本四技報

Vol. 2 No. 3 '78 .1

本州四国連絡橋公団

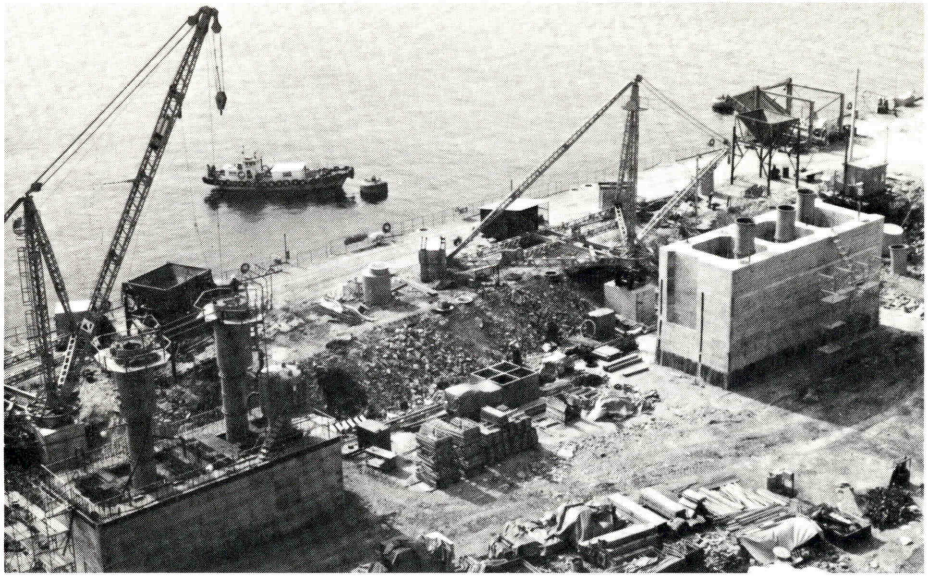
本四技報　第3号　目次

「悪くても」と「うまくゆけば」……理　　事……川崎偉志夫　1
気象海象予測手法……工務部工務第三課……西野新造　2
吊橋ケーブルの二次応力測定〈平戸大橋〉……第二建設局設計課……北川　信　8
大型振動台による下部構造—地……設計第二部設計第三課……樋口康三　14
　盤系の模型実験〈その1〉
児島坂出ルート海峡部地質調査〈その1〉……設計第二部設計第四課……山縣　守　20
道路のり面の植生試験……今治工事々務所第二工事長……重村公登　26
因島大橋アンカレイジ基礎地盤の確認……設計第二部審議役……宮島圭司　32
　向島工事々務所第一工事長……村上憲司
技術ニュース……35

本四技報　第4号　掲載予告

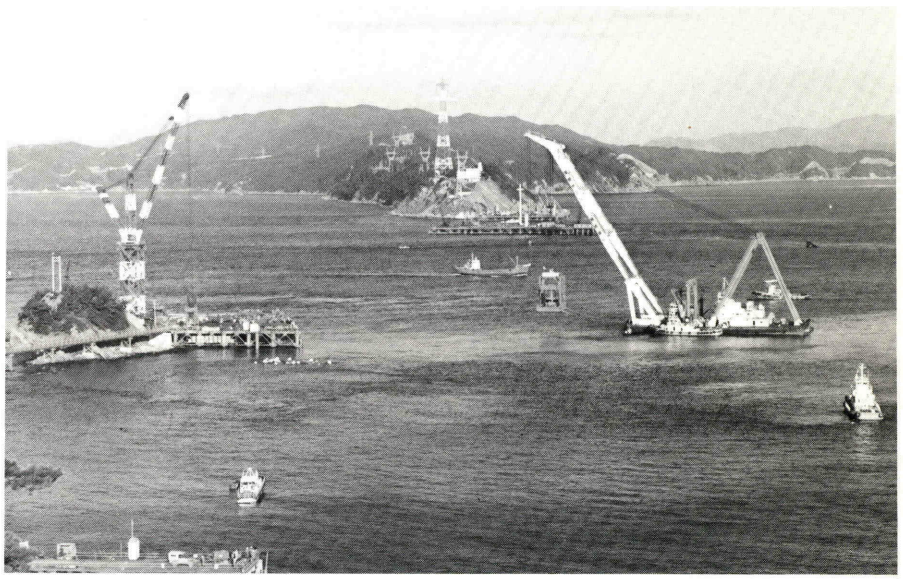
- 大型振動台による下部構造—地盤系の模型実験(その2)
- 児島・坂出ルート海峡部地質調査(その2)
- 閃光式航空障害灯調査
- 鋼床版の変形特性に関する調査
- 架橋と輸送構造

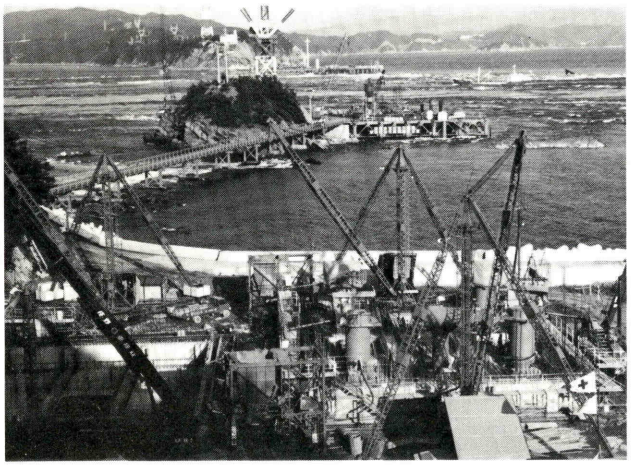
大鳴門橋下部工工事



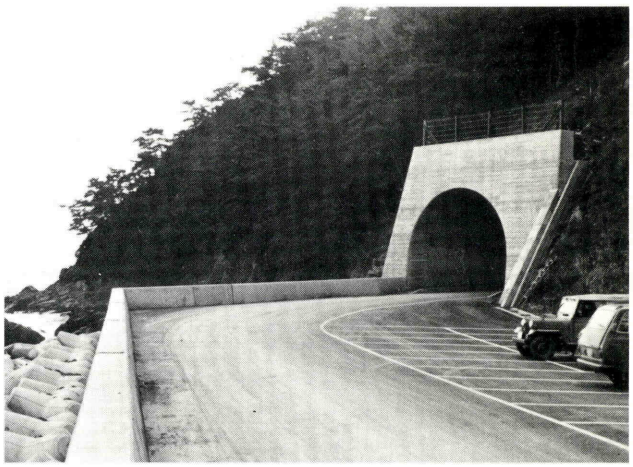
1Aケーソン施工状況；
No.1，No.3ケーソンの沈下が始められている。これらにNo.2，No.4ケーソンと止水壁を構築して，アンカレイジの床掘削を行う。
（昭和52年11月撮影）

φ4.4mロータリー掘削機の搬入；
本機は，4Pの多柱基礎の掘削に用いるもので，明石からフローティング・クレーンで運搬中の様子である。
（昭和52年11月撮影）





4P，5Aの施工状況；
4Pの支持枠は，ほぼ架設を終り根固め中である。5Aのケーソン工事は，山側ケーソンの沈下を終了し，海側ケーソンも18mほど沈下している。
（昭和52年11月撮影）

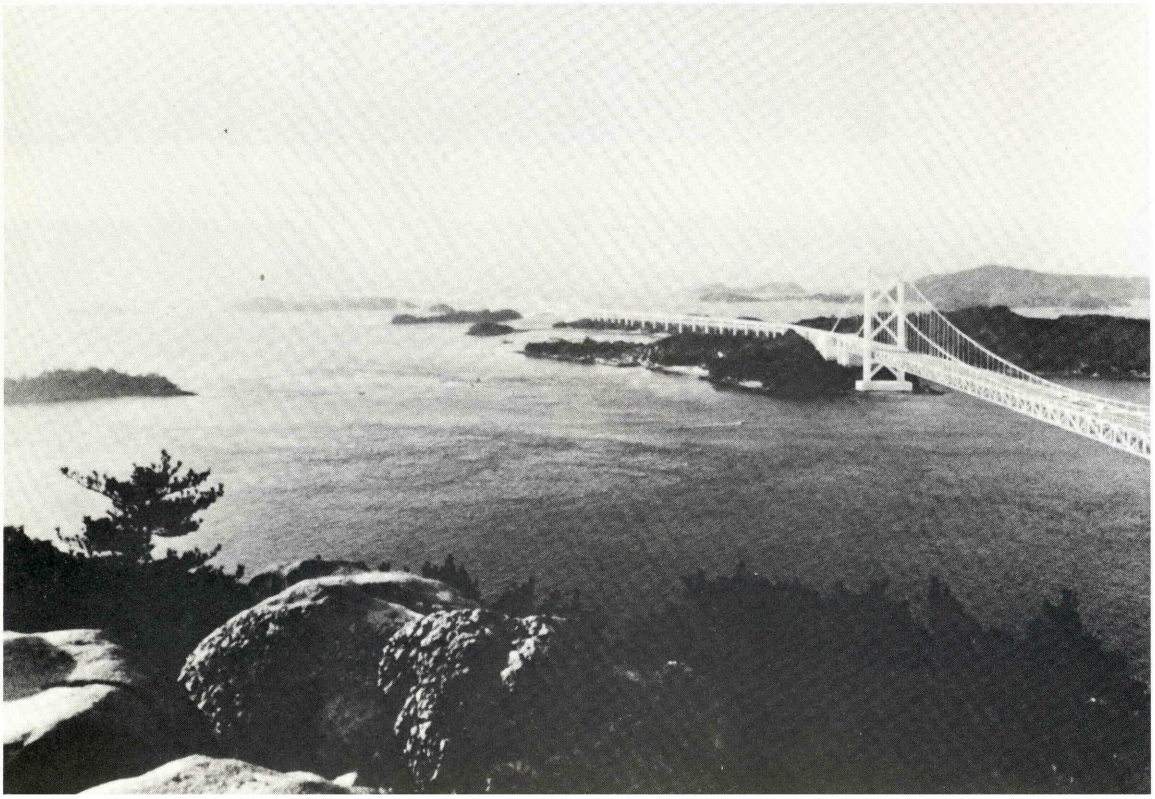


工事用トンネル；
本トンネルは，県道鳴門公園より5A作業ヤードに至る延長127mの2車線トンネルである。現在，既に完成し今後，本橋の上・下部工工事の資材運搬に用いられる。
（昭和52年11月撮影）

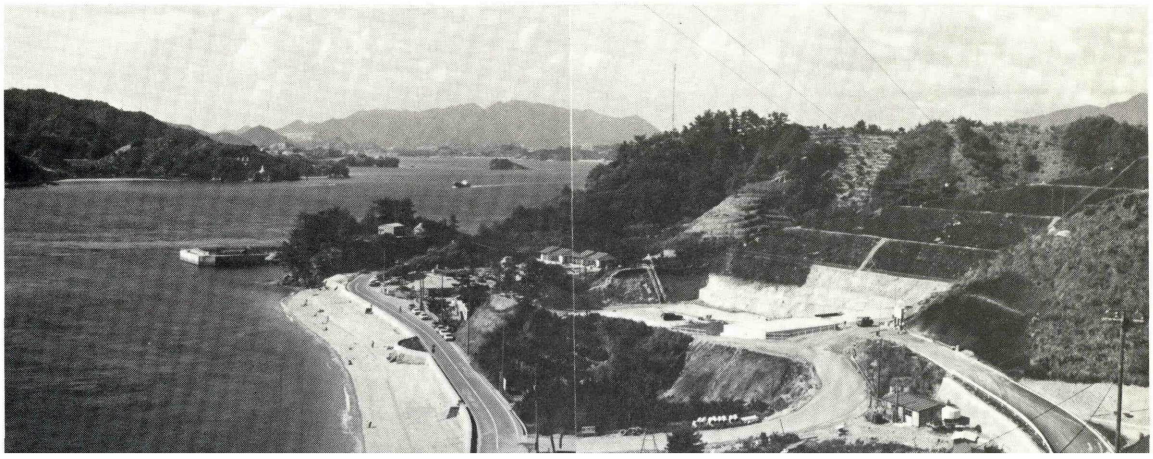
現　　況

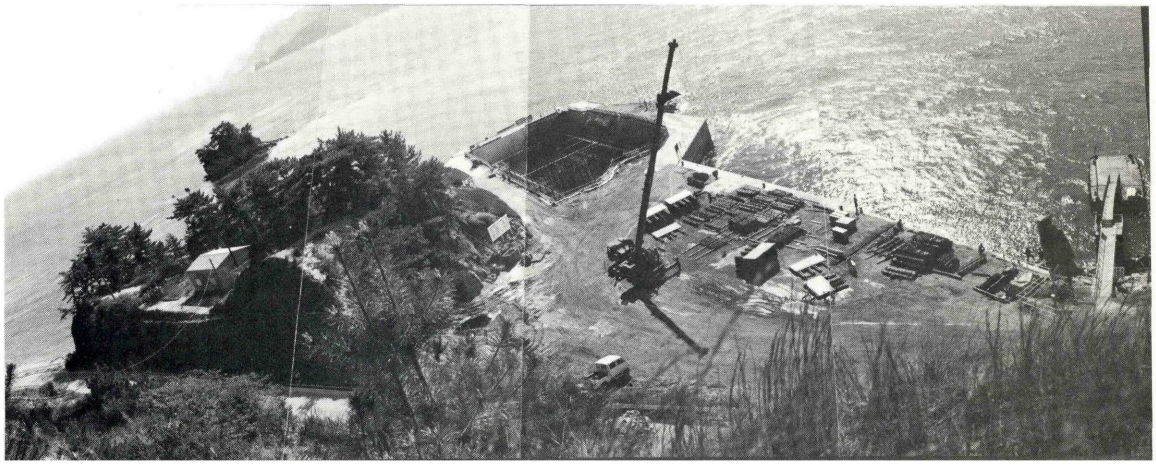


架　橋　後



因島大橋下部工工事





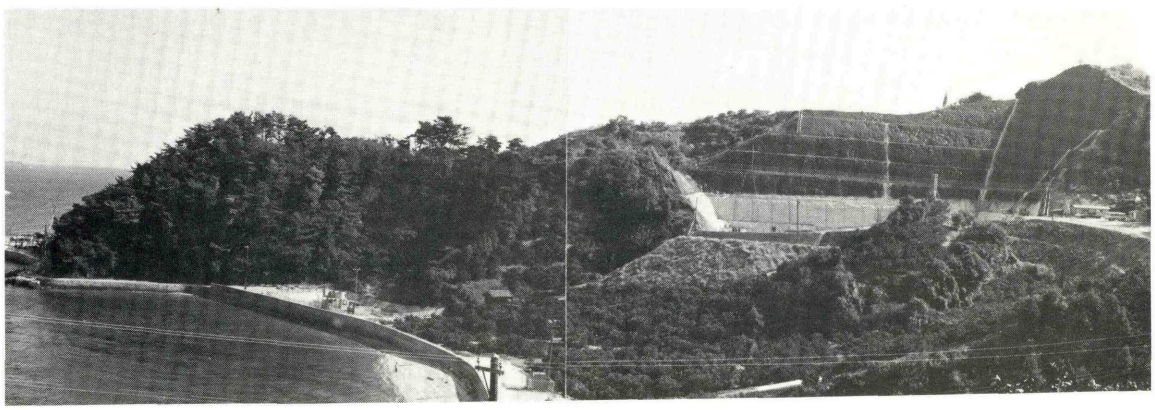


写真－上　**1A施工状況；**
躯体コンクリートの打設中。手前に打ち上げつつある躯体コンクリートが見える。**（昭和52年10月撮影）**

写真－中上　**2P施工状況；**
2P本体部の掘削を完了し，躯体コンクリート打設に着手した。**（昭和52年10月撮影）**

写真－左　**3P施工状況；**
3P物揚場のための締切工を完了し，躯体コンクリート打設に着手した。**（昭和52年10月撮影）**

写真－下　**4A施工状況；**
均しコンクリート打設を終了し，躯体コンクリート打設に着手した。**（昭和52年10月撮影）**

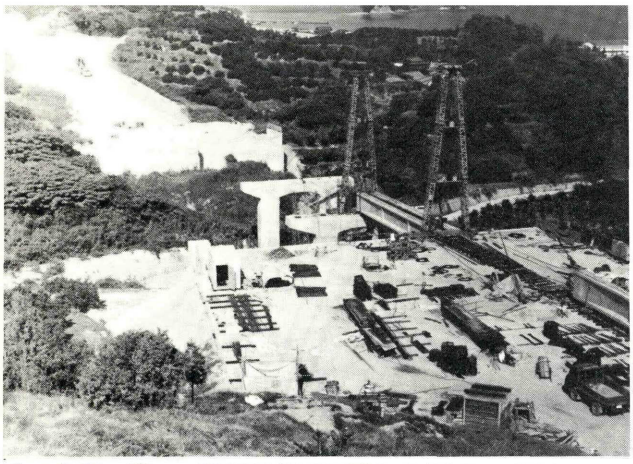


大三島橋および陸上部



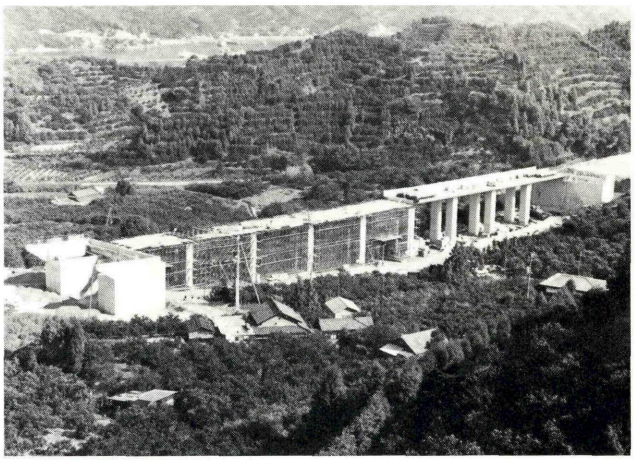
大三島橋　アーチリブ施工状況；

右側に伯方島4Aの仮設用荷上げ桟橋に仮置きされたアーチリブブロック及びアーチリブ1ブロックが架設されているのが見える。　**（昭和52年12月撮影）**



大三島南工事　八股川橋（PC連続合成桁）施工状況；

（昭和52年10月撮影）



大三島南工事　瀬戸高架橋（RC連続ホロースラブ）施工状況；

（昭和52年10月撮影）

「悪くても」と「うまくゆけば」

理事　川崎　偉志夫

気取った標題で恐縮だが，ある人からもらったはなむけの言葉を引用してみた。「悪くても」から出発して，つまり考えられる悪条件を織り込んだ計画を立て，逐次無駄を省いてゆくほうが，「うまくゆけば」から出発して追加してゆくよりも，より正しい方法だと思う。

土木構造物では，許容応力度とか安全率という言葉の中に，こうした概念は一応含まれているが，我々が造ろうとしている構造物の中には，従来の延伸もあるし，新らしいものもある。前者が過去の経験に改良を重ねてゆくのに対し，後者は経験に乏しい。少なくとも規模の点で群を抜くものがある。

例はいくらでもある。吊橋の規模が大きくなると，ケーブル架設において，キャットウォークのメインロープや各ストランドは，自身の重量を支えるのみで，許容応力度の相当大きな割合を食われる。したがってその上に乗る金網や作業員などの荷重に対し，中小規模吊橋に比べて慎重な配慮が必要である。

またストランドでは，架設中の張力増大が，引き出しや調整作業にどんな影響があるか。張力の大きいほうが形状管理面で有利との説があるかもしれないが，逆に素線の損傷や断線のおそれはないか。前者の「うまくゆけば」よりも，後者の「悪くすれば」に留意して検討しておきたい。

大型海中基礎で，施工中の変形の影響をどう考えるか。校庭なみの平面積をもつ物体に加わる外力が，均等に作用すると考えうるか。局部的な応力集中の値と結果をどう評価するか。ここでも「悪くても」の立場で検討しておきたい。杞憂と解れば贅肉を取ればよい。

架設中の塔柱の挙動・支間測量・応力測定等々，規模とともに誤差やバラツキの値は大きくなろう。規模でこれらを吸収しうる場合と，そうでない場合とがある。誤差の率が意味をもつ場合と，誤差の値そのものが意味をもつ場合とがある。ケーブルサグの誤差は率であり，ケーブル定着面での調整シム量は絶体値である。諺でいえば，「1ダースなら安くなる」場合もあろうが，その逆もある。「群盲象を撫でる」や「針の穴から天覗く」の結果とならないよう，「悪くても」の立場から出発しておきたい。寸法効果に気をつけると表現してもよい。

完成後の管理についても，十分な配慮が望ましい。筆者の経験から2例を挙げる。その1はあるゲルバー桁で，橋台支点上の反力が，最小ゼロで設計されていたが，供用30年ぐらいで，アンカーボルトが切断した。予想外の重交通による負反力の繰り返しによるものであるが，死荷重推定の誤差もあったと思われる。「うまくゆけば」で計算を過信した例である。

その2は，沓座での橋脚天端コンクリートの破損である。コンクリートの施工不良や配筋ミスもあるが，測量誤差による縁端距離の不足例も多い。現在は天端幅に十分余裕を取るよう設計基準が改正されている。「悪くても」・「誤差吸収」の配慮不足例として挙げてみた。

吊橋での1例を追加しよう。ハンガーロープと補剛桁との取付部で，将来の防蝕に気をつけておきたい。面倒な話ではない。塗り替えが可能な隙間（リブ間隔）を確保するだけのことである。金門橋でのハンガーロープ取り替えの教訓を学びたい。

以上，少々の悪条件が重なっても失敗が許されない場合と，失敗してもやり直しができる場合との見極めをつけたいというのがこの随想の結論でもあるが，我々が造るものは一過性のものではなく，永久にその場所に残る。野球の監督が，6：4の可能性でヒットエンドランをかけるのとは本質的に異なる。ヒットエンドランが成功したときの華麗さを追ってばかりはおれない。もっともっと高い成功率が要求される。経済性と確実性・丈夫で長持ち，時代が変っても，これらの本質が見失なわれてはならない。

気象海象予測手法

工務部工務第三課　西野新造

1．まえがき

近年，わが国の海岸，港湾および海洋構造物等の海洋工事においては，工事現場を対象とした気象海象の予測業務をとり入れている例が多い。本州四国連絡橋の建設工事においても，建設地点の気象海象の自然条件は厳しい所であり，また，工事は作業別に気象海象の限界条件が設定されているために常時気象海象の変化を監視しなければならない。そこで作業の能率向上と工事の安全確保のため架橋地点毎に気象海象の予測が必要となつた。

ところが，およそ東西200km，南北100kmに囲まれた架橋地域内において，架橋地点毎に気象海象の予測を行うとすれば局地予測であり，しかも，作業目的からは気象海象の量的予測を行うことになる。しかし，量的予測を行うことは現在の天気予報の技術をもってしても難しい要素がありすぎて容易ではない。

また，架橋工事専用の予測であれば，業務に要する経費の配慮もあり気象情報の入手範囲は限られてくる。そこで予測手法の作成にあたつて，次のことを行った。

1）架橋地点の既往調査資料から予報則を作成した。

2）学識経験者によつて量的予測に関する基本的事項と問題点について調査検討を行った。

3）予測試験によって量的予測の可能性と予測精度を確めた。

以上の成果を踏えて現行の気象海象予測手法を作成した。以下，その手法の作成の経緯と内容について述べる。

2．予報則の作成

昭和45年度から気象海象予測の基礎資料として，次の予報則を作成した。

(1) 予報則（その1）[1)]

気象台で用いている風の量的予測手法と瀬戸内海沿岸地方の一般天気予報指針（予報則に準ずる）を収集した。また，明石海峡，鳴門海峡における海上風の実測と予測値との関係を調べた。

(2) 予報則（その2）[2)]

垂水，徳島，多度津，波止浜における日最大風速の出現頻度を月別，風速階級別に調べた。調査期間内の天気図型（13種類）と風速（15m/s以上，15m/s以下，8m/s以下，5m/s以下の4段階）を組合せて，ルート別に48時間の風の変化を図示した。なお，天気図は当日9時と翌日9時の2枚を記載　た。

(3) 予報則（その3）[3)]

1）苅藻島（神戸市）と岩屋沖の波高観測値から波の統計的性質を調べた。また，高い波を観測した時の天気図型を分類した。

2）架橋地点付近の既往最大波高を調べた。

場　所	最大波高	発生年月日	備　考
岩　屋	6～7m	昭和40.9.10	台風6523号
明　石	6～7	〃　〃　〃　〃	〃
平　磯	8	〃　〃　〃　〃	〃
飛　島	10～20	〃　〃　〃　〃	〃
瀬居島(西)	5	〃　39　〃　25	台風6420号
与　島(南)	5	〃　〃　〃　〃	〃
田之浦	4～5	〃　29　〃　26	洞爺丸台風
瀬戸田	2	〃　45　8　21	台風7010号
井の口	2～3	〃　〃　〃　〃	〃
名　駒	1.5	〃　〃　〃　〃	〃
大三島	3～4	〃　〃　〃　〃	〃

3）内海における波浪の推算式の基本的な考え方について，苅藻島沖の波の記録と垂水（80m高度）の風の記録から波浪の推算式を求め，既存の推算式と比較検討を行った。また，波高に及ぼす潮流の影響，浅海における波の変形について調べた。

(4) 霧の観測と調査[4)]

架橋地点の霧の予報則作成のために観測と調査を行った。

1）現地観測　a．昭和48年2月から4月までに3回観測を行った。観測は鳴門地区3点，備讃瀬戸4点，因島地区3点において温度，湿度の自記器による測定のほか，地区毎に一般気象観測を行った。

b．番ノ洲において低層ゾンデによる気温の鉛直分布の観測と8mm撮影を行った。

c．航空機による瀬戸内海の霧の水平分布の撮影を行った。

2）瀬戸内海の霧に関する文献調査，a．気象官署の霧の予報則（各県防災気象要覧）を収集した。

b．霧の発生，機構，解析等の文献17編を収集した。

3）瀬戸内海の濃霧の特性，a．濃霧に及ぼす雨の効果；濃霧は雨の後に発生しやすいこと，また，雨と共存したり，濃霧のあとで雨が降ることがあること。

b．霧の種類；濃霧を大別すると移流霧と放射霧の移流によるものが多く前線霧は少ないこと，また，混合霧は分類によってはかなりあること。

c．陸と海の影響；濃霧発生の主原因が海上にある場合

でも陸の影響が加わっており，また，陸に発生する場合も海の影響を受けていると着目した方が発生機構を理解しやすいこと。等が挙げられる。

3．予測手法の検討

昭和46年度から瀬戸内海海象気象調査委員会（(財)日本気象協会委託）において，気象海象予測手法の基本的考え方と技術的な面について調査検討を行った。討議内容を気象と海象に分けて，それぞれ専門分科会で検討を行ったが，主な内容は次のとおりである。

(1) 気象の部

1）気象調査に関する基本的考え方[5)]

