42.1.20
図書室

土木研究所資料
第２１６号

本州四国連絡架橋調査の概要

（土木研究所担当分）

昭和41年10月

建設省土木研究所

本州四国連絡架橋調査の概要（土木研究所担当分）　土木研究所資料　第二一六号　昭和四十一年十月　建設省土木研究所

建設省土木研究所
42.1.20
図書室

序

建設省が本州と四国とを連絡する道路橋の調査を始めたのは昭和３４年度からである。これよりさき，この連絡架橋の実現に対する要望は，最初に神戸市長により，神戸 ― 鳴門ルートについて，やゝ遅れて香川県より岡山 ― 香川ルートについて，続いて，広島，愛媛の両県によつて尾ノ道 ― 今治ルートについて高められていた。この情勢にかんがみ建設省は何れのルートに偏することなく公平に技術的調査を行うこととし，当初の２ケ年は各ルートの地質調査に終始し，続く３６，３７の両年度はスパン長 最大１５００mまでの吊橋の試算設計をおこない，併せて，これに伴う，強風時における吊橋の安定性状や地震時における吊橋の挙動についての基礎的な調査や実験施設の準備を行つていた。昭和３７年頃より諸般の情勢は架橋の速かな実現を強く要請されるにいたり，昭和３８年度より３ケ年をもつて，架橋実現のための技術的可能性を確認し，各ルートの技術的比較をなしうる設計調査を完了することを目途として，調査費は大巾に増額され，土木研究所はこの年に設置された本州四国連絡道路調査事務所と密接な連繋を保ちつつ，その分担とする地質調査，基礎工法調査，耐風調査，耐震調査，材料構造調査を実施してきた。

本州と四国とを連絡する道路橋を建設するためには，海峡の広さや，水深から見て，その構造物の規模の最大は上部構造ではスパン長１５００mの長大吊橋の架設と下部構造では水深50m，潮流7.5ノットの海中に一辺６０mにおよぶ巨大な基礎の築造の可能性を追求することとなるが，これらの寸法や重量はわれわれの従来の経験を遙かに越えた巨大なものであるばかりでなく，世界のいづれの地点においても実施されたことのない先人未踏の領域でもある。しかもわが国ではしばしば激しい地震に襲われ，台風に見舞われる悪条件があつて，この問題の究明をさらに困難なものにしている。

強い地震に対する設計上の配慮はわが国では構造物を設計する場合の大きなハンデイキヤツプであつたが，この究明はわれわれが行なわねばならぬ宿命である。大地震の場合に地盤がどのような振動をするかに対する記録は少く，さらに土地固有の条件により，同じ地点でも地表とか基岩とかによつて異なるはずであるが，これらを的確に推定するに必要な記録もほとんどない。

一辺が６０m，高さ８０mにおよぶ巨大な基礎構造物が一部水中に，一部土中にあつて，その底面がおかれている地盤がある地震動をしたとき，それがどのような挙動を示すかについても，いまだ明確な解析がなされていない。このような場合にこそ実験による手法が役立つものであるが，巨大な構造物の地震動を小さな模型で実験的に解明するのはすこぶる困難であつて，特に巨大で精巧な実験施設ができないかぎり，この面よりの追跡は望みえない。

したがつて巨大な基礎構造物に対する耐震設計法には多くの問題を含み，大胆な仮定をもう

けて，工学的な判定を行なわざるをえないのが偽らざる現状であるが，この判断がより合理的であるための努力はさらに続けらるべきはもちろんであるが，この一両年の成果は実用上おゝむね支障ない程度につめられたことはよろこばしい。

台風にしばしば見舞われるわが国では，海を渡る長大吊橋の設計風速は６０～８０ m/sec をとる必要があつて，これは欧米の設計風速にくらべると５０～１００％も大きく，これは吊橋のスパンが大きくなればなるほど，耐風安定性に対し大きな影響となる。強風時における風の性質は地震にくらべれば遙かに明かにされており，風胴実験による縮尺模型により再現が可能であり，この結果により実物への影響を解明しうるまで，世界のレベルが高められていて，普通型の３径間吊橋の耐風安定性を設計にとり入れるための手法はほゞ確立している。

しかし本調査の最終段階でその可能性が検討されつゝある多径間吊橋については隣接するスパンの振動状況が相互に影響しあうと推定されるが，それらの影響度を風胴実験するためには橋の全長が特に長大となるため特大な風胴の建設を将来必要とするであろう。

このように悪い条件を克服して設計が可能になつたとしても，水深が深い，潮流が速い，距離が長い，重量が大きい，などの上に，かつ大量の施工をすることはそれぞれに多くの困難を伴なうものであるが，それを経済性を失うことなく迅速にかつ安全に実施するためには，どのような材料を使い，どのような施工法を行うかについて多くの研究と開発が必要である。かく考えると本州四国連絡架橋を実現させるための調査や研究の対象は無限にと言つてよいくらい数限りなくあり，科学技術の進歩に応じてさらに増加し，とどまるところなしと言つても過言でない。

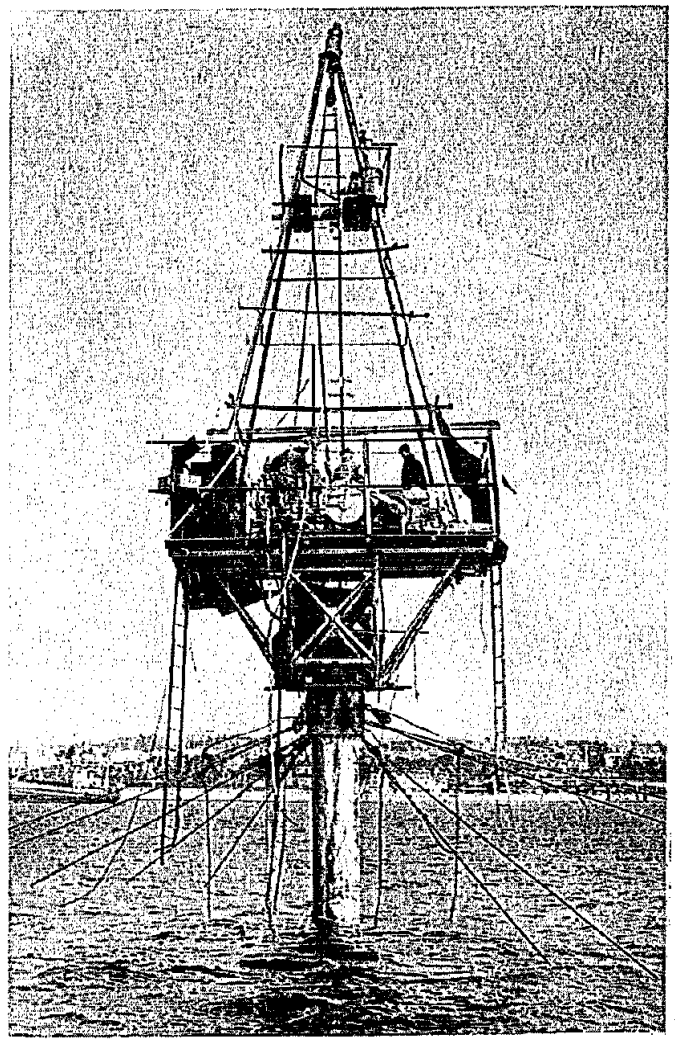
この報告書は昭和３４年以降　昭和４１年の前半に至るまでに行つた本州四国連絡の道路橋を実現するために，土木研究所が行つて来た調査測定，理論解析および実験，また材料試験などの成果をまとめ，この時点でわれわれが到達しえた技術的レベルを明かにし，さらに架橋実現のためになお足らずとするもの，あるいは合理性をより高めるためには何をなすべきかをまとめようとしたものである。

昭和４１年１１月

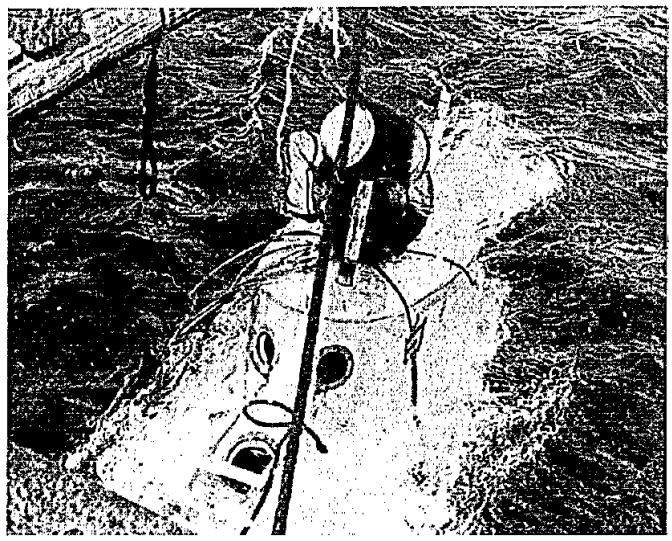
建設省土木研究所長

村　上　永　一

地　質　調　査



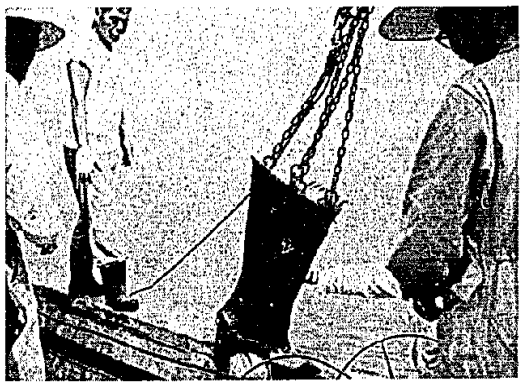
写真－1　ボーリング
海中ボーリング櫓
（地質研究室）



写真－2　海底観察
潜水艇
（白鯨号）
（地質調査，地質研究室）

N

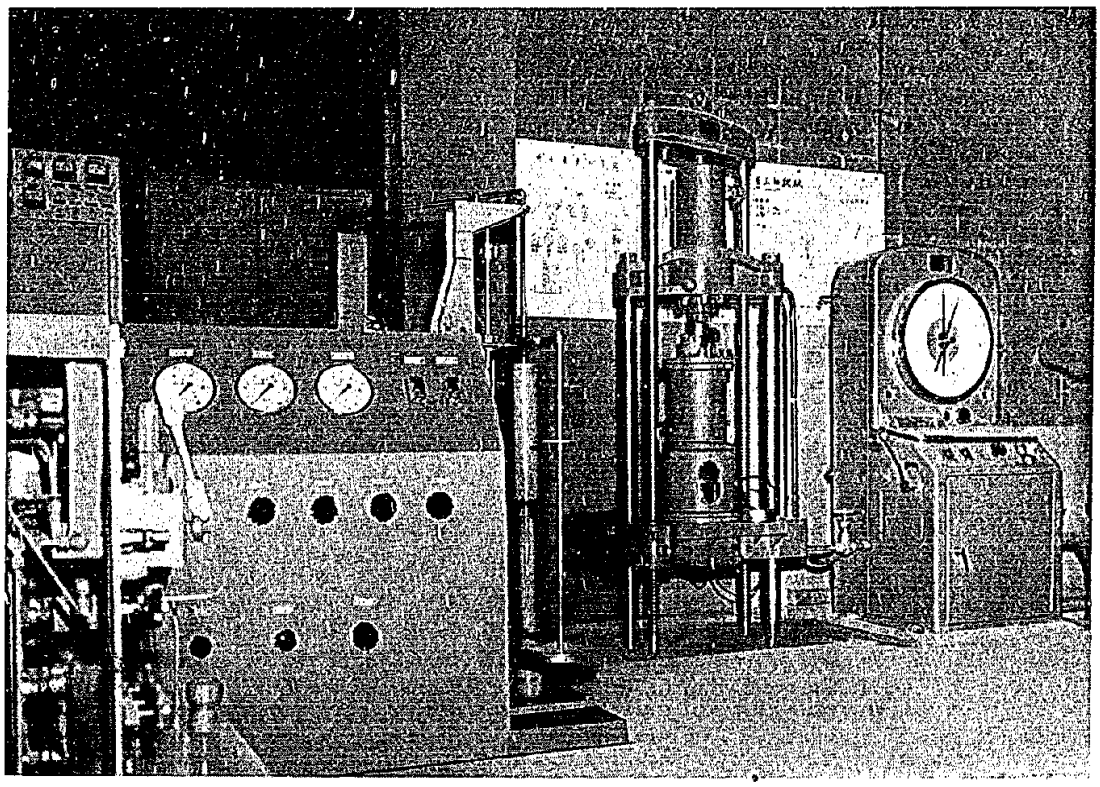
写真－３　音 波 探 査
船内の記録装置
（地質研究室）



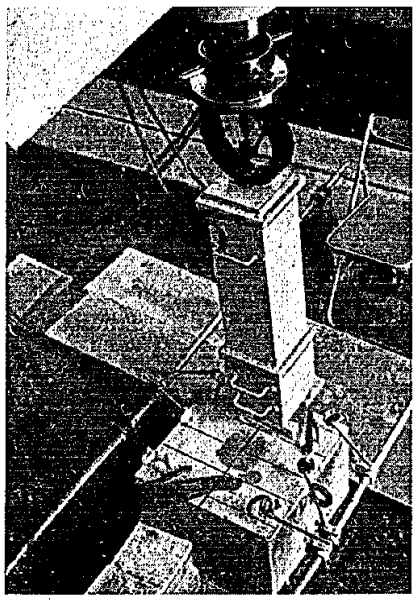
写真－４　ド レ ッ ヂ
採 泥 器 引 揚
（地質研究室）

写真－５　陸上部踏査
小瀬居島西側の露頭
（地質調査，地質研究室）

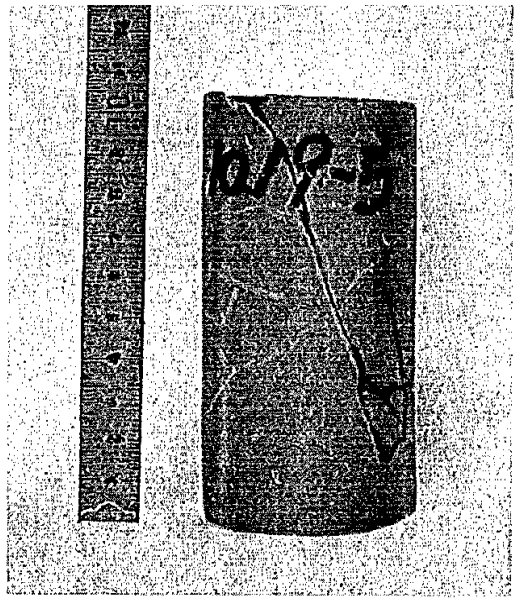
基礎工法調査



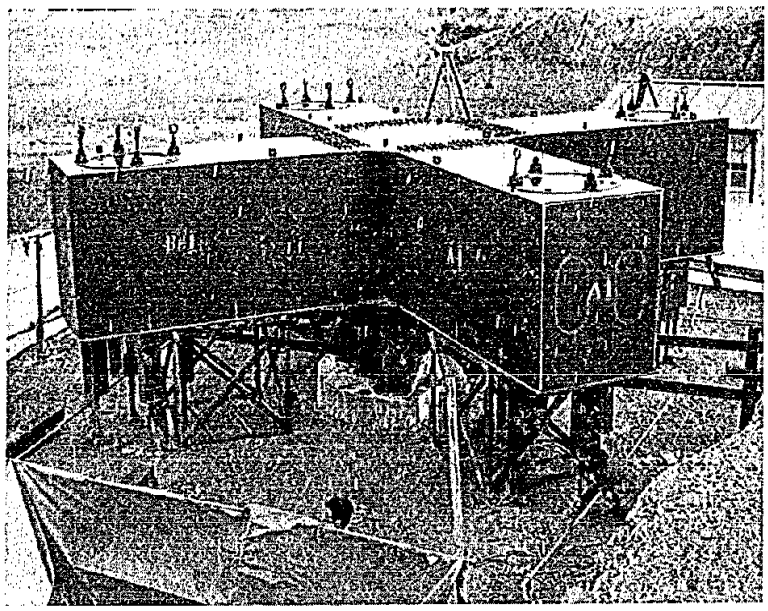
写真－6 岩の三軸圧縮試験機
（地盤支持力判定法調査，基礎研究室）



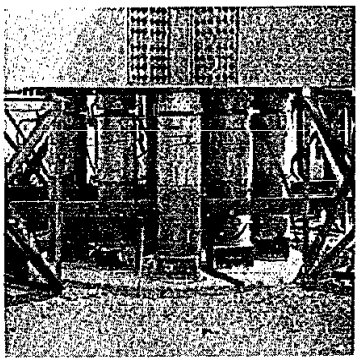
写真－8 偏心載荷試験
（地盤支持力判定法調査，基礎研究室）

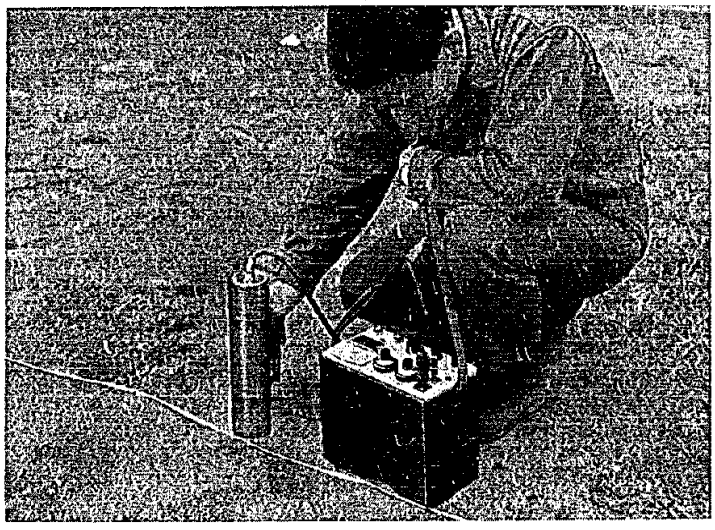


写真－7 試験した岩の試料
（地質支持力判定法調査，基礎研究室）



写真－9
現地盤に対する
大型載荷試験
（地盤支持力判定法
調査，基礎研究室）

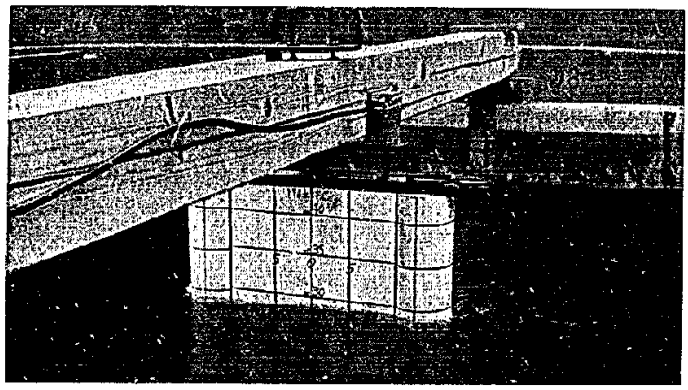




写真－10
自然放射能の測定
（地盤支持力判定法
調査のうちの自然
放射能分布調査，
化学研究室）

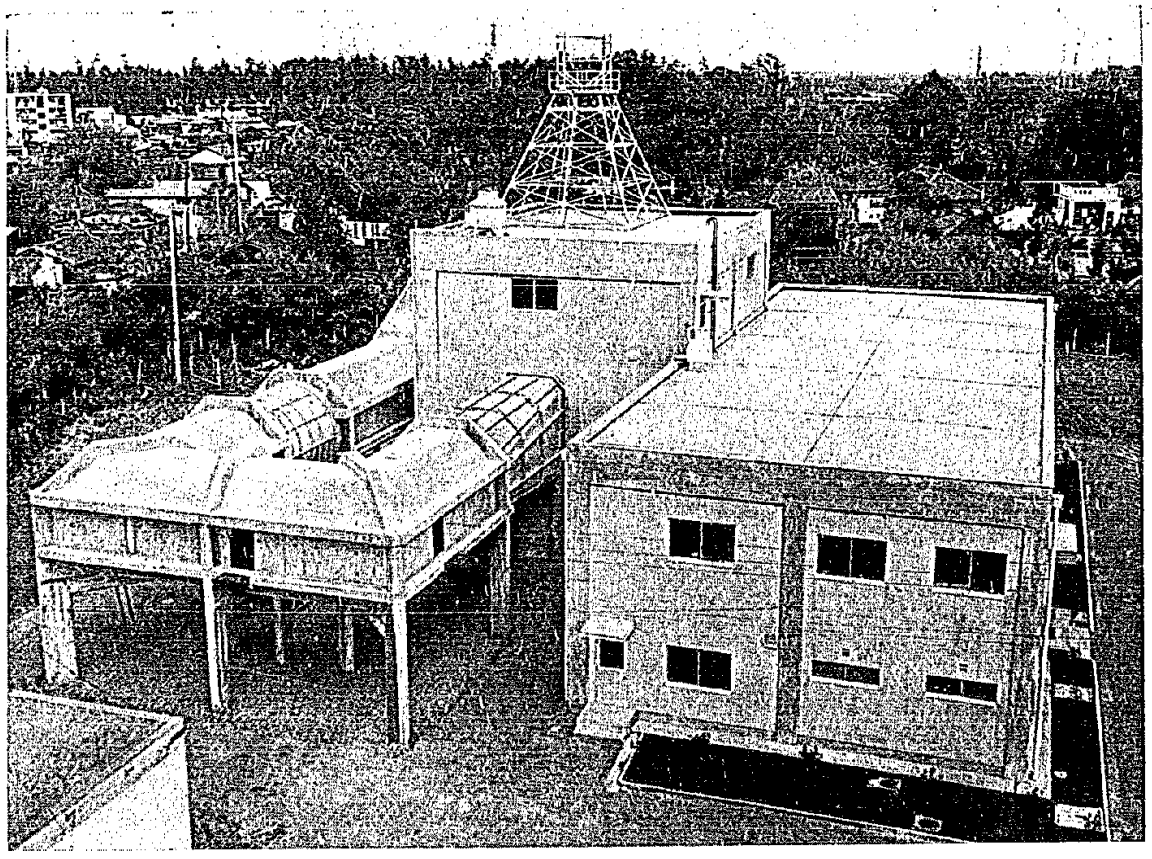
写真－11
プレパクトコングリート
の打継目における付着状態
（基礎施工法調査のうちの
高水圧のもとで施工した
プレパクトコンクリート
に関する調査，
コンクリート研究室）

写真－12
エアリフト実験装置－
－右端下のタンクと
スタンドパイプ
（基礎施工法調査のうちの
施工機械調査，機械研究室）

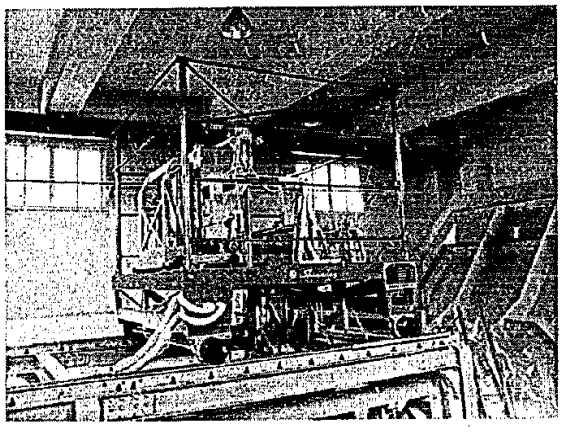


写真－13
橋脚に作用する抗力の測定
（潮流波浪調査，河川研究室）

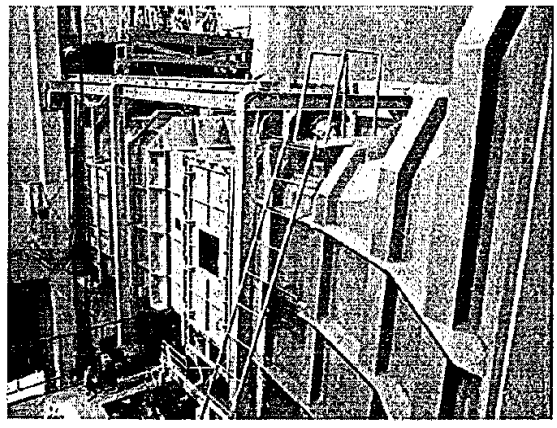
耐　風　調　査



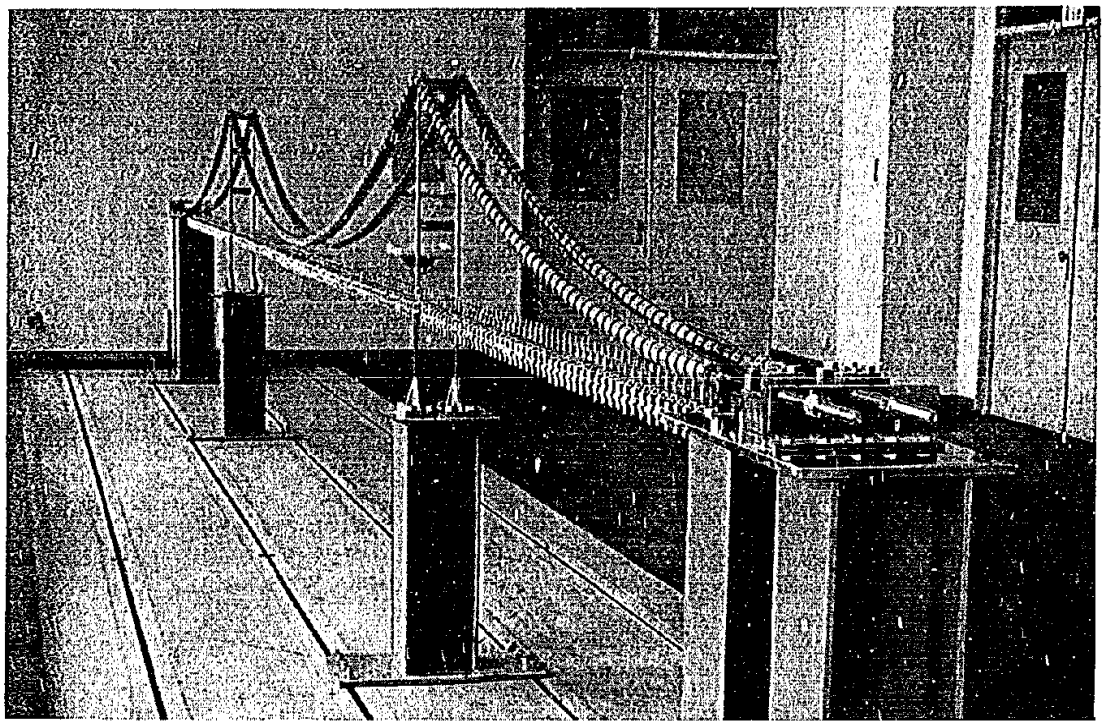
写真－ 14　風洞施設全景（耐風調査，構造研究室）



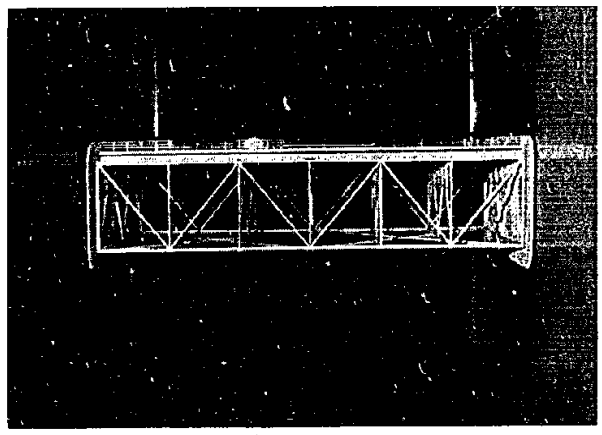
写真－ 15　非定常空気力の測定装置
（耐風調査，構造研究室）



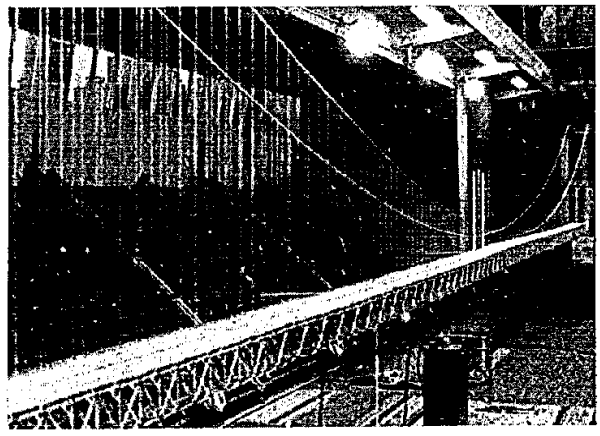
写真－ 16
風洞天秤（耐風調査，構造研究室）



写真－17　構造特性試験用模型
（耐風調査－構造研究室）

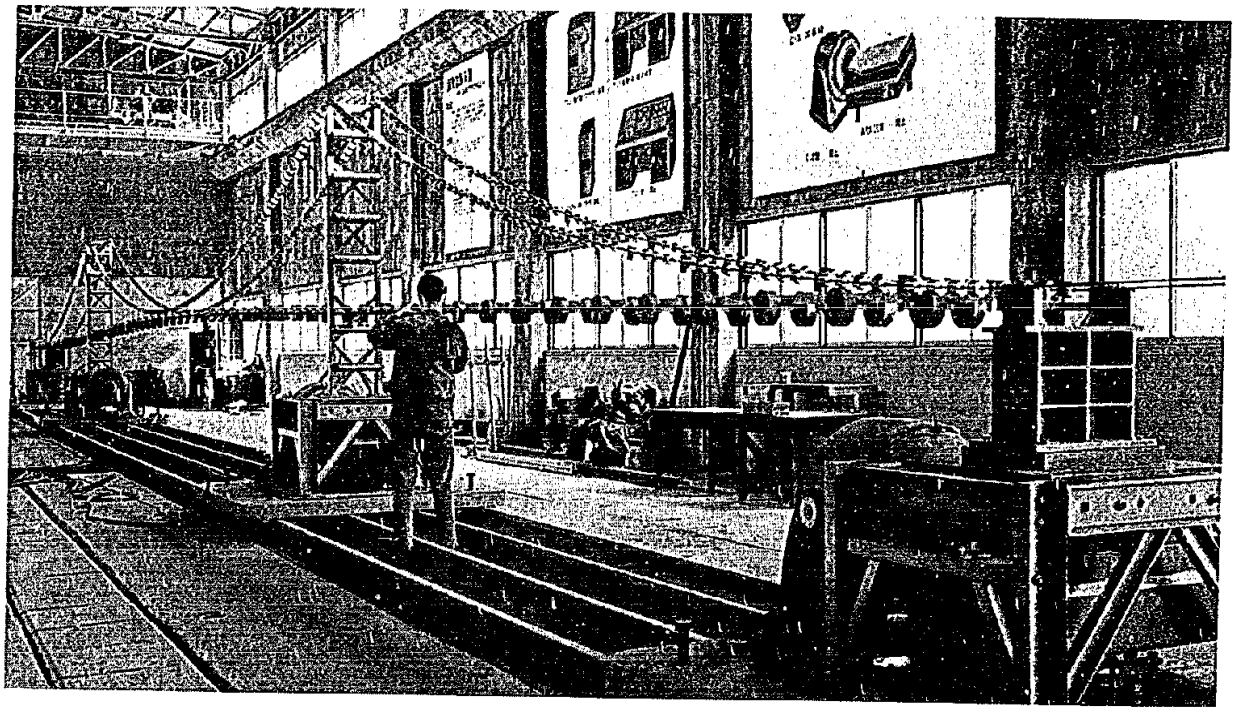


写真－18
非定常空気力装置
（耐風調査，構造研究室）

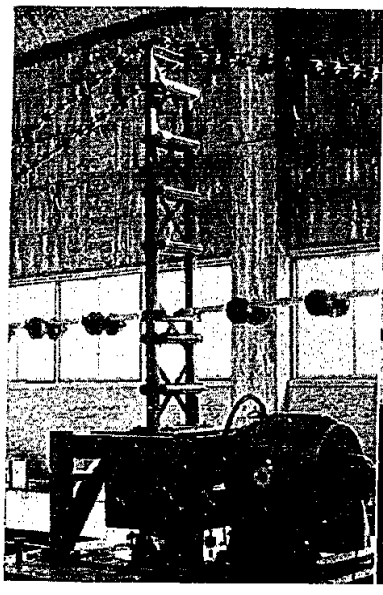


写真－19
全橋模型（東大委託）
（耐風調査，構造研究室）

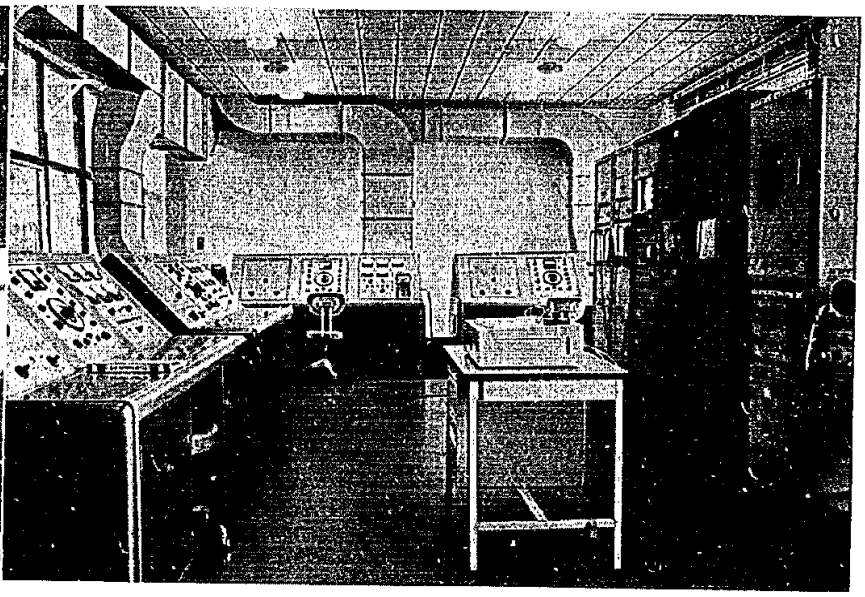
耐　震　調　査



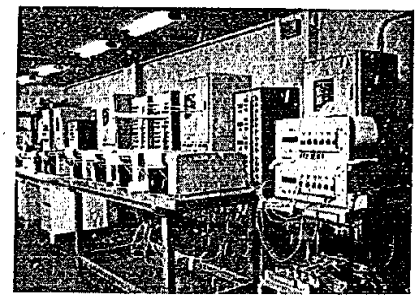
写真－20　橋梁試験用振動台（４台）と模型吊橋（縮尺　1/100）
（耐震調査，耐震調査室）



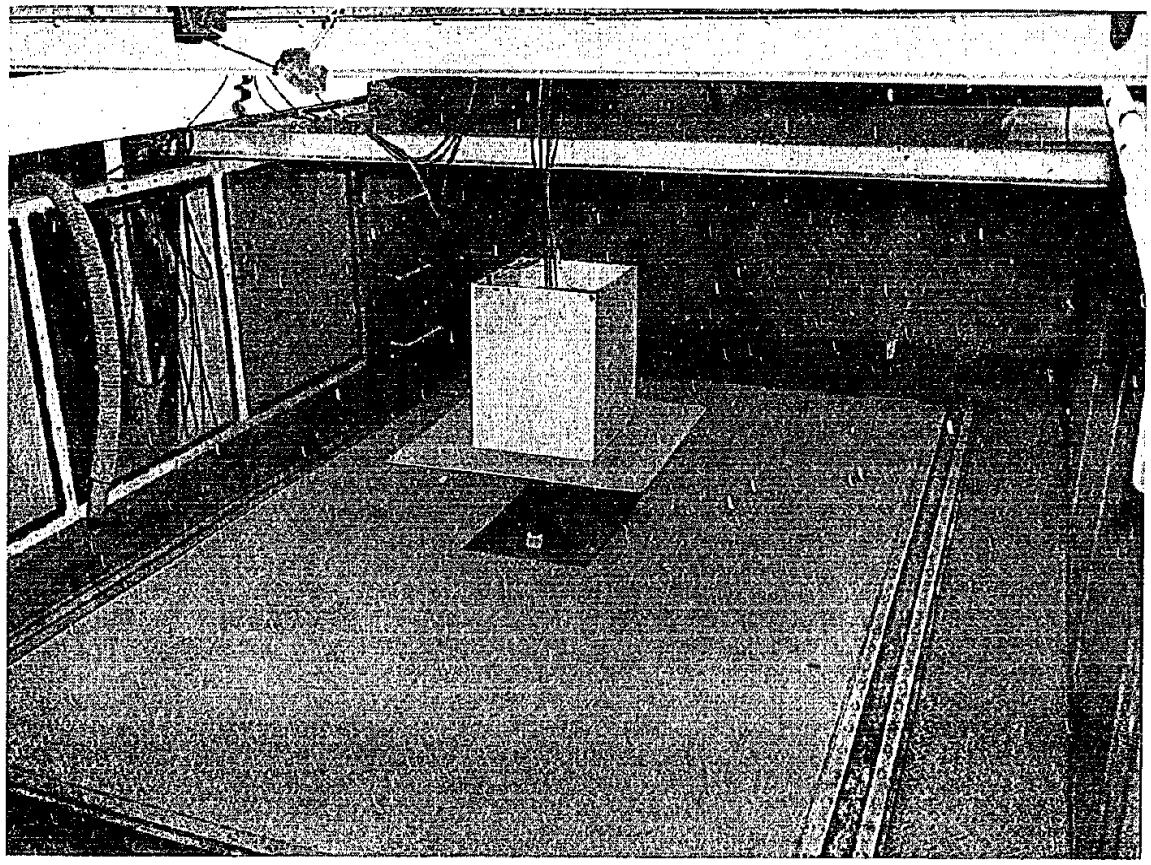
写真－21
模型吊橋の主塔部
（耐震調査，耐震調査室）



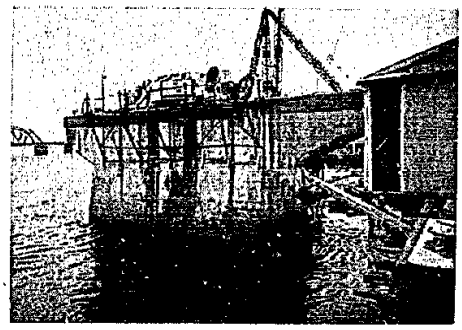
写真－22
橋梁試験用振動台の加振制御装置
（耐震調査，耐震調査室）



写真－23　計　測　室
（耐震調査，耐震調査室）

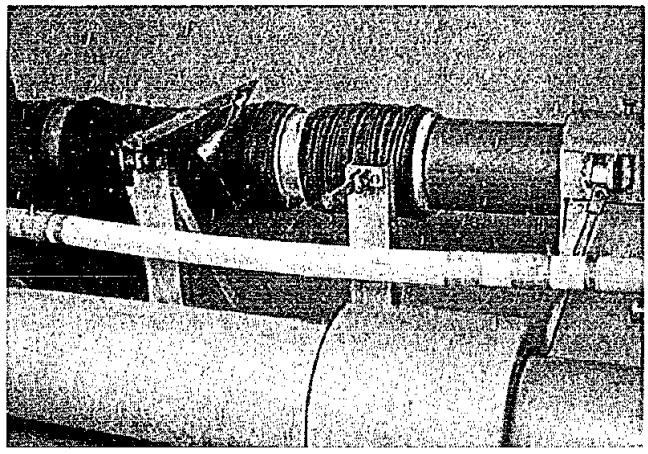


写真－24　水槽振動台と橋脚モデル
（耐震調査，耐震調査室）

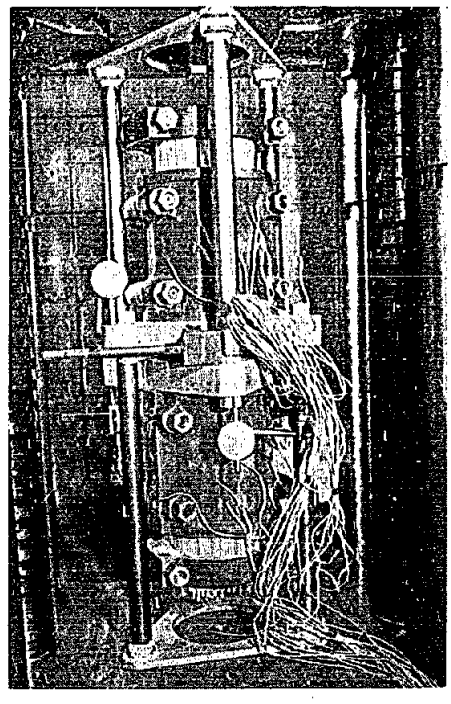


写真－25　大型橋脚の現場振動実験用
低周波起振機
（耐震調査，耐震調査室）

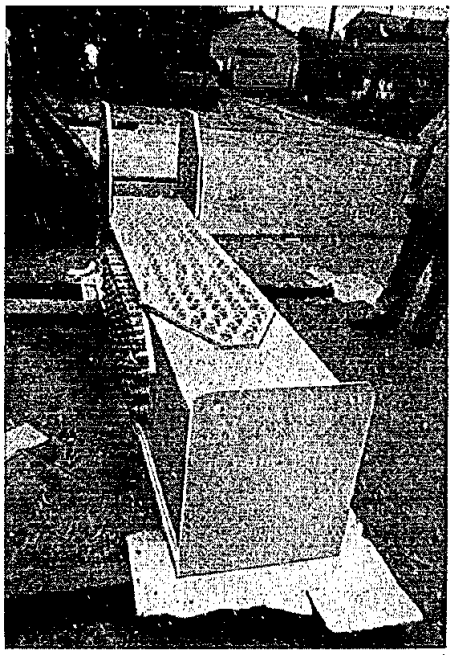
材料構造調査



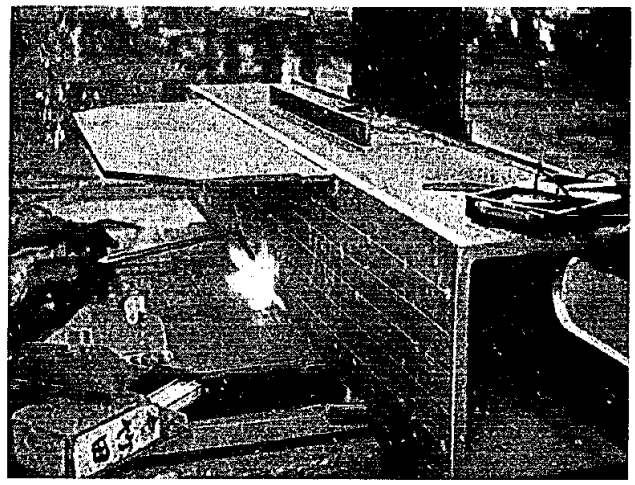
写真－26　平行線ケーブル
引張試験の状態
試験機容量　1,000T
破断力　839T
ケーブル径　90㎜
鋼線本数　260本
（ケーブル調査，
橋梁研究室）



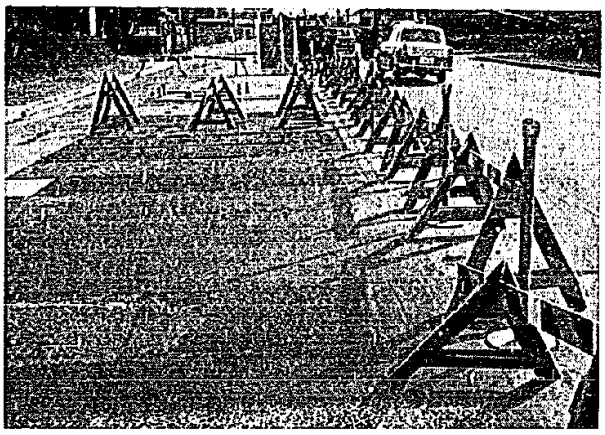
写真－27
ケーブルバンドの
すべり抵抗試験の状態
鋼線本数　2,000本
（ケーブル調査，
橋梁研究室）



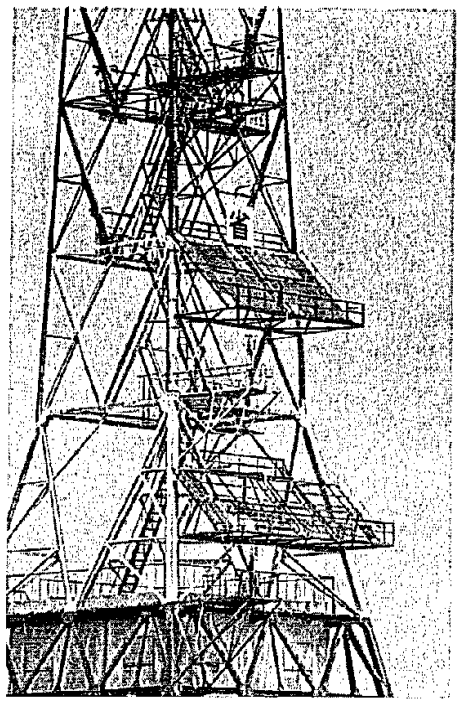
写真－28
80キロ鋼施工性試験摩擦性合
継手部およびメタリコン処理
（鋼材調査，橋梁研究室）



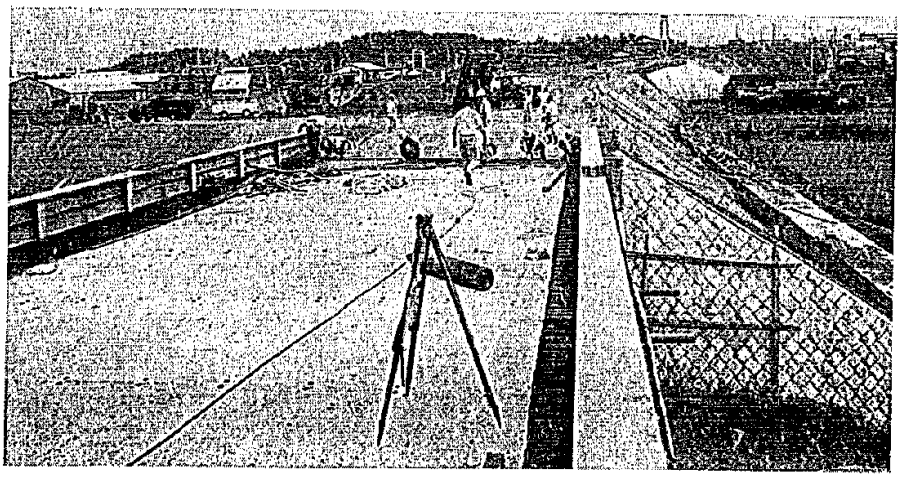
写真－29　80キロ鋼施工性
試験予熱状況
（鋼材調査，橋梁研究室）



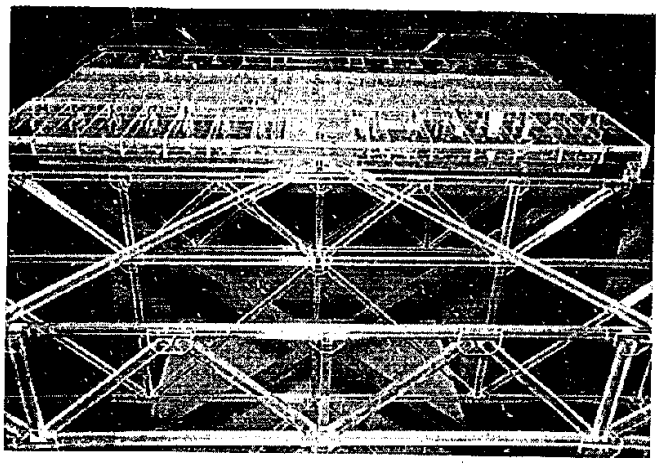
写真－30　薄層舗装の試験舗装
（薄層舗装調査，舗装研究室）



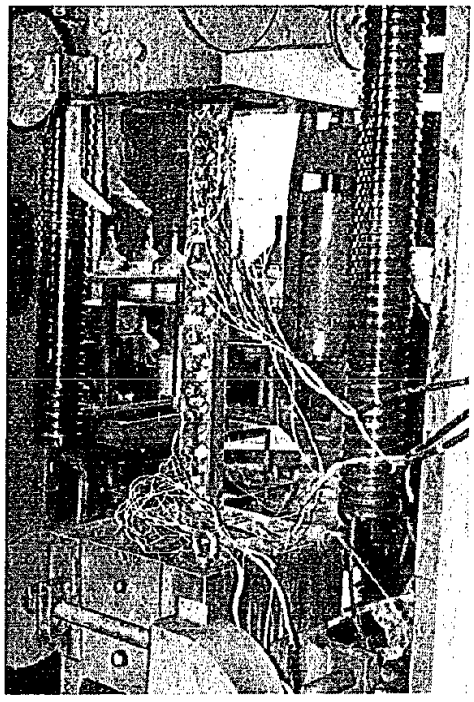
写真－31　塗料の曝露試験
（防蝕調査，化学研究室）



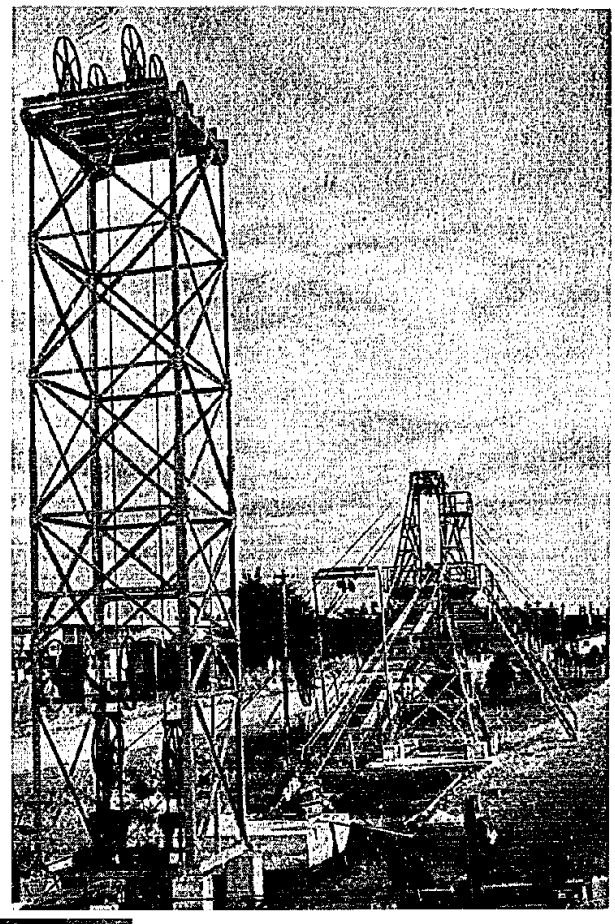
写真－32
プレキャスト床版の
使用状況
（部分構造調査，
橋梁研究室）



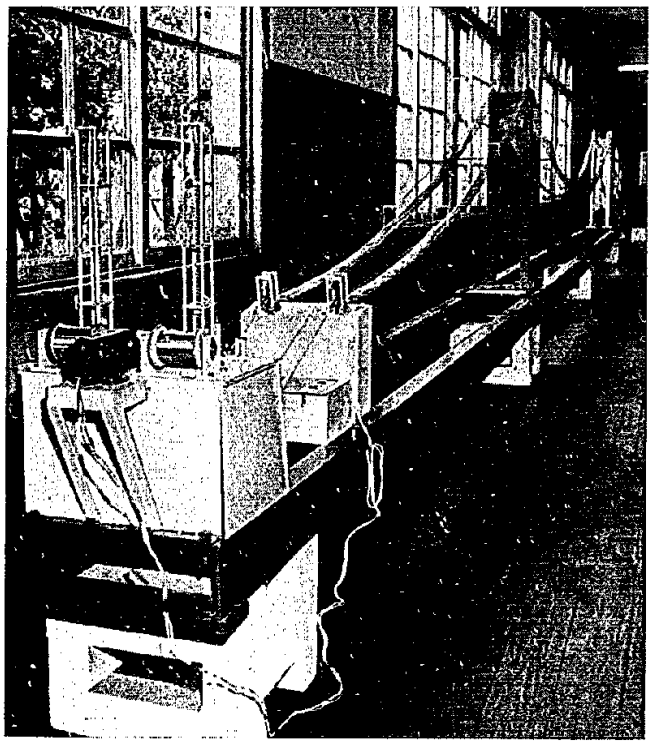
写真－33 伸縮継手の樹脂模型
（部分構造調査，橋梁研究室）



写真－34
高力ボルト摩擦接合引張試験
（部分接合調査，橋梁研究室）



写真－35
平行線ケーブル架設実験装置全景
（平行線ケーブル架設法調査，
機械研究室）



写真－36
平行線ケーブル架設装置の模型
（平行線ケーブル架設法調査，
機械研究室）

目　　次

序
口　絵　写　真
ま　え　が　き 1

第1編　総　　論

1. 建設省における調査経緯 3
1.1 架橋計画の概要 3
1.2 調査の全体計画と経緯 6
2. 土木研究所における調査経緯 9
2.1 調査担当と調査経緯 9
2.2 今後の問題点と調査方針 14

第2編　地　質　調　査

1. 概　　説 19
1.1 調査の目的 19
1.2 調査の対象および調査の項目 19
1.3 調査経過 19
1.4 調査成果ならびに今後の問題点 19
2. 陸上部概査 21
2.1 明石海峡地区 22
2.2 鳴門地区 23
2.3 宇野―高松地区 23
2.4 日比―大崎の鼻地区 23
2.5 児島―坂出地区 23
2.6 尾道―今治地区 23
3. 海底部地質調査 24
3.1 調査方法 24
3.2 海底の地形，地質の概要 25
4. 陸上部地質精査 35
4.1 神戸層の地質構造調査 35
4.2 明石層の調査 37
4.3 コア試験 38

第3編　基礎工法調査

1. 概　　説 41
1.1 調査の目的 41
1.2 基礎工についての問題点 41
1.3 調査の項目と調査方法の概要 46
1.4 調査成果ならびに今後の問題点 48
2. 地盤の現位置試験方法調査 53
2.1 調査の目的 53
2.2 調査の方法 53
2.3 調査計画 53
2.4 調査成果 54
3. 地盤支持力判定 57
3.1 調査の目的 57
3.2 調査の方法 58
3.3 調査計画 58

3.4 調査成果 ---- 59
3.5 現状分析ならびに今後の問題点 ---- 65
4. 基礎および地盤の応力解析 ---- 65
4.1 調査の目的 ---- 65
4.2 調査の方法 ---- 65
4.3 調査の計画 ---- 65
4.4 調査成果 ---- 66
4.5 現状分析ならびに今後の問題点 ---- 75
5. 沈下，変形解析 ---- 75
5.1 調査の目的 ---- 75
5.2 調査の方法 ---- 75
5.3 調査計画 ---- 76
5.4 調査成果 ---- 76
5.5 現状分析ならびに今後の問題点 ---- 79
6. 動荷重を受ける地盤についての検討 ---- 80
6.1 調査の目的 ---- 80
6.2 調査の方法 ---- 80
6.3 調査計画 ---- 81
6.4 調査成果 ---- 81
6.5 現状分析ならびに今後の問題点 ---- 84
7. 地盤支持力判定法調査のうち自然放射能分布調査およびコアーに関する調査 ---- 85
7.1 調査目的 ---- 85
7.2 調査方法 ---- 86
7.3 調査の経過 ---- 86
7.4 調査結果 ---- 87
7.5 調査の問題点 ---- 87
8. 基礎施工法調査 ---- 88
8.1 調査の目的 ---- 88
8.2 調査の方法 ---- 88
8.3 調査計画 ---- 89
8.4 調査成果 ---- 89
8.5 現状分析ならびに今後の問題点 ---- 91
9. 高水圧のもとで施工したプレパックドコンクリートに関する調査 ---- 92
9.1 実験内容 ---- 92
9.2 圧縮強度試験 ---- 94
9.3 打継面の付着強度 ---- 95
9.4 鉄筋との付着強度 ---- 99
10. 施工機械調査 ---- 99
10.1 調査目的 ---- 99
10.2 調査方法および経過 ---- 99
10.3 調査結果 ---- 100
11. 潮力調査 ---- 106
11.1 調査の目的 ---- 106
11.2 調査の方法 ---- 107
11.3 調査の結果 ---- 107

第4編 耐風調査

1. 概説 ---- 113
1.1 耐風調査の目的 ---- 113
1.2 耐風調査の問題点 ---- 113
1.3 調査項目と調査方法の概要 ---- 114
1.4 現在までの調査成果の概要 ---- 116
2. 設計風速に関する調査 ---- 117
2.1 風速の再現期待値 ---- 117
2.2 風速の鉛直分布形状 ---- 121
2.3 構造物の規模と風速評価時間 ---- 121
2.4 設計風速の推定 ---- 122
3. 実橋試験 ---- 123
3.1 実橋試験の目的 ---- 123
3.2 試験の方法と試験橋梁名 ---- 124
3.3 振動特性値 ---- 126
3.4 今後の計画 ---- 127
4. 構造特性模型実験 ---- 128
4.1 模型実験の目的と対象 ---- 128
4.2 構造特性に関する解析方法 ---- 129

4.3 模型の相似率と模型寸法 ---- 130
4.4 模型実験装置 ---- 133
4.5 現在までの経過と今後の予定 ---- 134
5. 2次元風洞模型実験 ---- 135
5.1 模型実験の目的 ---- 135
5.2 3分力係数の測定 ---- 136
5.3 フラッター風速の測定 ---- 139
5.4 非定常空気力の測定 ---- 141
5.5 橋梁試験用風洞施設 ---- 142
5.6 二次元風洞実験の結果 ---- 143
5.7 今後における計画 ---- 156
6. 3次元風洞模型実験 ---- 157
6.1 模型実験の目的と実験施設 ---- 157
6.2 実験模型と特性試験 ---- 159
6.3 風洞実験 ---- 164
6.4 実験結果の考察と今後の問題点 ---- 166
7. 実橋観測 ---- 166
7.1 若戸大橋の諸元と計器配置 ---- 166
7.2 現在までの観測結果 ---- 167
8. 実施までに必要な調査上の問題点 ---- 168
8.1 調査すべき事項 ---- 168
8.2 調査方法の概要 ---- 168
8.3 調査のための施設 ---- 169

第5編 耐 震 調 査

1. 概 説 ---- 171
1.1 調査の目的 ---- 171
1.2 調査の対象および調査の項目 ---- 171
1.3 調査経過 ---- 172
1.4 成 果 ---- 173
1.5 今後の課題 ---- 176
2. 地震および地震動に関する調査 ---- 177
2.1 架橋地域の地震に関する調査 ---- 177
2.2 地震動による構造物の応答特性に関する調査 ---- 181
3. 三径間吊橋全橋の地震の影響に関する解析調査 ---- 188
3.1 吊橋全橋の地震荷重に関する解析調査 ---- 188
3.2 三径間補剛吊橋全橋の地震応答に関する解析調査 ---- 197
4. 橋梁下部構造の振動時における力学的性質および水圧変動に関する実験調査 ---- 211
4.1 橋梁下部構造の振動時における力学的性質に関する実橋試験調査 ---- 211
4.2 橋梁下部構造の振動時における水圧変動に関する実験調査 ---- 217
5. 三径間吊橋上部構造の模型による耐震実験 ---- 222
5.1 実験法の概要 ---- 222
5.2 模型の特性に関する調査 ---- 232
5.3 耐震実験調査 ---- 234

第6編 材料，構造調査

1. 概 説 ---- 241
1.1 調査の目的 ---- 241
1.2 調査項目と調査経過 ---- 241
1.3 今後の問題点 ---- 243

2. ケーブル調査 …… 246
2.1 調査の目的 …… 246
2.2 調査の方針 …… 246
2.3 平行線ケーブル用鋼線および鋼線継手の調査 …… 247
2.4 アンカーシープにおける鋼線応力の調査 …… 251
2.5 ケーブルバンドのすべり抵抗の調査 …… 251
2.6 ラッピングワイヤーの調査 …… 252
2.7 今後の問題点 …… 253
3. 鋼材調査 …… 253
3.1 調査の目的 …… 253
3.2 調査の方針および調査の経過 …… 254
3.3 各種性質の調査 …… 255
3.4 鋼板の製作仕様および設計，施工，指針調査 …… 260
3.5 今後の問題点 …… 260
4. 防食調査 …… 261
4.1 調査の目的 …… 261
4.2 調査の方向 …… 262
4.3 現在までに実施した調査 …… 262
4.4 41年度以降に実施予定の調査 …… 267
4.5 今後の問題点 …… 267
5. 薄層舗装 …… 268
5.1 調査の目的 …… 268
5.2 調査方法 …… 268
5.3 試験舗装による調査 …… 269
5.4 実橋面における施工 …… 270
5.5 室内試験 …… 271
5.6 今後の調査について …… 271
6. 基本構造調査 …… 273
6.1 設計指針作成調査 …… 273
6.2 吊橋の設計計算に関する調査 …… 283
6.3 基本構造形式に関する調査 …… 290
6.4 今後の問題点 …… 296
7. 部分構造調査 …… 299
7.1 軽量床版調査 …… 299
8. 部材接合調査 …… 306
8.1 調査の目的 …… 306
8.2 調査の方針 …… 306
8.3 ボルトセット調査 …… 306
8.4 摩擦接合の耐力調査 …… 307
8.5 ボルト軸力導入法調査 …… 309
8.6 設計施工指針調査 …… 311
8.7 支圧接合調査 …… 312
8.8 今後の問題点 …… 313
9. 平行線ケーブル架設法調査 …… 314
9.1 調査目的 …… 314
9.2 調査の方法と経過 …… 314
9.3 調査の結果 …… 314
あとがき …… 320
付録Ⅰ 調査関係資料，報告，電算プログラムおよび主要施設機械一覧 …… 321
1. 本州四国連絡調査に関する調査資料，研究報告等一覧 …… 321
2. 本州四国連絡架橋調査に関する電算プログラム一覧 …… 334
3. 本州四国連絡架橋調査に関する主要施設機械の概要 …… 336
付録Ⅱ ルート別橋梁計画（41年3月）
1. 神戸－鳴門ルート
2. 宇野－高松ルート（その1）
3. 宇野－高松ルート（その2）
4. 日比－高松ルート
5. 児島－坂出ルート
6. 尾道－今治ルート

まえがき

建設省道路局では本年3月にそれまでの調査成果の概要をまとめて「本州・四国連絡架橋調査概要」を発表したが，何分にも限られた紙面と時日のため個個の調査内容まではふれていない。調査は昭和34年度より足掛け8年にわたり実施されているが，土木研究所は当初から担当し，すでに多くの報告を行なつている。しかしこれらを総覧したものは上記の概要の一部に記載されている以外には作成されたことがなく，この報告のような総合的なものゝ必要性が考えられていた。たまたま建設省において，ルート選定と架橋計画立案のための予備調査のとりまとめが行われるのを機会にこの企画の実現を強く所長より要望され，この「概要」が生れたものである。執筆にあたつては来たるべき実施にそなえて現在までの主要な調査内容と成果について述べ，ついで今後の問題点を明らかにするとゝもに，その調査・研究の方向についても具体的に記述するように努めた。

編成は第1編総論においては，建設省および土木研究所における調査全体の経過と各編に述べられている今後の問題点と調査方針を総括し，第2編以降は各編とも冒頭に調査の目的を明らかにし，ついでそれを達成するためにとつた調査方法，そして調査経過，調査成果，今後の問題という順序で総括的にまとめている。

以上のようにこの報告書は各々の調査の主要なものについての概要であるのでより詳細な内容については土木研究所報告，土木研究所資料，各年度調査報告書，土木技術資料およびその他の各担当者が発表した報告書を参照していただきたい。このために巻末にそれらの一覧表を収録してある。また上記の道路局の「概要」をはじめ調査の全体を理解するに必要な文献を第1編末にまとめてあるので，併わせ読んでいたゞければよく理解していたゞけるであろう。

第1編　総　　論

1. 建設省における調査経緯

1.1 架橋計画の概要

1.1.1 調査開始時代の計画

本州と四国を橋かトンネルで結び事実上の陸続きにしようとする計画は，神戸市の資料によれば，鳴門海峡については大正3年頃から，明石海峡については昭和15年頃から提案されている。また他のルートについても古くからあつたようであるが，具体的な構想が提案されはじめたのは戦後の経済復興が次第に実り始めてようやくこのような雄大な計画の実現性に希望が見出されるようになつた昭和30年頃からである。この頃になると国としても調査の必要を認め，まづ国鉄が昭和30年度から明石・淡路ルートを調査線とし，建設省は昭和34年度からであるが道路橋を対象に調査を開始した。調査計画立案当時に作られていた計画はつぎのとおりである。[1),2)]

(1) 明石海峡連絡計画および大鳴門架橋計画

これは神戸市長原口氏の提案になるもので図1.1.1～2に示すとおりである。大鳴門の方は徳島県案である。

(2) 瀬戸大橋架橋計画

香川県案である。概要は図1.1.3～5に示すとおりである。

(3) 中国・四国連絡道路計画

中国・四国地方建設局の企画である。これは前二者と異なり，海峡幅の大きいところはフェリーで計画しているので最大スパンは600mの吊橋である。

このように架橋には世界最大級の吊橋と，水深大でかつ潮流の速い箇所での基礎の施工の必要性が考えられていた。

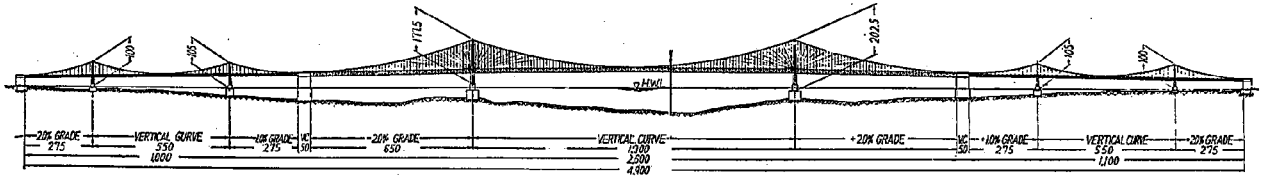


図 1.1.1　明石海峡連絡橋

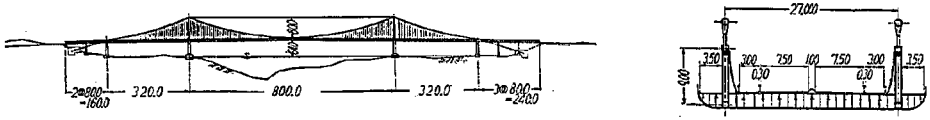


図 1.1.2　大鳴門橋

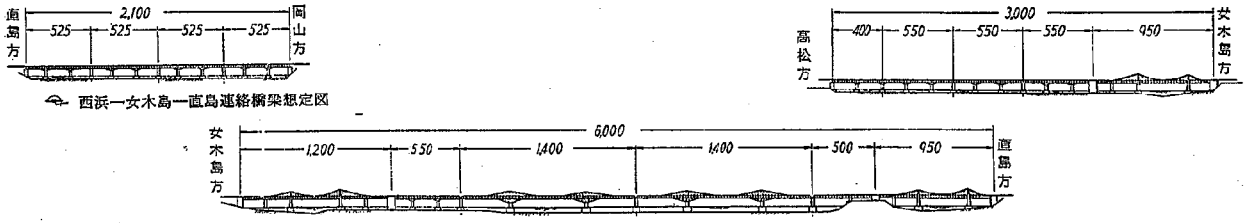


図 1.1.3　瀬戸大橋（宇野一高松）

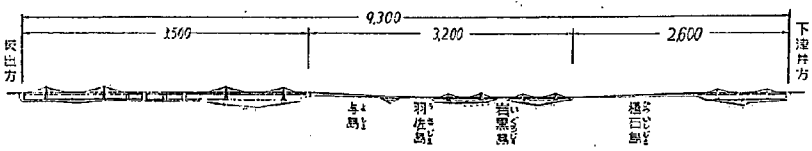


図1.1.4.　瀬戸大橋（児島－坂出）

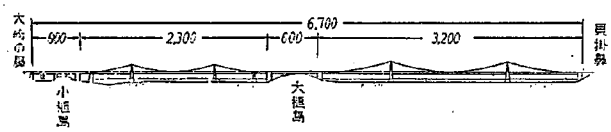


図1.1.5　瀬戸大橋（日比－高松）

1.1.2　昭和40年度末における計画

建設省の調査ルートは図1.1.6に示す5線である。その主な条件は表1.1.1のとおりである。建設省ではこの5ルートに対し昭和40年度末に概略比較設計を行ない発表[3]したが[3]，その概要を付録に，その主な設計条件を表1.1.2に示す。

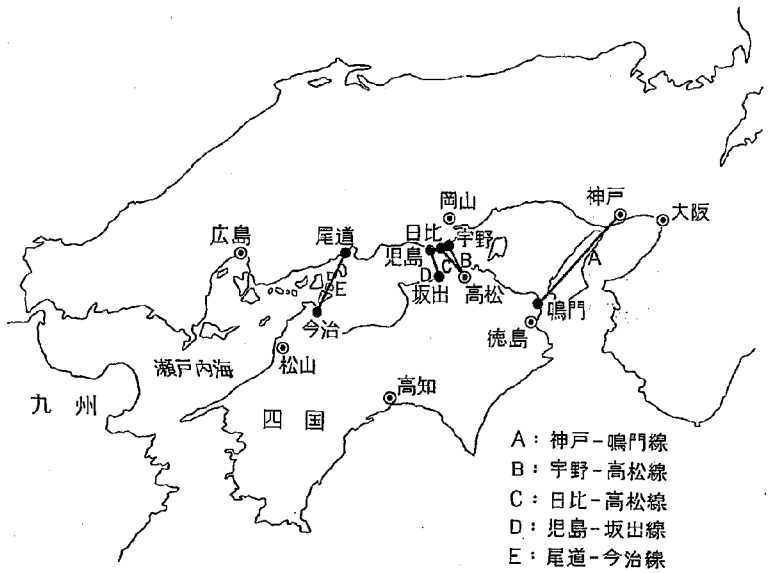


図1.1.6　建設省の調査ルート

表1.1.1　本州四国連絡橋調査路線の概要

調査路線 路線名	A 神戸－鳴門	B 宇野－高松	C 日比－高松	D 児島－坂出	E 尾道－今治
全延長(Km)	91.0	41.8	42.2	42.3	81.5
本州側道路延長(Km)	10.0	18.0	23.0	17.0	5.0
海峡部橋梁延長(Km)	6.7	11.2	6.4	8.9	8.7
島嶼部延長(Km)	63.8	8.6	0.8	4.4	39.8
四国側道路延長(Km)	10.5	4.0	12.0	12.0	28.7
最大海峡幅(Km)	4.9	6.1	3.6	4.0	2.0

表1.1.2　主な設計条件

項目	条件
幅員	各ルートとも6車線で幅員構成は付録1～6参照
風荷重	(1) 基本風速：（海上10m）　鳴門以外　43m／sec. 鳴門　46.5m／sec. (2) 設計風速：　1,500m吊橋補剛トラス……57.8m/sec 同主塔……67.8m/sec 800m鳴門吊橋補剛トラス…61.5m/sec 同主塔……72.8m/sec
地震	基礎地盤に0.2の水平震度0.1の鉛直震度を考慮する。
基礎地盤支持力	3篇参照

1.2　調査の全体計画と経緯

1.2.1　調査の主眼点

調査の全体計画は昭和34年度から始まつたものと，昭和38年度から飛躍的に拡大されたものとの2案がある。両案とも規模の大小はあれ主眼点は同じである。調査当初とりあげた主要な技術的問題はつぎのとおりである。

(1)　水深が50～60mでかつ潮流が7.5ノットもあるところの基礎地盤の調査法および基礎の設計（主として耐震）とその施工。

(2)　設計風速（補剛トラス）が長大吊橋の経験のある米国での標準44m／sec.（100MPH）より，はるかに高い60～70m／sec. が予想されるのでその耐風設計。

(3)　地震の強さを，0.2～0.25程度とした場合の耐震設計，とくに吊橋のような可撓性

構造物の地震時応力解析法ならびに超大型ケーソンの地震時の安定解析法。

この他にも調査の進渉にしたがい中央支間1,５００mの吊橋や多径間吊橋が対象になつてきたので，世界でも未経験の大スパンの平行線ケーブル架設技術が重要な問題にあげられてきた。

調査計画の目標はもちろん建設計画の作成にある。これには設計・施工法が一応明らかになつていなければならないが，上述のように重要な設計，施工法が未知の状態にあつたのでまづこれらを少なくとも予備調査のとりまとめが可能な程度までに解明しておく必要があつた。一方実施を考慮すると長期間にわたる調査研究を短期的な調査と同時に開始しておく必要があつた。このように調査は上述の重要課題の解決を主眼点とし，建設計画作成のための設計，施工計画，工費積算などに必要な各種調査と，実施を目標とした調査研究が併せて計画された。

1.2.2　調査体制

昭和３４年度～昭和３７年度までは道路局企画課，近畿，中国，四国の各地建および土木研究所の在来組織が担当したが昭和３８年度からは近畿地建に事務所が設置されるとゝもに土木研究所にも建設専門官を長とする室が設けられ予算とゝもに大きく拡充された。

その他調査をすゝめるために，つぎのような体制がとられている。

(1)　建設技監を長とする「本州・四国連絡架橋調査連絡会議」

調査の基本方針を審議する組織で構成員は道路局長，土木研究所長，近畿，中国，四国地方建設局長よりなる。

(2)　「本州・四国連絡架橋調査担当官会議」

調査の内容を密接に連絡し，調査の効率的促進をはかるために，土木研究所と本州・四国連絡道路調査事務所との間に設けられたもの。

また国内の専門家の協力をあおぐ為国鉄（昭和３９年度から日本鉄道建設公団）と協同で土木学会に技術調査の検討を委託している。

1.2.3　調査経緯

昭和３４年度からの調査項目と調査費は表 1.2.1 のとおりである。なお当初の調査計画を表 1.2.2 に示すが，調査費，組織が計画通り認められなかつたので，主要部分は昭和３８年度以降に繰りのべられている。

各調査項目における調査経緯と成果の概要は文献３に報告されている。すなわち地質調査はもつとも困難とされた明石海峡でのボーリングが成功して予備調査に必要な資料が作成された。基礎工法については，設計に必要な諸定数を一応求めることができたが施工法については，海中ボーリングの成功が手がかりになる程度で問題が残つているため本年度試験施工を実施しているが現在のところ計画通り進行中である。設計調査は上部については，概略設計を，下部については予備設計が行なわれ付録のような架橋計画を作成している。海洋気象調査は所期の目的を達し耐風設計における風速決定の資料を提供することができた。潮流，波浪についてもそれぞれ必要な成果を得ている。試験調査は２章においてのべるが，前述の短期的な調査に対しては，一応所期の目的を達し，現在は長期的な調査に重点をおいている。

表 1.2.1　本州・四国連絡架橋調査費総括表

（単位　千円）

調査項目	34年度	35年度	36年度	37年度	38年度	39年度	40年度	41年度	34年度～41年度
経済調査	1,650	3,500	3,350	4,000	5,900	1,000	1,000	1,000	21,400
地質調査	3,350	6,200	16,600 (15,050)	27,500 (27,500)	89,700	233,000 (3,000)	174,000 (3,500)	80,000	630,350 (49,050)
底質調査	—	1,500	2,500 (950)	—	—	—	—	—	4,000 (950)
地質図作成	—	4,700	—	730 (726)	2,300	3,000	—	—	10,730 (726)
音波調査	3,350	—	1,900 (1,900)	4,680 (4,681)	—	—	—	—	9,930 (6,581)
ボーリング	—	—	2,500 (2,500)	15,340 (15,335)	76,400	220,000	163,000	80,000	557,240 (17,835)
物理検層	—	—	4,300 (4,300)	2,170 (2,173)	6,700	7,000 (3,000)	7,500 (3,500)	—	27,670 (12,973)
潜水観察	—	—	5,400 (5,400)	4,580 (4,585)	4,300	3,000	—	—	17,280 (9,985)
地質構造線調査	—	—	—	—	—	—	3,500	—	3,500
基礎工法調査	—	—	1,100	7,200 (8,000)	16,500 (11,000)	40,000 (25,000)	80,000 (32,000)	141,800 (50,800)	286,600 (126,800)
測量調査	—	3,500	1,250 (1,250)	3,100	10,500	22,500	20,000	—	60,850 (1,250)
設計調査	—	—	—	5,900 (5,900)	32,000	62,000	188,000	80,000	367,900 (5,900)
海洋気象調査	—	14,300	15,400	12,200 (300)	29,500	29,000	15,000	15,000	130,400 (300)
潮流観測	—	4,100	3,300	—	—	8,000	—	—	15,400
気象観測	—	10,200	12,100	12,200 (300)	29,500	21,000	15,000	—	100,000 (300)
試験調査	—	—	8,500 (8,500)	42,000 (42,000) 42,000	137,700 (137,700)	163,000 (163,000)	123,000 (123,000)	91,000 (91,000)	565,200 (565,200) 42,000
耐風調査	—	—	3,500 (3,500)	3,000 (3,000) 3,000	9,000 (9,000)	98,000 (98,000)	40,000 (40,000)	31,000 (31,000)	184,500 (181,000) 3,000
耐震調査	—	—	5,000 (5,000)	39,000 (39,000) 39,000	105,000 (105,000)	38,000 (38,000)	31,000 (31,000)	25,000 (25,000)	243,000 (243,000) 39,000
材料構造調査	—	—	—	—	23,700 (23,700)	27,000 (27,000)	52,000 (52,000)	35,000 (35,000)	137,700 (137,700)
調査事務所経費等	—	—	—	—	19,700	40,000 (4,000)	32,000 (7,000)	32,000 (9,000)	123,700 (20,000)
技術調査委員会	—	—	300	1,100	4,000	5,000	7,000	5,000	22,400
記録映画	—	1,500	1,500	3,000	1,500	1,500	2,000	1,200	12,200
本省とりまとめ	—	1,000	1,000	1,000	3,000	3,000	3,000	3,000	15,000
計	5,000	30,000	49,000 (24,800)	107,000 (83,700) 42,000	350,000 (148,700)	600,000 (195,000)	645,000 (165,500)	450,000 (150,800)	2,236,000 (768,500) 42,000

注 ——上の数値は内書で別途道路試験調査費のうち試験調査費に計上されたもの。
（　）は土研分

表 1.2.2　本州・四国連絡道路調査 4 カ年計画

調査年度 / 調査項目	34年度	35年度	36年度	37年度
経済調査	○産業構造調査 ○輸送調査 ○開発計画調査	○産業構造並びに貨客輸送の将来推定 ○輸送便益の測定調査 ○連絡道路の採算性		
地質調査	○スパーカーによる海底部地質並びに地形調査	○地質踏査	○潜水球による調査 ○断層，橋脚及びアンカー建設地点等重要箇所のボーリング調査 ○地質構造の検討と計画線の選定	
平面図作製		平面図作製		
計画線調査			○測量調査　○土質調査 ○重要構造物調査	○概算計画書の作成
海洋気象調査		○気象観測，潮流観測，波浪観測，風向風力観測	同　左	同　左
設計試験及び実験		○風胴実験準備 ○岩盤滑動抵抗及び支持力試験	○風胴実験準備 ○設計 ○橋脚下部振動実験 ○下部工の影響による汐流変動実験	○風胴実験 ○同左 ○同左 ○同左

この他調査体制のところでのべた土木学会委託については，関係研究員がその各委員会の幹事・委員として資料および原案の提出を行ない，学会の審議活動に協力している。建設計画の基本となる設計施工に対する指針，基本的事項は学会に検討を委託しているが，幹事の協力活動により学会より本年 3 月に第一次報告書[4]が報告された。事務所，建設公団の実施している予備調査はこれに基づいている。現在はさらに耐震設計法，基礎工法などについての検討をすゝめている。

2. 土木研究所における調査経緯

2.1　調査担当と調査経緯

土木研究所においては表 2.1.1 に示すような分担で調査が進められてきた。

(1)　昭和 34 年度～37 年度

表 2.1.1 (1)

調査項目	担　当	調査項目	担　当
地質調査	地質（研）	設計試験及び実験	基礎工法：土質，施工，機械
計画線調査	橋梁（測量，重要構造物調査）		耐　風：構造
海洋気象調査	河川 海岸 橋梁 構造　} 調査計画立案への協力		耐　震：構造

(2) 昭和３８年度～昭和４１年度

表 2.1.1 (2)

調査項目	担当	備考
地質調査	地質研究室	現地作業は事務所。放射能測定による地質調査法を化学(研)
基礎工法調査		
地盤の現位置試験方法調査	基礎調査室*	４１年度より研究室となる。
地盤支持力判定法調査	〃	〃
基礎施工法調査		
施工法調査	〃	主体は事務所。同上
プレパックドコンクリート調査	コンクリート(研)	
施工機械調査	機械（〃）	事務所も行なつている。
潮力・波力調査	河川（〃）	
試験調査		
耐風調査	構造（研）	
耐震調査	構造（研）	４０年１２月より橋梁調査室，41年４月より耐震調査室*
材料構造調査		
材料調査		
ケーブル調査	橋梁調査室*	４１年１１月より橋梁(研)
鋼材調査	橋梁（研）	
防食調査	化学（研）	３８年度橋調，４１年度橋研担当。（化研指導）
薄層舗装調査	舗装（研）	
構造調査		
構造調査	橋梁調査室*	４１年１１月より橋梁(研)
平行線ケーブル架設法調査	機械（研）	

＊ 構造橋梁部付建設専門官を長とする所内組織。

この他所内の連絡組織として本州・四国連絡架橋調査連絡協議会が関係部・室間で組織されて調査の方針，調査内容の調整などを検討している。また基礎地盤関係の研究連絡を所内に設けられた岩盤力学研究会を通じて行なつている他，調査の直接担当以外の研究室においても，所掌事項についての問題について必要に応じ協力しているので，ほとんど所内の全組織が参画している状況である。さらに前述の学会の委員会には幹事・委員として多くの時間をさいている。

昭和３４年度からの調査経緯を表2.1.2に示す。詳細については各篇でのべる。

表2.1.2(1)土木研究所における年度別調査概況

調査項目＼年度	34	35	36	37	38	39	40
地質調査	(1)A，C，D Eルートの音波探査	(1)Dルートの底質調査 (2)A，C，D Eルートの地質図作成	(1)B，Cルートの地質図作成 (2)Bルートの音波探査 (3)Cルートのボーリングおよび物理検層 (4)C，Dルートの潜水観察	(1)Bルートの地質図作成 (2)C，Dルートの音波探査補足 (3)C，D，Eルートのボーリングおよび物理検層 (4)A，Bルートの潜水観察	（本年度より現地調査は事務所担当）	(1)Aルートの本州側断層の調査のため陸上部の地質構造精査 (2)同上断層沿いのボーリング地質調査	(1)Aルート陸上部ボーリングコアの力学試験 (2)Aルート陸上部明石層のカードシステムによる地質精査
基礎工法調査 1.地盤の現位置試験方法調査 2.地盤支持力判定法調査 3.基礎工法調査	細分は38年度より。		(1)基礎工法資料の収集	(1)施工法比較案の作成。（試算設計を行なつたものに対して） (2)高深度での現位置試験機の開発 (3)現地でのボーリング4本に対し標準貫入試験，コーン貫入試験およびDルート沙弥島南側の不撹乱試料の土質試験	1：(1)砂礫用動的貫入試験機の試作と実用化試験。 (2)大深度での間接打撃装置の試作 (3)千葉および神戸で試験 2：(1)陸上部神戸層に対するトレンチを用いての載荷試験 (2)陸上部明石層に対する載荷試験 (3)同上地点でのボーリング現位置試験，室内試験 (4)光弾性試験 (5)地盤の横抵抗試験 3：(1)エアーリフトポンプの文献調査	1：(1)千葉で間接打撃装置の試験 (2)大型の貫入試験機の性能試験 (3)プレシオメーターの砂礫および軟岩への適用 2：(1)陸上部明石層に対する2,000トン載荷試験 (2)同上地点でのボーリング現位置試験，室内試験 (3)海上ボーリングから採取したコアの力学試験 (4)ケーソン実験槽新設 (5)軟砂岩，泥岩のクリープ試験 3：(1)エアーリフトの模型実験 (2)クラムシエルバケットの改良。	1：(1)プレシオメーターの室内基礎試験 (2)間接打撃装置の改良。 2：(1)陸上部神戸層，明石層の2,000トン試験（地建） (2)同上地点でのボーリング，現位置試験，室内試験（地建） (3)海上ボーリングから採取したコアの力学試験。 (4)地盤力学実験室の新設 (5)ケーソン模型実験 (6)偏心，傾斜荷重に対する極限支持力計算法 (7)浮力，上げ底基礎に対する検討 3：(1)アースドリルによる深さ100mくつさく試験（千葉支所内） (2)上記くつさく穴でのエアーリフト試験 (3)高圧下で打設したプレパックドコンクリートのコア試験

表 2. 1. 2 (2)

