



76

本州四国連絡橋公団
受託研究報告 No.3

土木研究所資料 第911号

本州四国連絡橋の設計施工に関する 研究報告

昭和49年3月

建設省土木研究所

本四公団受託

土木研究所資料第九一一号

本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告

昭和四十九年三月

建設省土木研究所

目 次

第1章 総 説

- 1. 1 土木研究所における本州四国連絡橋の調査経緯..... I - 1
- 1. 2 前年度まで（昭和46・47両年度）の研究の概要..... I - 1
- 1. 3 昭和48年度における研究内容および研究体制 I - 5
- 1. 4 昭和48年度における研究成果の概要..... I - 6

第2章 材料構造に関する調査試験

- 2. 1 概 説..... II - 1
- 2. 2 鋼床版の製作..... II - 1
- 2. 3 舗装の打設..... II - 4

第3章 鋼床版舗装の実態調査

- 3. 1 調査の目的..... III - 1
- 3. 2 調査の概要..... III - 1
- 3. 3 調査の方法..... III - 1
- 3. 4 調査の結果..... III - 3

第4章 吊橋の耐風性

- 4. 1 調査の概要..... IV - 1
- 4. 2 鋼床版合成トラス補剛吊橋の耐風性..... IV - 1
- 4. 3 南備讃瀬戸大橋の耐風性..... IV - 3
- 4. 4 強風下の吊橋の挙動について..... IV - 25
- 4. 5 結 論..... IV - 29

第5章 高橋脚橋梁などの地震時の変形に関する解析

- 5. 1 概 説..... V - 1
- 5. 2 解析計算の概要..... V - 1
- 5. 3 解析計算の結果..... V - 1
- 5. 4 結 論..... V - 1

第6章 吊橋下部構造の耐震性に関する実験および解析

6.1	概 説	VI-1
6.2	実験および解析の概要	VI-1
6.3	結 論	VI-1

第7章 明石層のせん断特性とクリープ特性に関する調査研究

7.1	概 要	VII-1
7.2	調 査 方 法	VII-1

第8章 海中鉄構に作用する波力

8.1	ま え が き	VIII-1
8.2	円柱に作用する波力	VIII-1
8.3	大口径円柱に作用する波力	VIII-2
8.4	本州四国連絡橋多柱基礎に作用する波力	VIII-3
8.5	あ と が き	VIII-8

第9章 明石海峡の地質構造の調査

9.1	概 説	IX-1
9.2	調査の概要	IX-1
9.3	地 質	IX-2
9.4	断 層	IX-4
9.5	花こう岩および神戸層の深さ	IX-5
9.6	今後の調査計画	IX-6

第10章 和泉層に対するローラビットの削孔性に関する調査試験

10.1	ま え が き	X-1
10.2	試 験 目 的	X-1
10.3	試 験 方 法	X-1
10.4	試 験 結 果	X-3
10.5	ま と め	X-7

第1章 総 説

1.1 土木研究所における本州四国連絡橋の調査経緯

建設省における本州四国連絡橋の調査は、道路事業調査費、本州四国連絡架橋調査費により、昭和34年度から開始された。当初は土木研究所が中心となり、近畿・中国・四国各地方建設局と協力して候補各路線の地質調査、設計調査、基礎工法調査、試験調査などの諸調査が進められたが、昭和38年度に近畿地方建設局に本州四国連絡架橋調査事務所が開設されるにおよび現地調査と設計調査は主として調査事務所が担当し、土木研究所は、長期的視野にたつて地質、基礎工法、設計、海洋気象各調査の一部および試験調査を担当してきた。

一方、日本国有鉄道は昭和30年以降、海底トンネルにより本州と四国を連絡する構想のもとに、独自に調査を進めていたが、建設省が上記の諸調査を開始すると、海底トンネル計画を道路鉄道併用橋計画に切替え、建設省と平行して調査を続行した。

この間、昭和36年度から昭和42年度にわたり、建設省と日本国有鉄道（昭和39年以降は日本鉄道建設公団）は共同して、連絡橋の技術的可能性および実現性の検討と、設計指針の作成を土木学会に委託し、土木研究所は上記の諸調査を進めるととも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ならびにその下部機構である上部構造専門部会、下部構造専門部会、耐風設計小委員会、耐震設計小委員会の幹事として検討資料の収集、設計指針原案の作成にあたった。

その後、日本鉄道建設公団が設立されるにおよび、昭和39年度以降、鉄道関係の調査は同公団に引継がれ、また近畿地方建設局本州四国連絡架橋調査事務所は昭和44年度に廃止され、道路関係の調査は昭和44・45年の両年度、日本道路公団に仲継された。さらに昭和45年度には本州四国連絡橋公団が新設され、従来道路と鉄道に分れて実施されていた調査を一本化して実施調査が推進されるにいった。

このような調査母体の変遷に伴って、当初道路事業調査費・本州四国連絡架橋調査費で実施された土木研究所における調査も、昭和44・45年の両年度には東京湾等の長大架橋計画の調査と合せて道路事業調査費・大規模特殊事業調査費に切替えられ、昭和46年度以降は本州四国連絡橋公団からの委託研究費で実施される運びとなり、本年度はこの調査の第3年度に当るものである。

1.2 前年度まで（昭和46・47両年度）の研究結果の概要

1.2.1 昭和46年度の研究

昭和46年度における受託研究結果の概要は次のとおりである。

(1) 道路部設計活荷重の検討

現在設計に用いられている本州四国連絡橋設計示方書案の道路部設計活荷重に関する問題点を指摘し、活荷重の大きさの計算式中の支間長として影響線の全長をとり載荷は影響線の同一符号区間に限ること、道路橋示方書と同じ線荷重を考慮すべきこと、橋軸方向には主載荷重の別を考え後者を前者

の $1/2$ とすべきこと、ならびに現行のものより低い活荷重強度の計算式を提案した。

(2) 吊橋の耐風性

本州四国連絡橋公団より提示された中央支間長 2,000 m の 3 径間吊橋および中央支間長 1,500 m の 5 径間吊橋の設計案につき風洞模型実験を行ない、前者の一案は満足すべき耐風性を有するが、床組を変えた他の案の耐風性はやや低下すること、後者の耐風性はまだ十分とは云えないこと、下横構の下弦材近くに水平な板状構造物をおけば耐風性が向上すること、ならびに中央分離帯を開床としその幅を拡げれば耐風性が改善されることを明らかにした。

(3) 多径間吊橋および取付橋梁の耐震性

中央支間長 1,500 m の 5 径間吊橋およびカンチレバートラス橋の上部構造の地震応答を電子計算機で解析し、前者については、振動モードの計算値と、別途実施した実験値が一致すること、橋軸方向の主塔の応答は多柱基礎の固有周期の影響を受けること、橋軸直角方向の主塔の応答において一部の部材に大きな応力を生ずること、また後者については、支承付近の下弦材に大きな応答値があらわれることを明らかにした。

(4) 下部構造の耐震性

多柱基礎およびケーウン基礎の大型振動台による予備的模型実験を行ない、この種の実験により兩種の基礎の設計計算方法の精度を確認できる見通しをえた。

(5) 基礎地盤のクリープ特性

陸上部で採取された神戸層群多井畑累層に属する凝灰質細粒砂岩の試料につき、物理的特性試験、1 軸圧縮試験、3 軸圧縮試験、高圧 3 軸クリープ試験、圧密試験を行ない、クリープ特性を明らかにするとともに粘弾性モデルによる解析を行なった。

(6) 海中鉄構に作用する潮流力および波力

潮流力については、鳴門海峡に設けられた海上作業用足場を利用して現地観測を行なうとともに、土木研究所構内で行なう水理模型実験の準備を行なった。波力については、潮流力同様の現地観測により作業足場内における波浪減衰、波高と波力の関係を明らかにするとともに構内水理模型実験を実施した。

1. 2. 2 昭和 47 年度の研究

昭和 47 年度における受託研究結果の概要は次のとおりである。

(1) 道路部設計活荷重

47 年度は、46 年度報告で暫定的に提案した主構の設計のための道路部設計荷重の合理性を検証する

手法として、電子計算機によるシュミレーションによる方法を開発した。本方法による自動車列荷重の推算の結果を道路交通の実態調査の結果と照合して、実用上十分な精度で自動車列荷重を推算しうるとの結論を得た。

(2) 吊橋主塔の極限耐荷力

中央径間長 851 m から 1,860 m までの 7 橋の吊橋の設計案について死荷重に対する荷重係数(α)を 1.0, 1.2, 1.4 とした場合に活荷重に対する荷重係数(β)を漸増させた場合の影響を調べた。

その結果以下の事が明らかとなった。① $\alpha = 1.0 \sim 1.4$ では主塔の極限耐荷力は設計鉛直力の 1.7 ～ 2.2 倍となり、活荷重に対する荷重係数は最小の場合でも 5 となる。② 長大吊橋に対しては $\alpha = \beta$ と云う荷酷な条件下においても、むしろ、主塔の極限耐荷力は設計鉛直力の 2.1 ～ 2.6 となり、通常の橋に対して要求されている安全率の大きさを上まわっている。

(3) 吊橋の耐風性

3 橋の設計案について耐風安定性を風洞実験によって試験した結果つぎの結論を得た。① 大鳴門橋および因島大橋については十分な耐風性を具備することが確認された。② 南備讃瀬戸大橋に関しては迎角 θ において約 45 m/s で不安定現象の発生が認められたが、構造細部を修正することによって、前述の不安定現象の発生を回避する余地があるものと考えられる。

また、上述の 3 橋の耐風安定性の風洞実験結果を当所の指導のもとに行なった他機関における同一条件下での実験結果と比較検討し、ほぼ満足すべき一致をみた。

さらに、強風の作用下にある吊橋系の静的変形および活荷重による振動特性を解析するための電算プログラムを作成し、適用性を検討した。

(4) 吊橋設計案に関する地震応答解析

鳴門大橋および明石海峡大橋ならびに南備讃瀬戸大橋について、前者では上下構造全橋、後 2 者では主塔一橋脚系に対する地震応答解析の結果を検討してつぎの結論を得た。① 比較的小スパンの鳴門大橋(中央径間長 870 m)では地震応答解析から得られた主塔橋軸方向の応力は主塔の設計において支配的影響をもつものと言える大きな応力を示している。② 比較的大スパンの明石海峡大橋(中央径間長 1,880 m)ならびに南備讃瀬戸大橋(中央径間長 1,100 m)では地震応答解析から得られた主塔橋軸方向の応力は設計案で十分の安全性をもつものと考えよう。③ 地震の影響は、応力からみるときは主塔一橋脚系に大きな影響を及ぼす。しかしながら、変形からみるときは吊橋構造部においても多大の考慮を払うことが必要とされ、かつ、力学的には塔頂部の拘束条件の近似度を高める意味からも、できる限り全橋をモデル化した地震応答解析を実施して耐震設計を進めることが望まれる。④ 応答を考慮した修正震度法によって算出された応力は応答解析で求めた応力に対して安全側となっている。また、設計案の一つである明石海峡部の 5 径間吊橋の地震応答解析から、主塔の橋軸直角方向の周期の算定式を改善することが必要と見えよう。

(5) 吊橋下部構造の耐震性

明石海峡大橋の2種の設計案(中央径間長1,880 mおよび1,515 m)で用いられる下部構造およびその支持地盤と対象として検討を行った。模型による振動実験からつぎの結論が得られた。①中央径間長1,880 mの設計案にあるケーソン基礎の一次の固有周期は0.8秒であり、地盤の一次の固有周期1.6秒より短い。また根入れすることによってケーソンの固有周期はより短縮される。②中央径間長1,515 mの設計案にある多柱基礎の一次の固有周期は0.5秒で、上記のケーソン基礎より短かく、構造要素の変形による振動が支配的である。③静的な実験による地盤反力係数は、弾性論から導かれた諸数値と近似しているが、日本道路協会道路橋下部構造設計指針の数値の5倍程度となる。④動的な地盤反力係数ならびに振動時の仮想質量については、両者の分担関係を考慮して解明することが必要である。しかしながら実験結果からみると地盤の仮想質量の及ぼす影響は小さいと云えよう。

(6) 明石層のせん断特性

砂礫からなる明石層の土質試料に対する三軸試験からつぎの結論が得られた。①乾燥密度の平均値は $1.90 \pm 0.03 \text{ g/cm}^3$ とみられる。②絶対乾燥状態の試料での内部摩擦角および粘着力はそれぞれ 39° 、 1.6 kg/cm^2 程度の値となる。③上述の試料の飽和状態での内部摩擦角および粘着力は、それぞれ 37° 、 1.0 kg/cm^2 程度となる。

(7) 神戸層のクリープ特性

凝灰質細粒砂岩からなる神戸層の土質試料に対する高圧クリープ試験からつぎの結論が得られた。①本試料のような含水比が低く、密実な軟岩では排水、非排水の条件は大きな影響要素とはならない。②処女載荷時のクリープによる変形量に対して、除荷後再び載荷する緩和試験での変量は若干小さい。③排水、または非排水状態における処女載荷試験および緩和載荷試験の結果から歪と載荷時間の関係式を求めた。

(8) 海中鉄構に作用する潮流力

水理模型実験から、単柱の場合、流れに対して縦列をなす場合、流れに対して横列をなす場合について、それぞれ柱体の直径と柱体間の純間隔の比をパラメーターとして抗力係数を求め、潮流力の算定が可能となった。一方飛島における仮設支持枠に対する潮流力の現地観測では流向が $10^\circ \sim 20^\circ$ 偏倚しており、支持枠内では複雑な流れの発生が認められ、上述の水理模型実験結果を十分に検証するには至らなかった。しかしながら上述の抗力係数は十分に信頼のおける値であり、該当する条件下において潮流力を評価しうるものである。

(9) 海中鉄構に作用する波力

抗力と質量力が同時に作用するものとするいわゆるモリソンタイプ(Morison type)の波力が多柱基礎のような柱列群に及ぼす荷重としての影響を理論解析および水理実験で求めることを試行した。柱体の直径と柱体の中心間隔の比および柱体の直径と波長の比をパラメーターにとり、理論解析

の結果と水理実験結果とを対比してみても、定性的に一致しない事項もあるが、波力評価について一応の見とをしを得た。一方鳴門における掘削実験棟を利用した現地観測からは、柱列群の場合には波面の回折の影響が認められた。この事実は波力評価に際して考慮すべき事項として挙げられよう。

(10) 明石海峡部の地質構造と各岩層の工学的性質

海峡部の明石層および神戸層の鉛直方向と水平方向の分布状態を把握するために、既往資料ならびに海上ボーリングの資料などにより、1/5000の地質図を作成する作業を他機関の専門家の意見も取り入れながら進めている。対象地域は巾4km、長さは海峡部4km、両岸内陸部各1km、計6kmとし、対象地域に関する地質の資料・報告等約50点を収集解析した。

また、明石層、神戸層などの工学的性質を求めるために、それら地層のおおよその分布量を推計する作業を第1段階として実施した。

(11) インサート型ローラービットによる硬岩掘削試験

削井などのために小口径のロータリー式ビットを用いた硬岩掘削工法は従来からあるが、大口径の掘削工法については開発途上にあると云えよう。標記のビットは口径60cmの硬岩掘削のための開発途上の試作機である。

本試験では、掘削の対象としてモルタル、砂岩、花崗岩の3種を選び、掘進速度と所要動力さらに掘削能率とビット推力などの関係を実験的に求め、耐久性、掘削に要する経費については更に検討を要するが、所要動力および硬岩への適用性について一応の見とをしを得た。

1.3 昭和48年度における研究内容および研究体制

本年度における当研究所の受託研究の項目内容および分担はつぎのとおりである。

(1) 材料構造に関する調査試験 (橋梁研究室)

鋼床版の製作方法およびその舗装の打設方法に関する試作実験

(2) 鋼床版舗装の実態調査 (舗装研究室)

既設橋の鋼床版舗装の耐久性に関する実地調査と要因分析

(3) 耐風に関する調査試験 (構造研究室)

三径間吊橋の耐風安定性に関する実験および解析

(4) 耐震に関する調査試験 (振動研究室)

高橋脚橋梁などの地震時の変形および吊橋下部構造の耐震性に関する実験および解析

(5) 基礎工に関する調査試験 (基礎研究室)

明石層のせん断特性とクリープ特性に関する実験

(6) 波力に関する調査 (海岸研究室)

海中鉄構に作用する波力の推算法に関する調査

(7) 明石海峡の地質構造の調査 (地質研究室)

既往資料に基づく明石海峡の地質構造に関する調査

(8) 和泉層に対するローラービット削孔性に関する調査 (機械研究室)

硬質岩である和泉層に対するツース型カッタおよびインサート型カッタの削孔性に関する実験

これらの受託研究を遂行するための経費総額は、当初約 2,680 万円であったが、下半期に入って実施計画を変更し、前述した課題のうち「(2)鋼床版舗装の実態調査」が追加され、最終的に経費総額は約 2,930 万円となった。

また、受託研究の円満な遂行をはかるために、構造橋梁部長を主査とし、上記諸研究室および試験所ならびに企画課を構成員とする本州四国連絡橋受託研究連絡会が所内に設けられているほか、本州四国連絡橋公団の技術理事をはじめとする関係者および土木研究所の所長以下の関係者による協議会が設置され、必要に応じて連絡協議を行なっている。

1.4 昭和 48 年度における研究成果の概要

昭和 48 年度における受託研究成果の概要は次のとおりである。なお、詳細については前節に述べた受託研究の項目にしたがって次章以下に報告してあるので参照されたい。

(1) 材料構造に関する調査試験

鋼床版構造は金属疲労の問題と共に床上の舗装の耐久性の問題がある。本研究では現場施工に近似した条件下において鋼床版ブロックを製作し、疲労試験を実施し、さらに鋼版上にアスファルト舗装を試み、耐久性に係わる防水性に関する実験を実施した。

上記の試験の結果からつぎのことが云えよう。

- i) 鋼床版の疲労強度は、溶接手順の適性化をはかることによって現場条件の著しい変化に対しても、可成りの均一性を保つことができる。
- ii) アスファルト舗装の鋼版に対する防水性は配合、転圧法などの影響を受けるが、床版上面の形状などの最適化が今後の問題として残される。

(2) 鋼床版舗装の実態調査

鋼床版舗装の設計施工の基準を作成するための調査として本年度は調査項目を選定し、既設橋 39

橋に関して耐久性を主に調査した。

調査項目としては道路条件、床版構造、舗装構造、舗装材料、補修履歴などを選定し、さらに路面状況については実地に調査し、これらの状況をとりまとめてカード化した。カードに盛られている内容には一貫した傾向をすべての項目について見出せないが、交通密度、床版の撓み性などが舗装の耐久年限に密接に関連する傾向をもっているものと云えよう。

(3) 吊橋の耐風性

3 径間鋼床版合成トラス連続吊橋および南備讃瀬戸大橋の耐風性に関して模型による風洞実験を実施し、つぎの結果を得た。

- i) 3 径間鋼床版合成トラス連続吊橋の耐風性確保のためにはさらに改良すべき余地があるものと云えよう。改良につながる原因を究明するためにさらに風洞実験を行なうことが必要となろう。
- ii) 南備讃瀬戸大橋の実施設計の 2 案については両案とも橋床形状に若干の修正を施すことによって耐風性は向上するが、A 案については変形について今後検討を要するものと思われる。

(4) 高橋脚橋梁などの地震時の変形に関する解析

地震時の橋の機能に関連して橋面の地震動による変形を推算するために基礎、躯体、支点、桁に関する地震応答解析を実施した。

解析の結果から、橋面の上下方向の振動振幅より、むしろ、水平方向の振動振幅が大きく、10cm 程度に達し、走行車輛の地震時の安全確保のためには、設計の面のみならず運行管理の面からも十分な検討が望まれる。さらに構造上の問題としては地盤と杭基礎の相互作用に未だ詰めて議論すべき余地が残されている。

(5) 吊橋下部構造の耐震性に関する実験および解析

明石海峡に建設が予定されている 3 径間吊橋の下部構造の模型による耐震実験を実施した。本年度は特に地盤と構造物の接合の工種に着目すると共に地盤そのものの振動性状について実験した。

実験の結果からつぎの結論を得た。

- i) 脚付きケーソンは脚のないケーソンと大差ない動的挙動を示すので脚のあることによって地震時の変位を抑制する効果は小さいものと云えよう。しかしシャーキーとしては大きな抵抗力をもつ特長が脚付きケーソンにはあるものと考えられる。
- ii) 基礎構造は地盤中に根入れすることにより固有周期は確実に短縮される。したがって地震時の変位の抑制効果は大きいものと云えよう。
- iii) 地盤は上層の比較的軟質な地層が地震時に比較的大きな変位を示すことが予想される。しかしながらそれが橋全体に及ぼす影響は軽微なものと考えておいてよいであろう。

(6) 明石層のせん断特性とクリープ特性に関する調査研究

明石一鳴門ルートの支持地盤となる明石層の試料によってせん断特性とクリープ特性を試験によっ

て調査した。

試験の結果からつぎのことが云えよう。

- i) 絶対乾燥状態での試料の剪断特性である内部摩擦角は昨年度の試料と同様に約 40° であり、飽和状態での内部摩擦角は $2-3^\circ$ 前者より小さい。
- ii) クリープ特性については系統的に表示しにくい、その特性は土よりも岩に類似した終極歪の比較的小さい特性を備えている。

(8) 海中鉄構に作用する波力

昨年度までに実施した水理模型実験および現地観測の諸データを、抗力と質量力が同時に作用するものとするいわゆるモリソンタイプの波力として多柱基礎のような柱列群に作用するものとして、解析整理した。

上述の解析整理の結果から波面に平行または直交する柱列に対して考えるべき波力の算定式を求めた。なお本実験式に波の回折理論を援用して、回折現象をも考慮しよう図った。

(9) 明石海峡の地質構造の調査

既存資料の収集分析を行ない、昨年度に引きつづき明石海峡とくに明石層および神戸層についての地質上の問題の解明を進めた。

層序は基盤の花崗岩を覆って海峡部および両岸にわたって神戸層が広く分布発達している。大阪層群いわゆる明石層は舞子地区とその海上部および松帆地区に分布しており、架橋ルート of 北部の海域から陸上部にかけてと南端は陸上部のみに分布している。海峡中央部と南部にかけては花崗岩上または神戸層上に直接沖積層が分布している。

またこれら地層の工学的特性は広帯域に分布しており、今後地層の分類を工学的に行なうためにはできるだけ多くの指標によって整理分類することが望まれよう。

(10) 和泉層に対するローラービットの削孔性に関する調査試験

和泉層は砂岩層であるが、その機械的特性の一つである強度の面からは硬岩つまり強度の大きな岩種として分類されている。

本研究では和泉層をローラービットで削孔する場合に、通常、適硬岩とされているインサート型カッタと適中硬岩とされているソース型カッタのいずれが適当であるかを試験した。

試験の結果、ソース型カッタを用いた場合には所要トルクはインサート型カッタを用いた場合より大きくなるが、削孔速度の増す割合は所要トルクの増す割合より大きくなり、総合的に見て、効率はソース型カッタを用いたローラービットが優れていると云えよう。

本州四国連絡橋もいよいよ昭和 49 年度には神戸ー鳴門, 児島ー坂出, 尾道ー今治の 3 路線とも着工式が挙行される予定と聞いている。これまで我々の実施してきた調査研究の成果が, 明年度以降の本州四国連絡橋の建設に十分反映されるであろうことは論をまたないが, 同橋の着工を機に, 我々もまた決意を新たにして残された諸課題の解決に尽力してゆきたいと考えている。

構造橋梁部長 大久保 忠 良

第 2 章 材料構造に関する調査試験

橋梁研究室

国広 哲男

佐伯 彰一

藤原 稔

武田 亘弘

2.1 概 説

本州四国連絡架橋計画においては、吊橋上の床版としてアスファルト舗装を施した鋼床版を用いることが予定されている。鋼床版を吊橋上の床版として用いた場合には、自動車輪荷重を直接支持するといういわゆる床作用のみを鋼床版に期待して吊橋の補剛ドラスの一部としての働きのなわち主構作用は鋼床版に受け持たせないために、鋼床版の鋼部材には自動車輪荷重の繰返し載荷によって許容応力度に近い応力度が大きな応力レンジで繰返し作用することになるので、その設計には疲労を考慮する必要がある。また鋼床版上に施工されるアスファルト舗装については、これまでの実態調査等によっても舗装上の自動車輪荷重の繰返し載荷がどの程度舗装の寿命に影響を与えるのか不明な点が多かった。

今回は繰返し荷重によるアスファルト舗装および鋼床版部材の疲労の影響を調査するために、アスファルト舗装を施した鋼床版の供試体を製作して疲労試験を行なった。

以下に供試体の製作および施工の概要を示す。

2.2 鋼床版の製作

2.2.1 供試体の種類および形状寸法

版供試体として図-1に示すものを2体製作した。いずれも構造上の弱点となると思われる現場継手部を設けて、デッキプレートと縦リブを溶接接合しているが、2体のうち1体はこの現場溶接部をグラインダーで平滑に仕上げたものであり、他の1体は仕上げを行わずに溶接のままとしたものである。

この版供試体のほかにデッキプレートの局所的な変形の影響をみるために図-2に示すようなはり供試体を3体製作した。

これらの供試体の概要をまとめて表-1に示す。なお使用した鋼材はすべてSS41であり、デッキプレートに12mm厚、縦リブ126mm厚のものをそれぞれ用いた。これらの材料試験結果を表-2に示す。

2.2.2 版供試体の製作

図-1に示した版供試体は、現場継手の線で分割される2つのブロック($l = 1.3m$ および $l = 3.7m$)別にそれぞれ製作し、仮組立ての後に実際の現場における施工とできるだけ近い条件で現場継手部の溶接接合を行なった。

(1) ブロックの製作

各ブロックの製作順序はつぎのとおりである。

(i) 縦リブはプレス加工で成形し、所要長さに切断後端部にダイアフラム、現場継手部に裏当て材

をそれぞれ手溶接する。

- (ii) 横リブはウェブに縦リブを貫通させるための切欠きをつけ、下フランジを自動溶接でとりつける。
- (iii) デッキプレート、縦リブおよび横リブの歪矯正を行なう。
- (iv) デッキプレートにまず縦リブ、つぎに横リブをそれぞれ仮付けする。
- (v) デッキプレートと縦リブ、デッキプレートと横リブ、および縦リブと横リブの本溶接を図-3に示した順序で手溶接で行なう。
- (vi) スチフナー、ソールプレート等の附属品の取付けを行なう。

(2) 現場継手の施工

ブロック相互の現場継手の施工順序はつぎのとおりである。

- (i) 各ブロックの歪を矯正した後、各横リブの支点の位置に置いた6個のジャッキの上で仮組立てを行なう。
- (ii) デッキプレートの溶接線の両端部にエンドタブをとりつけた後、デッキプレートの仮付けを30 cmピッチで行なう。
- (iii) 縦リブと縦リブ接合材の仮付けを行なう。
- (iv) デッキプレートの現場溶接を片面自動溶接(FAB法)で行なう。
- (v) 縦リブの現場溶接を図-4に示す順序で上向きの手溶接で行なう。
- (vi) 縦リブ接合材とデッキプレートの溶接を図-4に示す順序で立向き水平で手溶接で行なう。
- (vii) デッキプレートのエンドタブを切り落とし、現場溶接部のグラインダー仕上げを行なう供試体については、デッキプレート上面および縦リブの現場溶接部のビードを平滑に仕上げる。

(3) 溶接方法および溶接条件

上述した各ブロックの製作および現場溶接における溶接方法および溶接条件はそれぞれつぎのとおりである。

(a) 仮 付 け

溶接棒：TB-24，4～5 mm φ

ただしデッキプレートの自動溶接の仮付けに対してはL-55

仮付けビード長さ：100 mm以上とする

(b) ブロック製作の手溶接

日 時：昭・49・1・10，天候：晴，気温：9℃，湿度：24%

溶接棒：B-17，4 mm φ，6 mm φ

電 流：4 mm φ：180 A，6 mm φ：310 A

電 圧：25 V

(c) デッキプレートの現場継手の自動溶接

日 時：昭・49・1・22，天候：晴，気温：9.5℃，湿度：55%

溶接法：サブマージドアーク溶接

溶接棒：US-36，フラックス：MF-38A

裏当材：FAB-1，鉄粉：RR-2

電 流：830 A

電 圧：36 V (38 V)

速 度：28cm/min (30cm/min)

()内は版供試体I-2に対する値

(d) 縦リブの現場継手の手溶接

日 時：昭・49・1・22，天候：晴，気温：9.5℃，湿度：55%

溶接姿勢：上向き

溶接棒：B-17，4mmφ

電 流：130 A

電 圧：25 V

(4) 製作ひずみ

各ブロックの製作時にはデッキプレートと縦リブおよび横リブの溶接を図-3に示した順序で2人の溶接工がほぼ対称に行なったことや仮付けの拘束があったことなどのために、縦リブや横リブに溶接歪がほとんど生じなかった。しかしデッキプレートには図-5に示すように端部に部分的に1~3mm程度の歪が生じたので、線状加熱によって矯正した。

デッキプレートと縦リブの現場溶接によってブロック相互を接合した後においては、版供試体I-2では6個の支点上でのレベル差は5mm以内となったが、版供試体I-1では図-6の実線のように最大12mmのレベル差を生じた。これは主として仮組みのときの組立て誤差によるものと思われ、製作後最大12mmの生じている点の支承をとりはずして荷重をかけて矯正した結果、レベル差は図-6の破線のようになった。

(5) 現場継手部の溶接による収縮量

現場継手部の各施工段階において継手部の収縮量がどの程度になるかを知るために、図-7に示すようにデッキプレート上に標点を設定して、仮付け溶接前、仮付け溶接後、デッキプレート溶接後、縦リブ溶接後の各段階でノギス（最小読取り：0.05mm）を用いて標点間距離を測定して収縮量を求めた。

測定結果のうち標点間距離600mmに対する収縮量の横断方向の平均値を各施工段階について表-3に示す

2.2.3 はり供試体の製作

図-2に示したはり供試体3体は前述した版供試体の工場における各ブロックと同じようにして製作を行なった。

2.3 舗装の打設

2.3.1 防水工

防水層として図-8に示したものをを用いてつぎの順序で施工を行なった。

- (i) デッキプレート面の錆をサンドグラインダーで除去する。
- (ii) カチコートSを2層(1層目: 0.4 l/m^2 , 2層目: 0.4 l/m^2)に分けて塗布する。
- (iii) 溶融ガムファルトBを流しながら(1.5 kg/m^2), PMシートを貼付する。
- (iv) PMシート上に溶融ガムファルトBを塗布する(0.8 kg/m^2)

2.3.2 舗装

アスベスト入り修正トペカ(アスベスト量: 2%)を2層(1層目: 4.5 cm , 2層目: 3 cm)に分けて打設した。各層とも人力で均一に敷きならした後、小型振動ローラーで転圧した。

表-1 供試体の概要

供 試 体	番 号	寸 法 (mm)	備 考
版 供 試 体	I - 1	2,500 × 5,000	現場溶接部 仕上げ
	I - 2	"	" 非仕上げ
はり 供 試 体	II - 1	500 × 1,630	-
	II - 2	"	-
	II - 3	"	-

表-2 鋼材の強度

試 験 片	厚 さ (mm)	鋼 種	降・伏 点 σ_y (kg/cm ²)	引張り強さ σ_u (kg/cm ²)	伸 び (%)
1-1	12	SS41	2,790	4,450	40
1-2			2,790	4,440	40
1-3			2,820	4,460	42
平 均			2,800	4,450	41
2-1	6		2,800	4,760	32
2-2			2,760	4,660	34
2-3			2,770	4,670	(19)
平 均			2,780	4,670	33
規 格			2,500	4,100 ~ 5,200	17 以上

() は標点間外にて破断

表-3 現場溶接部の収縮量

供 試 体	版 供 試 体 I - 1	版 供 試 体 I - 2
仮 付 溶 接	0.77 mm (30%)	1.22 mm (45%)
デッキプレート突合せ溶接	1.41 mm (55%)	1.25 mm (46%)
縦 リ ブ 溶 接	0.38 mm (15%)	0.23 mm (9%)
合 計	2.55 mm (100%)	2.70 mm (100%)

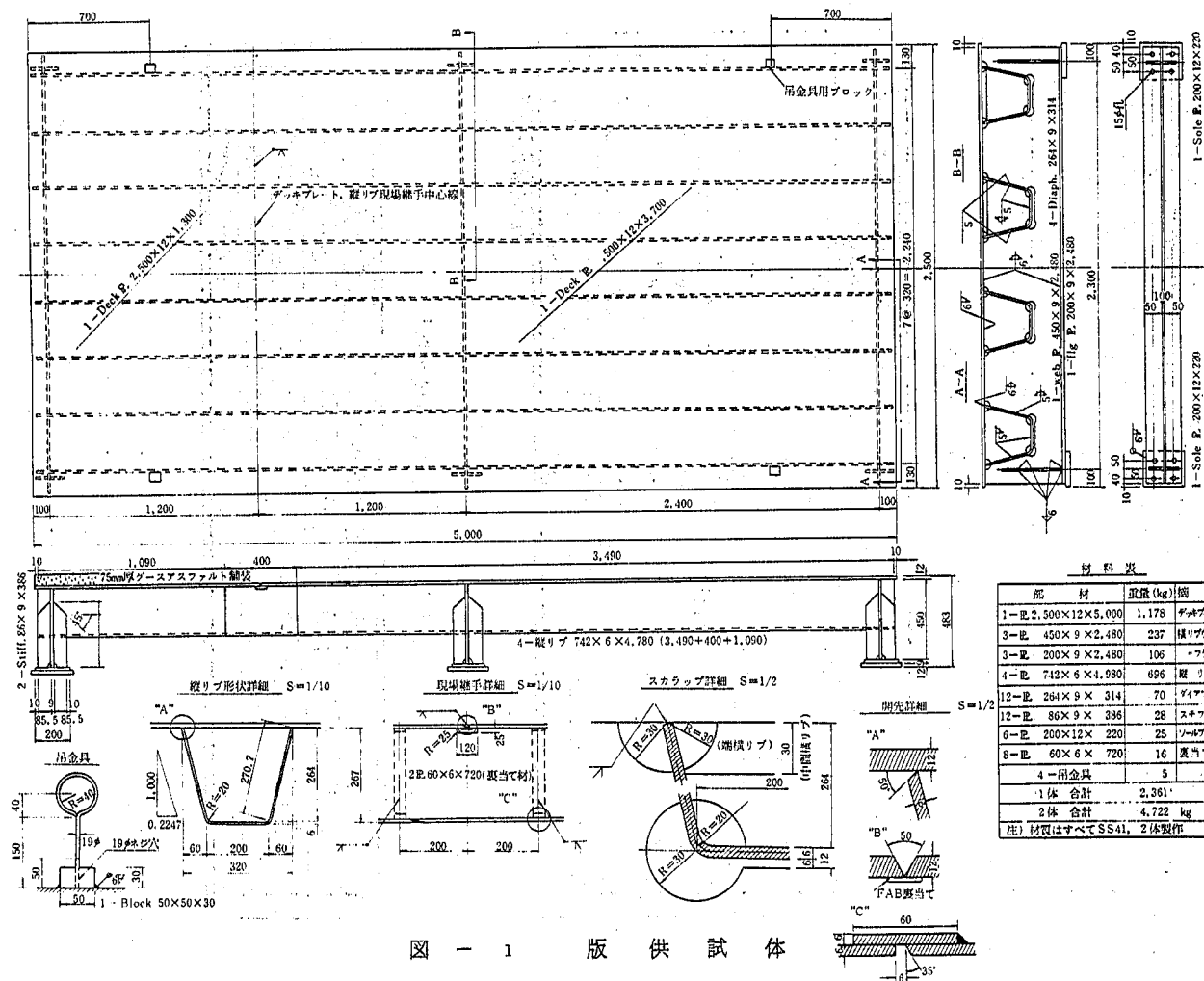
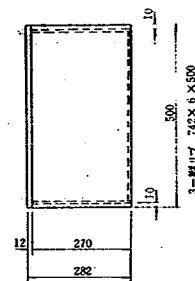
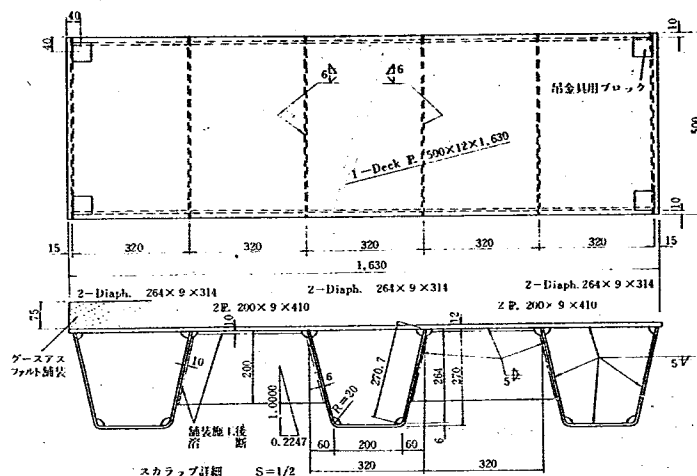


図 - 1 版 供 試 体



材料表

部 材	重量 (kg)	備 考
1-E. 500×12×1,630	77	デキプレート
3-E. 742×6×500	53	縦リブ
6-E. 264×9×314	35	ダイアフラム
4-E. 200×9×410	23	補強板
4-吊金具	5	
1体 合計	183	
3体 合計	579kg	