本州四国連絡橋に関する設計，施工，気象予測等に用いる気象調査は，気象学的考察に基づき統一された方法によるものであり，矛盾があってはならない。

2）気象現象に関する考え方[5)]

気象現象の取扱いを単純化するために，次のようなスケールに現象を体系づける。そしてある特定の現象を考えるときは，それより大きい現象を基本流として考え，そしてより小さい現象は雑音として平滑化する。

架橋地点のような局地現象はTopo-Scale かMicro-Scaleの現象までを考えなければならない。

名　　称	代表的長さ（高さ）	代表的寿命時間	代表的現象
Large-Scale	3,000km（10,000m）	1ヶ月	高低気圧
Medium-Scale	1,000km（10,000m）	1週間	台　風
Meso-Scale	100km（10,000m）	1　日	小低気圧
Topo-Scale	10km（1,000m）	1時間	局地風
Micro-Scale	1km　（100m）	10分間	大気乱流

3）架橋地点の風の考え方[5)]

架橋地点上空の風（Friction Free Wind）はLarge-Scale の気圧分布から求めることができる。Medium またはMeso-Scale の現象がないときは，地衡風[注1]とみなせる。Medium-Scale の現象があるときは，傾度風と考える。また，MesoおよびTopo-Scale の現象については，天気解析での表現は難しいがモデル化や実験的知識をもって考える。したがって，架橋地点の風を予測するには，その地点の風を代表する基準点を選び，その地点における実測風と地衡風の関係を求め，それから必要な条件の風に換算する方法をとる。

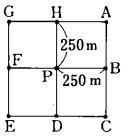
4）架橋地点の地衡風を求める方法

架橋地点のように特定場所の風の量的予測を行う目的で地衡風を調べた前例は余りない。そこで委員会の要望もあって大阪，神戸両気象台の予報担当者により地衡風の求め方と予測方法について検討会を開いた。

5）架橋地点の地衡風と地上風との関係[6)]

架橋地点を代表する基準点は垂水（80m高度），門崎（69m高度），番ノ洲（50m高度），大三島（30m高度），来島（64m高度）の観測所とした。

基準点（P）の地衡風（Vg）は，次の図・式によって地上実況（予想）天気図から各格子点の気圧を読取り，



$$U=\frac{G+H+A}{3}-\frac{E+D+E}{3}$$

$$V=\frac{A+B+C}{3}-\frac{G+F+E}{3}$$

$$V_g=\sqrt{u^2+v^2}$$

風の東西成分（U）と南北成分（V）を気圧差から求め，U，Vを合成して風向風速を求める。

実測風速（Vs）と地衡風（Vg）との関係は$Vs=a\cdot Vg\pm\sigma_{vs}$（a：定数，$\sigma_{vs}$：偏差）で表される。表－1に基準点における実測風と地衡風との関係を示す。

表－1　基準点の風速と地衡風との比率

基準点＼月	2	4	6	8	10	12
垂　　水	0.51	0.65	0.74	1.04	0.90	0.67
門　　崎	0.83	0.95	1.10	1.18	0.89	0.87
番　ノ　洲	0.43	0.38	0.49	0.56	0.53	0.58
大　三　島	0.31	0.33	0.36	0.33	0.54	0.36
来　　島	0.50	0.69	0.49	0.40	0.34	0.64

6）海上風と陸上風（基準点の風）との関係[5)]

明石海峡，備讃瀬戸において，海底地質調査用のボーリングタワーを利用して測定した海上風の既往資料は，測定精度が良くなかったため，海上風と陸上風の関係を明かにすることは無理であった。したがって，委員会から新しいシステムによる観測方法の提案があり，そこでカセットテープを利用した海上気象収録装置を開発し，「創成」，「躍進」等の作業足場に取り付けて海峡部の風と波の測定を行った。

7）霧の予測の考え方[5)]

霧の発生についての予報は行われているが，悪視程の定量的予測は現状では殆ど行われていない。そこで架橋地点の霧の予測には，霧の総観的な予測のほか霧の水平分布および風の予測と同様な統計的手法を考える必要がある。

8）極短時間予測の方法[5)]

気象現象にはかなり持続性（寿命）があるので，現象の時間的追跡から外挿することにより，極短時間の予測を行う方法がある。この方法によって雷雨および突風のように急変する現象を予測するには，現象の発生機構と移流速度等の調査を行う必要がある。

(2) 海象の部

1）架橋地点の波浪予測の基本的考え方[5)]

現在，波浪推算法として，a．有義波の推算，b．波のスペクトル（型）の推算，c．数値予報（波のスペクトルの変化）の3種類のものがある。本州四国連絡橋に関する波浪予測には，aの方法をとることにした。[7)]

2）波浪の推算式の検討

S．M．B法と総称されている有義波の推算においては，風速吹送時間，吹送距離によって風浪の発達に関する推算式が基本となり各種の式が提案されている。

そこで委員会は推算式として，次のWilson Ⅳ型の式（1965）を採用した。

$$\frac{gH}{U^2}=0.30\left[1-\left\{1+0.004\left(\frac{gFe}{U^2}\right)^{\frac{1}{2}}\right\}^{-2}\right]$$

$$\frac{gT}{2\pi U}=1.37\left[1-\left\{1+0.008\left(\frac{gFe}{U^2}\right)^{\frac{1}{3}}\right\}^{-5}\right]$$

H：$\frac{1}{3}$有義波高
T：$\frac{1}{3}$有義波周期
U：海面上10mにおける風速
g：重力加速度

なお，吹送距離は，次のSaville（1954）の有効吹送距離（Fe）をとることにした。

$$Fe=\frac{\Sigma Xi\cos^2\theta i}{\Sigma\cos\theta i}$$

θiは主風向を中心に左右5°毎（又は6°）に，それぞれ45°までとった角度であり，Xiはそれに対応した対岸距離である。左右45°の角度の代りに風向変動幅から有効吹送距離を求めている例がある。

3）波の発生域における風の場の考え方[5)]

波の発生域における風の場の風速を推定するのは，現在のところ無理であり，そこで架橋地点の海上風と有効吹送距離から推算波高を求め，実測波高と比較し，逆にtrial and error の方法で発生域の風の場の風速を推定している。

4）大阪湾のうねり[8)]

紀伊水道から友ヶ島水道を通過して大阪湾内に侵入するうねりの推算には，うねりの波高，周期をパワースペクトルに置換え，速度分散と方向分散を伝搬させて求める。昭和47年の台風のうねりの推算では，潮岬から友ヶ島水道に達したうねりの波高は50%減衰し，神戸港に達した時は，潮岬での波高の約90%減衰した。これは実測値とも比較的よく一致している。

5）P.N.Jの角伝搬[注-2]によるうねりの推算

南方定点（29°N,135°E）のうねりの資料をもとにうねりの量的予測法[9)]が作成されており，これによって紀伊水道入口のうねりの波高を推算し，鳴門海峡および明石海峡に侵入するうねりをP.N.Jの角伝搬から求める。表－2は，真南からうねりが伝搬し，侵入した時の波高である。

表—2　うねりの伝搬に伴う波高の減衰

紀伊水道入口	波　高（m）				
潮岬真西	1	2	3	4	5
鳴門海峡	0.5	1.2	1.6	2.2	2.7
明石海峡	0.3	0.6	0.9	1.2	1.4

6）潮流の影響

潮流の強い海域における波浪の推算においては，潮流の影響を考慮する必要があるが，具体的な資料がないので今後検討を行う。

4．予測試験[10)]

架橋地点の気象海象を予測することは局地予測であり，しかも量的，空間的，時間的な要素が含まれているために，これ等を客観的に正確に予測することには幾多の困難が予想された。そこで予測の可能性と精度の限界を確めるために昭和47年6月から8ヶ月間予測試験を行った。この間，量的予測のための要因の数量化に基づくワークシートの検討と改良を繰返して客観的予測法の開発につとめた。

(1) 実施内容

1）予測海域

明石海峡，鳴門海峡，下津井瀬戸，備讃瀬戸，尾道－今治間（特に大三島付近）等である。

2）予測の種類

12時間，24時間予測（以上量的予測），48時間，週間予測（以上傾向予測），短時間予測，特別予測（以上随時）等である。

3）予測の内容

風向，風速，風浪，うねり，天気，視程等である。

4）予測資料

テレタイプ（2台）：大阪管区気象台から分岐をうけて地上，海上，高層，飛行場等の気象実況を受信する。

FAX（気象模写受信装置）（1台）：地上，高層の実況，解析図および天気分布，気象衛星，富士山レーダー等各種図を受画する。

現場実況：垂水，門崎，因島における1日3回（9，12，15時）の気象・海象の実況の通報を受ける。

5）予測作業要員

予測センター：主任技師（1人），技師（2人），技手（2人）である。

(2) 予測手法

風および波の予測方法は，主として委員会の結論に従ったが，その他の要素は気象台の予測方法によった。

1）風の予測

地上予想天気図[注-3]（24時間）から基準点の予想地衡風を計算し，既往調査の結果を用いて平均風速を予測する。（図—1）　500MB高度うず解析図[注-4]の等高線走向，風速，うず度から最大風速を予測する。（図—2）

2）波の予測

S.M.B図に海上風（予測平均風速）をあてはめ，海峡中央部の有義波を予測する。最高波高は波数200程度をみて，$Hmax=1.64H_{1/3}$とした。（図—3）

3）天気，雨の予測

地上予想天気図，850MB[注-5]，700MB，500MBの気温と700MB上昇流[注-6]および降水量予想（12時間），天気分布図等から総合判定を行い，天気と雨量強度を予測する。（図—4,5）

4）視程の予測

予想天気図と海上風（予測）から霧発生の有無を判定し，850MB気温24時間予想および気温，露点温度の実況，水温（平年値）等から視程（霧）を予測する。（図—6）

5）週間予測

北半球500MB高度，うず度[注-7]の解析図と48時間予想図から気圧の谷や尾根の西日本通過日と強さを推定して週間予測を行う。（図—7）

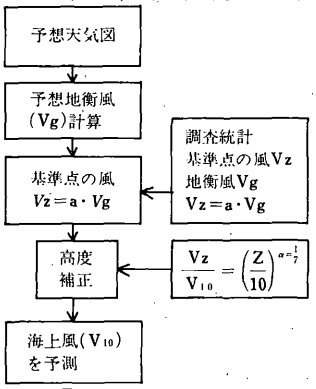
(3) 試験結果

1）風；各海峡の風の予測において，試験当初は局地

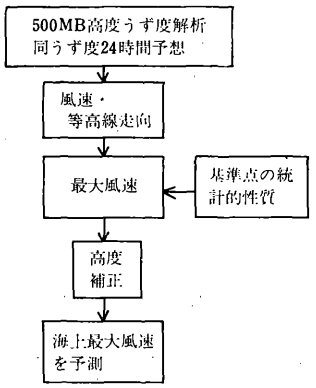
性が十分把握できず予測が低めであったが，後半には予測手法の改良を重ねたので全般的に予測精度が上った。また，10m/s以上の強風継続時間は，垂水を1.0(総計271時間）とおけば，門崎：1.6倍，番ノ洲：0.5倍，櫃石：0.1倍，大三島：0倍（総計3時間）で地域差の大きいことが判った。

2）波；予測風速がはずれたために推算波高が実測と大きく異なった場合が多かった。また鳴門海峡について北～北西風に対する波の推定式が不適当であった。

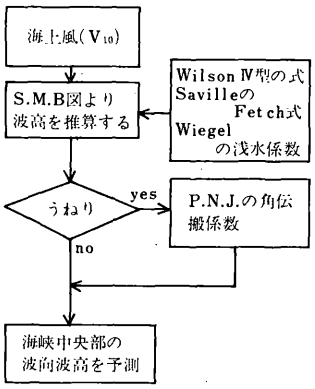
3）天気；雨に対する予測は全般的によく適中したが，7月の実況に対する予測および12月の予測に対する実況の適中率は65%程度で低かった。



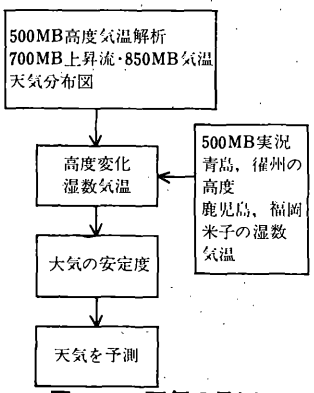
図－1　平均風速の予測



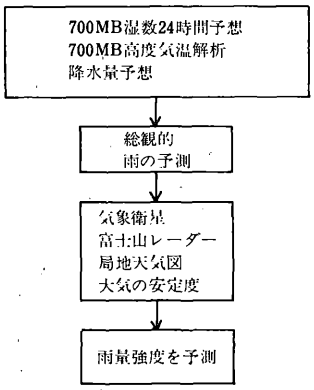
図－2 最大風速の予測



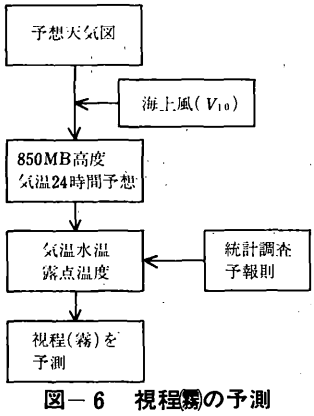
図－3　波の予測



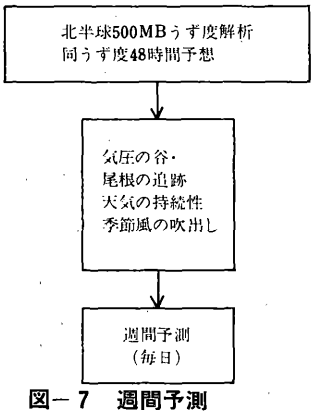
図－4　天気の予測



図－5　雨の予測



図－6　視程霧の予測



図－7　週間予測

4）視程（霧）；備讃瀬戸の予測と高松の霧の実況を比較した結果，試験期間中に霧の発生は15日あったのに予測は10日で平均適中率67%であった。

5）その他；予想天気図と実況天気図について119例から定性的にみた適中率は46%であった。

5．予測業務の実態

昭和48年度から継続実施している気象海象の予測業務において，年度毎の主な対象作業を挙げると次のとおりである。

昭和48年度は3ルート全体を対象に行う予定であったが諸般の事情から延期した。しかし，第一建設局において調査，工事現場を対象に予測を行った。

昭和49年度は3ルートにおける調査，試験工事現場を対象に予測を行った。また，台風16号，18号の予測および海上作業の工程計画書に基づき必要とされる気象海象予測のシミュレーションを行った。

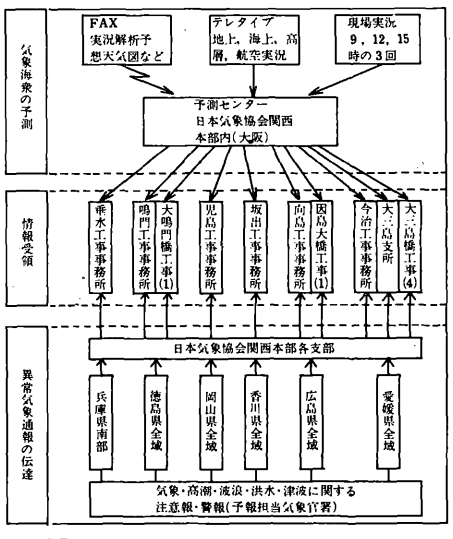
昭和50年度は布刈瀬戸，鳴門海峡における試験工事現場を主体に予測を行った。なお，12月に大三島橋の着工から本工事に対する予測を始めた。

昭和51年度は大三島橋工事のほか，6月に大鳴門橋，52年1月に因島大橋がそれぞれ着工になり，予測を本格的に工事に反映させる段階に入った。

本年度は図－8に示すように，大三島橋工事関連に4ヶ所，大鳴門橋工事関連に1ヶ所，因島大橋工事関連に1ヶ所に予測および情報の通報伝達を行っている。

予測作業は通常16時30分までに終えて，表－3に示す内容を通報している。また，気象官署から発表される異常気象の注意報，警報は，その都度該当現場に伝達している。

予測業務を始めてから，現在までに調査および工事現場においては，大雨による被害を除けば気象災害は発生していない。しかし，予測精度に問題が全然ないわけでもなく，局地予測の技術的に難しい面は相変らず残っている。



図－8　予測業務のフローチャート

6．予測精度

現在の天気予報の技術からみて，気象の量的予測の適中率を単純に設定時間毎に求めることには疑問もあるが，ここでは予測の目的から工事の作業内容の特殊性を考慮して，次の採点分割表a-eによって予測の適中率を調べた。

a．風向（橋梁の上下部の施工を考えた）

方位差	0	±1	±2	±3	1方位45°
適中率	100	80	30	0	

b．風速（作業別の限界風速を考えた）

風速＼風速差	0	±1	±2	±5	±8	±10	±15
0～5	100	100	50	0	0		
6～10	100	100	80	30	30		
11～15	100	100	80	50	50	0	
16～20	100	100	100	80	80	30	0
21～30	100	100	100	80	80	50	30
31(m/s)<	100	100	100	100	80	80	50

c．天気（海上，鋼構造物架設作業を考えた）

実況＼予測	晴	曇	晴一時雨	曇一時雨	雨
晴	100	80	30	0	0
曇	80	100	0	30	0
晴一時雨	30	0	100	80	50
曇一時雨	0	30	30	100	80
雨	0	0	50	80	100

d．雨量強度（海上，陸上作業を考えた）

実況＼予測	0～1	1～5	5～10	10mm/h<
0～1	100	80	50	0
1～5	80	100	80	50
5～10	50	80	100	80
10mm/h<	0	50	80	100

e．視程（作業船，交通船の運航を考えた）

実測＼予測	0～0.2	0.2～1	1～4	4km<
0～0.2	100	80	0	0
0.2～1	80	100	50	0
1～4	0	50	100	50
4km<	0	0	50	100

予測精度を全予測日(297日）について調査を行うとかなり時間を要するので標本統計によることにした。したがって，母集団297,標本数50(標準誤差0.05,母集団の適中率0.85とし単純無作為抽出法で標本の大きさを決めた)とし，標本は乱数表から抽出した。

適中率は12時間，24時間，48時間予測の風向，風速，天気，雨量強度，視程と週間予測（鳴門海峡のみ）について求めた。表－4は51年度の予測適中率の一部を示したものであり，表－5は最近3年間の全般的にみた予測適中率の傾向を示したものである。

表－4　昭和51年度予測適中率(%)

予測内容	予測時間	垂水	門崎	櫃石	番ノ洲	向島	大三島	来島
風向	12	72	81	79	79	71	66	70
	24	69	81	69	71	70	64	69
風速	12	87	87	87	91	90	88	90
	24	85	85	81	83	84	81	86
天気	12	87	86					
	24	82	80		82			
雨量強度	12	96	95		95	97		94
	24	93	93		95	96		94
視程	12	93	94					
	24	87	89		89			

予測海域	予測種類	1日目	2日目	3日目	4日目	5日目	6日目	7日目
鳴門海峡	週間予測	80	76	64	67	65	64	64

表－3　昭和52年8月24日（海区）鳴門海峡の気象海象予測表

予測の種類		12時間予測（今夜）		24時間予測（明日）		48時間予測（明後日）	
時刻		第1日 17 18 19 20 21 22 23 24	第2日 1 2 3 4 5	6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17		第2日17～第3日17	
風	風向	SE		SE	NW	風向	NW
	風速(m/s)	10	17	15	12	変化傾向	
	最大風速(m/s)		20		18	風速	10→8(m/s)
						変化傾向	(m/s)
波	波向	SE		SE	NW	10m/s以上の継続時間	～25日24時
	Hmax(m)		3.5		1.9	波向	NW
	H⅓(m)	1.1	2.1	1.8	1.3	Hmax	1.8(m)
	うねり(m)	1.5		1.5	1.0	H ⅓	1.1(m)
						変化傾向	
						うねり	0.8(m)
天気		雨		雨	曇	天気	晴時時曇
	雨量強度(mm/hr)	10		8		雨量強度	(mm/hr)
						降雨時間	
視程(km)		1～4		1～4	4～10	視程	10<(km)
	種類	雨，もや		雨，もや	もや	種類	
						継続時間	

業務メモ
〈実況〉
15時
小雨
NNE4m/s
波N側0.3～0.5
S側1.0～1.5
視程 12
〈徳島県〉
11：50
大雨警報
洪水警報
強風注意報
波浪注意報
22：50
大雨注意報
洪水注意報
強風注意報
波浪注意報

週間予測	25日	26日	27日	28日	29日	30日	31日
天気	雨後曇	晴時時曇	曇時時晴	晴後曇後雨	曇後雨後晴	晴時時曇	晴後曇
記事	台風7号			気圧の谷			

特異現象	台風 前線 低気圧	本四台風情報第2号発表（14時30分）
	記事	

予測担当者	格	氏名
	技術係	橋本
	技師	光藤
	技手	中野

	予測通報		
	時刻	受信者	発信者
公団	h m 16 55	谷	中西
業者	h m 16 40	河野	中西

表－5　最近3年間の予測適中率(%)

年度		49		50		51		備考
予測時間		12	24	12	24	12	24	
平均	風向	69	63	69	66	74	70	7ヶ所平均
	風速	85	82	90	83	89	84	
最大	風向	71	65	73	66	75	68	
	風速	36	83	89	83	86	84	
雨量強度		94	92	97	94	95	94	5ヶ所平均
天気		79	76	86	79	87	81	3ヶ所平均
視程		89	86	93	89	94	88	〃

7．今後の課題

ここ数年間の予測業務から予測手法上の問題点として，次のことが挙げられている。

1)．予想天気図について

予想天気図の精度の問題であるが，特に局地に対応した高・低気圧，前線等の移動解析において誤差が大きい。

2)．極短時間予測について

瀬戸内海における顕著突風の調査に引続き急変現象に対する予測手法を調べる必要がある。

3)．波浪推算に用いる予測海上風について

弱風に対して波高は高目であり，強風に対して波高は低目になるので，予測海上風について風速の評価時間を調べる必要がある。

4)．その他

局地天気図による集中豪雨，濃霧の水平分布等の解析および鳴門海峡の波浪に及ぼす潮流の影響について調べる必要がある。

8．あとがき

現行の気象海象の予測手法は，前述のように瀬戸内海海象気象調査委員会において，架橋地点のような特定地域を対象にした気象海象の量的予測法の調査と予測試験等に関する討議を経て開発されたものである。

この予測手法の調査において，特に永井，光易，光田の諸先生には参考文献6), 7), 8)に示す調査を御依頼した。また，地衡風の求め方と霧の観測調査方法については，大阪，神戸両気象台の予報関係者のほか，多数の方に御検討を頂いた。

ここに気象海象予測手法を本四技報に投稿するにあたり，委員会の各委員並びに上記の方々に対し衷心より感謝の意を表する次第である。また，本稿をまとめるについて(財)日本気象協会関西本部本四予測室長橋本正義氏に特に御指導を頂いた。

最後に本予測手法は確立されたものでないので，今後は予測の経験によって予測精度の高い予測手法となることを期待している。

注－1　地衡風：気圧傾度力（水平面上で気圧に高低があるとき働く力をいう）とコリオリの力（地球自転によって起る転向力で気圧傾度力と正反対方向に働く力）が釣り合った状態で等圧線に平行に吹いている風をいう。

地上風は地表面から1kmまでの気層の中では空気と地面との摩擦のために風は，等圧線に対して角度をなして低圧部に吹き込む。この角度は海上では約10°，陸上では約30°くらいある。

注－2　P.N.J.角伝搬：発生域を出発した波浪のエネルギーは風場の前方を末広がりに分散する。この時の角度によるエネルギーの変化の割合をP.N.J.（Pierson, Neumann, James）は理論的に求めている。

注－3　地上予想天気図：毎日9時を基準にした翌日9時に対する24時間予想天気図をFAXで放送されている。これは地上，高層の解析と数値予報図等によって作成されたもので天気変化の大体の傾向を知るにはよいが，細かい天気の変化は十分つかめない。

注－4　500MB高度うず度解析図：うず度は風のシャー（Shear）で定義されている。うず度の大きさは「代表的な波長，すなわち，大規模スケールのじょう乱の波長である」で「代表的な風速（移動速度）」を割った量である。一般に等高線が低気圧性に曲がる所では正のうず度があり，高気圧性に曲がる所では負のうず度がある。低気圧は正のうず度が増加する地域に移動し，発達する。高気圧はその逆である。

注－5　850MB高度気温解析図：地上約1.5km付近の大気の流れの模様を表し，摩擦層の上にあるので前線，気団の解析および風系の発散や収束の構造などを解析することができる。

注－6　700MB上昇流図：地上約3km付近の気流の上昇，下降の模様を表す。上昇流は負，下降流は正で示される。一般に上昇流のある所では天気は悪く，下降流のある所は天気は良い。

注－7　北半球500MBうず度解析図：地上約5.5km付近の大気の流れの模様を表す。この高度では大気の気圧がほぼ半分になるので，この等圧面での解析は大気の一種の平均的構造を代表するものとみられる。大気の流れの場が単純で気圧の谷や尾根の追跡が容易である。

参考文献

1) 本四公団：海象気象観測（予報則その1）昭和45年8月
2 本四公団：海象気象観測（予報則その2）昭和46年3月
3) 本四公団：波浪調査（予報則その3）昭和47年3月
4 本四公団：架橋地域における霧の観測および調査報告書，昭和48年6月
5) 瀬戸内海海象気象調査委員会：昭和47年度報告書（(財)日本気象協会関西本部），昭和48年3月
6) 光田寧，文字信貴：本四架橋地点地表風予測のための地衡風と地表風との関係に関する調査，参考文献(5)委員会資料集，昭和48年3月
7) 光易恒，力石国男：大阪湾における波浪推算法に関する研究，参考文献(5)委員会資料集，昭和48年3月
8) 永井荘七郎，倉田克彦：友ヶ島水道による大阪湾のうねりの減衰，参考文献(5)委員会資料集，昭和48年3月
9) 橋本正義：台風によるうねりの予想法について（第1報），海と空Vol.40，No.2，1964
10) 本四公団：本四連絡橋に関する海象気象の予測試験報告書（(財)日本気象協会関西本部），昭和48年2月

吊橋ケーブルの二次応力測定(平戸大橋)

第二建設局設計課　北川　信

1．まえがき

吊橋主ケーブルの曲げに伴なう応力の解析について，これまでいくつかの研究が行なわれてきた。本四連絡橋では吊橋の規模が大きくなり，主ケーブルが従来の吊橋に比べて大型化していること，および荷重条件から考えて，ケーブルの設計の合理化について検討を進めている。

本文はケーブル応力の実橋における測定報告であり，既に報告ずみ[1)]の東大維橋での測定に引き続くものである。測定は活荷重によるケーブル応力とケーブル変形に着目したもので，昭和51年9月末に架設段階（床版工事完了後）の平戸大橋において実施した。

この測定によって，バンドおよびラッピングワイヤで締付けられた平行線ケーブルの活荷重載荷時の挙動を調べ，吊橋主ケーブルの設計を合理化するための基礎資料を得ることができた。

