殖水域に近接しているため、海水の汚濁については特に留意する必要があること。

以上の現地条件のなかで、最大の問題は極軟弱層における基礎の設計と施工である。

地質調査の結果、この軟弱粘土層は暗青灰色の貝殻混じり沖積粘土で、自然含水比は 80~120% あり液性限界以上または同等である。鋭敏比は 3.5 以上 (粘性土上層は 5 以上) と大きく、攪乱による強度減少と液状化の可能性が強い。一軸圧縮強度は $qu=0.1\sim0.4$ kg/cm²、変形係数は $E=8\sim20$ kg/cm² ときわめて小さく、設計施工上この層の水平抵抗力はほとんど期待できないことが明らかとなった。

(2) 基礎構造形式の比較

オープンケーソン基礎を選定するに際して、形式比較の対象とした基礎形式は図-1 に示すとおりで、そのおのおの特質、概算工費および工期について比較検討したのが表-1 である。この結果、本橋においては他案に比べてオープンケーソン基礎形式が総合的に有利であることが明らかとなった。

杭基礎形式が経済的に不利となる原因は、軟弱層の横抵抗力が微小で期待できないために、杭本数が増大し、かつフーチングの形状が大きくなるためである。

なお図-1 に示す構造諸元は、いずれも上部構造を下路トラス形式とした場合のものであるが、その後次のような経緯により、最終設計ではケーソン直径など構造規模を縮小することができた (図-2)。

① 軟弱層の横抵抗力を、地震時安定計算上無視することとしたため、上部構造の死荷重軽減が基礎工費に大きな効果を与えることが明らかとなったので、下部工費

* 正会員 日本道路公団福岡支社長

(A) オープンケーソン基礎 (B) 場所打ちくい基礎 (C) 鋼管くい基礎 (D) 鋼管くいと空気ケーソンの合成基礎

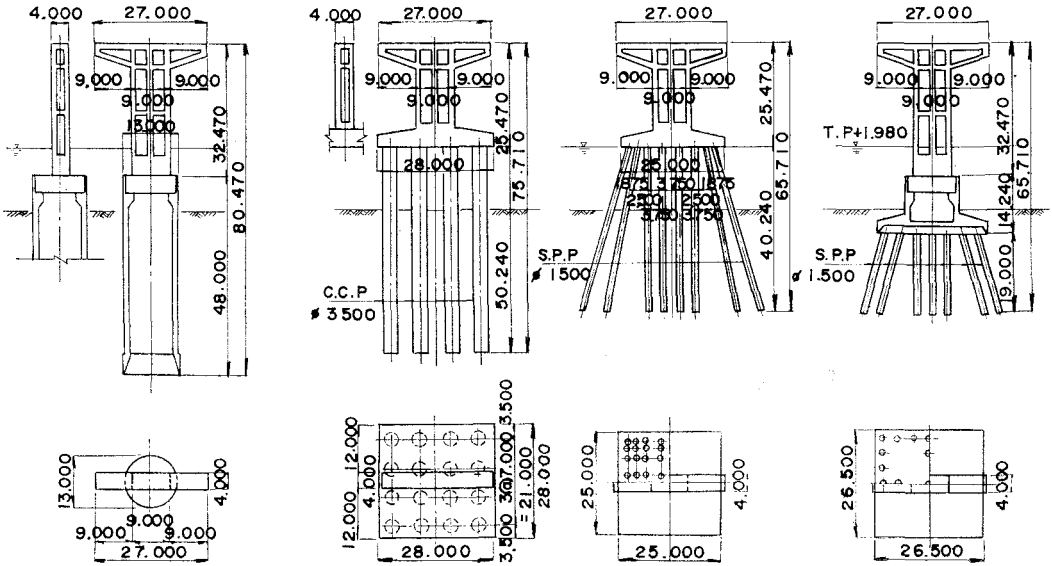


図-1 形式比較概略図

表-1 各基礎形式の比較

オープンケーソン基礎	大口場所打ちくい基礎	大口鋼管くい基礎	合成基礎
①ケーソンの安定を計るための ブイ等の浮力、またはクレーン 船、支持わく等を利用 しての吊荷重が必要となる	①施工は他の工法に比較して 容易である	①他の基礎構造に比較して頭 部の水平変化が大きい	①工事の段取りが二重となり 経済的でない
②ケーソンの横振れ、および 傾斜防止のための支持わく が必要となる	②泥水の処理が高度である	②鋼管の腐食について問題が ある	②軟弱層でのケーソンの安定 に不安がある
③ケーソン沈下に不確定要素 を含むので、工期がつかま にくい	③工程の計画が比較的たやす い	③斜くいを多く必要とし位置 決め施工性が低下する	③刃口部の掘削にあたっては ヒービングに対する処理が 問題である
④問題点が、はっきりしてい るので、施工性に関する対 策をたてやすい	④林間土層における大口径く いの施工性については、充 分注意する必要がある	④経済性が劣る	④鋼管くい系(左欄)関連の問題 がある
概算工費比率 1.0	1.4	2.0	1.6
概算工期比率 1.0	0.9	0.6	1.3

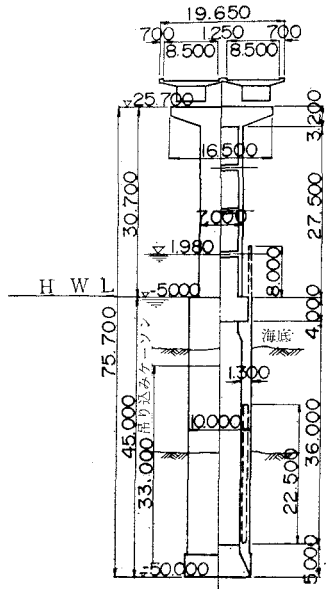


図-2 橋脚一般図 (P6)

をも含め適正なスパン割りと上部構造形式の再検討を行ない、経済性、施工性、工期、完成後の走行性、景観など総合的な見地より、支間長約 90 m の連続鋼床版箱桁形式を採用することとした。この結果、当初計画のトラス案に比べて橋脚天端幅の削減と上部工死荷重の軽量化(約 45%)により、基礎構造に対する地震力を減少することができた。

② 当初支持層内の基礎の自重による地震時の水平力(地中震度)を考慮していたが、新たに作成された日本道路協会「道路橋耐震設計指針」の適用によりこの地中震度を無視することとした。

(3) ケーソン工法の比較

オープンケーソン工法の問題点である極軟弱層間のケーソンの沈設方法については、内外の工事実施例を参考として、各種の工法の検討を行ない、その特質、工費および工期の比較を行なった。これらを要約すると図-3

のとおりである。

仮底蓋式工法は、San Francisco—Oakland Bay Bridgeなどで用いられ、また鋼殻式工法は Mackinac Bridgeなどで用いられたが、これらのフローティング工法は、土質調査によって得られる土の強さ、刃先抵抗力、横方向抵抗力などの推定資料を頼りにした工法であり、これらの測定値および強度算定式の誤差範囲などの予測を誤まると不測の事態を生じかねないことと、海上において不安定な状態で長期間の構築を必要とするため危険性を含んでいることに問題がある。

