本四技報

Vol. 2 No. 6 '78.10

本州四国連絡橋公団監修

本四技報　第6号　目次

工事と安全技術……常任参与……多田安夫　1

番ノ州高架橋基礎杭試験（その2）……第二建設局坂出工事事務所…山本紀夫　2

同上　兼田和弘

吊橋塔基部のグラウト注入実験……第一建設局鳴門工事事務所…佐伯康二　12

大三島橋のコンクリート……第三建設局今治工事事務所大三島支所…

……高須賀博一　18

同上　福本英一郎

塗装を施した摩擦接合継手の性能試験……建設省道路局……榎波義幸　22

第三建設局今治工事事務所
大三島支所……越智勝

企画開発部企画課……森邦久

明石海峡大橋補剛桁風洞実験……垂水工事事務所技術課……加島聡　28

同上　大橋治一

設計部設計第一課……秋山晴樹

技術ニュース……34

本四技報 7号（54・1）掲載予定

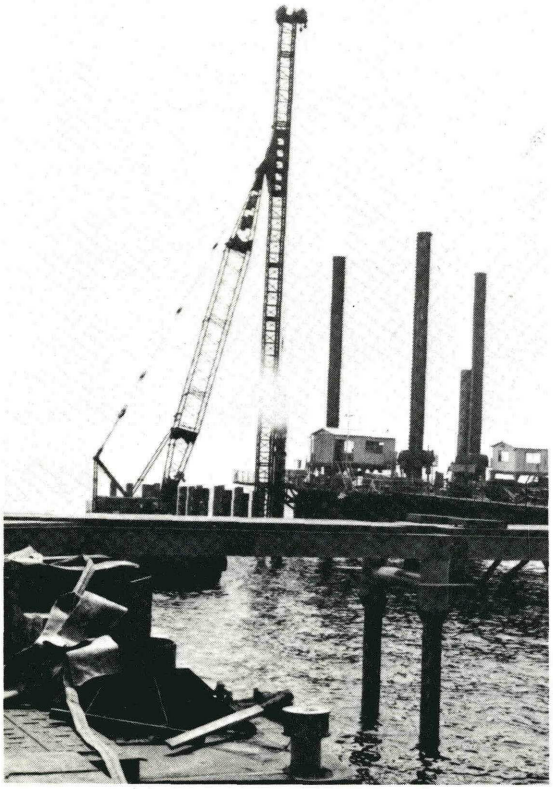
- 洗掘防止について
- 大鳴門橋における多柱基礎の設計
- 海砂について
- 鋼製ケーソンの設計
- ケーブルバンドの実験

明石海峡大橋舞子沖試験工事

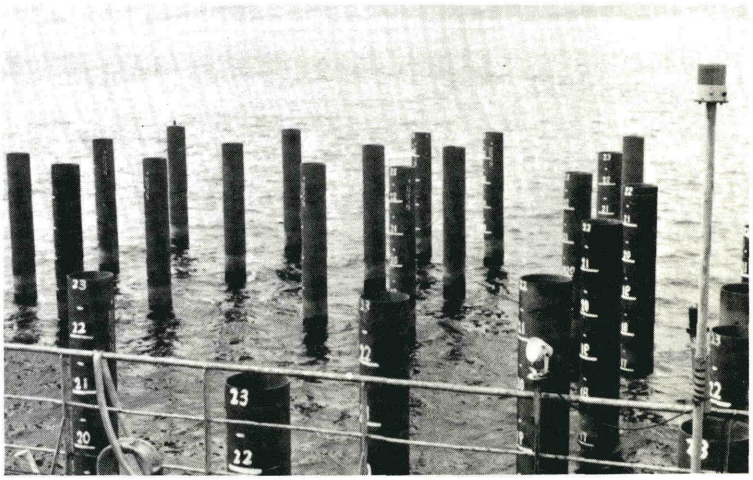


明石海峡大橋の地質調査および施工法

調査のために舞子海岸沖合約150ｍの調査地点まで連絡用桟橋と作業足場（躍進１号，２号，３号を利用）が設置された。 **（昭和53年７月）**

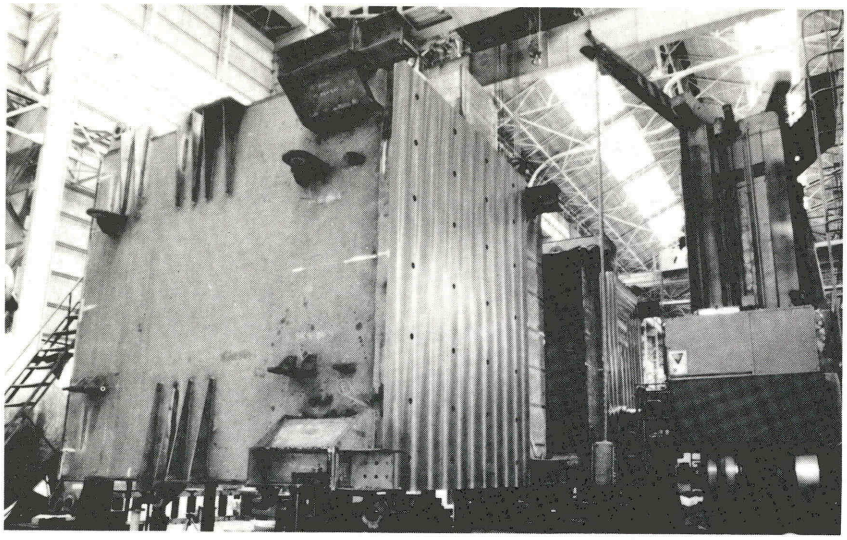


作業足場前方の調査地点に，40ｍ×27ｍの足場桟橋用鋼管杭を打ち込んでいる。 **（昭和53年７月）**

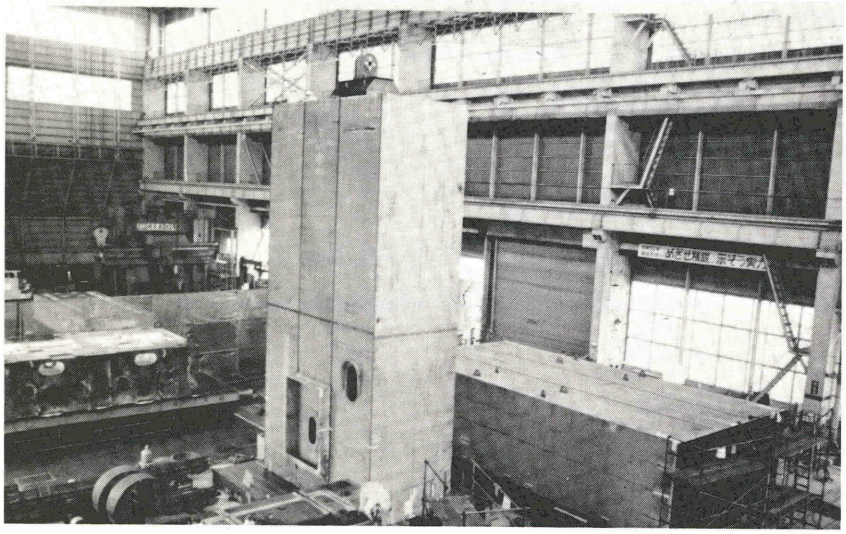


打ち込まれた足場桟橋の鋼管杭群 **（昭和53年７月）**

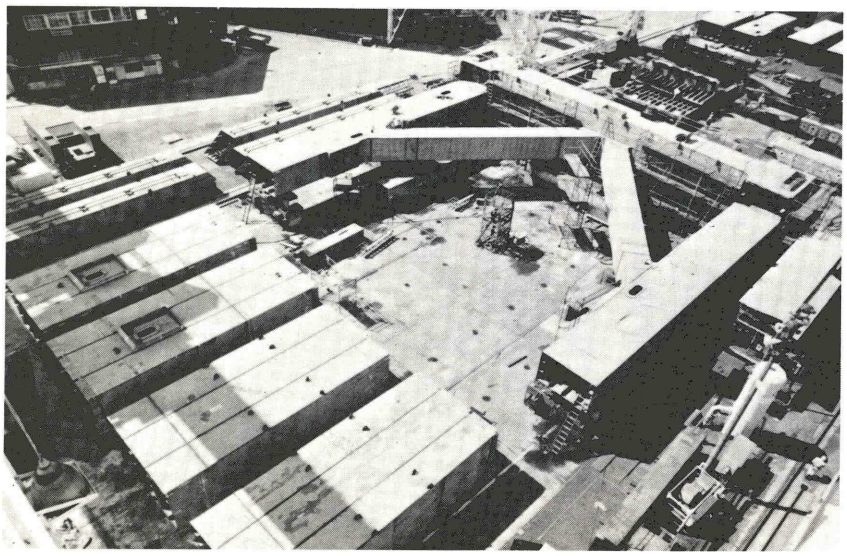
因島大橋上部工事



塔頂板の機械切削
塔頂サドルが設置される面を切削している。**(昭和53年 8 月)**

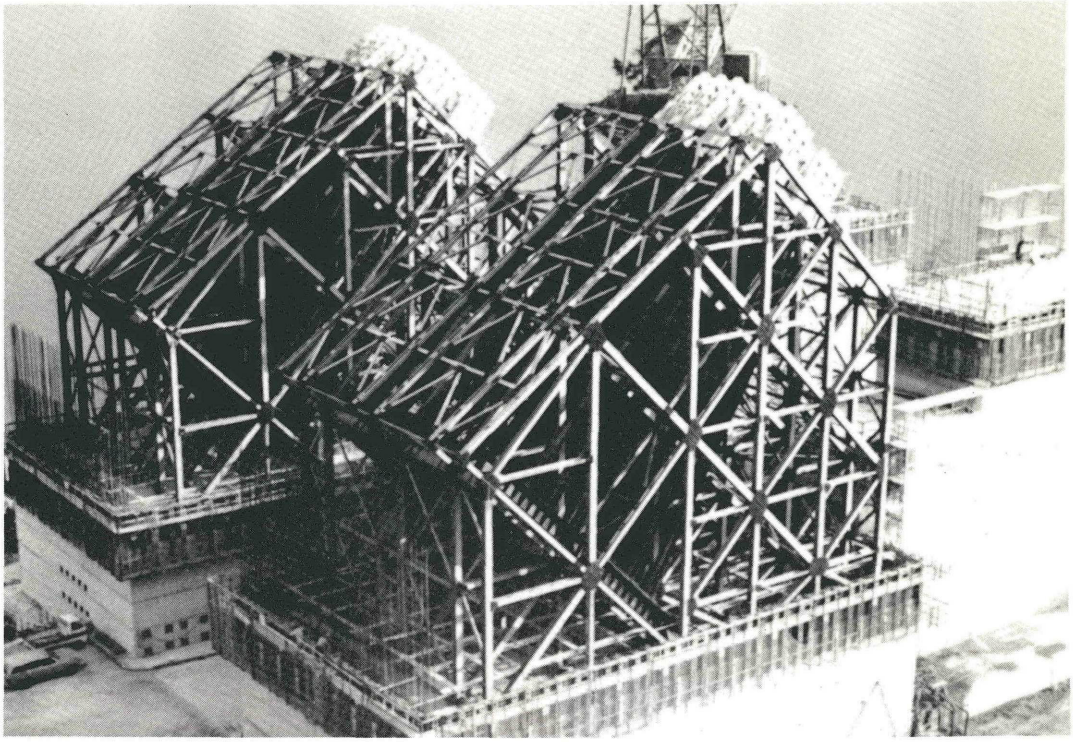


塔ブロックの立置検査
(昭和53年 8 月)

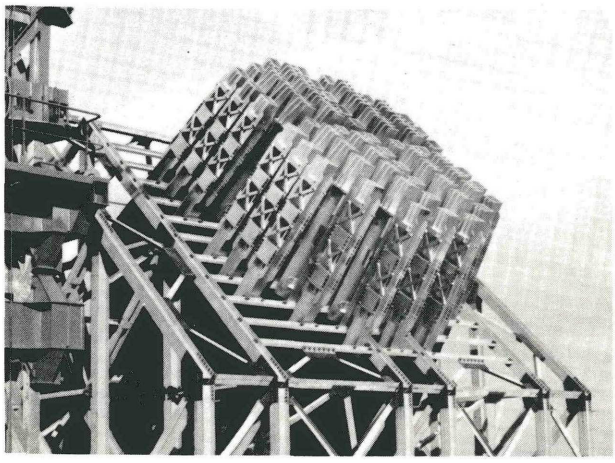


塔ブロックの仮組み立て
斜材，水平材を含めた仮組みが行なわれている。
(昭和53年 8 月)

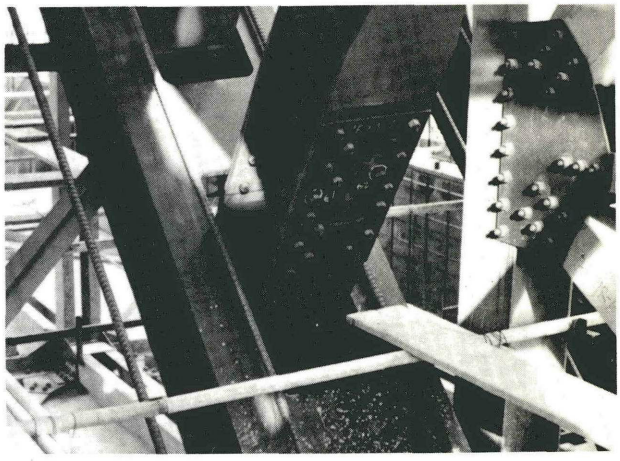
因島大橋下部工事



組み立てが完了した向島側ケーブルアンカーフレーム
因島側は5月に組み立てを終えており，コンクリート打設が進んでいる。
（昭和53年 9 月）

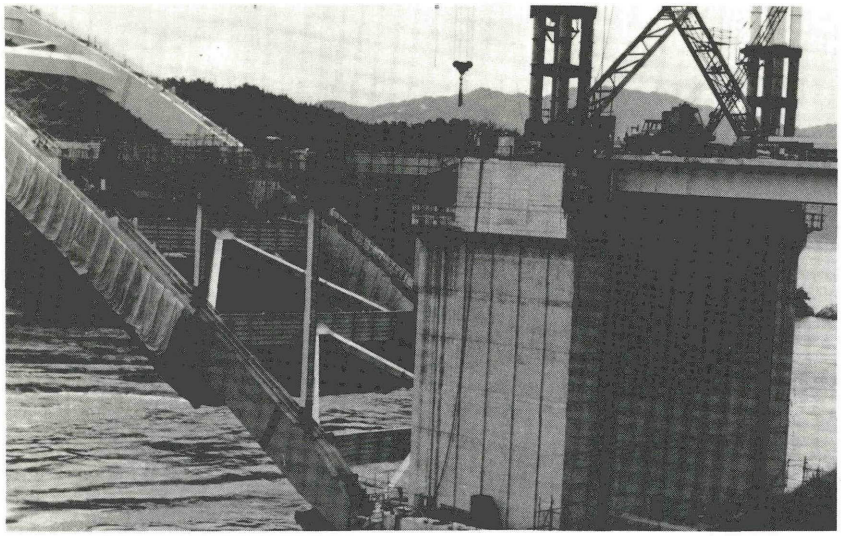


引張材の先端部
主ケーブルを構成するストランドが定着される。
（昭和53年 9 月）

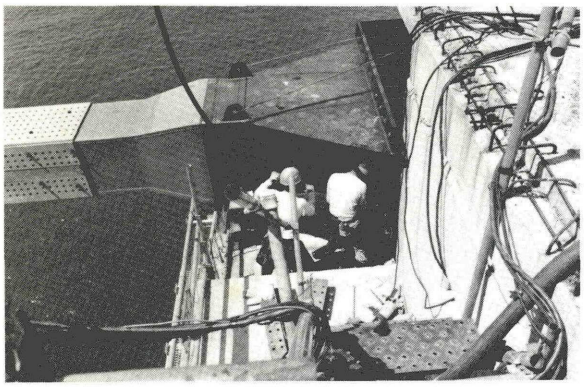


アンカーガーダー
引張材が取り付いており，主ケーブルの張力をアンカレイジに伝達する。 **（昭和53年 9 月）**

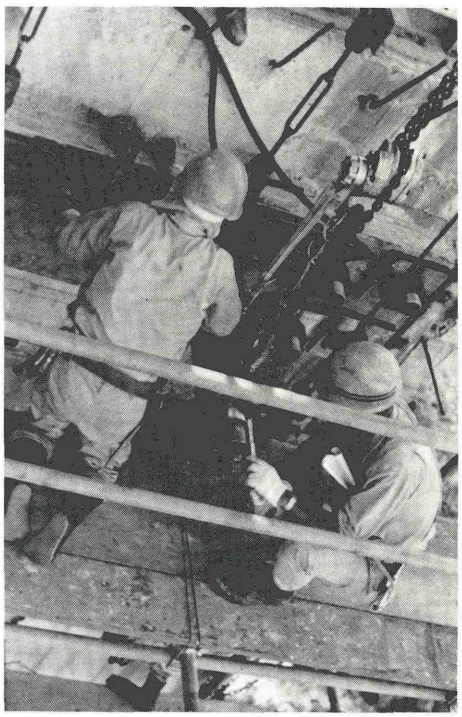
大三島橋上部工事



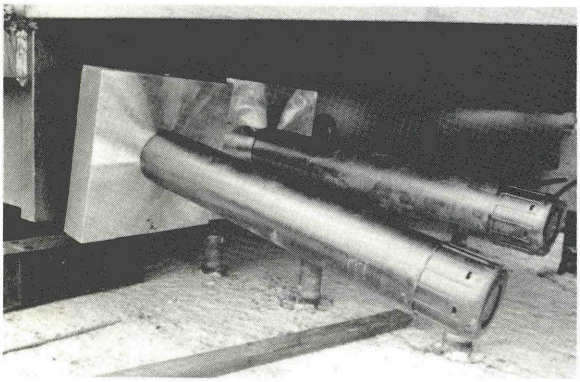
側タイ部分の架設が終り，側タイに引張力を導入する。
この後，中央部分の床組が始まる。　**（昭和53年 8 月）**



側タイに引張力を与えるＰＣ鋼線の挿入状況
（昭和53年 8 月）



ＰＣ鋼線の山側定着部分
ジャッキにより軸力が導入されていく。
（SEEE工法による）　**（昭和53年 8 月）**



挿入されたＰＣ鋼線の海側定着部分
棒状のカバーの中にネジ切りされたスリーブがある。　**（昭和53年 8 月）**

●工事と安全技術●

常任参与　多　田　安　夫

一般に設計は完成後の姿をもとに耐用年間に当初の機能が通常の維持補修で保持できることを目標とし，工事は構造の種類の如何をとわず，その完成の姿を組立て易いように分解して現場で組立てゝゆくが，各段階での安全性の検討は本体を対象とするのが通常である。大規模な構造物であると施工段階での姿によって本体の部材断面が決まることがあり設計では工事各段階の照査はかゝせないものである。これには施工法，工程，機材の規模等綿密に調査して立案するが安全の面ではどうしても本体に重点がおかれる。

さてこのように十分検討された施工計画であるが,工事の安全は現場技術者，技能者がすべて十分な注意の下に行動しミスはないという前提で考へられており工場におけるように人間工学的な知識を導入しての環境の整備，設備機械の設計と使用方法，安全管理の方法と管理体制等を考へての安全対策まで至っていないのが現状であろう。これは土木工事は工場のように環境，機器等を人間に調和させることが可能な条件になく，それらが各現場で多様で人間がそれらに適応せざるを得ないことによるが，それ以前に伝統的に下請制度の上につちかわれた「まかせる」に対し「まかされた」という技術的な信頼性理論によるものでない，技能者の永年の経験ときっぷに依存している現状とその方法で数々の工事を安全にこなしてきている実績が敢へて工事安全対策を技術として体系化するまでに至っていない理由でなかろうか。

ところが近年のように技術の進歩が速く，これに伴って建設機械の能力増大，新工法導入等のため作業の質，単位，速度が従来の経験より格段に高くなってきている現在，そして本四架橋のように工事の内容，規模も飛躍的に大きくなる工事では，従来の考へ方ではカバーしきれない面がでてくることが考へられる。

「日本人は空気と水と安全はただみたいなものと思っている」ということがよくいわれる。たしかに工事の従事者が十分注意してやれば問題ないはずである。したがって何となく安全に時と金をかけるのは本来の必要と思われない気がするのである。それが事故が起ってから対策がたてられるという日本的パターンにつながっている。生きもの、人間のすることであるから思い違いや注意が散漫になることもあり得るのであり，身体の調子や心理状態によってもそれらに幅があることは当然のことである。これらを考慮してミスがないようにするのが技術というものであろう。本四架橋では一つの事故の波及する影響はナショナルプロジェクトであるこの事業のインパクトと同様に大きい。このことは環境アセスメントとその対策に時と金が必要であったように安全にも必要であることを意味しているといえよう。別の観点からみれば我々の事業は国民生活向上のためのものである。
したがってその工事中に従事者や第三者を犠牲にすることは，その目的にも背馳するものでなかろうか。

本四架橋事業も目前に迫っている児島―坂出ルートの着工によって各ルートとも海峡部は本格的な工事時期を迎へることになる。したがって工事の安全確保のための技術の向上は我々が当面取組むべき重要課題の一つである。とくにそのシステムについては総裁からも指示をうけている課題であり，できるだけ早く討議の場にのせたいと考えている。既に日本でも直接的には比較できないが，航空機や新幹線の運行システムという立派な御手本もあることであり，直接的な工事の責任者である業界ともども問題認識を新たに積極的に取組めば必ず成果は上るものと信ずる。技報にも安全に関する報告や論文が発表され安全対策の技術向上の牽引力となることを期待したい。

番ノ州高架橋基礎杭試験(その2)

第二建設局坂出工事事務所技術課長 山本紀夫
同　上　技術課 兼田和弘

4. 載荷試験

載荷試験は，T－1杭，T－2杭，T－3杭を対象にして，鉛直（長期及び短期），水平，振動の各載荷試験を実施した。（その2）では，頁数の関係で，鉛直載荷試験についてのみ述べる。

4.1 地盤の土質工学的特性

番ノ州地盤の概要は，（その1，本四技報Vol.2，No.5 '78.7）で述べた如く，基礎設計上の工学的区分として，高架橋区間を3区分している。ここでは，載荷試験計画，データ解析等に必要な土質工学的特性について記す。

(1) 土質試験結果による強度特性

サンプリングによって得られた粘性土試料の室内試験結果から得られた概要は，次のようである。

沖積層における粘性土の粘着力は，C＝0.5kg/cm²程度である。

洪積層では，粘性土の分布範囲も広く，含水比の大小によって，粘着力は，C＝0.5～2kg/cm²の範囲である。内部摩擦角は，$\phi < 6°$である。

三豊層の粘性土は，N値の大きさからしては，C＝1.2kg/cm²，$\phi = 18°$，一軸圧縮強度平均値q＝1.8kg/cm²等のような非常に小さい値しか得られていない。これは，試料そのものに微細構造が認められ，微小のクラック，すべり面が存在していることから，原位置で，マスとして拘束された状態での強度に比べ，低い強度になることはうかがえる。

(2) 圧密特性

三豊層，洪積層の粘性土は，ほとんどが過圧密度1.5～2.5の状態にある。「洪積軟弱粘土層部」では，過圧密の状態は小さく，ほぼ正規圧密と云える。試験場所における，土質調査試験の結果では，圧密係数$C_v = 1.4 \times 10^{-1} \sim 9.1 \times 10^{-3}$ cm²/min.，圧縮係数$C_c = 0.14 \sim 0.41$である。

(3) 横方向地盤反力係数

各ボーリング孔の，LLTによる地盤反力係数の測定値を今井の方法により，杭径3mに対する基準K値を算出すると，次のようである。

「一般部」；$K_o = 0.6 \sim 2.4$kg/cm³
（GLO～－18m，但し埋土を除く。）
「洪積軟弱粘土層部」；$K_o = 1.2$kg/cm³（　〃　）
「三豊層部」；$K_o = 3.1 \sim 4.8$kg/cm³（　〃　）

(4) その他

間隙水圧水頭は，極一部（Bo.No.9 GL－8m）を除いて，ほぼ平均海面の値である。これは，降雨水は，沖積～洪積層中の粘性土層を不透水層として，側方流出し，深部で被圧水帯のないことを示している。

掘削による杭先端地盤への影響は，施工後，杭先端より約5mの区間で標準貫入試験を実施した結果，いずれもN値50以上の値を示し，先端付近の地盤のゆるみは，実際上問題ないと考えられる。表－7は，高架橋ルートにおける土質資料の室内試験結果一覧，表－8は，杭施工後の先端付近標準貫入試験結果である。

表－7　高架橋ルート土質試料室内試験結果

地層名	土質区分	N値	K値（杭径300cm）(kg/cm³)	単位体積重量γ (g/cm³)	最大レキ径 (cm)	粘着力C (kg/cm²)	セン断抵抗角φ(度)	圧密降伏応力Py (kg/cm²)	透水係数k (cm/sec)
埋土	砂質土（GL－5m）	5～10	1.1～1.5	2.05	1.0	0	30	———	1×10^{-3}
沖積層	砂質土	5～10（5～15）	0.8～2.3	2.05	3.0	0	30	———	1×10^{-3}
	粘性土（GL－14m）	0～5（5～10）	0.4～0.8	1.85	——	0.5	0	1.0	※※（1×10^{-7}）
上部洪積層	砂質土 中位	10～30	2.3～4.6	2.10	3.0	0	35	———	1×10^{-3}
	砂質土 密	30～50	7.6～10.6	2.20	8.0	0	40	———	1×10^{-3}
	粘性土 自然含水比20～40%	0～15	———	1.90	——	1.0～2.0	0	5.0～8.0	※※（1×10^{-7}）
	粘性土 自然含水比40～60%		———	1.70	——	1.0～1.5	0	4.0～7.0	
	粘性土 自然含水比60～80%（GL－40m）		———	1.60	——	0.5～1.0	0	3.0～4.0	
下部洪積層	砂質土 中位	10～30	———	2.15	0.5	0	35	———	———
	砂質土 密	30～50	———	2.20	2.0	0	40	———	———
	粘性土（GL－46m）	10～25	———	1.90	——	1.0～2.0（1.2～1.4）	0	5.0～10.0	※※（1×10^{-7}）
三豊層	砂質土	40～50+	———	2.30	5.0	0	45	———	———
	粘性土	30～50+	———	1.90	——	※ 1.2（1.2～11.2）	※ 18	8.0～12.0	※※（1×10^{-7}）

