

土木研究所資料
第1088号

本州四国連絡橋の設計施工に関する
研究報告

昭和51年3月

建設省土木研究所

目 次

第 1 章 総 論

1-1	土木研究所における本州四国連絡橋の調査経緯	3
1-2	前年度まで（昭和46～49年度）の研究結果の概要	3
1-3	昭和50年度における研究内容および研究体制	13
1-4	昭和50年度における研究成果の概要	14

第 2 章 材料構造に関する調査試験

2-1	鋼床版はり試験体疲労試験	19
2-2	長浦試験橋（旧橋）の載荷試験	31

第 3 章 鋼床版舗装に関する試験調査

3-1	舗装の疲労に関する試験調査	43
3-2	舗装の接着性について	53

第 4 章 耐風性に関する調査試験

4-1	防音装置の吊橋の耐風性に及ぼす影響	69
4-2	部分実験橋の非定常空気力特性	72
4-3	乱れた風により吊橋に作用する空気力（その2）	75

第 5 章 地震動および地盤の動的性質に関する調査試験

5-1	概 要	101
5-2	震源モデルによる地震動の解析	101
5-3	地盤の動的性質に関する試験調査	108
5-4	その他の調査試験	109

第 6 章 耐震性に関する調査試験

6-1	概 要	117
6-2	対象橋梁	117
6-3	動的解析理論	120
6-4	解析結果	135
6-5	結 論	138

第 7 章 基礎工に関する調査試験

7-1	概 要	147
-----	-----------	-----

7-2	試験に使用した試料	147
7-3	試験に用いた試験機	148
7-4	試験内容	148
7-5	試験結果とまとめ	149

第8章 土質に関する調査試験

8-1	まえがき	167
8-2	実験方法	167
8-3	実験結果	168
8-4	考 察	170
8-5	結 論	171
8-6	参考文献	171

第9章 塗料に関する調査試験

9-1	試験目的	181
9-2	試験概要	181
9-3	試験方法	181
9-4	試験結果	186
9-5	今後の計画	187

第10章 交通騒音に関する調査試験

10-1	概 要	193
10-2	アンケート調査	194
10-3	結果の概要	195
10-4	今後のとりまとめ	197
10-5	参考文献	197

第11章 海水汚濁の拡散に関する調査試験

11-1	まえがき	205
11-2	模型実験による発生量の測定	205
11-3	数値計算による汚濁解析	208
11-4	まとめと今後の問題点	211

「本州四国連絡橋に関する調査試験」に係る年度別，課題別契約金額一覧 ..	217
--------------------------------------	-----

第1章 総論

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及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年度より昭和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及び、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たった。

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他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5年度に当るものである。

1-2 前年度まで（昭和46～49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 2,000m の 3 径間吊橋および中央支間長 1,500m 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いえないこと、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 1,500m 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ソン基礎の大型振動台による予備的模型実験を行い、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果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ミュ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 851m から 1,860m 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 $\alpha = \beta$ という苛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南備讃大橋に関しては仰角0°において約4.5 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、後者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870m）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い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1,880m）ならびに南備讃瀬戸大橋（中央径間長1,100m）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いえよう。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いえよう。

(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1,880mおよび1,515m）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1,880m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1,515m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いえよう。

(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 $1.90 \pm 0.03 \text{ t/m}^3$ 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

3° 10', 1.6 Kg/cm 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 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。一方飛鳥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 1.0°~2.0° 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、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おしを得た。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、既柱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 4 km、長さは海峡部 4 km、兩岸内陸部各 1 km、計 6 km とし、対象地域に関係する地質の資料・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リ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いえよう。標記のビットは口径 60 cm 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おしを得た。

1-2-3 昭和48年度の研究

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。

(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いえよう。

- 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いえよう。

(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いえよう。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案の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抗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いえよう。しかしシャーキー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いえよう。

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いえよう。

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。

(7) 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得た。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とした。

(8) 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兩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、架橋ルートの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。

(9) 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1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ーと適中硬岩とされているツース型カッターのいずれが適当であるかを試験した。

試験の結果、ツース型カッターを用いた場合には所要トルクはインサート型カッター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

率はツース型カッタを用いたローラービットが優れているといえよう。

1-2-4 昭和49年度の研究

昭和49年度における受託研究の成果の概要は次のとおりである。

(1) 材料構造に関する調査試験

鋼床版構造に関し、模型載荷実験による静力学的挙動、疲労強度および鋼床版上の舗装の挙動の調査ならびに試験橋により実交通下における応力頻度の実測を実施した。その主な結果は次のとおりである。

- i) 設計輪荷重の載荷により、鋼床版のデッキプレートに局部的に道路橋示方書の許容応力度以上の応力度が生ずるが主応力度は降伏応力度以下である。
- ii) デッキプレートおよび縦リブの現場溶接継手は仕上げの有無に関らず、設計輪荷重の200万回繰返し載荷で疲労クラックの発生が認められなかった。
- iii) 鋼床版上の舗装表面には、設計輪荷重により1,000μ程度の引張ひずみを生じ、舗装表面の引張りひずみが1,000ないし3,000μになるとデッキプレートの曲率半径は9ないし20m程度となる。
- iv) 実交通下での応力頻度は、1車線当りの日交通量約10,000台（重量車混入率25%程度）の試験橋で、応力レベル840Kg/cm²、500Kg/cm²に対し、それぞれ30回/日、730回/日であった。一方比較のため実測したコンクリート充填鋼格子床版の1ビームでは500Kg/cm²に対し13回/日程度であった。

(2) 舗装基準に関する調査

耐まもう層、表層、防水層、接着層の各層につき新材料の開発を目的とした材料試験を行なうとともに、前年度の現況調査で鋼床版舗装の破壊が接着層に問題があって促進されることが認められたため、舗装の接着力試験を中心とした現況調査を実施した。

(3) 耐風に関する調査

因島大橋の最終設計案、耐風実験橋の模型につき風洞実験を実施するとともに、橋軸方向に断面形状の変化する吊橋の耐風性に考察を加え次の結果を得た。

- i) 因島大橋の最終設計案は十分な耐風安定性を有する。
- ii) 乱れの分布は一様であり、強度は8ないし12%になることを認めた。耐風実験橋の1/72の模型につき、風洞内に格子をおいて乱れを強制的に発生させた場合の空力3分力を測定した。
- iii) 2次元模型による非常空気力の測定結果を用い、吊橋全体の応答を計算するプログラムを開発した。

(4) 耐震に関する調査試験

高橋脚橋梁の地震時の変形に関する調査試験の一環として、ゴム製杭を用いて杭と地盤の相互作用

用に関する模型実験を行ない、基礎—地盤系の解析モデルに関し有用な資料をえた。また、国立防災科学センターの振動台を用いて実施された、明石海峡大橋の基礎と地盤の模型振動実験につき、計画立案、測定、データ処理を分担するとともに、地盤材料として使用された利根川砂の動的変形特性試験を実施し、 10^{-6} ないし 10^{-4} 程度のひずみ振幅における動的せん断弾性係数と履歴減衰係数の値を求めた。

(5) 基礎工に関する調査試験

明石層、神戸層、D、Eルートの花崗岩の最新の地盤調査資料を用い、剛塑性論、弾塑性論等の解析法により、浅い大型基礎の根入れ寸法と平面寸法の影響を考慮した支持力を検討した。

(6) 土質に関する調査試験

垂水ケーソン内で採取した明石層のレキ混り土の動的大型3軸試験を行ない、弾性係数、履歴減衰定数、振動時の粘着力、内部摩擦角等につき検討し、次の結果をえた。

- i) 等価せん断弾性係数は、応力比(平均軸圧/側圧)が大きくなる程減少し、応力比2の場合には1の場合にくらべて15~20%減となる。また軸ひずみが大きくなると等価せん断弾性係数は減小し、減小率は側圧によって異なるが、軸ひずみが0.5%の場合は、0.05%の場合にくらべて数分の1となる。
- ii) 履歴減衰定数は、応力比が大きくなる程増大し、側圧が大きいく程この傾向は顕著になる。また、軸ひずみとともに増大し、軸ひずみが0.03%から0.3%になると履歴減衰定数は約3倍となる。
- iii) 動的な粘着力と内部摩擦角は、静的大型3軸圧縮試験の結果にくらべて小さく、全応力表示で、まさつ角 $21 \sim 24^\circ$ 粘着力0、有効応力表示で、まさつ角 $31 \sim 35^\circ$ 粘着力0となる。

(7) 明石海峡の地質構造に関する調査

3ケ年にわたる明石海峡の地質構造に関する調査の総まとめを行ない、従来の地質図を大中に書きかえるとともに、次の事項を明らかにした。

- i) 基盤を構成する花崗岩は、ほとんど六甲花崗岩で、海峡部も陸上部と同じように起伏が大きく、部分的に深くまで風化している。特に松帆側サイドの選定に重大な影響がある。
- ii) 神戸層は岩相変化が大きい。海峡中央部を東北東—西南西にのびるF6断層を境にして舞子側は泥質岩が多く、岩屋側は砂質岩が多い。B海域は前者に属し、凝灰質のところや炭質物を含むところが多く、著じるしく軟弱である。C海域やD海域では硬い砂岩のところが多いが、ところどころに軟い泥岩(一部粗粒砂岩)や凝灰岩もはさむ。
- iii) 明石層は締った砂礫からなる。一般に泥質の中部層があるとされているが、舞子では確認されなかった。沖積層を含めて地層区分の再検討、再編成が必要かも知れない。
- iv) 断層の再検討を行なった結果、位置の変更、削除、新規発見等があり、地質図の改変を行った。
- v) スパークー調査の結果をもとに各地層の上面の等深線図を作成した。それをもとに断層の存

在や活動状況を調べると次の諸点が判明した。

- (a) 松帆沖のN-S方向の断層がENE-WSWのものより古く、明石層堆積後活動していない。
- (b) 主断層群を形成しているENE-WSW方向のF7, F1, F6断層は、明石層堆積開始後も活動している。これらの断層は全て北落ちで、各ブロックは著じるしく傾動している。神戸層堆積開始後少くとも20m、明石層堆積開始後は10mの落差を生じせしめている。沖積層が堆積し始めてから動いている徴候は見つかっていないが定かでない。
- (c) 神戸層堆積中に、しばしば活動しており断層付近は地層の乱れが大きく、軟弱となっている。
- (d) 海峡部の断層は主として上下方向に動き、水平ズレは少い。
- vi) 明石層上面等深線を検討すると、N-S系断層は活動していないことがはっきりするが、ENE-WSW系ははっきりしない。ただし、兩岸共、現汀線の沖合いにほぼ平行に沈降部が認められる(最大40m)。その分だけここでは沖積層が厚くなる。

(8) 塗料に関する調査試験

フタル酸樹脂系、ポリウレタン樹脂系、塩化ゴム系の塗料について、着色顔料の種類および配合比の明らかな各種色調(赤系、オレンジ系、黄色系、青および緑系など)の着色塗料を試作して大気ばくろ試験および促進劣化試験(500時間)をおこない、色の耐久性と顔料組成との関係および展色剤の種類が色の耐久性に及ぼす影響を調査した。

まだ試験期間が短いため結論づけられないが、大気ばくろ試験の結果と促進劣化試験の結果とは必ずしも相関性が認められず、促進劣化試験の劣化促進率も一般にいわれているより小さいようであった。

(9) 交通騒音に関する調査試験

騒音レベル、周波数成分、発生頻度などの異なる自動車騒音と鉄道騒音とを同時に受けるときの生活環境に与える影響を検討するため、初年度として、交通騒音の評価に関する文献および資料の収集・整理を行い、騒音の評価指標について考察を行った。また、自動車騒音と鉄道騒音とを同時に受けるときの評価の考え方について検討し、今後必要な調査方針について提案した。

道路交通騒音のように不規則かつ大幅に変動する騒音は中央値で表示し、一方、間欠的に発生し、その指示がほぼ一定な鉄道騒音は最大値で評価するのが、「JISZ 8731 騒音レベル測定方法」で定められている方法であるが、この両者がそれぞれある時間内に発生しているとき、どのように評価するかが問題となる。

この点に関しては

- ① 個別評価
- ② 合成した後の中央値評価
- ③ エネルギー等価騒音レベルによる評価
- ④ 住民意識との対応による分析

などが考えられ、今後、これらの方法について実証的な調査試験を進めることが望ましい。

10 海中工事による汚濁に関する調査試験

汚濁物質の発生とその拡散状況を解析し、次の結果を得た。

- i) 汚濁物質は海底掘削に伴うシルト、粘土などと海底に沈殿した有機物、窒素・リンの化合物、重金属からなるが、海底堆積物の現地における粒度分析試験によれば、シルトや粘土質が相当に多い。
- ii) 各種の海中工事につき、それぞれの発生物質や発生機構に考察を加え、問題点を指摘した。
- iii) 汚濁発生源近くの near field につきグラブ浚渫の場合の模型実験を行ない、中心軸上の濃度の通減率、断面の濃度分布、軸方向の拡がりの程度を測定し、汚染物質の放出速度が小さくなる程、周囲の流れの乱れの構造が重要となること、放出口径の20倍程度の距離までは大きな渦や底面の効果が大きくならないこと、その先では乱れの構造と沈降速度の影響が大きくなること、放出口径の20倍程度の距離の地点での濃度、拡散巾、拡散厚を実験値にもとづいて推定しその先は数値計算で推定するのが最良と思われることを明かにした。
- iv) 拡散方程式について理論的に考察し、2次元的な領域における数値計算法を示した。

11 削孔性に関する調査

和泉砂岩に対するツース型カッターの掘削性能と歯先の摩耗度の関係および歯先の摩耗の状態とその進化の早さを解明するため、試験を行ないカッター歯先摩耗の進化による、各種の掘削性能の変化をほぼ明らかにした。掘削時間とカッターの歯先摩耗進化については、時間と費用を節約しながらカッター摩耗を促進するために、途中花崗岩を掘削し、摩耗が進んだ状態と和泉砂岩の掘削条件を変化させ試験を行なった。

この試験により、ツース型カッターによる和泉砂岩の掘削において、その歯先の摩耗は、ほぼ掘削時間、累計回転数に比例し、又摩耗量の進化につれて、掘削トルク、掘削馬力等は低下し、掘削量については、直線的な落ち込みを示すことが、明らかとなった。したがって、施工する立場からすれば、歯先の交換は、掘削効率から一元的に決定されるものでなく、施工計画の詳細な検討によらなければならない、非常な問題を残しているといえる。

1-3 昭和50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）
鋼床版の衝撃係数の実測と疲労強度調査
- (2) 舗装基準に関する調査（舗装研究室）
鋼床版舗装の疲労試験と接着性に関する調査
- (3) 耐風に関する調査試験（構造研究室）
吊橋の耐風安定性に関する実験および解析
- (4) 地震動および地盤の動的性質に関する調査試験（振動研究室）
断層モデルによる地震動の解析と地盤の動的性質の実験
- (5) 耐震に関する調査試験（耐震研究室）
吊橋主塔基礎および高架橋下部構造の地震時の動的挙動の解析
- (6) 基礎工に関する調査試験（基礎研究室）
明石層および神戸層のクリープ特性に関する実験
- (7) 土質に関する調査試験（土質研究室）
明石層の動的特性に関する試験
- (8) 塗料に関する調査試験（化学研究室）
防錆用塗料の塗膜性能に関する調査
- (9) 交通騒音に関する調査試験（交通環境研究室）
交通騒音の評価法に関する調査
- (10) 海中工事による汚濁に関する調査試験（海岸研究室）
海中工事による汚濁物質の発生拡散に関する実験と解析

これらの受託研究を遂行するための経費総額は、約3,320万円となった。

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50年度における研究成果の概要

昭和50年度における受託研究の成果の概要は次のとおりである。

1-4-1 材料構造に関する調査試験

鋼床版に作用する自動車荷重の衝撃係数の実態を把握するため、試験橋において試験荷重車を走行させることにより衝撃係数の実測を行ない、現行の道路橋示方書で与えられている衝撃係数0.4は十分安全であることを明らかにした。

舗装付きの鋼床版模型についてのくり返し載荷試験から4種類の形状のデッキプレートと縦リブの溶接部の安全性の検討を行なうとともに、デッキプレートに生ずる曲率と、アスファルト舗装表面のクラックとの関係についても調査した。

1-4-2 舗装基準に関する調査

細粒度アスコン、密粒度アスコン、およびグースアスファルトの3種類の舗装を対象として、鋼板と舗装との合成ビーム供試体をつくり、 -10°C に制御された恒温槽内で繰り返し載荷速度0.5~5 Hzで曲げ疲労試験を行なった。この場合舗装に生ぜしめるひずみは本四連絡橋において想定される範囲内としている。

また、舗装タイプ（舗装の上層と下層の構成のちがい）、供用年数、累計交通量、破壊状況を主な要因として選びだした実橋15橋について、現地で舗装の接着力試験（ $\phi=10\text{ cm}$ コアの引抜試験、1橋あたり6個ずつ計90個）を実施して以下の結論を得た。

i) 舗装と床版の接着層部分からはがれたものは全体の30%で、接着力は $5\sim 15\text{ Kg/cm}^2$ の範囲にあり、接着力の小さいものは下層に粗粒度アスコンがくる構成のものに多く認められた。

ii) アスコンの中間部分ではがれたものは全体の25%で、タックコート材料の最小接着強度は約 3.5 Kg/cm^2 ぐらいであることが推定できる。

iii) アスコンの引張強度は供用年数とともに低下することが認められ、舗装の供用年数が10年ぐらいでは、引張強度は $8\sim 14\text{ Kg/cm}^2$ の範囲にある。

接着層の接着強さも供用年数とともに低下してゆくという仮定のもとに、アスコンの引張強さの下限值から供用開始時の接着強さを推定すると $14\sim 15\text{ Kg/cm}^2$ になり、舗装の施工時に、接着強さがこの値以上あれば供用後においても舗装とデッキプレートの接着性はある程度保証されるといえる。

1-4-3 耐風に関する調査

風洞実験及び解析計算にもとずき、吊橋の耐風性について次のような調査を行なった。

i) 吊橋に防音装置をとりつけることが静的空気係数と動的安全性に及ぼす影響についてしるべするために風洞実験を行ない、静的空気係数のうち、抗力係数は減少し、揚力係数の傾斜は増大して、防音装置の存在は静的設計の面では安全側に作用すること、一方、動的安全性は、防音装置を取りつけることによりやゝ劣化することを明らかにした。さらに、防音装置とりつけによる橋軸

方向の吊橋断面の変化が耐風性に及ぼす影響を解析的に検討した。

ii) トラス補剛げたの非定常空気力測定を行ない、トラス補剛げたの空力特性を明らかにするとともに、部分実験橋において観測された自然風中での空力不安定振動の解析に役立てた。

iii) 風洞内に格子をおいて、乱れた風を発生させ、吊橋模型に作用する空気力の測定を行なって風速の乱れの影響について検討を加え、耐風実験橋のデータと比較した。

1-4-4 地震動および地盤の動的性質に関する調査試験

断層モデル理論を用いて架橋地点に想定すべき地震動（特に長周期の変位入力）を検討するとともに現位置より採取した土質試料を用いて、共振法土質試験、低周波動的ねじり土質試験を行い土の動的性質（動的せん断剛性および減衰特性）を実測した。

1-4-5 耐震に関する調査試験

地盤と基礎構造物の動的相互作用を考慮した地震入力、地下逸散減衰、地盤材料の非線型性、想定した力学モデルの精度等を明らかにした動的解析法によって、明石海峡大橋主塔基礎および番ノ洲地区高架橋の動的挙動を求めた。

解析の結果次のことを明らかにした。

i) 基礎の減衰性は提案した方法では、設計指針に示されている値より小さい。

ii) 基礎の応答の大きさは、地盤の構成によって可成り異なる。

1-4-6 基礎工に関する調査試験

明石層および神戸層のクリープ特性について大型三軸圧縮試験機、高圧三軸クリープ試験機を使って試験を行い、主応力差とひずみの関係及び各主応力差での経過時間と圧縮ひずみの関係を得た。

1-4-7 土質に関する調査試験

垂水ケーソン内で採取した明石層の礫混じり土の動的な大型三軸試験を実施し、耐震設計に必要な礫まじり土の等価剛性係数、履歴減衰定数、動的強度定数等を求めた結果、次のことが明らかになった。

i) 礫まじり土の等価剛性係数 G_{eq} は、砂の場合と同じ型の次式で表現できる。

$$G_{eq} = A(r) \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} P^m$$

P : 平均有効主応力 (Kg/cm^2)

r : せん断歪

e : 間隙比

A, m : r の関数

礫混じり土では、 A の値は $r = 1.5 \times 10^{-4}$ において 2.10、また m は 0.5 となる。

ii) 歪が大きくなれば減衰定数も大きくなるという傾向がみられる。

iii) 等方応力下での繰り返し載荷試験から液化化しにくい土であると考えてよい。

1-4-8 塗料に関する調査試験

着色塗料の色の耐久性に関する試験（大気ばくろ試験と促進劣化試験）及びフェノール系ジンククロメートさび止ペイントの品質と実用性能に関する試験（大気ばくろ試験と促進劣化試験）を行った。

これらの試験により現在までに次のことが明らかになった。

i) 着色塗料に関して

(i) 変色度についての大気ばくろの結果とウェザーメーター照射の結果との間には正の相関が認められる。

(ii) 赤系の色は、一般に濃色よりも淡色の方が変色度が大きい。

(iii) 変色度のもっとも大きい着色塗料は長油性フタル酸樹脂系で、ウレタン系はもっとも変色度が小さい。

ii) ジンククロメートさび止めペイントに関して

(i) 乾湿くり返し試験は、4サイクルを経過したが、いずれの試料にも欠かんは認められていない。

(ii) 展色剤の種類が、さび止めの効果に大きな影響を与え、フェノールアルキド系のものは全体的に成績がわるい。

(iii) 酸化亜鉛の配合は、ふくれの成長を抑制する効果を持つ。

(iv) 下地の種類による影響がいちじるしく鋼索地に直接塗布した場合は20種類の塗料全てにふくれやさびが生じた。

1-4-9 交通騒音に関する調査試験

自動車騒音と鉄道騒音とが同時に出現する場合の沿道騒音の評価方法を検討するために

① 住民意識に関するアンケート調査

② 住民被害意識と各種騒音評価指標との相関分析をA)自動車専用道路および新幹線鉄道併設地区沿線、B)新幹線鉄道沿線、C)自動車専用道路沿線、について実施した。

アンケート結果から得られた主な傾向は次のとおりである。

i) 昭和20年以前からの居住者は約40%であり、住みにくくなった時期は、新幹線鉄道が開通した昭和40年以降と答えている人が90%に近い。また、約65%の人は住みやすいと答えている。

ii) 高速道路の影響として、騒音の影響が大きく、振動、すゝ、ほこり、排気ガスの影響はほとんど受けていない。

iii) 新幹線鉄道の影響として、騒音の影響がやはり大きい。振動については、鉄道に最も近い第1地帯が影響を受けているが、鉄道から離れると急速に影響が小さくなっている。

iv) 騒音による被害は、夜間、朝・夕、昼間の順に影響が大きい。

v) 騒音の種類としては、響きのある音、金属性の音、重みのある音を意識している。

vi) 耳なり、難聴、頭痛、吐き気などの生理的影響はほとんど受けていない。

vii) 気分がイライラ、寝つきが悪い、夜中に眼がさめるなどの影響はときどき受けている。

viii) 会話、電話障害はときどきある。

ix) 軽作業、勉強などへの影響はほとんどない。

x) 騒音については、80%以上の人がなれている。

1-4-10 海中工事にともなう汚濁に関する調査試験

汚濁拡散の調査としてグラフ掘削によって発生する濁りについて模型実験を行ない、海底々質、水深、流れ、グラフ形状、掘削方法等のパラメータと汚濁発生量の関係を調べた。また汚濁拡散の数値計算法について検討した。

海底が砂の場合開放型のグラフでは満杯のときには浮上時にグラフ上端から溢れる水によって発生する量が最も多く、全流出量の80%以上で、掘削量が約半分のときには、水切り時の発生量が増し、全流出量の65%近く、をしめた。また密閉型のグラフであると水切り時の発生量が多いことがわかった。

海底土質がカオリンの場合には、満杯にした開放型グラフからの発生量は、やはり浮上過程及び水切り過程に最大を示し、約70%をしめたが、密閉型では約20%をしめる。また掘削土量に対する率では、開放型の場合約6%が浮上・水切り時に流出したが、密閉型では高々1%であった。

数値計算法に関しては、点源から汚濁が発生する場合の汚濁状況について解析解と数値解を比較することによって、汚濁源に極めて近い所を数値的に解くことが全体の精度を著しく低下させることを明らかにした。自重による沈降が無視できない粒子に対する拡散の数値解を解析値と比較することによって、パラメーターや計算時間間隔、格子間隔等を適切に決めれば、かなり良い精度で数値計算を行なうことができることを明らかにした。

本州四国連絡橋の設計施工に関してこれまで我々の実施してきた調査研究の成果が、本州四国連絡橋の建設に十分反映されるであろうことを期待して、残された諸課題の解決に今後も尽力してゆきたいと考えている。

構造橋梁部長 国 広 哲 男

第2章 材料構造に関する調査試験

橋梁研究室

佐伯 彰 一
井上 啓 一
小笠原 保
大塩 俊 雄

2-1 鋼床版はり試験体疲労試験

まえがき

本州四国連絡橋計画においては、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、補剛トラスの一部としての主構作用は鋼床版には受けもたせないため、このような鋼床版には自動車輪荷重により、許容応力度に近い応力度が生じこのような応力状態が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。昨年度、版試験体およびはり試験体の載荷試験を行ない、自動車輪荷重が作用した場合の鋼床版各部の局所的な応力度ならびに現場溶接部の疲労強度について検討を加えたが、今年度はそれらの結果に基づき、鋼床版デッキプレートと縦リブの溶接部の疲労強度に着目した繰返し載荷試験を行ない、あわせて繰返し荷重をうけた場合のアスファルト舗装の挙動について調査を行なった。

2-1-1 目 的

今回の実験の目的は次のとおりである。

(1) 鋼床版の局所的な静的挙動の把握

鋼床版は縦リブ、横リブおよびデッキプレートから構成され、自動車輪荷重を直接に支持する床組構造としての作用を受け持つ。鋼床版部材の疲労強度特性やデッキプレート上の舗装の力学的挙動を検討するために、デッキプレートや縦リブにどの程度の局所的な変形や応力が生ずるかを把握する。

(2) 鋼床版の疲労強度の確認

鋼床版の製作には溶接が多く用いられている。鋼材の溶接部はその部材の疲労強度上の弱点となる、鋼床版のデッキプレートと閉断面リブの隅肉溶接部は疲労に対して十分考慮しておく必要がある。今回は隅肉溶接部の溶接条件を変えた試験体を4種類製作し、疲労強度の確認を行なう。

(3) 鋼床版上のアスファルト舗装の力学的挙動の把握

本州四国連絡橋計画における吊橋上の鋼床版の舗装には寿命の長いものが要求される。可撓性のある鋼床版上の舗装についての調査研究は十分行なわれていないのが現状である。今回静的載荷をうけた場合の舗装の挙動と繰返し載荷を行なった場合の舗装への影響を調査する。

2-1-2 49年度までの試験結果

(1) デッキプレートおよび縦リブの局部的変形およびひずみ

鋼床版上に道路橋示方書で規定された設計自動車輪荷重 $P = 1.1.2 \text{ t}$ (後輪荷重 8 t に衝撃の影響 3.2 t を加えた値、 $i = 0.4$) を静的に載荷したときにデッキプレートおよび縦リブに生ずる局部的な応力やたわみの状態を把握することができた。版供試体の実験結果によると輪荷重直下のデッキプレート下面に橋軸直角方向に $\sigma_x = 1800 \text{ Kg/cm}^2$ 程度のSS41の許容応力度 $\sigma_a = 1400 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ をこえる引張り応力が生じ、橋軸方向には $\sigma_y = 1100 \text{ Kg/cm}^2$ 程度の引張り応力が生ずる。このような2軸応力状態における相当応力 (Vergleichsspannungen) は $\sigma_v = 1570 \text{ Kg/cm}^2$ となり、この値はSS41の公称降伏点 $\sigma_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ を下まわっている。道路橋示方書においては鋼床版は静的荷重に対して大きな耐荷力があり、局部的な塑性域の生成は耐荷力にあまり影響を与えないという理由から、今回の実験で得られたような縦リブの間での変形を問題にしなければならないような局部的な応力度は照査する必要がないことになっている。ただしこの場合にはデッキプレートの最小板厚 t は $0.035b$ 以上でかつ 12 mm 以上であることと規定されている。ここに $b(\text{mm})$ は縦リブ間隔である。この規定は縦リブ間のデッキプレートのたわみを縦リブ間隔の $1/500$ 以下に制限することから定められたものである。今回の実験ではデッキプレートの厚さが 12 mm 、縦リブ間隔が 320 mm であり、 $P = 1.1.2 \text{ t}$ によるたわみの実測値は縦リブ間隔の $1/500$ の前後の値となっている。今回の実験では載荷装置の能力が小さいために2点載荷の両方の合計が 70 t すなわち1点あたり 35 t に至るまでしか載荷できず、終局耐荷力を得ることができなかった。設計輪荷重 $P = 1.1.2 \text{ t}$ の3倍強の 35 t の載荷によって、デッキプレートや縦リブに局部的には降伏域が生じたが、目で見えるような残留変形は認められなかった。

(2) 鋼床版部材の疲労強度

設計自動車輪荷重 $1.1.2 \text{ t}$ と 2 t の間で 200 万回の繰返し載荷を行なった結果、デッキプレートおよび縦リブの現場溶接部等には疲労によるクラックの発生は認められなかった。片面突合せ溶接で施工されたデッキプレートの現場溶接については、余盛の仕上げの効果を調べるために、デッキプレート上面の余盛りを仕上げたものと仕上げしないものの両方の疲労試験を行なったが、いずれも疲労クラックの発生がみられず、その疲労強度の差異は確認できなかった。鋼材の突合せ溶接部の疲労強度は余盛の仕上げの有無に大きく影響をうけ、仕上げることによって疲労強度は大幅に向上する。しかしながらデッキプレートの現場溶接部の下面の仕上げは施工上非常に困難である。したがってデッキプレートの現場溶接部の許容応力度は、開先部の施工精度も考慮して引張り疲労試験等によって今後検討してゆく必要がある。

縦リブの現場溶接部についても今回の疲労試験ではクラックの発生はみられなかったが、裏当て材を用いた作業が横向きないしは上向の姿勢で行なわれるのでデッキプレートの現場溶接以上に施工性を考慮して改善してゆくことが望まれる。

なお今回の試験体ではデッキプレートと縦リブとの間の溶接には 50° の開先をとった部分溶け込み溶接を行なっている。

(3) アスファルト舗装の力学的挙動

今回はとくに鋼床版上のアスファルト舗装のひびわれの発生原因をさぐるという立場から、設計

自動車輪荷重によってデッキプレートと縦リブの交点上の舗装表面に生ずる引張りひずみに注目して実験を行なった。アスファルト舗装表面のひずみには非常にばらつきが多く、これは主として舗装材料の非均質性によるものと思われ、定量的な判断はしにくいがこの実験の結果、設計自動車輪荷重 $P = 11.2 \text{ t}$ の静的荷荷によって $1,000 \mu$ 程度の引張りひずみが舗装表面に生ずることがわかった。舗装表面のひずみとデッキプレートの変形との関係も定量的な把握はしにくい、舗装厚 75 mm 、デッキプレート厚 12 mm のはり試験体においては舗装表面に $1,000 \sim 3,000 \mu$ 程度の引張りひずみが生じたときのデッキプレートの縦リブの位置における曲率半径は $9 \text{ m} \sim 20 \text{ m}$ であった。

2-1-3 試験体の種類と諸元と製作

デッキプレートと縦リブの溶接部の形状を変化させた4種類の試験体を各2体ずつ計8体製作した。(図2-1-1参照) 試験体の材質はデッキプレート、縦リブともSS41を使用した。試験体番号、溶接部の形状、舗装との組合せを表2-1-1に示す。

表2-1-1 試験体の種類

試験体の種類	試験体番号	溶接部の形状	舗装の種類	材 質
Type A	A-1	隅肉溶接	A	SS41
	A-2	"	B	"
Type B	B-1	"	A	"
	B-2	"	B	"
Type C	C-1	┘型溶接	A	"
	C-2	"	B	"
Type D	D-1	"	A	"
	D-2	"	B	"

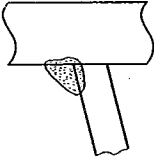
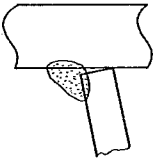
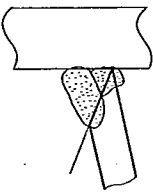
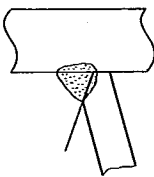
舗装の種類は表2-1-2に示すとおりである。

表2-1-2 舗装の種類

	構 成		厚 さ (mm)		バインダー
	上 層	下 層	上 層	下 層	
A	細粒度 アスコン	細粒度 アスコン	30	30	熱硬化性バイン ダー B-3
B	密粒度 アスコン	密粒度 アスコン	30	30	熱可塑性バイン ダー No.41

デッキプレートと縦リブの溶接方法と溶接条件は表2-1-3のとおりである。

表 2 - 1 - 3

Type A 	溶接方法：手溶接 下向 溶 接 棒：LB-47 5mm ϕ 溶接電流：225A 溶接電圧：25~26V 溶接速度：180~220mm/min
Type B 	溶接方法：手溶接 下向 溶 接 棒：LB-47 5mm ϕ 溶接電流：230A 溶接電圧：25~26V 溶接速度：180~200mm/min
Type C 	溶接方法：手溶接 下向 溶 接 棒：{ LB-52U 3.2mm ϕ LB-47 4mm ϕ 溶接電流：{ 130A 175A 溶接電圧：{ 18~20V 22~23V 溶接速度：{ 100~120mm/min 150~180mm/min
Type D 	溶接方法：手溶接 下向 溶 接 棒：LB-47 4mm ϕ 溶接電流：180A 溶接電圧：22~23V 溶接速度：150~180mm/min

また、材料の機械的性質を調べるための引張試験片はデッキプレート ($t = 12 \text{ mm}$)、縦リブ ($t = 6 \text{ mm}$) よりそれぞれ3本ずつ採取した。表2-1-4にその試験結果を示す。

表2-1-4 材料の機械的性質

	試験片番号	厚さ	降伏点(σ_y)	引張強さ(σ_z)	伸び
デッキプレート	1-1	11.86mm	29.9kg/mm ²	48.5kg/mm ²	29%
	1-2	11.86	30.2	48.5	27
	1-3	11.84	30.4	48.5	26
	平均	11.85	30.2	48.5	27
縦リブ	2-1	5.74	—	49.6	26
	2-2	5.79	32.6	49.6	25
	2-3	5.76	32.1	49.3	26
	平均	5.76	32.4	49.5	26

2-1-4 測定項目および測定位置

(1) 概要

今回の実験で行なった測定項目は以下のとおりである。

1. 鋼床版デッキプレート上面の応力の測定
2. 鋼床版デッキプレート下面の応力の測定
3. 鋼床版デッキプレートのたわみの測定
4. 舗装表面の応力の測定とひび割れの観察
5. 鋼床版デッキプレートと縦リブとの溶接部の疲労強度の確認

これらの測定項目については繰返し荷重載荷前ならびにその後200万回に繰返し回数が達するまで50万回毎に静的に載荷を行ない測定を行なった。

(2) 鋼床版デッキプレート上面の応力の測定

従来よりの室内実験や、供用中の橋梁の実測結果などにより、縦リブ直上のデッキプレートには相当大きな応力が発生していることが明らかとなっている。そこで今回の実験では、アスファルト舗装を施工する前にデッキプレート上面にストレインゲージを貼付しデッキプレート表面の応力状況を測定し、舗装と鋼床版との合成効果ならびに舗装による荷重の分散効果について検討を加えることにした。

なお鋼床版上面に貼付するストレインゲージは舗設時に舗装の熱の影響をうけるので耐熱性の箔ゲージを使用して測定を行なった。

ストレインゲージ貼付位置は図2-1-2に示す。

(3) 鋼床版デッキプレート下面の応力測定

従来よりの実験によって、縦リブとデッキプレートの接合部に応力集中のあることが明らかになっている。そこでデッキプレートの縦リブ間の中央と縦リブとデッキプレートの接合部の

近傍の応力を測定しデッキプレート下面の応力性状を確認する。

ひずみ測定のためのストレインゲージ貼付位置は図2-1-3に示すとおりである。

(4) 鋼床版デッキプレートのたわみの測定

縦リブとデッキプレートの接合部の変形性状に注目しデッキプレートの曲率を求めて舗装表面のひずみおよびひび割れとの関係を調べる。

ダイヤルゲージ取付位置は図2-1-4に示すとおりである。

(5) 舗装表面の応力の測定とひび割れの観察

鋼床版橋において、舗装のひびわれが縦リブ上で発生することが極めて高いといわれている。今回実験において、ひび割れの発生の傾向について観察する。又、縦リブ直上の舗装表面のひずみをより正確に測定し、縦リブ直上における舗装表面の応力を把握し、たわみ量と合せて検討する。

図-5に舗装表面のひずみ測定位置を示す。

測定方法は、ワイヤストレインゲージによる方法と、コンタクトストレインゲージによる方法を併用した。

なお使用ストレインゲージとセメントについては、現状ではアスファルトのひずみを測定するための適切な接着材とゲージがみうけられないので、今回は3種のゲージを使って測定を行った。

また測定時のアスファルト表面の温度を記録した。

(6) 鋼床版デッキプレートと縦リブとの溶接部の疲労強度の確認

鋼床版のデッキプレートと縦リブの溶接形状による疲労強度の差異を確認するため繰返し載荷50万回ごとに200万回まで溶接部の疲労クラックの発生の有無と進展の状況を観察した。

2-1-5 載荷位置と載荷荷重

(1) 載荷位置(図2-1-6)

載荷位置は図2-1-6に示すようにデッキプレートと縦リブの溶接部をはさんで2点載荷を行なった。

昨年度の版供試体の繰返し載荷試験では、舗装上面に載荷したため荷重直下の舗装が沈下し舗装自体の疲労強度が得られなかったので今回の実験では荷重載荷位置は図に示すように200mm×100mmの長方形に舗装を箱ぬきし、ネオプレンゴムをその中に挿入して載荷を行っている。

(2) 載荷荷重

今回の実験では上記のように200mm×100mmの大きさの2点載荷であるため、実際の輪荷重の載荷状態にはなっていない。そこで輪荷重の載荷状態と同様の条件を再現させるため昨年度行なった版供試体のデッキプレートの歪測定結果から縦リブ間のデッキプレートの歪に着目し、載荷荷重を決定した。

2-1-6 試験結果

試験結果の例として、A-2の供試体についてのひずみおよびたわみの測定結果は以下のとおりである。

i) 鋼床版応力度 図2-1-7

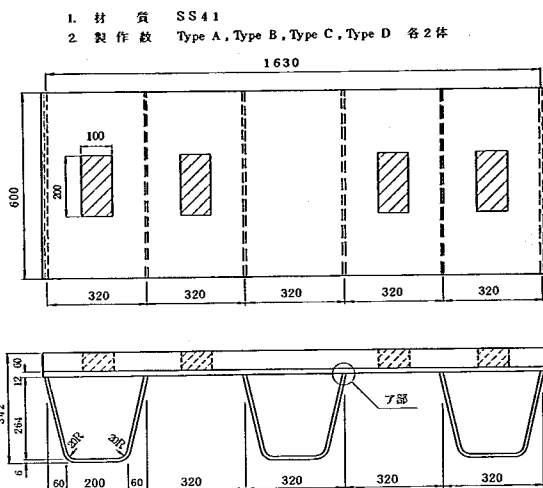
ii) デッキプレートのたわみ 図2-1-8

iii) 舗装表面のひずみ 図2-1-9

この供試体についての疲労性状は、50万回繰返し载荷後に、鋼床版縦リブ、隅角部に疲労亀裂の発生が認められた。また、鋼床版デッキプレートと舗装とははがれて個々に挙動していることが観測された。100万回载荷後、载荷点にはさまれたデッキプレートと縦リブの隅肉溶接部に疲労亀裂の入ったことが認められたため、この時点で繰返し载荷は中止した。

2-1-7 あとがき

この試験は、供試体が各タイプ2体ずつと少なく得られる結果は定性的なものであるが、今後は、この試験結果をもとにさらに定量的な結論が導かれるよう、溶接部をとり出した試験体による疲労試験を行う必要があろう。



注 ①はアスファルト舗装の箱置き部を示す。

3. ア部詳細

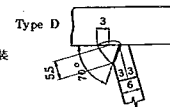
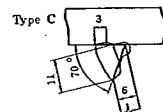
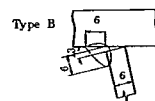
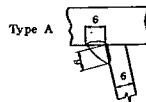


図 2-1-1 供試体一般図

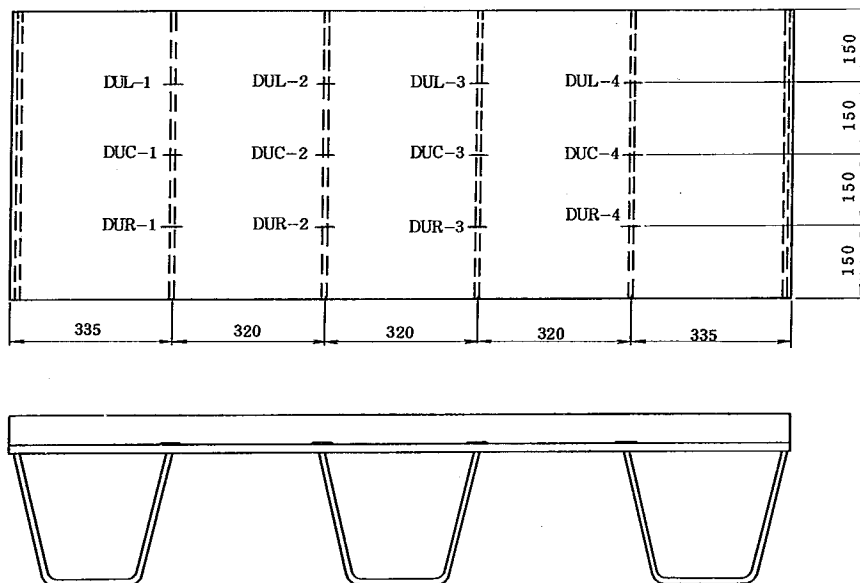
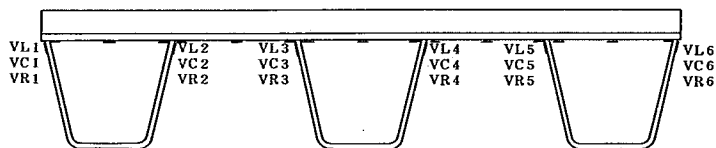
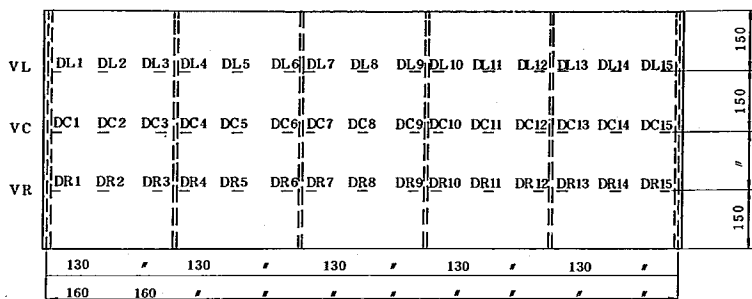


図 2-1-2 デッキプレート上面ストレインゲージ貼付位置



※ひずみ制御用測定点

R₁ DC3, DC4

P DC12, DC13

(2)

図 2 - 1 - 3 デッキプレート下面ストレイナー貼付位置
縦リブ

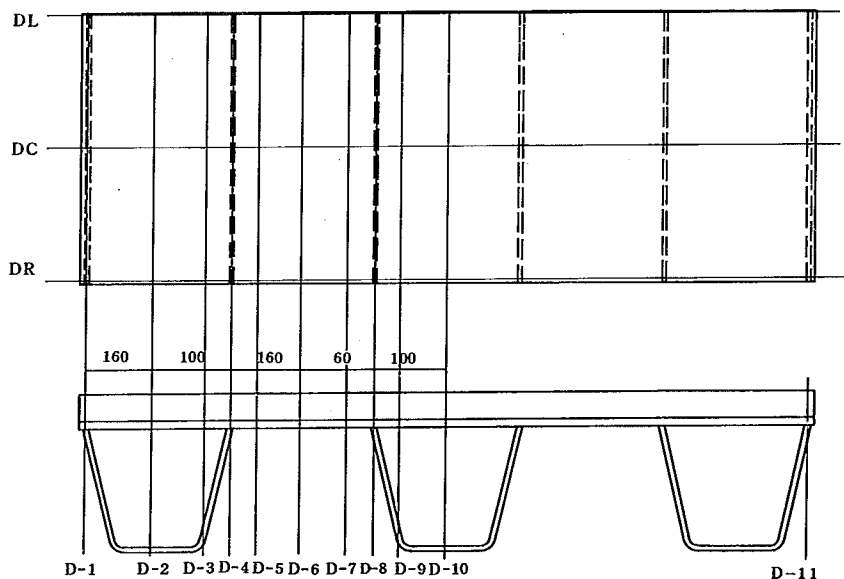
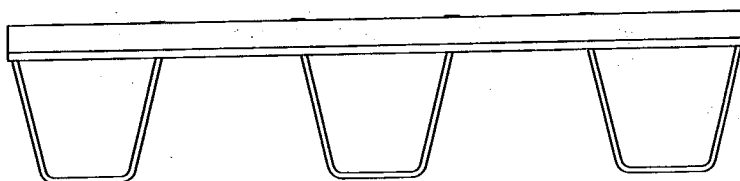
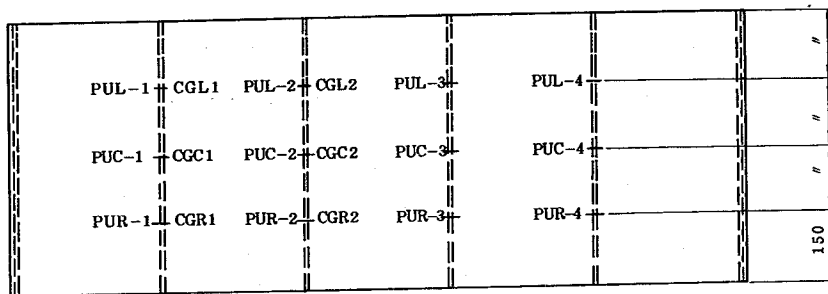


図 2 - 1 - 4 デッキプレートのたわみの測定位置



ストレインゲージ PU
コンクリートゲージ CG

図 2-1-5 舗装表面のひずみ測定位置

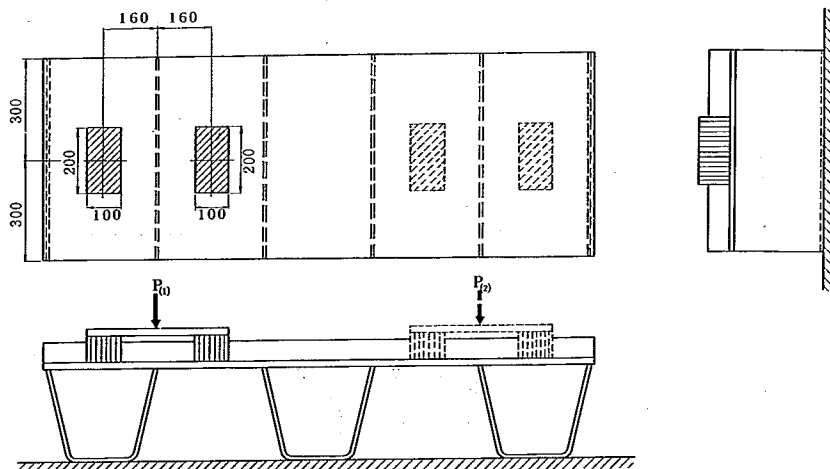


図 2-1-6 載荷位置と載荷方法

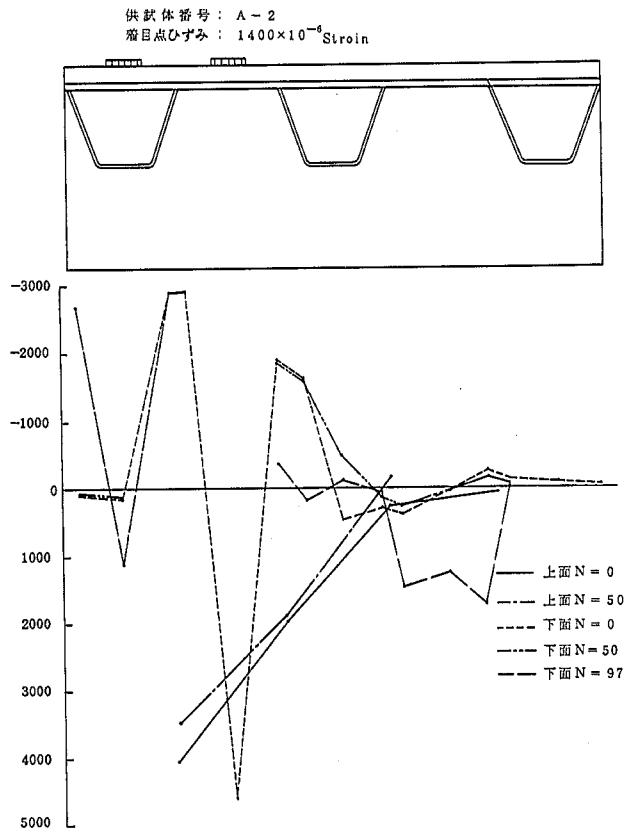


図 2-1-7 A-2 試験体の鋼床版の応力度 (kg/cm^2)

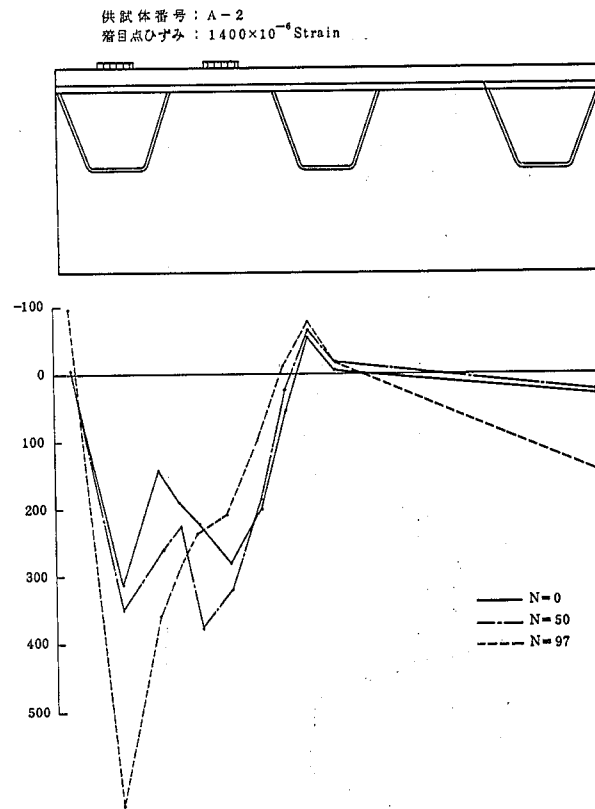


図 2-1-8 A-2 試験体のデッキプレートのたわみ ($\times 10^{-2} \text{mm}$)

供試体番号：A-2

着目点ひずみ： 1400×10^{-6} Strain

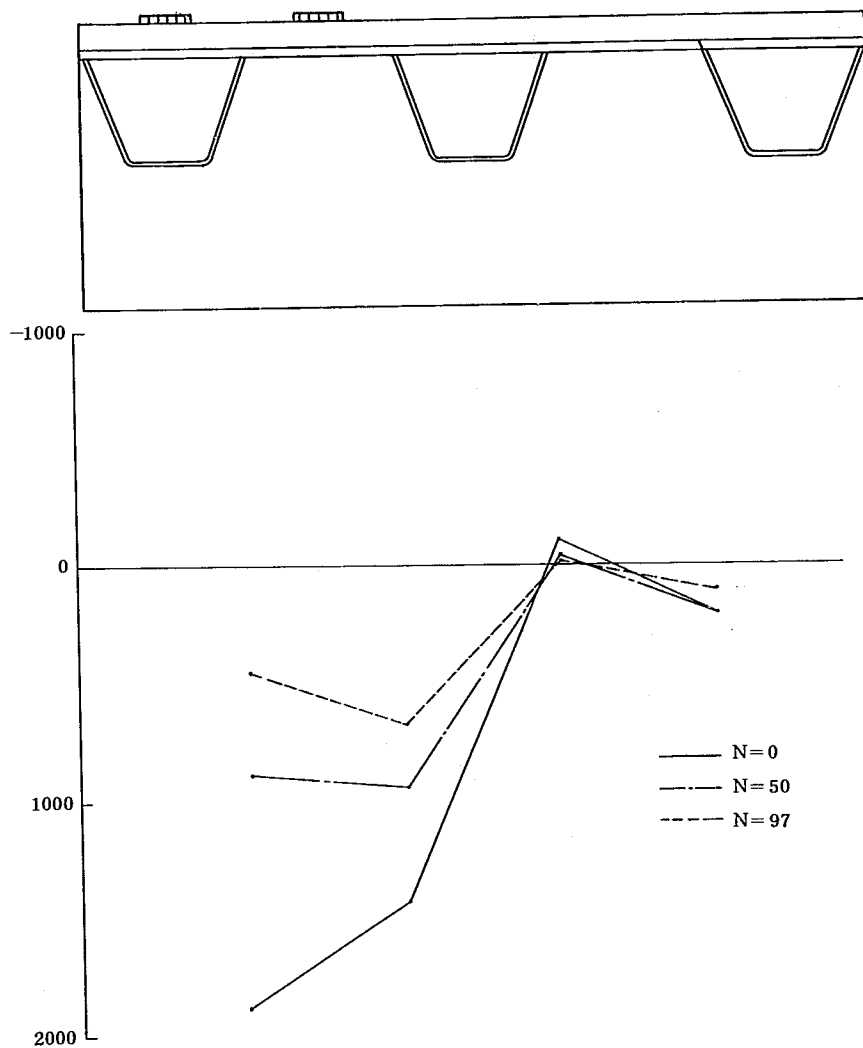


図 2-1-9 A-2 試験体の舗装表面のひずみ ($\times 10^{-6} \mu$)

2-2 長浦試験橋（旧橋）の載荷試験

まえがき

本試験の対象とした長浦試験橋梁は昭和45年度に橋梁研究室の設計によって、関東地方建設局千葉国道工事々務所が架設した橋梁である。橋梁研究室では本橋梁の完成時に載荷試験を行ない、交通開放後も実交通下で応力の測定を行っている。

今回本州四国連絡橋公団の依頼によって、本橋梁の架け替えが関東地方建設局千葉国道工事々務所に行なわれることになった。

本報告は、橋梁研究室が、本州四国連絡橋公団の委託をうけて撤去前に実施した載荷試験の結果を述べたものである。

2-2-1 長浦試験橋梁の概要

1) 所在地 千葉県袖ヶ浦町 国道16号

2) 構造概要

試験橋梁部分は長さ24m、幅9m、深さ1.5mのRC構造のテストピット上に長さ12mずつ2種類の床版を載せた構造となっている。すなわち、千葉寄りの長さ12mの部分にはコンクリート充てんI形鋼格子床版を木更津寄りの長さ12mの部分には開リブの鋼床版を配置した。

鋼床版は、図2-2-1に示すような開リブの鋼床版で、材質はデッキプレート、縦リブ、横リブともSM50A、縦リブ間隔は300mm、横リブ間隔は2360mmである。この鋼床版は、I断面の縦げたにささえられている。

コンクリート充てんI形鋼格子床版は、支間4mで図2-2-2に示すようにけた高500mmの圧延H形鋼の縦げたにささえられており、巾2.0m×長さ4.2mのプレキャスト床版として架設され、プレキャスト床版相互の継目は現場でコンクリートが打設され一体となっている。

試験橋梁の詳細については建設省土木研究所の報告書を参照されたい。

2-2-1 載荷試験

1) 試験の目的

今回の実験では、鋼床版部分とI形鋼格子床版部分とについて、静的載荷試験と走行載荷試験を実施したが、その目的は次に示すとおりである。

(i) 鋼床版、I形鋼格子床版各部の局所的な応力度を把握する。

(ii) 鋼床版の設計に、現在もっともよく用いられているPelican-Esslingerの計算方法による計算結果と測定結果との比較検討を行なう。

(iii) 静的載荷試験時に生ずる応力と、走行載荷試験時に生ずる応力との比較検討を行なう。

(iv) 交通開放前に本橋で測定した測定結果と比較し、鋼床版の挙動の経年変化を調べる。

2) 測定方法と内容

2.1) 載荷用トラック静的載荷試験と走行載荷試験に用いた車輛は図2-2-3に示すとおり

であり、後輪が着目点上に載るように載荷した。

2.2) 載荷位置、測定回数とタワミ及びひずみの測定位置

(イ) 鋼床版部分の静的載荷試験と走行載荷試験の載荷位置と測定回数は、表 2-2-1 と図 2-2-1 ~ 2-2-2 に示す。

また、ひずみ及びタワミの測定位置は図 2-2-5 に示すとおりである。走行載荷試験ではタワミは測定せず、ひずみは LD 1 ~ LD 7 を測定した。

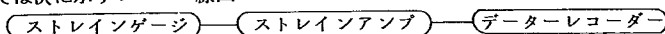
(ロ) I 形鋼格子床版部分の静的載荷試験と走行載荷試験の載荷位置と測定回数は、表 2-2-2 と図 2-2-6 に示す。

ひずみ及びタワミの測定位置は図 2-2-7 に示す。走行載荷試験ではタワミは測定せず、ひずみは S 1 ~ S 7 を測定した。

2.3) タワミ及びひずみの測定方法

(イ) タワミの測定はダイヤルゲージによって測定し、読み取り手記した。

(ロ) ひずみの測定は、鋼床版部分の LD 1 ~ LD 7 と I 形鋼格子床版部分の S 1 ~ S 7 については次に示すブロック線図によって行なった。記録はデーターレコーダーによった。



その他のひずみは、ストレンメーターによって読みとった。

2.4) 走行載荷試験のひずみの解析方法

データーレコーダーによって再生したものを電磁オンロググラフに記録し、その記録したものを読み取った。載荷試験に用いたトラックが 2 軸であるために、前輪 (Pf) と後輪 (Pr) による 2 つのピークが表われる。

2-2-3 測定結果

1) 鋼床版部分

静的載荷試験の 1 例として、載荷位置 S.S.LOAD 1 の場合の縦リブのスパン方向の応力分布と橋軸直角方向の応力分布を図-8 に示す。また同載荷位置でのたわみ分布を図-9 に示す。

走行載荷試験で、走行速度が 0 km/h の場合のひずみを 1 とした時の比率を D.LOAD 1 ~ 3 について表-3 に示す。

2) I 形鋼格子床版部分

静的載荷試験の載荷位置 S.LOAD 1 ~ 3 の場合の応力の分布を図 2-2-10 に、たわみの分布を図 2-2-11 に示す。

走行載荷試験で、走行速度が 0 km/h の場合のひずみを 1 とした時の比率を表-4 に示す。

2-2-4 測定結果の総括

1) 静的載荷試験の結果については現在、Pelican-Esslinger の計算方法により計算を進めており、その結果が出た時点で本実験結果との比較検討を行なう予定である。

また交通開放前に測定した測定結果との比較についても載荷々重が異なるので、計算値との対応から求めざるをえないので、上記計算結果が出た時点で考察を加えることにし、本報告で

は2.2.3に示した測定結果のみを報告することにとどめる。

- 2) 鋼床版の衝撃係数測定結果では、車輛走行時に輪荷重を正確に所定の位置で載荷することが難しく、特に本橋のように開リブの鋼床版の場合には、荷重分配作用が小さいためにその影響が大きい。
- 3) 上記2)の影響を除くため、縦リブについての平均的な(走行載荷時の応力)/(静的載荷時の応力)を求めると表2-2-3のようになり、速度20km/hでは0.98速度40km/hでは0.80と車輛の速度が速くなるほど鋼床版に生じる応力度が減じている。常識的には走行速度が速くなる程衝撃係数が大きくなることが考えられるが、これと全く逆の結果が出ていることは興味深い。なおこのような傾向は他の鋼床版橋の測定結果からも得られている。
- 4) I形鋼格子床版の衝撃係数測定結果では(走行載荷時の応力)/(静的載荷時の応力)が速度20km/h, 40km/hでそれぞれ平均0.95, 0.91となり、上記3)で述べた鋼床版の場合と同様に速度が速くなる程衝撃係数が減じていることがわかる。
- 5) 3), 4)の結果を比較すると衝撃係数の減り方は、鋼床版の方がI形鋼格子床版よりかなり大きく原因ははっきりわからないが、舗装の合成效果、分散効果が床版に及ぼす影響は鋼床版の方が大きいことを考えると合成效果、分散効果が車輛通過速度に従って増大していることが考えられる。

2-2-5 あとがき

以上、長浦試験橋梁(旧橋)の実測結果を報告したが、この橋は、今年度は本州四国連絡橋公団と建設省関東地方建設局千葉国道工事事務所によって本州四国連絡橋公団鋼床版標準設計(本報告書2.1の形状の開リブを使用)を用いた鋼床版橋に架け替えられている。

本州四国連絡橋公団は、この新橋に対して完成後本報告と同様載荷試験を計画しており土木研究所橋梁研究室はこの試験に対して技術指導する予定である。

表 2-2-1 鋼床部分載荷位置

	載荷位置	走行速度 (km/h)	左右後輪	測定回数	図 番
靜的載荷試驗	S. LOAD 1	—	右	1	図 2-2-4-1
	S. LOAD 2	—	"	1	"
	S. LOAD 3	—	"	1	"
	S. LOAD 4	—	"	1	"
	S. LOAD 5	—	"	1	"
走行載荷試驗	D. LOAD 1	0	—	3	図 2-2-4-2
		20	—	3	
		40	—	3	
	D. LOAD 2	0	—	3	
		20	—	3	
		40	—	3	
	D. LOAD 3	0	—	3	
		20	—	3	
		40	—	3	

表 2-2-2 IB床版部分載荷位置

	載荷位置	走行速度 (km/h)	左右後輪	測定回数
靜的載荷試驗	S. LOAD 1	—	右	1
	S. LOAD 2	—	"	1
	S. LOAD 3	—	"	1
走行載荷試驗	D. LOAD	0	—	4
		20	—	4
		40	—	4

表2-2-3 鋼床版衝撃ひずみ比 (V/V_0)

