

土 木 研 究 所 資 料

第 1 4 5 6 号

本州四国連絡橋の設計施工に関する
研 究 報 告

昭和 5 4 年 1 月

建 設 省 土 木 研 究 所

目 次

第 1 章 総 論	1
第 2 章 本四橋用塗装に関する調査試験	
厚膜塗装に関する調査試験	1 3
2-1 ま え が き	1 3
2-2 試 験 目 的	1 3
2-3 試 験 方 法	1 4
2-4 試 験 結 果	1 8
2-5 あ と が き	2 4
第 3 章 舗装基準に関する調査試験	2 5
(1) 疲労に関する試験調査	2 5
3-1 ま え が き	2 5
3-2 試 験 方 法	2 5
3-3 結 果	2 9
3-4 ま と め	3 7
(2) 長浦試験舗装調査	3 8
3-5 ま え が き	3 8
3-6 供用性調査	3 8
3-7 ま と め	4 3
第 4 章 交通騒音に関する調査試験	4 5
4-1 ま え が き	4 5
4-2 実 験 概 要	4 6
4-3 実 験 結 果	4 7
4-4 ま と め	6 0
第 5 章 テールアルメ工法に関する調査	6 1
5-1 ま え が き	6 1
5-2 テールアルメ工法の特徴と問題点	6 1
5-3 伯方島テールアルメの概要	6 6
5-4 現場実験の方法	6 8
5-5 実験結果及び考察	7 1

5-6 ま と め	76
第6章 基礎工に関する調査試験	77
6-1 ま え が き	77
6-2 基礎の水平抵抗に関する調査試験	77
6-3 中掘りぐいの支持力特性について	95
第7章 耐風性に関する調査試験	101
7-1 調査の概要	101
7-2 因島大橋の耐風性調査	102
7-3 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1)	104
第8章 材料構造に関する調査試験	133
8-1 ま え が き	133
8-2 対 象 橋 梁	133
8-3 荷重車による載荷試験	133
8-4 応力頻度測定	137
第9章 明石海峡大橋基礎の耐震性に関する試験調査	143
—地層別地震入力の調査—	
9-1 ま え が き	143
9-2 耐震設計上の基盤とその問題点	143
9-3 基礎の設定に伴なう精度の検討	144
9-4 ま と め	152
第10章 明石海峡大橋の耐震性に関する調査試験	155
10-1 概 要	155
10-2 地盤-基礎系の地震応答解析モデル	155
10-3 解析モデルの検証	168
10-4 クイ基礎の地震応答特性	174
10-5 結 論	187

第1章 総 論

昭和53年度における受託研究の項目はつぎのとおりである。

1. 舗装基準に関する調査試験
2. 交通騒音に関する調査試験
3. 基礎工に関する調査試験
4. 耐風に関する調査試験
5. 材料構造に関する調査試験
6. 明石海峡大橋基礎の耐震性に関する調査試験
7. 明石海峡大橋の耐震性に関する調査試験
8. テールアルメ工法に関する調査試験
9. 厚膜塗装に関する調査試験

この中、テールアルメ工法に関する調査と厚膜塗装に関する試験調査が、新規課題となっている。

1. 舗装基準に関する調査試験

1-1 舗装の疲労に関する調査試験

舗装と鋼板から成る合成ビームに繰返し曲げ試験機により動的に載荷して、疲労曲線を明らかにして舗装構成の良否を明らかにする調査試験である。

(イ) サビ止め処理の検討

鋼床版は工場製作時に1次防錆として無機ジンクによるサビ止め塗装を行ない、現場では舗装を行なう前に、この塗膜面の発錆状況に応じてサビ落しを行なった後、エポキシジンクなどを行なって舗装する場合が多い。

今年度はサビ止め層を施した舗装体の疲労試験を行なったが、前年度のサビ止め無しのものに比較して疲労回数が伸びているので、サビ止め塗装は舗装と鋼板の接着を阻害するものではないと云える。ただし、舗装と鋼板がはく離したものは無機ジンクとエポキシジンクの境界部分に多いことから、ジンクリッチペイントが重なることは好ましくないと云える。

(ロ) 接着性の検討

舗装と鋼板がはく離するものは下層がアスコンの構成になっているものに多く、グースアスファルトは接着性が良い。アスコンの接着が悪いのは混合物の粗骨材量の相違による影響が強いが、接着を良くするために接着材の使用量を 0.4 l/m^2 から、 1.0 l/m^2 に変えて試験した結果は効果がない。ただし、エポア

スの接着剤は使用量を増すことによって舗装と鋼板の接着を高めることが可能である。

イ) 防水層を施した舗装体の疲労の検討

舗装と鋼板の接着を改善する処置として接着材を多く使用することは効果がなかったが、防水層入りの舗装体の疲労試験を行なった。(本四舗装基準(案)では舗装構成に防水層を設けることを原則にしている。)その結果は防水層が入ると、防水材料が防水シートでも塗り防水材でも、はく離発生回数が1ヶタ少なくなり接着を大きく阻害する。防水層を設けると接着層で舗装と鋼板がすべるので、防水層は材料のストレッチ、施工厚などを改善する必要がある。

1-2 長浦試験舗装調査

長浦試験舗装は本四舗装基準(案)の舗装構成を実橋で評価することを目的とした試験舗装であり昭和51年3月に施工してある。舗装は上層(3cm)+下層(3cm)が改質アス+グースアス(1工区)、改質アス+改質アス(2工区)、エポアス+改質アス(3工区)、エポアス+エポアス(4工区)の4種類である。3工区と4工区はひびわれ破損が著しくなった昭和52年12月に打換え補修を行なっているが、他工区の供用性は良好である。今年度は供用3ヶ年目に当るが、(3工区、4工区は1年目になる)追跡調査による概要は次のとおりである。

イ) 供用30ヶ月までの累計大型車交通量は約 213×10^4 に達している。

ロ) 3工区のひびわれが著しく、ひびわれ率が20%に達しているが、きれつ発生の原因は上層のエポアスの締固め不足による接着不良が影響している。

ハ) わだち掘れ量は2工区が5.5~7.0mmの範囲で最も良好であるが、この値は一般の舗装より若干良い。3工区、4工区は打換え直後から路面の平坦性が悪いが、その後の進行が小さいので、エポアスの効果がわかる。

ニ) 縦断凹凸量は1工区が2.3mm、2工区が1.2mm、で良好であるが、3工区と4工区が3.5~7.5mmで劣るのは、いずれもエポアスを上層に用いた区間で施工の難しい材料であるといえる。

2. 交通騒音に関する調査試験

本州四国連絡橋Aルート舞子地区の騒音予測にあたっては、トンネル部からの音をどのように考慮に入れるかが一つの検討課題である。

トンネル内に存在する車からの距離減衰や、坑口でのレベルがどの程度かは比較的容易に実測でき、それらから経験式も得られているし、さらにトンネル内壁面での反射を多次にわたって計算したり、廊下を伝搬する音の算出法でも求め得るが、坑口周辺でのレベルを簡単に予測することは難しい。

過去2年間にわたり、無響室における縮尺模型実験の結果、坑口からの距離減衰、坑口よりの放射性状については、坑口面附近に2次的な仮想面音源を想定することによって或る程度予測することが可能となった。

今年度はこのトンネル坑口における騒音の対策という点に視点を置き、トンネル内壁に吸音処理を施した場合に、どの程度影響があるかを検討した。前年度と同様の模型トンネルを使用し、内壁に全周、側壁、天井と3種類の吸音処理を施し、それぞれについて坑口からの距離減衰、坑口面音圧分布、坑内の距離減衰、坑口よりの放射性状などを求め、吸音処理の効果、吸音処理の種類による相違、音源周波数の種類による相違、坑口条件との関係などについて検討した。

その結果、全周を吸音処理した場合には、かなりの吸音効果が期待でき、さらに坑口面および坑口周辺でのレベルの減衰には天井を吸音処理した場合がより効果が高い。

坑内における距離減衰については、坑内反射性の場合には音源からの距離に対して、略直線的に減衰する傾向にあったが、内壁を吸音処理すると、 $-ax^{1/2}$ (x :音源から受音点までの距離)の形で表わされるような減衰傾向が得られた。減衰係数 a の値としては全周吸音で、1.2~1.6、側壁吸音で0.83~0.86、天井吸音で、0.76~0.83であった。

内壁全周及び側壁を吸音処理した場合には坑内反射性の場合に比べて、仮想面音源の位置が坑内方向に具へ移動し、内壁を吸音処理することで坑口よりの放射指向性が強くなる結果を得た。

また、いずれの条件においても坑口面中央の音圧レベルが高くなる傾向が変らず、この傾向は内壁を吸音処理した場合に一層強いものとなった。これについては断面形状の影響など、なお今後の検討が必要となるう。なお、この方法を用いて現地の音圧レベルを推定している。

3. 基礎工に関する調査試験

3-1 アンカレイジの水平抵抗について

昨年度は明石海峡大橋の松帆側のアンカレイジの水平抵抗についてFEMを用いて数値シミュレーションを行ない、基礎の水平力に対する安定を検討したが、今年度は舞子側アンカレイジについて同様の検討を行った。

(イ) 基礎形状

基礎形状は本四の資料による。

(ロ) 地盤条件

地盤についてはボーリング結果を参考にして決定した。

神戸層は泥岩と砂岩の薄い層が交互に重なっているため、従来の平均化した強度定数、変形係数を用いた計算をしているのに対し、今回は互層の影響を考慮するためにモデル化した互層を考えた。クリープの影響を考慮するためにクリープ係数を2とし、地震時の弾性係数は常時の2倍になるような条件を与えた。アンカレイジと地盤の接触抵抗については昨年度と同様に付着要素を仮定して計算した。

(ハ) 計算条件

花崗岩層までを考慮に入れ、変厚モデルを用いたモデル地盤を設定し弾塑性計算を行なった。メッシュ

は約700節点に分割し、荷重は現地盤状態、掘削状態、アンカレイジ設置状態、地震力作用状態の4段階に分けて作用させた。地盤の破壊条件はDrucker-Pragerの降伏条件を用い、地震時には弾塑性計算で得られた常時の変位に地震による増加力による変位を弾性計算して加えた。

(二) 計算結果

常時においては地盤は殆んど塑性化せず、地震時においても十分な安全率を持って安定することが判明した。

3-2 支持層に打ち込まない杭の支持力特性

基礎建設時における低振動、低騒音を目的とした無公害工法の一つとして支持層に打ち込まない、杭の支持力について考察し、この種の杭に支持力特性が似たものとして中掘り杭が考えられるので、中掘り杭の載荷試験データを集めて極限支持力、 K_v 値等の推定公式を開発した。

4. 耐風に関する調査試験

4-1 因島大橋の耐風性調査

因島大橋の耐風安定性については、昭和49年度の設計案は全ての迎角に対して振動は発生せず耐風安定性は良好と考えられていたが、断面形状が若干変更された最終設計案は、正の迎角領域で、設計基準に定められた風速よりも低い風速で自動振動が発生した。風洞実験により地震の形状が耐風性に大きな影響を及ぼすことが明らかになり、適当地震の形状を選ぶことにより、耐風性の良好な実施設計案が得られた。

4-2 自然風の乱れが長大橋梁の耐風性に及ぼす影響について(その1)

長大橋梁に及ぼす風の作用は静的なものと動的なものに大別される。風による動的不安定現象としては、自動振動、渦励振およびバフティングがあるが、自動振動および渦励振の特性を把握するために多く用いられている手段としては、一様気流中での動的応答測定試験および一様気流中での空気力測定試験がある。実際の橋梁は時間的、空間的に変動する自然風の中に建設されるのであるから、乱れの殆んどない一様気流中での自動振動特性および渦励振特性と自然風でのそれらとの関係を知ることが重要で、また、バフティングは構造物に接近する風の乱れに起因する強制振動であるから、乱れの特性を把握する必要がある。

当研究室では昭和49年度、50年度に自然風の乱れが耐風性に及ぼす影響を調査する前段階として、風洞内に格子により乱流を発生させ、その特性および格子乱流中での空気力特性を調べた。昭和52年度は耐風実験橋観測との比較のため、一様気流中および格子乱流中での空気力特性、応答特性を調査した結果、格子乱流中での空力特性が、幾つかの点で一様流中でのそれと異なることが明らかになった。

本年度は自然風中での空力特性との比較を自動振動について実施したが、対象は耐風実験橋観測より得られた自然風中での剛体模型の応答特性であり、これを一様気流中および格子乱流中での風洞実験結果と比較

した。その結果、一樣流中での風洞実験より得られた自動振動特性は、自動振動現象が比較的低風速で明瞭に現れた迎角範囲において耐風実験橋観測結果と概ね合致しているのに対し、格子乱流中でのそれは自然風の乱流特性との差異により、観測結果と余り一致していないことが分った。

また、バフエッティングに関して自然風の乱れによる橋桁の鉛直たわみおよびねじれモードの不規則応答を推定するプログラムを開発したが、長大斜張橋の長期観測結果より得られた風の記録を入力とし、一樣気流中での空力特性を中心としてパラメータを設定して応答の推定計算を行なった。観測結果より得られた応答の記録と比較すると、鉛直たわみモードについては両者は大略一致していたが、ねじれモードについてはパラメータの設定について検討する必要があることが分った。

5. 材料構造に関する調査試験

本四連絡橋の長大橋において使用が計画されている鋼床版構造の実交通荷重下における耐久性、疲労強度等について調査するため、昭和49年度に設けられた長浦試験橋梁の応力頻度に関する追跡調査が行われて来た。本年度も引き続き同様の追跡調査を行なうと共に、荷重車による走行試験で衝撃係数について実験的に検討した。

5-1 鋼床版の衝撃係数

鋼床版の衝撃係数を調べる為に、総重量14.7tの2軸荷重車による走行載荷試験を行なったが、測定の対象は主として支間中央の縦リブ下フランジおよび横リブ下フランジである。荷重車の走行速度は20、30および40km/h、走行位置は3種類で、それぞれの条件毎に5回ずつ走行載荷による測定を行なった。

その結果によると、縦リブでは衝撃係数が、1.0以上となる例が殆んど見られず、走行速度20km/hで0.95~0.75、30km/hで1.0~0.75、40km/hで0.9~0.7であった。すなわち、走行速度が大きくなるにつれて衝撃係数が低下する傾向があるが、これは載荷速度が増すにつれスチフネスの増加する性質のある舗装が鋼床版と一体となって剛性を高めていることを示すものと思われる。ただし、30km/hでは荷重車と鋼床版との応答のためか、他に比べ幾分か大きめの衝撃係数が得られた。

また、横リブの衝撃係数は走行速度20km/hで1.15~0.90、30km/hで1.25~1.08、40km/hで1.10~0.90で、荷重車と鋼床版が応答していると考えられる30km/hで最大となっている。しかし実際の鋼床版での衝撃は舗装によって或る程度緩和されているものと考えられる。

5-2 鋼床版の応力頻度

実交通荷重下における応力頻度測定は48時間連続、測定点は荷重車による走行載荷の場合と同じであり、車両の軸重測定も48時間行ない車両の走行位置分布も調べた。

それによると車両の車輪の約70%までが幅60cmの路面上を走行しており、輪荷重の作用する位置が

なり限定されていること、通過車軸数の約76%までが21以下であり、T荷重の軸重16tを越えるものは極めて少ないが、24時間当り10台程度あること、縦リブおよび横リブともに生じる応力度振幅は最大約550~600kg/cm²であり、設計計算値に比べ可成り小さな値であること等の結果が得られた。これは昨年度の結果と同様であるが、鋼床版には今までの所、特に問題となるような疲労亀裂等の損傷は生じていない。

6. 明石海峡大橋基礎の耐震性に関する調査試験 —地層別地震入力の調査—

明石海峡大橋の耐震設計を行なうにあたっては、建設地点で採取された強震時地震動記録があれば、それを用いることが最善の方法である。しかし、同地域では現在までに耐震設計に直接使用できるような強震記録が採取されていないため、他の地点で採取された強震記録を運用することが必要となる。

地表面で採取された記録はその周辺の表層地盤の影響を強く受けており、この表層地盤の影響を除去するため地表で観測された記録を一度その地点の基盤での地震動に変換し、それに改めて建設地点の表層地盤の影響を付加して設計に用いる地震動を算出するという方法が一般に用いられている。このような方法を設計に用いるためには

(イ) 基盤をどの地層面に選べばよいか

(ロ) 地震動に表層地盤の影響を除去もしくは付加する際の計算精度はどの程度か

の2点に対する検討が重要となる。

本年度は上記(イ)の基盤の選定法を検討するために以下のような試算を行なった。すなわち、地表から地下深部に至るに従い徐々に剛性が高くなる地盤を想定し、地中の充分剛性の高い地盤を基盤とした場合に比較して、地表付近の剛性のそれ程高くない地盤を基盤にとった場合の計算精度を、実際の地震記録(長周期で卓越する地震記録と短周期で卓越する地震記録の2種類を用いた)を用いて検討した。精度の検討にあたって主として着目した点は

(イ) 地表面での応答加速度波形

(ロ) 地中内での最大加速度分布

(ハ) 地表での応答加速度の応答スペクトル曲線

の3点である。

この結果、以下の結論が得られた。

- 1) 地表面で採取された強震記録をある任意の深さの土層を基盤とみなしてこの層の地震動に変換した場合には、基盤から地表に至る間の地盤(表層地盤)の固有周期 T_{s0} より短い周期成分の地震動は正しく補正(除去)されるが、 T_{s0} より長い周期成分は補正(除去)されない。すなわち、地表地震動から表層地盤の固有周期が T_{s0} であるような基盤面での地震動を計算すると、 T_{s0} より長い周期成分は過大に評価される。

- 2) したがって、このような基盤地震動をもとに、建設地点の地震応答を計算する際には、建設地点の表層地盤の固有周期 T_{s1} が T_{s0} とほぼ等しいか、或いは長くなるように建設地点の基盤を選んだ場合には、計算上求められる地表地震動は T_{s0} 以上の周期成分が過大に評価される。
- 3) 短周期成分で卓越する地震動を作用させる場合に比較し、長周期成分で卓越する地震動を作用させる場合には一般に基盤を深くとる必要がある。地震動の特性に応じてどの深さに基盤を設定すればよいかに関しては今後更に検討する必要がある。

7. 明石海峡大橋の耐震性に関する調査試験

基礎が深く根入れされるような大規模構造物の耐震性は、地盤と基礎の間の動的な相互作用を考慮して検討する必要があり、地盤と構造物から成る系の地震応答解析を行なって地震時の安全性を照査する場合に、どのようにしてこの動的相互作用をモデル化するかが重要な問題となっている。

本年度は単純な地盤および基礎構造物からなる系を対象として、根入れが深く曲げ振動が主体となるような基礎の地震応答に及ぼす地盤の動的な影響を、どのようにしてモデル化すべきかについて検討した。そしてそのモデル化の1つの方法を示し解析モデル式を導くと共に、模型実験における基礎模型の振動応答値をシミュレートし、実測値と比較することによってその妥当性を検証した。また、単純な地盤-基礎系を仮定し、ここで導いた解析モデル式によって応答解析を行ない深く根入れされた曲げ振動が主体となる基礎の地震応答特性を調査した。

地盤-基礎系のモデル化において、基盤における地震動は基盤上面から表層地盤および基礎へ伝達されるものと考えられる。この場合、基礎構造物周辺では地盤の振動と基礎の振動が相互に干渉し合うことになる。すなわち、基礎構造物には周辺地盤から地震動による外力および基礎の振動を抑制しようとする地盤反力が作用する。一方、基礎周辺の地盤の振動も、介在する基礎構造物が振動することによって影響される。この時、地盤の弾性体と考え基礎は側面を地盤で弾性的に支持された梁（曲げ振動が主体となる杭基礎を想定）とすると、杭基礎側面に作用する地盤からの外力および反力は、杭基礎側面において杭基礎がある場合の地盤の変位と、杭基礎がない場合の地盤の変位の差だけ地盤が変形を強制され、その結果として地盤の変形と剛性に基く復元力が杭基礎に作用するものとしてモデル化できる。

このような考え方のもとに導いた解析モデルの良否の検証として、模型実験による実測値とこの解析モデルによる計算値の比較を行なった。その結果、地盤反力係数と減衰定数を適切に選ぶことによって、両者は比較的精度良く一致することが分った。すなわち、基礎側面における表盤からの動的な影響を表現する一つの方法として地盤の動的な変位をその剛性に基いて外力として入力する方法の妥当性が確認された。

また、この解析モデルを使って曲げ振動が主体となるような基礎構造物（杭基礎を想定）の地震応答特性を調査した結果、次のようなことがわかった。

- (イ) 根入れの深い杭基礎では下端の支持条件による杭基礎の固有振動数の変動は小さい。
- (ロ) 上部工重量が大きい程、杭基礎の固有周期は長くなる。
- (ハ) 地盤が硬い程、杭基礎の固有周期は短くなる。
- (ニ) 杭基礎の地震応答として応答変位は杭頭、応答曲げモーメントおよび応答せん断力は杭地上部分と地表面近くの地中部分において、大きくなる傾向がある。
- (ホ) 上部工重量が増加すれば杭基礎の地震応答値も大きくなる傾向がある。
- (ヘ) 地盤の剛性が変化すれば杭基礎の地震応答値の分布性状も変化する。すなわち、地盤の剛性が変化すると応答変位、応答断面力の大きくなる箇所も異なって来るため、耐震性の検討の際には詳細な調査が必要である。

8. テールアルメ工法に関する調査試験

テールアルメ工法（補強土とも呼ばれる。）とは粘着力を持たない砂質土に対して引張強度の大きい補強材（ストリップ）を入れ、土粒子の摩擦力を介して両者を一体として挙動させることにより砂質土が大きな粘着力を持つものとして機能させ、自重や外力に対して格段に強化された盛土構造物を構築しようとする全く新しい工法である。

この工法は1963年にフランスのH.Vidalがその原理特許を取得したもので、わが国においても数年前に技術導入され最近では各種の土木構造物の施工に利用する例が急速に増加している。

しかし、その設計手法は従来の擁壁等における土圧理論をそのまま準用しているものであり、テールアルメ工法の優れた機構に基づく方法にはなっていない。

本四公団では尾道～今治ルート of 伯方島の盛土工事において本工法を始めて採用することになったため、この機会を利用してテールアルメ工法に関して従来解明されていない問題点を調査し、その安全性を確認すると共に今後の設計方法等を検討するために、当該工事を対象として各種の調査を行なったものであり、土木研究所はその際の設計、施工および現場調査の技術指導を行なったものである。

工事は転石混りの軟弱層の上に最高約9mの盛土を行なうもので、その一方ののり面を側道の関係で垂直に立てる必要がある。この土留工法が従来の擁壁構造物等では困難であるためテールアルメ工法が採用された。テールアルメ工法の規模は壁高3.0～9.0m、延長107mで国内における実績としては可成り大きいものであり、型式はコンクリートスキン型が採用された。

設計にあたっては本工事がテールアルメ工法の本四公団における最初の工事であること、ストリップには亜鉛メッキの防蝕対策が行なわれているが、その耐蝕性が必ずしも明らかでないこと、さらに道路が完成した後の維持管理が困難なこと等から十分な防蝕対策が行なわれた。

現場調査では次のような調査を行なった。

(イ) ストリップの応力分布の測定, (ロ) スキンに作用する土圧の測定, (ハ) ストリップの引抜き試験, (ニ) 衝撃荷重によるストリップの引抜き試験, (ホ) 基礎地盤の沈下量測定, (ヘ) スキンの変位量測定等である。

これらの調査結果は次のとおりである。

(イ) ストリップの最大応力はクーロンの主働土圧係数を用いた設計計算値と同等ないしはやや上回る結果が得られたが、設計計算上に安全側の各種の仮定を含んでいるため特に問題となる値ではない。

(ロ) ストリップの最大応力点、すなわち、定着部と崩壊部との境界はクーロンの主働崩壊面より上部では壁側に、下部では盛土側にある結果が得られた。

(ハ) 引抜き試験の結果、摩擦係数は0.36～0.62であり、設計値0.38と同等以上である。ただし、締固めの十分出来ない場所に埋設したストリップの引抜き抵抗力は極めて小さいことが分った。

(ニ) 防護柵の安定性を検討するための衝撃荷重による引抜き試験の結果、衝撃荷重に対しては大きな摩擦抵抗力を有することが分った。

(ホ) ストリップの応力の一部、特にスキン直近の応力測定に特異な値が出ており、さらに検討を要する。

(ヘ) 盛土の沈下量とスキンの沈下量を比較するとスキンの沈下量の方が大きい結果が得られた。

以上のような結果を総合すると、本現場のテールアルメ工法の安全性に関しては特に問題はないが、テールアルメ工法の妥当な設計方法を得るためにはさらに検討すべきことが多いと云える。

9. 厚膜塗装に関する調査試験

本年度は狭い海峡部を航行する船舶のレーダー画面に現われる偽像を減少するために用いる電波吸収材に関して次の試験を行なった。

(イ) 電波吸収材の材質の選定 (エポキシ系2種類, ゴム系2種類)

(ロ) 選定した電波吸収材の動的粘弾性試験

(ハ) 選定した電波吸収材の促進耐候性試験による耐久性の検討

現在までの試験により明らかになった事項は次のとおりである。

1) 電波吸収材の動的粘弾性試験結果

促進耐候性試験や今後実施が予定されている屋外暴露試験等の電波吸収材の耐久性試験結果の解析に役立てる目的で実施した動的粘弾性試験の結果は次のようである。

(イ) エポキシ系電波吸収塗料の塗膜の物性は、温度が -20°C 以下でガラス状態であり動的弾性率は $5 \times 10^{10} \text{ dyne/cm}^2$ 以上である。また、転移領域も $-20 \sim 60^{\circ}\text{C}$ とゴムより高温にあり、転移点も -35°C と高く転移の範囲はゴムパテと同様に大きい。ゴム状態の動的弾性率は $2 \times 10^8 \text{ dyne/cm}^2$ とゴムより高い値である。

(ロ) シート状およびパテ状のゴム系電波吸収材の加硫後の物性は、ともに温度が -60°C 以下では動的弾性率が $10^{11} \text{ dyne/cm}^2$ と高いガラス状態である。温度が -60°C 以上になるとガラス状態からゴム状態に変るが、その変化はゴムパテの場合 40°C 付近であり、転移点は 10°C 付近である。ゴムシートの場合は 0°C 付近でゴ

ム状態になり、転移点は-30℃付近である。このようにゴムパテは転移領域が大きく性状変化が緩やかである。しかし常温付近で温度による性状変化が起る。これに対してゴムシートは転移領域が小さく急激にゴム状態になるが、これは-30℃付近であり、常温付近では安定したゴム状態であると思われる。

2) 電波吸収材の耐久性試験結果

サンドブラストを施した鋼材面やサンドブラスト後に無機ジンクリッチプライマーや無機ジンクリッチペイントを塗装した面に電波吸収材を塗布または張り付けた場合の耐久性をサンシャイン型ウェザーメーターを用いた促進耐候性試験により試験した結果(ウェザーメーターによる紫外線照射1500時間)は次のとおりである。

なお、選定した電波吸収材のうち、エポキシ系材料2種類をFP1およびFP2、ゴム系材料のうち、シート状材料をFP3(シート)、パテ状材料をFP3(パテ)の記号で示す。

(イ) 塗膜の割れはFP1にのみ発生し、下地処理がサンドブラストの場合とサンドブラスト後に無機ジンクリッチプライマーを塗装した場合である。それに対して、サンドブラスト後に無機ジンクリッチペイントを塗装した上に塗布したものでは割れは生じていない。

(ロ) 塗膜の浮きは電波吸収材の種類および下地の種類によって程度が異なる。電波吸収材の種類による浮きの程度はFP1>FP2>FP3(シート)>FP3(パテ)である。また下地処理の種類による影響は、浮きの程度の小さいFP3(シート)およびFP3(パテ)では明らかでないが、程度の大きいFP1ではサンドブラスト>無機ジンクリッチプライマー>無機ジンクリッチペイントであり、FP2ではサンドブラスト=無機ジンクリッチプライマー>無機ジンクリッチペイントである。

以上のことからエポキシ系電波吸収材は、その品質により若干の違いはあるもののゴム系電波吸収材より割れや浮きが生じやすい欠点があると云えそうである。

構造橋梁部長

浅間達雄

「本州四国連絡橋に関する調査試験」に係る課題別契約金

(単位：円)

課 題 名	担当研究室	53年度
本四橋用塗装に関する調査試験	化 学	1,911,000
交通騒音に関する調査試験	交 通 環 境	5,623,000
舗装基準に関する調査試験	舗 装	2,846,000
テールアルメ工法に関する調査	施 工	1,437,000
基礎工に関する調査試験	基 礎	5,267,000
耐風性に関する調査試験	構 造	9,525,000
材料構造に関する調査試験	橋 梁	1,934,000
地震動及び地盤の動的性質に関する調査試験	振 動	975,000
耐震性に関する調査試験	耐 震	982,000
合 計		30,500,000

第2章 本四橋用塗装に関する調査試験 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

狭い海峡部を航行する船舶のレーダー画面に現われる偽像を減少する工法の1つに、フェライト等の電波を吸収する性質を有する物質を、塗料、コーキング材、シート等の形で含有させたものを、レーダー偽像の原因となる海上橋等の構造物の表面に塗付あるいは張り付けるなどにより電波吸収層を形成して防止する方法があり、これらの材料を電波吸収材と呼んでいる。

電波吸収材には、種々の合成樹脂やゴム等の高分子材料がバインダーとして利用可能であるが、その耐久性等の実用性に関しては、参考となるデータが皆無に等しいのが現状である。

このため、電波吸収材のバインダーとして使用できそうな材料の中から、実用性のありそうな材料としてエポキシ系材料とゴム系材料を選定し、電波吸収材に用いた場合の耐久性を実験室的に調べる目的で、サンシャイン型ウエザーメーターを用いた促進耐候性試験を実施した。

また、選定した材料の基本的な物性を明らかにして、耐久性試験結果の解析に役立てるため、強制振動型動的粘弾性測定装置を用いた物性試験を実施した。

2—2 試 験 目 的

電波吸収材の耐久性は、実際に使用される環境条件や被塗物の形状、規模、状態等の条件下で試験すべきであるが、試験期間が長期にわたると予想されるため、まず、選定した電波吸収材の耐久性を短期間で大まかに判定すると同時に規格試験法としての適否を検討すること、及び、物性面から供試材の品質を確認し、品質規格を作成する際に試験の成果を活用すること、などを目的として試験を実施した。

なお、耐久性試験の中心となる屋外暴露試験や実験室における促進的な耐久性試験法の1つである冷熱くり返し試験等は、すでに他機関において本試験と併行して実施されつつある。

2—3 試験方法

2—3—1 供試材の選定

電波吸収物質として副生フェライトを用い、これを70%（重量百分率）含有するエポキシ系の塗料とゴム系のシート及びパテをそれぞれ供試材として選定した。供試材の種類及び選定理由は下記のとおりである。

(1) エポキシ系電波吸収塗料

厚膜形塗料としての実績が最も多いものとしてエポキシ系のバインダーを選んだ。この場合、厚膜に施工したときのわれの発生や付着性低下を防止できるよう、塗膜に適度の可撓性を与えるポリアミドまたは変性芳香族ポリアミンを硬化剤とする2種類の無溶剤形エポキシ樹脂を選定した。

(2) ゴム系の電波吸収シート及び電波吸収パテ

耐候性の点でクロロプレンゴムを選び、施工性の点から常温加硫形クロロプレンゴムシートと常温加硫形クロロプレンゴムパテの2種類の形態のものを選んだ。

(3) 比較材

比較材として、厚膜塗装に実績のある水中硬化型エポキシ樹脂塗料と本四連絡橋公団塗装暫定仕様に定められているエポキシ樹脂塗料×2回+ポリウレタン樹脂中塗、上塗の塗装系を選んだ。

なお、電波吸収材の被覆厚は、いずれも2.3mmを標準として施工することとした。比較材の水中硬化型エポキシ樹脂塗料の場合も同様である。

2—3—2 塗装下地の種類

本四連絡橋に電波吸収材を被覆する時期が、工場塗装の段階か現場塗装の段階かで下地の種類が異なるので、工程の各段階ごとの下地に対して各電波吸収材を適用した場合の耐久性について検討しなければならない。

土木研究所は、つぎの場合について分担した。

(イ) サンドブラストのみの場合

(ロ) サンドブラスト後無機ジンクリッチプライマーを20 μ m程度塗装した場合

(ハ) サンドブラスト後無機ジンクリッチペイントを75 μ m程度塗装した場合

2—3—3 着色塗料の種類

電波吸収材といえども、美観上着色する必要がある。このため、エポキシ系電波吸収材の場合は、本四連

絡橋公団塗装暫定仕様の中から、適当な着色塗料として、ポリウレタン樹脂塗料と塩化ゴム系塗料を選定した。ゴム系電波吸収材の場合は、過去の実績から、ゴムの上に塗装可能で耐候性のすぐれたクロロスルホン化ポリエチレン系塗料を選定した。

2-3-4 試験片の製作

(1) 促進耐候性試験用試験片

65×150×3.2mmの熱間圧延鋼板(SS41)を用い、図2-3-1に示した如く幅20mmの塗りに残し部を設けるようにして、表2-3-1の仕様で試験片を製作した。試験片の外周部は、塗りに残し部を除きタールエポキシ樹脂塗料を用いて塗り包んだ。

試験片に塗りに残し部を設けたのは、被覆に外傷等を生じた場合の影響を調べるためである。

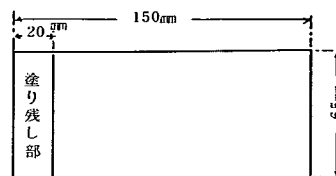


図2-3-1 試験片

表2-3-1 促進耐候性試験用試験片製作仕様

下 地 処 理		電 波 吸 収 材 種 類 (2.3mm厚)	上 塗
除 錆	プ ラ イ マ ー		
サンドブラスト	—	エポキシ系(FP1)吹付け	塩 化 ゴ ム
サンドブラスト	—	エポキシ系(FP1)引き塗り	塩 化 ゴ ム
サンドブラスト	—	エポキシ系(FP1)吹付け	ポリウレタン
サンドブラスト	—	エポキシ系(FP1)引き塗り	ポリウレタン
サンドブラスト	—	エポキシ系(FP2)コテ塗り	塩 化 ゴ ム
サンドブラスト	—	エポキシ系(FP2)コテ塗り	ポリウレタン
サンドブラスト	—	ゴム系(FP3シート)張り付け	クロロスルホン化 ポリエチレン
サンドブラスト	—	ゴム系(FP3パテ)コテ塗り	クロロスルホン化 ポリエチレン
サンドブラスト	無機ジンクリッチプライマー(20μm)	エポキシ系(FP1)吹付け	—
サンドブラスト	〃	エポキシ系(FP1)吹付け	ポリウレタン
サンドブラスト	〃	エポキシ系(FP2)コテ塗り	—
サンドブラスト	〃	エポキシ系(FP2)コテ塗り	ポリウレタン
サンドブラスト	〃	ゴム系(FP3シート)張り付け	—
サンドブラスト	〃	ゴム系(FP3シート)張り付け	クロロスルホン化 ポリエチレン

下 地 処 理		電 波 吸 収 材 種 類 (2.3mm厚)	上 塗
除 錆	プ ラ イ マ ー		
サンドブラスト	無機ジンクリッチプライマー (20 μ m)	ゴム系 (F P 3 パテ) コテ塗り	クロロスルホン化ポリエチレン
サンドブラスト	厚膜無機ジンクリッチペイント (75 μ m)	エポキシ系 (F P 1) 吹付け	ポリウレタン
サンドブラスト	"	エポキシ系 (F P 2) コテ塗り	ポリウレタン
サンドブラスト	"	ゴム系 (F P 3 シート) 張り付け	クロロスルホン化ポリエチレン
サンドブラスト	"	ゴム系 (F P 3 パテ) コテ塗り	クロロスルホン化ポリエチレン
サンドブラスト	—	水中硬化型エポキシ 2.3 mm	—
サンドブラスト	エポキシ×2		ポリウレタン×2

(2) 動的粘弾性試験用試験片

① ゴムシート供試材

加硫の完了した厚さ 2 mm のゴムシートを NT カッターで 5 × 2 × 45 mm に切断したものを試験片とした。

② ゴムパテ供試材

ローラーで厚さ 2 mm のシートに成形し、加硫を完了させてから、ゴムシートの場合と同様に 5 × 2 × 45 mm に切断したものを試験片とした。

③ エポキシ系供試材

エポキシ系電波吸収塗料 2 種類について、塗料を構成している樹脂分のみ及び副生フェライト 70 % を含む塗料そのものを用いて 5 × 2 × 45 mm の試験片を製作した。

すなわち、20℃の恒温室においてそれぞれ主剤と硬化剤を混合し、シリコンゴム製型枠に注入した状態で 7 日間養生してから試験に供した。

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型ウエザーマーターを用い、標準条件 (120 分中 18 分間水噴射) で試験した。

試験時間は 3000 時間を予定しているが、今年度は 1500 時間まで実施した。

促進耐候性試験による供試材の劣化状態は、所定時間毎に、目視による外観観察、付着力測定、耐衝撃性試験により調べる。各試験等の試験手順、試験条件及び劣化程度の判定に用いた基準等はつぎのとおりである。

1) 目視観察による供試材の耐久性判定

促進耐候性試験 400, 800, 1200, 1500, 2000, 2500, 3000 時間を終了した時点で、試験片の被覆に生じた欠陥を目視により観察する。異状の種類には、白亜化、変色、われ、うき等があるが、こ

ここでは、最も重大な欠陥である、われ及びうきについて重点的に調べる。欠陥の程度は、つぎのようにして判定する。

④ わ れ

図2-3-2 に示した「われ判定標準図」を参考にして、大、中、小、なし、の4段階に判定、表示する。

⑤ う き

被覆のうきの程度は、拡大鏡を利用した観察を含む目視や打診テストにより、表2-3-2の基準により判定する。

2) 付着力測定

被覆の各種下地に対する付着力は、試験片の図2-3-3に示した位置で測定する。測定は、ゴム系電波吸収材2種と比較材S₂については、アドヒジョンテスター用アルミニウム製ドーリー（直径20mm）を直接にエポキシ系接着剤で接着し、24時間室温に保った後ドーリーの周囲にNTカッターで切り傷を入れてから、万能試験機で5mm/分の速度で引張る方法で行う。

エポキシ系電波吸収塗料2種類及び比較材S₁については、表面の凹凸が大きいため、ベルトグラインダーで表面を研磨してから、注水しながらダイヤモンドカッターで直径20mmの切り傷を入れ、その部分にアルミニウム製ドーリーをエポキシ系接着剤で接着し、ゴム系電波吸収材の場合と同様に万能試験機で引張り試験を行って接着力を測定する。（記録紙の送り速度は500mm/分）

付着力の測定は、促進耐候性試験時間が0, 1500, 3000時間の3回行う。付着力はkg/cm²で表示し、同時にはくりした層の位置、状態、はくり層が異なる場合ははくり層の種類と概略のはくり面積比等を併記する。

なお、今年度は、試験の都合により、1500時間後に0時間の分も同時に測定する計画で試験を進めており、現在、測定準備中である。

3) 耐衝撃性試験（JIS K 5400, 6.13.3B法）

衝撃変形試験器を用い、おもりの重量1kg、撃ち型先端の直径½インチでおもりの落下高さを30cmから10cmビッチで100cmまで変えて試験片の中央部について試験を行い、肉眼

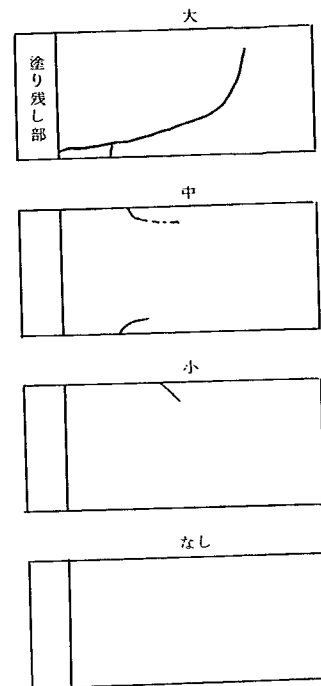


図2-3-2 われ判定標準図

表2-3-2 塗膜のうき判定基準

評価点	ういた部分の面積比(%)
5	0
4	2以上 5未満
3	5以上 10未満
2	10以上 30未満
1	30以上

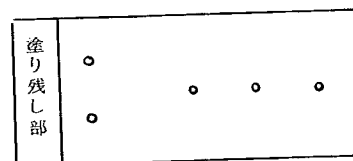


図2-3-3 付着力試験位置

でクラックの発生が認められた落下高さをもって試験値とする。

試験は、促進耐候性試験時間が0及び3000時間の2回行うが、3000時間終了後に同時に実施する計画であるため、現在はまだ試験を行っていない。

(2) 動的粘弾性試験

強制振動型動的粘弾性測定装置を用いて、測定温度（-100～+150℃）、測定周波数1,10,100Hz、において、単純伸長測定法により、試験片の支間30mmで測定した。

2-4 試験結果

2-4-1 促進耐候性試験結果

実施する予定の3000時間にわたる促進耐候性試験のうち、現在までに終了した1500時間までの試験結果を表2-4-1に示す。表2-4-1では、供試電波吸収材の種類や比較材の種類を下記のように記号で表示した。

エポキシ系電波吸収塗料A…FP1（FPはFerrite Paintの略）

エポキシ系電波吸収塗料B…FP2

クロロプレン系電波吸収ゴムシート…FP3（シート）

クロロプレン系電波吸収ゴムパテ…FP3（パテ）

比較材（水中硬化型エポキシ）…S₁

比較材（エポキシ～ポリウレタン塗装）…S₂

表2-4-1 促進耐候性試験結果(1)

No	下 地	供 試 材	上 塗	400		800		1200		1500	
				目 視		目 視		目 視		目 視	
				われ	うき	われ	うき	われ	うき	われ	うき
82	サンドブラスト	比較材 S ₁	—	なし	5	なし	5	なし	5	なし	5
83	“	“	—	“	“	“	“	“	“	“	“
84	“	“	—	“	“	“	“	“	“	“	“
92	“	比較材 S ₂	ポリウレタン	“	“	“	“	“	“	“	“
93	“	“	“	“	“	“	“	“	“	“	“
94	“	“	“	“	“	“	“	“	“	“	“
1112	“	FP1	塩 化 ゴ ム	“	“	“	3	小	2	小	1
1113	“	“	“	“	“	“	2	なし	1	なし	“
1114	“	“	“	“	“	“	3	中	“	大	“
1112	“	FP1（引き塗り）	“	“	“	“	“	なし	“	なし	“

No	下 地	供 試 材	上 塗	400		800		1200		1500	
				目 視		目 視		目 視		目 視	
				われ	うき	われ	うき	われ	うき	われ	うき
1113	サンドブラスト	FP1(引き塗り)	塩 化 ゴ ム	なし	5	なし	3	なし	2	なし	1
1122	"	"	ポ リ ウ レ タ ン	"	"	"	5~4	"	4	小	"
1123	"	"	"	"	"	"	2	"	1	なし	"
1124	"	"	"	"	"	"	4	"	"	"	"
1122	"	FP1(引き塗り)	"	"	"	"	"	"	"	"	"
1123	"	" "	"	"	"	"	3	小	"	中	"
1212	"	FP2	塩 化 ゴ ム	"	"	"	5~4	なし	4	なし	2
1213	"	"	"	"	"	"	"	"	5~4	"	3
1214	"	"	"	"	"	"	"	"	3	"	2
1222	"	"	ポ リ ウ レ タ ン	"	"	"	5	"	4	"	3
1223	"	"	"	"	"	"	"	"	5~4	"	5~4
1224	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
1432	"	FP3(シート)	クロロスルフォン 化ポリエチレン	"	"	"	"	"	5	"	"
1433	"	" "	"	"	"	"	"	"	"	"	"
1434	"	" "	"	"	"	"	"	"	"	"	"
1532	"	FP3(パテ)	"	"	"	"	"	"	"	"	5
1533	"	" "	"	"	"	"	"	"	"	"	5~4
1534	"	" "	"	"	"	"	"	"	"	"	"
2102	サンドブラスト, ジンクプライマー	FP1	—	"	"	"	3	"	3	小	2
2103	"	"	—	"	"	"	2	中	2	中	1
2104	"	"	—	"	"	"	1	大	1	大	"
2122	"	"	ポ リ ウ レ タ ン	"	"	"	4	小	3	"	"
2123	"	"	"	"	"	"	"	"	"	小	2
2124	"	"	"	"	"	"	"	中	2	大	1
2202	"	FP2	—	"	"	"	3	なし	"	なし	"
2203	"	"	—	"	"	"	4	"	4	"	3
2204	"	"	—	"	"	"	3	"	3	"	2
2222	"	"	ポ リ ウ レ タ ン	"	"	"	5	"	5~4	"	3
2223	"	"	"	"	"	"	"	"	5	"	"
2224	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"

№	下 地	供 試 材	上 塗	400		800		1200		1500	
				目 視		目 視		目 視		目 視	
				われ	うき	われ	うき	われ	うき	われ	うき
2402	サンドブラスト, ジンクプライマー	FP3 (シート)	—	なし	5	なし	5	なし	5	なし	5
2403	"	" "	—	"	"	"	"	"	"	"	5~4
2404	"	" "	—	"	"	"	"	"	"	"	5
2432	"	" "	クロロスルフォン 化ポリエチレン	"	"	"	"	"	5~4	"	5~4
2433	"	" "	"	"	"	"	"	"	"	"	"
2434	"	" "	"	"	"	"	"	"	5	"	"
2502	"	FP3 (パテ)	—	"	"	"	"	"	"	"	5
2503	"	" "	—	"	"	"	"	"	"	"	"
2504	"	" "	—	"	"	"	"	"	"	"	"
2532	"	" "	クロロスルフォン 化ポリエチレン	"	"	"	"	"	"	"	"
2533	"	" "	"	"	"	"	"	"	"	"	"
2534	"	" "	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3122	サンドブラスト, ジンクペイント	FP1	ポリウレタン	"	"	"	4	"	4	"	3
3123	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	4
3124	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	3
3222	"	FP2	"	"	"	"	5	"	5~4	"	5~4
3223	"	"	"	"	"	"	"	"	5	"	"
3224	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3432	"	FP3 (シート)	クロロスルフォン 化ポリエチレン	"	"	"	"	"	5~4	"	"
3433	"	" "	"	"	"	"	"	"	5	"	5
3434	"	" "	"	"	"	"	"	"	5~4	"	5~4
3532	"	FP3 (パテ)	"	"	"	"	"	"	5	"	5
3533	"	" "	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3534	"	" "	"	"	"	"	"	"	"	"	"

(注) 表中のジンクプライマーは無機ジンクリッチプライマーの略
ジンクペイントは厚膜無機ジンクリッチペイントの略

現在までの試験により明らかになった主な事項はつぎのとおりである。

(1) 供試材の種類と耐久性

電波吸収材の耐久性を左右する「われ」や「うき」などの欠陥の発生程度は、エポキシ樹脂にポリアミド硬化剤を用いているFP1が最も著しい。供試材の中で「われ」を生じたのはFP1のみである。硬化剤に変性芳香族ポリアミンを使用したFP2は、「われ」は生じなかったものの、塗膜に「うき」が発生しており、その程度は、FP1に次いで大きい。

これに対して、ゴム系供試材は、シート及びパテともに、塗り残し部からの「うき」とはいえない程度の接着不良がわずかに認められる程度で、欠陥らしい欠陥の発生はまだ認められていない。

なお、比較材に用いた水中硬化型塗料(S₁)及びエポキシ〜ポリウレタン塗装(S₂)は、いずれも、白亜化以外には塗膜劣化は認められていない。

(2) 電波吸収材の耐久性に及ぼす下地の影響

「われ」や「うき」の発生程度は、供試材の種類のほか、下地の種類により著しく異なっている。下地の種類による耐久性への影響は、供試材がゴム系の場合は明らかな欠陥がまだ発生していないため明らかでないが、エポキシ系供試材の場合はサンドブラスト処理が最も悪い。次いでサンドブラスト後無機ジンクリッチプライマー塗装が悪く、サンドブラスト後厚膜無機ジンクリッチペイントを塗装した上に塗付した場合は、欠陥の発生が比較的少ない。

以上の結果から、ゴム系供試材については、クロロスルホン化ポリエチレン塗料を上塗りすることを前提とすれば、施工性及び経済性は別にして、耐久性はかなりあると思われる。

これに対して、エポキシ系供試材は、「われ」や「うき」の発生が著しく、比較的欠陥発生が少ない厚膜無機ジンクリッチペイントを下地とする場合でも、塗り残し部からの塗膜のうきが進行する傾向が認められることから、バインダーに用いるエポキシ樹脂の品質について、更に検討する必要性が感じられる。

2-4-2 動的粘弾性試験結果

ゴム系供試材2種類及びエポキシ系供試材2種類の樹脂成分とフェライトを70%含むエポキシ系供試材1種類について実施した動的粘弾性試験の結果を図2-4-1、図2-4-2に示す。図からつぎのことがわかる。

(1) エポキシ系供試材について

本試験に用いたエポキシ樹脂は、通常塗膜として供用される温度条件と考えられる-10℃～60℃内で、温度によってかなり異った性質を示している。すなわち、低温時には高い弾性率を示すガラス状態にあるが、0℃～50℃の範囲で弾性率が急に低下するガラス転移領域にあり、これより高温では、弾性率がほぼ一定したゴム状態にある。

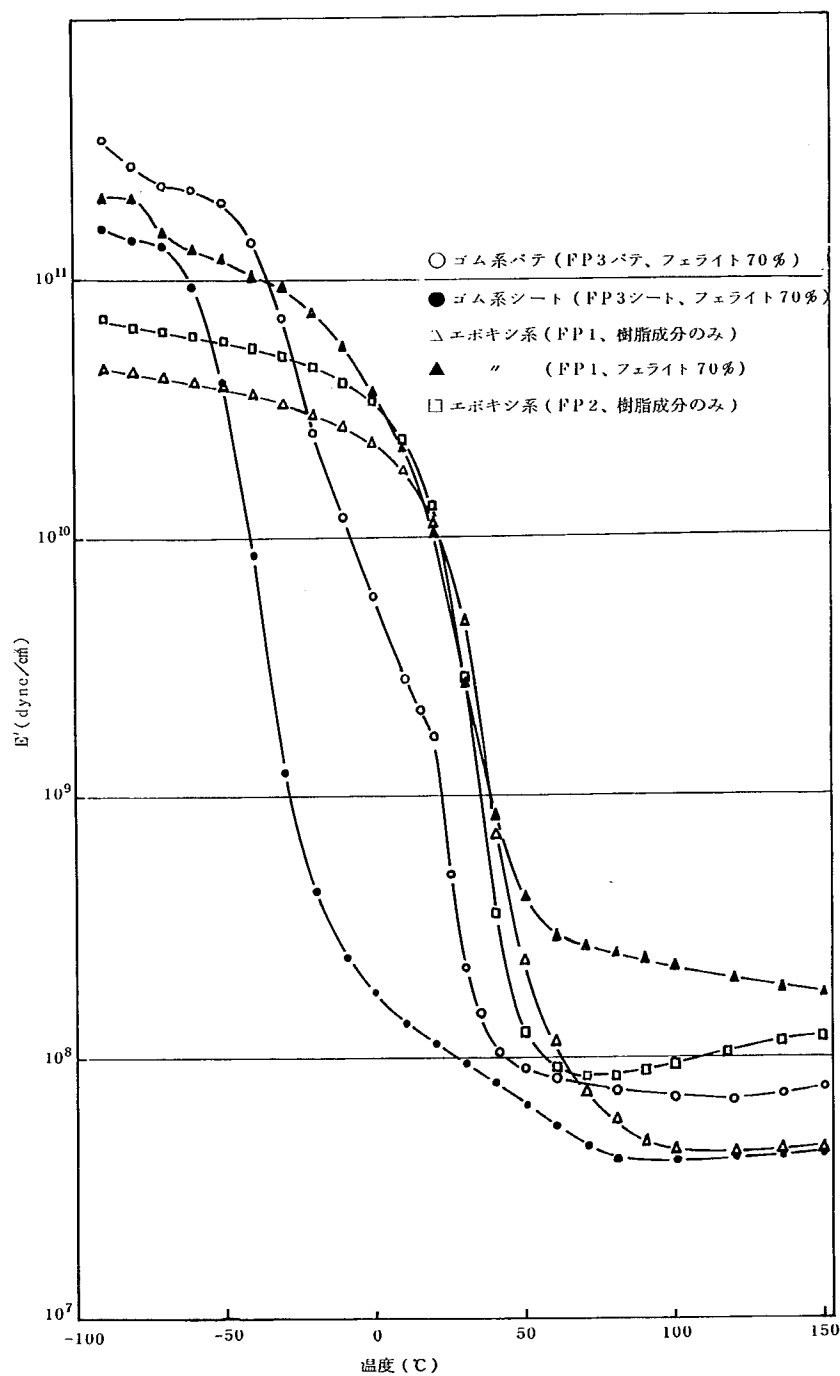


図2-4-1 電波吸収材の動的弾性率 (周波数10Hz)

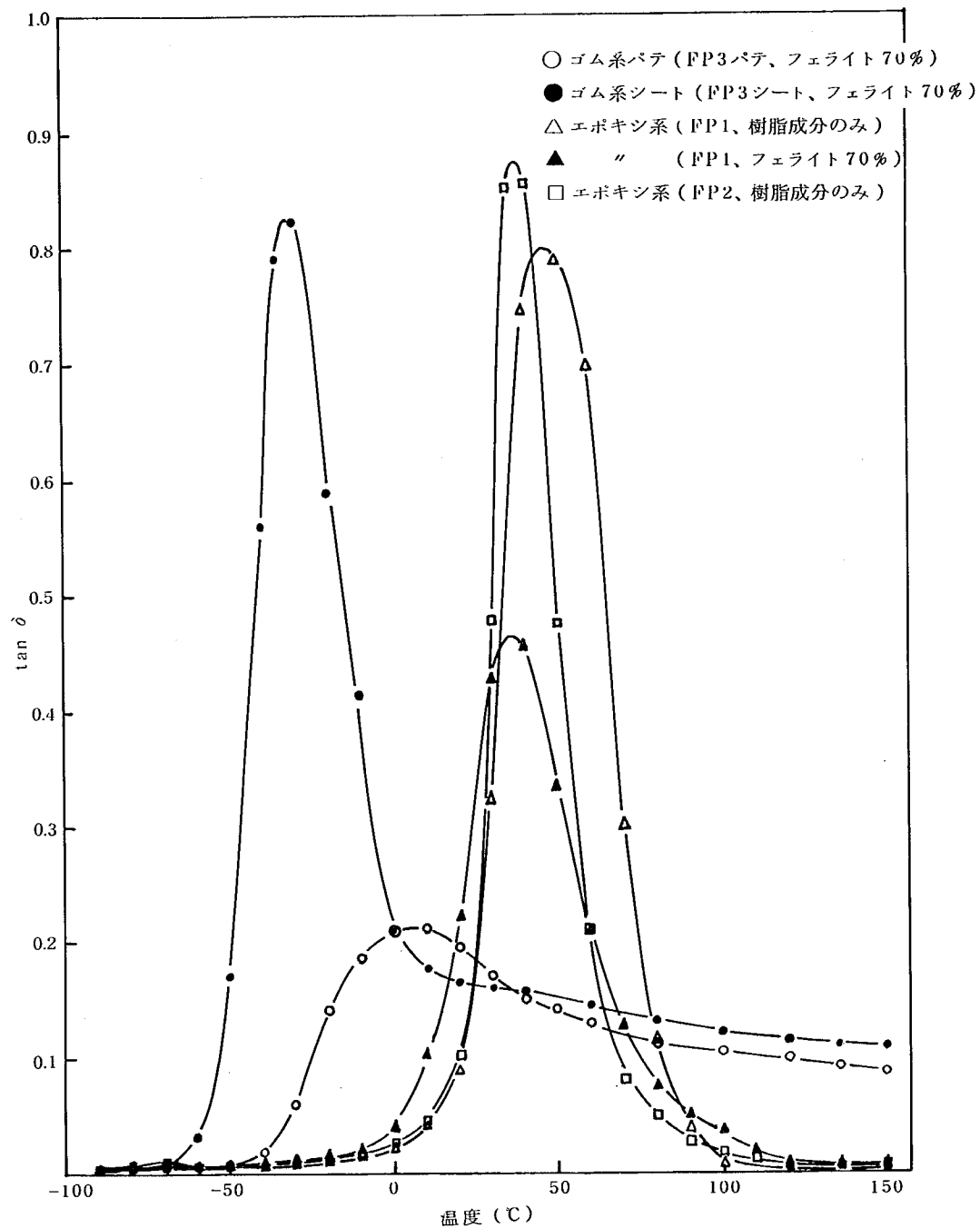


図2-4-2 損失率 (周波数10Hz)

2種類のエポキシ樹脂を比較すると、ガラス転移温度（ $\tan \delta$ が極大値を示す温度）がやや異なり、硬化剤にポリアミドを使用しているFP1では40℃、変性芳香族ポリアミンを使用しているFP2では50℃となっている。また、ガラス状態及びゴム状態の弾性率は、FP2よりFP1が大きく、両者の間には物性的に明らかな違いが認められる。

エポキシ樹脂にフェライトを添加すると、弾性率が増大し、ファイラーとしての充填効果が認められるが、ガラス転移温度には影響を与えていない。

(2) ゴム系供試材について

ゴムも一般に感温性の高い材料であるが、本試験に用いたゴムシート（フェライト70%含有）は、-10℃～60℃の温度範囲では、ほぼゴム状態にあり、弾性率は 10^8 dyne/cm²前後ではほぼ一定している。

ゴムパテ（フェライト70%含有）は、-10℃～60℃の温度範囲のほとんどは、 10^9 dyne/cm²前後のゴム状態にあるが、-10℃近くでは、低温になるにしたがって弾性率が増加しており、ゴムシートとやや異なる物性を示している。