注）※　三軸試験（uu）より求めた値である。
※※　圧密試験より求めた値である。
（　）内は試験場所における調査。

表—8　杭施工後の先端付近標準貫入試験結果

杭名称	位置	試験深度及びN値 上段：試験深度(GL−m) 下段：N値(打撃回数／貫入量cm)				
T_1杭	A孔	71.15 50／26	72.15 50／19	73.15 50／18	74.15 50／13	75.10 50／18
	B孔	71.15 50／23	72.15 50／14	73.15 50／15	74.15 50／17	75.10 50／18
T_2杭	A孔	41.80 50／24	42.20 50／19	43.15 50／16	44.15 50／17	45.20 17／30
	B孔	41.50 50／28	42.15 50／24	43.15 50／19	44.15 50／20	45.20 21／30
T_3杭	A孔	71.45 50／23	72.15 50／18	73.15 50／14	74.15 50／17	75.15 50／14
	B孔	71.75 50／22	72.15 50／11	73.15 50／20	74.15 50／18	75.31 50／16

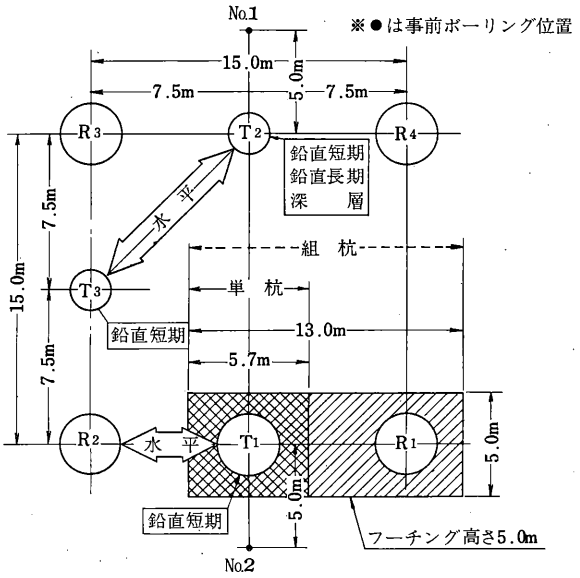
4.2 試験計画

(1) 試験内容及び目的

試験内容は，表－9に示すように鉛直載荷試験，水平載荷試験，振動載荷試験等である。特にT－2杭については，下部洪積層を支持層に当てた場合の，鉛直支持力，長期載荷による沈下挙動，深層載荷試験による杭先端地盤の支持力等の把握を目的としている。図－24は，試験実施要領を示したものである。

表—9　試験内容

項　目	目　　的	内容および方法
鉛直載荷試験	○鉛直支持力の確認 ○支持機構の把握 ○長期載荷における周面摩擦力の動向および杭先端地盤圧密の調査 ○杭軸方向バネ定数の把握	○最大荷重4,000ｔの短期載荷試験 ○１ヶ月間の長期載荷試験　(T_2杭)
深層載荷試験	○杭先端地盤の支持力の判定	○T_2杭の先端地盤における載荷試験
水平載荷試験	○水平方向支持力の確認 ○横方向地盤反力係数の把握 ○杭断面力の把握	○T_1杭，R_2杭間で最大500ｔ載荷 ○T_2杭，T_3杭間で最大300ｔ載荷
振動載荷試験	○杭－地盤系の振動特性の把握 (共振振動数 減衰定数 動的地盤定数 振動モード等	○組杭(T_1-R_1)および単杭(T_1)の起振機による強制振動の各起振力（最大36ｔ）に対し，0.3～10Hzの間で加振



図—24　試験実施要領

(2) 載荷荷重

三豊層に十分根入れされた3ｍφ杭の場合，期待出来る極限支持力は，各静力学公式，首都高速基準より算定すると，表－10のように推定値に大きな開きがある。載荷荷重は，設計支持力の3倍程度が望まれるところであるが試験によって3ｍφ杭を地盤が破壊するまで載荷するには，加力装置，載荷装置等が実用限度を超えたものになってしまう。しかし，2ｍφ杭の場合，上表より推定される許容支持力は，2,000～3,000ｔと考えられる。従って，実用的限度と考えられる載荷荷重4,000ｔ程度での載荷試験を行えば，降伏荷重が求められる可能性はある。故に，3ｍφ杭の支持力，支持機構の把握は，2ｍφ杭の結果より推定出来る。このような観点から，鉛直載荷荷重は，4,000ｔとし，これに対する加力方法，載荷装置の計画を行った。

表—10　場所打ち杭の推定支持力

支持力 ＼ 式および基準	極限支持力R_u(ｔ／本) 3mφ×70m	極限支持力R_u(ｔ／本) 2mφ×70m	許容支持力$\frac{R_u}{3}$(ｔ/本) 3mφ×70m	許容支持力$\frac{R_u}{3}$(ｔ/本) 2mφ×70m
道路橋下部構造設計指針 場所打ち杭の設計施工篇	9,200	5,600	3,060	1,860
Meyerhof式	19,900	10,100	6,630	3,360
Meyerhof修正式	18,000	9,300	6,000	3,100
首都高速道路公団基準	5,400 注)	2,400 注)	1,800	800

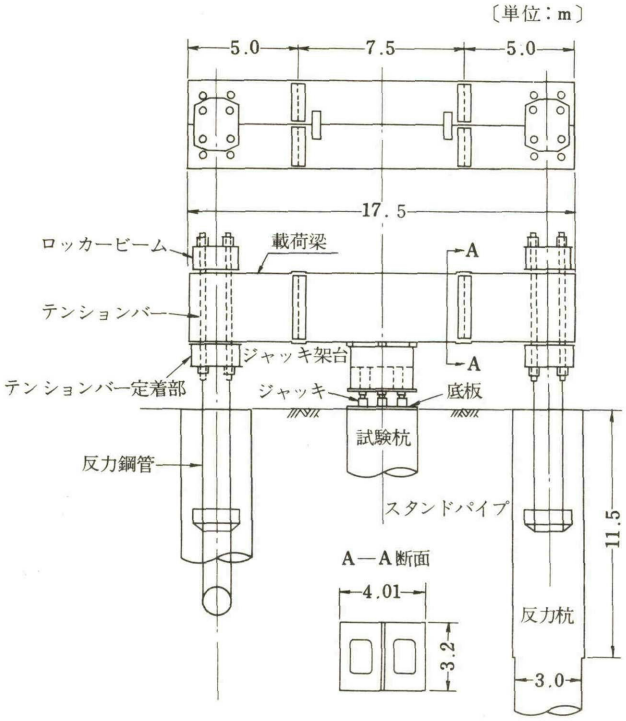
注）は「基準」による許容支持力の安全率を3として求めた値

(3) 載荷装置

1) 載荷梁及び加力装置

載荷梁は，図－25のように，2×3.1mの断面を有する箱桁2本を並列で使用した。梁長は，17.5m，支間15mである。ジャッキ反力は，片側各4本ずつのテンションバーにより，梁と反力鋼管を締結することにより反力杭に伝達している。梁の材質は，SM50，許容曲げ応力度は，±1,900kg/㎠である。ジャッキ架台からの荷重は，3点で梁に伝達される。支間中央で全荷重を受けた場合，4,000t荷重で計算値は，（支間中央）は，許容値の91%，支間中央のたわみ量は1.6cmである。テンションバーは，S45Cを使用しており，最大反力2,000tの50%増し，及び梁の並列使用による，ねじりモーメントに対して設計している。これらの荷重に対して，計算値は，バーのネジ部で許容値（δ_{sa}＝1,900kg/㎠）の約94%である。

加力装置は，容量500tの油圧ジャッキ8台である。ジャッキは，1台の油圧ポンプによって連動される。ジャッキ荷重の管理は，油圧回路中に設けた圧力変換器並びにブルドン管圧力計によった。

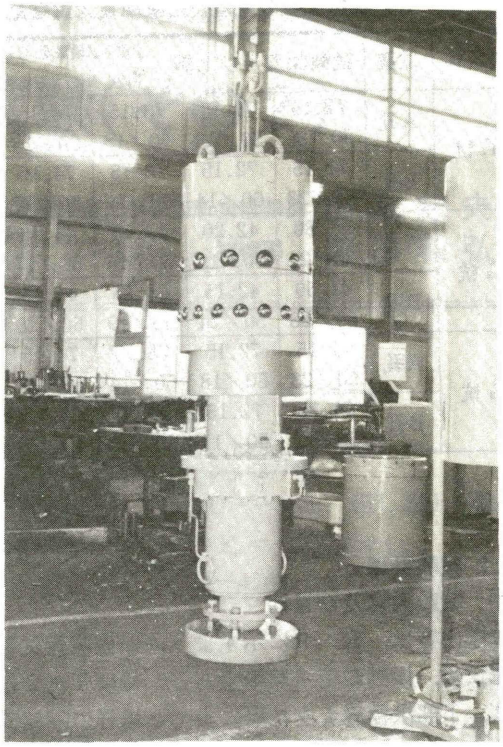


図—25 載 荷 梁

2) 深層載荷試験装置

杭先端地盤の平板載荷を実施するため，今回新たに，深層載荷試験装置を製作した。

載荷装置は，杭に埋設した鋼管を利用し，杭先端部に設置する。この機構は，内蔵している油圧ジャッキで鋼球を孔壁に押し付け，載荷板反力をとり，平板載荷を行うものである。ジャッキの操作は，地上の手動油圧ポンプで行い，載荷板の移動量は，ロッドあるいは鋼線で地上に導き，ダイヤルゲージで検出している。この装置は，将来，海底岩盤の支持力確認にも使用する予定で，最大載荷荷重は，100tである。写真－1に深層載荷試験装置を示す。

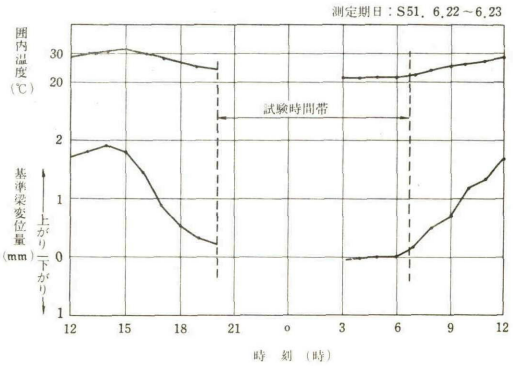


写真—1 深層載荷試験装置

(4) 基準梁

変形量計測の基準となる基準梁は，「鉛直載荷試験基準」（以下「基準」と云う。）により，基準点は，試験杭及び反力杭から杭径の2.5倍以上離す必要がある。このため，基準梁の支間は，35.5mにも達し，その剛性を保つ必要から梁は，H600×200を使用した。この程度の支間になると，梁の温度変化による変位は大きく，「基準」に定められている測定精度（杭沈下の進行を0.03mm以下の値でとらえなければならない。）を満足するのは容易ではない。

基準梁の温度変化に対する挙動は，実測の結果，温度変化1℃につき，支間中央で最大0.3mmの変位が認められた。従って，載荷試験は，基準梁の温度変化を小さくするため上屋をかけ，温度変化の少ない，日没後から日の出前に実施する必要があった。図－26は，温度変化による基準梁の変位を示す。



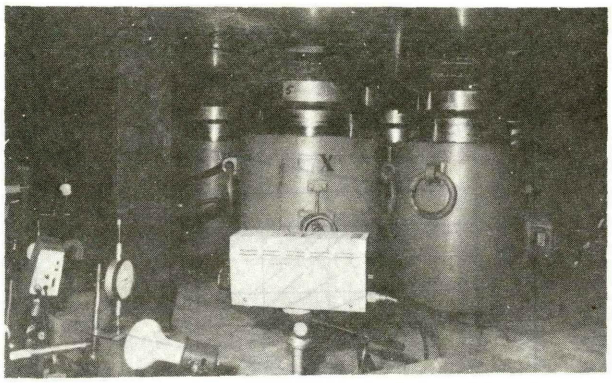
図—26 温度変化による基準梁の変位

4.3 鉛直載荷試験

(1) 試験方法

1) 計測項目

計測値は，全て，計測室で把握出来るよう計画した。ダイヤルゲージの目盛も，テレビカメラにより，計測室のテレビで判読し得るよう計画された。



写真—2 ダイヤルゲージ判読用テレビカメラ

2) 載荷パターン，載荷方法

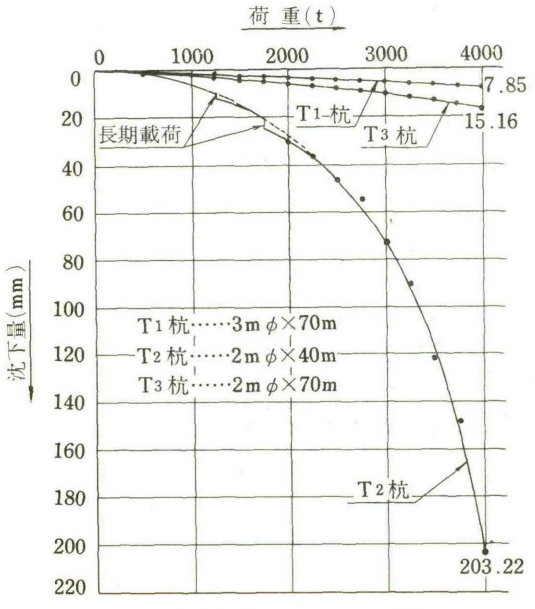
載荷パターンは，T－1杭及びT－3杭は，8サイクルの16荷重段階である。T－2杭については，第3サイクルの1,250 t と第4サイクルの1,750 t においてそれぞれ，15日間の長期載荷試験を実施した。載荷方法は，「基準」に示すB方法によった。

(2) 試験結果及び考察

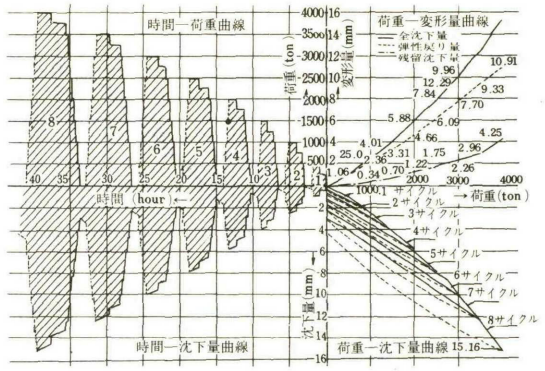
1) 試験結果

① 荷重～沈下量の関係

各試験杭の，4,000 t 載荷による荷重～沈下量の関係を対比すると，図－27のようである。図－28は，T－3杭の時間～荷重曲線，時間～沈下量曲線，荷重～（沈下量，弾性戻り量）の曲線を示す。



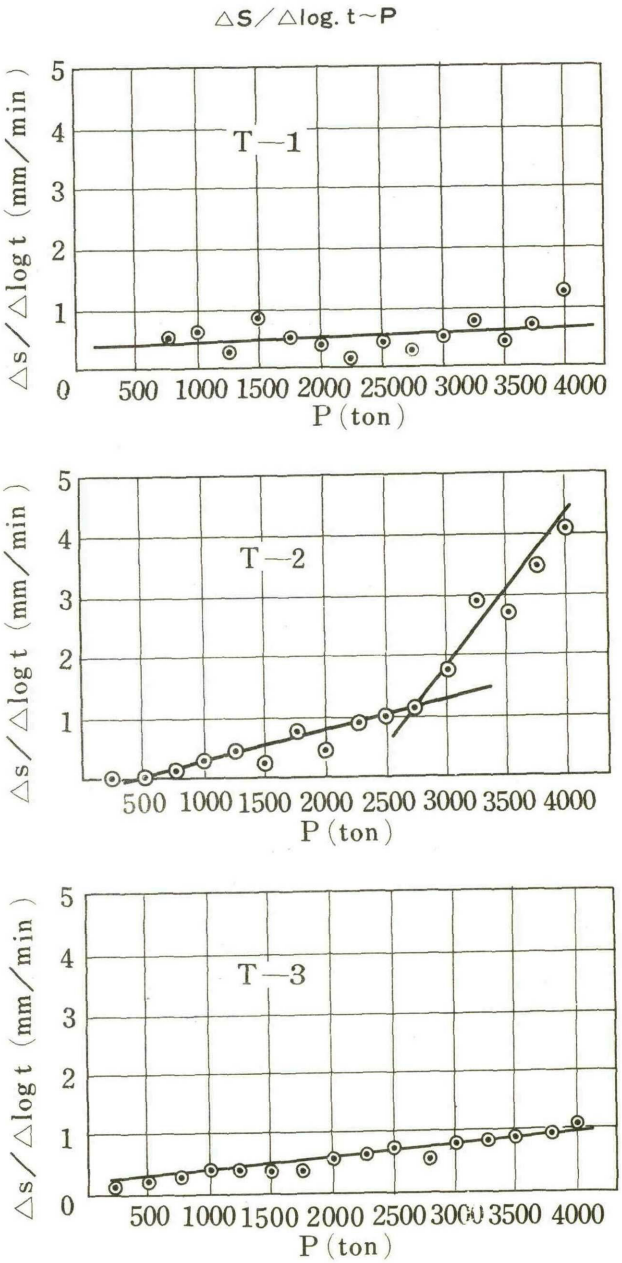
図—27 各杭荷重～沈下量の関係



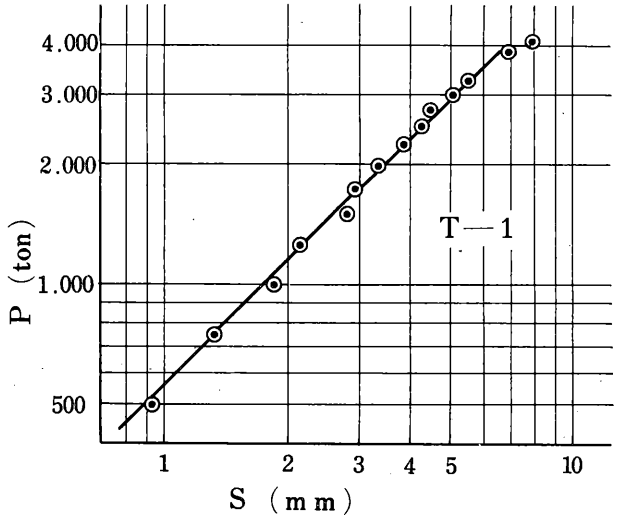
図—28 T_3杭荷重～沈下量，時間～沈下量，時間～荷重曲線

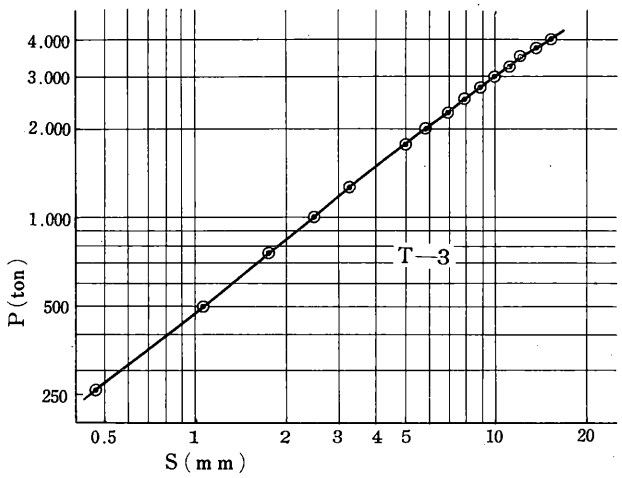
②降伏荷重判定用曲線

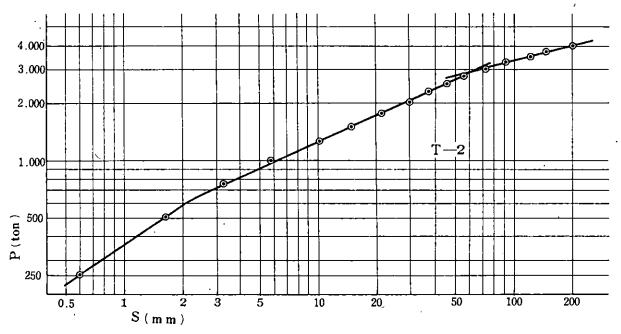
各杭の荷重～沈下量の関係，時間～沈下量の関係から，降伏荷重判定用曲線を求めると，図－29のようになる。これらの曲線及び，図27，28より，根入長が70mに達する杭は，2m径の場合でも降伏荷重は見い出せないようである。



図—29(1) 降伏荷重判定用曲線

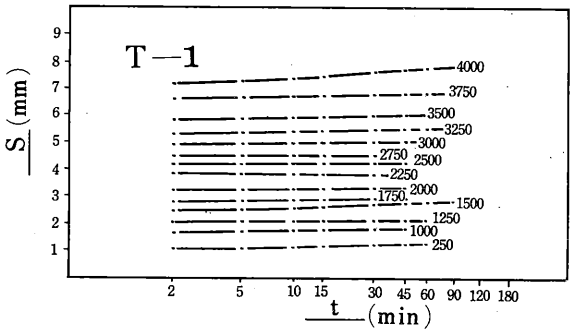


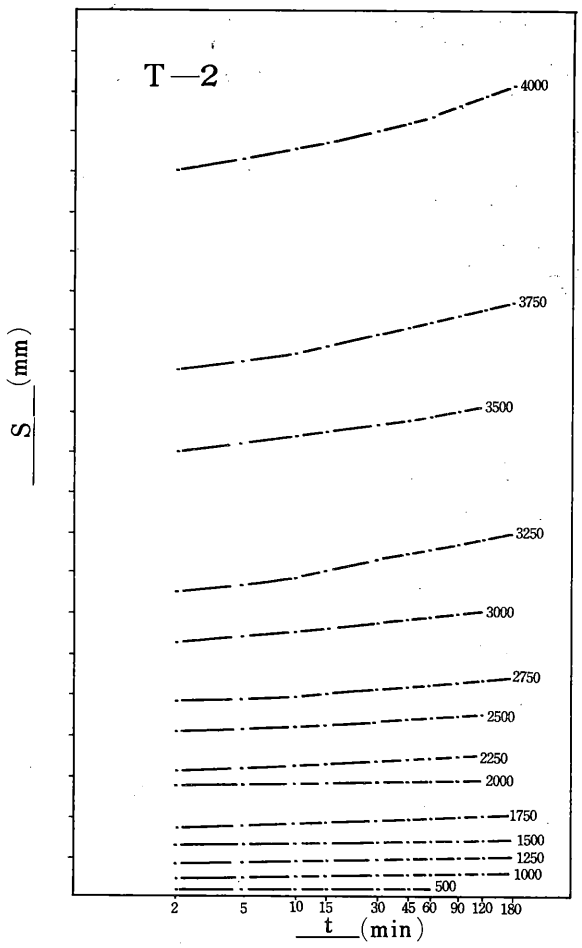


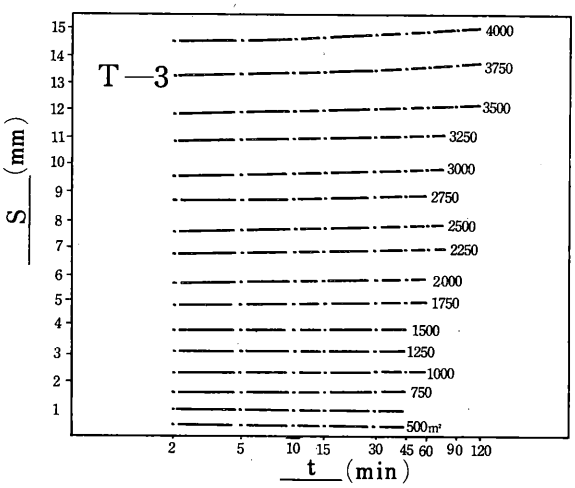


図—29(2) 降伏荷重判定用曲線

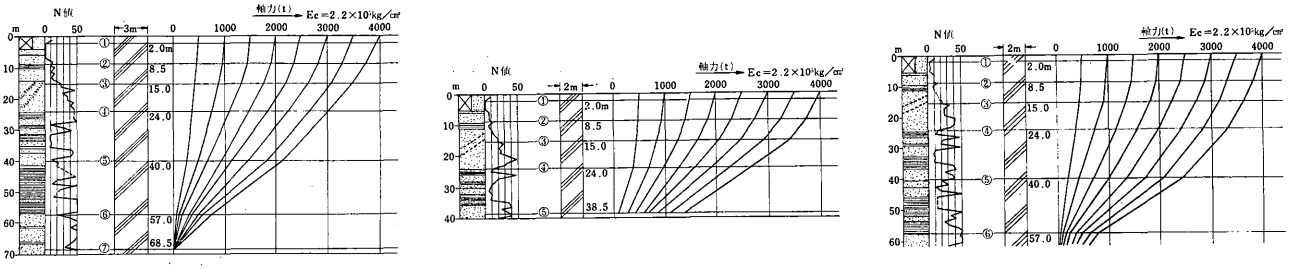
凡例　p; 載荷重
　　s; 杭頭沈下量
　　t; 載荷時間



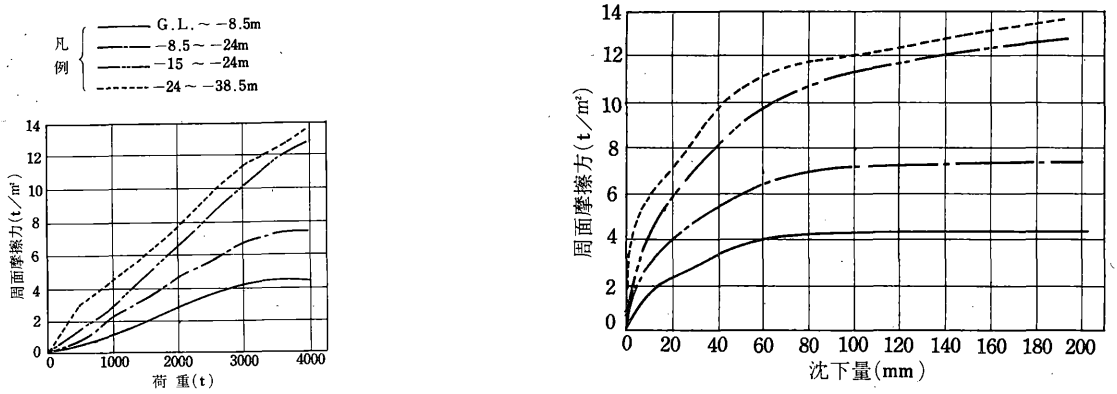




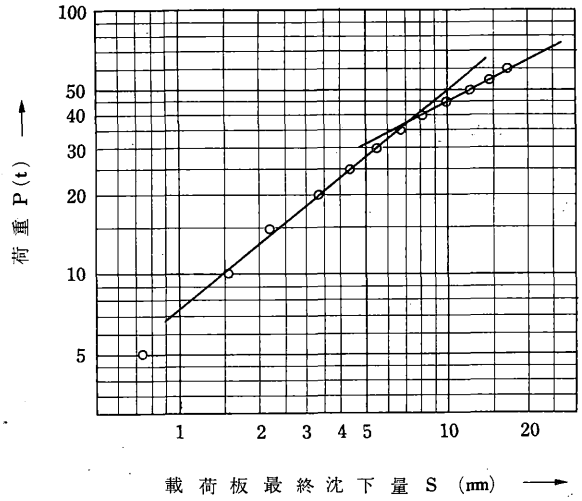
図—29(3)
S～log. t



図—30　軸力分布曲線



図—31　周面摩擦力（T_2杭）



図—32　T_2杭log. P～log. S曲線（深層載荷試験）

表—11　水平断面積実測値

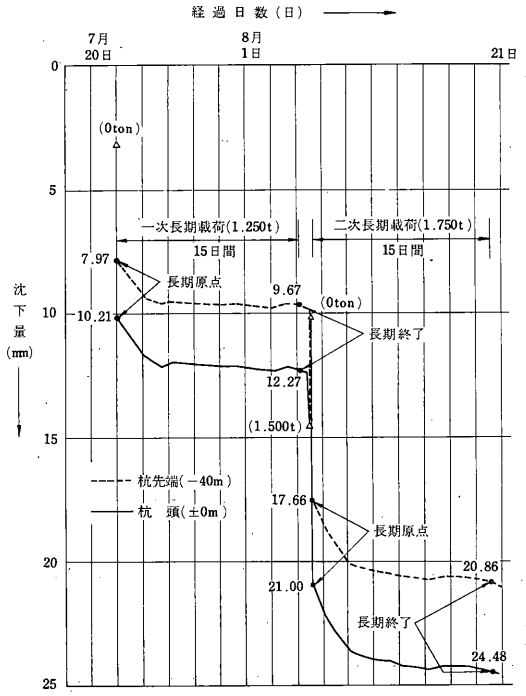
断面	深度 (m)	杭番号	A_c (cm²)	断面	深度 (m)	杭番号	A_c (cm²)
		T_1	69,152.1				
①	2.0	T_2	35,213.0	⑤′	38.5	T_2	32,177.5
		T_3	35,315.4				
		T_1	78,882.0			T_1	74,103.0
②	8.5	T_2	36,718.0	⑤	40.0	T_2	
		T_3	36,820.4			T_3	32,615.0
		T_1	74,963.0			T_1	73,030.0
③	15.0	T_2	32,082.0	⑥	57.0	T_2	
		T_3	33,162.0			T_3	31,927.0
		T_1	74,103.0			T_1	71,428.1
④	24.0	T_2	30,913.0	⑦	68.5	T_2	
		T_3	32,940.0			T_3	33,521.0