注) 材質はすべてSS-41
3体製作

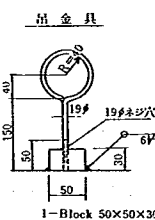


図-2 はり供試体

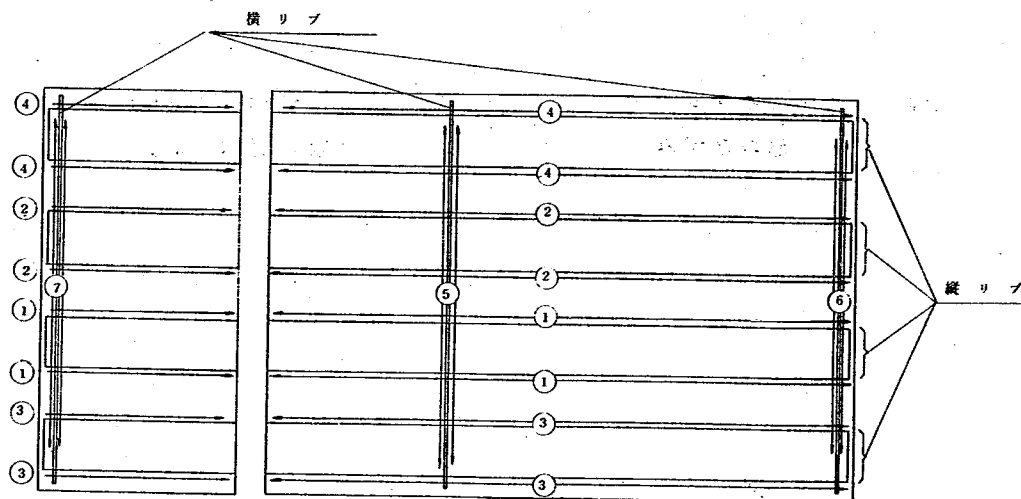


図-3 デッキプレートと縦リブおよび横リブの溶接順序

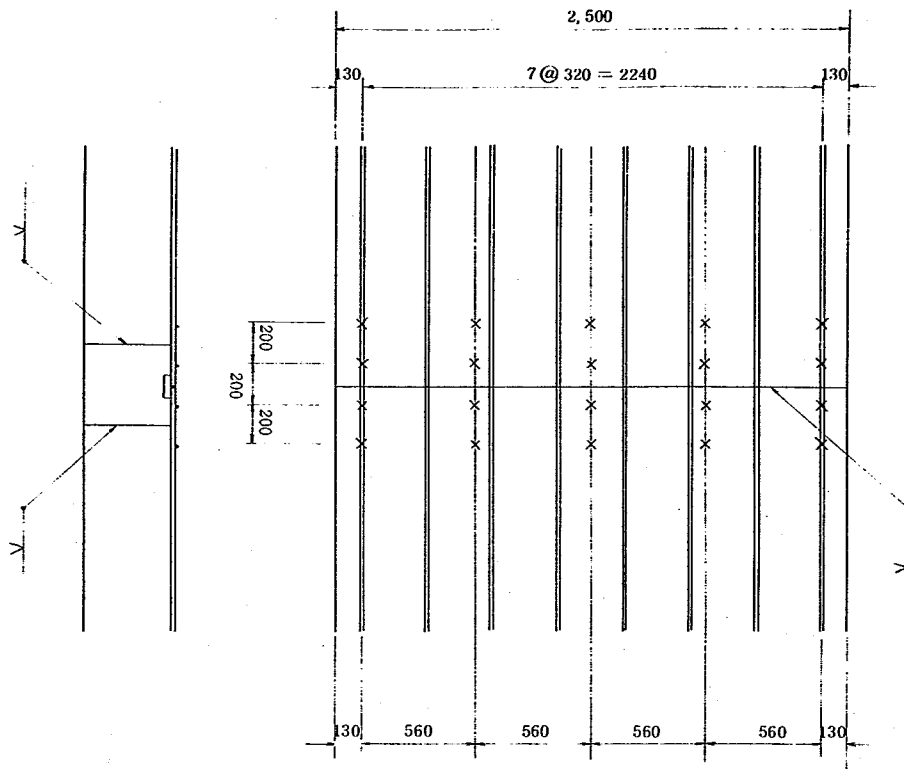


図-7 溶接による収縮量測定のための標点

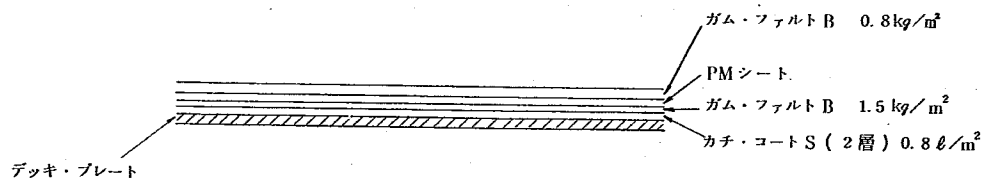


図-8 防水層

第 3 章 鋼床板舗装の実態調査

1

0

3-1 調査の目的

鋼床版舗装の設計施工の基準作成に際しては、はじめに鋼床版舗装に関する既往の資料を収集する必要がある。しかし、気象条件、交通条件あるいは舗装材料の性質などが相違する諸外国のものをそのまま利用することはむずかしく、先ずわが国に既存する鋼床版舗装の実態を調査することが不可欠となる。

実態調査の結果から、既存舗装の耐久性あるいは供用性の概況を把握するとともに、鋼床版自身の構造、舗装材料、舗装構成などの舗装の耐久性に与える効果を比較検討することがある程度可能となろう。しかし、本州四国連絡橋では道路条件、交通条件などを考慮して、橋面舗装に対しては高度の耐久性が要求されているので、限られた供用年数しか期待できない在来鋼床版舗装に関するデータがただちに効果的に利用されるとは考えられないが、設計施工に関する問題点の抽出と今後の調査研究の方向を見出す上では、有用な資料を提供するものと思われる。

3-2 調査の概要

調査はアンケート調査と実地調査の2本建とするが、ここでは実地調査のみを行なう。調査対象橋梁は、大阪府、東京都などに集中する合計39橋（表-1）で、詳細な路面調査が別個に計画されている首都高速、阪神高速両公団所属のものは除外した。

調査では、道路条件、床版構造、舗装構成、同材料、舗装補修履歴などに関する項目について調査カードに記載し、本調査の主眼となる路面状況については、おもに視察あるいは簡易な距離測定により流動、ひびわれなどの大きさを評価することとした。

3-3 調査の方法

調査カードは鋼床版舗装の現状調査表（その1～その6）とし、以下の記入要領に従って路面調査などを行ない記載する。今回の実地調査は表-1の橋梁を対象とする。

表 - 1 調 査 対 象 橋 梁

橋 梁 名 称	所 在 地	橋 梁 名 称	所 在 地
① 石 狩 河 口 橋	北海道石狩支庁	②① 天王子バイパス	大阪府大阪市
② 汐 見 橋	〃 渡島支庁	②② 阪 東 大 橋	〃
③ キ リ ン 橋	新潟県津川町	②③ 芝田町高架橋	〃
④ 今 町 大 橋	〃 今 町	②④ 長柄バイパス	〃
⑤ 米 山 大 橋	〃 米 山 市	②⑤ 土 佐 堀 橋	〃
⑥ 尾 久 橋	東京都	②⑥ 田 蓑 橋	〃
⑦ 西 新 井 橋	〃	②⑦ 船 津 橋	〃
⑧ 両 大 師 橋	〃	②⑧ 肥 後 橋	〃
⑨ 佃 大 橋	〃	②⑨ 渡 辺 橋	〃
⑩ 船 掘 橋	〃	③⑩ 千 舟 橋	〃
⑪ ガ ス 橋	神奈川県	③① 木 津 川 橋	〃
⑫ 道 志 橋	〃	③② 日 和 橋	〃
⑬ 城ヶ島大橋	〃 川崎市	③③ 端 建 蔵 橋	〃
⑭ 穂 積 大 橋	岐阜県	③④ 安 治 川 橋	〃
⑮ 新 木 曾 川 橋	〃 及び愛知県	③⑤ 木 津 川 橋	〃
⑯ 豊 里 大 橋	大阪府大阪市	③⑥ 尻 無 川 橋	〃
⑰ 新 淀 川 大 橋	〃	③⑦ 吉 野 川 大 橋	徳島県徳島市
⑱ 新 十 三 大 橋	〃	③⑧ 金 浦 橋	岡山県
⑲ 加 島 大 橋	〃	③⑨ 平 野 橋	広島県広島市
⑳ 天満橋立体交叉橋	〃	④⑩ 琵琶湖大橋	滋賀県

記入要領

鋼床版舗装の現状調査表記入要領

- (1) 橋 梁 名 ふりがなをつける
- (2) 路 線 名 国道何号線、あるいは主要地方道〇〇～××線の如く記入する。
- (3) 所 在 地 町村名まで
- (4) 竣 工 年 月 旧橋の床版のみをかえた場合は鋼床版の竣工時とする。
- (5) 等 級 現在の等級別を該当部分〇印で記入する。
- (6) 架 橋 状 況 該当番号に〇印をつける。
- (7) 線 形 曲線橋はRを記入する。
- (8) 勾 配
 - 最急縦断勾配は橋の路面勾配とする。
 - 横断勾配は最急勾配とする。カントのある場合は最急カントとする。
 - いずれも設計時の値を記入する。
- (9) 路 面 位 置 該当番号に〇印をつける。
- (10) 支 持 条 件 該当番号に〇印をつける。
- (11) 型 式 I 桁橋、箱桁橋、トラス橋、アーチ橋などのように主構の構造型式を記入する。
- (12) 主 構 側 面 図 (11)における型式を記入し、側面図と横断面図を描く(側面図は別添縮刷図面で可)、横断面図は車道幅員の関係を明記する。
- (13) 橋長、支間割り 鋼床版を有する部分のみについて記入する。
- (14) 幅 員 歩道を除いて示す、車線数及び軌道の有無などを記入する。
- (15) 交 通 量 最近2回の全国交通情勢調査による交通量を記入する。交通情勢調査が無い場合は最近の調査結果を記入する。調査を行っていない場合は推定でもよいがその場合は推定のところに〇印を記入する。
交通量は台/24hr、1方向の値とし、全交通量、大型車交通量に分けて記入する。大型車とは貨物自動車、普通(頭番号1)、乗合自動車(頭番号2)、特殊自動車(頭番号8, 9, 0)をいう。冬期において、タイヤチェーン、スパイクタイヤなどを装着した車が走行する場合はその期間を、〇月～×月、△ヵ月間と記入する。大型車、乗用車それぞれについてタイヤチェーン、スパイクタイヤの比率を記入する。
- (16) 参 考 文 献 当該橋梁(上部工)に関して、既発表の文献名を記入する。
- (17) 設 計 方 法 鋼床版の設計方法についてたとえばPelican & Eblingerのように記入する。

- (18) デッキプレート 鋼床版のデッキプレートの厚さを記入し、2種類の場合は12, 14mm の
の厚さ ように記入する。ズレ止め金具の有無を記入する。ズレ止め金具がある場
合にはおおよその形状を(2)の舗装断面図に記入すること。

(19)(20)

縦 リ ブ 間 隔 リブ間隔について記入する。
横 リ ブ 間 隔

- (21) 鋼床版デッキプレートの継手 溶接継手、リベット継手およびH.Tボルト継手のうち、該当するもの以外
の欄は斜線で消す。溶接継手の場合は、上面仕上げの有無に○印をつけ、
リベット継手及びH.Tボルト継手の場合はリベット（又はボルト）の径な
どの寸法を記入する。

- (22) 鋼床版断面図 鋼床版断面図（横断面および縦断面図）を簡明に記入する。リブの形状寸法
を記入すること。

- (23) 舗装補修履歴 一般に記入が複雑なので簡明に要領よく記入されたい。補修をいままでに
行なったかどうかを補修の有無の欄に記入する。補修工事は1) 補修年月
2) 補修までの供用期間 3) 補修工事概要の順に記入し、3) には補修
時の路面状況、補修工法などについて示す。

(例)

① 1) 昭和34年5月 2) 2年6月 3) 舗装断面(補修前-①)に
示す。舗装の流動がはげしくなり、交通の支障をきたすようになったた
め全面を断面図〔現状①-1〕に示すよう打換えた。

② 1) 昭和35年6月 2) 1年1月 3) 断面図①-1)に示す部分
のトベカにひびわれが多くなったので、その部分のみ(約200m²)床
版面から(あるいは上層のトベカのみ)打換えた。

③ 1) 昭和36年5月 2) 2年0月 3) 断面図①-1)に示す部分
でズレ上めに沿って、ひびわれを生じたので36年以後常時シールして
いる。

〔注意事項〕

① 1つの橋梁で試験的に数種の舗装を施工したものについては項目(2)～
(4)及び(24)～(26)は別々の用紙に記入のこと。〔調査表(その2)、(その
3)がこれに該当〕

② 項目(24)～(26)及び(24)～(26)については打換えたものは現状の舗装を調査表
(その2)に、打換え前の舗装を調査表(その3)に記入する。

③ 出来れば、補修前の破損状況写真を別添のこと。

(24) 施 工 年 月 当該舗装の施工年月

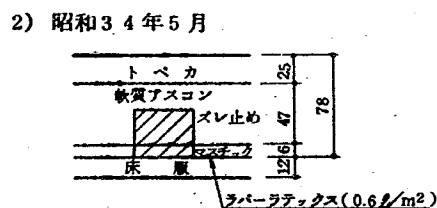
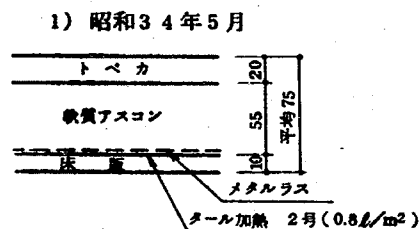
- (25) 舗装厚 リベットヘッド部分を除き、最大値と最小値を記入する。
- (26) 施工業者名 舗装を施工した業者名を記入する。
- (27) 配合 アスファルトはストレート、グローンの別を記入する。アスファルトは針入度がわかれば記入する。碎石は(20~10mm)の如く記入する。ゴム(ラテックス)、アスベスト等はその他の欄に記入し、粒度は通過重量百分率で記入する。
- (28) 防錆処理 防錆処理の有無の欄に○印をつける。処理及び施工場所は該当に○印をつける。塗料名と使用量を記入する。
- (29) タックコート 材料名及び使用量を記入する。
- (30) 施工条件 混合、数均し及び転圧に特種施工機械を用いたこと等を記入する、またズレ止めあるいはリベット(ボルト)継手部の数均し時の処理といったことについて記入する。

(例)

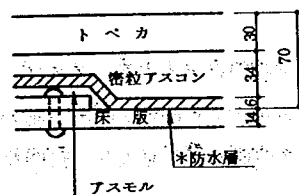
- ① グースアスファルトの配合は我国の気候条件を考慮し、アスファルトの針入度を20/40のものをを用いてドイツのもの40/60より変化させた。
- ② リベットヘッド部分はアスモルにて整正工を施した。
- ③ タールエポキシ1.4ℓ/m²塗布後硬化しないうち、碎石(5~2.5mm)を4kg/m²散布した。
- ④ グースアスファルトは人力数均しした。

- (31) 舗装断面図 舗装補修履歴との関連を明確にしておくため施工年月を記入しておく。防水層の構成、リベットヘッドのモルタルによるカバーなどは断面図以外に詳細に示して、図は大きめに描くこと。

(例)

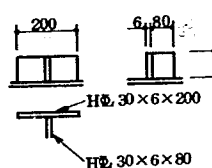


3) 昭和34年5月



*防水層は上より
ブローンアスファルト
メタシート
ブローンアスファルト
ローンタイド
ブローンアスファルト
アスファルトシート
ブローンアスファルト
ラバーラテックス

ズレ止め金具



(2) 所 見 (3)~(4)で言い足りないことを記入する。

(例)

① グーゾアスファルトのチップが飛散し表面は平滑になったがその他の
欠点はみられず現在のところ良好と思われる。

② 一部ズレ止めに沿って、ひびわれが入っているが、シールしてあり、
現在のところ特に補修の計画はない。

③ 断面1)の舗装にはひびわれが多いが2)ではほとんど欠点がない。

④ アスファルトコンクリートの打換え部分以外にも欠点を生じはじめて
いるので近いうち上層をある程度、打換える予定である。

(3) 実 測 値 次の要領で記入する。

1)

$$\text{ヒビワレ率} = \frac{\text{ヒビワレ面積} + \text{パッチング面積}}{\text{橋の面積 (歩道を除く)}} \times 100 (\%)$$

ヒビワレ面積はヒビワレをかこむ長方形の面積とする。線状のヒビワレは長さに幅0.3 mをかける。パッチング面積はアスファルト混合物などで穴埋めした面積である。

2)

$$\text{わだち堀れ率} = \frac{\text{わだち堀れ長さ}}{\text{全車線長}} \times 100 (\%)$$

わだち堀れの生じている部分の車線長を大小含めてわだち堀れ長さとする。大まかな値で良い。

3)

$$\text{たて流れ率} = \frac{\text{たて流れ部分の面積}}{\text{橋の面積 (歩道を除く)}}$$

たて流れ面積は車の進行方向に凹凸を生じている面積で大小すべてを含む。大まかなものでよい。

(4) 観 測 結 果 次の事項について、判定欄の適当と思われるものに○印をつける。

1) 大型車の交通状況：

2) 床版との接着状況：

出来れば一部掘りおこして床版と舗装の接着状況をしらべ接着していれば良好、していなければ不良とし、不良の時は水の有無を付記する。

3) アスファルト量の過不足の程度

4) すべりやすさ

5) 変形とワダチボレ

ワダチボレの大小を付記する。ワダチボレが大きく、凹みが10 mm

以上のものは大、5～10 mm のものを小とし5 mm 以下は無視する。

6) はがれとポットホール

7) 混合物の摩耗

8) ヒビワレ

9) 評 価

5段階評価で調査者が判断し、1～5の数字を○印で囲む。

写真集

見取図

現状舗装の破損状況等の写真を貼り、簡単に説明を付記する。

破損状況をスケッチし、ヒビワレ、ワダチボレ及びたて流れ等の実測寸法を記入しておくものとする。

調査カード

鋼床版舗装の現状調査表(その1)

I. 一般事項

(1) 橋梁名	橋		(9) 路面位置	1) 上路 2) 中路 3) 下路						
(2) 路線名			00 支持条件	1) 単純 2) 連続 3) デルバー						
(3) 所在地			00 型式							
(4) 竣工年月	昭和 年 月		03 橋長 支間割り	_____ m (_____ 経間) $L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 \dots$						
(5) 等級	1) 1等橋 2) 2等橋 3) その他		00 幅員	_____ m (歩道を除く) _____ 車線 軌道 1) 有 2) 無						
(6) 架橋状態	1) 跨川 2) 跨線 3) 跨道 4) 跨谷 5) 高架 6) その他		09 交通量 台/24hr 1方向	調査年月	車線	全交通量	大型車量	月~ 月 年月		
(7) 線形	1) 直橋 2) 斜橋 3) 曲線橋 (R= _____ m)	年月		上り						
		実測 推定		下り						
(8) 勾配	1) 最急縦断勾配 % 2) 横断勾配 %	09 参考文献	年月	上り						
			実測 推定	下り						
02 側面図 横断図										
07 鋼床版の設計方法			03 縦リブ間隔	_____ mm						
08 デッキプレート	_____ mm 止め金具 1. 有 2. 無 3. 部分(均)有		04 横リブ間隔	_____ mm						
09 鋼床版 デッキプレート の現場 継手	継手線の方向	溶接継手	リベット継手		H・Tボルト継手					
	後軸に平行	上面仕上げ	1) リベット径 _____ mm 2) リベット頭部外径 _____ mm 3) リベット頭部高さ _____ mm 4) 上側添接板厚さ _____ mm 5) 板継手の目ちがい ①場所 ②大きさ		1) ボルト径 _____ mm 2) ボルト頭部外径 _____ mm 3) ボルト頭部高さ _____ mm 4) 上側添接板厚さ _____ mm 5) 上じめ 6) 下じめ					
		橋軸に直角	上面仕上げ	1) リベット径 _____ mm 2) リベット頭部外径 _____ mm 3) リベット頭部高さ _____ mm 4) 上側添接板厚さ _____ mm		1) ボルト径 _____ mm 2) ボルト頭部外径 _____ mm 3) ボルト頭部高さ _____ mm 4) 上側添接板厚さ _____ mm				
09 鋼床版 断面図										

鋼床版舗装の現状調査表（その2）

Ⅲ 舗 装（その1）																				
09 舗装 補修履歴	1) 補修年月：昭和 年 月 2) 補修までの供用期間： 年 月 3) 補修工事概要：																			
	補修の有無 1) 有 2) 無																			
現在の舗装記録																				
00 施工年月	年 月		01 舗装厚	最大 mm		最小 mm		02 施工業者												
03 配 合	1) 配 合（重量比、%）										2) 粒 度（通過重量百分率）%									
	材料	ア phalt	砕石	砕石	砕石	粗砂	細砂	石粉	その他		13mm	10mm	5mm	2.5mm	0.6mm	0.3mm	0.15mm	0.075mm		
	混合物名	()	()	()	()				()											
04 防錆処理	処理 1) ショットブラスト 2) サンドブラスト 3) その他										05 タックコート		材料名 使用量 kg/m ²							
	1) 有 施工場所 1) 工場 有 2) 現地 有																			
	2) 無 防錆塗料名 使用量 kg/m ²																			
06 特徴的な 施工条件																				
07 舗装断面図																				
機 関 名										調 査 年 月 日										
作成者氏名										速 電 話 番 号										

鋼床版舗装の現状調査表（その3）

VI 舗 装（その2）																			
補修前の舗装記録																			
a 施工年月		年 月		b 舗装厚		最大 mm		最小 mm		c 施工業者									
d 配 合		1) 配 合（重量比、%）								2) 粒 度（通過重量百分率）%									
		材 料	ス	砕石	砕石	砕石	粗石	細砂	石粉	その他	13mm	10mm	5mm	2.5mm	0.6mm	0.3mm	0.15mm	0.074mm	
		混合物名	フル	()															
e 防 錆 処 理		処理 1) ショットブラスト 2) サンドブラスト 3) その他								f タックコート		材料名 使用量 kg/m ²							
		1) 有				2) 無													
		防錆塗料名 使用量 kg/m ²																	
g 施工条件 （特異点）																			
h 舗装断面図																			
機 関 名										調 査 年 月 日									
作 成 者 氏 名										速 報 電 話 番 号									

鋼床版舗装の現状調査表（その4）

V 舗 装（その3）										
舗 装 の 現 況										
見 所		調 査 年 月 日		昭 和 年 月 日		上り車線	下り車線	破損原因など		
実 測 値	63	ヒビワレ率				%	%			
		わだちぬれ率				%	%			
		たてずれ率				%	%			
観 測 結 果	1) 大型車の交通状況	非常に多い（何台も迷らなて通る）				C	C			
		普通車5台に1台の割合で通る				B	B			
		少ない（時々通る程度）				A	A			
	2) 床版との接着状況	良 好				A	A			
		不 良				B	B			
	3) アスファルトの量の過不足の程度	フラッシュしている所が多い				E	E			
		ところどころフラッシュしている				D	D			
		フラッシュすると思われる所がある				C	C			
		全くフラッシュのおそれがなく適度の黒色				B	B			
		乾いた表面でやや褐色を呈している				A	A			
	4) すべりやすさ	すべりにくいと思われる				A	A			
		中間的なものと思われる				B	B			
		すべりやすいと思われる				C	C			
	5) 変形とワダチボレ	車輛のわだち跡や変形が著しい				C	C			
		車輛のわだち跡や変形が幾分認められる				B	B			
		車輛のわだち跡や変形がない				A	A			
	6) はがれとポットホール	はがれやポットホールが多い				C	C			
		はがれやポットホールがある				B	B			
		はがれやポットホールがない				A	A			
	7) 混合物のマモウ	マモウが著しい				C	C			
		マモウが認められる				B	B			
		マモウが認められない				A	A			
	8) ヒビワレ	線 状	非常に多い				C	C		
			わずかにある				B	B		
全く見られない					A	A				
網 状		0 ～ 5 %				A	A			
		5 ～ 10 %				B	B			
		10 ～ 20 %				C	C			
		20 ～ 50 %				D	D			
		50 ～ 100 %				E	E			
						F	F			
9) 評 価	舗装時と全く変化なし				5	5				
	わずかに欠点はあるが舗装としての機能は十分				4	4				
	欠点はあるが部分的に補修すればまだまだ寿命あり				3	3				
	オーバーレイなどかなり大規模な修繕が必要				2	2				
	早急に全面打換える必要あり				1	1				
機 関 名						調 査 年 月 日				
調 査 氏 名						速 報 先 電 話 番 号				

鋼床版飾装の現状調査表 (その5)

VI 飾装 (その4)
㊦ 現況写真集
Empty space for photo collection

鋼床版飾装の現状調査表 (その6)

Ⅶ 舗装 (その5)
09 現況見取図

第 4 章 吊橋の耐風性

構造研究室

成田信之

榎波義幸

横山功一

石川 泉

河野良次

4.1 調査の概要

現在計画されている本州四国連絡橋には10数橋の長大吊橋が含まれているが、吊橋にとって耐風設計が重要であり、耐風設計基準によって風洞実験を行ない、その耐風安全性を検証するように義務づけられている。予備設計の段階から風洞実験を行なって吊橋の耐風性に関する検討が進められて来たが、昨年度は公団により設計が進められており、早期着工が予定されている大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋および因島大橋の耐風性の検証実験が行なわれた。その結果、大鳴門橋、因島大橋の設計断面はおおよそ十分な耐風性を持っていることが確認されたが、南備讃瀬戸大橋の設計断面はかなり低い風速で動的不安定現象があらわれ、更に耐風設計に対する検討が必要であることが判明した。

今年度は次のような項目について調査が行なわれた。

(1) 3径間連続鋼床版吊橋の耐風性

新しく提案された鋼床版床組を用いた吊橋に対する耐風性を風洞実験により検討した。

(2) 南備讃瀬戸大橋の耐風性

昨年度、問題点の残った南備讃瀬戸大橋の設計案に対し、床組部を種々改造してその耐風性に及ぼす影響を検討し、十分な耐風性を持った設計断面を求めるための風洞実験を行なった。

(3) 強風下の吊橋の挙動について

吊橋の三次元解析を行ない、風荷重作用下での静的・動的応答についてプログラムを作成し、数値計算を行ない検討した。

これらの風洞実験は土木研究所の橋梁試験用風洞を用いて行なわれたものであり、実験装置・実験方法は前年度と何ら変わっておらず、他に詳しく述べられているのでここでは省略する

4.2 鋼床版合成トラス補剛吊橋の耐風性

4.2.1 実験の概要

従来、補剛トラスを有する長大吊橋としては断面の主横トラス上弦材上に合成作用を考えない床組床版を載せている構造が多く用いられているが、ここで考えているのは従来用いられてきた断面形状を部分的に改良して鋼床版間又は鋼床版と補剛トラス間の空間を水平せん断力を伝達できる合成部材（水平結合トラス材等）で連結することにより、鋼床版床組と補剛トラス上弦材との合成作用を発揮させる構造である。

このような構造の目的と効果は次のとおりである。

(1) 鋼重の節減と合理的な補剛トラス弦材断面の決定

(2) 長大吊橋における耐風安定性の改善

(3) 路面の走行安定性の改善

(4) 架設方法の選定の自由度が増す。

特に注目されるのは、鋼床版と補剛トラス上弦材とを合成部材で連結することによる補剛ゲタのねじれ剛性が増加すること、および上弦材と鋼床版の重心位置をほぼ一致させるように配置するため従来より床版の位置が下がるため、暴露面積が減少し、また自励振動の発現風速が高くなるなど耐風安定性の改善が期待されることである。

そこで、試算設計された設計断面について風洞実験を実施し、その耐風性に関して検討することになった。

表-4 1. 実橋諸元

	鋼床版合成トラス吊橋	南備讃瀬戸大橋(その1)	南備讃瀬戸大橋(その2)
中央径間長	1,500.0 m	1,100.0 m	1,100.0 m
側径間長	750.0 m	270.0 m	270.0 m
サグ	136.0 m	100.0 m	100.0 m
ケーブル間隔	38.0 m	37.0 m	37.0 m
主構間隔	27.8 m	32.0 m	32.0 m
主構高	12.0 m	13.0 m	13.0 m
死荷重	36.80 t/m/bridge	41.5 t/m/bridge	47.73 t/m/bridge
極慣性モーメント	892.67 t·m·sec ² /m	924.6 t·m·sec ² /m	1,000.0 t·m·sec ² /m
振動数	SI 0.074 c/s	SI 0.175 c/s	SI 0.165 c/s
	ASI 0.097 c/s	ASI 0.129 c/s	ASI 0.116 c/s
	SI 0.168 c/s	SI 0.305 c/s	SI 0.285 c/s
	ASI 0.233 c/s	ASI 0.385 c/s	ASI 0.394 c/s

今回対象とした原設計案の概略を図-4.1と表-4.1に示す。風洞模型としては1/100のものが製作され(図-4.2)、実験は模型の中央の床版間隔を3種類変化させた場合について、バネ支持模型実験が行われた。

バネ支持模型実験に対して相似則から要求される実験条件と実験に用いられた実験条件を表-4.2に示す。

4.2.2 実験結果と考察

模型HS-73-ASP-1, ASP-2, ASP-3に関する自励振動の限界風速と振幅の関係を表わすV~A曲線を図-4.3に、また限界風速と迎角との関係を表わすVc~α曲線を図-4.4に示す。これらの実験結果より、

- (1) 実験を行なった3案ともねじれの自励振動が発現しており、その風速は非常に低く耐風設計基準で定めている限界値を大幅に下まわっている。特に正の迎角の場合には耐風性が悪くなる。

(2) 床版の位置の変化が耐風性に及ぼす影響は小さいと云うことができるであろう。

(3) 今回の実験結果は当初予想していたよりもこの設計断面の耐風性は非常に悪いという結果になったが、吊橋の耐風性には地覆や床組の構造などの細部が全体に与える影響が大きいので、更に数種の断面について検討を加える必要があると思われる。

4.3 南備讃瀬戸大橋の耐風性

4.3.1 実験の概要

前年度行なった耐風性調査によると、本州四国連絡橋の早期着工される3橋のうち大鳴門橋と因島大橋の設計断面は良好な耐風性を具備していることが判った。一方、南備讃瀬戸大橋の原設計断面はかなり低い風速で動的不安定現象があらわれるため、実施設計のためには耐風設計について十分な検討が必要であるとの結論が得られた。更に、耐風性を向上させるための対策として(i) 原型の中央分離帯側の高欄を紙で閉塞した場合、(ii) 地覆の高さを変えた場合、(iii) 中央分離帯の空隙を大きくした場合に対して実験を試みた。この結果、分離帯に充分高い遮蔽物を置くか、地覆を充分小さくすることにより耐風設計基準に規定された耐風性を満足することができると思われた。中央分離帯の空隙を大きくすることは必ずしも耐風性を向上させることにはならなかった。

今年度は、更に耐風性の良い設計断面を求めるための調査が進められた。まず、中央分離帯に遮蔽物を置くことは有効であることが判ったので、その高さを変化させて耐風性に及ぼす高さの効果について調べた。更に、鉄道部グレーチングを閉塞した場合について耐風性を調査した。南備讃瀬戸大橋の一般図を図-4・5に、諸元を表-1に、また実験に使用した風洞模型を図-4.6に実験条件を表-4.3に示す。

その後、本州四国連絡橋公団の設計が進み、新しい設計断面に対して実験が進められることになった。この一般図を図-4.7に諸元を表-1に、模型の図面を図-4.8に示す。新しく実験の対象とした設計断面は、トラス部分は前年度と変化がなく、床組構造を変えたA、B案の2種である。A案は床版の幅を拡幅し、B案は前年度の設計断面の路側帯のグレーチング幅を上げたものである。実験はこれらを基本とし、地覆の有無、端部の縦ゲタの有無、床版幅の影響についてバネ支持模型実験を行なった。

表-4.2 鋼床版合成トラス吊橋の実験条件

	原 型	所 要 値	実 験 値
縮 尺		1:100	1:100
重 量	35.77 t/m/bridge	5,723.2 g/model	5,543.3 g/model
極慣性モーメント	887.48 tmsec^2/m	1,420.0 $\text{gcmsec}^2/\text{model}$	1,457.3 $\text{gcmsec}^2/\text{model}$
たわみ振動数	0.074 c/s	1.61 c/s	1.64 c/s
振り振動数	0.175 c/s	3.81 c/s	3.76 c/s
振動数比	1:2.36	1:2.37	1:2.29
風速倍率			4.65
構造減衰			0.03 ~ 0.04

表-4.3 (1)南備讃瀬戸大橋の実験条件(その1)

	原 型	所 要 値	実 験 値
縮 尺		1:80	1:80
重 量	41.5 t/m/bridge	10,375 g/model	10,157 g/model
極慣性モーメント	924.6 tmsec^2/m	3,612 $\text{gcmsec}^2/\text{model}$	3,491 $\text{gcmsec}^2/\text{model}$
たわみ振動数	0.175 c/s	2.30 c/s	2.32 c/s
振り振動数	0.305 c/s	4.00 c/s	4.07 c/s
振動数比	1:1.74	1:1.74	1:1.75
風速倍率			6.09
構造減衰			0.03 ~ 0.04

(模型HS-72-DAに使用)

表-4.3 (2)南備讃瀬戸大橋の実験条件(その2)

	原 型	所 要 値	実 験 値
縮 尺		1:80	1:80
重 量	48.0 t/m/bridge	12,000 g/model	11,798.6 g/model
極慣性モーメント	940.0 tmsec^2/m	3,671.9 $\text{gcmsec}^2/\text{model}$	3,528.7 $\text{gcmsec}^2/\text{model}$
たわみ振動数	0.171 c/s	2.33 c/s	2.34 c/s
振り振動数	0.294 c/s	4.00 c/s	4.08 c/s
振動数比	1:1.72	1:1.72	1:1.74
風速倍率			5.88
構造減衰			0.03

(模型HS-73-DAに使用)

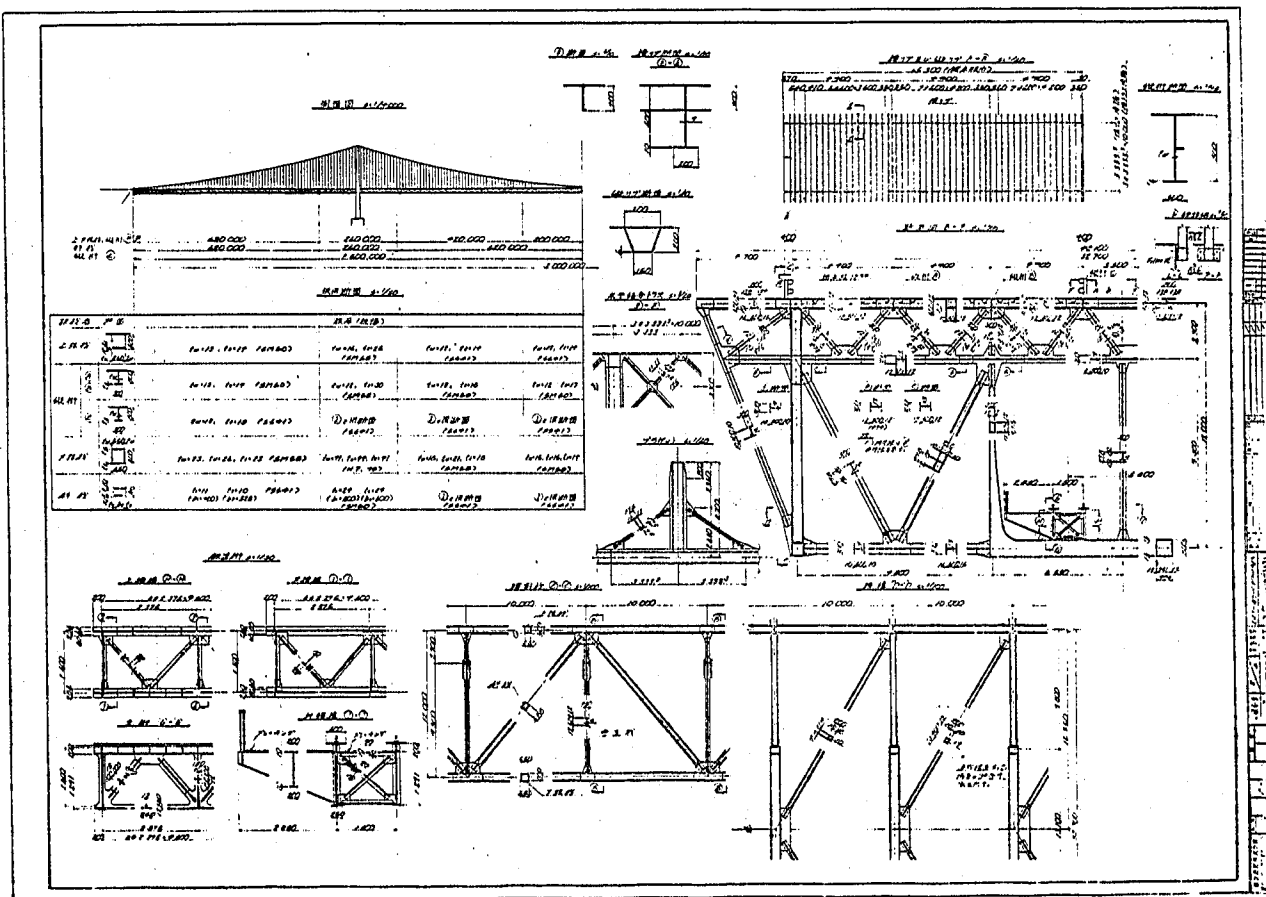


図-4.1 鋼床版合成トラス補剛吊橋一般図

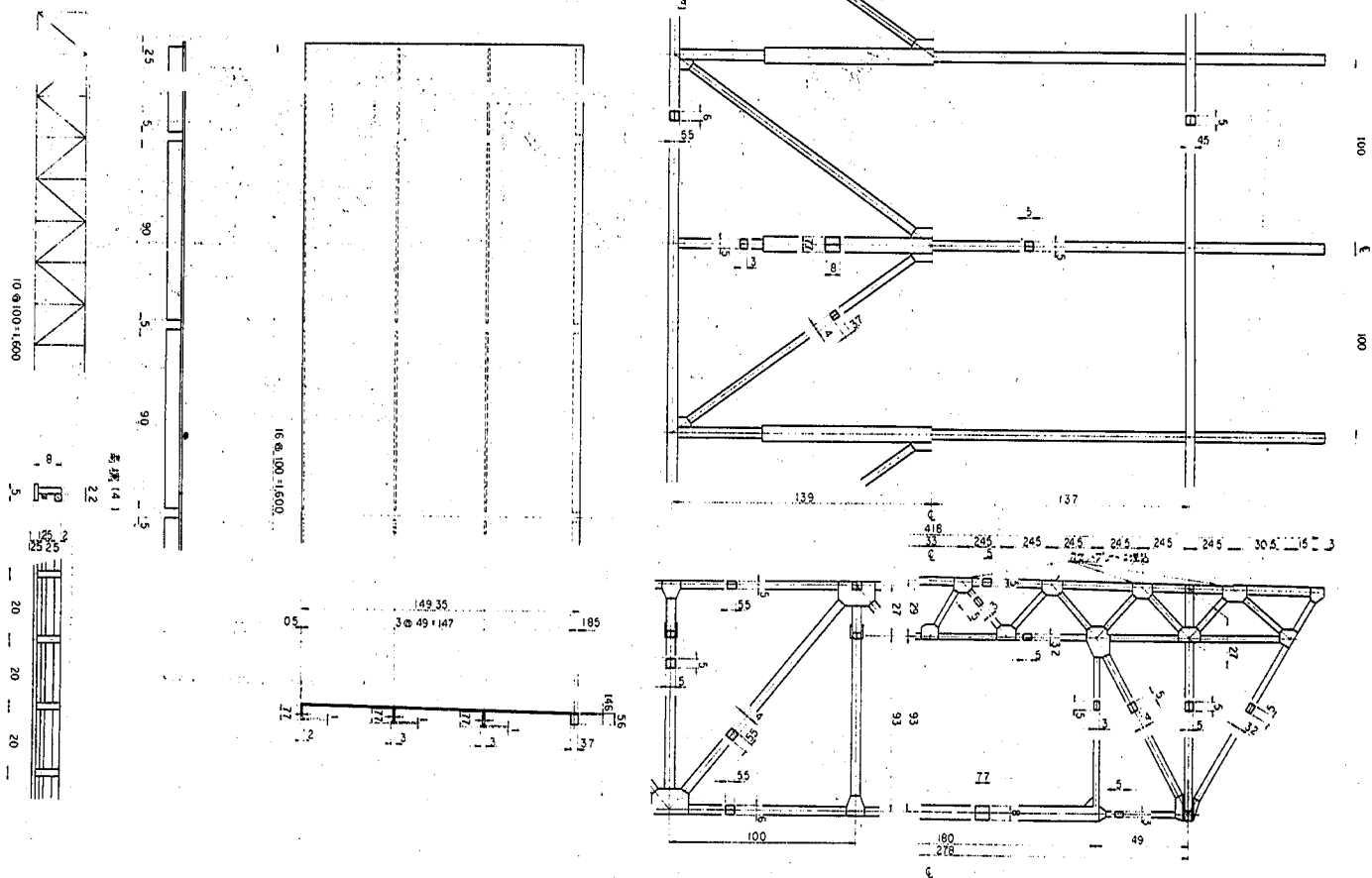
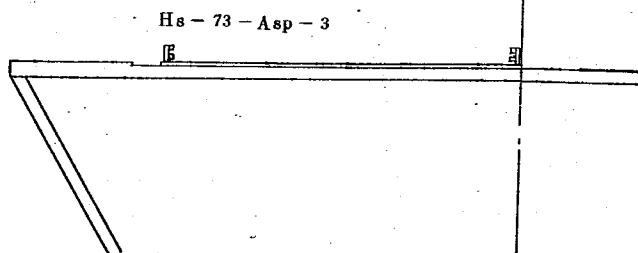
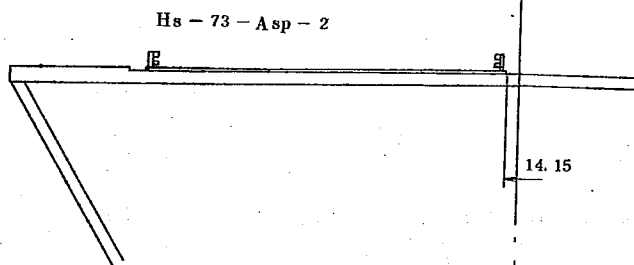
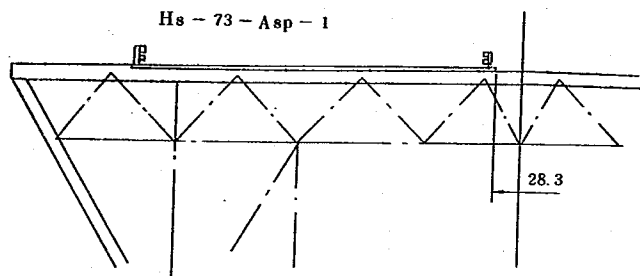