Mid-Hudson Bridge の例では、仮底蓋式工法を採用し、沈設中ケーソンが傾き、その復元に約 1 年を要して

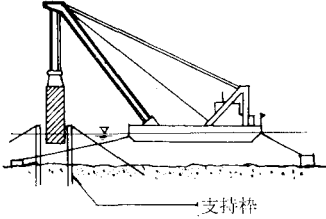
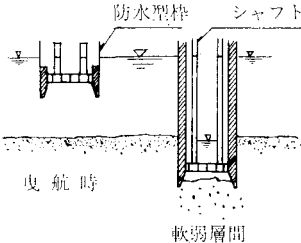
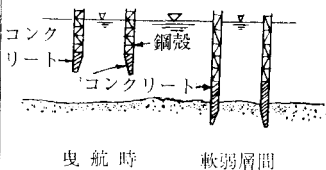
	吊り込み式	仮底蓋式	鋼殻式
概略図			
工法概要	<ol style="list-style-type: none"> ① 橋脚位置に吊り込んで自立安定する高さを陸上ヤードで構築する。 ② 2000 t 吊りクレーン船で沈設地点に宙吊り曳航する。 ③ 設置点で吊索を緩めてケーソンを沈降させる。 ④ 砂層着底後は通常の工法とする。 	<ol style="list-style-type: none"> ① 刃口部コンクリートはヤードで打設し鋼製底蓋、シャフト、防水型枠を取付ける。 ② 斜路で進水、浮力を利用してロード打設と型枠の転用を計る。 ③ 掘削はシャフトを通してサンドポンプで排出する。 ④ 注水荷重が外水位とレベルになる位置で底蓋を撤去する。 	<ol style="list-style-type: none"> ① 刃口部コンクリートはヤードで打設、水密性の鋼製枠を組立てる。 ② 斜路にて浮上曳航させる。 ③ 沈設地点で鋼枠の継足しコンクリート打設のサイクル作業 ④ 砂層着底まで軟弱層の掘削は行なわない。
問題点	<ol style="list-style-type: none"> ① クレーン船吊運搬時の安全性 ② 早期着底とクレーン船拘束時間 	<ol style="list-style-type: none"> ① 底蓋取外し時の危険度 ② 防水型枠の転用と水密性 ③ 沈設中の傾斜 	<ol style="list-style-type: none"> ① 鋼製枠埋殺しによる工費増 ② 水密性の確保と継足し ③ コンクリート打設高さ
工費	1.0とすると	1.1	1.3
工期	1.0とすると	1.2	1.1

図-3 工法の比較

いる。

広島大橋においては、ケーソンの沈設過程における安定性確認のため、後述のコンクリート管による模型沈設実験を行なった。この結果、沈設過程における沈下抵抗力は静力学公式に比べて著しい強度低下が認められること、沈設速度、沈設の場所およびケーソンの規模などによって変動が大きいことなどが考えられたため、本施工の計画に当たっては、浮沈のバランスによるフローチング工法では、軟弱層間の沈設は困難であると判断し、かつ吊り込み式の場合でも、軟弱層間にケーソンを放置することを避け、一挙に安定した砂層上面に着底させる基本方針を得た。

したがって、陸上で構築するケーソンブロックの大きさは、直径 10 m、高さ 33 m、重さ 1800 t という長大なものとなった。高さは潮位変動、波浪などを考慮した海面余裕高 (TP+3.0 m) と、ケーソン吊り込み着底位置となる砂層上面 (TP-30.0 m) より決定した。ケーソン実重量は、わが国で最大の吊能力を有する 2000 t 吊りクレーン船を使用する前提にたって、その特殊な吊り構成、吊り運搬時の揺動およびロープ金具等付属重量などから安全を期して 1800 t に押えることとした。

高さ 33 m のケーソンブロックをすべて鉄筋コンクリート構造とすると約 2900 t となって吊り能力を越えるため、次の方法によって一時的軽量化をはかった。

① ケーソン周壁 (壁厚 1.3 m) に直径 80 cm の中空孔 24 本を刃口上縁まで設けること。

② ケーソン高さ 33 m の頂部 5.5 m を二重壁の鋼殻とすること。

なお、このホロー部は、沈下促進用のバラスタタンクとして活用した。

同一工法によって海中に構築する基礎は 8 基あるので、作業の能率化と施工の容易さなどをはかるため、ケーソンの直径は 10 m に統一し、可動、固定橋脚による水平力の相違は、根入れ深さの増減により対処した。

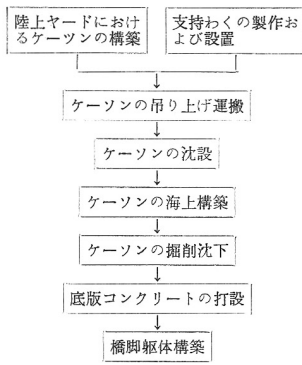
2. 施工上の特異点と施工経緯

(1) 施工法の概要と主な問題点

施工法の概要は次に示すとおりであり、ケーソンのヤード構築、吊り運搬、沈設および掘削沈下の要領を示したものが図-4 である。

実施に当たって問題となった諸点は次に示すとおりであり、後述する実験およびケーソン本体の応力測定によってその解明につとめた。

- ① 吊りワイヤロープ張力の均等化
- ② 吊りアンカー構造とコンクリートの許容引張応力度

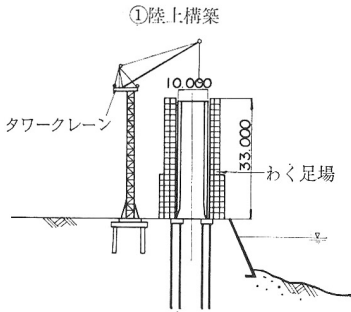


- ③ ケーソン吊り運搬時の揺動とクレーン船の安定性
- ④ ケーソン沈下時の軟弱層の沈下抵抗力
- ⑤ 海上支持わくの水平耐力

(2) ヤードにおけるケーソンの構築

陸上ヤードの構築設備は、製作基数、全体工程およびクレーン船借料の経済効率を考慮して3基分とした。

ケーソン1基当たりの据付面には、常時1800tのケーソン重量のほか足場施設等の荷重が作用し、陸上構築期間も延べ約1年にわたるため台風 ($V=55\text{ m/sec}$) および地震力 ($K_H=0.15$) を考慮した。



①陸上構築

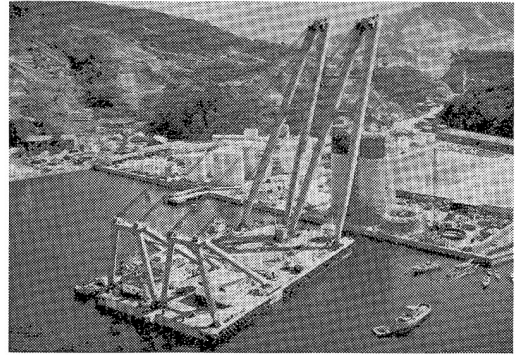
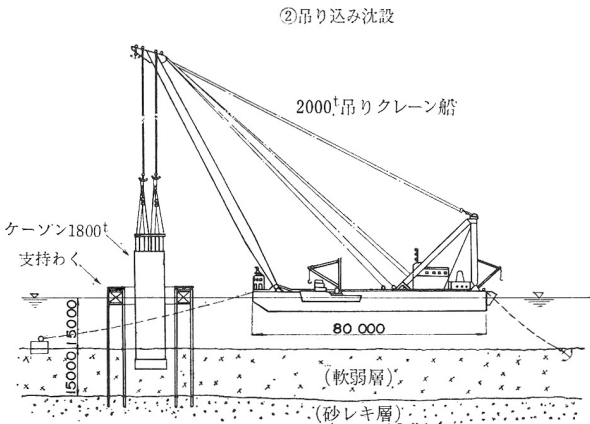


写真-1 陸上ヤードの全景



②吊り込み沈設

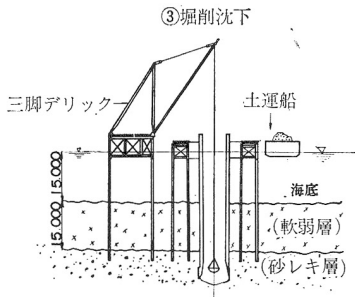
ヤードの選定条件としては①ケーソン3基分の接岸バースを有すること、②クレーン船操船上必要な水深があること、③沈設位置に近く、資材搬入に便利なこと、④良好な地盤状況であることなどがあげられるが、本橋の場合、①～③は好条件であったが地盤の支持力に問題があり、底盤基礎にはドーナツ状のフーチングと24本のH杭が必要となった。写真-1は陸上ヤードの全景である。