2．測定の概要

2.1.測定の対象

測定の対象である平戸大橋は長崎県の平戸島と本土を結ぶ吊橋で，その径間長は我国第二位の長さである。（図－1）

東大維橋での検討より，ケーブルの曲げ応力は塔頂サドル近傍で大きくなると考えられる。したがって，今回の測定では，平戸側主塔近傍のケーブルのうち，中央径間側北ケーブルの第1，第2パネルに着目した測定を行なった。

この部分のケーブルは塔頂サドルから端バンド（整形バンド）までの区間を除きワイヤラッピングが施されている。測定に際しては，ケーブルをラッピングされた区間とラッピングされていない区間とに分けてそれらの変形状態や応力状態を調べた。なお，平戸大橋の主要諸元は表－1のとおりである。

表－1　平戸大橋の主要諸元

橋梁形式	単径間2ヒンジ吊橋（1等橋）
中央径間長	465.4m
中央径間サグ	45m（サグ比1/10.3）
ケーブル構成	228本/ストランド×19ストランド （エアスピニング工法）
ケーブル直径	365mm
素線本数	径5mm×4,332本（片側）

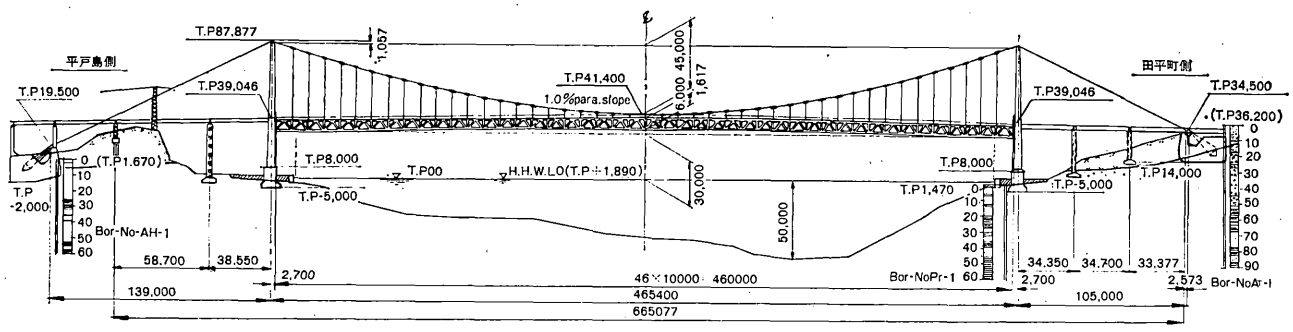
2.2 載荷方法

載荷用の活荷重には計量された15トントラック16台を使用し，載荷に際しては，橋軸方向に後輪を14m間隔で2列に配置するようにした。載荷ケースは図－2に示すとおりである。すなわち，桁端のたわみ角が最大となる主塔から70mの点を中心に載荷するケースと，中央径間中央を中心に載荷するケースとからなる。

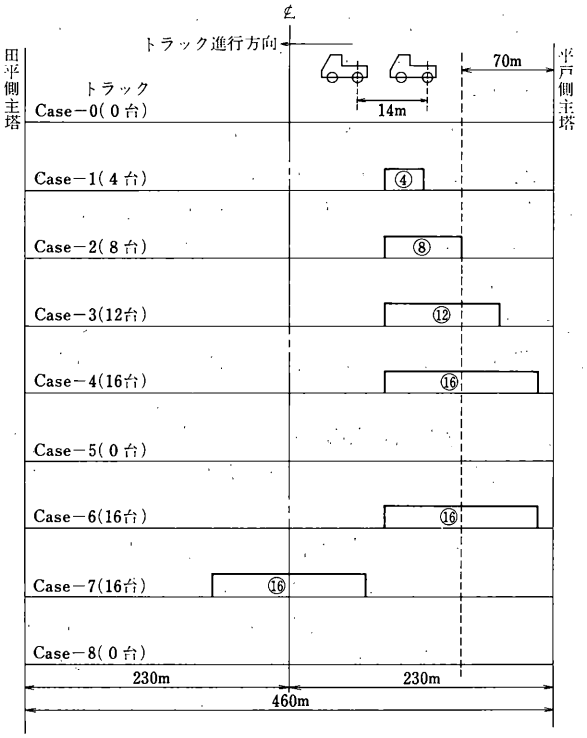
工程はCase-0からCase-8までを1日で終了し，全く同じ載荷を2日目も行なった。なお，測定はケーブルに対する日射の影響のない温度の安定した深夜（21時～2時頃）に行なった。

2.3 測定項目および方法

測定項目および方法を表－2に，また，測定位置を図－3に示す。



図－1　平戸大橋一般図



図－２　載荷ケース

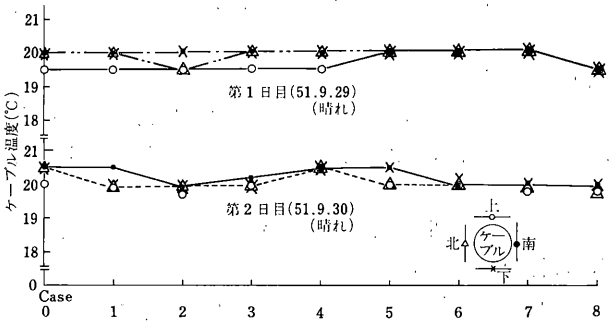
表－２　測定項目および方法

測定項目	記号	測定方法	測定点数
ケーブル表面温度	T	電気式接触温度計	T断面円周上の4点
ケーブル鉛直変位	D_C	レベル	6点
ケーブルバンド鉛直変位	D_B	レベル	3点
ケーブル傾斜角	θ_P	光学式傾斜計	3点
ケーブルバンド傾斜角	θ_B	光学式傾斜計	3点
塔頂水平変位	D_T	セオドライト	1点
ケーブル素線のひずみ	S	ワイヤストレインゲージ	S１：31点 S2～S5:4×16点 合計　95点
ケーブル相対すべり量	Sl	接触式変位計	12点
塔頂サドル下端間隙	G	接触式変位計	2点
ラッピングワイヤ張力	W	ワイヤストレインゲージ	S4断面の2ループ

3.測定結果

3.1　測定環境

深夜測定だったため，測定中のケーブル表面温度の変化は少なく，第１日目で19.5～20℃，第2日目で20～20.5℃程度の温度変化しかなかった（図－４）。
また，ケーブル円周方向の温度分布もほぼ一様であることから，定温状態のケーブルについて測定をすることができたと言える。



図－４　ケーブル表面温度の変化

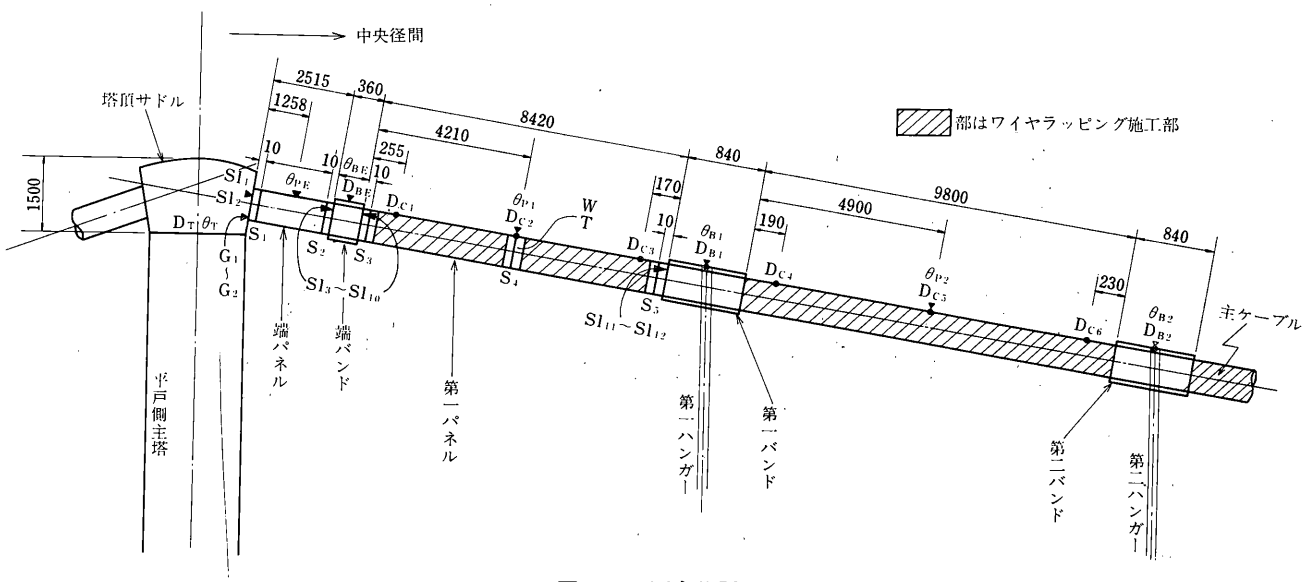
3.2 ケーブルの変形

(1)　鉛直変位

ケーブルおよびケーブルバンドのCase-0に対する鉛直方向変位は図－５のとおりである。測定値は計算値よりも12%程度低目に出ているが，概ねよくあっているといえよう。また，中央載荷の場合，塔近傍のケーブルは無載荷時の位置よりも上方に動くことが分る。なお，ケーブルの変形状態は，東大維橋の場合と同様にほぼ直線状態であった。

(2)　回転変形

図－６にケーブルおよびケーブルバンドのCase-0に対する回転量を示す。端バンドを除くと，ケーブルとケーブルバンド間の傾斜角の差は殆んどなく，ケーブルと



図－３　測定位置

ケーブルバンドがほぼ一直線状になっているといえる。なお，端バンドでは隣接するケーブルパネルとの間に回転角差を生じているが，これは塔頂と端バンド間のケーブルにラッピングが施されていないためである。これは，補剛桁架設段階のラッピングされていないケーブルに顕著に見られる現象で，東大維橋における測定でも観測された（バンドの棚現象）。

主塔出口付近のケーブルの曲げ応力に関係がある主塔とケーブルのなす角度の変化量（$\theta_{P1}-\theta_T$）は最大で6‰であり，かなり大きな曲げ変形をケーブルに与えることができた。

(3) その他

端バンドおよび第1バンドの出口付近におけるケーブルの相対すべりは殆んどなかった。（東大維橋でもバンドではすべらなかった。）

塔サドル上面部では最大（トラック16台載荷）0.2㎜程度の素線のすべり出しが認められたが，このすべりは除荷により復元することが分った。一方，東大維橋ではこの部分で除荷時の残留すべりが認められている。

これは東大維橋のサドル上面が亜鉛クサビとサドルカバーで拘束されていたのに対し，平戸大橋のサドル上面では測定中には上から拘束するものがなかったことが原因であると考えられる。

なお，サドル下端におけるケーブルとサドルの間隙量の変化は最大1.2㎜であり，これは除荷にともなって，ほぼゼロに復元した点は東大維橋の場合と同じである。

3.3. ケーブルの応力

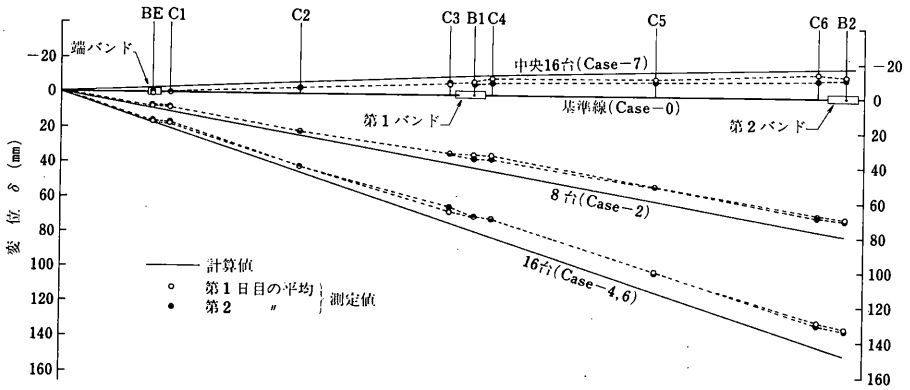
(1) 素線の応力

応力は素線に貼りつけた単軸ゲージを用いて測定されたが，死荷重により素線に張力が導入され素線相互がなじんだため，各測定値のバラツキは比較的小さかった。また，1日目と2日目の測定値のバラツキも小さかった。図－7は各断面における応力分布（第2日目）をまとめて示したものである。

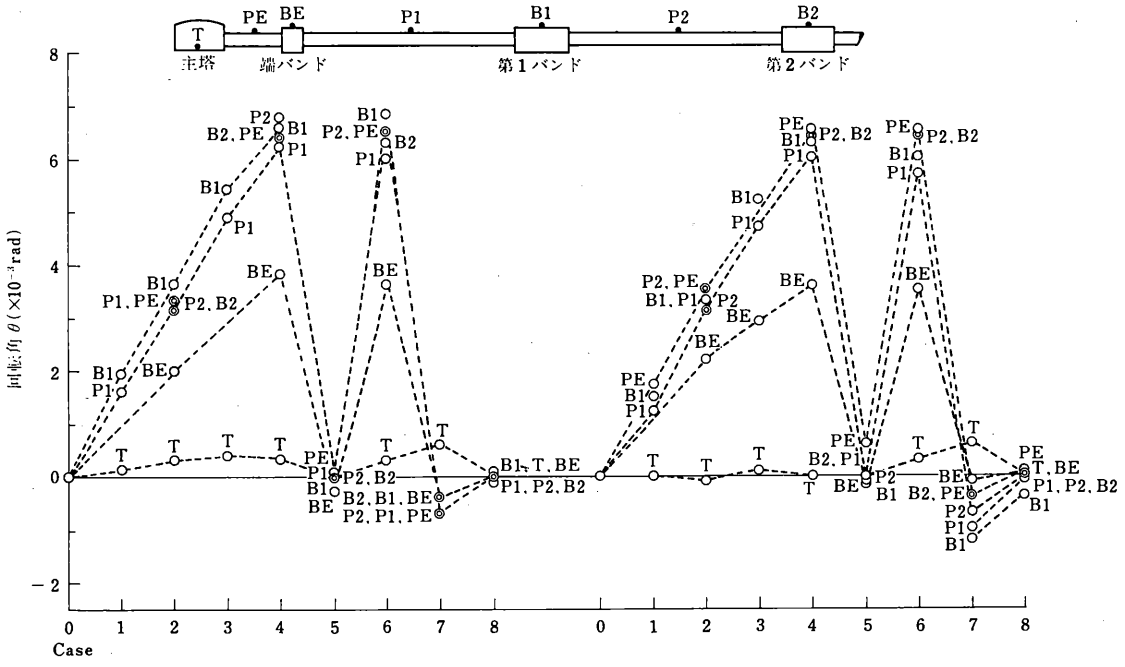
これより，ケーブルの曲げ応力は塔頂サドルや端バンドの近傍で大きくなることが分り，東大維橋の場合と同じ測定結果であった。応力の曲げ成分はCase-4，6において最も大きく，S1断面では5.9kg/㎟（曲げ応力4.5 kg/㎟）が測定されており，S3断面でも同程度の応力が発生した。

図－7のうち，Case-4，6（トラック16台）の応力をまとめて整理したのが図－8である。S1～S3断面では曲げによる応力勾配が著しいが，S4およびS5断面では比較的一様な応力分布となっている。

S2断面の応力分布を見ると，素線自身の局部曲げの影響で応力分布の形が乱されているが，これは端バンドとケーブルとの回転角の差によって素線上縁に



図－5　ケーブルおよびケーブルバンドの鉛直変位



図－6　ケーブルおよびケーブルバンドの回転変形

局部的な圧縮応力が生じたためと考えられる。その他の断面では，バンド間の素線張力差の形で現れる曲げ応力が支配的で，応力勾配もほぼ一定となる。

いま，塔頂サドルと端バンドの間のラッピングされていないケーブルに着目し，素線の軸力差によるケーブルの曲げ応力を計算する。端バンド部での素線のすべりは検出されなかったので，素線軸力差による曲げ応力の最大値は次式で求まる。

$$\sigma = (\theta_{BE} - \theta_T)\, a E l_{BE}^{-1} \qquad (1)$$

（記号は図－9に示すとおり）

ここで，実測値として$\theta_{BE}=0.0035^{rad}$，$\theta_T=0.0002^{rad}$を用いると次のようになる。

$$\sigma=(0.0035-0.0002)\times\frac{415}{2}\times\frac{2\times10^4}{2515}=5.4\,kg/mm^2$$

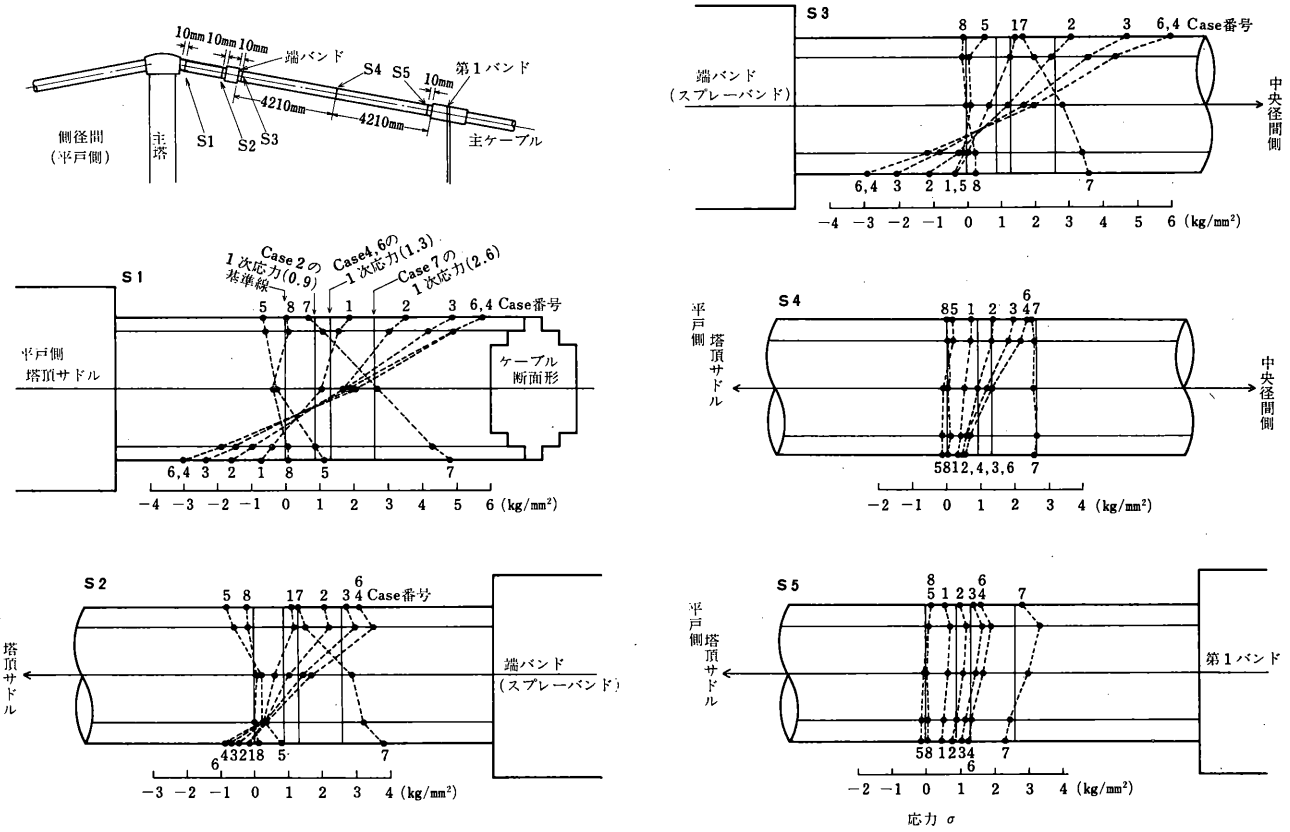
一方，サドル上端の素線滑り出しによる応力減少$\triangle\sigma$は

$$\triangle\sigma = \triangle S \cdot E \cdot l_{BE}^{-1} \qquad (2)$$

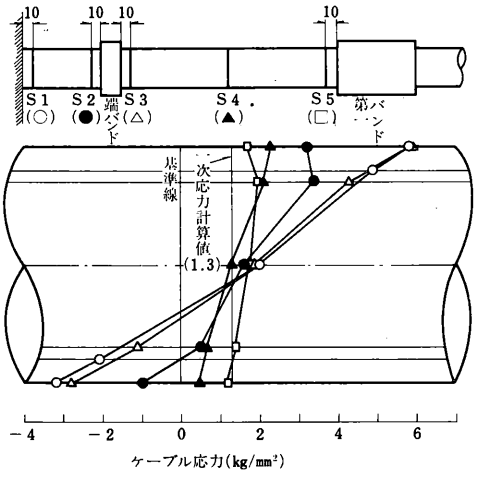
（$\triangle S$：滑り出し量）

測定値として$\triangle S=0.2$mmを代入すると

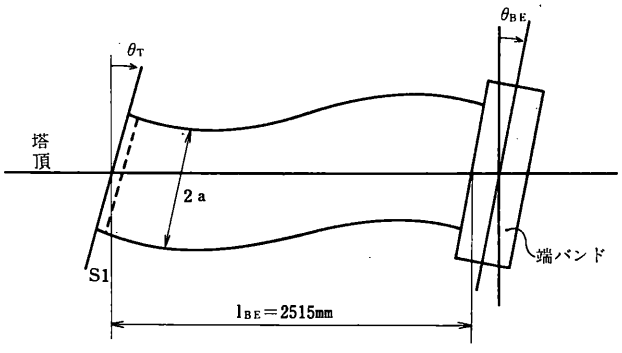
$$\triangle\sigma=0.2\times 2\times10^4\times\frac{1}{2515}=1.6\,kg/mm^2$$



図－7　各ケーブル断面における応力分布の変化



図－8　各断面の応力分布



図－9　両端を拘束したケーブルモデル

したがって，ケーブル曲げ応力 f は次式で得られる。

$$f=\sigma-\triangle\sigma=5.4-1.6=3.8\text{kg/mm}^2$$

これに対して，S 1 断面におけるケーブル曲げ応力の実測値は4.5kg/mm²であり比較的よく合致する。

なお，この曲げ応力はバンド部でケーブルの滑りがあればそれだけ減少するので，曲げ応力を減らすためには，塔頂から端バンドまでの長さを長くして，素線の軸力差を小さなひずみで吸収するとともに，端バンドの締付力を最小限に押えて，ケーブルの滑りを拘束しないことが有効だろう。また，端バンド以降のラッピングワイヤの締付力についても，素線間のすべりを拘束せぬよう低くすることも有効である。

(2) 応力の履歴効果

東大維橋の測定ではケーブル回転角とケーブル応力との間に履歴効果が見られた。[1)]

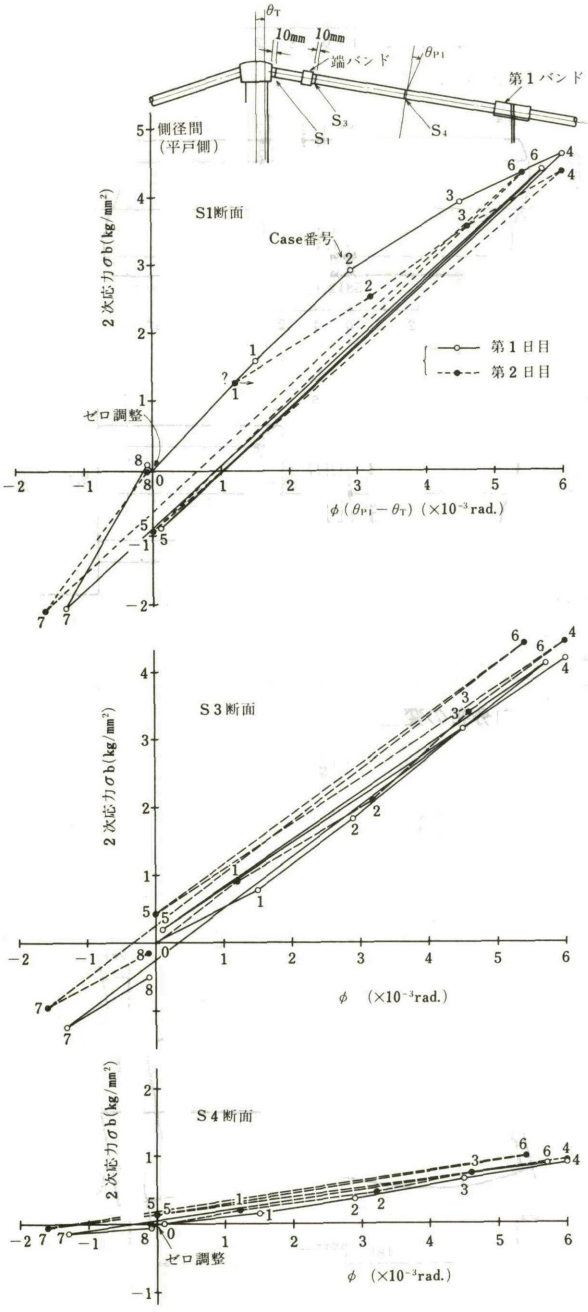
そこで，今回もケーブル回転角（ケーブルパネル回転角と塔頂回転角の差）とケーブル曲げ応力との関係を，載荷順序に従って求めてみた。結果は図－10に示すとおりであり，S 1 断面で若干の履歴効果が見られる程度で，他断面では殆んど同一直線上にプロットされている。

また，曲げ応力成分の大きいS 1 断面では除荷時(Case-5)に載荷時と異符号の残留2次応力が認められたが，トラックを中央載荷（Case-7）してケーブルに負の回転角を与えることでこの残留応力を打ち消しており，最終状態（Case-8）ではゼロ応力となっている。したがって，今回の測定では荷重と応力との間に一義的な関係が成り立ち，応力の履歴効果はなかったと考えてよい。

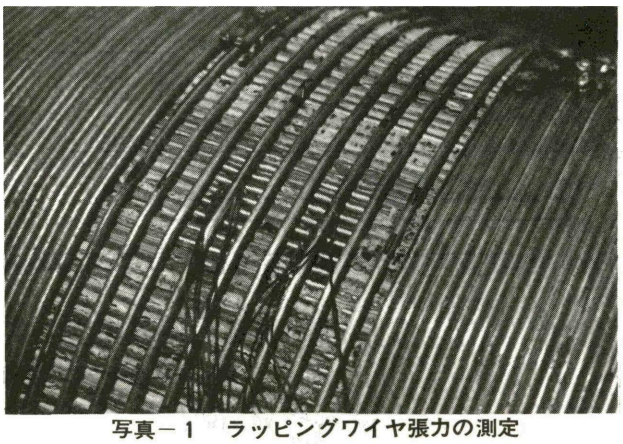
(3) ラッピングワイヤ張力

ケーブル表面のワイヤラッピングはケーブルの腐食防止を目的として施されるのであるが，この締付力の程度がケーブルの変形や応力に及ぼす影響は大きい。したがって，ラッピングワイヤに導入される張力レベルを推定することが必要となるが，これまで，実際張力の測定が行なわれた例はない。