載荷位置 DLoad 1

前 輪 Pf

ゲージ番号	V = 0	V = 20	V = 40
LD ₁	1.00	0.92	0.58
LD ₂	1.00	1.19	0.94
LD ₃	1.00	0.77	0.65
LD ₄	1.00	0.50	0.75
LD ₅	—	—	—
LD ₆	—	—	—
LD ₇	1.00	1.29	0.86
平 均	1.00	0.93	0.76

後 輪 Pr

ゲージ番号	V = 0	V = 20	V = 40
LD ₁	1.00	0.58	0.48
LD ₂	1.00	1.12	0.89
LD ₃	1.00	0.91	0.80
LD ₄	1.00	1.14	0.91
LD ₅	1.00	1.09	1.00
LD ₆	1.00	1.21	0.85
LD ₇	1.00	0.81	0.70
平 均	1.00	0.98	0.80

載荷位置 DLoad 2

前 輪 Pf

ゲージ番号	V = 0	V = 20	V = 40
LD ₁	1.00	1.57	—
LD ₂	—	—	—
LD ₃	—	—	—
LD ₄	1.00	0.65	0.65
LD ₅	1.00	0.80	0.73
LD ₆	1.00	0.97	1.04
LD ₇	1.00	1.54	1.77
平 均	1.00	1.11	1.05

後 輪 Pr

ゲージ番号	V = 0	V = 20	V = 40
LD ₁	1.00	1.65	1.60
LD ₂	1.00	0.93	0.93
LD ₃	1.00	1.06	1.00
LD ₄	1.00	0.82	0.58
LD ₅	1.00	0.84	0.77
LD ₆	1.00	0.99	0.99
LD ₇	1.00	1.69	1.69
平 均	1.00	1.14	1.08

載荷位置 DLoad 3

前 輪 Pf

ゲージ番号	V = 0	V = 2 0	V = 4 0
LD ₁	1.0 0	0.8 2	0.7 6
LD ₂	1.0 0	1.0 3	1.0 8
LD ₃	1.0 0	0.8 3	0.6 5
LD ₄	1.0 0	1.0 0	0.5 6
LD ₅	—	—	—
LD ₆	—	—	—
LD ₇	1.0 0	1.0 0	—
平 均	1.0 0	0.9 4	0.7 6

後 輪 Pr

ゲージ番号	V = 0	V = 2 0	V = 4 0
LD ₁	1.0 0	0.5 4	0.2 5
LD ₂	1.0 0	0.8 4	0.8 7
LD ₃	1.0 0	0.9 0	0.7 0
LD ₄	1.0 0	1.1 7	0.6 2
LD ₅	1.0 0	1.6 2	0.7 6
LD ₆	1.0 0	0.9 2	1.1 5
LD ₇	1.0 0	0.2 9	1.4 8
平 均	1.0 0	0.9 0	0.8 3

表 2-2-4 I形鋼格子床版衝撃ひずみ比 (V/V₀)

前 輪 Pf

ゲージ番号	V = 0	V = 2 0	V = 4 0
LD ₁	1.0 0	0.9 2	0.9 3
LD ₂	1.0 0	1.0 8	1.0 3
LD ₃	1.0 0	1.0 2	0.9 8
LD ₄	1.0 0	0.8 7	0.8 0
LD ₅	1.0 0	0.9 4	0.8 6
LD ₆	1.0 0	0.9 8	0.8 3
LD ₇	1.0 0	0.9 5	0.8 2
平 均	1.0 0	0.9 7	0.8 9

後 輪 Pr

ゲージ番号	V = 0	V = 2 0	V = 4 0
LD ₁	1.0 0	1.0 1	0.9 8
LD ₂	1.0 0	1.0 5	0.9 8
LD ₃	1.0 0	0.9 5	1.0 8
LD ₄	1.0 0	0.8 4	0.9 3
LD ₅	1.0 0	0.8 4	0.8 0
LD ₆	1.0 0	0.9 4	0.8 5
LD ₇	1.0 0	1.0 0	0.7 4
平 均	1.0 0	0.9 5	0.9 1

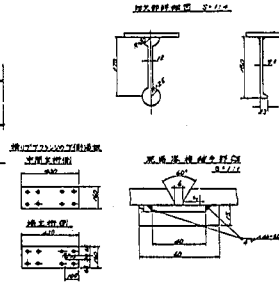
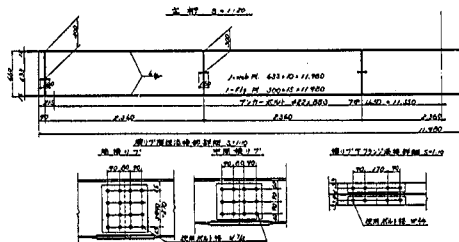
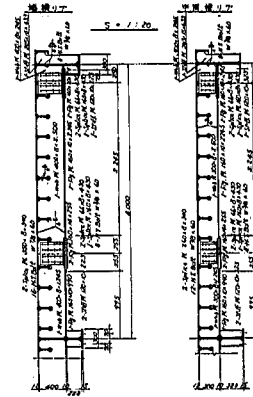
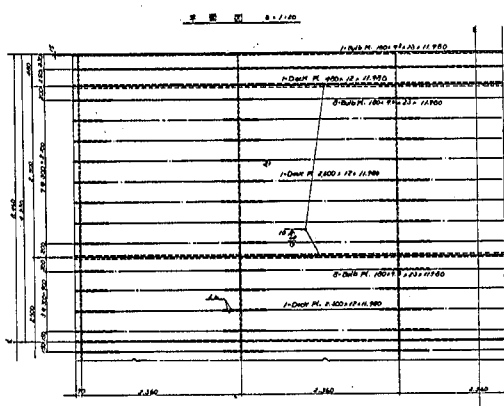


図 2 - 2 - 1 鋼 材 版

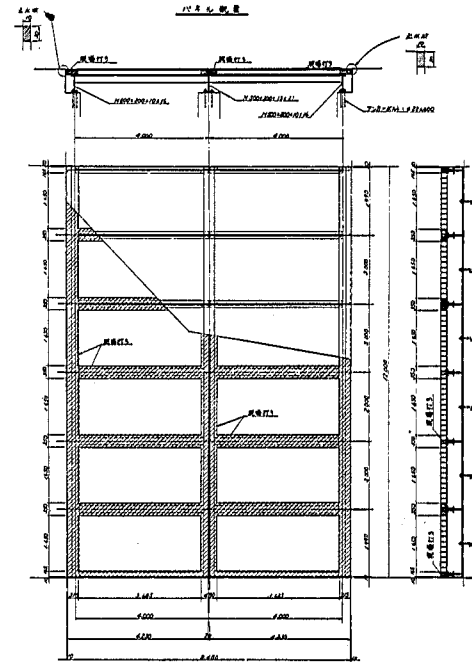


図 2 - 2 - 2 コンクリート充てん鋼格子床版

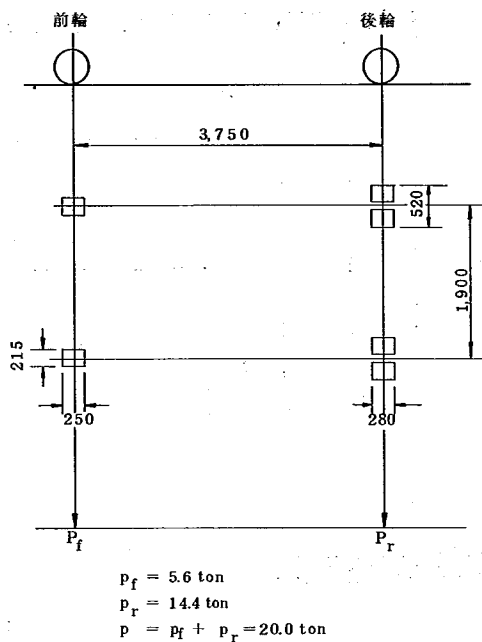


図2-2-3 載荷用トラックの諸元

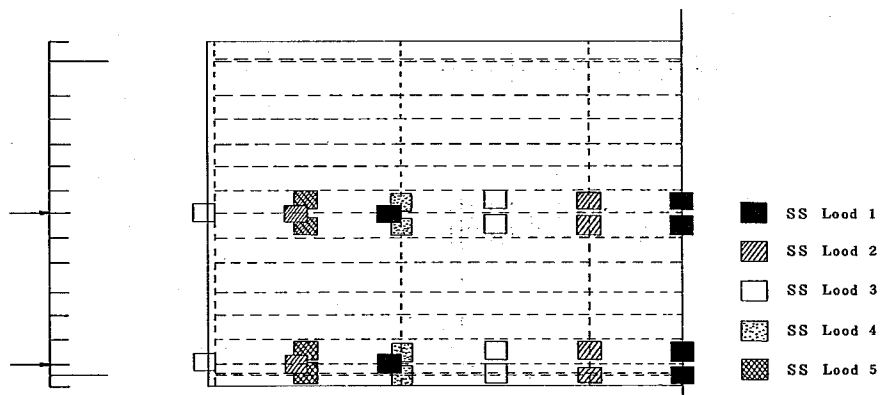


図2-2-4-1 静的載荷試験載荷位置

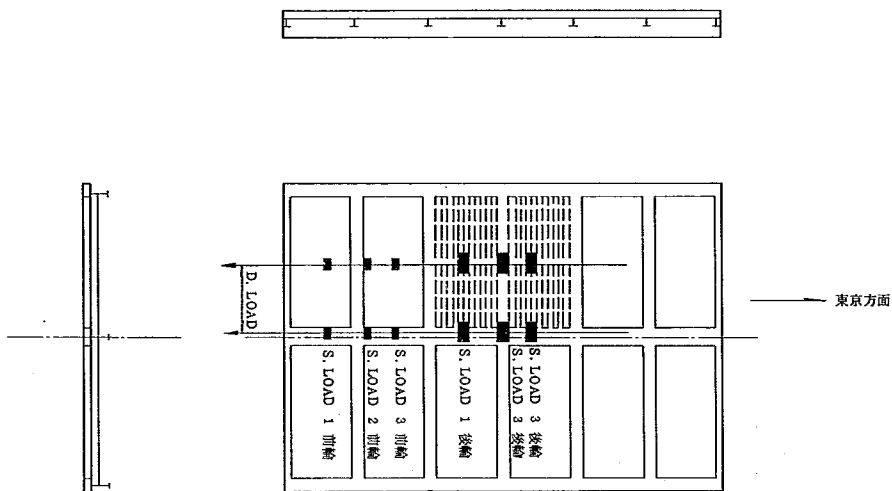


図 2-2-6 I 鋼格子床版載荷位置

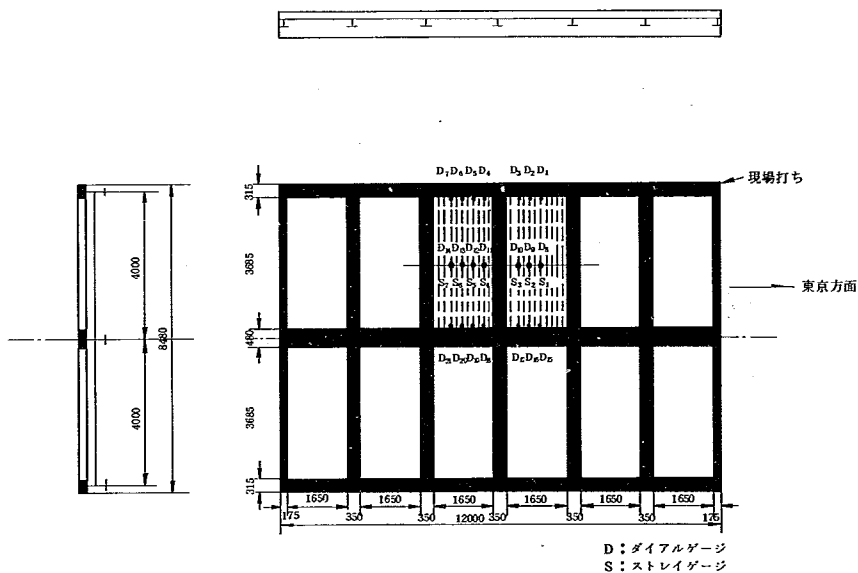


図 2-2-7 I 形鋼格子床版ひずみ、たわみ測定位置

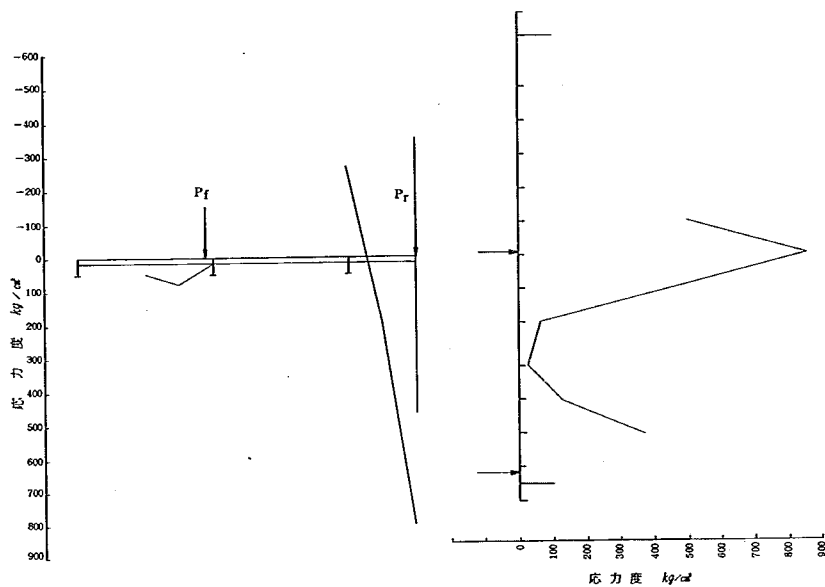


図 2 - 2 - 8 載荷位置 SS. LOAD 1 における縦リブ下縁の応力分体

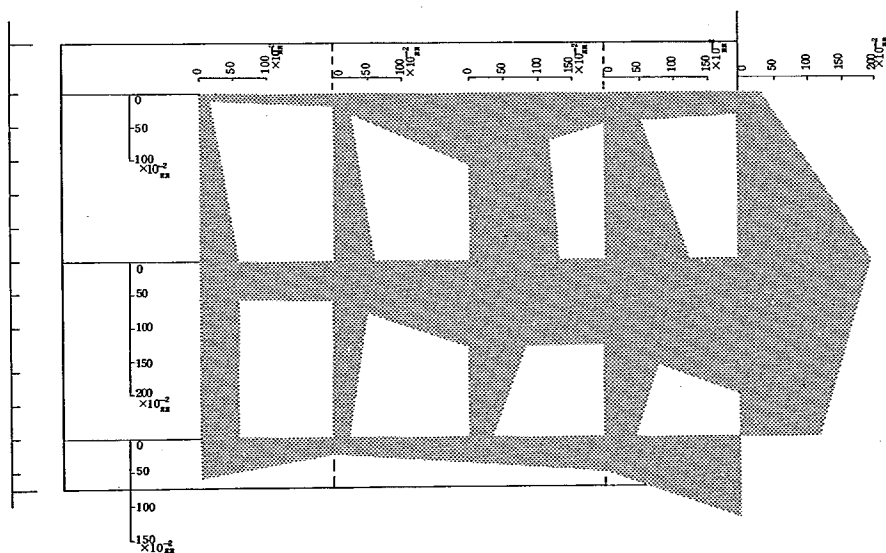


図 2 - 2 - 9 載荷位置 SS. LOAD 1 における縦リブのタワミ分布

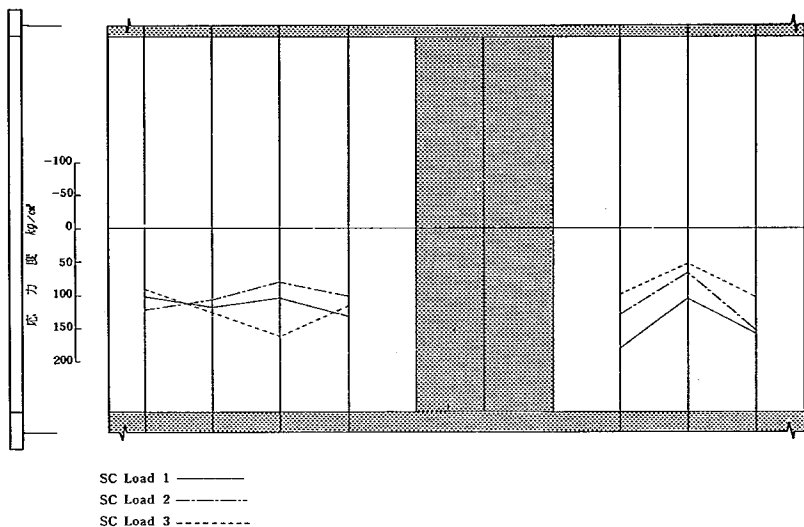


図 2 - 2 - 10 SC Load I 形鋼格子床版の応力分布

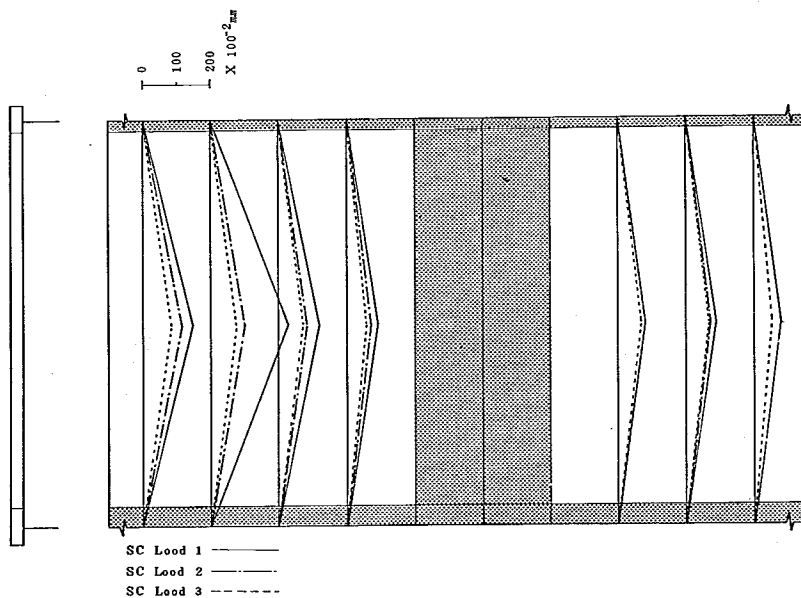


図 2 - 2 - 11 SC Load I 形鋼格子床版のタワミ分布

第3章 鋼床版舗装に関する試験調査

舗装研究室

南 雲 貞 夫
小 島 逸 平
古 関 堅 治
坪 内 昭 雄

昭和50年度の受託研究は以下に示す2つのテーマについて試験調査を行なうこととし、一部は現在も継続中である。

3-1 舗装の疲労に関する試験調査

3-1-1 目 的

鋼床版舗装の現況調査から、舗装の破壊タイプは舗装構成によって異なり、グース+グース・タイプは流動（縦ながれ、わだち堀れ）、アスコン+アスコン・タイプではひびわれ、アスコン+グース・タイプでは流動（縦ながれ）、およびひびわれが顕著にあらわれている。さらに舗装表面に発生する縦方向の線状クラックは縦リブ上に発生することが認められた。縦リブ上のクラックを減ずるためには、橋梁構造面では床版の剛性を高めることが先ず考えられるが、耐流動性を満足できる限界内で舗装材料の可撓性を高める方策が極めて重要と思われる。このような意味から、舗装の疲労試験を実施して、曲げ疲労特性に優れた材料および舗装構成を明らかにすることは有効なことと考えられる。

3-1-2 7.5 t舗装用繰返し曲げ試験

疲労試験機は、舗装と鋼板からなる合成ビームに油圧サーボ機構によって静的および動的载荷を行なう载荷装置であり、アクチュエータ、油圧源、検出器（荷重および変位検出）、制御装置および計測装置、恒温槽および温度制御装置より構成している。（写真3-1-1、3-1-2参照）性能としては

- (1) 载荷法、3点支持の2点载荷による片振り曲げ
- (2) 供試体寸法 $60 \times 150 \times 700$ (mm) (舗装)
 $12 \times 200 \times 800$ (mm) (鋼板) } による合成ビーム
- (3) 制御法、荷重および変位制御
- (4) 波形、正弦波、三角波、方形波
- (5) 最大荷重 ± 7.5 t
- (6) 動的荷重指示 上、下限荷重を同時に指示
- (7) 振幅特性 荷重振幅 7.5 t 20 Hz で変位振幅 20 mm

- (8) 繰返し速度 正弦波 0.001~2.5 Hz
三角波・方形波 0.001~1 Hz

3-1-3 供試体

(1) 混合物の種類

供試体のアスファルト混合物は、細粒度アスコン、密粒度アスコン、およびグースアスファルトの3種類について検討することとした。各混合物の組合せ条件は表3-1-1に示すとおりとした。

(2) 混合物の粒度、配合

混合物の仕様粒度(範囲)は表3-1-2に示すとおりとし、骨材配合は予定粒度を目標とする配合比を決定した。

各混合物のバインダーおよびバインダー量は表3-1-3のとおりとした。

(3) 締固め条件

供試体の作成条件は表4に示す要領で実施した。供試体は60×150×700mmに成型するためあらかじめ準備した型枠を用いて、混合および締固め条件を統一して作成した。舗装は60mmであるので、2層仕上げによった。

3-1-4 試験法

本四橋の設計条件の中で床版条件を考慮すると、版のたわみ量は0.6~3.0mmの範囲にある。この場合のリップ間のたわみ量は0.3~0.7mmの範囲にある。

供試体をスパン300mm(縦リップ間隔に対応)、荷点間隔350mm(T-20の複輪間隔に対応)にセットして、温度制御(-10℃)された恒温槽におかれた合成ビーム供試体に、たわみを与えることにより正弦波を0.1~10 Hzの繰返し速度で入力し、中央支点上の舗装表面に生ずる引張りひずみを応答として得る方法で疲労試験を行なった。

3-1-5 合成ビームの理論的挙動

合成ビームは荷重をかけた場合舗装表面が引張り側になるように3点支持の2点載荷法によった。図3-1-1はビームの寸法およびヤング率関係と理論的ひずみ分布を示す。今、舗装と鋼板が完全に合成した場合を考える。

$$A_1 = b_1 \times t_1 = 15 \times 6 = 90 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = b_2 \times t_2 = 24 \times 1.2 = 28.8 \text{ cm}^2$$

アスコン、鋼板の中心から中立軸までの距離

$$S_a = S \times \frac{n A_2}{n A_2 + A_1}$$

$$S_s = S \times \frac{A_1}{n A_2 + A_1}$$

(1)

断面二次モーメントは、次式(2)で与えられる。

$$I = I_A + A_1 \cdot S_a^2 + n (I_s + A_2 \cdot S_s^2) \quad (2)$$

載荷方法が3点支持で左右対称に載荷するので中央支点上の弾性沈下はなく、同時にたわみ角が0であると考えられるので、はり形式、応力図は図3-1-2に示す一端固定ばりのモデルとして考えられる。

A, C点の曲げモーメントは、それぞれ(3), (4)で与えられる

$$M_A = \frac{P(\ell-a)}{2\ell^3} \times \{-a\ell(2\ell-a)\} = -5.1649P \quad (3)$$

$$M_C = \frac{Pa^2}{2\ell^3} (\ell-a)(3\ell-a) = 5.1396P \quad (4)$$

O点のたわみは、(5)式で与えられる

$$\begin{aligned} y_c &= \frac{-P(\ell-a)a^2}{12EaI\ell^3} \{2\ell^2 + 2a\ell - a^2\} a - 3a\ell(2\ell-a) \\ &= 264.919P/EaI \end{aligned} \quad (5)$$

静的載荷試験において、載荷点上の鋼板のたわみ量を測定し、図3-1-3, 3-1-4の結果を得た。

3-1-6 結 果

在来工法によって作成されたグースアスファルトについて予備実験を行ない次のような関係を得た。

(1) 当初考えていたP/4荷重4点による鉄板を直接おさえる載荷方法では、両振れ機構を有しない疲労であるため鋼板がたわむ場合、舗装と鋼板の接着を期待して施工する接着材の引張り試験を行なうことになり、材料だけでは層間のはがれが防げないのでアスコンの上を載荷する方法に変更した。

(2) アスコン表面を載荷する場合、アスコンのクリープが心配されたが、荷重が4.0~0.5tの範囲を行なった場合、疲労回数10⁵回後において0.4mm程度のクリープしかあらわれないので良好と判断した。

(3) 荷重3.5(上限)~0.5(下限)の範囲でサイクルを変えた場合、舗装表面のひずみは0.1Hzでは300μ, 1Hzでは230μ, 2Hzでは210μ, 3~10Hzまでの範囲では200μというように、低サイクル時に大きなひずみを計測した。これより、計測するひずみの精度を高めるためには5Hz程度が良好と判断した。(図3-1-5)

(4) 載荷点の鋼板のたわみ量を0.4~0.5mmにするためには、舗装がどの程度のたわみ量になるかを調べた結果図6の結果を得た。これによれば、たわみ制御で疲労試験を行なう場合は、鋼板のたわみ量0.7mm近辺のいわゆる床版条件による最大たわみ量を用いると、舗装にとっては極めて大きなたわみ量となるので舗装でのたわみを中心にして、ひずみで制御することが良好なようすがうかがえる。その場合の条件としては鋼板のひずみが1000μ(22℃)を保証する荷重条件として7.5t~0.5t(-10℃)を得た。

(5) エポアス供試体を上記の荷重条件で載荷した時の荷重—ひずみ（舗装）の関係から、舗装と鋼板が合成作用有りとすればアスコンの変形係数は $Ea = 20,000 \text{ kg/cm}^2$ の時が理論式と良く対応する。同様に合成作用がない場合は $Ea = 100,000 \text{ kg/cm}^2$ が推定できる。

実験が継続中であるので、十分な考察がなされていないが、これらは最終報告時に検討を加えたい。

表 3-1-1 舗装の種類

NO	構成		厚さ (mm)		バインダー種別		個数
	上層	下層	上層	下層	上層	下層	
1	①	①	30	30	A	A	8
2	②	②	30	30	B	B	2
3	③	③	30	30	C	C	2
4	③	③	30	30	スアス 20-40	スアス 20-40	8
5	②	②	30	30	スアス 60-80	スアス 60-80	2
6	①	②	30	30	A	B	2
7	①	③	30	30	A	C	2
8	②	①	30	30	B	A	2
9	②	③	30	30	B	C	2

○ アスコンの種類 ○ バインダーの種類

① 細粒度アスコン(⑨) A 熱硬化性バインダー(B₃)

② 密粒度アスコン(③) B 熱可塑性バインダー(M₄₁)

③ グースアスファルト C マスチック系バインダー(天然入り)

表 3-1-2 仕様粒度範囲

	粒 度	通過重量百分 (%)						
		13	5	2.5	0.6	0.3	0.15	0.074
密 粒 度 ア ス コ ン No. 3	範 囲	95~ 100	55~ 75	35~ 50	18~ 29	10~ 21	6~ 16	4~ 8
	予 定	100	65	43	24	16	11	6
細 粒 度 ア ス コ ン No. 9	範 囲	95~ 100	75~ 95	60~ 80	40~ 65	20~ 45	15~ 30	8~ 15
	予 定	100	85	73	53	33	23	12
グース asphalt	範 囲	100	65~ 85	45~ 62	35~ 50	28~ 42	25~ 34	20~ 27
	予 定	100	75	54	44	36	28	23

表 3-1-3 バインダー種類

混合物の種類	バインダー種別	最適バインダー量 (%)
細粒度アスコン	B 3	8.5
密粒度アスコン	No. 4 1 (ストアス60~80)	7.0 (6.7)
グース asphalt	天然アス入り 20~40 (ストアス 20~40のみ)	8.9 (8.0)

表 3 - 1 - 4 供試体作成条件

バインダー種類	バインダーの溶解	混 合	締 固 め
B 3	A 液と B 液を 15.7 : 84.3 (重量 比) の割合とし、 所定量計量。 * 別添資料を参考にする	A 液と B 液を 120~130℃で混 合、別途に120℃に 加熱した骨材と 混合。	締固め度 98%以 上を確保する締 固め方法で統一。 120℃ 24hr 養 生。
No 41	160℃で溶解。 バインダーの均一 性を得るためミ キシングを十分 行なう。	150SFS に対応 する温度。 (192℃) 骨材の加熱温度 は混合温度 + 10~20℃。	混合温度 -15℃ = (177℃)。 締固め率は50回 突きマーンヤル密 度の 98%以上にな るよう締固め 方法を統一。
ストレートアスファ ルト 60~80	150℃	セイボルトフロー ル粘土から決定。 85±10SFSの温 度範囲から決定。	140±15SFS に なる温度。
●天然アスファルト (ストレートアス20/40 とトリニダットレーキ アスファルトを75:25 の割合でブレンド) ●ストレートアスファルト 20/40	220℃ 以下	180℃~240℃。 グーサスファルト ミキサーで30 min 以上混合。	骨材間隙率 18%以下。

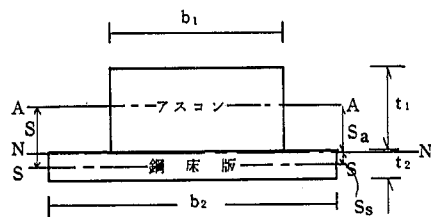
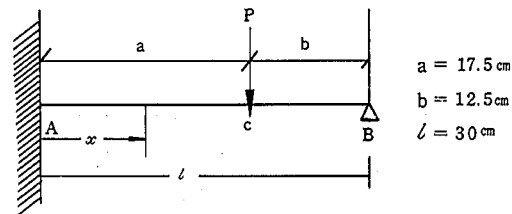
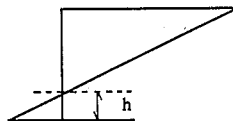
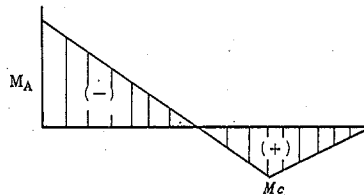


図 3-1-1 合成ビームのひずみ分布

- b_1 = アスコンの巾
- b_2 = 鋼板の巾
- t_1 = アスコンの厚さ
- t_2 = 鋼板の厚さ
- h = 鋼板の底面から中立軸までのキヨリ
- E_a = アスコンのヤング係数
- E_s = 鋼のヤング係数
- $n = E_s/E_a$ = 弾性係数比



曲げモーメント



たわみ

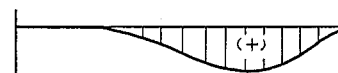


図 3-1-2 一端固定ばりのモーメントとたわみ分布

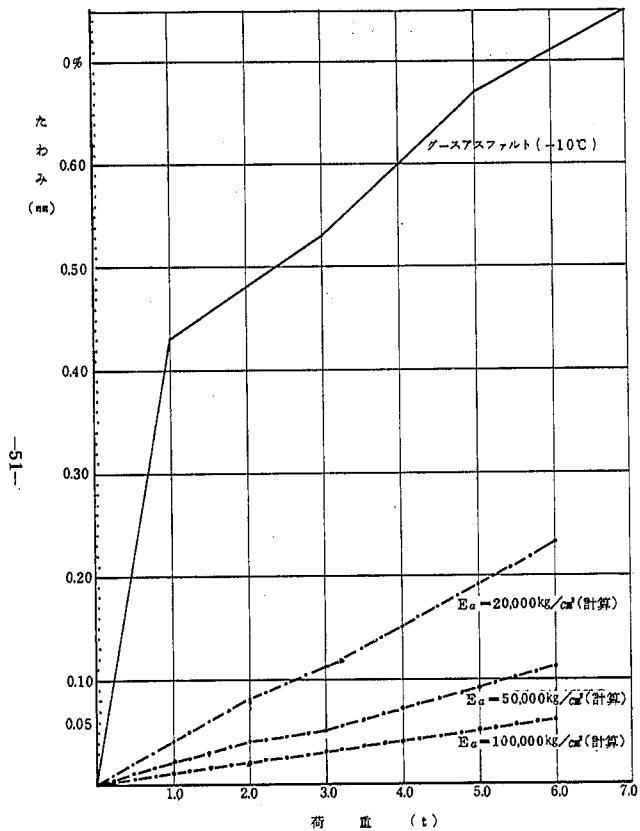


図 3-1-3 計算上の荷重とたわみの関係
(合成効果がある場合)

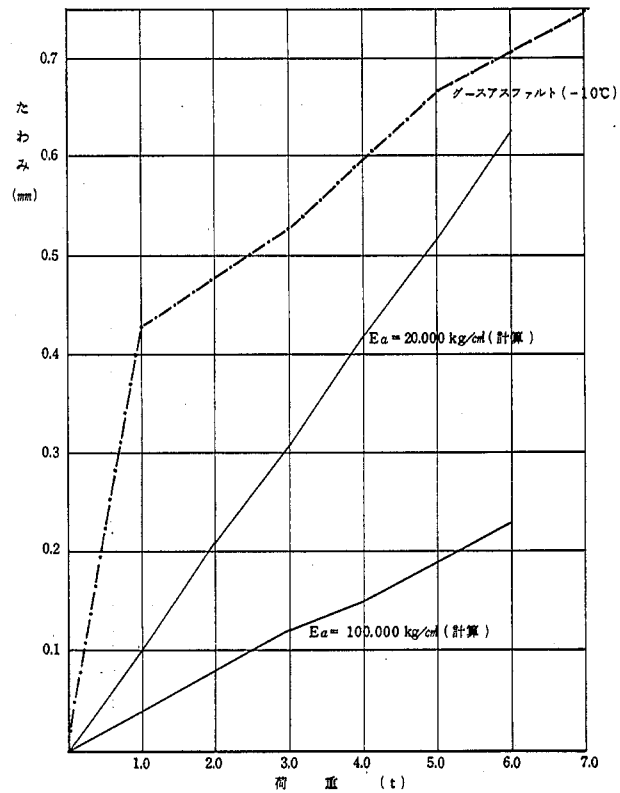


図 3-1-4 計算上の荷重とたわみの関係
(重ねばりとした場合)

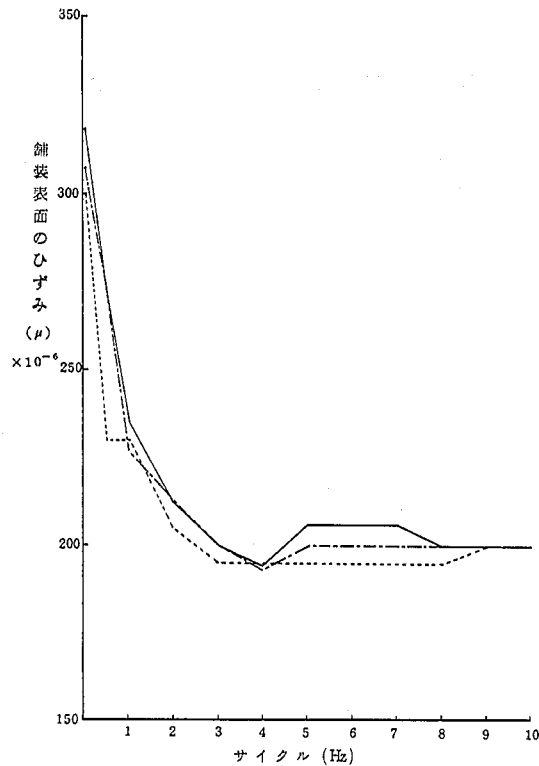


図3-1-5 サイクルとひずみの関係
(3個の計測結果)

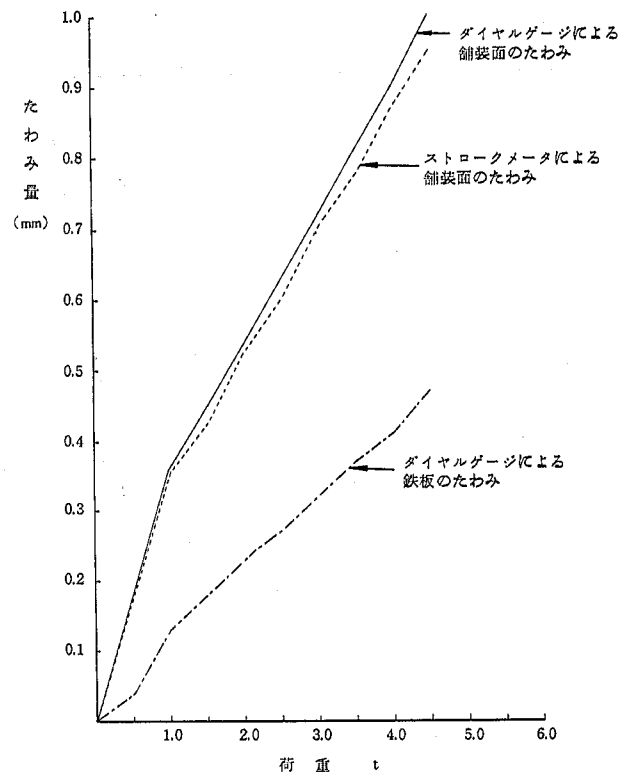


図3-1-6 荷重とたわみ量の関係

3-2 舗装の接着性について

3-2-1 目 的

鋼床版舗装では、舗装と床版との接着は極めて重要であり、もし、両者の接着が不良であり、舗装がデッキプレートに対して単なる重ねばりの構造にしかならない時は、弾性係数が小さい舗装の方に大きなひずみが作用することになり、舗装にとっては荷重条件が一般道路の場合よりきびしいことが予想される。しかし、現行のアスファルト舗装要綱の橋面舗装に関連する基準では、接着層の取扱いは極めて簡単な規定のみである。

本四橋においてはこれらの設計基準をより高度に規定する必要性が認められるので舗装の接着力試験を行ない検討を加えることとした。

3-2-2 試 験 法

昭和48年度に実施した鋼床版舗装の現況調査結果から、舗装タイプ、供用年数、累計交通量、破壊状況を主な要因として選定した15橋について、現地で舗装の接着力試験を実施した。ここで接着力試験とは、舗装に $\phi = 10\text{ cm}$ のコアカッターにより切り込みを入れ、表面に吊金具を接着したあと引張り試験を行なったものである。

15橋の橋梁リストは表3-2-1に示すとおりである。

3-2-3 結果および考察

舗装の現況調査結果は表3-2-2に示すとおりである。

接着力試験の結果、舗装のはがれ具合は次の3グループに大別できた。

- (A) 接着層部分からはがれる
- (B) 上下いずれかのアスコン層の中央部分または表層と下層の境界面ではがれる。
- (C) 吊金具の接着部分からはがれる。

これより、(A)では舗装の接着層の接着力を評価し、(B)は表層と下層との境界面ではがれたものからタックコート材料の接着力を、さらにアスコン層の中央部分ではがれたものからは、表層にきれつが入り、アスコンが劣化した状態でのアスコンの引張り強さをそれぞれ評価することができる。(C)では接着層およびタックコート部分が良好な状態でアスコンが破断しているので、アスコンの引張り強さを評価できるものと思われる。

(A)、(B)、(C)の件数および各グループに属する舗装タイプの件数は図3-2-1に示す通りである。これによれば、3橋に1橋の割合で接着層からはがれていることが認められる。

(A)では、接着力は舗装タイプ別に差があって、結果は表3-2-4に示すように、下層にグースアスファルトをおくものの方が、粗粒度アスコンがくるものより接着力が高いレベルにあることがわかる。1 a, 1 bはいずれもメンブレン防水層を併用しているものであるが、はがれた部分は全てシートと舗装の間であり、シートはデッキプレートに十分接着していた。したがって、防水層と舗装の接着に使われる材料はアスファルトに良く接着して、同時に強度も高い、というような材料と

しての改善が必要となろう。

(B)の中で、表層と下層との境界面のタックコートを施した部分からはがれたものは、全体で9件(10%)認められ、これらの平均の接着力は 3.5 Kg/cm^2 であった。この値は、タックコートの平均最小接着強さをあらわしているものと思われる。

(C)では、舗装とデッキプレート間およびタック部分の接着力がアスコンの引張り強さを上まわって舗装が破断したものである。この場合は、舗装タイプによって引張り強さに有意差が認められる(表3-8参照)。特にこのグループに属する舗装タイプはいずれも下層にグースアスファルトを用いていることから、グースアスファルトのデッキプレートまたは上層(表層)への接着性は良好であるといえる。

(A)、(B)、(C)、各グループの接着力のヒストグラムを図3-2-2に示した。これによれば、(A)と(B)はほぼ近似した接着力を示しているが、(C)はこれと相違して接着力の値も大きいことがわかる。(A)、(B)、(C)のグラフを重ね合わせた場合、正規分布曲線が交わる部分から接着力 $8.0 \sim 9.0 \text{ Kg/cm}^2$ が得られる。したがって、接着層およびタックコートがこの値以上の接着強度であれば接着層からはがれる頻度は少なくなるものと思われる。

舗装の供用年数と接着力の関係を図3-2-3(a)、(b)に示した。これによれば、アスコンの引張り強さは供用年数とともに低下してゆく様子がわかる(両者の相関係数 -0.7)。しかし引張り強さが低下することが舗装の総合評価を悪くしているというような判断は不明である。接着層の接着強さはアスコンの引張り強さを上まわる必要はないものと思われるので、図3-2-3(b)で得られる下限の直線を図3-2-3(a)に移してた。これより、直線を境に上側と下側では舗装のひびわれ状況が異なることがわかる。すなわち、直線の上側ではひびわれ率0%の舗装が多く、5%以上のものは無いことがわかる。したがって、接着層の接着強さが直線の上側にあれば、舗装のひびわれ率が小さいケースが多く、供用性も良好であると推定できる。接着層の接着強さもアスコンの場合と同様に供用年数とともに低下してゆくという仮定のもとに、下限直線の供用0年時の接着強さを推定すると $1.4 \sim 1.5 \text{ Kg/cm}^2$ になる。舗装の施工時に、接着層の接着強さがこの値以上であれば、供用後においても舗装とデッキプレートの接着性はある程度保証されるといえよう。

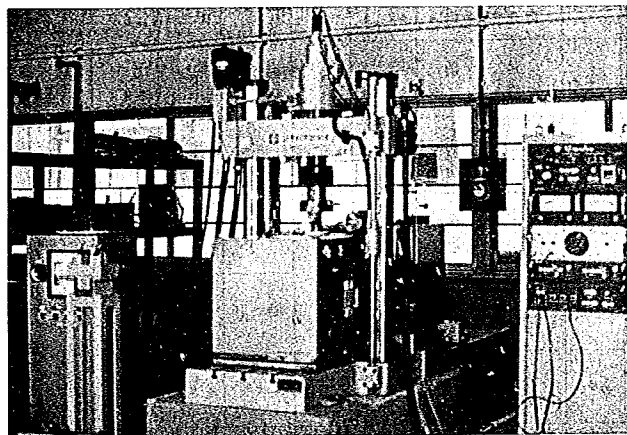


写真 3 - 1 - 1

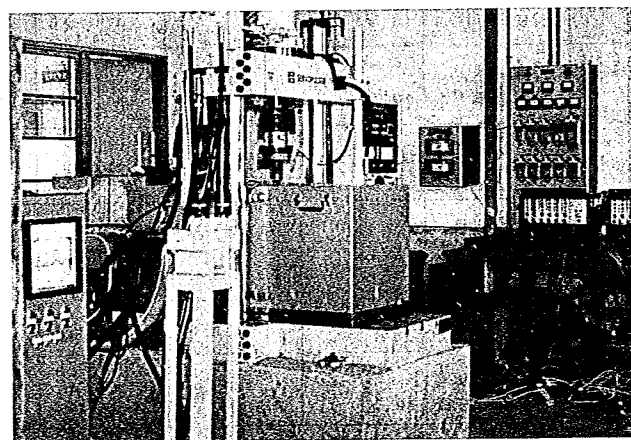


写真 3 - 1 - 2

表 3-2-1 橋 梁 リ ス ト

舗 装 タイプ	NO	橋 梁 名 所 在 地	完 成 年 月	等 級	架 橋 状 態	線 形	勾 配 %		路 面 位 地	支 持 条 件
							縦 断	横 断		
1 a 良	1	三輪陸橋 東京都練馬区	47.1	1	高架	曲 R=304	6.0	1.5	上路	連続
1 a 不良	2	是政橋 東京都府中市	47.3	"	跨川	直	0.33	1.5	"	ゲルバー
	3	立川橋 東京都立川市	47.3	"	"	斜	5.0	2.0	"	連続
1 b 良	4	小松橋 東京都葛飾区	45.3	"	跨線	直		1.5	"	単純
1 b 不良	5	西新井橋 東京都足立区	36.3	"	跨川	"		1.8	"	ゲルバー
	6	佃大橋 東京都中央区	39.8	"	"	"	0.5	1.0	"	連続
3 良	7	土佐堀橋 大阪市北区	44.3	"	"	"	2.0	2.0	"	"
3 不良	8	恩曾川橋 神奈川県厚木市	45.3	"	"	"	4.4	1.5	中路	単純
	9	谷田跨道橋 大阪市東区	45.3	"	跨道	"		1.5	上路	"
4 a 良	10	稻生跨線橋 神奈川県川崎市	43.3	"	跨線	斜	2.4	2.0	"	連続
4 a 不良	11	穂積大橋 岐阜県岐阜市	40.9	"	跨川	直	0.4	1.5	"	"
	12	桃山立体交差橋 京都市伏見区	45.12	"	跨跨線川	曲	6.0	3.3	"	単純
4 b 良	13	上野川橋 神奈川県川崎市	41.3	"	跨川	斜	6.0	1.5	"	"
4 b 不良	14	西御所陸橋 広島県尾道市	43.3	"	跨線	曲 R=600	7.0	2.0	"	"
	15	室ノ木跨線橋 山口県岩国市	39.5	"	"	斜	1.8	1.5	"	"

型 式	橋 長 (m) 支 間 割 り	幅 m (車線) 軌道 (有無)	設 計 方 法	縦 リ ブ 間 隔 (mm)	横 リ ブ 間 隔 (mm)	版 厚 (mm) スレ止め金具 (有無, 部分)	継 手 型 式
箱 桁	250.0 (5 経間) 0.5+42.5+52.0 +60.0+52.0+42.5 +0.5	7.0 (2) 無	H. Homberg	3 0 0	1005~1331	13 無	H. T ボルト
桁	396.3 (13 経間) 27.1+11 ϕ 31.0+27.1	6.5 (2) 無	"	3 3 3	1570~1850	12 無	溶 接
I 桁	68.0 (2 経間) 33.2+33.1	13.0 (4) 無	"	3 3 0	1428	12	H. T ボルト
箱 桁	127.6 (2 経間) 63.8+63.8	11.0 (4) 無	変 型 法	3 1 0	1320	14	"
桁	181.2 (3 経間) 52.5+15.0+46.2 +15.0+52.5	11.0 (4) 無	G. Fisher	2 5 0	1250	12 無	リベット
箱 桁	220.0 (3 経間) 65.0+90.0+65.0	21.0 (6) 無	H. Homberg	3 2 0	1886	12 無	"
桁	58.5 (3 経間) 12.5+33.0+12.5	17.0 (6) 設計時 有 無	"	3 0 0	2062	12 無	溶 接
"	20.3 (1 経間)	8.1 (2) 無	"	閉 6 0 0	1625	12	"
箱 桁	65.0 (1 経間)	7.5 (2) 無		3 3 0	1919	12 無	H. T ボルト
桁	150.3 (13 経間) 29.9+(6 ϕ 10) $\times$ 2	13.5 (4)	Cornelius	2 8 0	1660	12	"
単箱桁	442.25 (6 経間) 3 ϕ 73.4... 2 連	13.45 (2) 無	H. Homberg	3 0 0	1350	12 無	リベット
箱 桁	74.0 (2 経間) 36.3+36.3	15.0 (4) 無		3 0 0	1500	12 無	溶 接
I 桁	27.9 (1 経間)	10.0 (2) 無	H. Homberg	3 0 0	1500	12 無	"
"	14.0 (1 経間)	9.5 (2) 無		3 2 0	1490	10 有	リベット
"	17.8 (1 経間)	11.0 (2) 無		3 5 0	1400	12 無	"

表 3 - 2 - 2 (1)

No	供 用 年 数	上下 車線	指定大型車累計 数×10 ⁴ (%)	ひびわ れ率 (%)	わだち 堀れ率 (%)	たて流 れ率 (%)	観 測 結 果					
							大型車 の交通 状況	床版と の接着 状況	アス ルトの 足 の 不 均 匀 度	すべり やすさ	変形と わだち 掘れ	はがれ とポット ホール
1	47.1 3年 1ヶ月目	上	一 方 通 行									
		下	48.10実施 2,390	0.78	100	0.86	3	2	4	1	2	3
2	47.3 2年 1ヶ月目	上	46.6実施 11,546 大:2,864	0.07	100	0	2	2	4	2	2	3
		下		1.57	100	3.46	1	2	4	2	2	3
3	47.3 2年 11ヶ月目	上	48.10実施 7,116	8.65	14.7	0	1	2	3	2	2	2
		下		9.86	23.5	0	1	2	3	2	2	2
4	45.3 4年 11ヶ月目	上	48.10実施 14,652	0.02	0	0	2	2	4	3	3	3
		下	13,527	0.02	0	0	2	2	4	3	3	3
5	36.3 13年 11ヶ月目	上	48.10実施 8,252	1.23	50	9.09	1	1	3	2	1	2
		下	6,022	1.50	50	9.09	1	1	3	2	1	2
6	39.8 10年 6ヶ月目	上	48.10実施 14,747	7.73	0	0	1	2	5	2	3	2
		下	13,425	14.81	0	0	1	2	5	2	3	2
7	44.3 5年 11ヶ月目	上	交通量割合大型 車は5台に1台	0	0	11.11	2	2	4	3	2	3
		下	橋面での信号待 ち停止車両有り	35.8	100	12.82	1	2	4	3	2	3
8	45.3 4年 11ヶ月目	上	49.2推 8,000 大:3,000	0	100	12.35	1	2	3	2	1	3
		下	7,000 大:2,500	0	100	12.35	1	2	3	2	1	3

舗装の現況調査結果

果				所		見			
混合物の マモウ	ヒビウレ		評価	全	体	継手及び 施工継手	流 動	わだち掘れ	路面状態及 びひび割れ
	線状	網状							
					低速度線O.W.P.に当る位置に1m程の位置に縦リブ上クラック非常に多数散在する。軽いわだち掘れもある。		側端にたて流れも散在する。	軽いわだち掘れが全面にみとめられる。	路面はいく分マモウし平滑だが全体的にはほぼ良好。縦クラック多数。
3	2	6	4						
2	2	6	4		上りのO.W.P.沿いの主桁上に0.5～1.5m長の縦クラックが全長にわたって断続。狭幅員でわだちが一定するため全面軽いわだち掘れ。		な し	片側一車線の狭幅員でわだちが一定し全面に軽いわだち掘れ。	路面はマモウし平滑である。主桁上クラックが全長にわたって断続する。
2	1	6	3						
2	1	5	3		上下とも主桁上に縦クラックが非常に多数発生。路面は荒れておりガムファルトBがブリージングした箇処が点在する。	長大なジョイントクラックとジョイント取付部クラックがみられる。	な し	わだち掘れ箇処あり	路面は荒れている。主桁上縦クラック多数。
2	1	5	3						
2	2	6	5		全体的には非常に良好。但し歩道にPMシート特有のブリストリングによるクモの巣状クラック多数。	ジョイント取付部に0.5m程の2本のクラック	な し	な し	非常に良好な路面状態を保っている。
2	2	6	5						
2	2	5	3		両端に信号あり橋上で交通渋滞。低速度線のわだち掘れ側方流動大でわだち部に網状クラックが散在する。	ジョイント取付部にクラック多い。	同 左	歩道マウンドアップより0.6mのわだち掘れ側方流動隆起は著しい。	路面はマモウし老化し荒れている。縦リブ上クラックが網状に発達している。
2	2	5	3						
1	1	5	2		縦リブ上クラックが非常に多く発生しリブ間隔を反映した模様を描いている区間もある。路面はマモウし平滑。	長大なジョイントクラックがみられる。	な し	な し	路面はマモウし平滑。リブ上クラック非常に多い。横部網状も散在
1	1	4	2						
3	3	6	4		前後に交差点信号あり。極端的な流れ。および下り車線にわだち掘れをみとめるが全体的には比較的良好。	進行方向前方のジョイント取付部にたて流れ。下り車線にジョイントクラック。	ジョイント取付部に制動荷重によるたて流れ。	下りに軽度のわだち掘れをみとめる。	スパイクローラ跡多く残り比較的良好的。ジョイントクラックあり。
3	2	6	3						
2	3	6	3		T字交差点の手前がかつ幅員せまくわだちが一定するので全面わだち掘れ側方流動している。	上り停止線手前ジョイントに少々合材がかぶさる。	上りは信号停止車輛によるたて流れの傾向あり。	全面わだち掘れ側方流動大	わだち部は平滑。ひび割れはない。
2	3	6	3						

表 3 - 2 - 2 (2)

No.	供 用 年 数	上下 車線	指定大型車累計 数×10 ⁴ (台)	ひびわ れ率 (%)	わだち 掘れ率 (%)	たて流 れ率 (%)	観 測 結 果					
							大型車 の交通 状況	床版と の接着 状況	アスファ ルト量 の過不足 の程度	すべり やすさ	変形と わだち 堀れ	はがれ とポット ホール
9	45.3 4年 11ヶ月目	上	48.6実施 屋12h 16,500 大: 2,500	0.83	50	11.93	2	2	5	1	2	3
		下	11,200 大: 700	0	100	2.83	2	2	3	1	1	3
10	43.3 6年 11ヶ月目	上	46.6実施 6,988 大: 2,130	0.63	100	6.61	1	2	4	3	1	3
		下	6,049 大: 1,947	0.70	50	0	1	2	4	3	1	3
11	40.9 9年 5ヶ月目	上	48.10実施 8,895 大: 1,654	28.81	0	0.07	2	2	4	2	2	3
		下	10,872 大: 1,345	10.73	9.0	0.54	2	2	4	2	2	3
12	表層打換 45.12 4年 2ヶ月目	上	48.10実施 12,373 大: 3,712	4.58	100	0	1	2	3	2	1	3
		下	11,353 大: 3,506	0.32	100	0.72	1	2	3	2	1	2
13	41.3 8年 11ヶ月目	上	49.2推 3,914 大: 274	0	0	40.14	3	2	4	2	2	3
		下	3,265 大: 425	0	0	0	3	2	4	2	3	3
14	43.3 6年 11ヶ月目	上	48.2推 4,496 大: 517	0	100	73.68	2	2	2	1	1	3
		下		0	100	10.53	2	2	2	1	2	3
15	39.5 10年 9ヶ月目	上	48.3推 21,300 大: 3,740	22.92	100	9.09	1	2	1	1	1	1
		下	21,300 大: 3,740	13.79	100	9.09	1	2	1	1	1	1

舗 装 の 現 況 調 査 結 果

果				評価	所		見		
混合物の マモウ	ヒビワレ		全 体		継 手 及 び 施 工 継 手	流 動	わ だ ち 堀 れ	路面 状態 及 び ひ び 割 れ	
	線状	網状							
2	2	6	3	上、下線は別橋だがともに縦断勾配急でわだち掘れ流動が顕著である。	上りは隆坂で前方に信号あり。ジョイント取付部にたて流れ。	同上 下りは極的な流動コブがある。	下りは全面わだち掘れ側方流動が著しい	平滑仕上がりであり、ややマモウした感じ ひび割れはない	
2	3	6	3						
2	3	5	3	信号手前の坂路部で実質片側一車線である。大型車交通大でわだち掘れ側方流動大。	三角部のジョイント取付部クラック。またオーバーレイ合材流動。	三角部ジョイント上のオーバーレイ(巾1m)がたて流れ。	わだち掘れ側方流動大。	わだち部マモウまた旧ゼブラゾーンは荒れているジョイント部に線状クラック	
2	3	5	3						
2	1	2	2	路面はマモウ老化し荒れており箱桁上ク多、網状クラックに発達した区間も多い。	橋型ジョイントが動くため取付部にクラックやへがれの生じたものあり。	パッチング合材にたて流れがみられる以外流動なし。	左と同様。	路面はマモウ老化し荒れており縦クラック非常に多い。	
2	1	3	2						
2	2	5	3	坂路のS字橋で全面わだち掘れしており路面はマモウ、フレッディングを上り箱桁上に全長にわたる縦クラックあり。	上りジョイント取付部にパッチング補修跡。	下りに巾80cmのスプラインプレート上のたて流れ部あり。	全面にわだち掘れあり。	わだち掘れ部分フレッディングし表面劣化。箱桁上の縦クラック長大	
2	2	6	3						
3	3	6	4	T字交差点の直ぐ手前であるが交通量少いため表面やや老化した感じだが全体的には良好。		上り停止線手前にややたて流れの傾向みられる。	信号手前だが交通量少くわだち掘れない	やや老化した感じだがひび割れはない。	
3	3	6	5						
2	3	6	2	登坂、隆坂部の変化点に位置し減速制動荷重をうけて全面わだち掘れ。	上りジョイントに合材がかぶさっている	上り車線にコルゲーションがみとめられる	全面わだち掘れ。	わだち部はマモウし平滑。フラッシュもみとめられる	
2	3	6	3						
2	1	2	2	同上、全面わだち掘れ流動のほか主桁上や横リブ上クラックも多発、路面はマモウ老化しており大規模補修を要す。	ジョイント上に合材がたて流れしている	同 左。	わだち掘れ。側方流動大。	フラッシュ、スケールリングもみられる。マモウし老化した路面である。主桁上全長におよぶクラック 網状クラック、横リブ上クラックもみとめられる。	
2	1	3	2						

表 3 - 2 - 3 (1)

NO	施 工 年 月	(1)天 候 (3)路面温度	(2)気 温 (4)床版温度	接 着 力			
				試 験 箇 処	記 号	t	Kg/cm ²
1	4 7.1	(1)	曇	良好 側端より 0.4 m 路面ややマモウし平滑。	1-1	0.4 0	5.10
		(2)	13	良好部	1-2	0.3 8	4.84
		(3)	14	不良部	1-3	0.1 4	1.78
		(4)	12	側端より 1 m。低連車線 O.W.P. で縦リブ上クラック部分。	2-1	0.1 5	1.91
2	4 7.3	(1)	晴	良好 側端より 1.2 m 路面はややマモウし平滑。	2-3	0.1 5	1.91
		(2)	11	良好部	2-4	0.1 3	1.66
		(3)	17	不良部	1-1	0.4 7	5.99
		(4)	15	側端より 0.55 m の O.W.P. 沿いの主桁上縦クラック部分。路面はマモウし平滑	1-2	0.7 5	9.55
3	4 7.3	(1)	晴	良好 歩道マウンドアップより 0.45 m で路面は荒れた粗面である。	1-3	0.7 5	9.55
		(2)	12	良好部	2-1	0.8 0	10.19
		(3)	20	不良部	2-2	0.8 0	10.19
		(4)	12	マウンドアップより 1 m の O.W.P. 主桁上縦クラック部分で路面は荒れている。	2-3	0.8 0	10.19
4	4 5.3	(1)	晴	良好 歩道マウンドアップより 1.3 m 表面やや平滑 不良部との差わずか	1-1	0.1 1	1.40
		(2)	9	良好部	1-2	0.1 7	2.17
		(3)	17	不良部	1-3	0.1 5	1.91
		(4)	9	マウンドアップより 0.6 m 表面やや粗い。	2-1	0.0 5	0.64
5	3 6.3	(1)	晴	良好 歩道マウンドアップより 1.2 m 路面はマモウ老化。	2-2	0.0 7	0.89
		(2)	16	良好部	2-4	0.0 8	1.02
		(3)	20	不良部	1-1	0.6 5	8.28
		(4)	14	マウンドアップより 0.5 m の縦リブ上クラック部分で、路面老化し荒れている。	1-2	0.7 0	8.92
6	3 9.8	(1)	晴	良好 歩道マウンドアップより 1.2 m。側部外側だが路面はマモウし平滑。	1-3	0.4 7	5.99
		(2)	9	良好部	1-4	0.5 4	6.88
		(3)	16	不良部	2-0	0.4 0	5.10
		(4)	9	マウンドアップより 2.0 m の O.W.P. 縦リブ上クラック部分でマモウし平滑。	2-2	0.3 5	4.46
7	4 4.3	(1)	晴	良好 歩道マウンドアップより 1~2.5 m スパイキローラ跡も残り安定している。	2-3	0.4 5	5.73
		(2)	12	良好部	1-1	1.2 5	15.92
		(3)	13	不良部	1-3	1.1 0	14.01
		(4)	12	マウンドアップより 3.5~4.3 m レーンマーク近傍のわだち部で極部流動箇所	1-4	1.3 5	17.20
					2-1	1.0 5	13.38
					2-2	0.1 5	1.91
					2-3	0.4 3	5.48

接着力試験結果

(mm) Core厚	(mm) 下層厚	(mm) Cruck深さ	採取状況	床版接着状態	摘 要
140			シート上面より離脱	下層アスコントシートとの接着は良好	○不良部のコア抜き取りはノミを使用した。
140			"	" ほぼ良好	
140			"	" "	
120		20~25	表層合材破断	" ほぼ良好	○シート自体の床版への接着は良好である。
120		20~25	"	" "	
118		20~25	"	" "	
50			表層合材破断	下層アスコントシートとの接着は良好	○良好部および不良部(2-1)のコア抜きはノミを使用。
51~52			"	" "	
50~51			"	" "	
54~55		30~30	"	" "	
55		28~30	シート上面より離脱	" "	○シート自体の床版への接着も良好である。
53~54		28~29	"	" "	
80~82			下層合材破断	下層アスコントシートとの接着はやや不良	○下層アスコントはいずれもやや劣化。
79~80			シート上面より離脱	" "	○(1-2)、(1-3)以下のコア抜き取りはノミを使用した。
83~85			"	" "	
76		10~12	層境で破断	" "	○シート自体の床版との接着は良好
77~78		18~19	"	" "	
77~78		20~22	"	" "	
105~106			シート上面より離脱	下層アスコントシートとの接着は良好	○良、不良部の差はきわめて少ない。
105~106			"	" "	
103~104			"	" "	○シート自体の床版への接着は非常に良好。
75~76			"	" "	
75~76			"	" "	
75~77			"	" "	
88~90			"	下層アスコントシートとの接着不良	○不良部コアカット時舗装と床版の間に水が浸入し気泡発生。
86~87			"	" "	○側方流動のため良、不良部に舗装厚の差が生じている。
86~87			"	" "	
74~76		5~10	層境合材破断	"	○シート自体の床版への接着は良好。
73~75		25~35	シート上面より離脱	"	
74~75		25~35	"	"	
71			"	下層アスコントシートとの接着はほぼ良好	○(1-3)と(2-0)のコア抜き取りにはノミを使用。
78			層境で破断	" ほぼ良好	○シート自体の床版への接着は良好である。
79			シート上面より離脱	" 良好	
75		47~43	表層合材破断	" 良好	
77		55~57	シート上面より離脱	" ほぼ良好	
75		55~37	"	" 良好	
63~64			表面部合材破断	良好	○わだち掘れ側方流動のため良、不良部に舗装厚の差1~2cm。
60~62			"	"	○(2-1)と(2-3)の版には鉛丹系防錆塗料が残りケレンの不均一。
64~65			"	"	
42~45			床版面より離脱	良好(タックコートやや不足)	
43~46			"	やや不良(タックコート不足)	
50~51			層境で破断	ほぼ良好(ケレン不足、タックコート不良)	

