

土 木 研 究 所 資 料

第 1 5 7 7 号

**本州四国連絡橋の設計施工に関する
研究報告**

昭和55年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

目 次

第1章 総 論	1
第2章 厚膜塗装に関する調査試験	11
2-1 まえがき	11
2-2 試験目的	11
2-3 試験方法	12
2-4 試験結果	16
第3章 交通環境に関する調査試験	23
3-1 長距離騒音伝搬に関する調査	23
3-2 大気拡散風洞を利用した基礎実験	32
第4章 舗装基準に関する調査試験	47
(1) 舗装の疲労に関する調査試験	47
4-1 まえがき	47
4-2 試験方法	48
4-3 結果	55
(2) 長浦試験舗装調査	60
4-4 調査結果	60
第5章 基礎工に関する調査試験	69
—— 基礎の水平抵抗に関する調査試験 ——	
5-1 まえがき	69
5-2 基礎の水平抵抗に関する調査試験	69
5-3 中掘りぐいの支持力特性	88
第6章 耐風調査	95
6-1 調査の概要	95
6-2 大鳴門橋の耐風性調査	95
6-3 自然風の乱れが長大橋梁の耐風性におよぼす 影響について(その2)	99
第7章 鋼床版構造に関する調査試験	125
7-1 まえがき	125

7-2	試験概要	125
7-3	試験結果	129
7-4	有限要素法による解析	134
7-5	まとめ	136
第8章 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験		139
8-1	まえがき	139
8-2	調査目的	139
8-3	調査方法	141
8-4	調査結果	141
8-5	まとめ	143
第9章 長大橋の耐震性に関する調査試験		153
9-1	概要	153
9-2	調査方法	154
9-3	地盤-ケーソン基礎系のモデル化	156
9-4	解析結果	162
9-5	結論	173

第 1 章 総 論

昭和 54 年度における受託研究の項目はつぎのとおりである。

- 1 厚膜塗装に関する調査試験
- 2 交通環境に関する調査試験
- 3 舗装基準に関する調査試験
- 4 基礎の水平抵抗に関する調査試験
- 5 耐風に関する調査試験
- 6 鋼床版構造に関する調査試験
- 7 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験
- 8 長大橋の耐震性に関する調査試験

1. 厚膜塗装に関する調査試験

前年度に、ゴム系及びエポキシ系の結合材を用いた電波吸収材について、サンシャイン型ウェザーメーターによる促進耐候性試験を行って耐久性を調べた結果、ゴム系電波吸収材については、問題となる点は認められなかったが、エポキシ系電波吸収材については、塗装下地の種類等被塗面の状態による影響が認められ、結合材に用いたエポキシ樹脂の品質に問題があると判断された。

このため、昭和 54 年度においては、品質を改良した 4 種類のエポキシ樹脂を用いて試作した電波吸収塗料について促進耐候試験を行い、その耐久性を試験した。

また、電波吸収塗料の試作に用いた改良型エポキシ樹脂の基本的な物性を把握し、試験結果の解析に役立てるために、強制振動型動的粘弾性測定装置による物性試験を行った。

2. 交通環境に関する調査試験

2-1 長距離騒音伝搬に関する調査

本州四国連絡橋は、高い橋脚の橋梁が複雑な地形部分に存在することになるために、それからの騒音伝搬の予測にあたっては、これまで検討されてきた比較的短距離で単純な周辺条件の場合の予測手法をそのままでは適用することができない。より長距離での伝搬となった場合に生じてくる種々の問題についての検討が必要になってくる。そこで、気象条件、周辺地形、地表面性状、障害物などが騒音伝搬に与える影響について、これまでに発表されている文献を整理し検討を加えることにした。調査の結果、騒音伝搬に与える影響因子を考えると、以下のようなとらえ方ができる。

(1) 地表面から離れた伝搬

- 1) 幾何的拡散
- 2) 大気中での吸収

(2) 地表面近傍での伝搬

- 1) 平面波の場合
- 2) 球面波（直接波と反射波）の場合
- 3) 地表面インピーダンスの効果
- 4) 地面と表面波

(3) 気象の影響

- 1) 関連する気象事象について
- 2) 屈折について
- 3) 乱れについて

(4) 地勢の影響

- 1) 地表面上の伝搬高さの効果
- 2) 樹木の影響
- 3) 障害物（壁、家、藪など）の影響

(5) その他

2-2 大気拡散風洞を利用した基礎実験

本州四国連絡橋Dルートの上陸部は、地形が複雑であり、道路構造も盛土構造、高架構造、トンネル構造などが検討されていることから、自動車排出ガスによる大気汚染の予測にあたって局地的な汚染も懸念される。したがって、ブルーム・パフモデルを用いた拡散計算式による大気汚染の予測に加えて、現地の縮尺模型を用いた風洞実験により地形条件や道路構造を考慮して濃度分布を検討することが必要であると考えられる。風洞実験を実施する場合、現地における現象と模型との相似性を確保することが必要となるが、現在では実験手法も確立されているとはいえない。特に、トンネル坑口部では、トンネルからの噴流と自然風が相互に干渉しあうため現象は非常に複雑なものとなっている。そこで今年度は、トンネル坑口部での自動車排出ガスの拡散現象を把握するために、基礎的な条件で実験を実施し、来年度以降に予定される現地模型を用いた実験の実験条件および実験手法について検討を行ったものである。実験は、50 mmφの半円形のトンネル模型を風洞床面に設置し、床下部の送風機から所定の風速で吐出させ、その際、ダクト部分からエチレンガスを注入し、吐出されたエチレンガスの濃度分布を坑口周辺部で計測したものである。実験は風洞気流の方向とトンネルからの吐出風のなす角度を0°、45°、90°と変化させ、また、吐出風速と風洞設定風速の比率を変化させて濃度分布の広がりに対するそれらの条件の影響をみたものである。

3. 舗装基準に関する調査試験

3-1 疲労に関する調査試験

鋼床版舗装では舗装表面に発生する縦方向の線状クラックは鋼床版の縦リブに対応した装置に発生しやすい。この種のクラックを減らすためには、曲げ疲労特性に優れた舗装が必要になる。このため、鋼板と舗装からなる合成ビーム供試体による繰返し曲げ疲労試験を昭和51年から実施している。

前年度までの結果をもとに今年度は先ず下層にアスコンがくる構成での防水層の接着性の改善による疲労試験を行った。すなわち(イ)防水シートの片面の珪砂を除いたもの。(ロ)合成ビーム供試体を加熱養生する。(ハ)接着材の使用量を増やす、の条件を変えた供試体による疲労試験を行った。

この他、エポアス/エポアス、改質アス/エポアス、改質アス/改質アス、の供試体についてこれまでの-10℃以外の温度として0℃、5℃の温度での疲労試験を行い温度効果の検討を行った。

3-2 長浦試験舗装調査

今年度の調査はこれまでと同様に(1)わだち掘れ量、(2)縦断凹凸量、(3)すべり抵抗値、(4)ひびわれ調査の4項目について昭和54年10月に実施した。

3-2-1 調査結果

(1) 交通量

供用後3年7ヵ月までの累積大型車数は約 349×10^4 台/1方向になる。ただし第3工区(エポアス/エポアス)と第4工区(エポアス/改質アス)は昭和52年12月に打換えを行っているのでこれら2区間の累積大型車数は約 198×10^4 台/1方向となる。

(2) わだち掘れ量

第2工区(改質アス/改質アス)の下り車線側(木更津方向)が11.0mmと大きい値を示しているが他は3.0~8.0mmの範囲にある。打換えを行った第3工区と第4工区は施工時の横断凹凸がそのまま残っておりわだち掘れの進行はほとんど認められていないので硬化性アスファルトの特徴がうかがえる。

(3) 縦断凹凸量

縦断凹凸量のシグマ(σ)は第1工区と第2工区は1.5~3.2mm、第3工区と第4工区は3.8~7.2mmの範囲にある。後者の2区間は平坦性が悪いので施工方法の改善が必要と思われる。

(4) すべり抵抗値

第1工区と第2工区のBPNは58~67の範囲にある。この値は路面のすべりに関する調査での砂岩のBPNが60~65であることと比較するとほぼ妥当な値といえる。第3工区と第4工区のBPNは路面の仕上りが粗面であることが影響して64~72と高い傾向にある。

(5) ひびわれ率

これまでひびわれが認められていなかった第1と第2工区にも若干認められているが、ひびわれ率としては1%弱であり鋼床版舗装の全国調査結果と同程度の評価になる。しかし第4工区はひびわれ率が26%となり破損が著しい。この原因にはエポキシアスコンの施工が十分でなかったことによる影響が大きいと思われる。

4 基礎の水平抵抗に関する調査試験

本四連絡橋Aルートの明石海峡大橋のアンカレッジは軟岩の互層から成る地盤上に構築されるため、その安定性については慎重な検討が必要とされている。このため、昭和52年度は松帆側、53年度は舞子側のアンカレッジを対象に、平均値化法によりモデル化された地盤上の剛体基礎に荷重が作用した場合の地盤の滑動抵抗、地盤内の塑性域の拡がり、アンカレッジの変位等を有限要素法を用いて、数値シミュレーションを行った。しかしながら、このFEM解析においては①平面ひずみ・軸対称を前提とする二次元問題を扱う解析プログラムを使用していること、②塑性状態を示す降伏条件をDrucker - Prager の仮定に従うものとし、またひずみ硬化は等方硬化を仮定していること、③基礎底面と地盤の間には非線型のせん断バネを配置することにより滑動に対する弾塑性解析を行ったなどの仮定を多く含んでいるため、数値解析結果が実際の構造物の挙動をどの程度正しく予測しているかに不安が残っており、また従来の方法による安定計算結果とも異っている。

基礎研究室では昭和54年度に、二層からなる地盤上に設置された基礎模型が鉛直および水平荷重を受けた場合の極限支持力に関する実験を行っているので、本四のアンカレッジの水平抵抗の解析を行ったのと同様のプログラムを用いてこの実験の数値シミュレーションを行い、このようにして得られたFEM解析結果と、模型実験結果および安定計算結果を比較検討した。

この結果、この種の問題にFEM解析を適用する場合に留意しなければならない次のような点が明らかになった。

- (1) 地盤の層構成を考慮したFEM解析により算出される変位は、安定計算により算出される変位より若干大きく算出される傾向にある。
- (2) 地盤の変位は、実験では地盤の相対密度に大きな影響を受けるが、FEM解析では、この点を反映することが難しく、実験結果とのくい違いが大きく出る。
- (3) FEM解析から算出される塑性化領域を連ねると模型実験により生じたすべり線にほぼ一致する。

5. 耐風に関する調査試験

本年度は大鳴門橋の耐風性を実験的に検証するとともに、長大橋梁のガスト応答に関する調査を実施した。

本州四国連絡橋についてその最終設計案の耐風安定性を検証する場合には、土木研究所において所要の手法に基づき、これを実施するよう配慮されてきている。本年度は、昭和47年度および昭和52年度と当研究室でその耐風安定性を調査してきた大鳴門橋について、鉄道床組および公共添架物を含む最終設計案の検証実験を実施した。なお、本橋の三分力試験および道路単独橋としての最終設計案の検証実験は来年度これを実施することが計画されている。

また、長大橋梁の耐風安定性を調べるためには、乱れのほとんどない一様気流のもとで風洞実験を実施するのが（現在のところ）一般的である。しかしながら自然の風は時間的にも空間的にも変動しているため、耐風設計においてはこの自然風の乱れが構造物の耐風性におよぼす影響を十分に考慮する必要がある。以上の考えに従い当研究室では、長大橋梁に作用する空気力およびそれにより発生する橋梁の振動等におよぼす自然風の乱れの影響が調査されてきたが、本年度は実際の長大橋梁において観測された自然風の乱れによる不規則振動（ガスト応答）についてそのデータを再整理し、ガスト応答特性の把握につとめた。

6. 鋼床版構造に関する調査試験

本四連絡橋の長大橋では鋼床版が多く用いられる計画になっており、その耐久性や疲労強度についての検討を49年度から引き続き行っているが、活荷重によって鋼床版に生じる応力の大きさや頻度については、すでに昨年までの試験橋梁を用いた実験や解析により明らかにしてきた。本年度はトラフ型縦リブの現場溶接継手に注目して、疲労に対し有利な継手の設計細目を見出すために疲労試験と有限要素法による解析を行って基礎的な資料を得た。

本四公団の現在の基準（鋼床版現場溶接施工基準案、昭和54年7月）によれば、縦リブの現場継手は鋼製裏当て金を用いた突き合わせ溶接によることとし、その開先形状等の細部寸法あるいは許容誤差については、請負者の実績や施工試験によって選ばれることになっている。今回の調査では、継手の設計細目のうち疲労強度に大きな影響を及ぼすものを選び出し、最適な条件を見出した

めに今後必要となる検討項目を決めることを目的としている。

6-1 疲 勞 試 験

試験体は代表的な形状を有する継手を中央に配した、巾 60 mm、長さ 900 mm の帯状のものを用い、条件を明解にするため溶接は理想的な状態（工場、下向き）で行った。また裏当て金の巾が変わることにより応力の流れが変化し、溶接部の応力集中率が異なることが考えられるため、裏当て金の巾を 20、40、60 mm の 3 段階に変化させた試験体を使用した。

疲労試験における荷重は、すべて片振り引張りである。

6-2 試 験 結 果

(1) 疲労強度

試験結果はかなりばらつきが大きく、いわゆる S-N 線が描けるようなデータは得られなかったが、応力範囲が 1100 Kg/cm^2 以下で破断した例はなく、良好な条件で溶接を行ったこの継手の疲労強度（200 万回非破壊）は、公団の基準（鋼床版設計要領案、昭和 54 年 7 月）における許容応力度範囲 900 Kg/cm^2 に較べ 200 Kg/cm^2 程度上回っている。

(2) 疲労きれつの発生

破断面を観察した結果、疲労きれつは仕上げをしない余盛りの両側端および開先ルート部の欠陥から発生することが明らかになった。有限要素法による解析結果も、きれつ発生地点の応力集中が大きいことを示すものであり、試験結果と一致している。

今回の試験体は良好な条件の下で溶接を行ったためルート部の欠陥は非常に小さかったが（X線検査では発見出来ず）、実物では施工条件が若干悪いことにより、かなり大きな欠陥が生じ、継手の疲労強度を支配することが予想される。

(3) 裏当て金巾の影響

試験、解析のいずれの場合も裏当て金の巾は広い方が有利との結果を得た。裏当て金の巾を 60 mm とした試験体の 200 万回疲労強度は 1300 Kg/cm^2 と、他の場合よりかなり高い値となっている。

ただし、解析の結果では、巾を60 mm以上としてもあまり効果がなく、60 mm程度とするのが最も良いと思われる。

7. 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験

明石海峡大橋の耐震性を地震応答解析により検証するためには、設計で対象とする地震を定め、これらの地震により建設地点周辺で期待される地震動強度を適切に求める必要がある。地震動の強度は震源近くで大きく、震源から離れるに従って低下することはよく知られており、耐震設計においてどのような地震動加速度の距離減衰特性を用いるかは、建設地点における地震動加速度の期待値を求めるうえで支配的な影響を持つ。

本年度は、明石海峡大橋周辺の近畿、中国、四国地方の既存の強震記録を中心とし、各地震ごとに加速度の距離減衰特性がどのように変化しているかを検討した。この結果、距離減衰特性は、同一規模の地震どうしてもかなり異なる場合があること、海洋性の地震と内陸部に生じた地震では異なる場合のあること等がわかった。今後、このような特徴を取り入れた地震動加速度の距離減衰特性の推定式を求めていくことが必要とされる。

なお、本年度は1979年4月9日に建設地点周辺（東経132度54分、北緯34°16分）に発生した地震（ $M = 4.9$ ）により大三島で観測された強震記録の詳細な解析も行った。

8. 長大橋の耐震性に関する調査試験

本調査では、地震応答解析における地盤-ケーソン基礎系のモデル化について検討しているが、地盤-ケーソン基礎系の最も簡易なモデル化の方法は、ケーソンと地盤を水平ばねと回転ばねの2つのばねで連結し、地盤から基礎への地震動の入力位置を一点に集約する方法である。一般に地盤の地質構成は深さ方向に変化することなどから、この方法では必要とされる精度が確保できない場合がある。これに対して解析精度を向上させる1つの方法として、ケーソンと地盤を結ぶ水平ばねを複数のばねに分散し、地盤から基礎への地震動の入力位置を複数とする方法が考えられる。

これら、ケーソンと地盤を結ぶ水平ばねを1つに集約したモデル（入力集約モデル）および複数

に分散したモデル（入力分散モデル）について、土木研究所において実施した模型振動実験に用いた地盤－ケーソン基礎系の模型を対象にそれぞれの方法でモデル化を行い、その振動特性を解析して両モデルによる解析結果を比較検討した。この結果によれば、モデル化の方法（入力集約モデル、入力分散モデル）の違いによる影響が解析結果に大きく現われるものと考えられる。

本調査試験の結果から考察された事項を以下に示す。

- (1) 長大橋の耐震性を動的解析によって調査する場合は、橋全体系の地震応答を同時に解析することが望ましく、その場合には地盤－基礎系のモデル化は必要とされる解析精度と橋および地盤の条件を考慮してなるべく単純で適切なモデルを考える必要がある。
- (2) 地盤－ケーソン基礎系のモデル化として、地盤とケーソンを水平ばねと回転ばねで連結したモデルを考え、地盤から基礎への地震動の入力位置を一点に集約した最も単純なモデルと入力位置を複数としたモデルを用いて地盤－ケーソン基礎系の振動を表現する方法を検討したが、岩盤のように地盤の良い所で根入れの浅い基礎を設置するような場合には、最も単純な入力集約モデルを用いて簡易に解析することができる。一方、比較的軟らかい地盤で基礎の根入れが深くなるような場合は、入力集約モデルと入力分散モデルによる解析結果には有意な差が生じるものと考えられるため、地盤と基礎を連結する水平ばねを複数とした入力分散モデルを用いた方が望ましいと考えられる。この場合の水平ばねの数およびその位置は、必要とされる解析精度と橋および地盤の条件を考慮して決めるとよい。
- (3) ここで示したような解析モデルをさらに精度の良いものとするには、これらのモデルにおいて特に詳細な考慮をしていないケーソン側面における地盤とケーソンの間のセン断ばねおよびケーソン前面における地盤とケーソンの間の鉛直方向のセン断ばねによる効果をどのようにばね係数に反映させるか、またどのような範囲の地盤の質量を考慮すれば良いのかなどを検討して解析モデルを改良していけばよいものと考えられる。

構造橋梁部長

浅 間 達 雄

第2章 厚膜塗装に関する調査試験

化学研究室 蒔 田 実
森 芳 徳
西 島 高 秀

2-1 ま え が き

前年度に、ゴム系の結合材を用いた電波吸収材（シート及びパテ）とエポキシ系の結合材を用いた電波吸収材（塗料）について、サンシャイン型ウエザーメーターによる促進耐候試験を行って耐久性を調べた結果、ゴム系電波吸収材については、問題となる点は認められなかったが、エポキシ系電波吸収材については、塗装下地の種類等被塗面の状態による影響が認められ、結合材に用いたエポキシ樹脂の品質に問題があると判断された。

このため、昭和54年度においては、品質を改良した4種類のエポキシ樹脂を用いて試作した電波吸収塗料について促進耐候試験を行い、その耐久性を試験した。

また、電波吸収塗料に使用した改良型エポキシ樹脂の基本的な物性を把握し、試験結果の解析に役立てる目的で、強制振動型動的粘弾性測定装置による物性試験を行った。

2-2 試 験 目 的

本試験は、電波吸収材の耐久性を短期間で試験することと、物性の面から供試材の品質を確認し、試験結果の解析に役立てることを目的に行った。

なお、耐久性試験の中心となる大気暴露試験の結果と本試験の結果との相関性は、まだ明らか

にされていないが、室内における促進劣化試験法の1つである塩水噴霧試験や冷熱くり返し試験の結果との相関性は、非常によいことが明らかにされているので、大気暴露試験結果とのよい相関性が得られれば、耐久性試験法として極めて有効なものになると考えられる。

2-3 試験方法

2-3-1 供試材と比較材

前年度の試験により、エポキシ系電波吸収塗料は、硬化剤として変性芳香族ポリアミンを用いたものも、ポリアミドを用いたものも、十分な耐久性が得られなかったので、変性芳香族ポリアミン及びポリアミドを硬化剤に用いる電波吸収塗料について、それぞれ2種類計4種類の品質を改良した塗料を試作して試験に供した。比較材には、前年度の供試材と同品質の塗料を用いた。

なお、これらの塗料は、いずれも無溶剤型である。

促進耐候試験に用いた電波吸収塗料の組成を表2-3-1に、動的粘弾性試験に用いた樹脂成分の配合を表2-3-2に示す。

表2-3-1 電波吸収塗料の組成

(単位：重量%)

成 分	A (現行品)	B (Aの改良品)	C (Aの改良品)	D (現行品)	E (Dの改良品)	F (Dの改良品)
エポキシ樹脂	13.9	14.0	15.1	16.0	15.0	18.0
硬 化 剤	7.3	7.3	7.0	8.0	10.0	7.0
フェライト	65.3	70.0	69.2	70.0	70.0	70.0
体 質 顔 料 及び添加剤	15.5	8.7	8.7	6.0	5.0	5.0

表2-3-2 樹脂成分のみの配合比(重量比)

成 分	A	B	C	D	E	F
主 剤	47	50	55	50	50	50
硬 化 剤	20	25	30	25	35	20

2-3-2 塗装下地の種類

前年度の試験では、サンドブラストを施した鋼材面に直接塗付した場合に最も問題があり、サンドブラスト後に厚膜型無機質ジンクリッチペイントを $75\mu\text{m}$ 程度塗装した面に塗付した場合は比較的問題が少なく、厚膜型無機質ジンクリッチペイントを $75\mu\text{m}$ 程度塗装した後にエポキシ樹脂塗料を塗り重ねた面に対しては、更によい結果であったので、つぎの3種類の塗装下地について試験することにした。

- (イ) サンドブラストのみ
- (ロ) サンドブラスト～エポキシ樹脂塗料約 $20\mu\text{m}$ 塗付
- (ハ) サンドブラスト～厚膜型無機質ジンクリッチペイント $75\mu\text{m}$ 塗付

2-3-3 着色塗料の種類

前年度の試験では、着色塗料の種類による差異は認められなかったので、ポリウレタン樹脂塗料1種類のみ使用した。

2-3-4 試験片の製作

(1) 促進耐候試験用試験片

前年度と同様に、 $65 \times 150 \times 3.2\text{mm}$ の熱間圧延鋼板(SS41)を用い、図2-3-1に示したように幅 20mm の塗残り部を設けるようにして、表2-3-3、2-3-4の仕様及び工程で試験片を製作した。試験片の外周部は、塗残り部を除き、タールエポキシ樹脂塗料を用いて塗り包んだ。

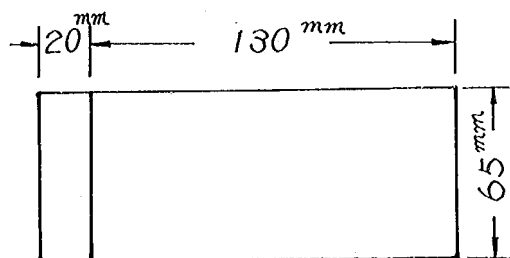


図2-3-1 試験片

(2) 動的粘弾性試験用試験片

4種類のエポキシ系電波吸収塗料の樹脂成分について所定の配合比で主剤と硬化剤を混合し、シリコンゴム製型枠を用いて $5 \times 2 \times 45\text{mm}$ の試験片を作成した。試験片は、 20°C の恒温槽で7日間養生した後、試験に供した。

表 2 - 3 - 3 塗 装 系

試験片番号	下 地 処 理		電 波 吸 収 塗 料	着 色 塗 料
	除 錆	プ ラ イ マ ー		
111~114	サンドブラスト	—	A	ポリウレタン中塗、上塗
121~124	"	—	B	"
131~134	"	—	C	"
141~144	"	—	D	"
151~154	"	—	E	"
161~164	"	—	F	"
211~214	"	エポキシ下塗 20 μ m	A	"
221~224	"	"	B	"
231~234	"	"	C	"
241~244	"	"	D	"
251~254	"	"	E	"
261~264	"	"	F	"
311~314	"	厚膜無機ジンク 75 μ m	A	"
321~324	"	"	B	"
331~334	"	"	C	"
341~344	"	"	D	"
351~354	"	"	E	"
361~364	"	"	F	"

(注) B、CはAの改良品、E、FはDの改良品である。

A、Dは前年度の供試塗料で比較用である。

表 2 - 3 - 4 塗 装 工 程

工 程	素 地 調 整	第 1 層	塗装間隔	第 2 層	塗装間隔	第 3 層	塗装間隔	第 4 層
a	サンドブラスト		11日	電波吸収塗料 (A, B, C, D, E, F)コテ塗り 2.3 mm	5 日	ポリウレタン中塗 (HBSK5608白) エアスプレー塗り 30 μ m	1 日	ポリウレタン中塗 (HBSK5608白) エアスプレー塗り 30 μ m
b	"	エポキシ下塗 (HBSK5606) エアスプレー塗り 20 μ m	"	"	"	"	"	"
c	"	厚膜無機ジンク (HBSK5608) エアスプレー塗り 75 μ m	"	"	"	"	"	"

2-3-5 試験方法

(1) 促進耐候性試験

カーボンアーク式のサンシャインウエザーメーターを用い、標準条件（60分中12分水噴射）で試験した。

試験時間は、前年度の試験において800時間で塗膜の欠陥が発生し始め、1500時間で劣化がほぼ限界に達しているので、今回の試験でも1500時間まで行うことにした。

試験片における塗膜劣化の形態及び劣化程度は、つぎの方法により判定し評価した。

1) 目視観察

促進耐候試験400、800、1200、1500時間を終了した時点で、塗膜に生じた欠陥を目視により観察した。欠陥の種類には、白亜化、変色、われ、うき等があるが、ここでは、最も重大な欠陥である「われ」と「うき」について重点的に調べた。欠陥の程度は、つぎのようにして判定した。

㊦ われ

大、中、小、なしの4段階に判定し表示した。

㊦ うき

塗膜のうきの程度は、打診テストにより判定し、うきの範囲をスケッチする方法で表示した。

2) 付着力測定

各種の塗装下地に対する電波吸収塗料塗膜の付着力は、試験片の図2-3-2に示した位置で測定した。測定は、試験片の塗膜をベルトグラインダーに当てて着色塗料塗膜を除去すると同時に表面を平滑にしてから、カッターで直径20mmの鋼板面に達する切り傷を入れる。次いで、研磨面を清掃してからシアノアクリレート系接着剤を用いて直径20mmのアドヒジョンテスター用アルミニウム製ドーリーを接着し、20℃の恒温室で24時間養生した後に万能試験機により5cm/分の速度で引張る方法を用いて行った。測定回数は、促進耐候試験前、試験800時間後、1500時間後の3回である。付着力はKg/cm²で表示し、同時にはくりした層の位置とはくり状態をスケッチにより表示した。はくり層の表示は、図2-3-3により行った。

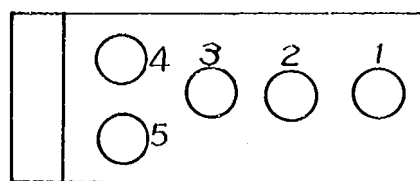


図2-3-2 付着力試験位置

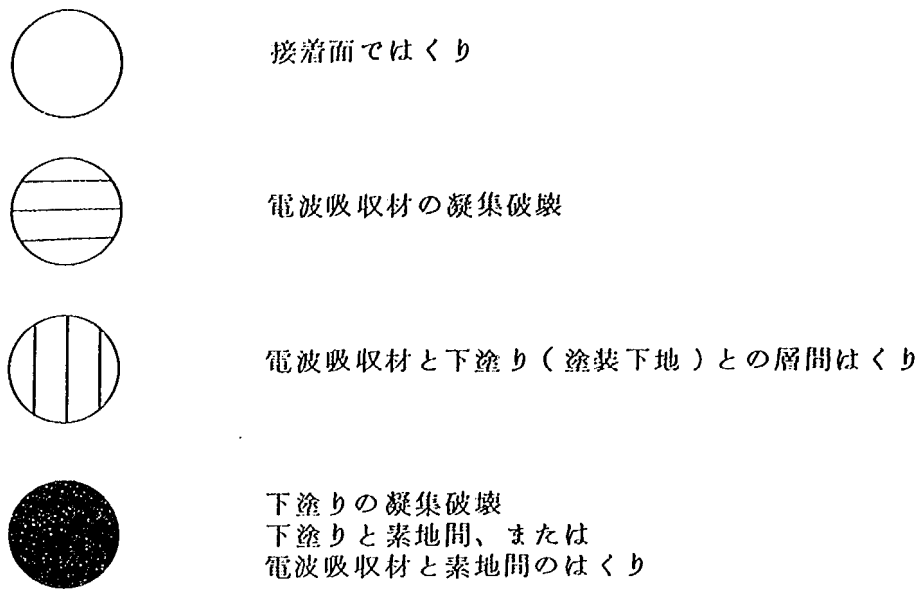


図 2 - 3 - 3 塗膜はくり層の表示

3) 動的粘弾性試験

強制振動型動的粘弾性測定装置を用い、測定温度（ $-100 \sim +150^{\circ}\text{C}$ ）、測定周波数 10 Hz において、単純伸長測定法により、試験片の支間 30 mm で測定した。

2-4 試験結果

2-4-1 促進耐候試験結果

実施予定の 1500 時間までの試験のうち、現在までに終了した 800 時間までの目視観察結果を表 2-4-1 に、付着力試験結果を表 2-4-2 に示す。また、これらの結果を電波吸収塗料の種類別及び下地の種類別に評価したものを表 2-4-3 に示す。表からつぎのことがいえよう。

(1) 塗料の種類別の比較

① 改良型塗料は、比較のために用いた現行品より、いずれも成績がよく、改良の効果があらわれている。

② 塗料の種類別成績は、現行品の A が最も悪く、次いで現行品 A の改良品 B と現行品 D で、現行品 A の改良品 C と現行品 D の改良品 E 及び F はまだ塗膜に異状は認められていない。

表 2 - 4 - 1 目視観察（打診テストを含む）結果

試験片番号	プライマー	電波吸収塗料	目 視 観 察	
			4 0 0 時間	8 0 0 時間
1 1 1	なし	A	異状なし	うき
1 1 2	"	A	"	
1 1 3	"	A	"	
1 2 1～1 2 3	"	B	異状なし	異状なし
1 3 1～1 3 3	"	C	"	"
1 4 1～1 4 3	"	D	"	"
1 5 1～1 5 3	"	E	"	"
1 6 1～1 6 3	"	F	"	"
2 1 1～2 1 3	エポキシプライマー	A	"	"
2 2 1～2 2 3	"	B	"	"
2 3 1～2 3 3	"	C	"	"
2 4 1～2 4 3	"	D	"	"
2 5 1～2 5 3	"	E	"	"
2 6 1～2 6 3	"	F	"	"
3 1 1	厚膜型無機 ジンク	A	異状なし	われ(小)
3 1 2	"	A	"	
3 1 3	"	A	"	
3 2 1～3 2 3	"	B	異状なし	異状なし
3 3 1～3 3 3	"	C	"	"
3 4 1～3 4 3	"	D	"	"
3 5 1～3 5 3	"	E	"	"
3 6 1～3 6 3	"	F	"	"

表 2 - 4 - 2 (1) 促進耐候試験後の付着力

試験片 No	時間 測定箇所 項目	0 時 間					8 0 0 時 間				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
111 (114)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	84	112	68	79	63	112	110	80	86	127
	付着力 (平均値)	88		71			101		107		
121 (124)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	57	43	46	53	59	53	61	55	53	64
	付着力 (平均値)	49		56			56		59		
131 (134)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	119	67	67	68	49	41	43	44	89	106
	付着力 (平均値)	84		59			43		98		
141 (144)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	81	86	95	53	66	43	71	66	46	33
	付着力 (平均値)	87		60			60		40		
151 (154)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	73	56	76	41	57	59	81	61	26	68
	付着力 (平均値)	68		49			67		47		
161 (164)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	87	84	92	44	59	88	88	91	94	86
	付着力 (平均値)	88		52			89		90		
211 (214)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	48	62	83	60	47	53	54	44	112	103
	付着力 (平均値)	64		54			50		108		
221 (224)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	38	61	71	49	43	53	67	29	44	59
	付着力 (平均値)	57		46			50		52		
231 (234)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	72	73	81	71	88	61	39	66	89	87
	付着力 (平均値)	75		80			55		88		

表 2 - 4 - 2 (2) 促進耐候試験後の付着力

試験片 No	時間 測定箇所 項目	0 時 間					8 0 0 時間				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
241 (244)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	79	75	60	49	72	54	61	51	34	57
	付着力 (平均値)	71		61			55		46		
		66					51				
251 (254)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	64	75	64	69	66	92	94	84	60	66
	付着力 (平均値)	68		68			90		63		
		68					77				
261 (264)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	83	82	43	64	65	92	104	94	89	60
	付着力 (平均値)	69		65			97		75		
		67					86				
311 (314)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	37	45	38	49	61	46	57	49	30	32
	付着力 (平均値)	40		55			51		31		
		48					41				
321 (324)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	11	12	22	9	8	21	21	17	11	11
	付着力 (平均値)	15		9			20		11		
		12					16				
331 (334)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	34	28	61	44	29	36	31	35	32	44
	付着力 (平均値)	41		37			34		38		
		39					36				
341 (344)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	31	45	53	21	23	13	18	12	12	13
	付着力 (平均値)	43		22			14		13		
		33					14				
351 (354)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	69	76	76	62	62	89	81	85	26	31
	付着力 (平均値)	74		62			85		29		
		68					57				
361 (364)	はくり面のスケッチ										
	付 着 力 (Kg/cm ²)	50	48	48	45	27	23	40	56	48	44
	付着力 (平均値)	49		36			40		46		
		43					43				

(注) 試験片 No の () 内が 0 時間、上段が 8 0 0 時間

表 2 - 4 - 3 試験結果の総合評価

下地の種類 塗料の種類	サンドブラストのみ	エポキシ樹脂塗料下塗	厚膜型無機ジンクリッチペイント
電波吸収塗料 A	× (うき発生)	○	× (うき発生)
" B	○	○	△ (付着力小)
" C	○	○	○
" D	○	○	△ (付着力小)
" E	○	○	○
" F	○	○	○

(注) ○：良好 △：やや不良 ×：不良

(2) 塗装下地の種類別の比較

① 前年度の試験では、サンドブラストのみの場合が最も悪く、厚膜型無機ジンクリッチペイント塗装の場合は比較的塗膜欠かんの発生が少なかったが、今回の試験では結果が逆になり、厚膜型無機ジンクリッチペイント塗装の方がサンドブラストのみの場合より総体的に悪い結果を示している。その原因は明らかでないが、試験結果から次のよう考察される。すなわち、塗料 A では、目視観察により明らかな塗膜の収縮が認められたことから、塗膜の収縮がうきの主因と考えられるし、塗料 B では、厚膜型無機ジンクリッチペイント塗膜に塗り重ねた場合に、ジンクリッチ塗膜から弱い力で破壊しているため、塗料 B の塗り重ねによりジンクリッチ塗膜の硬化が阻害されたのではないかと考えられる。また、無機ジンク塗膜表面から弱い力でくりしたのは塗料 D を塗付した場合だけであることから、この塗料は、無機ジンク塗膜に対して、本質的に付着性が悪いのではないかと考えられる。

以上のように、厚膜型無機ジンクリッチペイントを塗装下地とする場合に問題を生じた電波吸収塗料が多いのは、使用したエポキシ樹脂の諸性質が、無機ジンク塗膜との適合性に欠けていたためと推定される。

② 前年度の試験により、厚膜型無機ジンクリッチペイントの上にエポキシ樹脂塗料下塗を塗付してから電波吸収塗料を塗装した場合の成績が良かったので、問題の多かったサンドブラスト処理面に対する電波吸収塗料の付着性を改善する目的で、エポキシ樹脂塗料下塗をサンドブラスト

処理面に塗付した場合について検討した。その結果は、他の塗装下地に対して問題を生じた電波吸収塗料でさえも良好な結果を示し、エポキシ樹脂塗料下塗の塗付によりサンドブラスト処理面に対する電波吸収塗料の付着性が向上することを確認できた。

2-4-2 動的粘弾性試験結果

電波吸収塗料の樹脂成分について行った動的粘弾性試験の結果を図2-4-1及び図2-4-2に示す。これらの図から、AグループとDグループ間及びグループ内の樹脂の物性について次のことがいえよう。

㊦ 硬化剤にポリアミドを使用した電波吸収塗料A、B、C（Aグループ）は、変性芳香族ポリアミンを使用したD、E、F（Dグループ）より弾性率が低温域で高く高温域で低い値を示している。

㊧ 現行品であるAとその改良品のB、C及び現行品Dとその改良品のE、Fをそれぞれ比較すると、改良品は現行品より常用温度域で低い弾性率を示すものが多く、ガラス転移点（ $\tan \delta$ が極大値を示す温度）も、現行品とは若干異なっている。

以上のことから、AグループはDグループより感温性の高い材料であることがわかる。また、各グループの改良品は、いずれも、現行品よりたわみ性が大きいことがわかる。

今年度の試験により得られた主な結果はつぎのようである。

(1) 現行の電波吸収塗料の品質を改良した改良型塗料は、いずれも現行塗料より成績が良く、改良の効果が認められた。

なお、塗料の耐久性の向上は、使用するエポキシ樹脂の収縮性の改善と、たわみ性の向上によってもたらされたものと推察される。

(2) サンドブラスト処理面にエポキシ樹脂塗料下塗を塗付する方法は、電波吸収塗料の付着性を向上させるのに有効であった。

昭和53年度及び54年度の2年間にわたって電波吸収材の耐久性を促進耐候試験により検討した結果、考えられる範囲内での塗装系や塗装下地の種類ならびにエポキシ樹脂の品質等について、

ほぼ満足できる結果が得られたので、今年度をもって試験を終了する予定である。

なお、現在、本四連絡橋公団第二建設局坂出工事々務所構内で大気暴露試験を実施しているので、その結果が出るのを待って本試験の結果と対比し、促進耐候試験の現格試験方法としての適否を検討するのが、今後に残された課題である。

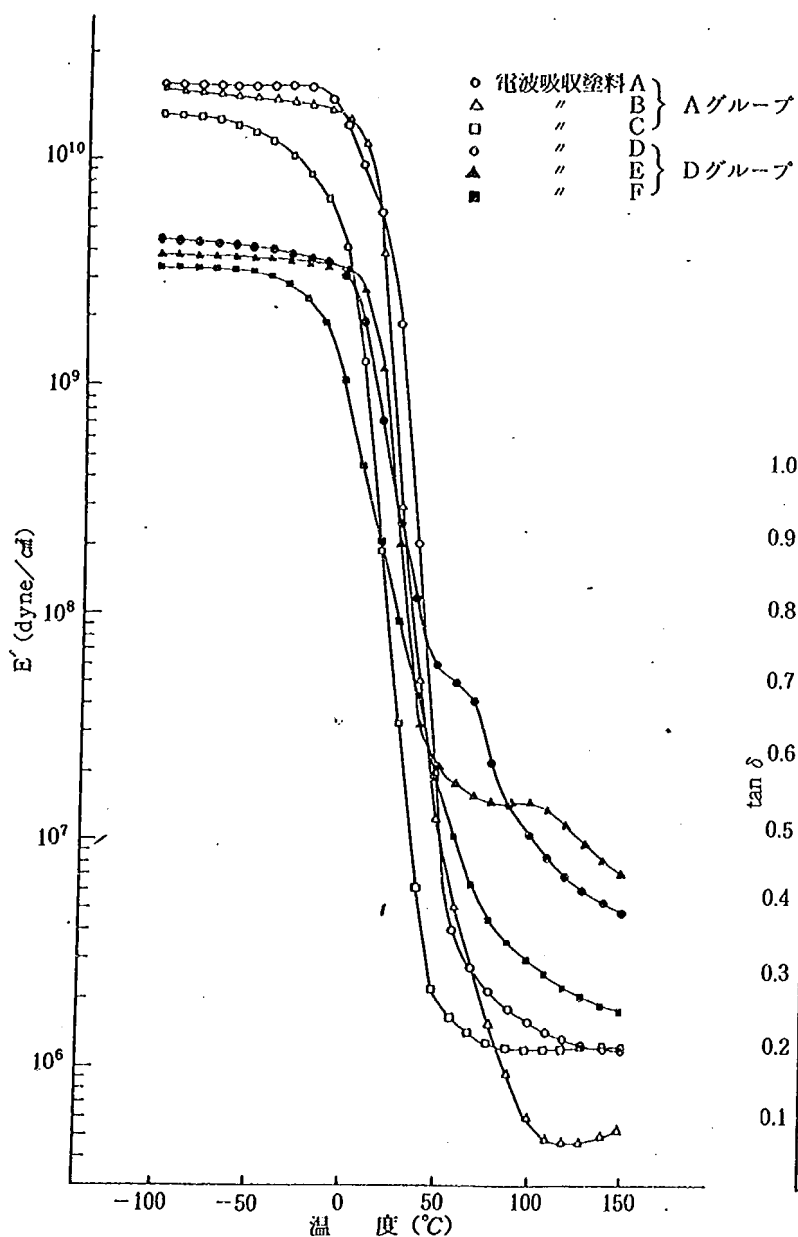


図2-4-1 電波吸収塗料の動的弾性率
(周波数10Hz)

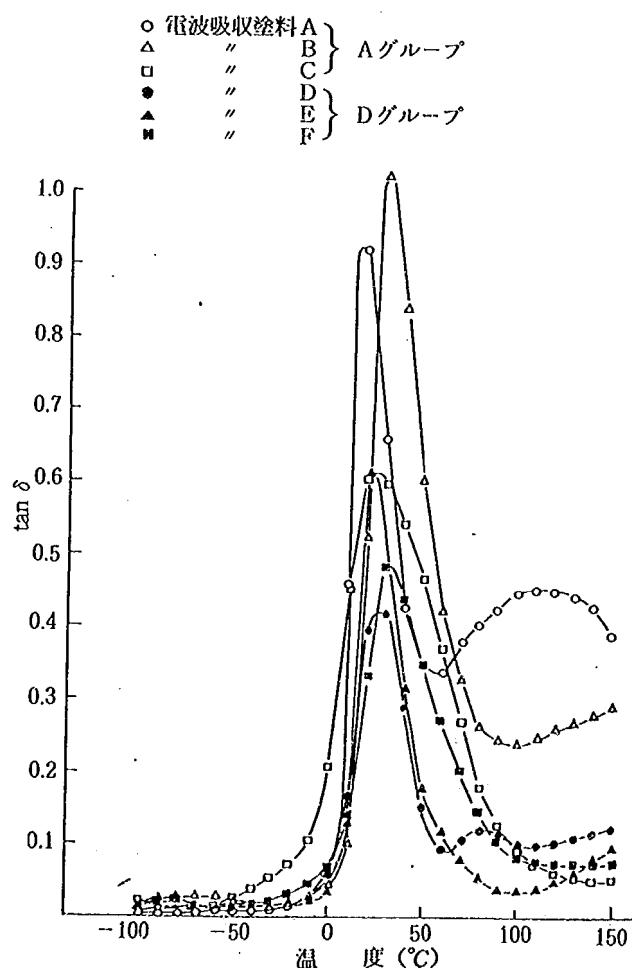


図2-4-2 電波吸収塗料の損失率
(周波数10Hz)

第3章 交通環境に関する調査試験

交通環境研究室	足	立	義	雄
	藤	城	泰	行
	野	中		宏
	川	島	茂	樹
	荒	木	隆	雄
	清	家	基	哉
	小	沢	栄	師

3-1 長距離騒音伝搬に関する調査

まえがき

本州四国連絡橋は、高い橋脚の橋梁が複雑な地形部分に存在することになるために、それからの騒音伝搬の予測にあたっては、これまで主に検討されてきた比較的短距離で単純な周辺条件の場合の予測手法をそのままでは適用することができない。より長距離での伝搬となった場合に生じてくる種々の問題についての検討が必要になってくる。そこで、気象条件、周辺地形、地表面性状、障害物などが騒音伝搬に与える影響について、これまでに発表されている文献を調査整理し検討を加えた。

(1) 地表面から離れた伝搬

1) 幾何的拡散

騒音伝搬を考えると、最も基本となるのは干渉性音源からの音の幾何的拡散（それに伴う距離減衰）である。例えば点音源からの球面放射の場合には倍距離 6 dB の減衰、無限長線音源からの円筒放射の場合には倍距離 3 dB の減衰であり、無限面音源からの放射の場合には減衰のない伝搬となる。有限寸法の音源の場合には、この関係が近似的に成立つ近傍音場と、球面放射となる遠距離音場とに分けられる。しかしながら、道路騒音などを扱うにあたっては、非干渉性音源（位相がランダムで波動的に取扱う必要がない）からの幾何的拡散の問題が重要である。非干渉性音源の場合で近傍音場の寸法が非常に限定されて、伝搬がほとんど無指向性になる音源については、干渉性音源からの幾何的拡散についての先の減衰性状が成立つ。道路騒音や鉄道騒音での非干渉性線音源の取扱いについては文献1)、2)などに示されている。道路騒音などに関連し、非干渉性線音源からのパーセント時間率レベルの³⁾幾何的拡散は、パーセント時間率（ L_5 、 L_{10} 、 L_{50} など）によって変化するが、一般

には、例えば個々の車両の最大値については倍距離 6 dB の減衰をあてはめ、等価騒音レベル L_{eq} については倍距離 3 dB の減衰をあてはめるというように簡単な取扱いをしている。

2) 大気中の吸収

強さ I_0 の平面波が空気中を距離 x だけ進んだときの音の強さ I_x は、(1)式で示される。

$$I_x = I_0 e^{-mx} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここで m は単位長さあたりの音の強さの減衰係数で、この m の値は、周波数、温度、湿度などによって変化することが知られており、実験的あるいは理論的研究も多く行われてきた。また、それらに基づいて m を与える図表などもいくつか示されている。

減衰係数 m の値は、基本的には、古典的吸収 (classical absorption) によるものと、分子のリラクゼーションによる吸収 (relaxational absorption) によるものとに大別される。古典的吸収は、空気の粘性、熱伝導、拡散、放射によるエネルギーのロスを意味するが、このうち拡散によるロスは古典的吸収のうちの 0.3 % 位にすぎず、放射によるロスはきわめて低い周波数においてのみ有意となるので、この 2 つは通常は無視される。⁴⁾ 音波が空気中を通過することによって空気中の微小部分の体積が変化するとき、空気が理想気体であれば、そこでの圧力は新しい体積にあうように瞬間的に変化するが、現実の気体では圧力が新しい体積に合うまでには若干の時間がかかる。気体がヘリウム、ネオン、その他の稀有ガスのように単原子からなる場合には、この圧力調節に要する時間は著しく短いが、その分子が複雑で、酸素、窒素、二酸化炭素などのような大気中にある気体では、圧力調節に伴って分子の回転と振動が起り、この変化により圧力調節に時間がかかる。この再調整されるための時間は気体のリラクゼーション時間と呼ばれ、それが長いほど圧力と体積変化の位相のずれが大きくなり、したがって周期的な体積変化によって気体が損失するエネルギーも大きくなる。⁵⁾ 空気中では、一般に、古典的吸収よりもリラクゼーションによる吸収の方が重要である。

最近の Piercy, Evans et al.⁶⁾ の研究では、酸素と水蒸気との相互作用が、空気中の吸収の主たる要因ではあるが、第 2 のリラクゼーション効果として、水蒸気と窒素との相互作用が無視し得ないことが示されており、低い周波数 (1 ~ 2 KHz 以下。道路騒音においてはむしろ中心的な帯域となる) で高い湿度のときは、むしろこの作用が支配的となることが示されている。図 3.1⁷⁾ は、1 気圧、20 °C の温度、70 % の相対湿度の場合について、100 m あたりの減衰量を周波数との関連で示したものである。全吸収のうち、古典

的吸収、分子の回転による吸収、酸素および窒素のリラクゼーションによる吸収がそれぞれの程度を占めるのかが示されている。

伝搬経路長の比について一定となる幾何的拡散とちがい、空気中での吸収による減衰は、伝搬経路長のある差について一定の値となることに注意する必要がある。このように、空気吸収は、音源と受信点との間の距離が増大するにつれ重要となり、周波数が高くなるにつれ増加することになる。

空気中での吸収について、理論的および実験的にかなり解明されてはきたが、なお、より重要な温度範囲と低い湿度範囲についての低周波数域におけるデータの収集が必要とされている。

(2) 地表面近傍での伝搬

地表面近くにある音源からの音の伝搬をとらえるとき、地表面を完全反射面と想定して計算される結果とは大巾に異なる結果が得られることがしばしばある。例えば、道路騒音の予測においても、半自由空間として導びかれる予測モデルからの計算値が、地表面の性状により実測値と大きな差異となって現われることが報告されている。そしてこの差異は、音源と受信点の地表面からの高さによって大きく影響されるものとなる。

一般に、地表面に沿っての距離減衰は、完全反射面に沿っての距離減衰よりも大きい

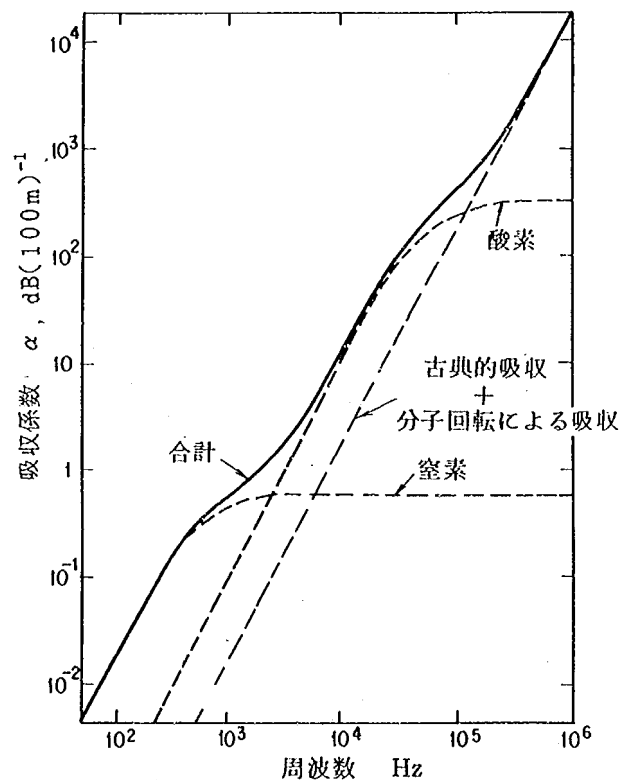


図3-1-1 1気圧, 20℃, 相対湿度70%における推定空気吸収 (dB/100 m) (文献8)。

よりも大きい

ため、両者の差異を地表面性状による減音効果（過剰減衰量）としている。地表面が音の伝搬に与えるこれらの効果には、1)、地表面の性状、2)、地表面に対する音源と受信点の位置関係、3)、音の周波数、4)、気象条件などが複雑に関連するために、従来よりその取扱いが難解な事象とされてきた。しかしながら、昨今、これに関する理論的および実験的な研究がかなり進められ、いくつかの特性が説明されうるようになってきた。A. R. Wenzel⁸⁾は、電

波伝搬における地表伝搬に関する波動理論と同様の観点から、異なる媒質の境界面上に置かれた点音源から放射される波の伝搬について理論解析を行っている。そこでは、理論解の内に予め未知関数を導入し、一般的境界条件を満足するように、境界面が音波伝搬に与える影響を求めている。R. J. Donato⁹⁾は、A. R. Wenzelとは逆に、実体としての各境界面がもつ固有の反射係数にまず着目し、球面波を円筒波の合成として捉え、幾何音響学的理論解析では説明できない表面波の伝搬性状に関しても定量的に考察している。次に、実測、実験から考察した例についてみる。まず、高田らは、¹⁰⁾雪面上の騒音伝搬における減衰特性について実験的に検討を行っており、その結果、音源から100 m以内では雪質に関係なくほとんど同じ伝搬性状を示すが、200 m以上離れると、雪面が硬い時と軟い時とでその減衰特性が明確に異なることを示している。雪面が硬い場合には、雪のない場合に近い減衰特性となることが示されている。W. E. Scholes et al^{11)、12)}は、地表面性状が騒音伝搬に与える影響について、音の伝搬高さや周波数成分との関連から実験的な検討を行っている。飛行場内の草地（草丈8インチまで）において、音源として航空機のエンジンをを用い、これを地上高3、6、15 ftと変え、これより64 ftから3600 ftまで対数的に8距離受音点を設定して、63 Hzから4 KHzまでの1/3オクターブバンドで測定を行っている。図-3.2は、音源高さが地上6 ftで、無風状態の場合の各受音位置におけるバンド別の音圧レベルを示したものである（空気吸収による補正がなされているので、過剰減衰（excess attenuation）は地表面性状によるものが主たるものと考えられる）。これより、伝搬距離が長くなるに従い、最大減音の生ずる周波数が低くなっていることが判り、315 Hzより高い周波数域では、1140 ft以上遠く

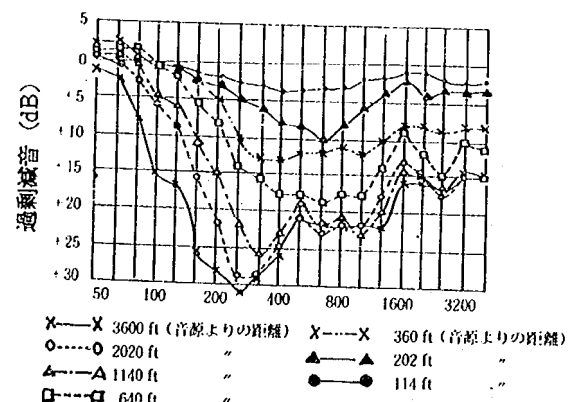


図3-1-2 地表面性状による減音。夏、ベクトル風ゼロ(文献12、13)

なれば過剰減衰の増加がみられない。図-3.3に示すのが、+5 ft/secのベクトル風の場合（Slightly Favourable conditionとしている）で各受音位置でのスペクトルを音源高さ3、6、15 ftの3種について比較したものである。音源高さが高くなるにつれ明らかに減音が小さくなっている。ただし、その差異は250 Hz～2.5 KHz程度の範囲についてであり、それ以外の低・高周波数域においてはほとんど差異がない。また、音源高さが増すに

従い、地表面による減音効果の最大となる周波数が低くなっており、360 ft すなわち約100m では、音源高さ3 ftで640Hz、6 ftで400 Hz、15 ft では320Hzとなっている。結論的に、W. E. Scholes et alは、Favourable (音の伝搬と同方向の風)、neutral (無風)、Slightly unfavourable (音の伝搬と逆方向の微風) の風の条件においては、音源高さが15 ft から3 ftになれば受音点の遠近を問わず、全体に4~5 dB 地表面の吸音による減音が増大しているとしている。この研究に沿った考察として、野中ら^{(3),(4)}は、一般道路の騒音予測に主点を置き、音源、受音点間の距離が80m 以内で受

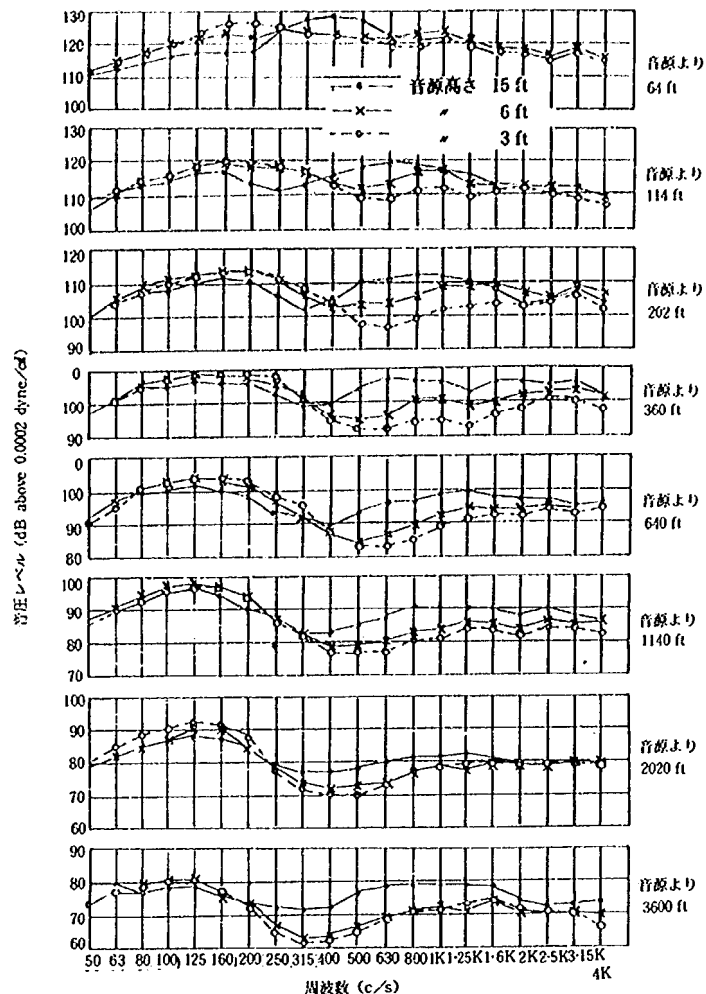


図3-1-3 3種の音源高さからの各距離における補正 (空気中での吸収による) スペクトル (5 ft/sec ベクトル風)。(文献12、13)

音点高さによる地表面の影響を実験的に検討している。W. E. Scholes et al と同様の結果を得ているが、さらに、地表面の吸音性による減音を、音の擦過伝搬角度 (音の伝搬方向と地表面のなす角度) で整理している。125、250 Hzでは受音点高さにより過剰減衰量に差異がなく、500 Hzより高周波数域で、伝搬距離40m 以上でその差異が現われている。その他、種々の地表面性状に関し、屋外実験^{(15)~(18)}や室内模型実験^{(19)、(20)}が行われている。また、渡辺ら⁽²¹⁾は、純音に対する地表面上での距離減衰測定値から地面の音圧反射係数を算定する方法を提案し、コンクリート面について実験を行っている。地表面性状の影響を直接取扱ったこれらの研究の他に、基礎的立場から、土、雪面、樹木などの吸音効果そのものを直接に検討した報告もある。黒岩ら⁽²²⁾は、M系列相関器を利用して地面の吸音率測定を試みており、渡辺ら⁽²³⁾は、まさき (常緑広葉樹) と日光ひば (常緑針葉樹) の2つを試料として吸音率を実験的に求めている。

(3) 気象の影響

地表面に沿って風が吹いた場合、地上の種々のラフネスによって流れは乱流となり、平均風速は地上から高くなるほど次第に増加する。音の伝搬に与える風の影響については、従来より乱れについては無視し、平均風速の分布のみに着目して次のような幾何音響的音線理論による説明がなされている。音速を仮に一定とすると、

図-3.4に示されるような風速勾配の影響によって図-3.5に示すように音線が風下で下方に曲げられる。また、風上では、音線が上方に曲げられてある距離以遠では音が到達しない範囲

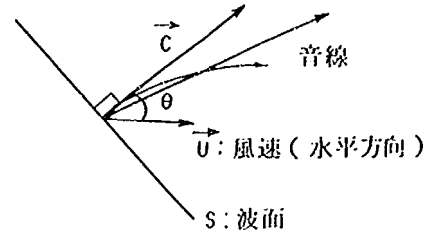


図3-1-4

(Shadow zone)が生ずる。音線理論による屈折は図-3.5で説明されるが、実際には風は乱

流現象であり、

それにより音が散乱されることになる。

音圧振巾のみ

ならず位相も

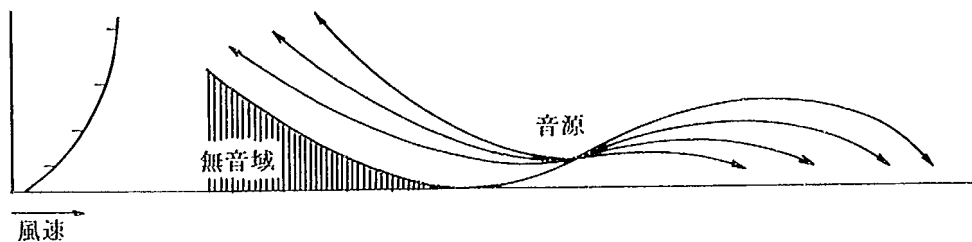


図3-1-5 風速勾配による音の屈折

変動し、直接音、反射音あるいは屈折音の間の干渉も時間的に大きく変動する。

風速勾配と同様に、大気層における温度勾配によっても音速に差を生じ屈折を起すことになる。大気中では通常100m上昇するごとに1℃温度が下るので音線は図-3.6(1)に示されるように上方に屈折する。

したがって、風速勾配

による場合と同様に、

音の到達しない領域 (

Shadow zone)を生

ずることになる (図の

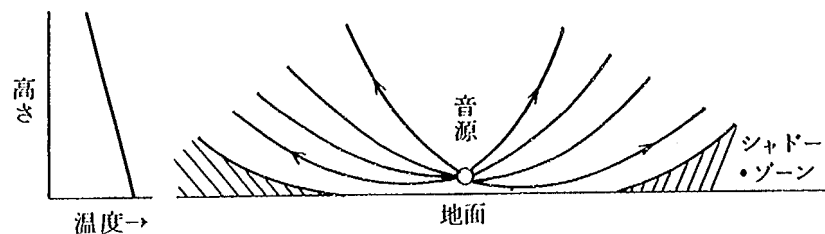


図3-1-6(1)

斜線部分)。大気の温度勾配は大体3km以上の高さでは通常負(上空の温度が低い)であるが、地上に近い層では地面の影響をうけるため、夜間、あるいは日中でも冬期においては地面が冷却するため、温度勾配が正となって、図-3.6(2)に示されるように音線が下方に曲る形となる

こともある。

このように、音の伝搬に与える風速勾配および温度勾配の影響を音線理論からみると、風下への伝搬と正の温度勾配（逆転層）はみかけ上同様の効果を与え、風上への伝搬と負の温度勾配（通常の分布）もみかけ上同様の効果を

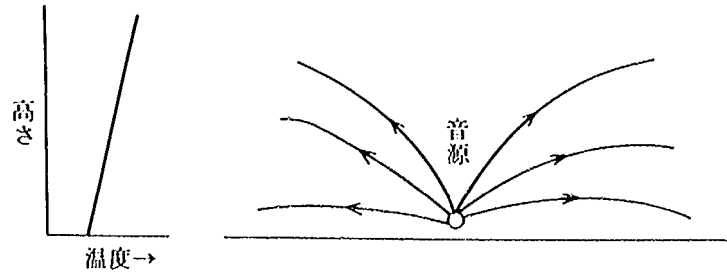


図3-1-6(2)

与えるものととらえることができる。しかしながら、温度はスカラー量なので、そこで生ずる音の屈折はすべての水平方向に同じであるが、風は伝搬方向に対するベクトル成分にしたがつて方向による不均一な屈折を生じるものであることに注意する必要がある。

W. E. Scholes et al.^{11), 12)} は、平坦な空港における刈りこまれた草地において、音源（ジェット・エンジンを用いている）から3,600ftまでの距離範囲についてそれからの音の伝搬特性を実験的に検討している。結果は、負の温度勾配（lapse）で、+5 m/sec（音の伝搬と同じ方向）の風速の場合は、中立の温度勾配（Neutral）で風速0の場合に近く、負の温度勾配で風速が0の場合には、中立の温度勾配で風速-5 m/sec（音の伝搬に対向する方向）の場合に等価となる。温度の逆転条件は微風（ほぼ風速0）のみえられ、この場合には+5 m/secの伝搬特性に近い。

(4) 地勢その他の影響

屋外での騒音伝搬においては、伝搬域の地勢、樹木の有無、家屋などの建造物の有無なども大きな影響因子となる。それらは(1)、(2)で検討されたように、音の伝搬する高さとも関連する。極端な場合として、主たる伝搬経路が谷底から数百～数千フィートあるような山頂から山頂への伝搬について調査した例^{24), 25)}があり、測定された減衰量が、逆自乗則と大気吸収（窒素の振動緩和を含んだもの）とから推定される減衰量とよく一致している。平坦地面上を低空飛行する航空機（実効的には、小さな入射角 ψ をもった音源）からの騒音についての研究では、²⁶⁾風勾配による屈折が、6,000 mまでで $\psi > 5^\circ$ の場合には無視し得ることが示されている。 ψ のより小さな範囲での検討が問題であり、種々の角度から調査されつつある。樹木、葦などが騒音伝搬に与える影響についてもいくつかの研究がある。^{27), 28), 29)...}明らかに、低周波域での主たる効果は、こうした樹木などの根が地面を多孔性にするることによって地面の効果を大きくすることである。²⁷⁾葉の寸法が波長と同程度になるような高周波域では、散乱によって生ずる大きな

減衰がある。

あとがき

道路交通騒音の予測に関連し、これまで主として検討されてきた道路の比較的近傍の場合と異なり、より長距離での音の伝搬となった場合に生じてくる種々の特性について、内外でこれまでに公表されている多くの文献から調査を行った。調査の結果、これまでに検討されているもののほとんどが、音源あるいは境界条件、伝搬媒体などを基本的な角度から取り扱ったものであり、それらの結果の実際の道路騒音へのあてはめにあたっては、なおいくつかの視点からの調査が必要である。

(参考文献)

- 1), E. J. Rathe, "Note on Two Common Problems of Sound Propagation,"¹⁾ J. Sound Vib. 10, 1969
- 2), U. J. Kurze, "Sound Propagation Outdoors," Noise and Vibration Control, 1971
- 3), G. J. Thiessen, "Community Noise-Surface Transportation," Acoust. Soc. Am. 53, 1973
- 4), L. B. Evans et al., "Atmospheric Absorption of Sound: Theoretical Predictions," J. Acoust. Soc. Am. 51(5)
- 5), R. H. Lyon, "Transportation Noise," 松本嘉司訳, 交通騒音、技報堂
- 6), J. E. Piercy, "Role of the Vibrational Relaxation of Nitrogen in the Absorption in Air, 1969
- 7), J. E. Piercy and T. F. W. Embleton, "Review of Noise Propagation in the Atmosphere, 1977
- 8), A. R. Wenzel, "Propagation of Waves along an Impedance Boundary," J. Acoust. Soc. Am. 55(5), 1974
- 9), R. J. Donato, "Propagation of Spherical Wave Near a Plane Boundary with Complex Impedance," J. Acoust. Soc. Am. 60(1), 1976
- 10), 高田、大河内、那須、「雪の吸音率と雪面上の音の伝搬について」, 日本音響学会誌、10巻、1号、1954
- 11), P. H. Parkin and W. E. Scholes, "The Horizontal Propagation of Sound From a Jet Engine Close to the Ground,"

J. Sound Vib. 2, 1956

- 12). W. E. Scholes and P. H. Parkin, "The Effect of Small Changes in Source Height on the Propagation of Sound Over Grassland, J. Sound Vib. 6, 1976
- 13). 野中、金泉、「沿道の地表面性状と道路騒音の距離減衰」、日本音響学会講演論文集、1974.6
- 14). 野中、上原、荒木、金泉、「沿道の地表面性状と道路騒音の距離減衰(2)一受音点高さの効果一」、日本音響学会講演論文集、1976.5
- 15). 山下、小見、加来、山本、「騒音伝搬に対する地表面の影響一草地での実験一」日本音響学会講演論文集、1977.4
- 16). 山本、板本、山下、「騒音伝搬に対する地表面の影響一草地での実験一」、日本音響学会講演論文集、1977.10
- 17). 山下、松井、有賀、青木、秋元、「地表面の違い・気象条件の影響による騒音減衰について」、日本音響学会講演論文集、1977.10
- 18). 野田、宮山、渡辺、卜部、中村；「地表面近傍の音波の伝搬特性の測定 インパルス音波による計測（その2）」、日本音響学会講演論文集、1976.10
- 19). 山下、加来、山本、子安、「騒音伝搬に対する地表面の影響一基礎的研究一」、日本音響学会講演論文集、1976.5
- 20). 山下、小見、加来、山本、「騒音伝搬に対する地表面の影響一模型実験による検討一」、日本音響学会講演論文集、1976.10
- 21). 渡辺、小竹、「屋外騒音測定における地面反射の補正方法」、日本音響学会講演論文集、1975.10
- 22). 黒岩、松井、山下、青木、有賀、「地表面の吸音率の測定について」、日本音響学会講演論文集、1977.10
- 23). 渡辺、山田、徳永、中西、「樹木の吸音効果について」、日本音響学会講演論文集、1975.10
- 24). F. M. Wiener and D. N. Keast, "Experimental Study of the Propagation of Sound Over Ground." J. Acoust. Soc. Am. , 31, 1959
- 25). L. P. Delsasso, "The Attenuation of Sound in the Atmosphere." USAF

contract W-28-099-ac-228, 1953

26). R. W. Benson et al., "Sound Propagation Near the Earth's Surface as Influenced by Weather Conditions," WADC Tech.