③軸力分布，周面摩擦力，杭先端地盤載荷試験結果（支持力機構解析用曲線）

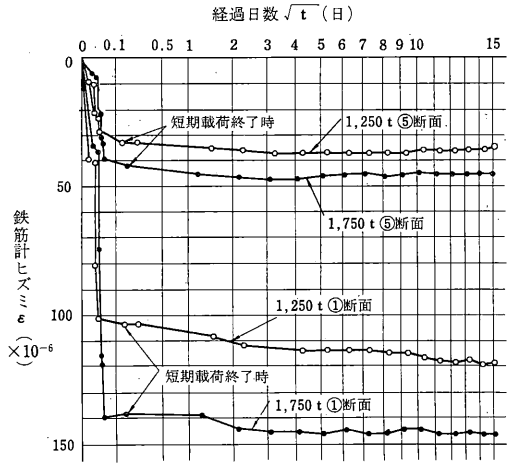
T－1杭，T－3杭については，杭軸方向7箇所，T－2杭については，5箇所の断面に鉄筋計を配置している。鉄筋計の示すヒズミより軸力分布，変位量と周面摩擦力等の関係を求めると図－30，31のようである。

T－1杭の場合，杭先端鉄筋計のヒズミ度は，数マイクロ程度であり，杭頭荷重は，先端部に伝達されていないに等しい。表－11は，各深度における杭の水平断面積で，掘削終了後，超音波式孔壁測定器によって測った値である。

図－32は，T－2杭の鉛直載荷試験に先行して実施した，杭先端地盤の平板載荷試験より求めたlogP－logS曲線である。



図—33 長期載荷中における杭頭沈下の挙動

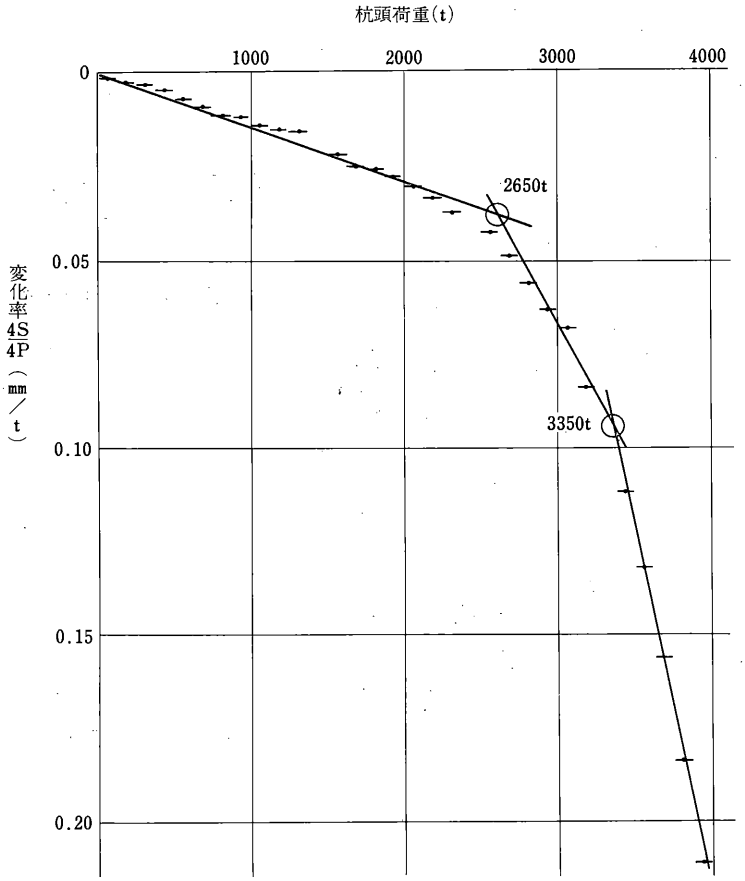


図—34 長期載荷中における杭体ヒズミの挙動

④ 長期載荷試験による沈下量，周面摩擦力の挙動

T－2杭については，長期載荷による周面摩擦力の推移，杭先端下約5mに存在する粘性土層の影響を見極める目的で長期載荷試験を実施した。杭頭荷重1,250t及び1,750tで，各15日間の載荷である。

長期載荷試験の実施荷重は，降伏荷重に達した後では意味がなく，第1段階として，許容荷重程度で行うことにした。1,250tの値については，短期載荷試験の第2サイクルまでの荷重～沈下量曲線より定めた。この荷重で，経過日数3日以後は，沈下量，鉄筋計の示すヒズミ共増加の傾向が認められず，15日間で第1段階の長期載荷試験を終了した。第二段階として，第4サイクルの荷重1,750tを長期載荷荷重とし，更に15日間の挙動を追跡することにした。図33，34は，それぞれ長期載荷試験中の，杭頭，杭先端沈下量，杭体ヒズミの挙動を示す。



図—35 荷重～沈下量曲線の変化率

2) 鉛直載荷試験（短期）の考察

① 降伏荷重及び極限荷重の判定

T－1杭，T－3杭については，図－29のlogP－logS曲線において，折点が判然と認められず，他の曲線（S－logt，△S/△logt－P）と対応していない。又沈下量の杭径に対する比S/Dも，0.26%（T－1杭），0.76%（T－3杭）と微小であり，載荷荷重の範囲内で降伏は生じていない。

T－2杭の場合は，沈下が十分生じているため，各曲線より，降伏荷重，極限荷重の判定が可能である。

a．図－29からの判定

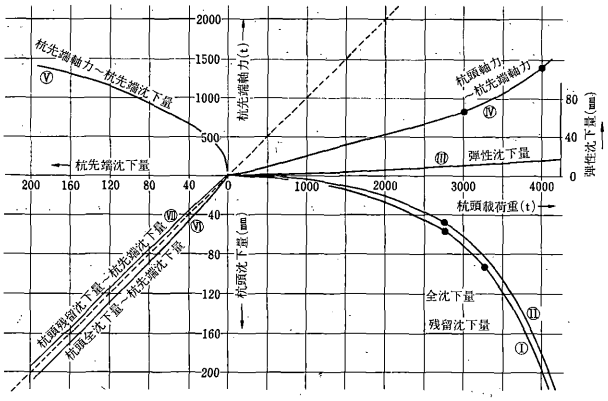
logP－logS曲線より，P_y＝2,850t

S－logt及び△S/△logt－P曲線より，P_y＝2,750t，従って降伏荷重は，2,750tと判定出来る。

b．荷重～沈下量曲線からの判定

図－27の荷重～沈下量曲線では，曲線の急曲点を判読し難いため，この曲線の変化率△S/△Pを求め，図－35の如くなる。図－35によると変化率の急曲点が明確に表れ，降伏荷重P_y，極限荷重P_uが判定出来る。

P_y＝2,650t，P_u＝3,350t



図—36　吉成の4座標域曲線検討法（T_2杭）

c．吉成の方法による判定

図－36の如く，座標の各象限に，荷重～沈下量，杭頭荷重～杭先端荷重，杭頭沈下量～杭先端沈下量等の関係を表し，各曲線の変化状態を相互に比較して，降伏荷重を判定するものである。

図－35の場合，各曲線間の相互関係は必ずしも明確ではないが，曲線Ⅰ，Ⅱ，Ⅳより，P_y＝2,750～3,000ｔ，極限荷重は，曲線Ⅰ，Ⅳより，P_u＝3,250～4,000ｔ程度に判断出来る。

曲線Ⅴ（杭先端軸力と杭先端沈下量の関係）では，杭頭荷重2,000ｔ相当する箇所で急曲点が認められるが，他曲線と対応しておらず，疑似的なものであろう。

d．Van der Veenの方法による推定

Ｔ－1，Ｔ－3杭については，載荷の範囲では降伏に達していない。従って，荷重～沈下量の関係は，

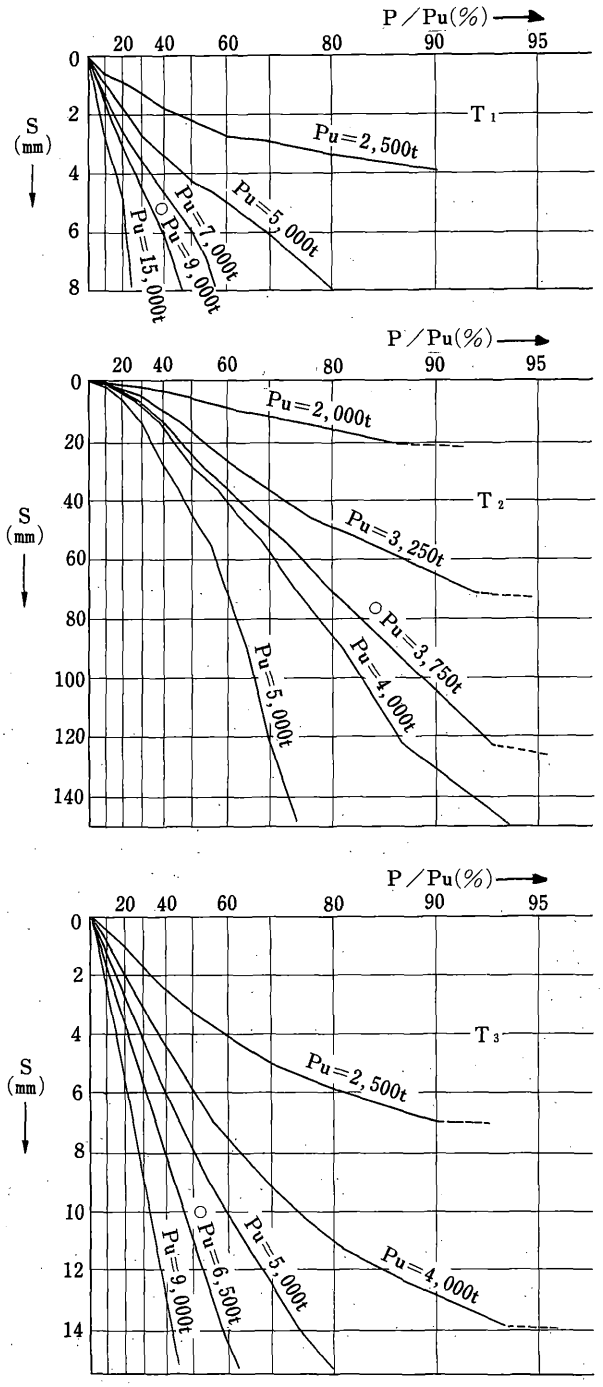
$P=P_u\left(1-e^{-\frac{\alpha s}{u}}\right)$ なる指数関数で表されるとした，Van der Veenの方法により推定する。この方法は，極限荷重P_uを仮定し，載荷荷重とそれとの比，P/P_uに対する沈下量を実測の荷重～沈下量曲線より求め，片対数紙にプロットするものである。この曲線の内，直線状を呈するものに対するP_uを極限荷重とするものである。

図－37に各杭の曲線を示す。。図より，Ｔ－1杭; P_u＝9,000ｔ，Ｔ－2杭; P_u＝3,750ｔ，Ｔ－3杭; P_u＝6,500ｔと推定する。

e．各杭の許容支持力

以上の各方法で判定した，各杭の降伏荷重，極限荷重より，許容支持力を求めると表－12の如くである。

Ｔ－2杭の載荷試験データより判定した極限荷重は，Van der Veenの方法による推定値，「道路橋下部構造設計指針くい基礎の設計編〔51年8月（以下「指針」と云う。〕算定式による値ともよく一致しており，算定式の妥当性も裏づけている。従って，Ｔ－1，Ｔ－3杭の極限荷重は，「指針」算定式の値とほぼ一致するものと考えられる。



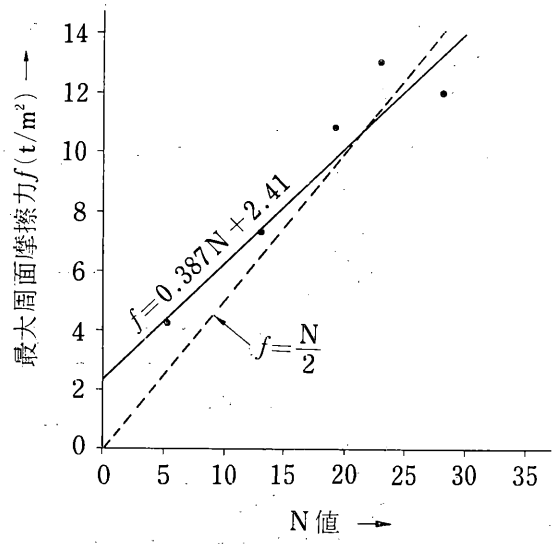
図—37　Vander Veenの方法による極限荷重の推定

O; 推定極限荷重(t)
Pu; 仮定極限荷重(t)
P; 載　荷　重(t)
S; 杭頭沈下量(mm)

表—12　許容支持力推定値

〔単位：t〕

杭種別	判定荷重種別	荷重～沈下量曲線の変化率	慣用判定法（山肩の方法）	吉成の方法	Van der Veenの方法	「指針」推定式	総合判定	許容支持力 ＝P_u又は＝P_y
T_1 3mφ×70m	P_u				9,000	9,050	9,000	3,000
T_2	P_y	2,650	2,750	2,750～3,000			2,650	1,120
2mφ×40m	P_u	3,350		3,250～4,000	3,750	3,300	3,350	
T_3 2mφ×70m	P_u				6,500	5,570	5,570	1,860



図—38　N値と最大周面摩擦力の関係

② 周面摩擦力

図－31の周面摩擦力と沈下量の関係を整理し，N値と最大周面摩擦力の関係を求めると，図－38のようである。沈下量との関係で，GL－40m以深におけるN値50前後の地層での最大周面摩擦力は，明確に求められない。周面摩擦力の最大値は，土質の違い（砂質土，粘性土）にもよるが，今回の場合，N値25～30以上では，周面摩擦力の増加は，N値の増加に伴わないようである。番ノ州地盤の場合，最大周面摩擦力は，図－38のように½Nの値に近く，「指針」に示された値を裏づけている。

③ 先端支持力

杭頭荷重が増大するに伴って，周面摩擦力は，頭部より順次最大値に達し，軸力は，先端に向って増大して行く。吉成によると，杭頭部での降伏現象は，先端地盤の降伏を示すものであるとしている。これに従って，T－2杭先端地盤の降伏荷重を載荷試験結果から求め，深層載荷試験結果と比較すると次のようである。

T－2杭の降伏荷重P_y＝2,750tに対する杭先端軸力は，表－13より，P'＝727t。一方，深層載荷試験結果から，P_y＝37tである。従って，杭先端地盤の降伏応力度は，鉛直載荷試験；P_y＝222t/m²（先端部面積＝3.265m²），深層載荷試験；P_y＝294t/m²（載荷板径40cm）となる。両試験の載荷面積の違いは大きいが，沈下量での判断を別にした場合，底面下の土質条件が同一の場合地盤の降伏応力度は，載荷板の大きさにさほど関係しないとされている。従って，杭先端下，杭径の2.5倍程度は，土質が均一であること，及び先端荷重の正確さからして，降伏応力度は，深層載荷試験による値の方が，より正しいと考えられる。

鉛直載荷試験の場合，杭先端荷重は，鉄筋計より換算したものであり，換算値は，コンクリートのヤング係数の違い，ヒズミゲージ誤差，杭先端断面積の計測誤差等によって，比較的大きな影響を受ける。因に，ヒズミ度が，10×10^{-6}程度の誤差は，杭先端荷重の大きさにして，約70tの誤差を生じる。

地盤の弾塑性解析による，先端支持力算定式として，山口の論文中で，先端支持力（極限値）Pは，次の如く表されている。

$P_u=1.23\sqrt{E\cdot\gamma\cdot l}$（埋込杭），$P_u=1.52\sqrt{E\cdot\gamma\cdot l}$（打ち込み杭）

上式中，$\gamma\cdot l$＝先端地盤での有効上載圧，E＝地盤の圧縮弾性率$=\dfrac{Q\cdot(1-V^2)}{2\cdot a\cdot\delta}$ここに，Q＝載荷荷重，a＝載荷板半径，V＝ポアソン比＝0.25，上式で，埋め込み杭の場合を適用してみると，

E＝290kg/cm²，P_u＝439t/m²

$\gamma\cdot l$＝1.1×40＝44t/m²＝4.4kg/cm²，

Q＝10×10³kg，δ＝0.81cm

a＝20cm，注，Q，δの値は，深層載荷試験データである。）となり，この値は，深層載荷試験で得られた降伏応力度P_yの約1.5倍である。

3） 長期載荷試験の考察

T－2杭先端下約5mに，層厚4m，N値15程度の粘土層が存在する。

長期載荷期間中における杭の沈下について，粘土層の圧密に起因したものか，それ以外によるものかを検してみる。

図－33杭先端沈下量曲線より，$\sqrt{t}$法によって，圧密度90%に達する日数を求めると，表－14のようである。

表—13　杭頭荷重～杭先端荷重の関係（T-2杭）

杭頭荷重 (ton)	杭先端荷重 (ton)
0	0
250	40
500	81
750	162
1,000	258
1,250	347
1,500	404
1,750	477
2,000	549
2,250	606
2,500	662
2,750	727
3,000	816
3,250	829
3,500	1,098
3,750	1,220
4,000	1,389

表—14　長期載荷試験データによるt90の算定

試験別	試験荷重 (ton)	即時沈下量 (mm)	U＝90%に要する値	
			沈下量(mm)	t 90(日)
一次長期載荷 (t＝15日)	1,250 (350)	4.7	1.9	3.5
二次長期載荷 (t＝15日)	1,750 (460)	7.3	3.4	4.9

注）試験荷重欄の上段は杭頭，（　　）内は杭先端の荷重

表—15　圧密沈下量計算値

初期有効圧力 P_o (kg／cm²)	有効圧力の増分 $\triangle P_o$ (kg／cm²)	圧縮指数 Cc	全圧密沈下量 $\rho c = \frac{H}{HPo} \cdot Cc \log_{10} \frac{Po+\triangle P}{Po}$	U＝90%に要する日数 $t=\frac{0.848\,H^2}{Cv}$
5.19	0.66	0.23	2.8 (cm)	324 (日)

注）Po；杭の自重による有効圧力
H；層厚400cm（両面排水）
Cv＝2.9×10⁻¹cm²/min.〔Po.(Po＋△P) の平均に対する値〕

一方，No.1ボーリング孔より採取した試料の室内試験結果から求めた，e－log P曲線を利用して，圧密沈下量（杭自重作用時から，長期載荷期間終了時に亘る。）を求めると，表－15の如くである。

表－14に示すように，長期載荷試験データの時間～沈下量曲線より求めた，圧密度90%に達する日数（t_{90}）は杭先端下方の粘土層を対象としたt_{90}に比較して極端に短い。これは，恐らく，杭先端部スライム層の影響と考えられ，表－15のt_{90}は，スライム層厚，スライム層の軟弱度を考えた場合，一応うなずける値ではあろう。従って，各15日間における載荷では，粘土層圧密の影響は，とらえられていない。

5．あとがき

番ノ州高架橋基礎形式として有力視される工法の一つ大口径リバース機による場所打ち杭は，施工試験，載荷試験を通じて，施工の確実性，所要支持力の発現が確認された。

施工試験においては，大型リバース機による，3mφの掘削能率は無論のこと，そのデータから，汎用的機種による掘削能率も把握出来た。その他，掘削作業荷重の支持方法とその安全性，鉄筋継手方式の施工性，泥水管理と処理方法等についても，実工事に反映出来る貴重な経験の蓄積を得ることが出来た。場所打ち杭の場合，掘削による，支持地盤のゆるみ，スライムの堆積等が問題になる。今回の施工試験では，掘削後のN値測定の結果，先端地盤のN値は，いずれも50以上を有し，これは先端より杭径以上離れた深度におけるN値の85%（T_1～T_3，R_1～R_4杭の平均）であり，杭の支持力に対して問題とならない。又スライムの堆積状況は，ボーリングコア観察の結果，必ずしも判然としなかったが，15～30cm程度と判断された。

鉛直載荷試験においては，試験データの解析により，「指針」の場所打ち杭支持力推定式が，精度よく，且つ安全側に適用出来ることが確かめられた。水平載荷試験，振動試験についても有用なデータが得られたが，頁数の関係で割愛せざるを得なかった。

終りに，試験の実施及びデータの整理等に熱意を傾けていただいた，建設機械化研究所の諸氏，関係者の方々に深く感謝の意を表する。

参考文献

1)番ノ州高架橋基礎杭施工試験報告書　S.52年3月
2)番ノ州高架橋基礎杭載荷試験報告書　S.52年3月
3)番ノ州地区地質調査（その3）　S.48年10月
4)番ノ州地区地質調査（その6）　S.51年1月
5)弾塑性によるクイの先端支持力式とその適用性　山口柏樹　土と基礎1975．7月
6)載荷試験から支持力を判定するうえでの問題点　吉成元伸　土と基礎1975，7月
7)基礎工学ハンドブック　村山朔郎，大崎順彦編
8)リバース・サーキュレーションドリル　今井久二郎　工学研究　1968．17巻第4号
9)場所打ち杭施工ハンドブック　建設機械化協会編
10)軟弱地盤の調査・設計・施工法　土質工学会編
11)コンクリート標準示方書解説　土木学会

吊橋塔基部のグラウト注入実験

第一建設局　鳴門工事事務所　第四工事長　佐伯康二

1．まえがき

吊橋の主塔基部のベースプレートの据付面は，所定の高さを確保し，かつ主塔の鉛直精度を確保するうえでわずかな傾きも許されないため，施工にあたっては非常に厳密な精度での工事が要求されることになる。またベースプレートそのものは塔を安定に支持し，塔からの荷重を橋脚へ等しく分布させるとともに応力の伝達をなめらかにする働きがある。そのためこのベースプレートと橋脚天端との接触面では充分な密着性が要求される。こうした機能を発揮させるために塔基部の施工には次のような方法が考えられる。

(1)　ベースプレートは削り仕上げ，橋脚天端のコンクリート面は研磨により，精度の高い平面度で仕上げてベースプレートを設置する工法

(2)　コンクリートを研磨しないで，ベースプレートとコンクリートとの間にあらかじめ適当な間隙を設け，その間隙に流動性の高いグラウトを注入する工法

(3)　塔基部全体を橋脚コンクリート内に埋込む方法

(1)の工法は諸外国において，またわが国では若戸大橋，関門橋，平戸大橋と実績があり信頼性の高いものである。しかし，本四の場合，明石海峡大橋，南北備讃瀬戸大橋のようにベースプレートの面積が大きいため（表－1）その磨き出し作業にはより大きな労力と日数が必要となり，(2)のグラウト工法あるいは(3)の埋込み工法が可能となればその困難さが解消され，工費，工期の点に関して有利となることが予想される。