NO	施 工 年 月	(1)天 候 (2)気 温		接 着 力			
		(3)路面温度	(4)床版温度	試 験 箇 処	記 号	t	Kg/cm ²
8	4 5. 3	(1)	晴時々曇	良好部 側端より0.5 m 側帯内側 表面はやや荒れた粗面	1-1	0.98	1248
		(2)	16		1-2	1.15	14.65
		(3)	18	不良部 側端より1.3 m O.W.P. わだち掘れ部で 表面平滑	1-3	1.13	14.39
		(4)	16		2-1	0.90	11.46
9	4 5. 3	(1)	晴		2-2	1.27	16.18
		(2)	16	良好部 側端より0.5 m 側帯内側 表面は平滑 仕上がりである。	2-3	1.35	17.20
		(3)	15	不良部 側端より1.1 mの O.W.P. わだち掘れ部で表面マ モウシ平滑である。	1-1	1.05	13.38
		(4)	9		1-2	1.00	12.74
10	4 3. 3	(1)	雲	良好部 側端より1.3 m 表面老化し荒れている。 (旧ゼブラゾーン)	1-3	1.03	13.12
		(2)	10		2-1	0.99	12.61
		(3)	12	不良部 側端より3.6 m わずみにわだち掘れ マモウ	2-2	1.15	14.65
		(4)	12		2-3	1.25	15.92
11	4 0. 9	(1)	晴	良好部 側端より1.8 m 側帯内側際で路面は荒 れている。	3-1	0.85	10.83
		(2)	10		3-2	1.20	15.29
		(3)	10	不良部 側端より2.4 m O.W. P. で縦リブ上クラック 部分 路面はマモウ老化	3-3	1.15	14.65
		(4)	9		4-1	1.10	14.01
12	表層打換 45. 12	(1)	雲	良好部 側端より2.0 mでO. W.P. とI.W.P. の中 央 表面マモウシ平滑	4-2	1.30	16.56
		(2)	5		4-3	1.25	15.92
		(3)	4	不良部 側端より1.0 m O.W. P. わだち掘れ部分で 表面はフレッティング	1-1	1.10	14.01
		(4)	7		1-2	1.10	14.01
13	4 1. 3	(1)	雲	良好部 歩道マウンドアップよ り0.75 m 表面やや荒れている。	1-3	0.20	2.25
		(2)	9		2-1	0.30	3.82
		(3)	8	不良部 マウンドアップより1.7 m 停止線手前でコルゲー ションの気差しあり。	2-2	0.37	4.71
		(4)	8		2-3	0.26	3.31
14	4 3. 3	(1)	晴	良好部 側端より0.75 m 側帯の内側 表面は粗い。	1-1	1.20	15.29
		(2)	14		1-2	1.25	15.92
		(3)	16	不良部 側端より1.6 m わだち部で縦流れ箇 処	1-3	1.40	17.83
		(4)	15		2-1	0.40	5.10
15	3 9. 5	(1)	雲	良好部 歩道マウンドアップよ り0.5 m側帯の内側 路面は荒れている	2-2	0.30	3.82
		(2)	7		2-3	0.45	5.73
		(3)	8	不良部 マウンドアップより2.2 m わだち部で主桁上クラ ックが1~3mmの口を あけ路面はマモウ老化	1-1	0.90	11.46
		(4)	6		1-2	1.00	12.74
					1-3	0.95	12.10
					2-1	0.72	9.18
					2-2	0.78	9.94
					2-3	0.60	7.64

(mm) Core厚	(mm) 下層厚	(mm) Cruck深さ	採取状況	床版接着状態	摘 要
57~60			表面部合材破断	良好	○コアの抜き取りはいづれもツルハシを用いた。
60~61			"	"	
61~63			"	"	
59~63			表面部合材破断	"	
57~60			"	"	
51~52			"	"	○コアの抜き取りはいづれもノミを使用した。
79~80			表面部合材破断	良好	
80			"	"	
80			"	"	
78			"	"	
80~81			"	"	○良好部と不良部との差異はわずか。
80~82			"	"	
69~70	31~32		表面部合材破断	良好	
70	31~32		床版面より離脱	"	
70	31		表面部合材破断	"	
61~62	30		"	"	○(1-2)以外 のコア抜き取りはツルハシを用いた。
60~61	30		"	"	
60~61	29~30		層境で破断(異物)	"	
75	31~32		表面部合材破断	良好	
75~76	32		"	"	
75~76	32		表層合材破断	"	○コア抜き取りはノミを使用 不良部はクラックより透水 表層合材劣化しているが下層 グースに異常なく接着も良好
75	37~38	20~30	"	"	
75~76	38~39	"	"	"	
75~76	35~36	"	"	"	
74	35		接着面で破断	良好	
73	36		表面部合材破断	"	○コア抜き取りはノミ使用 表層マモウシ20mm程度の 欠ありまだ不良部の表層合材は セルタル分がとび透水により劣化 した感じ
81	39		"	"	
55	32		表層合材破断	" (タタコトや不足)	
54	34		"	" (")	
61	31		"	" (")	
55~56	20		表面部合材破断	良好(防錆塗料残)	○良好部と不良部との差異は 少ない
55	25		床版面より離脱	" (")	
54~56	30		表面部合材破断	" (")	
63~64	36		"	" (")	
58~60	30~31		"	やゝ不良(異物付着)	
68~70	40~43		"	良好(防錆塗料残)	○(1-2)以外 のコア抜き取りはツルハシ を用いた。
44~46			表面部合材破断	良好	
42~45			"	"	
41~45			"	"	
35			"	"	
46~50			"	"	○下層グースと表層トベカの境は判別出来ず
39~40			床版面より離脱	"	
60~61	25~26		表面部合材破断	良好	
60~61	28		"	"	
60~62	28~29		"	"	
58~60	22~23	35	"	"	○コアの抜き取りはノミを用いた。 不良部のクラックは層境まで達 していたが下層グースには異常 を認めず、接着も良好。
59~60	24~25	35	"	"	
59~61	23~25	35	"	"	

表 3-2-4 舗装タイプ別の接着力

舗 装 タイプ	上 層 下 層	(A) 接着層部分か らはがれる	(B) アスコン層の 中央部分または 表層と下層の 境界ではが れる	(C) 吊金具の接着 部分からはが れる
1 a	密粒アスコン 粗粒アスコン	5.17	4.01	—
1 b	修 正 ト ベ カ 粗粒アスコン	4.52	4.21	—
3	グース グース	7.65	5.48	14.40
4 a	密粒アスコン グース	15.29	5.58	14.79
4 b	修 正 ト ベ カ グース	10.96	—	10.88
	ϕ_A	4	3	2
	V_A	4.44	4.3	6.49
	ϕ_E	2.2	1.9	3.7
	V_E	1.43	1.57	5.7
	F_A	3.11	0.27	11.32
判 定		差 あり	差 なし	差 あり

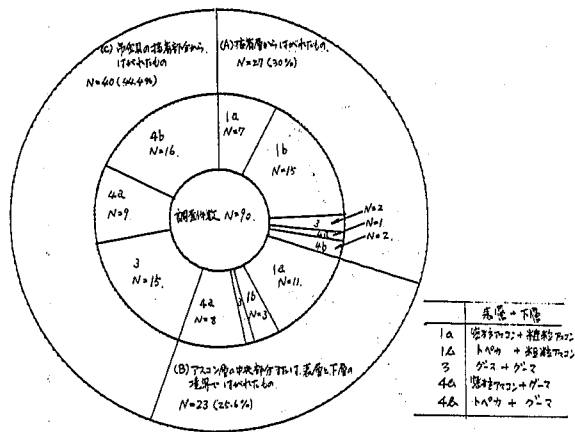


図 3-2-1 はがれ状況別頻度

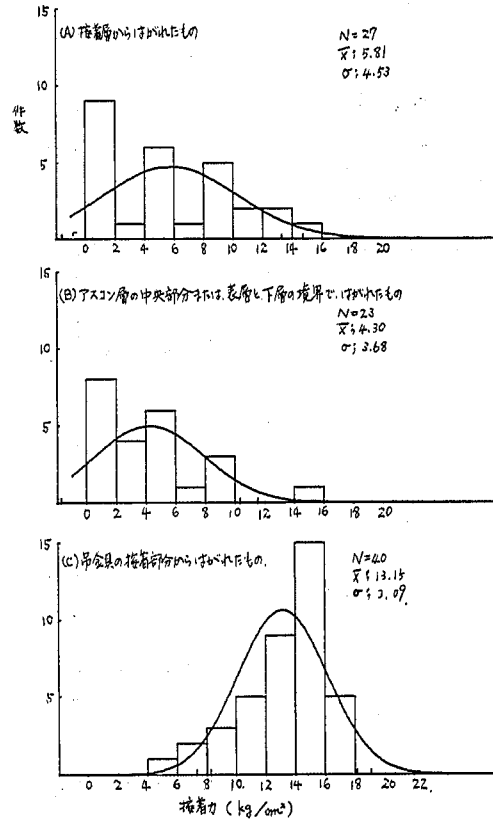


図 3-2-2 接着力のヒストグラム (kg/cm²)

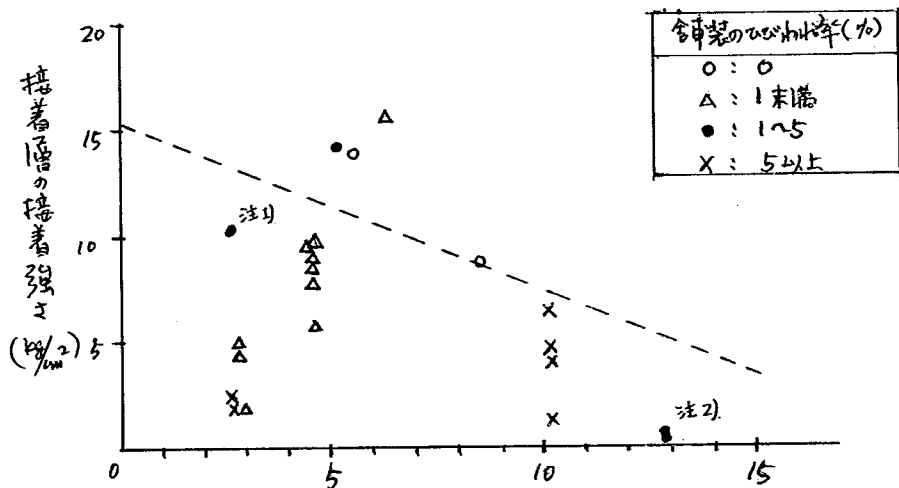


図3-2-3(a) 供用年数と接着強さの関係

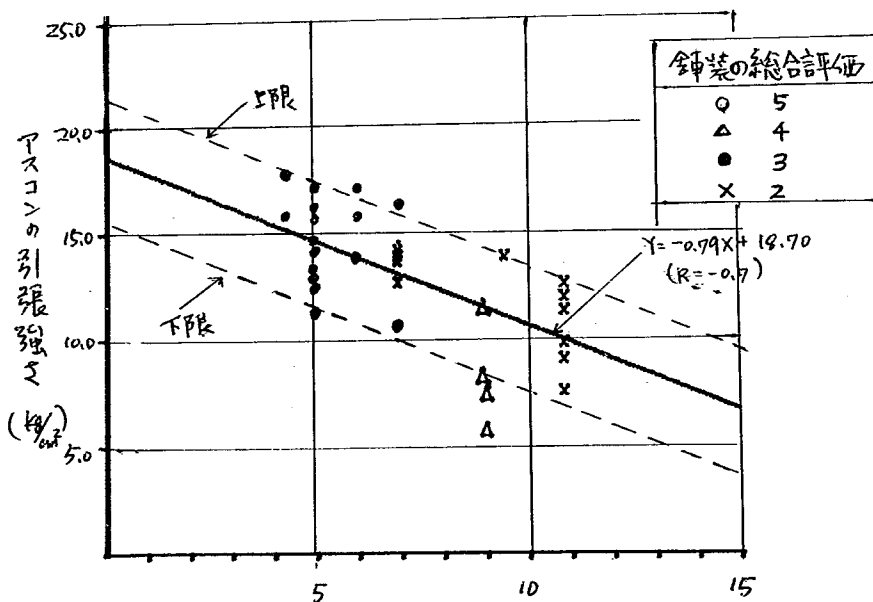


図3-2-3(b) 供用年数とアスコンの引張強さ

第4章 耐風性に関する調査試験

構造研究室

成 田 信 之

横 山 功 一

河 野 良 次

野 村 一 夫

湯 沢 聡

4-1 防音装置の吊橋の耐風性に及ぼす影響

4-1-1 はじめに

近年、自動車交通の発達と幹線道路網の整備は目覚ましいものがある。しかし、反面いわゆる交通公害に代表される環境条件の劣化などマイナスの効果をも招来する結果となった。

本州四国連絡橋計画でも、道路環境の保全は非常に重要な問題であり、現在設計が進められている吊橋に対しても架設地点周辺に人家があるので鉄道騒音防除のための防音装置を取りつけるという対策が検討されている。この防音装置は吊橋の鉄道用下路床版を壁と床とにより塞いでしまうものであり、吊橋にとって非常に重要である耐風性の見地からすると、装置を取りつけることにより設計案の空力特性は大幅に変化するものと考えられる。従って、この調査では、防音装置を取りつけた際の吊橋の空力特性を調べ、防音装置の吊橋の耐風性に及ぼす影響について検討することとした。

防音装置設置が検討された吊橋は、Dルートの北瀬讃瀬戸大橋であり、側径間部がほぼ陸上部となるため防音装置の設置が検討された次第である。

防音装置の詳細は図4-1-1に示されており、下路床版（鉄道部）の底面を覆い、側面には高さ4mの壁を建てる構造となっている。

本調査では、1) 設計風荷重を検討するための三分力実験と、2) 動的安定性を検討するためのバネ支持模型実験を実施し、更に3) 橋軸方向に断面形状が変化する吊橋の全体系の動的安定性を調べる応答計算を行なった。

4-1-2 静的空気力の測定

防音装置を取りつけることによる耐風性上の影響としては、充実率が増加することにより静的空気力が増加することが懸念される。そこで、防音装置を取りつけた際の設計風荷重算定のために、三分力実験が実施された。

実験を行なった模型は図4-1-2に示されるような4ケースであり、中央分離帯部に設けた遮光板（従来の研究によりトラス吊橋の耐風性を向上させる効果があることが認められている）を併設し

た場合についても検討を加えている。

空気力の測定には附属の三分力天秤を用い、また三分力係数は次式により定義した。(なお、三分力は風軸に関しての値をとっている。)

$$C_D = D / \frac{1}{2} \rho V^2 A$$

$$C_L = L / \frac{1}{2} \rho V^2 B \ell$$

$$C_M = M / \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 \ell$$

ただし、 C_D , C_L , C_M : 抗力, 揚力, 空力モーメント係数

D , L , M : 抗力, 揚力, 空力モーメント

ρ : 空気密度

V : 風洞風速

A : 水平暴露面積

B : 弦材間隔

ℓ : 模型長

(なお今回は暴露面積としては、遮光版、防音装置は含めない。また、端板の補正はしていない。)

得られた三分力曲線が図4-1-3(1)~(4)に示されている。これらの実験結果から断面形状の違いにより空気力特性の差異をまとめると次のとおりである。

1) 遮光板の影響

HS-75-DB-01とDB-05から遮光板の有無の差を比較することができる。遮光板を取りつけることはねじれフラッターに対する安定性を増す効果があることは多くのバネ支持模型実験でも明らかになっているが、両者の揚力、空力モーメント曲線を比較してみても傾きおよび $\alpha = 0^\circ$ 付近の値が違っていることが分る。また、遮光板を取りつけることにより抗力係数は0.07~0.3程度増加することとなる。

2) 防音装置の影響

HS-75-DB-01とDB-02とにより防音装置取り付けによる空力特性の差を調べることができる。防音装置を取りつけると暴露面積が増え、風荷重の増加が懸念されるが、今回の実験結果では、迎角 0° 付近のDB-02の抗力係数はDB-01よりも0.07程度小さな値となっている。これは防音装置の床版の作用によるものと考えられる。従って、防音装置を取り付けても設計風荷重を増加する必要はないと考えられる。

また防音装置は揚力曲線にも著しい影響を及ぼし、迎角 0° 付近の絶対値と $-15^\circ \sim +15^\circ$ 全域の曲線の傾きが変化している。

防音装置と遮光板を併用した場合〔HS-75-DB-04〕の抗力係数は防音装置のマイナスの作用と遮光板のプラスの作用が加わり何も取り付けないHS-75-DB-01よりも約8%程度増加する。

4-1-3 動的安定性の検討

防音装置の有無による耐風安定性の変化を調べるために、バネ支持模型実験が実施された。本実験は、「本州四国連絡橋風洞試験基準(1973)」に準拠して行なったが、二次元実験であり、橋

軸方向に断面形状の変化する三次元的な影響は次項で検討することとした。

実験の対象とした模型は図4-1-2に示されているケースであるが、HS-75-DB-01はHS-73-DA-21と同一断面であるので実験は行なっていない。相似則から要求される実験条件は表4-1-3に示される通りである。実験方法に関しては既に他で述べられているので、ここでは省略する。

実験結果は図4-1-4に $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線が示されている。 $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線から、3寒の概略比較を行なうと迎角が正の領域では傾向的には同じであるが、防音装置Nを設置した場合には原案〔HS-75-DB-01〕よりも数%程度発振風速が低下することとなり、防音装置NOでは逆に発振風速が高くなる結果となっている。また負の迎角領域では原案が迎角が増すほど安定な結果となっているのに対し、防音装置を取りつけた場合には逆に低い風速で発振する結果となっている。

当初、防音装置を取りつけることにより耐風性の劣化が心配されたが、本実験結果によると悪影響はそれほどでもなく、逆に防音装置NOを取りつけた場合には耐風性を向上させる結果になった。

つまり防音装置の影響を単純に暴露面積の増加だけと考えるのは早計であって、防音装置を取りつけることにより下路床版はグレーチングから閉塞板へと変化し、下路床版まわりの流れが大幅に変わったと考えるのが妥当であろう。これまでの実験結果からは、流れの状況などは把握できないので、煙実験などにより流れを可視化するなどの実験が必要となろう。

4-1-4 橋軸方向に断面形状の変化する吊橋の耐風性

従来吊橋の耐風性検討のための風洞実験は吊橋完成系に対しては二次元実験として行なうのが通例であった。しかし、橋軸方向に断面形状が変化する場合あるいは地形により作用する風の傾斜角が極端に変化する場合などはこの影響を考慮に入れなければならない。今回の計画では防音装置は側径間部にのみ取り付けられる方針であったので、前項より得られた結果を用い計算により吊橋全体系の応答を推定することとした。計算は前年度製作したプログラムによって行なった。計算方式については前年度の報告書に述べられているのでここでは省略する。また、対象としてねじれフラッターのみに注目し、計算に必要な非定常空気力は自由振動法により求めた。

計算に用いた非定常空気力係数を図4-1-5に示す。

迎角 $+3^\circ$ のフラッターの発現風速の計算結果は、次のとおりである。

Case 1.	全径間に防音装置のない場合	$8.2.2 \text{ m/s}$
" 2.	" がある場合	$7.8.0 \text{ m/s}$
" 3.	側径間のみ防音装置のある場合	$8.2.0 \text{ m/s}$

ただし、構造減衰としては $\delta \div 0.02$ 、非定常空気力としてはねじれ振動時の空力モーメント成分のみを考えていて他の成分は無視している。この計算結果はバネ支持模型実験とあまりよい対応を示していないが、非定常空気力係数の算出や計算上の仮定によるものと考えられる。側径間に取りつけた防音装置の影響については、この計算結果から判断すると、フラッターの発現風速は防音装置を取りつけない場合とほとんど差はなく、その影響は小さいと考えられる。なお、今回の防音装置の有無ではフラッター発現風速があまり変わらなかったためこのような結果が得られたが、極端に空力特性の異なる場合、例えば、地形的影響を受けて大きな傾斜角の風が作用すると考えられる場合などは別途検討する必要がある。

4-2 部分実験橋の非定常空気力特性

4-2-1 はじめに

昭和47年から49年にかけて、本州四国連絡橋公団により、千葉県館山において、自然風中での大型模型を用いた耐風実験橋プロジェクトが実施され、現在解析作業が進められている。この実験では乱れを含んだ自然風中での空気不安定振動が測定されたが、この解析作業に役立てること並びにトラス補剛桁の空気特性を明らかにすることを目的として、今回非定常空気力測定を行なった。

4-2-2 測定方法

(1) 測定装置

非定常空気力実験は、橋梁が振動状態にあるときに作用する空気力を測定するものであって、実験方法としては、強制振動法と自由振動法があるが、ここでは前者によって実験した。実験装置の模型加振方向は上下方向とねじれ方向の2通りであり、加振条件は以下の通りである。

最大振幅	上下加振	0 ~ 50 mm (連続)
	ねじれ加振	0 ~ 15° (°)
振動数		0 ~ 30 Hz (°)

今回の実験では、カウンターウェイトを調節することにより振動時の慣性力を機械的に取り除く方式を採用しており、これは従来の検出方法とは異なる点である。

空気力の検出は、歪ゲージを用いた検出器により、また、変位はコンタクトレス電子光学式変位測定器により測定した。

写真4-2-1は振れ振動による揚力及びモーメント検出器を示している。

(2) 実験条件

実験には、本四部分実験橋MB案の部分模型を使用した。模型図面を図4-2-1に示す。実験は上路床版にグレーチングを設けた模型と、グレーチングを塞いだもの2通りを行なった。グレーチングを設けた模型をMB-1、塞いだ模型をMB-2と呼ぶことにする。

風速範囲は現場実験風速で25 m/sまでを考えた。加振振動数は、上下加振のときは低風速を4 Hz、高風速を2 Hz、振れ加振のときは4 Hzとした。加振振幅、迎角に関する実験条件は次に示す通りである。

振 幅	上下方向 (mm)	1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 5.0
	ね じ れ (deg)	0.25, 0.50, 0.75, 1.0, 1.25
迎 角		0°, ±3°, ±5°

(3) 非定常空気力係数の定義と計算

長大吊橋補剛桁の振動としては、たわみ振動と振れ振動の2種が卓越する。従って、対応する空気力も揚力と回転モーメントの2種があり、4種の振動と空気力の組合せが考えられる。

なお、当研究室所有の非定常空気力検出器では、上下振動による回転モーメント (M_y) を測定することはできないので、今回の測定では除くことにした。

非定常空気力の算出は次のようにして行なう。揚力 $L(t)$ を考えると、周波数応答成分 $L_m(t)$ と

その他のノイズ成分 $L_a(t)$ よりなると考えられる。

$$L(t) = L_m(t) + L_a(t)$$

変位 $y(t) = y_0 \cos \omega_n t$ とすれば ($\omega_n = \frac{2\pi}{T_n}$, T_n : 変位の周期)

$$L_m(t) = \frac{1}{2} \rho v^2 B L C_{Lm}(t) = \frac{1}{2} \rho v^2 B L \{ C_{LR} \cos \omega_n t + C_{LI} \sin \omega_n t \}$$

ただし ρ : 空気密度 v : 風速

B : 模型幅 L : 模型長

と書ける。この C_{LR} , C_{LI} がいわゆる非定常空気力係数 C_L の変位位相成分および速度位相成分である。ところで一般には図5-1-1に見られるように空気力は乱れも含むため、実験結果の整理では次式より空気力係数を求めた。

$$L(t) = \frac{1}{2} \rho v^2 B L C_L(t) = \frac{1}{2} \rho v^2 B L \{ C_0 + C_1 \cos \frac{2\pi}{T} t + C_2 \sin \frac{2\pi}{T} t + \dots + C_{LR} \cos \omega_n t + C_{LI} \sin \omega_n t + \dots \}$$

$$\therefore \int_0^T L(t) \cos \omega_n dt = \frac{1}{2} \rho v^2 B L \int_0^T C_{LR} \cos^2 \omega_n t dt = \frac{1}{2} \rho v^2 B L \frac{1}{2} C_{LR}$$

$$C_{LR} = \left\{ \frac{2}{T} \int_0^T L(t) \cos \omega_n t dt \right\} / \frac{1}{2} \rho v^2 B L$$

同様にして

$$C_{LI} = \left\{ \frac{2}{T} \int_0^T L(t) \sin \omega_n t dt \right\} / \frac{1}{2} \rho v^2 B L$$

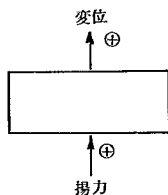
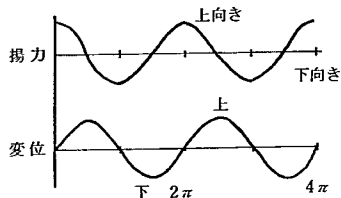
また、モーメント係数については $M_m = \frac{1}{2} \rho v^2 B^2 L G_M(t)$ と定義され、同様な取扱いができる。

位相差 $\beta_L = \tan^{-1}(C_{LI} / C_{LR})$

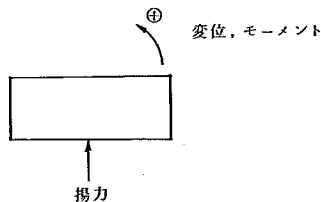
$\beta_M = \tan^{-1}(C_{MI} / C_{MR})$

位相差は、空気力が変位より進んでいる場合を正とする。

つまり、揚力について考えると右図からわかるように空気力が 90° 進んでいれば、模型が上に行く時上向きの力が働き、空気力は正の仕事をするようになり不安定傾向を示すと言えることになる。モーメントについても同様である。なお、各出力の符号は次のように定義した。



上下振動



振れ振動

データの整理に際して、 T は $30 T_m$ (T_m : 加振周期) とし、データの A/D 変換速度は加振振動数の 4 HZ の場合 4 msec, 2 HZ で 8 msec とした。

4-2-3 測定結果と考察

計算された非定常空気力係数と無次元風速の関係は、次のように図化しまとめられた。ここでは紙面の都合上その一部を示した。

加振高	空気力	模型	実部, 虚部		絶対値, 位相差	
			迎角変化	振幅変化	迎角変化	振幅変化
上 下	L	MB-1	図-4.2.4			
		MB-2	図-4.2.5			
ねじれ	L	MB-1	図-4.2.6			
		MB-2	図-4.2.7			
	M	MB-1	図-4.2.8			
		MB-2	図-4.2.9	図-4.2.10	図-4.2.11	図-4.2.12

なおこれらの図に用いられている記号は次のとおりである。

例 CLTR C : 空気力係数

 L : 揚力 (lift), M : モーメント (moment)
 T : ねじれ (torsion), V : 上下 (vertical)
 R : 実部 (real), I : 虚部 (imaginary)
 V/NB : 無次元風速

V : 風速, N : 振動数, B : 模型代表長 (トラス間隔)

次に、非定常空気力係数の特徴についてまとめることにする。

(1) CLV

- ・ 迎角変化に対して、空気力係数はほとんど変化しない。
- ・ 加振々幅が増加すると空気力係数の絶対値は増加し、ほぼ振幅に比例するようである。ただし、位相差は変わらない。
- ・ 模型MB-1, MB-2の有意な差は見うけられない。

(2) CLT

- ・ 迎角, 振幅に関する傾向はCLVとほぼ同じであるが、V/NBの小さい領域ではバラツキが大きい。
- ・ MB-1とMB-2では位相差に違いが認められる。

(3) CMT

- ・ MB-1, MB-2共にV/NBが高くなると、CMTIが負から正へとなり不安定傾向を示している。
- ・ ただし、空気力係数から直接バネ支持模型実験結果を類推するには困難が多いが、迎角, 風速に関してはバネ支持模型実験結果とは必ずしも良い対応関係を示してはいない。
- ・ 迎角, 振幅変化に関しては、空気力係数の差はそれほど大きくない。
- ・ MB-1とMB-2では、位相差とCMTRに違いが認められる。

なお、今回は非定常空気力係数のみに注目したので、バネ支持模型実験などの対応関係を検討するには不十分な点も多い。今後、非定常空気力を用いて応答計算などを実行する予定である。

4-3 乱れた風により吊橋に作用する空気力（その2）

4-3-1 格子乱流の気流特性

4-3-1-1 実験方法

(1) 概要

自然風は、時間的かつ空間的に不規則な変動をする。そのため、このような風に対する構造物の応答も不規則となり、この不規則性を解明することが、現在、構造物の耐風性問題を扱う上で重要な課題とされている。

そこで、本研究は、上記のような自然風が橋梁構造物に及ぼす影響を、風洞実験を通じて明らかにすることを目的とし、その目的のために、風洞内に格子を設置し、格子乱流が橋梁模型に及ぼす空気力の特性を調査したものである。すなわち、寸法の異なった格子を用い気流の特性を変え橋梁模型が受ける空気力を実測し、その結果から気流の変動性と空気力の関係を調査したものである。

本節では、気流特性について、次節では空気力の特性について述べることにする。

(2) 実験装置

実験に使用した格子の種類は3通りで、各々の格子幅は200mm, 300mm, 400mmである。これらの詳細は既に前年度の報告書に紹介されているのでここでは省略する。

風速の測定には、ベッツ型マノメータと熱線風速計の2種類の風速計を併用したが、実測の結果によると、平均風速に関して、両者の間には若干の差が生じることがあったので、風速や空気力係数などの平均的な諸量を扱う場合には、マノメータによる測定値を用い、変動量を扱う場合には、熱線風速計の測定値を用いることとした。熱線風速計はX型プローブを用いて、風速の流れ方向の成分（以下U成分と呼ぶ）と、流れに直角方向の成分（以下W成分と呼ぶ）の2成分を求めるようにしている。

実験では格子幅を0（一様流）、200、300、400の4種に変えた場合の、気流特性の変化について検討した。写真4-3-1に風洞内の乱流格子と模型を示す。

4-3-1-2 実験結果と考察

(1) 実験結果の整理方法

前に述べたように平均風速はマノメータによる測定値によったが、熱線風速計によって測定された風速変動はA/D変換を行ない、コンピュータを用いて以後の解析を行なった。気流特性に関しては、各ケースにおける風速の平均値、乱れの強さ、乱れのスケール、パワースペクトル密度の各量を計算した。

(2) 乱れの強さ

風速のU成分における乱れの強さと平均風速の関係を、各格子について表わしたのが図4-3-1である。

これらの実験結果より

- (a) 格子幅が増すとともに、乱れの強さは大きくなる。
- (b) 風速が上昇するに従って乱れの強さは減少するが、やがて、一定の値に収束する傾向をもつ。などのことが知られる。
- (3) 乱れのスケール

図4-3-2は、自己相関係数の一例を示すものである。これに対して各格子による風速のU成分の自己相関々数から求めた乱れのスケールと平均風速の関係が、図4-3-3に示されている。

これらの結果からは、

- (a) 格子乱流における乱れのスケールは、風速上昇につれ曲線的に大きくなるが、高風速である大きさに収束する傾向を示した。
- (b) 収束した場合の乱れのスケールの大きさは、大体10cm前後であり、格子幅と乱れのスケールはほぼ対応関係にある。
- (c) 一様流の場合は、当然のことながらスケールは小さいが、風速上昇とともに直線的に大きくなっている。

などの傾向を見ることができよう。

一方、風速のW成分についても、U成分の平均風速を用いて乱れのスケールを計算したが、一様流での傾向がU成分と類似する点を除いては、バラツキが大きく、はっきりとした傾向を認めることができなかった。

(4) パワースペクトル密度

一様流、格子幅200mm, 400mmの場合で、平均風速が約5m/s, 7m/s, 11m/sの場合について、風速変動のU成分とW成分の無次元化されたパワースペクトル密度を計算したが、図4-3-4は、その結果の代表例を示すものである。

これらのパワースペクトルの計算結果から、まずU成分については、

- (a) 高周波数側になるとやや大きくなる傾向が見られるが、全体的に水平に近い形を示し、エネルギーの集中を示す特に大きいピークは、認められない。
- (b) スペクトル密度は、格子幅が大きくなると全体的に大きくなることが認められるが、これは、標準偏差(乱れ強さ)の値が大きくなることと対応している。
- (c) 一様流の場合には、スペクトル密度の大きさがかなり小さくなっているが、これは(b)に述べたことからして当然であろう。

などの事柄が分る。

一方、W成分についてもU成分とほぼ同様な特性であることが明らかになった。

4-3-2 乱流中の三分力試験

4-3-2-1 実験方法

(1) 概要

本実験では、4種類のトラス 補剛吊橋の模型に対して前述の格子乱流と一様流を作用させて、模型に働く三分力、すなわち抗力、揚力、空力モーメントを求めて気流特性の測定結果と対比し、両

者の関係を調べている。

(2) 模 型

本実験では、耐風実験橋において得られた結果と、本実験における結果との比較対照ができるように、耐風実験橋に使用されたMA型、MB型と呼ばれる2種類の模型をさらに1/7.5に縮尺した模型を用いている。模型の基本図を図4-2-1~3に示すが、MA型およびMB型の2種の模型において、さらに橋床にグレーティングを設けた場合と、そのグレーティングの一部を閉塞した場合の2通りのケースを考え、合計4種の模型に対して実験を行なった。これら各模型に対しては、MA型の閉床構造をMA-1、同じく閉床構造をMA-2、MB型の閉床構造をMB-1、同じく閉床構造をMB-2と名づけている。

(3) 空気力測定方

模型に作用する空気力の測定には模型支持点に歪ゲージを貼付した三分力検出器を用いた。空気力は、気流特性のデータと同様の処理を施して、抗力・揚力・空力モーメントに関する解析を行なった。

4.3.2.2 実験結果

(1) 実験種類

空気力の測定は、前項に述べた4種類の模型に対して次の様な条件で行なった。

格 子 0 (一様流), 200, 300, 400mm

迎 角 0°, ±3°, ±5°

風 速 0 ~ 12 m/sec

(2) 実験結果と考察

i) 実験結果の整理方法

風速の測定値と同様に三分力の平均値、分散、パワースペクトルなどを計算した。

なお、平均空気力係数を次式で定義することにする。

$$\bar{C}_D = \bar{D} / \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 A$$

$$\bar{C}_L = \bar{L} / \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B \ell$$

$$\bar{C}_M = \bar{M} / \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B^2 \ell$$

ここに $\bar{C}_D$, $\bar{C}_L$, $\bar{C}_M$: 平均抗力係数, 平均揚力係数, 平均空力モーメント係数

$\bar{D}$, $\bar{L}$, $\bar{M}$: 平均抗力, 平均揚力, 平均空力モーメント

ρ : 空気密度, $\bar{U}$: 平均風速, A : 暴露面積, B : 模型幅, ℓ : 模型長

次いで、風速変動と空気力の関係を明らかにするために、両者のパワースペクトルから次式にしたがって、風速変動に対する抗力および揚力変動の周波数応答関数 $A_D(n)$ と $A_L(n)$ を求めた。

なお、その際、機械的アドミタンスは1としている。

$$|A_D(n)|^2 = \frac{\bar{U}^2}{4 \bar{D}^2} \frac{\hat{S}_D}{\hat{S}_U}$$

ここで $\hat{S}_D$ と $\hat{S}_U$ は抗力と風速 (u 成分) の変動のパワースペクトル

$$|A_L(n)|^2 = \frac{\bar{U}^2}{4L^2} \frac{\hat{S}_L}{\hat{S}_w}$$

ここで $\hat{S}_L$ と $\hat{S}_w$ は揚力と風速(w成分)の変動のパワースペクトル

ii) 抗 力

図4-3-5(1)~(2)に、平均抗力係数と乱れ強さ、平均風速などの関係の主な結果を示すが、これらによって、

- ㊤ 抗力係数は低風速域で多少変動するが、5~6 m/s以上の風速になるとほぼ一定の値となる。
- ㊦ 乱れの強さの影響については、図4-3-5(2)に示す、MA-1 模型の場合、乱れの強さが大きくなると抗力係数は小さくなる傾向がみられるが、これらの傾向は必ずしも全模型に共通してみられるものではなく、今回の実験結果から乱れの強さと抗力係数の関係を明確に示すことは困難であった。

などのことが言えるであろう。

次いで、抗力変動のパワースペクトルの計算結果の代表例を図4-3-6に示す。この図の縦軸は正規化されたパワースペクトルを表わしている。これらの結果より、

- ㊤ パワースペクトル密度の形状は、模型やその迎角が変化しても、あまり変化しない。
- ㊦ 格子がある場合には、比較的明瞭にピークが認められるが、そのピークの高さやピークに対応する周波数と模型断面あるいは風速との関係はあまりはっきりしていない。

などの事柄が認められる。

風速のU成分の変動と抗力の変動との関係を周波数別に表わす、いわゆる周波数応答関数を計算したが、その主なものが図4-3-7である。これらの結果から、

- ㊤ 格子乱流の場合には、低周波数域で応答関数が1よりかなり小さくなっていることが、明らかに認められる。
- ㊦ 多くのケースにおいて、20Hz近辺にピークをもつが、これは三分力測定装置の固有振動特性によるものと考えられる。

一様流の場合には、格子乱流の場合とかなり違った形状がみられるが、この場合における風速及び抗力の変動がかなり小さいので、明確なことはいえない。

などが認められるであろう。

iii) 揚 力

- ㊤ 揚力においても、抗力と同様に、風速が5~6 m/s以上になると、ほぼ一定の係数値になる。ただし、迎角が0°付近の揚力の小さいところでは、揚力の大きいところにくらべ変動がやや大きい。
- ㊦ 乱れの強さと揚力係数との関係については、抗力と同じく、顕著な特徴を見出すことができない。
- ㊧ パワースペクトル密度の形状は、模型および迎角が変化するとかなり変化する。これは、揚力値が模型断面や迎角によって大きく変わることに由来するものと考えられる。
- ㊨ 抗力のパワースペクトルにくらべると、ピークがそれほど鋭くはない。

⑤ 格子がない場合や、迎角が 0° 付近の場合には、揚力変動が小さいために、正規化されたパワースペクトルのバラツキが大きい。

揚力変動には、風速のU成分の変動とW成分の変動がともに関係するが、ここでは、そのうち影響の大きいと思われるW成分に関して、周波数応答関数を求めた。その結果の代表的なものを図4-3-8に示す。これらによって

④ 格子があり、さらに模型が閉床、もしくは迎角が大きい場合には、揚力変動が大きい、これらの場合の応答関数は1よりかなり小さい値を示している。

⑥ 応答関数の分布が多くの場合、山形になっているが、そのピークは抗力の場合ほど鋭くはなく、ピークに対応する周波数は15Hz 近辺である。このピークは、抗力の場合と同じく、三分力測定装置の固有振動特性によるものであらうと考えられる。

⑦ 一樣流の場合や、迎角が 0° 付近の場合には、揚力変動が小さくなるが、そうした場合の応答関数については、明確なことはいえない。

などのことが分るであらう。

iv) モーメントについて

モーメントについては、平均モーメント係数と平均風速及び乱れの強さとの関係を調べたのみで、パワースペクトルや周波数応答関数は計算していない。

これから

④ 抗力や揚力係数にくらべると、モーメント係数は、バラツキが大きい、平均風速が約7 m/sを越すとほぼ一定の値となる。バラツキの大きいのは主として測定精度によると考えられる。

⑥ 乱れの強さとモーメント係数の関係も、④と同じようにバラツキが目立っている。したがって、明確なことは言えない。

などのことが知られる。このように、バラツキの大きかったことも、モーメントに関するパワースペクトルや周波数応答関数を計算しなかった一つの理由である。

v) 実験結果の総括

前節および本節に、今回実施された、格子乱流が橋梁模型に及ぼす空気力に関する実験の結果を列挙してきたが、ここで、格子乱流を平均流に変動流がのった形としてとらえ、その観点から実験結果を総括するならば、次のようなことが言えるであらう。

④ 平均流による空気力の特性は、一応妥当な精度で見出された。

⑥ しかし、変動流による空気力の特性に関しては、主として、格子乱流のスケールが模型の大きさにくらべ小さかったために、明確な結論をうることができなかった。これは、乱れのスケールの測定結果や抗力の風速変動に対する周波数応答関数の計算結果を総合することによって分るが、今後のこの種の実験では、このスケールの問題を十分に留意することが重要と考えられる。

なお、この実験では、格子乱流による空気力を測定した後に、模型バネ支持し、変動気流による振動応答も測定して、橋梁の自然風に対する不規則応答の問題解明に役立つ資料を求める計画を立てていた。そして、実験に後者の振動応答の測定にも着手したのであったが、その実験では、模型

の支持装置に不十分なところがあり，空間的に変動する気流によって，模型に横ゆれやローリング振動が生じ，結局実験を中止しなければならなかった。この点も，今後の研究において大いに考慮を要する問題として考えられることを終わりに付記しておきたい。

断面图 S-1:80

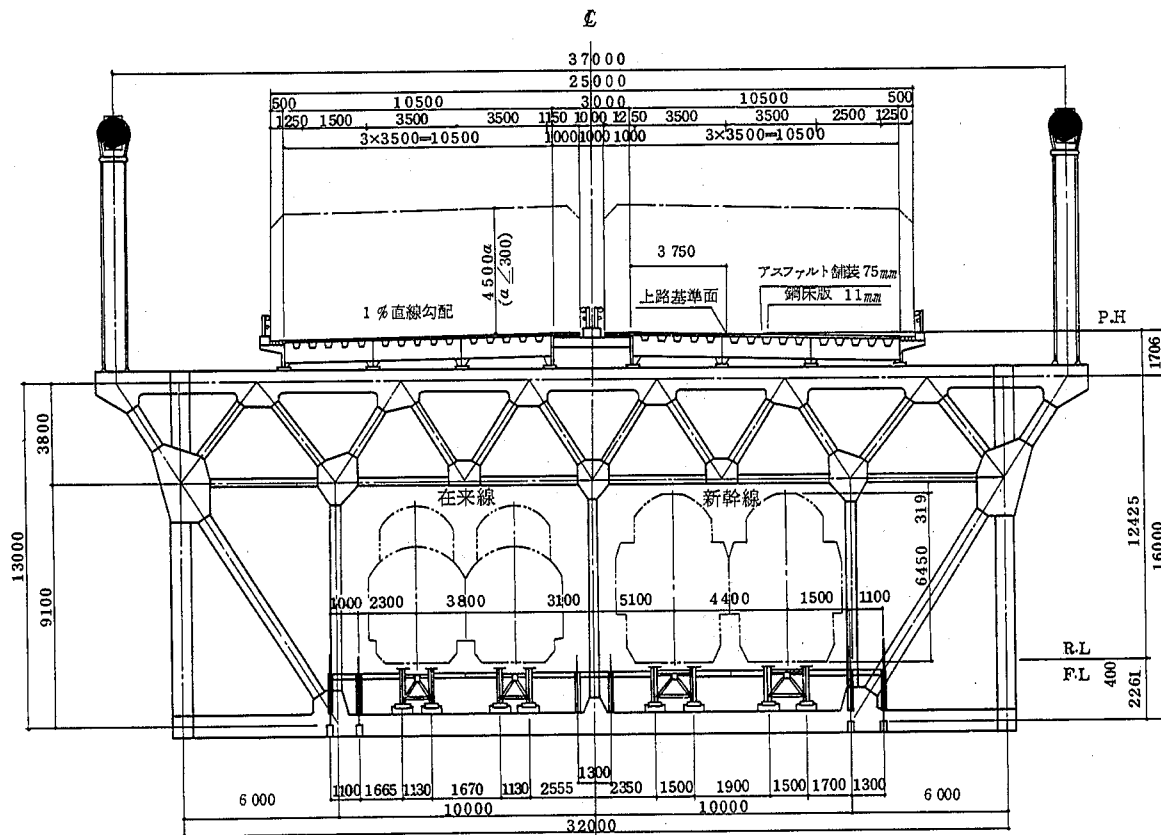


图 4-1-1 防 音 装 置

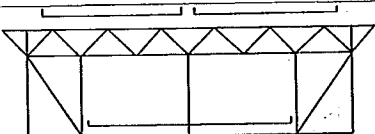
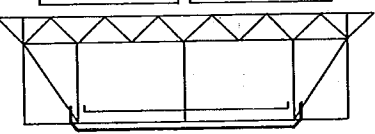
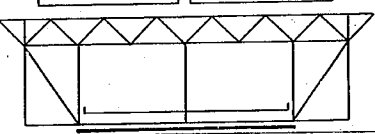
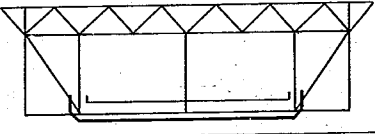
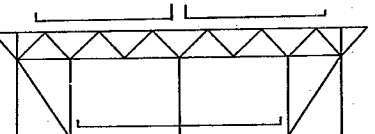
模 型 名	断 面 図	特 徴	三分力 実 験	パネ支 持模型 実 験
HS-75-DB-01 (HS-73-DA-21)		○ 原型，南備讃瀬戸大 橋と基本的に同じ	○	△
HS-75-DB-02		○ 防音装置（N装置） を取りつけたもの	○	○
HS-75-DB-03		○ 防音装置（NO装置） を取りつけたもの		○
HS-75-DB-04		○ 防音装置（N装置） と中央分離帯部に高 さ1.5mの遮光板を 取りつけたもの	○	
HS-75-DB-05		○ 遮光板のみを取りつ けたもの	○	

図 4 - 1 - 2 模 型 説 明 図

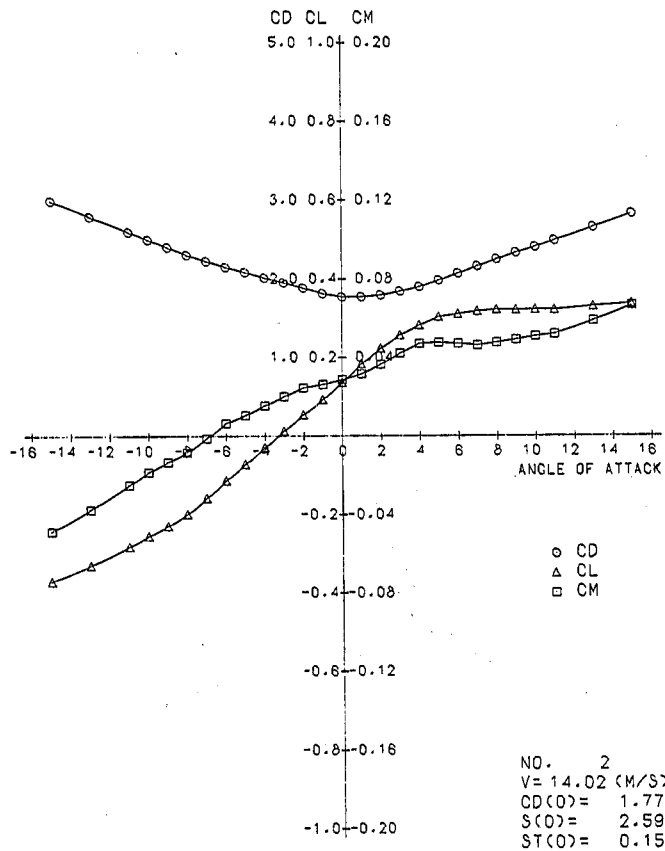


图 4-1-3(1) 三分力曲线

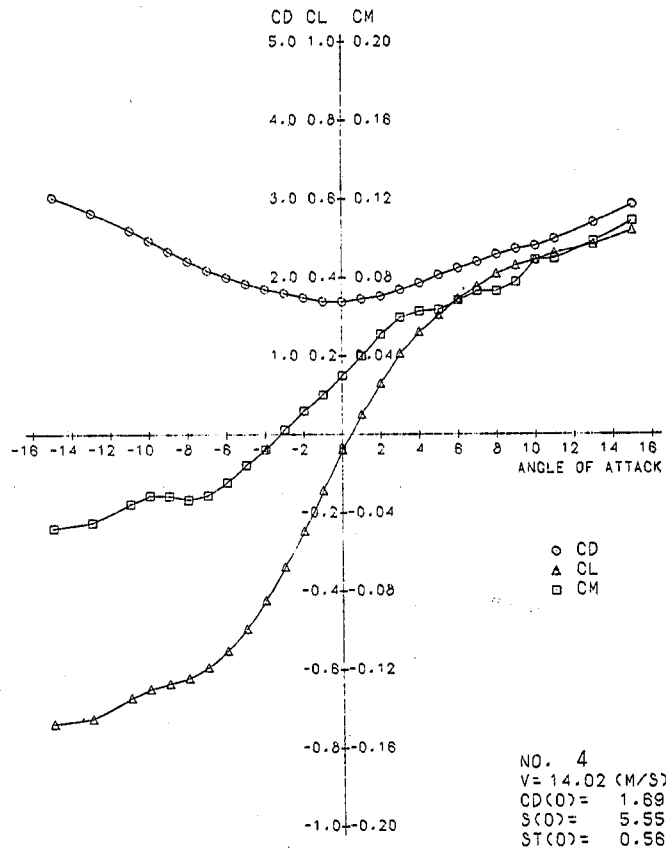


图 4-1-3(2) 三分力曲线

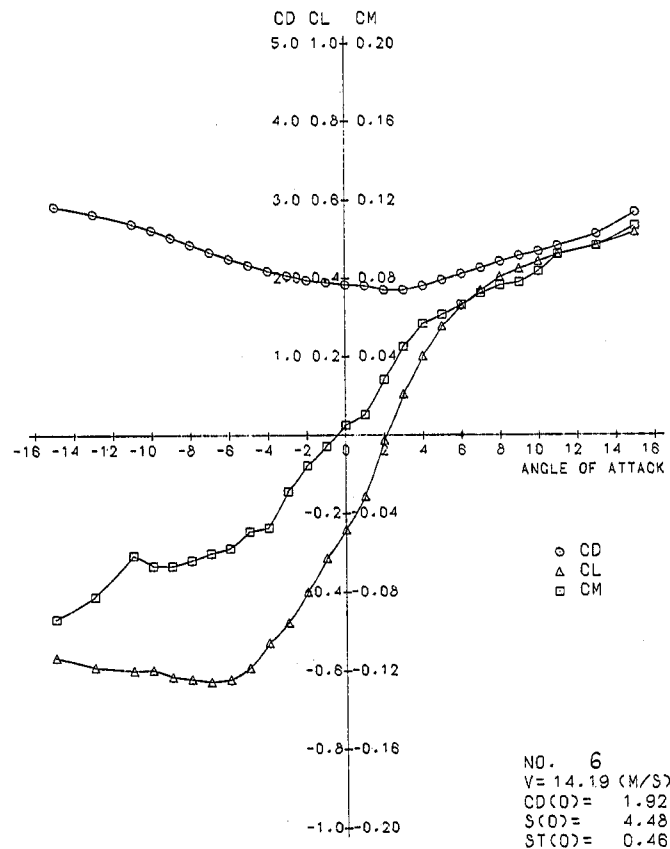


圖 4-1-3(3) 三分力曲線

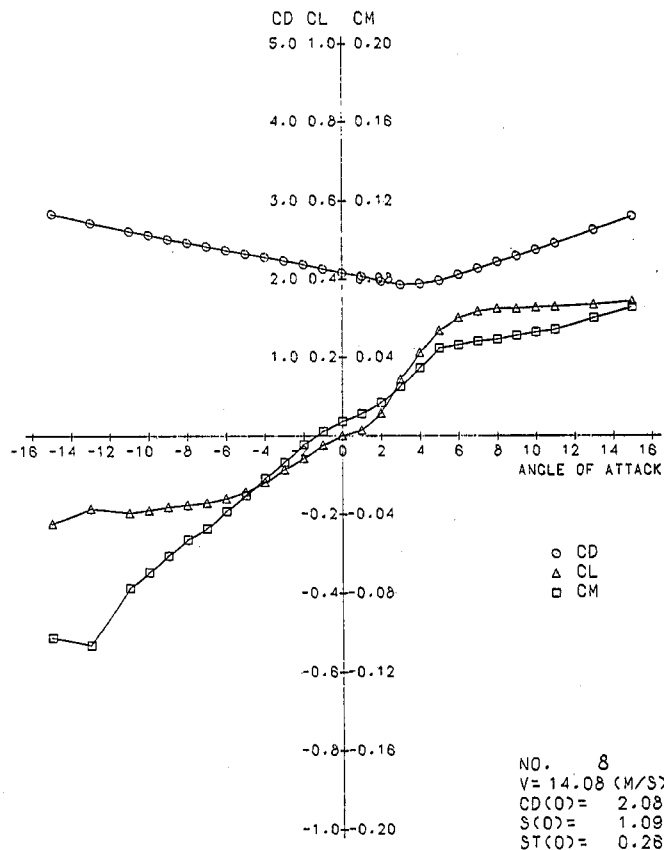


圖 4-1-3(4) 三分力曲線

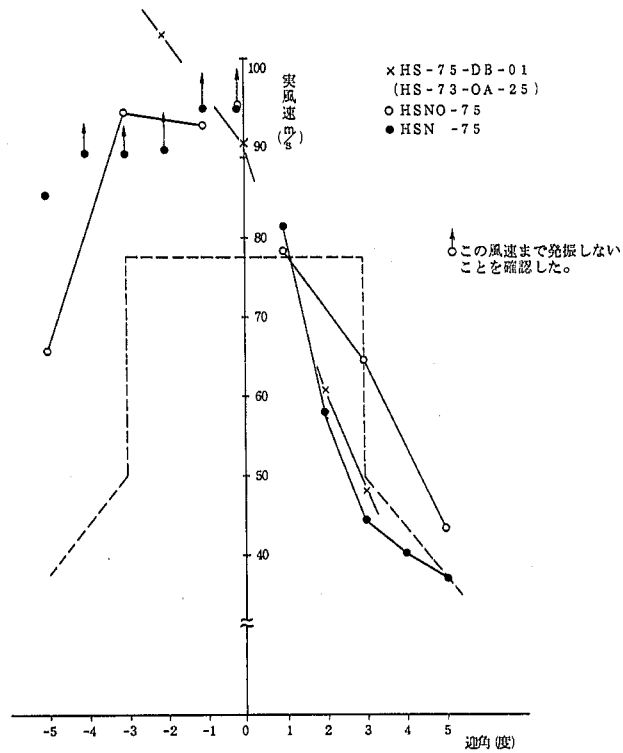


図 4-1-4 $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線

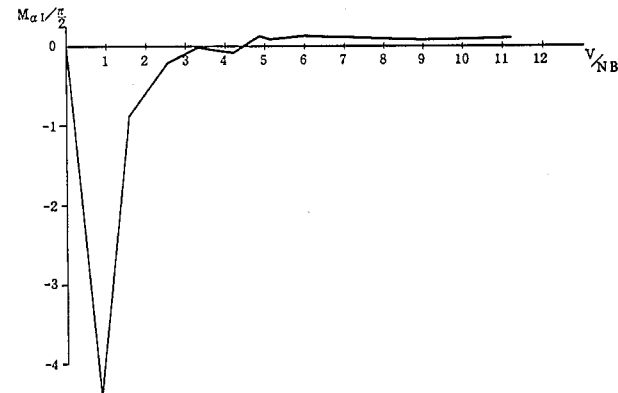
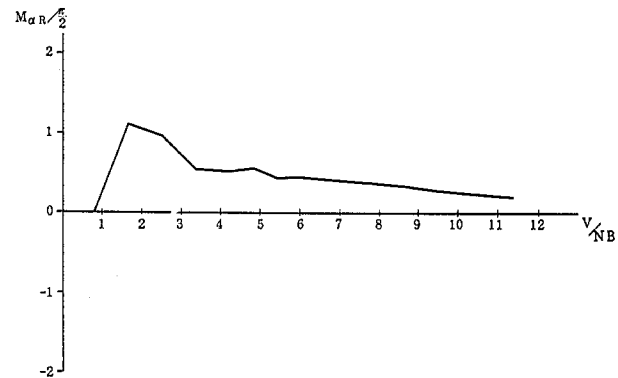


図 4-1-5(1) 非定常空気力係数

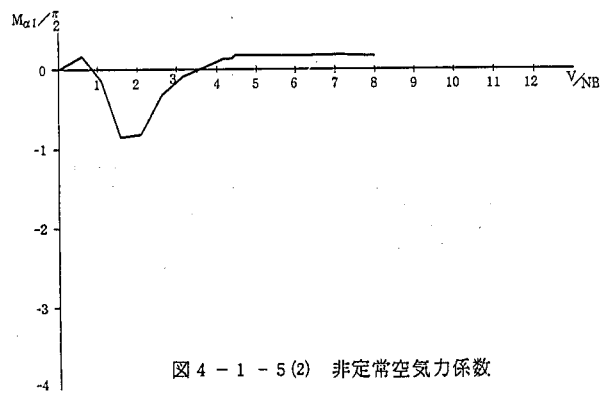
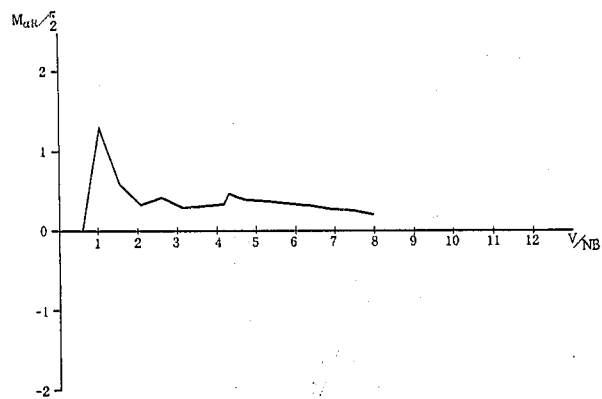


图 4 - 1 - 5 (2) 非定常空气力系数

图 4-2-1 本四部分実験橋風洞模型(1)

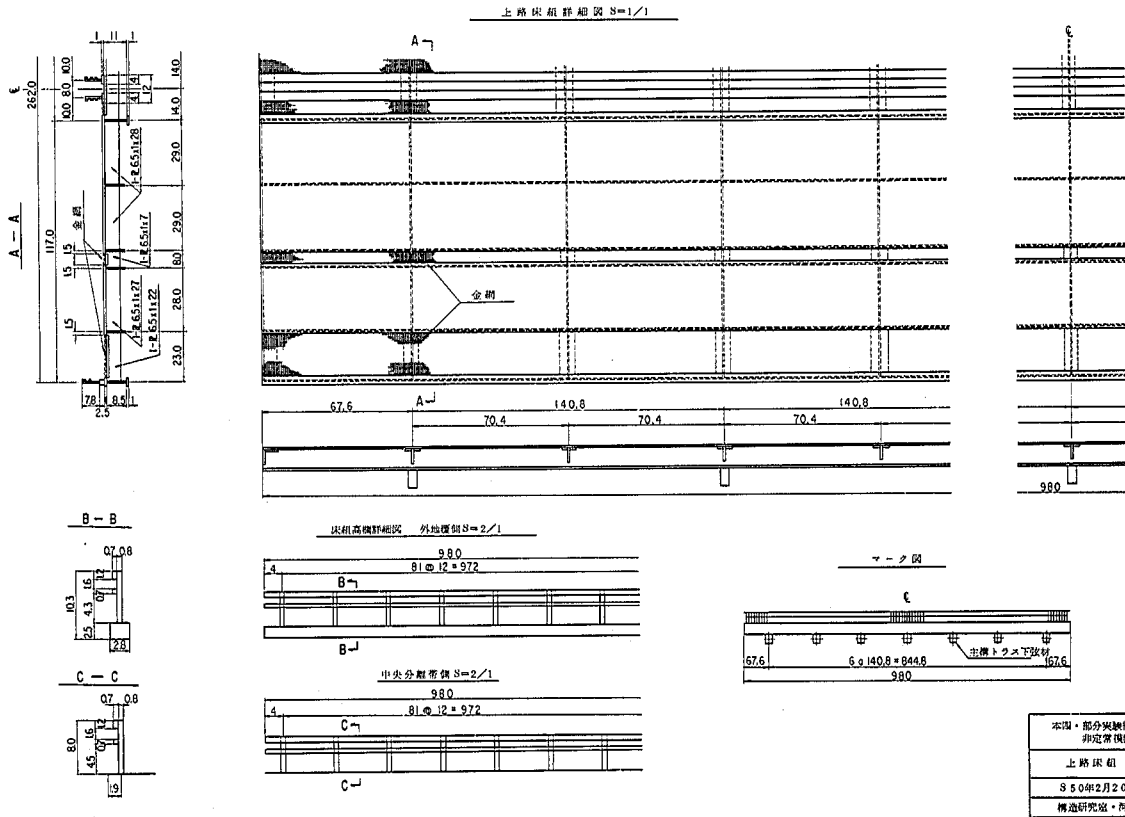


圖 4-2-2 本四部分實驗橋風洞模型(2)

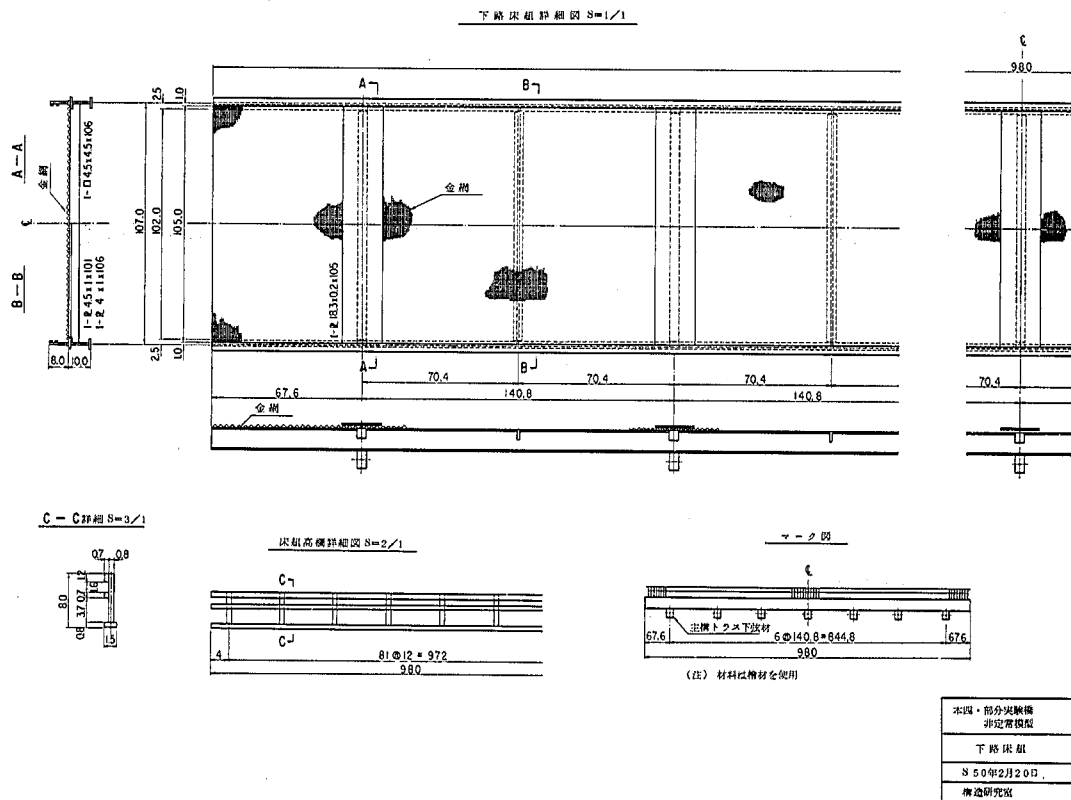


图 4-2-3 本四部分实验桥风洞模型 (3)