以上の試験により、エポキシ系供試材、ゴム系供試材ともに、それぞれ特徴を持った材料であることがわかった。

2—5 あ と が き

今年度実施した試験により、供試材の物性及び耐候性の1面について、今後の調査の方向づけに役立つデータが得られた。しかし、供試材の実際環境での耐久性については、これらのデータだけで判断するのは困難で、現在、本試験と併行して実施されている冷熱繰り返し試験や塩水噴霧試験の結果ならびに今後実施する予定の屋外暴露試験の結果等を合わせて、総合的に判断すべきであろう。

今後は、このような方向で試験調査を実施する計画である。

第3章 舗装基準に関する調査試験

(1) 舗装の疲労に関する試験調査 (2) 長浦試験舗装調査

舗装研究室	南	雲	貞	夫
	小	島	逸	平
	坪	内	昭	雄

(1) 疲労に関する試験調査

3-1 ま え が き

昭和52年度までに行った載荷荷重をかえた疲労試験では、9種類の舗装体の静的および動的挙動が把握でき、またそれぞれの舗装体の疲労曲線（載荷荷重と舗装体にきれつが発生するまでの繰返し回数との関係）を明らかにすることができた。

今年度は、昨年実施した試験の中で派生した1)下層にアスコンがくる構成では、舗装体と鋼板がはく離しやすいので接着性を高める検討が必要である。(2)実橋では、防錆塗装が行われるので防錆処理を行ったものの疲労性状を探る必要がある。(3)本四舗装基準案では、防水層を行うことになっているので防水層を設けた舗装体の疲労性状を明らかにする必要がある。などを中心に疲労試験を実施した。また、今年度は長浦、千住、二子玉川において試験舗装を行ったので、これらの現場で作成した供試体の疲労試験も合わせて行った。

一方、昭和51年3月に施工した長浦試験舗装は今年で供用3年目であり、昨年に引続き(1)縦断凹凸量、(2)横断凹凸量、(3)すべり抵抗、(4)ひびわれ調査の各供用性調査を行った。

3-2 試験方法

試験は図3-2-1に示す舗装体と鋼板からなる合成ビームに繰返し曲げ試験機によって静的および動的に載荷して舗装体にきれつが発生するまでの回数を求めた。

試験に用いた供試体は、表3-2-1に示す8種類の舗装構成からなる。混合物の作成に用いた骨材の一般性状を表3-2-2に、配合、接着材およびタック材、混合物の作成条件を表3-2-3、表3-2-4、表3-2-5に示す。

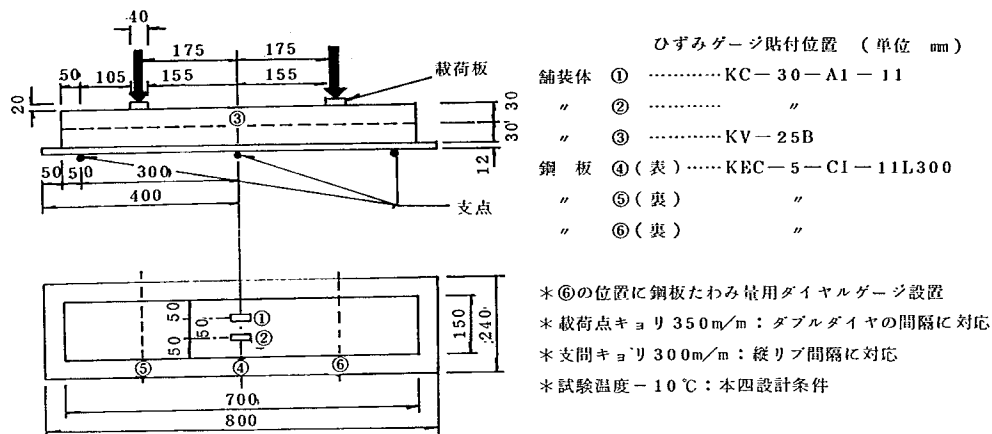


図 3-2-1 合成ビーム供試体

表 3-2-1 混合物とバインダーの種類

供試体No	上 層		下 層	
	混 合 物	バ イ ン ダ ー	混 合 物	バ イ ン ダ ー
1	細粒度アスコン	硬化性アスファルト (エポアス)	細粒度アスコン	硬化性アスファルト (エポアス)
2	密粒度アスコン	改質アスファルト (Na 41)	密粒度アスコン	改質アスファルト (Na 41)
3	グースアスファルト	StAs 20/40 75% 天然アスファルト 25%	グースアスファルト	StAs 20/40 75% 天然アスファルト 25%
5	密粒度アスコン	StAs 60/80	密粒度アスコン	StAs 60/80
6	細粒度アスコン	硬化性アスファルト (エポアス)	密粒度アスコン	改質アスファルト (Na 41)
7	細粒度アスコン	硬化性アスファルト (エポアス)	グースアスファルト	StAs 20/40 75% 天然アスファルト 25%
8	密粒度アスコン	改質アスファルト (Na 41)	細粒度アスコン	硬化性アスファルト (エポアス)
9	密粒度アスコン	改質アスファルト (Na 41)	グースアスファルト	StAs 20/40 75% 天然アスファルト 25%

表 3-2-2 使 用 骨 材

		碎石 6 号	碎石 7 号	粗 砂	細 砂	石 粉
産 地 名		西多摩郡日ノ出村松尾	西多摩郡日ノ出村松尾	栃木県思川	千葉県佐原	アサノ フィラー
石 質		砂 岩	砂 岩	川 砂	山 砂	石灰岩
粒 度 (通過重量百分率%)	20					
	13	100				
	5	0	100	100	100	
	2.5		0	81.2	99.5	
	0.6			42.7	91.3	100
	0.3			20.9	31.7	99.8
	0.15			9.1	4.4	92.6
	0.074			3.8	1.9	75.9
比 重	見掛	2.691	2.692	2.692	2.752	2.689
	表乾	2.659	2.648	2.607	2.619	—
	かさ	2.641	2.622	2.556	2.543	—
吸 水 量		0.70	1.00	1.97	2.98	—

表 3-2-3 骨材配合および合成粒度

混 合 物		密粒度アスコン		密粒度アスコン		細粒度アスコン		グースアスファルト	
バインダー		ストレートアスファルト 60~80		改質アスファルト		熱硬化性(エポアス)		ストアス20~40 75% 天然アス 25%	
設計アス量%		6.1		6.1		8.5		8.4	
砕 石	6 号	35		35		15		25	
	7 号	17		17		5		17	
	粗 砂	34		34		43		18	
	細 砂	8		8		23		12	
	石 粉	6		6		14		28	
合 成 粒 度 (通過重量百分率%)	フルイ目	粒 度	範 囲	粒 度	範 囲	粒 度	範 囲	粒 度	範 囲
	13	100	95 ~100	100	95 ~100	100	95 ~100	100	100
	5	65.0	55 ~75	65.0	55 ~75	85.0	75 ~95	75.0	65 ~85
	2.5	41.8	35 ~50	41.8	35 ~50	71.8	65 ~80	54.5	45 ~62
	0.6	27.8	18 ~29	27.8	18 ~29	53.4	40 ~65	46.7	35 ~50
	0.3	15.6	10 ~21	15.6	10 ~21	30.3	20 ~45	35.5	28 ~42
	0.15	9.1	6 ~16	9.1	6 ~16	17.9	15 ~30	28.0	25 ~34
	0.074	6.1	4 ~ 8	6.1	4 ~ 8	12.6	8 ~15	22.2	20 ~27

表3-2-4 接着剤及びタック剤

混 合 物	接 着 剤			タ ッ ク 剤		
	種 類	塗布量	養 生	種 類	塗布量	養 生
細 粒 度 ア ス コ ン	エポアス	0.5 ℓ/m ² 1 回塗布	指触硬化時間内	エポアス	0.5 ℓ/m ² 1 回塗布	指触硬化時間内
密 粒 度 ア ス コ ン (改質アスファルト)	カチコートS	0.2 ℓ/m ² 2 回塗布	1回目3.5 hr 2回目2.4 hr	カチオゾ ールGM	0.5 ℓ/m ² 1 回塗布	1 ~ 2 hr
密 粒 度 ア ス コ ン (StAs 60~80)	加 熱 型 カチコート	0.8 ℓ/m ²	(規定なし)			
グースアスファルト (天然アス入り)	カチコートS	0.2 ℓ/m ² 2 回塗布	1回目3.5 hr 2回目2.4 hr	—	—	—

表3-2-5 供試体作成条件

混 合 物	バインダーの溶解	混 合	締 固 め
細 粒 度 ア ス コ ン (エポキシアスファルト)	A液B液を120℃に加熱し14.5%, 85.5% (重量比)の割合で所定量計量し120℃に保温しながら両液を2分間混合	ブレンドしたバインダーと120℃の骨材を混合 120℃で約3分間 混 合 ↓ 混合後30分間120℃に保温(乾燥)	30分間120℃に保温後所定量型枠に入れローラーにて 転 圧 ↓ 転圧後120℃で4時間養生 ↓ 硬 化
密 粒 度 ア ス コ ン (改質アスファルト)	セイボルトフロール度250秒に相当する温度(180℃以下)で溶解しミキシングを十分行なう。	セイボルトフロール度250度を標準(200℃を越える場合200℃)	混合温度-30℃以内
密 粒 度 ア ス コ ン ストレートアスファ ルト 60~80	150℃	85±10 ^{sFs} の温度範囲	140±15 ^{sFs} の温度範囲
グースアスファルト (天然アス入り)	ストレートアス20~40とトリニタードエピユーレを溶解し重量比で75:25の割合でブレンド (バインダー-220℃以下) フィラー-80~150℃	230℃以上に加熱してある骨材と混合して30分以上クッキング	流し込み

3-3 結 果

3-3-1 防錆塗装の評価

一般に鋼床版は、工場製作時に1次防錆処理として無機ジンクによるサビ止め塗装を行い、現場では舗装を行う前にこの塗膜面の発錆状況に応じてサビ落しを行った後、エポキシジンクなどを行って舗装する場合が多い。このように、舗装体と鋼床版の間には防錆塗装が設けられるので、これが舗装体と鋼床版の接着にどのような影響を与えるかを調べる必要がある。このため、防錆塗装を行った供試体について疲労試験を行った。防錆塗装は、表3-3-6に示す方法でエポキシジンクリッチペイント（HBK5605）を刷毛塗りで行った。

表3-3-6 防 錆 塗 料

塗 料	塗 布 量	混 合 割 合	養 生 時 間
ガルバー#800	80g/m ²	粉：液＝3：1（重量比） 希釈剤としてガルバー#800 シンナーを10%（重量比） 混合	6時間以上
ガルバー#400	各 180g/m ²	粉：A：B＝10：2：05 （重量比） 希釈剤としてガルバー#400 シンナーを25%（重量比） 混合	各局とも48時間以上

静的試験では、防錆塗装を行ったものと、行わないものを6t載荷時の歪で比較すれば、防錆塗装を行ったものが等しいか、大きい値を示している。しかし、統計的な平均値の差の検定では両者に差があるとはいえない。動的試験では、表3-3-7に示すように舗装体と鋼板がはく離する時期、或はきれつが発生する時期には顕著な差は認められないが、多少防錆塗装を行ったものの方が疲労回数が伸びている。しかし、例外としてNa7は19万回という非常に早い回数ではく離した。これは、鋼板の変形などによるものと思われる。以上より、防錆塗装を行うことによって、舗装体と鋼板の接着性が阻害されるものではないといえる。しかし無機ジンクとエポキシジンクを重ねて塗ったものの疲労試験で、はく離が発生したものを調べると、無機ジンクとエポキシジンクの境界面ではく離が発生していることから、ジンクリッチペイントが重なることは好ましくないといえる。

表3-3-7 試験結果一覧表

6.0~0.8t、-10℃

供試体 No	舗装構成		防錆塗装 の有無	防水層	接着材の塗布量	繰返し回数 (×10 ⁴)					
	下層	上層				きれつ 発生回数	ひずみ 300μの回数	ひずみ 600μの回数	舗装体と鋼 板のはく離	舗装体上・下 層のはく離	載荷点 のクラック
1	〔硬化性アス 細粒度アスコン〕	硬化性アス	— ○	—	—	500 以上 500 以上	— —	— —	無	無	無
2	改質アスNo.41 〔密粒度アスコン 13mmTOP ②〕	改質アス	— — ○ — ○	— — — — ラバソイド JSRスプ レイジョン サンダイン	0.2ℓ/m ² ×2 0.2ℓ/m ² ×2+0.8ℓ/m ²	3.5 以上 14.1 23.0 35.0 73.4* 5.0	2.0 0.1 0.2 0.1 — —	— — 8.2 10.0 4.0 1.6	24.0 19.2 23.0 26.0 69.3 73.4 5.0	無	無 23.0 35.0 無 73.4 5.0
3	硬質グース	硬質グース	— ○	—	—	20.0 31.0 34.5	8.0 21.0 17.0 0.1	— — 20.0	無	無	20.0 31.0 45.0 無
5	アトアス Pen 60/80 〔密粒度アスコン 13mmTOP ②〕	ストアス	— — ○ — ○	— — — — ラバソイド JSRスプ レイジョン サンダイン	0.2ℓ/m ² ×2 0.2ℓ/m ² ×2+0.8ℓ/m ²	10 以上 20 以上 20.0 55.0 66.0 15.0 3.0	6.0 4.2 5.0 3.0 0.1 — — —	— — — — — 2.8 —	14.5 15.0 無 15.5 9.8 22.8 6.7 3.0	無	無 20.0 55.0 無 66.0 15.0 3.0
6	改質アス	硬化性アス	— — ○ — ○	— — — — ラバソイド	0.2ℓ/m ² ×2 0.2ℓ/m ² ×2+0.8ℓ/m ² 0.2ℓ/m ² ×2+0.8ℓ/m ²	78.1 以上 50.0 25.5 以上 51.2 以上 21.0 以上 7.0	0.7 — — — 0.1 —	— — — — — 5.0	80.0 50.0 25.5 27.5 無 7.0	無 無	無 7.0
7	硬質グース	硬化性アス	— ○	—	—	500 以上 19.0	160.0 0.1	— 8.0	無 19.0	無	無 19.0
8	硬化性アス	改質アス	— — ○	—	0.3ℓ/m ² 0.5ℓ/m ² 0.5ℓ/m ²	77.0 以上 83.0 以上 78.3	320.0 125.0 0.1	450.0 280.0 —	345.5 328.8 87.0 無	無	77.0 83.0 無 無 78.3
9	硬質グース	改質アス	— ○	—	—	18.7 29.5	— 0.1 0.1	16.0 16.0 15.0	無	無	65.0 無

3-3-2 接着性の評価

52年度の試験において、舗装体と鋼板がはく離するものは、下層に密粒度アスコンのくる舗装構成に多く、グースアスファルト、細粒度アスコンにははく離は認められていない。このように、アスコンの接着性が悪いのは混合物の粗骨材量の相違によるものである。接着性の改善としては、接着材の塗布量を多くする、接着材の種類をかえるなどが考えられる。今年度は、塗布量をかえて接着性を改善する方法の検討を行った。試験は、はく離が発生したもののうち、Na 2, Na 5, Na 6 の舗装性についてはカチコート S 0.2 l/m^2 2 回塗りの他に加熱型カチコート 0.8 l/m^2 を塗布した。また、Na 8 についてはエポアスを 0.3 l/m^2 を 0.5 l/m^2 にかえた。これらの舗装体について疲労試験を行った結果、表 3-3-7 に示すようにはく離の発生する時期は、Na 2, Na 6 では顕著な差はなく、Na 5 の場合はく離が認められなかった。したがって、下層にアスコンがくる舗装体については現在のものよりもより良い接着材の検討が必要である。また、Na 8 についても顕著な差はないが防錆塗装を行ったものにはく離が認められないことから、使用量を多くすることは接着性の改善につながるといえる。

3-3-3 温度の検討

52年度までの試験では、本四設計条件の -10°C で行ってきたが、各舗装体の特徴を把握するには混合物のぜい化点付近で試験を行うのが望ましい。しかし、現在の載荷方法のままで高温における疲労試験を行うと載荷点に変形がおこり、正常な疲労試験が行えない。そこでエポアス混合物は、完全硬化後においてはスチフネスの温度依存性が少なくその値が大きいのので、Na 1 の舗装体によって -10°C 以外の -5°C , 0°C , $+5^\circ\text{C}$ の温度で行った。図 3-3-2, 図 3-3-3 に舗装体中央と鋼板載荷点の最大歪の変化を示す。

試験は、どの舗装体も 500 万回の載荷では異状が認められなかった。しかし、図からは各温度における歪の変化の相違が顕著であり、 -10°C では舗装体は殆ど変化なく、 -5°C 以上になると繰返し回数 1 万回程度から歪が大きく発散し、一般のアスコンの性状に近づく様子がわかる。500 万回載荷時で舗装体表面に発生する歪量は、 -10°C と $+5^\circ\text{C}$ では約 1000μ の大きな差がある。熱硬化性のエポアスでさえ、このように歪の温度依存性が表われることから他の熱可塑性材料では更に大きな変化が予想されるので、今後の疲労試験は -10°C 以外の温度で行うことが必要になるといえる。

図 3-3-4 は、Na 6 における載荷点位置、中央支点位置およびその中間位置の厚さ方向の歪分布を示したものである。図によると、載荷点、中央支点付近では舗装体と鋼板が一体となって働いていなく、舗装体と鋼板の境界面で滑っている様子がわかる。このことは、動的試験ではく離がこれらの位置から発生することからもうなずける。したがって、舗装体と鋼板を完全合成体として取扱うには無理があるといえよう。また、中央支点上では引張り歪が発生し、鋼板に近い位置まで達している。この理由として、支点の沈下、鋼板の変形が考えられる。

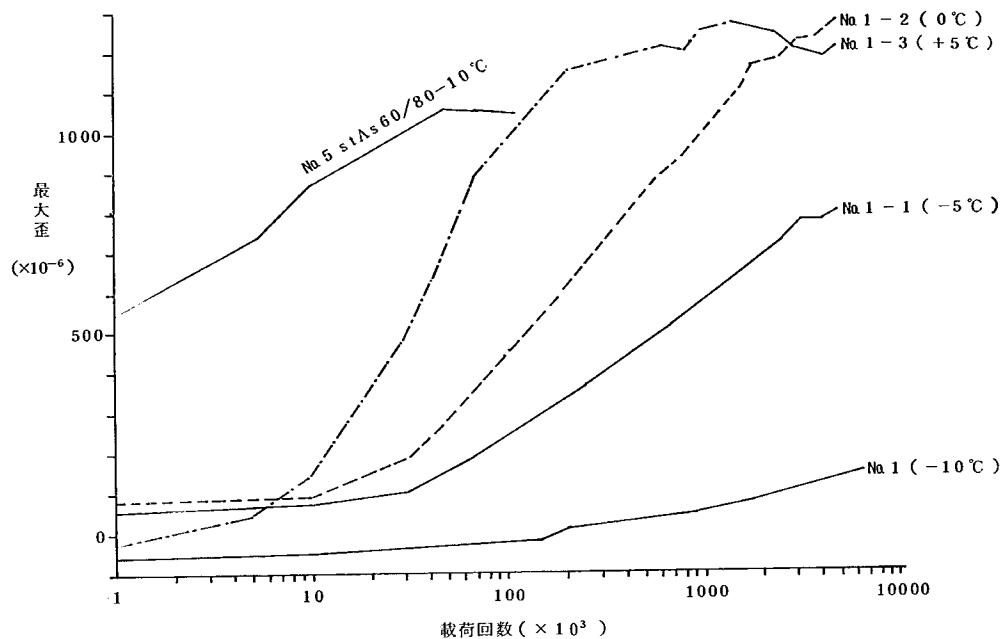


図 3-3-2 疲労回数と最大ひずみ (舗装体中央)

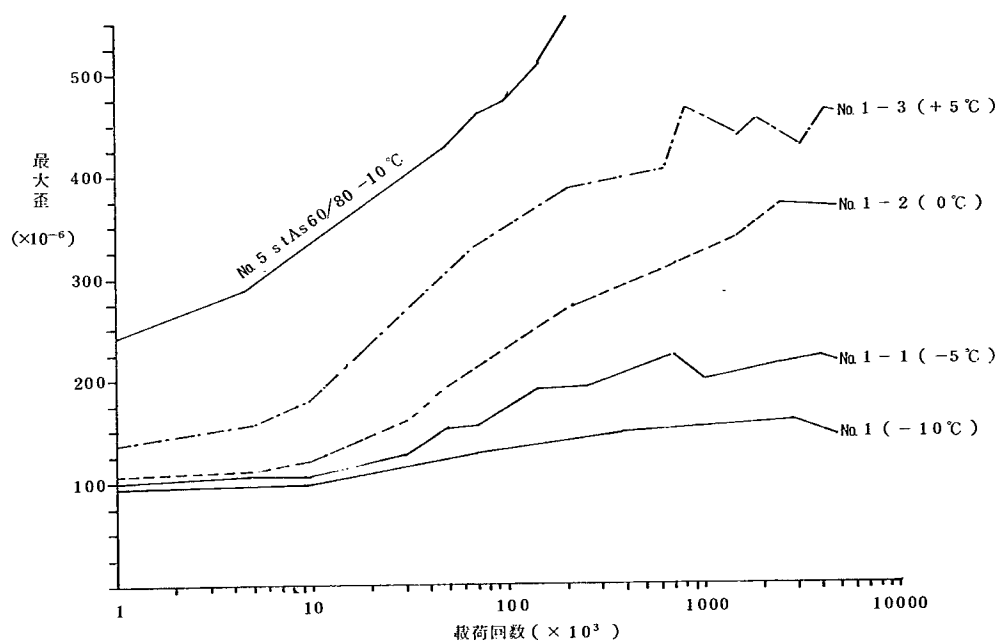


図 3-3-3 疲労回数と最大ひずみ (鋼板載荷点)

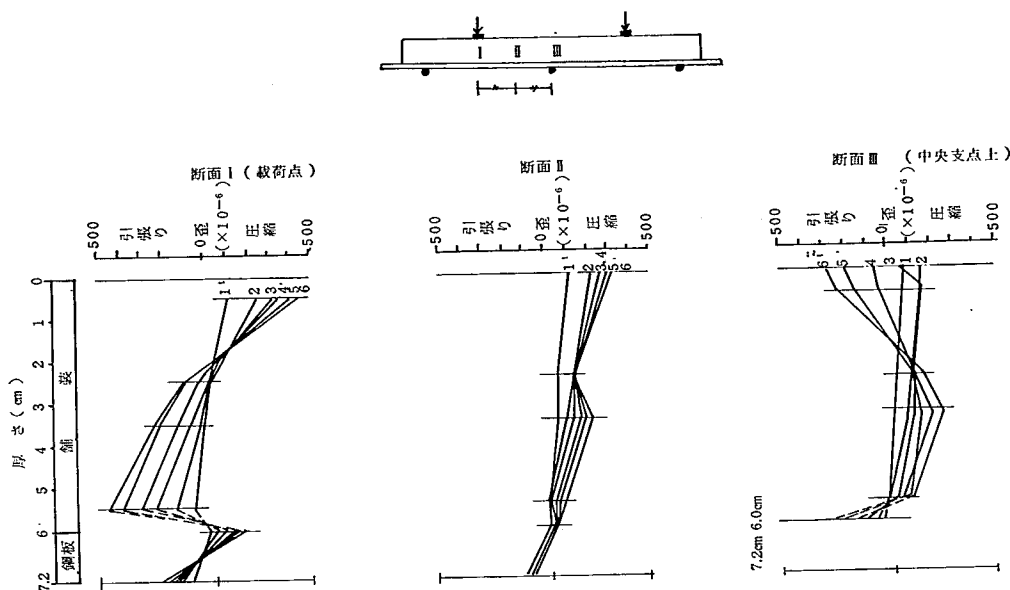


図 3-3-4 歪分布 (No. 6, 上層エポアス/下層改質アス)

3-3-4 防水層の検討

本四橋面舗装基準案によれば、防水層は下層に用いる混合物が改質アスコンの場合に設けるものとなっている。下層が改質アスコンであるNo. 2, No. 6とアトアスによるNo. 5について、舗装基準案の規格を満足し同時にタイプの異なる3種類の防水層を設けて疲労試験を行った。3種類の防水層のうち、ラバソイドはシート防水であり、J S Rスプレイジョン、サンダインは塗膜防水である。ラバソイドはシート防水であるため、シート接着材としてガムファルト 1 kg/m^2 を加熱はけ塗りした。また、J S Rスプレイジョンは 1.25 kg/m^2 を噴霧機で、サンダインはプライマーとしてサンダインNo. 731C 0.3 kg/m^2 をはけ塗りした後、サンダインNo. 731G 1.5 kg/m^2 をヘラで塗布した。図3-3-5, 図3-3-6に防水層を行った舗装体の静的挙動を示す。図中で舗装体の種類の後についている添字の1はラバソイド, 2はJ S Rスプレイジョン, 3はサンダインを示す。

防水層を行ったものと行わないものの6 tにおける舗装体中央の歪は、No. 2で $80 \sim 100 \mu$, No. 5で $150 \sim 200 \mu$, No. 6で 300μ と防水層を行ったものが大きく表われている。これは、防水層が舗装体と鋼板を縁切りしていて、舗装体だけの变形による歪が現われ易いためと思われる。

図3-3-7, 図3-3-8に防水層を行ったものの疲労回数と歪の関係を示す。図中で曲線が急激に変化しているのは、この近辺で舗装体と鋼板がはく離或は、舗装体にきれつが発生したものである。防水層がラバソイドであるものは、No. 6を除いてはく離が発生する回数が多少伸びている。しかし、他の防水層では 10×10^4 回以内の早い回数ではく離が発生している。はく離の発生する位置は、ラバソイドの場合、防水層の接着部分で、J S Rスプレイジョンは鋼板と防水層の間、サンダインは防水層と舗装体の間でそれぞれ発生している。したがって、ラバソイドは接着材の改善により可成り繰返し回数が伸びることが予想される。J S Rスプレイジョン、サンダインは、非常に早い回数ではく離していることから舗装の防水層としては、

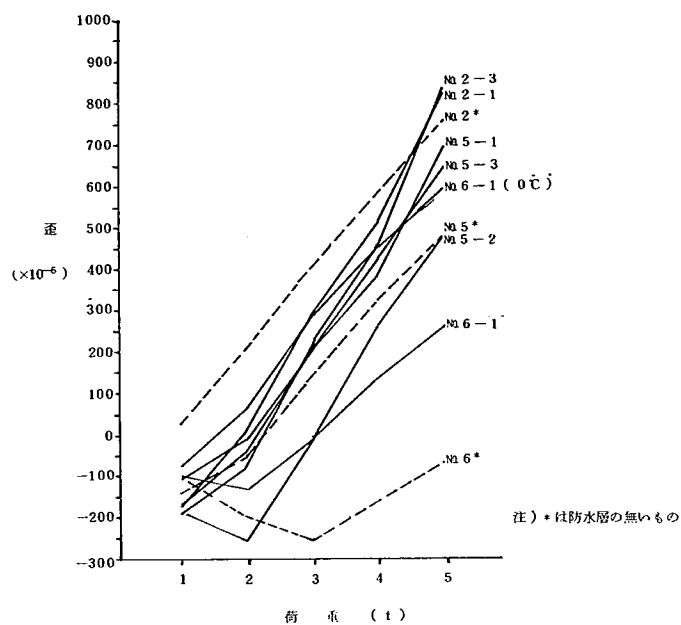


図 3-3-5 荷重-歪 (舗装体中央)

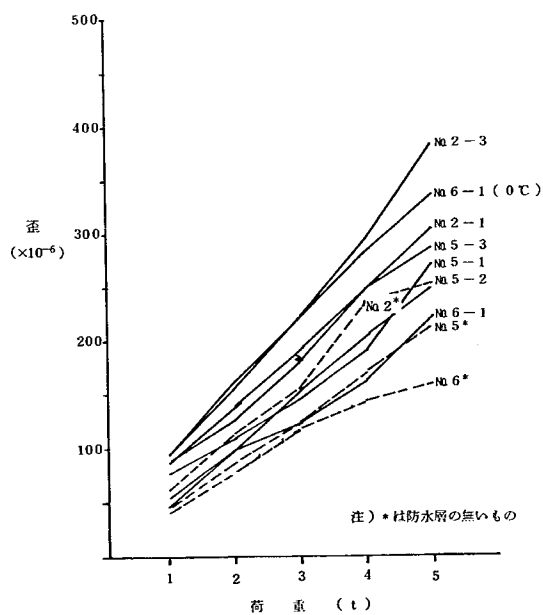


図 3-3-6 荷重-歪 (鋼板載荷点)

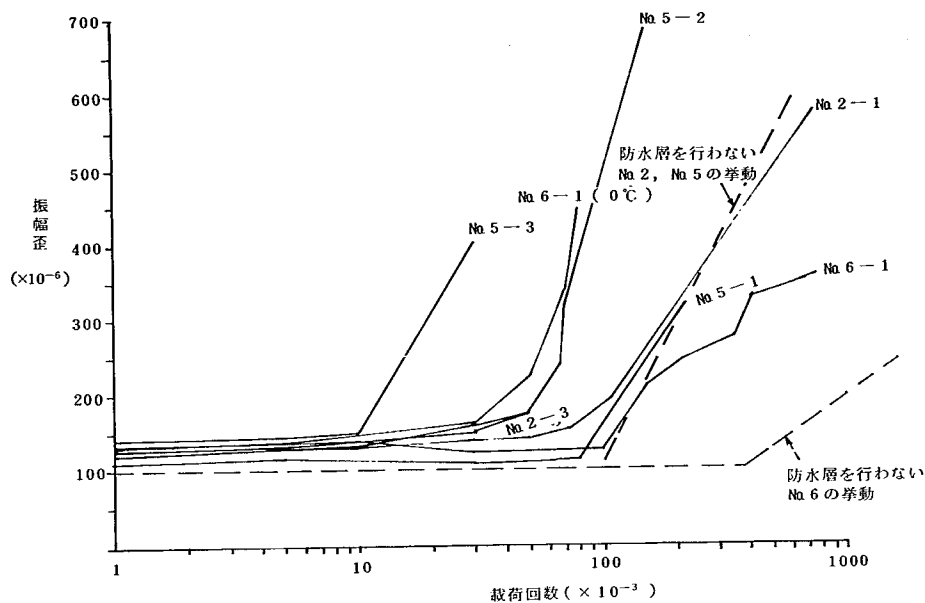


図 3-3-7 疲労回数と振幅ひずみ (鋼板載荷点)

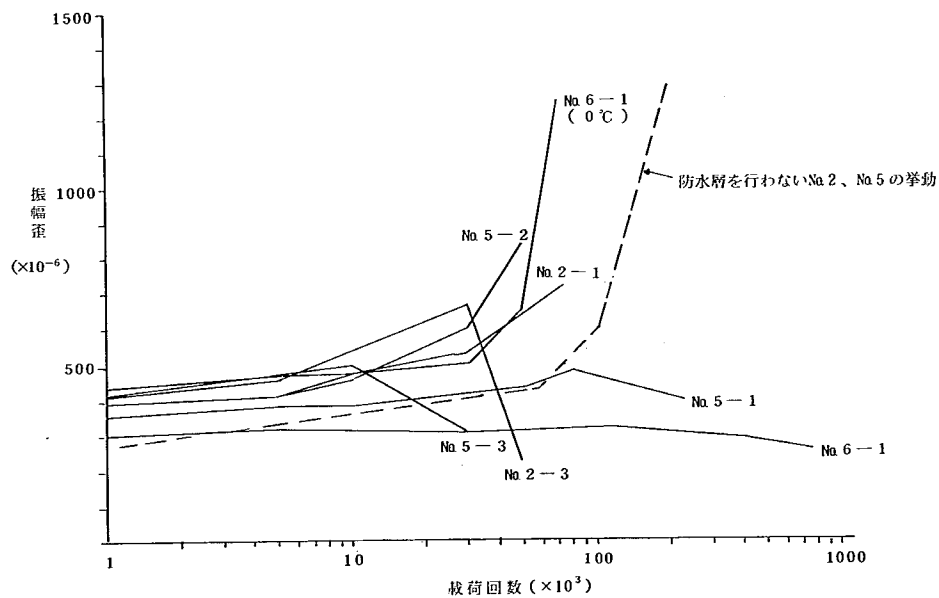


図 3-3-8 疲労回数と振幅ひずみ (舗装体中央)

好ましくないといえる。

3-3-5 試験舗装供試体の疲労性状

試験舗装は、長浦、千住、二子玉川の3箇所を実施され、これにともない現場材料により疲労試験用供試体を作成した。舗装体は、長浦がエポアス／エポアス（上層／下層）、エポアス／改質アス、千住が改質アス／改質アス、改質アス（20mm）／硬質グース、硬質グース／硬質グース、二子玉川が改質アス／硬質グースである。図3-3-9、図3-3-10に疲労回数と振幅歪の関係を示す。試験では、千住の改質アス／改質アス、改質アス（20mm）／硬質グース、改質アス／硬質グース、長浦のエポアス／改質アスに早い回数ではく離が発生した。この発生時期は図中の曲線が急激に変化している位置と対応している。このように、はく離が早い回数で発生した原因として、供試体を現場で作成しているため混合物温度、転圧などの管理が室内のものよりも劣ることがあげられる。また、グースは混合物の温度が高すぎたため、アスファルトが劣化してまろくなっておりこのために疲労回数が小さい結果となった。

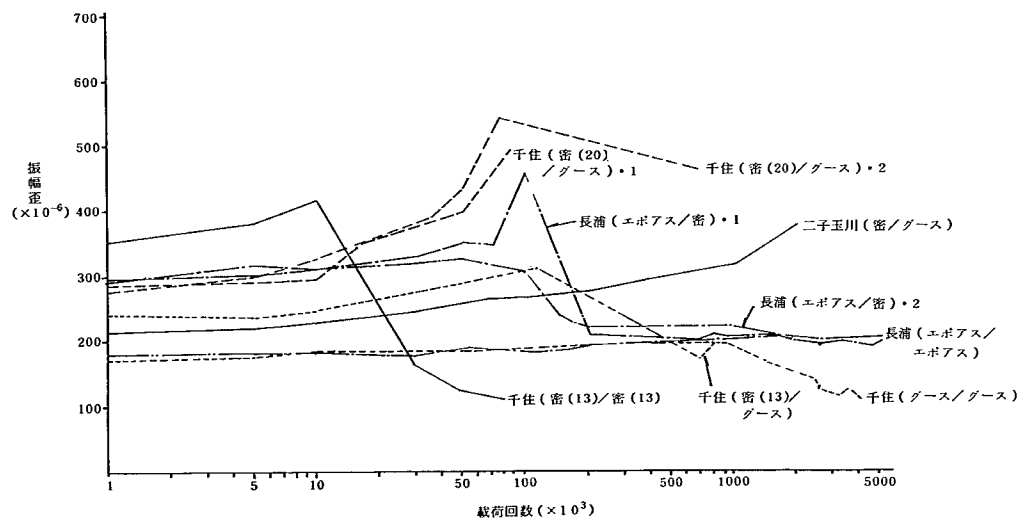


図3-3-9 動的載荷試験における載荷回数と振幅ひずみの関係（舗装体中央）

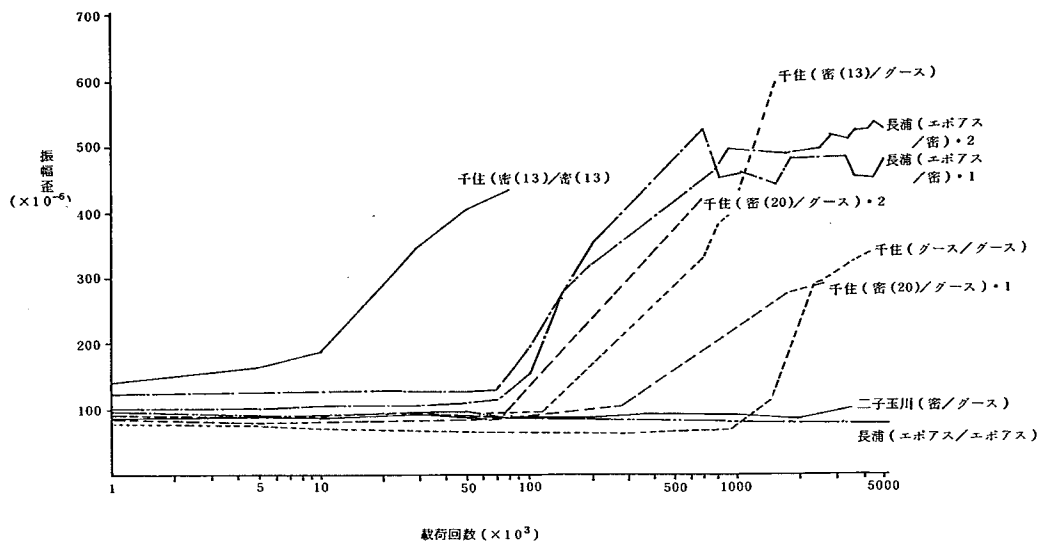


図 3-3-10 動的載荷試験における載荷回数とたわみ量の関係（鋼板載荷点）

3-4 ま と め

今年度の疲労試験による結論を列記すると以下のようになる。

- (1) 防錆塗装は、舗装体と鋼板の接着性を阻害していない。ただし、1次防錆材と舗装にかかる前に行われる防錆塗装が重なることは、接着という面では好ましくない。
- (2) 下層にアスコンがくる舗装構成では、現在よりも接着性を良くする材料の検討が必要である。エポアスが下層にくるものでは、ボンドコートとしてのエポアス使用量を若干多くすることは接着効果を高めている。
- (3) 防水層をとり入れた舗装体の疲労試験では、防水層部分で舗装体と鋼板が緑切りの状態になり、両者の合成作用が無くなっている。したがって、防水層はその厚さ、材料の硬さ、防水層はりつけ用の接着材の検討が必要である。

(2) 長浦試験舗装調査

3—5 ま え が き

長浦試験舗装は、本四橋面舗装基準案で示されている舗装構成の中の4工種について、51年3月に千葉県君津郡袖ヶ浦町長浦地先の国道16号線において施工した橋面舗装であり、実際の交通下における供用性を調査するものである。調査項目は、これまでと同様(1)わだち掘れ量、(2)縦断凹凸量、(3)すべり抵抗、(4)ひびわれ調査の4項目について行った。また、土研資料第1393号で述べた様に、第3工区(エポアス(上層)/改質アス(下層)、第4工区(エポアス/エポアス)は、路面の破損が著しいため52年12月に打換えし、新たに第3工区(エポアス/エポアス)、第4工区(エポアス/改質アス)を施工した。

3—6 供用性調査

3—6 供用性調査

3—6—1 交 通 量

大型車交通量は、供用初期の51年8月で3348台/12時間・2方向、53年8月で3932台/12時間・2方向である。この値をもとに昼夜率1.3とし、供用30ヶ月間の累計大型車交通量を推定すると 426×10^4 台/2方向となり、1方向では 213×10^4 台/1方向となる。

3—6—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最大凸部と凹部の差から求めた。測定は、3点/工区の頻度で測定し、その平均値で整理した。わだち掘れ量の経年変化を、図3—6—11に示す。どの工種とも供用初期の、わだち掘れ量の変化が大きい、これは舗装の塑性変形と交通荷重による圧密の両方があらわれるためであり、その後の経時的変化は小さい傾向がある。一般道路における、わだち掘れ量として直轄道路のそれは、平均12mmである。長浦試験舗装のわだち掘れ量は、この値より小さいことから改質アスファルトの効果がある。また、第3、第4工区は、打換え直後の平坦性は悪いがその後の進行が小さいのでエポアスの効果がわかる。

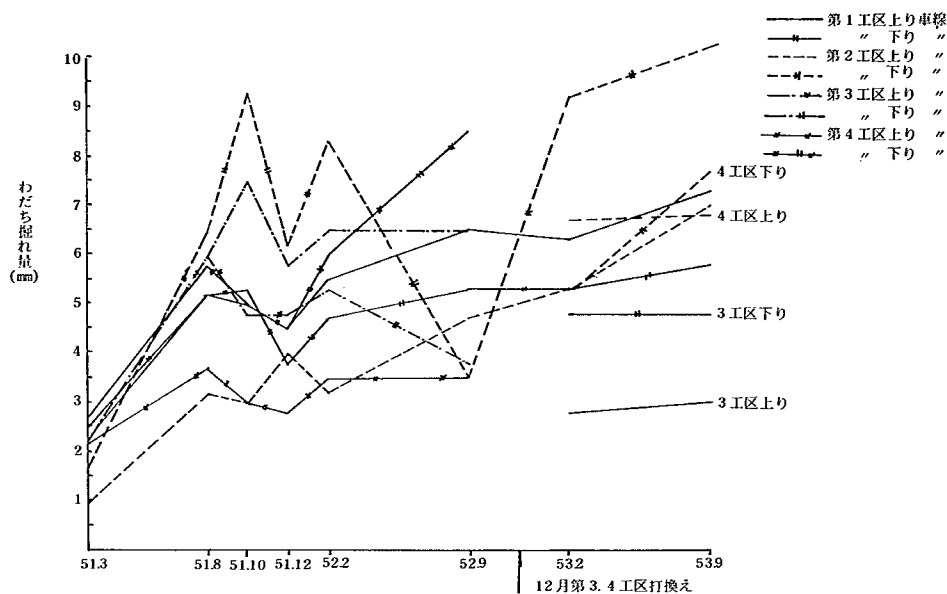


図3-6-11 わだち掘れ量の経年変化

3-6-3 縦断凹凸量

縦断凹凸量は、3 mプロフィールメータにより、わだち部を上下2車線それぞれ2点測定し、標準偏差 σ で整理した。縦断凹凸量 σ の経年変化を図3-6-12に示す。 σ は、第1工区2.3 mm、第2工区1.2 mmと良好であるが、第3、第4工区は3.5~7.5 mmの範囲にあり劣る。これは、同区間がいずれもエポアスを上層に用いたものであり、12月の寒い時期での施工であったことから、施工の難しい材料であるといえよう。

3-6-4 すべり抵抗性

すべり抵抗性は、ポータブル・スキッド・レジスタンステスターで湿潤路面で測定した。測定頻度は、上下車線において、わだち部、非わだち部それぞれ3点/工区測定し、温度補正した値の平均値で整理した。すべり抵抗性の経年変化を図3-6-13に示す。すべり抵抗値は、最初、交通作用による研磨によって低下し、その後増大する。その値は、混合物の使用骨材によって変わる。長浦試験舗装では、粗骨材に砂岩を用いているので、過去に行ったすべりの試験舗装の供用30カ月近くの砂岩におけるBPN 59~65と比較すると、長浦では63~69の範囲にあることから、ますますの供用性を示しているといえる。

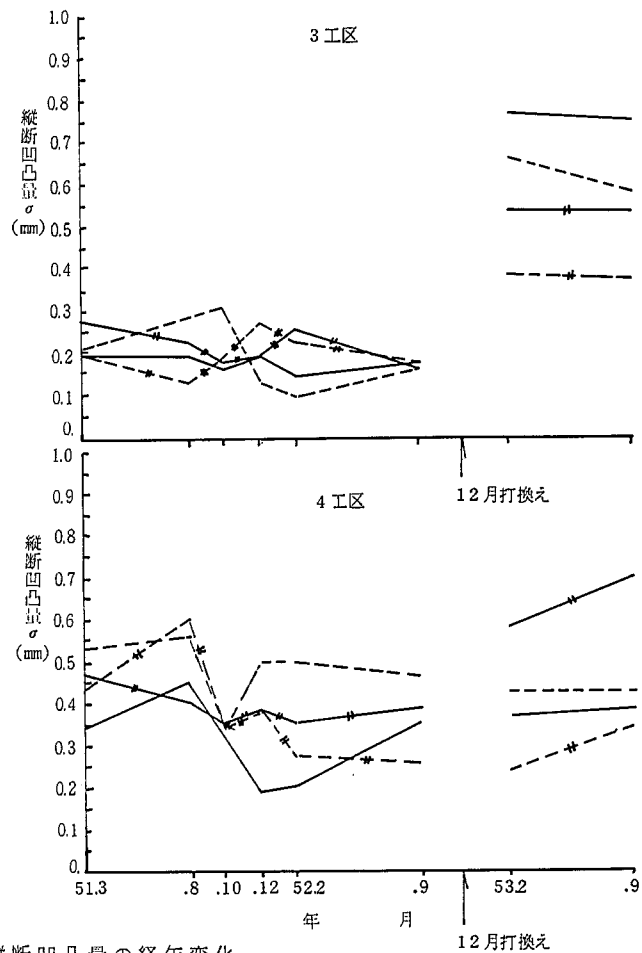
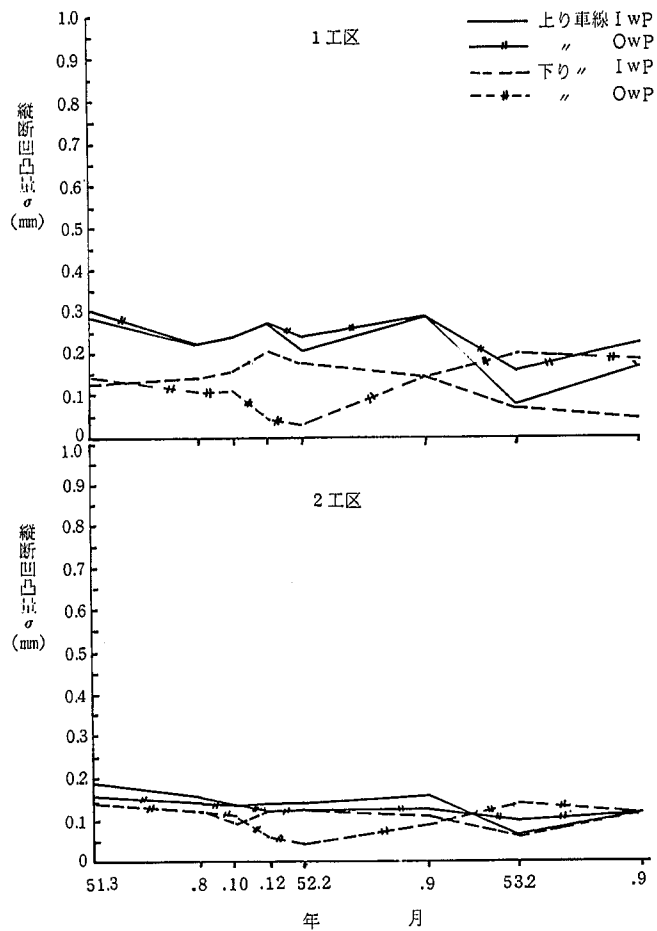


図3-6-12 縦断凹凸量の経年変化

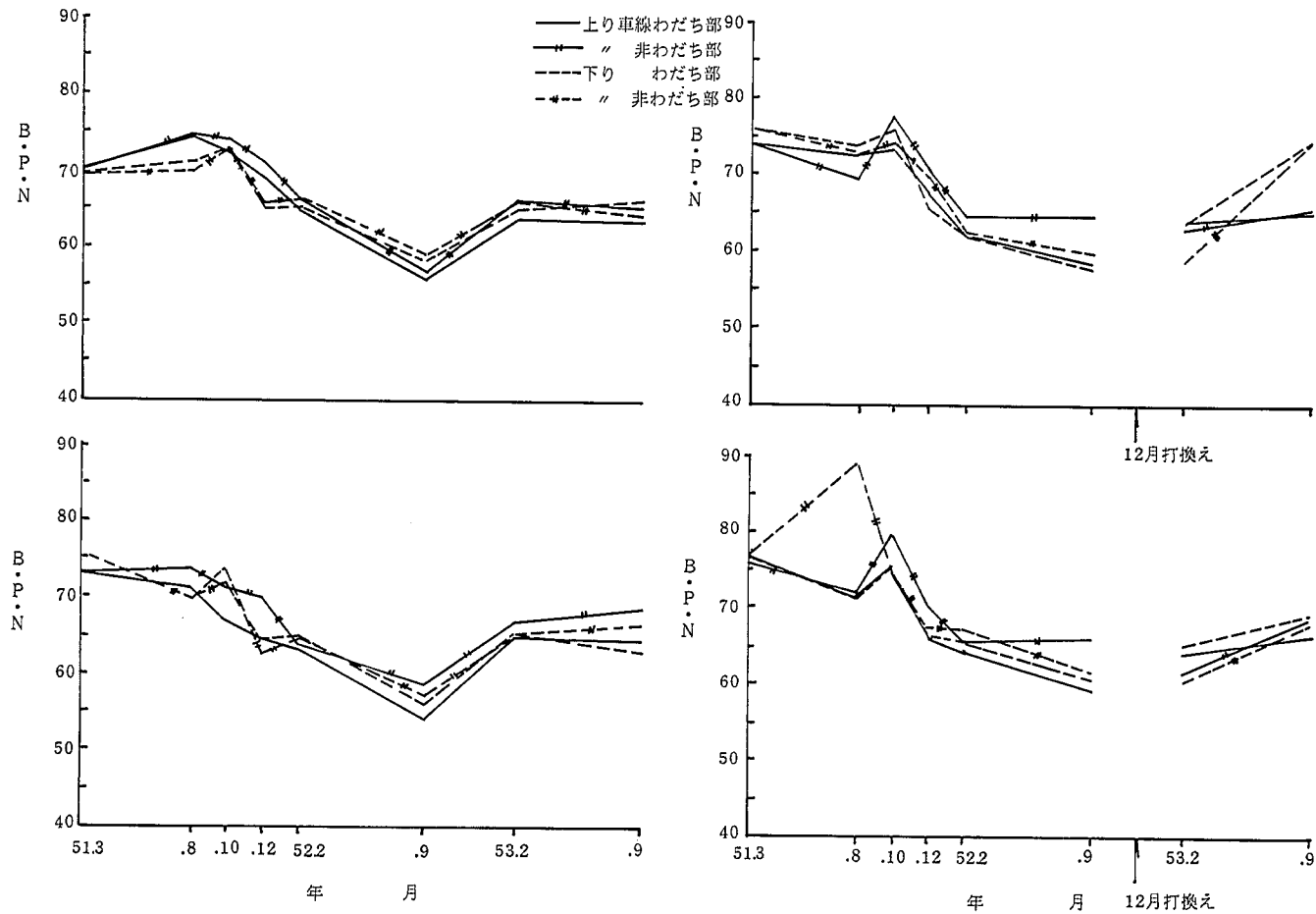


図 3-6-13 すべり抵抗性の経年変化

3-6-5 ひびわれ率

ひびわれ率は、線状クラックについては巾 30 cm として面積を求め、亀甲状クラックについてはクラックを囲む面積を求め、これらを累加した値と区間の面積の比から求めた。ひびわれ率の経年変化を図 3-6-14 に示す。

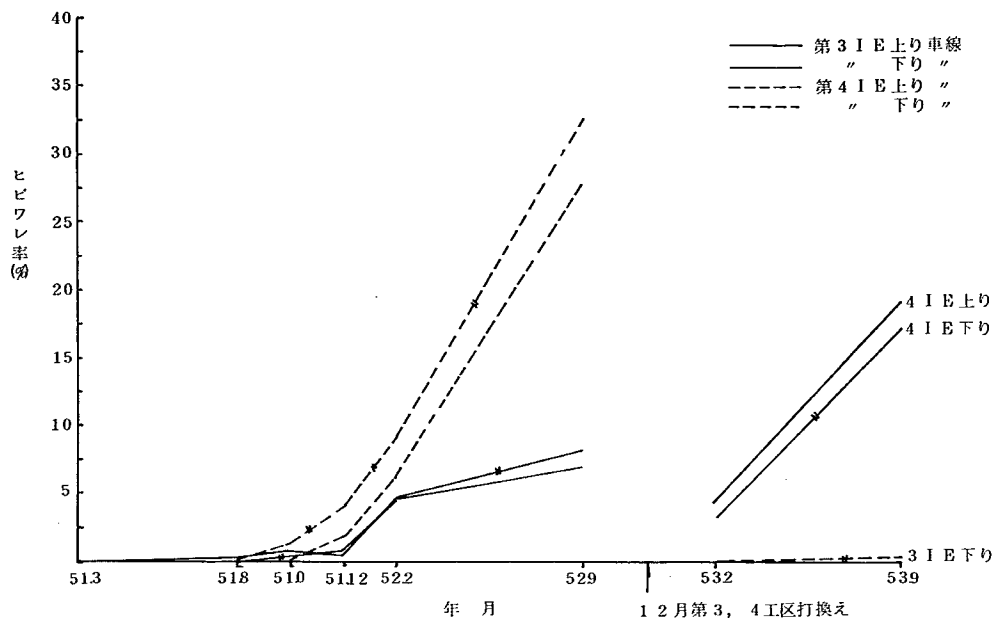


図 3-6-14 ひびわれ率の経年変化

第 1, 第 2 工区は、供用 3 年目を経過した現在でも、ひびわれは認められない。第 3, 第 4 工区は、打換え後 9 カ月でそれぞれ 0.15%, 18.15% に達し、下層に改質アスファルトを用いた区間に大きく表われ、エポアス区間は小さい。このように、エポアス区間にひびわれがほとんど認められない理由として、(1) 瀝床版と舗装体との接着層をゴムアスファルト系接着材からエポアスに変えて接着性の改善を計った。(2) エポアス混合物のバインダー量を 8.0% から 9.0% として疲労性状の改善を計った。(3) 舗装体を 30℃~34℃ の温度で 5 日間養生して、完全硬化の性状に近ずけた。などの効果があらわれているものと思われる。改質アスファルト区間にひびわれが多く表われている理由としては、表層のエポアスが十分に締固められなかったこと、同区間が現道と橋梁部との段差による衝撃の影響を受けやすい位置にある。などが考えられる。

3—7 ま と め

これまでの供用性の調査から次のような傾向がわかる。

- (1) 改質アスファルト区間のわだち掘れ量が一般道路のそれより小さいので、耐流動性という見方をすれば効果が認められる。
- (2) エポアス为上層である区間の縦断凹凸量の経時的变化は小さいので、熱硬化性材料の特徴がわかる。しかし、施工時に平坦性が悪ければそのままの凹凸が残るので、施工を十分に行う必要がある材料といえる。
- (3) ひびわれの発生は、交通荷重による衝撃の有無によって大きく異なり、多い程破損が著しいといえる。同時に、上下層の接着が悪ければ、エポアスはき裂の発生が早いといえる。

第4章 交通騒音に関する調査試験

交通環境研究室	足	立	義	雄
	野	中		宏
	荒	木	隆	雄
	清	家	基	哉

4—1 ま え が き

本州四国連絡橋Aルート舞子地区の騒音予測にあたっては、トンネルからの音をどのように考慮に入れるかがひとつの検討課題となる。

トンネル坑口からの騒音については、トンネル内を走行する車からの騒音が、開放条件を走行する場合のように拡散減衰されず、それが集積されて坑口から放射される。

トンネル内に存在する車からのトンネル内での距離減衰や、坑口でのレベルがどの程度になるのかは比較的容易に実測でき、それらから経験式も得られているし、さらにトンネル内壁面での反射を多次に渡って計算したり¹⁾、拡散音場として内貼りダクトでの減衰式²⁾をあてはめることも考えられる。しかしながら、坑口周辺でのレベルを予測するためには、そのトンネル内で集積された音が坑口からどの方向に、どのような強さで放射されるか、あるいは坑口からの距離減衰がどのような性状となるか、トンネルからの音がどの程度の範囲まで及ぶかなどについて検討しなければならない。

そこで、トンネル坑口からの騒音伝搬特性を捉えるために、過去2年間にわたり無響室において縮尺模型実験を行ってきた。その結果、坑口よりの距離減衰、坑口よりの放射指向性状については、坑口面付近に2次的な仮想面音源を想定することによって、ある程度予測することも可能となった。

今年度は、このトンネル坑口から放射される騒音の対策という点に視点を置き、トンネル内壁に吸音処理を施した場合にどの程度の減音効果が得られるか、内壁面が反射性の場合とどのようにその騒音伝搬特性が異なるかという点について検討することにした。

模型トンネルの内壁に全周、側壁および天井の3種類の吸音処理を施し、それぞれについて坑口よりの距離減衰、坑内の距離減衰、坑口面音圧分布、坑口よりの放射指向性状などを求め、吸音処理の効果、吸音処理の種類による相違などについて検討を行った。

4-2 実験概要

模型トンネルは実物大の約 $1/30$ を想定しており、側壁立上り高 50mm の半円形で、厚さが 10mm のアクリル製である。トンネル内壁の吸音処理については、その吸音率が $8\sim 16\text{kHz}$ で約 1.0 である厚さ 4mm のカーペットを貼り付けた。吸音処理の種類は全周、側壁（両側路面上 14cm までの立上り部分）、天井（巾 20cm ）吸音の3種とした。地面は吸音性とし、坑口条件は坑口面壁が反射、吸音およびそれが無い場合とを設定した。この場合の吸音処理については、その吸音率が $8\sim 16\text{kHz}$ で約 0.8 である厚さ 3mm のカーペットを貼り付けた。実験音は各実験項目とも 8kHz および 16kHz を中心周波数とするオクターブバンドノイズおよびワイドノイズ（ $3.15\sim 40\text{kHz}$ のピンクノイズ）を用いた。実験の計測ブロック図を図4-2-1に示す。スピーカはONKYOのツイータ TW-7S・MKIIであり、B&K $1/4$ インチコンデンサマイクロホンによって受音した。その他、実験装置および方法などについては過去2年間の場合に準じている。

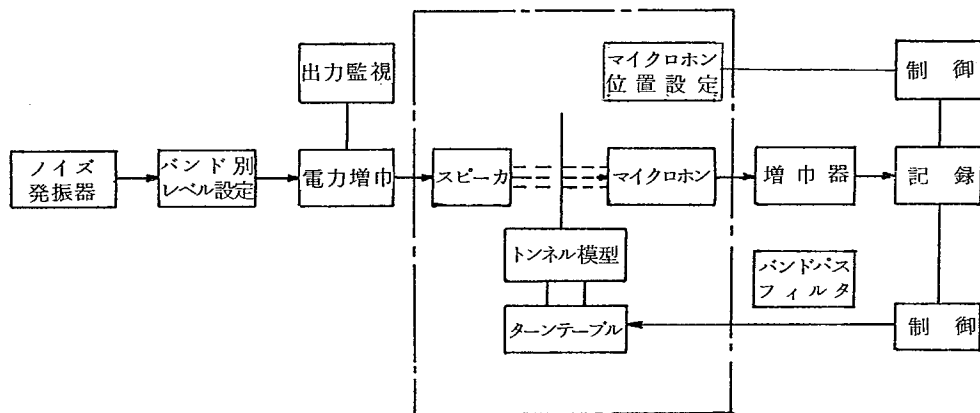


図4-2-1 模型実験ブロック図

実験は主として次の4項目について行った。

- (i) トンネル坑口よりの距離減衰
- (ii) トンネル内距離減衰
- (iii) トンネル坑口面音圧分布
- (iv) トンネル坑口よりの放射指向性状

以下にそれぞれの測定方法について述べる。

(i) トンネル坑口よりの距離減衰

受音ラインを模型トンネル断面中心で路面上よりの高さ40, 105, 180mmの他に, 中心より右に120mmずれて高さ105mmにそれぞれ設定した。トンネル軸方向測定範囲は, トンネル坑口より坑外100cmまでとし, その間でレベルの距離減衰を記録した。それぞれの吸音処理については坑口より100cm(模型トンネル長は約2mである)まで施した。音源位置は坑内150cm高さ10.5cmで, 正面に向けてある。