図-4.2(1) 鋼床版合成トラス補剛吊橋風洞模型 (1:100)



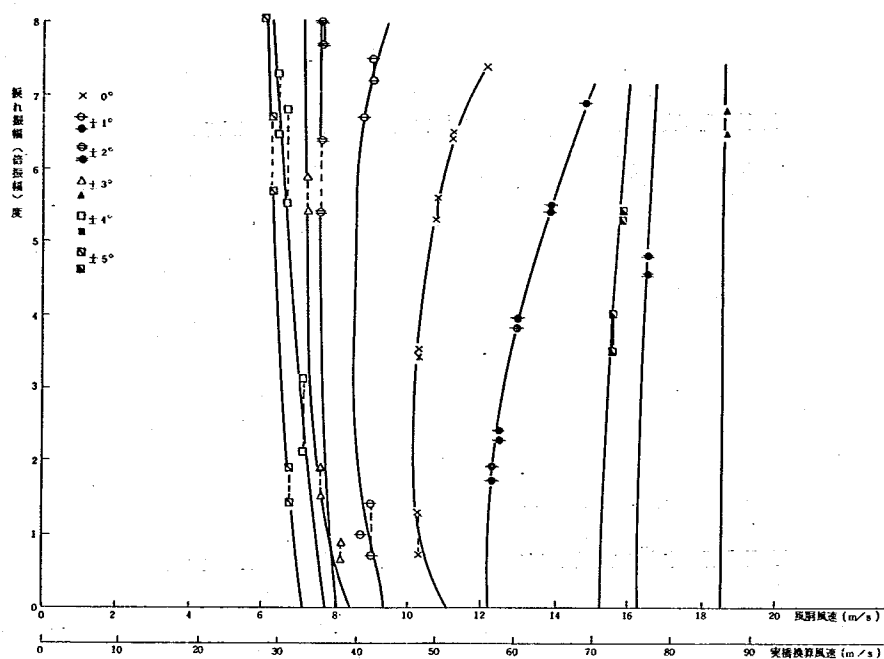


図-4.3 (1) HS-73-ASP-1, V~A曲線

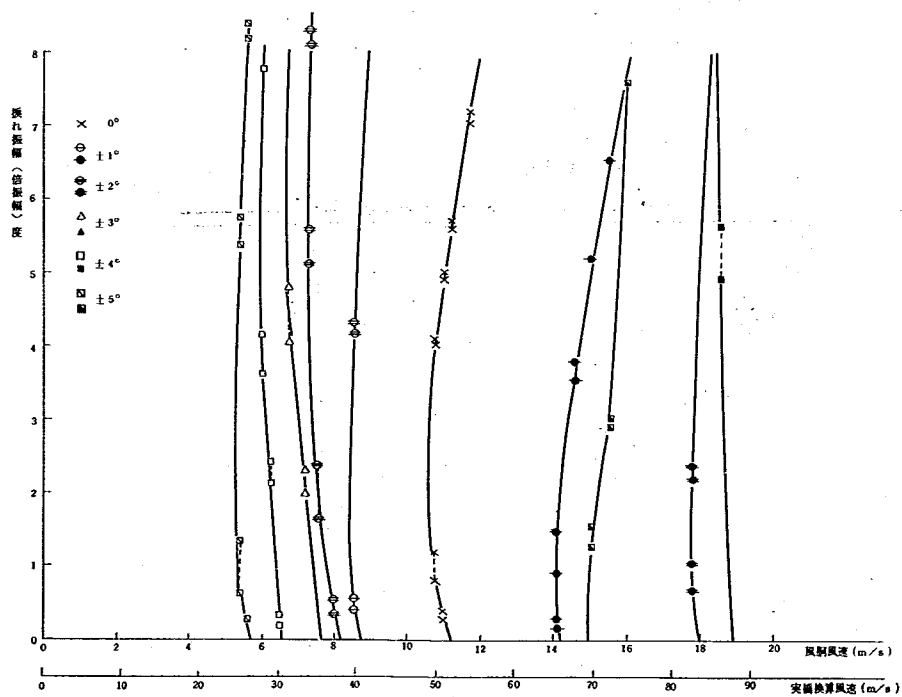


図-4.3 (2) HS-73-ASP-2, V~A曲線

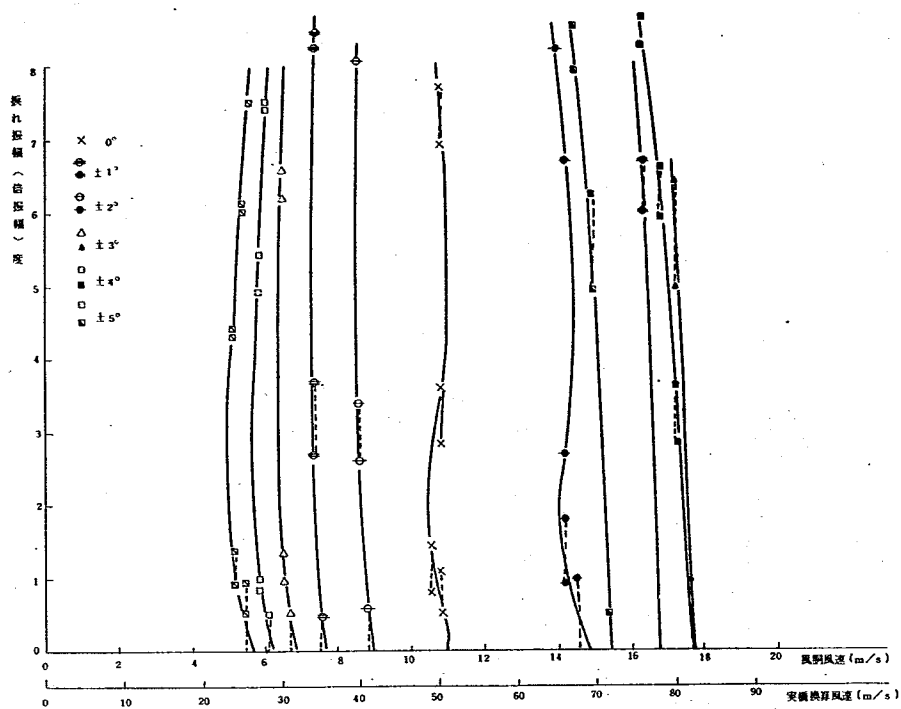


図-4.3 (3) HS-73-ASP-3, V~A曲線

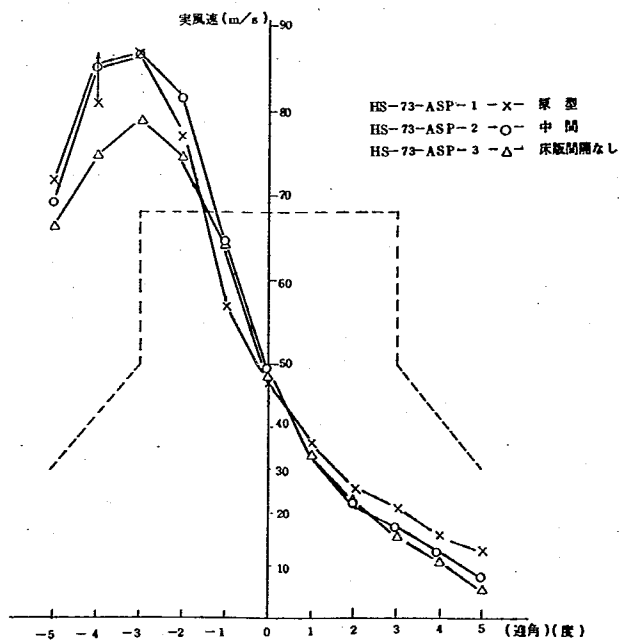
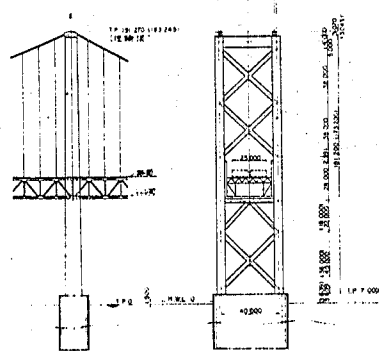
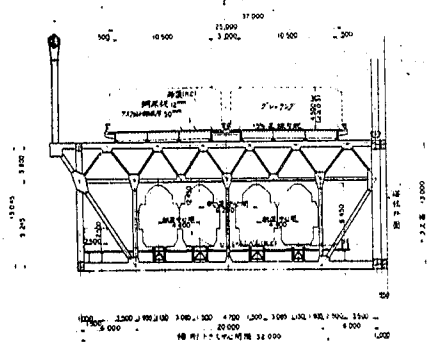
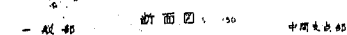
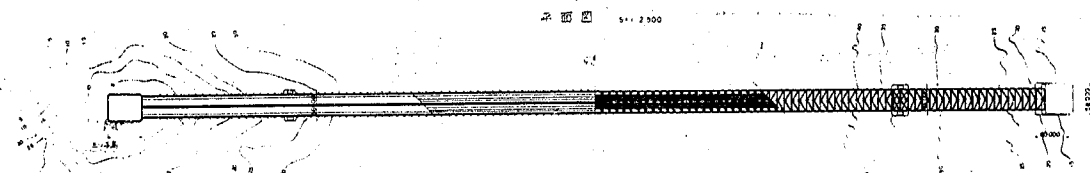
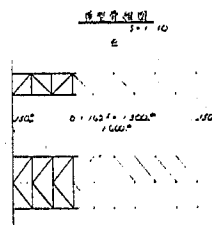
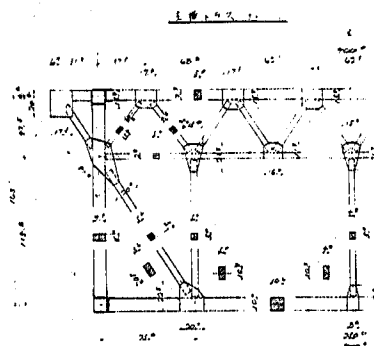


図-4.4 HS-73-ASP, VC~α曲線

[illegible]

姓名	性别	年龄	职业
王德胜	男	45	教师
住址	工作单位	联系电话	电子邮箱
北京市海淀区中关村大街100号	北京市海淀区中关村大街100号	010-12345678	12345678@163.com
身份证号	护照号	驾驶证号	其他证件号
110101194501010001			
血型	身高	体重	视力
O型	175cm	70kg	1.0
婚姻状况	健康状况	教育程度	专业技能
已婚	良好	本科	教育学
兴趣爱好	特长	语言能力	计算机水平
阅读、运动	游泳	英语六级	熟练使用
自我评价	他人评价	推荐理由	备注
为人正直，工作认真	性格开朗，乐于助人	符合岗位要求	

圖-4.5 南備讚瀬戸大橋



姓名		性别	
年龄		职业	
籍贯	贵州省贵阳市南明区（今已）		
民族	汉族	文化程度	高中
婚姻状况	已婚	配偶姓名	王德胜
子女情况	无子女		
工作单位	本州西大街路委员会		

図-4.6(1) 南備讃瀬戸大橋風洞模型

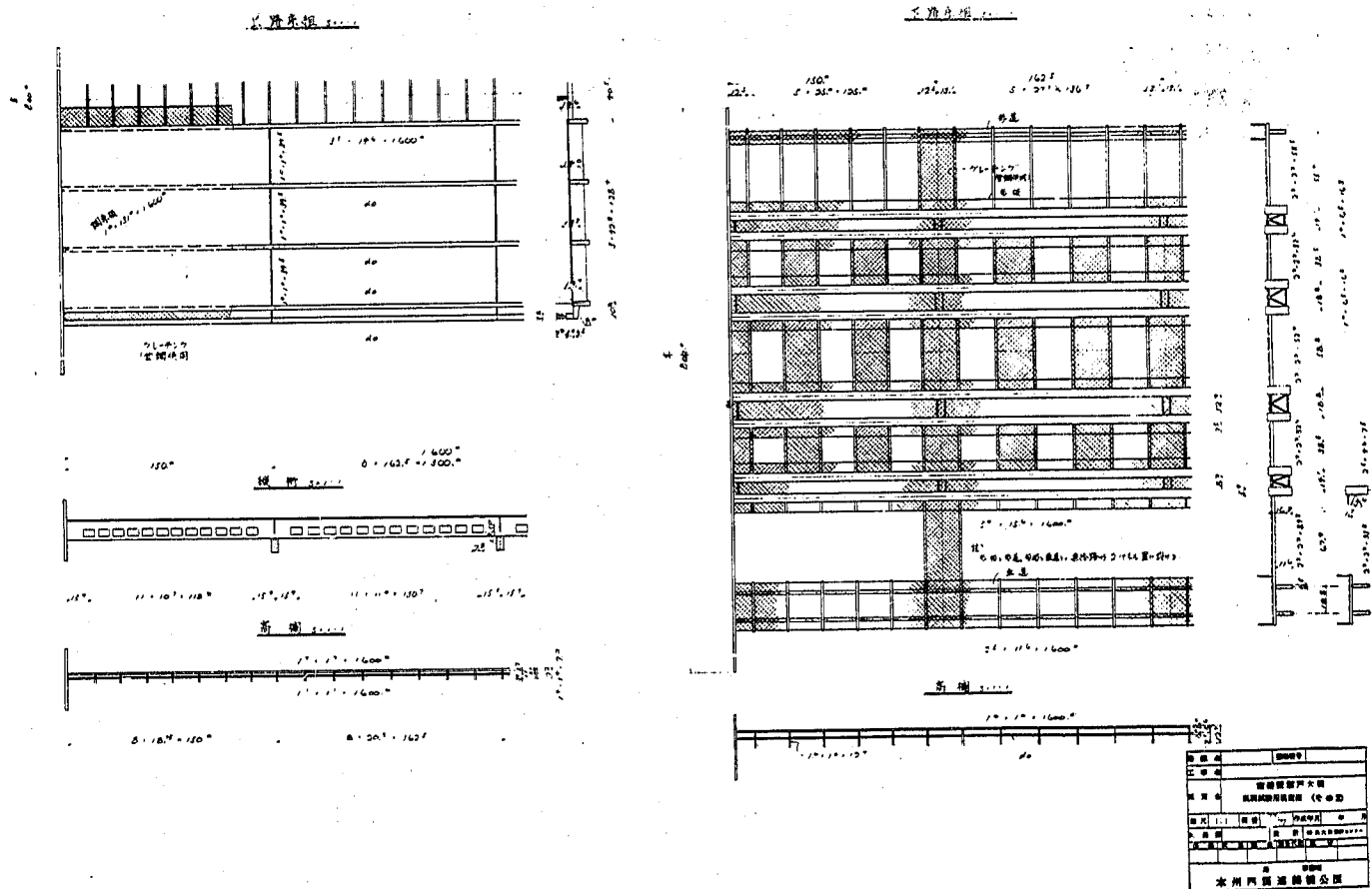


图-4.6(2) 南備讃瀬戸大橋風洞模型

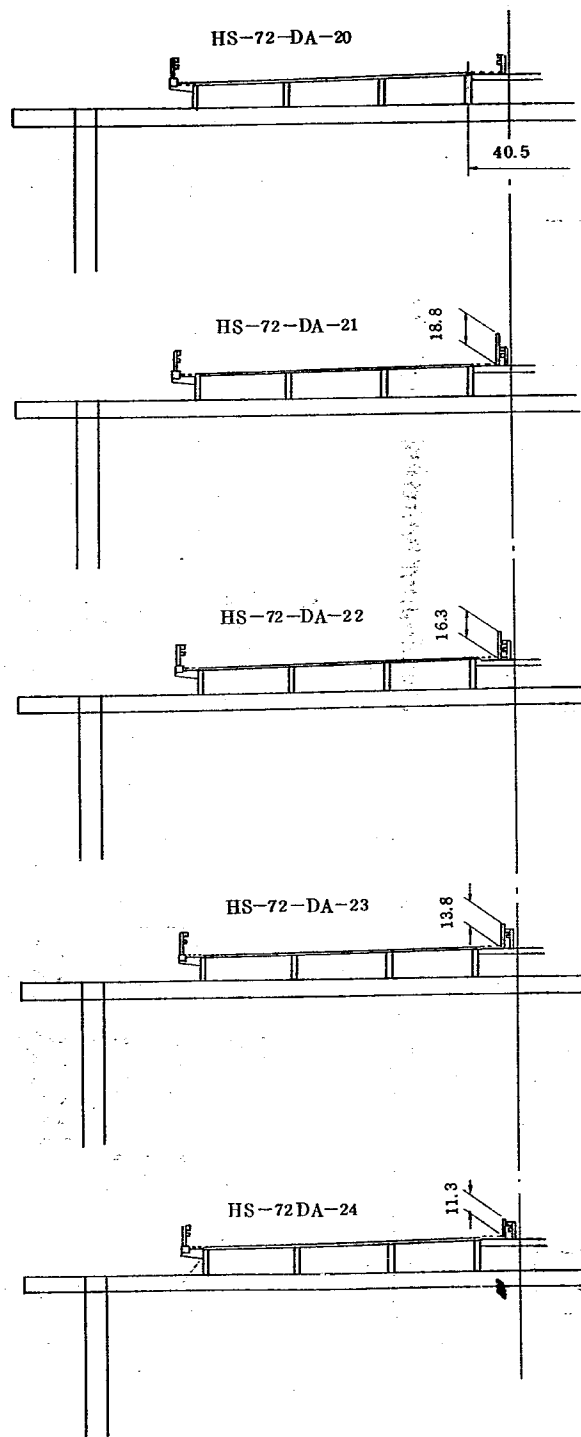
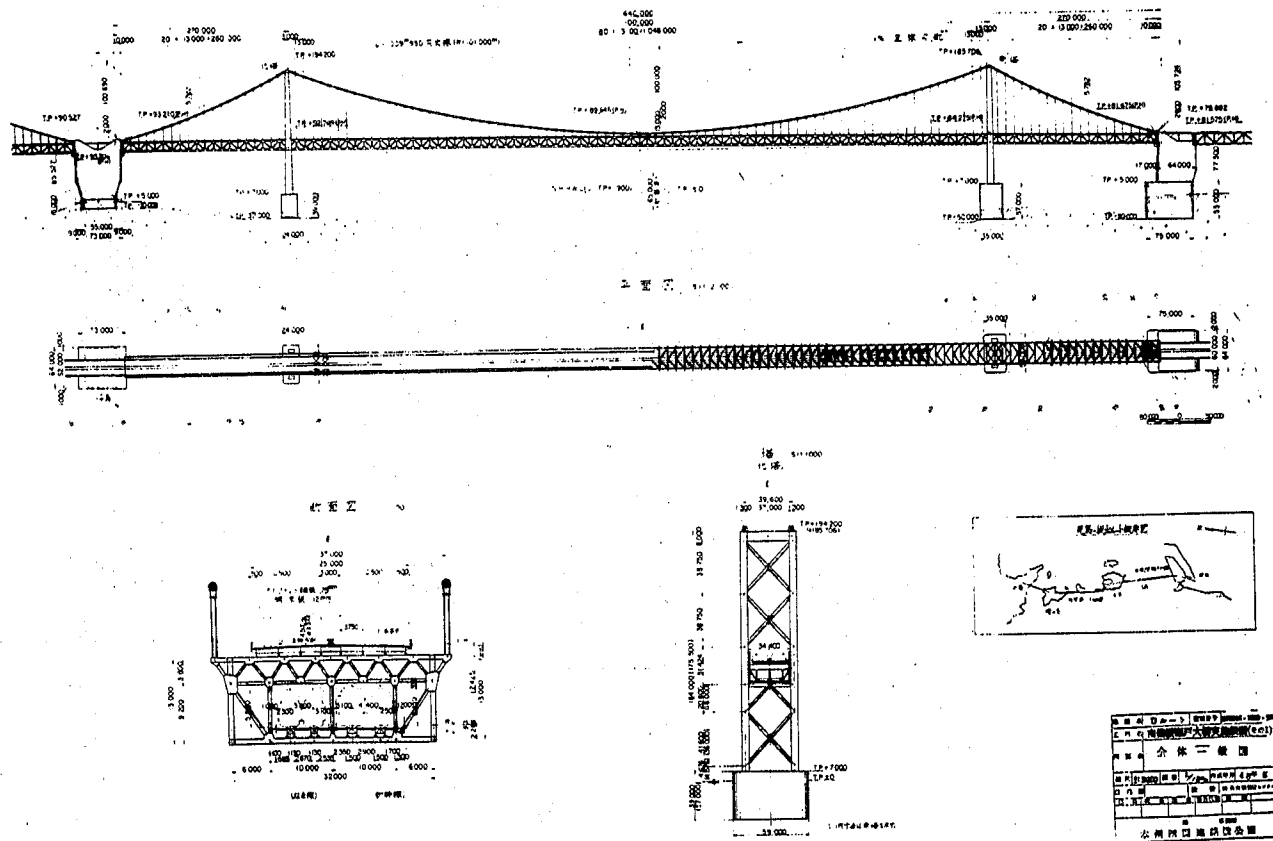
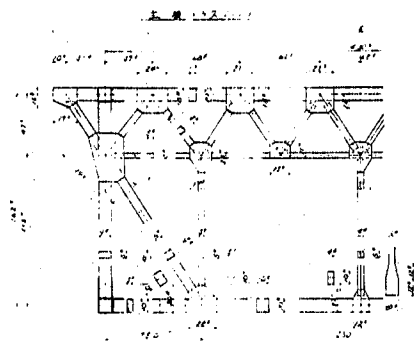


图-4.6(3) HS-72-DA

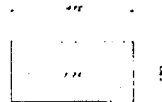




模型有組圖 2. 3

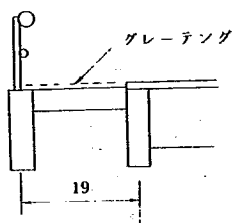


— 103 —



刊行 日	1989年	10月	15日
工 号	南信濃県大田町大田町(423)		
刊 名	風洞模型図 (463)		
巻 号	第 1 巻	第 1 号	第 1 号
頁 数	1 頁	1 頁	1 頁
冊 数	1 冊	1 冊	1 冊
本 州 西 南 道 統 治 局			

圖-4.8(1) 南備讚瀨戸大橋風洞模型



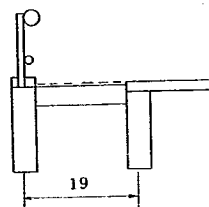
(HS-73-DA-00)

中央分離帯の下層グレーチング撤去

縦桁の開口部は全閉

納入模型は図面に比べ床版全幅が9mm大きい

(338-327)がそのまま実施

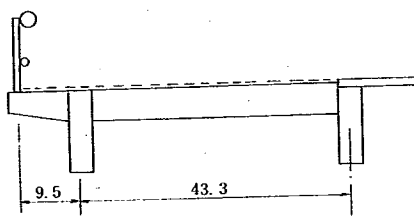


(HS-73-DA-01)

A案に地覆(実橋換算150mm)をとりつける

地覆は工作困難のため角棒(15×1.7, 2.1×1.9)

を高欄取付部に抱き合せる



(HS-73-DA-10)

中央分離帯の下層グレーチング撤去

縦桁の開口部は全閉

(HS-73-DA-30)

A案について端縦桁をとりはずしたもの

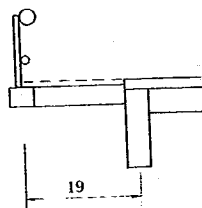
(HS-73-DA-31)

地覆をつけたもの

(HS-73-DA-20)

A案についての改定案(床版端部を縮小)

前回との 考え高欄 な とする



(HS-73-DA-21)

地覆をとりはずしたもの

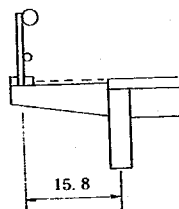


図-4.8(2) HS-73-DA

4. 3. 2 実験結果と考察

模型 HS-72-DA 20~24 のバネ支持模型実験の結果を示したのが、図-4.9 の $V \sim A$ 曲線と、図-4.10 の $V_c \sim \alpha$ 曲線である。

これらの実験結果から、

(1) 中央分離帯に遮蔽物を置くことはこの設計断面の耐風性を向上させる効果がある。ただし、今回の場合実物に換算しておよそ高さ 1.3 m 以上必要であり、実施設計断面として採用が可能かどうか疑問が残る。

(2) 下路鉄道部のグレーチングを閉塞させた場合、迎角 0° と $+1^\circ$ では原型とほぼ同じ特性を示し、耐風性の向上は必ずしも期待できない。以後の実験は打ち切った。

今年度新たに設計が進められた断面に対する模型 HS-73-DA-00~31 の実験結果は $V \sim A$ 曲線が図-4.11 に、 $V_c \sim \alpha$ 曲線が図-4.12 に示される通りである。これらの実験結果より、

(1) 原設計案 A 案は地覆が無い場合は、 $+3^\circ$ 以上で自励振動の限界風速は基準値を下まわっているが、地覆が有る場合には、自励振動の発現はなかった。この傾向は今までの実験で得られている結果とは逆になっている。ちなみに、この時用いた地覆は実橋換算で高さ 150 mm のものである。

(2) 設計案 B 案は路側帯のグレーチング幅が広く、その耐風性は良好であった。

(3) 模型 HS-73-DA-20, 30 によって設計案 A 案で床版幅を拡げたことにより耐風性が向上することが判ったので、床版幅を変えて、床版幅が耐風性に及ぼす影響について調べた。