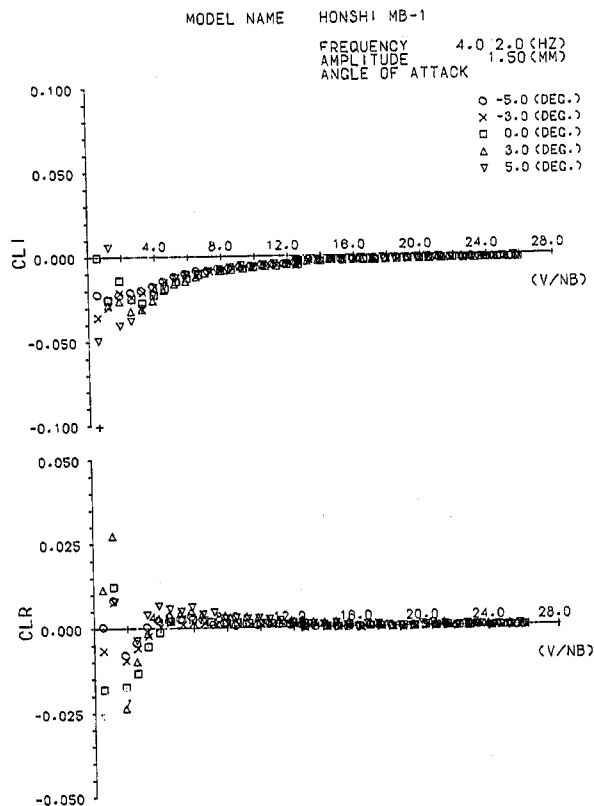


图 4-2-4 非定常空气力系数

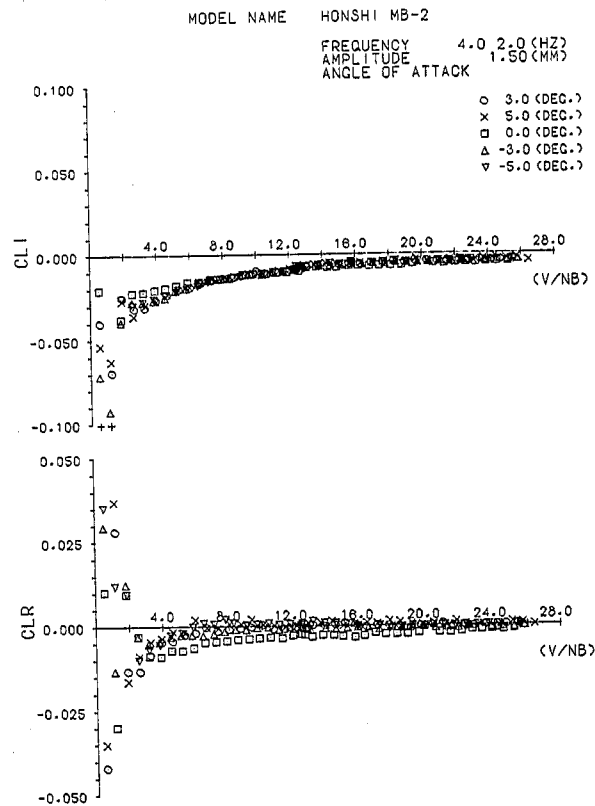


图 4-2-5 非定常空气力系数

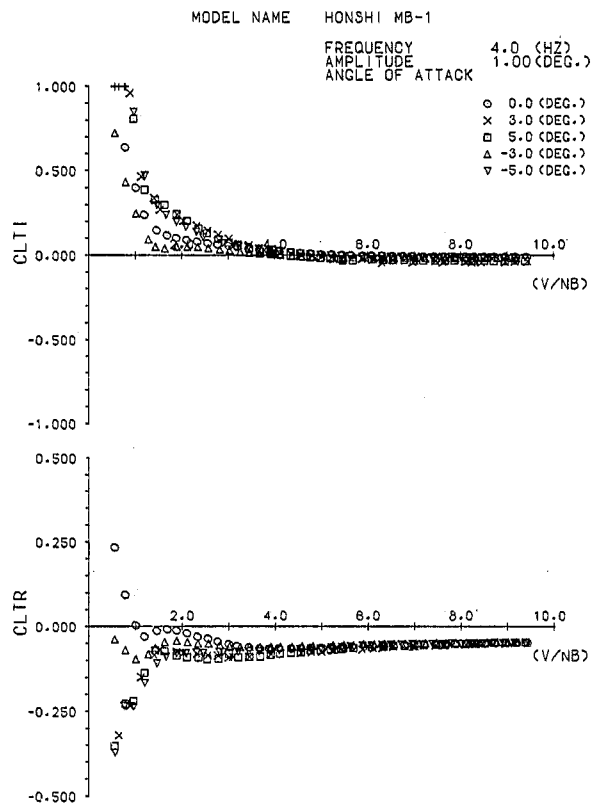


图 4-2-6 非定常空气力系数

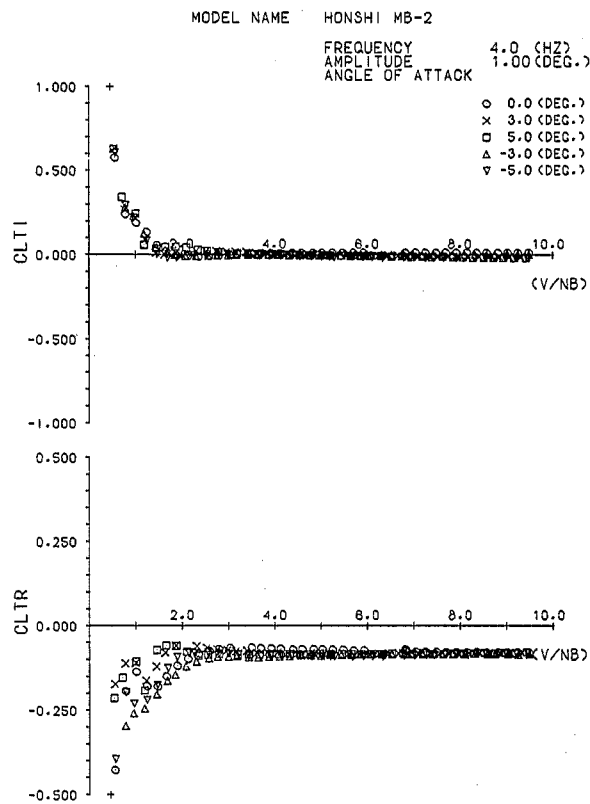


图 4-2-7 非定常空气力系数

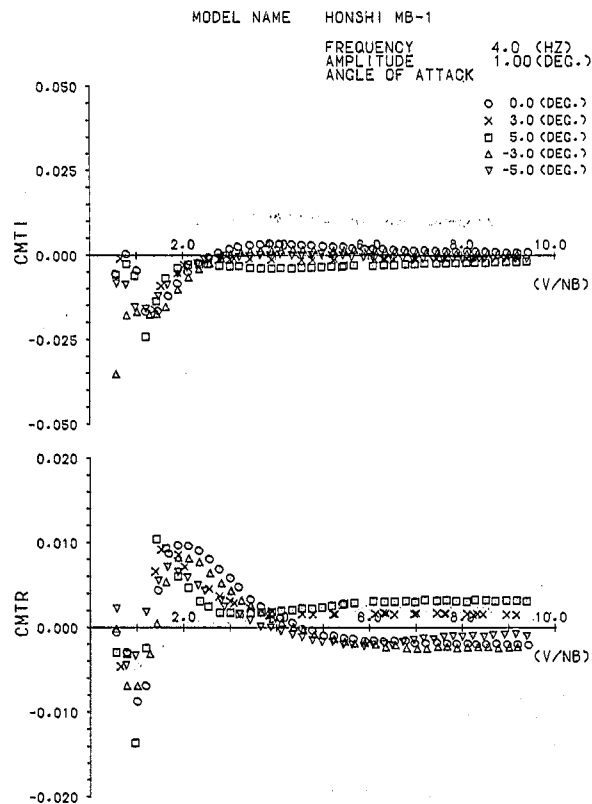


图 4-2-8 非定常空气系数

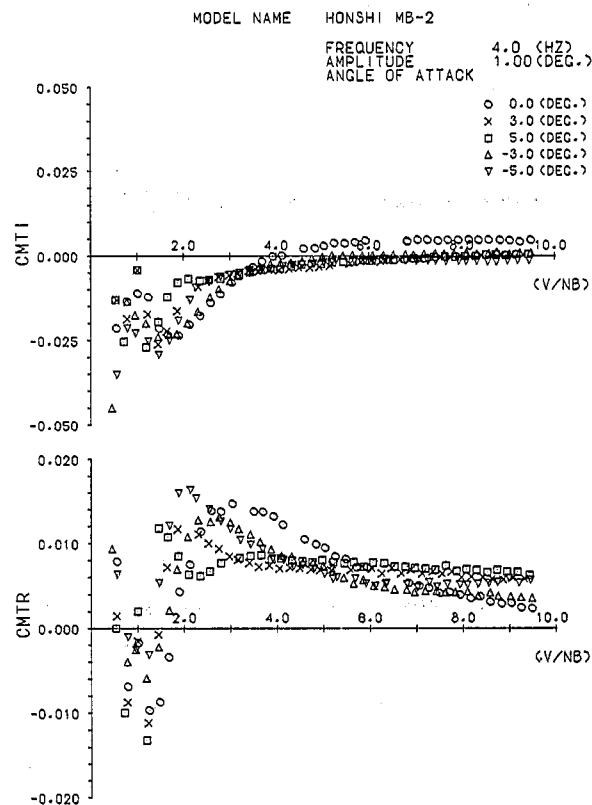


图 4-2-9 非定常空气力系数

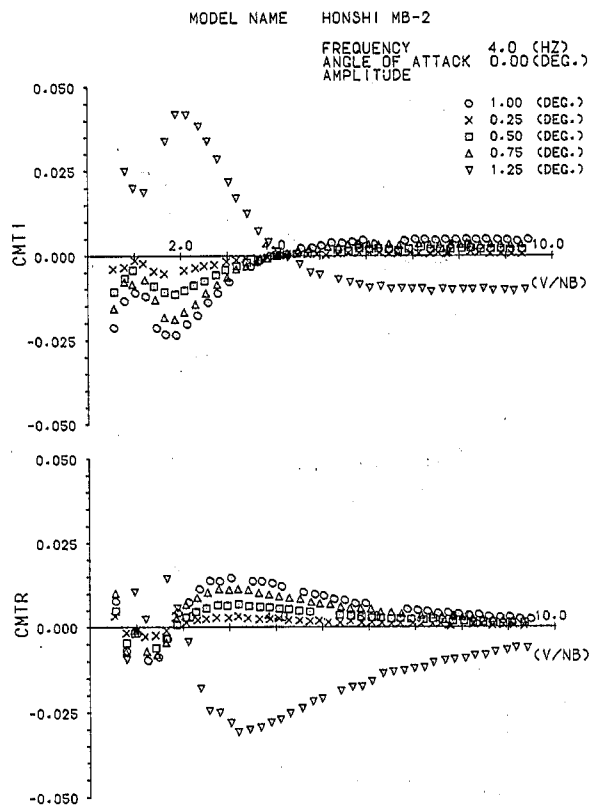


图 4-2-10 非定常空气力系数

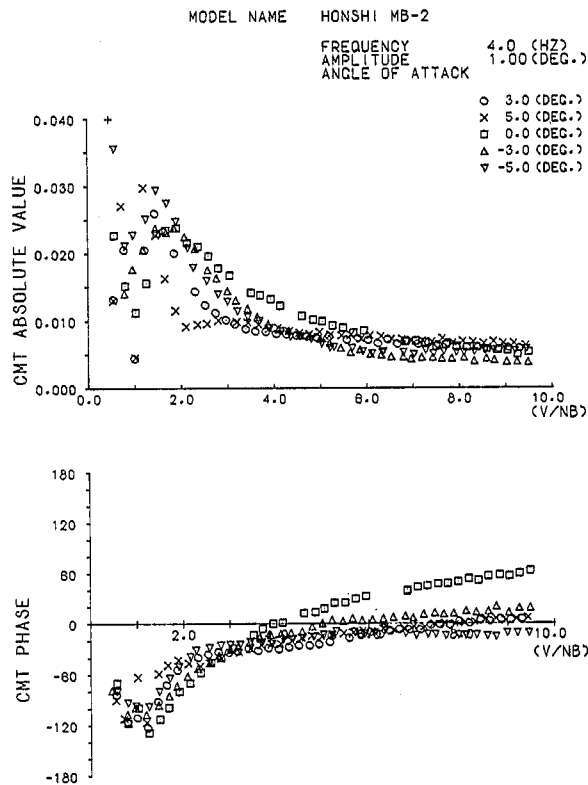


图 4-2-11 非定常空气力系数

MODEL NAME HONSHI MB-2

FREQUENCY 4.0 (HZ)
 ANGLE OF ATTACK 0.00 (DEG.)
 AMPLITUDE

○ 1.00 (DEG.)
 × 0.25 (DEG.)
 □ 0.50 (DEG.)
 △ 0.75 (DEG.)
 ▽ 1.25 (DEG.)

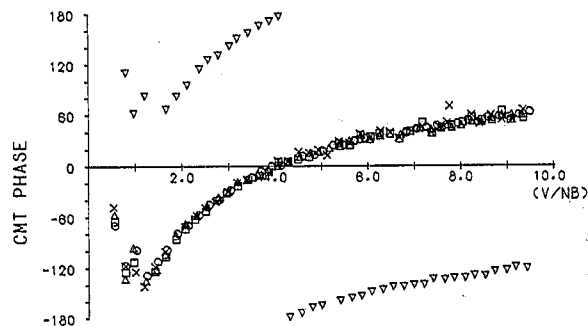
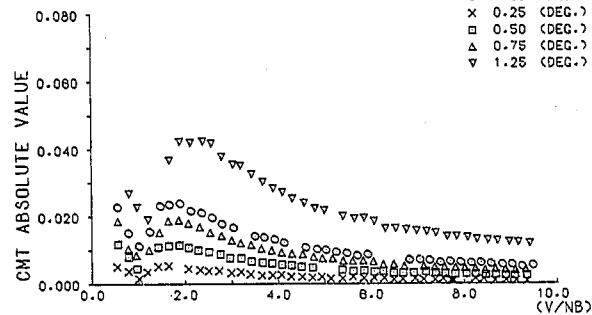


図 4-2-1 2 非定常空気の絶対値・位相差

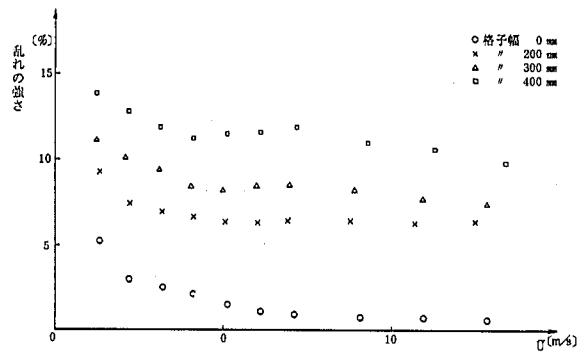


図 4 - 3 - 1 風速と乱れの強さの関係

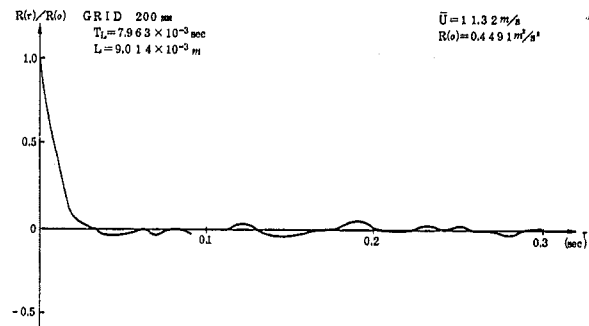


図 4 - 3 - 2 風速変動 (U 成分) の自己相関係数

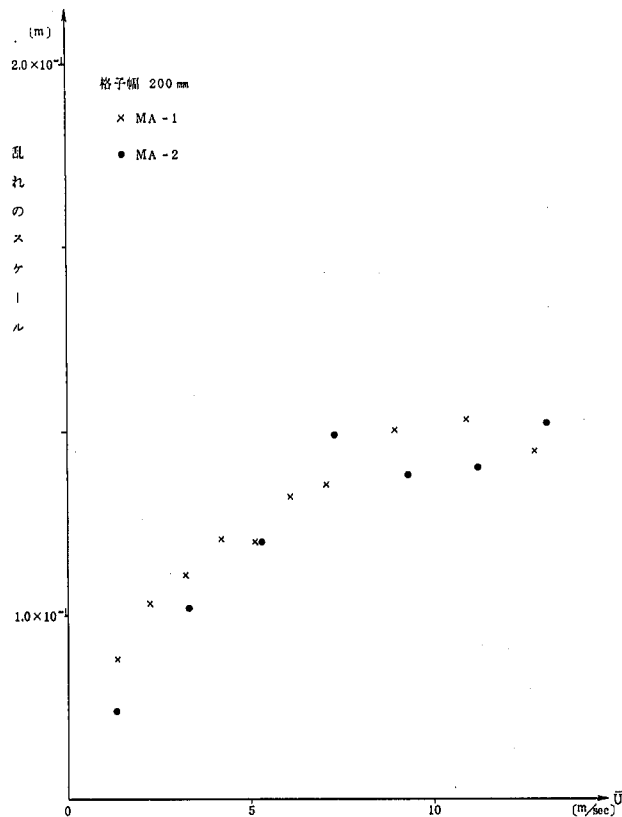


図 4 - 3 - 3 乱れのスケールと平均風速の関係

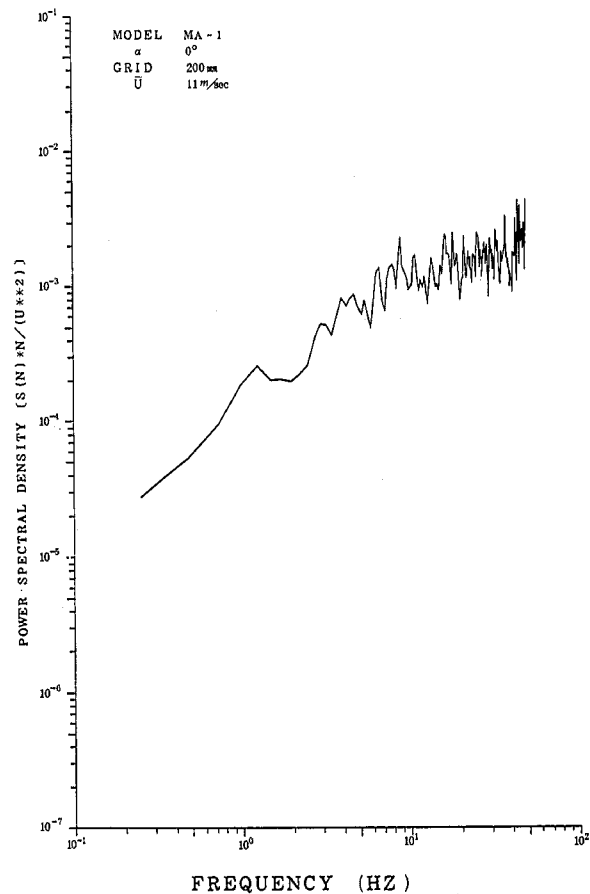


図 4 - 3 - 4 風速変動 (U 成分) のパワースペクトル

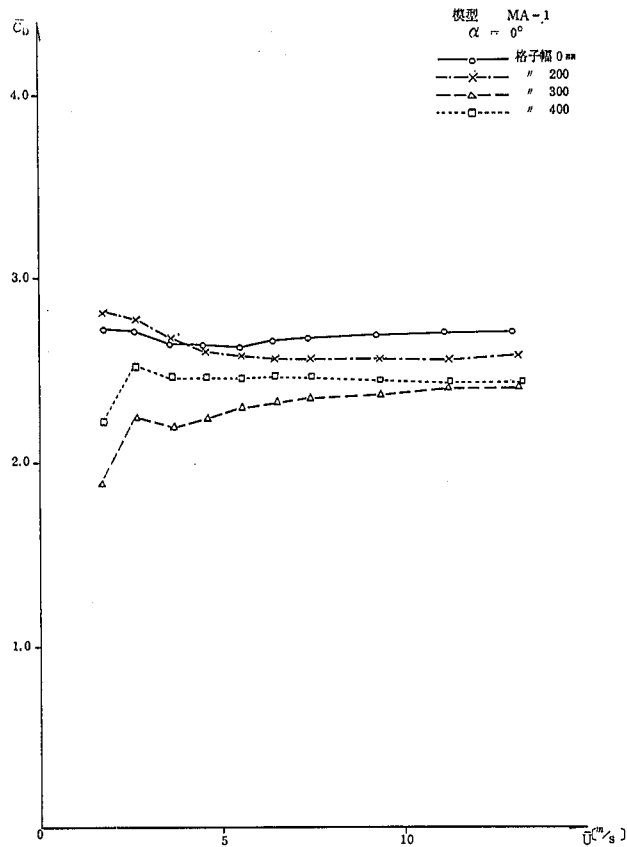


図 4-3-5(1) $\bar{C}_D$ と $\bar{U}$ の関係

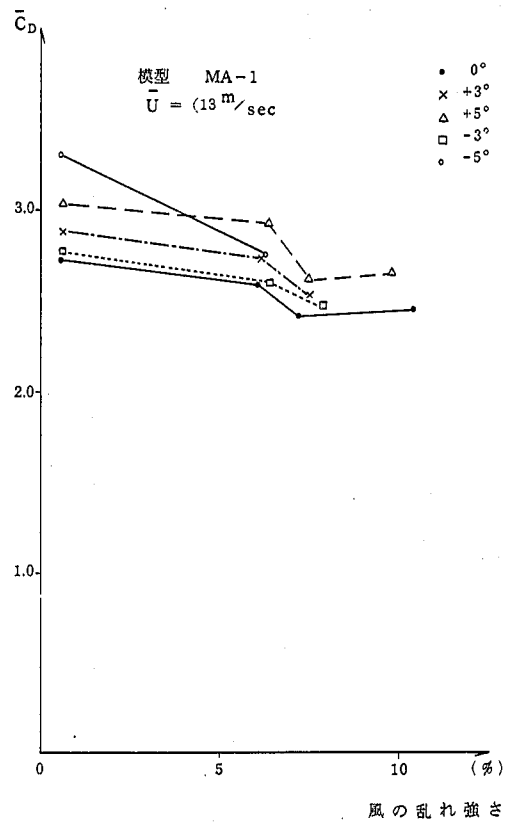


図 4-3-5(2) 乱れの強さと $\bar{C}_D$ の関係

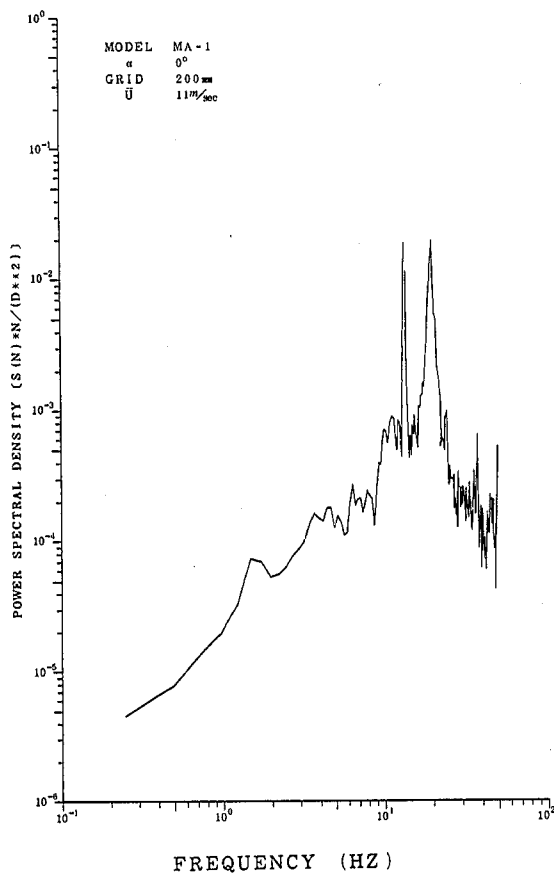


図 4 - 3 - 6 抵抗力変動のパワースペクトル

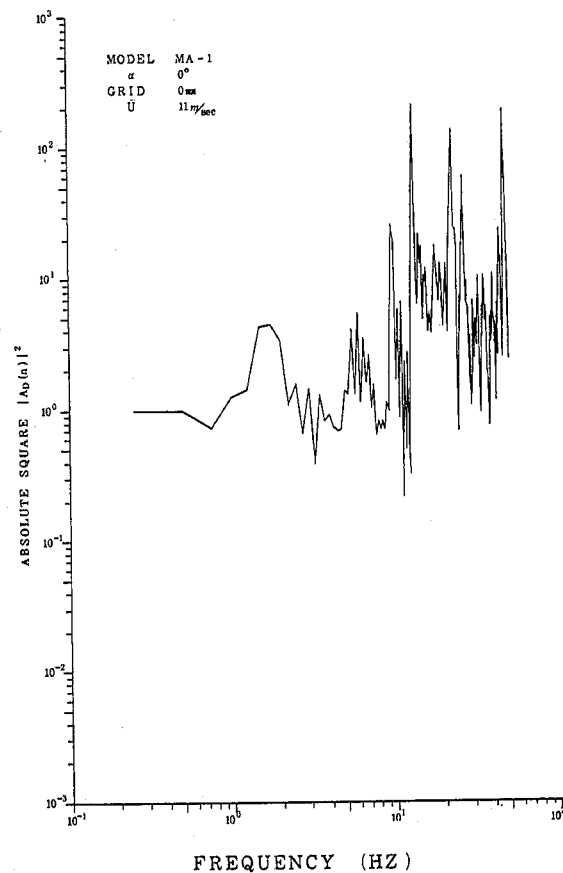


図 4 - 3 - 7 抵抗力の風速に対する周波数応答関数

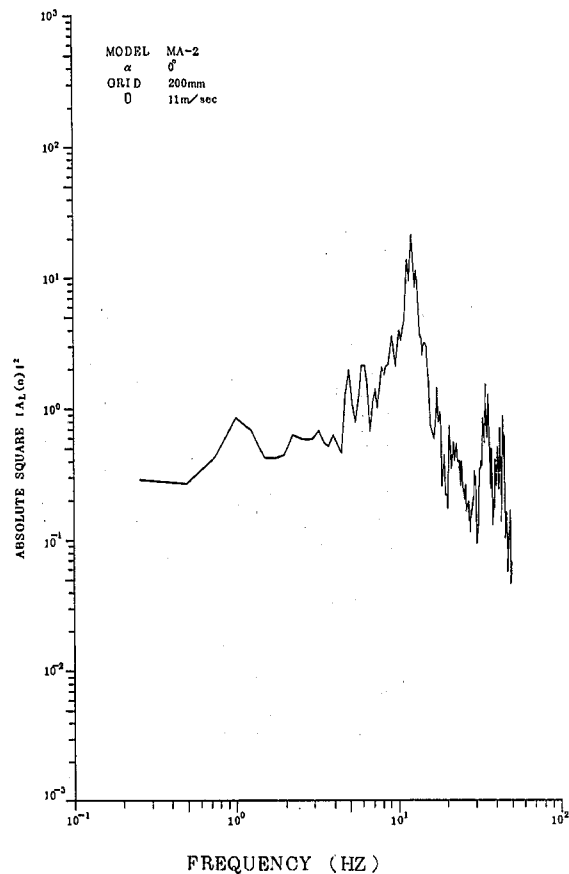


図 4-3-8 揚力の風速 (W成分) に対する周波数応答関数

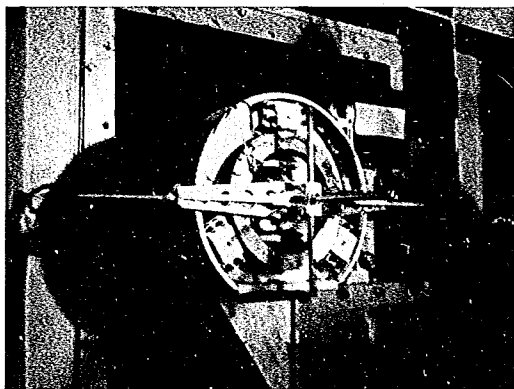


写真4-2-1 ねじれ加振時の非定常空気力検出器

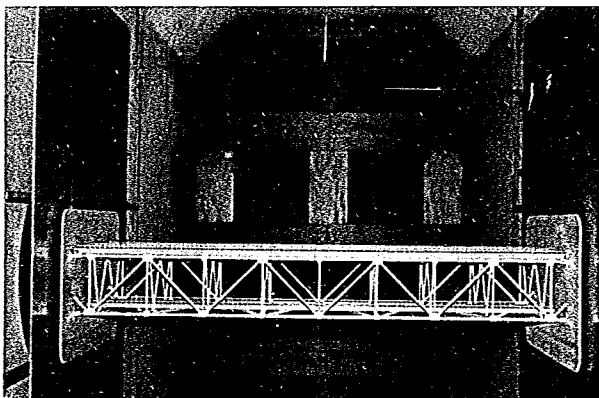


写真4-3-1 風洞内の乱流格子と模型

第5章 地震動および地盤の動的性質に関する調査試験

振動研究室

岩 崎 敏 男
若 林 進
龍 岡 文 夫
堀 内 俊 一
高 木 義 和
吉 田 精 一

5-1 概 要

本州四国連絡橋の耐震設計に関連して、想定すべき地震動を算定するとともに、架橋地点の地盤の動的性質を室内実験などから実測した。具体的には、主に次の2種である。

- 1) 震源モデルによる地震動の解析 — 震源モデル理論を用いて架橋地点に想定すべき地震動（特に長周期の変位入力）を検討した。
- 2) 地盤の動的性質の実験 — 現位置より採取した土質試料を用いて、共振法土質試験、低周波動的ねじり土質試験を行い、土の動的性質（動的せん断剛性および減衰特性）を実測した。

5-2 震源モデルによる地震動の解析

5-2-1 概 要

本州四国連絡橋の耐震設計にあたっては架橋地点より震央距離が150~200km程度の太平洋海底に発生するマグニチュード8クラスの地震を主たる対象とすることが土木学会の報告書¹⁾に明記されている。

今回の解析では1946年12月21日に発生した南海地震($M=8.1$)をとり上げ、金森²⁾の提案する震源モデルを用いて、代表的な架橋地点4点の地震動を計算した。計算プログラムは、東京大学理学部（佐藤良輔、川崎一郎両氏）が作成したものを一部修正して用いた。

5-2-2 震源モデル理論の概要

図5-2-1において、Fを地震の震源、Pを地表面の観測点（架橋地点）とする。いま、Fを原点とするとPの位置は円柱座標（ R, α, Z ）で表わされる。Rは震央距離、 α は北から方位角、Zは震源深さである。

X-Y面上にx-yをもつ右手系を考え、断層面はx-y面に対してディップ δ をなすものとする。この断層面を図5-2-2に示すように、x-y'面とする。

次にずれの方向は x 軸と λ なる角度をもち、ずれは 1 点から進行するものとする。図 5-2-2 に矢印で示したずれの方向は $+z'$ 面におけるもので、 $-z'$ では逆向きにおこる。このずれは破断として、進行する震源を表わすものである。また、図 5-2-2 において、断層面の 4 隅 (1~4)

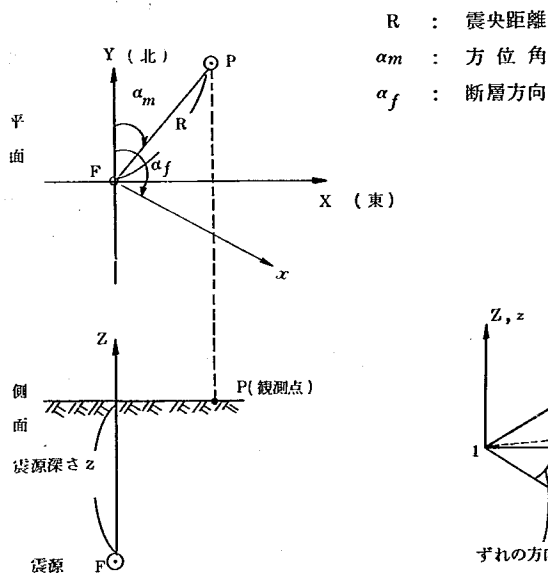


図 5-2-1 震源と観測点

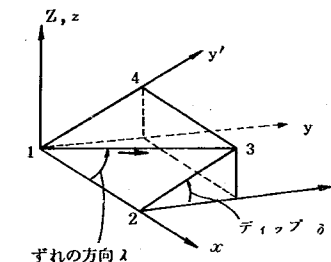


図 5-2-2 断層面

のうち、観測点に最初の波を送る点が実際の原点となる。

断層面 $x-y'$ における破断の進行の様子を図 5-2-3、5-2-4 に示す。

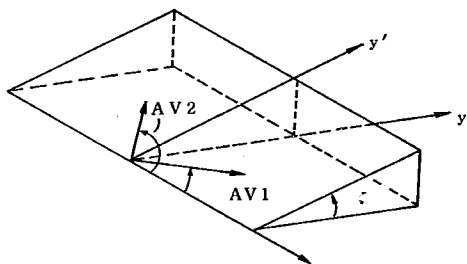


図 5-2-3 進行する震源の運動方向

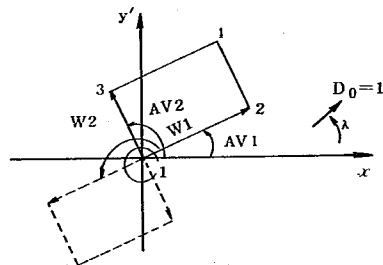


図 5-2-4 $x-y'$ 面内のずれの表示

ここで

AV 1 : ずれの進行方向

W 1 : 断層の幅

SGM 31 : 破断進行速度

なる3つの要素が進行する震源を定めることになる。この方向に進行が起る (bilateral - 図5-2-3参照) 場合がある。この場合、上記3要素の記号のサフィックスを2として、Part 1, Part 2として区別する。

最終的な食い違い量 D_0 (dislocation) に達するまでの時間に対するずれの状況はランプ関数で表示できるものとする (図5-2-5参照)。この図で t_0 を立ち上り時間 (ライズタイム) といふ。

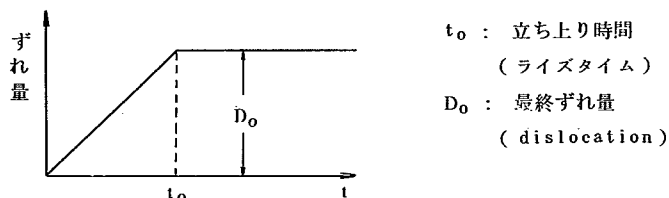


図5-2-5 ずれ量のランプ関数表示

断層面において以上のようなずれの運動を仮定して、これによる周囲の媒体の運動を弾性論により解析し、観測点Pの運動を地震動として求めるのが震源モデルの理論である。

計算の方法にはDe Hoop-Haskellの方法³⁾や佐藤の方法⁴⁾があるが、ここでは後者の方法によった。

5-2-3 1946年南海地震の震源モデル

1946年南海地震 ($M=8.1$) については、金森¹⁾により震源モデルが提案されている。これによると、次のような諸元をもっている。

震源位置 : 東経 135.84°

北緯 33.13°

震源深さ : $Z=30.0\text{ Km}$

断層方向 : $\alpha_f = 40^\circ$, 断層の大きさ $80\text{ Km} \times 120\text{ Km}$

ディップ : $\delta = 350^\circ$

ずれの方向 : 入 $= -90^\circ$

破断の進行方向 : 2 (bilateral)

Part 1 : $AV1 = 0^\circ$

Part 2 : $AV1 = 180^\circ$

$W1 = 60\text{ Km}$

$W1 = 60\text{ Km}$

$SGM31 = 3.0\text{ Km/sec}$

$SGM31 = 3.0\text{ Km/sec}$

$ALW1 = 3.0$ (分割数)

$ALW1 = 3.0$

$AV2 = 90^\circ$

$AV2 = 90^\circ$

$W2 = 80\text{ Km}$

$W2 = 80\text{ Km}$

$SGM32 = 3.0\text{ Km/sec}$

$SGM32 = 3.0\text{ Km/sec}$

$ALW2 = 3.0$ (分割数)

$ALW2 = 3.0$

ランプ関数 : 立ち上り時間 (rise time) $t_0 = 3.0\text{ sec}$

最大ずれ量 (dislocation) $D_0 = 3.1 \text{ m}$

5-2-4 地震動の計算

上述した震源モデルを用いて、架橋地点のうち代表的な地点に対して地震動の計算を行った。図5-2-6は1946年南海地震の震源モデルの概略と地震動の計算を行った4地点(①~④)の位置関係を示している。

計算結果の例を図5-2-7に示す。

この種の波形は、長大橋の耐震設計の検討を行う際の入力波形として利用することができる。従来、長周期でかつ大変位の地震動が、通常のSMAC記録等では再現困難であっただけに、本節に示した震源モデル理論に基づく地震動は今後注目されることになる。

参 考 文 献

- 1) 土木学会・本州四国連絡橋耐震研究小委員会「本州四国連絡橋の耐震に関する調査研究報告書」
 - 2) 本州四国連絡橋耐震設計指針(1974)同解説, 昭和49年9月
 - 3) Hiroo Kanamori "Tectonic Implications of the 1964 Tonankai and the 1946 Nankaido Earthquakes," *Phys. Earth Planet. Interior* 5, pp129-139, 1972
 - 3) N.A. Haskell, "Elastic Displacements in the Near Field of a Propagating Fault," *Bull. SSA*, vol. 59, pp865-908, 1969
 - 4) Ryosuke Sato, "Formulations of Solutions for Earthquake Source Models and Some Related Problems," *J. Phys. Earth*, vol. 17, pp101-110, 1969
- 謝辞. 震源モデルの理論計算および断層パラメータの決定にあたっては東京大学理学部佐藤良輔教授および川崎一朗氏に御指導を得た。

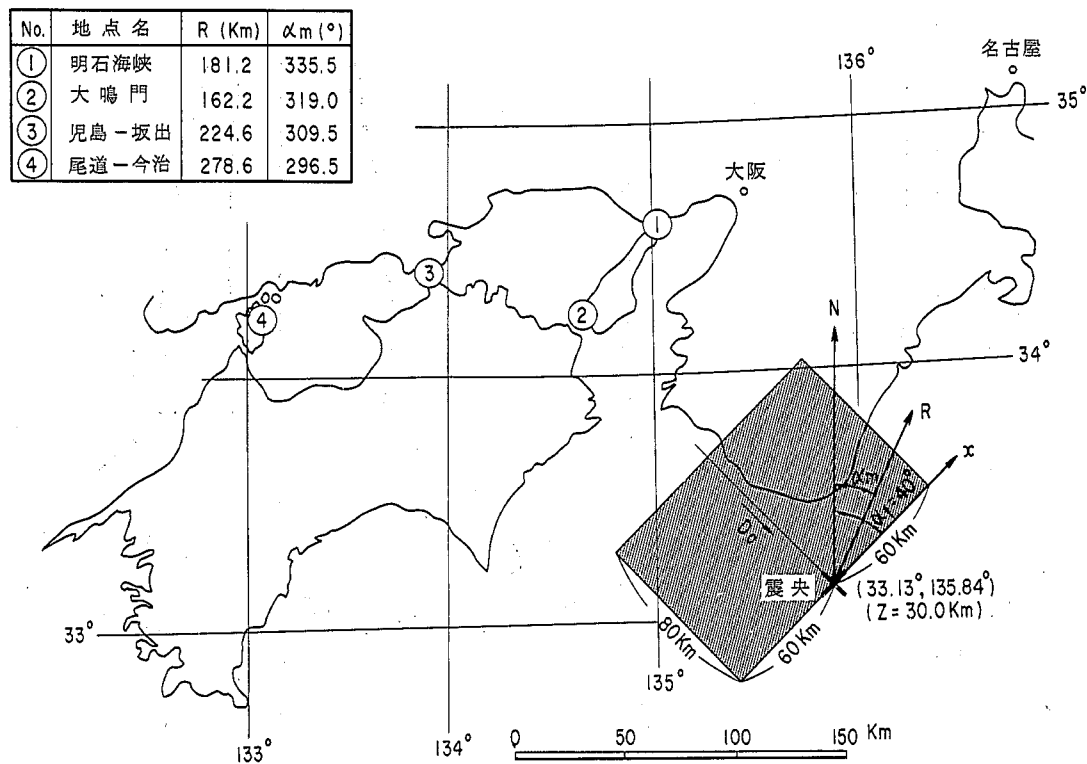


図 5 - 2 - 6 1946年南海地震の震源モデルと地震動の計算地点

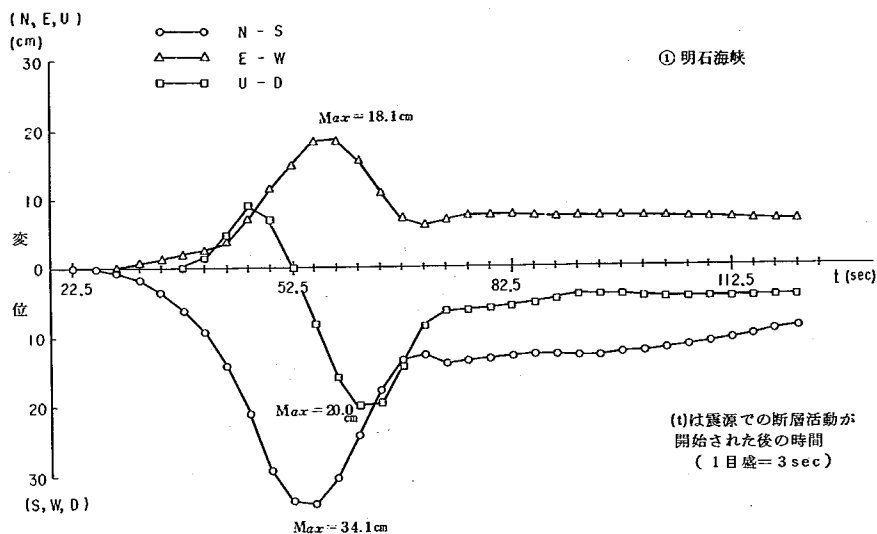
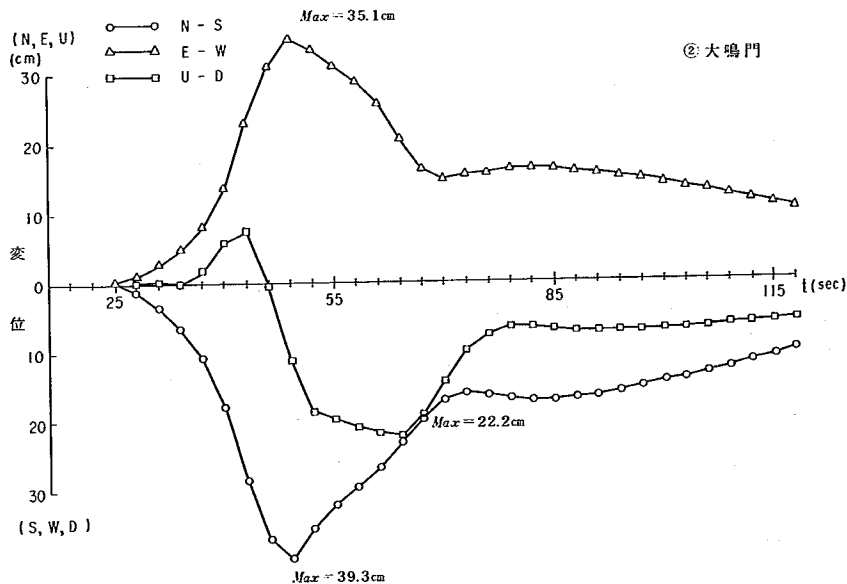


図 5 - 2 - 7(A) 地点①における地震動の変位振幅



5 - 2 - 7(B) 地点②における地震動の変位振幅

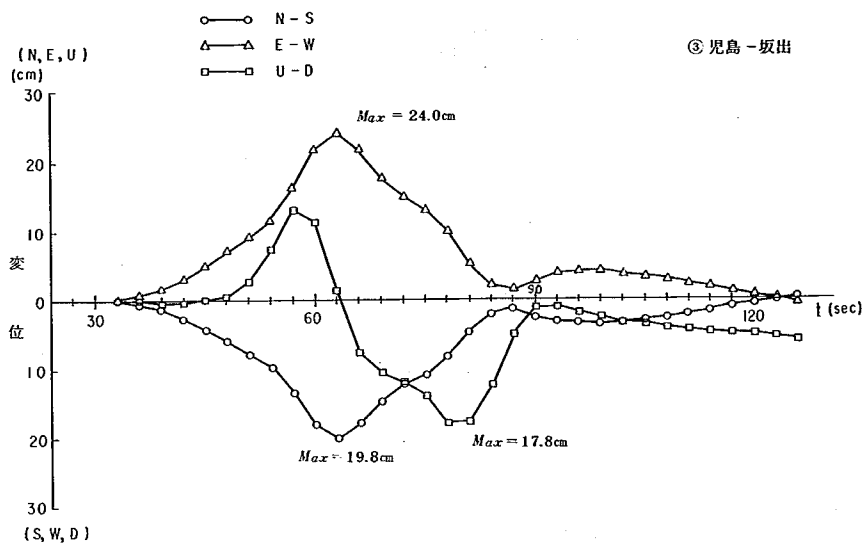


図 5 - 2 - 7(C) 地点③における地震動の変位振幅

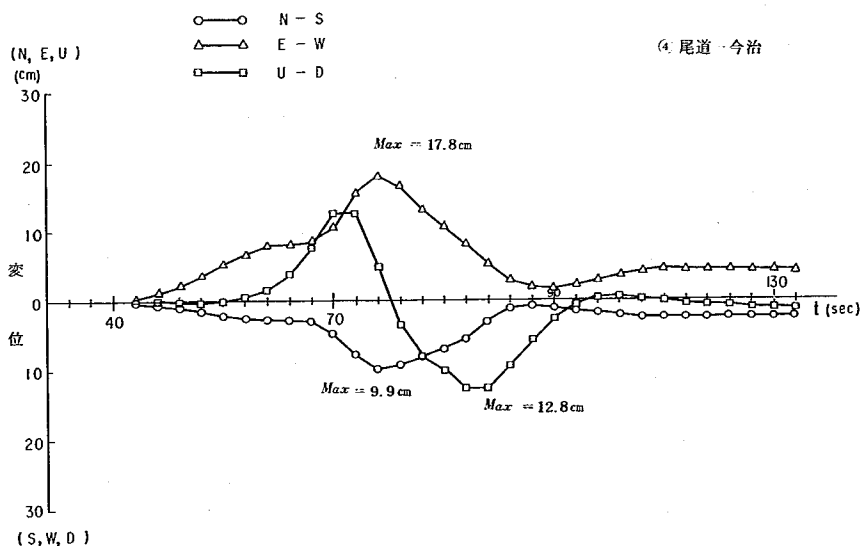


図 5 - 2 - 7(D) 地点④における地震動の変位振幅

5-3 地盤の動的性質に関する試験調査

5-3-1 概 要

本州四国連絡橋の耐震設計を行う上で、地盤の地震時挙動の解明は重要な課題である。特に次の諸点を解明する必要がある。

- (1) 地震特性……………地震の大きさ、継続時間、周期時性等
- (2) 地震時の支持力の低下……………これは特に流動化する恐れのある地盤で問題になる。
- (3) 変位……………水平な地盤でも地震後水平変位が残ったりすることがある。埋立地等ではすべりか沈下が生じる可能性がある。
- (4) 上記の現象の構造物へ及ぼす影響。これらの現象は複雑でかつ多様である。従って図5-3-1のように総合的な研究が必要とされる。

地盤および構造物の動的荷重に対する応答を数値解析や模型実験で合理的に推測するためには、土のせん断弾性係数 G 、減衰係数が必要である。弾性波探査で生ずる歪は非常に小さい(10^{-6} 程度)。当所で開発した共振法土質試験機を用いると $10^{-6} \sim 10^{-4}$ 程度の歪の範囲のせん断弾性係数、減衰係数を求めることができ、弾性波探査での S 波速度から求めた G と現地から採取した試料での共振法土質試験から求めた G とは、歪レベルを考慮するとよく一致することがわかっている。一方、強震時の歪レベルは $10^{-4} \sim 10^{-2}$ 程度であることが知られている。土の変形係数は歪レベルに強く依存するから、この歪の大きさでの土の変形係数を求めることが必要である。従って、応答解析のためのモデルは次のようにして決定できる。

- (1) PS 検層で、 $r \approx 10^{-6}$ での G (これを G_0 とする)を求める。
- (2) 室内実験で、 $G/G_0 \sim r$ 、 η (減衰) $\sim r$ 関係を求める。

以下、番の州から採取した砂質材料について求めた結果を報告する。

5-3-2 実験結果

表5-3-1は、実験した砂の一覧表である。実験はすべて中詰め砂について、空気乾燥で、 $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ の応力状態で行った。これまでの他の砂の実験では、空気乾燥砂と飽和砂では後述するようにほぼ同じ G 、 η の値を示すのでここに示す値は、飽和砂に対しても適用できる。

図5-3-2は、 $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ の範囲の G と η を求めるための共振法土質実験装置のブロックダイアグラムであり、図5-3-3は、 $r = 10^{-4} \sim 10^{-2}$ の範囲の G と η を求める低周波動的せん断試験機のブロックダイアグラムである。図5-3-4、5-3-5、5-3-6、5-3-7に典型的な実験結果を示す。図5-3-8、5-3-9、5-3-10、5-3-11、5-3-12、5-3-13にこのようにして得られた $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ での各砂の $G/G_0 \sim r$ 曲線を示す。図5-3-14に豊浦砂(密詰め、飽和)の $G/G_0 \sim r$ 曲線を参考のために示す。

次に、各砂の $r = 10^{-6}$ での G の実験式を示す。この値は PS 検層での V_s から得られる G の値 $= r_1 / g \cdot V_s^2$ に対応するものである。ここに G 、 p は kg/cm^2 単位である。

$$\text{番の州砂 A} \quad G = 1100 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.42}$$

$$\begin{aligned}
 \text{番の州砂B} \quad G &= 1040 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.42} \\
 \text{番の州砂C} \quad G &= 730 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.46} \\
 \text{番番の州砂15} \quad G &= 780 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.51} \\
 \text{番の州砂18} \quad G &= 830 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.45} \\
 \text{番の州砂21} \quad G &= 710 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.49}
 \end{aligned}$$

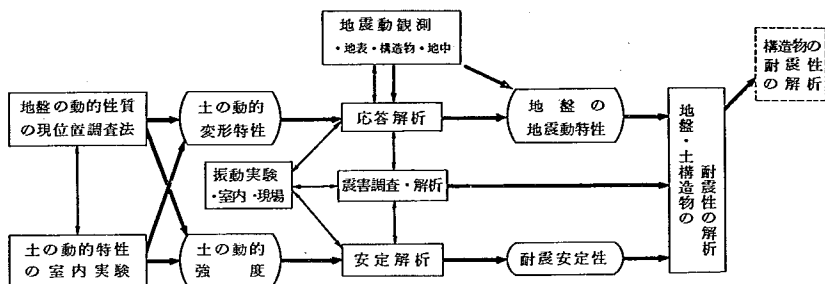
表 5-3-1 試料の採取地点の位置と深さと物理特性

試料名	ボーリング孔 ナンバー	深 さ (m)	U _s	G _s	e _{max}	e _{min}
A	16	-5~-12	1.7	2.68	1.179	0.835
B	19	-6~-12	3.3	2.66	1.011	0.681
C	21	-8~-13	9.7	2.68	1.03	0.692
15	15	地 表	4.58	2.67	0.916	0.694
18	18	"	8.1	2.65	0.928	0.666
21	21	"	20.0	2.66	0.914	0.660

5-4 その他の調査試験

以上の他に、下記の調査試験を実施した。

- (1) 強震記録の解析 — 本州四国連絡橋の架橋地点周辺地域及び同種地盤上で得られた強震記録を解析し、本州四国連絡橋の耐震設計において考慮すべき地震動の特性を求めた。
- (2) 基礎工模型振動実験 — 本州四国連絡橋公団が実施した明石海峡大橋を対象とする基礎工の模型振動実験につき、実験計画ならびに実測等に関して技術指導を行った。



凡例

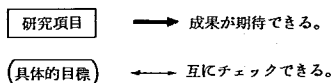


図 5-3-1 地盤・土構造物の耐震性の解析研究フローチャート

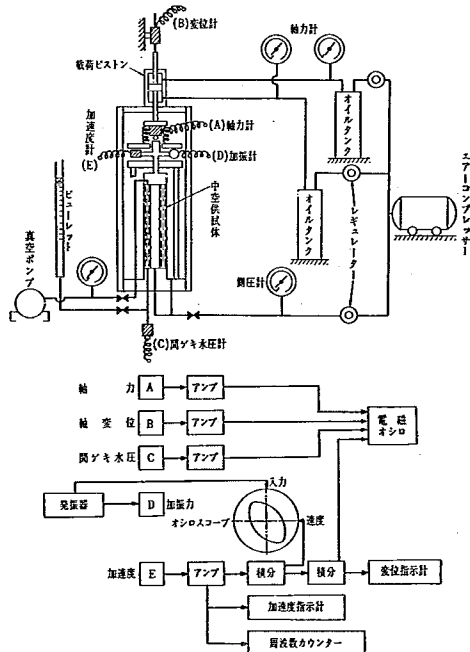


図 5-3-2 共振法土質試験機の概略

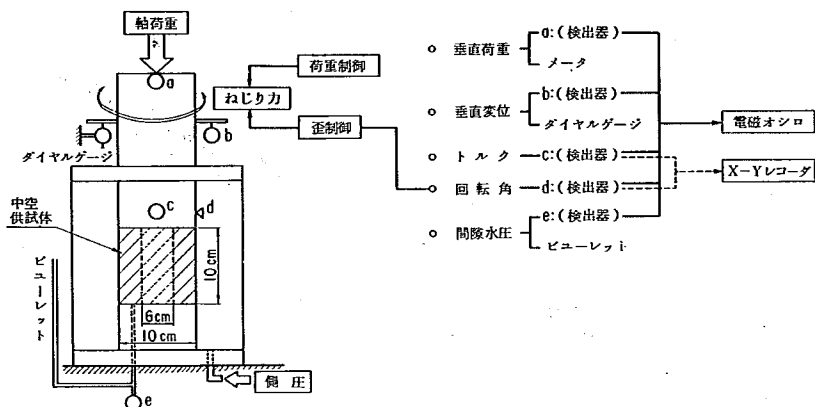


図 5-3-3 低周波動的セン断装置のブロックダイアグラム

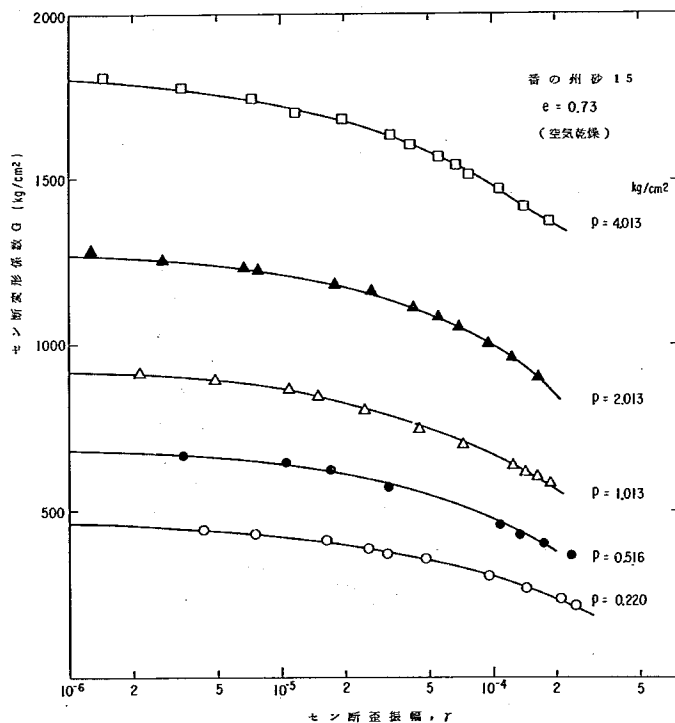


図 5-3-4 共振法土質試験で得られた典型的な実験結果

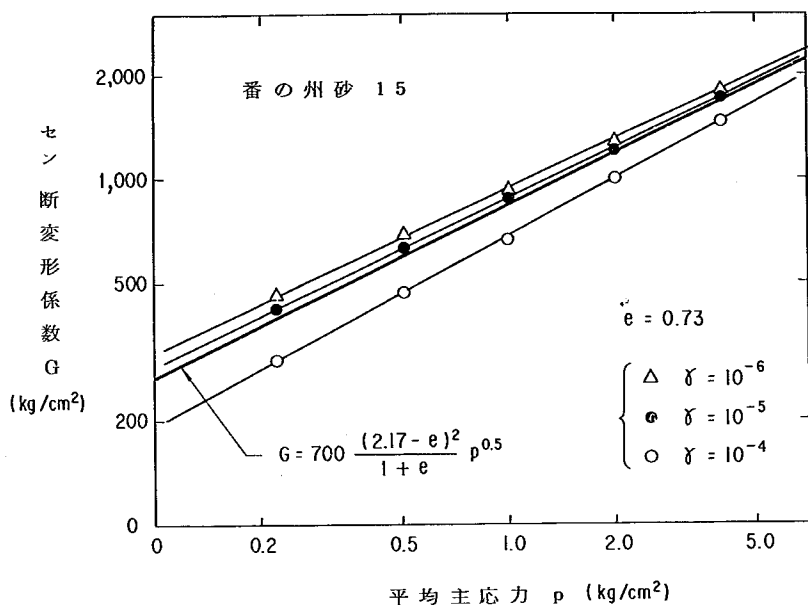


図 5-3-5 共振法土質試験で得られた典型的な実験結果

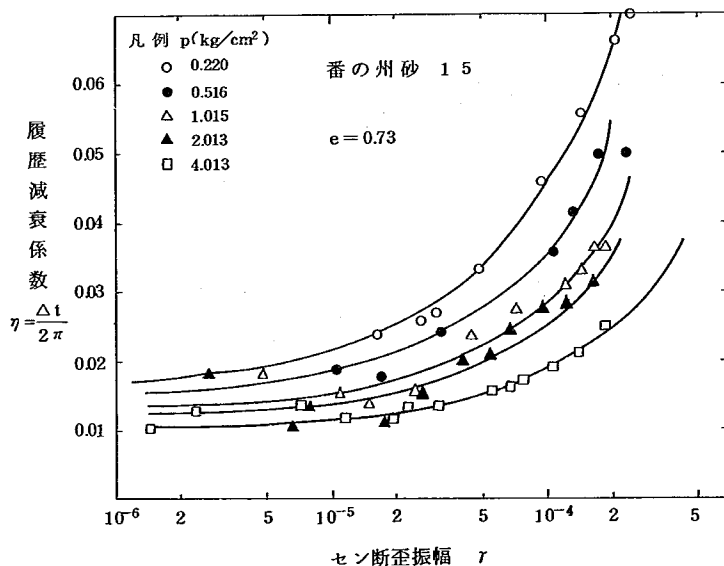


図 5-3-6 共振法で得られた典型的な実験例

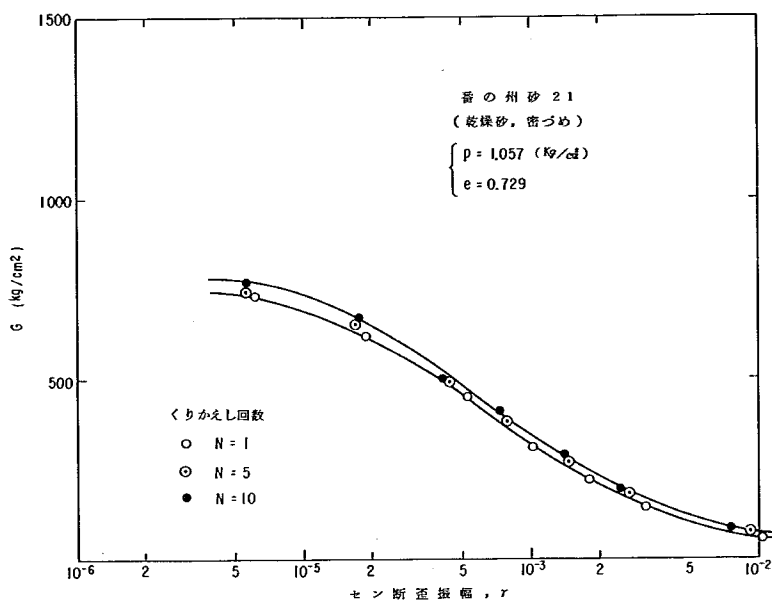


図 5-3-7 低周波動的せん断試験での試験での典型的実験結果

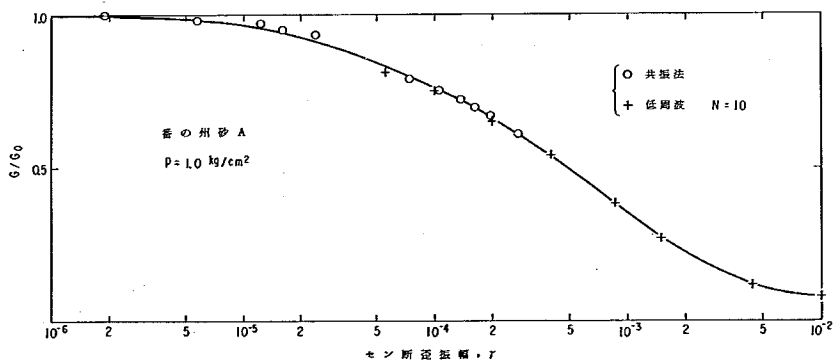


図 5-3-8 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (番の州砂 A)