(3) 吊りアンカーの構造

一般に小重量の吊りアンカーは、鋼棒環またはアンカーロッドなどによるが、超大な重量構造物で、本ケーソンのような薄肉断面の場合には、吊りアンカー直下のコンクリートに大きな引張力が作用し、ひびわれが発生する恐れがあり十分検討を行なう必要がある。

このようなコンクリート断面の吊りアンカーの方法としては次のようなものが考えられる。

- ① スタッドジベルアンカー付き鋼管によって、高さの中央付近でアンカーする方式
- ② 高張力鋼棒によって、高さの中央付近でアンカーする方式
- ③ 高張力鋼棒によって、高さの下部付近でアンカーする方式



③掘削沈下

図-4 ケーソンの施工概要図

- ④ 鉄筋ラチス構造によって上部でアンカーする方式
- ⑤ PC鋼棒によって、鉛直方向にプレストレスを導入する方式

構造物の安全性の高い方式ということで考えれば、③方式または⑤方式が望ましいが経済性に難点がある。本工事では、3.(3)吊りアンカー構造に関する実験および3.(4)ケーソン吊り上げ時コンクリートの引張応力測定の結果から、コンクリートの引張応力度を6kg/cm²まで許容できることを事前に確かめられたので、ケーソン周壁中空孔の型わく代りに埋殺した鋼管が利用できることもあわせ考えて、①の方式を採用した、本方式の場合でも、スタッドジベルアンカーより上方部分に吊り荷重が鋼管よりコンクリートへ急激に伝達されないように、鋼管とコンクリートとの接触面の摩擦を少なくするための処置を施した。

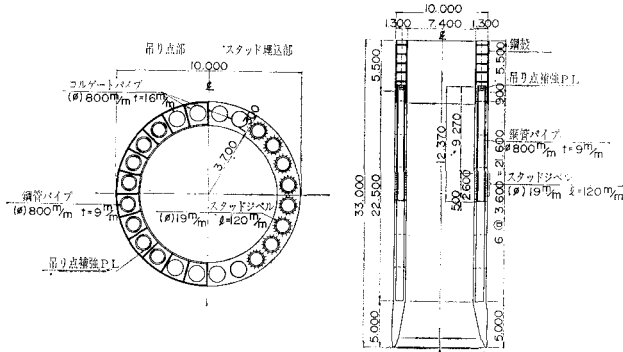


図-5 ケーソン陸上構築部分

(4) 海上支持わく

支持わくの設置目的は、ケーソン吊り込み時のガイド、位置決め、傾斜修正のための反力構および沈設時その他の作業台として使用するものである。構造は図-6に示すように、ドーナツ状の立体トラスを直径700mm、長さ37m 24本の鋼管上に剛結したもので、荷重の方向にかかわらず支持わくが一体として働くように考えたものである。支持わくに対する外力は、全工程のうちでケーソンの刃口先端が砂層上面にある状態が最大となると思われる、この時点における地震または台風時の波浪などの水平力に対して、自重お

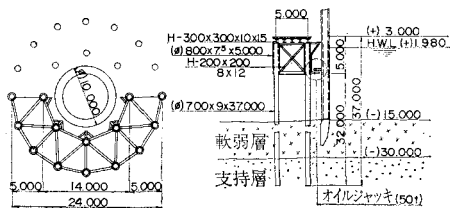


図-6 支持わく構造

よび周囲の軟弱層の横抵抗力だけで耐えられない残りの水平力を支持わくに作用させるという考え方で設計を行なった。支持わくの許容耐力は約100t その場合の水平変位量は約30cmである。

(5) 吊り運搬

ケーソンの吊り運搬に使用したクレーン船は、現有最大の吊り能力を有する2000t吊り非自航起重機船(揚程75m, 作業水平距離31m)である。この船は左右2連のブーム(間隔22m)を有し、各ブームに前後(間隔4m)2フックが取付けられた計4点吊りの差動形式である。

最大負荷時のきつ水は平均4.2m, 最大約5m(船体寸法45m×80m)であり、この時点での排水トン数は約15000tもあるため波浪には安定性があるが、ブームの高さが90mになるため作業限界風速はかなり低下する。

吊りワイヤロープはφ85mmを使用することにより、所定の安全率から32点吊りとなったが、クレーン船の4フックの位置とケーソン32点の吊り点との平面的な位置が異なっているため、吊り金具を用いて、扇形のようにワイヤロープを絞って、ケーソンの吊り点には、鉛直張力のみが作用し、水平力は吊り金具に吸収させる方策を採った。次に、このような複数のフックと多点吊りロープ構成の場合、ロープ張力の均等化が問題となるが、後述の検討により本橋では、各フックの負荷調整(クレーン指令室の荷重計によるレバー操作)と平衡滑車利用によるワイヤロープの連動化によって吊り運搬時の安全をはかった。このように4フック間の張力のバランスを優先させたため、ケーソンは少し傾斜した宙吊り状態で、運搬するケースを生じた。

運搬は、クレーン船の左右両舷に2500HPのタグポート各1隻を、またクレーン船の船首前方に1500HPのタグポート1隻を配置し、約1.5ノットの速度で海上運搬した。吊り運搬に当たっては、気象および海象の静

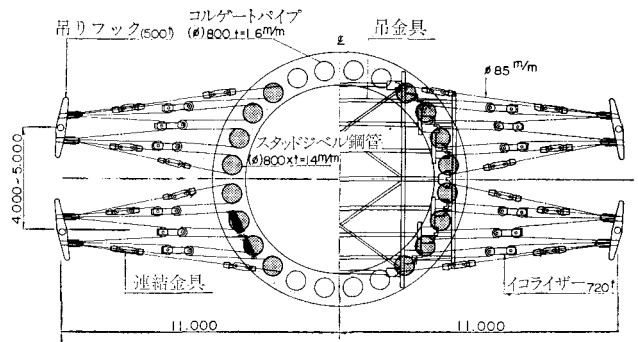


図-7 吊り込みケーソンワイヤロープ掛け平面図

穏な日を選ばなければならないが、クレーン船のローリングとピッチングによるケーソンの揺動については注意を要する。特にクレーン船とケーソンの揺動の周期が一致して共振した場合非常に危険な状態になると予想される。したがって本工事では第1基目の吊り運搬に際し、ケーソンの揺動測定を実施し、第2基以降の施工の安全性を確認した。

(6) 軟弱層中への沈設

a) 第1段階

ケーソンを吊り上げた状態で運搬してきたクレーン船は、あらかじめ設置されている前後4点の海底アンカーに繋留され、このアンカーワイヤの緊張緩和のくり返しによって、支持わくのガイドを基準に位置決めされる。

ケーソンが海中を沈降する間は、波浪によるクレーン船の揺れと、ケーソンの浮力の変化につれてクレーン

船のきつ水も異なってくるため、ケーソンは水平方向に絶えず約10~20cm揺動するが、これは支持わく内に設置したガイドローラー付きの50tジャッキによって揺れ幅を拘束する。揺れ止めを完了した時点で、沈降速度30~40cm/minで一気に海底面下約1mまで貫入させる。この状態で再度、支持わく上の基準点から位置決めを行なうとともに、陸上からの測量により位置のチェック、修正を行なう。その際ケーソン上の2方向に取り付けてある水管式水準器で傾斜を測定し、クレーン船の水バラストとアンカーワイヤの調整によってケーソンの平面誤差と傾斜の修正を行なう。

b) 第2段階

位置と傾斜の修正を行なったケーソンは、自重により軟弱層中へ、沈降速度20~30cm/minで沈設させる。沈下途中においては、ケーソン刃口部の貫入抵抗力と周面摩擦力の偏差および干満の潮位差などの影響によって、絶えずケーソンは傾斜する。このため沈降深さ2~3mごとに精度の計測を行ない、クレーン操作室との情報交換によってくり返し修正を行なう。この状態で、吊りワイヤロープの全張力が200t程度になるまで自重沈降させる。これはロープ張力を保持することによってケーソンの鉛直性をはかるためである。

c) 第3段階

次に吊り下げたままの状態ではケーソン周壁の中空孔部

と鋼殻部内に水荷重(460t)を注入し、さらにケーソン内外面に設置してあるエアージェット(圧力5~7kg/cm)を連続的に噴射しながら、沈降速度20~50cm/minで砂層面まで沈下させる。この段階でも、沈降中のケーソンは約5cm程度の振幅で揺動を示すが、この場合の微妙な傾斜修正はクレーン操作員の経験に負うところが多い。

