

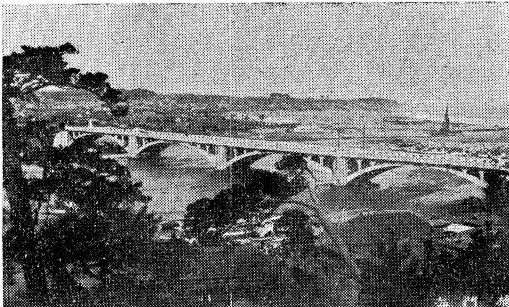
海門橋架設工事について

高 橋 信 策*

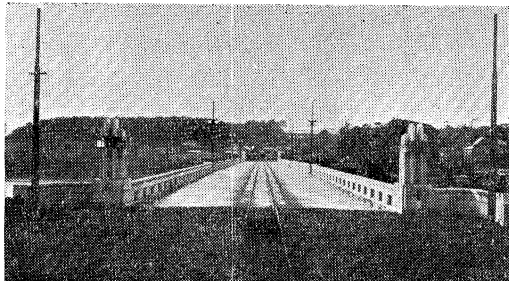
1. 緒 言

本地点には鉄筋コンクリートの無ヒンジ式開側アーチ橋4連(全橋長196.5m,有効巾員10.9m,ライズ6.1m)が,昭和5年に完成され,俣謡磯節で名高い大洗町と,太平洋近遠海漁業の根拠地であり,河口港として知られている那珂湊港とを結び,海産物の集散に,また観光に重要な使命を果していたが,昭和13年6月30日に関東一円を襲った大暴風雨は,那珂川にも大洪水をもたらし,一瞬にしてこの名橋を崩壊してしまった(写真一)。

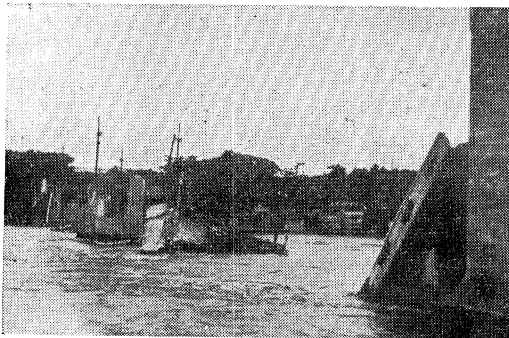
写真一(a) 旧橋全景



写真一(b) 旧橋正面



写真一(c) 旧橋災害直後



以来今日まで約20年間,両岸を連絡するには,人や自転車は手槽渡船により,また自動車は1600m上流大湊橋をう回して交通を維持するという不便な状態であった。しかし昭和27年,道路整備特別措置法の制定とともに,茨城県において有料道路としての計画,調査をしたが,昭和31年4月,日本道路公団の発足にともない,同年7月に本橋は当公団に引き継がれた。着工にあたり,前徹をふまぬよう慎重な基礎調査を再度実施するとともに,計画を十分に検討した。以下その概要を報告するものである。

2. 事業概要

(1) 路線名と工事区間

路線名: 県道 波崎湊線

工事区間: 茨城県東茨城郡大洗町祝町~茨城県那珂湊市辰の口町

河川名: 本邦河川 那珂川

(2) 工事概要

総延長: 670.0m (橋梁延長: 407.8m, 取付道路延長: 262.2m)

巾員: 橋梁巾員 7.0m

取付道路車道巾員 6.5m

最小曲線半径: 450.0m

最急勾配: 6.0%

路面舗装: コンクリートおよびアスファルト コンクリート

橋梁構造: 下部工 橋台 鉄筋コンクリート(右岸半重力, 左岸扶壁式)2基, 橋脚 本橋橋脚 鉄筋コンクリート(基礎圧気ケーソン工法)6基, 陸橋橋脚 鉄筋コンクリート(ラーメン式)6基

上部工 本橋 中央径間(90m)ランガー桁1連 側径間(23~38.8m)合成桁6連, 陸橋(17m)鋼板桁6連

構造規格: B級平地(構造規格2次案)

(3) 施工期間

着工 昭和32年9月14日, 竣工: 昭和34年6月30日

(4) 総事業費

335 000 000 円(うち交付金 140 000 000 円)

(5) 主要資材と労務者

セメント 3 155.0 t

鋼材および鉄筋 1 304.0 t

労務者 延べ 70 087.0 人

3. 計画上の特殊条件

(1) 架橋位置の決定

旧橋位置により上流 550m の地点で, 那珂川右支川 濁沼川が合流し, 下流 350m で太平洋に面している関

* 正員 日本道路公団東京支社 前海門橋工事々務所長
同上 現銚子大橋工事々務所長

写真-2 (a) 新橋全景

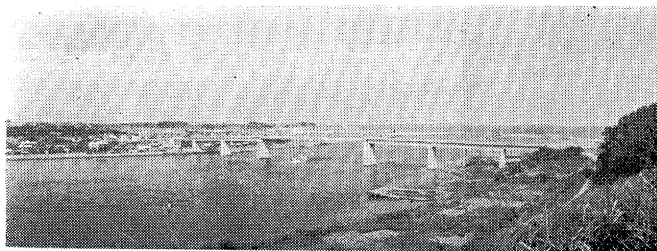
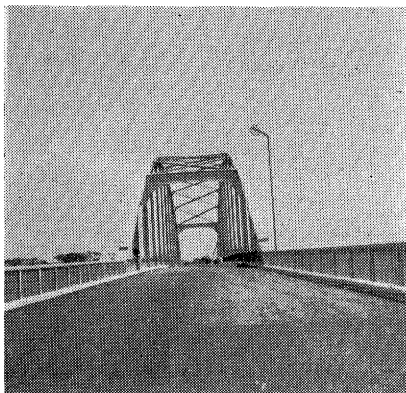


写真-2 (b) 新橋正面 (右岸側より)



係上、架橋位置はこの区間に限定されるが、取付道路の接続上、旧位置に架設することが最も望ましいので、地質調査も本地点を中心に後記のごとく実施した。その結果、旧位置が架橋に最も適当な地点と認定されたので、旧橋の残骸位置を平均約 20 m 上流に逃げて中心線を決定し、取付道路は旧県道に接続せしめるよう計画した。

(2) 桁下空間とスパン割りの決定

本架設地点の左岸側下流 400 m の所に第 3 種漁港の那珂湊港があり、漁港区域は上流 1300 m の区間にわたり指定されている。この漁港の船だまりは昭和初年の計画で近海漁業が行なわれていた時代であったため、150 t 程度の漁船を対象としている。しかし旧海門橋災害以来、時代の進展は当地方漁業にも急速なる発展をも

たらし、遠洋漁業にも進出することとなり、逐次漁船も大型化され、現在 200~300 t 級の漁船が就航している。これらの大型漁船はこの船だまりでの水揚げが不可能であるから、本橋上流 800 m の地点に施設されてある物揚場に接岸し荷役している。このため本橋の桁下空間の決定については、上記大型漁船を航行せしめなければならぬ関係上、各関係官庁とも協議の結果、東京湾中等潮位上 15 m とした。したがって旧道との取りつけ上、左岸側の縦断勾配は 6% となり、陸橋をもつて現道と接続せしめることとした。

また航路区間の決定については、河状の変化とも重大なる関係があるため、特に慎重なる調査を行なった。この結果 図-1 に示すスパン割りを決定し、航路区間は 90 m のランガー鋼桁型式とし、側径間は合成桁とした。

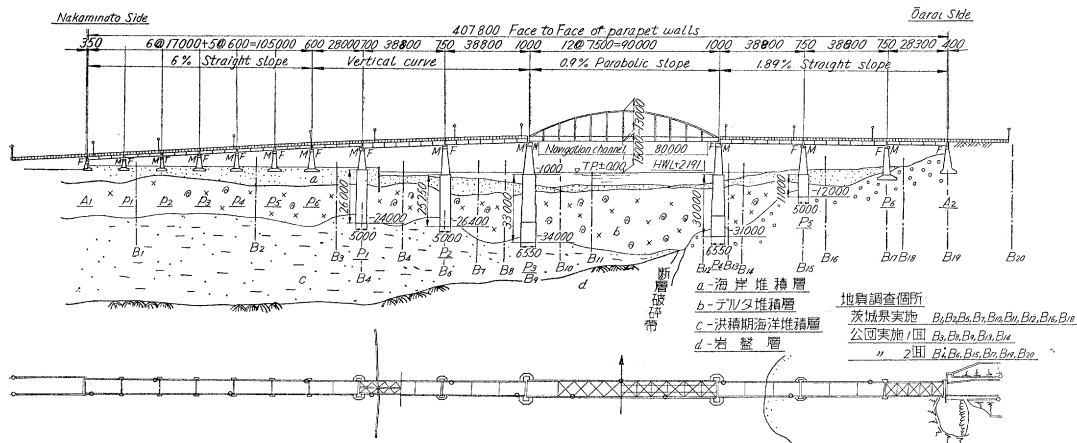
(3) 設計荷重

二級国道水戸日立線は前記湊大橋を經由して指定されているが、湊大橋架設当時は県道であつたため設計荷重は 2 等橋である。しかしその後、当地北方 13 km の東海村に原子力研究所が建設され、潮来、鹿島をふくむ国定公園水郷地帯と大洗、原子力センター、工都日立、常盤炭田地帯とを直結する本橋の将来の交通状勢を十分に勘案し、本橋は一等橋として設計することとした。