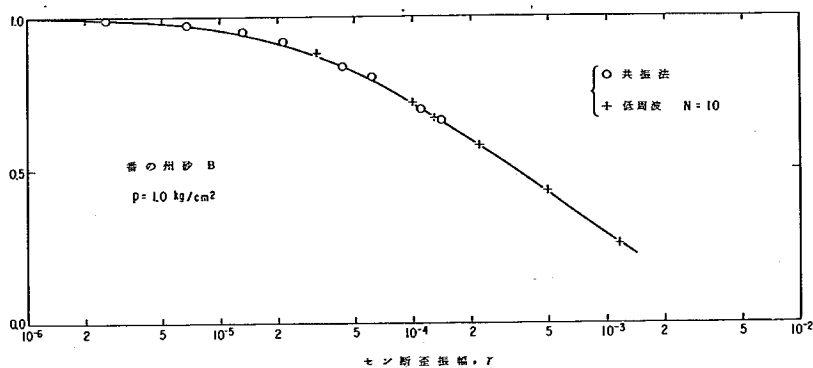


図 5-3-9 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (香の州砂, B)

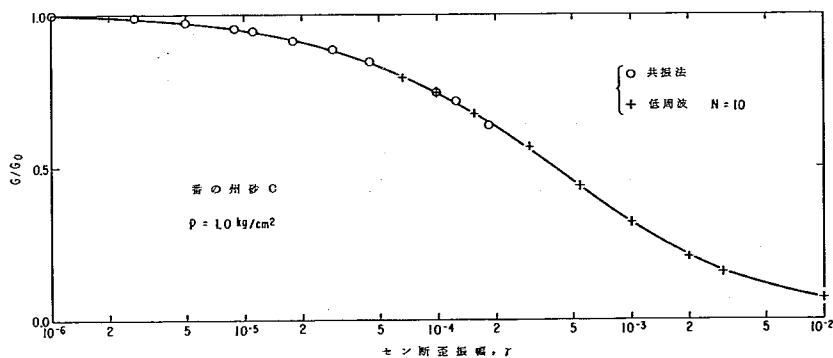


図 5-3-10 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (香の州砂 C)

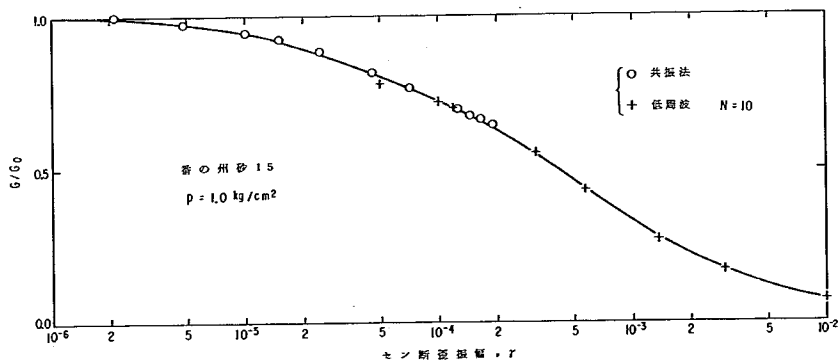


図 5-3-11 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (香の州砂 15)

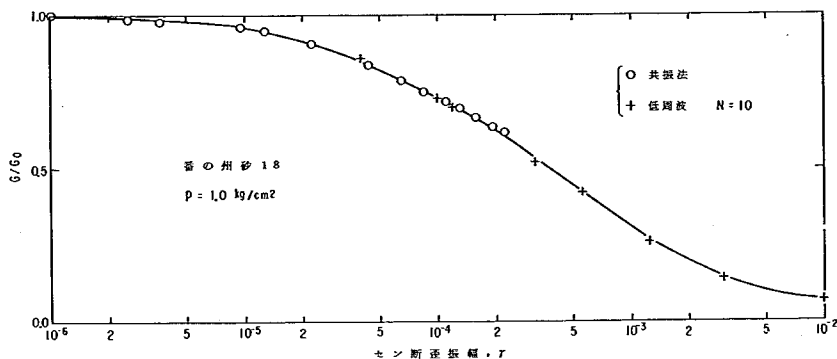


図 5-3-12 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (番の州砂 18)

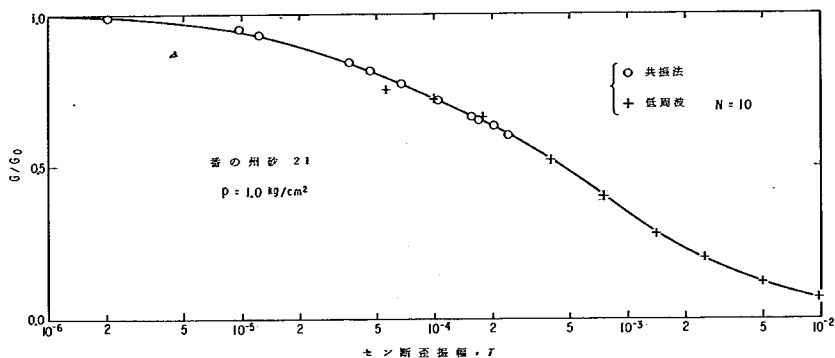


図 5-3-13 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (番の州砂 21)

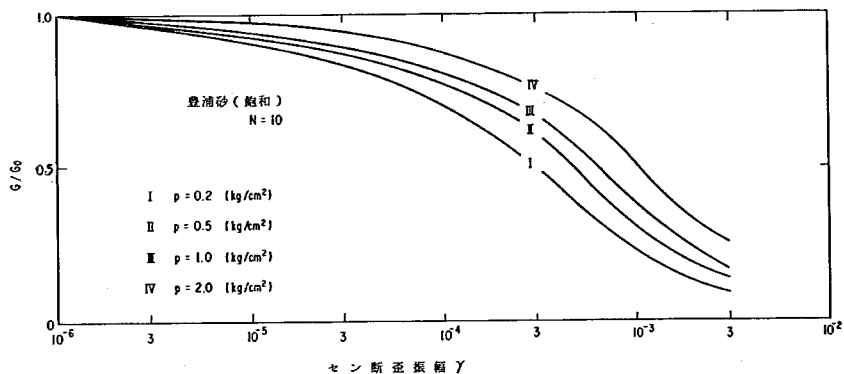


図 5-3-14 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 (豊浦砂)

第6章 耐震性に関する調査試験

耐震研究室

栗 林 栄 一
田 崎 忠 行
木 本 正 則
市 川 秀 樹

6-1 概 説

50年度においては、吊橋主塔基礎および高架橋の下部構造を対象とし、地盤と基礎構造物の動的相互作用を考慮した地震入力、地下逸散減衰、地盤材料の非線型性を線型モデルに置換して動的解析を行い、対象構造物の地震時における挙動を考察したものである。以下にその概要を報告する。

6-2 対 象 橋 梁

6-2-1 対 象 橋 梁

解析の対象とする橋梁は、吊橋主塔基礎として明石海峡大橋主塔基礎、また高架橋として番ノ洲地区高架橋とするが、具体的には本州四国連絡橋公団で実施された下記の調査結果を基に対象橋梁を設定した。

明石海峡大橋；

- ① 基 礎：明石海峡大橋主塔基礎一般図作成（その1）
昭和50年3月
- ② 主 塔：明石海峡大橋上部工計画設計
“L-1780側塔なし案” 昭和51年2月

番ノ洲地区高架橋；

- ③ 杭基礎橋脚および上部工：番ノ洲地区高架橋比較検討
昭和49年10月
- ④ ケーソン基礎：番ノ洲高架下部構造比較検討
昭和51年2月

明石海峡大橋については、基礎を業務報告書①にあるケーソン基礎（B-P）に選び、比較対象基礎形式としては多柱基礎とし、これについては同一反力に対して別途概略の設計を行い、対象を設定した。

番ノ洲地区高架橋については、業務報告書③にあるケースb-5のP₃（固定橋脚）を対象とした。すなわち、

地盤	ボーリング地点 (BP) Ⅱ 18 相当
上部形式	L-120 連続トラス, 道路床版鉄道開床式
橋脚形式	SRC 橋脚
基礎形式	リバース杭 $\phi = 3\text{ m}$

比較対象基礎形式としては、業務報告書④の比較形式のうちニューマチックケーソン基礎 (F-地盤) を選定した。

6-2-2 吊橋主塔基礎

(1) 地質

明石海峡大橋の主塔基礎 P_2 が設置される地域は、本四公団の当該地域地質調査という B 海域に位置する。B 海域の地質状況の概略は以下の通りである。

主塔基礎 P_2 の予定地点は、海岸より 1100 m 附近、水深約 50 m の地域で、上位より明石層、神戸層、花崗岩が分布する。

i 明石層

本層は TP-50 m 附近から TP-95 m 附近にわたって分布し、層厚は 40 ~ 46 m を示している。

全体に小~中礫を主とする砂礫層であるが、所々に砂層、シルト粘土層を挟在している。

Esp 値は 700 ~ 1300 Kg/cm^2 の間にあり、平均 1000 Kg/cm^2 程度である。密度 ρ は 2.0 ~ 2.2 g/cm^3 の間にあり、平均 2.1 g/cm^3 とみてよい。弾性波速度検層の結果は P 波 $V_p \approx 2.2 \sim 2.3 \text{ Km/sec}$, S 波 $V_s \approx 0.6 \sim 0.9 \text{ Km/sec}$ である。(ポアソン比 ≈ 0.4)

ii 神戸層

TP-90 m 附近より TP-250 m 附近にかけて分布し、試錐により確認された層厚は約 165 m となっている。本層は砂岩および泥岩の互層からなるが、基底部に約 10 m の砂礫層を伴う。

全体に植物化石は見られないが、数枚の貝化石層が挟在している。地層傾斜は 0 ~ 20° が多いが、各ボーリングにおいて 40° ~ 80° と急変する部分があり、これら境界部における断層の存在が推測される。

Esp 値は明石層不整合面-90 m 附近から TP-115 m 附近までは 1000 ~ 2000 Kg/cm^2 が多く、TP-115 ~ 150 m は 2000 ~ 5000 Kg/cm^2 , 以深は 3000 ~ 6000 Kg/cm^2 の間に多く分布する。

密度 ρ は泥岩部分で 2.1 ~ 2.2 g/cm^3 , 砂岩部分で 2.2 ~ 2.4 g/cm^3 と分布しているが、平均的には 2.3 g/cm^3 としてよい。

速度検層によっては P 波 $V_p \approx 2.5 \sim 3.0 \text{ Km/sec}$, S 波 $V_s \approx 0.9 \sim 1.2 \text{ Km/sec}$ である。(ポアソン比 ≈ 0.4)

iii 花崗岩

TP-250 m 附近から分布するが、採揚されたコアは粘土化または礫状化しており、かなり風化の影響をうけている。

以上の地層構造に対して主塔基礎としてのケーソン基面は、TP-70 m 明石層中に設置する計

画となっている。その設計地盤において弾性係数 E_v , E_H は明石層に対して、

$$\text{常 時} \quad E_v = E_H = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{地震時} \quad E_v = E_H = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

また神戸層に対して

$$\text{常 時} \quad E_v = 5000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{地震時} \quad E_v = 6500 \text{ Kg/cm}^2$$

と設定されている。

(2) 構造諸元

明石海峡大橋で計算の対象としたケーソン基礎および、比較の対象とした多柱基礎の構造諸元を図 6-1 ~ 6-2 に示す。

6-2-3 高 架 橋

(1) 地 質

高架橋の対象橋梁である番ノ洲高架橋は、延長約 3 km にもおよぶ橋梁であり、その間で計 26 本のボーリング調査が実施されてきている。

本業務で対象とする橋梁は、その内で B.P. 18 附近に予定されているもので、基盤はその位置で最も深くなっている。

B.P. 18 附近を中心に地質を概観すると以下のごとくである。

地質構成は上位より、埋土、沖積層、洪積層、三豊層、基盤岩の順に分布している。地層は全般に水平方向の連続性が悪く、かつ、複雑な分布を示している。

i 基盤岩

花崗岩（領家帯に属す）が基盤を成している。B.P. 12 ~ 26 間では 17 の深度 10.5 m を中心に両側に浅く谷を呈する。この附近での基盤岩上面の風化は 1 m 未満で、風化によってマサ化した部分でも N 値 50 以上ある。

ii 三豊層

基盤岩上、洪積層下に分布する粘性土の固結度がきわめて進んだ地層で、大部分が N 値 50 以上を示している。三豊層の上部 10 ~ 15 m は、N 値 30 ~ 50 と若干の風化の影響がみられるが、それ以下は N 値 50 以上と非常に密に固結している。

iii 洪積層

三豊層の上位、沖積層の下位に分布する地層で、最も広範囲に厚く発達している。水平方向の連続性が非常に悪く、変化が激しい。

全体に N 値のバラツキが大きい。砂質土でも粘土分を含むものは N 値 10 程度、礫分を含むものは 40 以上にもなる。また局部的に N 値 2 程度の軟弱な粘土層も介在し、腐植土層も部分的に介在する。

なお、洪積層は固さ、縮り具合によって深度 40 ~ 50 m 附近を境に上部と下部とに分けられる。

iv 沖積層

洪積層の上位、埋土の下部に分布する。もともと漂砂的に堆積したもので、その層厚はうすい。

N値5～10の貝ガラ片を多量に含む緩い砂質土層が主体である。細粒分を少ししか含まない比較的粒径のそろった砂である。

V 埋土層

N値5以下の非常に緩い砂質土である。附近の海底より人工的に吹き上げ形成されたものである。

(2) 構造諸元

番ノ洲高架橋の検討対象である杭基礎および、ケーソン基礎の構造諸元を図6-2-1～2に示す。

6-3 動的解析理論

6-3-1 一般

橋梁の地震応答解析理論を論ずるに当たって、ここで特に問題としたいのは、地盤と基礎・構造物との動的相互作用の考え方についてである。具体的には下記の諸点の検討が課題となる。

○地震入力について

地盤と基礎とは、面的な拡りをもって互いに接している。地盤自体波動を伝える媒体であり、場所によって挙動が異なる。また基礎構造物周辺では、挙動にその存在の影響が加味される。これらを考慮して地震入力をどのようにモデル化すべきか検討を要する。深い根入れをもつケーソン基礎や杭基礎において特に問題となろう。

○地下逸散減衰について

地盤は無限の拡りをもつ。力学モデル作成上、地盤の境界を剛ないしは自由とすると境界を通してエネルギーは伝播しないことになり、実状にそぐわない。エネルギーの無限遠方への伝播はエネルギーの消費であり、減衰効果として評価できる。解析上、境界条件に特殊処理をほどこすか、等価減衰率に置換して取扱うのが普通である。問題に即して妥当な方法がとられなければならない。

○地盤材料の非線形性

地盤材料の弾性率や減衰常数は一定ではなく、歪レベルその他の影響を受ける。地盤材料の物性を模式化して非線形応答解析を実施することも可能であるが、あまり実際のでない。等価線形モデルへの置換が検討されるべきであろう。

○力学モデルの離散化について

地盤・基礎構造系は本来連続体であり、その運動は微分方程式に支配されるべき性質のものであるが、数値解析上、ばねマス系、または有限要素モデルに置換されるのが普通である。有限要素モデルでも質量は普通メッシュポイントにのみ集中させる。

要素数を十分に多くとれば問題はないが、演算の制約上要素数なるべく少なくしようとするとき、離散化モデルの精度が問題となる。

特に有限要素モデルにメッシュポイント間を連結する棒要素などを複合させるとき、要素間境界での連続性が不問にされるので注意を要する。

以上の諸点に留意しながら、既存の主な解析理論について以下に略記する。

6-3-2 自然地盤の動的解析

地盤の主な地盤応答解析方法としては、次の3種類が考えられる。

- (1) 多重反射モデル (波動論)
- (2) 多層せん断モデル
- (3) FEMモデル

この内(1)と(2)では、地層構造が地表面に平行であることを仮定する。また(2)と(3)では、基盤を完全剛と仮定する。

ここでは、基盤面から下方への地下逸散減衰が評価できる、多重反射モデルについて取りあげた。

地表面に平行な地層が多く重なっており、それぞれの地層 j で

層 厚 H_j

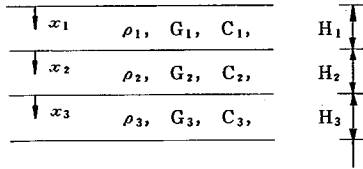
密 度 ρ_j

せん断弾性率 $G_j = \frac{E\nu}{2(1+\nu)}$ ν : ポアソン比

粘性率 C_j

が与えられているとする。

線形性を仮定する。



地層モデル

地層が地表面に平行であることから地盤の運動は、1次元波動論で表現できる。すなわち、層 j について運動方程式は次式で与えられる (添字 j を省略して記す)。

$$G \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + C \frac{\partial^3 v}{\partial t \partial x^2} = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (1)$$

(1)式にフーリエ変換

$$\left. \begin{aligned} \bar{f}(i\omega) &= \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \\ \left[\text{逆変換, } \bar{f}(t) &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \bar{f}(i\omega) e^{i\omega t} d\omega \right] \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

をほどこすと、

$$(G + i\omega C) \frac{d^2 \bar{v}}{dx^2} = -\rho \omega^2 \bar{v} \quad (3)$$

(3)式の一般解は、

$$\bar{v} = e^{ax}$$

$$a^2 = \frac{-\epsilon \omega^2}{G + i \omega C} = \frac{-\rho \omega^2}{G^2 + \omega^2 C^2} (C - i \omega C)$$

$$\equiv -\frac{\rho}{G} \omega^2 (1 - i \omega \frac{C}{G})$$

$$a \equiv \pm i \frac{\omega}{V_s} (1 - i \omega \frac{C}{2G}) = \pm \frac{\omega}{V_s} (i + h) \quad (4)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad : \text{せん断波伝播速度}$$

$$h = \frac{\omega C}{2G} \quad : \text{減衰常数}$$

ただし、粘性（内部減衰） C が周波数 ω に逆比例すると考え、減衰常数 h は一定とする。

ゆえに(3)式の一般解 $\bar{v}$ は

$$\bar{v} = A e^{-\frac{\omega}{V_s} (h+i) x} + B e^{\frac{\omega}{V_s} (h+i) x} \quad (5)$$

A, B : 積分常数

A は、 x の正方向（下方向）への進行波の $x=0$ での振幅である。

B は、 x の負方向（上方向）への後退波のそれである。

(5)式を書直して A, B に係る係数を、実部と虚部とに分離すると

$$\begin{aligned} \bar{v} &= A e^{-\frac{h\omega}{V_s} x} \left[c o s \frac{\omega}{V_s} x - i s i n \frac{\omega}{V_s} x \right] \\ &+ B e^{\frac{h\omega}{V_s} x} \left[c o s \frac{\omega}{V_s} x + i s i n \frac{\omega}{V_s} x \right] \\ &= A \frac{1}{e} (c - i s) + B e (c + i s) \end{aligned} \quad (6) - 1$$

$$\begin{pmatrix} e = e^{-\frac{h\omega}{V_s} x} \\ c = c o s \frac{\omega}{V_s} x \\ s = s i n \frac{\omega}{V_s} x \end{pmatrix}$$

一方、せん断応力でのフーリエ変換 τ は

$$\begin{aligned} \tau &= G \frac{d\bar{v}}{dx} \\ &= -\frac{\omega G}{V_s} (h+i) \left[A e^{-\frac{\omega}{V_s} (h+i) x} - B e^{\frac{\omega}{V_s} (h+i) x} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= -\frac{G}{V_s} \omega (h+i) \left[A \frac{1}{e} (c-is) - B e (c+is) \right] \\
&= -\frac{G}{V_s} \omega \left\{ A \frac{1}{e} [(hc+s)+i(c-hs)] \right. \\
&\quad \left. - B e [(hc-s)+i(c+hs)] \right\} \quad (6)-2
\end{aligned}$$

(6)式をマトリックス表示すると、

$$\begin{Bmatrix} \bar{v} \\ \bar{\tau} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{c}{e} - i \frac{s}{e} & e(c+is) \\ -\frac{G}{V_s} \omega \frac{1}{e} [(hc+s)+i(c-hs)] & \frac{G}{V_s} \omega e [(hc-s)+i(c+hs)] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A \\ B \end{Bmatrix} \quad (7)$$

いま層 j において、

$$x_j = 0 \rightarrow 0$$

$$x_j = H_j \rightarrow H$$

の2点(上下境界)での $\bar{v}$, $\bar{\tau}$ を求める。

$$x_j = 0; \quad e = 1, \quad c = 1, \quad s = 0$$

$$\begin{Bmatrix} \bar{v} \\ \bar{\tau} \end{Bmatrix}_{j,0} = \begin{bmatrix} -\frac{G}{V_s} \omega (h-i) & \frac{G}{V_s} \omega (h+i) \end{bmatrix}_j \begin{Bmatrix} A \\ B \end{Bmatrix}_j \quad (8)$$

これを次式で表わしておく。

$$\bar{S}_{j,0} = \mathbf{A}_j a_j \quad (8)-1$$

$$x_j = H_j; \quad e = e_H = e \frac{h\omega}{V_s} H_j$$

$$c = C_H = c o s \frac{\omega}{V_s} H_j$$

$$s = S_H = s i n \frac{\omega}{V_s} H_j$$

$$\begin{Bmatrix} \bar{v} \\ \bar{\tau} \end{Bmatrix}_{j,H} = \begin{bmatrix} \frac{C_H - i S_H}{e_H} & e_H (C_H + i S_H) \\ -\frac{G}{V_s} \omega \frac{1}{e_H} [(hC_H + S_H) + i (C_H - hS_H)] & \frac{G}{V_s} \omega e_H [(hC_H - S_H) + i (C_H + hS_H)] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A \\ B \end{Bmatrix}_j \quad (9)$$

$$S_{j,H} = \mathbf{B}_j a_j \quad (9)-1$$

層 j の $x_j = H_j$ の点は層 $(j+1)$ の $x_{j+1} = 0$ の点と連続である。

すなわち

$$\begin{aligned}
&\bar{S}_{j+1,0} = \bar{S}_{j,H} \\
&\therefore \mathbf{A}_{j+1} a_{j+1} = \mathbf{B}_{j+1} a_j \\
&a_{j+1} = \mathbf{A}_{j+1}^{-1} \mathbf{B}_{j+1} a_j
\end{aligned}$$

または,

$$\bar{S}_{jH} = B_j A_j^{-1} \bar{S}_{j0} = C_j \bar{S}_{j0} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} C_j &= B_j A_j^{-1} \\ &= \begin{bmatrix} \frac{C_H - i S_H}{e_H} & e_H (C_H + i S_H) \\ -\frac{G\omega}{V s e_H} [(h C_H + S_H) + i (C_H - h S_H)] & \frac{G\omega}{V s} e_H [(h C_H - S_H) + i (C_H + h S_H)] \end{bmatrix}_j \\ &\quad \times \begin{bmatrix} \frac{1}{2} & -\frac{V s (h - i)}{2 G \omega (1 + h^2)} \\ \frac{1}{2} & \frac{V s (h - i)}{2 G \omega (1 + h^2)} \end{bmatrix}_j \\ &= \begin{bmatrix} C_H c_{hH} + i S_H s_{hH} & \frac{V s}{G \omega (1 + h^2)} [S_H c_{hH} + h C_H s_{hH} - i (C_H s_{hH} - h S_H c_{hH})] \\ \frac{G\omega}{V s} [h C_H s_{hH} - S_H c_{hH}] + i (C_H s_{hH} + h S_H c_{hH}) & C_H c_{hH} + i S_H s_{hH} \end{bmatrix}_j \quad (2) \end{aligned}$$

$$\begin{pmatrix} c_{hH} = \frac{1}{2} \left(e_H + \frac{1}{e_H} \right) \\ s_{hH} = \frac{1}{2} \left(e_H - \frac{1}{e_H} \right) \end{pmatrix}$$

いま, 地表 $j = 1$, $x_1 = 0$ において, 地動 $v = v_0(t)$ が観測されたとすれば, そこでセン断応力 $\tau = \tau_0 = 0$ であるので, これらにフーリエ変換をほどこして

$$j = 1, \quad x_1 = 0;$$

$$\bar{S}_{10} = \begin{Bmatrix} \bar{v}_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \equiv \bar{S}_0 \quad (3)$$

観測地盤 $j = N + 1$ 層の $x_{N+1} = 0$ での挙動は(4)式を用いて

$$\begin{aligned} S_{N+1,0} &= S_{N,H} = C_N S_{N,0} = C_N S_{N-1,H} \\ &= C_N C_{N-1} \dots C_1 S_0 \\ &= D_N \bar{S}_0 \end{aligned} \quad (4)$$

($N + 1$) 層を基盤とすれば, そこでの積分常数 a_{N+1} は(8)式より

$$\begin{aligned} a_{N+1} &= A_{N+1}^{-1} \bar{S}_{N+1,0} \\ &= A_{N+1}^{-1} D_N \bar{S}_0 \\ &= \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{v}_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} \therefore A_{N+1} &= a_{11} \bar{v}_0 \\ B_{N+1} &= a_{21} \bar{v}_0 \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

04式の A_{N+1} は、基盤面から下方に向かう反射波であり、地層構成に支配される。一方、 B_{N+1} は、下方から基盤面に到達した入射波であり、表層の影響をうけていない。すなわち、地震観測地盤でも同一地震では、同一入射波となると考えてよい。

すなわち、地震観測地盤で $B_{N+1}(i\omega)$ を求めておけば、その他の地盤の地震応答もこの $B_{N+1}(i\omega)$ を用いて計算できる。

$$B_{N+1}(i\omega) = B^*(i\omega) \quad \text{とする}$$

解析の対象地盤において、あらためて04式までの伝達マトリックスを求めておけば、

$$B_{N+1} = B^*$$

$$v_0 = \frac{B^*}{a_{21}}$$

として、対象地盤地表面地動のフーリエ変換 $\bar{v}_0$ が得られる。

さらに、04式より任意地層 j での状態量 $S_{j,0}$ も

$$\bar{S}_{j,0} = D_{j-1} \bar{S}_0 = D_{j-1} \begin{Bmatrix} \bar{v}_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (16)$$

と計算できる。

時系列としての応答 $S_{j,0}(t)$ は $S_{j,0}(i\omega)$ に逆変換をほどこして得られる。

$$\begin{Bmatrix} v(t) \\ \tau(t) \end{Bmatrix}_{j,0} = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \bar{S}_{j,0}(i\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (17)$$

以上、多重反射モデルの理論を述べてきたが、具体的な地震応答解析に当たっての注意事項としては、次のようなものが考えられる。

(1) 地震記録は、加速度記録の形で与えられるのが普通である。一方、上記理論では変位 $v(t)$ を用いている。

フーリエ変換の公式によれば

$$\begin{aligned} f(t) &\longleftrightarrow F(i\omega); F(i\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \\ f(t) &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(i\omega) e^{i\omega t} d\omega \end{aligned}$$

に対して、

$$\frac{df}{dt} \longleftrightarrow i\omega F(i\omega)$$

$$\frac{d^2f}{dt^2} \longleftrightarrow -\omega^2 F(i\omega)$$

の関係がある。すなわち、加速度記録 $\ddot{v}(t)$ に対しては、そのフーリエ変換 $\ddot{\bar{v}}$ を求め、 $(-1/\omega^2)$ 倍すれば変位 v のフーリエスペクトル $\bar{v}(i\omega)$ が得られたことになる。

$$\ddot{v}(t) \longleftrightarrow \ddot{\bar{v}}(i\omega)$$

$$v(t) \longleftrightarrow \bar{v}(i\omega) = -\frac{1}{\omega^2} \ddot{\bar{v}}(i\omega)$$

(2) これまでに用いたフーリエ変換は、無限積分で表わされているが、現実的には有限フーリエ変換によらざるを得ない。

いま、時系列 $f(t)$ が $t=0 \sim T$ に対して定義されているとすると、これに有限フーリエ変換 ($0 \leq t < T$) をほどこすことは、 $f(t)$ を周期 T の周期関数とみなすことに等しい。

一方、地盤を伝わるせん断波は、速度 V_s をもつ、いま均一な一層モデルを考えると、その層厚を H とすれば、基盤面から入射される波が地表面に到達するまでには $t_0 = H/V_s$ なる時間を要する。同様に、地表面からの反射波が基盤面に達するまでにも t_0 の時間がかかる。したがって地表面に現象が現われる時間を $t=0$ とし、地表面での現象が終る時刻を $t=T$ とすれば、地中の挙動を現実と異なる形にみることになり、適当でなく、地表面での現象の前後に t_0 以上の時間をみて現象を定義すべきである。

(3) 地中の地震記録が直接与えられる場合。

記録位置を基盤面 $j = N+1$ 、 $x_{N+1} = 0$ とすると (4) 式において

$$S_{N+1,0} = \begin{Bmatrix} \bar{v} \\ \bar{\tau} \end{Bmatrix}_{N+1,0} = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} \\ d_{21} & d_{22} \end{bmatrix} N \begin{Bmatrix} \bar{v}_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4-1)$$

$\bar{v}_{N+1,0}$ が既知となる。そのとき、

$$\left. \begin{aligned} \bar{v}_0 &= \frac{\bar{v}_{N+1,0}}{d_{11}} \\ A_{N+1} &= \frac{a_{11}}{d_{11}} \bar{v}_{N+1,0} \\ B_{N+1} &= \frac{a_{21}}{d_{11}} \bar{v}_{N+1,0} \end{aligned} \right\} \quad (4-1)$$

として、基盤面への入射波 B_{N+1} が得られたことになる。

また、基盤面下を完全剛とみなす場合 (ばねマスモデル、FEMモデルとの対比)、そこには波動は存在せず (4) 式 A_{N+1} 、 B_{N+1} は定義できない。そのとき $\bar{v}_{N+1,0}$ を地震固有の基盤面地動として、表層の挙動を解析することになる。

(4-1) 式に従って対象地盤での a_{11} を求め、地表面地動 $\bar{v}_0$ を得る。なお、(4-1) 式からもわかるように、対象地盤任意地点での地動 $\bar{v}_{j+1,0}$ が確定すれば、それより上層の挙動は一義的に決まり基盤の弾性の影響をうけない。

6-3-3 地盤—基礎系の動的解析

地盤とそこに設置される構造物とは、その力学特性をまったく異にする。

例えば、ケーソン基礎についてみれば、基礎自体非常に剛であり、地震応答によってケーソン内

部に貯えられる歪エネルギーは無視できる程度でしかない。ケーソンの振動は、周辺地盤の歪エネルギーとケーソン自体の運動エネルギーの交換の形をとると考えてよい。また、杭基礎の場合、杭自体かなり柔軟性に富む梁でしかなく、その横変形抵抗は大きく周辺地盤の剛性に依存している。すなわち、杭基礎の場合も、振動時の歪エネルギーの多くは周辺地盤に貯えられると考えられる。

一方、地震動は地盤を介して基礎に伝達され、基礎の運動を生じせしめる。基礎の運動は周辺地盤に新たな反力を発生させるが、その反力が地盤の無限遠方にまで波動の形で伝わっていく。

このように地盤と基礎および、基礎上の構造物は、相互作用をおよぼしあう一つの振動系を形作る。この連成系のモデル化には種々の方法が提案され、研究が進められているが、まだ十分に解明しつくされたとはいえない難いようである。

振動モデルを作る上で最も簡単な方法は、基礎に作用する地盤の効果をばね定数と減衰常数とに換算し、基礎を2～3自由度の振動モデルで表わす方法である。地震動はばねを介して基礎に伝えられるとみなす。この方法は実務的にみて非常に簡単であり、最終的には妥当な地盤効果の換算法のもとでこの方法が採用されるべきであると考えられる。しかし、現時点では地盤と基礎との相互作用を解明する種々の考え方が提案されている。代表的な方法としては、

- (1) 直接微分方程式を解く方法
- (2) ばねマスモデルによる方法
- (3) FEMモデルによる方法

などがある。

(1)は、地盤の運動方程式の偏微分方程式を解こうとするもので、一般的な解法というものには存在せず、特殊な問題について解が得られているにすぎない。それも地震入力のもとでの応答解が得られているものはほとんどなく、基礎に作用する動的ばね（複素剛性、dynamic compliance）が周波数の関数として求まっているだけの場合が多い。^{1) 2) 3) 4) 5)}

ここでは、離散系としての解法をとりあげた。基礎—地盤系を離散系モデルで表現する場合、ばねマス系または、FEMによることになる。いずれにしてもモデルが確定すればその解法は比較的容易である。特に等価線形性が仮定できればモード解析が可能であり、汎用プログラムの利用が可能となる。

離散系モデルでは、地盤の無限の掘りを直接的にはモデル化できないので、エネルギーの地下逸散効果を減衰常数に換算することになる。モード解析の場合、各次モードの減衰常数をモードの性質に応じて設定する。

地震入力の地盤表層における増幅効果をも表現できるような離散系モデルを設定するとき、深く根入れされた基礎の場合と、接地ケーソンのごとく地表面にある場合とでは、モデル化の方法を別にしなければならないと考える。

深く根入れされた基礎の場合、地震入力のほとんどは周面を介して基礎に伝えられるであろう。そのとき、基礎から十分はなれた点での地盤（自然地盤）の運動が、基礎周辺地盤の換算ばねを介して水平方向に基礎に伝達されると考えてよい。自然地盤の運動は、6-3-2で述べた方法で別途求められる。

一方、接地ケーソンの場合には、地表面地動が入力されると速断できない面をもっている。ケー

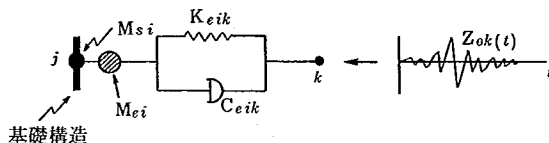
ソンの反力は底面に立体的に伝播するが、地震入力も立体的効果をもってケーソンに伝えられると考えられよう。

(1) 深く根入れされた基礎の場合

基礎の影響のおよばない自然地盤の地震応答を、周辺地盤の換算バネを介して基礎にあらためて入力する方法は、複数の点からそれぞれ独立の地動が構造物に作用する問題と考えられる。

J. Penzen は、この問題を地盤材料の弾塑性性を考慮した非線形解析法で解いている。⁶⁾

ここでは、等価線形化が可能であるとして線形モデルを考察する。いま、地表面下の 1 質点 j に着目して、図のような地盤との相互作用モデルを考える。



M_s : 基礎格点集中質量

M_e : " に付加される地盤質量

K_e : 地盤反力換算バネ

C_e : 地下逸散換算減衰 + 地盤内部減衰

すなわち、 j 点の質量 M_{sj} に M_{ej} を加算し、新たに仮想部材 (j^k) を付加して、材端 k に地動 $z_{ok}(t)$ が作用するモデルを考える。

モデルの運動方程式は、

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = -\mathbf{C}_e\dot{\mathbf{z}}_o - \mathbf{K}_e\mathbf{z}_o \quad (8)$$

ただし、 $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$, $\mathbf{K}$ は M_e , C_e , K_e による補正済

$\mathbf{x} = \{x_j\}$: 格点絶対変位

$\mathbf{z} = \{z_{ok}\}$: 支点 " である。

(8) 式で右辺を $\mathbf{O}$ とした同次式は、次式のモードマトリックス Φ を用いて基準座標 $\mathbf{y}$ に変換できる。

$$\mathbf{x} = \Phi \mathbf{y} \quad (9)$$

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi = \mathbf{I} = \begin{bmatrix} 1 & \\ & 1 \end{bmatrix}$$

$$\Phi^T \mathbf{C} \Phi = \mathbf{H} = \begin{bmatrix} 2\zeta_1 \omega_1 & \\ & 2\zeta_n \omega_n \end{bmatrix}$$

$$\Phi^T \mathbf{K} \Phi = \mathbf{\Lambda} = \begin{bmatrix} -\omega_1^2 & \\ & -\omega_n^2 \end{bmatrix}$$

(8) 式右辺第 1 項 $\mathbf{C}_e \dot{\mathbf{z}}_o$ は無視できると考える。また、第 2 項の存在によってその解は (9) 式の変換を許さない。支点条件を満足させるための付加項を考慮して (8) 式の解 $\mathbf{x}$ を次式で変換する。

$$\mathbf{x} = \Phi \mathbf{y} + \mathbf{x}_o \quad (9-1)$$

$\mathbf{x}_o$ は支点条件を満足する任意ベクトルでよいが、ここでは (8) 式の静的解を用いる。

$$\mathbf{K} \mathbf{x}_o = -\mathbf{K}_e \mathbf{z}_o$$

$$\mathbf{x}_o = -\mathbf{K}^{-1} \mathbf{K}_e \mathbf{z}_o = \mathbf{F}_o \mathbf{z}_o \quad (10)$$

(10) 式を (9) 式に代入して

$$\mathbf{M} \Phi \ddot{\mathbf{y}} + \mathbf{C} \Phi \dot{\mathbf{y}} + \mathbf{K} \Phi \mathbf{y} = -\mathbf{M} \mathbf{F}_o \ddot{\mathbf{z}}_o \left[-(\mathbf{C} \mathbf{F}_o + \mathbf{C}_e) \dot{\mathbf{z}}_o \right] \quad (11)$$

09式のモードマトリックスの性質を利用するとき、02式は対角化されて次式を得る。

$$\ddot{\mathbf{y}} + \mathbf{H}\dot{\mathbf{y}} + \mathbf{A}\mathbf{y} = \mathbf{R}\ddot{\mathbf{z}}_0$$

$$\ddot{y}_i + 2h_i\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \sum_k r_{ik} \ddot{z}_{0k} \quad (2)$$

$$\mathbf{R} = [\mathbf{r}_{ik}] = -\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{F}_0$$

02式の解は、

$$y_i = \frac{1}{\omega_i \sqrt{1-h_i^2}} \sum_k r_{ik} \int_0^t \ddot{z}_{0k}(\tau) e^{-h_i \omega_i \left(\frac{t-\tau}{\sin} \right)} \sqrt{1-h_i^2} \omega_i(t-\tau) d\tau \quad (3)$$

03式を09式に代入して解は確定する。

ここで $\ddot{z}_{0k}$ は、地層各位置での地盤絶対加速度である。いまこの $\ddot{z}_{0k}$ が、多層セン断モデルの解として与えられる場合について考える。

$$\mathbf{z}_0 = \Phi_e \mathbf{y}_e + \mathbf{e} \mathbf{z}_b(t) \quad \mathbf{e} : \text{単位ベクトル}$$

$$y_{ei} = \frac{1}{\omega_{ei} \sqrt{1-h_{ei}^2}} r_{ei} \int_0^t \ddot{z}_{0b}(\tau) e^{-h_{ei} \omega_{ei} \left(\frac{t-\tau}{\sin} \right)} \sqrt{1-h_{ei}^2} \omega_{ei}(t-\tau) d\tau$$

$$\{r_{ei}\} = -\Phi_e^T \mathbf{m}_e$$

$$\dot{\mathbf{z}}_0 = \Phi_e \dot{\mathbf{y}}_e + \mathbf{e} \dot{\mathbf{z}}_b$$

$$\mathbf{z}_0 = \Phi_e \mathbf{y}_e + \mathbf{e} \mathbf{z}_b \quad (4)$$

$$\text{公式} \quad \frac{d}{dt} \int_0^t g(\tau) f(t-\tau) d\tau = \int_0^t g(\tau) \frac{d}{dt} f(t-\tau) d\tau + g(t) f(0)$$

$$\begin{aligned} \therefore \dot{y}_{ei} &= -\frac{r_{ei} h_{ei}}{\sqrt{1-h_{ei}^2}} \int_0^t \ddot{z}_{0b}(\tau) e^{-h_{ei} \omega_{ei} \left(\frac{t-\tau}{\sin} \right)} \sqrt{1-h_{ei}^2} \omega_{ei}(t-\tau) d\tau \\ &\quad + r_{ei} \int_0^t \ddot{z}_{0b}(\tau) e^{-h_{ei} \omega_{ei} \left(\frac{t-\tau}{\cos} \right)} \sqrt{1-h_{ei}^2} \omega_{ei}(t-\tau) d\tau \\ \ddot{y}_{ei} &= -\frac{r_{ei} \omega_{ei} (1-2h_{ei}^2)}{\sqrt{1-h_{ei}^2}} \int_0^t \ddot{z}_{0b}(\tau) e^{-h_{ei} \omega_{ei} \left(\frac{t-\tau}{\sin} \right)} \sqrt{1-h_{ei}^2} \omega_{ei}(t-\tau) d\tau \\ &\quad - 2r_{ei} \omega_{ei} h_{ei} \int_0^t \ddot{z}_{0b}(\tau) e^{-h_{ei} \omega_{ei} \left(\frac{t-\tau}{\cos} \right)} \sqrt{1-h_{ei}^2} \omega_{ei}(t-\tau) d\tau \\ &\quad + r_{ei} \ddot{z}_{0b}(t) \\ &= -\omega_{ei}^2 y_{ei} + r_{ei} \ddot{z}_{0b}(t) \\ \ddot{\mathbf{y}}_e &= -\mathbf{A}_e \mathbf{y}_e + \mathbf{r}_e \ddot{\mathbf{z}}_{0b}(t) \quad (5) \end{aligned}$$

ただし、 h_i は小さいとして、これがかかるとは省略した。

これを04式に代入して

$$\begin{aligned}\ddot{\mathbf{z}}_o &= -\Phi_e \mathbf{A} \mathbf{e} \mathbf{y}_e + (\mathbf{e} + \Phi_e \mathbf{r}_e) \ddot{\mathbf{z}}_{ob}(t) \\ &= -\Phi_e \mathbf{A} \mathbf{e} \mathbf{y}_e + [\mathbf{I} - \Phi_e \Phi_e^T \mathbf{M}] \mathbf{e} \ddot{\mathbf{z}}_{ob}(t) \\ &= -\Phi_e \mathbf{A} \mathbf{e} \mathbf{y}_e\end{aligned}$$

$$\{\ddot{\mathbf{z}}_{oj}\} = -\left\{\sum_{jk} \phi_{jk}^e \omega_{ek}^2 y_{ek}(t)\right\} \quad (20)$$

式(20)を式(19)に代入すると、

$$\begin{aligned}y_i &= \frac{1}{\omega_i \sqrt{1-k^2_i}} \sum_j r_{ij} \int_0^t \sum_k \phi_{jk}^e \frac{r_{ek} \omega_{ek}}{\sqrt{1-k^2_{ek}}} \left[\int_0^t \ddot{\mathbf{z}}_{ob}(\tau) e^{-k_{ek} \omega_{ek} (t_1-\tau)} \right. \\ &\quad \left. \times \sin \sqrt{1-k^2_{ek}} \omega_{ek} (t_1-\tau) d\tau \right] e^{-k_i \omega_i (t-t_1)} \sqrt{1-k^2_{ek}} \omega_i (t-t_1) dt_1\end{aligned}$$

式(21)によって自然地盤で増幅された地動 $\ddot{\mathbf{z}}_{ob}$ によって、構造物が振動されるときの基準座標 $y_i(t)$ が得られたことになる。

深い基礎のモデル化に当たっての検討事項は、

- 地盤要素の M_e , K_e , C_e の決定
- 基礎の格点分割の程度

などについてであろう。これらについて若干の検討を加える。

- 地盤による付加質量 M_e

J. Penzen は、杭との相互作用を表わすために考慮すべき付加質量として、

$$M_e \cong \int_{c_1-h}^{c_1+h} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} (\Psi_u^2 + \Psi_v^2 + \Psi_w^2) m(x, y, z) dx dy dz$$

を与えている。

ただし、 Ψ_u, Ψ_v, Ψ_w ：杭格点の単位変位によって生じる x, y, z 方向の地盤変位

m ：地盤密度、 c_1 ：格点座標、 $2h$ ：格間長

しかし、要素 K_e, C_e に地盤を伝わる波動の効果が加算されていれば、付加質量 M_e をあらためて加える必要はないとも考えられる。⁷⁾ 山本はこの考えに立っている。

- 地盤ばね K_e

J. Penzen は、格点で代表される杭格間に単位線荷重が作用したときの杭面位置での地盤変位を Mindlin の式を用いて求め、その逆数として地盤ばね K_e を設定している。山本も同様に求めてる。すなわち、地盤の静的変形抵抗として K_e を求めている。

地盤のヒズミは、基礎周辺に集中するので、上記弾性解の適用には若干疑問もある。静的変形抵抗については、ボーリング孔での測定 K 値や実杭載荷試験から得られる K 値などもよく研究されており、これらを用いる方が妥当ではないかと考えられる。

- 減衰係数 C_e

モード解析では、ダッシュポット C_e を直接的に評価することはできず、各次モードの減衰常数として評価される。その意味で厳密に C_e を設定する必要はなく、基礎が主に振動するモードに対して、地下逸散効果と地盤内部減衰とを加味した減衰常数を設定してやればよいことになる。

上の動的試験の結果にみられるごとく、地震時基礎周辺地盤に期待される歪レベル (10^{-3} 程度) では、内部減衰だけでも $10 \sim 20$ % の減衰常数は期待できる。一方、地下逸散減衰については、杭について田治見が 6.5 % (田治見, 1966) という数値を得ている例があるが、これもやや過大評価になっているのではないかといわれる。この程度の値であれば、内部減衰の評価誤差内にあるとも考えられる。

J. Penzen は、 C_e を室内実験から求めている。

山本は、杭に作用する地盤反力係数 $(S_1 + iS_2) K_0 / \text{cm}$ の虚数部 S_2 を

$$S_2 = \bar{K}_h \bar{\rho} V_p \omega 2B$$

$\bar{\rho}$: 土の単位質量, V_p : 土の圧縮波速度, $2B$: 杭幅, ω : 円振動数として与えているが、比例定数 $\bar{K}_h$ は未定であり、田治見の弾性論との比較から決定すべきであるとしている (計算例では、 $\bar{K}_h = 1.0$ を用いている)。

いま、番ノ洲地盤で杭径 3 m の場合を考えると、

$$S_1 = 2BK_0 = 3 \times 4.81 \times 10^3 = 1.443 \times 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$\rho = 0.2 (\text{t/m}^3 \cdot \text{sec}^2), V_p = 300 \text{ m/sec}, \omega = 2\pi (1 \text{ Hz}), \bar{K}_h = 1.0$$

$$S_2 = 0.2 \times 300 \times 2\pi \times 3.0 = 1.130 \times 10^3 \text{ t/m}^2$$

$$\eta = \frac{S_2}{2S_1} = \frac{1.13}{2 \times 14.4} = 0.04$$

すなわち、地下逸散減衰は 4 % 程度でしかない。

○ 格点分割

杭基礎の場合、杭自体が励振されるモードの振動数は比較的高い。杭端ヒンジ、杭頭自由の固有振動数 f_n は、

$$f_n = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho}} \sqrt{\left(n + \frac{1}{4}\right)^4 + \frac{S_1 L^4}{\pi^4 EI}} \quad (n=1, 2, 3, \dots)$$

さきの例でみると、 $EI = 9.35 \times 10^6 \text{ t m}^2$, $L = 5.0$, $\rho = 1.06 \text{ t sec}^2/\text{m}^4$ として

$$f_n = 1.86 \times \sqrt{\left(n + \frac{1}{4}\right)^4 + 99.5}$$

$$= 18.8 \text{ Hz (1次)}, 20.8 \text{ Hz (2次)}, 27.0 \text{ Hz (3次)}$$

と得られる。

すなわち、杭が動的に励振される効果は小さく、ほぼ上載荷重によって静的に変形するであろう。したがって杭の格点分割は変形の大きい上部 (第1不動点程度まで) において密にすべきであろう。

(2) 浅い基礎の場合

浅い基礎の場合でも、地盤との相互作用の影響は深い基礎の場合と同様、換算ばねとダッシュポットに換算できるが、そのばね要素を介してどのような地震入力を与えるべきか明確でない。

換算ばねは、静止地盤上で振動する基礎に作用する反力から求めることができる。深い基礎の場合と同様、静的ばねを用いても大きな間違いはないであろう。しかし、そのばね効果は基礎周辺に立体的に分布する地盤の局部ヒズミに起因するので、そのばねを介して伝達される地盤動を一義的には決めにくい。

浅い基礎と地盤との連成モデルは、基礎に作用する地震入力の検討に重点がおかれる。

ここでは、FEMによるモデル化を考えた。

地盤のヒズミは3次元的に分布するので、本来3次元のFEMでモデル化すべきであるが、計算量がぼう大になるので、2次元のFEMにとどめることにした。

要素に3角形を用いるとき、ヒズミは要素内で一定値をとる。基礎のごく近傍ではヒズミの集中が強いので、その部分でなるべく小さく分割する必要がある。モデルの安定した力学特性を得るには、どの程度の分割が必要であるかを検討する。

そのために図6-3-1に示す3種類のモデルについて、基礎に静的荷重が作用するときの基礎の変形を求め、ばね定数に換算してみた。その結果を表6-3-1に示す。モデル1が最も粗いモデルであり、モデル2、3はそれぞれ基礎周辺地盤の分割をこまかくした。それぞれ番号の若いモデルにくらべて、ハッチングした範囲を細分化したモデルとした。

モデルは、明石海峡大橋のケーソンを対象としている。すなわち、

ケーソン：底面幅40m，根入れ10m

地 盤： $E_D = 40,000 \text{ t/m}^2$ （明石層，地表面より65m）

65,000 “（神戸層，その下 135m）

∞ （基礎）

地盤の掘りは1000mとし、周辺自由を仮定

ケーソン底面の中心に、単位荷重を鉛直方向（V），水平方向（H），回転方向（M）にそれぞれ載荷し、その状態下でのケーソン変形からばね定数を求めた。表6-3-1はケーソン奥行70mを考慮してケーソン1基当りのばねとして示した。

表6-3-1からみて、モデル1とモデル2との間には、かなり大きなばね定数のちがいがみられ、細かい要素に分割したモデル2の方がばね定数が小さいことがわかる。また、モデル2とモデル3との間ではかなり一致した値が得られている。しかし、傾向的にはやはりモデル3の方がばねが小さい。鉛直ばね K_V ，水平ばね K_H のちがいは1%以下にとどまっているが、回転ばね K_R は、モデル2と3とでまだ10%程度の差がある。モデル3においてもまだ十分には収斂していないと考えるべきであろう。

一方、表6-3-1には、ケーソン指針によるばね定数算定値を示しておいたが、FEMモデルの値とくらべて、その関係がばねの種類で傾向を異にしているところに特徴がある。 K_V ， K_H についてケーソン指針はFEMモデルの2倍以上の値を与えているのに対して、 K_M については1/2程度の値にとどまっている。これは、ケーソン指針のばね算定式に問題があることも考えられる。たとえば、水平ばね K_H において指針では側面のばねが支配的となり、底面せん断ばね K_s は1/3程度しか占めないが、FEMモデルでは、側面はほとんど抵抗していないようである。

一方、 K_R についてみると、FEMモデルにも問題があると考えられる。指針の K_R は実験的にもある程度その妥当性が保証されている。地盤を完全弾性体とみなし、ケーソンとの間に引張り力も作用し得るとみなすFEMモデルが、 K_R を過大評価させているのではないと思われる。

K_V のちがいは、地盤下方への応答伝達機構のちがいによって説明がつくとも考えられるが、地震応答解析を問題とするかぎり K_V の影響は現われないので不問にすることができる。

以上、FEMモデルの静的変形抵抗について、要素分析法の影響とケーソン指針とのちがいをみ

てきた。

ケーソン周辺で分割を細かくすれば、それだけ変形抵抗は減少すること、特に回転ばね K_R の変化が大きいことがわかったが、振動解析用のモデルとしてはモデル 2 程度でよいと考えられる。ケーソン指針のばねを正しいとみなすとき FEM モデルは K_H を過小に K_R を過大に評価する傾向がある。ケーソンの地震応答が K_R に支配されるような場合、 K_R を指針にあわせるように弾性率 E をケーソン周辺で小さく設定するのがよいと判断される。

表 6-3-1 ケーソンに作用するばねの比較 (FEM, 要素分割数の影響)

	モデル 1	モデル 2	モデル 3	ケーソン指針 による計算値
鉛 直 バ ネ $K_v \quad (t/m)$	3.265×10^6	2.898×10^6	2.860×10^6	7.636×10^6
水 平 バ ネ $K_H \quad (t/m)$	2.259×10^6	2.095×10^6	2.061×10^6	6.437×10^6
回 転 バ ネ $K_R \quad (t \cdot m/rad)$	3.697×10^9	2.457×10^9	2.230×10^9	1.111×10^9
バ ネ 作 用 点 $h \quad (m)$	-0.32	0.27	0.80	4.89

6-4 解析結果

前節までに地盤-基礎-構造系の地震応答解析に用いる解析方法について概観し、それぞれの方法を適用するに当たっての検討事項等も論じてきた。ここであらためて方法論的考察を行い、決定した解析方法および解析結果を示す。

橋梁の地震応答解析は最終的、実務的に次のような方法で実施されるべきであると考えられる。即ち地盤との連成効果を換算ばねと減衰常数、また場合によっては付加質量とに置換した。ばねマス系等価線形モデルを対象とし、地震入力が応答スペクトルの形で与えられるときの最大応答をモード解析によって求める。その結果が工学的に許容される誤差の範囲にあることが保証されなければならないが、そのためには地盤と基礎との動的相互作用について明確な定義とモデル化が必要であらう。

ここで、地盤と基礎との動的相互作用は次の2点から定義できる。

a) 基礎周辺地盤のばね効果

地盤材料の非弾性、振動エネルギーの地下換散を考慮するとき地盤との相互作用をどのような等価線形ばねと減衰常数に換算すればよいか。

b) 地動の地盤表層での増幅効果

地盤の換算ばねを介してどのような地震波が基礎に伝達されるとみなすべきか。

すなわち相互作用がこれら2つの効果に限定できるとして、各種基礎形式で具体的にどのように効果を表現すればよいかについて主として検討を行なった。

6-4-1 入力地震

入力地震は、地表面と地中数点で同時記録が得られている多摩川下流地震の川崎の記録のE-W成分(1970. 9. 30, $M=4.5$, 震央距離=8 Km, 継続時間=10 sec, 最大加速度=6 gal)を用いた。

6-4-2 自然地盤の地震時挙動

現実の地盤では各地層は地表面に平行でなく、また地震時には表面波も形成されと考えられ、その挙動は簡単には表現できないであろう。自然地盤が地震時にどのような挙動を示すかは今後十分に解明されなければならない問題であるが、ここでは簡単のために6-3-2に示した1次元波動論で地盤挙動が表現できるとする。

1次元波動論では4式からもわかるように地中任意地点の水平動が確定すればその点より上層の水平動は一義的に決定される。水平動は地下からの入射波と地表からの反射波で構成される。入射波は地層の構成の影響をうけないとすると、地表または地中での地震記録から波動論によって基盤相当面での入射波を計算できる。また同時に地中任意地点の水平動も計算できる。よって具体的な地震記録(特に地表および地中数点で同時観測された地震記録)について多重反射モデルによる解析を試みることにより1次元波動理論の適応性を検討した。

このような地震記録の解析から、妥当と思われる設計基盤（明石海峡大橋および番ノ洲高架橋で想定する基盤）への入射波を設定し、多重反射モデルによって基盤水平動を計算し、この基盤水平動に対する上層部地動を多重反射モデルによって求めた。結果を図6-4に示す。

TP 0	
▽	
=	
TP-50	
明石層	$\rho = 2.1 \text{ t/m}^3$
TP-115	
神戸層	$G = 28,600 \text{ t/m}^2$ $\rho = 2.3 \text{ t/m}^3$
TP-250	
花崗岩	$G = 46,400 \text{ t/m}^2$ $\rho = 2.4 \text{ t/m}^3$ $G = 92,800 \text{ t/m}^2$

明石海峡大橋における地層モデル

なお対象地盤で設定されている地盤常数は基礎周辺の大ヒズミを考慮して設定されているくらいがあるので、自然地盤挙動の解析では仮に弾性定数を2倍して用いることとした。自然地盤の弾性定数設定も大きな検討課題ではあるが、ここではくわしい検討は今後の課題とした。

6-4-3 接地ケーソン基礎の解析

明石海峡大橋基礎の地盤とケーソンとをFEMモデルで解析した。

FEMモデルでは、ケーソンの回転変形抵抗をケーソン指針の2倍程度に評価する傾向があるので、モデル化に当ってはケーソン周辺（モデル3のハッチング部分程度）の弾性定数を $\frac{1}{2}$ にして用いた。またその他の部分では6.4.2に合わせて弾性定数を2倍して用いる（計4倍のひらきとなる）。

このようにして得られたFEMモデルに基盤から地震入力を与え基礎の応答を解析した。（図6-5）

一方、FEMモデルにおけるケーソンの変形抵抗を静的に計算し、その抵抗を同じくする2自由度モデルを作成し、これに6.4.2で求めた各地層の地動を入力して応答を求めFEMモデルの応答と比較し、この結果から2自由度モデルに与えるべき地震入力を検討した。結果を図6-6に示す。ここで、2自由度モデルでは減衰常数0.5%、10%を用いて計算し、応答を比較した。

また、2自由度モデルに主塔を加えたモデルについても応答計算を行い、基礎への影響をみた。図6-6より明らかなおりのケーソン基礎の場合、主塔にくらべて基礎の重量が圧倒的に大きいので主塔の有無は、ケーソン基礎の応答にほとんど影響しなかった。

6-4-4 多柱基礎の解析

根入れがほとんどない多柱基礎の場合、接地面積こそ接地ケーソンと若干異っているが、地震入力のあり方は接地ケーソンの場合とほとんど同じと考えられる。厳密には多柱基礎での地盤との動的相互作用を接地ケーソンのそれと比較して論ずべきであろうが、ここではケーソンの2自由度モデルへの入力と同一地震入力が多柱基礎にも作用すると考えた。すなわち、多柱基礎柱端に作用す

る地盤変形抵抗をケーソン指針に従ってばね定数に換算し、多柱基礎をばねマス系モデルに置換した。計算結果は多柱基礎単独のモデルとそれに主塔を含めたモデルとの地震応答解析を合わせて図 6-7 に示す。

6-4-5 杭基礎の解析

前節 6.3.3 (1) に示した Penzen 流のばねマス系に置換した。

対象とする杭基礎は群杭で構成されているが、杭間で水平動に差はないとしてモデル化した。すなわち、各杭の対応する格点間を両端ヒンジの剛な部材で連結し、地盤の換算ばねを介して対応する地層の地動を入力することとした。群杭ではフーチングに作用する回転力によって各杭に軸力が生じるが、軸力に対する変形抵抗のモデル化に若干の問題が残る。杭軸力に対して杭が伸縮すると同時に杭周面まさつ抵抗する。また杭先端にまで伝達された軸力によっては杭端地盤が抵抗する。杭載荷試験の結果からは杭頭鉛直変形抵抗は周面まさつを無視し、杭端固定としたときの均一軸力による単杭変形抵抗の $1/2$ 程度となるケースが多いようであるが、ここでは簡単のために杭端固定、周面まさつ無視の条件でモデル化することとした。

K 値と地盤の弾性係数とは弾性論によって関係づけられるが、その関係式はかなり複雑になる。また弾性係数の歪依存性などの非線形性を考慮するとき関係式の妥当性も検討を要する。弾性係数の歪依存性を含めて大きな検討課題である。一方設計 K 値は杭載荷試験による検証などをうけ、地盤の横変形抵抗として常用されているので、ここでは K 値を用いることとした。ただし杭径 3 m ϕ のような大口径杭にまで設計 K 値の考え方が適用できるかどうか若干疑問もあるが、これについては杭載荷試験が必要であろう。

杭の格点分割は、杭の第 1 不動点までにすくなくとも 1~2 点の中間格点がかかるよう、表層部を密にとり下層部は自然地盤の分割に合せた。

以上のようにして作成されたフーチング以下のモデルの地震応答を切式を用いて解析した。結果はフーチングに橋脚と上部工の換算質量とを加えたモデルについても同様の解析を行い、結果と合わせて図 6-8 に示されている。

次にフーチングの静的変形抵抗を同じくするよう群杭をばねに換算し、ばねに支持されたフーチングおよびフーチング橋脚のモデルをつくって、各地層地動に対する応答解析を行い、先の解析結果を比較した。(図 6-9)

6-4-6 深く根入れされたケーソン基礎の解析

地盤とケーソンとの連成モデルは杭基礎の場合に準じて作成される。すなわち、地盤の変形抵抗は K 値を用いてばねに換算し、自然地盤とつなげる。杭基礎の場合とちがってケーソン躯体は比較的剛であるので、格点分割は自然地盤のそれに合せた。結果を図 6-10 に示す。

現行の設計指針では地下構造物に作用する地震荷重を無視してよいとしている。一方 Penzen 流のモデルでは明らかに地下で地震荷重が発生する。

解析に当って、地下格点の質量を無視した場合と考慮した場合とを想定し、両者での基礎天端の応答を比較したが、その結果にはほとんど差がみられなかった。

6-5 結 論

解析の結果、接地ケーソン基礎、多柱基礎ともに、加速度応答では頂部に比較して底部において卓越しており、変位応答では逆に頂部において卓越するという結果が得られた。これは、構造物と地盤の動的相互作用を考慮した地盤の振動を変位の形で構造物に入力するため、加速度応答と変位応答の卓越する位置が異なったのではないと思われる。

基礎に上部工を加えたことの応答への影響は接地ケーソン基礎、多柱基礎いずれの場合にも若干みられた。

なお、今回の解析では、直下型地震を想定した入力地震を用いているが、今後は、長周期成分も持つ合理的な入力地震を設定し、解析することが必要である。

参 考 文 献

- 1) R.N. Arnold, G.N. Bycroft, G.B. Warburton; Forced Vibrations of a Body on an Infinite Elastic Solid, J. of Applied Mechanics, Sept, 1955
- 2) W.T. Thomson, T. Kobori; Dynamical Compliance of Rectangular Foundations on an Elastic Half-Space J. of Applied Mechanics, Dec. 1963
- 3) W.T. Thomson, T. Kobori; Dynamic Compliance of Rectangular Foundations on an Infinite Half-Space, Department of Engineering Report No62-9, Univ. of California, Los Angeles, Calif. March 1962
- 4) 田治見 宏; 深い基礎を有する剛構造物の地震応答について, 第2回地震工学シンポジウム論文集, 1966
- 5) Tajimi, H: Dynamic analysis of a structure embedded in an elastic stratum, 4th World Conference on Earthquake Engineering.
- 6) J. Penzen, C.F. Scheffey, R. A. Parmelee; Seismic Analysis of Bridges on long Piles, J. of the Engineering Mechanics, ASCE, June 1964
- 7) 山本 鎮男; 杭のある構造物のロッキング振動(その1)~(その5), 日本建築学会論文報告集 125, 129, 130, 131, 132, 1966~1967
- 8) 土と構造物の動的相互作用, 土質基礎工学ライブラリー9, 土質工学会