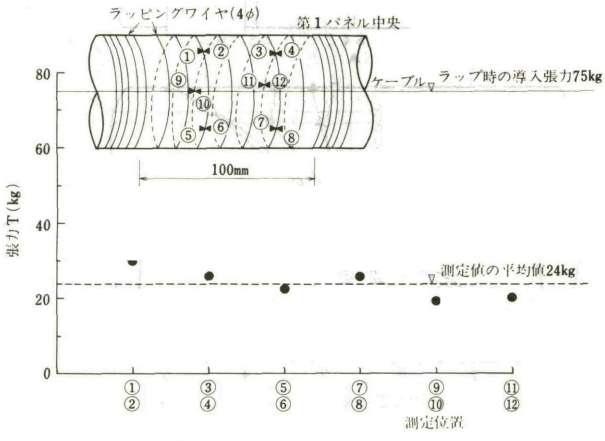
今回の測定では，3本巻きで巻かれたワイヤのうち，2本を一部切断し，残った1本のワイヤの両側面にひずみゲージを貼りつけた（写真－1）。その後，ゲージを貼



図－10　ケーブル応力とケーブル回転角の関係



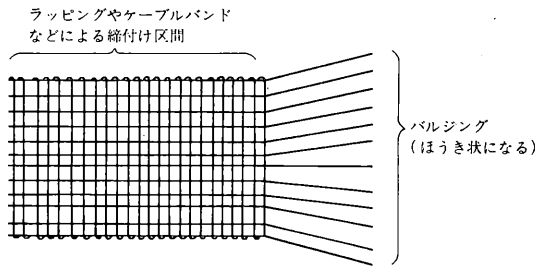
写真－1　ラッピングワイヤ張力の測定



図－11　ラッピングワイヤ張力

りつけたワイヤを切断して，それをケーブル円周に押し当て，減少ひずみを測定することによってワイヤ張力を推定した。

測定結果は図－11に示すとおりで，測定値のバラツキは平均値に対して±20%程度であり，かなりよくまとまったデータを得ることができた。その結果から，ラッピングワイヤ張力は24kg程度と推定することができ，それはラップ時の導入張力75kgの約⅓になる。ワイヤ張力がこのように大きく減少するのはケーブルのバルジング効果に起因するものと思われる（図－12)。



図－12　ケーブルのバルジング効果

4．測定結果のまとめ

(1) ケーブルの鉛直変位，回転角，曲げ応力などについては，既に報告ずみの東大維橋での測定結果[1)]に近いものであった。

(2) ケーブル曲げ応力は塔頂サドルと端バンドの間で最大となる。この曲げ応力はバンドの回転に伴なう素線間の張力差によって生じるものが支配的であり，素線の局部曲げの影響は比較的小さいと思われる。

(3) 塔頂サドルと端バンド間における曲げ応力は端パネル長を長くするか端バンドおよびその後のラッピングワイヤの締付力を小さくすることによって減少させることができる。すなわち，ケーブル曲げ応力を考えたケーブルの設計法，施工法が可能である。

(4) 塔頂と端バンド間のケーブル応力は，ケーブルパネルの回転角が分れば簡単な式(1)，(2)を適用すればかなり測定値に近くなる。したがって，バンド回転角を妥当に算定できる式が得られれば，ケーブル曲げ応力の推定を容易に行なうことができる。したがって，今後，吊橋のケーブルパネル（バンド間のケーブル）の両端のバンドの回転角差を求める実用的手法を見出すことが必要である。

(5) ラッピングワイヤ張力について明確な測定値がこれまでなかったが，今回の測定で想定張力の⅓程度の張力しか導入されていないことが分った。これはラッピング施工時のケーブルのバルジングに起因するもので，他の吊橋でも同様のことが言えよう。今後，ラッピング張力を決めるには，この張力抜けを想定するとともに，防錆の観点のみばかりでなく，ケーブル曲げ応力が過大にならぬことを考慮することが必要であろう。

5．あとがき

現在の所，ケーブル断面を決める手法としては，ケーブルの曲げ剛性を無視して得られる応力（１次応力）が許容応力度内におさまるようにしている。しかし，本文で示したような実橋測定をはじめ理論解析や模型実験などによりケーブル曲げ応力（２次応力）の程度が次第に判明してきた。今後は２次応力を考慮したケーブル設計法へ移行してゆくのがより合理的である。本測定はこのようなケーブル設計法を確立するために必要な基礎データを与えるものである。

この測定調査は長崎県平戸大橋建設事務所の全面的御協力を得て実施されたものであり，測定作業は㈱神戸製鋼所と新日本製鉄㈱が担当した。また，測定に際して，土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会（奥村敏恵委員長）・ケーブル分科会（西村昭主査）の御指導を得た。ここに深く感謝の意を表する。

参考文献

1）北川信：東大維橋におけるケーブル応力の測定調査，本四技報，Vol.1，No.1，1977・7
（その他の文献についても，上記を参照されたい）

大型振動台による下部構造—地盤系の模型実験(その1)

設計第二部 設計第三課 樋口康三

1．まえがき

明石海峡大橋基礎は、神戸層（新第3紀の軟岩層）および明石層（洪積世～鮮新世の砂礫層）と呼ぶには十分固結していない地層上に支持するものとして計画されている。このような基礎に関して、その地震時の挙動、安定性については支持層の振動特性をも考慮する必要がある。そこで上記の条件下にある基礎の設計法の検討のため、基礎と地盤の動的相互作用、地盤の動的安定性解明を目的として、昭和49年度以降建設省土木研究所、科学技術庁国立防災科学技術センターの指導のもとに国立防災科学技術センターの大型振動台を用いて基礎—地盤系の振動実験を実施してきた。本報告は実験データに基づき、基礎と地盤の動的相互作用、基礎挙動の非線形性等について検討し、さらに現在本四耐震設計基準で剛体基礎に規定されている力学モデルの適用性について検討を加えたものである。

表－1 明石層の着目諸元（現地調査による。）

明石層諸元	
v_S ＝600～900m／sec	基本剛性
γ ≒2.0t／m^3	G ≒7,300kg／cm^2
ν ≒0.4	E ≒20,000kg／cm^2
Esp＝700～1,200kg／cm^2	設計剛性
C ＝2～6kg／cm^2	Es＝1300kg／cm^2
ϕ ＝20～30°	Ed＝3900kg／cm^2
ω ≒10%	
e ≒0.3～0.4	
粒径	
SFとGFの境に分布	
最大径 5～10cm	
卓越振動数約2Hz（2P地点）	

表－2 実基礎の設計諸元

実基礎諸元	1A アンカー基礎		2P ケーソン基礎	
寸法	90×70×101 m		40×70×75 m	
根入れ長	35 m		18 m	
重心高さ	50.5 m		37.5 m	
重量	15×10^5 ton		4.9×10^5 ton	
回転慣性	23×10^8 ton m^2		3.0×10^8 ton m^2	
地盤	明石層		明石層	
設計地盤ばね				
k_H	0.124×10^8 t／m		0.79×10^7 t／m	
k_R	0.10×10^{11}t·m／rad		0.13×10^{10}t·m／rad	
h_P	11.7m		6.19m	
振動数（設計値）	1次 0.69Hz	2次 2.16Hz	1次 0.62Hz	2次 3.33Hz
モードZ/H_G	1.0	−0.6	1.0	−0.5

注）Z; 重心より回転中心までの深さ H_G; 重心高さ

2．実験計画

2.1 模型の製作

模型条件で想定した実構造物の諸元ならびに建設地点の地盤条件の概要を表－1、表－2に示す。実物と模型の相似関係を決める上ですべての物理量の相似を合わせることは不可能に近い。そこで本実験では模型と実物の相似関係は2次的な問題と考え、製作された模型はあくまで小型の実物であるという観点に立った。しかし模型規模決定の1つの目安として、長さ；1／100、時間；1／20、密度；1／1の相似率を想定した。基礎としては表－2の各基礎の中間的諸元を考え、上記基本量の縮尺率に従って模型の基本諸元は表－3程度の値が必要となる。さらに地盤の模型化には現地盤の弾性波速度を元にした基本剛性に着目し、これをなるべく相似させるようにし、模型基礎の予想共振振動数と模型地盤の共振振動数の大小関係が実物基礎と同位になるように考えた。基礎は剛体であると考え、根入れ、重心高さ、重量、回転慣性を中心に模型化した。土槽の大きさは長さ9m、奥行4m、深さ1.5mであり、地盤模型用材料として利根川砂を用いた。地盤模型を表－4、基礎模型諸元を表－5に示す。

表－3 基本縮尺率と模型規模

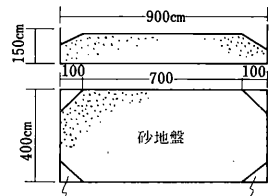
着目諸元	実物想定値	縮尺率	模型として必要な値	模型での値
地盤弾性波速度 Vs	600～1000m/sec	1/5	120～200m/sec	100m/sec
地盤の堆積層厚さ H	180～200m	1/100	1.8～2m	1.3m
地盤の固有振動数 Vs/4H	0.75～1.25Hz	20	15～25Hz	20Hz
基礎の底面寸法 a×b	70～90m四方	1/100	0.7～0.9m四方	0.7×0.7m
重心高さ H_G	40～50m	1/100	0.4～0.5m	0.45m
根入れ Hs	20～35m	1/100	0.2～0.35m	0.3m
基礎重量 W	5×10^5～15×10^5 ton	$1/10^6$	0.5～1.5ton	1ton
基礎の固有振動数 f	0.6～0.7Hz	20	12～14Hz	6～12Hz

tm/tp＝1/20 ℓm/ℓp＝1/100 ρm/ρp＝//1 m：模型 P：実物

2.2 実験手法

実施する実験の種類と各実験での加振条件を

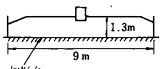
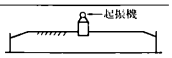
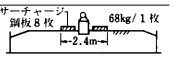
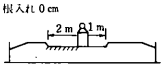
表－4　地盤模型概要

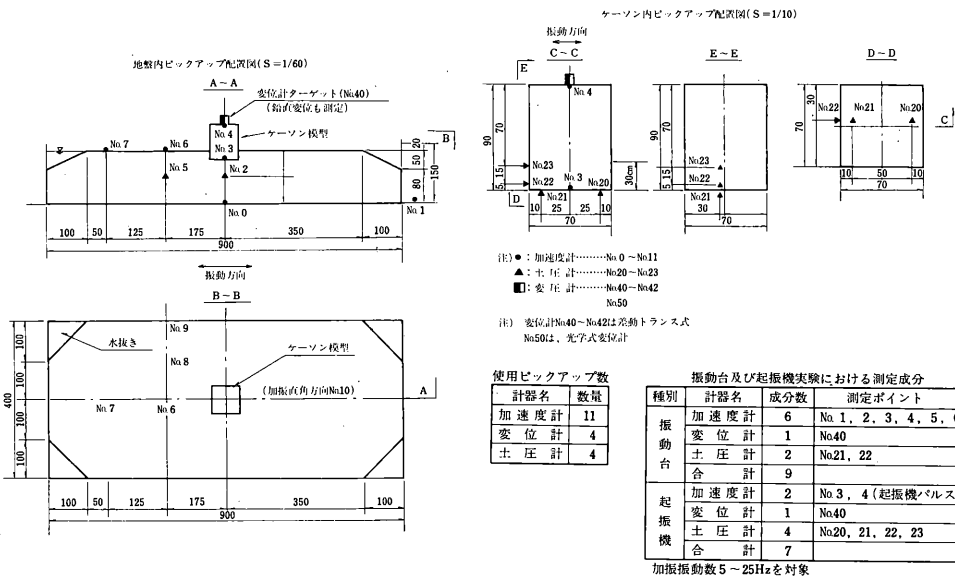
一　般　図	地　盤　状　態
 水ぬき井戸×4ケ　透水フィルター×4枚	不飽和 Vs≒70m/sec γ≒1.8 e≒0.7 地盤高さ H≒130cm

表－5　基礎模型諸元

外郭寸法	70×70×90cm
重　　量	W＝1000kg
単位重量	$\gamma=2.3t/m^3$
回転慣性	$I_G=0.13\times10^7$kg　cm^2
重心高さ	45cm

表－6　実験の種類

試験	No.	試　　験	外　力　条　件	模　型　状　態
振動台による振動実験	1	予備実験（砂締め固め）	300～400gal	
	2	100gal　加振実験	各試験の加速度レベルにつき 1）ランダム波　1～20Hz程度の範囲 2）地震波　サンフェルナンド，十勝沖，明石（時間縮尺1/5） 3）正弦波　1～25Hz　0.5Hzステップ	基礎根入れ　30cm 不飽和　e＝0.6～0.7
	3	200gal　〃		
	4	300gal　〃		
	5	50gal　〃		
	6	起振機設置 50 gal　〃		
		スウィープ試験	1～25Hz　100gal(10秒間)	
		S　波　試　験	加振台パルス　1波　最大500gal程度	
起振機による振動実験	7	20kg　起振実験	起振力　20kg　1～24Hz　0.5Hzステップ	
	8	50kg　〃	〃　50kg　〃	
	9	50kg　〃	地表サーチャージ有り　起振力50kg　1～24Hz	
	10	20kg　〃	起振力　20kg　1～24Hz　0.5Hzステップ	根入れ 0 cm
	11	50kg　〃	〃　50kg　〃	
	12	100kg鉛直　〃	鉛直起振力　100kg　5～30Hz	



使用ピックアップ数

計器名	数量
加速度計	11
変位計	4
土圧計	4

振動台及び起振機実験における測定成分

種別	計器名	成分数	測定ポイント
振動台	加速度計	6	No.1，2，3，4，5，6
	変位計	1	No.40
	土圧計	2	No.21，22
	合計	9	
起振機	加速度計	2	No.3，4（起振機パルス）
	変位計	1	No.40
	土圧計	4	No.20，21，22，23
	合計	7	

加振振動数5～25Hzを対象

図－1　計測点

表－6に示す。実験No.1は砂層の締め固めを目的とした予備実験で，振動台（300～400gal）にて行なった。その後，模型基礎，計器類を配置し本実験を実施した。

実験No.2～No.6は振動台による，実験No.7～No.12は起振機による振動実験であり，加速度レベルを各試験で一定になるようコントロールし，外力レベルの差による共振状態の変化を見た。振動台実験ではさらに時間縮尺を1/5にした地震記録波形を最大加速度が上記と同レベルになるよう入力した。起振機実験では根入れ，地盤サーチャージの影響も検討した。実験時の計測点および計測項目を図－1に示す。なお振動実験の他模型砂地盤の地盤定数の把握のため，土質試験として平板載荷試験，鉛直載荷試験，孔内載荷試験，動的3軸試験，共振法土質試験を実施した。

3．実験結果

3.1　模型地盤の土質

模型砂地盤の定数把握のため行なった各種土質試験結果を整理する。なお，孔内載荷試験については拘束圧の不足等による精度上の問題からここでは採用しない。

(1)　平板載荷試験，鉛直載荷試験

平板載荷試験は30cmの平板を使用し，最大荷重300 kg，1500kgにて行なった。しかし最大荷重300 kgの場合は，荷重強度が0.4kg／cm^{2}と小さく砂との密着性がよくなかったと思われるので，結果として最大載荷1500kgのものを検討する。鉛直載荷試験はケーソン底面と同寸法の70×70cmの載荷板に対して最大荷重1500kgをかけて行なった。図－2に平板載荷試験と鉛直載荷試験についてK値と平均荷重強度との関係を示す。双方荷重強度の増大につれてK値が減少する傾向を示す。

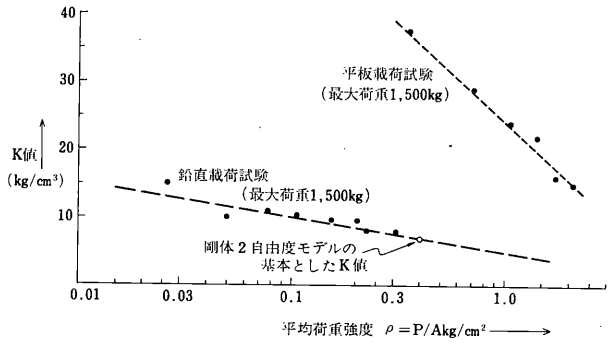
(2)　動的3軸試験

直径5 cm，高さ10cmの供試体を作成し，動的3軸試験を行なった。結果を表－7に示す。試験は実せん断ひずみが約10^{-3}程度のところで行ない，結果は剛性率G＝260kg／cm^{2}程度，減衰定数h＝0.1程度となった。

(3)　共振法土質試験

共振法土質試験は外径10 cm，内径6 cm，高さ25cmの中空円柱供試体の上下面においてせん断ねじり振動を与え，その共振振動数から剛性率を算出するものであり，応力状態が単純で一様なせん断応力が加えられるところに特徴がある。図－3，図－4は利根川乾燥砂（e＝0.72）について求め

たせん断弾性定数，せん断ひずみおよび減衰定数，せん断ひずみの関係である。

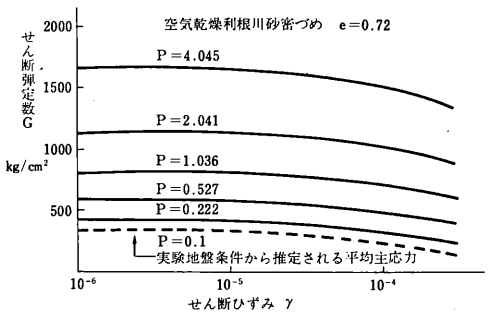


図－2　K－p曲線

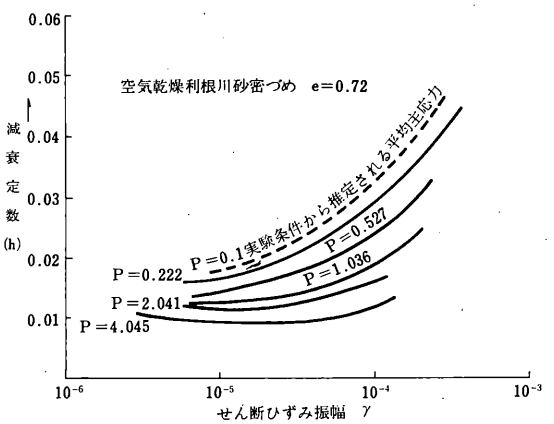
表－7　動的3軸試験結果一覧表

	応力比	繰り返し回数	間隙比	剛性率	減衰定数	セン断ヒズミ
	$\sigma_{dp}/2\sigma_c$	Ne(回)	e	G(kg/cm²)	h	γ
B－2	0.285	4	0.716	－	－	－
B－7	0.247	7	0.671	226.3	0.136	0.00114
B－9	0.191	28	0.690	266.9	0.132	0.000695
B－1	0.185	47	0.677	279.7	0.114	0.000693
B－3	0.147	76	0.672	270.7	0.077	0.000535
B－6	0.364	5	0.586	(154.6)	(0.190)	(0.000229)
B－4	0.261	24	0.624	267.9	0.104	0.000975
B－12	0.228	325	0.598	459.3	0.078	0.000725

σ_{dp}：繰り返し応力振幅　σ_c：拘束圧　G＝せん断弾性係数　γ：せん断ひずみ



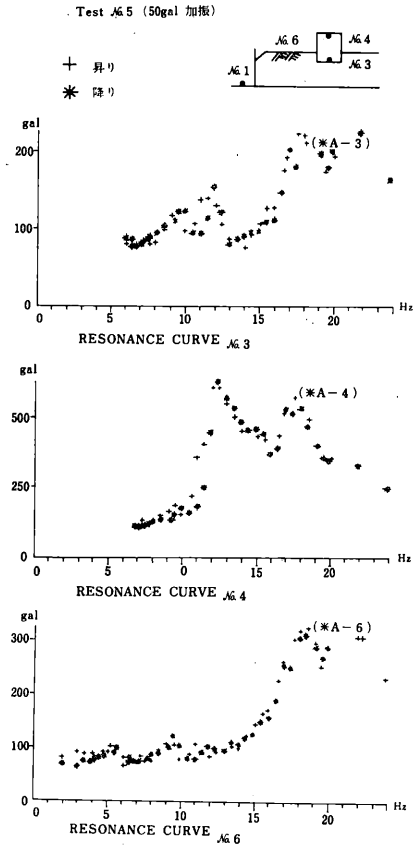
図－3　共振法土質試験によるせん断変形係数とひずみ振幅の関係



図－4　共振法土質試験による減衰定数とひずみ振幅の関係

3.2　振動台実験

正弦波加振に対する共振曲線の1例を図－5に示す。また，共振曲線より得られる剛体基礎の共振振動数，減衰定数，入力に対する応答倍率を表－8に示す。ケーソン天端の共振曲線において2つの共振振動数が認められる。これは，地盤およびケーソン下端の共振曲線にそれぞれみられる1つの共振振動数に着目すれば，低振動数側がケーソンの共振振動数であり，高振動数側が地盤の共振振動数であると推測される。図－6に入力に対し正規化した共振曲線および位相曲線を示すが，この位相に着目しても同様なことが云える。すなわち，低振動数側の共振点ではケーソン天端は入力に対し約90°の位相遅れを示すのに対し，地表面の応答は入力とほとんど同位相である。また，高振動数側の共振点では，地表面の応答が入力に対し約90°の位相遅れを示すのに対しケーソン天端の応答は約90°の位相進みを示している。つまりケーソン天端と地表面の間には約180°の位相差のあることを示している。図－7，図－8に各実験でのケーソンの共振状態，地盤の共振状態と考えられる振動数における加速度分布（モード）を示す。これらの結果からケーソン天端に現われる振動現象はケーソンのロッキング振動と地盤のせん断振動の組み合せと考えられる。加振入力の増加に伴って共振振動数の低下が認められるが，その要因として，模型砂地盤が歪依存軟化型の変形係数をもつことおよびケーソンの振動によるケーソン周辺地盤の破壊やケーソン底面の浮上り等が考えられる。



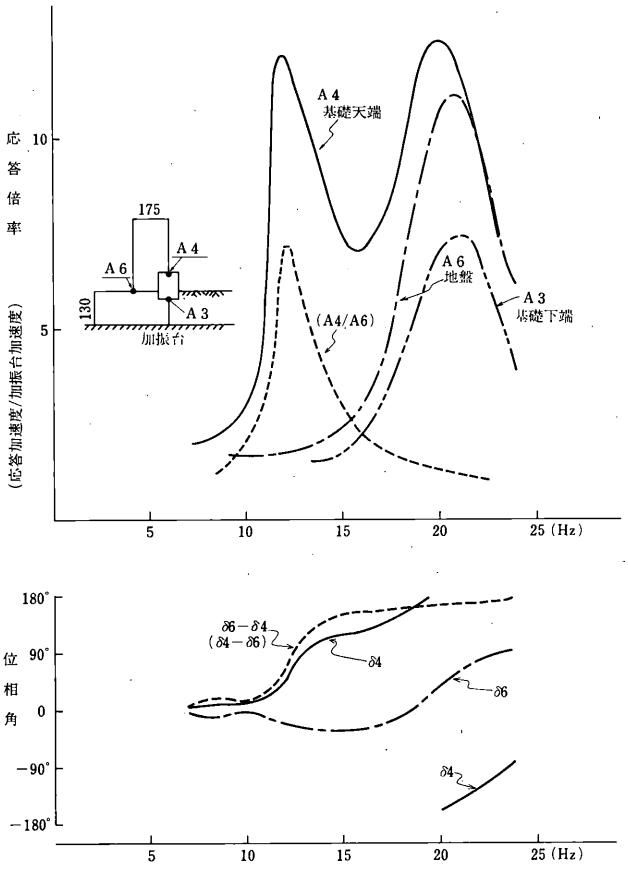
図－5　共振曲線（Test No.5　50gal 加振）

表－8　振動台実験結果

TEST No.	入力加速度 (gal)	共振時振動数(Hz)			減衰定数(h)			応答倍率(M)		
		A－4	A－5	A－6	A－4	A－5	A－6	A－4	A－5	A－6
No.5	50	12.0	20.5	20.7	0.12 (0.04)	0.09 (0.07)	0.09 (0.05)	12.4	7.6	11.0
No.6	50	9.4	20.0	20.0	0.12 (0.07)	0.11 (0.08)	0.11 (0.05)	6.8	6.7	9.3
No.2	100	9.8	19.3	19.5	0.14 (0.07)	0.10 (0.08)	0.14 (0.06)	6.9	6.6	8.6
No.3	200	7.1	15.5	17.9	0.15 (0.08)	0.21 (0.10)	0.24 (0.06)	6.2	4.9	8.5
No.4	300	6.5	13.9	16.7	0.18 (0.13)	0.25 (0.18)	0.26 (0.10)	4.0	2.8	5.0

$h=\frac{f_2-f_1}{2f_0}$

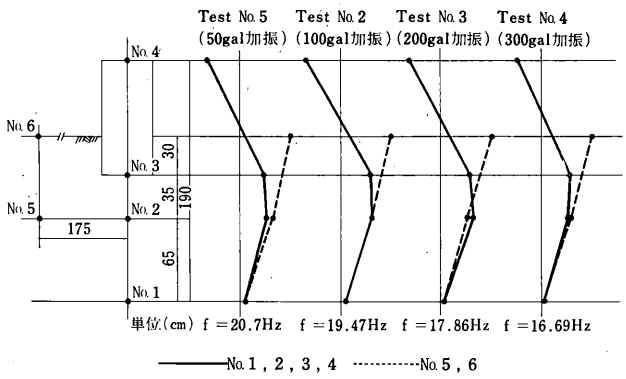
ただし，減衰定数の上段は左記のように共振曲線から求めたものであり，実測の結果得られた共振曲線の広がりを観る目安として求めた。
また，( )内は応答倍率($M=1/2h$)から1自由度的振動を想定して求めたものである。



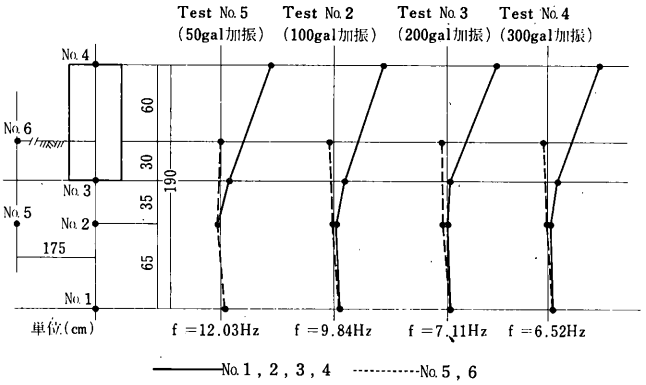
図－6実測共振曲線から推定される基礎振動系の共振曲線
(Test No.5　50gal加振)