4. 地質調査と土質試験

県において本橋の計画をたて、コアボーリングによる地質調査を実施した際に、特に左岸側は非常に深い軟弱層であることが判明していた。公団に引継後、採算性の関係上、架橋位置、スパン割りの再検討の必要ありと考えられたので、物理探査法により上下流 200 m 間にわたって岩盤を調査した結果、計画地点が最も岩盤の浅い地点であり、一般に右岸より左岸に傾斜し、左岸付近では深度 60 m に達しており、河道の中心部に断層が

図-1 海門橋一般図



あると推定された。

ここで架橋中心線を取付道路とにらみ合わせて決定し、平行して実施した前後 20 カ所におよぶボーリング探査（シンウォール サンプリングによる土質調査とも）をもとに橋脚位置を前記のごとく決定した。この地質概要は図-2に示すとおりである。これらの資料をもとにして土質の推定縦断面図をかけば図-1に示すごとく大別される。

すなわち、海岸堆積層は河川と潮流の運搬による砂の部分で、左岸寄りには厚く中位に締まっているが、河心より右岸側にかけてゆるく層厚も薄い。この下にあるデルタ堆積層はシルト質粘土を主とするが、潮流の運搬による細砂をレンズ状にふくむもので、部分的に多量のカキの貝ガラを混入しているが植物性有機物の含有は少ない。この粘土は高い塑性を示し、荷重による圧縮性の高い地盤で沈下の進行は徐々に長期継続するものと推定される。旧海門橋の沈下原因も井筒基礎がこの層で止まったためと推定される。つぎの洪積期海洋堆積層であるが、前記断面層によつて陥没した海底は、洪積期にシルトをレンズ状にはさむ砂層の堆積でよく締つており、シルトも高い先行圧密を示しよく固結していて、通常の基礎荷重によつては圧密沈下をおこすおそれはないと判定されたから、岩盤以外の基礎工はこの層まで達するよう計画することとした。すなわち、この層の粘土で $C=0.2 \text{ kg/cm}^2$ の値があるが、これは物理試験によると 40% 以上の砂を含有している。したがつて圧縮試験の結果によつて強度を判定することは適当でなく、粘土質砂として考えら

れるものである。これに対して $N=12$ ないしそれ以上であるから、地盤強度は相当に大きいと考えてよい。圧密試験の結果では、軟弱粘土層の圧縮指数は $C_c=0.52$ を示し、砂層中に介在するものは $C_c=0.32$ を示すから、砂層中の粘土の圧密は設計上それほど重要視するにはおよばないと考えられる。

5. 下部構造について

(1) 設 計

前記調査により河川部の根入長は標準打込試験の N 値も考慮に入れ、図-1に示すよう深い長さに決定し、また物理探査の結果、上下流側にも岩盤線が急傾斜していることが判明したから、基礎工は圧気ケーソン工法を採用することとした。

陸橋部については、軟弱シルト層の沈下支持力をいかに処理するかという問題はあつたが、経済的見地より深い基礎工は採用できないため、最小限度の沈下をあらかじめ考慮に入れ橋脚は広いフーチング基礎を採用することとし、杭打ちをせず、できうるかぎり荷重を基礎地盤に広く分布せしめ、単位荷重を少なくし沈下を最小限度にとどめるように考慮した。沈下は総沈下量 90 mm, 90% 圧密に 90 年, 50% 圧密に 50 年を要する計算となつている。このため陸橋上部はこう上可能な構造とし、型式は不等沈下を考へて合成しないものとし単純支承とした。設計にあたり軟弱層のため、上下部構造とも極力自重を軽減せしめることとした。下部構造の形状断面は図-3に示すとおりである。ケーソン断面はいずれ

図-2 地 層 図

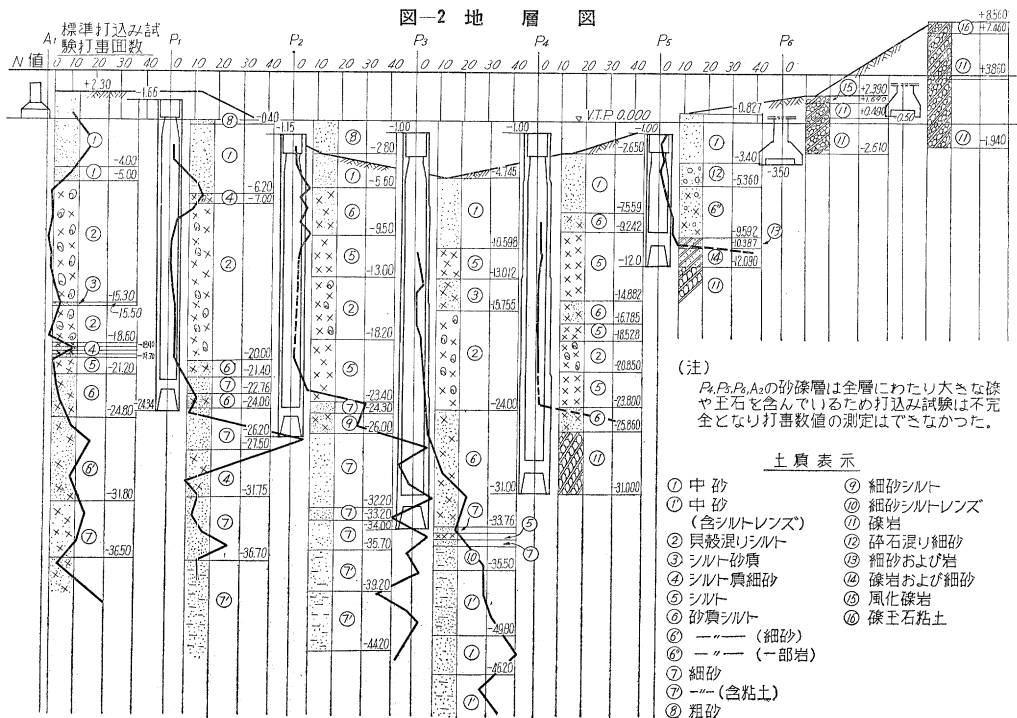
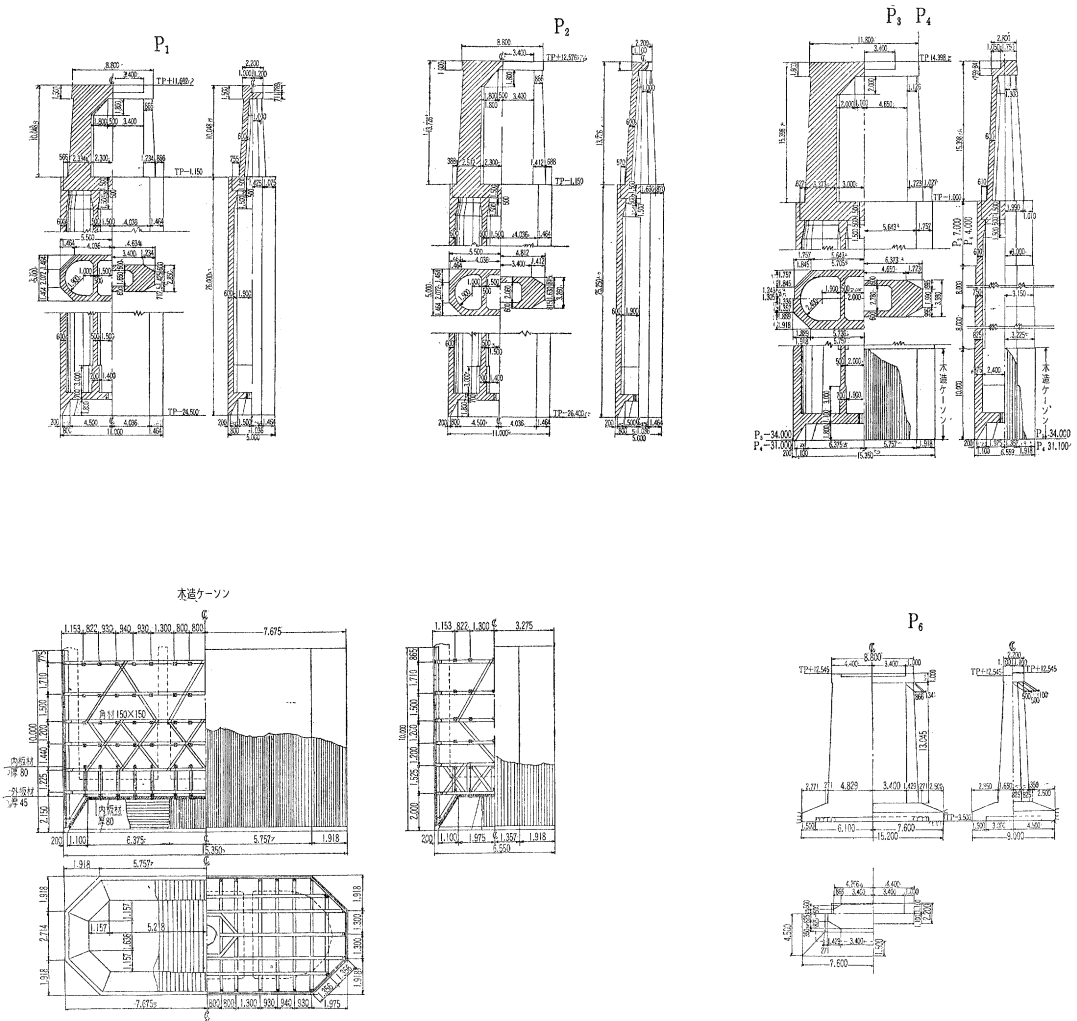