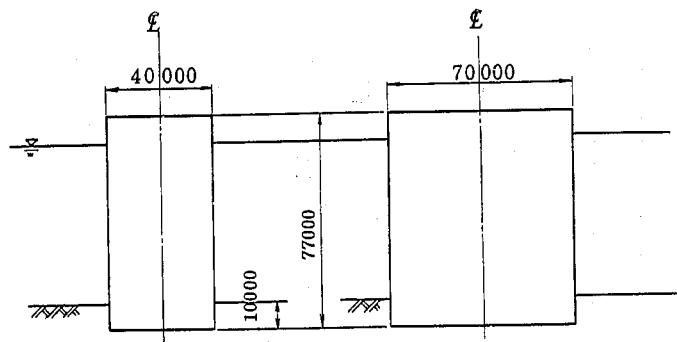


図 6-1-1 ケーソン基礎 (明石海峡大橋)

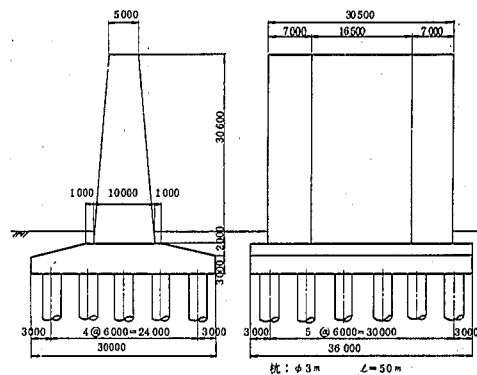


図 6-2-1 杭基礎 (番ノ洲高架橋)

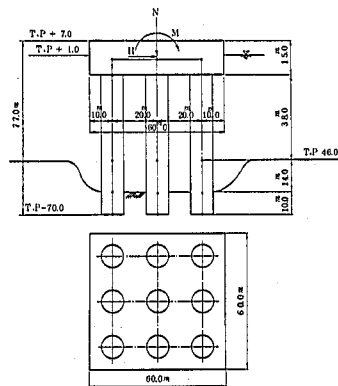


図 6-1-2 多柱基礎 (明石海峡大橋)

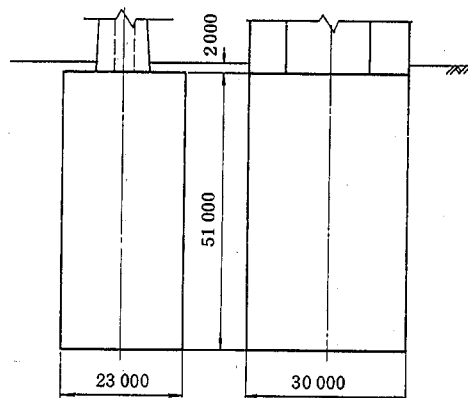


図 6-2-2 ケーソン基礎 (番ノ洲高架橋)

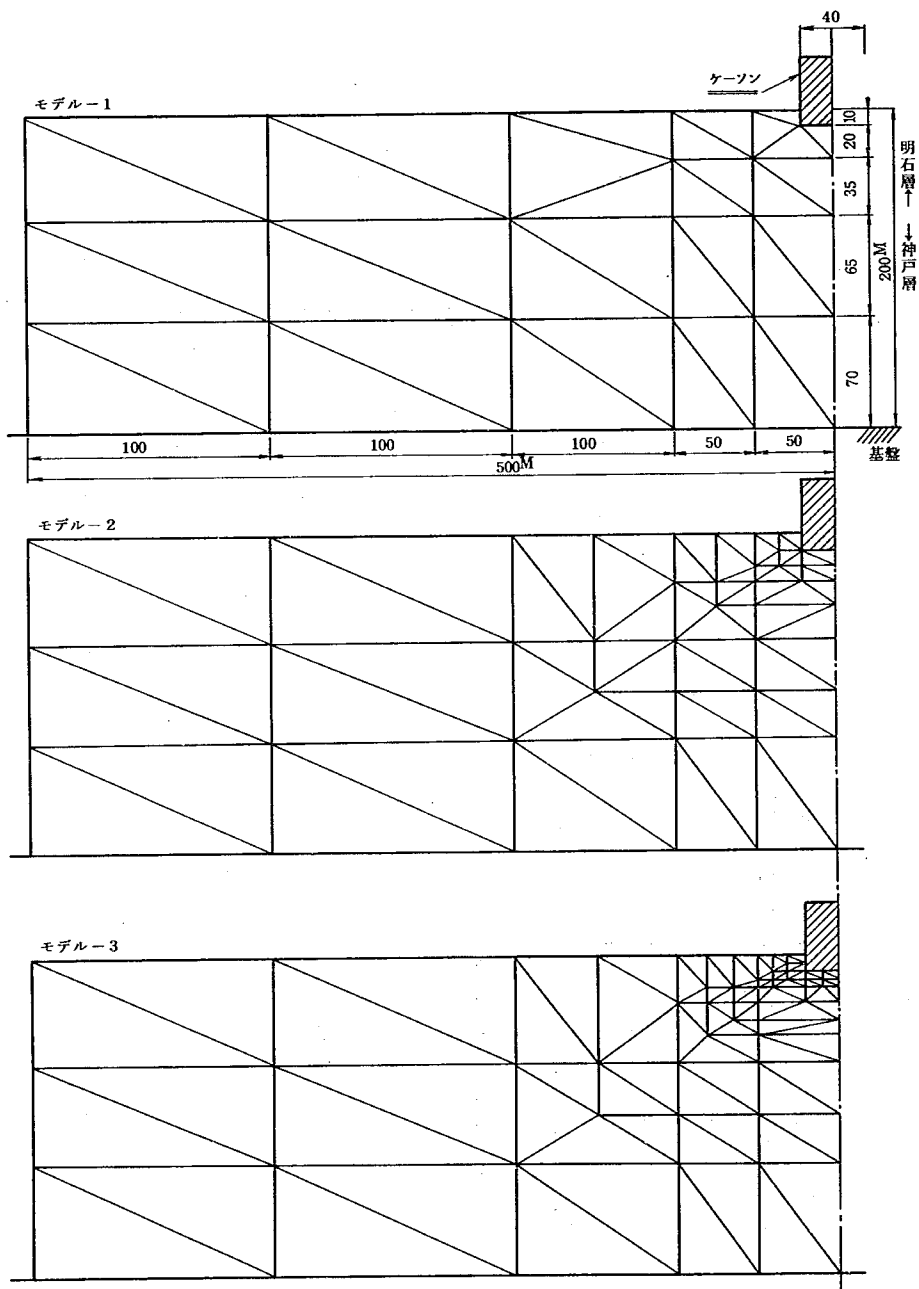


図 6 - 3 - 1 FEMモデル (明石地盤)

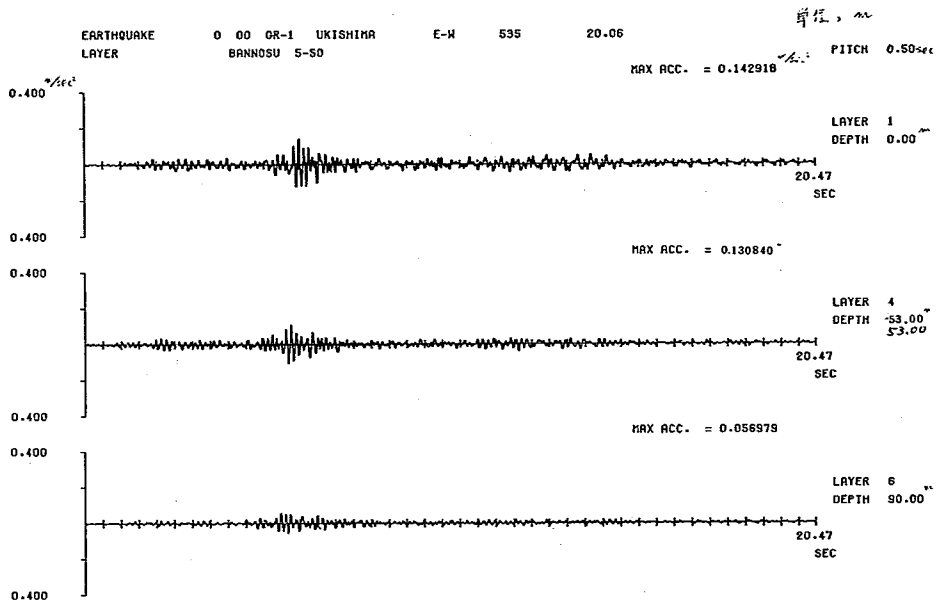


図 6-4-1 基盤波-Sの入力に対する応答波形(浮島)

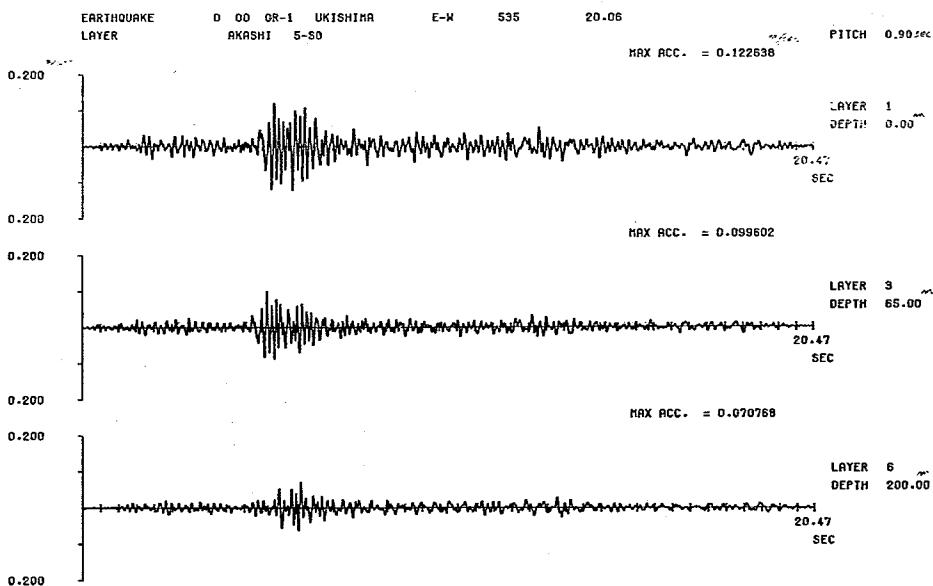


図 6-4-2 基盤波-Sの入力に対する応答波形(明石地盤)

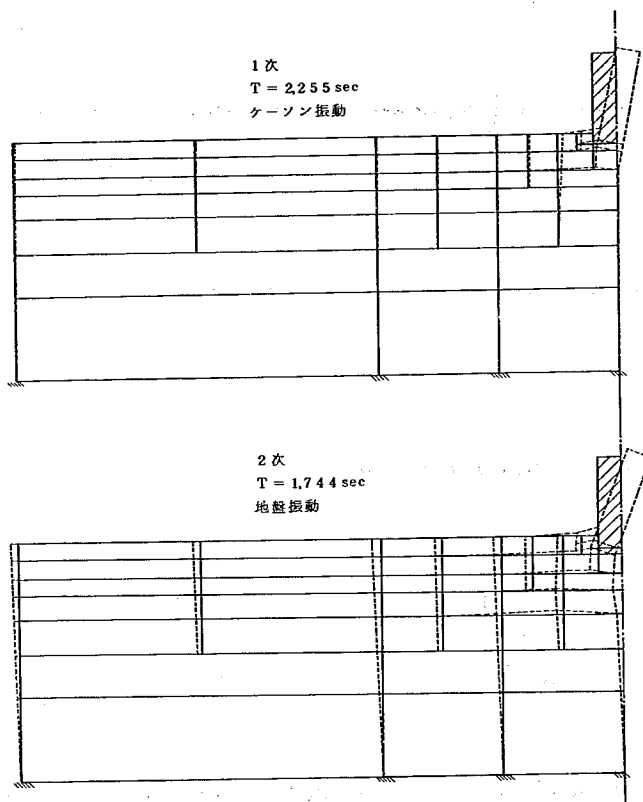


図 6-5-1 振動モード図 (接地ケーソン基礎)

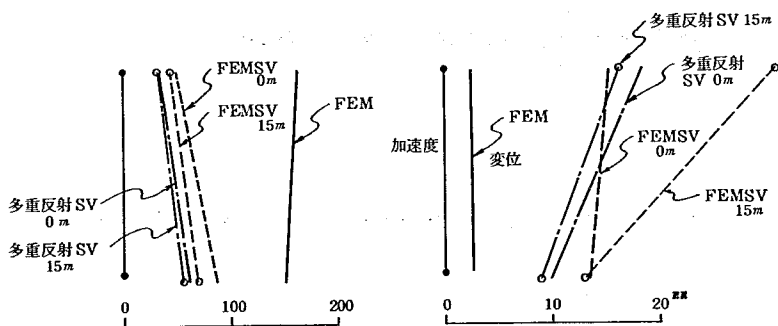


図 6-6-1 FEM解析と応答スペクトル入力解析の比較

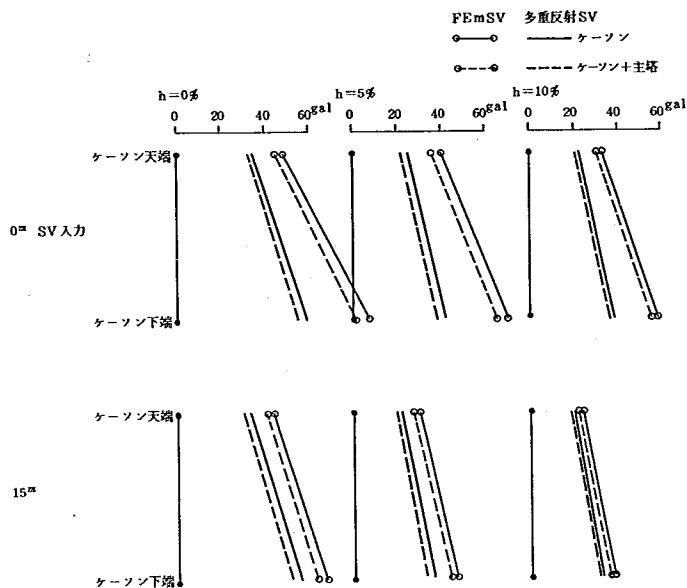


図 6 - 6 - 2 加速度応答 (接地ケーソン基礎)

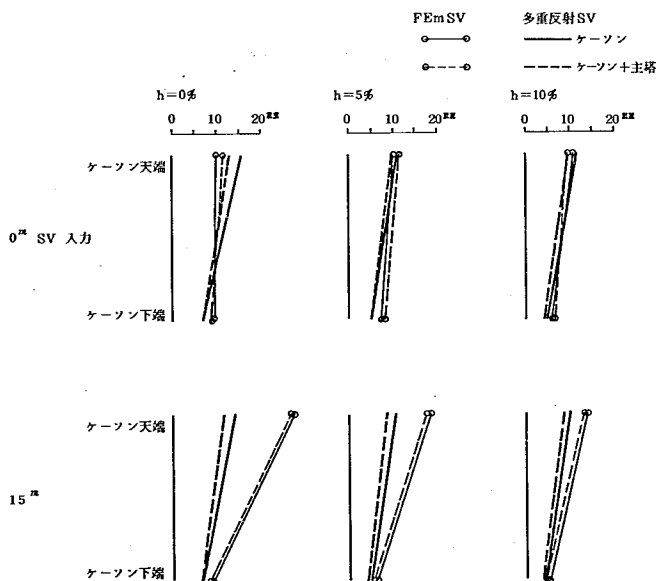


図 6 - 6 - 3 変位応答 (接地ケーソン基礎)

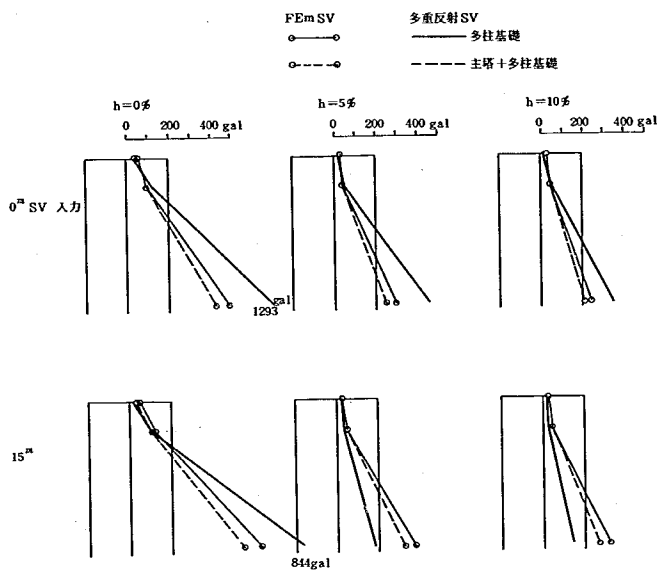


图 6 - 7 - 1 加速度応答 (多柱基礎)

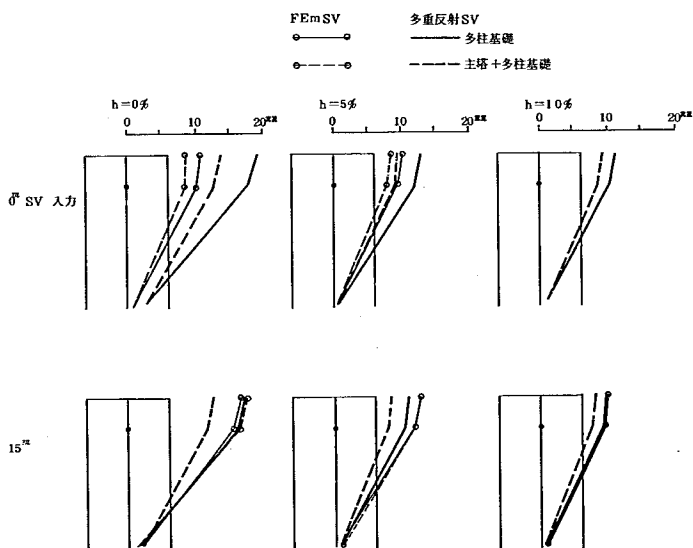


图 6 - 7 - 2 変位応答 (多柱基礎)

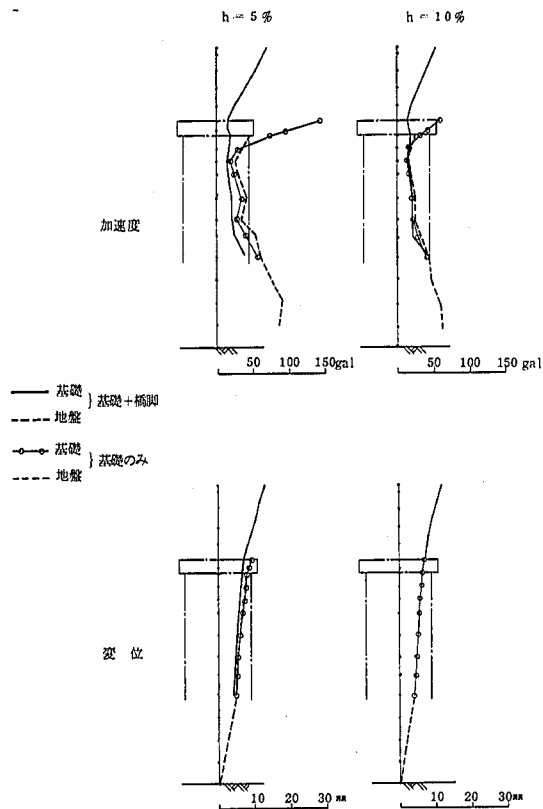


図 6-8 杭基礎-地盤モデル応答

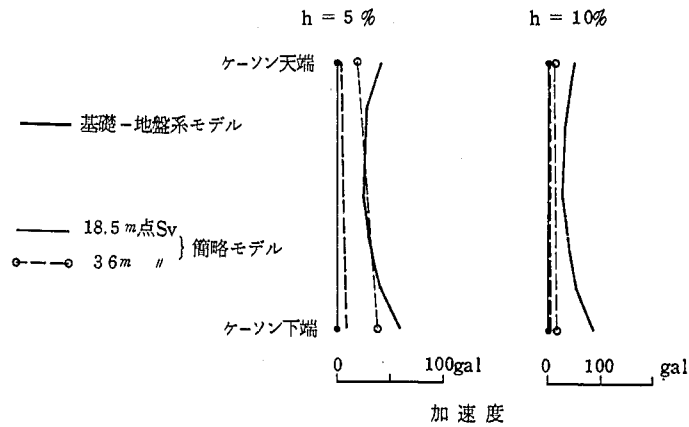


図 6-9 ケーソン基礎地盤系モデルと簡略モデルの比較

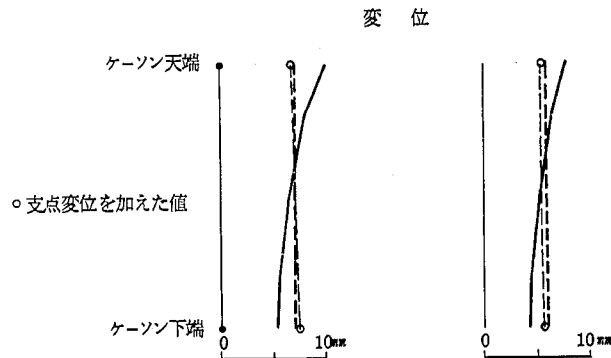


図 6-10 ケーソン基礎-地盤系モデルと簡略モデルの比較

第7章 基礎工に関する調査試験

基礎研究室

矢 作 枢

大志万 和 也

島 崎 一 男

杉 崎 光 義

7-1 概 要

本調査は、本州四国連絡橋、明石一鳴門ルートでの基礎の支持地盤に予定されている明石層および神戸層のクリープ特性についてなされたものである。なお、試験は土木研究所で所有している大型三軸圧縮試験機、高圧三軸クリープ試験機を用いてなされた。また、この試験調査は、本州四国連絡橋公団で実施された原位置クリープ試験結果と比較することにより、設計に用いる地盤構成モデルを作成するための一手段となることを目的としたものである。

試験実施に当っては、明石層試料に対してB海域を、神戸層試料に対してはAおよびC海域を想定して、拘束圧、載荷重など試験条件を決定した。

7-2 試験に使用した試料

7-2-1 明石層試料

大型三軸クリープ試験に用いた明石層試料は、神戸市垂水区海岸通りに面した地点に沈設したケーソン内より採取された砂礫層不攪乱試料(採取位置については図7-2-1参照)で、当研究所試験機にセットできる大きさ(直径:30cm, 高さ:60cm)にはほぼ成形済みであり、鋼製円筒管内に保護されトラック輸送されてきた。

また、この試料は本四公団が大型三軸圧縮試験を行なったものと同じであり、その内第三層Cシリーズ(明石層原位置載荷試験その1報告書参照)として用いたものに相当する。試料状態を観察すると、色調は暗緑灰色を呈しており、角礫、円礫より成り、礫にはかなり風化が進んだものも含まれている。

7-2-2 神戸層試料

高圧三軸クリープ試験に用いた神戸層試料は、神戸市垂水区下畑町住友生命宅造成地内(図7-2-1参照)よりブロックサンプルされたもので、砂岩と泥岩の2種類であった。試料状態を観察すると、泥岩については黄灰色の色調を呈しており、ブロックにはクラックが入っているものもありその周辺は黄褐色に酸化されている。砂岩は色調から淡褐灰色と暗青灰色の2種に分かれる。

7-3 試験に用いた試験機

7-3-1 大型三軸圧縮試験機

大型三軸クリープ試験に使用した大型三軸圧縮試験機は、本来、三軸圧縮試験用に開発されたものであるが、クリープ試験も機構上は可能である。しかし、これまでにクリープ試験を行なった実績はない。そこで本試験を行なう前に予備試験を行ない側圧、軸荷重の長期安定性を主にチェックし良好な結果を得たので、本試験を実施した。

試験機の主要諸元を表 7-3-1 に、配管系統を図 7-3-1 に示す。

7-3-2 高圧三軸クリープ試験機

神戸層の高圧三軸クリープ試験に使用した本試験機は、軟岩および洪積世粘性土、砂質土のような土と岩石との中間的性質を有する地盤のクリープ変形、クリープ強度を推定するために昭和 42 年度に製作されたものである。以来、試験機本体の仕様に変化はないが、測定合理化、省力化をはかるために昭和 48、49 年度と 2 連分の計測部改造が行なわれた。したがって全体からみれば機構上の変動があるので主要諸元を表 7-3-2 に示すと共に本文中でも改造点を中心に補足説明する。

改造内容は軸荷重および軸変位の計測部をデジタル計測としたもので、デジタルプリンターには指定した測定時間がくると出力を自動的に指示するプログラムが内蔵されている。なおデジタルタイマーは 20 日間継続する。測定に際してはモニター用にアナログ方式をも併用している。これら計測部の改造に伴ない一部検出器の新調、合理化も行なわれた。

7-4 試験内容

7-4-1 大型三軸クリープ試験

明石層砂礫のクリープ特性を調べる目的の大型三軸クリープ試験は既存の調査を基に、圧密排水試験を実施した。今回の試料は不攪乱試料であり、試験機の仕様上もそのままつかえたので、直ちに試験機にセットすることができた。

この際、供試体にはすでにゴムスリーブ（厚さ 1mm）が巻かれていたが、高側圧の負荷により尖った礫粒子がゴムスリーブを破損させる恐れがあるため、もう 1 枚ゴムスリーブ（厚さ 2mm）を覆せ 2 重にして用いた。

飽和は、真空ポンプで負圧をかけ試料下部より送水して 24 時間放置し、側圧の作用による間隙水圧の発生をもって飽和の確認を行なった。

圧密は、所定の側圧を 24 時間作用させて行なった。

側圧は、8、10、12 Kg/cm² の 3 種類とした。この試験では試料の数が限られていたので、クリープ試験に先立ってその試料のせん断特性および強度を知り、加えて軸荷重載荷の目安を得る上での三軸圧縮試験は行なわなかった。したがって、大型三軸クリープ試験を実施するに当っては、

本四公団・大型三軸圧縮試験結果を参考に段階軸荷重の載荷を行なった。なおこの際、明石海峡大橋下部工の概要、(図7-4-1に示す)より、B海域における橋脚基礎完成時の常時地盤反力を軸荷重段階に含めることとした。また、側圧の決定に際しては同じくB海域の状況想定図より上載圧を考慮して、その近傍で3種類とする。

軸力の載荷は数段階を目標に供試体が破壊するまで行ない、一段階での載荷は供試体の圧縮量の増分が30分間で $1/100\text{mm}$ 以下になるまで継続とした。

7-4-2 高圧三軸クリープ試験

神戸層試料について、せん断特性を調べる為に高圧三軸試験を、クリープ特性を調べる目的で高圧三軸クリープ試験を行なった。

供試体はブロックよりコアカッターにて切出し、作成した。供試体には、高圧をかけるためかなり厚いゴムスリーブ(厚さ 1mm)を覆せ、試験機にセットした。

先ず、高圧三軸試験(排水試験、ひずみ速度、約 $0.3\%/min$)を5種の側圧(8.5, 10.0, 12.0, 14.5, 17.0 kg/cm^2)で実施した。この結果をもとに高圧三軸クリープ試験(排水試験)を3種の側圧(10.0, 12.0, 14.0 kg/cm^2)で各々2供試体ずつ実施した。

側圧の決め方については神戸層を支持地盤にすると想定されるA, C海域を考慮した。

軸力の載荷は数段階で供試体を破壊させることを目標とし、その段階軸荷重にはA, C海域の橋台、橋脚躯体完成時の地盤反力を含めることとした。一段階での載荷は供試体の圧縮量の増分が30分間で $1/100\text{mm}$ 以下になるまで継続とした。

7-4-3 弾性波速度試験、その他物理試験

神戸層試料について弾性波速度試験(P波、S波速度の測定)を行なった。泥岩の試料については高圧三軸および高圧クリープ試験に先立って、その供試体全てについて行ない、また、砂岩については厚さの薄い試験体を作成し(S波測定の都合上)P波、S波の測定を行なった。

その他物理試験としては、全ての供試体について含水量試験、単位体積重量試験、試料の一部を使って土粒子の比重試験、また粒度分析試験を行なった。

7-5 試験結果とまとめ

7-5-1 試料の一般的性質

明石層試料の物理試験結果を表7-5-1に、粒度分析結果を図7-5-1に示す。

また今回、明石層の室内試験を行なうに当たってその参考とした本四公団・大型三軸圧縮試験結果の一部を表7-5.2に示す。

試料の最大粒径は 5cm であり、礫種としてはチャート、花崗岩、輝緑凝灰岩となる。また、礫にはかなり風化の進んだもの(特に花崗岩)もある。

神戸層試料の物理試験結果を表7-5.3に、弾性波速度試験結果を表7-5.4に示す。

泥岩は凝灰質細砂薄層(厚さ数 mm)と泥質薄層(厚さ数 mm ~数 cm)からのラミナ状を呈しており、

白雲母を多く介在している。

7-5-2 大型三軸クリープ試験結果

大型三軸クリープ試験結果について、側圧と破壊時の主応力差の関係を表7-5-5に示し、図7-5-2～図7-5-3には各試験の各ステップについて経過時間と圧縮ひずみの関係を示した。写真7-5-1に大型三軸クリープ試験後の供試体状況を示した。

7-5-3 高圧三軸試験結果

表7-5-6に高圧三軸試験結果における側圧と破壊時の主応力差の関係を、図7-5-4に主応力差と軸ひずみの関係をグラフ化した。また、この結果をモールの応力円表示にしたのが図7-5-5であり、包絡線から平均的な粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を読みとると、 $c \approx 4.5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 21.2^\circ$ となる。高圧三軸試験後の供試体状況を写真7-5-2に示す。

7-5-4 高圧三軸クリープ試験結果

表7-5-7に高圧三軸クリープ試験結果を示し、図7-5-6～図7-5-11には各試験の各ステップについて経過時間と圧縮ひずみの関係を示した。写真7-5-3には高圧三軸クリープ試験後の供試体状況を示した。

7-5-5 ま と め

1) クリープ変形に関する理論

物質の力学的性質を応力-ひずみ-時間の関係として取り扱う分野はレオロジーと呼ばれ、クリープ理論はその一分野である。このレオロジーの研究方法には、微視的な取扱いをする方法と巨視的な取扱いをする方法があり、前者は物質の流動機構を原子論的に説明しようとするものであり、後者は弾性バネと粘性機構を表わすダッシュポットとを組み合わせ、力学モデルを想定し、現象論的に取り扱おうとするものである。ここでは、実務的な面から後者の取り扱いとし、その中で最も一般的な村山・柴田の考え方によった。これは最終的な結果が

$$\epsilon = a + b \log t \dots\dots\dots (1)$$

∴ ϵ ; 圧縮ひずみ (%)

t ; 時間 (min)

a, b ; 任意の応力状態で、その地盤に固有の定数

として表わされる。この考え方はまず空孔理論による Eyring の粘性を基本として、物質に固有な内部抵抗の概念を導入して粘性理論を導き、それを用いた Voigt 要素に内部抵抗に相当するスライダーを考慮に入れて、クリープ機構を説明するものである。この理論によると

- (1) ある値以下の応力に対しては、ひずみと時間の対数が直線関係になる。
- (2) その直線の勾配は応力の増加とともに大きくなる。
- (3) ある応力以上では、上方に凹の曲線となり、破壊に至る。
- (4) 応力を一定とした場合に、ひずみ速度と時間は両対数紙上で直線となる。

(5) 時間を一定とした場合に、ひずみ速度と応力は比例する。

というクリープ特性を導き出している。

したがって、クリープ変形量は(1)と(5)の特性を利用して算定すればよい。すなわち、試験から求まるひずみと時間の関係から(1)式の定数 a , b を求め、ひずみ速度をあらわしている b を応力で除すると、その応力には無関係な定数になり、任意の応力に対する関係式が求められる。 a は供試体の初期ひずみを与える定数であり、変形係数の逆数に相当するものである。

以上のことを今回の試験に適用して、図 7-5-2~図 7-5-3 および図 7-5-6~図 7-5-11 より、ひずみに対する実験式を算定すると、明石層試料では、 $\epsilon = 6.14 \times 10^{-2} D + 2.46 \times 10^{-2} D \log t$ となり、神戸層試料では、 $\epsilon = 2.83 \times 10^{-2} D + 7.96 \times 10^{-3} D \log t$ となった。

表 7-3-1 大型三軸圧縮試験機の主要諸元

供 試 体 寸 法	30 cm ϕ $\times$ 60 cm
軸 圧	0 ~ 50 kg/cm ²
側 圧	0 ~ 20 kg/cm ²
軸 歪 速 度 制 御	0.5 mm/min ~ 6 mm/min
軸 力 計	100 ton, 20 ton
側 圧 計	max 20 kg/cm ²
間 隙 水 圧 計	-1 ~ 20 kg/cm ² 2台
軸 歪 計	max 150 mm
側 歪 計	max 40 mm 9台
体 積 変 化 計	max 10,000 cc 2台

表 7-3-2 高圧三軸クリープ試験機の主要諸元

型 式	3連式
供 試 体 寸 法	50 mm ϕ , 100 mm
軸 荷 重	0 ~ 20 ton
側 圧	0 ~ 50 kg/cm ²
軸 力 計	10, 5, 1 ton (レンジ切替)
軸 歪 計	$\pm$ 5 mm
定 ひ ず み 機 構	別資料参照

表7-5-1 明石層供試体一覧

	供 試 体 №	1	2
初 期 状 態	側 圧 (kg/cm^2)	8.0	8.0
	供 試 体 高 さ (cm)	60.0	60.5
	" 直 径 (cm)	30.0	30.3
	" 断面積 (cm^2)	707	721
	" 体 積 (cm^3)	42277	43516
	" 重 量 (g)	87048	87200
	含 水 比 (%)	9.5	8.0
	単位体積重量 (g/cm^3)	2.06	2.00
吸 水 後	含 水 比 (%)	15.5	15.6
	単位体積重量 (g/cm^3)	2.17	2.14
	乾 燥 単 位 体 積 重 量	1.88	1.86
	飽 和 度 (%)	104	96.4

表7-5-2 明石層大型三軸試験結果 (本四公団)

供 試 体	側 壓 (kg/cm^2)	吸 水 後 の 状 態			破 壊 歪 10 % 時			
		乾 燥 密 度 (g/cm^3)	間 隙 比	飽 和 度 (%)	軸 差 応 力 (kg/cm^2)	間 隙 水 圧 (kg/cm^2)	有 効 応 力	
							(kg/cm^2)	
							σ_3'	σ_1'
C-1	5.0	2.18	0.30	104	10.46	2.13	2.9	13.4
C-2	10.0	2.04	0.34	99.9	18.20	3.12	6.9	25.1
C-3	30.0	1.95	0.27	99.7	40.48	17.75	12.2	52.7
C-4	20.0	2.07	0.22	121.6	33.82	9.00	11.0	44.8

表 7-5-3 神戸層供試体一覧

供試体 No.		含水比 (%)	単位体積重量 γ_t (g/cm^3)
高 圧 三 軸	1	25.9	1.98
	2	25.3	2.04
	3	27.2	2.00
	4	26.9	2.06
	5	24.6	2.07
高 圧 ク リ ー プ	1	25.1	2.06
	2	24.9	2.05
	3	24.9	2.06
	4	24.5	2.08
	5	22.6	1.99
	6	22.6	2.00
平 均			2.04

表 7-5-4 弾性波速度測定結果

P波速度 (km/sec)	S波速度 (km/sec)	単位体積重量 γ_t (g/cm^3)	ポアソン比 ν	ヤング係数 E (kg/cm^2)	せん断弾性係数 G (kg/cm^2)
平均値 $\bar{P}_v$	平均値 $\bar{S}_v$				
1.82~2.07	0.48~0.57	0.4	0.470	1.55×10^4	5.3×10^3
1.99	0.51				

表 7-5-5 大型三軸クリープ試験結果

供試体 No.	側 圧 (kg/cm^2)	破壊時の主応力差 (kg/cm^2)
1	8.0	25.58
2	8.0	25.23

表 7-5-6 高圧三軸試験結果

試 料	供試体番号	側 圧(kg/cm ²)	破壊時の主応力差 (kg/cm ²)
泥 岩	№ 1	8.5	22.02
	№ 2	10.0	28.48
	№ 3	12.0	29.39
	№ 4	14.5	29.18
	№ 5	17.0	27.49

表 7-5-7 高圧三軸クリープ試験結果

試 料	供試体番号	側 圧(kg/cm ²)	破壊時の主応力差 (kg/cm ²)
泥 岩	№ 1	14.0	30.08
	№ 2	14.0	39.79
	№ 3	10.0	32.27
	№ 4	10.0	40.58
	№ 5	12.0	34.98
	№ 6	12.0	33.61

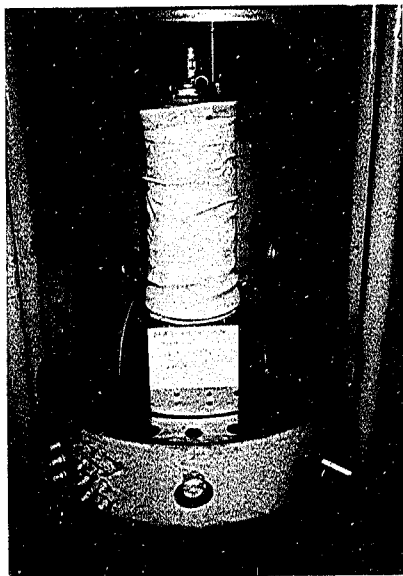


写真 7-5-1 大型三軸クリープ試験後



写真 7-5-2 泥岩，高圧三軸試験後

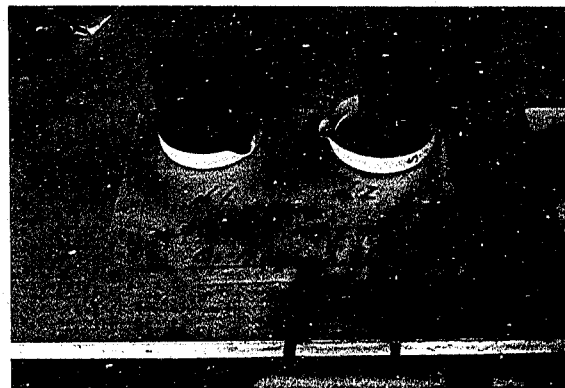
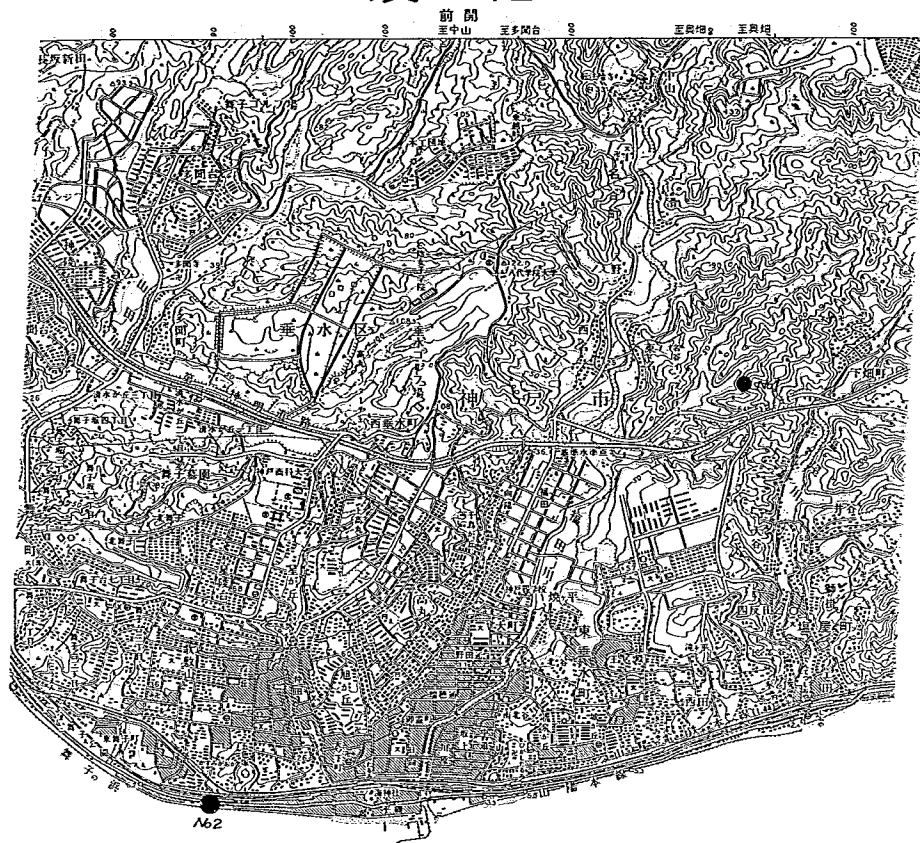


写真 7-5-3 泥岩，高圧三軸クリープ試験後

須 磨



深度		平水標高	
No.1 神戸市	TP+70.6 ~ +71.3m	(地表面下30cm ~ 100cmの区画)	神戸市多区下町住居生命宅地
No.2 明石市	TP-16.00 ~ -17.00m	造地地内	神戸市多区海岸通り

図7-2-1 明石層，神戸層試料サンプリング地点

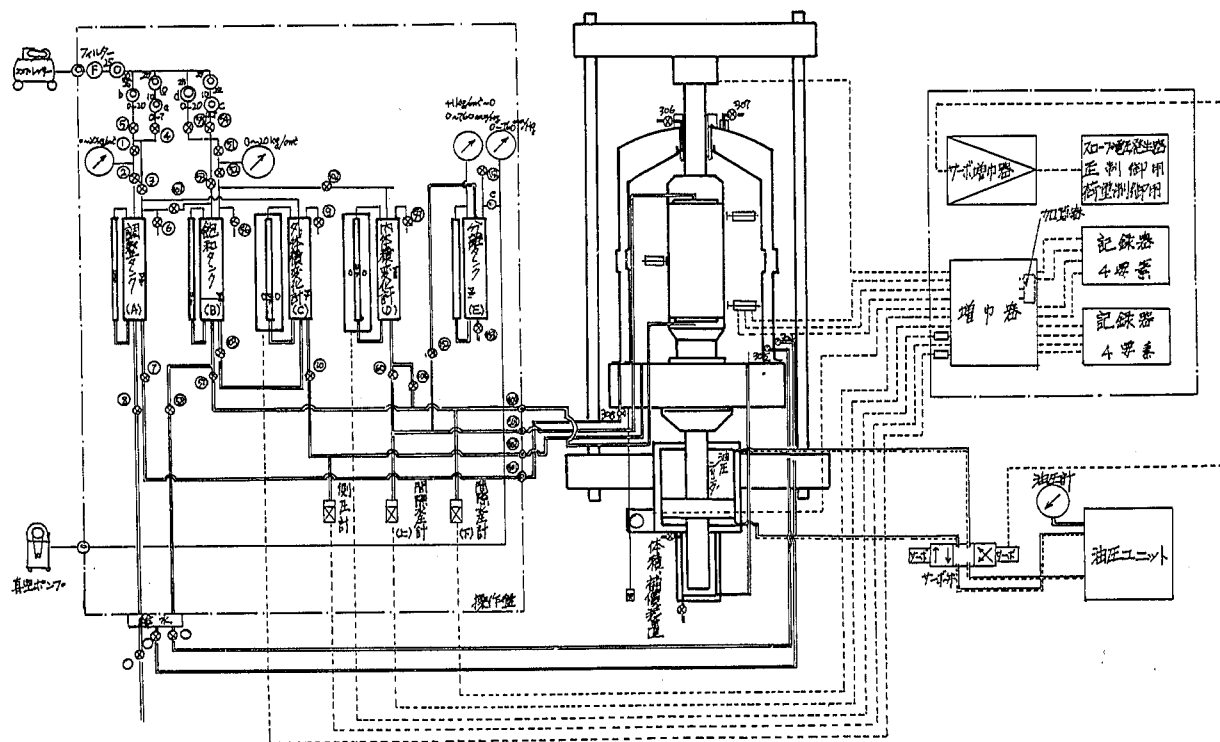


図 7 - 3 - 1 大型三軸圧縮試験機配線配管系統図

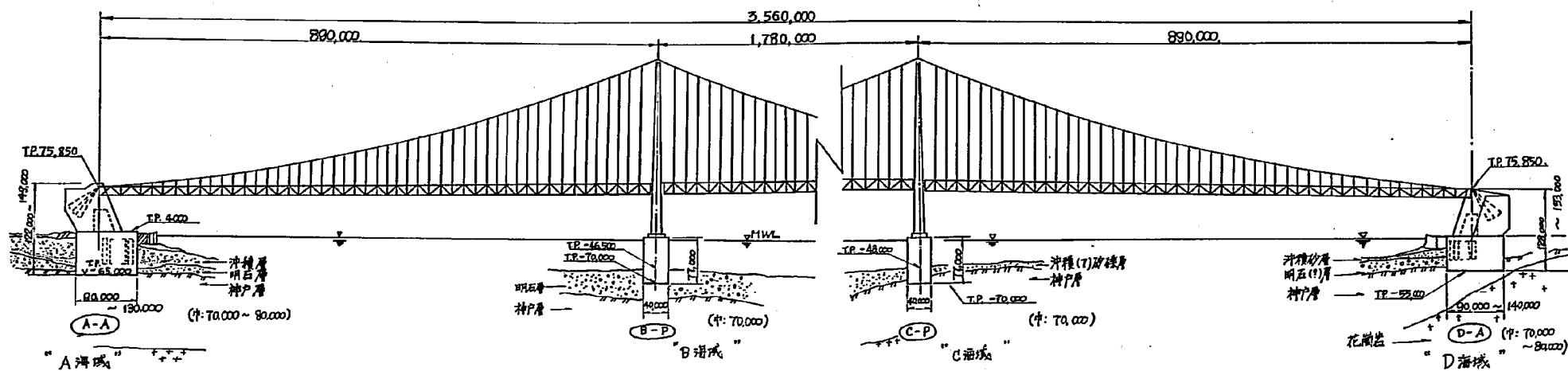


図 7-4-1 明石海峡大橋下部工の概要

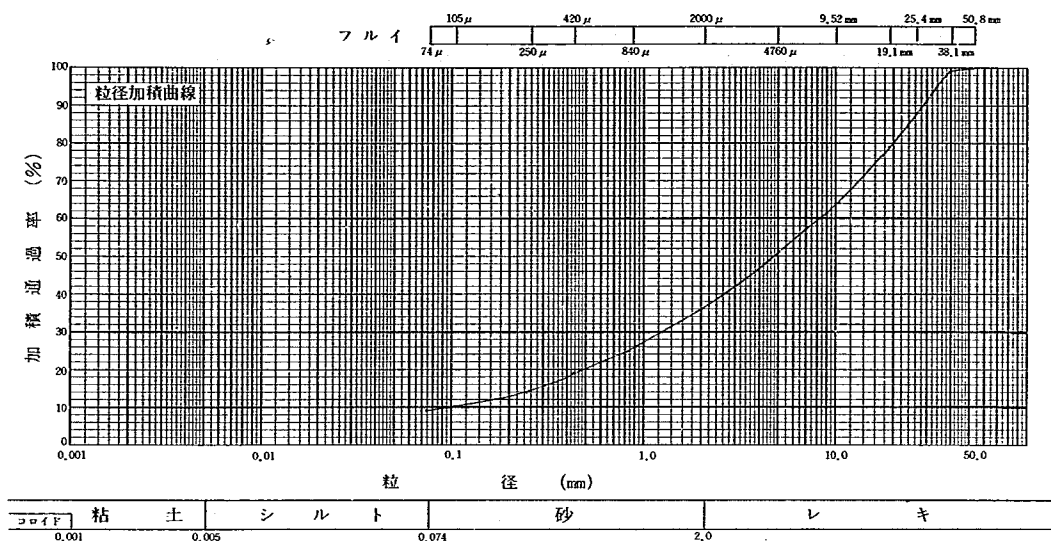


図 7-5-1 明石層粒度分析結果

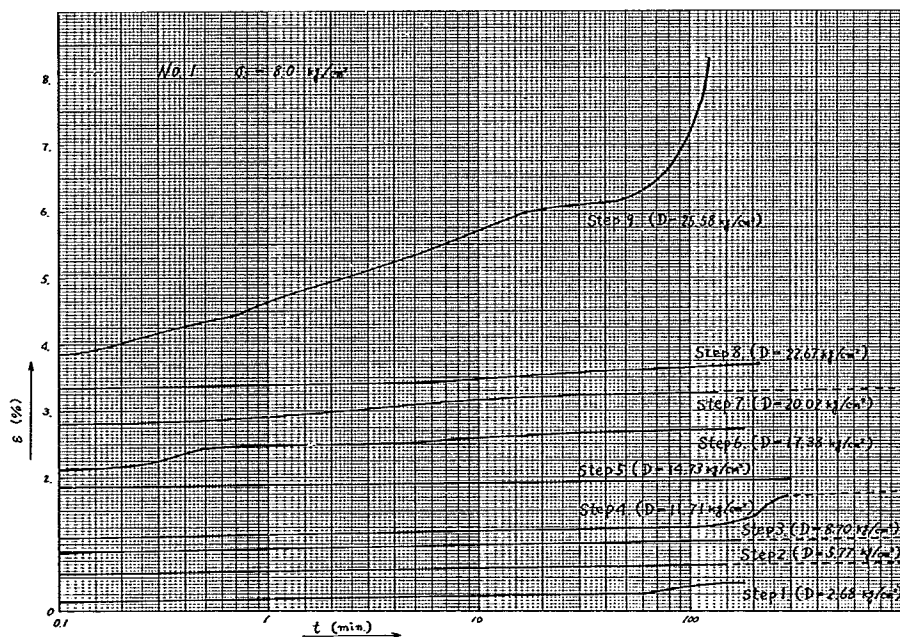


図 7-5-2 $\varepsilon - \log$ グラフ

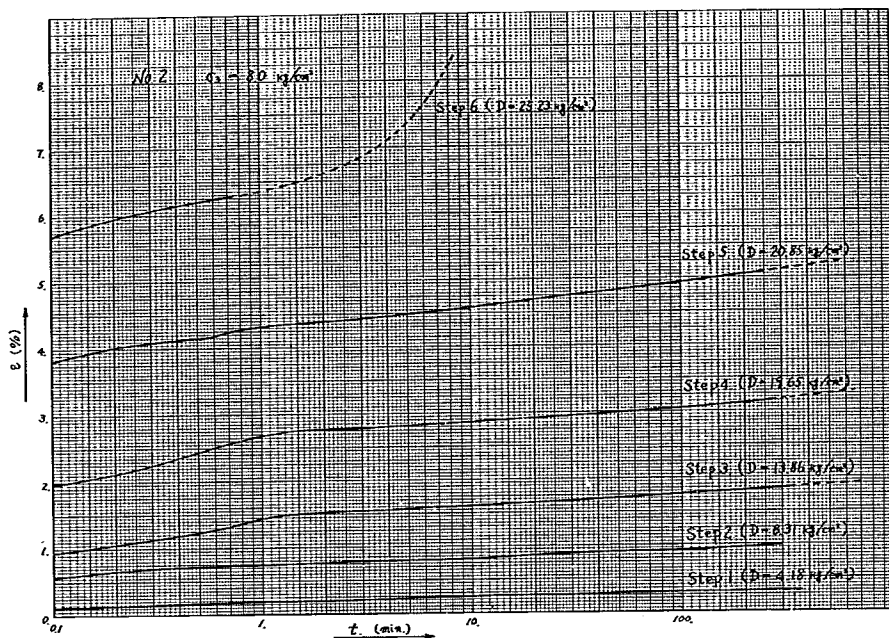


図 7-5-3 $\epsilon - \log$ グラフ

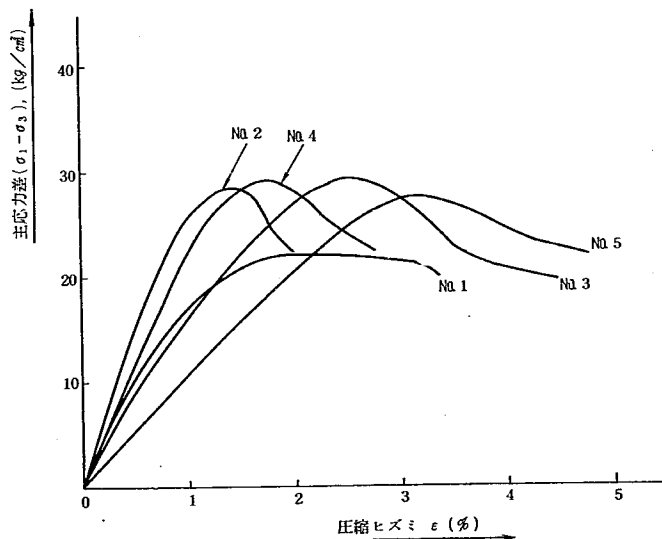


図 7-5-4 主応力差と圧縮ヒズミの関係

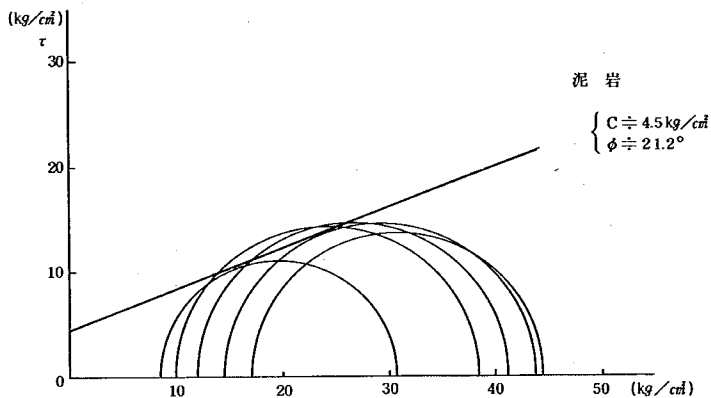


図7-5-5 高圧三軸 σ 試験結果のモールの応力円表示

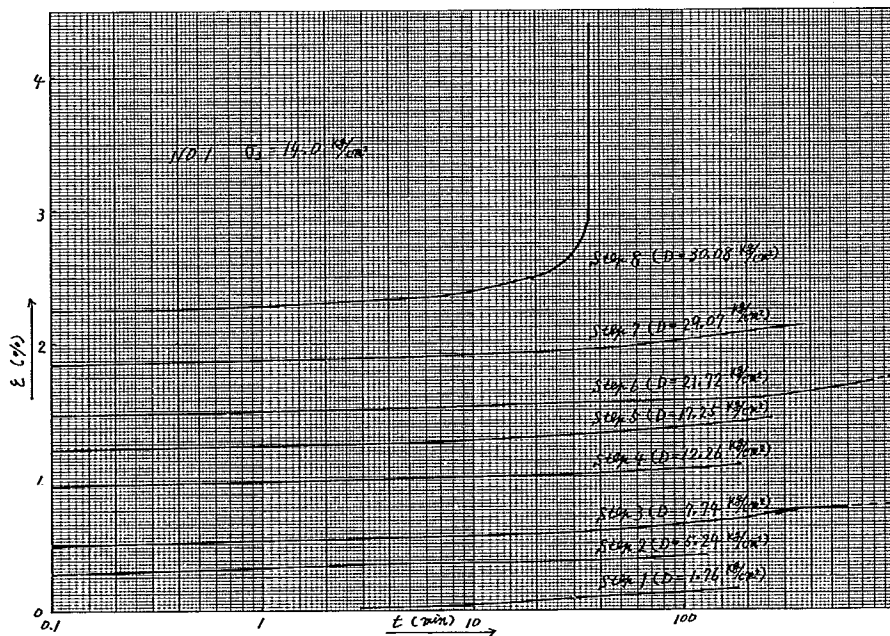


図7-5-6 $\epsilon - \log t$ グラフ

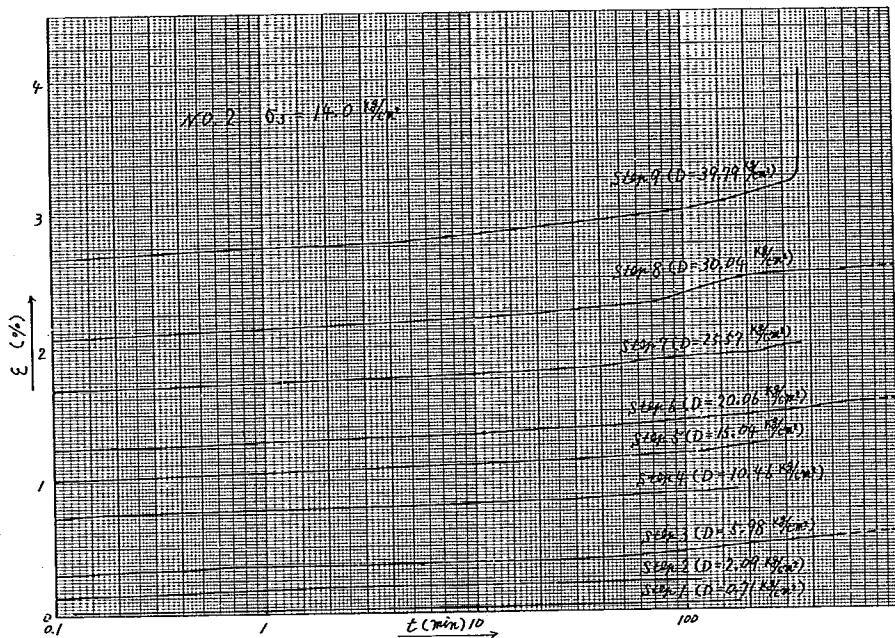


図7-5-7 $\varepsilon - \log t$ グラフ

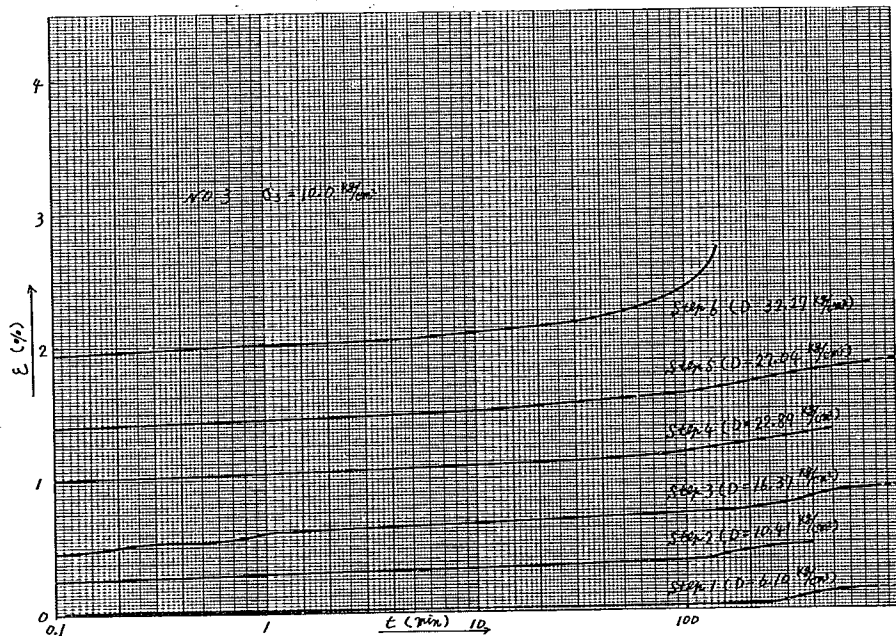


図7-5-8 $\varepsilon - \log t$ グラフ

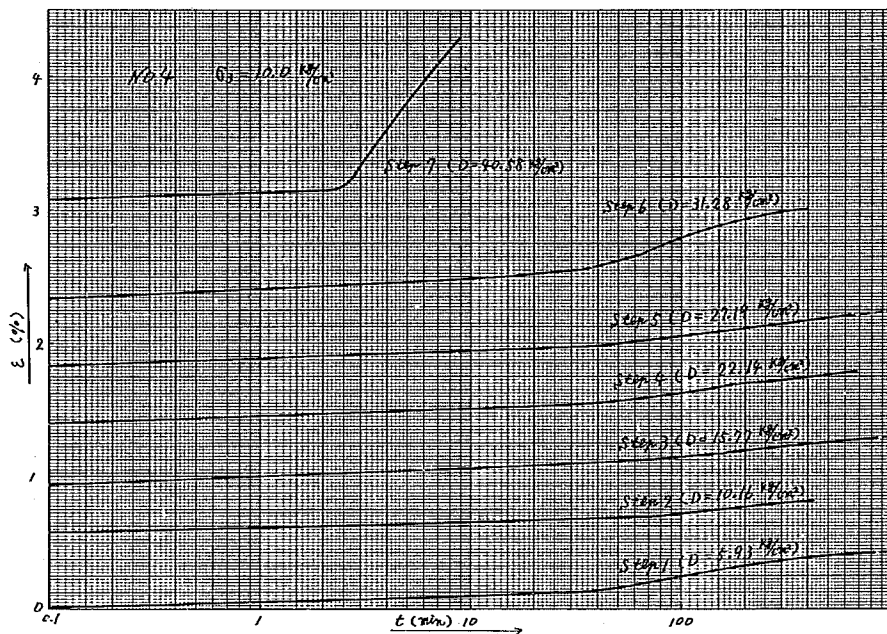


図7-5-9 $\epsilon - \log t$ グラフ

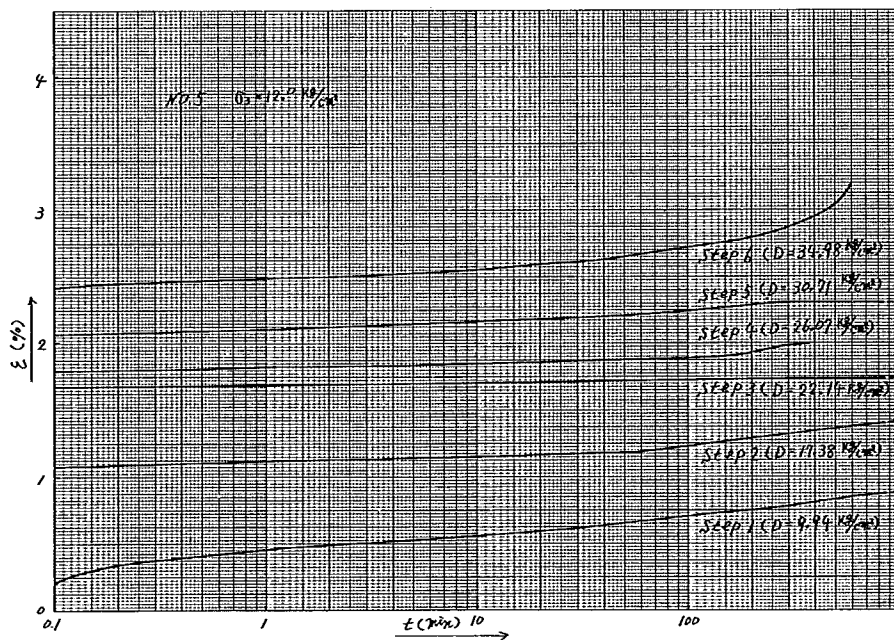


図7-5-10 $\epsilon - \log t$ グラフ

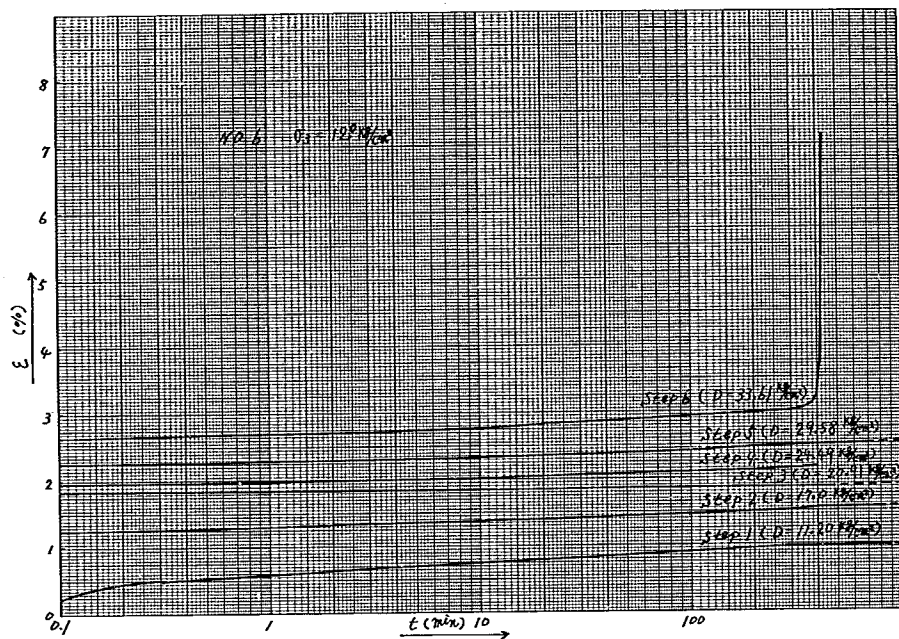


図7-5-11 $\epsilon - \log t$ グラフ

第8章 土質に関する調査試験

土質研究室

矢 部 正 宏
元 田 良 孝
真 下 陽 一

8-1 ま え が き

49年度は明石層を構成するレキ混じり土について動的三軸試験を行ない、耐震設計に必要な等価弾性係数、履歴減衰定数について報告をした。本年度も引き続き三軸試験を実施し、諸係数を求めた。今回は装置の精度を向上させて数値の信頼性を高め、レキ混じり土の動的特性にHardinらの砂についての考えを応用した。また液状化、動的強度についても考察を行なった。