調査項目＼年度	34	35	36	37	38	39	40
測量調査			(1)重要構造物調査のため航空写真より 1/5,000 平面図作成				
設計調査			計画線調査の重要構造物調査として行なう。 (1)文献調査 (2)設計示方書案の作成	同左 (1)ニヒンジ補剛トラス吊橋の 500, 1,000, 1500 m スパンに対する試算設計			
海洋気象調査 気象観測			気象庁委託事項の検討	同左	同左	同左	同左
試験調査 耐風調査			(1)風洞の機能設計 (2)振動特性とくに構造減衰の文献調査	(1)模型風洞による風洞機能の検討 (2)振動特性実橋試験（若戸大橋，二軒橋）	(1)風洞の風特性の実験 (2)振動特性実橋試験（川俣大橋） (3)試算設計断面の風洞実験を東大委託	(1)二次元風洞建設 (2)関原橋の振動試験 (3)二次元模型風洞実験東大委託 (4)垂水観測塔の6420台風の自然風の変動風速特性解析	(1)風洞実験を開始 (2)東大委託の実験より橋床部構造，主桁の充腹率，縦横比の影響を調査 (3)3次元風洞実験（全橋模型）を東大委託 (4)設計風速の求め方
耐震調査			(1)地中地震計試作 (2)橋梁下部構造の振動時周期，減衰特性試験のための実橋試験 (3)振動台の機能調査 (4)既往地震記録の収集	(1)地中地震計設置（坂出市） (2)実橋試験 (3)全径間模型用振動台建屋および加振台1基建設 (4)資料収集継続	(1)地中地震計設置（神戸市垂水） (2)実橋試験（新葛飾橋新天龍川橋） (3)振動台完成 (4)振動解析用プログラム作成 (5)動水圧実験用水中振動台設置	(1)既往の地震動記録から構造物の平均応答スペクトル曲線を求め吊橋各部の地震荷重算出法を提案 (2)実橋試験(新平井橋) (3)全橋模型振動実験設備整備および模型製作 (4)動水圧実験	(1)スペクトル曲線を用いてのケーソン基礎地震時計算法の提案 (2)実橋試験 (3)全橋模型実験 (4)吊橋全橋の動的解析計算 (5)動水圧実験

表 2.1 2.(3)

材料構造調査	材料調査	ケーブル調査					(1)$\sigma B = 156 Kg/mm^2$の鋼線試作	(1)$\sigma B = 160, 165, 170 Kg/mm^2$の鋼線試作，疲労試験 (2)継手の試作，疲労試験 (3)ラッピングワイヤ調査	(1)架設試験用鋼線(18.2t)製作および試験 (2)架設試験成果のストランドの引張試験 (3)アンカーシープにおける鋼線応力 (4)ケーブルバンドのすべり抵抗 (5)ラッピングワイヤ調査
		鋼材調査					(1)80キロ鋼の疲労特性試験 (2)設計指針案作成	(1)80キロ鋼疲労特性試験 (2)80キロ鋼の実橋への適用 (3)トラス弦材実大施工性試験	(1)80キロ鋼の低サイクル疲労試験 (2)土30t疲労試験機設置 (3)設計指針，鋼板規格案作成
		防食調査					(1)暴露試験供試体製作	(1)暴露試験開始(神戸市垂水)	(1)暴露試験観測
		薄層舗装調査					(1)4号国道(松戸)で試験舗装	(1)実橋への適用 (2)室内材料試験 (3)試験舗装観測	(1)室内材料試験 (2)試験舗装観測
	構造調査	基本構造調査					(1)吊橋設計用プログラム作成	(1)吊橋設計用プログラム作成 (2)設計荷重案の作成	(1)設計示方書の作成 (2)設計要領書の作成 (3)吊橋構造形式の比較検討
		部分構造調査					(1)プレキヤストコンクリート床版の設計および実験	(1)プレキヤストRC床版の試作・実験 (2)同上の実橋への適用	(1)実橋適用床版の挙動調査 (2)I-格子床版の設計法 (3)伸縮継手の模型試作
		部材接合調査					(1)ボルト接合の資料調査	(1)F13T摩擦接合の実橋への適用 (2)同上の特性実験	(1)実橋の挙動調査 (2)設計指針の作成 (3)F13T摩擦接合の疲労試験 (4)支圧接合試験
		平行線ケーブル架設法調査						(1)1,500mスパンの1/200模型によるエアースピニング実験	(1)150mスパンエアースピニング構内試験

2.2　今後の問題点と調査方針

これに関しては各篇において，報告してあるが，そのうち主なものを総括するとつぎのとおりである。

(1)　地質調査

これまでに得られた結果から，予備調査段階としては，基礎地盤の選定に大きい誤りをもたらすようなことは考えられない。しかし明石層三豊相当層など第3紀の最後期から第4紀堆積物の地質構造解釈はまだ不十分であり，また礫層，弱い軟岩層，砂層を主とする地層での試料採取は現在のボーリングによる方法では困難であるから，これらの層に関しては，さらに綿密な調査をすべきであろう。これには調査技術の開発が必要であり，ロータリーフオイル，ワイヤライン，プレシオメーターなどは有望と考えられる。Aルート明石海峡本州側主橋脚予定地点付近には，ほぼ平行して1本以上の断層があると考えられる。また淡路側主橋脚位置付近では，すぐ南側から礫層が神戸層を覆つているので，もし断層があつても音波探査では明らかにしえない事情があるので，実施にあたつては十分な調査が必要である。

A～Dルートとも花崗岩はそれを被う地層が堆積する前の風化の影響を受けて海底下でもその上面は一般に風化しているので風化度の判定をしておくべきである。これにはコア又は孔壁を利用する方法が考えられる。

(2)：基礎工法調査

(a)　地盤の現位置試験法

現在までに開発した各種の試験方法，すなわち砂礫への適用のためのプレシオメーターの改良型，せん断強度調査のためのコーン貫入試験機，コアとして採取できないほど弱い層に対する標準貫入試験機の改良型は，それぞれ結果整理の方法，重量，細部構造などにまだ難点があり引続いて研究する。何れにしてもさらに合理的な方法を開発する必要がある。

(b)　地盤支持力判定法

ボーリングコアの一軸圧縮強度と，せん断定数および弾性係数などの工学的諸定数との相関関係を明らかにすることができたが，実際の支持力は，荷重の偏心傾斜によつて変動するので，今後偏心傾斜荷重とくに地震時の支持力判定法の研究が必要である。このため室内におけるケーソン模型による静的試験，加振試験，現地加振試験を計画している。また載荷面積の寸法効果については2,000 t載荷試験によつて或程度明らかになつたが実際のケーソンの場合にどのように適用するか今後の検討を必要とする。

(c)　基礎の設計法

40年度末に事務所が行なつた設計結果から，現在採用されている基礎の耐震設計法の問題点が明らかになつた。とくに地震時の基礎地盤諸定数，浮力の扱い，動間隙水圧の問題などである。これは連絡橋の基礎が一般の橋梁に比し巨大であるためと各種の条件の基礎を体系的に設計したために，明らかになつたものである。これについては土木学会本・四耐震設計小委員会で再検討した結果一応の結論がまとめられたが，何分にも工費に直接大きい影響を与えるものなので，上記の問題点の究明は最も重点的に調査することを計画している。

(d) 施工法

施工法は主として事務所が担当したが，何分にも実験が簡単に行えるものでないので，その実施の可能性については，多くの問題を有している。この問題点の解明のため本年度事務所が明石海峡で試験施工を行なつているが，さらに大規模な試験施工と，施工法を分析し類似の施工例あるいは実験によつてその可能性を検討すべきものと考えている。

(e) プレパックドコンクリート

３９年度の実験では打継目強度の低下が大きく，許容応力度を高くとれないことが明らかになつた。また打込深さが大きいので骨材の分離が激しいことが予想される。これらの点を明らかにするには，室内実験では困難なので，現場実験を調査事務所で計画しており，実験計画および結果の解析について協力する予定である。

(f) 施工機械

掘さく土排除の為のエアーリフトは構内実験によつて，深さ１００mまで成功した。さらに現場に適用するには本格的な機械試作による実験が必要となるが，これには，くつさく機械との組合わせが必要となる。そのため本年度からロータリー型の大口径くつさく機械の小型機を試作し，くつさく機械・排土機械の一連の開発をすゝめている。

(3) 耐風調査

(a) 設計風速

気象庁報告，土木学会耐風設計小委員会での活動から，予備調査においては４３.５m／ｓの基本風速（鳴門は４６.５m／ｓ）を与えることができた。しかしこの値は現在のところ暫定的なもので今後の観測値の検討によつて多少変更することも考えられる。今後吊橋の耐風安定性の検討が進み全体として経済的な設計が要求される場合にはさらに確度の高い決め方が要求されるであろうが，当面は観測値の集積による修正が主体であろう。設計風速は，基本風速の鉛直，水平分布，構造物の規模，風速評価時間などによつてきめるのであるが，各因子の評価の方法についてはさらに検討の余地がある。しかしこれには風の解析も必要であるが，構造物の風に対する挙動の明確な把握が重要である。これは後述の振動特性実験，風胴実験を通じ解明してゆく。

(b) 構造特性

現在の耐風設計は静的に設計したものを風胴実験で検証して耐風安定性を確認する方法であるが，吊橋の耐風安定性を向上させるためには，その振動し易い性質を改良するための新型式の吊橋構造の開発が望まれる。しかし実際にこのような新しい構造型式を採用する場合にはその振動特性を含めた構造特性を明らかにする必要がある。

また二次元風胴実験と三次元風胴実験の結果をえても実橋の構造減衰が明らかでなければ各々の風胴実験結果の評価がむづかしい。これらの点を明らかにするためには実橋ならびに模型について構造特性実験を行ない減衰特性，振動波形と固有振動数，構造形式別特性を把握し理論解析とあわせて究明するのが，もつとも適切な方法と考えられるので，この方針で調査計画をたてている。とくに多径間吊橋の解明には模型実験以外に適当な手段がないので，この実験のための施設を計画している。

(c) 風の静力学的影響

橋に作用する空気力はこれを静的空気力と動的空気力に分けることができるか，風洞実験では静的空気力の三分力を測定し，この結果から静的設計の風荷重を推定している。学会の第一次報告書では一応抗力係数をきめているが，吊橋のような複雑な形状のものについてその値を正確に知るためにはおのおのの断面についての風洞実験が必要である。

この為体系的に模型を選び実験中である。また吊橋は風の静力学的作用によつて横座屈現象を生じることがあるか，この限界風速を全橋模型実験のみで求めることは時間的にも，経済的にも好ましくないのでこれを二次元風洞実験の結果を用いて理論解析で求める方法を検討している。

(d) 風の動力学的影響

静力学的には安定であつても，その断面形状が不適当であれば風による振動のため吊橋が破壊に至りうることは十分考えられることである。このような動的空気力による吊橋の不安定現象は風洞実験でたしかめる他に有効な手段はない。したがつて当面は既設の風洞によつて実験を遂行するかたわら非定常空気力測定のように時間のかかるものを別の風洞に分離し実験能率をあげることを計画している。また，これと併行して二次元風洞実験，三次元風洞実験の相関性を明らかにしさらに解析的に吊橋補剛桁断面の耐用安定性を推定できるような理論の開発を目指している。また自然風中のガストによる励振作用は，未だ明らかでないので現在の風洞に変動風発生装置を付設してその究明を行う計画である。

(4) 耐震調査

1) 地震の強さ，地震動および構造物の地震応答の特性

予備調査では土木学会第一次報告書耐震設計指針の規定により基礎地盤に0.2の震度を与えることになつたが実施を対象に考えれば，さらに綿密な決め方がのぞましい。また地震動と地震応答の特性も平均的なものを採用したか，各種の条件が限定されればより明確な応答特性を求めて設計に適用するのが合理的である。しかしこれらの点はより正確な実験ならびに現地観測によらなければならないので短期間に解決を計ることはのぞめない。したがつて着実な調査を進めると共に当面の対策としては安全側の値をとらざるを得ないものと考える。

2) 基礎の耐震設計法

現在とられている方法は，設計を簡単にするために一自由度のロッキング振動を基本とした耐震設計法である。しかし構造物の各種条件ならびに複雑な地震時挙動を考えるときに，まだ検討の余地が多く，とくに基礎地盤定数のとり方，力学モデルの考え方，ならびに動的設計法については実験および理論解析によりさらに検討をすすめる予定である。

3) 吊橋上部構造の耐震設計法

概略設計に用いた計算法では主塔において設計震度2.0をこえるものがある。80キロ鋼の使用で設計はできたが，このように大きな地震作用に疑問とする点もあり，今後の検討問題である。このため全径間模型による振動実験，動的解析の高度化によつてその究明をすすめ，必要によつては主塔の大規模実験を考えている。

多径間吊橋については耐震上三径間吊橋に比し不利な要素が伴うことが予想されるが，下部工費の減少よりみて全体的に有利であるので重点的にその解決策を考えたい。

またすでに作成された三径間吊橋上・下部構造全橋の動的解析プログラムの拡張を実施している。

(5) 材料構造調査

(a) 材料調査

平行線ケーブル用鋼線については国産で所要の品質のものを入手しうる目途がついたが，大量に使用することを考慮するとさらに具体的な仕様とくに品質のバラツキの許容差とその検査法を検討して大量生産に備える必要がある。また強度の向上を研究して使用数量の低減をはかることも検討しなければならない。継手については空中足場における作業性を考慮してより施工性のよいかつ大量生産の場合でも信頼性の高いものの開発を必要とする。また安全性のみならず許容応力度の引上げ架設時の取扱い，定着部の合理化のためにも二次応力の解明を行なう必要がある。

鋼材については高強度鋼を用いた部材としてのくり返し耐荷力とくに地震時に主塔に生ずる応力に対してどのような挙動と耐荷力を示すかについての解明が必要でこの点を重点的に調査してゆく。これらの成果に加えて鋼材の具備すべき条件の検討を行なう。

鋼材の防食については耐候性鋼板の使用，防食塗料による保護など現在考えうる方法の他さらに新材料・新工法に対応すべく標準試験方法の開発を目標とする。薄層舗装についてはさらに実橋における試験舗装を計画しより経済的で信頼性の高いものの開発を目指している。

(b) 構造調査

設計指針においては荷重の組合わせと安全度の合理的な決め方が問題でこれは安全率の分析と考慮すべき荷重の種類，大きさと載荷方法，およびその生起確率と安全性，経済性を考慮して究明すべきものであつて今後この方向に沿つて調査を進めてゆく。

構造上の検討としては多径間吊橋における変形と主塔に付与すべき剛性の関連，地震時の主塔の設計法，さらには斜めハンガー，箱ゲタ補剛ゲタ，その他の新形式構造の検討がある。これらは耐風，耐震の動的解析と関連があるのでそれらの担当ならびに専門家と協力して綜合的に調査研究を実施する。

架設時の応力とくに異常時対策は大きい問題であるが，施工計画と密接な関係があるので現場担当に協力してその解明を行なう。

部分構造については各種の軽量床版形式ともその取付部，現場溶接部の疲労が問題であり，このため新設のくり返し試験装置を用いて解明してゆく予定である。

部材接合は高力ボルトのおくれ破壊，支圧接合，引張接合が今後の課題となる。これらについても接合部模型によるくり返し耐荷力を併わせ検討する。

平行線ケーブル架設については工期短縮と架設時の耐風策がもつとも大きい問題である。またこれと関連してサグ調整の方法が重要であり今後これらの解決を目標に設備，工夫の改善を検討する。また上記問題を解決する新工法としてショップファブリケーテッドストランドが

考えられているが，これも研究すべき問題である。

以上のように架橋の技術的可能性を左右するような基本的問題は一応解明されたとはいえ実施するためにはさらに多くの調査研究が必要である。これには単に理論のみならず実験で検証し，さらには実橋でそれらの成果の活用を行なうことによつて，経験を積み重ねてゆくことが重要である。たまたま本州・四国連絡橋に至る技術的導程として適当な規模である第二関門橋（中央スパン７１２ｍ）をはじめ２００～３００ｍの長大スパン吊橋の架設計画があることは，まことに恰好の実施目標というべきで我々としてはまづこれらの橋梁に研究成果が活用され得るように当面の目標をおいて努力をしている次第である。

参　考　文　献

〔1〕 今井　勇：「本州・四国連絡道路について」，道路，昭和３５年１月　P.５５

〔2〕 山根　孟：「わが国の海峡連絡道路計画について」，道路，昭和４０年1月，P.23

〔3〕 建設省道路局：本州・四国連絡架橋調査概要，昭和４１年３月

〔4〕 土木学会本州・四国連絡橋技術調査委員会：本州・四国連絡橋技術調査第一次報告書，土木学会，昭和４０年５月

第2編　地　質　調　査

1　概　　説

1.1　調査の目的

架橋候補地点の陸上，海底を構成する岩石，地層がどのような歴史過程をたどつて存在し，いかような性質をもつてどのように分布するか，また橋梁基礎としての地盤の性質，安全性を害するものの存在の有無，などを地質的な見地から検討するのを目的とした。

1.2　調査の対象および調査の項目

調査は総論，表・1.1.1に示したA，B，C，D，E，路線を対象に，陸上部地質調査と，海底部地質調査を行つた。海底部地質調査は，底質調査，音波探査，ボーリング，物理検層，潜水観察の調査項目に分れて，作業を進めた。

1.3　調査経過

地質調査は昭和34年度から宇野－高松を除く4ルートについて実施され，宇野－高松ルートは昭和36年度以降追加された。なお神戸－鳴門ルートは当初一部の調査が建設省によつて実施されただけで，大部分の地質調査は国鉄にゆだねられていた。宇野－高松，日比－高松の両ルートの調査も昭和37年以後は一部を国鉄（後に鉄道建設公団が引次いだ）が実施した。昭和38年度から現地事務所が開設されるにおよんで，神戸－鳴門ルートを含む大部分の地質調査は事務所に引次がれた。ここには主として土木研究所が分担した部分について述べる。

1.4　調査成果ならびに今後の問題点

1.4.1　調査成果

陸上部地質概査によつて，後に記すように，陸上部の地質状況の概要がわかり，海底部の地質予測が或程度可能になり，海底調査計画が作定された。海底部調査では，海底を構成する岩石，地層の分布，地質構造が明らかになり，構造物設置位置の選定，問題点の究明，力学試験との関連の追求などに役立つた。

陸上部地質精査によつて，明石海峡における，問題の多い神戸層についてその地質構造上の特徴，断層の規模と破砕，弱化などの影響との関係が明らかになり，また明石層についてはその地質構造や海底部の同層との関係の推定などが行なわれた。

1.4.2　地質構造についての問題点

(1)　わが国における第4紀地史の研究はまだ充分に進んでいない。海底堆積物についてはなおさらである。明石層，三豊相当層などを含む海底の第3紀最後期～第4紀堆積物の地質構

造解釈はまだきわめて不充分である。特に備讃瀬戸の海底の新期堆積物ははなはだ複雑で，その地質区分，層序，地質構造などまだ研究すべき多くのものを残している。橋梁基礎という点では，現段階でも著しく前途をあやまらないだけの結果を得ていると思われるが，詳細な設計，計画を進めるためには神戸層より新らしい時代の堆積物についての層序的な研究を進めておく必要があろう。特に備讃瀬戸で新期堆積物の一部は構造物基礎に利用できるであろうから，地質構造を明確にして力学試験結果の解析ができるようにしておかなければならない。

(2) 調査方法としては，ボーリングによる地質解析を容易にするため，軟岩においては物理検層の意義が高く評価されており，事実明石海峡でもそれの結果の良好なボーリングが容易に地質対比が行なえた。特に電気検層は完全な連続検層にするとともに，検層技術，なかんずく泥水管理技術の向上を計る必要がある。

(3) 礫層，弱い軟岩層，砂層を主とするこのような地層の調査，特に力学試験試料を得るために，完全に連続した不撹乱試料を採取することが望ましいが，現状ではまだ困難である。このようなボーリング方法，器具の開発が必要であると共に，逆にボーリング孔を利用する現位置試験方法の確立もまた必要である。一例として，前者にロータリーフオイル，ワイヤラインなど，後者にプレツシオメーターなどが挙げられる。

(4) 神戸層群は岩相の変化が著しい地層である上，明石層に被われた部分では音波探査にも多くを期待できない。しかしボーリング結果からの判断，特にボーリングで得られた地質条件の連続範囲を推定するために，また危険な条件を回避するために，相当詳細な地質構造解析が必要である。このためには直接構造物を対象とした地点のボーリングばかりでなく，相当数の地質構造用のボーリングを必要とする。備讃瀬戸の新期堆積物についても事柄はほゞ同様である。

(5) 調査結果は海底資料の乏しい第4紀学界に対して学術的な意義が大きく，また更に進んだ学術的な研究成果が構造物の計画，設計に与える利益も大きい。音波探査，ボーリング資料などは適当な方法により学術資料として公開し，それから得られた学術上の成果を更に本調査の目的に利用するようにすべきである。

1.4.3 構造物基礎としての問題点

(1) 明石海峡本州側メインピアサイト近くには本地域中最大級（神様松断層の延長）ないし中級の断層またはとう曲の存在が予想され，それに沿う岩質の劣化範囲は数10mまたはそれ以上と考えられていた。高磯でのボーリングでは直接断層面と判断されるものを確認していないが，陸上部の詳細調査の結果などから判断して，このボーリングコアの岩質が特に悪い原因を，予想されていた断層または，とう曲に帰することが最も自然である。地形上からみてこのボーリングは断層の近くにおろされたと考えられるし，断層はほゞ並行して1本以上存在すると考えたい。メインピアサイトに対する断層の影響は今後の大きい問題となるであろうし，メインピアの位置決定にはこの点を充分考慮すべきである。淡路島側メインピアサイトであるガジダジヨでのボーリングでも岩質が余り良くないという結果が出たが，こゝではすぐ南側で礫層が神戸層を覆っている。もし神戸層中に断層があつても礫層にマスクされて音波探査に明

瞭にあらわれないことが考えられるので，今迄断層・とう曲が予想されていなかつたけれどもそれを検討してみる必要がある。いずれにしてもこの岩質劣化の原因は今後究明しておく必要がある。これ等の調査には，ボーリング，地震探査または音波探査（この場合，音源位置などに考慮を要する）などが適している。

(2) 神戸層の構造の詳細，明石層の構造（陸上層と海底層の層準対比）などにまだ多少不分明な点があり，将来設計段階に多少の問題を残している。

(3) 明石海峡の両メインピアサイトには神戸層下部が分布するが，この層のようにゆるく傾斜する硬い砂岩と吸水膨張する泥岩，凝灰岩との互層における堀削は容易でないことが予想される。両者に適した堀削方法の準備が必要である。またこのような地層での支持力計算方法も考慮しておかなければならない。

(4) 明石層，神戸層とも陸上の支持力試験を行なつた岩層，岩質と海底のピアサイトの岩層，岩質とは必ずしも一致しない。両者の関係を結ぶ間接的な岩質比較方法も準備しなければならない。

(5) 備讃瀬戸の新期堆積層については海底の三豊層相当層下に一部花崗岩の谷を埋める角礫凝灰岩が存在するという考え方，すなわち三豊層の基盤の花崗岩の谷が形成されたのは讃岐層堆積前ではないかという考え方がある。この考え方は橋梁基礎の深さに影響をもたらすであろう。（現在は安全側にある）

三豊相当層より新らしい堆積物の堆積時期もまだ不明な点が多いが，それの決定と中・小規模の構造物の根入れ深さとはまた密接な関係をもつ。

(6) 三豊相当層の一部は構造物の規模によつては利用すべきであろう。支持力試験の実施がのぞましい。この場合，砂礫部で明石層程度，泥質部で神戸層上部の弱い部分（陸上の）程度と予想すべきであろう。

(7) 明石海峡，備讃瀬戸とも，花崗岩はそれを被う地層が堆積する前の風化の影響を受けて，海底下でもその上面は一般に風化している。ボーリングでは風化部の採取が困難であるがコア又は孔壁を利用する風化度判定法をつくり，陸上での試験と対応させられるようにしておく必要がある。被覆層下での風化度と深度との関係も一考の余地がある。海底下の花崗岩露頭は一般に多かれ少なかれ潮流の浸蝕を受けていて風化度はそれほど著しくない。

2 陸上部概査

連絡橋の主要部分は海中・海上に位置するので地質調査の主体も海底に置かれるべきであるが，海底の調査は陸上にくらべて観察がはなはだ困難である。岩石，地層の岩相の認識は観察に基づくものなので，海底調査に対してはこの点を補足しなければならない。

一方海底部の地質は陸上に連続している場合が多いので，全く未知な海底部の地質を，陸上部の踏査によつて帰納的に，ある程度予知することができる。特に地質構造の決定は露頭観察

を重要な手段とするが，また地質構造は陸域・海域に連続的であるので広く陸上部の構造を求めることによりその延長として海域の構造の概略を知ることができる。主としてこのような目的から各ルートについて陸上部の概略の地質踏査が行なわれ，1／5,000（ただし宇野－高松ルートについては1／50,000）地質図が作成された。以下各地区についての陸上部地質の概略を記す。

2.1 明石海峡地区

本地域には，花崗岩類を基盤にして新生代層が広く分布する。そのあらましは表2.1.1に示すとおりである。

表2.1.1　明石海峡地区陸上部地質

時代		地層名	主な分布地	層厚	主要構成物
新生代	第四紀層	冲積層	福田川，山田川等の河川ぞい	未詳	未詳
		低位段丘礫層	福田川河岸	3m－	砂礫等
		中位段丘礫層	霞ケ丘，塩谷北西，淡路島北岸等	9m－	中～大礫を主とし，一部にシルト層を挟む
		高位段丘礫層	千鳥ケ丘周辺等	10m－	中～大礫を主とする礫層
		明石層群（大阪層群）	塩谷附近，福田川以西の丘陵地等各地に点在	150m±	大～中礫を主とする礫層，一部に粘土を伴う
	第三紀層	神戸層群	福田川以東の丘陵地他	200m±	砂岩，礫まじり砂岩，凝灰質泥岩，凝灰岩
		岩屋層	岩屋南方等淡路島側の各地に点在	50m－	砂岩
		花崗岩および花崗閃緑岩	淡路島側の大部分および鉄拐山，山田北方等		

注目すべき事項として次の点が挙げられる。第1は基盤の花崗岩は著しく凹凸に富み，神戸層，明石層の中にところどころ島状に凸出する。次に神戸層は下部はアルコーズ質の硬い砂岩に富み，中部は中硬の砂岩シルト岩互層，上部は凝灰質で吸水膨張性が著しい。また神戸層，

明石層はＮＥ－ＳＷ方向の断層に富む。その主なものは裏六甲衝上，鉄拐山以東の山際を限る断層，淡路島の東岸および西岸を限る断層などである。

2.2　鳴門地区

本地域は白亜紀の和泉層群に属する砂岩，頁岩，礫岩の互層によつて構成されている。砂岩が優勢で，その走行は門崎，孫崎の延長方向にほゞ一致し，急傾斜する。両岸で岩相，走行が一致せず，海峡中にかなり落差の大きい断層が存在することが推定される。小規模ながら沖積層，砂丘層，崖錐等の未固結層が部分的に和泉層群を被う。

2.3　宇野－高松地区

黒雲母花崗岩および角閃石黒雲母花崗岩が広く分布し一部に角閃石黒雲母花崗閃緑岩の小岩体が存在する。男木島，女木島および石清尾山は，花崗岩類を被う凝灰岩，凝灰角礫岩，玄武岩または安山岩熔岩によつて構成されている。花崗岩類を貫いて半花崗岩，玢岩，塩基性岩等の脈岩がみられ，半花崗岩以外はほゞＮ－Ｓ方向の構造に強く支配される。沖積層は高松附近に発達し，厚さ数１０ｍに達する。

2.4　日比－大崎の鼻地区

花崗岩類が広く発達し，これを貫く花崗岩，花崗斑岩，半花崗岩，塩基性岩などの脈岩が存在する。大槌島，小槌島および大崎の鼻では花崗岩類を被つて凝灰角礫岩，讃岐岩，讃岐岩質安山岩が発達するが海岸線にはいずれにも花崗岩類があらわれている。大崎の鼻附近は厚いかなり固結した崖錐の堆積物（岩屑層）が山麓に分布し厚さは１０ｍをこえるところがある。高松市中山附近には数段の段丘がみられ，段丘は崖錐層に被われる。

2.5　児島－坂出地区

本地域全般に広く花崗岩が分布するが，塩飽諸島の一部には花崗岩中に捕獲されたまたはルーフペンダント状の古生層源のホルンフエルスが見られ，また花崗岩類は種々の脈岩類に貫かれている。四国本土，青山，角山などには花崗岩類を被う讃岐岩質安山岩が山頂部に分布する。聖通寺山頂等には段丘礫層がみられ，また四国本土には沖積層が著しい発達を示す。花崗岩中の断層，破砕帯は(3)～(5)地区とも数多く見られるがほとんどが巾１ｍ以下の小規模のもので，地形を支配するような規模のものは見られない。

2.6　尾道－今治地区

地域南部今治附近は領家帯の花崗類が，北部多々羅岬附近には広島型の黒雲母花崗岩とこれに貫かれたホルンフエルス化した砂岩類が広く分布する。花崗斑岩，半花崗岩等の岩脈はいずれの地区にも多く見られる。これ等を被つて扇状地礫層，崖錐層，沖積層が存在するが，今治附近ではその分布は狭い。生口島では花崗岩，砂岩の境界に扇状地堆積物が連続する。断層，

破砕帯は前記地域同様小規模のものしかみられない。花崗岩の風化は顕著である。

3 海底部地質調査

3.1 調査方法

海底部調査においても，陸上部の調査と同様広域の粗い調査から狭域の詳細な調査の順に行なわれる。しかし陸上と異なり，踏査による微地形の視察，地質の肉眼観察や試料採取がはなはだ困難で，わずかにドレッヂと潜水艇による観察が用いられた。陸上より便利な点は陸上における反射波法による地震探査に代るものとして音波探査がかなり自由に用いられることである。たゞこの方法で得られるものは海底下の音波の反射面と地層，岩石毎にある程度異る反射パターンの記録であり，これと地層，岩石を結びつけるものとしてはドレッヂ，底質の潜水観察とコアボーリング，それに伴う物理検層などであり，陸上調査にくらべ音波探査の重要度がはるかに大きいとともにそれに対するコアボーリングの必要も大きい。以下に各調査方法の要点について略述する。

3.1.1 ドレッヂ

新野式および円筒式の採泥器を用い，船で任意方向に一定距離海底を曳航し，採泥器に捕獲された物質および曳航時の手ごたえから底質を判断する。試料採取位置は採泥器投入，引上げ時の船の位置から概略推定する。したがつて試料採取地点を任意に選ぶことができず，試料の採取時における存在状態は確認できない。

3.1.2 潜水観察

曳航式の潜水艇を用いて，それにあけられた小窓から艇外の底質を観察した。この潜水艇は自航能力をもたないので，母線との電話連絡によつて曳綱を操作して障害物との衝突をさけた。本海域では透明度が低く視野は数mにすぎない上，海底はかなり凹凸に富んでいるので観察は必らずしも意のごとくに行なわれなかつた。

3.1.3 音波探査

音源として瞬間的に高圧の大電流を流し水中で火花放電をおこさせる“スパーカー”方式の音波探査を行なつた。これは音源である放電々極を曳航して1秒間に数回の割で発振させ，船体にとりつけられた受振器で，海底および地盤中の反射面で反射して帰つてきた音を受振し発振と同期させた記録器に記録させて，反射音による地質断面を画かせるものである。記録は反射音の特徴によつて画かれるので，いわば音波の反射状態断面図であり，これを地質断面に読みかえるための判読作業を行なつて地質断面を作成した。発振は無指向性で，地盤内の反射面の深さは地盤の音波伝播速度を測定して計算された。前述のように，ボーリング等によつてチエツクされた。

3.1.4 コアボーリングと物理検層

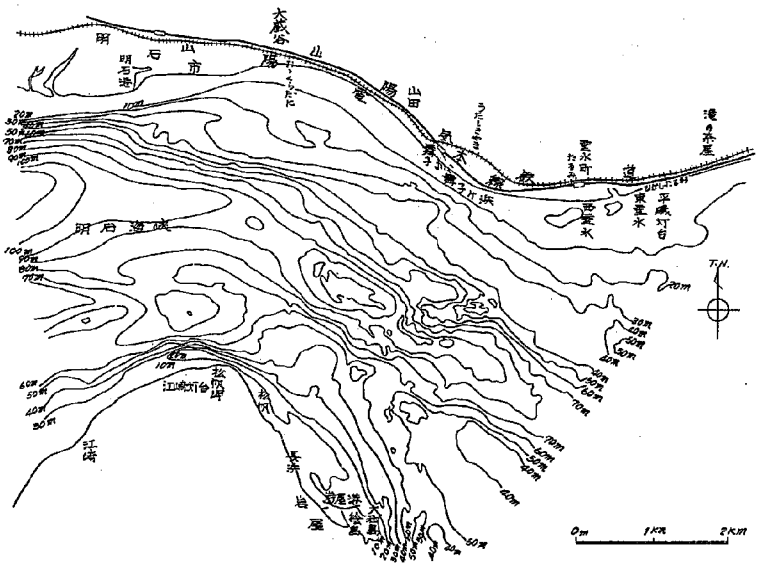
音波探査によつて推定された地質断面を修正，確認し各種の岩石，地層の性質を知るため，

特に地盤の工学的性質を知るためにコアボーリングが行なわれた。地質調査の進展に伴つて，調査精度の向上が計られ，コアボーリングがそのための重要な手段となつた。特に調査の後期にはコアによる地盤の工学的性質の試験が行なわれるようになつたが，土木研究所が地質調査を担当した調査の初期段階においては地質の修正確認がボーリングの重要な目的となり，コアの試験はまだあまり実施されなかつた。当時明石海峡のボーリングは国鉄にゆだねられ，他の4ルートのボーリングが土木研究所によつて実施されたが，コア採取率は一般にあまり高くなかつた。コアの採取できないところでの岩相，岩質の判断に資するため，また将来堀削される分を含めて各孔の地層対比を容易にするため，更に地層の工学的性質の判断に役立て，音波探査の解析精度を上げるためにボーリング孔を利用した物理検層を実施した。物理検層の種類は比抵抗，自然電位による電気検層，ラジオアイソトープによる密度検層および我が国での試作第1号機による速度検層である。速度検層は機械の製作時点の関係上全孔には実施されなかつた。また採取されたコアの一部については力学試験も実施された。

3.2　海底の地形，地質の概要

3.2.1　明石海峡

海峡の海底地形は図－3.2.1に示す。

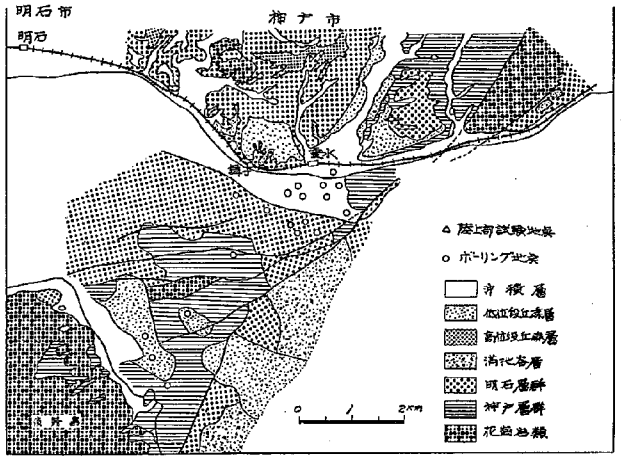


図－3.2.1　明石海峡海底地形図

海峡中央部には東西に連なる深さ約１００mの水道があり，これに向つて本州，淡路島両側から平坦面が延びている。水道は東側では大阪湾から続く－４０～５０m平坦面の延長できら

れている。海釜はとの水道にあり最深－１２０mである。平坦面は－４０～５０m面が水道の北側にも南側にも発達し，松帆崎北方には－７０m面が存在する。－４０m以深に両岸から向き会つて小尾根が舌状に張り出し，上端は－４０m面に連なる。（高磯，ガジダジヨなど）－１０m以浅の波蝕面は本州側にのみ発達する。

海峡の地質は図3.2.2（伊崎原図），図3.2.3に示す通り，主として花崗岩，神戸層群，明石層群，満地谷層群よりなる。花崗岩は高磯から東北東に中央の海釜まで1.5kmの狭長の区域に露出するほか神戸層の下に覆没して存在する花崗岩上面は凹凸に富みかつ断層で截断されているが，この基盤の花崗岩の高度は－１００～２００m位，本州側陸部近くになつて急に上昇する。領家式の黒雲母角閃花崗岩を主とする。



図－3.2.2　明石海峡地質平面図　　伊崎原図

神戸層下の部分を含めて，上部１０m以上が風化し，最上部数メートルはマサ化している。神戸層は断層に截られて，みかけ上背斜構造を呈するが，大きくみればゆるやかな波動を示しつつ淡路島側から本州側へ向けてゆるく傾斜する。水道の南では下部より礫岩・含礫アルコーズ砂岩，凝灰岩をはさむアルコーズ砂岩，砂岩，および砂岩泥岩互層の順に重なり，水道の北側では砂岩泥岩互層と砂岩とのくり返しで，（砂岩はアルコーズ質のものが多い）上部ほど泥岩がちになり，その上は凝灰岩と砂岩・泥岩互層になる。下部のアルコーズ質砂岩は一軸圧縮強度５００kg／cm²をこえる硬いものが多いが，凝灰岩では浸水状態でほゞ自壊してしまうものもある。最近のボーリング結果では高磯，ガジダジヨなどの神戸層で目立つて低強度のものがあるが，そのあるものは断層の影響によると推定される。垂直方向とともに，水平方向への岩相の変化がきわめて著しい。明石層群の分布はきわめて広く，主として礫層で，ボーリングの結果では礫径は５cm以下のものが多く，最大１５cmに達する。また全体の２５％は粘土によつて占められている。礫はチヤート，珪岩，安山岩などきわめて堅いものが多い。海底での本層の厚さは，断層や浸蝕などのために場所によつて相当のひらきがあるが基底面の高度は－２０

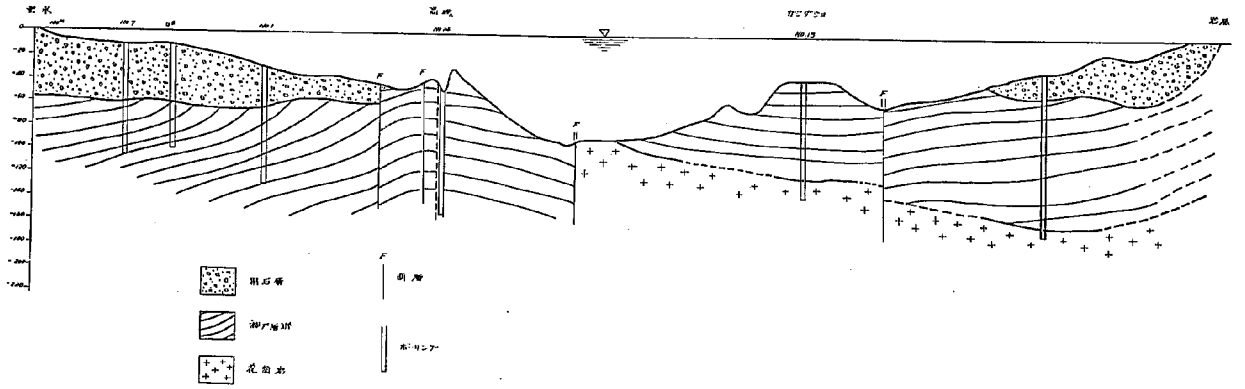


図 3. 2. 3

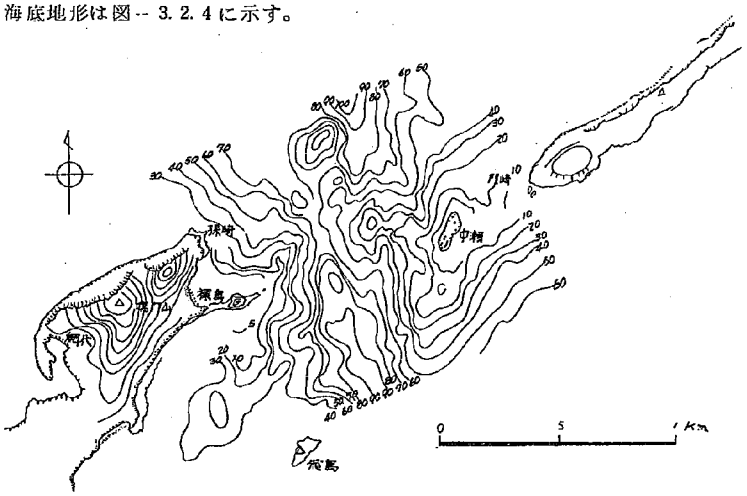
～－８０ｍ，多くは－６０ｍ前後である。ボーリングで特徴的な含介化石粘土層をとらえていて，海底の明石層は大阪層群最下部（舞子貝層）を含んでその上部に相当する層準であることが明らかになつた。満地谷層は調査海域東部に音波探査結果から推定されたもので，ボーリングによる確認はまだ行なわれていない。主として大小の礫からなるものと推定されている。段丘礫層は－２０～５０ｍ間の平坦面上にほゞ水平に堆積し，その厚さは薄い。

陸上で見られる裏六甲衝上断層は海底に延び，更にいくつかに分岐している。海底に見られる顕著な断層は淡路島の北西線を限る断層の延長，その北部にこれと並走する比較的小さい断層，海底の花崗岩の北縁をかぎる断層，岩屋・長浜間から塩谷に到る断層，大和島の東南，淡路島東縁をかぎり海中で前記と合する断層などＮＥ－ＳＷ，ＥＮＥ－ＷＳＷ方向のものが優勢であるが，これらのうち重要なものは平磯沖で合して１本となり裏六甲衝上または鉄拐山東南縁をかぎる断層に連続する。裏六甲衝上は海岸附近ではむしろ高角度逆断層になつているが，海底のこれらの断層の落ちの方向は明瞭な鍵層をかくために必ずしも明らかではない。これらに沿う変位量は，垂直方向で最大１００ｍ余，普通数１０ｍ程度と考えられるが蝶番断層と考えられるものもある。水平方向の変位量を推定する資料は余りないが，本地域より東部の同種断層の中には水平変位量の大きなものがある。

本州側メインピアサイトには本地域の最大級ないし中級の断層の存在が推定され，垂水沖のボーリング群の柱状の連続が良くないことから，こゝにあげた以外にもかなり規模の大きい断層が存在することが推定される。これらの断層の活動期は段丘形式期以後に及ぶものと考えられ，従つて現世にも及んでいるかもしれない。事実本海域を含む地域が現在隆起を続けていることが水準測量から明瞭になつている。

3.2.2　鳴門地区

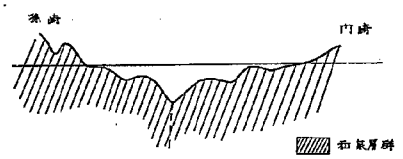
鳴門の海底地形は図-- 3.2.4 に示す。



図－ 3.2.4　鳴門海峡海底地形図

淡路島側門崎から中ノ瀬およびその西南方へかけて，また四国側裸島の周辺に－１０m未満の波蝕面がみられ，中ノ瀬の北東，裸島・飛島間には－４０～５０m平坦面が見られる。中ノ瀬からは西北方へ海底の小尾根がのびる。裸島・中ノ瀬の中間には峠状部をもち北北西－南南東に連なる水道が存在し，峠状部の両側は海釜になつている。

海底の地質は図－ 3.2.5 に示す。



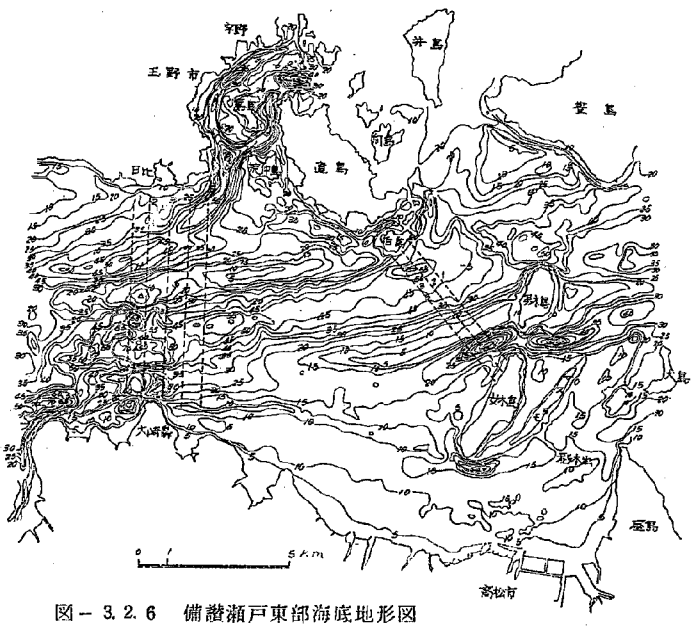
図－ 3.2.5　鳴門海峡地質断面図

陸上と同様ＮＥ－ＳＷの走向を持ち，ＳＥに傾斜する単斜構造を示す和泉層群の砂岩，頁岩，礫岩互層より成り，海峡中に相当落差の大きい断層の存在することが推定される。－４０m～５０m平坦面には青粘土層の堆積がみられる。

3.2.3　備讃瀬戸（宇野－高松，日比－高松，児島－坂出）地区

瀬戸内海で本州が最も南に突出した児島半島と四国の北方への突出部の１つである坂出－高松間にある海域を備讃瀬戸と称し，上記３線はその中に位置する。

海底地形を図－ 3.2.6，図－ 3.2.7 に示す。



図－ 3.2.6　備讃瀬戸東部海底地形図

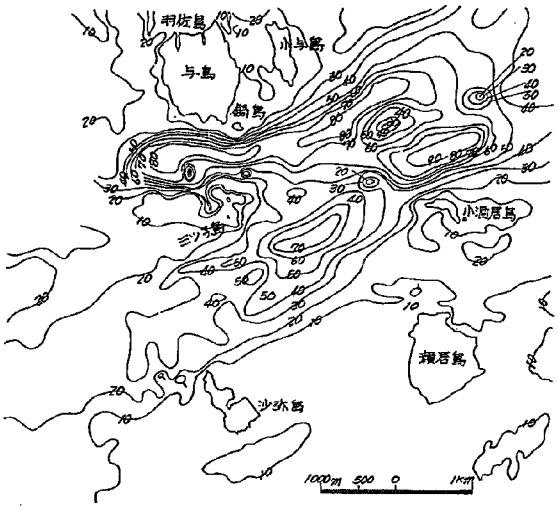


図 3.2.7

海底の等高線は大きくみて東－西ないし東北東－西南西方向に流れ，旧谷の沈水したことを示す。宇野－直島間，下津井－与島間，及び与島－三ツ子島間には埋没のまだ全く，あるいは充分進んでいない明瞭な沈水谷が保存され，男木島－女木島間，大槌島－小槌島間，三ツ子島－瀬居島間などには狭水路が存在する。これらおよび女木島の南部，小槌島－大崎鼻間には数多くの海釜が存在する。海釜の深さは－４０m～－９０mで，男木島－女木島間，小槌島－大崎鼻間など潮流の速いところでは海釜は東西に対をなしている。海底平坦面は狭水路（沈水谷）の両側に－４０～５０m面が発達し，その他サンドウエーブの存在する－２０～－３０m面も所々に存在する。波蝕面は本州側，四国側の海岸に０～－１０mの深さに発達する。

また男木島，女木島の東・西側，柏島－大槌島間，三ツ子島の西側などには大規模の砂洲が発達する。このほか本海域には処々にサンドウエーブの発達が見られる。男木島の西北部，男木島の西方の中ノ瀬の一部，日比－大槌島間，大槌島の北側，南側などには明瞭なサンドウエーブが見られる。日比－大槌島間のものは波長数１０m，波高数mで，大槌島南方のものは波長３００～４００m，波高３０mに達する。これらのサンドウエーブは現在なお移動を続けており，音波探査記録ではサンドウエーブの谷底の標高にはより固結した不動の砂層が存在しているように見られる。海底を構成する岩石，地層は花崗岩，鮮新－洪積層（三豊層相当層），洪－冲積層，冲積砂層である。音波探査記録の不備から本海域全般の地質図が画けないので，各岩石・地層の平面的な拡がりについては詳しくは判らないが，各ルート別に図－3.2.8～図－3.2.12に示す。

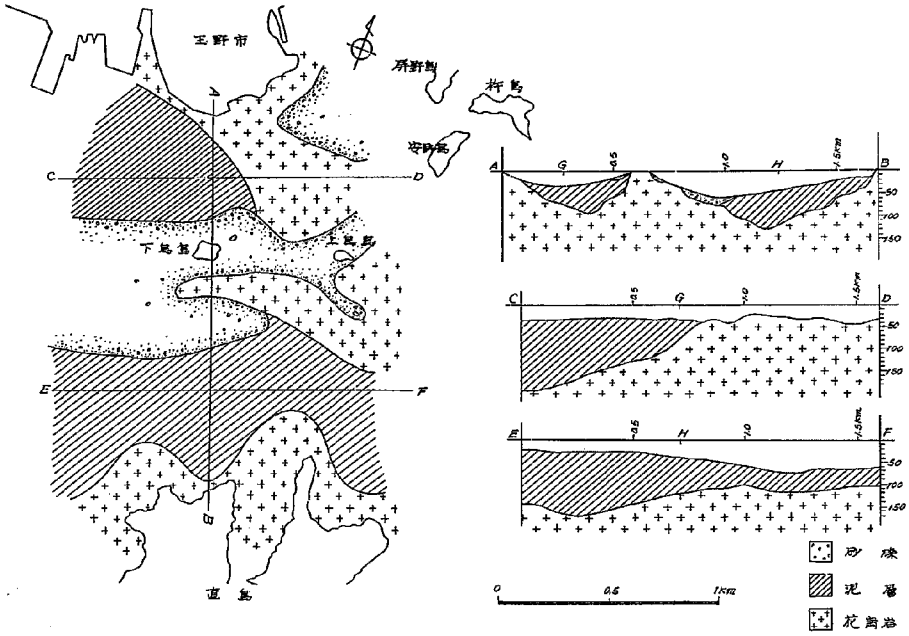

玉野市
岡野島
将島
守内島
下島島
玉島島
直島
A
B
C
D
E
F
G
H
0.5
1.0
1.5km
50
100
150
0
0.5
1km
砂礫
泥層
花崗岩

図 3. 2. 8.

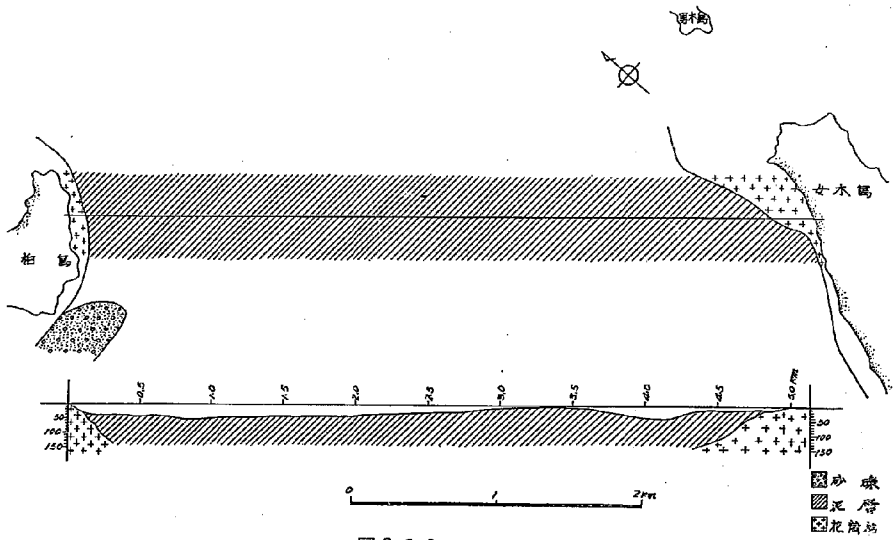

宮浦
女木島
柏島
0.5
1.0
1.5
2.0
2.5
3.0
3.5
4.0
4.5
5.0km
50
100
150
0
1
2km
砂礫
泥層
花崗岩

図 3. 2. 9.

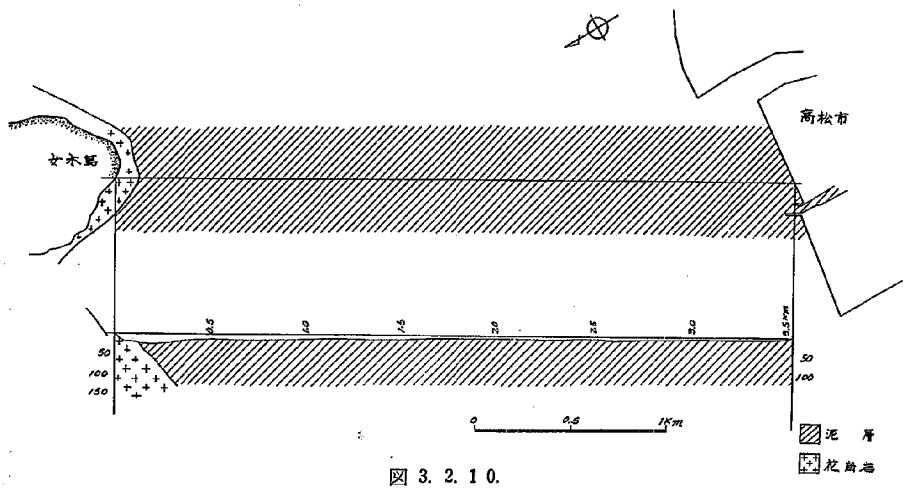


図 3. 2. 1 0.

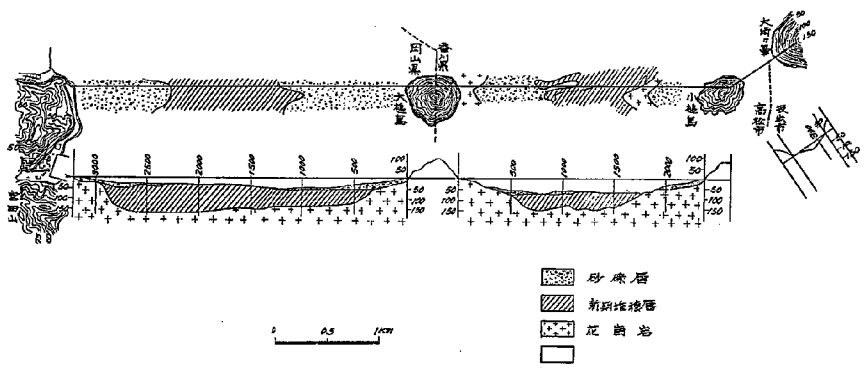


図 3. 2. 1 1.

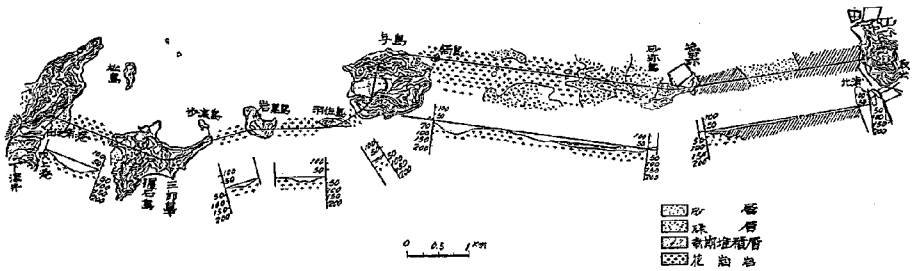


図 3. 2. 1 2.

地層の分布および海域の地史についてはおよそ次のことが知られた。すなわち花崗岩が露出するのは宇野－直島間，児島－与島間および鍋島水道の一部など海域の東北端，西部地域と女木島，男木島，大島，大槌島，小槌島など島嶼周縁部だけで，その他，特に四国側は三豊相当層，洪－冲積層などの新期堆積物などによつて被われている。この新期堆積物下の花崗岩上部の深さは各ボーリング地点でかなり変化に富むが，標高－６０m～－１２０m附近で凹凸に富み，かなり複雑である。現在海底に花崗岩が露出している地域の海底地形および音波探査で知られる新期堆積物下の花崗岩上面の推定深度などから考えると，新期堆積物の基盤の花崗岩の地形は，ほゞ東西に連なる数条の谷地形を示し，谷底深度は－１００～－１２０m，あるいはさらに低いであろう。海底露頭の観察によれば，花崗岩は節理に富み，数m～１０m程度の巾の破砕・風化帯がみられる。ボーリング結果では１０mないし３０mの厚さの風化帯を伴い，標高の高い部分ほど風化帯の厚さが厚い。この基盤の谷を埋めて新期堆積層が堆積している。新期堆積層は固結度の異なる少くとも２層の地層よりなることが音波探査およびボーリングの結果から認められている。三豊層は堆積時期からいえばほゞ明石層群と対比される地層で，陸上では讃岐平野南縁に見られ，下部はアルコーズ質砂岩，上部は凝灰質泥岩よりなる。海底で三豊相当層と称したのは岩相上から陸上の三豊層に類似するためである。基盤の花崗岩の谷の主として下部に存在し，下部はかなり固結度高く（推定—軸圧縮強度１０kg／cm²＋），上半部では低い。宇野－高松ルートでは大礫まじりの砂礫層にはじまり砂礫層の地層を主体とし，日比－高松ルートでは粘土質層で花崗岩を被覆し上部迄粘土質である。児島－坂出ルートではアルコーズ質砂岩ないし砂礫層ではじまり上部は粘土質である。このように堆積場所によつてかなり岩相が相違する。主として陸上堆積物と考えられる。この三豊層相当層をおそらく不整合に被覆して層厚３０m以下の冲－洪積層が存在する。海成軟質粘土，砂層などよりなる。その堆積時期は明らかでないがおそらく洪積期であろう。これらの地層の区分はボーリングでのみできるものであり，しかも境界，堆積時期に不明の点が多いので地質図上ではまだ区分しないことにする。これは地層の硬さ，岩相，かつて瀬戸内海底でナウマン象化石を採取した事実などから，将来２層以上の地層に細分されるべきであろう。これらを被つてサンドウエーブを構成する冲積砂層があるが，前記のように砂層は表面の移動性の大きいルーズなものと，移動性のない（小さい？）密度の高いものが存在する。しかしその境界面の深度の平面的なつながりはまだ余り明瞭でない。この他沈水谷の岸に，－４０m面上に薄い礫層が広範囲に分布する。

3.2.4　尾道－今治地区

この地域は海中に重要な構造物が乗らないという想定のもとに，海底の地質調査としては音波探査を実施しただけである。花崗岩と冲積砂礫とよりなる。地質断面図を図－3.2.１３，図－3.2.１４に示す。

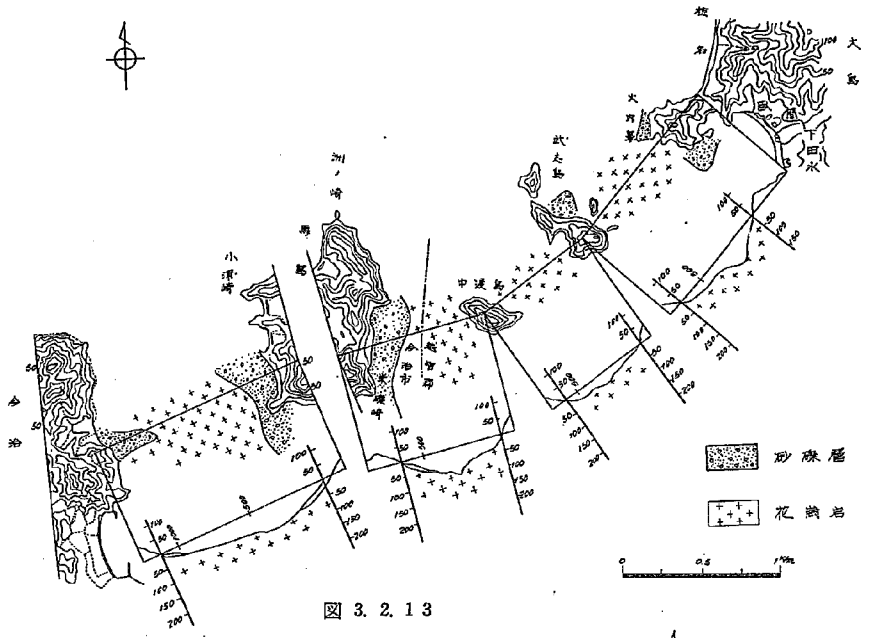


図 3. 2. 1 3

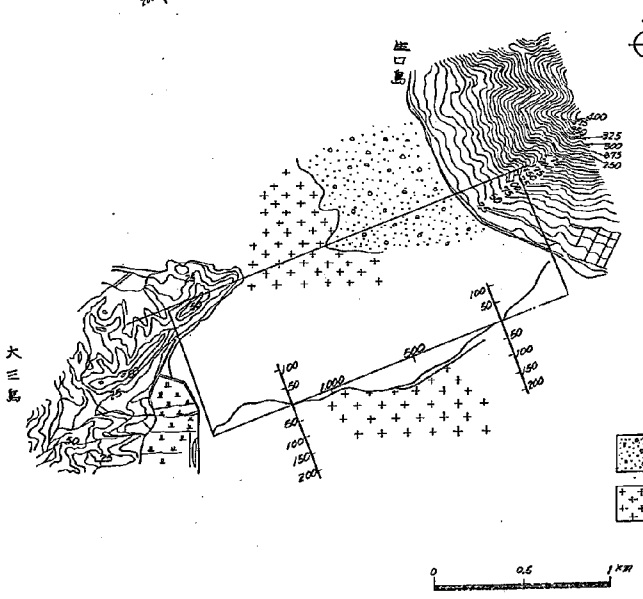


図 3. 2. 1 4

4. 陸上部地質精査

4.1. 神戸層の地質構造調査

4.1.1 調査の目的

明石海峡本州側橋脚予定位置附近には，音波探査及海底ボーリング結果からかなり規模の大きな断層の存在が予想された。この種の断層は地盤の支持力におよぼす影響が大きいのであらかじめ劣化の程度を推定しておかなければならない。しかしながら，海底で確認するには種々の困難を伴うため，陸上部に類似の条件を求めて，地質構造と劣化の程度の関係を調べた。

4.1.2 調査方法

調査地域は明石海峡本州側塩屋－多井畑にかけて露出する神戸層を対象として，本地域の地質構造を広域にわたり調査し，神戸層の構造の特徴を求め，更に肉眼による諸性質の記載を行ない，精査すべき主要断層の選定を行なつた。次にこれ等断層について，その劣化の程度を知るために，断層の走向に直行する線上でボーリング調査を行ない，コアの試験および物理検層等の試験を実施した。

4.1.3. 地質構造精査

この地域の地質構造，特に断層は航空写真の判読によつて推定できるものが多いため，航空写真判読で概査を行ない，次に1／5,000略モザイクを使つて踏査を行なつた。

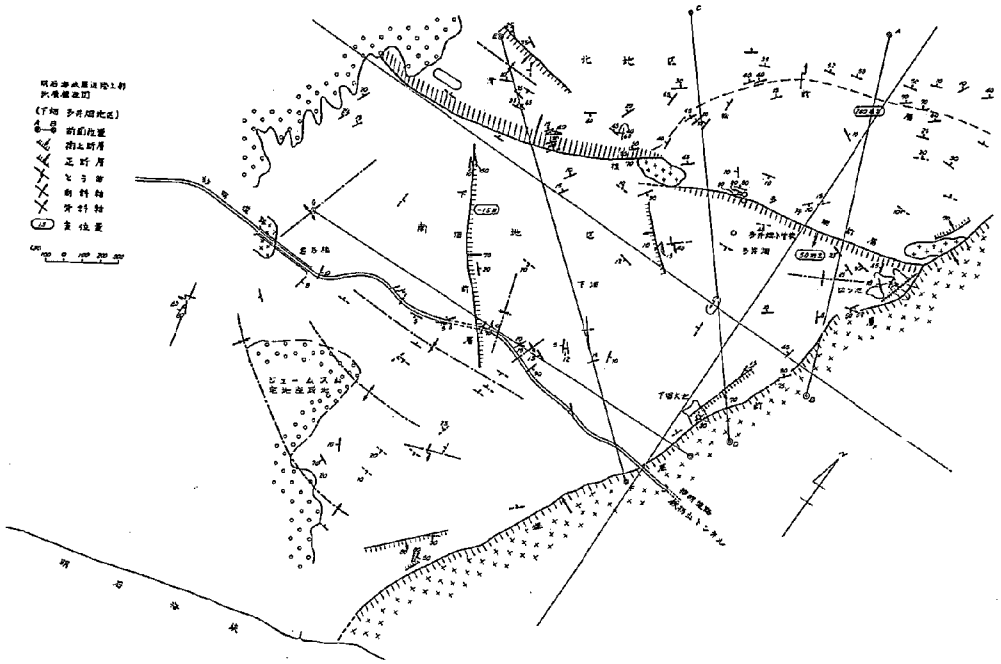
しかしながら，この地域は地辷りや断層附近の岩盤の劣化，風化により露出が悪いので，とりあえず断層の変移量（主として落差）を主体として調査をすゝめた。

このための層序確認の手段として凝灰岩の忠実な追跡を行なつた。この地域の地質構造の概略は図－4.1.1に示す。

これ等の地質構造上の特徴のうち，橋梁基礎に影響を与える可能性があると考えられる種々の断層を選定するために，断層を一応変移性の規模で等級別を行ない（変移量と岩盤の劣化の程度が比例関係にあることが多いため），A級（変移量数100m order ，塩谷断層，神様松断層），B級（変移量数１０m，多井畑断層）およびC級（変移量数m程度，下畑断層）に分類した。褶曲構造は，岩盤の劣化という観点からはほとんど問題にならなかつた。

問題の海底部橋脚予定位置附近に存在する断層は音波探査結果から，神戸層中の断層であることおよびそのパターンから判断して少なくとも数１０mの落差をもつA～B級断層であるらしいこと，断層附近ではそれに伴うと考えられる褶曲または地層の傾斜が認められること等のほかは未知の点が多い。そこでこれに相当する規模の陸上の断層の選定に当つては，以上の要素を満足させる断層のうちできるだけ大きな断層を選び，影響範囲の上限と劣化の特徴を確認することに重点をおいた。

以上の見地から神戸層中のA級断層である神様松断層を調査の対象とすることが考えられたが，適切な調査地点が得られなかつたゝめ，やむをえずB級と考えられる多井畑断層を選んだまた神戸層の劣化の上限をおさえることおよび海底部に見られる花崗岩と神戸層の間の断層に対する影響を調べる目的とをかねて超A級断層ともいえる塩屋断層についての調査を同時に行



図－4.1.1　陸上神戸層地質図

なつた。

4.1.4　主要断層のボーリング調査

調査は多井畑，塩屋の両断層について図－4.1.1に示す地点を選定して実施した。ボーリングはそれぞれ深度数１０ｍのものを３本，断層の走向に直交して行ない断層附近の神戸層の劣化程度の影響範囲を調べた。

劣化の程度はコアの肉眼観察による破砕状況の調査およびコアの室内試験（特に一軸圧縮試験および図4.1.2に示すポケットコーンペネトロメーターによる貫入量測定および物理検層（電気，密度）等により判断した。

この結果花崗岩と神戸層が衝上断層で接する塩屋断層では，神戸層には少なくとも断層線から１０ｍはなれるとほとんど断層による劣化が認められなかつた。しかし衝上した花崗岩およびその直下の神戸層にはかなり著しい破砕劣化が生じている。

多井畑断層は神戸層と神戸層が接し，その flexure 部に生じた断層である。断層附近の巾数ｍにわたり，泥岩部の破砕した細かいすべり面を生じ，砂岩もくずれてコアになりにくくなつている。

そして巾４０～５０ｍにわたつては岩自体は強固であるが，節理が発達しqu値を低下させている　したがつてこの範囲も含めて一応断層の影響圏は５０ｍ前後と考えられる。このように断層による劣化は神戸層と花崗岩の境よりも神戸層中の方がより顕著にみとめられその影響範

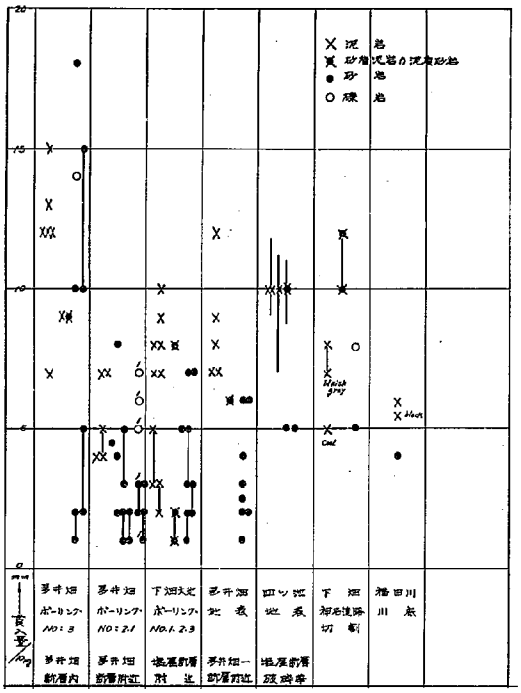


図 4. 1. 2.
Cone貫入試験ポケットペネトロメーター先端角30°)

盟は節理の顕著な部分も含めてA級断層でもせいぜい１００mぐらいの巾を考えておけば充分である。また海底ボーリング№１，№３，№１１等にも泥岩部の細かい亡り面が認められ，quの低下が生じている。音波探査結果と合せ考えるとこれ等地点が断層による劣化圏に入つているものと類推される。

4. 2　明石層の調査

4. 2. 1　調査の目的

明石層の工学的性質を知るために，昭和４０年度に実施された陸上部明石層の大型載荷試験位置を選定し，海底部明石層にできるだけ類似した条件で試験を行なうようにするためにおこなわれた。

4. 2. 2　調査方法：航空写真の略モザイク（1／5,０００）を利用し，必要項目を記入したカードシステムを用いて明石－垂水間の海岸近くで陸上部明石層の地表地質踏査を行ない，岩相区分による地質図を作成し，同時に粒度分析を実施した。またこれ等の結果と海底部明石層のコアとの比較を行なつた。

4. 2. 3　調査結果

全調査地域にわたつて明石層は丘陵状の現地形平坦面の傾斜にほゞ平行してゆるやかに海岸に傾いて分布している。地表部露頭での層厚は３０～４０mぐらいで，岩相上表4.2.1のような６帯に区分できる。

陸上部明石層の岩相を既知の海底部明石層の資料と比較してみると，ボーリングコアでは，泥質部のみ採取され易いことを考慮しても海底部の方がマトリツクスが一般に泥質でしまつており，含有礫が陸上ではチヤートを除き風化が著しいのに対して，海底ではほとんど風化していない。また明石層基底面は海底に向つて急斜しているため基底面の傾斜に沿つて陸上の層が海底部まで連続しているとは考えられない。したがつて海底部明石層は少なくとも陸上部明石層の最下部から下の部分であると考えられる。しかしながら陸上部明石層の方が一般に礫の風化が著しく，マトリツクスも砂質でルーズであると考えられるので陸上の載荷試験で得られる

表－4.2.1. 陸上部明石層の岩相区分

		層　　厚	地　　質
(8)	中位段丘	3m以下	くわしいこと不明　礫径1～15cm
(7)	高位段丘	5m　土	チャート多，風化礫少マトリックス粗砂　礫径1～5cm
(6)	上部砂礫層	7m以上	風化礫著　礫40～50%マトリックス粗砂　粗砂 礫径3～5cm　砂層多し
(5)	上部泥層	1.5～　4m	凝灰質泥層
(4)	中部泥層	8　～10m	チャート礫以外礫の風化著　礫70～80% マトリックス粗中砂　礫径15cm土
(3)	中部泥層	3～5m以下	泥層主体の砂泥互層，凝灰岩層挟み
(2)	下部砂礫層	10～15m	風化礫少，砂との互層　礫70～80% マトリックス粗砂　礫径土3～5cm
(1)	下部泥質層	1～3m以上	泥，泥質砂で砂のラミナ，泥質粗砂等あり

値は海底に対して安全側に出るであろう。

4.3　コア試験

4.3.1　調査の目的

現位置載荷試験，断層破砕の影響圏の調査等陸上部，類似層の諸試験から海底部の地質状況を類推するに当り海底部と陸上部の神戸層の工学的性質の比較および環境要素（含水比，風化，封圧等）の違いが与える試験値への影響などを検討するために行なわれた。

4.3.2　調査方法

海底部と陸上部の地層の比較は両者から得られたボーリングコアおよび物理検層により行なわれた。コア試験は，密度，含水比，飽和度，超音波伝播速度および動弾性係数，一軸圧縮試験および静弾性係数の測定等について実施され海底部のコア試験値との比較を行なつた。

この際特に軟岩コアでは影響が大きいと考えられる含水比等の条件変化による試験値の変化も一部試料について測定した。また物理検層を実施して，コア試験との対応性を求め海・陸の地層の比較の補助手段とした。

4.3.3　調査結果

この結果神戸層のコア試験（特に一軸圧縮強度）からは陸上部の方が全般的に強度が低いように見受けられる。（図－4.3.1）

しかしながら海底部，陸上部とも種々の強度の地層からなる互層であり，陸上部で現位置試験を行なうに当つてはむしろ安全側の値が出ると考えられるので水飽和度等の条件に注意を払

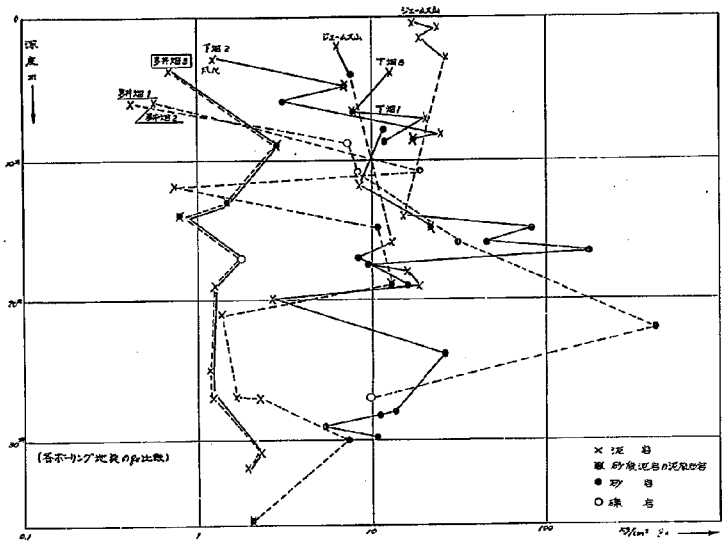


図 4. 3. 1

えば，海底部の地層の推定を行なうには充分な類似性を有する。また軟岩のコア試験では含水比の変化が大きくきいてきて，泥質層ででは力学試験値には湿潤状態と乾燥状態とでは相当の差異が生じ，q_u値については５～１０倍の差異が生じた。しかしながら速度値の変化はごく小さく物理検層との比較上ほとんど問題にならない。砂質層については特に比較上問題となる軟質砂岩の供試体の整形がむずかしく，はつきりした資料は得られなかつたが特に含水比および封圧の影響がきいてくるのではないかと思われる。物理検層値との対応性に関しては，特に断層による劣化が検層値にどう現れるかが海底部の断層を推定するのに大きな問題である。コア試験との比較から，神戸層のように極端に工学的性質の異なる地層が互層をなしている場合，コアの得られない場合，検層値だけからは，岩盤の劣化と単なる岩相変化とを区別しにくい上，かなり広く分布する比較的硬い泥質層に関しては，陸上部断層附近の試験結果からも，劣化層と正常層との速度値にはほとんど変化がなく，電気検層ではρa(見掛比抵抗) の絶対値が低いため区別しにくいことが判明した。密度検層に関してはこのような部分では孔壁の崩壊の影響が強く判別しにくい。

第3編　基礎工法調査

1　概　説

1.1　調査の目的

本州，四国連絡架橋調査のうち，下部構造の設計施工にあたつての問題点を明かにし，概略設計に必要な設計資料を求めるとともに施工計画に必要な基礎資料を得るのを目的とする。

したがつて，これら一連の調査は調査事務所が担当する調査業務工程に合せて作業を進めるが，短時日に解決しがたい基本的な研究課題については，この調査に引き続いて，継続されるものとする。

1.2　基礎工についての問題点

1.2.1　地盤についての問題点

調査対象路線の地質断面図を「図1.2.1」に示すが，これら路線の地盤概況はつぎのようである。

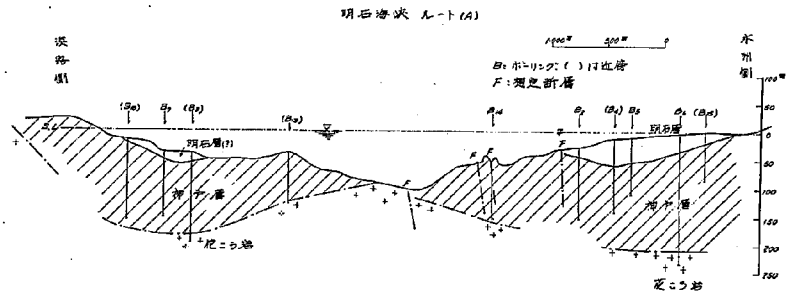


図 1.2.1(a)　地質断面図

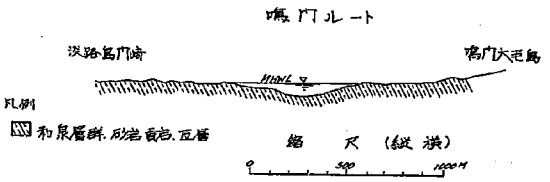


図 1.2.1(b)　地質断面図

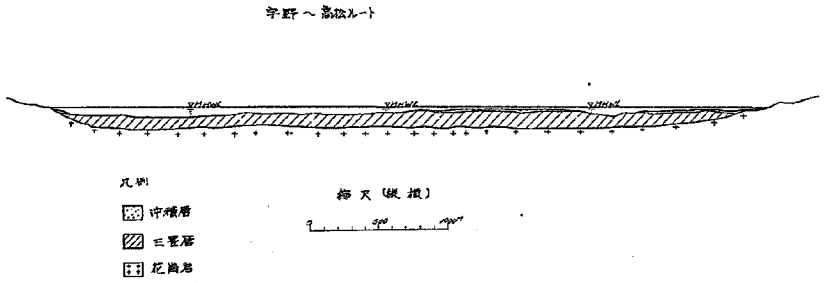


図 1. 2. 1(c)　地質断面図

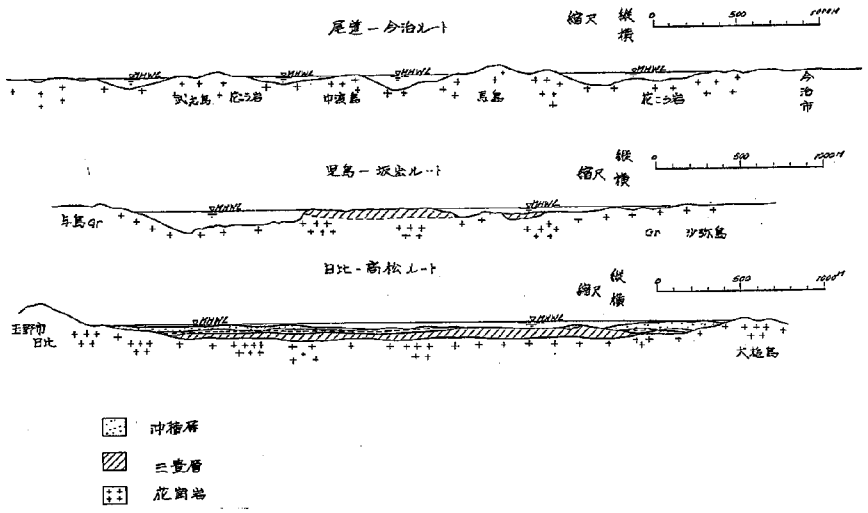


図 1. 2. 1(d)　地質断面図

(1)　神戸－鳴門（Aルート）

明石海峡の基盤は花崗岩であり，その上に第3紀中新世の神戸層群（砂岩と泥岩の互層），第4紀初期の大阪層群（主として砂礫層），現世の沖積層が堆積している。
花崗岩は本州側で２００ｍ，淡路島側で１５０ｍ，海峡中央部で１２０ｍの深さに出る。これに対して鳴門海峡では中生代白亜紀の和泉層群（砂岩と頁岩の互層）が厚く堆積している。

(2)　宇野－高松（Bルート）

基盤は花崗岩で，上部に鮮新世三豊層（軟砂岩および軟シルト岩など），第4紀下部

洪積層（砂層，泥層，砂礫層），現世の沖積層が覆つている。海峡部は特にこれらが厚く堆積し１５０m前後におよぶ。ただし，このルート上の島々はすべて，花崗岩が露出していると見てよい。

(3) 日比－高松（Cルート）

地盤の構成はBルートと同じであり，島および島の周辺には基盤の花崗岩が露出しているが，海峡部では，基盤までの深度が－１００m以上ある。

(4) 児島－坂出（Dルート）

地盤の構成はB．Cルートと同じであるが，一般に海峡部において基盤の花崗岩の上の堆積は薄い。

(5) 尾道－今治（Eルート）

部分的に沖積層を被るほか花崗岩が露出している。このような一連の地盤構成をルート別に年代表に示すと「図 1. 2. 2」を得る。

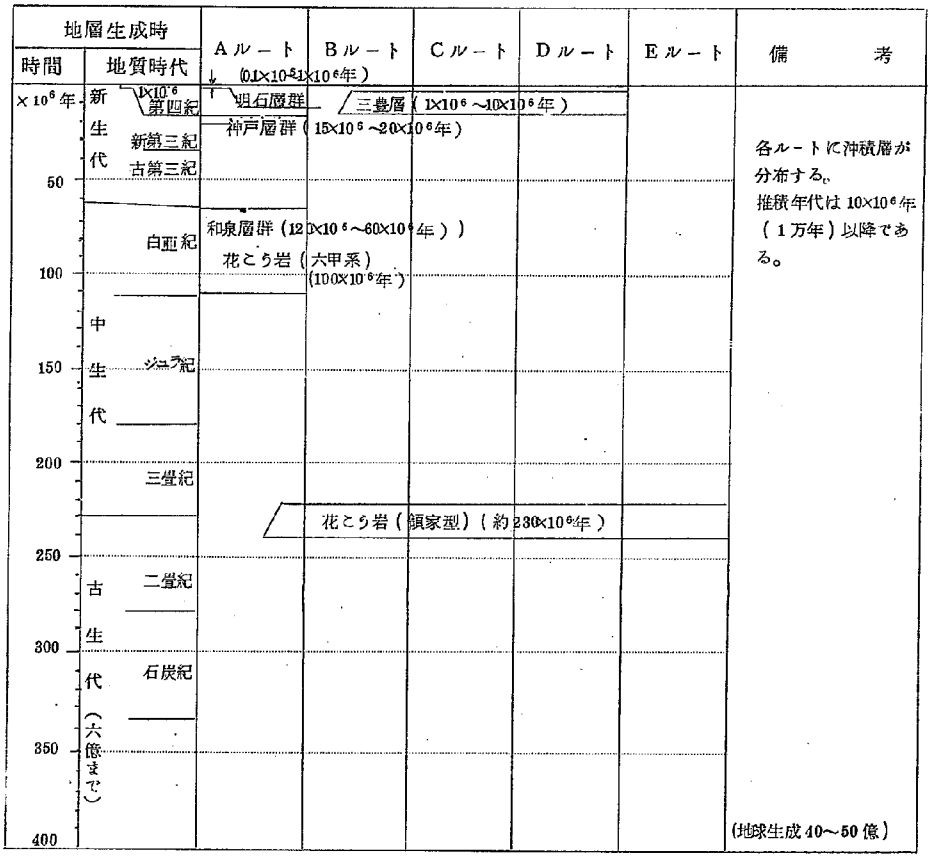


図 1. 2. 2　ルート別の地盤構成年代

これらの海峡部に長大吊橋を計画するとき，潮流は

表 1. 2. 1

場　　所		潮　　流
Aルート	明石海峡中央部	4 m／sec
	本土側海岸から 0. 5 km	2 m／sec
	淡路側海岸から 1. 0 km	
鳴　門　海　峡		3 m／sec
B，C，D　ルート		2 m／sec
E　　ルート		3 m／sec

橋脚予定地点での最大水深は

表 1. 2. 2

場　所	水　深	場　所	水　深
Aルート	－５０m	Bルート	－４５m
Cルート	－５０m	Dルート	－４０m
Eルート	－１０m		

であり，設計に考慮すべき地震としては，設計に用いる基準水平震度として 0. 2 を採ることを要求されており，このような条件からも連絡橋で予想される基礎の平面寸法はつぎのようなものになつた。

表 1. 2. 3

吊橋中央支間	主橋脚基礎断面	アンカレージ基礎断面
８００m～1,０００m	４０m～５０m	５０m～７０m
1,３００m～1,５００m	６０m～８０m	７０m～９０m