(ii) トンネル内距離減衰

模型トンネル内での距離減衰を求めるために, トンネルの全長を約4mとし, (i)と同様の受音ラインについて音源より10~350cmまで10cm間隔でレベルの記録を行った。音源は坑内約360cmのところに正面に向けて設置した。

(iii) トンネル坑口面音圧分布

音源位置を坑内150cmとして, 音源を正面に向けた場合と横に向けた場合とについて坑口面における音圧分布を求めた。受音ラインは路面上よりの高さ40, 105および180mmについて水平方向に連続記録を行い, トンネル断面中心と, それより左右にそれぞれ6, 12cmずつ(路面上よりの高さ180mmの場合は6cmのみ)計13点を読みとった。

(iv) トンネル坑口よりの放射指向性状

トンネル坑口よりの水平面騒音放射指向性状を求めるために, 坑口からの距離が20, 40, 80cmの場合について, トンネル断面中心軸を放射角0度として140度(坑口面壁がある場合は80度)まで連続記録を行った。音源の位置は坑内150cmである。記録されたものより, 10度毎に直接読み取ったものと, 急激な変化分を目測で平均化して読み取ったものの双方について検討を行った。内壁の吸音処理についてはそれぞれ坑口より100cm奥まで施した。

4-3 実験結果

(1) トンネル坑口よりの距離減衰

面音源よりの断面中心での距離減衰については, 音源を指向性を有する点音源の集合と考えれば, 理論的には音源性状, 指向性成分によらず, その等価直径の $\frac{1}{4}$ の距離で音源の単位面積当りのパワーレベルにほぼ等しく, 又, 指向性が極度に強い場合を除いては, ほぼ等価直径に等しい距離で遠で倍距離6dB, すなわち点音源からの距離減衰性状を呈することになる。

トンネル内壁面を坑口より100cm(実物換算で約30m)全周吸音処理した場合について, 各受音ライン毎の道路延長方向距離減衰を図4-3-1に示す。

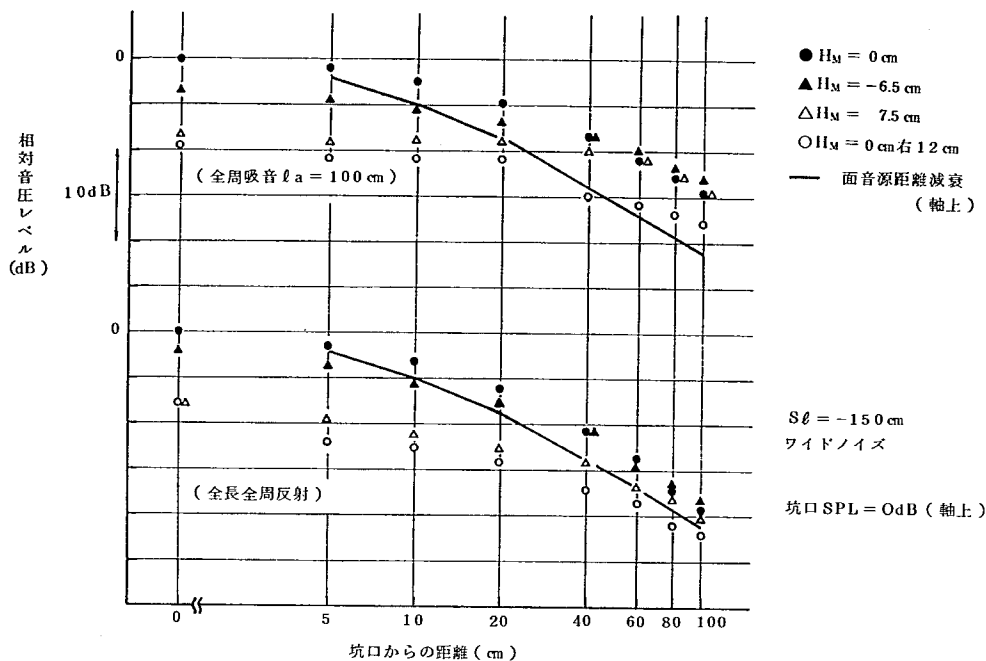


図4-3-1 トンネル坑外の距離減衰(地面吸音, フランジ反射)

内壁面が反射性の場合, 受音ラインがトンネル巾員中心で路面上高さ10.5cm ($H_M = 0$ cm: 断面中心高さの $\frac{1}{2}$) および高さ4.0cm ($H_M = -6.5$ cm), すなわちほぼトンネル断面中心の場合にはほぼ等価直径(この模型トンネルの場合約2.5cmである)以遠で点音源からの距離減衰性状と同様な減衰傾向を示しているが, 内壁面を吸音処理した場合には予想されるようにどの受音ラインでも減衰傾向がそれとは異なるものとなる。すなわち, 内壁面が吸音処理された場合, 坑口面でのレベルが大きく低下し, それから外への距離減衰が先の反射性内壁の場合に比べてかなりゆるやかなものとなる。トンネル断面中心の場合とトンネル巾員中心路面上高さ18.0cm ($H_M = 7.5$ cm) の場合には等価直径の倍距離以遠で点音源の減衰に近づいてはいるが, なお倍距離4~5dBの減衰量である。 $H_M = -6.5$ cmの場合と路面上10.5cmで中心より右へ12cmずれている場合 ($H_M = 0$ cm右12cm) では等価直径以遠でもなお倍距離約3dBの減衰性状である。

次に, トンネル断面中心と断面中心高さの $\frac{1}{2}$ で右側方12cmの受音ラインについて, 内壁の吸音処理の形態別に坑口面からの距離減衰性状を対比したものが図4-3-2である。

どちらの受音ラインでも, 全周吸音処理した場合, 内壁面全長全周反射の場合よりもレベルが坑口付近で10~12dB低い, 坑口より100cm(実物換算で約30m)離れた地点ではその差が約5dBとなり, 坑口からの距離が離れるに従い吸音処理によるレベル低下が小さくなることが判る。

天井吸音のほうが側壁吸音の場合よりその吸音処理面積が小さい(天井吸音の場合周長20cmであり, 側壁

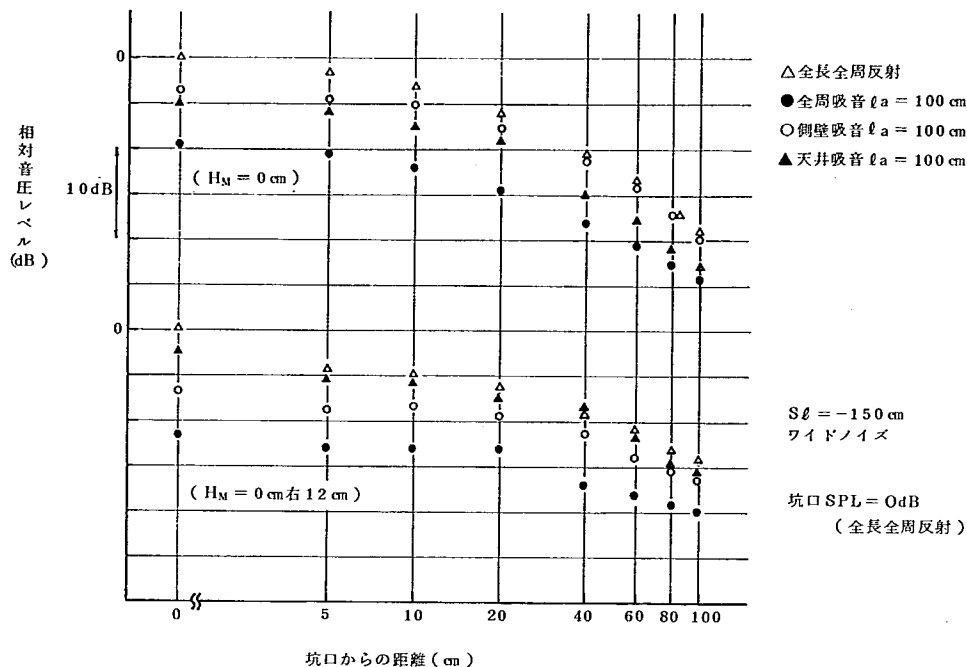


図4-3-2 トンネル坑外の距離減衰(地面吸音, フランジ反射)

吸音の場合周長28cmである)が、坑口断面中心ではほとんどレベル差がない。しかし断面中心に沿っての坑外ではむしろ天井吸音のほうがその距離減衰が大きく、遠方点ではほぼ全周吸音に近いレベルとなる(側壁吸音では、遠方点でのレベルが内壁面反射性の場合のそれとほとんど差異のないものとなる)。

一方、断面側方の受音ライン($H_M = 0 \text{ cm}$ 右12cm)の場合には、もちろん坑口付近では側壁吸音の場合のレベル減衰が大きく、天井吸音の場合では、坑外において反射性の場合とほとんどそのレベルが差異のないものとなる。

(2) トンネル坑内距離減衰

模型トンネル(坑内距離減衰の測定にあたってはトンネル長を4mとした)の内壁面を全周半長吸音処理した場合の受音ライン別による減衰性状(ワイドノイズ)を図4-3-3に、また、吸音処理の違いによるその比較を図4-3-4に示す。

1台の自動車からの騒音レベルを求める場合、それが開放条件を走行する場合にはそれを点音源とみなし、距離の逆2乗則に従ってレベルが減衰することで求められるが、それがトンネル内を走行する場合には、その拡散減衰が妨げられることによりレベルの距離による減衰が非常に小さなものになる。このトンネル内を走行する1台の自動車からの騒音のトンネル内での距離減衰については既に幾つか実測された例があり、例

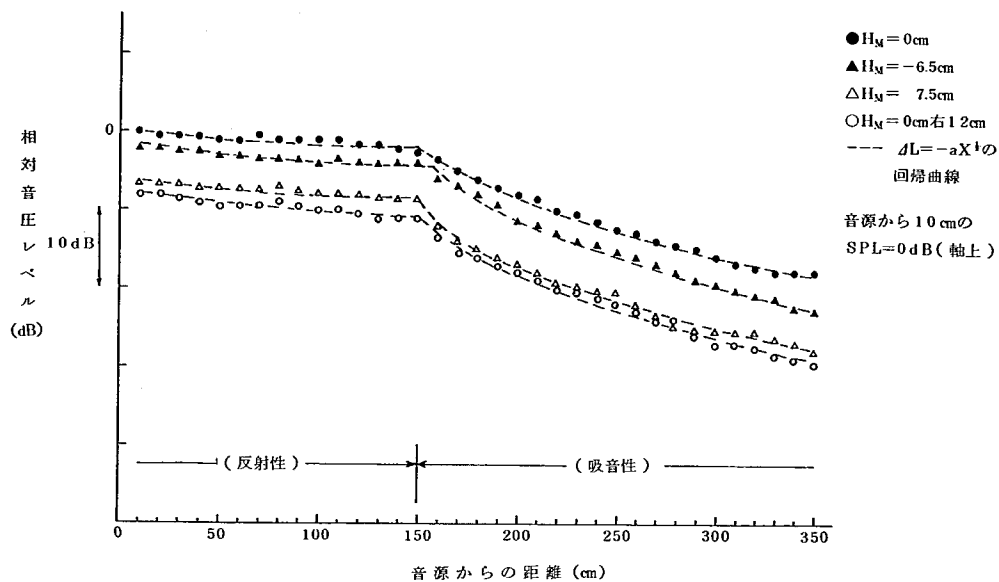


図 4-3-3 トンネル内距離減衰 (半長全周吸音, ワイドノイズ)

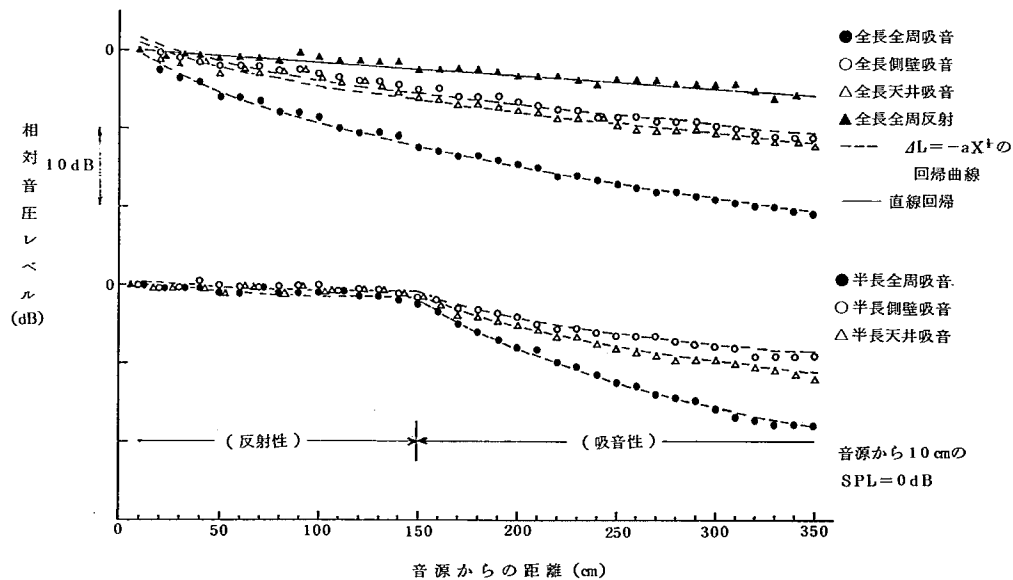


図 4-3-4 吸音処理の違いによるトンネル内距離減衰の比較 ($H_M = 0 \text{ cm}$, ワイドノイズ)

表 4-3-1 トンネル内距離減衰 ($\Delta L = -aX^{1/2}$ の回帰曲線) 係数 a 一覧表

測定軸 周波数 吸音処理		$H_M = 0 \text{ cm}$			$H_M = -6.5 \text{ cm}$			$H_M = 7.5 \text{ cm}$			$H_M = 0 \text{ cm 右 } 12 \text{ cm}$			4 軸算術平均値		
		8 kHz	16 kHz	ワイド ノイズ	8 kHz	16 kHz	ワイド ノイズ	8 kHz	16 kHz	ワイド ノイズ	8 kHz	16 kHz	ワイド ノイズ	8 kHz	16 kHz	ワイド ノイズ
全 長 全 周 吸 音		1.10	0.82	1.33	1.36	0.85	1.42	1.43	1.41	1.52	1.75	1.78	1.60	1.41	1.22	1.47
半長全周 吸 音	反射区間	0.15	0.05	0.20	0.41	0.24	0.25	0.29	0.14	0.25	0.53	0.25	0.34	0.35	0.17	0.26
	吸音区間	1.11	1.72	1.43	1.63	1.52	1.63	1.66	1.34	1.46	1.96	1.83	1.51	1.59	1.60	1.51
全 長 側 壁 吸 音		0.70	0.75	0.77	0.85	0.93	0.94	0.81	0.80	0.78	1.03	0.95	0.84	0.85	0.86	0.83
半長側壁 吸 音	反射区間	0.14	0.01	0.15	0.42	0.24	0.30	0.38	0.32	0.36	0.46	0.24	0.32	0.35	0.20	0.28
	吸音区間	0.53	0.77	0.67	0.75	0.77	0.85	0.54	0.93	0.68	1.14	1.35	0.75	0.74	0.96	0.74
全 長 天 井 吸 音		0.64	0.85	0.85	0.77	0.75	0.75	0.87	1.01	0.94	0.74	0.69	0.65	0.76	0.83	0.80
半長天井 吸 音	反射区間	0.14	0.01	0.14	0.43	0.33	0.32	0.42	0.39	0.33	0.49	0.29	0.29	0.37	0.26	0.27
	吸音区間	0.72	1.03	0.87	0.56	0.81	0.68	0.98	1.06	0.80	0.53	0.58	0.58	0.70	0.87	0.73

例えば、北海道開発局の断面の異なる幾つかの現場トンネルでの調査例³⁾では、その減衰を $-ax^{1/2}$ (x :音源から受音点までの距離)の形で表わしており、その係数 a の値としては0.4~0.5であるとしている。

模型実験で内壁面が反射性の場合には、むしろ距離に対してほぼ直線的に近似されたが、内壁面を吸音処理した場合には、先の現場での実測におけるように距離の $1/2$ 乗で示す方がその減衰パターンがよく一致する。そこで $-ax^{1/2}$ の回帰曲線を求め、そのときの回帰係数 a の値をすべての吸音処理条件について受音ライン別、音源周波数別に表わしたものが表4-3-1である。

バンドノイズでは若干バラツキがみられるが、ワイドノイズでの結果でみると、全長全周吸音では1.3~1.6、4受音ラインの平均が1.47、全長側壁または全長天井吸音で0.7~0.9、4受音ラインの平均がそれぞれ0.83、0.80という値を得ている。すなわち、模型トンネル内における距離減衰は $(-aX^{1/2})$ の形で表わすとその係数 a は)内壁面反射性の状態で約0.4、側壁または天井を高吸音性のもので置換えた場合に約0.8、全周を吸音処理した場合に約1.5である。

また、反射区間の後にトンネル長さの半分だけを吸音処理した場合のその吸音区間におけるレベル減衰は、音源位置から全長吸音した場合とは若干異っており、例えば、ワイドノイズについては、断面中心近くの受音ラインの場合には、図4-3-4にもみられるように半長だけ吸音処理した場合のほうが若干減衰が大きいが、全周吸音で天井あるいは側壁に近い受音ラインや、側壁または天井だけを吸音処理した場合(いずれの受音ラインにおいても)には、いずれも全長吸音した場合のほうが、その減衰が若干大きなものとなっている。これは吸音面に対する音の入射条件によるものであろうが、吸音処理の有効長を検討するにあたり、実験条件設定上の問題も含めてなお今後の検討課題となろう。

(3) トンネル坑口面音圧分布

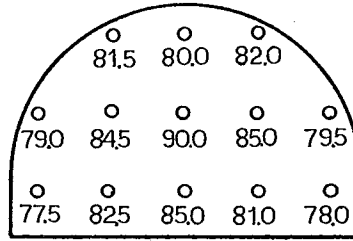
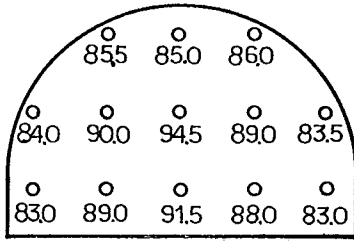
例えば、トンネル坑口を1つの面音源と考えて坑口周辺の騒音計算を行う場合、その坑口面での音圧の分布を確認しておく必要がある。特に、内壁面を吸音処理した場合には、壁面近くを擦過する際のレベル減衰により、より強い音圧分布(断面中心部が周辺部に対し相対的に高くなる)を持つことが予想される。図4-3-5に各吸音条件毎の音圧分布を音源が正面向きの場合と、左向きの場合とについてそれぞれ示す。又、表4-3-2には、坑口面に設定した合計13点の受音点でのレベルのパワー平均値と、中央部受音点でのレベルとの差分を求めたものを示す。

側壁あるいは全周を吸音処理した場合には、内壁面反射性の場合に比べ1~2dB レベル差が大きくなっている。

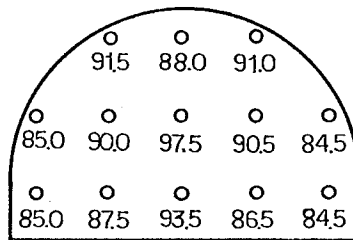
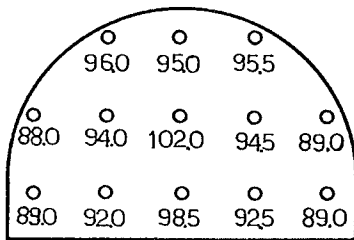
昨年度、特に模型実験において、内壁面が反射性の場合についても断面中心部で音圧が高くなる傾向が得られているが、ここでは音源位置をさらに変化させてその傾向を求めてみた。図4-3-6、さらには、トンネル長を4mとして音源位置を坑内3.5mとした場合にもその傾向にはほとんど変化がみられなかった。

しかしながら、実大トンネルではほぼ無指向性の音源を用いた場合にはその差分が小さいことから、なお今後の検討を要するところである。

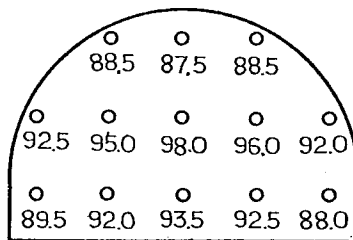
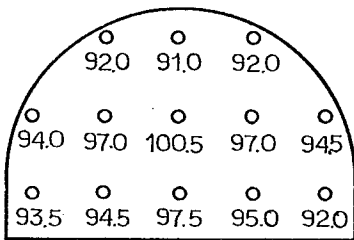
全長全周吸音



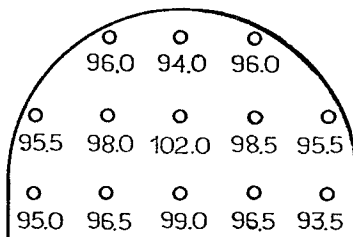
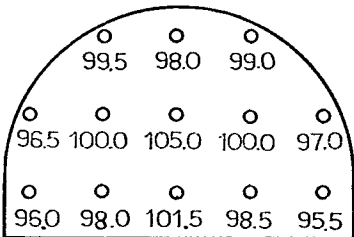
全長側壁吸音



全長天井吸音



全長全周反射



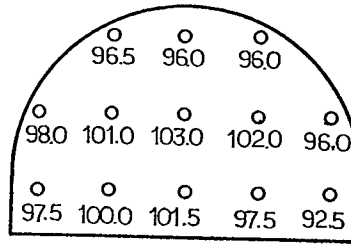
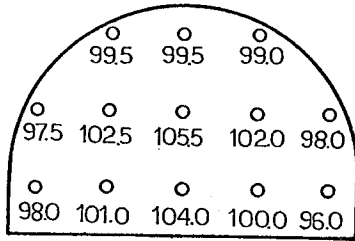
○受音点
単位 dB

スピーカ向き：正面

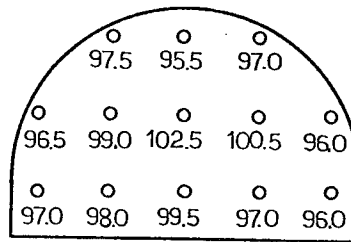
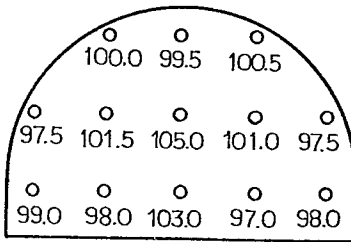
スピーカ向き：左向き

図4-3-5 トンネル坑口面音圧分布（地面吸音，フランジ反射，ワイドノイズ）

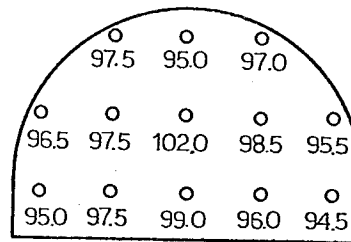
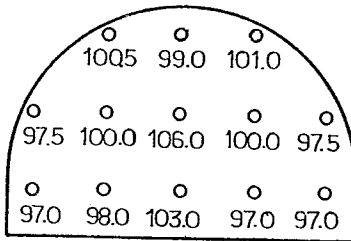
音源位置 $S\ell = -25\text{ cm}$



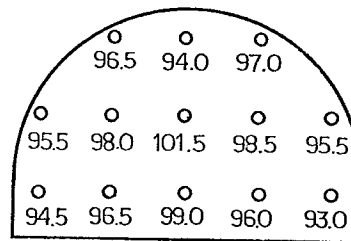
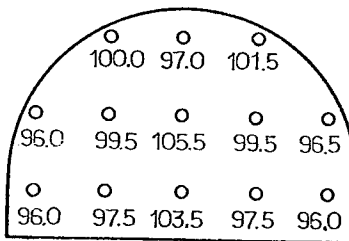
音源位置 $S\ell = -50\text{ cm}$



音源位置 $S\ell = -100\text{ cm}$



音源位置 $S\ell = -150\text{ cm}$



○受音点

単位 dB

スピーカ向き：正面

スピーカ向き：左向き

図4-3-6 トンネル坑口面音圧分布（地面なし，フランジなし，ワイドノイズ）

表 4-3-2 坑口音圧分布・坑口中心とパワー平均値との比較

$S_L = -150 \text{ cm}$ (単位 dB)

地 面	フ ラ ン ジ	吸 音 処 理	ス ピ ー カ 正 面 向 き									ス ピ ー カ 左 向 き								
			① 坑口中心			② パワー平均値			差 (①-②)			① 坑口中心			② パワー平均値			差 (①-②)		
			8kHz	16kHz	ワイド ノイズ	8kHz	16kHz	ワイド ノイズ	8kHz	16kHz	ワイド ノイズ	8kHz	16kHz	ワイド ノイズ	8kHz	16kHz	ワイド ノイズ	8kHz	16kHz	ワイド ノイズ
音	反射	全長全周吸音	88.5	85.0	94.5	82.6	80.6	88.6	5.9	4.4	5.9	79.0	72.0	90.0	72.2	67.1	83.5	6.8	4.9	6.5
	吸音		89.0	85.0	95.0	83.1	80.7	89.1	5.9	4.3	5.9	78.5	72.0	90.0	71.8	67.2	83.2	6.7	4.8	6.8
	無		88.5	85.5	95.0	83.3	80.5	88.6	5.2	5.0	6.4	79.5	73.0	91.0	72.6	68.1	84.1	6.9	4.9	6.9
	反射	全長側壁吸音	95.0	96.0	102.0	88.9	88.7	95.4	6.1	7.3	6.6	87.0	85.0	97.5	80.6	78.7	90.8	6.4	6.3	6.7
	吸音		95.0	96.0	102.5	88.7	88.7	95.6	6.3	7.3	6.9	86.5	84.5	97.5	80.7	78.2	90.7	5.8	6.3	6.8
	無		96.0	96.0	103.0	90.0	89.1	96.3	6.0	6.9	6.7	86.5	85.0	98.0	80.7	78.3	91.0	5.8	6.7	7.0
	反射	全長天井吸音	94.0	93.5	100.5	90.0	88.8	95.5	4.0	4.7	5.0	90.0	90.0	98.0	86.1	86.0	93.0	3.9	4.0	5.0
	吸音		94.0	93.5	101.5	89.8	88.9	96.0	4.2	4.6	5.5	90.0	90.0	98.0	86.2	86.0	93.2	3.8	4.0	4.8
	無		94.0	93.0	101.0	89.9	88.8	95.9	4.1	4.2	5.1	90.0	90.5	98.5	86.4	86.2	93.6	3.6	3.3	4.7
	反射	全長全周反射	97.5	98.0	105.0	93.9	92.8	99.6	3.6	5.2	5.4	94.5	92.0	102.0	91.5	88.7	97.3	3.0	3.3	4.7
	吸音		98.0	98.0	105.0	94.0	92.9	99.7	4.0	5.1	5.3	94.5	92.5	102.0	91.5	88.9	97.1	3.0	3.6	4.9
	無		98.5	98.5	105.0	94.0	93.2	99.9	4.5	5.3	5.1	95.0	92.5	102.5	91.8	89.2	97.6	3.2	3.3	4.9
	無	全長全周吸音	88.0	84.5	95.0	82.6	80.6	89.1	5.4	3.9	5.9									
	無	全長全周反射	104.5	91.0	97.5	100.2	86.2	92.9	4.3	4.8	4.6	100.0	89.5	93.5	97.1	84.9	89.7	2.9	4.6	3.8
	実大	トンネル	88.5	93.5	89.5	88.8	93.3	88.5	-0.3	0.2	1.0									

注) *. $S_L = -50 \text{ cm}$, **. $S_L = -50 \text{ m}$ (1/30として $S_L = -167 \text{ cm}$), 十二面体スピーカ使用

*

**

(4) トンネル坑口よりの放射指向性状

音源がトンネル坑内にある場合の坑口よりの放射指向性状に関する実験結果について、昨年度と同様に、仮想面音源を坑口近くに設定し、それを幾つかに分割してそれからの回折減衰を計算する方式と久野ら⁴⁾の近似解との対比から検討を行った。実験結果とこれら両者の計算値（地面吸音、坑口部面壁工反射、音源周波数 8 kHz）とを図 4-3-7～図 4-3-9 に示す。実験結果は坑口面のパワーレベルを 0 dB として相対レベルで表示してある。

路面よりの高さ 1.05 m ($H_M = 0$ m) の場合の結果を示すが、水平断面での指向性状に着目することでは予想されるように、全周吸音と側壁吸音の場合にはほぼ類似した放射パターンを示しており、指向性が非常に強いものとなっている。トンネル中心軸上と放射角 80 度におけるレベル差でみると 20～30 dB となる。天井吸音の場合には全周反射の場合とほとんど差異がなく、軸上と放射角 80 度におけるレベル差は 5～10 dB 程度である。

各図に示されるように、仮想面音源位置をトンネル坑口から種々の位置に設定し、それをいくつかの微小音源に分割して、それぞれからの音について坑口縁での回折減衰をあてはめて求められる放射パターンが、実験で得られたパターンと最も適合する位置について検討した。角度による減衰の傾向にのみ着目して仮想面音源位置を求め、以後の予測法の検討にあたっては絶対レベル差 ΔL を補正量として与えることにした。

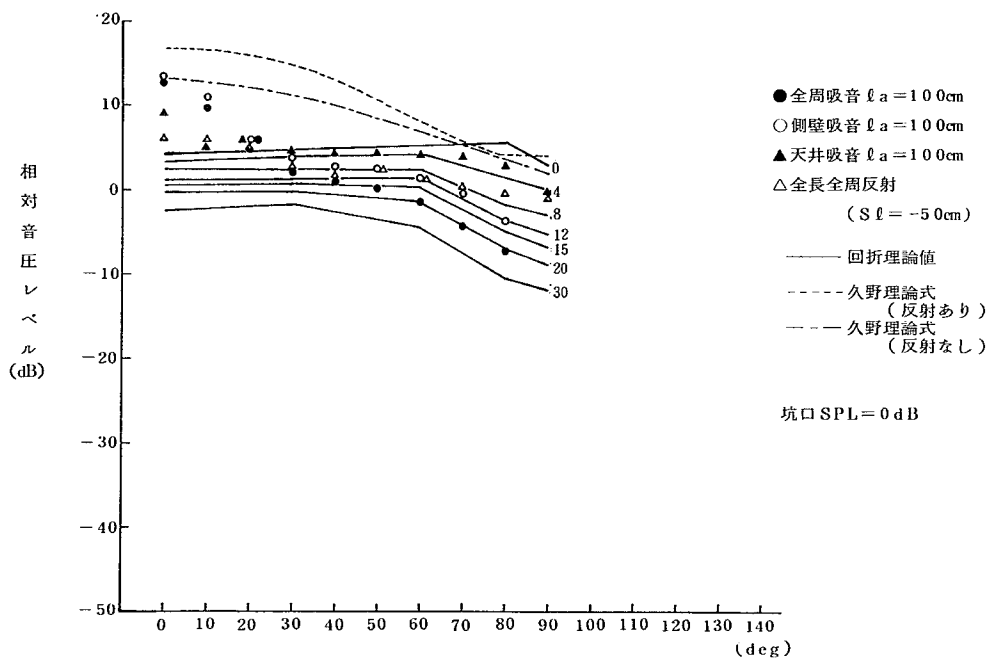


図 4-3-7 半円形トンネル坑口の放射性状 ($\ell = 20$ cm, $H_M = 0$ cm, $S \ell = -150$ cm)
〔地面吸音, フランジ反射, 8 kHz〕

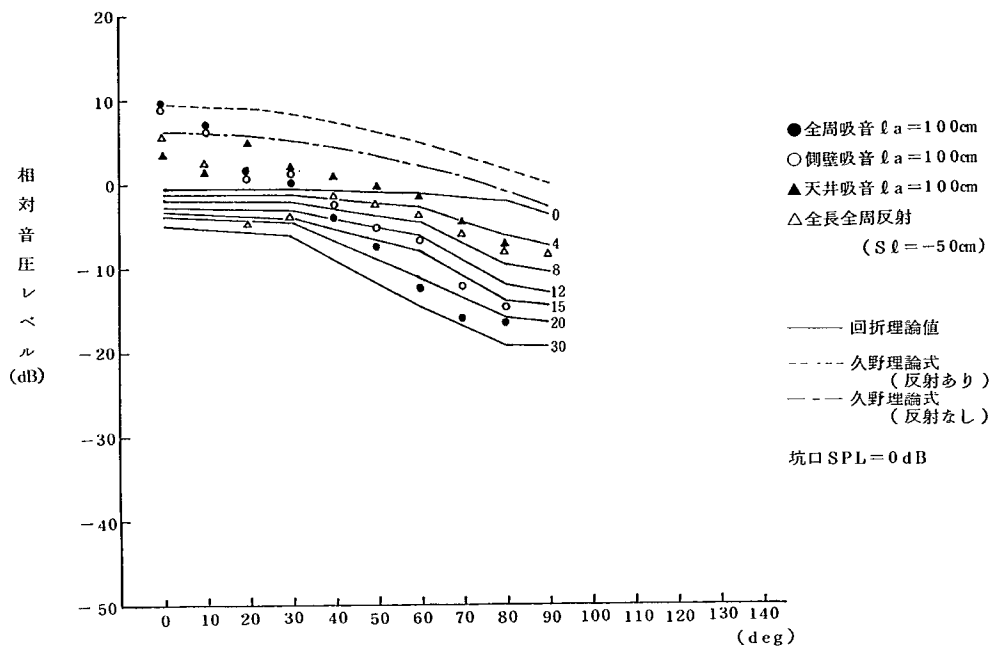


図 4-3-8 半円形トンネル坑口の放射性状 ($\ell = 40\text{cm}$, $H_M = 0\text{cm}$, $S\ell = -150\text{cm}$)
〔地面吸音, フランジ反射, 8kHz〕

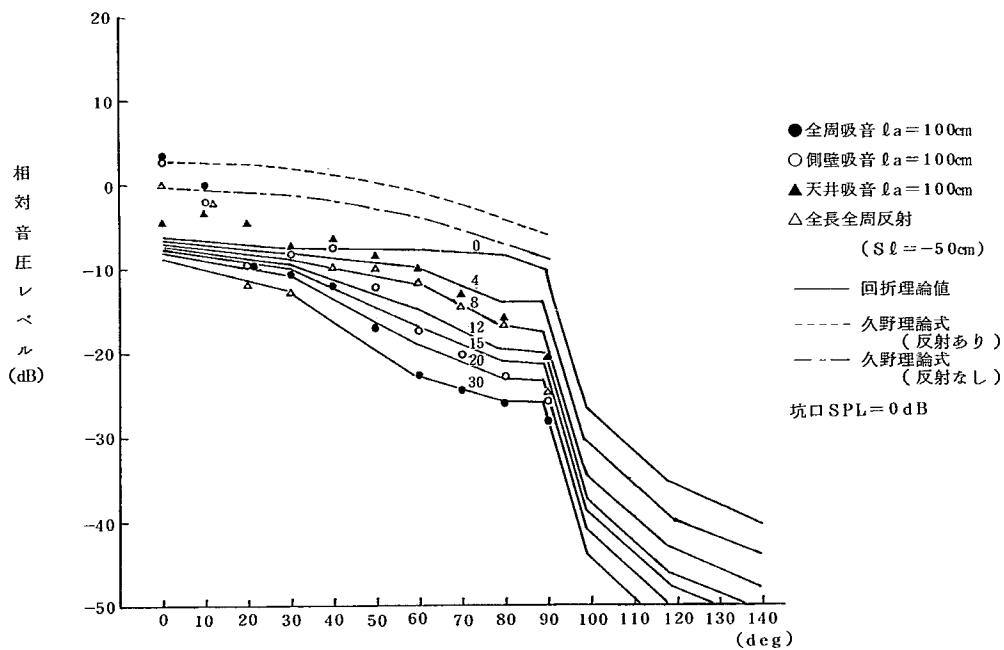


図 4-3-9 半円形トンネル坑口の放射性状 ($\ell = 80\text{cm}$, $H_M = 0\text{cm}$, $S\ell = -150\text{cm}$)
〔地面吸音, フランジ反射, 8kHz〕

それぞれの吸音条件における仮想面音源の最適位置の出現頻度を坑口条件別、音源周波数別に求めたものを表4-3-3に、さらに吸音処理別にまとめたものを表4-3-4に示す。

表4-3-3 仮想面音源位置の出現頻度

地面	吸音処理	フランジ	仮想面音源位置 cm							
			0	4	8	12	15	20	30	30以上
吸音	全周吸音	反射	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	3 1	0 2
			0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	3 7	0 2
		吸音	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	1 0	2 3
			0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	2 3	1 6
		無	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	2 0	1 3
			0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	1 1	1 3	1 5
	側壁吸音	反射	0 0	0 0	0 0	0 0	1 0	0 0	2 3	0 0
			0 0	0 0	0 0	0 0	0 1	0 0	3 8	0 0
		吸音	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	3 3	0 0
			0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	3 9	0 0
		無	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	1 0	2 3	0 0
			0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	1 2	2 7	0 0
吸音*	天井吸音	反射	0 0	1 0	1 0	0 1	1 2	0 0	0 0	0 0
			0 0	0 1	0 1	1 2	2 5	0 0	0 0	0 0
		吸音	0 0	0 0	0 0	1 0	2 3	0 0	0 0	0 0
			0 0	0 0	0 0	0 1	2 7	1 1	0 0	0 0
		無	0 0	0 0	0 0	1 0	1 3	1 0	0 0	0 0
			0 0	0 0	0 0	0 1	2 6	1 2	0 0	0 0
	全長全周反射	反射	0 0	2 0	2 1	0 0	1 1	0 2	0 1	0 0
			0 0	0 2	2 5	0 0	5 7	3 5	0 1	0 0
		吸音	0 0	1 0	2 0	0 0	2 4	0 1	0 0	0 0
			0 0	1 1	2 0	0 0	6 1	0 0	0 0	0 0
		無	0 0	1 0	2 0	0 0	1 4	0 1	1 0	0 0
			0 0	1 1	2 0	0 0	5 1	1 1	0 0	0 0

注) 1) 吸音区間 $\ell a = 100 \text{ cm}$

2) $S\ell = -150 \text{ cm}$, ただし(*)は $S\ell = -50 \text{ cm}$

3) $H_M = 0 \text{ cm}$

A	B
C	D

A : 8 kHz

B : 16 kHz

C : ワイドノイズ

D : 合計

その結果、天井吸音の場合は、全長全周反射の場合とはほぼ同様な分布をしており、最適位置（最頻位置）は坑内約15cmとなる。側壁および全周を吸音処理した場合には、その指向性がより強くなることから、仮想面音源位置は更に奥へ移り坑内約30cmとなった。

次に、この仮想面音源位置をあてはめて、トンネル坑口縁での回折減衰を計算して求められるものに対する補正量 ΔL を各吸音条件ごとに示したものを表4-3-5に示す。

表4-3-4 吸音処理別の仮想面音源位置の出現頻度

吸音処理	仮想面音源位置 cm							
	0	4	8	12	15	20	30	30以上
全周吸音	0	0	0	0	0	1	13	13
側壁吸音	0	0	0	0	1	2	24	0
天井吸音	0	1	1	4	18	3	0	0
全長全周反射	0	4	7	0	18	7	2	0

注) 1) 吸音区間 $l_a = 100\text{cm}$

2) $S_l = -150\text{cm}$, ただし(*)は $S_l = -50\text{cm}$

3) $H_M = 0\text{cm}$

表4-3-5 補正值一覧表

吸音処理	補正值 (dB)			平均 dB
	8 kHz	16 kHz	ワイドノイズ	
全周吸音	4.3	1.2	3.8	3.1**
側壁吸音	5.5	4.8	4.0	4.8**
天井吸音	5.8	8.4	3.6	5.9
全長全周反射*	4.7	6.6	2.2	4.5

注) 1) 吸音区間 $l_a = 100\text{cm}$

2) $S_l = -150\text{cm}$, ただし(*)は $S_l = -50\text{cm}$

3) $H_M = 0\text{cm}$

4) (**) 仮想面音源を30cmとした場合

他は15cmとした場合

4—4 ま と め

トンネル坑口から放射される騒音に対する対策という観点から、模型トンネル内壁面にいくつかの形態で吸音処理を施し、その坑内および坑外における騒音伝搬の特性について2, 3検討を試みた。

その結果、内壁が吸音処理された場合には、坑口でのレベルが大きく低下し、それから外への減衰が反射性内壁の場合に比べてかなりゆるやかなものとなること、吸音内壁面近くの音圧が低下することから、坑口面音圧分布（断面中心部と周辺部とのレベル差）がさらに強くなること、トンネル内における距離減衰がほぼ距離の $\frac{1}{2}$ 乗で近似され、その係数が全周吸音（吸音率が8～16kHzで約1.0の吸音材を使用している）とした場合で約1.5、側壁あるいは天井だけを吸音処理した場合で約0.8（内壁面反射性の場合には約0.4であった）となること、坑口面からの水平面放射指向性状が全周あるいは側壁だけを吸音した場合に非常に強いものとなり（断面中心軸と放射角80度におけるレベル差が20～30dBとなる）、そのため、坑口縁での回折減衰をあてはめる計算方式に対する仮想面音源位置が坑口からかなり奥へ入ることなど、いくつかの傾向が確認された。

本実験結果が、関連の調査あるいは研究の一資料となり得れば幸いである。

< 参 考 文 献 >

- 1) 山本照二；「廊下に沿っての音圧分布について」，日本音響学会誌 17巻4号，1961.4
- 2) 日本音響材料協会編；「騒音対策ハンドブック」
- 3) 北海道開発局土木試験所道路研究室；「トンネル坑口付近の交通騒音について」，第17回北海道開発局技術研究発表会資料，1974.2
- 4) 久野和宏，池谷和夫，津田健三；「指向性騒音源群が作る騒音分布について」，日本音響学会誌 33巻5号，1977.5

第5章 テールアルメ工法に関する調査

施工研究室 千 田 昌 平
中 垣 光 弘
坂 井 田 美 晴
足 立 賢 一

5—1 ま え が き

テールアルメ（補強土とも呼ばれる）工法は、1963年にフランスのH.Vidal がその原理特許を取得したもので、わが国においても数年前に技術導入され、最近では各種の盛土構造物においてその施工実績が急速に増加している。

しかし、その設計、施工、維持管理の方法については確立されたものとは言えない面もあり、種々の問題を残している。

本四連絡橋公団では、尾道～今治ルート of 伯方島における盛土工事において、本工法を初めて採用することになった。そこで、この機会を利用して、テールアルメ工法に関して、いまだ明らかにされていない問題点を調査し、その安全性を確認するとともに、今後の設計方法等を検討するために、当該工事を対象として各種の調査を行ったものであり、土木研究所はその際の設計、施工及び現場調査の技術指導を行ったものである。

5—2 テールアルメ工法の特徴と問題点

5—2—1 テールアルメ工法の原理

テールアルメ工法は、土と引張強度の大きい補強材（ストリップ）とを、摩擦力を介して両者を一体として挙動させることにより、自重や外力に対して従来の盛土よりも格段に強化された盛土体を構築するものである。

すなわち、粘着力の無い土粒子相互間に引張力の大きい補強材を敷き込み、土粒子の移動を、この補強材と土粒子との摩擦力で拘束することにより、土にみかけの粘着力を与えるものである。このみかけの粘着力の大きさは、補強材の引張強さ及び土と補強材との摩擦力の大きさによって決まる。

実際の補強土においては、ストリップが全ての土粒子に接しているわけではないが、それぞれの土粒子間に摩擦力が順次伝達されることによって、全ての土粒子とストリップとが間接的に結合された状態となり、

両者は一体となって挙動しているものと考えられている。

したがって、補強土は、みかけの粘着力に応じた限界高さまで自立することになり、テールアルメ工法に用いられている壁面材は、単にのり面近傍の土砂のこぼれ出しを防ぐためのものとされている。

5-2-2 テールアルメ工法の構造

テールアルメ工法は、壁面材（スキンと呼ばれる）の材質により、一般にメタルスキン型とコンクリートスキン型の2種類に分けられる。

補強土を構成する主要な材料は以下のとおりである。

(1) ストリップ

ストリップは補強土における最も重要な構成部材で、RC構造の鉄筋に相当するものといえる。

通常は、帯状の亜鉛メッキ鋼板幅10cm、板厚3.2mmのものを標準としている。定尺は最大8mであり、これより長いときは現地でボルト接合により所要の寸法にする。

亜鉛メッキの付着量は $610g/m^2$ とし、防食効果を高めている。さらに設計時においてストリップの厚さから腐食代（通常は1mm厚）を差し引いた有効板厚で応力度の検討を行っており、これによってなお一層の耐久度の向上を図っている。

(2) スキン

スキンは、半楕円形の断面を持った鋼板製のもの（メタルスキン）と特殊な十字形をしたコンクリートブロックのもの（コンクリートスキン）とがあり、いずれも工場製品である。

メタルスキンは、高さ333mm（3段で約1mの盛土高となる）、長さの定尺は6mと3m、その材質はストリップと同一のものである。

メタルスキンはきわめて柔軟であり、盛土や基礎地盤の沈下に対する追随性がよい。

コンクリートスキンは、縦横とも1.5mの基本寸法を持つ厚さ18cmのものが標準であり、その重量は約1tである。

コンクリートの強度は、 $\sigma_{CK} = 210kg/cm^2$ であり、ストリップを接続するためのコネクティブストリップが埋め込まれている。また十字形の袖の部分には、シベルとシース管とが入っており、主に施工時における壁面の連続性を保つのに効果がある。

コンクリートスキンを用いた場合、スキン自体は剛であるが、各ブロックごとは、十分なすきまを持っておりスキン相互の水平目地の部分には、たわみ性のあるコルクプレートをはさみ込むので、壁全体としてはある程度の柔軟性を備えている。

(3) 盛土材

補強土は、盛土材とストリップとの間の摩擦力を前提として成り立っている構造体である。それ故、盛土

材の選定は重要であり、設計や施工面に与える影響はきわめて大きい。

盛土材は摩擦角が大きく、締固めのしやすい砂質系の材料が望ましく、このような材料であれば排水性や強度の均一性も合わせ持っているのが好都合である。

摩擦角の小さい材料を用いた場合はストリップを長くするなどして、テールアルメ盛土を構築することは可能であるが、含水量の変化に伴う強度の変化、締固め施工の難しさ、排水性の低下をまねく。これらのことは、施工性や壁面の仕上がりの悪化となって現われる。

このような観点からテールアルメ盛土に用いる材料は表5-2-1に示す範囲のものを標準としている。

表5-2-1 盛土材の標準

(a)		(b)	
粒 径	重 量 比	粒 径	重 量 比
74 μ 以下(シルト)	15%以下	5 μ 以下(粘土)	7%以下
150mm以上	25%以下	74 μ 以下(シルト)	30%以下
250mm以上	0	150mm以上	25%以下
		250mm以上	0

腐食に関して一般には $6 \leq \text{pH} \leq 12$ ，最小電気比抵抗 $5000 \Omega \cdot \text{cm}$ であれば特別な防食対策を考慮する必要がないといわれている。

5-2-3 テールアルメ工法の特長

このような構造のテールアルメ工法は次のような特性を備えている。

- (1) 直高の高い垂直盛土が構築できる。国内における実績では18mのものが完成しており、フランスでは28mのものが用いられている。
- (2) 補強土は柔構造であるため、地盤反力が底面にはほぼ均等に分布する。したがって、一般に基礎地盤が比較的柔い場合でも特別な基礎工を必要としない。
- (3) 施工は簡単で特殊な機械や技能工等を必要としない。一般には普通の土工機械やクレーンのみでよい。
- (4) 部材は盛土材を除いて全て既製品であるから、盛土体の立ち上がりとはほぼ同時に完成していくので施工速度が速い。
- (5) 特殊な重機等を必要としないため、施工地点が狭隘な場合や山間部等にも適用できる。また、施工に際しての騒音、振動等の発生が少ない。

このように優れた特性を有しているため、直高がある程度以上になると従来のコンクリート製の擁壁に比較して経済的に建設することができる。特にコンクリート製擁壁では基礎杭が必要となる地盤条件の場合には、その有利さはさらに大きくなる。

一方、テールアルメ工法の問題点はその耐久性である。ストリップ材として用いられている亜鉛メッキ鋼

板の土中における腐食性は必ずしも明確にされてはいないが、次のような研究からかなりの耐食性を有するものとされている¹⁾。

鉄に亜鉛を被覆させた場合、電気化学的作用により亜鉛被膜は陽極、鉄は陰極となるため、亜鉛の存在する間は鉄の腐食は起こらない。

亜鉛の腐食率は鉄よりはるかに小さいが、pH値、温度、溶存酸素濃度などに影響されてくる。たとえば Rocheli の研究によれば図5-2-1に示すように亜鉛はpH値が7~12の範囲で比較的耐食性に優れているが、これよりも酸性、あるいは、アルカリ性が強くなると水酸化亜鉛が不溶性となり腐食率は急増する。

土壌中の亜鉛メッキ鋼の腐食性については、Logan and Buing の資料に、最大侵食深さと亜鉛付着量について10年間にわたり実験した結果が示されている。これを図5-2-2に示す。これより 610 g/m^2 以上の付着量では、10年間で 0.13 mm 程度の最大侵食深さであり、実用上なら支障ないといえよう。しかし、すでに述べたように亜鉛メッキは中性に近い環境にのみ耐食性を有するため強酸性、強アルカリ性の土壌および汚水などにさらされる場合には、やむを得ない場合を除いて使用を避けた方がよい。

5-2-4 補強土の設計

テールアルメの原理からいえば、みかけの粘着力によって盛土自体及び上載の荷重に耐える安定性を有しているか否かを判定すべきであるが、実際の設計は各部の設計が容易であるため次のような考え方によって設計している。

補強土はストリップ材を無視した状態において、クーロンの崩壊面より前面にある土クサビが崩落しようとするのを、あたかもストリップによって、崩壊面より背後の盛土に定着したように作用するものと考えて次のように設計する。

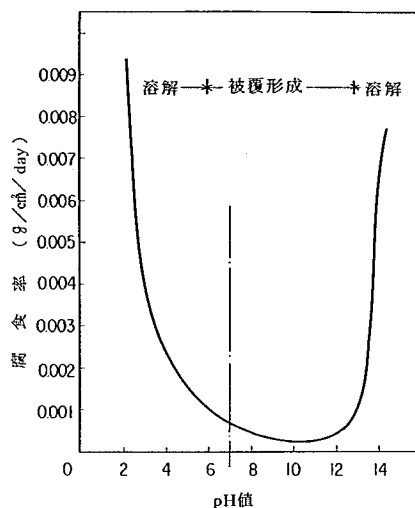


図5-2-1 亜鉛腐食におよぼす水溶液のpH値の影響¹⁾

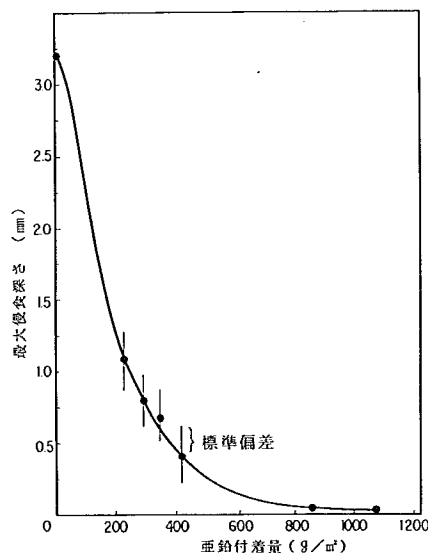


図5-2-2 最大侵食深さと亜鉛付着量との関係¹⁾

(1) 土圧係数はクーロン土圧を採用し、常時は(5-1)式で、地震時は物部、岡部法によっている。

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (5-1)$$

ここに K_A : 主働土圧係数

α : 壁背面と鉛直面のなす角

β : 裏込め地表面と水平面のなす角

ϕ : 裏込め土の内部摩擦角

δ : 壁面摩擦角 である。

また、主働崩壊角は(5-2)式で表わされるとしている。

$$\theta_A = 90^\circ + \beta - \tan^{-1} \left[\frac{-\sin(\phi + \delta + \alpha - \beta) + \sqrt{\frac{\cos(\alpha + \delta) \sin(\phi + \delta)}{\cos(\alpha - \beta) \sin(\phi - \beta)}}}{\cos(\phi + \delta + \alpha - \beta)} \right] \quad (5-2)$$

しかし、一般的には $\alpha = 0$, $\beta = 0$, $\delta = 0$ として(5-1)式、(5-2)式を次のように変形している。

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (5-3)$$

$$\theta_A = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (5-4)$$

(2) 各段のストリップに作用する土圧力は次式で示される。すなわち、鉛直土圧に主働土圧係数を乗じたものである。

$$p_A = K_A \cdot \Delta H \cdot (q + \gamma h) \quad (5-5)$$

ここに q : 上載荷重強度

γ : 裏込め土の単位体積重量

h : ストリップの土被り厚

ΔH : ストリップの上下間隔 である。

(3) ストリップと土との間の摩擦力はストリップの上下両面に全長にわたって均等に作用する。すなわち、ストリップの摩擦抵抗力は次式で示される。

$$S = 2 \cdot f \cdot \sigma_v \cdot b \cdot \ell_e \quad (5-6)$$

ここに S : ストリップの摩擦抵抗力

f : 土とストリップの摩擦係数

σ_v : ストリップ面の鉛直土圧 ($\sigma_v = q + \gamma h$)

b : ストリップの幅

l_e :有効ストリップ長である。

f は一般には次式で表わされる。

$$f = 2/3 \cdot \tan\phi, \quad \text{ただし} \quad f \leq 0.4 \quad (5-7)$$

また、摩擦抵抗力が有効に作用するストリップ長 l_e は主働崩壊面より背後にある長さとしている。

- (4) ストリップの鉛直、水平間隔は1本のストリップに作用する土圧力に対して、ストリップの摩擦抵抗力と断面応力から定められる。断面応力の算定では前述のように腐食代を控除するとともに、ボルト取付け位置に必ずしも最大応力が発生するわけではないが、ボルト孔の断面を控除して行なう。
- (5) 補強土は特別な基礎処理を行わずに、直高の高い盛土を急速に築造することが多いので、補強土を含んだ盛土全体に対して、盛土斜面や基礎地盤にすべり破壊の危険がないか、基礎地盤の沈下が許容しうる量かを慎重に検討しなければならない。

5-2-5 テールアルメ工法の問題点

テールアルメ工法の構造、特性及び設計の考え方から問題点をあげると、

- (1) 最も重要な問題は耐久性についてであるが、容易に結論が得られるものではない。
 - (2) 設計に採用する土圧がクーロンの主働土圧になっているが妥当なものであるか。
 - (3) 主働崩壊面を一般にスキソ下端から水平面と $45^\circ + \phi/2$ をなす面としているが 妥当なものであるか。
 - (4) 土とストリップの摩擦係数の仮定は妥当であるか。
 - (5) 裏込め材の締固め管理はどのようなべきか。
 - (6) 補強土の維持管理は如何にあるべきか。
- など多くの問題が考えられる。

5-3 伯方島テールアルメの概要

5-3-1 補強土及び地盤の概要

伯方島テールアルメは図5-3-1に示すように盛土高約10mの道路を築造するもので、その延長は約107mである。当該箇所地盤は図5-3-1に示すように、転石を含むマサ系のれき質土の中に軟弱な有機質土を含んでおり、通常コンクリート擁壁を築造するためには基礎地盤の固結粘土まで基礎杭等設けなければならない。しかし、れき質土中に転石を含むため、その基礎工事は極めて困難である。

しかし、テールアルメ工法であれば特別な基礎工を必要とせず、このような地盤上にも容易に直高の高い盛土が築造可能であるため、テールアルメ工法が採用されたものである。しかし、直接補強土を施工すれば相当の沈下が予測されたので、事前に設計盛土高のプレロードが施工された。

また、補強土の裏込め材は現地で発生したマサ系のれき質土を使用した。

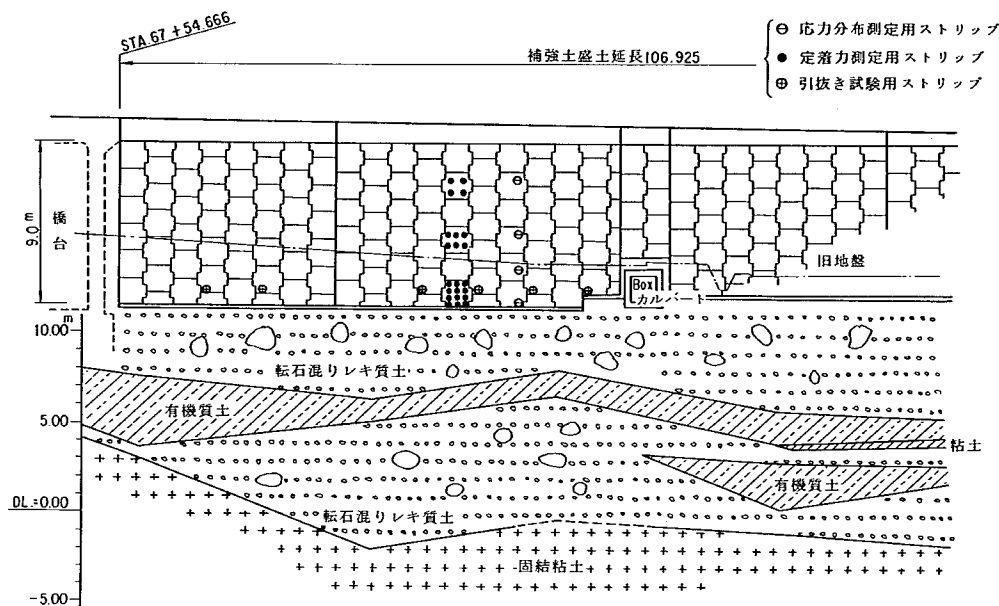


図 5-3-1 実験対象補強土及び地質略図

5-3-2 コンクリート高欄

補強土の下には県道が側道として通っているため、高速道路にコンクリート高欄を設けることが必要である。コンクリート高欄は、 2 t/m の自動車の衝突荷重を支えなければならないため、大きな反力が必要となる。一方、補強土のスキンは基本寸法 1.5 m のコンクリートブロックであり、それぞれのスキンプロックはある程度自由に変形できる柔構造になっており、壁全体がアンカーとして作用することは期待できない。