写真-2は軟弱層の沈下が完了した状況を示したものである。なおケーソンの貫入沈下に伴って排除される海底土がケーソン内に盛り上がってくるが、この量は図-9で明らかのように、ケーソン貫入体積の90~95%で、貫入深さの70~75%を示している。

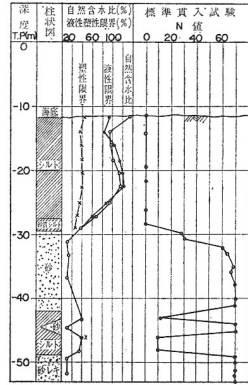


図-8 土質柱状図(P₁)

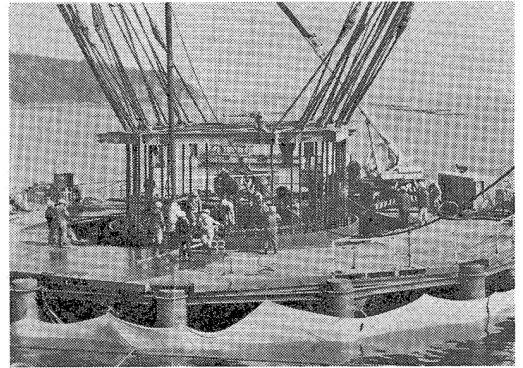


写真-2 軟弱層の沈下完了

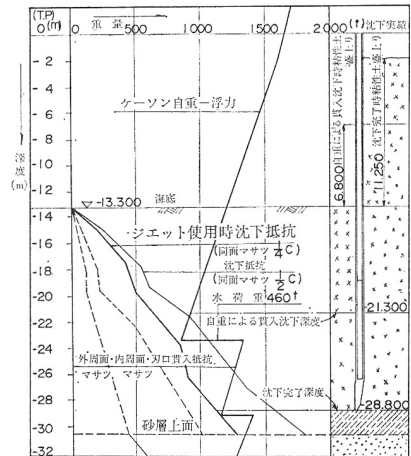


図-9 軟弱層の沈下図(P₂)

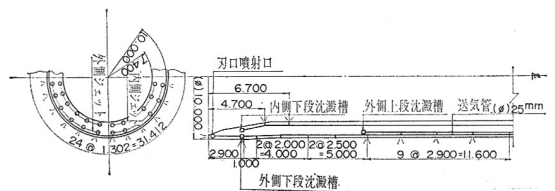


図-10 ジェット装置

(7) 吊り運搬と沈設の施工工程

ケーソンは吊り込みの前日に、ワイヤロープかけを行ない、あらかじめヤードにおいて、吊り上げ、吊り降しを繰り返して、ロープのなじみを良くするとともに、ワイヤリング関係装置一式の安全を確認しておく。当日は再点検を行なったうえ、表-2 に示す工程によって、吊り上げ、海上運搬、沈設を行なった。1基当たりの沈設に要した時間は11~12時間程度である。

表-2 ケーソンの吊り込み工程

工	種	時 間											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
吊り上げ	昇												
運搬	搬												
位置決め	め												
沈下(海中)	下												
沈下(軟弱層)	下												
ワイヤロープの取付は別途													

(8) 据付け精度

ケーソンの据付け精度は、吊り込みケーソン天端の平面的な偏心距離とケーソンの縦方向の傾斜を基準に定めた。ケーソンの傾斜は天端に取付けた2方向の水管式水準器と、一部のケーソンに設置した電気抵抗型傾斜計によった。

8基のケーソン施工の結果、ケーソン天端位置での偏心は5~10cm、傾斜は1/300~1/200程度であった。本橋のような細長いケーソンブロック形状および沈設深度を考えれば、上記精度は作業の限界であろう。また本橋のケーソンは円形断面で、平面的に等方性のため偏心のみの精度管理となったが、長方形あるいは小判形の場合は、さらに精度確保が困難になると思われる。

3. 施工実験の結果とその考察

(1) 実験の目的と概要

本工法の問題点を解明するために、模型実験とケーソン本体の応力測定を行なった。実験の概要は次のとおりである。

実験項目	模型 実験	概要
吊りワイヤロープの張力の均等化	○	1フック内のワイヤロープ張力と4フック間相互の張力のバラツキを確認し、吊り装置各部分の安全性の検討
吊りアンカー構造とコンクリート引張応力	○	吊りアンカー構造の安全性とケーソンにひびわれを生じさせないため、コンクリート引張応力の確認
吊り運搬時におけるケーソンの揺動	○	吊り運搬中のケーソンの揺動、傾斜の測定
軟弱層の沈下抵抗力	○	コンクリート管による沈下抵抗力の把握およびケーソン本体の沈下抵抗力をクレーン船の荷重計により測定
海上支持わくの水平耐力	○	支持わくの、鋼管杭に水平力を与えその応力、変位の測定

(2) 吊りワイヤロープ張力の均等化

a) ワイヤロープのかけ方

重量約1800tのケーソンを吊り上げるのに、必要なワイヤロープ(φ85mm、保証破断力370t)の本数は、クレーン等安全規則に示されている安全係数6を基準にすれば、 $1800t \times 6 / 370t = 29$ 本となるが、本施工に使用する2000t吊りクレーン船(4フック×500t)の構造に対応して、4フック×8本=32本と定めた。4フック相互の負荷状態の調整は、クレーン船装備の荷重計を見て各フックを独立操作することにより調整可能であるが、問題は1個のフックにかかる8本のワイヤロープの斜長がおおの異なるので、この張力をいかにして均等化するという点であった。ワイヤロープのかけ方としては、

① フックとケーソン吊り点を結ぶ8本のワイヤロープを独立させる方法

② 平衡滑車をくりこんで8本のワイヤロープを連動させる方法

① 案はワイヤロープに作用する張力による伸び、吊りフックからの傾斜角による長さの差を各ワイヤロープについて正確に調整したものを使用方法であるが、ロープの新旧、プレテンションの有無、端部処理などによって、ワイヤロープ長に偏差が生じた場合に各張力のばらつきが大きくなり非常に危険である。② 案は図-7に示すように1フックにかかるワイヤロープのすべてが滑車、連絡金具を介して相互に連動するので摩擦がなければ理論上1フック内のワイヤロープの張力は均等化される。本工事はワイヤロープ張力のバランスを重視して②案を採用した。

b) 吊り張力試験とその考察

i) 1フック内の吊り張力の偏差：図-11は吊り上げ試験においてアンカー鋼管①、②、③、④の張力を、吊り上げ張力が300t増すごとに測定した記録である。この測定には各鋼管にストレインゲージを取付けて鋼管をロードセルとして使用した。その結果、吊り上げ途中では平均吊り張力に対して20~30%、ケーソン吊り上

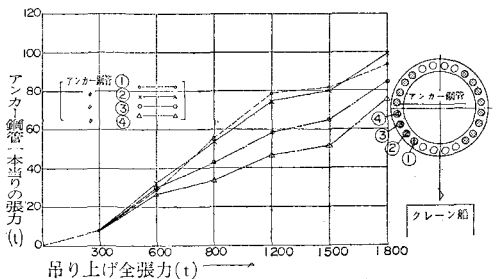


図-11 吊りワイヤロープの張力バランス(1フック内)