27). D. Aylor, "Noise Reduction by Vegetation and Ground," J. Acoust. Soc. Am. 51, 1972

28). F. M. Wiener and D. N. Keast, Bolt, Beranek and Newman Final Report 466, 1957

29). C. F. Eyring, "Jungle Acoustics," J. Acoust. Soc. Am. 18, 1946

30). T. F. W. Embleton, "Sound Propagation in Homogenous Deciduous and Evergreen Woods," J. Acoust. Soc. Am. 35, 1963

3-2 大気拡散風洞を利用した基礎実験

まえがき

本州四国連絡橋Dルートの上陸部では、地形が複雑であり、道路構造も盛土構造、高架構造、トンネル構造などが検討されていることから、自動車排出ガスによる大気汚染の予測にあたって局地的な汚染も懸念される。したがって、ブルーム・パフモデルを用いた拡散計算式による大気汚染の予測に加えて、現地の縮尺模型を用いた風洞実験により地形条件や道路構造を考慮して濃度分布を検討することが必要であると考えられる。風洞実験を実施する場合、現地における現象と模型との相似性を確保することが必要となるが、現在では実験手法も確立されているとはいえない。とくに、トンネル坑口部では、トンネルからの噴流と自然風が相互に干渉しあうため現象は非常に複雑なものとなっている。そこで今年度は、トンネル坑口部での自動車排出ガスの拡散現象を把握するために基礎的な条件で実験を実施し、来年度以降に予定される現地模型を用いた実験の実験条件および実験手法について検討を行ったものである。

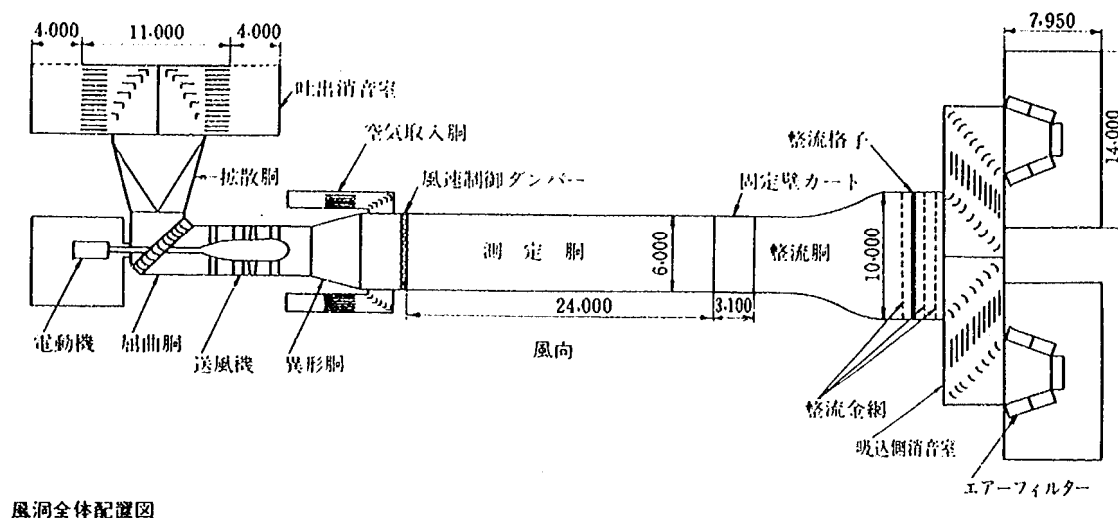
(1) 実験概要

実験は50mmφの半円形のトンネル模型を風洞床面に設置し、風洞床下部の送風機から所定の風速で噴流を発生させ、その際ダクト部分からトレーサガス(C₂H₄)を注入し、吐出されたC₂H₄ガスの濃度分布を坑口周辺部で計測したものである。

1) 実験装置

A. 拡散風洞

実験に使用した風洞は吸込式エッフェル型で、測定部は $3\text{ m} \times 6\text{ m} \times 24\text{ m}$ である。
 拡散風洞の概略図面、性能諸元を図 3-2-1、表 3-2-1 に示す。



風洞全体配置図

図 3-2-1 拡散風洞全体配置図

表 3-2-1

拡散風洞の性能諸元

風洞形式	吸込式エッフェル型
測定胴寸法	$W : 6\text{ m} \times H : 3\text{ m} \times L : 24\text{ m}$
風速設定範囲	$0.2 \sim 15\text{ m/s}$
縮流比	3.89
送風機形式	軸流1段動翼可変ピッチ型 直径 4000 mm
回転数	360 rpm
動翼枚数	10枚 (後置静翼9枚)
風量	$270\text{ m}^3/\text{s}$
有効全圧	80 mm Aq
電動機出力	320 kW
風速分布偏差	$\pm 1\%$ 以内
風速変動	$\pm 2\%$ 以内 (外乱風速 5 m/s 時)
乱流強度	1%以内
風速制御方式	1. 定速回転 (360 rpm) 空気取入扉開度、風速制御ダンパー 開度、動翼開度による制御 2. 回転数制御

B. 計測装置

a) 風速測定装置

風速測定にはピトー管とゲッチングン型マノメータを使用した。マノメータの検出媒体としてエチルアルコールを使用した。

b) 濃度測定装置

本実験ではトレーサーガスとしてエチレン (C_2H_4) を使用しており、濃度分析には水素炎イオン化法 (FID法) による炭化水素分析装置を使用した。

c) トレーサーガス発生装置

噴流装置へトレーサーガスを注入するために発生装置を用いた。この装置はAirと C_2H_4 ガスを各々マスフローコントローラで一定流量に制御させた後混合させ、一定濃度のガスを供給できるものである。

(2) 実験方法および実験条件

1) 実験模型

本実験で使用したトンネル模型および噴流装置の概略を図3-2-2に示す。模型断面は直径50 mmの半円形であり、模型長さ700 mmの助走区間でトンネル内の気流の乱流化をはかっている。また、トンネル模型は回転が可能であるようにターンテーブル上に設置している。

2) 実験方法

実験は送風機で空気を圧送し、トンネル模型から速度約6 m/sで噴出させた。吐出風速はピトー管を用いて測定を行い、ガス濃度測定時には図3-2-2に示すマノメータにより吐出風速を監視した。トレーサーガスはAir 2 l/min、エチレン55 cc/minで混合希釈させて模型内に注入した。3方向トラバース装置に支持された櫛型プローブ（高さ方向に20 mm間隔に5本）により試料ガスを5台の炭化水素分析計 (FID) に導入して濃度の分析を行った。その際、サンプリングプローブと分析計間のテフロンチューブの長さを考慮して試料ガス置換時間60秒とし、濃度の平均化時間は30秒とした。

3) 実験条件

実験ケースは表3-2-2に示すように V_g （吐出風速）と U （自然風）の比率を変化させ、 ϕ （自然風と吐出風のなす角度）を変化させた8ケースについて行った。

濃度の測定範囲は下に示すとおりとした。

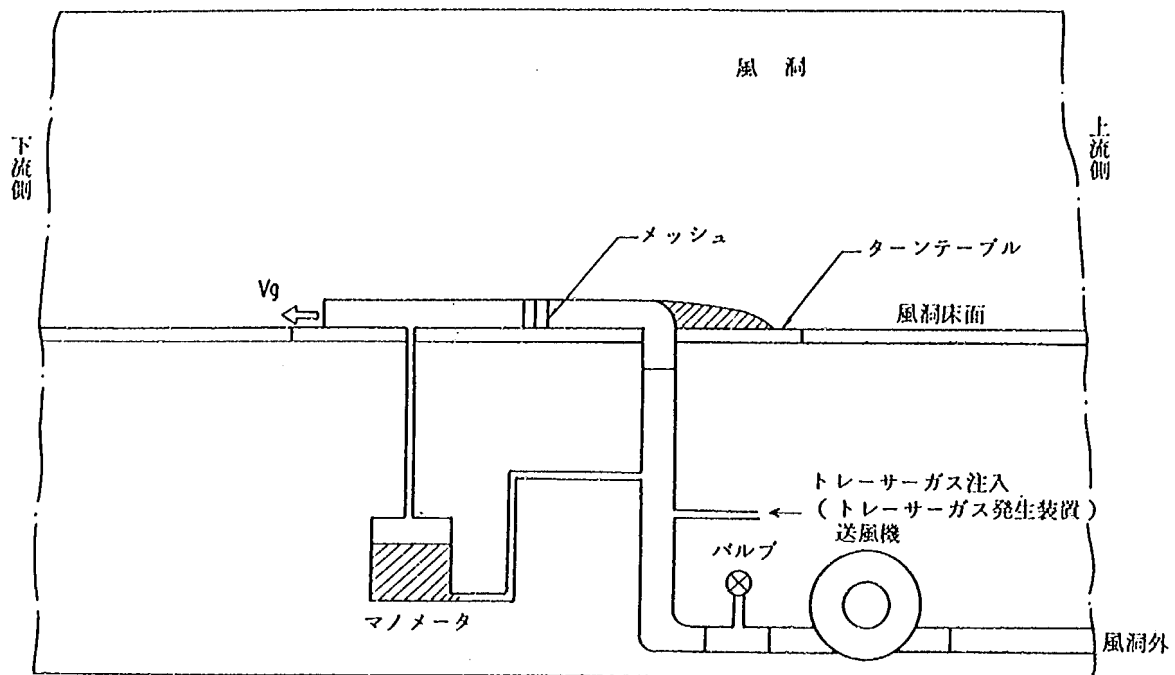


図3-2-2 噴流装置

X方向：噴流口より下流に40 dまでとし、(0, 1, 2, 5, 10, 15, 20, 30, 40) × dの位置を基準とした。

Y方向：道路中心より0.2 d～0.4 dのピッチで濃度ピークを捉えるようにした。

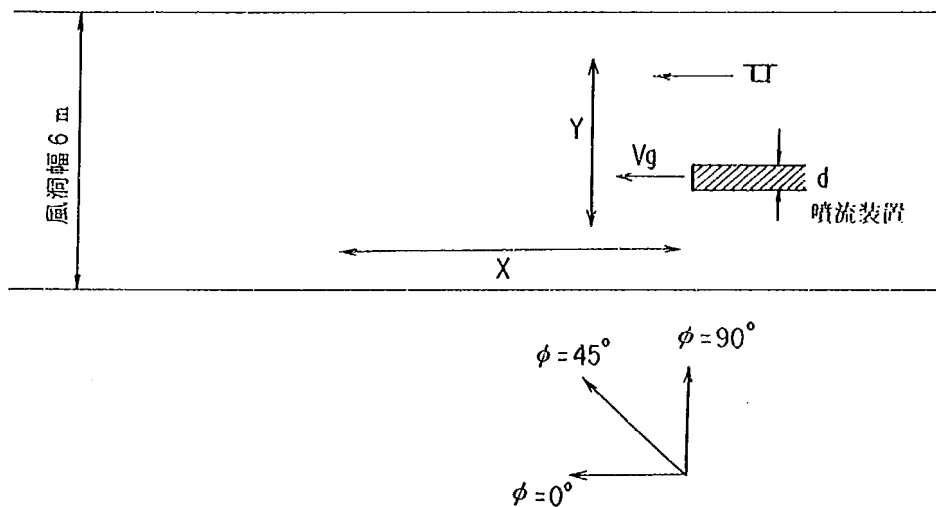
Z方向：X, Y方向の測定範囲内について、地表面より上方1.6 dまでとし、(0, 0.4, 0.8, 1.2, 1.6) × dの位置とした。

ただし、座標軸は風洞軸を基準とし、dは吐出口直径である。

表 3 - 2 - 2 実 験 ケ ー ス

ケース	(Vg (吐出風))	U (風洞風)	VgとUの角度 ϕ	排 出 量 θ
1	5.8 m/S	1.9 m/S	0°	54.8 cc/min
2	5.9 m/S	3.0 m/S	0°	54.8 cc/min
3	6.0 m/S	2.1 m/S	45°	54.5 cc/min
4	6.0 m/S	3.0 m/S	45°	54.6 cc/min
5	6.2 m/S	4.4 m/S	45°	54.6 cc/min
6	5.9 m/S	2.2 m/S	90°	54.6 cc/min
7	5.8 m/S	3.0 m/S	90°	54.7 cc/min
8	5.9 m/S	4.6 m/S	90°	54.6 cc/min

(注) Vg と U の角度は下図の通りとした。



(3) 実験結果

1) 噴流拡散

トンネル内での走行する自動車のピストン作用によりトンネル内に気流が発生し、自動車から排出される汚染物質を含んだ空気が坑口でジェットとなって噴出する。この噴出した汚染空気の拡散過程を単純な模型を用いて再現しようと試みたのが今回の実験である。

風洞気流がトンネル軸と一致している実験ケース1 ($Vg = 5.8 \text{ m/S}$, $U = 1.9 \text{ m/S}$, $\phi = 0^\circ$) を例として、この噴流拡散の様相をとらえてみた。

トンネル内で混合されて一様な濃度分布となった噴流が、周辺の空気を巻き込みながら発生する乱れにより、トレーサーガスは、Y方向、Z方向に拡散してゆく。

図3-2-3はY方向の濃度分布を示したものである。坑口周辺部では、吐出濃度が変化しない周囲の拡散の影響を受けない領域（ポテンシャルコア）が認めらる。このポテンシャルコアの長さは $X = 5D$ 程度となっている。 $X = 5D$ 以上では、噴流の作る乱れにより拡散され、濃度分布は左右対称の正規分布とみなせる。分布の大きさを主軸上の最大濃度値に對してY方向に $1/2$ の濃度になる距離で示すと、半値幅は $X = 15D$ で $1D$ 、 $X = 30D$ で $1.6D$ 程度となっている。

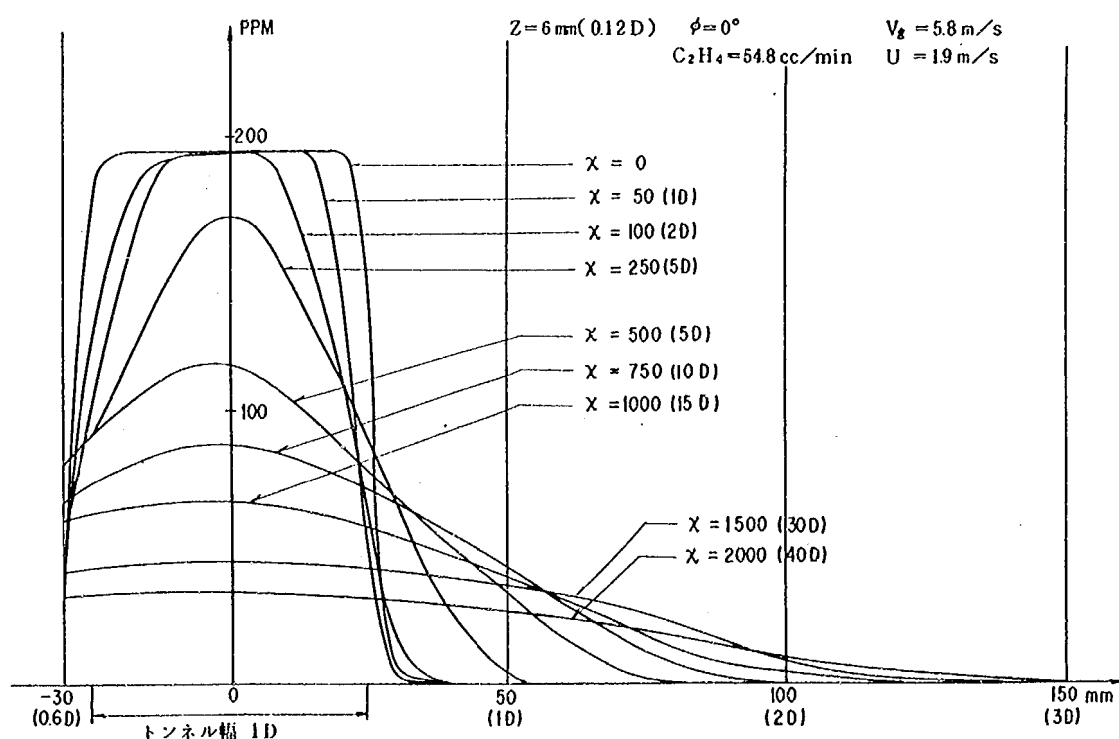


図3-2-3 Y方向の濃度分布

図3-2-4はZ方向の濃度分布を示したものである。坑口周辺部ではポテンシャルコアの存在が認められる。それ以外の領域での濃度分布は高さ方向にはほぼ直線的に減衰している。分布の大きさを示す半値幅は $X = 15D$ で $0.8D$ 、 $X = 30D$ で $1.1D$ 程度であり、Y方向に比較してZ方向の拡散は小さい。これは壁面により拡散が抑えられるためであると考えられる。

図3-2-5は $Z = 6 \text{ mm}$ の高さのX-Y平面の濃度分布を示したものであり、トンネルからの噴流による拡散の様子がわかる。主軸上の濃度は $X = 15D$ で約 $1/2$ 、 $X = 30D$ で約

1/4 に希釈されており、
濃度分布は左右対称形に
広がっている。

2) 噴流拡散に及ぼす自然 風の影響

トンネル坑口から噴出
したジェットは噴出直後
のポテンシャルコアの領
域で流速は一定であり、
その領域以遠では中心線
に沿う速度は風下距離 X

に逆比例して急速に減衰

1)
することが知られている。その状況は 3-1 で示した濃度分布によっても推察される。こ
こでは噴出したジェットが風洞気流（自然風）によりどのように影響されるかを坑口周辺の濃
度分布から検討したものである。

図 3-2-5～図 3-2-12 は、風洞風速および風洞気流と噴流のなす角度を変化させ
た実験条件における各ケースの $X-Y$ 平面の濃度分布を示す。風洞気流と噴流の方向が同じ
場合では、風洞風速が高い程水平方向の拡がり小さくなり、主軸上の濃度減衰も小さい傾
向となっている。風洞気流と噴流の方向が 45° 、 90° の場合では、トンネル坑口から噴出
されたトレーサースガスを含んだ空気が風洞気流（自然風）の影響を受けて風下側に流された
濃度分布となっている。図 3-2-13、図 3-2-14 に示すように $X-Y$ 平面における
ピーク濃度の流跡（拡散主軸）が風洞風速に依存して曲率していることがわかる。 $X = 20$
D 以遠では噴流の影響がほとんどなくなり、風洞気流による拡散が支配的となっている。

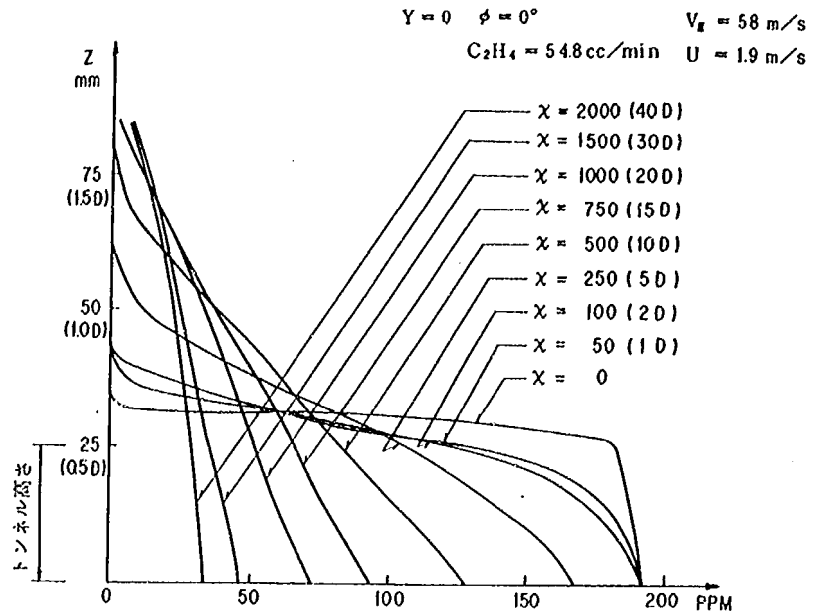
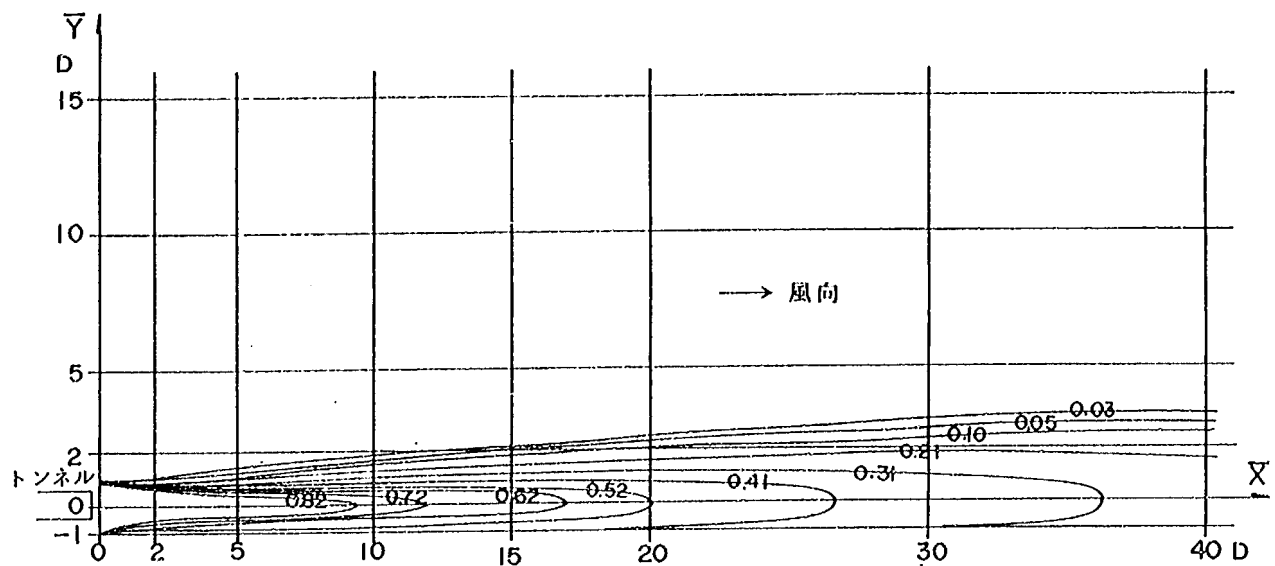


図 3-2-4 Z 方向の濃度分布

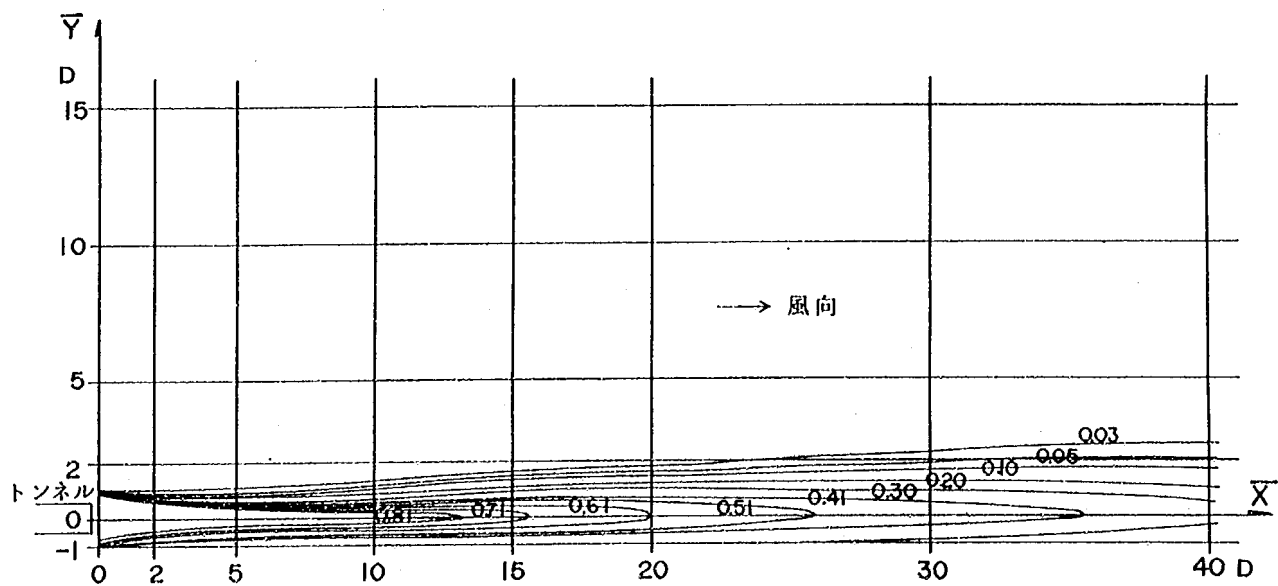


CASE 1. X-Y HEIMEN FUKO $\phi = 0^\circ$ $V_G = 5.8 \text{ m/s}$

Z = 6mm HEIMEN $\text{C}_2\text{H}_4 \text{ GAS } 54.8 \text{ cc/m}$ $U = 1.9 \text{ m/s}$

(注) 数字はトンネル内濃度を1とする希釈比である。

図3-2-5 X-Y平面の濃度分布 (ケース1)



CASE 2. X-Y HEIMEN FUKO $\phi = 0^\circ$ $V_G = 5.9 \text{ m/s}$

Z = 6mm HEIMEN $\text{C}_2\text{H}_4 \text{ GAS } 54.8 \text{ cc/m}$ $U = 3.0 \text{ m/s}$

(注) 数字はトンネル内濃度を1とする希釈比である。

図3-2-6 X-Y平面の濃度分布 (ケース2)

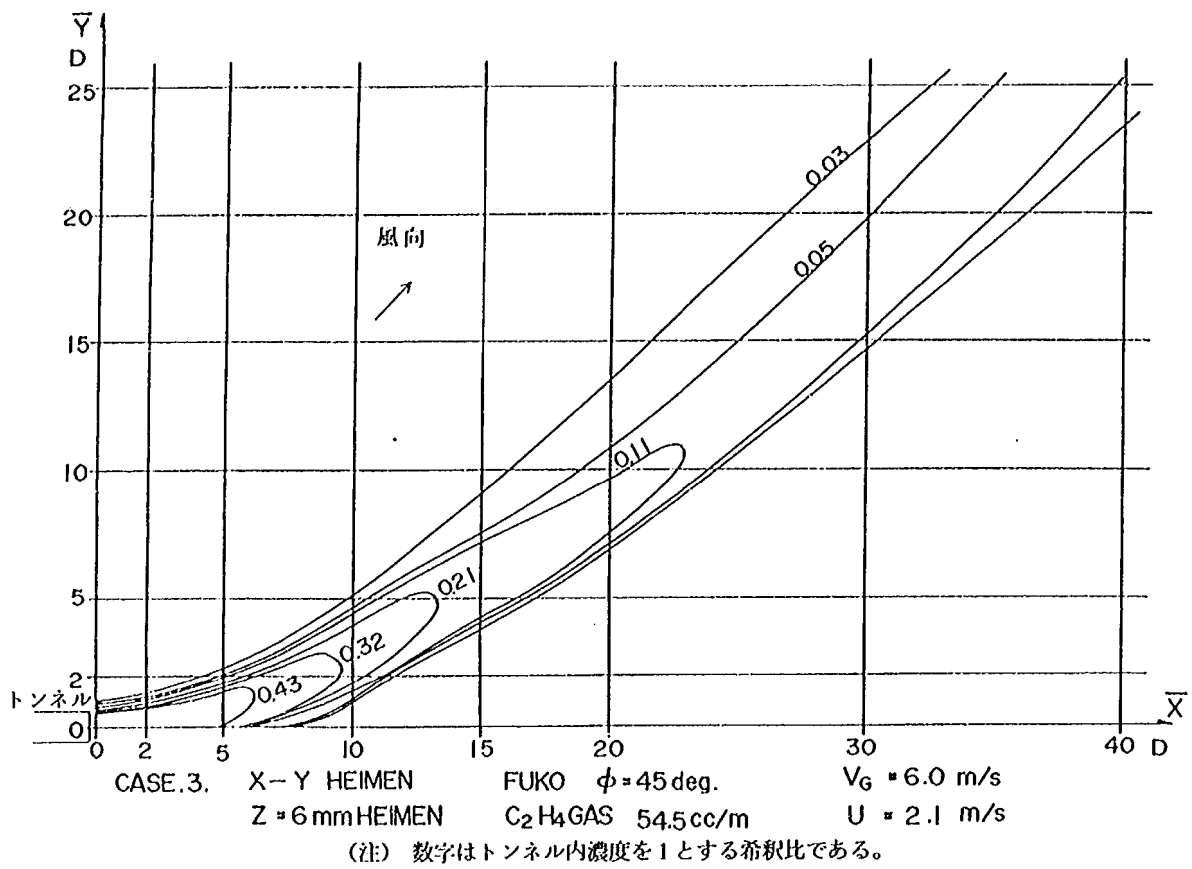


図3-2-7 X-Y平面の濃度分布 (ケース3)

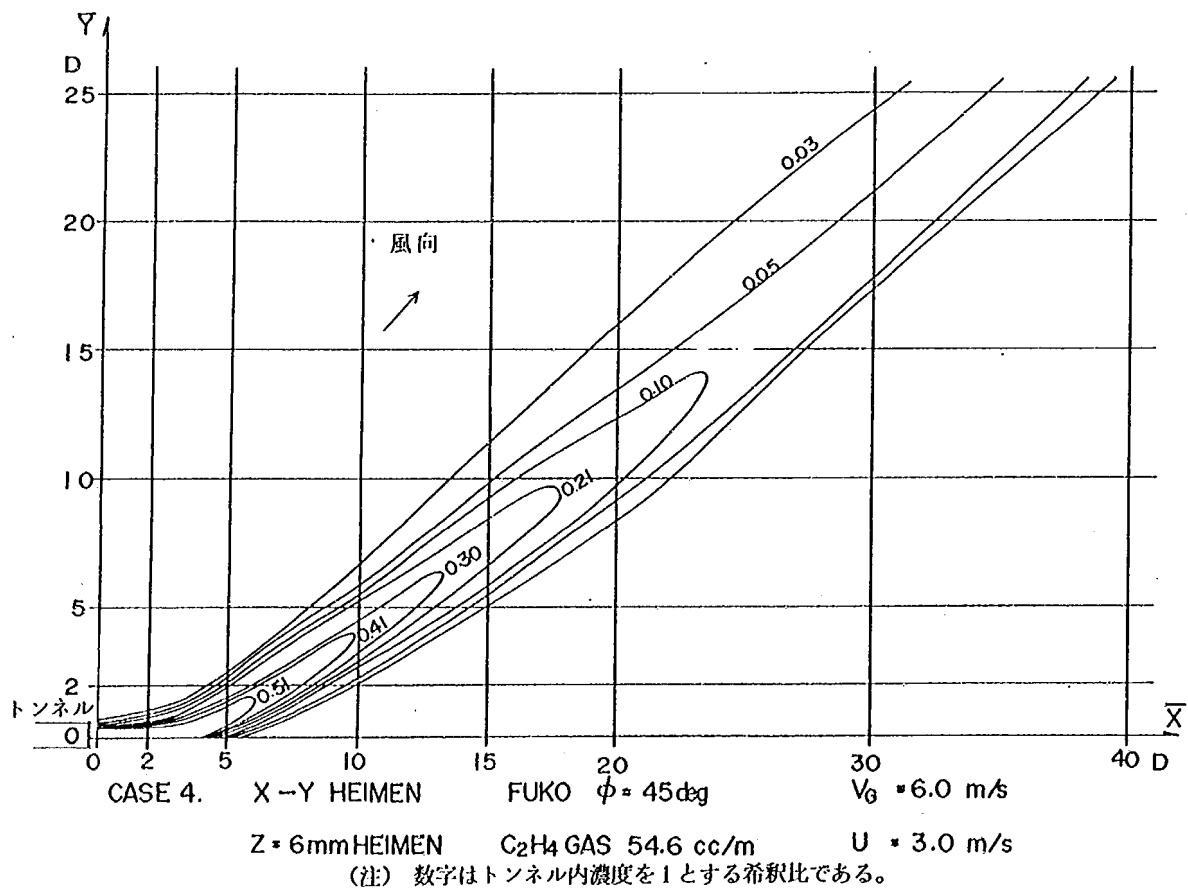
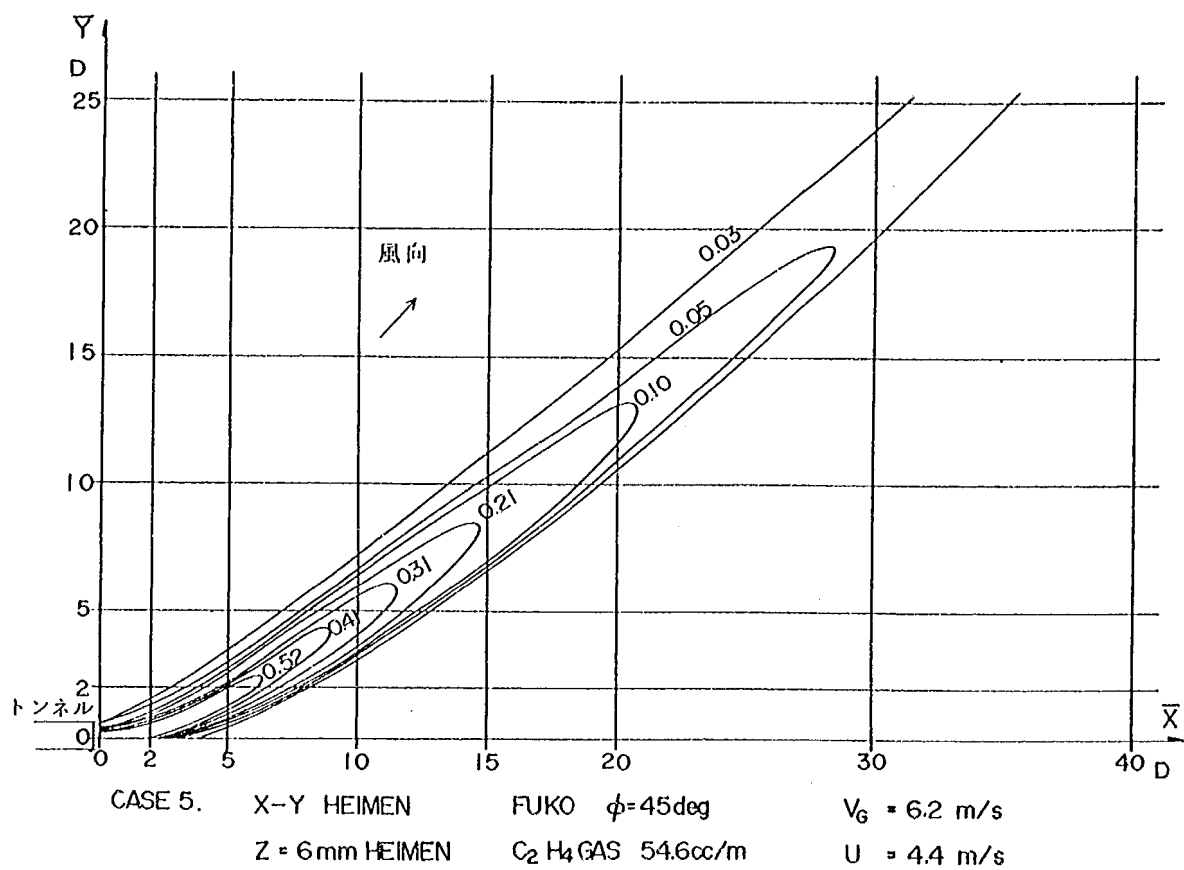
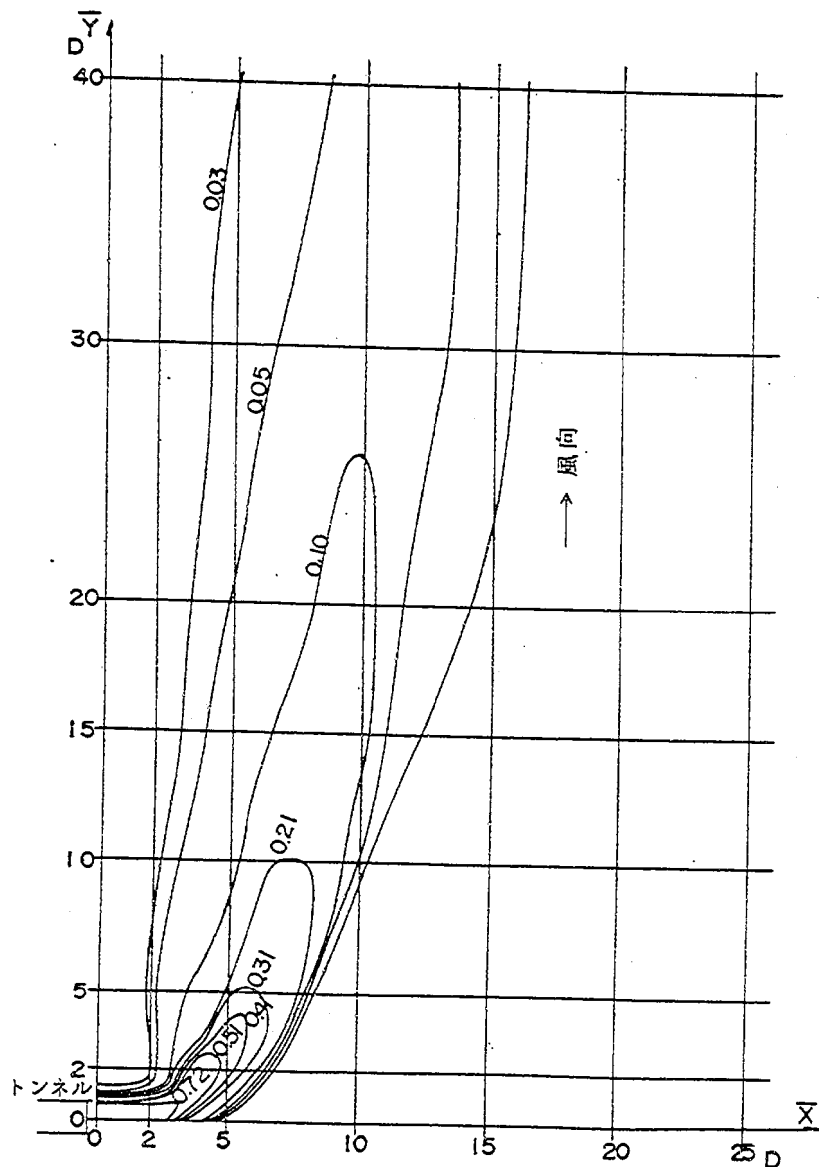


図3-2-8 X-Y平面の濃度分布 (ケース4)



(注) 数字はトンネル内濃度を1とする希釈比である。

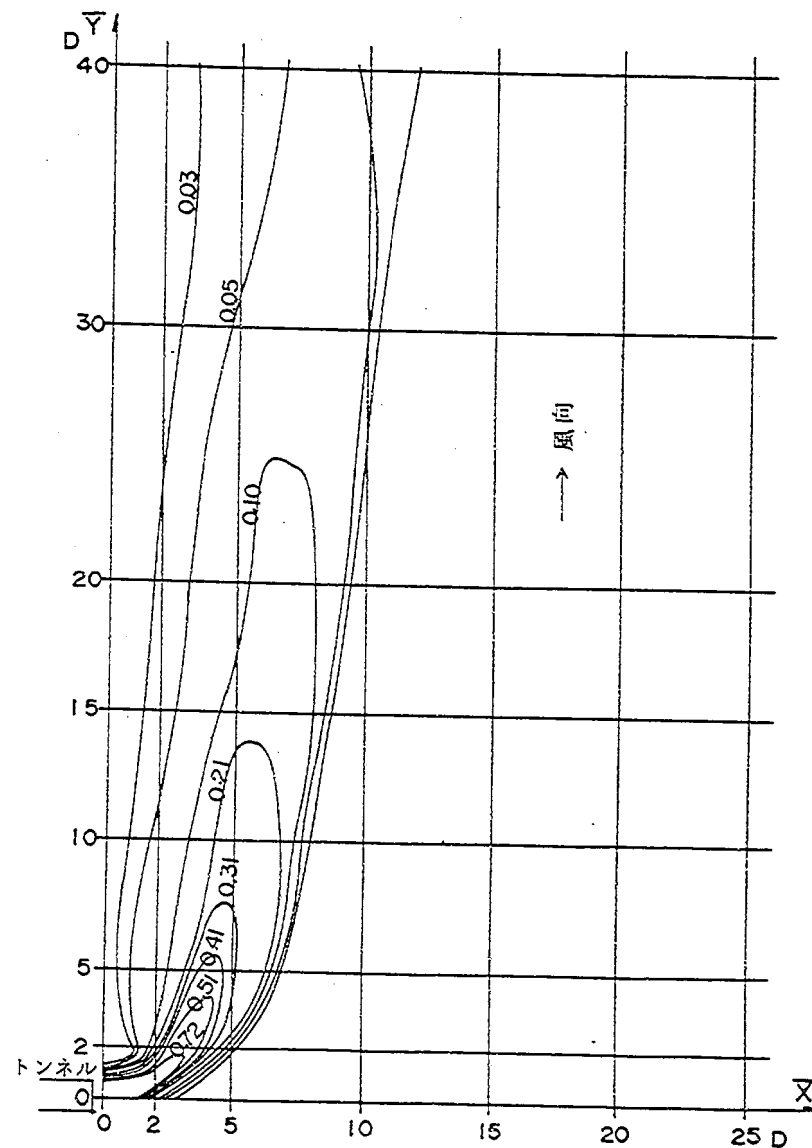
図3-2-9 X-Y平面の濃度分布(ケース5)



CASE 6. X-Y HEIMEN $Z = 6\text{mm HEIMEN}$
 FUKO $\phi = 90\text{deg}$ $\text{C}_2\text{H}_4\text{ GAS } 54.6\text{cc/m}$
 $V_G = 5.9\text{ m/s}$ $U = 2.2\text{ m/s}$

(注) 数字はトンネル内濃度を1とする希釈比である。

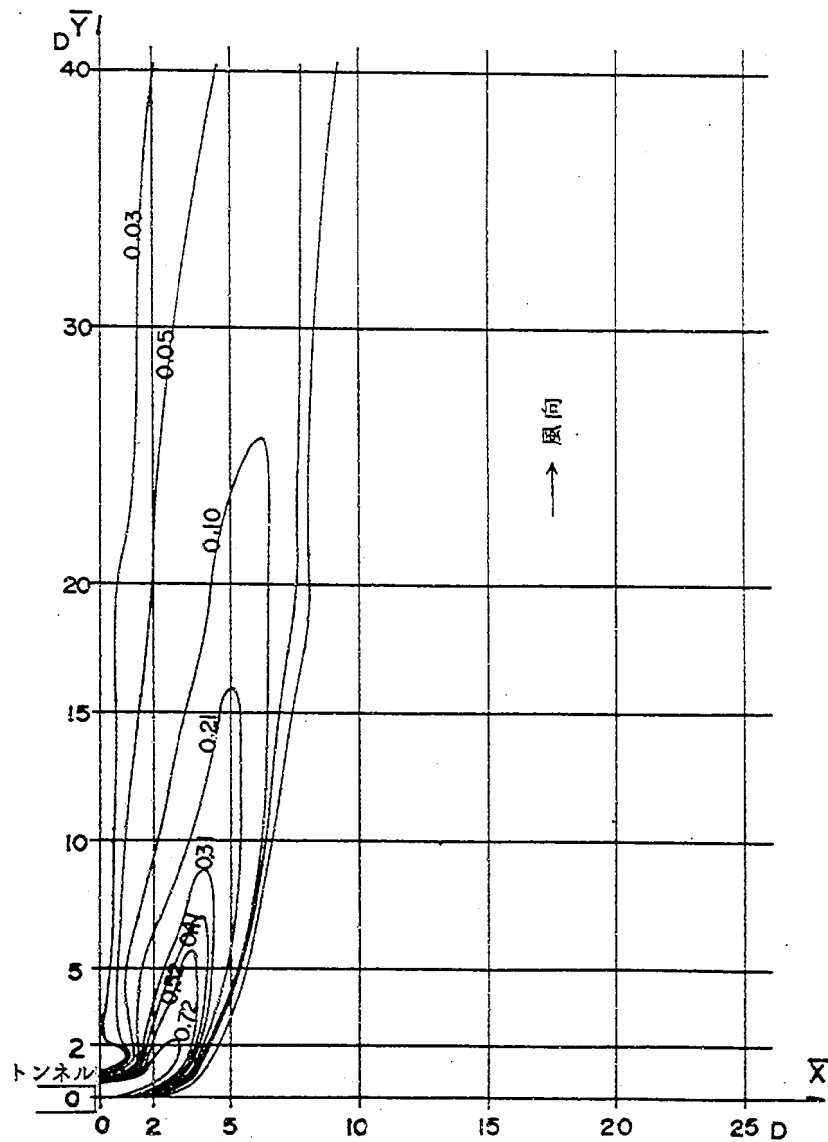
図3-2-10 X-Y平面の濃度分布 (ケース6)



CASE 7. X-Y HEIMEN $Z = 6\text{mm HEIMEN}$
 FUKO $\phi = 90\text{deg}$ $\text{C}_2\text{H}_4\text{ GAS } 54.7\text{cc/m}$
 $V_G = 5.8\text{ m/s}$ $U = 3.0\text{ m/s}$

(注) 数字はトンネル内濃度を1とする希釈比である。

図3-2-11 X-Y平面の濃度分布 (ケース7)



CASE 8. X-Y HEIMEN Z = 6mm HEIMEN
 FUKO $\phi = 90\text{deg}$ C₂H₄GAS 54.6 cc/m
 V_G = 5.9 m/s U = 4.6 m/s

(注) 数字はトンネル内濃度を1とする希釈比である。

図3-2-12 X-Y平面の濃度分布(ケース8)

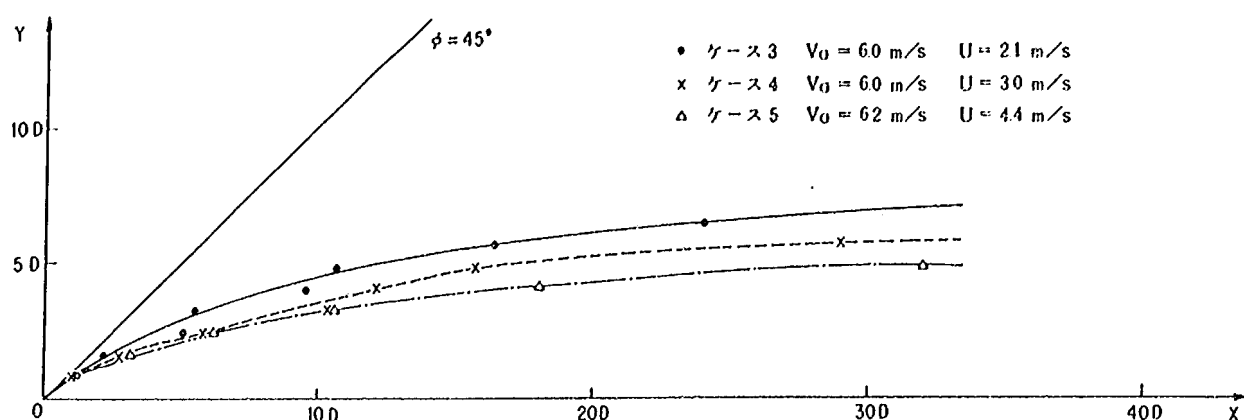


図 3-2-13 X-Y 平面における最大濃度点の流跡

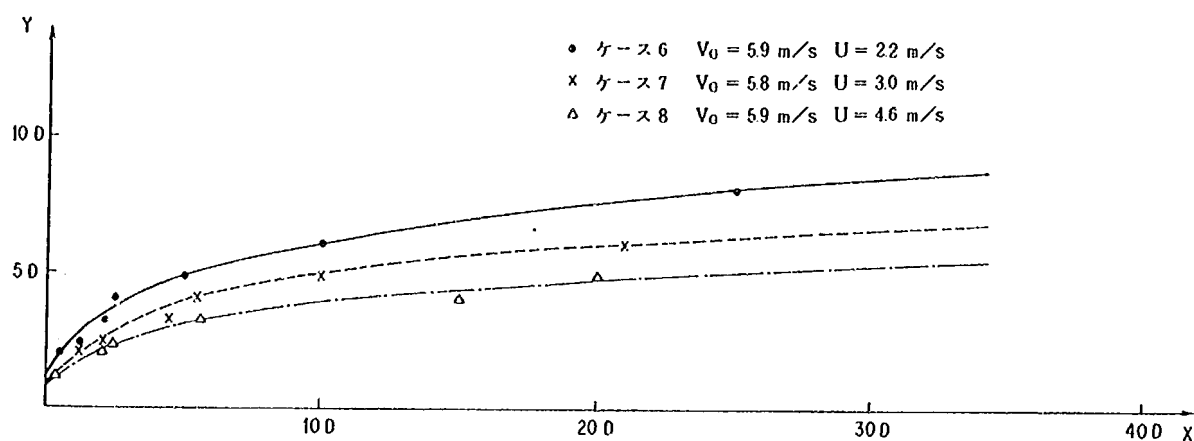


図 3-2-14 X-Y 平面における最大濃度点の流跡

3) 実現象との対比

本実験の接地半円ジェットの拡散と実際のトンネルを用いて実測された結果との比較検討を行い、今後の実験条件の検討を行った。

図 3-2-15 はトンネル軸方向の濃度減衰を示したものである。²⁾ 実験値は中心軸上の濃度であり、実測では道路に沿った路端の測定値であり、坑口濃度を 1 とする正規化と軸方向距離はトンネル直径で無次元化している。図からわかるように実測値は本実験よりもかなり強い濃度減衰を示している。実験と実測の現象の相似性は、幾何学的相似、空気力学的物性(粘性、密度)が確保されれば、噴出レイノルズ数に支配されるとされている。しかし、三

次元壁面ジェットについて噴出レイノルズ数の影響を調べた例はなく、本実験で小さな減衰が得られたのは、レイノルズ数の差に起因する部分もあろうが、むしろ以下に述べる要因の影響が強いものと考えられる。まず、実験では自動車の走行が再現されておらず、この走行車の誘起する乱れが考慮されていないことに帰せられると考えられる。また、実トンネルでは、坑口周辺部で複雑な地形となっていることや外部の自然風によりジェットの軸が曲げられるなどが考えられる。これらの走行車の乱れによる拡散、地形による拡散、自然風の風向変動による水平拡散の要因は、風洞実験時の条件よりも拡散希釈する方向に作用するものである。

今後、現地模型を用いて実験を実施する際には、地形による乱れは再現されるので、走行車による拡散を考慮するために道路上に適当な粗度を配置して乱れを発生させるなり、模型自動車の走行装置を設置するなりして、実験条件を現象に近づけるように配慮する必要がある。

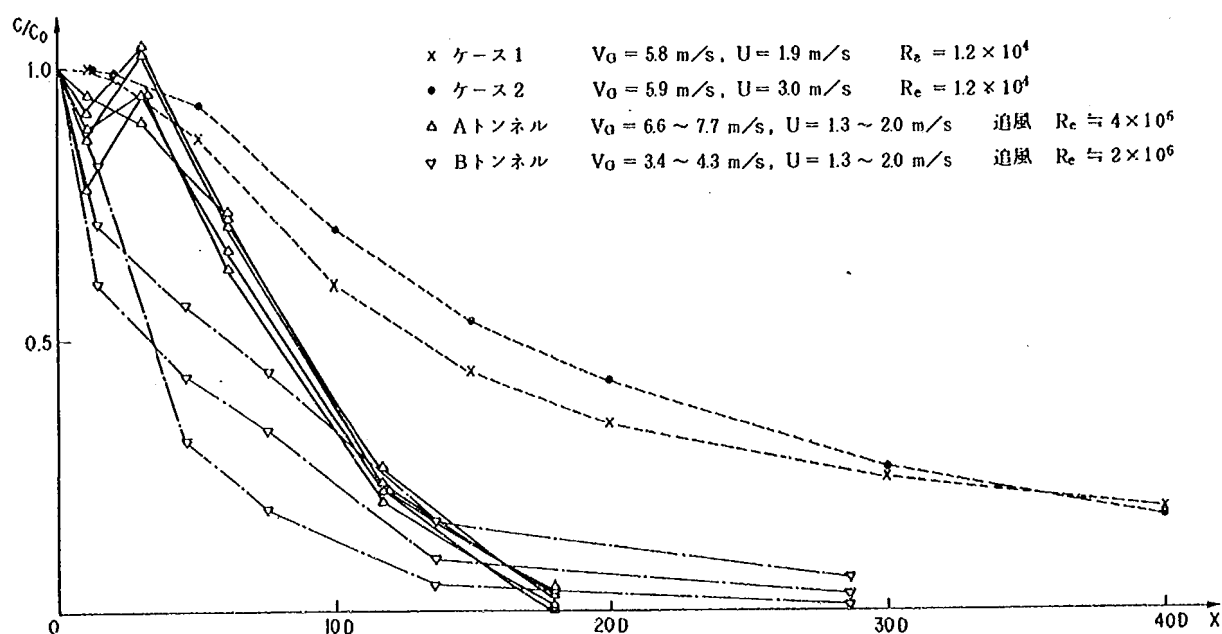


図 3 - 2 - 15 中心軸上の濃度の減衰（風洞実験値と実測値の比較）

(4) まとめ

本四連絡橋Dルートの上陸部の大気汚染の予測にあたって、現地模型を用いた風洞実験により検討することが考えられる。今年度は模型実験を実施する際に現地との相似性が問題となるトンネル坑口拡散について基礎実験を行い、次のような結果が得られた。

- 1) トンネル坑口拡散は乱流壁面噴流と考えられる。この噴流に自然風が作用する場合の濃度分布を計測し噴流拡散の拡がり、拡散主軸の曲率などについて調査した。
- 2) 実測調査と実験値の対比を行い、現地模型を用いて濃度予測を行う際の実験条件について、走行車による乱れを発生させるために、適当な粗度を配置するか、模型自動車の走行装置などを今後検討する必要があることがわかった。トンネルからの噴流レイノルズ数を実現象と近づけるために噴出流速を大きくすることが必要となる。現地実験時の自然風の風向変動も現象に関与しているので、模型実験の条件設定の際にこれらを考慮する必要がある。

(参考文献)

- 1) 高曾徹、大橋秀雄「接地半円ジェットの乱流拡散」日本機械学会論文集（第2部）昭和53年4月
- 2) 土木研究所資料「道路トンネル坑口付近における排気ガス拡散実験調査報告(Ⅱ)昭和53年3月
- 3) 井上宇市「空気調和ハンドブック」丸善

第4章 舗装基準に関する調査試験

(1) 舗装の疲労に関する調査試験

(2) 長浦試験舗装調査

舗装研究室	飯	島	尚
	小	島	逸平
	吉	村	栄司
	岩	崎	尚義

(1) 舗装の疲労に関する調査試験

4-1 まえがき

鋼床版舗装では、舗装表面に発生する縦方向の線状クラックは鋼床版の縦リブに対応した位置に発生しやすい。この種のクラックを防ぐためには、曲げ疲労特性に優れた舗装が必要になる。このような意味から、鋼床版舗装の疲労試験を通して混合物を評価することが先ず第一に必要なとなる。さらに、疲労試験は実際の荷重条件をシミュレートできることが望まれる。

舗装研究室では、鋼板と舗装から成る合成ビーム供試体による繰返し曲げ疲労試験を昭和51年から実施している。試験方法は土木研究所資料1196号、1393号および1456号に示した。これまでの結果のうち主なものを列記すると次のようになる。

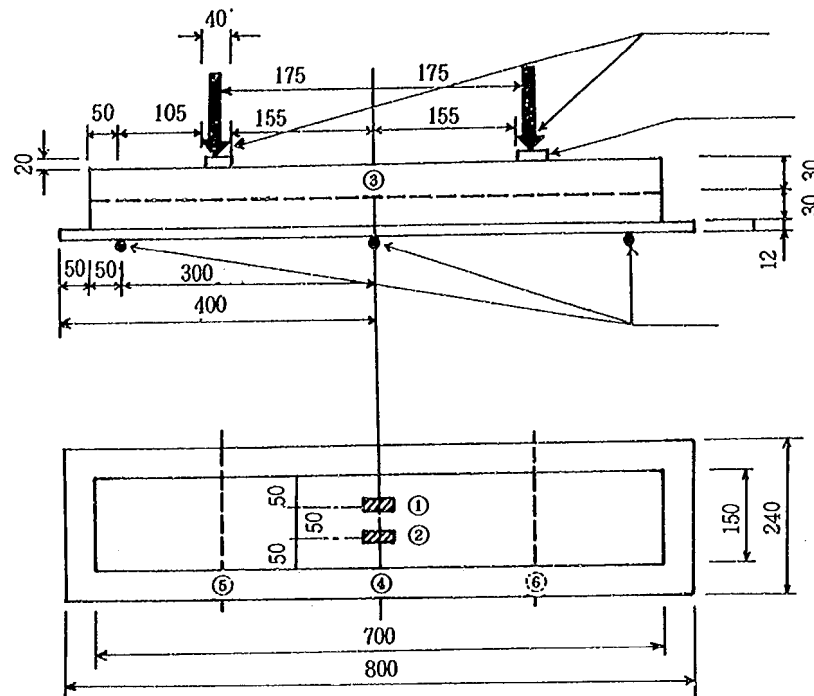
- (イ) 静的載荷試験（ -10°C ）で6tの荷重では鋼板中央の引張ひずみは、鋼板のみの場合は 1400×10^{-6} であるが、舗装（6cm）がかかると 200×10^{-6} ～ 800×10^{-6} に減少し、舗装による合成作用や荷重分散効果が明らかである。
- (ロ) 動的載荷試験（ -10°C 、10Hz）では、舗装表面に 400×10^{-6} の振幅ひずみが発生するときれつが発生しやすい。この時の最大のひずみは 1400×10^{-6} ～ 1600×10^{-6} である。
- (ハ) 硬化性アスファルトコンクリート（以下硬化性アスコン）を用いたものの疲労抵抗性は良い。次善のものとしては硬質アスコン（グースアスファルト）、改質アスコンがある。
- (ニ) 防錆塗装は舗装と鋼板の接着性を阻害しない。
- (ホ) 防水層を設けると疲労抵抗性は著るしく劣る傾向にある。したがって、防水層の接着材硬さ、厚さなどの面で改善が必要である。

今年度の疲労試験はこれらの結果をもとに次のようなことからの検討を行った。

- (イ) 舗装体の下層にアスコンがくる構成での防水層の接着性の検討。
- (ロ) 疲労試験の温度による影響の検討。

4-2 試験方法

疲労試験は図4-2-1に示すように、舗装体と鋼板からなる合成ビームに7.5 t繰返し曲げ疲労試験機によって静的および動的载荷試験を行い、後者においては舗装体にきれつが発生するまでの回数を求めた。

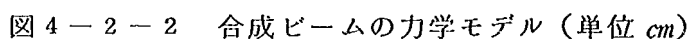


ひずみゲージ貼付位置 (単位 mm)	
舗装体	① …… KC-30-A1-11
〃	② …… 〃
〃	③ …… KV-25B
鋼板	④ (表) … KFC-5-C1-11L300
〃	⑤ (裏) … 〃
〃	⑥ (裏) … 〃

* ⑥の位置に鋼板たわみ量用ダイヤルゲージ設置
 * 载荷点キョリ 350% : ダブルタイヤの間隔に対応
 * 支間間キョリ 300% : 縦リブ間隔に対応
 * 試験温度 -10℃ : 本四設計条件

図4-2-1 合成ビーム供試体

理論解析は中央の支点は沈下がなく固定であると考え、図4-2-2に示す力学モデルにおきかえて、舗装体および鋼板のひずみを計算しこれと実測の対比を行った。合成中立軸N-N'


$$F_{as} \times S_{as} = F_s \times S_s \times n \quad (1)$$

Sas : N-N'軸から a-a'軸までのきり (cm)

S_s : $N-N'$ 軸から $S-S$ 軸までのきょり (cm)

$$S_{as} = S \times \frac{nFs}{nFs + F_{as}}$$

E_s : 鋼板の変形係数 (Kg/cm^2)