3.3　起振機実験

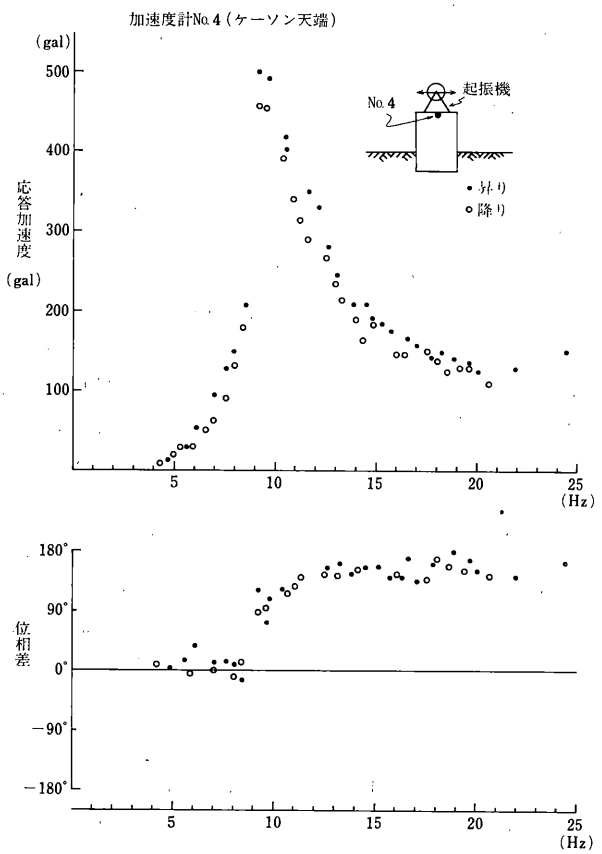
実験結果を表－9に，共振曲線と起振力に対する位相曲線の1例を図－9に示す。根入れのあるなしにかかわらず入力が大きくなるにつれ共振振動数は低下している。又，同一入力に対してもサーチャージのある場合の方が共振振動数が高い。振動台実験の共振曲線と比較すると共振時に急な立ち上がりを示し，この立ち上がりとともに起振力に対して急に90°の位相遅れの状態となり，以後振動数の増加に伴ない180°の位相遅れの状態へ移行する特徴がある。この現象は振動台実験結果と比較するとより非線形性の強い挙動を示しており，この非線形性は地盤の非線形特性よりはむしろ振動によるケーソン周辺



図－7　地盤共振時加速度モード



図－8　ケーソン共振時加速度モード



図－9　共振曲線（Test No.8　起振力50kg）

地盤の崩壊あるいはケーソンと地盤との間の空隙等によりケーソン振動に浮上り現象が発生しているのではないかと推定される。

表－9　起振機実験結果

TEST No.	水平起振力 (kg)	共振振動数 (Hz)	応答加速度 (gal)	備　考
7	20	$10.^{53}$	3005.4	根入れ30cm
8	50	$9.^{16}$	〃	
9	50	$9.^{62}$～$10.^{5}$	4991.4	サーチャージ 根入れ30cm
10	20	$8.^{5}$	3114.8	根入れ0cm
11	50	$6.^{8}$～$7.^{1}$	5005.0	〃

4．剛体2自由度モデルの適用

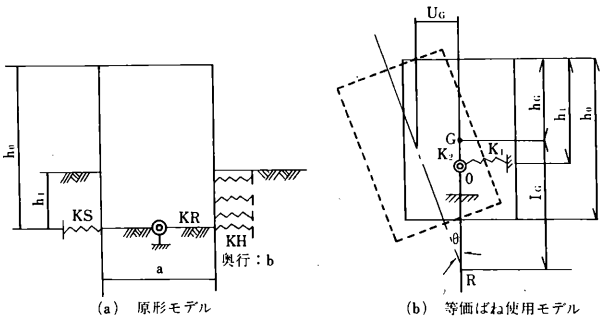
実験結果を説明するモデルの検討にあたり，非線形性の強い振動実験の解析には考慮すべき要素が多く解析が困難なため，動的特性がほぼ線形と思われる領域について実施した。解析の対象とした実験は振動台における入力レベルが50galの正弦波加振実験である。3章においてケーソン天端の振動はケーソンの振動と地盤の振動の組み合わせと考えられることが判った。先の図－6中の破線は地盤応答A_6，基礎天端応答A_4に対し$A_{6-4}=(A_4/A_6)$で定義された伝達関数である。これは，12Hz付近に単一の共振振動数をもつ振動系に酷似した特性を有している。このことから，地盤振動の影響を含んだ基礎の挙動は，上記の地盤応答を基準入力と考えることにより剛体2自由度モデルのような基礎の自由度のみを考慮した力学モデルで表現し得るものと考えられる。

4.1　モデル

剛体2自由度モデルはケーソン基礎の振動を並進運動と回転運動の連成振動と考え，地盤のばね作用を図－10のK_1, K_2の2つのばねで表わされると仮定したモデルである。本モデルは2自由度系であるので地盤のばねとケーソン質量で決定される共振振動数をもち，ケーソン中心線上の1点Rを中心にして振動する。地盤はばね作用のみであり質量の影響も考えていないので地盤との連成は考慮されない。

4.2　モデルに用いる定数

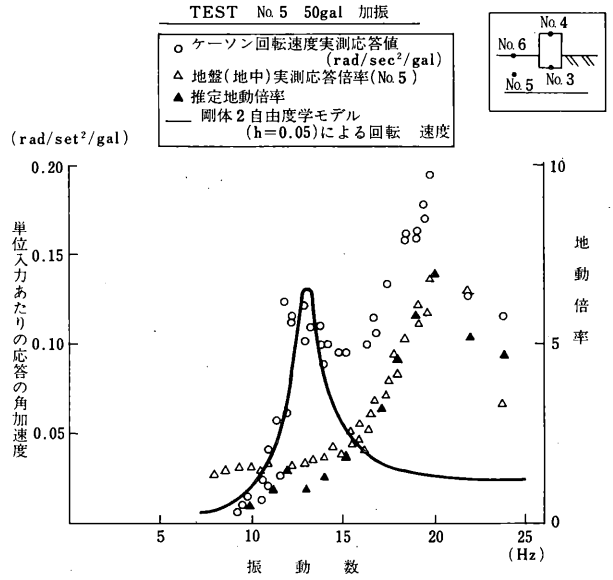
剛体基礎模型に作用する地盤ばね定数は，載荷面積・実基礎模型の荷重強度を考慮して鉛直載荷試験結果を利用することとし(図－2参照)，$K_{VO}=7.2kg/cm^2$として道路橋下部構造設計指針に定められている手法で算出した。減衰定数については，基礎の応答結果から推定し，h＝5％とした。



図－10　剛体基礎の振動モデル

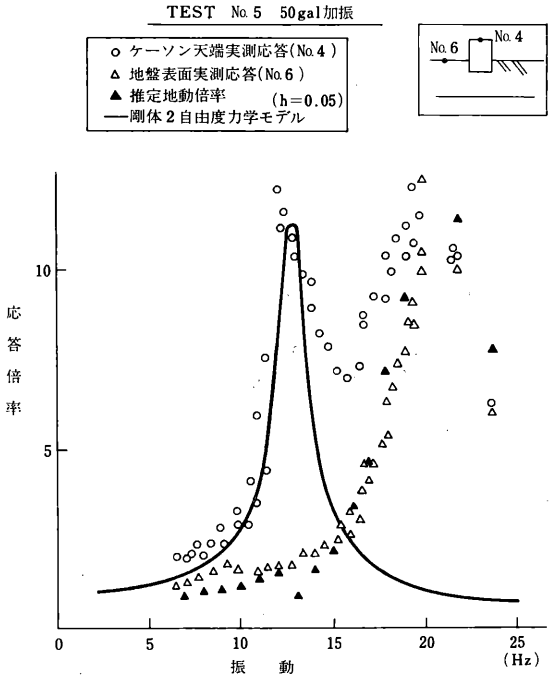
4.3　共振曲線

図－11，図－12に剛体2自由度モデルによる応答計算結果を示す。ケーソン基礎の共振振動数は13Hzであり，実験値と計算値はよく一致している。20Hz付近の地盤の共振振動数についてはモデルの性質上表現されない。しかし，図－6を参照して実測応答値を剛体2自由度モデ



注）ケーソン回転加速度実測応答値はケーソン天端加速度とケーソン下端加速度の記録より算出したもの。

図－11　剛体2自由度力学モデルによる回転加速度倍率曲線



図－12　剛体2自由度力学モデルによる天端応答倍率曲線

ル応答値で除した推定地動倍率を調べると，No.6，No.5の地盤実測応答倍率と比較的一致している。これより剛体2自由度モデルに対して地盤の応答倍率を考慮して入力すると，すなわち入力としてNo.5，No.6の地盤実測応答を入力と考えると，ケーソン基礎天端の高振動数側の応答も剛体2自由度モデルで表現可能である。地盤の振動に関しては，共振法土質試験の結果から共振時の平均的歪 $\gamma \fallingdotseq 2\times10^{-4}$ 時の地盤のせん断弾性定数を求め，さらに地盤高さ，単位重量を用いて1次元せん断振動としての1次固有振動数を求めると，$f_1=20$Hzとなり実験結果とよく一致する。

4.4 非線形の検討

非線形性のみられる入力レベルが100gal以上の振動台実験についての検討結果を表－10に示す。これは基礎，地盤の振動をそれぞれ剛体2自由度モデル，1次元せん断モデルで表現しようとする際，実験結果を再現するのに必要なモデル定数と土質試験結果による地盤の非線形性を考慮して求めたモデル定数を比較したものである。入力レベルの増加に伴ないケーソン振動に浮上り現象による非線形性が認められることを念頭におけば，地盤の非線形性を等価線形系に変換することは十分可能と思われる。また剛体2自由度モデルの適用に当っては基礎と地盤の接触状態には十分注意しなければならない。

表－10 入力レベルとモデル諸元

振動系 / 振動台入力レベル	剛体2自由度モデル（入力は地表面付近地盤応答を想定） 実測データ 共振振動数	天端での応答倍率	平均荷重強度	モデル諸元 1 *3 地盤ばね	減衰定数	2 *4 地盤ばね	地盤せん断モデル 実測データ 共振振動数	地表付近応答倍率	地盤共振時平均せん断ひずみ	モデル諸元 1 G	減衰定数	2 G
50gal	12 Hz	(12) 7.0	0.56 kg/cm²	0.9 K_0	(0.04) 0.07	0.9K_0	20 Hz	11	1.3×10^{-4}	220 kg/cm²	0.05	220 kg/cm²
100gal	10 Hz	(7) 4.3	0.96 〃	0.6 K_0	(0.07) 0.12	0.7K_0	19.5Hz	8.5	2.8×10^{-4}	194 〃	0.06	140 〃
200gal	7 Hz	(6) 2.4	1.2 〃	0.3 K_0	(0.08) 0.2	0.6K_0	18 Hz	8.5	4.7×10^{-4}	164 〃	0.06	100 〃
300gal	6.5Hz	(4) 2.4	0.96 〃	0.26K_0	(0.13) 0.2	0.7K_0	16.5Hz	5.0	6.5×10^{-4}	143 〃	0.1	60 〃

*1.（ ）内の数値は入力を振動台加速度と考えた場合の値を示す。
*2.K_0 は鉛直荷載試験（K_{70}）より求めた剛体2自由度モデルに作用させる静的ばね定数を示す。
*3.モデル諸元1は実測結果を表現するためのモデル定数を示す。
*4.モデル諸元2は剛体2自由度モデルでは平均荷重強度から推定される地盤ばね定数，地盤せん断モデルではせん断ひずみから推定されるGを示す。

5．結論

基礎－地盤系の振動実験および理論解析の結果から次のような結論が得られた。

(1) 50 gal振動台実験の検討においては，鉛直載荷試験により得られた地盤反力係数，模型砂地盤による増巾を考慮した入力を用いて，基礎－地盤系の振動現象を剛体2自由度モデルによって再現できた。

(2) 地盤材料は非線形性を示すが，振動時のひずみレベルに応じ地盤剛性を変化させることによって等価線形系に換算できる。

6．あとがき

基礎－地盤系の模型振動実験結果から，その挙動を表現できるモデルの検証という立場から検討を進め一応の結論を得た。しかし，この方法を実際の問題に適用しようとする場合は，地盤の剛性の評価方法，地形の影響因子の取り入れ方等多くの問題がある。これらの問題の1検討として本実験後①根入れ深さを種々変化させた振動台実験，②根入れ深さに伴なう前面ばねの効果を検討するための回転板模型を用いた実験を行なったので，その結果を（その2）に報告する予定である。

最後に，本実験にあたり御協力頂いた建設省土木研究所および科学技術庁の諸氏および実験，解析にわたり審議頂いた東京大学久保慶三郎教授をはじめとする土木学会明石海峡大橋耐震設計小委員会の委員の皆様に厚く感謝致します。

児島・坂出ルート海峡部地質調査（その１）

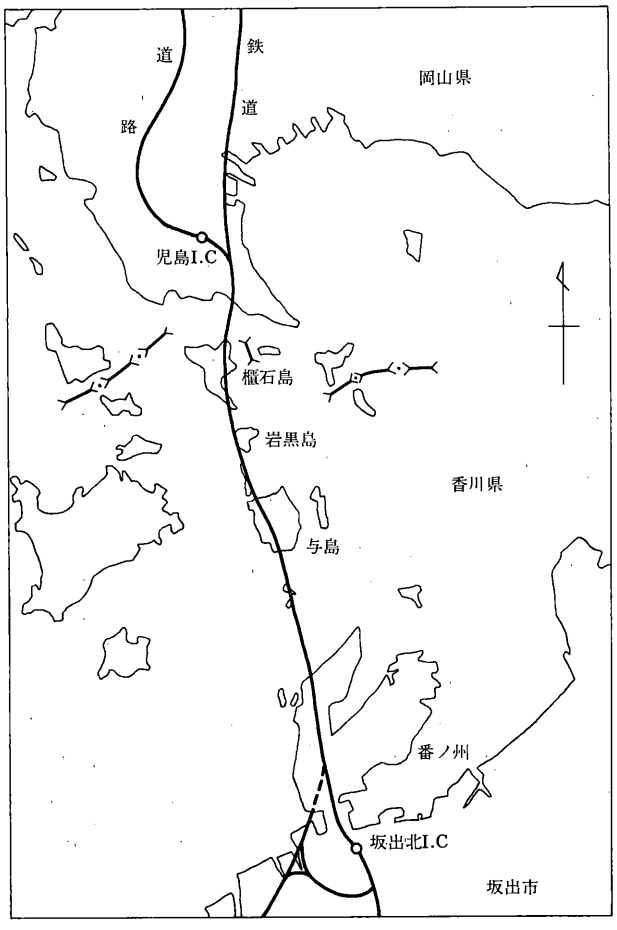
設計第二部設計第四課　山縣　守

１．まえがき

児島・坂出ルートは，岡山県と香川県を道路と鉄道で結ぶルートである。約9.5kmの海峡部は，道路・鉄道の併用橋で渡海する（図－１参照）。

この報告は，海峡部の地質調査結果をまとめたもので，（その１）では岩盤試験結果についてふれ，（その２）では構造物予定地点での調査結果，地盤定数の決定経緯等についてふれる予定である。

このルートの地質調査は，昭和34年に始められた。それ以後，建設省，日本国有鉄道，日本道路公団，日本鉄道建設公団等の各機関によって実施されてきたが，昭和45年の本州四国連絡橋公団の設立とともに，当公団に引き継がれ今日に至っている。



図－１　海峡部ルート位置図

２．地形・地質概要

島しょ部の地形は標高70m以下で，丘陵地形が大部分を占めている。

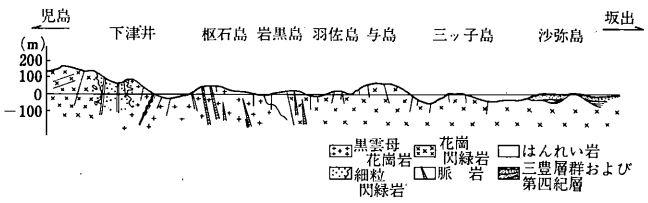
海底地形は，全体に浅く，100m以深の海底は存在しない。本海域の特徴的な海底地形としては，海釜，海底平担面，サンドウェーブがある。

海釜は，狭隘な島狭間や半島突出部に多くみられる。

海底平担面は，0～－6m，－10～－20m，－40～－50mの各深度に認められているが，とくに，－10～－20m面が広く発達している。

地質は，図－２に示すように，基盤は花崗岩類で構成されているが，南備讃瀬戸の一部では，その上を第四紀備讃瀬戸層群がおおっている。

基盤岩中に発達する節理，断層系については，ＥＮＥ系，ＮＮＥ系の２群に大別され，節理，断層ともに急傾斜のものが主体をなしている。

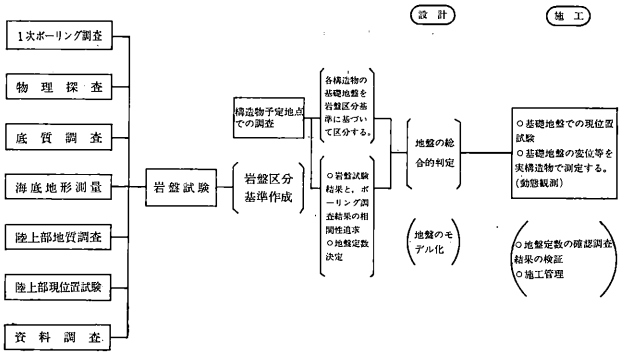


図－２　地質縦断図

３．調査概要

3.1　調査体系

図－３に調査体系を示すが，この中で特徴的なのは，岩盤区分である。岩盤区分は，表－１の岩盤区分基準表と，表－２に示す岩盤試験結果等をもとに行なった。



図－３　調査体系

表－1　岩盤区分基準表　（肉眼判定による）

等級	強度 硬軟	強度 風化・変質	不均（割れ目の状態）	ボーリングコア状況	ボーリング掘削状況	色調
D	ハンマーの強打で鈍い音を発し容易に崩壊する。	完全にマサ状風化、ごく稀に玉石状岩塊を残す鉱物は結合力をうしなっている	割れ目はほとんどみられないが、ところによりわずかにもとの割れ目のあとがうかえる場合もある。	粘土状、砂状 亜角レキ状	掘り易い	褐～黄褐
C_L	ハンマーの強打で崩し易いがところにより硬い岩塊を含む。	岩塊内部まで風化しているが岩の形態を保つ。	割れ目はほとんど閉口し割れ目沿いの粘土化、マサ化が進んでいる。	角レキ状 岩片状 部分的に短棒状	掘り易いが、コアづまりをおこしやすい 1.5m/h以上	黄褐
C_M	岩塊内部は新鮮でなかなか割れにくい。	有色鉱物の周囲は褐色をおびている。	割れ目沿いは、風化変質している粘土シームをしばしば挟む。	棒状 長さ 10～20cm	最も掘り易い 1.5m/h以上	淡褐
C_H	ハンマーで強打すると金属音を発し割れにくい。	概ね新鮮で堅硬な岩盤。	割れ目沿いに若干風化変質	棒状 長さ 20～30cm	掘り易い 1.0m/h以上	淡褐～乳灰
B	ハンマーで強打すると金属音を発しほとんど割ることができない。	全般に未風化の新鮮な岩盤。	幅く稀に割れ目沿いに微弱な風化またはヘアークラックがみられる。	棒状 長さ 30cm以上	やや硬く掘りにくい 0.8m/h以上	乳灰～灰
A	ハンマーで強打してもほとんど割ることができない。	未風化の堅硬な岩盤。	割れ目の発達は稀で、密着している。		0.5m/h以上	灰～青灰

3.2　岩盤試験

岩盤試験は，花崗岩を対象として，構造物地点の岩盤に類似した塩生，燈篭崎，沙弥島等の地点に横坑を掘削し，その中で実施した。

また，岩石試験は，岩盤試験地点と，構造物予定地点のコアを用いて行なった。

(1)　岩盤試験

試験は，平板載荷試験，クリープ載荷試験，ブロックセン断試験，孔内載荷試験，電気探査，弾性波探査等を実施した。

表－2は岩盤試験結果をまとめたものである。

以下に，各試験結果を述べる。

1)　平板載荷試験

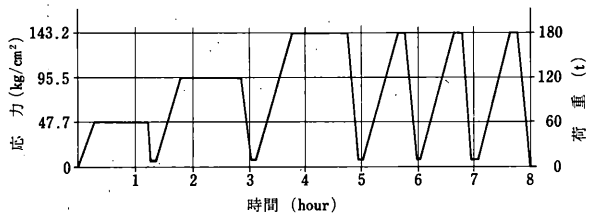
載荷は，ϕ40cmの剛体載荷板を用いて行なった。

載荷パターンは，図－4に示すとおりであるが，載荷速度は，加圧時は，10ton/2min(8.0kg/cm²/2min)，減圧時は30ton/2min(23.9kg/cm²/2min）とし，段階荷重に移行する際には,10 tonを載荷したまま10分間の休止時間をとった。

図－5は，C_L～C_M級岩盤の平板載荷試験結果の1例を示すが，変形係数等は，①－①′の割線勾配から得られる解を変形係数E_Sとし，②－②′の割線勾配から求められる解を弾性係数E_Rと定義して求めた。

表－2　岩盤試験結果一覧表

岩盤等級	弾性波速度 V_P(km/s)	弾性波速度 V_S(km/s)	電気比抵抗 (Ω－m)	変形係数等 (kg/cm²) E_S	E_R	$E_{L\cdot L\cdot T}$	$E_S/E_{L\cdot L\cdot T}$	セン断強度 τ_0(kg/cm²)	ϕ(°)	R.Q.D
D_H	0.6～	0.4～	100～300	2,500	10,000	800	3.1	8	40	0～20
C_L	1.5～	0.9～	200～700	5,000	14,000	3,000	1.7	12	40	0～60
C_M	2.0～	1.1～	1,000～3,000	10,000	20,000	10,000	1.0	22	45	20～80
C_H	3.2～	1.6～	5,000～10,000	20,000	27,000	28,000	0.7	30	45	60～100
B				40,000	40,000	100,000	0.4	40	50	90～100
D_L				1,200				1	35	



図－4　載荷パターン図

E_SとE_Rの比は，図－6に示すようにほぼ$2E_S \fallingdotseq E_R$であった。

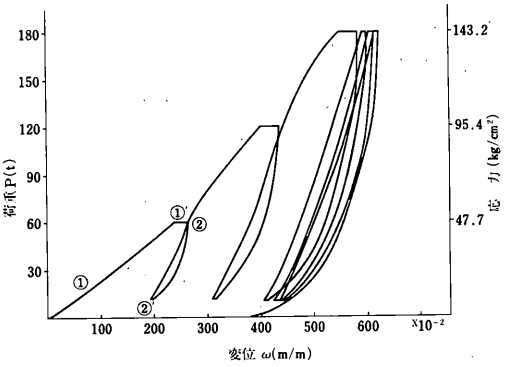
図－7は，E_S値を岩盤等級ごとに整理した図であるが，これをもとに，各岩盤等級の代表変形係数を定めた。

図－8は，E_S値と，孔内載荷試験より求められる変形係数$E_{L\cdot L\cdot T}$のと相関を調べたものである。

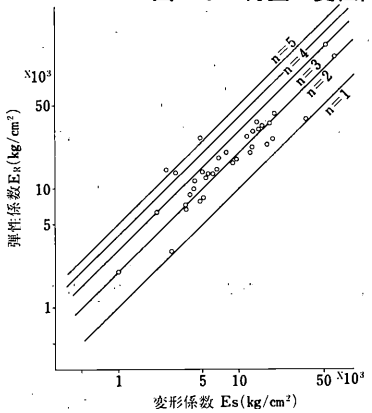
10^4kg/cm²付近でE_Sと$E_{L\cdot L\cdot T}$は等しくなるが，10^4より小さい場合は，$E_S > E_{L\cdot L\cdot T}$の関係がみられ，$10^4$以上だと，この関係は逆転する傾向がみられる。

7×10^3kg/cm²以下の場合，いくつかの調査例が各地にあり，例えば，安山岩質岩石，ホルンフェルス，花崗岩からなる関門橋の岩盤では，ほぼ$E_S = 2.5\sim3.0E_{L\cdot L\cdot T}$の相関を示し，第三紀の軟質砂岩，泥岩および火山砕屑物を主とする平戸大橋の岩盤では$E_S = 2.0\sim3.5E_{L\cdot L\cdot T}$の相関を示している。

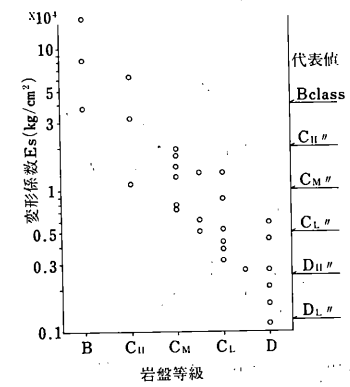
これらの調査例も参考にして最終的に表－2に示す比を採用した。



図－5　荷重－変位曲線の例



図－6　変形係数K_Sと弾性係数E_Rとの関係



図－7　平板載荷試験結果

2) クリープ載荷試験

載荷試験は，ϕ1mの剛体載荷板を用いて浸水湿潤状態の条件下で行なった。

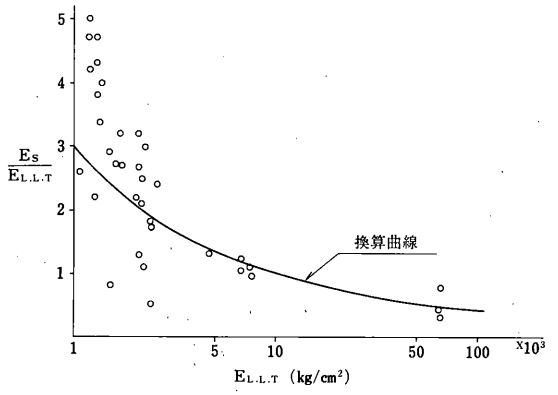
図－9にクリープ載荷試験および測定装置模式配置図を示す。

(a) 試験結果

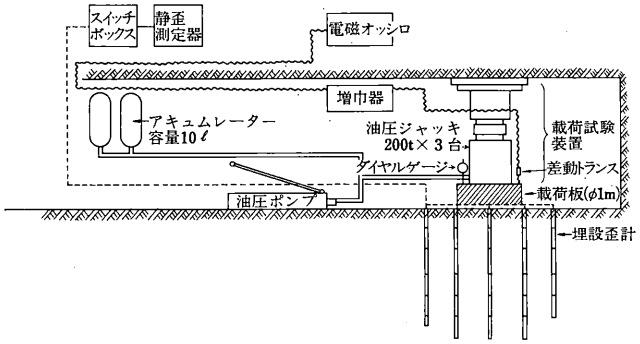
図－10は岩盤表面変位の全過程を示し，図－11は，岩盤内歪分布を示す。

岩盤内弾性歪は，載荷板直下よりも，載荷板径の¼の深度で最大値を示した。この理由は，載荷板直下の岩盤は載荷板とのマサツのための変位の拘束を受け，それが深度方向の弾性歪をも規制しているからだと考えられる。