そこで種々の案が検討されたが、将来における舗装の打替え等も考慮して、図 5-3-2 の方式が採用された。これは、かさコンクリートと天端スキンを剛結し、自動車の衝突荷重（又は風荷重）をかさコンクリートに埋込まれたストリップと天端スキンのストリップで支えるものである。

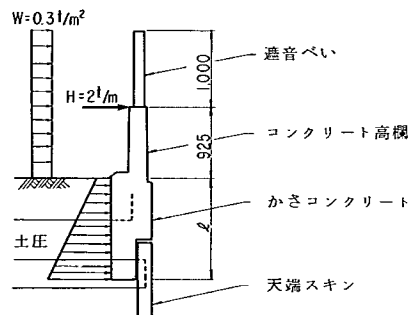


図 5-3-2 コンクリート高欄

5-4 現場実験の方法

前述のテールアルメ工法の問題点及び当該現場の特殊性を考慮して、次のような実験を行なった。

5-4-1 ストリップの引張応力測定

補強土中に埋設されたストリップは、土中の水平土圧に対抗するため引張応力を受ける。この引張応力の大きさと分布はアンカー方式の土留工のロッドに作用する引張り応力とは全く異なったものである。すなわち、過去の測定例によれば、ストリップの引張応力の分布は壁からある距離だけ離れた位置に最大値をもつ山形のパターンになる。現行設計法はこのピークの引張応力をクーロンの主働土圧係数から求めており、また、このピーク点が主働崩壊面にあるとしている。

この測定を行なうため、図5-4-1に示す応力分布測定用ゲージを1断面の4本のストリップに7～9点で貼付け引張り応力の測定を行なった。引張応力はパーパスストレングージをストリップの表裏両面に貼り、曲げの要素を消去し、ダミーゲージ2枚を加えて温度変化の要素も消去した。

図5-4-1に示す定着力測定用はスキンの作用する土圧をストリップの応力から求めるため、ストリップの壁面直近で引張応力の測定を行なったもので、方法は応力分布測定用と同様である。

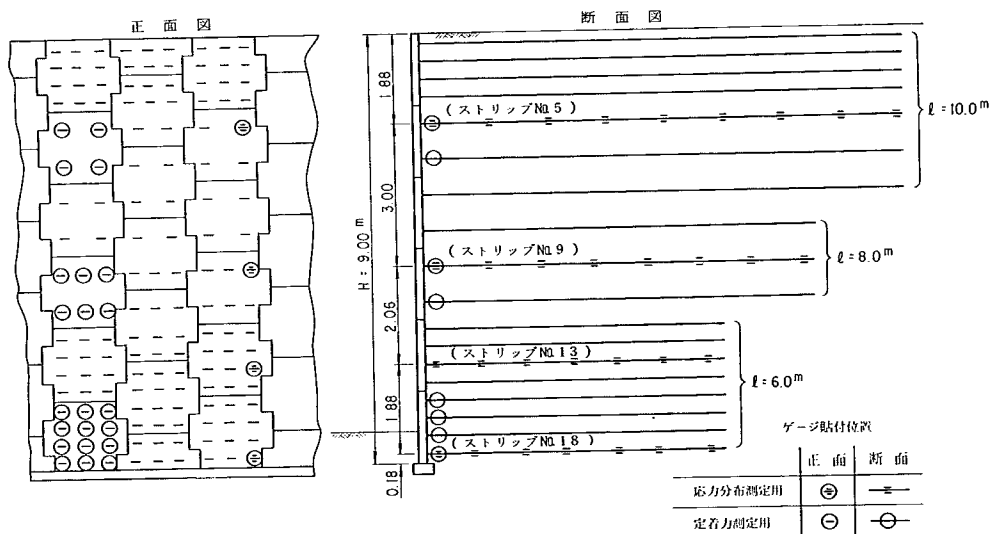


図5-4-1 応力測定用ゲージ貼付位置

5-4-2 ストリップの引抜き試験

土とストリップとの摩擦係数を求める方法には、一面せん断試験機を使用する方法もあるが、現場における実験では、実際のストリップと同様な方法で埋設したストリップを引抜く方法が簡単で、実際に近い最大摩擦係数を知ることができると考えられる。

したがって、本実験では摩擦係数が設計上の値と比べて、妥当なものであるかを検討する施工管理的なものとして行なった。

ストリップの摩擦抵抗力を左右する要因としては次の事項が考えられる。

- ① ストリップの厚さ、幅、長さ
- ② ストリップの土被り高さ
- ③ ストリップの埋設位置（壁直近では鉛直土圧の低下が考えられる。）

これらの要因の影響を調べるため、表5-4-1に示す6種のストリップについて、土被り高さを4.5mと9.0mの2ケースで引抜き試験を行なった。

表5-4-1 引抜き試験用ストリップの寸法

ストリップ No	長さ (mm)	板 厚 (mm)	幅 (mm)	土中長さ (mm)	埋 設 方 法
1	4700	32	100	4000	
2	6200	32	100	5500	
3	4700	32	50	4000	ストリップNo.1に同じ
4	6200	32	50	5500	ストリップNo.2に同じ
5	4700	4.5	100	4000	ストリップNo.1に同じ
6	6200	4.5	100	5500	ストリップNo.2に同じ

5-4-3 衝撃荷重によるストリップの引抜き試験

前述のように本工事ではスキンの上にコンクリート高欄を設けることになった。その設計に当っては静荷重として2t/mが路面から約90cmに作用するとして行なっているが、実際の荷重は自動車の衝突荷重であり、ストリップに衝撃的な荷重が加わった時、ストリップの摩擦抵抗力がどのように作用するか、今までに明らかにされたものはない。そこで、本実験においては、ストリップの摩擦力が動荷重に対しても、静荷重

と同等以上の働きをするか否かを確認することを目的として行なった。

衝撃荷重による実験は、静的な実験より複雑で解析が困難となることが多いので、実物で実験するのが望ましいのであるが、今回はストリップの衝撃摩擦力を確認することを目的として、図5-4-2に示す方法で行なった。衝撃荷重は約500kgのスチールボールをクローラークレーンで吊って、各種の高さから振り運動で、コンクリート高欄に見立てたH鋼につける方法で与えた。ストリップにはH鋼をテコとして衝撃荷重が伝えられ、引張力の大きさを鉄筋計で、引抜け量をメジャーで測定した。

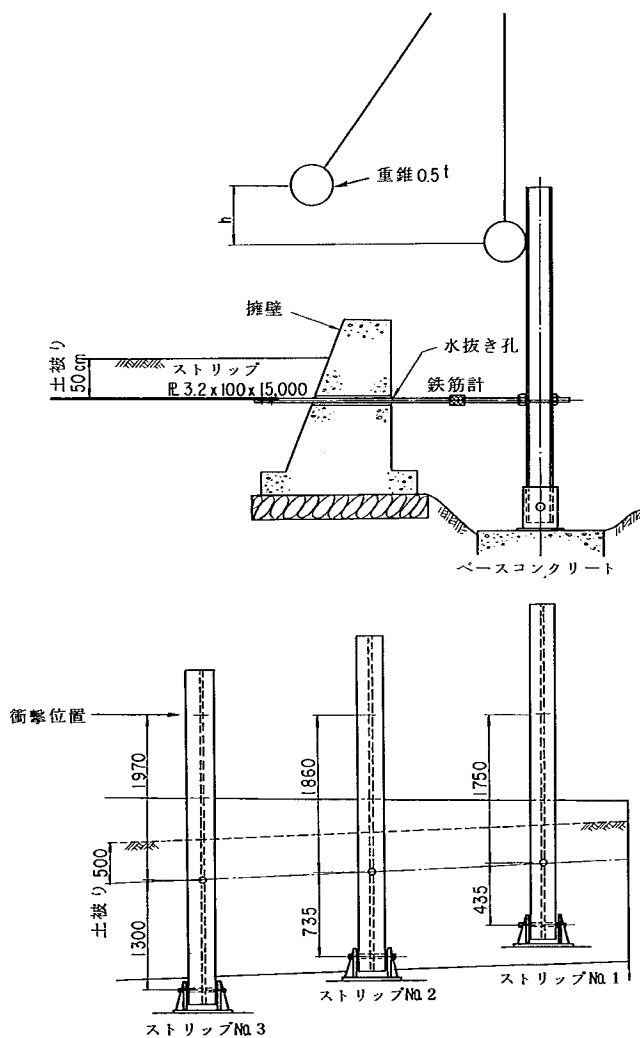


図5-4-2 衝撃実験装置略図

5-4-4 沈下量測定

前述のように本工事の現場の基礎地盤は軟弱であるため、事前にプレロードが施工されており、沈下量が大きくなることはないと考えられるが、地盤の沈下状況を確認しながら施工を進めることは、各種の障害の発生を事前に予測できるなど有益である。

したがって、図5-5-4に示すように5個の連続沈下計を一断面に並べて、基礎地盤の横断方向の不等沈下を調べた。

その他、スキン基礎の沈下量を水準測量により、スキンの水平変位をトランシットを用いて測定した。

5-5 実験結果及び考察

伯方島テールアルメ工事で行った各種の実験の結果を述べるとともに、他の実験における成果等を交えながらテールアルメ工法の安定性などについて考察する。

5-5-1 ストリップの引張応力

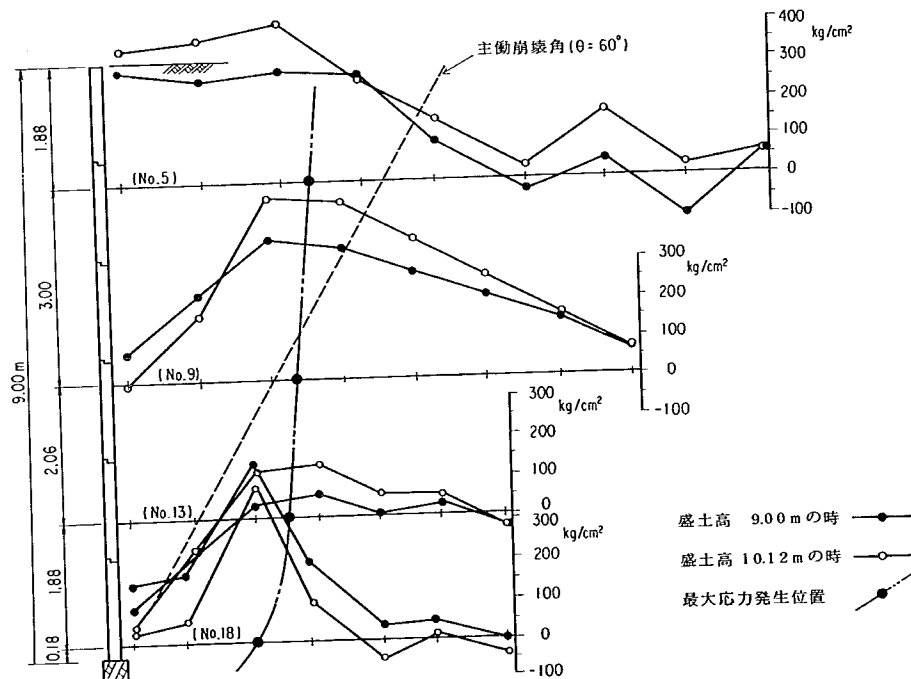


図5-5-1 ストリップの応力分布

本実験におけるストリップの応力分布の測定結果の1例を図5-5-1に示す。

図5-5-1は盛土高が9.0mと約10mの盛土がほぼ完了した最大の応力が発生した時点のものを示している。Na 5, Na 9のストリップの応力分布は従来の測定結果で見られたものと同様な分布形をしているが、Na 13, Na 18のストリップの分布形は従来の測定ではみられなかった特殊な形になっている。特にNa 13は壁近傍で大きな圧縮力が発生しており、引張力の最大値も小さくなっている。

応力の分布形は本実験においても、他の実験においても、ストリップ上に薄い盛土を行なった当初の分布形が、盛土厚の増加に伴い、相似的に増加する傾向が見られる。このことは、ストリップの応力分布はストリップの敷均しとその直上の盛土の締固めに大きく影響されることを示している。Na 13, 及びNa 18のストリップの分布形が特異な形になっているのは、ストリップの埋設方法に何らかの問題があったと考えられる。

スキン直近の応力がストリップNa 9ではほぼ0に近く、Na 5では最大応力とほぼ同じになって全く逆の傾向を示しているが、コンクリートスキンの場合には他のストリップとスキンによる拘束が大きいので、スキン直近の応力が引張から圧縮まで大きくばらつくことは多くみられる。

ストリップの最大応力の発生点は定着域と崩壊域の境界と考えられる。今この境界における土圧をストリップの最大応力をもとに次式により算定する。

$$p_{\max} = \frac{\sigma_{\max} \times a}{\Delta B \times \Delta H} \quad (5-8)$$

ここに、 $p_{\max}$: ストリップの最大応力より求めた土圧

$\sigma_{\max}$: ストリップの最大応力

a : ストリップの断面積

ΔB : ストリップの水平間隔

ΔH : ストリップの鉛直間隔 である。

$p_{\max}$ とストリップの土被り厚の関係を、比較的ストリップの応力が正常に測定されているNa 5, Na 9について示したのが図5-5-2である。

図5-5-2には、裏込め土の内部摩擦角 30° の場合の主働土圧係数 $k_a = 0.333$ と静止土圧係数 $k_0 = 0.5$ の直線を示しているがNa 5, Na 9のストリップでは土被りの薄い場合には、静止土圧係数と同等以上の

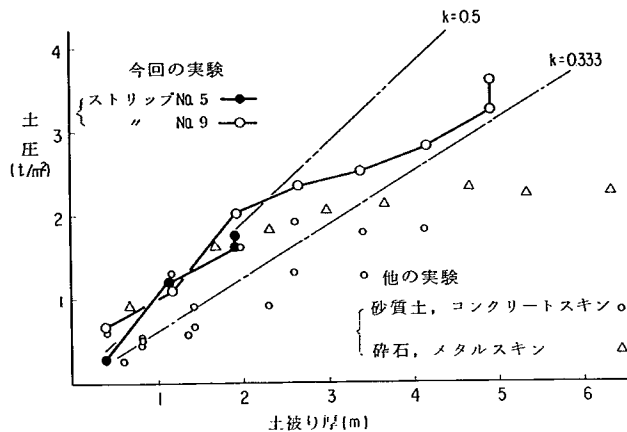


図5-5-2 ストリップの最大応力より求めた土圧

土圧を示しており、土被り厚が厚くなれば、土圧係数は小さくなっているが、主働土圧係数を下回るまでにはなっていない。

同図に他の現場における測定例を示しているが、これらも土被り厚の小さい時は大きな土圧係数を示し、土被り厚が厚くなるに従い、急速に土圧係数が小さくなっている。

すなわち、F.Schlosser らも述べているように²⁾、長いストリップを持つ補強土においては、裏込土の上部は静止に近い状態にあり、一方下部は主働に近い状態にある。

5-5-2 ストリップの最大応力の発生点

ストリップの引張応力の最大値の発生位置は図5-5-1に示すように放物線を示しており、直線の主働崩壊線と比較すると下部では盛土側に、上部では壁側に大きく寄っている。

このような傾向は他の現場測定においてもみられるところである。最近では崩壊域と定着域の境界は壁面から壁高の $\frac{1}{3}$ 程度の位置にあるといわれている。

また、補強土下部での上記境界は基礎地盤が軟弱な程盛土側に移り、基礎地盤が強固な程、壁側に移る傾向が見られる。

5-5-3 ストリップの引抜抵抗カ

ストリップの引抜試験結果を表5-5-1に示す。

表5-5-1 引抜試験用ストリップの最大摩擦係数

土被り	ストリップ No	1 回 目		2 回 目	
		最大荷重(t)	摩 擦 係 数	最大荷重(t)	摩 擦 係 数
4.5 m	No 1	4.0	0.58	3.5	0.51
	No 2	3.8	0.56	2.8	0.41
	No 3	1.7	0.50	1.25	0.36
	No 4	2.1	0.62	2.0	0.58
	No 5	1.5	0.22	—	—
	No 6	3.4	0.50	3.0	0.44
9.0 m	No 1	6.2	0.45	3.6	0.26
	No 2	7.7	0.56	7.3	0.53
	No 3	2.5	0.36	1.6	0.23
	No 4	4.3	0.62	3.0	0.44
	No 5	2.2	0.16	2.0	0.14
	No 6	5.3	0.38	4.5	0.32

本実験においては、一度降伏したストリップをその場で除荷し、即時、再度載荷した。その結果を2回目として表5-5-1に示しているが、全てのストリップが第1回目より5~40%低い抵抗力を示している。

No 5のストリップは、設置場所がボックスカルバートのきわとなり、施工条件が悪くなり十分な転圧ができなかったためこのような結果になった。

裏込め材の締固め程度は摩擦係数に大きく影響するようである。3種の土について、一面せん断試験を利用して摩擦係数を求めたが、その結果、締固め程度が通常の盛土程度の場合には、一方にストリップ材を装着して求めた摩擦角 ϕ_f は、土のみで求めた内部摩擦角 ϕ に対して%程度であるが、締固め程度の低いものでは $\phi_f = 1/2\phi$ 程度であり、締固め程度の非常に高いものでは $\phi_f = 0.8\phi$ 程度になっている。

また、土の内部摩擦角自体、土の密度の上昇に伴い大きくなるので、よく締めた土の摩擦係数は弱い締固め程度のものより、はるかに大きいことが分る。

引抜き抵抗力は土被り厚さが厚い程、その摩擦係数は小さくなる。この原因の1つはコンクリートスキンの剛性が高いため、壁近傍の鉛直土圧が軽減されるためと考えられる。今回の実験では6本のうち、3本について壁から1.5mの長さ塩ビ管をかぶせて、この部分の摩擦力を除いているが、この場合には盛土高が4.5mから9.0mに変わってもその摩擦係数の低下は10%以下であるが、壁から直接裏込土中に埋設したものでは、摩擦係数の低下は25%に及んでいる。

5-5-4 衝撃力に対するストリップの引抜抵抗力

衝撃引抜試験を行なうストリップに対して、静的な引抜試験を行なったが、その結果、1本当り5t以上の引抜き抵抗力を得られた。

このストリップに対して、前述の方法で衝撃引抜試験を行なった結果、衝撃エネルギーと最大引張力及び引抜き量の関係は図5-5-3に示す通りである。

ストリップの最大引抜抵抗力は9t~11t程度で、ストリップによっては一定であり、衝撃エネルギーが極めて小さい時からこのような値になっていることを考えれば、今回のストリップの衝撃力による引抜き抵抗力は10t程度であり静的な引抜試験の結果の約2倍になっている。

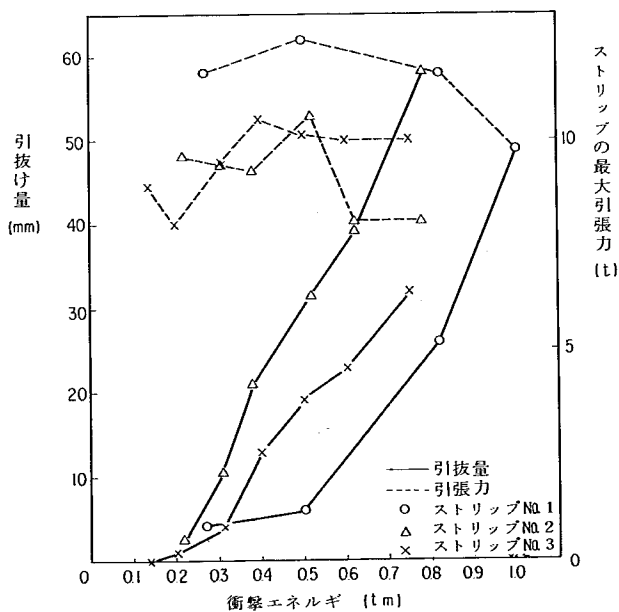


図5-5-3 衝撃エネルギーとストリップの引張力及び引抜き量

したがって、ストリップに期待している引抜抵抗力は約 2.2 t であり、衝撃時の引抜抵抗力は十分な大きさを有しているといえる。しかし、図 5-5-3 にみられるように、衝撃エネルギーが増大した場合には、その引抜け量は急速に増大しており、自動車の衝突エネルギーのどれだけをストリップが分担しなければならないかについて十分な検討が必要である。

5-5-5 基礎地盤の沈下

盛土施工時及び盛土完成後の基礎地盤の沈下量を図 5-5-4 に示す。

盛土施工中はスキ基础に大きな荷重が働き、スキ基础近傍の沈下が急速に起っているが、盛立ての完了とともに、裏込め土が次第に圧密沈下し、地盤反力を均等化する効果がでている。

補強土施工区間はすでにプレローディングされ、15cm 前後の沈下量を生じているため、今回の沈下量は最大でも 35mm となり小さくなっている。

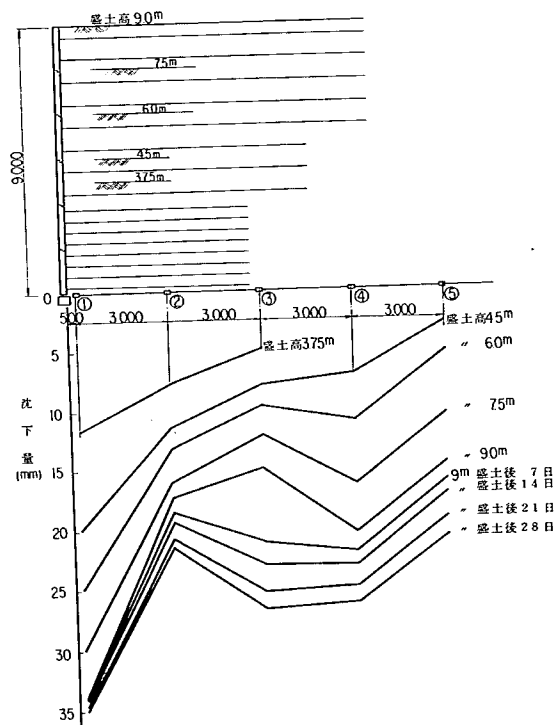


図 5-5-4 基礎地盤の沈下

5—6 ま と め

伯方島テールアルメ工事における実験の結果から主な事項を次にまとめてみる。

- (1) ストリップの最大応力はクーロンの主働土圧係数を用いた設計々算値と同等ないし上回る結果が得られたが、設計々算に各種の安全側の仮定を含んでいるため、特に問題となる値ではない。
- (2) ストリップの最大応力点、すなわち、定着域と崩壊域との境界はクーロンの主働崩壊面より上部では壁側に、下部では盛土側にある結果が得られた。
- (3) 引抜試験の結果、摩擦係数は0.36~0.62と設計値0.38と同等以上であった。しかし、締固めが十分でない場所に埋設したストリップの引抜抵抗力は極めて小さいことがわかった。
- (4) コンクリート高欄の安定性を検討するため、ストリップの衝撃荷重による引抜試験を行なったが、衝撃荷重に対しては大きな摩擦抵抗力を有することがわかった。
- (5) 盛土の盛立て中の沈下量はスキン側の沈下量が大きい、柔構造であるため、沈下量が均等化する結果が得られた。

以上のような結果を総合すると、本現場のテールアルメ工法の安全性に関しては特に問題はないといえる。しかし、テールアルメ工法については、設計上はもとより、施工管理、維持管理の方法について検討すべきことがまだ多いといえる。

(参 考 文 献)

- 1) 土質工学会“コルゲートメタルカルバート・マニュアル”1972年5月
- 2) F. Schlosser, H. Vidal“Reinforced earth”1969年11月

第6章 基礎工に関する調査試験

- (1) 基礎の水平抵抗に関する調査試験
- (2) 中掘りぐいの支持力特性について

基礎研究室	塩	井	幸	武
	元	田	良	孝
	堀	部	正	文

6—1 ま え が き

本四3ルートのうちAルートの明石海峡大橋のアンカレイジは軟岩で構成される地盤のために安定性について慎重な検討が必要とされている。当研究室では52年度は松帆側（淡路側）のアンカレイジの水平抵抗についてFEMを用いて数値シミュレーションを行って滑動抵抗、地盤内の塑性域の拡がり、アンカレイジの変位量等を検討してきた。またこれと平行して、取り付け橋梁の基礎として施工時に周辺環境を損なわないようにするために支持層への打ち込みをしないくいについてその支持力特性を考察してきた。今年度は昨年の結果を受けて、引き続き明石海峡大橋の舞子側アンカレイジ（本州側）の水平抵抗をFEMを用いて解析を行った。解析手法は昨年度とほぼ同じであるが、いくつかの地盤の定数を変えたことが若干異なる点である。解析の結果、滑動抵抗、地盤内の地層どうしのすべり、安全率変位量とも許容値を満足する値が得られた。一方、打ち込まないくいとして中掘りぐいを考え、鉛直載荷試験のデータを収集して解析し、周面摩擦力度、先端支持力、変形係数等設計に必要な諸定数について考察し算定公式を考えた。

6—2 基礎の水平抵抗に関する調査試験

6—2—1 検討条件

(1) 立地条件

本検討の対象としている舞子側アンカレイジの予定地点は、図6—2—1に示すように海岸線より300m、水深0～13mの明石海峡部に位置している。

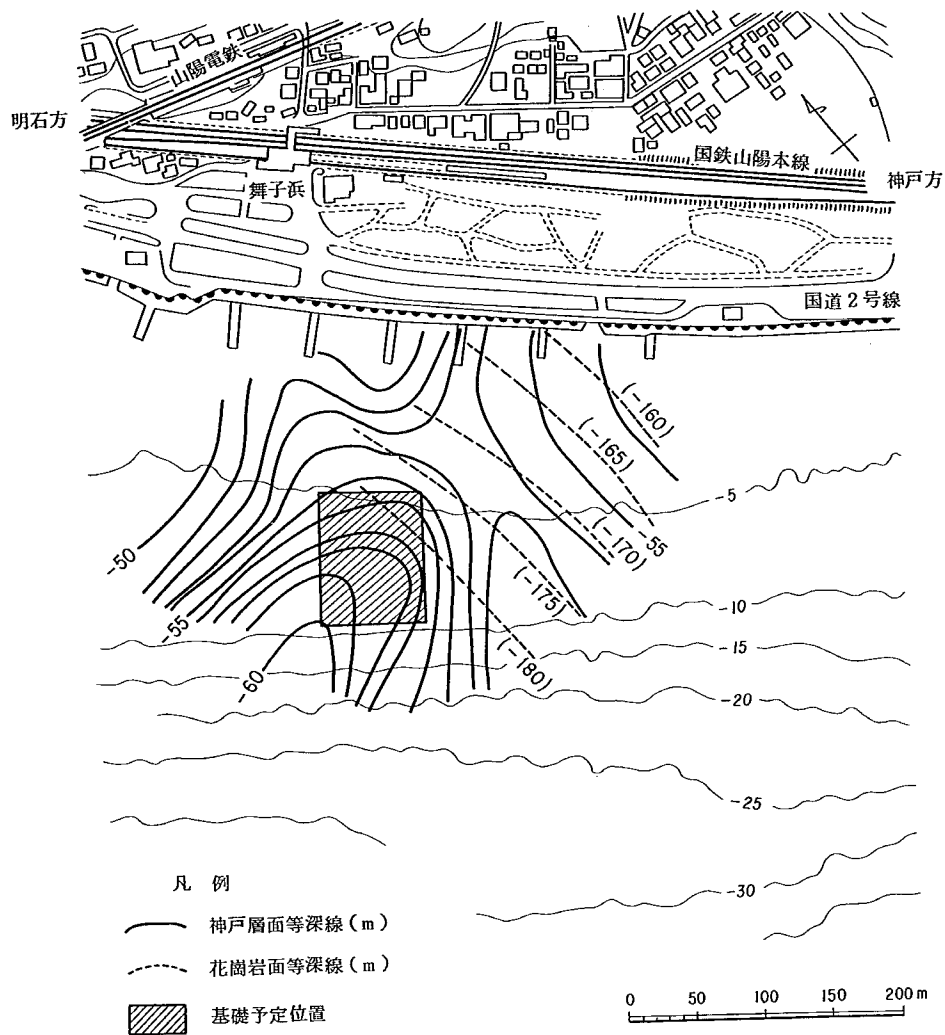


図 6-2-1 基礎の位置 (A 海峡)

(2) 地盤条件

舞子側基礎位置における地質縦断図を図 6-2-2 に示す。基礎位置付近に分布する地質は、上層より沖積層および上部洪積層、明石層、神戸層、花崗岩である。

沖積層および上部洪積層は海底より T.P.-30m~T.P.-50m 付近にわたって分布する。T.P.-35m 付近までは締まりの悪い礫混じり砂から成り、N 値は 30 前後、 E_{sb} は 400kg/cm^2 以下を示す。T.P.-45m 付近までは青灰色のシルト~粘土層と砂層の互層から成り、N 値 4~10、 $E_{sb} = 400\sim600\text{kg/cm}^2$ を示す。

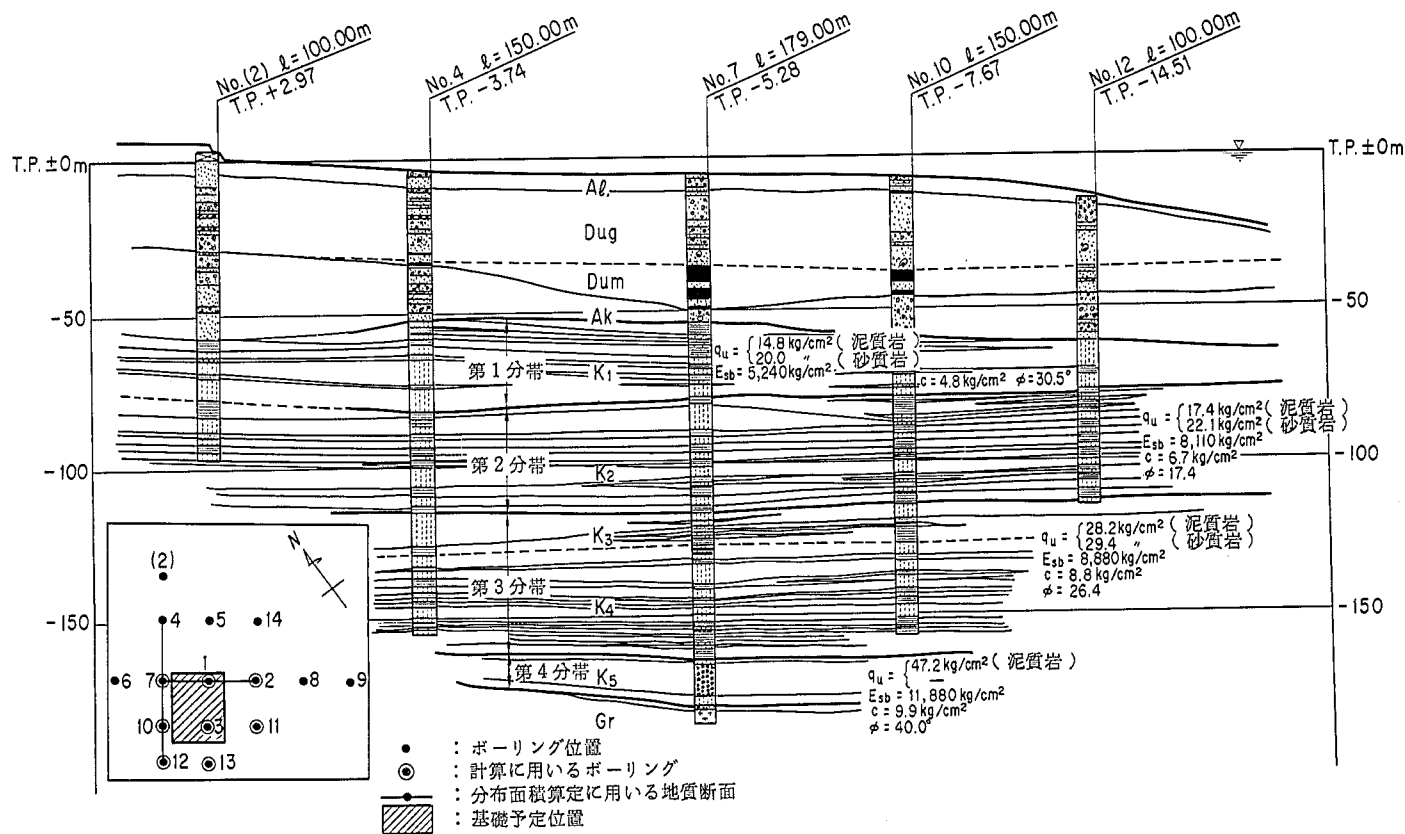


図 6-2-2 平均値化法による地盤モデル (A 海域・橋軸方向)

最下位は粘土混じり砂礫層となる。

明石層は、T.P. - 45m 付近から T.P. - 60m 付近にわたって分布する珪質岩礫、花崗岩礫、神戸層砂岩礫を主とする玉石混じり砂礫層である。E_{sb} 値は 600~1100kg/cm²を示す。

神戸層は T.P. - 60m 付近から T.P. - 170m 付近にかけて分布する。暗灰色および灰白色細粒～中粒砂岩を主とする互層から成り、T.P. - 155m から - 170m にかけて基底礫岩が花崗岩を不整合に覆っている。処々に炭質物を混在している。T.P. - 100m から - 130m には薄い貝化石層を挟在する。全体に明確なる亀裂は少ないが、泥岩部で 10°～70° 傾斜の不規則な鏡肌が認められることがある。E_{sb} 値は明石層との不整合面近くの T.P. - 70m 付近までは 3000kg/cm²以下の値が多いが、一般には 4000kg/cm²以上で、T.P. - 90m 以深では 10000kg/cm²以上を示す部分が多く見られる。q_u は 10kg/cm²以上、C は 6kg/cm²付近にやや頻度が高く、φ は 10°～50° に分布している。

花崗岩は T.P. - 170m 付近から分布する。ボーリングにより 5m 程度確認され、黒雲母の風化は見られるが、比較的新鮮であり、岩盤ランク C_L～C_M となっている。松帆側海域の値であるが、E_{sb} は 9000kg/cm²以上、q_u は 200kg/cm²以上を示す。

(3) 基礎形状

舞子側アンカレイジの形状を図 6-2-3 に示す。

(4) 荷重

アンカレイジに作用する荷重は、図 6-2-4 および表 6-2-1 に示す通りである。

表 6-2-1 ケーブル張力および土圧

	ケーブル張力 (両側ケーブル当り)		ケーソン背面土圧 P (t)
	H (t)	V (t)	
常 時	144000	4014	12119
地 震 時	148000	4124	13737

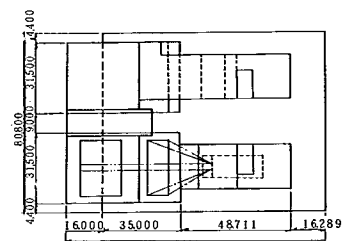
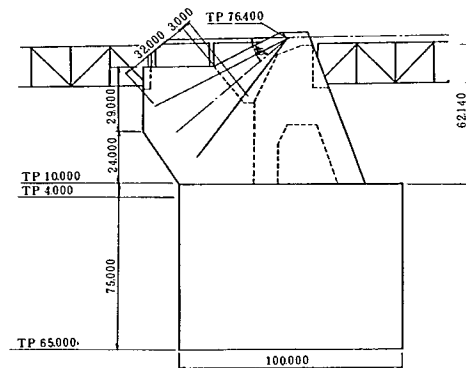


図 6-2-3 基礎形状

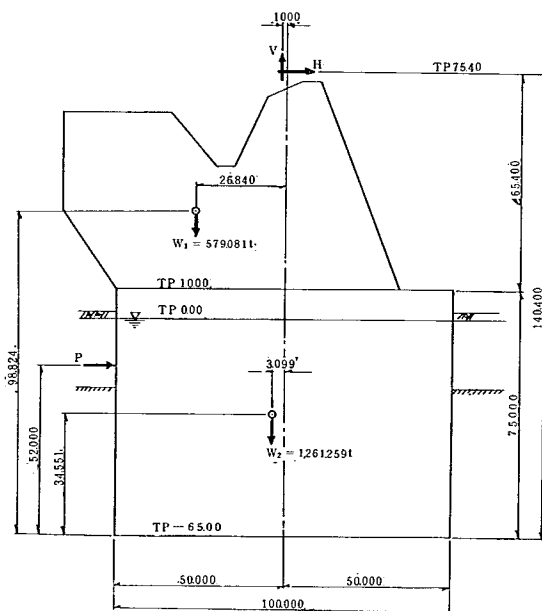


図 6-2-4 アンカレッジに作用する荷重

6-2-2 解析手法

(1) 解析方法

本検討の目的である基礎底面の滑動に対する安全性検討について、有限要素法により基礎底面の応力分布を求める。これをもとに基礎底面の滑動破壊の進行過程と基礎全体の滑動破壊に対する安全性をマクロ的な観点より考察する。

対象基礎のように形状の明確な基礎の地盤反力の問題を扱う場合には、三次元解析が望ましい。しかし、弾塑性解析は剛性マトリクスの修正あるいは荷重ベクトルの修正を重ねて解に近づけて行くために時間、費用および電算機容量等の点に問題が生じる。そこで本検討でも一般に行なわれている二次元解析（平面ひずみ）によるものとした。ただし、要素の面外方向の幅を使い分けることが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に入れている。

(2) 適用プログラム

適用プログラムは微小ひずみの非線形問題を取り扱うもので、平面ひずみ、平面応力、軸対称の二次元問題を解析対象としている。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。計算は荷重増分法に反復法を組合せて行なう。なお、基礎底面と地盤の間に非線形の付着要素（せん断バネ）を考慮し、滑動に対する弾塑性の解析が可能となるようにした。

(3) 地盤の降伏条件

Drucker-Prager の降伏条件は、Mohr-Coulomb の条件式、 $\tau = C + \sigma \tan \phi$ を拡張したもので次式で表わされる。

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

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

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

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

$$\sigma_m = 1/3 (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

ここで、 J_1, J_2 : 応力の不変量

S_x, S_y, S_z : 偏差応力

σ_m : 平均応力

係数 α , k は平面ひずみ状態で C , ϕ と次式の関係があるものとする。

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

(4) 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、水平力のみ伝達できるバネで結合する。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する。判定の手順は以下の通りである。

付着要素の滑動抵抗値 H_u は、

$$H_u = C_B A + V_B \tan \phi_B (V_i) = C_B A + V_B \mu (V_i)$$

安全率 f_s は、

$$f_s = \frac{H_u}{H_B} \leq n$$

で表わされる。

ここに、 V_B : 付着要素に作用する鉛直力

H_B : 付着要素に作用する水平力

C_B : 基礎底面と地盤との間の粘着力

A : 付着要素の有効底面積

$\phi_B (V_i)$: 基礎底面と地盤間の V_B 作用時の摩擦係数

n : 所定の安全率

降伏条件は安全率 f_s で判定し、

$$V_B > 0, \quad f_s \geq 1.0 \text{ の時} \quad H_{u1} = C_B A + V_B \cdot \mu (V_i)$$

$$f_s < 1.0 \text{ の時} \quad H_{u3} = V_B \cdot \mu (V_i) \cdot \alpha$$

$$V_B \leq 0 \text{ の時 (はく離)} \quad H_u = 0$$

とする。ただし、 α は滑動安全率が 1.0 以下の時の低減係数である。

上式から明らかなように $V_B > 0$ 、 $f_s < 1.0$ の時、その付着要素は降伏状態にある。計算上は図 6-2-5 に示すようにその要素の降伏後の滑動抵抗値を H_{u3} とし、 $(H_B - H_{u3})$ の水平力を再配分する。 $V_B \leq 0$ のときは、はく離したものとして滑動抵抗を 0 とすると共に鉛直バネを切る。

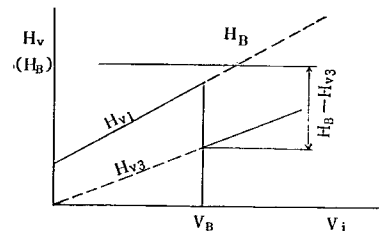


図 6-2-5 滑動抵抗と作用水平力の関係

6-2-3 解析モデル

(1) 地盤モデル

地盤モデルを作成するにあたっては、「本州四国連絡橋基礎の地盤と支持力に関する調査研究報告書(土質工学会)昭和52年3月」を準用する。

i) 地層モデル

地盤モデルには T.P.-24.5m 以下の洪積層からとり入れ、基礎前面の水平抵抗を期待するものとする。T.P.-24.5m 以上の洪積層および沖積層は上載荷重として扱う。各地層は、図 6-2-6 に示すように平行に分布しているものとして扱う。なお神戸層については、図 6-2-1 に示されるように泥岩と砂岩の

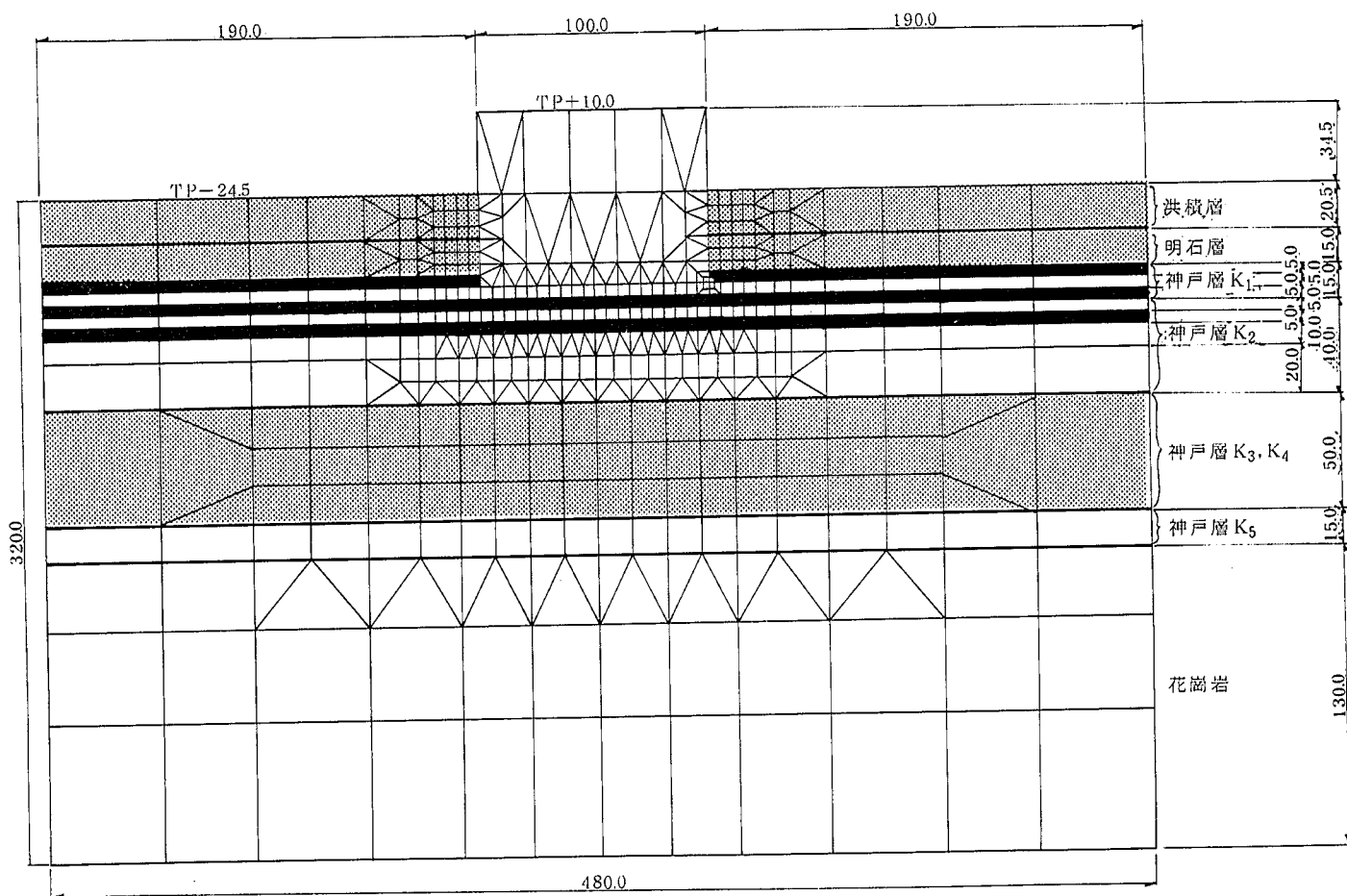


図6-2-6 地層モデル

互層となっているが、本検討ではこの影響を考慮に入れるため、基礎底面に近い神戸層のK₁分帯とK₂分帯の上部に泥岩と砂岩の互層を簡略化してとり入れた。K₂分帯の下部およびK₃~K₅分帯は、泥岩、砂岩の平均層として扱う。

ii) 地盤定数

平均値化法による各地層の地盤定数を表6-2-2に示す。

表6-2-2 各地層の地盤定数

		砂岩・泥岩 の含有率(%)	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 (°)	変形係数 E _{sb} (kg/cm ²)
上載土(沖洪積層)		—	1.1	—	—	—	—
洪 積 層		—	1.1	(0.35)	(3.0)	(0)	400
明 石 層		—	1.1	(0.35)	(0)	(25.0)	(800) 850
神戸層K ₁	砂 岩	(66.7) 68.3	1.1	0.35	(3.6) 4.7	40.0	(5000) 5240
	泥 岩	(33.3) 31.7	1.1	0.35	(4.7) 6.2	10.0	(5000) 5240
	平 均	—	1.1	0.35	(4.0) 4.8	(30.0) 30.5	(5000) 5240
神戸層K ₂	砂 岩	(25.0) 24.7	1.1	0.30	(4.6) 5.2	40.0	(8000) 8110
	泥 岩	(75.0) 75.3	1.1	0.30	(6.4) 7.3	10.0	(8000) 8110
	平 均	—	1.1	0.30	(6.0) 6.7	(17.5) 17.4	(8000) 8110
神 戸 層 K ₃ , K ₄		—	1.1	0.30	(8.0) 8.8	(25.0) 26.4	(8500) 8880
神 戸 層 K ₅		—	1.1	0.30	(9.0) 9.9	40.0	(10000) 11880
花 崗 岩		—	1.3	0.30	10.0	45.0	11000

(): 解析に用いる地盤定数

iii) 弾性係数

作用荷重を長期荷重、短期荷重の2種に大別し、それぞれに対応する弾性係数を設定する。応力、ひずみは長期荷重によるものと短期荷重によるものを合成して算出する。地盤の降伏は、Drucker-Pragerの降伏条件に達した場合に生じるものとし、短期荷重に対しては弾性体としての挙動を示すものと仮定する。なお、短期荷重に対する弾性係数E_Dは、長期荷重に対する弾性係数E_sの2倍、すなわちE_D = 2E_sとする。

iv) クリープの影響

長期荷重に対してクリープの影響を考慮する。クリープ係数 $\varphi = 2$ としてクリープの影響を考えると、全ひずみ量は弾性ひずみ量の3倍となる。本検討においては、弾性係数の値を $\frac{1}{3}$ にすることでクリープの

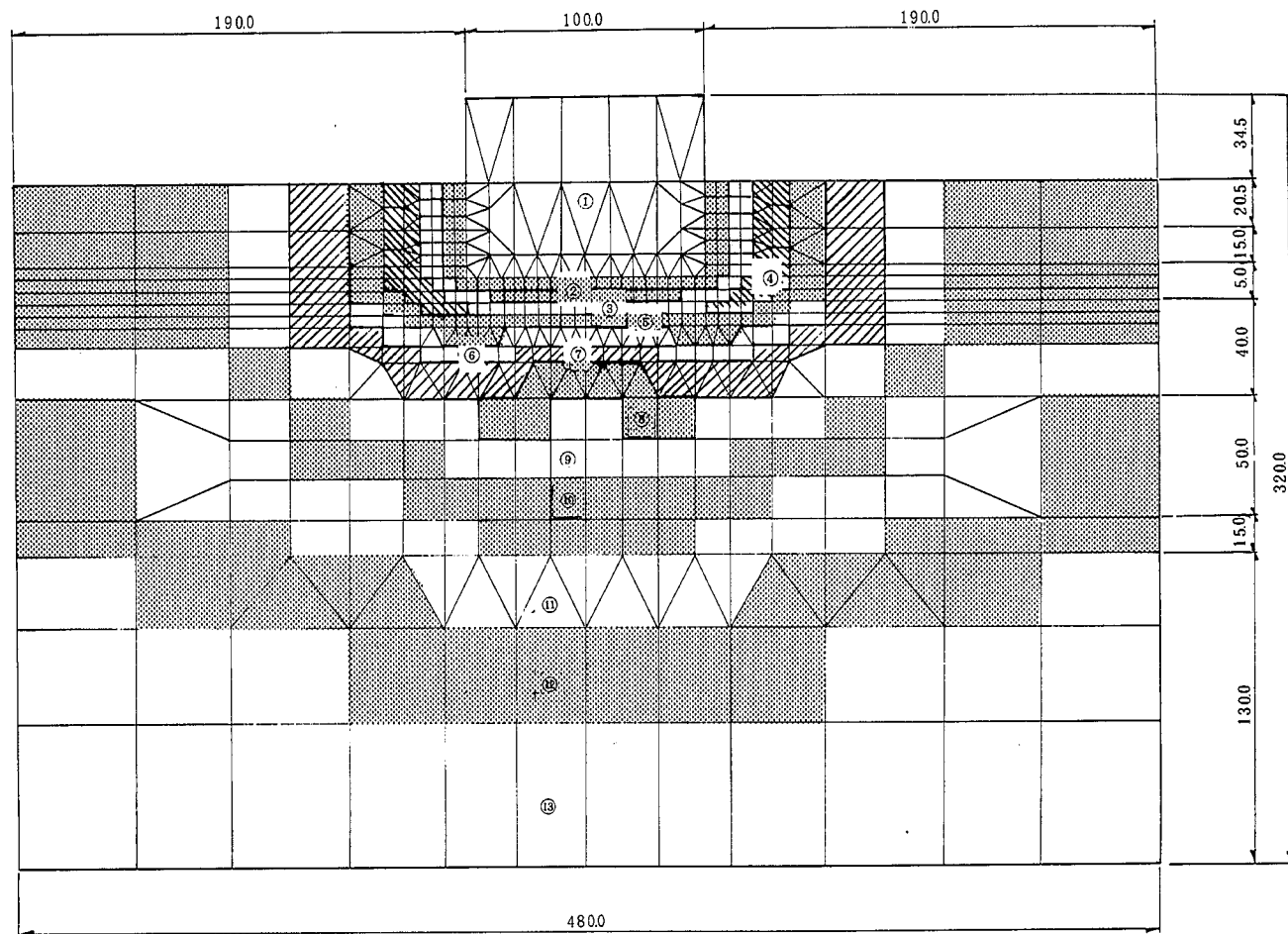


図6-2-8 変厚モデル

影響を考慮することにする。

V) 変厚モデル

有限の幅，奥行きをもった基礎と，半無限の幅，奥行きをもった地盤を同時に二次元有限要素法のモデルにとり入れる場合は，面外方向への応力の分散が考慮されず，解析結果は現実とは異ったものとなる。このような問題に対し，本検討では応力の分散状態に応じて要素厚を変化させる変厚モデルを用いることで対処した。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）」で三次元有限要素解析を用い，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用いることにした。本検討に用いた変厚モデルを図6-2-8に示す。

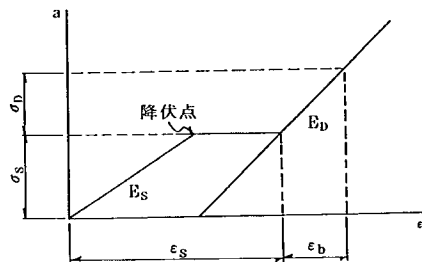


図6-2-7 弾性係数

(2) 基礎底面と地盤との滑動定数

昭和42年に実施された「大型直接せん断試験（その2）」を参考にし，舞子側の基礎と地盤との間の滑動定数 C_B ， ϕ_B を決定する。

図6-2-9にせん断特性に対する載荷試験結果を示す。同図は地盤上にコンクリートブロックを打ち足して載荷したもので，地盤とコンクリートとの間のせん断破壊を期待したものであったが，多くは地盤内部で破壊し，コンクリート底面で破壊したのは数例しかなかった。しかし，ここでは図6-2-9を地盤と基礎とのせん断特性を示すものとして扱う。

基礎底面位置の神戸層は砂岩と泥岩の互層であり，その比率（含有比率あるいは層厚比率）は2：1となっている。したがって，図6-2-9をもとに砂岩，泥岩の含有比率2：1の地盤に対するせん断特性を推定すると，図6-2-10のようになる。

一方，降伏せん断強度 τ_f と完全せん断強度 τ_u との関係は， $\tau_f = 0.9\tau_u \sim 0.7\tau_u$ の範囲にあるといわれている。本検討では基礎と地盤との間のせん断強度として降伏せん断強度 τ_f を用いることにし，下限値である $\tau_f = 0.7\tau_u$ に着目する。（図6-2-10参照）

したがって，検討に用いる基礎底面と地盤との間の滑動定数は以下のように決定する。

$$\text{摩擦角 } \phi_B = 20^\circ$$

$$\text{粘着力 } C_B = 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

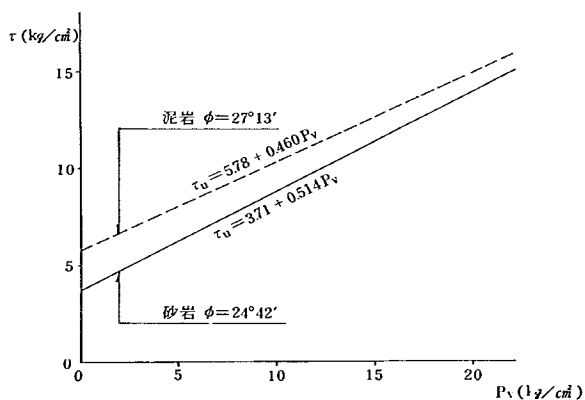


図6-2-9 $P_v - \tau$ の関係（コンクリートブロックによる試験）

$$\text{滑動抵抗 } H_u = C_B + V_B \tan \phi_B = 3.0 + V_B \tan 20^\circ \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

(3) 荷重モデル

i) 地盤自重 (STEP0)

地盤自重は水中単位体積重量を用いる。沖積層および洪積層は上載荷重として扱う。地盤自重の解析に対しては地盤モデルを等厚(単位幅当り)モデルとする。基礎部分の要素は周囲の地盤要素に変更し、基礎と地盤との境界面は結合要素によりすべて剛結させる。

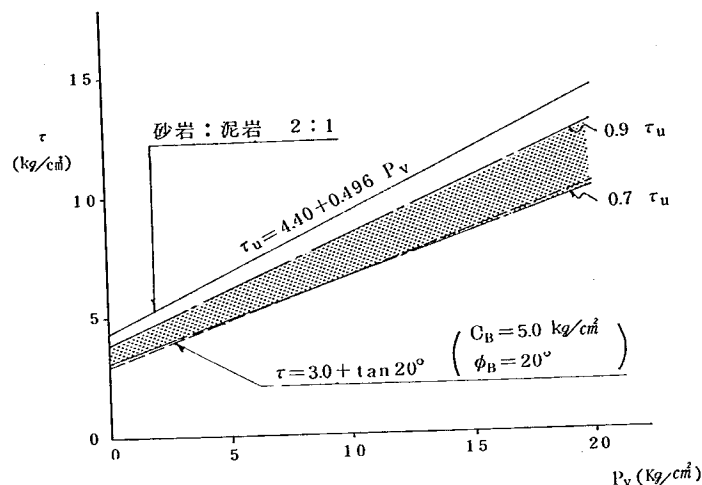


図 6-2-10 $P_v - \tau$ の関係
(砂岩・泥岩の含有比率 2 : 1)

ii) 掘削 (STEP1)

基礎により排除される分の地盤自重を荷重として逆方向(上向き)に作用させる。この場合、地盤は変厚モデルとし、STEP0で算出された地盤自重による応力を先行荷重として作用させる。

iii) 長期荷重 (STEP2)

基礎に作用する荷重のうち、長期にわたり作用する荷重(基礎躯体自重、浮力、常時ケーブル張力、常時土圧)を載荷する。地盤モデルは変厚モデルとし、STEP1で算出された応力を先行荷重として作用させる。基礎部分の要素は本来の基礎の値にもどし、結合要素のうち基礎背面の鉛直、水平方向、基礎前面の鉛直方向の連結を切る。基礎底面の結合要素には付着特性をもたせる。地盤の弾性係数はクリープの影響を考慮して $\frac{1}{2} E_{sb}$ とする。

iv) 短期荷重 (STEP3)

基礎に作用する荷重のうち短期的に作用する荷重(地震慣性力)を載荷する。この場合、荷重の強度は設計値の 1.5 倍とし、地盤破壊の進行状態を追跡するものとする。なお、地盤の弾性係数は $2 E_{sb}$ とし、STEP2の解析により算出された応力を先行荷重として作用させる。