E_{as} : 舗装体の変形係数 (Kg/cm^2)

$$I_N = I_a + F_{as} \times S_a^2 + n (I_s + F_s \times S_s^2) \quad (3)$$

I_a : 舗装体の $a-a$ 軸 (重心軸) に関する断面 2 次モーメント

I_s : 鋼板の $s-s$ 軸に関する断面 2 次モーメント

歪を測定している B、C 点における曲げモーメントは式 (4)、(5) で表わされる。

$$M_B = - \frac{q}{2\ell} \left\{ \ell^2 \frac{(a+c)^2 - a^2}{2} - \frac{(a+C)^2 - a^2}{4} \right\}$$

$$= -5.137 p \quad (5)$$

$$M_C = P \left(a + \frac{C}{2} \right) - q \times \frac{C}{2} \times \frac{C}{4}$$

$$= 4.651 P \quad (5)$$

舗装および鋼板の応力とひずみはそれぞれ式 (6)、(7)、(8)、(9) で表わされる。

$$\sigma_a = \frac{M}{I_N} y_a \quad (6)$$

$$\sigma_s = \frac{nM}{I_N} y_s \quad (7)$$

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_a}{Ea_s} \quad (8)$$

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{\epsilon_s} \quad (9)$$

たわみ量は式 (10) で表わされる。

$$y_c = \frac{-P(\ell-a)a^2}{12Ea_s I_N \ell^3} \left\{ (2\ell^2 + 2a\ell - a^2)a - 3a\ell(2\ell - a) \right\}$$

$$= \frac{219.57 P}{Ea \cdot I_N} \quad (10)$$

舗装体の変形係数を 2×10^4 、 5×10^4 、および 10×10^4 (Kg/cm^2) と仮定した場合の σ_a 、 σ_s 、 ϵ_a 、 ϵ_s および y の値を表 4-2-1 に示す。

表 4-2-1 舗装と鋼板の応力とひずみ

E _a s (Kg/cm ²)	E _s (Kg/cm ²)	P (Kg)	σ _a (Kg/cm ²)	σ _s (Kg/cm ²)	ε _a (μ)	ε _s (μ)	y (mm)
2.0 × 10 ⁴	2.1 × 10 ⁶	500	9.456	102.06	473	49	0.04
		1000	18.912	204.02	946	97	0.08
		1500	28.368	306.08	1418	146	0.12
		2000	37.824	408.03	1891	194	0.16
		2500	47.280	510.09	2364	243	0.20
		3000	56.736	612.05	2837	291	0.24
5.0 × 10 ⁴	2.1 × 10 ⁶	500	10.868	58.28	217	28	0.02
		1000	21.736	116.59	435	56	0.04
		1500	32.604	174.85	652	83	0.06
		2000	43.427	233.18	869	111	0.08
		2500	54.340	291.48	1089	139	0.10
		3000	65.208	349.78	1304	167	0.12
10.0 × 10 ⁴	2.1 × 10 ⁶	500	11.595	40.55	116	19	0.01
		1000	23.191	81.10	232	38	0.02
		1500	34.786	121.65	348	58	0.03
		2000	46.382	162.20	464	77	0.04
		2500	57.977	207.76	580	97	0.05
		3000	69.572	248.31	696	116	0.06

前年度までの疲労試験による疲労曲線を図 4-2-3 に示す。

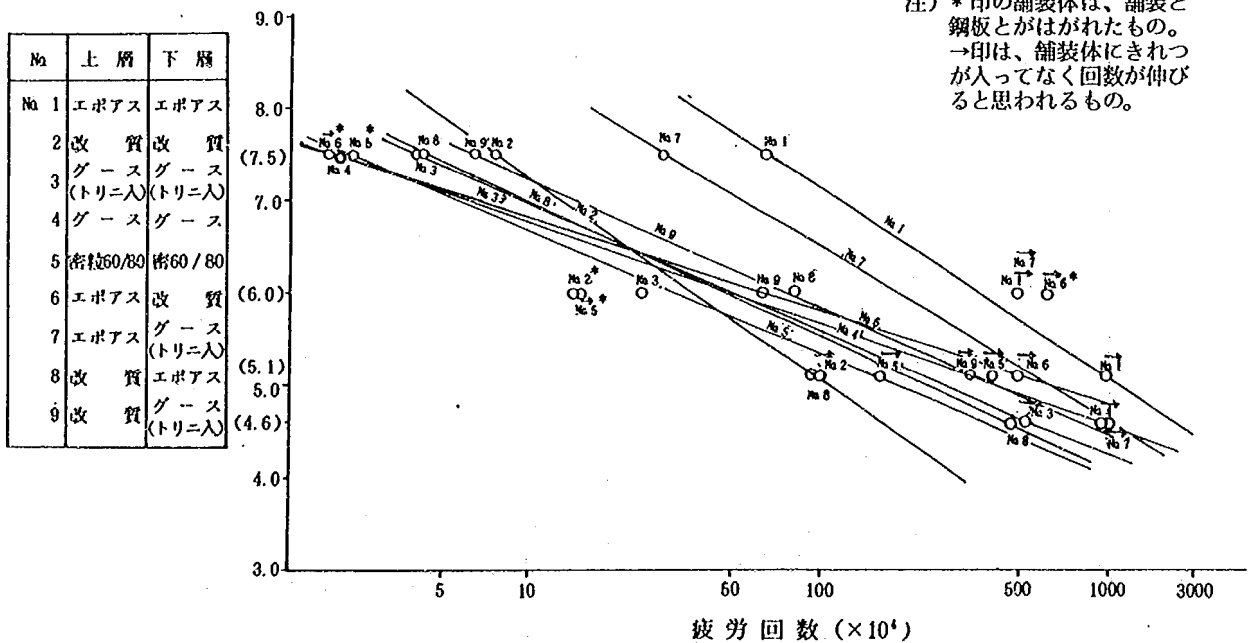


図 4-2-3 疲労曲線

ここで下層に密粒度アスコンかくる № 2、5、6 のものは他のものより鋼板とのはく離が発生しやすい傾向にある。これは防水層としてのシートと舗装体との接着が悪いことによるはく離が主なものである。しかし、実橋では同様のシートを施工したもので接着が悪くて舗装が破損している例は少ないので、防水層の接着の検討を計画した。

接着性を高める方法として(A). 防水シートをはりつける場合シート表面をバーナで加熱してシートのアスファルトを軟化させて貼付する。(B). 防水シートと舗装体が接着する面の珪砂を除いて接着を高める。(C). 従来の防水シート(両面珪砂付着)を貼付けてアスコンを施工した後80℃で1時間養生を行う。これら3つの方法で供試体を作成し、疲労試験を行うことにした。

さらに、第2の問題点とし上・下層とも硬化性アスコンで構成した供試体の疲労試験を-10℃、-5℃、0℃、+5℃と温度を変えて実施すると疲労回数 500×10^4 回の最大ひずみを比較すると-10℃で 160×10^{-6} 、-5℃で 820×10^{-6} 、0℃で 1300×10^{-6} と温度効果が明らかになったので、他の供試体についても温度効果を検討することにした。

試験に用いた供試体は表4-2-2に示す4種類である。

表-4-2-2 混合物の種類及び舗装体の組合せ

供試体 №	上 層 下 層				防 水 層
	※混合物種類	バインダー種類	※混合物種類	バインダー種類	
2	密粒度アスコン (13)	改質アスファルト (シノファルトI)	密粒度アスコン (13)	改質アスファルト (シノファルトI)	ラバソイド
1	細粒度アスコン (13F)	熱硬化性アスファルト	細粒度アスコン (13F)	熱硬化性アスファルト (エポキシアスファルト)	な し
9	密粒度アスコン (13)	改質アスファルト (シノファルトI)	グースアスファルト	硬質アスファルト ストレートアスファルト 20~40;トリニダット エピレ=75;25	な し
8	密粒度アスコン (13)	改質アスファルト (シノファルトI)	細粒度アスコン (13F)	熱硬化性アスファルト (エポキシアスファルト)	な し

注) 表中の※印の混合物種類は、アスファルト舗装要綱の分類によるものである。

混合物の作成に用いた骨材の性状を表 4-2-3 に示した。改質アスコンのアスファルト量はマーシャル安定度試験基準値共通範囲の中央値である 6.2 % とした。硬化性アスコンはマーシャル安定度試験によるフロー値の回復率の最大値 8.5 % と空げき率の中央率 3.5 % を目標とした 9.0 % の平均値である 8.8 % とした。硬質アスファルトによるグースアスファルトはリュエル粘度の 240℃ で 10 秒を目標としたものと、貫入量 1.5 mm におけるアスファルト量の平均値 7.7 % を設計バインダー量とした。

表 4-2-3 使用骨材の一般性状、産地名及び石質

材料種 項 目		砕石 6 号	砕石 7 号	粗 目 砂	中 目 砂	細 目 砂	石 粉
産 地 名		筑 波 山		鬼 怒 川 (川砂)	霞ヶ浦 (川砂)	霞ヶ浦 (吹上砂)	アサノ フィラー
石 質		砂 岩		—	—	—	石 灰 岩
粒 度 (通過重量百分率%)	ふるい目 20mm	100					
	13	85	100	100			
	5	1	75	95	100	100	
	2.5		17	83	98	99	
	0.6		2	47	80	94	
	0.3			10	32	82	100
	0.15			3	6	40	95
	0.074			1.6	2.1	3.5	80.9
比 重	見 かけ	2.676	2.694	2.692	2.733	2.699	2.721
	表 乾	2.637	2.648	2.575	2.616	2.608	—
	か さ	2.614	2.621	2.505	2.548	2.554	—
吸 水 量 (%)		0.90	1.03	2.78	2.67	2.11	—

マーシャル試験とグースアスファルトの試験結果を表 4-2-4、表 4-2-5 に示した。接着材、タック材および混合物の作成条件は前年度のものと同様に実施したので土木研究所資料 1456 号を参考にさせていただきたい。

表-4-2-4 マーシャル安定度試験結果

項目	混合物種類 バインダー量 密粒度アスコン (13)						細粒度アスコン (13F)					
	改質アスファルト (シノファルト I)					アスファルト 舗装要鋼 基準値	熱硬化性アスファルト (エポキシ-アスファルト)					アスファルト 舗装要鋼 基準値
バインダー量 (%)	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	—	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0	—
密度 (g/cm^3)	2.301	2.320	2.337	2.352	2.347	—	2.286	2.284	2.268	2.262	2.242	—
理論密度 (g/cm^3)	2.490	2.471	2.452	2.434	2.416	—	2.396	2.379	2.362	2.346	2.330	—
空隙率 (%)	7.6	6.1	4.7	3.4	2.9	3~6	4.6	4.0	3.6	3.6	3.8	2~5
飽和度 (%)	59.8	67.2	74.5	81.5	84.7	70~85	79.3	82.4	84.5	85.2	85.0	75~90
VMA (%)	18.9	18.6	18.4	18.4	19.0	—	22.2	22.7	23.3	24.3	25.4	~
安定度 (kg)	770	880	945	940	890	500以上	6920	6165	5620	4895	4580	500以上
フロー値 ($1/100cm$)	20	23	26	30	35	20~40	42	50	60	69	85	20~40
リカバリー値 (%)	—					—	74	76	75	72	73	—
バインダー量共 通範囲 (%)	5.65 ~ 6.85					—	—					—

表-4-2-5 グースアスファルトのリュエル流動性試験及び貫入試験結果

混合物種類 バインダー量(%) 項目		グースアスファルト			アスファルト 舗装要鋼 基準値
		7.5	8.0	8.5	
リュエル 流動性 (sec)	205℃	70.0	26.0	10.2	3~20 (200~260℃)
	220℃	39.0	14.5	5.6	
	235℃	23.7	9.0	3.4	
	250℃	15.5	5.9	2.3	
貫入 試験 (mm)	0.5 min	0.61	1.01	1.22	1~4 (30min)
	1.0 min	0.73	1.20	1.51	
	2.0 min	0.86	1.55	1.80	
	3.0 min	0.95	1.73	2.11	
	5.0 min	1.05	1.99	2.50	
	10 min	1.20	2.37	3.02	
	20 min	1.31	2.74	3.83	
	30 min	1.45	2.96	4.39	

4-3 結果

防水シートと舗装体の接着を改善した(A)、(B)、(C)の3つの工法による供試体の静载荷試験の結果を表4-3-1に示した。

表4-3-1 静的载荷試験におけるひずみ量

項目 ゲージ 供試体		荷重 (t)	たわみ量 mm	mm 静 歪 ($\times 10^{-6}$)						備考
				舗装体 ①	舗装体 ②	クラック ゲージ ③	鋼板 (表) ④	鋼板 (裏) ⑤	鋼板 (裏) ⑥	
1-A	1	1	0.51	-38	-37	10	16	43	42	
		2	0.51	68	67	0	39	61	59	
		3	0.51	178	174	5	63	80	80	
		4	0.67	313	307	-5	103	117	114	
		5	0.83	505	495	0	139	147	161	
		6	1.02	284	271	5	193	197	200	
	2	1	0.44	-24	-51	10	12	24	26	
		2	0.51	55	50	15	33	36	43	
		3	0.63	124	87	0	57	61	67	
		4	0.67	245	122	-5	87	79	88	
		5	0.74	347	262	10	116	100	112	
		6	0.87	524	396	10	158	134	146	
1-B	1	1	0.47	-58	-58	-10	17	36	45	
		2	0.50	33	38	5	43	55	68	
		3	0.56	117	132	-10	66	70	88	
		4	0.64	116	121	-25	99	108	132	
		5	0.70	138	142	-15	132	122	150	
		6	0.76	155	163	5	172	153	193	
	2	1	0.47	-29	-18	0	32	92	34	
		2	0.54	82	84	0	62	46	68	
		3	0.61	192	188	0	87	72	93	
		4	0.69	317	314	-15	108	95	114	
		5	0.76	436	409	-15	139	138	153	
		6	0.86	568	563	0	171	175	186	
1-C	1	1	0.34	-45	40	-10	0	14	20	No.2 ゲージ はく離
		2	0.44	34	116	-5	33	43	21	
		3	0.52	124	1271	-15	61	51	67	
		4	0.58	237	—	15	93	84	109	
		5	0.61	332	—	-5	125	105	136	
		6	0.71	164	—	-30	153	122	161	
	2	1	0.39	-129	-187	-295	-70	-58	-56	ゲージの ゼロ点 調整が 不安定
		2	0.49	-11	-12	20	30	45	45	
		3	0.58	91	89	15	64	72	74	
		4	0.66	196	195	5	95	97	97	
		5	0.81	328	318	-80	108	103	108	
		6	1.08	384	358	35	197	205	201	

これにより、接着方法を変えたにもかかわらず荷重が6 tでのひずみ量の出方は有意な差とは認めにくい。さらにこれらの動的載荷試験を行うと、疲労回数が $4.0 \times 10^4 \sim 1.20 \times 10^4$ の間でほとんどのものが鋼板面で矢張りはく離をおこしている。舗装体の中央ではなく載荷点部分にきれつが入って疲労試験を終了した回数はAが 2.5×10^4 、Bが 5.0×10^4 、Cが 5.2×10^4 でありBとCは近似している。これらの関係から、接着性を著るしく改善するまでにはいたっていないが、Cの方法が現場での施工方法に類似しており比較的良好であったので、シートを設けるものは舗装を行った後加熱養生することが良いと判断した。

№1、№8、№9の供試体についてこれまでの -10°C 以外の温度で静的および動的載荷試験を行った。結果を図4-3-1～図4-3-2に示した。

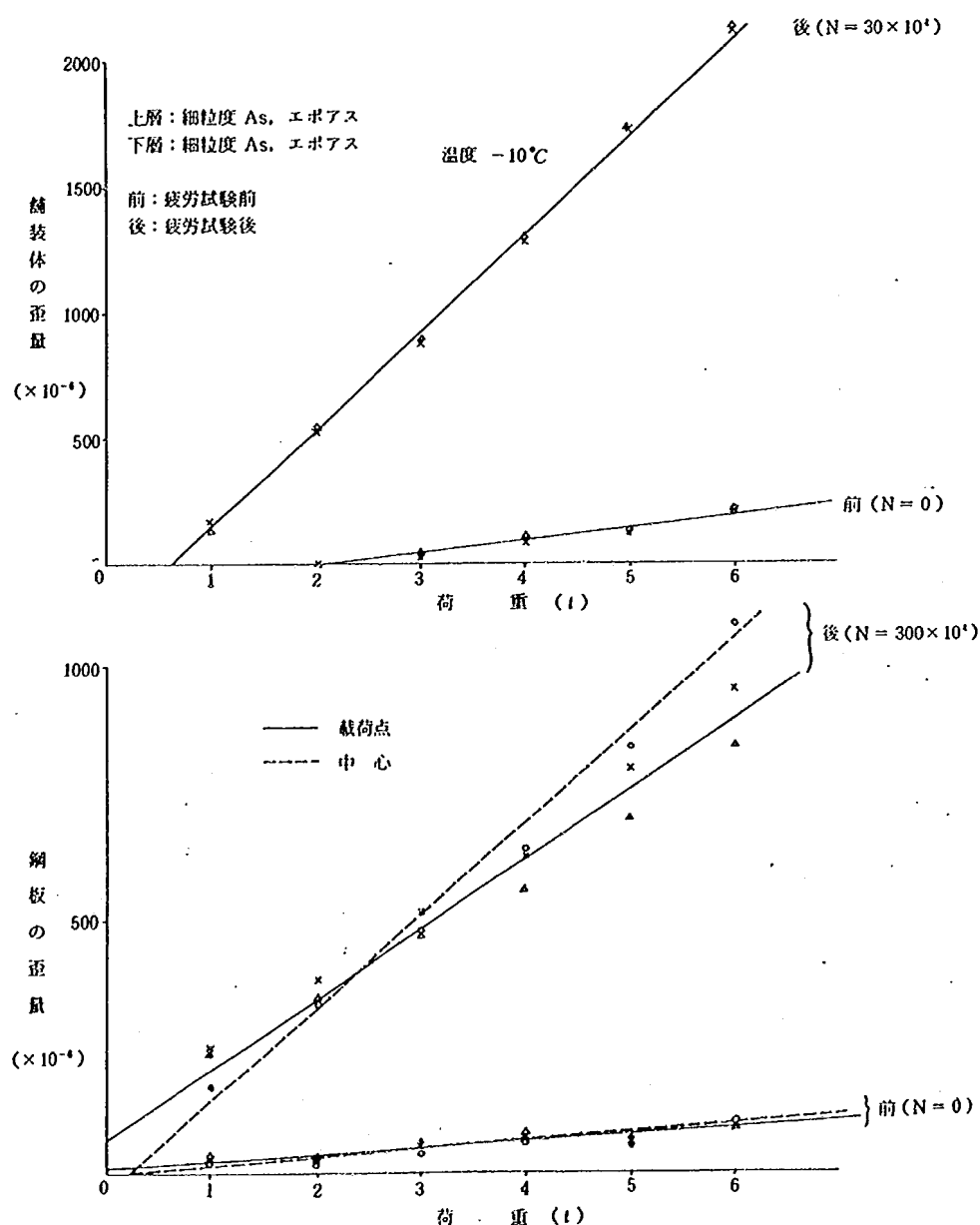
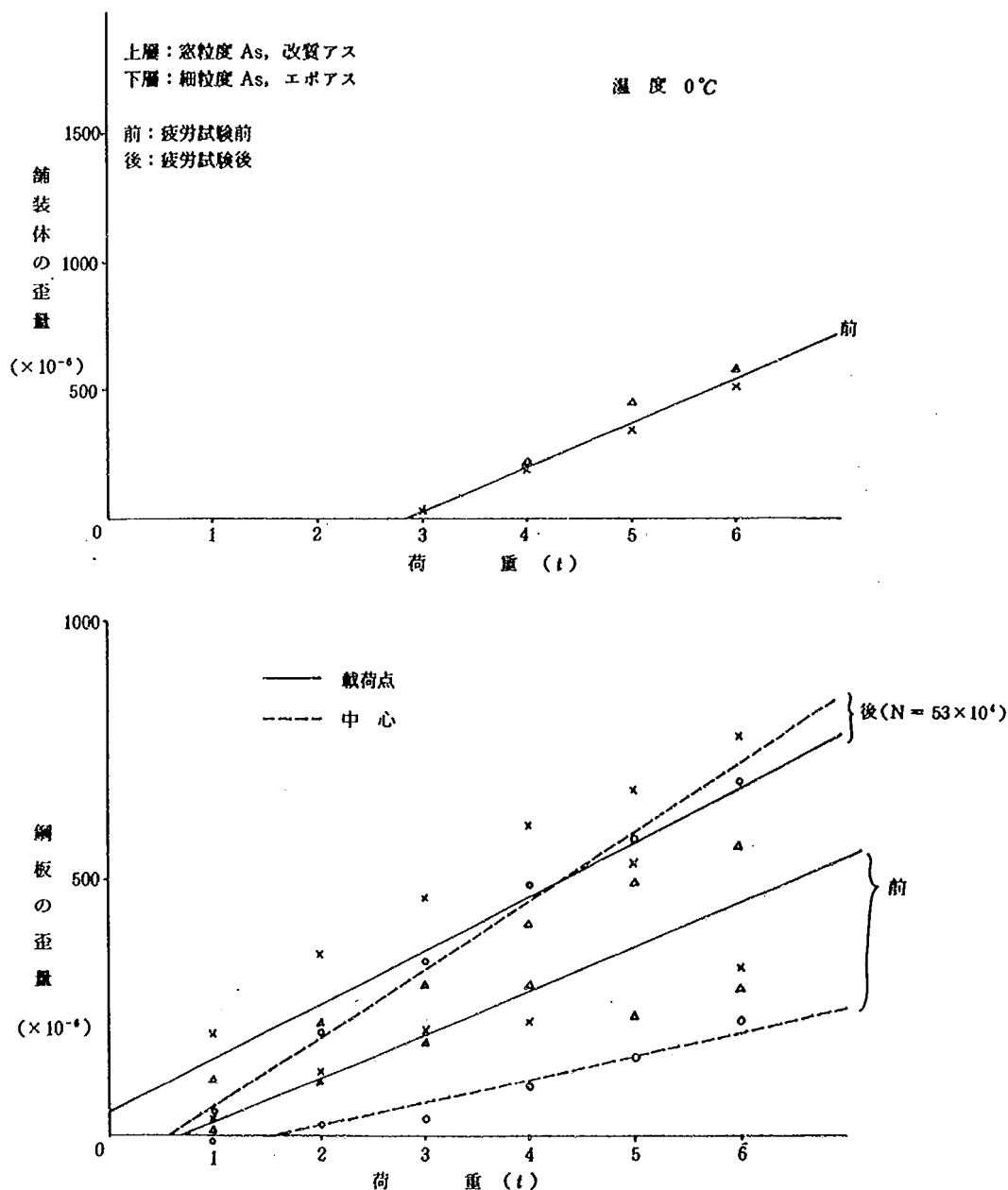


図4-3-1 疲労前後のひずみ量

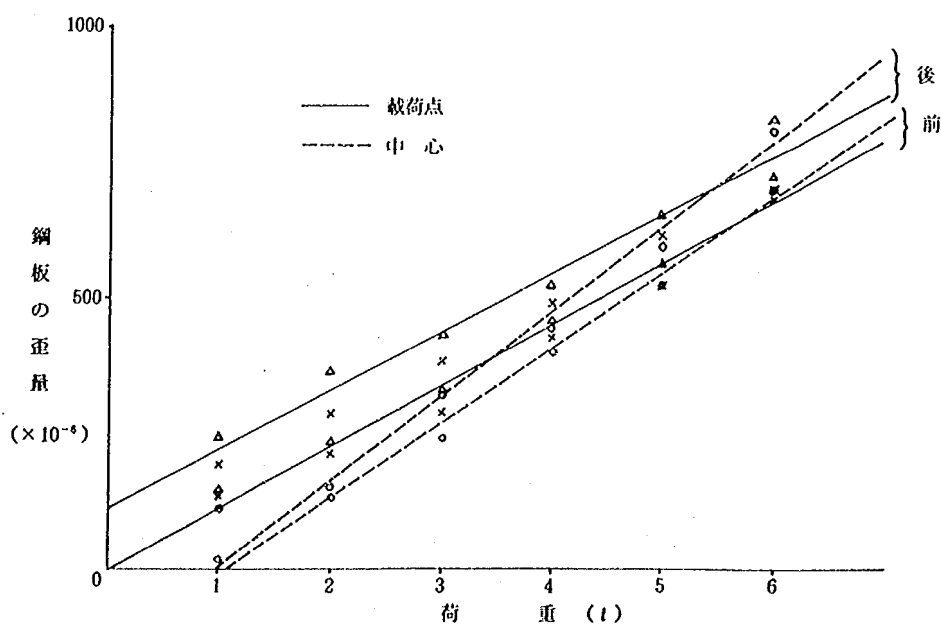
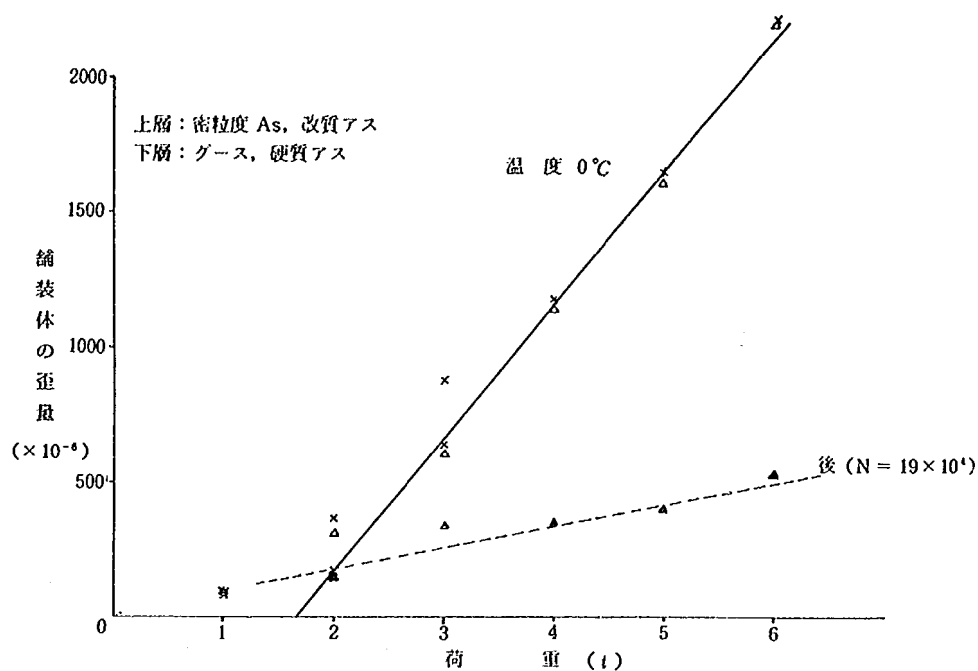
図4-3-1は 300×10^4 回疲労試験を行った前後のひずみ量を示したものである。疲労前は6tで 200×10^{-6} 前後のひずみであるが、疲労後は約10倍の 2000×10^{-6} となっている。舗装体は疲労をうけるとひずみが増大し最終的にはきれつが発生する様子がわかる。

図4-3-2はNo.8供試体の0℃での結果である。-10℃と比較するとひずみ量は約1.25倍大きくなっている。これは上層の改質アスコンが温度上昇にともない塑性的になり合成効果が低下したためと思われる。



4-3-2 疲労前後のひずみ量

№ 9 の供試体についても -10°C と比較すると舗装のひずみ量は $0 \sim 5^{\circ}\text{C}$ では約 4 倍に相当する値が測定できた。下層のグースアスファルトは温度によって塑性が変化しやすいのでこのように大きなひずみ量になったものと推定される。さらにこの供試体は 7×10^4 回前後で舗装体にきれつが入り破壊にいたった。



4-3-3 疲労前後のひずみ量

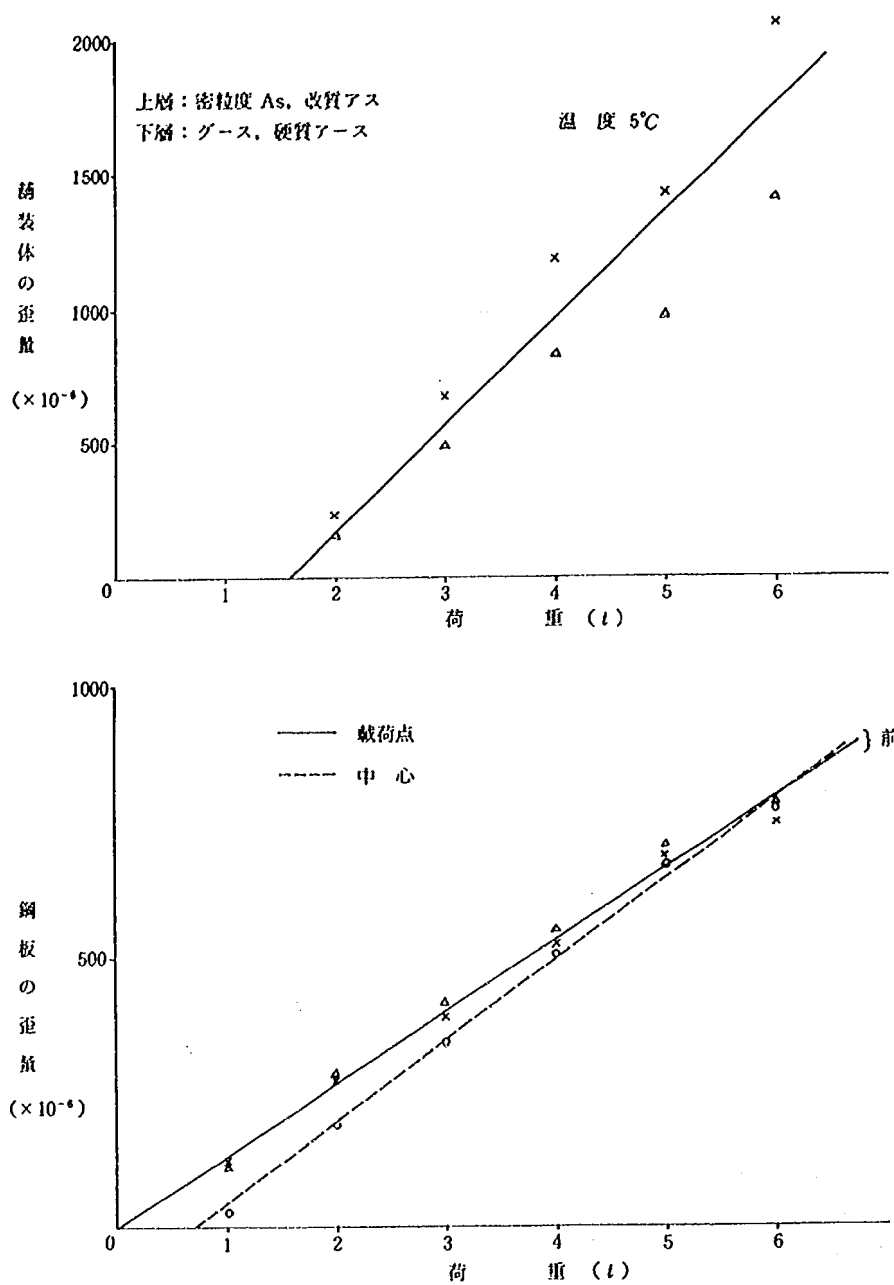


図 4 - 3 - 4 疲労前後のひずみ量

これまでの疲労試験結果から次の傾向がうかがえる。

- (1) 下層に密粒度アスコンがくる舗装では防水シートを設けることになっているが、この場合はシートと舗装の接着を高める方法として、舗装体舗設後シートの粘着性が有効にあらわれるように加熱養生を行うことが良いようである。
- (2) 供試体温度が -10°C から 0°C に変化すると、舗装体のひずみ量は、硬化性アスコンでは

大きな変化はない。しかし上層に改質アスコンがくる舗装体は下層アスコンの性格によってひずみ量の変化が異なる。すなわち、合成効果の高い硬化性アスコンが下層である場合は約2.5倍、グースアスファルトや改質アスファルトが下層である場合には約10倍近くになる。さらにこのように大きなひずみ量があらわれるものは疲労抵抗性も著るしく低下する。

(2) 長浦試験舗装調査

本四舗装基準(案)は主として室内実験を中心としてとりまとめられたものであり実橋における検討は十分とはいえない。長浦試験舗装は実橋による舗装構成、材料の検討を目的としたものである。

試験舗装は現道路に延長24.8m、巾9.0m、深さ2.0mの鉄筋コンクリート構造物を設け、ここに2径間連続の閉リブ構造の鋼床板(24.0×8.46m、版厚12mm)を架設して橋梁構造とした部分に、硬化性アスファルト、硬質アスファルトおよび改質アスファルトを用いて上層3cm、下層3cmに組合せた合計4種類の舗装を施工している。

施工は昭和51年3月に行い、供用性を経時的に調査している。

4種類の試験舗装のうち、上層に硬化性アスファルトコンクリート(以下アスコン)を用いた2区間はひびわれ破損が著るしく現われたので、昭和52年12月に打換えを行っている。打換えにともなう試験調査から次の結果が明らかになった。

- (イ) 鋼床板舗装では舗装本体と鋼床板の接着は極めて重要であり、接着が悪いと舗装の破損が著るしい。
- (ロ) 縦方向に等間隔に現れる線状のきれっは舗装と鋼床版の接着が良いときは縦リブ溶接位置、接着が悪いときはリブの中間位置に発生しやすい。
- (ハ) 硬化性アスコンの品質は在来アスコンにより温度による影響を受け易いので、混合物の製造や施工には特別な配慮が必要といえる。

今年度は供用4年目の調査として(1)わだち掘れ量、(2)縦断凹凸量、(3)すべり抵抗値、(4)ひびわれ率の4項目について昭和54年10月に実施した。

4-4 調査結果

(1) 交通量

前年度までの累積大型車数(N)は約 213×10^4 /方向となる。大型車交通量3692台/

12時間、昼夜率1.32を用いて昭和53年9月から昭和54年10月までは $N=95 \times 10^4$ 台/方向となる。したがって、昭和54年10月までは $N=308 \times 10^4$ 台/方向となる。

第3工区（硬化性アスコン/改質アスコン）と第4工区（硬化性アスコン/硬化性アスコン）は前述のように昭和52年12月に打換えを行っているので、これら2区間は $N=154 \times 10^4$ 台/方向となる。

(2) わだち掘れ量

わだち掘れ量は、横断プロファイルメータで得られる波形の凸部と凹部の差から求めた。測定は3カ所/工区の頻度で測定しその平均値で整理した。結果は図4-4-1に示すとおりである。

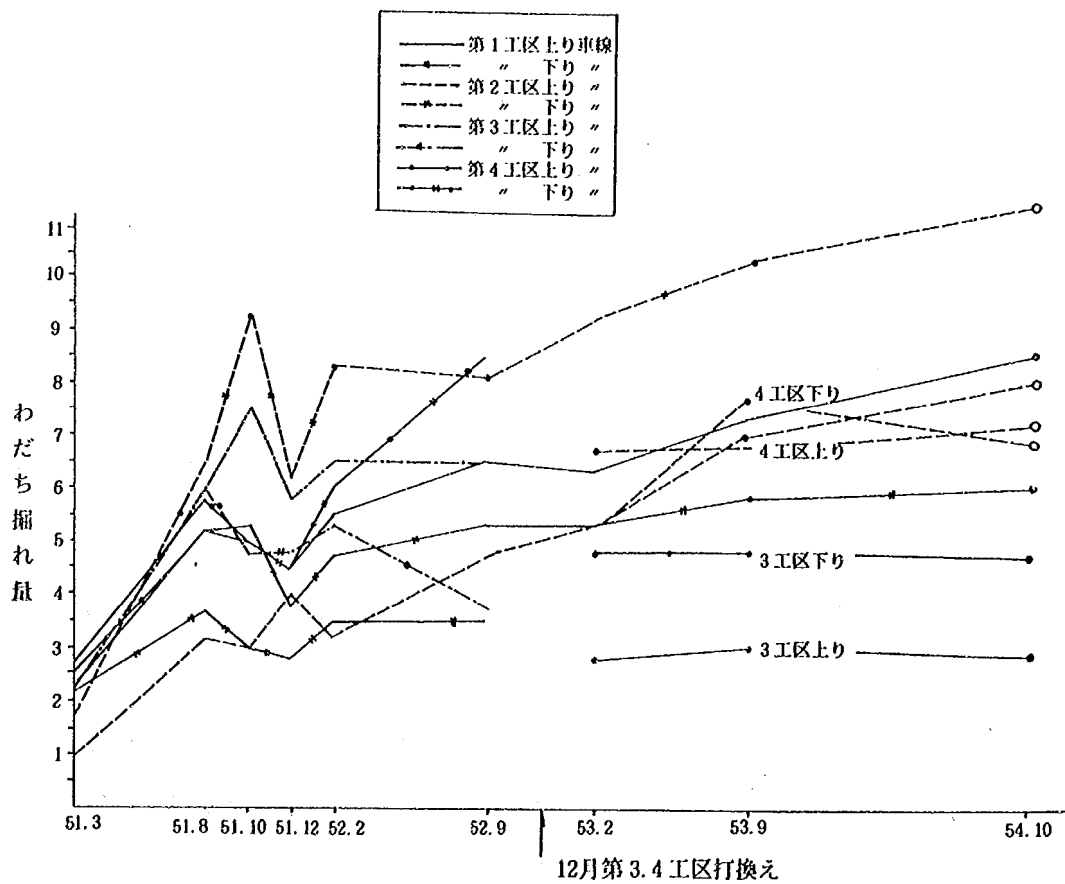


図4-4-1 わだち掘れ量の経年変化

第2工区（改質アスコン／改質アスコン）の下り車線側（木更津方向）で11.0mmと大きい値を示しているが、他は3.0～8.0mmの範囲にある。隣接する国道14号幕張試験舗装において $N=350 \times 10^4$ 供用時のわだち掘れ量は密粒度アスコンで7.0～8.0mmの範囲にある。したがって、長浦のわだち掘れの進行はこれと同程度か若干良い評価になろう。

打換えを行った第3工区と第4工区はわだち掘れの進行はほとんど無いことから硬化性アスコンは鋼床板舗装でも耐流動性の効果がうかがえる。

(3) 縦断凹凸量

縦断凹凸量は3mプロファイルメータを用い、各工区ともわだち部分を2レーンずつ測定しシグマ(σ)で整理した。結果は図4-4-2に示すとおりである。

1工区（改質アスコン／硬質グース）は2.5～2.9mm、2工区（改質アスコン／改質アスコン）は1.6～2.0mmで前者が大きい。これより、縦断方向の流動の現われ方は下層アスコンの性状によって異なる傾向にあり、グースアスファルトを用いた構成は改質アスコンより変形による凹凸が現われやすいといえる。

前述の幕張試験舗装では $N=300 \times 10^4 \sim 400 \times 10^4$ 供用時の σ は1.1～1.5mmであることと比較すれば、長浦の値は大きいといえる。しかし幕張試験舗装は多車線（3車線）であることを考慮すればむしろ長浦の値の方が小さいといえる。

第3工区、第4工区は施工直後から σ の値が大きい、これは施工性に依存するところが大きいので、機械施工を行えば改善されることが予想される。

(4) すべり抵抗値

すべり抵抗値（BPN）は、ポータブルスキッドレジスタンスステスターで湿潤路面の測定を行った。測定はわだち部分と非わだち部分をそれぞれ6点／工区の頻度で測定し、温度補正を行った値の平均値で整理した。結果は図4-4-3に示したとおりである。

過去に行った骨材のすべりに関する調査では、骨材は車両走行によりポリシング効果で一担平滑化しBPNは低下するがその後は骨材のミクロな凹凸が新たに出るのでBPNは増大する傾向にあることが明らかにされている。今回の場合もBPNの経時変化はこの傾向と同様である。粗骨材に砂岩を用いた路面の3～4年供用時（ $N=200 \times 10^4 \sim 700 \times 10^4$ ）のBPNは、60～67の範囲にあるので今回のデータと差異がない。

第3工区、第4工区は64～74とやや高い、これは写真でも示すように硬化性アスコンの締固め不足による路面のきめの粗いことが影響しているものと予想される。

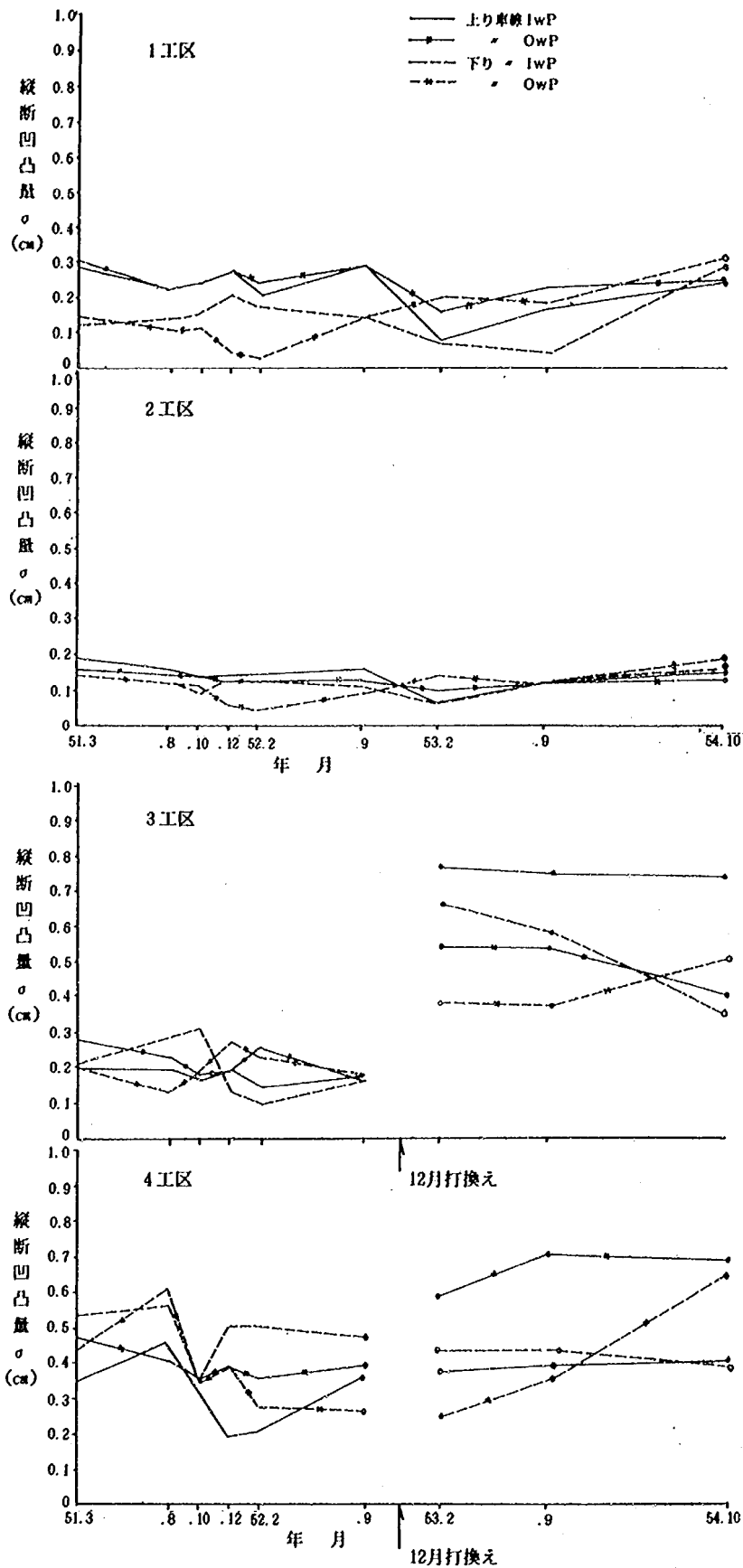


図 4 - 4 - 2 縦断凹凸量の経年変化

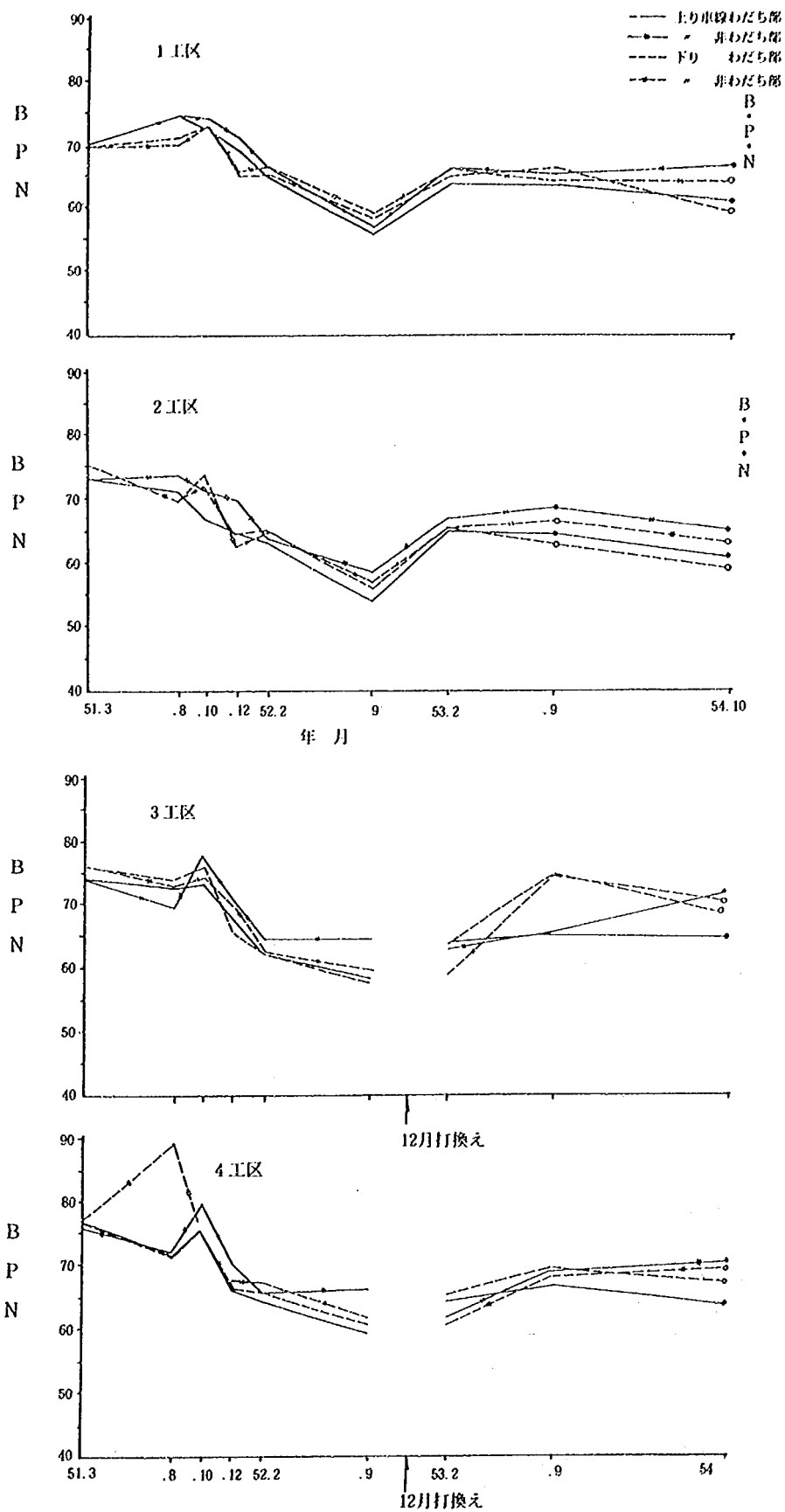


図 4 - 4 - 3 すべり抵抗値の経年変化



写真1 第4工区 下り車線（木更津方向）のひびわれ状況

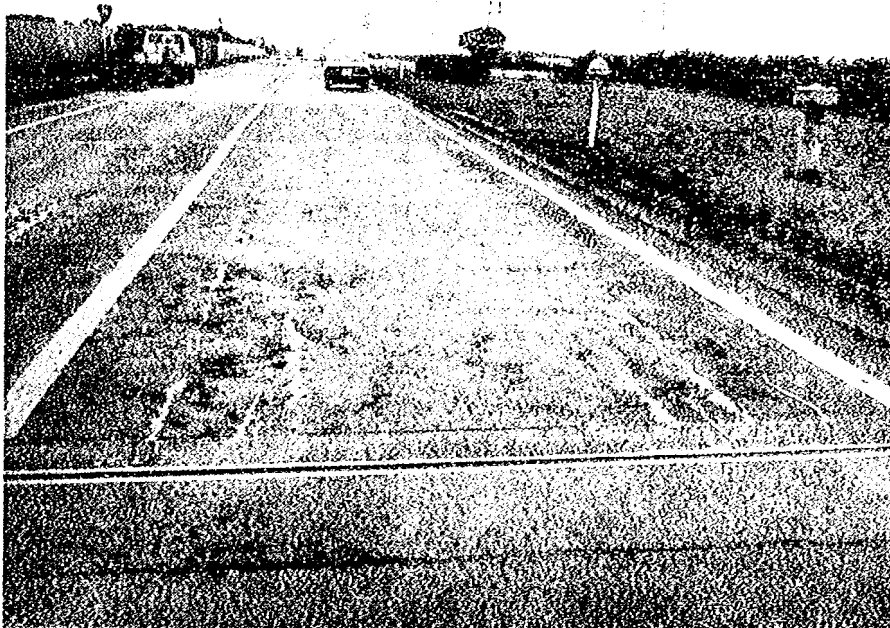


写真2 第4工区 上り車線（東京方向）のひびわれ状況

(5) ひびわれ率

ひびわれ率の調査結果を図4-4-4に示した。

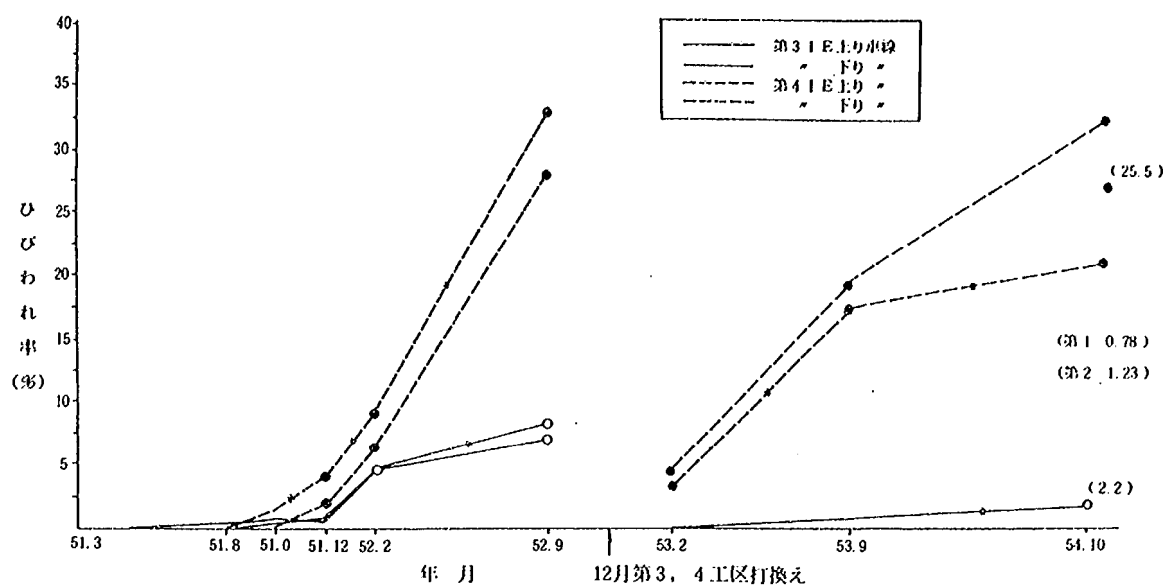


図4-4-4 ひびわれ率の経年変化

第4工区は上り車線側31%、下り車線20%とひびわれの進行がうかがえる。ひびわれ率が高い値を示しているにもかかわらず鋼床板の錆などは認められないことからひびわれは上層の硬化性アスコンの層だけと予想される。

第1工区、第2工区はこれまでひびわれが認められていなかった個所であるが、今回はそれぞれ1%近いひびわれが認められた。この値は過去に行った鋼床版舗装の現況調査結果（図4-4-5）と比較すれば平均的な水準であることがわかる。

第3工区は2.2%と小さいが供用年数1年8カ月における値としては良好とはいえない。このように、第3工区と第4工区が打換え後においてもひびわれの発生が早期に進んでいることから、硬化性アスコンは混合物の製造、施工という面で困難な面がうかがえる。しかし、室内の疲労試験では非常に良い疲労抵抗性を示しているため、室内の性状を現場施工においても発現できるような検討が必要である。

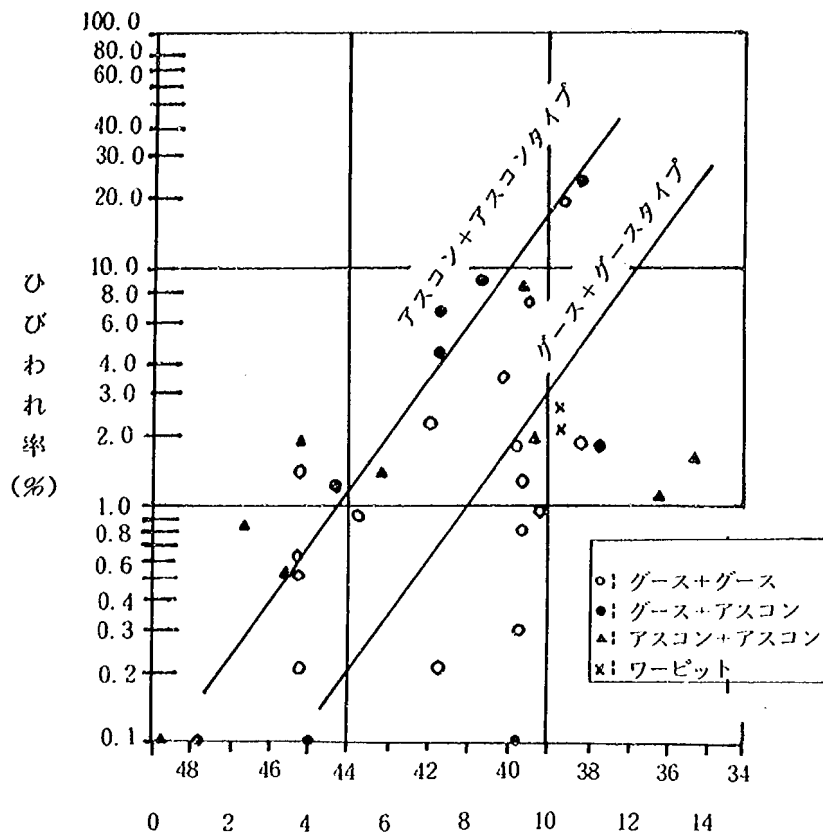


図4-4-5 供用年数とひびわれ率の関係

まとめ

今年度の調査結果から次のような点が指摘できる。

- (1) 第1工区、第2工区のわだち掘れ量、縦断凹凸量およびひびわれ率の水準から、改質アスコン/硬質グース、改質アスコン/改質アスコンの構成による鋼床版舗装は比較的良好な性状といえる。しかし在来の鋼床版舗装の種類に比べて大きな改善とはいえないようである。
- (2) 硬化性アスコンは混合物の製造や施工に十分注意を払わないと室内疲労試験結果のような良い性状が現われない。

第5章 基礎工に関する調査試験

基礎の水平抵抗に関する調査試験

基礎研究室 塩井 幸武

浅沼 秀弥

堀部 正文

5-1 まえがき

本州四国連絡橋Aルート「明石海峡大橋」のアンカレッジの支持地盤である神戸層は泥質岩と砂質岩の互層から成る地層のため、アンカレッジの安定問題については慎重な検討が必要とされている。これらの地盤上に構築される松帆側および舞子側のアンカレッジの水平抵抗を検討するため昭和52年度以来、地盤およびアンカレッジをモデル化し有限要素法により数値シミュレーションを実施してきたが、その解析結果は本州四国連絡橋公団の耐震設計基準に規定された剛体基礎安定計算結果に較べて水平および鉛直の変位がかなり大きく算出され、また基礎の滑動安全率も両者の間で必ずしも一致しない。

この有限要素法による解析には、①軸対称・平面ひずみの2次元問題を対象とする弾塑性解析法によったが、基礎の長さが有限でありその効果を考慮するため、地盤モデルを変厚にした、②基礎底面と地盤の間の滑動破壊をより明確に追跡するため付着要素を配したなどの仮定を含んでおり、このような方法によるアンカレッジの挙動の推定精度に若干の疑問が残る。

基礎研究室では、昭和54年度に二層系の地盤上に設置された基礎が傾斜荷重を受けた場合の挙動に関する模型実験を実施したので、明石海峡大橋のアンカレッジの水平抵抗の検討に用いたのと同じ手法で数値シミュレーションを行い、実験結果と対比することによりこの手法の問題点について検討した。

5-2 基礎の水平抵抗に関する調査試験

5-2-1 解析対象

解析の対象となった基礎および地盤の模型は、建設省土木研究所基礎特殊実験棟内の大型実験用土槽（ $8.5 \times 7 \times 4\text{ m}$ ）に作成した下層が1.5 mの厚さのソイルセメント、上層が50 cmの厚さに転圧された砂層から成る二層系地盤上に基礎模型（ $70 \times 70 \times 50\text{ cm}$ ）を設置したもので、

模型の前面には、根入れとしてさらに厚さ 35 cm の砂層を上載してある。この模型に、荷重傾斜角（水平荷重と鉛直荷重の比）が 0.3 になるようにジャッキにより荷重をかけ、この時の模型および地盤の変位をダイヤルゲージにより計測した。

実験装置と作成した地盤の土質定数をそれぞれ図 5-2-1、表 5-2-1 に示す。

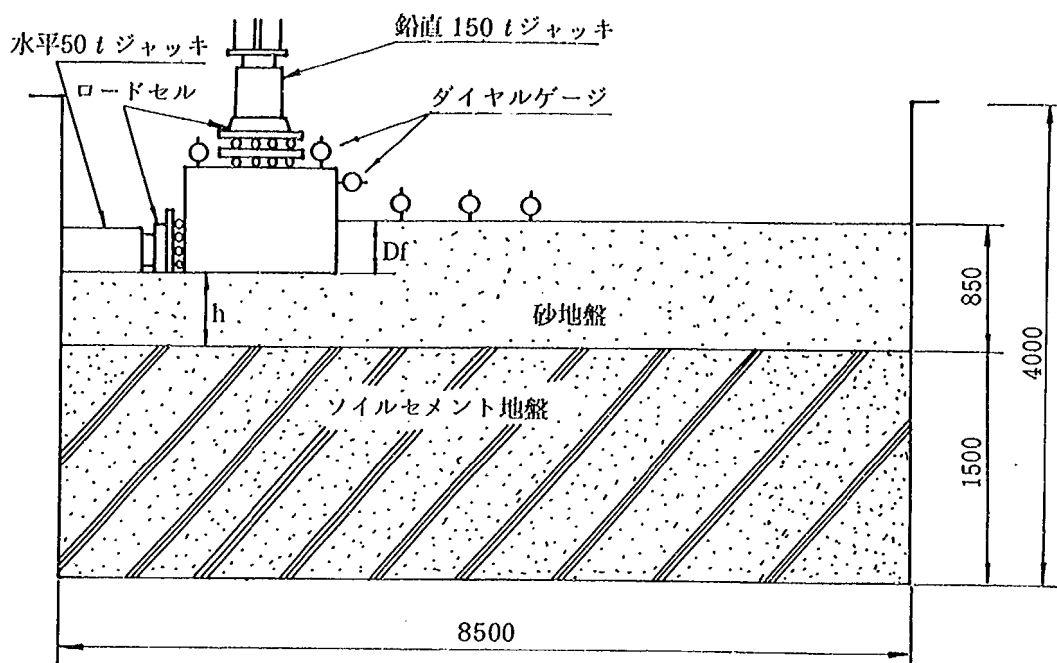


図 5-2-1 実験装置

表 5-2-1 実験地盤の土質定数

	砂 層	ソイルセメント層
層 厚	50 cm	150 cm
単位体積重量 γ	1.7 t/m ³	1.86 t/m ³
せん断抵抗角 ϕ	30°	—
粘着力 C	0	—
変形係数 E	43.5 Kg/cm ²	3,000 Kg/cm ²

5-2-2 解析手法

(1) 解析方法

土木研究所で実施した模型実験を対象に、基礎の荷重変位関係、地盤の破壊状態、基礎底面の滑動に対する安全性を検討するため、有限要素法を用いて応力、ひずみの分布を算出した。

解析対象の基礎が $70\text{ cm} \times 70\text{ cm} \times 50\text{ cm}$ の直方体であるため本来 3 次元解析によるのが望ましいが、弾塑性解析は剛性マトリックスの修正あるいは荷重ベクトルの修正をくり返し行い解に近づけて行くため解析時間が非常に長くなるので、本解析では平面ひずみを仮定した 2 次元解析とし、要素の面外方向の幅を使い分けることのできる変厚モデルを使用して、応力の面外方向への分布を考慮した。

また、有限要素構成材料に関しては計算を効率よく行うため要素数を少なくしたモデルと多くしたモデルを作り、前者に対しては弾塑性解析を、後者に対しては弾性解析を適用した。

使用した計算プログラムは微小ひずみの材料非線型問題を取扱うもので、平面ひずみ・平面応力・軸対称の 2 次元問題を対象としている。塑性状態を示す降伏条件は Drucker-Prager の降伏条件に従うものとし、ひずみ硬化は等方硬化を仮定している。また基礎底面と地盤との間には非線型の付着要素（せん断バネ）を配置して滑動に対する弾塑性解析が可能となるように考慮し、計算は荷重増分法に反復法を組み合わせで行った。

(2) 地盤の降伏条件

Drucker-Prager の降伏条件は次のように表わされる。

$$F = \alpha J_1 + \sqrt{J_2} - k = 0$$

$$J_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

$$J_2 = \frac{1}{2} (S_x^2 + S_y^2 + S_z^2) + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2$$

$$S_x = \sigma_x - \sigma_m, S_y = \sigma_y - \sigma_m, S_z = \sigma_z - \sigma_m$$

$$\sigma_m = \frac{1}{3} J_1$$

ここで係数 α 、 k は平面ひずみ状態で C 、 ϕ と次の関係があるものとする。

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3} (3 - \sin \phi)} \quad k = \frac{6 C \cos \phi}{\sqrt{3} (3 - \sin \phi)}$$

(3) 基礎地盤の滑動に対する降伏条件

付着要素として基礎と地盤の要素間を鉛直力および水平力のみ伝達できるバネで結合し、このバネに作用する鉛直力および水平力を用い滑動に対する降伏条件を判定した。

付着要素の滑動抵抗値 H_u は

$$H_u = C_B \cdot A + V_B \tan \phi_B$$

安全率 f_s は

$$f_s = H_u / H_B$$

で表わされる。

ここで C_B ; 基礎底面と地盤間の粘着力

A ; 付着要素の有効底面積

V_B ; 付着要素に作用する鉛直力

H_B ; " 水平力

ϕ_B ; 基礎底面と地盤間の摩擦角

降伏条件は安全率 f_s で判定し、

$$V_B > 0 \text{ かつ } f_s \geq 1.0 \text{ の場合} \quad H_{u1} = C_B A + V_B \tan \phi_B$$

$$\text{"} \quad f_s < 1.0 \quad \text{"} \quad H_{u3} = \beta \cdot V_B \tan \phi_B$$

$$V_B \leq 0 \text{ の場合} \quad H_u = 0$$

ここで、 β ; f_s が 1 未満の場合の低減係数

$V_B > 0$ かつ $f_s < 1.0$ の場合、付着要素は降伏状態にあるので、その要素の滑動抵抗を H_{u3} とし、 $(H_B - H_{u3})$ の水平力は他に再配分する。また $V_B \leq 0$ の時は剥離が生じているものとし、滑動抵抗を 0 とすると共に鉛直バネを切ることにした。