び完了時（1800t）では10～20%程度の張力のばらつきがあった。なおクレーン船寄りからワイヤロープ①～④の順に張力が大きいのは、①のワイヤロープが吊り金具を通る点で最も大きい角度で外上方へ折れ曲がって傾斜し、以下②、③、④の順にこの角度が小さくなるのでワイヤロープと吊り金具の摩擦力の偏差があったためと考えられる。

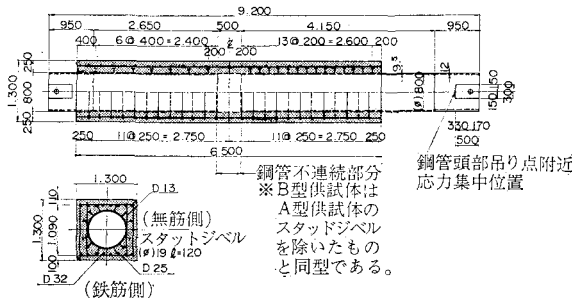
ii) 4フック間相互の張力偏差：2.(5) 吊り運搬の項で述べたように、クレーン船の4フックの荷重計はケーソン吊り上げ時にそれぞれ異なる張力を示す。この張力偏差はケーソン吊り上げ、吊り下し時の、クレーン船の揺動および4フックを独立に操作する際の巻き上げ速度の差によるケーソンの傾斜によって生ずるもので、最も大きく変動するのはケーソンの沈設途中に傾斜を修正する時で、その変動値は各フック平均理論張力の20～30%程度である。

iii) 吊り装置の安全性：本ケーソン吊りワイヤロープ張力のばらつきは、上記 i) の1フック内の張力偏差に ii) の4フックの張力偏差を加算したものとなり、その値はワイヤロープ理論張力の30～50%に達し予想以上に大きいことが判明した。超重量物の吊り上げ工事などにおける金具等の切損による事故は、ワイヤロープ張力の不均衡を良く理解していないために起こるもので、今後この種の作業条件下においては吊り張力の偏差を考えて吊り構造の設計に当たるべきで、また複数のフックによる重量物荷荷の場合は、自動調整装置等クレーン船の装備の改善が望まれる。

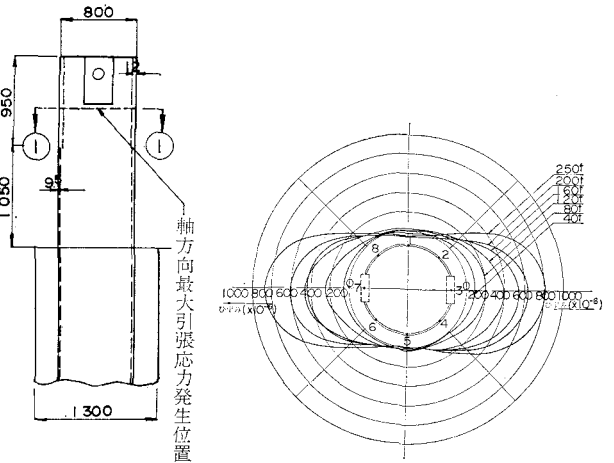
(3) 吊りアンカー構造に関する実験

a) 実験の目的と方法

この実験はケーソン吊り上げ時における、鋼管頭部の吊り点付近の応力集中状況、アンカー鋼管スタッドジベル部の定着効果、コンクリートとアンカー鋼管との附着強度、およびケーソンコンクリートに発生する引張応力の分布を知るために行なったものである。



図—12 アンカー鋼管引抜き供試体（A型供試体）



図—13 鋼管頭部吊り点付近の軸方向引張りずみの分布（断面①—①）

供試体 A は図—12 に示すとおりで、その断面はアンカー鋼管1本当たりのケーソン壁占有断面と等しく配筋も実物大模型である。供試体Bは素鋼管とコンクリートの附着強度を求めるために作ったもので、スタッドジベルのない形式である。載荷荷重はケーソン吊り込み時のアンカー鋼管1本当たりの平均理論張力 112t（1800t/16≒112t）の約2倍強の250tとした。

b) 実験の結果とその考察

i) アンカー鋼管頭部吊り点付近の応力集中：図—13 に示す吊り点ピン孔直下の溶接部付近に、アンカー鋼管1本当たり平均理論張力 112t の時、引張応力度 $\sigma_s=800 \text{ kg/cm}^2$ が生じている。鋼管全断面に応力が等分布されるものとするれば引張応力度は $\sigma_s=500 \text{ kg/cm}^2$ であることから、応力の集中率は約1.6倍になっている。このため本工事においては応力の分配をはかるために、鋼管頭部1m間の板厚を厚くし、リング補強を行なった。

ii) スタッドジベルの定着効果：コンクリート中に埋めこまれたスタッドジベル付き鋼管に引張力を加えた場合、軸方向引張応力は、コンクリートとジベル間の支圧力および附着力を介してコンクリートに伝えられ安定した定着力を確保することができる。図—14 は供試体 A の引張り試験におけるアンカー鋼管のひずみ分布を示すものであるが、コンクリート端部（試験体高さの上部）付近のスタッドジベルが大きな定着効果を持っており、試験体高さの中央部以下のスタッドジベルの効果は少ないことが明らかになった。このようなアンカー方式はコンクリート埋め込み天端付近に応力が集中するため、コンクリートのひび割れ防止に対しては応力伝播の状態を把握することが先決で、それに応じてスタッドジベルおよび補強鉄筋、配力鉄筋の適正配置によりバランスした設計を行なう必要がある。

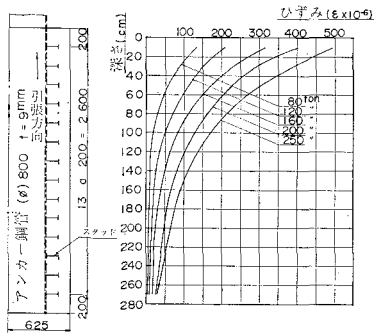


図-14 鋼管スタッドアンカー部のひずみ分布 (A型鋼管)

iii) 供試体 B の鋼管とコンクリートとの付着強度：供試体 B について行なった引抜き試験の結果によれば、コンクリートと素鋼管の付着強度は約 1.0 kg/cm^2 程度で非常に小さな値を示した。このように付着力が小さいことは、鋼管の内部を空洞にして内部への変形を拘束していないので、引張力によって鋼管の直径が収縮しコンクリートとの接触圧が弱まるためであると思われる。

iv) コンクリートの許容引張応力度：圧縮強度 300 kg/cm^2 の供試体 A について行なった引張り試験によると、無筋側、鉄筋側のいずれの面にも、埋め込んだ鋼管の先端付近（供試体長手方向の中央付近）に引張力 170 t 、コンクリート引張応力度 14 kg/cm^2 程度でひび割れが発生した。またコンクリート打継目（セメントペースト 2 cm 厚の水平打継ぎで、鉄筋は連続）では、引張力 70 t 、コンクリート引張応力度 6 kg/cm^2 でストレインゲージに $1/100 \sim 5/100 \text{ mm}$ 程度の継目の動きを感じ、目視観測できるひび割れは引張力 170 t 、コンクリート引張応力度 14 kg/cm^2 の時に生じた。

以上の結果から、ケーソン本体の引張強度はおおよそ 14 kg/cm^2 であって、標準テストピースによる引張強度をいくぶん下回っており、またセメントペースト処理をして十分な施工管理のもとに打ち継いだコンクリートの打継目部分は、引張応力度 6 kg/cm^2 程度で継目が開き始めていることから考えて、連続して打設した部分の $40 \sim 50\%$ 程度の強度しか期待できないことがわかった。以上の結果、本工事においてはコンクリートの許容引張応力度を 6 kg/cm^2 とした（図-15 参照）。