6-2-4 検討結果および解析

(1) 変位

本検討結果より、各荷重段階毎の変位量を以下に示す。ただし、常時の状態では解析精度を高めるため、設計荷重を細分化し、計算途中の結果も抽出した。

常時の設計荷重下では、基礎躯体の水平変位が天端で約 97 mm、底面で約 59 mm、また鉛直変位は前面で約 346 mm、背面で約 296 mm に達した。

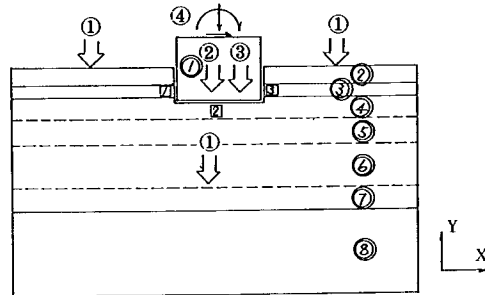


図 6-2-11 計 算 ス テ ッ プ

表 6-2-3 計 算 ス テ ッ プ

計算ステップ		ステップ 0	ステップ 1	ステップ 2	ステップ 3
載 荷 々 重	荷重	地 盤 自 重	掘 削	躯体自重・上部反力	地 震 増 減 分
	記号	① + ②	— ②	③+④(常時)	④
	備考	現地盤の自重を載荷。 ②の部分は基礎の単位重量に換算して載荷する	基礎により排除 (掘削) される地盤自重をさし引く。	躯体自重を含む設計荷重 (常時) を載荷する。	地震時の載荷重よりステップ 2 (常時) の載荷重をさし引いた増減分を載荷する。
	地盤モデル	等 厚 モ デ ル	変 厚 モ デ ル		
要 素	①	洪 積 層 , 明 石 層 , 神 戸 層		ケ ー ソ ン	
	②	洪 積 層			
	③	明 石 層			
	④	神 戸 層 K_1 (泥 岩 , 砂 岩 の 互 層 に モ デ ル 化)			
	⑤	神 戸 層 K_2 (泥 岩 , 砂 岩 , 平 均 層 の 互 層 に モ デ ル 化)			
	⑥	神 戸 層 K_3 , K_4			
	⑦	神 戸 層 K_5			
	⑧	花 崗 岩			
結 合 要 素	①	$K_x = K_y = K$		$K_x = K_y = 0$	
	②	"		$K_x = K_y = K$	
	③	"		$K_x = K$	$K_y = 0$
荷重増分くりかえし数		1	1	増分 4 収束まで	1
応力の累加		①	① + ②	① + ② + ③	① + ② + ③ + ④

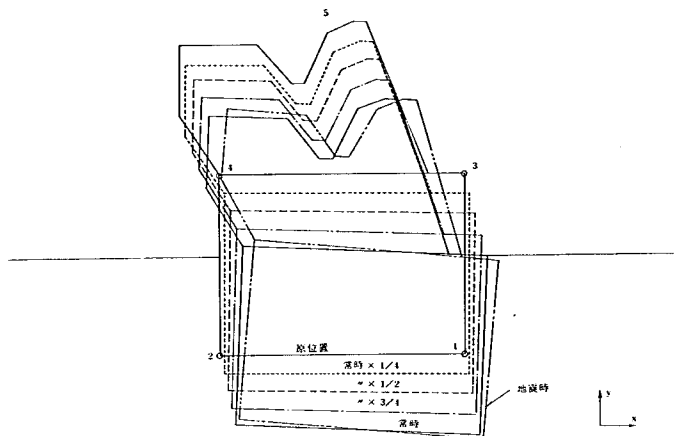


図 6-2-12 変 位 図

表 6-2-4 変 位 集 計 表

(mm)

荷 重 レ ベ ル 着 目 点				常 時 (荷重増分毎)				地 震 時
				設計荷重×¼	設計荷重×½	設計荷重×¾	設計荷重時	
F E M 解 析 結 果	基礎底面	前端①	水平 x	14.7	29.3	43.8	58.7	70.7
			鉛直 y	-82.7	-166.0	-252.0	-339.8	-352.9
		後端②	x	13.7	27.3	40.9	55.1	67.8
			y	-72.5	-144.9	-216.4	-288.0	-261.6
	基礎天端	前端③	x	22.2	45.0	70.3	97.4	142.8
			y	-84.2	-169.1	-256.4	-345.6	-359.6
		後端④	x	22.0	44.6	69.7	96.6	142.2
			y	-74.5	-148.8	-222.2	-295.7	-266.0
	ケーブル着力点 ⑤		x	27.9	56.9	90.9	128.0	196.1
			y	-77.5	-155.2	-233.8	-313.5	-306.3
安 定 計 算 結 果	基礎底面	前端①	x				14.0	19.7
			y				-72.0	-91.4
		後端②	x				14.0	19.7
			y				-66.8	-37.4
	基礎天端	前端③	x				17.9	60.2
			y				-72.0	-91.4
		後端④	x				17.9	60.2
			y				-66.8	-37.4
	ケーブル着力点 ⑤		x				21.4	95.4
			y				-69.5	-65.0

また、ケーブル着力点の水平変位は約 128 mm となった。この変位量は、本検討のクリープを考慮した場合の値であるが、これを本四公団下部構造設計基準に定められている設計基準変位量と比較すると、

$$\begin{aligned}\text{設計基準変位量: } \delta \text{ (cm)} &= 0.017L \quad L: \text{中央支間長 (m)} \\ &= 0.017 \times 1780 = 30.26 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

となり、本検討結果はこの値の約 42% となる。

地震時の設計荷重は $-K_v$ 状態であるため、鉛直荷重が常時より小さく、水平荷重が増加している。したがって、変位は全体が多少浮上がりながら回転が増加し、数値的には基礎の水平変位が天端で約 143 mm、底面で約 71 mm、鉛直変位は前面で約 360 mm、背面で約 266 mm となった。

また、ケーブル着力点の水平変位量は約 196 mm となったが、これは前記の設計基準変位量の約 65% にあたる。

本四公団基準による剛体基礎の安定計算結果と本解析結果を比較して、表 6-2-5 に示す。

表 6-2-5 安定計算結果との比較

(mm)

比較位置		水平変位			鉛直変位		
		着力点	基礎天端	基礎底面	着力点	基礎前面	基礎背面
常時	安定計算①	21.4	17.9	14.0	69.5	72.0	66.8
	解析	クリープあり①	128.0	97.4	58.7	313.5	295.7
		クリープなし③	42.7	32.5	19.6	104.5	98.6
		③ / ①	2.00	1.82	1.40	1.50	1.48
地震時	安定計算①	95.4	60.2	19.7	65.0	91.4	37.4
	解析	クリープあり②	196.1	142.8	70.7	306.3	266.0
		クリープなし③	110.7	77.9	31.5	97.3	68.9
		③ / ①	1.16	1.29	1.60	1.50	1.41

同表によれば、常時において本解析結果（以下クリープなしについて統一）は、鉛直変位が安定計算結果の平均 50% 増になるが、回転変形が大きいため、水平変位ではケーブル着力点の方が底面より増加率が大い。

また、地震時においては鉛直変位が増加する割合は常時の場合とはほぼ同じであるが、回転変形が安定計算結果より小さいため、水平変位が増加する割合はケーブル着力点の方が底面より小さい。

いずれにしても本解析結果は安定計算結果より大きく、着力点での水平変位は常時で約 2 倍、地震時で約 1.1 倍となる。

(2) 塑性領域の分布

地盤の塑性領域が広がる様子を荷重段階ごとに図 6-2-13 に示す。

常時における塑性域は最初に〔設計荷重 $\times \frac{1}{2}$ 〕の段階で基礎前端底面に発生した。その後荷重段階が進む

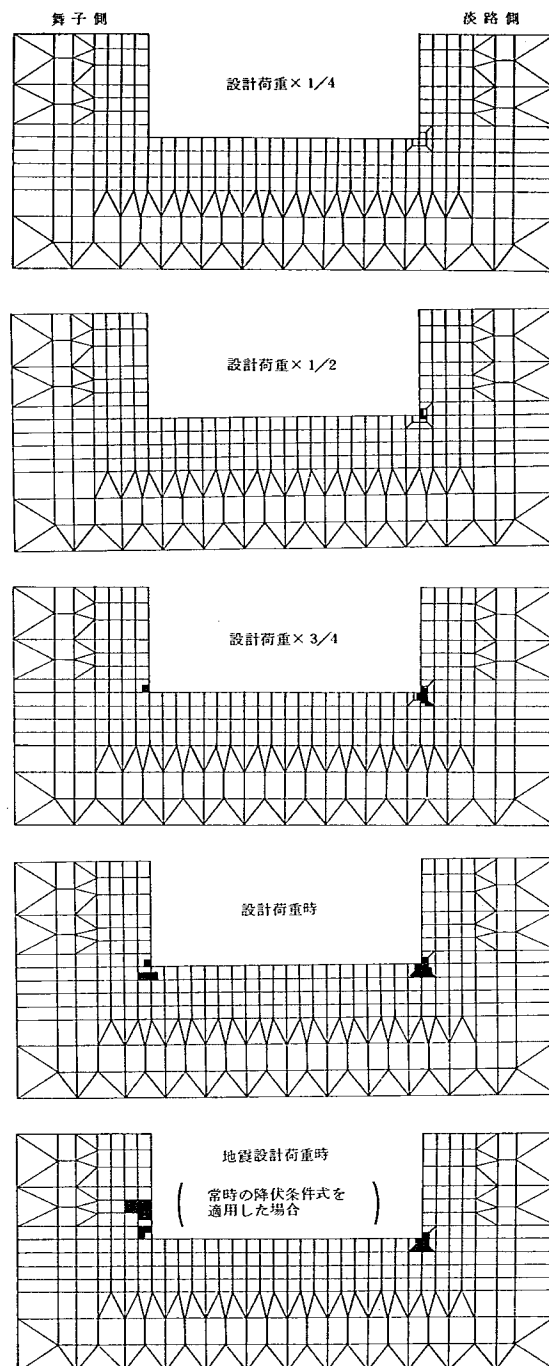


図 6-2-13 塑性領域図

につれて塑性域は後端にも発生したが、常時の設計荷重状態においても塑性領域は大きな拡がりをみせず、基礎底面の両隅部に限られた。また、付着要素は基礎前端底面隅部が、地盤が塑性化すると同時に滑動したが、その後滑動域は拡がらなかった。

設計の地震荷重時については弾塑性解析を実施していないが、常時の場合と同じ土質常数を適用して判定した結果を示す。塑性領域は常時の場合とほぼ同じ程度であり、背面地盤側で多少、増加したに留まった。

以上検討の結果、常時および地震時ともに設計荷重状態では、地盤は全体として比較的健全な状態にあるようである。

(3) 基礎底面の滑動

常時の設計荷重状態における基礎底面の水平方向地盤反力分布は前面側に増加し、滑動安全率も前面側で $F \div 3.0$ に達する個所があった。しかし、全体では $F = 7.2$ が確保されており、問題ないと言える。

また、地震時の設計荷重状態では基礎底面の水平方向地盤反力分布が両端で大きく、中央で小さくなったが、鉛直地盤反力分布が背面側で小さなため、滑動安全率が背面側で $F = 1.1$ に達した。また、前面側でも $F = 2.2$ まで安全率が下がったが全体では $F = 3.1$ であり、十分に安全である。

(4) 岩層の境界における応力伝達

神戸層 K_1 分帯内を泥岩層および砂岩層の互層にモデル化し、両層間の応力伝達の様子をみた。モデルは基礎直下に泥岩層（厚さ 5 m）、その下に砂岩層を配したが、両層間に伝達される鉛直応力は基礎底面の鉛直方向地盤反力の応力集中がよく緩和され、応力も減少した形態になることが判明した。

せん断応力分布の方は、地盤反力分布の場合より多少応力集中の程度が大きくなった。その結果基礎底面前端付近で滑動に対する安全率が地震時で、1.0 より小さな個所が発生し、最小 0.7 に達した。しかし、安全率が 1.0 を切る個所は極めて局部的なものであり、危険個所が増加する恐れはないと考えられる。したがって、泥岩の間に層間すべりなどの現象も発生しないと思われる。

基礎直下付近の平均安全率は、常時で 2.16，地震時で 4.9 程度になり、設計荷重状態では問題ないと考えられる。

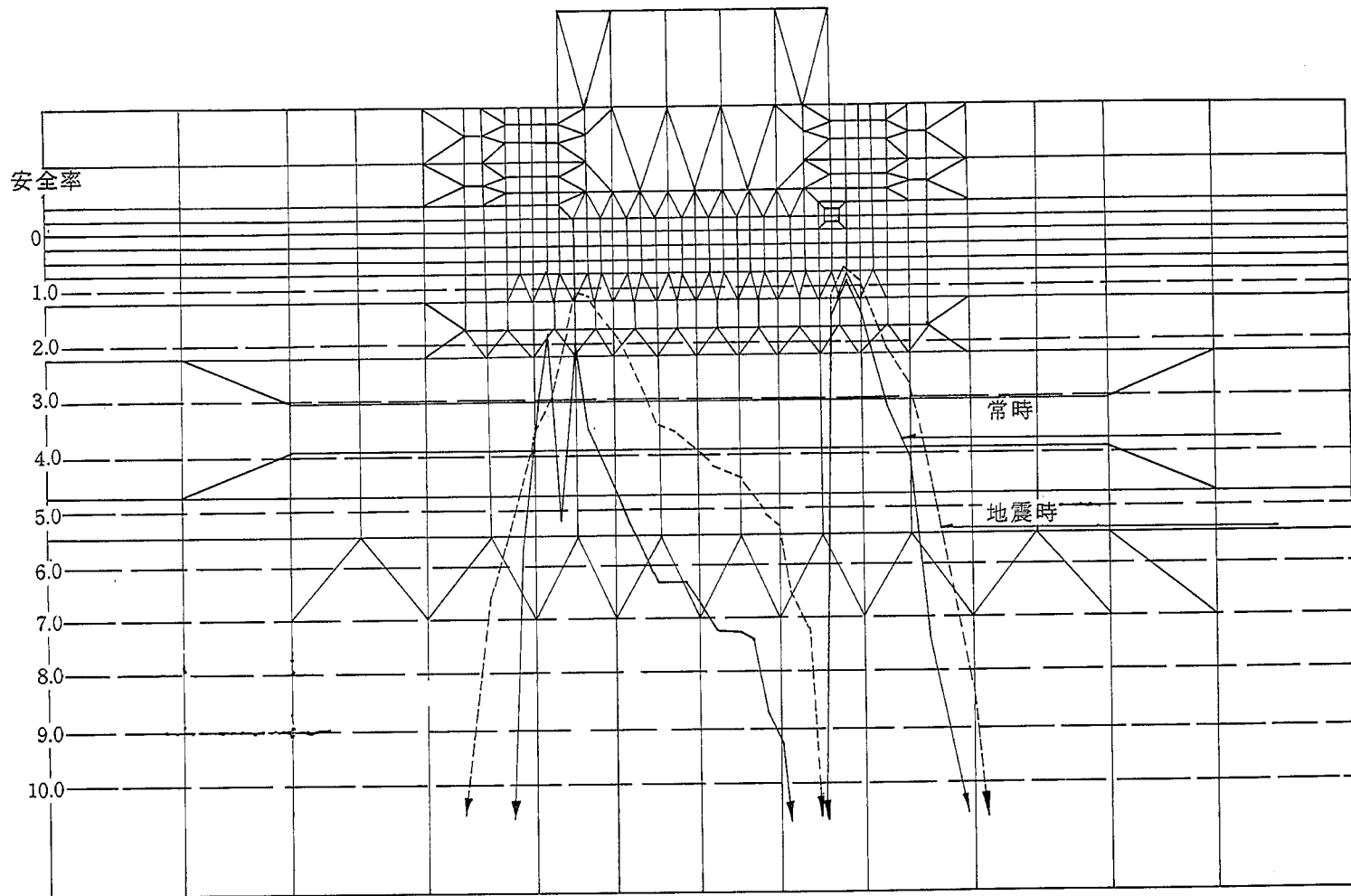


図 6-2-14 泥岩～砂岩間の応力伝達（滑動安全率）

6-2-5 ま と め

アンカレイジの安定性に影響する諸問題のうち、データ不足や理論がまだ確立されていないなどの理由から本解析の範囲に含みえなかった点や、結果を通して改めて認識されるべき問題点として次のような項目が挙げられる。

(1) 土質常数 C , ϕ , E の決定方法

特に、神戸層 K_1 分帯付近の詳細な地質解析

(2) 地盤の応力-ひずみ曲線の考え方

特に、降伏後の曲線と地震などの短期荷重に対する地盤の挙動解析

(3) FEM解析における面外方向応力と変位の分散に対する地盤のモデル化の方法

(4) 基礎底面隅部における応力集中の対処の方法

隅部の要素をより細分化するか、応力集中値の評価方法の検討

(5) 泥岩層と砂岩層の互層地盤に対する詳細な検討

特に層間の滑動に関する解析

6-3 中掘りぐいの支持力特性について

6-3-1 概 況

本四のルートも家屋の密集地帯を通過する場合があるので、低公害の基礎の施工法が望まれる。本年度扱った中掘りぐいは、中空のくい（開端ぐい）の内部の土をオーガー、ジェット等で掘削して先端の貫入抵抗を減らし、軽い打撃かあるいは静的な圧力をかけてくいを沈設させるオープンケーソンを小さくしたような工法である。このくいの特徴としては次のようなものが挙げられる。

- (1) 沈設に大きな打撃力が不必要であるため、建設時の騒音、振動が小さい。
- (2) くい先端の土砂を排出しながら沈設するため、土層の状態が確認できる。
- (3) くい先端の適当な処理が必要である。
- (4) 打ち込みぐいより細かな施工管理が要求される。
- (5) 打ち込みぐいと比較して支持力が小さく、また変形係数が小さく変位し易い。

等である。中掘りぐい工法そのものは歴史が浅いため、支持力に問題があるといわれながら統一的な検討はなされていなかった。今回鉛直載荷試験のデータがある程度集まったので解析をして支持力推定公式作成のための資料とした。

6-3-2 デ ー タ

データの一覧を表6-3-1に示す。くいはすべてPCコンクリートパイルでくい径は $\phi 450\text{mm} \sim \phi 1000\text{mm}$ である。くい長は $12\text{m} \sim 45\text{m}$ で、載荷本数は全部で17本であるがこのうち6本は鉄筋計を用い

表6-3-1 データ一覧表

No	くい径 (mm)	くい長(m)	降伏荷重(t)	最大荷重(t)
1	600	45	300以上	300
2	600	33	280	360
3	600	33	330	380
4	600	37	230	300
5	500	24	120以上	120
6	600	32	198	330
7	450	32	200	300
8	600	32	148	170
9	600	31	175	240
10	450	23	140以上	140
11	500	40	225	250
12	500	12	50	50
13	500	12	36	70
14	450	24	105	150
15	450	24	150以上	150
16	450	24	105	150
17	450	24	70	150
18	450	27	150以上	150
19	600	18	240	400
20	1000	21	350	600
21	600	45	300以上	300

てくい体応力を測定している。またくい先端の処理はセメントミルクを圧入して球根を作る方法を採用している。なお、先端地盤は砂か砂れき層である。

6-3-3 解析結果

(1) 周面摩擦力

極限荷重時の周面摩擦応力度と周面の平均N値の相関図を図6-3-2に示す。矢印のついた点は極限荷重があらわれなかったデータで試験最大値を示している。砂質土ではデータがかなりばらついているが粘性土の方はばらつきが少ない。砂質土の場合、施工方法、施工管理によって地盤の乱され方が異なるためにばらつきが大きくなるものと考えられる。一方、粘性土ではくい体沈設後、乱された地盤が時間とともに回復するために施工上の差がばらつきとなって出にくいものと思われる。また図の点線は打ち込みぐい、場所打ちぐいの設計基準（道路橋下部構造設計指針 日本道路協会）である。基準自体は安全側に作られているた

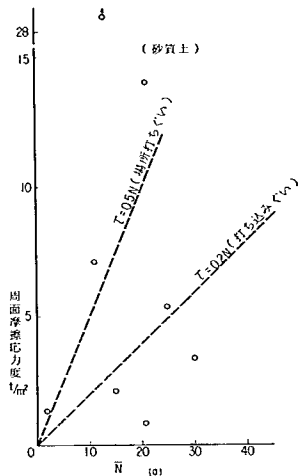


図 6-3-1 周面摩擦応力度

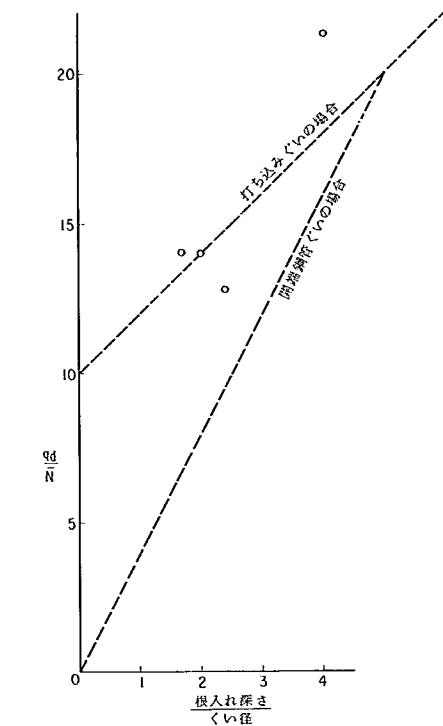
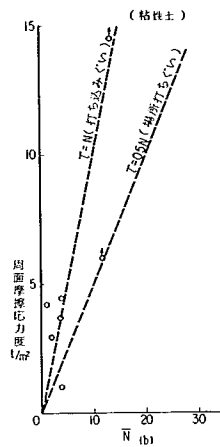


図 6-3-2 先端支持力度と根入れ深さの関係

表 6-3-2 先端支持力度

め、これらの線は値の下限を示していると考えてよい。従って砂質土では打ち込みぐいよりも周面摩擦力度は小さいと考えられ、また粘性土では場所打ちぐいと同等とみなせよう。

No	極限支持力度 t/m^2	先端N値	先端地盤	場所打ちぐいの基準
1	1490	50以上	砂れき	$N \geq 50$ 750 t/m^2 砂れき層 $50 > N \geq 40$ 525 $40 > N \geq 30$ 300
2	360	23	砂	
3	250以上	26		
4	880以上	50以上		
5	1420	50以上		砂 層 $N \geq 30$ 300
6	760	50以上		硬質粘土層 $3 q_u$

(2) 先端支持力

先端支持力度とぐいの支持層への根入れ深さとの関係を前述の指針に示す方式で整理したのが図 6-3-3 である。ここで q_d は先端支持力度、 $\bar{N}$ は先端の平均 N 値である。しかし、データが少ないために明らかな関係はつかめなかった。一方、先端の支持力度と N 値の関係を場所打ちぐいの基準（同指針）と比較したのが表 6-3-2 である。これによると先端が砂の場合 $N \geq 50$ では $750 t/m^2$ 以上の支持力が得られ、現行基準の一律 $300 t/m^2$ は安全側になり過ぎるきらいがあり、砂れき層の基準の方が実測値に適合している。

(3) 支持力公式

前項で検討した結果から中掘りぐいの支持力公式を次のように仮定する。

(i) 周面支持力度 τ (t/m²)

砂質土 $\tau = 0.1 \bar{N}$

粘性土 $\tau = 0.5 \bar{N}$

ただし $\bar{N}$ は各土層の平均 N 値である。

(ii) 先端支持力

場所打ちぐいの砂れき層の基準に準ずる

(表 6-3-2 参照)

以上の公式から得られた計算値と実測値の比較をしたのが図 6-3-4 である。矢印は極限のあらわれていないデータで最大値を示す。図から判断すると計算値と実測値の対応は比較的よいが、計算値はやや安全側の値を与えている。

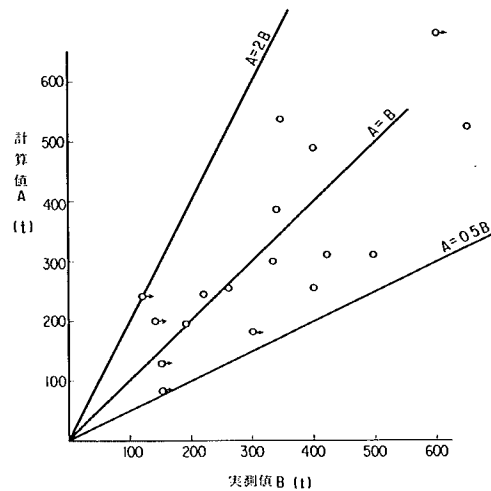


図 6-3-3 計算値と実測値の比較

(4) 鉛直バネ係数 K_v

K_v 値の推定法として次式に示す実験式が提唱されている。

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

a : くい長 l とくい径 D の比から決まる実験的係数

A_p : くい純断面積 (cm²)

E_p : くい体の弾性係数 (kg/cm²)

l : くい長 (cm)

K_v 値のかわりに a 値をパラメーターにとって計算したものを図 6-3-4 に示すが打ち込みの PC ぐいより小さく、中掘りぐいに変形し易いことを表している。中掘り PC ぐいの a 値としては実測値をプロットすると

$$a = 0.025 l/D - 0.31$$

の関係が得られた。

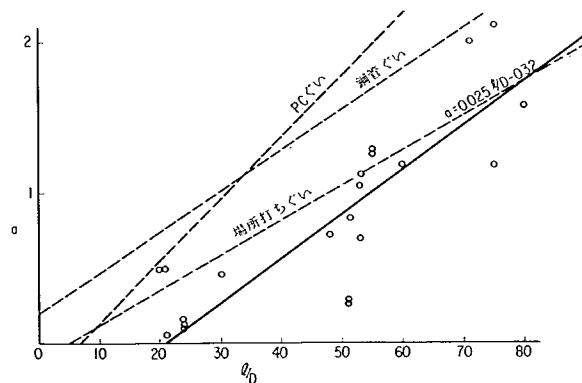


図 6-3-4 K_v 値のパラメータ a と l/D の関係

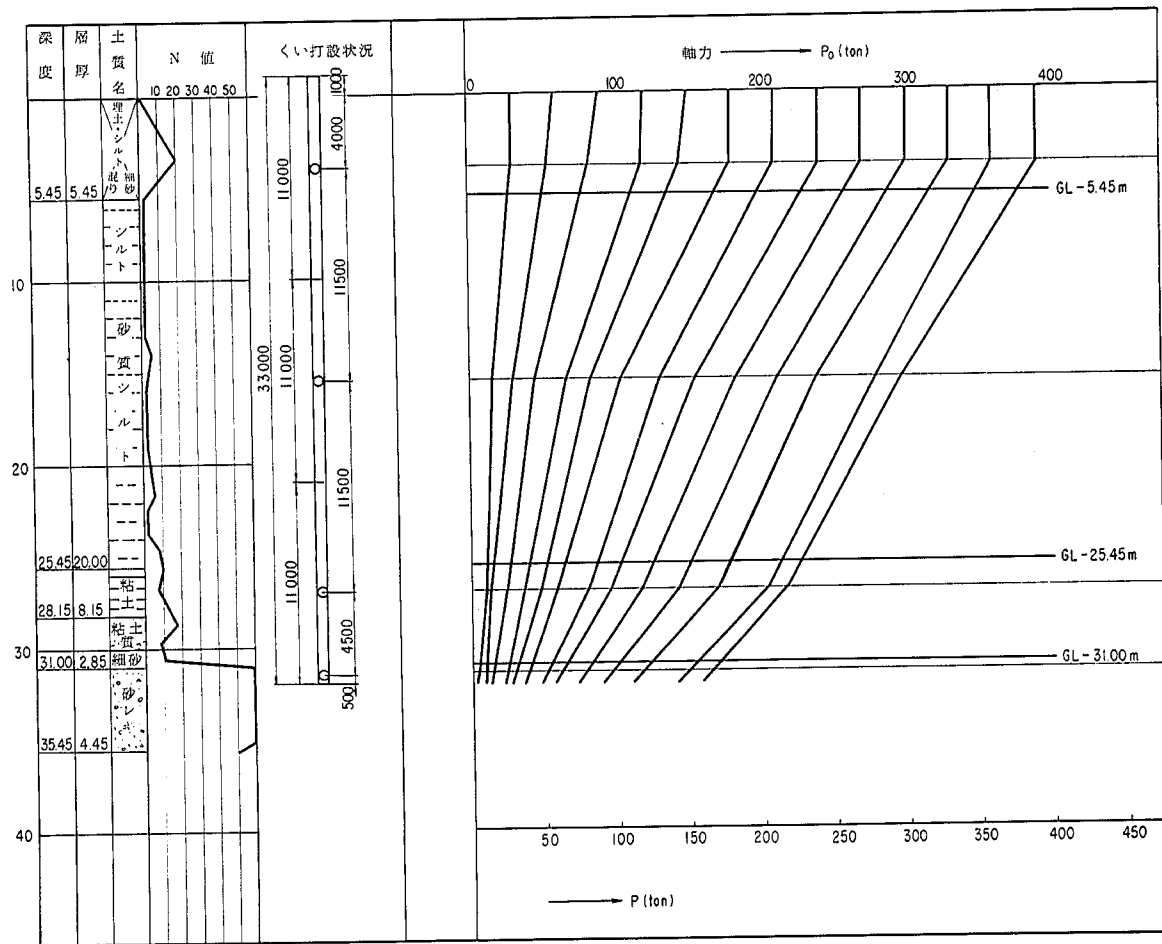


図 6-3-5 ひずみ測定結果より得た軸力分布図の例

6-3-4 考 察

上記の結果から打ち込みぐい、場所打ちぐいと比較して次のようなことがわかる。

(1) 周面摩擦力

中掘りぐいは施工上フリクションカットを用いることが多く、ぐい周辺の地盤が乱されるため摩擦力はあまり期待できないものと考えられる。またフリクションカットを設けない場合でもぐい先端の地盤を掘りながら沈設するのでやはり地盤が乱されるので周面摩擦力は小さくなるものと思われる。

(2) 先端支持力

先端処理を打撃で行う場合は打ち込みぐいと同等の支持力が得られるものと考えられるが、セメントモルタルの注入処理をした場合は先端地盤がある程度固まるので場所打ちぐいよりは支持力は大きい。

(3) 支持力機構

場所打ちぐいと先端支持力は同等と考えられるが周面支持力が小さいため、先端支持力の分担率は場所打ちぐいより大きくなり、打ち込みぐいに似てくる。図6-3-5に載荷試験の一例を示すが先端の支持力がかなりの率を分担していることがわかる。従って中掘りぐいは支持機構としては場所打ちぐいのような摩擦ぐいよりも支持ぐいに似ていると思われる。しかし設計上の問題点としては変形係数が小さいため、沈下量が大きくなり許容沈下量で許容支持力が決定される可能性が多いと思われ、この点では場所打ちぐいに近いものと考えられる。

(4) 変形係数

打ち込みによる地盤の締固め効果がないので変形し易く、場所打ちぐいと同等あるいはそれより小さな値となる。

6-3-5 今後の問題点

今回収集したのはPCぐいのデータのみであるが、鋼管ぐいのデータも解析して照合する必要がある。またデータの絶対数が少ないのでさらに多くのデータを収集することが必要と思われる。

第7章 耐風性に関する調査試験

構 造 研 究 室	成	田	信	之
	横	山	功	一
	佐	藤	弘	史
	野	村	一	夫
	湯	沢		聡
	神	嵯	一	夫

7—1 調査の概要

本州四国連絡橋の耐風安全性の確認は、風洞実験により行なうように「本州四国連絡橋耐風設計基準」に規定されており、設計の各段階において風洞実験が実施されている。異なった風洞を用いて行なう実験結果の整合性を保つために「本州四国連絡橋風洞試験基準」が定められているが風洞の違いにより実験結果に若干の差異が入り込むことは致し方ないことと考えられる。そこで、本州四国連絡橋の場合、その最終設計案の耐風性の検証実験は土木研究所において標準的手法に基づいて実施するよう配慮されて来ている。今年度は最終設計案の検討されている因島大橋に関して検証実験を行なった。

また、自然の風は時間的、空間的に変動しているが、今のところ、それが自励振動・風琴振動に及ぼす影響は明らかにされておらず、現行の設計基準にはその影響は考慮されていない。同様に、自然風の乱れにより生ずる強制不規則応答（パフエッティング）は、補剛桁の水平たわみ応答が考慮されているのみである。充腹断面橋梁の場合には、鉛直たわみおよびねじれ振動のパフエッティングが大きくなり、部材の疲労・人体感覚などの面から問題になるものと思われる。当研究室においては、格子を用いて風洞内に乱流を発生させ、これにより乱れの影響を調査してきた。今年度は、一様流中および乱流中で自励振動の応答特性を求め、耐風実験橋観測により得られた結果と比較し、自励振動に及ぼす乱れの影響を調査した。さらに、パフエッティングに関しては、風の乱れに起因する橋桁の鉛直たわみおよびねじれ振動の不規則応答を算定する計算プログラムを開発し、長大斜張橋における実測値と比較し、応答に及ぼす各パラメータの影響度評価と、計算方法の妥当性の検討を行なった。

7-2 因島大橋の耐風性調査

7-2-1 ま え が き

因島大橋はすでに基礎工が完了し、主塔の架設が行なわれているが、補剛桁に関しては最終設計案が検討されており、当研究室ではその耐風性に関する検証実験が実施された。

因島大橋に関しては、昭和47年度に「計画設計案」に対して、また昭和49年度には「実施設計案」に対してそれぞれ当研究室において風洞実験が行なわれており¹⁾²⁾、各設計案は実験した風速の範囲内では、まったく有害な振動が発生せず、その耐風性は良好であると考えられた。本年度公団により提示された「最終設計案」は、昭和49年度の「実施設計案」と比較して大幅な変更がなかったため、耐風性は良好なものと推察され、当初検証のための風洞実験が計画された。しかし、この実験結果によると、「最終設計案」は正の迎角領域で、設計基準に定められた風速以下で、自励振動が発生することが明らかになった。

その後、原因追及と設計案の改良のための風洞実験が追加されたが、その結果地覆の形状が耐風性に大きく影響を及ぼすことが明らかになった。そこで適当地覆の形状を選ぶことにより、耐風性は向上し、設計基準を満す良好な断面に改善できた。

ここでは、追加風洞実験の途中結果までを報告するが、最終的に耐風性の良好な設計案を追及するための風洞実験は継続される予定になっている。

7-2-2 最終設計案の耐風性

「最終設計案」は基本的には昭和49年度の「実施設計案」と同じであるが、次のような点で若干の相異が認められる。

	最終設計案 (S53)	実施設計案 (S49)
中央分離帯地覆	なし	あり
外側地覆	なし	あり
側面検査車レール	あり	なし
自動車道歩道幅員	4.0 m	2.5 m
鋼床版縦桁々高	752~890 mm	645~777 mm
補剛トラス垂直材	矩形断面	H型断面
添加物	なし	あり
重心位置	2.699 m	1.850 m

風洞実験に用いられた模型、模型の種類を図7-2-1, 7-2-2に、実験条件を表7-2-1に示す。風洞は土木研究所橋梁試験用風洞を用い、実験方法・装置は従来と特に変更はない。

実験結果が図7-2-3, 7-2-4に示されている。風向を変化させた場合・自転車道歩道のない場合の全てでねじれ振動の自励振動が発生し、正の迎角領域でその発現風速は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になり、何らかの対策が必要であると考えられた。

7-2-3 最終設計案の改良

前述の実験結果より、耐風性の良好なことが確認されている昭和49年度的设计案との差異を検討し、最終設計案の耐風性を改良するための風洞実験が追加された。なお、この間に電々ケーブルを添加した場合について民間会社により風洞実験が行なわれたが、それが耐風性に及ぼす影響は小さいことが確認された³⁾。そこで以後の追加実験では電々ケーブルを添加した設計案を基本とした。

前に述べた設計案の差異のうち、トラス補剛桁の空力特性に大きく影響を及ぼすものとして、(i)地覆、(ii)側面検査車レール、(iii)網床版縦桁の高が考えられる。地覆の影響に関しては今までの調査結果より、空力特性に与える影響が大きいことが明らかになっているので、追加実験では先ず第一に地覆の影響について調べることとし、図7-2-5に示すケースについて実験を行なった。実験条件は表7-2-1のように、第1次実験と若干の違いがある。この実験は試行錯誤により行なわれたので必ずしもすべての領域について実験が行なわれておらず、迎角・風速範囲で不足しているものもあることをお断りしておく。

実験結果が図7-2-6, 7-2-7に示されている。これらの実験結果より、外側地覆の無い場合は正の迎角範囲で、また、高い地覆を有する場合には負の迎角範囲で自励振動が発生し、さらに中位の高さの地覆の場合は、その中間の特性を示す結果が得られた。また、中央部地覆も空力特性に影響を及ぼすことが分かった。

したがって、適当地覆形状を選ぶことにより最終設計案の耐風性は改善され、設計基準を満足するような設計案が得られることが明らかになった。

7-2-4 ま と め

- (1) 公団より提示された「最終設計案」は、正の迎角領域で自励振動が発現し、その発振風速は設計基準に定められた値を下まわった。
- (2) 第2次風洞実験では、中央分離帯部、外側部に地覆をとりつけて、それが耐風安全性に及ぼす効果を調べたが、適当地覆形状を選ぶことにより、自励振動の発振風速はかなり高まり、設計基準を満足することが明らかになった。

7-2-5 あ と が き

現在までに得られた実験結果より、変更設計案は設計基準を満たしているとはいえ、昭和49年度の「実施設計案」に見られたような広迎角範囲での安定性は示していない。

また地覆高の微小な変化に対して空力特性が大幅に変化することも明らかになった。現在、更により良い設計案を追及するための風洞実験が継続中であり、この結果は別の機会に報告したい。

7-3 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1)

7-3-1 ま え が き

長大橋梁におよぼす風の作用は静的なものと動的なものに大別される。風による動的現象としては、自励振動、渦励振、およびバフエッティングがあり、長大橋梁の設計においてはこれらの有害な変形あるいは振動を防止するため、その耐風性に充分の配慮がなされている。自励振動および渦励振の特性を把握するために多く用いられている手段としては、一様気流中での動的応答測定試験および一様気流中での空気力測定試験があるが、実際の橋梁は時間的および空間的に変動する自然風の中に建設されるのであるから、乱れのはとんどない一様気流中での自励振動特性および渦励振特性と自然風中でのそれらとの関係を知る必要がある。またバフエッティングは構造物に接近する風の乱れに起因する強制振動であるから、乱れの特性を知らなければならぬ。

当研究室では昭和49年度および50年度に、自然風の乱れが耐風性におよぼす影響を調査する前段階として、風洞内に格子により乱流を発生させその特性および格子乱流中での橋梁に作用する空気力特性を調べた³⁾⁴⁾。また昭和52年度は耐風実験橋観測との比較のため、一様気流中および格子乱流中での橋梁に作用する空気力特性と橋梁の応答特性を調べた⁵⁾。これらの調査により格子乱流中での空力特性がいくつかの点で一様気流中でのそれと異なることが明らかになったが、今年度は自然風中での空力特性を風洞実験より求められた一様気流中あるいは格子乱流中でのそれと比較した。自然風中でのデータとしては、耐風実験橋観測より得られた自然風中での剛体模型の応答記録を用い、とくに自励振動特性に着目した。

一方バフエッティングに関する調査としては、自然風の乱れによる橋桁の鉛直たわみ応答およびねじれ応答を推定するプログラムの開発を実施した。

7-3-2 自然風の乱れが自励振動特性におよぼす影響

耐風実験橋観測ではMAおよびMB供試体とよぶ剛体模型を自然風中にバネ支持して、その対風応答の測定および解析がなされた⁶⁾⁷⁾。一方自然風中での対風応答と風洞実験時のそれとの対応を明らかにするため、当研究室ではMB-2供試体について比較風洞実験を実施した⁵⁾。観測方法および実験方法は上記の文献にゆずり、実験条件のみを表7-3-1に示す。

表 7-3-1 耐風実験橋 MB-2 案 パネ支持実験条件

		原 型 (耐 風 実 験 橋)	実 験 値 (1)	実 験 値 (2)
縮 尺			1/7.5	1/7.5
重 量		379kg/m/bridge	10780kg/model	10780kg/model
極 慣 性 モーメント		74.3kgm·S ² /m	3757gcmS ² /model	3757gcmS ² /model
振 動 数	曲 げ	0.305Hz	1.84Hz	1.89Hz
	ねじれ	0.671Hz	3.98Hz	4.02Hz
構 造 衰 対 数 率			0.03	0.03
			0.03	0.03
風 速 倍 率			1.26	1.25

実験値(1)； 一様気流，鉛直たわみねじれ2自由度

一様気流，ねじれ1自由度

格子乱流，ねじれ1自由度

実験値(2)； 格子乱流，鉛直たわみねじれ2自由度

耐風実験橋観測より得られた自励振動特性⁷⁾と風洞実験（パネ支持実験）より得られた一様気流中および格子乱流中でのそれとを、 $V-\delta$ 曲線（平均風速と対数減衰率を関係づけて示したもの）の形で図7-3-1と図7-3-2に、 $V_{cr}-\alpha$ 曲線（発振風速と迎角との関係を示したもの）の形で図7-3-3と図7-3-4に比較して示した。なお $V-\delta$ 曲線からわかるように、両者を比較するための無風時の対数減衰率の補正は行っていない。また $V-\delta$ 曲線および $V_{cr}-\alpha$ 曲線を求める際に対象とした振幅は2度である。

図7-3-1と図7-3-2に示した $V-\delta$ 曲線はいずれも迎角が0度付近であるが、無風時の対数減衰率の差異を考慮しても一様気流中での風洞実験から求まる $V-\delta$ 特性が耐風実験橋の観測結果から求まるそれとよく一致している。格子乱流中での $V-\delta$ 特性は耐風実験橋の観測結果と必ずしも一致していない。またこれらの傾向は鉛直たわみねじれ2自由度，ねじれ1自由度ともにあてはまる。

図7-3-3と図7-3-4に示した $V_{cr}-\alpha$ 曲線によると迎角-3度および0度での一様気流中での風洞実験から求まる発振風速が耐風実験橋の観測結果とよく一致していることがわかる。しかしながら3度および5度の正の迎角においては一様気流中での風洞実験結果より求まる発振風速は耐風実験橋でのそれよりかなり高い。一方格子乱流中での風洞実験結果から求まる発振風速はすべて耐風実験橋の観測結果より高い値を示しているが、迎角5度において発振風速が低下し、一様気流中でのそれを下回る点は興味深い。

データが必ずしも十分でないため明言はできないが、一様気流中での空気力の負減衰効果が大きく、比較

的低風速で発振するような迎角-3度および0度のケースでは、自然風の乱れの中における自励振動特性を一樣気流中での風洞実験結果より推定できると考えられるのではないだろうか。一方一樣気流中での空気の負減衰効果が小さく比較的高風速で発振するような迎角3度および5度のケースについては、自然風の乱れの影響を考慮した実験により自励振動特性を推定する必要があるように思われる。

7-3-3 自然風の乱れによるバフエッティング

自然風の乱れによるバフエッティングの特性を把握するために計算プログラムの開発を実施した。対象としている応答は、三次元構造物の鉛直たわみモードおよびねじれモードであり、昭和52年度は周波数領域で応答を求めるプログラムが、今年度は時間領域で応答を求めるプログラムが開発された。周波数領域でのプログラムは長大斜張橋の低風速領域におけるガスト応答解析に用いられており、計算に用いるパラメータの設定に関する検討および計算により得られた応答と現場観測により得られた応答との比較対照⁸⁾などがなされている。以下に計算方法を中心として述べる。

a. 記 号

A = インディシアルアドミッタンス

B_f = 橋桁幅員

I = 単位長さあたりの極慣性モーメント

L = 揚 力

M = 空力モーメント

m = 単位長さあたりの質量

p = 単位長さあたりの空気力

q = 一般座標

r = 振動モードの次数

R = 風速変動の空間相関係数

S = パワースペクトルあるいはクロススペクトル

t = 時 間

u = 風速の橋軸直角方向水平成分

w = 風速の鉛直成分

x = 橋軸方向の座標

1/Z = アドミッタンス

ζ = 構造減衰定数

η = 鉛直たわみ変位

φ = ねじれ変位

μ = 揚力の空力モーメントに対する寄与率

φ = 振動モード

ω = 円振動数

ω_{ηr}, ω_{φr} = 固有円振動数

Λ = フーリエ変換の記号

' = $\frac{d}{dt}$

b. 基 本 式

3次元構造物の鉛直たわみおよびねじれに関する Lagrange の運動方程式は次のように表現される。

$$\ddot{q}_{\eta r} + 2\zeta_{\eta r}\omega_{\eta r}\dot{q}_{\eta r} + \omega_{\eta r}^2 q_{\eta r} = \frac{\int_0^L \phi_{\eta r} p_L dx}{\int_0^L m \phi_{\eta r}^2 dx} \quad (r = 1, 2, \dots, k) \quad (7.3.1)$$

$$\ddot{q}_{\phi r} + 2\zeta_{\phi r}\omega_{\phi r}\dot{q}_{\phi r} + \omega_{\phi r}^2 q_{\phi r} = \frac{\int_0^L \phi_{\phi r} p_M dx}{\int_0^L I \phi_{\phi r}^2 dx} \quad (r = 1, 2, \dots, n) \quad (7.3.2)$$

$$\eta(x, t) = \sum_r q_{\eta r}(t) \phi_{\eta r}(x), \quad \varphi(x, t) = \sum_r q_{\phi r}(t) \phi_{\phi r}(x) \quad (7.3.3) \quad (7.3.4)$$

構造物に加わる空気力は、構造物自身の振動による自励的なものと、自然風の乱れに起因する強制的なものとの重ね合わせであると仮定する。すなわち

$$p_L(x, t) = p_{L\eta}(x, t) + p_{L\varphi}(x, t) + p_{LL}(x, t) \quad (7.3.5)$$

$$p_M(x, t) = p_{M\eta}(x, t) + p_{M\varphi}(x, t) + p_{MM}(x, t) \quad (7.3.6)$$

自励的な空気力はインディシアル応答を用いて次のように表現される。

$$p_{ij}(x, t) = j(x, -\infty) A_{ij}(0) + \int_{-\infty}^t j(x, \tau) \frac{dA_{ij}}{d\tau}(t - \tau) d\tau \quad (7.3.7)$$

$$i = L, M \quad j = \eta, \varphi$$

同様に自然風の乱れに起因する強制力は次式で示される。

$$p_{ii}(x, t) = u(x, -\infty) A_{iu}(0) + \int_{-\infty}^t u(x, \tau) \frac{dA_{iu}}{d\tau}(t - \tau) d\tau \\ + w(x, -\infty) A_{iw}(0) + \int_{-\infty}^t w(x, \tau) \frac{dA_{iw}}{d\tau}(t - \tau) d\tau \quad (7.3.8)$$

$$i = L, M$$

変位と空気力のインディシアルアドミッタンス、および風速と空気力のインディシアルアドミッタンスを適当に定め、構造物に関するデータおよび風速に関するデータを入力すれば鉛直たわみ応答およびねじれ応答が求まる。

c. 計算に用いるいくつかの仮定

計算を単純化するために次の仮定を設ける。構造物のモードについては、直交性を次式のように仮定した。

$$\int_0^l \phi_{\eta r} \phi_{\eta s} dx < \begin{matrix} = 0 & (r \neq s) \\ \neq 0 & (r = s) \end{matrix}, \quad \int_0^l \phi_{\varphi r} \phi_{\varphi s} dx < \begin{matrix} = 0 & (r \neq s) \\ \neq 0 & (r = s) \end{matrix}, \quad \int_0^l \phi_{\eta r} \phi_{\varphi s} dx \approx 0, \quad (7.3.9) \sim (7.3.10)$$

また自然風に起因する空力モーメントは揚力から次式により求められるとした。⁹⁾

$$p_{MM}(x, t) = \mu B_f p_{LL}(x, t) \quad (7.3.11)$$

d. 周波数領域における計算方法

式(7.3.1)と式(7.3.2)に式(7.3.3)～式(7.3.8)を代入し、モードの直交性の仮定を用い両辺にフーリエ変換を施すと次のようになる。

$$\begin{aligned}
& (-\omega^2 + 2\zeta_{\eta r}\omega_{\eta r}(i\omega) + \omega_{\eta r}^2) \hat{q}_{\eta r}(\omega) \\
&= \frac{1}{\int_0^\ell m \phi_{\eta r}^2 dx} \left\{ \frac{1}{Z_{L\eta}(\omega)} \hat{q}_{\eta r}(\omega) \int_0^\ell \phi_{\eta r}^2(x) dx + \frac{1}{Z_{L\varphi}(\omega)} \sum_i \hat{q}_{\varphi i}(\omega) \int_0^\ell \phi_{\varphi i}(x) \phi_{\eta r}(x) dx \right. \\
&\quad \left. + \int_0^\ell \left\{ \hat{u}(x, \omega) \frac{1}{Z_{Lu}(\omega)} + \hat{w}(x, \omega) \frac{1}{Z_{Lw}(\omega)} \right\} \phi_{\eta r}(x) dx \right\} \quad (r=1, 2, \dots, k)
\end{aligned} \tag{7.3.12}$$

$$\begin{aligned}
& (-\omega^2 + 2\zeta_{\varphi r}\omega_{\varphi r}(i\omega) + \omega_{\varphi r}^2) \hat{q}_{\varphi r}(\omega) \\
&= \frac{1}{\int_0^\ell I \phi_{\varphi r}^2 dx} \left\{ \frac{1}{Z_{M\eta}(\omega)} \sum_i \hat{q}_{\eta i}(\omega) \int_0^\ell \phi_{\eta i}(x) \phi_{\varphi r}(x) dx + \frac{1}{Z_{M\varphi}(\omega)} \hat{q}_{\varphi r}(\omega) \int_0^\ell \phi_{\varphi r}^2(x) dx \right. \\
&\quad \left. + \int_0^\ell \left\{ \hat{u}(x, \omega) \frac{1}{Z_{Mu}(\omega)} + \hat{w}(x, \omega) \frac{1}{Z_{Mw}(\omega)} \right\} \phi_{\varphi r}(x) dx \right\} \quad (r=1, 2, \dots, n)
\end{aligned} \tag{7.3.13}$$

上式を書き直すと

$$X_{L\eta r}(\omega) \hat{q}_{\eta r}(\omega) + \sum_i X_{L\varphi r i}(\omega) \hat{q}_{\varphi i}(\omega) = \hat{L}_r(x, \omega) \quad (r=1, 2, \dots, k) \tag{7.3.14}$$

$$X_{M\varphi r}(\omega) \hat{q}_{\varphi r}(\omega) + \sum_i X_{M\eta r i}(\omega) \hat{q}_{\eta i}(\omega) = \hat{M}_r(x, \omega) \quad (r=1, 2, \dots, n) \tag{7.3.15}$$

となり，マトリックス表示にすれば，

$$\begin{bmatrix} X_{L\eta 1} & & & 0 \\ & X_{L\eta 2} & & \\ & & \ddots & \\ 0 & & & X_{L\eta k} \\ & & & & X_{M\eta 11} & \dots & X_{M\eta 1k} \\ & & & & \vdots & & \vdots \\ & & & & X_{M\eta n1} & \dots & X_{M\eta nk} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_{L\varphi 11} & \dots & X_{L\varphi 1n} \\ & \ddots & \\ & & X_{L\varphi k1} & \dots & X_{L\varphi kn} \\ & & & X_{M\varphi 1} & & 0 \\ & & & & X_{M\varphi 2} & \\ & & & & & \ddots \\ & & & & & & X_{M\varphi n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{q}_{\eta 1}(\omega) \\ \vdots \\ \hat{q}_{\eta k}(\omega) \\ \hat{q}_{\varphi 1}(\omega) \\ \vdots \\ \hat{q}_{\varphi n}(\omega) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \hat{L}_1(x, \omega) \\ \vdots \\ \hat{L}_k(x, \omega) \\ \hat{M}_1(x, \omega) \\ \vdots \\ \hat{M}_n(x, \omega) \end{bmatrix} \tag{7.3.16}$$

となる。上式の逆マトリックスを求め， $\hat{q}_{\eta r}$ ， $\hat{q}_{\varphi r}$ の複素共役に関しても同様な関係を求めれば， $q_{\eta r}$ や $q_{\varphi r}$ のポワースペクトルが L_r ， M_r のクロススペクトルから計算できる。

なお， L_r ， M_r のクロススペクトルの算出にあたり，式(7.3.11)の仮定の他に

$$S_L(x, x', \omega) = S_{L0}(\omega) R(x, x', \omega) \tag{7.3.17}$$

という関係⁹⁾を用いれば、基準点での変動揚力のパワースペクトルより応答のパワースペクトルが求まる。また一般座標のパワースペクトルから式(7.3.3)および式(7.3.4)を用いて応答のパワースペクトルを推定する際には、異なる次数のクロススペクトルの影響は小さいとして無視する。

e. 時間領域における計算方法

時間領域における応答を求める場合、変動風速と一般座標とを関係づけるインディシアル応答を解析的に求めることは非常に困難である。数値的に求める方法の1つとして、以下の手順によりガスト応答を求める。式(7.3.8)により自然風の乱れに起因する強制力を時間領域で求める。式(7.3.16)の左辺の逆マトリックスを逆フーリエ変換し、インパルス応答を求め、強制力とのたたみこみ積分により、一般座標を時間領域で求め、式(7.3.3)および式(7.3.4)より応答の時間変化を求める。

f. 計算値と観測値との比較

以上述べたように、ガスト応答の計算には多くの仮定を設けており、また多くのパラメータを含んでいる。これらの仮定の妥当性を知るために、また適当なパラメータを設定するためには、実橋で得られた応答の観測値と計算値とを比較対照することが不可欠である。これらの作業は現在継続中であり、結論を得る段階には達していない。ここでは周波数領域でのガスト応答計算を長大斜張橋に適用した例について簡単に述べる。

対象とした橋梁は逆台形の充腹断面を有しており、自然風の特徴が、橋軸直角方向の平均風速で7~14 m/sに、乱れ強さで0.16~0.25の範囲にばらついているような12ケースについて、その応答を計算結果と観測結果について比較した。諸パラメータは一樣気流中で求められた空力特性を参考にして表7-3-2のように設定した。このときの鉛直たわみ応答およびねじれ応答に関する比較を、中央径間1/2点における標準偏差で行ない図7-3-5と図7-3-6に示す。これより鉛直たわみ応答については比較的精度よく推定されていること、ねじれ応答については式(7.3.11)に用いられている定数 μ の設定などに関して問題のあることがわかった。

表 7-3-2 パラメータの設定値

空力アドミッタンス	Sears
揚力勾配	一樣気流中での実測値
空間相関係数の decay factor	7
非定常空気力係数	一樣気流中での実測値
構造減衰定数	0.00318 ($\delta = 0.02$)
振動モード	鉛直たわみ：6モード ねじれ：4モード
寄与率(式(7.3.11)の μ)	一樣気流中での $C_M(0)/C_L(0)$

7-3-4 ま と め

今回実施した内容をまとめると以下のとおりである。

- a. 一様気流中での風洞実験より得られた自励振動特性は、自励振動が比較的低風速で明瞭に現われた迎角範囲において、自然風中でのそれと概ね合致していると認められる。一方格子乱流中での風洞実験より得られた自励振動特性は、乱流の性質が異なるため、自然風中でのそれとはあまり一致していない。したがって、今後自然風の乱れを考慮した風洞実験法の確立が望まれる。
- b. バフエッティング特性を推定するためのプログラムの開発を行ない、その計算を長大斜張橋に適用した。今後の課題としては自然風を相似した乱流中での実験より空力特性を求め、推定計算の精度を上げること、高風速時のデータおよびトラス補剛桁を有する長大橋梁のデータを収集し、観測値と計算値の比較を行ない推定計算の妥当性を検討することなどが挙げられる。

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989号，1975，3
- 3) 日立造船株式会社，本州四国連絡橋因島大橋の風洞実験報告書，昭和53年11月
- 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1393号，1978，3
- 6) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会：本州四国連絡橋の耐風実験橋に関する調査研究報告書（その1），1977，3
- 7) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会：本州四国連絡橋の耐風実験橋に関する調査研究報告書（その2），1978，3
- 8) 成田・佐藤：長大斜張橋の自然風応答と影響因子について，第5回構造物の耐風性に関するシンポジウム論文集，1978，12
- 9) 小西・白石他：長大つり橋に関する動的耐風設計法の研究，京都大学橋梁研究室研究成果報告書，1973，3

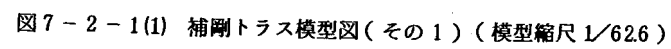
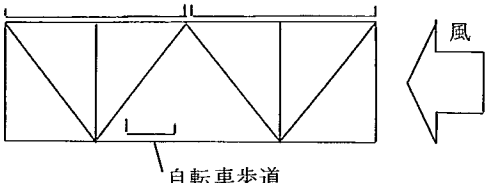
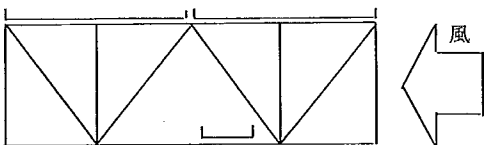
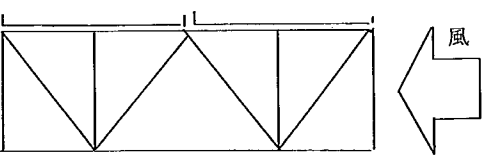


表 7-2-1 因島大橋 バネ支持実験条件

		第 1 次 実 験			第 2 次 実 験		
		実 橋	所 要 値	実 験 値	実 橋	所 要 値	実 験 値
縮	尺		1/62.6	1/62.6		1/62.6	1/62.6
重	量	$\frac{t}{m}$ 19.94	$\frac{kg}{model}$ 8.141	$\frac{kg}{model}$ 8.187	$\frac{t}{m}$ 20.15	$\frac{kg}{model}$ 8.227	$\frac{kg}{model}$ 8.187
極慣性モーメント		$\frac{t \cdot m^2}{m}$ 224.7	$\frac{g \cdot cm^2}{model}$ 2341	$\frac{g \cdot cm^2}{model}$ 2355	$\frac{t \cdot m^2}{m}$ 227.15	$\frac{g \cdot cm^2}{model}$ 2367	$\frac{g \cdot cm^2}{model}$ 2412
振 動 数	曲 げ	Hz 0.1814	Hz 1.99	Hz 1.98	Hz 0.1814	Hz 1.98	Hz 1.98
	ねじれ	Hz 0.3879	Hz 4.25	Hz 4.24	Hz 0.3879	Hz 4.23	Hz 4.19
風速倍率	曲 げ		5.71	5.71		5.74	5.74
	ねじれ		5.71	5.71		5.74	5.74
構造減衰	曲 げ		0.03	0.03		0.03	0.03
	ねじれ		0.03	0.03		0.03	0.03