(4) 変厚モデル

変厚モデルについては「明石海峡大橋地盤解析（その 1）、（その 2）」（昭和 50 年 10 月）においてすでに検討されており、ここではその結果を一部単純化して用いることにした。変厚モデルは、地盤内のある深さにおける鉛直最大応力 σ_{zmax} と合計応力 $\Sigma \sigma_z$ を用い次式により有効幅 b を算出し、この b を要素厚としたモデルを作成した。

$$b = \frac{\Sigma \sigma_z}{\sigma_{zmax}}$$

(5) 破壊安全率

地盤の弾塑性の判定は Drucker-Prager の降伏条件式によったが、この式では地盤の応力

状態と弾性域限の関係を数値的に把握できない。ここでは、弾性限内の地盤の応力状態を数値的に把握の助けとするため、次のような「破壊安全率」を便宜的に定義した。

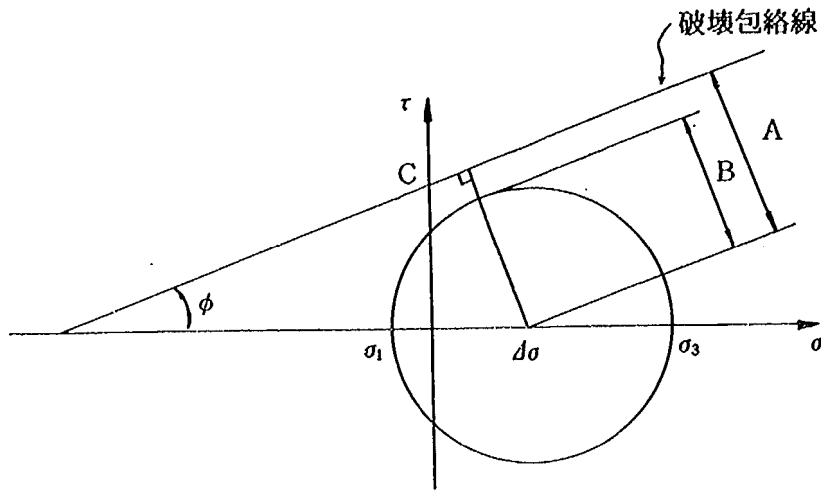


図 5 - 2 - 2 破壊安全率

$$F_a = A/B$$

$$A = \sqrt{\left(\frac{\Delta\sigma}{\tan\phi} - a\right)^2 + (\Delta\sigma - a)^2}$$

$$B = (\sigma_3 - \sigma_1)/2 = \tau_{\max}$$

$$a = \left(\frac{\Delta\sigma}{\tan\phi} - C\right) / \left(\tan\phi + \frac{1}{\tan\phi}\right)$$

$$\Delta\sigma = \sigma_3 - \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2}$$

(6) 底面滑動安全率

付着要素に発生した反力を地盤反力に換算するには、次に示すように反力を有効面積（付着要素間隔×地盤の面外方向有効幅）で除して求めた。

$$\tau_1 = \frac{H_1}{\frac{L_1}{2} \cdot B}$$

$$\tau_2 = \frac{H_2}{\frac{L_1 + L_2}{2} \cdot B}$$

$$\tau_7 = \tau_8 = \frac{H_7}{\frac{L_6 + L_7}{2} \cdot B}$$

$$\tau_9 = \frac{H_8}{\frac{L_7}{2} \cdot B}$$

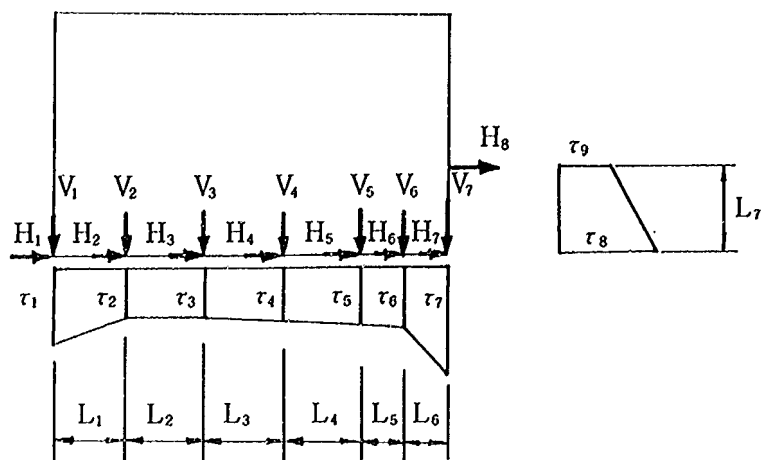


図 5 - 2 - 3 艦体底面滑動安全率

ここで B : 地盤の面外方向有効幅

また滑動安全率は次式により算出した。

$$Fb = \tau_1 / \tau_2$$

$$\tau_1 = \sigma \cdot \tan \phi + C$$

$$\tau_2 = \frac{H_n}{\frac{L_{n-1} + L_n}{2} \cdot B}$$

(7) 解析モデル

解析を効率的に実施するため 2 種類の解析モデルを作った。

イ) 予備検討モデルとは、模型実験モデルの形状・寸法は基本的に合わせるが、要素を構成するメッシュ割を粗くしたもので、解析は弾塑性を仮定して行った。

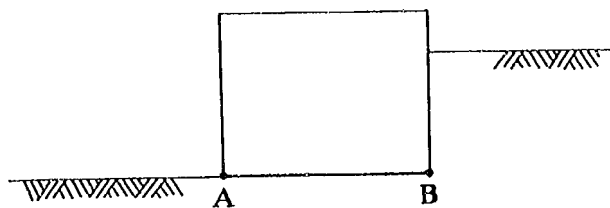
ロ) 実施モデル

実施モデルとはイ) のモデルの精度を高くするためにメッシュ割を細かくし、模型実験結果との比較を行うものであるが、解析は弾性と仮定して行った。

これらのモデルのメッシュ割を図 5 - 2 - 4、図 5 - 2 - 5 に、変厚モデルを図 5 - 2 - 6、図 5 - 2 - 7 に示す。またそれぞれの解析に用いた各要素の定数を表 5 - 2 - 2、表 5 - 2 - 3 に示す。各要素の応力-ひずみ曲線は図 5 - 2 - 8 のように仮定した。モデルに作用させる荷重は、模型実験で載荷した最大荷重（鉛直 7.2 t、水平 2.16 t）の 4/3 を極限荷重と考え、その 1/4、2/4、3/4、7/8、8/8 と段階的に載荷し、それぞれステップ 1 ~ 5 とした。

表 5 - 2 - 4 軀体底面における変位

	A		B	
	鉛 直	水 平	鉛 直	水 平
弾 塑 性 解 析	- 6 8.4	4 9.2	- 9 2.8	4 9.2
弾 性 解 析	- 8 4	3 7.5	- 8 6	3 7.5
模型実験結果	- 3 4	3 6	- 3 4	3 6



節点数 95

要素数 102

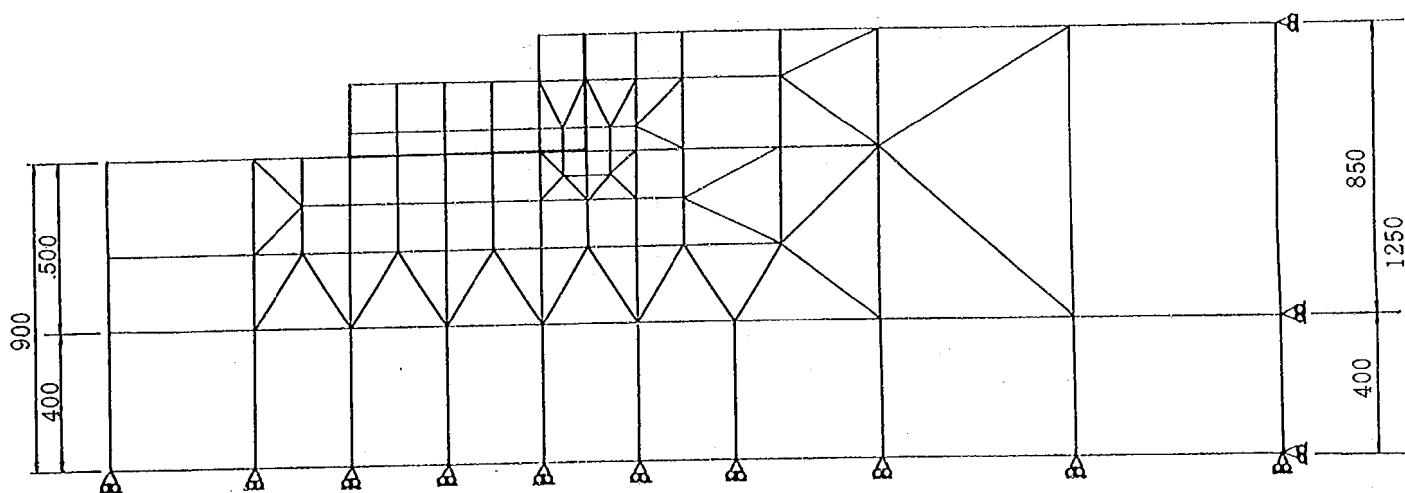


図 5 - 2 - 4 弾塑性解析のメッシュ図

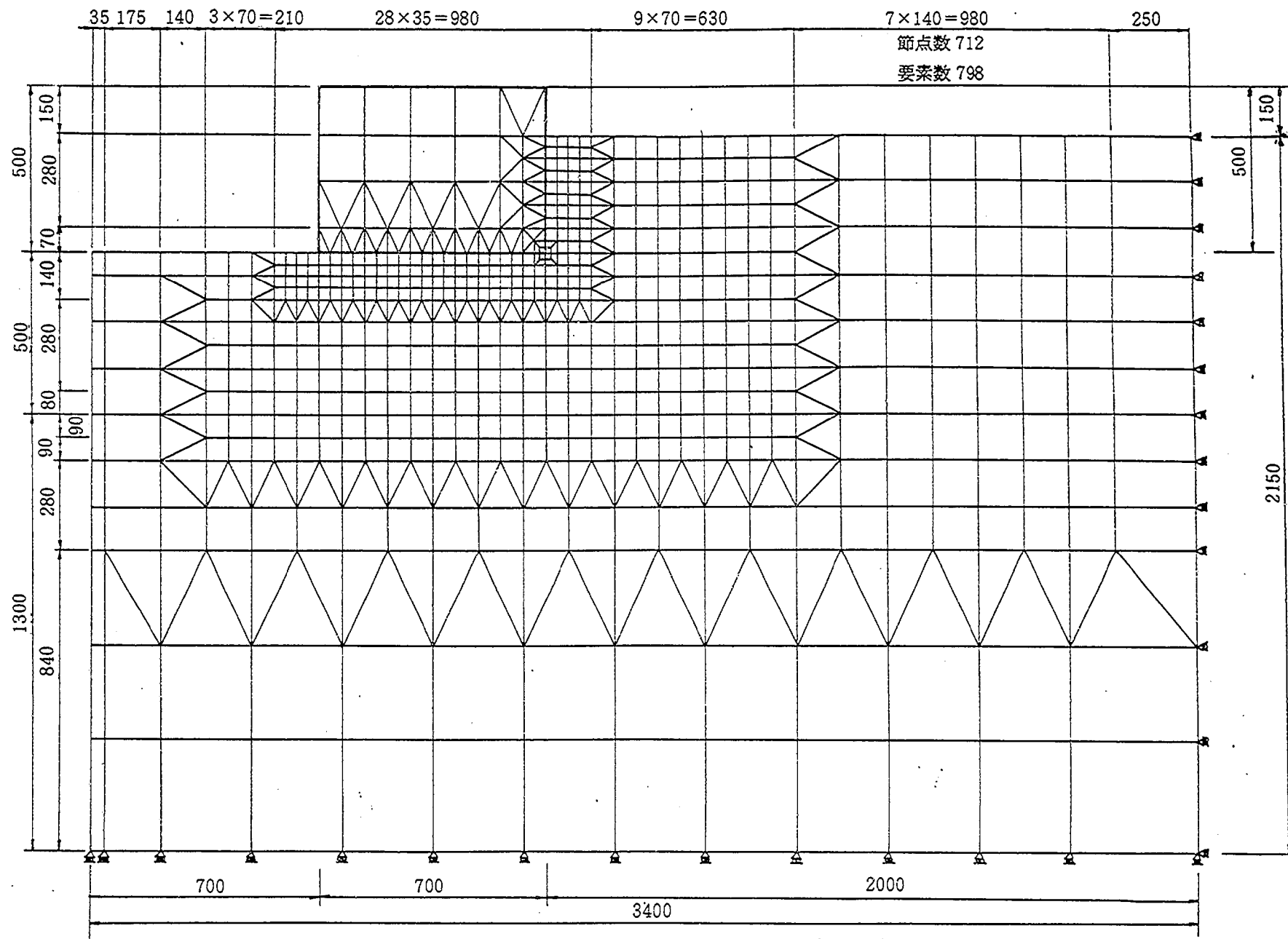
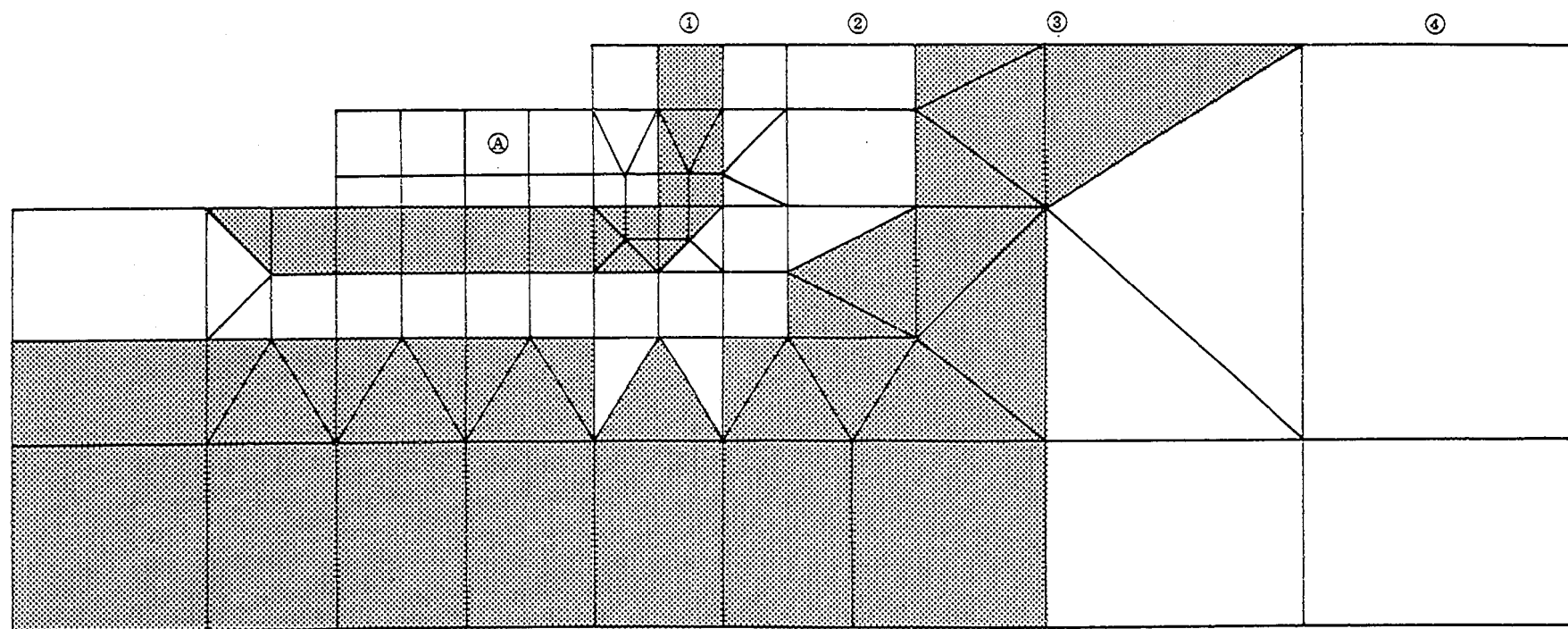


図 5 - 2 - 5 弾性解析のメッシュ図



Ⓐ = 70 cm (軀体)

① = 70 cm

② = 96.25 cm

③ = 133 cm

④ = 210 cm

図 5 - 2 - 6 弾塑性解析における変厚モデル

① 70.0 cm ⑤ 87.5 cm ⑨ 122.5 cm ⑬ 175.0 cm ⑰ 245.0 cm
 ② 61.25 " ⑥ 96.25 " ⑩ 131.25 " ⑭ 192.5 " ⑱ 262.5 "
 ③ 70.0 " ⑦ 105.0 " ⑫ 140.0 " ⑮ 210.0 "
 ④ 78.75 " ⑧ 113.75 " ⑪ 157.5 " ⑯ 227.5 "

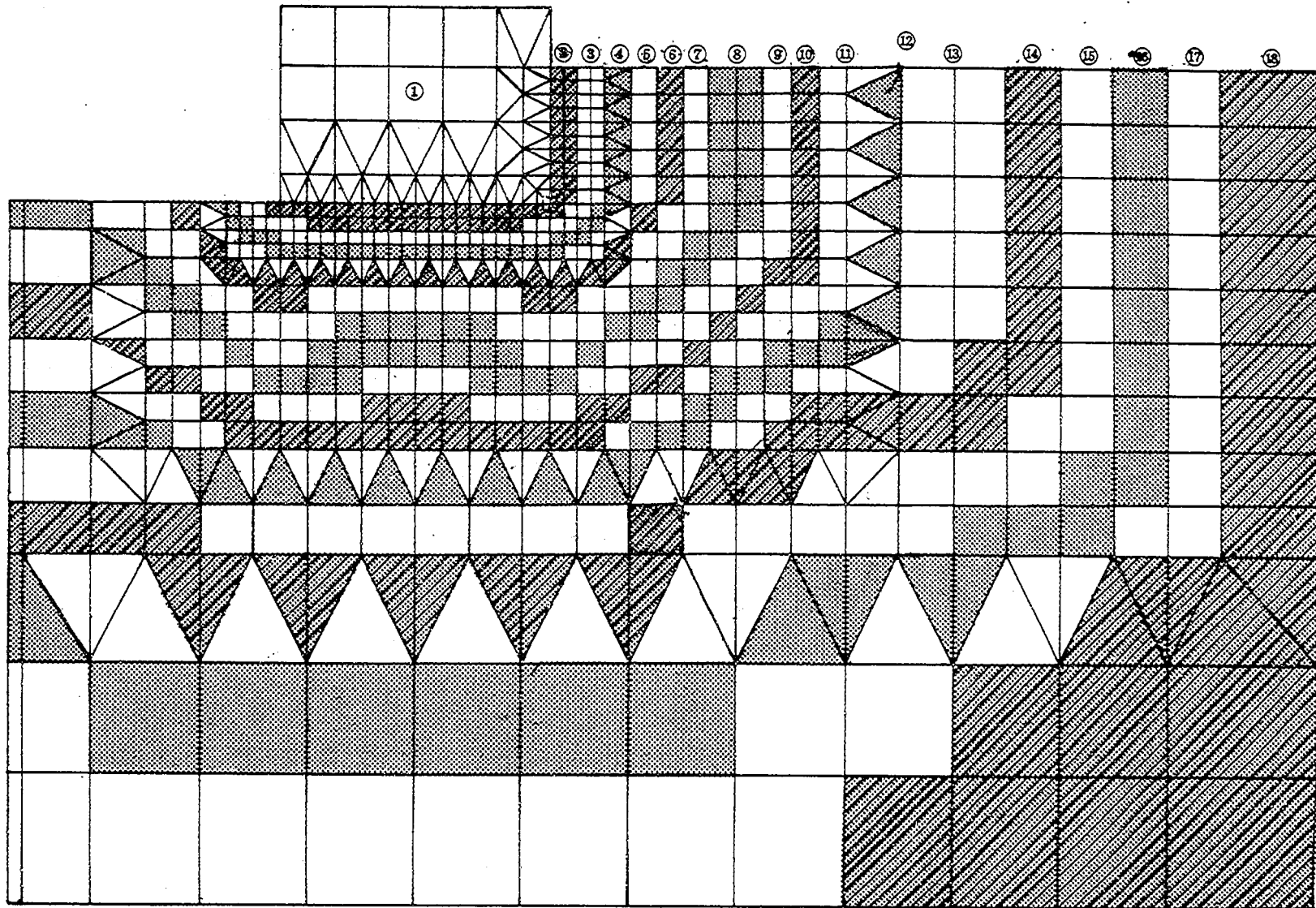


図 5-2-7 弾性解析における変厚モデル

表 5 - 2 - 2 弾性解析に用いた地盤定数

要素 \ 定数	単位重量 γ (t/m ³)	ポアソン比 ν	粘着力 C (t/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	変形係数 E (Kg/cm ²)
剛体基礎	無視	0.167	無限大	同左	同左
ソイルセメント	"	0.3	3.0	0	3000
付着要素	"	0.3	0	20°	無限大
砂層	"	0.3	0	30°	40

表 5 - 2 - 3 弾塑性解析に用いた地盤定数

要素 \ 定数	単位重量 γ (t/m ³)	ポアソン比 ν	粘着力 C (Kg/cm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	変形係数 E (Kg/cm ²)
剛体基礎	無視	0.167	無限大	同左	同左
砂層	"	0.3	"	30°	40
ソイルセメント	"	"	"	0	3000
付着要素耐力	"	—	"	20°	無限大

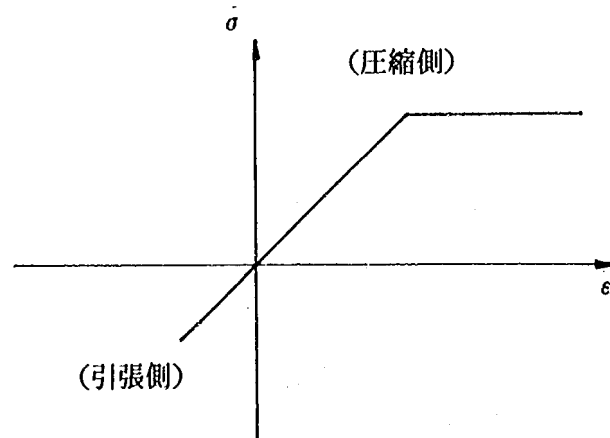


図 5 - 2 - 8 応力～ひずみ曲線の仮定

5-2-3 変位に関する検討

(1) 躯体の変位

躯体底面前端での鉛直・水平方向の変位の計算結果を模型実験の結果と比較して示したのが図5-2-9である。

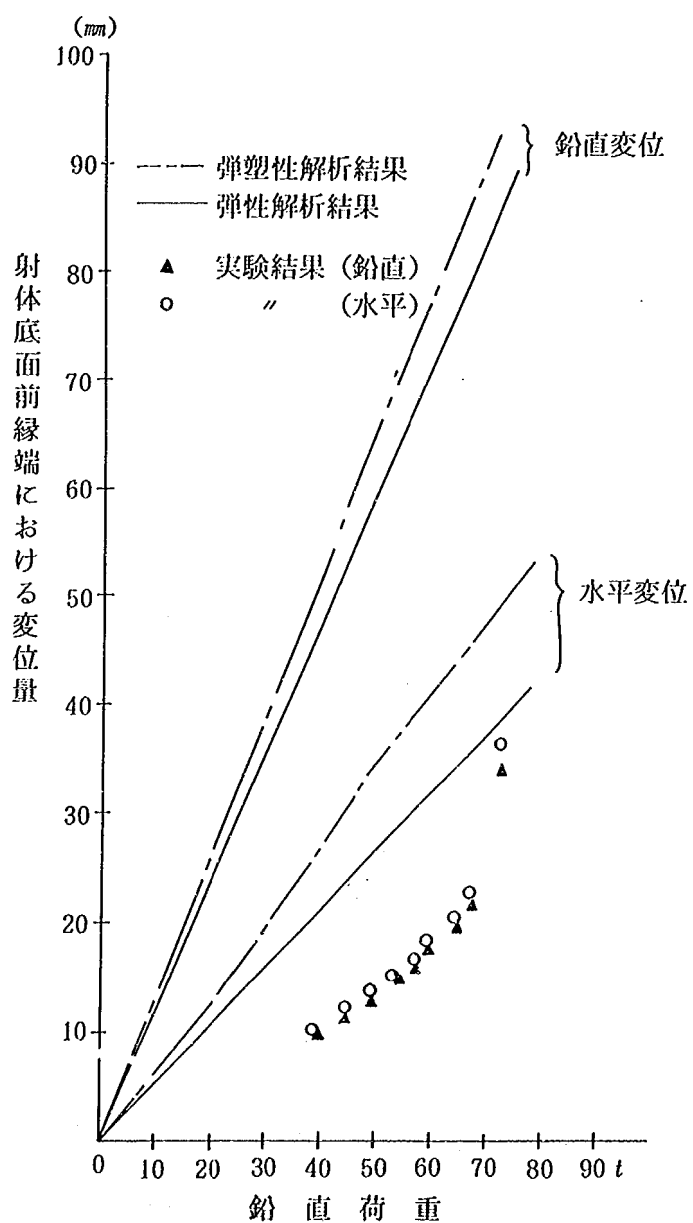


図5-2-9 鉛直荷重と変位量

これを見ると、この場合の弾塑性解析結果では荷重と変位の間に非線型性はほとんど存在せず、弾性解析結果より若干大きい変位を与えているに過ぎない。これは模型実験結果がかなりの非線型性を示すのと好対照である。実験は変位速度が急増し追従が不可能なためステップ3までしか載荷していないが、その後の挙動を推測すると、ステップ4付近で水平変位は計算結果より大きくなり、その後若干の荷重増で鉛直変位も計算結果より大きくなるものと予想される。しかしながら実用上の範囲内では、FEM解析法では実際より大きく躯体の変位を算出する傾向にあるようである。

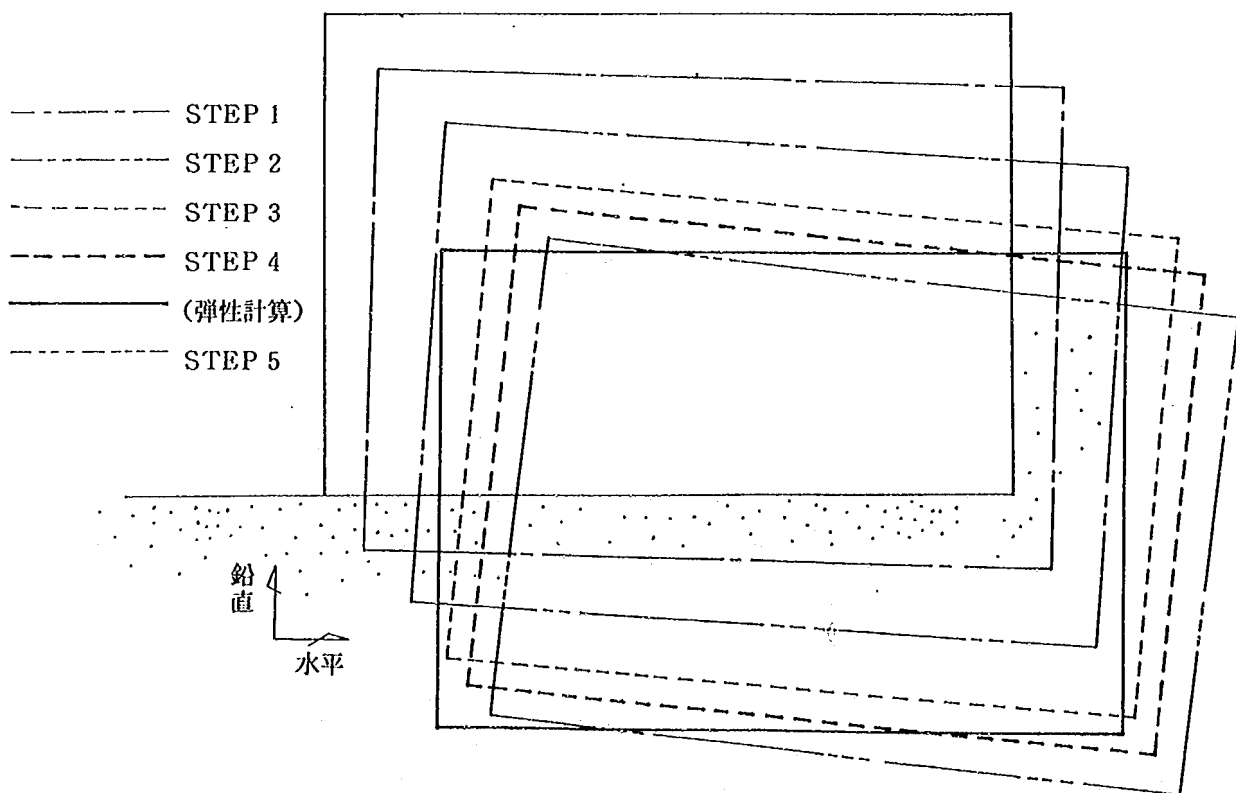


図 5 - 2 - 1 0 躯体変位の推移

図 5-2-10 は弾塑性解析による各ステップ毎の躯体の変位と第 4 ステップにおける弾性解析での変位を対比したものであるが、これより鉛直変位は両解析法とも大差はないが弾塑性解析では水平変位および回転変位を弾性解析より大きく計算することがわかる。

(2) 地盤の変位

ステップ 3 の荷重状態における地盤の変形を図 5-2-11 に示す。

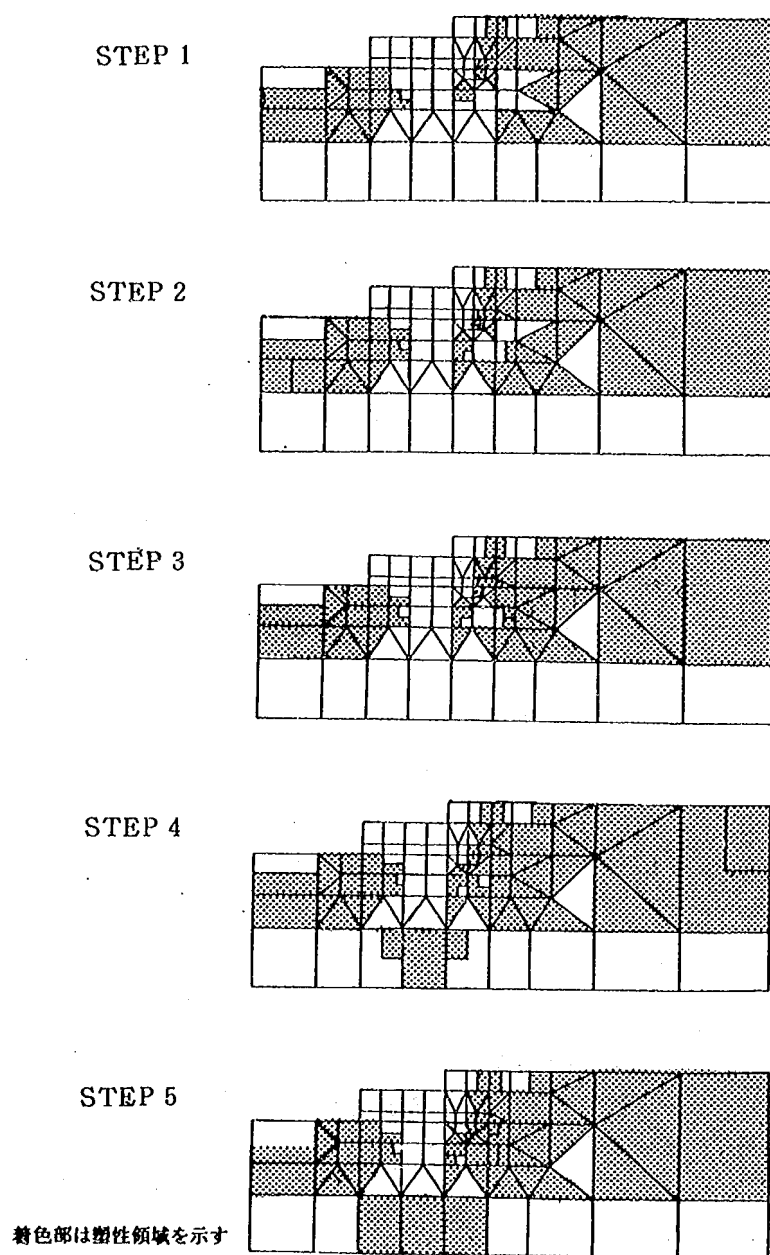


図 5-2-11 塑性化領域の発達

躯体前面の地盤の変形は、弾塑性解析と弾性解析で大きな相違を見せ、また模型実験結果の地盤のふくれ上がりは弾塑性解析に似た曲線となるが変位量は約 $1/3$ とかなり小さい。

躯体および地盤の変位の解析結果と実験結果の対比から、ここで示したような解析手法によれば、変位量を実際よりかなり大きく算出する傾向にあり、その原因として

- ① 解析手法上の限界
- ② 地盤の物理的性質を一つの地盤定数として代表して表わすことに若干の無理がある。
- ③ 地盤定数の算定法の精度

などが考えられる。

5-2-4 すべり線に関する検討

模型実験においては、極限荷重に達する砂層にすべり面が生じ、このすべり面に沿って変位が増大したが、このすべり面を有限要素解析で追跡することを試みた。

(1) 地盤内の塑性化領域の発達

荷重の増大に伴う地盤の塑性化領域の発達の状況を図 5-2-11 に示す。躯体の前面および後面の地盤は傾斜荷重の増大によって地盤が隆起あるいは沈下するため、早い段階から塑性化領域が拡がっているが、躯体直下では極限状態に至っても塑性化していない。これが、いわゆる基礎直下の弾性クサビに対応しているものと考えられる。

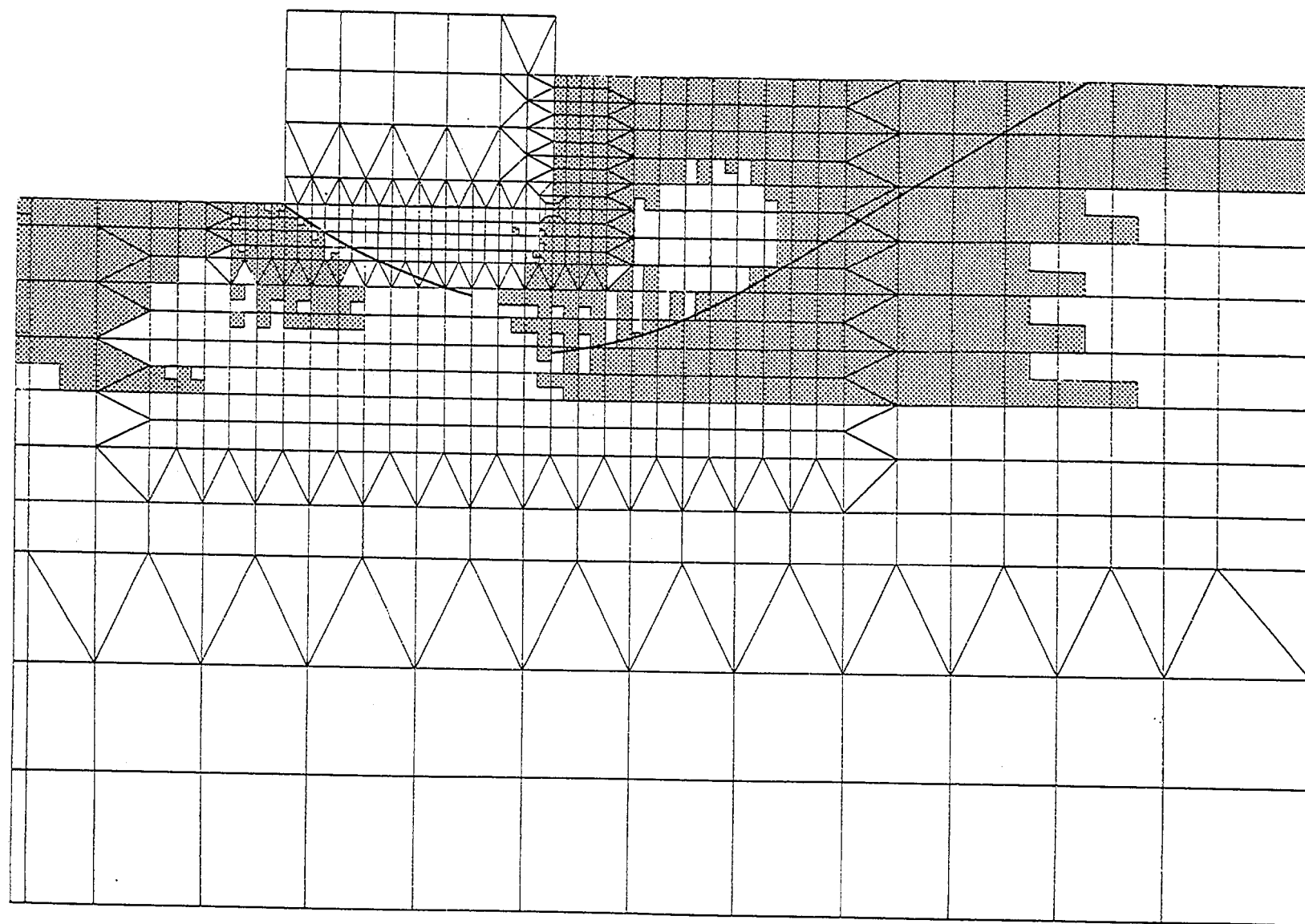
弾性解析の結果と弾塑性解析の結果は、ほぼ同一の傾向を示すが、弾性解析における各要素の破壊安全率 0.7 以下を塑性と仮定すれば、両者は比較的良く一致することがわかった。

塑性、弾性の判定を行って塑性化領域を求めると弾性解析、弾塑性解析いずれにおいても塑性領域の中に所々弾性領域が残されたが、これは 3 次元要素を取入れるため導入した変厚モデルの影響で、メッシュあるいは変厚モデルの層割りをさらに細かくすれば解消できるものと思われる。

(2) 破壊安全率とすべり面

5-2-2、(5)で定義した破壊安全率を各要素について計算すると、砂層ではその値が 0 ~ 2.3 の間で変化した。

詳細なメッシュ割りで計算を実行した弾性解析結果を粗いメッシュの弾塑性解析結果との比較より、弾塑性解析における弾性から塑性に移る極限状態は弾性解析における破壊安全率 0.7 にほぼ相当することが明らかになったので、この破壊安全率 0.7 を基準に弾性領域と塑性領域を分けたのが図 5-2-12 である。



着色部は塑性化領域

実線は模型実験によるすべり線

図 5-2-12 地盤内塑性化領域分布図

図中の実線は模型実験において計測された地盤のすべり線であり、両者を比較すると有限要素解析における弾性領域と塑性領域の境界に沿ってすべり線が発達するものと考えられ、すべり線の推定はかなり適確に捉えることができるようである。

5-2-5 地盤内応力の検討

弾塑性解析から得られた各要素の応力状態を示すモールの応力円を荷重段階毎にプロットすると、荷重と応力はほぼ比例し、今回の弾塑性解析においては荷重～変位の関係と同様に荷重～応力もほぼ線型関係にあったことが示されている。弾塑性解析におけるモールの応力円と弾性計算におけるそれとを比較すると、躯体周辺においては両者の差が大きいこと、また弾性解析では下層地盤中に引張の生じる部分が発生することなどが大きな差異であることがわかった。図5-2-13は、地盤内応力 (σ_1 、 σ_3) の流れを示したものであり、躯体の底面および前面には荷重の傾斜方向と同じ向きに主応力が発生し、これらがスムーズに地盤中に伝達されている様子が見える。今回の弾性解析で行ったように節点数712、要素数798、変厚モデルの層数18程度のメッシュを組めば、応力の流れなどについては2次元解析においても3次元の要素を加味した検討をかなり精度よく行うことが可能と思われる。

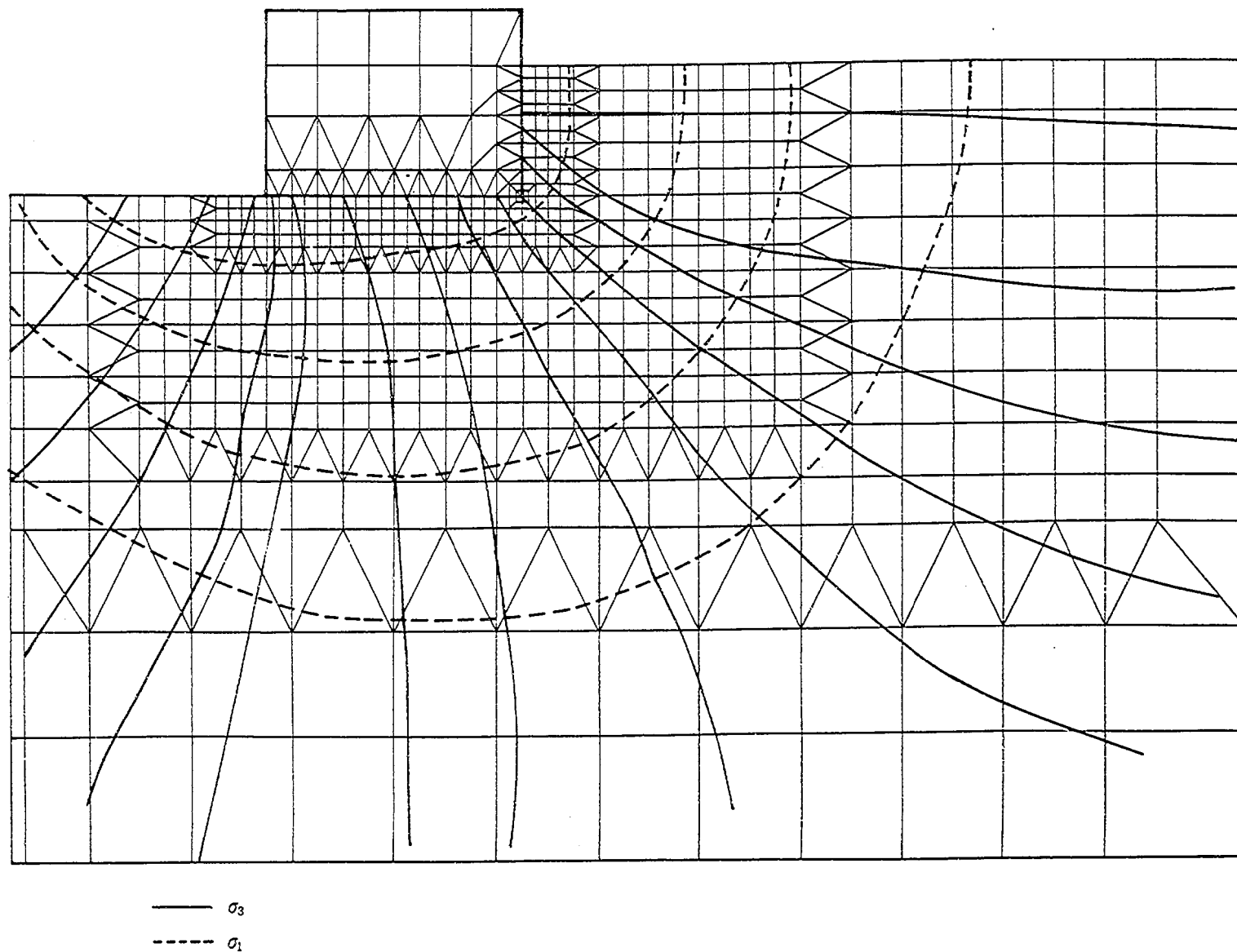


図 5 - 2 - 1 3 地盤内応力の流れ

図 5 - 2 - 1 4 は躯体底面および前面における地盤反力とせん断力を表わしたものである。
弾塑性解析結果も弾性解析結果もほぼ同様の傾向を示すが、躯体の縁端部では弾性解析における応力集中が著しい。

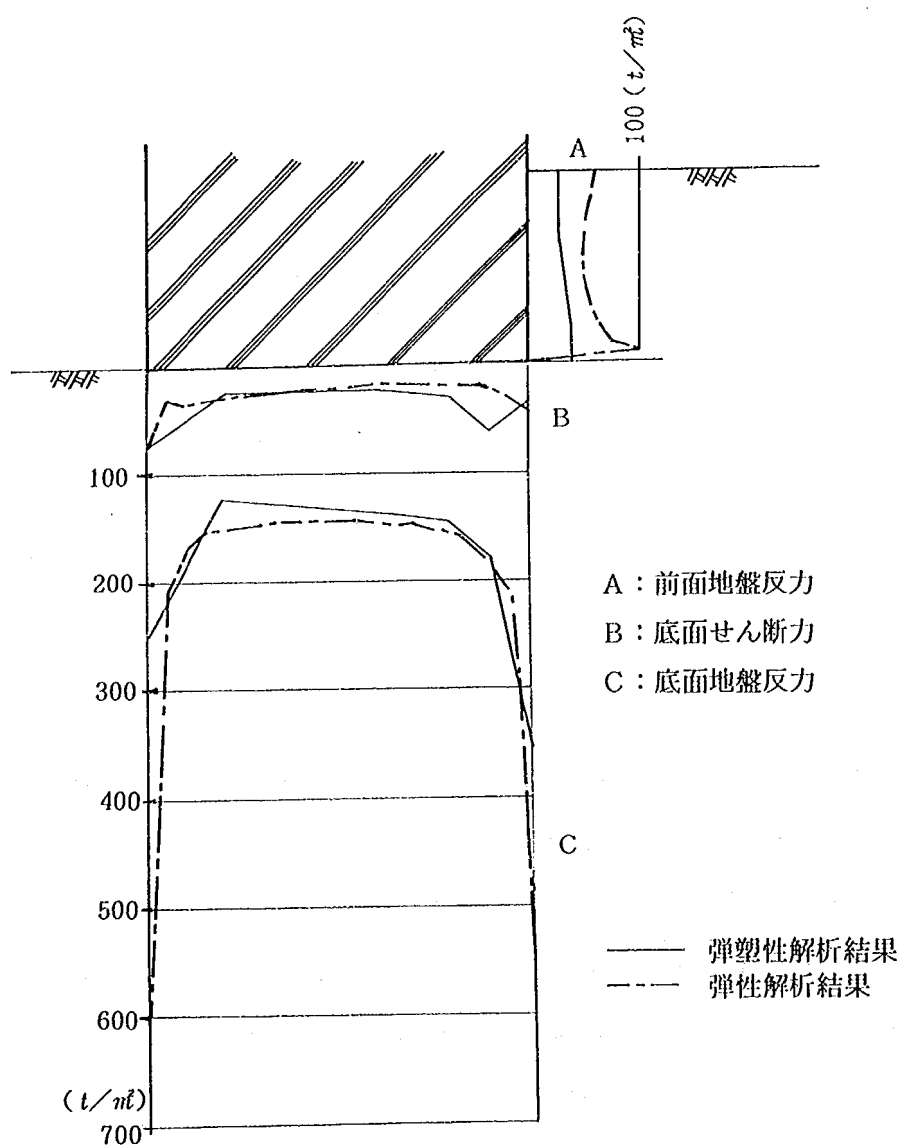


図 5 - 2 - 1 4 地盤反力とせん断力の分布

まとめ

今年度は、土木研究所で実施した二層系地盤上の直接基礎の極限耐荷力に関する実験を対象に、明石海峡大橋のアソカレッジの水平抵抗の解析に用いたのと同じ手法の有限要素解析を行い、有限要素法による解析が、どの程度実際の構造物の挙動を再現できるかの検討を行ったがその結果を整理すると次のようである。

- (1) 載荷重により発生する地盤内応力の方向や極限荷重に達して地盤内に発生するすべり線などについてはこのような解析手法によりかなりの的確に予測することが可能である。
- (2) しかしながら、荷重の増大に伴う躯体や地盤の変位については、この解析法では模型実験で計測された変位の数倍の変位となった。また荷重～変位の関係も実験で見られたような非線型性を示さず、むしろ線型に近い関係を示した。これは、解析のために地盤定数を推定する際の信頼性に起因するのみでなく、この手法の限界をも示しているものと思われる。
- (3) 今回は、弾性解析と弾塑性解析の比較を行っているが、定性的な性質はいずれの解析法においてもほぼ同一の結果を示すが、変位や応力などの定量的な性質ではその差が大きくなる。
- (4) 今回の弾塑性解析に用いたメッシュ割りおよび変厚モデルの層割りの規模であれば、2次元解析により3次元的效果を発揮できる。
- (5) 定量的な再現性を追求するためには、地盤定数の推定に十分な検討が必要である。

5-3 中掘りぐいの支持力特性

5-3-1 概要

都市部の家屋の密集地帯で基礎工事が行なわれる場合、ぐいの打込みによる騒音や振動などの公害が少ない場所打ちぐいあるいは中掘りぐいが多用される。このうち場所打ちぐいについては、従来よりその支持力算定法が基準化されているが、中掘りぐいについては支持力性状が不明確なこともあって、その支持力算定法はほとんど規定されていない。前年度は、中掘りP-Cぐいについて検討したが、本年度は中掘り鋼管ぐいについて鉛直載荷試験結果をもとに、支持力推定法に関する検討を行なった。

5-3-2 データ

既製ぐいの低振動低騒音工法としては、中掘りぐい、埋込みぐいがあるが、今回対象としたのは中空の既製鋼管ぐい（先端開放）の内部を通して掘削しながら、ぐいを所定の深さまで圧入や軽打により貫入させる中掘りぐい工法である。ぐい先端が所定の深さまで達した際の先端

処理工法としては、打撃による方法やコンクリートあるいはセメントミルクにより先端を根固めする方法などが考えられる。このうち、打撃による方法による場合は慎重な打止め管理を行えば打込みぐい工法によるぐいと同程度の支持力が期待できると考えられるからその支持力推定法は特に問題とならない。また、最終的に打込みをするのであれば振動や騒音などが発生し、掘削沈設段階で低振動低騒音工法である中掘りぐいを採用した意味がなくなってしまうことになる。したがって今回対象としたのは後者のコンクリートあるいはセメントミルクにより先端を根固めする工法、その中でも所定の圧力でセメントミルクを圧入して先端部の砂質地盤と十分攪拌して根固めをする鋼管中掘り工法である。

表 5-3-1 に検討に用いたデータの一覧を示す。ぐい径は $\phi 500 \sim 1,072.2 \text{ mm}$ 、ぐい長は $13.0 \sim 67.0 \text{ m}$ までの全 26 ケースである。

表 5 - 3 - 1 中掘り鋼管ぐいデータ一覧

番号	くい径 D (mm)	くい長 L (m)	先端面積 A (mm ²)	先端地盤 種 別	先端 N値	先端平均 N値 $\bar{N}$	載 荷 試 験 結 果 (t)			周 面 摩 擦 力 $U(0.1N_s L_s + 0.5N_c L_c)$	先端支持力 $q_d \cdot A(t)$	極限支持力 $R_u(t)$	備 考
							最大荷重	降伏荷重	極限支持力				
1	1072.2	20.0	0.9029	砂	40	18	880	420	630	114	361	475	
2	1016	20.0	0.8107	砂れき	50	34	600		900*	218	486	704	
3	1000	27.0	0.7850	砂	30	19	520		780*	326	235	561	
4	800	33.5	0.5026	砂れき	50	40	570	450	675	388	301	689	
5	800	32.0	0.5026	"	50	40	480		720*	376	301	677	
6	711.2	21.0	0.3973	"	50	31	480	420	630	92	238	330	
7	609.6	63.5	0.2919	砂	50	40	350		525*	451	116	567	
10	609	64.0	0.2913	"	50	40	370		555*	427	116	543	
14	600	13.0	0.2827	砂れき	50	40	140		210*	62	169	231	
17	558	52.0	0.2445	"	50	40	450		675*	324	146	470	
18	558	54.0	0.2445	砂	50	40	300		450*	214	98	312	
19	508	30.0	0.2027	"	50	37	300		450*	211	81	292	
29	500	⁽¹²⁵⁾ 120 24.5	0.1964	"	45	40	150	90	135	76	78	154	
30	500	⁽¹¹⁹⁾ 115 14.5	0.1964	砂れき	50	40	150		225*	178	117	295	
33	457.2	47.6	0.1642	"	50	40	210		315*	187	98	285	
51	1016	44.0	0.8107	砂	50	40	660		990	270	324	594	
55	812.8	55.0	0.5189	砂れき	50	40	600	520	780	629	311	940	
56	812.8	42.0	0.5189	砂	50	40	600	410	615	301	207	508	
57	812.8	33.0	0.5189	"	50	40	360	220	330	216	207	423	
59	700	14.4	0.3849	"	33	28	450	240	360	130	127	257	
60	700	31.5	0.3849	砂れき	50	40	160		240*	122	230	352	
61	700	31.0	0.3849	"	50	40	160		240*	83	230	313	
62	609.6	67.0	0.2919	"	50	40	550		825*	364	175	539	
63	600	24.4	0.2827	砂れき	50	40	360		540*	234	169	403	
64	600	15.0	0.2827	砂	50	40	300	240	360	49	113	162	
65	600	15.0	0.2827	"	50	40	300	270	405	85	113	198	

5-3-3 検討結果

(1) 鉛直支持力

くいの鉛直支持力は、くい先端の支持力とくい周面の摩擦抵抗力の和として表わされる。
くい先端の支持力（極限支持力）としては、くい先端がN値30以上の良質な支持層（砂質土層）にくい径程度は貫入されるということを前提として、次のように仮定する。

① 先端地盤が砂れきの場合 $q_d = 15 N \quad (\leq 600)$

② " 砂の場合 $q_d = 10 N \quad (\leq 400)$

ここに、 q_d : くい先端の極限支持力度 (t/m^2)

N : くい先端位置のN値

また、くい周面の摩擦抵抗力（最大周面摩擦力度）としては次のように仮定する。

③ 周面地盤が砂質土の場合 $f = 0.1 N_s \quad (\leq 5)$

④ " 粘性土の場合 $f = 0.5 N_c \quad (\leq 10)$

ここに、 f : くい周面の最大摩擦力度で単位面積当りの摩擦抵抗力を表わす (t/m^2)

N_s : くい周面地盤のうち砂質土層の平均N値

N_c : くい周面地盤のうち粘性土層の平均N値

以上のような仮定をもとに、各々のデータについて、くい諸元、地盤性状、載荷試験結果そして周面摩擦力と先端支持力（その和である極限支持力）を整理して表5-3-1に示した。

表において、載荷試験から求められる極限支持力としては降伏荷重の1.5倍を極限とみなして整理した。また、*印を付したものは降伏荷重にも達していないもので、試験最大荷重を降伏とみなし、そのさらに1.5倍を極限とみなして整理したものである。周面摩擦力の欄において U はくいの周長 (m)、 N_s 、 N_c および l_s 、 l_c はそれぞれくい周面の砂質土層および粘性土層の平均N値および層の長さ (m) である。

載荷試験から求めた極限支持力と計算により求めた極限支持力を比較したものを図5-3-1に示す。点は多少ばらついており、若干安全側になってはいるが、実測値と計算値は比較的により対応を示しているといえる。

(2) 軸方向バネ定数

くいの軸方向バネ定数 K_v は、くい頭での単位沈下量を生じさせるくい軸方向力として

定義される。

この軸方向バネ定数は、くいの鉛直載荷試験による荷重～沈下曲線から求めるのが望ましいが、一般に設計においては次のような推定式によって求めている。

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{\ell}$$

ここに、 A_p ：くいの純断面積 (cm^2)

E_p ：くいの弾性係数 (kg/cm^2)

ℓ ：くい長 (cm)

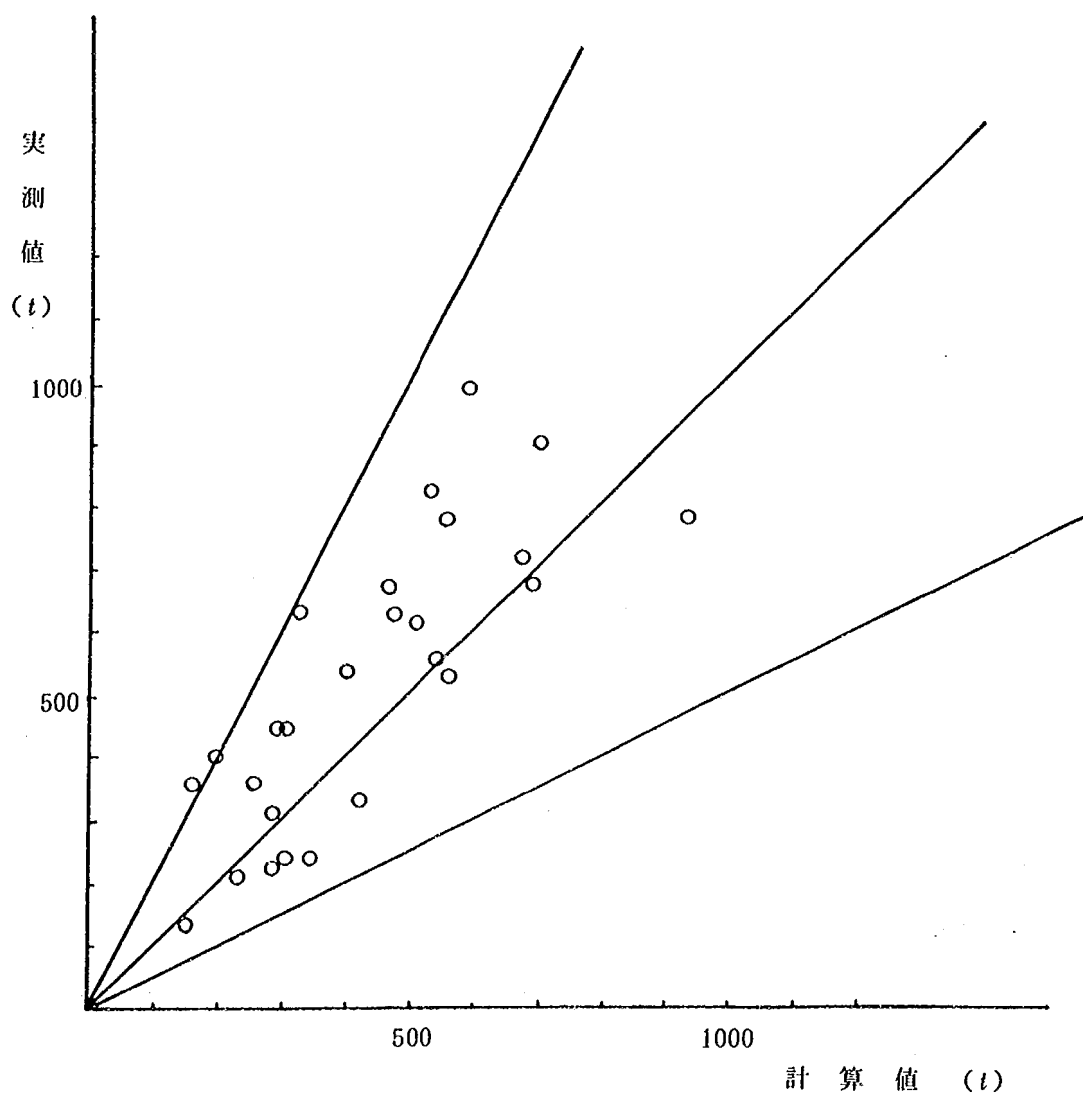


図 5-3-1 極限支持力の実測値と計算値

このうち、 a は地盤条件およびくい諸元によって定まるものであるが、これを厳密に求めることは現在ではまだ困難である（地盤調査の不足あるいは調査結果の利用に関する研究の遅れによる）。したがって、現在ではくい種別に载荷試験による実測 K_v 値から a を逆算し、くいの根入れ比（ ℓ/D ）の関数として表わしている。ここでも中掘り鋼管ぐいの a の値を求めるため、载荷試験から求めた実測 K_v 値より a を逆算し、くいの根入れ比（ ℓ/D ）との関係を表わしてみた。その結果を図 5-3-2 に示す。データの絶対数が少なく、点もかなりばらついてはいるが、中掘り鋼管ぐいの a 値としては次のような関係が得られた。

$$a = 0.57 + 0.016 (\ell/D)$$

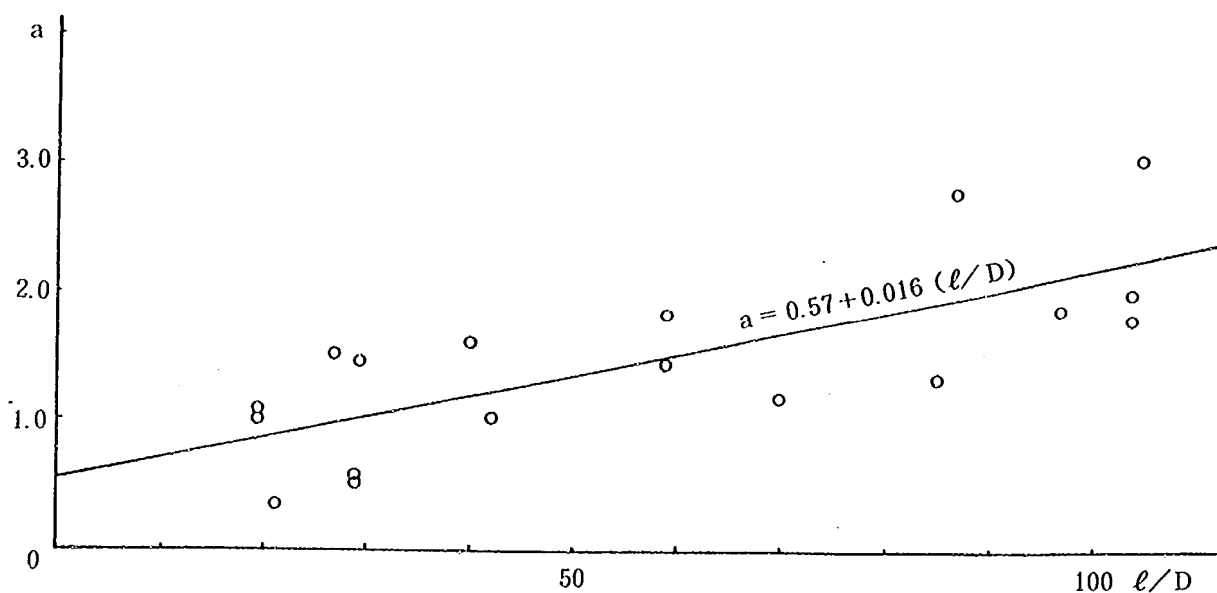


図 5-3-2 a と ℓ/D の関係

5-3-4 まとめ

昨年度中掘りPCぐいに対して行なったのと同様の方法で今年度は中掘り鋼管ぐいに対して検討してみたが、支持力推定式としては、今回提案したような方法で十分実状に合うと考えられる。また、Kv値を推定するためのaとしても一応、 $a=0.57+0.016(L/D)$ という関係が得られた。いずれにしても、今回の検討結果はデータ数26という限られたものから求めたものであり、まだまだデータの絶対数が不足しており、結論を出すのは早計である。したがって、今後もこのようなデータの蓄積を行なって、検討を加えていくことが必要であると思われる。

また、中掘りぐい工法においては、くい径以上の拡大掘りをしないとはいっても、くいの沈設過程における摩擦抵抗を低減させるためにフリクションカッターを付けるのが普通であり、支持力の推定においてこの効果をどのように評価するかということも今後に残された課題の一つといえよう。

第6章 耐 風 調 査

構造研究室	成	田	信	之
	佐	藤	弘	史
	野	村	一	夫
	湯	沢		聡
	神	岸	一	夫

6-1 調 査 の 概 要

本年度は大鳴門橋の耐風性を実験的に検証するとともに、長大橋梁のガスト応答に関する調査を実施した。

本州四国連絡橋についてその最終設計案の耐風安定性を検証する場合には、土木研究所において所要の手法に基き、これを実施するよう配慮されてきている。本年度は、昭和47年度⁽¹⁾および昭和52年度⁽²⁾と当研究室でその耐風安定性を調査してきた大鳴門橋について、鉄道床組および公共添架物を含む最終設計案の検証実験を実施した。なお、本橋の三分力試験および道路単独橋としての最終設計案の検証実験は来年度これを実施することが計画されている。

また長大橋梁の耐風安定性を調べるためには、乱れのほとんどない一様気流のもとで風洞実験を実施するのが現在のところ一般的である。しかしながら自然の風は時間的にも空間的にも変動しているため、耐風設計においてはこの自然風の乱れが構造物の耐風性におよぼす影響を十分に考慮する必要がある。このような考えに従い、当研究室は長大橋梁に作用する空気力およびそれにより発生する長大橋梁の振動等におよぼす自然風の乱れの影響を調査してきた^{(2)~(5)}が、本年度は実際の長大橋梁において観測された自然風の乱れに起因する長大橋梁の不規則振動（ガスト応答）についてそのデータを再整理し、ガスト応答特性の把握につとめた。

6-2 大鳴門橋の耐風性調査

6-2-1 ま え が き

大鳴門橋に関する耐風性調査は昭和47年度および昭和52年度と当研究室で実施されている。これらの調査結果の概要は以下の通りである。

昭和47年度⁽¹⁾；主構高12m、主構幅34mの鉄道床組を有する補剛桁設計案について、縮尺1/78.2の2次元剛体模型を用いて三分力試験およびバネ支持試験を実施した。この結果補剛桁の抗力係数が2.0程度であること、自励振動に対する限界風速は「本州四国連絡橋耐風設計指針」に示された限界値をかなり上まわっており実橋の振動数が計算値と等しいとすれば本設計案は自