(4) ケーソン吊り上げ時のコンクリートの応力測定

a) 試験目的と方法

吊り上げ方式は前述の 3.(3) 吊りアンカー構造に関する実験の結果からコンクリートの許容引張応力度を 6 kg/cm^2 と考え、2.(3) 吊りアンカーの構造で既述したように中央アンカー方式とし

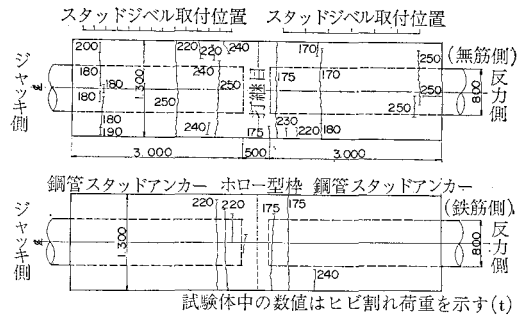


図-15 アンカー鋼管試験体のひびわれ

た。スタッドジベルより上方のコンクリートと鋼管の接触面は鋼管の張力が急激にコンクリートに伝達されないように、鋼管に防錆油を塗りかつ路盤紙を巻いて摩擦を少なくするよう考えたが、このような吊りアンカー構造について、コンクリート、鉄筋および鋼管に働く応力の分布状況を再確認するためにケーソンの吊り上げ時に実施したものである。

b) 測定結果とその考察

鋼管とコンクリート接触面との摩擦強度はケーソンのコンクリート天端から下方 3 m 付近までの間で最大 0.75 kg/cm^2 に達し、鋼管とコンクリート接触面の摩擦を積極的に軽減する工夫をこころみたにもかかわらず、供試体 B（素鋼管のコンクリート埋め込み）による摩擦強度 1 kg/cm^2 に近い値を示した。このためコンクリート天端から下方 $3 \sim 4 \text{ m}$ までの間において吊り張力の $50 \sim 60\%$ が鋼管からコンクリートに伝達され、スタッドジベルアンカー部分での張力分担は非常に小さいことがわかった。図-16 (a) に示す鋼管、コンクリート、鉄筋の分担張力よりコンクリートの引張応力度を算出すると、図-16 (b) に示すように、最大引張応力度はコンクリートの天端より約 6 m 下に生じ、その値はケーソンの有効コンクリート断面（アンカー鋼管 16 本の占有断面で

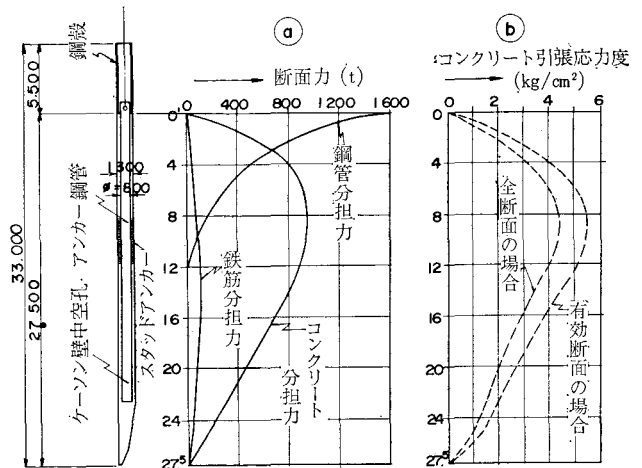


図-16 ケーソンを吊り上げ時の断面力とコンクリート引張応力度

全断面の 2/3, 図-5 参照) において 5.7 kg/cm², 全断面に換算すると 4.3 kg/cm² になる。

このように、鋼管とコンクリートとの付着力を積極的に軽減したにもかかわらず予想以上の摩擦力が働いており、スタッドジベルアンカー付近まではほとんど応力が伝達されていない結果となった。しかし、一方では鋼管吊り点付近のコンクリートに対する応力集中を大幅に低減し、ケーソン本体に対するひび割れ防止に良好な結果をもたらした。

(5) 吊り運搬時におけるケーソンの揺動測定

陸上ヤードで、ケーソンに吊り上げの初期張力を加え浮上る直前までは、クレーン船 4 フックの張力は均等に増加するが、全荷重が加わった瞬間、フック相互間張力の均衡がくずれ、ケーソン自体多少の傾斜を生ずる。次に 4 フックの張力の

均等調整を行なうと、ケーソンは最大 1/50 程度傾斜する。図-17 は宙吊り運搬中のケーソンの揺動を自動記録したもので、クレーン船右舷前方に約 1/100 傾斜した状態で運搬されたことを示す。

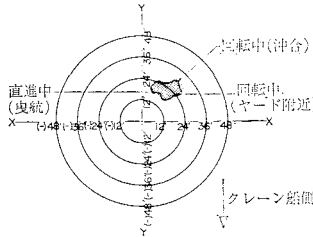


図-17 吊り運搬時ケーソンの傾斜

なお当日の風速は約 2 m/sec, 波高約 20 cm で、吊り運搬中の横揺れは約 20 cm の安定した状態で、当クレーン船の過去の実績から考慮して、運搬沈設時の気象条件は、風速 10 m/sec, 波高 50 cm までは施工可能で、降雨量も 10 mm/日 まで許容できると判断した。

(6) コンクリート管による沈下抵抗実験

a) 実験の目的と方法

この実験は架橋地点軟弱層に、内径 1 m, 壁厚 8.2 cm, 長さ 14.5 m, 重量 10 t のコンクリート管 (本体の約 10 分の 1 の模型) を、クレーン船により吊り込み自重によって沈下させ、そのときの周面摩擦力 (F) と、刃口貫入抵抗力 (Q) を測定し、静力学公式による計算値と比較したもので、自重による沈下抵抗力, 管内排土時の沈下抵抗力, および引抜きによる周面摩擦力を測定したほか、沈下速度, 沈設場所による変化, 沈設, 精度などについて調査したものである。

b) 沈下抵抗力理論式の適用

粘性土の支持力公式としては通常, Skempton, Fellenius などの式を用いるが、本ケーソンはきわめて均質な粘性土の深い基礎を対象としているので、Terzaghi の支持力公式を深い基礎に適用した Meyerhof の式を沈

下抵抗力の計算に用いることにした。

周面摩擦力: $F = C \cdot A$ (ただし粘性土の内部摩擦角 $\phi = 0$)

F: ケーソンの内外周面摩擦力 (t)

C: 土の平均粘着力

($C = 1/2 qu$, qu : 土の一軸圧縮強度) (t/m²)

A: 土と接するケーソンの内外周面積 (m²)

刃口貫入抵抗力: $Q = (C_0 \cdot N_{cq} + K_s \cdot \gamma \cdot D_f) A_0$ (Meyerhof の式, ただし粘性土の内部摩擦角 $\phi = 0$)

Q: ケーソンの刃口貫入抵抗力 (t)

C₀: 刃口付近の土の粘着力 (ただし局部せん断破壊の場合 $C_0 = 2/3 C$) (t/m²)

N_{cq}: 土の複合支持力係数

K_s: ケーソン内外周破壊領域面の土圧係数 ($K_s = 1$)

γ: 土の水中単位体積重量 (t/m³)

D_f: ケーソンの根入れ深さ (m)

A₀: ケーソンの刃口面積 (壁厚) (m²)

c) 実験の結果とその考察

① 1 回の自重沈下を完了し、模型ケーソンを引抜く時の周面摩擦力は、 $F = 1/2 C \cdot A$ に近似する。

② 自重沈下引抜きを 1~2 回くり返し、ケーソン内外周面の粘性土を乱した状態において模型ケーソンを引抜く時の周面摩擦力は、 $F = 1/4 C \cdot A$ に近似する。

③ 模型ケーソンを 0.3~0.5 m/min 程度の速さで自重沈下させる場合の沈下抵抗力は、刃口貫入抵抗力を、 $Q = (C_0 \cdot N_{cq} + K_s \cdot \gamma \cdot D_f) A_0 \dots$ (ただし、 $N_{cq} = 9.34$, $K_s = 1$, $C_0 = 2/3 C$) で計算すれば、周面摩擦力は、 $F = 1/4 C \cdot A$ に近似する。