模型長：1.600 m

図 7-2-2 模型の種類

模 型 番 号	概 略 図	特 徴
HS-78-EA-01		基本断面 自転車歩道下流側
HS-78-EA-02		基本断面 (HS-78-EA-01 と同じ) 自転車歩道上流側
HS-78-EA-03		基本断面 (HS-78-EA-01の) 自転車歩道なし

試 験 条 件	
模 型 名	
縮 尺	1/62.6
質 量	8.187 kgf·cm ² /sec ² /model
極慣性モーメント	2.355 kgf·cm ² /sec ² /model
風速倍率	5.71
振 動 数	N_L : 1.98 N_θ : 4.24
振 動 数 比	2.14
構 造 減 衰	δ_L : 0.03 δ_θ : 0.03

模型主要部寸法	
主構間隔	41.54 cm
主 構 高	14.38 cm
模 型 長	160 cm
閉 塞 比	

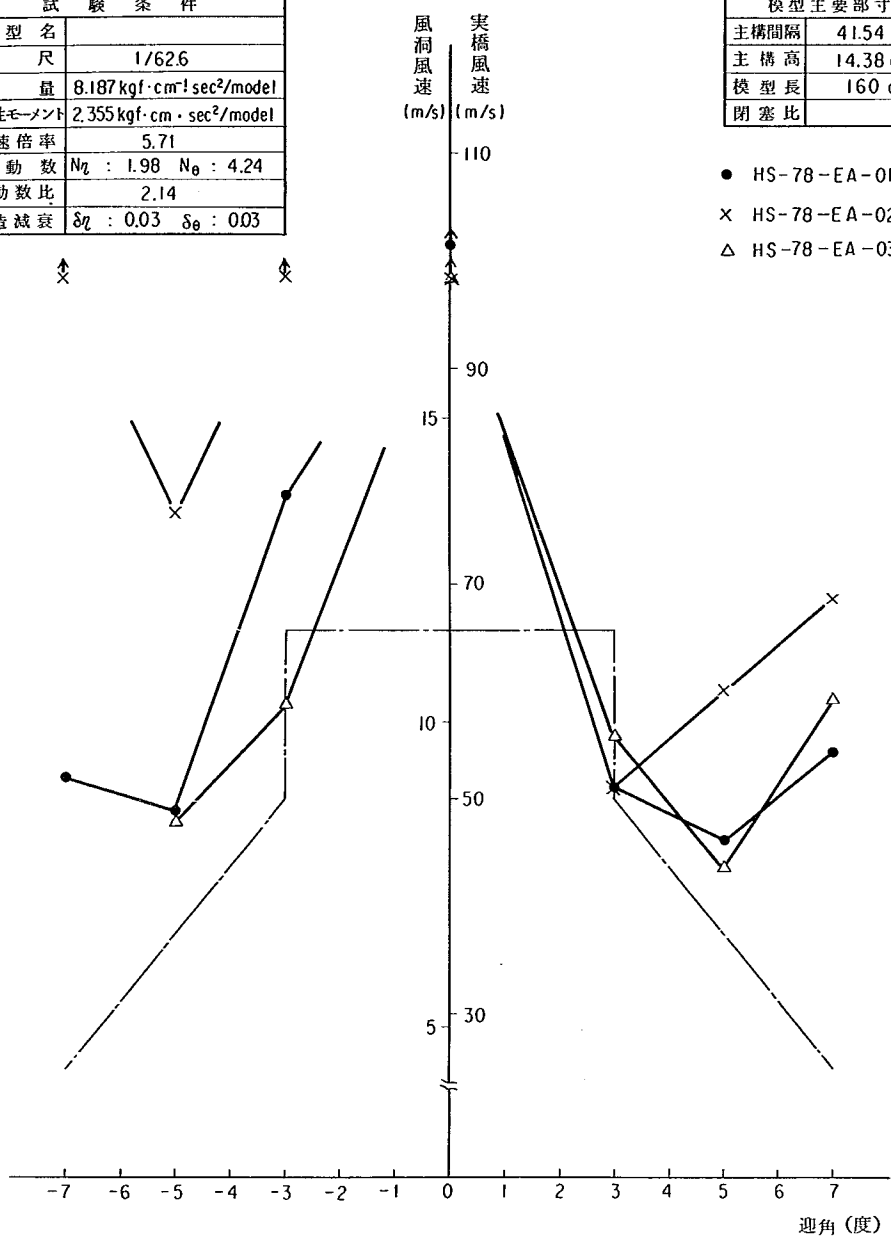


図 7-2-3 $V_c \sim \alpha$ 曲線 (因島大橋)

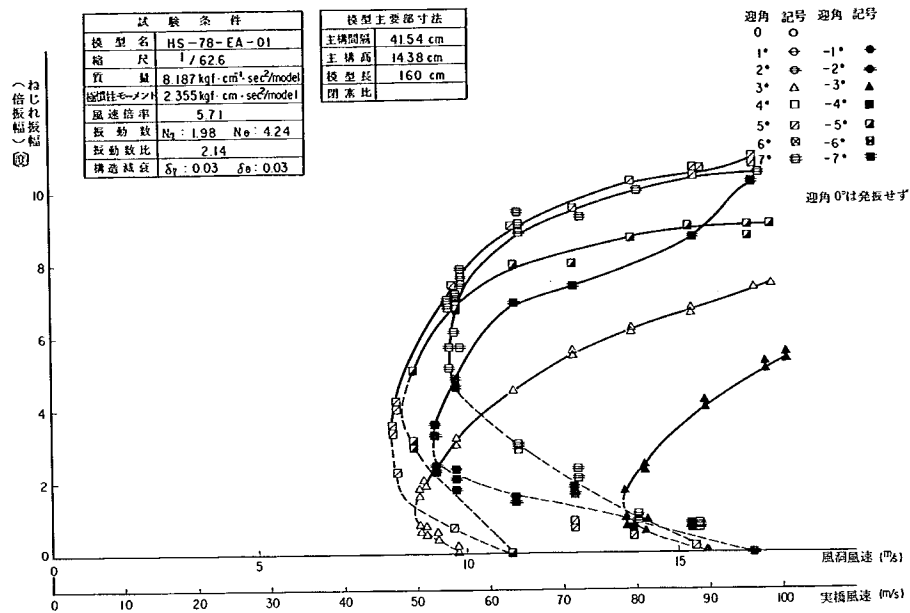


図 7-2-4 (1) V~A 曲線 (HS-78-EA-01)

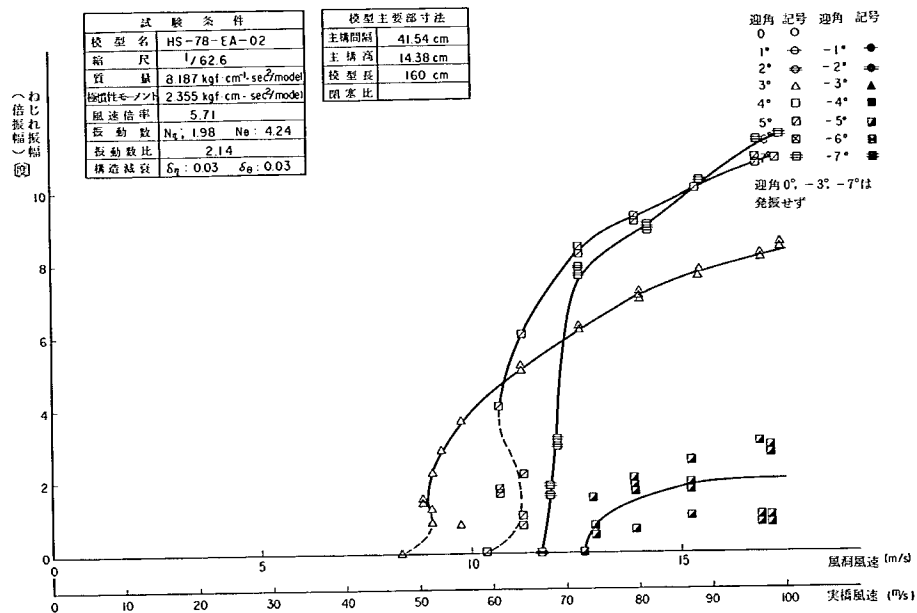


図 7-2-4 (2) V~A 曲線 (HS-78-EA-02)

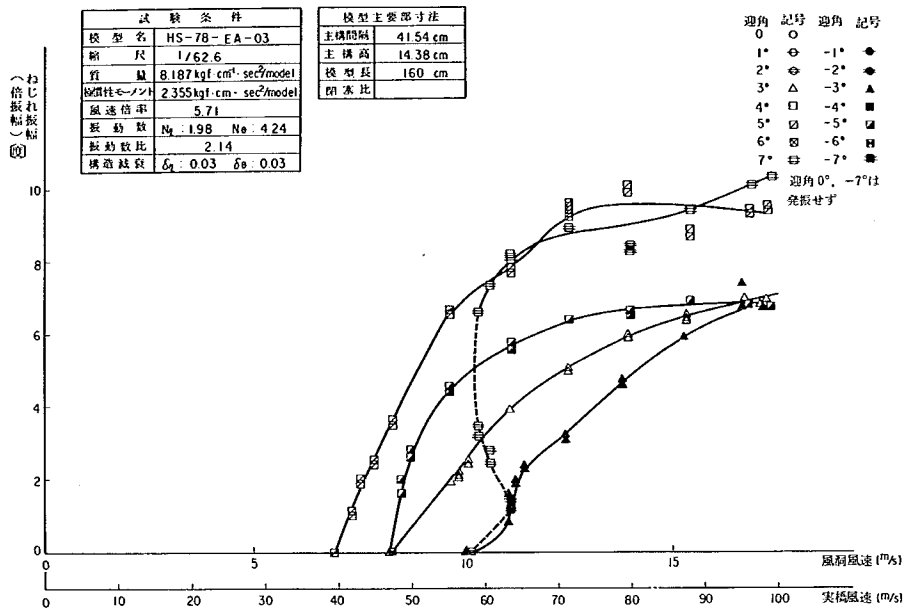


図 7-2-4(3) V~A 曲線 (HS-78-EA-03)

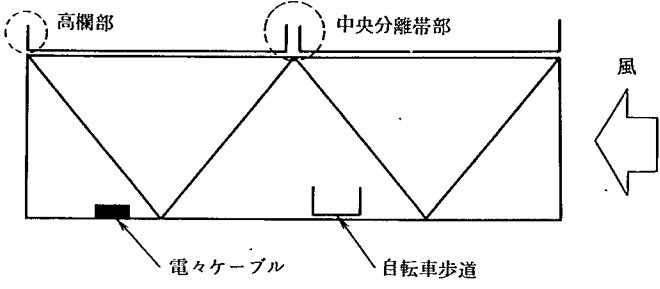
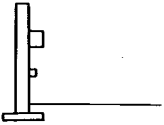
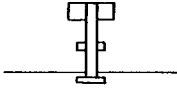
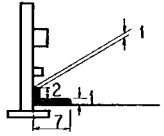
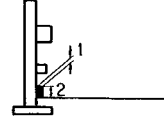
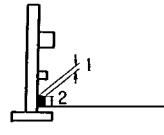
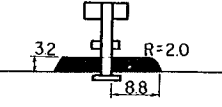
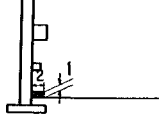
第 2 次 実 験 基 本 形			
模 型 番 号	高 欄 部	中 央 分 離 部	特 徴
HS-78-EA-10			基本断面 (自転車歩道上流 電々ケーブル下流)
HS-78-EA-11		HS-78-EA-10と同様	HS-78-EA-10に 落下物防止板と外側 地覆を付けたもの。
HS-78-EA-12		HS-78-EA-10と同様	HS-78-EA-10に 落下物防止板を付けた もの。
HS-78-EA-13			HS-78-EA-12に 中央部地覆を付けたも の。
HS-78-EA-14		HS-78-EA-13と同様	HS-78-EA-13の 落下物防止板の高さを 低くしたもの。

図 7-2-5 模型の種類 (第 2 次実験)

試 験 条 件	
模 型 名	
縮 尺	1/626
質 量	8.187 kg f · cm ⁻¹ sec ² /model
極慣性モーメント	2.412 kg f · cm · sec ² /model
風 速 倍 率	5.74
振 動 数	$N_H : 1.98 \quad N_\theta : 4.19$
振 動 数 比	2.12
構 造 減 衰	$S_H : 0.03 \quad S_\theta : 0.03$

模型主要部寸法	
主構間隔	41.54 cm
主 構 高	14.38 cm
模 型 長	160 cm
閉 塞 比	

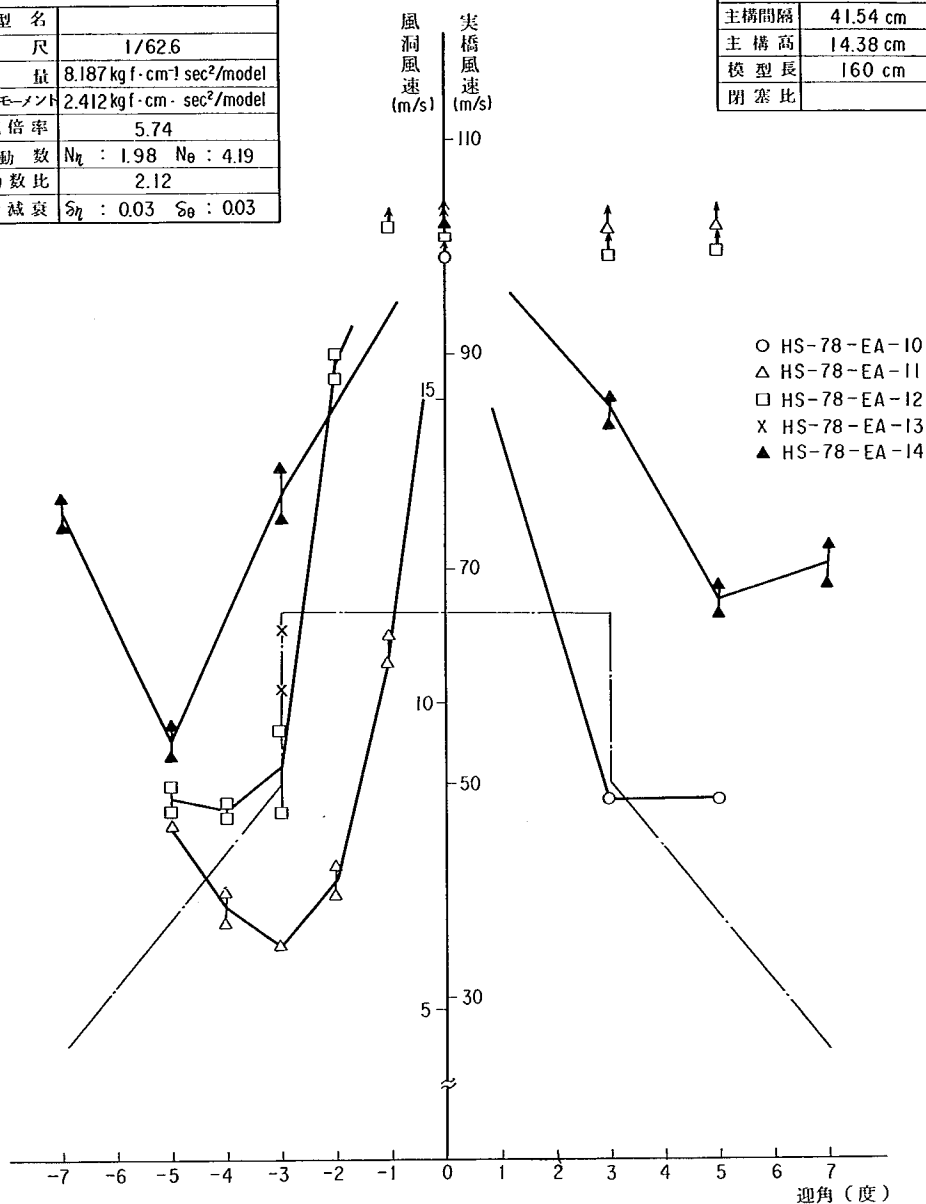


図 7-2-6 $V_c \sim \alpha$ 曲線 (因島大橋)

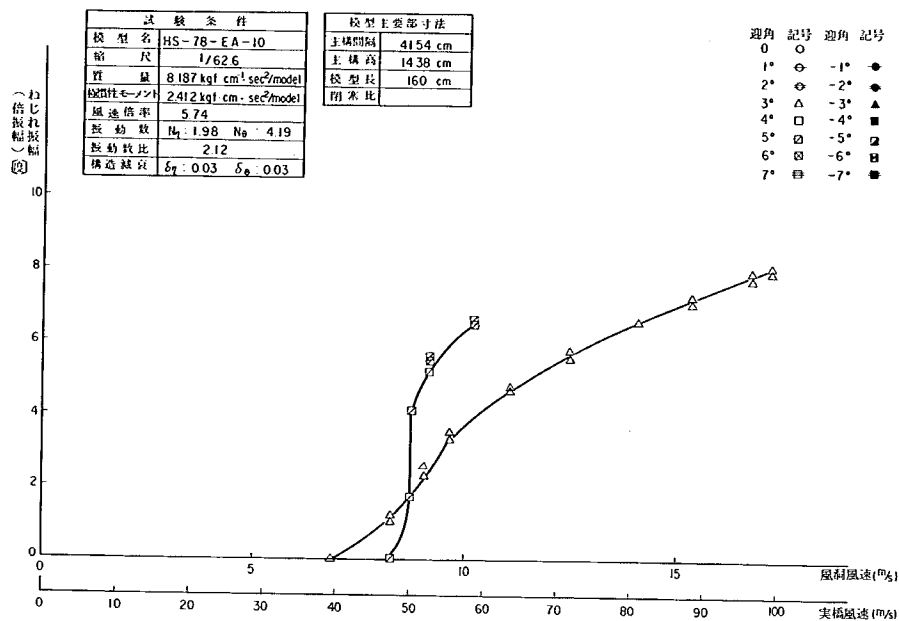


図 7-2-7(1) V~A 曲線 (HS-78-EA-10)

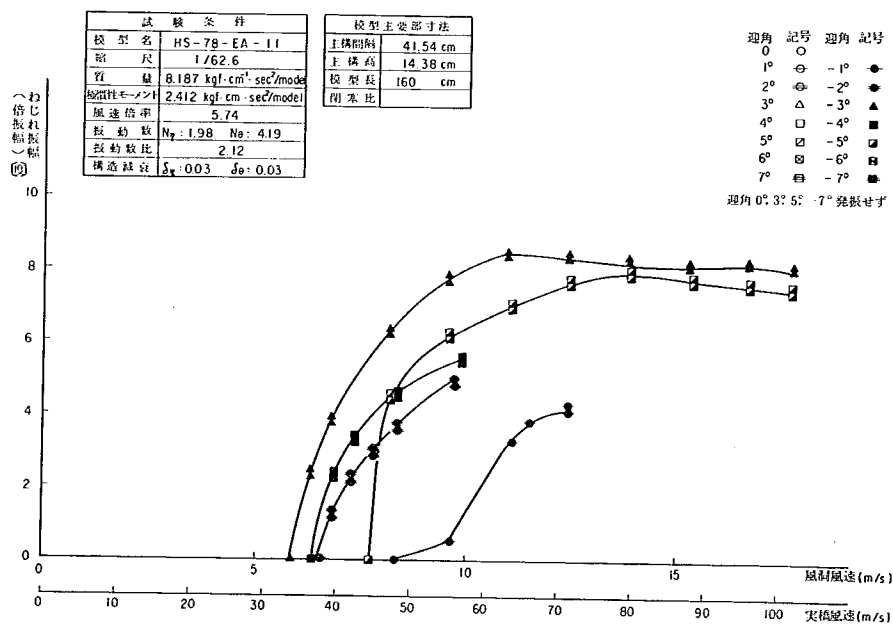


図 7-2-7(2) V~A 曲線 (HS-78-EA-11)

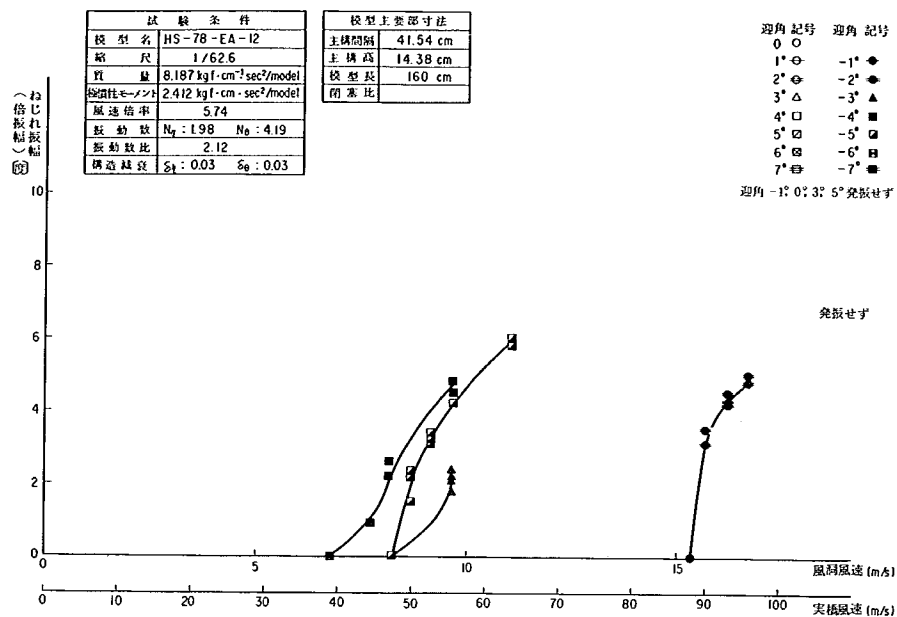


図 7-2-7(3) V~A 曲線 (HS-78-EA-12)

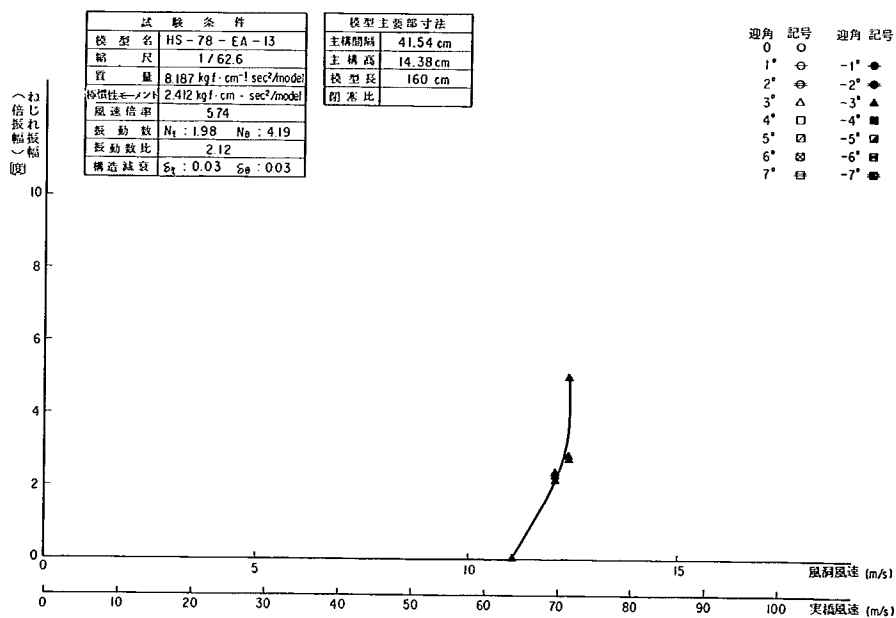


図 7-2-7(4) V~A 曲線 (HS-78-EA-13)

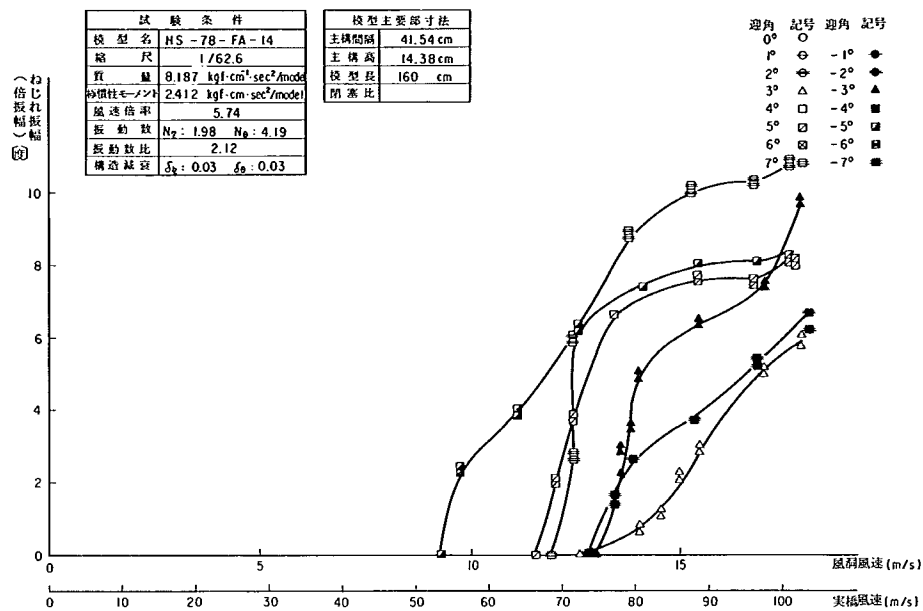


図 7-2-7(5) V~A 曲線 (HS-78-EA-14)

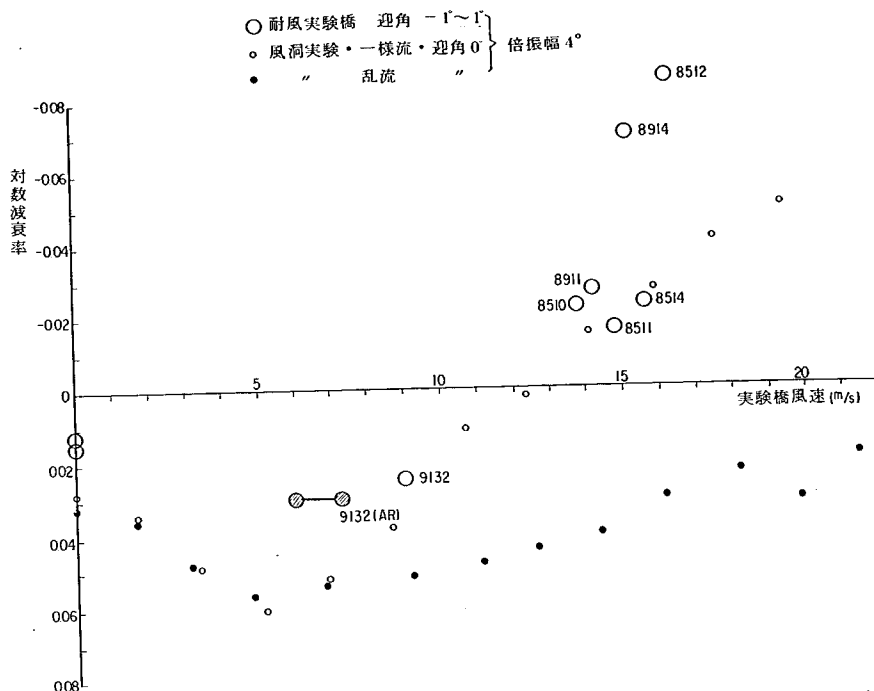


図 7-3-1 風洞実験結果と実験橋観測結果の比較； $V-\delta$ (MB-2, 鉛直たわみねじれ 2 自由度)

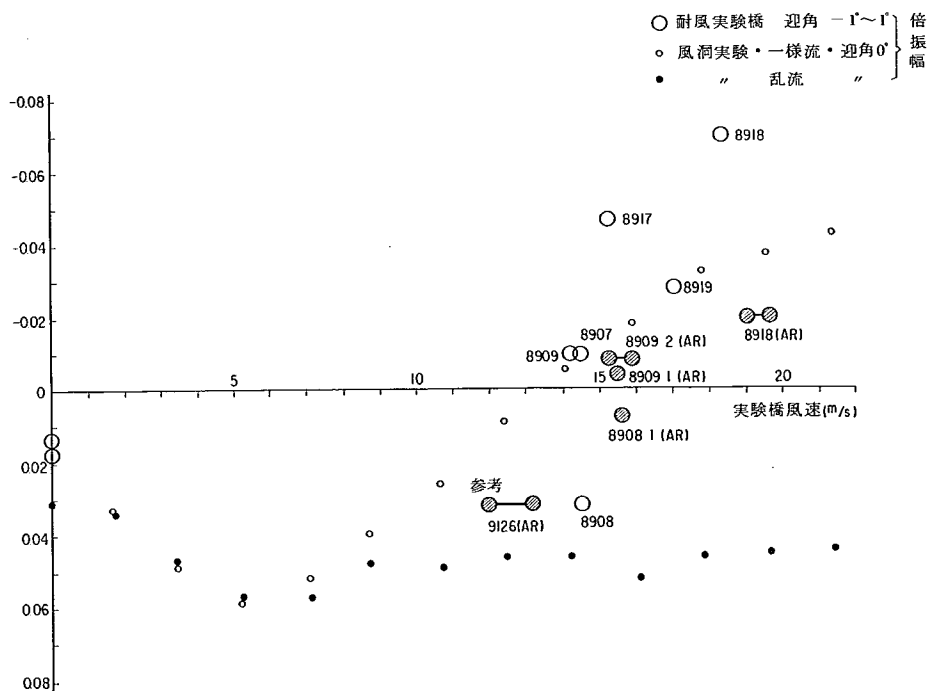


図 7-3-2 風洞実験結果と実験橋観測結果の比較； $V-\delta$ (MB-2, ねじれ 1 自由度)

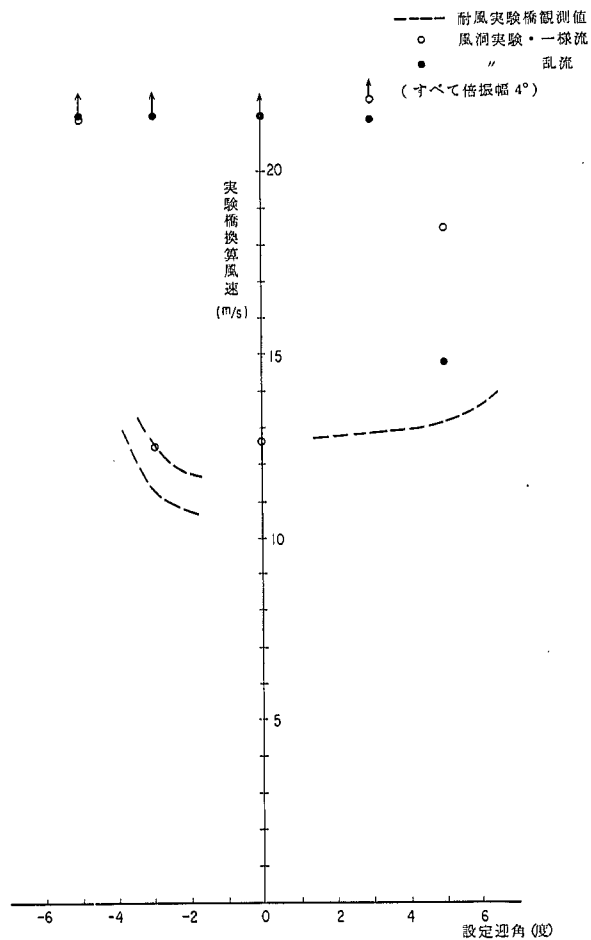


図 7-3-3 風洞実験結果と実験橋観測結果の比較: $V_{cr} - \alpha$
(MB-2, 鉛直たわみねじれ 2 自由度)

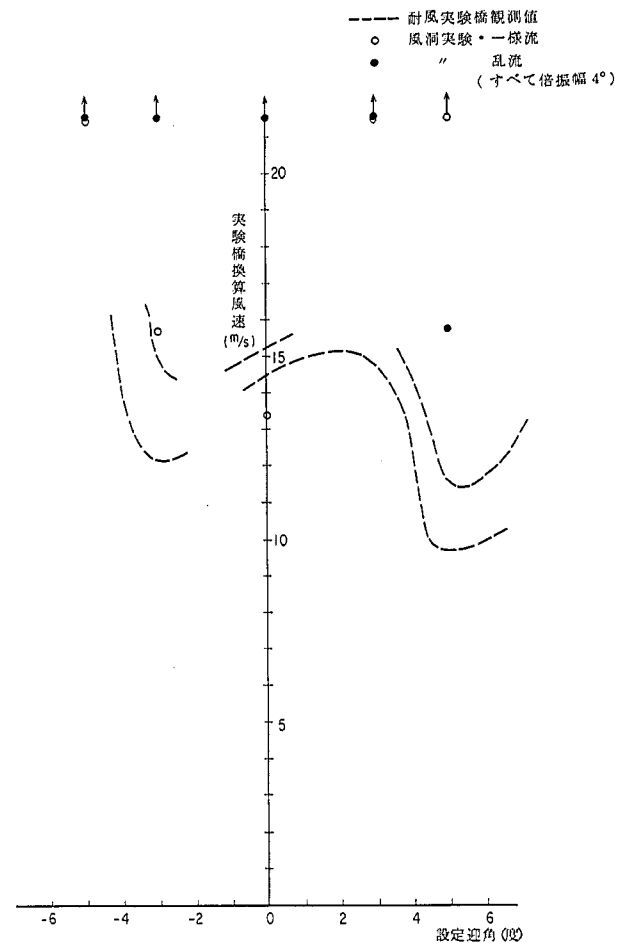


図 7-3-4 風洞実験結果と実験橋観測結果の比較: $V_{cr} - \alpha$
(MB-2, ねじれ 1 自由度)

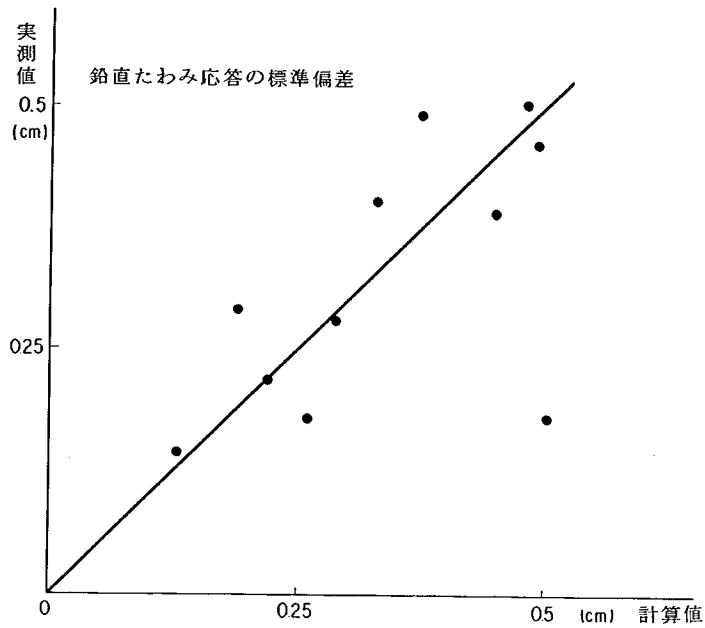


図 7-3-5 計算値と実測値の比較（鉛直たわみ応答）

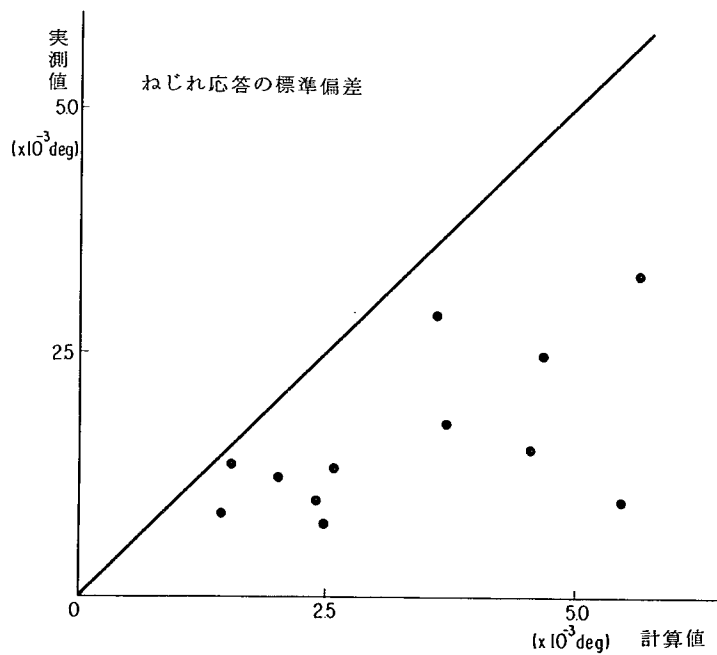


図 7-3-6 計算値と実測値の比較（ねじれ応答）

第 8 章 材料構造に関する調査試験

橋 梁 研 究 室 佐 伯 彰 一
 山 本 善 行
 大 塩 俊 雄

8—1 ま え が き

本州四国連絡橋の長大橋の床版に使用が予定されている鋼床版の疲労に対する耐久性を検証するため、国道16号線の長浦に設けられた試験橋梁において、昭和51年度より応力頻度の計測を行なって来た。昭和51年度は主として試験橋梁の支間中央付近の縦リブおよびデッキプレートにおいて計測を行ない、昭和52年度は主として支間中央付近の横リブおよび縦げたのフランジにおいて計測を行なった。本年度は衝撃の影響が大きいと予想されるけた端近くの鋼床版の主として縦リブにおいて計測を行なった。また、荷重車の走行載荷試験を行なって衝撃係数の問題についても検討を加えた。

8—2 対 象 橋 梁

荷重車による載荷試験および応力頻度測定の対象とした長浦試験橋梁は、千葉県君津郡袖ヶ浦町長浦の国道16号線に架る2径間連続鋼床版橋である。その概要については昭和51年度および52年度の報告書^{1),2)}に示してあるのでここでは省略することにする。

8—3 荷重車による載荷試験

8—3—1 荷 重 車

載荷試験に用いた荷重車は総重量14.7トンの2軸トラックであり、前軸荷重は5.2トン、後軸荷重は9.5トンである。また、車両の軸距、輪距およびタイヤの接地状態は図8—3—1に示すとおりである。前軸と後軸の軸重の比は約1:1.8であるから示方書のT荷重(前軸と後軸の軸重比は1:4)よりは軸重が平均化している。また、軸距もT荷重の4mに対して5.65mとかなり大きいものである。

8-3-2 測定位置および荷方法

鋼床版応力度の測定位置は図8-3-2に示すとおりである。すなわち、下り車線の木更津寄りの橋端に近いブロック（端横リブと次の横リブとに挟まれたブロック）の2本の縦リブ（ゲージ番号1～4）と1本の横リブ（ゲージ番号5～6）およびデッキプレート（ゲージ番号7）である。これらの位置は、応力頻度を測定する際に、車輪の実際の走行位置を考慮し、最大の応

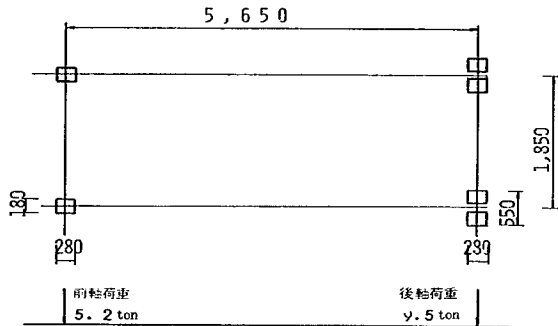


図8-3-1 荷重用トラック（総重量14.7 ton）

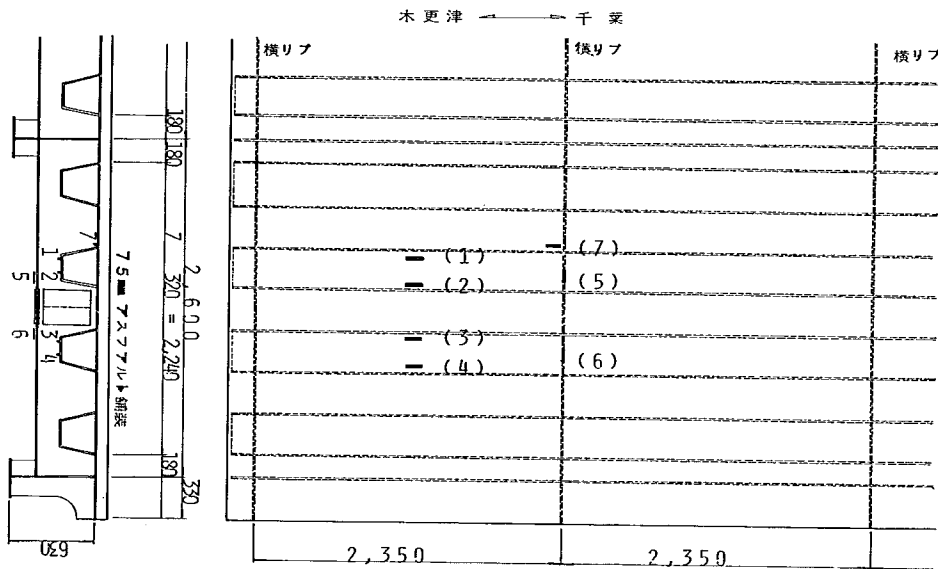
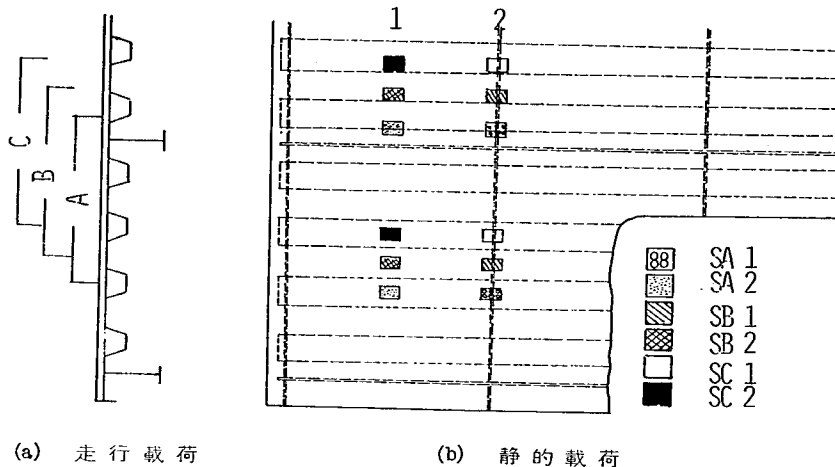


図8-3-2 測定位置

力度が生じると思われる点を選んだものである。

荷重車の荷方法は図8-3-3に示すとおりである。すなわち、静的荷重（走行速度 $V = 0 \text{ km/h}$ ）では、図8-3-3の(b)に示したように、後輪のみを鋼床版上に荷重し、前輪は橋梁部の外側の土工部にある。荷重位置は橋軸方向には縦リブ支間中央(1)と横リブ上(2)との2種類、橋軸直角方向には図8-3-3(b)のA、BおよびCの3種類、組み合わせて合計6種類とした。なお、荷重車による走行荷重位置は図8-3-3(b)のA、BおよびCであり、走行速度は20、30および40km/hとし、各速度毎に5回ずつ走行荷重を繰返した。



走行載荷位置および静的
載荷における後輪の位置

図8-3-3 荷重車の載荷方法

8-3-3 測定結果

荷重車による載荷試験結果を表8-3-1，図8-3-4および図8-3-5に示す。

表8-3-1は静的載荷における実測値と計算値の比較を示したものであり，縦リブでは，実測値は計算値よりも6～15%大きい値となっているが比較的一致している。一方，横リブでは，絶対値はそれほど大きくないが，実測値が計算値よりもはるかに大きな値となっている。これは，計算値を求めたときの仮定に原因があるものと思われる。すなわち，計算では，鋼床版を直交異方性板とみなしてそれに対する微分方程式をフーリエ級数を用いて解析している（ペリカン・エスリンガーの方法）が，その際に図8-3-2に示す縦げたは，たゆみの生じない剛な支点とみなされている。しかし実際は，図8-3-2からも解るとおり，

表8-3-1 静的載荷による応力度（実測値と計算値）

ゲージ番号	載荷位置	実 測 値	計 算 値		
			合応力度	版作用	主桁作用
縦 リ ブ	1 C-1	483	421	384	37
	2 C-3	483			
	3 A-1	420	398	384	14
	4 A-3	441			
横 リ ブ	5 C-2	302	196	96	—
	6 A-2	275	161	161	—

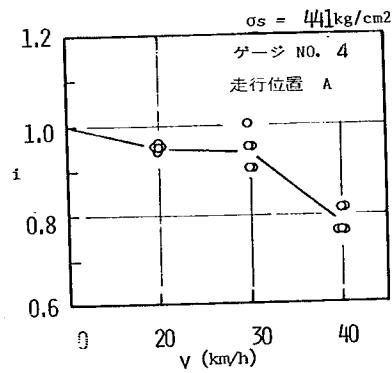
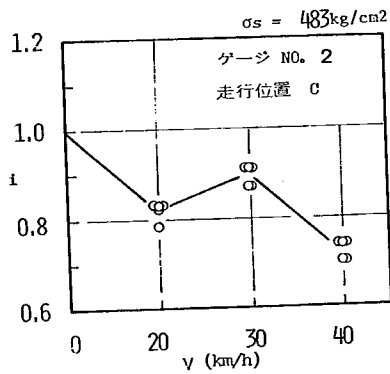
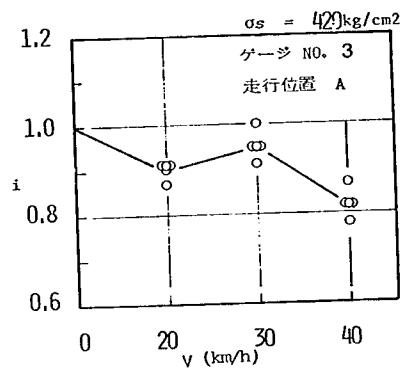
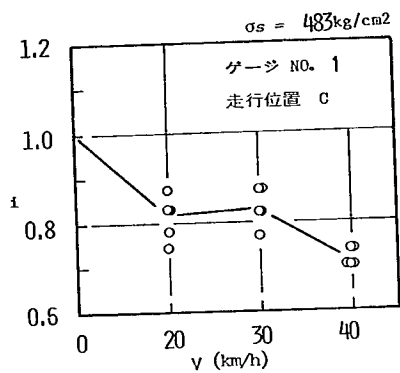


図 8-3-4 縦リブの衝撃係数

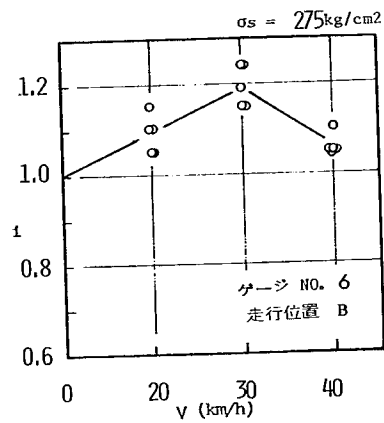
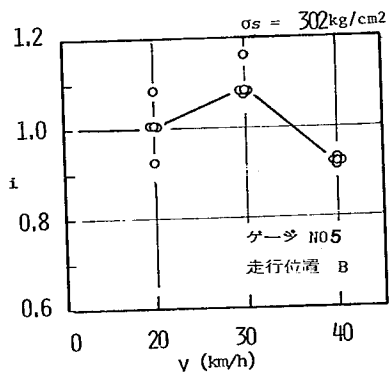


図 8-3-5 横リブの衝撃係数

この縦げたの桁高は横リブ高とそれほど大きな差がないばかりか63cmと小さく、剛な支点と仮定する点に無理があるように思われる。すなわち、計算では無視した縦げたのたわみによって縦リブおよび横リブに付加応力が作用するためと考えられる。とくに、横リブの応力度算出に当っては、横リブが縦げたの位置で剛に支持されているとするのと弾性支持されていると考えるのでは相当差があるものと思われ、その差がそのまま実測値と計算値の差として現われているようである。したがって、このような構造では縦げたと横リブの相対的な剛比に注意して設計計算を行なう必要があるといえよう。

次に、図8-3-4および図8-3-5はそれぞれ縦リブおよび横リブについて走行速度 V と衝撃係数 i との関係を示したものである。図8-3-4から解るように、縦リブの衝撃係数は $V=20\text{km/h}$ で $-0.04\sim-0.26$ 、 $V=30\text{km/h}$ で $0\sim-0.23$ 、 $V=40\text{km/h}$ で $-0.13\sim-0.3$ であり、一般に0以下で、 $V=30\text{km/h}$ で若干大きく、速度と共に減少する傾向にある。このうち、速度の増加に伴って衝撃係数が減少する傾向は、鋼床版上の舗装のスチフネスと関係するものと思われる。すなわち、従来より、鋼床版上の舗装は鋼床版と一体となって荷重に抵抗することが知られており³⁾、その場合舗装のスチフネスは載荷速度の増大につれて大きくなる。したがって鋼床版との合成効果も高まるからである。また、 $V=30\text{km/h}$ 付近で衝撃係数が大きくなることについては、車両の進行速度と鋼床版のたわみが進行する速度とが等しくなって一種の共振的な応答を示すためと考えられる。このような現象が通常車両交通状態で頻繁に起り得るようなものであれば鋼床版の形状寸法についてさらに検討を加える必要も出て来ることも予想される。

図8-3-5は横リブの衝撃係数を表わしている。この場合も走行速度の効果については先の縦リブと似た傾向を示すが、0以上の衝撃係数が得られている点に違いがある。しかしながら、その大きさは通常設計計算に用いられる示方書の式で得られるもの（この場合横リブに対して $i=0.38$ ）よりもかなり小さい値である。

以上の結果から、鋼床版の実際の衝撃係数は設計値に比べ一般的に低めにあるものと推定されるが、構造ごとに車両との動的応答などの問題もあるのですべての鋼床版について同様のことが云えるか否かは今後の検討に待たなければならない。

8-4 応力頻度測定

8-4-1 測定の概要

応力頻度測定を行なった箇所は荷重車による載荷試験の場合と同じ（図8-3-2参照）である。測定は53年11月15日の15:30から17日の15:30までの連続48時間である。測定ブロックの交通量はとくに計測しなかったが、51、52年度の結果^{1),2)}から日交通量が約10,000台、大型車混入率が約30%と推定される。また、応力頻度測定中に通過車両の軸重分布と車輪の通過位置も調査している。

8-4-2 軸重頻度と輪荷重分布

軸重頻度は図8-4-1に示すとおりであり、0～2トンの範囲に入るものが全体の76.4%であり、51, 52年度の結果に比べ5～8%増加している。また、たとえば軸重10トン以上のものは全体の0.7%程度であり51, 52年度に比べ1.8%程度減少している。すなわち、全体として重車両交通の割合が減少しているといえる。

通過車両の車輪の走行位置は図8-4-2に示すとおりであり（調査車輪総数500）、全体の92.3%までが応力度測定の対象とした2本の縦リブ上に分布している。（計測は、図8-4-2の棒グラフの位置に貼りつけた幅5cmのテープ上を車輪が通過する度に度数を累加して行なった。）したがって、応力頻度測定は適切な位置で行なわれているものと思われる。

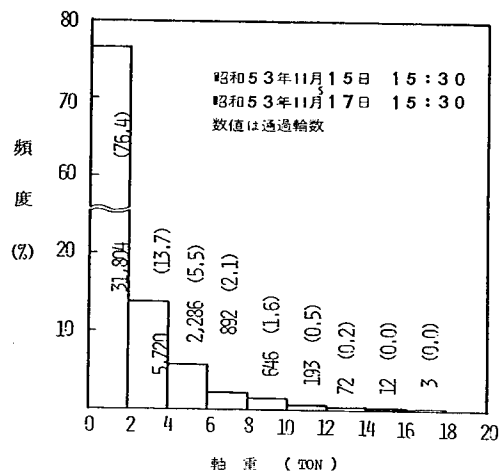


図8-4-1 軸重頻度

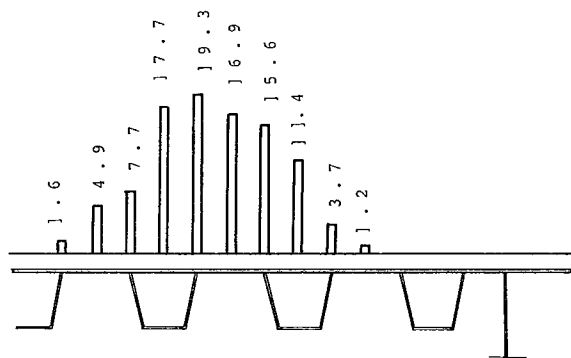


図8-4-2 車輪の通過位置(%)

8-4-3 応力頻度

縦リブおよび横リブの応力頻度測定結果はそれぞれ図8-4-3, 8-4-4に示すとおりであり、51, 52年度の測定結果^{1), 2)}とはほぼ同様である。縦リブ、横リブとも最大応力度は600kg/cm²程度である。したがって鋼床版の疲労寿命については昨年度の試算結果²⁾とはほぼ同様、安全側にあると考えることができる。

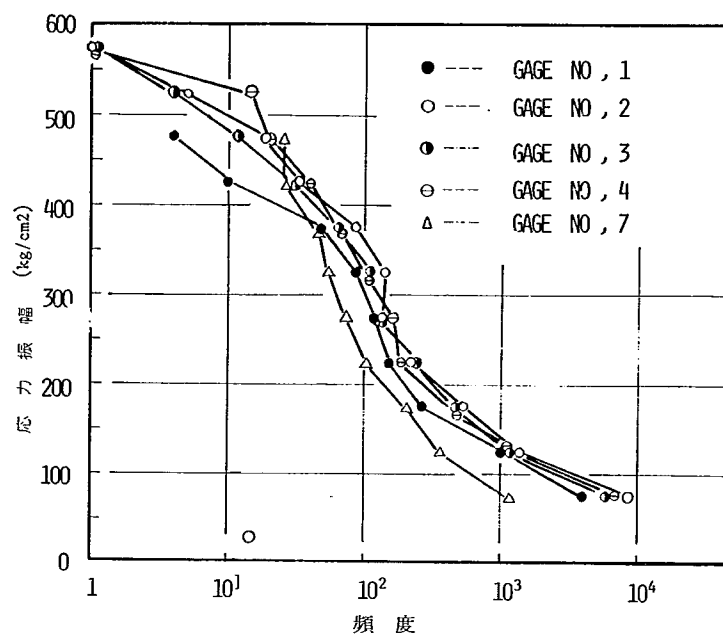


図 8-4-3 縦リブおよびデッキプレートの応力頻度

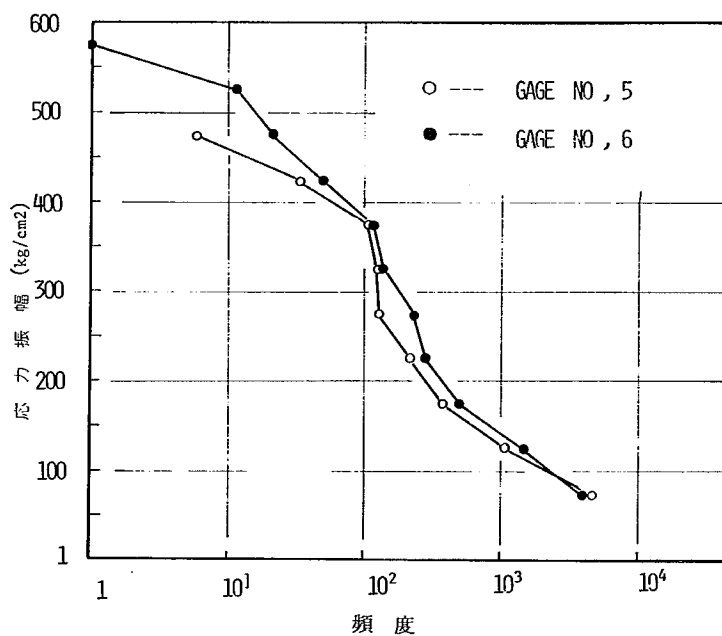


図 8-4-4 横リブの応力頻度

8-4-4 縦リブの疲労の照査に用いる荷重について

鋼床版において疲労の照査ができるのは、縦リブおよび横リブのように設計時に応力計算が行われた部分だけであり、実際には、設計計算書には入って来ないその他の部分に複雑な応力状態が生じている。したがって、設計計算にあたって応力度が算出された部分だけ疲労に対する照査を行なうということでは本来不十分であるといえなくもない。しかしながら、実際に疲労クラックが生じて供用上都合が悪くなるような部材は縦リブおよび横リブと考えてよく、その他の構造細目部は疲労亀裂が生じたとしても床版構造全体の有害な変形にすぐ結びつくものではないと思われるので、設計上は縦リブおよび横リブの疲労照査を行なうことによって鋼床版全体の疲労に対する照査を行なっていると考えることができよう。

疲労の照査は、疲労に対する材料または部材の強度特性と実際に作用する応力度の実態を正確に把握して始めて可能である。このため、仮に 2×10^6 回の繰返しに対する疲労強度を材料または部材に対して与えた場合、疲労の照査に用いる荷重の大きさは、交通量や部材の種類によって異なって来ることになる。そこで、ここでは縦リブの突合せ溶接（溶接部を仕上げしないままのもの）部を対象に簡単な試算を行なって、どのような荷重で照査すればよいか大雑握な仮定を基に検討してみることにする。

まず、交通条件としては、本報告の対象としている長浦試験橋梁の場合を念頭に置き、日交通量 10000 台程度、大型車混入率 30% 程度の路線を考える。そして、この場合に縦リブに生じる応力度の分布は、図 8-4-3 を参考にして次式で与える。

$$\sigma_r = 850 - 181 \log N$$

ここに、 σ_r = 応力度振幅

N = σ_r の応力度振幅が 48 時間中に生ずる回数

なお、上式の決め方は次のとおりである。(i) 図 8-4-3 に示された縦リブの応力頻度曲線を包絡する直線式を

$\sigma_r = 700 - 149 \log N$ (図 8-4-3 において $N = 1$, $\sigma_r = 700 \text{ kg/cm}^2$ の点と $N = 5 \times 10^4$, $\sigma_r = 0 \text{ kg/cm}^2$ の点を通る直線) で現わす。(ii) とくに根拠はないが安全側の設計となるように(i)で求めた直線式に 1.2 倍程度の余裕を見込んで、(i)で求めた包絡線を $N = 1$, $\sigma_r = 850 \text{ kg/cm}^2$ および $N = 5 \times 10^4$, $\sigma_r = 0$ の 2 点を通過する式に修正する。