図-3 下部構造形状寸法図



も二隔壁を有する入角型とし、壁厚も中央橋脚を除き 60 cm とし、沈下時に生じやすいエアローを防ぐため、外壁面は鉛直断面とした。躯体部は中空型式としこの壁厚も 60 cm である。また中央径間の P_3 、 P_4 は本川の流心部にあたり、平時満潮位下の水深は約 5~6 m で、この施工方法について築島工法と木造浮きケソン工法とを比較検討した結果、工費、期間および施工の安定度より、後者が有利と認められたので木造浮きケソン工法を採用した。

なお設計計算には、地震は水平方向のみ考慮し、 $K_h = 0.2$ 、周面摩擦力は一律に $f = 1.2 \text{ t/m}^2$ 、浮力の有効率は全水頭の 80% とし土圧係数 0.5 と仮定した。

(2) 施工

請負契約(昭和 32 年 9 月)後、工事工程については洪水頻度表を参考に慎重に協議し、ケソン部施工完了を翌年 7 月初旬に決定突貫作業とした。このため 図-4 に示す現場設備を 11 月末までに完了した。電力設備については着工後の手続では遅れるので、4 月事務所開設

と同時に東京電力に申請をなし、諸手続きを経ておいたから、工事開始にあたり左岸 400 kW、右岸 300 kW を円滑に受電することができた。工事用仮棧橋は航路の関係上、中央径間は施設できないため、左右岸の器材運搬は 3 t キャリヤーを使用した。コンクリート混合用水は塩分の関係上、河水の使用を禁じたため、大洗より水道管を河底に埋設し左岸へ送水した。

写真-3

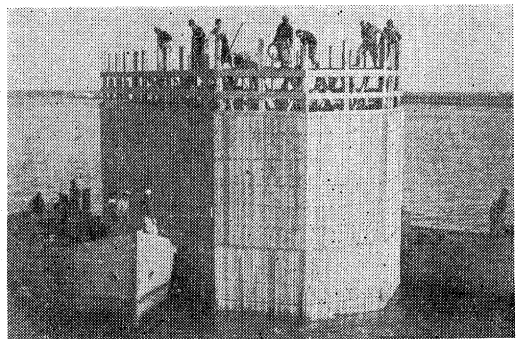


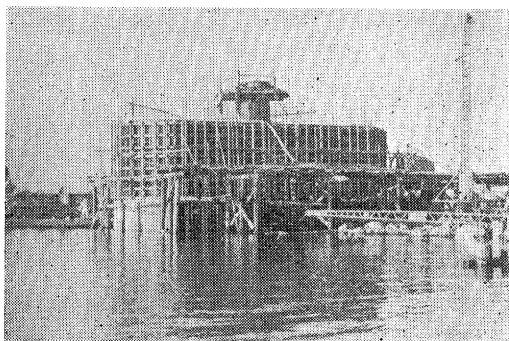
図-4 下部工設備配置図



写真-4 (a)



写真-4 (b)



木造ケーソンは上流 1500 m にある造船所において製作し、浸水防止のためホーコン打ちを特に入念に実施した。水密検査後進水は木造船進水台を利用し、大潮満潮時に行ない、現場曳航には油槽船 2 隻を使用した。この状況は写真-3 のとおりである。この沈設は流心部である関係上、河床砂の洗掘による傾斜、移動を防ぐため河床に敷砂利を実施するほか、ガイド設備とアンカーを十分とつた。コンクリート打設には浮力を計算し、多少の偏移動は送気により浮上せしめられる程度の量とした結果、所定位置に正しく沈設することができた。

ケーソンの掘削沈下については函内気圧の抑制に留意し、作業気圧を常に最低限度まで下げて作業をせしめ、ケーソン病の発生を極力防止するよう努力した。

沈下中 $P_2 \sim P_4$ 、ケーソン刃口部一帯に旧橋の杭木、鉄筋コンクリート破砕板などの障害物が発生したが、良質粘土を刃口面に十分填充し、ブロー止めを完全に行なつて 1 回の沈下量も 30 cm 限度の小さき沈下を実施して撤去を完了した。また岩盤部は岩あたりにより途中、沈下困難をきたさぬよう拡大掘削を実施した。すなわち刃口下の岩盤は削岩機または手のみによる破砕掘りとし、支点として数箇所残して刃口外側 10 cm 程度まで大部分を取り除いたのち、この支点にダイナマイト孔を刃口外側に向けて斜めにせん孔し爆破沈下せしめた。この際も 1 回の沈下量は 30 cm 以内にとどめた。

もちろん沈下中には偏光式ガス検定器により、随時ガス検査を実施したが、いずれの層からもその発生は検出されなかつた。

図-5 ケーソン掘削進捗図

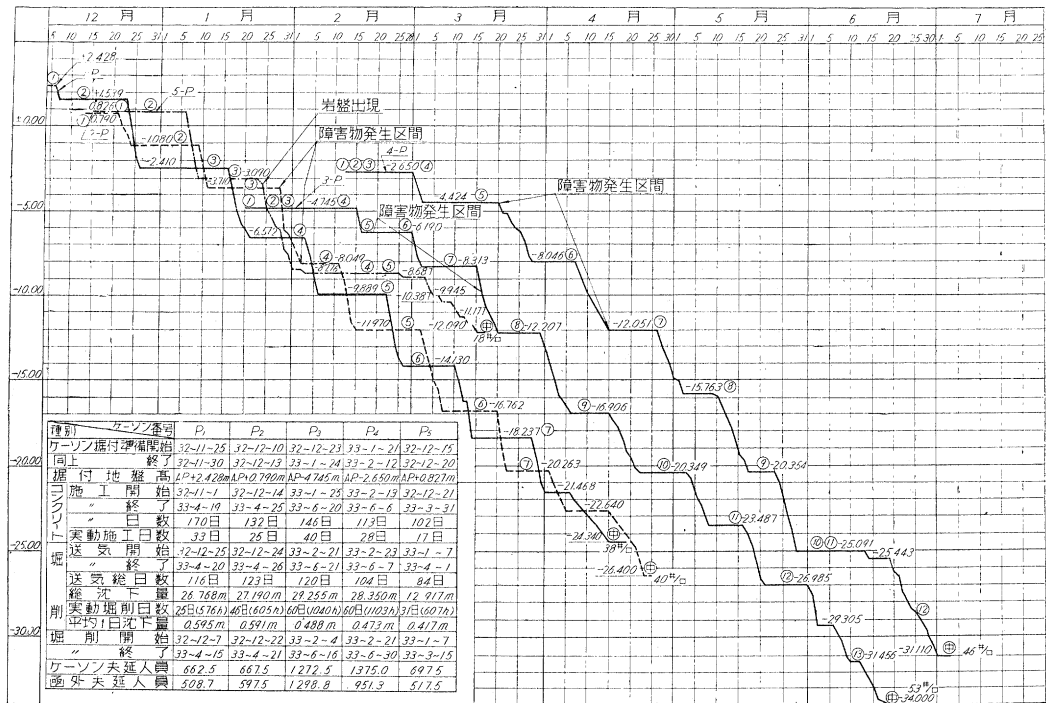


図-6 (a) P₁, P₂ 地耐力変位曲線図

- 1-P ケーソン地耐力試験 (函内上流側) 実線
 載荷板 0.316×0.316 m=0.1 m²
 刃口高度 T.P.-24.34 m
 函内気圧 36 #/□²
 函内温度 23°C
- 1-P ケーソン地耐力試験 (函内下流側) 破線
 載荷板 0.316×0.316 m=0.1 m²
 刃口高度 T.P.-25.20 m
 函内気圧 40 #/□²
 函内温度 23°C