(1)の研磨法は関門橋の場合，仕上げ面全面積につき平面度1㎜とし，かつ最大すきまは測長1ｍにつき0.5㎜という厳しいものである。[1] 因島大橋の場合，この精度を緩和し，平面度2.0㎜，最大すきまは1.0㎜／ｍとしているが，この緩和した精度でもってしてもコンクリートの研磨作業は，非常な困難な作業であり，機械による斜め削り，アンカーボルトを傷付けること等を起さないような配慮が必要となってくる。(2)のグラウト工法は，(イ)グラウト材料の長期の耐久性についてのデータが得られていないこと，(ロ)塔基部の構造上，グラウト材の四周に対し三軸圧縮状態を得る工夫がいること，(ハ)研磨法と異なり施工条件の影響を受けやすいこと，(ニ)仕上面の確認ができないこと等の欠点がある。

しかし，港大橋（阪神高速道路公団昭和49年竣工）での大型支承での実績，[2][3]関門橋工事誌でも述べられているように研磨法の代替工法の開発の必要性といった観点からグラウト注入工法が吊橋塔基部の施工に対して妥当なものであるか否かの判断資料を得るため，今回の実験が計画された。(3)の埋込み工法は外国ではフォース道路橋，セバーン橋での実績があり研磨法に代わる有力な工法と考えられるが，この工法の検討については今後の研究に委ねることとしたい。

今回の実験は物性実験と施工性実験との二つに分け，物性実験においては市販されている無収縮グラウト材の中から比較的実績のある4種のものを選択し，一般的性質の把握を目的とし，施工性試験では上記の試験結果から施工に最も適していると考えられる2種の材料を選び，注入施工実験を実施した。また鋼製のベースプレートと橋脚のコンクリート，それぞれ剛性の異なる物体の間に，煎餅状にはさみこまれたグラウトが，塔からの荷重を受けた場合どのような応力状態になるかという問題についてもＦＥＭ解析によって若干の考察を試みた。

表—1　ベースプレートの大きさ

橋名	平面寸法㎜ 橋軸	平面寸法㎜ 橋軸直角	厚さ㎜	面積㎡ (A)	鉛直力t (B)	B／A t／㎡	施工法
関門橋	3,900	7,900	135	30.8	14,020	455	研磨 セメント粉末
平戸大橋	3,700	4,700	85	17.4			研磨 セメント粉末光明丹
因島大橋	4,000	7,300	130	29.2	11,590	397	
大鳴門橋	4,900	9,300	150	45.6	30,125	661	
南備讃瀬戸大橋	6,300	11,600	175	73.1	41,080	562	
北備讃瀬戸大橋	6,370	11,700	175	74.5	34,060	457	
港大橋	6,500	7,300		47.5	13,400	282	グラウト注入（鉄粉末）

2．物性試験

2.1 実験材料

実験に用いたグラウト材は，塔基部グラウト材として適当な物性をもっていると考えられる材料4種を使用実績，公表性能を勘案して，表－2に示す材料を選択した。

表—2　使用したグラウト材

商品名	製造，販売会社	混和剤系統
NL−870G·HE	日曹マスタービルダーズ㈱ ポゾリス物産㈱	セメント系
デンカタスコン	電気化学工業㈱	〃
ノンシュリンク	㈱エービーシー商会	金属系
コンベックス	Chemical Building Products LTD 東亜貿易㈱	〃

2.2 試験項目

試験項目は以下に示す8項目である。

(1)　コンシステンシー試験
(2)　ブリージング試験
(3)　凝結試験
(4)　膨張収縮試験
(5)　圧縮強度試験
(6)　養生条件の相異による圧縮強度の違い
(7)　鉄筋との付着強度
(8)　静弾性係数試験

(1)～(5)の試験は，材料の持っている基本的性質を知るための試験であり，(6)の養生条件の異った場合の試験は，メーカ側の推奨する施工温度10℃～30℃の範囲を逸脱した寒冷(5℃)時の圧縮強度を調べて見る試験である。施工時期に当っては，夏場にかかることもあると考えられるが，30℃を越えるような場合には，深夜での施工，練り混ぜ水に冷水を用いる等の工夫によって30℃以下に押え得るとの判断のもとに，今回は気温が5℃の時のみを対象とした。(7)の鉄筋との付着強度試験は，ベースプレートとグラウト材との付着の程度を知るための手掛りを得ることを目的としたものであり，(8)の静弾性係数を求める試験は今後の設計上の問題に対処するためのものである。

2.3 実験結果

2.3.1 コンシステンシー試験

使用水量とコンシステンシーの試験結果を表－3に示す。各材料のJロート（口径14mm）による試験ついては，流下時間が7.2～12secの間とあって，日本道路公団「無収縮モルタル基準」(橋梁用支承を対象とした基準，以下道路公団基準と称す)の10±3secの範囲を満足している。

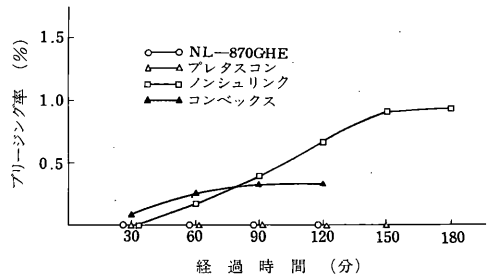
表—3　コンシステンシー（2回以上の平均値）

グラウト材の種類	使用水量 (kg／袋)	コンシステンシー J 14mm (sec)	コンシステンシー J 10mm (sec)	コンシステンシー フロー (mm)	練り上り温度 (℃)	単位容積重量 (kg/m³)
NL−870G·HE	4.2	7.9	28.0	280	21.6	2,272
プレタスコン	3.7	7.2	23.3	282	22.4	2,280
ノンシュリンク	3.5	11.3	43.0	250	22.5	2,579
コンベックス	1	9.3	30.0	262	24.0	2,004

土木学会規準Ⅰ-Ⅲ-2「コンシステンシー試験方法(案)」

2.3.2 ブリージング試験

ブリージング率と時間との関係を示すと図－1のようになる。各材料とも道路公団基準の120分での値2％以下を満足しているが，ノンシュリンクの場合，120分経過後もブリージングが進行し，180分経過したところでほゞ終了している。



図—1　ブリージング率と時間の関係

2.3.3 凝結試験

凝結試験結果を表－4に示す。いずれも道路公団基準の範囲内にある。

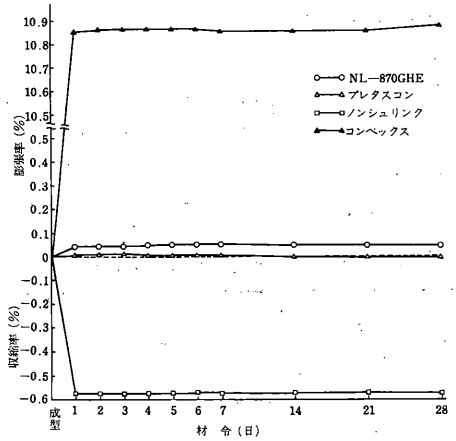
表—4　凝結時間（時－分）

グラウト材の種類	始発	終結	時間差
NL−870G·HE	6－20	8－05	1－45
プレタスコン	5－15	6－50	1－35
ノンシュリンク	4－15	5－35	1－20
コンベックス	5－10	7－55	2－45

ASTM　C403「貫入抵抗によるコンクリートの凝結試験方法」

2.3.4 膨張収縮試験

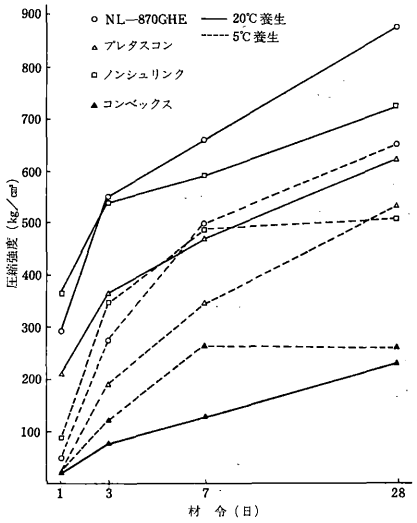
膨張収縮試験結果を図－2に示す。道路公団基準では「材令7日で収縮を示してはならない」と規定しているが，今回の実験ではノンシュリンクが材令1日で0.6％の収縮を示した。材令1日以降については安定しているので，先のブリージング試験の結果ともからみ，練り混ぜ時の微妙な環境条件が影響したのでないかと考えられる。また非常に大きな膨張を示したコンベックスは，今回の実験目的と合致しない材料であると判断した。



図—2　膨張収縮試験結果

2.3.5.圧縮強度試験

材令による圧縮強度の発現状態を図－3に示す。道路公団基準では，「材令3日で250kg／㎠以上，材令28日で450kg／㎠以上」と規定している。20℃養生の場合コンベックス以外の3材料は，この規定を満足している。一般に養生温度の低い5℃では，初期強度の発現が遅いが，ノンシュリンクとＮＬ－870G･HEは上記規定を満足した。



図－3　圧縮強度と材令の関係

2.3.6 付着強度試験

グラウトと鉄筋との付着強度試験結果を表－5に示す。NL-870G･HE，プレタスコン，ノンシュリンクはいずれも道路公団基準「材令28日で最大荷重について30kg／㎠以上でなければならない。」の規定を満足している。同一試料による圧縮強度に対する比率は，5％～11％である。

表－5　付着強度及び比（水中20℃養生）（3個の平均値）

グラウト材の種類	付着強度（kg/㎠）		同一試料による圧縮強度（kg/㎠）	比（付着／圧縮）	
	最大	すべり 0.25mm		最大	すべり 0.25mm
NL-870G･HE	54.4	52.3	874	0.062	0.060
プレタスコン	70.3	68.0	619	0.114	0.110
ノンシュリンク	37.0	—	721	0.052	—
コンベックス	29.0	—	144	0.201	—

ASTM　C234「鉄筋のボンドによるコンクリートの比較試験方法」

2.3.7 静弾性係数試験

静弾性係数試験結果を表－6に示す。表では通常の型枠と膨張を押えるため上面にフタをした形の型枠（拘束型枠）の二つの場合の結果を示したが，両者の間にはほとんど差は見られなかった。数値についてはNL-870G･HEとプレタスコンが，一般のコンクリートの静弾性係数に比して低い値を示し，ノンシュリンクは一般のコンクリートに近い値を示した。

表－6　静弾性係数（$\times 10^5$ kg/cm²）（3個の平均値）

グラウト材の種類	無拘束	拘束
ＮＬ－870Ｇ･ＨＥ	2.71	2.81
プレタスコン	2.63	2.58
ノンシュリンク	3.16	3.29
コンベックス	1.21	1.51

ASTM　C469-65「円柱形供試体によるヤング係数の測定」

2.3.8 まとめ

以上の結果を道路公団基準をもとに整理してみると表－7のようになり，以下に示す施工性試験の材料には，NL-870G･HE，プレタスコンの二種を選定した。

表－7　試験結果のまとめ

試験項目＼種類	NL-870 G･HE	プレタスコン	ノンシュリンク	コンベックス
コンシステンシー	○	○	○	○
ブリージング	○	○	○	○
凝結	○	○	○	○
膨張収縮	○	○		
圧縮強度（20℃）	○	○	○	
付着強度	○	○	○	

○：日本道路公団基準に示された範囲にあるもの

3．施工性試験

3.1 実験の概要

本実験はグラウトの注入方法，注入間隙，注入施工幅，鋼板の仕上げ精度，施工時の気温等がどのような影響を及ぼすかを調べる目的で表－8，表－9に示す実験を設定した。模型は実施時の施工単位となる注入幅を想定して大きさは1.5m×6.5m，鋼板とアクリル板を交互に並べた小型模型（試験計画－1，2）と，小型模型を4枚並べて実際の塔基部ベースプレートの約½の6m×6.5mの大

表－8　小型模型を用いた施工実験条件

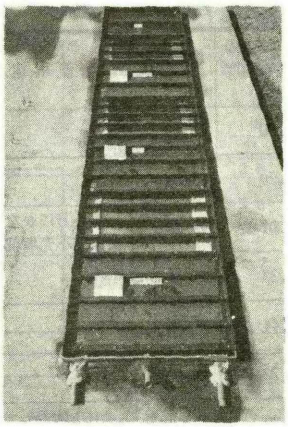
要因＼試験計画No.		試験計画－1				試験計画－2	
グラウト材料		NL-870G･HE		プレタスコン		NL-870G･HE	プレタスコン
模型の形状		1.5m×6.52m				1.5m×6.52m	
グラウト注入間隙		3cm	5cm	3cm	5cm	5cm	
注入施工法		バグパイプを用いたホッパー圧工法		ポンプ圧入工法		バグパイプを用いたホッパー圧工法	ポンプ圧入工法
底板の種類	樹脂板	アクリル樹脂　（1種）				アクリル樹脂　（1種）	
	鋼板	切削▽仕上げおよびショットブラスト仕上げ（2種）				切削▽仕上げおよびショットブラスト仕上げ（2種）	
施工時の気温		10℃前後				5℃前後	

★バグパイプ[5]：ナイロンまたはビニロン等の化学繊維で作られた布製の袋でグラウトを注入することにより，任意の形状の仕切（型枠）を形成することが出来る。

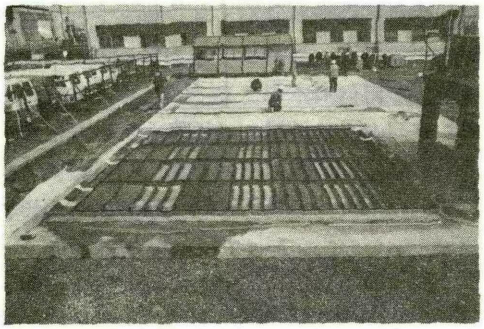
表－9　実大模型を用いた施工実験条件

要因＼試験計画No.		試験計画－3				
グラウト材料		試験計画－1，2によって定める。				
模型の形状		6m×6.52m				
グラウト注入巾		60cm	80cm	120cm	150cm	180cm
グラウト注入間隙		5cm				
注入施工法		試験計画－1，2によって定める。				
底板の種類	樹脂板	アクリル樹脂　（1種）				
	鋼板	切削▽仕上げおよびショットブラスト仕上げ（2種）				
施工時の気温		10℃　前後				

きさである大型模型（試験計画－3）を作製した。写真－1，写真－2にその概観を示す。



写真－1 小型模型



写真－2　大型模型

3.2 測定項目

(1) 注入グラウトのコンシステンシー試験

(2) グラウトの注入状態

注入したグラウトの流動状況を，アクリル樹脂板を透して行なう目視観察および写真による記録を行なう。

(3) 硬化グラウトの充填率

注入グラウトが硬化した後，型枠を取はずし，硬化グラウトの表面の空隙部の面積を測定し，充填率を次式によって算出する。

$$充填率=\frac{S-S'}{S}\times 100\ (\%)$$

ここに　S；グラウト注入施工の全面積（㎠）

S′；空隙部分の全面積（㎠）

(4) 圧縮強度

イ）注入施工時に採取した供試体の圧縮強度

ロ）注入施工後の硬化グラウトより採取したコア供試体による圧縮強度

3.3 実験結果とその考察

(1) 充填率

底板の種類別による充填率を図－4に示す。図によれば流出側に充填率の低い値が出ている。これは流出側では出口が開放されているため，グラウト圧が低下し充填がうまくいかなかったと考えられる。従って流出口には圧力のかかっている状態，たとえば観察用も兼ねて約1m程度のアクリル板をベースプレートの外側に取りつける工夫等が考えられる。

なお研磨法で施工した平戸大橋の場合，気泡の多いところで測定した結果，支持面積比は98%という報告がある。[6]

(2) ボイドの形状

通常の場合，ボイドの形状は空気を巻き込んだ形で直径10㎜以下の円形または楕円形のものが多いか，なかにはコンクリートの表面の湿潤状態が充分保たれていない場合にグラウトの流動が妨げられ，大きな空隙が生じたものもあった。またグラウトの表面に砂磨部分（ポーラスで軽石に似た表面状態）が，特にバグパイプの存在するところに現われた。グラウトというものが比重の異なる材料の混合物であるためこうした場合が時として出現することが考えられる。この砂層部がパネル面積(1.5m×1.0m)に対する比が，92%に達するものもあった。

(3) グラウトの注入間隙

試験計画－1で注入間隙について充填率を整理すると表－10のようになり3cm厚の方が多少良い結果となっているが，実験数が少ないので優劣は判定し難い。実際の施工に当っては，ホッパーの容量，コンクリート表面のチッピングの状態から判断して適性な間隙を定めることとなろう。

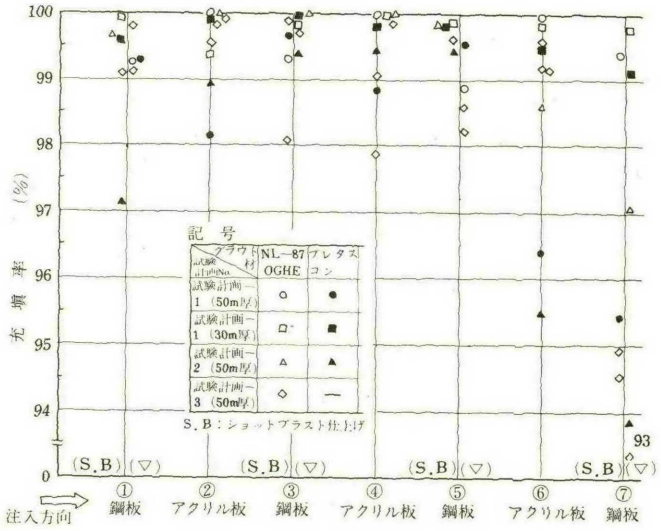
(4) グラウトの注入速度

平均注入速度と充填率の関係をまとめると表－11のようになった。充填率98%を基準に判定すると，注入速度0.72～3.01m/minのものが良い結果となった。この中には注入間隙3cmと5cmの両者があり，高い充填率の要因が注入速度であるのか，間隙の大きさにあるのか即断はできないが，注入に際しての適性な注入速度があるのではないかと考えられる。

表－10　充填率（試験計画－1）

工法＼厚	5　cm	3　cm
バグパイプ工法	98.88～100 (99.54)	99.76～99.97 (99.79)
ポンプ圧入工法	95.42～99.65 (98.17)	99.11～99.95 (99.65)

（　）は平均値



図－4　底板の種類による充填率

(5) グラウトの注入方法

実験結果のデータおよび目視観察から，バグパイプ工法とポンプ圧入工法の相異を総合的に判断すると，

イ）作業時間に関しては，準備期間も含めて両工法に大きな差は認められない。

ロ）充填率およびボイドの発生形状に関しては，バグパイプ工法が，ポンプ圧入工法より全体として良い結果を示した。しかしポンプ圧入工法でも，注入間隙3cm，圧入圧1.5kg/cm²の場合には，充填率のみに着目すれば，バグパイプ工法と同等の値を示した。このことからポンプ圧入工法は，間隙の大きさ，圧入圧を適切に選定することにより，良い結果が得られるものと考えられる。

ハ）両工法ともグラウトのオーバーフロー量を30%以上確保することが，流出部の充填率を向上させるのに有効であることが認められた。

ニ）ポンプ圧入工法の場合，グラウト圧は1.0～1.5kg／cm²を用いたが，上記ロ）の如く適切な圧力を選定する必要があると考えられる。

バグパイプ工法は，ホッパー圧h＝2.7mであり相当に高い圧力であったが，グラウト注入時には約1mの高さの所でフレキシブルホースを流量調整をしており，実ヘッド圧としては，多少小さめの値となっている。

(6) 鋼板の仕上げ精度の影響

アクリル板，鋼板の▽仕上げ，鋼板のショット仕上げの三種の底板の仕上げ精度と充填率との関係は，図－4に示すように仕上げ精度による有意差は認められなかった。また型枠を取り除いたあとの硬化グラウトの表面を観察すると，鋼板▽仕上げの場合機械切削の溝が硬化グラウトの表面に現われている。

(7) グラウト注入時の温度の影響

施工時の実際の気温が第一回目は6℃～7.5℃，第二回目は11℃とほゞ所期の計画通りに施工出来たが，充填率から判断すると両者の間には特に顕著な差は見られなかった。いいかえれば気温5℃位の時でも，メーカー側が下限としている10℃時での充填率が得られる見通しを得た。

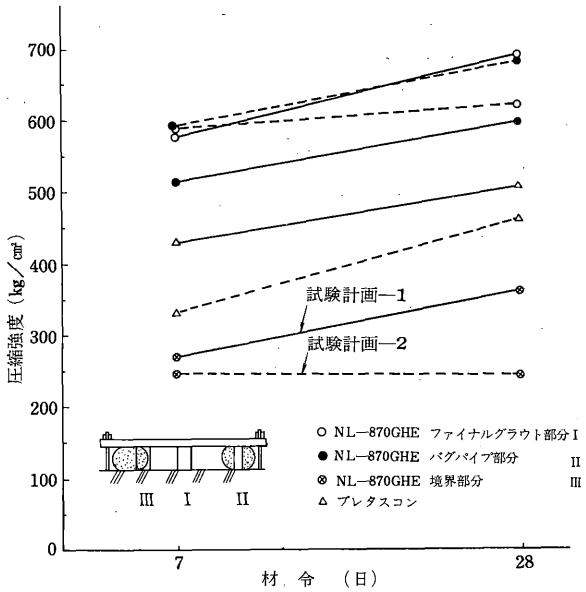
(8) 硬化グラウトの圧縮強度

品質管理用として注入時に採取した供試体の圧縮強度は，NL-870G･HEで28日強度696kg/cm²～747kg/cm²プレタスコンで503kg/cm²～585kg/cm²であり，さきの物性試験の結果よりやゝ低い値であるが，これは初期の養生条件の相異によるものである。

注入5日後に採取した径2.5cmのコアボーリングによる供試体の圧縮強度試験結果を図－5に示す。図によれば，

表—11 充填速度より整理した充填率

箇所番号	グラウト材料	注入巾 注入間隙 (cm)	グラウト充填時間	全長6.52mの平均充填速度 (m／分)	最低充填率	特記事項	充填率98%以上	最終パネルの充填率 %	充填率98%以上
No.1	NL-870 G･HE	140/5	2′15″ (2.25′)	2.90	98.60%		○	97.05	
No.2	〃	〃〃	3′50″ (3.833′)	1.70	98.88		○	99.39	◎
No.3	〃	140/3	2′10″ (2.167′)	3.01	99.37	パネルBにかなり大きな不充填部	○	99.76	◎
No.4	プレタスコン	150/5	19′30″ (19.50′)	0.33	95.48			93.85	
No.5	〃	〃	14′40″ (14.667′)	0.44	96.39			95.42	
No.6	〃	150/3	9′00″ (9.0′)	0.72	99.47		◎	99.11	◎
No.7－1	NL-870 G･HE	60/5	40″ (0.667′)	9.78	97.86			94.93	
No.7－2	〃	80/5	57″ (0.95′)	6.86	98.22		○	94.53	
No.7－3	〃	180/5	2′50″ (2.833′)	2.26	99.08		◎	92.94	



図—5 コアー供試体(径2.5×高さ5cm)の圧縮強度と材令の関係

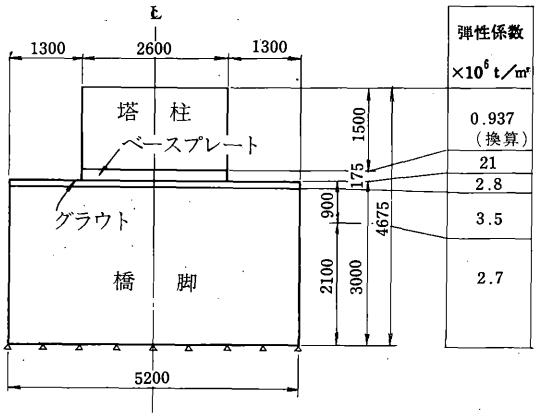
バグパイプ工法でバグパイプとファイナルグラウトとの境界で採取したコアの強度は，他の位置のコア強度に比し低い値が出ているが，これについての考察は次節のＦＥＭ解析結果のところで述べることとする。

4．ＦＥＭ解析

吊橋塔基部におけるコンクリートの応力分布に関する研究はいくつか見られるが，いずれも塔柱外板，隔板の下端部においてコンクリートに大きい応力が生じている。[7),8)] 今回の実験ではさらにコンクリートより弾性係数の低いグラウトを，ベースプレートとコンクリートの間にはさみこんだ場合およびバクパイプ工法で見られたバグパイプ境界付近での圧縮強度の低下についての評価を，ＦＥＭ解析によって若干の検討を行なった。なお紙面の都合上，その結果の概要のみを記すこととする。

4.1 解析のための全体形状

ベースプレート端部といった局部の定性的傾向を分析

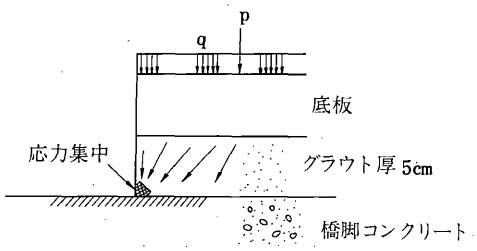


図—6　解析用モデル

するという目的，および電算機の容量の関係から，解析モデルは図－6に示すように，実物の⅓～¼に相当する全体形状を考えた。また塔本体の構造と荷重は南備讃瀬戸大橋の諸元を採用し，解析モデルに合う様に剛性，荷重を調整した。荷重状態は暴風時（D＋T＋W）とし，解析は二次元応力計算で行なった。

4.2 解析モデル—1

解析モデル－1は注入グラウトの高さを5cmとし，ベースプレートの下面のみを注入した場合で，計算結果によると図－7に示したように，グラウト端部の下端に局部的応力集中が生じているのが見られた。このモデルはグラウト端部の側面が拘束されていないので端部近傍で



図—7　ベースプレート端部の応力集中

は一軸圧縮状態に近く，局部的なクラックが生ずることが予想される。解析結果の応力発生状況から，さらにこのクラックの進行が考えられる。

4.3 解析モデル—2 [9)]

解析モデル－2は，さきのモデル－1よりもさらにグラウトを橋脚天端全面に拡げた場合であるが，解析モデル－1と同じような位置に応力集中が生じた。しかしＦＥＭ計算結果の全体応力の流れから判断すると，発生したクラックは進行せず，安定した構造系になっていると推測される。

解析モデル－1，2の結果から，グラウトを注入する範囲は，ベースプレートの直下だけでなく，ベースプレートの大きさよりも広い範囲で施工し，ベースプレート端部でのグラウトをいわゆる三軸応力状態にすることが有効であることが確かめられた。