その結果、HS-73-DA-20, 30 の両方が前年度の原型と近い特性を示し、耐風性の向上は期待できない。

以上をまとめると、B 案は良好な耐風性を備えているが、A 案とその変形案は問題があり、更に検討が必要であろう。

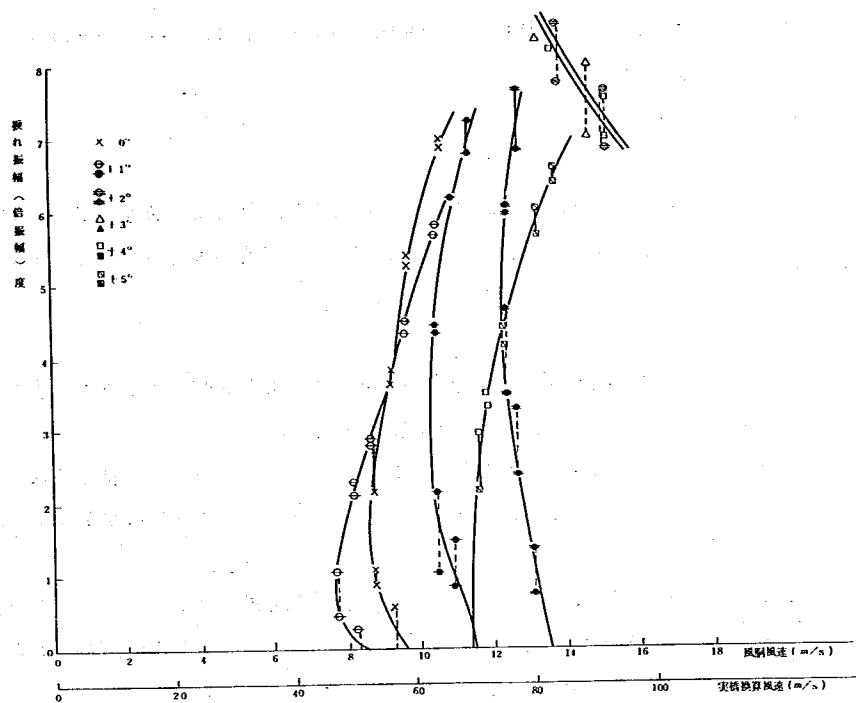


図-4.9(1) HS-72-DA-20, V~A曲線

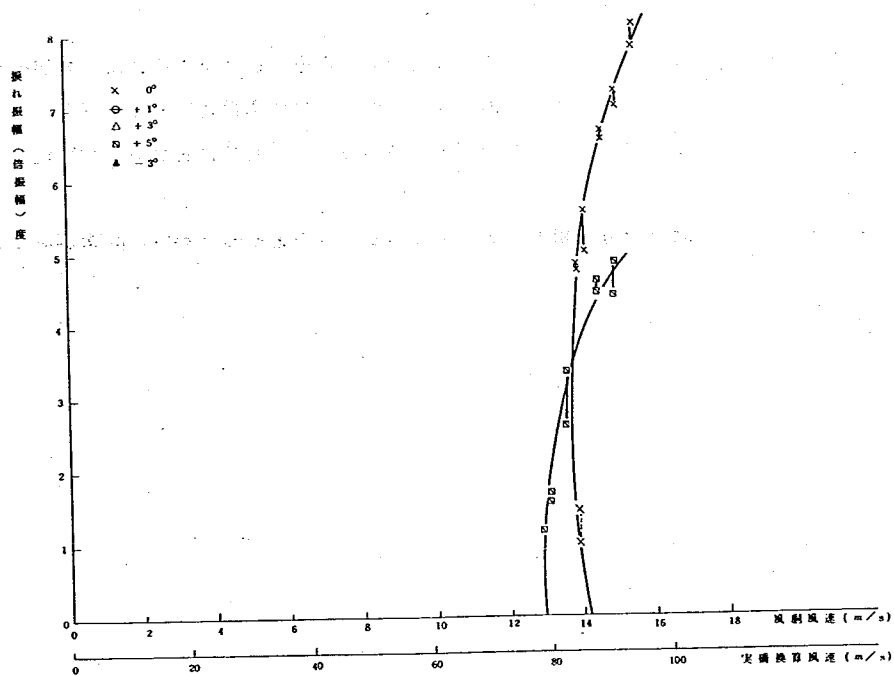


図-4.9(2) HS-72-DA-21, V~A曲線

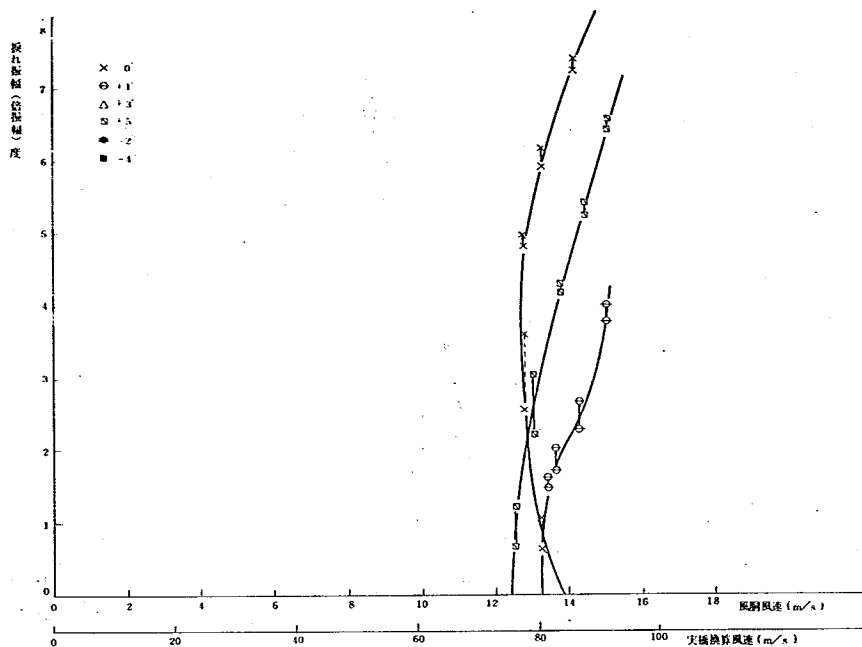


图-4.9(3) HS-72-DA-22, V~A曲线

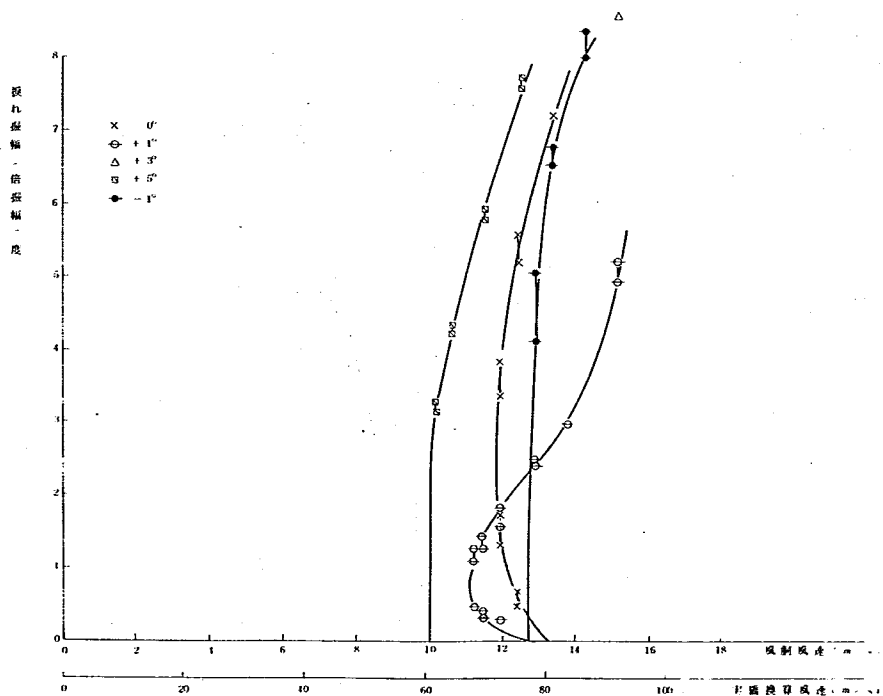


图-4.9(4) HS-72-DA-23, V~A曲线

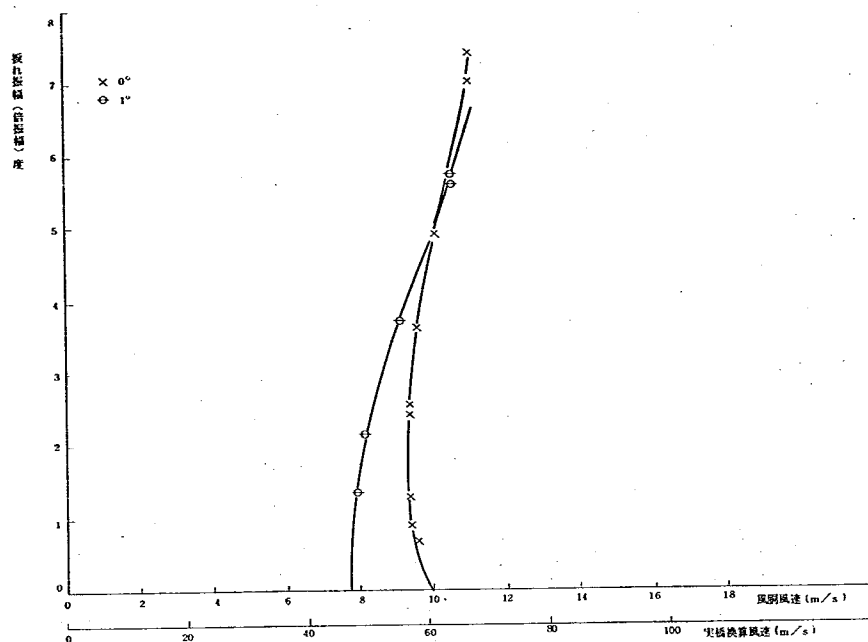


図-4.9 (5) HS-72-DA-24, V~A 曲線

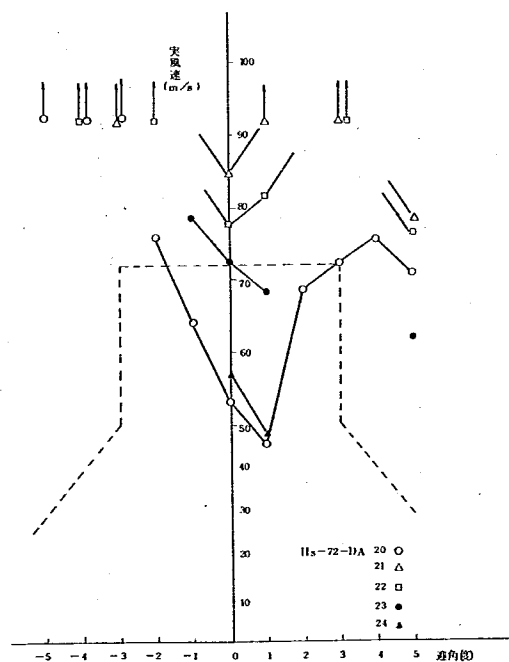


図-4.10 HS-72-DA, $V_c \sim \alpha$ 曲線

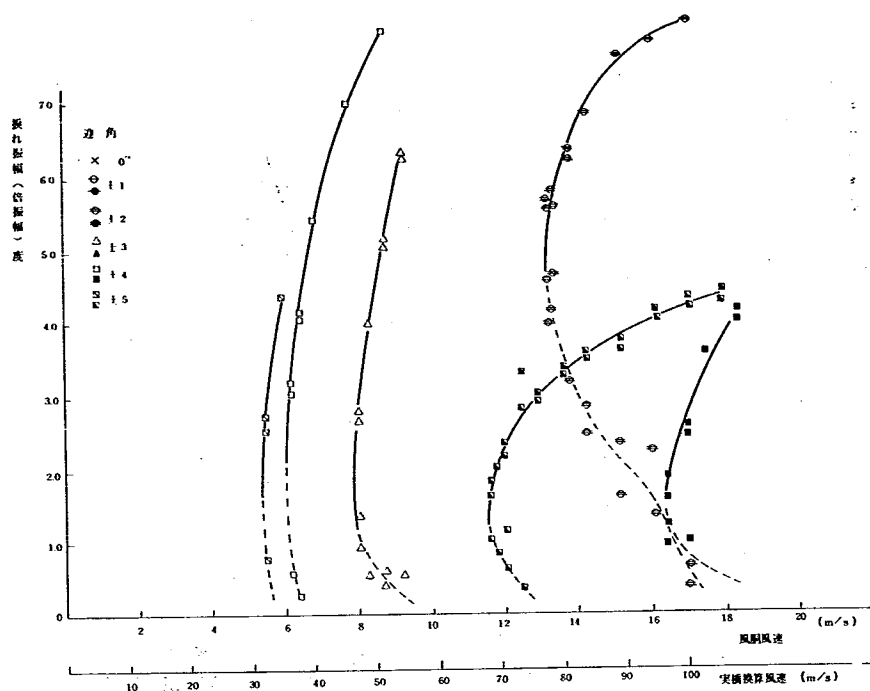


図-4.11 (1) HS-73-DA-00, V~A曲線

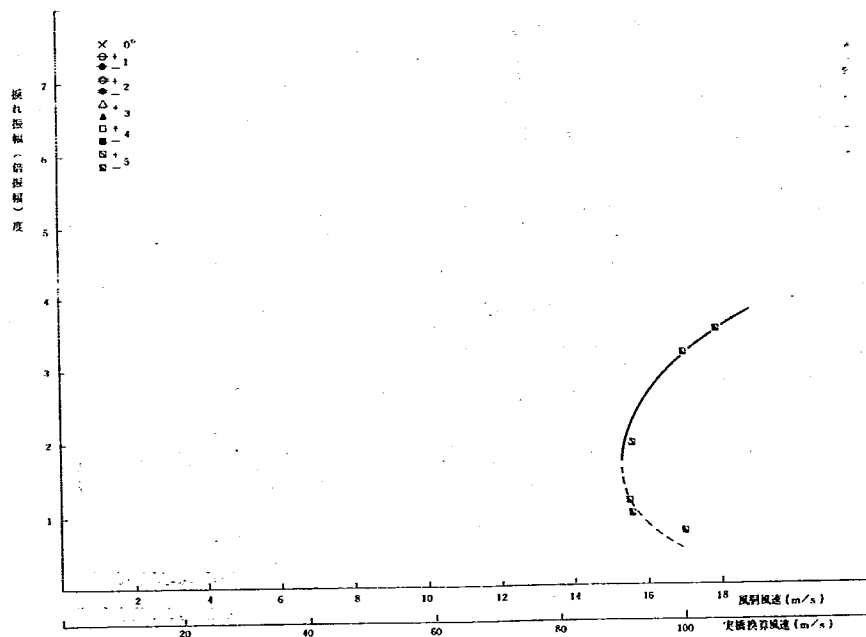


図-4.11 (2) HS-73-DA-01, V~A曲線

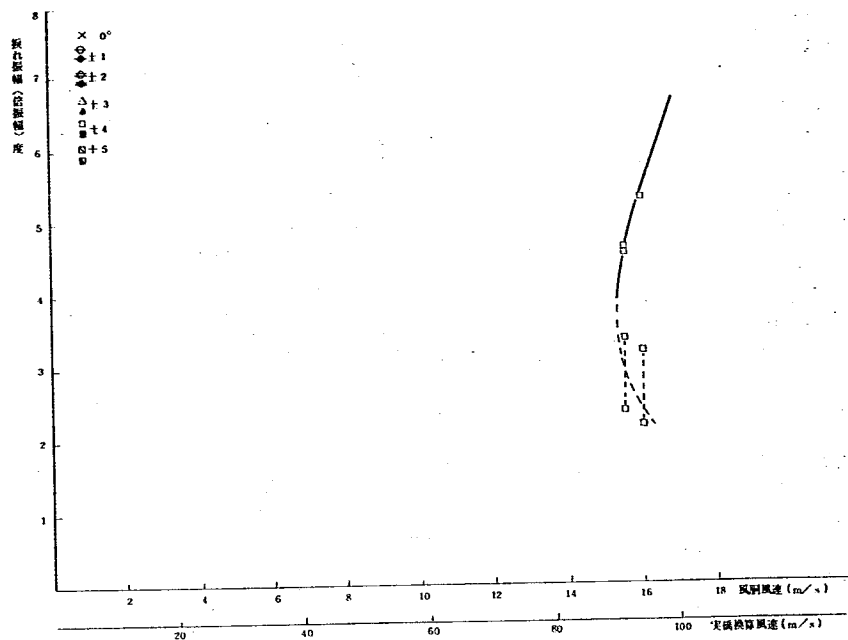


図-4.11 (3) HS-73-DA-10, V~A 曲線

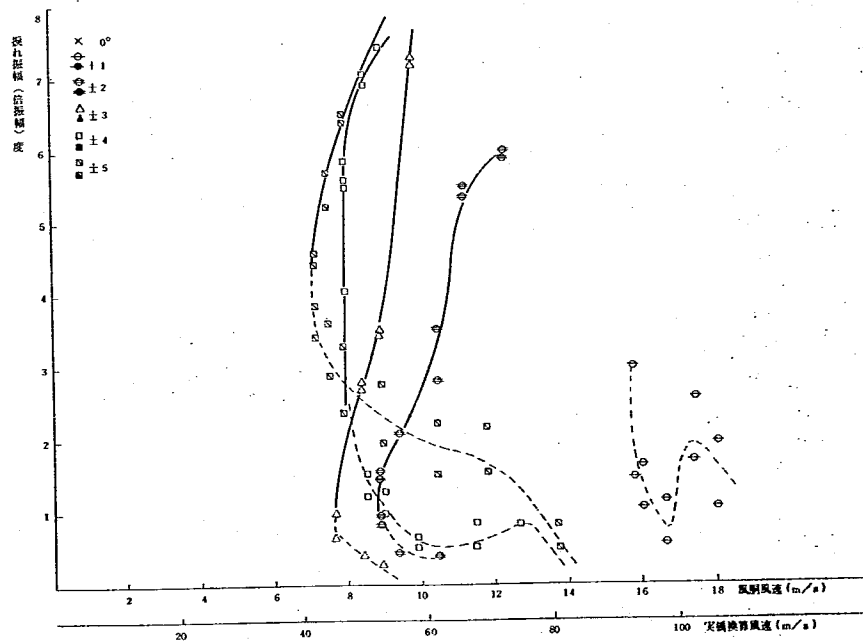


図-4.11 (4) HS-73-DA-20, V~A 曲線

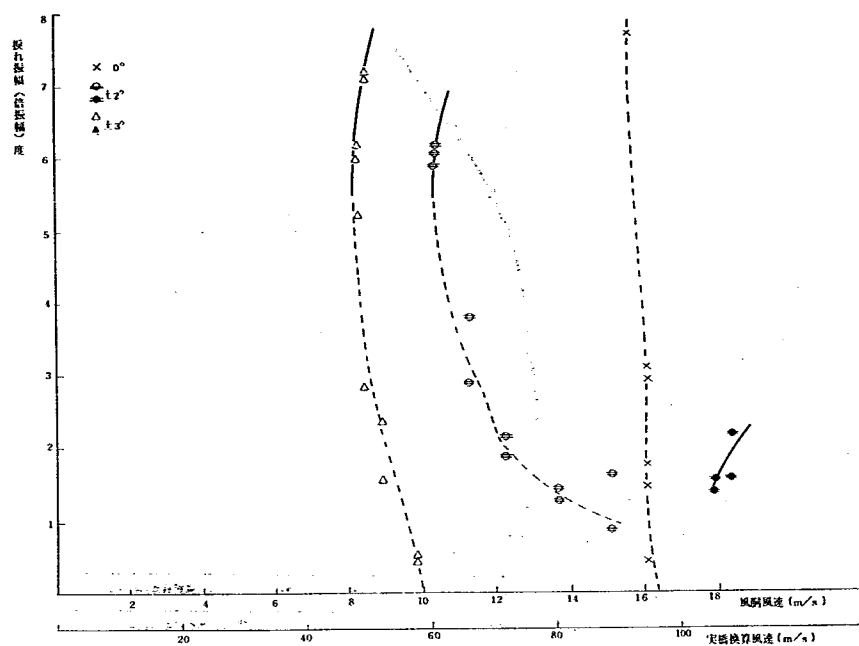


図-4.11(5) HS-73-DA-21, V~A曲線

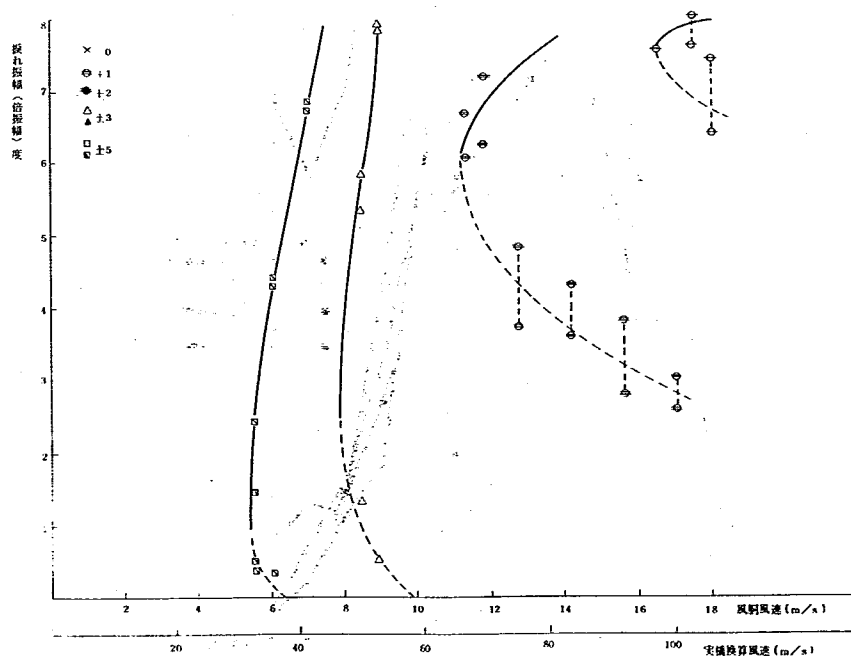


図-4.11(6) HS-73-DA-30, V~A曲線

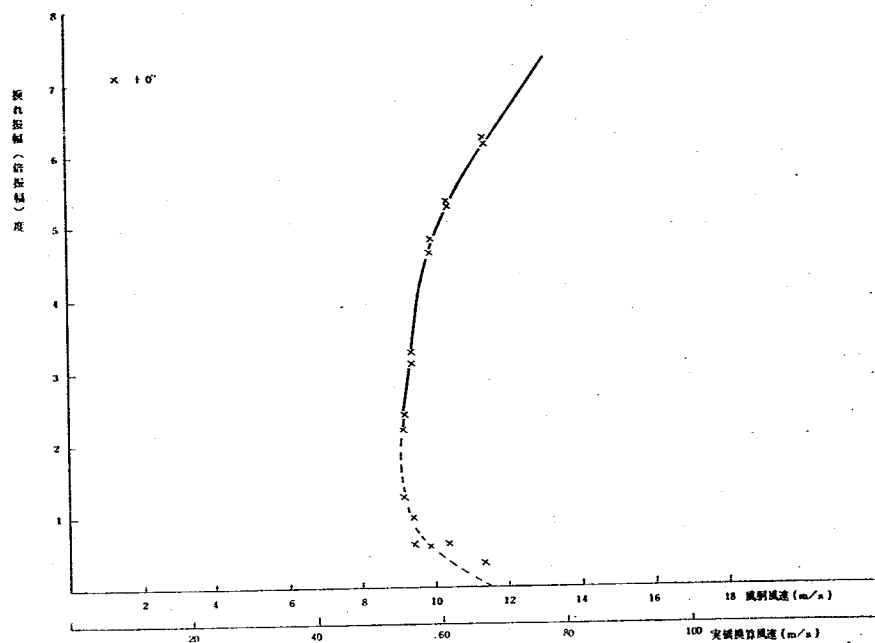


図-4.11(7) HS-73-DA-31, $V \sim A$ 曲線

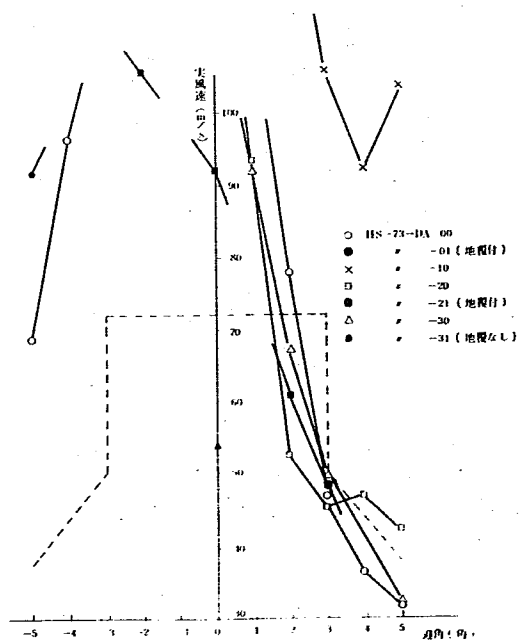


図-4.12 HS-73-DA, $V_c \sim \alpha$ 曲線

4.4 強風下の吊橋の挙動について

4.4.1 ま え が き

強風下の吊橋の挙動は全て時間的に変動するが設計上は風の静的な荷重作用による変形と動的荷重作用による挙動に分けて扱われている。実際の吊橋の耐風設計は静的設計ではよく知られている Moisseitf の弾性分配法や、この解法を改良した Enss の方法が採用されており等分布横荷重のもとでの横変形や応力を算出している。

一方吊橋の動的挙動に対する照査にはもっぱら風洞模型実験による検証が採用されている。吊橋の耐風安定性を支配する因子としては吊橋の形状、吊橋の振動特性、風の特性等が挙げられ各要因に対する研究が実施されている。

以下では風の静的荷重作用による吊橋の3次元の挙動を解析しあわせて撓み振動と振れ振動の解析を実施した。ここで特に吊橋の3次元変形解析を行なったのは吊橋の耐風安定性には吊橋と気流との相対迎角が影響することが明らかになっており横荷重載荷時の吊橋造部の振れ変形を解析するためである。

4.4.2 基本方程式

吊橋の3次元変形の基本方程式はエネルギー法で求めた。以下に式の誘導の基本とした、エネルギー式を求める。なお、実際の解析には吊橋を有限自由度系でおきかえて変形はこの間で直線的に変化すると仮定をおいた。

$$\begin{aligned}
 U = & \sum \int \left(T + \frac{E c A c}{2} \epsilon \right) \epsilon ds + \sum \int \left(P + \frac{E n A n}{2 h} e n \right) e n dx + \int \frac{E I}{2} \left(\frac{\alpha^2 \eta}{\alpha x^2} \right)^2 dx \\
 & + \int \frac{E J}{2} \left(\frac{\alpha^2 \zeta}{\alpha x \omega} \right)^2 dx + \int \frac{G k}{2} \left(\frac{\alpha \varphi}{\alpha x} \right)^2 dx + \int \frac{E T \omega}{2} \left(\frac{\alpha^2 \varphi}{\alpha x^2} \right)^2 dx \\
 & + \sum \int \frac{E I t}{2} \left(\frac{\alpha^2 u t}{\alpha x^2} \right)^2 dx + \int \frac{E J t}{2} \left(\frac{\alpha \omega t}{\alpha x^2} \right)^2 dx + \int \frac{G k t}{2} \left(\frac{\alpha \theta}{\alpha x} \right)^2 dx \\
 & - \sum \int W c v d s - \int W f \eta dx - \sum \int D c \omega d s - \int D f \zeta dx - \int L f \eta dx + \int M f \varphi dx
 \end{aligned}$$

ここに $\sum$ は部材毎の総和を、積分は部材長に関するものである。

η, ζ, φ	補剛桁の鉛直橋軸直角水平、振り変位
$u t, \omega t, \varphi t$	主塔の //
$\epsilon, e n$	ケーブルのひずみ、及び吊材の伸び
E	材料のヤング率、添字はケーブル、 h は吊材を示す。
G	// せん断弾性係数
I, J	吊橋面内及び面外の曲げ剛体、添字 t は塔を示す。

$K, J\omega$	振り剛性及び曲げ振れ剛性
A	部材の断面積, 添字はケーブル, h は吊材を示す。
W	重量, 添字はケーブル, f は補剛桁を示す。
D	鉛直荷重 "
$L f$	補剛桁に作用する横荷重
"	" 振りモーメント

なお, 振動解析は上式から誘導した釣合式をもとに D'Alembert の原理から求めた振動方程式をもとにした。

4.4.3 計算結果

数値計算は以下の如き諸元の吊橋を対象とした。

中央支間長	870 m
側 支間長	330 m
サ グ 比	1/10.8
ケーブル断面積	0.7 m ² /ケーブル
補剛桁断面 2 次モーメント (鉛直)	
" (水平)	
補剛桁振れ剛性	
ケーブル重量	13.46 t/m/bridge
補剛桁重量	38.47 t/m ² /bridge
ケーブル風荷重	0.09 t/m/bridge
吊構造風荷重	1.12 t/m/bridge

図-4.13 は, 鉛直たわみ, 水平たわみ, ねじれの低次の振動モードと, 固有振動数を示しており, 図-4.14 は, 横荷重載荷時の水平たわみとねじれを求めたものである。

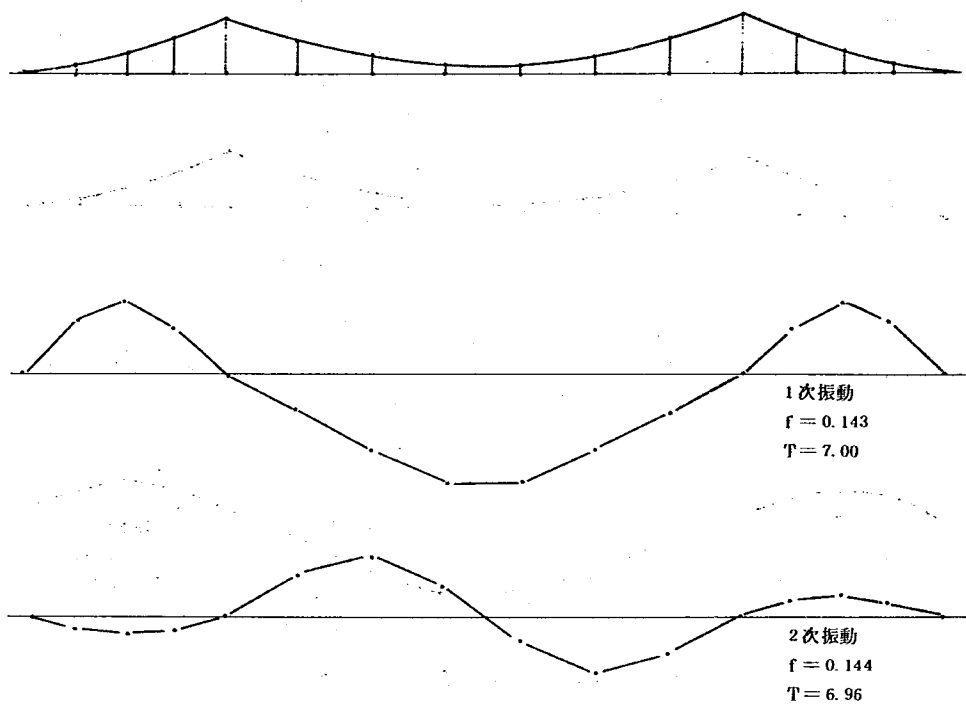


図 - 4. 13 (1) 鉛直たわみ振動

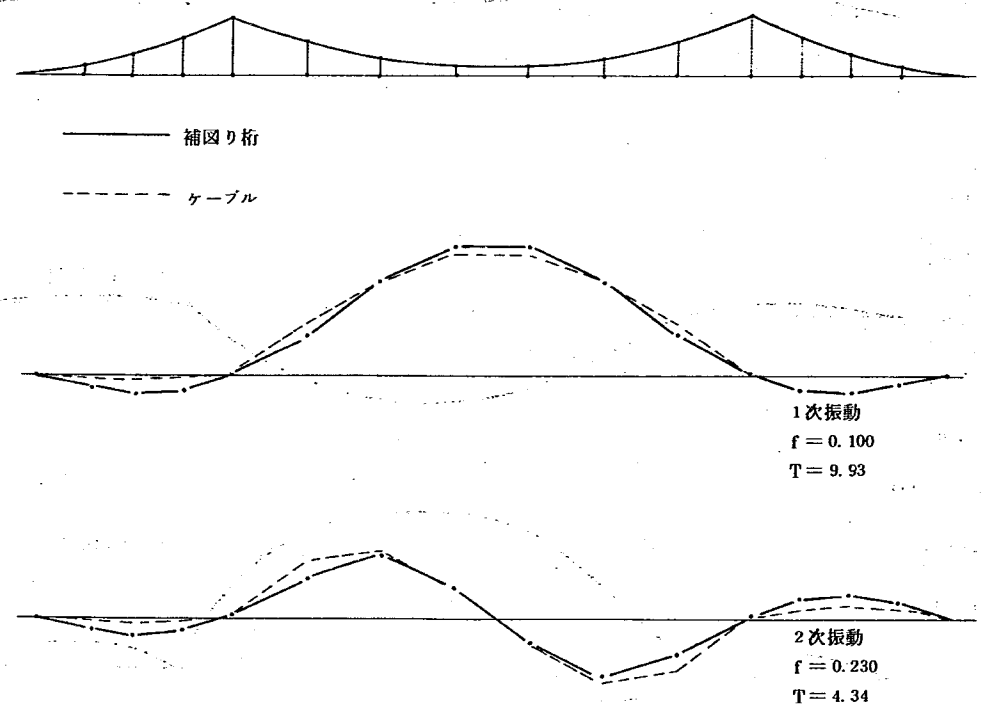


図 - 4. 13 (2) 水平たわみ振動

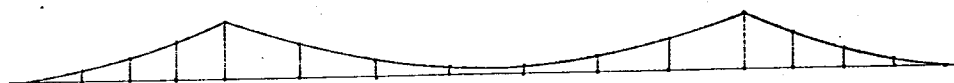


図 - 4. 13 (3) 振 り 振 動

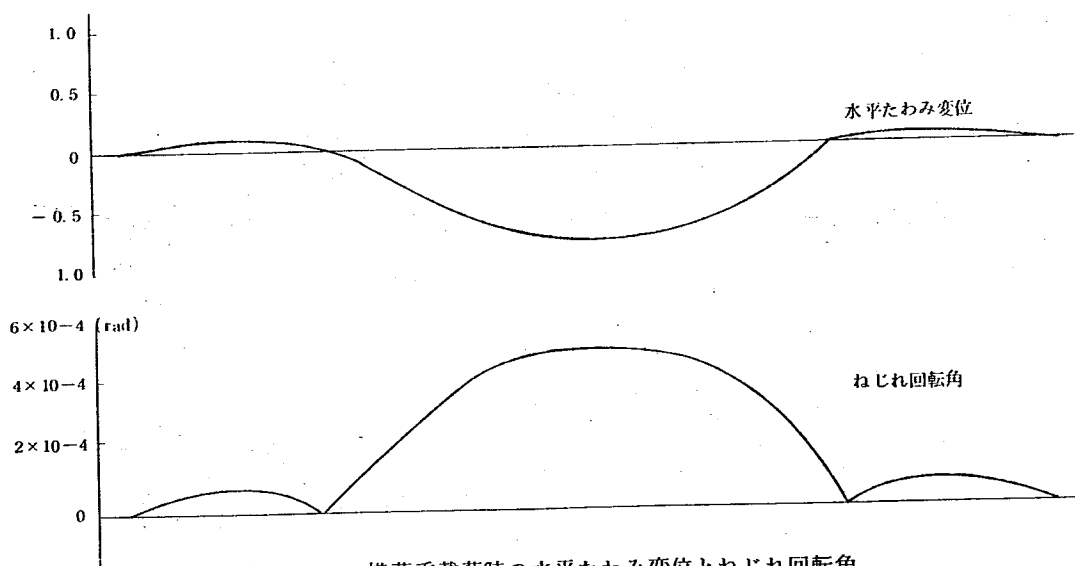
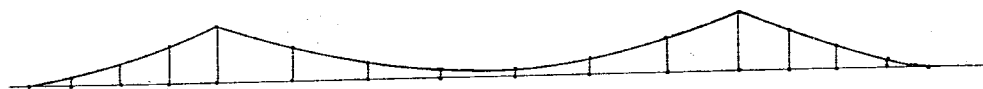


図 - 4. 14 横荷重載荷時の水平たわみ変位とねじれ回転角

4.5 結 論

今年度の調査結果をまとめると次の通りである。

- (1) 鋼床版合成トラス吊橋は、今回の実験では期待したような耐風性が得られなかった。原因追求のため更に多くの風洞模型実験を行なう必要があると思われる。
- (2) 南備讃瀬戸大橋の実施設案として、中央分離帯部に遮蔽物を置くか、B案のように路側部を大幅にグレーチングとするならば耐風性が良い断面となる。A案とその変形については更に検討が必要であると思われる。
- (3) 強風下の吊橋の挙動に関する計算は、計算方式の改造を含め更に進める予定である。

これらの結果より、

- (1) 吊橋の補剛ゲタのせん断中心に横力が作用するという仮定のもとでは、横荷重による補剛ゲタの橋軸直角方向の水平変位によって誘起されるねじれ変形は非常に小さい。
- (2) ただし、実際の風荷重はせん断中心に作用するものではないから、その点については更に検討する必要がある。
- (3) ねじれ振動数についてはケーブルの一格点に3自由度を持たせたこのモデルと1つの自由度しか考慮していない従来の計算法の結果とは、低次モードでは非常に良い一致を示している。したがって低次モードを求めるには従来の方法が有効であろう。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所 “本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告書” 土木研究所資料№ 816
昭和 48 年 3 月
- 2) 田村周平 “吊橋補剛トラスと床組鋼床板との合成構成について” 第 3 回海を渡る長大橋建設技術講習会テキスト 昭和 48 年 12 月 日本ダム協会

第5章 高橋脚橋梁などの地震時の 変形に関する解析

振動研究室

栗林栄一

飯田 裕

福田富三

5.1 概 説

本州四国連絡橋番の洲高架橋を対象として、中小地震による変形の解析を実施した。解析は橋脚高さ 55 m、杭長 30 m および橋脚高さ 35 m、杭長 60 m の 3 径間橋梁各一連上下部全体について行なった。

5.2 解析計算の概要

橋梁の地震応答解析においては基礎構造のモデル化が重要である。杭基礎橋梁においては静的変形計算から杭基礎をばねに直換し、橋梁をばねに支持された構造系とみなして解析することができる。しかしながらこの方法は、杭と地盤の相互作用のモデルとしては必ずしも十分なものではない。そこでここではばねモデルの他 2 次元有限要素モデルを用いて解析を行なった。すなわち杭は比較的柔軟性に富む構造とみなせるのでその横変形抵抗を無視し地表面にフーチングが剛結されているものとする。あるいは杭基礎の部分だけ地盤が改良され剛性が高くなっているものとする。まず有限要素モデルにより杭基礎—地盤系の応答解析を実施し、地表面フーチング位置における絶対加速度、応答変位を求め、それをフーチングの入力として、杭基礎に支持される構造系の解析を実施した。解析の対象とした高架橋を図—5.1、力学モデルを図—5.2 に示す。図—5.3 に杭基礎—地盤系の有限要素モデルを示す。減衰定数は有限要素モデルについては 20 %、橋脚、桁についてはそれぞれ 5 %、2 % とした。

5.3 解析計算の結果

解析計算は橋軸方向、橋軸直角方向両方向について行なった。ここでは車両の走行性に関する橋軸直角方向の計算結果について報告する。表—5.1 に有限要素モデルの計算条件を示す。図—5.4、5.5 に有限要素モデルの応答解析結果、図—5.6 に高架橋 A の変位経時応答を示す。越前沖地震の岩屋記録を基盤入力として有限要素モデルの応答絶対加速度波形より計算した応答スペクトルおよびその他入力として用いた応答スペクトルを図—5.7 に示す。高架橋 A および B の解析結果をそれぞれ表—5.2、5.3 に示す。

5.4 結 論

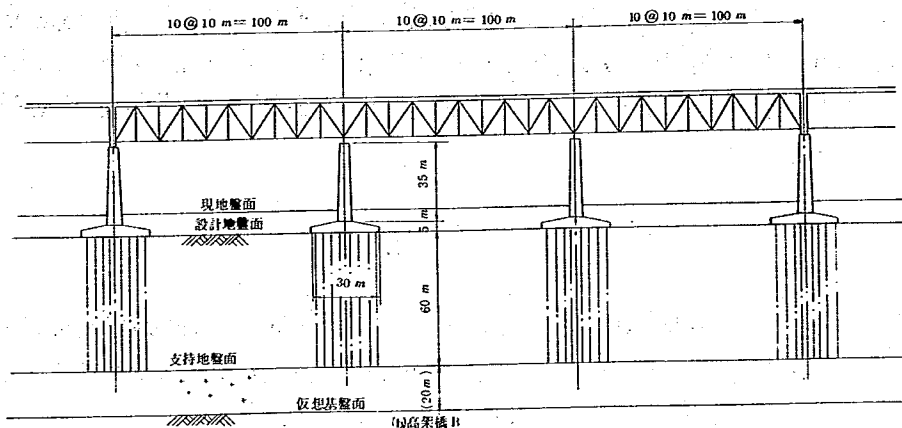
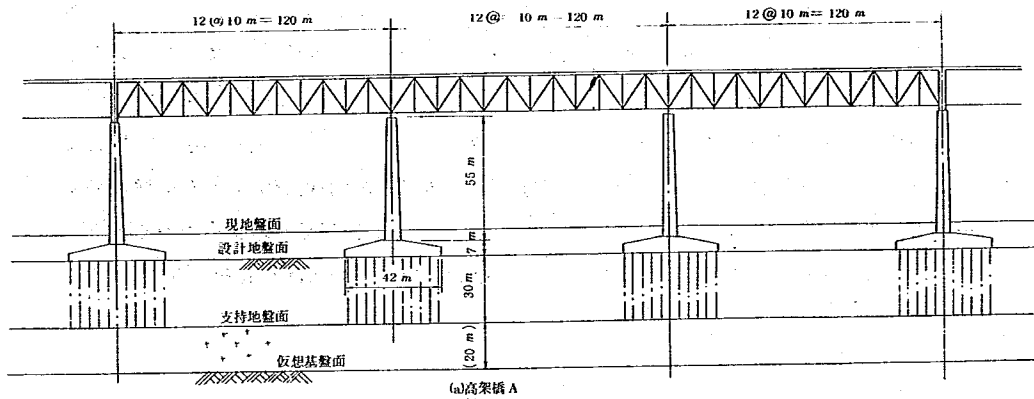
杭基礎—地盤系を 2 次元有限要素モデルにより解析し、番の洲高架橋の地震時の変形を解析した結果、基盤に 100 gal の地震入力を想定した場合、上部構造の橋軸直角方向には約 10 cm 程度の変位が生ずることが判明した。またこの場合の振動数は約 1 c/s と予想される。

表一 5.1 杭基礎地盤系有限要素モデルの計算条件

(1) 有限要素のヤング係数 $E (\times 10^4 \text{ t/m}^2)$

ケース 区 分	高 架 橋 A 支 持 地 盤						高架橋 B 支持地盤	
	杭 の 横 剛 性 無 視			杭 の 横 剛 性 考 慮			杭 無 視	杭 考 慮
	ケース A 1	ケース A 2	ケース A 3	ケース A 4	ケース A 5	ケース A 6	ケース B 1	ケース B 2
根入れ地盤	1.12	0.56	2.24	1.12	0.56	2.24	1.12	1.12
杭基礎部分	1.12	0.56	2.24	12.1	11.6	13.2	1.12	12.1
基 盤	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0

(2) 密度, ポアソン比は各ケース共通 $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3, \nu = 0.3$



図一 5.1 解析の対象とした高架橋

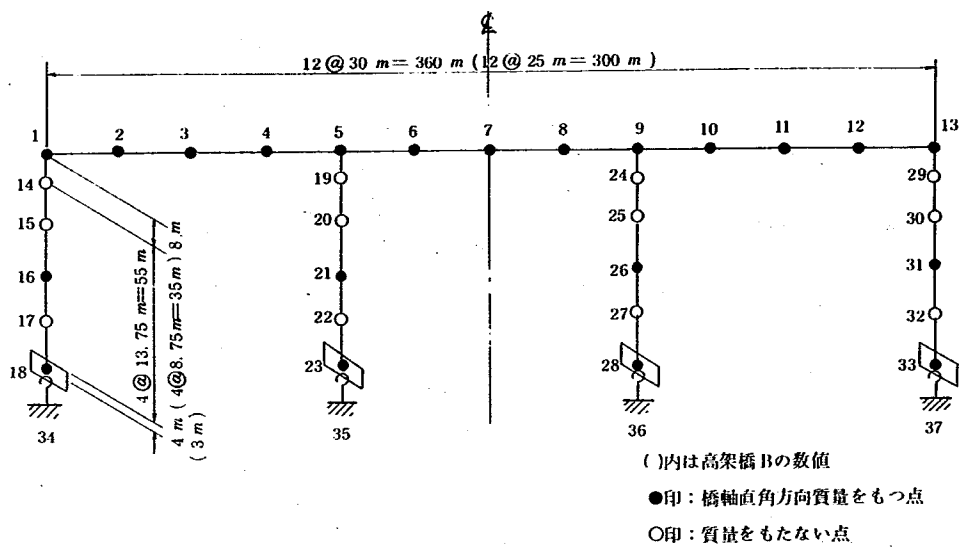


図-5.2 高架橋橋軸直角方向力学モデル

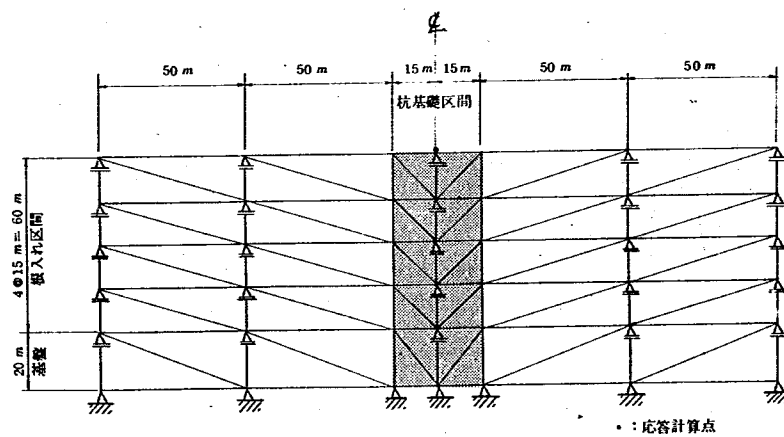
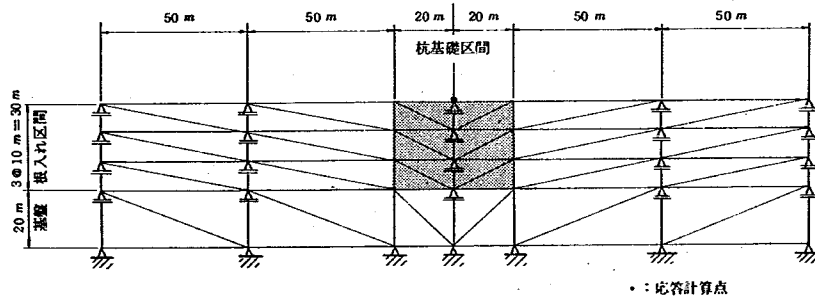


図-5.3 杭基礎-地盤系有限要素モデル

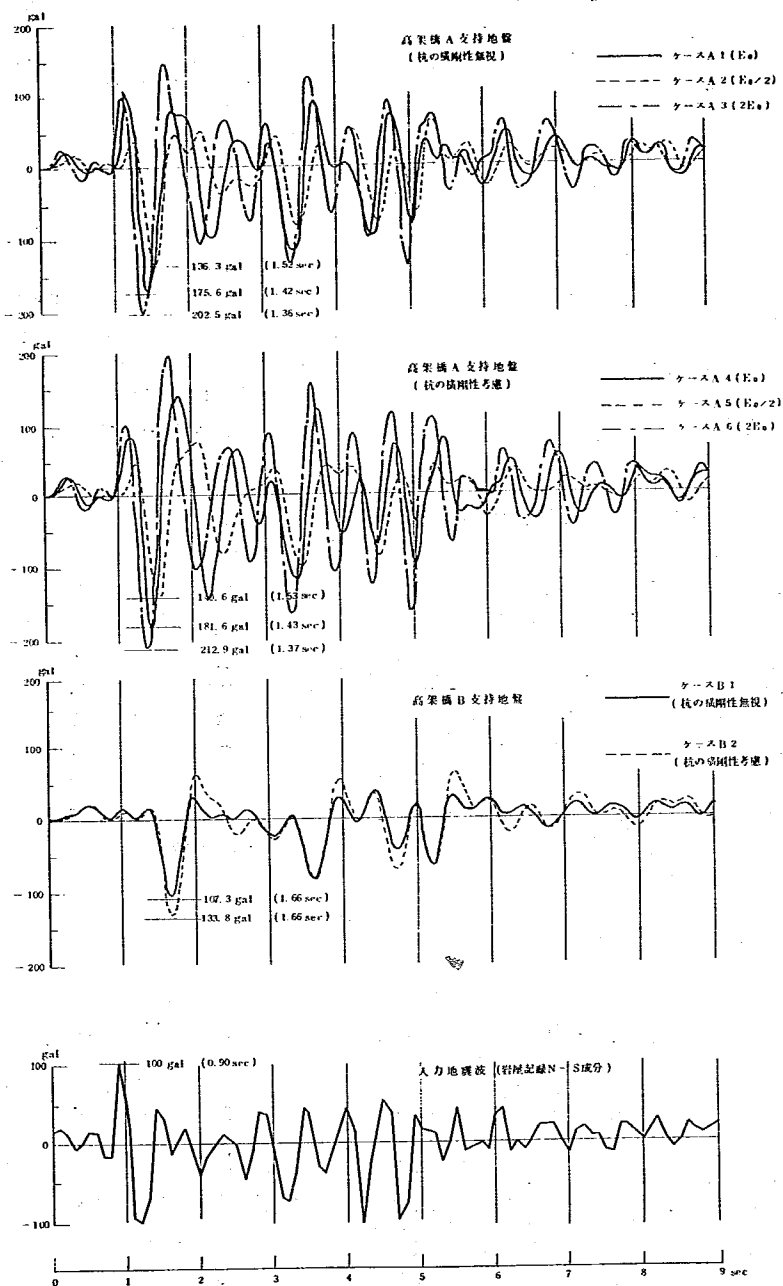


図-5.4 越前岬沖地震岩屋記録 N-S 成分を基盤入力とした場合の地表面フーチング位置における絶対加速度 ($h = 0.20$)