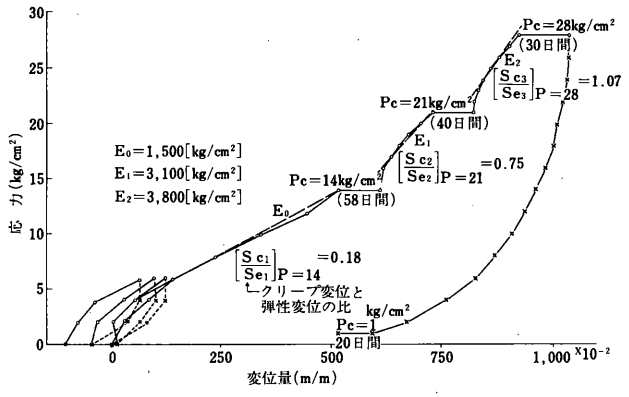
また，載荷板径と同程度の深度の弾性歪は，最大値より2オーダー小さい値を示した。



図－8　EsとEL.L.Tの相関図

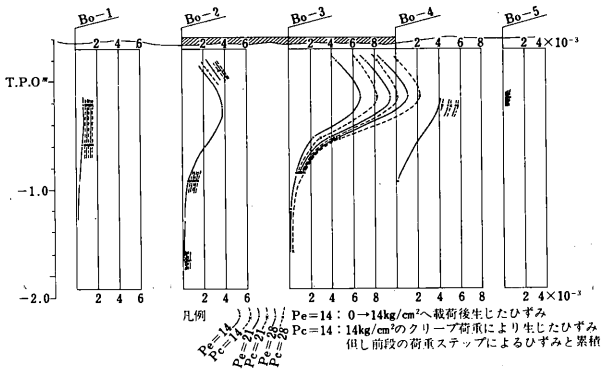


図－9　クリープ載荷試験および測定装置模式配置図



図－10　載荷荷重と岩盤表面変位の全過程結果図
r＝R(載荷板上の平均値)

一方，クリープ歪は，上記のマサツ効果を受けず，応力の大きさにほぼ比例する傾向を示した。これは，経時的に，マサツ効果が減ずるからだと考えられる。



図－11　各荷重ステップ後の岩盤内ひずみ分布

(b) 解析

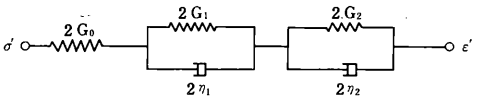
解析は図－12の手順図に従って進めた。

岩盤内の弾性定数の分布は，載荷板下の岩盤を岩盤区分（図－13参照）し，孔内載荷試験のEL.L.T値から換算して求めたEs*値と0～14kg/cm²の荷重範囲のクリープ載荷試験で得られたEs値とを参考として弾性F.E.M.計算を行ない，結果が岩盤内実測歪に合致するようにくり返しtrialを行なって決定した。同時にそれをもとに岩盤内の応力状態を決定した。

表－3はEs*と，シミュレーションの結果得られたEF.E.Mを比較したものであるが，Ⅰ，Ⅱ層までは，ほぼ近い値を示すが，Ⅲ層目で約2倍，Ⅳ層目で約3倍と，その差は次第に大きくなる。これは，弾性係数の歪依存性によるものの効果が大きいと考えられる。上層と下層では歪は2オーダー程違う。設計の観点から，このことを考えてみると，変位の大部分は，歪依存性を考慮する必要のない範囲の地盤で決まるので，設計上は，この歪依存性を考慮しなくてよいと考えられる。

次に，粘弾性シミュレーションまでの経緯を述べる。図－14は，クリープ歪速度結果の1例を示すが，クリープ歪は，Voigtモデルの直列配合で近似出来ることが理解される。

モデルを表示すると，下記のようになる。



ここで　σ'：偏差応力　　ε'：クリープ歪

G：セン断弾性係数

η：粘性係数

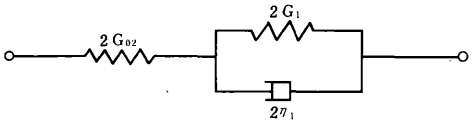
ε'およびクリープ歪速度$\dot{\varepsilon}c$は次式で表わせる。

$$\varepsilon' = \frac{\sigma'}{2G_0} + \sigma'\left\{\frac{1}{2G_1}\left(1-e^{-\frac{G_1}{\eta_1}t}\right)\right\} + \left\{\frac{1}{2G_2}\left(1-e^{-\frac{G_1}{\eta_1}t}\right)\right\} \cdots (1)$$

$$\log \dot{\varepsilon}_c = \left(\log \frac{\sigma'}{2\eta_1} - \frac{G_1}{\eta_1}t\right) + \left(\log \frac{\sigma'}{2\eta_2} - \frac{G_2}{\eta_2}t\right) \cdots (2)$$

(2)式の第1項が，図－14に示す直線L_1で，第2項がL_2で近似できると考えると，粘弾性定数は，二つの近似直線の勾配およびε軸との交点から求められる。

しかし，解析はL_2で近似出来る部分は，クリープの時間スケールからみると瞬間的に生じているとみなせるので弾性項に含め，次のモデルで進めた。



ただし$G_{02} = \frac{1}{G_0} + \frac{1}{G_2}$

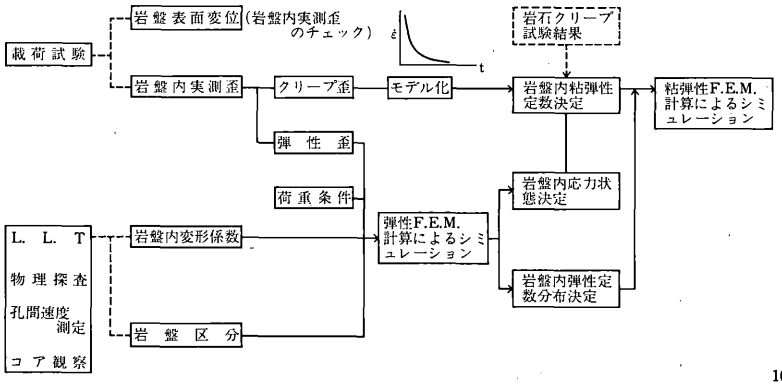
図－15は，クリープ歪解析から得られた粘弾性定数を示すが，これらの値を参考として，加圧板中心を通る断面で，2次元F.E.M.計算を行ない，結果が，岩盤内実測クリープ歪に合致するようにくり返しtrialを行なった。

3) ブロックセン断試験

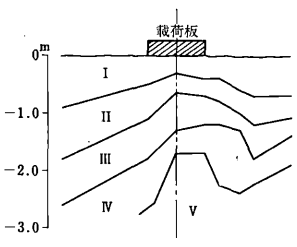
試験装置は図－16に示すとおりであるが，セン断面積は60×60cmとした。

表－4に試験結果を示すが，力学定数としてのτ_0とϕは，ϕを仮定してτ_0を推定するやり方で決めた。

試験結果については，次のように解析した。



図－12 岩盤クリープ試験解析手順図



図－13 岩盤区分図

表－3 E_S^*と$E_{F.E.M}$の比較表

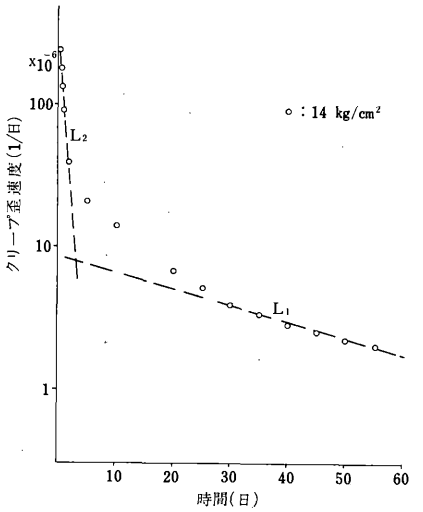
層区分	E_S^* (kg/cm²)	$E_{F.E.M}$ (kg/cm²)
I	1.350	1.500
II	1.600	1.250
III	2.400	5.000
IV	3.300	10.000
V	4.600	15.000

試験終了後，セン断面を観察すると，岩石自身が切れた部分，既往の割れ目がすべった部分，打設コンクリートが切れた部分等がみられる。

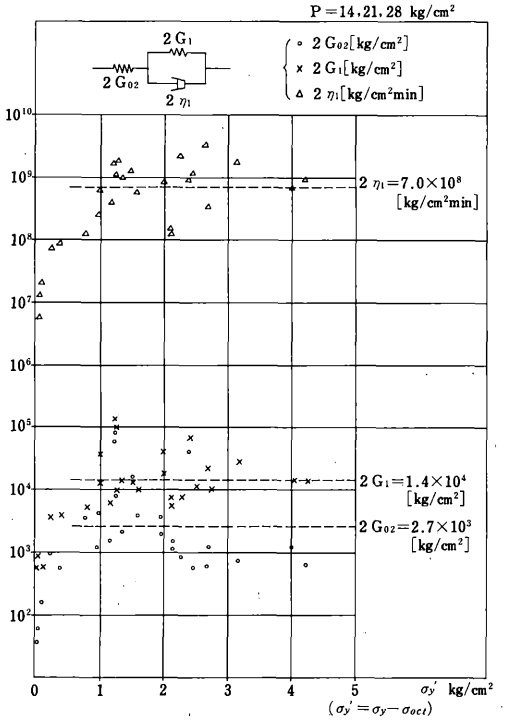
セン断強度は，それぞれのセン断強度の和と考えられる。そこで，それぞれに定数を与えて計算セン断定数を求め実測値と比較してみた。

岩石のセン断定数は，三軸圧縮試験から得られた値を与え，節理面のセン断強度は摩擦抵抗角のみとし，30°を与え，コンクリートの破断部分のセン断定数は，打設コンクリートの7日，28日圧縮強度をもとに推定した値，$\tau_0 = 50.3 kg/cm^2$，$\phi = 59°$ を与えた。

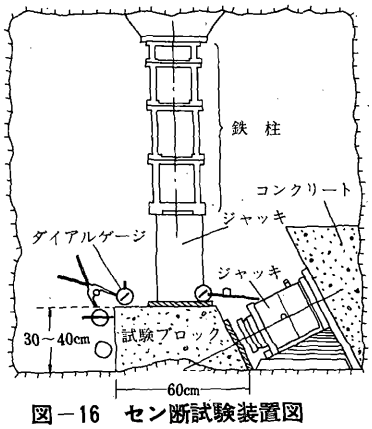
その結果，寸法効果を考慮すれば，計算値と実測値の一致をみることが明らかになった。



図－14 クリープ歪速度と時間の関係

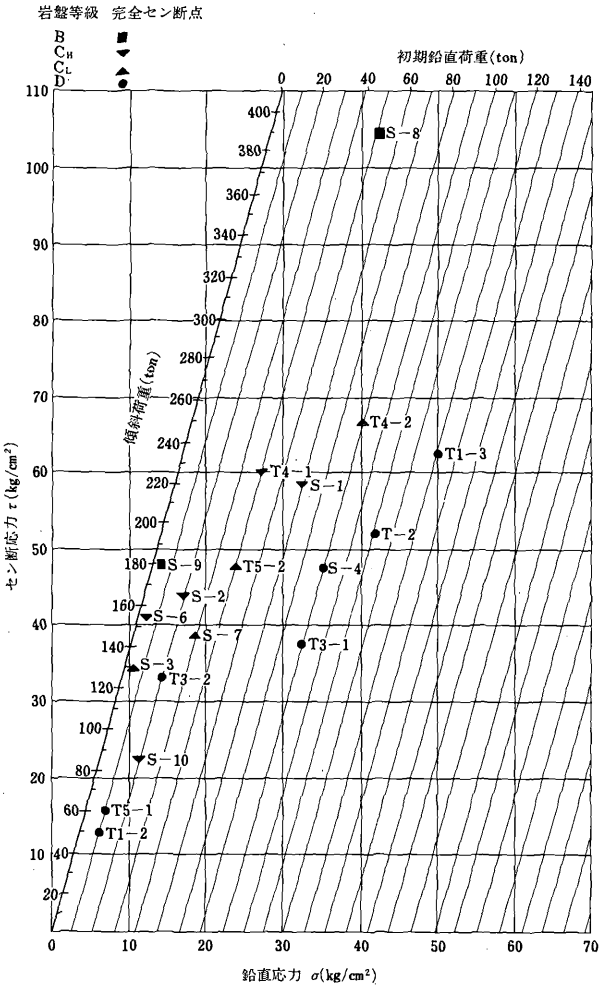


図－15 粘弾性定数～岩盤内応力



図－16　セン断試験装置図

表－4　岩盤セン断試験結果



(2)　岩石試験

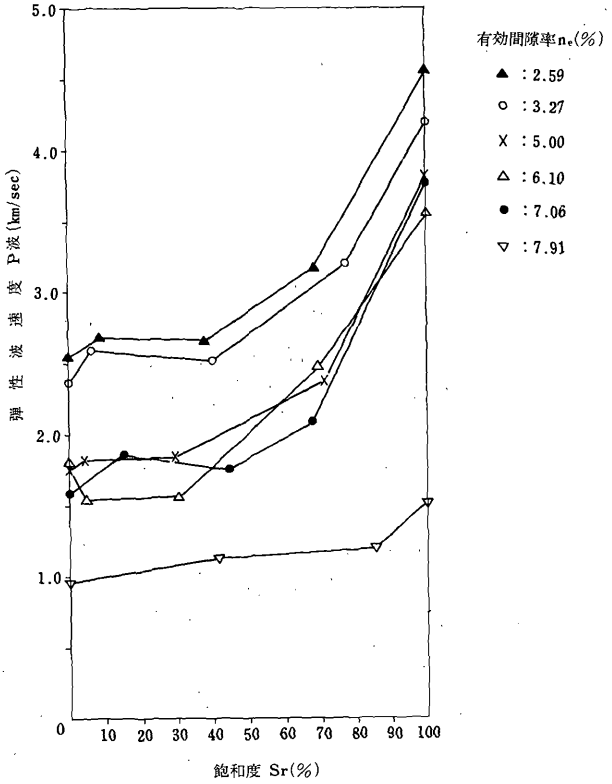
試験は，密度，有効間隙率，吸水率，弾性波速度，動ポアッソン比，動弾性係数，一軸圧縮強度，静ポアッソン比，静弾性係数，三軸圧縮強度等の各項目について，主として「国鉄における岩石標準試験法」に準じて，常温，常圧下において行なった。

ここでは，含水比や圧力等の外的要因を変えて行なった試験の結果についてのみふれる。

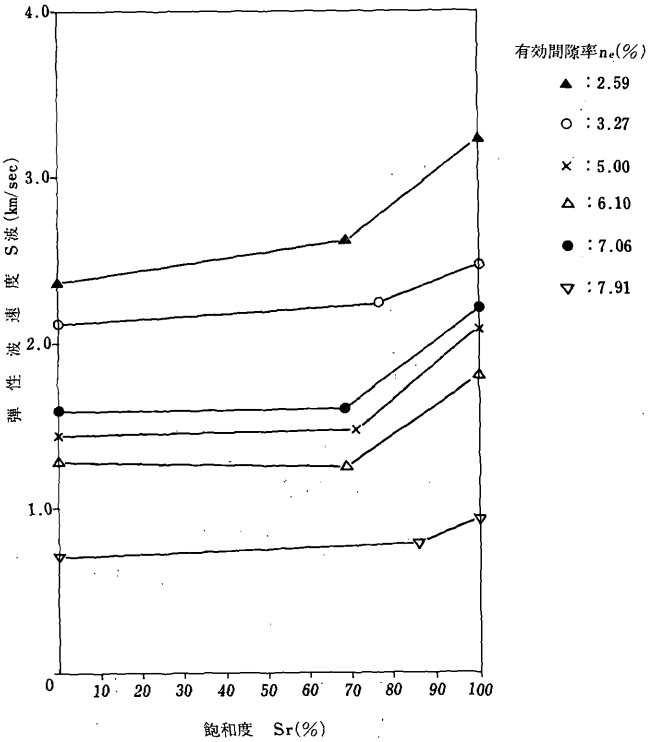
図－17，18は，飽和度Srと，弾性波速度との関係を調べたものであるが，P波では，Srが40%まではほとんど変わらないが，40%を越すと，有効間隙率Neの高い1例を除いて速くなり，2倍近くの値を示すようになる。

一方，S波もSrが高くなるにつれて速くなるが，増加率は低く，2～5割増にすぎない。

図－19～22は，側圧条件をかえた場合の岩の強度と変形性を調べたものである。



図－17　飽和度の変化に伴う弾性波速度（P波）

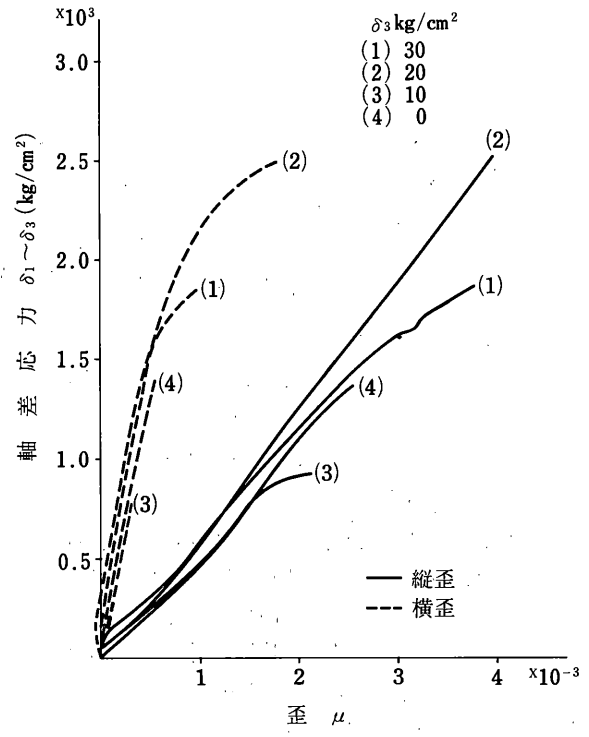


図－18　飽和度の変化に伴う弾性波速度（S波）

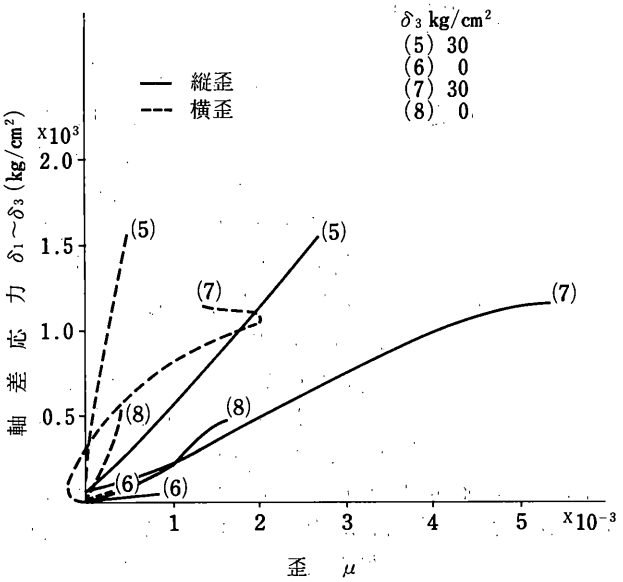
図－19は，側圧をかえた場合の各供試体の応力―歪曲線を表わす。30kg／㎠程度までの側圧によっても強度の増大は期待できるが，変形係数は拘束圧の影響をほとんど受けないと云えそうである。

図－20は，同一のコアから切り出した，弱面の明らかに存在する供試体を用いて行なった試験結果を示すが，図から明らかなように強度に及ぼす側圧の効果は大である。弱面の方向は，水平面から60°～70°であった。

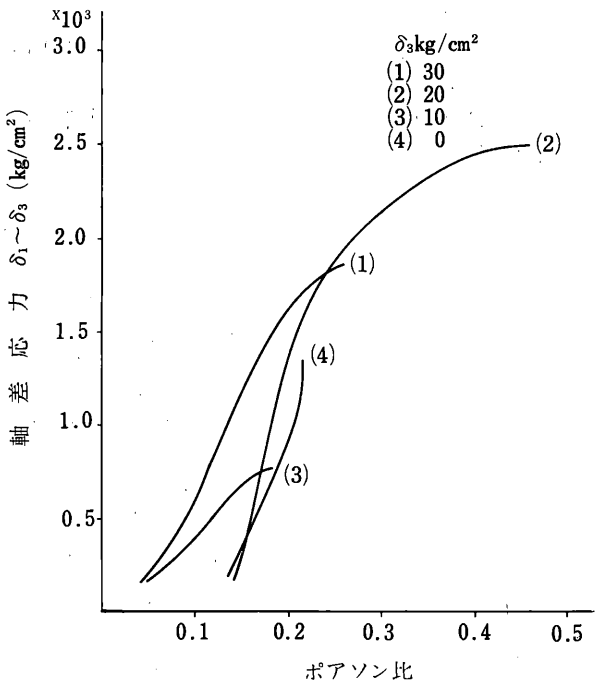
図－21，22は，応力―ポアッソン比曲線を示すが，傾向として拘束圧が高くなるとポアッソン比は小さな値になるようである。



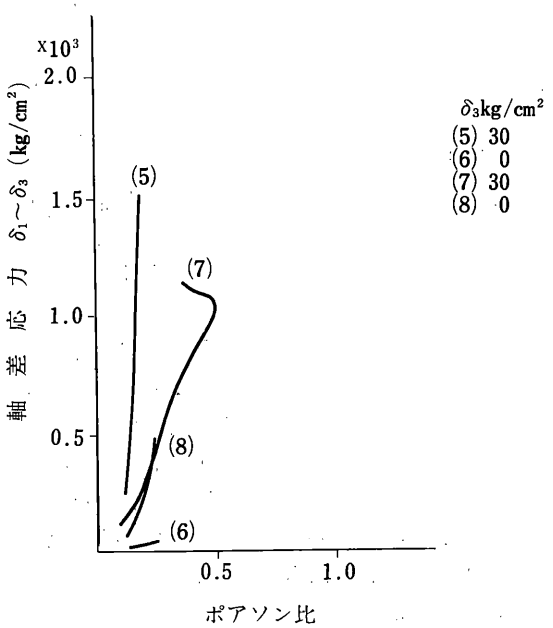
図－19　三軸圧縮試験における応力―歪曲線



図－20　応力―歪曲線



図－21　応力―ポアソン比曲線



図－22　応力―ポアソン比曲線

道路のり面の植生試験

第三建設局今治工事事務所 第二工事長　重村公登

1．まえがき

本州四国連絡橋ルートは，各ルートとも瀬戸内海国立公園およびその隣接地であることから，また，昨今の自然環境保全の高揚と相挨って道路建設も地域環境との調和を図らなければならない。

のり面緑化工法は，すでに各機関において施工実績，ならびに研究開発がなされているが，これらの工法と現地条件との適合性を追求する必要がある。また，道路のり面はおよそ植生の生育にとって不利な条件となるが，この不適性を少しでも好条件にするためにも，工法の選定，土壌の改良，使用材料の配合調整および保全管理等の諸条件について研究しなければならない。

当地は，瀬戸内海地方特有の温暖寡雨な気象条件であり，その上，地質的にも植生にとってきびしい風化花崗岩（保水性，保肥性に乏しい）である。また，集中雨に対しても土砂の流出が発生しやすい土質である。

本試験は，昭和50年5月限られた条件の範囲で行なわれたものであり，早々に結論は見出せないが，風化花崗岩での郷土種の導入，外来種との混播の度合など2年間の追跡調査で貴重な資料を得たものである。

2．試験の内容

2.1　大三島のり面試験

試験地は，愛媛県越智郡上浦町大字井口（大三島）でルートに隣接した南斜面で実施した。（写真－1）

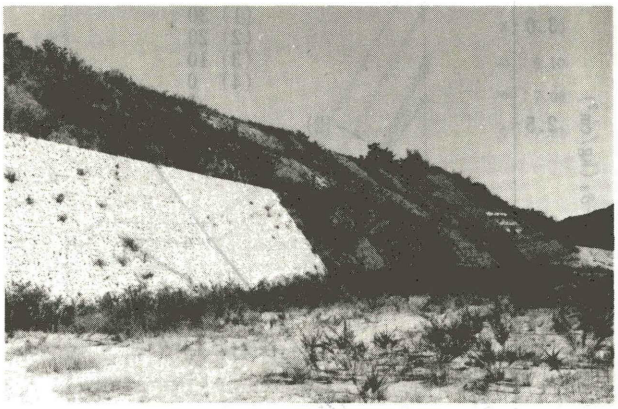
地質は広島型花崗岩で風化分類はＣＬ～ＣＭ（軟岩）である。また，のり面には局部的に断層，転石，崖すい層や地下水の浸出水がみられる。

試験のり面は道路本線ののり面を想定し，上部から1割，1割2分，8分の3段勾配に造成した。各のり面の変化点には，1.5m～2.0mの小段を設け各小段に排水工を設置してのり面の安定を図っている。

試験に先だち事前調査として，のり面の方位，日照，水分の補給状況，地質の風化程度（土壌硬度），土壌分析，周辺植生について調査した。

本試験で実施したのり面工は，外来種を主体（一部郷土種も混播）に，29種類の工法を設定して行なった。

主な工法は，表－1のとおりである。また，種子混播による種子間の被圧，競合の度合を調べるための平担地において1m×1mの試験区を119ヶ所作り，郷土種を一定量とし，外来種の種子量を変え，その適量を求める混播試験を行なった。



写真－1　大三島のり面試験場

2.2　伯方島のり面試験

試験地は，愛媛県越智郡伯方町大字伊方（伯方島）の本線ルート上において伯方島切土試験工事を実施し，その中でのり面試験を行なったものである。（写真－2）

地質は，閃雲花崗岩～花崗閃緑岩で領家花崗岩に属する。試験のり面は切土部，盛土部があり，切土面の上部では砂質土，下部面に軟岩，硬岩がでている。盛土は砂質土で1割5分ののり勾配である。事前調査は大三島のり面試験と同様である。

本試験で実施したのり面工は，郷土種の導入を主体とし，12種類の工法を設定して行なった。主な工法は表－2のとおりである。また，硬岩部の緑化としてＯＮ工法（小田，野村氏発案）を採用した。ＯＮ工法は，セメントと吹付機を混合し，岩部に吹付け直接土壌を作るもので最近各地で実例がある。



写真－2　伯方島のり面試験場

3．追跡調査

3.1　調査項目

(1)　要因調査

植生の生育は，周辺環境に影響されるものであるからその関連事項として，次の調査を行なった。

1）気象　試験場における天気，平均気温，最高気温，最低気温，降水量等。

2）土壌硬度　山中式土壌硬度計を用いて各工区の土壌硬度を測定し，植生の根による土壌の軟化の度合いを判断する。一般に草根の伸長圧限度は27㎜(20kg/㎠) といわれている。