4.4 解析モデル—3

解析モデル－3はバグパイプとファイナルグラウトの境界部分（図－5のⅢの部分）の弱層の影響を考慮したモデルになっている。荷重がかかったときこの弱層部がなんらかの変状をきたしたものと仮定し，この弱層部の弾性係数を¼₀として解析したものである。解析の結果，この弱層部がかなりの影響をしていることが判明した。解析は定性的に応力の発生の傾向を把握するためのものであるので具体的な数値は省略するが，バグパイプの存在しないものと比較すると，ファイナルグラウト部での圧縮応力の増加および弱層部直下の天端のコンクリート部に，上向きの曲げを受けた状態になって引張応力の増加が認められた。このことはバグパイプ工法を採用する場合，弱層部直下のコンクリート内には，バグパイプの直角方向に鉄筋を配置する等の配慮が必要であることを示している。

5．あとがき

吊橋の塔基部にグラウトを注入する工法は，わが国では前例はないが，平戸大橋ではその実施について検討がなされたとも聞いている。本実験の結果から判断するとグラウト工法を全く否定してしまう決定的なデータはなかったといえる。慎重な計画と入念な施工を講ずれば，充分可能な工法といえよう。しかし，巨大で重要な構造物を，前例のない工法で施工するとき，その実施に際しては多くの識者の意見を徴し，その結果高度の工学的判断のもとに慎重に決定されるべきであろう。実験はまだいくつかの補足の実験が残っているが，既応のデータを見れば大勢に影響はしないと思われる。海水に対する耐久性試験と疲労試験に関しては，今回の業務の工期上，供試体のみ作製し，その試験については今年度に設計部で実施する予定である。

結びにあたり本実験を担当して頂いた日本橋梁建設協会の技術委員会の方々，および関係者各位に対して感謝の意を表します。

参考文献

1）日本道路公団：関門工事報告書　昭和52年3月
2）阪神高速道路公団：港大橋工事誌　昭和50年3月
3）笹戸，松本，松橋：南港連絡橋建設工事における新しいグラウト工法について　橋梁，1972．2
4）日本道路公団：無収縮モルタル基準　昭和51年4月
5）池田，保坂：巨大支承下部へのグラウト充填工法の改良について　コンクリート工学　1975．11．12
6）木下，小松：平戸大橋の架設，土木施工，1976．7
7）加島：吊橋塔基部の模型実験，本四技報1977．7
8）西方，山本：吊橋塔基部の応力分布に関する基礎コンクリートの影響　三菱重工技報19　1977．5
9）藤井：コンクリート構造物における局部応力とその設計について　コンクリート工学1976．10

大三島橋のコンクリート

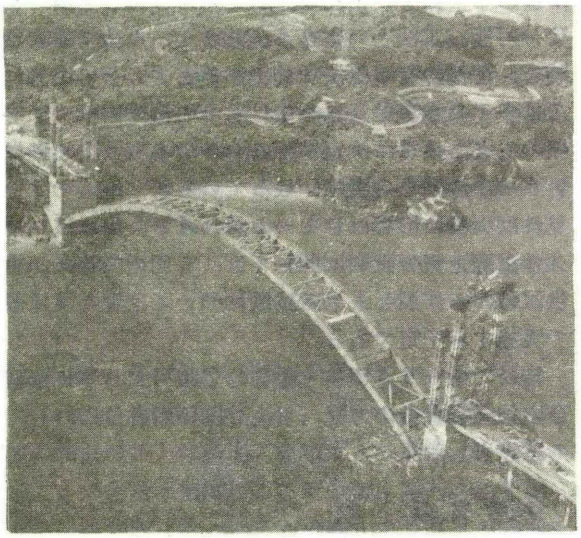
第三建設局　今治工事事務所　第一工事長付　高須賀博一
〃　福本英一郎

1．まえがき

大三島橋下部工工事全般の報告は，本誌創刊号（昭和52年7月）ですでに報告済みであり，コンクリート工事自体も特別大規模でもなく，施工方法について特筆すべき点はない。

しかし，今までマスコンクリートと称される構造物で，本橋の様に綿密に，温度，ひずみ測定を行い，かつ施工に反映した例は比較的少ないと思われる。

したがって本稿では，温度，ひずみ測定を中心に，橋台コンクリートの施工について報告する。（写真—1）



写真—1　昭和53年5月30日アーチが閉合された。

2．橋台の概要とブロック割り

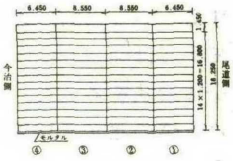
橋台は大三島側の3A，伯方島側の4Aとも，橋軸巾20m×橋軸直角巾30.25m×高さ18.25m（4Aは橋軸巾18m）の直接基礎で，比較的劣化した風化花崗岩に設置している。

コンクリート配合，材料の品質は表—1，表—2のとおりである。

橋台は一体構造として設計しており，ブロック割りによる鉛直継目を設けることに若干の不安が残ったが，ブロック割りをせずに施工することに無理があるとの結論に至り，以下に述べる検討の結果，4分割にして施工した。

コンクリートは現場プラントで生産するため，経済的な設備としての能力から，1日当りの打設量を200m³と想定し，巾30mを4分割，1.2mリフトで施工するA案，2分割，0.6mリフトで施工するB案，分割せず0.3mリフトで施工するC案の3方法を検討した（表—3）。

温度応力によるひび割れ発生の



図—1
橋台ブロック割り

表—1　橋台コンクリート配合表

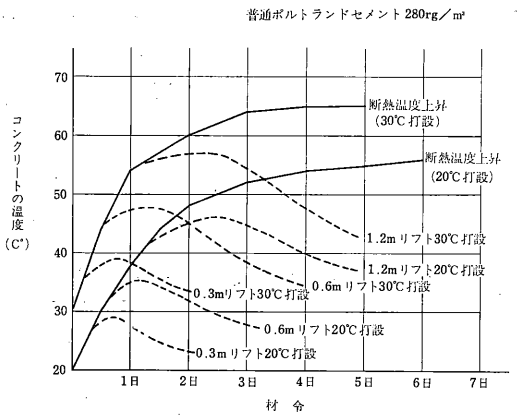
	単位セメント量 (kg/m³)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	粗骨材の最大寸法 (mm)	設計強度 圧縮強度 (kg/cm²/28日)	水・セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a (%)	単位水量 (kg)	単位細骨材量 (kg)	単位粗骨材量 5～20mm (kg)	単位粗骨材量 20～40mm (kg)	混和剤 (減水剤) (g)
示方配合	280	8～12	3～6	40	240	58.9	40	165	719	1,098		700
大三島側	280	11.8	4.9	40	283	57.9	42.0	162	758	427	688	700
伯方島側	280	10.5	4.0	40	294	55.0	39.0	154	700	481	719	700

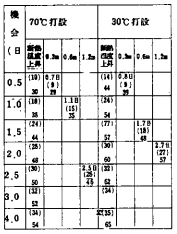
表—2　材料の品質

	大三島側	伯方島側
セメント	小野田普通ポルトランド 比重3.17	三菱普通ポルトランド 比重3.16
砂（洗砂塩分量0.03%以下）	広島県高根島附近採取 比重2.51，FM2.72	広島県三原市沖採取 比重2.50，FM2.43
砕石（2005）	広島県蒲刈島産 比重2.72，FM6.66	広島県安芸郡産 比重2.75，FM6.43
〃（4020）	広島県蒲刈島産 比重2.74，FM7.45	広島県安芸郡産 比重2.74，FM8.00

表—3　ブロック割り比較表

	A案（4分割×1.2mリフト）	B案（2分割×0.6mリフト）	C案（分割なし×0.3mリフト）
外部拘束による温度応力	図—2によると，コンクリート温度30℃の時打設すると，27℃温度上昇し57℃となる。冬6℃（10年平均）まで冷却されるとすれば57°−6°＝51℃（△T）となり，コンクリートの収縮量は5.1×10^{-4}となる。一方，コンクリートの変形能力は$3\sim4\times10^{-4}$と言われているため拘束度Rが60～70%以上であるとひび割れも十分考えられる。	左の考えに準ずる。コンクリート温度は18℃上昇し，48℃となる。48°−6°＝42℃（△T）3×1.6>4.2 故にひび割れの心配はまずない。	左の考えに準ずる。コンクリート温度は9℃上昇し，39℃となる。39°−6°＝33℃（△T）3×1.6>3.3 故にひび割れの心配は絶対にないと言える。
内部拘束による温度応力	中心部温度は57℃，表面部36℃となり，21℃の最大温度差（△T）を生じる。一般に△Tが20℃以上になるとひび割れの発生が起こると言われている。21℃>20℃	中心部温度は48℃表面部30℃となり，18℃の最大温度差（△T）を生じる。18℃<20℃ 故にひび割れの心配はまずない。	中心部温度は39℃，表面部22℃となり，17℃の最大温度差（△T）を生じる。17℃<20℃ 故にひび割れの心配はまずない。
拘束度	ブロックの長さ（L）と高さ（H）の比で決定される。L＝8.55　H＝1.2 ∴8.55÷1.2＝7.1 次のコンクリート打設まで3日必要とする。	L＝8.55　H＝0.6 ∴8.55÷0.6＝14.3 但し，次のコンクリート打設まで2日であるためヤング係数が小さく，A案とほぼ同じ程度と考えられる。	L＝8.55　H＝0.3 ∴8.55÷0.3＝28.5 次のコンクリート打設まで1日であるため，ヤング係数は他の2方法に比べ極端に小さい。
応力的判定	△	○	◎
工期	コンクリート打設工期 4日/1.2m×15÷0.5＝100日	〃 9日/1.2m×15÷0.5＝225日	〃 13日/1.2m×15÷0.5＝325日
鉛直継目	継目個所は3ヶ所 構造物は一体設計のためない方が良い。	継目個所は1ヶ所	継目はなし
水平継目	14継目/1ブロック×4ブロック＝56継目	29継目×2ブロック＝58継目	4継目/1.2m当り×18.25m＝61継目
施工性	型枠はメタルフォームの大きさで決定されるため1.2mリフトが一番経済的打設面積が150m²程度で普通の打設方法ならば，コールドジョイントも起りにくくポンプの移動も少なくて済む。	コンクリート打設面が，300m²程度になり，ポンプの移動が多くなる。よってコールドジョインも多くなることが考えられ施工が悪くなる。1.2mリフトならば，グリーンカットを型枠内で1度行なうことになりレイタンスの除去が難しい。	コンクリート打設面積が600m²となりB案と同様の事が考えられる。グリーンカットが非常に難しくレイタンスの除去ができない。すなわち側面の膚がきたなくなり見苦しい。
作業性判定	◎	△～○	×





凡例
0.7日…コンクリート打設日より何日後に最高温度になるか。
(9)…最高上昇温度コンクリート打設温度
29…最高上昇温度

図—2　コンクリートの温度履歴予想図(文献等より予想)

有無を推定するにあたり，普通ポルトランドセメント280 kg/m³を使用して打設するコンクリートの温度履歴を予想した。その結果を図—2に示す。なお，予想にあたり，次の算定式を採用した。

$$\delta_1 = R \cdot \alpha \cdot E \cdot \triangle T \cdots\cdots (1)$$

ここで

δ_1：外部拘束による温度応力（岩盤あるいは既設コンクリート等によりコンクリートが拘束された場合）

R：拘束度

α：コンクリートの熱膨脹係数

E：コンクリートのクリープを考慮したヤング係数

△T：最高温度からの温度変化

内部拘束による温度応力（コンクリートの内部と表面の温度差が最大となる場合）は，放物線に近い分布となることが多く，この場合の応力は中心部で圧縮応力，表面近傍で引張応力となる。引張応力の最大は内表面に現われ，その大きさは次式で表わされる。

$$\delta_2 = \frac{2}{3} \alpha \cdot E \cdot \triangle T \cdots\cdots (2)$$

ここで

△T：コンクリートの中心部と表面部の温度差

以上表—3のように，A案は応力的にはB，C案に比較して不利であるが，危険な域に入っているわけではなく，施工性が一番優れている事，又工期的に有利であるとの判断によりこの方法を採用した。なお，橋台は先にも述べたとおり，一体構造として設計しており，ブロック相互間のずれをなくすため，鉛直継目は鉛直に凹凸形のキーを設け，チッピングを施し，両ブロックの密着を計るようにした。

3．コンクリートの打設

コンクリートは，現場プラントで製造したものをアジテーターにより打設現場まで運搬し，コンクリートポンプ車で先に述べたブロック割りに従い，原則として4日サイクルで千鳥に打設した。

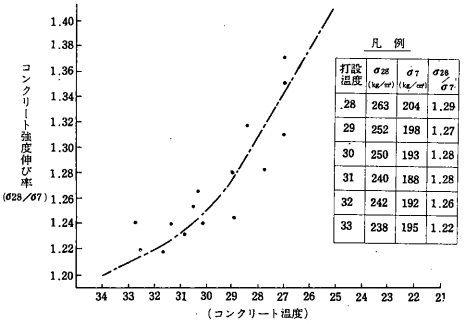
すなわち，1日目は打設(グリーンカット)。2日目はグリーンカット，散水養生。3日目は散水養生，鉄筋組立。4日目は型枠スライド，チッピング，清掃。5日目に再び打設する工程を，1,3,2,4ブロックの順に繰り返した。

調査の結果，パイプクーリングはしなくてもひび割れの発生なく施工出来ると判断し，実施しないことにしたため，夏期には骨材ビンの周囲をシートで覆い，早朝より打設を始めるなど，極力コンクリートの温度上昇を抑えた。

4．コンクリートの品質管理

品質管理は設計，仕様書に示される規格を十分満足するような構造物を最も経済的に作るために，その工程の総ての段階において欠点を未然に防ぎ，品質のバラツキをできるだけ少なくし，工程に対する信頼性を増すことにある。ゆえに，品質管理の機能は品質の保証，維持，向上の3項目と言える。

品質管理（温度管理）はδ_7で管理のうえ，δ_{28}の推定を行なっている。つまり図—3に示すコンクリート打設温度と，δ_{28}とδ_7の伸び率の関係表を作成し，品質管理に適用した。



打設温度	σ_{28} (kg/cm²)	σ_7 (kg/cm²)	σ_{28}/σ_7
28	263	204	1.29
29	252	198	1.27
30	250	193	1.28
31	240	188	1.28
32	242	192	1.26
33	238	195	1.22

図—3　打設温度と強度伸び率表

5．コンクリートの温度，ひずみ測定

橋台は3A（約8800m³），4A（約6700m³）のマスコンクリートである。このため，セメントの水和熱によりコンクリートに温度応力を生じ，ひび割れの発生する恐れがある。

マスコンクリートの温度履歴はある程度，計算により求めることが出来るが，コンクリート構造物を取り巻く諸条件，ブロックの大きさ，コンクリート配合等が温度変化に及ぼす影響を十分把握することは不可能に近い。

また，本橋台の大きさで，普通ポルトランドセメント280kg/m³を使用して打設した場合のコンクリートの温度変化のデーター，文献はほとんど見当らない。

そこで，計測器を埋設して，コンクリートの温度，ひずみを測定し，コンクリート打設に反映した。

5.1 測定の目的

コンクリートのひび割れは何らかの原因により，その伸び能力を越える引張ひずみが生じた時に発生する。

大構造物における温度分布状況並びに経時変化を予知し，温度変化によるひび割れ発生の防止対策を計るうえで本測定は非常に重要である。

断熱温度上昇を実験室で求めただけの報告は多数あるが，諸条件に支配される現地でのデーターは比較的少ない。そこで，躯体の要所のブロックに温度計，ひずみ計，継目計及び鉄筋計を埋設して，長期にわたるコンクリートの挙動を把握することを目的とした。

5.2 測定計画

測定の計画に当っては，以下の事に留意した。

(1)橋台全体の温度，ひずみ挙動が把握出来るように，岩盤上部，中央部及び上部の3点で測定する。

(2)既設ブロック及び測定対象ブロックの後に打継がれるブロックの温度が，測定対象ブロックに及ぼす影響を調べるため，連続したブロックの双方で測定する。

(3)コンクリートの打設温度の影響を調べる。

(4)岩盤及び既設コンクリートが，測定対象ブロックに及ぼす拘束の度合いを拘束面からの距離を勘案して測定する。

(5)1リフトの打設高さ｛0.6m…第1リフト(4Aのみ)，1.45m…最終リフト，1.2m…その他リフト｝が温度上昇に及ぼす影響を調べる。

(6)岩盤内の温度の経時変化を測定する。

(7)測定は，カールソン型ひずみ計と熱電対を併用して測定する。(写真2，3)

カールソン型ひずみ計は温度とひずみが測定でき，耐久的であるため長期測定に使用するが，測定，記録は手動式である。

熱電対は温度測定だけであるが，総て自動であるためカールソン型ひずみ計で測定出来ない夜間等の補足に使用する。但し，断線等の欠点も多いため，1～2週間の短期測定に重点をおく。(写真—4)

(8)鉛直継目の挙動を知るため，隣接ブロックとのジョイント部に継目計，鉄筋に鉄筋計を設置する。

(9)コンクリートの圧縮係数，弾性係数を測定する。

(10)各測定は，コンクリート打設後1～2週間は3～6時間毎，或いは日単位で，その後は月1回の間隔で出来る限り長時間継続測定を行なう。

以上の考えに基づいた計画を表—4に，各計測器の設置個所を図—4に示す。

表—4　計測器一覧表

測定場所		コンクリート打設日～測定期間	埋設器械				備考
			カールソン型計	熱電対	継目計	鉄筋計	
4A岩盤上部	①—1	S.51.5.20～6.12→長期	5	6	0	0	コンクリートの温度ひずみ及び岩盤拘束度の測定
	①—2	5.28～6.12	0	3	0	0	
3A岩盤上部	①—1の岩盤内	6.10～6.23	0	3	0	0	岩盤温度の測定4Aとの対比
	①—1	6.10～6.24→長期	5	4	0	0	
	①—2	6.10～6.23	0	1	0	0	
3A中央部	①—8	7.12～7.27→長期	5	5	2	1	橋台中央部における温度及びひずみ測定既設コンクリートの影響，鉛直継目の挙動
	②—8	7.27～8.10→長期	4	2			
	①—9	7.17～7.29	0	3	0	0	
3A最上部	①②—15	9.30～10.14→長期	4	4	2	0	橋台上部の温度・ひずみ測定
合計			23	31	4	1	

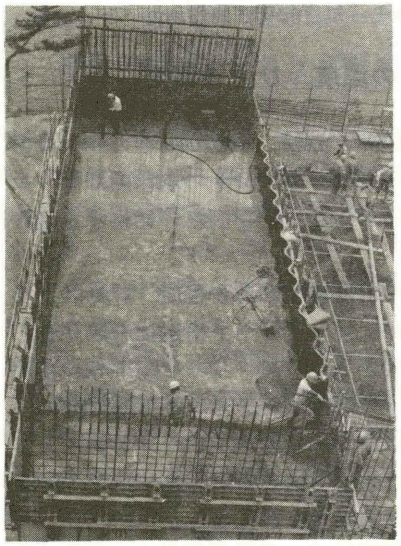
表—5　4A，3Aの測定結果一覧表

	4A		3A					
	①—1 (第1リフト)	①—3 (第2リフト)	①—1 (第1リフト)	①—8 (第2リフト)	①—8 (第8リフト)	①—9 (第9リフト)	②—8 (第8リフト)	①②—15 (第15リフト)
リフト高さ(m)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.35
普通セメント量(kg/m³)	280	280	280	280	280	280	280	300
打設月日	5月22日	5月28日	6月10日	6月14日	7月12日	7月17日	7月27日	9月30日
コンクリートの打設温度(℃)	21	24	23	25	29	32	32	26
中央部最高温度(℃)	55	59	58	61	65	66	67	62
中央部上昇温度(℃)	34	35	35	36	36	34	35	36
打設後最高温度到達時間	36hr	32	28	31	25	28	26	28
中央部と上部表面の最大温度差(℃)	15	13	23	—	20	22	—	20
上部表面の最大引張ひずみ(10⁻⁶)	70	—	85	—	105	—	—	400以上
上記材令(時間，日)	36hr～3日	32hr～3日	28hr	—	1日～5日	1日～4日	—	1日
中央部と側面表面部の最大温度差(℃)	20	—	21	—	20～23	—	22	20～25
側面表面部の最大引張ひずみ(10⁻⁶)	170	—	100	—	125	—	80	140
上記材令(時間，日)	3日(脱型直後)	—	2日(脱型直後)	—	1.5日～長期	—	2日～長期	3日～長期
ひびわれ発生の有無	無	無	無	無	無	無	無	有
コンクリートの圧縮強度(kg/cm²)	3日，7日，28日，91日 127　251 179　291		3日，7日，28日，91日 151　265 201　296	1日	3日，7日，28日，91日 132　240 168　275			3日，7日，28日，91日 136　235 180　279

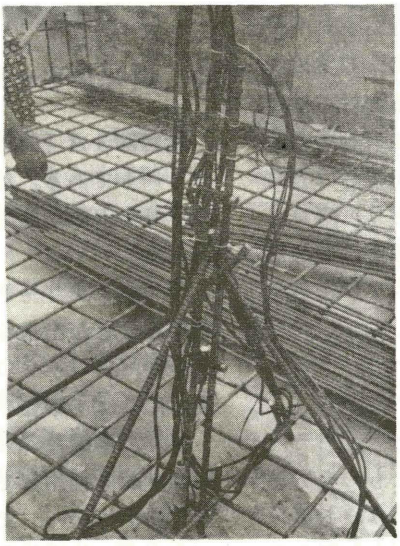
5.3 測　定

コンクリートの温度履歴は図—5に示すとおり，ブロック割りを決定する時，一応の目安とした温度勾配に落着かず，図—2の断熱温度上昇の線に添ってしまった。

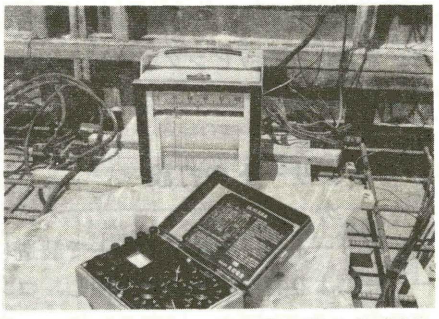
(図—2に示した断熱温度上昇は，打設温度に関係なく34℃～35℃上昇しており，1ブロックが防熱すると考えた本橋の場合，温度上昇しても27℃程度である



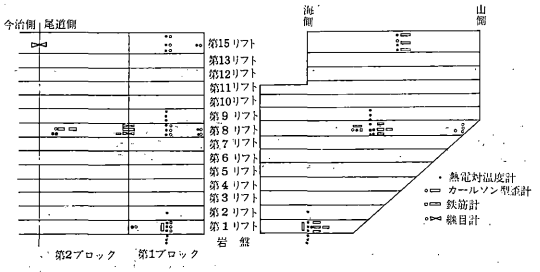
写真—2　ブロック全景。中央部にカールソン，熱電対を設置した鉄筋が見える。



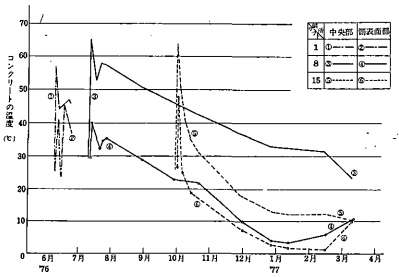
写真—3　設置した計器類



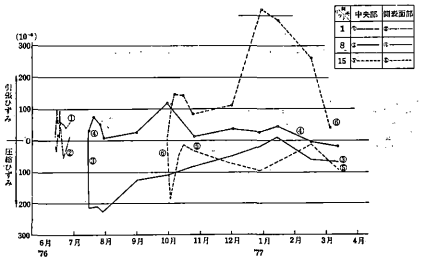
写真—4　カールソン指示計と熱電対の自動記録計，コンクリート温度58℃を示している。



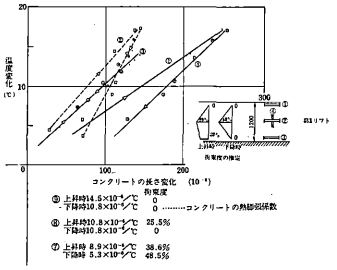
図—4　橋台内計測器配置図



図—5　3Aコンクリートの温度履歴



図—6　3Aコンクリートのひずみ履歴



図—7　コンクリートの熱膨張係数と水平打ち継ぎ面上部の拘束度

と思っていた。一方，打設したブロックの中心部の実測結果は平均32℃～38℃上昇しており，断熱温度上昇の最高温度にほぼ一致している。）

ひずみは図—6に示すとおり，表面で引張り、中央部で圧縮となっている。最高の引張り応力は，第15リフトに生じた420×10^{-6} kg/m²である。

継目計は比較的安定した挙動を示し，隣接したカールソンのデーターとほぼ同じ値を示している。鉄筋計は，苦心して試作したにもかかわらず，ひずみの値が大きく信ぴょう性に乏しい。

拘束の度合いは図—7に示すとおり，外部拘束をほとんど受けない中央部鉛直方向に埋設したカールソンの温度と長さ変化の関係は，上昇時14.5×10^{-6}/℃，下降時10.3×10^{-6}/℃であった。

これらの値に対する他の測点の温度に対する長さ変化の割合を拘束度とすると，岩盤に接するカールソンで，0～26%，中央部カールソンで39～48%，上部カールソンでほとんど拘束なしと言う結果になった。

測定結果をとりまとめて表—5に示す。

6．考　察

マスコンクリートを本橋の様に多くのブロックに分割して施工する場合は，リフト高，打設間隔，打設温度にかかわらず，コンクリート中央部の温度上昇は，打設コンクリートの断熱温度上昇にほぼ等しいと考えた方が安全である。

普通ポルトランドセメントを280kg/m³以上使用したマスコンクリートは，圧縮強度240kg/m²，静弾性係数 3.3×10^{5}kg/cm² 程度になった時，ひび割れ発生の恐れがある。

その対策としては，打設時期を検討して（施工は秋から冬にかけてが一番良い）パイプクリーングを施すか，中庸熱セメントを使用するのがよい。あるいは鉄筋量の少ない構造物であればダムコンクリートに準じた配合を用いた方が得策と思われる。