④ 沈下速度が 1~2 m/min 程度で波浪等の衝撃が働く場合の沈下抵抗力は、上記 ①, ②, ③ の値よりも小さくなる。

⑤ 沈下が停止してから内部の土を除去しても 30~60 分経過すれば、土の強度が回復して、排土による沈

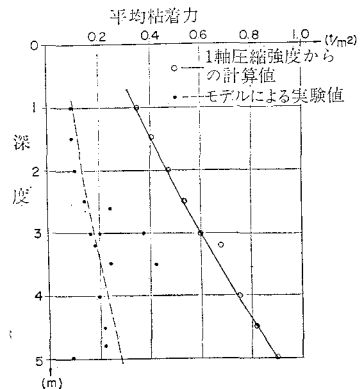


図-18 周面粘着力の比較

下が起こりにくくなる。

図-18 は模型ケーソンの自重沈下および引抜き試験による周面摩擦力を示したものであるが、自重沈下の場合沈下抵抗力は、沈下速度や波浪による揺れなどにより大きく変動する。そのため、ケーソン沈下時の周面摩擦力と刃口貫入抵抗力の割合を正確に算出することは困難であるが、引抜き試験の結果による摩擦力は、刃口貫入抵抗力の影響がないのでほぼ信頼できる結果が得られたと思われる。

(7) 本施工による沈下荷重と沈下抵抗力との関係

ケーソン自重による沈下深さ、ならびにケーソン周壁中空孔に水荷重を加えエアージェットにより強制的に沈下を行なった時の深度は、各ケーソンともほぼ計画どおりであった。軟弱層の沈下抵抗力については、計画段階、実験段階において考えかたの変化があるが、これは前述 3.(6) コンクリート管による沈下抵抗実験の結果から周面摩擦力 (F) と、刃口貫入抵抗力 (Q) の割合をおおよそ推定できたためである。計画、実験、施工の各段階における沈下抵抗力 $R=F+Q$ の考え方は表-3 のとおりである。

本施工において、ケーソンの引抜きを行なえばケーソンの内外周面摩擦力をおおよそ推定できるが、この作業は施工上危険をともしない事実上困難で、全沈下抵抗力は測定できても、周面摩擦力 (F) と刃口貫入抵抗力 (Q) の割合を算出することはできない。したがって、周面摩擦力 (F) は比較的信頼性のある模型実験の結果を用い、刃口貫入抵抗力 (Q) は Meyerhof の支持力公式を使用した。この推定計算による沈下抵抗力と、実績沈下抵抗力を比較すると、表-4、図-19、20 のとおりである。

この結果、沈下抵抗力を、 $R=\alpha(F+Q)\dots(\alpha:補正係数)$ で表現すれば、自重による沈下深度 0~8 m 間における補正係数 $\alpha_g=0.85\sim0.95$ 、エアージェットによる沈下深度 8~16 m 間における補正係数 $\alpha_j=0.80\sim1.00$ となり、ほぼ仮定を満足する結果となった。

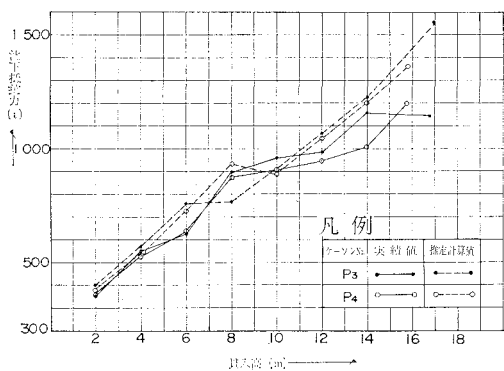
以上は、周面摩擦力を模型実験より推定し、刃口貫入抵抗力を Meyerhof の支持力公式により推算したもので、刃口貫入抵抗力は、粘性土の内部摩擦角 ($\phi=0$ と仮定している)、複合支持力係数 (Rough Shaft の帯状基礎と考え $N_{cq}=9.0$) 刃口形状、沈下速度などによって変化するものと考えられ、今後さらに検討の必要がある。

表-3

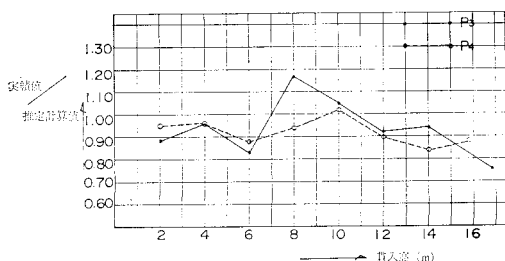
沈下方法	計画段階	実験段階	施工段階
深度 (0~8m) における自重による沈下時	$F = \left(\frac{1}{2} \sim \frac{1}{4}\right) C \cdot A$ $Q = (5.52 C_0) A_0 \rightarrow \text{Fellenius}$ $Q = (N_{cq} \cdot C_0 + K_s \cdot r \cdot D_f) A_0 \rightarrow \text{Meyerhof}$	$F = \frac{1}{2} C \cdot A$ $Q = (N_{cq} \cdot C_0 + K_s \cdot r \cdot D_f) A_0$ $N_{cq} = 9.34, C_0 = \frac{2}{3} C \quad K_s = 1$	$F = \frac{1}{2} C \cdot A$ $Q = (N_{cq} \cdot C_0 + K_s \cdot r \cdot D_f) A_0$ $N_{cq} = 9.0 \quad C_0 = \frac{2}{3} C \quad K_s = 1$
深度 (8~16 m) におけるエアージェットによる沈下時	ジェット効果 30% 考慮	沈下引抜きのくりかえしにより $F = \frac{1}{4} C \cdot A$ に近似	$F = \frac{1}{4} C \cdot A$ $Q = (N_{cq} C_0 + K_s \cdot r \cdot D_f) A_0$ $N_{cq} = 9.0 \quad C_0 = \frac{2}{3} C \quad K_s = 1$

表-4 沈下抵抗力の比較

橋脚番号	地盤高および潮位	刃口貫入高 D(m)	沈下荷重 = 実績沈下抵抗力 (t)							推定沈下抵抗力 (t)				実績値/推定計算値 ((A)/(B))
			コンクリート	水 (中空孔内)	水 (露筋内)	浮力	クレーンの吊り張力	計 (A)	刃口貫入抵抗力	内周面摩擦力	外周面摩擦力	計 (B)		
P3	地盤高 T.P.-130 ^m	2	1750	0	0	-519	-900	351	321	42	35	398	0.88	
		4	1750	0	0	-590	-610	550	398	94	79	571	0.96	
		6	1750	0	0	-661	-460	629	476	154	127	757	0.83	
	潮位 T.P.+10 ^m	8	1750	271	195	-732	-590	894	565	109	91	765	1.17	
		10	1750	271	195	-803	-460	953	642	146	122	910	1.05	
		12	1750	271	195	-874	-360	982	720	187	156	1063	0.92	
		14	1750	271	195	-945	-120	1151	797	237	193	1227	0.94	
16 ^B	1750	271	195	-1076	0	1140	910	344	257	1511	0.75			
P4	地盤高 T.P.-130 ^m	2	1750	0	0	-501	-890	359	304	40	33	377	0.95	
		4	1750	0	0	-572	-650	528	387	89	74	550	0.96	
		6	1750	0	0	-643	-470	637	464	142	120	726	0.88	
	潮位 T.P.+05 ^m	8	1750	271	53	-714	-485	875	547	208	176	931	0.94	
		10	1750	271	71	-785	-400	907	631	142	118	891	1.02	
		12	1750	271	89	-856	-310	944	708	187	151	1046	0.90	
		14	1750	271	142	-927	-230	1006	785	226	190	1201	0.84	
15 ^B	1750	271	195	-1022	0	1194	860	277	224	1361	0.88			