励振動に対して充分安全であること、などが明らかとなった。

昭和52年度⁽²⁾；主構高12.5 m、主構幅34 mの鉄道床組を有する補剛桁設計案について、縮尺1/64.66の2次元剛体模型を用いてバネ支持試験を実施した。この結果迎角3度において自励振動の発振風速が低くなり、「本州四国連絡橋耐風設計基準（1976）」に抵触することが明らかとなった。

本年度は主構高12.5 m、主構幅34 mの鉄道床組および公共添架物を含む補剛桁の最終設計案について、その耐風安定性に関する検証実験を実施した。補剛桁の断面形状は昭和52年度に実験したものとほぼ同じであるが、電々ケーブル、電力ケーブル、水道管などの添架物が付加されていること、鉄道に関しては単線載荷として設計しているために諸元および固有振動数が若干変化していること、などが差違として挙げられる。ここでは現在までに得られた成果をとりまとめて、以下に報告する。

6-2-2 最終設計案の耐風安定性に関する検証実験

実施した実験はバネ支持模型試験であり、「本州四国連絡橋風洞試験要領（1979）（案）」に従った。実験に用いた風洞は建設省土木研究所耐風工学実験施設のフラッター風洞であり、その主要諸元を表6-2-1に示す。また、実験に用いた模型を図6-2-1に、実験条件を表6-2-2にそれぞれ示す。

表6-2-1 フラッター風洞主要諸元

風洞形式		単回路還流式
主 要 寸 法	幅(mm)	2500
	高さ(mm)	4000
	長さ(mm)	10000
	入口(mm×mm)	7000×8500
	出口(mm×mm)	2500×4000
	縮流比	5.95
風路全長(mm)		115000
送 風 機	形式	固定ピッチ動翼軸流式
	動翼直径(mm)	4000
	有効全圧(mmHg)	400
	風量(m ³ /s)	2420
	回転数(rpm)	4000
	容量(KW)	2500
気 流	最大風速(m/s)	25.0
	乱れ率(%)	0.5%以下

表6-2-2 実験条件

		原 型	所要値	実験値
縮 尺		—	1/53.77	1/53.77
重 量		37.94t/m/Br	29.39kgf/model	29.58kgf/model
傾倒性モーメント		732.5t・sec ²	0.1963kgf・m・sec ² /model	0.1955kgf・m・sec ² /model
振 動 数	鉛直たわみ	0.142Hz	—	2.01Hz
	ねじれ	0.318Hz	—	4.16Hz
振 動 数 比		2.24	2.24	2.07
無減 風衰 時率	鉛直たわみ	0.03	0.03	0.03
	ねじれ	0.03	0.03	0.03
風 速 倍 率		—	—	4.11

なお、表 6-2-2 に示されているように振動数比が所要値より若干小さく設定されたが、昭和 52 年度に実施した同橋の設計案に関するバネ支持模型試験の結果によると、振動数比を 2.10 から 1.70 に変えて実施した実験結果も、自励振動の限界風速および風速-振幅特性の点で振動数比 2.10 のものとほとんど変化がなかった⁽²⁾ので、この値を用いた。

実験結果について、迎角と自励振動の限界風速との関係を図 6-2-2 に、発振した迎角についてその振幅と風速との関係を図 6-2-3 に示した。これによると、本設計案は迎角 $-1^{\circ} \sim +1^{\circ}$ の間でその発振風速が「設計基準」で定められた値を下まわっていることが明らかとなり、何らかの対策が必要であると考えられた。

6-2-3 最終設計案の変更断面に関する風洞実験

吊橋の補剛トラスの空力特性、とくに自励振動特性は、補剛トラスの幾何学的形状の軽微な変化に対しても大きく影響を受けることがある。しかしながらこれらの影響を解析的に求めることは現在のところまだ非常に難しい問題であり、補剛トラスの耐風安定性を向上するためには、いくつかの変更断面について個々にバネ支持試験を実施し、試行錯誤的に耐風安定性の良好な断面を見出しているというのが現状であろう。今回大鳴門橋の最終設計案の耐風安定性を向上するにあたって同様の手法をとったが、変更断面を考える際には過去の同種の実験結果を考慮し、以下に述べる 5 つのケースについてバネ支持試験を実施した。

- a. 鉛直スタビライザー……………これは図 6-2-4 に示したように床版中央部の開孔を利用し、路面下に帯板を設置して耐風安定性を向上させるものであり、これによれば迎角 0° および 3° における自励振動の限界風速が向上することが報告されている⁽⁶⁾。
- b. 高欄地覆……………これは図 6-2-5 に示したように橋桁の端部の高欄付近に地覆をおくものであり、因島大橋について当研究室で実験した結果によれば、この地覆により正の迎角における自励振動の限界風速が向上し、負の迎角においては低下する、という効果が明らかとなっている⁽⁵⁾。

今回はその効果を顕著にさせるため、実橋としてはかなり高い地覆を設置した。

- c. 床版端部縦桁……………これは図 6-2-5 に示したように床版の縦桁を原型よりさらに外側へ設置するものであり、その位置を変化させた 3 つのケースについて実験を実施した。この変更断面を採用したのは、昭和 47 年度の設計案の耐風性が良好であり、それと昭和 52 年度および本年度の設計案との差違の 1 つに床版端部縦桁の位置のちがいがあり、昭和 47 年度のもの

は高欄の真下という他のものに比べ外側に位置していた、という理由からである。

なお実験条件は表 6-2-2 に示したものと同一であり、実験は主として迎角 0° における自励振動の限界風速を求めることを目的とした。

変更断面に関する実験結果について、迎角と自励振動の限界風速との関係を図 6-2-6 に、振幅と風速との関係を図 6-2-7 に示した。これによると変更断面の自励振動特性は以下のとおりである。

- a. 迎角 0° の自励振動特性に及ぼす鉛直スタビライザーの効果は、今回の実験結果においては限界風速、風速-振幅特性ともに認められず、鉛直スタビライザーのない設計案とほぼ同じ自励振動特性を示した。
- b. 高欄地覆を取付けると、迎角 0° の自励振動の限界風速は低下する。また実験途中より付加減衰が大きくなったため、図中には示していないが、迎角 -3° における限界風速も低下した。
- c. 床版端部縦桁を外側高欄の真下に取付けた場合は、迎角 0° の自励振動の限界風速は高くなるが、「設計基準」に定められた値よりはまだ低い。これをやや外側に移動すると、高欄の真下に取付けたものより限界風速は低くなり、さらに外側に、つまり主構のすぐ内側に取付けると迎角 0° における限界風速は「設計基準」に定められた値を上まわるが、迎角 -3° において「設計基準」に抵触する。

6-2-4 耐風安定性の向上について

以上が現時点までの調査経緯であり、「設計基準」を満足する断面は見出せていない。このための調査は、三分力試験および道路単独橋としての最終設計案の検証とともに来年度実施されることとなっているが、ここではその際の検討方針について述べる。

耐風安定性向上のために第 1 に考えられる方法は、今年度実施した手法をもとに、その位置、諸元を変化させることである。すなわち鉛直スタビライザーについていえば、その鉛直方向の長さや主構トラスとの相対高さを変化させたりすること、また高欄地覆の高さを変化させたり、床版端部縦桁の位置および高さを変化させたりすることなどが考えられる。

第 2 に考えられる方法としては、今年度実施しなかった手法を用いる、すなわち中央分離帯部防護柵を閉塞したり⁽⁷⁾⁽⁸⁾、翼形床版を用いたり⁽⁹⁾することなどが考えられる。

6-2-3 に述べたように補剛トラスの自励振動特性はその幾何学的形状に非常に敏感であるために断言はできないが、本年度の実験結果によると第 1 の方法の範囲で「設計基準」を満足さ

せる断面が得られるように思われる。たとえば図 6-2-6 に示されているように、床版端部横桁をいちばん外側に取付けたときは迎角 0° で限界風速が向上し、内側の場合は迎角 $\pm 3^\circ$ で限界風速が向上するために、適当な位置を定めれば、両者について「設計基準」を満たすような断面が得られるであろう。

6-2-5 まとめ

今回の調査より明らかとなった事項は以下のとおりである。

- (1) 大鳴門橋の鉄道床組および公共添架物を含む最終設計案の検証実験を実施したが、本設計案の自励振動特性は迎角 $-1^\circ \sim 1^\circ$ の範囲で「設計基準」に定められた値を下まわった。
- (2) このためいくつかの変更断面について実験を実施したが、現在のところ「設計基準」を満足させる断面は得られず、来年度さらに詳細な調査を実施することとなった。

6-3 自然風の乱れが長大橋梁の耐風性におよぼす影響について（その 2）

6-3-1 まえがき

構造物は自然風の中ではその乱れに起因する不規則な空気力を受け、これにより一種の強制振動が引き起こされる。この現象はガスト応答と呼ばれ、とくに水平方向のガスト応答については「設計基準」において、設計風速および設計風荷重を算定する際にその影響を考慮するように定められている。一方、鉛直たわみモードおよびねじれモードのガスト応答については、水平方向のガスト応答に対する規定ほど詳細なものは定められていないが、その理由の 1 つにはこれらのガスト応答の大きさを推定する方法がまだ確立されていないことが挙げられよう。ガスト応答を推定する方法としては、自然風を相似した乱流のもとで三次元模型を用いた風洞実験を実施する統計的手法を用いて数値計算により推定する、および実際に建設された長大橋梁において自然風および対風応答を観測する、などが挙げられるが、風洞実験においては種々の相似条件をすべて満足させることが困難なこと、数値計算においては適切なパラメータを設定することが困難なこと、現地観測においては平均風速 20m/s を超える強風時のデータを観測する機会が少ないこと、などの問題があり、ガスト応答推定方法確立のためには、これらの手法を互いの欠点を補うよう総合させることが必要と考えられる。

以上の考えに従い、当研究室では関門橋、末広橋、および平戸大橋において自然風と橋梁の対風応答の観測データの解析を実施しており、またガスト応答を周波数軸あるいは時間軸で推定

計算するプログラムの開発につとめている。本年度は本州四国連絡橋公団で建設が計画されている斜張橋あるいは充腹断面橋桁を有する長大橋梁の耐風設計に資するために、末広大橋において得られた長期観測データを再整理し、ガスト応答特性の把握につとめた。

6-3-2 末広大橋の概要と耐風性⁰⁰

末広大橋は国道55号線のバイパスとして徳島県が架設した三径間連続鋼床版箱桁斜張橋(110+250+110m)である。本橋の断面決定に際しては風洞実験により自励振動に関する耐風安定性が検討され、幅員18.5m、桁高2.911mの逆梯形箱桁断面が最も安定であると判断された。また渦励振を防ぐために高欄に端抑流板(フラップ)が有効であると判断され、取り付けられた。

6-3-3 長期観測システムの概要⁰¹

本橋に設置された観測機器は、風向風速計(KE-111型)、超音波風速計(PA-314-2型)、サーボ型加速度計(V-401BR型)、タイムスタンプ、自動記録装置および風速警報器である。風向風速計および超音波風速計はそれぞれ中央径間のほぼ $\frac{1}{4}$ 点、 $\frac{1}{2}$ 点に設置されており、サーボ型加速度計は側径間のほぼ $\frac{1}{2}$ 点および中央径間のほぼ $\frac{1}{4}$ 点に1台ずつ、また中央径間の $\frac{1}{2}$ 点に2台設置されている。風速および加速度は現地でアナログテープに記録され、当研究室においてデジタル化し、処理される。

6-3-4 使用したデータおよび計算方法

今回使用したデータは、昭和51年8月から昭和53年4月までの間に得られたものであり、A/D変換にあたってはサンプリングタイムを100msとし、6,000個のデータを1RUNとして用いた。総RUN数は839である。

これらのデータを用いて、自然風および橋桁のガスト応答に関する統計諸量を計算するわけであるが、橋桁の中央径間 $\frac{1}{2}$ 点のガスト応答は、橋桁両端の鉛直方向の加速度計により観測されているため、この2成分の和あるいは差をもとに鉛直たわみ加速度およびねじれ加速度を計算し、加速度を変位になおす場合には、ガスト応答では最低次のモードの寄与が卓越することを考慮して、橋桁応答を最低次モードの単振動と近似することにより求めた。

6-3-5 自然風の特徴

今回計算した自然風に関する統計諸量より得られた末広大橋架橋地点の自然風の特徴を以下に述べる。なお、その数値等については紙面の都合上、別の報告書⁽¹²⁾に詳細を示すことにする。

- 橋軸直角方向水平成分の平均風速としては、最大 18.5m/s までのデータが得られている。
- 橋軸直角方向水平成分の風速の乱れの強さは 0.15～0.35 の間にデータが集中している。また定義より橋軸直角方向水平成分の平均風速で除するため、乱れの強さが 0.55 を超えるようなデータも少ない。
- 平均迎角は 0° 付近にデータが集中しているが、本橋が跨ぐ新町川の下流側から吹く風についてはとくに -2.5° から 0.5° の間に、上流側から吹く風については -1.5° から 3.5° の間にデータの集中が見られる。

6-3-6 ガスト応答の特徴

中央径間 $\frac{1}{2}$ 点において得られた橋桁の応答特性を、架橋地点の自然風の特徴と関係づけて調査した。橋桁の応答としては 6-3-4 に示した方法で求めた鉛直たわみモードおよびねじれモードの変位の標準偏差を用いた。なお、その数値等については紙面の都合上、別の報告書⁽¹²⁾に詳細を示すことにする。

新町川の下流側から吹く風のうち、平均迎角が -1.5° から 1.5° までの範囲のデータについて、乱れ強さをパラメータとして橋軸直角方向平均風速と橋桁ガスト応答との関係を図 6-3-1～図 6-3-10 に示す。また同図中には、風速と応答の対数について最小 2 乗法により求めた回帰式、相関係数、および応答は風速の 2 乗に比例するとして求めた両者の関係式をあわせて示した。なお、これらの回帰式および関係式について表 6-3-1 にこれをまとめた。

表 6-3-1 末広大橋のガスト応答特性

乱れ強さ (σ/V)		$0.05 \leq \sigma/V \leq 0.15$	$0.19 \leq \sigma/V < 0.21$	$0.25 \leq \sigma/V < 0.30$	$0.30 \leq \sigma/V < 0.35$	$0.35 \leq \sigma/V < 0.45$
た わ み (cm)	最小 2 乗法	$\sigma_y = 2.57 \times 10^{-3} V^{1.96}$ $r = 0.92$	$\sigma_y = 8.59 \times 10^{-3} V^{1.54}$ $r = 0.81$	$\sigma_y = 1.79 \times 10^{-2} V^{1.23}$ $r = 0.51$	$\sigma_y = 8.22 \times 10^{-3} V^{1.71}$ $r = 0.42$	$\sigma_y = 1.48 \times 10^{-2} V^{1.72}$ $r = 0.76$
	$\sigma_y \propto V^2$	$\sigma_y = 2.31 \times 10^{-3} V^2$	$\sigma_y = 3.21 \times 10^{-3} V^2$	$\sigma_y = 3.78 \times 10^{-3} V^2$	$\sigma_y = 4.83 \times 10^{-3} V^2$	$\sigma_y = 8.62 \times 10^{-3} V^2$
ね じ れ (rad)	最小 2 乗法	$\sigma_\phi = 1.83 \times 10^{-7} V^{1.99}$ $r = 0.90$	$\sigma_\phi = 4.22 \times 10^{-7} V^{1.81}$ $r = 0.73$	$\sigma_\phi = 2.06 \times 10^{-6} V^{1.07}$ $r = 0.39$	$\sigma_\phi = 1.15 \times 10^{-6} V^{1.46}$ $r = 0.36$	$\sigma_\phi = 9.96 \times 10^{-7} V^{1.51}$ $r = 0.76$
	$\sigma_\phi \propto V^2$	$\sigma_\phi = 1.78 \times 10^{-7} V^2$	$\sigma_\phi = 2.84 \times 10^{-7} V^2$	$\sigma_\phi = 3.24 \times 10^{-7} V^2$	$\sigma_\phi = 4.27 \times 10^{-7} V^2$	$\sigma_\phi = 8.28 \times 10^{-7} V^2$

ここに α ; 水平傾角
 V ; 橋軸直角方向水平成分の平均風速 (m/s)
 r ; σ_y と V あるいは σ_ϕ と V の対数に関する相関係数

これらの結果より明らかとなった末広大橋のガスト応答特性は以下のとおりである。

- a. 相関係数の小さな乱れ強さが 0.25~0.35 のものを除けば、ガスト応答の変位の標準偏差は、橋軸直角方向水平成分の平均風速の 1.5 乗~ 2.0 乗に比例する。
- b. 風速のべき指数を 2 に固定すれば、ガスト応答と風速を関係づける係数は、橋軸直角方向水平成分の風速の乱れ強さの増加に伴い、増加する。
- c. 鉛直たわみモードのガスト応答とねじれモードのそれを：橋桁端部の鉛直変位について 比較すると、およそ 10 倍ほど鉛直たわみモードの方が大きい。

6-3-7 今後の課題

ガスト応答推定方法確立のために今後残された課題は以下のとおりである。

- a. 今回得られた関係式をもとに、ガスト応答推定計算プログラムにおけるパラメータを適切に設定すること。
- b. より高風速におけるガスト応答特性を把握すること。具体的な手法としては、実橋観測により高風速時のデータ蓄積につとめること、あるいは自然風を相似させた気流中で 3 次元模型により風洞実験を実施し、低風速時のガスト応答特性と高風速時のそれとを比較すること、などが考えられる。

6-3-8 ま と め

今回の調査より明らかとなった事項は以下のとおりである。

- (1) 自然風の乱れに起因する長大橋梁の不規則振動特性を把握するために、実際に建設された長大斜張橋において観測されたデータについて再整理を実施した。
- (2) 自然風データとしては、平均風速が最大 18.5m/s までのものが得られ、乱れの強さは 0.15~0.35 の間に、平均迎角は 0° 付近にデータが集中していた。
- (3) 中央径間 $\frac{1}{2}$ 点における橋桁の振動変位標準偏差と、橋軸直角方向水平成分の平均風速との関係式を求めた。これによれば、ガスト応答は平均風速の 1.5~2 乗に比例し、乱れ強さの増大とともにその値が大きくなること。また相対的に鉛直たわみモードのガスト応答の方がねじれモードのそれより大きいこと、などが明らかとなった。
- (4) ガスト応答推定方法を確立するためには、数値計算プログラムのパラメータ設定、三次元模型による風洞実験、および高風速時の観測データの収集、などの調査をさらに実施する必要がある。

ある。

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 816 号、1973.3
- 2) 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 1393 号、1978.3
- 3) 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、1975.3
- 4) 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 1088 号、1976.3
- 5) 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 1456 号、1978.12
- 6) 保田、藤井、植田；トラス補剛吊橋の耐風安定化の一対策、土木学会第 33 回年次学術講演会講演概要集第 1 部
- 7) 多田、田村、植田；鋼床版合成した補剛トラスを有する吊橋の耐風性（その 1）、土木学会第 30 回年次学術講演会講演概要集第 1 部
- 8) 榎波、北川；鋼床版合成トラス吊橋に発生するフラッターと圧力分布、土木学会第 32 回年次学術講演会講演概要集第 1 部
- 9) 秋山、樋上；翼形床版による吊橋の耐風安定化、土木学会第 32 回年次学術講演会講演概要集第 1 部
- 10) 建設省土木研究所構造研究室；末広大橋耐風性調査報告書、土木研究所資料第 799 号、1973.3
- 11) 建設省土木研究所構造研究室；末広大橋長期観測データの解析報告書、土木研究所資料第 1215 号、1977.3
- 12) 建設省土木研究所構造研究室；耐風調査報告書（Ⅷ－1979）、土木研究所資料第 1561 号、1980.3

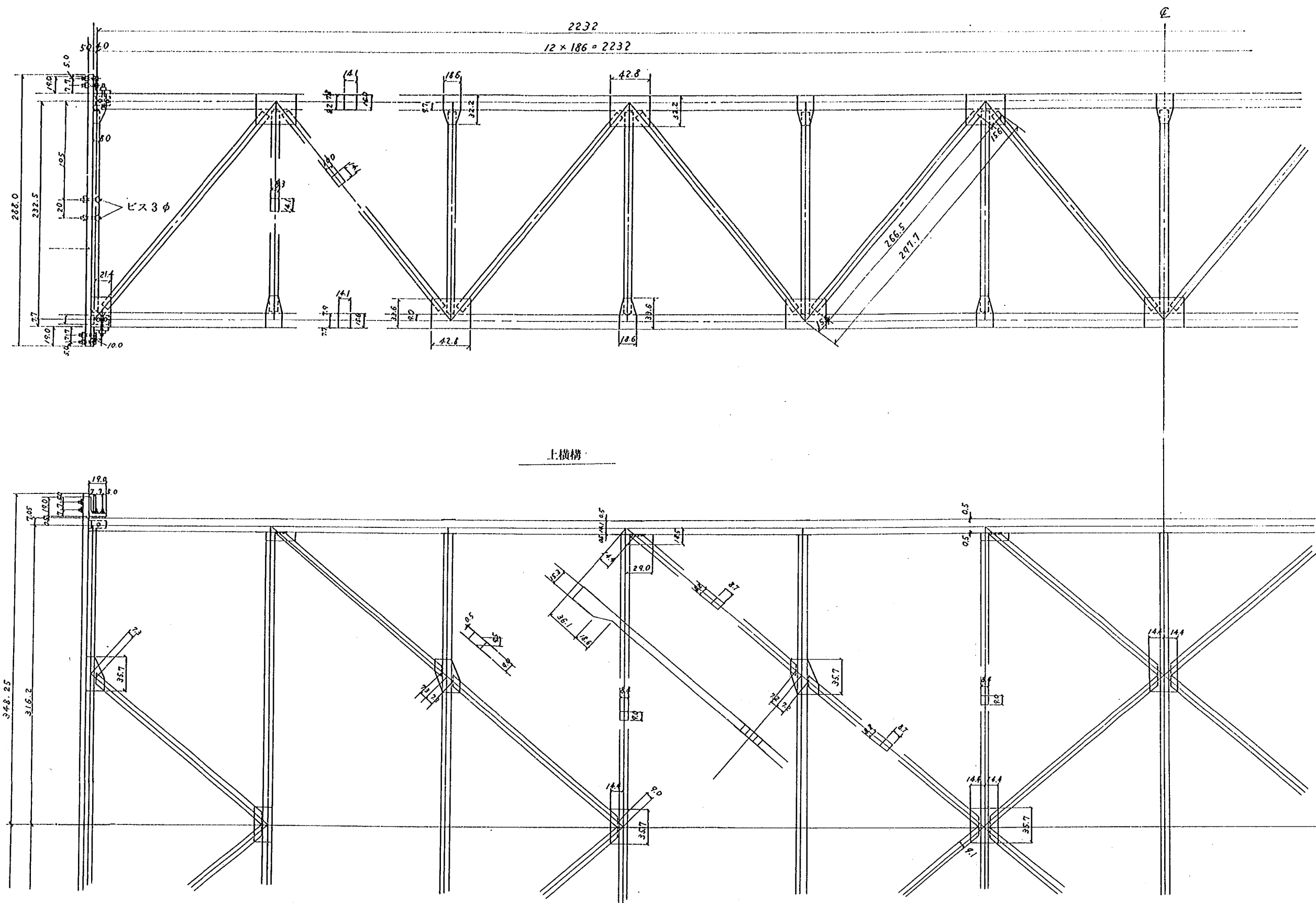
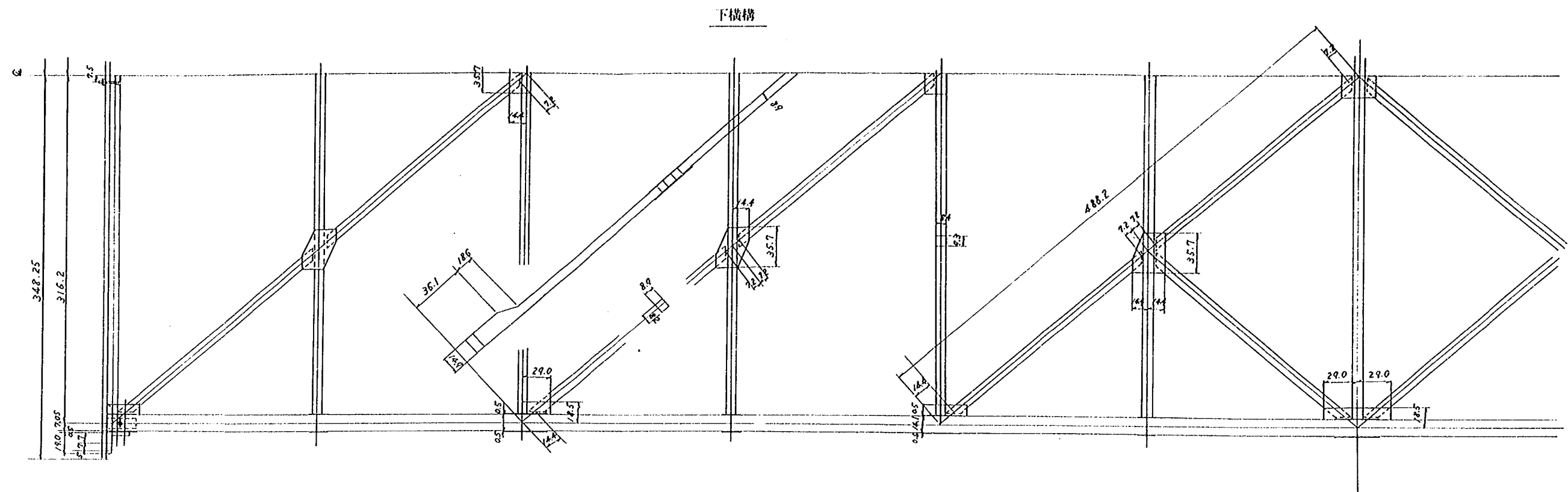
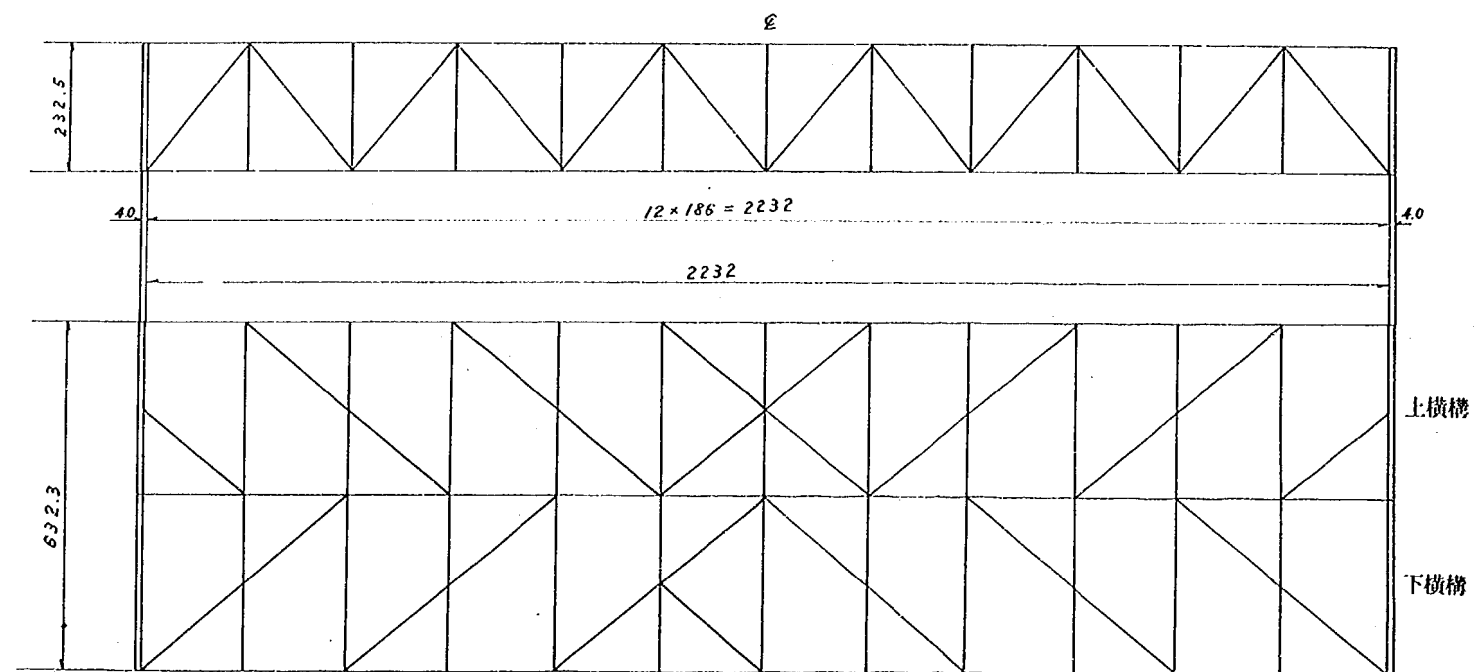


図6-2-1(1) 大鳴門橋補剛トラス模型図

図名	大鳴門橋 (その1)	製図年月	54.9
縮尺	1/3	作成者	神 岸



一般図 S = 1/10



図名	大鳴門橋 (その2)	製図年月	54.9
縮尺	1/3	作成者	神 岸

図 6 - 2 - 1 (2) 大鳴門橋補剛トラス模型図

主横トラスおよび床組寸法図

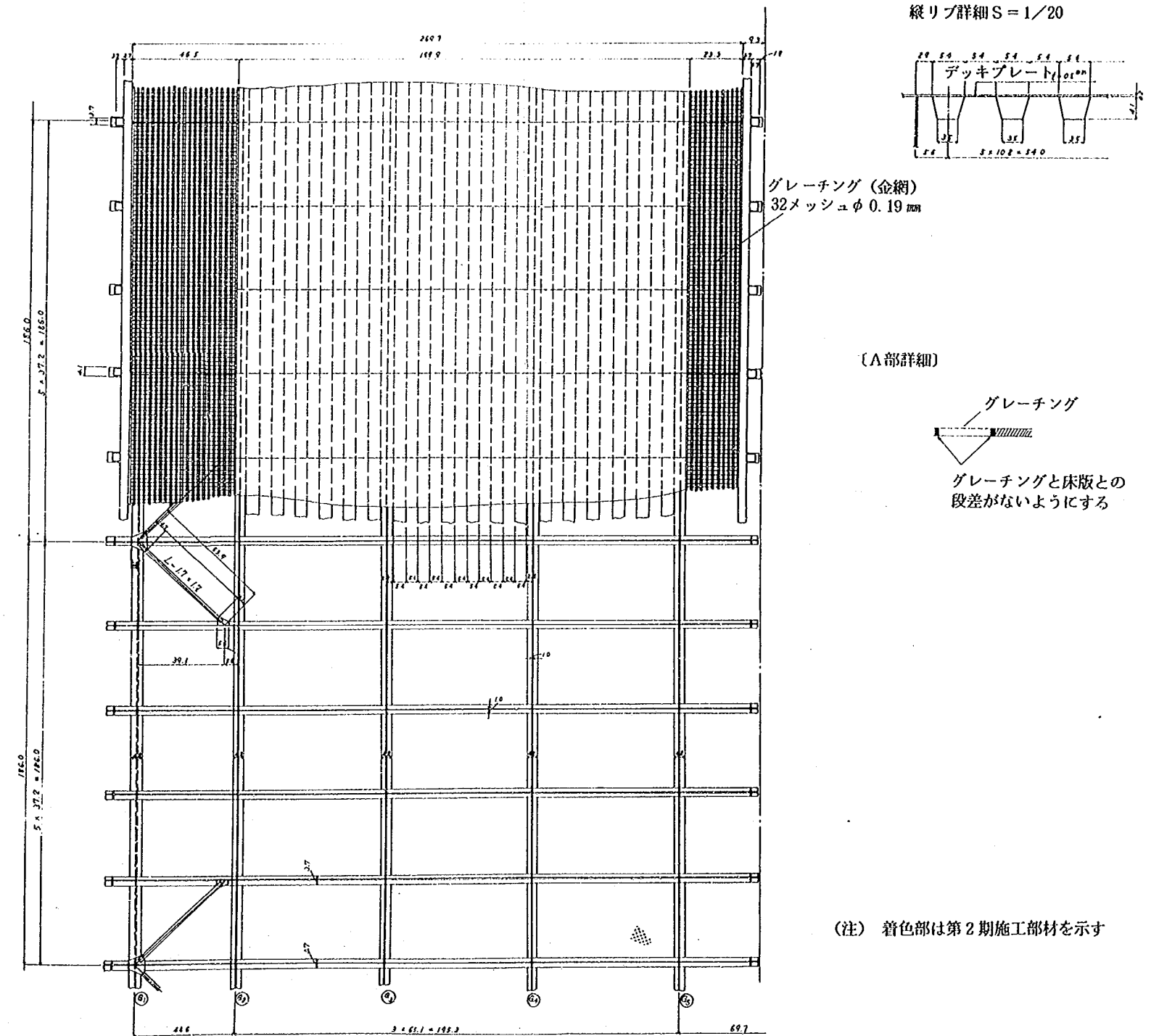
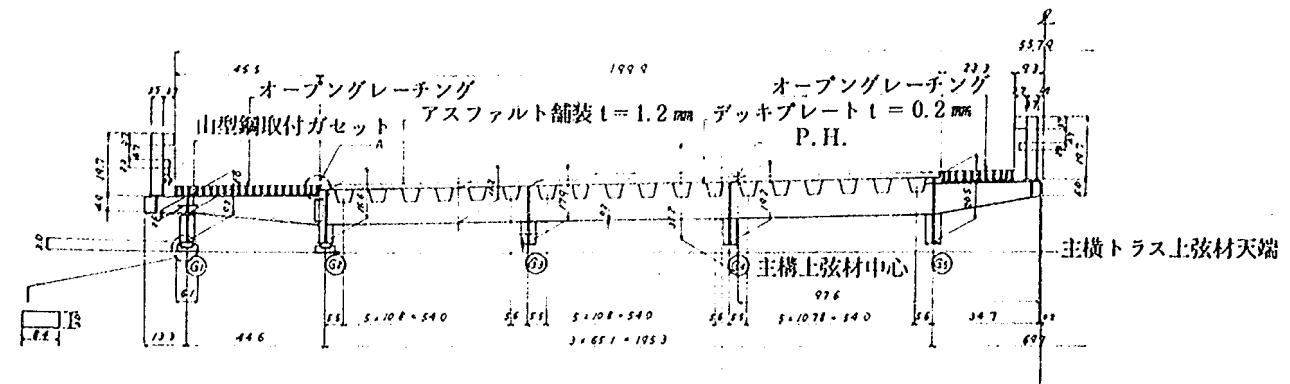
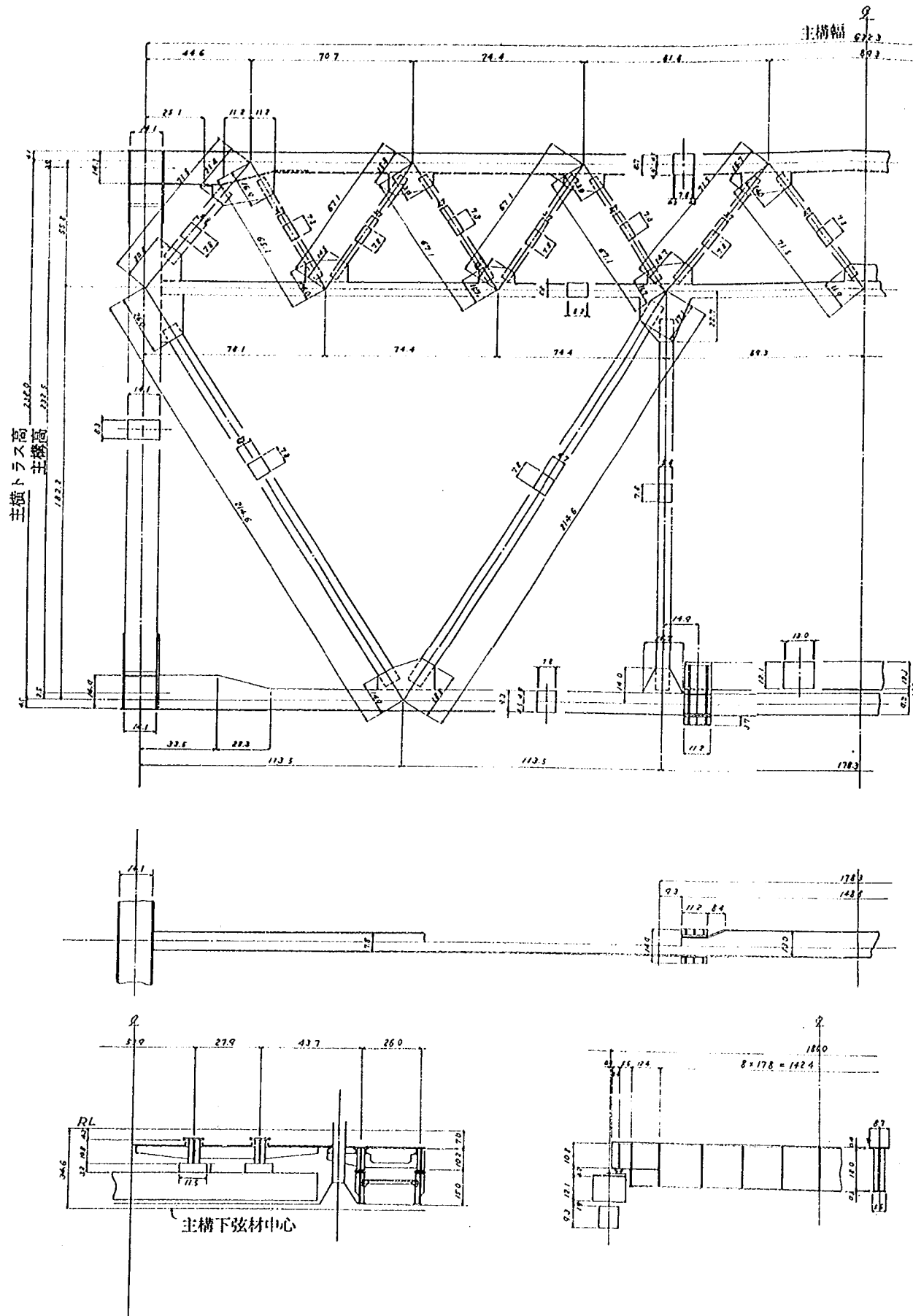


図6-2-1(3) 大鳴門橋補剛トラス模型図

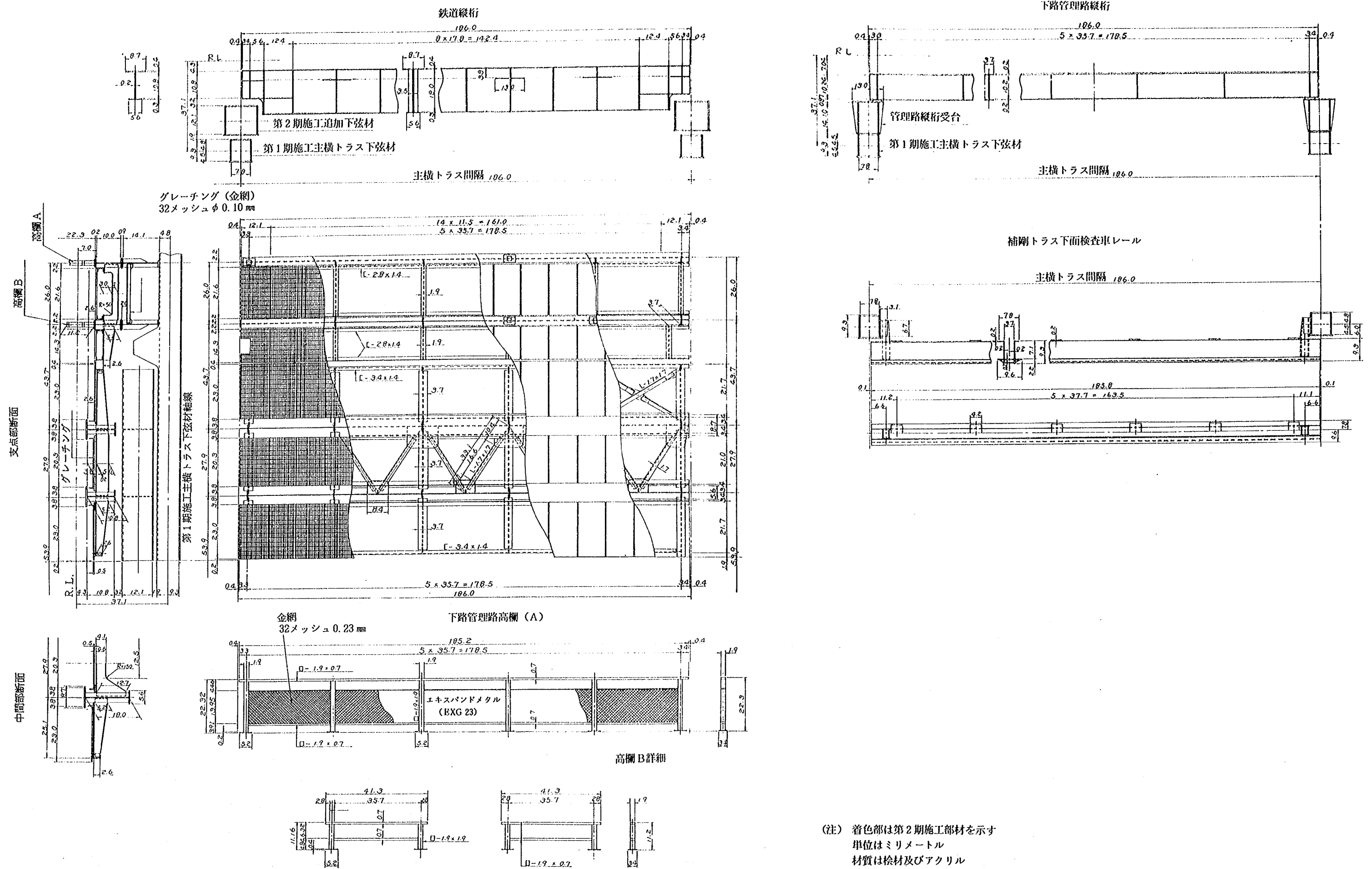


図6-2-1(4) 大鳴門橋補剛トラス模型図

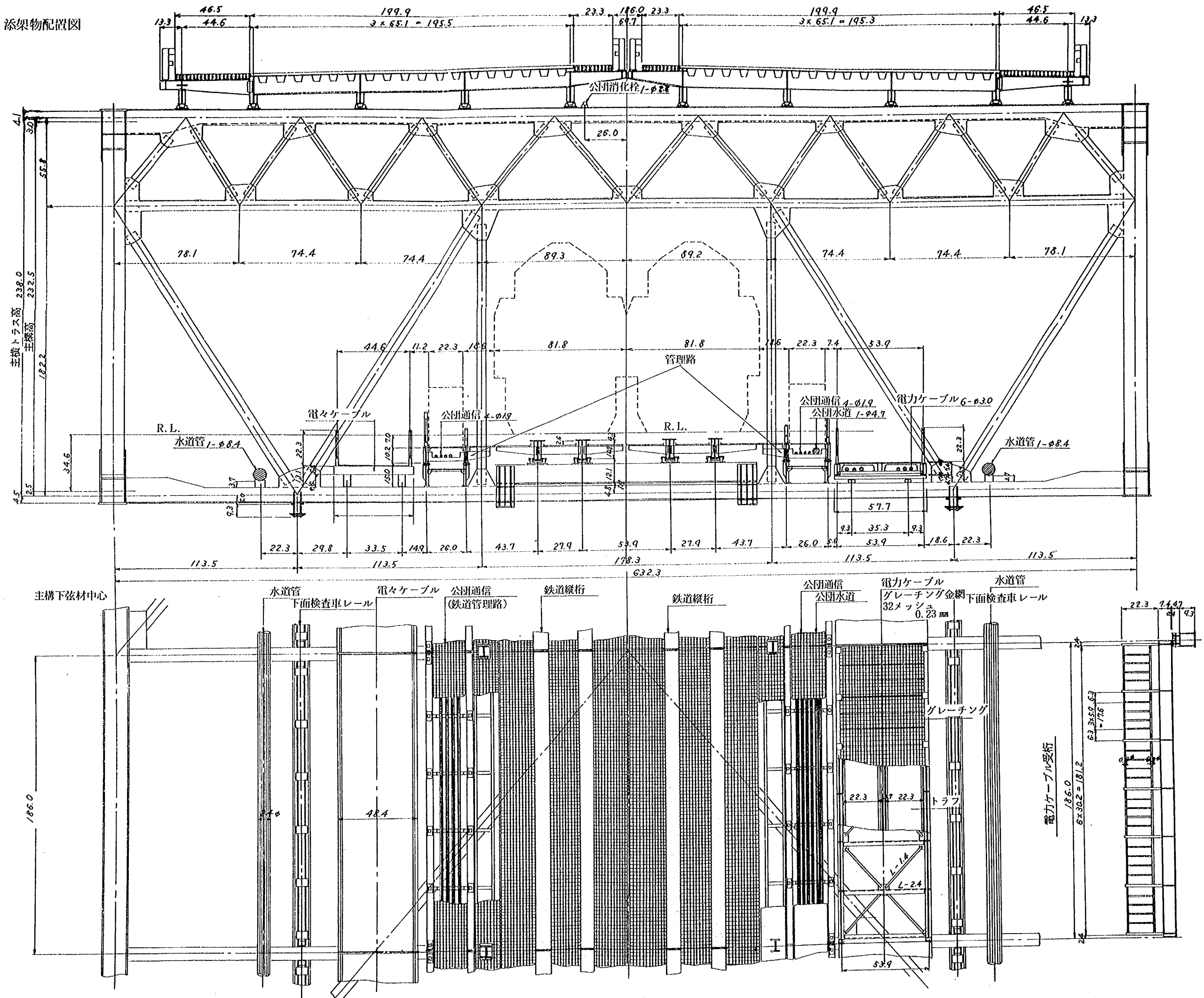


図6-2-1(5) 大鳴門橋補剛トラス模型図

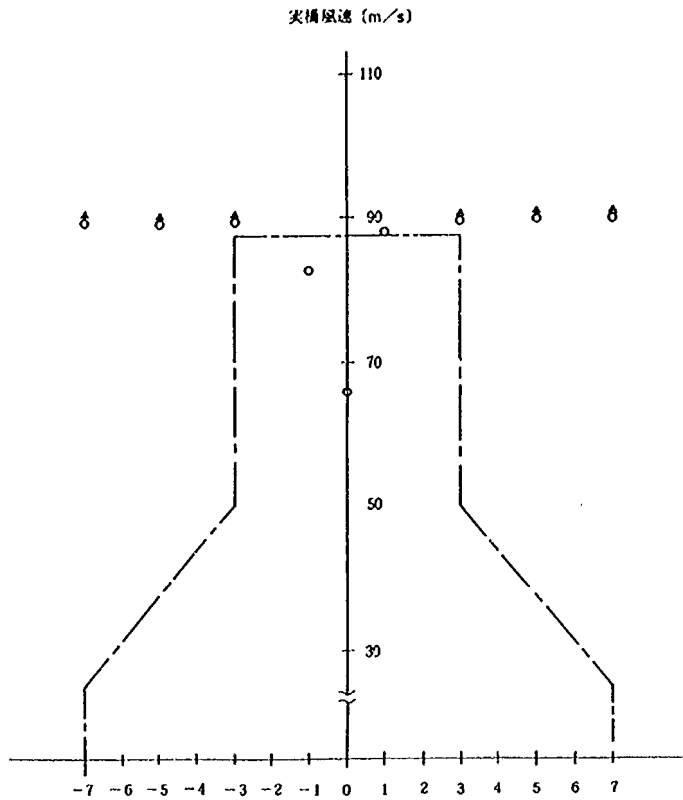


図 6 - 2 - 2 大鳴門橋最終設計案 発振風速—迎角

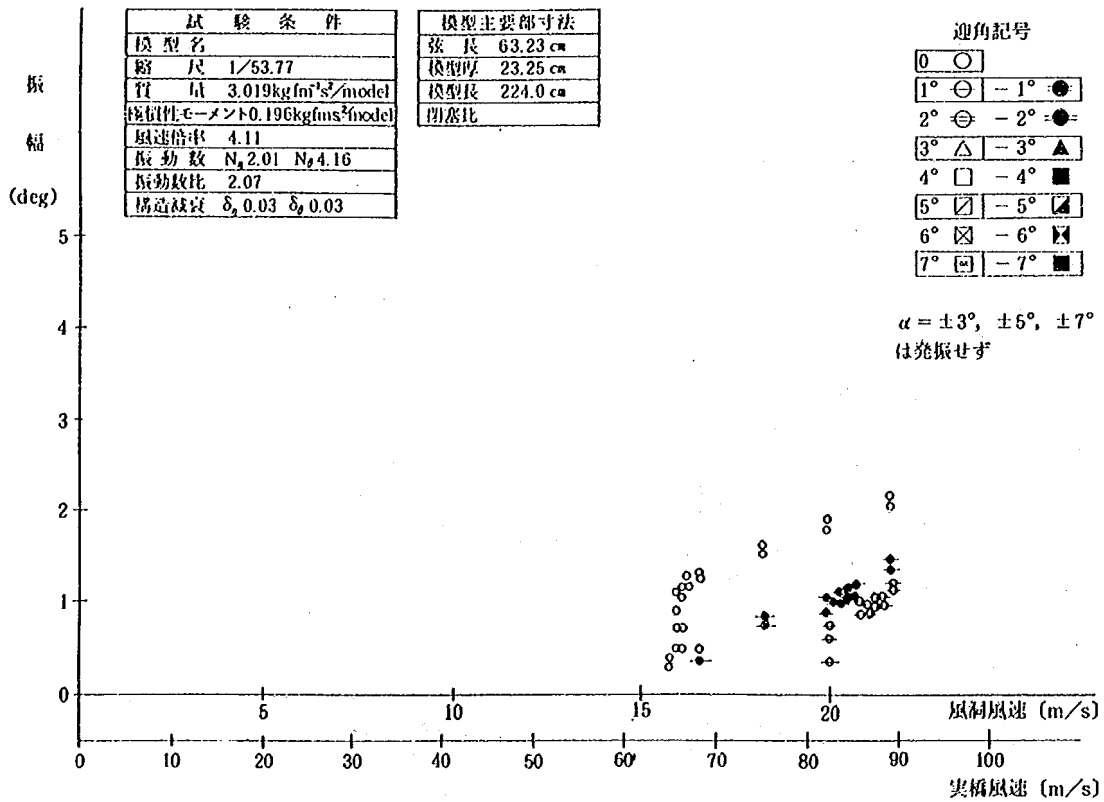


図 6 - 2 - 3 大鳴門橋最終設計案 振幅—風速

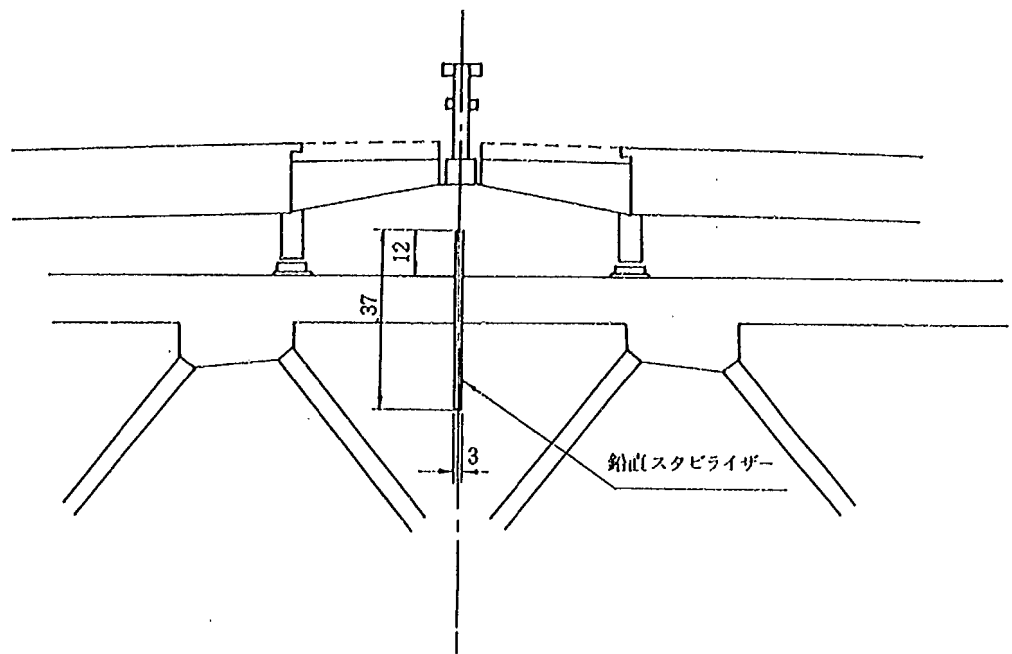


図 6 - 2 - 4 鉛直スタビライザー模型図

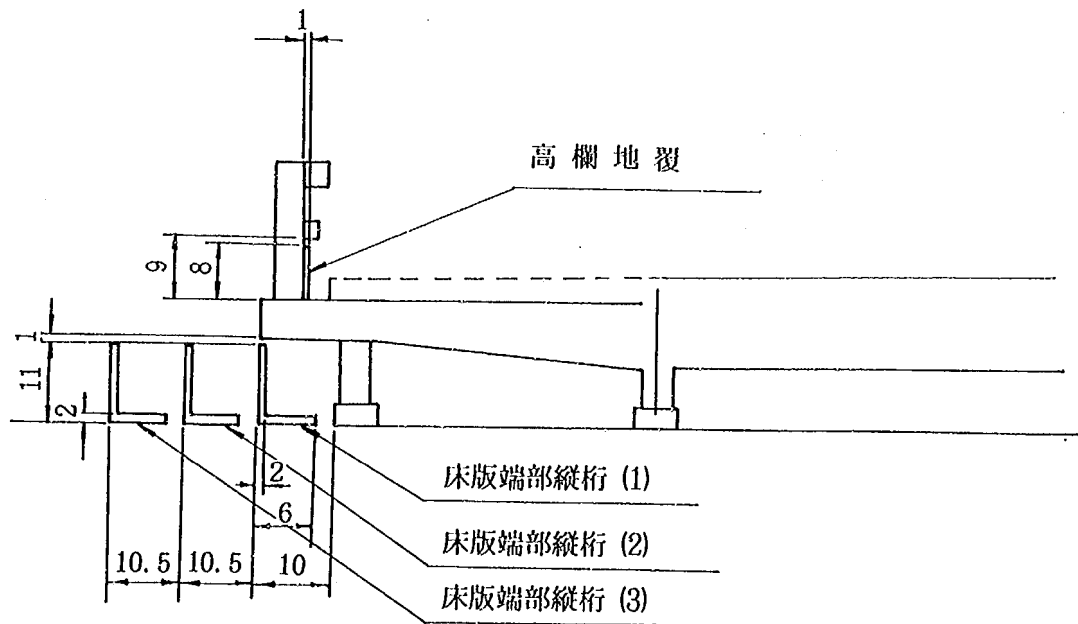


図 6 - 2 - 5 高欄地覆および床版端部縦桁模型図

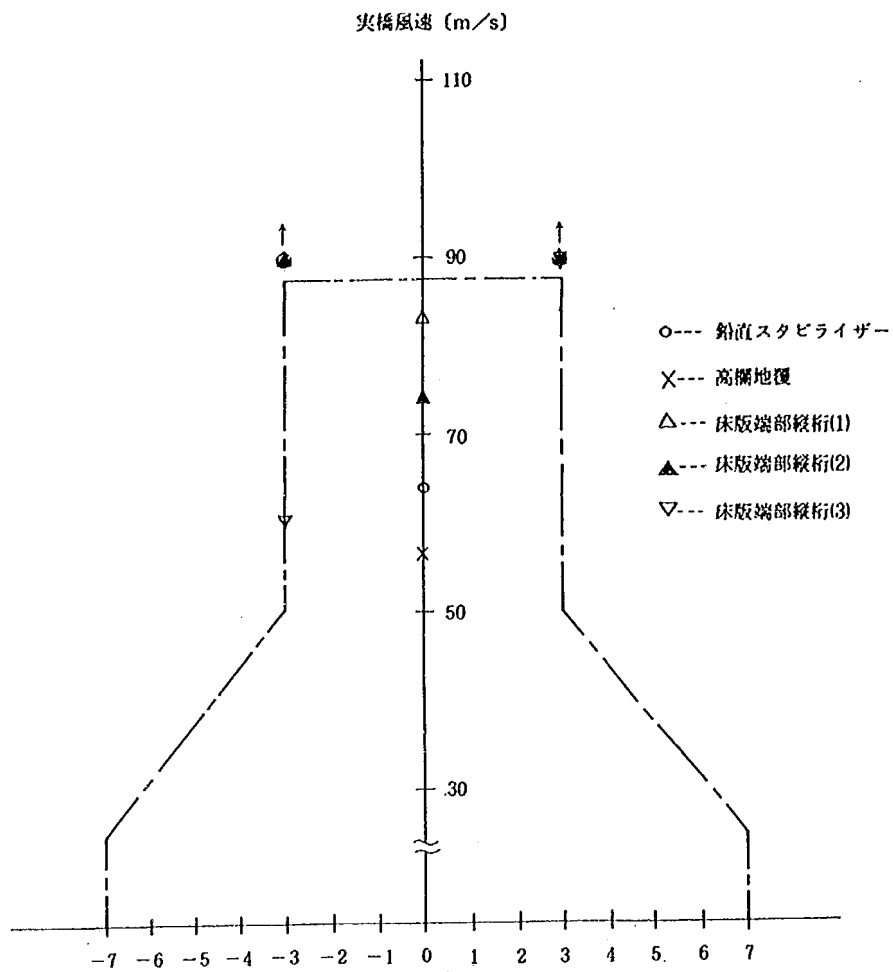


図6-2-6 大鳴門橋最終設計案変更断面 発振風速-迎角

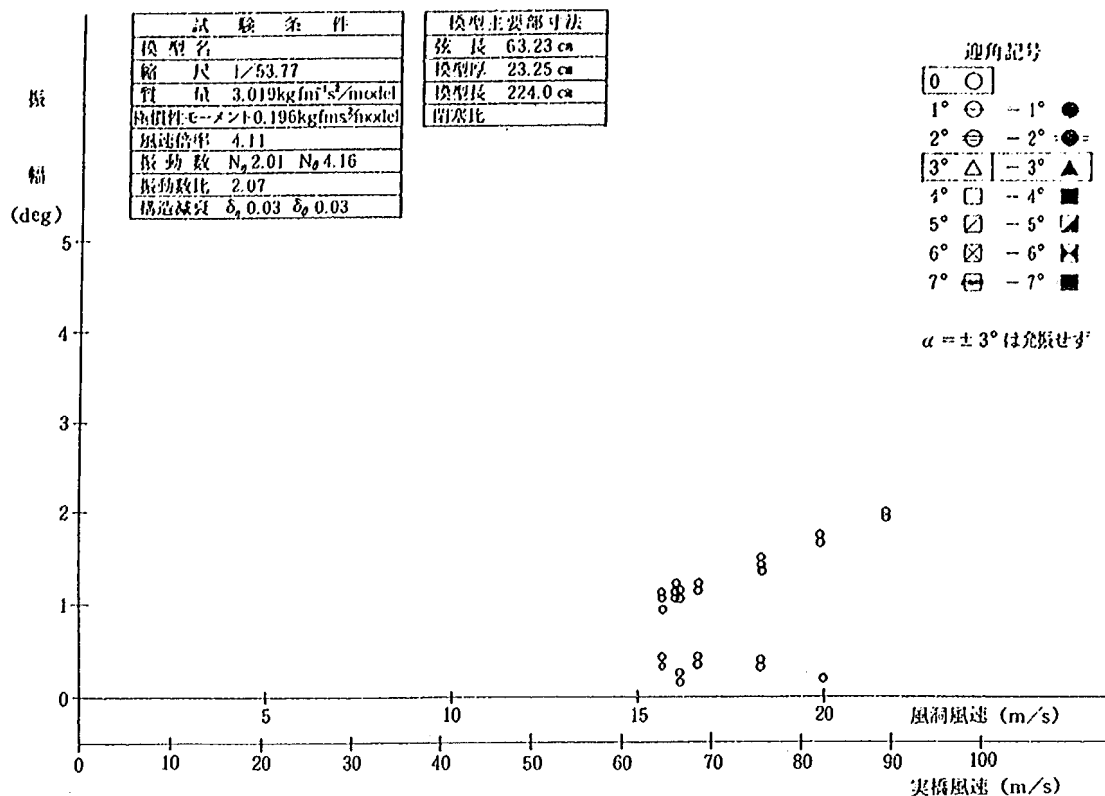


図 6 - 2 - 7 (1) 大鳴門橋最終設計案変更断図 振幅-風速 (鉛直スタビライザー)

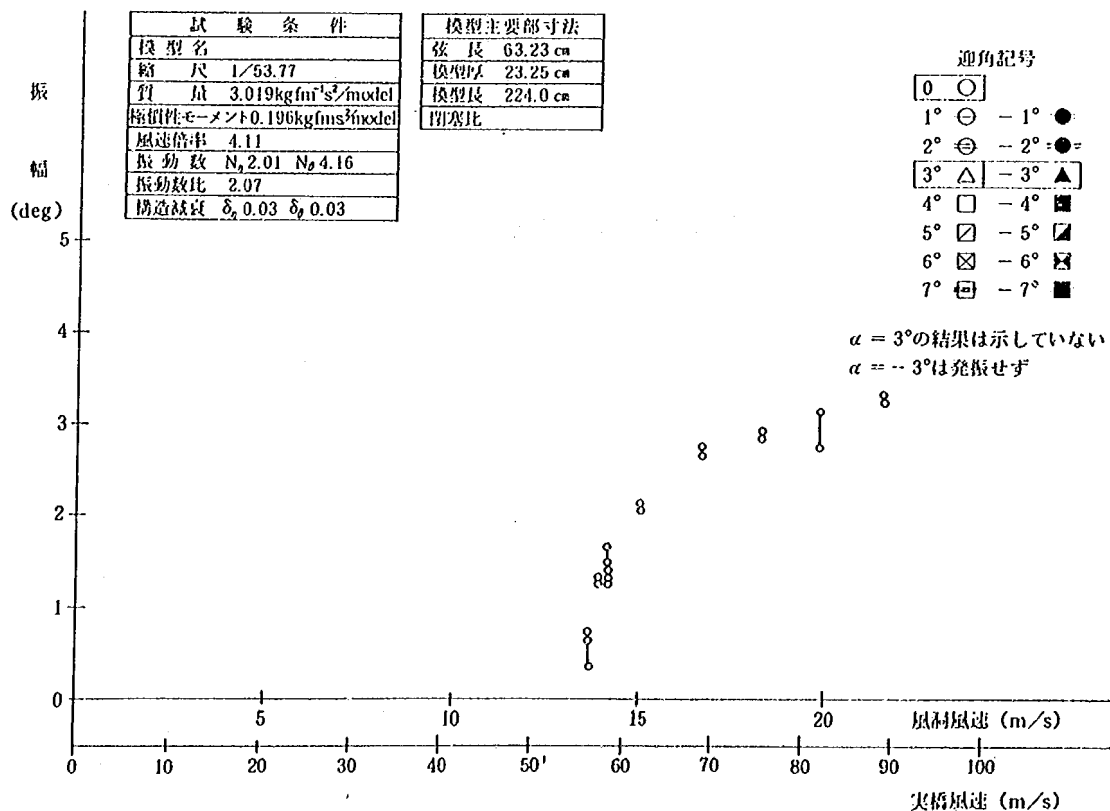


図 6 - 2 - 7 (2) 大鳴門橋最終設計案変更断図 振幅-風速 (高欄地覆)