次に、縦リブの突合せ溶接部（非仕上げ）の疲労クラック発生（疲労破断ではない。）に対する S-N 曲線を次式で与える。

$$\log \sigma_r = A - K \log N。$$

この場合、係数 A および K は、昨年度の報告書に示した数値を用いると、 $A = 4.21337$, $K = 0.18$ である。

以上の 2 式を用いて、疲労クラック発生に対してマイナーの法則を適用すると、50 年間に縦リブ溶接部が受ける疲労被害は 0.029 となる。

いま疲労許容応力度として S-N 曲線の 2×10^6 回の繰返し数に対する値を用いるものとする、疲労の照査はすべてある荷重による応力が 2×10^6 回作用したものとして照査することになる。すなわち、この荷

重が 2×10^6 回載荷されることによって生ずる応力頻度と、先に式 $\sigma_r = 850 - 181 \log N$ で示した応力頻度とが等価となるような荷重を求め、それによる応力度で照査することになる。この荷重が疲労の照査に用いる荷重である。

したがって、逆算して、 2×10^6 回の繰返しによって 0.029 の疲労被害を生ずるような応力度が疲労クラック発生までに繰返し回数は

$$2 \times 10^6 \times \frac{1.0}{0.029} \div 68.97 \times 10^6 \text{ 回}$$

であるから、その応力度は S-N 曲線より求め、

$$\log \sigma_r = 4.21337 - 0.18 \log (68.97 \times 10^6)$$

$$\therefore \sigma_r = 634 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

ところで、表 8-3-1 によれば、後輪荷重 4.75 トンに対して計算値が 421 kg/cm^2 (衝撃は含まない) であるから、 $\sigma_r = 634 \text{ kg/cm}^2$ の応力度は後輪荷重に換算すると

$$4.75 \times \frac{634}{421} \div 7.15 \text{ トン}$$

となり、T-20 荷重の後輪荷重が 8 トンであるから、これはおよそ T-18 荷重 (仮称) に相当することになる。

これは必ずしも厳密な計算ではなく、ここで求めた数値も、対象とする部材や計算過程で用いた仮定によっては大幅に変化する性質のものである。したがって、実際にはさらに様々な鋼床版形式について同様の検討を数多く加えた上で疲労の照査に用いる荷重を決めなければならないものと思われる。一方、疲労の予測は先に述べたようになり大雑把なものであるので、このようなことを総合して考えると、疲労の照査をいたずらに繁雑にする事には実際上あまり意味がなく、したがって疲労の照査に用いる荷重としては従来の設計体系に含まれた荷重を準用する方向で検討するのがよいと思われる。

参 考 文 献

- 1) 土木研究所資料第 1088 号, 本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告, 昭和 51 年 3 月
- 2) 土木研究所資料第 1196 号, 本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告, 昭和 52 年 3 月
- 3) G.P. Tilly, Fatigue Problems in Highway Bridges, Transportation Research Record 664, Bridge Engineering Vol. 1. 1978

第9章 明石海峡大橋基礎の耐震性に関する試験調査

—地層別地震入力の調査—

振動研究室 岩 崎 敏 男
川 島 一 彦
高 木 義 和

9—1 ま え が き

明石海峡大橋の耐震設計ないし地震応答解析を行なうにあたっては、建設地点で採取された強震時の地震動記録を用いることが最善の方法と考えられる。しかしながら、同地域では現在までに耐震設計に直接使用できるような強震記録が採取されていない。このため、他の地点で採取された強震記録を準用することが必要となる。

一般に、地表面で採取された記録は、その周辺の表層地盤の影響を強く受けている。この表層地盤の影響を除去するため、地表で観測された記録を一度その地点の基盤での地震動に変換し、それに改めて建設地点の表層地盤の影響を付加して設計に用いる地震動を算出するという方法が一般に用いられている。このような方法を設計に用いるためには、1) 基盤をどの地層面に選べばよいか、2) 地震動に表層地盤の影響を除去もしくは付加する際の計算精度はどの程度かの2点に対する検討が重要となる。

本年度は、上記1)の基盤の選定法を検討するために、モデル地盤に2種類の地震動入力を作用させて、地盤内のある任意の地層を基盤ととった場合に、どの程度正しく地表地震動が算定できるかを検討し、この結果に基づいて地震動入力の特性と基盤の特性に関して考察を加えるとともに、基盤の選定法を提案した。

9—2 耐震設計上の基盤とその問題点

耐震設計上の基盤の取り方に関しては種々の提案がなされているが、最も基本的な考え方は地表に近い地盤の影響を受ける度合いの少ない地層であることと考えられている。また、基盤と基盤に作用させる地震動とは表離一体の問題であり、どのような地層を基盤ととるかを考えずに基盤地震動を定めることはできない。

現在までに、技術基準等で耐震設計上の基盤について規定しているものには、次のものがある。

- 1) 日本道路協会：石油パイプライン地震対策要綱・同解説（昭和49年3月）

表面に比べて相対的に剛い下方の地盤の上面をいい、せん断波速度が300 m/sec程度以上、もしくは標準貫入試験のN値が50程度以上の剛さが下方につづく地盤の上面とする。

2) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案）（昭和49年3月）

基盤とは、広い範囲にわたって存在する地盤で、その中を地震波が伝播する間に波形の著しい変化を生じない層を指す。典型的な例としては岩盤を考えてよい。

3) 日本道路協会：東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準（案）（昭和50年3月）

耐震設計上基盤と見なす地盤は、N値50程度、せん断波速度300 m/sec程度以上で、地中深部まで続く表層に比べて相対的に剛い地盤とする。

4) UBC STANDARDS（1976年版）

基盤（Bedrock）とは、微小ひずみ（ $10^{-4}\%$ ）時のせん断弾性波速度が約750 m/sec（2500 feet/sec）以上で、その下にこれより著しい剛性の低い土層のない層をいう。

これらの技術基準に規定されている基盤の定義は、1) 充分剛性が高いこと、2) その下に軟い層がないこと、3) 広い範囲にわたって存在すること、の3つに分類することができる。しかしながら、上記の基盤の定義には相当の幅があることからわかるように、現在の基盤の選定法には以下のような問題点および今後の研究課題がある。

- 1) どの程度の剛性の地盤を基盤とすればよいか。または、どの程度の深さの地盤を基盤とすればよいか。
- 2) どのような地震動に対しても、同一の基盤を用いてよいのか。
- 3) 記録の採取地点での基盤と構造物建設地点の基盤との関係は考慮する必要はないか。
- 4) はっきりしたインピーダンス比の違いない地盤では、基盤をどのように選べばよいか。

これらの課題はいずれも、計算精度の観点から検討を加える必要のあるものである。

9—3 基盤の設定に伴う精度の検討

9—3—1 解析方法

地盤構成が与えられた地盤で、基盤の位置を種々変化させた場合の地表面地震動の計算精度を検討するため、モデル地盤を用いた応答の試算を行なった。対象としたのは図9—3—1に示す地盤モデルであり、第1層（地表層）から第5層（最下層、地下に半無限に連続すると仮定する）までの土層で構成されるものとした。また、土の単位体積重量および減衰定数は、全ての地層に対して、それぞれ1.8 t/m³、10%と仮定した。これは、実在の地盤を簡単に理想化したもので、ごく一般に存在する地盤の構成である。

この地盤で、耐震設計上の基盤面を次の3通りの位置に想定した。

ケース1： $V_s = 700 \text{ m/sec}$ の層の上面（C点）を基盤とする場合

ケース2： $V_s = 500 \text{ m/sec}$ の層の上面（B点）を基盤とする場合

ケース3： $V_s = 300 \text{ m/sec}$ の層の上面（A点）を基盤とする場合

ケース1～3のそれぞれの場合の基盤に対する伝達関数の増幅率（絶対値） H_{si} （ $i=A, B, C$ ）は図9-3-2に示す通りであり、表層地盤の固有周期はケース1, 2, 3に対してそれぞれ、1.4秒, 1.2秒, 1.0秒である。

次に、基盤に作用させる地震動としては、表9-3-1に示すように千葉県富津岬の地下110mで観測された2種類の地中地震記録を用いた。これらの記録の加速度応答スペクトル比曲線 β は図9-3-3に示す通りであり、1974年伊豆半島沖地震の記録（以下、伊豆半島沖地震記録と呼ぶ）は0.2秒から1.5秒に至る比較的長い周期成分が卓越する記録であるのに対して、1978年伊豆大島近海地震（以下、伊豆大島近海地震記録と呼ぶ）は0.2秒付近で卓越した短周期型の記録である。

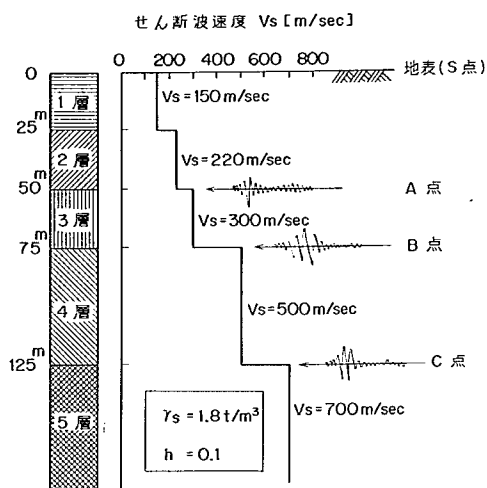


図9-3-1 対象とした地盤モデル

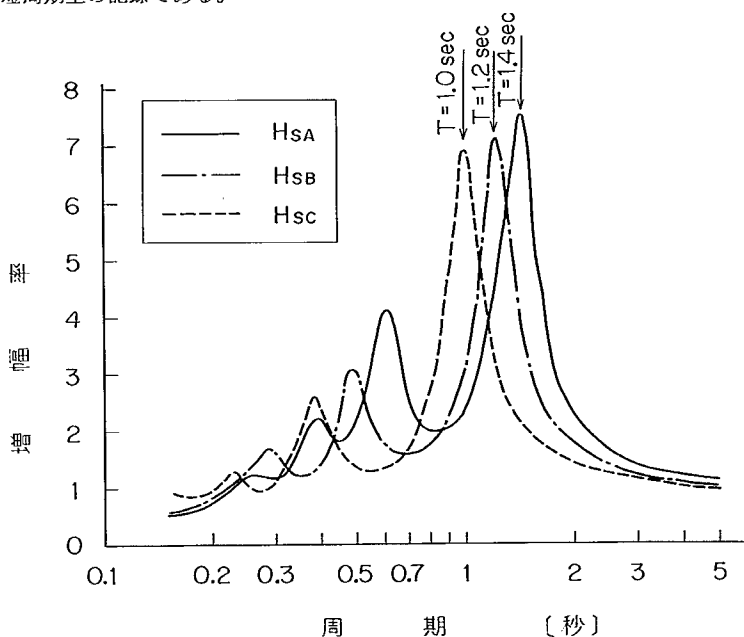


図9-3-2 モデル地盤の伝達関数の増幅率

表 9-3-1 解析に用いた地震記録

地震名	発生年月日	M	観測地	成分	記録時最大 加速度(gal)
伊豆半島沖地震	1974.5.9	6.9	富津岬(地下110m)	EW	13.7
伊豆大島近海地震	1978.1.14	7.0	富津岬(地下110m)	EW	34.8

9-3-2 解析結果

表 9-3-1 の地震動を最大加速度を 150gal に正規化して基盤に作用させて地表面の加速度応答を計算すると図 9-3-4 のように求められる。図中では、ケース 1, 2, 3 のうち、最も精度が良いと考えられるケース 1 の場合と比較してケース 2 および 3 の結果が示されている。これによれば、伊豆大島近海地震および伊豆半島沖地震のいずれを基盤に作用させた場合でも、ケース 2 の方がケース 3 よりもケース 1 に近い応答を与えている。また、伊豆大島近海地震記録を入力した場合と伊豆半島沖地震記録を入力した場合を比較すると、前者の場合にはケース 1, 2, 3 の差異は比較的小さいのに対して、後者の場合には 3 ケース間の差異がきわめて大きいことがわかる。

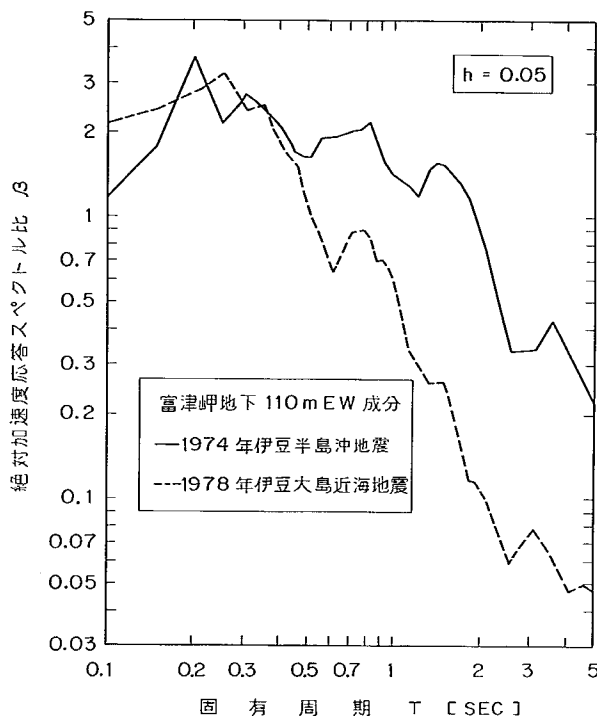


図 9-3-3 基盤入力地震動の加速度応答スペクトル比 β

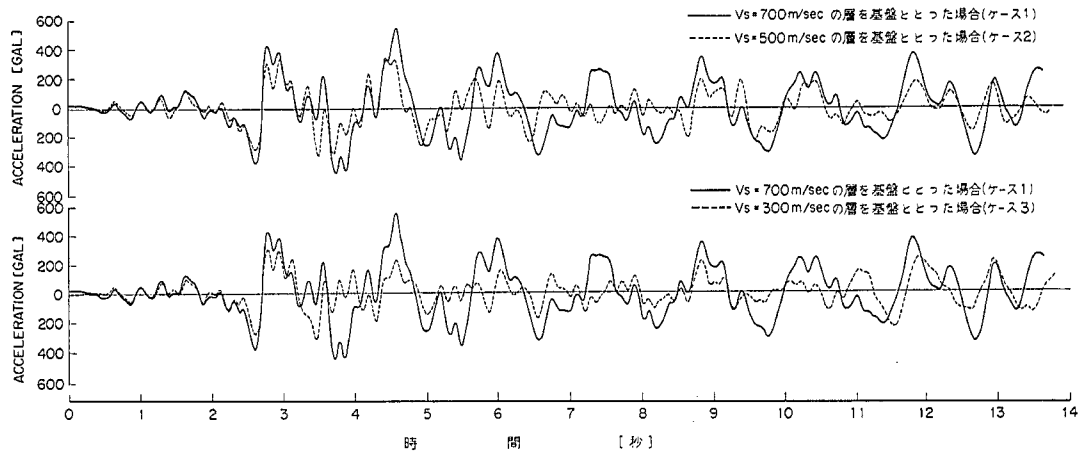
次に、図 9-3-1 に示した地表面の応答加速度波形を加速度応答スペクトル S_A および加速度応答スペクトル比 β で比較するとそれぞれ図 9-3-5 および図 9-3-6 のようになる。ここで、 S_A と β の関係は応答加速度の最大値 A_{max} により次式で与えられる。

$$S_A = \beta \times A_{max} \quad (1)$$

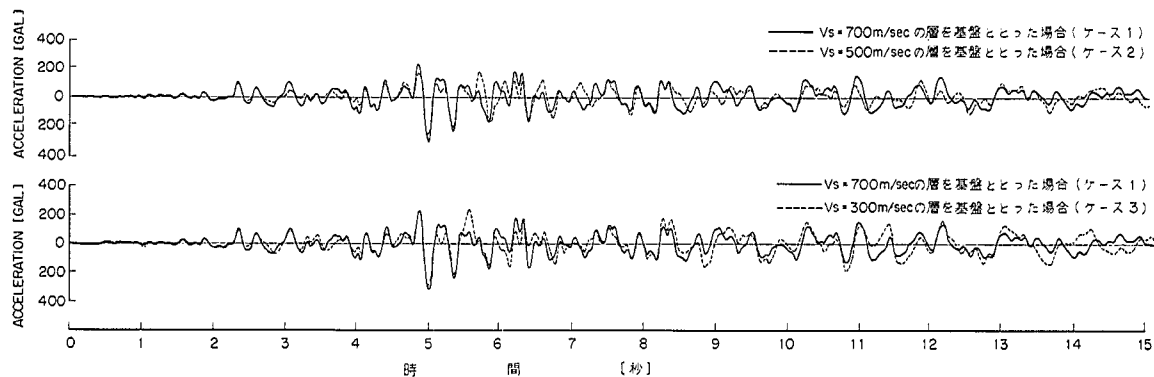
また、表層地盤中の最大加速度の分布を図 9-3-7 に示す。

これらの結果を、ケース 1, 2, 3 の違い、および、入力地震動の特性による違いの 2 点に着目して整理すると次のようになる。

1) 伊豆半島沖地震記録を基盤入力として用いた場合には、加速度応答スペクトル S_A はケース 1, 2, 3 で

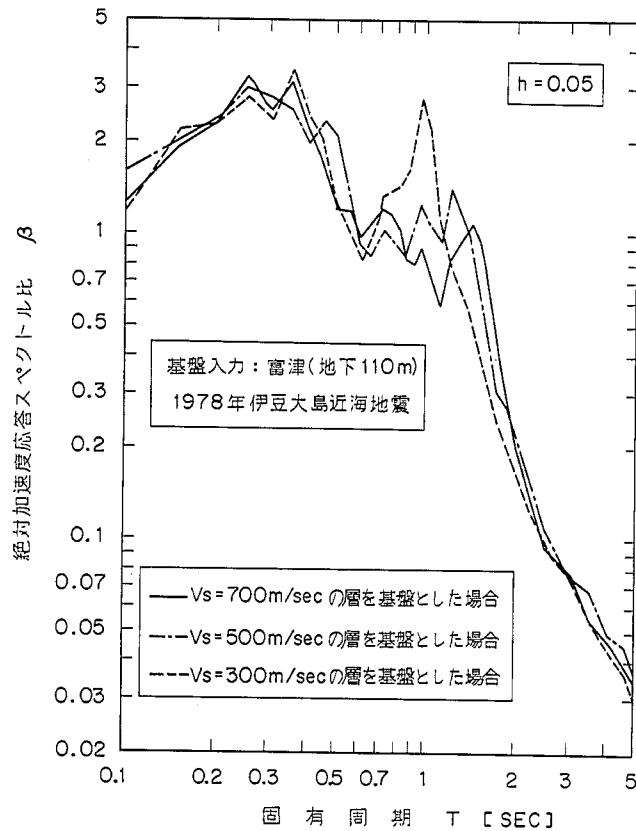


(a) 伊豆半島沖地震(1974.5.9)の記録を基盤に作用させた場合

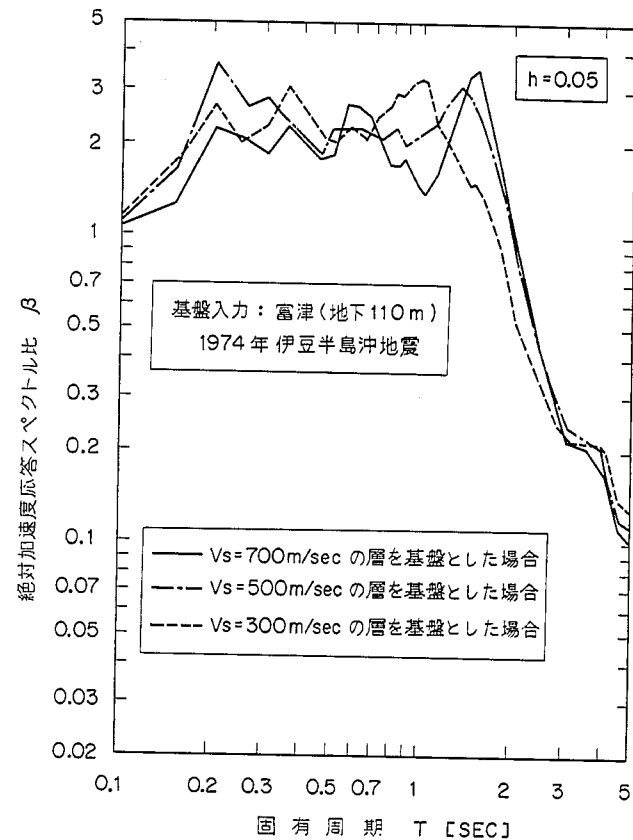


(b) 伊豆大島近海地震(1978.1.14)記録を基盤に作用させた場合

図 9-3-4 基盤位置を変化させた場合の地表面応答加速度の比較

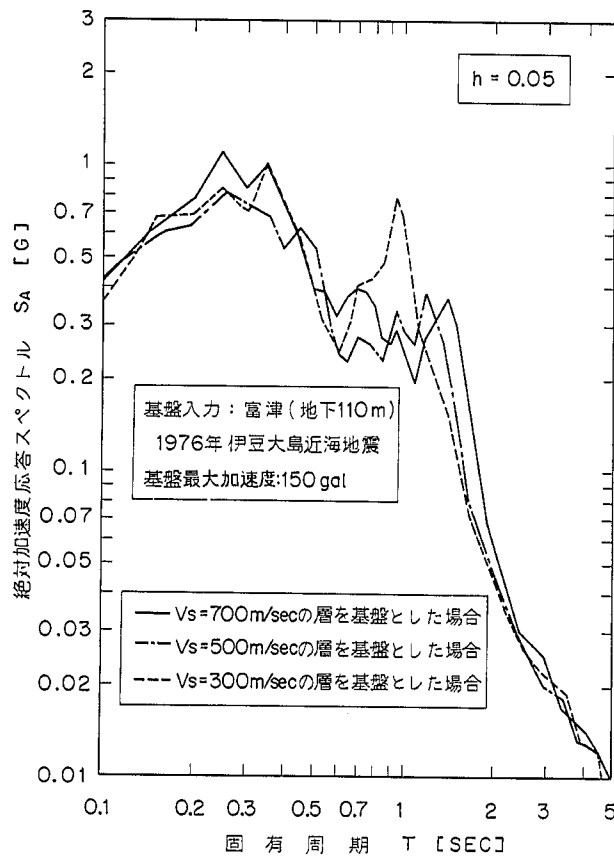


(a) 伊豆半島沖地震記録を基盤に作用させた場合

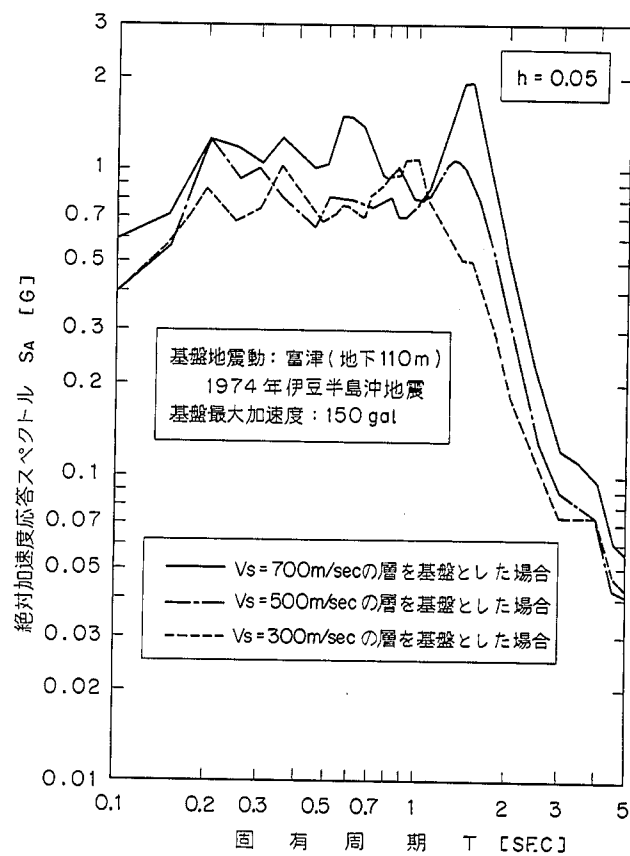


(b) 伊豆大島近海地震記録を基盤に作用させた場合

図9-3-5 加速度応答スペクトル S_A による比較



(a) 伊豆半島沖地震記録を基盤に作用させた場合



(b) 伊豆大島近海地震記録を基盤に作用させた場合

図 9-3-6 加速度応答スペクトル比 h による比較

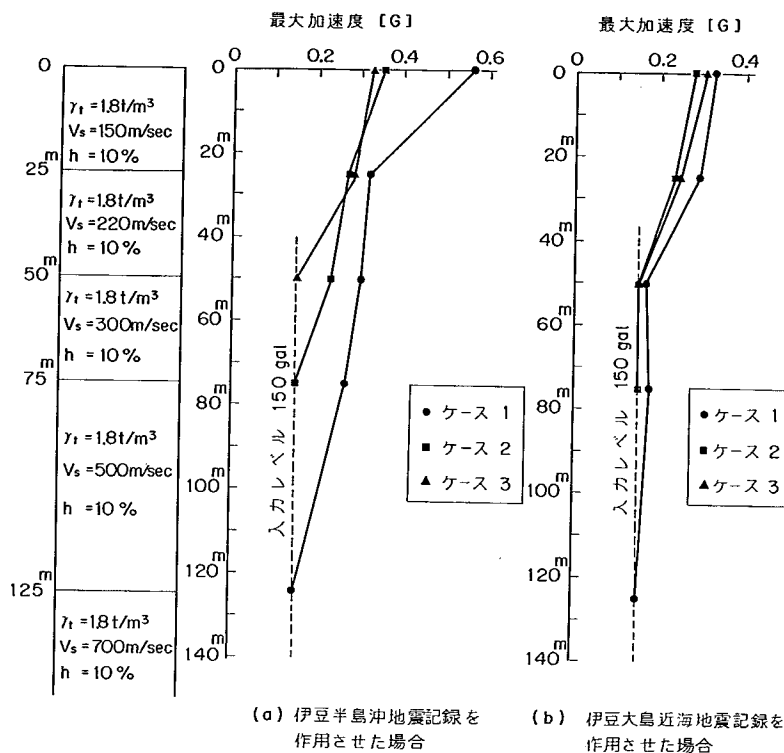


図 9-3-7 最大加速度の地中内分布

非常に異なる。ケース 1 を基準とすれば、ケース 3 は一般にどの周期成分に対してもスペクトル値を過小評価している。これには図 9-3-7 に示したように、地表面最大加速度がケース 1 の場合の方がケース 2 およびケース 3 の場合よりも約 2 倍程度大きく求められていることにも関係している。

- 2) 伊豆半島沖地震記録を基盤入力として用いた場合の加速度応答スペクトル比 β は、上記の S_A はどではないがケース 1, 2, 3 間でかなり異なり、この傾向は表層地盤の基本固有周期にあたる 1.0~1.4 秒間で著しい。
- 3) 伊豆大島近海地震記録を基盤入力として用いた場合のケース 1, 2, 3 間の加速度応答スペクトル S_A の差異は伊豆半島沖地震記録を用いた場合よりもはるかに小さい。しかしながら、ケース 3 の場合の 1 秒付近に見られるように、表層地盤の固有周期 (1.0 秒) と入力地震動の卓越周期成分がたまたま接近すると著しく応答のレベルが上り、基盤をもっと深くとっていけば起こり得ない応答を示すことがある点に注意しなければならない。
- 4) 伊豆大島近海地震記録を基盤入力として用いた場合の加速度応答スペクトル比 β のケース 1, 2, 3 間の差異は、上記 S_A よりもさらに小さい。また、一般に、表層地盤の基本固有周期 1.0~1.4 秒より短周期側

では、ケース 1, 2, 3 はおおむね同じような結果を与えているが、これより長周期側では、応答のレベルはケース 1, 2, 3 となるに従って下がっている。したがって、ケース 1 を基準とすれば、ケース 3 は応答レベルを過小評価していることになる。

以上のような解析結果をもとに、表層地盤の固有周期、基盤入力地震動の卓越周期、および、耐震設計の対象とする構造物の固有周期の観点から、基盤の選定に際し考慮する必要のある項目をまとめると以下のようになる。

ある基盤地震動が与えられた場合に、設定した基盤から上の表層地盤の基本固有周期 T_s が基盤地震動の卓越周期（もしくは、その周期の範囲） T_{BR} に近い場合には、表層地盤の応答は大きく増幅される。したがって、 T_{BR} よりも充分表層地盤の基本固有周期 T_s が長くなるように深く基盤を選べば、地震動に対する表層地盤の増幅効果は正しく再現される。反対に、基盤を地表面近くの浅い地層に選び、 T_s が T_{BR} よりも短くなった場合には、地震動は本来増幅されなければならないレベルまで増幅されないため、結果として求められる地表面最大加速度の振幅は過小の評価となる。また、ある基盤地震動をもとに地表面での地震応答を計算する場合には、基盤として選んだ地層から上の表層地盤の基本固有周期 T_s よりも短い周期成分の地震動には表層地盤の増幅効果が付与されるが、 T_s よりも長い周期成分の地震動は一般に増幅されない。したがって、ある基盤地震動から地表面地震動を計算するに際し、基盤を地表面近くの浅い層に選び、表層地盤の固有周期 T_s が基盤入力地震動の卓越振動数 T_{BR} よりも短くなったような場合には、 T_s よりも長い周期成分は、基盤を充分深く選んで計算した場合に比較し、過小に評価されることになる。

このような点を避けるためには、次の条件を満足するように基盤を選定すればよいと思われる。

$$T_s \gg T_{BR} \quad (2)$$

一般に、耐震設計で対象とする構造物の基本固有周期を T_{st} とすれば、基盤地震動の卓越周期（もしくはその周期の範囲） T_{BR} は

$$T_{BR} \simeq T_{st} \quad (3)$$

となるように選ばれる例が多い。したがって、このような点を考慮すると、基盤の選定基準の 1 つとして以下の条件が提案される。

$$T_s \gg T_{BR} \quad , \quad T_s \gg T_{st} \quad (4)$$

本解析で対象とした地盤で具体的に(4)式を説明すると、基盤入力地震動の卓越周期 T_{BR} は以下の通りである。

$$T_{BR} = \begin{cases} 0.2 \sim 1.5 \text{ 秒} & \text{伊豆半島沖地震記録} \\ 0.25 \text{ 秒} & \text{伊豆大島近海地震記録} \end{cases} \quad (5)$$

対象とする構造物の基本固有周期を 1.0 秒程度とすると、(4)式から T_s は次のようになる。

$$T_s \gg \begin{cases} 1.5 \text{ 秒} & \text{伊豆半島沖地震記録} \\ 1.0 \text{ 秒} & \text{伊豆大島近海地震記録} \end{cases} \quad (6)$$

図 9-3-2 に示した伝達関数から、表層地盤の固有周期はケース 1 が 1.4 秒、ケース 3 が 1.0 秒であるから、伊豆半島沖地震記録を用いる場合にはケース 1 で深の地層に、伊豆大島近海地震記録を用いる場合に

以上の議論は、ある基盤地震動が与えられて地表面地震動を計算する際の基盤の選び方であるが、同様の議論は地表面地震動から基盤地震動を計算する際の基盤の選定法にもあてはまると考えられる。すなわち、ある深さに基盤を選定し、地表面地震動から基盤地震動を計算する場合には、表層地盤の固有周期 T_s よりも短い周期成分に対しては表層地盤の増幅効果が取り除かれるが、 T_s

たがって、中途半端な深さに基盤を選び（表層地盤の固有周期 T_0 ），ここでの基盤地震動を計算した場合に
は、基盤をもっと深い位置に選んだ場合の基盤地震動に比較し、 T_0 よりも長い周期成分が過大に評価され
ていることになる。

図 9-3-8 地表で観測された地震動記録から建設地点
の地震動算出プロセスとその評価

モデル地盤の地震応答解析結果をもとに、表層地盤の地震応答特性を検討し、基盤の選定法に関して以下の見通しを得た。

- 152 —

る。

- 3) 地震記録の観測地点の基盤は、観測地点の表層地盤の固有周期が建設地点の表層地盤の固有周期とおおむね等しくなるように選ぶことが一つの考え方と思われるが、このような点については今後更に検討する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：石油パイプライン地震対策要綱・同解説，昭和49年
- 2) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案），昭和49年
- 3) 日本道路協会：東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準（案），昭和50年
- 4) Uniform Building Code Standards , International Conference of Building,
1976 Edition.
- 5) 川島，高木：実測地中地震記録に基づく表層地盤の地震応答，第5回日本地震工学シンポジウム，昭和53年
- 6) 土木学会：明石海峡大橋の耐震設計に関する調査研究報告書，昭和53年

第10章 明石海峡大橋の耐震性に関する調査試験

耐震研究室 栗 林 栄 一
萩 原 良 二
宮 田 忠 明

10—1 概 要

基礎が深く根入れされるような大規模構造物の耐震性は、地盤と基礎の間の動的な相互作用を考慮して検討する必要がある。すなわち、地盤と構造物から成る系の地震応答解析を行って地震時の安全性を照査する場合に、どのようにしてこの動的相互作用をモデル化するかが重要な問題となっている。

本年度は、単純な地盤および基礎構造物からなる系を対象として、根入れが深く曲げ振動が主体となるような基礎の地震応答に及ぼす地盤の動的な影響を、どのようにしてモデル化すべきかについて検討した。そして、そのモデル化の1つの方法を示し、解析モデル式を導くとともに、模型実験における基礎模型の振動応答値をシミュレートし、実測値と比較することによってその妥当性を検証した。また、単純な地盤—基礎系を仮定し、ここで導いた解析モデル式によって応答解析を行い、深く根入れされた曲げ振動が主体となる基礎の地震応答特性を調査した。

10—2 地盤—基礎系の地震応答解析モデル

10—2—1 地盤—基礎系のモデル化

地盤—基礎系の地震応答を考える場合、地盤および基礎を図10—2—1のようにモデル化した。すなわち、地盤は下層部の支持地盤となる基盤と上層部の表層地盤から構成され、基礎は地中部(H)と地上部(L)を有し、頭部に上部工の質量(M)が載荷したものを想定した。なお、以下の解析モデルの誘導にあたっては、次のような仮定を置いている。

- (1) 地震動は基盤上面から入力される。
- (2) 表層地盤は深さ方向に均質な弾性体とする。
- (3) 基礎はクイ基礎のように曲げ振動が主体となる弾性基礎上の梁として取扱い、断面は一樣とする。
- (4) 上部構造の質量はその重心に集中しているものとし、基礎は、上部構造の重心位置まで仮想的に伸びて

いるものとする。

- (5) 上部構造からは慣性による水平力のみが基礎へ伝達されるものとする。

10-2-2 地震動の入力機構

図10-2-1のように地盤-基礎系をモデル化した場合、基礎における地震動は基礎上面から表層地盤および基礎へ伝達されるものと考えられる。この場合、基礎構造物周辺では、地盤の振動と基礎の振動が相互に干渉し合うことになる。すなわち、基礎構造物には周辺地盤から地震動による外力および基礎の振動を抑制しようとする地盤反力

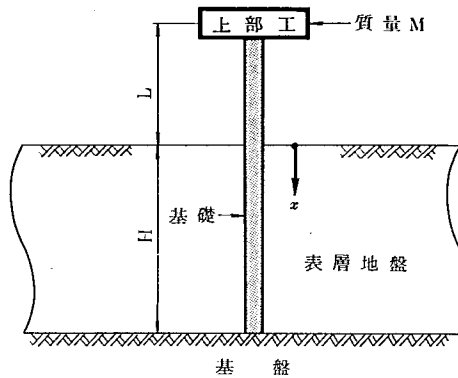


図10-2-1 地盤-基礎系のモデル化

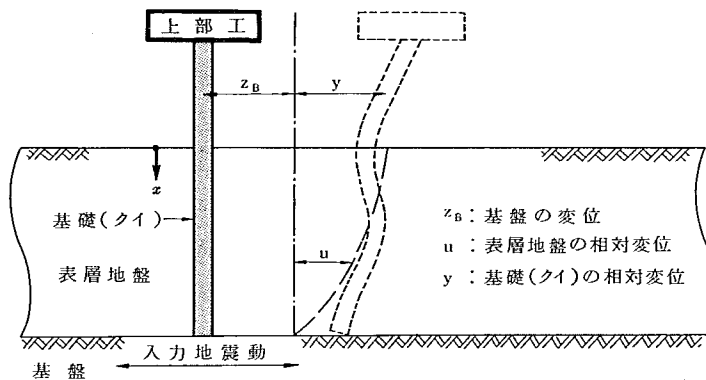


図10-2-2 地震動の入力機構

が作用する。一方、基礎周辺の地盤の振動も基礎構造物が存在し、それが振動することによる影響を受ける。この時、地盤を弾性体と考え、基礎は側面を地盤で弾性的に支持された梁（曲げ振動が主体となるクイ基礎を想定）とすると、クイ基礎側面に作用する地盤からの外力および反力は、クイ基礎側面においてクイ基礎がある場合の地盤の変位とクイ基礎がない場合の地盤の変位の差だけ地盤が変形を強制され、その結果として地盤の変形と剛性に基づく復元力がクイ基礎に作用するものとしてモデル化できる（図10-2-2参照）。

以上の考え方に従って、表層地盤およびクイ基礎の振動モデル式を導くと次のようになる。

(1) 表層地盤のせん断振動

クイ基礎がない場合の表層地盤は、せん断剛性に基づくせん断振動が主体となり、粘性減衰を考慮すると次式で表わされる。

$$\frac{\gamma_s}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c_s \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} \left(G_s \frac{\partial u}{\partial x} \right) = - \frac{\gamma_s}{g} \frac{\partial^2 Z_B}{\partial t^2}$$

ここで、

u : 任意の深さ $x(m)$ における地盤の相対変位(m)

Z_B : 基盤上面における地震動変位(m)

γ_s : 任意の深さ $x(m)$ における地盤の湿潤単位体積重量 (t/m^3)

G_s : 任意の深さ $x(m)$ における地盤のせん断弾性定数 (t/m^2)

c_s : 任意の深さ $x(m)$ における地盤の粘性減衰係数

g : 重力加速度 ($9.8 m/sec^2$)

(2) クイ基礎の曲げ振動

クイ基礎は、曲げ剛性に基づく曲げ振動が主体となり、地中部および地上部の振動はそれぞれ粘性減衰を考慮すると次式で表わされる。

1) クイ基礎地中部の曲げ振動

$$m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + c_p \frac{\partial y}{\partial t} + EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + k(y - u) = -m \frac{\partial^2 Z_B}{\partial t^2} \quad (2)$$

2) クイ基礎地上部の曲げ振動

$$m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + c_p \frac{\partial y}{\partial t} + EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = -m \frac{\partial^2 Z_B}{\partial t^2} \quad (3)$$

ここで、

y : 任意の深さ $x(m)$ におけるクイの相対変位(m)

m : 任意の深さ $x(m)$ におけるクイの単位長さ当たりの質量

EI : 任意の深さ $x(m)$ におけるクイの曲げ剛性 ($t \cdot m^2$)

c_p : 任意の深さ $x(m)$ におけるクイの粘性減衰係数

k : 任意の深さ $x(m)$ における単位長さ当りの地盤反力係数 (t/m^2)

ただし、 x は地表面に原点をとり、地中部を正、地上部を負とする。

10-2-3 表層地盤の地震応答

(1) 表層地盤の自由振動

表層地盤の自由振動の方程式は次のように表わされる。

$$\frac{\gamma_s}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - G_s \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \quad (4)$$

境界条件は次のとおりである。

1) 基盤上面〔 $x = H$, H は表層地盤の厚さ(m)〕で,

$$\text{変位 } u = 0 \quad (5)$$

2) 地表面 ($x = 0$) で,

$$\text{せん断力} \quad -EI \frac{\partial^3 u}{\partial x^3} = 0 \quad (6)$$

$u = X(x) \cdot e^{i\omega t}$ とおいて, (4)式に代入すると,

$$\frac{d^2 X}{dx^2} + \left(\frac{\omega}{V_s} \right)^2 X = 0 \quad (7)$$

ここで,

$X(x)$: 表層地盤の振動モードを表わす正規函数

ω : 表層地盤の固有円振動数 (rad/sec)

V_s : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/sec) で次式を満足する。

$$V_s = \sqrt{g G_s / \gamma_s} \quad (\text{m/sec}) \quad (8)$$

(7)式の一般解は,

$$X(x) = C_1 \sin \left(\frac{\omega}{V_s} x \right) + C_2 \cos \left(\frac{\omega}{V_s} x \right) \quad (9)$$

ここで,

C_1, C_2 : 積分定数

(9)式と, (5)式および(6)式の境界条件から, 表層地盤の固有円振動数 ω および正規函数 $X(x)$ は次のように求まる。

$$\omega_i = \frac{(2i-1)\pi}{2} \cdot \frac{V_s}{H} \quad (i = 1, 2, 3 \dots) \quad (10)$$

$$X_i(x) = \cos \left(\frac{2i-1}{2H} \pi x \right) \quad (i = 1, 2, 3 \dots) \quad (11)$$

(2) 表層地盤の強制振動

基盤上面から地震動加速度 $\ddot{Z}_B$ が入力された場合の表層地盤の応答変位 u は次のように表わされる。

$$u(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} u_i(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \xi_i(t) \cdot X_i(x) \quad (12)$$

ここで,

$u_i(x, t)$: 表層地盤の i 次の変位モード (m)

$\xi_i(t)$: 表層地盤の i 次の基準座標

$X_i(x)$: 表層地盤の i 次の正規函数

次に, d' Alembert の原理と仮想仕事の原理を応用すると次式が導かれる。

$$\ddot{\xi}_i + \frac{g}{\gamma_s} c_s \dot{\xi}_i + \frac{gG_s}{\gamma_s} \left\{ \left(\frac{2i-1}{2H} \right) \pi \right\}^2 \xi_i = - \frac{(-1)^{i-1} \cdot 4}{(2i-1)\pi} \ddot{Z}_B \quad (13)$$

(13) 式より,

$$\xi_i(t) = \frac{1}{\omega_{di}} \int_0^t S_i(\tau) e^{-\eta_i(t-\tau)} \sin \omega_{di}(t-\tau) d\tau \quad (14)$$

ここで,

$$\left. \begin{aligned} 2\eta_i &= \frac{g}{\gamma_s} c_s \\ \omega_{di} &= \sqrt{\omega_i^2 - \eta_i^2} \\ S_i(\tau) &= - \frac{(-1)^{i-1} \cdot 4}{(2i-1)\pi} \ddot{Z}_B \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

ゆえに, 表層地盤の応答変位 u は, (11) 式および (14) 式を (12) 式に代入して求めることができる。

10-2-4 クイ基礎の地震応答

(1) クイ基礎の自由振動

弾性基礎上の梁としてのクイ基礎の自由振動の方程式は次のように表わされる。

1) 地中部 ($0 \leq x \leq H$) の自由振動の方程式

$$m \frac{\partial^2 y_a}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 y_a}{\partial x^4} + ky_a = 0 \quad (16)$$

ここで,

y_a : クイ基礎地中部の相対変位(m)

2) 地上部 ($-L \leq x \leq 0$) の自由振動の方程式

$$m \frac{\partial^2 y_b}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 y_b}{\partial x^4} = 0 \quad (17)$$

ここで,

y_b : クイ基礎地上部の相対変位(m)

境界条件は次のとおりである。ただし, クイ基礎は基盤上面まで根入れされているものとする。

1) クイ下端 ($x=H$) で,

(i) クイ下端が自由端の場合

$$\text{曲げモーメント} \quad -EI \frac{\partial^2 y_a}{\partial x^2} = 0 \quad (18)$$

$$\text{せん断力} \quad -EI \frac{\partial^3 y_a}{\partial x^3} = 0 \quad (19)$$

(ii) クイ下端が固定端の場合

$$\text{変位} \quad y_a = 0 \quad (20)$$

$$\text{タワミ角} \quad \frac{\partial y_a}{\partial x} = 0 \quad (21)$$

2) 地表面 ($x = 0$) で, 連続条件から,

$$\text{変位} \quad y_a = y_b \quad (22)$$

$$\text{タワミ角} \quad \frac{\partial y_a}{\partial x} = \frac{\partial y_b}{\partial x} \quad (23)$$

$$\text{曲げモーメント} \quad -EI \frac{\partial^2 y_a}{\partial x^2} = -EI \frac{\partial^2 y_b}{\partial x^2} \quad (24)$$

$$\text{せん断力} \quad -EI \frac{\partial^3 y_a}{\partial x^3} = -EI \frac{\partial^3 y_b}{\partial x^3} \quad (25)$$

3) クイ頭 ($x = -L$) で,

$$\text{曲げモーメント} \quad -EI \frac{\partial^2 y_b}{\partial x^2} = 0 \quad (26)$$

$$\text{せん断力} \quad -EI \frac{\partial^3 y_b}{\partial x^3} = \text{上部工の質量 } M \text{ による慣性力 } M \frac{\partial^2 y_b}{\partial t^2} \quad (27)$$

クイ基礎地中部について, $y_a = Y_a(x)e^{i\nu t}$ とおいて (16) 式に代入すると,

$$1) \quad \nu < \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{のとき,}$$

$$\frac{d^4 Y_a}{dx^4} + 4\alpha^4 Y_a = 0 \quad (28)$$

ただし,

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k - m\nu^2}{4EI}} \quad (29)$$

(28) 式の一般解は,

$$Y_a(x) = (A_a \sin \alpha x + B_a \cos \alpha x) \sinh \alpha x + (C_a \sin \alpha x + D_a \cos \alpha x) \cosh \alpha x \quad (30)$$

$$2) \quad \nu = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{のとき,}$$

$$\frac{d^4 Y_a}{dx^4} = 0 \quad (31)$$

(31) 式の一般解は,

$$Y_a(x) = A_a x^3 + B_a x^2 + C_a x + D_a \quad (32)$$

3) $\nu > \sqrt{\frac{k}{m}}$ のとき,

$$\frac{d^4 Y_a}{dx^4} - \beta^4 Y_a = 0 \quad (33)$$

ただし,

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{m\nu^2 - k}{EI}} \quad (34)$$

(33) 式の一般解は,

$$Y_a(x) = A_a \sin \beta x + B_a \cos \beta x + C_a \sinh \beta x + D_a \cosh \beta x \quad (35)$$

ここで,

$Y_a(x)$: クイ基礎地中部の振動モードを表わす正規函数

ν : クイ基礎の固有円振動数 (rad/sec)

A_a, B_a, C_a, D_a : 積分定数

クイ基礎地上部について, $y_b = Y_b(x)e^{i\nu t}$ とおいて (17) 式に代入すると,

$$\frac{d^4 Y_b}{dx^4} - \gamma^4 Y_b = 0 \quad (36)$$

ただし,

$$\gamma = \sqrt[4]{\frac{m\nu^2}{EI}} \quad (37)$$

(36) 式の一般解は,

$$Y_b(x) = A_b \sin \gamma x + B_b \cos \gamma x + C_b \sinh \gamma x + D_b \cosh \gamma x \quad (38)$$

ここで,

$Y_b(x)$: クイ基礎地上部の振動モードを表わす正規函数

A_b, B_b, C_b, D_b : 積分定数

以上の自由振動の方程式の一般解 $y_a = Y_a(x)e^{i\nu t}$ および $y_b = Y_b(x)e^{i\nu t}$ と境界条件から, クイ基礎の固有円振動数 ν と正規函数 $Y_a(x)$ および $Y_b(x)$ は次のようにして求めることができる。なお, ここで新たに用いる記号は次のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= \sin \alpha H \sin h \alpha H, \quad \alpha_2 = \sin \alpha H \cosh \alpha H, \quad \alpha_3 = \cos \alpha H \sinh \alpha H, \quad \alpha_4 = \cos \alpha H \cosh \alpha H \\ \beta_1 &= \sin \beta H, \quad \beta_2 = \cos \beta H, \quad \beta_3 = \sinh \beta H, \quad \beta_4 = \cosh \beta H \\ \gamma_1 &= \sin \gamma L, \quad \gamma_2 = \cos \gamma L, \quad \gamma_3 = \sinh \gamma L, \quad \gamma_4 = \cosh \gamma L \end{aligned} \right\} \quad (39)$$

ただし、Hはクイの地中部分の長さ(m)、Lはクイの地上部分の長さ(m)を示す。

1) クイ下端が自由端の場合

$y_a = Y_a(x)e^{i\nu t}$, $y_b = Y_b(x)e^{i\nu t}$ を境界条件(18), (19)式, (22)~(27)式に代入すると、 ν と $\sqrt{k/m}$ の大小関係に応じてそれぞれ次に示すような8つの関係式が導かれ、それらの連立方程式から、固有円振動数 ν と正規函数 $Y_a(x)$ および $Y_b(x)$ が求められる。

(i) $\nu < \sqrt{\frac{k}{m}}$ のとき

$$\left. \begin{aligned} \alpha_4 A_a - \alpha_2 B_a + \alpha_3 C_a - \alpha_1 D_a &= 0 \\ (-\alpha_2 + \alpha_3) A_a - (\alpha_1 + \alpha_4) B_a + (-\alpha_1 + \alpha_4) C_a - (\alpha_2 + \alpha_3) D_a &= 0 \\ D_a - B_b - D_b &= 0 \\ \alpha B_a + \alpha C_a - \gamma A_b - \gamma C_b &= 0 \\ 2\alpha^2 A_a + \gamma^2 B_b - \gamma^2 D_b &= 0 \\ -2\alpha^3 B_a + 2\alpha^3 C_a + \gamma^3 A_b - \gamma^3 C_b &= 0 \\ \gamma_1 A_b - \gamma_2 B_b - \gamma_3 C_b + \gamma_4 D_b &= 0 \\ (-EI\gamma^3\gamma_2 + M\nu^2\gamma_1) A_b + (-EI\gamma^3\gamma_1 - M\nu^2\gamma_2) B_b + (EI\gamma^3\gamma_4 + M\nu^2\gamma_3) C_b \\ + (-EI\gamma^3\gamma_3 - M\nu^2\gamma_4) D_b &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (40)$$

(40) 式より、振動数方程式は次のようになる。

$$\left| \begin{array}{cccccccc} \alpha_4 & -\alpha_2 & \alpha_3 & -\alpha_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\alpha_2 + \alpha_3 & -\alpha_1 - \alpha_4 & -\alpha_1 + \alpha_4 & -\alpha_2 - \alpha_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & -1 \\ 0 & \alpha & \alpha & 0 & -\gamma & 0 & -\gamma & 0 \\ 2\alpha^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & \gamma^2 & 0 & -\gamma^2 \\ 0 & -2\alpha^3 & 2\alpha^3 & 0 & \gamma^3 & 0 & -\gamma^3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \gamma_1 & -\gamma_2 & -\gamma_3 & \gamma_4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -EI\gamma^3\gamma_2 + M\nu^2\gamma_1 & -EI\gamma^3\gamma_1 - M\nu^2\gamma_2 & EI\gamma^3\gamma_4 + M\nu^2\gamma_3 & -EI\gamma^3\gamma_3 - M\nu^2\gamma_4 \end{array} \right| = 0 \quad (41)$$

(41) 式の行列式を解いて、固有円振動数 ν を求めることができる。また、正規函数 $Y_a(x)$, $Y_b(x)$ は(40)式の連立方程式を解いて $A_a, B_a, C_a, D_a, A_b, B_b, C_b, D_b$ を求め、それらを(30)式および(38)式に代入して求められる。

(ii) $\nu = \sqrt{\frac{k}{m}}$ のとき

$$\left. \begin{aligned} 3HA_a + B_a &= 0 \\ A_a &= 0 \\ D_a - B_b - D_b &= 0 \\ C_a - \gamma A_b - \gamma C_b &= 0 \\ 2B_a + \gamma^2 B_b - \gamma^2 D_b &= 0 \\ 6A_a + \gamma^3 A_b - \gamma^3 C_b &= 0 \\ \gamma_1 A_b - \gamma_2 B_b - \gamma_3 C_b + \gamma_4 D_b &= 0 \\ (-EI\gamma^3\gamma_2 + M\nu^2\gamma_1)A_b + (-EI\gamma^3\gamma_1 - M\nu^2\gamma_2)B_b + (EI\gamma^3\gamma_4 + M\nu^2\gamma_3)C_b \\ + (-EI\gamma^3\gamma_3 - M\nu^2\gamma_4)D_b &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (42)$$

(42) 式より、振動数方程式は次のようになる。

$$\left| \begin{array}{cccccccc} 3H & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & -\gamma & 0 & -\gamma & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 0 & 0 & \gamma^2 & 0 & -\gamma^2 \\ 6 & 0 & 0 & 0 & \gamma^3 & 0 & -\gamma^3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \gamma_1 & -\gamma_2 & -\gamma_3 & \gamma_4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -EI\gamma^3\gamma_2 + M\nu^2\gamma_1 & -EI\gamma^3\gamma_1 - M\nu^2\gamma_2 & EI\gamma^3\gamma_4 + M\nu^2\gamma_3 & -EI\gamma^3\gamma_3 - M\nu^2\gamma_4 \end{array} \right| = 0 \quad (43)$$

(43) 式の行列式を解いて、固有円振動数 ν を求めることができる。また、正規関数 $Y_a(x)$, $Y_b(x)$ は (42) 式の連立方程式を解いて $A_a, B_a, C_a, D_a, A_b, B_b, C_b, D_b$ を求め、それらを (32) 式および (38) 式に代入して求められる。ここで、(43) 式の解として求まる ν の値が $\sqrt{k/m}$ に一致する場合に限り、 $\nu = \sqrt{k/m}$ がそのクイの固有円振動数の 1 つとなる。

(iii) $\nu > \sqrt{\frac{k}{m}}$ のとき

$$\left. \begin{aligned} -\beta_1 A_a - \beta_2 B_a + \beta_3 C_a + \beta_4 D_a &= 0 \\ -\beta_2 A_a + \beta_1 B_a + \beta_4 C_a + \beta_3 D_a &= 0 \\ B_a + D_a - B_b - D_b &= 0 \\ \beta A_a + \beta C_a - \gamma A_b - \gamma C_b &= 0 \\ -\beta^2 B_a + \beta^2 D_a + \gamma^2 B_b - \gamma^2 D_b &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (44)$$

$$\left. \begin{aligned}
-\beta^3 A_a + \beta^3 C_a + \gamma^3 A_b - \gamma^3 C_b &= 0 \\
\gamma_1 A_b - \gamma_2 B_b - \gamma_3 C_b + \gamma_4 D_b &= 0 \\
(-EI\gamma^3 \gamma_2 + M\nu^2 \gamma_1) A_b + (-EI\gamma^3 \gamma_1 - M\nu^2 \gamma_2) B_b + (EI\gamma^3 \gamma_4 + M\nu^2 \gamma_3) C_b \\
+ (-EI\gamma^3 \gamma_3 - M\nu^2 \gamma_4) D_b &= 0
\end{aligned} \right\} \quad (44)$$

(44) 式より，振動数方程式は次のようになる。

$$\begin{vmatrix}
-\beta_1 & -\beta_2 & \beta_3 & \beta_4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
-\beta_2 & \beta_1 & \beta_4 & \beta_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 1 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & -1 \\
\beta & 0 & \beta & 0 & -\gamma & 0 & -\gamma & 0 \\
0 & -\beta^2 & 0 & \beta^2 & 0 & \gamma^2 & 0 & -\gamma^2 \\
-\beta^3 & 0 & \beta^3 & 0 & \gamma^3 & 0 & -\gamma^3 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & \gamma_1 & -\gamma_2 & -\gamma_3 & \gamma_4 \\
0 & 0 & 0 & 0 & -EI\gamma^3 \gamma_2 + M\nu^2 \gamma_1 & -EI\gamma^3 \gamma_1 - M\nu^2 \gamma_2 & EI\gamma^3 \gamma_4 + M\nu^2 \gamma_3 & -EI\gamma^3 \gamma_3 - M\nu^2 \gamma_4
\end{vmatrix} = 0 \quad (45)$$

(45) 式の行列式を解いて，固有円振動数 ν を求めることができる。また，正規函数 $Y_a(x)$ ， $Y_b(x)$ は (44) 式の連立方程式を解いて $A_a, B_a, C_a, D_a, A_b, B_b, C_b, D_b$ を求め，それらを (35) 式および (38) 式に代入して求められる。

2) クイ下端が固定端の場合

クイ下端が固定端の場合も自由端の場合と同様に， $y_a = Y_a(x)e^{i\nu t}$ ， $y_b = Y_b(x)e^{i\nu t}$ を境界条件 (20) ~ (27) 式に代入して導かれる 8 つの関係式から，固有円振動数 ν と正規函数 $Y_a(x)$ および $Y_b(x)$ が求められる。

(i) $\nu < \sqrt{\frac{k}{m}}$ のとき

$$\left. \begin{aligned}
\alpha_1 A_a + \alpha_3 B_a + \alpha_2 C_a + \alpha_4 D_a &= 0 \\
(\alpha_2 + \alpha_3) A_a + (-\alpha_1 + \alpha_4) B_a + (\alpha_1 + \alpha_4) C_a + (-\alpha_2 + \alpha_3) D_a &= 0 \\
D_a - B_b - D_b &= 0 \\
\alpha B_a + \alpha C_a - \gamma A_b - \gamma C_b &= 0 \\
2\alpha^2 A_a + \gamma^2 B_b - \gamma^2 D_b &= 0 \\
-2\alpha^3 B_a + 2\alpha^3 C_a + \gamma^3 A_b - \gamma^3 C_b &= 0 \\
\gamma_1 A_b - \gamma_2 B_b - \gamma_3 C_b - \gamma_4 D_b &= 0 \\
(-EI\gamma^3 \gamma_2 + M\nu^2 \gamma_1) A_b + (-EI\gamma^3 \gamma_1 - M\nu^2 \gamma_2) B_b + (EI\gamma^3 \gamma_4 + M\nu^2 \gamma_3) C_b \\
+ (-EI\gamma^3 \gamma_3 - M\nu^2 \gamma_4) D_b &= 0
\end{aligned} \right\} \quad (46)$$