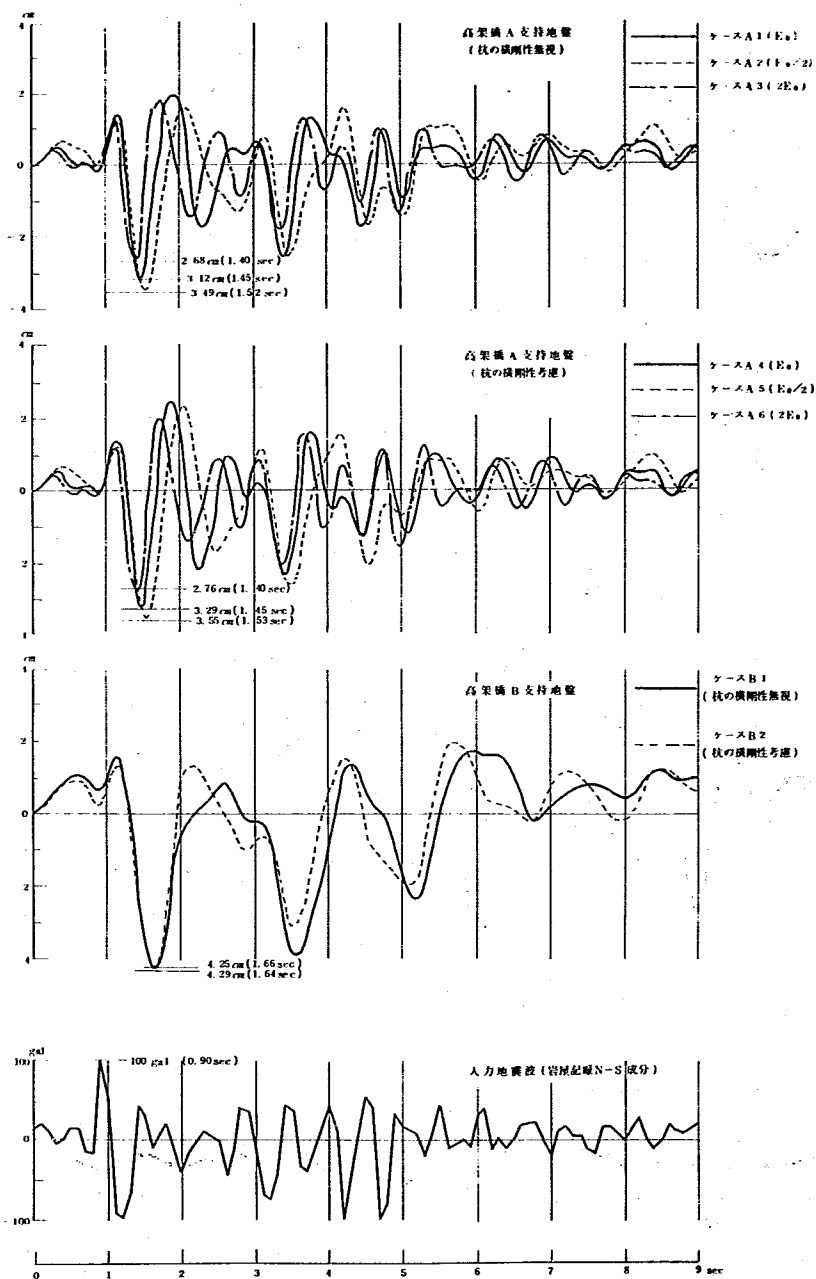


図- 5. 5 越前岬沖地震岩屋記録 N-S 成分を基盤入力とした場合の地表面フーチング位置における応答変化 ($h = 0.20$)

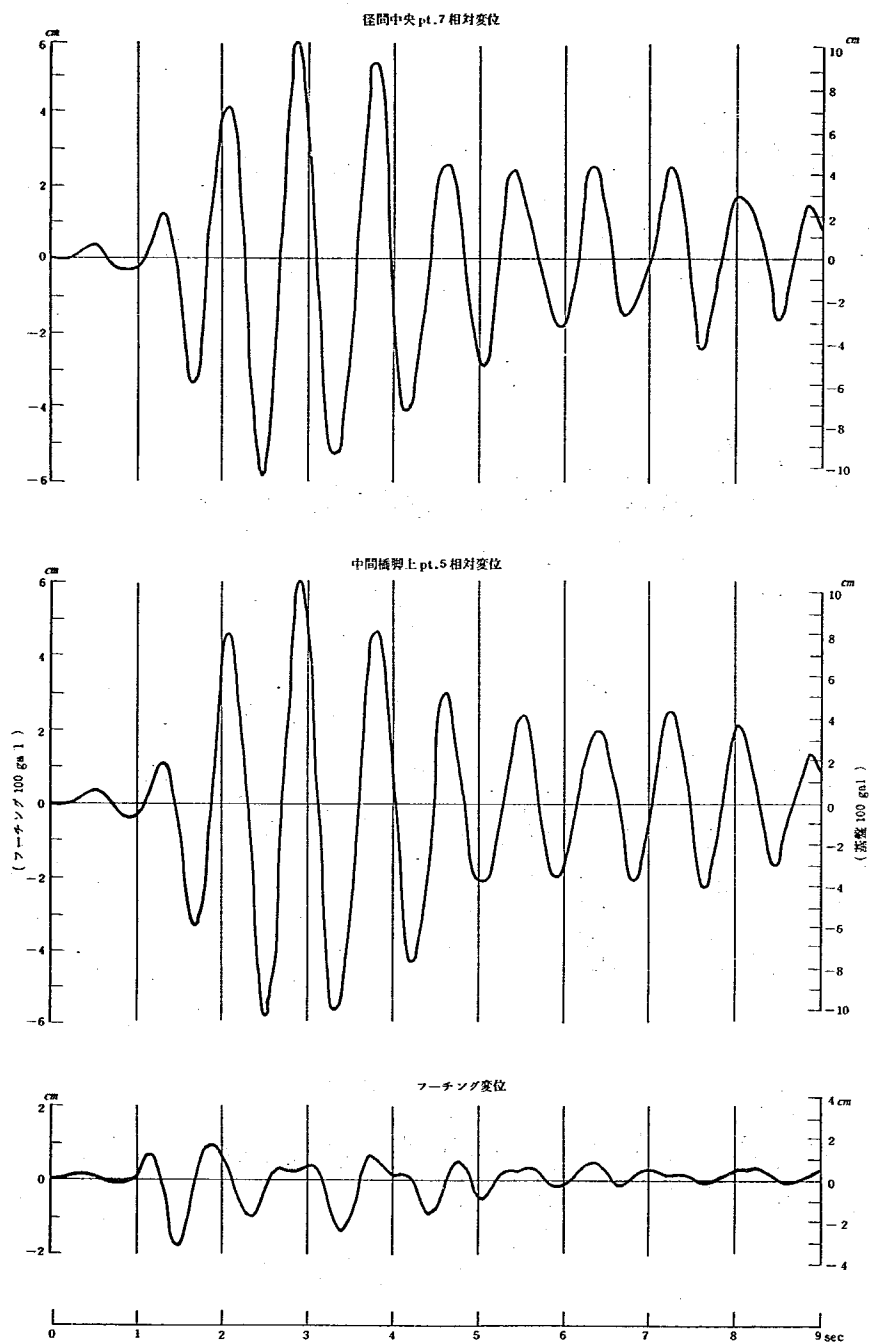


図-5.6 橋軸直角方向変位経時応答 (ケース A 1)
 $h = 0.05$ (橋脚), 0.02 (桁)

表-5.2 高架橋Aの橋軸直角方向応答値

(入力: フーチング100 gal)

応答の種類・位置			直接 応 答		応 答 ス ペ ク ト ル								
			ケース A 1	ケース A 4	ケース A 1	ケース A 2	ケース A 3	ケース A 4	ケース A 5	ケース A 6	越 前 脚 沖	十勝沖	本 指 四 針
水 平 変 位 (cm)	上 部 構 造	1	5.56	7.15	5.68	3.82	5.35	7.12	5.78	5.31	3.63	6.78	5.16
		2	7.71	9.64	7.82	5.26	7.36	9.80	7.96	7.31	4.99	9.34	7.10
		3	8.22	10.51	8.65	5.84	8.16	10.83	8.80	8.11	5.61	10.33	7.86
		4	7.37	9.40	7.83	5.28	7.37	9.80	7.96	7.33	5.05	9.34	7.11
		5	6.07	7.74	6.52	4.38	6.13	8.17	6.63	6.08	4.13	7.78	5.91
		6	5.85	7.48	6.36	4.29	6.00	7.97	6.47	5.97	4.12	7.60	5.78
		7	6.01	7.62	6.51	4.41	6.16	8.15	6.62	6.14	4.32	7.79	5.93
	端 橋 脚	1	5.56	7.15	5.68	3.82	5.35	7.12	5.78	5.31	3.63	6.78	5.16
		16	2.31	2.98	2.36	1.59	2.23	2.96	2.40	2.21	1.51	2.82	2.15
		18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	中 間 橋 脚	5	6.07	7.74	6.52	4.38	6.13	8.17	6.63	6.08	4.13	7.78	5.91
		21	2.57	3.28	2.76	1.86	2.60	3.46	2.81	2.58	1.75	3.30	2.51
		23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
曲 げ モー メント ($\times 10^5 \text{ tm}$)	端 橋 脚	14	0.259	0.334	0.266	0.179	0.250	0.333	0.270	0.248	0.170	0.317	0.243
		16	1.142	1.475	1.167	0.786	1.099	1.462	1.188	1.091	0.746	1.393	1.068
		18	2.335	3.003	2.384	1.605	2.245	2.988	2.425	2.229	1.524	2.847	2.165
	中 間 橋 脚	19	0.278	0.357	0.297	0.199	0.279	0.372	0.302	0.277	0.188	0.354	0.270
		21	1.224	1.570	1.310	0.881	1.232	1.642	1.333	1.222	0.831	1.563	1.192
		23	2.549	3.251	2.737	1.839	2.575	3.431	2.785	2.554	1.734	3.268	2.484
基 礎 反 力	端 橋 脚	F	4.374	5.556	4.438	2.995	4.182	5.557	4.514	4.155	2.863	5.297	4.064
		My	2.509	3.225	2.562	1.724	2.412	3.210	2.606	2.395	1.638	3.059	2.326
		T	0.023	0.029	0.025	0.018	0.024	0.031	0.025	0.024	0.020	0.030	0.023
	中 間 橋 脚	F	4.732	6.002	5.103	3.431	4.801	6.395	5.191	4.762	3.240	6.090	4.647
		My	2.739	3.491	2.941	1.977	2.767	3.687	2.993	2.745	1.864	3.511	2.670
		T	0.010	0.012	0.019	0.008	0.010	0.012	0.010	0.011	0.012	0.012	0.010

F: 水平反力 ($\times 10^3 \text{ t}$)My: 回転反力 ($\times 10^5 \text{ tm}$)T: ねじり反力 ($\times 10^5 \text{ tm}$)

表-5.3 高架橋Bの橋軸直角方向応答値

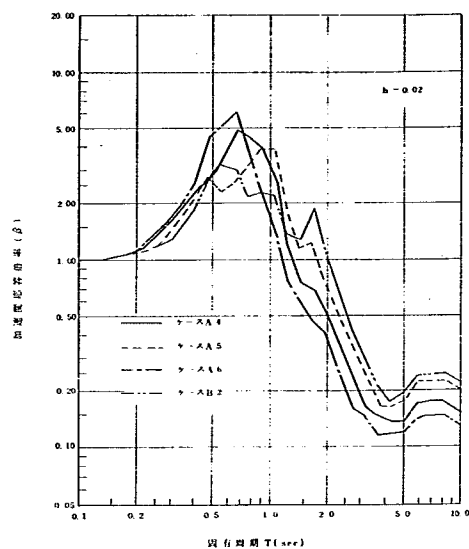
(入力: フーチング 100 gal)

応答の種類・位置			直接 応 答		応 答 ス ペ ク ト ル			
			ケース B 1	ケース B 2	ケース B 1	ケース B 2	起前脚沖	十 勝 沖
水平 変 位 (cm)	上 部 構 造	1	5.20	6.76	5.06	6.39	4.30	8.44
		2	5.75	7.48	5.56	7.01	4.72	9.26
		3	6.02	7.85	5.80	7.31	4.93	9.66
		4	5.98	7.80	5.74	7.23	4.87	9.56
		5	5.83	7.62	5.59	7.05	4.75	9.32
		6	5.91	7.73	5.66	7.13	4.81	9.43
		7	5.98	7.83	5.73	7.22	4.87	9.54
	端 橋 脚	1	5.20	6.76	5.06	6.39	4.30	8.44
		16	2.19	2.84	2.13	2.69	1.81	3.55
		18	0	0	0	0	0	0
	中間橋脚	5	5.83	7.62	5.59	7.05	4.75	9.32
		21	2.46	3.21	2.35	2.97	2.00	3.92
		23	0	0	0	0	0	0
曲 げ モー メント ($\times 10^5$ tm)	端 橋 脚	14	0.1209	0.1573	0.1169	0.1473	0.0999	0.2040
		16	0.3765	0.4893	0.3653	0.4603	0.3126	0.6487
		18	0.6773	0.8800	0.6591	0.8310	0.5600	1.1508
	中間橋脚	19	0.1285	0.1675	0.1231	0.1552	0.1049	0.2130
		21	0.4186	0.5460	0.4000	0.5043	0.3408	0.7015
		23	0.7594	0.9923	0.7276	0.9174	0.6181	1.2580
基 礎 反 力	端 橋 脚	F	1719	2232	1685	2122	1446	2803
		My	72880	94690	70957	89461	60285	118231
		T	561	738	525	661	454	680
	中間橋脚	F	1948	2550	1874	2362	1599	3121
		My	81780	106900	78382	98825	66582	130593
		T	96	107	90	110	104	161

F: 水平反力 (t)

My: 回転反力 (tm)

T: ねじり反力 (tm)



(a) 固定基礎N-S成分を振動入力とした有限要素モデル地表面ノード位置における応答スペクトル(柱の振動方向)

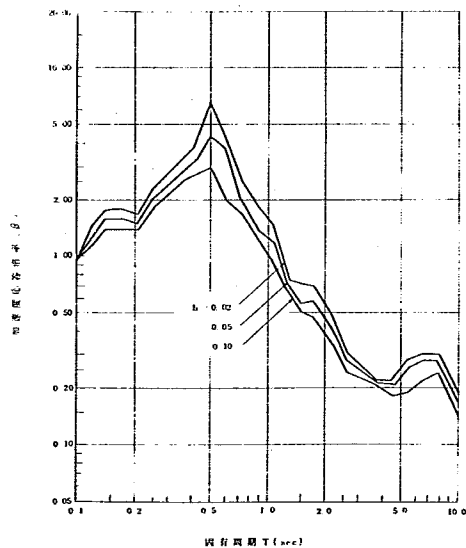


図5.7(b) 固定基礎N-S成分を振動入力とした有限要素モデル地表面ノード位置における応答スペクトル(柱の振動方向)

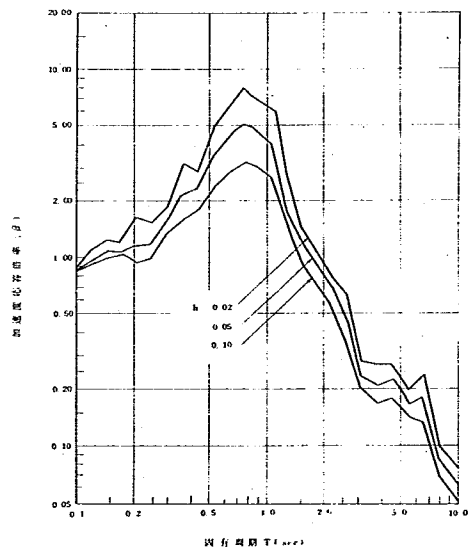


図5.7(c) 固定基礎N-S成分を振動入力とした有限要素モデル地表面ノード位置における応答スペクトル(柱の振動方向)

図-5.7 解析に用いた応答スペクトル

第 6 章 吊橋下部構造の耐震性に関する 実験および解析

振動研究室

栗林 栄一

岩崎 敏男

飯田 裕

若林 進

木本 正則

市川 秀樹

6.1 概 説

本州四国連絡橋として計画されている各種の橋のうち明石海峡大橋の下部構造の模型による耐震実験および解析を実施した。

実験は、本州四国連絡橋公団、科学技術庁国立防災科学技術センターおよび建設省土木研究所の3機関の協力のもとに昭和48年11月～12月の間に国立防災センター大型耐震実験室（筑波）で実施された。

6.2 実験および解析の概要

実験では、脚付きケーソン基礎の動的特性および基礎・地盤系における地盤の動的特性（付加質量効果等）を検討するため次の3種類のケーソン基礎模型を用いた。

i) 付加質量実験用ケーソン基礎模型

付加質量効果の実験を行なう目的で製作した $20\text{ cm} \times 20\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ の箱（アルミニウムフレーム＋重量プレート）である。このケーソンを用い根入れを 20 cm 、 35 cm 、重量を 10 、 40 、 75 Kg と変化させて実験を行なった。

ii) ケーソン基礎模型

明石海峡大橋の主塔基礎ケーソン橋脚 Y-3 MP を対象とした模型。縮尺は、長さ $1/150$ 、密度 $1/2$ 、時間 $1/5$ である。（ $20\text{ cm} \times 40\text{ cm} \times 45\text{ cm}$ アルミニウムフレーム＋重量プレート）

iii) 脚付きケーソン基礎模型

プロトタイプはない。ii) のケーソン底面に直径 2 cm 、長さ 20 cm のアルミ棒を12本または $20\text{ mm} \times 1\text{ mm}$ 、長さ 20 cm の鋼板を12枚取り付けたもの。躯体部は ii) のケーソンと同じである。

地盤模型は 4 m 四方厚さ $80 \sim 95\text{ cm}$ とし、弾性定数は明石層 A を想定して約 5 Kg/cm^2 になるよう調節配合したアクリル・アマイド系地盤注入剤を使用した。

加振実験は、振動台により正弦波、ランダム波、地震記録波形加振および小型起振機による基礎先端加振を行なった。同時に模型の静的性状を明らかにするための平板載荷試験、基礎模型の水平、鉛直載荷試験などの一連の静的試験を平行して実施した。

解析では2次元有限要素法を用いて固有振動解析および静的解析を実施し、固有振動数、固有振動モードおよびケーソンに作用する地盤のばね等について実験値と比較した。

6.3 結 論

1) 脚付きケーソンは脚のないケーソンと大差ない動的挙動を示すので脚のあることによって地震時の変位を抑制する効果は小さいものと言えよう。しかしシャーキーとしては大きな抵抗力をもつ特長が脚付きケーソンにはあるものと考えられる。

2) 地盤中に根入れすることにより基礎構造の固有周期は確実に短縮される。したがって根入れによ

る地震時の変位の抑制効果は大きいものと言えよう。

3) 地盤は上層の比較的軟質な地層が地震時に比較的大きな変位を示すことが予想される。しかしながらそれが橋全体に及ぼす影響は軽微なものと考えておいてよいであろう。

表 - 6.1 模型の縮尺

物 理 量	記 号	次 元	縮 尺 率
			$L^*=150, \rho^*=2, t^*=5$
長 さ	L	L	1.50×10^2
面 積	A	L^2	2.25×10^4
断面 2 次 モーメント	I	L^4	5.06×10^8
密 度	ρ	ρ	2
質 量	M	ρL^3	6.75×10^6
質 量 回 転 慣 性	J	ρL^5	1.52×10^{11}
力 (荷 重)	F	$\rho L^4 t^{-2}$	4.05×10^7
弾 性 係 数	E or G	$\rho L^2 t^{-2}$	1.80×10^3
時 間	T	t	5
振 動 数	f	t^{-1}	1/5
加 速 度	a	$L t^{-2}$	6

・縮尺の基本量

表 - 6.3 静的試験の種類

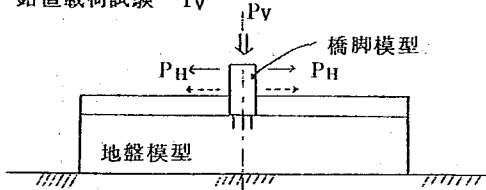
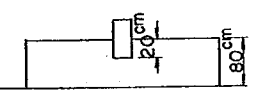
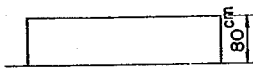
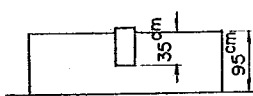
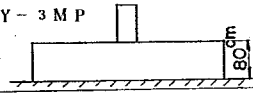
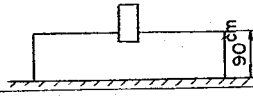
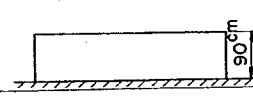
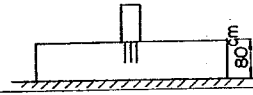
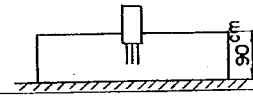
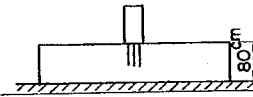
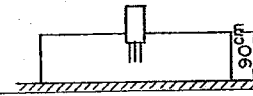
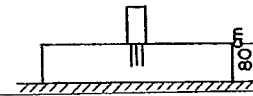
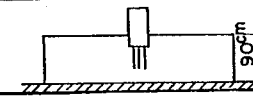
地盤のみ	平板載荷試験 $\phi 20\text{ cm}$ 地盤厚 60 cm 80 cm 95 cm で行なう。																								
地盤 + 基礎	水平（橋軸方向）載荷試験 P_H 鉛直載荷試験 P_V  載荷試験ケース（○印 水平、鉛直載荷） <table><tr><th rowspan="2">基礎種類</th><th colspan="4">根入れ深さ</th></tr><tr><th>0cm</th><th>10cm</th><th>20cm</th><th>35cm</th></tr><tr><td>脚付きケーソン</td><td>○</td><td>○</td><td>—</td><td>—</td></tr><tr><td>ケーソン</td><td>○</td><td>○</td><td>—</td><td>—</td></tr><tr><td>付加質量実験用ケーソン</td><td>○</td><td>—</td><td>○</td><td>○</td></tr></table>	基礎種類	根入れ深さ				0cm	10cm	20cm	35cm	脚付きケーソン	○	○	—	—	ケーソン	○	○	—	—	付加質量実験用ケーソン	○	—	○	○
基礎種類	根入れ深さ																								
	0cm	10cm	20cm	35cm																					
脚付きケーソン	○	○	—	—																					
ケーソン	○	○	—	—																					
付加質量実験用ケーソン	○	—	○	○																					

表-6.4 振動実験の種類

TEST NO.	内 容	模 型 状 態
1	(1) 付加質量実験 (1) ケーソン根入れ 20 cm 。 ケーソン重量 (小) (10 kg) { 正 弦 波 ランダム波	付加質量実験用ケーソン
2	。 ケーソン重量 (中) (40 kg) { 正 弦 波 ランダム波	
3	。 ケーソン重量 (大) (80 kg) { 正 弦 波 ランダム波	
4	(2) 地盤のみ (地盤高 80 cm) { 正 弦 波 ランダム波	
5	(3) ケーソン根入れ 35 cm 。 ケーソン重量 (大) (80 kg) { 正 弦 波 ランダム波	
6	。 ケーソン重量 (中) (40 kg) { 正 弦 波 ランダム波	
7	(2) ケーソン実験 (1) ケーソン根入れ無し (ケーソン重量 = 50 kg) { 正 弦 波 ランダム波	Y-3MP 
8	(2) ケーソン根入れ 10 cm { 正 弦 波 ランダム波 地震記録波	
9	(3) 地盤のみ (地盤高 90 cm) { 正 弦 波 ランダム波	
10	(3) 脚付ケーソン実験 (その1) (1) ケーソン根入れ無し (ケーソン重量 = 50 kg) { 正 弦 波 ランダム波	
11	(2) ケーソン根入れ 10 cm { 正 弦 波 ランダム波 地震記録波	
12	(4) 脚付ケーソン実験 (その2) (1) ケーソン根入れ無し (ケーソン重量 = 50 kg) { 正 弦 波 ランダム波	
13	(2) ケーソン根入れ 10 cm { 正 弦 波 ランダム波 地震記録波	
14	(5) 脚付ケーソン実験 (その3) (1) ケーソン根入れ無し (ケーソン重量 = 50 kg) { 正 弦 波 ランダム波	
15	(2) ケーソン根入れ 10 cm { 正 弦 波 ランダム波 地震記録波	

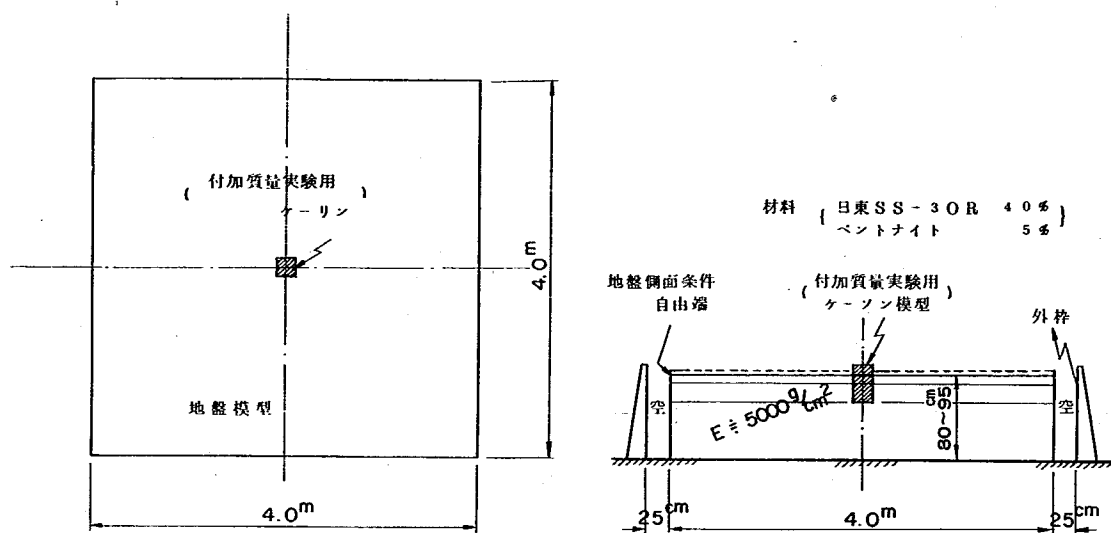


図-6.1 地盤模型

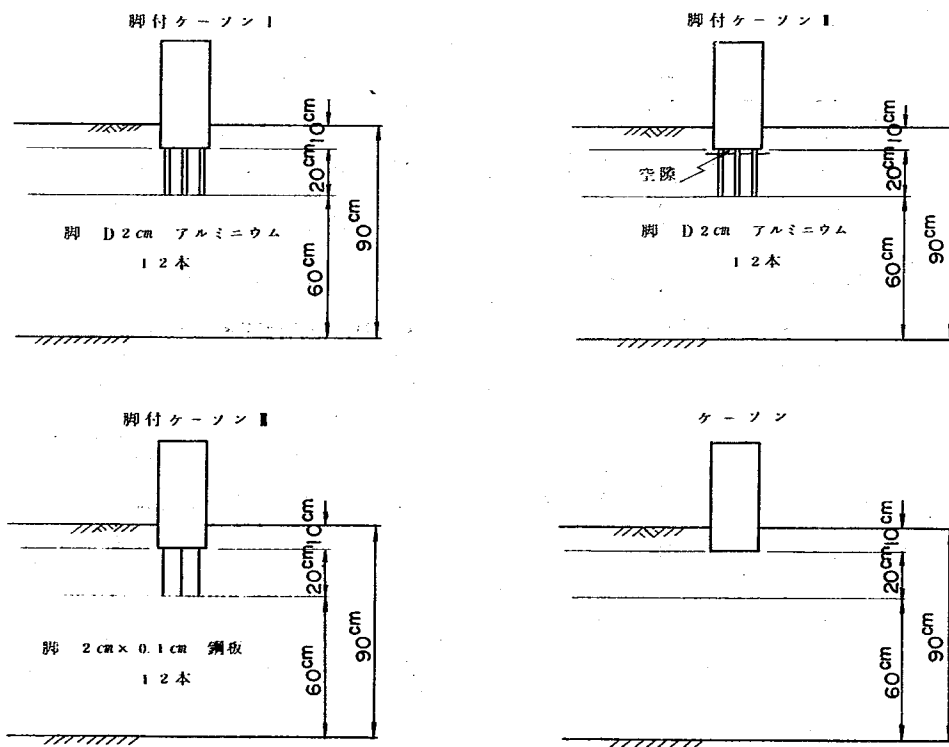


図-6.2 実験一般図

ケーソン本体 (アルミニウム)

E-E

F-F

重錘 (SS11)

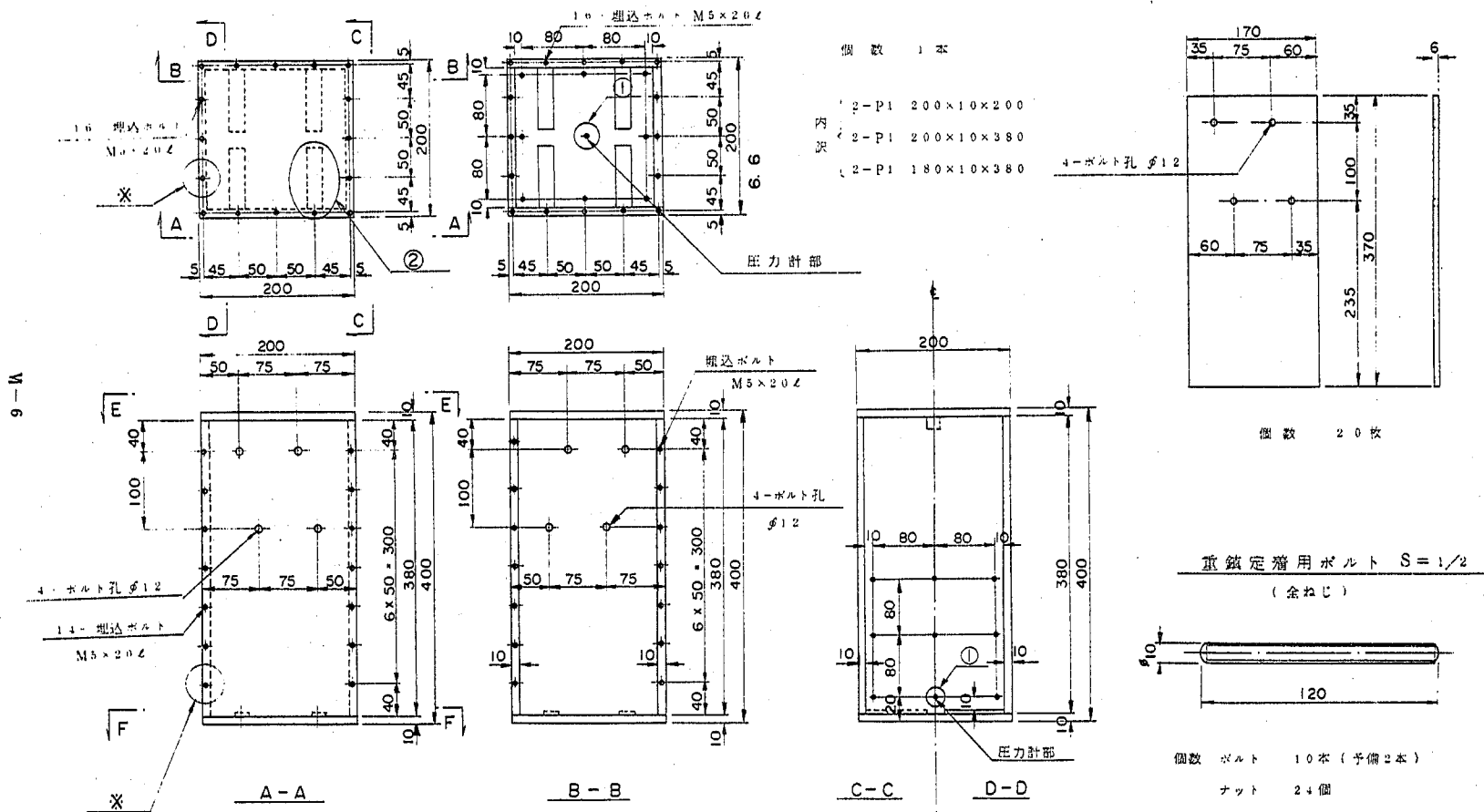


図-6.3 付加質量実験用

ケーソン基礎模型

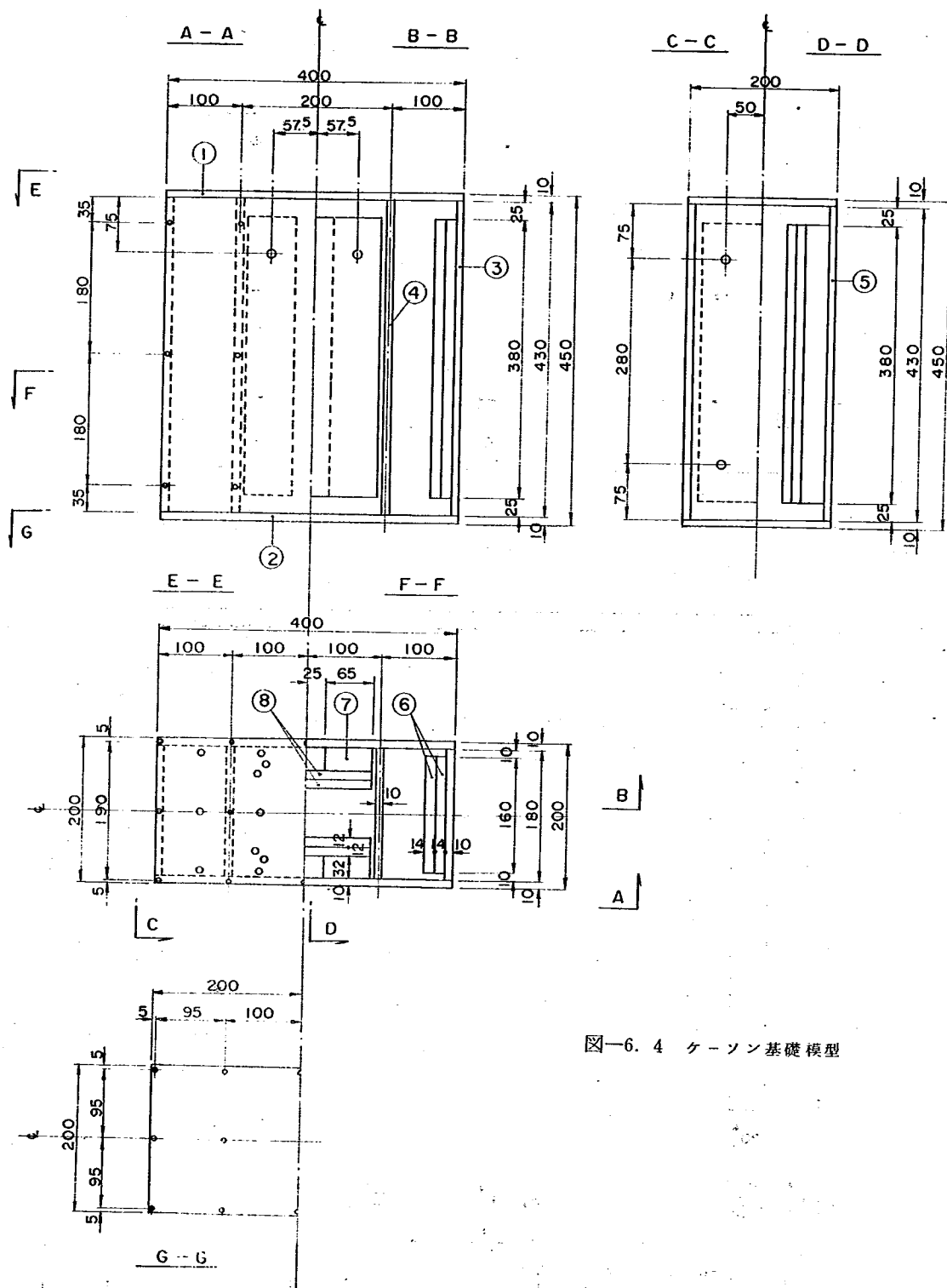
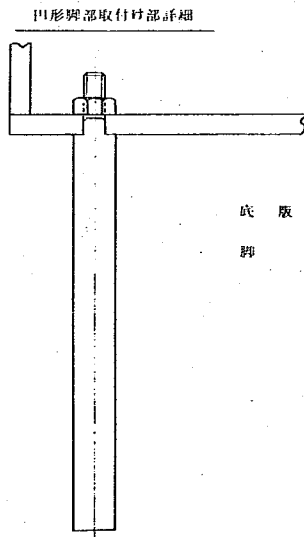
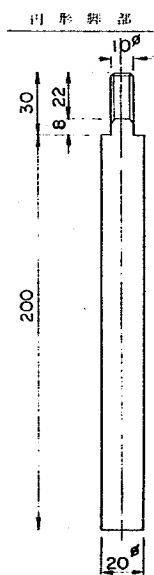
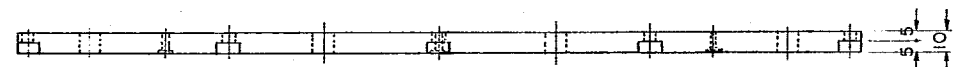
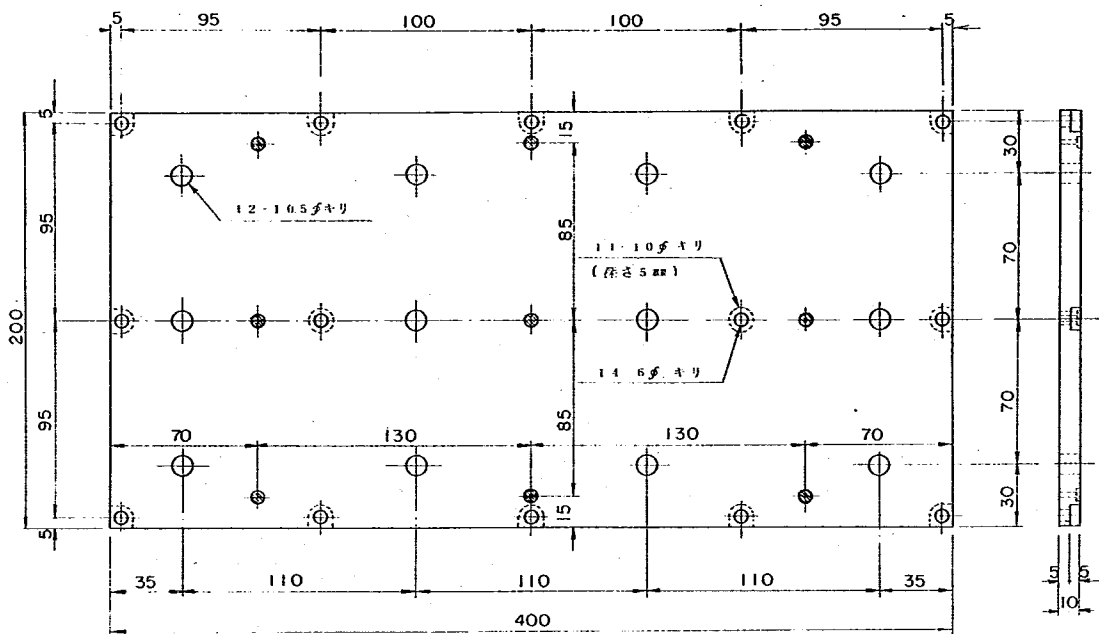