このような条件は，基礎工法調査が本格的に開始された昭和３７年度当初において明らかにされており，その結果，つぎの点を問題点として提起した。

(a)　地盤の現位置試験法

調査の対象となる地盤は花崗岩，砂岩，頁岩，および砂礫層におよび，ボーリングのときのサンプリングから，室内試験用の試料採取が困難なものが多い。いわゆる岩石の場合でも取り上げられたコアは，決して地山の性質を示すものでないので，ボーリング位置での試験法の開発が要請された，とくに，吊橋基礎の支持地盤として，砂礫ないし，軟岩が十分な支持力を期待できるか，変形がどの程度になるかは，経済的な設計を行なうとき問題になるところであつたが，現状においては，適切な試験法が存在しなかつた。

(b)　地盤支持力の判定

現位置試験法で取りあげた，明石海峡に堆積する明石層および神戸層について考えるとこれらは在来の橋梁基礎の設計では問題にならない。十分な支持力を有する地盤であるが，吊橋基礎として考えるとき，必ずしも十分とはいいがたい。これらの地層の支持力を求める場合，土質力学の概念に従うか，岩盤力学の概念に従うかは，大いに議論のあるところであつた。

したがつて，どちらの領域に属する挙動を示すかを明らかにすることと陸上部で実施する一連の実験結果と，海底部の地盤と，何を共通因子として結びつけるかが問題になつた。

(c) ケーソン基礎の安定解析

このような長大吊橋は上部工からの荷重も大きく，基礎としては剛な基礎形式の代表的なものとして，ケーソン基礎があり，ケーソン基礎の安定解析としては，物部法にはじまつて，酒井，横山池原，白石の諸法がある。池原法までは，別個に地盤の許容支持力を定め，計算上求めたケーソンの底面もしくは側面の地盤反力強度と比較する手法を採用しており，荷重の偏心傾斜による地盤の許容支持力の低下を考慮していない。この許容支持力の低下はすでに多くの人に指摘されており，大形の基礎を合理的かつ安全に設計するためにはこの点を無視することはできない。

またケーソンの底面もしくは側面の反力分布についても不明の点が多く，地震時の動的な影響を設計の形にとりまとめる前提として静的な荷重状態での挙動追跡が要求された。

(d) 沈下，変形解析

基礎を設計するにあたつて，構造物に許容される沈下，変形量は，構造物の種類，規模によつて異なる。通常の寸法の構造物では，この沈下量を1インチすなわち25㎜としているが，長大吊橋の場合にこの値におさめることは困難である。したがつて与えられた条件のもとでの吊橋基礎の沈下変形を計算し，その影響を追跡することが要求された。

この場合の問題点としては，基礎の寸法に比べるとき，地盤を一様とみなしがたいこと，一様と思える神戸層の場合においても，なお層全体の変形を支配する変形係数を求める必要があること，一軸圧縮強度で30㎏／㎠から50㎏／㎠を示す軟岩では，長期持続荷重によつて塑性変形が予想されること，したがつてこの塑性変形量を正確に推定する必要があることなどが列挙できる。

しかも，完全弾性体とみなしての変形を計算する場合，ケーソン周辺の反力分布と地盤の変形との間に，まだ完全な解はなく，近似解を余儀なくされている。

(e) 動的荷重を受ける地盤の挙動

地震常襲地帯の日本において，設計される構造物の下部構造は，現在のところ耐震設計によつて，その寸法が定まつているといつて過言でない。関東大震災以後の耐震設計法において一般橋梁基礎の設計に用いられている手法は，地盤をバネに置きかえて，力の釣合いの問題として処理しているが，地震荷重をうけたときの地盤のバネ効果，動間隙水圧，動土圧などのほか，摩擦の取扱いについて，まだ解明されていない。

これに対して，構造物と構造物をとりまく地盤とをモデル化した振動系として取扱う動的解析の手法が実用化されてきたが，この場合，地盤条件の定量化に問題が残されている。

1.2.2　施工法についての問題点

水深が大きく，潮流の早い海峡部に大形の基礎を施工することはきわめて困難なことであり特に，本州，四国連絡架橋の規模においては，世界にその施工例をみない。
したがつて，すでに経験した範囲において，過去の施工例についての調査を行なうとともに，施工条件を大きく支配する潮流，波力についての調査が要求された。

また下部構造を構成する材料の1つとしてプレパックドコンクリートの問題をとりあげ，水深の大きな個所に施工されたときの強度，打ち継ぎ目の強度の確保について改善を要望された。さらに基本的な問題として，基礎を施工するにあたつての，地盤掘削がある。すでにのべた構造物の規模では砂礫，軟岩を対象とする掘削量が，基礎一基あたり１００，０００m³を越すことになり，能率的な掘削を行なうことが，工期の短縮ひいては工費の節減につながる大きな問題になつた。掘さく土砂が，通常の対象土砂より硬いこと，掘さく深度が大きい（場合によつては１００mを越す）こと，大量の土砂を対象とするなどの点で，未解決の点は多かつた。

1.3　調査項目と調査方法の概要

1.3.1　地盤の現位置試験方法

砂礫ならびに軟岩に使用できる現位置試験方法として円錐形のコーンを地盤中に静的に貫入する方式を考え，一連の室内実験により，有用性を高めた。ついでその手法をボーリング孔内で使用できる機械として，試作することを考え，試作図を完成したが，重量が大になること，細部構造において，疑点があるため試作を見合せた。

ボーリングとコアの室内実験が進むにつれて，乱さない試料のとれるものについては，現位置試験をさほど必要としないことが判明してきたので，乱さない試料の入手が困難な砂礫と，クラックその他の影響が考えられる岩盤の変形試験に重点が移行した。この考えから砂礫用として大形の貫入試験機を試作し，また標準の貫入試験を行なう場合において，深度が大になると打ち込みエネルギーが低下することが考えられ，ボーリング孔中で間接的に打撃を加えることのできる装置を試作し，実用化をはかつた。

ボーリング孔中を利用して地盤の変形を測定する機械としては土研式，メナール式などがあるが，孔壁の乱れを除去する意味から，径１１０㎜の大型のメナール式プレシオメーターを試作し，現場載荷試験の際に在来の機種と比較を行なつた。現在引続いて，応力解析についての基礎実験を実施中である。

1.3.2.　地盤支持力判定

現地の海上でのボーリングから採取されたコアを用いて，一連の室内物理試験，力学試験を行ない，それと平行して，陸上部に類似の地層を追跡して，載荷試験を実施した。この載荷試験には最初，トレンチを利用した水平載荷試験を計画し，ついで鉛直載荷試験の必要を認めて２０００トン容量の載荷試験を計画実施した。これらの作業の結びつけにコアの室内試験のほか，現位置試験，各種物理検層などの利用を考え，総合的な検討を加えた。昭和４０年，海上のボーリング作業も大半終了した段階で概略設計を進めることになり，現場調査事務所と協議

のうえ，設計に用いる許容支持力を暫定的に定めた。

1.3.3　ケーソン基礎の安定解析

この問題は耐震設計と直接結びつく問題であるが，地盤からの地震動が構造的に応答して，構造物が設計の対象になる，ある変位を生じた状態を想定し，その状態での構造物と地盤との間に生ずる現象を，基礎調査室（研究室）で取りあげることとした。すなわち，応答までの追跡は構造研究室（耐震調査室）が担当することとしたが，この場合に，モデル構造物のまわりの地盤のバネ常数はコアの室内試験，動荷重を用いた一連の実験から，基礎調査室が推定し構造研究室に情報を提供することにした。

地盤中に埋めこまれた基礎の安定については偏心傾斜荷重をうける構造物の地盤支持力の問題として取扱うこととし，在来の手法の洗い出しを行なつたのち，辷り面解析についての理論解析を進め，電算プログラムを組んだ。

一方それと別個に，修正震度法による設計法と，関連づけるためにケーソン周辺に働く摩擦力，地盤反力についての基礎実験を計画し，新たに昭和３９年度にケーソン実験槽を新設し，実験を開始した。なおケーソン基礎の変形形式としてあげ底基礎の問題が起り，簡単な小実験を行なつたが，浮力の問題についての検討も行なつた。

1.3.4　沈下，変形解析

基礎の沈下，地盤の変形を求めるにはまず，現地地盤の変形係数を推定することが必要であり，そのためにはコアの室内試験と載荷試験とから求めた荷重－沈下曲線を解析し，その結果を利用することとした。特に明石海峡で問題とする神戸層については，持続荷重によるクリープが予想され，それについての検討も加えた。また沈下変形の解析は完全弾性体に対する解として処理したが，任意荷重分布についての解についても検討を加えることとした。

1.3.5　動荷重を受ける地盤についての検討

ケーソン基礎の安定解析でふれたが，振動モデルを包む地盤のバネ常数については，動荷重を受ける地盤の挙動として取りあげることとし室内での急速載荷試験，すなわち荷重速度が，１０００㎏／㎠／secに到るまでの実験を行なうとともに，実橋についての加振実験を計画した。

動荷重を受ける地盤の挙動の１つとして，動間隙水圧と振動時の摩擦の問題があり，ともに振動台を用いての実験と解析とから，定性的な検討を加えることにした。

1.3.6　基礎施工法調査

まず，過去の世界における施工例から，類似例，参考例がないかを調べ，問題点を摘出する。施工計画は調査事務所で取りまとめを行なうので，これらの資料を整理して事務所の使用に便利な体裁にととのえる。プレパックドコンクリートの問題は，コンクリート研究室が主管し，水深の大きな個所でのコンクリートの強度について取りあげ，ついで打ち継目の問題についての室内実験を行なう。堀さく機械の問題は，機械研究室が担当し，堀さく土砂の搬出に利用できるエアリフトポンプを取りあげ，その機構を明らかにして実用化への用途を得ることに努め，堀さくについては大型のアースドリルの開発を目ざすことにした。

潮流ならびに波力の調査については，主として河川研究室が担当し，調査事務所が集めた潮

流ならびに波浪についての観測資料を解析し，設計基準への取りまとめを行なう。

潮流については，設計流速決定に必要な形状係数を求める室内実験を行なうこととした。

1.4. 調査成果ならびに今後の問題点

1.4.1. 地盤の現位置試験方法

従来，適切な試験方法のなかつた砂礫および軟岩に対する試験法の開発に努めた結果，ゴムチユーブを用いたボーリング孔内での載荷試験法の効果を確認し，径110㎜のプレシオメーターを試作して孔壁の乱れの影響を少なくすることにより，この砂礫への適用性を高めた。このメーターによる測定値は，現在経験値と対比して使用しており，その結果を整理する過程においてなお疑問が存在するため，今後の研究が必要である。せん断強度に結びつく試験法として，コーン貫入方式を考えたが，試作図による検討の結果，重量が大きくなり過ぎるきらいがあるため，コアとして採取できないほど弱いものに対しては在来の標準貫入試験機を流用できると考え，深層での貫入試験に対する打ちこみエネルギー確保のための打撃装置を考案した。

この装置は十分，実用に耐えるものであるが，なお細部について改良の余地があり，引続いて，調査研究中である。

1.4.2. 地盤支持力の判定

調査事務所が実施した海上ボーリングでのボーリングコアを用いた室内試験，トレンチを用いた載荷試験，アンカーぐいを用いた2,000トン容量の鉛直載荷試験（載荷板の直径最大3m）などの一連の有機的な調査試験から，ボーリングコアの一軸圧縮強度と，せん断常数，弾性係数などの工学的諸常数との相関関係を明かにすることができた。この結果，ボーリングコアの一軸圧縮強度を地盤の工学的諸定数に対するパラメーターとし，各ルートの地盤別設計諸定数を定めた。なおコアを採取できない一部の地盤については陸上類似層での試験結果を利用することに努め，これらを綜合して概略設計のための暫定的に許容支持力を表－1.4.1.のごとく定めた。

表－1.4.1　地盤常数と許容支持力

地　質	区　分	γ t／m³	φ o	c t／m²	E_s Kg／cm² 常　時	E_d Kg／cm² 地震時	qa t／m² 常　時	q'a t／m² 地震時
明石層A（礫の多い）	試算案(Ⅱ)	2.0	30	20	1,300	3,900	200	290
明石層B（礫の少ない）	(Ⅱ)	1.9	35	1	300	900	－	－
神戸層A	(Ⅱ)	2.0	20	50	1,500	4,500	170	250

神戸層 B	(II)	2.1	25	100	3,500	8,500	300	435
〃 C	(II)	2.1	25	120	4,500	11,000	350	500
〃 D	(II)	2.2	30	150	7,000	14,000	500	725
和泉層	(II)	2.3	30	200	30,000	45,000	650	940
沖積砂層（備讃瀬戸）	(II)	1.9	35	0	300	900	–	–
洪積砂層（備讃瀬戸）	(II)	1.9	35	0	300	900	–	–
洪積泥層（備讃瀬戸）	(II)	1.6	7	6	100	300	15	22
三豊層 A（軟シルト岩）	(II)	1.8	25	25	600	1,800	70	100
三豊層 B（軟砂岩）	(II)	1.9	30	30	700	2,100	100	145
花崗岩 A（マサ）	(II)	2.2	37	8	1,500	4,500	–	–
花崗岩 B（風化）	(II)	2.5	45	–	30,000	60,000	900	1,300
花崗岩 C（新鮮）	(II)	2.5	45	–	50,000	100,000	2,000	2,900

こゝにいう許容支持力とは現行の安定計算に用いている支持力強度（t／m²単位）を指すが，地盤について固有のものではなく，荷重の偏心傾斜量によつても変るものである。したがつて概略設計のために定めたこの許容支持力は，想定される一般的な荷重状態に応ずるものであり，寸法決定のための便宜的な数値である。このことから当然，寸法決定後に，実際の偏心傾斜荷重により，安定を検する必要がある。この安定解析の内容は 1. 4. 3 に示すものである。

1. 4. 3. ケーソン基礎の安定解析

地盤中に埋めこまれた基礎の安定を取扱うが，偏心傾斜荷重を受けた地盤の支持力算定につ

いて，先人の研究結果に検討を加え，その結果地盤材料の自重の影響も考慮して，傾斜荷重の影響を求めることができた。この場合の基本方程式としては Kötter-Massau の方程式を利用した。偏心荷重の影響については，現在検討中であるが，暫定的には載荷巾を偏心量で修正した見掛けの載荷巾を使うことによつて解決することとした。任意の粘着力cと内部摩擦角φをもつた地盤の傾斜荷重に対する支持力を「図1.4.1」に1例として示す。

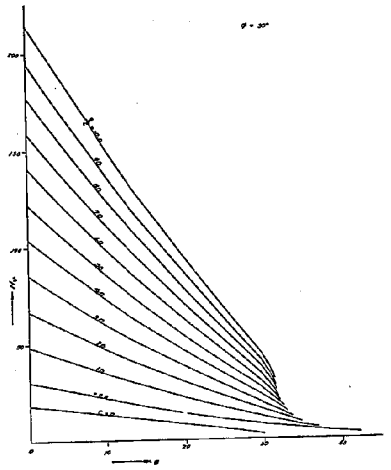


図1.4.1　傾斜荷重支持力係数

ケーソン各部の応力を求め，ケーソンの変位を計算するためにはケーソン周面の地盤反力分布を知る必要があり，現在一連の基礎実験を実施中である。しかし2，3の実測データーを得るにとどまり，沈下，変形との結びつきでの解析については今後に残されている。ケーソン実験槽での一連の実験は設計法に直接結びつくものであるが，実地震での地盤反力分布についての実測は皆無であり，ケーソン頂部に強制加振力を加える実験例を見るに過ぎない。したがつて，実地震を対象とする測定値の積み上げと模式地盤での静的実験と加振実験の比較から，設計の合理化への道を歩む以外になかろう。

1.4.4　沈下，変形解析

基礎の変位は上部構造に直接大きな影響を及ぼすが，その算出に使用する地盤係数，弾性係数などは土木研究所千葉支所構内で行なつたくい径とくい変位との相関性実験，ケーソン実験槽での模型試験，および前述の室内試験および現場載荷試験の結果をもとに定めることができた。

設計に用いた変形係数は「表1.4.1」に示したが，一軸強度をパラメーターとして選んだことをはつきりさせるために，一軸強度と，静弾性係数との相関を「図1.4.2」に，一軸強度と動弾性係数E_dと静弾性係数E_sとの比との相関を「図1.4.3」に示す。

明石海峡の明石層と，神戸層については特に重点を置いて調査を行なつたが，明石層は乱さない試料の採取が不可能のため類似の陸上層の載荷試験結果に頼らざるを得なかつた。その載荷試験の結果から，在来砂層に対していわれていた載荷板の寸法の影響すなわち深さ方向の密度の増加がこの場合にも認められた。神戸層については，持続荷重によるクリープの問題を取り上げ，一連の試験を行なつたが，一軸強度が30kg／cm²前後を示す比較的強度の高い泥岩において，なお相当のクリープ量を認めた。クリープ曲線の1つを「図1.4.4」に示すが，基礎巾70m，接地圧100t／m²の荷重が載つたときの50年後のクリープ量は，弾性沈下量16cmに対して，26cmになる。（クリープ量10cmのうち，1年後に8cm生ずる）

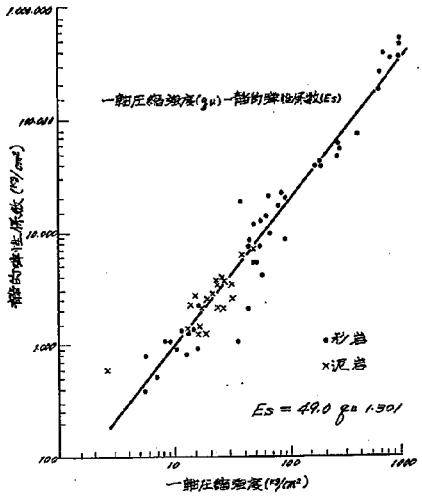


図 1.4.2

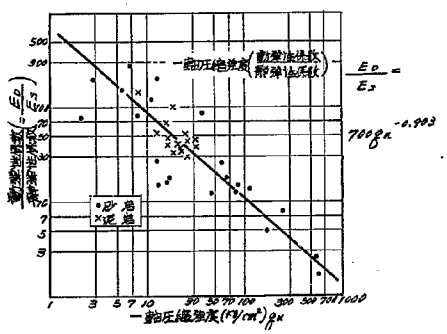


図 1.4.3.

1.4.5 動荷重を受ける地盤についての検討

荷重速度の変形係数への影響を調べ，その結果図－1.4.5を得た。構造物の固有周期は0.3秒ないし，それより長周期であり，図から判断するとその範囲であればあま影響がないことがわかる。

また，振動荷重を受けるときに地盤中に発生する動間隙水圧が問題になつたが，　砂箱を用いての小実験の結果，水平震度0.1～1.0の範囲において水圧の増し分は，全土圧に対して15～30%にとどまることが判つた。このことから，設計にあたつて，動間隙水圧の影響を無視することにした。

これらの室内実験のほか，野外実験として木曽架橋での実橋脚で加振実験を行ない，土木研究所で行なつてきた加振実験の実験例を増すだけでなく，特に土圧の測定に重点をおいて，試験した。その結果，プレシオメーターなどにより，求めた静的な地盤反力係数に対し，動的な地盤反力係数が2～3倍になることが認められ表－1.4.1に示した地震時の弾性係数を定める場合の参考になつたが，今後もこの種の観測資料の集積が望まれる。

1.4.6　基礎施工法調査

過去の世界における施工例をとりまとめ，調査事務所が施工計画をたてるための参考資料とした。またサンフランシスコオークランドベイ橋でのドームドケーソンの施工例を調べて，資料とし錨および錨鎖の把駐力についての資料，水中発破に関する資料をとりまとめた。

施工法の具体策として，捨石工法，鋼管ぐい工法，雪だるま工法積木工法をあげ，施工計画検討の1つの対象として，事務所に示した。なおこれら一連の調査の一環として昭和40年秋にはアメリカ，ヨーロッパに長大橋の施工例を実地に調べ，その施工環境をつぶさに知ることができた。

プレパックドコンクリート調査は水深40m～50mに相当する圧力のかゝる高圧実験槽を用いて，各種強度試験を行ない，設計に用いる許容応力度の目安を得た。ついで，施工上特に問題になる打継目の処理および，その強度についての一連の実験を現在実施中であるが，注入開始初期の，モルタルの分離防止が問題になつている。

潮流力，波力調査については，橋脚模型4種を使用しての水理実験を行ない，潮流力，波力の算出基礎になる抗力係数を求めた。潮流力，波力ともに海中足場あるいは本体の1部として

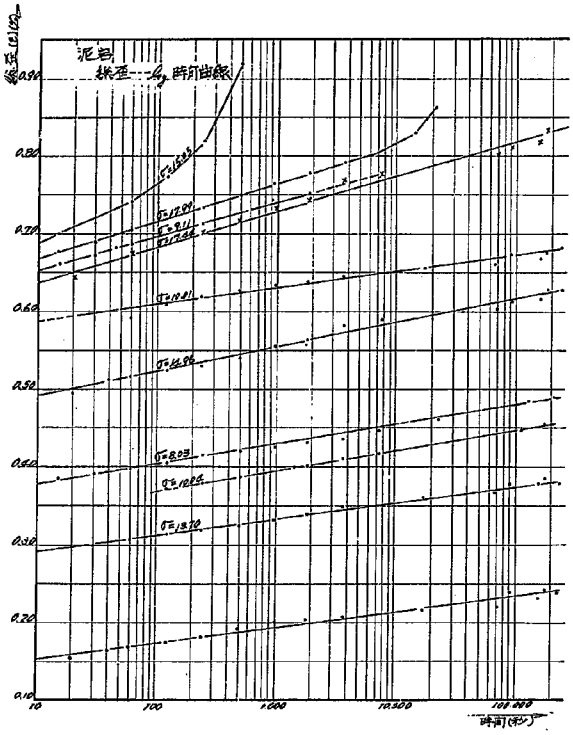


図 1.4.4.

鉄骨柱などが数多く立つたときに作用する力が問題になり，それぞれの柱の相互干渉について，模型実験などによる解明が必要である。

堀さく機械については，昭和４０年度に土木研究所千葉支所構内（関東ローム，砂質土，一部砂利層）において，アースドリルによる堀さく試験を行ない，孔径 1.5 m，深さ１００mを正味推進速度 4.8 m／h 全体平均 2.4 m／h で堀さくしうることが確かめられた。また堀さく土の排除法としてエアーリフトをとりあげ昭和３９年度には模型実験を行なつてその能力の目安を得た。昭和４０年度には，千葉支所構内で孔径６００㎜，深さ１００mの堀さく孔を利用し，口径１５０㎜の揚管と７㎏／㎠，７㎥／分のコンプレツサーを用いて実験を行ない，揚砂量の平均

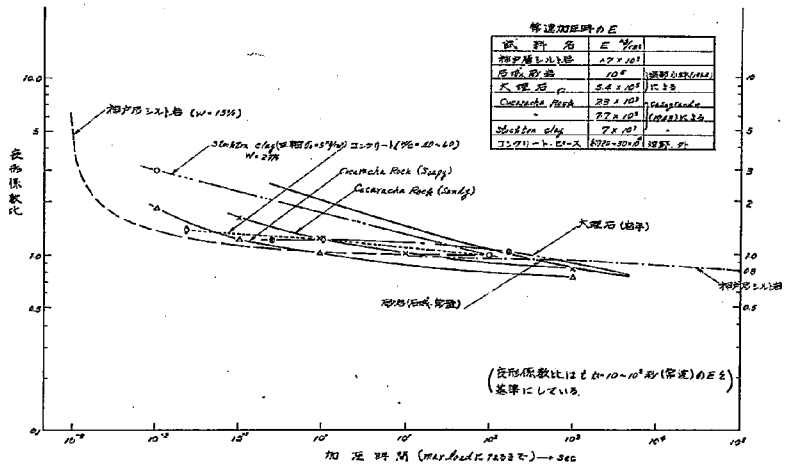


図 1.4.5 荷重速度－E

0.15 m³／分，平均含砂率20％という結果を得た。今後はこのエアリフトポンプの能力について，より具体的な数値をつかむとともに，地山を破砕して，搬送可能な大きさにするためのビットの開発に努め，総合して掘さく機械として完成することを目指している。

2. 地盤の現位置試験方法調査

2.1. 調査の目的

調査対象地盤のうち，ボーリングによつて乱さない試料の採取が困難である砂礫層および軟岩層に対して，有効な現位置試験法を開発する。

2.2 調査の方法

試験に有用と思える2，3の着想から新たに試験機を試作し実用化のための基礎実験を行なう。また現在すでに開発されている機種について，改良によつて使用可能と判断されるものについて実用化をはかる。

2.3 調査計画

表 2.3.1 調 査 計 画

年 度	調 査 計 画
昭和37年度	1）貧配合モルタル，貧配合コンクリートに対するコーン貫入試験 2）ボーリング孔内用コーン貫入試験機の製作図作成
昭和38年度	1）砂礫用動的貫入試験機の試作と実用化試験 2）大深度での間接打撃装置の試作 3）千葉および神戸での予備試験
昭和39年度	1）千葉における間接打撃装置の予備試験 2）大型の貫入試験機の性能試験 3）プレシオメーターの砂礫および軟岩への適用
昭和40年度	1）プレシオメーターの室内基礎実験 2）間接打撃装置の改良
昭和41年度	1）プレシオメーターの室内基礎実験 2）間接打撃装置の改良

2.4 調査成果

2.4.1 ボーリング孔内用コーン貫入試験機

(1) 貧配合モルタルおよび貧配合コンクリートに対するコーン貫入試験

貧配合のモルタルおよびコンクリートに対して，コーン貫入試験を実施した。

モルタル，コンクリートはともに標準貫入試験N値は30回／cm程度であり，一軸圧縮強度qu＝30Kg／cm²～40Kg／cm²で，神戸層の砂岩と想定できる。この人造地盤について，平板載荷試験，コーン先端角60°，90°および平らなものについて静的な貫入を行なつた。コーンの断面積として20cm²，10cm²，5cm²の3種類のものを用いた。

この一連の実験から次のことが判明した。

(a) 偏心をさけること，貫入抵抗が変らないことの2点から貫入には平らなもの(CBRに同じ)が有用である。

(b) 使用し易いと思える20cm²の平頭の貫入棒の場合5cm貫入せしめるのに600Kg／cm²～1,000Kg／cm²の荷重強度を必要とする。

(c) 貫入速度，貫入深さによつて抵抗値が異なるので，通常使用されている貫入指数qcと同じ取扱いはできない。すなわち，載荷速度，貫入深さを規定する必要がある。

この試験結果から軟岩に対するコーン貫入試験機を着想し，ボーリング孔内において使用できる形にまとめることにした。

(2) ボーリング孔内用コーン貫入試験機の設計

(a) 設計にあたつての目標

ボーリング孔内で使用し，孔壁の方向，孔底の方向に径50mmの貫入棒を貫入できる装置で

貫入圧力400Kg／cm²～500Kg／cm²に対して貫入量2cm～3cm

貫入圧力100Kg／cm²～200Kg／cm²に対して貫入量5cm～6cm

貫入量の測定精度として，最低1mmを保証する。

機器の使用深度は－100mで，耐水圧強度10Kg／cm²を確保する。

機器の寸法は最大径150mmのボーリング孔内での使用が可能のこと。貫入速度はできるだけ早いことが望ましいが，毎分1mm～5mmは確保すること。

(b) 設計結果

貫入のための動力源としては，電動モーターの回転をギヤ変換によつて推力に変えるもの，油圧，化学反応，熱膨張，ガス圧などの応用が考えられたが，電動モーターによる機械的な方法を採用するとして設計を取りまとめた。

機構図を図－2.4.1に示す。

2.4.2 大形貫入試験機

(1) 構　造

内径100mm，全長900mmで図－2.4.2の構造をもつ。標準貫入試験用のサンプラーと似た構造をもつが，試料の脱落防止のために，サンプラーの上部にボールを用いた気密弁を設けてある。

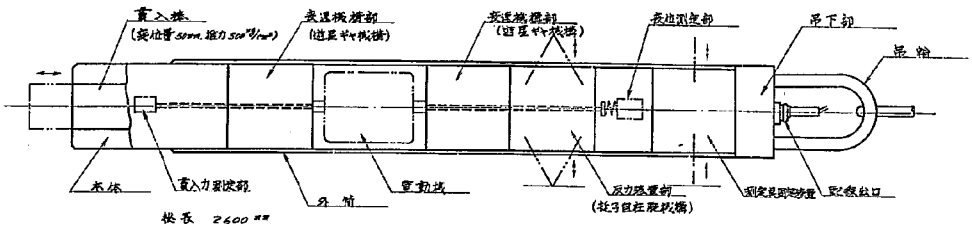


図 2.4.1　高深度サウンディング装置構成図

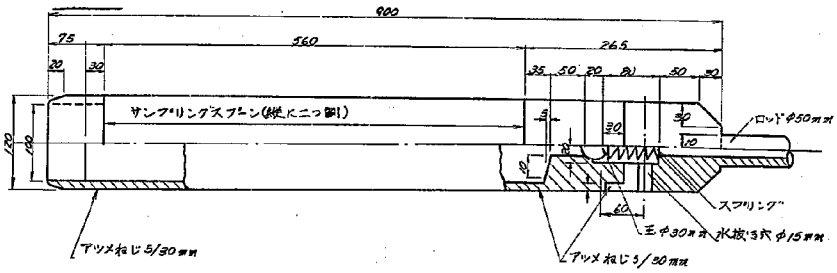


図 2.4.2　砂礫用動的貫入試験機サンプラー部

(2)　予備試験

打撃は標準貫入試験用の落錘を転用

神戸市の陸上部より明石層相当層を搬入しピット内に各種の密度に充填して打撃値と密度の相関を求めた。また 2.4.3 にのべる間接打撃装置と併用して，千葉支所構内で，標準貫入試験と比較した。

(3)　その結果つぎのことが判つた。

(a)　砂礫のサンプラーとして有用である。

(b)　貫入試験用に用いて，相対密度を知ることができる。

(c)　先端管を改良して貫入効果を上げ，打撃回数を少なくする配慮が必要である。

2.4.3　間接的打撃装置

(1)　構　造

標準貫入試験での打撃エネルギーは１４０ポンド（６３.５Kg）の重錘を高さ３０インチ（７５cm）から落すものであるが，試験位置が深くなり，エネルギーを与える地上位置とサンプラーのおかれる試験位置までの距離が大きくなると，両者を結ぶロッドの長さが長くなりエネルギー損失が大きくなる。

そこでサンプラーの直上で水に満されたボーリング孔内に密閉された空間を作り，その中で落錘を上下する方式を考えた。

その機構を図－2.4.3 に示す。

(2)　予備試験

第１号試作機を使用して，千葉支所構内で，深さ４０mのボーリングを行ない，標準方法との比較を行なつた。その結果，十分作動して原理的には問題ないが，つぎの点で問題が残つた。

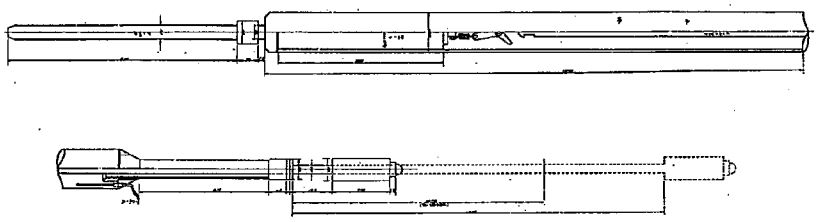


図 2.4.3　間接打撃装置

(a)　水圧が高くなるにつれて，ハンマーガードセルの中に水が入り，下部にたまる。その結果エネルギー損失をともなう。

(b)　ハンマ上下用のインナーロッドがあるため，ロッドの２重操作を必要として時間がかかる。

(c)　全体の重量が大きすぎ，またハンマー吊り下げ部のスプリングフックが弱い。

これに対して，

(a)　ハンマーガードセル内に空気圧を封入し，外水圧とバランスさせる。

(b)　ハンマ上下用のロッドをワイヤに変更する。

(c)　材質，肉厚を変更して軽重量をはかるとともに，ハンマ吊り下げ用のスプリングフックを補強する。

(3)　その結果，十分実用できる点を１，２の現場実験から確かめ得たが，吊り下げ用ワイヤ，上下用ワイヤ，送気用エアパイプの自動送り装置，送気圧のコントロール，貫入量の測定などに問題が残っており，継続して検討中である。

2.4.4　大形プレシオメーター

(1)　普通サイズプレシオメーターの軟岩への適用

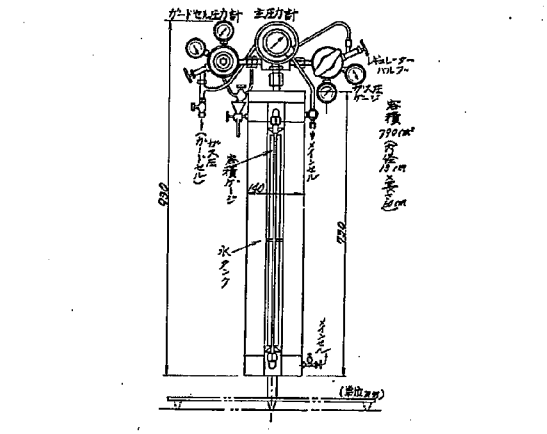
ボーリング孔を利用して地盤の変形係数を求める方法には，土研式のゴムチューブ法，メナール氏のプレシオメーター法およびそれに類似した方法が紹介されている。しかし土質調査に利用されているのは聞くが，軟岩への適用については経験がない。

そこで，その適用性を検討するために陸上部の神戸層について，試用してみた。その結果，一軸強度quで３０Kg／cm²，変形係数で4,０００Kg／cm²程度の軟岩について，使用できることが判明した。しかし，測定対象の軟岩の変形量は土質に比べてはるかに少ないので孔壁の凹凸，乱れが結果を左右することが判つた。この点を改良するために加圧能力を普通サイズの２３Kg／cm²から５０Kg／cm²程度まであげることと，加圧セルのサイズを大きくして，孔壁の影響を減少せしめることを考えた。

(2)　構　造

普通サイズのプレシオメーターの径が５６㎜であることに対して１１０㎜の寸法とし，構造は全く同じとする。

構造は図－2.4.4に示す。



No.	部品名	数量	備考	No.	部品名	数量	備考
1	オサエナット	1		9	オサエリング	2	
2		2		10	ルボッ	1	
3	とめかなぐ(上部)	1		11	メインセル底カバープ	1	
4	Oリング	1		12	ムキ式圧力ハウプ	1	
5	ガラス固定キャップ	2		13	ガラゴム	1	
6	ガードセル	2		14	ムキ式圧力ハウプ	1	
7	ガードセル底カバープ	2		15	とめかなぐ(上部)	1	
8	メインセル	1	容量 3,660cm³				

(a) 測定管構造図

図 2.4.4　大型プレシオメーター

(3) 予備試験

陸上部での明石層載荷実験の際に，普通サイズのものと大形のものと同時試験を行ない比較した。

(4) 結　果

その結果を図－2.4.5に示すが，この結果から見ても，測定値にばらつきが少なく，孔壁の影響を受けることも少なく砂礫用，軟岩用として，有用と判断した。

2.4.5　現状分析ならびに今後の問題点

過去4年間の調査の結果，つぎの点を指摘できる。

(1) 粒形が大きくない砂質地盤および粘性土に対して，標準貫入試験が適用でき，深度が大きくなるときには，間接打撃装置を利用できる目途を得た。

(2) 砂礫用の貫入試験機は，密度との相関が完全についてないが，砂礫用のサンプラーとしてきわめて有効である。密度判断については多数例の使用実績が必要である。

(3) プレシオメーターの利用価値については過少評価していたきらいがあつたが，一連の実験と，大形プレシオメーターの試作により，砂礫，軟岩にも使用できて，変形係数のみならず，地盤の強度に直接結びつく，降伏荷重p_tの測定から支持力の推定も可能になつた。

しかし，現行の解析方法は比較的軟かい地盤に対しては問題ないが，固くなると摩擦その他の影響が認められ，基礎実験による検討が必要である。現在この目的のための実験を実施中である。

3. 地盤支持力判定

3.1. 調査の目的

直接，載荷試験を実施して支持力を判定することができない海底の支持地盤の支持力を求める方法を追求し，その方式を用いて具体的に与えられた地盤の支持力を決定して，概略設計のための資料とする。

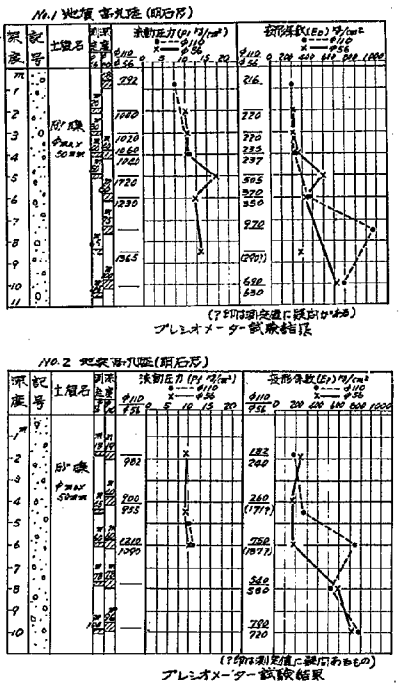


図 2.4.5　プレシオメーター測定記録（大型と普通の比較）

3.2　調査の方法

調査対象地盤のうち花崗岩および和泉層はその支持力が設計値に対して余裕があると判断したので，調査の重点を，神戸層ならびに明石層とした。この地盤に対して支持力判定の方法論も追求するが海底部の延長として類似の地盤を陸上部に求め，陸上部において各種試験，すなわち載荷試験，ボーリング，現位置試験，室内力学試験などを行なう。これらの結果を整理して，海底に実施するボーリング位置でも実施できる試験方法を用い，地盤の力学的常数，ひいては支持力を推定する方法を見出すこととした。

ついでその方法を用いて，具体的に支持力を求めた。

3.3　調査計画

調査計画を表－3.4.1として示す。

表 3.4.1　調　査　計　画

年　　度	調　　査　　計　　画
昭和３７年度	1）地質研究室が実施する４本のボーリングでの現位置試験。 2）採取コアに対する土質試験。
昭和３８年度	1）陸上部神戸層に対するトレンチを用いての載荷試験 2）陸上部明石層に対する載荷試験。 3）同上地点でのボーリング，現位置試験，室内力学試験。
昭和３９年度	1）陸上部明石層に対する2,０００トン載荷試験。 2）同上地点でのボーリング，現位置試験，室内力学試験。 3）海上ボーリングから採取したコアの力学試験。
昭和４０年度	1）陸上部神戸層，明石層に対する2,０００トン載荷試験（地建）。 2）同上地点でのボーリング，現位置試験，室内力学試験（地建）。 3）海上ボーリングから採取したコアの力学試験，実験室新設。
昭和４１年度	昭和４０年度に同じ

3.4　調査成果

3.4.1　せん断特性についての室内試験

(1)　試験の範囲

調査対象ルートの地質の中で，基礎地盤として問題の多い神戸層，明石層に重点がおかれたため，室内試験もその範囲に止つたが，海上ボーリングによつて得たコアと陸上部載荷試験個所で入手した試料について試験した。せん断特性を知るための室内試験としては3軸圧縮試験を重点的に行なつた。

(2)　明石層

海上ボーリングからは試験できる程の試料が採取できなかつたので，神戸市垂水地区と淡路島松帆崎の砂礫をランマで突き固めて供試体として試験した。試験に用いた3軸圧縮試験機は側圧100Kg／cm²で加えることができ，重錘平衡による定圧装置がついたもので，昭和39年度に試作したものを使用した。一連の試験から次の表－3.4.2を得た。

表3.4.2　明石層の3軸圧縮試験結果

		含水比 (%)	乾燥密度 γ_d (g／cm³)	側圧 σ_3 (Kg／cm²)	せん断常数		備考	
					c (Kg／cm²)	φ (°)		
垂水地区	A	12.6	1.65	0.2～2.0	0.2	29	γ_d＝1.75 g／cm³ にとると φ＝33° c＝0.2 Kg／cm²	非排水試験
	B	11.8	1.60	〃	0.1	24		
	C	9.6	1.47	〃	0.02	18		
	a	11.9	1.76	2.5～20.0	0.6	30 11 (σ_3>10)		
松帆崎	T	5.0	2.0	2.5～20.0	1.2	40		排水試験
	TK	5.1	1.7	〃	0	39		

(3)　神戸層

海上ボーリングで採取したコアおよび陸上部で採取したコアについて，3軸圧縮試験を行なつた。供試体は直径5cm，高さ10cmのものについて行なつたが，海上ボーリングコアの場合には，同一深度附近の同一岩質のものから数個連続して，コアを得ることはむずかしく，採取深度の異なつたものとの組合せの場合もでた。

一連の試験結果を表示すると表－3.4.3を得る。

表 3.4.3　神戸層の3軸圧縮試験結果

岩　　質	含水比%	1軸圧縮強度 q_u (Kg/cm²)	せん断常数		備　　考
			c (Kg/cm²)	φ (°)	
泥　質　岩	9 ～18	15～35	13 ～16	13～21	陸上部
軟かい細粒砂岩	10.4～19.5	15～55	3 ～37	16～31	海上ボーリング
灰白色粗粒砂岩	9 ～	10～20	1.6～ 3	13～23	陸上 海上ボーリング
固い細粒砂岩	7.1～10.2	＞90	0.4～18	51～60	海上ボーリング

3.4.2　地盤力学実験室の新設

一連の力学試験機を収納する建屋に不足をきたしたので，昭和40年度に，実験室を新設した。

(1)　建屋の構造，規模

構造：鉄筋コンクリート造り2階建

建築面積：76.25 m²

延面積：152.52 m²

平面図を図－3.4.1に示す。

(2)　恒温恒湿設備

温度調整　20°±3℃　　湿度調整　90%±5%

(3)　収納試験機

高圧3軸試験機，土研式3軸圧縮試験機

くり返し載荷3軸試験機，大型3軸試験機

アムスラー式油圧型耐圧試験機

小型加振機，0.5 t 天井走行ホイスト

3.4.3　現場載荷試験

この試験も明石層，神戸層についてのみ実施したが，昭和38年度に，土木研究所の手で，直接現地において載荷試験を実施してこれらの地盤の強度について目安をたてた。ついて39年度には大型の大容量の載荷試験の必要を認め，載荷試験計画をたて，2,000トン容量の載荷設備をつくり（製作調査事務所）試験を行なつた。40年度には，39年度に実施した要領に従つて，現地調査事務所が引続き実施した。

(1)　明石層

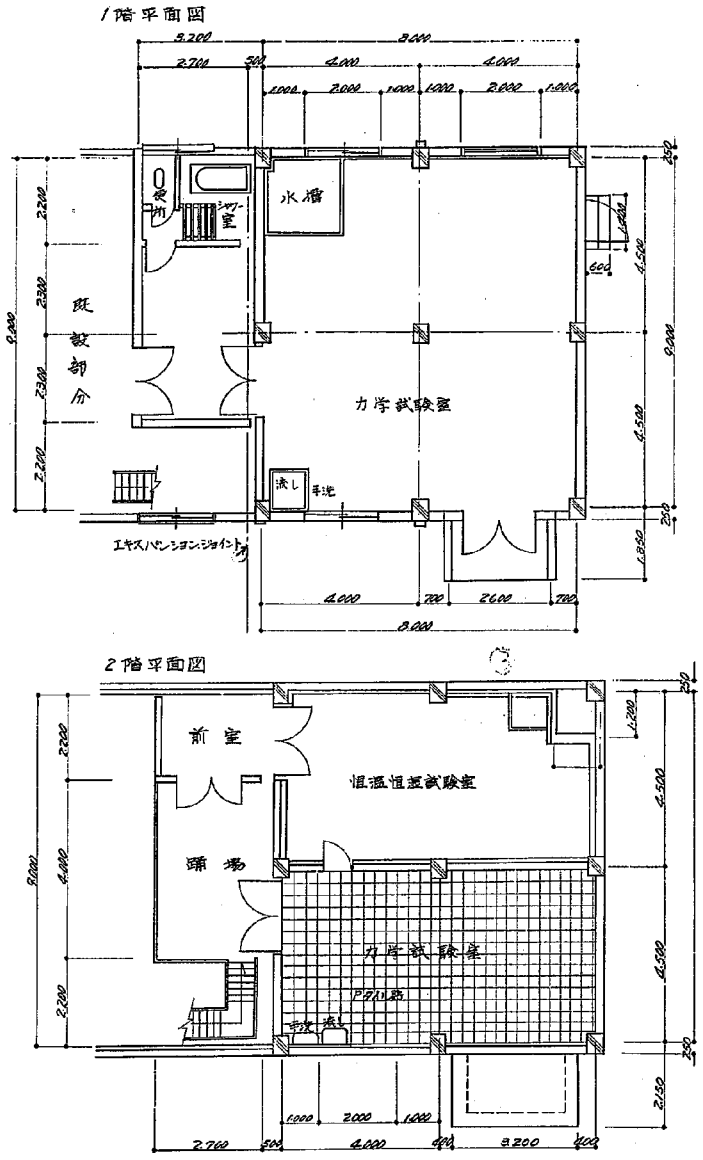


図 3. 4. 1　地盤力学実験室平面図

表－ 3.4.4　明石層の現場載荷試験結果

	密　度 (g/cm³)	含水比 (%)	N 値	載荷板径 (cm)	変形係数(kg/cm²)		地盤支持力(t/m²)	
					E_1	E_2	p1	p2
神戸市垂水区下畑	1.66	11.1	21	31	428	761	270	282
垂水区高丸陸	2.14	14.0	23～29	37.5	370	850	380	600
					400	900	455	736
			23～29		1,100	2,400	450	570
			50～68	300	1,400	2,800	500	580
淡路町松帆崎	1.75	5.4	20	30	1,170	2,110	312	353

こゝに E_1 ：初期曲線から求めた変形係数

E_2 ：反復曲線から求めた変形係数

p1 ：載荷板の径の１０%の沈下を生じたときの荷重強度

p2 ：極限支持力

この結果から変形係数には載荷板の大きさが大きく影響しており，支持力には地盤の層の方が大きく影響していることが判る。変形係数増大の原因としては，深さ方向への密度の増大が指摘でき，砂地盤について，経験式として提出されているTerzaghiの式がよくあてはまる。すなわち，

$$\frac{S_L}{S_s} = \left(\frac{0.6\,B_s + 1.8}{0.6\,B_L + 1.8}\right)^2 \left(\frac{B_L}{B_s}\right)^2$$

こゝに

S_L ＝大きな載荷板 B_L 板の沈下（cm）

S_s ＝小さな載荷板 B_s 板の沈下（cm）

(2) 神戸層

神戸層については，昭和３８年度に土木研究所がトレンチを利用した一連の載荷試験を行なつている。４０年度に現地調査事務所が前出の2,０００トン容量の載荷設備を用いて，載荷試験を行なつているが，載荷地点の選定が適切でなく，きわめて局所的な影響を受けた試験結果

を得た。すなわち非常に弱い値を示したが，こゝでは全体を判断するうえから，３８年度の調査内容についてのみふれる。

トレンチの大きさは深さ2.5ｍ，巾1.5ｍ，長さ7.5ｍで３０㎝の剛体円板で水平方向に載荷し，同一地点で3か所試験した。したがつてトレンチは泥岩用，砂岩用と２ケ所掘さくした。

表－3.4.5　神戸層の現場載荷試験結果

岩質	密度 (g/cm³)	含水比 %	コアに対する1軸試験			変形係数 (Kg/cm²)		地盤強度 (t/m²)	
			圧縮強度 (Kg/cm²)	E_1 (Kg/cm²)	動弾性係数 (Kg/cm²)	E_1	E_2	降伏	極限
砂岩	2.15	10.9	15.0	1,870	25,600	1,346 1,749 1,312	2,027 2,846 1,936	846	936
泥岩	2.18	18.0	25.5	3,286	125,000	4,800 3,300 3,500	4,800 5,013 4,533	620	920

この結果から見れば，変形係数については１軸圧縮試験から求めたものと，剛体円板のジヤツキ試験から求めたものが，初期曲線（E_1）についてはほとんど同じであり，この種類の岩の変形係数の推定に１軸圧縮試験が使用できることが判る。

3.4.4　現場ボーリングとの結びつけ

(1)　備讃瀬戸の沖積，洪積層に対してはボーリングの際に標準貫入試験を活用した。

(2)　明石海峡では現位置試験法で述べた砂礫用サンプラーの活用を願つたが，利用できる段階では明石層が薄いか，あるいは水深の大きな個所になり，ロツド長が７０ｍ近くになつたために貫入エネルギーに不足をきたした。そのため十分目的を達し得なかつたが，実施調査の際には設備規模を大きくして成功させたい。

(3)　コアとして採取できたものについては，１軸圧縮試験を主体とする力学試験を行ない深さ方向の強度分布を調べた。

明石海峡における№６ボーリングでの試験結果を図－3.4.2に示す。

(4)　支持力，変形係数はすべてこの１軸圧縮強度をインデツクスとして判定したが，その場合の地層分類はすでに図1.2.1に示した。

3.4.5　地盤支持力の判定

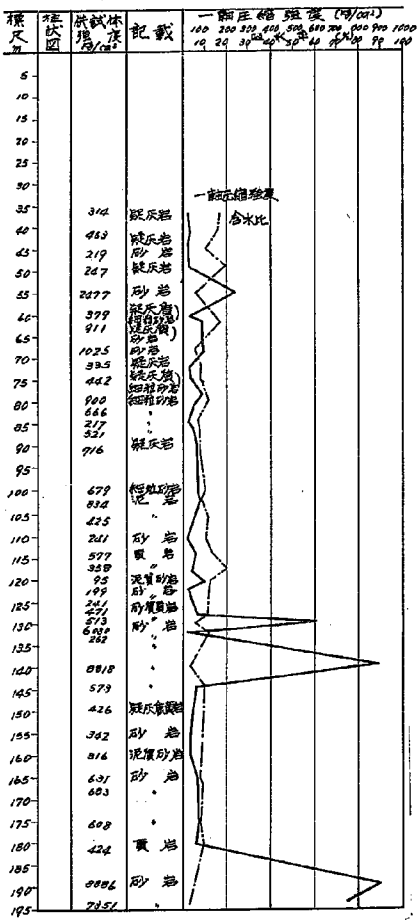


図 3.4.2 No.6のボーリング柱状図

(a) 明石層

海底の明石層の試料を充分採取することができず，またボーリング孔を利用しての変形試験も行なうことができなかつたので，海底部明石層の変形弾性，せん断特性はほとんど判つていない。

しかし，陸上部においては粒度，固結度ともに異なる3地点で載荷試験を行なうことができたので，それらの結果から海底部明石層をある程度推定することができた。

(b) 海上ボーリングで採取したコアの試験，陸上部の相当層における載荷試験，コア試験などの結果から，コアの1軸圧縮強度をインデツクスとして判定する方途を得た。

したがつて海底の地盤構成を1軸圧縮強度quを基準に分類し，神戸A層，B層，C層，D層と名付けた。この分類に対して変形，許容支持力を定めた。

(c) 和泉層

鳴門海峡の基盤をなすものであるが，ボーリングの結果得られたコアの1軸圧縮強度は砂岩で，500～1,300 Kg／cm²，頁岩で240～580 Kg／cm²と判つているが，岩盤としての特性は判つてない。神戸層と異なり，クラツク，節理が発達しているため，1軸強度をインデツクスとする方式は採用できない。したがつて，日本各地のダムサイトのうち，類似と思える天ケ瀬ダム，下筌ダムなどの岩盤試験の結果を参照した。

(d) 三豊層

神戸層よりやゝ新しい年代に属する地盤で固結しており，1軸圧縮強度で6 Kg／cm²～2 Kg／cm²程度であり，神戸層と同じ手法が使用できるが，試験結果は少ない。神戸層のA層よりやゝ弱く，軟かいと判定する程度の資料のもち合せしかなく，今後の調査が必要である。

(e) 花崗岩

岩盤としての挙動を示し，コアの試験から岩盤の変形ならびに強度を推定することはできない。たゞコアの強度から風化の程度は判断できる。したがつて全国各地のダム地点のうち花崗岩にのる小渋ダム（天竜上流），矢作ダム（木曽川），湯田ダム（北上川），黒部川第4ダムなどの岩盤試験の結果を利用することとした。

(2) 判定の結果

表－1.4.1の地盤支持力表にまとめた。

3.5 現状分析ならびに今後の問題点

(1) 明石層については陸上部，明石層について相当のところまで調査が進み，変形ならびに支持力ともに明らかにされたが，海底部についてはほとんど判つていない。したがつて海中での大規模なボーリング，小形ケーソンを利用した原位置での載荷試験などを行なつて，海中の資料を集める必要がある。

(2) 神戸層については相当程度まで明らかになつたが，コアの上つてこない軟かく，もろい層が存在することは否定できないので，その層の調査，断層の影響などについて海底を中心に調査を進める必要がある。

(3) 和泉層，花崗岩については遠くはなれたダム地点の試験データーを利用している現状であり，早急に一連の岩盤試験を行なう必要がある。

(4) 三豊層については，橋梁の規模によつては支持層として十分使えると判断されるので神戸層程度の調査が進められることが望ましい。もちろん，この場合，神戸層での知識が十分活用されることになろう。

4. 基礎および地盤の応力解析

4.1 調査の目的

ケーソンのような剛体基礎が，地盤中に設けられた場合の基礎全体の安定を取扱う。剛体基礎を通して地盤に働く荷重（偏心傾斜した）による地盤自身の安定条件を明らかにし，合理的なケーソン基礎自身の変位，応力計算法を求めるのを目的とする。

4.2 調査の方法

偏心傾斜荷重を受ける地盤の安定の問題を，文献調査から把握し，基礎寸法が大きいことからくる，地盤自重の影響の増大を考慮した計算式を求める。ついでこの式を用いて，概略設計から寸法の定まつた主要な吊橋の基礎について安定を検する。

また，地盤反力などの諸力を求めるための実験を計画し，それに必要なケーソン実験槽を新設する。新設した実験槽を用いて模型実験を行う。

4.3 調査計画

表 4.3.1　調　査　計　画

年　　度	調　　査　　計　　画
昭和３８年度	１）小型室内模型試験（光弾性材料調査） ２）地盤の横抵抗に関する試験
昭和３９年度	１）ケーソン実験槽の新設 ２）支持力公式についての文献調査
昭和４０年度	１）実験槽におけるケーソン載荷実験 ２）偏心，傾斜荷重に対する極限支持力計算法 ３）浮力，上げ底基礎についての検討
昭和４１年度	１）吊橋主要基礎についての検討 ２）実験槽におけるケーソン模型実験 ３）実験槽における偏心載荷試験

4.4　調査成果

4.4.1　文献調査

(1)　詳細は土木研究所資料第９８号にゆずるが，内容の一部を紹介する。支持力論は現在つぎの２つに大別できる。

(a)　半無限体の地盤に等分布荷重が載荷された場合連続したせん断面がすべり面として形成され，すべりを生ずる瞬間におけるせん断抵抗と荷重との釣り合いによつて極限支持力を算出するもの。

Prandtl-Buisman，Terzaghi，Meyerhofなどの考えがこれに属する。

(b)　Fröhlich，星埜教授に代表されるもので，荷重が増加した場合，地盤内のある点が降伏状態に達し，荷重を増加させると降伏領域が順次拡大してある条件に達したとき破壊するという考え方である。

(2)　支持力公式の比較

これらの公式を粘着力 $c = 5\ t/m^2$，内部摩擦角 $\varphi = 35°$，根入れが載荷巾の $1/2$ の条件で比較すると図－4.4.1を得る。

(3)　結　果

この単純な比較から見て，地盤の支持力を求めるのに，せん断常数 c，φを定めることができたとして，同じ値を使つても支持力公式の選択によつては約１０倍にも達することが判る。このことから，c，φによつて単純に支持力を決定できず，載荷試験その他綜合的に調査しなければならないことが指摘できる。

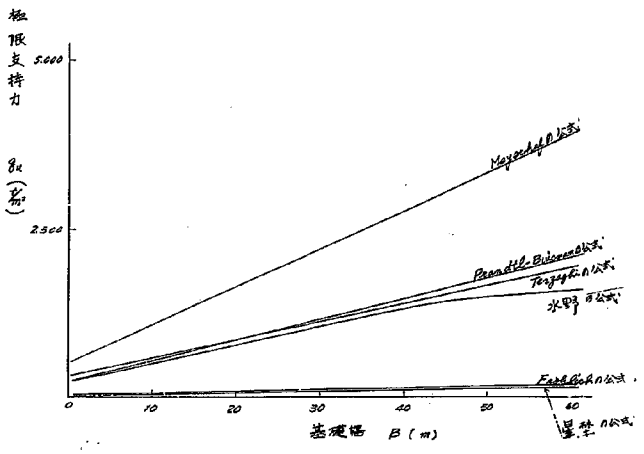


図 4.4.1　支持力公式比較図（ c = 5 t/m², φ = 35 °　$D_f = \frac{1}{2}B$ ）

4.4.2　偏心，傾斜荷重に対する取扱い

まず傾斜荷重に対する支持力の算定を自重を無視した場合と自重による附加支持力に分けて計算した。偏心荷重の取扱いについてはMeyerhofの考えにしたがうものとした。

(1)　地盤材料の自重を無視した場合の極限支持力

地盤のせん断常数をｃ，φ，上載荷重強度をｑとし，塑性領域の非圧縮性を仮定する。

地盤材料に自重がないとすると，Kötter-Massau の方程式は，

$$\left.\begin{aligned} \frac{1}{2}\cot\varphi \cdot \frac{1}{\sigma_0}\cdot\frac{\partial \sigma_0}{\partial S_1} + \frac{\partial \psi}{\partial S_1} &= 0 \\ \frac{1}{2}\cot\varphi \cdot \frac{1}{\sigma_0}\cdot\frac{\partial \sigma_0}{\partial S_1} - \frac{\partial \psi}{\partial S_2} &= 0 \end{aligned}\right\}$$

こゝに σ_0 ：塑性平衡状態にある地盤中のある一点の応力状態を示すモールの応力円の中点と破壊包絡線の交点との距離（ t／m²）

ψ ：第１主応力の方向と水平面とのなす角（ラジアン）

S_1，S_2 ：第１および第２すべり面方向への長さ（ｍ）

この関係を基本にモールの応力円を用いて，極限の荷重の鉛直および水平成分をＰｖ，Ｐｈとして求めれば，

$$P_v = c \cdot N_{cv} + q \cdot N_{qv} = c \cdot N_v$$

$$P_h = c \cdot N_{ch} + q \cdot N_{qh} = c \cdot N_h$$

を得る。こゝにＮｃｖ，Ｎｑｖ，Ｎｃｈ，Ｎｑｈなどはモールの応力円の幾可学的関係から求めることができる。

(2)　地盤材料の自重による附加支持力の計算

この附加支持力の計算は自重のない摩擦材料の中に生ずる塑性すべり面を用いている。

このようなすべり面を仮定することにより，抵抗土圧と自重とを考えた力多角形から，附加支持力を計算できる。

(3)　合算した支持力

$$q_v = cN_v + \frac{1}{2}\ \gamma BN_{\gamma v}$$

$$q_h = cN_h + \frac{1}{2}\ \gamma BN_{\gamma h}$$

(4) 非帯状基礎の支持力

矩形，円形などの形状を有する基礎の支持力計算はつぎの式による。

$$q_v = \left(1 + 0.3\frac{B}{L}\right) \cdot c \cdot Nv + \left(1 - 0.4\frac{B}{L}\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma v$$

$$q_h = \left(1 + 0.3\frac{B}{L}\right) \cdot c \cdot Nh + \left(1 - 0.4\frac{B}{L}\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma h$$

こゝで　B：基礎巾　　L：基礎の長さ

(5) 偏心荷重に対する極限支持力の計算

偏心荷重が作用するとき，基礎地盤の支持力はMeyerhofの考え方にしたがつて，偏心に応じて基礎巾を低減したものに対する支持力とする。すなわち基礎巾をB，偏心量をeとするときB'＝B－2eを新しい基礎巾と考えて処理する。

4.4.3　吊橋の主要基礎についての解析例

積算の対象になつた基礎について，その安定を4.4.2の偏心傾斜荷重に対する地盤の支持力の面から検討を加えてみる。

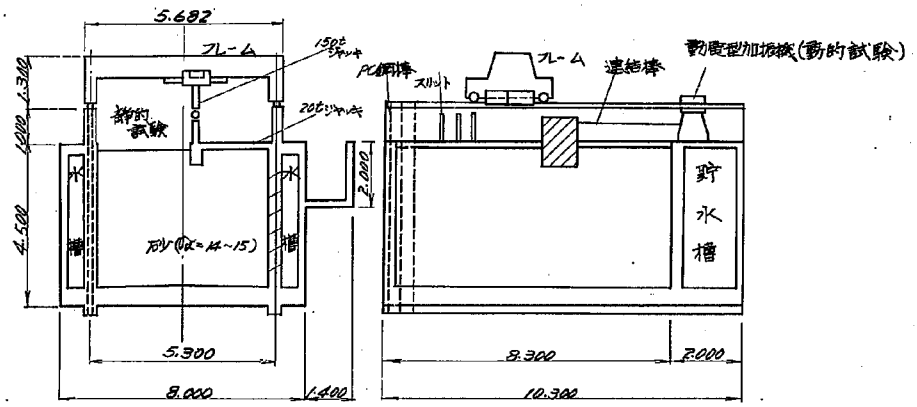
(1) 安定解析の結果

表－4.4.1(1)～(3)に示す。

4.4.4　実験槽におけるケーソン載荷実験

(1) 実験槽

昭和39年度に実験槽を新設した。実験槽はつぎの備えをもち図－4.4.2の外観をもつ。



図－4.4.2　ケーソン実験槽断面図

表－4.4.1 (1)

ピア No.		A－04	A－04	A－05	A－05	A－06	A－06	A－07	A－07
ピア形式		AP	AP	MP	MP	MP	MP	AP	AP
寸法 ($L^m \times T^m \times H^m$)		80×62×103.9	80×62×103.9	75×75×86	75×75×86	65×69×76	65×69×76	90×70×118.65	90×70×118.65
水深 (m)		30	30	50	50	40		40	40
根入長 (m)		15	15	25	25	25		20	20
地盤条件	支持層	明石層A	明石層A	神戸層A	神戸層A	神戸層A		神戸層D	神戸層D
	γ (t/m³)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0		2.2	2.2
	φ (度)	30	30	20	20	20		30	30
	c (t/m²)	20	20	50	50	50		150	150
	地震時許容支持力 q_a (t/m²)	290	290	250	250	250		725	725
底面中心作用力	N×10³ (t)	600.60	605.635	697.5	697.5	547.44		898.36	900.20
	H×10³ (t)	160.14	131.193	221.5	227.03	181.54		359.34	329.01
	M×10³ (tm)	11.775.5	6.912.915	9.682	11.043.4	7.895.7		22.743.13	17.449.18
地盤反力	最大地盤反力 q_{max} (t/m²)	290	258	246	250	250		627	519
	地盤反力作用長x (m)	60.5	58.8	75.0	20.1	60.24		43.5	41.4
地盤支持力計算	上載荷重q (t/m²)	15.0	15.0	25.0	25.0	25		22	22
	偏心量 e (m)	19.6	11.4	13.9	16.4	14.4		30.5	21.2
	傾斜角 θ (度)	15.0	12.2	17.5	18.0	16.7		21.8	20.1
	有効巾 (m)	40.8	39.2	47.2	42.2	36.2		29.0	27.6
帯状基礎	極限支持力度 q_v (t/m²)	645	741	514	499	535		1,407.1	1,568
	合極限支持力 ×10³ (t)	1,630	2,330	1,820	1,580	1,260		2,850	3,900
	安全率	2.72	3.85	2.62	2.25	2.3		3.18	4.33
非帯状基礎	極限支持力度 q_v (t/m²)	682	795	571	550	591		1,520.4	1,652
	合極限支持力 ×10³ (t)	1,730	2,500	2,020	1,740	1,390		3,080	4,110
	安全率	2.88	4.13	2.90	2.50	2.54		3.43	4.56
荷重作用方向		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向

表 － 4. 4. 1 (2)

ピア No.		C－06	C－06	C－07	C－07	C－08	C－08	C－09	C－09
ピア形式		AP	AP	MP	MP	MP	MP	AP	AP
寸法 ($L^m \times T^m \times H^m$)		60×53×71.35	60×53×71.35	68×72×115	68×72×115	48×57×55	48×57×55	74×53×61.35	74×53×61.35
水深 (m)		5	5	40	40	45	45	0	0
根入長 (m)		15	15	70	70	5	5	5	5
地盤条件	支持層	花崗岩B	花崗岩B	花崗岩B	花崗岩B	花崗岩B	花崗岩B	花崗岩B	花崗岩B
	γ (t/m³)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
	φ (度)	45	45	45	45	45	45	45	45
	c (t/m²)	20	20	20	20	20	20	20	20
	地盤許容支持力 qa (t/m²)	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300
底面中心作用力	N×10³ (t)	286.17	286.34	1,077.42	1,078.86	384.44	384.59	171.90	181.208
	H×10³ (t)	114.47	114.54	324.93	330.86	153.77	153.84	68.762	72.483
	M×10³ (tm)	5,727.72	4,983.65	27,068.64	28,572.26	6,996.14	8,230.10	5,327.95	2,040.05
地盤反力	最大地盤反力 q_{max} (t/m²)	320	297	1,124	1,111	840	825	293	103
	地盤反力作用長 (m)	30.0	32.0	26.6	28.5	15.3	19.2	20.0	40.6
地盤支持力計算	上載荷重 q (t/m²)	15	15	57	57	6	6	6	6
	偏心量 e (m)	20	15.8	25.1	26.5	18.9	22.1	30.3	13.0
	傾斜角 θ (度)	21.8	21.8	16.8	17.1	21.8	21.8	21.8	21.8
	有効巾 (m)	20	21.4	17.8	19.0	10.2	12.8	13.4	27.0
常状基礎	極限支持力度 q_v (t/m²)	2,065	2,098	5,208	5,256	1,377	1,438	14,52	1,768
	合極限支持力 $\times 10^3$ (t)	2,190	2,690	6,680	6,790	801	882	1,030	3,530
	安全率	7.65	9.41	6.20	6.30	2.08	2.30	6.00	19.5
非常状基礎	極限支持力度 q_v (t/m²)	2,133	2,166	5,386	5,444	1,404	1,474	1,488	1,780
	合極限支持力 $\times 10^3$ (t)	2,260	2,780	6,900	7,040	815	906	1,060	3,560
	安全率	7.89	9.73	6.41	6.50	2.12	2.36	6.15	19.6
荷重作用方向		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向

表－4.4.1（3）

ピア No.		DC－47	DC－47	DC－48	DC－48	DC－49	DC－49	DC－50	DC－50
ピア形式		AP	AP	MP	MP	MP	MP	AP	AP
寸法(Lm×Tm×Hm)		71×48×114.8	71×68×114.8	28×53×30	28×53×30	45×53×50	45×53×50	69×63×105.2	69×63×105.2
水深 (m)		10	10	20	20	40	40	30	30
根入長 (m)		10	10	5	5	5	5	10	10
地盤条件	支持層	花崗岩B	花崗岩B	花崗岩B	花崗岩B	花崗岩B	花崗岩B	花崗岩B	花崗岩B
	γ (t/m²)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
	φ (度)	45	45	45	45	45	45	45	45
	c (t/m²)	20	20	20	20	20	20	20	20
	地震時許容支持力 qa (t/m²)	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300
底面中心力作用	N×10 (t)	635.949	639.844	140.992	142.454	284.760	282.672	572.026	574.783
	H×10 (t)	254.379	255.938	56.397	56.982	113.904	113.069	228.810	229.913
	M×10 (tm)	17,773.07	16,796.34	1,531.41	2,271.81	4,944.86	5,902.48	15,595.32	14,203.46
地盤反力	最大地盤反力 qmax (t/m²)	818	778	570	271	787	633	846	750
	地盤反力作用長 (m)	23.3	23.7	9.6	38.3	14.0	20.5	21.95	22.60
地盤支持力計算	上載荷重 q (t/m²)	6	6	6	6	6	6	13.5	13.6
	偏心量 e (m)	27.7	26.1	10.8	13.7	17.8	19.7	27.2	24.0
	傾斜角 θ (度)	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8
	有効巾 (m)	15.6	15.8	6.4	25.6	9.4	13.6	14.6	15.0
常状基礎	極限支持力度 (t/m²)	1,502	1,508	1,289	1,735	1,359	1,456	1,840	1,849
	合極限支持力 ×10³ (t)	1,600	1,690	437	1245	678	891	1,690	1,920
	安全率	2.52	2.64	3.10	8.74	2.38	3.15	2.96	3.33
非常状基礎	極限支持力度 (t/m²)	1,527	1,533	1,314	1,782	1,488	1,497	1,886	1,896
	合極限支持力 ×10³ (t)	1,620	1,720	446	1,280	741	917	1,735	1,960
	安全率	2.54	2.69	3.17	8.96	2.60	3.24	3.03	3.41
荷重作用方向		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向

(a) ケーソン実験槽の寸法

全長１０.３ｍ，全巾８.４ｍ，うち本体の長さ８.６ｍ，巾５.６ｍ，深さ４ｍ

(b) 載荷装置

山本扛重機 k.k.製ＯＸ型油圧ジャッキ，載荷能力１５０トン

ストローク２５０㎜，載荷面積３４６.３㎠。能力７５トンのサイド送り用ジャッキ付

(c) 給排水設備

径４０㎜給水管，口径５０㎜，揚程１５ｍ

能力２５０ℓ／分の排水ポンプ２台

(d) ホイスト

日立ローヘッド型電動トロリー付ホイスト　容量２トン

(2) ケーソン底面の反力分布測定

(a)実験用地盤

ケーソン実験槽に最大粒径４.８㎜，６０％径０.３㎜，１０％径０.１４㎜の砂を締め，湿潤密度γ_t ＝１.５９～１.７９ｇ／㎤，乾燥密度γ_t ＝１.４２～１.５５ｇ／㎤の地盤を造成した。

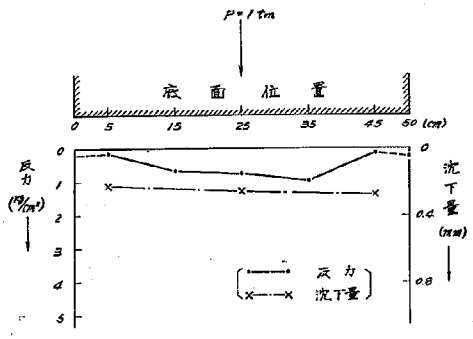
(b) 実験用ケーソン

実験に使用したケーソン供試体は５０㎝×５０㎝×５０㎝の立方体形状をもち，その底面に１５個の差働トランク型土圧計をつけた。土圧計は直径４０㎜，高さ３５㎜，計測容量６Kg／㎠，精度±０.５％の小型土圧計である。

(c) 実験結果

根入がなく，荷重の偏心もない場合の反力分布を図－４.４.３に示す。

また根入がなく荷重の偏心が２０㎝の場合を図－４.４.４に示す。



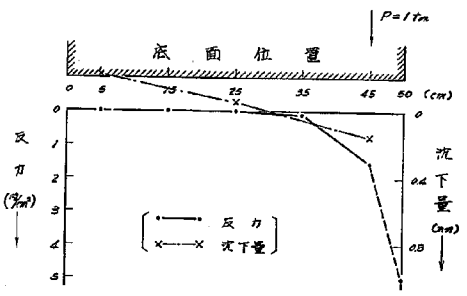
図－4.4.3　ケーソン模型試験結果
（偏心なし）

(d) 考察

これらの一連の実験は現在継続中であり考察を述べる段階ではないが，試験地盤の一様柱を確保しがたいこと。同一条件で土圧計を取りつけることが困難であることなどの理由から定量的に反力分布を知るためには数多くの実験が必要であり，また実験の細部にわたつて検討改良を加える必要がある。この種の静的実験完了後，動的な荷重を加える実験を計画している。

4.4.5　浮力の問題

ケーソンの底面に働く浮力は施工条件にも左右され，地盤中の間隙水圧の大さ，分布が明白でないこともからんで，どれだけの大きさに想定したらよいか，きわめて難しい問題である。在来，安定計算を行なう場合には浮力１００％を想定し，



図－4.4.4 ケーソン模型試験結果
（偏心あり）

ある場合には浮力０％で処理してきた。

この浮力の影響を簡単な構造物を例に計算してみるとつぎの結果を得る。

すなわち，構造物の見掛けの密度を２ｔ／m³とし，転倒の条件を底面の一部に浮き上りを認めない。底面全体にわたつて三角形の分布とすると，単位巾あたり底面反力の最大は４ｔ／m³×高さになる。仮に地盤の許容支持力が，この値で定まつているときには浮力を０％としても１００％としても基礎寸法に変りはない。浮力を０％としたときに決つた寸法に対して，今もし地盤の許容支持力が無限大になつた場合でも，浮力を１００％にとつたときの底面寸法の増大は２倍である。

通常われわれが取扱う地盤の支持力強度の範囲ではその基礎寸法は高さ５０％増しの範囲に入る。したがつて，現実の対象地盤について，間隙水圧を実測することが難しいことも考え合せて，浮力については最初に述べた１００％かあるいは０％かの２つの条件で検討を加えることとした。

実際の安定計算は地表時の対象とすることが多く，動的な効果を加味すると，まだ不明の点は多い。この面から考えても，現状において，０％と１００％の両極端で検討する方針は容認されよう。

4.4.6 上げ底基礎についての検討

(1) 上げ底基礎

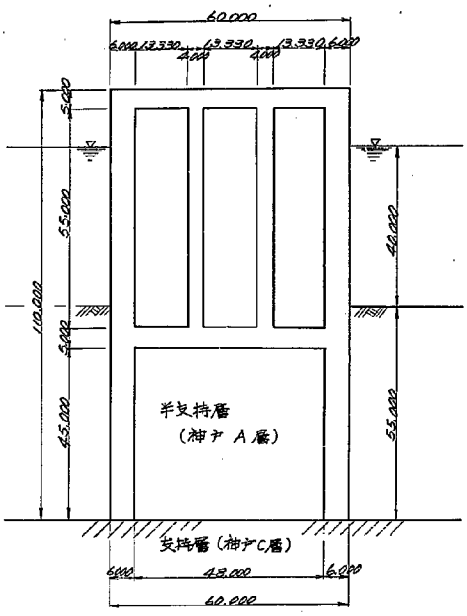
上げ底式基礎は長大吊橋の基礎の１形式として考えられたもので，図－4.4.5に示す構造をもち，堀り残された土柱にも反力をもたせようとするものである。この反力の量は土柱の周辺の円筒状の構造体による拘束量によつても左右され，十分な効果を期待するためには拘束条件を満足する必要があつた。

実際の施工にあたつて，リング状のものを地盤中に沈下することは困難であり，柱の列をつくつて相互に連結することを考えた。そのため柱相互に働くリング張力を推定する必要を生じ，簡単な室内実験を行なつた。

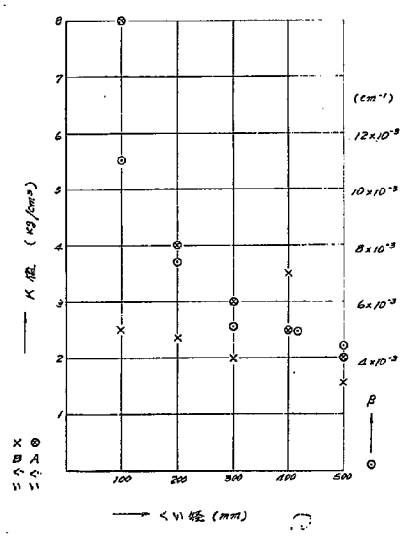
(2) 実験結果

実験は，土柱のポアソン比を考慮して，リング張力を測定し，計算式と比較的よく一致することが認められた。この計算式を用いて，ケーソンの径５０ｍ円筒の肉厚5.ｍ，ポアソン比0.２５の上げ底基礎について，土柱応力として１５０ｔ／m²を期待する条件で，円筒部に生ずるリング張力を求めると３０kg／cm²＝３００ｔ／m²程度になる。

このような値は円筒部を１体のものとして施工しない限り，期待し難いものであり，上げ底基礎の効果を発揮するためには，張力に耐えるリング構造にする必要がある。



図－4.4.5　上げ底ケーソン基礎



図－4.4.6　K値－くい径相関図

4.4.7　地盤の横抵抗に関する試験

(1)　試験の目的および計画

長大橋の基礎として，くい基礎形式のものが使用されることは十分予想されるが，その場合当然変位が問題になるであろうことは想像に難くない。

現在，くい基礎の変位を計算するには，地盤の横方向K値を使用する方法が用いられておりこのK値は深さ方向に一様とみなすChang の方法を代表的なものとして，そのほかに深さ方向に変化を認めるもの，またくいの変位にも影響されるとするものなど，仮定によつて大別できる。

こゝではChang の式に着目し，ある基準変位の前後においてはChang の式で，くいの挙動が十分説明できるという立場をとり，一連の実験を計画した。

(2)　実験方法

土木研究所千葉支所構内にくい径１０㎝から５０㎝までの鋼管ぐいを打ち，載荷試験を行なつてChang の式による逆算K値を求め，くい径との関連を明らかにする。また地盤の変形係数を各種試験方法で測定し，その変形係数を用いて，横方向地盤係数を求め，比較する。

(3)　試験の結果

くいの載荷試験から求めたK値と，くい径との相関を図－4.4.5に示す。この結果からみてK値は明らかにくい径の増大とともに小さくなつているが，K値の減少の場合は１／D（Dはくい径）よりむしろ１／$D^{3/4}$ に比例して小さくなるとみた方がよい。

各種変形試験から求めた変形係数は，試験方法によつて変化し，変形係数を求めるときの基準の変位，載荷点での地盤の乱れの影響を受けることが判り，標準的な試験方法の設定が必要である。

4.5　現状分析ならびに今後の問題点

過去4年間の調査の結果，つぎの点を指摘できる。

(1)　いかなる基礎形式を採用する場合でも，基礎構造全体から地盤に加えられる荷重状態は偏心，傾斜の状態にあるといつてよく，この荷重状態で地盤の安定を検討する必要がある。傾斜荷重の処理については一応の結論に達したが，なお実験的裏付けがなされておらず，すでに準備の完了した2次元モデル実験，実験土槽での載荷実験により，確かめる必要がある。

偏心荷重の取扱い，形状係数の取扱いについては，まだ未着手であつて，現在は先人の理論の借用以外にはない。この点についての検討も引続き行なう予定でいる。

(2)　剛な，ケーソン基礎以外の基礎形式の問題として，くい基礎，上げ底基礎を部分的に取り上げたが，くい基礎については，群ぐい効果の問題があり，上げ底基礎での土柱の働きと同じ意味でくい基礎のくい間の土の働きについては，ほとんど判つてない。現在のところ慣用的な設計法を踏襲せざるを得ないが，今後，この面についての検討を加える必要がある。しかし，これら地震時の基礎の挙動については，系統的な研究計画がまとまるまでに至つていないので，部分的な究明は徐々に進むとしても，すべてが解決されるに要する日時は全く不明である。この意味から，概略設計の対象になつている管棚工法の外側の管棚の働きを解明するのにどれだけの費用と時間が要るかについて言明できない。逆に与えられた時間と費用の範囲で検討し，工学的判断の上に立つて，安全と思えるものを設計することになろう。

5.　沈下，変形解析

5.