3）土壌分析　植物が生育するための因子で大きな要因である土壌成分を事前事後調査した。特に土壌の酸度がＰＨ＝4以下になると他の条件が良くてもほとんどの植生は生育が悪くなるものである。

(2)　コドラート調査

植生工法，種子配合および養生効果の優劣を判断するため，各工区に１ｍ×１ｍのコドラート（方形調査区）を設け，生育密度，生育高，被覆度について調べた。

1）生育本数(密度)；各植物の単位成立本数を数え，工法別播種量の適否を判断するとともに，成立本数の変遷を観察することによって，植生個体間の競合を検討するものである。調査方法は，設定したコドラート内にさらに0.2m×0.2mの調査区を作り，区内の種類別生育本数を数え，生育本数の少ない種類については，コドラート全体の本数を記録した。

2）生育高；生育高は，生育量を把握するとともに，各導入種間の被圧，競合の工法別比較に用いる。調査の方法は，コドラート内の各植生の種類毎に平均的なところを選定して生育高の推移を記録した。

3）被覆度；裸地を植物によって被覆することは，浸食防止効果上最も重要であり，植生工の目的の一部でもある。そこで，植生がどの程度被覆したかを知るために行なうものである。調査方法は，コドラート内で全植物の地上部が地表面を被覆している割合，即ち，コドラート面積に対する垂直投影面積を目視で測定し次式で表わす。

$$被覆度(\%)=\frac{全植生投影面積}{コドラート面積}\times 100$$

4）体質調査；各工種毎に生体重を比較し，生長，被圧等の検討を行なうものである。調査方法は，各工種，植物毎に最も平均している植物の根を切断しないように掘取り，泥を洗い落した後地上部，地下部の生育状況を写真に記録し各重量を測定する。次に風乾重量

表－１　のり面試験工法（大三島）

工　種　名	施工単価	工　法　説　明
たね吹付工B	(円/㎡) 270	ファイバー、肥料、種子を混練しポンプで吹付ける。
点播たね吹付工B	850	ノリ面に直角に径５cm、深さ６cmの穴を20×30cm間隔にあけ、固形肥料を詰め、表面にたね吹付工Ｂを施行する。
鋼製ノリ枠工A(植生俵積工)	7,460	鋼製ノリ枠1.5×1.5ｍを組み、斜材でＶ形に区分し枠内に客土、植物俵（５×10×25cm）を間詰めする。
ノリ枠工A_2(岩砕･土砂)ツタ工	7,210	プレキャストコンクリートノリ枠1.0×1.0ｍを組み、枠内に岩砕（径20cm内外）客土を間詰し、ツタ工を0.5ｍ間隔で緑化する。
ノリ枠工C(岩砕･土砂)（たね吹付工A_3）	6,880	プレキャストコンクリートノリ枠1.0×1.0ｍを組み、枠内に岩砕（20cm内外）客土を間詰めしたのち表面にたね吹付工A_3を施行する。
ノリ枠工D(植生俵積工)	7,680	プレキャストコンクリートノリ枠1.0×1.0ｍを組み、枠内に客土15cmを詰め、その上面に植生俵（５×10×25cm）を間詰めする。
現場打ノリ枠工A(植生俵積工)	10,680	現場打ノリ枠（３×３ｍ）を打設し、枠内に格子枠1.0×1.0ｍを組み。枠内に客土し、その上面に植生俵（５×10×25cm）を間詰する。
植生穴工（ＳＭ）	930	ノリ面に直角に径６－８cm、深さ10cmの穴を18cm間隔にあけ、客土・肥料を充填し、種子入紙をセットし表面をアスファルト散布養生する。
植生袋工（グリーンベルト）	750	ノリ面水平に50cm間隔で中15cmの溝を切り、種子・肥料混入の植生袋を目串にて固定する。
溝切客土　たね吹付工A_{3-1}	860	ノリ面に水平に50cm間隔で巾15cmの溝を切り、客土・肥料・種子を混練し種子は草・水混合しポンプで吹付ける。
たね吹付工A1(ムシロ養生)	490	客土・肥料・種子を混練し、ポンプで吹付け、表面をムシロ養生する。
たね吹付工AN	1,060	魚網（６×22.5×22.5㎜）を全張りし、客土・肥料・種子を混練しポンプで吹付ける。
点播　たね吹付工AN	1,650	ノリ面直角に径５～６cmの穴を20×30cm間隔に掘り、固形肥料・客土を詰め、表面にたね吹付工ＡＮを施工する。
植樹工B_3	1,193(円/m) 4,100(円/m)	ノリ面に水平に巾45cmの小段を切り、Ｌ型鉄製フェンスを設け、客土・肥料を入れ1.0ｍ間隔に黒松を植樹する。

※単価は、昭和49年度単価（諸経費含む）

表－２　のり面試験工法（伯方島）

工　種　名	施工単価	工　法　説　明
種子吹付工（切土部）	円/㎡ 550	客子種子、肥料を混合撹拌し、モルタルガンで吹付け後、アスファルト乳剤で養生
種子吹付工（〃）（植生穴工）	1,250	ノリ面に径10cm、深さ20cmの穴を20穴／㎡あけ、中に施肥後、客土種子、肥料を混合撹拌し、モルタルガンで吹付け後、アスファルト乳剤で養生
種子吹付工（盛上部）	550	保水剤、肥料、種子を混合撹拌しポンプで吹付け後、アスファルト乳剤で養生
ＯＮ工（硬岩部）	7,900	種子、ポルトランドセメント、植生基盤材（ピートモス・ハイグロムル、バーク混合）材、緩衝材を混合撹拌し、モルタルガンで３層吹付け（ｔ＝９cm）

※単価は、昭和49年度単価（諸経費含む）

を測定して生重，乾重比を求める。さらに地上部と地下部を切り離し，それぞれ計量してT—R率を求める。

$$\text{生重乾重比}(\%) = \frac{\text{乾体重量(風乾)}}{\text{生体重量}} \times 100$$

$$\text{T—R率} = \frac{\text{地上部重量(風乾)}}{\text{地下部重量(風乾)}}$$

5）混播試験；郷土種と外来種の間における被圧および競存関係について調べる目的で，平担地において1m×1mの試験区を作り，種子と肥料を手播きした。混播は郷土種11種に代表的な外来種(WLG，K31F，BaG)をそれぞれ組合せ，配合は郷土種の発生期待本数を一定(2000本/m²)にして外来種の発生期待本数を3種類(1000本/m²，3000本/m²，6000本/m²)に変え，99種の混播試験区を設定した。

6）その他の調査；その他ツタエ，植樹工については伸長量，樹高，根元径，枯死状況について調べた。

3.2 調査結果

(1) 要因調査

1）気象；昭和51年1月1日～昭和51年12月31日間の晴天日数は221日であり，年間の60%を占めている。降雨日数は74日で約20%である。

平均気温は4月中旬頃から10℃以上となり，7月下旬～8月下旬にかけて30℃以上となっている。最高気温は7月中旬～9月中旬頃に30℃以上となり，最低気温が0℃以下となるのは11月下旬～2月下旬の間で，10日間の平均では0℃以下にはならない。

降雨量は年間1500㎜程度で梅雨期に少なく，9月上旬から中旬に多い。以上のことから植生施工適期は，春施工では4月中旬～5月中旬，秋施工は9月中旬～10月中旬までと考えられる。

2）土壌硬度；事前調査時の測定結果では，軟岩部分で概ね27㎜～37㎜であり，全般に草根の侵入圧根度27㎜（20kg/cm²）を越えている。1年経過後の測定では数値的な差は認められるがその度合は微少であり風化の進展は明確でない。したがって風化の進展を数値的に把握することは今後3～4年の経過を見ないと判別は困難である。

3）土壌分析；土壌分析結果より推定できることは，PHは各工区とも6程度で植物の生育には支障はない。可溶性鉄アルミナはリン酸の肥効を低下させるが，分析値が低くなる傾向にあるので，植生への影響は少ない。

その他チッソ吸収力，リン酸吸収力等の項目には大きな変化は見られなかった。また，今後植物の成育とともにリン酸分も多くなるので，現在の所植物の生育に問題となる要因は認められない。代表的なのり面から採取した試料の土壌分析結果は，表－3のとおりである。

表－3 土壌分析結果

No.	項目	分析値の範囲
①	土性	砂土（S）粘土20%以下
②	酸度	PH＝6.3～6.8
③	全酸度	4～24
④	可溶性鉄アルミナ	0.1～2.1mg/100g
⑤	可溶性硫酸	0.002～0.0001mg/100g
⑥	チッソ吸収力	20～90mg/100g
⑦	リン酸吸収力	30～200mg/100g
⑧	亜酸化鉄の有無	無
⑨	塩分	0/1000

(2)コドラート調査

1）生育本数(密度)；全工種に亘り減少の傾向が認められた。これは個体の成長に伴なう競合の激化と，被圧面積の増加により自然淘汰されたものと考えられる。

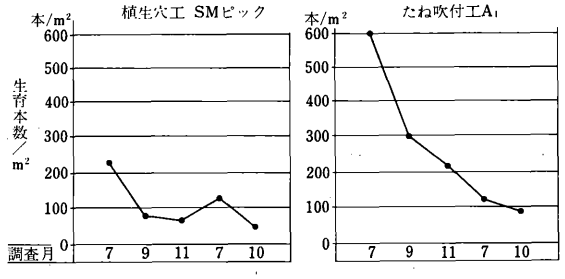
生育期待本数は，8000本/m²～10000本/m²であるが，現在は概ね1/10～1/20の生育本数となっている。この原因は，次の理由によるものと推定される。

①生育期待本数は，発芽初期の目標値であること。

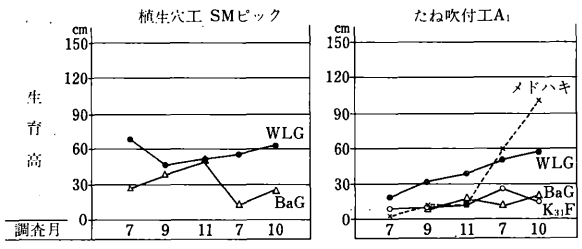
②発芽初期において客土のハク離および乾燥等によって相当数枯死したものと考えられる。特に穴工の穴部では生育が旺盛であるので，植物間の競争が激しく枯死率が増大した。

外来種主体の大三島のり面試験区では，当初はWLG，K31Fがほとんどを占めていたが，1年経過後は，BaG，メドハギの占める割合が高くなっている。図－1は生育本数の推移を示したものである。

2）生育高；生育高は，各草種共1年経過後で約2倍の成長を示した。特に，切土部では溝切，穴工法が優れており，これは溝，穴部の土壌改良効果および保水効果

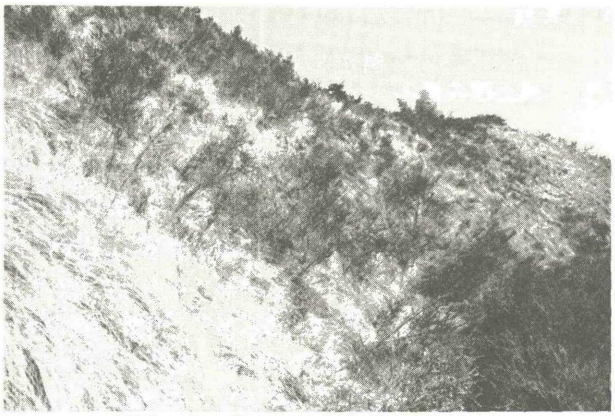


図－1 生育本数の推移(大三島)



図－2 生育高の推移(大三島)

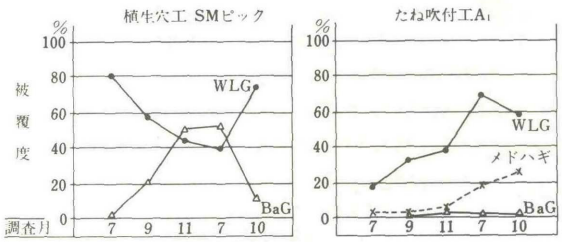
によるものと考えられる。ＷＬＧの生育高は，実長で約70cmであるが，自然高では45cm前後である。また，混播したメドハギ，ヤマハギは，１年後にはこの牧草種の自然高より高くなっており，競合の問題はなくなっている。図－２は各草種の生育高の推移を示した。



写真－３　郷土種と外来種の生育状況

３）被覆度；外来種主体の大三島試験区ではＷＬＧの被覆度が大きい。しかし混播したメドハギ，ヤマハギの被覆度は年々増加しており，特にＷＬＧの被覆度の低い工種で高くなっている。したがって今後ＷＬＧの播種量を極力少なくすることによって，郷土種との共存が可能になると考えられる。また，郷土種主体の伯方島試験区においては，メドハギの被覆度が良好であり，これは当地区の風土に対し適応力が高いためで，単に播種量の多少とは関係がない。図－３に被覆度の推移を示す。

４）体質調査；均整のとれた生育を示したものはみられなかった。ほとんどの植生が土壌条件に左右されているようである。本試験では，各工法について草種別に体質を比較するため，標準体質(平担地で生育させたもの)と実際ののり面工で生育させたものの体質を調べ，表－１の結果を得た。



図－３　被覆度の推移(大三島)

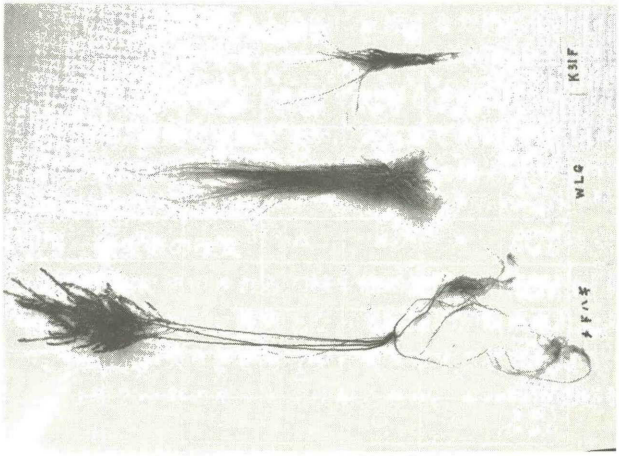
表－４　体質比較表

項目 / 草種	平担地(標準)			溝切工吹付(斜面)			吹付工(斜面)			摘要
	生育長	根長	T/R	生育長	根長	T/R	生育長	根長	T/R	
メドハギ	71cm	36cm	2.2	76cm	12cm	2.7	112cm	22cm	4.2	
ＷＬＧ	49	10	5.3	53	13	8.2	56	16	13.5	
Ｋ31Ｆ	21	12	1.9	41	7	3.5	39	11	5.4	

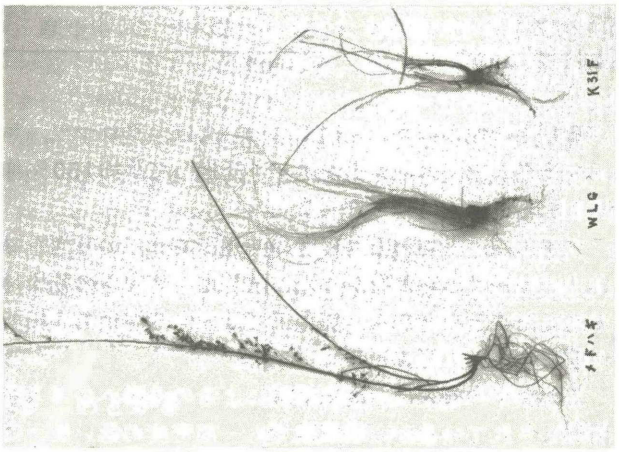
この結果および写真－４，－５，－６から判続できるように，標準＞溝切工＞吹付工の順に均整がとれ，かつ，根の伸長が旺盛である。したがって，木本種の施工にあたっては，溝切工のように根の伸長が十分行なわれる工法を選定するとよいと思われる。

５）混播試験；初期成長の早いＷＬＧ，Ｋ31Ｆ等の外来種は郷土種木本に与える被圧が大きい。したがって，ＢａＧのような匍匐性のある植物と混播することが望ましい。試験の結果から外来種牧草の播種量は，極力減らす事が望ましい。

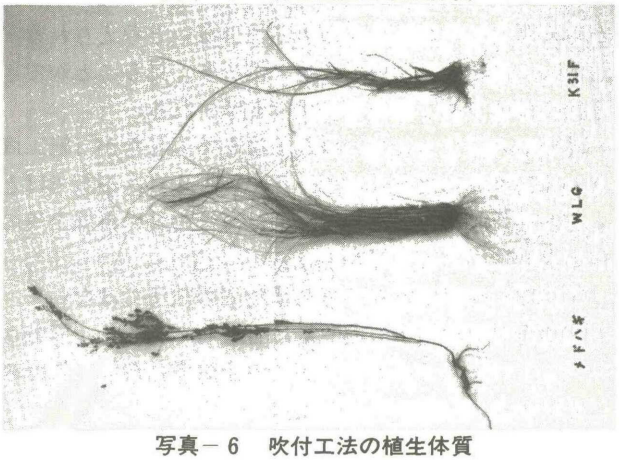
一般に播種量が多いと発芽率が低下する傾向が見られる。これは播種量が多ければそれだけ早く競合が始まるためと考えられる。



写真－４　標準地の植生体質



写真－５　溝切工法の植生体質



写真－６　吹付工法の植生体質

平担地における混播試験では，標準的な施工時期であったこと，混播が2種であったことなど条件が比較的良かったので，試験を満足する発芽成長が見られたが，実際ののり面では，のり勾配，土壌，土質，工法，播種時期に左右されることが多く，播種したもの全てが，発芽成育するとは限らない。これらの自然界における要因については，不確定要素が多く明確にはできない。

本混播試験で発芽しなかったものは，イタドリ，ススキであるが，これらの種子は構造上風の影響を受けやすいので，飛散したものと思われる。また，クロマツ，アカマツは発芽直後，鳥害に逢って芽がつみとられた。

本試験結果より混播の可能性について推察すると，表－5のとおりである。

表－5　混播適合表

牧草種 ＼ 郷土種		メドハギ 2,000粒 (6.0g/m²)	コモド 2,000粒 (7.6g/m²)	エニシダ 2,000粒 (52g/m²)	イタチハギ 2,000粒 (88g/m²)	ニセアカシア 2,000粒 (45g/m²)	ヤマハギ 2,000粒 (38g/m²)
WLG	1,000粒 (0.4g/m²)	△	△	○	×	×	○
	3,000粒 (1.2g/m²)	×	×	△	×	×	△
	6,000粒 (2.4g/m²)	×	×	△	×	×	×
K31F	1,000粒 (3.0g/m²)	△	△	○	×	×	○
	3,000粒 (9.0g/m²)	×	×	○	×	×	△
	6,000粒 (18g/m²)	×	×	△	×	×	△
BaG	1,000粒 (0.4g/m²)	○	○	○	○	○	○
	3,000粒 (1.2g/m²)	○	○	○	○	○	○
	6,000粒 (2.4g/m²)	○	○	○	○	○	○

凡例　○　混播良　△　混播可　×　混播不可

6）その他の調査；植樹工については，クロマツ，キョウチクトウ，エニシダが1年を経過して平均150％伸長を示している。（写真－7）

ツタエは，平均120％程度の伸長であり，のり面を緑化する伸長はみられなかった。試験地が南向きの乾燥地であったことなどから，実施工では北向で湿地ある場所が望ましい。（写真－8）

アカマツの導入は，従来播種によるのり面への導入が困難とされているが，本試験でも一部密度の低い箇所においてその残存個体が確認されたが，生育状況，生育量から推測して今後生長する可能性は薄いと考えられる。しかし，自然界においてはその例を多く見ることができ，今後の播種方法，配合等の研究が望まれる。

硬岩部の緑化として，ON工法を導入したが，施工直後の発芽が見られただけで，その後の生育は不調でほとんどが枯死した。これらの原因は，その後の再施工等の結果から次のとおり推察される。

①初期の発芽状況からみて植物間の被圧ではない。

②生育基盤材中の有機質等に含有しているチッ素分が，セメントによりチッ素ガスとなり空気中に飛散したために肥料の欠乏状況が発生した。

③圧搾空気での吹付けによると，土壌硬度が25～28㎜となり生育不良の原因となる。

④セメント使用による水分の欠乏

以上の事からセメント量を減じて再施工を行なった結果，K31Fの発育が良好で一応の成功を見ている。（写真－9）

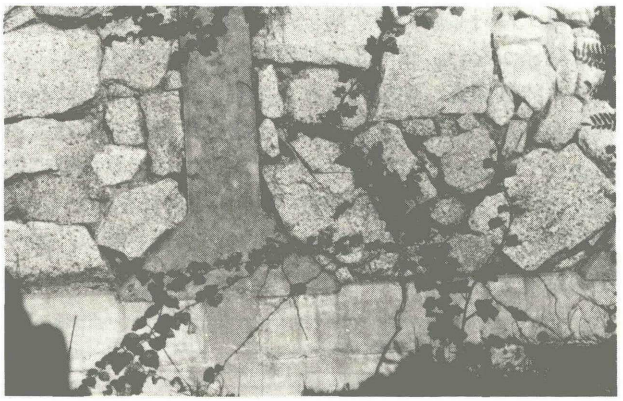
4．考察

4.1　郷土種の導入

一般にのり面は周囲の植生が侵入して安定度を増すといわれるが，この植生の遷移を人工的にすみやかにして，修影および土壌保全上好ましい植生層を作るために郷土種が使用される。この郷土種の使用については，次のよ



写真－7　植樹工の生育状況



写真－8　ツタエの生育状況



写真－9　ON工法の生育状況

うな問題がある。

①発芽が不安定で初期成育が遅く，早期の植皮の形成が困難である。

②冬期の被覆力に劣り，風雨，凍上等の土壌侵食，崩落の危険性が高い。

③種子に凶作，富作の較差が大きく，種子の入手が困難な場合がある。

以上のような郷土種の欠点を補うために，牧草種との混播が必要となる。混播について各草種の長短を次のように考える。

ＷＬＧ：夏型牧草で生育が旺盛なため，他の植生を被圧しやすいので播種量を少なくする。

Ｋ31Ｆ：冬型牧草で生育が旺盛であるが，平均気温が25℃以上になると生育は衰えるので，春播きした場合比較的他の植生に与える影響は少ないと考える。

ＢａＧ　：夏型牧草で草丈は低く，匍匐して繁殖し，被圧に弱く裸地部では生育が旺盛である。

メドハギ：木本状になるマメ科，深根性の郷土種で生育は比較的早く被圧にも強い。

ヤマハギ：低木性のマメ科の郷土種で比較的生育は早いが発芽が遅い。

ヨモギ：キク科の多年性郷土壌で比較的湿潤地を好む，一方，広葉の植生であるため生育が旺盛な場合，他の植生を被圧しやすい。

ススキ：木本科多年性の郷土種で生育は非常に旺盛であるが，陽性の植生であるので被圧に弱い。

イタチハギ：低木性のマメ科木本で比較的被圧に耐えるが，乾燥地には弱い。

ニセアカシア：高木性のマメ科木本で生育が早いため混播が容易な種類であるが，発芽が遅い。

また，木本類は種子の粒径が大きいため発芽して根が硬い基盤に入る時は，脱落しやすいと考えられるので，ネット等の補助資材を併用するか，根の進入しやすい溝，穴等の工法を選定する必要がある。

4.2　硬岩部の緑化

硬岩部に土壌を作るには，のり枠，ブロック等の構築物で造成する方法と，今回試験したＯＮ工法のように岩部の表面に直接土壌を作り播種する方法がある。前者は硬岩部ののり面仕上げが平滑に仕上がらないため，裏込材の施工に無駄が多くなる。ＯＮ工法は，硬岩のり面の仕上げ凹凸が問題にならず，かえって吹付た土壌のハク離防止から好条件となる。今回はセメント混入量が過多で当初は失敗したが，再施工では配合調製の結果緑化に成功した。しかし未だ全種子の成育が可能か，また自然植生の道入を可能ならしめるか，今後の課題であるが，実施例の追跡，配合調整，施工法について研究を重ねて工法の改良を行なえば，硬岩部の緑化も可能となる。

4.3　施肥

施工時には高度化成が100g～150g使用されるが，植生に利用されるのはその20%程度といわれる。

これは高度化成が比較的速効性の肥料であるため，植生に吸収されるまでに流出してしまうためと考えられる。

したがって，施肥設計は，速効性，半遅効性，遅効性の肥料を組み合わせることが必要である。また，マメ科の植生にはリン酸肥料の多用の効果がある。

早期にのり面を保護するために初期成育の旺盛な牧草種が使用されるが，牧草種は肥料の要求度が高いため早期に衰退しやすく，そのままでは裸地化する危険があるので，追肥を実施することが，大切である。期間は周囲植生が侵入して安定するまで，施工後３～５年間位は必要と思われる。

4.4　追播および補植

のり面は施工初期の牧草主体の草地から，ススキ草地を経てアカマツ，クロマツ林へ移行するものと推察される。この植生の遷移を人為的に短縮するために牧草種と混播した場合，ススキ，アカマツ，クロマツは成立が困難であることが判明した。この対策として時期をみて追肥と同時に追播を実施するか，あらかじめ苗圃で育成した１年生程度のポット苗を，一定間隔に植え込んでゆく方法等が考えられる。

4.5　植生俵の改良

格子枠内に使用される。植生俵の袋目は，双葉植生（木本類）の発芽初期に障害となっているのが観察されたので，袋の目の大きさをもう少し大きくする必要がある。今回は約２㎜角のネットを使用したが，４㎜程度は必要と思われる。

4.6　排水および保水

植生にとって水分は必要で欠く事はできないが，これが集中雨となると余水となる。余水は，これをすみやかのにり面外に排出すべきものである。このためのり面保護上からものり肩排水溝が必要な事は当然であるが，一方，植生の生育面からはのり面に水分を留める工法が必要となる。したがって工法として穴工，溝切工法が有効である。この場合保水量は，穴や溝が大きく，深く，数の多い程増大するが，作業性およびのり面の安定性からも限度がある。

5．あとがき

本試験は，施工後２年間の追跡調査を行なって来たものであるが，年々のり面は自然植生えと変遷している。

のり面植生は，土壌および環境条件が非常にきびしいものであるから，緑化とのり面安定を図るには良い土壌作りと長期的な管理の必要性を痛感するものである。

本試験を実施するにあたり長年にわたって追跡調査を行なった日本植生（株），東興建設（株）の関係各位にその尽力に対し深謝する次第である。

因島大橋アンカレイジ基礎地盤の確認

設計第二部審議役　宮島圭司
第三建設局向島工事事務所第一工事長　村上憲司

1．まえがき

尾道・今治ルートの向島と因島をむすぶ中央径間長770mの因島大橋（吊橋延長1,270m）の建設工事は，昭和52年1月より開始された。その後，下部工工事は順調に進捗し，アンカレイジおよび塔橋脚の基礎地盤掘削は昭和52年9月にすべて完了し，基礎地盤の確認後，コンクリート打設がおこなわれている。