図-6.4 ケーソン基礎模型

脚付ケ ソン 底板 その 1

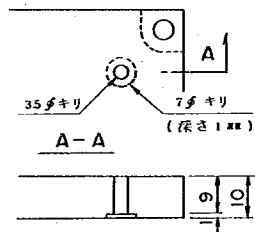
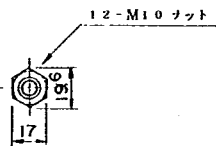
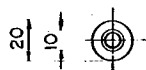


底版 アルミニウム 1枚

脚 12本

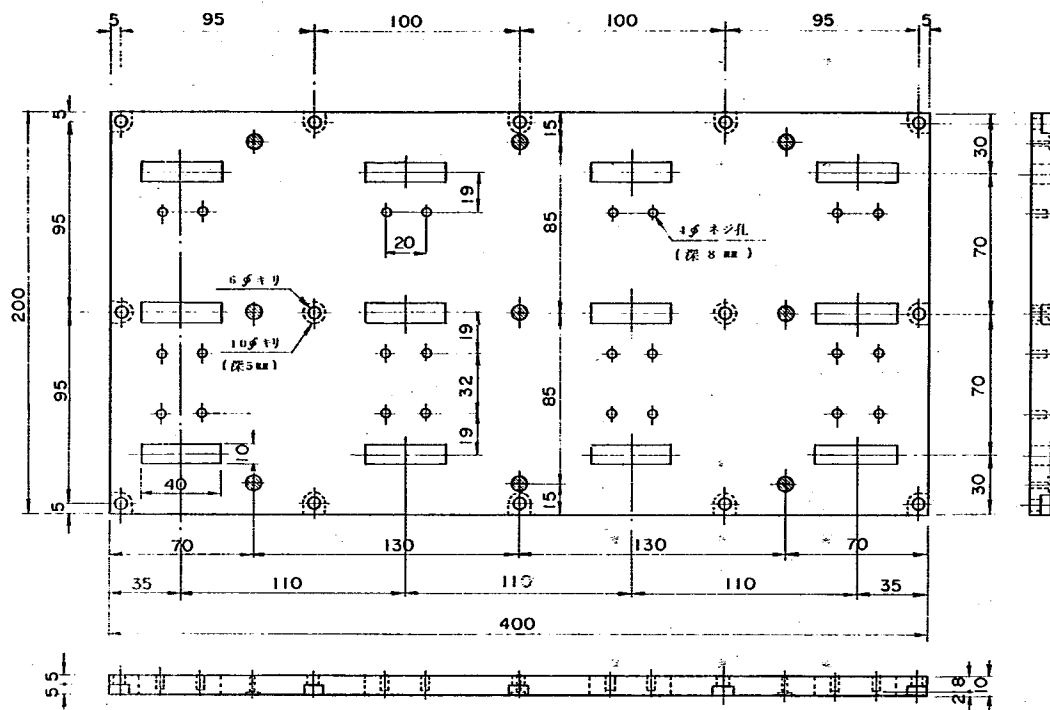
● は圧力計を示す

圧力計取り付け部



図一6. 5 脚付ケ-ソン基礎 脚模型 (その1)

脚付ケーソン模型その2



矩形梁部

脚補剛プレート

脚固定アングル

脚取り付け部詳細

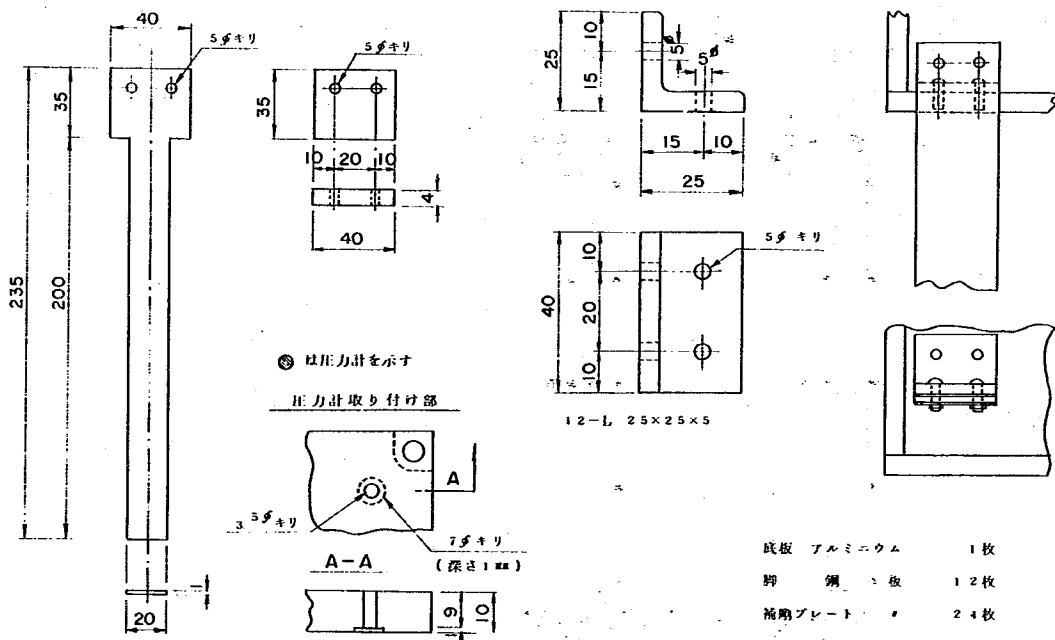
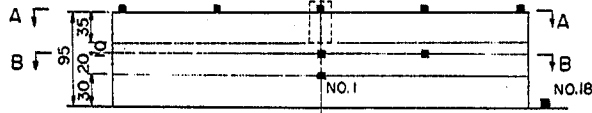
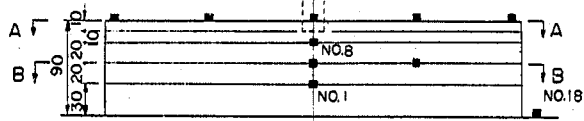


図-6. 6 脚付ケーソン基礎 脚模型 (その2)

計器配置図



付加質量ケーソン実験



ケーソン及び脚付ケーソン実験

■ ; 加速度計ピックアップ

その他

ケーソン天端変位計

ケーソン接地圧計

脚部歪計

測定法

(静荷重)

変位 ダイヤルゲージ ———— 読み取り
接地圧 圧力ゲージ ———— 読み取り
歪 歪ゲージ ———— スイッチ ———— 静歪ストレインメータ ———— 読み取り

地表面

地盤 50 cm

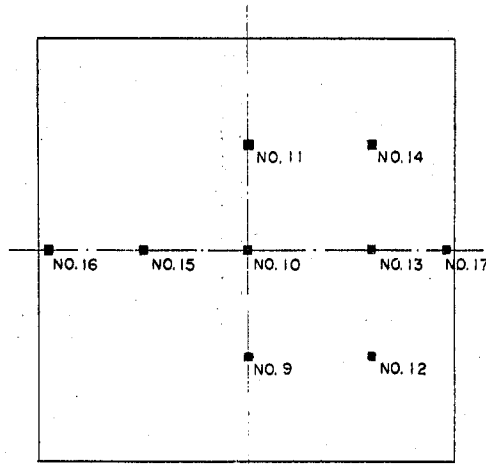


図 A - A

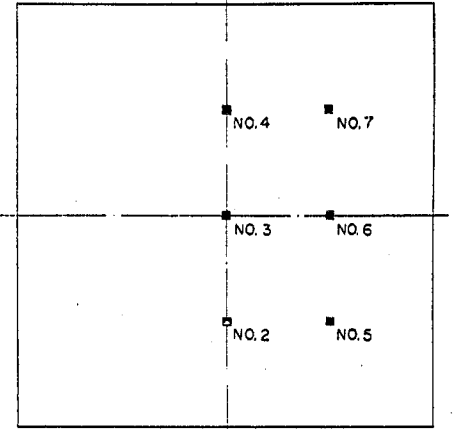


図 B - B

(動荷重)

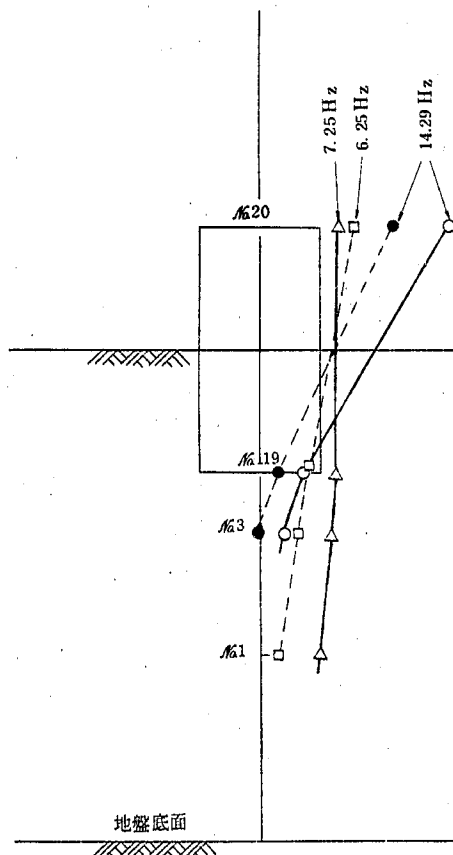
変位 電学式変位計 ———— 増幅器 ———— 直線ソレノイド ———— ビジグラフ
接地圧 圧力ゲージ ————
加速度 加速度変換器 ———— ゲージ ———— 動歪ストレインメータ ———— ビジグラフ
歪 歪ゲージ ————

図-6.7 計測点と計測流れ

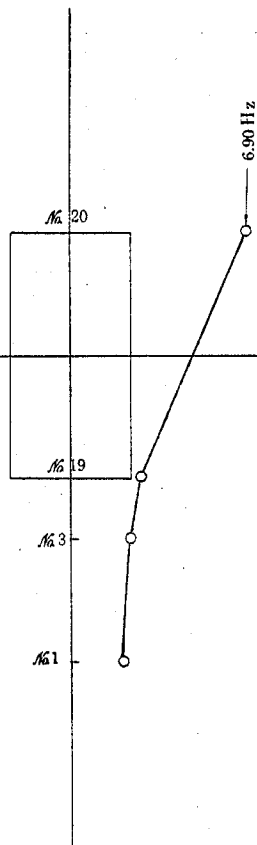
表-6.2 模 型 一 覧 表

種 別	項 目	摘 要
地 盤 模 型	材 料	アクリル・アמיד系地盤注入剤 (商品名 日東SS) 主剤, 促進剤, 開始剤の配合によりヤング率, 硬化時間を調節する。
	配 合	日東SS-30R 40%
		促進剤-D (ジメチル・アミノ・プロピオ・ニトリル) 0.3%
		開始剤-KP (過硫酸カリウム) 0.5%
		補強剤 (ベントナイト) 5%
	ヤング係数	5 Kg/cm ²
	比 重	1.06
橋 脚 模 型	ポアソン比	約 0.5
	寸 法	4 m × 4 m × 80 ~ 95 cm 図-6.1 参照
	材 料	躯体部: 本 体 アルミニウム板
		重量調整用プレート 鋼 板
		脚 部: 剛な杭 (杭径相似) アルミニウム丸棒
		柔な杭 (杭剛性相似) 鋼 板
	種 類	i) 付加質量実験用ケーソン基礎模型 図-6.3 参照
		ii) ケーソン基礎模型 (Y-3MP) 図-6.4 参照
		iii) 脚付きケーソン基礎模型
		躯体部 ii) を共用 図-6.4 参照
		脚 部 図-6.5, 6.6 参照

Test №1 根入れ 20 cm
W = 10 kg $I_G = 2,300 \text{ kgcm}^2$



Test №2 根入れ 20 cm
W = 40 kg $I_G = 7,370 \text{ kgcm}^2$



Test №3 根入れ 20 cm
W = 75 kg $I_G = 17,160 \text{ kgcm}^2$

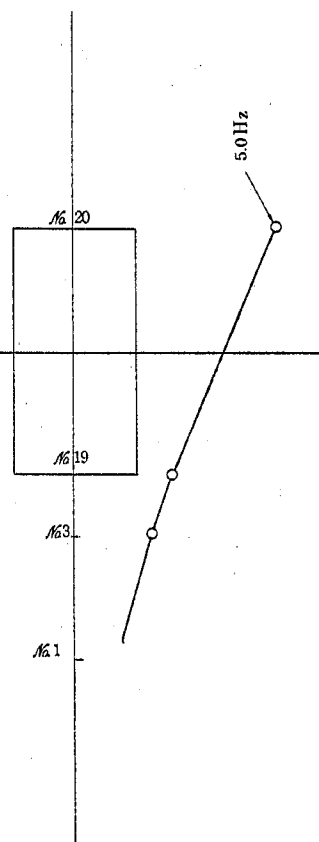


図 - 6.8 正弦波実験より得た振動モード

第7章 明石層のせん断特性とクリープ特性 に関する調査研究

基礎研究室

室長 駒田敬一

研究員 山川朝生

魚見秀幸

島崎一男

7.1 概 要

本州四国連絡橋の明石-鳴門ルート of 支持地盤に予定されている明石層のせん断特性を47年度に引き続いて大型三軸圧縮試験機を使って調べるとともに、礫粒子の間に存在する粘性マトリクスのクリープ特性を高圧三軸クリープ試験機を使って調査した。

なお、この試験調査は本州四国連絡橋公団で実施している大規模な明石層現位置載荷試験計画の一環として行なわれており、三軸試験を実施した。

7.2 調 査 試 験

明石層に関してこれまでに行なわれた力学試験を伴う調査は、六甲山系に露頭する地層からサンプリングした試料を対象とするものであったが、架橋地点での地質条件により近い状態での力学特性を把握することを目的として、48年度から、神戸市垂水区海岸通りに面した地点に8 m四方のニューマチックケーソンを沈め、その沈設過程においてケーソン内で各種の現位置試験を実施するとともに、各層から採取した試料（攪乱試料）について室内試験を行なうことが計画された。

採取した試料のうち、T.P. - 5 ~ - 6 mの試料（以下第1試料と呼ぶ）とT.P. - 11 ~ - 12 mの試料（以下第2試料と呼ぶ）の一部を建設省土木研究所に運搬し、再び現場密度に締め固め、基礎研究室の大型三軸圧縮試験機と高圧三軸クリープ試験機によってせん断特性とクリープ特性を調査した。第1試料は明石層のうち上部礫層に、第2試料は下部礫層に属し、それぞれケーソン内で現位置試験を行なう深さの直上に位置する。

大型三軸圧縮試験に用いる供試体（径30 cm、高さ60 cm）は、現地から運搬された砂礫試料を炉乾燥した後、自動振動締め固め装置とハンドバイブレーターを伴用して3層に分けて現場密度に締め固めた。使用したゴムスリーブは厚さ1.5 mmの生ゴムであるが、第2試料の場合には礫の径が大きく比較的尖っているためゴムスリーブを2重にして用いた。供試体を試験機にセットし、真空ポンプで負圧をかけ24時間放置して飽和させた後、側圧を作用させて24時間の圧密排水を行なった。軸荷重載荷は非排水で行ない、載荷速度は0.3 %/分とした。試験は、第1、第2試料とも側圧を6種類に変えて行なった。

高圧三軸クリープ試験は、明石層のクリープ特性は礫粒子の間にある粘性マトリクスの性質から決まるという考え方から、砂礫試料のうち礫分を取り除きマトリクスのみを現場密度に突き固めて供試体（径5 cm、高さ10 cm）を作成した。第1、第2試料のそれぞれにつき先に高圧三軸圧縮試験を行なって σ_c 、 ϕ を決定した後、4種類の側圧について破壊荷重の1/5程度ずつ段階的に軸荷重をかけクリープ試験を実施した。

第 8 章 海中鉄構に作用する波力

海岸研究室

橋 本 宏

白波瀬正道

渡 辺 明

8.1 ま え が き

海中構造物の代表的な形状である固定式の円柱に作用する波力に関しては、Morison¹⁾らが抗力と質量力の和として求めて以来、多くの研究がなされてきた。しかし本四連絡橋の橋脚基礎の一工法として考えられている多柱基礎で計画されているような大口径の円柱になると質量力が卓越し、波自体が円柱により変形をうけることになる。また大口径円柱が向本が隣接して立つことにより円柱の相互干渉²⁾をうける。これらはMadamy, Fuchsをはじめとして、油の回析理論として研究されてきたが、その実験値、現地観測値は十分とはいえず、実際の設計に取り入れられていない面がある。そこで、ここ二、三年間の当研究室の調査のまとめとして円柱および大口径円柱に作用する波力の現段階の取り扱いを概述し、当研究室で行った本四連絡橋多柱基礎のばあいについての模型実験、現地観測の解析結果を述べ、設計に用いられるべき質量係数等について検討したことを報告する。

8.2 円柱に作用する波力

固定式の円柱に作用する進行波の波力について考えると、次のようになる。

$$dF = dF_D + dF_M \text{ (Morison表示)}$$

ここに

dF : 円柱軸方向の長さ dZ についての波力, dF_D : 抗力 (速度抵抗による力), dF_M : 慣性力 (加速度運動による力)

$$dF_D = C_D \rho D \frac{|u|u}{2} dZ \quad (1)$$

$$dF_M = C_M \rho \frac{\pi D^2}{4} \frac{\partial u}{\partial t} dZ \quad (2)$$

ここに

C_D, C_M : 比例定数で、それぞれ抗力係数、質量力係数

ρ : 流体の密度

D : 円柱径 u : 流体粒子速度

(1) 微小振幅波理論による波力と質量力

座標を波の進行方向に X 軸、静水面の直角上向に Z 軸をとり、微小振幅波理論を用いると流体粒子速度、加速度、全波力は次のように求められる。

$$\zeta = \frac{H}{2} \cos(Kx - \sigma t), \quad K = \frac{2\pi}{L} \quad (3)$$

$$H : \text{波高} \quad \sigma = \frac{2\pi}{T} \quad (4)$$

$$u = \frac{H}{2} \sigma \frac{\cosh K(Z+h)}{\sinh Kh} \cos(Kx - \sigma t)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \sigma^2 \frac{\cosh h(Z+h)}{\sinh Kh} \sin(Kx - \sigma t) \quad (5)$$

$$F_T = \int_{-h}^{\zeta} dF_D + \int_{-h}^{\zeta} dF_M$$

$$= C_D \frac{\rho g D}{2} \frac{H^2}{4} \frac{Kh}{\sinh 2Kh} \left(1 + \frac{\sinh 2Kh}{2Kh}\right) |\cos \sigma t| \cos \sigma t$$

$$- C_M \frac{\rho g \pi D^2}{4} \frac{H}{2} \tanh Kh \sin \sigma t \quad (6)$$

(2) 抗力係数と質量力係数

まず問題となるのが、 C_D 、 C_M の比例定数であり現在単円柱では次のような値が多くとられている。

C_D : Reynolds 数 (UD/ν) [ν : 動粘性係数] とともに減少し、 2×10^5 付近から急激に低下する。 $10^6 \sim 10^7$ の臨界状態が実際の場合問題となるが、この付近では、円柱表面粒度がとくに影響し、Dean らによると滑面で 0.5、粗面で 1.0 と報告されている。また、うず発散の程度をよく示す Keulegan - Carpenter⁶⁾ 数、Froude 数の関数ともいわれるが設計には、一般に $C_D = 1.0$ がとられているようである。

C_M : 種々の実験結果が報告されているが、ポテンシャル理論では $C_M = 2.0$ と与えられます。

(3) 速度、加速度、静水面からの水位上昇

流体粒子速度、加速度、および水位上昇は、波高が大きくなると前述の微小振幅波理論としての近似が成り立たなくなり、とくに抗力は、速度の 2 乗に比例するので、誤差が大きくなる。この問題のアプローチとしては、深海領域では Stokes 波、浅海領域では孤立波、Cnoid 波等で解析が可能である。また実験値や理論値を参考とした経験式も提案されている。よって抗力が質量力に比して大きく波高の大きいときは、微小振幅波の代わりに有限振幅波を考慮した値を用いる必要がある。

(4) 波力の算定

$$F_T = F_{Dmax} |\cos \sigma t| \cos \sigma t - F_{Mmax} \sin \sigma t \quad (7)$$

$$F_{Dmax} = \rho g C_D H^2 D K_D \quad K_D = f(h/L, H/h)$$

$$F_{Mmax} = \rho g C_M H D^2 K_M \quad K_M = f(h/L)$$

上述の問題を考慮すると一般に全波力は(7)でもって与えられることになる。

8.3 大口径円柱に作用する波力

式(6)で、抗力と質量力の比を 1 とすることにより、その卓越度を

$$H/D = \frac{2\pi \tanh Kh}{n} \quad (8)$$

$$n = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2Kh}{\sinh 2Kh} \right)$$

の関数として求めることができる。円柱径Dが大きくなると質量力が卓越し、また波目体が円柱により変形をうける。この問題はPotential理論で円柱による波の回折問題として取り扱われてきた。

(1) Diffraction Theory (MacCamy, Fuchs)

円筒座標を用い表面波の条件を満足する入射波の速度Potentialを与えた境界条件を満足するように級数展開した、回折散乱波の速度ポテンシャルを決定し、その両者（入射波、回折散乱波）の和として速度ポテンシャルを求め、波圧、壁面波高を求めた。波圧分布は次のようになる。

$$P = -\frac{\rho g H}{\pi Ka} \left[\frac{1}{H_0^{(2)'}(Ka)} + 2 \sum_{n=1}^{\infty} i^n \frac{1}{H_n^{(2)'}(Ka)} \cos n\theta \right] \frac{\cosh K(h+Z)}{\cosh Kh} e^{-i\sigma t}$$

$$a = \frac{D}{2}, H_n^{(2)}; n \text{ 次の第2種Hankel関数} \quad ; \text{導関数} \quad (9)$$

θ : 波の進向方と受圧点、円柱中心線の作る角度

波力分布は、波圧分布を円周方向に積分して次のようになる。

$$dF_z = \frac{2\rho g H}{K} \frac{\cosh K(h+Z)}{\cosh Kh} A(Ka) \cos(\sigma t - \alpha) dZ$$

$$\tan \alpha = \frac{J_1'(Ka)}{Y_1'(Ka)} \quad A(Ka) = \frac{1}{\sqrt{J_1'^2(Ka) + Y_1'^2(Ka)}} \quad (10)$$

J_1, Y_1 : 1 次のBessel関数, Neuman関数

これを前述の微小振幅波による波の変形を考慮しない質量力と比較すると

$$F = \int_{-h}^{\xi} dF_z = C_M \rho \frac{\pi D^2}{4} \frac{g H}{2} \tanh Kh \cos(\sigma t - \alpha)$$

$$C_M = \frac{4}{\pi^3 \left(\frac{D}{L} \right)^2 \sqrt{J_1'^2\left(\frac{\pi D}{L}\right) + Y_1'^2\left(\frac{\pi D}{L}\right)}} = g \left(\frac{\pi D}{L} \right) \quad (11)$$

これはReidにより示されたようにD/Lの関数となりD/L=0.0のとき前述のC_M=2.0となる。

この理論は、有限振幅波の影響を加味しておらず非線型回折波理論の展開が期待されている。

8.4. 本州四国連絡橋多柱基礎に作用する波力

(1) 本州四国連絡橋多柱基礎および設計波

大口径の円柱に作用する波力については実験、現地観測等が充分でなく前述の回折波理論の不備もあって検討が必要である。また、これらが隣接して立つ場合、円柱相互の干渉をうける。本四橋では橋脚基礎としてケーソンタイプのものの他、多柱構造が考えられている。ところで実際の計画、設計では、その外力である波の諸元が与えられねばならない。現在のう勢としては、例えば、海洋鋼構造物設計指針（案）⁴⁾によると、設置位置付近の波浪資料が充分であるとき、既往最大波あるいは、高波統計より再現期間を構造物の重要性、耐用年数を考慮して、最大有義波を求め、波浪資料の乏しい

場合は、モデル台風等による推算が、30年間以上のすべての高波について推算した結果の高波の発生確率より最大有義波を求め、統計的に10,000波に近に波を考慮して、その2倍を最大波として決定している。これが、その設置地点で碎波しなければ、設計波として採用する。周期に関しては、 $T_{max} = T_{1/2}$ とするが、最大応力の作用するTがわかっていれば $(H_{1/2})_{max} = 0.1 (T_{1/2})^2$ 、 T_{max} が不明のとき $\sqrt{10H_{1/2}} \leq T_{1/2} \leq 20s$ について検討することになっている。しかし大口径、複数円柱等では、回折・隣接効果があり、他に共振の問題等を検討せねばならない。本四橋の場合、S.M.B法による推算で、鳴門海峡の場合、 $H_{design} = 4.0m$ 、 $T_{design} = 8.0s$ 、明石海峡で、 $H_{design} = 7.5m$ 、 $T_{design} = 8.0s$ となっている。鳴門海峡の設置予定点について考えると、 $D = 10m$ 、 $h = 40m$ 、 $T = 8s$ で無次元量として以下のものをとると、おおよそ、 $\pi D/L \div 0.3$ 、 $h/H \div 10$ 、 $h/L = 0.4$ 、 $H/D = 0.4$ となる。この条件で、微小振幅波理論により、抗力と質量力を算定すると、おおよそ、 $F_D = 11t$ 、 $F_M = 310t$ となる。よって以下の解析では、主に質量力について回折波理論を参考としていく。

(2) 波圧に関する水理模型実験(47年度報告、図8.2、8.3参照)

波力は、波圧を円周方向に積分して得られるものであり波圧は波力を考えることと同値であり大口径円柱では重要である。そこで、波力実験の予備段階として、波圧の模型実験を行った。長さ28m、幅10m、深さ1mの屋外造波水槽で $D = 20cm$ の鋼管に12個の波圧計を埋め込み測定した。 $h = 75cm$ 、 $H = 4, 8, 12, 16cm$ 、 $T = 0.8, 1.2, 1.6, 2.0s$ を条件とした。波圧に影響する物理量についてGarrison⁵⁾らの次元解析に従えば、

$$P/\rho g H D^2 = f(\pi D/L, h/D, H/D, \mu/\rho\sqrt{g}D^3) \quad (12)$$

となり粘性が小さく、Dが大きくHが小さいとすると

$$P/\rho g H D^2 = f(\pi D/L, h/D) \quad (13)$$

が得られ、前述の線形理論と一致する。波圧についても h/D が一定条件なので、 $\pi D/L$ による無次元波圧 $P/\rho g H$ をみると、 D/L の大きい $T = 0.8s$ では $\theta = 0$ における h/H の小さい(Hが大きく双峯型波形となる)場合を除き全般によく一致している。 D/L が小さいと、全般に小さ目となっている。

(3) 現地波圧観測

現地観測は、本四公団鳴門海底岩盤掘削実験塔に波高計、波圧計を取りつけ、自動観測を行い、測得したデータより波のスペクトルおよび波圧スペクトルを推定し波と波圧との間の応答が回折波理論と一致するか検討してみた。鳴門掘削実験塔は、鳴門海峡の本四連絡橋ルートの子定地点付近・飛島の南側に設置された全高約40m、縦・横24mの格子状の枠でこの枠の中央部に口径10mのWellが設けられた。この枠に波高計、Wellに波圧計が取り付けられ、波高波圧の自動観測が行れた。波高計は波が来襲すると考えられる南南東に、2台設けられ、波圧計は円柱前面水深方向一直線に4台、円柱にビス止めされた。波高計・波圧計の配置は、47年度報告図8.4に示す。波高計はストレインゲージタイプの水圧式波高計で、波圧計は受圧面の計100mmのストレインゲージタイプのもので容量

2 Kg/cm² であった。設置は46年9月20日で、4時間ごと波高は10分間、波圧は5分間、自動観測され、47年4月とりはずされた。外国ではいくらかの例が見られるが、日本での現地自動観測は殆んどみられず試行錯誤的なところもあり、コードの切断や気温低下によるバッテリーの電圧低下、塩害による異状電流の発生などにより高波浪時に波圧、波高のどちらかが欠測することが多く、両者がともに測得できた高波浪時の記録が少なかったが、解析には47年3月17日16時の結果を用いることにした。

i) 波スペクトルと波圧スペクトル

波高計の水圧 $x(t)$ と波形 $X(t)$ の間には(14)のような関係がある。

$$X(t) = \frac{n}{\omega} \frac{\cosh Kh}{\cosh K(h+Z)} x(t) \quad (14)$$

ここに n : 補正係数 (≈ 1) $\omega = \rho g$; 水の単位体積重量

z : 波高計受圧面の水表面からの高さ

ゆえに波のスペクトル $S_x(f)$ と水圧スペクトル $S_x(f)$ の間には、(15)が成り立つ。

$$S_x(f) = \left\{ \frac{n}{\omega} \cdot \frac{\cosh Kh}{\cosh K(h+Z)} \right\}^2 S_x(f) \quad (15)$$

また、ある波の周波数 $f = \frac{1}{T}$ (T : 周期) における波の主方向は波高計 1, 2 の水圧記録 $x_1(t)$,

$x_2(t)$ の位相遅れを $\alpha(f)$ とし座標を図-1 のようにとると次式で求められる。

$$\theta_0(f) = \sin^{-1} \left\{ C(f) \frac{\alpha(f)}{2\pi} / D' \right\} \quad (16)$$

D' : 波高計間隔, $C(f)$: 波速

ここでは、波 $X(t)$ の方向関数を(16)のように仮定すると $X(t)$

$$h(f, \theta) = \frac{2}{\pi} \cos^2 \left\{ \theta - \theta_0(f) \right\} \quad (17)$$

の周波数方向スペクトル $S_x(f, \theta)$ は(18)で与えられる。

$$S_x(f, \theta) = S_x(f) \cdot h(f, \theta) \quad (18)$$

また前に述べた Mac Camy, Fuchs の回折波理論を用いると円柱表面における波圧は(9)で示され、波と波圧の間の周波数応答関数 $|G_{px}(f, \theta)|$ は(19)よりなる(図2参照)

$$|G_{px}(f, \theta)| = \left| -\frac{2w}{\pi K a} \left[\frac{1}{H_n^{(2)'}(Ka)} + 2 \sum_{n=1}^{\infty} i^n \frac{1}{H_n^{(2)'}(Ka)} \cos n(\theta - \beta) \right] \right. \\ \left. \times \frac{\cosh K(h+Z)}{\cosh Kh} \right| \quad (19)$$

波圧の周波数方向スペクトル $S_p(f, \theta)$ は

$$S_p(f, \theta) = |G_{px}(f, \theta)|^2 S_x(f, \theta) \quad (20)$$

で求まり、波圧のスペクトル $S_p(f)$ はこれを方向で積分して得られる。

$$S_p(f) = \int_{\theta_0(f) - \frac{\pi}{2}}^{\theta_0(f) + \frac{\pi}{2}} S_p(f, \theta) d\theta \quad (21)$$

ii 計算結果

上に波高計の水圧記録 $x_1(t)$, $x_2(t)$ より波圧スペクトル $S_p(f)$ が推定できる。 $S_p(f)$ と波圧計測波圧記録 $z(t)$ より得た波圧スペクトル $S_z(f)$ を比較することにより、回折波理論で与えた波・波圧間応答関数の適合性を論議することが可能である。この計算のフローチャートを図3に示す。

波のスペクトル

波高計1の波のスペクトル $S_{x1}(f)$ を図4に示す。データ数は496、サンプリング間隔は1 secでスペクトルの推定を行った。図において観測日時の潮位を考慮すると $h=33\text{ m}$, $Z=-9.5\text{ m}$ となり、補正係数として $n=1.0$ を用いている。図4よりわかるように、波高計設置水深が深いため高周波領域で $S_x(f)$ は精度が悪くなっている。また観測した3月17日には四国の南を小さな低気圧が通過しており、その風による波と考えられるが、波高計の水圧記録をみても波形は規則的で、波のスペクトルが非常にとがっており、うねりのようなスペクトルになっている。

波方向スペクトル

図5には波の周波数・方向スペクトル $S_x(f, \theta)$ を示す。波は2台の波高計は結ぶ直線とほぼ直角の方向から来ていることになり、これは、前述したように低気圧に吹き込む南南東の風による風波あるいはうねりと考えると説明できる。主方向の $f=0.12\text{ Hz}$ 付近にピークがあり、高周波領域と低周波領域に波スペクトルの推定の誤差からくる山ができています。

回折波理論

波、波圧間の周波数応答関数は回折波の理論より、波圧計 No. 9, 10, 11, 12 に対してそれぞれ求められる。設置水深は、 $Z=-3.37\text{ m}$, -6.37 m , -11.87 m , -21.37 m であり、図2の β は $15\pi/180$ である。例として No. 11 の応答関数を図6に示す。周波数が無限小になると $|G_{px}(f, \theta)|$ は1.0に近づき、波圧計が水面近くにあると $\theta = \beta$ の $|G_{px}(f, \theta)|$ は周波数無限大で2.0に漸近する。すなわち、波長に比し口径が無限に大きい円柱では重複波としての波圧が、周波数無限小では静水圧が作用することになる。No. 11 の場合図6の最後の項がきいているので周波数が大きくなると減少する結果となっている。

波圧スペクトル

波圧の周波数・方向スペクトル $S_p(f, \theta)$ の例として No. 11 におけるものを図7に示す。これらを、 θ を積分して求めた波圧のスペクトルを図8に示す。低周波領域では4点とも同じ値をとるが、高周波領域になると水面近くの9, 10で大きくなり、波のスペクトル推定の誤差がそのままになっている。ピークも水深が大きい点になるほど低周波側にずれている。

波圧計測波圧スペクトル

波圧計により測定された波圧のスペクトル $S_z(f)$ を図9に示す。データ数は260、サンプリング間隔は1 secである。ピークは、波圧設置水深が大きくなるにつれて低周波側に移っておりピークより高周波側の勾配も波圧計設置水深とともに大きくなっている。これらは波のスペクトルより推定した波圧スペクトル $S_p(f)$ と同じような傾向である。

計算波圧スペクトルと計測波圧スペクトル

計算された波圧スペクトルと観測された波圧スペクトルを比較した例を λ_{11} について図10に示す。計測波圧スペクトル $S_z(f)$ の方が幅が広く、全般に大き目であり、低周波、高周波領域で特に大きくなっている。原因としては、波高と波圧の観測時間の差や記録紙上の振幅の大小による読取精度の問題も考えられるが、ノイズと表面波換算係数を考慮してみると、次のようになる。すなわち、波圧計にノイズが入っていると考えると、 λ_{11} の場合、 $2.4 \times 10^{-3} \text{ ton/m}^2$ を減ずると図10の第2実線のように幅が小さくなる。またスペクトルの考えに従う表面波にも係数 n を考慮し、 $n = 1.1$ を用いると考えると、測定波圧スペクトルの値を減ずると図10の第3実線のようになり両者は近づいている。

以上のように $H_{1/3} \div 0.8 \text{ m}$ 、 $T_{1/3} \div 7 \text{ s}$ のうねりのような波で波高も小さいが、波高を除けば、設計条件に近い、模型実験の $T = 1.0 \text{ sec}$ 付近に相当するが、回折波理論とほぼよい一致をみた。したがって模型実験のこの $\pi D/L = 0.3$ 付近においては Re 数の相違による相似の問題はある程度考慮しなくてもよく模型実験の結果を現地に適用してもよいであろう。

(4) 複数大口径円柱に作用する波力の相互干渉に関する模型実験

波圧実験と同じ水槽内で、ステンレスの円柱の上下端に波力計を取り付け、波力計の他端を取付枠の上の板および底板に固定し固定ばりの反力として波力を測定した。この測定法による精度は、振動特性(円柱)と取付枠のしゃへい効果、振動特性に影響される。波力測定系の応答特性は、1自由度振動系の質点の運動方程式で与えられると考えると、固有振動数が30 cpsであったので、減衰定数が大きく波力が小さ目になる可能性があったとしても、その誤差は非常に小さいと考えられる。しかし実験値が小さ目であれば、上の問題等があるかもしれない。実験条件は、 $h = 75 \text{ cm}$ 、 $H = 4, 8, 12, 16 \text{ cm}$ 、 $T = 0.8, 1.2, 1.6, 2.0 \text{ s}$ 、 $D = 10.1, 21.6 \text{ cm}$ 前述の次元解析結果、回折理論より、 $F/\rho g H D^2$ と $\pi D/L$ の関係を h/H をパラメーターとして検討してみた。

i) 単独円柱(図-11)

実験値は、一般に理論値に比較すると小さく波圧も $\pi D/L$ の大きいところを除き小さいことから、測定系の問題として実験値の上限が理論値とよい一致を示していることを考え、後の解析に上限を用いることにした。ばらつきの原因としては、 $\pi D/L$ の小さい H の大きな領域では抗力が大きく、なること、 H の大きなばあい、双峰型の波力波型が表れることに等と考えられる。

ii) 波の方向と直角に3本の円柱がある場合(図12, 13, 14)

$D = 70.1 \text{ cm}$ $S/D = 1.5, 2, 3$ (S :円柱間距離)について行った。この場合も H の大きいときばらつきが大きい、上限でもって C_M を求め S/D による変化を概略示することができる。

(図15) 実験値が不足しているが $\pi D/L$ をパラメーターとして表せば、 C_M は S/D により振動した形に求まるものと思われるが、 $\pi D/L = 0.3$ 付近では $S/D \geq 2.0$ であれば、 $C_M = 2.5$ をとれば、安全と考えられる。

iii) 波の方向と平行に3本の円柱がある場合(47年度報告図8.8)

$D = 21.6 \text{ cm}$ 、 $S/D = 2.0, 2.2, 2.5$ について行った。 S/D が小さくなるにつれしゃへい効果がまさり、減少している。(図16)これは大楠の回折波理論による計算結果とよい対応を示す。

D/Lの小さいところでは、ばらつきが大きく、かつ大きくなることは、抗力が無視しえないことを示しているのではないかと。 $\pi D/L \approx 0.3$ 付近、 $S/D \geq 2.0$ では $C_M = 2.0$ として安全と思われるが、 C_M を大きく下げることが困難と考えられる。

iv) 9本の群柱の場合 (47年度報告図 8.7)

$D = 21.6 \text{ cm}$, $S/D = 2.2$ について行った。ばらつき多く、多数の実験を行なうことが必要であろうが、大きく離れた値を除いて考えると $C_M = 2.7$ 程度になるのではないかと考えられる。

(5) 結 論

$\pi D/L$ が鳴門計画条件に近ければ、上のような係数を用いればよいと思われるが、 D/L が変化すると状況は異なるので、検討せねばならない。また円柱群一体としての力となると、単に位相差を考慮して加えたものでは、過小になることがある。このばあい $C_M = 2.0$ とし同時に最大波力をかけるのがよいのであろう。仮足場のように径が小さく S/D の大きい場合は、干渉効果なしとして位相差を考慮して波力を作用させればよいと考えられる。

8.5 あ と が き

以上、本四橋多柱基礎に作用する進行波力について検討し、設計に用いるべき質量力係数について実験結果を用いて提示してみた。一般にいえることは、単柱に比し、波力減少となる効果が非常に小さいということである。しかし円柱による相互干渉効果は複雑で、今後、海洋開発に寄与すべき研究として、理論解析の進展と実験値、現地観測値の集積が必要と感じられる。最後に現地観測に御努力頂いた中部地建久津見技官 (前、海岸研究室)、本四公団の皆様に感謝致します。

参 考 文 献

1) J.R. Morison, J.W. Johnson, M.P.O' Brier:

Experimental Studies of Forces on Piles, Proc, 4th Conf, on Coastal Eng. 1953.