5.1　調査の目的

基礎の設計にあたつて，地盤の強度はその許容支持力によつて規定されるが，3章に規定している許容支持力は極限支持力に対し，安全率をみこんで定めてあり，その位まで，地盤反力を許容したときの基礎の変位については何らふれてない。

実際の構造物では，構造物全体として考えて，基礎に許容される変位には自ら限度があり，当然その面からも制限されなければならない。

この沈下，変形についての解析は，地盤の変形係数，沈下ならびに変形計算法を明らかにするとともに，長期荷重によるクリープの問題もふくめて解明するのを目的とする。

5.2　調査の方法

各ルートの地盤の変形係数はボーリング，載荷試験の結果などから定めるものとし，地盤の変形計算は完全弾性体としての取扱いを基調とし，電子計算機の助けをかりて実施することにした。

軟岩のクリープの問題は，コアの室内試験によつてクリープ性状を明らかにした。

5.3 調査計画

表 5.3.1 調 査 計 画

年 度	調 査 計 画
昭和３８年度	1）変形係数推定のための載荷試験とコアの室内試験結果の解析
昭和３９年度	1）多層系地盤の取扱いについての検討 2）軟砂岩，泥岩に対する室内クリープ試験 3）載荷試験，コア室内試験結果の解析
昭和４０年度	1）地盤の変形計算（電計プログラム） 2）概略設計のための地盤変形係数の決定 3）載荷試験，コア室内試験結果の解析
昭和４１年度	1）地盤の変形計算（電算プログラム）と室内載荷試験 2）載荷試験，コア室内試験結果の解析

5.4 調査成果

5.4.1 多層系地盤の取扱い

(1) 取扱いについての検討

基礎が設置される地盤は深さ方向に一様な地盤でなく，変形特性が異つた地層の集合体である。特に神戸層は図－3.4.2のボーリング柱状図にみるように一軸圧縮強度quで１５Kg／cm²から８８０Kg／cm²の範囲に分散し，これを変形係数の面からみると2,０００ Kg／cm²から３０,０００ Kg／cm²に相当する。

したがつて，このような層の変形係数をどのように取扱うかが問題になつた。しかしそのほとんどのquが１００Kg／cm²以下であり，変形係数で１０,０００Kg／cm²前後と判断された。

したがつて，基礎の寸法が最初に述べた７０mに近いものであると，神戸層自身のみならず変形の影響はその下の基盤の花崗岩にも及び地盤全体からみれば，神戸層と花崗岩の２層系と考えるのが妥当であると考えた。

もちろん神戸層自身がA層，B層と区別できるときにはそれぞれの層の変形係数を仮定し，つぎの考えから見かけの変形係数を求めた。

すなわち，地盤を深さ方向にn個に分割し，それぞれの分割された区分帯では地盤応力は一定とみなし，その区分帯の間の地盤の総変形量をその地盤の変形係数を用いて計算する。この場合地盤応力は基礎の寸法と荷重強度が定まれば決る。この計算を地盤応力を無視できるところまで行ない，区分帯の総変形量の合算として荷重面での沈下量を求める。

ついで見掛けの変形係数をもつた半無限体の荷重面での沈下量を計算し，両者を等しいとおけば，見掛けの変形係数が求められる。

この計算では変形係数の違いによる応力分布の変化を全く無視しており，地盤応力としては半無限体の値を使用することにしたが，表層に近く硬い地盤がある場合には荷重分散効果があらわれて影響が出るが，今対象としている地盤はすべて下方に向つて変形係数が大きくなる場合がほとんどであり，応力分布に変化がないとみなした。

(2) 取扱いについての判定

以上のような考え方から多層系の問題の処理を示したが，実際の設計作業では表－1.4.1の地盤上に基礎が置かれたときには，その地盤が，基礎底面より下方に半無限に続くとして処理している。

その理由は，この変形係数の推定値自身2桁の精度をもつものでないこと，2層系以上として扱わないことによつて，変形は大き目に出るが，構造物の寸法が変位で決つているので，安全側として，その影響を無視したのである。

5.4.2 地盤の変形係数の推定

(1) 推定方法

地盤の変形係数はすでに述べた野外での載荷試験の結果，室内のコア試験の結果から，神戸層については一軸圧縮強度をインデックスとして，その他はダム地点での岩盤試験の結果を用いて推定した。

常時の変形係数はそれらの推定作業が可能であるが，地震時の変形係数については次章の急速載荷試験の結果および図－1.4.5に示した一連の調査の結果から，岩質によつて倍率を定め決定した。

(3) 判 定

表－1.4.1の地盤支持力表にまとめた。

5.4.3 長期荷重によるクリープ変形

神戸層のうちでも比較的軟質の岩石のクリープを求めるため神戸市下畑附近で採取したシルト岩と泥岩について実験した。

試料は岩塊を手堀りで堀さくし，これを室内においてϕ５０㎜，高さ１００㎜の供試体に成形した。試料の物理試験結果と試験個数を表－5.4.1に示す。

(1) 実験方法

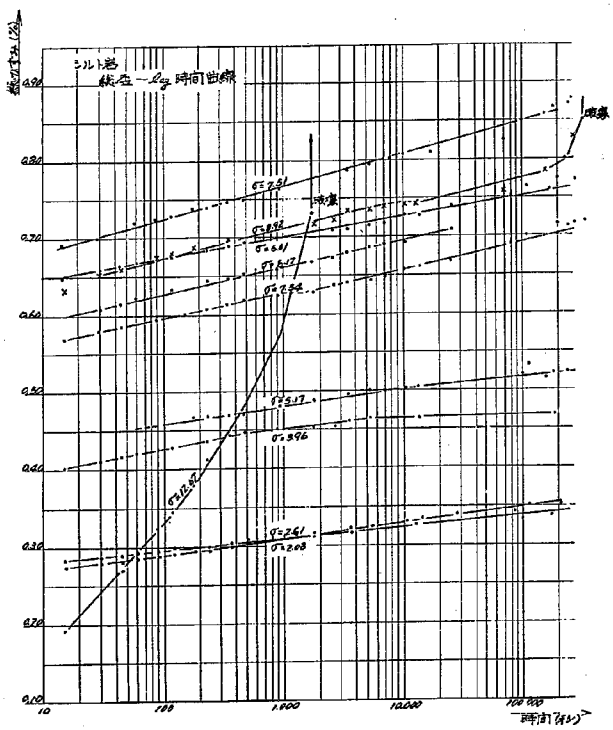
載荷装置はレバー方式の3軸圧縮試験機を用い，おのおのの荷重段階について重錘を用いて応力制御を行なつた。実験中の供試体の含水比，温度変化を防ぐために側圧回路に井戸水(16°～17℃)を循環させた。ひずみの測定はダイヤルゲージとし，最大載荷時間は３００時間である。

(2) 実験の結果

実験の結果を図－5.4.1に示す。

表－5.4.1　物理試験結果と試料数

	シルト岩			泥岩		
	範囲	平均	試料数	範囲	平均	試料数
密度（g／cm³）	2.10～2.18	2.16	15	2.09～2.19	2.15	18
含水比（%）	14.50～17.20	15.64	21	17.5～19.8	18.33	7
一軸強度（Kg／cm²）	14.50～21.67	18.42	11	21.1～30.7	25.5	8
超音波速度（m／s）	2,117～2,740	2,460	22	2,047～3,000	2,430	16
静弾性係数（Kg／cm²）	1,000～2,200	1,763	12	2,500～3,900	3,260	7



図－5.4.1　クリープ曲線

おのおのの試料について

$$\varepsilon = a + b \cdot \log t$$

の関係がなりたち，軸荷重 σ Kg／cm² とすると，クリープ定数は平均値としてつぎの値を得た。

岩質	$a/\sigma \times 10^{-4}$	$b/\sigma \times 10^{-4}$
シルト岩	6.56	0.453
泥岩	3.43	0.240

持続荷重を加えると，シルト岩では1軸圧縮強度の50%，泥岩では60%の値でクリープ破壊する。注目すべき事実といえよう。

また泥岩ではクリープ試験前と

試験後において，1軸圧縮強度，変形係数ともに増大が認められた。

圧密に似た現象とみられるが，試験の範囲では含水比の変化は認められず，この変化の原因については不明である。

5.4.4　沈下ならびに変形計算

(1)　概略設計に使用した計算法

地盤を半無限弾性体とみなし，剛体板によつて載荷されるとして垂直力による基礎係数K_2，せん断力による基礎係数K_3，モーメントによる基礎係数（転倒モーメントのK_1，地盤面での回転すなわちねじりモーメントをK_4）をそれぞれF，Vogtの図表を用いて計算することとした。

(2)　任意荷重分布に対する沈下計算（たわみ性板）

実際に設計される基礎形式は必ずしも，剛体板載荷とみなせるケーソン形式とはかぎらずその他のものすなわち，上げ底基礎，多柱式基礎などが予想された。そこで任意荷重に対する基礎の沈下計算を電子計算機の助けをかりて行なうことを考え，プログラム化した。

(a)　一般に半無限弾性体に集中荷重が作用した場合の応力分布はBoussinesq の理論により計算できるが，応力集中の問題が生ずるので，これを面荷重に拡張したSteinbrennerの式を利用することとして，次の仮定を置いた。

(b)　仮　定

(i)　地盤の沈下計算には常に重ね合わせの法則が成立する。

(ii)　荷重が作用する面は撓み性板とする。

(iii)　沈下による横方向の影響は無視する。

(c)　計算要領

荷重面ABCDをm x n個の微小要素に分割し，考える点Aの直下深さZの応力度を求める。その深さでの地盤の変形係数が判れば深さZの位置の単位長と当りの地盤変形量を計算できる。したがつて，面積条件m，nについてと深さ方向との3回，積分すれば，考える点の沈下を計算できることになる。

(d)　プログラム

地盤の変形係数が一定の場合のみが完了したが，同じ要領で層状地盤の場合や，塑性変形を生ずる場合についても計算できる。

(3)剛体板載荷への修正その他

剛体板の場合には等沈下となる底面反力を用い，その底面反力をもつて荷重分布と考えて計算する。今後はさらに弾性等方半無限体として処理をして実際の地盤の挙動解析に近いと思えるFröhlich の解や，横方向の影響を考慮したMindlin の解についても取扱う予定でいる。

5.5　現状分析ならびに今後の問題点

過去3ケ年の調査の結果つぎの点を指摘できる。

(1)　吊橋アンカレージは，巨大なケーブル張力による常時の変形が問題になる。この場合基礎がどのような地盤に支持されるかによつて問題は異なるが，明石層，神戸層，三豊層など

に置かれる時には当然クリープ変形が問題になる。神戸層については1軸状態での性質がはつきりしたが，明石層，三豊層についてはほとんど資料がない。

実際の地中におけるように側方拘束の状態でのクリープ現象をふくめて今後検討されなければならない。

(2) 地震時の基礎の変形については，変形係数の値に差をつけて，常時と全く同じ取扱いをしているが，地震時の地盤の変形係数については推定の域を出ない。この点については次章6で，調査結果を報告し，検討を加えたいが，基礎の寸法が地震時の，しかも変位で定まつていること，また地盤の変形係数の値によつて地震時の構造物の応答震度も大巾に変つてくるとなれば，今後調査の重点をこの面に移行されなければなるまい。

(3) 沈下計算についてはまだ取りあげたばかりであるが，完全弾性体として取扱う現行の計算法に引張領域の問題，反力分布の問題など，問題は山積しており，計算と一連の室内実験から確かめられていくことになろう。

6 動荷重を受ける地盤についての検討

6.1 調査の目的

長大橋の基礎の寸法は，地震荷重によつて決つているといえるが，現行の耐震設計法は，地盤で拘束された基礎の地震時の応答から，設計震度を求め静的な力に置きかえて計算する手法をとつている。したがつて，動荷重をうける地盤の挙動は震度を求めるための応答計算でのバネとして，また静的な力に置き換えての反力，変位の計算の場合のバネとして，どのような値をとるかの問題につながる。前者の場合にはエネルギー逸散につながる減衰常数と，間隙水圧の変化の問題が加わる。後者の場合には拘束するものすべてを包含した見掛けのバネとして当然表現されよう。したがつて，こゝでは動荷重を受ける地盤の挙動の問題を取りあげて，耐震設計に必要な資料を提供するのを目的とする。

6.2 調査の方法

ボーリングの結果得られたコアについて，荷重速度を早くした一連の室内載荷試験を行ない荷重速度の影響を明らかにする。ついで，小型模型を使用して，間隙水圧の変化振動砂における摩擦抵抗の変化などについて調べるとともに，実橋脚についての加振実験を行なつて，動荷重を受けたときの地盤の挙動を知る一助にする。

これら一連の実験はすべて間接的なものに近いが，41年度には直接調査対象地盤（神戸層または明石層）に剛体基礎を通じて振動荷重を与え，地盤のバネとしての特性を調べる予定でいる。

将来は動荷重を受けた地盤の挙動について，その支持機構の面から検討が加えられようが，現在のところでは，実測によつてデータの数を増やし，実用に応ずる以外にはあるまい。

6.3 調査計画

表 6. 3. 1

年　　度	調　　査　　計　　画
昭和３９年度	1）コアに対する急速載荷試験 2）現場載荷試験結果の解析
昭和４０年度	1）小型模型を用いた動間隙水圧実験 2）振動砂の摩擦抵抗実験 3）木曽川橋橋脚の加振実験
昭和４１年度	1）現地地盤での加振実験 2）ケーソン実験槽での模型加振実験 3）コアのくり返し載荷試験

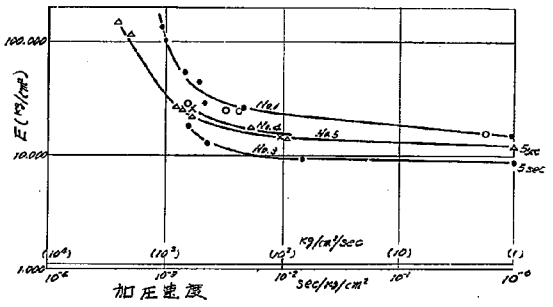
6.4 調査成果

6.4.1 急速載荷試験

(1) 東京大学，石原研究室での試験

当時急速載荷装置として適切なものがなかつたので，石原研究室の試験機を借用して実験した。試験機の性能はつぎのとおり。

載荷は重錘をレバーを介して行なうもので，荷重速度は載荷シャフトに取付けたピストン内のオイルバルブの開閉によつて調節する。荷重の測定は５００㎏のロードセルを用い，ひずみは動的歪計により同時記録した。供試体は径５㎝，高さ１０㎝の円筒形であるが，試験の結果を図－6.4.1に示す。



図－6.4.1 急速載荷試験

この結果から見ると，荷重速度が２００㎏／㎠／ｓｅｃ，すなわち１０㎏／㎠の荷重強度に達するのに１／２０秒で変化する場合になつてはじめて速度効果のあらわれが判る。

(2) くり返し載荷装置の試作と試験結果

くり返し載荷装置は高圧３軸用のセルを使用し，鉛直荷重にくり返し荷重を加えられるよう載荷装置を試作した。

荷重は重錘による荷重をレバーにより拡大し，１００㎏～２,０００㎏の大

さで，0.4～1.8 c p s の荷重を発生させることができる。荷重の波型はほゞ正弦波に近い。

４０年度に実施した試験結果と，文献に出ていた試験例とをまとめて図－1.4.5に示した。

6.4.2 動間隙水圧についての室内実験

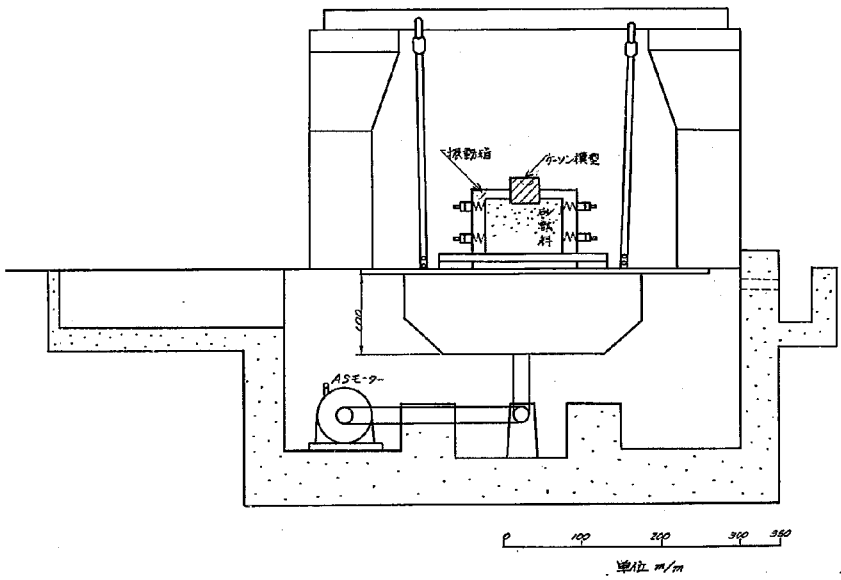
(1) 目 的

基礎構造物の底面に接する地盤が水で飽和されている時，地震力などにより，急激に変化する動荷重を受けると地盤内の間隙水圧が高まり，荷重の一部を分担することが予想される。ケーソンのような構造物が，地中でロッキング振動を行なう場合どの程度の間隙水圧を生ずるものか，定性的に知る意味で簡単な実験を実施した。

(2) 実験方法

砂を地盤材料として砂箱につめ，それを懸吊型の振動台にのせて水平動を与える。その砂箱の中に全重量６４㎏の鋼製のケーソン模型を置き模型には土圧計，間隙水圧計，加速度計を配置する。

実験の概況を図－6.4.2に示す。



図－6.4.2 動間隙水圧の実験

ケーソン模型：底面寸法２０cm×３０cm，高さ３５cm

土圧計，間隙水圧計：差動トランス型，容量４㎏／㎠，直径４０㎜

加速度計：抵抗線型，容量５G

地盤条計：砂箱寸法１００cm×７５cm，高さ８０cm

振動台：振　動　数　　2～4 c. p. s.　最大全振巾　4.2 ㎜

起振方式　　不平衡質量反転型

搭載重量　　6.5トン

間隙水圧計前面のポーラーストーンは静的な目的に作られているので，取りはずし麻布をフイルターに使用して実験した。

(3) 実験結果

今回の実験からつぎの点を指摘できる。

(a) ロツキング運動中の底面の間隙水圧の発生は外側より中央部分の方が高い。特に共振状態においてその傾向が強い。

(b) 全土圧と水圧の比は上下方向の加速度に比例して増大する。

(c) 水平震度0.1～1.0Gの範囲で，この地盤では水圧の全土圧に対する比は15～30%程度である。

(d) ロツキング運動中，浮き上り側については負の水圧が働くことが認められた。

(e) 底面で測定された全土圧は測定加速度を用いての計算値とほとんど一致した。

(4) 判　定

以上のような現象を認めることができたが，設計にあたつてこの動間隙水圧の分担分を考慮するには，まだ一例の実例では不十分と考えられること，動間隙水圧の分担が，この例では15～30%で，期待した程に大きくないこと，などの理由から概略設計の段階では考慮しないこととした。

6.4.3　振動砂の摩擦抵抗

(1) 目　的

ケーソン基礎の安定計算に周辺摩擦の影響を考慮することとしたが，地震時においてその周辺摩擦が常時と同じ程度に期待できるかいなか疑問のあるところである。

一般的に振動時には摩擦抵抗が減少するといわれているが，変位との関連において，十分把握されてない。したがつて，こゝでは振動砂を使つて定性的な実験を行なうことにより，最大引抜き抵抗が生ずるまでの変位はどの程度かを判断する資料を得るために実験を行なつた。

(2) 実験方法

試験に用いた砂箱加振器は6.4.2の実験と同じものを使用した。

実験は砂箱の砂に巾10㎝，長さ20㎝，厚さ0.5㎝のスレートを挿入し，加振状態でその引抜き抵抗を調べた。変位は測定長±50㎜の電磁型変位計を用い，荷重は抵抗線型歪計を貼つた荷重計を用いた。

地盤は60%粒径で0.27㎜均等係数1.9の飽和砂で振動開始時の単位単積重量 $\gamma_t = 1.8$ t/m³である。

(3) 実験の結果

今回の実験から次の点を指摘できる。

(a) 最大の引抜き抵抗は，0.2～0.3Gの加速度が加えられた時に生じ，静止時ではな

かつた。これは振動にともないliquefaction(流動化)現象を生じ，密度の変化を生じたためと思える。この現象が長く続けば，引抜き抵抗の低下としてあらわれるはずであるが，表層の近くでは荷重強度0の状態のため，急激に間隙水圧の逸散を生じ，その結果水圧逸散後の密度上昇のみが実験結果に影響を与えたものと判断される。

なおこの現象は側壁に設置した間隙水圧計での間隙水圧の異常上昇（約10倍）で記録されている。

(b) 最大の引抜き抵抗を示す変位は0.2～0.3Gで静止時の20%増，0.5～1.0Gで30～100%増となつた。

(4) 判　定

以上の定性的な実験から，振動時だとて急激に引抜き抵抗が低下しないこと，また最大の引抜き抵抗を生ずる変位は静的な状態よりかえつて増大することが指摘されたが，在来の常識とは相反する結果であり，地震時の摩擦抵抗を考慮する側にとつては好ましい結果といえる。

したがつて，設計では値としては十分安全を見こんで小さ目の値をとるが（施工条件に左右されるので）地震時にも考慮することとした。

6.4.4　木曽川橋における実橋脚加振実験

在来土木研究所では橋脚の加振実験を10例以上実施してきたが，たまたま道路公団の施工する木曽川橋において土圧計，間隙水圧計が埋設してあり，隣接して実橋もあつて，自由振動させる条件を備えるなど，実験橋として好条件であつたのでお借りして加振実験を行なつた。

試験の要領は通常の加振実験と全く同じであり説明を省略するとしてこの結果，つぎの点を指摘できる。

(1) 本橋脚は井筒基礎で径6m，長さ約40mで周囲の地盤は上層10mがN値5前後の細砂，下30mがシルトでN値は0に近くそれ以下は砂礫であり，この砂礫層に支持されている。強制振動で固有振動数4.63c/s，減衰常数0.085，自由振動で固有振動数4.78c/s減衰常数0.098であつた。

(2) 振動は曲げ振動の性状を示し，各測定点の最大値は時間的にずれを生じ位相差が大きい。

(3) 変動する水圧は土圧の1／3であり，6.4.2の室内実験の結果と一致した。

(4) K値は0.5～1.5kg/cm³で静的に求めたものの2～3倍の範囲にあつた。

(5) 現在橋の共振曲線は上部工の影響のため共振点がいくつもあらわれる傾向を示した。

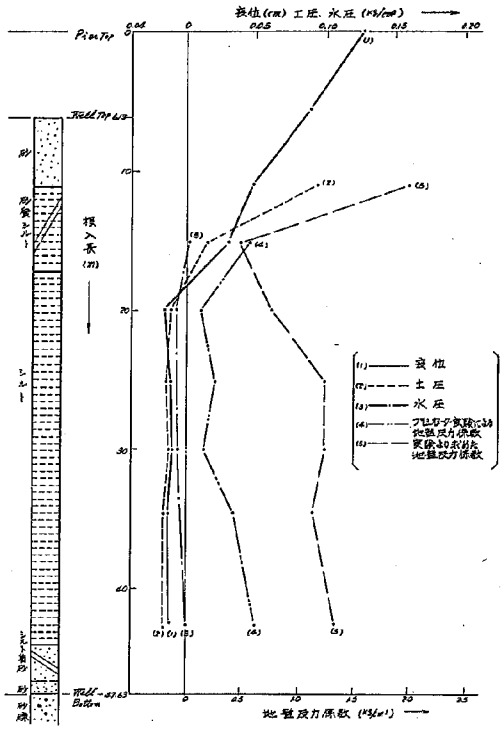
実験結果の一部を図－6.4.3に示す。

6.5　現状分析ならびに今後の問題点

過去2ケ年の調査から次の点を指摘できる。

(1) 耐震設計の内容を大きく左右する地盤の地震時の条件について一連の調査を行なつたが，まだ定性的な域を出ず，問題は今後に残されているといつてよい。

(2) 当面は設計対象の地盤について，構造物を介しての加振実験を行なつて，動的な効果



図－ 6.4.3　木曽川橋加振実験結果の一例

を加味した地盤のバネを定めることにならざるを得ないが，これとても弾性応答にのつとつた場合の見掛けのバネ係数を求めることになつて本質には遠い。

(3) したがつて，今後は条件の判つた室内実験槽での加振実験の結果の解析から，実構造物の挙動を推定する方法と，実構造物での天然地震による地盤挙動の追跡を行ない，両面からの追求が必要になろう。後者については，一部松代地震において落合橋の観測を行なつたが，今年度後半には利根川筋長豊橋に継続観測施設を整備する予定である。

7　地盤支持力判定法調査のうち自然放射能分布調査およびコアーに関する調査

7.1　調査の目的

(1) 本州四国連絡道路架橋地点附近における断層線の位置を地表および海底部における自然放射能の分布から推定する方法についての調査。

(2) 海底の岩層の力学的性質を調査する一補助手段としての海底ボーリング孔を利用した密度検層法の調査。

(3) 海底部の地層の対比の一手段としてのボーリングコアー試料の存在粘土鉱物および放射能についての調査。

7.2 調査方法

(1) 自然放射能分布調査においては，径２５㎜，高さ３８㎜のヨウ化ナトリウムのシンチレーターを装備した野外用シンチレーションカウンターにより，調査区域内に数本の測線を設定し，巻尺により２m間隔でプローブを地表面に密着して自然放射能を測定した。海底部の自然放射能調査においては径４２㎜，高さ５０㎜のヨウ化ナトリウムシンチレーターを装備した耐水性の水中用シンチレーションカウンターを使用し，船上からプローブを海底に垂下して測定した。測点は船の位置から推定した。

(2) 密度検層においては，ガンマ線散乱型密度計により，ボーリング孔の堀さく終了後直ちにプローブを孔中に垂下し，周囲の岩盤の密度を測定した。なお孔中のベントナイト泥水に対する補正を行なつた。

(3) コアー試料についての試験では，２００～３００ｇのコアー試料を柱状図を対照しながら，だいたい岩種別にかつなるべく同一深度間隔で採取した後実験室に送付した。実験室においては，まず試料を鉄製乳鉢で粉砕した後，うち１００ｇ程度を放射能計測用とし，他の１０ｇ程度はメノウ乳鉢で微粉砕し，X線廻析測定用とした。放射能計測は約１００ｇの試料をガラス製シヤーレに入れ，径１２５㎜，高さ１２５㎜のヨウ化ナトリウムシンチレーターを装備したシンチレーションカウンターで２０分間ずつ計測した。X線廻析は約１ｇ程度の２００メッシュ以下の試料について，銅ターゲット，ニッケルフイルターを使用し，電圧３０ＫＶ，電流１５ｍＡで測定した。

7.3 調査の経過

昭和３６年度

大槌島沖において海底の密度検層を実施した。

昭和３７年度

四国坂出沖において海底の密度検層を実施した。

昭和３８年度

垂水沖において海底の密度検層を実施した。神戸市鉄拐山周辺の断層線に沿つて自然放射能測定を実施し，またその延長部である垂水沖において，海底部の自然放射能探査を行なつた。

昭和３９年度

垂水沖において海底の密度検層を実施した。神戸市鉄拐山周辺の断層線の海岸寄りの部分について自然放射能探査を実施した。ボーリングコアー試料のサンプリングを行ない，放射能計測およびX線分析を実施した。

昭和４０年度

前年度に引き続いて，その後掘り上つたボーリングコアー試料のサンプリングを行ない，放射能計測およびX線分析を実施した。

7.4 調査結果

7.4.1 密度検層

ボーリング孔の径が２００㎜で密度計プローブの外径に比してかなり大きかつたため，プローブの孔内における位置によるカウント数読みの誤差が大きくなり，また孔内における掘さく用ベントナイト泥水の比重が不明であつたため，この値を適当に推定して補正したので，この誤差もかなり大きくなつた。したがつて密度の絶対値の誤差としてはかなり大きくなつたが，ボーリング柱状図と対比した結果，全体的な傾向をとらえるためには，密度検層法は充分その目的を達し得ることを確かめた。なお結果の詳細は実施年度の土木研究所年報に記載した。

7.4.2 自然放射能探査

神戸市鉄拐山附近の断層線に沿つて昭和３８，３９年度に実施した自然放射能探査においては，地質踏査より判定された断層線の近傍に明確な自然放射能のピークを認め得た。この断層線の延長に沿つて海岸部分，海底部分で自然放射能探査を実施したところ，やはりこの断層線の近傍で明確なピークを認め得た。この探査結果から自然放射能探査法は断層線の調査に有効であるということが判明した。なお結果の詳細は実施年度の土木研究所年報および土木技術資料第６巻３２９～３３３ページに記載した。

7.4.3 コアー試料についての試験

粉砕コアー試料に関する放射能計測結果では，地層の対比ができるような資料は得ることができなかつた。X線分析の結果では，モンモリロナイト，イライト，クリストバライト，石英方解石，長石等はボーリング用泥水によつて汚染された恐れがあるとか，試料全部にわたつて均等に分布されているとか，存在量が痕跡程度であるとかの理由で，これらのデータから地層の対比をすることはできなかつた。たゞ面間隔9.１２Aのゼオライトは，地層により明確な存在量の差が認められたので，ゼオライトに注目してボーリング孔別に地層を対比したところ，ボーリング柱状図から対比した地層ときわめて良く一致した地層図を作ることができた。なお結果の詳細は昭和４０年度土木研究所年報に記載した。

7.5 調査の問題点

この調査の経験から問題点を列記すると次の通りである。

(1) この調査におけるような２００㎜程度の孔径のボーリング孔の密度検層では，密度計のプローブの外径が孔径に比して小さ過ぎるため，プローブのセンタリングの問題が生じ，こ

の誤差もかなり大きくなるものと考えられる。したがつてこのような場合プローブの中心性を良くするためのガイドを工夫する必要があると考えられる。調査期間中ガイドを試作して使用したことはあるが，孔内挿入の際の抵抗が大きく，実用的ではなかつた。したがつて泥水による抵抗が小さいガイドを試作し，プローブに装備する必要があると考えられる。

(2) 密度検層の際，孔内におけるベントナイト泥水の比重が不明であつたため，この比重を推定してカリブレーションカーブを作成し，カウント数を密度に換算した。この誤差はかなり大きいと考えられるので，誤差を小さくするため，孔内における泥水の実際の比重を測定しこの比重に対してカリブレーションカーブを作成しておく必要がある。

(3) 自然放射能探査を海底部で実施する場合，明石海峡のような潮流の烈しいところではプローブが流され，観測船の位置と測定位置との間に大きな食い違いが生じる。したがつてこのような場合，プローブに錘りを附し，水の抵抗を小さくすることが必要であると考えられる。また測線についてはなるべく連続的に測定した方が好ましく，そのためには海底を引きずつて行くような型のプローブが適していると考えられる。

(4) ボーリングコアー試料の試験では，地層の対比には明石海峡の場合ゼオライトが有効であつたが，これは他の地域にも適用できるかどうかは疑問であつて，他の種類の鉱物を探索するとか，また資料の放射能をエネルギーで区別するとかの方法について検討の必要があると考えられる。

8 基礎施工法調査

8.1 調査の目的

基礎の施工計画は現地機関である調査事務所が担当した。したがつて，土木研究所は，施工計画をたてるに参考になる資料の提供と，施工計画をたてるうえで考慮しなければならない自然条件の吟味，工法を決定するうえでの基本的な問題についての検討を行なつた。この意味からこの調査では文献調査にはじまる一連の資料提供と工法を検討するうえでの基本的問題を検討するのを目的とした。

たゞし，コンクリートに関する問題はコンクリート研究室，施工機械については機械研究室潮力波力については河川研究室が担当した。したがつてこの章においては基礎調査室担当分についてのみ記す。

8.2 調査の方法

第1段階として，過去における世界の長大橋基礎の施工例を調べ，参考となるものを摘出する。ついで，施工に直接結びつくもので，室内試験の可能なものを取り上げ，実験的に解明する。最後に調査事務所のまとめる施工案について検討し，参考の意見をまとめ，施工案の取りまとめに反映せしめる。

8.3 調査計画

表 8.3.1 調 査 計 画

年 度	調 査 計 画
昭和37年度	1）文 献 調 査
昭和38年度	1）文 献 調 査
昭和39年度	1）施工資料調査 2）施工案の検討
昭和40年度	1）施工資料調査（海外視察） 2）ロツクアンカーについての検討 3）施工案の検討
昭和41年度	1）施工資料調査 2）施工試験結果の吟味，検討

8.4 調査成果

8.4.1 文献調査

過去の世界における施工例をとりまとめ，現場調査事務所のための参考資料とした。これらの調査結果によれば，長大吊橋の基礎はそのほとんどが，締切工法またはケーソンの沈設工法を用いた剛体基礎を採用しており，くい基礎は僅かにChesapeak Bay Bridge の例があるのみである。ケーソン基礎には，マキノ型の2重壁構造のケーソン，ベラザノナローズ橋などに用いられた蜂巣形ケーソン，この蜂巣型ケーソンの変形としてタガス橋，サンフランシスコオークランド湾橋に用いられたドームドケーソンがある。もちろん，フオース橋，セバン橋のように主塔基礎の塔基部にそれぞれ独立した円形ケーソンを沈設した例もあるが，以上のほかはジョージワシントン橋，金門橋のように締切工による全面堀さく方式がとられている。

水深については，残念ながら我々が施工しようとする50mの水深の例はない。潮流，水深などを考えると，世界に例のないものであることは明らかである。

8.4.2 施工法についての検討

以上の文献調査の結果を参考にして，現地の調査事務所はケーソン基礎と締切工法を主体に

施工計画をとりまとめ設計に入つた。その結果異常に多くの材料を必要とすること，潮流の早い個所にケーソン基礎の全断面を沈設することが難しいことが判明してきて，これらの工法の修正案が考えられた。すなわちつぎの４工法が具体案としてまとめられた。

(1) 締切工法

水深１０m以内の個所に用いられるもので，底質によつて締切り工法自体はコンクリート構造または鋼矢板構造などが採用されるが，過去における施工経験の範囲にあると考えられる。

(2) ケーソン工法

水深が１５m程度を越す場合で，掘さく沈下が特に困難と思われない場合に用いられる。基礎の大さによつては空気ケーソン工法の利用も考えられ，いずれにせよ，施工経験のある範囲に入る。したがつて，基本的に問題ないといえる。

(3) 管棚工法

ケーソンの掘さくや沈下が困難と考えられる固結礫層や軟岩層に貫入する必要のある場合，海底の起伏が著しく，あらかじめ切り均すことが困難と思える場合に利用する工法である。これは一種の締切り工法といえるもので，所要の基礎の外周に大口径の鋼管を並べて埋め込み管と管の間に遮水壁を設けてケーソン外壁と同じ効果をもたせるものであり，底コンクリート打設後水替えできることが前提になつている。

支持枠を建てこみ，大口径鋼管を施工するまでは，海中ボーリングの結果からも施工可能と判断されるが，水替えの問題は地盤の透水性，施工法によつて左右されるので疑問が残る。４１年度の施工試験によつて，水替えの問題は明らかにされようが，この工法をもう少しケーソン工法に近づけて掘さく，特に刃口先の地盤の掘さく除去の問題が解決されれば，十分施工の可能性があると判断される。

(4) 多柱工法

水深が大で，しかも支持層上に軟弱でない不透水層が厚く分布している場合に利用しようとする工法である。

管棚工法と同じく支持枠を所定位置に沈設し，大型（径１０m～１２m）の鋼製ケーソンを沈設し，注入工によつて止水したのち，ケーソンの先端をトンネル工法によつて連結しようとするものである。

この工法を管棚と同じく止水効果に左右される点があり，４１年度の施工試験に待つところが多いが，鋼製ケーソンの先端を連結せず，そのまゝさらに延伸して基礎とするもの，あるいは支持枠を利用しての管棚工法を実施できるので，施工可能の可否を左右するものではない。(3)についても，(4)についても，もし可能であれば，比較的経済的な基礎が設計できるということになり，今後さらに十分な施工調査を必要とする。

以上のような検討を加え，調査事務所との意見の交換を行なつた。

8.4.3 海外視察調査

昭和４０年９月から１０月にかけて，１ケ月アメリカ，ヨーロツパの長大吊橋の現場を視察し，その施工環境を調査すると同時に，担当技術者，施工業者と施工についての意見の交換を

行ない文献調査で果し得なかつた不明の点を補足した。

8.5　現状分析ならびに今後の問題点

(1)　施工法については，現地調査事務所が担当するとして調査をはじめ，土木研究所はそれに必要な資料を提供することになつていたが，文献調査はやはり文献調査の域を出ない。この問題は，次章以下に述べる具体的な問題として取り上げられても，工法自身は仲々調査研究の対象にならないものである。

(2)　したがつて，ある意味では施工法についての調査は具体性を欠いており，41年度実施される施工試験の結果に負うところは大きい。特に止水の問題は管棚工法，多柱工法の成否をわけるものなので，施工試験のみならず，ボーリング孔を利用しての止水実験などを行なう必要があると判断する。

(3)　また支持枠の沈設は海中工事の重点であり，この作業のための有効なアンカー工法の開発が望まれる。

海底に自力で，ドリルしてアンカーする工法も考えられ，具体的な検討を進めたいと考えている。

9　高水圧のもとで施工したプレパックドコンクリートに関する調査

この実験は，本州・四国連絡橋基礎の施工方法に関する調査，試験の一環として，海中で施工したプレパックドコンクリートの強度に関する基礎資料をとるために行なつたものである。

9.1　実験内容

9.1.1　試験項目

(1)　圧縮強度に関する試験

(2)　打継面の付着強度に関する試験

(3)　鉄筋との付着強度に関する試験

9.1.2　水圧は0㎏および8㎏とした。水圧を8㎏とした理由は水深80m程度を想定したからである。

9.1.3　注入モルタルの配合

注入モルタルの配合は表－9.1.1に示すごとくである。

表－9.1.1

記号	注入モルタルの配合 C：F：S	水・結合材比 $\frac{W}{C+F}$（%）	流下時間 *（秒）	単位量 (kg/m³) セメント C	フライアッシュ F	細骨材 S	水 W	減水剤	膨張剤
A	1：0.4：1.3	43	19±3	627	251	815	379	2.20	0.0878+ 0.1756キ
B	1：0.4：1.9	49	19±3	525	210	998	360	1.84	0.0735+ 0.1470キ

＊Pロートを使用　　＋水圧0㎏のとき　　キ水圧8㎏のとき

水圧によつて膨張剤の量を変えたのは高水圧下での注入モルタルの膨張量を適当にするためで，予備試験の結果表9.1.2のような結果がえられたので，これを参考にして定めたものである。

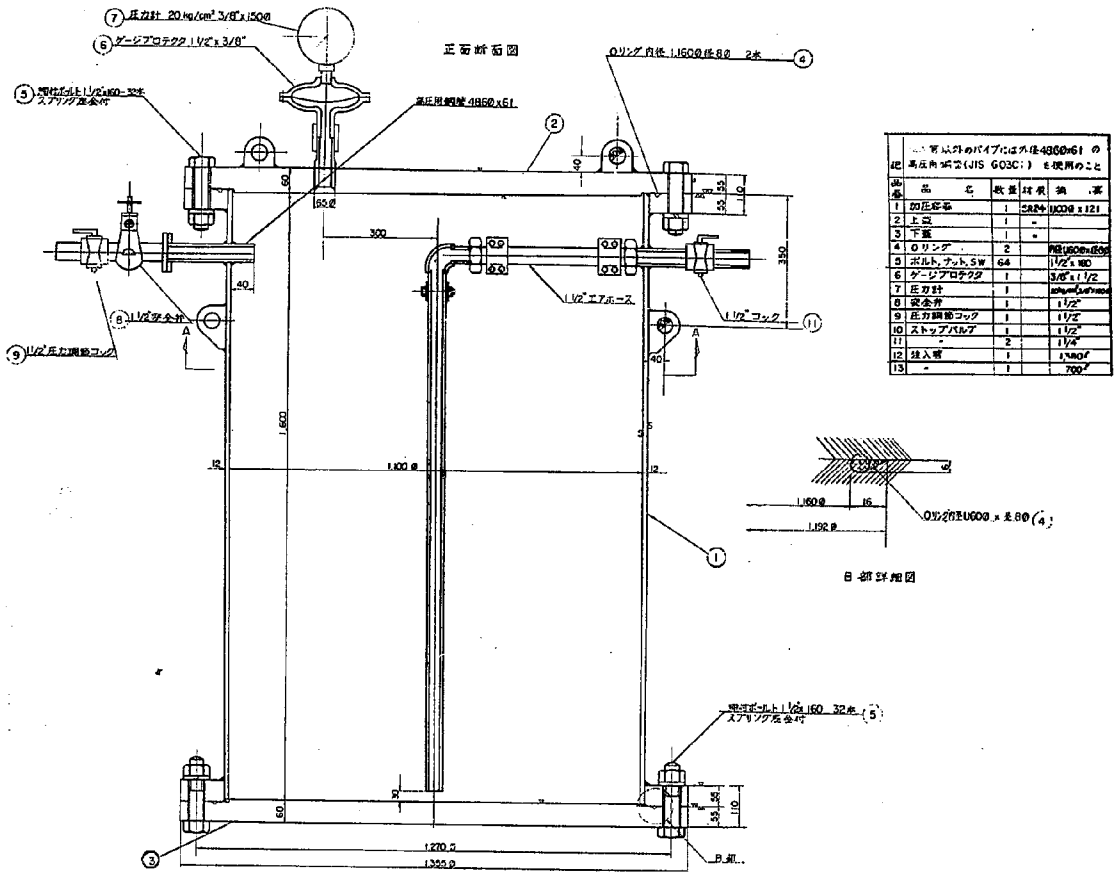
表－9.1.2

配合	膨張剤率 A/C+F（%）	膨張率＊（%） 水圧（㎏） 0	8
A	0.01	7.2	1.4
	0.02	12.2	1.5
	0.03	20.5	2.9
B	0.01	4.1	0
	0.02	10.2	3.9
	0.03	13.4	5.1

＊ポリエチレン方法（24時間後）

9.1.4　加圧装置

水圧8㎏を加えるための装置は特別に製作した図9.1.1に示すような容器である。



記号	品名	数量	材質	摘要
1	圧圧容器	1	SS41	φ609.6 x 12.1
2	上蓋	1	〃	
3	下蓋	1	〃	
4	Oリング	2		P38 φ1160 x φ8.0
5	ボルト, ナット, SW	64		1 1/2" x 160
6	ゲージプロテクタ	1		3/8" x 1 1/2
7	圧力計	1		20kg/cm²
8	安全弁	1		1 1/2"
9	圧力調節コック	1		1 1/2"
10	ストップバルブ	1		1 1/2"
11	〃	2		1 1/4"
12	注入管	1		1,400
13	〃	1		700

注 1. 特に指定のないパイプには外径48.60x6.1 の高圧用鋼管(JIS G 03C1) を使用のこと

図 9.1.1.(a) 海中コンクリート実験用容器

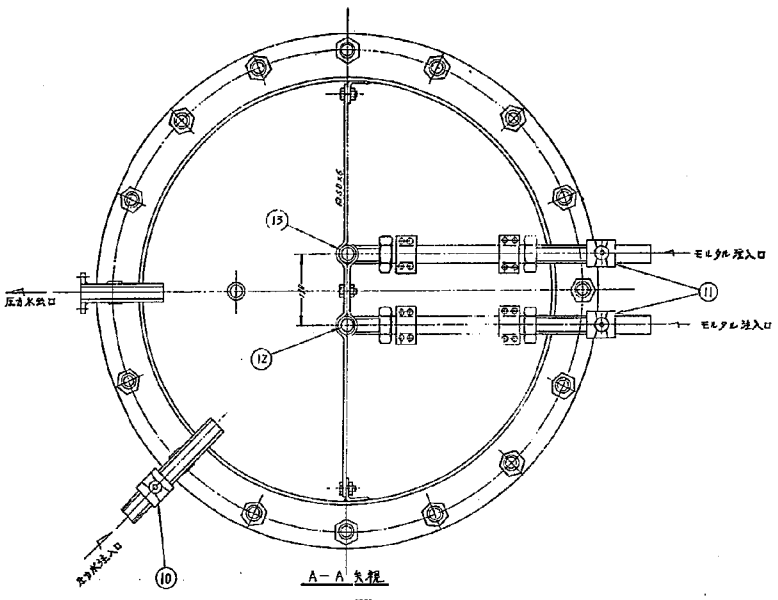


図 9. 1. 1. (b) 海中コンクリート実験用容器

9. 2　圧縮強度試験

9. 2. 1　試料

試料は 9. 3. 1 で述べる打継目のないコアーの曲げ試験を行なつたあとの折片の上・下部分，図 4. 2. 2. に示す位置から採取した。供試体の上下面は硫黄でキヤツピングをした。

9. 2. 2　試験結果

試験結果を示すと表 9. 2. 1 のごとくである。

表－ 9. 2. 1

配合	水圧	圧縮強度（㎏）				上部の圧縮強度／下部の圧縮強度		供試体による圧縮強度（㎏）	
		材令 28 日		材令 91 日					
		上部	下部	上部	下部	材令28日	材令91日	材令28日	材令91日
A	0	237 (2265)	257 (2383)	281 (2372)	309 (2314)	0.92 (0.95)	0.91 (1.03)	206 (2313)	286 (2347)
	8	198 (2409)	291 (2409)	272 (2401)	355 (2354)	0.68 (1.00)	0.76 (1.02)		
B	0	232 (2316)	250 (2153)	272 (2372)	336 (2190)	0.88 (1.11)	0.92 (1.05)	201 (2338)	284 (2382)
	8	184 (2416)	278 (2247)	222 (2392)	323 (2286)	0.70 (1.07)	0.71 (1.05)		

これらの結果から次のことがいえる。

(1) コアーの圧縮強度は供試体強度よりやゝ大きい値を示している。

(2) コアーの上部の圧縮強度は下部の圧縮強度より小さい値を示している。強度比は水圧0㎏の場合おおよそ0.90，水圧8㎏の場合ではおおよそ0.70である。

上部の圧縮強度が小さい原因としてモルタルの量の多少の影響のあることが考えられる。すなわち，コアーの填充状態の観察の結果によれば，下部では注入モルタルが粗骨材を押し上げ，粗骨材の空げきがやや多くなつているように認められるし，単位体積重量が多少上部の方が大きいことは，粗骨材の量が多いことを示すものと思われる。

水圧によつて強度比に相当の差の認められることは実験の不備によるものかどうか今後の検討を要するものと認められる。

(3) コアーの強度は水圧によつて多少影響されるもののようである。すなわちコアーの上部では水圧0㎏の場合よりも8㎏の場合の方が約20%程度低い値を示し，下部では逆に8㎏の方が10%程度大きい値を示している。この理由については明白でない。

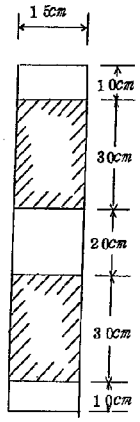


図 9.2.1

9.3 打継面の付着強度

9.3.1 第1回試験

(1) ブロックの製作方法

打継目を有するブロック（直径80cm，高さ100cm）を製作するには，全高さだけ型わくに粗骨材をいれ，水を満したのち注入モルタルを約50cmの高さまで注入する。この下部コンクリートを打込んでから7日のちに，下部コンクリートの表面に何等の処置をせず上層部分のモルタルを注入した。このような方法をとつたのは海中において作業を中止したときの状況を想定したからである。

8㎏の水圧のときは型わくを加圧装置の中に入れ，全く同様に行なつた。

(2) 注入モルタルの配合

注入モルタルの配合は表9.1.1に述べた通りである。

(3) 実験結果

(a) モルタルの填充状態

注入モルタルの填充状態の観察結果を示すと表9.3.1のごとくである。

表－9.3.1

	配合	注入モルタルの配合 C：F：S	水圧 (kg/cm²)	ブロックの外観による填充状態	コアーの観察	コアー採取した穴より観察したモルタルの填充状態
打継面のないもの	A	1：0.4：1.3	0	良好である	φ15 cm 長さ93～100 cmのコアーを6本採取，填充状態は良好であつたが全般的に下部20 cmより50 cmの約30 cmはモルタルが多く感じられた。	良好である
			8	良好である	φ15 cm，長さ約95 cmのコアーを6本採取，填充状態は良好である。	良好である
	B	1：0.4：1.9	0	良好である	φ15 cm，長さ約89 cmのコアーを6本採取，填充状態は良好であつたが，全般的に下部10 cmより35 cmの約25 cmはモルタルが多く感じられた。	良好である
			8	良好である	φ15 cm，長さ93～98 cmのコアーを6本採取，填充状態は良好であつたが，全般的に下部15 cmから50 cmの約35 cmはモルタルが多く感じられた。	良好である
打継面を有するもの	A	1：0.4：1.3	0	良好である	φ15 cm，長さ約105 cmのコアーを6本採取，そのうち1本は採取中に打継面より折断，填充状態は良好であつた。	良好である
			8	天端より約28 cmの位置の円周部に填充不十分な箇所あり	φ15 cmコアー 2本採取したが採取中に折れたり部分的にみだされたモルタル付着砂利があつた。	2本の穴の填充状態は悪いとは感じられないが打継面に小さなすき間あり
	B	1：0.4：1.9	0	良好である	φ15 cm，長さ約110 cmのコアーを6本採取，このうち2本は採取中打継面より折断填充状態ろ良好であつた。	良好である
			8	天端より約20 cmの位置の円周部に填充不十分な箇所あり	φ15 cmのコアーを1本採取したが，打継面で採取中に折断，他の1本のうち上部半分が採取されたが，みだされたモルタル付着砂利であつた。	2本の穴の填充状態は下部半分は良好なるも，上部は全般的にモルタル填充が不十分であつた。

打継面を有するブロックで水圧8㎏の場合には填充不十分な箇所が見受けられるが，これは打継目を有する上層部の厚さが50㎝で，直径に比してかなり薄いこと，水圧が8㎏のために最初のモルタルに注入圧は9㎏程度となり，粗骨機の浮き上りがおきやすく，注入管附近がゆるみ，他の部分よりモルタルの上昇が早くなるので上面に流出し．これが注入されていない他の部分に沈降していくためと思われる。

また，A配合のものとB配合のものとを比較すると，B配合の方が貧配合であるためにモルタルが沈降するときに分離が多くなつたように思われる。

(b) 付着強度

付着強度試験（コアーをスパン45㎝とし，3等分点荷重方法で求めたもの）の結果は表－9.3.2に示す通りで，A・B配合とも水圧0㎏のものの付着強度の有効度は，それぞれ47％および63％で，約50％程度であつた。

水圧8㎏で打継面を有するブロックからはコアーの採取ができなかつた。

表－9.3.2

配合	注入モルタルの配合 C：F：S	水圧 (㎏)	曲げ強度（㎏） 打継面のないもの F28日	打継面のないもの F91日	打継面のあるもの F'28日	打継面のあるもの F'91日	付着強度の有効度（％） F'28／F28	付着強度の有効度（％） F'91／F91	材令91日における打継面のない曲げ強度の水圧による強度比（％）
A	1：0.4：1.3	0	32.7	44.0	13.5	20.8	41	47	100
		8	25.4	32.8	コアーの採取不能		－	－	75
B	1：0.4：1.9	0	30.5	38.3	12.4	24.0	41	63	100
		8	27.8	31.8	コアーの採取不能		－	－	82

9.3.2 第2回試験

第1回の試験にかんがみ，モルタル注入管の打継面よりの高さをいろいろにかえてモルタルの注入状況を観察した。

今回の供試体は上層部コンクリートの厚さをある程度大きくするため，下層部コンクリートの厚さを30㎝とし，上層部コンクリートの厚さを70㎝とした。なお 下層部のコンクリートは普通のコンクリートを打設し，表面をコテでならしたままである。

試験結果を一括して示すと表9.3.3のごとくである。

表－9.3.3

モルタル注入パイプ先端の打継面よりの高さ			ブロックの外観より見たモルタルの填充状況	採取したコアーから見たモルタルの填充状況	打継面の付着の程度
	10cm	0層	一様にモルタルが行きわたり非常に良好な状態である。		コアー採取の際，コアーの打継面は，はく離したが，ブロックは，はく離しなかつた。
		8層	一様にモルタルが行きわたり非常に良好な状態である。		コアー採取の際，ブロックの打継面全部がはく離した。
	20cm	0層	一様にモルタルが行きわたり非常に良好な状態である。		コアー採取の際，コアーの打継面は，はく離したが，ブロックは，はく離しなかつた。
		8層	一様にモルタルが行きわたり非常に良好な状態である。		クレーンで引上げたところ，ブロックの打継面全部がはく離した。
	35cm	0層	打継面より約25cm～30cmの附近にある粗骨材の下面はモルタルの行きわたつてないところが幾分見受けられた。	打継面より約10cmの間は，モルタルの行きわたりが著しく悪く，粗骨材の露出しているところがあり，打継面より約10cm～30cmの附近は粗骨材の下面にモルタルの行きわたつてないところが見られた。	
	50cm	0層	打継面より約40cm～60cmの附近は，ブロックの周囲全面がモルタルの行きわたりが著しく悪く粗骨材が露出している。	打継面より約20cmの間はモルタルの行きわたりが著しく悪く粗骨材が露出しており，打継面より約20cm～45cmの附近は粗骨材の下面にモルタルの行きわたつてないところが見られた。	

この結果から次のことがいえる。

(1) 注入モルタルの落下高さ10および20cmの範囲では，水圧0および8層の場合，填充状態は良好であるが，落下高さ30cmおよび50cmの場合には，モルタル注入管の周辺直下の打継面には填充不十分な箇所が生じている。ただし，ブロックの外観上は満足なものと認められる。

(2) 打継面の付着強度としては落下高さ10および20cmで水圧0層のとき下部コンクリートの重量（360kg），運搬時の衝撃，コアーボーリングによる衝撃力に耐えるだけの付着強度はえられている。しかし強度試験の実施に到らずして破壊しているので，付着強度は実際上期待できない。

第一回試験のときの水圧0層のときに付着強度の有効度が50%程度期待できたのに，今回の試験ではほとんど期待できないのは下層部コンクリートの表面の状況の差異によるものと考えられる。

9.4　鉄筋との付着強度

ブロックの大きさは直径８０cm，高さ２０cmとし，鉄筋は直径１６㎜の丸鋼および異形棒鋼を用いた。供試体はこのブロックより直径１５cmのコアーを採取し，引抜試験により付着強度を求めた。実験結果を示すと表－ 9. 4. 1. のごとくでこれより次のことがいえる。

(1)　丸鋼および異形棒鋼とも防食しないものは，各条件とも材令２８日における付着強度は５０～５９㎏を示し余り差がないようである。

(2)　異形棒鋼を用い防食加工した水圧０㎏の付着強度は，Ａ，Ｂ配合とも防食加工しないものに比し，その付着強度が５０～６０％低下した。この原因は試験後の付着状態の観察では防食塗料が大部分異形棒鋼からはずれて，コンクリートに付着しており，その付着した防食塗料も手で容易に除くことができ，塗料と鉄筋およびコンクリートに対する付着強度がなかつたものと思われる。したがつて防食塗料の選定によつて，ある程度付着強度の増大が期待されるものと思われる。

表－ 9. 4. 1

配合	水圧（㎏）	鉄筋の種類	防食加工の有無	付着強度（㎏）	強度比（a/b）	備考
A	0	異形棒鋼	有（ａ）	22.6	0.41	コンクリート破壊
			無（ｂ）	55.2		〃　〃
	8	異形棒鋼	無	63.8	—	棒鋼溶接点で切断
		丸　鋼	無	57.2		鉄筋が抜けた
B	0	異形棒鋼	有（ａ）	28.9	0.48	コンクリート破壊
			無（ｂ）	60.5		〃　〃
	8	異形棒鋼	無	54.5	—	〃　〃
		丸　鋼	無	50.2		鉄筋が抜けた

１０.　施工機械調査

１０.１　調査の目的

基礎施工機械のうち，水中基礎掘削機械について調査し，高深度における大形掘削機に適応する機械の選択および開発に役立てる。

１０.２　調査方法および経過

想定される基礎の施工条件は，一般の橋脚基礎の施工条件に比べて，海上作業であること，潮流が速いこと，水深が深いこと，掘削土量が多いこと，硬い土質の掘削も含まれることなど多くの困難な条件をもつている。

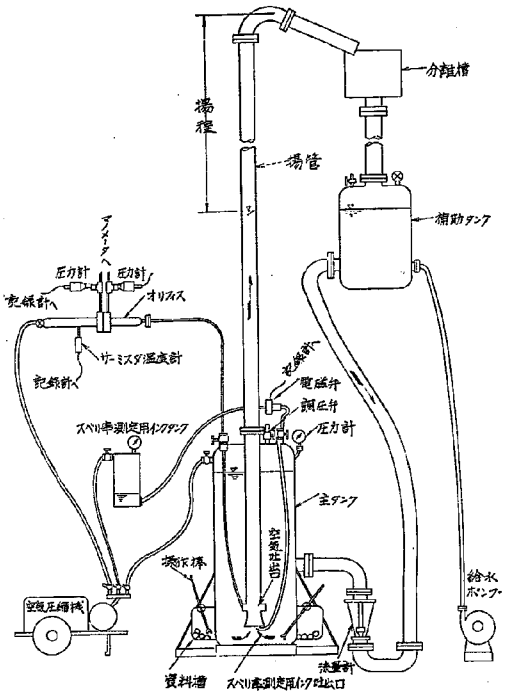


図 10.2.1

調査は(1)文献調査（文献等により海外の大形基礎掘削施工例を調査し，上の条件に対する現有材料の適用性について問題点の検討を行なう。）(2)作業性能試験（２種類のリバースサーキュレーションドリル工法についての所内性能試験結果より高深度における掘削揚砂の作業性能の検討を行なう）および(3)エアリフトポンプ実験，（掘削土砂の排出方法の一つであるエアリフトポンプについて，機構および流れの特性を明かにするための室内実験を行ない，さらに屋外実験装置を製作し実験中である。図 10.2.1.にこの実験装置の略図を示す）を行なつた。

10.3 調査結果

10.3.1 文献調査 現有基礎掘削機械

(1) グラブバケット掘削

海外における施工例をみても大部分はグラブバケットが主となつて使用されており，グラブバケットによる掘削は，掘削作業だけでなく骨材の移動など多くの用途があり，最も一般的で欠くことのできない工法の一つである。

グラブバケットを海中で大形深基礎掘削に適用する場合の問題点として，次の点が予想される。

(a) 硬い地盤を掘削する場合の掘削能力

(b) 刃口閉度不完全によるバケット効率の低下

(c) 掘削面の不陸によるグラブバケットの転倒およびつかみ効率の低下

以上は特に水深に関係なくグラブバケット一般の問題点であるが，このほか不明な点として水深がグラブ掘削に与える影響があげられる。

特に大形基礎に対しては大きな作業半径が要求されるので，機械本体が大形化し作業能率は低下する。そして従来のジブ型クレーン以外の機械の利用も考える必要が出てくる。しかしながらいずれにせよグラブバケットによる方法そのものは安定した確実な施工法と考えられる。

なお，硬土盤や軟岩掘削に対しては，ハンマグラブやチゼル落下による破砕法の併用が有効

となるであろう。

(2) 回転式バケット掘削

本機は先端に切刃がついているバケットを回転させ，土砂および軟岩の掘削かき込みを行ない，バケットが満杯になつたところで吊上げ，排出するアースドリルである。こゝでは，回転式バケットによつて確実に掘削かき込みを行ない，捨土するといつた，グラブバケットよりも確実に掘削できるという利点を応用しようとするものである。しかしながら本機は，ケリーバの長さまたはテレスコープ段数の限界から深度２５m位までが適用範囲と云われ，海中大形基礎掘削に適用するにはこの外に，回転バケット径を大きくすることによる自重の増大，掘削土砂の排出方法，動力伝達方法など多くの問題点があり，実用まではなお一層の検討を要する。

(3) リバースサーキュレーションドリル

本ドリル装置は回転掘削部分と揚砂部分からなつていて，掘削条件によつて各種ビットが用いられる。比較的容易な掘削条件のもとでは，ユンボビット，三翼ビットが用いられ，更に大口径（２～５mφ）になると多段ビットを用いて階段状に拡孔する方法がとられている。

なお，ユンボビットや三翼ビットでは掘削不能な硬土盤や軟岩に対しては，ローラビットが有効である。しかしこの場合，ビットに加える荷重の方法，回転動力の増大，ドリルパイプの強化，ドリルパイプおよびビットの重量増大によるクレーン能力の限界など多くの問題点があげられる。

本ドリル装置は掘削土砂の揚砂方法によつて，次の３種類に分けられる。

(a) ポンプサクション・リバースサーキュレーションドリル

掘削土砂を排出するのにサンドポンプを用いる方法で，橋脚基礎掘削の実例としてマラカイボ橋において，ＰＳ１５０型（西ドイツ・ザルツギッター社製）が好成績をおさめている。本機を海中大形基礎掘削に適用する場合の問題点として，ポンプユニットの据付位置（ケーソンのかさ上げは約１０m位の単位で行なわれることが考えられる），深度が深くなるにつれて揚砂能力が低下する傾向があることなどがあげられる。

(b) エアリフト・リバースサーキュレーションドリル

エアリフトポンプを揚砂用に用いたもので，これは空気揚水ポンプ，または気泡ポンプとも呼ばれ，深い井戸から水や石油などを汲み出すのに使われたのが初めである。図１０.３.１に示すように圧縮空気を揚管底部（または中間）から噴出させると，管内は水より軽い混合体ができて，管外の水に押されて水面より高いところまで上昇する。

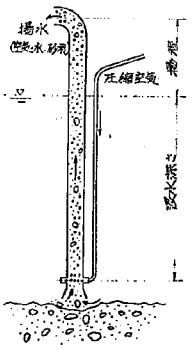


図１０.３.１

この場合，下端から吸込まれる水の流れにのつて，土砂も一緒に管内に吸込まれて管内を上昇して排出される。

本機の特徴として一般に次の点があげられる。

(i) 管路中にポンプの羽根のような回転部分がないので構造が簡単である。

(ii) 絞りの部分がないので管径が有効に使用される。

(iii) 浸水深さが深い程能率が良くなる。

(iv) 普通のポンプに比べて効率は悪い。

(c) ジエット・リバースサーキユレーションドリル

本機は管路中にノズルとデイフユーザを有し，高速噴流の衝突現象を利用した運動量の交換によるけん引力によつて，他の流体を吸入するジエットポンプを利用したものである。しかし一般に効率が悪く．絞り部分があるために砕岩のような比較的粒径の大きい固体には適さないが，ポンプのブースタとして利用するなど，補助的に使用することが考えられる。

(4) エアハンマ

ドレツジングウエル内の発破工法が困難であれば，固結した砂れきや軟岩を破砕するのに，前記のローラビット，ハンマーグラブ，チゼル落下による方法のほかに，パイルドライバのアタツチメントとしてチゼルポイント（またはモイルポイント）を取付けた砕岩機，エアハンマによる方法があげられる。すでに，エアハンマによる水中砕岩の実績もあり，水深６０m位までは現有の機械でも使用可能である。更に高深度に適用するために，高圧大容量の空気圧縮機の開発，ハンマ本体の耐圧気密性，排気方法などが問題点としてあげられる。

１０.３.２ リバースサーキユレーションドリル作業性能試験

千葉支所内で行つたサクションポンプ方式（孔径１５００㎜，深度１０２m）およびエアリフトポンプ方式（孔径６００㎜，深度108m)の２種類のリバースサキキユレーションドリルの性能試験結果を比較検討したものである。

表１０.３.１に穿孔試験成績の平均値を図１０.３.２に試験成績図を示す。

表１０.３.１

工種	サクションポンプ工法	エアリフト工法
正味掘進速度	0.08m/min（4.8m/h）	0.45m/min（27m/h）
全体掘進速度	0.04m/min（2.4m/h）	0.14m/min（8.4m/h）
継足時間他	36分	14分
時間当掘削量	0.162m³/min	0.154m³/min
揚水量	6.1m³/min	1.5m³/min
含砂（混）率	5.7 %	19.1 %

(1) 掘進時間　掘進時間の中で，ドリルパイプの継足時間他の占る割合が大きく，ポンプサクション工法においては全体時間の約½，エアリフト工法においては全体時間の約２／３が継足時間他である。このことから，穿孔作業能力をあげるための要因の一つとして，ドリルパイプの継足時間および真空時間の短縮があげられる。

(2) 揚水量および揚砂量　表１０.３.１より，揚水量の平均がポンプサクションの場合にはエアリフト工法の約４倍あるのに対して，揚砂量はほゞ同量揚つている。このことは，エアリフト工法が他の条件（例えば穿孔深度）が許すならば，ポンプサクション工法に比べて水の使用量が少く，したがつて沈澱池が小さくてもよいうえに揚管径が小さくてすむものと考えら

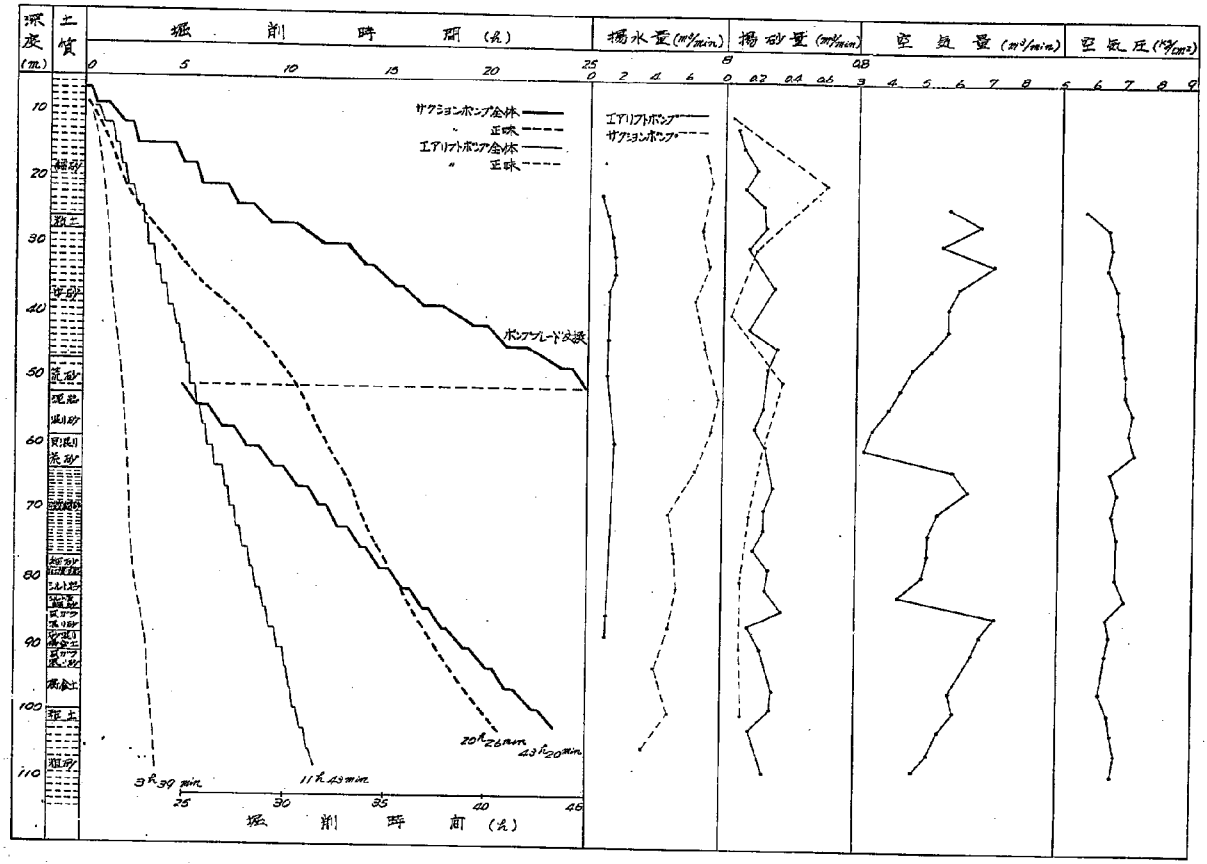

深度 (m)
土質
掘削時間 (h)
揚水量 (m³/min)
揚砂量 (m³/min)
空気量 (m³/min)
空気圧 (kg/cm²)
サクションポンプ全体
〃 正味
エアリフトポンプ全体
〃 正味
ポンプブレード交換
5h39min
11h43min
20h26min
43h20min
エアリフトポンプ
サクションポンプ
掘削時間 (h)

図　10. 3. 2.

れる。

(3) 空気量，空気圧と深度　深度が増すにつれて空気量が減少し空気圧が上昇している。空気圧は，深度が１０m増すごとに約0.3㎏の割合で上昇し，水深による空気の吐出速度ヘッドの減少の割合を示しているものと考えられる。空気量は，深度１０m増すごとに約１㎏の割合で減少している。なお図１０.３.２において，空気量および空気圧が鋸歯状に変化しているのは，深度によつて空気吐出口の位置を切換えたためのものである。

(4) 作業能力が限界となる要因　サクションポンプ工法においては，掘削動力に余裕があつたが，ポンプの吸揚げ能力によつて掘進速度が決められた。したがつて，図１０.３.２における正味時間の曲線は，そのまゝサクションポンプの能力と深度の関係として読換えることが出来る。この曲線は，ポンプのブレードの交換位置を変曲点としてやゝ下に凸になつていて，わずかではあるが深度が増すにつれて能力が低下していることを意味する。

エアリフト工法においては，掘進特性はほゞ直線で示されており，掘削動力，揚水揚砂能力に余裕があつたが，掘進の送りを早くすることによつて，三翼ビットによるネジ切作用が起るのを防ぐために送りを調整して実施したものである。

１０.３.３　エアリフトポンプ実験

エアリフトポンプについては，（約１７０年前）から知られており，主に採炭採油関係に応用されている。

本調査の最終目的は掘削土砂の排出能力を求めるものであるが，現在実験途中であつて結論はまだ出ておらない。

エアリフトポンプの基本となつている空気，水の２相流としての理論式の検討，および今までの実験結果からエアリフトポンプについて明かにされたことは，次のとおりである。

(1) エアリフトポンプの理論　理論式として数種類発表されているが，そのうち最も一般的な式として次式があげられる。

$$G_o = \frac{(H_1 + h)}{H_2 \log(P_1 / P_o)} \left(\frac{P_1}{P_o} - 1\right) L \quad \cdots\cdots (1)$$

または

$$G_o / L = \frac{H_1 + h}{10 \log\left(\frac{H_2 + 10}{10}\right)} \quad \cdots\cdots (2)$$

こゝで　G_o：大気圧に換算した空気容積流量（m^3／min），L：揚水量（m^3／min），H_1：揚程（m），H_2：浸水量（m），P_1：空気吐出圧（㎏），P_o：大気圧（㎏），h：損失水頭（m）。

(2)式において，内丸最一郎氏の著書（即筒）によると，最も良好な運転状態を表わすG_o / Lの値として，実験により表１０.３.２を与えている。一方，G．H．Richard氏の公式として，(2)式をヤード・ポンド単位で表わしたもが次式である。

$$G_o^* / L^* = H_1^* / C \log\left(\frac{H_2^* + 32}{34}\right) \quad \cdots\cdots (3)$$

表１０.３.２

H_1 (m)	3	6	9	15	36
G_0/L	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0

表１０.３.３

揚　程 (ft)	C
10 ～ 60	245
61 ～ 200	233
201 ～ 500	216
501 ～ 650	185
651 ～ 950	156

こゝで G_0：空気量(gal/min)，L：揚水量((gal/min)，H_1：揚程(ft)，H_2：浸水量(ft)

なおCについては，浸水比(H_2/H_1+H_2)，揚程，空気を水のスリップなどを考慮した定数として，表１０.３.３，表１０.３.４を与えている。表１０.３.３は揚程を決めた場合の最適浸水比の状態における定数Cの値を示す。表１０.３.４は浸水比を基準にした場合の定数Cの値を示す。

表１０.３.４.

揚水比 %	75	70	65	60	55	50	45	40	35
定　数　C	366	358	348	335	318	216	272	246	216

揚　程 ft	一般に用いられる浸水比 %	最適浸水比 %	揚　程 ft	一般に用いられる浸水比 %	最適浸水比 %
20	55 ～ 70	65～70	250	40 ～ 60	55～60
30	55 ～ 70	65～70	300	37 ～ 55	50～55
40	50 ～ 70	65～70	350	37 ～ 55	50～55
50	50 ～ 70	65～70	400	37 ～ 50	45～50
60	50 ～ 70	65～70	450	35 ～ 45	40～45
80	50 ～ 70	65～70	500	35 ～ 45	40～45
100	45 ～ 70	65～70	550	35 ～ 45	40～45
125	45 ～ 65	65	600	35 ～ 45	40～45
150	45 ～ 65	60～65	650	35 ～ 45	40～45
175	40 ～ 60	55～60	700	35 ～ 40	40
200	40 ～ 60	55～60			

しかしながら，(1)(2)式によると，浸水量，揚程が一定であれば，空気量と揚水量は直線の関係にあることを示しているが，これは実験結果と一致しない。その理由として，(1)(2)式を導く過程において仮定した次式に問題があるものと考えられる。

$$(L+G_0)=\omega L \quad \cdots\cdots (4)$$

こゝで　　：空気，水の混合体の見掛の密度，　ω：水の密度。すなわち，(4)式は外水と管内の混合体との静的な釣合から求められており，空気，水の混合体が流出する速度水頭や最も大きく影響されると思われるスリップなどの考慮がされていない。図１０.３.３は実験結果の一例とｈ＝０とした場合の理論式について，空気量と揚水量の関係を示す。

(2)　エアリフトポンプの一般的な傾向

(a)　深度が増すにつれて，空気量は減少するが揚水量の変化はほとんどみられない。

(b)　深度１００mにおける浸水比と揚水量の値として表１０.３.５を得た。ただし空気吐

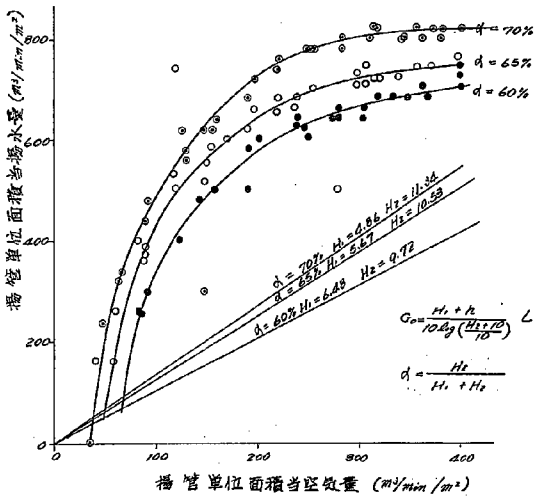


図１０.３.３

表１０.３.５

浸水比（％）	90.7	93.0	95.6
揚水量（m³/min）	1.67	2.19	2.56

出口の位置は深度約６０m，揚管内径１５０㎜，空気量約5.7 m³／minである。

(c) 空気量を増しても揚水量はあまり増えないが，土砂を揚げる場合には空気量を増すと流れの傾向が連続的となり，良好である。

(d) 全般的に現有のエアリフトドリルは，空気水の２相流の効率から実験的に求めた最適空気量よりやや大きい容量の空気圧縮機を採用している。

参　考　文　献

〔1〕 James H.Aller：THE DEVELOPMENT OF LARGE DIAMETER ROTARY DRIVING MACHINES AND EQUIPMENT FOR THE MINING AND CONSTRUCTION INDUSTRIES HUGH B.WILLIAMS MFG.CO.1959.9.

〔2〕 Werner Feil ： SALZGITTER MACHINERY TECHNICAL BULLETIN SALZGITTER MASCHINEN AG, vol2. 1962 および vol8. 1963.

〔3〕 内丸最一郎，喞筒，技報堂　昭２７.１０.

〔4〕 O.Miyagi ：The Motion of An Air Bubble Rising in Water. 日本機械学会　大．１４．３

〔5〕 D.J.NICKLIN ：THE AIR-LIFTPUMP：THEORY AND OPTIMISATION TRANS. INSTN CHEM.ENGRS. Vol41. 1963.

１１. 潮力調査

１１.１ 調査の目的

本州，四国連絡橋下部構造に作用する潮流圧の検討を行ない，設計基準（特に架設時）に資する。

1 1.2　調査の方法

1 1.2.1　潮流調査

潮流の資料は本州四国調査事務所で収集し，資料の解析は当研究室が協力するというたてまえである。調査目的と方法は次のようなものである。

(1)　設計流速の決定。

構造物地点の水深方向の流速分布および流向・流速の時間的変化。

(2)　現状流況の把握と設計後の潮流変化の予測

表面流速分布の時間的変化。

(3)　高潮時増加流速の推定；異常潮流観測。

1 1.2.2　設計抗力係数の決定

流水中の構造物に作用する抗力は当研究室の実験水路において測定し，設計基準に資する。実験は端部形状の異なる5種の模型橋脚に作用する流れ方向の全抗力，形状抗力（全抗力－造波抗力）を非接着型抵抗線歪計を用いて測定した。測定より逆算した抗力係数について，影響因子，および性質を検討し，抗力係数の決定法をのべる。

1 1.3　調査の結果

1 1.3.1　潮流調査

昭和35年より第6管区海上保安本部[1]，徳島県土木部[2]によつて各地点における潮流の詳細

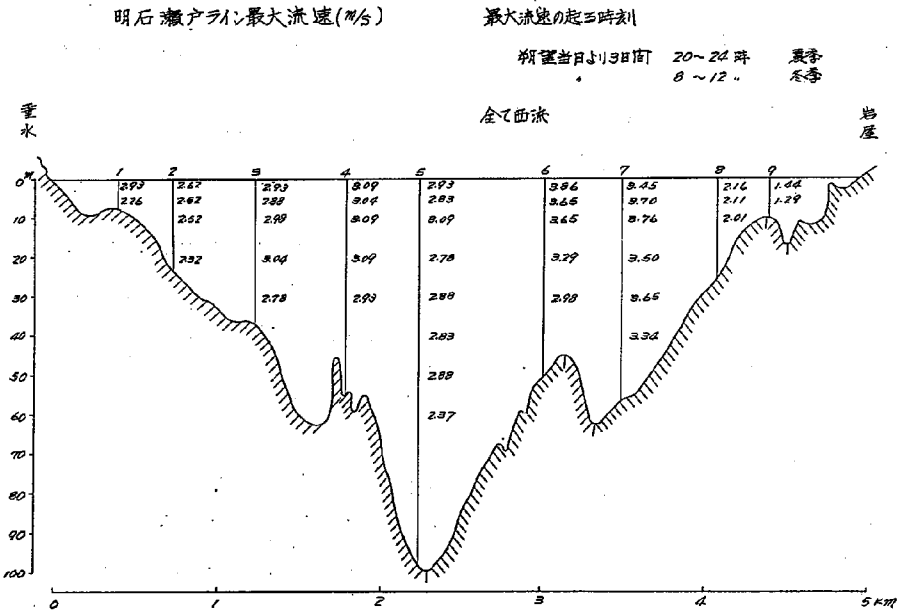


図1 1.3.1

な調査が行なわれた。

ここでは設計上最も問題となる最大流速分布と潮流速図の一例を図１１.３.１および図１１.３.２に示す。

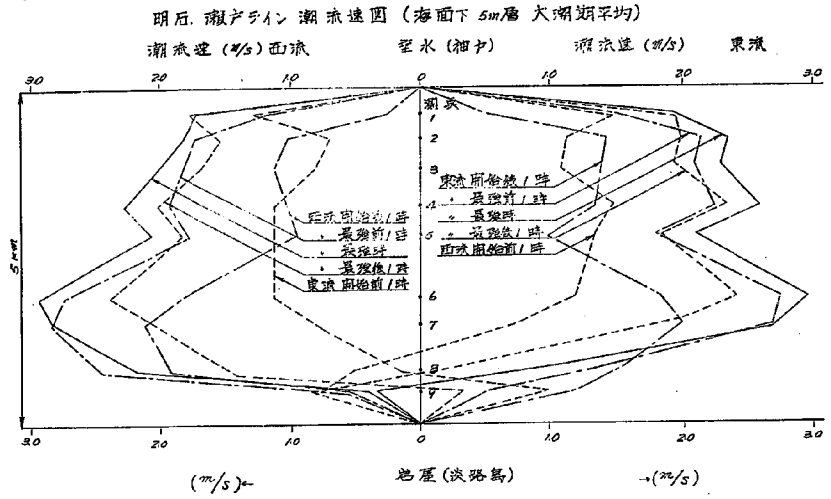


図１１.３.２

１１.３.２　設計抗力係数

(1)　実験結果

自由水面をもつ流れの中にある橋脚，その他の構造物は主として形状抗力と造波抗力を受ける。これらは一般に次のように表示される。

全抗力　$F_D = \frac{1}{2}\rho C_D \cdot A_D \cdot U^2$ ……(1)

形状抗力　$F_f = \frac{1}{2}\rho C_f \cdot A_f \cdot U^2$ ……(2)

造波抗力　$F_\omega = \frac{1}{2}\rho C_\omega \cdot A_\omega \cdot U^2$ ……(3)

したがって　$F_D = F_f + F_\omega$ ……(4)

ここに　F_D ： 全抗力　　C_D ： 全抗力係数

F_f ： 形状抗力　　C_f ： 形状抗力係数

F_ω ： 造波抗力　　C_ω ： 造波抗力係数

$A_D \fallingdotseq H \cdot t$, $A_f = H \cdot t$, $A_\omega = L \cdot t$ ： 基準断面積

H ： 水深

t ： 橋脚幅

L ： 橋脚長

ρ ： 流水密度　　U ： 平均流速

……(5)

この全抗力および形状抗力を実験により測定し次のような結果を得た。[3)]

橋脚の単位長さの抗力fと流速Uの関係を図１１.３.３に示す。

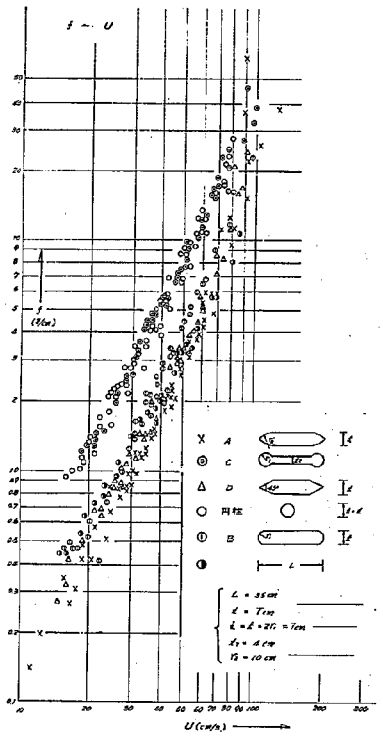


図　１１. ３. ３

$f=\alpha U^{\beta}$の関数形で表したときのα，βも図１１.３.３に示した。一般に抗力は(1)式で表わされるが図１１.３.３によればFは必ずしもU^2に比例しない。したがつて抗力係数C_Dは定数とならずUの影響を受けて変化することになる。このようすを二次元風洞実験などの値[4a, b)]と比較したものが図１１.３.４である。図１１.３.３および１１.３.４から，自由水面をもつ流れの中にある物体は造波抗力を受けフルード数が境界条件と同様，全抗力に影響を及ぼすことが推定された（図１１.３.５）。図－１１.３.５からC_Dは$F_t \fallingdotseq 1.0$で増大するが，円柱，C型のC_Dは同一F_t数に対し1.0近傍を大きく変動する。一方A，B，D型のC_Dはそれぞれ0.3，0.45，0.40の同一値をとり$F_t=0.8$以上で増大する傾向をもつ。

(2)　設計抗力係数の決定法

以上(1)における結果から設計抗力係数を定める場合，円柱型をA，B，D型の２つに大別して行う方法を提案する。

(a)　円柱型；当研究室で行つた実験より逆算した円柱の抗力係数をHsieh[5)]の実験値と比較したものが図１１.３.６である。これから抗力係数への影響要素として，橋脚間隔（S／tまたはB／t），水深（H／t），フルード数（F_t）が上げられる。S／tが小さいと隣接橋脚あるいは側壁の影響を受けC_Dの最大値が大きくなる。S／tが大きくなると最大値は小さく，F_t数の大きい所に移る。水深が小さいと全抗力に占める造波抗力の割合が大きくなり最大値が大きくなる。水深が大きく造波抗力の占める割合が小さくなるとC_Dはほぼ二次元の抗力係数[6)]（形状抗力係数：C_f）に等しくなる。$0<F_t<1.0$のときこのようなS／t，H／tによりC_Dは変化するが，$F_t>1.0$であれば定常（$C_D=\frac{1}{2}C_f=0.6$）に漸近する。

したがつて与えられた橋脚間隔（S／t，B／t），水深（H／t），フルード数（F_t）によつてそれぞれの影響を図１１.３.６で考慮すればC_Dは定められる。特に水深および橋脚間隔が大きいときは$C_D=C_f$[6)]（$\fallingdotseq 1.2$；$10^4<R_e<10^5$）を用いればよい。

したがつて設計抗力係数は形状抗力係数（例えばB型では$C_f=2.77\times R_e^{-0.2}$）と造波抗力係数（図１１.３.７より$C_\omega=0.20F_t$）にL／Hを乗じた値の和として定まる。

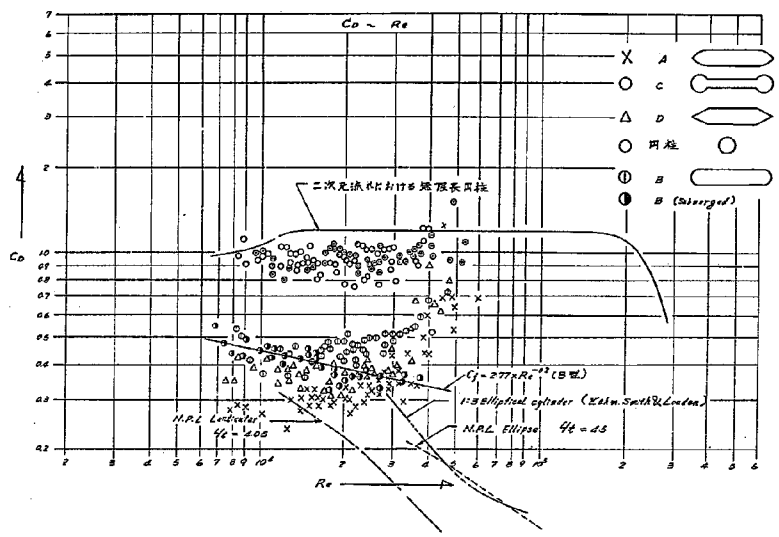

Cd ~ Re
A
C
D
円柱
B
B (Submerged)
二次元流れにおける楕円柱
Cf = 277 x Re^-1/2 (平板)
1:3 Elliptical cylinder (Exhm. Smith & Leeden)
N.P.L Lenticular
H.P.L Ellipse
Re

図 1 1. 3. 4

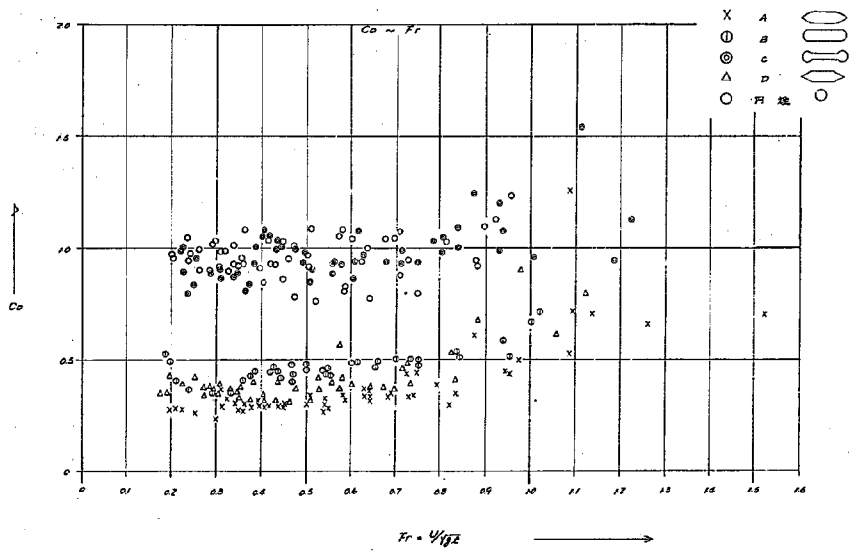

Cd ~ Fr
A
B
C
D
円柱
Cd
Fr = V/√gz

図 1 1. 3. 5.