また，本工事で得た知見を列記すると次のとおりである。

(1)　コンクリート強度は，早目に現場独自の推定式を確立し，それを活用すること。（出来れば δ_3 で δ_7，δ_{28} を推定したい。）

(2)　脱型はできる限り早目にすべきである。（温度上昇も抑えることが出来，チッピングも容易である。）

(3)　グリーンカットは，表面が凝固し始める段階と凝結終了段階の2度行なうのが良い。

(4)　単位セメント量を10kg増加すると，発熱は約1℃上昇する。

7．あとがき

本橋の橋台は，マスコンクリートの規模としては中規模程度であり，今後施工されるであろう橋台，橋脚のコンクリートと規模，条件が多少異るので，このデーターが，そのまま適用出来るとは言いがたいが，生のデーターとして参考にしていただければ幸いである。

本工事施工にあたり，御指導いただいた小野田セメント，ポゾリス物産の方々に感謝の意を表します。

参考文献

1）本四公団，第3建設局：橋梁用マスコンクリート（主塔規模）硬化熱の基礎調査，S．51．6

2）柳田：マスコンクリートにおける上昇温度の実用的推定方法，土木技術資料，11—4，1969

3）徳光，他：マスコンクリート構造物における内部温度，内部ひずみ，第30回土木学会，V－91，S．50

4）塚山：暑中コンクリートの温度ひび割れ，コンクリートジャーナル，Vol．4，No．6，1966

塗装を施した摩擦接合継手の性能試験

建設省道路局国道第二課長補佐　榎波義幸
第三建設局今治工事事務所第一工事長付　越智勝
企画開発部企画課　森邦久

1．まえがき

鋼橋の現場継手には高力ボルトによる摩擦接合が多く用いられているが，従来，継手部の母材及び添接板は，摩擦係数の確保の観点から無塗装とするのが一般的であった。しかし，高力ボルトを締付けたあと現場塗装を行う場合，この間の錆の発生が著しく，またボルトについても同様で，締付後の下地処理に手数を要し，また十分な処理が出来にくいため塗装上の弱点となりやすい。本四塗装基準には維持費の低減を考えて重防蝕塗装がとりいれられているが，継手部の塗装上の弱点を改良する目的で，継手部の塗装及び防錆処理高力ボルトの規格が設けられている。

この趣旨に則り，大三島橋の主橋及び取付橋の上部工塗装仕様は本四塗装基準の前者には№2（無機ジンクにMIO，塩化ゴム系）後者には№1—(2)（鉛系さび止めにMIO，塩化ゴム系）を適用している。継手部についても現場塗装を行う迄の防錆機能を持たせるため，主橋については接合面及び外面共無機ジンク1層を，取付橋については添接板の外面のみ鉛系さび止め2層とMIO1層合計3層の工場塗装を施し，防錆処理高力ボルトを用いることになった。

防錆処理を施した継手部の性能については本工事に先立ち一応のまとめがなされているが，[1] 本試験は本工事に予定されたものと施工条件を同じとして継手部の試験を行い，継手性能の確認及び現場施工法の参考としたものである。性能試験はそれぞれ大三島橋上部工工事及び大三島橋取付橋上部工工事の中で行われた。

表—1　試験Ⅰのケース（すべり試験）

締付方法	表面処理（＊1）	試験時期	試験体数	試験体記号
トルク法	Aブラストのまま	締付直後（O）	3	1AO
		7日後（L）	3	1AL
		1ヵ月後（M）	3	1AM
	B無機ジンク75μ	直後（O）	3	1BO
		1ヶ月後（M）	3	1BM
	C無機ジンク（厚膜）75μ×1.5	直後（O）	3	1CO
		7日後（L）	3	1CL
		1ヶ月後（M）	3	1CM
		6ヶ月後(6M)	3	1C6M
	D無機ジンク（厚膜）75μ×2.0	直後（O）	3	1DO
		1ヶ月後（M）	3	1DM
	(＊2)E無機ジンク約130μ	1ヶ月後（M）	3	1EM
ナット回転法	Aブラストのまま	1ヶ月後（M）	3	2AM
	B無機ジンク75μ	直後（O）	3	2BO
		1ヶ月後（M）	3	2BM
	C無機ジンク（厚膜）75μ×1.5	直後（O）	3	2CO
		1ヶ月後（M）	3	2CM
		6ヶ月後(6M)	3	2C6M

注（＊1）　膜厚は目標値である。
（＊2）　Eのケースは他のものとは別のメーカーの塗料を使用

2．試験概要

試験は上記のように大三島橋主橋及び取付橋の継手を対象として行われ，前者を試験Ⅰ，後者を試験Ⅱと呼ぶこととする。試験体はそれぞれの工事に使用する代表的な材質を使用した。

ボルトの締付方法はトルク法及びナット回転法とし，試験項目はボルトの軸力減少及びすべり係数の確認を主とし，実験Ⅰについては継手に引張持続荷重を与えて継手のずれの変化の状況を確認する試験（以下クリープ試験と云う）も行った。

試験ケースは，実験Ⅰについては表—1及び2に，試験Ⅱについては表—3に示す。継手部の表面状態は，ブラストのままのものと設計基準膜厚のもの及び厚膜にした場合を比較した。塗装面は，橋体の仕様に合わせ，試験Ⅰでは添接板，母材の両面共全て行い，試験Ⅱでは添接板の外面のみとした。

ボルトの軸力変化及びすべり耐力の試験期間は，ボルト締付直後から6ヶ月後迄のものを行い，クリープ試験では7日間の負荷後，除荷したあとさらにすべり耐力の確認を行った。

表—2　試験Ⅰのケース（クリープ試験）

締付方法	表面処理	クリープ荷重	クリープ荷重期間	試験体数	試験体記号
トルク法	B無機ジンク75μ	23.6t	7日	1	K1BL-1
		48.3t	〃	1	K1BL-2
ナット回転法	B無機ジンク75μ	23.6t	〃	1	K2BL-1
		62.8t	〃	1	K2BL-2

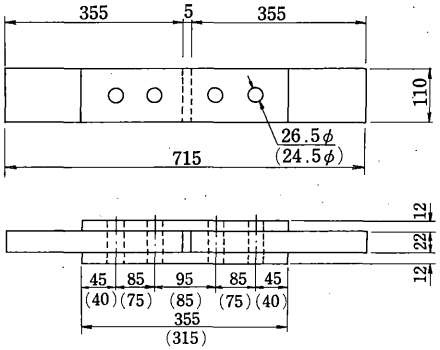
表—3　試験Ⅱのケース（すべり試験）

締付方法	表面処理（＊1）	試験時期	試験体数	試験体記号
トルク法	Aブラストのまま	締付直後（O）	3	1A0
		7日後（L）	3	1A
		1ヶ月後（M）	3	1AM
	B基準膜厚の塗装150μ	直後（O）	3	1B0
		7日後（L）	3	1BL
		1ヶ月後（M）	3	1BM
		6ヶ月後(6M)	3	1B6M
	C厚膜塗装150μ×1.3	直後（O）	3	1C0
		7日後（L）	3	1CL
ナット回転法	Aブラストのまま	1ヶ月後（M）	3	2AM
	B基準膜厚の塗装	直後（O）	3	2B0
		1ヶ月後（M）	3	2BM
		6ヶ月後(6M)	3	2B6M

注（*1）膜厚は目標値である。

3．試験体

試験体を図—1及び表—4に示す。また，塗装仕様を表—5に示す。表中の膜厚は基準膜厚で，表—1及び3の厚膜の場合の増率はこの値に対するものである。



注，上記は試験Ⅰの試験体形状、但し（ ）内は試験Ⅱの試験体形状

図—1　試験体の形状（単位㎜）

表—4　試　験　体　仕　様

	使用高力ボルト*)	継手板		
		鋼種	降伏点 (kg/mm²)	引張強さ (kg/mm²)
試験Ⅰ	F11T，M24×95 (A種)	SM58	59(母材) 58(添接板)	68(母材) 67(添接板)
試験Ⅱ	F11T，M22×85 (A種)	SM50Y	40	54

*）HBS G 1102 摩擦接合用防錆処理高力ボルト，六角ナット，平座金のセット

表—5　試験体の塗装仕様

	工場塗装						備考
	下地処理	第1層	間隔	第2層	間隔	第3層	
試験Ⅰ		HBS，K5603 無機ジンクリッチペイント 75μ					母材，添接板の両面共塗装
試験Ⅱ	ブラスト20μ＋エッチングプライマ（プライマは添接板外面のみ）	JIS，K5625 鉛系サビ止めペイント1種 35μ	24h以上	同左 35μ	48h～6M	HBS，K5601 フェノール系 MIO 60μ	合計150μ 添接板外面以外はブラストのまま

（注）表中の膜厚は基準膜厚である。

表—6　ブラスト条件と表面あらさ（試験Ⅰ）

	条件1	条件2
グリッド粒度	スチールグリッド#70，#100混合	スチールグリッド#30
空気圧	6.0～6.2kg/cm²	6.5kg/cm²
ブラスト距離	250～300mm	250～300mm
ノズル口径	11mmφ	9mmφ
ブラスト角度	90°	60～65°
最大高さ Rmax	120μ	75μ
10点平均あらさRz	96μ	56μ

表—7　表面あらさ測定結果（試験Ⅱ）

試験体記号	個所	10点平均あらさ	
		平均値(μ)	標準偏差
1AO	母材	34	4.1
1AL	〃	38	4.9
1BO	添接板	37	7.0
1BL	〃	49	7.9
1BM	〃	46	4.7
1B6M	母材	39	4.5
2AM	添接板	41	8.7
2BM	母材	46	9.0

試験Ⅰの試験体のブラスト条件及びブラスト後の平均あらさを表—6に，試験Ⅱの表面あらさを表—7に示す。試験Ⅰは当初条件1で行ったが，規定よりも多少あらくなりすぎたため，一部の試験ケースについて条件2で再ブラストを行った。再ブラストしたのは試験Ⅰの1BO，1BM，2BO，2BMの4ケースである。

あらさの測定は，試験Ⅰでは試験体と同一ブラスト条件の下におかれたあらさ試験片により，触針式表面あらさ測定器で行い，10点平均あらさを測定した。試験Ⅱでは試験体表面数ヶ所，触針式表面あらさ測定器で測ったものである。

塗膜厚はそれぞれボルト孔周辺の膜厚を2点調整式電磁膜厚計で測定した。その結果を表—8および9に示す。塗装終了後締付までの期間は，試験Ⅰの場合B仕様で30日，その他の仕様では14日，試験Ⅱの場合6ヶ月試験のものが1週間，その他はほぼ2週間である。

試験体の締付は全てトルクレンチによった。トルク法の場合，試験Ⅰではまず80%の予備締を行い，次に100%の本締とした。試験Ⅱでは70%の予備締のあと，100%の本締とした。目標導入軸力はM24の場合27.6t，M22の場合23.8tである。

ナット回転法による締付は，試験Ⅰの場合トルクレンチにより10kg-mで，試験Ⅱでは10kg-m～15kg-mで一次締付を行ったのち，ナットを180°回転させて本締を行った。

表—8　塗膜厚測定結果（試験Ⅰ）　（単位：μ）

	締付方法	試験体記号	平均値	最大値	最小値
すべり試験	トルク法	1BO	78	130	55
		1BM	80	108	42
		1CO	111	135	90
		1CL	112	140	90
		1CM	114	150	95
		1C6M	114	150	90
		1DO	145	180	110
		1DM	139	170	110
		1EM	127	150	100
	ナット回転法	2BO	77	110	47
		2BM	77	110	48
		2CO	116	160	85
		2CM	111	130	85
		2C6M	116	140	90
クリープ試験	トルク法	K1BL−1	71	102	40
		K1BL−2	79	105	63
	ナット回転法	K2BL−1	79	105	61
		K2BL−2	76	105	52

表—9　塗膜厚測定結果（試験Ⅱ）

締付方法	試験体記号	塗膜厚 (μ，m)		
		平均値	最大値	最小値
トルク法	1BO	142	155	130
	1BL	145	165	130
	1BM	142	165	130
	1B6M	156	165	135
	1CO	206	230	180
	1CL	188	205	170
ナット回転法	2BO	149	170	130
	2BM	142	165	130
	2B6M	155	170	135

4．試験方法

4.1 軸力測定

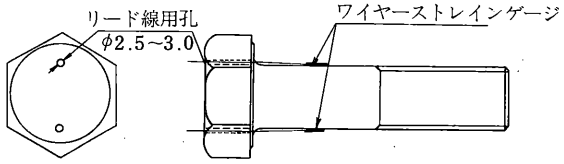
軸力の測定は図―2及び3の2種類のボルトを使用しボルト軸部に貼付けたワイヤーストレインゲージ及びボルトの両端に固定した鋼球間の測長によるものの2通りで，試験体の継手片側の2本のボルトで行った。

試験Ⅰにおいては鋼球間の測長によるものを主体としトルク法，回転法の各2体（塗装B，C仕様）については比較のためひずみ測定も併用した。クリープ試験は全て両方法を併用した。

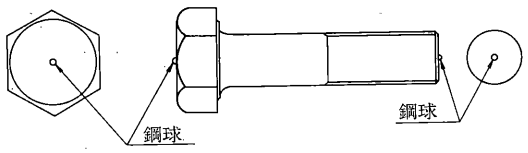
試験Ⅱでは測長によるものを全試験体について行い，ひずみ測定用のボルトは各試験ケースの3体のうち1体ずつ継手片側の2本のボルトに取付けて行った。

測長は試験Ⅰの場合，最小目盛1/1000mmのダイヤルゲージを取付けた測定器により，試験Ⅱの場合は最小目盛1/100mmのマイクロメータでボルト両端のボールをはさむようにして測長した。

測定はすべり試験を行う迄の間，適時行った。



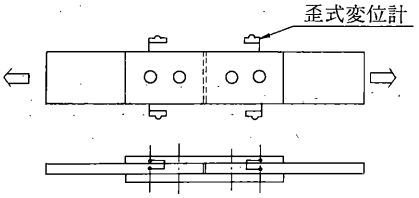
図―2　ストレインゲージによる軸力測定用ボルト



図―3　測長による軸力測定用ボルト

4.2 すべり試験

すべり試験でのすべりの確認は，試験Ⅰでは図―4のように母材と添接板の間に歪式変位計を4個用いてずれを測定し，試験Ⅱでは組立時に母材と添接板との間にケガキ線を入れておき，そのずれによりすべりを判定した（図―5）。試験は油圧型試験機により，直後試験は継手組立て後載荷まで約10分，1体の試験時間は約15分であった。



図―4　すべり確認方法（試験Ⅰ）



図―5　すべり確認方法（試験Ⅱ）

4.3 クリープ試験

クリープ試験における持続荷重としては，ボルト2本の許容せん断力に相当する荷重23.6t及び直後すべり試験のときのすべり荷重の90%（トルク法の場合48.3t，回転法の場合62.8t）を載荷した。載荷期間は7日で，この間継手のずれの測定及び継手片側2本のボルトの軸力測定を行った。また，7日後一担除荷し，前項と同様のすべり試験を行った。

4.4 試験体の保管

試験Ⅰの場合，締付後1週間は屋内に保管し，そのあとは屋外に暴露した。試験Ⅱの場合は全て屋内の保管である。

5．試験結果と考察

5.1 ボルト軸力の測定

(1)試験Ⅰにおけるボルト軸力のキャリブレーション

図―2の試験ボルトを引張試験機にかけ荷重と歪との関係を求めた結果は，約30tまでは直線関係にあり，30tを超えると勾配は多少変化した。この場合，最大荷重約40tまで軸部はほぼ弾性的であったが，ねじ谷部は著しく塑性化している。結果としてボルト軸力変化の関係は，ロットXのボルト（塗装B系列の試験体に使用）では，$N=\varepsilon/104.2(t)$（2本の平均値），ロットYのボルト（B以外の塗装系列の試験体に使用）では$N=\varepsilon/106.0(t)$（3本の平均値）となった。

図―3の方法によるボルト軸力と伸びとの関係は，軸力約30tまではほぼ直線関係にあり，X，Y両ロット各3本についての結果は，前者で$116.8kg/10^{-3}cm$，後者で$112.0kg/10^{-3}cm$，変動系数は約2%である。この場合のボルト軸力は軸部の歪計から求めたものである。

ナット回転法によった場合の軸力は，試験体を締付けた場合，ロットXで38.6t，変動係数2%（試験数5），ロットYで37.1t，R＝0.3t（試験数2）である。

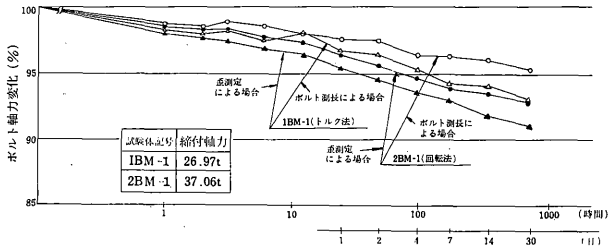
(2)試験Ⅱにおけるボルト軸力のキャリブレーション

ボルトを引張試験機により引張り，図―2及び3により試験してボルト軸力と伸び及び軸部の歪との関係を求めた。その結果を用い，試験体8体，各2本づつにおいて両者によるボルト軸力を比べると，その比は1.005でよい一致を示したが，その変動係数は4.6%であった。また，後述するように，ボルト長測定が最小目盛1/100mmのため，軸力減少による小さな長さ変化を求めるには，測長精度は不十分であったと考えられる。

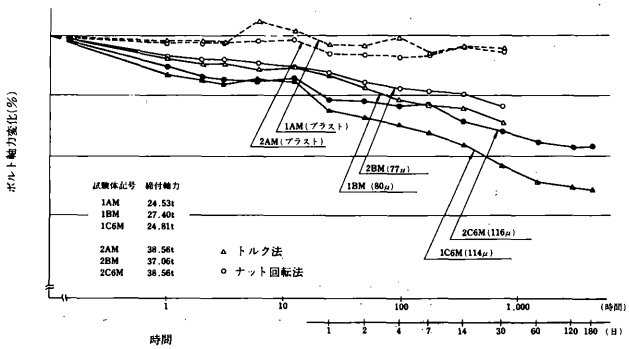
5.2 ボルト軸力の変化

(1)試験Ⅰの場合

ボルト測長と歪計による場合との軸力変化の比較を図―6に示す。この値は両方法で継手片側2本のボルトを測り，その平均値である。図より，締付け方法にかかわ



図—6　ボルトの測長及び歪測定によるボルト軸力の変化（試験Ⅰ）



図—7　測長によるボルト軸力の経時変化（試験Ⅰ）

らず，測長による軸力減少の方が歪測定による場合より小さく，締付け後1ヶ月の場合約2％少ない。この傾向は測長の場合ねじ部のクリープによる伸びが軸力減少による縮みを多少打消しているためと思われる。

図—7にボルトの測長によった場合の各ケースの軸力変化を示す。この値は各ケースの試験体3体，ボルト計6本の平均値である。図より，軸力減少はどのケースもほぼ直線的な変化をしていることがわかる。

ブラストのままの場合は軸力減少はほとんどなく，1ヶ月で約1％である。

図—6及び7から，トルク法より回転法の方が，つまり締付軸力の大きい方が若干減少は少ないようである。

塗膜は厚くなる程減少は増大しており，図—8に締付1週間後の塗膜厚と減少率との関係を示すが，この傾向がよく現われている。

減少率は塗膜厚77～80μの場合1ヶ月で5～8％，塗膜厚114～116μの場合6ヶ月で9％（回転法）～13％（トルク法）となった。

10時間経過前後の軸力減少率がどのケースも一様に減少しているのは，この時間帯の測定が夜間の寒冷時となって，試験体とキャリブレーション用ボルトとの間に温度差が生じたためと思われる。

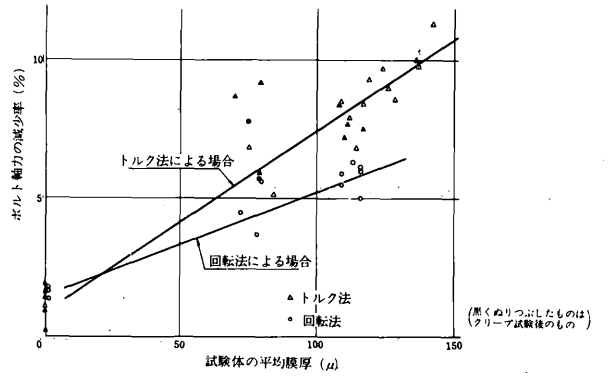
(2)試験Ⅱの場合

軸力変化に対しては，1/100mm目盛のマイクロメータでは微少な長さ変化を測定する上で精度上不十分で，バラツキが大きかった。

結果の傾向は試験Ⅰと同じで，ブラストのままよりも塗装した方が，また，塗膜厚の厚い方が軸力減少率は大きく，トルク法よりも回転法で締めたものの方が減少率は小さかった。

トルク法で1ヶ月経過の場合，ブラストしたものでは2～7％，標準膜厚（150μ）塗装で7～11％，また厚膜（190μ）のものは7日後に12～15％の減少であった。ナット回転法の場合，1ヶ月経過後，ブラストしたもので約2％，標準膜厚のもので約6％であった。

本試験でも試験Ⅰと同様，歪による軸力減少の方が測長によるものより幾分大であった。



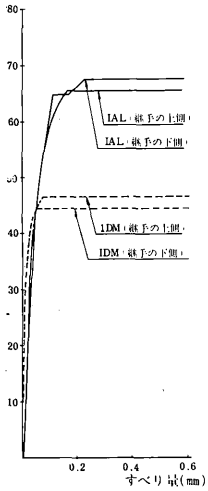
図—8　締付後1週間の膜厚に対するボルト軸力減少率（試験Ⅰ）

5.3 すべり試験

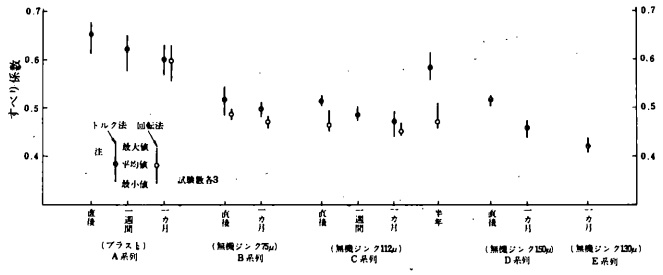
荷重—すべり量の関係は各試験体で大差なく，締付軸力の大小，塗膜厚さ等による曲線の相関性は特にみられなかった。荷重—すべり量曲線の1例として，トルク法による無塗装のものと厚膜塗装の場合を図—9に示す。

各試験体共すべり荷重迄あまり変化がなく，0.05～0.2mmずれが生じたところで瞬間的に大きなすべりが発生している。試験Ⅰにおける試験結果を表—10に示す。表の値は各ケース3体ずつの平均値である。図—10及び11は試験Ⅰ及びⅡの結果である。

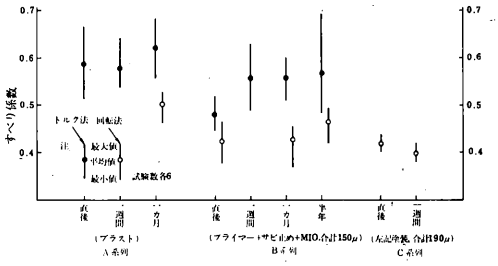
継手材がすべてブラストのままであるA系列では，締付直後試験においてSM58材である試験Ⅰでは$\mu=0.652$，SM50Y材である試験Ⅱでは$\mu=0.586$と十分大きな値である。この場合，時間経過によるボルト軸力減少が既述のように小さいことから，通常は試験Ⅱで求められてい



図—9　荷重すべり量曲線（試験Ⅰ）



図—10　経過時間とすべり係数
（締付軸力に対する値）の関係（試験Ⅰ）



図—11　経過時間とすべり係数
（締付軸力に対する値）の関係（試験Ⅱ）

表—10　すべり試験結果（試験Ⅰ）

ボルト締付方法	試験体記号	平均膜厚（μ）	締付時軸力（t）	試験時軸力（t）	軸力変化率（%）	すべり荷重（t）	締付軸力に対するすべり係数	試験時軸力に対するすべり係数
トルク法	1AO	—	23.7	23.7		61.9	0.652	
	1AL	—	25.1	24.9	− 0.9	62.7	0.622	0.630
	1AM	—	24.5	24.3	− 1.1	58.8	0.600	0.606
	1BO	78	27.6	27.6		57.2	0.517	
	1BM	80	27.4	25.4	− 7.5	54.6	0.498	0.538
	1CO	111	24.5	24.5		50.3	0.514	
	1CL	112	26.6	24.7	− 7.2	51.8	0.486	0.524
	1CM	114	25.0	22.6	− 9.6	47.3	0.472	0.523
	1C6M	114	24.8	21.6	−12.8	57.8	0.583	0.667
	1DO	145	24.5	24.5		50.6	0.516	
	1DM	139	23.9	20.9	−12.4	41.3	0.458	0.493
	1EM	127	24.6	21.5	−12.7	41.3	0.420	0.481
ナット回転法	2AM	—	38.6	38.1	− 1.3	91.1	0.591	0.598
	2BO	77	37.1	37.1		72.3	0.487	
	2BM	77	37.1	34.9	− 5.8	69.9	0.471	0.500
	2CO	116	38.6	38.6		72.4	0.469	
	2CM	111	38.6	35.8	− 7.2	69.8	0.452	0.487
	2C6M	116	38.6	35.0	− 9.1	73.0	0.473	0.521

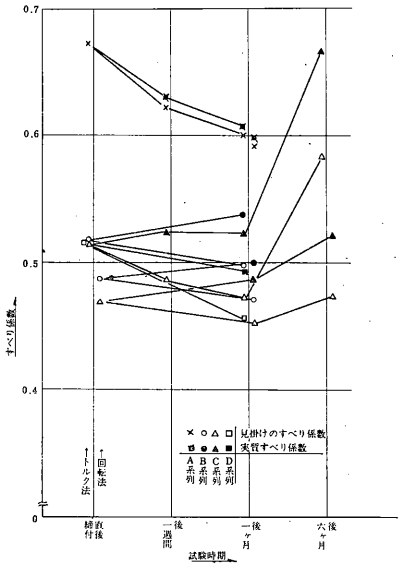
＊）平均膜厚は接合面側の値を示す。値は各試験ケースの3体の平均値。

るようにμは接触面の発錆により大になるが，試験Ⅰでは1ヶ月後で8％の低下という特異な現象が得られた。すべり試験後の接触面の錆が，やゝ腐ったような軟い錆と観察されたが，更に時間が経過すれば，従来の結果のようにμは大になるものであろう。