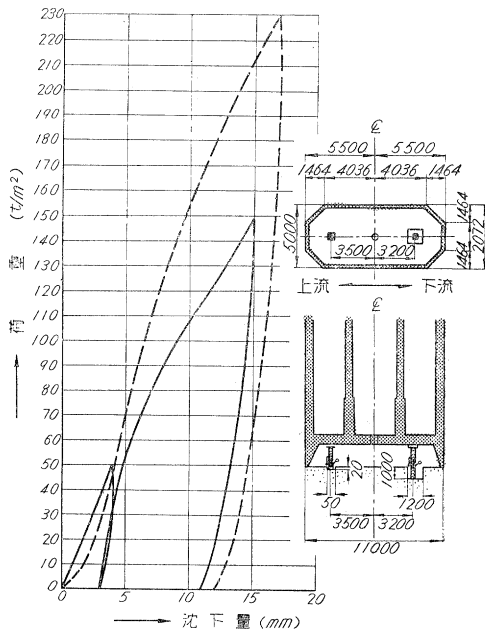
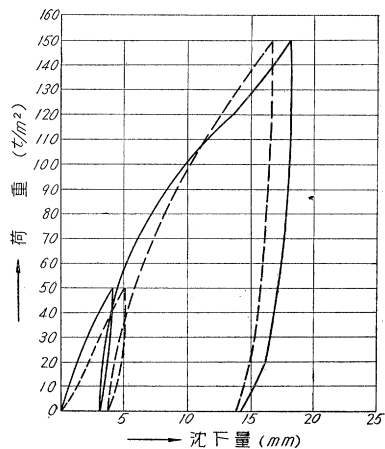


図-6 (b) 同左

- 2-P ケーソン地耐力試験 (函内上流側) 実線
 載荷板 0.316×0.316 m=0.1 m²
 刃口高度 T.P.-26.40 m
 函内気圧 3.8 #/□²
 函内温度 21°C
- 2-P ケーソン地耐力試験 (函内下流側) 破線
 載荷板 0.316×0.316 m=0.1 m²
 刃口高度 T.P.-26.40 m
 函内気圧 38 #/□²
 函内温度 21°C



本工事の平均1日当りの沈下量は沈下掘削日では0.56 mであり、外業をふくめた合計日数によれば0.2 mである。また岩盤部では、前者は0.44 mで後者は0.17 m平均であった。

沈下状況を図示すれば、図-5のとおりであり、写真-4は工事中の状況である。

(3) 地耐力試験と土圧測定について

a) 地耐力試験 図-6は P_1 、 P_2 の地耐力試験の結果で、いずれも 150 t/m^2 以上である。 P_1 はケーソン長26 mで沈下掘削を進めたが、T.P.-24.5 mで良質細砂層に達したため、掘削を中止し、ハンドオーガーによりこの層厚を調査したところ、3 m以上あることが確認されたので試験を行なった。その結果は前記のとおりであり、また N 値が9~56と漸次上昇する層であったから、沈下設計長を変更し沈下完了とした。 P_2 はシルト層が逆に0.4 m深かつたため、-26.4 mを沈下長とした。

P_3 ケーソンは本下部工中、最も苦勞したケーソンである。最終ロットのコンクリート打ちの際には、いずれのケーソンでも函内で下層の砂層確認調査を実施したが、本脚での調査の際は-33.8 m(オーガー長で一杯であった)で細砂層に達したから、設計深度-34 mとしてコンクリートを打ち沈下した。-33.76 mで P_1 、 P_2 と同様の砂層が出現し、地耐力試験を実施したところ、図-7のごとく、上流側40%程度は良好な結果を得られなかった。この原因を調査したところ砂層厚が10~35 cmの薄層であることが判明した。この処置につき協議の結果、この薄砂層とその下50 cmに存在する砂まじりシルト層を取り除き、細砂と置換え締めめたのち地耐力試験を行ない 60 t/m^2 以上ある場合は中埋コンクリートを実施する方針とした。この試験結果は 30 t/m^2 であったから、再度この置換砂を搬出し、-34.76 mの砂盤で地耐

力測定の結果 65 t/m^2 であることが判明した。この間約2日を要しケーソン病の続出と、コンプレッサー過熱などの悪条件が累積したため、この部分にコンクリートを填充し、のち中埋コンクリートを完了した。なお本箇所沈下完了とした理由は、本箇所より-44 m間にわたつて N 値が20~43と逐次増大し、かつこの細砂とシルトまじり細砂の互層は下部に進むにつれシルトまじり層が薄くなり、砂層厚が増大することが判明していたためである。

写真-5 (a) 地耐力試験状況

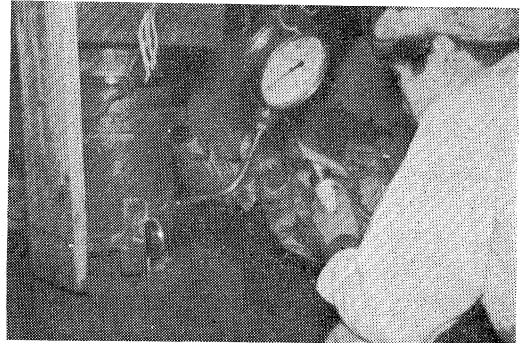


写真-5 (b) 土圧計 (SPR) 埋設状況

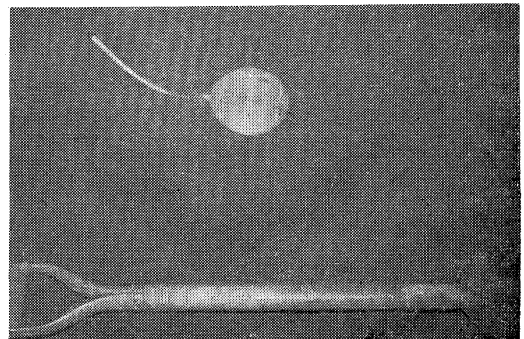
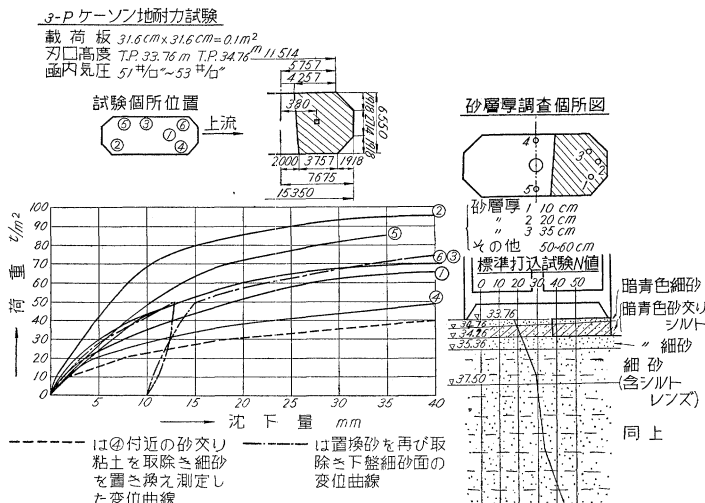


図-7 P_3 地耐力調査図



b) 土圧および水圧の測定 前記のごとく本地点は土質工学的にみて、非常に問題の箇所であったから、設計時に用いた各仮定が妥当であるか、また圧力の時間的な変化や地震時の変化を長期にわたり観測し、理論値との比較検討、支持力のうらづけなどを目的とし、これらの総合的な結果から本橋計画の信頼性を確かめるとともに、将来に資するため本測定を行なった。

この測定箇所は $P_1 \sim P_3$ とし、特に重点を P_2 においた。 P_1 、 P_3 は補助的な意味で測定した。使用計器は茨城県千歳橋で使用し一応目的を達したことが確認された坂田式 SPR 6 型を主とし、比較の意味で運研ゴールドベック改良型を併用した。計器数は土圧計

48 個、水圧計 17 個、計 65 個であるが、これらのうち 13 個は不調となり、測定可能なものは 52 個であった。以下述べる観測結果は昭和 32 年 12 月より 34 年 8 月までのもので、詳細については別途発表の予定であるが概要は次のとおりである。