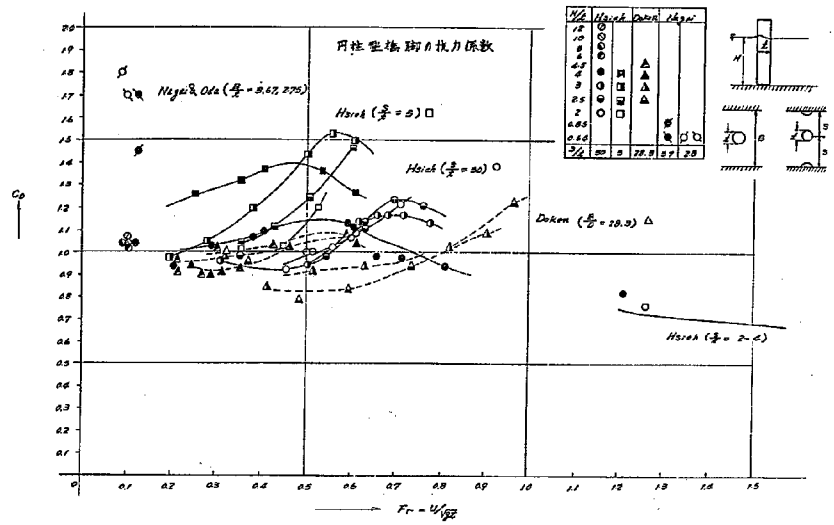


図 1 1. 3. 6

(b) A，B，D型； (1)～(5)式より

$$C_D = C_f + \frac{L}{H} C_\omega \qquad (6)$$

なる関係がある。一方図 1 1. 3. 3 の結果から(1)～(5)式を用いて逆算した造波抗力係数 C_ω は図 1 1. 3. 7 のごとくなる。

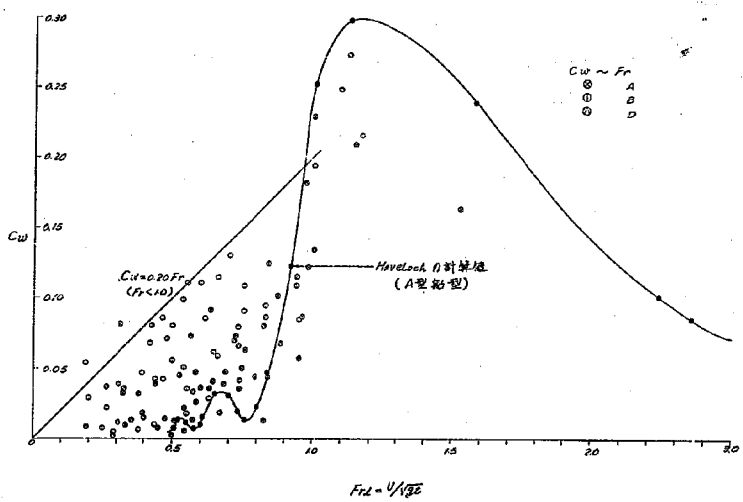


図 1 1. 3. 7

この図でC_ωの値はかなりのばらつきがあつて定め難いが設計上安全側をとつて全てを含む$C_\omega = 0.20 F_r$を用いる。

11.3.3 結論の要約

潮流圧を定める際に最も問題となる抗力係数の採択に当つては，まず潮流の流速U，水深H，R_e数，F_r数，次に橋脚の形状（端部形状，長さL，幅t），間隔（S／tまたはB／t）が与えられねばならない。

円柱型構造物およびA，B，D型構造物に対する抗力係数はそれぞれ11.3.2－(2)－(a)および(b)にしたがつて定めればよい。

11.3.4 問題点

以上のべた設計抗力係数の決定法は円柱型については妥当な値を出していると考える。しかしながら$R_e > 10^6$におけるC_fは実験がほとんどなく，今後風洞等における測定が望まれる。その他の形状のC_fは風洞実験[4a)]による値も少く，しかも限られたR_e数の範囲でしかない。また造波抗力係数はほとんど理論値であり今後の実験による実証が待たれる。また渦などの三次元流の抗力係数に及ぼす影響[7)]もより進んだ研究が必要である。

なお図11.3.6中に示す永井・小田氏[8)]の実験値は水深の影響H／tばかりでなく，側壁の影響を受け（B／t≒3～4）でC_Dが大きくなつているのではないかと考えられる。

参　考　文　献

〔1〕 第6管区海上保安本部：本州四国連絡架橋調査潮流観測報告　昭和35年度，昭和36年度

〔2〕 徳島県土木部：　鳴門海峡潮流調査報告書　昭和36年

〔3〕 土木研究所河川研究室：本州四国道路事業調査報告書

〔4〕 a) S.Goldstein：Modern Developments in Fluid Dynamics Ⅱ.

b) Hunter Rouse：Elementary Mechanics of Fluid 1953.

〔5〕 Tsuying Hsieh：Resistance of Cylindrical Piers in Open-channel Flow, proc.A.S.C.EIH.Y.I Jan.1964.

〔6〕 円柱の二次元風洞実験による形状抵抗のR_e数による変化は多くの流体力学書にあるが，例えば本間仁：応用水理学上；P64にある。

〔7〕 F.D.Masch, W.L.Moore, Trans.A.S.C.E.vol.128.1963. partl No.3392.

〔8〕 永井荘七郎，小田一紀：流れにおける超大円柱の抵抗係数，土木学会誌演集　第Ⅱ部　昭和41年

第4編　耐　風　調　査

1. 概　　説

1.1　耐風調査の目的

本州・四国連絡橋の径間長は，航路幅と海底地形ならびに地質に制約されて千数百メートルを超え，また桁下空間も，船舶航行に支障を与えないよう，従来に例をみない高さになるものと予測される。このように大規模な橋梁型式としては，吊橋が最も適当しているが，他の型式の橋梁に、らべて，吊橋は剛性が乏しく振動しやすいため，静力学的な風の影響のほかに動力学的影響を著しくうける。したがつて，支間長１５０メートル以下の橋梁を対象とした従来の鋼道路橋設計示方書の内容とは異つた耐風設計に関する指針を確立しなければならない。

通常の橋梁では，他の諸荷重の影響にくらべて，風の影響は小さくわずかに横構の設計を支配するにすぎない。したがつて鋼道路橋設計示方書が，架橋地点の地域と橋梁型式を問わず，全国一律に５５ｍ／ｓの風速と，抗力係数1.6を仮定して求めた風荷重を用いるよう規定しているのは無理もないが，本州・四国連絡橋のごとく特殊かつ大規模な橋梁に対しては別途の考慮が必要となろう。

大規模橋梁，特に吊橋の耐風設計上解明しておかなければならないのは次の諸点である。

a　架橋地点の自然条件，構造物の規模と重要性を考慮した設計風速

b　吊橋の（動力学的）構造特性ならびに空気力学的特性

c　自励振動の限界風速と発振後の挙動，特に風速と振幅との関係

本調査は，以上の諸点を解明すべく，本州・四国連絡橋架橋地点における自然風の特性および吊橋の構造特性ならびに空気力学的特性を調査し，架橋地点に適応した耐風設計基準を求めるとともに，長径間吊橋の耐風設計方法を合理化することを目的としている。

1.2　耐風調査の問題点

本州・四国連絡橋の耐風調査上の問題点は，設計風速に関するもの，構造物の動力学的特性に関するもの，風の静力学的影響に関するものおよび風の動力学的影響に関するものにわけることができる。

設計風速を求めるには，第１に架橋地点において，構造物の耐用年数，重要度等により定まる再現期間内の風速の再現期待値を求めなければならない。再現期待値は既往における風速観測資料の統計的解析により求めることができるが，架橋地点にこのような観測点が存在することは期待できないので，任意地点における風速期待値を推定できる方法を見出さなければならない。また，地表上数百メートルの範囲における平均風速は，地形・地表状況の影響をうけて高さとともに変化する。従来陸上の風速鉛直分布形状についてはかなり調べられているが，海

上での分布については殆んど資料がない。本州・四国連絡橋の橋げたは海上約７０メートルの高さに架設されるので，海上における風速の鉛直分布形状の把握が，第２の問題点である。つぎに任意の一点における風速は時間とともに変動すると同時に，任意の時刻における風速は空間位置とともに変動する。一定の長さをもつ構造物を設計する場合，その構造物全長にわたつて吹く風の平均的な効果を考慮した設計風速を求めることが第３の問題である。

構造物の動力学的挙動を解明するには，第１に静止大気中における構造物の減衰特性値（構造減衰）を知らねばならない。また振動波形や固有周期については普通の形式の吊橋に対する近似計算式はあるが，耐風安定性を高めるため新型式の吊橋を考える場合，その動力学的特性の計算方式は新しい問題を提供するものである。

風の静力学的影響については，最終的には風胴模型実験によらざるを得ないが，模型実験は検証的性格を逃れることができないため，設計に当つて考慮すべき値の推定については，問題を残すものと云うことができよう。

風の動力学的影響については Tacoma Narrows 橋の落橋以来，各国において各種の見地から，理論的ならびに実験的研究がなされ，幾多の成果をあげてきているが，吊橋はその形状ならびに空気力学的特性が複雑なため，既往の諸研究から傾向的な結論は見出し得ても，定量的な結論を見出すことはできない。特に補剛げたのフラッター振動は，航空機の翼の場合の古典フラッター（曲げねじれフラッター）と失速フラッターの中間的性格を示すことが多く，理論的解析を困難ならしめる原因となつている。また最近，不規則な風速変動による吊橋の不規則応答振動が問題とされ始めているが，理論的解析の結論が是認されるものであれば，構造物の応力・変形への影響も大きく，風の乱れの究明と相まつて，複雑な問題を提起するものということができる。

1.3　調査項目と調査方法の概要

前節に述べた問題点を調査項目として整理すれば次の通りである。なお調査方法については，第２章以下の各章毎に改めて詳述してあるので，ここでは概論的な調査方法の説明を加えるにとどめる。

1.3.1　設計風速に関するもの

(1)　風速の再現期待値

既往に長時間にわたる観測資料のない地点における風速の再現期待値の推定方法としては，斉藤錬一[1]の共軛図法，菊地原英和[2]の重回帰分析法がある。前者は与えられた再現期間に応じて共軛図を作り直す必要があり，また非常に経験的な方法であつて，本州・四国連絡橋の場合，実用性に欠ける恨みがある。後者は本州・四国連絡橋の調査の一環として，気象庁に委託した気象調査の一部をなすものである。土木研究所としては，気象関係者により開発された一般的手法を用いて，瀬戸内海における各候補路線の再現期待値を求めることが出来るように作業を進めた。

(2) 風速の鉛直分布

海峡上の風速の鉛直分布形状については，既往の資料は皆無に等しい。また風速の分布は地形・地物の影響を著しく受けるので，現地における観測を欠かすことはできない。このため，気象庁に委託して本州・四国連絡橋の候補路線周辺に２３地点の風速観測点を設置しているほか，神戸市垂水に高さ８０メートルの気象観測塔を設け，近畿地建，本州・四国連絡道路調査事務所が観測に当つている。土木研究所においては，上記のほか，鉄道建設公団関係の資料をも集収し，分布形状の把握につとめている。

(3) 風速評価時間と風速値

吊橋は線状の構造物と見なすことができるが，線状構造物の長さ方向に分布する風圧の，各時刻における平均値の最大は，変動風速のパワースペクトルの関数となる。したがつてパワースペクトルの標準形を知れば，解析的に最大風圧値を求めることができる。このパワースペクトルの標準形は高度により変化するが，従来各研究者から提案されている標準形は高度との関係が充分でない。各高度におけるパワースペクトルについては，垂水の観測塔における台風時の風速早廻し記録を気象庁が解析しているが，土木研究所においては，評価時間と風速との関係につき，垂水観測塔の記録の解析を行つている。

1.3.2 構造特性に関するもの

(1) 減衰特性

吊橋の減衰特性は，静止大気中における減衰特性（構造減衰）と気流中における減衰特性（空力減衰）に分けられる。前者は同型式の実在橋梁につき数多くの試験を行なうことにより求めざるを得ない。試験は実在橋を人工的に加振して行なう。後者は風胴模型実験により，風速を変化させて行なう。この実験は後に述べる自励振動に関する実験と同じ方法を用いる。

(2) 振動波形と固有振動数

振動波形と固有振動数は，構造物の諸元を用いて近似的に解析することができるが，実際の吊橋では橋床構造等，解析上無視している部分の影響もあり，計算値とは一致しない。振動波形と固有振動数をしらべるには実橋試験と構造模型実験の二つがある。前者は減衰特性に関する試験と同様な方法を用い，後者は実験室内に設置した全橋構造模型を人工的に加振して行なう。

(3) 構造型式と特性

吊橋の振動し易い性質を抑止するため，斜吊りハンガーその他の構造型式が考慮されているが，その動力学的特性を検証する必要がある。調査方法としては，解析的に求めた計算値を，実験室内に設置した全橋構造模型実験と対比する方法を用いる。

1.3.3 風の静力学的影響に関するもの

(1) 桁げたおよび主塔に作用する空気力学的３分力

風胴中に設置した剛模型に作用する空力３分力を空力天秤を用いて測定する。

(2) 吊橋の横座屈現象の限界風速

風胴中に設置した部分模型の空力３分力測定値を用いて解析的に求める方法と，全橋模型に

より直接実験的に求める方法とがある。

1.3.4　風の動力学的影響に関するもの

(1)　自励振動に対する限界風速

風胴中におかれた部分模型または全橋模型につき，風速，迎え角を変化させて実験的に求める。

(2)　非定常空気力

気流中で振動する物体に作用する空気力を測定するもので，風胴内に設置した部分模型を強制的に加振させ，この時に作用する空気力を測定する。

(3)　風速変動と吊橋の不規則応答振動

不規則な変動風速により励振される振動に関するもので，自然風中におかれた部分模型の応答の解析，正弦的に変化する気流中における部分模型に作用する空気力の測定，人工乱流中における全橋模型実験により求める。

以上のうち，設計風速に関するものは架橋地点の特殊条件に関する調査を主とし，いわば属地的なものであるが，その他のものは局地的条件の影響の少ない一般的なものである。

1.4　現在までの調査成果の概要

土木研究所における耐風調査の主体をなす風胴模型実験については，風胴施設が建設されたのが昨年度であり，まだ十分な成果をみるに至つていない。現在までの成果の概要をのべると，

(1)　年最大風速の再現期待値については，瀬戸内海地方の任意の地点における，任意の再現期間に対する値を求めることができるよう資料を整備してある。

(2)　風速の鉛直分布については暫定的な形状を定め，最近の観測結果にもとづく検討に着手している。

(3)　構造物の規模と風速評価時間の関係につき近似解を求め，さらに最近の観測結果による補正に着手している。

(4)　以上をまとめて構造物の耐用年数，重要度，高度，規模にもとづく設計風速の計算方法を定式化し，さらにその精密化をはかつた。

(5)　今までに行つて来た吊橋の実橋試験の結果では吊橋の対数減衰率は 0.035～0.08 程度であり，振動波形および固有振動数の試験値と解析値との差は１０％程度以内であつた。

(6)　構造特性に関する解析計算を終了し模型実験の準備中である。

(7)　吊橋の補剛トラスに対する抗力係数の実験式を既往の研究結果から求めたが，最近行なつた風胴実験の結果によつてもこの有効性が確認された。

(8)　中央径間長 1,５００m の吊橋の部分模型による自励振動の限界風速実験結果によれば試算設計断面は，－３°の迎え角において，かなり低い風速で発振することが認められた。

(9)　試算設計断面に対して，床面の開床率，縦桁の充実率を変えて行なつた部分模型実験によれば，これらの因子を適当に選ぶことにより，発振風速を高め得ることが確認されたが，現在なお実験中であり，最終的な結論は得ていない。

(10) 概略設計断面（L＝1,500）に対する部分模型による自励振動の限界風速実験結果によれば相似則が要求する構造減衰を模型に加えれば，設計指針で定めた限界風速に対して充分安全であることが判つた。

(11) 東大に委託して行なつた全橋模型実験の結果によれば，試算設計断面は，0～+3°の迎え角において，実物に換算して約35 m／sの風速で発振することが認められた。また，補剛桁の断面形状を部分的に変更することにより実物に換して68～77 m／sの範囲では発振しないようにできることが確認された。

(12) 変動風速に対する吊橋の不規則応答については，現在実験施設を整備中である。

(13) 風速計と振動計を設備した若戸大橋では，最近台風が襲来しないため実橋観測の成果はない。

参　考　文　献

1) 斉藤，井上，増上：「暴風値の図式相関解析」気象庁研究時報
Vol・11，№9，1959

2) 気象庁，建設省：「本州・四国連絡架橋調査」気象調査（その3）
第4章，1965年3月

2. 設計風速に関する調査

2.1 風速の再現期待値

風速の再現期待値を求める方法としては斉藤[1]の共軛図法，菊地原[2]の重回帰分析法の二つがある。土木研究所における調査としては後者の方法に従い，瀬戸内海地方を緯度5′，経度5′毎の格子点にくぎり，まず5年および20年の再現期待値を求め，海岸度による海上補正を加えた後30年および50年の再現期待値を計算し，これを期待値分布図として表示した。任意の地点において任意の再現期間に対する期待値を求めるには，まず分布図から30年および50年の期待値を求め，二重指数確率紙上にプロットし，この2点を直線で結び与えられた再現期間に対応する値を読みとればよい。30年および50年の期待値分布図ならびに二重指数確率紙を図2.1.1および図2.1.2ならびに図2.1.3に示す。

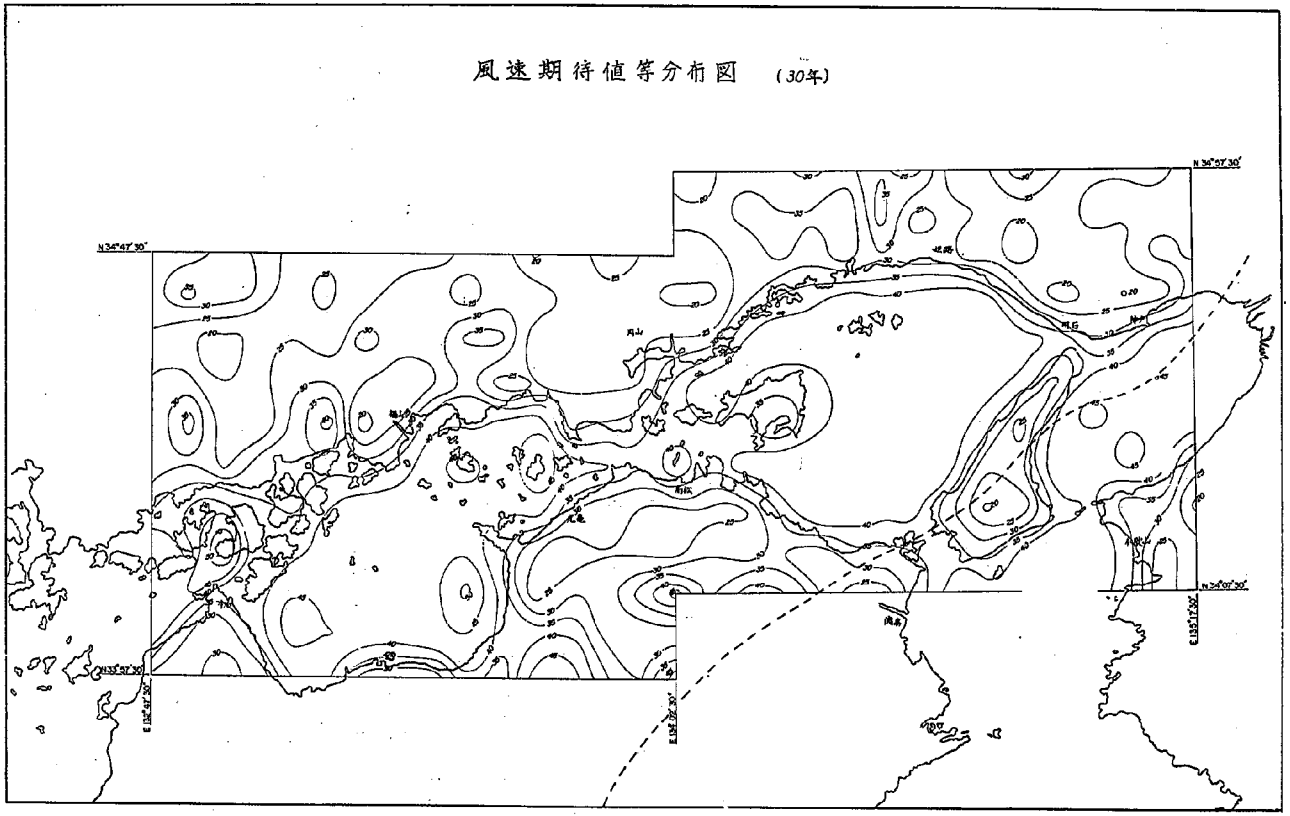


図 2. 1. 1　　風速期待値等分布図（３０年）

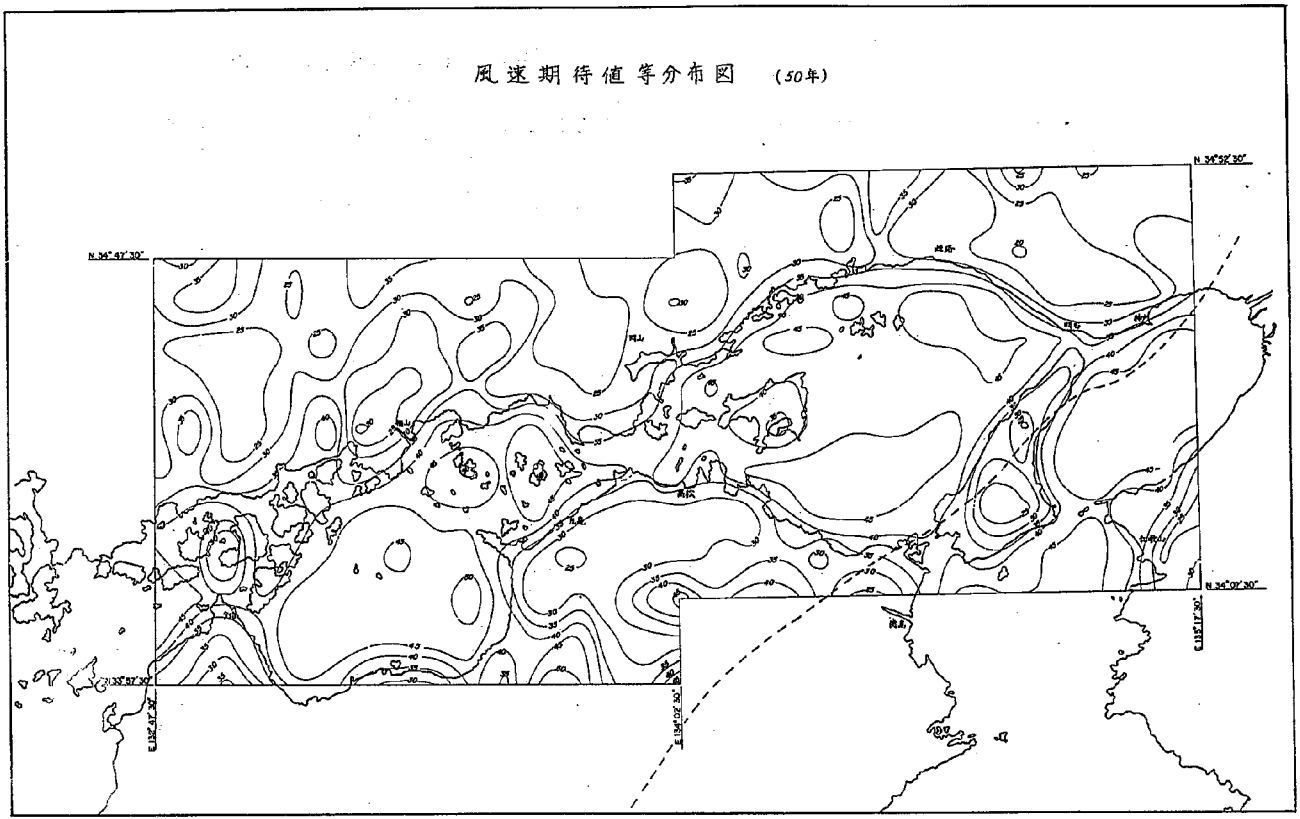


図 2.1.2　　風速期待値等分布図（５０年）

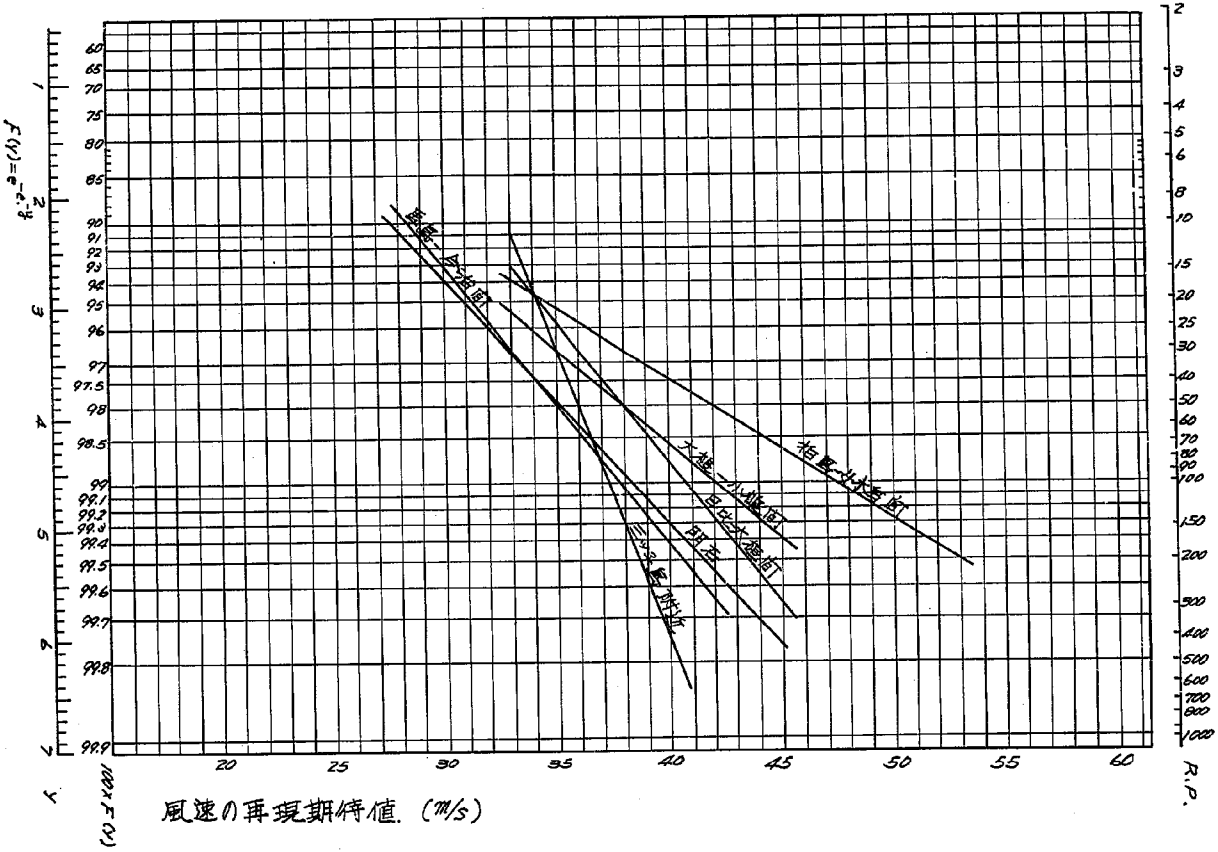


図 2. 1. 3　　二 重 指 数 確 率 紙

2.2 風速の鉛直分布形状

風速の鉛直分布形状に関しては既往の諸研究の結果を広く集収総合すると共に，架橋地点近傍における観測を通じて局地的条件の把握をはからなければならない。前者については総合的な結果を本州・四国連絡橋耐風設計指針（１９６４）[3]の中に示しておいた。これを再録すれば表2.2.1のとおりである。

後者については本州・四国連絡道路調査事務所[4]および気象庁[5]において垂水観測塔における台風の観測記録を解析している。その結果によれば海上風として考えた場合，１０分間平均風速の鉛直分布のべき法則の指数値は，約1/8～1/6となり表2.2.1に示したものより大きくなっている。しかしながら，設計風速の評価時間は3分間以下程度であり，評価時間が短くなればべき指数も小さくなる性質をもつているので，当分の間は表2.2.1に示した値を用いてもよい。

表2.2.1　風速の鉛直分布形状に関するべき指数の値

地表の状況	p の値
開けた水面	1／8
開けた平地	1／6
森林地帯	1／3.5
都市域内	1／2.5

2.3 構造物の規模と風速評価時間

この関係は，構造物に対する風の静力学的影響の程度を客観的に評価できるよう設計風速を定めようとするものである。任意の一点における風速が時々刻々に変動するのと同様に，任意時刻において，風向に直交する線上に作用する風速も場所により変化し，一定の長さの間における風速の平均値は時間的に変化する。この平均値の最大値は，線の長さが短かくなるほど大きくなり，任意の一点における風速の平均値が評価時間が短くなるほど大きくなるのと対応する。巨視的にみた場合，吊橋は線状の構造物とみなしてよく，その各部に作用する設計風速は，上にのべた理由によつて各部の長さによつて変化させるべきであろう。このような考え方のもとに大久保が石崎・光田[6]の経験式にもとづいて求めた結果[7]が本州・四国連絡橋耐風設計指針（１９６４）に採用されている。風速の修正係数として示したこれらの値を再録すれば表2.3.1および表2.3.2のとおりである。

表2.3.1　水平長による風速補正係数

地域	水平長 (m) / Z (m)	150	300	450	600	750	900	1,050	1,200	1,350	1,500
開けたは海上地	10	1.400	1.302	1.246	1.208	1.179	1.156	1.137	1.120	1.106	1.093
	30	1.243	1.188	1.157	1.135	1.118	1.105	1.094	1.084	1.076	1.069
	50	1.195	1.152	1.128	1.111	1.098	1.088	1.079	1.071	1.065	1.059
	70	1.169	1.121	1.112	1.098	1.087	1.078	1.070	1.064	1.058	1.053
	100	1.145	1.115	1.097	1.085	1.076	1.069	1.062	1.057	1.052	1.048
	130	1.130	1.104	1.088	1.078	1.070	1.069	1.057	1.052	1.048	1.044
	160	1.120	1.096	1.082	1.072	1.064	1.057	1.052	1.048	1.044	1.041

注　1.　１５０m以下の水平長に対しては１５０mの値を採用する。
　　2.　１５０m以上で表にない水平長およびZに対しては内挿法で求める。
　　3.　水平長の決め方は3.3.2による。

表 2.3.2　鉛直長による風速補正係数

地域＼鉛直長(m)	30	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240
開けた海上または平地	1.500	1.432	1.316	1.256	1.221	1.192	1.171	1.157	1.144	1.132	1.121	1.114

注　1. 鉛直長30m以下は定数とし30mの値を用いる。
　　2. 30m以上で表にない鉛直長に対しては内挿法で求める。
　　3. 鉛直長のとり方は3.3.2による。

2.4　設計風速の推定

以上にのべた方法により，神戸—鳴門線から尾道—今治線に至る各路線の主要橋梁地点における設計風速を求めると表2.4.1のとおりである。なお再現期間は100年および150年とし橋梁の支間長は本州・四国連絡架橋調査概要[8]に示されているものを用いた。予備設計に当つての風速としては，表2.4.1に関らず，鳴門海峡を除き，基本風速を43.5m／sとして求めていることを附記しておく。

表 2.4.1　本州・四国連絡橋候補路線における設計風速計算表

ルート	径間長	桁下空間	基本風速 100年	基本風速 150年	高度補正係数	載荷長補正係数	設計風速 100年	設計風速 150年	
明石海峡	1,500	68.0	38.3	40.2	1.270	1.054	51.3	53.8	
鳴門海峡	800	43.0	47.0		1.199	1.101	62.0		
宇野高松	1,500	75.0	47.5	50.7	1.286	1.052	64.3	68.6	柏島女木島間
〃	1,200	45.0	47.5	50.7	1.206	1.074	61.5	65.7	〃
日比高松	1,350 1,350	72.0 72.0	40.7 42.1	42.4 44.5	1.279 1.279	1.058 1.058	55.1 57.0	57.4 60.2	日比大槌間 大槌小槌間
児島坂出	1,100	75.0	37.3	38.1	1.286	1.067	51.2	52.3	三ツ子島附近
〃	1,200	79.0	37.3	38.1	1.295	1.062	51.3	52.4	〃
〃	900	79.0	37.3	38.1	1.295	1.075	51.9	53.0	〃
尾道今治	1,000	74.0	37.8	39.4	1.284	1.072	52.0	54.2	馬島今治間

参　考　文　献

1) 斉藤，井上，壇上 ； 暴風値の図式相関解析，気象庁研究時報，Vol.11，№9，1959
2) 気象庁，建設省 ； 本州・四国連絡橋橋調査，気象調査（その3）第3章，1965年3月

3) 土木学会・本州四国連絡橋技術調査委員会 ； 本州四国連絡橋技術調査，第1次報告書 1965年5月
4) 気象庁・建設省 ； 本州四国連絡架橋調査，気象調査（その4），1966年3月
5) 近畿地建・本州四国連絡道路調査事務所 ； 垂水観測塔気象概報(III)，1966年4月
6) 石崎・光田 ； 強風時における突風の拡がりと突風率について，京大防災研，年報，No.5A
7) 土木学会・本州四国連絡橋技術調査委員会 ； 本州四国連絡橋技術調査，第1次報告書，耐風設計指針（1964）解説書，第4章，1965年5月
8) 建設省道路局 ； 本州四国連絡架橋調査概要，1966年3月

3. 実橋試験

3.1 実橋試験の目的

先にものべたごとく，吊橋の耐風設計を行なうにあたつては，その動力学的特性，即ち固有振動数，振動波形並びに構造減衰を解明すること 不可欠の条件である。

これらのうち，通常の形式の吊橋の固有振動数並びに振動波形については，すでに多くの研究者によつて，理論的解析がなされ，その妥当性は模型実験その 他によつても確かめられている。しかしながら吊橋の構造減衰については現在のところ，ほとんど解つていない。一般に減衰とは，振動中の物体の運動エネルギーの散逸を意味するのであつて，従つてその大小は吊橋の空力弾性的不安定現象を検討する場合に非常に大きな影響を与える。

吊橋の減衰は主として次の3つに大別できる。

(a) Internal damping と呼ばれ，(i)構造材料の非弾性特性，(ii)床版コンクリートの内部摩擦，等に起因するもの。

(b) Coulomb damping と呼ばれ，構造部材の継手での降伏や摩擦，伸縮継手やケーブルサドル，ケーブルバント及び主構と縦桁との間のすべり摩擦 や支承での摩擦に起因するもの。

(c) 空力減衰と呼ばれ，気流中での空気抵抗に起因するもの。

このうち，(a)と(b)を併せて構造減衰と呼んでいる。

空力減衰は吊橋補剛桁の形状で定まるが，構造減衰は吊橋の使用材料，構造形式，施工方法等によつて左右され，従つて各吊橋固有のものである。先にものべたように減衰とは振動中の系からのエネルギーの散逸を示すものであるから，減衰が正であれば系の振動は収束するが，負であれば発散する。構造減衰は性質上決して負となることはないが， 空力減衰は補剛桁の形状が適当でなければある風速において負となることがある。従つて吊橋の構造減衰が小さく，しかも補剛桁の空力減衰が負であるために吊橋全体としての減衰が負となるときは，一担吊橋に生じた振動は発散して遂には破壊に到ることになる。

このように，吊橋の構造減衰の大きさは，その耐風安定性に重要な意味を有しているが，その値を理論的解析や模型実験によつてたしかめることは不可能である。なぜなら，構造減衰を左右す

る因子は非常に複雑で数式化や模型化が困難であるからである。このため実橋の振動試験によつて個々の吊橋の構造減衰を実測し，実験値の集積からその大きさを推測するのが唯一の方法である。また，実橋試験の際には構造減衰の実測に加えて，固有振動数及び振動波形を測定し理論解の検証を行なつている。

3.2　試験の方法と試験橋梁名

3.2.1　試験の方法

吊橋の振動特性を実橋について調べるにはまず吊橋を振動させねばならないが，その方法として我々は吊橋に起振機で周期外力を与える方法と衝撃を与える方法をとつている。

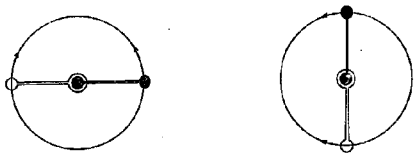


図 3.2.1　起振機の原理

前者は同軸にとりつけた２ケの不平衡重錘を可変速モーターで逆方向に回転させて正弦波形の周期外力を得る方法で，鉛直方向に加振する場合には１８０度の位相差で，水平方向に加振する場合には位相差零で回転させる。（図 3.2.1）

この場合の起振力（F㎏）は片側の重錘の重量（W㎏），回転中心から重錘の重心までの距離（r m），回転の角速度（ω rad/sec）から次式で計算できる。

$$F = \frac{2W}{g} r \omega^2 \qquad (g：重力の加速度)$$

起振機を使用する場合には次のような実験を行なう。

(a)　吊橋の共振曲線を求める。

起振機で低振動数から徐々に高振動数まで吊橋を加振して得られる記録から共振曲線を求める。この実験から吊橋の共振振動数を求めることができる。

(b)　吊橋の共振モードを求める。

(a)の実験で共振振動数が判明したらその振動数で励振させ，このときの振動波形を測定する。

(c)　吊橋の構造減衰を求める

起振機で吊橋を共振振動数で加振して共振させたのち，起振機をとめ，以後の自由減衰振動から構造減衰を求める。

また後者は重量貨物自動車や重錘を用いて吊橋に衝撃を与えるものでこの場合には衝撃による自由減衰振動から構造減衰を測定する。

この２つの方法を比較してみると起振機を用いる場合には，

(a)　加える外力の大きさを求めることが出来，また外力はほぼ正弦波である。

(b)　外力の周波数が可変なので共振曲線，共振振動数，共振モードを測定できる。

(c)　各モードに対する構造減衰を測定できる。但し，吊橋を共振させたのちに起振機は瞬時にとまるのではなく段々回転数をおとして行くのでこのときに吊橋と起振機の間にエネルギーのやりとりがあり完全な自由振動とはいえない欠点がある。

吊橋に衝撃を与える場合には完全な自由減衰振動がえられるが構造減衰は基本振動形についてしか求められない。

振動の測定及び記録は加速度計又は速度計とこれに接続した電磁オシログラフ等を用い吊橋の振動を電気的に変換して記録している。

また励振のための外力は吊橋の主径間補剛桁の1/2点並びに1/4点に加えて対称，逆対象の振動が生ずるように配慮している。

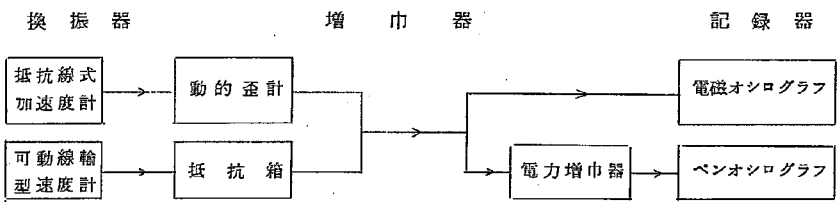


図3.2.2　計測器ブロック図

3.2.2　試験橋梁名

現在までに当研究室で試験を行なつたのは若戸大橋，川俣大橋，薗原橋，大峰橋の4橋であるがこのうち若戸大橋は日本道路公団からの委託によるものである。

これらの吊橋の概要を表3.2.1に示す。

表3.2.1　試験橋の概要

橋梁名	若戸大橋	川俣大橋	薗原橋	大峰橋
所在地	北九州市	栃木県塩谷郡	群馬県利根郡	京都府宇治市
実験年月日	昭和37年8月	昭和38年3月	昭和40年3月	昭和40年7月
橋格	1等橋			
型式	3径間・2鉸吊橋	単径間・2鉸吊橋	単径間・2鉸吊橋	単径間・2鉸吊橋
主径間長	367.0 m	158.0 m	136.0 m	120.0 m
側径間長	89.0 m	———	———	———
主桁間隔	19.60 m	4.5 m	3.0 m	4.0 m
垂距	35.0 m	15.8 m	13.6 m	12.0 m
補剛桁の断面2次モーメント（鉛直）	0.443 m^4／cable	0.0522 m^4／cable	0.0126 m^4／cable	0.025 m^4／bridge
補剛桁の断面2次モーメント（水平）	10.59 m^4／bridge	0.2088 m^4／bridge	———	0.0333 m^4／bridge
ケーブル断面積	0.118 m^2／cable	138.2 cm^2／cable	75.78 cm^2／cable	68.8 cm^2／cable
死荷重	7.636 t/m/cable	1.848 t/m/cable	1.47 t/m/cable	1.27 t/m/cable
桁型式	トラス〔中路〕	トラス〔上路〕	トラス〔下路〕	トラス〔上路〕
主塔型式	フレキシブルタワー	ヒンジドタワー	ヒンジドタワー	ヒンジドタワー

3.3 振動特性値

3.3.1 共振曲線

吊橋の振動記録が正弦波であることを仮定すると計測された加速度記録，速度記録から容易に変位が求まる。

$$D = A\left(\frac{1}{2\pi f}\right)^2$$

または

$$D = S\frac{1}{2\pi f}$$

但し，D：実変位　　A：測定加速度　　S：測定速度　　f：振動数

この場合に起振機の加起力は一定ではなく回転数の2乗に比例しているので共振曲線をえがくためには一定の加振力に対する変位を求めなければならない。この値を換算変位と名ずけDrであらわす。特定の振動数f_0のときの加振力を基準とすれば，換算変位は次式で求められる。

$$Dr = D\left(\frac{f_0}{f}\right)^2$$

このようにして求まつた換算変位を縦軸に，振動数を横軸にとつてプロットすれば共振曲線が得られる。

図3.3.1は川俣大橋の鉛直撓み振動の共振曲線である。

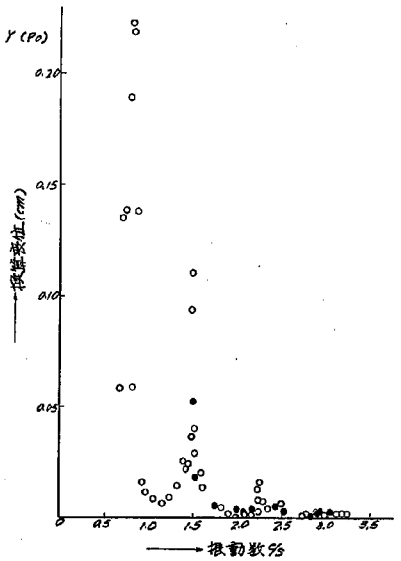


図3.3.1　川俣大橋の共振曲線

3.3.2 固有周期

各吊橋の共振曲線から求めた固有振動数を表3.3.1に示す。このうちカッコをつけてあるのはRitzの方法で計算した理論解である。

実測値と理論値は必らずしも一致せず実測値の方が幾分大きい。これは理論値を求めるときの仮定が正確には実橋の状態に合致しておらず，例えば実橋においては床版，縦桁等が剛性に寄与するためと思われる。

表 3.3.1　鉛直撓み振動の固有振動数

単位：$^{c}/_{s}$

	若戸大橋	川俣大橋	薗原橋	大峰橋
対称一次	0.353 (0.30)	0.82 (0.64)	— (0.20)	0.783 (0.75)
逆対称一次	— (0.25)	— (0.67)	— (0.61)	— (0.70)
対称二次	0.518 (0.48)	1.45 (1.45)	1.38 (1.28)	1.683 (1.50)
逆対称二次	0.871 (0.76)	2.25 (2.49)	2.16 (2.22)	2.616 (2.27)
対称三次	1.107 (0.78)	— (3.86)	3.20 (3.42)	3.833 (3.97)

3.3.3　構造減衰

構造減衰の大きさをあらわす量として我々は対数減衰率を用いている。対数減衰率δは次式で定義される。

$$\delta = \log \frac{D_1}{D_2}$$

ここにD_1，D_2は連続した2つの振巾である。

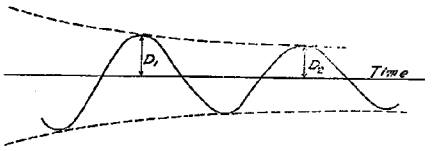


図 3.3.2　減衰曲線

実測した結果から各吊橋について対数減衰率を求めると次のようになる。

	対数減衰率
若戸大橋	0.018 ～ 0.032
川俣大橋	0.11 ～ 0.16
薗原橋	0.02 ～ 0.08
大峰橋	0.03 ～ 0.08

この値からみても判るように減衰の大きさはかなりばらついている。これらの原因としては減衰の非線型特性，完全な自由減衰振動でないための波形の歪み，起振機の振動数設定の誤差及び記録の読み取り誤差等によるものと考えられるが，以上の因子の影響をはっきりと区別することは困難である。また川俣大橋の減衰が非常に大きい。これについても理由ははっきりしない。

3.4　今後の計画

現在までに実験を行なつた吊橋は若戸大橋をのぞいては比較的小径間の吊橋で我々が耐風安定性を検討しようとしている吊橋に較べると特殊な形式である。例えば，

(a)　単径間吊橋である。

(b)　耐風索を使つている。

(c)　hinged tower を使用している。

(d)　主ケーブルにロープを使用している。

といつた相違点がある。これらの因子が減衰にどのような影響を与えるかは判らない。また4橋程度のデーターでは減衰を推測することは出来ない。従つて今後同種の試験を行なつてデーターを集める必要がある。

更に今後の重要な課題の一つは振れ振動の構造減衰を求めることである。吊橋の自励振動ではstoll flutterに近い振動が多いのに対して振れ振動の構造減衰のデーターは皆無である。従つて，新しい振れ起振機を製作しデーターの収集に着手したいと考えている。

参　考　文　献

1) 設設省土木研究所 ； 若戸橋応力試験報告書（動的載荷試験），昭和３８年３月
2) 建設省土木研究所 ； 川俣大橋振動試験報告書，昭和３９年３年

4. 構造特性模型実験

4.1 模型実験の目的と対象

前篇でものべたとおり吊橋の耐風安定性に影響を与える因子としては主として補剛桁断面の空力特性と系としての剛性及び振動特性を挙ることができる。補剛桁断面の空力特性が吊橋の耐風安定性に大きく影響することは諸外国でも模型実験によつて確かめられているが，いかに補剛桁の空力特性が優れていても吊橋の剛性が十分でなければ静的にも動的にも安定ではありえないし，他方補剛桁が空力的に多小劣つていても吊橋が充分剛であり，その振動特性が優れていれば安定でありうる。

しかしながら我々が吊橋を作る場合には吊橋が安定であればよいというのではなく，工学的に優れた構造であつてしかも経済的なものでなくてはならない。この看点から今までにも幾多の研究がなされ，風洞実験による補剛桁断面の空力特性の向上；吊橋の剛性を大きくするための工夫がなされて来た。

吊橋の剛性は補剛桁の断面を増せば容易に大きくできるが反面自重が大きくなつて吊橋全体の設計を不経済にする。

従つて，最近吊橋の振動特性を向上させるために提案されているのが補剛桁と主ケーブル，主塔の間に鉛直吊材以外のロープを張りわたす，いわゆる cable system の採用である。吊橋に応用されたこれらの例としては center stay, cable stay, tower stay, intermediate stay, transverse diagonal stay 等が挙げられ更に最近は鉛直吊材の代わりに斜吊材を使用したSevern 橋が架設されつつあり，また斜吊材を使用したmonocable 吊橋も提案されている。

このようなcable system は実際吊橋の振動特性を向上させるのにかなり効果があるとさ

れているが我々がこれらの cable system を設計に有効に応用するためにはその効果を量的に把握する必要がある。

そのためここでは cable system による吊橋の振動特性の変化を理論的解析と模型実験による検証で量的にとらえることを目的とし，併せて cable system が吊橋の減衰特性に及ぼす影響を模型により定性的に把握することを目的としている。

ここで解析の対象とするのは次の通りである。

(a) center stay，cable stay，tower stay が吊橋の固有振動数及び振動モードに及ぼす影響

(b) 模型による斜吊材吊橋の振動特性並びに鉛直吊材吊橋との構造減衰の比較。

(c) monocable 吊橋の振動特性，特に捩れ振動について

4.2 構造特性に関する解析方法

4.2.1 まえがき

通常，吊橋の固有振動解析法は次のように大別できる。

(a) エネルギー法

(b) 積分方程式

(c) 微分方程式法

その他に吊橋を多質点系におきかえて有限自由度の振動問題として考える方法がある。

ここで対象としている吊橋の振動解析の方法としては吊橋を有限自由度の振動係のおきかえる方法と(c)の微分方程式法を用いた。そして cable stay，tower stay を有する吊橋は有限自由度の振動問題として解き，他の3つの型式の吊橋はHamiltonの原理によりエネルギー式から振動の微分方程式を求めこれから数値計算で固有振動数及び振動モードを求める方法をとつている。

4.2.2 多質点振動系とした吊橋の振動解析法

この方法はすでに鉛直吊材吊橋の振動解析の方法として開発されたものであるが，ここではこれを stay を有する吊橋に応用する。

ここで吊橋を図4.2.1のように抽象化して考える。すなわち補剛桁はその弾性と質量が0で示して部分に集中したものと考えこの部に弾性ヒンジを挿入し，曲げモーメントはその回転角に比例するものと考える。ケーブル，吊材，stay はバネでおきかえる。また，主塔は質量がないバネでおきかえる。

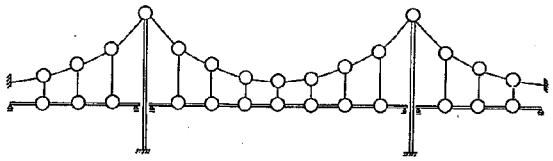


図 4.2.1

このような系に吊橋をおきかえれば，有限自由度の系に対する振動理論が適用され質点の数を充分大きくとれば，実物に対してかなりの近似が得られる。なお，この場合質点の間隔は等

間隔とする必要はない。

4.2.3　微分方程式による解法

斜吊材吊橋や monocable　吊橋の場合。力の釣合から運動方程式を求めることは，未知数が多いため非常に繁雑になる。そこでここでは式の指導の簡単になるようにエネルギー式から運動方程式を導くこととした。

すなわち「保存系の振動においては，運動エネルギーと位置エネルギーの差の時間軸に対する積分が停留値をとる。」と云うHamiltonの変分原理から求める。

例えば撓み振動の場合を考えると，補剛桁の鉛直振動の運動エネルギーを Tc_1，水平振動の運動エネルギーを Tc_2，補剛桁，ケーブル，吊材のひずみエネルギーをUf，Uc，Uh，死荷重の位置エネルギーをWとすれば単径間吊橋の運動方程式は次の変分をとればよい。

$$\delta\{Tf + Tc_1 + Tc_2 - Uf - Uc - Uh + W\} = 0$$

この変分から求まる運動方程式は非線型方程式なので微小振巾振動を仮定して線型化すれば基礎方程式が求まる，静荷重載荷のもとでの撓みの問題も「極小原理」から同様な変分によつて撓度理論式を導くことができる。

4.3　模型の相似率と模型寸法

4.3.1　概　　説

模型実験に用いる模型はその挙動を測定することによつて原型の状態をある精度内で決定できるよう設計しなければならない。

この場合模型の諸量は原型のそれによつて決定されるが，この関係が相似率である。この場合に測定の対称としているのは模型の固有振動数並びに振動モードである。幸にして原型における運動方程式が求められているから，模型についても全く同じ運程方程式が成立するように模型の断面諸元を決定すればよい。

そのためには原型の運動方程式を無次元化して各項の大きさに無関係になるように変換するとこの関係から模型が満足すべき諸量が求まる。

4.3.2　運動方程式

ここでは運動方程式として鉛直吊材吊橋のものをえらんだ。なぜなれば斜吊材吊橋においても吊材をのぞいた相似関係は鉛直吊材吊橋と全く同じになるからである。

鉛直吊材吊橋の運動方程式はHamiltonの原理から導かれ次式のようになる。

$$\frac{Wf}{g}\frac{\partial^2\eta}{\partial t^2} + EI\frac{\partial^4\eta}{\partial x^4} + EhAh\cdot\frac{2\eta-\xi r-\xi l}{h} = 0$$

$$\frac{Wf}{g}\frac{Ip}{A}\frac{\partial^2\varphi}{\partial t^2} + GIp\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2} + EhAh\frac{b^2}{2h} + EhAh\frac{b}{2h}(\xi r - \xi l) = 0$$

$$\frac{Wc}{g}\frac{\partial^2\xi r}{\partial t^2} + EcAc\frac{\partial}{\partial x}\left\{\frac{\partial h}{\partial x}\left(\frac{\partial\zeta r}{\partial x} - \frac{\partial h}{\partial x}\frac{\partial\xi r}{\partial x}\right)\right\} - Hw\frac{\partial}{\partial x}\left\{\frac{\partial\xi r}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x}\frac{\partial\zeta r}{\partial x}\right\} - EhAh\frac{\eta-\frac{b}{2}\varphi-\xi r}{h} = 0$$

$$\frac{Wc}{g}\frac{\partial^2\xi_l}{\partial t^2}+EcAc\frac{\partial}{\partial x}\{\frac{\partial h}{\partial x}(\frac{\partial\zeta_l}{\partial x}-\frac{\partial h}{\partial x}\frac{\partial\xi_l}{\partial x})\}-Hw\frac{\partial}{\partial x}\{\frac{\partial\xi_l}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x}\frac{\partial\zeta_l}{\partial x}\}-EhAh\frac{\eta+\frac{b}{2}\varphi-\xi_l}{h}=0$$

$$\frac{Wc}{g}\frac{\partial^2\zeta_r}{\partial t^2}-EcAc\frac{\partial}{\partial x}\{\frac{\partial\zeta_r}{\partial x}-\frac{\partial h}{\partial x}\frac{\partial\xi_r}{\partial x}\}-Hw\frac{\partial}{\partial x}\{\frac{\partial h}{\partial x}(\frac{\partial\xi_r}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x}\frac{\partial\zeta_r}{\partial x})\}+\frac{Po}{h}\zeta_r=0$$

$$\frac{Wc}{g}\frac{\partial^2\zeta_l}{\partial t^2}-EcAc\frac{\partial}{\partial x}\{\frac{\partial\zeta_l}{\partial x}-\frac{\partial h}{\partial x}\frac{\partial\xi_l}{\partial x}\}-Hw\frac{\partial}{\partial x}\{\frac{\partial h}{\partial x}(\frac{\partial\xi_l}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x}\frac{\partial\zeta_l}{\partial x})\}+\frac{Po}{h}\zeta_l=0$$

これらの式は単径間吊橋の運動方程式である。記号の説明は次項以下でのべる。

4.3.3　無次元量及び無次元方程式

次のような無次元量を考えて方程式を無次元化する。

$$\bar{h}=\frac{h}{l},\ \bar{b}=\frac{b}{l},\ \bar{\eta}=\frac{\eta}{l},\ \bar{\xi}_r=\frac{\xi_r}{l},\ \bar{\xi}e=\frac{\xi e}{l},\ \bar{\zeta}_r=\frac{\zeta_r}{l},\ \bar{\zeta}_l=\frac{\zeta e}{l},\ \alpha=\frac{A}{l^2},\ \alpha_c=\frac{A_c}{l^2}$$

$$\alpha_h=\frac{Ah}{l},\ \beta=\frac{I}{l^4},\ \beta_p=\frac{Ip}{l^4},\ \bar{x}=\frac{x}{l},\ \bar{f}=\frac{f}{l},\ \tau=\frac{ct}{l},\ (c^2=\frac{E}{\rho},\ r_c c^2=\frac{Ec}{\rho},$$

$$r_g\cdot c^2=\frac{G}{\rho},\ r_h c^2=\frac{Eh}{\rho}),\ k=\frac{g\cdot l}{c^2}$$

無次元化された方程式は次の通りである。

$$\alpha\frac{\partial^2\bar{\eta}}{\partial\tau^2}+\beta\frac{\partial^4\bar{\eta}}{\partial\bar{x}^4}+\frac{r_h\alpha_h}{\bar{h}}(2\bar{\eta}-\bar{\xi}_r-\bar{\xi}e)=0$$

$$\frac{\alpha_c}{\alpha}\beta_p\frac{\partial^2\varphi}{\partial\tau^2}-r_g\beta_p\frac{\partial^2\varphi}{\partial\bar{x}^2}+r_h\alpha_h\frac{\bar{b}^2}{\bar{h}}\varphi+r_h\alpha_h\frac{\bar{b}}{\bar{h}}(\bar{\xi}_r-\bar{\xi}e)=0$$

$$\alpha_c\frac{\partial^2\bar{\xi}_r}{\partial\tau^2}+\gamma_c\alpha_c\frac{\partial}{\partial\bar{x}}\{\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{x}}(\frac{\partial\bar{\zeta}_r}{\partial\bar{x}}-\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{x}}\frac{\partial\bar{\xi}_r}{\partial\bar{x}})\}-\frac{k(\alpha+2\alpha_c)}{8\bar{f}}\frac{\partial}{\partial\bar{x}}\{\frac{\partial\bar{\xi}_r}{\partial\bar{x}}+\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{x}}\frac{\partial\bar{\zeta}_r}{\partial\bar{x}}\}-\gamma_h\alpha_h\frac{\bar{\eta}-\frac{\bar{b}}{2}\varphi-\bar{\xi}_r}{\bar{h}}=0$$

$$\alpha_c\frac{\partial^2\bar{\xi}e}{\partial\tau^2}+\gamma_c\alpha_c\frac{\partial}{\partial\bar{x}}\{\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{x}}(\frac{\partial\bar{\zeta}e}{\partial\bar{x}}-\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{x}}\frac{\partial\bar{\xi}e}{\partial\bar{x}})\}-\frac{k(\alpha+2\alpha_c)}{8\bar{f}}\frac{\partial}{\partial\bar{x}}\{\frac{\partial\bar{\xi}e}{\partial\bar{x}}+\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{x}}\cdot\frac{\partial\bar{\zeta}e}{\partial\bar{x}}\}-\gamma_h\alpha_h\frac{\bar{\eta}+\frac{\bar{b}}{2}\varphi-\bar{\xi}e}{\bar{h}}=0$$

$$\alpha_c\frac{\partial^2\bar{\zeta}_r}{\partial\tau^2}-\gamma_c\alpha_c\frac{\partial}{\partial\bar{x}}\{\frac{\partial\bar{\zeta}_r}{\partial\bar{x}}-\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{x}}\cdot\frac{\partial\bar{\xi}_r}{\partial\bar{x}}\}-\frac{k(\alpha+2\alpha_c)}{8\bar{f}}\frac{\partial}{\partial\bar{x}}\{\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{x}}(\frac{\partial\bar{\xi}_r}{\partial\bar{x}}+\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{x}}\cdot\frac{\partial\bar{\zeta}_r}{\partial\bar{x}})\}+k\alpha\frac{\bar{\zeta}_r}{\bar{h}}=0$$

$$\alpha_c\frac{\partial^2\bar{\zeta}e}{\partial\tau^2}-\gamma_c\alpha_c\frac{\partial}{\partial\bar{x}}\{\frac{\partial\bar{\zeta}e}{\partial\bar{x}}-\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{x}}\cdot\frac{\partial\bar{\xi}e}{\partial\bar{x}}\}-\frac{k(\alpha+2\alpha_c)}{8\bar{f}}\frac{\partial}{\partial\bar{x}}\{\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{x}}(\frac{\partial\bar{\xi}e}{\partial\bar{x}}-\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{x}}\cdot\frac{\partial\bar{\zeta}e}{\partial\bar{x}})\}+k\alpha\frac{\bar{\zeta}e}{\bar{h}}=0$$

4.3.4　相似関係

上の方程式の模型と原型の両方に対して同じになるためには上に掲げた無次元量を模型と原型について等しくすることが必要である。ここに e は模型及び原型の代表長である。

しかしながら模型の縮尺を決めて模型の諸元を求めてもその通りの材料が得られない場合がある。例えばケーブルとして用いるピアノ線は市販の寸法で決るし，弾性係数も材料により決定される。それでこのような材料の関係から決定される常数m（これをslicing factorと云う）を導入し，模型の縮尺をnとすれば模型と原型が満足すべき関係は次のようになる。

径間長	$\ell_p/\ell_m = n$	垂距	$f_p/f_m = n$
主桁間隔	$b_p/b_m = n$	補剛桁の鉛直撓み	$\eta_p/\eta_m = n$
ケーブルの鉛直撓み	$\xi_p/\xi_m = n$	ケーブルの水平変位	$\zeta_p/\zeta_m = n$
補剛桁の捩れ角	$\varphi_p/\varphi_m = 1$	補剛桁の断面積	$A_p/A_m = n^2 m \frac{E_m}{E_p}$
ケーブルの断面積	$Ac_p/Ac_m = n^2 m \frac{Ec_m}{Ec_p}$	吊材の断面積	$Ah_p/Ah_m = n^2 m \frac{Eh_m}{Eh_p}$
補剛桁の断面2次モーメント	$I_p/I_m = n^4 m \frac{E_m}{E_p}$	補剛桁の回転2次モーメント	$Ip_p/Ip_m = n^4 m \frac{E_m}{E_p}$
重力の加速度	$g_p/g_m = 1$	質量	$\rho_p/\rho_m = 1$
時間	$T_p/T_m = \sqrt{n}$		

ここに添字pは原型，mは模型の意味であり，E，E_c，E_hはそれぞれ構造用鋼材，主ケーブル，吊材の弾性係数である。

4.3.5 主塔の相似則

耐風安定性の面からは吊橋の振動は比較的低次のものが問題になり，このような場合主塔の2次以上の振動モードがあらわれることは考えられないので模型を設計するにあたつては主塔は撓み振動に対しても捩れ振動に対しても質量のないバネにおきかえて考える。そして力と変位の関係が上の相似関係を満足するように模型の主塔を設計するためには主塔の曲げ剛性EJ_Tについて次の関係を満足させねばならぬ。

$$(EI_T)_p/(EI_T)_m = n^4 m$$

$$(GJ_T)_p/(GJ_T)_m = n^4 m$$

4.3.6 模型の寸法

原型として本四試算設計（$L = 1500$）をえらび縮尺を1/300，slicing factor m を2.847とすると模型のとるべき諸元及び設計後の諸元は表4.3.1の如くなる。

4.3.1　模型の断面諸元

	試算設計（$\ell=1500$）	模型の理論値	模型の採用値
主径間長	1.500 m	500 cm	500 cm
側径間長	750 m	250 cm	250 cm
サグ比	1／10	1／10	1／10
補剛桁断面2次モーメント	3.09 m^4／cable	0.0251 cm^4／cable	0.0250 cm^4／cable
補剛桁水平断面2次モーメント	46.72 m^4／brige	0.3794 cm^4／brige	0.3805 cm^4／brige
ケーブル断面積	0.652 m^2／cable	2.545 cm^2／cable	2.545 cm^2／cable
ケーブル死荷重	10.86 t／m／cable	292 g／panel／cable	292 g／panel／b
補剛桁死荷重	20.14 t／m／cable	1179 g／panel／brige	1179 g／panel／brige
ハンガー断面積	52.4 cm^2／hager	0.0158 cm^2／hager	0.0706 mm^4／hager
補剛桁の回転2次モーメント	28.23 m^4／brige	0.2296 cm^4／brige	0.1405 cm^4／brige
弾性係数　E	2.1×10^6 Kg／cm^2	1.12×10^5 Kg／cm^2	1.12×10^6 Kg／cm^2
〃　Ec	2.0×10^6 〃	2.0×10^5 〃	2.0×10^6 〃
〃　Eh	1.4×10^6 〃	2.0×10^6 〃	2.0×10^6 〃
主塔塔高	226.6 m	75.5 cm	75.5 cm
主塔断面2次モーメント（塔頂橋軸）	4.5 m^4／shaft	1.397×10^{-1} cm^4／shaft	1.44×10^{-1}／cm^4／shaft
主塔断面2次モーメント（塔低橋軸）	44.8 m^4／shaft		

4.4　模型実験装置

昭和40年につくつたのは吊橋の振動模型だけである。模型は前節で求められた相似率によつて設計してある。

模型の全体図，重錘及び重錘取付を図4.4.1および4.4.2に示す。この模型は口絵写真－14でも判るように鉛直吊材吊橋を原型として設計されているが，center，stay，cable stay，tower stay を取りつけられるように配慮してあり，また斜吊材吊橋に変更することも容易なように設計してある。

また主塔，主ケーブル，主ケーブル用重錘及びアンカーをつくりなおすことによつてmono-cable 吊橋とすることもできる。

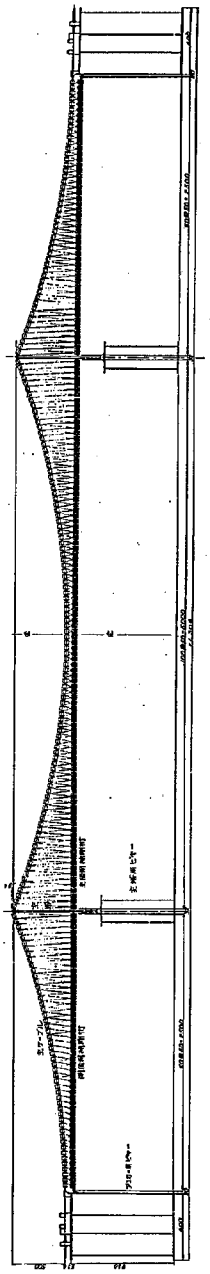


図 4.4.1　模型全体図

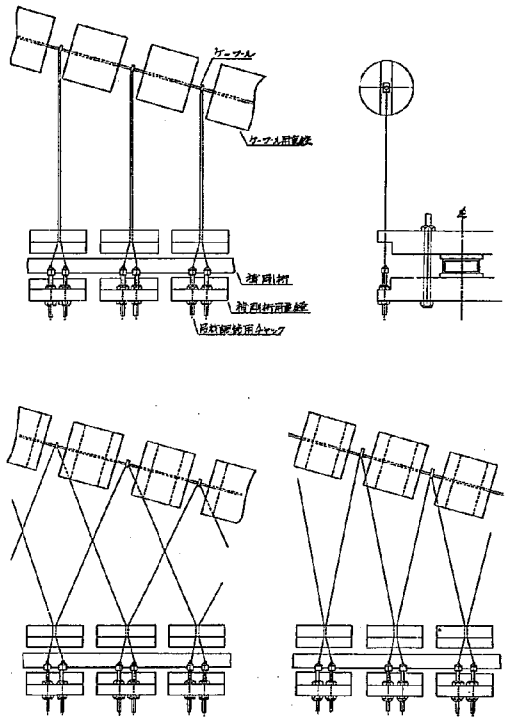


図 4.4.2　重錘及び吊材取付

4.5　現在までの経過と今後の予定

現在までに終了したのは理論解析の面では斜吊材吊橋の運動の基礎方程式とステーを有する吊橋の運動方程式を求めたことである。また，模型実験については，模型の設計，製作と調整を終了して，現在載荷試験を開始している。模型のもつ固有周期及び対数減衰率は次の通りである。

	固有周期	対数減衰率
対称1次	0.813 s/c	0.0018
逆対称1次	0.621 s/c	—

今後は次の順序で実験を予定している。

(a)　鉛直吊材模型の載荷試験及び振動試験を行う。

(b)　斜吊材模型の載荷試験及び振動試験を行ないその

撓み特性，共振曲線，固有振動数，振動モード，対数減衰率，等を求め鉛直吊材のそれと比較する。

この場合，吊材間隔，主塔の剛性等をかえて実験する。

(c) 鉛直吊材模型になおして主塔の剛性をかえて実験する。

(d) 鉛直吊材模型に center stay, tawer stay, cable stay をとりつけその静的特性及び動的特性

(e) モノケーブル吊橋の模型を設計製作しその特性を間に及ぼす効果を調べる。

このうち今年度(c)まで完了させる定定で振動試験に必要な電磁型の起振器の購入を予定している。

5. 2次元風胴模型実験

5.1 模型実験の目的

橋梁構造物は主桁・床組・橋床など多くの構造部材より構成され，それぞれは更に各種部材よりなる複合構造である。

このように複雑な組成をもつ橋梁構造物に作用する空気力は空力的干渉のため各部材の形状・寸法あるいは配置状態により著しく変化する。更に，構造物が振動状態に置かれるとこの問題は愈々複雑なものとなる。それ故，橋梁構造物に作用する空気力および空気力作用下における構造物の挙動を的確に求めるには風胴実験に依存するのが最も適わしいとされ，これまで多くの研究者による実験が繰り返えされてきた。

吊橋の耐風安定性に影響をおよぼすと考えられる要素は，次の通りであり，これら要素が複雑にからみ合つてその耐風性が，

(a) 支間および支間割（3径間，多径間の別）

(b) 充実率（主桁の構造）

(c) 主桁高と主桁間隔の比

(d) 床版の位置（下路，中路，上路の別）

(e) 床組の方式（縦桁，横桁の組合せ方式）

(f) 橋床 開床部の位置と大きさ

(g) 主桁と床版縁の間の空隙の幅

(h) 吊橋系の剛性と死荷重（鉛直・水平撓みおよび捩れ振動数比）

(i) 構造減衰性

(j) 耐風細部構造（センターステイ，油圧減衰器）

等で決まるのである。

従つて，現状では各要素の影響を単独に抜き出して云々することは不可能であり，従来の実験結果から定性的に耐風性は優れていると思われる要素を組み込んだ断面を用いて静的な設計を行ない，この設計案について風胴実験を実施してその耐風性を検討するという手法を採らざ

るを得ない。

さて，風洞実験は，原設計案をそのまゝ相似則に従つて模型化し実験する全橋模型実験（構造的にも3次元要素を保持するため3次元模型実験ともいう）と耐風性に最も大きな影響を及ぼす吊構造部のみを取りだし，橋軸方向の適当な長さの部分を模型化して実験する部分模型実験（2次元性を仮定しているため2次元模型実験ともいう）とに大別される。

全橋模型実験には超大型風洞の設備が必要であり，実橋を相似する模型の製作に困難が伴なうこと，各種測定法に面倒が多いこと，経費・日数がかゝること等々の理由により，通常の場合，部分模型により耐風性を検討することが多く，外国においても全橋模型実験は僅かに2例を数えるのみである。

しかし，部分模型実験により全橋模型実験が代用できるという確たる根拠はないので本耐風調査では全橋模型実験（本篇第6章にて報告する）と部分模型実験を併用することとした。

部分模型実験は初期（昭和38および39年度）においては当研究室に実験施設が無かつたため東京大学に委託して実施したが，昭和40年4月に「橋梁試験用風洞」が竣功してから以後の実験は当研究室において実施することになつた。

部分模型実験の試験項目は次の3種であるが(iii)については実験施設完成後日が浅く実験結果を報告するまでには到つていない。

(a) 吊構造部に作用する静的空気力の3分力の測定

(b) 空気力による吊構造部の振動特性の測定

(c) 吊構造部に作用する非定常空気力の測定

次節以下で各実験項目について相似則・実験装置および実験法・解析法について解説する。

5.2 3分力係数の測定

5.2.1 3分力係数とその相似則

構造物が気流にさらされるとその構造物には空気力が作用するが，時間的に変動しない空気力を〝静的空気力〟と呼ぶ。他に，風の乱れ，構造物の振動，渦の発生などにより生ずる時間的に変動する〝動的空気力〟も存在する。静的空気力を表わすのに，この力を気流方向とそれに直角な方向の成分に分け，それぞれを抗力および揚力と名付ける。さらに空気力の作用点は重心点には一致せず構造物に回転力を生ずる場合があり，これを空力モーメントと呼び上の2者と合せて静的空気力の3分力と名付ける。（図5.2.1参照）

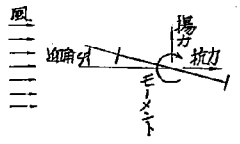


図5.2.1 3分力定義図

本調査における3分力は次式により表示し，係数C_D，C_L，C_Mをそれぞれ抗力係数の揚力係数および空力モーメント係数と名付ける。

$$\begin{cases} \text{抗力（Kg／m）}, & P_D = \frac{1}{2}\rho V^2 \cdot C_D \cdot A \\ \text{揚力（Kg／m）}, & P_L = \frac{1}{2}\rho V^2 \cdot C_L \cdot B \\ \text{空力モーメント（Kg・m／m）}, & M_T = \frac{1}{2}\rho V^2 \cdot C_M \cdot B^2 \end{cases}$$

但し，ρ： 空気密度（$Kg \cdot sec^2/m^4$）

V　風速（m/sec）

A　部材又は構造物の単位長当りの気流直角面に対する投影面積（m^2/m）

B　部材又は構造物の気流方向の幅（m）

3分力係数の値は構造物の形状により決まる。厳密に云えば，橋梁構造物の3分力係数を風胴実験によつて求めるには実物と同じレイノルズ数の下で実験しなければ，その相似則は満足されないが，これまでの実験結果によるとレイノルズ数の影響は少なく，無視し得ることが判明している。本調査では3分力測定の際の風胴気流の風速は約15 m/s としている。

5.2.2　3分力係数の測定法

構造物の風荷重を決定する3分力係数は静的な剛模型を風胴測定部に設置し，その模型に作用する空気力を測定して求める。模型は実橋の形状・寸法を忠実に相似するもので，さらに風圧によつて変形しないよう十分な剛性を備えている必要がある。模型の長さと幅の比（縦横比）が小さいと，風が模型の端部をまわつて背後に流れ，3次元緩和効果が大きくなるので，本調査では縦横比を3以上とし更に図5.2.に見られるように測定部に隔壁を設けて気流の2次元化を計るとともに，模型に端板を取り付けてその影響が減少するよう留意した。

(1)　3分力天秤および模型の架設

静的空気力の測定には3分力天秤が使われるが，ここでその概略を説明する。模型はその設置場所（測定部中心）の上方の支持台車に3台並列している天秤に対して図5.2.3に示すようにピアノ線（$\phi = 0.5 \sim 0.8$ mm）によつて取付けられる。その際，模型は上向きに働らく揚力が天秤に正の値として表示されるよう裏返して吊り下げる。天秤は気流方向に順に抗力天秤，第一揚力天秤，第二揚力天秤と呼ばれ次の性能を有している。

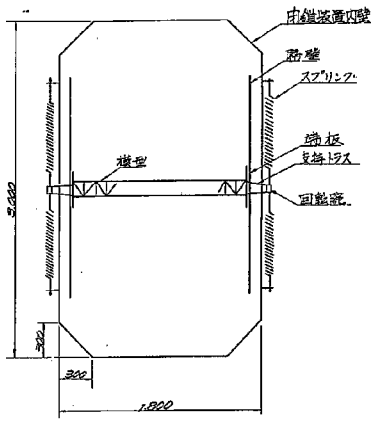


図 5.2.2　風胴測定部

	抗力天秤	第一揚力・第二揚力天秤
秤量	50Kg	50Kg
測定範囲	25Kg	±25Kg
感度	1g	1g
分銅遠隔加除範囲	0～24Kg（1Kgとび）	0～±24Kg（1Kgとび）
	0～900g（100gとび）	0～±900g（100gとび）

自動平衡指示範囲	± 25 Kg	± 25 Kg
	± 5 Kg	± 5 Kg
	± 1 Kg	± 1 Kg
	± 0.1 Kg	± 0.1 Kg
同上精度	フルスケールの1/100	フルスケールの1/100

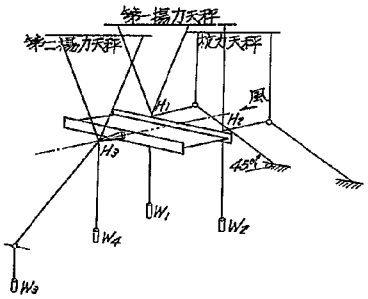


図 5.2.3 模型の吊り方

勿論模型の3分力係数は模型の気流に対する姿勢（迎角と呼ぶ）によつて変り，実験すべき迎角の範囲は実物の受ける自然風の特性より決められるべきであろうが，本天秤では迎角可変範囲を－15°～＋15°（設定精度0.1°）としており実用上は十分の範囲をカバーできる。また，各天秤相互の間隔は次のように決められており，弦材間隔600㎜程度までの模型が設置できる構造となつている。

抗力天秤・第一揚力天秤間　450㎜

第一揚力天秤
第二揚力天秤間　350～700㎜ 連続可変

更に，各天秤記録部にはXYレコーダーが附属しており，迎角と各分力の関係を図化できる。

(2) 各係数値は次式により算出される。（図5.2.4）

抗力係数 ： $C_D = \dfrac{\alpha(D-D_r) - D_E}{pA\ell}$

揚力係数 ： $C_L = (L_1 - L_{1r}) + (L_2 - L_{2r})$

空力モーメント係数 ： $C_M = \dfrac{(L_1-L_{1r})\gamma_1\cos\varphi - (L_2-L_{1r})\gamma_2\cos\varphi + \{\alpha(D-Dr)-D_2\}\gamma_1\sin\varphi}{pB^2\ell}$

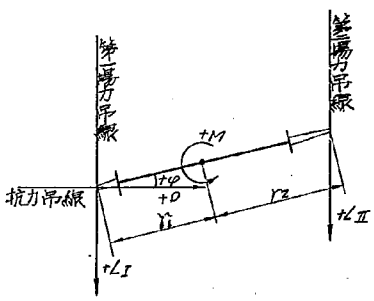


図 5.2.4 分力算出図

但し，Dr，L_{1r}，L_{2r} ： 抗力天秤，第一揚力天秤第2揚力天秤の迎角 φ における無風時の値

D，L_1，L_2 ： 同上の通風時の値

α ： 抗力天秤の読みの補正係数

D_E ： 模型端板および吊線の抗力値

γ_1，γ_2 ： 回転の腕の長さ

p ： 動圧（$\frac{1}{2}\rho V^2$）

A ： 模型の単位長当りの投影面積

B　　：　模型の気流方向の長さ

ℓ　　：　模型の支間

φ　　：　迎角，頭上げの向きを正とする。

ここで注意しなければならないのは，これら係数値は風軸方向の値であることである。静的設計には構造軸についての係数値を用いるべきで，その場合には換算を行なう必要がある。（図5.2.5）

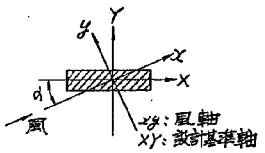


図 5.2.5　設計基準軸と風軸

5.3　フラッター風速の測定

5.3.1　フラッター風速とその相似則

吊橋の耐風安定性に影響を与える要素についてはすでに5.1において述べたが，部分模型の振動実験は，これら要素のうち3次元特性に影響されないものの耐風安定性能におよぼす寄与を直接的に簡単に調査できる点で有力な方法である。

ところで，空気力を受けている振動系に撹乱を与えた場合，風速が低い間は与えられた振動は時間とともに減衰してしまうのが普通であるが，風速が増大すると，振動系の空力弾性的な特性と関連して空気力の作用が負減衰の効果をおよぼすようになることがある。この時には自励振動が惹き起こされることは明白である。この正減衰と負減衰の境目に減衰力が零となり調和振動を持続する風速が存在し，自励振動の限界風速と呼ばれる。実用上はこの限界風速を知ることが重要となるが，空力減衰効果は非線型性を有し，振幅により異なるため減衰振動から発散振動に移行する過程での定常振動は風速のある範囲に対して存在するのが普通で吊橋におけるフラッター風速は振幅との関連において定められねばならない。この問題は実橋での交通の危険性，材料の疲労など多くの要素を取り入れてより合理的な値として定義する必要がある。

さて，振動実験に供する部分模型は実物を幾何学的に相似させる他に次の6つのパラメータを相似させる必要がある。

$$\frac{I_\theta}{\rho\beta^4},\ \frac{Iz}{\rho\beta^4},\ \frac{V}{N_\theta\beta},\ \frac{V}{N_z\beta},\ \delta_\theta s,\ \delta_z s$$

但し，

β　：　代表長

I_θ　：　吊構造部の回転中心について計算した極慣性モーメント，ケーブルの寄与を含む

Iz　：　吊材・ケーブルを含む吊構造部の質量

N　：　振動数，添字Z及びθはそれぞれ捩み振動，撓れ振動を表わす

V　：　風速

δs　：　構造減衰，添字はNの場合と同じ

これより N_θ/N_z が実物と模型で等しくなければならぬこと。模型を軽く作る必要のあることが了解されよう。また V/NB はスプリング強度により相似させる。

5.3.2　フラッター風速の測定法

(1)　実験装置

模型をスプリングで懸垂するにあたり，留意しなければならない要点は，

(i)　気流に吹き流されることなく模型が上下振動および回転振動を独立または連成して行ないうること。

(ii)　模型に初期迎角をつけて傾斜支持できること。

(iii)　上下および回転の振動成分を独立に検出できること。

(iv)　迎角，風圧により系の減衰性が変らないこと。

(v)　系に減衰器を附して減衰性を人為的に増加できること。

(vi)　支持機構が構造的にも空力的にも模型の振動に悪影響を与えないこと。

などである。以下に測定装置の概略を説明する。

(a)　模型支持装置（図5.2.2）

模型両端には気流特性を良くするための端板を取りつける。模型は端板の外側に附した軽合金製の取付枠を介して回転腕と連結している。回転腕は上下より所要のばね定数のコイルスプリング8本（両側）により支持されている。撓み振動数はばねのばね定数により，回転振動数はスプリングの間隔により決まる。模型が気流により吹き流されることを防止するため回転腕中心には横変位防止用ピアノ線を取りつけてある。更に，初期迎角を与えるためこれらの機構は回転フレームに取付けられており風洞測定部中心のまわりに回転して模型に$-15°$～$+15°$任意の初期迎角が与えられる。

回転部にはナイフエッジを多用し減衰性の低下を計つている。なお，現在のところ，減衰器は設備されていない。

(b)　検出装置

模型の運動はこれを上下動および回転動に分離して取り出す必要がある。初期の段階ではこれを差動トランス型の計器より検出する方法によつたが迎角の大きい領域でコアとコイル内面の摩擦による減衰性が大きく影響し，実験に不都合を生じた。そこで模型の運動をピアノ線を介して燐青銅製の板ばねに伝え，ばねに生じた歪を抵抗線式歪計を用いて電気信号として取りだす方式に改めた。しかし，この方法も多分に模型の振動に拘束を与えるため近々超小型加速度換振器を用いる方法に改良する予定である。

(2)　測定方法

フラッター限界風速は模型の種類，迎角，振動数，減衰性，振動の自由度など多くの要素の影響を受けるが，本調査では，選ばれた対象に対して風速と減衰性（対数減衰率にて表示する）の関係（$V-\delta$曲線）を求め，その曲線が$\delta=0$の線を横切る点の風速を一応フラッターの限界風速（V_c）と定義し安定性の目安とすることとした。

5.4 非定常空気力の測定

5.4.1 非定常空気力

3分力測定によつて得られる静的空気力は部分模型の振動実験によつて得られるフラッター風速と共に吊橋の耐風性を判定するにあたつて極めて重要な資料となるが，更に，振動中の模型に作用する動的空気力を知つて，解析的に自励振動の限界風速を求めることが出来る。

非定常空気力を求める方法は次の3種類があるが，本調査では計測に便利な(c)の方法を採用している。

(a) 自由振動法 ： 気流中で1自由度の自由振動を行なわせ，振動数と減衰率から空気力を求める方法

(b) 強制振動法(i) ： 既知の力で強制振動を行なわせ，実際の振動と加振力との間の振幅と位相の比較から空気力を求める方法

(c) 強制振動法(ii) ： 既知の変位で強制振動を行なわせ，その反力あるいはモーメントを支持点から直接測定する方法

吊橋の自励振動は捩み振動と捩れ振動とが連成するが，この場合の空気力を純捩み振動と純捩れ振動の場合の空気力の線型結合で表わせるものとし，次のフラッター基本式によつてその限界風速，振動数，振幅比を求めることが出来る。

$$\begin{cases} M\ddot{h} + D\dot{h} + K_h = L_e \cdot h + L_\alpha \cdot \alpha \\ \Theta\ddot{\alpha} + D_t\dot{\alpha} + K_t\alpha = M_e \cdot h + M_\alpha \cdot \alpha \end{cases}$$

但し，L_e, L_α, M_e, M_α は空気力

5.4.2 非定常空気力測定装置

(1) 模型加振機構

模型加振装置は風胴測定部に図5.4.1に概略示したように取り付けた。装置はモーターの回転運動とプーリー・減速器を経て偏芯カムを使つて駆動シャフトの上下動に変え，模型に上下動を与え得る構造となつている。モーターにはEC式を用いまた，その回転むらを防ぐためにECブレーキを附属している。模型に回転動を与える場合には附属のアタッチメントを用いて駆動シャフトの運動を回転動に変換する。加振装置には風胴々体内の測定用模型と胴体外の補償模型の2体が取りつけられる。

本装置の主要性能は次の通りである。

加振振幅 { 上下動振幅 10，20，30mm
　　回転動振幅 2，4，6，8，10，14°
　　初期迎角0～14°まで連続可変

加振振動数　0.2～6 c/s

模型支間　600mm

模型重量　1,000g（最大）

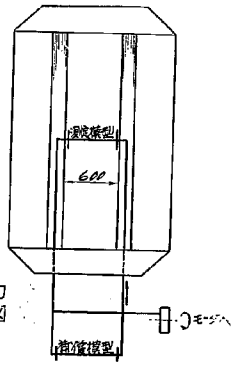


図5.4.1 非定常空気力測定装置原理図

(2) 空気力検出部

図5.4.2に空気力検出部の概略を示す。模型は端板を介して

抵抗線式歪計を貼つた片持梁の先端に取りつけられる。その取付部には自動調芯ベアリングを取りつけ，拘束の影響の減少を計つている。模型は両側2本づつで計4本の片持梁で支持される。模型支持の方法は測定・補償模型とも全く同じである。この模型を加振すると，測定模型には空気力と慣性力との加算されたものが作用し，補償模型には慣性力（厳密には，さらに静止空気中での空気力が附加されるが無視できる）が作用する。