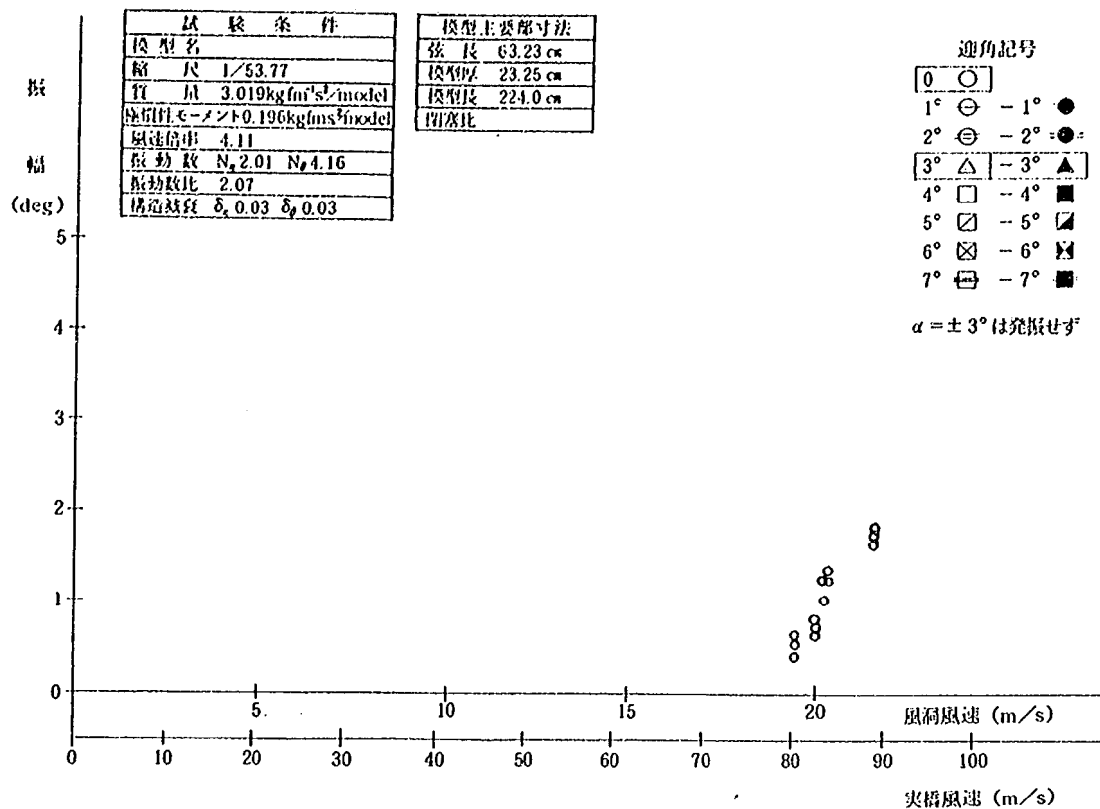


図 6 - 2 - 7 (3) 大鳴門橋最終設計案変更断面 振幅 - 風速 (床版端部縦桁(1))

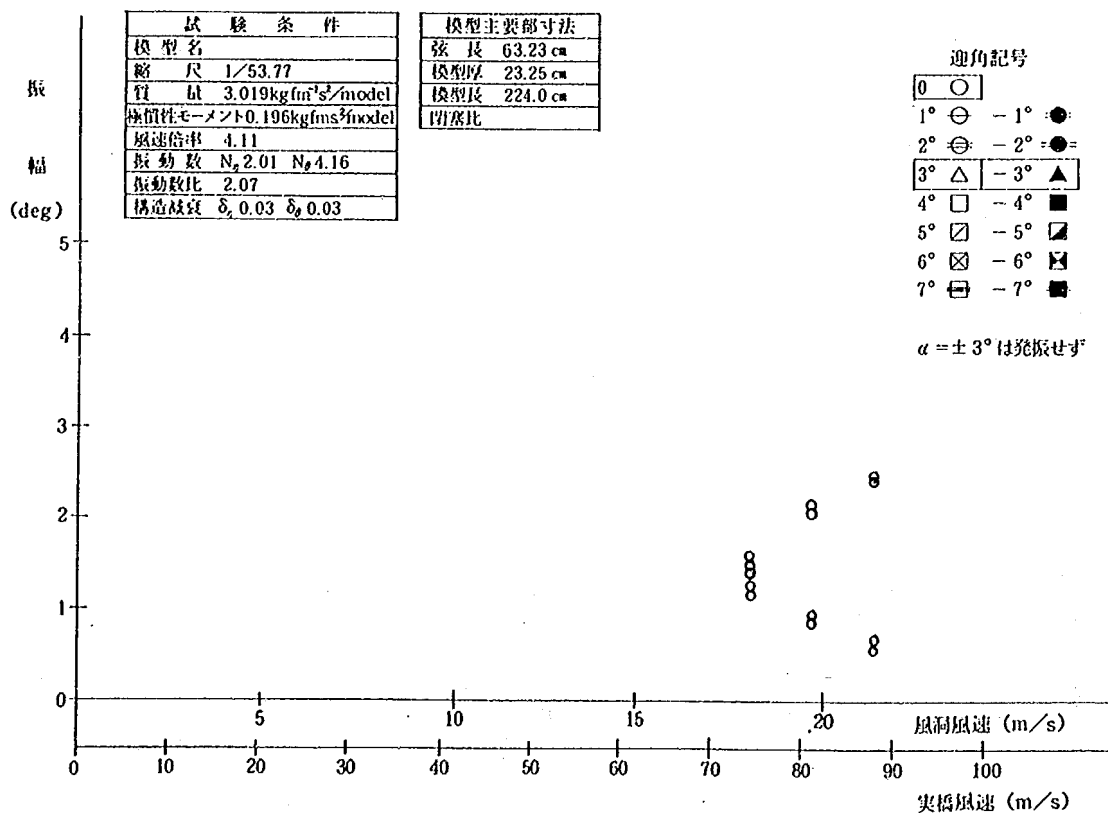


図 6 - 2 - 7 (4) 大鳴門橋最終設計案変更断面 振幅 - 風速 (床版端部縦桁(2))

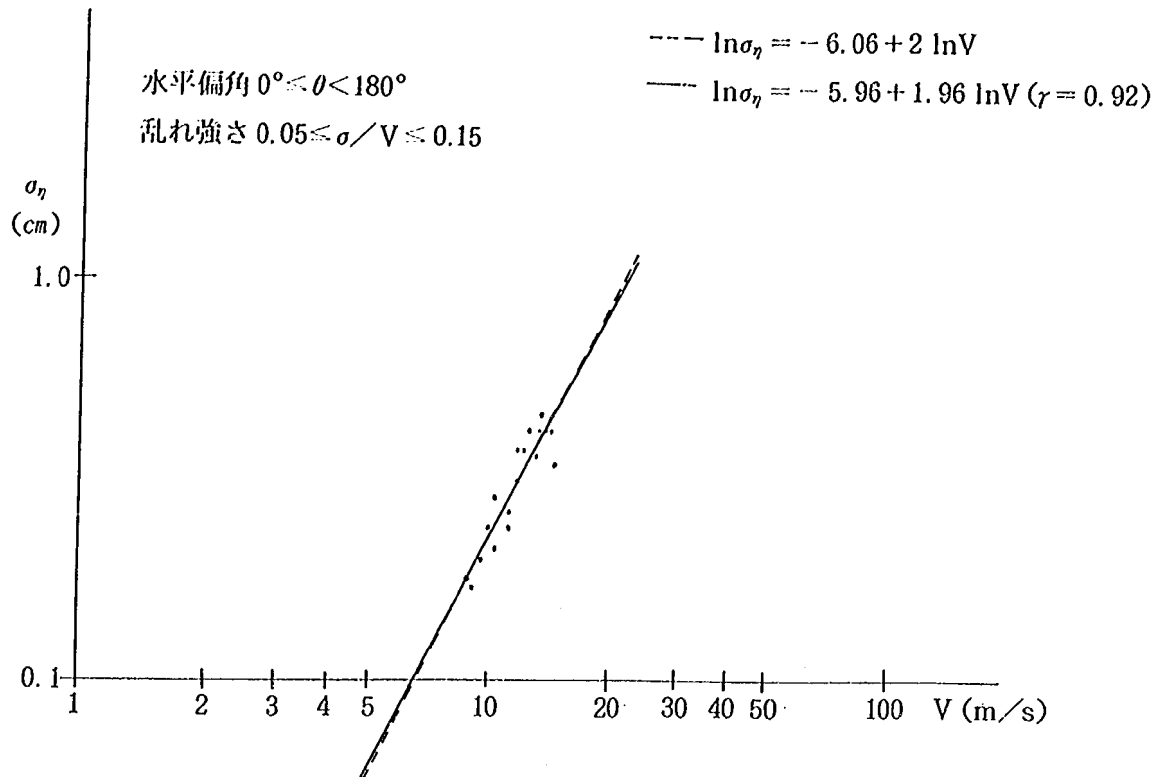


図 6 - 3 - 1 末広大橋のガスト応答特性 (鉛直たわみ)

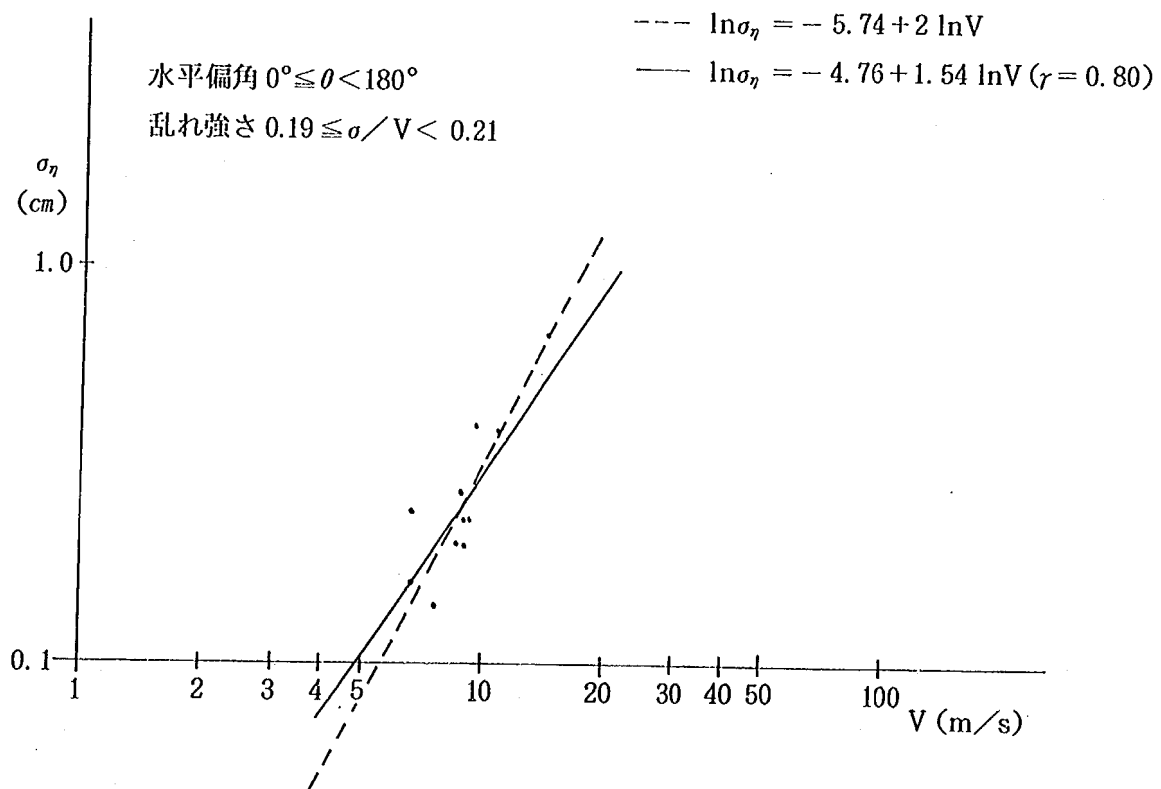


図 6 - 3 - 2 末広大橋のガスト応答特性 (鉛直たわみ)

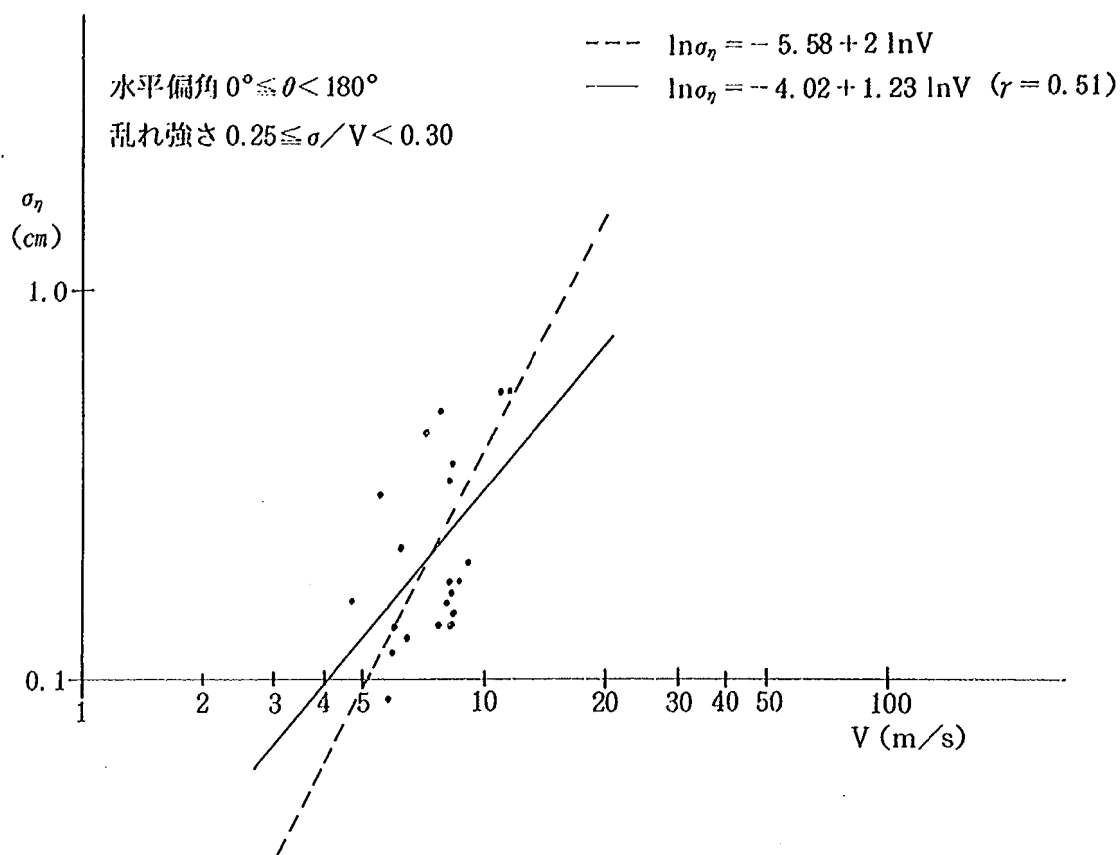


図 6 - 3 - 3 末広大橋のガスト応答特性 (鉛直たわみ)

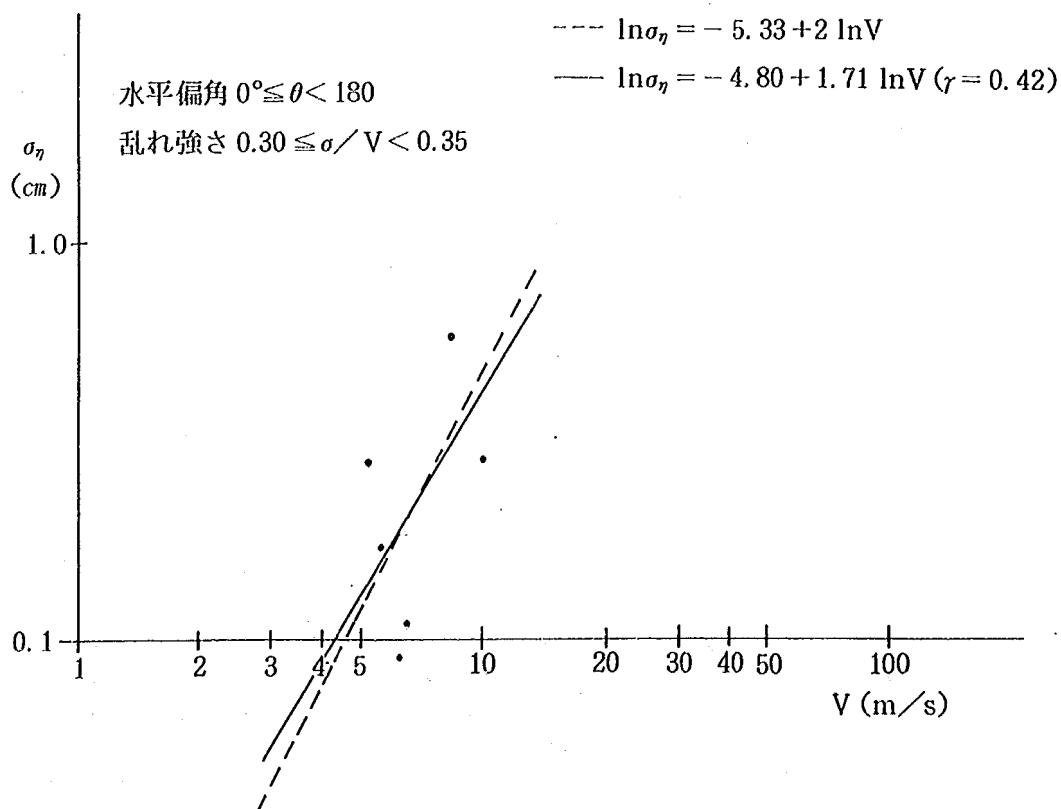


図 6 - 3 - 4 末広大橋のガスト応答特性 (鉛直たわみ)

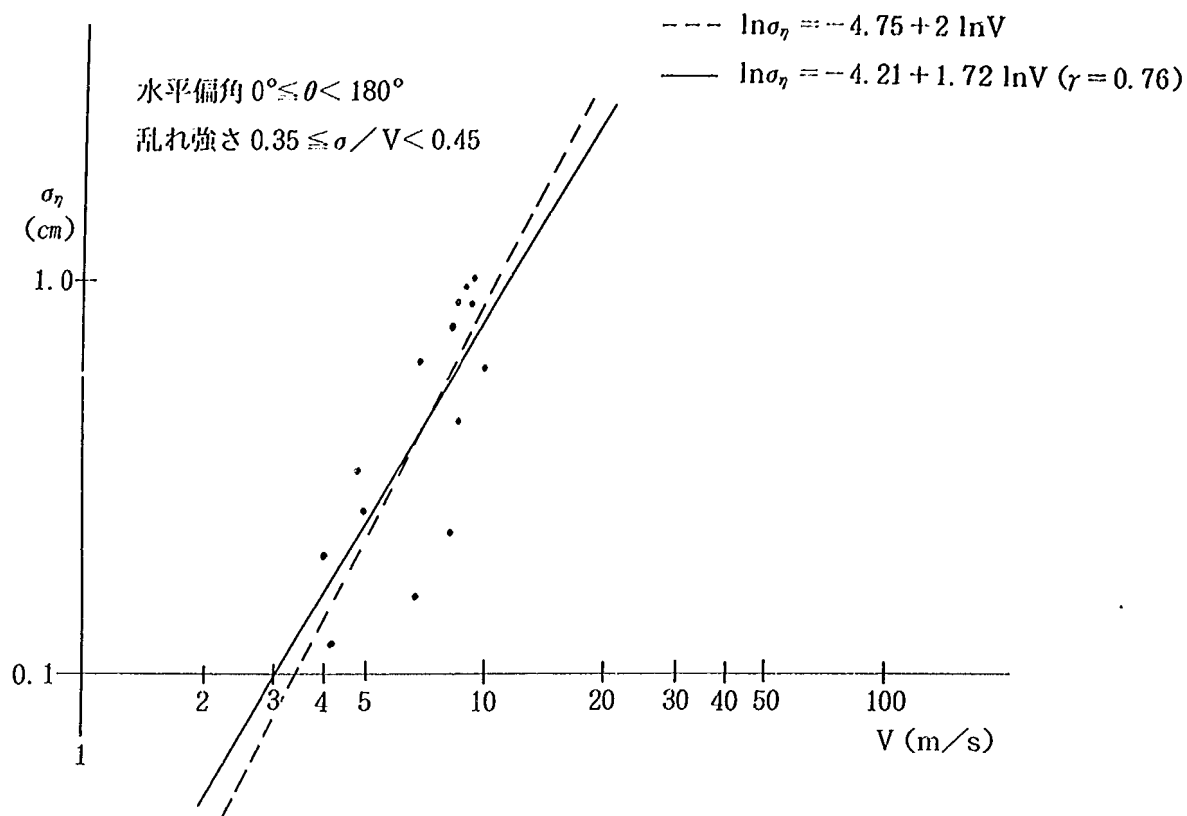


図 6 - 3 - 5 末広大橋のガスト応答特性 (鉛直たわみ)

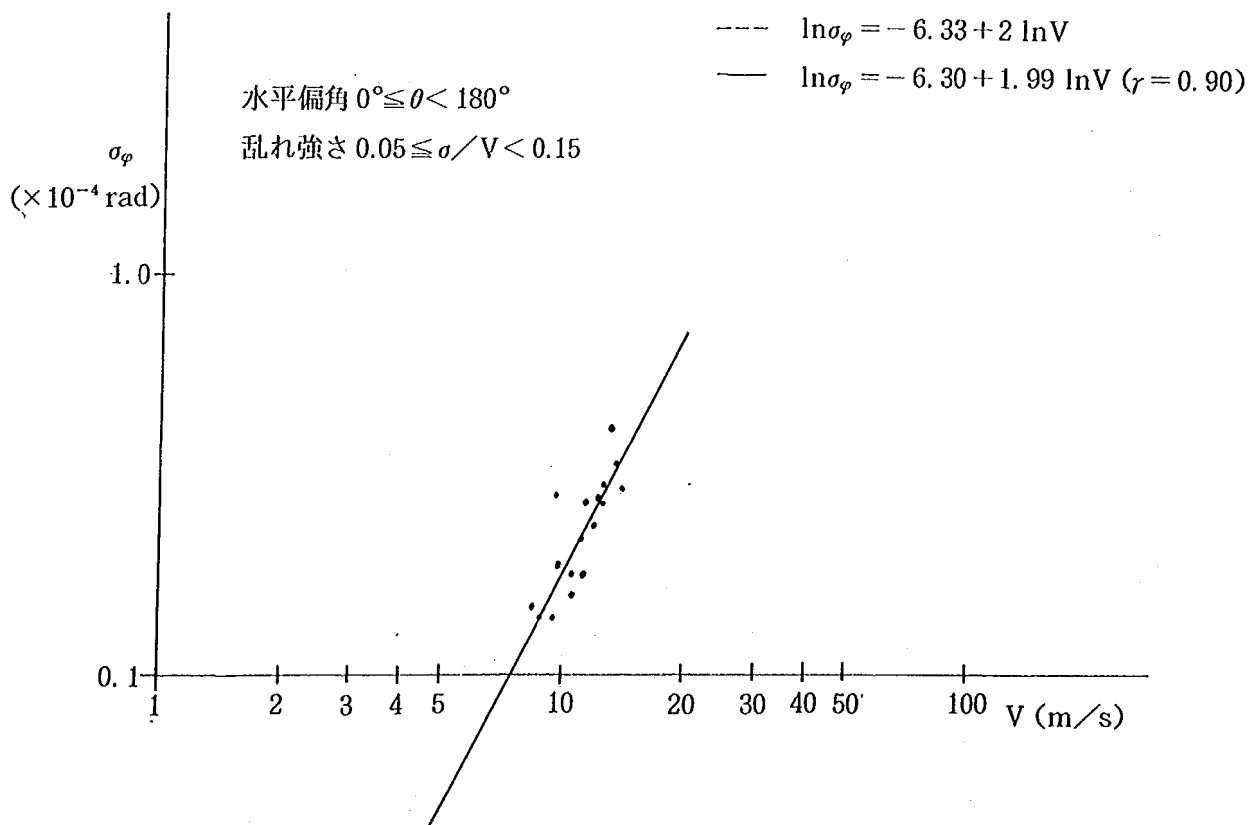


図 6 - 3 - 6 末広大橋のガスト応答特性 (ねじれ)

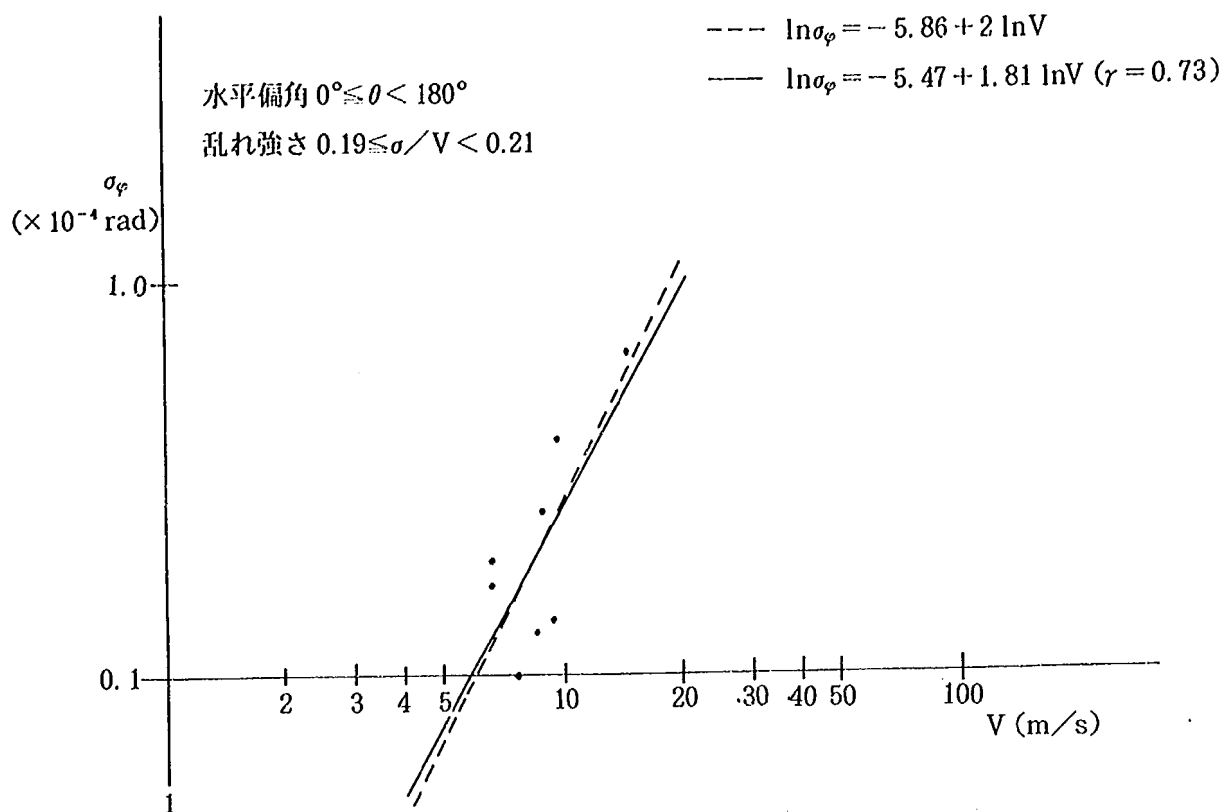


図 6 - 3 - 7 末広大橋のガスト応答特性 (ねじれ)

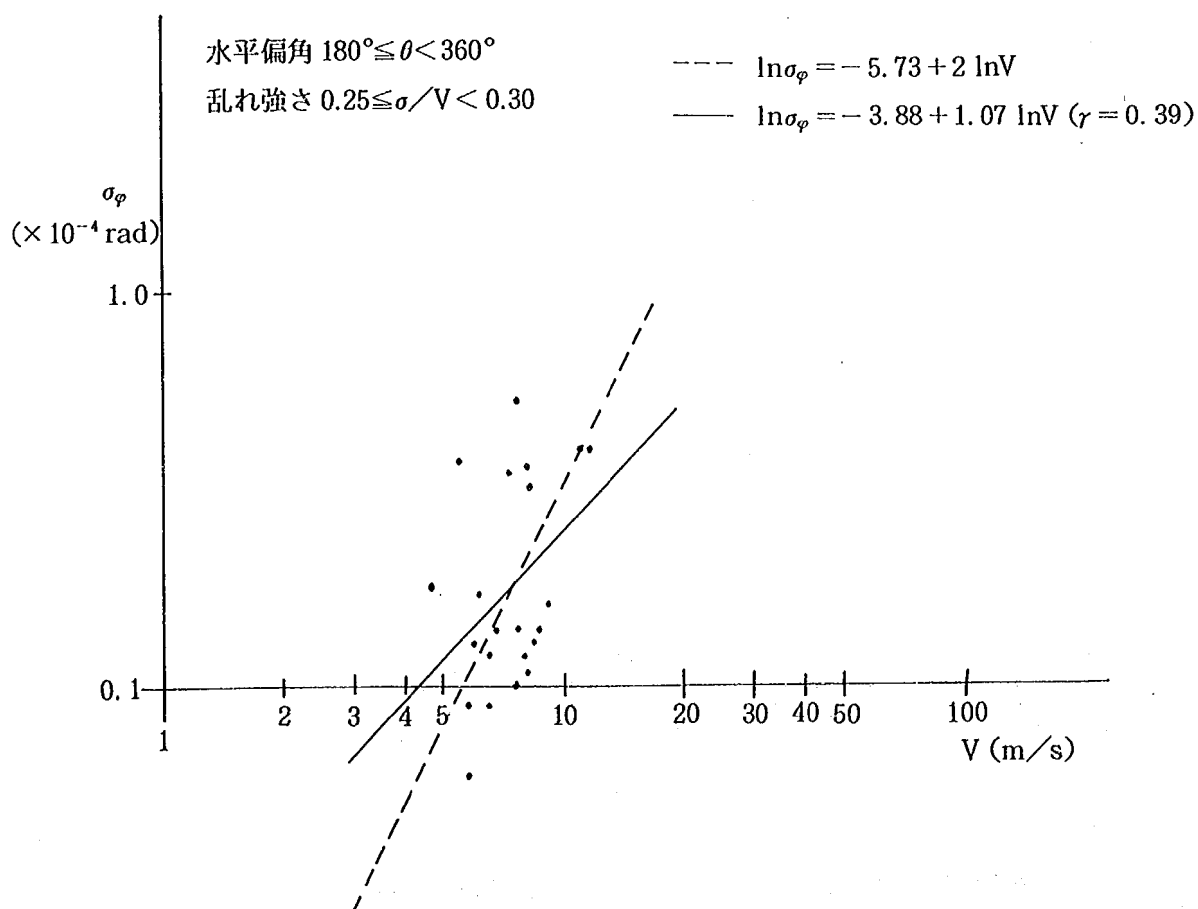


図 6 - 3 - 8 末広大橋のガスト応答特性 (ねじれ)

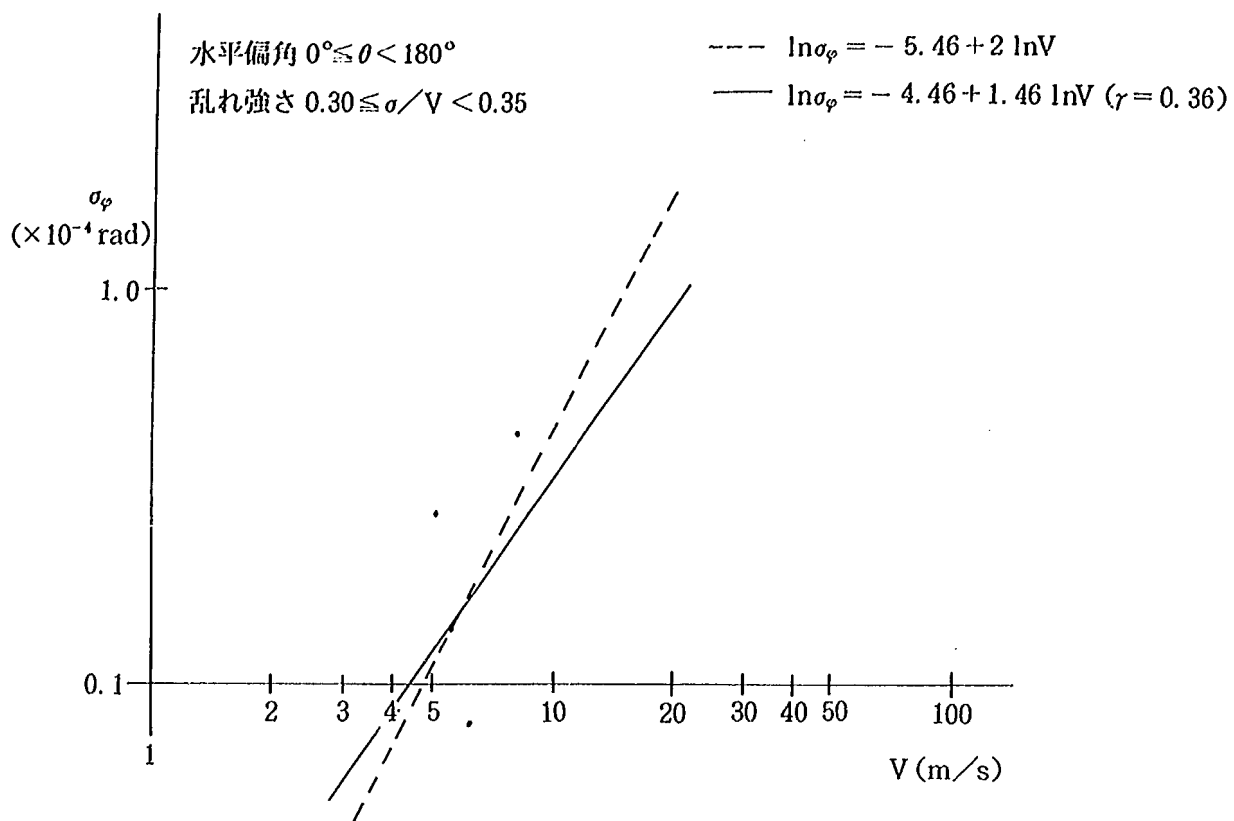


図6-3-9 末広大橋のガスト応答特性 (ねじれ)

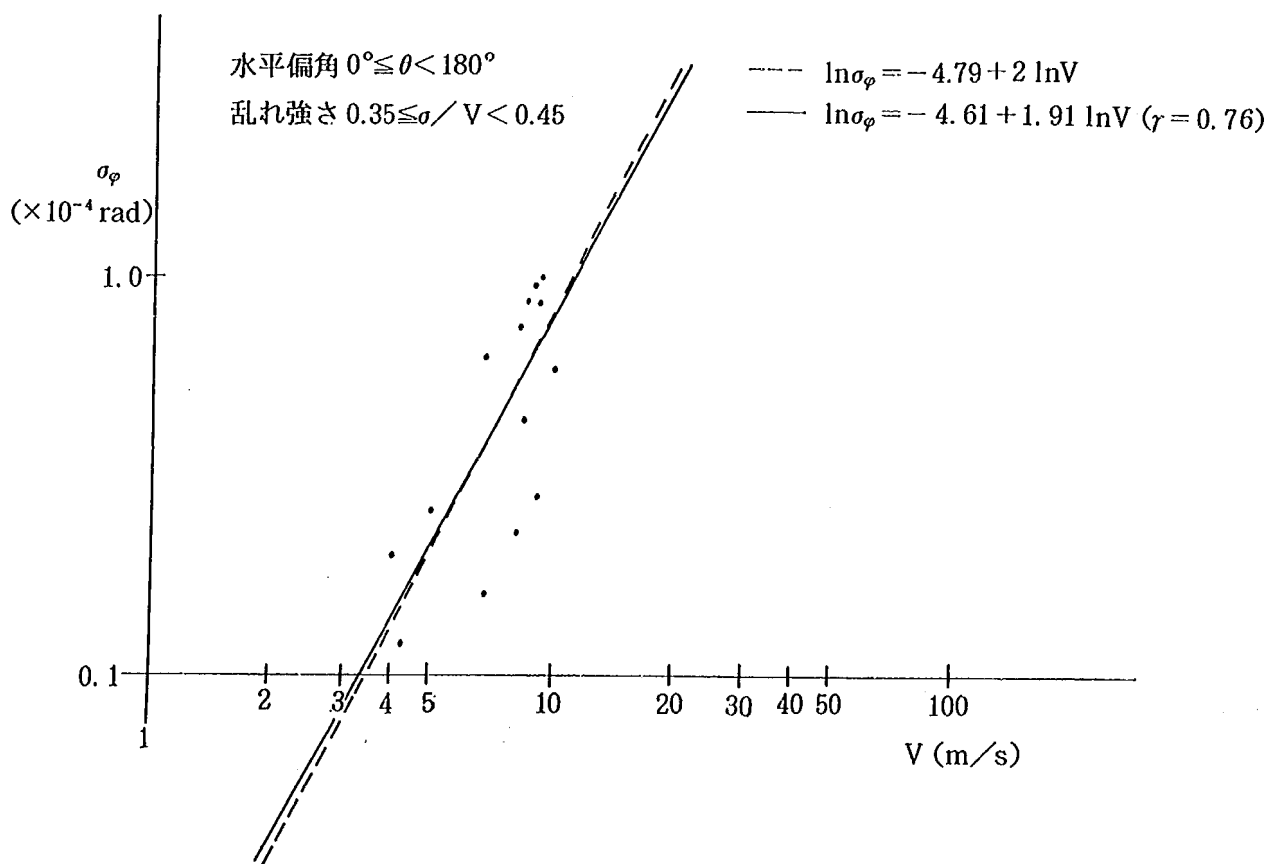


図6-3-10 末広大橋のガスト応答特性 (ねじれ)

第7章 鋼床版構造に関する調査試験

橋梁研究室 佐 伯 杉 一
西 川 和 廣
滝 沢 晃

7-1 ま え が き

本州四国連絡橋の長大橋では、死荷重を軽減するために鋼床版が多く用いられる計画になっており、その耐久性や疲労強度についての検討を49年度から引き続いて行っている。昨年度までの長浦試験橋を用いた実験や解析の結果により、活荷重によって鋼床版に生ずる応力振幅の大きさや頻度に関する問題については、ほぼ明らかにすることができた。本年度はトラフ形縦リブの疲労上の弱点となることが予想される現場溶接継手に注目し、疲労に対し有利な継手の設計細目を見出すため、小型試験体による疲労試験と有限要素法による解析を行って基礎的な資料を得た。

本四公団の現在の基準（鋼床版現場溶接施工基準案、昭和54年7月）によれば、縦リブの現場溶接継手は鋼製裏当て金を用いた突き合わせ溶接によることとし、その開先形状等の設計細目あるいは許容誤差等については、設計者の実績や施工試験によって選ばれることになっている。

今回の調査では継手の設計細目のうち疲労強度に大きな影響を及ぼすものを選び出し、最適な条件を見出すために今後必要となる検討項目を抽出することを目的としている。

7-2 試 験 概 要

7-2-1 試 験 体

(1) 試験体の形状

裏当て金を用いたトラフリブ現場溶接継手の代表的な開先形状を図7-2-1に示す。図に見る

ように開先形状はまちまちであり、統一された形状を持たないのが現状である。

今回の実験では、開先形状が疲労強度に及ぼす要因についての基礎的な資料を得ることを目的としているので複雑な形状を避け、図7-2-2に示すような形状、すなわち片側をベベル角 35° としもう一方を 0° としてこの間の差についてだけ見ることにした。

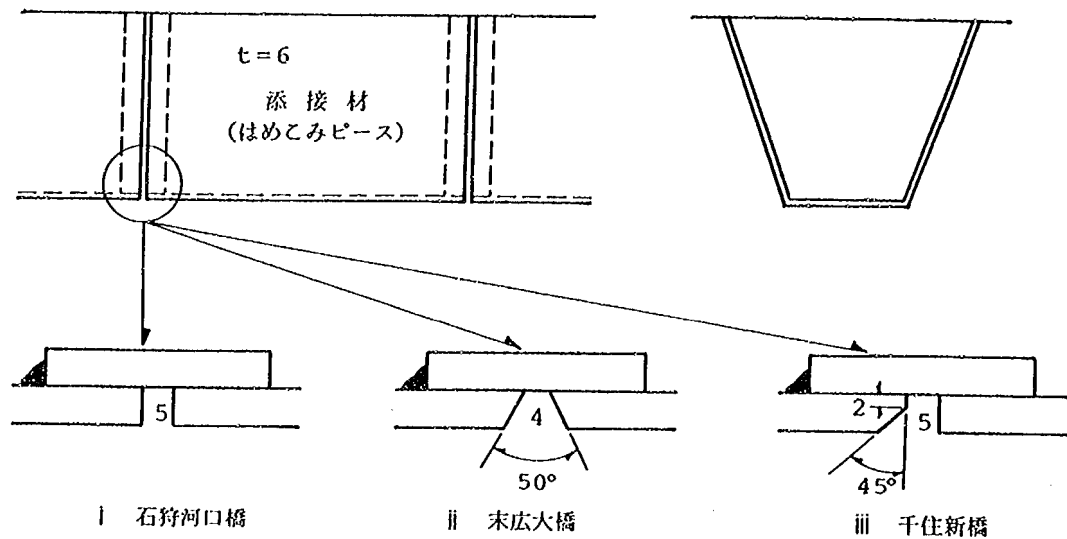


図7-2-1 代表的な開先形状

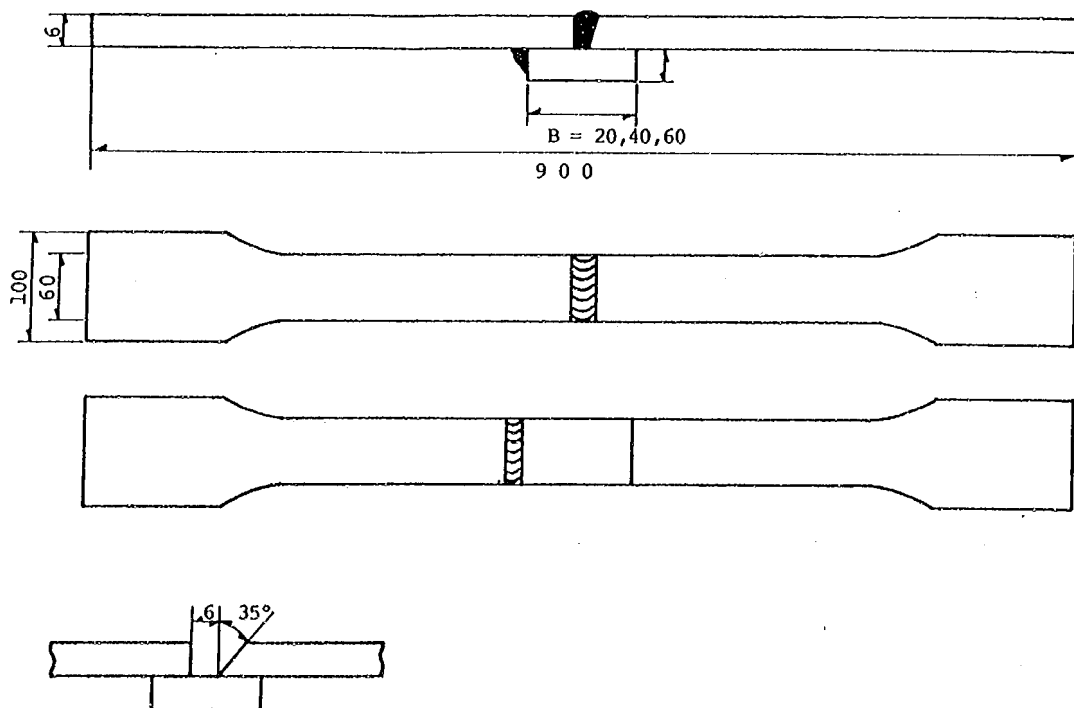


図7-2-2 試験体および開先形状

試験体の全体形状は、同図に示すように幅60mm長さ900mmの带状とし、中央に継手を配した。

裏当て金の幅は、現状では50mm程度として施工されている場合が多いが、裏当て金の幅を変えることによって応力の流れが変わり、溶接部における応力集中の程度が異なることが予想されるので、この幅を20、40、60mmの3段階に変えた試験体を製作した。

試験体の名称は、裏当て金幅が小さい方からそれぞれタイプA、B、Cとした。

(2) 使用鋼材

使用した鋼材はSS41材で、板厚は6mmとした。同時に製作したJIS1号試験片による静的引張試験の結果を表7-2-1に示す。降伏点、引張強さともSS41材としてはやや高目であるが、ばらつきはそれ程大きくなかった。

表-7-2-1 使用鋼材の静的引張試験結果

対応する疲労試験体	降 伏 点 (N/mm ²)	引 張 強 さ (N/mm ²)	伸 び (%)
A	3340	4840	—
	3270	4670	27
B	3310	4760	26
	3430	4890	27
C	3450	4890	27
	3350	4820	29
平 均	3358	4812	27.2

(3) 溶 接

溶接については、これも条件を明解にするため、現場の条件と合わせるようなことはせずに、良好な条件のもとでの工場溶接とした。以下に溶接条件について述べる。

a) 溶接方法

すべて手溶接（被覆アーク溶接）とする。

b) 開先形状および積層法

開先方法は前に述べた通りとし、積層法は図7-2-3に示すように2層とする。

c) 溶接棒種および棒径

軟鋼用被覆アーク溶接棒を使用、棒径は①層では3.2φ、②層は4φとする。

d) 電 流

①層：130 Amp ②層：180 Amp

e) 溶接姿勢

すべて下向きとする。

f) 試験体採取要領

溶接止端における欠陥を避けるため、図7-2-4に示すように4体分続けて溶接し、後から切りはなして成形を行った。

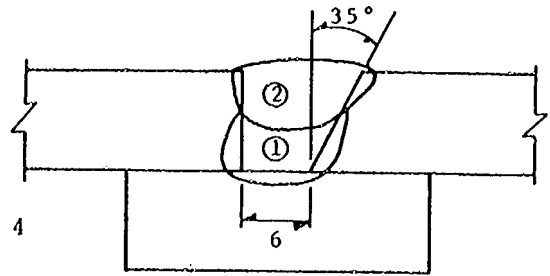


図7-2-2

g) X線検査

すべての試験体継手部についてX線透過検査を行ったが、欠陥は一つも発見されなかった。

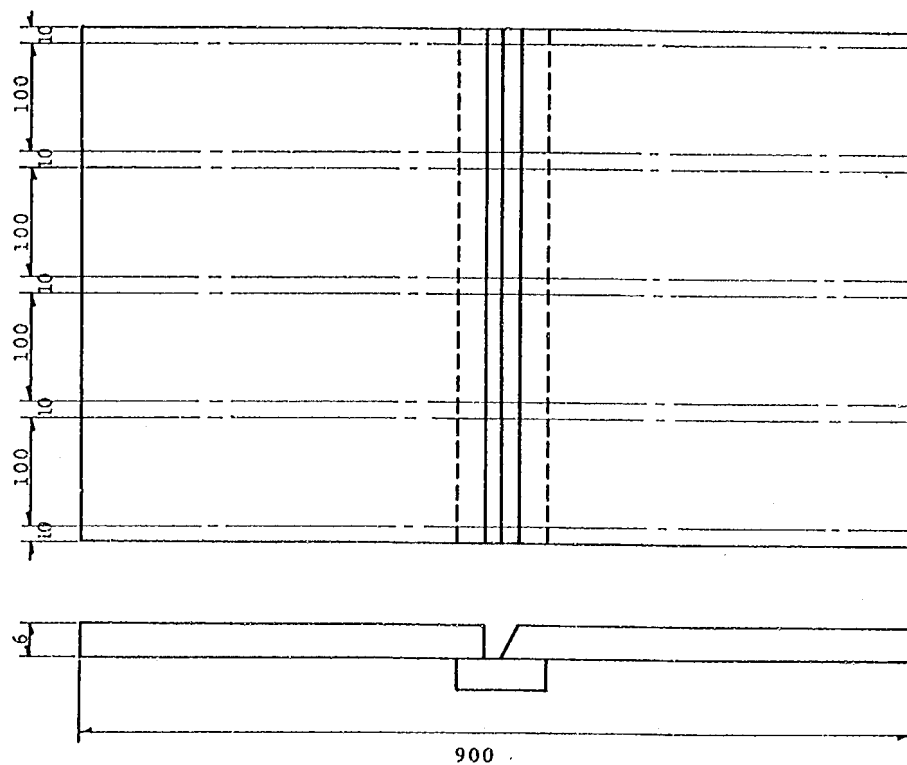


図7-2-3

7-2-2 荷 重

実験には当研究所の60/90 ton 疲労試験機（島津製作所製）を用いた。荷重はすべて一定振幅片振りとし、正弦波形、10 Hzにて試験を行った。

7-3 試験結果

7-3-1 疲労強度

疲労試験の結果を表7-3-1および図7-3-1に示す。

疲労試験を行った16体のうち200万回までに破断したものは5体と非常に少ないが、これは試験結果のばらつきが非常に大きかったことにより、適当なデータを得ることが困難であったためである。ばらつきが大きいということは、疲労強度が個々の試験体の仕上がり工合に大きく支配されていることを意味している。

全試験体による試験結果から得られた200万回疲労強度は、応力範囲にしてほぼ100%と見ることが出来る。現行の本四公団の基準（鋼床版設計要領案、昭和54年7月）では、鋼製裏当て材を用いた縦リブの現場溶接継手の許容応力範囲は、ルート部の欠陥が避け難いという理由から、デッキプレートの場合に較べ減じてあり、900%となっているが、良好な条件下で施工を行った本試験体では約200%の余裕があり、デッキプレートの継手並の強度があることになる。

今回の実験では、試験体が比較的小形であるためきれつの進展寿命 $N_p (= N_f - N_c)$ がそれ程大きくないであろうと考えられること、また実験の能率を上げるための2つの理由により、疲労限を200万回で破断しない場合と定義し、実験も200万回ですべて打ち切っているが、B4試験体1体について、200万回以降も载荷を継続した結果、約290万回で破断した。したがって、疲労限を従来の考え通り200万回不破断と定義したことは、必ずしも適当でなかったことが考えられる。事実、現在では疲労を大きな問題として持っている、機械、航空、造船等の関係者の間では、溶接継手の疲労限は少なくとも 10^7 回、出来れば 10^8 回とするべきであるとの考え方が常識となっている。今後実験を行って構造物の疲労強度を知ろうとする場合、疲労限の概念について考えなおしてとりかかる必要があろうと思われる。

7-3-2 裏当て金幅の影響

全体的に試験結果のばらつきが大きく、その傾向も不明瞭であるが、裏当て金の幅については広い方が有利であるということが言えそうである。この傾向は少なくともタイプAとCを比較する限り明らかである。試験結果では、タイプCの200万回疲労強度はタイプAに較べて200%も高くなっている。

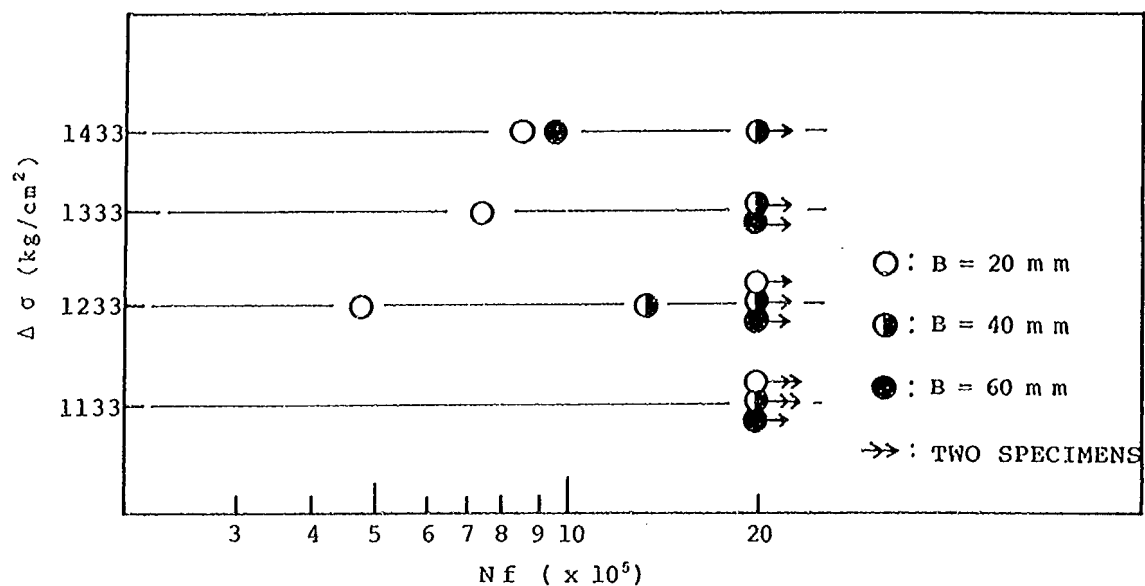


図7-3-1 疲労試験結果

表7-3-1 疲労試験結果

タイプ	No.	応力範囲 $\Delta\sigma$	破断回数 N_f	きれつ発生位置
A	1	1433 Ⅷ	815,760 回	①
	2	1333	739,740	①
	3	1233	492,580	①
	4	1233	破断せず	—
	5	1133	破断せず	—
	6	1133	破断せず	—
B	1	1433	破断せず	—
	2	1333	破断せず	—
	3	1233	1,311,900	②
	4	1233	破断せず*	(③)
	5	1133	破断せず	—
	6	1133	破断せず	—
C	1	1433	974,540	①
	2	1333	破断せず	—
	3	1233	破断せず	—
	4	1133	破断せず	—

* 200万回以降実験を継続した結果 2,869,000回で破断

7-3-3 疲労き裂の発生

試験後に破断面の観察を行ったところ、疲労き裂の発生起点は、本溶接余盛りの両側端部、および添接材側のルート部の3ヶ所に限られていた。破断例は余盛り添接材側端部（図7-4-3における①）が最も多く4体あり、反対側の余盛り側端部（同②）は1体であった。ルート部（同③）からき裂が発生したと思われるものは、290万回で破断したB4試験体1体である。

以上の結果から次の点が注目される。

- 1) 余盛り側端部のうちベベル角を 35° とした側にき裂発生が集中した点。
- 2) 良好な条件のもとで注意深く施工したにもかかわらず、ルート部にき裂の発生源となるような欠陥が存在した点。（ただしX線検査では無欠陥であった。）

破断面の状況を写真1～6に示す。

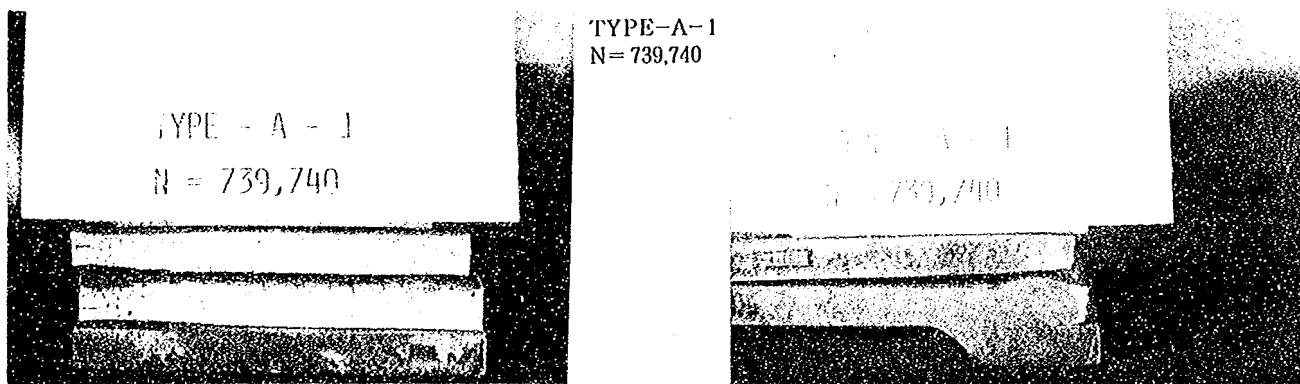


写真7-3-1

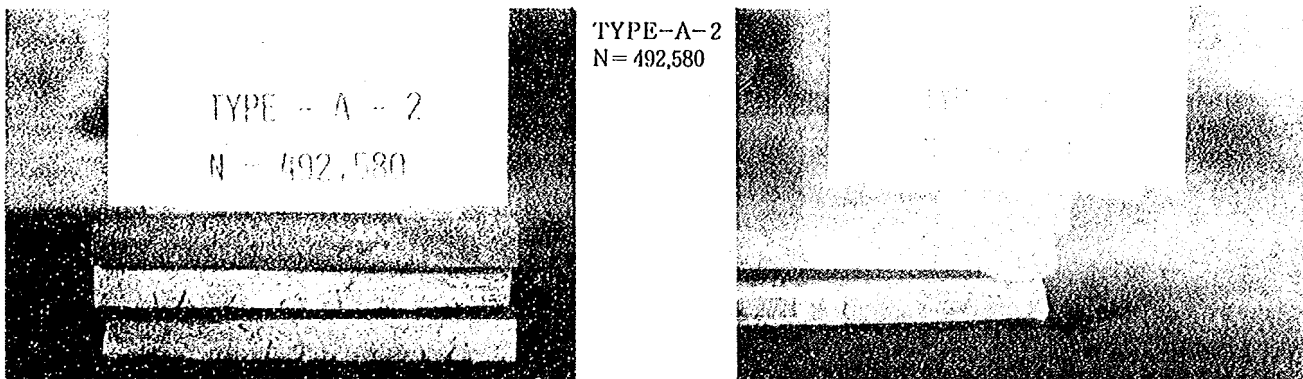
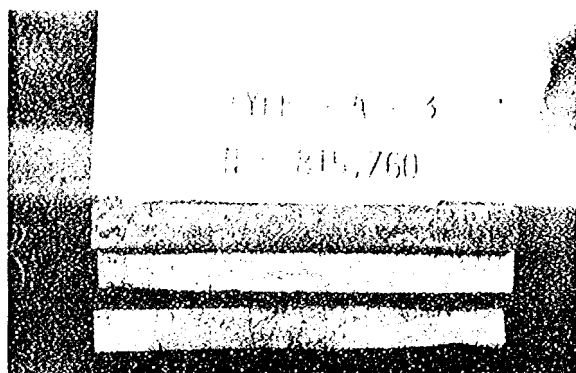


写真7-3-2



TYPE-A-3
N=815,760

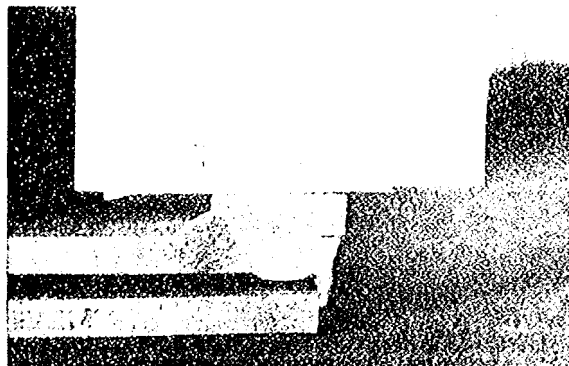
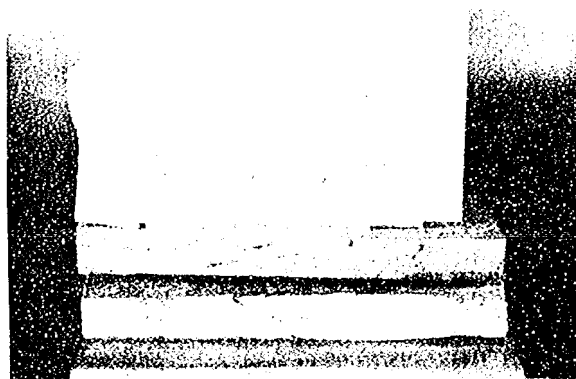


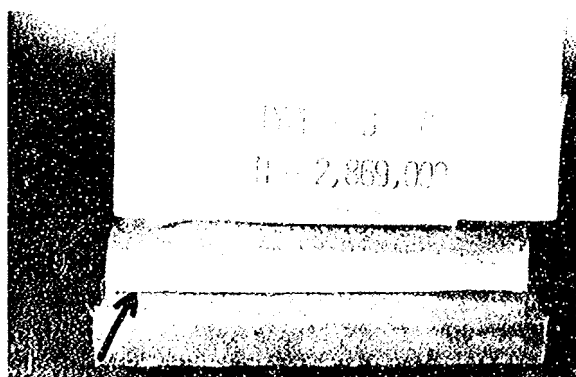
写真7-3-3



TYPE-B-3
N=1,311,900



写真7-3-4



TYPE-B-4
N=2,869,000

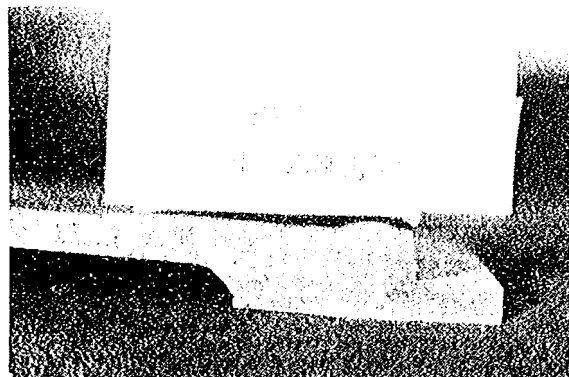
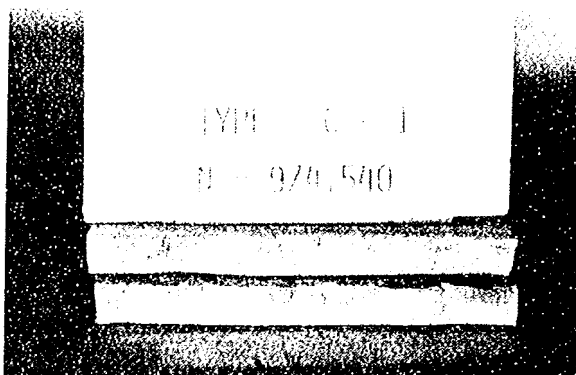


写真7-3-5



TYPE-C-1
N=974,540

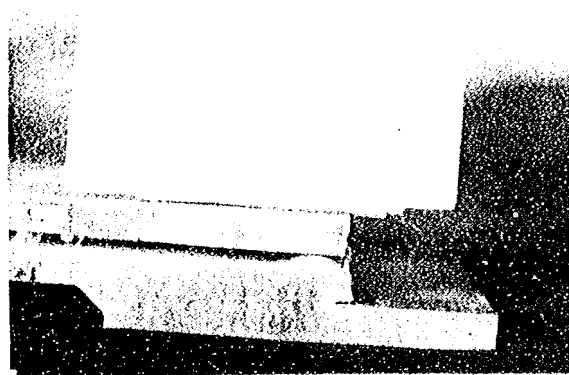
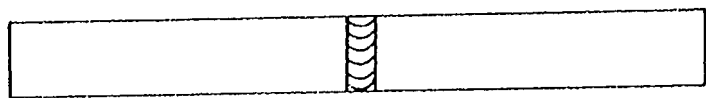
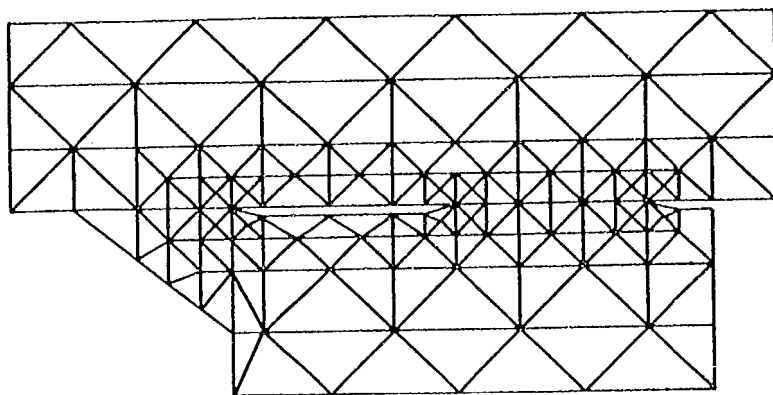


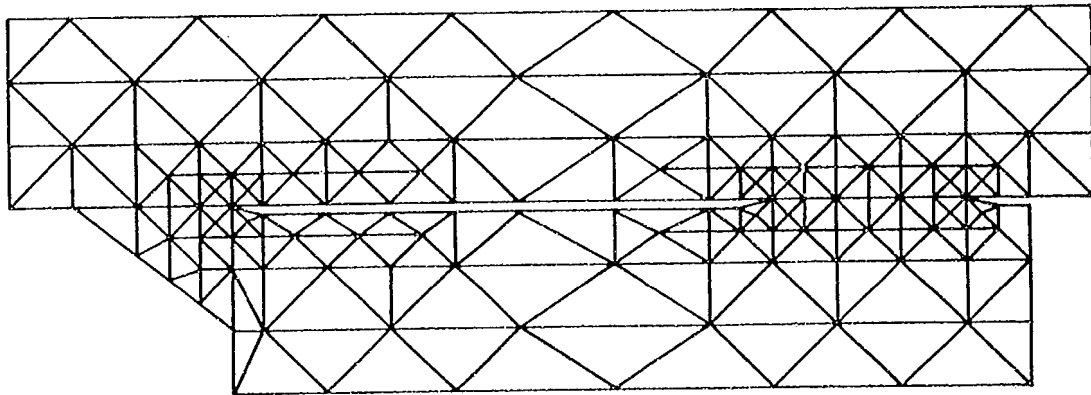
写真7-3-6



a)



b)



c)