ケーソン沈下中および沈下直後の側面土圧は、土の攪乱、土質の変化などにより一時的に増減の変化が認められたが、次第に一定値に近ずきその値は土圧係数 0.5 より小さく、土質試験による摩擦角、粘着力を用いて計算した値よりもやや大なる値を示している。すなわち側面土圧は、おおむね深度に比例して大きくなっているが、土質的な関係もあり一概に論ずることはできない。したがって、この種の土質に計画する下部構造には、土圧係数 0.5 を採用すれば、まず安全と考えられる。しかし刃口部は従来どおり十分補強しておく必要がある。また側面間げき水圧は、ほぼ理論水圧に等しいことが判明した。すなわち本橋の場合、浮力は 100% 作用している。

つぎに底面反力と間げき水圧の測定値の中には、算出される底面反力より大なる値を示すもの、あるいは理論水圧より小なる値を示す計器があつた。この不調の原因は計器の結束が高気圧下の函内で行なわれたため、残留気圧の影響および埋込式の差異による応力集中などによるものと考えられる。したがって計器中に 100% 函内気圧が残留しているものとすれば、これら測定反力および間げき水圧は、おおむね理論値の範囲内にふくまれる。図-8 はケーソン沈下中と沈下後の側面圧力分布を示し、表-1 は側面土圧、底面反力および間げき水圧の測定値と理論値との比較を示した。

また周囲摩擦力を測定するため、摩擦計 2 個を試作埋設したが、構造不備のため所期の目的を達しなかつた。なお減圧沈下による計算値は約 1.9 t/m² であり、測定反力による計算では 1.3 t/m² となつた。

地震時の圧力変化は長期測定に待つほかないが、工事

表-1 測定値と理論値との比較

(1) 側面土圧および間げき水圧

	深 度 (m)	土圧+水圧 (t/m ²)			水 圧 (t/m ²)	
		測定値	土圧係数 K=0.5	理論値 C, φ	測定値	理論値
P ₂	5.20	3.35	4.85	4.40	3.03	4.20
	10.20	12.35	12.00	9.80	7.33	9.20
	17.20	18.02	21.75	18.65	17.57	16.20
	25.20	29.60	32.80	28.75	27.71	24.20

(2) 底面反力および間げき水圧

	深 度 (m)	反 力 (t/m ²)		水 圧 (t/m ²)	
		測定値	理論値 $p_{ta} < p < p_0$	測定値	理論値
P ₂	27.20	44.42	31.51 < p < 62.00	29.60	26.20

$$\text{理論値: } p_{ta} = r_w \cdot h + \left(r' h' \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2C \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right)$$

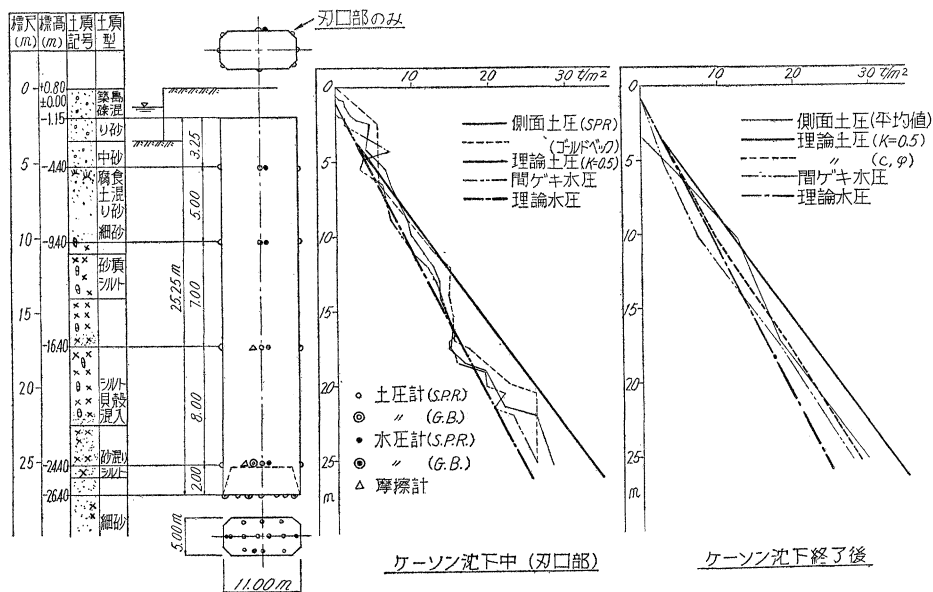
$$p_0 = \frac{\Sigma W}{A}$$

中遭遇した震度 II 程度では全くその変化は認められず、また P₁ の測定結果からも上部架設当時の偏応力に対して、特に変化は認められなかつた。

以上は本測定の概要であるが、これから当初仮定した浮力 80%、周囲摩擦力 1.2 t/m² は安全側であり、また土圧係数 0.5 はやや過大であることがわかつた。したがって設計条件には可能なかぎり土質試験による値を適用すべきである。

許容支持力についてみると載荷盤による地耐力試験の

図-8 側面圧力分布図



結果に比してきわめて過小であつた。しかし、当初仮定のときに用いたテルツァギーの N 値—支持力表自体がきわめて許容範囲の広い実験値であり、さらに水中における補整値を用いたことにも疑問はあるが、現在の段階では施工前に直接載荷試験を行なうことは不可能である。また載荷試験についても、 0.1 m^2 の載荷板をケーソンの広い底面巾に換算して支持力を求めたが、まだまだ疑問の余地がある。

表-2 には種々の場合の支持力を示してあるが、ここで注目すべき点は、長期荷重に対して安全率を3にとれば、テルツァギーの極限支持力と載荷試験値はきわめて

近似していることである。

表-2 支持力の比較

単位: t/m^2

範 囲	ケーソン底面下 $B\text{ m}$			ケーソン底面部			載荷試験	架橋完了後		
	標準貫入試験	ランキン	テルツァギー	標準貫入試験	土質試験	許容		小容力	底面反力	
公 式	テルツァギー	ランキン	テルツァギー							
支持力	許容	極限	極限	許容	極限	極限	許容			
P_2	64	690	230	56	600	340	100~105	29		62

$$\text{最小許容支持力: } q_a = \frac{\Sigma W - U - f \cdot A_f}{A}$$

$$\text{底面反力: } p_0 = \frac{\Sigma W}{A}$$

表-3 (a) 気圧別ケーソン病患者発生率表

ケーソン	0~19			20~24			25~29			30~34			35~39			40~44			45~49			50~54			計					
	稼働人員	発生件数	%	稼働人員	発生件数	%	稼働人員	発生件数	%	稼働人員	発生件数	%	稼働人員	発生件数	%	稼働人員	発生件数	%	稼働人員	発生件数	%	稼働人員	発生件数	%	稼働人員	発生件数	%			
P_1	235	0	0	105	1	1.0	34	1	2.9	46	9	20.0	23	1	4.3	完	了	完	了	完	了	完	了	完	了	完	了	443	12	2.7
P_2	268	0	0	56	1	1.8	23	1	4.3	21	2	9.5	34	3	8.8	21	4	19.0	完	了	完	了	完	了	完	了	423	11	2.6	
P_3	227	0	0	128	0	0	32	1	3.1	122	5	4.1	72	10	13.9	138	22	15.9	86	23	26.7	61	23	37.7	866	84	9.7			
P_4	321	0	0	200	0	0	43	1	2.3	22	3	13.6	81	4	4.9	139	17	12.2	91	4	4.4	完	了	完	了	897	29	3.2		
P_5	446	0	0	完	了		完	了		完	了		完	了		完	了		完	了		完	了		完	了	446	0	0	
合 計	1497	0	0	489	2	0.4	132	4	3.0	211	19	9.0	210	18	8.6	298	43	14.4	177	27	15.3	61	23	37.7	3075	136	4.4			

表-3 (b) 症例別発生件数表

ib	0~19	20~24	25~29	30~34	35~39	40~44	45~49	50~54	計	%
手足関節痛		2	4	18	17	34	23	21	119	87.5
筋痛							1		1	0.74
手足関節および筋痛					1	1			2	1.47
胸内苦悶						3	1	2	6	4.41
めまい									0	0
肩関節痛				1		3	1		5	3.67
のど痛						1			1	0.74
下半身不随						1	1		2	1.47
計	0	2	4	19	18	43	27	23	136	100
稼働人員	1497	489	132	211	210	298	177	61	3075	

表-3 (c) ケーソン病治療時間表

時間	0~19	20~24	25~29	30~34	35~39	40~44	45~49	50~55	件数	治療時間	延間
2			1			1			2	4	4
3				1		1			2	6	6
4				1		3			8	32	32
5				3		6	1	3	14	70	70
6				1	1	5	5	1	13	78	78
7			1	2	3	13	5	1	25	175	175
8				6	5	5	2		18	144	144
9		1		2	4	3	6	5	21	189	189
10					3	1	2	2	8	80	80
11					1	1	1	1	4	44	44
12				1		4	1	3	9	108	108
13				1				1	2	26	26
14			1						1	14	14
15			1					1	2	30	30
16							2	2	4	64	64
22		1							1	22	22
23					1				1	23	23
30				1					1	30	30
件数	0	2	4	19	18	43	27	23	136		
治療時間	0	31	38	163	167	304	224	212		1139	
平均治療時間	0	15.5	9.5	8.1	9.3	7.1	8.3	9.2			8.3