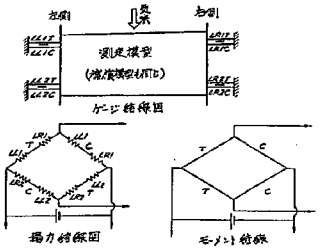


図 5.4.2　空気力検出原理図

そこで，補償模型の慣性力を動的歪計で測定模型の慣性力と等しくなるよう増幅し，電気的に相殺すれば模型に作用する空気力のみが検出できる。

(3)　空気力検出用電気回路

ブリッジの出力は動的歪計により増幅され，引算回路，フイルター回路を経て記録器に入る。記録器には位相検出のための差動トランス式変位計の記録も同時に取られる。

5.5　橋梁試験用風洞施設

これまで，各試験項目の概要とそれに附随した実験装置を説明したが，ここで，風洞本体および各試験に共通な装置の紹介をしておく。

5.5.1　橋梁試験用風洞

本風洞は長大橋梁架橋計画に呼応して１９６５年４月に完成したもので，長大吊橋に関連した耐風性の問題を実験により追求することを目的としている。本風洞では吊橋の補剛桁および主塔に関する耐風実験のほか，一般橋梁，塔状構造物などの空気力学的特性に関する実験も行なうことができる。その概略は次の通りである。（図 5.5.1）

型　　式	水平単回路還流式風洞（開放，閉鎖両用）	
寸　　法	吹出口	1.8×3.0 m
		2.4×0.6 m（非定常空気力測定時のみ）
	風路長	76.0 m
	測定部	2.0 m
絞り比	1：6.25	
送風機	直径 3.3 m	出力　100 KW
風　　速	開放時	0～20 m/s
	閉鎖時	0～21 m/s

本風洞は将来平均風速１０ m/s，変動幅２～３ m/s で0.02ないし3 c/s の正弦波状に変動する風速を出すことが出来るよう計画しており，現在その基礎設計・模型実験を実施している。この装置は自然風に対する理解を深める上で重要な意味をもつている。

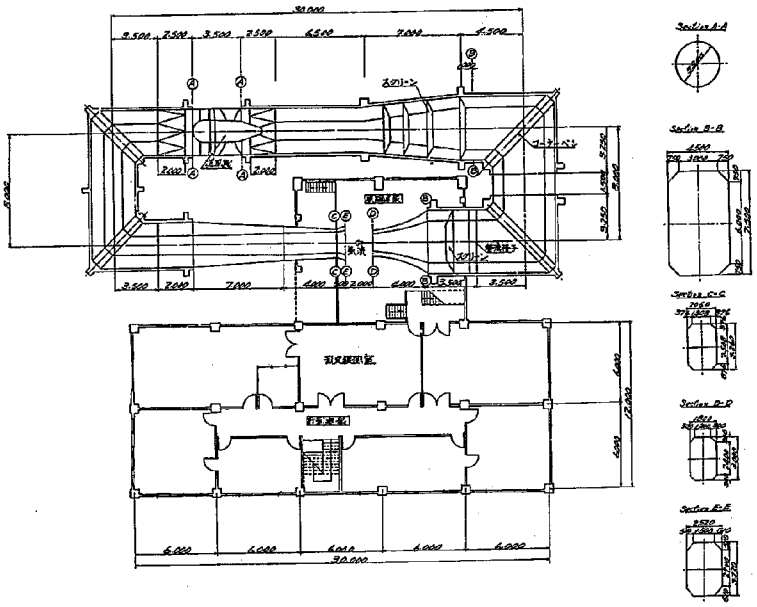


図 5.5.1　風　洞　線　図

5.6　二次元風洞実験の結果

5.6.1　概　説

これまでに，2次元風洞実験の対象として選んだ断面は土木研究所で設計したもの2種と，本州・四国連絡道路調査事務所で設計した試算設計及び概略設計で，これらを原型として，開床率，充実率，主構造，縮尺等の異なる16種類の模型をつくり，おのおのについて静的空気力の三分力及びフラッターの限界風速の測定を行なつた。但し，対象とした設計はいずれも中央径間長1,500m のものである。

5.6.2　模　型

模型は製作精度の点と，風洞の大きさ，模型に要求される縦横比（全長／主構間隔）等から縮尺を1/100 ～ 1/62 でつくつた。模型の諸元は表5.6.1に，模型の形状は図5.6.1 a～g に示してある。

表5.6.1　実験に使用した模型

模型	縮尺	主桁間隔	主桁高	路面巾	床組構造	開床率	充実率	長さ	重量	極慣性モーメント	備考
		mm	mm	mm		%	%	cm	gr/m	gr·cm·sec	
A－1	1／100	370	115	289	タママ型	0	28	120	4115	859	
A－2	〃	〃	〃	〃	〃	30	〃	〃	4091	857	
A－3	〃	〃	〃	〃	〃	35	〃	〃	4061	851	（土木研究所試算断面）
B－1	〃	370	115	275	マキノ型	0	31	〃	3628	777	
B－2	〃	〃	〃	〃	〃	30	〃	〃	3613	775	
B－3	〃	〃	〃	〃	〃	35	〃	〃	3596	774	（土木研究所試算断面）
C－1	1／67	555	172.5	412.5	〃	0	28	〃	9526	4642	
C－2	〃	〃	〃	〃	〃	35	〃	〃	9328	4617	
D－1	1／100	370	50	275	〃	0	49	〃	3561	645	
D－2	〃	〃	〃	〃	〃	30	〃	〃	3553	642	
D－3	〃	〃	〃	〃	〃	35	〃	〃	3534	641	
E－1	1／75	440	160	400	タママ型	32	21	160	4150	1820	縦桁がトラス
E－2	〃	〃	〃	〃	〃	25	21	〃	〃	〃	縦桁がトラス
E－3	〃	〃	〃	〃	〃	25	21.7	〃	〃	〃	（試算設計断面）縦桁がプレートガーター
E－4	〃	〃	〃	〃	〃	32	21.7	〃	〃	〃	縦桁がプレートガーター
F－1	〃	480	〃	〃	〃	25	21.5	〃	9021	3490	（概略設計断面）

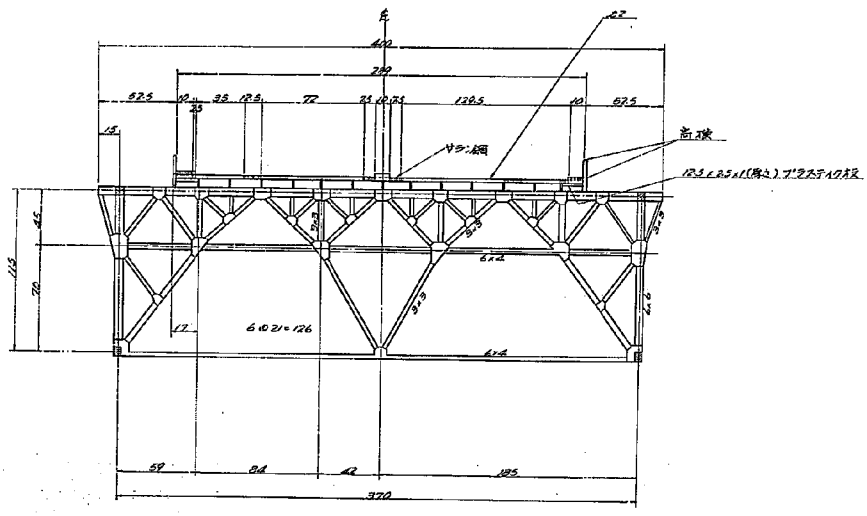


図 5. 6. 1. a　模型A：（その1.　床トラス）

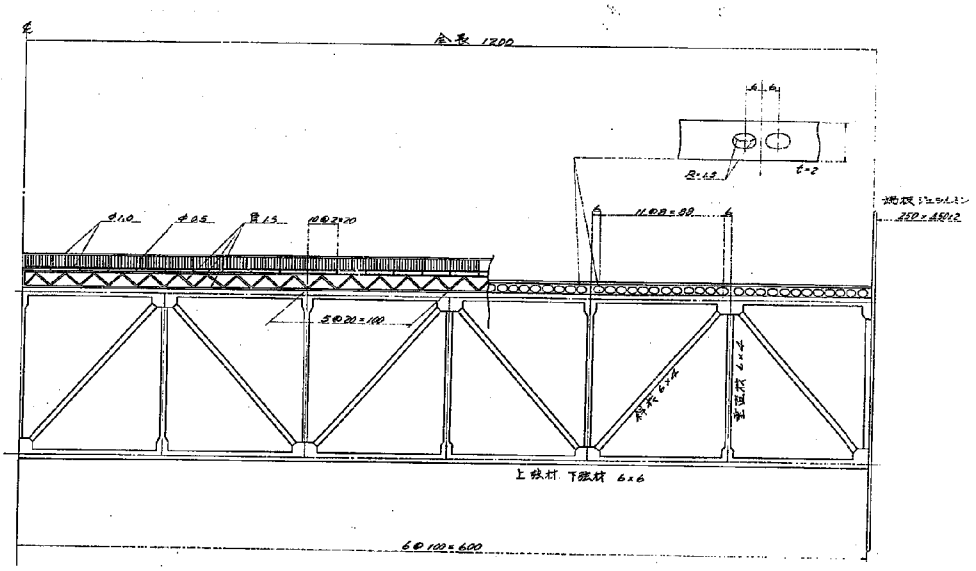


図 5. 6. 1. b　模型A：（その2.　補剛桁）

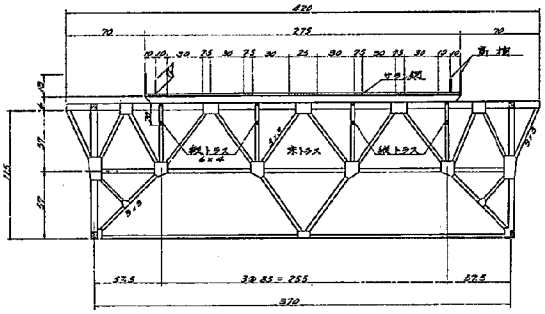


図 5. 6. 1. c　模型 B：（その 1.　床トラス）

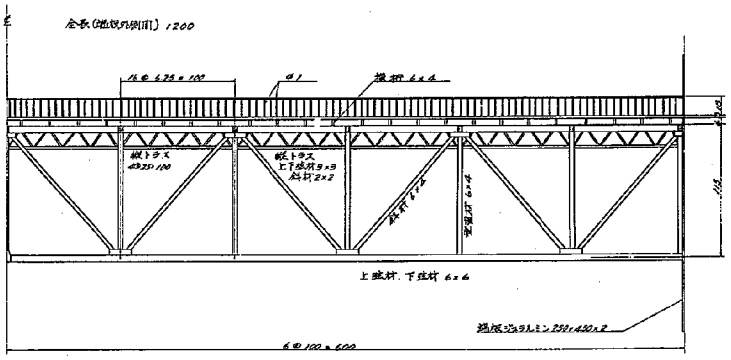


図 5. 6. 1. d　模型 B：（その 2.　補剛トラス）

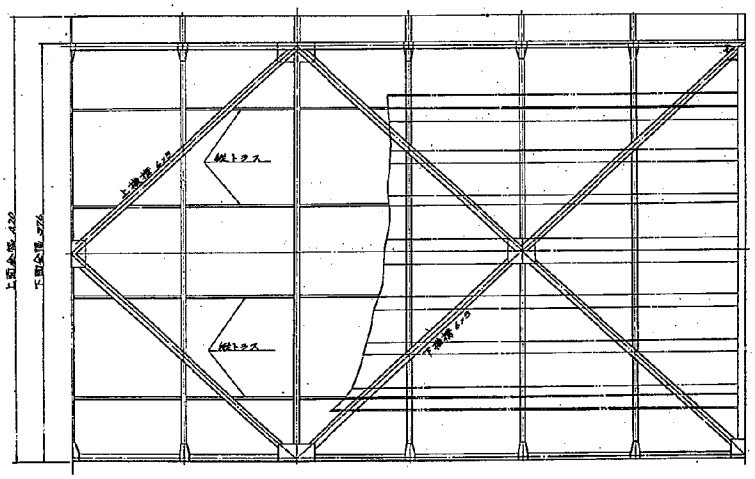


図 5. 6. 1. e　模型 B：（その 3.　横　　構）

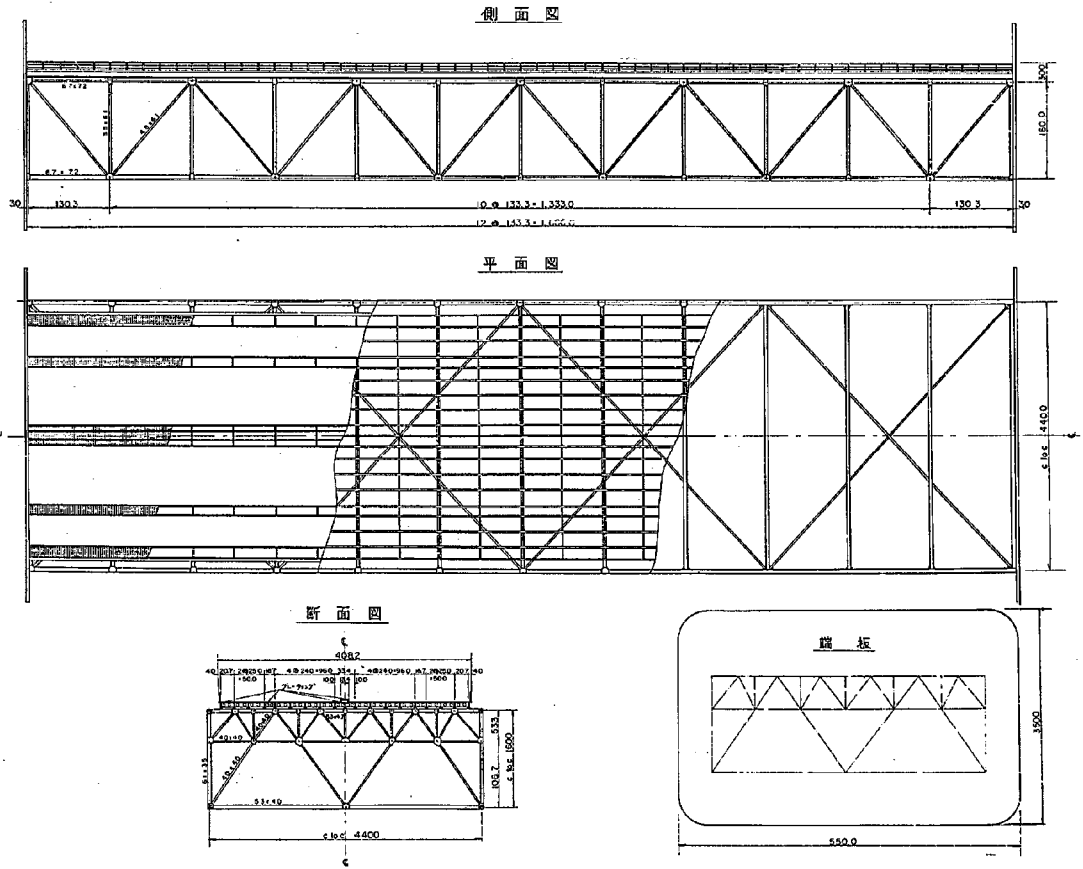


図 5. 6. 1 f　模　型　E

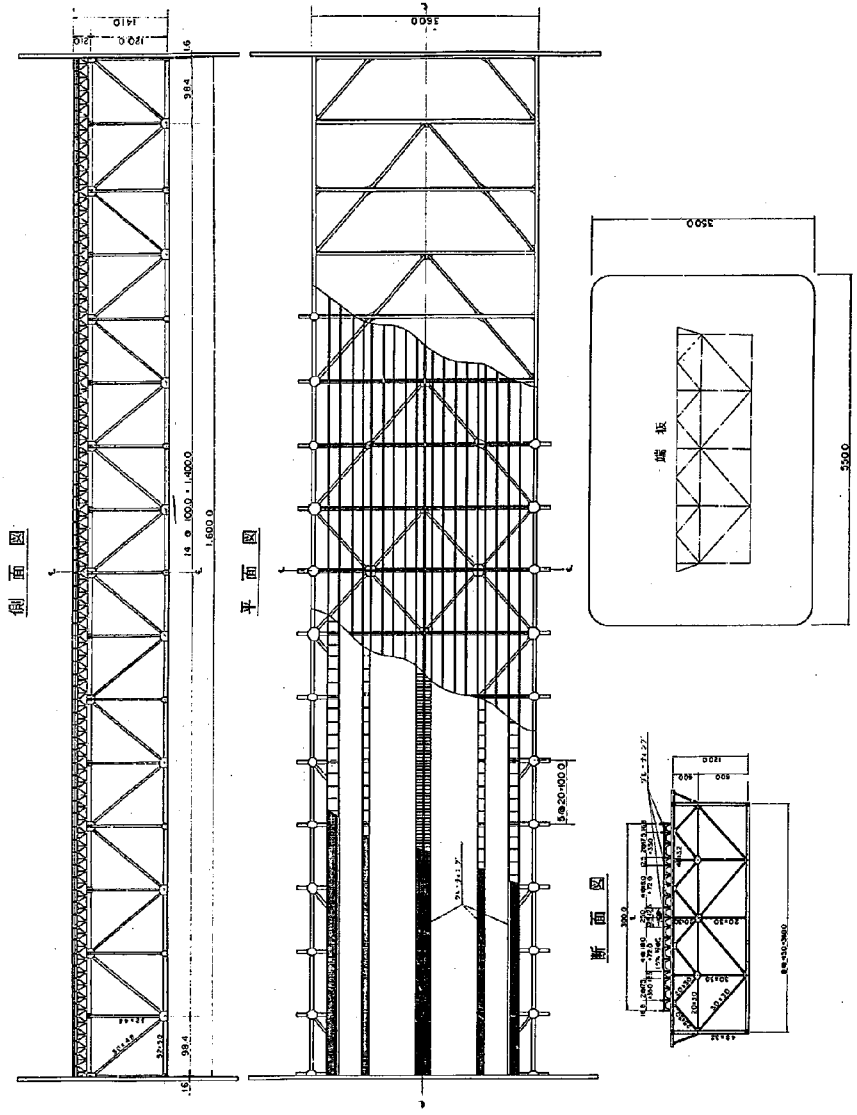


図 5. 6. 1. g　　模　型　F

5. 6. 3　静的空気力の三分力の測定結果

静的空気力を測定して得られた，抗力，揚力，空力モーメントの各係数と迎角の関係，即ち三分力係数曲線を一部の模型について図 5. 6. 2. a ～ h に示す。

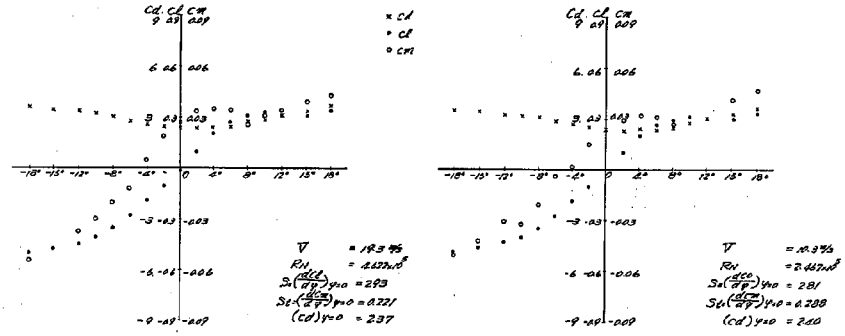


図 5. 6. 2. a　三分力係数曲線（模型 A－1）

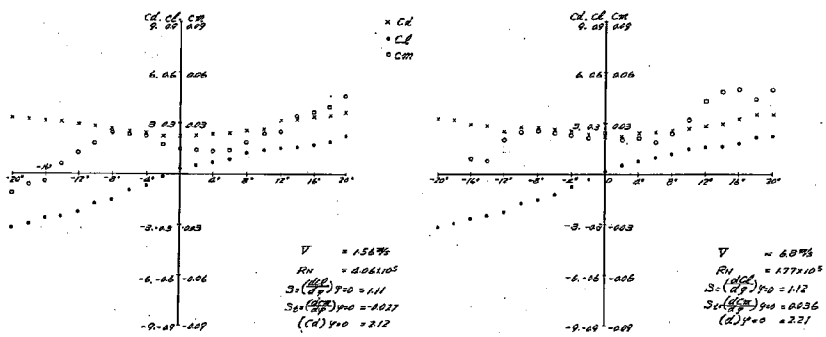


図 5. 6. 2. b　三分力係数曲線（模型 A－2）

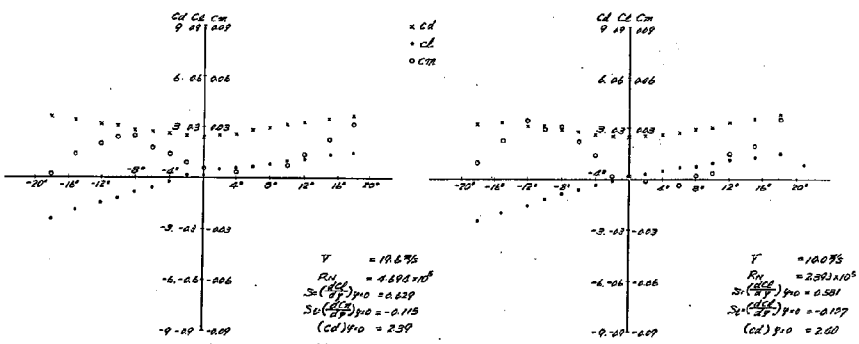


図 5. 6. 2 c　三分力係数曲線（模型 A－3）

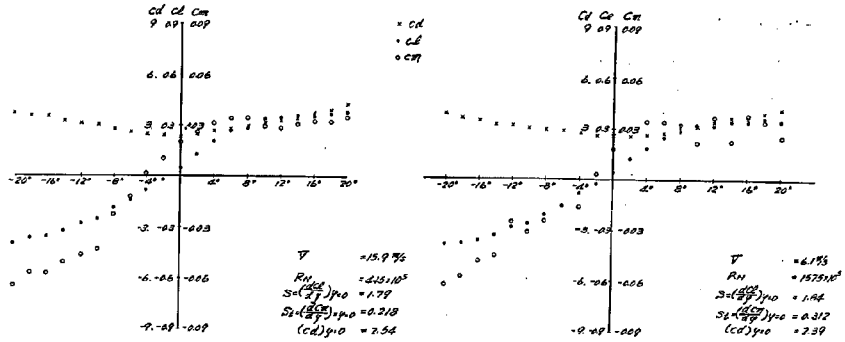


図 5. 6. 2. d　三分力係数曲線（模型 B－1）

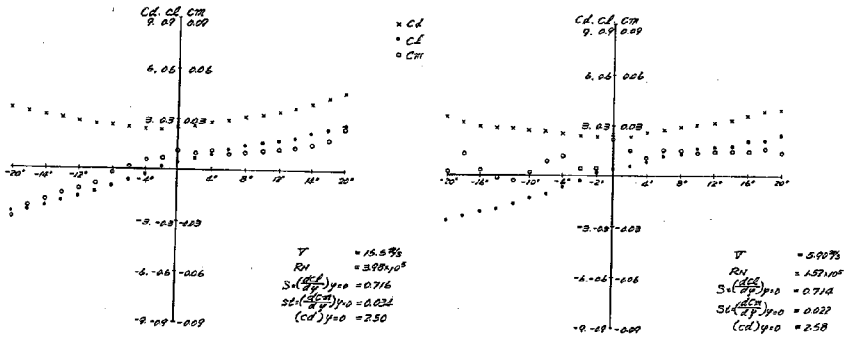


図 5. 6. 2. e　三分力係数曲線（模型 B－2）

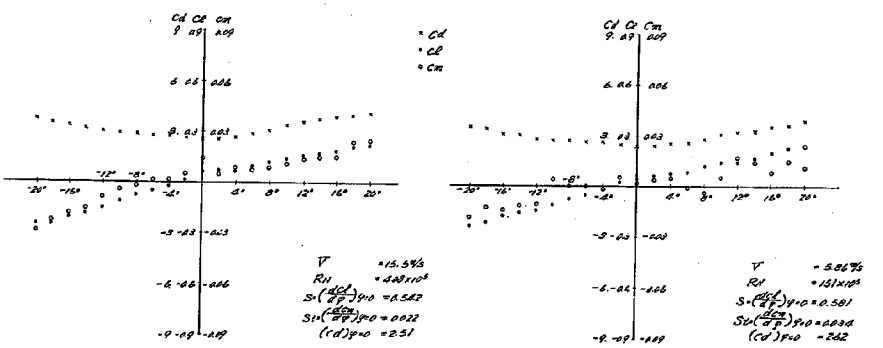


図 5. 6. 2. f　三分力係数曲線（模型 B－3）

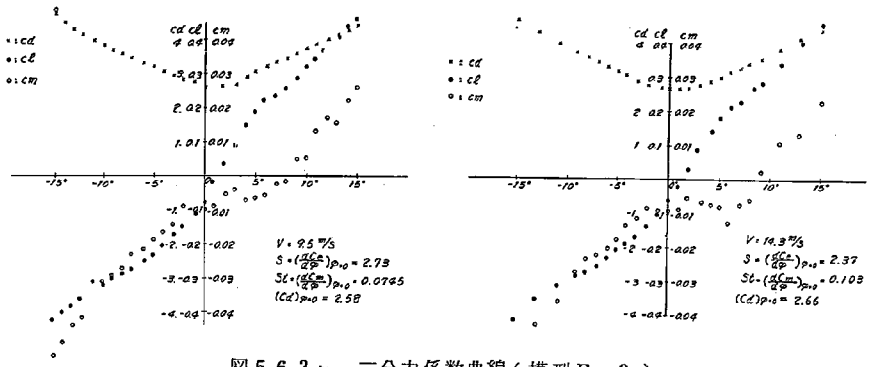


図 5. 6. 2. g　三分力係数曲線（模型 E－3 ）

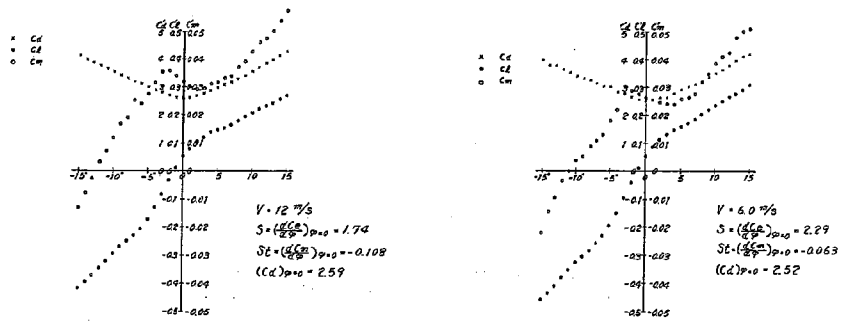


図 5. 6. 2. h　三分力係数曲線（模型 F－1 ）

5. 6. 4　フラッター風速の測定結果

フラッター風速を測定して得られた結果を整理して得られた V－δ 曲線は図 5. 6. 3. a ～ ℓ に示す。但し，ここに示す V は実験風速，δ は模型の振動記録の対数減衰率である。

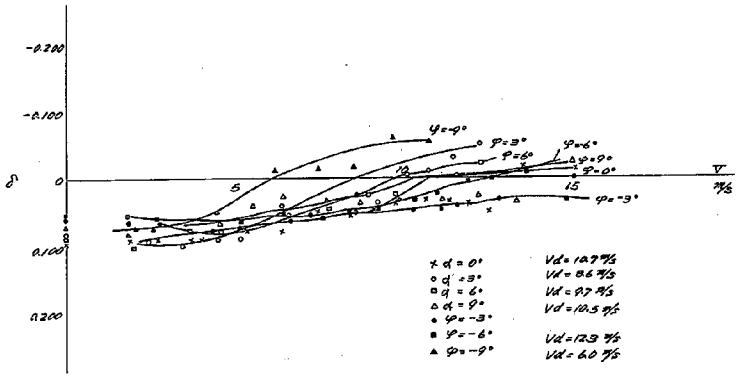


図 5.6.3. a　V－δ 曲線（模型 A－1）

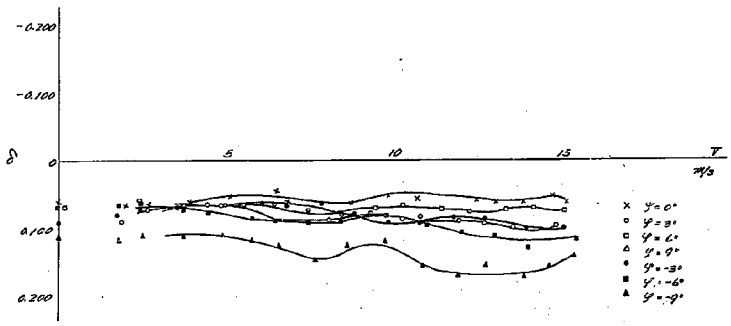


図 5.6.3. b　V－δ 曲線（模型 A－2）

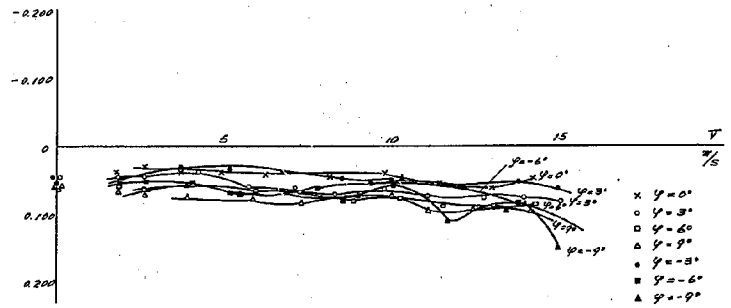


図 5.6.3. c　V－δ 曲線（模型 A－3）

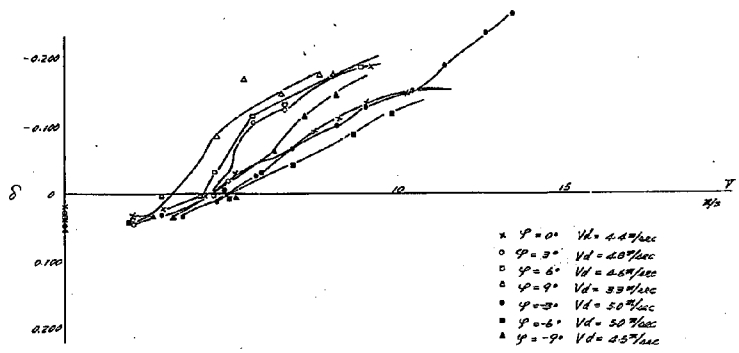


図 5. 6. 3. d.　V－δ 曲線（模型 B－1 ）

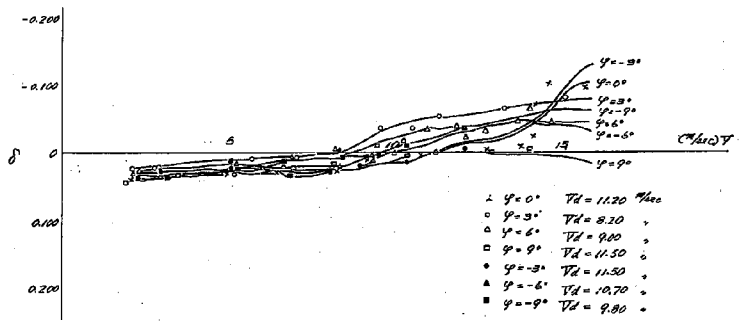


図 5. 6. 3. e　V－δ 曲線（模型 B－2 ）

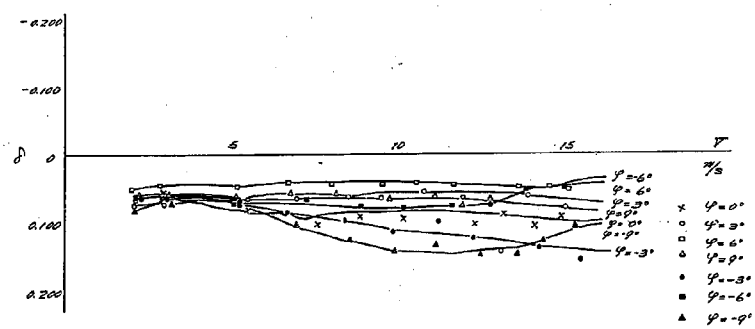


図 5. 6. 3. f　V－δ 曲線（模型 B－3 ）

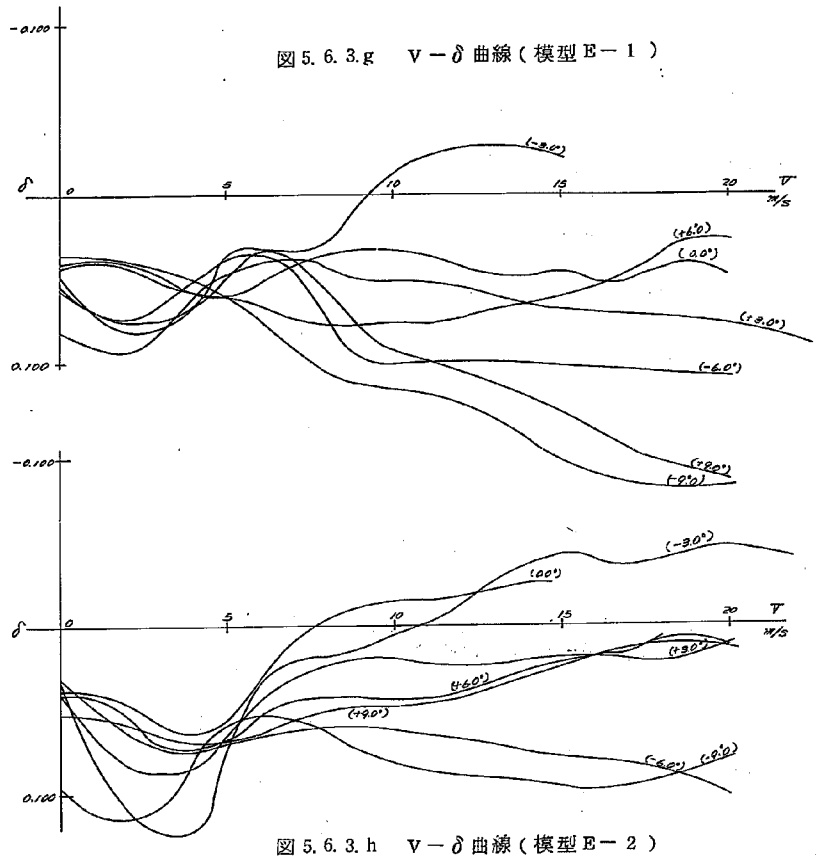


図 5. 6. 3. g　V－δ 曲線（模型 E－1）

図 5. 6. 3. h　V－δ 曲線（模型 E－2）

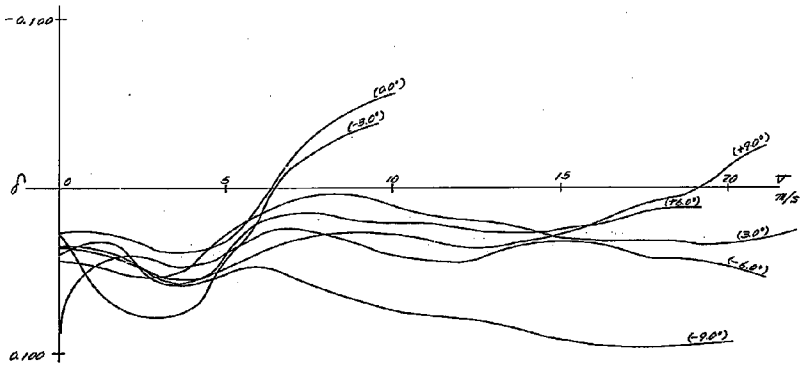


図 5. 6. 3. i　V－δ 曲線（模型 E－3）

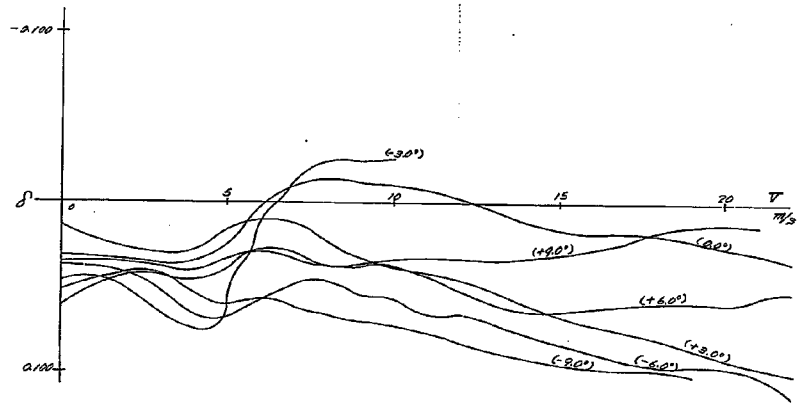


図 5.6.3.j　V－δ 曲線（模型E－4）

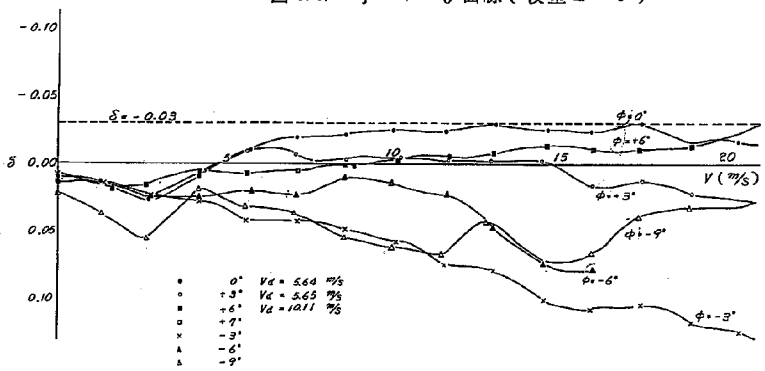


図 5.6.3.k　V－δ 曲線（模型F－1F）

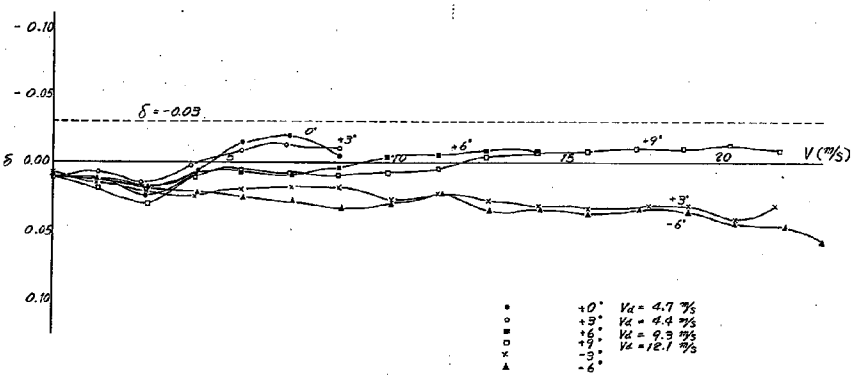


図 5.6.3.l　V－δ 曲線（模型F－1T）

5.6.5　実験結果に対する考察

三分力試験の結果から以下のことがいえる。

(a) 実験結果に模型の縮尺はあまり影響しない。

(b) 三分力は床組に影響されない。

(c) 充実率は抗力係数に影響を与え充実率が増すと抗力係数は小さくなり大体充実率の一$^{1}/_{3}$乗に比例している。

(d) 開床率は空力モーメント係数，揚力係数に影響を与え開床率の大きい方が空力的に有利になる。

またフラッター風速試験からは以下のごとく推論できる。

(a) 床構造については明らかに開床が有利である。

(b) 床組についてはあまり影響がなかつたが，主構と路面縁との間隔の狭い場合にはタコマ型が不利なように思はれる。

(c) 開床の場合にも低風速の発振がみうけられたがこれは開床率が小さいこと，主構と路面縁の間隔が狭いこと，縦桁が充腹構造であるための遮風効果等が原因と思われる。

特に概略設計についていえば，この模型の発振風速は決して高いものとは云えない。この原因は補補桁の形状ばかりではなく，模型の構造減衰が実橋に較べて非常に小さいためと思われる。即ち，実橋の構造減衰の対数減衰率が少なくとも0.05を越えると予想されるのに対して，模型のそれは0.012程度である。従つて模型の構造減衰の対数減衰率を相似則から要求される大きさにすれば設計指針に示す限界風速に対して充分安全であることが明らかである。

5.7　今後における計画

5.7.1　風洞施設についての計画

現在の土木研究所の風洞は時間的に変動のない風を吹かせる定常風洞である。一方，実際の吊橋は自然風，即ち時間的に非常に不規則に変動する風にさらされるわけである。

吊橋の耐風安定性が風洞実験でしか確かめられない現在，この様な時間的に変化する風が吊橋の耐風安定性にどのような影響を与えるかを実験的に調べることは非常に重要である。

当研究室ではこのような実験を目的として昭和41年度と42年度で現風洞に変動風発生装置をとりつける予定ですでに模型実験を終了した。現在のところランダムな風を吹かせることは不可能なのでつぎのような脈動風を発生させ，このような風のもとにおける模型の挙動をさぐろうとするものである。

$$V = V_m + V_a \sin 2\pi ft$$

ここに　$V_m = 10$ m／s，

$V_a = 0 \sim 2$ m／s，　$f = 0 \sim 3$ c／s

$V_a = 0 \sim 3$ m／s，　$f = 0 \sim 2$ c／s

5.7.2　実験計画

まず本年度の実験計画について説明すると次の通りである。

(a)　本四試算設計断面（L＝1,500）

改造した模型について再度，三分力，フラッター実験を行ない実験結果を比較する。（41. 6 ～ 7）

(b)　本四予備，概略設計断面（L＝1,500）

予備設計断面及び概略設計断面の部分模型（縮尺1／100）について三分力及びフラッター風速試験を行い実験的にその耐風安定性を確かめる。また概略設計断面についてはその非定常空気力を測定しこの値から解析的にフラッターの限界風速を求める。（41. 6～8）

設計断面が空力的に不利な点を有していれば更に安定な断面を追求する。

(c)　第2関門吊橋について

第2関門吊橋の予備設計断面について三分力実験及びフラッター実験を行なつて断面の空力特性を調べる。（41. 10）

我々が風洞実験で目的としているのは，模型実験による耐風安定性の検証にだけあるのではなく，より一般的に空力的に優れた断面を追求すること，更には吊橋の発振機構を明らかにすることである。そのためにも以上のような模型実験を続けて得られる多くのデーターから優れた空力特性の断面をもとめると共に，煙風洞をつくつて構造物によつてつくられる渦，更にはこれら渦と吊橋の発振機構との関係，そして脈動風が吊橋の振動に及ぼす影響等を調べてゆきたいと考えている。

参考文献

(1)　東大橋梁研究室；吊橋部分模型による風洞実験　　may，1964

6.　3次元風洞模型実験

6.1　模型実験の目的と実験施設

6.1.1　風洞模型実験の目的

吊橋の耐風安定性を風洞実験により調査する方法に全橋模型実験と部分模型実験の2種あることはすでに5.1に述べた。

全橋模型実験は部分模型による実験では観測でし得ない諸種の3次元的現象を網羅して実験を行ない得る点で理想的な方法であり，以下の項目についての検証が可能となる。

(a)　振動波形の影響

(b)　各種の補剛ステイの効果

(c)　横たわみ状態あるいは横座屈状態の観測

しかし，全橋模型実験は大規模風洞を必要とすること，供試模型の相似条件を満足させるのに困難を伴なうこと，振動測定に苦心の多いこと，等々経費，実験技術両面に多くの問題がある。

風洞実験のうち全橋模型実験は東京大学工学部橋梁研究室に委託し，部分模型実験では求め得ない諸事項の解明に努めた。

実験に供した原型は近畿地方建設局の試算設計案（$\ell = 1{,}500$ m）で，この模型について，限界風速を測定することを重要な試験項目とした。なお，実験は大・小規模の全橋模型および部分模型について行ない模型規模の影響をも調査している。

6.1.2　実験施設

(1)　全橋模型実験用風洞

i）全径間吊橋模型用低風速風洞（東京大学工学部土木工学科所属）

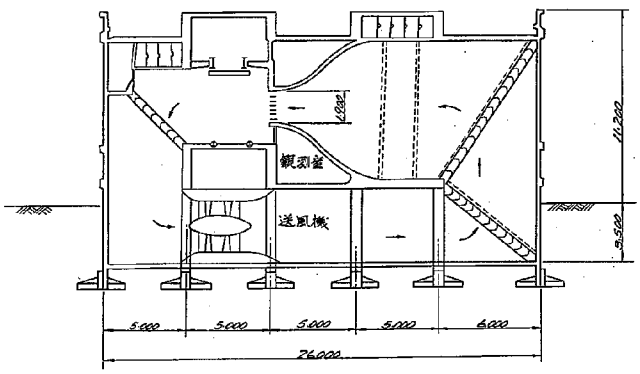


図 6.1.1　風　洞　線　図

吹出口寸法
16.0×1.9 m
風速
1～16m／s
連続設定可能
風向
吹出口の風向設定翼列（デイフレクター）の傾斜を変えることで上下約10°まで連続設定可能
形式
ゲッチンゲン式（還流式）

送風機　風量　4×120m³／s，台数　4，馬力　75KW（1台当り）

ii）吊橋実験風洞（石川島播磨重工業株式会社技術研究所所属）

吹出口寸法　8.0×1.2 m
風　速　1～12m／s　連続設定可能
風　向　−10～+10°　連続設定可能
形　式　還流式又は吹出式併用可能

(2)　部分模型実験用風洞

i）航空機用風洞（東京大学工学部航空学科所属）

吹出口寸法　1.5 m径　円形
風　速　3～50m／s
風　向　水　平
形　式　ゲッチンゲン式

6.2 実験模型と特性試験

6.2.1 実験模型と相似則

実験模型は先に述べた試算設計案（$\ell = 1{,}500$m）を使用風胴の規模に応じて支間8m（縮尺1／187.5）および16m（縮尺1／94.4）の2種を製作し，実験に供した。この基本断面は実験の結果，自励振動を誘起する可能性が認められたため，地覆，橋床，吊材形式に改良を加えた。模型の種類は表6.2.1の通りである。

表6.2.1　模型の種類

標型番号	縮尺	特徴
A	1／187.5	当初の設計案を相似した模型
B		高欄部を紙で閉塞した模型
C	1／94.4	当初提案された設計案を相似した模型，地覆が高くハンガーは直吊りである。
D		C型模型の地覆を除いた形式である
E		D型模型の橋床部を閉塞構成とした形式である
F		C型模型のハンガーを傾斜吊りとした形式である。スパン中央での頂角は約90°に達している。

なお，模型は実験の便宜上中央径間のみを取りだして単径間吊橋の形式としている。

振模型が空気力学的相似則を満足するためには幾何学的相似の他に，次の係数の相似が満足されていなければならない。

$$\frac{(\text{剛　性})}{\rho V^2 \ell^4}\ ,\quad \frac{\omega}{\rho \mathcal{F} \ell^3}\ ,\quad \frac{\mathcal{F}\ell}{V^2}$$

これら係数を相似させるため模型に剛性棒と名付ける部材を附加し，鉛直曲げ，水平曲げ，捩れの剛性をこの部材にもたせた。3分力係数の測定結果では抗力係数のみに影響がみられ，揚力，モーメント係数には有意の影響がないことが確認された。

実験模型の諸元と原橋の諸元の対照を表6.2.2に，また模型を図6.2.1に掲げる。

表6.2.2　諸元対照表

	原橋	C～F（n＝94.375）		A，B（n＝187.5）	
		所要値	実際値	所要値	実際値
スパン ℓ	1,510 m	1,600cm	1,607 cm	813 cm	813 cm
サグ f	150 m	158.9cm	161.0 cm	80.7 cm	80.7 cm
ケーブル間隔 b	33 m	35cm	35 cm	18.4 cm	18.4 cm
トラス高 h	12 m	12.7cm	12.5 cm	6.4 cm	6.45 cm
死荷重／全	31.0 t／m	34.3 g／cm	33.26 g／cm	8.82 g／cm	8.82 g／cm
ω { 補剛桁	19.26	21.62	20.36	5.48	5.48
ω { ケーブル	11.74	13.18	12.90	3.34	3.34
慣性モーメント	5.266×10^{8} g sec^2	6.64 g sec^2	6.40 g sec^2	0.426 g sec^2	0.447 g sec^2
θ { 補剛桁	2.005×10^{5}	2.53	2.37	0.162	0.180
θ { ケーブル	3.261×10^{5}	4.11	4.03	0.265	0.267
ケーブル水平張力 H_w	29,451 t	35.04Kg	33.05 Kg	4.485 Kg	4.485Kg
曲げ剛性 EI	$10003\sim0.9493\times10^{15}$ Kgcm^2	$1.27\sim2.14\times10^{8}$ g cm^2	1.70×10^{8} g cm^2	5.499×10^{6} g cm^2	7.080×10^{6} g cm^2
捩れ剛性 KG	5.217×10^{14} Kg cm^2	6.97×10^{7} g cm^4	6.11×10^{7} g cm^2	2.251×10^{6} g cm^2	2.25×10^{6} g cm^2
水平方向曲げ剛性 EIh	$7.172-12.107\times10^{15}$ Kg cm^2	$9.58-16.2\times10^{8}$ g cm^2	9.88×10^{8} g cm^2	4.159×10^{6} g cm^2	5.349×10^{6} g cm^2
曲げ捩れ剛性 EC	$1.511\sim2.549\times10^{21}$ Kg cm^4	$2.27\sim3.82\times10^{10}$ g cm^4	1.22×10^{8} g cm^4	2.481×10^{8} g cm^4	7.71×10^{5} g cm^4
ケーブル伸び剛性 EcAc	9.032×10^{9} Kg	1.075×10^{7} g	1.825×10^{7} g	1.367×10^{8} g	1825×10^{7} g
ケーブル径口	1006 mm	10.7mm	11.1 mm	5.4mm	5.0 mm
E J	35.294×10^{15} Kgcm^2	4.715×10^{9} g cm^2	4.494×10^{9} g cm^2	1.557×10^{8} g cm^2	1.573×10^{8} g cm^2
K G	6.8557×10^{14} Kg cm^2	9.163×10^{7} g cm^2	8.135×10^{7} g cm^2	3.025×10^{6} g cm^2	3.009×10^{6} g cm^2
EL／EJ	0.036	0.036	0.038	0.035	0.045
KG／$\underline{KG}$	0.761	0.761	0.751	0.744	0.748

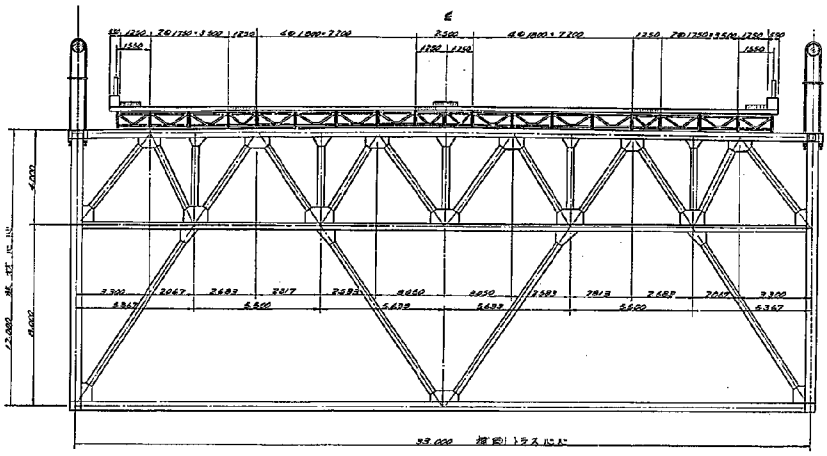


図 6.2.1.（その１）　試算設計断面図（全体模型実験用原型）

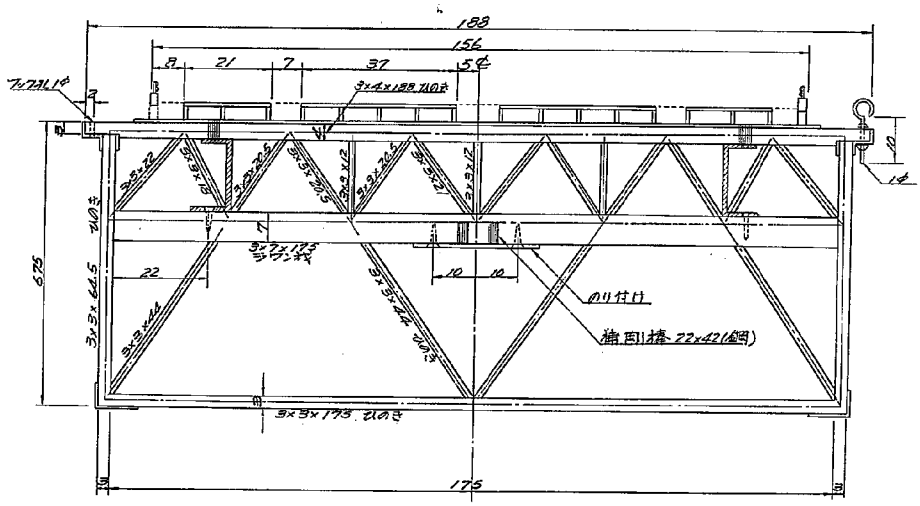


図 6.2.1（その２）　全橋模型断面図

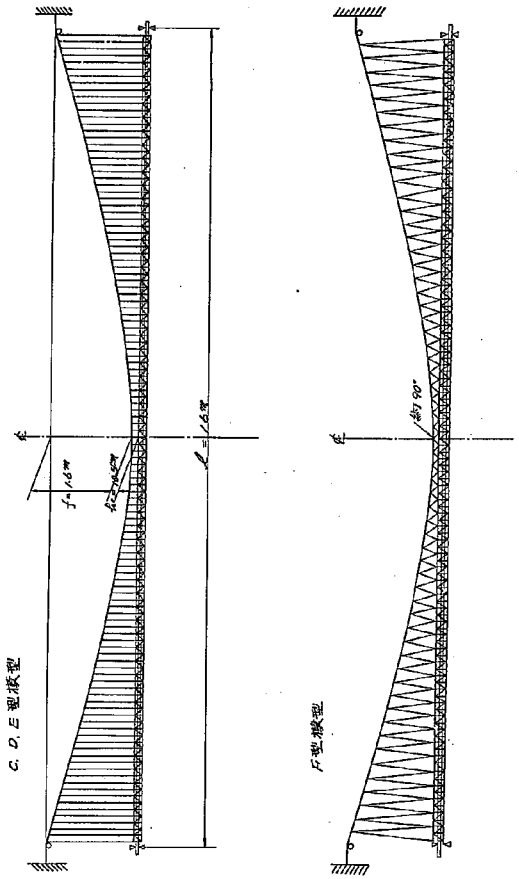


図 6. 2. 1 (その 3)　吊材形式図

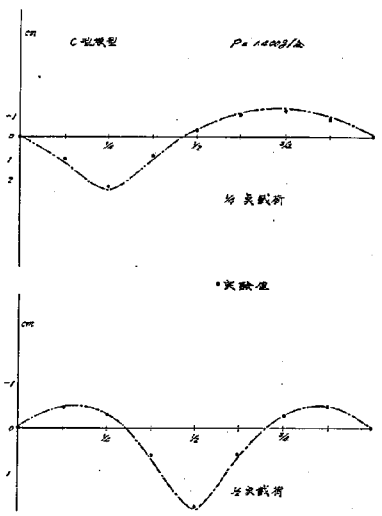


図 6. 2. 2.　静的特性

6. 2. 2　静的特性試験

支間の1／2点および1／4点に鉛直荷重または回転トルクを加えてたわみ，および捩れ角を各1／8点で測定して模型の静的特性を求めた。測定結果を図6. 2. 2に掲げる。これによると曲げ変形，捩れ変形ともほぼ理論値に一致している。

6. 2. 3　動的特性試験

支間の1／2点,1/4点および5／8点を手で加振して定常振動を誘起し，各次の自由振動の固有振動数と減衰率を測定した。表6. 2. 3に結果を掲げるが，減衰率は実測値に可成りのバラツキがあるため平均値を示した。

表6. 2. 3（その1）　固有振動数

振動形	撓み振動						捩れ振動							
	逆対称一次		同二次		対称一次		逆対称一次		同二次		対称一次		対称二次	
	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値
C'	0.93	0.89	1.91	1.86	1.31	1.27	2.19	2.22	4.07	4.43	2.60	2.65	2.93	
D	0.93	0.88	1.91	1.86	1.31	1.27	2.13	2.23	4.06	4.45	2.56	2.67	2.92	
E	0.93	0.89	1.88	1.86	1.29	1.27	2.13	2.22	4.04	4.43	—	2.65	2.93	
F	1.04	(0.89)	2.43	(1.88)	1.59	(1.28)	3.77	(2.22)	4.21	(4.43)	2.98	(2.63)	—	
A' B	1.34	1.59	—	3.39	2.05	2.23	3.49	3.19	—	6.39	5.00	4.54	—	12.11

表6.2.3（その2） 減 衰 係 数

振動形	撓み振動			捩れ振動			
	逆対称一次	同二次	対称一次	逆対称一次	同二次	対称一次	同二次
C	0.057	0.044	0.052	0.058	0.096	0.027	0.053
D	0.068	0.051	0.066	0.073	0.120	0.036	0.052
E	0.055	0.055	0.047	0.062	0.091	—	0.054
F	0.500	0.250	0.230	0.150	0.150	0.077	—
A B	0.084	—	0.320	0.380	—	0.290	—

6.3 風胴実験

6.3.1 自励振動の限界風速の推定

各風速に対する模型の振動性状を求め，自励振動に対する限界風速を推定した。結果の1例を図6.3.1に示すが，それによると，模型－1ではV≒7 m／s で逆対称1次の捩れ振動が発達しているが，模型－2ではこれがみられず安定していることが判る。更に図6.3.2によると，最も不安定振動を発生しやすい迎角が＋2～3° 附近にありV／Nb ≒ 6.5程度であることが推定される。

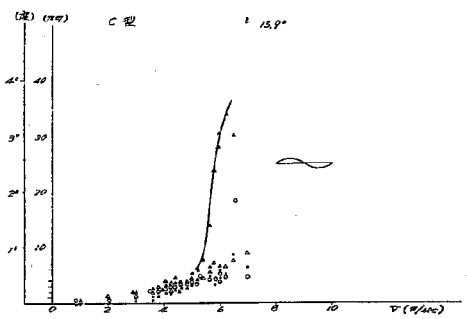


図6.3.1（その1） 限界風速測定値

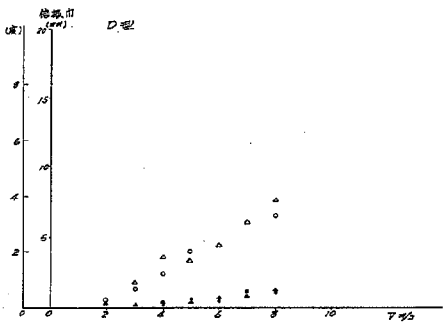


図6.3.1（その2） 限界風速測定値

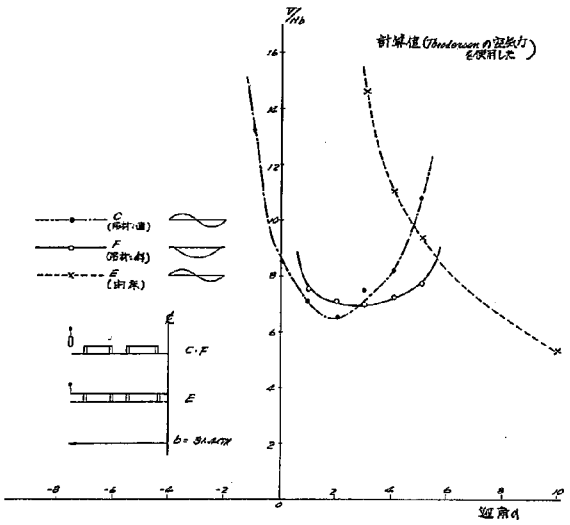


図 6. 3. 2　迎角と Vd／Nb の関係

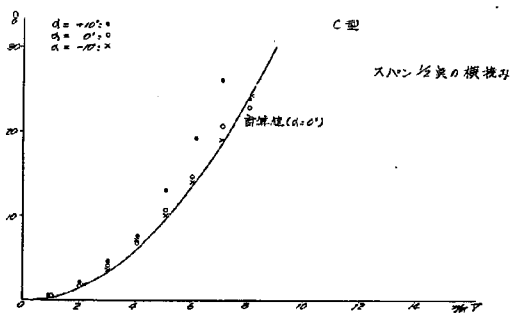


図 6. 3. 3.　横 揺 み 図

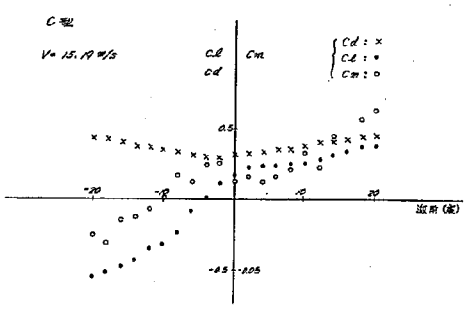


図 6. 3. 4　三 分 力 図

6. 3. 2　横座屈の限界風速

今回の実験では何れも水平撓みが大きく，横座屈現象は観測されていない。

6. 3. 3　水平たわみ量

風圧による補剛桁の水平たわみ量の測定結果を図 6. 3. 3 に示すがこれによるとたわみの実験値は 2 次元風胴実験より得られた 3 分力係数値より計算して求めた値よりやゝ大きいことがわかる。

6. 3. 4　全橋模型実験と部分模型実験の比較

今回の実験では部分模型による 3 分力測定と振動実験が平行して行なわれたが，図 6. 3. 4 はその 1 例である。図 6. 3. 5 によると，全橋模型と部分模型で V ／ Nb と迎角の関係は定性的には一致しているが，V ／ Nb の最小値を与える迎角及びその値に差異がみとめられる。これは風圧による模型の初期迎角の変化，減衰性などによるものと見られる。

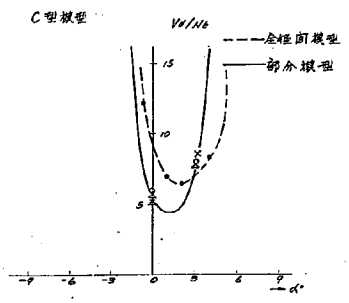


図 6.3.5 迎角と Vd／Nb の関係

6.4 実験結果の考察と今後の問題

模型製作技術，計測方法などに問題はあるが，今回の実験結果を総括してみると次のようである。

(a) 試算設計案は比較的低風速で，迎角 0～＋3° 附近で自励振動を発生する危険性がある。V／Nb＝.5 とすると，限界風速は 35～40m／s となる。

(b) 自励振動の発生は試算設計案が高欄，地覆，縦桁上弦材が一体となつて気流を閉塞するような構造であつたことに起因すると考えられる。地覆のない模型について，全橋模型では振動の発現がみられていないことによつてもうかゞえる。

(c) 閉床構造は避けるのが無難である。

(d) 全橋模型実験と部分模型実験との間に食い違いがみられるがその原因は明確ではない。

(e) 3径間吊橋を単径間吊橋に置きかえて側径間を無視して実施しているための影響は固有振動数の差などに表われている。この問題は解析的にも，また実験法としても今後の改良が必要な問題である。

参考文献

1) 東大橋梁研：全橋模型による本州四国連絡道路橋の耐風安定性に関する研究
may 1965

7. 実橋観測

7.1 若戸大橋の諸元と計器配置

現在までに風速計と振動計を補剛げたや主塔の各所に配置して実橋観測を行つているのは若戸大橋だけである。

若戸大橋の諸元は次の通りとなつている。

型　　式	2ヒンジトラス補剛3径間吊橋
橋　　長	680.33 m
中央径間長	367.00 m
側径間長	89.00 m
塔　　高	80.93 m
ケーブルおよび主桁間隔	19.60 m

路　　幅	15.000m
補剛げた高	4.500m
ケーブル直径	0.508m

若戸大橋の一般図を図7.1.1および7.1.2に示す。

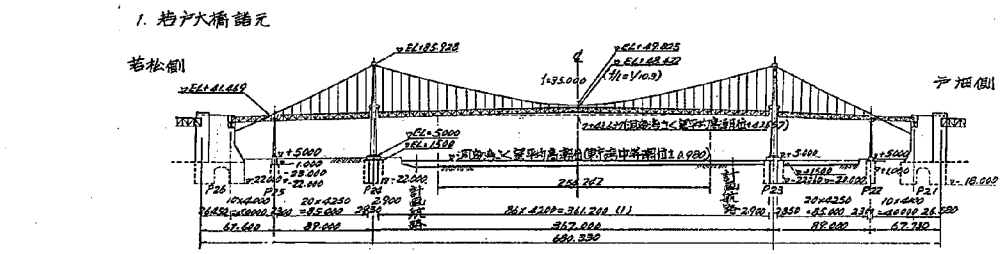


図7.1.1　若戸大橋側面図

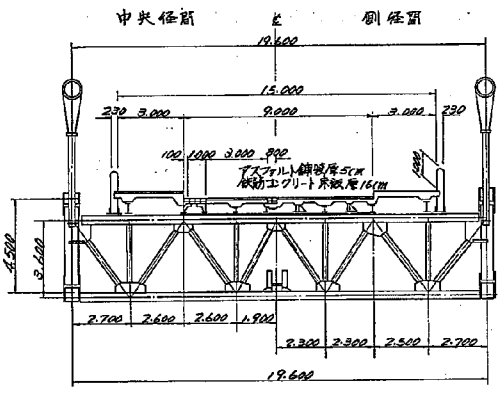


図7.1.2　若戸大橋補剛げた断面図

若戸大橋にはプロペラ型発電式風向風速計2基および電磁式加速度型振動計19成分を図7.1.3に示す位置に竣工直後から設置している。風向風速計は光進電機KK製の光進ベーンである。振動計はKK八千代製作所製のＥＨＳ１型およびＥＶＳ１型で，感振器の固有振動数は6～7サイクル／秒程度である。

7.2　現在までの観測結果

若戸大橋の風速計は25m／s の風速以上で早廻し記録が得られるよう設備されているが，現在までに若戸大橋近傍を通過した台風の最大風速は22m／s であり，満足すべき記録は得られていない。また架設時期に行われた風胴模型実験の結果[1]によれば，同橋の自励振動に対する発振風速の最低値は模型に対し4.9m／s（実物については約42m／s 以上と思われる）となつており，現在までの台風では自励振動をおこすものとは考えられず，実際にも台風時に振動を記録していない。

参考文献

1）平井ほか：若戸吊橋の耐風安定性に関する実験的研究　　Jan. 1960

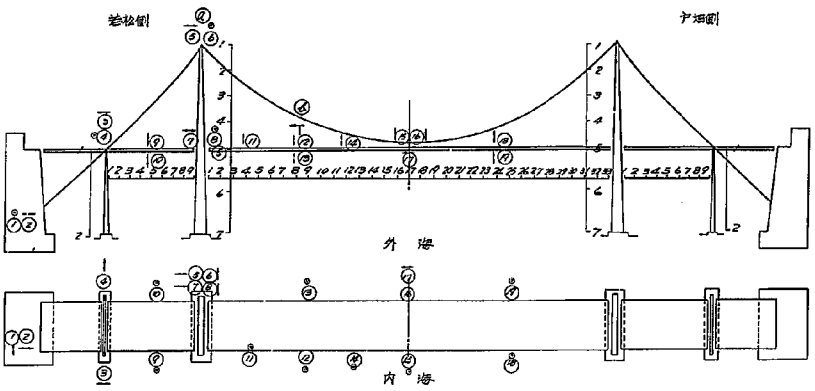


図 7.1.3　若戸大橋，振動計，風速計配置図

8. 実施までに必要な調査上の問題点

8.1 調査すべき事項

前章までに記述してきた事項は目下調査途上にあり，現地観測，模型実験，理論解析などによりこれを推進すべきことは論をまたないが，本州四国連絡道路調査事務所で実施された設計調査に関連して，新たに多径間吊橋の耐風安定性に関する調査の問題が生じてきた。従来の調査の対象とされてきたのは3径間吊橋であり，それ自身かなりな範囲におよぶ問題点を有しているのであるが，多径間吊橋については，多径間の相互の間に動力学的構造特性の影響があるものと予想され，問題の解決をより複雑にする要因をはらんでいると云うことができよう。

多径間吊橋においてもその耐風安定性の検証上調査すべき事項は3径間吊橋と同じであると考えられる。すなわち，

(1) 設計風速の定め方とその分布
(2) 多径間吊橋の動力学的構造特性
(3) 自励振動に対する限界風速と発振後の挙動
(4) 横座屈に対する限界風速

をあげることができよう。

これらのうち，設計風速に関するものは従来3径間吊橋に対して行つてきた調査を援用すればよいが，(2)以下の諸点については，基本的に構造特性の影響の程度を正しく評価することから始めなければならない。

8.2 調査方法の概要

前にも述べたごとく，現在の段階では吊橋の耐風安定性を検証するには，最終的には風洞模型実施によらざるを得ない。部分模型実験の場合，動力学的特性として実物の捩みと振れの振動数と振動波形ならびに減衰特性を知ることが必要である。3径間吊橋については既に幾

多の実験例や実物測定例もあり，理論解析値との値の開きの程度も概略知られているが，理論解析による値は近似値にとどまるものであり，多径間吊橋についてはこれらの固有値の計算精度を構造模型実験により確かめることが必要になろう。

全橋模型実験について考えると，我が国では大規模な実験施設として東京大学工学部の大型風洞しかないが，この風洞の吹出口寸法は１６ｍ×１.９ｍであり，模型製作技術上縮尺の限界は１／１００程度なので，中央径間長1,500ｍにおよぶ多径間吊橋の場合，模型として製作して実験に供し得るのは中央径間だけであり，側径間は何らかの方法で代置しなければならない。この場合にも側径間が中央径間に及ぼす動力学的特性を正当に評価し，模型化することが必要で，このためには多径間吊橋の構造特性模型をつくり，静的，動的な特性を検討しておかなければならない。

このような手段で動力学的構造特性の影響を十分に把握していれば，風洞模型実験は３径間吊橋の場合と同じ方法で行うことができる。

8.3　調査のための施設

動力学的構造特性実験用の模型は，補剛げたなどの形状を正確に再現する必要はないが，ケーブル剛性，タワー剛性，補剛げたの捩み剛性および振れ剛性，吊橋全系としての質量分布など，必要な諸要素の相似性を厳密に保つ必要がある。このような模型の縮尺は，製作上の精度や計測上の精度を考えると１／１００ないし１／２００程度以上でなければならない。本州四国連絡橋概略設計案の多径間吊橋のうち，最長のものは全長5,500ｍ，最長径間長1,500ｍとなつている。いまかりに１／１００の縮尺でこの案の構造特性模型を作るものとすれば，模型全長は５５ｍとなり，これを覆う上屋は少くとも長さ７０ｍ幅２０ｍのものを必要とするであろう。

このような実験室は既成のものがないので新たに建設しなければならないが，すべてが順調に進むものと仮定して，その完成は昭和４２年度末，実験開始は昭和４３年度，風洞模型実験に適用できる資料の整理終了は，昭和４３年度末となるものと推定される。しかも最終的に耐風安定性を検証し終るのは風洞模型実験完了後であり，昭和４６年度以降になるものと推定される。

以　上

第5篇　耐震調査

1. 概　説

1.1　調査の目的

過去の事例を引くまでもなく，我国はしばしば地震による災害を蒙り，特に公共施設の耐震安定性の重要さが広く認められている。また同時に地震災害の数多い経験から各種構造物の耐震性確保のための方法が考案され，それが設計・施工に反映されてきた。しかしながら本州四国連絡架橋における長径間吊橋のような巨大構造物の地震時の安定に関しては不明な点が多く，従来の経験のみから推測し得ない各種の問題の解決をはかっていく必要がある。

諸外国における長径間吊橋の設計・施工例をみると，少し以前には米国西部においてGolden Gate 橋および San Francisco－Oakland Bay 橋などの設計の際に地震の影響が考慮されており，最近ではポルトガルのテジョー河に架設中の Tagus 橋の耐震設計においては地震による動的影響の評価が行なわれている。

これらの点に鑑みて，本調査では“架橋地域での地震の強さ”，“地震動による構造物の応答特性”，“吊橋上下部構造の振動時の力学的性質”，“設計計算の方法”，“実験による検証”などの調査を各種の実験に必要な施設の建設と併行して実施してきた。さらにこれらの調査結果を従来の経験的事実で照査すると同時に最新の学説を応用して，必要性の段階に応じて一貫性のある，より合理的な，より簡便な方法論の開発を目的とした。

1.2　調査の対象および調査の項目

1.2.1　調査の対象

本州四国連絡橋においては各種型式の橋梁が採用されることになるであろう。短期間により効果的な調査を推進するためには不明な点が多く，必要度の高い構造物を重点的に調査することが必要であると考え，主たる調査の対象としてはつぎの二種の構造物を採り上げた。

(1)　各種形式の橋梁下部構造の耐震に関する調査

(2)　吊橋全橋の耐震に関する調査

つまり過去の震害例からみても橋梁の耐震上の要であると考えられる下部構造に関しては，振動時のその力学的性質を明らかにし，さらに地震時の挙動を求めておくことが必要である。また長径間吊橋に関しては上下部構造のいづれもがその規模において我国では未経験の分野に属し，しかも海峡を横断するためには必要度も高いことは明らかであり，必然的に本耐震調査における主たる対象となる。

1.2.2　調査の項目

前節（1.1）における調査の目的を前項（1.2.1）の調査の対象において満足するために調

査の項目は手法別につぎのように撰定した。

(1) 主として文献・資料および力学的解析による調査

(a) 架橋地域の地震に関する調査

(b) 地震動による構造物の応答特性に関する調査

(c) 吊橋全橋の地震荷重に関する調査

(d) 三径間吊橋全橋の地震応答に関する調査

(2) 主として実験的手法による調査

(a) 橋梁下部構造の振動時における力学的性質に関する実橋試験調査

(b) 橋梁下部構造の振動時における水圧変動に関する室内実験調査

(c) 三径間吊橋上部構造の模型による耐震実験調査

1.3 調査経過

1.3.1 調査に要した経費の概要

本調査は昭和36年から着手され，40年度までに総経費218,000,000円を投入して実施されてきており，今41年度も継続して実施中である。経費の使途別年度別内訳の概要は表1.3.1に示すとうりで，調査期間の前半においては実験施設の建設・観測測定設備の拡充をはかり，後半において試験研究調査に経費を重点的に充当した。

表1.3.1 経費・使途別・年度別一覧 （単位は千円）

使途別＼年度別総額	総額	年度別内訳					摘要
		36年度	37年度	38年度	39年度	40年度	
使途	218,000	5,000	39,000	105,000	38,000	31,000	
試験研究費	69,130	5,000	0	18,560	19,730	25,840	
振動台建屋建設費	26,250	0	18,550	6,800	600	300	
振動台設置費	89,990	0	20,450	69,540	0	0	
計測・解析機器費	32,630	0	0	10,100	17,670	4,860	

註．試験研究費は水槽振動台の試作費，起振機の試作費，地震観測設備の設置費，その他各種の修理費，雑役務費ならびに運営に要する共通経費を含む。

1.3.2 調査経過の概要

各調査項目別年度別調査実施工程の概要は表1.3.2に示すとうりである。

地震観測設備の設置および観測，振動実験施設および計測機器の整備拡充と併行して地震動の加速度記録の蒐集および解析ならびに各種の文献調査・予備調査が調査期間の前半に重点的に実施され，39年度には三径間吊橋の耐震設計に要する数値が得られ，40年度はそれを用いた設計上の問題点に検討が加えられ，合理的な修正が施された。一方同40年度から室内実験が開始された。

表 1.3.2　調査経過概要一覧

調査項目	実施時期					摘要
	36年度	37年度	38年度	39年度	40年度	
1. 架橋地域の地震に関する調査	既往地震に関する文献調査			地震震度算出	結果の検討	（土木学会）
	地震計設置（坂出市）		地震計設置（神戸市）		観測	
2. 地震動による構造物の応答特性に関する調査	地震記録の蒐集					
			線型応答解析計算	結果の検討	非線型応答解析計算	
3. 吊橋全橋の地震荷重に関する調査	文献調査・力学的解析調査			上部構造の荷重算出	結果の検討	
				下部構造の荷重算出	結果の検討	
				吊橋全橋の荷重の検討		
4. 三径間吊橋全橋の地震応答に関する調査	文献調査		方法論の検討	電算プログラム作成	応答計算	
5. 橋梁下部構造の振動時における物理的性質に関する実橋試験調査	ケーソン基礎 1基 杭基礎 2基	0 1基	2基 1基	1基 1基	2基 0	33～36年度にすでに実施されていたものがケーソン 4基 杭 4基
	試験結果の整理				総合的検討	
6. 橋梁下部構造の振動時における水圧変動に関する実橋試験調査	文献調査		実験施設		実験	
7. 三径間吊橋上部構造の模型による耐震実験調査	予備調査	実験法の検討	入力波形の検討		入力波形の作成	（基本調査）
			施設の建設			
				計測器の整備		（施設・機械）
				模型の設計製作	実験	（実験）

1.4 成　果

1.4.1 地震および地震動

架橋地域で設計上考慮すべき地震の強さは，震度で表わすと 0.2（中央気象台震度階では震度Ⅴと Ⅵの中位に当る）であり，その程度の地震が１００年間に４～５回襲来し，また瀬戸内海の東西で地震の強さおよび襲来する頻度に差をつける根拠のないことなどが明らかになった。

地震時における構造物の振動応答の定量的評価に関しては，日本国内における２０成分の強震記録（最大震度 0.37）を解析して得た地震応答スペクトル曲線（構造物に作用する震度と構造物の固有周期との関係）からつぎに述べる地震荷重の合理的・系統的評価が行ないうるようになった。

1.4.2　吊橋の地震荷重

既往の世界各国の吊橋の振動時の性質に関する文献の内容を取り入れると共に吊橋各部分に対して動力学的考察を施し，同時に地震応答スペクトル曲線を用いて吊橋全橋（上下部構造）の応答を考慮した設計震度を定めた。適用例からみると上部構造では中央径間が６００ｍから８００ｍの主塔の設計震度は下部構造の振動による増幅を考えない場合でも約0.9に達し，下部構造の振動による増幅を考慮する場合には地震応答計算結果を考慮して最大値でその2.5倍にした。この場合が震度の大きさからみて最も大きな場合であるが，高張力８０キロ鋼を局部的に使用することによって従来の主塔の形状・寸法・剛性にほゞ等い設計が行ない得た。中央径間１５００ｍの主塔の設計震度は下部構造の振動による増幅を考えない場合には約0.5で，下部による増幅を考慮した場合には矢張その2.5倍にしたが，設計の結果に関しては中央径間６００～８００ｍの主塔の場合と同様のことが云える。

また吊橋構造においては中央径間が小さい程大きな設計震度になり．下部構造による増幅を考えない場合には，設計震度は中央径間４００ｍの場合に側径間で0.5，中央径間で0.16に達し，中央径間１５００ｍの場合には側径間で0.11，中央径間で0.05になり，下部による増幅を考慮した場合には，これらの震度は最大2.5倍にした。

一方提案した下部構造の設計震度の最大値は0.5であるが，下部構造では非線型要素および動的要素を設計震度の決定要素として取り入れたことによって，下部構造の設計震度の多くは0.3以下になり，例外的にそれを越える場合が出てくるにすぎない。その結果下部構造の形状は従来の通念をほゞ満足するものになり，浮力の有無によって極端に寸法差が現われない結果を得た。

地震の強さ，地震動による構造物の応答特性および構造物の非線型要素を含む力学モデル，この三者によって導かれた設計震度による吊橋の耐震設計によって，その各部の形状・寸法・剛性などは従来の通念を上廻ることなく，しかも荷重・変位・作用応力の定量的な評価が迅速に行ない得る目途がついた。

1.4.3　三径間吊橋の地震応答解析計算

以上の成果にみられる応答を考慮した設計震度による三径間吊橋全橋の地震時の荷重・変位・作用応力を，全橋を一体とした線型的な力学モデルによる地震応答解析計算（電子計算機によって実施した）によって，中央径間１５００ｍ の場合について検討した結果つぎのことが明らかになった。

(1)　下部構造の振動による増幅倍率は最も苛酷な場合（主塔の一次の固有周期と下部構造の固有周期が一致した場合）に，減衰定数によるが2.4～3.1倍であり，設計時の仮定値2.5倍はおおむね妥当である。

(2)　下部構造自身の振動応答は設計震度による応答を上まわるが，地震応答計算では下部構造は完全に線型的であると仮定しているためである。したがって地震応答計算に用いる力学モデルはより事実に適合するよう改善する必要がある。

(3)　吊構造は主としてアンカーピヤの振動による影響を蒙り，主塔は主としてメインピヤの

振動に支配される。

(4) メインピヤの固有周期が0.4秒附近では主塔に二次のモードによる応答が出現し，主塔基部の曲げモーメントの増幅倍率は2倍になり，ことに設計震度による主塔の曲げモーメントの零点附近でも基部の70%程度の曲げモーメントが生ずることがある。

(5) 大型のメインピヤの固有周期が0.2秒より短かくなると増幅倍率は1倍より小さくなる。

(6) メインピヤの固有周期が2秒程度に長くなっても増幅倍率は1.6～2.0程度になり，更に周期が長くなれば増幅倍率は減ずるであろう。しかし変位は周期に比例して大きくなると考えられ，必ずしも安全側になるとは云えない。

(7) アンカーピヤの固有周期は短かい程，吊構造の応答は減少する。

以上の7項目の内容をとりまとめてみると中央径間1500 mの三径間吊橋では下部構造の耐震度は高まると考えられるが，現在までの調査結果では下部構造の剛性が固有周期で表わして2秒以下であれば，充分な耐震的設計が行ないうると云える。また下部構造の固有周期が2秒以上の場合，また中央径間が1500 m以外の場合についても今後の調査によって同様の結論が導き出せるであろう。

1.4.4 橋梁下部構造の振動時の力学的性質

一方上述の結論を得るための基礎的な調査であるところの下部構造の力学モデルおよび地震時水圧に関する実験結果からつぎのことが云える。

(1) 設計計算および地震応答計算に用いている振動時の地盤のバネ定数は小さく評価しすぎている。

(2) 計算で用いている振動時の減衰定数0.05は相対的に根入の小さい大型ケーソンでは妥当な値である。

(3) 地震時水圧は負圧も考慮したWestergaardの水圧の½程度になり，ケーソンの幅と水深が等しい場合を境にして水深が小さくなれば「後藤・土岐の式」に，水深が大きくなれば「桜井の式」に近似してくる。又水深がケーソンの巾に比し，非常に小さくなればWestergaard式に近似する。

1.4.5 三径間吊橋上部構造の模型による検証実験

また設計の結果を検証するための三径間吊橋上部構造の模型による実験は若干の試的実験を完了した段階であるが，問題となる下部構造の振動の影響を数理的に求め，その人工的な波形で上部構造の模型を加振しうる段階に達した。El Centro地震（1940年）のN－S成分の地震動波形による中央径間1500 mの三径間吊橋を対象とした試的な加振実験によればつぎのことが云える。

(1) 実験による加速度応答は，応答を考慮した設計震度に対して主塔では70%程度であるが，吊構造の支点附近では局部的に大きな震度が生ずる。

(2) 吊構造においては振動エネルギーが主としてケーブルの「うねり」によって伝達されるために応答計算で仮定されているような地震入力の同時性はないことが明らかで，その結

果，応答の減ずる部分と増大する部分が現われる。

1.5 今後の課題

1.5.1 地震の強さおよび地震動の特性について

架橋地域の地震の強さは設計に用いる地震の震度として0.2が採用されているが，物理的に作用する震度はこの値を上まわるものと考えるのが一般の通念であり，また周期特性も場所ごとに異っていると考えた方がより自然である。

地震観測によってこれらの差を明らかにしていくのが正統な方法ではあるが，現在設置されている観測設備で必ずしも同地域の強震が観測され，実施の時期までにこの点を明確に結論づけうる保証はない。したがって後程触れるが，構造物が崩壊するに到るまでに相当の余裕をもたせる工夫を設計に取り入れて，地震の強さおよび地震動の特性に関する不明確な点を補っておく必要がある。

1.5.2 吊橋下部構造の力学モデルについて

いかに巨大な構造物とは云え下部構造が剛である程，上部構造の耐震度が高まると推測される。我国における超高層建築の動的設計による計画案では下部には地階を含めて高さ5階程度で高層部の2倍程度の敷幅をもった基礎部がある。すなわちこれらの例からみても，上部構造が巨大な柔構造である場合には基礎を剛にすることが耐震上好ましく，これはまた従来の経験的事実と何んら矛盾しない。これに関連して各種の計算に用いる下部構造の力学モデルに関しては特に地盤のバネ定数をより正確に推定することが耐震度の評価に最も大きな影響をもつであろうし，すでに述べたが現在の評価法ではこのバネ定数を可成低く評価している可能性がある。したがって振動時における地盤のバネ定数の評価法を再検討していくことが経済的な設計法を確立する一つの方法である。

1.5.3 吊橋上部構造の力学モデルについて

現在の耐震設計法では主塔においては設計震度が2.0を超える場合がある。このような場合の多くは高張力鋼を使用して設計上応力的には一応の均衡を保っている。しかし今後この種の構造部の短期交ばん荷重による ductility をより的確に把握していくことによって，柔軟でしかも普通鋼を用いた設計が可能になるであろう。

1.5.4 多径間吊橋について

多径間吊橋は耐震上，三径間吊橋に比べて不利な要素が伴うと同時に，これには地形・地質・下部構造の関連からみて有利な要素も充分考えられる。この有利な要素をより積極的に活用するための調査を進める必要がある。具体的に云えば，基礎地盤および下部構造の重量と剛性をより合理的に撰択するための調査を1.5.2で提案した調査と関連して実施する必要がある。

1.5.4 アーチ形式橋梁の耐震性

カンテイレバ形式・トラス形式の橋梁の耐震に関してはすでに多く実験例・解析例などがあり，一般に支間長もさ程大きくはないので従来の経験が充分活用できる。しかし長大なア

一チ橋に関してはその力学的特性にも不明な点が多いので，実橋試験・解析計算の両様の調査を行なう必要がある。

1.5.5　高橋脚の耐震性

1.5.2でも同種の問題に触れたが基礎部の剛性と重量に支配される問題である。

1.5.6　今後の課題における基本的な問題

一つは下部構造の剛性を評価するための地盤のバネ定数の問題，もう一つは上部構造に用いる鋼材の短期交ばん荷重に対する ductility の定量的評価の問題，この二つの問題の解決をはかっていく必要がある。

参　考　文　献

〔1〕土木学会・本州四国連絡架橋技術調査委員会：
本州四国連絡架橋技術調査 一 第1次報告書，
昭和40年5月

〔2〕建設省道路局：
本州四国連絡架橋調査概要，
昭和41年3月

2　地震および地震動に関する調査

2.1　架橋地域の地震に関する調査[1)]

2.1.1　地震活動に関する調査

日本列島は　太平洋地震帯に属し，世界的にみて最も地震活動のいちじるしい地域である。しかし近年の地震観測資料によれば，瀬戸内海および周辺地域は，日本列島中で比較的地震活動のおだやかな地域の一つであると観ることができる。歴史的にみると図2.1.1.に示すように，この地域内で大規模な破壊的地震が発生した記録は残されていないが，局地的に災害が生じた

図2.1.1　有史以来のおもな地震の震央分布図

地震は少なくない。しかし隣接地域には大規模な破壊的地震が数多く発生している。

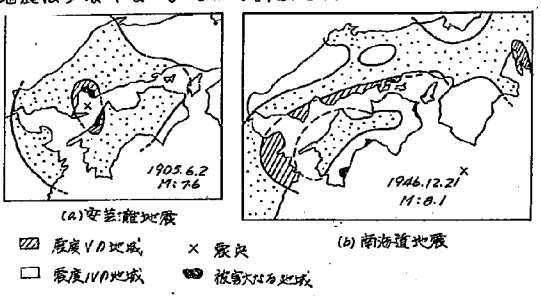


図 2.1.2　過去の地震の震度分布の例

瀬戸内海およびその周辺地域に被害をおよぼした代表的な地震としては，例えば１９０５年の安芸灘地震および１９４６年の南海道地震があり，それらの地震の震度分布は図 2.1.2 (a), (b)に示すとうりである。

このほか，近畿地方，中部地方の西部および山陰地方の内陸地域，九州日向灘方面などにも比較的大規模な地震が発生しているが，例えば１９４３年の鳥取地震および１８９１年濃尾地震にみられるように，それらの地震による被害は瀬戸内海およびその周辺地域ではほとんど発生していない。

2.1.2　地震の規模と回数に関する調査

１８８９年から１９６２年にわたる７４年間の地震記録を整理した結果によると，

a）安芸灘附近（１３２.°５E，３４°N）を中心として半径５０Km以内

b）淡路島附近（１３５°E，　３４.°５E）を中心として半径１５０Km以内

上記の範囲に発生した地震の発生回数と規模（Mag）の関係およびそれに基いて画いた推定カーブは図 2.1.3 のようになり，このカーブによると１００年間の最大地震の発生回数は a）の範囲については Mag 7　の地震が３～４回，b)の範囲については Mag 8～8.5 の地震が１～２回と推定される。

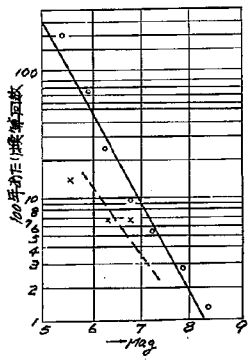


図 2.1.3.