(46) 式より，振動数方程式は次のようになる。

$$\begin{vmatrix} \alpha_1 & \alpha_3 & \alpha_2 & \alpha_4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \alpha_2 + \alpha_3 & -\alpha_1 + \alpha_4 & \alpha_1 + \alpha_4 & -\alpha_2 + \alpha_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & -1 \\ 0 & \alpha & \alpha & 0 & -\gamma & 0 & -\gamma & 0 \\ 2\alpha^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & \gamma^2 & 0 & -\gamma^2 \\ 0 & -2\alpha^3 & 2\alpha^3 & 0 & \gamma^3 & 0 & -\gamma^3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \gamma_1 & -\gamma_2 & -\gamma_3 & \gamma_4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -EI\gamma^3\gamma_2 + M\nu^2\gamma_1 & -EI\gamma^3\gamma_1 - M\nu^2\gamma_2 & EI\gamma^3\gamma_4 + M\nu^2\gamma_3 & -EI\gamma^3\gamma_3 - M\nu^2\gamma_4 \end{vmatrix} = 0 \quad (47)$$

(47) 式の行列式を解いて，固有円振動数 ν を求めることができる。また，正規函数 $Y_a(x)$, $Y_b(x)$ は (46) 式の連立方程式を解いて $A_a, B_a, C_a, D_a, A_b, B_b, C_b, D_b$ を求め，それらを (30) 式および (38) 式に代入して求められる。

(ii) $\nu = \sqrt{\frac{k}{m}}$ のとき

$$\left. \begin{aligned} H^3 A_a + H^2 B_a + H C_a + D_a &= 0 \\ 3H^2 A_a + 2HB_a + C_a &= 0 \\ D_a - B_b - D_b &= 0 \\ C_a - \gamma A_b - \gamma C_b &= 0 \\ 2B_a + \gamma^2 B_b - \gamma^2 D_b &= 0 \\ 6A_a + \gamma^3 A_b - \gamma^3 C_b &= 0 \\ \gamma_1 A_b - \gamma_2 B_b - \gamma_3 C_b + \gamma_4 D_b &= 0 \\ (-EI\gamma^3\gamma_2 + M\nu^2\gamma_1) A_b + (-EI\gamma^3\gamma_1 - M\nu^2\gamma_2) B_b + (EI\gamma^3\gamma_4 + M\nu^2\gamma_3) C_b \\ + (-EI\gamma^3\gamma_3 - M\nu^2\gamma_4) D_b &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (48)$$

(48) 式より，振動数方程式は次のようになる。

$$\begin{vmatrix} H^3 & H^2 & H & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3H^2 & 2H & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & -\gamma & 0 & -\gamma & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 0 & 0 & \gamma^2 & 0 & -\gamma^2 \\ 6 & 0 & 0 & 0 & \gamma^3 & 0 & -\gamma^3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \gamma_1 & -\gamma_2 & -\gamma_3 & \gamma_4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -EI\gamma^3\gamma_2 + M\nu^2\gamma_1 & -EI\gamma^3\gamma_1 - M\nu^2\gamma_2 & EI\gamma^3\gamma_4 + M\nu^2\gamma_3 & -EI\gamma^3\gamma_3 - M\nu^2\gamma_4 \end{vmatrix} = 0 \quad (49)$$

(49) 式の行列式を解いて、固有円振動数 ν を求めることができる。また、正規函数 $Y_a(x)$, $Y_b(x)$ は(48)式の連立方程式を解いて $A_a, B_a, C_a, D_a, A_b, B_b, C_b, D_b$ を求め、それらを(32)式および(38)式に代入して求められる。ここで、(49)式の解として求まる ν の値が $\sqrt{k/m}$ に一致する場合に限り、 $\nu=\sqrt{k/m}$ がそのクイの固有円振動数の1つとなる。

(iii) $\nu > \sqrt{\frac{k}{m}}$ のとき

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 A_a + \beta_2 B_a + \beta_3 C_a + \beta_4 D_a &= 0 \\ \beta_2 A_a - \beta_1 B_a + \beta_4 C_a + \beta_3 D_a &= 0 \\ B_a + D_a - B_b - D_b &= 0 \\ \beta A_a + \beta C_a - \gamma A_b - \gamma C_b &= 0 \\ -\beta^2 B_a + \beta^2 D_a + \gamma^2 B_b - \gamma^2 D_b &= 0 \\ -\beta^3 A_a + \beta^3 C_a + \gamma^3 A_b - \gamma^3 C_b &= 0 \\ \gamma_1 A_b - \gamma_2 B_b - \gamma_3 C_b + \gamma_4 D_b &= 0 \\ (-EI\gamma^3\gamma_2 + M\nu^2\gamma_1)A_b + (-EI\gamma^3\gamma_1 - M\nu^2\gamma_2)B_b + (EI\gamma^3\gamma_4 + M\nu^2\gamma_3)C_b \\ + (-EI\gamma^3\gamma_3 - M\nu^2\gamma_4)D_b &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (50)$$

(50) 式より、振動数方程式は次のようになる。

$$\left| \begin{array}{cccccccc} \beta_1 & \beta_2 & \beta_3 & \beta_4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \beta_2 & -\beta_1 & \beta_4 & \beta_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & -1 \\ \beta & 0 & \beta & 0 & -\gamma & 0 & -\gamma & 0 \\ 0 & -\beta^2 & 0 & \beta^2 & 0 & \gamma^2 & 0 & -\gamma^2 \\ -\beta^3 & 0 & \beta^3 & 0 & \gamma^3 & 0 & -\gamma^3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \gamma_1 & -\gamma_2 & -\gamma_3 & \gamma_4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -EI\gamma^3\gamma_2 + M\nu^2\gamma_1 & -EI\gamma^3\gamma_1 - M\nu^2\gamma_2 & EI\gamma^3\gamma_4 + M\nu^2\gamma_3 & -EI\gamma^3\gamma_3 - M\nu^2\gamma_4 \end{array} \right| = 0 \quad (51)$$

(51) 式の行列式を解いて、固有円振動数 ν を求めることができる。また、正規函数 $Y_a(x)$, $Y_b(x)$ は(50)式の連立方程式を解いて $A_a, B_a, C_a, D_a, A_b, B_b, C_b, D_b$ を求め、それらを(35)式および(38)式に代入して求められる。

(2) クイ基礎の強制振動

基盤上面から地震動加速度 $\ddot{Z}_B$ が入力された場合のクイ基礎の応答変位 y は、クイ側面から受ける表層地盤の影響を考慮すると次のように表わされる。

$$y(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} y_i(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \phi_i(t) \cdot Y_i(x) \quad (52)$$

ここで、

$y_i(x, t)$: クイ基礎の i 次の変位モード (cm)

$\phi_i(t)$: クイ基礎の i 次の基準座標

$Y_i(x)$: クイ基礎の i 次の正規函数

次に、d'Alembert の原理と仮想仕事の原理を応用すると次式が導かれる。

$$\ddot{\phi}_i + Q_{pi}\dot{\phi}_i + R_{pi}\phi_i = F_{pi}\ddot{Z}_B + D_{pi}\psi_i \quad (53)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} Q_{pi} &= \frac{c_a \int_0^H Y_{ai}^2 dx + c_b \int_{-L}^0 Y_{bi}^2 dx + c_M [Y_{bi}^2]_{x=-L}}{m \left(\int_0^H Y_{ai}^2 dx + \int_{-L}^0 Y_{bi}^2 dx \right) + M [Y_{bi}^2]_{x=-L}} \\ R_{pi} &= \frac{EI \left\{ \int_0^H \left(\frac{d^2 Y_{ai}}{dx^2} \right)^2 dx + \int_{-L}^0 \left(\frac{d^2 Y_{bi}}{dx^2} \right)^2 dx \right\} + k \int_0^H Y_{ai}^2 dx}{m \left(\int_0^H Y_{ai}^2 dx + \int_{-L}^0 Y_{bi}^2 dx \right) + M [Y_{bi}^2]_{x=-L}} \\ F_{pi} &= \frac{-m \left(\int_0^H Y_{ai} dx + \int_{-L}^0 Y_{bi} dx \right) - M [Y_{bi}]_{x=-L}}{m \left(\int_0^H Y_{ai}^2 dx + \int_{-L}^0 Y_{bi}^2 dx \right) + M [Y_{bi}^2]_{x=-L}} \\ D_{pi} &= \frac{mH}{m \left(\int_0^H Y_{ai}^2 dx + \int_{-L}^0 Y_{bi}^2 dx \right) + M [Y_{bi}^2]_{x=-L}} \\ \psi_i &= \frac{k}{m} \cdot \frac{1}{H} \int_0^H u Y_{ai} dx \end{aligned} \right\} \quad (54)$$

ただし、

m : クイの単位長さ当たりの質量

M : クイ頭に載荷している上部工の質量

c_a : クイ地中部の粘性減衰係数

c_b : クイ地上部の粘性減衰係数

c_M : クイ頭の粘性減衰係数
 EI : クイの曲げ剛性 ($t \cdot m^2$)
 k : 単位長さ当たりの地盤反力係数 (t/m^2)
 u : 表層地盤の応答変位 (相対変位) (m)
 Z_B : 基盤上面における地震動変位 (m)
 Y_{ai} : クイ地中部の i 次の正規函数
 Y_{bi} : クイ地上部の i 次の正規函数

(53) 式より,

$$\phi_i(t) = \frac{1}{\nu_{di}} \int_0^t P_i(\tau) e^{-\zeta_i(t-\tau)} \sin \nu_{di}(t-\tau) d\tau \quad (55)$$

ここで,

$$\left. \begin{aligned} 2\zeta_i &= Q_{pi} \\ \nu_{di} &= \sqrt{\nu_i^2 - \zeta_i^2} \\ P_i(\tau) &= F_{pi} \ddot{Z}_B + D_{pi} \dot{\psi}_i \end{aligned} \right\} \quad (56)$$

ゆえに, クイ基礎の応答変位 y は, 10-2-4, (1)で述べた固有値解析によって求めた正規函数 $Y_i(x)[Y_{ai}(x), Y_{bi}(x)]$ と, (55) 式より求めた基準座標 $\phi_i(t)$ を (52) 式に代入して求めることができる。

10-3 解析モデルの検証

10-2で提案した解析モデル式の良否を検証するために, 既往の模型実験でのクイ基礎の応答の実測値と解析モデルによる計算値の比較を行った。模型の諸元は表 10-3-1, 図 10-3-1 および図 10-3-2 に示すとおりである。ここで, 地盤はアクリルアミド系グラウト剤で製作し, ほぼ弾性体的な性質を有している。また, クイ基礎はアクリライトで製作し, 頭部に重量を載荷している。

解析において, 表層地盤のせん断弾性定数 G_s は模型の型枠の影響で剛性が増していることを考慮して, 実測された固有振動数から次式の関係を用いて逆算した値を使用している。

$$G_s = \frac{\gamma_s}{g} \cdot V_s^2 \quad (57)$$

$$f_s = \frac{V_s}{4H_s} \quad (58)$$

ここで,

V_s : 表層地盤のせん断弾性波速度 (cm/sec)

f_s : 表層地盤の1次の固有振動数 (Hz)

H_s : 表層地盤の厚さ (cm)

また、クイの曲げ剛性 EI および減衰定数 h_s, h_p はそれぞれ物性試験、クイ頭打撃もしくは加振台からの衝撃力入力による自由減衰振動試験から測定した数値を用いている。一方、単位長さ当たりの地盤反力係数 k の値については、次の4種類の値を用いて解析を行ってみた。

(1) $k = E_s$ (片面バネのみ考慮)

模型地盤から採取した供試体の物性試験を行い、その結果得られた模型地盤のヤング係数 E_s (kg/cm^2) を用いた場合

(2) $k = 2E_s$ (両面バネを考慮)

模型実験では、クイ側面の引張り側においても地盤反力が作用する傾向があったため、圧縮側および引張り側の両面にバネを考慮した場合

(3) $k = k_s D$ (静的載荷試験結果から推定)

クイ頭に水平力 P を作用させて変位 δ を測定し、その時の $P \sim \delta$ 関係を用いて次に示す Chang の方法の実用計算式から推定される横方向地盤反力係数 k_s (kg/cm^3) を用いた場合

$$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 0.5}{3EI\beta^3} H + \frac{(1 + \beta h)^2}{2EI\beta^2} M_t \quad (59)$$

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{k_s D}{4EI}} \quad (60)$$

ここで、

δ : クイ頭のクイ軸直角方向変位 (cm)

β : クイの特性値 ($1/cm$)

H : クイ軸直角方向力 (kg)

M_t : クイ頭の外力モーメント ($kg \cdot cm$)

E : クイの弾性定数 (kg/cm^2)

I : クイの断面2次モーメント (cm^4)

k_s : 横方向地盤反力係数 (kg/cm^3)

h : H, M_t の作用する地上高 (cm)

D : クイ幅もしくはクイ径 (cm)

(4) $k = 3G_s$ (型枠の影響を考慮)

模型の型枠の影響で地盤の剛性が増していることを考慮して、次式の値を用いた場合

$$k = E_s = (1 + \nu_s) G_s \quad (61)$$

ここで、

E_s : 表層地盤のヤング係数 (kg/cm^2)

ν_s : 表層地盤のポアソン比 (0.5を使用)

G_s : (57)式で求まる、表層地盤のせん断弾性定数 (kg/cm^2)

なお、クイ下端が自由端の場合の模型実験では、クイは模型の型枠底面(基盤上面)まで根入れされていないかったが、任意の深さ x におけるクイの応答値は、同じ深さにおける表層地盤の変位 u を用いることによって計算することができる。また、地盤のせん断振動においては1次モードが支配的であることから、計算の簡略化のために表層地盤の変位 u としては1次モードのみを考慮した。

クイの1次共振振動数の実測値と解析モデルによる計算値の比較を表10-3-2に、クイ頭の共振曲線の実測値と解析モデルによる計算値の比較を図10-3-1および図10-3-2に示している。これらからわかるように、単位長さ当たりの地盤反力係数 k の値として、静的載荷試験結果から推定した $k = k_s D$ の値を用いた場合、および型枠の影響を考慮して $k = 3G_s$ の値を用いた場合では比較的精度良く一致している。しかしながら、強制振動時における減衰定数の値の選定には問題が残されていることなどから、クイの共振振動数と地盤の共振振動数の間の振動数領域における応答レベルは、実測値と解析モデルによる計算値に差が見

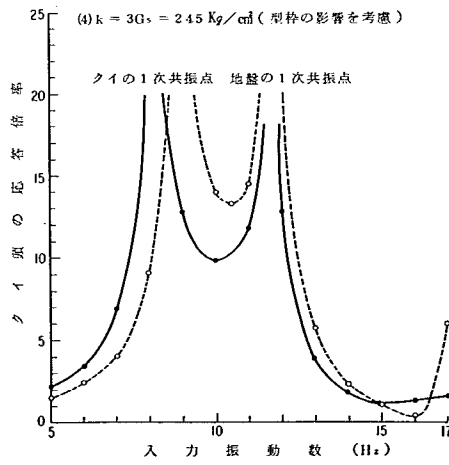
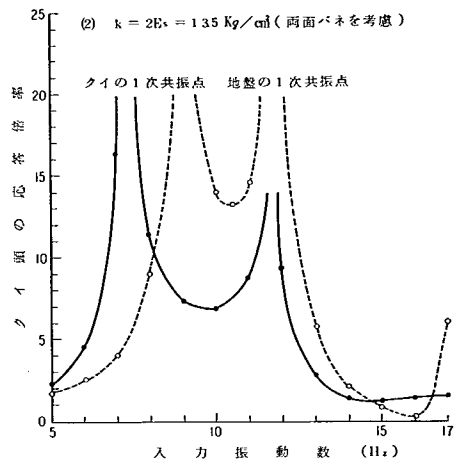
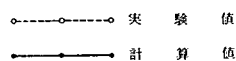
表10-3-1 解析に用いた模型の諸元

模 型 諸 元		実 験 条 件	クイ下端が自由端	クイ下端が固定端
表 層 地 盤	地 盤 厚 さ H_s (cm)		6 0.0	5 0.0
	単 位 体 積 重 量 γ_s (kg/cm^3)		1.0×10^{-3}	1.0×10^{-3}
	せん断弾性定数 G_s (kg/cm^2)		8.18	6.67
	減 衰 定 数 h_s		0.04	0.02
	単位長さ当たりの 地盤反力係数 k (kg/cm^2)		(1) $k = E_s = 6.76$ (2) $k = 2E_s = 13.5$ (3) $k = k_s D = 25.8$ (4) $k = 3G_s = 24.5$	(1) $k = E_s = 7.31$ (2) $k = 2E_s = 14.6$ (3) $k = k_s D = 11.1$ (4) $k = 3G_s = 20.0$
ク イ 基 礎	根 入 れ 長 さ H_p (cm)		3 0.0	5 0.0
	突 出 長 L (cm)		1 0.2	2 8.8
	単位長さ当たりの重量 m_g (kg/cm)		9.3×10^{-3}	8.5×10^{-3}
	曲 げ 剛 性 EI ($\text{kg} \cdot \text{cm}^2$)		1.45×10^4	1.24×10^5
	クイ頭重量 M_g (kg)		3.4	2.2
	減 衰 定 数 h_p		0.04	0.02

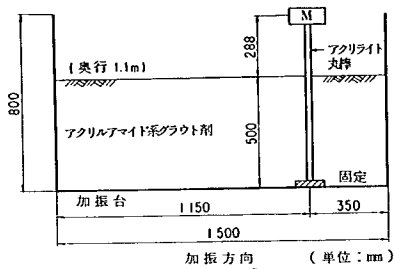
表 10-3-2 共振振動数の比較

ケース \ クイの1次共振振動数		クイ下端が自由端の場合 (Hz)	クイ下端が固定端の場合 (Hz)
実 験		8.9	7.8
解 析	(1) $k = E_s$ とした場合	6.4	6.7
	(2) $k = 2E_s$ とした場合	7.3	7.3
	(3) $k = k_s D$ とした場合	8.1	7.1
	(4) $k = 3G_s$ とした場合	8.0	7.6

られる。すなわち、地盤反力係数と減衰定数の値を適切に選べば、この解析モデル式を用いてクイ基礎の地震応答を精度良く推定することができるものと思われる。



— 172 —



< 模型実験概要図 >

○ 実験値
● 計算値

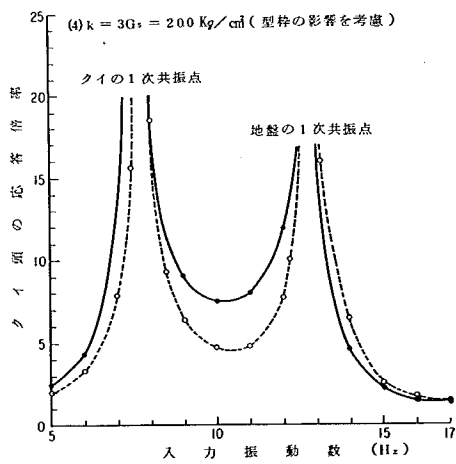
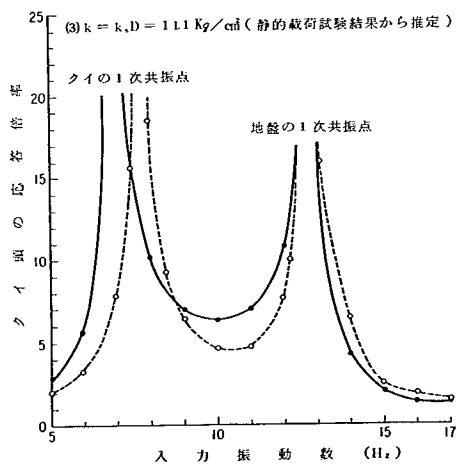
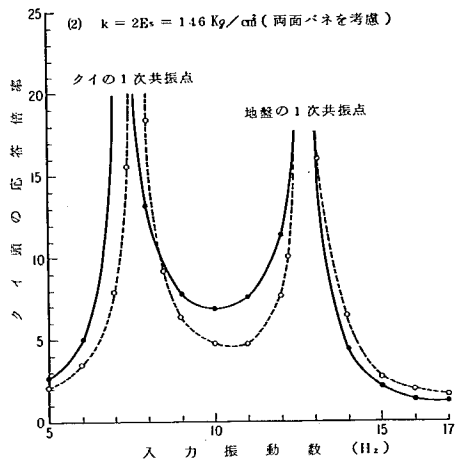
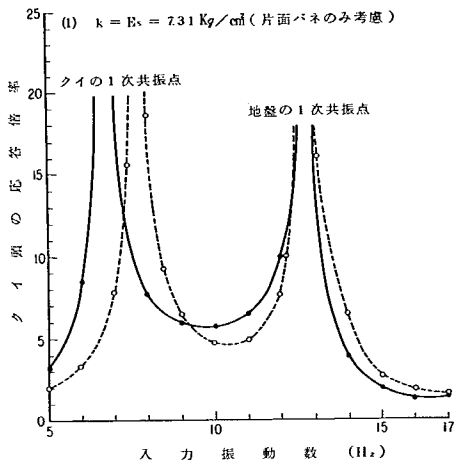


図10-3-2 実験値と解析モデルによる計算値の比較 (タイ下端が固定端の場合)

10-4 クイ基礎の地震応答特性

10-2において、曲げ振動が主体となるような基礎構造物の地震応答を、地盤から受ける動的な影響を考慮して算定するための解析モデル式を提案した。ここでは、この解析モデル式を使って図10-4-1に示

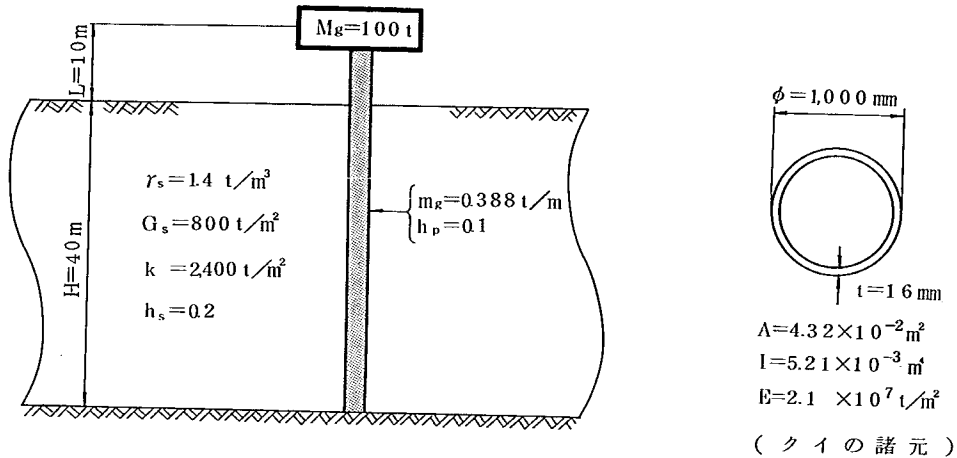


図10-4-1 地盤とクイの諸元

したようなクイ基礎の地震応答特性を調査した。この時の入力としては、表層地盤およびクイ基礎の1次固有振動数の正弦波を基盤上面に与えている。解析の内容は、クイ頭重量 M_g を100tと仮定した場合の1次～5次の応答値（変位応答倍率、応答曲げモーメント、応答せん断力）およびその和、クイ頭重量 M_g を100t, 50t, 20tの3段階に変化させた場合の応答値、表層地盤のせん断弾性定数 G_s を800t/m², 1600t/m², 2400t/m²の3段階に変化させた場合の応答値を求め、以下の図、表にその結果を示している。

- (1) クイ頭重量を変化させた場合の固有振動数の変化 表10-4-1
- (2) 表層地盤の剛性を変化させた場合の固有振動数の変化 表10-4-2
- (3) クイ頭重量を100tとした場合の変位応答倍率の分布 図10-4-2, 図10-4-3
- (4) クイ頭重量を100tとした場合の応答曲げモーメントの分布 図10-4-4, 図10-4-5
- (5) クイ頭重量を100tとした場合の応答せん断力の分布 図10-4-6, 図10-4-7
- (6) クイ頭重量を変化させた場合の応答値の変化 図10-4-8, 図10-4-9
- (7) 表層地盤の剛性を変化させた場合の応答値の変化 図10-4-10, 図10-4-11

ここで、全体としての変位応答倍率は、1次から5次までの応答変位と基盤の変位を位相を考慮してたし合わせて求めた絶対変位振幅を、基盤の変位振幅で除した絶対変位振幅応答倍率で示し、応答曲げモーメントおよび応答せん断力については1次から5次までの応答値の絶対値の和で示している。

以上の解析の結果をまとめると、次のようになる。

- (i) クイ基礎の固有振動数は、下端が自由端の場合も固定端の場合も同じ値となっている。
- (ii) クイ頭重量が増すにつれて、クイ基礎の固有振動数は小さくなる（固有周期は長くなる）。
- (iii) 表層地盤の剛性が増すにつれて、表層地盤およびクイ基礎の固有振動数は大きくなる（固有周期は短くなる）。

(iv) $M_g = 100 \text{ t}$, $G_s = 800 \text{ t/m}^2$ の場合

- a. 変位応答倍率は、1次モードはクイ頭、2次モードはクイ地上部分、3次モードはクイ地中部分が大きくなっている。全体としては、1次モードの寄与によってクイ頭の応答が大きく、地表面より少し下の地中部分の応答も大きくなっている。また、自由端の場合はクイ下端の応答も高次モードの寄与によって大きくなる傾向がある。
- b. 応答曲げモーメントは、1次モードは地表面付近、2次モードはクイ地上部分および地表面より少し下の地中部分の応答が大きくなっている。全体としては、クイ地上部分および地表面より少し下の地中部分の応答が大きくなっており、2次モードの寄与が大きくなっている。また、固定端の場合はクイ下端の応答も高次モードの寄与によって大きくなる傾向がある。
- c. 応答せん断力は、1次モードはクイ地上部分および地表面より少し下の地中部分、2次モードはクイ頭および地表面付近の応答が大きくなっている。全体としては、クイ頭および地表面付近の応答が大きくなっており、2次モードの寄与が大きくなっている。また、固定端の場合はクイ下端の応答も高次モードの寄与によって大きくなる傾向がある。

これらの応答は、入力振動数が表層地盤の1次固有振動数の場合もクイ基礎の1次固有振動数の場合も同様の傾向を示している。

- (v) クイ頭重量が変化した場合の応答は、クイ頭重量が増すにつれて大きくなっている。この傾向は、入力振動数が表層地盤の1次固有振動数の場合よりもクイ基礎の1次固有振動数の場合の方が顕著に現われている。

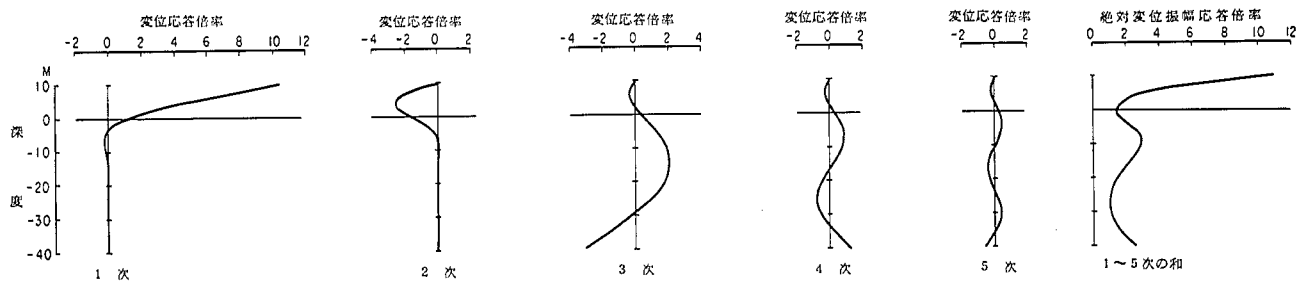
- (vi) 表層地盤の剛性が変化した場合、それぞれ異なった応答分布を示し、これといった傾向を見い出せないが、一般にクイ地上部分および地表面近くの地中部分で応答が大きくなっている。

表 10-4-1 クイ頭重量を変化させた場合の固有振動数の変化

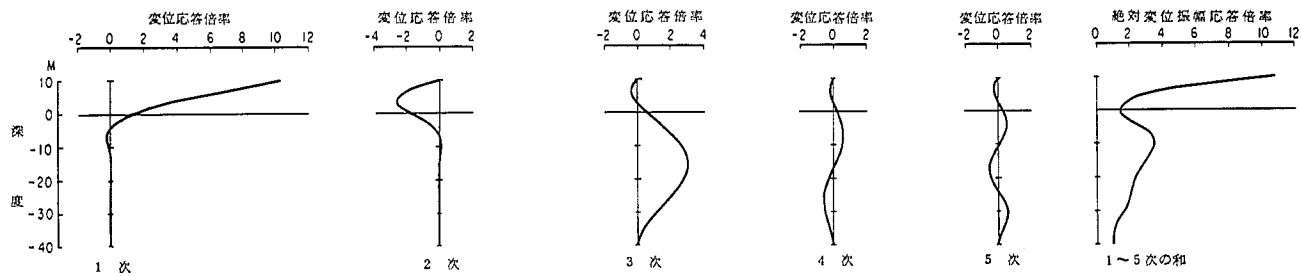
クイ頭重量 \ 固有振動数	表層地盤の1次固有振動数 (H_z)	クイ基礎の1次固有振動数 (H_z)	
		下端自由端	下端固定端
$M_g = 100 \text{ t}$	0.470	0.559	0.559
$M_g = 50 \text{ t}$	0.470	0.785	0.785
$M_g = 20 \text{ t}$	0.470	1.220	1.220

表 10-4-2 表層地盤の剛性を変化させた場合の固有振動数の変化

クイ頭重量 固有振動数	表層地盤の1次固有振動数 (H_z)	クイ基礎の1次固有振動数 (H_z)	
		下端自由端	下端固定端
$G_s = 800 \text{ t/m}^2$	0.470	0.559	0.559
$G_s = 1,600 \text{ t/m}^2$	0.661	0.597	0.597
$G_s = 2,400 \text{ t/m}^2$	0.810	0.619	0.619

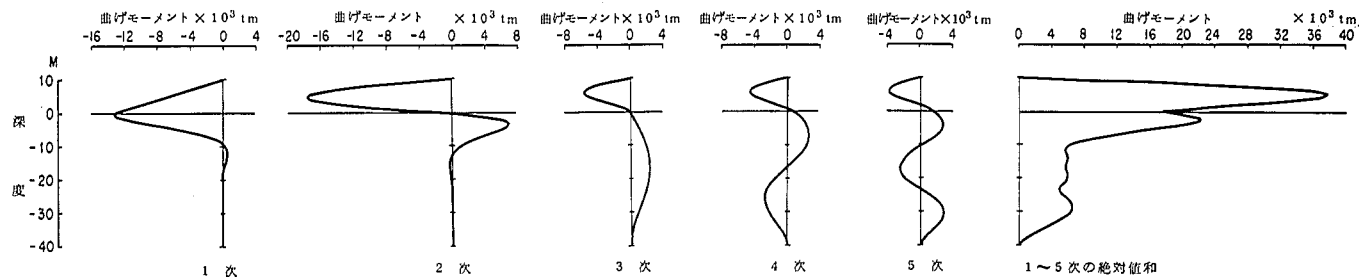


(a) クイ下端が自由端の場合

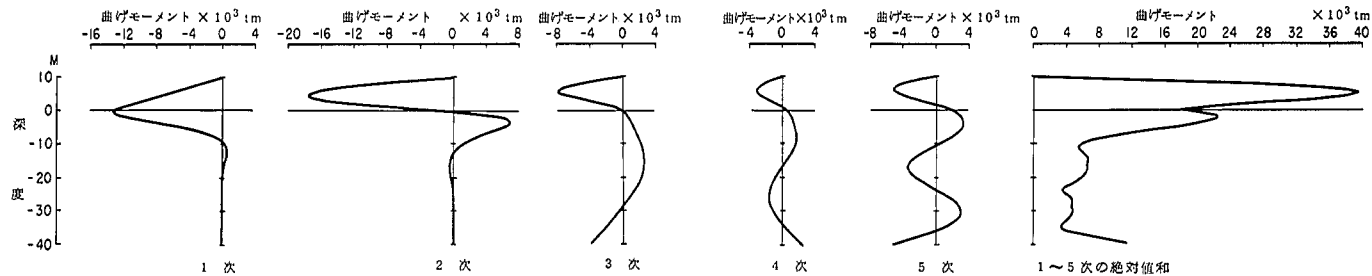


(b) クイ下端が固定端の場合

図10-4-2 変位応答倍率の分布 ($M_g = 100 \text{ t}$, $G_s = 800 \text{ t/m}^2$: 表層地盤の1次固有振動数 0.470 Hz の正弦波を入力した場合)

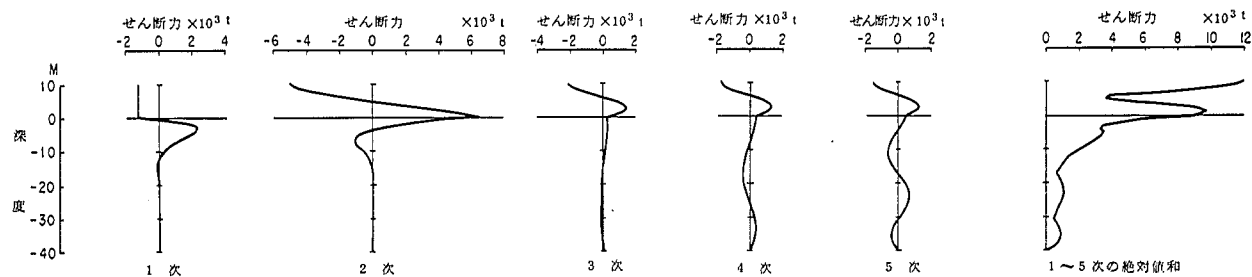


(a) タイ下端が自由端の場合

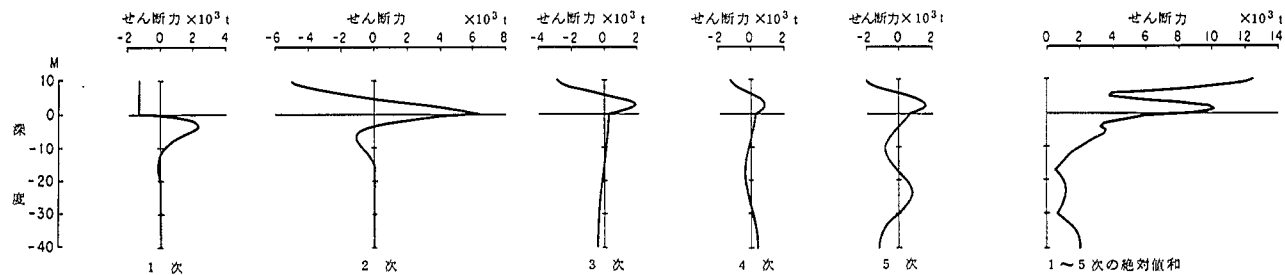


(b) タイ下端が固定端の場合

図10-4-3 応答曲げモーメントの分布 ($M_g = 100 \text{ t}$, $G_s = 800 \text{ t/m}^2$: 表層地盤の1次固有振動数 0.470 Hz , 振幅 1 m の正弦波を入力した場合)

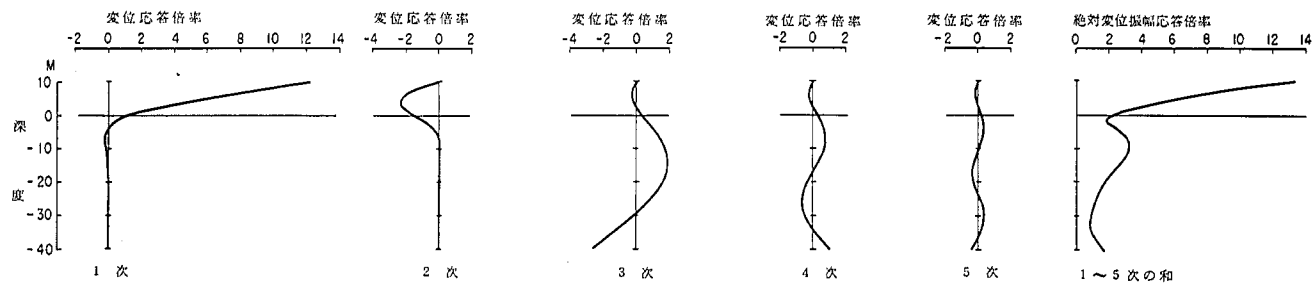


(a) クイ下端が自由端の場合

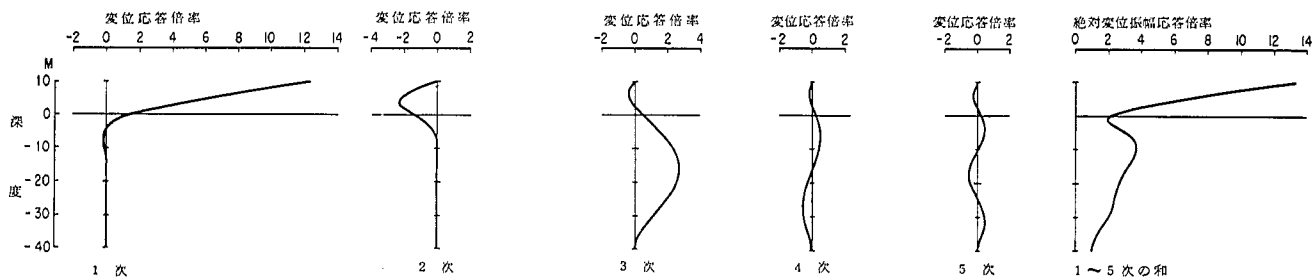


(b) クイ下端が固定端の場合

図 10-4-4 応答せん断力の分布 ($M_g = 100 \text{ t}$, $G_s = 800 \text{ t/m}^2$: 表層地盤の
1 次固有振動数 0.470 Hz , 振幅 1 m の正弦波を入力した場合)

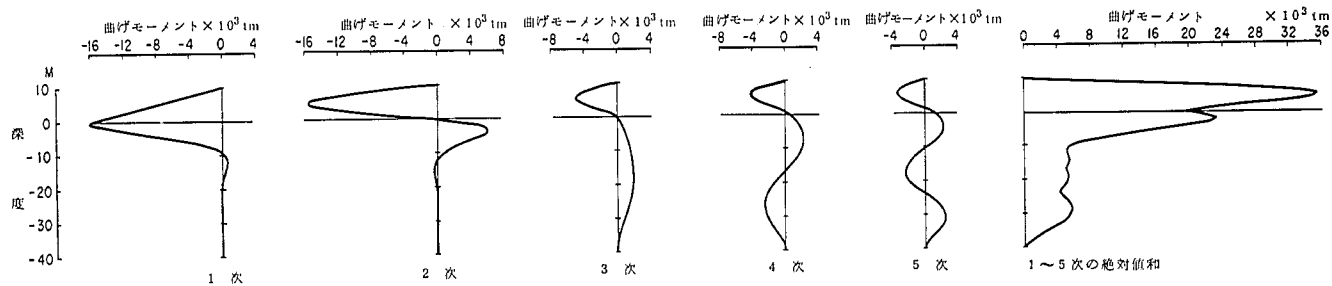


(a) クイ下端が自由端の場合 (入力振動数 0.559Hz)

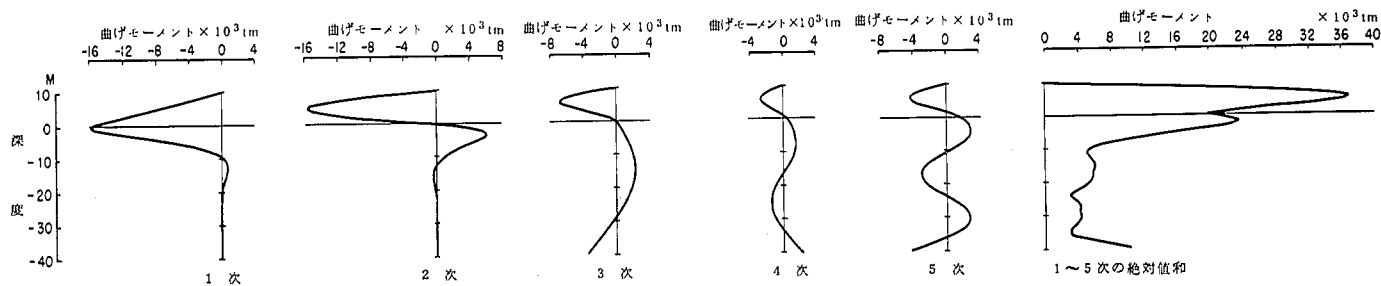


(b) クイ下端が固定端の場合 (入力振動数 0.559Hz)

図 10-4-5 変位応答倍率の分布 ($M_g = 100 \text{ t}$, $G_s = 800 \text{ t/m}^2$: クイ基礎の 1 次固有振動数の正弦波を入力した場合)

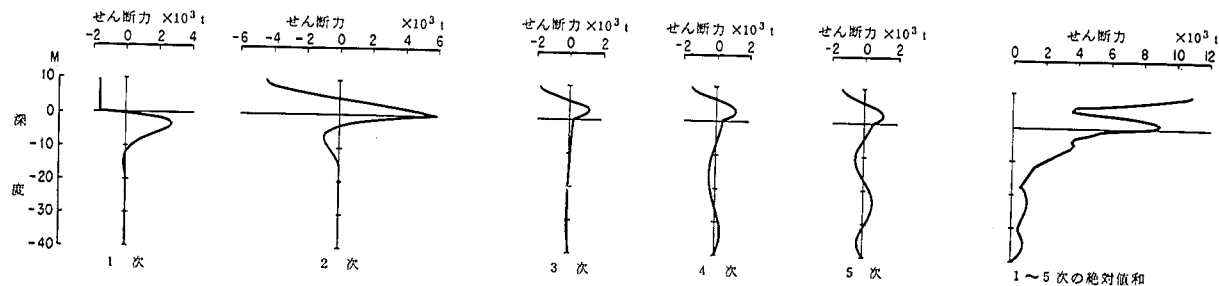


(a) クイ下端が自由端の場合 (入力振動数 0.559 Hz)

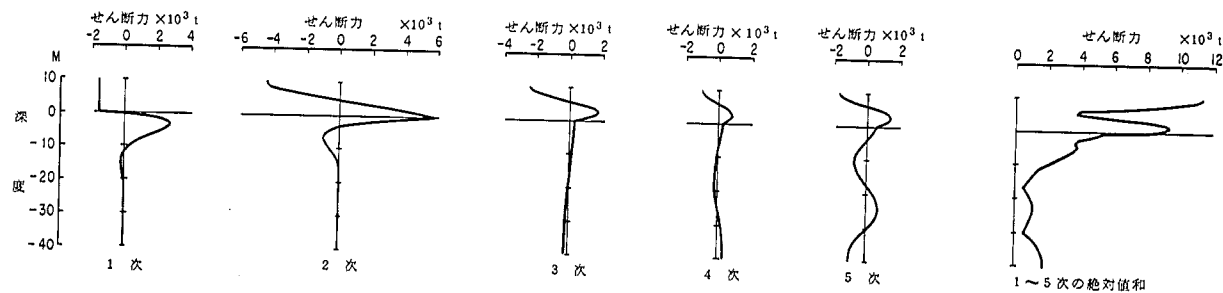


(b) クイ下端が固定端の場合 (入力振動数 0.559 Hz)

図 10-4-6 応答曲げモーメントの分布 ($M_g = 100 \text{ t}$, $G_s = 800 \text{ t/m}^2$: クイ基礎の 1 次固有振動数, 振幅 1 m の正弦波を入力した場合)



(a) クイ下端が自由端の場合 (入力振動数 0.559 Hz)



(b) クイ下端が固定端の場合 (入力振動数 0.559 Hz)

図 10-4-7 応答せん断力の分布 ($M_g = 100 \text{ t}$, $G_s = 800 \text{ t/m}^2$: クイ基礎の 1 次固有振動数, 振幅 1 m の正弦波を入力した場合)

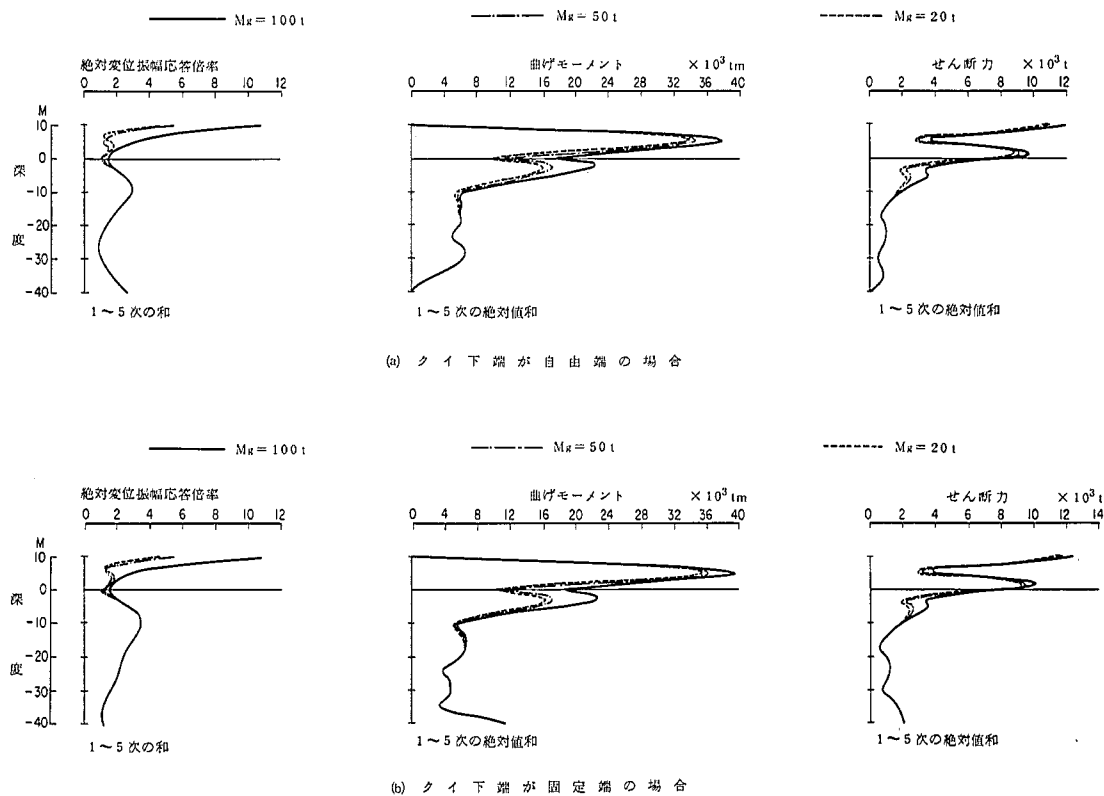
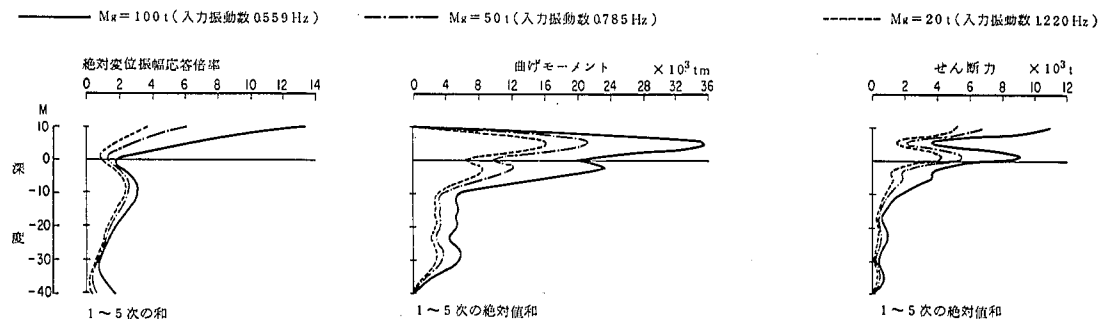
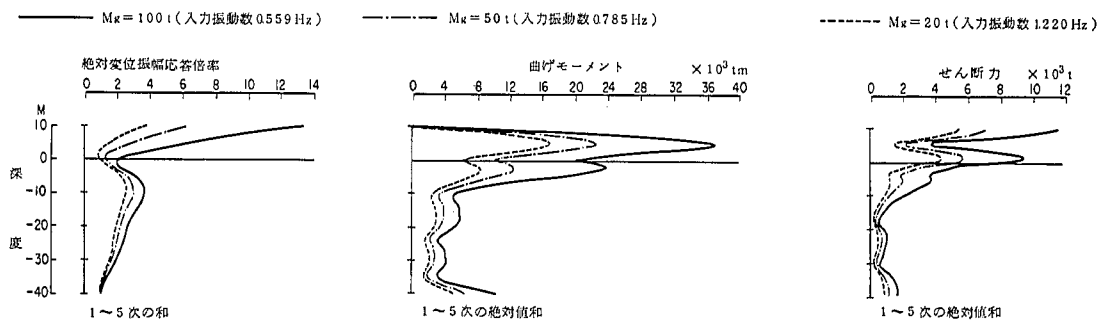


図 10-4-8 クイ頭重量を変化させた場合の応答値の変化 ($G_s = 800 \text{ t/m}^2$: 表層地盤の 1 次固有振動数 0.470 Hz , 振幅 1 m の正弦波を入力した場合)

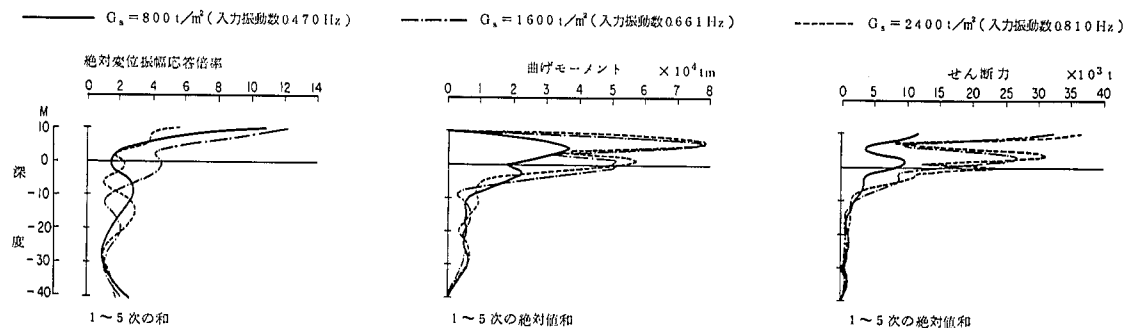


(a) クイ下端が自由端の場合

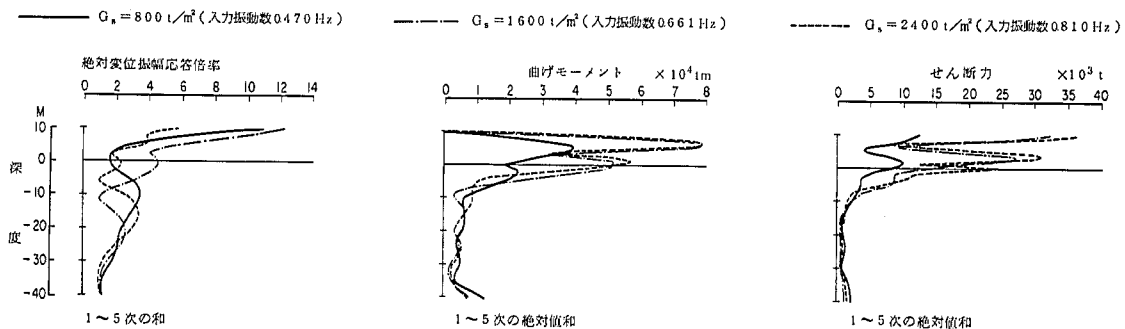


(b) クイ下端が固定端の場合

図 10-4-9 クイ頭重量を変化させた場合の応答値の変化 ($G_s = 800 \text{ t/m}^2$: クイ基礎の 1 次固有振動数, 振幅 1 m の正弦波を入力した場合)

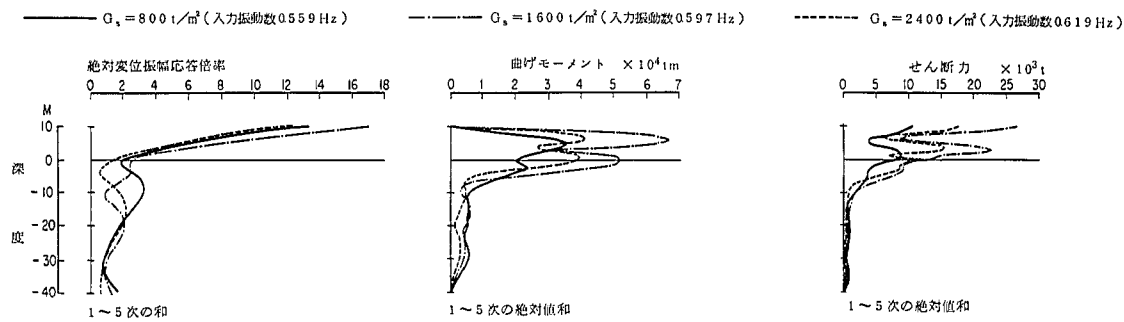


(a) クイ下端が自由端の場合

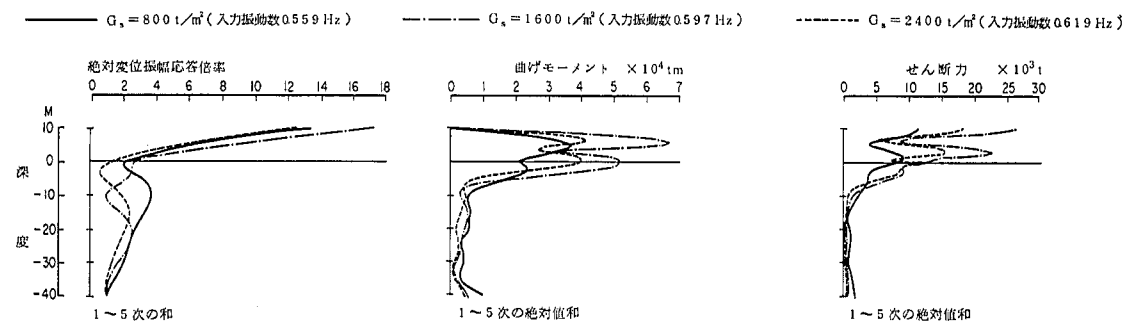


(b) クイ下端が固定端の場合

図 10-4-10 表層地盤の剛性を変化させた場合の応答値の変化 ($M_g = 100 \text{ t}$: 表層地盤の 1 次固有振動数, 振幅 1 m の正弦波を入力した場合)



(a) クイ下端が自由端の場合



(b) クイ下端が固定端の場合

図 10-4-11 表層地盤の剛性を変化させた場合の応答値の変化 ($M_g = 100 \text{ t}$: クイ基礎の 1 次固有振動数, 振幅 1 m の正弦波を入力した場合)

10—5 結 論

基礎が地中に深く根入れされている構造物の耐震性を調査するためには、基礎周辺の地盤から受ける動的な影響を考慮した地震応答解析を行うことが望ましい。そこで本年度は、曲げ振動が主体となるような基礎構造物を対象に、上部構造からは慣性による水平力のみが伝達されるような構造系を仮定し、10—2 に示したような地盤の振動の影響を考慮した地震応答解析モデルを提案した。この場合、基礎側面における地盤からの影響を、地盤の動的な変位と剛性に基づく外力で表現している。10—3 において、模型実験による実測値とこの解析モデルによる計算値の比較を行ったが、地盤反力係数と減衰定数を適切に選ぶことによって両者は比較的精度良く一致することがわかった。すなわち、基礎側面における地盤からの動的な影響を表現する1つの方法として、地盤の動的な変位をその剛性に基づいて外力として入力する方法の妥当性が確認された。

また、この解析モデルを使って、曲げ振動が主体となるような基礎構造物（クイ基礎）の地震応答特性を10—4 において調査した結果、次のようなことがわかった。

- (1) 根入れの深いクイ基礎では、下端の支持条件によるクイ基礎の固有振動数の変動は小さい。
- (2) 上部工重量が大きいほど、クイ基礎の固有周期は長くなる。
- (3) 地盤が硬いほど、クイ基礎の固有周期は短くなる。
- (4) クイ基礎の地震応答として、応答変位はクイ頭、応答曲げモーメントおよび応答せん断力はクイ地上部分と地表面近くの地中部分において、それぞれ大きくなる傾向がある。
- (5) 上部工重量が増加すれば、クイ基礎の地震応答値も大きくなる傾向がある。
- (6) 地盤の剛性が変化すれば、クイ基礎の地震応答値の分布性状も変化する。すなわち、地盤の剛性が変化すると、応答変位、応答断面力の大きくなる箇所も異なってくるため、耐震性の検討の際には詳細な調査が必要である。

謝 辞

本年度の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、感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：地震時における地盤の変形を考慮した基礎杭の応力算定法，土木研究所資料 第972号，昭和49年10月
- 2) 大川秀雄，矢島基臣，山寄勝志：自由長のある杭の固有振動数について，土木学会第32回年次学術講演会講演概要集Ⅰ—238，昭和52年10月

- 3) 栗林栄一, 川島一彦, 宮田忠明: 地震時の地盤のせん断変形による基礎杭の応力に関する二, 三の考察, 土木学会第32回年次学術講演会講演概要集 I - 240, 昭和52年10月
- 4) 栗林栄一, 萩原良二, 宮田忠明: 地中梁と表層地盤の剛性による動的相互作用, 土木学会第33回年次学術講演会講演概要集 I - 183, 昭和53年9月
- 5) 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
- 6) Joseph Penzien, Charles F. Scheffey, and Richard A. Parmelee: SEISMIC ANALYSIS OF BRIDGES ON LONG PILES, ASCE, Vol. 90, EM3, 1964年6月
- 7) 土質工学会: 土と構造物の動的相互作用, 土質基礎工学ライブラリー9, 昭和48年10月