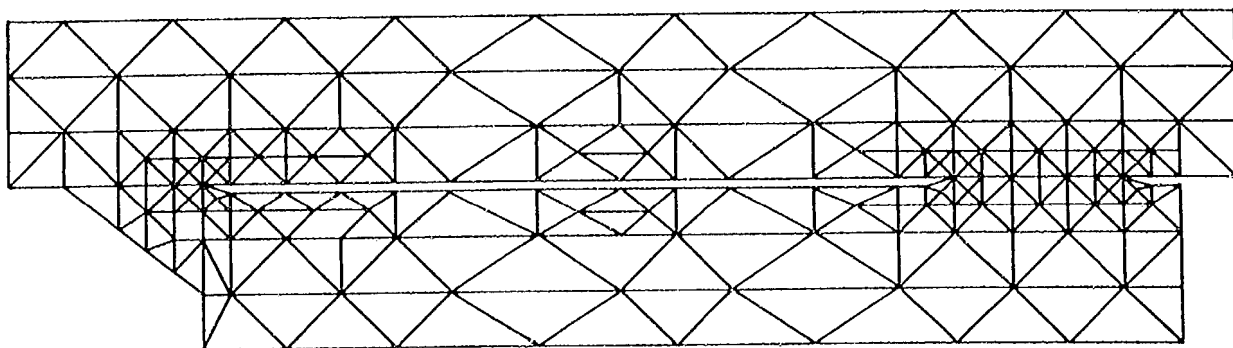


图 7 - 4 - 1

7-4 有限要素法による解析

7-4-1 解析プログラム

プログラムは、山田嘉昭東京大学教授による平面問題の弾塑性解析プログラム⁽¹⁾をほぼそのまま用い、継手の縦断面を平面と考えると平面ひずみ問題として解析を行った。このプログラムでは三角形一次要素（要素内で一定の応力および一定のひずみ）を採用し、連立一次方程式の解法にはCG法（共役傾斜法）を用いている。また、平面応力および平面ひずみいずれの問題も解くことが出来ることが一つの特徴である。

7-4-2 解析対象

解析の対象とした断面形状と要素分割を図7-4-1に示す。ここでは主として裏当て金が仮付け部と本溶接部の2ヶ所で付着していることによる応力の流れの変化が、どの程度の応力の偏りを生じさせているかを調べようとすることを目的としたため、本溶接の余盛は削除し、仮付けのすみ肉溶接も単純な形状とした。また、添接板側の裏当て金の一部で、応力の流れにほとんど関与しないと思われる部分については省略した。

7-4-3 解析結果

解析の結果比較的応力の高い部分を黒く塗って示したものが図7-4-2である。この図は $B=20\text{ mm}$ の場合であるが、どのタイプでも同様の傾向を示し、図7-4-3における③点を除き裏当て金の反対側に沿って応力が大きくなっているのがわかる。

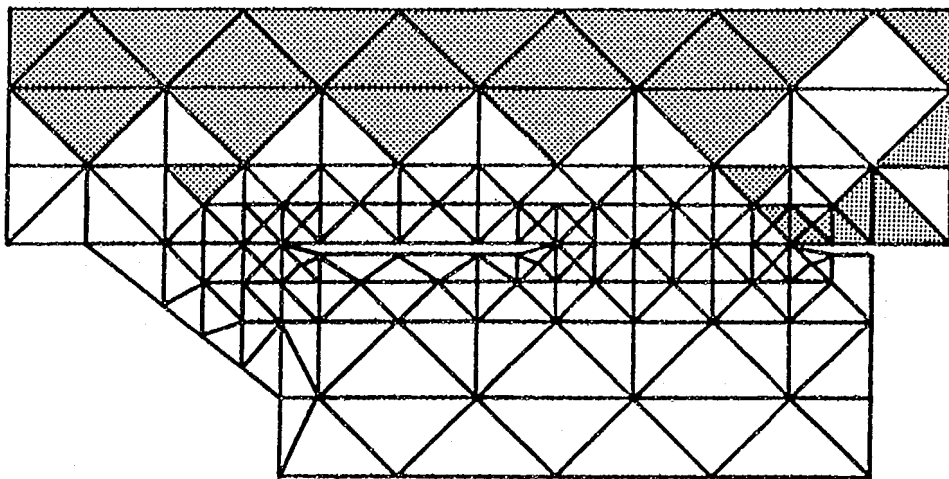


図7-4-2 応力の流れ

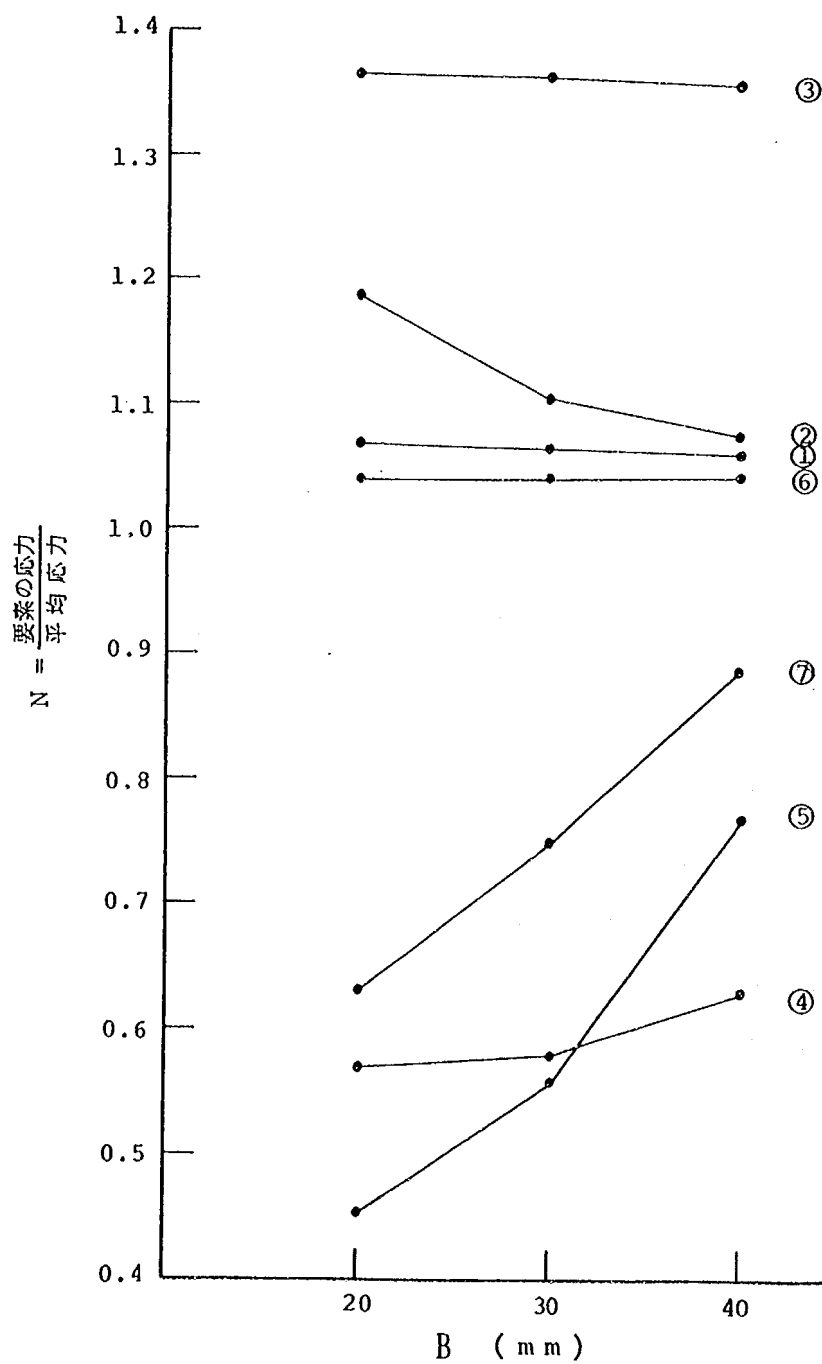
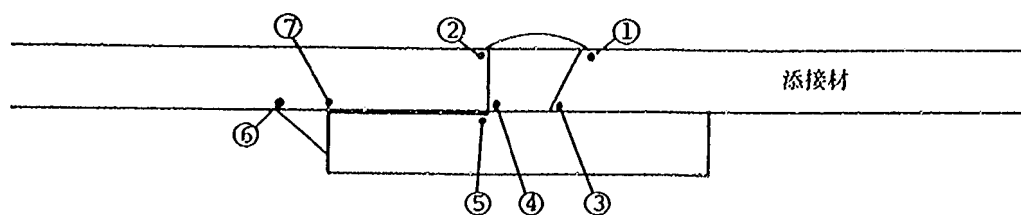


図7-4-3 各部の応力

このタイプの場合、最も応力が高かったのは③点に相当する要素で、平均応力の約 1.4 倍である。裏当て金の反対側ではこの値が約 1.2 ～ 1.05 程度で、中央部で最も高い値となっている。

この結果は実験において疲労きれつが発生した部分とはよく一致する。しかし、図 7-4-3 における①点は②点よりも応力が 1 割程小さいにもかかわらず、きれつの発生は①側で圧倒的に多かったことが矛盾しており、応力分布以外にも疲労きれつ発生の要因が存在することを示している。

次に裏当て金の幅 B による応力の流れの変化を調べた結果を示す。裏当て金の幅といっても、問題となるのは仮付け溶接と本溶接の間隔であることは明らかであるが、便宜的にここでは B の値で区別することにする。

疲労きれつが発生する可能性のある部分、すなわち溶接によって断面が不連続になっている部分を 7 点選び、これらの点に対応する要素の荷重軸方向の応力と平均応力の比を、B の値に対して整理したのが図 7-4-3 である。図によれば、B の値に対しほとんど応力の変化しない点（①、③⑥）、B が大きい程応力が小さくなる点（②）、逆に大きくなる点（④、⑤、⑦）の 3 つのグループに分かれているのがわかる。このうち実際に疲労きれつの発生源となったのは①、②、③だけで、これらはすべて第 1 および第 2 のグループに属することから、裏当て金の幅は応力の面からも広い方が疲労には有利ということになり、実験の結果とも一致する。（厳密には矛盾する点があることは前に述べた。）

②点における応力の B の値に対する変化を見ると、 $B = 60 \text{ mm}$ を超えても応力の減少はあまり期待出来ず、①点とほぼ同じ値となってしまいうように思われる。一方、ここまで問題にならなかった⑤点や⑦点の応力が急激に上昇する様子が見られることから、B の値は 60 mm 程度（すなわち仮溶接と本溶接の間隔が約 30 mm ）とするのが最も有利であろうと推測される。

仮付け溶接部（⑥）の応力は、もっとも破断例の多かった①の点とあまり違わないにもかかわらず、ここから破断した例は一つもなかった。これは、突き合わせ溶接の側端部の方がすみ肉溶接のそれよりも応力集中を生じやすいことを示していると思われる。

7-5 ま と め

7-5-1 裏当て金幅について

裏当て金の幅（厳密に言えば仮付溶接と本溶接の間隔）は、実験、解析の両面からやや広幅のも

のが有利であるとの結論を得た。解析結果からは、 $B = 60 \text{ mm}$ （仮付溶接と本溶接の間隔約 30 mm ）程度が最適であろうと思われる。

7-5-2 開先形状

(1) ベベル角

試験結果と解析結果を比較すると、 35° とした側の方が余盛り部、ルート of のいずれでもきれつの発生源と成り易い傾向がみられた。ベベル角の有無の得失については、今後さらに検討する必要があると思われる。

(2) その他

実験の結果より、現場において悪い条件のもとで溶接を行った場合、ルート部の欠陥が最も疲労きれつの発生要因となり易いであろうことが予想される。したがって今後の検討項目としては、ルート部に欠陥が出難い開先形状という見地から、ルート間隔および裏当て金と添接材とのすきまの2点を要因とし、施工試験を含んだ内容とすることが必要だと思われる。

また、今回の試験では裏当て材の仮付溶接部に問題は生じなかったが、解析の結果を見るとまだ不安な材料として残るため、この問題についてもさらに検討する必要がある。

参 考 文 献

- (1) 山田嘉昭：塑性・粘弾性、コンピュータによる構造工学講座Ⅱ-2①、日本鋼構造協会編、培風館、昭和47年

第8章 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験

振動研究室 岩 崎 敏 男
川 島 一 彦
高 木 義 和
相 沢 興

8-1 ま え が き

明石海峡大橋の耐震性を地震応答解析により検証するためには、同橋架橋地点周辺の地震発生に関する資料を確率統計的に処理し、架橋地点で想定する地震動入力の強度を適切に求める必要がある。地震動の強度は震源近くで大きく、震源から離れるに従って低下することはよく知られており、上記手法により架橋地点の地震動強度を求めるためには、地震動の距離減衰特性を正しく評価する必要がある。

本年度は、架橋地点周辺における地震動の距離減衰特性を検討するために、近畿、中国、四国地方の既存の強震記録を中心とし、各地震ごとの加速度減衰曲線を相互に比較し、減衰特性の特徴を調査した。

また、架橋地点に発生した1979年4月9日の地震（マグニチュード $M=4.9$ ）により大三島で観測された強震記録の解析を行った。

8-2 調 査 目 的

明石海峡大橋周辺の既往の地震発生状況ならびに強震観測等による地震動の特性に基づき、架橋地点周辺で期待される地震動強度を合理的に算出し得る手法を開発することを目的とする。

表 8-4-1 加速度の距離減衰特性の検討で対象とした強震記録

地震整理No	発生年月日時分	震 源 域	マグニ チュード	余震域の中心位置		備 考
				北 緯	東 経	
EA-2	1965. 4.20, 8:42	駿 河 湾	6.1	34° 53'	138° 18'	
EA-12	1968. 4. 1, 9:42	日 向 灘	7.5	*32° 20'	*132° 35'	
EA-20	1968. 7. 1, 19:45	埼玉県中央部	6.1	35° 59'	139° 26'	
EA-21	1968. 7. 5, 20:28	宮 城 県 沖	6.4	38° 26'	142° 13'	
EA-22	1968. 8. 6, 1:17	愛 媛 県 西 岸	6.6	*33° 20'	*132° 23'	
EA-28	1969. 9. 9, 14:15	岐阜県中央部	6.6	*35° 46'	*137° 06'	
EA-33	1970. 7.26, 7:41	宮 城 県 沖	6.7	*32° 08'	*131° 56'	
EA-35	1970. 9.14, 18:45	宮 城 県 沖	6.2	*38° 42'	*142° 18'	
EA-36	1970.10.16, 14:26	秋田県南東部	6.2	*33° 28'	*140° 45'	
EA-37	1971. 1. 5, 6:09	愛知県南岸沖	6.1	34° 26'	137° 10'	
EA-43	1972. 2.29, 18:23	八 丈 島 東 岸	7.1	*33° 28'	*141° 45'	
EA-44	1972. 3.20, 0:58	青森県東岸沖	6.4	40° 51'	142° 00'	
EA-48	1972.12. 4, 19:16	八 丈 島 東 岸	7.2	*33° 20'	*140° 40'	
EA-53	1973.11.19, 22:02	宮 城 県 沖	6.4	38° 53'	142° 09'	
EA-57	1974. 5. 9, 8:33	伊 豆 半 島 沖	6.9	*34° 35'	*138° 50'	
EA-63	1978. 1.14, 12:24	伊豆大島近海	7.2	*34° 46'	*139° 03'	
EA-64	1978. 2.20, 13:37	宮 城 県 沖	6.7	*38° 45'	*142° 02'	
EA-65	1978. 6.12, 17:14	宮 城 県 沖	7.4	*38° 27'	*142° 00'	

(注) *は余震域の中心位置を、*のないものは震源位置を表わす。

8-3 調査方法

- (1) 架橋地点周辺で得られた強震記録の解析から、架橋地点での地震動に及ぼす地形・地盤条件の影響を検討する。
- (2) 既往の強震記録の解析から地震動の強度、継続時間、周期特性等耐震設計に重要な項目を検討する。
- (3) 架橋地点周辺の地震発生状況から、確率統計的な手法により地震動強度を求める手法を開発する。
- (4) 上記(1)、(2)、(3)を総合して、架橋地点周辺の地震動特性を求める。

なお、今年度は上記のうち、(1)および(2)を検討した。

8-4 調査結果

8-4-1 地震動の距離減衰特性

地震動の距離減衰特性を検討したのは表8-4-1に示す18回の地震による加速度強震記録である。これらの地震記録は、(i)1回の地震により比較的多数地点で強震記録が得られていること、(ii)マグニチュードがおおむね同一の地震による距離減衰特性を相互に比較することができること、等の条件を考慮して選定したものである。

これらの18回の地震に対して、距離減衰特性を示すと図8-4-1～図8-4-8のようになる。ここで、図8-4-1～図8-4-3は単一の地震による距離減衰を、また、図8-4-4～図8-4-8はマグニチュードがおおむね同程度の地震どうしの距離減衰をそれぞれ示している。また、図中には、301成分の強震記録の統計解析から求められた次式による最大加速度の距離減衰曲線も比較のため示されている。

$$A_{\max} = \left\{ \begin{array}{ll} 4.60 \times 10^{0.208M} \times (\Delta + 10)^{-0.686} & \text{(第1種地盤)} \\ 1.28 \times 10^{0.432M} \times (\Delta + 10)^{-1.12} & \text{(第4種地盤)} \end{array} \right\} \dots\dots (1)$$

ここで、

$A_{\max}$: 水平2成分のうちの大きい方の最大加速度〔gal〕

Δ : 震央距離〔Km〕

M : マグニチュード

以上の結果より、距離減衰特性に関して次のような点を指摘することができる。

(1) 距離減衰特性を同一規模（マグニチュード）の地震ごとに比較すると、おおむね同程度となる場合と非常に異なる場合の2種類に分けることができる。

(2) (i)式による最大加速度の推定式は、いずれの場合にも比較的よく実測の最大加速度と一致する。しかしながら、両者を詳細に比較すると次の2点が指摘できる。(i)震央距離がおおよそ200Km以上の遠距離領域では、(i)式は加速度値を大きめに評価する傾向がある。(ii)(i)式による距離減衰性は実測記録による距離減衰性を小さめに評価している。これと同様な現象は図8-4-9に示す1978年宮城県沖地震による強震記録の場合にも認めることができる。すなわち、この場合には、断層中心から約170 Kmの範囲の強震記録から距離減衰特性を求めると

$$A_{max} = 562 \times 10^{-0.00453\Delta} \quad \dots\dots\dots (2)$$

となる。一方、断層中心から400 Kmの範囲の強震記録から距離減衰特性を求めると

$$A_{max} = 400 \times 10^{-0.00340\Delta} \quad \dots\dots\dots (3)$$

となり、明らかに距離減衰特性は(2)式の方が(3)式よりも大きい。

このように、(i)式による加速度推定式が個々の地震により観測された強震記録の距離減衰特性を充分近似し得ない理由としては次のような点を挙げるることができる。

(i) 地震動強度の距離減衰は、基本的には震源域から観測地点までの伝播に伴う波動エネルギーの分散と途中経路における減衰によると考えられる。震源域から射出された波動は、地盤条件、地形条件の変化点に出会う度に反射と屈折、透過を繰り返すと考えられるが、こうした過程を通して伝播していく中で、耐震設計上重要とされる震源域から100 Km程度の範囲内（マグニチュード $M=7\sim 8$ の地震の場合）における伝播特性と、それよりはるかに離れた地点の伝播特性が異なるのではないかと考えられる。既往の強震記録には、大規模な地震による震源域近くでの記録が少ないため、小～中地震による遠～中距離の記録をもとに加速度の距離減衰特性を推定している点に今後の検討課題があると考えられる。

(ii) 地震動強度の距離減衰特性を推定するためには、距離の起点を設けなければならない。一般には震央がこのような起点に使われることが多く、(i)式も震央距離によって整理されている。しかしながら、震央（あるいは震源）は最初に破壊が生じた点を意味し、地震エネルギーが放出される断層面の範囲とは一義的な関係がない（一般には、震源は断層面の端に位置する場合が多いと言われている）。したがって、(i)式を求める際のように、多数の強震記録を震央距離で整理した場合には、ある時には地震エネルギーが射出された面からの距離を遠めに評価し、また、ある

時には反対に近めに評価する可能性がある。したがって、規模の大きい地震による震源域近くの強震記録が少ない現状では、(I)式はこのような小数の強震記録の影響を強く受けていると考えられる。今後、こうした点を検討していくことが必要とされる。

8-4-2 1979年4月9日の地震記録の解析

1979年4月9日に瀬戸内海中部（東経132°54′、北緯34°16′）を震源とするマグニチュード4.9、震源深さ約50 Kmの地震が発生し、多度津、呉、松山、福山で震度Ⅲ、高松、宇和島、広島、岡山で震度Ⅱを記録した。この地震により大三島の地盤上の強震計が作動し、図8-4-10に示す記録が得られた。

強震記録の読取精度を考慮して、0.2 Hz～12 Hzの範囲の振幅ならびに位相に対する補正を加え、加速度応答倍率スペクトル β （ $h=0, 2, 5, 10, 20, 40\%$ ）を求めると図8-4-11のようになる。また、これより速度および変位を求めると図8-4-12および図8-4-13のようになる。これらの最大値をまとめると表8-4-2に示す通りである。

表8-4-2 大三島の強震記録の最大値（1979年4月9日 22時13分）

	単位	東西方向	南北方向	上下方向
最大加速度	gal	138.021	112.600	18.247
最大速度	kine	-2.854	-2.822	-0.455
最大変位	cm	-0.191	-0.238	-0.051

8-5 ま と め

今年度は、地震動加速度の距離減衰特性を1回の地震で比較的多数の強震記録が得られている18個の地震に対して個々に検討した。この結果、既往の距離減衰の推定法を改良するためには、震源域からの対象範囲のとり方、および、距離の起点のとり方に対し、今後検討を加える必要のある事がわかった。

また、1979年4月9日の瀬戸内海中部地震による大三島の強震記録を解析したが、同地区における強震記録の数が少ないことから、今後の強震観測の整備が必要とされよう。

参 考 文 献

- (1) 岩崎、川島、高木：1978年宮城県沖地震による地域別地震動強度の分布に関する調査報告、土木研究所資料、第1512号、建設省土木研究所、昭和54年6月
- (2) 建設省：昭和51年度総合技術開発プロジェクト耐震技術に関する研究開発総合報告書、土木研究所資料、第1250号、建設省土木研究所、昭和52年3月

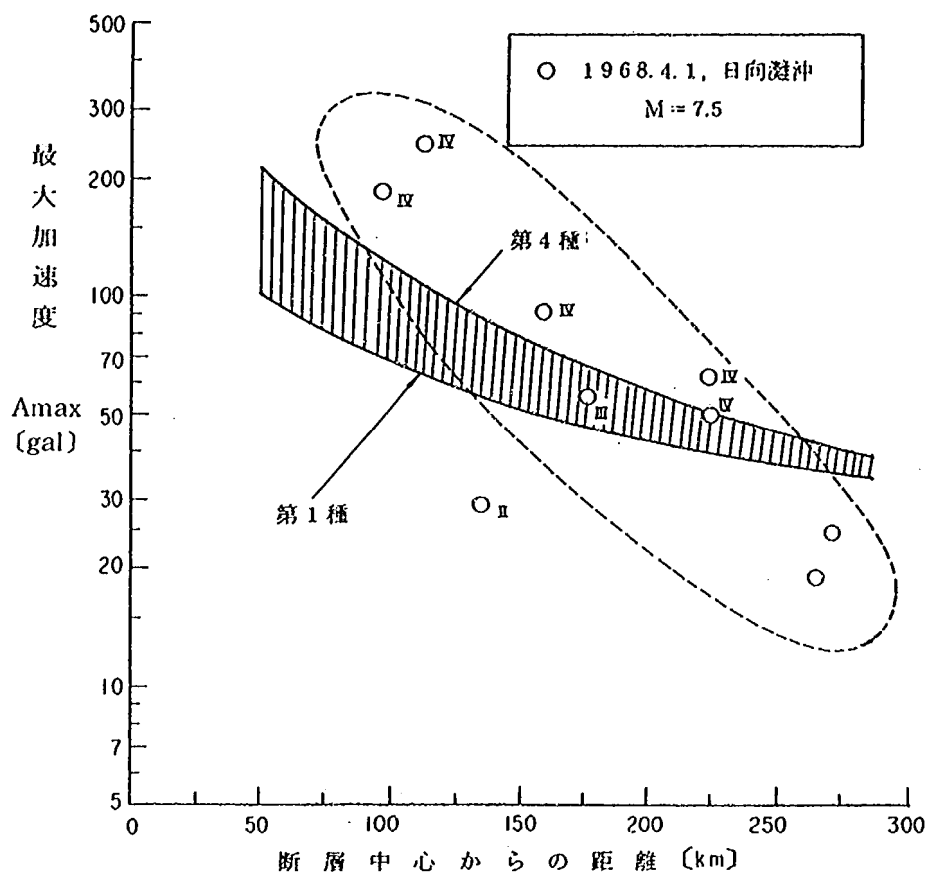


図8-4-1 距離減衰特性 (1968.4.1 日向灘沖地震)

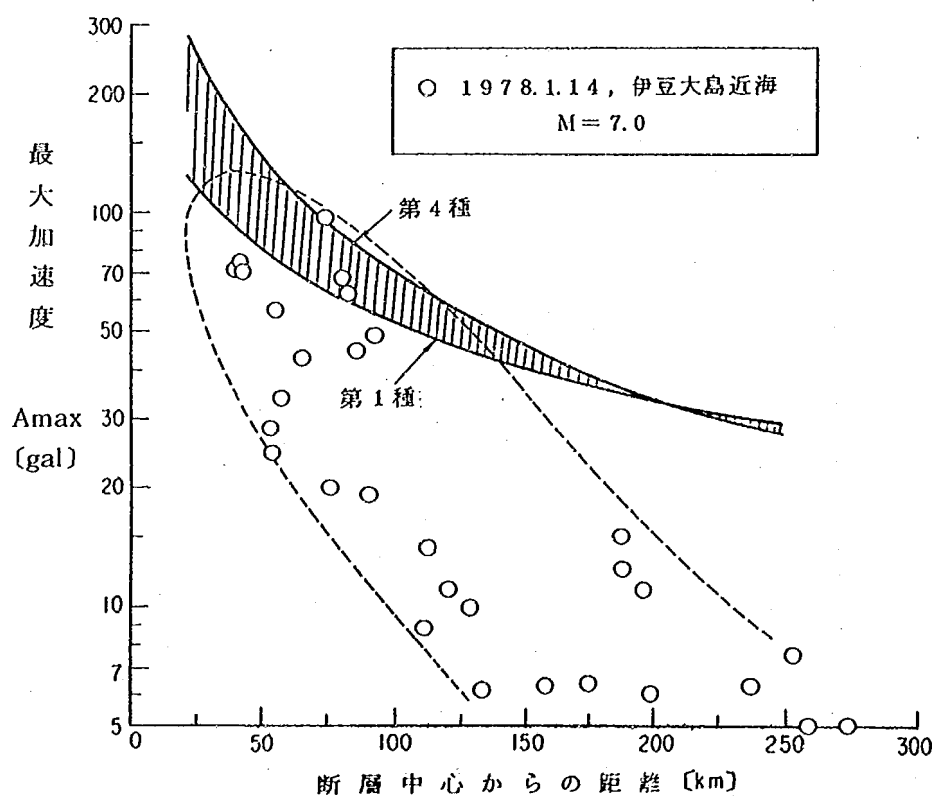


図8-4-2 距離減衰特性 (1978.1.14 伊豆大島近海地震)

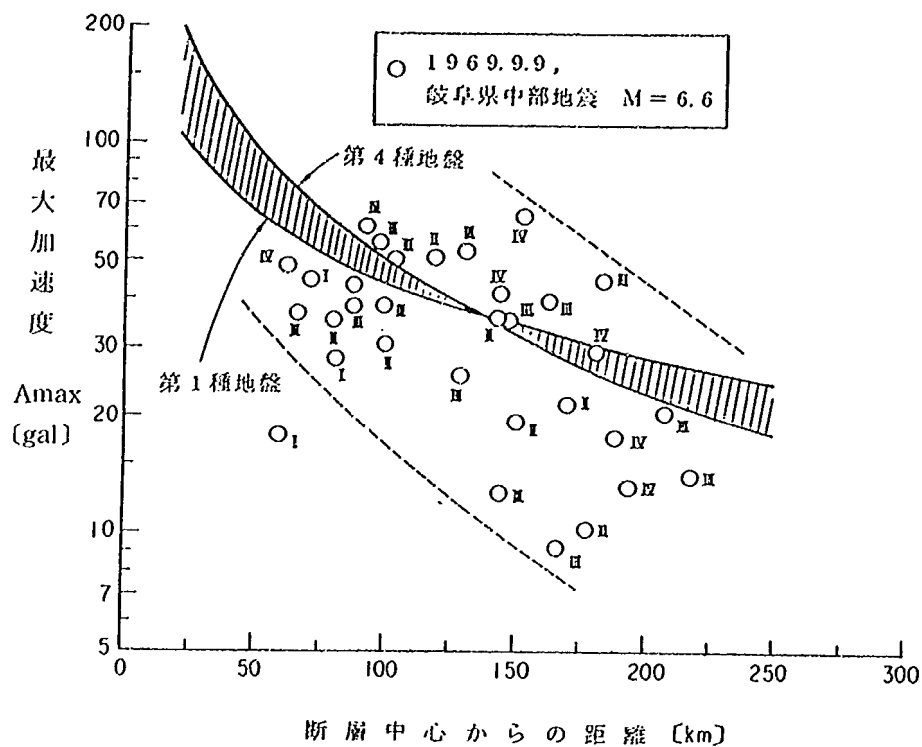


図8-4-3 距離減衰特性 (1969.9.9 岐阜県中部地震)

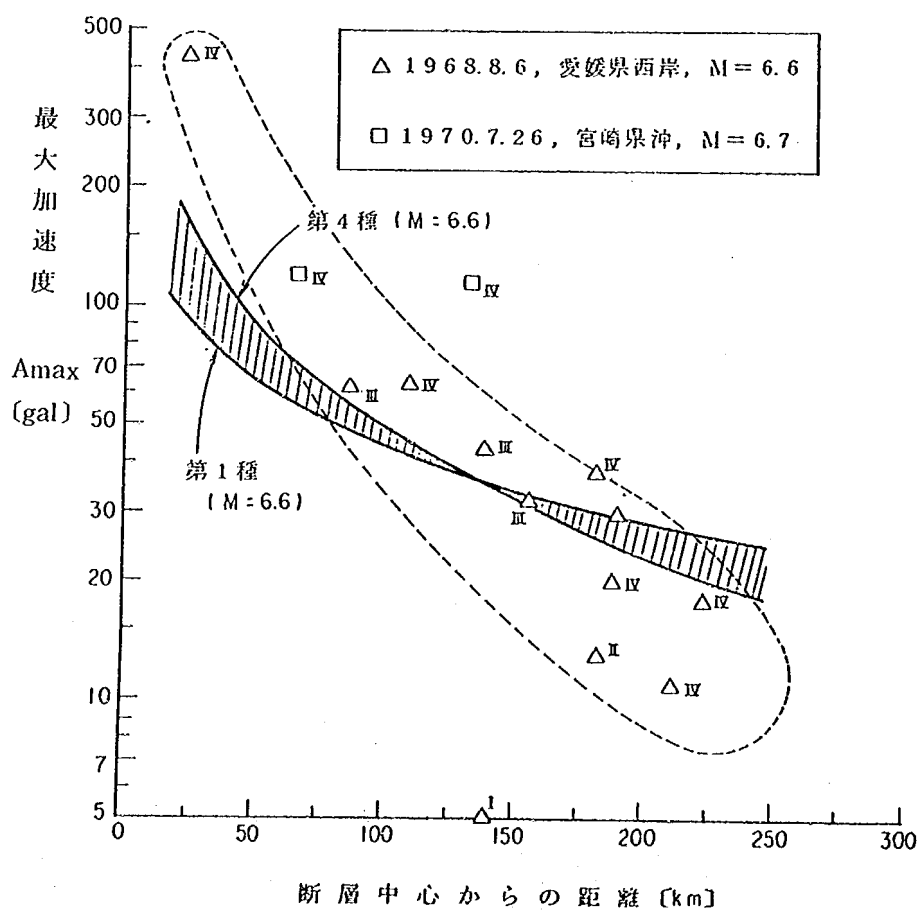


図8-4-4 距離減衰特性 (1968.8.6 愛媛県西岸の地震,
1970.7.26 宮崎県沖の地震)

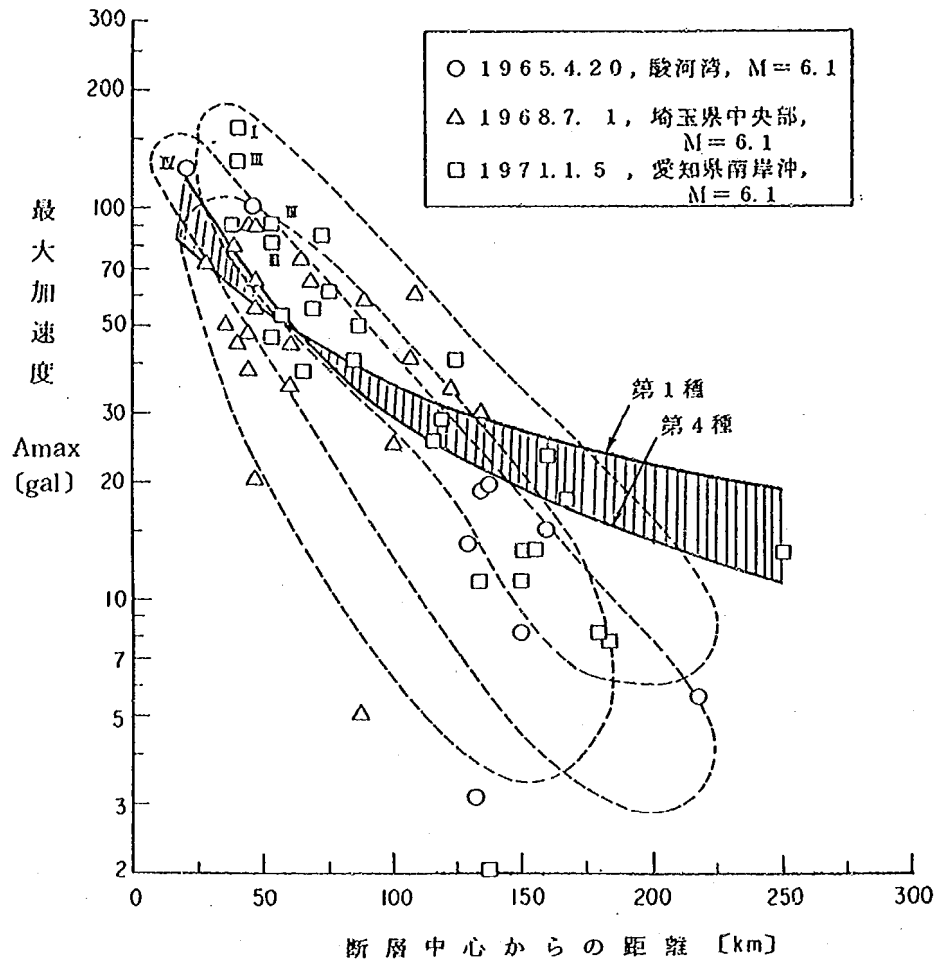


図8-4-5 距離減衰特性 (1965.4.20 駿河湾の地震, 1968.7.1 埼玉県中央部の地震, 1971.1.5 愛媛県南岸沖の地震)

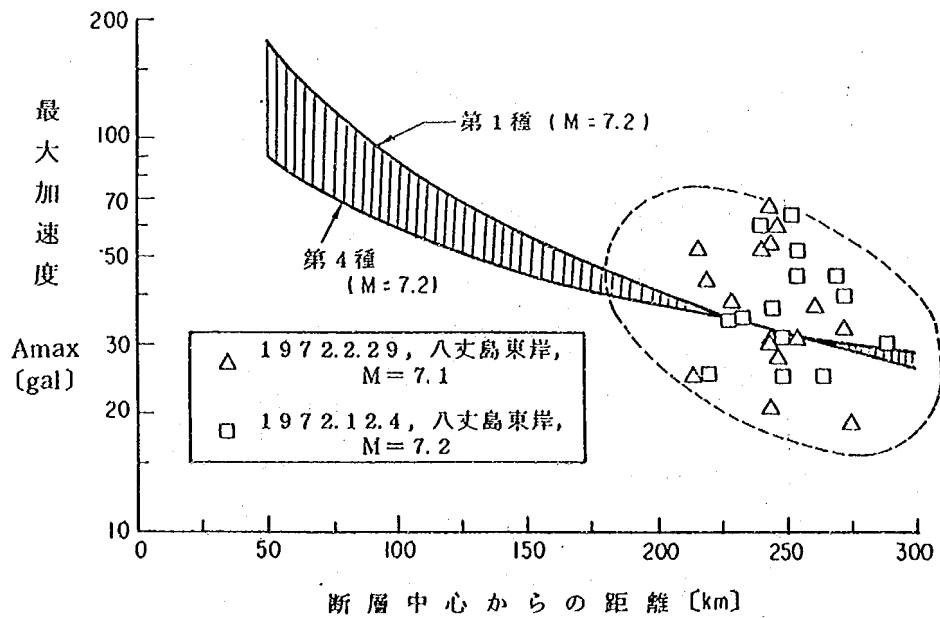


図8-4-6 距離減衰特性 (1972.2.29 八丈島東方の地震, 1972.12.4 八丈島東方の地震)

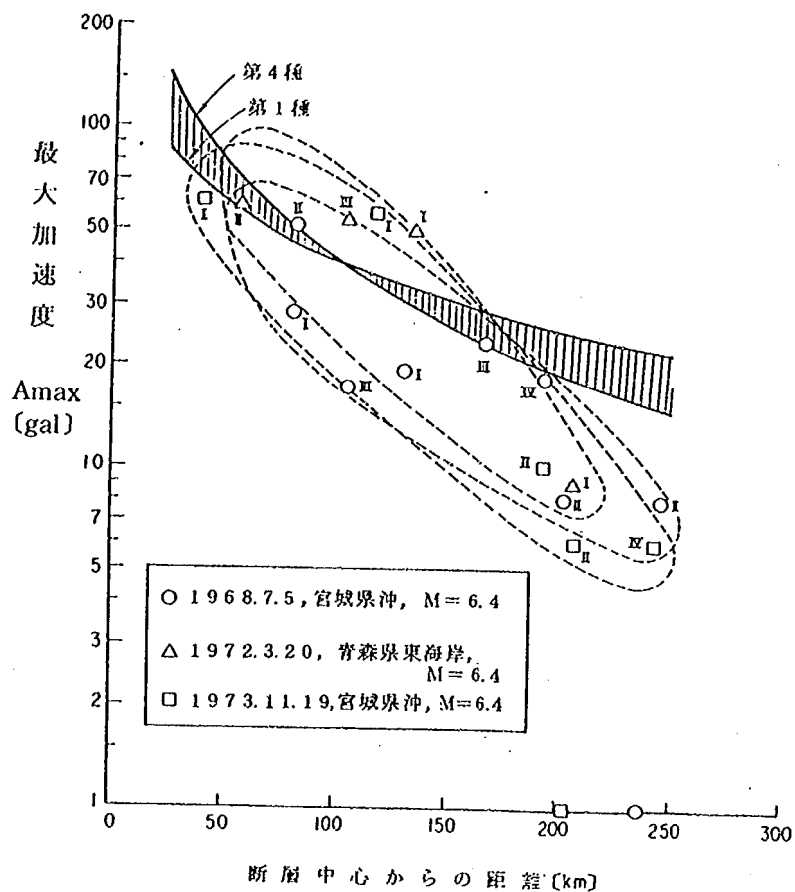


図8-4-7 距離減衰特性 (1968.7.5 宮城県沖の地震, 1972.3.20 青森県東海岸の地震, 1973.11.19 宮城県沖の地震)

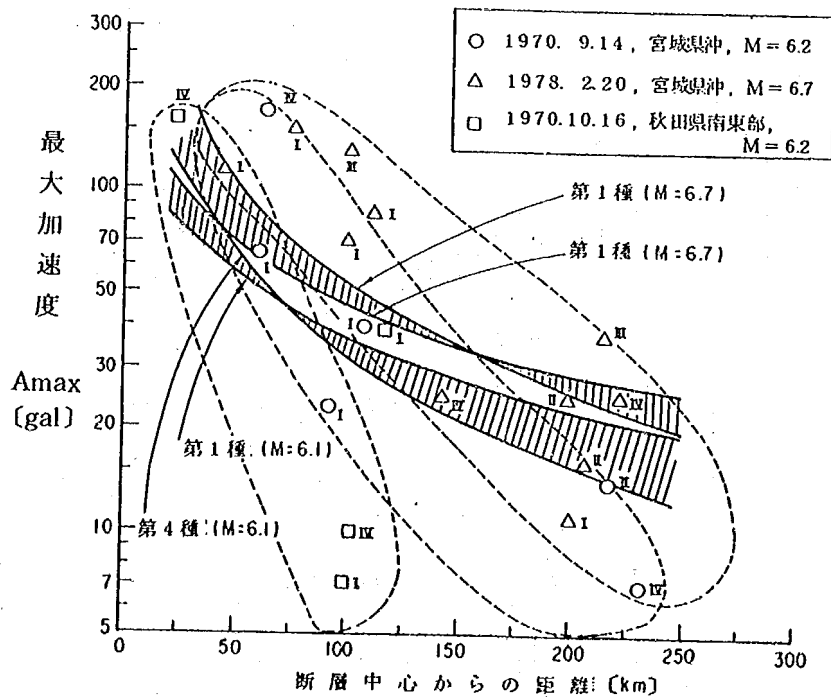


図8-4-8 距離減衰特性 (1970.9.14 宮城県沖の地震, 1978.2.20 宮城県沖の地震, 1970.10.16 秋田県南東部の地震)

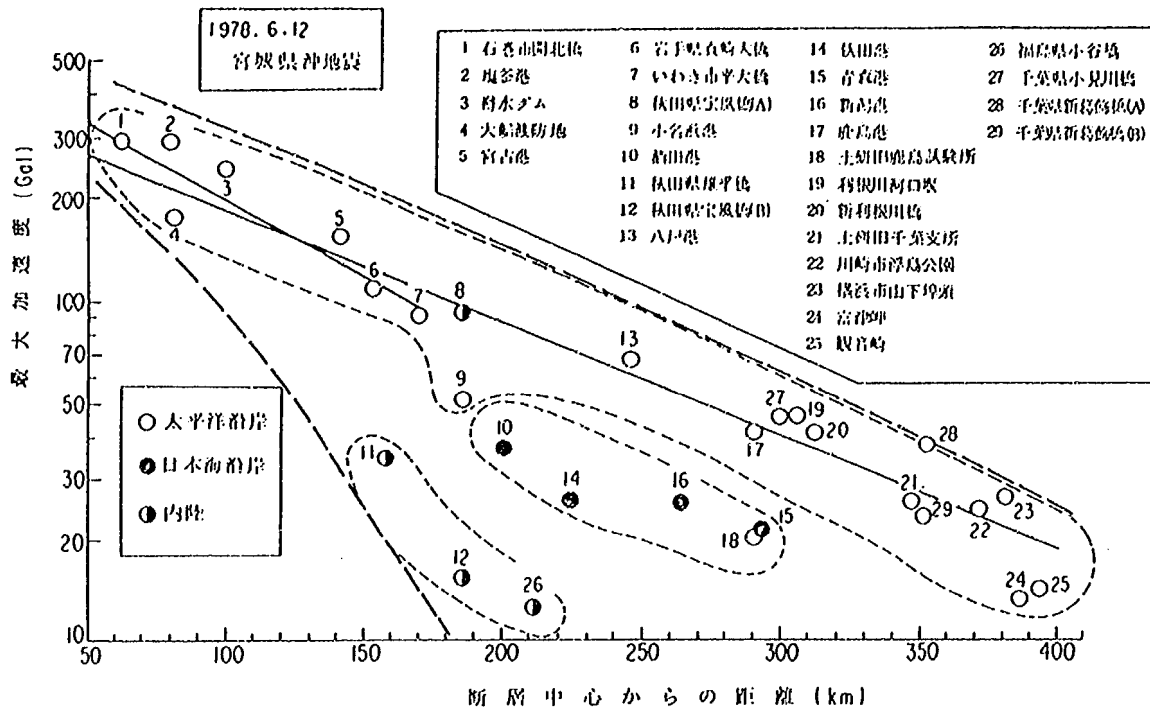


図8-4-9 地域別に分類した最大加速度 A_{max} ~ 断層中心からの距離 d の関係
(1978年6月宮城県沖地震)

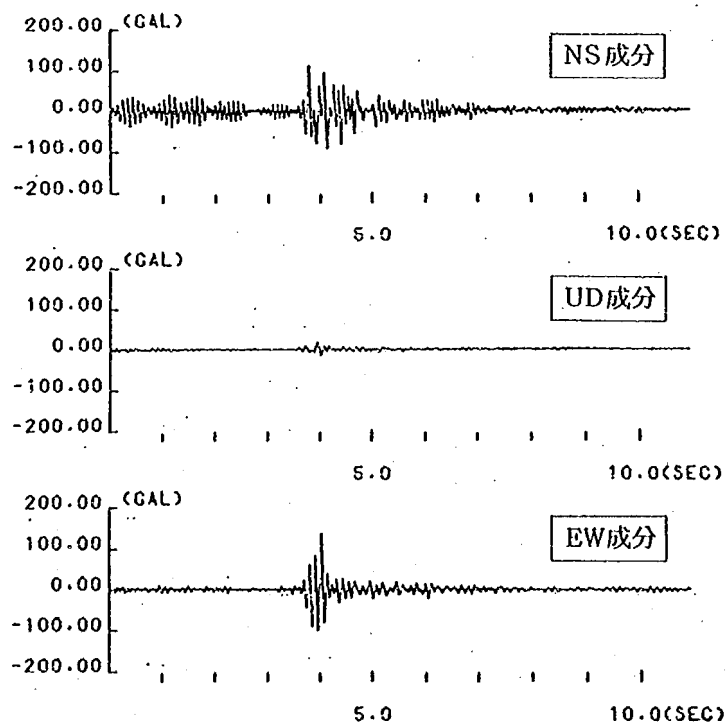
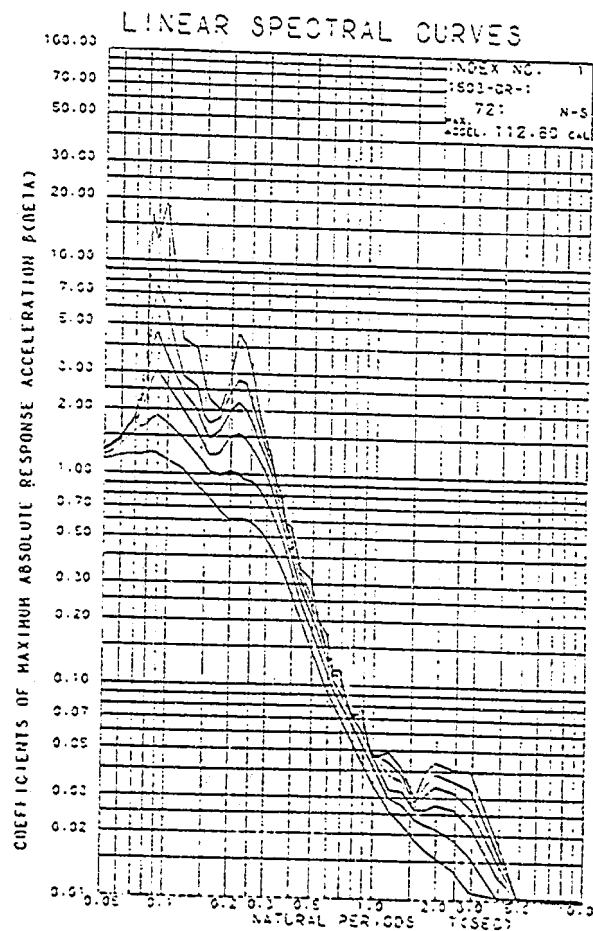
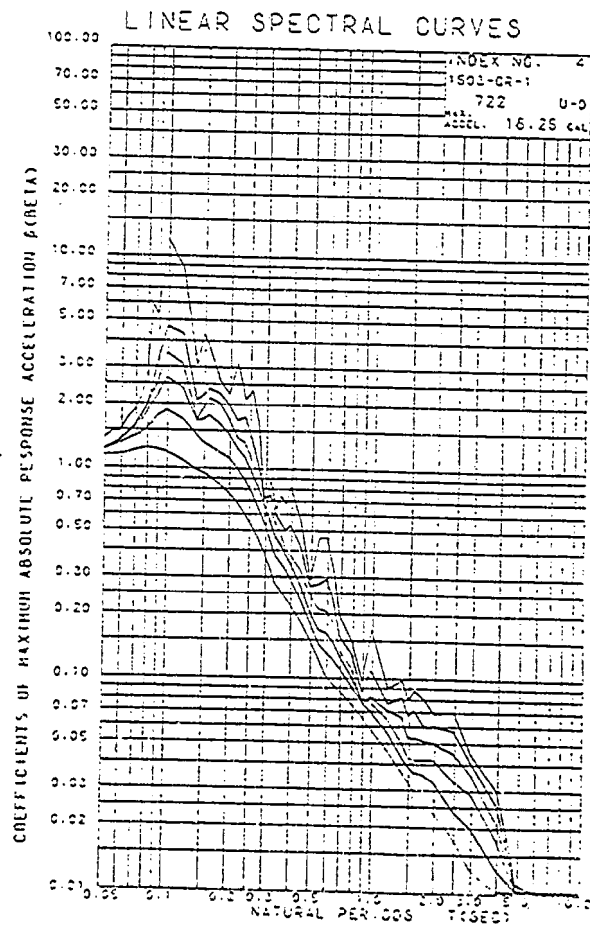


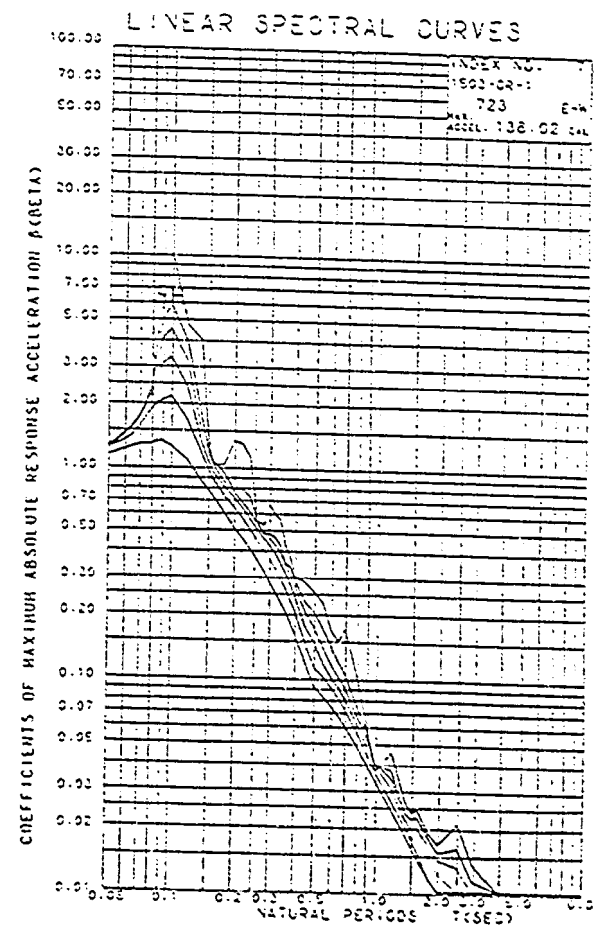
図8-4-10 大三島における加速度記録 (1979.4.9)



(a) NS成分



(b) UD成分



(c) EW成分

図8-4-11 加速度応答スペクトル倍率 β (減衰定数 $h = 0, 2, 5, 10, 20, 40\%$)

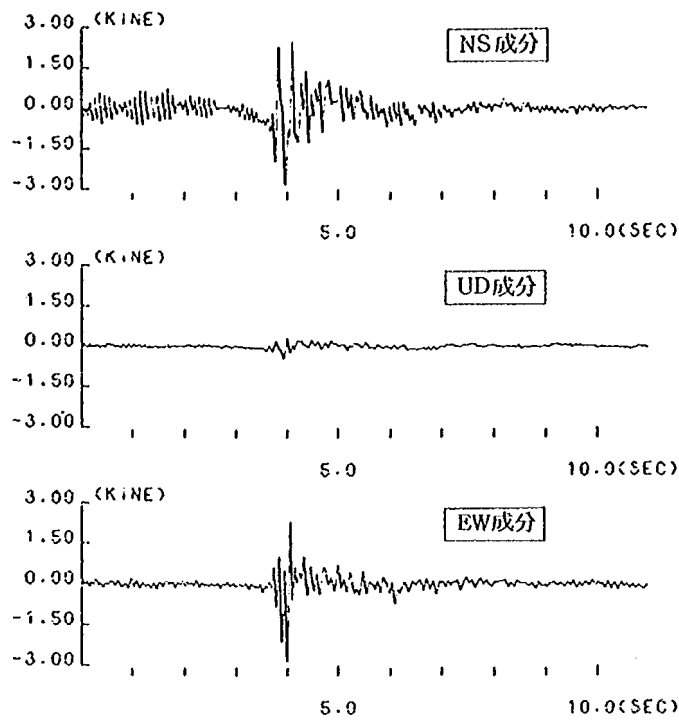


図 8 - 4 - 12 加速度より計算した速度応答 (1979.4.9)

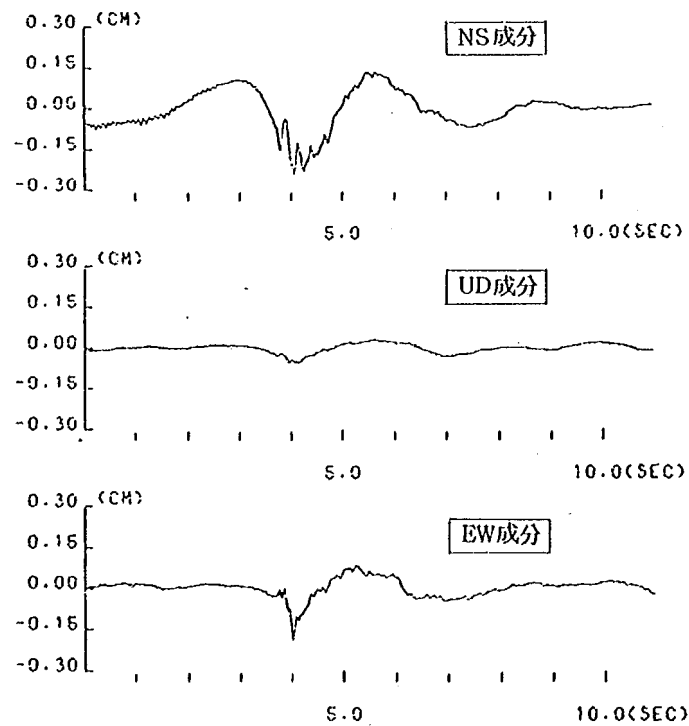


図 8 - 4 - 13 加速度より計算した変位応答 (1979.4.9)

第9章 長大橋の耐震性に関する調査試験

耐震研究室 栗 林 栄 一

(現地震防災部長)

上 田 治

萩 原 良 二

宮 田 忠 明

9 - 1 概 要

長大橋の耐震性の調査においては橋とその周辺地盤を適当な力学系に置換して地震応答解析が行われている。その場合、モデル化した地盤と基礎の力学系の妥当性が解析結果を左右する。

最近、地盤－基礎系の振動を有限要素法によって精度良く表現することがしばしば試みられているが、この方法では計算が繁雑となることから地盤－下部構造－上部構造の全体系の地震応答を同時に解析することは困難である。したがって、地盤－基礎系の動的特性を精度良く表現できたとしても、上部構造と地盤－基礎系の相互作用はうまく表現できない。このようなことから、必要とされる精度を確保できる範囲で地盤－基礎系をできるだけ簡易な力学系にモデル化し、橋全体系の地震応答を同時に解析することが望ましいと考えられる。

本調査では、地震応答解析における地盤－ケーソン基礎系のモデル化について上記の観点から検討している。地盤－ケーソン基礎系の最も簡易なモデル化の方法は、ケーソンと地盤を水平ばねと回転ばねの2つのばねで連結し、地盤から基礎への地震動の入力位置を一点に集約する方法である。一般に地盤の地質構成は深さ方向に変化することなどから、この方法では必要とされる精度が確保できない場合がある。これに対して解析精度を向上させる一つの方法として、ケーソンと地盤を結ぶ水平ばねを複数のばねに分散し、地盤から基礎への地震動の入力位置を複数とする方法が考えられる。そこで、このような方法による地盤－ケーソン基礎系のモデル化について調査した結果を以下に報告する。

9-2 調査方法

土木研究所において実施したケーソン基礎の模型振動実験に用いた表9-2-1、表9-2-2および図9-2-1の諸元を有する地盤-ケーソン基礎系の模型を対象に、ケーソンと地盤を水平ばねと回転ばねで連結してモデル化してその応答特性を解析し、実験結果と解析結果からケーソン基礎で支持された長大橋の地震応答解析における地盤-ケーソン基礎系のモデル化について調査した。

実験における地盤模型はアクリルアマイド系グラウト剤で製作し、ほぼ弾性的な性質を有している。ケーソン模型はアクリライトで製作し、 βl の値は1より小さく剛体と考えることができる。図9-2-1に示したように、ケーソンの根入れを3段階に変え、振動台から正弦波を入力して模型の応答加速度を測定している。

表9-2-1 地盤模型の諸元

寸 法	1.5 m × 1.1 m × 0.6 m
単位体積重量 γ (kg/cm ³)	1.0×10^{-3}
弾 性 定 数 E (kg/cm ²)	6.8
せん断弾性定数 G (kg/cm ²)	2.3
ポ ア ソ ン 比 ν	0.5

表9-2-2 ケーソン基礎の諸元

寸 法	$0.8\text{ cm} \times 1.0\text{ cm} \times (35.0 + \alpha)\text{ cm}$
単位体積重量 γ (kg/cm ³)	1.2×10^{-3}
曲 げ 剛 性 EI (kg · cm ²)	1.7×10^7

注： α ($\approx 5\text{ cm}$) はケーソン頭部に付加重量として設置した鋼材の厚さを表わしている。

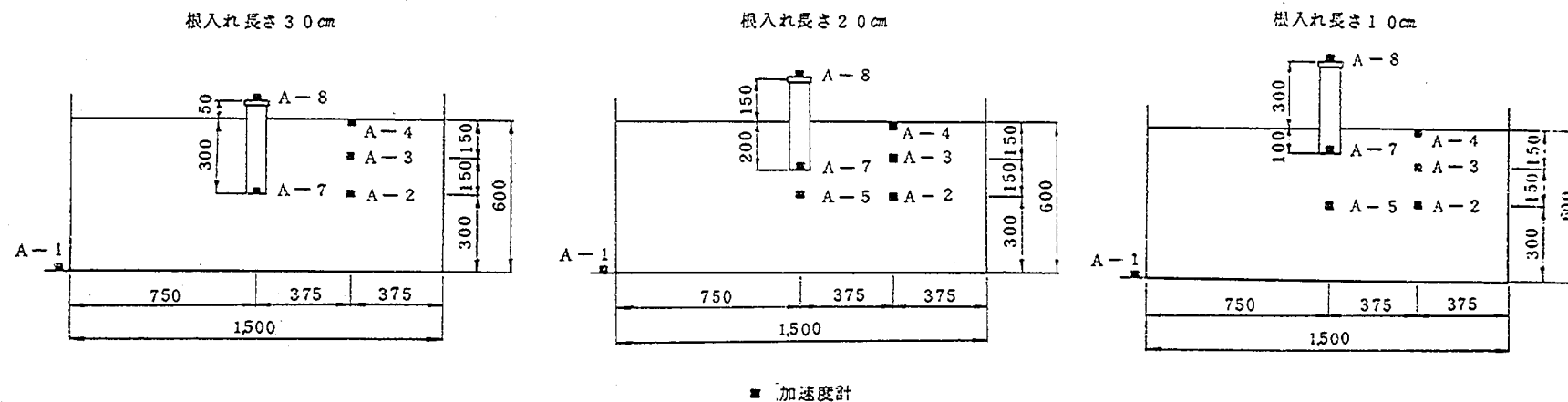


図 9-2-1 模 型 一 般 図

9-3 地盤-ケーソン基礎系のモデル化

図9-2-1に示したような地盤-ケーソン基礎系を対象に、ケーソンは剛体とし、地盤を6質点に分割してモデル化した。この場合、ケーソンと地盤は水平ばねと回転ばねで連結し、水平ばねを1つに集約した場合(図9-3-1、図9-3-2)と複数に分散した場合(図9-3-3)のモデルを考えた。これらはそれぞれ、地盤からケーソンへの地震動入力を1点に集約することと、多点に分散することに対応している。

こういったモデル化に際して、ばね係数をいくらにとるかは解析結果に大きく影響するとともに、その算出方法は今のところ確立されていない。そこで次に示すようなばね係数を仮定して解析することとした。

- (1) 地盤の1次固有振動数より求めた地盤の弾性定数 $E = 28.44 \text{ kg/cm}^2$ を用いて算出したばね係数
この場合のばね係数の算出にあたっては次式を用いている。

$$\omega_i = \frac{(2i-1)\pi}{2} \cdot \frac{V_s}{H} \quad (1)$$

$$V_s = \sqrt{gG/\gamma} \quad (2)$$

$$E = 2(1+\nu)G \quad (3)$$

ここに、

ω_i : 地盤の i 次の固有円振動数 (rad/sec)

V_s : 地盤のせん断弾性波速度 (m/sec)

H : 地盤の厚さ (m)

g : 重力加速度 (9.8 m/sec²)

G : 地盤のせん断弾性定数 (t/m²)

γ : 地盤の単位体積重量 (t/m³)

E : 地盤の弾性定数 (ヤング係数) (t/m²)

ν : 地盤のポアソン比

<水平方向の地盤反力係数>

$$K_H = K_{HO} \left(\frac{B_H}{3.0} \right)^{-\frac{3}{2}} \quad (4)$$

$$K_{HO} = \frac{1.2}{3.0} \alpha E_0 \quad (5)$$

$$B_H = \sqrt{A_H} \quad (6)$$

ここに、

K_H : 水平方向の地盤反力係数 (kg/cm^2)

K_{HO} : 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数 (kg/cm^2)

B_H : 基礎の換算載荷幅 (cm)

E_0 : 測定または推定された地盤の変形係数 (kg/cm^2)

α : E_0 の算出方法に対応して与える係数

A_H : ケーソン前面の面積 (cm^2)

<鉛直方向の地盤反力係数>

$$K_V = K_{VO} \left(\frac{B_V}{30} \right)^{-3} \quad (7)$$

$$K_{VO} = \frac{1}{30} \alpha E_0 \quad (8)$$

$$B_V = \sqrt{A_V} \quad (9)$$

ここに、

K_V : 鉛直方向の地盤反力係数 (kg/cm^2)

K_{VO} : 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向の地盤反力係数 (kg/cm^2)

B_V : 基礎の換算載荷幅 (cm)

A_V : ケーソンの底面積 (cm^2)

<水平方向のせん断ばね係数>

$$K_S = \lambda \cdot K_V \quad (10)$$

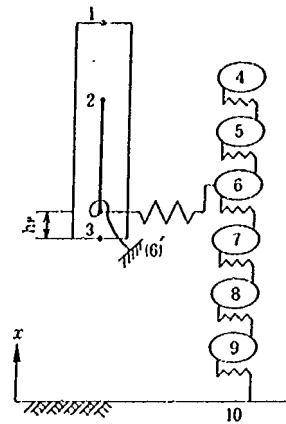
ここに、

K_S : 水平方向のせん断ばね係数 (kg/cm^2)

λ : 鉛直地盤反力係数に対する水平方向せん断ばね係数の比 ($\lambda = 1/3 \sim 1/4$)