(4) ケーソン病について

本工事施工にあたり最も注意しかつ心配したことは、軟弱地質であることと、ケーソン長がその限度に近い値であるため、悪質のケーソン病罹患者の発生であつた。

請負会社も本件には特に注意し、過去の技術経験を十分発揮するとともに労働安全衛生規則による施設、操作、時間などにつき厳守し、ケーソン夫も特に厳選した。

しかし表-3に示すごとく 22 #/□より発生し、深度が進むにしたがつて発生件数が増加し、延べ 136 件、移働人員に対する百分率は 4.4% であつたが、いずれも幸いに簡単に全治し、重症患者や後遺症状を残す悪性患者が発生しなかつたことは何よりのことであつた。

6. 上部構造について

(1) 設 計

本橋設計は一般側面図を提示し、指名競争設計入札で決定した。設計審査に当団で委嘱した海門橋特殊設計審議委員により、最も合理的で経済的な設計が採用された。使用した鋼材は厚さ 20 mm 以下は SS 41, 22 mm 以上は SM 41 W であり、高張力鋼は使用してない。ランガー桁径間桁端の上弦材連続部の側板 ($t=19$ mm) のように、大きな溶接の集中する重要な材には特に SM 41 W を使用した。また使用した板厚の最大は 42 mm であり、添接鉚はすべて SV 34 を使用した。工場製作の部材結合はほとんど溶接によるが、現場添接はすべて鉚結によつた。

本橋では縦断勾配が相当急であるため(最急 6%) 側径間の底板の底面を水平に、また主桁の外側に露出する垂直補剛材、高欄のポストはすべて鉛直に取りつけた。

側径間中、陸橋部 17 m 径間は 2 本主桁の単純桁でその他は 3 本主桁の合成桁である。外観上、構造上から水平補剛材は内側面だけに配置し、垂直補剛材も横桁、対傾構の取合部をのぞき、すべて内側面のみに配置してある。陸橋部は前記のごとく将来の沈下に備え写真-6のごとくジャッキをかける構造とし、アンカー ボルト長も延長されている。また 17 m, 23 m 径間は比較的短径間でもあり、強固な床板の作用も考慮して下横構は省略した。

ランガー径間では地覆のコンクリートが補剛桁腹板に接する箇所は腐食しやすいから、その防錆に図-9に示すごとく腹板に沿い 110×4.5 の鋼板を取りつけ、その下端部を曲げ地覆に埋込み水が下にまわるのを防いだ。また補剛桁上フランジと側径間高欄天端高は一致するよう設計した。

上横構は垂直材なしのダブル ワーレン構造とし、圧縮、引張応力を受けさせるため I 型断面とし、端部にハ

写真-6 (a)

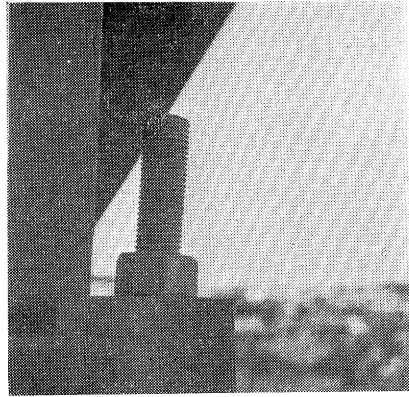


写真-6 (b)

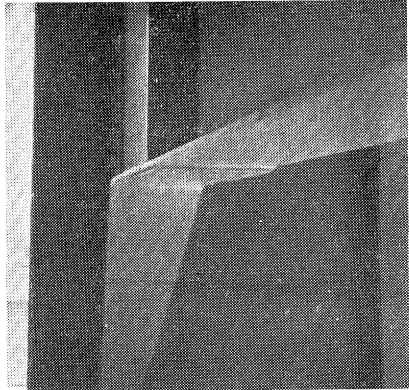


図-9 (a) ランガー桁骨組線概念図

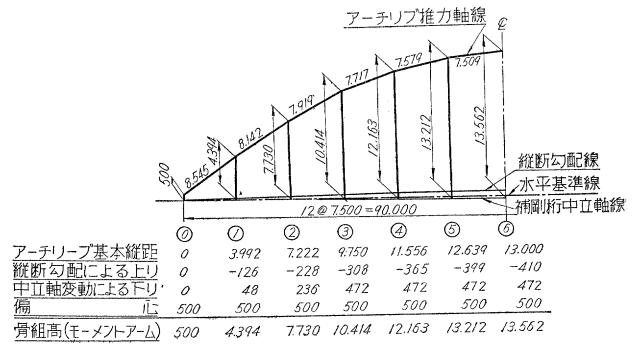


図-9 (b) ランガー径間端部構造図

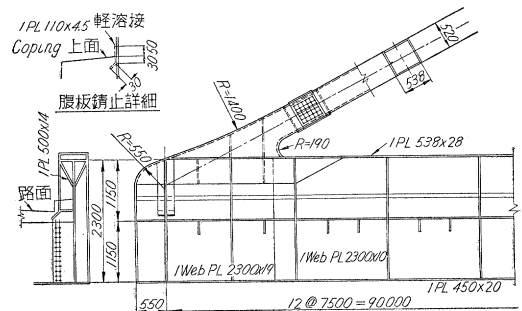
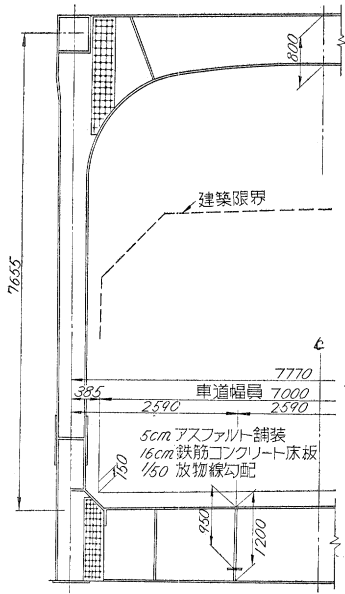
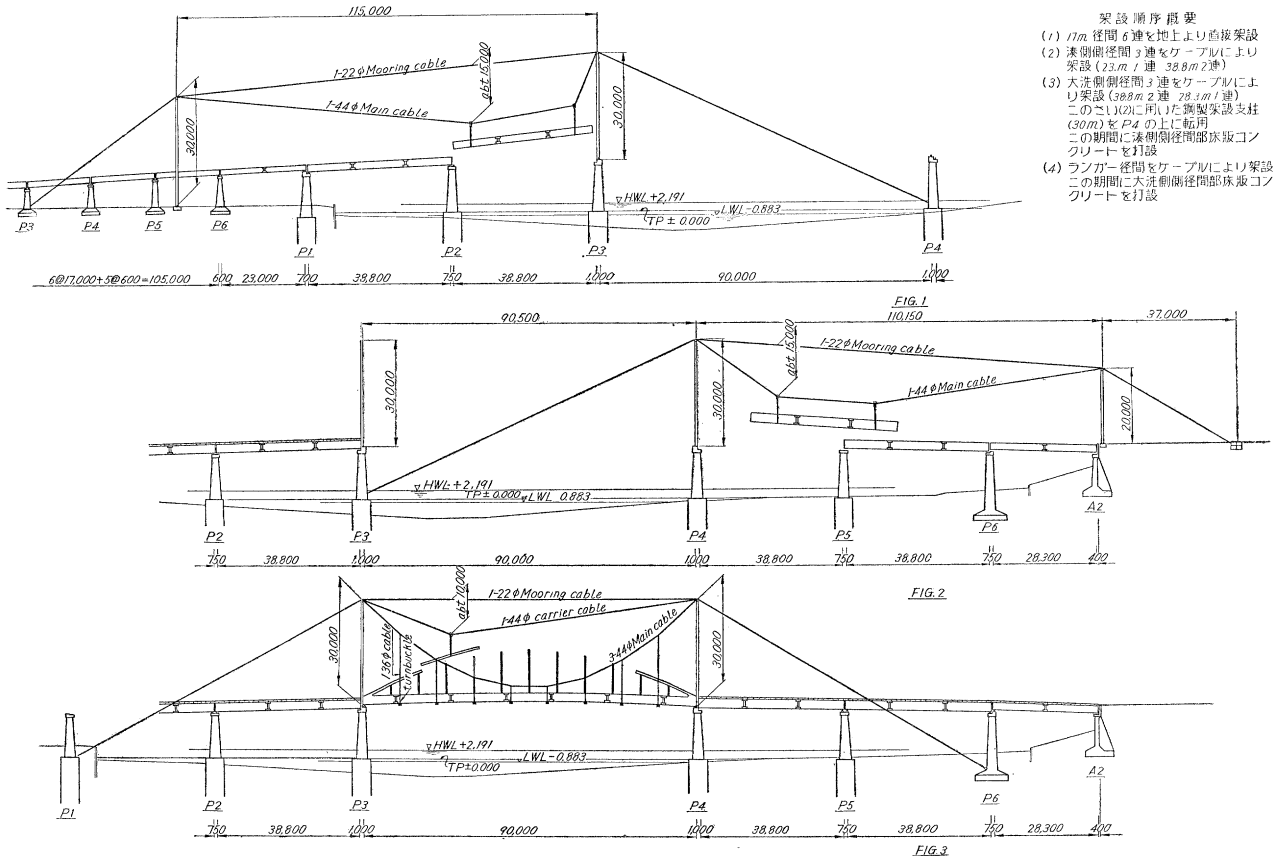