2.1.3　架橋地域で考えるべき地震の加速度

架橋地域の標準的な地盤（沖積層）における近距離地震（Mag 7）による加速度は Gutenberg—Richter の観測に基づく曲線から 0.2～0.25 g と推定される。

比較的遠方の大規模な地震（Mag 8～8.5）による震央附近における加速度は Gutenberg. Richter の曲線および従来の経験その他も勘案すると 0.6～0.7 g 程度である。震央から１５０Kmへだたる架橋地点附近の標準的な地盤における加速度は震央における加速度の $\frac{1}{3}$ ～ $\frac{1}{4}$ と考えられるので，その大きさは 0.15～0.25 g と推定される。

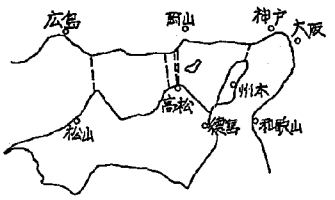
河角の震度期待値によれば瀬戸内海では震度が東側に高く，西側に低い傾向を示しているが，主として１９２１年から１９６２年の観測による場所別の１００年間の震度期待値は表 2.1.1 のとうりで特に東西で震度を変える程の明確な根拠はないものと思われる。

--方地盤による震度の差異を求めるために，後述するように坂出市および神戸市で地中に

表 2. 1. 1

Ni

地名＼震度	V	VI
大　阪	(4. 2)	(1. 2)
神　戸	(6. 1)	(2. 1)
和歌山	3. 4	0. 4
州　本	6. 9	1. 8
徳　島	(5. 7)	(1. 4)
岡　山	(2. 3)	(0. 5)
高　松	(4. 6)	1. 1
松　山	(4. 3)	1. 1
広　島	(0. 7)	(0)



震　度	V	VI
加速度(gal)	80— 250	250 — 400

Ni＝１００年間の期待値

括弧書は観測期間が短いこと，バラツキが多いことなどの理由で精度が低いものである。

地震計を埋設して地震を観測しているが，未だ資料は得られていない。したがって従来の観測資料および経験などを勘案して地盤の種別によって地震加速度を変えないことにした。

2. 1. 4　地震観測調査

架橋地域での強震を測定すると共に地表と地中における地震動を比較観測するために，建設省・国鉄・徳島県が強震計（８箇所），地震計（３箇所）を設置して観測を行なっている。（図 2. 1. 4 参照）

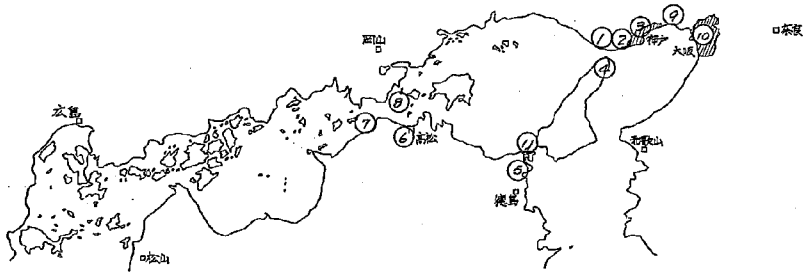


図 2. 1. 4　地震観測地点

建設省が坂出市沙弥島沖合の海底下１５.５ｍに設置した地中地震計および神戸市垂水福田川河口部の地下６０ｍ，１２０ｍに設置した地中地震計の諸元を表 2. 1. 2 に示してある。また両地点の地表部と見做される場所に設置した普通地震計の諸元を表 2. 1. 3 に示してある。

表 2.1.2　地中地震計の概要

設置場所	N34°20'0，E133°49'5 香川県坂出市砂弥島の南端より1Km南方の海底	兵庫県神戸市垂水　福田川河口
台数	1（深度15.5m）	2（深度60m及び120m）
観測期間	昭和37年9月～	昭和39年3月～
設置点の地形および地質	平均水深2.5m，水面下70mまでは砂と粘土の互層又は混合層，70m以上は花崗岩	
換震器	差動トランス型加速度計（感度約70μ/G） 固有振動数：約70% 直線範囲：0－30% 成分数：3（鉛直1，水平2）	
海底ケーブル	ケーブル長：1,100m　　170m及び110m 導体：12×1.25mm²　（ポリエチレン被覆） 導体抵抗：＜16.2Ω/Km 絶縁抵抗：＞1,000 MΩ/Km	
増巾器の増巾度	0～40db（ゲインにより½～200倍）	
記録装置	電磁オツシログラフ ガルバノメーターの感度：1500mm/mA 〃　固有抵抗：30Ω 〃　固有振動数：30%	
設定感度	20db（記録紙上約200mm/G	
起動	スターター方式 固有振動数：約3% 起動感度：5 gal	
電源	蓄電池	

表 2.1.3　地上地震計の概要

設置場所	香川県坂出市砂弥島	兵庫県神戸市垂水
台数	1（3成分）	1（3成分）
観測期間	昭和41年3月～	昭和41年3月～
換震器	ムービングコイル型加速度計 固有振動数：3% 感度　：15μA/gal 測定最大加速度：200 gal 臨界制動抵抗　：40 Ω	
起動用感震器	水平動地震計 固有振動数：1% 感度　：0.27 V/kine	

自動起動器	最小起動入力電圧：22m V_{p-p} 最小起動感度　：0.005kine 記録時間　　：180sec 使用電源　　：DC12V
感度調節器	減衰比：×1，×1/2，×1/4，×1/8 成分数：3 電　源：DC12V 較正用電圧回路付
記録装置	電磁オッシログラフ

福田川河口の地中地震計のリードケーブルが昭和40年夏期に工事のために切断され一時観測を中断しているが，他の地点の各種の計器は観測を継続している。

2.2　地震動による構造物の応答特性に関する調査 [1), 2)]

2.1.1　地震動記録に関する資料調査

1956年から1964年6月までの間に日本国内およびその周辺で生じた6個の地震，28成分の加速度の記録を蒐集した。その内訳は次の通りで，これらについては，既に所報125号[3)]，128号[4)]でも触れているものである。

水平成分 …… 20成分（Group Ⅱ）

鉛直成分 …… 8成分（Group Ⅳ）

さらに水平成分は次のように分類される。

最大加速度50gal以下の成分…… 9成分（Group Ⅰ）

〃　50gal～373gal …… 11成分（Group Ⅱ）

これらの記録に関する諸元は表2.2.1に示す通りのもので，1962年2月14日釧路で記録された異常に大きな加速度記録（373gal），1964年6月16日の新潟地震の際に記録された県営アパート地下1階の加速度記録なども含まれている。

表 2. 2. 1

欄番号	資料番号	地震発生年月日	観測地点	最大加速度 gal	成分方向	機種・型式	摘要	グループ
1	1	61. 8.19	豊　橋（吉田大橋）	190.0	Trans.	電磁式	北美濃地震	Ⅰ Ⅱ
2	2	〃	〃	156.6	Long.	加速度計		Ⅰ Ⅱ
3	3	63. 3.27	大　阪（安治川橋）	218.8	Long (NW28°)	SMAC B－2	越前岬沖地震	Ⅰ Ⅱ
4	6	63. 8. 4	千　葉（土　研）	76.75	N － S	SMAC		Ⅱ Ⅲ
5	7	〃	〃　〃	34.63	U － D	B－2		Ⅳ
6	8	〃	〃　〃	74.62	E － W			Ⅱ Ⅲ
7	9	63. 3.27	尼ケ崎（高架橋）	27.95	Long.		越前岬沖地震	Ⅰ Ⅱ
8	10	〃	〃　〃	13.50	U － D	B－2		Ⅳ
9	11	〃	〃　〃	37.58	Trans.			Ⅰ Ⅱ

番号	資料番号	地震発生年月日	観測地点	最大加速度 gal	成分方向	機種・型式	摘要	グループ
10	12	63. 3.27	塩谷	268.8	N－S	SMAC	越前岬沖	Ⅰ Ⅲ
11	13	〃	〃	83.3	U－D	B－2	地震	Ⅳ
12	14	〃	〃	242.5	E－W			Ⅰ Ⅲ
13	15	〃	岩谷	223.8	N－S	SMAC	〃	Ⅰ Ⅲ
14	16	〃	〃	115.0	U－D	B－2		Ⅳ
15	17	〃	明石	798.8	N－S	SMAC	〃	Ⅱ Ⅲ
16	18	〃	〃	276.6	U－D	B－2		Ⅳ
17	19	〃	〃	399.3	E－W			Ⅰ Ⅲ
18	21	62. 4.23	釧路	243.8	N－S	SMAC		Ⅱ Ⅲ
19	22	〃	〃	220.5	U－D			Ⅳ
20	23	〃	〃	372.5	E－W			Ⅱ Ⅲ
21	24	56. 2.14	東京(東大)	70.25	N－S	SMAC		Ⅱ Ⅲ
22	25	〃	〃 〃	30.13	U－D			Ⅳ
23	26	〃	〃 〃	56.00	E－W			Ⅱ Ⅲ
24	27	〃	〃 〃	66.63	N－S	DC		Ⅱ Ⅲ
25	28	〃	〃 〃	50.13	E－W			Ⅱ Ⅲ
26	29	64. 6.16	新潟(県営アパート)	137.13	N－S	SMAC	地下一階	Ⅱ Ⅲ
27	30	〃	〃 〃	42.38	U－D			Ⅳ
28	31	〃	〃 〃	156.88	E－W			Ⅱ Ⅲ
29	20	40. 5.18	El Centro	313.06	N－S	米国製強震計		

註)

グループⅠ：最大加速度50gal以下の水平成分(9成分)
〃 Ⅱ：最大加速度50gal以上の水平成分(11成分)
〃 Ⅲ：すべての水平成分(20成分)
〃 Ⅳ：すべての上下成分(8成分)

最大加速度の平均値

グループⅠ 26.2 gal
〃 Ⅱ 125.8 〃
〃 Ⅲ 81.0 〃
〃 Ⅳ 48.6 〃

2.2.2 地震応答特性の表示法と計算法

(1) 動的係数

地震時に一自由度の質点系に生ずる最大の絶対加速度(S_A)と地動の最大加速度($\ddot{Z}_{max}$)の比は，加速度の増幅率，いわゆる“動的係数”β，といわれているものである。つまりβは次のように表わすことができる。

$$\beta = \frac{S_A}{\ddot{Z}_{max}} = \frac{1}{\ddot{Z}_{max}} \frac{2\pi}{T} \left[\int_0^t \ddot{Z}(\tau)\, e^{-n(t-\tau)} \cdot \sin\omega(t-\tau)\, d\tau \right]_{max}$$

$$= \frac{p}{\ddot{Z}_{max}} \left[\int_0^t \ddot{Z}(\tau)\, e^{-n(t-\tau)} \cdot \sin\omega(t-\tau)\, d\tau \right]_{max} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2\cdot2\cdot1)$$

ここでの記号は(3)で示してある。

(2)速度応答スペクトルの係数

速度応答スペクトル（S_V）は加速度応答スペクトル（S_A）を用いて次のように表わすことができる。

$$S_V = \frac{T}{2\pi} S_A = \frac{1}{p} S_A, \quad \text{kine} \qquad \cdots\cdots (2\cdot2\cdot2)$$

この S_V を地動加速度の最大値で除したものを速度応答スペクトルの係数と名づけて，これを α とすれば，α は β を用いて次のように表わすことができる。

$$\alpha = \frac{S_V}{Z_{max}} = \frac{\beta}{p} \text{ or } \frac{T}{2\pi}\cdot\beta, \quad \text{kine/gal} \qquad \cdots\cdots (2\cdot2\cdot3)$$

即ち α は地動最大加速度の単位加速度当りの応答速度である。従って地動の最大加速度を α スペクトルに乗ずれば，地震動に対する速度応答スペクトルが得られる。

(3) 地震応答スペクトルの計算

（2·2·1）式の β，S_A，（2·2·2）式の S_V などの計算には電子計算機，IBM7090 を用いた。計算の基礎資料としては次のものが与えられた。

Z ： 地震の加速度（gal）

地震の継続時間中（このプログラムの場合は33秒以下）の加速度の値を $1/10$ 秒～$1/60$ 秒間隔で与えた。

（計算機内部ではこれを放物線で補間して $1/100$ 秒又は $1/200$ 秒刻みにした。）

$\frac{n}{p}$ ： 減衰定数（臨界減衰に対する減衰の割合）

次の6種類を選んだ。

$\frac{n}{p}$ = 0, 0.02, 0.05, 0.10, 0.20, 0.40,

T ： 非減衰自由振動周期（sec）

Tは 0.1 秒～10 秒の区間で減衰定数に応じて，対数紙上でほゞ等間隔になるように，次の個数を指定した。

$n/p = 0$	に対して	83
$〃 = 0.02$	〃	58
$〃 = 0.05$	〃	58
$〃 = 0.10$	〃	33
$〃 = 0.20$	〃	33
$〃 = 0.40$	〃	33

（2·2·1）式中の n および ω は次の関係から計算機内部で求められる。

$$p = \frac{2\pi}{T}$$

$$n = \left(\frac{n}{p}\right)\frac{2\pi}{T}$$

$$\omega = \sqrt{p^2 - n^2}$$

また積分の上限 t は S_A の生ずる時刻であるから，計算機内部の値である。

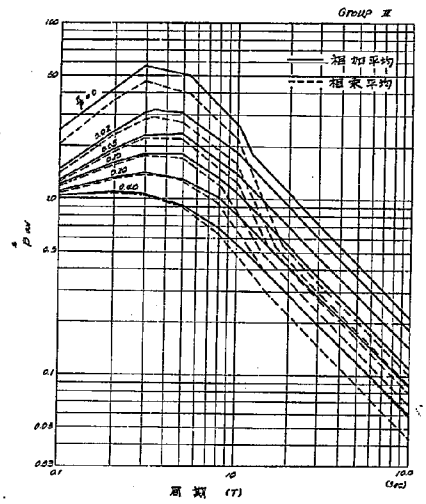


図 2. 2. 1

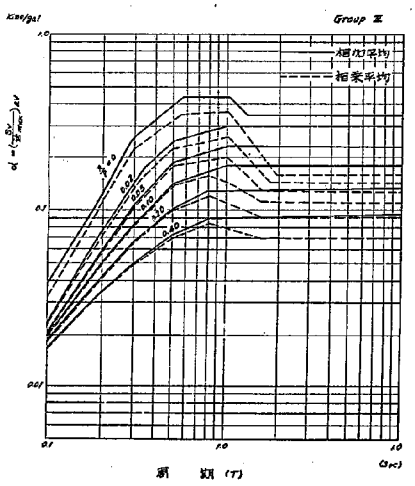


図 2. 2. 2

2. 2. 3　地震応答スペクトル曲線

(1)　β，α スペクトル曲線

動的係数スペクトル β としては 4 種類が得られている。

実用問題に応用する場合に地盤加速度の大きさごとに動的係数が異っていることは，取り扱いに不便であるばかりでなく，その差に有意性を見出すことも困難である。

従って資料数が最も多く，信頼度も他のものよりは高いと見做される Group Ⅱ の水平成分によるものを標準スペクトルとして提案した。（図 2. 2. 1 参照）

速度応答スペクトルの係数 α もこれに準じて Group Ⅱ のものを標準として提案した。（図 2. 2. 2 参照）

(2)　地震応答スペクトル曲線

β スペクトルおよび α スペクトルに地盤の地震時の最大加速度を乗ずれば加速度応答スペクトル（S_A）および速度応答スペクトル（S_V）がそれぞれ得られる。

地盤の加速度が 200 gal（ほぼ 0.2 g）の場合の S_A および S_V を図 2. 2. 3，図 2. 2. 4 に示した。

(3)　水平加速度と鉛直加速度との関係

既述の β スペクトル，α スペクトルに地盤の地震時の最大加速度を乗ずれば，S_A スペクトル，S_V スペクトルが得られるわけであるが，一般に地震の震度は水平震度又は水平・鉛直の合震度で云い表わされる習慣になっている。従って少くなくとも，水平震度と鉛直震度の関係を観測事実で明らかにしておかなければ，実用上の問題には応用できない。本項では表 2. 1. 2 に示されている地震記録から直交する 3 成分が同時

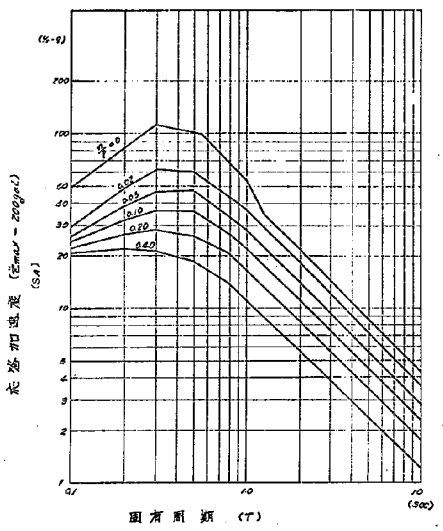


図 2. 2. 3

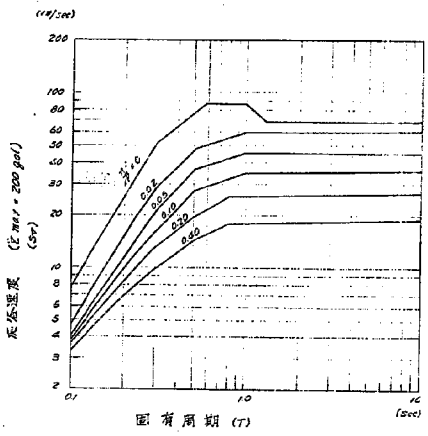


図 2. 2. 4

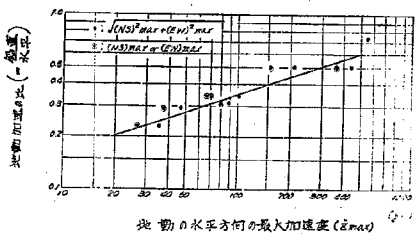


図 2. 2. 5

に測定されている7地点の7組の記録から，水平成分，鉛直成分の両者の間に図2.2.5の関係を得た。

図2.2.5では水平成分の最大加速度と，鉛直成分と水平成分の最大値の比の間にはほゞ次のような関係が認められた。

水平成分最大値	100 gal	鉛直・水平の比	0.35
〃	200 gal	〃 〃	0.45
〃	300 gal	〃 〃	0.50
〃	400 gal	〃 〃	0.55

このような数字が得られたが，資料のバラツキなどからみて，従来の経験上の数字である0.5をとっておけば一般に問題はないと考えられる。

参 考 文 献

〔1〕土木学会：本州四国連絡橋技術調査委員会
：本州四国連絡橋技術調査第1次報告書，p99～100およびp128～145，昭和40年5月

〔2〕建設省土木研究所：地震荷重に関する調査，本四・試験・耐震調査報告書No.1. 1964

年9月

〔3〕 建設省土木研究所：地震荷重に関する調査，本四・試験・耐震調査報告書№2. 1964年 10月

〔4〕 高田・多田・吉田・栗林：新潟地震調査報告書，第5編 橋梁の被害，土研所報 125号の5 昭和40年1月

〔5〕 高田・大久保・栗林：橋梁の耐震設計に関する研究(I) — 地震応答スペクトル・1964—，土木研究所報告128号 昭和40年10月

〔6〕 M.A.Biot："Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology", Trans. A.S.C.E, 1943 Paper No.2183(Published in Jan. 1942, Proceedings)

〔7〕 G.W.Housner, R.R.Martel, J.L.Alford: "Spectrun Analysis Strong — Motion Earthquakes", Bull.of Seismological Society of America, April, 1953, Vol. 43, No.2

〔8〕 R.W.Clough: "On the Importance of Higher Modes of Vibration in the Earthquake Response of a Tall Building", Bull, S.S.A. Oct. 1955, Vol. 45, No.4

〔9〕 L.Zeevaert, N.M.Newmark: "Aseismic Design of Latino Americana Tower in Mexico, City", 1st WCEE Proceedings 1956, Paper No.35

〔10〕 J.H.Thornly, P.Albin: "Mexico City's Earthquake Damage Examined" Civil Engineering Vol.27, No.10, p.722~726, 1957

〔11〕 G.W.Housner: "Behavior of Structures During Earthquakes", Journal of E.M.Division Proceedings ASCE, Oct. 1959

〔12〕 田治見宏「耐震理論に関する基礎的研究」東大生研所報，昭和34年3月Vol 8 No.4

〔13〕 C.N.Bycroft: "White Noise Representation of Earthquakes", Journal of E.M. Division Proc ASCE, April 1960

〔14〕 J.S.C.E.（日本土木学会），A.I.J.（日本建築学会），S.S.J.（日本地震学会） Proc. IInd WCEE, Vol. I, 1960, Tokyo

〔15〕 末広恭二：「末広恭二論文集」

〔16〕 佐野利器：「耐震論」，建築雑誌，昭和6年11月

〔17〕 猪瀬寧雄，高田孝信：「橋脚の耐震性に関する研究(I)」，土木研究所報告，昭和26年3月，Vol.81, Paper No.8

〔18〕 N.C.Raab, H.C.Wood: "Earthquake Stresses in The San Francisco— Oakland Bay Bridge", Paper No.2123, Trans. ASCE, 1941

〔19〕 G.W.Housner: "Characteristics of Strong —Motion Earthquakes",

Bull.S.S.A.Vol.37,1937

[20] L.E.Goodman, E.Rosenblueth, N.Newmark ;
"Aseismic Design of Elastic Structures Founded on Firm Ground", Proc.ASCE. Vol.79, No.349, November, 1953.

[21] R.L.Jennings, N.M.Newmark ;
"Elastic Response of Multistory Shear Beam Type Structures Subjected to Strong Motion", Proc.IInd WCEE. Vol.II, 1960, Tokyo

[22] H.C.Merchant, D.E.Hudson ;
"Mode Superposition in Multi—Degree of Freedom System Using Earthquake Response Spectrum Data", Bull.S.S.A.Vol.52, April, 1962

[23] N.M.Newmark ;"A Method of Computation for Structural Dynamics", Journal of E.M.Division Proc. ASCE, July, 1959

3　三径間吊橋全橋の地震の影響に関する解析調査

3. 1　吊橋全橋の地震荷重に関する解析調査

3. 1. 1　上部構造の地震荷重

(1)　下部構造の振動による影響を考慮しない場合の吊橋上部構造の設計震度

世界各国の長大橋に対する解析計算および実験結果を利用して、吊橋の吊構造および主塔においては応答周期がスパン長又は塔の高さに正比例する関係にあることを振動理論から明らかにした。応答周期が定まれば、前述した地震応答スペクトル曲線から、作用する加速度の大きさが定まる。このようにして定められた震度を基本応答震度と名づけた。

これに対してつぎのような修正係数を乗ずることによつて設計震度を求めた。

$$K_D = k_1 \cdot k_2 \cdot (\mu k_3) K_R$$

ここで、

K_D：設計震度

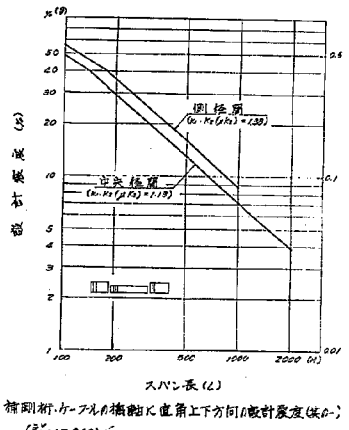
K_R：基本応答震度

k_1：高次の振動モードの影響に対する補正係数
（$k_1 \geqq 1$）

k_2：等分布震度に換算するための補正係数
（$k_2 \leqq 1$）

k_3：地震の作用方向と構造主系部材の運動の方向が直交している場合の補正係数
（$k_3 \leqq 1$）

μ：k_3 による補正係数は理論的に得られる値であるが、直観によれば更にてい減されることが明らかなので、それに要する補正係数である。（$k_3 < 1$.　ただし経験的事実がないので　$\mu = 1$ とした）



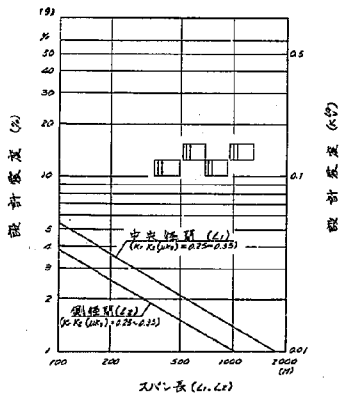
補剛桁・ケーブルの横軸に直角上下方向に設計震度(kG)
($\varepsilon_{max} = 0.1g$)

図　3. 1. 1

各部材に対する補正係数は表 3. 1. 1 に示してある。また最後に求まつた設計震度は図 3. 1. 1～5 に示してある。設計結果からみた設計震度の一覧を表 3. 1. 2., 3. 1. 3. に示してある。

表　3.1.1　　3径間吊橋に対する補正係数（k_1，k_2，（μk_3））

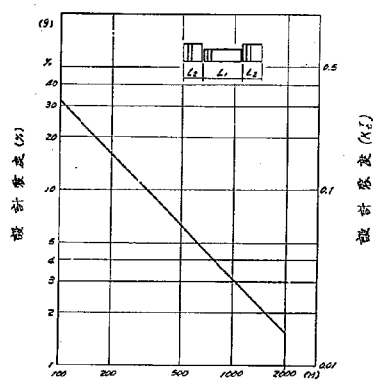
地動の成分方向		上下方向		橋軸方向（水平）				橋軸に直角方向（水平）			摘要
応答の〃		上下方向		橋軸方向（水平）			上下方向	橋軸に直角方向（水平）			
構造部分 ＼ 補正係数		ケーソン主塔	補剛桁 ケーブル	ケーソン	主塔 上半分	主塔 下半分	補剛桁 ケーブル	ケーソン	主塔	補剛桁 ケーブル	
k_1		1.0	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	
k_2		1	中1.03 側1.25	1.33	1.25	1.15	1.25	1.33	1.33※	1.25	※地震荷重分布は逆三角形分布とした。
μk_3	$\mu=1$とした場合	1	1	1	1	1	0.18～0.25	1	1	1	
	$\mu=0.5$とした場合	—	—	—	—	—	0.09～0.13	—	—	—	
$k_1 \cdot k_2 (\mu k_3)$	$\mu=1$とした場合	1.0	中1.13 側1.38	1.46	1.38	1.28	0.25～0.35	1.46	1.46	1.38	
	$\mu=0.5$とした場合	—	—	—	—	—	0.13～0.17	—	—	—	
モード		—	中央径間 側径間	分布	$l/2$ $l/2$		中央径間 側径間	分布		中央径間 側径間	



補剛桁・ケーブルの橋軸に直角上下方向の設計震度（其の二）

$$\left(\ddot{Z}\frac{LG}{\max} = 0.2g \right)$$

図　3.1.2



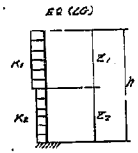
補剛桁・ケーブルの橋軸に直角水平方向の設計震度
($\ddot{Z}_{max} = 0.2g$)

図　3.1.3

表 3.1.2　主　塔　の　設　計　震　度

中央径間長		1500M		1300M		1000M		800M		650M		500M		400M	
諸元	単位	EQ(LG)	EQ(TR)	EQ(LG)	EQ(TR)	EQ(LG)	EQ(TR)	EQ(LG)	EQ(TR)	EQ(LG)	EQ(TR)	EQ(LG)	EQ(TR)	EQ(LG)	EQ(TR)
A_0	m^2	2.497	—	2.303	—	1.707	—	1.162	—	1.082	—	0.718	—	0.556	—
I_0	m^4	31.774	—	25.075	—	11.644	—	4.067	—	3.116	—	1.233	—	0.735	—
r (b)	m	3.567	17.0	3.300	16.5	2.612	16.5	1.871	16.5	1.697	16.5	1.310	16.5	1.151	16.5
h	m	225.9	225.9	206.5	206.5	172.2	172.2	118.7	118.7	115.6	115.6	85.4	85.4	75.8	75.8
b/r(b)	—	63.3	13.3	62.6	12.5	65.9	10.4	63.4	7.2	68.1	7.0	65.2	5.2	65.9	4.6
K_1	—	0.40	0.47	0.44	0.54	0.51	0.70	0.66	0.92	0.66	0.92	0.78	0.64	0.85	0.54
z_1	m	119.7	—	103.8	—	85.9	—	56.6	—	58.4	—	43.4	—	42.02	—
K_2	—	0.37	—	0.41	—	0.47	—	0.61	—	0.61	—	0.73	—	0.79	—
z_2	m	106.2	—	102.7	—	86.3	—	62.1	—	57.2	—	42.0	—	33.78	—

(註)　EQ(VR) による震度は全ての種類の塔に $K_v = 0.1$ とする.



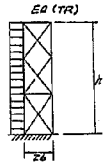
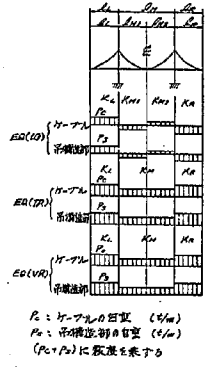
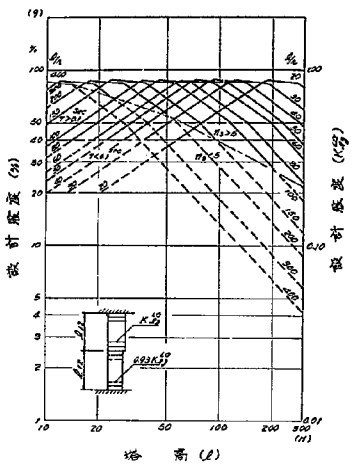


表　3.1.3　　吊構造部の設計震度

地震方向	諸元	単位	1500M	1300M	1000M	800M	650M	500M	400M
EQ(LG)	K_L	—	0.012	0.013	0.021	0.019	0.023	0.030	0.035
	ℓ_L	m	750.0	650.0	300.0	320.0	250.0	150.0	120.0
	$K_{M\cdot1}$	—	−0.011	−0.012	−0.014	−0.012	−0.013	−0.015	−0.017
	ℓ_{M1}	m	750.0	650.0	500.0	400.0	325.0	250.0	200.0
	K_{M2}	—	0.011	0.012	0.014	0.012	0.013	0.015	0.017
	ℓ_{M2}	m	750.0	650.0	500.0	400.0	325.0	250.0	200.0
	K_R	—	−0.012	−0.013	−0.021	−0.019	−0.023	−0.030	−0.035
	ℓ_R	m	750.0	650.0	300.0	320.0	250.0	150.0	120.0
EQ(TR)	K_L	—	0.041	0.047	0.105	0.100	0.128	0.215	0.270
	ℓ_L	m	750.0	650.0	300.0	320.0	250.0	150.0	120.0
	K_M	—	0.020	0.024	0.031	0.039	0.047	0.063	0.080
	ℓ_M	m	1500.0	1300.0	1000.0	800.0	650.0	500.0	400.0
	K_R	—	0.041	0.047	0.105	0.100	0.128	0.215	0.270
	ℓ_R	m	750.0	650.0	300.0	320.0	250.0	150.0	120.0
EQ(VR)	K_L	—	0.113	0.128	0.250	0.238	0.295	0.440	0.500
	ℓ_L	m	750.0	650.0	300.0	320.0	250.0	150.0	120.0
	K_M	—	0.049	0.056	0.07	0.086	0.105	0.130	0.158
	ℓ_M	m	1500.0	1300.0	1000.0	800.0	650.0	500.0	400.0
	K_R	—	0.113	0.128	0.250	0.238	0.295	0.440	0.500
	ℓ_R	m	750.0	650.0	300.0	320.0	250.0	150.0	120.0

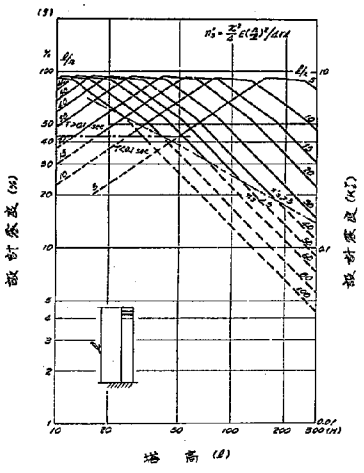


(註)　EQ(LG)：橋軸方向地震を示す
　　EQ(TR)：橋軸直角方向地震を示す
　　EQ(VR)：鉛直方向地震を示す



主塔の橋軸水平方向の設計震度
($\bar{Z}_{MAX}^{G}=0.2g$)

図 3.1.4



主塔の橋軸直角水平方向の設計震度
($\bar{Z}_{MAX}=0.2g$)

図 3.1.5

(2) 下部構造の振動による影響を考慮した吊橋上部構造の設計震度

動的応答解析を行なえば、上部構造の固有周期に対して下部構造の固有周期が相対的に非常に長い場合また非常に短い場合には制震器の原理にも見られるように上部構造の地震応答が著しく減ずることが予想される。しかし、充分な資料の整つていない現在の段階では安全側をみて、表 3.1.4 のような増幅率を算出し、これを前述の設計震度に乗じて下部構造の影響を考慮した上部構造の設計震度とした。

表 3.1.4

下部構造の固有周期(秒)	0.8以下	0.8～1.5	1.5以上
上部構造設計震度の増幅倍率	2.5	2.0	1.5

この設計震度を用いた設計例は文献 5) を参照されたい。

3.1.2 下部構造の地震荷重[3),4)]

下部構造の固有周期に対応する応答を考慮した設計震度を前述せる地震応答スペクトル曲線を用いて図 3.1.6 に示してあるように求めた。

下部構造の固有周期は図 3.1.7 の(1)に示してあるような剛体ケーソンに対した同図(2)のような附加重量を添加し、同図(3)に示したように重心の高さの2倍の高さの仮想ケーソンが弾性係数 E_{R_0}、E_{s_0} の地盤に支持されているものとして求めた。

ケーソン側面の地盤のバネ効果を便宜的に底面のバネ効果に置換して、その弾性係数を E_R と見做し、ロッキング振動として周期を求める簡便なチャートを図3.1.8に示してある。

しかし設計震度を用いる静的設計では、下部構造がもつ非線型特性による制震作用が充分に評価できず、構造物が非常に巨大になりこれが実用上の難点になる。この制震作用を設計計算の中で評価するために図3.1.9に示すような地盤支持力の分布を線型分布でない場合も採り上げ、図3.1.10に示すような非線型復元力モデルを求め、地震時に下部構造

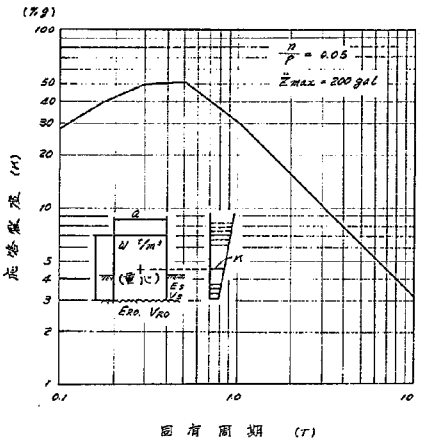


図 3.1.6

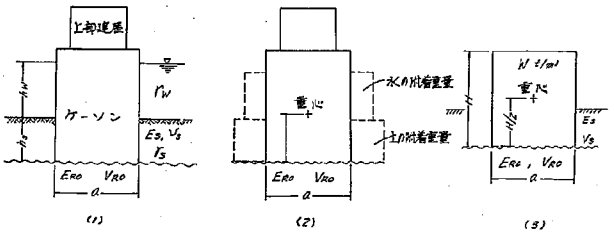


図 3.1.7

に入射する地震力と地震エネルギーの両者を同時に考慮する設計法を提案した。その結果下部構造の耐震設計が合理的に行なえるようになると同時に、従来、単に地震力のみを考慮していたために過大に評価されていた変位がより妥当な値として得られるようになつた。試算の結果からみると設計震度の多くは0.3以下になつた。[6)]

つぎに相対的に根入れの小さいケーソンの非線型的な動的応答を考慮した耐震計算法を示そう。

根入のないケーソンでは底面における合力の作用点がCore外に出れば，一端は

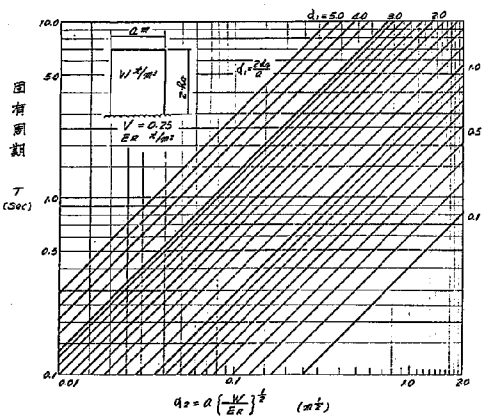


図 3.1.8

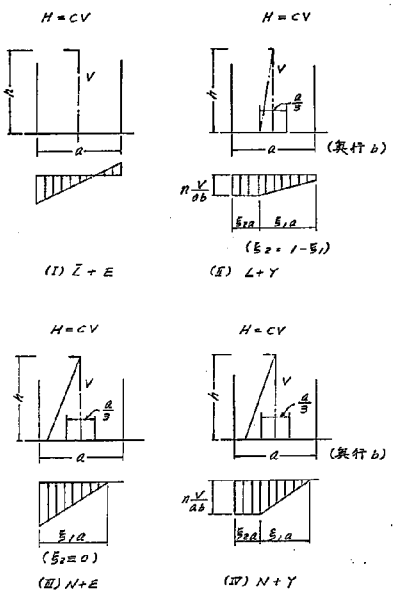


図　3.1.9

浮上り、非線型を示し、また支持地盤は有限の強さしか持たぬ故に、非弾性挙動を示すことが予想される。

図3.1.9に示すように、ケーソン底面（短形）の図心に作用する鉛直力（V）に対する水平力（H）の割合をCで表わし、水平力係数とする。また合力の作用点がCore内にあればその状態をL、外にあればN、底面の反力分布が一様に変化する状態をE、一部分でも降伏すればYで表示する。これらの状態の組合せによつて図3.1.9に示すような四つの場合が考えられる。（$\overline{L}$はケーソン底面と地盤が附着している場合を含む）

ここで便宜上つぎの量を定義しておこう。

$$m=\frac{M}{M_0}=6C\frac{h}{a} \quad \cdots\cdots A$$

$$\mu_i=\frac{\theta}{\theta_0}=\ ,\ (i=\mathrm{I},\mathrm{II},\mathrm{III},\mathrm{IV}) \quad \cdots\cdots B$$

ここで、mは合力の作用点がCore周辺上にある場合の底面図心に対するモーメント（M_0）に対する任意のモーメント（M）の割合、hは水平力の作用点と底面間の距離、aは底面の全幅、μ_iは合力がCore周辺上に作用し、地盤が弾性状態にある場合の底面の傾斜角（θ_0）に対する任意の傾斜角（θ）の割合である。

B式から明らかなとおり、mはC；h，aを与えれば、復元力形式に関係なく定まる。μ_iはmによつて、それぞれの状態でつぎのように表わされる。

I　（$\overline{L}$＋E）では

$$\mu_{\mathrm{I}}=m=6C\frac{h}{a} \quad \cdots\cdots C$$

II　（L＋Y）では、$1\leqq n\leqq 2$の条件のもとに

$$\mu_{\mathrm{II}}=\frac{n}{2\xi_1}\left\{1-\frac{2}{\xi_1}\left(\frac{1}{n}-1+\frac{1}{2}\xi_1\right)\right\} \quad \cdots\cdots D$$

ここで$\xi_1=\frac{1}{2(n-1)}(3n-3-m)$，$\xi_2=1-\xi_1$

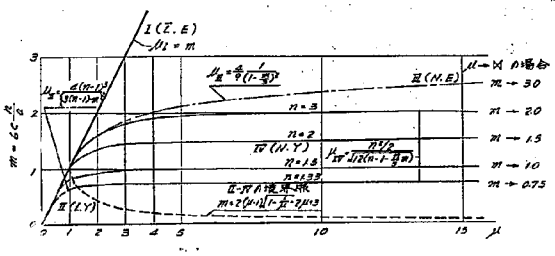


図　3.1.10

III　（N＋E）では

$$\mu_{\mathrm{III}}=\frac{1}{\xi_2} \quad \cdots\cdots E$$

ここで$\xi_1=\frac{3}{2}\left(1-\frac{m}{3}\right)$，$\xi_2=0$

IV　（N＋Y）では$n\geqq 1$の条件のもとに

$$\mu_{\mathrm{IV}}=\frac{n}{2\xi_1} \quad \cdots\cdots F$$

ここで$\xi_1=\frac{2}{n}\sqrt{3\left(n-1-\frac{n}{3}m\right)}$，$\xi_2=\frac{1}{n}-\frac{1}{2}\xi_1$

C～F式でξ_1は底面幅aに対する弾性的な部分の割合、ξ_2は降伏した部分の割合であり、nは鉛直力Vによる平均反力に対する降伏支持力の倍率である。

図3.1.10にnをパラメーターとして、四つの状態における$m \sim \mu_i$の関係を示してある。

一方地震時に重量Wの構造物に加わるエネルギーの大きさは，非線型振動を線型振動の重畳であると考えれば、近似的に$E_E = \frac{1}{2} S_V^2 \frac{W}{g}$で表わされる。一方ケーソンの荷重～変位特性から得られるエネルギーの大きさは

$$E_C = C_0 \, V \, U_0 \int_0^{\mu} m(\mu) \, d\mu = \frac{1}{6} \chi \frac{a}{h_G} V U_0 I(\bar{\mu}) \quad \cdots\cdots \text{G}$$

$$I(\bar{\mu}) = \int_0^{\bar{\mu}} m(\mu) \, d\mu \quad \cdots\cdots \text{H}$$

ここで、C_0：$m=1$に相当する水平力係数、μ：変位パラメーターμの最大値、χ：変形モードによる定数（逆三角形モードでは$\frac{4+(\frac{a}{2h_G})^2}{3}$）、$U_0$：$m=1$、$\mu=1$の場合の等価水平力の作用点の変位、すなわち

$$U_0 = \frac{K}{2 4 \pi^2} \cdot \frac{a}{h_G} \cdot \frac{V}{W} \cdot g \cdot T^2 \quad \cdots\cdots \text{I}$$

ここでh_0：ケーソンの重心点から底面までの距離、T：ケーソンの固有周期

$E_C = E_R$とおけばmおよびμが定まり、ケーソンの重心点におけるエネルギーを補正した修正震度と変位が求まる。すなわち

$$K_G = \frac{1}{K} \cdot \frac{CV}{W} = \frac{1}{K} \cdot \frac{m}{6} \cdot \frac{a}{h_G} \cdot \frac{V}{W} \quad , \quad U_0 = \frac{1}{K^2} U_0 \bar{\mu} \quad \cdots\cdots \text{J}$$

ここでmおよび$\bar{\mu}$を定める条件はまづ

$$I(\bar{\mu}) = 72 \{ \pi \cdot \frac{S_V}{gT} \cdot \frac{h_G}{a} \cdot \frac{W}{V} \}^2 \quad \cdots\cdots \text{K}$$

一方$n \geqq 2$の場合には、$0 \leqq m \leqq 1$では$I(\bar{\mu}) = m^2/2$ $\cdots\cdots$ L

$1 \leqq m \leqq 3 - 4/n$では $I(\bar{\mu}) = \frac{3}{2} - \frac{8}{3-m} + \frac{12}{(3-m)^2}$ $\cdots\cdots$ M

$3 - \frac{4}{n} \leqq m < 3$では $I(\bar{\mu}) = \frac{3}{2}(1-n) + 3n(n-1)/4 \sqrt{3(n-1)-nm} + \frac{n}{4} \sqrt{3(n-1)-nm}$ ..N

$1 < n \leqq 2$の場合は省略する。

(2) 水平附加荷重および根入のある場合の取扱い

水平附加荷重の影響は、それによる変位によつて蓄えられるエネルギーの外に地震時の入射エネルギーが追加されるとして取り扱う。また根入れによる前面の抵抗は微小変位の際の前面と底面のモーメント分配率を用いて、底面に対するエネルギーの分配を行ない、その分配されたエネルギーによつて応答を求める。

(3) 応用例

図3.1.11および図3.1.12に示すような水中に立つケーソンに対して動的なエネルギー平衡を考慮した計算を試みてみよう。前者は主塔部の橋脚に相当する例であり、後者はアンカーブロックに相当するように片押しする常時の水平力が作用しているものを選んだ。結果を要約すると表3.1.5のようになる。

震度法で用いられている設計震度に相当するものはK_G^*の値である。

(4) 動的考慮をすることによつて明らかにされたこと

(I) 震度法による場合、計算上現われる転倒による不安定は起こり得ないであろうこと。

(II) 構造物の規模によつて設計震度は変わること。

表　3. I. 5

	第一例		第二例				記号の説明
a	70 m		60 m		70 m		
b	70 m		50 m		50 m		
n/p	0.05		0.05		0.05		
Sv	0.46 m/sec		0.46 m/sec		0.46 m/sec		
W	1707×10^3 t		680×10^3 t		735×10^3 t		
h_c	53.0 m		43.6 m		42.4 m		
Es	8230 t/m²		3490 t/m²		3490 t/m²		ケーソン側面の地盤の当価変形係数
ERo	300,000 t/m²		300,000 t/m²		300,000 t/m²		ケーソン底面の地盤の変形係数
ν	0.25		0.25		0.25		地盤のポアソン比
T	1.14 sec		0.83 sec		0.73 sec		側面の地盤のバネの効果をも考慮して求めた固有周期
qa	1300 t/m²		1300 t/m²		1300 t/m²		底面地盤の許容支持力
浮力	0 %	100%	0 %	100%	0 %	100%	
V	1133×10^3t	578×10^3t	537×10^3t	382×10^3t	592×10^3t	412×10^3t	
I(m)	1.41	5.41	1.88	3.72	1.63	3.37	
m_o^*	0	0	0.92	1.29	0.72	1.03	常時の附力水平荷重による荷重パラメーターm
m	1.48	1.99	1.96	2.24	1.84	2.14	$m=m_{常}+m_{※}$
m^{**}	1.48	1.99	1.04	0.95	1.12	1.11	地震時におけるmの増加分
Kc	0.15	0.10	0.11	0.07	0.16	0.11	ロッキング・モードにおけるケーソン重心点の応答震度（震度は上方程大）
Ko*	0.23	0.16	0.19	0.12	0.25	0.17	震度法に相当する応答震度(震度分布を一定とする)
Uo	5.55 cm	6.56cm	4.86cm	7.07cm	4.14cm	5.60cm	ケーソン重心点の変位
U_T	12.1 cm	14.3 cm	13.9 cm	20.3 cm	12.2 cm	16.5 cm	ケーソン（下部構造）頂部の変位
X	a/4	a/5.9	a/5.8	a/7.9	a/5.2	a/7	ケーソン底面の外縁から合力の作用点までの距離
qmax	608 t/m²	472 t/m²	688 t/m²	670 t/m²	585 t/m²	549 t/m²	ケーソン底面における最大地盤反力

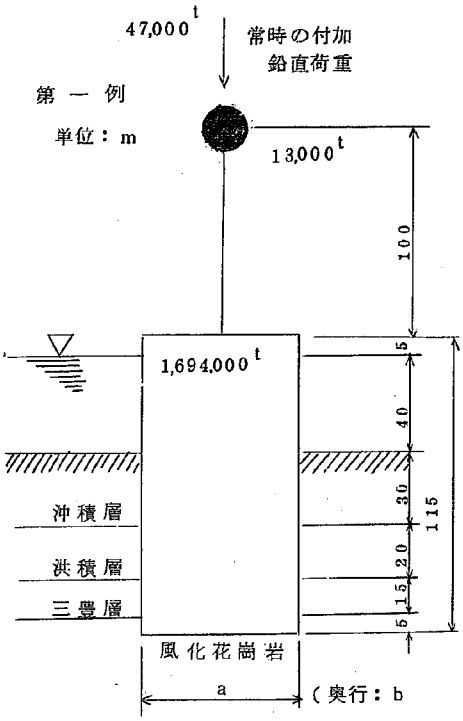


図　3.1.11

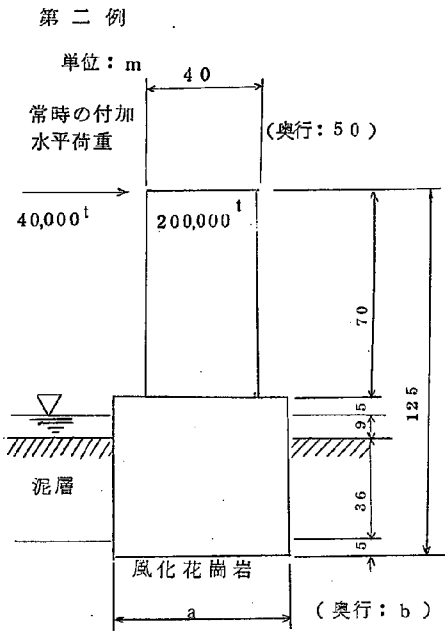


図　3.1.12

(Ⅲ)　浮力が作用する場合には、その作用がない場合の設計震度を割り引いてもよいこと。割り引く一つの方法としてつぎのようなことが考えられる。浮力の大きさをB、浮力を考えない場合の底面における鉛直力をVとすれば、転倒モーメント $\{1-(B/V)^2\}$ に、しかし2／3よりは小さくならないように低減する。

(Ⅳ)　常時、水平力が作用している場合には、その水平力が地震時の変位にともなつてエネルギーを吸収する作用をするので、設計震度を割り引いてもよいであろうこと。

(Ⅴ)　動的な考慮を払つて地震力を低減した場合には安全率の採り方に十分の注意を払うことが必要であること。

3.2　三径間補剛吊橋全橋の地震応答に関する解析調査

3.2.1　地震応答解析法

(1)　解析計算の概要

三径間吊橋上下部構造全体の地震時における動的挙動を調べ、動的応答を考慮した設計震

度による耐震設計と比較検討し、より合理的な耐震設計法および応答計算法を求めるために、速度応答スペクトル曲線（Ｓｖ－曲線）を用いる動的応答計算の電子計算プログラムを作成し上下部構造の各種のタイプについて解析計算を実施した。

解析計算は、吊橋上下部構造全体をこれと等価な力学モデル系に置き換え、この系に於て成立する運動の微分方程式を解き、固有値、固有ベクトル、応答断面諸量を求めるものである。つぎに解析計算法の詳細を述べる。

(2)　力学モデルの設定

吊橋上下部構造全体を、図 3.2.1 に示すような多質点系に置き換える。また上記多質点系の座標軸、幾何学的形状ならびに断面諸量に関する記号を図 3.2.2 に示した。

同図に於ける諸記号のうち、添字Ａ，Ｂ，Ｐ，ｆ，Ｔ，Ｃはそれぞれアンカー・ブロック，ベンド橋脚，メイン・ピア，補剛桁，主塔、ケーブルに関するものである。

また同図の中で、主要な諸元の記号はつぎのとうりである。

ku	：	水平バネ定数	（ t／m ）
kv	：	鉛直バネ定数	（ t／m ）
u	：	水平方向変位	（ m ）
V	：	鉛直方向変位	（ m ）
ϕ	：	構造部材の回転角	（radian）
I	：	断面二次モーメント	（ m^4 ）
J	：	回転慣性モーメント	（ $t \cdot m \cdot s^2$ ）
ℓ	：	径間長	（ m ）
W	：	単位長あたり自重	（ t／m ）
E	：	縦弾性係数	（ $t／m^2$ ）

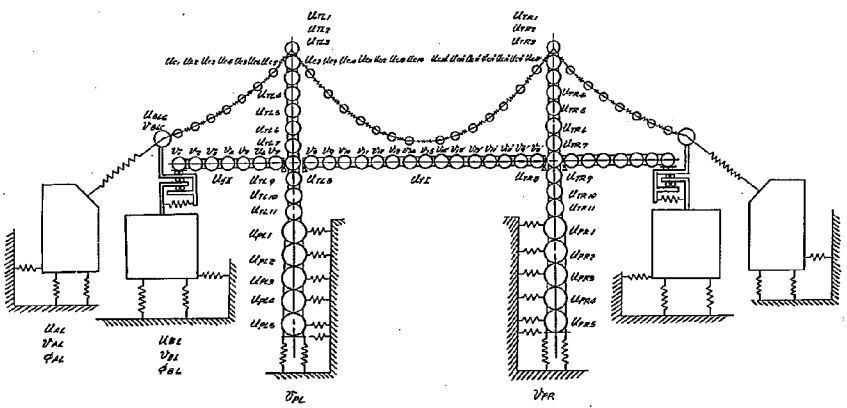


図　3.2.1

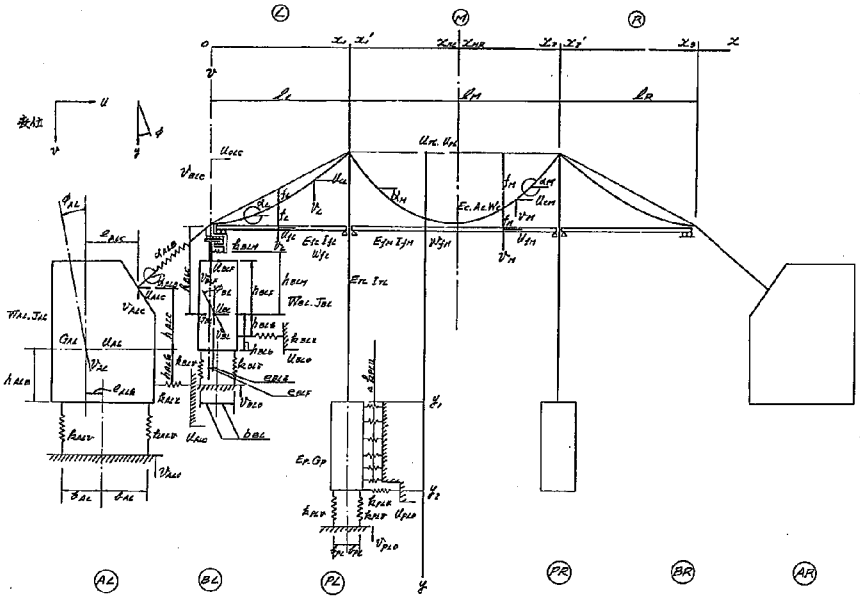


図　3.2.2

G　：　剪断弾性係数　　（t／m²）

(3)　運動の微分方程式

(a)　構造主系面内の振動（表 3.2.1）

表中の各式はつぎの運動を表わす。

1 ～ 3　：左岸アンカー・ブロックの振動

4 ～ 7　：左岸ベント橋脚の振動

8 ～ 11　：左岸主塔及びメイン・ピアの振動

12 ～ 14　：左岸側径間補剛桁及びケーブルの振動

15 ～ 17　：中央径間補剛桁及びケーブルの振動

(b)　構造主系面に直交する振動（表 3.2.2）

表中の各式はつぎの運動を表わす。

1 ～ 3　：左岸ベント橋脚の振動

4 ～ 6　：左岸主塔及びメイン・ピアの振動

7 ～ 8　：左岸側径間補剛桁及びケーブルの振動

9 ～10　：中央径間補剛桁及びケーブルの振動

この場合は、アンカー・ブロックとベント橋脚との結合が極めて弱いと仮定し、アンカー

表 3. 2. 1

式番号	微　分　方　程　式
1	$\frac{W_{AL}}{g}\ddot{u}_{AL}+k_{ALB}(u_{AL}+h_{ALK}\phi_{AL}-u_{ALO})+k_{ALB}\cos^2\alpha_{ALB}(u_{AL}-h_{ALC}\phi_{AL}-u_{BLC})+k_{ALB}\cos\alpha_{ALB}\sin\alpha_{ALB}(V_{AL}-e_{ALC}\phi_{AL}-V_{BL}-e_{BLF}\phi_{BL})=0$
2	$\frac{W_{AL}}{g}\ddot{V}_{AL}+2k_{ALV}(V_{AL}-e_{ALK}\phi_{AL}-V_{ALO})+k_{ALB}\sin^2\alpha_{ALB}(V_{AL}-e_{ALK}\phi_{AL}-V_{BL}-e_{BLF}\phi_{BL})+k_{ALB}\cos\alpha_{ALB}\sin\alpha_{ALB}(u_{AL}-h_{ALC}\phi_{AL}-u_{BLC})=0$
3	$\frac{J_{AL}}{g}\ddot{\phi}_{AL}+\{2k_{ALV}(b_{AL}^2+e_{ALK}^2)-W_{AL}h_{ALK}\}\phi_{AL}+2k_{ALV}e_{ALK}(-V_{AL}+V_{ALO})+k_{ALB}h_{ALK}(h_{ALK}\phi_{AL}+u_{AL}-u_{ALO})+k_{ALB}h_{ALC}\cos^2\alpha_{ALB}(h_{ALC}\phi_{AL}-u_{AL}+u_{BLC})+k_{ALB}e_{ALC}\sin^2\alpha_{ALB}(e_{ALC}\phi_{AL}-V_{AL}+V_{BL}+e_{BLF}\phi_{BL})+k_{ALB}\cos\alpha_{ALB}\sin\alpha_{ALB}\{e_{ALC}(-u_{AL}+h_{ALC}\phi_{AL}+u_{BLC})+h_{ALC}(-V_{AL}+e_{ALC}\phi_{AL}+e_{BLF}\phi_{BL})\}=0$
4	$\frac{W_{BL}}{g}\ddot{u}_{BL}+k_{BLB}(u_{BL}+h_{BLK}\phi_{BL}-u_{BLO})+k_{BLM}(u_{BL}-h_{BLM}\phi_{BL}-u_{BLO})=0$
5	$\frac{W_{BL}+W_{BLC}}{g}\ddot{V}_{BL}+\frac{W_{BLC}e_{BLF}}{g}\ddot{\phi}_{BL}+2k_{BLV}(V_{BL}-e_{BLK}\phi_{BL}-u_{BLO})+k_{ALB}\sin^2\alpha_{ALB}(V_{BL}+e_{BLF}\phi_{BL}-V_{AL}+e_{ALC}\phi_{AL})+k_{ALB}\cos\alpha_{ALB}\sin\alpha_{ALB}(u_{BLC}-u_{AL}+h_{ALC}\phi_{AL})-p_L(0)-Q_L(0)-H_W\left(\frac{\partial V_{fL}}{\partial x}\right)_{x=0}=0$
6	$\frac{J_{BL}+W_{BLC}e_{BLF}^2}{g}\ddot{\phi}_{BL}+\frac{W_{BLC}e_{BLF}}{g}\ddot{V}_{BL}+\{2k_{BLV}(b_{BL}^2+e_{BLK}^2)-W_{BL}h_{BLK}\}\phi_{BL}+2k_{BLV}e_{BLK}(-V_{BL}+V_{BLO})+k_{BLB}h_{BLK}(h_{BLK}\phi_{BL}+u_{BL}-u_{BLO})+k_{BLM}h_{BLM}(h_{BLM}\phi_{BL}-u_{BL}+u_{BLC})+k_{ALB}e_{BLF}\sin^2\alpha_{ALB}(V_{BL}+e_{BLF}\phi_{BL}-V_{AL}+e_{ALC}\phi_{AL})+k_{ALB}e_{BLF}\cos\alpha_{ALB}\sin\alpha_{ALB}(u_{BLC}-u_{AL}+h_{ALC}\phi_{AL})-e_{BLF}p_L(0)-e_{BLF}Q_L(0)=0$
7	$\frac{W_{BLC}}{g}\ddot{u}_{BLC}+k_{BLM}(u_{BLC}-u_{BL}+h_{BLC}\phi_{BL})+k_{ALB}\cos^2\alpha_{ALB}(u_{BLC}-u_{AL}+h_{ALC}\phi_{AL})+k_{ALB}\cos\alpha_{ALB}\sin\alpha_{ALB}(V_{BL}+e_{BLF}\phi_{BL}-V_{AL}+e_{ALC}\phi_{AL})-h_L(0)=0$
8	$\frac{w_{PL}}{g}\ddot{u}_{PL}+\frac{\partial^2}{\partial y^2}\left(E_{PL}I_{PL}\frac{\partial^2 u_{PL}}{\partial y^2}\right)+P_W\frac{\partial^2 u_{PL}}{\partial y^2}=0$
9	$\frac{\partial}{\partial y}\left(E_{PL}I_{PL}\frac{\partial\phi_{PL}}{\partial y}\right)+(P_{WL}+P_{TL})\frac{\partial u_{PL}}{\partial y}+K_{PL}G_{PL}A_{PL}\left(\frac{\partial u_{PL}}{\partial y}-\phi_{PL}\right)-\frac{w_{PL}r_{PL}^2}{g}\cdot\frac{\partial\ddot{\phi}_{PL}}{\partial y^2}=0$
10	$\frac{\partial}{\partial y}\left\{K_{PL}G_{PL}A_{PL}\left(\frac{\partial u_{PL}}{\partial y}-\phi_{PL}\right)\right\}-(P_{WL}+P_{TL})\frac{\partial\phi_{PL}}{\partial y}-\Delta k_{PL}(u_{PL}-u_{PLO})-\frac{w_{PL}}{g}\frac{\partial^2\ddot{u}_{PL}}{\partial y^2}=0$
11	$\frac{W_{PLT}}{g}\ddot{V}_{PL}+2k_{PLV}(V_{PL}-V_{PLO})+Q_L(x)-Q_M(x)-\Delta p_{PL}=0$
12	$\frac{w_{GL}+w_{fL}}{g}\ddot{V}_L+\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(E_{fL}I_{fL}\frac{\partial^2 V_L}{\partial x^2}\right)-H_W\frac{\partial^2 V_L}{\partial x^2}-\frac{\partial p_L(x)}{\partial x}=0$
13	$\frac{w_{GL}}{g}\ddot{u}_{GL}+\frac{w_{fL}}{f_L}(u_{GL}-u_{fL})-\frac{\partial h_L(x)}{\partial x}=0$
14	$\frac{W_{fL}}{g}\ddot{u}_{fL}+\int_0^{x_1}\frac{w_{fL}}{f_L}(u_{fL}-u_{GL})\,dx=0$
15	$\frac{w_{GM}+w_M}{g}\ddot{V}_M+\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(E_{fM}I_{fM}\frac{\partial^2 V_M}{\partial x^2}\right)-H_W\frac{\partial^2 V_M}{\partial x^2}-\frac{\partial p_M}{\partial x}=0$
16	$\frac{w_{GM}}{g}\ddot{u}_{GM}+\frac{w_{fM}}{f_M}(u_{GM}-u_{fM})-\frac{\partial h_M(x)}{\partial x}=0$
17	$\frac{W_{fM}}{g}\ddot{u}_{fM}+\int_{x_1}^{x_{ML}}\frac{w_{fM}}{f_M}(u_{fM}-u_{GM})\,dx+\Delta h_M+\int_{x_{MR}}^{x_2}\frac{w_{fM}}{f_M}(u_{fM}-u_{GM})\,dx=0$

表　3. 2. 2

式番号	微　分　方　程　式
1	$\frac{W_{BL}}{g}\ddot{w}_{BL}+k_{BLW}(w_{BL}+h_{BLk}\phi_{BL}-w_{BLO})+k_{BLM}(w_{BLM}-h_{BLM}\phi_{BL}-w_{BLO})=0$
2	$\frac{J_{BL}}{g}\ddot{\phi}_{BL}+\{2k_{BLV}b_{BL}^2-W_{BL}h_{BLb}\}\phi_{BL}+k_{BLW}h_{BLk}(h_{BLk}\phi_{BL}+w_{BL}-w_{LO})+k_{BLM}h_{BLM}(h_{BLM}\phi_{BL}-w_{BL}+w_{BLO})=0$
3	$\frac{W_{BLC}}{g}\ddot{w}_{BLC}+k_{BLM}(w_{BLO}-w_{BL}+h_{BLM}\phi_{BL})-Q_L(0)-h_L(0)=0$
4	$\frac{W_{TL}}{g}\ddot{w}_{TL}+\frac{\partial^2}{\partial y^2}(E_{TL}I_{TL}\frac{\partial^2 w_{TL}}{\partial y^2})+P_{WL}\frac{\partial^2 w_{TL}}{\partial y^2}=0$
5	$\frac{W_{PL}}{g}r_P^2\ddot{\phi}_{PL}-\frac{\partial^2}{\partial y^2}(E_P I_P\frac{\partial\phi_{PL}}{\partial y})-(P_{WL}+P_{TL})\frac{\partial^2 w_{PL}}{\partial y^2}-K_P G_P A_P(\frac{\partial w_{PL}}{\partial y}-\phi_{PL})=0$
6	$\frac{W_{PL}}{g}\ddot{w}_{PL}-\frac{\partial}{\partial y}\{K_P G_P A_P(\frac{\partial w_{PL}}{\partial y}-\phi_{PL})\}+(P_{WL}+P_{TL})\frac{\partial\phi_{PL}}{\partial y}+\Delta k_{PL}(w_{PL}-w_{PLO})=0$
7	$\frac{W_{CL}}{g}\ddot{w}_{CL}-H_W\frac{\partial^2 w_{CL}}{\partial x^2}-\frac{W_{fL}}{f}(w_{fL}-w_{CL})=0$
8	$\frac{W_{fL}}{g}\ddot{w}_{fL}+\frac{\partial^2}{\partial x^2}(E_f I_f\frac{\partial^2 w_{fL}}{\partial x^2})+\frac{W_{fL}}{f}(w_{fL}-w_{CL})=0$
9	$\frac{W_{CM}}{g}\ddot{w}_{CM}-H_W\frac{\partial^2 w_{CM}}{\partial x^2}-\frac{W_{fM}}{f}(w_{fM}-w_{CM})=0$
10	$\frac{W_{fM}}{g}\ddot{w}_{fM}+\frac{\partial^2}{\partial x^2}(E_f I_f\frac{\partial^2 w_{fM}}{\partial x^2})+\frac{W_{fM}}{f}(w_{fL}-w_{CL})=0$

ブロックの振動に関する式が省略されている。

(4)　解析法

前述の力学モデル系に対し成立した運動の微分方程式を図 3. 2. 1 に示すセグメントにおける差分方程式に変換し、まづ上下部構造各質点の固有値、固有ベクトルを求め、つぎに速度応答スペクトル曲線による地震外力を作用させ応答断面力を算出する。計算に用いられた電子計算フロー・チャートは図 3. 2. 3 に示してある。

3. 2. 2　地震応答解析計算結果

本報告では、中央径間長１５００ｍの三径間吊橋の下部構造の条件を種々変えて解析計算を行つた結果のうち、設計上最も問題の多い構造主系面内振動時の上下部構造の代表的応答量を図示し、特に橋軸方向地震による主塔基部の曲げモーメントで、設計震度による計算結果との比較検討をする。

(1)　電子計算入力データー概略（表 3. 2. 3 ）

表中に、電子計算機の主要なる入力データーを示してあり、下部構造の条件により７ケースに分かれる。

(2)　下部構造の応答（表 3. 2. 4 ～6 ）

表　3.2.3

電子計算入力データー概略

Ⓐ 上部構造諸元概略

諸元	単位	概算1500	予備1500
中央径間長	M	1500.0	1500.0
側径間長	〃	750.0	750.0
中央径間ケーブルサグ長	〃	136.4	150.0
側径間ケーブルサグ長	〃	34.1	37.5
主塔高	〃	210.0	225.948
塔柱中心線間隔	〃	36.0	34.0
主トラス高	〃	12.0	12.0
ケーブル断面積	M2	2×0.689	2×0.634
ケーブル単位重量	T/M	11.0	11.2
吊構造単位重量	〃	20.0	19.2
主塔重量	T	24,300	22,900
総重量	〃	117,400	115,200

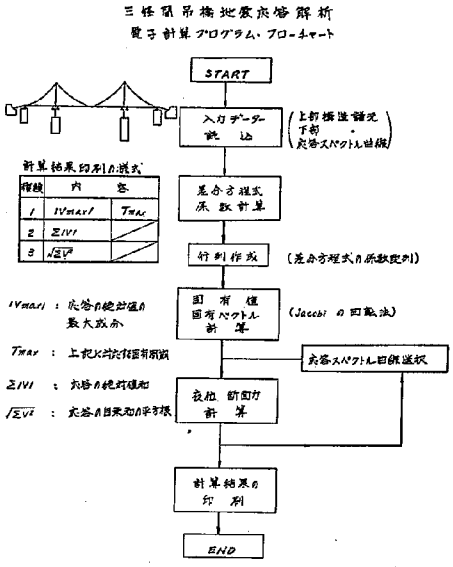
（註）概算１５００は、本州四国連絡道路調査事務所の昭和３９年７月付設計計算書、予備１５００は、昭和４０年１１月付設計計算書に示された諸元を表わす。

Ⓑ 下部構造諸元概略

諸元	単位	M. P	A. P
高さ	M	75	65
橋軸方向巾	〃	50	100
橋軸直角方向巾	〃	80	70
全重	T	6×10^5	10.8×10^5

ケース番号	根入長	水深	ER	ES
1	10M	50M	1×10^{14} T/M²	1×10^{14} T/M²
2	〃	〃	600,000	16,000
3	〃	〃	80,000	10,000
4	〃	〃	40,000	5,000
5	20	40	600,000	16,000
6	〃	〃	80,000	10,000
7	〃	〃	40,000	5,000

（註）
ER　：底面の地盤の弾性係数
Es　：側面の地盤の弾性係数
ケース１～７においてメインピア（M.P）及びアンカーピア（A.P）の根入れ、ER. Esは同じとする。



プログラム種別	内容	元数
A	構造主系面内の振動	110
B	構造主系面に直交する振動	106

使用する計算機：IBM 7090 および CDC 3600

図 3.2.3

表 3.2.4には、下部構造ケーソン及び周囲の土と水の諸条件をケース別にあげてある。また、表 3.2.5には、減衰定数（n／p）が2％、5％の2種について、周囲の条件を異にする各ケーソンの代表的応答量を示し、更に表 3.2.6にケーソン底面の応力分布をあげてある。

表からは、計算上不安定なものを除いてはアンカー・ピアに比べて応答曲げモーメント及び剪断力の小さいメイン・ピアに概して線型反力分布（梯形反力分布：表中記号L）になるものが多く、また、ケーソンの周囲が湿潤で１００％の浮力が作用するときには非線型反力分布（表中記号N）になるものが多いことが確認された。

(3) 上部構造の応答（図 3.2.4～7）

上部構造の応答のうち、橋軸方向地震による主塔、補剛桁の曲げモーメントを図示した。図 3.2.4～5の主塔及びメイン・ピアの応答

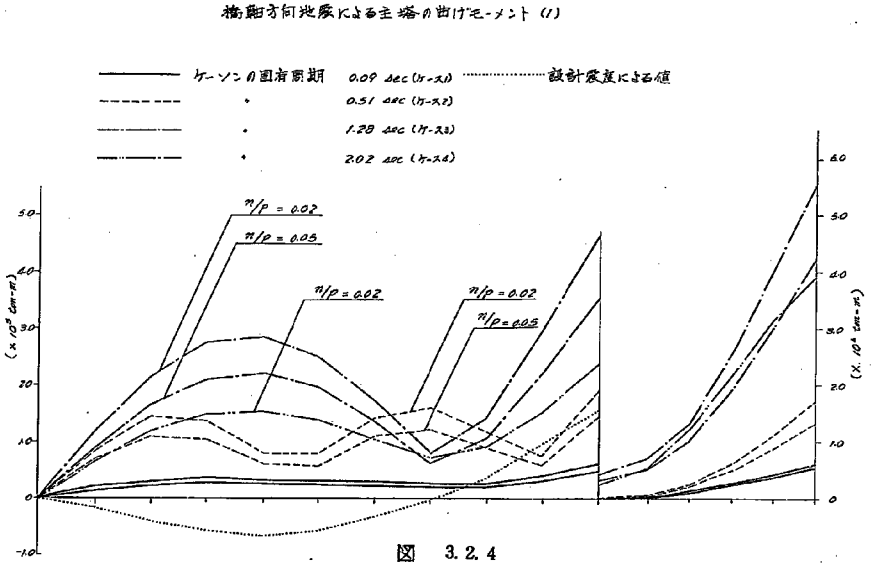


図 3.2.4

橋軸方向地震による主塔の曲げモーメント(2)

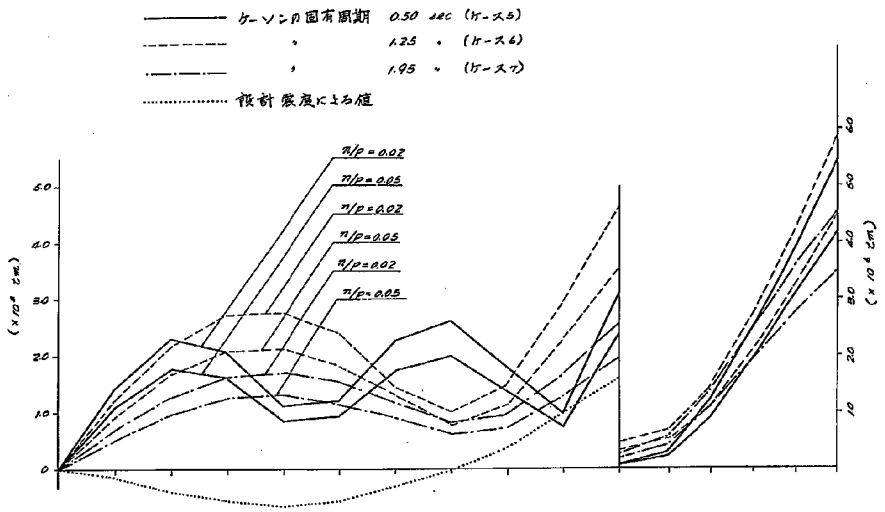
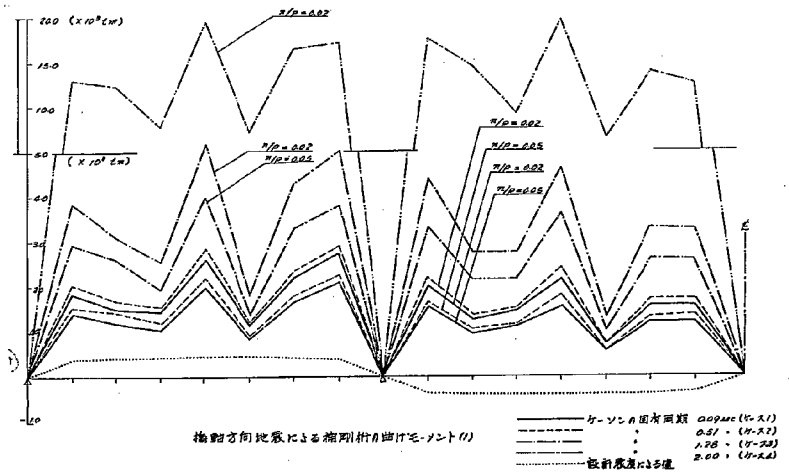


図 3.2.5



橋軸方向地震による橋脚柱曲げモーメント(1)

図 3.2.6

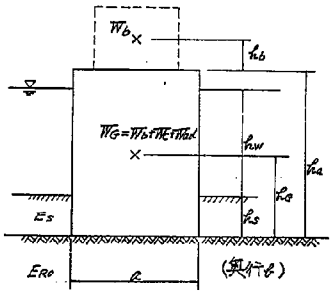
表 3.2.4　下部構造諸元表

共　通　量

量	ha	a		b	wc	hb	Wb	Wc	Wad		WG		V	
									Lg	Tr	Lg	Tr	Dry	Sat
単位	m	m		m	t/m³	m	t	t	t	t	t	t	t	t
M.P.	75	Lg	50	80	2.0	21.5	0	6×10^5	284,000 ～ 250,000	165,000 ～ 166,000	884,000 ～ 850,000	765,000 ～ 766,000	657,600	417,600
		Tr	80	50										
A.P.	65	Lg	100	70	2.0	21.5	1.7×10^5	9.1×10^6	171,000 ～ 152,000	267,000 ～ 264,000	1,251,000 ～ 1,232,000	1,347,000 ～ 1,344,000	1,082,000	732,000
		Tr	70	100										

各ケースの量

量	hs	EBO	Es	M.P.					A.P.				
				hw	T		hg		hw	T		hg	
					Lg	Tr				Lg	Tr		
単位	m	t/m²	t/m²	m	sec	sec	m		m	sec	sec	m	
ケース 1	10	10^{14}	10^{14}	50	0.09	0.08	36.2		40	0.03	0.04	3882	
ケース 2	10	600,000	16,000	50	0.51	0.41	36.2		40	0.46	0.54	3882	
ケース 3	10	80,000	10,000	50	1.28	1.32	36.2		40	1.21	1.43	3882	
ケース 4	10	40,000	5,000	50	2.02	2.32	36.2		40	1.64	2.03	3882	
ケース 5	20	600,000	16,000	40	0.50	0.40	34.7		30	0.45	0.53	38.78	
ケース 6	20	80,000	10,000	40	1.25	1.25	34.7		30	1.16	1.38	38.78	
ケース 7	20	40,000	5,000	40	1.95	1.95	34.7		30	1.59	1.95	38.78	



〔記号の説明〕

Wad ……附加重量
V ……ケーソン底面での有効反力
Lg ……橋軸方向振動のケース
Tr ……橋軸に直角方向振動のケース

Dry ……浮　力　0%
Sat ……浮　力　100%

表 3. 2. 5. 動的応答解析結果

下部構造ケーソン

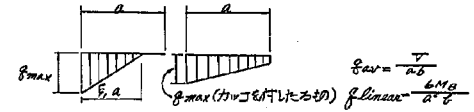
	振動方向		Lg														Tr												
	ケーソン		M.P.							A.P.							M.P.							A.P.						
	ケース番号		1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7
n/p=2%	M_B(×10⁶tm)		603	174	555	393	221	59	457	153	265	186	113	466	196	120	694	170	570	651	169	686	525	166	348	103	112	383	145	113
	Q_B(×10³t)		146	420	169	135	67	185	153	267	542	352	240	896	410	260	049	35	129	095	35	142	087	238	604	299	257	578	352	294
	u_B(cm)		0	1	3	5	18	37	61								0	1	3	3	09	29	35							
	u_U(cm)		01	6	14	18	78	145	168	×10⁻³ 944	4	16	19	56	163	201	01	36	70	16	36	79	115	×10⁻³ 148	68	135	26	64	191	291
	φ (rad)									×10⁻³ 92	×10⁻⁴ 30	×10⁻⁴ 128	×10⁻⁴ 156	×10⁻⁴ 43	×10⁻⁴ 133	×10⁻⁴ 163								×10⁻³ 144	×10⁻⁴ 53	×10⁻⁴ 118	×10⁻⁴ 257	×10⁻⁴ 58	×10⁻⁴ 162	×10⁻⁴ 252
	地盤反力の状態	Dry	N	—	N	L	—	N	L	L	N	N	L	N	N	L	L	N	L	L	N	N	L	N	N	L	L	—	N	L
		Sat.	N	—	N	N	—	N	N	N	N	N	L	—	N	L	N	—	N	N	—	N	N	N	—	N	N	—	N	N
n/p=5%	振動方向		Lg														Tr												
	ケーソン		M.P.							A.P.							M.P.							A.P.						
	ケース番号		1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7
	M_B(×10⁶ tm)		521	132	425	300	169	45	350	132	202	142	863	357	160	092	596	128	435	498	127	523	405	131	263	791	862	290	111	852
	Q_B(×10³ t)		126	319	129	103	51	142	117	231	411	273	184	687	315	199	042	264	093	072	26	107	066	249	458	227	204	439	268	225
	u_B(cm)		0	08	3	4	13	28	465								0	07	2	3	07	22	30							
	u_U(cm)		01	5	11	14	60	111	129	×10⁻³ 815	3	13	15	43	125	154	01	27	50	12	27	61	90	×10⁻³ 127	52	103	23	48	146	224
	φ (rad)									×10⁻³ 71	×10⁻⁴ 23	×10⁻⁴ 98	×10⁻⁴ 119	×10⁻⁴ 33	×10⁻⁴ 109	×10⁻⁴ 125								×10⁻³ 114	×10⁻⁴ 40	×10⁻⁴ 90	×10⁻⁴ 197	×10⁻⁴ 44	×10⁻⁴ 124	×10⁻⁴ 193
	地盤反力の状態	Dry	L	N	L	L	—	L	L	L	N	L	L	N	L	L	L	N	L	L	N	L	L	N	N	L	L	N	L	L
		Sat.	N	—	N	L	—	N	N	N	N	N	L	N	N	L	N	N	L	L	N	N	N	N	—	L	N	—	N	N