8-2 実 験 方 法

8-2-1 供 試 体

a) 試 料

試験は垂水ケーソン(神戸市垂水区海岸通り)より採取された土で、採取深度16~17mである。昨年度用いた試料も同じサイトのものであるが、採取深度が異なる(約10m)為、今回の土の方が細粒分がやや多く、力学的特性も異なることが予想される。従って昨年度の結果と比較するには十分注意を要する。表8-2-1に試料の物理的性質を示す。なお粒径5.0mm以上のレキは取り除いてある。また表8-2-2に供試体と自然状態の試料の諸元を示す。

b) 供試体寸法

直径35.8mm、高さ80.0mmの円柱状供試体である。直径の数値が半端であるのは断面積を1,000 cm^2 にする為である。

c) 締 固 め

ゴムスリーブの中に気乾状態にした試料を入れ、1層10cm8層締固めとし、各層毎に密度が約1.9 g/cm^3 となるように締固めた。

d) 飽和および圧密

供試体は上部から空気を脱気しつつ下部から水を供給して飽和をさせた。飽和はBチェックを行ない確認をした。飽和後試験時の拘束圧 σ_e' に等しい圧力をかけ、等方圧密を行なった。

供試体の作成に関し、昨年度と異なるのは以下の点である。

- 1) 供試体の端面摩擦を取り除く目的で両端面にグリースを塗ったゴムシートを敷く。
- 2) 供試体内部の間隙水圧を測定する為に間隙水圧計を中央部に入れる。

8-2-2 試験装置

実験に使用した計測器の諸元を表8-2-3に示す。今年度改良したのは次の点である。

- 1) ポアソン比測定精度を向上させる為に供試体側部(端から $\frac{1}{3}$ と $\frac{2}{3}$ の2カ所)に側方変位を測定する変位計を取り付ける。
- 2) 軸歪測定精度を向上させる為に同上位置に変位計を取り付け、供試体端部(载荷側)の変位計を精度のよいものと取り替える。

8-2-3 試験条件

試験はすべて圧密非排水(CU)であり、全試験ともバックプレッシャーを 1 kg/cm^2 加えてある。

1) 周波数, 波形

周波数は 1 Hz としsine波を用いる。周波数が低い為に慣性力は無視できると考えられる。

2) 载荷条件

応力制御で载荷をし、条件を表8-2-4に示す。表中の記号A, B, Cは次のような軸差応力の载荷方法を示す。

A; 微小ひずみでの挙動を観測するため、塑性変形を起こさない程度の大きさの一定振幅の振動荷重を30回加える。

B; 一定振幅の振動荷重を破壊にいたるまで繰り返して加える。この間応力比は $\sigma_1/\sigma_3 = (\sigma_c' \pm \Delta\sigma_c)/\sigma_c'$ であるが、時間的 averages が1となるので、以下等方応力状態と呼ぶことにする。繰り返し数が200回になっても破壊が認められないときは、その時点で実験を終了する。

C; Bの方法に従って载荷しても200回以内で破壊しない場合、振幅は同一のまま時間的 average 応力比 $\bar{\sigma}_a'/\sigma_r'$ (σ_a' : 軸方向時間的 average 有効応力, σ_r' : 有効拘束圧)を段階的に大きくしてゆき、各段階で30回ずつ载荷し、破壊するまで応力比を増してゆく方法。この間 $(\sigma_a' + \sigma_r')/2 = \sigma_c'$ となるよう側圧、軸圧を設定する。 $\bar{\sigma}_a'/\sigma_r' > 1$ となるので、この状態を以下異方応力状態と呼ぶことにする。

8-3 実験結果

8-3-1 等価弾性係数 E_{eq}

土質材料では一般に応力とひずみでリサーチを描かせると図8-3-1のようになるが、ここではA点とB点を結ぶ直線の傾きを等価弾性係数 E_{eq} として定義した。厳密には圧縮と伸張で弾性係数は異なるが、ここで定義した E_{eq} は2つの平均にあたるものである。またひずみは図のように、圧縮と伸張のひずみの平均値を用いた。耐震設計に用いられるのは主として等価せん断剛性係数 G_{eq} であるが、砂の G_{eq} を支配する要因は

- i) 間 隙 比 e
- ii) 平均有効主応力 $P' = \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')$
- iii) ひ ず み r

iv) 載 荷 回 数 N

等が従来の研究から明らかとなっている。一回の地震のうち、応答解析に有用な波は通常20波程度と考えられる。それ故Silverらは10サイクル目の Geq をとれば合理的であるとしているが、今回の結果も10サイクル載荷後の Eeq を求めた。図8-3-2にその結果を示す。実験から直接測定できるのは Eeq であるが、設計に必要な Geq を求めるには以下の式が用いられる。

$$Geq = \frac{Eeq}{2(1+\nu)} \quad \text{--- (1)}$$

$$r = (1+\nu)\epsilon \quad \text{--- (2)}$$

ν はポアソン比である。実験から直接 ν を求めようとしたが、十分なデータを得ることができなかった。飽和した試料の圧密非排水試験では体積変化がないので $\nu = 0.5$ と考えられる。

よって

$$Geq = Eeq/3 \quad \text{--- (1)'}$$

$$r = 1.5\epsilon \quad \text{--- (2)'}$$

として計算をしてもそう大きな差違はないと思われる。図8-3-2にスケールを変えて $Geq \sim r$ の関係が示されているが、 Geq はひずみの減少および平均有効主応力の増大に伴って増加することが読みとれる。

8-3-2 履歴減衰定数 heq

図8-3-1に示すヒステリシスループによって囲まれる面積を ΔW 、斜線的面積を W とすると heq は

$$heq = \frac{\Delta W}{2\pi W} \quad \text{--- (3)}$$

と定義される。

heq を支配する主な要因はほぼ Geq と同じである。ここでも10サイクル目の heq について検討した。図8-3-3に heq とひずみの関係を示す。 heq はデータの偏差が大きかったので、あまり定量的な議論はできない。

8-3-3 動的強度

破壊した供試体の状況を写真8-3-1, 8-3-2に示す。一般に等方応力条件で破壊した場合は写真8-3-1のように載荷側がふくらみ、下ぶくれの形状となるが、異方応力条件で破壊させた場合は写真8-3-2のように一様にふくれる。いずれにせよ自重の影響が相当あることがわかる。

① 等方応力状態での破壊

載荷条件B, Cで生じた破壊である。このタイプの破壊は、載荷数を増すことによって間隙水圧が上昇し、ひずみの振幅が増大していわゆる液状化を起こして破壊するものである。図8-3-4にその一例を示す。表8-3-1に初期液状化までの回数と応力振幅との関係を示す。但し今回用いた試料は密に締め固めたものであり、細粒分が多いので砂のように著しい液状化は生じない。こ

のため液状化の判断が困難なものもあり、初期液状化の判定には多分の任意性が含まれる。

② 異方応力状態での破壊

載荷条件Cでの破壊である。このタイプの破壊はひずみの振幅が変化せずに平均軸ひずみが増大して生じるものであるが、破壊が明確でないために図8-3-5の例に示す破壊の定義をした。白丸の点は各段階終了時の軸ひずみである。

σ_a' : 軸圧からバックプレッシャーを引いた値

σ_r' : 側圧

動的強度定数 c , ϕ は σ_{dc} の関数と考えられるので、同じ σ_{dc} について図8-3-6のようなモール円を描き、AB線を破壊包絡線として c , ϕ を定義した。表8-3-2に破壊時の σ_a' , σ_r' をまた表8-3-3に c , ϕ を示すが、1つしかモールの円の描けなかったシリーズは $c=0$ として、 ϕ を出してある。

8-4 考 察

(1) E_{eq} , G_{eq} について

Hardin, Richart¹⁾ その他に多くの研究によると、丸い粒子の砂の G_{eq} は

$$G_{eq} = A(r) \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} P^m(r) \quad (4)$$

という実験式で表わされる。ここで A , m は r の関数であり、 G_{eq} , P とも kg/cm^2 の単位である。本実験のような三軸試験から直接測定できるのは E_{eq} であるから、式(1), (2)が成り立つとすると(4)式と同様にして

$$E_{eq} = A'(\epsilon) \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} P'^m(\epsilon) \quad (4)'$$

が成り立つ。

今回の試験から E_{eq} と P' の関係をプロットしたのが図8-4-1である。それぞれの点は間隙比 e が異なった供試体についてのものであるが、(4)式を用いて e を現場の間隙比である0.394に換算して補正したのが図8-4-2である。図8-4-1と比較してスムーズに直線が引けることがわかる。本実験では e を大きく変化させていないが、このことから間接的ではあるが(4)式が明石層のレキ混じり土の特性を示していると考えられる。図より求めた A , m の値を表8-4-1に示す。表中の A , m は式(1), (2)を用いて計算したものである。龍岡ら²⁾は乾燥した標準砂について $r = 10^{-4}$ のときに $A = 700$, $m = 0.5$ を実験的に算出している。今回の実験では r はすべて 10^{-4} より大きいので外挿して計算すると $A = 210$, $m = 0.5$ となる。試料が砂、レキ混じり土と異なり、試験方法も中空せん断、三軸圧縮と異なっているにもかかわらず m が同一の値を示すことは非常に興味深いことである。

また龍岡らは別の報告で³⁾ A の値は均等係数 U の増大とともに減少することを見出している。前回の値は $U = 1.46$ に対してのものであるから、今回のように U の大きい(1.05)土では A の値が小さくなるとしても不合理ではないと考えられる。

② heqについて

砂の履歴減衰定数 heq は Hardin らによれば

$$heq = K_r^{0.2} p^{-0.5} \quad \text{--- (5)}$$

という実験式であらわされる。8-3-2で述べたように、実験から求めた heq はかなりのバラツキがあるので、(5)式の適用性は不明であった。しかし図8-3-3を両対数でプロットすると図8-4-3のようになる。図中の直線は傾き0.2である。これから heq が $r^{0.2}$ に比例するとしても大きな間違いはないと考えられる。

③ 動的強度

等方応力下での破壊は液状化であるが、せん断応力振幅を τ 、初期有効拘束圧を σ_c' とすると R ($=\tau/\sigma_c'$) と液状化までの載荷回数 N には金属材料等の $S-N$ 曲線と似た関係があることが知られている。今回の実験では τ は $\tau = \sigma_{dc}/2$ (σ_{dc} : 載荷応力振幅) であらわされ、 $R = 1/2 \times \sigma_{dc}/\sigma_c'$ となる。等方応力条件で破壊を生じた実験についてプロットしたものが図8-4-4である。吉見ら⁴⁾が新潟港の砂についてまとめたのが図中の斜線部分で囲まれる部分である。相対密度 Dr の増大につれて液状化回数は増えるので、供試体の Dr (80~90%) と吉見らの Dr (55%) が異なるため直接比較はできない。しかし8-3-3で述べたように試料は細粒分を多く含み、砂のような急激な液状化が起こらないので、液状化に関してはこれらの砂よりも安全側にあると考えられる。

異方応力下での破壊は、表8-3-3に示すように ϕ が非常に小さくなる。これは動的強度の定義に問題があると考えられ、今後検討を要するものであると考えられる。従ってここで得られた強度定数を設計に用いることは強度を過小評価するおそれがあり好ましくはない。

8-5 結 論

本年度実施した実験より明石層のレキ混じり土について以下のことが明らかになった。

- 1) 等価弾性係数 E_{eq} はひずみの減少、平均主応力の増大につれて増加するが、ひずみ、平均主応力との関係が砂の場合と同様な式で表現できる。
- 2) 履歴減衰定数 heq はひずみの増加とともに増えるが、実験した範囲内ではひずみの0.2乗に比例していると考えられる。
- 3) 比較的液状化しにくい土であると考えられること。

8-6 参 考 文 献

- 1) Hardin and Richart "Elastic Wave velocities in Granular Soils" J. of SMF Div ASLE, Vol 89 No SMI Proc. Paper 3407 February (1963)
- 2) 龍岡ほか「土の動的変形特性」土木研究所資料912号(1974)
- 3) 龍岡ほか「砂のセン断変形係数に及ぼす粒度分布特性等の影響」第3回土木学会関東支部年次研究発表会概要集(1976)

4) 吉見, 大岡「飽和砂の液状化に関する一斉試験結果」土と基礎 Vol. 20 No.7 (1972)

表 8-2-1 試料の物理的性質

項 目	
土 粒 子 の 比 重 G_s	2.646
最 大 粒 径	$\leq 50 \text{ mm}$
均 等 係 数 U_c	1.05
曲 率 係 数 U_c'	1.61
レ キ 分	59%
砂 分	30%
シ ル ト 分	8%
粘 土 分	3%
工 学 的 分 類	G-M
最大乾燥密度 $\rho_{d \max}$	2.094 g/cm^3
最適含水比 ω_{opt}	8.4%
最大間隙比 $e_{\max}$	0.933
最小間隙比 $e_{\min}$	0.264

表 8-2-2 供試体の諸元および自然状態の試料

項 目	供 試 体	自 然 状 態
乾燥密度 $\rho_d (\text{g/cm}^3)$	1.90~2.00	1.90
湿潤密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	2.18~2.24	2.18
間 隙 比 e	0.32~0.39	0.394
含 水 比 $\omega (\%)$	13.2~14.8	14.9

表 8-2-3 計 測 器 諸 元

名 称	最大容量	精 度	感 度	備 考
側 圧 計	10 kg/cm^2	1%	0.01 kg/cm^2	ブルドン式
"	7 kg/cm^2	"	0.02 kg/cm^2	差動トランス式
軸 圧 計	35 ton	"	50 kg	"
間 隙 水 圧 計	$1 \sim 7 \text{ kg/cm}^2$	"	0.02 kg/cm^2	"
側 歪 計	30 mm	"	—	"
軸 歪 計	50 mm	"	—	"
排 水 量 計	5, 2 l	"	50, 200 ml	
B K 圧 力 計	10 kg/cm^2	"	0.01 kg/cm^2	ブルドン式

表 8-2-4 載 荷 条 件										
実 験 №	圧密圧力 $\sigma_c' (kg/cm^2)$	軸 差 応 力 振 幅 $\sigma_{dc} (kg/cm^2)$								
		0.1 4	0.2 8	0.5 6	0.7 0	0.8 4	0.9 8	1.1 2	2.2 4	4.4 8
1-1	0.7	A → C								
1-2		A → B								
2-1	1.4	A → C								
2-2		A → C								
2-3		A → C								
2-4		A → B								
2-5		A → B								
3-1	2.8	A → C								
3-2		A → C								
3-3		A → C								
3-4		A → B								
4-1	5.6	A → C								
4-2		A → C								
4-3		A → C								

表 8-3-1 液状化までの回数Nと σ_c , σ_{dc} の関係

実 験 №	$\sigma_c (kg/cm^2)$	$\sigma_{dc} (kg/cm^2)$	$R = \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_c}$	N (回)
1-2	0.7	0.5 6	0.4 0	7 0
2-1	1.4	0.5 6	0.2 0	4 0
2-2	1.4	0.7 0	0.2 5	5 0
2-3	1.4	0.8 4	0.3 0	8 0
2-4	1.4	0.9 8	0.3 5	6 0
2-5	1.4	1.1 2	0.4 0	3 0
3-3	2.8	1.1 2	0.2 0	14 0
3-4	2.8	2.2 4	0.4 0	4 5
4-3	5.6	4.4 8	0.4 0	3 0

表 8-3-2. 破壊時の $\bar{\sigma}_{a'}$ $\bar{\sigma}_{r'}$

実 験 №	$\sigma_{dc} (kg/cm^2)$	$\bar{\sigma}_{a'} (kg/cm^2)$	$\bar{\sigma}_{r'} (kg/cm^2)$	$k_c = \bar{\sigma}_{a'} / \bar{\sigma}_{r'}$
1-1	0.1 4	0.8 1	0.5 9	1.3 8
3-1	0.5 6	3.8 5	1.7 5	2.2 0
3-2	0.8 4	3.7 0	1.9 0	1.9 5
4-1	0.8 4	7.1 3	4.0 7	1.7 5

表8-3-3 動的強度定数

$\sigma_{dc} (kg/cm^2)$	全応力表示		有効応力表示	
	$c (kg/cm^2)$	ϕ (°)	$c' (kg/cm^2)$	ϕ' (°)
0.14	0	9	0	11
0.56	0	22	0	26
0.84	0.25	11	0.25	14

表8-4-1 A, A', m, m' とひずみの関係

ϵ	A'	m'	r	A	m
1×10^{-4}	680	0.5	1.5×10^{-4}	230	0.5
5×10^{-4}	360	0.35	7.5×10^{-4}	120	0.35
1×10^{-3}	230	0.49	1.5×10^{-3}	78	0.49
5×10^{-3}	38	1.16	7.5×10^{-3}	13	1.16

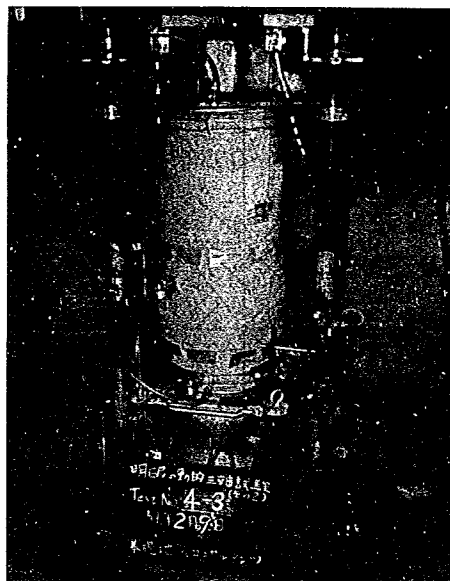


写真 8-3-1

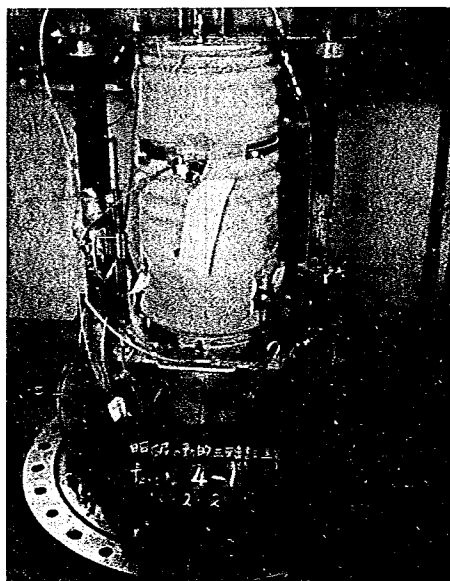


写真 8-3-2

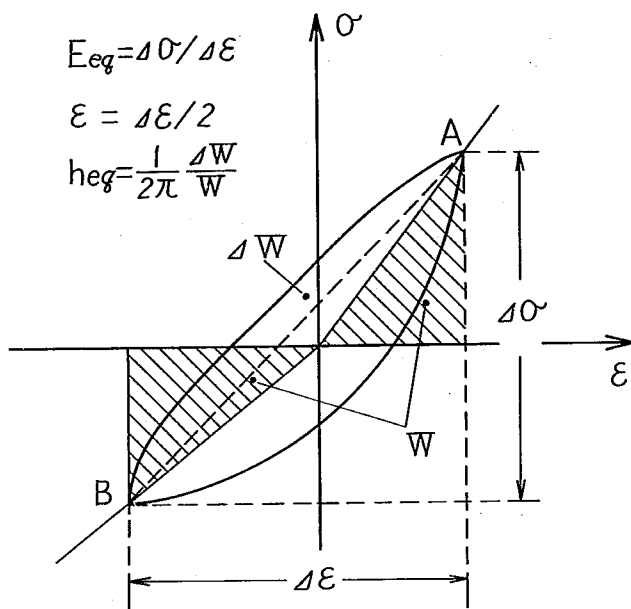


图 8-3-1

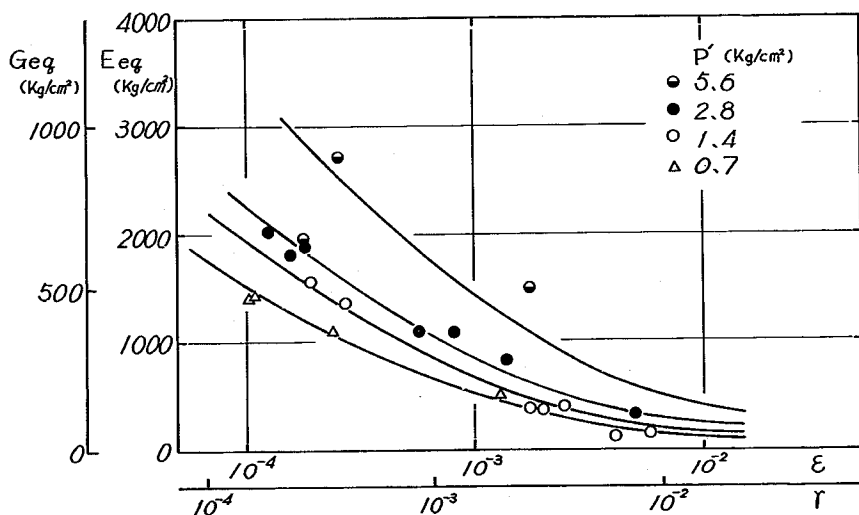


图 8-3-2

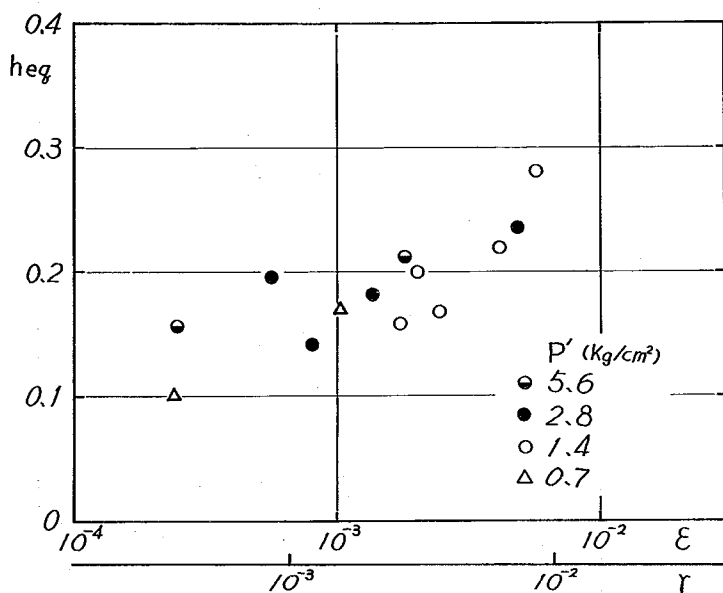


図 8-3-3

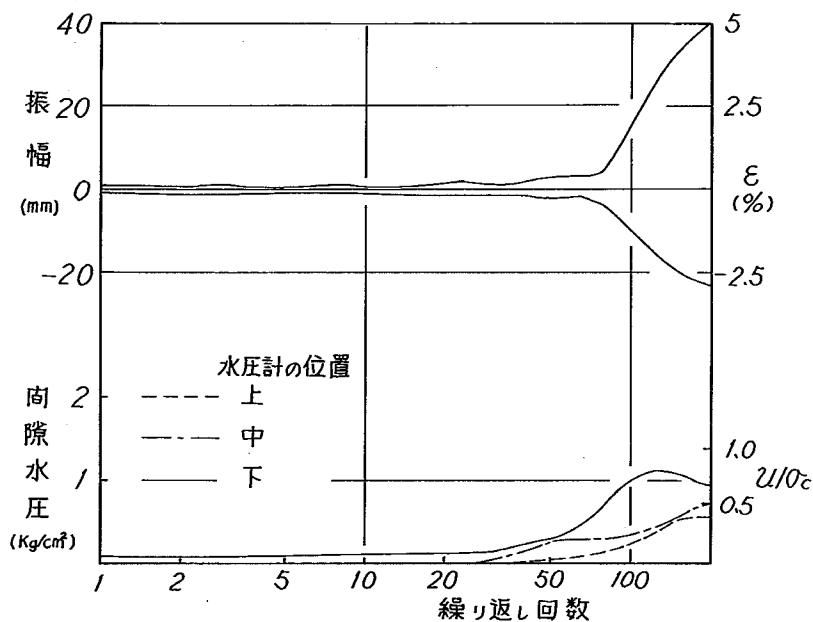


図 8-3-4

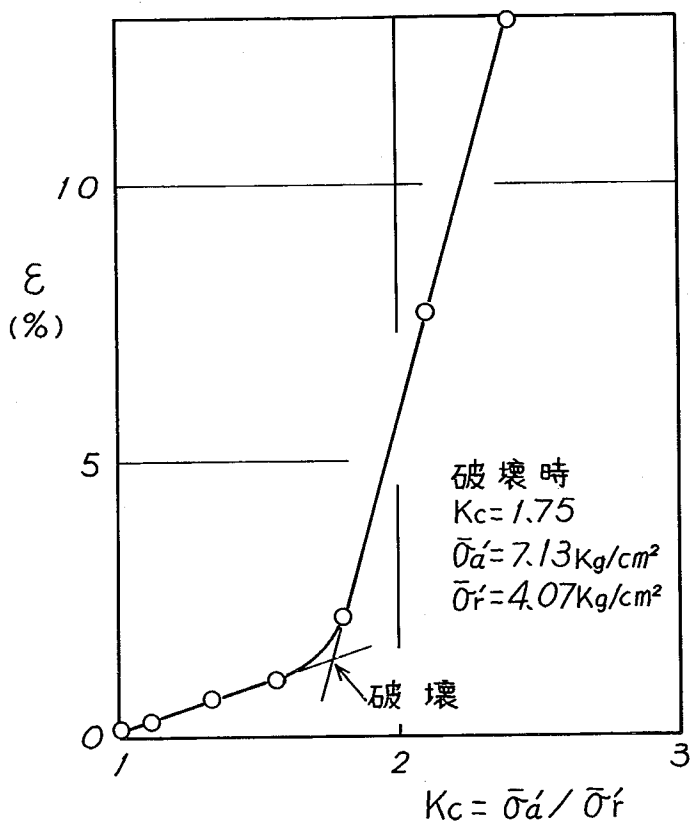


圖 8-3-5

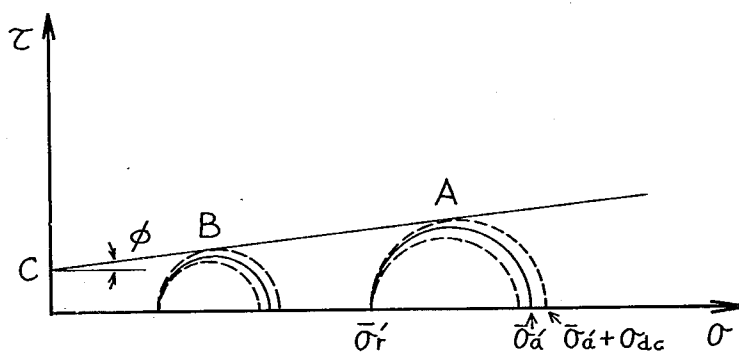


圖 8-3-6

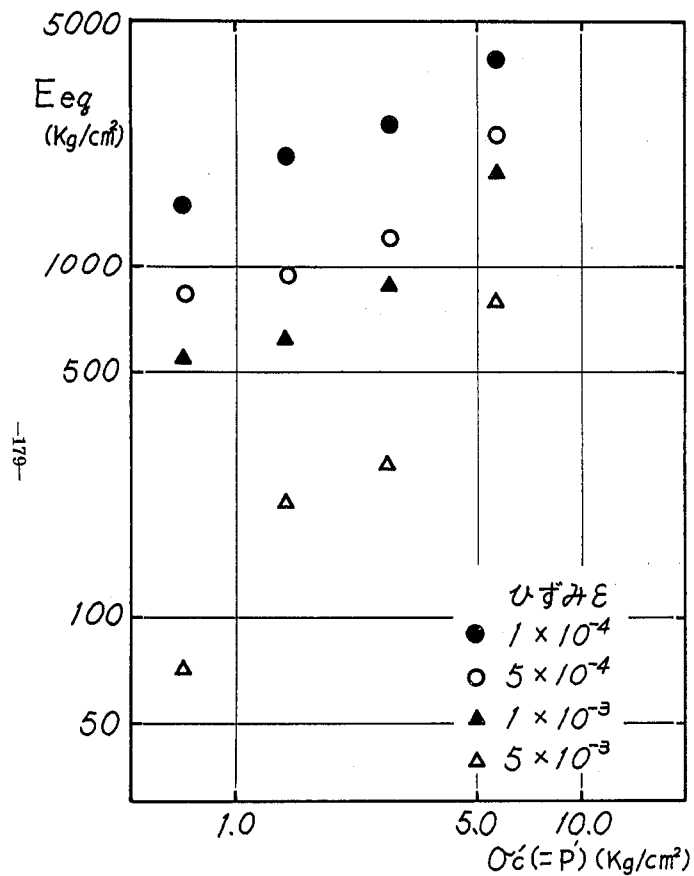


図 8-4-1

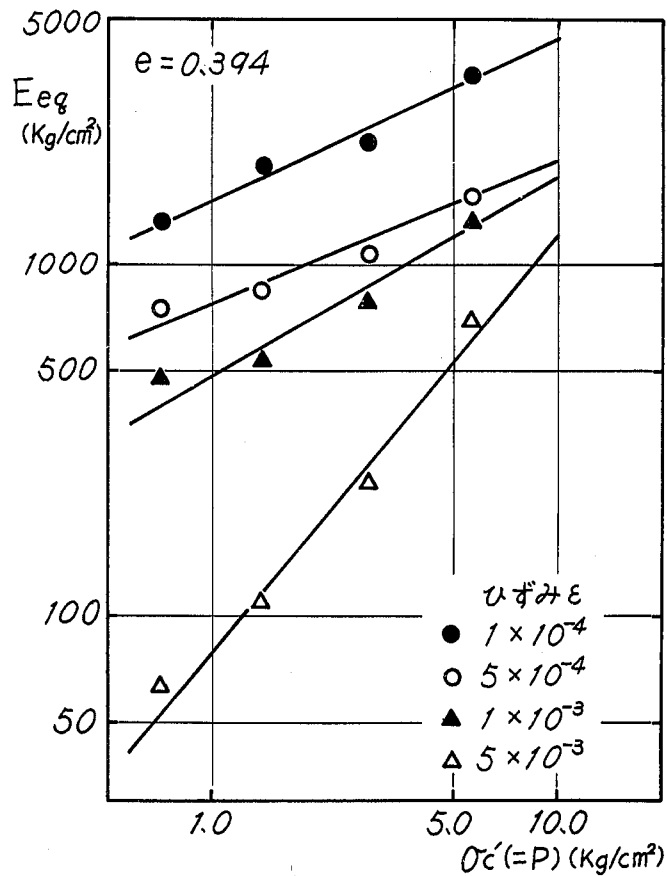


図 8-4-2

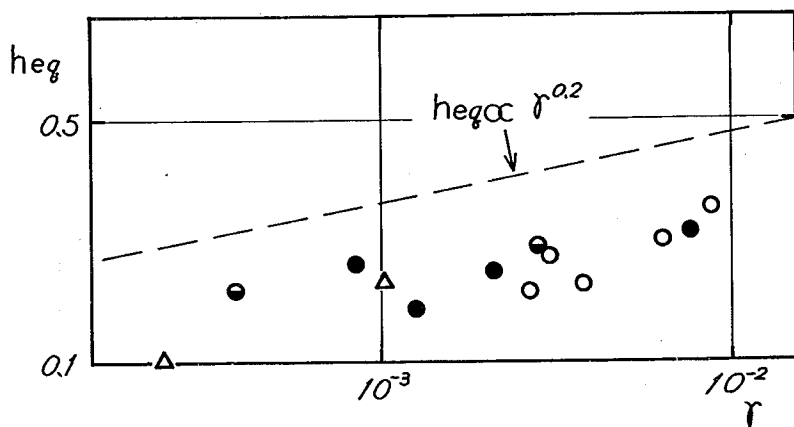


図 8-4-3

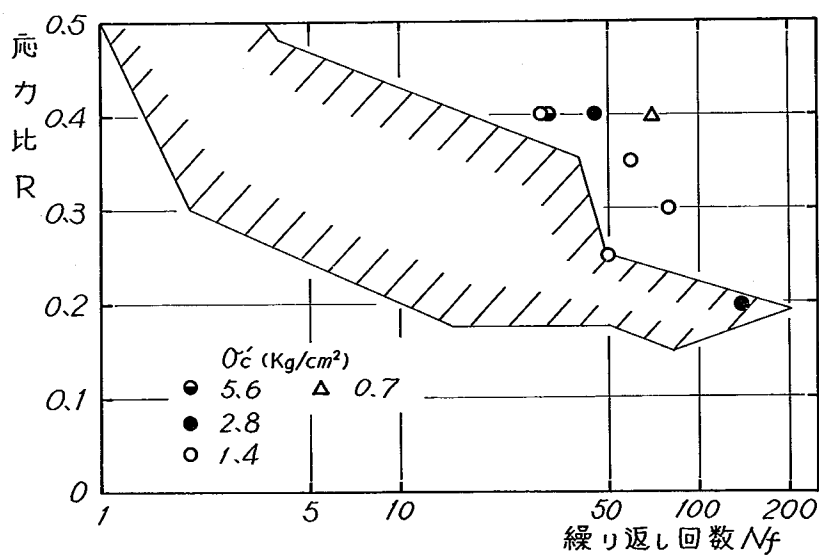


図 8-4-4

第9章 塗料に関する調査試験

化学研究室

蒔 田 実
森 芳 徳
西 島 高 秀

9-1 試験目的

本州四国連絡橋の防錆塗装に用いる塗料の品質は、本州四国連絡橋公団規格（HBS）に定められているが、これらの塗料の中には、品質規格案を審議する過程で種々の問題点を指摘されたものが含まれている。

本試験は、これらの品質的に問題のある塗料について、品質と実用性能の関係を明らかにし、その成果を塗料の品質規格に反映させる目的でおこなうものである。

9-2 試験概要

本試験は、昭和49年度を初年度として開始したもので、昭和49年度には、本州四国連絡橋の防錆塗装に用いられる可能性のある着色塗料（長油性フタル酸樹脂系、塩化ゴム系、ウレタン樹脂系、シリコンアルキド樹脂系、フェノール樹脂系）について、着色顔料の種類及び配合の明らかな25種類の色調の塗料を試作して大気ばくろ試験及び促進劣化試験をおこない、各塗料の種類別、色調別の色の耐久性を調査した。

昭和50年度は、昭和49年度に開始した着色塗料についての大気ばくろ試験を継続実施するとともに、促進劣化試験の試験時間を2000時間まで延長した。また、追加試験として、本州四国連絡橋の塗装に最も多く使用される可能性のあるフェノール樹脂系ジクロロメート及び止ペイントの品質と実用性能の関係を明らかにする目的で、配合及び組成の明らかな32種類の試作塗料を用いて、大気ばくろ試験と室内における促進劣化試験（乾湿くり返し試験、温塩水浸漬試験）を実施した。

9-3 試験方法

9-3-1 着色塗料の色の耐久性試験

着色塗料の色の耐久性は、大気中にばくろする前後及び促進試験前後の塗膜の光沢、色差および色調を、それぞれ光沢計、光電色差計および目視観察により測定または観察する方法を用いて調査した。今年度は、大気ばくろ試験片については、ばくろ11ヶ月後に光沢、色差の測定と色調の目視観察をおこない、促進劣化試験片については、ウェザーメーター試験1500時間および2000時間を終了した後、色差の測定と色調の目視観察をおこなった。測定方法及び目視観察による変退色度の判定基準等については、前年度報告書に記載されているので省略する。

9-3-2 フェノール樹脂系ジungkクロメートさび止ペイントの実用性能試験

フェノール樹脂系ジungkクロメートさび止ペイントの品質に大きい影響を与えるのは、展色剤の種類やジungkクロメート、酸化鉄、酸化チタン等の顔料の種類及び配合量であると考えられる。

このため、組成の異なる塗料を試作して、種々の塗装下地（鋼素地、亜鉛溶射被覆、厚膜無機質ジungkリッチ塗膜、亜鉛溶射または厚膜無機質ジungkリッチペイントと短期ばくろ形エッチングプライマーを併用した場合）に対する適性と、フェノール樹脂系MIO塗料を上塗りする場合の適合性や作業性などの実用上必要な諸性質を調べれば、本州四国連絡橋に用いるフェノール樹脂系ジungkクロメートさび止ペイントとして最適の品質が確定できると考えた。

試作した塗料の配合、試験に用いた塗装試験片の製作仕様および試験の方法はつぎのとおりである。

(1) 塗料の配合

(イ) 因子と水準

A ; 展色剤の種類

A ₁	油変性フェノール（油長60）	} ライヒ製（製法1）
A ₂	“ （“65）	
A ₃	“ （“70）	
A ₄	“ （“60）	} 関西ペイント製（製法2）
A ₅	“ （“65）	
A ₆	“ （“70）	

A₇ フェノール変性アルキッド

（油長52） ライヒ製（商品名ベッコゾール1）

A₈ “ （油長65） ライヒ製

B ; 溶剤不溶物中ジungkクロメート%（ $2.4 \times \text{CrO}_3$ として）

B₁ ; 15% B₂ ; 35% B₃ ; 55%

C ; 着色顔料の種類

C₁ ; 弁柄（B₁, B₂, B₃に適用）

C₂ ; ルチル形チタン白（A₂-B₃, A₅-B₃に適用）

D ; 溶剤不溶物中の酸化亜鉛%

D₁ ; 10%（B₁, B₂, B₃に適用）

D₂ ; 0%（A₂-B₁, A₂-B₂, A₂-B₃, A₅-B₁, A₅-B₂,
A₆-B₃に適用）

E ; 溶剤不溶物中の着色顔料% 15%

F ; 顔料体積濃度（P, V, C） $30 \pm 0.5\%$

G ; 体質顔料 タルク/バライト = 1/1（重量比）

(ロ) 使用展色剤の特性

塗料の製造に用いた展色剤の特性を表9-3-1に示す。

表 9-3-1 使用展色剤の特性

展色剤 成 分	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₅	A ₆	A ₇	A ₈
メーカ	ライヒ	ライヒ	ライヒ	関 係	関 係	関 係	ライヒ	ライヒ
揮 発 分 (%)	60	60	60	60	60	60	50±1	50±1
溶 剤 名	ミネラルターペン							
無水フタル酸(%)	0	0	0	0	0	0	18	18
油 の 主 成分	亜麻仁油，支那桐油							
油 (%)	60	65	70	60	65	70	52	65
フェノール樹脂成分	パラフェニルフェノール系						—	—

(ハ) 塗料の配合及び種類

塗料の製造は表 9-3-2，表 9-3-3 の配合でおこなった。

表 9-3-2 塗料の配合 (その 1)

成 分	ジソクロメート(%) 比 重	15	35	55
弁 柄	5.0	6.0	6.0	6.0
ジソクロメート (ZPC形)	3.9	6.0	14.0	22.0
酸 化 亜 鉛	5.4	4.0	4.0	4.0
タ ル ク	2.8	12.0	8.0	4.0
バ ラ イ ト	4.5	12.0	8.0	4.0
展色剤 (固形分)	1.0	21.2	20.7	20.2
添加剤及び乾燥剤		3.0	3.0	3.0

表 9-3-3 塗料の配合 (その 2)

成 分	ジソクロメート(%) 比 重	55 ①	15 ②	35 ③	55 ④
弁 柄	5.0	—	6.0	6.0	6.0
チ タ ン 白	4.2	6.0	—	—	—
ジソクロメート (ZPC形)	3.9	22.0	6.0	14.0	22.0
酸 化 亜 鉛	5.4	4.0	—	—	—
タ ル ク	2.8	4.0	14.0	10.0	6.0
バ ラ イ ト	4.5	4.0	14.0	10.0	6.0
展色剤 (固形分)	1.0	20.6	22.1	21.5	20.9
添加剤及び乾燥剤	—	3.0	3.0	3.0	3.0

(註) ①；展色剤はA₂，A₅，着色顔料はチタン白とする。

②～④；展色剤はA₂，A₅，酸化亜鉛を含まず。

展色剤の添加量は固形分で記した。展色剤としてはA₂，A₅の不揮発分で割って算出する。

(二) 塗料の配合組合せ

(イ)～(ウ)により決定したフェノール樹脂系シンクロメートさび止ペイントの配合組合せを表9-3-4に示す。

表9-3-4 塗料の配合組合せ

シンクロ メート	顔料	酸化 亜鉛	展色剤		A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₅	A ₆	A ₇	A ₈
			D ₁	D ₂								
B ₁	C ₁	D ₁	①	④	⑫	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮
		D ₂		⑤								
	C ₂	D ₁										
		D ₂										
B ₂	C ₁	D ₁	②	⑥	⑬	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮
		D ₂		⑦								
	C ₂	D ₁										
		D ₂										
B ₃	C ₁	D ₁	③	⑧	⑭	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮	⑮
		D ₂		⑨				⑮				
	C ₂	D ₁		⑩				⑮				
		D ₂		⑪				⑮				

○印の組合せの塗料を製造した。

(2) 下塗り及び上塗りに用いた塗料の品質

(イ) 厚膜形無機質シンクリッチペイントにはエチルシリケート系のものを用いた。

(ロ) 亜鉛溶射被覆や厚膜形無機質シンクリッチ塗膜の上に、フェノール樹脂系シンクロメートさび止ペイントを塗付する際の発泡をおさえる等の目的で用いるミストコートとして、短期ばくろ形エッチングプライマー（JISK56331種）を使用した。

(ハ) 上塗りには、下記の配合のフェノール樹脂系MIO塗料を用いた。

MIO顔料	50%
体質顔料	10%
油変性フェノール樹脂	25%
(表-4のA ₂ と同じ)	
添加剤及び乾燥剤	5%
溶剤(ミネラルターペン)	10%

(3) 塗装試験片の製作

厚さ3.2mmの熱間圧延鋼板(SS41)を150×70mmに切断し、グラインダーで角おとしをした後、グリットブラストにより除錆し、表9-3-5、9-3-6、9-3-7、の仕様で塗装した。

(イ) 大気ばくろ試験用塗装試験片

表9-3-5 大気ばくろ試験用塗装試験片製作仕様

塗装下地	ミストコート	ジンクロメートさび止ベイント		フェノールMIO	番 号
		1 層	2 層		
亜鉛溶射	JISK5633 (1種)	①~㉔ まで32種	同左	—	1~32
		①~㉔, ㉔~㉔	—	2回	33~72(各2枚)
	—	①~㉔ まで32種	同左	—	73~104
無機ジンク	JISK5633 (1種)	同 上	同 上	—	105~136
		①~㉔, ㉔~㉔	—	2回	137~176(各2枚)
	—	①~㉔ まで32種	同左	—	177~208
銅 素 地	—	同 上	同 上	—	209~240

(ロ) 乾湿くり返し試験用塗装試験片

表9-3-6 乾湿くり返し試験用塗装試験片製作仕様

塗装下地	ミストコート	ジンクロメートさび止ベイント	フェノールMIO	番 号
亜鉛溶射	JISK5633 (1種)	①~㉔, ㉔~㉔20種	2回	1~20
	—	同 上	同上	21~40
無機ジンク	JISK5633 (1種)	同 上	同上	41~60

(ハ) 温塩水浸漬試験用塗装試験片

表9-3-7 温塩水浸漬試験用塗装試験片製作仕様

塗装下地	ミストコート	ジンクロメートさび止ベイント	フェノールMIO	番 号
亜鉛溶射	JISK5633 (1種)	①~㉔, ㉔~㉔ 20種	2回	1~40
	—	同 上	同上	41~80
無機ジンク	JISK5633 (1種)	同 上	同上	81~120
	—	同 上	同上	121~160
銅 素 地	—	同 上	同上	161~200

(4) 試験方法

(イ) 供試塗料の性状試験

試作塗料の実用性状を調べるため、試験片を塗装する際に、塗料の缶内における状態、塗装作業性、乾燥性を試験した。また塗り上がった塗膜に欠かんがなく均一かどうかを観察した。

(ロ) 大気ばくろ試験

塗膜の実際環境における性能を調べるため、本州四国連絡橋公団の気象観測塔のばくろ架台（神戸市垂水区）と東京湾岸道路調査事務所の海上ばくろ台（東京湾第2海堡北方海上）に塗装試験片を取付けてばくろし、塗膜に生じる欠かん（さび、ふくれ、はがれ、われなど）の目視による観察をおこなった。欠かんの評価は、ASTMに準拠しておこなった。ばくろした試験片は、神戸に200枚、東京湾に40枚の計240枚である。

(ハ) 促進劣化試験

塗膜の実用性能を短期間に試験する方法について検討する目的で、下記の促進劣化試験をおこなった。

i) 乾湿くり返し試験

条件：ウェザーメーターによる耐候性試験168時間後に20℃に保った3%食塩水中に168時間浸漬する操作を1サイクルとし、1サイクル毎に、塗膜欠かんの発生状況を目視により調べる。欠かんの評価は、ASTMに準拠しておこなう。

ii) 温塩水浸漬試験

条件：50℃に保った3%食塩水中に浸漬し、168時間毎に塗膜欠かんの発生状況を目視により調べる。欠かんの評価は、ASTMに準拠しておこなう。

9-4 試験結果

9-4-1 着色塗料に関する試験結果

大気ばくろ11ヶ月後におこなった色差の測定結果と目視観察の結果を表9-4-1に、ウェザーメーター照射後の色差の測定結果と目視観察の結果を表9-4-2に示す。また、これらの表から得られる色差と目視判定結果との関係や、ウェザーメーター照射2000時間後と大気ばくろ11ヶ月後の目視判定結果の展色剤別対比を図9-4-1、図9-4-2に示す。これらの結果からつぎのことが考察される。

(1) 変色度については、総体的には、大気ばくろの結果とウェザーメーター照射の結果との間には正の相関が認められる。

しかし、色や展色剤の種類により変色の傾向が異なる場合がある。

(2) 変色度は、展色剤の種類により異なり、長油性フタル酸系が最も大きく、次いで塩化ゴム系で、ウレタン系は最も小さい。

(3) 赤系の色は、シンカシヤレッドを含む赤色を除き、濃色よりも淡色の方が変色度が大きいので、この系統の色の採用には注意が必要である。

9-4-2 ジンクロメートさび止ペイントの品質試験

(1) 供試塗料の性状試験結果

塗料を製造してから塗装するまでに、かなり日時が経過したためか、全体的に缶内の状態はやや不良であったが、作業性、乾燥性、塗膜状態ともに正常であった。

(2) ばくろ後の期間が短いため、まだ成果は得られていない。

(3) 乾湿くり返し試験結果

4 サイクル（ウェザーメーター照射延べ672時間と塩水浸漬延べ672時間）の乾湿くり返し試験を実施した時点では、いずれの試料にも欠かんは認められていない。

(4) 温塩水浸漬試験結果

35日間（7日間毎に計5回）の試験の結果は表9-4-3のとおりで表からつぎのことがいえよう。

イ) 展色剤の種類が塗料の性能（耐塩水性）に及ぼす影響が最も大きく、フェノール樹脂系よりフェノールアルキド樹脂系の方が劣るようである。

ロ) ジンクロメートの配合量や弁柄またはチタン白の配合の影響は明らかでない。

ハ) ふくれの発生状況の記録から、酸化亜鉛10%の配合は、ふくれの成長を抑制する効果を持つように見受けられる。

ニ) 下地の種類による影響が著しく、鋼索地に直接塗付した場合は、20種類の塗料全部にふくれやさびを生じた。ふくれの発生頻度は、鋼索地≫亜鉛溶射>亜鉛溶射+エッチングプライマー>厚膜無機質ジンクリッチ=厚膜無機質ジンクリッチ+エッチングプライマーの関係にあり、亜鉛溶射の場合にエッチングプライマーの併用効果が多少認められる。

9-5 今後の計画

今後は、着色塗料については大気ばくろ試験を、フェノール系ジンクロメートさび止ペイントについては大気ばくろ試験と促進劣化試験を、明確な結果が得られるまで、それぞれ継続実施し、その成果を塗料品質規格に反映させる計画である。

表 9-4-1 大気ばくろ 11ヶ月後の色差および目視判定結果

色の系統	試料 No	濃 彩 色						試料 No	淡 採 色					
		長 油 性 フタル酸		塩 化 ゴ ム		ウ レ タ ン			長 油 性 フタル酸		塩 化 ゴ ム		ウ レ タ ン	
		色 差	目視	色 差	目視	色 差	目視		色 差	目視	色 差	目視	色 差	目視
赤	1	10.2	C	4.6	B	3.5	B	7	11.5	D	12.6	E	11.5	C
	2	11.4	C	9.9	C	—	—	8	9.5	C	9.1	D	—	—
	3	8.3	C	6.9	C	—	—	9	14.2	D	10.7	E	—	—
	4	7.8	C	6.5	C	1.9	A	10	7.7	C	10.1	E	2.5	B
	5	9.4	C	8.1	C	—	—	11	10.9	C	9.4	D	—	—
	6	9.1	C	5.6	B	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	12	5.2	B	—	—	—	—
橙	13	12.2	C	7.5	C	3.4	B	—	—	—	—	—	—	—
	14	11.0	C	2.3	B	—	—	—	—	—	—	—	—	—
黄	15	3.2	B	2.1	B	0.9	A	18	2.1	B	1.5	A	1.1	B
	16	4.4	B	3.4	B	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	17	5.9	C	6.7	B	—	—	19	5.6	C	6.0	C	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	20	3.0	B	3.9	B	—	—
青	21	5.8	B	4.9	A	5.8	B	22	2.4	B	2.7	A	4.7	B
緑	23	4.3	C	0.9	A	0.7	A	24	2.1	B	1.3	A	1.3	A
	—	—	—	—	—	—	—	25	1.1	A	0.8	A	0.3	A

シリコンアルキド

赤	1	6.2	B
---	---	-----	---

フェノール系MIO

MIO	26	8.6	—
-----	----	-----	---

表 9-4-2 ウェザーメーター照射後の色差および目視判定結果

色の系統	ウエザーメーター照射時間	試料No	濃 彩 色						試料No	淡 彩 色					
			長 油 性		塩 化 ゴ ム		ウ レ タ ン			長 油 性		塩 化 ゴ ム		ウ レ タ ン	
			フタル	酸	目視	目視	色 差	目視		フタル	酸	目視	目視	色 差	目視
赤	1500	1	15.4	C	7.9	D	9.8	B	7	39.0	F	16.6	D		E
	2000		18.4	E	21.5	E	8.3	C		41.5	F	23.6	D	31.8	E
	1500	2	16.4	C	17.9	E			8	20.5	E	7.7	C		
	2000		19.5	E	22.8	E				24.8	E	10.4	E		
	1500	3	12.8	D	6.2	D			9	23.8	E	12.9	D		
	2000		13.8	E	14.5	E				23.6	F	16.8	D		
	1500	4	9.7	D	6.8	D		C	10	14.4	E	9.7	C	4.5	C
	2000		9.2	E	10.9	D	11.8	C		13.0	E	14.0	D	5.2	C
	1500	5	11.7	D	5.6	C			11	15.9	E	10.7	D		
	2000		11.7	E	10.1	C				16.2	E	13.9	D		
	1500	6	13.2	E	8.0	D			12						
	2000		14.3	E	9.3	D				6.5	E				
	1500														
	2000								3.8	C					
橙	1500	13	7.8	C	6.9	B	8.4	B							
	2000		9.7	C	9.1	B	8.5	C							
	1500	14	19.1	E	7.7	B									
	2000		21.4	E	8.6	B									
黄	1500	15	2.7	C	1.8	B	1.4	B	18	3.9	D	2.0	A	1.1	B
	2000		2.3	C	2.6	A	1.7	B		3.1	D	2.1	B	1.5	B
	1500	16	4.9	C	3.0	B									
	2000		6.0	C	3.6	B									
	1500	17	4.3	B	4.6	B			19	6.2	C	3.5	B		
	2000		4.9	C	6.1	B				6.1	C	4.2	B		
	1500								20	8.7	D	5.9	B		
	2000									9.1	D	7.1	B		
青	1500	21	7.8	C	13.7	B	6.8	C	22	16.6	E	8.4	A	9.9	C
	2000		11.3	C	17.1	B	9.1	C		18.4	E	9.7	C	11.8	C
緑	1500	23	4.1	C	5.7	A	4.5	B	24	7.1	E	2.3	A	2.8	C
	2000		4.2	C	7.6	A	5.3	B		6.4	E	3.1	A	3.2	C
	1500								25	8.9	E	1.2	A	0.8	C
	2000									7.5	E	1.7	A	1.6	C

赤	1500	1	6.1	C
	2000		7.5	C

MIO	1500	26		C
	2000		7.5	C

表 9-4-3 温塩水浸漬試験の結果

(浸漬日数 35 日)

供 試 塗 料		塗 装 下 地				
		銅 素 地	亜 鉛 溶 射	亜 鉛 溶 射 + エッチングプライマー	無 機 ジ ン ク	無 機 ジ ン ク + エッチングプライマー
フ エ ノ ー ー ル	1	△	○	○	○	○
	2	△	○	○	○	○
	3	△	○	○	○	○
	4	△	⊗	○	○	○
	5	×	⊗	○	○	○
	6	△	○	○	○	○
	7	×	○	○	○	○
	8	△	○	⊗	○	○
	9	×	⊗	○	○	○
	10	△	○	○	○	○
	11	×	⊗	○	○	○
	12	△	⊗	⊗	△	○
	13	△	○	○	⊗	○
	14	△	⊗	○	○	○
フ エ ノ ー ー ル キ ド	27	△	△	△	○	○
	28	△	△	△	○	△
	29	△	△	⊗	○	○
	30	△	△	⊗	○	○
	31	△	△	⊗	○	⊗
	32	△	△	⊗	○	○

- (注) ○：ふくれ、さびなどの塗膜欠かんの発生を認めず
 ⊗：ふくれの発生すくない (ASTMのF以下)
 △：中程度のふくれ (ASTMのM程度)
 ×：ふくれの発生著しい (ASTMのMD以上)
- } さびを伴う、ふくれを含む

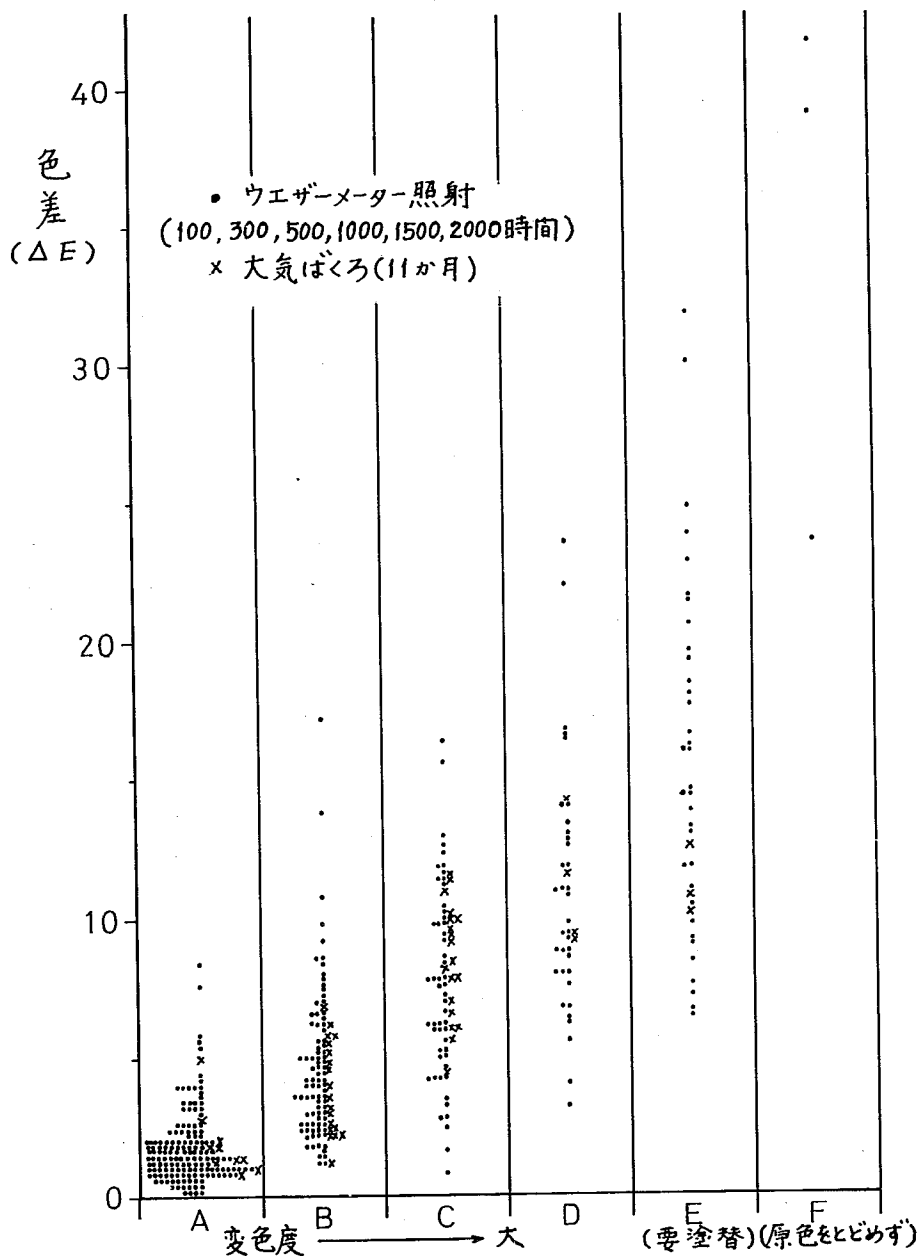


図 9-1 色差と目視判定結果との関係

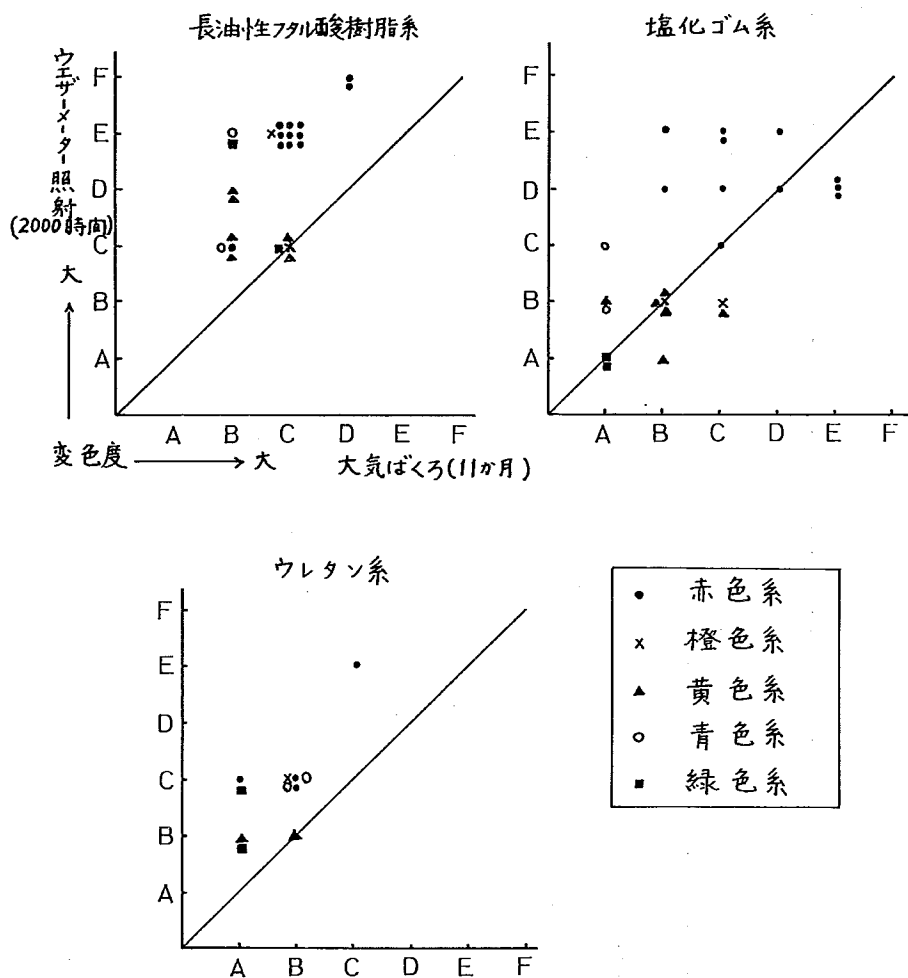


図9-2 展色剤および色系別の変色度

第10章 交通騒音に関する調査試験

交通環境研究室

金 安 公 造

野 中 宏

上 原 万寿雄

荒 木 隆 雄

10-1 概 説

本州四国連絡橋公団からの委託研究である「交通騒音に関する調査試験」は、昭和49年度が初年度であり、今年度は第2年度である。

近年、公共事業の実施に伴う環境影響事前評価が重要視されるようになり、特に交通騒音に関しては国民の生活環境を保全するうえで、望ましい基準を達成することが必要である。