アンカレイジは，向島（1A）および因島（4A）の陸上部に建造され，表層部より風化花崗岩が分布するので，直接基礎形式が採用された。塔橋脚も直接基礎形式で水際線に設置される。アンカレイジ底面寸法は，巾41m，長さ1A；62.5m，4A；60mであり，躯体コンクリート量は1A；約52,000m³，4A；約46,000m³の構造物である。

本文は1Aおよび4A基礎地盤の掘削結果と地質調査によって推定した岩盤状況を比較検討して，基礎地盤の確認をおこなった経過を簡単に報告するものである。

2．架橋地点の地形・地質

架橋地点は，広島型花崗岩を基盤岩とする丘陵性の山地であり，花崗岩は深部まで風化していることが多い。向島側架橋地点は，向島の南西部に相当し，高見山から西南西にのびる山地の西端部に位置する。因島側架橋地点は，因島の北部に位置し，白滝山から東北東につらなる山地の伸長部にあたる。

1Aに分布する花崗岩は中～粗粒で，複雑に風化しタマネギ状に新鮮部が残る傾向がみられる。節理系はNE性とNEE性の二系統があり，垂直に近い傾斜をもち，節理間隔は1m以下のものが多い。

4Aの花崗岩は粗粒で，花崗斑岩・珪長岩などの岩脈に貫かれている。花崗岩中には，NNW性，NE性，NWW性の断層や節理が発達し，熱水変質作用も加わって複雑に劣化がすすみ，不均質な岩盤となっている。

表－1　地質調査総括表

項　目	数　量
ボーリング	47孔，2,200m
孔内載荷試験	533回
物理検層	47孔
岩石試験	66箇

3．ボーリング調査および岩盤試験

因島大橋の本格的な地質調査は，昭和47・48年にかけて集中的におこなわれ，構造物付近の15～30m間隔のグリッドによる系統的なボーリング調査と横坑および竪坑を利用した岩盤試験が実施された（表－1，2）。

ボーリングコアの肉眼観察・岩石試験やボーリング孔を利用した孔内載荷試験・物理検層結果などを総合判定して基礎地盤の工学的な岩盤区分がおこなわれ，岩盤試験結果より岩級別の地盤定数が設定された（表－3）。

ボーリング調査結果によると，1AではCH～B級岩盤が比較的，浅所に存在する部分と深部までCL～CM級岩盤が分布するところがあり，同一標高での岩盤分布はかなり変化している。4Aでも岩盤分布は不均質であるが，おおむねCL級岩盤の上面が，TP＋25～40m，CM級岩盤の上面がTP＋10～15mに分布する。

アンカレイジ基礎地盤高は，底面の大部分がCM級ないしそれ以上の岩盤が分布するような標高を検討した結果，1Aは前面；TP＋8m，後面；TP＋5m，4Aは前面；TP＋20m，後面；TP＋17mとする計画となった。

4．基礎地盤の掘削結果

アンカレイジ基礎地盤の掘削後，確認した岩盤状況とボーリング調査より推定した岩盤状況を比較した結果はつぎのとおりであった。

1Aでは，調査時に推定していたD級および一部のCL級岩盤が予想より薄いため，CL級およびCM級岩盤の上

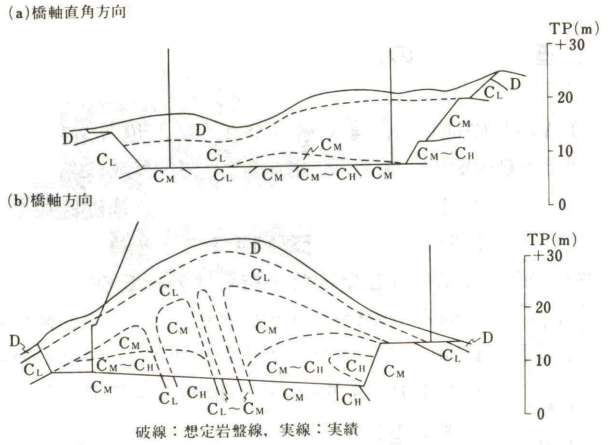
表－2　岩盤試験総括表

項　目	数　量		
	横　坑	竪　坑	計
水平載荷試験	7回	6回	13回
垂直載荷試験	7回	——	7回
ブロックせん断試験	15回	6回	21回

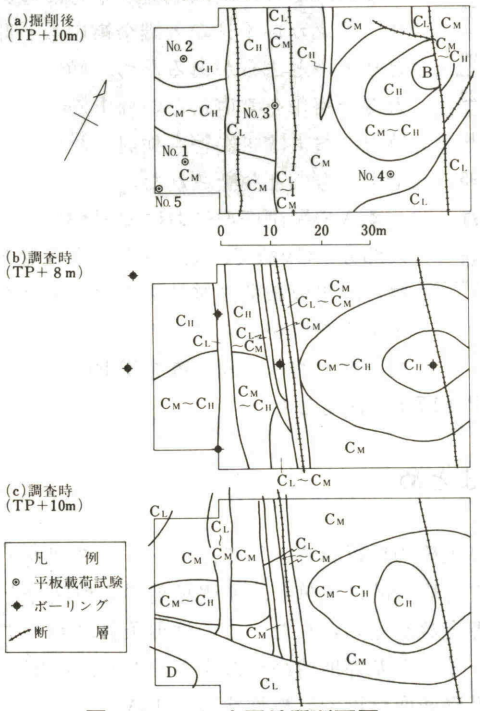
表－3　設計地盤定数

岩盤区分	C(t/m²)	φ(度)	Es(kg/cm²)	Esp(kg/cm²)
D	10	28	1,500	800
CL	20	30	2,500～4,300	1,500～2,500
CM	50	35	5,000～8,500	3,000～5,000
CH	100	40	12,000～14,000	7,000～8,000
B	120	45	35,000～43,000	20,000～25,000

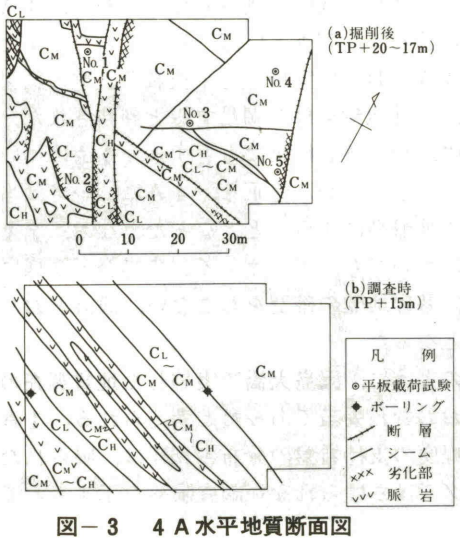
面が浅くなる傾向が認められた（図－1）。その結果，ＴＰ＋８ｍの計画底面で予想した岩盤分布状況とＴＰ＋10ｍの掘削面の岩盤分布が，図－2に示すように，ほぼ一致することがわかった。基礎底面の後部には，半円状に



図－1　地質断面図の一例〈1Ａ〉



図－2　１Ａ水平地質断面図



図－3　４Ａ水平地質断面図

C_M～C_H以上の弱風化岩盤が分布し，前面の橋軸直角方向に断層のため劣化したC_L級岩盤が帯状に分布している。全体的にみると，掘削面の約90％がC_M～C_H級岩盤であり，残りがC_L級およびＢ級岩盤である。

４Ａの掘削底面の花崗岩には，地質調査時に想定されたような岩脈が多く貫入していた。貫入形態としては，ＮＷＷ性の平行する岩脈群を想定していたが，実際にはかなり不則則な形状であった。これらの岩脈は，アンカレイジ後面に多く，大略の分布傾向は一致している。断層・シームなどの弱線は，調査時に想定されたＮＷＷ以外の方向性のものもかなり認められた。また，岩脈と花崗岩の境界部は，断層となって劣化しているケースが多かった。このように，岩脈・弱線の分布形態や岩盤区分の細部については，調査と実績が必ずしも一致しないが，計画基礎底面に分布する大部分の岩盤はC_M級であり，大局的には地質調査結果とほぼ一致すると判断された（図－3）。

5．平板載荷試験

アンカレイジ基礎底面の地盤支持力および変形特性を確認し，設計条件を検証するため平板載荷試験を実施した（写真－1）。試験位置は，掘削底面に分布するC_L～C_M級岩盤を対象とし，１Ａ・４Ａとも５箇所が選定された。

試験は，150tジャッキで直径60cmの剛体載荷板を載荷する方式とし，反力梁として２本のH400×400×13×21を使用した。アンカーは直径23mm，長さ5.8ｍのＰＣ鋼棒８本を使用し，深さ４ｍの地中に定着した。載荷パターンは，設計荷重の３倍以上の段階載荷，くりかえし載荷および設計荷重強度付近の定持続載荷の三種類とした。１Ａおよび４Ａにおける平板載荷試験結果をまとめると表－４のようになる。また，荷重・変位曲線の一例を図－４に示す。

支持力については，１Ａ・４Ａとも最大125t（442t／m²）の荷重において降伏点はみとめられず，設計地盤反力(常時；１Ａ　74t／m²，４Ａ　78t／m²，地震時；１Ａ　118ｔ／m²，４Ａ　98t／m²）に対し，十分な耐力がある。

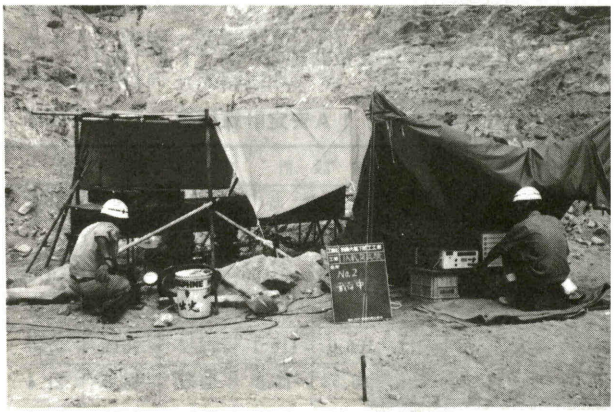


写真　平板載荷試験状況

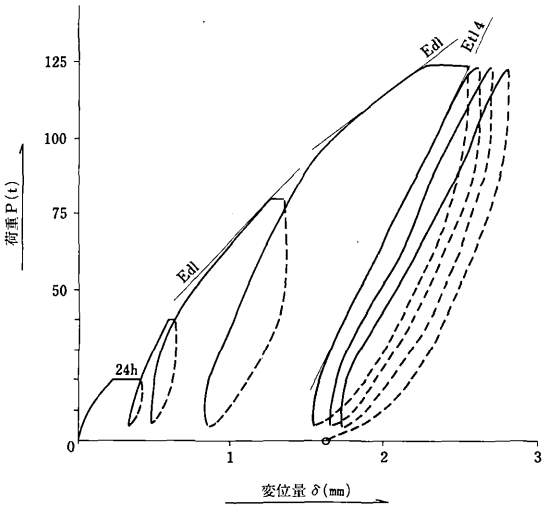
試験よりえられた変形係数は，１Ａで 3,950～19,000 kg/cm²，４Ａで2,140～10,000kg/cm²とばらつきがある。１Ａ・４ＡともCL～CM級の劣化部の変形係数が，設計時に使用した変形係数（１Ａ：6,800kg/cm²，４Ａ：3,400 kg/cm²）を下まわるが，CL～CM級岩盤のアンカレイジ底面における分布面積はわずかであり，また載荷試験結果の変形係数による再計算からも全体としての変形性については，問題がないと判断された。

設計荷重に近い20tの定持続荷重による1時間および24時間の載荷試験でえられたクリープ変位量は，表－４に示すとおりで，尾道・今治ルートの風化花崗岩でこれまで実施した試験結果と同様の対数的変形挙動を示す傾向にあるので，大きなクリープ変位は生じないと考えられる。

表－４　平板載荷試験結果総括表

試験位置		岩盤区分	試験条件	最大荷重 P(t)	降伏点 qy	変形係数 Ed(kg/cm²)	接線係数 Et1/4(kg/cm²)	割線係数 Es1/4(kg/cm²)	クリープ変位量 δc（mm） P＝20t	δ(0.01mm)/P(kg/cm²)	残留変位量 δR（mm）
1 A	1	CM	乾	125 (442)	—	7,890 5,840	16,300	17,900	δc24h ＝0.18	2.54	1.59
	2	CH	〃	〃	—	19,100 19,100	69,200	75,000	δc60′ ＝0.018	0.25	0.45
	3	CM	〃	〃	—	6,430 6,160	12,500	15,500	δc60′ ＝0.03	0.42	1.48
	4	CL～CM	〃	〃	—	3,950 3,950	8,330	10,300	δc60′ ＝0.06	0.85	2.52
	5	CM～CH	〃	〃	—	6,720 6,720	13,400	14,500	δc60′ ＝0.04	0.56	1.66
4 A	1	CM	乾	125 (442)	—	10,000 8,820	14,500	17,300	δc60′(40t) ＝0.11	0.78	1.22
	2	CL～CM	湿	〃	—	6,820 6,820	13,400	14,500	δc24h ＝0.1	1.41	1.42
	3	CM	乾	〃	—	9,180 15,000	25,000	26,500	δc60′(80t) ＝0.08	0.28	0.95
	4	CM	〃	〃	—	5,560 6,250	11,500	12,500	δc60′ ＝0.05	0.71	1.81
	5	CL～CM	〃	〃	—	2,140 1,880	5,560	5,770	δc60′ ＝0.15	2.12	7.85

注１）最大荷重の（　）内は荷重強度（t/m²）を示す。
２）変形係数の上段は，P＜100t，下段はP＞100tの場合を示す。



図－４　荷重・変位曲線の一例（１Ａ，No１）

表－５　１Ａ安定計算結果

項目		単位	当初設計			変更設計		
			常時	地震時		常時	地震時	
震度	水平	—	—	0.172		—	0.175	
	鉛直	—	—	+0.086	−0.086	—	+0.087	−0.087
偏心距離		m	0.99	4.07	6.53	1.18	2.99	5.22
地盤反力	最大	t/m²	73.7	109.0	110.1	73.7	96.1	97.0
	最小	t/m²	57.5	36.4	12.8	54.3	44.3	21.4
滑動安実率		—	3.07	1.81	1.51	2.98	1.74	1.45

6．基礎地盤高の決定

１Ａの基礎地盤は，４で述べたように，地質調査時の予想よりCM級岩盤が浅く分布することが明らかになったので，設計地盤高まで掘削せず，基礎底面を1.5m上方に平行移動することを検討し，安定計算をおこなった。結果は表－５のとおりで，滑動安全率はやや下がるが，十分，設計許容範囲に入るので当初計画を変更し，前面地盤高をＴＰ＋9.5m，後面地盤高をＴＰ＋6.5mとすることに決定した。

なお，１Ａの前面地盤が下方に傾斜しており，アンカレイジの天端余裕巾も一部6.5mとせまいところがあるため，傾斜荷重および天端余裕巾を考慮した斜面上の基礎地盤の支持力におよぼす影響も検討したが，十分な安全率をもつと判断された。

４Ａの掘削底面における岩盤分布状況は，大部分がCM級で，設計時の推定岩盤とほぼ一致し，平板載荷試験結果も設計条件をほぼ満足する資料がえられたので，基礎地盤高は当初設計どおり，前面高をＴＰ＋20m，後面高をＴＰ＋17mと決定した。

7．まとめ

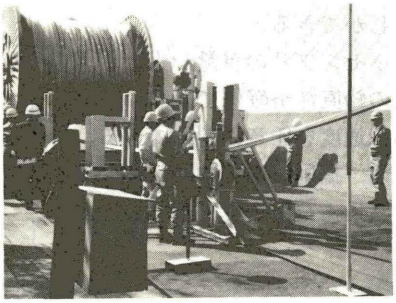
因島大橋の地質調査として，ボーリング調査・岩盤試験などを総合的に実施し，基礎地盤の岩盤区分と岩級別の地盤定数が定められた。この地盤条件にもとずき，アンカレイジの基礎地盤高が設定されたが，掘削後，確認した基礎底面付近の岩盤性状は，１Ａについては調査時の推定よりやや浅所に支持岩盤が分布し，４Ａの支持岩盤面の分布は，調査とほぼ一致していた。また，１Ａおよび４Ａにおいて実施した平板載荷試験の結果，掘削底面は，設計地盤条件を満足すると判断された。

基礎地盤の確認結果にもとずき，１Ａについては基礎地盤高をじゃっかん修正し，４Ａについては当初設計どおりの地盤高にすることとなった。なお，２基の塔橋脚基礎についても，アンカレイジの場合と同様にして，掘削後，基礎地盤の確認をおこない，設計どおりの基礎地盤高となった。

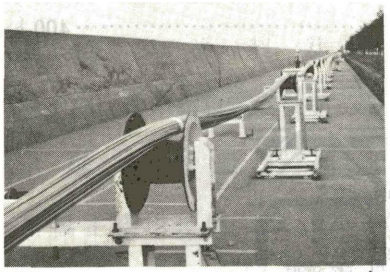
このように，因島大橋で実施した地質調査の解析結果は，おおむね妥当であったと考えられる。１Ａで認められた程度の支持岩盤の分布の誤差は，限られた数のボーリングではさけられない調査限界を示すものであろう。

技術ニュース

●因島大橋用ケーブルの施工性試験



写真－1　アンリーラにセットされたPWS127ストランドリール



写真－2　ローラ上に引出されたケーブル

因島大橋の主ケーブル架設工法にはP.S.工法が採用されている。長大吊橋に対するP.S.工法の実施例として我国には関門橋があるが，関門橋に比べ因島大橋の主ケーブルは1ストランドを構成する素線数が多く，またストランドが長いために従来の経験を超えた規模となっている。このため，実橋の架設に先だちPWS－127，全長1410mのストランドを直線区間に引出し，ストランド架設時の障害の有無を確認するためのケーブル施工性試験を実施することとし，昭和52年10月13日および11月16・18両日の2回にわたり，新日本製鉄株式会社・大分製鉄所構内で行なわれた。調査項目の主なものは，

a. リール内ストランドのたるみ状況
b. 素線間のずれ量
c. ストランドのねじれ量
d. ストランドの断面形状の変化
e. ストランド素線の局部曲がりの発生状況
f. バードケージの発生状況
g. ストランドの引出し速度，引出し張力，リール回転数
h. シージングの損傷状況
i. その他，

である。試験結果のデータは現在取りまとめ中であるが，試験はほぼ順調に終了し，実架設時の障害がほとんど無いことを確認するとともに，実架設に参考となる多くのデータが得られた。

なお，引出されたストランドは試験終了後，本工事のストランドの製作・架設に用いる基準ワイヤ，ゲージワイヤの製作に供されることになっている。

●試験舗装打替工事

11月30日，千葉県君津郡長浦地区の一般国道16号に架けられている鋼床版試験橋梁上において，試験舗装4工種のうち2工種の打替えが行なわれた。この工事は，鋼床版橋面舗装に関する調査の一環として，実交通下での供用性を調査することを目的に51年3月に舗装された試験舗装のうち，硬化性アスファルト混合物の破損がひどくなり実施されたもので，建設省千葉国道工事事務所に委託して行なわれた。今回の舗装は，前回の破損原因に養生不足や接着不良があげられているところから，前回と同じ混合物で接着層と養生条件が変更された。追跡調査は54年度まで継続される予定である。



写真－1　舗装の破損



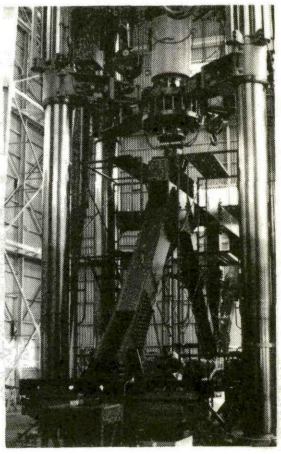
写真－2　舗装の取壊し

●疲労試験

大型疲労試験の実施状況

昭和50年度以来，富士市の建設機械化研究所内に設置した600t／400t大型疲労試験機により，80キロ鋼溶接継手および高力ボルト摩擦継手，ストランドロープ，ロックドコイルロープならびにトラス模型による80キロ鋼格点構造の試験などが実施された。

設計基準に規定されている疲労許容応力度は，主として代表的な溶接継手を小型の試験片にモデル化した試験結果に基づきているが，大型試験片あるいはトラス構造部材として構成された試験体による試験により，溶接方法，残留応力等の疲労強度に及ぼす影響や，設計細部の疲労強度が確認される。上記のトラス模型の試験結果は52年8月発行の上部構造設計基準に反映されている。



写真は現在実施されているSM58および80キロ鋼を用いたトラス格点の疲労試験状況で，前者は3種類各2体，後者は1種類2体の試験体により，格点構造詳細が確認される。

この試験は53年5月まで続く予定である。

技術ニュース

●大鳴門橋多柱基礎掘削始まる

大鳴門橋の多柱基礎掘削に使用する大口径掘削機は，昨年11月に大鳴門橋の基礎工事現場に搬入され，12月下旬より多柱基礎の中心となる直径4.4ｍのボーリングを開始した。本機は三菱重工明石製作所で製作され，門崎工区，大毛工区に各１台ずつ配置し，昭和54年初め頃まで稼動の予定である。

本機は，掘削径4.400㎜の堅形岩盤掘削機で，本州四国連絡橋の基礎掘削用に開発され，岩の圧縮強度2,000kg/㎠の硬い岩盤でも掘削可能である。

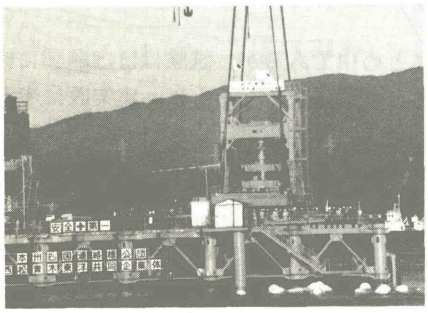
本機の主な特長と仕様は次のとおりである。

特長；

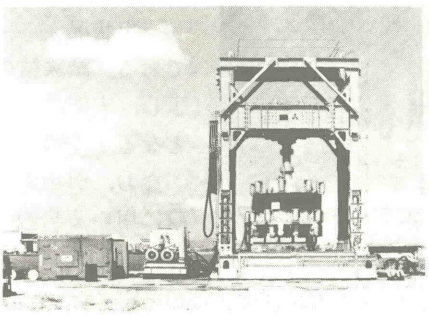
1. スラストジャッキの圧力制御により，スラスト圧力の微細な制御ができる。
2. ビットボディアッセンブリの全高が低いので，浅い水深でもずり出しができる。
3. ビッドボディアッセンブリの重量が大きく，重心が低いので掘削孔の鉛直性が確保できる。
4. 全油圧式で，回転速度を任意に制御できる。
5. 作業台上の移動は，掘削機本体内にビットボディアッセンブリを吊り込んだままで可能である。

主な仕様；

掘削径……4,400㎜
ロータリ出力トルク……40^{t-m}
ロータリ回転速度……0 ～ 9 rpm
ロータリストローク……5,000㎜
総重量……400トン



写真－1
4Pに搬送中の大口径掘削機



写真－2
大口径掘削機全景

●モルタルプラント船現地試験始まる

かねて建設中のモルタルプラント船は，三井造船藤永田造船所ですべての艤装を完了し，昨年12月17日に関係者の見まもる中で命名式が行なわれた。本船は総裁により“世紀„と命名され，世界最大の大型モルタルプラント船として勇壮な姿を現わした。今後瀬居基地に曳航されプラント船の機能，性能を確認するための実負荷試運転を３月中旬ごろまで実施する予定である。

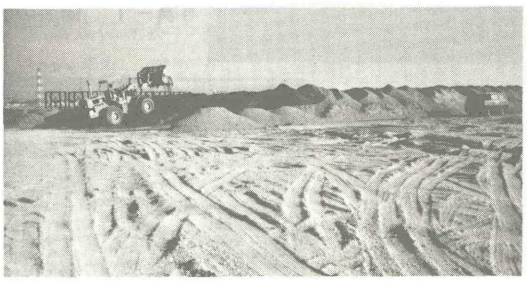
写真は建造岸壁でほぼ艤装を完了したモルタルプラント船の全景である。



●水島基地造成工事

Ｄルート海峡部工事用の粗骨材集積基地である水島基地（面積約134千㎡）を，高梁川河口の県有埋立地水島Ｅ地区に造成中である。本工事は骨材貯蔵場の造成と基地の各種設備機械の基礎工事及びドルフィン等の建設が主要工事内容であり昭和53年度末までの工期である。

今年度は貯蔵場の造成工事が主体であり現場は軟弱な海底地盤上に浚渫土で埋立てた地区であるので載荷盛土工法により圧密を促進し，すべり安定性の向上と残留沈下量の低減を計ることとした。写真は載荷盛土（平均厚4.3ｍ）の実施状況を示しており11月末に終了した。除荷時期は，地表面型沈下板（39箇所）の沈下曲線及びボーリング調査に基づき決定する。



本四公団の基準類

本四公団の基準類は下記の通りです。

幾何構造基準（案）	昭和48年10月
上部構造設計基準	昭和52年8月
下部構造設計基準	昭和52年3月
耐風設計基準	昭和51年3月
耐震設計基準	昭和52年3月
鋼橋等製作基準	昭和52年3月
鋼橋等塗装基準	昭和52年3月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)	昭和48年9月
吊橋主塔設計要領	昭和48年3月
吊橋主塔塔頂構造設計要領	昭和52年3月
トラス格点設計要領	昭和51年3月
吊橋リンク・ピン部設計要領	昭和52年3月
ケーブルバンド設計要領	昭和53年3月予定
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針	昭和52年8月
土木設計共通仕様書	昭和52年11月
土質調査共通仕様書(案)	昭和47年9月
測量作業規程	昭和47年度
図面作成要領	昭和46年12月
マイクロフイルム作成手続	昭和47年1月
土木工事共通仕様書	昭和52年3月
海上工事安全施工技術指針	昭和52年3月
コンクリート品質管理試験要領	昭和52年3月

本四技報編集委員会名簿

編集責任者	蓑輪健二郎				
編集委員長	田島二郎				
編集委員	越村一雄	藤井周志			
	黒瀧義則	加島延行			
	三橋吉信	高尾明典			
	戸川春雄	谷山道男			
	島田直幸	市川治徳			
	片山英二	田島照義			
	多田和夫	福井幸夫			
	佐伯康二	野村直茂			
	高木浩	山縣守			
	鈴木隆	工藤良範			
	竹本延弘	吉岡哲也			
	山下理雄	鈴木幹啓			
	山田勝彦	加藤茂			
	越智啓登	山本茂樹			
	土持懿臣	山中鷹志			
	津田勝久	岩男登			
	森本隆也				
	古田富夫				
	西牧新二				

本四技報 第3号

発行　昭和53年1月20日

発行所　本州四国連絡橋公団

〒105 東京都港区虎ノ門4丁目3番20号

（第22森ビル）

電話　434－7281

発行者　蓑輪健二郎

印刷　広済堂印刷株式会社