図-9 (c) ランガー径間床組および橋門構造図



ンチを設け、各格点において上弦材と同高とし強固におさえる構造となっている。下横構はブラット構とし、溶接I断面である。

図-10 上部工架設図



- 架設順序概要
- (1) 17m 径間 6 連を地上より垂接架設
 - (2) 湧潮側径間 3 連をケーブルにより架設 (23.1m 1 連 38.8m 2 連)
 - (3) 大洗側側径間 3 連をケーブルにより架設 (38.8m 2 連 78.5m 1 連) この工(2)に用いた鋼製架設支柱 (30m) を P4 の上に転用 この期間に湧潮側径間部床版コンクリートを打設
 - (4) ランガー径間をケーブルにより架設 この期間に大洗側側径間部床版コンクリートを打設

補剛桁については特に端格点において、補剛桁中立軸と上弦材結び心との間に 50 cm の偏心を与えた。これは本橋のように箱型断面の上弦材と I 型の補剛桁とを連結する場合に、上弦材連結部に作用する水平反力を補剛桁上フランジに導入するのが一般に用いられる方法であるが、この場合、端格点で補剛桁に負モーメントを与えて上フランジを大きなものとすれば、上弦材の水平反力を無理なく補剛桁に導入することができること、上弦材連結部が補剛桁桁端に接近するため、連結部分が比較的短い範囲におさまるので、2 次応力の発生を抑制することができ、また上弦材はほとんど反曲することなしに補剛桁に結ばれるので、美観上からも有利と考えられたためである。また桁上フランジの中は上弦材取合部を除き一定とした。

吊材はすべて I 型断面である。曲げモーメントを受ける格点 1, 2 の吊材は腹板巾をしぼらずに一定とし、他は巾を 25 cm にしぼつてある。表-4 は本構造概要である。なお伸縮継手は両端ともフィンガー ジョイントを使用した。

(2) 架 設

陸橋部左端側より $\phi 44$ mm 麻心ケーブル 1 本に吊し、キャリアで所定の位置へ運んだ。側径間は輸送上 3 片

表-4 海 門 橋 上 部

型 式	支 間	中 員	種 別	橋 面 積	橋 体 鋼 重	シ ュ ー 重	伸 縮 排 重	高 欄 鋼 重	総 重 量	鉄 筋	コ ン ク リ ー ト	床 ア ス フ ァ ル ト
	m	m		m ²	t	t				t	m ³	m ³
ランガー	90.0	7.0		630.0	217.404 345.1 kg/m ²	4.588				20.848	127.5	31.89
4 @ 38.8 ガーダー	38.8	〃	合 成	4 @ 271.6	53.537 197.1 kg/m ² 214.148	0.750 3.000				34.440	236.0	55.16
1 @28.3 ガーダー	28.3	〃	合 成	198.1	28.970 146.2 kg/m ²	0.451				6.319	43.9	10.12
1 @23.0 ガーダー	23.0	〃	合 成	161.1	19.039 118.3 kg/m ²	0.400				5.121	35.8	8.23
6 @ 17.0 ガーダー	17.0	〃		119.0	12.713 106.8 kg/m ² 76.278	0.265 1.590				28.464	141.6	36.78
					555.839	10.029	11.767	29.519	(577.635) 607.154	95.192	584.8	142.18

として現場に搬入されたので、陸上において現場継手をなし、1本ものにして所定位置におさめた(写真-7)。

ランガー径間は側径間架設に使用した P₃, P₄ 脚上の 30 m 鉄塔を利用し、ケーブル エレクションによつた。主索は片側 44 mm 麻心ケーブル 3 本を使用し、そのアンカーは左右各 2 径間目の橋脚に埋設しておいたアンカ

写真-7 (a)

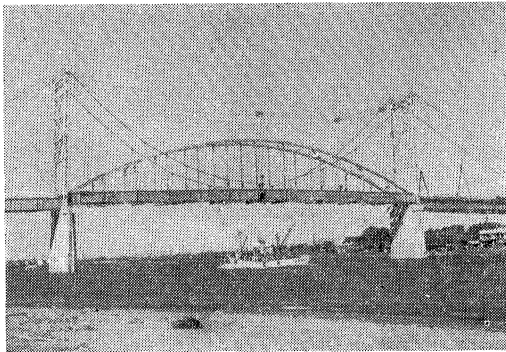


写真-7 (b)

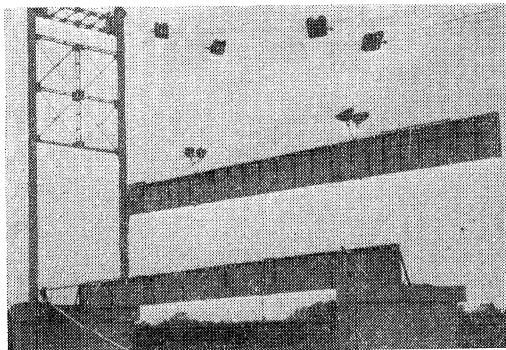
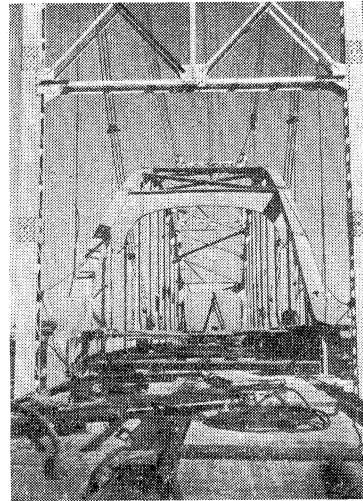


写真-7 (c)



ー フレームにとつた。主索より $\phi 36$ mm のケーブル 1 本を下げ、これに受桁を取りつけ、ターン バックルを用いて長さの調整をした。吊出用キャリアー ケーブルは上中下流各 1 本を張り渡し、上下流は 44 mm、中央は 32 mm を使用した。このエレクション以前に側径間の床板コンクリートを打ちおわり、部材は左岸側よりトラックまたはトレーラーによつてランガー部左端まで搬入した。補剛桁 1 節ずつ左岸側、右岸側交互に架設し、1 節の終るごとに横桁、横構をかためて進行した。

補剛桁および床組の架設を終了したところでキャンバーの調整を行なつた。

次に上弦材の取り付けを行ない、左岸側、右岸側とも第 1 節目を終了したところで橋門構を取りつけた。以後

構 造 概 要

型わく	主桁間隔	Web厚	Web高	Cov厚	Slab厚	地覆巾	ジベル鉄筋径	パネル割	たわみ	Rise	Stringer間隔	Upp.chord
m ² 647.3		10	2300 1/39.1	28 30 19 20 22 28 38	180	378	13	12	1/2 1/2 103 1/4 1/1 493	13 000 1/6.9		
1 190.8		9	2400 1/16.2	18 28 19 30 34	180	300	13		1/2 130			
217.5	”	9	2000 1/14.2	12 20 15 18 22 23	180	300	13		1/2 720			
176.8	”	8	1600 1/14.4	11 19 22 22 25	180	300	13		1/3 070			
786.0		8	1600 1/10.6	13 17 22 25 11 17 20 22	160	300			1/1 452			
2 018.4												

順次、横構でかためながら中央に進み、最後に中部部分をおさめ、残りの横構を取りつけ、キャンバーを調整したのち、本締め、鉸鉸を実施した。

(3) 塗 装

工場製作後ただちに溶解光明丹 (A鉛丹 75%) を下ぬりし、架設後下・中・上ぬりの計4回ぬりとした。塗料選定については潮風による影響を考慮し、メーカー8社に樹脂塗料と油性塗料の両者の見本品を提出させ、1年間現場で曝露試験をなし、審査の結果樹脂塗料を採用することとし、メーカーも決定した。