本州四国連絡橋の一部の区間では、道路と新幹線鉄道とが併用される区間があり、この場合、音源の特性および発生頻度の異なる自動車騒音と鉄道騒音とが同時に出現する場合の沿道騒音を、どのように評価するかが問題となる。

昭和49年度では、

- (1) 騒音の評価に関する文献および資料の収集
- (2) 交通騒音の評価指標についての考察
- (3) 沿道騒音の評価の考え方
- (4) 今後の調査

についてとりまとめた。1)

今年度は、(4)の今後の調査として提案した「沿道騒音に対する意識調査と各種評価指標に対する住民意識との対応の解析」を実施することとし、次の項目について調査試験を行った。

(1) 調査項目

- ① 住民意識に関するアンケート調査
- ② 自動車交通および新幹線鉄道による騒音の実測
- ③ 住民被害意識と各種騒音の評価指標との相関分析

このうち、②については本州四国連絡橋公団が実施し、その結果の提供を受けることとし、土木研究所は①および③を受託研究内容とした。

(2) 調査対象地域

- ① 自動車専用道路および新幹線鉄道併設地区沿線
- ② 新幹線鉄道沿線
- ③ 自動車専用道路沿線

の3地区を調査対象とした。

このように3地区を選定した理由は、鉄道あるいは道路それぞれの個別の場合、両者が併用されている場合、それぞれ影響が異なるものと考え、その差を明かにしようとするためである。

なお、とりまとめの関係から③は別途報告することとし、ここでは①のアンケート調査の概要およびこの調査に関連した文献の紹介、今後のとりまとめ方針などについて述べる。

10-2 アンケート調査

10-2-1 調査概要

(1) 調査対象地域

調査対象地域は名神高速道路と東海道新幹線とが並行している岐阜県羽島市とした。この地域の概要は図10-2-1の示すように東西を木曽川と長良川とに挟まれた輪中地帯である。名神高速と新幹線とはほぼ東西に伸びており、中央より東側では両者は近接して並行している。中央で交差し、後に、新幹線は長良川を上流部で渡り、名神は下流部で渡っている。

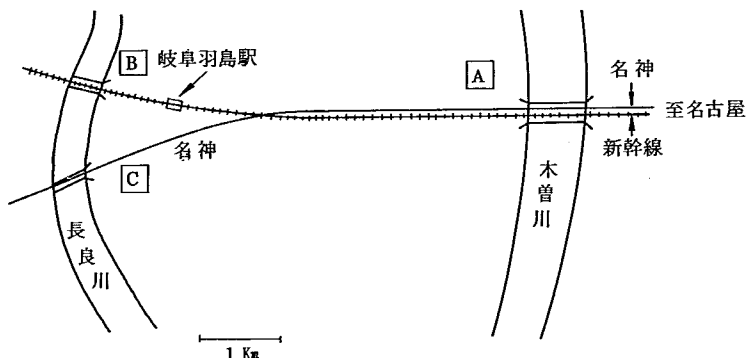


図10-2-1 調査対象地域概要図

対象地域を大きく三分し、A. 道路鉄道並行地区 B. 新幹線単一地区 C. 名神高速単一地区とした。

また、アンケート調査を実施した範囲は、それぞれの地区において、対象交通路線から両側約300mまでである。

(2) 調査方法

- ① 対象地区の住民票から満20才以上の男女個人をリストアップする。
- ② リストアップした名簿と住宅地図とをマッチングし、母集団名簿を確定する。
- ③ A, BおよびCの3地区について、名神高速または新幹線から近い順に第1, 第2, 第3, 第4地帯とする。
- ④ 各地区、各地帯の母集団名簿から無作為抽出法により、対象者を抽出する。

(3) 地区別・層別の回答数

(単位:人)

地 区 \ 地 帯	第Ⅰ (~40m)	第Ⅱ (40~120m)	第Ⅲ (120~280m)	第Ⅳ (280m~)	計
A. 新幹線・高速道路	72	121	127	165	485
B. 新幹線 単一	15	43	38	39	135
C. 高速道路 単一	13	46	31	31	121
計	100	210	196	235	741

なお、回収率は86.5%であった。

(4) 質問内容

アンケート用紙は付録のとおりである。

付録に見るとおり、質問は30項目あり、大別すると

- ① 居住時期、職業、年齢、学歴などの属性
- ② 高速道路または新幹線鉄道の利用状況
- ③ 居住環境、被害内容など
- ④ 特に騒音に関して
 - a. 音質 b. 生理的・心理的影響 c. 睡眠影響 d. 業務・会話妨害 e. 防音対策
 - f. 慣れの状態
- ⑤ 地域開発・道路計画に対する意見

などになっている。

10-3 結果の概要

アンケート調査結果については、第一次の単純集計と第二次の数量化理論第Ⅲ類による分析を行った。後者は、後に報告する騒音の評価指標との関連による相関分析の際に考察されるものである。ここでは、単純集計による結果の概要のみを述べる。

(1) 騒音影響に対する意識

表10-3-1は騒音による影響に対する被害意識の5段階評価パーセントであり、地帯別、地区別および音源別に示した。この結果、以下のようなことが考察される。

- a. 高速道路、新幹線とも約50%の人が騒音による影響を受けている。

Ⅰ～計	高 速	70%	新 幹 線	73%
Ⅱ～計	"	59%	"	59%
Ⅲ～計	"	37%	"	44%
Ⅳ～計	"	23%	"	36%
合 計		43%	"	50%

しかし、第Ⅳ地帯(280m以遠)になると約30%となる。

- b. 高速道路では(1+2)は第Ⅲ地帯37%, 第Ⅳ地帯23%であるが, 新幹線では, それぞれ44%, 36%となっており, 第Ⅰおよび第Ⅱ地帯では両者はほとんど変りがないことから考えると, 新幹線の影響は遠くまでおよんでいるといえよう。
- c. 並行地区(A)では, 第Ⅰ地帯では道路77%, 新幹線87%, 第Ⅱ地帯は64%と77%, 第Ⅲ地帯は36%と42%, 第Ⅳ地帯は25%と37%であり, 道路による影響よりも新幹線による影響を大きく受けている。
- d. 道路単独地区(C)で道路の影響を意識する方が, 新幹線単独地区(B)で新幹線の影響を意識するよりも大きい。

すなわち,

I ~ C	道 路	82%	I ~ B	新 幹 線	73%
II ~ C	"	85%	II ~ B	"	61%
III ~ C	"	55%	III ~ B	"	43%
IV ~ C	"	20%	IV ~ B	"	49%

しかし, 遠くなると必ずしもそうではない。

(2) 騒音被害意識の時間帯別調査結果(表10-3-2)

- a. 平均して(地区, 地帯を総合して), 夜間・深夜・明方・夕方・昼間・午前中の順に影響が大きい。
- b. 明方では, 音源に近いⅠ地帯では新幹線単独地区(B)は道路単独地区(C)より影響が大きい, Ⅱ~Ⅳ地帯では逆になっている。
- c. 午前中および昼間では, 2.やや大きいという評価クラスの率はⅠ~Ⅱ地帯では道路が, Ⅲ~Ⅳでは新幹線鉄道が卓越している。
- d. 夕方はⅢ~Ⅳは特に鉄道について, 評価クラス2が卓越している。
- e. 深夜は, 各地帯とも(Ⅰ~Ⅳ), 道路単独地区(C)において影響が大きい。

(3) 騒音被害意識の音質別調査結果(表10-3-3)

MAのため, 回答が重複しているが, およその傾向は以下のように要約できよう。

- a. 響きのある音, 重みのある音, 金属性のある音, 鋭い音を感じている。
- b. 響きのある音は, Ⅲ~Ⅳ地帯の方がⅠ~Ⅱ地帯よりも感じられている。これは周波数の低い音は, 仲々減衰しないということと一致している。
- c. 鋭い音は近い程感じられている。また, Ⅰ地帯ではBの方がCより感じられているが, Ⅱ~Ⅲでは逆になっている。これは, Ⅰ~Bは新幹線の影響であると考えられる。
- d. 響きのある音および重みのある音は, Ⅰ地帯ではCがBより大きい, Ⅱ~Ⅳ地帯では逆となっている。これはⅠ~Cは高速道路の影響と考えられる。
- e. 金属性の音はⅣのBで大きい。新幹線の金属性の音が遠くまで影響していると考えられる。

(4) 騒音被害の内容

騒音被害の内容は, 次のように大別される。

- a. 生理的および心理的影響

耳なり, 難聴, 悪寒, 頭痛, 吐き気, 息ざれ, イライラ, 考えがまとまらない

b. 睡眠に対する影響

寝つき、夜中あるいは明方が覚める

c. 会話等の障害

人との会話、電話、テレビ、ラジオの音

d. 日常生活

単純作業、複雑作業、読書、勉強

これらの各項目に対して5段階評価でアンケートしたが、結果を要約すれば以下のとおりである。

aの生理的および心理的なことに関しては、ほとんど影響がないとしている。

bの睡眠に関しては、30%程度影響があるとしている。

cの会話等への障害に関しては、40%程度の影響があるとしている。

dの日常生活に関しては、ほとんど影響がないとしている。

したがって、騒音による具体的影響はbとcであることが判る。

(5) その他

その他、防音設備、騒音に対するなれ、地域開発あるいは交通問題に対する意見などを調査しているが、その結果は、概して常識的な回答であり、対象した被調査者は、特異な母集団ではないと考えられる。

10-4 今後のとりまとめ

騒音の実測データから、以下の方針で騒音評価指標との相関分析を行う。

(1) クロス集計

結果の概略を把握するためにクロス集計を行う。

(2) 騒音の評価値の算出

A、BおよびC地区ごとに、実測した騒音レベルから、次の6種の評価指標の値(評価値)を算出する。 L_{50} 、 L_{10} 、 L_{eq} 、 L_{NP} 、NRN、NNI

(3) 騒音被害度との相関分析

数量化理論Ⅱ類によって求めた対象者の騒音被害度と(2)で計算した評価値との相関分析を行うが、この場合、(1)のクロス集計のうち相関の良い2種について、各地区ごとに詳細に行う。

この結果、最も説明力のある評価指標を、各地区ごとに提案し、各種基準値との関連を考察する。これらの分析結果は、別途報告する。

10-5 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，土木研究所資料第989号，昭和50年3月。

2) 中村英夫・山内久雄：道路騒音の被害意識の実験的分析，土木学会論文報告集第244号，1975年12月。

3) JIP：環境創造，特集〈各種騒音評価〉，Vol.5，No.2，December 1975。

表 10-3-1 騒音による影響

(%)

地帯	地区	高速道路からの騒音						新幹線からの騒音					
		1	2	3	4	5	0	1	2	3	4	5	0
I	A	49	28	14	7	2	0	49	38	1	7	6	0
	B	0	20	7	13	53	7	60	13	13	7	0	7
	C	77	15	8	0	0	0	0	0	0	39	62	0
	計	45	25	12	7	10	1	44	29	3	11	12	1
II	A	42	22	12	11	13	0	47	30	8	4	10	1
	B	0	14	2	16	67	0	40	21	9	16	14	0
	C	74	11	2	2	9	2	2	7	7	44	39	2
	計	41	18	8	10	23	1	36	23	8	15	17	1
III	A	8	2	15	32	17	1	17	35	18	19	11	0
	B	3	2	3	21	50	0	16	37	16	11	21	0
	C	39	16	10	19	16	0	7	3	7	16	68	0
	計	12	25	12	28	24	0	15	31	16	17	22	0
IV	A	1	24	20	31	23	1	8	29	19	29	15	1
	B	0	15	5	15	64	0	13	36	13	18	21	0
	C	10	10	16	39	25	0	3	16	19	26	32	3
	計	2	21	17	29	30	1	8	28	18	26	18	1
合 計		21	22	12	20	24	1	23	27	13	19	18	1

注 (1) Ⅳは5段階評価を表し、次のとおりである。

1. 非常に影響を受けている。
2. しばしば影響を受けている。
3. どちらともいえない。
4. ほとんど影響を受けていない。
5. 全く影響を受けていない。
0. 無回答

(2) I : ~40m II : 40~120m III : 120~280m IV : 280m~

(3) A : 新幹線・道路併設地区

B : 新幹線のみ地区

C : 名神高速道路のみ地区

表 10-3-2 騒音被害意識の時間帯別調査結果

(%)

地帯	地区	明 方					午 前 中					昼 間					夕 方					夜 間					深 夜				
		1	2	3	4	0	1	2	3	4	0	1	2	3	4	0	1	2	3	4	0	1	2	3	4	0	1	2	3	4	0
I	A	34	27	26	13	0	24	36	30	10	0	29	29	33	10	0	27	31	30	11	0	63	17	17	1	1	59	21	17	3	0
	B	18	46	36	0	0	0	64	36	0	0	0	64	27	10	0	36	55	9	0	0	64	36	0	0	0	55	9	9	27	0
	C	8	83	8	0	0	8	67	25	0	0	8	67	25	0	0	8	75	17	0	0	75	25	0	0	0	83	17	0	0	0
	計	29	37	25	10	0	19	43	30	8	0	23	38	31	9	0	26	40	26	9	0	65	20	13	1	1	61	19	14	5	0
II	A	12	31	32	19	0	13	39	23	14	10	15	38	22	14	10	24	36	20	11	0	47	33	13	6	1	37	22	25	14	1
	B	21	21	55	3	0	14	21	62	3	0	14	35	48	0	3	14	55	31	0	0	24	72	3	0	0	10	3	24	59	3
	C	28	41	10	18	0	18	56	10	13	3	21	51	13	13	3	33	46	5	13	3	82	13	3	3	0	80	10	0	10	0
	計	17	32	31	16	4	14	40	27	12	7	16	41	25	11	7	25	42	19	10	5	51	35	9	4	1	43	16	19	21	1
III	A	24	26	24	19	7	5	28	37	23	7	4	22	38	28	8	7	31	37	22	4	45	31	16	8	0	45	19	12	19	5
	B	9	32	41	18	0	5	32	59	5	0	5	32	59	5	0	9	46	41	5	0	41	41	14	5	0	18	36	18	23	5
	C	41	18	12	29	0	29	24	6	41	0	29	18	12	41	0	41	12	6	35	6	71	18	0	12	0	65	6	6	24	0
	計	24	26	26	20	4	9	28	36	22	4	8	23	38	26	5	12	31	33	20	4	48	31	13	8	0	43	70	12	20	4
IV	A	3	20	39	35	3	0	12	59	23	6	3	17	49	26	6	9	27	41	18	5	15	58	21	5	1	9	35	24	29	3
	B	10	38	19	33	0	0	38	29	33	0	0	38	29	33	0	5	43	24	29	0	24	57	5	14	0	24	38	24	14	0
	C	43	43	14	0	0	0	14	86	0	0	0	0	100	0	0	0	14	86	0	0	14	43	43	0	0	86	14	0	0	0
	計	7	26	33	32	2	0	18	54	23	0	2	20	48	26	4	7	30	40	19	3	17	56	19	6	1	18	34	22	23	2
		19	30	29	19	3	11	33	35	16	4	13	32	34	17	5	18	36	28	14	3	46	36	13	5	1	41	21	17	18	2

注 (1) 〃は4段階評価

1. 非常に大きい。 2. やや大きい。 3. やや小さい。 4. 非常に小さい。 0. 無回答

(2) I : 0~40m II : 40~120m III : 120~280m N : 280m~

(3) A : 新幹線・道路併設地区

B : 新幹線のみ

C : 名神高速のみ

表10-3-3 騒音被害意識の音質別調査結果

(% : MA)

地 帯	地 区	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
		鋭 い 音	に ご った 音	す ん だ 音	き ん き ん し た 音	金 属 性 の 音	重 み の あ る 音	鈍 い 音	ど ろ ど ろ し た 音	軽 い 音	さ ら さ ら し た 音	響 き の あ る 音	腹 に こ た え る 音	雷 の よ う な 音	布 を さ る よ う な 音	滝 の よ う な 音	たい こ の よ う な 音	波 の よ う な 音	ラ ッ ペ の よ う な 音	ざ わ ざ わ し た 音	無 回 答
I	A	31	11	3	23	33	46	21	3	7	1	37	11	13	1	4	3	4	3	4	1
	B	55	0	0	9	73	9	9	0	0	0	9	18	18	0	0	0	0	0	0	0
	C	25	0	0	17	0	42	8	0	0	0	67	8	0	0	8	0	8	0	8	0
	計	33	9	2	20	33	41	18	2	5	1	38	12	12	1	4	2	4	2	4	1
II	A	15	6	0	15	31	30	13	1	2	1	40	11	8	2	3	4	3	0	9	4
	B	7	17	0	7	10	59	0	0	14	3	48	10	14	0	0	3	7	0	7	0
	C	28	13	3	10	10	41	13	5	3	0	28	13	5	3	8	5	13	10	21	0
	計	17	10	1	13	23	38	11	2	4	1	39	11	8	2	4	4	6	2	11	2
III	A	1	0	1	3	12	24	5	0	4	1	62	10	15	0	5	3	0	1	3	1
	B	9	0	0	5	9	68	9	0	0	5	59	0	5	0	5	0	5	9	14	0
	C	24	0	0	0	0	47	6	0	6	0	53	12	6	0	0	6	24	0	12	0
	計	6	0	1	3	10	36	6	0	4	2	60	8	12	0	4	3	4	3	6	1
IV	A	12	3	0	17	35	32	11	2	2	0	55	8	11	2	8	0	2	2	8	0
	B	14	0	0	24	29	19	10	5	5	0	43	10	10	0	0	5	5	0	19	0
	C	0	0	0	0	0	43	14	0	0	0	29	14	0	0	0	0	0	0	0	0
	計	12	2	0	17	31	30	11	2	2	0	50	9	10	1	5	1	2	1	10	0
合 計		17	6	1	12	23	36	11	2	4	1	46	10	10	1	4	3	5	2	8	1

生活環境についてのおたずね

ロ ト	1	2	3	4	5	6	7	8
①	②							

調査員名	
回収員名	
点検員名	
調査状況	調査時間
1. あり 2. なし	分

1	2	3	4	5	6	7	8
有	無	不	明	不	明	不	明
常	在	在	在	在	在	在	在
常	在	在	在	在	在	在	在

Q1 あなたがこの土地に住むようになった (昭和()年頃)
のはいつごろからですか。

- 昭和20年以前
- 昭和21年～30年
- 昭和31年～35年
- 昭和36年～40年
- 昭和41年～45年
- 昭和46年以降

Q2 お宅には自動車がありますか。

- あ る
- な い

Q3 あなたは自動車の運転免許証をお持ちですか。

- 持っている
- 持っていない

Q4 この2年間に、高速道路を利用したことがありますか。

- あ る
- な い

Q4で「1.あ」と答えた人に

Q4- 高速道路を1年間にどれくらいの回

1. 2回以上
2. 5～11回
3. 1～4回
4. 1回以下

SQ1 リアで利用しますか。

<リスト1提示>

Q4- 高速道路を利用されるのはどうい

1. 通 勤
2. 通 学
3. 貨 物 輸 送
4. 商 談 打 合 せ
5. 買 物
6. レジャー
7. その他(具体的に:

<リスト2提示>

Q4- 高速道路を利用されるのはどうい

1. 快速である
2. 安全である
3. 時間の節約になる
4. 経費の節約になる
5. 運転がしやすい
6. ルートが分りやすい
7. その他(具体的に:

SQ3 理由からですか。

いくつでも結構ですからお答えください。

(M・A)

(すべての人に)

Q5 この2年間に新幹線を利用したことがありますか。

- あ る
- な い

Q5で「1.あ」と答えた人に

Q5- 1年間にどれくらいの回利用

1. 12回以上
2. 5～11回
3. 1～4回
4. 1回以下

SQ1 用されますか。

Q5- どういう目的で新幹線を利用され

1. 業 務
2. レジャー
3. 私的な用件
4. その他(具体的に:

SQ2 ですか。

(M・A)

Q5- 新幹線を利用されるのはどうい

1. 時間の節約になる
2. 快速である
3. 安全である
4. その他(具体的に:

SQ3 理由からですか。

いくつでもお答えください。

(M・A)

(すべての人に)

Q6 次に環境についておたずねします。

この土地は住みやすいと思いますか。

1. 住みやすいと思う
2. 住みにくいと思う
3. どちらともいえない

Q6で「2.住みにくい」と答えた人に

Q6- 住みにくくなったのはいつごろから

1. 昭和20年以前
2. 昭和21年～30年
3. 昭和31年～35年
4. 昭和36年～40年
5. 昭和41年～45年
6. 昭和46年以降

SQ1 ですか。

(すべての人に<リスト3提示>)

Q7 高速度路による影響についておたねします。

あなたは高速度路の自動車によって次におけるような影響を受けていますか。その程度をお聞かせください。

	非受 け 常 て い る	し 受 け て い る	ど 言 え ら な い	は 受 け て い な い	全 受 け て い な い
(1) ナサ・ほこり	1	2	3	4	5
(2) 騒音	1	2	3	4	5
(3) 振動	1	2	3	4	5
(4) ヘッドライトの反射	1	2	3	4	5
(5) 排気ガス	1	2	3	4	5

<リスト3提示>

Q8 つぎに、新幹線による影響についておたねします。

新幹線によって次におけるような影響を受けていますか。その程度をお聞かせください。

	非受 け 常 て い る	し 受 け て い る	ど 言 え ら な い	は 受 け て い な い	全 受 け て い な い
(1) ナサ・ほこり	1	2	3	4	5
(2) 騒音	1	2	3	4	5
(3) 振動	1	2	3	4	5
(4) ヘッドライトの反射	1	2	3	4	5
(5) 電波障害	1	2	3	4	5

(Q7, Q8のいづれかで騒音の影響を受けていると答えた人はQ16へとよ)

(Q7, Q8のいづれかで(2)騒音について

「1, 2被害を受けた」と答えた人に)

Q9 騒音による影響を受けているとのことですが、次のそれぞれの時間帯ではどの程度に感じられていますか。

	非 常 に 大 き い	や や 大 き い	や や 小 さ い	非 常 に 小 さ い
(1) あけがた	1	2	3	4
(2) 午前中	1	2	3	4
(3) 昼間	1	2	3	4
(4) 夕方	1	2	3	4
(5) 夜間	1	2	3	4
(6) 寝	1	2	3	4

<リスト4提示>

Q10 では被害を受けている騒音は次における音の種類の中のどれに当たりますか。お感じになっているものすべてをかつやしてください。

(M・A)

- 鋭い音
- にどった音
- 澄んだ音
- きんきんした音
- 金属性の音
- 重みのある音
- 鈍い音
- どろどろした音
- 暖い音
- さらさらした音
- 響きのある音
- 腹にこたえる低い音
- 笛のような音
- 布を切りさくような音
- 湯のような音
- 太鼓のような音
- 鼓のような音
- ラッパのような音
- ざわざわした音

<リスト5提示>

Q11 騒音のためにあなたは次のようなこととがありますか。

その程度をお聞かせください。

	い つ も す る	と き ど き す る	ど 言 え ら な い	は し と ん ど い	全 く し な い
(1) 耳なりがする	1	2	3	4	5
(2) 一時的に難聴になる	1	2	3	4	5
(3) 悪寒がする	1	2	3	4	5
(4) 頭痛がする	1	2	3	4	5
(5) 吐き気がする	1	2	3	4	5
(6) 気分がイライラする	1	2	3	4	5
(7) 考えがまとまらない	1	2	3	4	5
(8) 動悸・息切れがする	1	2	3	4	5

Q12 あなたの睡眠について次のようなこと
とがありますか。
その程度をお聞かせください。

	い つ も あ る	と き ま ま あ る	ど う も あ る	な ん ど も あ る	全 く な い
(1) 寝つきが悪い	1	2	3	4	5
(2) 夜中に目がさめる	1	2	3	4	5
(3) 朝方眠がさめる	1	2	3	4	5

<リストB提示>

Q13 騒音のために次のようなことがあ
りますか。
その程度をお聞かせください。

	い つ も あ る	と き ま ま あ る	ど う も あ る	な ん ど も あ る	全 く な い
(1) 戸外で人の話し声が聞こえない	1	2	3	4	5
(2) 電話の音が聞こえない	1	2	3	4	5
(3) テレビやラジオの音が聞こえない	1	2	3	4	5
(4) 車庫作業が続けられない	1	2	3	4	5
(5) 洗濯作業が続けられない	1	2	3	4	5
(6) 読書や勉強が続けられない	1	2	3	4	5

Q14 騒音をやわらげるために庭間用戸を
閉めることがありますか。

1. いつも閉めている
2. 時々閉める
3. 閉めない

Q15 お宅では防音のための設備を何かな
っていますか。

1. している (2. とくになし)

↑ Q16へ

(Q15で「1. している」と答えた人に)

Q15- それはどんな設備ですか。

1. 防音壁
2. サッシ
3. その他()

(全員に)

Q16 ところであなたは、騒音になれてい
るほうだと思いませんか、そうは思いま
せんか。

1. なれていると思う
2. なれていないと思う

Q17 騒音は変わりますが、地域開発につい
て、開発に重点を置く、自然保護に重
点を置くという意見がありますが、あ
なたの考えに近いのはどちらですか。

1. 開発に重点を置く
2. 自然保護に重点を置く

Q18 では交通問題の解決のためには、自
動車を規制するという意見と、道路網
を整備するという意見がありますが、
あなたのお考えに近いのはどちらですか。

1. 自動車を規制する
2. 道路網の整備をする

Q19 あなたはこの2年間に次のような
動きをなさったことがありますか。
(M・A)

1. 自治会、町内会の役員
2. PTAの役員
3. 住民運動
4. ツーリング
5. いづれもない

Q20 あなたの平日の一日平均在宅時間は
何時間くらいですか。

1. 10時間以下
2. 10～15時間
3. 16～20時間
4. 20時間以上

Q21 あなたご自身のことについておたず
ねします。
あなたは現在、パートなども含めて
収入のある職業に就いていますか。
(Q21で「1. 仕事に就いている」と答えた
人に)

Q21- それはどんな職業ですか。

仕事の種類()

1. 専門・管理・自由
2. 事務
3. 労働
4. 自営商工業
5. 農林漁業

Q21- あなたは、主婦ですか。学生ですか。
SQ2 それとも無職ですか。

6. 主婦
7. 学生
8. 無職

Q22 お宅の家族の支持者は、あなたご自身ですか。それとも他の人ですか。	1. 自分 2. 自分以外	→ Q23へ
(Q22で「2.自分以外」と答えた人に)		
Q22- そのかたはどのような仕事についていますか。	仕事の種類()	
1. 専門・管理・自由		
2. 事務		
3. 労働		
4. 自営商業		
5. 農林漁業		
Q23 次に、あなたの生年月日をお聞かせください。	明治 大正 昭和 年 月 日	
1. 20歳～29歳		
2. 30歳～39歳		
3. 40歳～49歳		
4. 50歳以上		
Q24 あなたが最後に卒業された学校をお聞かせください。	() 学校卒業	
1. 新中・旧小・旧高小卒		
2. 新高・旧中卒		
3. 短大・新高専卒		
4. 旧専・旧高卒		
5. 大卒		
Q25 ところで、この建物はいつ頃建てられたものですか。	明治 大正 昭和 年 月 日	
1. 昭和20年以前		
2. 昭和21年～昭和35年		
3. 昭和36年～昭和45年		
4. 昭和46年以降		
Q26 現在お宅で一緒に生活をしている人は何人ですか。	[]人	
Q27 お宅には、65才以上のかたがいますか。	1. い 2. な い	

Q28 では3才以下の幼児はいますか。	1. い 2. な い
Q29 玄関、台所、トイレ、風呂場などを除いて窓数は何窓ありますか。	[] 窓
Q30 あなたのふだんの健康状態はいかがですか。よい方ですか、普通ですか、それとも悪い方ですか。	1. よ い 2. 並 通 3. 悪 い

※ 調査員観察

A. 性別	1. 男 2. 女
B. 住宅構造	1. 木造 2. 木造セルタル 3. 鉄筋 4. その他
C. 立地環境	1. 住宅地 2. 商業地 3. 工業地 4. 農林地

第11章 海水汚濁の拡散に関する調査試験

海岸研究室

橋 本 宏

宇 多 高 明

阿 部 克 夫

11-1 ま え が き

本四架橋にともなう海中工事においては、海底掘削によって汚濁が発生し、拡散することが予想される。工事による汚濁拡散を予測するために前年度より調査を開始したが、本年度は汚濁発生量を調べることに、数値計算による汚濁解析について検討を行なった。

汚濁発生量に関しては、模型実験を行ない、海底土質、水深、グラフ形状、掘削方法等のパラメータと発生量の関係を調べた。また汚濁拡散の計算については、境界条件等の扱いについて主に検討した。

模型実験は幾何縮尺 $1/50$ 、時間縮尺 $1/50$ として行なった。グラフ模型は開放型と密閉型を用いた。濁りの原因となるグラフからの流出は、(1)グラフ引揚過程、(2)グラフ浮上過程、(3)水切り過程、(4)グラフ投下過程、(5)グラフ着底時に分けられるが、開放型グラフで満杯の場合、浮上時にグラフ上端から漏れる水によって発生する量が最も多く、全流出量の80%以上であった。掘削量が約半分になると、水切り時の発生量が増し、全流出量の65%近くをしめた。密閉型であると水切り時の発生量が多いことがわかった。

カオリンを満杯にした開放型からの発生量は、やはり浮上過程及び水切り過程に最大を示し、約70%をしめた。これに対し、密閉型では約20%をしめた。また掘削土量に対する率では、開放型の場合約6%が浮上水切り時に流出したが、密閉型では高々1%であった。

数値計算法に関しては、水平・鉛直二次元の計算法の検討を行なった。水平二次元計算については、点源から汚濁が発生する場合の汚濁状況について解析解と数値解を比較することによって、汚濁源に極めて近い所を数値的に解くことが、全体の精度を著しく低下させることが明らかになった。このため点源近くでは解析解を用いる方法を取った。この結果全体の計算精度は向上し、解析解と数値解は良い精度で一致をみた。

鉛直二次元計算では前年度提案した式を更に検討し、また解析解と比較することによってその精度の検討を行なった。

11-2 模型実験による発生量の測定

模型実験は、幾何的縮尺 $1/50$ 、時間縮尺 $1/50$ として行なった。— グラフ模型は2種類で、開

放型と密閉型である。

模型での水深は、60 cm, 30 cm, 15 cm, 引揚げ速度は 3 cm/s , 7 cm/s , 10 cm/s , 15 cm/s , 20 cm/s の各種とした。グラブのつかみ量は満杯に近いものと、約半分程度の2種類、海底土の土質は、砂、カオリン、砂まじりカオリンの3種類としている。

実験の1サイクルは、グラブ投下、海底への押込み、グラブ閉鎖、引揚げ、海面上での水切り、土捨て、グラブ投下位置決定から成立っている。

濁りの原因となるグラブからの流出は、次の5段階に分けられる。

- 1) グラブ引揚過程。海底面からグラブが離れ、海面へグラブ上端が達する迄をいう。
- 2) グラブ浮上過程。海面へグラブ上端が達してから、グラブ下端が海面を離れる迄をいう。
- 3) 水切り過程。グラブ内に残った水を空中で切っている時期をいう。
- 4) グラブ投下過程。土捨ての済んだグラブが、口を開放したまま水中を落下しながら、水で洗われている時期をいう。
- 5) グラブ着底時。落下したグラブが海底土に衝突し、さらに海底土に食い込んで静止する迄をいう。

海底土質が砂の場合、観察によれば、土砂流出が発生するのは、1), 2), 3)の過程であることがわかった。しかも、1)での発生量は他のふたつにくらべて小さいので、流出土砂の測定は次の通りとした。グラブが海底を離れるとすぐ、グラブ下方にバケツをあてがい、浮上し終る迄の流出土砂を受ける。水切り時には別のバケツに試料を採取することとした。

海底土質がカオリンの場合、引揚過程で発生するカオリンを水中に設置したバケツで受取ることは、カオリンが微粒子であるため不可能であった。また、砂とは違い、空中にあるグラブから水だけがぬけ落ちるという水切り過程は殆んど問題とならなかった。これは、粘着力のあるカオリンがグラブの口をふさぎ、水が出にくくなるためと考えられる。

したがって、カオリンの場合、試料採取は次の通りに行なった。

グラブが浮上する時に、用意したバケツですくい、水切りが完了する迄の発生量を採取する。引揚過程で発生した流出カオリンは、沈降速度が遅いため、水中にただよっている。これを平面配置2カ所、各個所の高さ方向に6ないし8点、合計12ないし18点に設置したサイホンを通じて採水し、濁度を測定した。それと同時に、実験水槽内の水を全部槽外に出し、その平均濁度からも発生量を求めることとした。サイホンによる試料、および水槽内全量による濁度は、ともに良い一致をしめした。投下過程における濁度の発生は、土捨て後のグラブに付着したカオリンが水に洗われて起こるものである。これは、投下速度、水深に関連するであろうが、今の場合、グラブが海底に到着する迄に、付着土は全て洗い流されるものと仮定した。それ故、土捨て後のグラブに付着したカオリン全量の水で洗って採取し、投下過程における発生量とした。

この他、グラブ投下速度が大きいと、着底時に海底土が舞い土るが、これのみを採取する方法はないので、引揚過程のものに含めることとした。

実験例のいくつかを次にかかげる。

図 11-2-1, 2-2 は、海底土が砂の時の掘削量と流出量の比率を図-1, 2, グラブ引揚げ速度との関連においてしめたものである。図-1 は開放型グラブ、図 11-2-2 は密閉型のグラブである。

グラブの開閉は、中心にとり付けたロッドの上下によって行なわれるようになっている。ロッドを人力でひきあげ動かないように固定してから引揚げる。このとき、グラブ開口部に砂をつかむと、閉鎖された筈の開口部が僅かながら開いており、これによって水切り時の流出量が左右される。密閉型の方が、口のかみ合せ部延長が長く、また構造的にも、このようなカミ込んだ砂による影響を受けやすい。図 11-2-2 の方がバラツキが大きいのは、このためであると思われる。

開放型の場合、引揚速度が大きくなる程、流出量が若干ではあるが増加する傾向があるが、それ程顕著とは言えないので、掘削量の約 6 % ~ 8 % が流出すると言っておきたい。

密閉型の場合、うまく閉鎖すれば、たかだか 2 % 位が流出するのにくらべ、最大では 14 % にも達する。平均としては、4 ~ 7 % 位で、開放型よりやや少ないとして良いであろう。

図 11-2-3 は、グラブ掘削量が図 11-2-1 のものの約半分である事をのぞき、同条件下に行なわれたものである。掘削量が減少したのに、流出量はへらず、かえって増加していることになった。この状態を観察の結果から判断すると、次のような事に原因があると思われる。

グラブに砂が満杯となっている場合、グラブ浮上時にグラブ内の水がグラブ上方を通って流れおちるが、これは短時間に終了し、水切り時には土砂内にふくまれている水がしたり落ちる程度で砂の流出にさほど効果がない。ところが、土砂が半量しかない場合には、グラブ内の上部に水が残存しており、これが水切り時に側方のカミ合せ部から流出し、その際カミ合せ部近くの砂を流し去るのである。

捨土をする前には水切りを完了させねばならないから、この時の流出を少くする方策が講じられると効果的であろう。

図 11-2-3 の引揚速度 7 cm/sec の場合、水切り時の流出土砂は水中および浮上時合計の約 5 倍であった。

シルトの場合の測定例を図 11-2-4 に示す。これは、グラブ作業位置より平面距離にして約 20 cm 離れた 2 点において、鉛直方向に浮遊シルトの濃度をサイホンを通じて採取した試料から決定したものである。引揚速度は 7 cm/sec で、この時、グラブ着底時の撈り上土砂は殆んど認められなかったもので、グラブ引揚時に発生したものだけと考えて良い。

水槽内は静水状態で、グラブから落ちたシルトを上へまきあげ、あるいは上方に留めておくように働く乱れは殆んどない。ただ、上下するグラブが水をかきまわすだけである。小さいとはいえ、沈降速度を持っていますからシルトは時間とともに下方に沈降する。また落ちやすい状態になっているシルトは、グラブ引揚時の初期にグラブから離れる。こうした結果、底面近くでは濃度は急激に変化し、底面上 20 ~ 60 cm では、ほぼ一様となっている。この引揚時放出量は、全掘削量の約 2 % であった。浮上時および水切り時には、全掘削量の約 6 % 程度が流出した。捨土をしたのちグラブに付着しているシルトは全掘削量の約 11 % であった。もし、落下時に付着土が洗われて浮遊するとすれば、これが流出土の主な部分をしめることも考えられる。

実験条件のうち、今後十分な検討を要するものは、

- 1) グラブ閉鎖条件の均一化。模型が $1/50$ と小さい場合には人力で行なっても困難は少ないが更に大きな装置を利用する場合は、加える力を測定する等の試みを行なう必要があろう。
- 2) グラブ付着土の条件。落下時に付着土が洗われて流出するならば、捨土後にどれだけの付着

があるかがきわめて重要な問題となる。土の条件によって非常に異なるので注意を要する。

その他、この種の実験の力学的条件の縮尺については全く解明されていないので、最も流出土砂の多いとみなされる過程につき、力学的相似の検討を行なう必要があろう。

11-3 数値計算による汚濁解析

汚濁源より発生する汚濁物質は掘削地点の底質粒径によって大きく影響を受ける。底質粒径が小さいときは自重による沈降速度は小さく、粒径が大きいときは沈降速度も大きい。このような粒子の沈降を考慮した汚濁解析の方法は、鉛直水平両方向に格子に切って計算を行なう計算が必要であるが、このような計算は多大の費用を要し、また精度も必ずしも高いとは言えない。したがってここでは自重の効果が小さい場合の解析には水平二次元による計算を、また自重の効果が大きい場合には鉛直二次元の計算を行なうことにした。

11-3-1 水平二次元解析

この方法は自重による沈降速度が流れの流速に比較して小さい時に使われるべきものである。

基礎式は汚濁物の発生量を Q (kg (or ton)/sec) とし、また発生源の体積を V 、また縦方向の拡散を無視し、更に、流れ方向に x 軸、流れと直角方向に y 軸をとれば、(1)式のように与えられる。

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -u \frac{\partial c}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} (k_y \frac{\partial c}{\partial y}) + \frac{Q}{V} \quad (1)$$

ここに u : 流速, k_y : y 方向拡散係数, c : 濃度である。

$$\text{更に,} \quad C_q = Q/V \quad (2)$$

とおけば、

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -u \frac{\partial c}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} (k_y \frac{\partial c}{\partial y}) + C_q \quad (3)$$

となる。

ただし C_q の単位は例えば (p.p.m./sec) である。(3)式のままでは物理的意味が明確でないので無次元化を行なう。発生源の代表濃度を C_0 、主流の代表速度を u_0 、代表長さを l とすれば、各変数は次のように無次元化される。

$$C = C_0 C^*, \quad u = u_0 u^*, \quad k_y = l u_0 \alpha, \quad t = l / u_0 \cdot t^*, \quad x = l x^*, \quad y = l y^*, \quad C_q = u_0 / l \cdot C_0 C_q^* \quad (4)$$

このとき(3)式は、 $u^* = 1$ とおけば、

$$\frac{\partial C^*}{\partial t^*} = -\frac{\partial C^*}{\partial x^*} + \frac{\partial}{\partial y^*} (\alpha \frac{\partial C^*}{\partial y^*}) + C_q^* \quad (5)$$

となる。数値計算は差分法を用いて(5)式を差分化して行なうものである。この点に関しては前年度の報告で述べた鉛直二次元の差分方程式と同型となるので省略する。

掘削によって発生する汚濁はほぼ点源と考えられるので、一点で C_q^* を与えて計算を行ない、解析解と比較すると計算精度は低く、実際に適用するにはかなり問題となることがわかった。この点を更に明らかにするため簡単なモデルを使って解析解との比較を行なった。

モデルとして一点(一格子間隔内)から一定濃度の発生がある場合を考えると、無次元化した解

析解は、

$$C^* = \frac{1}{2} \left(\operatorname{erf} \left(\frac{\frac{\Delta y^*}{2} - y^*}{2\sqrt{\alpha x^*/u^*}} \right) + \operatorname{erf} \left(\frac{\frac{\Delta y^*}{2} + y^*}{2\sqrt{\alpha x^*/u^*}} \right) \right) \quad (6)$$

となる。(5)式を用いた結果と(6)による値を比較すると、分布形は非常に異なったものとなった。これは発生源(点源)に極めて近い所で濃度が急激に変化するためであり、この点の値を数値計算によって求めることに困難があると考えられる。それ故、発生源に極めて近い点の値は解析的に求め、その値を使って数値計算を行なった場合、精度は向上した。

計算結果のうち軸に沿う方向(x軸)の濃度の遙減曲線を描いたものが図11-3-1であり、またy軸方向の濃度の分布形を示したのが図11-3-2である。

これらの図によれば、無次元拡散係数 α が小さくなるにつれ、誤差は大きくなる傾向を示すが、数値解と解析解は大むね良い一致をみている。

結局、点源から汚濁が発生する場合は、発生源は特異点と考えられ、このような点の近傍では解析的に求めることによって精度は著しく向上することがわかる。

一方、グラフから発生する汚濁は間欠的である。これは、模型実験によって明らかになったように、汚濁は間欠的である。これは、模型実験によって明らかになったように、汚濁が主にグラフが浮上し、水切りの際に発生するためである。この点を考慮して、汚濁を発生源から間欠的に放出した場合の例が図11-3-3である。ただし同図では流れ方向の拡散を無視しているので、流れ方向に濃度は低下するが、なお間欠的な傾向を示している。しかし、実際には横方向の拡散に対しては小さいけれども、流れ方向の拡散は存在するので、例えば横拡散係数の1割程度が流れ方向の拡散係数を持ったとして計算したのが図11-3-4である。

図11-7では流れ方向に急な濃度勾配があったが、図11-8では急速に平均化され、間欠的な傾向も非常に弱くなることがわかる。

11-3-2 鉛直二次元解析

基礎式はすでに前年度明らかにしたように、流れ方向にx軸、鉛直上方にz軸を取れば、

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) - w_0 \frac{\partial C}{\partial z} - U \frac{\partial C}{\partial x} \quad (7)$$

ただし k_z :鉛直拡散係数、 w_0 :土粒子の沈降速度、 V :流速である。11.3.1と同様に物理的意味を明らかにするために無次元化を行なう。代表濃度を C_0 、鉛直スケールを l_z 、流速の代表スケールを V_0 とすれば、各変数に対して

$$C = C_0 C^*, \quad t = \frac{l_z}{w_0} t^*, \quad x = \frac{V_0}{w_0} l_z x^*, \quad V = V_0 u^*, \quad Z = l_z Z^* \quad (8)$$

$$k_z = \alpha w_0 l_z$$

となる。この値を使えば、(7)式は

$$\frac{\partial C^*}{\partial t^*} = \frac{\partial}{\partial Z^*} \left(\alpha \frac{\partial C^*}{\partial Z^*} \right) - \frac{\partial C^*}{\partial Z^*} - u^* \frac{\partial C^*}{\partial x^*} \quad (9)$$

となる。境界条件は水面では、

$$\alpha \frac{\partial C^*}{\partial z^*} - C^* = 0 \quad (10)$$

底については、問題によって変わり、例えば一定濃度の場合は、

$$C_{bottom}^* = C_0^* \quad (11)$$

底に粒子が沈降し、再浮遊しない場合は、

$$\frac{\partial C^*}{\partial t^*} + \frac{\partial C^*}{\partial z^*} = 0 \quad (12)$$

である。

以上の場合のうち、例えば(10)式によって規定される流れについて計算を行い、解析解と比較したのが図 11-3-5 である。これは底が一定濃度に保たれている所へ、流れがあって底の物質が流れとともに拡散される状況に対応するが、計算値と解析値は比較的良く一致している。

しかし、グラフによる汚濁拡散の場合は汚濁物は主に表面近くで発生する。この場合問題になるのは、底の境界条件の扱いよりもむしろ水面での境界条件の扱いにあたる。

水面から下方に格子分割し、1.2…の番号を付けて(10)式を差分化すると、

$$\frac{\alpha}{\Delta z^*} (C_2^* - C_1^*) - C_2^* = 0 \quad (13)$$

となる。この式の精度は $O(\Delta z^*)$ である。一方計算式のオーダーは $O(\Delta z^{*2})$ であり、したがって境界において精度が低下することになる。これに対して $O(\Delta z^{*2})$ までの精度で計算すると、

$$\frac{\alpha}{2\Delta z^*} (C_3^* - C_1^*) - C_2^* = 0 \quad (14)$$

となる。水面では Δt^* 後においても(14)式に類似な式、

$$\frac{\alpha}{2\Delta z^*} (C_3^{*'} - C_1^{*'}) - C_2^{*'} = 0 \quad (15)$$

が成り立たなければならない。ただし(15)式の精度は $O(\Delta t^*)$ である。 Δt^* と Δz^* のオーダーが等しいとすれば、したがって水面における境界条件の精度は $O(\Delta t^*)$ となり、方程式の精度に比較すると、精度が低下する。

以上の点から、汚濁が水面から投入される場合、そのまま数値計算を行なうとやはり精度が低下することになる。この難点を除くためには、(15)式の差分式をより高次の項を含む式におき換えるか、あるいは、投入点を仮想的に境界の内部に移動させることが考えられる。しかし実際に計算によって検討した結果、前者ではあまり良い結果は得られず、むしろ後者の方が良い方法であることがわかった。この場合の計算の一例が図 11-3-6 である。しかしながら、これに対応する解析解が存在しないので、精度の十分な検討は行なうことができなかった。この点に関しては引続いて検討を加えて行きたい。

11-4 まとめと今後の問題点

汚濁発生量を模型実験によって検討した結果、発生汚濁物質量は総掘削量の数パーセントのオーダーであることが判明した。これは現地観測の結果とオーダー的にみるとほぼ一致する結果である。しかしながら、模型縮尺が $1/50$ と小さく、相似則も明確でないので、模型実験の値をすぐに現地に適用させることには問題がある。この点に関しては、相似則をチェックするために $1/20$ のモデルの模型を製作し、現在実験中である。これらの結果はまた別の機会に報告したい。

一方数値計算に関しては鉛直二次元の計算が不十分であり、更に検討を加える必要がある。

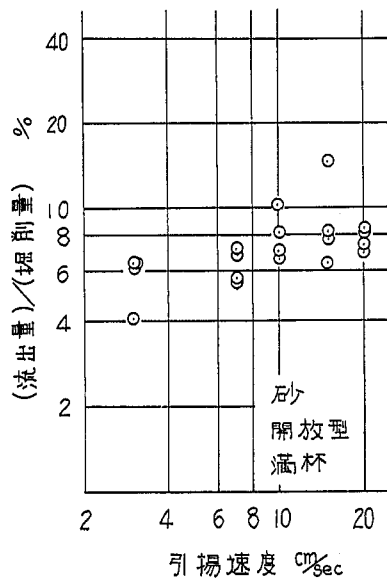


図11-1 掘削量と流出量の比率（開放型）

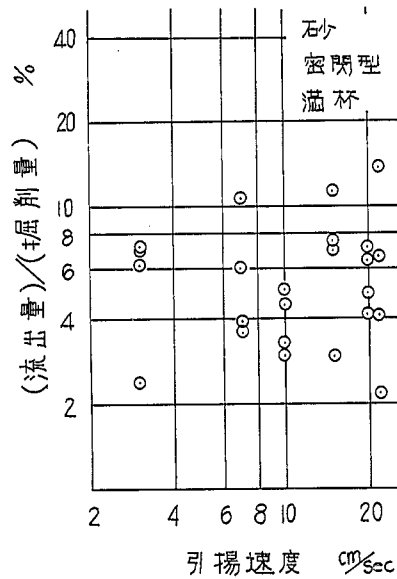


図11-2 掘削量と流出量の比率（密閉型）

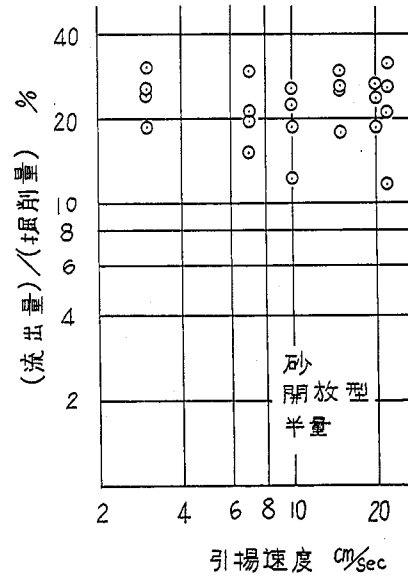


図11-3 掘削量と流出量の比率

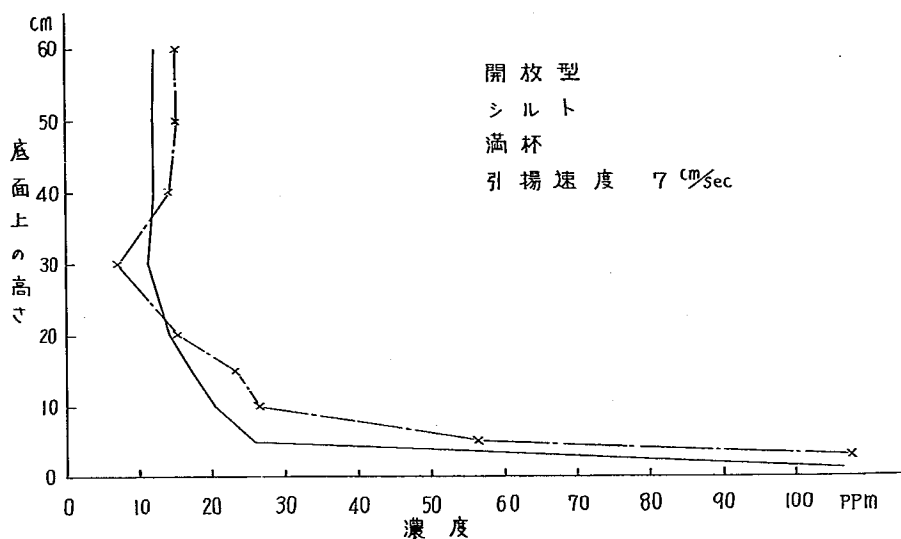


図11-4 鉛直濃度分布

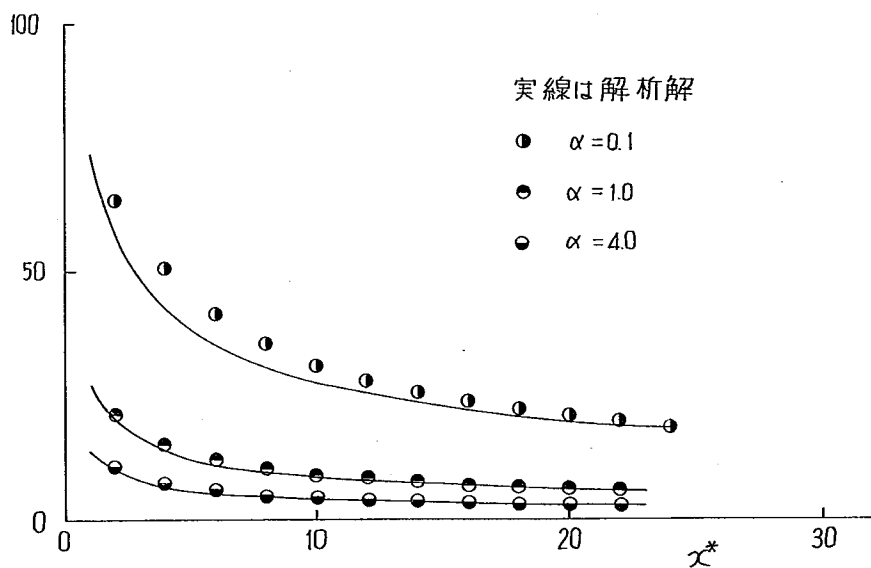


図11-5 軸上濃度の遁減曲線

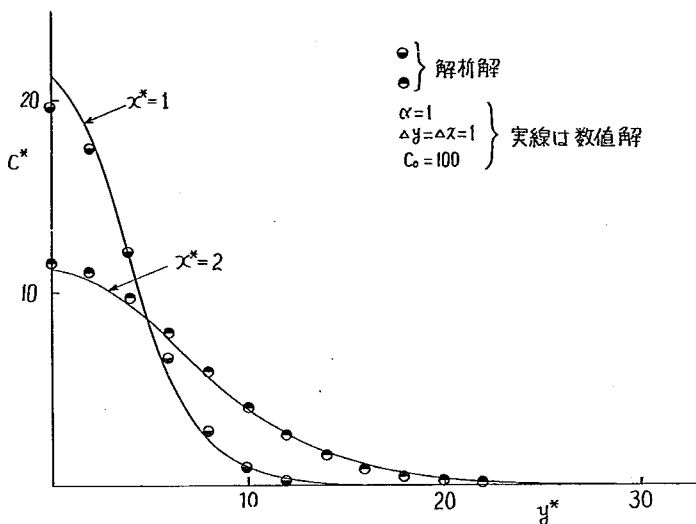


図 11-6 y 方向の濃度分布

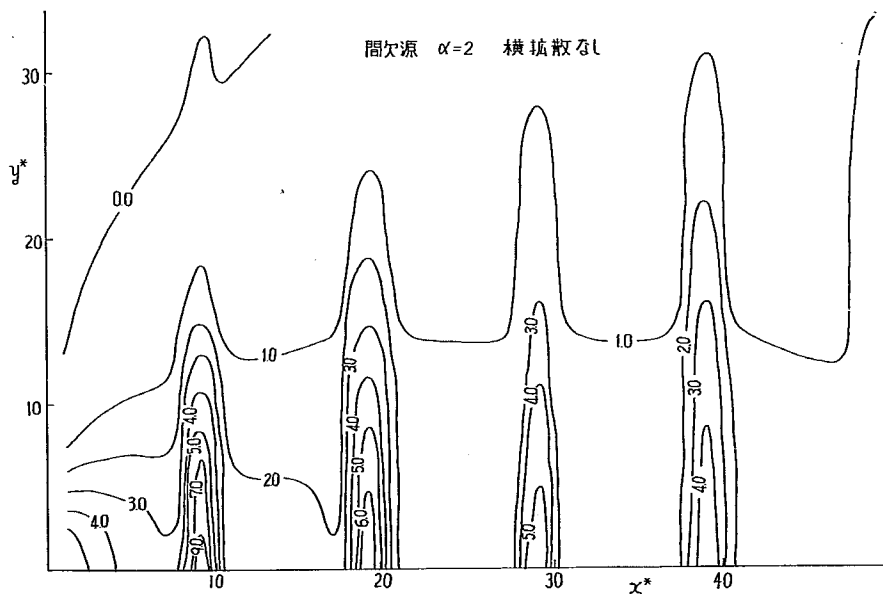


図 11-7 平面濃度分布

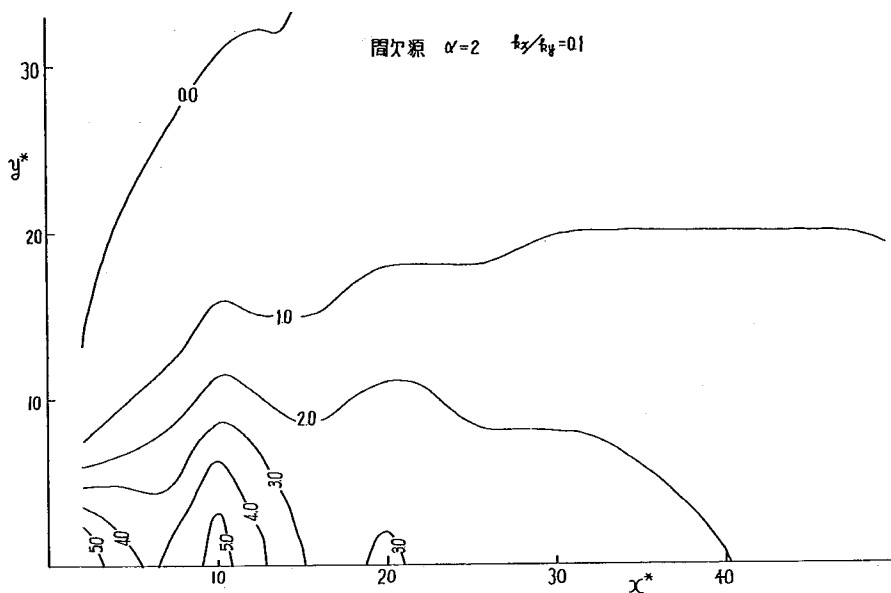


図11-8 平面濃度分布

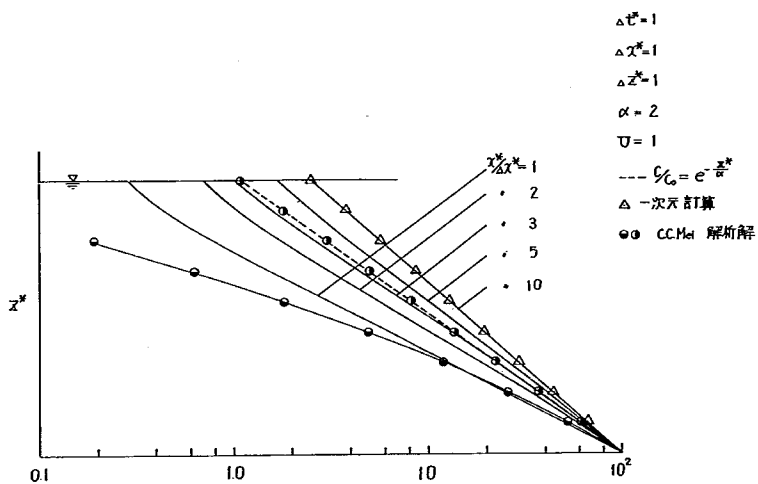


図11-9 鉛直二次元計算（解析解との比較）

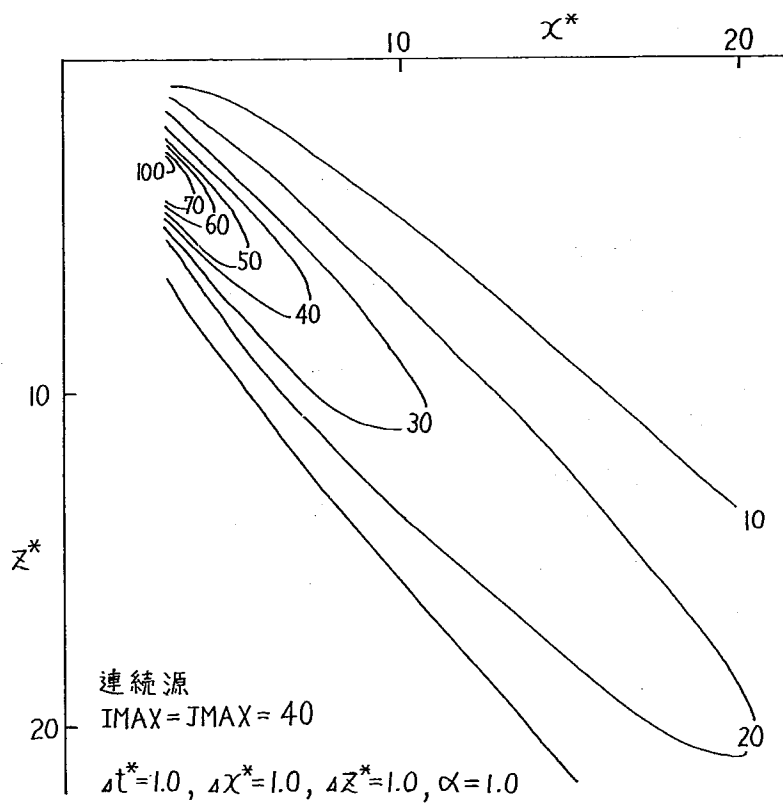


図 11-10 自重による沈降拡散

「本州四国連絡橋に関する調査試験」に係る年度別・課題別契約金額一覧

(単位:円)

課 題 名	担当研究室	46年度	47年度	48年度	49年度	50年度	備考
明石海峡の地質構造に関する調査試験	地 質	-	1,400,000	1,870,000	2,825,607	-	
本四橋用塗装に関する調査試験	化 学	-	-	-	2,189,095	1,798,813	
海中鉄鋼にかかる潮流に関する調査試験	河 川	1,858,000	2,750,000	-	-	-	
" 波浪に関する調査試験	海 岸	1,500,000	3,200,000	-	-	-	
海水汚濁の拡散に関する調査試験	"	-	-	-	3,238,387	3,998,718	
交通騒音に関する調査試験	交通環境	-	-	-	958,772	5,533,631	
舗装基準に関する調査試験	舗 装	-	-	-	5,156,858	5,951,327	
インサート形ローラビットによる硬岩掘削に関する調査試験	機 械	-	2,950,000	-	-	-	
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	"	-	-	3,000,000	-	-	
ビットの摩耗と削孔性に関する調査試験	"	-	-	-	3,964,478	-	
土質に関する調査試験	土 質	-	-	-	1,742,918	2,459,014	
基礎工に関する調査試験	基 礎	1,500,000	3,000,000	3,000,000	2,960,005	4,009,444	
耐風性に関する調査試験	構 造	7,300,000	9,150,000	9,000,000	11,987,585	13,776,900	
材料構造に関する調査試験	橋 梁	1,500,000	1,850,000	1,850,000	5,028,240	4,670,470	
耐震に関する調査試験	振 動	7,352,000	5,000,000	8,070,644	7,188,055	-	
地震動及び地盤の動的性質に関する調査試験	"	-	-	-	-	3,041,338	
耐震性に関する調査試験	耐 震	-	-	-	-	4,260,345	
合 計		21,010,000 (21,502,480)	29,300,000 (19,996,612)	26,790,644 (24,668,119)	47,240,000 (28,113,824)	49,500,000 (33,200,911)	

※ () 書きは旅費+直接経費である。