図—19 P₃・P₄ ケーソンの沈下抵抗力



図—20 P₃・P₄ ケーソン沈下抵抗力の実績値と推定計算値の比

(8) 海上支持わくの水平載荷試験

a) 試験目的

ケーソン沈設地点に支持わくをあらかじめ設置するが、この支持わくの設計条件は許容水平力 100 t (2 格点に作用)、許容変位量を 30 cm 程度とした。

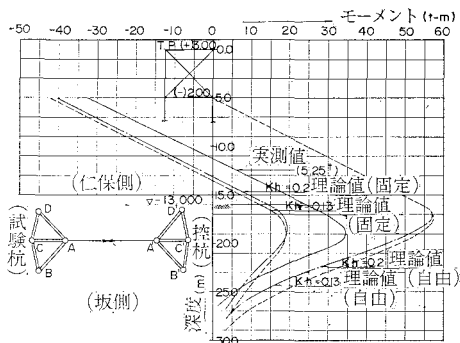
支持わくの杭は鉛直支持力を期待できる砂地盤に 3~4 m 程度しか根入していないため、水平抵抗のほとんどを上層の軟弱層に期待している。しかしこの粘性土の水平地盤反力係数 K_h -値 (0.15~0.20 kg/cm²) は非常に不安定でばらつきも大きいので K_h -値を実測により確認すること、また支持わくは 24 本の鋼管杭を上部トラスによって連結した立体トラス構造であるが、上部トラスの 1~2 格点に集中して作用する水平荷重が各杭にどのように分配されるかの確認を行なうために行なったものである。

b) 試験方法

水平荷重はロードセルにより測定することとし、

i) 単杭水平載荷試験では 2 本の杭をチェーンブロックで相互に引張ることにより、荷重作用時の水平変位および鋼管杭の曲げ応力を測定する。

ii) 組杭水平載荷試験では 4 本の組杭 (支持わくの 1 単位) 2 組をチェーンブロックにより相互に引張り、水中荷重作用時の水平変位および各杭の曲げ応力を測定



図—21 20 t 載荷時実測および理論モーメント

する。

c) 試験の結果とその考察

i) 単杭水平載荷試験

水平地盤反力係数 K_h -値は杭頭の変位量が 10 cm 以下の場合には比較的大きな値を示すが、変位量が 20 cm をこえると 0.1~0.2 kg/cm² と非常に小さくなり、ほとんど期待できなくなる。

ii) 組杭水平載荷試験

図—21 は水平荷重 20 t 載荷のときの、杭頭拘束条件を変えた場合の杭の曲げモーメントの理論値、および荷重格点下の杭の実測値を示すものである。実測値は杭頭固定と杭頭自由の理論値の中間にあり、どちらかといえば杭頭固定の理論値に近い。最大曲げモーメントの位置は理論値 ($K_h=0.2$ kg/cm²) で海底面より約 2 m 実測値で約 3 m の位置に生ずる。また最大曲げモーメントを比較すると実測値は杭頭固定理論値の 1.6~1.7 倍、杭頭拘束モーメントは理論値 0.73~0.77 倍となっている。なお、杭頭の水平変位量は理論値 (杭頭固定=7 cm 杭頭自由=28 cm) に対し、実測値は 17 cm とほぼ中間の値を示している。

杭頭はトラス構造として連結しており、せん断力は十分伝達できる構造を考えたものであるが、実験の結果では A, B, C, D 杭の水平荷重分担力に若干のばらつきが生じているが、これは杭頭を拘束する組材が A, B, C, D 各杭で条件を異にするためであろう。いずれにしても支持わく各部分の荷重伝達剛性は満足されているものと思われる。

4. 結 語

以上、広島大橋下部工の施工に画期的な長大吊り込み式ケーソン工法を用いた理由と、この工法の実施上の問題点ならびに実施に先立って行なった各種の実験の結果について述べたが、この工法が在来のフローティングケーソンに比べて有利な点をあらためて列挙すると次のとお

りである。

(1) 海上構築によって軟弱層中へ基礎を沈設するフローチングケーソン工法は、段階的な施工となるため施工期間が長くなることと、不安定な状態であるため危険性がある。しかし、本工法は陸上で確実な施工管理のもとで構築できるとともに、安全に数時間の吊り込み作業によって施工することが可能である。

(2) フローチングケーソンに比べて大型クレーン船関係の経費はかなり高くなるが、強大な支持わくおよび据付け地盤の特別な改良を必要としないため、仮設経費を大幅に節減することができる。

(3) 本工法の場合、ヤードにおいて 2~3 基のケーソンを同時に構築でき、他の先行するケーソンの沈設、掘削と平行施工が可能であるため、大幅な工期の短縮ができる。

(4) ケーソンの据付け精度はフローチングケーソンに比べて非常に高い。

(5) 海水を汚濁することなく施工できる。

しかし、一方において、本工法は次のような現地条件の制約を受け、なお研究すべき問題点がある。

① 大型クレーン船を回航、操作できるような水深と進入航路を有する水域であること。

② 本工事における軟弱層の沈下抵抗力は、静力学公式に比べて一定の強度低下比(補正係数)を持つことが判明したが、施工の規模、軟弱層の土性等によって異なることが予想され、その定量的な裏付けにはなお多くのデータの蓄積が必要である。

③ 超大なコンクリート建造物の吊り上げには、ワイヤロープの張力の均等比、吊りアンカーの方法等については研究の余地がある。特にクレーン船のフック位置との関係をその形状に応じて考慮する必要がある。

④ 本工事は、静穏な気象、海象条件のもとに行なわれたが、きびしい状態での水域における施工においては、クレーン船の揺動による安定と、揺動による各部材

の動的応力の検討を行なう必要がある。

今回の施工実例のように長大なケーソンを軟弱層中に一気に貫入させるという既成の概念を破った工法が成功したことは、今後の長大な水中建造物のプレハブ化施工について、大きな将来の可能性を示すものと思われる。

過去の事例が示すように、設計、施工の姿は、その時代の技術力、機械力を背景として進歩発達してきたもので、この点今回の施工実例も大型クレーン船の出現が、本工法の活路を見出す端緒となったといえる。このところ、湾岸道路あるいは海峡横断道路と海中に長大な建造物をつくる計画があるとともに、超大型クレーン船の建造計画もあることを聞くにつけ、今後これらの施工計画に本論文が、多少でも参考になれば幸いである。

なお、本論文の作成にあたり、協力を願うとともに、工事の実施に当たり努力された、日本道路公団の三瀬純所長、松下幸正工事長、中島英治技術課長をはじめとする所員一同、ならびに種々ご指導を賜った地下工事コンサルタントの白石俊多氏、施工管理の面を通じご協力願った日本建設コンサルタントの高山勲氏など関係各位に心から深甚な感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) Frank W. Stubbs, Jr. : Handbook of Heavy Construction, Mcgraw-Hill Book Company Inc, New York, 1959, Foundations, Open Caissons.
- 2) Meyerhof, G.G. : The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique, 1951, Vol. 2, p. 301.
- 3) Ernst Bachus (福田秀夫訳) : 現場技術者のための基礎工法, 鹿島出版会, 1969.
- 4) 高速道路調査会編 : 海中建造物基礎工文献集, 基礎構造施工専門委員会, 1968. 3.
- 5) 高速道路調査会編 : 海中基礎構造に関する調査研究報告書, 基礎構造研究委員会, 1970. 3.
- 6) 吉田 巖 : 海中建造物の基礎, 道路, 1971. 9.
- 7) 土木学会中国四国支部編 : 広島大橋下部構造の計画について, 昭和 45 年度学術講演会資料.
- 8) 土木学会中国四国支部編 : 広島大橋下部工の施工計画について, 昭和 46 年度学術講演会資料.

(1972. 6. 16・受付)