接触面はブラストのまま，添接板には塗装の試験ⅡB及びC系列では，ボルト軸力の低下にかかわらず，錆によるμの上昇により継手耐力としての低下はこの場合殆どないが，多少上昇していることがわかる。また，トルク法の場合に比し回転法ではμが低いが，これは前者のすべり時の応力は母材降伏点の60～80％，後者では85～100％であるため，後者の場合には継手材断面の縮少の影響が現れたものである。

継手材片に無機ジンクを塗装した（材片接触面にも）試験ⅠB～E系列では，ボルト軸力減少の影響で，継手組立後1ヶ月までではすべり耐力は減少しているが，半年後のC系列では増加している。塗膜厚とすべり係数の関係は厚膜の場合の試験条件の不足により多少明確ではないが，厚さ75～100μ程度までが適当で，それを超えると耐力の減少が目立つように見られる。

図—12は締付時とすべり試験時とのボルト軸力を用いて求めたすべり係数（前者を見掛けの，後者を実のすべり係数と図では区別した）を示したものである。締付後の時間経過により，無機ジンクを塗布した場合でも摩擦係数が上昇している様子がわかる。



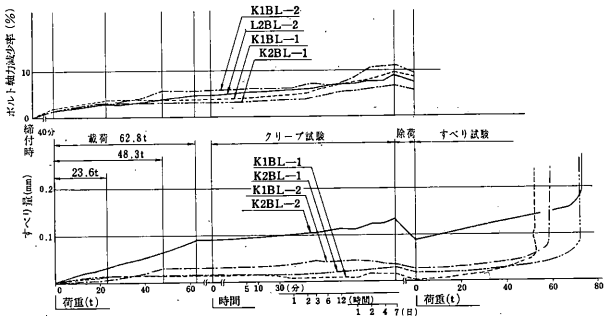
図—12　見掛けと実のすべり係数比較（試験Ⅰ）

5.4 クリープ試験

クリープ試験及びその後のすべり試験結果を表—11に各試験体のすべり量及びボルト軸力の変化を図—13に示す。すべり量は継手片側（ボルト軸力測定側）2ヶ所の平均値を示し，軸力変化は歪計の値を用いたものである。軸力の減少率はクリープ荷重除荷後5～9％であった。クリープ荷重によるすべり量は荷重が大なる程大きくなっており，1週間のクリープ荷重のみによるすべり量は0～0.04mmであった。すべり荷重はクリープ荷重にはあまり関係なく，前述のすべり試験結果とほぼ同じ結果である。

表—11　クリープ及びすべり試験結果

ボルト締付方法	表面状態	試験体記号	クリープ荷重（t）	すべり量(1/1,000mm) 個所	クリープ試験開始時	クリープ試験終了時	クリープ荷重除荷後	締付直後ボルト軸力（t）	クリープ荷重除荷後の軸力減少率（%）	すべり荷重（t）	締付軸力に対するすべり係数
トルク法	無機ジンク 71μ	K1BL－1	23.6	上	16	17	3	28.6	8.7	52.9	0.462
				下	10	34	23				
	無機ジンク 79μ	K1BL－2	48.3	上	31	37	26	30.9	9.2	60.0	0.485
				下	88	100	52				
ナット回転法	無機ジンク 79μ	K2BL－1	23.6	上	15	32	19	37.1	5.7	72.3	0.487
				下	31	71	53				
	無機ジンク 76μ	K2BL－2	62.8	上	90	133	87	37.1	7.8	72.8	0.491
				下	50	89	61				



図—13　クリープ及びすべり試験結果

6．まとめ

以上の試験結果を総合すると次のことが言える。

(1)導入ボルト軸力の変化率は，時間を対数軸とした場合ほぼ直線的な変化を示す。

(2)軸力の減少率は塗膜厚の大きいものほど大であり，また締付軸力の大きい方が減少率は少ない。

接合面，外面共無機ジンクリッチペイント75μ塗装した継手の場合，無塗装よりも1ヵ月で5～6％減少率が大きかった。

(3)すべり係数も膜厚が大きくなる程低下する傾向にある。なお，トルク法よりも回転法で締付けた場合の方がすべり係数が若干低いのは，すべり応力が高くなっているためである。

(4)無機ジンクリッチペイントを塗装した継手のすべり係数は，ブラストままの場合よりは低いが，設計で考慮しているμ＝0.4は十分満足している。

(5)継手のすべり耐力は，継手組立後長期間経過すれば上昇する傾向が認められ，ブラストままでは添接板外面塗装による軸力減を今回の場合，十分補うものである。

(6)継手部に対する引張持続荷重によるずれの進行は，ジンクリッチペイント塗装をしても小さいものと判断される。

7．あとがき

今回，2種類の継手部塗装仕様で試験を行ったが，一番問題となったのは測定方法，測定精度である。特に軸力の測定においてはボルトの微小な変位，または歪をとらえる必要があり，測定方法に十分な検討が必要なことを痛感した。

大三島橋の工事にはこれらの試験結果を参考にし，施工を進めた。取付橋の継手部は軸力減少をなるべくおさえるため，塗装はプライマーのあと鉛系サビ止めペイント35μ，フェノール系ＭＩＯ60μ，各1層計115μを基準膜厚とし，省かれた塗装は本締を終えたあとで現場一次塗装として施工した。

主橋の場合，無機ジンクリッチペイント75μ1層であるが，やはり膜厚が厚くなると軸力及びすべり係数の減少が大きくなる傾向から，継手部の塗膜に対しては1継手についての平均膜厚を85μ以下という上限の規定を設けた。

本工事の継手部は以上のように塗装が施されており，防錆処理高力ボルトが使われたため継手部の発錆はほとんどなく，締付後の現場塗装に際しても下地処理をあまり施す必要なく円滑に施工が進められている。

なお，この試験は，試験Ⅰについては横河橋梁(株)研究所，試験Ⅱは三星産業㈱，試験室において実施されたものである。

本試験実施にあたり御尽力載いた上記の関係者の方々、及び本四公団、田島設計部長に深く感謝の意を表します。

参考文献

1）岡本舜三編：鋼構造の研究，昭和52年6月，技報堂第4章

明石海峡大橋補剛桁風洞実験

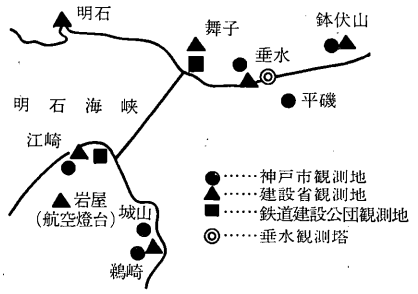
第一建設局 垂水工事事務所技術課長 加島 聡
〃 垂水工事事務所技術課 大橋治一
設計部設計第一課 秋山晴樹

1．まえがき

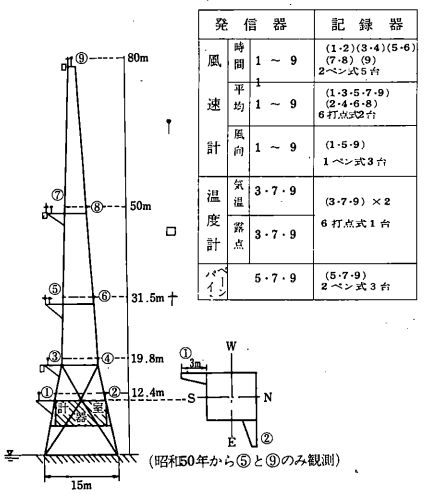
明石海峡大橋については，長大吊橋に伴う技術的問題点と架橋地点の特殊条件を克服すべく，昭和30年度より各種の調査研究が実施されてきた。これらの成果を踏まえて，昭和50年度に垂水工事事務所において，中央径間，1780m 3径間2ヒンジ吊橋を対象として上部工計画設計[1]がとりまとめられた。

吊橋補剛桁のような複雑な構造物の耐風安定性に関しては，理論的取扱いが極めて困難であり，風洞実験に頼らざるを得ないのが現状である。そこで明石海峡大橋の計画設計の補剛桁に関して昭和50～52年度に一連の風洞実験を行い，その耐風安定性の検証を行った。

本報告は，明石海峡大橋の耐風設計に関する調査研究成果を整理し，今後の資料とすることを目的として，明石海峡大橋の風洞実験に関する検討結果の概要を述べたものである。



図―1　明石海峡付近の風速観測点



発信器			記録器
風速計	時間	1～9	(1·2)(3·4)(5·6)(7·8)(9) 2ペン式5台
	平均	1～9	(1·3·5·7·9)(2·4·6·8) 6打点式2台
	風向	1～9	(1·5·9) 1ペン式3台
温度計	気温	3·7·9	(3·7·9)×2 6打点式1台
	露点	3·7·9	
パーインバー		5·7·9	(5·7·9) 2ペン式3台

図―2　垂水観測塔の測器配置図

2．明石海峡における強風特性

明石海峡における風の観測は，気象庁[2]の測候所の他に，昭和35年度から建設省，日本鉄道建設公団等により図－1に示す各地点で開始された。特に昭和39年度には垂水海岸に観測塔が建設され，図－2に示すように9台の風杯型風向風速計と3台のバイベーンにより風向，風速および傾斜角の観測が開始され，今日まで継続した記録が得られている[3]。

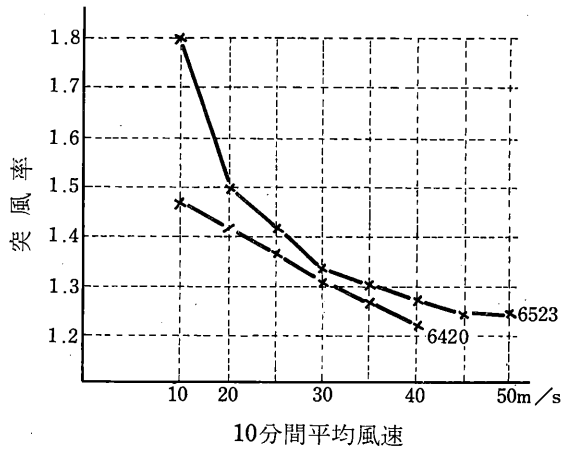
ここでは，主に垂水観測塔で得られた実測資料を本州四国連絡橋耐風設計基準（1976）[4]（以下耐風設計基準と呼ぶ）に関連づけて，明石海峡の強風特性について述べる。

風速については，測器高T.P.＋31.5mで10m／Sを超える強風記録は全観測記録の約7％であり，補剛桁位置にほぼ等しい測器高（T.P.＋80m）での上位5個の記録を示すと表－1のようになり，耐風設計基準で想定されている風速を超えるものは得られていない。

表―1　風速極値の順位表（測器高T.P.＋80m）

順位	起年月日	平均風速(m/S) 注1)	風向	起年月日	瞬間風速(m/S) 注2)	風向
1	S40年9月10日	52.2	SE	S40年9月10日	65.0	SSE
2	S39年9月25日	42.3	S	S39年9月25日	50.9	S
3	S43年8月29日	30.7	S	S43年8月29日	39.1	S
4	S47年3月20日	30.5	－	S45年7月5日	37.6	NE
5	S44年12月3日	29.5	W	S45年8月15日	33.1	S

注1）平均風速の評価時間は10分間
注2）瞬間風速の評価時間は約2秒間
注3）補剛桁位置（T.P.＋82.1m）での設計風速は65.5m/S



図―3　台風6523，6420号時の風速と突風率との関係

そして強風記録のほとんどが夏期から秋期にかけての台風時に得られている。

また垂水観測塔の風と舞子沖および松帆沖の海上風の関係について，昭和48～49年にかけて創成II号により測定されたデータによれば，風速8m/S以上の南方向の場合，海上T.P.＋14m位置での風速は，垂水観測塔の同高度で1.5～1.6倍程度の風速に相当することが推定される。

突風率（瞬間風速と平均風速との比）は平均風速の大きさによって変化し，台風6420号と6523号の場合，突風率と平均風速の関係は図－3に示すようになっている。その図によると，風速が増すにつれて突風率は小さくなり，55m/S以上の平均風速では1.2程度に収束している。

風速と傾斜角の関係は吊橋の耐風安定性を照査する場合に非常に重要であるが，前記2つの台風についてその関係を示すと図－4のようになる。それらは耐風設計基準で想定している傾斜角（図－4における破線）より多少大きい値が出ているが，これは実測傾斜角の評価時間を5秒間（明石海峡大橋のねじれ対称一次固有振動周期は5.78秒）としたことに起因している。しかし，評価時間を長くとると図－5のように傾斜角も小さくなる[5]。

風速の鉛直方向の分布に関して，耐風設計基準では式(1)で表わされるベキ法則に従うと仮定している。

$$V_Z = V_{10}(Z/10)^{\alpha} \cdots\cdots (1)$$

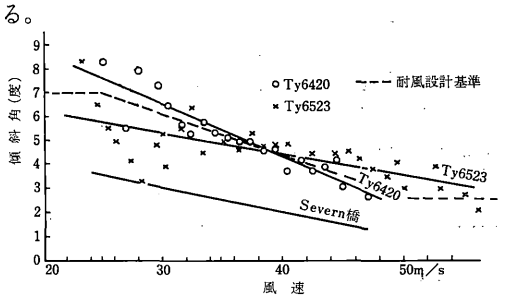
ここに，V_Z：高度Zmにおける10分間平均風速

V_{10}：高度10mにおける10分間平均風速

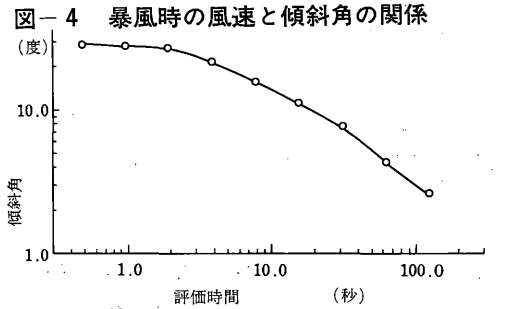
Z：測定高度

このベキ法則に台風6420，6523号をあてはめて指数を算出すると，1／7～1／8となり，耐風設計基準の規定値α＝1／7とよく一致した。

また，風向は季節により変化するが，全年を通じて風速5m/S程度の低風時には北西方向に吹くことが比較的多く，強風になるに従い，東，西および南方向（橋軸直角方向）が卓越し，風速10m/S以上では95%を占めている。



図－4　暴風時の風速と傾斜角の関係



図－5　バイベーンで得た風の傾斜角の最大値と評価時間の関係

3．補剛桁の耐風安定性に関する検討経緯

明石海峡大橋の耐風安定性に関する実験的研究は，昭和45年7月の本四公団発足を境に，その前後二つの時期に区分けできる。

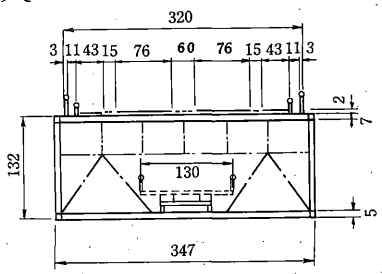
前期における調査研究は，昭和38年度に土木学会に設置された本州四国連絡橋技術調査委員会・耐風設計小委員会を中心に，建設省土木研究所，東京大学，京都大学で実施された。この時期には，吊橋の耐風安定性の照査項目，方法，結果の判定法などの基礎的な検討と諸機関で提案された設計案に対する風洞実験が行なわれた。以下に各機関の検討概要を述べる。

3.1　建設省土木研究所における実験[6]

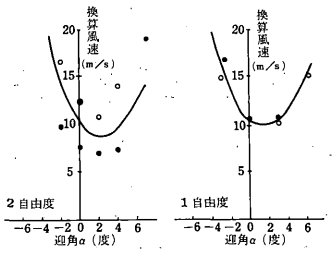
土木研究所での実験的研究は，ゲッチンゲン型風洞が同研究所に設置された昭和40年度より本格的に開始された。ここでは，中央径間1500m吊橋を対象とした部分模型実験が主として行われ，縮尺，床組構造，開床率等の影響について詳細な検討が行われた。これらの実験結果として，自励振動発生の可能性，閉床構造の危険性などが指摘されている。

3.2　東京大学における実験[7]

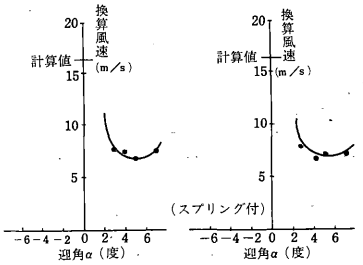
東京大学橋梁研究室では吊橋全径間模型試験風洞（吹出口16×1.9m，最大風速17m/S）を利用して昭和39～43年度に中央径間 860，1100，1500m吊橋を対象として，主に全体模型風洞実験を行っている。この一連の実験結果として，失速フラッター型の自励振動が発生する可能性があること，列車搭載が耐風性に与える影響はあまりないこと，および横たわみ現象について Moisseiff の弾性理論による値と実験値が比較的よく一致すること等が判明した。L－1500概略設計の補剛桁模型断面を図－6に，発振風速と迎角の関係を図－7，8に，横たわみ変形の理論値と実測値の比較を図－9に示す。



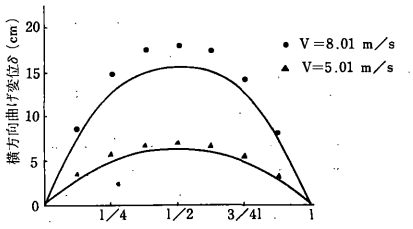
図—6　42—1型の断面図単位(mm)



図—7　42—1型(部分模型)の発振風速と迎角の関係



図—8　42—1型(全橋模型)の発振風速と迎角の関係



図—9　42—1型の横たわみ変形の測定結果(α=0°)

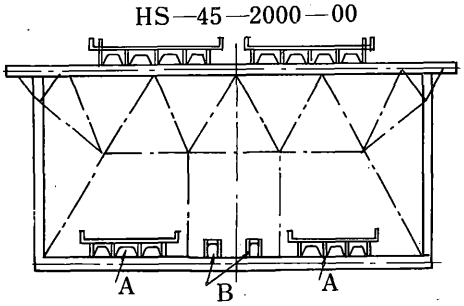
3.3 京都大学における実験[7]

京都大学橋梁研究室では緩速エッフエル型風洞による実験的研究が昭和40年度より実施された。実験は，長大吊橋の耐風性に影響すると考えられる補剛桁の基本的断面形状として，平板，H型，π型，トラスおよび翼型断面を用いた基礎的な検討が主に行われた。

後期における明石海峡大橋に関する調査研究は，本四公団発足と同時に再開した。昭和46年度に新たに土木学会に設置された耐風研究小委員会の指導のもとに4章で述べる耐風実験橋観測を計画し，また表－2に示すような設計案の比較検討も行った。

昭和46年度は支間割検討のために長径間吊橋の耐風性が調査され，表－2の比較案のうち，中央径間1500m（No.4）と2000m（No.5）の非合成床組吊橋案についての耐風安定性の検証を建設省土木研究所に委託した[8]。その結果，中央径間2000m級の3径間2ヒンジ吊橋が耐風設計上可能であり，その安定性は5径間2ヒンジ吊橋に比べて優れていること，中央分離帯の幅を広く，開孔率を大きく，あるいは道路面と横構面を一致させた方が安定していること等が判明した。中央径間2000m吊橋の補剛桁断面を図－10に，その限界風速と迎角の関係を図－11に示している。

これらの成果も考慮して，昭和48年の技術委員会において各設計案の総合的比較検討がなされ，中央径間1780mの3径間2ヒンジ吊橋案が最も合理的であるとの判定がなされ，同案が工事実施計画案として認可された。昭和50年度には同案についての上部工計画設計，そして昭和50～52年度にその補剛桁の耐風安定性の検証を行った。その実験の詳細は5章に述べている。



図—10　HS-46-2000Bの断面図(主構高＝20m、主構間隔＝40m)

4．耐風実験橋による調査[9]

4.1 目的

第3章で述べたように，各機関で明石海峡大橋の風洞実験による検証が行われてきたが，一方において，通常の小型模型を用いた風洞実験結果が正しく実橋の挙動を表現しているかどうかについてなお検討すべき余地が残されており，これらが長大吊橋の耐風設計を確立する上において障害となっていた。この問題を解決すべく，耐風実験橋の計画が立案され，実施に移された。つまり，この計画が目的とした所は，自然風の変動性がもたらす各種の影響を把握し，併せて模型縮尺の程度が測定結果に与える影響を検討することにより，通常の小型風洞実験の信頼性を確認することにあった。

4.2 実験概要

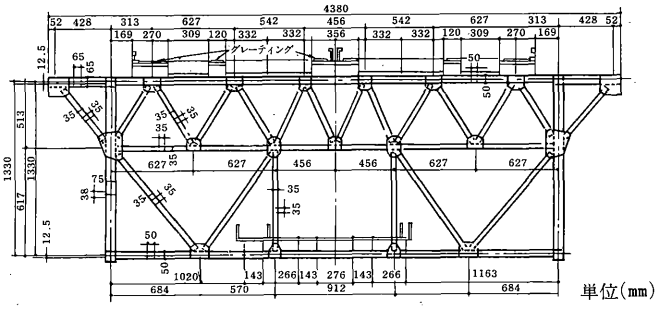
耐風実験橋に関する調査は昭和46年度から開始され，47～49の3年度にわたって千葉県館山市相浜地区の海岸で実験観測が実施された。

使用した模型は中央径間1500m吊橋の約1／10の大縮尺部分模型であり，図－12および表－3に示す。

この模型を写真－1に示すような観測施設の中に設置し，自然風下での応答挙動が観測された。

観測項目は風速，三分力（抗力，揚力，空力モーメント），鉛直たわみ，水平たわみ，ねじれの各変位であり，3年度にわたる観測で総計800例の記録が得られた。

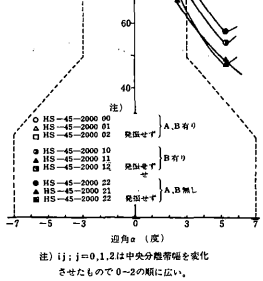
また，これと並行して，実験橋の1／9の縮尺模型を用いた小型風洞実験を実施し，実験橋観測結果との比較検討を行った。



図—12　耐風実験橋標準断面図

表—2　明石海峡大橋吊橋一覧表

形式	No.	名称	設計年月	サグ比	主構高(m)	主構幅(m)	死荷重(t/m)	振動数(Hz) たわみ	振動数(Hz) ねじれ	振動数比	実験有無	実験実施機関 担当	実験実施機関 実験場所	備考
3径間三連続吊橋	1	L－669（非合成）	S47年3月	1/11·1	14	34	35.66	－	－	－	無			
	2	L－770（非合成）	S47年3月	1/11	14	34	36.34	－	－	－	無			
	3	L－1515（非合成）	S47年3月	1/11	14	36	46.38	－	－	－	無			
5径間2ヒンジ吊橋	4	L－1500（非合成）	S46年3月	1/13	14	36	39.9	0.06	0.121	2.02	有	本社	土研	基準，満足しない
	5		S47年6月	1/15	14	36	50.02	－	－	－	無			
	6		S47年1月	1/18	14	36	50.02	－	－	－	無			
3径間2ヒンジ吊橋	7	L－1700（非合成）	S47年3月	1/10	18	37.5	48.9	－	－	－	無			
	8	L－1880（非合成）	S47年3月	1/10	19	38	50.94	－	－	－	無			
	9		S47年6月	1/12	19	38	55.26	－	－	－	無			
	10	L－2000（非合成）	S46年3月	1/10	20	40	54.4	0.064	0.168	2.02	有	本社	土研	基準満足
	11	L－1780（非合成）	S51年2月	1/10	18	37.5	60.03	0.0686	0.173	2.52	有	本社 垂水工事	日本鋼管	本報告参照
	12	L－1780（鋼床版完全合成）	S50年3月	1/10	14	35	52.5	0.0667	0.19	2.85	有	本社 垂水工事	日本鋼管	
	13	L－1780（鋼床版完全合成）	S51年3月	1/10	8	32	49.39	0.0665	0.13	1.95	有	本社	日本鋼管	
	14	L－1780（鋼床版弾性合成）	S53年2月	1/10	16	36	56.46	0.075	0.1985	2.65	無			
	15	L－1780（鋼床版弾性合成）	S53年2月	1/10	16	36	54.6	0.0756	0.2235	2.96	無			



図—11　HS-46-2000B案の限界風速(Vc)と迎角(α)

4.3 成果概要

耐風実験橋による調査で得られた成果のうち，主要なものを列記すると次の通りである。

(1)トラス補剛桁の抗力係数は通常の小型模型による風洞実験により十分推定できる。

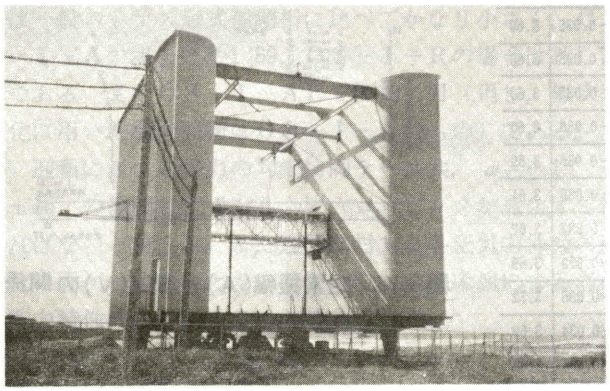
(2)自然風中では，補剛桁は風の乱れの影響を受けて不規則に振動する。この振動振幅は統計的な解析により推定が可能である。

(3)自励振動についても，その発現の可能性は小型風洞実験によって判定できる。従って，今まで検討されてきた明石海峡大橋の小型風洞実験は有意義なものであり，特に実験橋で対象とした1500m吊橋の設計案は十分に安定であることが確認された。

5．小型部分模型による風洞実験

5.1 目的

明石海峡大橋上部工計画設計[1]で設計された鋼床版非合成の補剛桁（鋼床版と主桁とが分離された構造以下ＯＳ－Ｉと呼ぶ）について，原案，それに添架物等を設置した場合の耐風性の調査を目的としている。ここでは主に昭和52年度の風洞実験の成果[11]を報告する。