2) R.C. MacCamy, R.A. Fuchs:

Wave Forces on Piles: 69.B.E.B. Corps of Eng.

3) T.L. Russell, Volkmar Schoeffle, Robert G. Chown:

Ocean Wave Force Instrumentation

4) 海洋鋼造物設計指針 (案) 解説

第2章 2.5 波および波力 土木学会 S. 48.8

5) C. J. Garrison. P.Y. Chow

Wave Forces on Submerged Bodies

Journal of W.H.C.E.D.

Proc. of A.S. C. E.

6) 土屋義人, 山口正隆

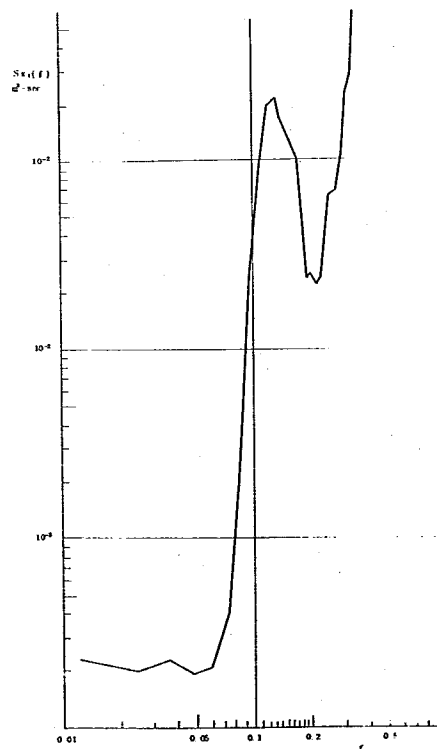
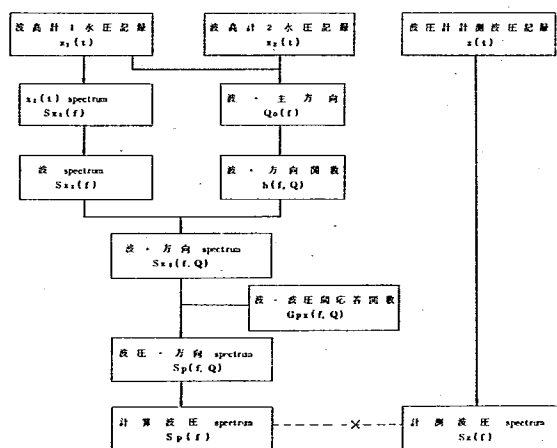
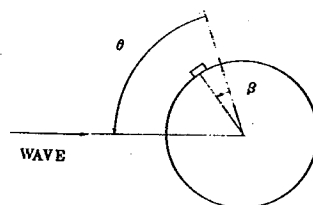
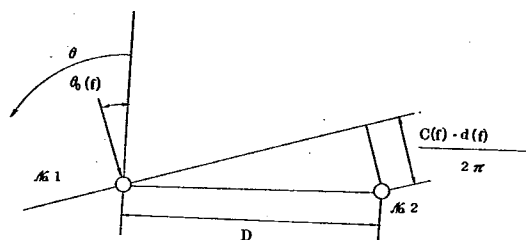
浅海構造物に作用する波に関する研究

防災協会 S 47. 3

7) 大楠 円

複数本の鉛直円柱に働く波力について

日本造船学会講演会 S. 47. 5



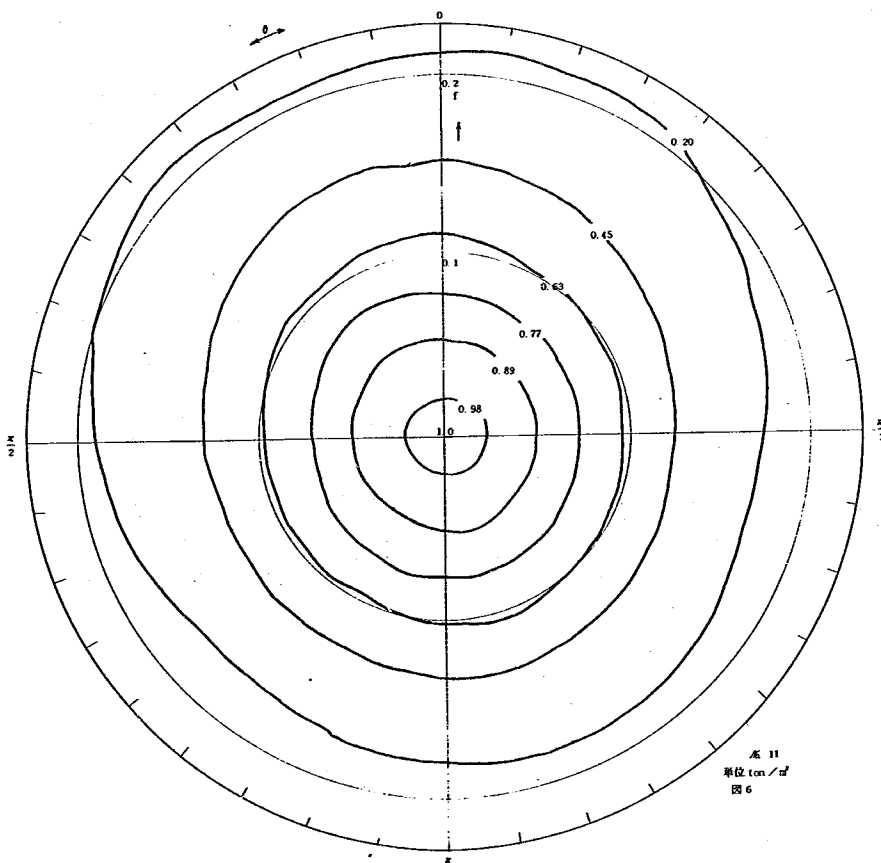
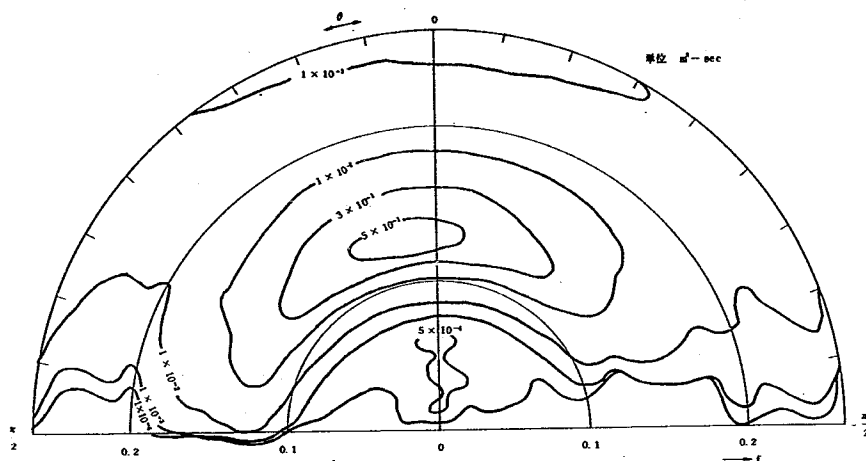
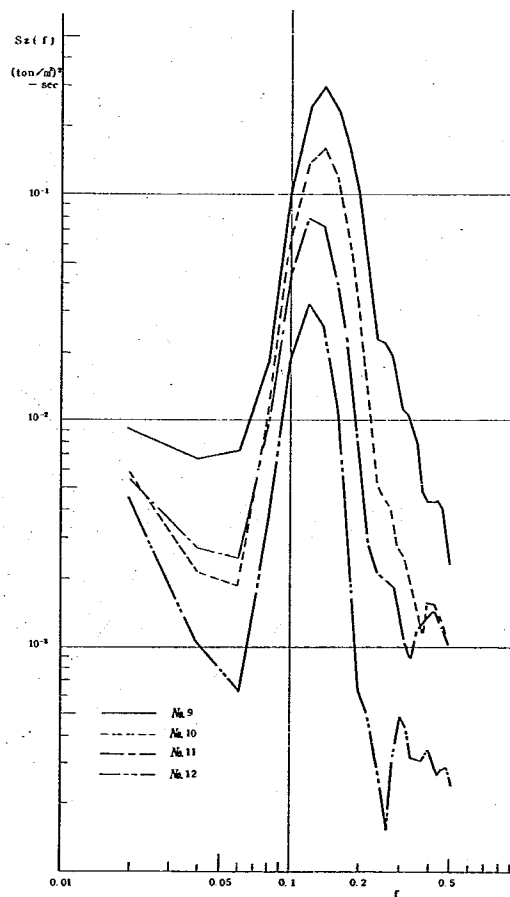
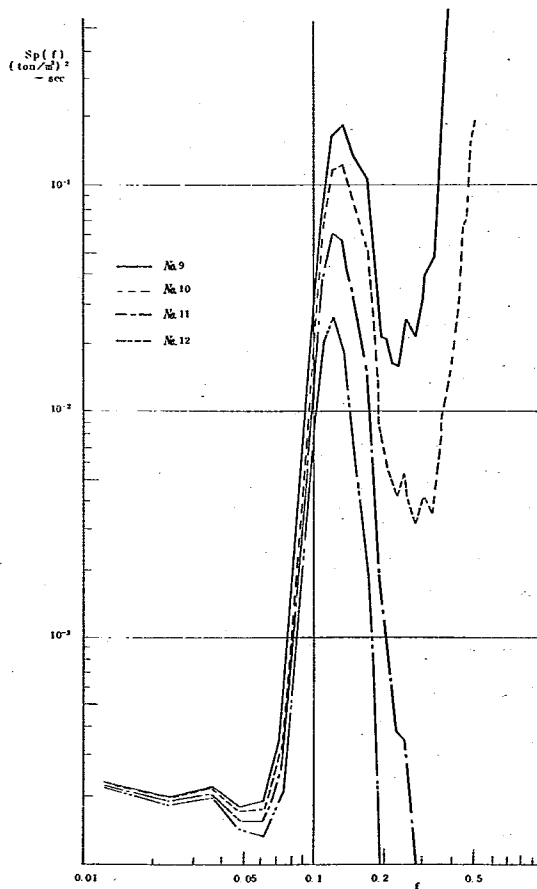
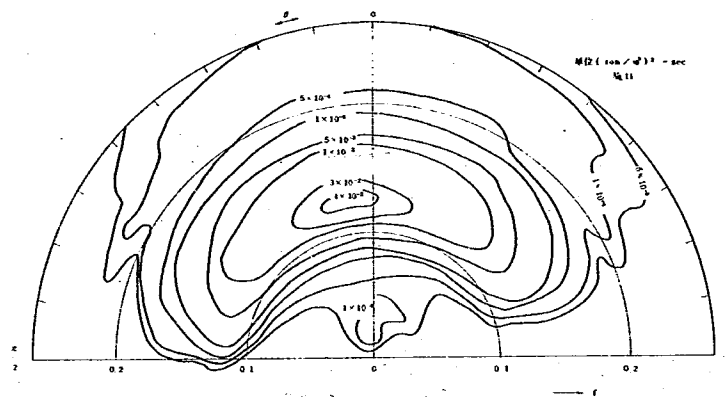
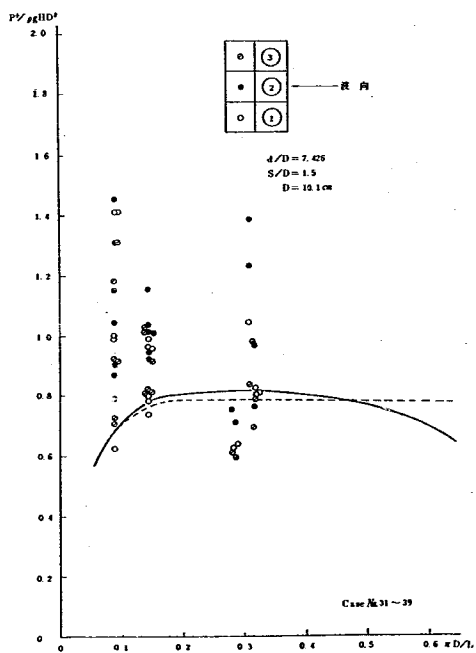
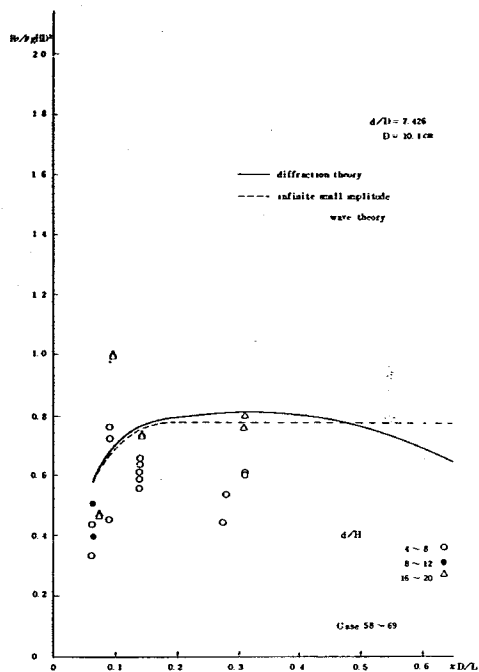
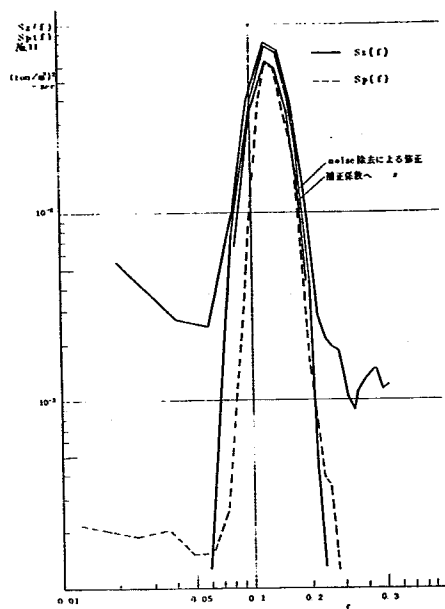
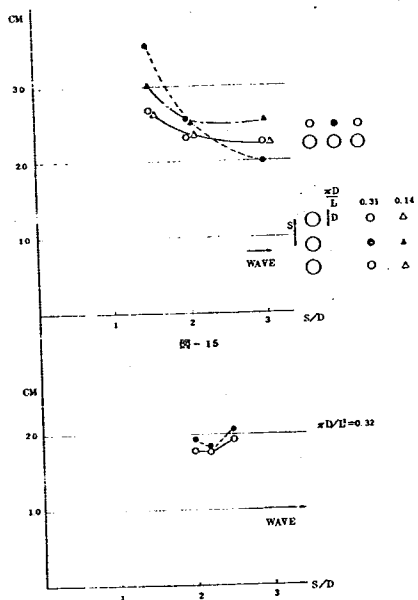
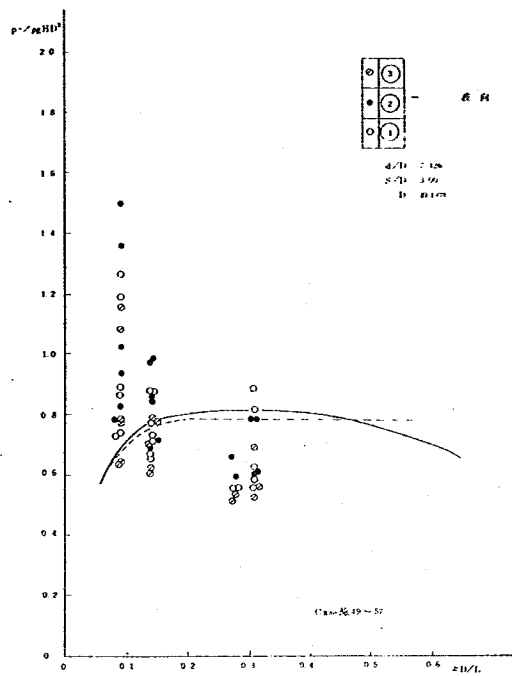
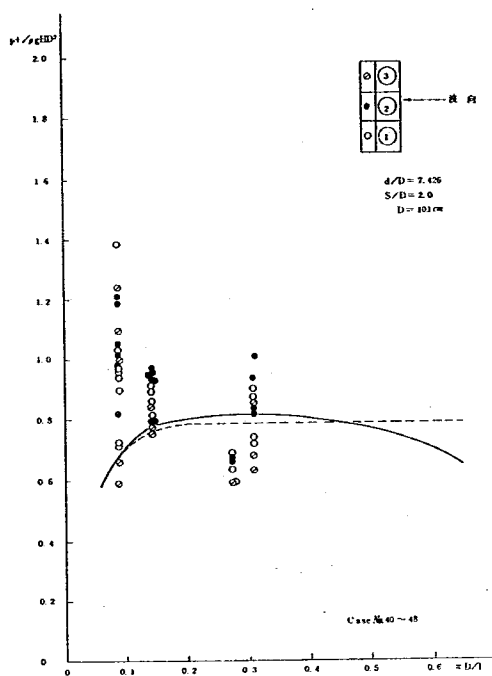


图 11
图 6







第 9 章 明石海峡の地質構造の調査

地質研究室

岡本隆一

菅原 捷

神尾重雄

武井 修

9.1 概 説

本調査は昭和47年度を初年度とする3ヶ年計画で明石海峡の地質構造を解明するものである。周辺地区を含めた本地区の調査は昭和34年以来、建設省、国鉄、本四公団で行なわれており、さらに神戸市その他の自治体、大学などの資料を合わせると膨大なものになる。これらの資料を収集・解析し、調査の不足を補って、現在および今後行なわれる建設工事に密接な関連をもつ地質構造の解析や工学諸定数（物理・力学定数）の取得を含めた地質精査に際して効率的で見落としのないようにすることを調査の目的とする。

本調査の主要な作業は資料の収集・解析だが、それと平行して本四公団が行なう諸調査の調査計画の立案やデータの解析に際して技術指導を行なうことである。後者の目的のために学識経験者と本四公団および土木研究所からなる研究会を設置し、48年度には現地において研究会を2回開催している。研究会の検討資料として議事録を末尾に付す。

以下昭和48年度の主要な業務である明石海峡の地質構造について述べる。なお本四公団が行なっている舞子浜の現位置試験（ケーソン内で行なっている）、B海域およびD海域のボーリングや諸試験が予定より大巾に遅れているので現時点ではそれらのデータを入れることが出来なかった。結果がでしだい追加補正してゆく予定である。

9.2 調査の概要

9.2.1 調査位置

調査対象区域は図9.1 明石海峡部海底地質平面図に示している地域で、予定ルート（Yルート図9.1および図9.2ではB-B'断面相当）をはさんで巾約4 Km、長さ約4 Kmと、兩岸の陸上部は海岸から内陸部へ各々約1 Kmとした。また神戸層や明石層の岩相変化を調べるため舞子や垂水地区および松帆・岩屋地区の内陸部を広く踏査した。

9.2.2 調査方法

47年度末に公団が行なったYルート（中央スパン1,800 m級）を中心としたスパーカーの調査記録を見直し、以前建設省や日本国有鉄道が行った解析結果を補足修正した。作業の中心は断層の解析と明石層、神戸層、花こう岩の上面コンターを求めるものである。断層は明瞭に読みとれるものとしてでないものとを区別した。

ボーリングの解析は神戸層の対比を主目的とし、また断層の両翼での層相変化やギャップを調べ、主要な地域についての岩質の変化を検討した。

48年度に行なっているB海域やD海域のボーリングや物理検層、および舞子浜の現位置試験についてはボーリングコア、検層データ、力学試験結果などを検討し、地層の対比、層相変化、工学定数の検討などを行なっている。

9.3 地 質

明石海峡は大阪湾と播磨灘を結ぶ水道でYルート付近の巾は約4,000 m、深さは110 mである。海峡の中央部は水深80~110 mの海釜状の地形が細長くつらなり、巾の狭い谷を形成している。この谷の両側は比高50 m前後の急傾斜面を形成している。

Yルートにおいては舞子側は水深45~50 mの部分が陸地から500~1,150 mに広がっており、松帆側では水深30~40 m面が陸地から500~1,200 mの間に発達しており、水深が50 mに達するのは陸地から1,350 mのところである。

明石海峡付近には花こう岩を基盤岩として、その上に新第三紀中新世の神戸層群（本文では神戸層と略称）、鮮新世~第四紀更新世（洪積世）の大阪層群明石累層（明石層と略称）、および沖積層から成る。図9.1は調査地域の地質および同層序である。

地質構造は六甲変動によりかなり複雑化している。主要な断層はNNE、NE方向に走っており、海峡中央部から南部にかけては基盤の花こう岩が地畳状に浮き上がり露出しているところがある。神戸層や明石層は六甲変動に伴ってしゅう曲しており、断層とあいまって地層の構造や分布を非常に複雑にしている（地形地質の詳細は47年度報告を参照）。

9.3.1 花こう岩類

本地域には2種類の花こう岩が発達しており、それぞれ広島型花こう岩（六甲花こう岩）および領家型花こう岩（岩屋花こう岩、布引花こう岩）と称されている。広島型花こう岩は桃色の斜長石が特徴的な中粒の黒雲母花こう岩で六甲山の主体をなすものである。本地域では舞子側の深部に発達している。垂水沖のボーリングC-6ではTP-218 mででてくるが、Yルート上の㈬1では-196.72 m、B海域（㈬1 西方100~200 m）では-190 mでもまだ花こう岩がでない。海峡の中央部（松帆沖F1沿い、長浜沖F6沿い）に分布するものは長石の特徴から広島型花こう岩の可能性はあるが詳かではない。

領家花こう岩は中粒~粗粒の黒雲母花こう岩で、岩質は変化に富みせん緑岩に近いものまである。本地域では岩屋、長浜、松帆および淡路島に広く分布する。前述の通り、海峡部のものは広島型花こう岩の可能性はあるが、分布状態からは領家型とする方がよいので、ここでは領家型花こう岩として扱う。海峡部の花こう岩の風化は一般に薄いが（D海域㈬5~8で3~5 m）、㈬2地点では約15 mに達している。

9.3.2 神戸層群（神戸層）

基盤の花こう岩を覆って海峡部および兩岸に広く発達している。Yルート沿いの概略の上面深度と層厚を示せば表9.1の通りである。

表 9.1 神戸層の上面深度と層厚

地 点	上面深度 (TP m)	層 厚 (m)
舞子浜 (ケーソン)	-4.8 ~ -6.1	7.2 ~ 7.8
No. 1 B ₀	-9.8	9.8 +
B 海 域	-8.9 ~ -9.4	9.9 +
No. 2 B ₀	-4.8.5	5.4
D 海 域 (その1)	-4.5.5 ~ -5.1	2.8 +
D 海 域 (その2)	-2.2 (?) ~ -2.8 (?)	0 ~ 2.5 (?)

神戸層はたい積時点の違いやたい積環境、さらに土砂を供給した後背地の違いや運搬距離の違いにより岩相は著しく異なっている。舞子からB海域にかけて(調査地の北西部)は泥質な部分が卓越しており、No. 1 B₀では砂質分と泥質分とがほぼ半々、No. 2 B₀、およびD海域では砂質となり、かなり粗粒な部分が多い。Yルート以外でも東側程粗粒になる傾向がある。

神戸層中の泥岩は緑灰色をしており、非常に軟質である。その中には炭質物を含むものや凝灰質のところがあり、鏡肌や黒鉛色を呈し、スレーキングを起こす非常に軟弱なものがある。砂岩は石英や長石を多量に含むアルコース砂岩で、細粒なものはよく固結しているが、粗粒なものは固結度が悪く沖積の砂のようなところもある。

神戸層は垂直方向にも水平方向にも岩相の変化が激しいのでそれにつれて物理特性や力学特性が広汎に変化する。さらに同一岩質のものでもかなりのバラツキがある。本層の工学的特性を示せば表 9.2 の通りである。ただし供試体は一部を除いて岩質の良好な棒状のボーリングコアを使用しており、悪い部分は測定されていないという問題点がある。

表 9.2 神戸層の工学特性 (B海域の資料から)

岩 質	$\gamma_t (g/cm^3)$	e	$V_p (m/sec)$	$V_s (m/sec)$	$q_u (Kg/cm^2)$	$E (Kg/cm^2)$
砂 岩	2.18	0.40	1,850	875	4.1 ~ 29.4	297 ~ 967
泥 質 砂 岩	2.25	0.33	1,960	1,030	5.7 ~ 28.5	816 ~ 3,000
シルト岩	2.17	0.43	1,880	709	1.2 ~ (33.0)	464 ~ 2,280
砂 質 泥 岩	2.09	0.49	1,760	818	0.4 ~ (181)	622 ~ 3,820
泥 岩	2.06	0.64	1,220	1,090	(1.0)	1,040 ~ 1,750

q_u はバラツキが特に大きい、一般に各岩相共 $10 Kg/cm^2$ 以下である。

9.3.3 大阪層群 (明石層)

本地域の明石層は舞子地区、B海域および松帆地区に分布するがD海域には分布せず基盤の花こう岩や神戸層の上に直接沖積層がのっている。Yルート沿いの概略の上面深度と層厚は表 9.3 の通りである。

表 9.3 明石層の上面深度と層厚

地 点	上面深度 (TP m)	層 厚 (m)
舞子浜 (ケーソン)	+6 +	6.5.5 +
No. 1 B ₀	-4.9	4.9.5
B 海 域	-4.0 ~ -4.9.5	4.0.5 ~ 4.3

本層は一部に泥や砂、又は礫を混入する砂礫層で狭い範囲でも岩相が急激に変化する。明石層の工学的特性は舞子浜の現位置試験地で調査中でまだ一部のデータしか得られていないが、礫径や礫の含有量が大きく影響するものと考えられる。孔内載荷試験 (L L T) による弾性係数は $300 \sim 1,300 \text{ Kg/cm}^2$ (平均約 800 Kg/cm^2) であるが弾性係数、粒度分布、最大粒径などとの相関性はないか、あっても小さいものと思われる。

9.3.4 沖積層

海峡の両沿岸部に発達するもので主として砂から成る。舞子側では沿岸から 550 m 、水深 40 m のところまで薄く被っている。松帆側では $500 \sim 600 \text{ m}$ 地点まで分布し、D 海域での層厚は $24 \sim 32 \text{ m}$ とかなりの厚さとなる。基盤岩との間には $2 \sim 3.5 \text{ m}$ の基底砂礫層があり、一般に締りの良い玉石混りの砂礫層 (礫径は $20 \sim 50 \text{ mm}$ が多い) で、場所により、粘土分を混えることもある。

9.4 断 層

海底部の断層の調査法としてはスパーカーによる方法とボーリングによって地層を対比しそれから求める方法とがあるが、ここでは主としてスパーカー法によった。解析結果は図 9.1 明石海峡部の海底地質平面図に示す通りである。本地域は主として東部地域を中心に日本国有鉄道 (昭和 34 年度) と建設省 (35 年度および 38 年度) により調査されているが、さらに 47 年度に本四公団によって Y ルートを中心にした精査が行なわれている。今回はそれをもとにしてこれまでの調査結果を再検討したものである。なお図中実線は断層であることが明瞭に読みとれるもので破線は不明瞭だが断層と推定されるものである。

(1) F 1 断層

主として神戸層群の分布地域を通る。松帆沖より海峡中央部にかけては従来と同じであるが、その延長は 2 つに分岐して北東に延び両者ともだんだん不明瞭になり追跡できなくなる。F 1 断層と F 2 断層は挟まれたブロックは周囲に比べ浮き上がっているとされていたが今回の調査によると南西部では浮き上り、北東部では沈下している可能性がある。

C 14 と C 12 との間に想定されていた断層は、層準のギャップはあまり大きくなく、単純に計算して約 11.5 度の傾斜で (距離約 100 m) 連続していると考えることができる。この程度の傾斜は付近の地層の傾斜の一般的な値である。

(2) F 2 断層

平磯灯台付近から淡路島東方へ続くもので従来から考えられているもの。

(3) F 4 断層

F 2 断層から分岐するもので従来通りである。

C20とC21の基盤のギャップが大きく、神戸層の岩相変化も大きいのでこの間に断層が想定される。

(4) F 6 断層

花こう岩が露出しているところの北側を限り、六甲衝上断層へのびるものと推定される。花こう岩の部分は従来通りであるが、高磯南方で従来のF 1断層と一緒に、平磯灯台の方へのびるものと考えられる。

(5) F 7 断層

海峡の中央部では存在が認められていたものであるが、今回の調査ではさらに松帆の方までのびていることが判明した。また松帆の近くでは断層に沿って花こう岩の小分布が認められる。この断層もF 1断層同様高磯の近くで断層の延長がわからなくなる。F 7断層は明石層を切っていないように思われる。

(6) F 5 断層

淡路島の北方約1 Km沖合いを海岸線にほぼ平行して走るもの。海峡部一般の方向とは不調和的である。海峡生成に関連した海峡部では最も古い断層の1つと考えられる。

(7) F 10 , F 11 断層

松帆・長浜の沖合いにあり、F 5断層と同じような南-北方向の断層。どちらも比較的古い断層で明石層は切らないようである。F 11断層は松帆近くのボーリング $\#$ 6と $\#$ 7の不連続を説明することができる。

9.5 花こう岩および神戸層の深さ

9.5.1 花こう岩の深さ

花こう岩の上面の深さは舞子浜北方1,300 mの尼谷(陸上)でTP+25 mで地表に露出しており、舞子浜の陸上部($\#$ 3)でTP-132.5 m, B海域で-220 m, $\#$ 2 B₀で-103 m, さらに $\#$ 2 B₀東方400 mのソーライソで-40 mで露出している。松帆側では陸上部に露出しているが、約550 m沖合いのD海域($\#$ 5)では-24 mである。これらを概観すると、花こう岩の上面はかなりゆるやかな起伏をしているものと思われる。前述の深度で上面のみかけの傾斜を計算すると大体4~6度程度で最も急なところでも9.5度である。勿論この場合、断層や侵食によるギャップや地表の凹凸は無視しているが、舞子浜とB海域間では4.5度、D海域($\#$ 5~8)で11度程度の平均勾配である。

D海域のアンカーブロックは花こう岩の上に設置する可能性もあるので、その上面深度をよく調査する必要がある。一般的な傾向としては西側程浅くなるようである。

9.5.2 神戸層の深さ

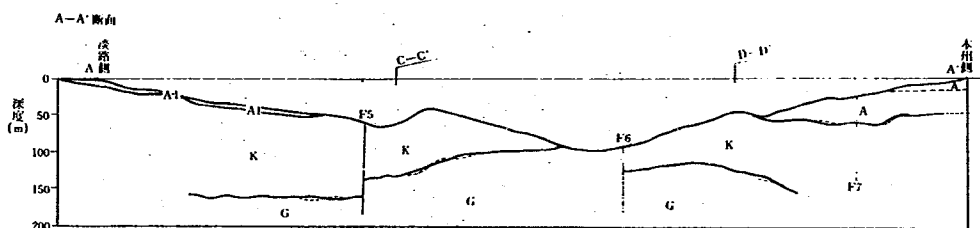
神戸層の上面深度は表9.1の通りで、その凹凸は花こう岩の上面より小さいようである。即ち神戸層が直接露出している中央部をのぞくと沿岸から海峡中央部に向って1~2度の傾斜しかない。舞子浜とB海域との間では1.7度にすぎない。この間の花こう岩の上面の勾配が4.7度であるから、この間ではかなりの傾斜がある。神戸層を各単層毎に対比するとB海域のものが一定の割合いで厚さを増し、不整合による上面侵食の差を無視することができる程度なので、この間の差が神戸層たい積時の沈降速度の差を示しているものと考えられる。

B海域での上面深度の差はあまり見られないが、D海域では花こう岩の上面程ではないがかなり大きい(30m/200m)。これは神戸層上面の侵食によるものでアンカー等位置の選定は慎重にやらなければならない。

9.6 今後の調査計画

本調査は3ヶ年計画で行なっているもので昭和48年度はその第2年度である。通常的地質調査では先ず地質構造を解析し、地層を分帯して、工学的な諸定数(物理・力学定数)を求めるが、本調査地点のように地質調査にいろいろな制約のあるところではこれらの作業を平行して進めてゆかなければならない。現在、本四公団では主として工学定数を知るために調査を進めているが、土木研究所では、その計画立案や調査結果の検討に参加している。これらの作業を通じて地質構造を解明しつつあるが、今後もこの作業を続けてゆく予定である。

さらに49年度は断層の分布、規模、時代、左右又は上下関係などを調査し、活断層の検討資料を得る予定である。



- 凡例
- [A1] 沖積層
 - [A] 大阪側部明石系層
 - [K] 沖積層
 - [G] 花崗岩

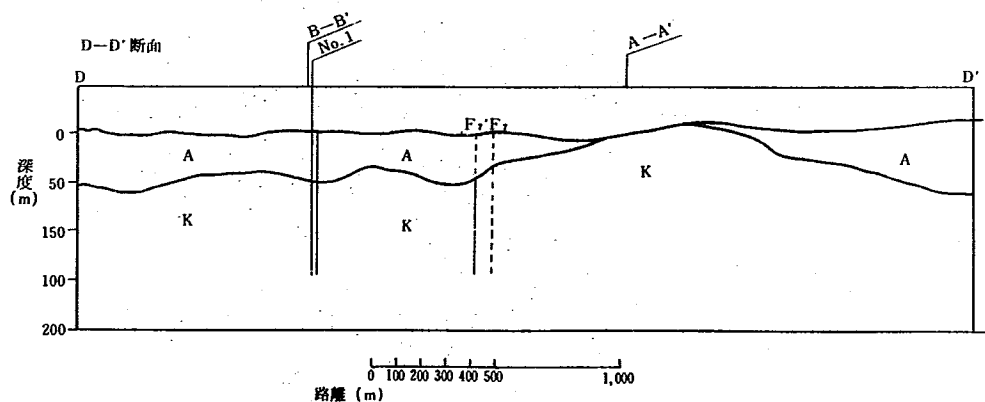
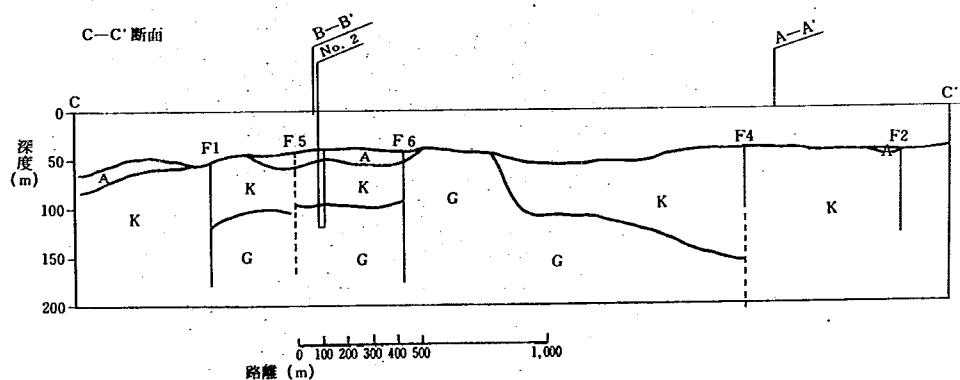
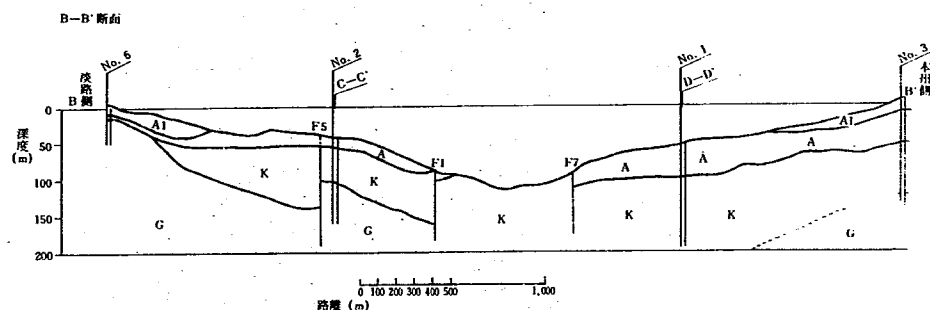
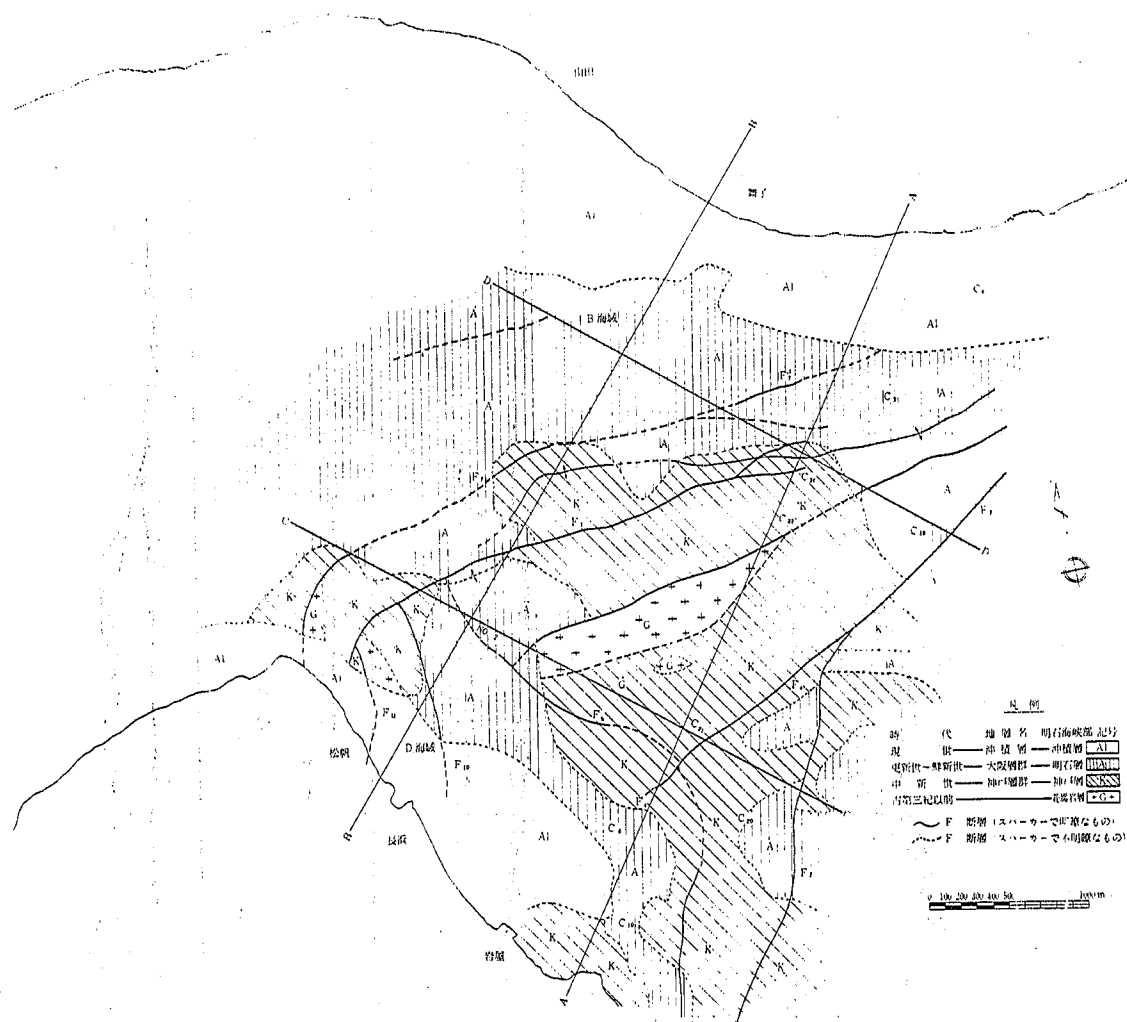