(4) 照 明

図-1に示すごとき位置に干鳥配置とし、高圧水銀灯 (200 W, 路面上より6 m) を設置した。照度は最暗部で1ルクスとし、平均12ルクスになるよう計画した。また航路にあたるP₃、P₄脚上には上下流に船舶の安全灯200 W, 4個を添設した。

なお電力使用量の節減をはかるため、交通量の少ない時間には半分消灯できるような施設とし、点滅操作は管理事務所において行なうようにした。

7. 結 言

以上海門橋工事概要の報告であるが、道路、補装、ゲートおよび管理事務所建築工事などについては省略した。

なお東京大学生産技術研究所に依頼して、対称、および逆対称1次の振動周期、対称1次および逆対称1次の振動形に対する振巾と減衰常数との関係、活荷重による静たわみの実測などを行なつたが、機会をみて報告して戴くこととした。本橋の完成により危険な手槽渡船と、不経済な回コースが解消し、再び那珂湊市と大洗町は最短距離で直結されることとなつた。交通、産業、経済、観光および文化の発展に大いなる貢献をもたらすとともに、一日も早く事業費が償還 (予定30年) され無料公開されんことを祈る。

終りにあたり、本橋の径間割りとは型式の決定に御指導をいただいた田中 豊先生、鈴木雅次先生を始めとし、友永 (国鉄)、田原 (土研・現道路公団)、村上 (建設省) 各海門橋特殊設計審議委員および福岡 (土研)、市原 (運研)、久保 (東大) の各諸先生の御指導、御協力に対し深甚なる感謝の意を表する次第である。

論文集 61号・別冊 (3-1)

B 5判 44ページ 発電用河川流量の研究

論文集 61号・別冊 (3-2)

B 5判 21ページ サージタンクの相似律 (英文)

論文集 61号・別冊 (3-3)

B 5判 48ページ 骨材の表面積と新表面積法による構築混合物の検討とその応用に関する研究

正員 工博 大久保達郎・相馬 敬司
工博 西原 宏

定価 150円 (〒10円)

正員 工博 林 泰 造

定価 100円 (〒10円)

正員 太田 誠 一 郎

定価 220円 (〒20円)

索 道

有名な観光地、あるいは新しい観光資源を開発するための交通機関として鋼索鉄道(ケーブルカー)に代り、最近索道(ロープウェイ)がさかんに建設されるようになった。索道は空中に索条(ロープ)を架設し、これに旅客または貨物を積載した搬器を懸垂し、動力を利用して運搬される設備であつて、わが国のように、山岳渓谷の多い地勢には最も適した交通機関である。

索道は索道規則(昭和22年11月27日運輸省令第34号)において索道方式によつて普通索道、特殊索道および貨物索道に区別され、またこれらの索道はいずれも運転方式によつて曳索(搬器を曳行するロープ)の両端に取りつけられた各1個の搬器を山上、山下両停留場間を交互に往復させる交走式(つるべ式ともいわれている)と、無端で循環する索条に一定の間隔をおいて搬器を連続的に送り出す循環式がある。

普通索道はドアによつて開閉できる箱型の密閉式搬器を使用して人または人と物を運送する索道であつて、支索(搬器を懸垂する索条)の高さは地表面から搬器の下端まで5m以上となるよう架設することに定められている。索条は最小限、支索1条のほか2条の曳索あるいは1条の曳索と1条の補助索条、すなわち3線を必要とする。現在は3線式か、支索2条と曳索2条の4線式の2種類がある。運転速度は交走式のもの3.6m/sec、自動循環式ものは2m/secをこえてはならないと規定されている。循環式における搬器の自動式握索装置(移動する索条を自動的に把握または放棄する装置)は2種以上整備することになつており、この場合の搬器の間隔は、前の搬器が発してから1分間以上を経て、次の搬器を送り出すように定められている。普通索道においては搬器には必ず車掌を乗車させることになつていのであるが、搬器の最大乗車人員が10人以下の場合、搬器下端から地表面までが30m以下である場合、その他規定された保安設備が設けられている場合、これらのすべての条件に適合した場合は車掌を省略することができる。

特殊索道は椅子式の開放型搬器を使用して人を運送する索道であつて、甲種、乙種および丙種の特殊索道に分けられる。甲種は夏山リフト、乙種はスキーリフト、丙種はスキーターと称されている。甲種特殊索道は支索の高さが地表面またはこれに代る橋梁等の構造物の表面から搬器の下端までが500mm以上2m以下となるよう架設することになつている。特にこの場合、地表面は支索の両側各1.5m間は石、木等の障害物を除き平滑にすることが定められており、現在夏山リフトにはすべて切土、盛土の土工を施し、あるいは橋を架設して嚴重にこの高さが保持されている。ロープは支索、曳索兼用の1条以上であつて、普通は単線式(ロープ1)か複線式(ロープ2)である。

搬器の間隔は循環式の場合で固定式握索装置のものは8秒以上、自動式握索装置のものは25秒以上である。運転速度は交走式が2.5m/sec、循環式は固定握索装置の場合1.3m/sec、自動式握索装置の場合2m/secをこえてはならない。

乙種特殊索道はいうまでもなく積雪地においてスキーヤーを運送する索道であつて支索は搬器の下端がその箇所における最近5カ年間の平均最深積雪面から3m以下の高さとなるよう架設され、線路延長は技術上あるいは生理上を考慮して1300m以内としなければならない。ロープの数、搬器については甲種と同じであるが固定式握索装置の搬器の間隔は7秒以上に緩和されている。運転速度についても甲種の循環式の場合と同じで

あるが、固定式握索装置のものについては乗降場を10m以上とすることにより1.6m/secまでスピードアップが認められている。

丙種特殊索道はスキーまたはソリを雪面上を滑走させて人を運送する索道であつてロープの高さは規定されていないが、空中に架設することは変りない。ロープは単線式が普通であつて搬器は容易に人が脱出できる構造のものであることが必要であり普通Tバーが使用されている。搬器の間隔、運転速度は乙種特殊索道と同じである。

普通索道、特殊索道は人を運送する索道であるため十分の安全を必要とし、ロープ、支柱、搬器およびその他の工作物の強度について詳細な建設規定があるほか、保安装置についても、それぞれの索道の方式に応じて十分な設備を設けるように定められている。

貨物索道については支索の高さは普通索道と同じであるがロープの数、搬器については別に定められていない。普通単線式あるいは複線式が多い。ロープの強度、保安装置については普通索道に比して緩和されている。運転速度は2.5m/secをこえてはならないとされている。

索道事業を営む場合は以上の普通索道または特殊索道または貨物索道を使用することになるのであるが、このほか自己のために従業員または貨物を輸送する専用の索道がある。この場合、人を輸送するものは普通索道または特殊索道を、物を輸送するものは貨物索道を使用するのである。わが国における索道の種類別による現在数は次表のとおりである。

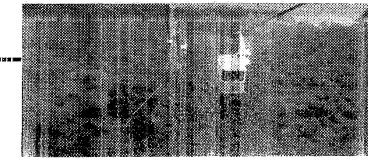
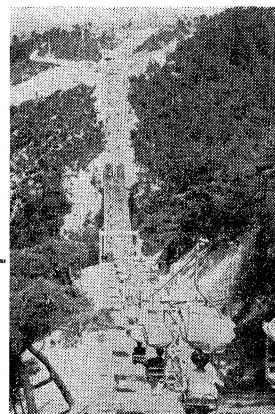
索道現在数

普通索道	3線式 4線式 3線式 小	交走式 交走式 循環式 計	38カ所 2" " 9" " 49" "
特殊索道	甲種特殊索道	単線式 複線式 小計	10" " 1" " 11" "
	乙種特殊索道	単線式 複線式 小計	97" " 1" " 98" "
	丙種特殊索道	単線式	5" "
貨物索道			4" "

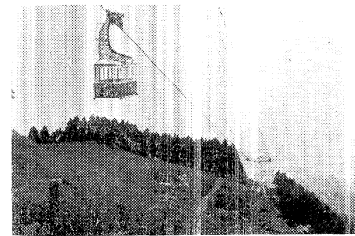
35.2.20 現在、ただし乙種、丙種特殊索道については34.11末現在

索道は空中高く架設されたロープ上を走るといふ特殊交通機関であるだけに、一般鉄道と異なり特に安全性が重視されるため建設後の保守についても特に慎重である。事業者は毎日使用

甲種特殊索道(夏山リフト)



普通索道(三輪循環式)



普通索道(三線交走式)

前回の始業点検をはじめ、1日検査、7日、1月、2月、3月、6月、1年検査等の各種の検査を行なうよう規定され嚴重に実施するように指示されている。【運輸省 林・記】

乙種特殊索道(スキーリフト)