写真－１　耐風実験橋施設概観

表－３　耐風実験橋実験条件

項目		明石海峡大橋1,500m級吊橋設計案	相似則より求まる計画値	第１次観測における実際値	第２次観測における実際値	第３次観測における実際値
縮尺		—	1/10.52	1/10.52	1/10.52	1/10.52
模型長		中央径間 1,500m	8.00m	8.00m	8.00m	8.00m
主構間隔		37m	3.42m	3.42m	3.42m	3.42m
重量		45t/m	3,253kg/model	3,239kg/model	3,304kg/model	3,304kg/model
極慣性モーメント		1,242t·m·S²/m	811kg·m·S²/model	782kg·m·S²/model	785kg·m·S²/model	785kg·m·S²/model
振動数	たわみ	0.11Hz	0.20Hz	0.21Hz	0.22Hz	0.23Hz
	ねじれ	0.22Hz	0.40Hz	0.43Hz	0.43Hz	0.43Hz
振動数比		2.00	2.00	2.00	1.93	1.87
構造減衰（対数減衰率）	たわみ	—	0.03	0.04～0.09	0.05～0.14	0.07～0.13
	ねじれ	—	0.03	0.01～0.04	0.02～0.07	0.01～0.11
風速倍率（注）	たわみ	—	5.8	5.5	5.2	5.0
	ねじれ	—	5.8	5.4	5.4	5.4

（注）風速倍率＝明石海峡大橋1500m級吊橋設計案における風速 / 模型ＭＡ計画値（または実験値）における風速

5.2 模型と実験項目

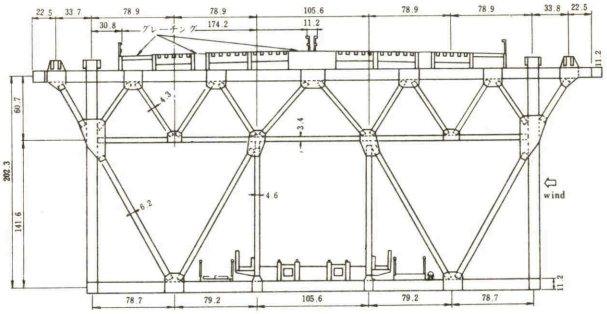
(1) 模型

模型は実橋を代表する部分として中央径間の中央部９パネルをとり，風胴試験基準[12]を満足するように縮尺率は１／89，模型長は1780mmとした。

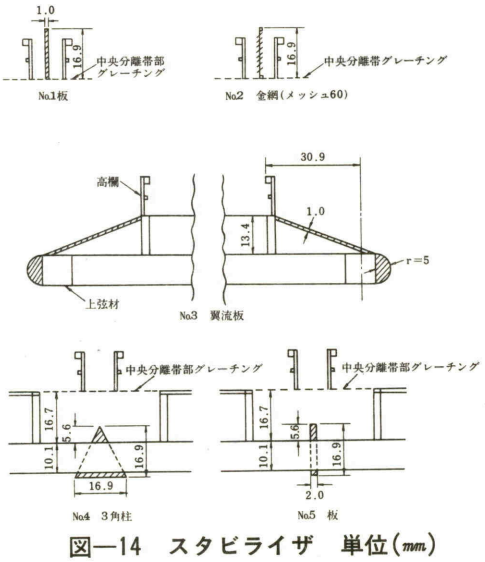
図－13に示す模型は添架物および外被板を取付けたものである。鉄道床組，添架物，外被板は取りはずし可能なものである。安定化工作（以下スタビライザと呼ぶ）としては図－14に示す５種類を用意した。

(2) 実験項目

実験はバネ支持模型実験および三分力試験を行い，その実験ケースは表－４，５に示している。本実験は日本鋼管㈱技術研究所のゲッチンゲン型構造物用風洞を用い，測定部は閉鎖状態で実施された。



図—13　明石海峡大橋計画設計小型風洞模型断面図
（添架物、外被板を含む）



図—14　スタビライザ　単位(mm)

表－4　バネ支持模型実験一覧表

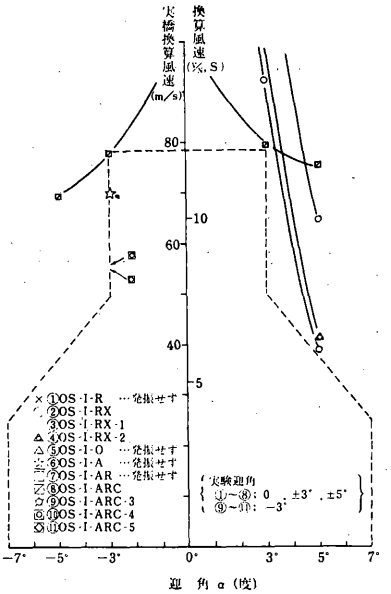
ケースNo.	実験ケース名	迎角	備考	断面形状	記号
①	OS-I-R	0°±3°,±5°	鉄道床組		R：鉄道床組 X：車線間グレーディング閉塞 A：添架物 C：外被板 O：A，R，C，Xのないケース i：スタビライザ（i＝1～5）
②	OS-I-RX	0°±3°,±5°	①の車線間グレーディング閉塞		
③	OS-I-RX-1	0°±3°,±5°	②にNo.1スタビライザ		
④	OS-I-RX-2	0°±3°,±5°	②にNo.2スタビライザ		
⑤	OS-I-O	0°±3°,±5°	①より鉄道床組撤去		
⑥	OS-I-A	0°±3°,±5°	⑤に添架物		
⑦	OS-I-AR	0°±3°,±5°	①に添架物		
⑧	OS-I-ARC-3	0°±3°,±5°	⑦に添架物		
⑨	OS-I-ARC-3	−3°	⑧にNo.3スタビライザ		
⑩	OS-I-ARC-4	−3°	⑧にNo.4スタビライザ		
⑪	OS-I-ARC-5	−3°	⑧にNo.5スタビライザ		

表－5　三分力試験一覧表

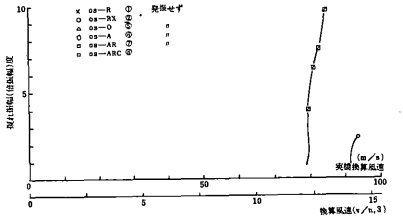
ケースNo.	実験ケース名	迎角	備考	断面形状
⑫	OS-I-A	−15°～15°（1°毎）	⑥と同じ	⑥と同じ
⑬	OS-I-AR	−15°～15°（1°毎）	⑦と同じ	⑦と同じ
⑭	OS-I-R	−15°～15°（1°毎）	①と同じ	①と同じ

表－6　バネ支持模型実験条件

		重量	極慣性モーメント	振動数(Hz) 撓み	振動数(Hz) 捩れ	振動数比（撓み/捩れ）	構造減衰(対数減衰率) 撓み	構造減衰(対数減衰率) 捩れ	風速換算比
実橋		t/m/Br 60.03	t·m/s²/m/Br 1894	0.0686	0.1730	2.52	−	−	−
模型所要値		kg/m 7.580	g·s²cm/m 3020	−	−	2.52	0.03	0.03	−
実際値	OS-I-R	6,796	2879	1.754	4.272	2.44	0.032～0.044	0.029～0.035	3.60
	OS-I-RX	6,812	2874	1.752	4.276	2.44	0.032～0.045	0.028～0.035	3.60
	OS-I-RX-1	6,827	2876	1.750	4.274	2.44	0.033～0.045	0.029～0.035	3.60
	OS-I-RX-2	6,827	2871	1.750	4.278	2.45	0.033～0.047	0.029～0.036	3.60
	OS-I-O	6,569	2854	1.784	4.291	2.41	0.029～0.043	0.029～0.035	3.59
	OS-I-A	6,796	2890	1.754	4.264	2.43	0.031～0.045	0.030～0.035	3.61
	OS-I-AR	6,986	2903	1.730	4.254	2.50	0.038～0.049	0.031～0.037	3.62
	OS-I-ARC	7,542	3020	1.665	4.171	2.51	0.032～0.039	0.031～0.039	3.69
	OS-I-ARC-3	7,615	3060	1.657	4.143	2.50	0.029～0.042	0.029～0.036	3.72
	OS-I-ARC-4	7,680	3024	1.650	4.168	2.53	0.027～0.038	0.029～0.034	3.69
	OS-I-ARC-5	7,533	3019	1.666	4.172	2.50	0.027～0.037	0.029～0.034	3.69



図－15　限界風速（V_c）と迎角（α）の関係



図－16　定常振幅（A）と風速（V）の関係
（α＝＋3°の場合）

5.3　実験条件

バネ支持模型実験においては幾何学的相似に加えて空力学的相似を保つために風胴試験基準により規定される所要値および実験値は表－6に示す通りである。

バネ支持模型実験における実験風速は，原則として0～26m/sを2m/sごととし，振動が発生する場合には更に細かく変化させた。実験の最大風速は実橋換算で約94m/sとなり，これは明石海峡大橋で動的照査が義務づけられている風速1.2V_D（V_D：設計風速）＝78.6m/sを十分上回っている。

三分力試験での実験風速は10，20m/sの2風速とした。

5.4　実験結果およびまとめ

(1)　バネ支持模型実験

限界風速と迎角の関係（$V_c-\alpha$曲線）を図－15に，定常振幅と風速の関係（V－A曲線）の一例（α＝3°の場合）を図－16に示す。図－15の破線は耐風設計基準で自励振動が生じてはならないと規定されている範囲である。その図より，実験を行った迎角α＝0°，±3°，±5°の範囲内で次のようなことが言える。

(a)ＯＳ－Ｉ案で下路に管理路のみ設置した場合（ＯＳ－Ｉ－Ｏ），鉄道床組がある場合（ＯＳ－Ｉ－Ｒ），鉄道床組と添架物がある場合（ＯＳ－Ｉ－ＡＲ）は実験風速範囲（実橋換算で0～94m/s）で発振せず，十分な耐風安定性を有する。

表—7　三分力試験結果

ケースNo.	実験ケース名	$C_D(\alpha=0°)$			$\frac{dC_L}{d\alpha}(\alpha=0°)$ 1/rad.		
		10m/S	20m/S	平均	10m/S	20m/S	平均
⑫	OS-I-A	1.919	1.865	1.892	1.653	1.603	1.628
⑬	OS-I-AR	1.948	1.873	1.911	1.810	1.605	1.708
⑭	OS-I-R	1.852	1.853	1.853	1.520	1.620	1.570

(b)ＯＳ－Ｉ－Ｒの車線間グレーチングを閉塞（ＯＳ－Ｉ－ＲＸ）すると，正の迎角（α＝3°，5°）で発振し，α＝5°で耐風設計基準の限界値をわずかに上回るが，車線間グレーチングの撤去には問題があろう。

(c)ＯＳ－Ｉ－ＲＸに分離帯スタビライザを設ける（ＯＳ－Ｉ－ＲＸ－ｉ，ｉ＝1，2）と，限界風速は上昇し，特にNo.1スタビライザ（実橋換算1.5m高の板）の効果が大きい。

(d)外被板を取付けた場合（ＯＳ－Ｉ－ＡＲＣ），正負の迎角（α＝±3°，±5°）で発振し，α＝－3°で限界値をわずかに下回る。

(e)傾斜板スタビライザおよび中央グレーチングの下側に取付けられたスタビライザ（ＯＳ－Ｉ－ＡＲＣ－ｉ，ｉ＝3，4，5）はα＝－3°で効果がなく，逆に不安定となる。

(2) 三分力試験

迎角α＝0°における抗力係数C_Dおよび揚力係数の勾配$bC_L/d\alpha$を表－7に示す。迎角α＝0°における抗力係数は一般のトラス形式補剛桁に比べてかなり小さく，ＯＳ－Ｉ－Ａの場合は約1.89，ＯＳ－Ｉ－Ｒの場合は約1.78である。またＯＳ－Ｉ－ＡＲでは約1.91（但し，無次元化に用いた投影面積はＯＳ－Ｉ－Ａのもの）である。

迎角に対する揚力の勾配は両ケース共，α＝－15°～＋15°の範囲で正であり，ギヤロツピングが発生する恐れはないと言える。また迎角に対する各空気力係数の変化は両ケースでほとんど差がなく，鉄道床組による静的空力特性の変化は小さいと考えられる。

6．あとがき

明石海峡大橋計画設計の鋼床版非合成の補剛桁断面に関する小型風洞模型実験によると，基本的ケースについて十分な耐風安定性が得られた。

明石海峡大橋の場合，ケーブル張力に占める死荷重の割合が約9割にもなり，より経済的な吊橋を建設するには補剛桁重量の軽減を考慮した検討が必要であり，今後は鋼床版合成あるいは斬新な構造に関する最新の研究成果を反映させて，明石海峡大橋の設計検討を進めていく予定である。

最後に，諸実験を担当していただいた各機関の方々，土木学会耐風設計小委員会の各委員，そして公団の前担当者の榎波義幸，田中淳之，村田正信，田中美宇，中元雄治の各氏に深謝の意を表する。

参考文献

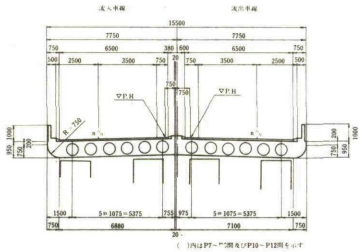
1）本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋上部工計画設計，昭和51年2月
2）気象庁，建設省：本州四国連絡橋調査・気象調査（中間報告その5），昭和42年2月
3）本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐風設計基準（1976）・同解説，昭和51年3月
4）本州四国連絡橋公団：垂水観測塔風の10年集大成，昭和50年3月
5）日本大学（本四公団委託）：強風の地域的特性および風の傾斜角についての調査（総集編），昭和52年3月
6）建設省土木研究所：本州四国連絡架橋調査の概要，昭和41年10月
7）日本鉄道建設公団：本州四国連絡鉄道吊橋技術調査委員会　中間報告書，昭和45年6月
8）建設省土木研究所(本四公団委託)：本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，昭和47年3月
9）土木学会，本州四国連絡橋耐風研究小委員会：本州四国連絡橋の耐風実験橋に関する調査研究報告書（その1），昭和52年3月，（その2)昭和53年度発行予定
10）本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋補剛げた風胴実験，昭和51年3月
11）本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋補剛げた風胴実験（その3），昭和53年3月
12）本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋風胴試験基準，昭和51年3月

●三原ＩＣ一部工事開始

大鳴門橋は昭和51年７月着工以来十数件の発注を行い現在橋脚工事が進められているが，関連陸上部については今回発注された「大日川ランプ高架橋工事」が最初の工事である。

施工場所は，西淡町（淡路島）の三原インターチェンジ建設予定地内で一般道に接続する部分である。工事の内容は，ＲＣホロースラブ橋を２橋（第１・第２大日川ランプ橋）と鋼橋（大日川ランプ橋）の橋台２基であり，橋脚は場所打ぐいを用いる。また，ホロースラブは，景観上の配慮からスラブの下端にまるみを付けている。

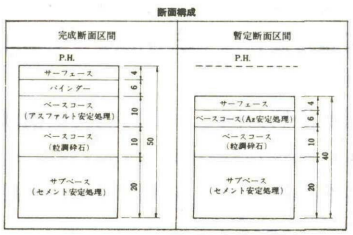
本工事を先行発注したのは，三原インターチェンジ及び本線の工事の際に運搬路としても利用するためである。



●大三島舗装工事開始

土工事が完成近くになり，大三島側より舗装工事を開始した。舗装構成は現地路床材が良好な真砂土（設計ＣＢＲが10以上）であり，かつ暫定施工である事を考え下図のとおりとした。

下層路盤工は現地の特性より路上混合方式とした。又橋面舗装はアスファルトコンクリート厚7.5 cmを計画している。



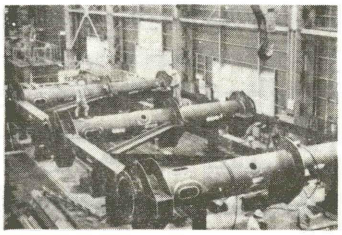


●門崎ジャケット製作進む

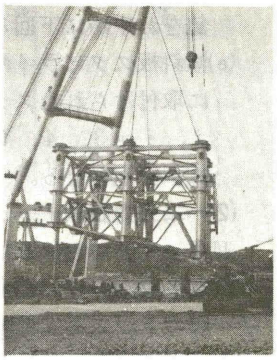
門崎高架橋の海中基礎（Ｔ２Ｐ～Ｔ７Ｐ）の施工に使用する締切枠（鋼製ジャケット）の製作は，下部工事の着手に先だち着々と進められている。

その内，Ｔ２Ｐ，Ｔ３Ｐの作業ヤードに使われるジャケット（約1050ｔ）は，昭和52年度に発注され今年３月には完成し，現在蛇ノ鰭基地に搬入されている。Ｔ４Ｐ～Ｔ７Ｐの築島に使われるジャケット（約1650ｔ）はすでに詳細設計を終了し，工場製作に入っている。

このようにして製作されたジャケットは，蛇ノ鰭基地で艤装され下部工事の進捗に合わせて現場に搬入される計画になっている。



写真―１　平面組立進むジャケット

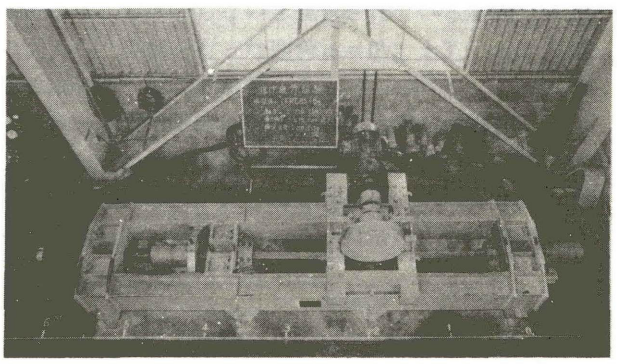


写真―２　仮置きされるジャケット

●ケーブル類の試験と基準

本四吊橋の太い主ケーブルの二次応力については，実橋測定（本誌No.1，3参照），各種実験，解析等により研究を進め，その結果許容応力度をＰＳ工法の場合64kg/mm²，ＡＳ工法の場合62kg/mm²の結論を得た（土木学会鋼上部構造研究委員会昭和52年度報告書別冊２参照）。同報告書にはさらにケーブルバンド設計要領，ハンガー設計要領もまとめられている。

一方，当公団の疲労試験機により，太径のハンガー用ストランドロープ，斜張索用ロックドコイルロープ及び平行線ケーブルについて直引張及び曲げ疲労試験を実施中である（一部の結果は本誌No.５及び上記学会委員会51年度報告別冊２参照）。**（写真はケーブル曲げ疲労試験機）**



●因島大橋３Ｐクリーパークレーン組立完了

３Ｐの主塔架設用として橋脚前面にクリーパークレーンの組み立てを行ない完了した。

本クレーンは三脚デリックとこれを支持するステージング部より成っており，主な仕様は次のとおりである。

最大吊荷重　　55ton

施回半径　　20m（55ｔ吊時）

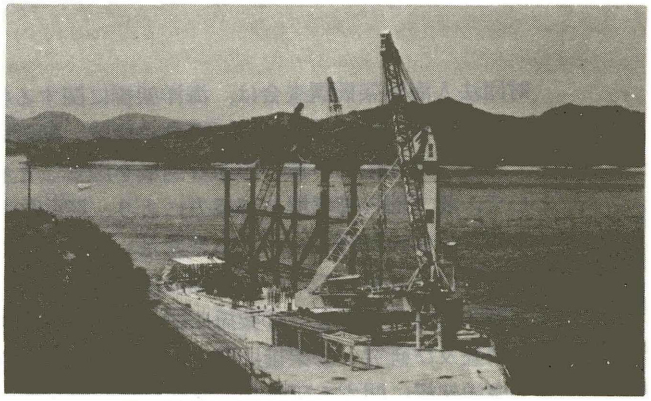
操作はマスト部の運転室で行ない，ブームの施回はピンラック方式，巻上げ俯仰は地上に設置したウィンチにより作動させる事になっている。

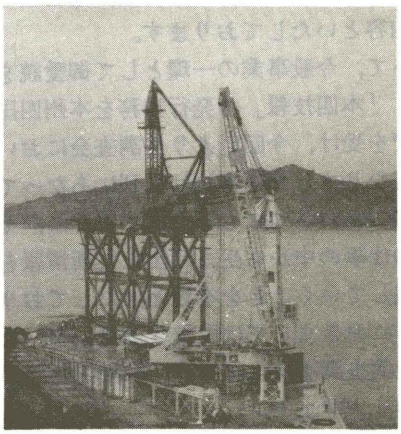
吊上能力は塔頂サドル（55ｔ）を考え決定した。

（底版および第一ブロックはクレーン船により架設する予定)。

又本クレーンは塔の３ブロック目まではベント上に立ち作業を行なうが、３ブロック施工後横移動してタワーに取りつけた後タワー側面を順次せり上り主塔の架設をすすめて行く事にしている。

２Ｐ主塔架設完了後は，３Ｐに転用する事にしている。

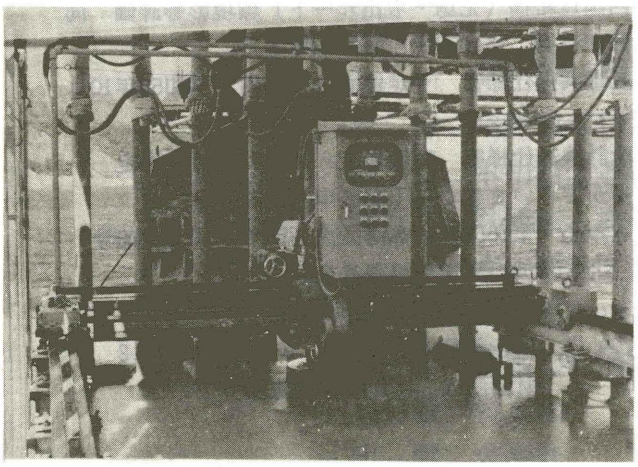




●因島大橋タワーベース切削完了

主塔の底版と橋脚コンクリート上面とを完全に密着させる事等を主たる目的としてタワーベースの切削を行なった。切削に先だち，コンクリートは底版据付高より９～10cmだけ嵩上げして打設しておいた。

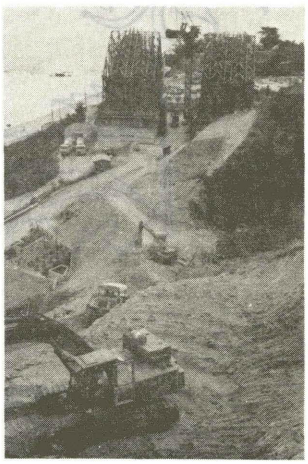
アンカーボルト周辺以外は橋脚上に設置したガーダー上を移動する自動式大型切削研磨機の丸鋸ブレードにより仕上面より２㎜を残して切削した後カップ型グラインダーにより仕上げた。アンカーボルト周辺部は仕上面より＋５㎜までは人力により行なった後＋２㎜まではグライダー仕上をし，半自動式小型研磨機により仕上げた。

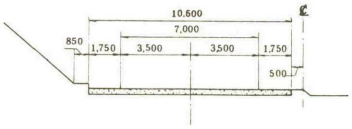


●因島大橋関連陸上部工事を開始

布刈瀬戸（因島大橋）をはさんで，向島，因島の陸上部道路工事が開始された。道路公団尾道橋の起点から向島ＩＣを通り，因島ＩＣに至る延長8.3km（向島側5.5km，因島側2.8km）の規模である。

この区間は国立公園特別地域の他一部区間を除いては当面暫定二車（完成時４車）で施工する事にしている。本区間の標準断面図は次のとおりである。





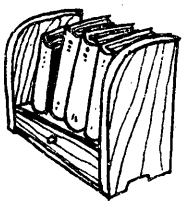
“本四技報”発行について

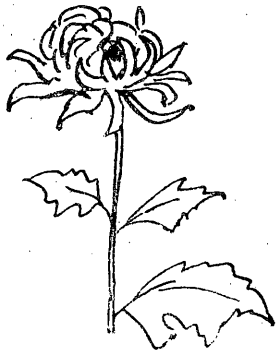
財団法人　海洋架橋調査会

財団法人海洋架橋調査会は，海洋架橋に関する技術，経済，環境その他の問題について調査研究，知識の普及等を行い，海洋架橋事業の円滑な進展を図ることを目的として，各方面の御理解と御協力により，昭和53年４月１日建設大臣の御許可をいただき発足いたしました。

53年度におきましては，①架橋に関する計画，設計，施工等の調査及び研究　②架橋に関する経済，環境問題等の調査及び研究　③架橋に関する建設機械の保守管理　④海洋架橋に関する研修会，講習会等の実施などを事業内容といたしております。

さて，今般事業の一環として御愛読をいただいております「本四技報」の発行業務を本州四国連絡橋公団より移管を受け，今回号より当調査会において発行いたすこととなりました。本誌は発刊にあたっての編集委員長よりのごあいさつにもありますように，その内容は本四公団の仕事の中から生まれ出た技術情報を提供し，データを残していくことを本旨といたしております。読者の皆様方におきましては引続き御愛読をいただきますと共に，今後共当調査会に御指導，御鞭撻を賜わりますようお願い申し上げます。





図書の販売について

（財）海洋架橋調査会におきましては，本州四国連絡橋公団監修のもとに，下記の図書を実費にて頒布いたしております。

本州四国連絡橋公団技術関係基準集　上･下巻 18,000円　昭和53年４月

本州四国連絡橋（児島・坂出ルート）環境影響評価　同評価書資料編　15,000円　昭和53年５月

土木工事共通仕様書　予定頒価 2,500円　昭和53年10月予定

土木設計共通仕様書　頒価未定　昭和53年11月予定

ご希望がございましたら下記に申し込み下さい。

申し込み先　〒105 東京都港区虎ノ門４丁目３番20号
（財）海洋架橋調査会
電話 03（436）－3896

振込み先　富士銀行虎ノ門支店　口座番号990412
財団法人　海洋架橋調査会

本四技報編集委員会名簿（アイウエオ順）

編集委員長	田島二郎
編集委員	川井幸一郎
	黒瀧義則
	越村一雄
	島田直幸
	鈴木隆
	高木浩
	竹本延弘
	多田和夫
	土持懿臣
	津田勝久
	戸川春雄
	徳原靖久
	山下理雄
	山田勝彦
	三橋吉信
	小野秀男（海洋架橋調査会）

本四技報 第6号

発行　昭和53年10月20日
監修　本州四国連絡橋公団
発行所　財団法人海洋架橋調査会
東京都港区虎ノ門4丁目3番20号
第22森ビル　〒105
電話 03（436）－3896
発行者　村上永一
印刷　光栄社

定価 700円