図 9. 1 明石海峡部海底地質平面図



参考資料 1

第3回(48年度第1回)明石海峡地質構造解析研究会議事録

日 時 昭和48年5月11日～12日

場 所 現場および本四神戸調査事務所

出席者 吉 中(埼大) 小 島(東大)

本四公団 高橋(幸), 宮島, 越智

土 研 岡本, 菅原

基礎地盤コンサルタント(2名), サンコーコンサルタント(3名)

議 題 5/11 ① 創成2号(セミサブタイプボーリング足場)見学

② 原位置試験地(舞子公園東方800m)見学

5/12 ① 47年度調査項目概要報告

② 48年度 "

③ 原位置試験についての検討

配布資料 ① 明石海峡地区地質調査の実施状況および今後の予定

② 明石礫層原位置試験計画書

③ 同ケーソン工事概要

④ 機械ボーリング柱状図(原位置試験地点のもの)

議 事 録(48-5-12) (5-11関係資料は後述)

I. 47年度までの調査状況の説明(宮島)

1. ボーリング

① 垂水地区陸上部2カ所

② 舞子陸上部3カ所………基盤Grまで

松帆陸上部2カ所………Grの新鮮なところまで

③ 舞子側主塔付近 1カ所

松帆側主塔付近 1カ所

2. 大型三軸試験………試験室で行なう。

48年度も行なう。

明石層(西八木層を含む)3シリーズ

神戸層(主塔付近のコア)1シリーズ

↑
機械操作上の問題あり。

3. 明石層, 神戸層の力学的性質に関する研究——大阪市大

三軸試験の指導その他

4. 音波探査………スパーカー, ソノプローブ

B層がないのでA層とC層の区分は困難。

断層ののびについて少々データが得られた。

大勢はこれまでと同じ。

5. 原位置試験地点のボーリング1本35m→柱状図等あり。

II. 48年度調査計画概要説明(宮島)

1. 舞子主塔地質調査 ボーリング14本 6月初掘削開始

創成2号を使用する。

1回に3~4本同時掘削(ϕ 225 mm 2~3本 ϕ 130 mm 1本)

後、シフトして掘削する。

2. 松帆橋台地質調査⇒ボーリング24本 6月末までにかかりたい。

躍進2号を使用する。

3. 原位置載荷試験 参考資料あり。

ケーソンを掘り、深さ11.0, 17.0, 23.0, 27.0m付近で以下の試験を行なう。

(1) 静的平板載荷試験 16回

(2) 動的 " 4回

(3) ブロックせん断試験 16ヶ

4. 明石層、神戸層三軸試験……試験室

ケーソンおよび海上ボーリングの試料による。

III. 松帆主塔、舞子橋台は49年度に調査する。

議 事

岡 本：陸上部と海上部のつながりはどうなっているか。

高 橋：47年度に調査の予定だったができなかった。今年度は載荷試験地点とのつながりがあるので是非やりたい。

岡 本：スパーカーはどうなっているか。

高 橋：調査が遅れてできあがったばかりである。後程説明する。明石層の構成がよく分らない。B層がないので細区分が不能である。

ボーリングは乱した試料でもよいから、できるだけ多くのサンプルをあげることを考えている。

岡 本：大切だと思う。ただサンプリングにはなれが必要である。サンプルが十分あがるまでには時間がかかるだろう。

海上部の構造を解析するためには計画地点だけでは不十分だ。ボーリング地点をもっと増やせるか。

高 橋：足場や時間の関係でむずかしい。舞子のノリヒビの中では可能かも知れない。全体にむずかしいと考えられる。

岡 本：現在の計画ではルートやヒアサイトが決っており、その点の詳細調査になっているのはいいか。構造解析はなおざりにされているのではないか。これだけの資料では海峡部の地質構造精査にはならない。

高 橋：対外的な問題でそうせざるを得ない。舞子側橋台(A地点)と主塔(B地点)との間にボ

ーリングはむずかしい。現時点では橋脚や橋台付近しか不可能だろう。海上保安庁の許可も困難だ。

現時点の計画でも 500～600 m 間隔でうめられるはずである。

岡 本：陸上部 原位置試験地点 B 地点とのつながりをつかみたい。点のジャッジだけにならないようにしたい。

陸上部ボーリング（各種検層を含む）を実施する。

〔原位置試験について〕

対応関係調べるため、ケーソンのそばでボーリング（2カ所）をし、コアの観察、物理検層、孔内載荷試験、（引抜試験）などを行なう。

原位置試験の内容は前述の通り。

議 事

吉 中：サンプリングはどの地点で行なうか、テストボーリングの密度検層と実際の密度との対比を、できるだけ細かくつけ、海中の砂レキ層の密度推定に役立つデータを集める必要がある。

越 智：試験地点の直上 50 cm 位のところで行なう。

吉 中：現場密度は砂置換法かなんかで多数点行なった方がよいと思う。

岡 本：軟岩の平板載荷で繰返しし荷重の場合と段階荷重の場合とでは変形量が著しく違ってくる。

ダムの調査では軟いところでは繰返しし荷重はやめようとしている。

動的な載荷試験の場合、試験そのものや方法に問題がある。

泥質な岩は挙動がよく分らない。

反力が十分でないと振動をおこす。

装置で最大荷重強度 10 Kg/cm²は少なすぎる。歪計のストロークが小さい。

ブロックせん断試験について

鋼製ブロックは材料の違いをよく検討してみなければならぬ。

越 智：作業の時間的制約から鋼製ブロックを使うことにした。

：底面の整形、モルタルと鋼製ブロックのなじみの問題などがあるので、コンクリートブロックを打設した方がよいのではないか。

岡 本：垂直荷重は1段下げた方がよい。θはいくらですか。（垂直荷重が大きすぎる、実際の荷重はどれくらいか、もっと小さいところで破壊すべきだ）

高 橋：15°です。

岡 本：小さい方がよい。現在ダムの方では11°～13°位でたくさんやっている。9°位までできるはずである。

吉 中：現場一面せん断試験と三軸試験との関連をつかんでおく必要があるのではないだろうか、現場三軸を検討してみてもどうか。

垂直荷重は砂レキのせん断中のダイレタンスーのため、細かく変化するかも知れない、また小さい垂直荷重の試験の領域ではロードセルなどを併用して荷重測定の精度を上げた方がよい。

吉 中：各せん断ブロックの設置地点について速度（P、S波）をとっておいてはどうか。海中の速度検層への適用を考えて。

吉 中：原位置試験（ケーソン内）地点の地層が明石層か他のものであるかを確認するため、国鉄線の後側の段丘上面からケーソン深度までの地層対比のためのボーリングをしてはどうか。段丘は明層であり、地層構成の比較ができれば、陸上における今までの試験結果を海側へ適用して利用する場合の重要な判定資料になる。

（その他）

ビデオをとるとよい。

せん断試験用ブロックの無破壊試験ができないか。層序を調査対比する要素としては、現場密度や粒度構成の他 Velocity も使える。

土研のS波検層装置が使えるかも知れない。

潮位による地盤の歪はないか。

よく分らないボーリング孔の地下水位はあまり変わらない。潮位は1.5 m以上変わる。

〔スパーカについて〕

明石層のB層は、Yルート付近では出てこないで、明石層の区分は困難である。A層とC層はパターンが似ているので関係がよく分らない。

明石層全体の追求もむずかしい。

断層ののびが若干はつきりした。

参考資料 2

第4回（48年度第2回）明石海峡地質構造解析研究会議事録

日 時 昭和48年11月20日～11月22日

場 所 本四公団第1建設局、垂水工事事務所および現場

出席者 東大 小島

土研 岡本、菅原

公団 越智（本社）、島田（第1建）、岡田、田中、高橋、山田、土田、小松（垂水工）

コンサルタント 能戸、福沢（基礎地盤）、白石、小林（サンコー）

配布資料 1. 明石海峡地質検討資料

2. 明石海峡B海域その1報告書（抜粋）

3. 明石海峡B海域その1地質調査報告書要旨

4. 明石海峡D海域その2地質調査概報

5. 明石層神戸層研究分科会資料（48-9）

6. 同明石海峡大橋橋脚地盤反力および変位等に関する資料

7. 明石層現位置載荷試験中間資料

- 議 題 1. 48年度明石海峡地質調査の経過(資料説明)
2. 調査内容の中間報告(資料説明)
3. 問題点の検討

議 事

1. 昭和48年度明石海峡地質調査の経過説明

現場試験および調査

ケーソン内の原位置試験

- 第1層(TP-6m)試験中 上部礫層(褐色帯)
- 第2層(TP-12m)11月末～1月 境界下部, データ処理はむずかしい
- 第3層(TP-19m)2月～3月 下部礫層(青灰色帯)

B海域(垂水側主塔付近)ボーリング他 創成2号

- その1(No.1.2.3.4) 6月中旬～8月中旬
- その2(No.5.6.7) 8月中旬～11月初旬
- その3(No.8.9.10) 11月初旬～12月末
- その4(No.11.12.13.14) 1月～3月末

D海域(松帆側 アンカー部付近)ボーリング他 躍進2号

- その1(アンカー東側No.1.2.3.4) 完
- その2(岸寄りベントNo.5.6.7) 完
- その3(西側No.8.9.10) 12月中旬又は下旬まで

基盤が急傾斜しているので西側へ150m範囲を拡げて調査する予定(一部概査)

スパーカーの解析結果はボーリング結果と合わない。スパーカーの位置かずれているのではないか。

室内試験(ケーソン内からの試料によるもの)

大型三軸試験……西八木層(礫層)を行なった。明石層全体について行ないたい。(神戸, 大阪市大)

排水, 非排水では著るしく異なる。

小型三軸試験……(大阪市大)

大型三軸試験の予備試験

将 来 三軸クリープ試験をやりたい。

2. 調査結果の中間報告

資料1～7について説明あり, 以下の提言あり。

1. 神戸層の泥岩には炭質物を含むところや凝灰質のところがあり, これが鍵層にならないか。神戸層の連続性はもう少しよいはずである。
2. 明石層の礫径分類は不整合面を基準にとれば横への変化がもう少しよく分るのではないか。
3. 一面せん断試験を多くする。
4. 円型現位置せん断試験機の開発

3. 問題点の検討

1) 明石層について

1. 層位学的な対比は困難だが、工学的な対比ができそうだ。プレッショメーターでは分帯できる。
2. ボーリングを多くしてゆけば、プレッショ、粒度、密度などで対比できるだろう。ただし、ボーリングを増やすことは難しい。
3. 上部礫層（褐色）は対比がむずかしいか、下部は可能。
4. プレッショメーターは、 $\phi 66 \text{ mm}$ はバラツキが大きい、 $\phi 100 \text{ mm}$ ではだいたい同じ値となる。
5. ケーソンで2～3層やってみて変った値が出ればまた検討する。
6. E_{sp} の500～1500 Kg/cm^2 をもっとつめる必要がある。礫径、礫の風化の程度に注意を払う必要がある。

大型三軸試験をやりたいが、海上部でのサンプリングを行なう。

2) 神戸層について

1. 概査の段階で考えていたよりも大変悪い。下位の軟い部分はタカ礫位に相当するのではないか。
2. q_u は小さいが E_{sp} はこれまでと余り変らない。
 - D海域の報告書中、柱状図の E_{sp} の巾が広く、細かなことは分らないので E_{sp} の差が読めない。
 - ボーリング孔径が大きくなったことと、サンプリング技術が向上したので q_u の小さいものでもサンプリングができ、軟かいもののデータが増えたことも考えられる。
3. 有機物（炭質物）を含むものと凝灰質のものは、スレーキングを起こす。これは強度的に弱いので注意する必要がある。またこれを対比のキ-に使えないか。

3) 今後の調査の重点

1. 明石はほぼホモジニアスと考え、調査試験の重点を神戸層に移す。
2. ボーリングを現計画（深度70 m）より深くする。ただし工期で規制される。
3. コアを乱さないで採取したり、含水比を変えずに採取することはむずかしいので、 q_u 値についてもう一度よく検討する。
4. 破壊強度を中心とし変形性を考えた試験をする。明石側は特に変形性が問題となる。
5. 原位置試験の問題点はもう少し試験してみてから検討する。
6. いろいろな試験値をコアを見ながら再チェックする。
7. E_{sp} についての重要性は益々重大である。従って孔内載荷試験は常に精度をあげるように注意すること。ケーソン内の原位置試験も非常に重要で、その結果は将来最大のよりどころになる。

第10章 和泉層に対するローラビットの 削孔性に関する調査試験

10.1 ま え が き

本州四国連絡橋の橋脚基礎の掘削工法として、ロータリ式ビットによる大口径掘削機を用いる方法が検討されている。

この掘削機に装着する掘削ビットに関しては、これまでの調査によって、軟岩、中硬岩に対してはミルドツース（ギヤツース）形カッタまたはドラグビット（バイトビット）が適することがわかり、また硬岩に対して適当といわれているチップインサート形カッタの掘削性能についても、大略の特性を明らかにしてきた。

しかし本四架橋に際し問題となる和泉砂岩に対する大口径掘削の実績は、従来極めて少ないため、本四公団の委託により、49年度は和泉砂岩に対するツース形カッタ及びインサート形カッタの掘削性能を知る目的でこの調査試験を行なった。

10.2 試 験 目 的

和泉砂岩に対するツース形カッタ及びインサート形カッタの基本的な掘削性能、即ち所要掘削トルク、所要掘削馬力、掘進速度、回転数等を明らかにするとともに、両者の和泉砂岩に対する適応性を検討し、あわせて、これまでの花崗岩、砂岩等に対する掘削性能試験結果との比較検討を行う目的で行なった。

10.3 試 験 方 法

実験は土木研究所のビット試験機にツース形カッタ、チップインサート形カッタを取付けて表-1に示す和泉砂岩の掘削実験を行なった。

和泉砂岩は、鳴門市大毛島で採取したものである。

ツース形カッタは、最大直径154mm ϕ 、高さ100mmのコーン状ローラに歯形カッタを有しているものである。

インサート形カッタは、最大直径143mm ϕ 、高さ100mmのコーン状ローラの外周にタングステンカーバイト鉤のチップ（直径12.8mm ϕ ）を56個埋め込んだカッタ5個（他にセンタカッタ1個）からなるビットである。それぞれの形状は図-1、図-2に示す通りである。実験ではこの他本四公団所

表-1 和泉砂岩の物理試験結果

試 験 法	単 位	測 定 数	最 大 値	最 小 値	平 均 値	標 準 偏 差
一軸圧縮強度	kg/cm ²	8	1721	1012	1345	263
引張り強度	kg/cm ²	10	90.3	32.9	60.9	14.0
ショア硬度		40	94.0	70.5	82.8	5.40
比 重		8	2.54	2.50	2.52	0.012

有の掘削径500mmのインサート形カッタについても行なった。

被削材である和泉砂岩は、1000mm×1000mmの断面を持つ鋼製型枠の中にモルタルで固定され、その上方からビットを回転しつつ押込んで、その時の押付力（ビット推力 W_{ton} ）、所要トルク（ $T_{Kg\ m}$ ）、ビット回転速度（ $N\ r.p.m$ ）、掘進速度（ $R\ m/h$ ）等を計測した。

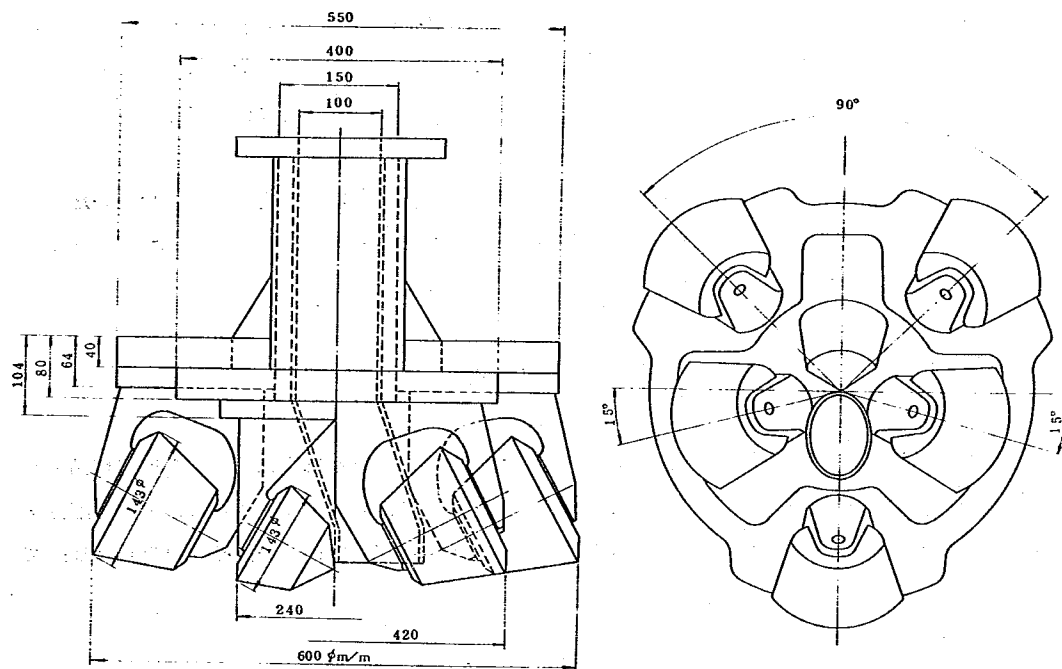


図-1 ビット形状

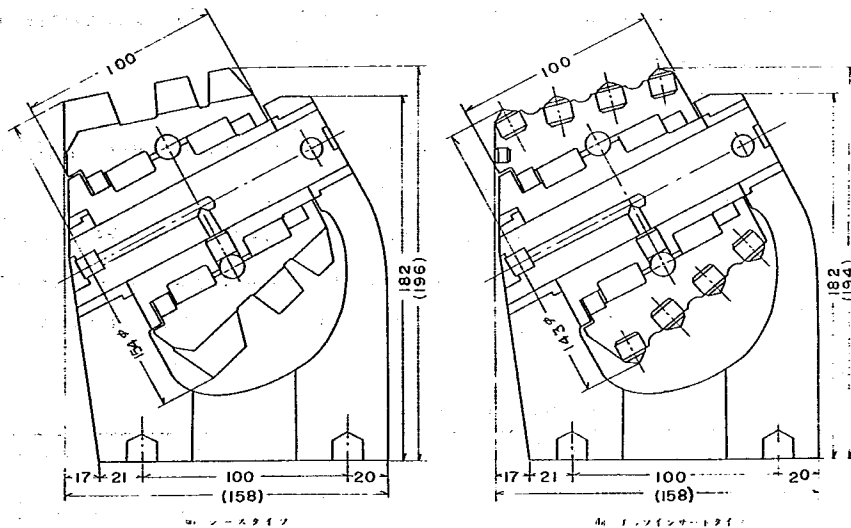


図-2 ビット形状

10.4 試験結果

10.4.1 ビット推力(W)と掘削トルク(T)

本実験により求めた単位口径当り推力 W_d (Kg/cm) と掘削トルク T ($Kg \cdot m$) の関係を図-3に示す。実線は今回の実験結果を示し、点線は以前に行なった600mm口径のツース形およびインサート形の結果を示すものである。以下の図も同様である。

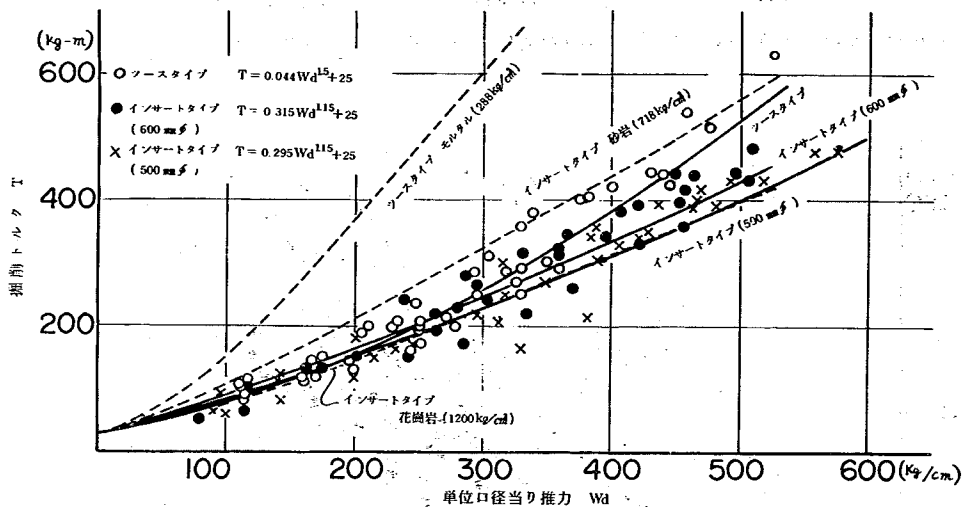


図-3 単位口径当り推力と掘削トルクの関係

図-3 単位口径当り推力と掘削トルクの関係

図中の関係式は回帰方程式を求めたものであるが、今回の場合は既に表示している次の関係式により整理した。

$$\text{ツース形の場合} \quad T = C_1 W_d^{1.5} + A_1 \quad (Kg \cdot m)$$

$$\text{インサート形の場合} \quad T = C_2 W_d^{1.5} + A_2 \quad (Kg \cdot m)$$

ただし C : 被削材により変わる係数

$$A : \text{空転トルク} \quad A_1 = A_2 = 25$$

図より、 T は、ツース形、インサート形についてそれぞれ W_d の1.5乗、1.15乗に比例することは和泉砂岩に対しても成立すること、同一の推力に対しては、ツース形の方が大きな掘削トルクを必要とすること、またこの差は推力を大きくすればする程広がるということが明らかになった。

前年度のインサート形ローラビットによる硬岩掘削試験で、掘削トルクは掘削口径の2乗の割合で増加し、また試料の一軸圧縮強度 (S_c Kg/cm^2) と一次的な関係にあることから

$$T = (-0.007 S_c + 16.6) \times 10^{-5} D^2 W_d^{1.5} \quad (Kg \cdot m)$$

の関係式を示したが、これによれば、同一掘削口径で比較した場合、花崗岩 ($S_c = 1200 \text{ } Kg/cm^2$)

と和泉砂岩 ($S_c = 1345 \text{ Kg/cm}^2$) の関係は花崗岩の方が大きくならねばならず図は逆の傾向を示している。

従ってこの相異をサンプル数の少ないことに起因する誤差の範囲とするか、或いは一軸圧縮強度以外の要素を考えなければならないのか今後の検討を要するところである。

10. 4. 2 ビット推力 (W) と掘進速度 (R)

ビット推力は掘進速度に大きな影響を与えるものであるが、本実験により求めた結果を図-4に示す。同一推力に対してはツース形の方が大きな掘削トルクを必要とするだけに一回転当り掘進量が大きく切れ味のよいことを示している。図中の関係式は前項と同じ要領で求めたものであり、インサー

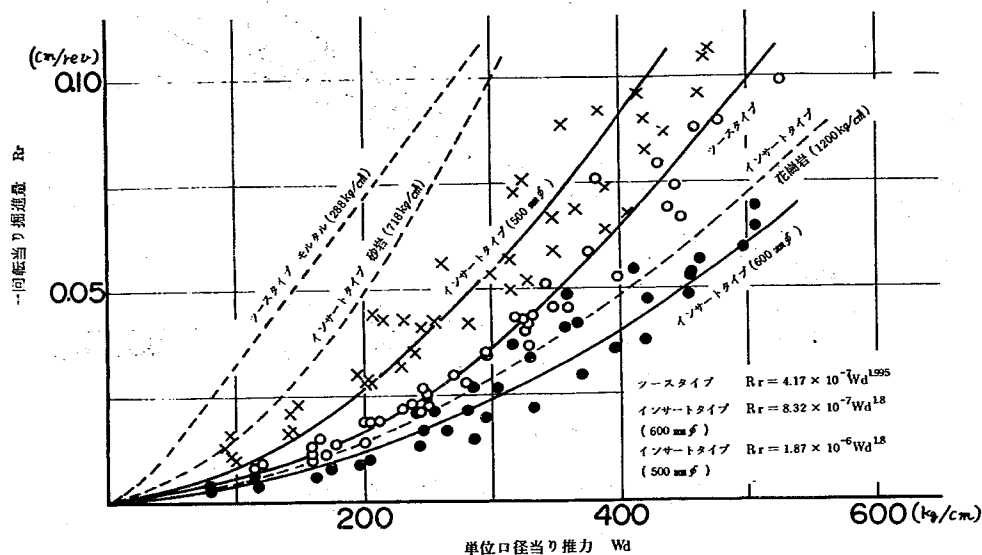


図-4 単位口径当り推力と一回転当り掘進量の関係

ト形については

$$Rr = KWd^{1.8} \text{ (cm/rev.)}$$

を適用した。この結果前回示した

$$K = 1.54 \times 10^{-5} e^{-0.0022 S_c}$$

の値に $S_c = 1.345$ を代入すると $K = 7.98 \times 10^{-7}$ となり今回の $600\text{mm } \phi$ の $K = 8.32 \times 10^{-7}$ とよく合致した。

ツース形については、従来軟岩、中硬岩の域で実験した結果により、原点附近を除いてはほぼ直線となることが判明しているが、今回の場合は指数曲線となり、和泉砂岩に対しては新しい傾向を示した。

今回の実験でインサート形 $500\text{mm } \phi$ の場合が、単位口径当り推力で整理しているにもかかわらず、非常に効率のよい掘削性能を示しているが、これは、カッタの配列により中央部に切れ残しの部分が

生じ、掘削断面全体の掘削を行なわなかったことによるものであり、参考までに示したに過ぎない。

10. 4. 3 掘削馬力 (PS) と時間当り掘進量 (Rq)

実験より求めた結果を図-5に示す。掘削馬力を増せば掘進量 (m^3/h) が增大することは明らかであるが、ツース形の方がインサート形よりやや効率的であるということ、また花崗岩より一軸圧縮強度の高い和泉砂岩の方がインサート形では、掘進量が大きいという2点は注目に値する。即ち、一軸圧縮強度 1000 Kg/cm^2 以上の岩に対してはインサート形の方が有利であるということ、また強度が大きくなる程掘進量が減ずるということは異なった現象を示した。

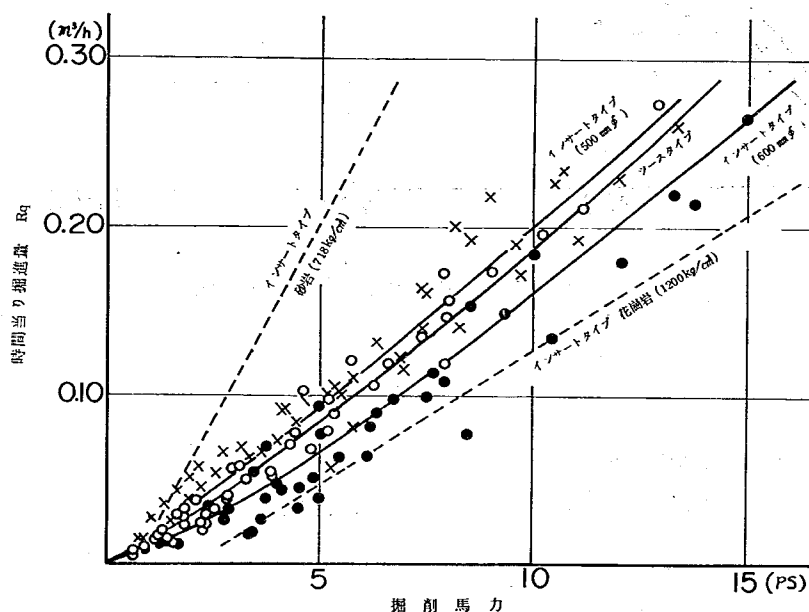


図-5 掘削馬力と掘削量の関係

10. 4. 4 ヒット推力 (W) と馬力時間当り掘削量 (Eq)

馬力時間当り掘削量 (Eq) は、掘削量 (m^3/h) をその時に要した馬力 (Ps) で除した値で、動力が如何に有効に利用されたかを示す値で掘削能率をあらわしている。

単位口径当りとの関係を図-6に示す。試料・強度によって Eq の値は低下してくるのは当然であるが、インサート形よりツース形の方が能率がよいこと、また花崗岩の場合には $Wd = 400 \text{ Kg/cm}$ 程度から横ばいの傾向を示し、設計時の推力に対して1つの目安を示しているのに対し和泉砂岩の場合には、ツース形、インサート形とも実験の範囲内では顕著な横ばいの傾向が認められず、推力を増せば増す程能率が上がることを示している。

従来、ツース形の場合は、インサート形より推力の小さいところで横ばいの傾向を示し推力をそれ以上大きくしても掘削能率の面では効果が少ないとされていたこととも異なった現象であり、和泉砂岩

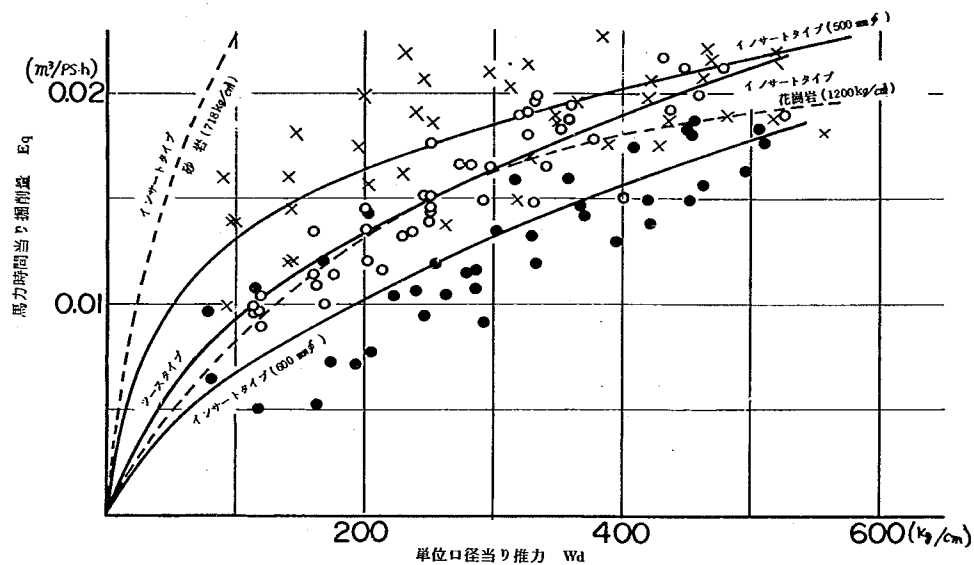


図-6 単位口径当り推力と馬力時間当り掘削量の関係

の特性を示している。

10.4.5 ツース形カッタの摩耗量

本実験中に生じたツース形カッタの摩耗の状況を図-7に示す。

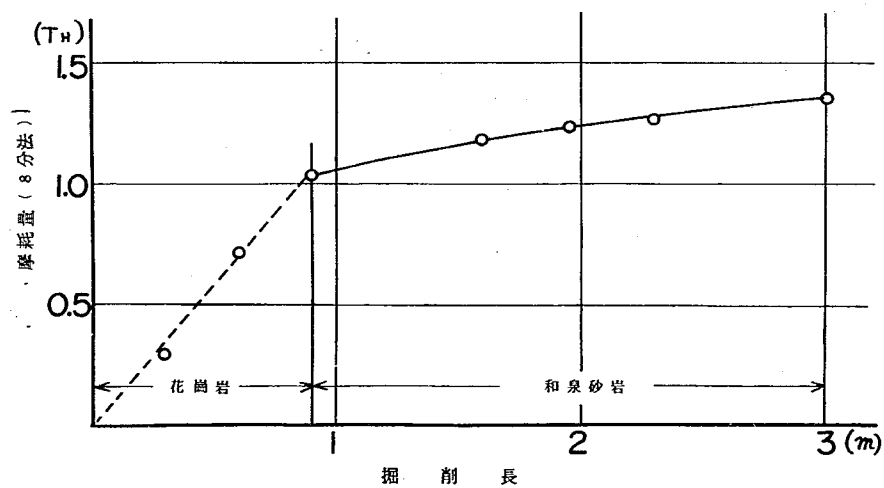


図-7 ツース形カッタ摩耗量

縦軸には8分法によって整理した摩耗の割合、横軸には掘削長(m)をとり、前年度同じカッタを用いて花崗岩を掘削した値と合わせて図示した。

花崗岩に対する摩耗の割合と和泉砂岩に対する摩耗の割合を比較すると前者の場合にはカッタの初期摩耗が含まれおり単純な比較をする訳にはいかないが、和泉砂岩に対する摩耗の進捗は、花崗岩と比べて緩やかであることが認められる。

カッタの摩耗の程度は、掘削性能に影響を及ぼすことは当然予想されるため、現場で実際に施工する場合にはその掘削性能は勿論、経済性からみた交換時期等も把握することが必要であり、この点に関する今後の調査が要望される。

10.5 ま と め

和泉砂岩に対するツース形カッタ並びにインサート形カッタの特性の大略が得られ、一軸圧縮強度が $1,000 \text{ Kg/cm}^2$ をこえているにもかかわらず、ツース形カッタで十分に掘削可能なこと、しかもツース形カッタはインサート形カッタに比べてトルクは必要とするが動力の面からみれば、掘削量が増えるため逆に有利になることが判明した。

またインサート形カッタに関しては、和泉砂岩と花崗岩を比較した場合、和泉砂岩の方が動力は少なくて済むが、大きな推力を必要とすることが判明した。

また、推力と掘進速度の関係では、岩質を一軸圧縮強度で代表した指数を用いてよく合致するが、推力とトルク、馬力と掘進量等の関係ではローラ形ビット、とくにツース形の場合には、一軸圧縮強度以外の要因も関係式の中で考慮に入れるべきであることが推察できた。

しかし、この結果は数少ない資料によるものであり、さらにデータの積み重ねが必要である。

また実際には、和泉砂岩の場合、軟岩と硬岩が斜状に互層をなしている特殊性もあり、今回の実験がその硬岩部分に限定していることから、硬岩軟岩を同一のカッタで掘削する場合、どういう掘削方法をとれば最も有利であるか、また孔曲りはどうなるか、カッタが摩耗した場合の交換時期等合わせて検討しなければならない。

本州四国連絡橋の設計・施工に
関する研究

土研資料第911号
昭49. 3 (1974)
土 木 研 究 所

キーワード

吊橋、耐震、耐風、基礎地盤、波力、潮流力、掘削試験

要旨 本四公団受託研究に関する48年度の報告書で、つぎの各章から
なっている。

- | | |
|------------------|----------------------|
| 第1章 総 説 | 第7章 明石橋のせん断特性とクリープ特 |
| 第2章 材料構造に関する調査試験 | 性に関する調査研究 |
| 第3章 鋼床版舗装の実態調査 | 第8章 海中鉄橋に作用する波力 |
| 第4章 吊橋の耐風性 | 第9章 明石海峡の地質構造の調査 |
| 第5章 高橋脚橋梁の地震時の変形 | 第10章 和泉層に対するローラーピットの |
| 第6章 下部構造の耐震性 | 削孔性に関する試験調査 |

郵便はがき

は 十
は 月
て 切
下 手
さ を

2 8 0 - □ □

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号
建設省土木研究所
振動研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料911号 部

上記の通り受領しました。

所属（住所）

氏 名

印