上式によって求めた K_H 、 K_V 、 K_S の値を用いてケーソン-地盤間のばね係数および地盤のせん断ばね係数を算出した。なお、これらのばね係数の算出にあたっては $\alpha E_0 = E = 28.44 kg/cm^2$ としている。ここで、 K_H 、 K_V 、 K_S の算出式は道路橋下部構造設計指針「ケーソン基礎の設計篇」に示されている式を採用している。

(a) 根入れ30cm



格点座標および質点重量

格点	座標 x (cm)	質点重量 (kg)
1	70.18	—
2	58.02	6.79
3	30	—
4	60	82.5
5	50	165
6	40	165
7	30	165
8	20	165
9	10	165
10	0	0

格点2には回転慣性 $J = 1098.1 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ を考慮する。

地盤せん断
ばね係数 (kg/cm)

格点	せん断ばね係数
4~5	15642
5~6	—
6~7	—
7~8	—
8~9	—
9~10	—

ケーソン—地盤間のばね係数

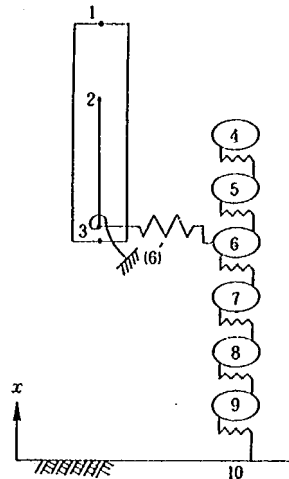
格点 2~6間

$$K_h = 577.9 \text{ kg/cm}$$

$$K_r = 5.222 \times 10^4 \text{ kg} \cdot \text{cm/rad}$$

$$h_p = 13.37 \text{ cm}$$

(b) 根入れ20cm



格点座標および質点重量

格点	座標 x (cm)	質点重量 (kg)
1	80.18	—
2	68.02	6.79
3	40	—
4	60	82.5
5	50	165
6	40	165
7	30	165
8	20	165
9	10	165
10	0	0

格点2には回転慣性 $J = 1098.1 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ を考慮する。

地盤せん断
ばね係数 (kg/cm)

格点	せん断ばね係数
4~5	15642
5~6	—
6~7	—
7~8	—
8~9	—
9~10	—

ケーソン—地盤間のばね係数

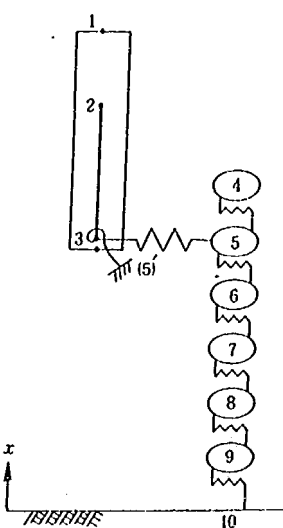
格点 2~6間

$$K_h = 462.6 \text{ kg/cm}$$

$$K_r = 1.975 \times 10^4 \text{ kg} \cdot \text{cm/rad}$$

$$h_p = 8.65 \text{ cm}$$

(c) 根入れ10cm



格点座標および質点重量

格点	座標 x (cm)	質点重量 (kg)
1	90.18	—
2	78.02	6.79
3	50	—
4	60	82.5
5	50	165
6	40	165
7	30	165
8	20	165
9	10	165
10	0	0

格点2には回転慣性 $J = 1098.1 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ を考慮する。

地盤せん断
ばね係数 (kg/cm)

格点	せん断ばね係数
4~5	15642
5~6	—
6~7	—
7~8	—
8~9	—
9~10	—

ケーソン—地盤間のばね係数

格点 2~5間

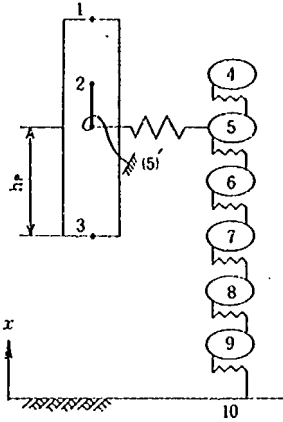
$$K_h = 322.0 \text{ kg/cm}$$

$$K_r = 4.425 \times 10^4 \text{ kg} \cdot \text{cm/rad}$$

$$h_p = 4.03 \text{ cm}$$

図9-3-1 入力集約モデル (ばね係数は地盤の固有振動数より求めた地盤の弾性定数 $E = 28.44 \text{ kg/cm}^2$ を用いて算出)

(a) 根入れ30cm



格点座標および質点重量

格点	座標 x (cm)	質点重量 (kg)
1	70.18	—
2	58.02	6.79
3	30	—
4	60	82.5
5	50	165
6	40	165
7	30	165
8	20	165
9	10	165
10	0	0

格点2には回転慣性 $J = 1098.1 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ を考慮する。

地盤せん断ばね係数 (kg/cm)

格点	せん断ばね係数
4~5	15642
5~6	"
6~7	"
7~8	"
8~9	"
9~10	"

ケーソン-地盤間のばね係数

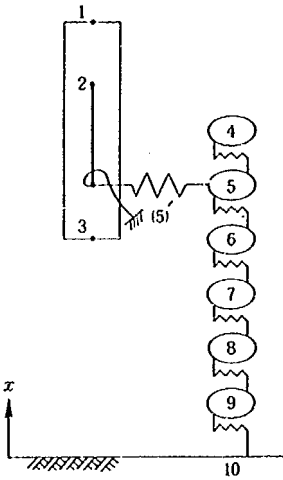
格点 2~5間

$$K_h = 269 \text{ kg/cm}$$

$$K_r = 3.08 \times 10^4 \text{ kg} \cdot \text{cm/rad}$$

$$h_p = 20.74 \text{ cm}$$

(b) 根入れ20cm



格点座標および質点重量

格点	座標 x (cm)	質点重量 (kg)
1	80.18	—
2	68.02	6.79
3	40	—
4	60	82.5
5	50	165
6	40	165
7	30	165
8	20	165
9	10	165
10	0	0

格点2には回転慣性 $J = 1098.1 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ を考慮する。

地盤せん断ばね係数 (kg/cm)

格点	せん断ばね係数
4~5	15642
5~6	"
6~7	"
7~8	"
8~9	"
9~10	"

ケーソン-地盤間のばね係数

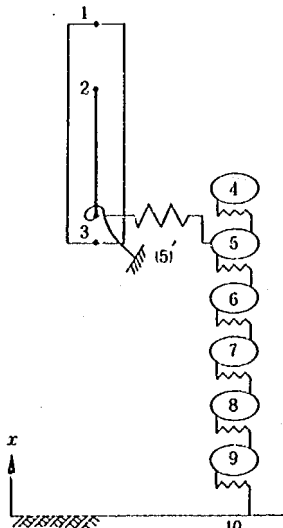
格点 2~5間

$$K_h = 314 \text{ kg/cm}$$

$$K_r = 1.58 \times 10^4 \text{ kg} \cdot \text{cm/rad}$$

$$h_p = 9.95 \text{ cm}$$

(c) 根入れ10cm



格点座標および質点重量

格点	座標 x (cm)	質点重量 (kg)
1	90.18	—
2	78.02	6.79
3	50	—
4	60	82.5
5	50	165
6	40	165
7	30	165
8	20	165
9	10	165
10	0	0

格点2には回転慣性 $J = 1098.1 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ を考慮する。

地盤せん断ばね係数 (kg/cm)

格点	せん断ばね係数
4~5	15642
5~6	"
6~7	"
7~8	"
8~9	"
9~10	"

ケーソン-地盤間のばね係数

格点 2~5間

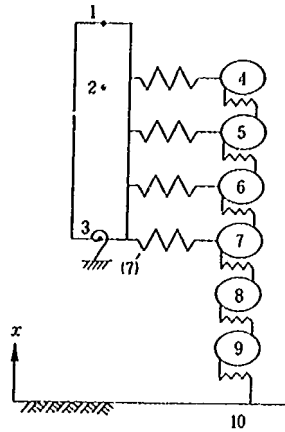
$$K_h = 220 \text{ kg/cm}$$

$$K_r = 9,800 \text{ kg} \cdot \text{cm/rad}$$

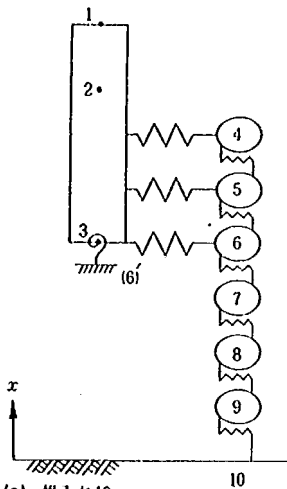
$$h_p = 5.12 \text{ cm}$$

図 9-3-2 入力集約モデル (ばね係数は載荷試験より算出)

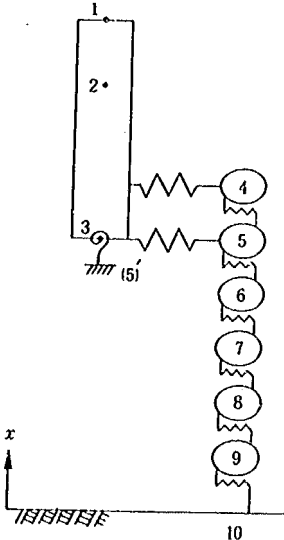
(a) 根入れ30cm



(b) 根入れ20cm



(c) 根入れ10cm



格点座標および質点重量

格点	座標 x(cm)	質点重量(kg)
1	70.18	—
2	58.02	6.79
3	30	—
4	60	82.5
5	50	165
6	40	165
7	30	165
8	20	165
9	10	165
10	0	0

格点2には回転慣性 $J = 1098.1$ $\text{kg} \cdot \text{cm}$ を考慮する。

格点座標および質点重量

格点	座標 x(cm)	質点重量(kg)
1	80.18	—
2	68.02	6.79
3	40	—
4	60	82.5
5	50	165
6	40	165
7	30	165
8	20	165
9	10	165
10	0	0

格点2には回転慣性 $J = 1098.1$ $\text{kg} \cdot \text{cm}$ を考慮する。

格点座標および質点重量

格点	座標 x(cm)	質点重量(kg)
1	90.18	—
2	78.02	6.79
3	50	—
4	60	82.5
5	50	165
6	40	165
7	30	165
8	20	165
9	10	165
10	0	0

格点2には回転慣性 $J = 1098.1$ $\text{kg} \cdot \text{cm}$ を考慮する。

ケーソン—地盤間のばね係数

格点	地盤定数より	載荷試験より
2~4	85.9	44.0
2~5	171.8	87.9
2~6	171.8	87.9
2~7	148.5	49.1
*2~7	1002.7	83.1

*は回転ばね係数 ($\text{kg} \cdot \text{cm} / \text{rad}$)
その他は水平ばね係数 (kg / cm)

地盤せん断ばね係数 (kg / cm)

格点	せん断ばね係数
4~5	15642
5~6	—
6~7	—
7~8	—
8~9	—
9~10	—

ケーソン—地盤間のばね係数

格点	地盤定数より	載荷試験より
2~4	100	62.2
2~5	200	124.3
2~6	162.6	127.3
*2~6	1002.7	1043.2

*は回転ばね係数 ($\text{kg} \cdot \text{cm} / \text{rad}$)
その他は水平ばね係数 (kg / cm)

地盤せん断
ばね係数 (kg / cm)

格点	せん断ばね係数
4~5	15642
5~6	—
6~7	—
7~8	—
8~9	—
9~10	—

ケーソン—地盤間のばね係数

格点	地盤定数より	載荷試験より
2~4	129.7	27.0
2~5	192.3	193.1
*2~5	1002.7	3543.9

*は回転ばね係数 ($\text{kg} \cdot \text{cm} / \text{rad}$)
その他は水平ばね係数 (kg / cm)

地盤せん断
ばね係数 (kg / cm)

格点	せん断ばね係数
4~5	15642
5~6	—
6~7	—
7~8	—
8~9	—
9~10	—

地盤定数

$E = 28.44 \text{ kg} / \text{cm}$
 $G = 9.48 \text{ kg} / \text{cm}$
 $\nu = 0.5$
 $\rho = 1 \times 10^{-3} \text{ kg} / \text{cm}$
 $E = 28.44 \text{ kg} / \text{cm}$ より算出したばね係数
 $K_H = 1.718 \text{ kg} / \text{cm}$
 $K_V = 2.350 \text{ kg} / \text{cm}$
 $K_S = K_V / 3$
 載荷試験より算出したばね係数
 $K_H = 0.879 \text{ kg} / \text{cm}$
 $K_V = 0.195 \text{ kg} / \text{cm}$
 $K_S = K_V / 3$

地盤定数

$E = 28.44 \text{ kg} / \text{cm}$
 $G = 9.48 \text{ kg} / \text{cm}$
 $\nu = 0.5$
 $\rho = 1 \times 10^{-3} \text{ kg} / \text{cm}$
 $E = 28.44 \text{ kg} / \text{cm}$ より算出したばね係数
 $K_H = 2.000 \text{ kg} / \text{cm}$
 $K_V = 2.350 \text{ kg} / \text{cm}$
 $K_S = K_V / 3$
 載荷試験より算出したばね係数
 $K_H = 1.243 \text{ kg} / \text{cm}$
 $K_V = 2.445 \text{ kg} / \text{cm}$
 $K_S = K_V / 3$

地盤定数

$E = 28.44 \text{ kg} / \text{cm}$
 $G = 9.48 \text{ kg} / \text{cm}$
 $\nu = 0.5$
 $\rho = 1 \times 10^{-3} \text{ kg} / \text{cm}$
 $E = 28.44 \text{ kg} / \text{cm}$ より算出したばね係数
 $K_H = 2.593 \text{ kg} / \text{cm}$
 $K_V = 2.350 \text{ kg} / \text{cm}$
 $K_S = K_V / 3$
 載荷試験より算出したばね係数
 $K_H = 0.539 \text{ kg} / \text{cm}$
 $K_V = 8.306 \text{ kg} / \text{cm}$
 $K_S = K_V / 4$

図9-3-3 入力分散モデル

(2) 載荷試験より算出したばね係数

ケーソン天端に水平力を載荷し、その時の変位を測定し、荷重～変位関係から水平ばね係数 K_1 および回転ばね係数 K_2 を求め、水平ばねを分散させる場合は次式の関係から求めた K_H 、 K_V 、 K_S を用いてばね係数を算出した（図－5 参照）。

$$K_1 = b \cdot h_s \cdot K_H + a \cdot b \cdot K_S \quad (11)$$

$$K_2 = \frac{1}{3} b \cdot \{ (h_s + h_1 - h_0)^3 + (h_0 - h_1)^3 \} \cdot K_H + \frac{1}{12} a^3 \cdot b \cdot K_V + a \cdot b \cdot (h_0 - h_1)^2 \cdot K_S \quad (12)$$

$$K_S = \lambda \cdot K_V \quad (\lambda = 1/3 \sim 1/4) \quad (13)$$

ここに、

K_1 : 載荷試験から求めた水平ばね係数 (kg/cm)

K_2 : 載荷試験から求めた回転ばね係数 ($kg \cdot cm/rad$)

a : ケーソンの振動方向の長さ (cm)

b : ケーソンの振動直角方向の長さ (cm)

h_0 : ケーソンの高さ (cm)

h_s : ケーソンの根入れ長さ (cm)

h_1 : ケーソン天端からばね作用位置までの長さ (cm)

なお、ケーソンと地盤の減衰定数はそれぞれ 0.05 と仮定して解析を行っている。

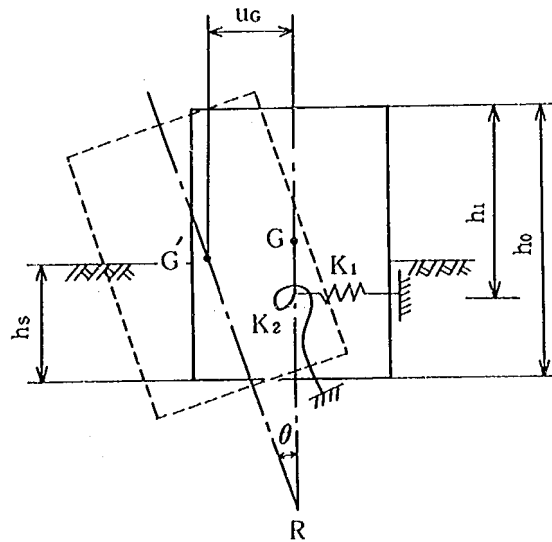


図 9 - 3 - 4 載荷試験から求められるばねモデル

9 - 4 解 析 結 果

上で述べた入力集約モデルおよび入力分散モデルによって、図9-2-1のような地盤-ケーソン基礎系のモデルの応答特性を解析し、算出された入力に対する加速度応答倍率および位相差の周期特性を図9-4-1～図9-4-6に示している。

(1) 根入れが30 cmの場合 (図9-4-1、図9-4-2)

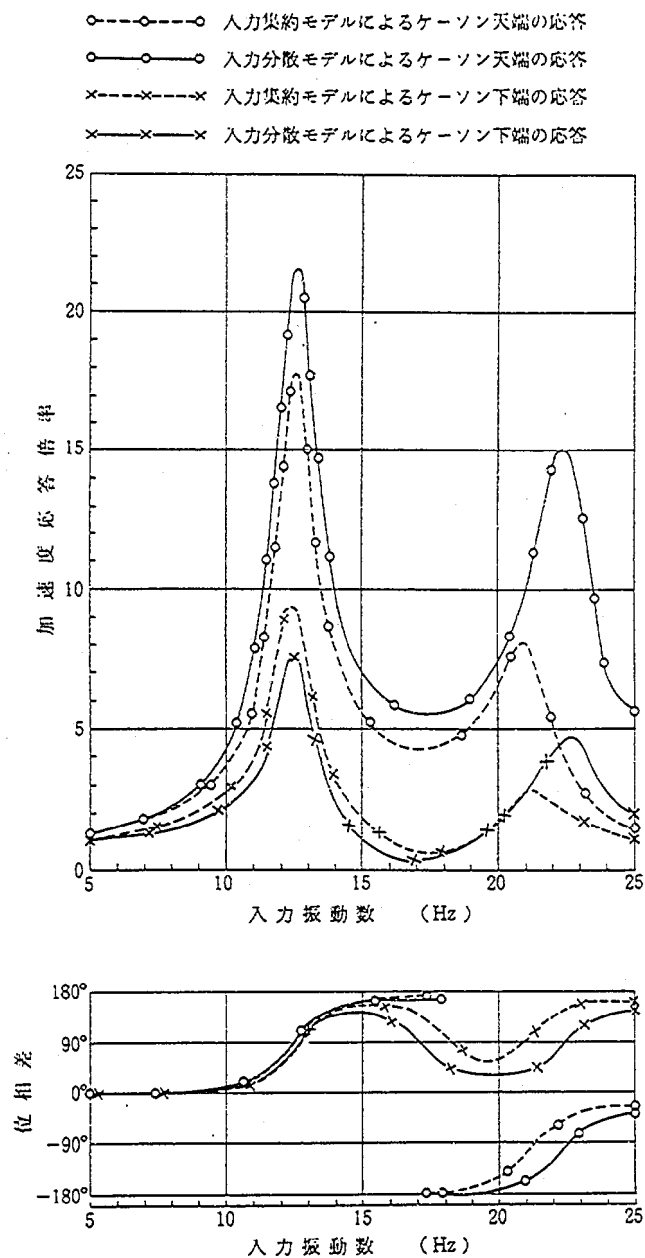
ばね係数を実験における地盤の1次固有振動数から求めた弾性定数 $E = 28.44 \text{ kg/cm}^2$ を用いて算出した場合は、載荷試験結果から求めたばね係数に比べてばねの剛性を高く評価しているため、ケーソンの共振振動数が高い値となっている。入力集約モデルと入力分散モデルによる解析結果を比較すると、ケーソン天端の応答は入力分散モデルの方が大きな値となっている。またケーソンの共振振動数は、地盤の弾性定数 $E = 28.44 \text{ kg/cm}^2$ よりばね係数を算出した場合は入力分散モデル、載荷試験結果よりばね係数を算出した場合は入力集約モデルの方がそれぞれ高くなっている。これは、地盤からケーソンへの地震動の入力を1つの集約したばねを介した場合と、複数の分散したばねを介した場合のモデル化の違いによる影響が大きく現われているものと考えられる。

なお、この場合は地盤の共振振動数よりもケーソンの共振振動数の方が高いような地盤-ケーソン基礎系の振動に対応している。

(2) 根入れが20 cmの場合 (図9-4-3、図9-4-4)

この場合は、地盤とケーソンの共振振動数が近接しているような地盤-ケーソン基礎系の振動に対応している。載荷試験結果よりばね係数を算出した場合はどちらのモデルも同じような解析結果となっているが、地盤の弾性定数 $E = 28.44 \text{ kg/cm}^2$ よりばね係数を算出した場合は入力集約モデルでは地盤よりもケーソンの共振振動数は低く、入力分散モデルでは地盤よりケーソンの共振振動数が高くなっている。また、地盤とケーソンの共振振動数が近接しているため、ケーソン天端の加速度応答倍率が大きくなっている。特に、地盤の弾性定数 $E = 28.44 \text{ kg/cm}^2$ よりばね係数を算出し、入力分散型のモデルを考えた場合はケーソンの共振振動数が地盤の共振振動数よりわずかに高い位置にあり、地盤およびケーソンの共振振動数に近い振動数の入力に対してはケーソン天端の応答は非常に大きな応答となっている。またこのモデルによる解析結果には、ケーソンの応答が地盤振動に影響を及ぼしている様子が図9-4-3の地盤の共振曲線に表現されていることがわかる。

(3) 根入れが10 cmの場合 (図9-4-5、図9-4-6)



$$h_c = h_c = 0.05$$

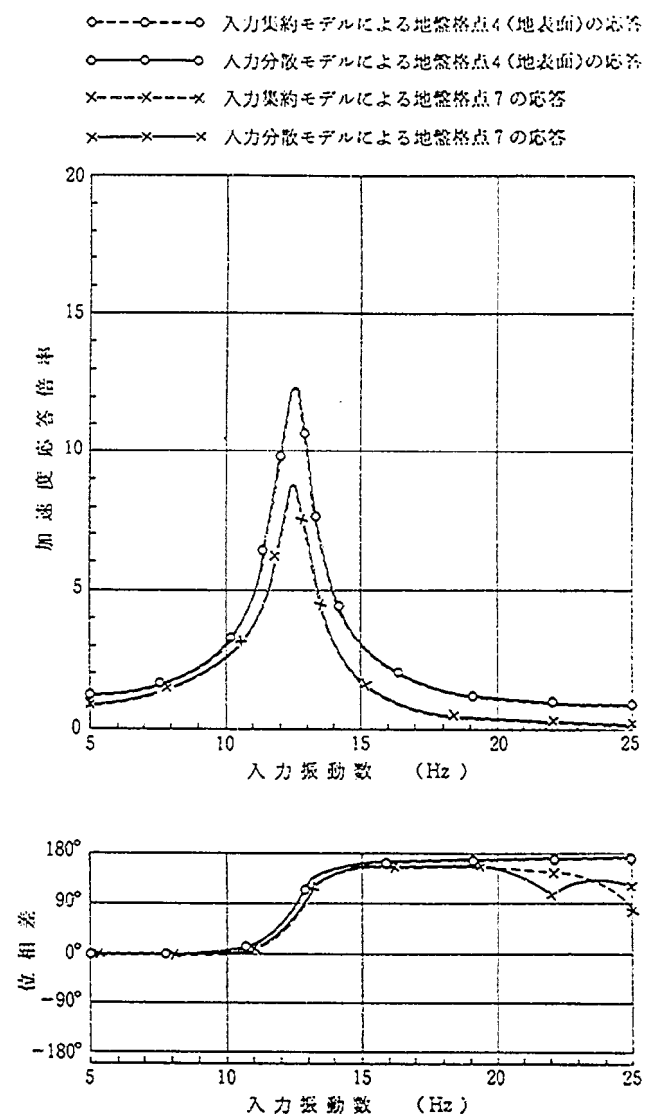
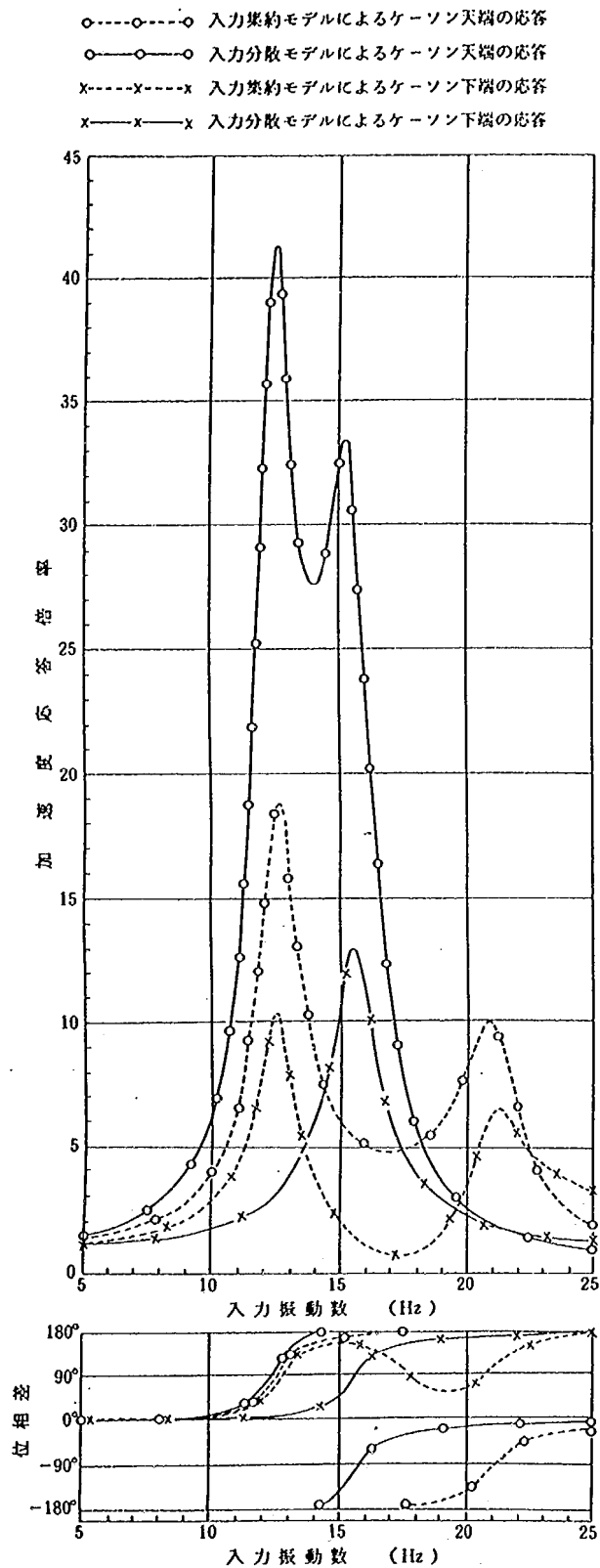


図9-4-1 ケーソンの根入れが30 cmの場合の解析結果
 (地盤定数 $E = 28.44 \text{ kg/cm}^2$ よりばね係数を算出した場合)



$h_c = h_G = 0.05$

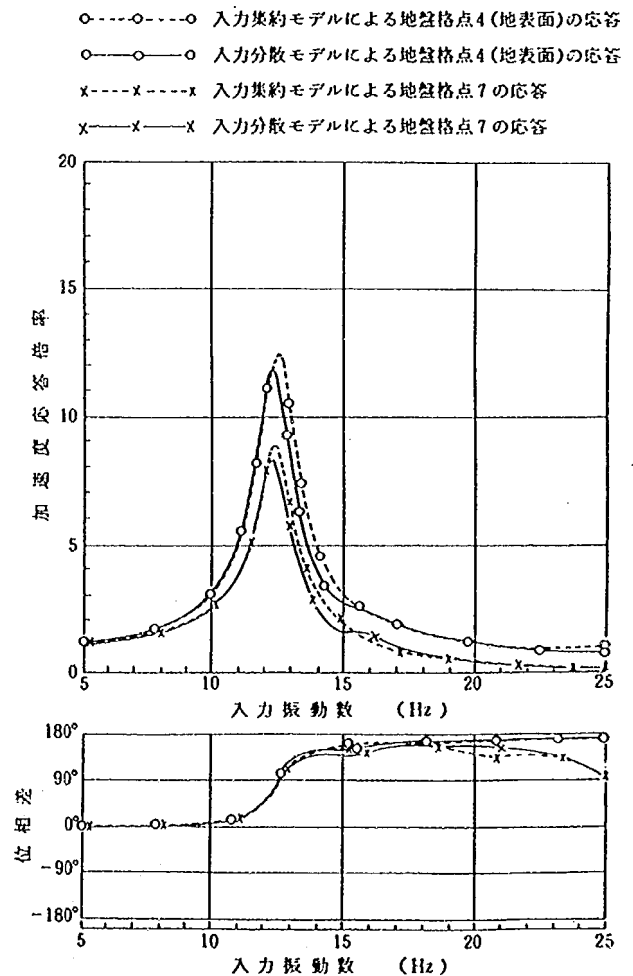
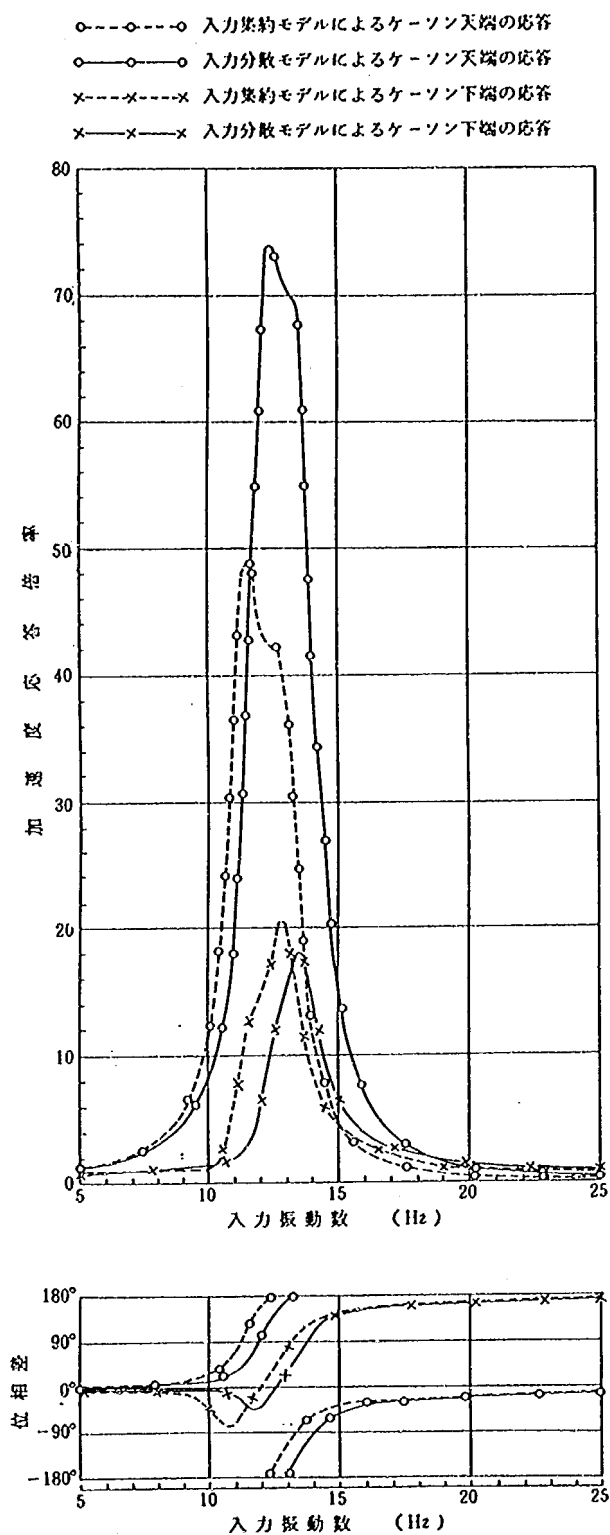


図 9 - 4 - 2 ケーソンの根入れが 30 cm の場合の解析結果
 (載荷試験結果からばね係数を算出した場合)



$h_c = h_c = 0.05$

○---○---○ 入力集約モデルによる地盤格点4 (地表面) の応答
 ○—○—○ 入力分散モデルによる地盤格点4 (地表面) の応答
 ×---×---× 入力集約モデルによる地盤格点7 の応答
 ×—×—× 入力分散モデルによる地盤格点7 の応答

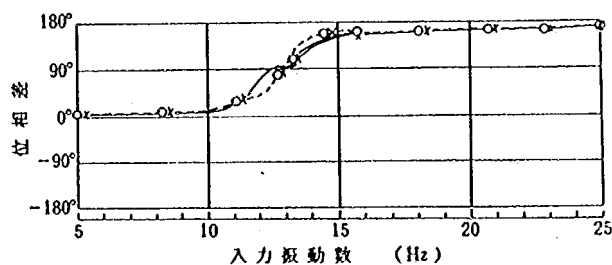
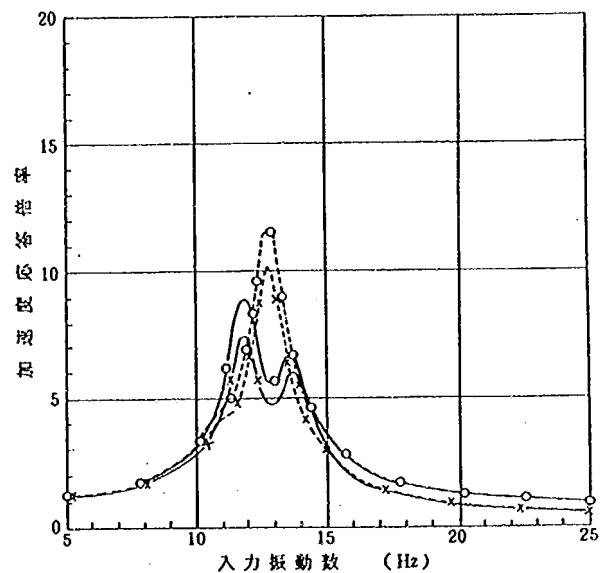
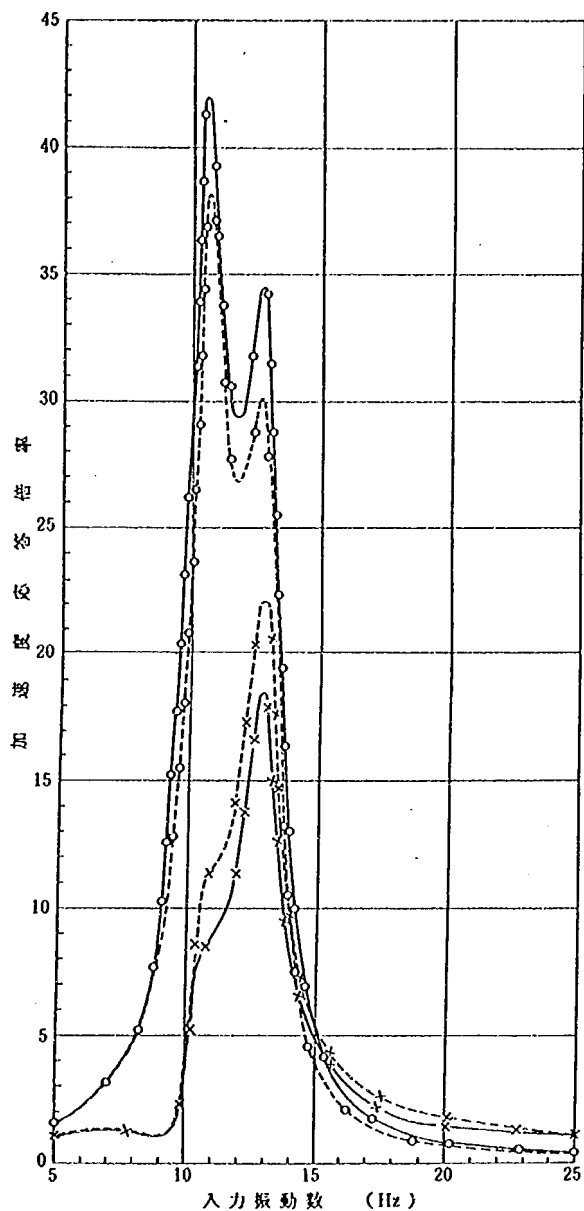


図9-4-3 ケーソンの根入れが20 cmの場合の解析結果
 (地盤定数 $E = 28.44 \text{ kg/cm}^2$ よりばね係数を算出した場合)

- 入力集約モデルによるケーソン天端の応答
- 入力分散モデルによるケーソン天端の応答
- ×---×---× 入力集約モデルによるケーソン下端の応答
- ×—×—× 入力分散モデルによるケーソン下端の応答



$$h_c = h_{c0} = 0.05$$

- 入力集約モデルによる地盤格点4 (地表面) の応答
- 入力分散モデルによる地盤格点4 (地表面) の応答
- ×---×---× 入力集約モデルによる地盤格点7 の応答
- ×—×—× 入力分散モデルによる地盤格点7 の応答

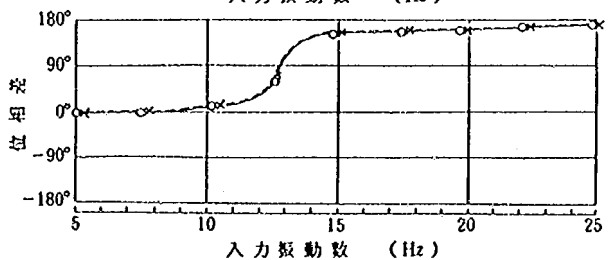
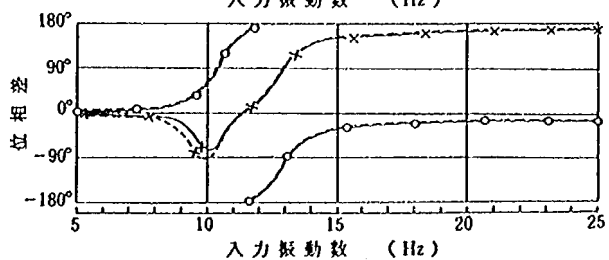
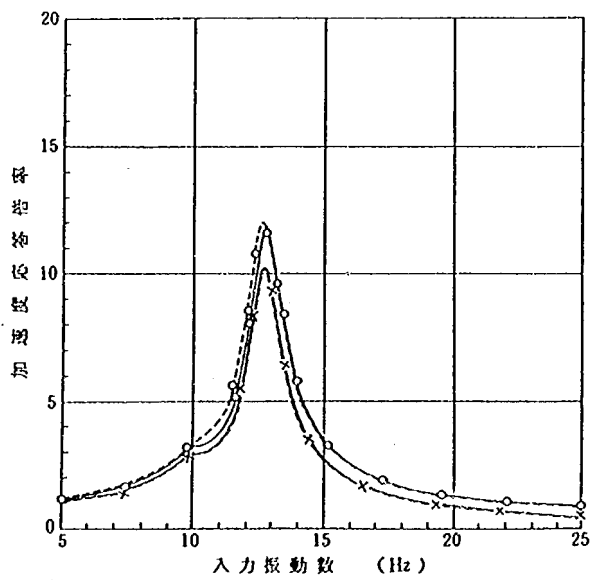


図 9 - 4 - 4 ケーソンの根入れが 20 cm の場合の解析結果
(載荷試験結果からばね係数を算出した場合)

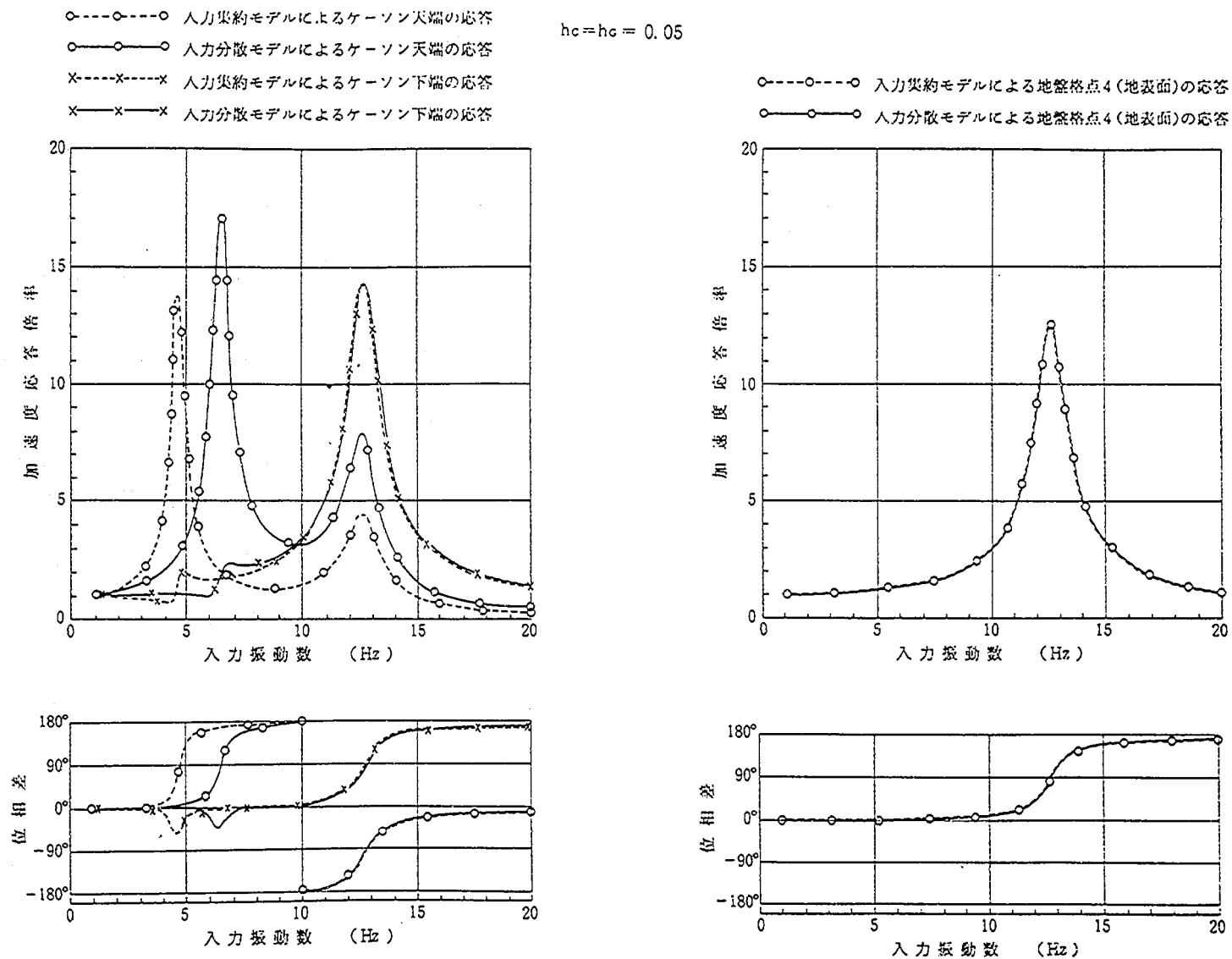
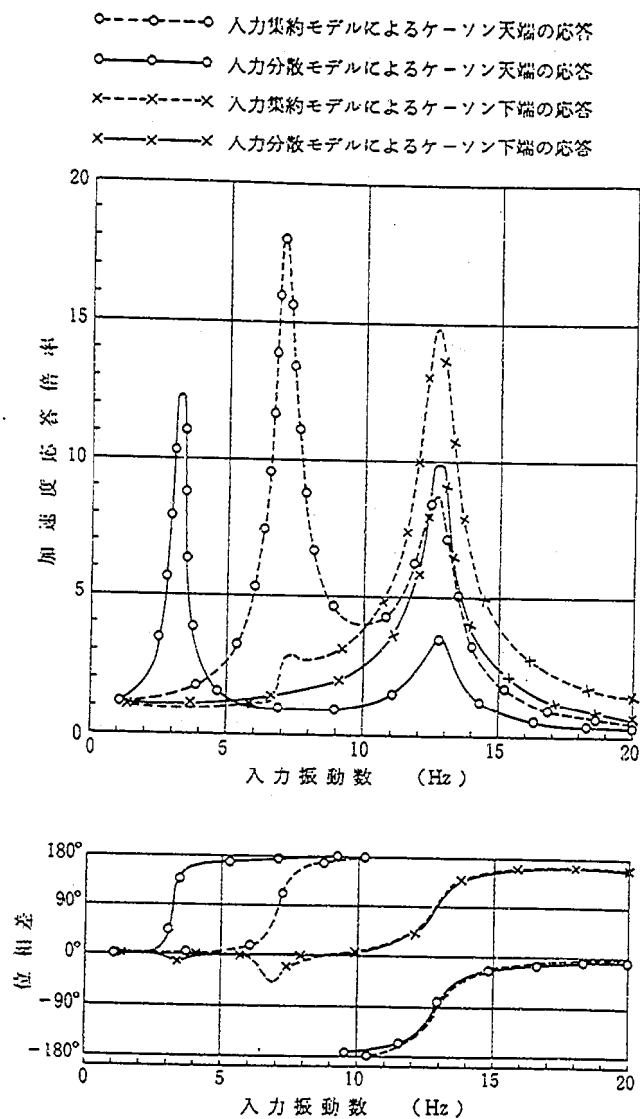


図 9 - 4 - 5 ケーソンの根入れが 10 cm の場合の解析結果
 (地盤定数 $E = 28.44 \text{ kg/cm}^2$ よりばね係数を算出した場合)



$$h_c = h_g = 0.05$$

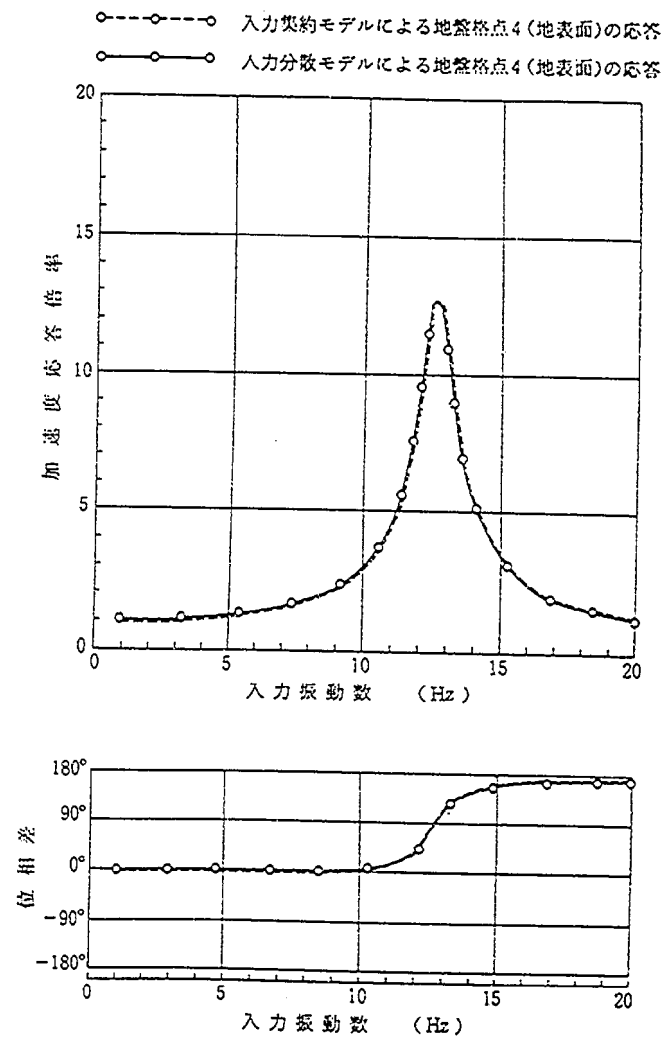


図9-4-6 ケーソンの根入れが10 cmの場合の解析結果
(載荷試験結果からばね係数を算出した場合)

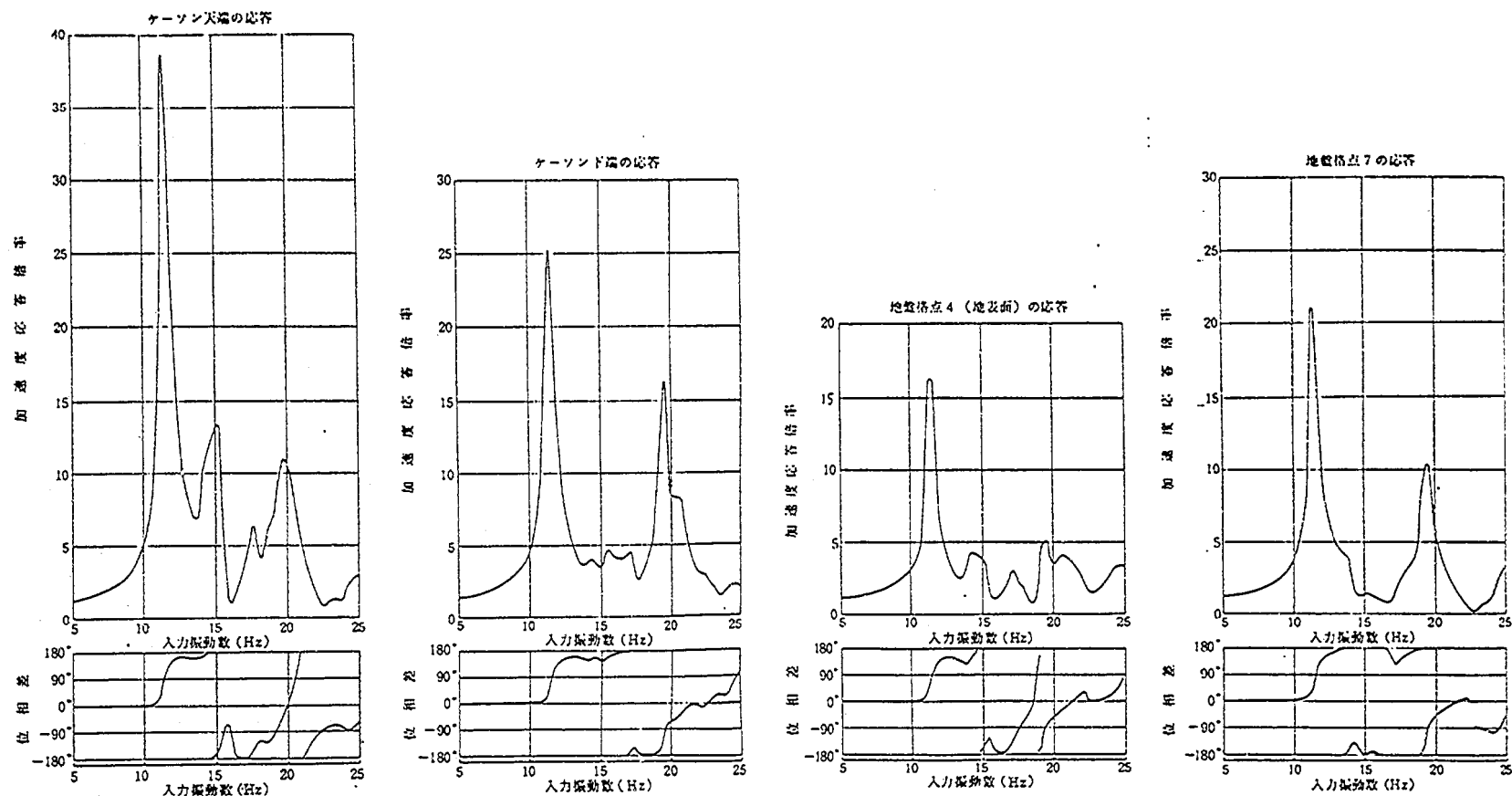


図 9 - 4 - 7 ケーソンの根入れが 30 cm の場合の実験結果

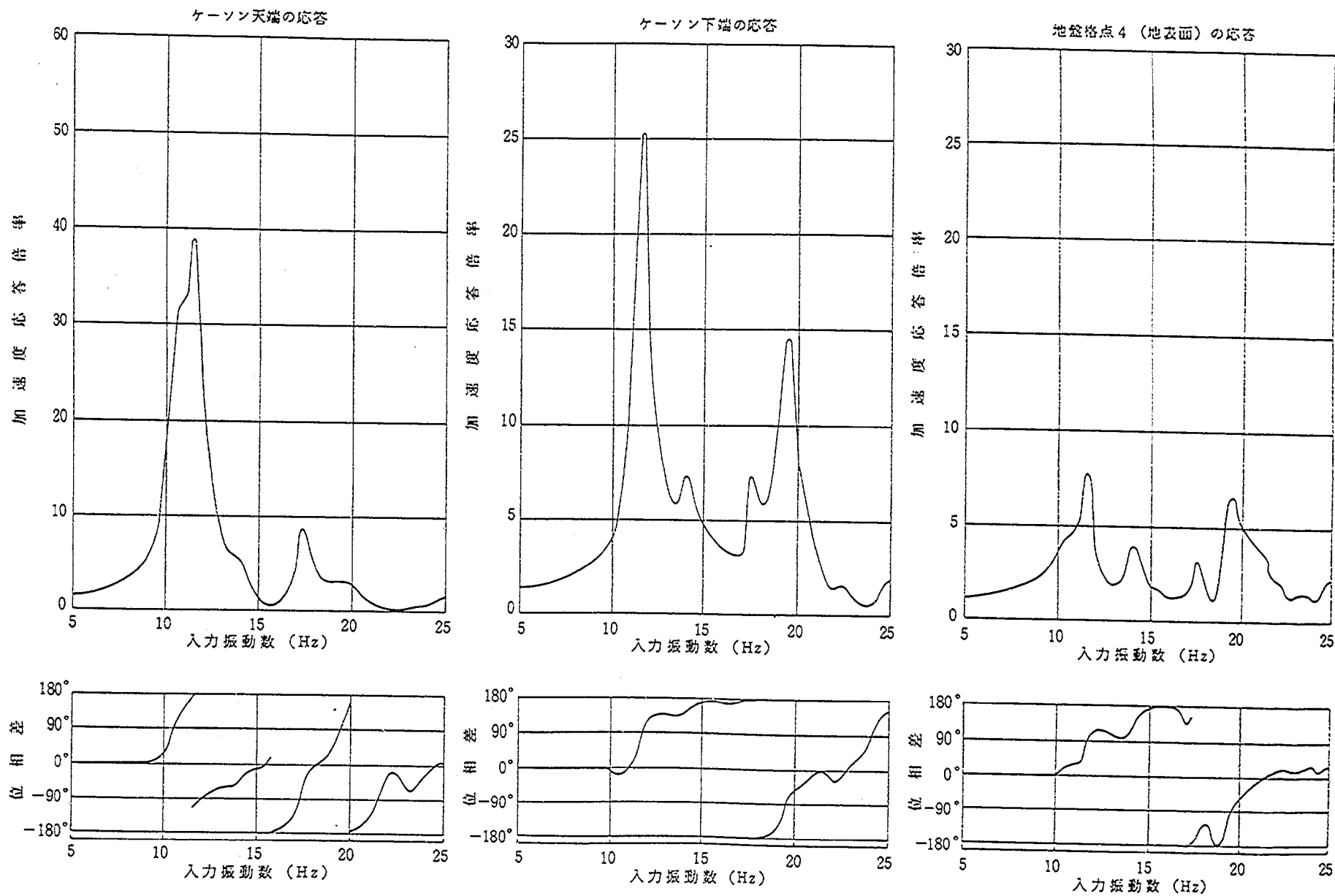


図 9 - 4 - 8 ケーソンの根入れが 20 cm の場合の実験結果

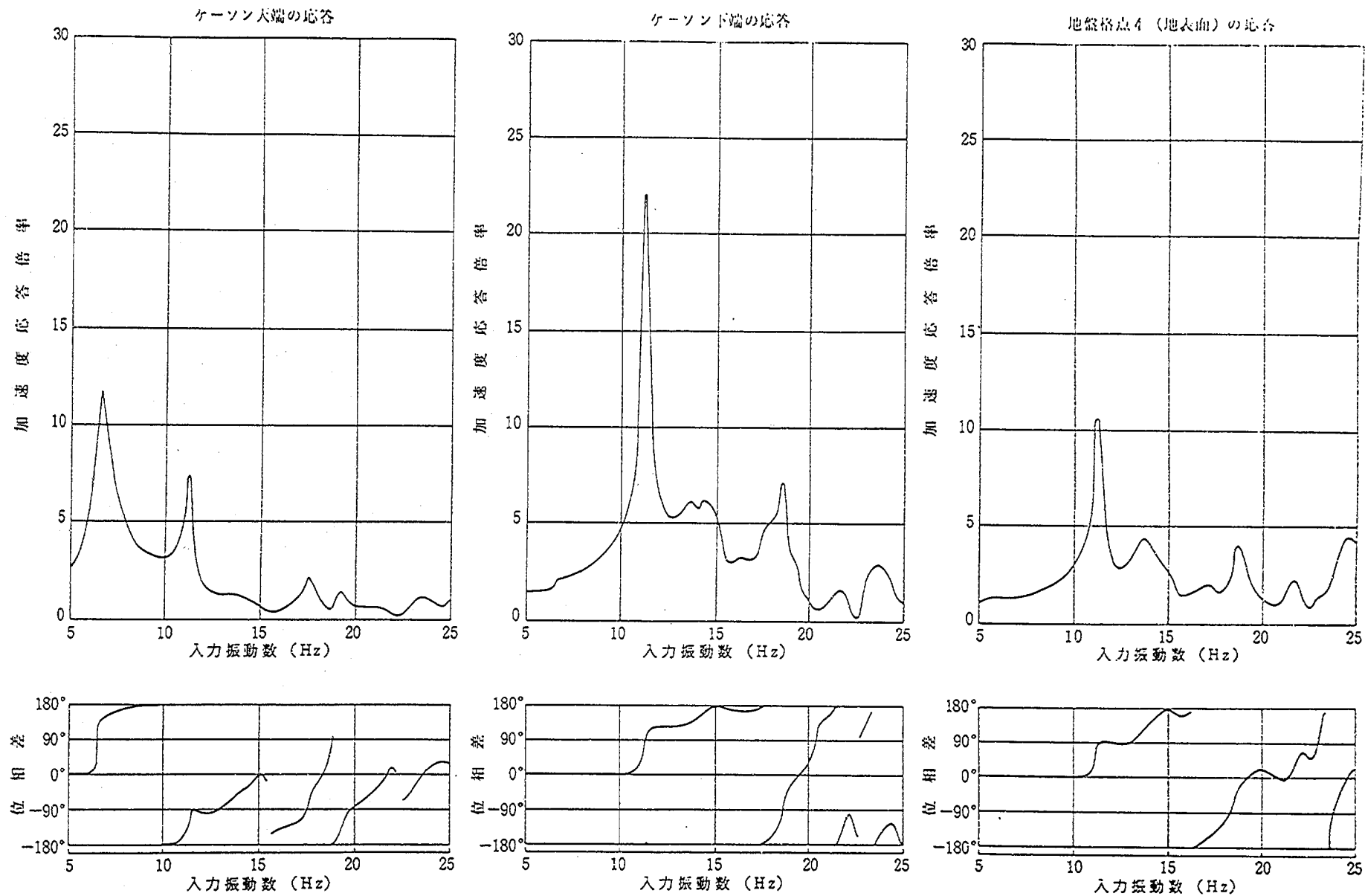


図 9 - 4 - 9 ケーソンの根入れが 10 cm の場合の実験結果

この場合は、地盤の共振振動数よりもケーソンの共振振動数の方が低いような地盤－ケーソン基礎系の振動に対応している。ケーソンの共振振動数は、地盤の弾性定数 $E = 28.44 \text{ kg/cm}^2$ よりばね係数を算出した場合は入力分散モデル、載荷試験結果よりばね係数を算出した場合は入力集約モデルの方がそれぞれ高くなっている。この場合は地盤の共振振動数に対してケーソンの共振振動数はかなり低い所にあり、ケーソンの共振振動数に近い振動数の入力に対してケーソン天端の応答は大きくなっているがケーソン下端は地盤に拘束されて共振振動が抑制されている。逆に地盤の共振振動数に近い振動数の入力に対しては、ケーソン天端よりもケーソン下端の応答の方が大きくなっている。このようにケーソンの根入れが浅く、地盤とケーソンの共振振動数がかなり離れているような場合は回転ばねの効果が強く、ケーソンの振動は回転成分の卓越した剛体運動を仮定することができ、単純なモデルで表現できるものと考えられる。

参考までに、図9-2-1の模型を用いた振動実験の結果を図9-4-7～図9-4-9に示している。この実験結果において加速度応答倍率が大きな値となっているのは、地盤模型としてアクリルアマイド系グラウト剤で製作したほぼ弾性的な性質を有する地盤を用いているため、減衰効果が小さいからである。また、各解析モデルおよび実験結果によるケーソンおよび地盤の共振振動数の比較を表9-4-1に示している。

表9-4-1 共振振動数の比較

(単位: Hz)

模 型 の 条 件	共 振 着 目 点 振 動 数	入 力 集 約 モ デ ル		入 力 分 散 モ デ ル		実 験 結 果
		$E=28.44 \text{ kg/cm}^2$ によるばね係数を用いた場合	載荷試験によるばね係数を用いた場合	$E=28.44 \text{ kg/cm}^2$ によるばね係数を用いた場合	載荷試験によるばね係数を用いた場合	
ケーソンの根入れ $\ell = 30 \text{ cm}$	基礎	2 1.1	2 1.0	2 2.4	1 5.5	1 5.5
	地盤	1 2.6	1 2.6	1 2.5	1 2.4	1 1.4
ケーソンの根入れ $\ell = 20 \text{ cm}$	基礎	1 1.1	1 0.4	1 3.5	1 0.4	1 0.9
	地盤	1 2.8	1 2.8	1 2.0	1 2.8	1 1.6
ケーソンの根入れ $\ell = 10 \text{ cm}$	基礎	4.6	7.0	6.5	3.1	6.6
	地盤	1 2.7	1 2.7	1 2.7	1 2.7	1 1.2
地 盤 の み		—				1 2.5

本調査試験では長大橋の耐震性を動的解析によって調査する場合のモデル化について、解析モデルは橋の動的特性を適切に表現しなるべく単純なものが望ましいという観点から、特に地盤-ケーソン基礎系のモデル化に着目して調査を行った。以下にその結果から考察された事項を略述する。

- (1) 長大橋の耐震性を動的解析によって調査する場合は、橋全体系の地震応答を同時に解析することが望ましく、その場合には地盤-基礎系のモデル化は必要とされる解析精度と橋および地盤の条件を考慮してなるべく単純で適切なモデルを考える必要がある。
- (2) 地盤-ケーソン基礎系のモデル化として、地盤とケーソンを水平ばねと回転ばねで連結したモデルを考え、地盤から基礎への地震動の入力位置を一点に集約した最も単純なモデルと入力位置を複数としたモデルを用いて地盤-ケーソン基礎系の振動を表現する方法を検討したが、岩盤のように地盤の良い所で根入れの浅い基礎を設置するような場合には、最も単純な入力集約モデルを用いて簡易に解析することができる。一方、比較的軟らかい地盤で基礎の根入れが深くなるような場合は、入力集約モデルと入力分散モデルによる解析結果には有意な差が生じるものと考えられるため、地盤と基礎を連結する水平ばねを複数とした入力分散モデルを用いた方が望ましいと考えられる。この場合の水平ばねの数およびその位置は、必要とされる解析精度と橋および地盤の条件を考慮して決めるとよい。
- (3) ここで示したような解析モデルをさらに精度の良いものとするには、これらのモデルにおいて特に詳細な考慮をしていないケーソン側面における地盤とケーソンの間のせん断ばねおよびケーソン前面における地盤とケーソンの間の鉛直方向のせん断ばねによる効果をどのようにばね係数に反映させるか、またどのような範囲の地盤の質量を考慮すれば良いのかなどを検討して解析モデルを改良していけばよいものと考えられる。

謝 辞

本調査試験にあたり御協力を頂いた、本州四国連絡橋公団および建設省土木研究所の関係者の方々に深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇、昭和45年3月
- 2) 栗林栄一、萩原良二、宮田忠明：ケーソン基礎の断面形状と動的特性、土木学会第34回年次学術講演会講演概要集第1部 pp. 392～393、昭和54年10月
- 3) 建設省土木研究所：クイ基礎の地震応答解析ー地盤の応答変位を考慮した地震応答解析法ー土木研究所資料第1479号、昭和54年1月
- 4) 建設省土木研究所：クイ基礎の動的特性に関する模型実験、土木研究所資料第1426号、昭和53年10月

本州四国連絡橋の設計・施工に
関する研究

土研資料第1577号
昭和55年3月（1980）

建設省土木研究所基礎研究室

要 旨

本四公団受託研究に関する54年度の
報告書である。

○

郵便はがき

20円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
基礎研究室
行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料第 1577 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

㊦

○