注 M_B : ケーソン底面のモーメント
Q_B : 〃 剪断力
u_B : 〃 変位
u_U : 〃 頂部の変位
φ : 〃 の回転角

N : 非線型反力分布 ($\xi < 1$)
L : 線型反力分布
— : 計算上不安定

表 3.2.6　動的応答解析結果

ケーソン底面の応力分布



	振動方向		Lg														Tr												
	橋脚		M.P.							A.P.							M.P.							A.P.						
	ケース番号		1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7
n/p=2%	Dry	ε_1	0951	不	0993		不	0962			0765	0985		0207	0956			0531			0534	0873		0842	0120			不	0926	
		qmax t/m²	346		330	(282)		342	(301)	(286)	405	315	(252)	1500	326	(257)	(294)	618	(271)	(276)	614	376	(262)	368	(2580)	(281)	(292)		395	(292)
		q_{av} t/m²	164	164	164	164	164	164	164	155	155	155	155	155	155	155	164	164	164	164	164	164	164	155	155	155	155	155	155	155
		qlinear t/m²	181	522	166	118	664	177	137	131	226	159	97	398	167	102	130	319	107	112	317	139	98	203	426	126	137	469	178	137
	Sat.	ε_1	0636	不	0702	0936	不	0554	0843	0873	0414	0738		不	0698		0877	不	0989	0915	不	0515	0747	0525	不	0895	0845	不	065	0837
		qmax	328		298	223		320	248	240	505	284	(201)		300	(206)	238		211	229		406	280	398		234	248		322	250
		q_{av}	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104
		qlinear	181	522	166	118	664	177	137	131	226	159	97	398	167	102	130	319	107	112	317	139	98	203	426	126	137	469	178	137

	振動方向		Lg														Tr												
	橋脚		M.P.							A.P.							M.P.							A.P.						
	ケース番号		1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7
n/p=5%	Dry	ε_1		0297			不				0941			0510				0770			0774			0982	0458			035		
		qmax	(320)	1100	(291)	(254)		(299)	(269)	(268)	329	(276)	(229)	608	(292)	(234)	(276)	427	(246)	(257)	424	(261)	(240)	316	677	(252)	(261)	(885)	(291)	(261)
		q_{av}	164	164	164	164	164	164	164	155	155	155	155	155	155	155	164	164	164	164	164	164	164	155	155	155	155	155	155	155
		qlinear	156	396	127	90	507	135	105	113	173	121	74	305	137	79	112	240	82	93	238	97	76	160	322	97	106	355	136	106
	Sat.	ε_1	0750	不	0891		不	0855	0998	0960	0671	0918		0038	0847		0965	0351			0357	0750	0846	0732	不		0995	不	085	0,995
		qmax	379		235	(195)		245	210	218	312	228	(178)	5,500	247	(183)	217	595	(186)	(197)	586	279	247	286		(201)	210		246	210
		q_{av}	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104
		qlinear	156	396	127	90	507	135	105	113	173	121	74	305	137	79	112	240	82	93	238	97	76	160	322	97	106	355	136	106

1)　(不) ……計算上不安定となることを示す。　　2)　(　　) 書きしたものは破型範囲内，即ち梯形反力分布であることを意味する。

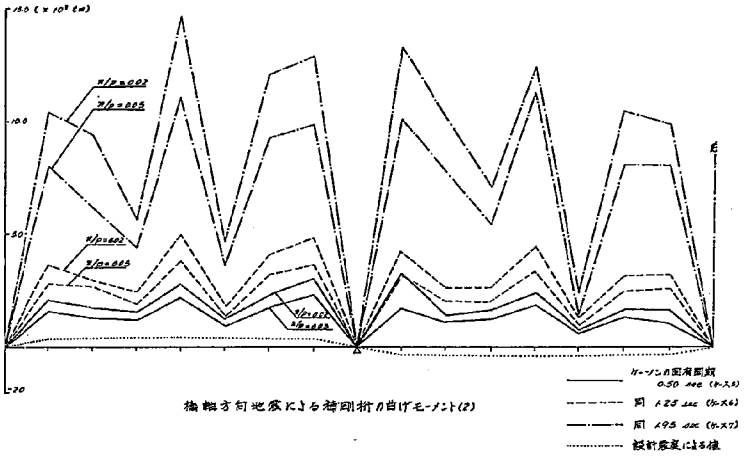


図　3.2.7

曲げモーメント図から、ケース2及び5のケーソンの固有周期が主塔の二次モードの固有周期（0.43秒）に近いので、二次モードの応答を示し、他のケースは一次モードの応答を示していることがわかる。

(4)　設計震度との比較（図3.2.8）

図3.2.8に示す如く、減衰定数が2％の場合の動的応答計算による主塔基部の曲げモーメント（Rs）を、設計震度による値（Rso）との比で表わし、ケーソンの固有周期との関係を示すと、主塔の固有周期とケーソンの固有周期が一致する点の増幅率（Rs／Rso）は、主塔の一次モードの固有周期付近で約3.1倍、二次モードの固有周期付近で約2.1倍となる。減衰定数を5％にした場合には、それぞれ2.4倍、1.6倍となる。

同図から、Rs／Rso の値は、主塔の固有周期が高次モードになるほどノコの歯状に小さくなつてゆくと考えられる。

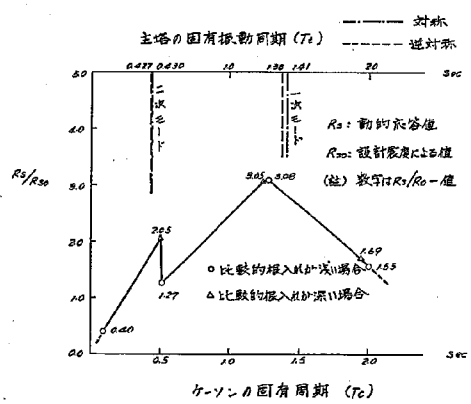


図　3.2.8

参　考　文　献

〔1〕 建設省土木研究所：地震荷重に関する調査、本四・試験、耐震調査報告書№2
昭和３９年１０月

〔2〕 建設省土木研究所：地震荷重による吊橋上部構造の応力算出について、土研資料第３１号（本四・試験・耐震調査資料№３）
昭和４０年５月

〔3〕 建設省土木研究所：吊橋下部構造の地震荷重および地盤反力算出法、土研資料第８３号（本四・試験・耐震調査資料№４）
昭和４０年８月

〔4〕 建設省土木研究所：吊橋下部構造の地震荷重について、土研資料第１４２号（本四・試験・耐震調査資料№５）
昭和４１年２月

〔5〕 本州四国連絡道路調査事務所（建設省）
三径間補剛吊橋予備設計計算書（Ｌ＝１５００Ｍ）
三径間補剛吊橋予備設計計算書（Ｌ＝１３００Ｍ）
三径間補剛吊橋予備設計計算書（Ｌ＝１０００Ｍ）
三径間補剛吊橋予備設計計算書（Ｌ＝　８００Ｍ）
三径間補剛吊橋予備設計計算書（Ｌ＝　６５０Ｍ）
三径間補剛吊橋予備設計計算書（Ｌ＝　５００Ｍ）
三径間補剛吊橋予備設計計算書（Ｌ＝　４００Ｍ）
昭和４０年１１月

〔6〕 本州四国連絡道路調査事務所（建設省）
吊橋下部構造　第一次予備設計
昭和４１年３月

〔7〕 G.W. Housner "Behavior of Structure During Earthquakes"
Journal of E M Div. Proc of ASCE Oct 1959

〔8〕 本州四国連絡架橋技術調査委員会　耐震小委員会
幹事会資料　№１０１９　昭和３８年度

[9] George S. Vincent "Golden Gate Bridge Vibration Studies" Journal of Div. Proc. of ASCE Oct. 1958

[10] N. C. Raab, H. C. Wood "Earthguake Stresses in the San Francisco –Oakland Bay Bridge" Paper no. 2123 Trans. ASCE, 1941

[11] I. Konishi Y. Yamada "Earthquake Response of a Long Span Suspension Bridge" 2nd WCEE Prcc. 1960, Tokyo

[12] K. Silverman, The Lateral Rigidity of Suspension Bridges Journal of E. M. Div. Proc. ASCE, July, 1957

[13] TUDOR Engineering Co. "Seismic Analysis of the Main Piers for the Tagus River Bridge" June, 1961

[14] M Ito, "The Lateral Motion of Suspension Bridge" (英文) 土木学会論文集 第81号 May, 1962

[15] 若戸橋応力試験報告書 (動的載荷試験) 建設省土木研究所 昭和38年3月

[16] 川俣大橋振動試験報告書 建設省土木研究所 昭和39年3月

[17] R. W. Clough : "On the Importance of Higher Modes of Vibration in the Earthquake Response of a Tall Buildings" Bull. S. S. A. Oct. 1955, Vol. 45, No. 4

4 橋梁下部構造の振動時における力学的性質および水圧変動に関する実験調査

4.1 橋梁下部構造の振動時における力学的性質に関する実橋試験調査

4.1.1 調査の目的および方法

(1) 調査の目的

橋梁下部構造の動的応答を考慮した耐震設計においては少くなくとも“振動時の減衰”“振動時の土の基盤地盤係数”、“固有周期”が必要となる。

(2) 調査の方法

下部構造のかかる力学的性質には、地盤ならびに構造物における剛性、粘性、強度、規模等の要素が関係してくるために縮少模型による室内実験によつて解決をはかることには多くの困難が伴う。従つて各種地盤に建設される実橋における振動試験がこれを解決するための一つの有力な手段になる。実橋を人工的に任意の振動数で振動させるために主として起振機を使用した。表4.1.1に使用した4種の起振機の性能を示し、図4.1.1および図4.1.2に大出力の2種について、その構造図を示してある。

表4.1.1 起振機の性能

仕様＼起振機	10t起振機	12.5t起振機	40t起振機	低周波起振機
最大起振力	10t	12.5t	40t	40t
1c/sでの最大起振力	0.11t	0.06t	1.14t	5.88t
振動数範囲	30~600rpm	60~900rpm	100~800rpm	15~300rpm
加振方向	水平1.鉛直	水平1	水平1	水平2
起振力段階	3	3	5	10
概略寸法	1m×1m×1.5m	1.2m×1m×1.5m	2.1m×1.2m×2.4m	7.3m×1.8m×1.9m
概略重量	0.5t	0.5t	2t	8t
使用モーター	20HP	20HP	40HP	40HP 2基

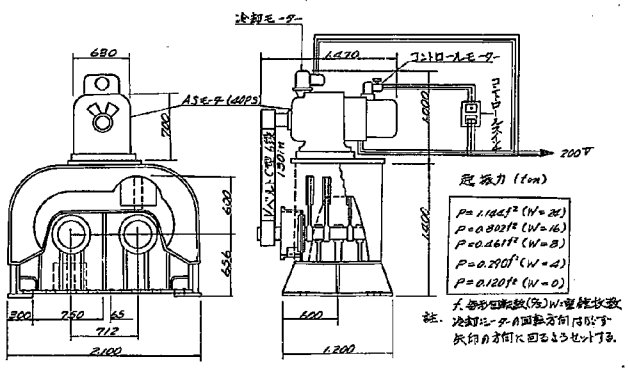


図 4.1.1　40 ton 起振機一般構造図

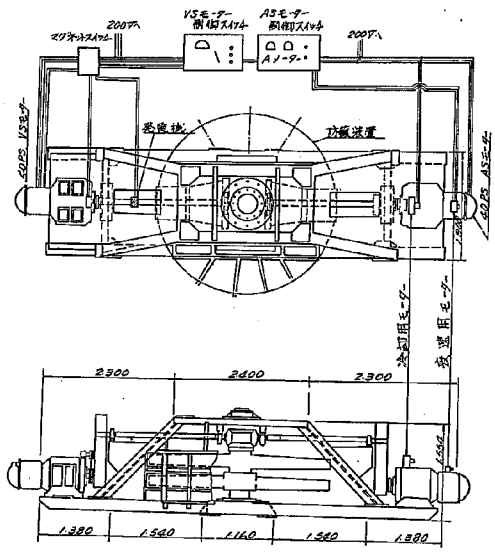


図 4.1.2　低周波起振機構造図

実橋に振動外力を加えた状態で各部の加速度、速度、変位、土圧、水圧の全て又はその一部を測定した。

振動試験の対象とした橋梁は１３橋であり、橋脚を単位にとると表4.1.2に示すように２０基になる。

表 4.1.2　対象橋梁

番号	橋梁名	対象部分	基礎工の別
1	吉田大橋	P3ケーソン単体	ケーソン
2	〃	P3 橋脚	〃
3	〃	上下部	〃
4	駿河大橋	P11 橋脚	〃
5	浜松町高架橋	P3 橋脚	杭
6	汐留高架橋	上下部	〃
7	〃	〃	〃
8	倉敷川橋	P2 橋脚	〃
9	筏川橋	P2 橋脚	〃
10	〃	上下部	〃
11	安治川橋	P1 橋脚	ケーソン
12	庄内新川橋	P10 橋脚	杭
13	新葛飾橋	P5 橋脚	ケーソン
14	〃	P4 橋脚	〃
15	〃	上下部	〃
16	新天竜川橋	P3 橋脚	杭
17	〃	P12 橋脚	ケーソン
18	昭和大橋	上下部	杭
19	平井橋	P6 橋脚	杭・ケーソン合成
20	木曾川橋	P11 橋脚	ケーソン

注）1）〝ケーソン単位とは躯体部がまだないケーソンのこと。
2）〝橋脚〟とは基礎工および躯体部のことでまだ上部構造が架設されない状態のもの。
3）〝上下部〟とは上部構造が架設された状態のもの。
4）〝ケーソン〟とは井筒、ニューマチックケーソン等の総称である。

4.1.2 試 験 結 果

各橋脚ごとに試験結果をとりまとめた一例を表4.1.3に示してある。29基の橋脚に関して得られた減衰定数、共振々動数、基礎地盤係数を表4.1.4に示してある。

表4.1.3 実橋振動試験結果一覧

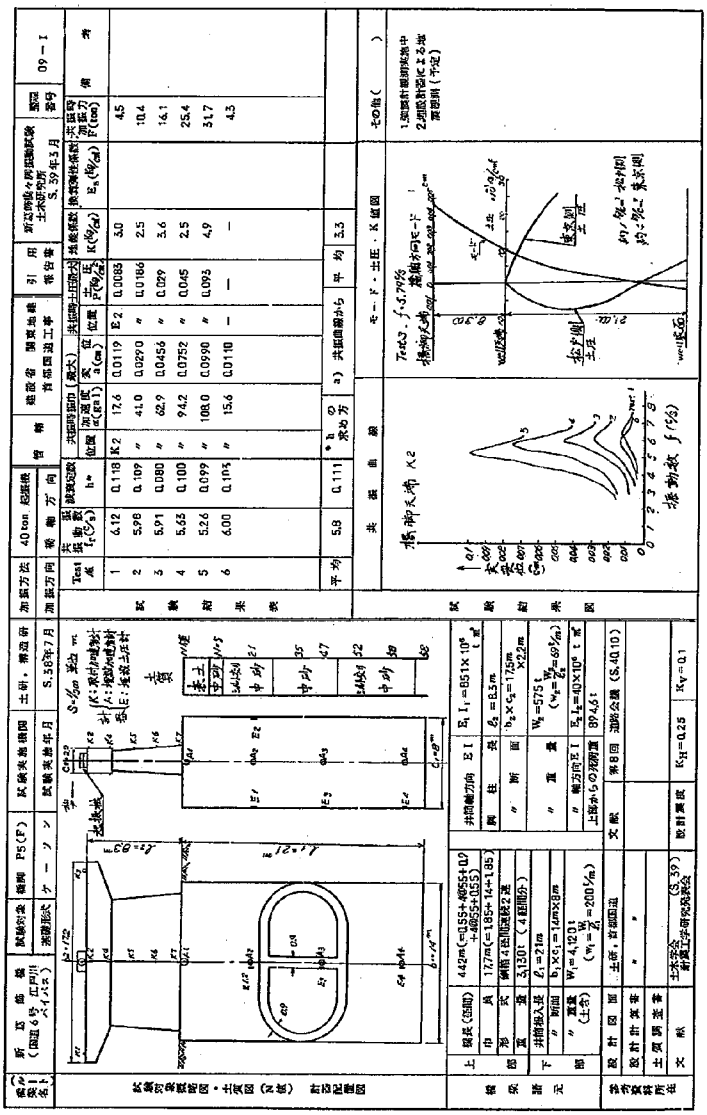


表4.1.4　結　果　の　ま　と　め

グループ	No.	減衰定数 h		共振々動数	基礎地盤係数	K値測点での土質	
		個々の値	平　均	f_r(c/s)	K(Kg/cm^3)	N　値	分　類
A	1	—	—	7以上	4	5	砂
B	2	0.108	0.111	6.5	2 ～ 4	5	砂
	4	0.08		5.6	5	—	礫
	11	0.0865		8.66	2	15	シルト
	13	0.111		5.8	3.3	20	砂
	14	0.0583		5.55	4.7	40	砂
	17	0.12~0.22		2～12になし	2.01	10	粘土混礫
	19	0.129		2.40	0.6	2	シルト
	20	0.097		4.78	1.3~3.0	5	細　砂
C	3	0.110	0.088	3.45	—	5	砂
	15	0.066		2.77	4.2	20	砂
D	5	0.186	0.211	7.0	—		
	8	0.31~0.45		4.7	—		
	9	0.101		3.62	—		
	12	0.14		3.465	—		
	16	0.09~0.20		1～10になし	フーチング部 L: 1.0, V: 3.17	20	砂　礫
E	6	0.055	0.041 (※除く)	2.83	—		
	7	0027~0040		2.55	—		
	10	0.144※		3.48	—		
	18	0.0431		2.03	—		

注）　1）各グループの分類は次の通りである。

A　グループ：ケーソン基礎単体

B　〃　：ケーソン基礎橋脚

C　〃　：上部構造を有するケーソン基礎橋脚

D　〃　：杭基礎橋脚

E　〃　：上部構造を有する杭基礎橋脚

2）減衰定数hは減衰の臨界減衰に対する比である。

3）基礎地盤係数は同一時点の動土圧及び振動変位から求めたものである。

4）L：横方向，V：鉛直方向を示す。

本表ならびに以下に示す資料から橋脚水平方向の振動に関して、以下のことが言える。

(1) 減衰定数

a) 比較的根入の深いケーソン基礎橋脚の減衰定数（減衰係数の臨界減衰係数に対する比hで表わす）はh = 0.06 ～ 020 の範囲となり、平均はh = 0.111 となる。

これに上部構造が載荷されると、やゝ減少する傾向があり、h = 0.066 ～ 0.11 となり平均はh = 0.088 となる。

b) 杭基礎橋脚の減衰定数はh = 0.09 ～ 0.45 の範囲になり、その平均はh = 0.211 となる。

これに上部構造が載荷されるとかなり減少し、h = 0.03 ～ 0.144 となる。又その平均値は 0.041 となる。

c) 振動振幅の変化に伴う減衰定数の変化は小さく、振動振幅の増大に伴つて、減衰定数が大きくなることを期待することはできないであろう。

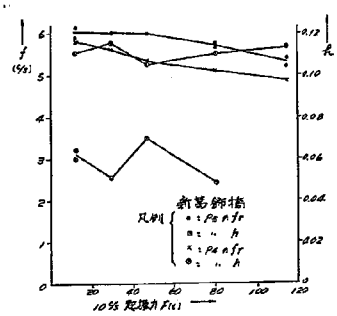


図 4.1.3 起振力－減衰定数(h)曲線及び
起振力－共振々動機（f_r）曲線

(2) 動的基礎地盤係数

a) ケーソン基礎の動的基礎地盤係は地盤条件、施工の方法、ケーソンの規模、振動振幅等によつて異なるものと考えられるが、標準貫入試験のN値との関係は図4.1.4に示すとうりであり、相関を裏づけるための今後の調査が必要である。

b) ケーソン基礎においては動的基礎地盤係数と静的基礎地盤係数（プレッシヨメーター等により測定される）との関係は、わずか2ケースの測定例しかないが、前者が後者の1.5～3倍程度になつている。しかし載荷幅の影響を考慮すると、この倍率は数10倍と云う大きさになるであろう。

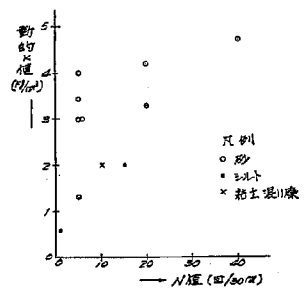


図4.1.4 N値－K値の関係

c) 杭基礎の動的基礎地盤係数については、土圧の測定に困難が伴い、今後の調査に待つ所が大きい。

(3) 共振現象

a) 大多数の橋脚では、共振現象が現われる。共振周期は大略0.1～0.5秒の範囲になる。

b) 共振現象が明確に現われない橋脚が20基中2基あり、この種の構造物は耐震上一見

有利に見えるが、振幅そのものは他に比較して大きく、必ずしも有利とはいえないであろう。

4.1.3　結　　論

以上の調査により次の事が結論できる。

(1)　減衰定数は比較的根入れの深いケーソン基礎については h = 0.05 ～ 0.10 程度であり、上載荷重のある杭基礎については h = 0.03 ～ 0.05 程度である。

従つて、動的応答計算に用いる、大型の下部構造の減衰定数は、h = 0.05 程度とするのが妥当である。

(2)　固有周期、変位の算定に不可欠な地震時の基礎地盤係数については、これを標準貫入試験によるN値、あるいは静的基礎地盤係数との関係から、求める事は資料の不足もあつて現状ではむずかしい。従つて弾性理論に従い、地盤の弾性係数から求めるのが妥当であろう。

(3)　下部構造周辺の土の振動時の附加重量については、不明な点が多く、現状ではすでに提案してあるとおり土をバネ一質点系と考えて評価せざるを得ない。[2), 3)]

4.2　橋梁下部構造の振動時における水圧変動に関する実験調査

4.2.1　調査の目的および方法

(1)　調査の目的

地震時に橋脚、アンカーブロック等の水中構造物に働く動水圧を実験的に求める。

(2)　調査の方法

矩形および円形の断面からなる相対的に高さの小さい柱状体（高さが断面寸法の2.5倍以下）について室内実験を実施した。

かかる柱状体を水槽振動台上に並行運動するように板バネで支持し、気中および任意の水深における自由振動から、振動時の水の附加重量および減衰定数を求めた。動水圧はこの附加重量に震度（柱状体の振動加速度の重力加速度に対する比）を乗じて算出する。

この実験に使用した水槽振動台は表4.2.1および図4.2.1に示すとおり、水槽定置型の振動台である。水

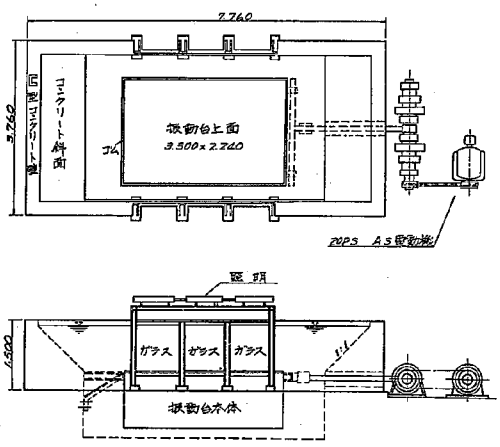


図 4.2.1

槽の底面の中央部が振動台の上面になつており、水平方向に振動する。このとき内部の水は、振動台の運動によつては、ほとんど撹乱されない。

表 4.2.1　水槽振動台の性能および諸元

加振方向	水平一方向
振動数範囲	1~20% （正弦波）
最大振巾	1 cm
最大加速度	1 g
振動台寸法	3.5 m × 2.4 m
水槽表面寸法	7.2 m × 3.16 m
〃 最大水深	1 m
〃 満水量	20 t

4.2.2　調査結果

(1)　次元解析による実験式の誘導

かかる柱状体が正弦波で平行運動する場合の、水による附加重量は、柱断面の振動方向の断面寸法、通常の範囲での振動振幅振動速度および振動加速度にはほとんど関係ないことが実験によつて確められた。従つて振動時の水による附加重量は、各種の断面形状ごとに近似的に次の諸量によつて表示できる。

(a)　水の単位体積重量，γ （t/m^3）

(b)　水深，h(m)

(c)　振動方向に直角な柱断面の巾，a(m)

以上の3つの量について次元解析を行い次の実験式を得た。

$$W_a = C\gamma h^3 \left(\frac{a}{h}\right)^{\delta}, \quad (t) \cdots\cdots\cdots\cdots (4\cdot2\cdot1)$$

こゝに

W_a ：柱全体に加わる水の附加重量

Cおよびδ：実験により定める無次元係数であり、断面形状、振動周期により定まる。

附加重量が求まれば、動水圧Pは次式により与えられる。

$$P = KW_a = CK\gamma h^3 \left(\frac{a}{h}\right)^{\delta}, \quad (t) \cdots\cdots\cdots\cdots (4\cdot2\cdot2)$$

こゝにK：震度（振動加速度の重力加速度に対する比）

(2)　実験結果

矩形および円形断面を有する柱状構造物が、撓わまずに並行運動する場合の式（4・2・1）ならびに（4・2・2）における定数Cおよびδを求めるために表4.・2・2に示す8箇の柱状体に数種の固有周期をもたせて、最大水深50 cm、加速度約200 galの正弦振動を与えて実験を行い、次の結果を得た。

定数Cは円柱と矩形柱で異り、同一条件での実験から円柱でのCの値は矩形のCの値の$\pi/4$倍にほゞ等しいことが判つた。

Cはまたフルードの数に支配され、振動の周期によつて変化する。振動周期が短かい程Cは大きくなる傾向を示している。周期が等しい場合には、水深が小さい程Cは小さくなる。実験を行つた振動周期の範囲は0.05～0.22秒である。Cが最も大きくなる場合（即ち周期が最も短い0.05秒のとき）の実物構造物を想定すると水深が50 m、幅が同程度で、振

表4.2.2　形状体の種類

No.	名　称	形　状	外形寸法		
			横 a	縦 b	高さ ℓ
1	C−225	矩形柱	200㎜	200㎜	500㎜
2	C−335	〃	300	300	500
3	C−425	〃	400	200	500
4	C−435	〃	400	300	500
5	C−445	〃	400	400	500
6	D−25	円　柱	直径 a　200㎜		500
7	D−35	〃	300		500
8	D−45	〃	400		500

振動周期が0.5秒ということになる。従つて本調査では、一応想定する実物は前期の諸元をもつものとして、以下の解析を進める。

矩形断面について、周期0.05秒に対応するCの値は0.60であつた。

一方もう一つの定数δは振動周期および形状により有意の差はなく、平均値として矩形柱の場合は$\delta = 1.27$，円柱の場合は$\delta = 1.33$が得られた。

以上の結果から、$\delta = 4/3$ とし、矩形柱でのCの値を前述の如く0.60とすると、前述の如く円柱でのCの値は矩形柱でのCの値の $\pi/4$ 倍にほゞ等しいから、円柱および矩形の柱状体に共通した実験式として、次式が求まる。

附加重量　$W_a = 0.6\gamma Ah/(\frac{a}{h})^{2/3}$，　(t)……（4・2・3）

動水圧　$P = 0.6K\gamma Ah/(\frac{a}{h})^{2/3}$，　(t)……（4・2・4）

但し　$0.8 \leqq a/h \leqq 4.0$

こゝに　$A = \begin{cases} a^2 & \text{（矩形の場合）} \\ \pi a^2/4 & \text{（円形の場合）} \end{cases}$

である。

(3) 附加重量および動水圧の鉛直分布

附加重量および動水圧の鉛直方向の分布は円柱構造物に関する三次元的解析の結果[1),2)]によると近似的に深さの $1/3$ 乗に比例する。従つて式（4・2・3）および（4・2・4）から水深yの点での単位長さ当りの附加重量waおよび動水圧pは

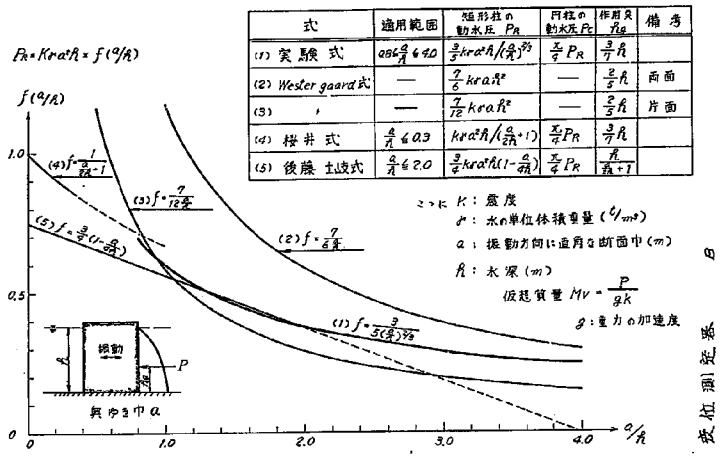
$wa = 0.8\gamma A \sqrt[3]{\frac{hy}{a^2}}$，(t)……（4・2・5）

$p = 0.8K\gamma A \sqrt[3]{\frac{hy}{a^2}}$，(t)……（4・2・6）

但し　$0.8 \leqq \frac{a}{h} \leqq 4.0$

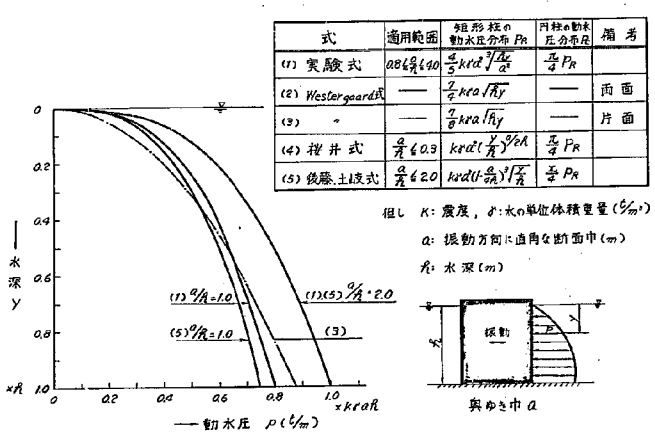
で表わされる。

以上で得られたPおよびpを図4.2.2および図4.2.3に示し、更に比較のため、Westergaard の式[3]（両面を考慮した場合と負圧を省略した片面の場合の両者について考えている）、桜井の近似式[4]および前述の後藤・土岐の近似式を同時に示してある。



式	適用範囲	矩形柱の動水圧 P_R	円柱の動水圧 P_C	作用点 h_g	備考
(1) 実験式	$0.8\leq\frac{a}{h}\leq 4.0$	$\frac{3}{5}k\alpha\gamma h/(\frac{a}{h})^{3/5}$	$\frac{\pi}{4}P_R$	$\frac{3}{7}h$	
(2) Westergaard式	—	$\frac{7}{8}k\alpha\gamma\frac{a}{h}h^2$	—	$\frac{2}{5}h$	両面
(3) 〃	—	$\frac{7}{16}k\alpha\gamma\frac{a}{h}h^2$	—	$\frac{2}{5}h$	片面
(4) 桜井式	$\frac{a}{h}\leq 0.3$	$k\alpha\gamma h/(\frac{a}{2h}+1)$	$\frac{\pi}{4}P_R$	$\frac{3}{7}h$	
(5) 後藤・土岐式	$\frac{a}{h}\leq 2.0$	$\frac{3}{4}k\alpha\gamma h(1-\frac{a}{4h})$	$\frac{\pi}{4}P_R$	$\frac{h}{\frac{a}{2h}+1}$	

図4.2.2　柱状体の全動水圧Pおよび作用点 hg



式	適用範囲	矩形柱の動水圧分布 P_R	円柱の動水圧分布 P_C	備考
(1) 実験式	$0.8\leq\frac{a}{h}\leq 4.0$	$\frac{a}{5}k\alpha\gamma\sqrt[3]{\frac{2h}{a}}$	$\frac{\pi}{4}P_R$	
(2) Westergaard式	—	$\frac{7}{4}k\alpha\sqrt{hy}$	—	両面
(3) 〃	—	$\frac{7}{8}k\alpha\sqrt{hy}$	—	片面
(4) 桜井式	$\frac{a}{h}\leq 0.3$	$k\alpha\gamma(\frac{y}{h})^{3/2}h$	$\frac{\pi}{4}P_R$	
(5) 後藤・土岐式	$\frac{a}{h}\leq 2.0$	$k\alpha\gamma(1-\frac{a}{2h})^2\sqrt{\frac{y}{h}}$	$\frac{\pi}{4}P_R$	

但し K：震度，γ：水の単位体積重量（t/m³）
a：振動方向に直角な断面巾（m）
h：水深（m）

図4.2.3　柱状体の動水圧分布　P（t/m）

(4) 水の減度効果

振動時における水中構造物の減衰性については、実験の結果水による減衰効果はほとんど期待できないことが予想される。

4.2.3 結　論

水深が５０m、幅が同程度で周期が0.5秒という諸元をもつた構造物を想定して、解析を行つたが、このような構造物について、次の事が言える。

(1) 柱状構造物全体に働く動水圧は次式で与えられる。

$$P = 0.6\,K\gamma A h \Big/ \left(\frac{a}{h}\right)^{3/8} \quad (t)$$

但し $0.8 \leqq {}^{a}/_{h} \leqq 4.0$

こゝに　P：柱全体に働く動水圧(t)

K：水平震度

γ：水の単位体積重量（${}^{t}/_{m^3}$）

a：振動直角方向の断面巾(m)

h：水深(m)

$$A = \begin{cases} a^2 & \text{，矩形の場合} \\ \frac{\pi}{4}a^2 & \text{，円形の場合} \end{cases}$$

これより、動水圧の適用式としては ${}^{a}/_{h}$ が2.0程度以下の場合は、後藤・土岐式が妥当であり、${}^{a}/_{h}$ が大きくなるに従つてWestergaard式に接近することが判る。${}^{a}/_{h}$ が小さい範囲でWestergaard式を適用する際には、その半分（即ち、片面のみ考慮）程度とするのがよい。

又、${}^{a}/_{h}$が1.0より小さくなると、おおむね実験の範囲外ではあるが、桜井式が妥当であると考えられる。

(2) 水による減衰効果は、判然としないが、さほど大きくはなく期待しないのが安全であろう。

参　考　文　献

〔1〕 建設省土木研究所：橋梁下部構造の振動実験調査、土木研究所資料第１５２号、昭和４１年３月

〔2〕 建設省土木研究所：吊橋下部構造の地震荷重および地盤反力算出法、土木研究所資料第８３号（本四耐震資料№４）昭和４０年８月

〔3〕 建設省土木研究所：吊橋下部構造の地震荷重について、土木研究所資料第１４２号、（本四耐震資料№５），昭和４０年２月

〔4〕 後藤・土岐：水中橋脚の振動と耐震設計に関する基礎的研究、土木学会論文集、第100

号　PP1～8，　昭和38年10月

〔5〕土木学会，本州四国連絡橋技術調査委員会：本州四国連絡橋技術調査第1次報告書，耐震設計指針，昭和40年5月

〔6〕Westergaard：Water Pressures on Dams during Earthquakes, Trans. ASCE vol98, PP418～434, 1933

〔7〕桜井：「水中に立てられた柱状構造物の振動」土木技術，第16巻6号．PP11～17，昭和36年6月

5　三径間吊橋上部構造の模型による耐震実験

5.1　実験法の概要

5.1.1　実験の目的

本実験は、三径間補剛吊橋上部構造の地震時に於ける作用荷重を、模型の振動実験から求め、動的応答を考慮した設計震度による耐震設計及び地震時の動的応答解析の諸結果と比較検討して、より合理的な耐震設計法及び応答計算法を求めることを目的としている。

当面の対象とした実物は、中央径間1500mの三径間吊橋であり、吊構造部は、昭和39年7月付の建設省本州四国連絡道路調査事務所による、吊橋試算設計調査概要検討に示されたものであり、主塔は、昭和40年1月橋梁研究室（当時橋梁調査室）が設計した資料をもとにしており、その規模、剛性、重量などは予備設計に於ける諸元とは大差がない。

5.1.2　模型の相似

図5.1.1の如き三径間補剛吊橋について、運動の微分方程式をたて、実物と模型で相似した現象を生ずるように相似比を定める。

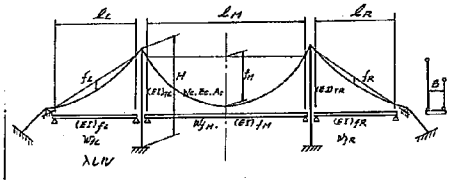


図　5.1.1

図5.1.1において

E　：　主塔及び補剛桁の縦弾性係数　　（t／m²）

E_c　　ケーブルの縦弾性係数　　（t／m²）

I	：	主塔及び補剛桁の断面2次モーメント	(m^4)
A_c	：	ケーブル断面積	(m^2)
W_f	：	補剛桁の自重	(t／m)
W_c	：	ケーブルの自重	(t／m)
l	：	径間長	(m)
f	：	サグ長	(m)
B	：	ケーブル中心線間隔	(m)
H	：	主塔高さ	(m)

3.2の動的応答解析で述べた微分方程式をもとに、変位と長さの相似比を等しくとると、次式の如き相似比が求まる。

$$K_u = K_L$$
$$K_I = K\gamma \cdot K_L^{\,5} / K_E$$
$$K_A = K\gamma \cdot K_L^{\,3} / K_E$$
$$K_T = \sqrt{K_L}$$

表5.1.1に、上記の各式の記号の意味及び相似比の値を示してある。諸量の相似比は、構造主系面内の振動と、構造主系面に直交する振動の両者に共通である。

表　5.1.1

記　号		内　　容	相　似　比
K_L	L_p/L_m	長さ相似比	100
$K\gamma$	γ_p/γ_m	単位体積重量相似比	1／20
K_E	E_p/E_m	弾性係数相似比	1
K_{EC}	E_{cp}/E_{cm}	〃	0.950
K_I	I_p / I_m	断面二次モーメント相似比	5×100^4
K_{AC}	A_{cp}/A_{cm}	断面積相似比	$5{,}265\times100^2$
K_W	W_p/W_m	重量相似比	5×100^2
K_u	U_p/U_m	変位相似比	100
K_v	V_p/V_m	速度相似比	10
$K_{\bar{A}}$	$\bar{A}_p/\bar{A}_m$	加速度相似比	1
K_F	F_p/F_m	外力相似比	5×100^2
K_T	T_p/T_m	時間相似比	10
K_n	n_p/n_m	振動数相似比	1／10

（註）　① pは実物、mは模型を表わすサフイックス

② K_Eは主塔及び補剛桁、K_{EC}はケーブルに関する弾性係数相似比を表わす。

(2) 実橋と模型の諸元

対象とした実橋及び設計した模型の主要な諸元は表5.1.2に示し、また、図5.1.2～4に吊橋模型の概要を示してある。

表 5.1.2

記　号	実　橋　諸　元		模　型　諸　元	
ℓ_L	750.0	m	750.0	cm
ℓ_M	1500.0	m	1500.0	cm
f_L	34.09	m	34.09	cm
f_{Max}	136.36	m	136.36	cm
H	210.0	m	210.0	cm
B	36.0	m	36.0	cm
A_C	2×0.689	m^2	2×0.134	cm^2
E_C	19×10^6	t/m^2	2.0×10^6	Kg/cm^2
E	21×10^6	t/m^2	2.1×10^6	Kg/cm^2
主塔重量	24,316	t	488.0	Kg
吊構造部重量	115,800	t	1860.0	Kg

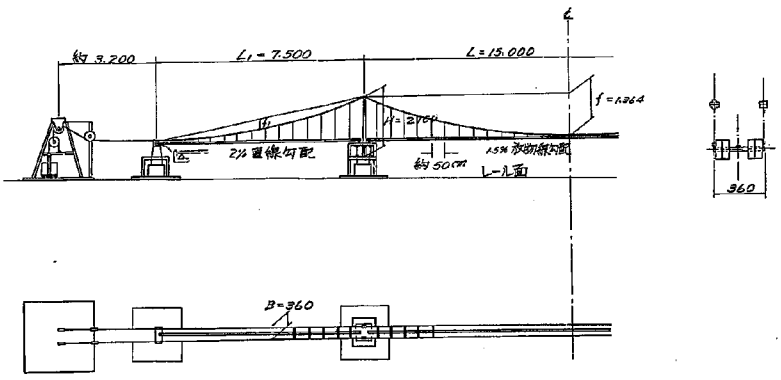
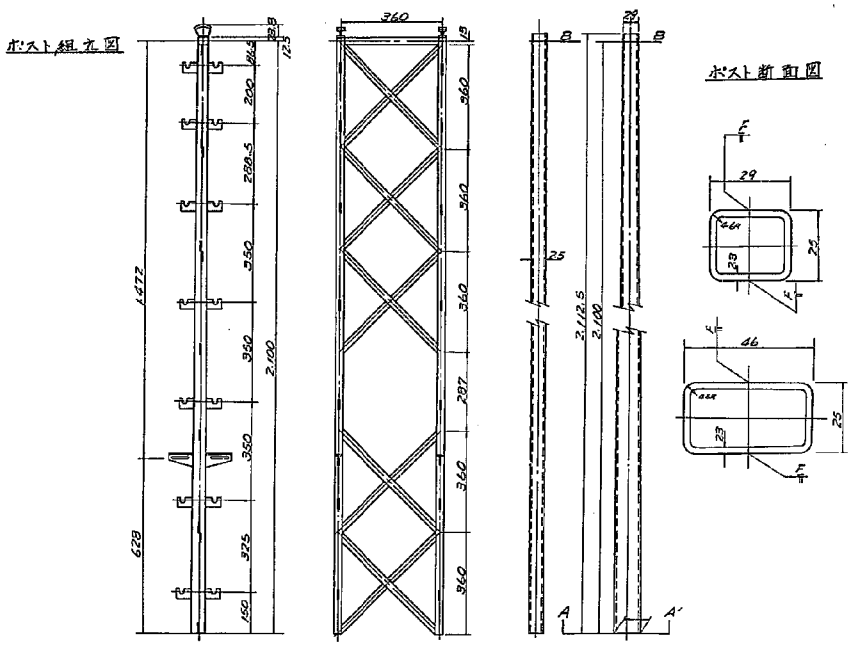


図 5.1.2　一　般　図

5.1.3　実験の方法

実験は、図5.1.5に示す如き工程で行われる。

静的載荷試験，固有振動特性試験、地震時応答実験の具体的方法はつぎの通りである。



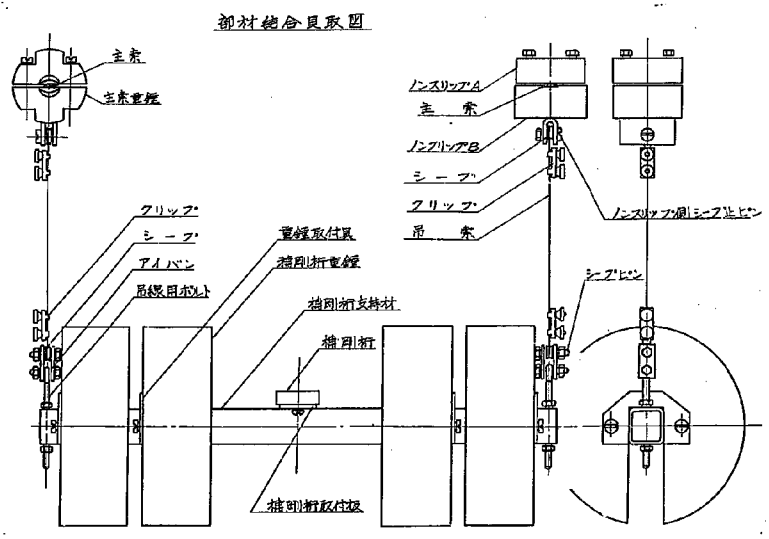


図 5. 1. 4　部材結合見取図

(1) 静的載荷試験

塔柱及び吊構造部の載荷試験は、図5.1.6の如き各点に於て図示のような荷重状態で撓みを測定し、理論計算値と比較する。

(2) 固有振動特性試験

図5.1.7の如き測点に於て、対称1次モードの固有周期及び減衰定数を変位記録から測定する。逆対称1次モードでは、2サイクルごとに中央径間と側径間がエネルギーの交換を行うために減衰定数を求めることは困難である。

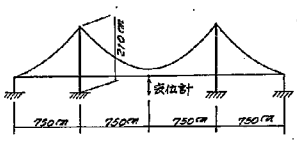


図 5. 1. 7

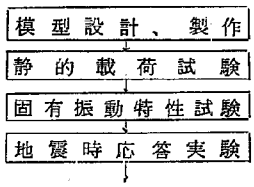
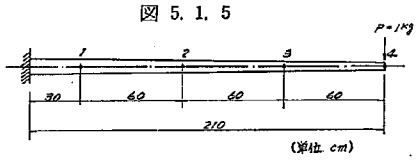


図 5. 1. 5



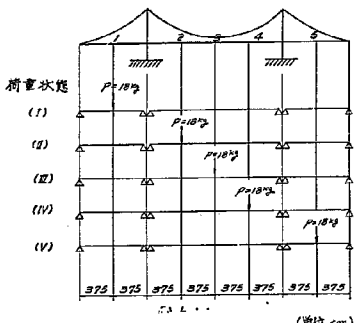


図 5. 1. 6

(3) 地震時応答実験

四つの支点部の地震時の入力振動波形によつて生ずる振動応答加速度の最大値を、全橋の代表的測点に於て測定し、更に或る測点に於て最大加速度を記録したとき、同時刻の他の測点での値を調べる。実験の詳細の工程は図5.1.8に示す通りである。

5.1.4 実験設備

吊橋上部構造耐震実験に用いられる施設、機械の性能及び機構等の概略はつぎのとうりである。

(1) 加振装置

加振機、加振制御機、イコライザーよりなる加振装置のブロック・ダイヤグラム及び加振機性能表を図5.1.9～10に示してある。

(2) 測定装置

(a) A D変換機

本器は、振動入出力データーの処理装置であり、大略次の如き機能を持つている。

(I) 加速度計、変位計、歪計等の振動測定器の出力またはこれを記録した磁気テープよりの

吊橋上部構造全橋模型－振動実験の流れ工程表

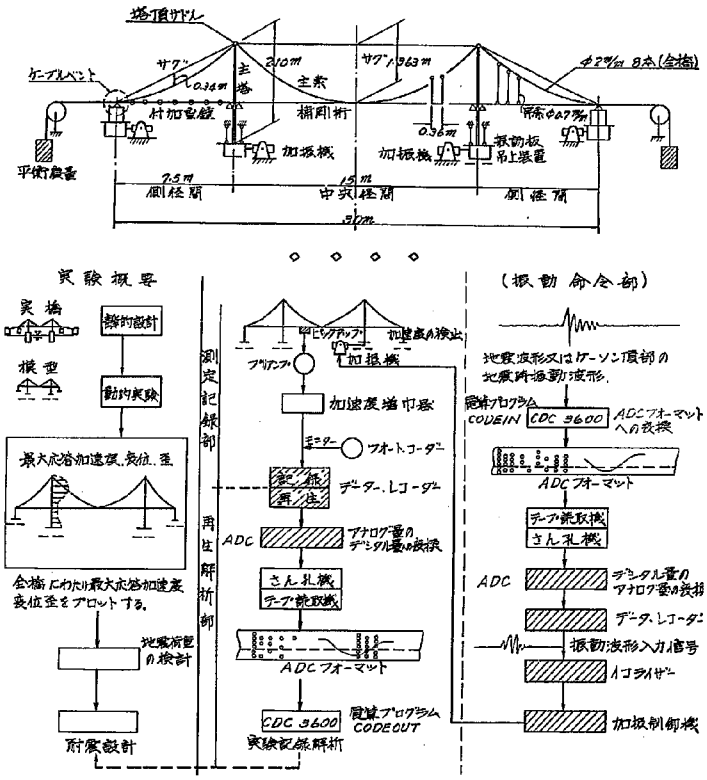
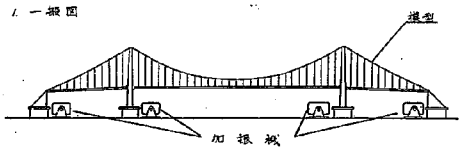


図 5. 1. 8

加振機性能表

1. 一般図



2. 加振機性能表 (1台当り)

	正弦波	任意波
加振力	545 KG	386 KG RMS 1.159 KG PEAK
加振機動作範囲	5～3000 CPS	20～2000 CPS
最大振幅	25.4MM(±12.7MM)	25.4MM(±12.7MM)
最大加速度	63.5G	46.0
最大速度	177.8 MM/SEC	177.8 MM/SEC

図 5. 1. 9

6チャンネルの電圧出力を等時間々隔でデイジタル・データーに変換し、直接紙テープにさん孔、または一旦デイジタル磁気テープに記録し、紙テープにさん孔して電子計算機の入力データーとする。

(II) 電子計算機での計算結果を紙テープに打出しこれを入力としてアナログ電圧に変換する、すなわち(I)と可逆的な変換を行う。但し、6チャンネル中の任意の1チャンネルを選択して変換する。

5つのブロックよりなる本器の機能を図示すると、図5.1.11のようになりまた入力アナログ信号、外部時間信号及び内部発振器との関係は図5.1.12に示すとうりで、現象の周波数によつて外部信号を適宜調節して使用する。

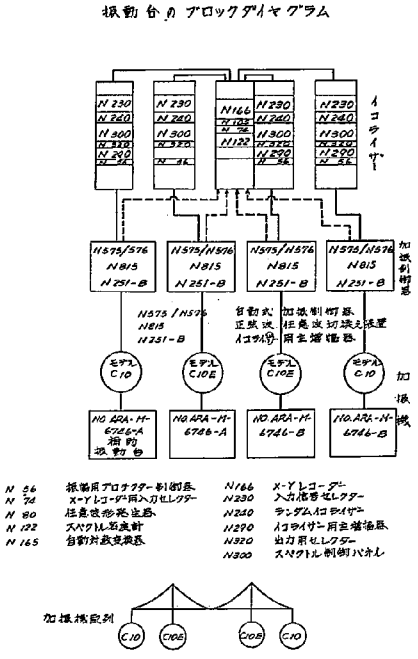
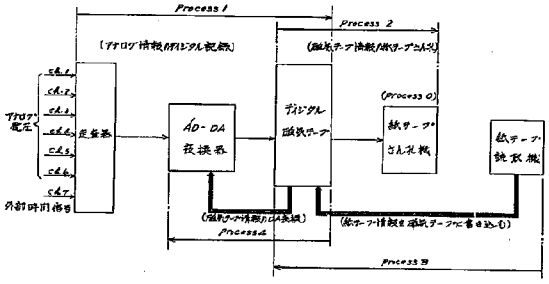


図5.1.10



ブロック図

図 5.1.11

(b) FMデーターレコード

本器は、加速度計、変位計、歪計等の振動出力波形を磁気の変化量として記録，またそれを電圧の変化量として再生してAD変換器の入力とする。またAD変換器にてDA変換された地震波のアナログ電圧を一旦記録し、再生して加振機への入力とする。

本器の構成及び機能を図5.1.13及び図5.1.14に示してある。

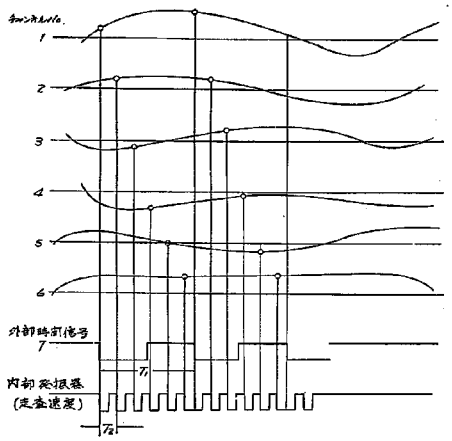
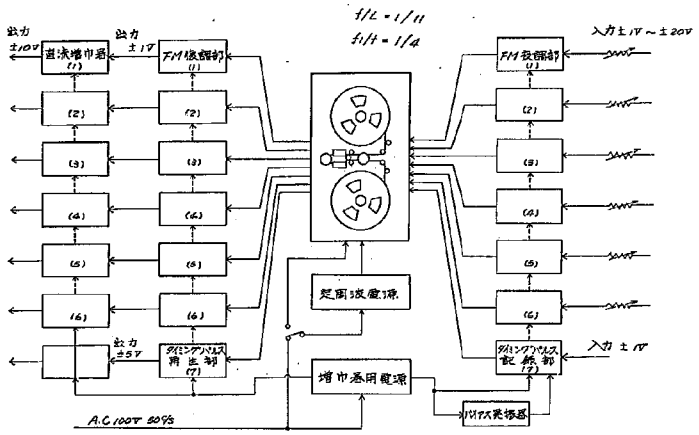


図 5. 1. 12



7チャンネル FM記録直比 ブロックダイヤグラム

図 5. 1. 13

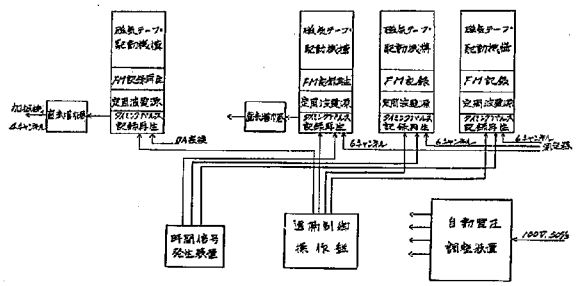


図 5. 1. 14

(c) 加速度及び変位測定装置

応答加速度、変位を測定する装置を図5.1.15～18に示してある。

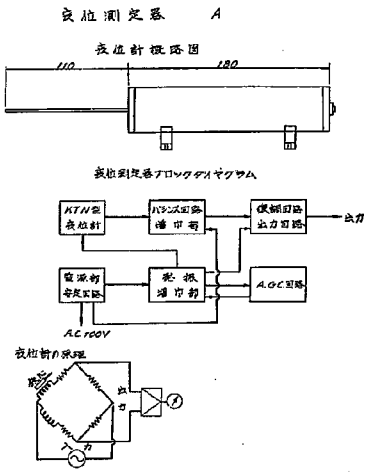


図 5.1.15

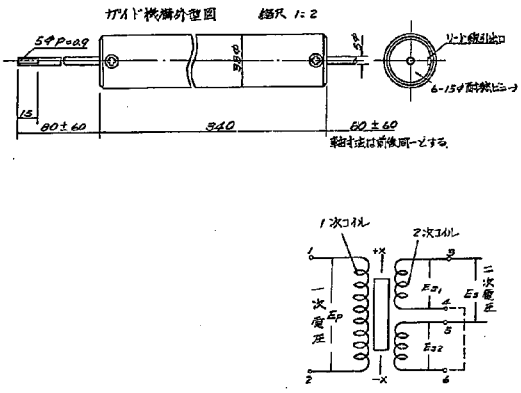


図 5.1.16

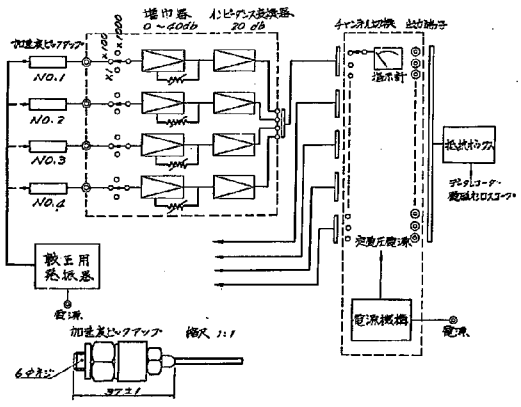


図 5.1.17

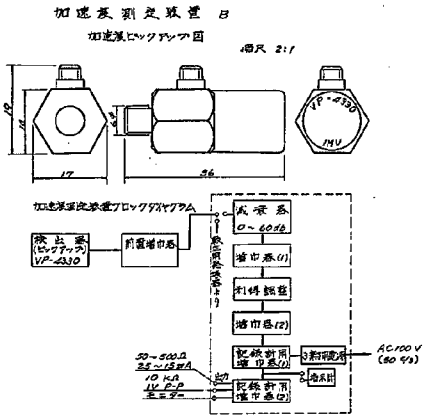


図 5. 1. 18

(d) モニター用測定装置

モニター用の直記式電磁オシログラフの原理図と特性を図5. 1. 1 9に示してある。

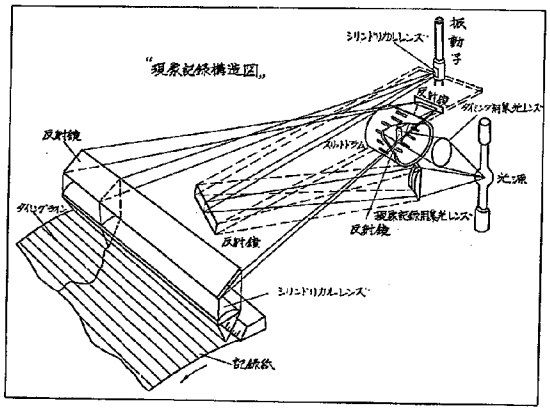


図 5. 1. 19

(e) 振動実験室

図5. 1. 2 0に吊橋上部構造耐震実験室の平面図を示してある。

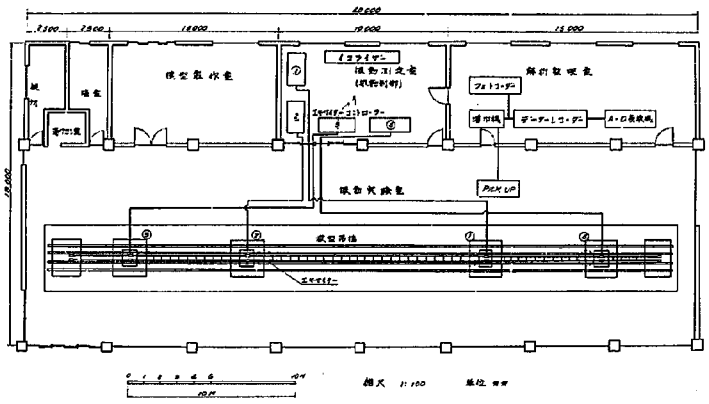


図 5. 1. 20　振動第二実験室平面図

5. 2　模型の特性に関する調査

5. 2. 1　静的撓み特性試験

5. 1. 3に述べた実験法により、塔柱（4本）及び吊構造部の静的撓み特性試験の結果を、図5. 2. 1～2に示してあるが、模型の剛性は全橋を通じて約5％大きくなつている。

(1) 塔柱　　図5. 2. 1

(2) 吊構造部　　図5. 2. 2

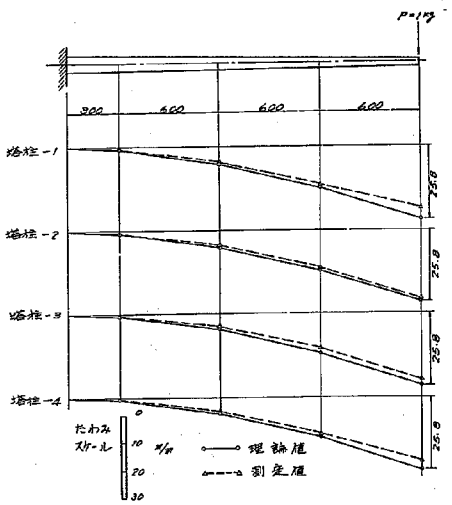


図 5. 2. 1

5. 2. 2　固有振動特性試験

吊構造部に於ける対称1次モードの鉛直振動の固有周期は、模型実験から求め実橋に換算すると13. 8秒となり、動的応答解析計算による14. 0秒と良く一致する。

一方、減衰常数（n／p）は約0. 2％となり、土木学会本州四国連絡橋技術調査第一次報告書の耐震設計指針5. 6に述べているn／p＝0. 8％の 1/4 の値を示し、設計々算の仮定値2％と比べてもはるかに小さい値となつたが、減衰定数を厳密に適合させることは困難であると考えられるので、実験結果を応答スペクトル曲線との関連に於て修正する必要がある。

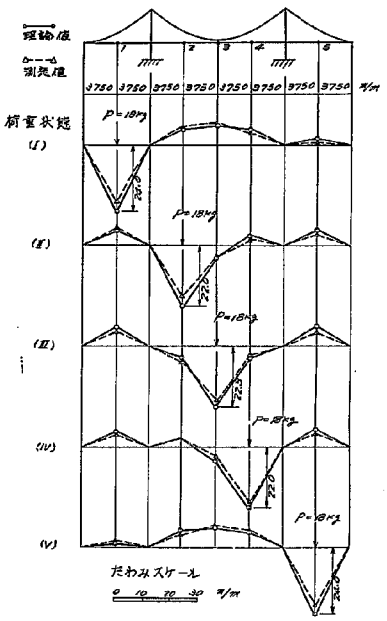

理論値
測定値
荷重状態
(I)
(II)
(III)
(IV)
(V)
たわみスケール

図 5. 2. 2

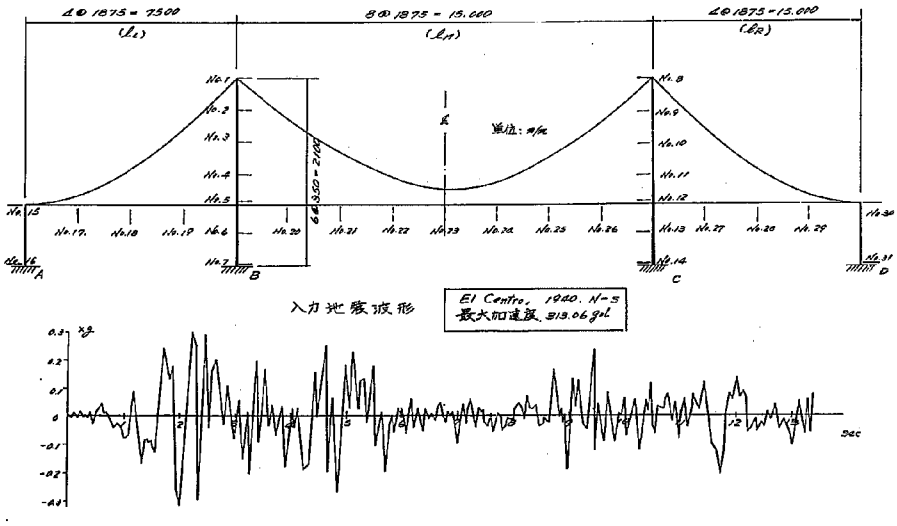
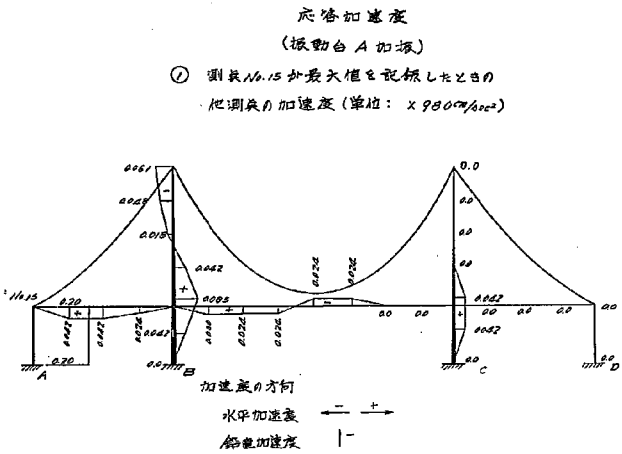

4@1875=7500
8@1875=15.000
4@1875=15.000
単位: m/m
入力地震波形
El Centro, 1940. N-S
最大加速度 313.06 gal

図 5. 3. 1


応答加速度
(振動台A加振)
① 測点No.15が最大値を記録したときの
他測点の加速度(単位: ×980cm/sec²)
0.061
0.042
0.018
0.042
0.085
0.024
0.024
0.0
0.0
0.0

構　造	測　点	応答加速度
右側主塔	No. 8	0.121
	No. 9	0.085
	No. 10	0.085
	No. 11	0.085
	No. 12	0.085
	No. 13	0.085
	No. 14	0.0
左側アンカー	No. 15	0.200
	No. 16	0.200
左側々径間	No. 17	−0.085
	No. 18	0.061
	No. 19	0.073
中央径間	No. 20	−0.121
	No. 21	−0.097
	No. 22	−0.121
	No. 23	0.049
	No. 24	0.073
	No. 25	0.085
	No. 26	0.042
右側々径間	No. 27	−0.042
	No. 28	−0.042
	No. 29	−0.042
右側アンカー	No. 30	−0.042
	No. 31	0.0

上表に於て測点No.10，No.15に於てそれぞれ最大加速度を記録したとき、同時刻の他の測点ではいかなる値を記録するかを示したのが図5.3.3及び図5.3.4である。

応答加速度

(振動台A加振)

② 測点No.10が最大値を記録したときの
他測点の加速度 (単位: ×980cm/sec²)

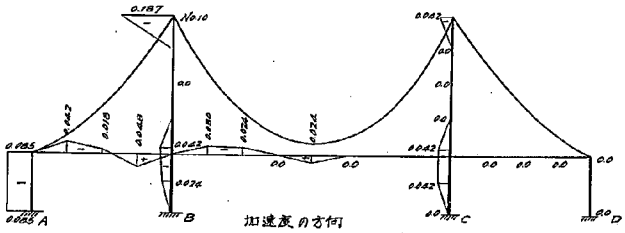


図 5. 3. 3

応答加速度

(振動台A加振)

③ 測点No.20が最大値を記録したときの
他測点の加速度 (単位: ×980cm/sec²)

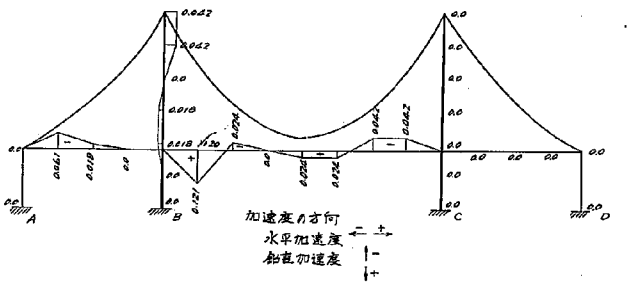


図 5. 3. 4

(2) 主塔1基（振動台B）

(1)と同様に結果を表5.3.2，図5.3.5，図5.3.6に示してある。

表5.3.2　　（単位：×980 cm/sec^2）

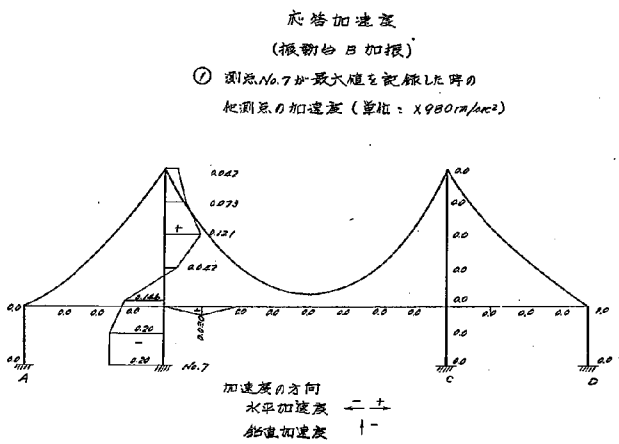
構造	測点	応答加速度
左側主塔	No. 1	−0.103
	No. 2	0.121
	No. 3	0.103
	No. 4	−0.103
	No. 5	−0.145
	No. 6	−0.175
	No. 7	0.200
右側主塔	No. 8	0.085
	No. 9	0.085
	No. 10	0.085
	No. 11	0.085
	No. 12	0.085
	No. 13	0.085
	No. 14	0.0
左側アンカー	No. 15	0.042
	No. 16	0.0
左側々径間	No. 17	−0.042
	No. 18	−0.042
	No. 19	0.049
中央径間	No. 20	0.158
	No. 21	−0.049
	No. 22	0.073
	No. 23	−0.024
	No. 24	0.049
	No. 25	−0.042
	No. 26	−0.042
右側々径間	No. 27	0.042
	No. 28	0.0
	No. 29	0.0
右側アンカー	No. 30	0.0
	No. 31	0.0

5.3.2　実験結果の検討

実験結果からは、アンカー・ブロックは吊構造部に、メイン・ピアは主塔に大きな影響を与えることが実験でも確認された。

本実験は、アンカーと主塔を各々１基づつ加振した結果であり、この結果からたゞちに定量的評価をすることは適当ではない。

今後、平均応答スペクトル曲線の作用に用いられた約３０種の地震記録のうち、２０種の水平成分記録に準拠した各種の波形によつて、４台の振動台を同時に同位相又は逆位相で加


応答加速度
(振動台 B 加振)
① 測点No.7が最大値を記録した時の
他測点の加速度（単位：×980cm/sec²）
0.042
0.073
0.121
0.042
0.146
0.250
0.20
0.20
0.0
0.0
0.0

振することによつて定量的評価を行い得る見通しが立つた。

更に、主塔基部、アンカー・ブロックに直接地震波を導入した前記の実験は、ケーソン頂部に於ける増幅を考慮していない点に不充分さがあり、各種地震記録をケーソンに作用させた場合のケーソン頂部に於ける地震時振動波形により、増幅を考慮して修正された地震波で加振し、応答加速度、応答変位、応答歪を測定する実験を行いつつある。

また、ケーソン頂部の地震時振動波形を求める際に、ケーソンの非線型性を考慮して応答量を出す為の電子計算プログラムを現在作成中である。

一方実験結果を動的応答解析の計算結果と比べた場合、実験による応答量は小さめになつている。

この大きな理由は、解析計算の場合、吊橋上下部構造全体を図－3.2.1のような多質点系に置換し、各質点には外力が同時に作用すると考え、外力の各質点への到達時間の相違を考慮していないが、実際には実験からみると、実橋に換算して0.05～0.5 sec 程度の位相遅れがあることによるものであると思われる。

従つて、位相遅れの問題を理論的、実験的に追求することが必要であると考えられる。

参　考　文　献

〔1〕 建設省土木研究所構造研究室
三径間吊橋の地震応答（案）
昭和40年8月

〔2〕 建設省土木研究所
地震荷重に関する調査
吊橋の地震荷重（その一）
（地震応答スペクトル）
昭和39年9月

〔3〕 建設省土木研究所
同上調査：吊橋の地震荷重（その二）
昭和40年10月

〔4〕 W. J. Duncan, Physical Similarity and Dimensional Analysis , 1952

〔5〕 本間　仁，春日屋伸昌
次元解析・最小自乗法と実験式
昭和35年12月

〔6〕 松平　精
基礎振動学
昭和25年

〔7〕 S, Timoshenko, Vibration Problems in Engineering , 1955

〔8〕 L, S, Jacobsen and R, S, Ayre , Engineering Vibrations , 1959

第 6 編　材 料 構 造 調 査

1. 概　説

1.1　調査の目的

材料構造調査は主として吊橋上部構造を対象にして当面の目標を予備調査に必要な設計指針の作成，常時，異常時の綜合的設計法を明らかにすること，とくに電子計算機の利用による設計々算の確実，迅速化をはかること，また，使用材料の適用性とその仕様を明らかにすること，平行線ケーブル架設法の把握などにおいた。さらにこれと併行して実施までに長期の調査研究を必要とする使用材料の国産化，品質の高度化とその適用性，新材料ならびに新工法の検討，鋼材の防食法，および基本構造，部分構造，部材接合法などの合理化あるいは新形式構造，新工法の調査研究ならびにその設計法の確立，また平行線ケーブル架設の設備，工法の改善，能率化など安全性の確保，工費節減，工期短縮，維持管理費の節減に大きい影響のある問題の究明を調査の目的とした。

1.2　調査項目と調査経過

上記の趣旨にもとづいてとりあげた調査項目とその経過はつぎのとおりである。

(1)　ケーブル調査

長大径間に用いられる平行線ケーブルは，我が国では未経験なものであり，この国産化と設計に必要な諸数値を明らかにすることなどがその調査対象である。

昭和38～39年度にわたり，min $\sigma_B \geqq 158$，160，165および170 Kg／mm² の鋼線の試作試験を行ない，平行線ケーブル用鋼線が十分国産できることを確かめた。また試作試験と併せて鋼線の継手の試作を行ない，工場継手としてほぼ満足すべきものが国産できる見通しを得た。これらの試験の結果，ケーブルの設計に用いる諸数値としてつぎの値を得た。

線　径	5 mm
min σ_B	160 Kg／mm² 以上
弾性係数	2.0×10^6 Kg／cm²
許容応力度（純断面）	5,600 Kg／cm²

昭和40年度には，ケーブル架線実験に使用する鋼線の製作に際して量産の場合の品質のバラツキを調査した。さらに実験において鋼線の直線性が施工性に及ぼす影響の調査とストランドの引張試験を行ない，国産鋼線が十分満足すべきものであることを確認した。たゞ現場継手はその施工性と強度に研究すべき点が残つていることが明らかになつた。

(2) 鋼材調査

使用が予想される高強度鋼について，設計の際に合理的な適用が可能なようにあらかじめ設計に必要な各種の性質とその使用方法・設計・施工指針などを調査するものである。

とくに高強度鋼を対象とし国内では橋梁への使用実績のないHT70／80について疲労特性を中心に行なつた。このため，動的力量±30トンの万能疲労試験機を設置した。現在までの調査によりHT70／80の高サイクル，低サイクル疲労特性，加工，溶接などの施工性ならびに設計製作指針について一応の成果を得ることができた。

(3) 防食調査

連絡橋は高度の腐食性を有する海洋上に架設されるので，構造物の保安，維持管理費の節減をはかるため最適防食方法を調査するのが目的である。

昭和38年度から神戸市垂水の気象観測塔に曝露台を設けて各種鋼材，塗料の曝露試験を行なつている。またこの曝露環境の調査とともに新形式防食材，防食法の検討に必要な標準試験法を調査している。

(4) 薄層舗装調査

長大橋において死荷重の軽減が構造材料の節減に及ぼす影響は中小橋に比べてはるかに大である。舗装は床版とともに死荷重の少なからざる部分を占めるのでこの軽減を目的として調査するものである。

昭和38年度から厚さ1cmの薄層舗装の実験を行ないさらに昭和39年度には平均厚15cmのゴム化アスファルト系を実橋に応用した。その後の成績が良好であることから，厚さ1～2cmの薄層舗装が連絡橋の舗装として十分な実用性があることを確かめた。

(5) 基本構造調査

設計の基本となる設計指針の作成，耐風，耐震設計も含めた各種の荷重状態における二ヒンジ補剛トラス吊橋の設計法の体系化とそれらの電子計算機による計算の迅速かつ正確化および，より合理的な構造形式の調査を目的としている。昭和38年度以来，上部構造の設計指針に必要な設計荷重，とくに設計活荷重，荷重の組み合わせ，主な材料の許容応力度，荷重の組み合わせと許容応力度の割増しなどについて実際の計算に対応させながら検討を加え，上部構造の設計指針を作成した。

計算法については38年度には吊構造部の常時荷重に対する応力計算法，39年度には主塔の常時荷重に対する応力計算法および吊橋の風荷重，地震荷重など異常時荷重に対する応力計算法のプログラム作成を行ない概略設計に至る一連の設計調査に役立てた。40年度には多径間吊橋のプログラム作成を行ない同形式の今後の検討の基礎準備をとゝのえた。

構造形式については37年度に，二ヒンジ補剛トラス吊橋の試算設計を実施して問題点の把握を行ない40年度には連続トラス吊橋，タワーステイ，ケーブルステイ吊橋の比較試算を行なつてその得失を検討して二ヒンジ補剛トラス吊橋の実用性を明らかにした。

(6) 部分構造調査

主として死荷重軽減に大きい影響のある床版部の軽量化に重点をおいて調査を行なつた。対象として鋼床版，プレキヤスト鉄筋軽量コンクリート床版，軽量コンクリート充填I型鋼

格子床版（I－Beam L.K）をとりあげ，38年度にはプレキヤスト床版の試作，39年度にはこれを実橋に応用し厚さ15㎜の薄層舗装と併せて，施工性および経済性の調査を行なつた。この結果床版取付部の工夫，型枠の改良など一部の改善に留意すれば安全性，経済性からみても十分実用に供しうることを確かめた。40年度にはI型鋼格子床版の調査を41年度にはその試作と実験を行なつている。

(7) 部材接合調査

現場接合を対象として，連絡橋に最適な方法の調査研究を行なうものである。まづF13級高力ボルト摩擦接合を主としてとりあげ高強度鋼を用いる部材の接合には材料の節約，工期の短縮，施工の安全性などの点でリベット接合より有利なことを確かめたが，その後に接合後の経年挙動調査から現在のF13Tボルトには〝おくれ破壊〟が生ずることを確かめ，この問題の解明，ボルトの改良案などの調査を行なつている。また高力ボルトを用いた支圧接合，引張接合についても調査を行なつている。

(8) 平行線ケーブル架設法調査

我が国では未経験の架設法であり，施工計画立案にはこれを明らかにしておく必要があるため調査対象にとりあげたものである。さらに経済性向上，工期短縮をはかるため設備の改善，工法の合理化について調査研究するものである。まづ38年度には従来のワイヤロープによるケーブルを用いた実橋をモデルとして架設計画を検討し，39年度にはそれらの資料とアメリカのベラザノナロス橋などのケーブル架設に関する資料をもとに$\frac{1}{200}$の室内模型を製作し，架設工法の実験を行なつた。ついで40年度には千葉支所構内で中央径間150m，側径間20mの大型模型実験を実施した。これは実橋と同じくφ5㎜のメツキ鋼線292本で構成されたストランドを対象として空中架設法により架設し，架設法，機械設備，素線および継手に要求すべき諸性質などの調査を行なつたもので，この結果平行線ケーブルを空中架設法で実施し得る目途を得て概略設計の施工計画，工費積算の資料とすることができた。

1.3 今後の問題点

(1) ケーブル調査

鋼線の二次応力の解明，材料の強さに対するその使用可能限度の研究などはケーブルの経済設計，設計細目の合理化に直接影響する問題である。ケーブル用鋼線の国産化は，外国品と同等以上のものを入手しうる見通しが得られたが，その仕様についてはさらに具体的な規定方法とその検査方法が必要であろう。また継手については十分信頼できるものを得るには，まだ研究の要がある。

(2) 鋼材調査

高強度鋼の使用が構造設計上最も問題となるのはその疲労特性と変形特性である。これらについては試験片による調査はほゞ完了したが，部材あるいは構造物の一部に使用された場合については未だ資料が少なく，とくに構造物の弾塑性領域におけるくり返し耐荷力の研究は耐震設計法との関連において重要な課題であり今後とも調査を行なう予定である。耐候性

鋼板についてはその有意性，適格性の判定に長期の試験を必要とするため，つぎの防食調査と同様に短時日で評価しうる標準試験法の開発が望ましく，この研究を専門機関に依頼する要がある。さらに連絡橋用として最適の鋼材を得るためには，上記の各条件は当然のことながら他についてもさらに詳細に，連絡橋用鋼材の具備すべき条件を経済性，安定性の両面から明らかにする必要があり，調査はこれを目標として進めている。またこれらの条件に対する試験法の開発は上記調査研究ときりはなせないものであり重要な課題である。これについても専門機関の協力のもとにすゝめている。

(3) 防食調査

この調査の最も確実な方法は実際の橋梁における塗りわけ試験である。しかしこれは連絡橋と同一条件を得難くまた長期間と数多くの供試橋梁を必要とすることから，現在のように新材料が日進月歩で多品種生産される時代には効率の悪い方法といえよう。このために促進試験的な短時日で試験しうる標準試験法の開発が必要であり，今後とくにこの方面に重点をおく方針である。曝露試験はその重要な裏付け資料として継続する。

防食法そのものについては油性系塗料，合成樹脂系塗料の他に，ジンクリッチペイント，亜鉛メッキ，同メタリコンおよび新しい特殊塗料についても調査する予定である。

(4) 薄層舗装調査

既に実橋に適用した材種の他にも十分実用になり得ると考えられる種類のものがあるが，これらについても実橋試験において確認するのが最も適当であるので，軽量床版の施工される実橋において試験舗装を計画している。

(5) 基本構造調査

二ヒンジ補剛トラス吊橋の設計法については耐震設計法にまだ合理化の余地が多々あるとしても，ほゞ実施設計に適用できるまでに整備することができた。多径間吊橋については，三径間吊橋に比し変形が大きく，この影響が安全性にどの程度の影響を有するかの検討が必要である。

主塔の下の部分に生ずる地震時応力は大きく，このためHT50／60，HT70／80級の高強度鋼を用いて設計可能にしているが，作用地震力が未だ十分解明されていない現在では塑性域の変形能の小さい高強度鋼を用いる場合の弾塑性域における挙動ならびに耐荷力についての詳細な検討が必要である。

上記の事項は何れも静的設計についてゞあるが，耐風，耐震については動的解析との関連づけが必要なことは云うまでもない。

荷重の組合わせと安全度は設計の合理化，経済性の追求上重要でありさらに綿密な分析を行ない，より合理的な許容応力度とその割増しの決め方を研究すべきである。

一方現在までの対象は主として完成後の構造に対する設計法であつて架設時の問題はほとんど考慮されておらず実施を目標とする今後の調査では架設時の各段階における応力とくに，暴風時，地震時の対策，施工許容誤差など重要な問題があるが，異常時対策のための設計をのぞけば著るしく難かしい問題はないであろう。

以上は何れも従来形式の吊橋であるが，より合理性，経済性を求めるために新形式の構造を対象とするときはさらに多くの問題の発生が当然考えられる。しかし建設費の節減のためにはこのような調査研究は避け得ざるものであろう。

(6) 部分構造調査

軽量床版はI型鋼格子床版を別として，国内の実橋への適用例もあり疲労の問題をのぞいてはほゞ所期の目的を達している。I型鋼格子床版も米国での永い歴史があり現場組立部，床組への取付部の溶接部の疲労を検討すれば他に懸念する問題はないものと考えられる。したがつて残つた大きい問題としては走行車輪による取付部，現場溶接部など応力集中の大きい箇所の疲労強度の検討であり，このため新設したくり返し載荷試験装置を使用して今後この問題を解明してゆく計画である。この他の調査としては伸縮継手部，基礎と主塔の取付部，床組および対傾構などの組み方の合理的設計などが問題となろう。

(7) 部材接合調査

高力ボルト接合では摩擦接合の調査はおくれ破壊と疲労の問題を残すのみである。前者については，まだ相当の期間と専門機関の協力を必要とする。後者については新設のくり返し試験装置による試験を計画している。支圧接合，引張接合については今後とりあげてゆく予定である。ところで鋼重節減のためには現場も溶接接合がのぞましいので，従来これを避けていた要因について調査しその解決をはかる必要がある。とくに鋼床版については今後の方向として有力であり部分構造調査とともに検討すべきものと考えている。

(8) 平行線ケーブル架設法調査

連絡橋の架設可能日数は陸上とはことなり相当制限されることが現在までの気象調査の結果予想されている。したがつてまづ準備工（キャットウオーク）を含めて架設日数短縮と耐風の方法を研究するのが第一の問題である。このため設備，工法などの改善を調査研究してゆく。

つぎに1ストランドの空中架線法についてはほゞ明らかになつたが，風の吹いている不安定な空中足場での素線およびストランドのサグ調整は構造物の安全にもつながる大きい問題であり，この工程の自動調整技術を開発することはサグ調整の現在の許容差2dもしくは3dをはるかに小さくできるので現場継手の減少または不要にもつながつておりその益は大きい。一方工程短縮の新工法としてショップファブリケーテッドストランド（工場あるいは現場プラント製作ストランド）が考えられているがこれには定着部構造，架設誤差の調整，直線性の確保など問題は多いが併わせて調査研究の要がある。何れにしても架設法は事業主体における施工計画の検討，専門業者による機械設備の改良，技術の習熟，実橋への適用による経験と改善の集積など組織的な活動が効果が大きいのでこのような方向で調査を進めてゆく予定である。

2. ケーブル調査

2.1 調査の目的

連絡橋の長大径間には吊橋形式が用いられることは明らかである。しかし長大吊橋に不可欠の平行線ケーブルは我が国では未経験であるので、これに関する諸資料を把握する必要がある。そこで材料調査としてはケーブル用鋼線として重要な高強度鋼線およびその継手の国産化と平行線ケーブルの設計に必要な諸数値を明らかにすることを目的とした。

2.2 調査の方針

長大吊橋用ケーブルとしては平行線ケーブルが最も適している。長大吊橋用平行線ケーブルの製作およびこれを用いた吊橋の設計はわが国にとつては全く未知の分野であつた。

このためまず既に架設された外国の長大吊橋に用いられている平行線ケーブルの製作仕様および設計に用いる諸数値について調査した。次に外国の実例におけると同程度の品質の平行線ケーブル用鋼線が国産できるかどうかを調査するため、鋼線試作を行つた。この結果、従来の外国並みの品質の鋼線の国産化の見通しが立つたので、鋼線については、さらにわが国の実情に合つた仕様をつくるために試作を行い、品質についての詳細な調査を行うとともに、所要の強度が得られるような鋼線の継手についても調査を行つた。

一方設計、施工上での問題点と考えられる、単線ではなく平行線ケーブルとした場合の強度、アンカーシーブにおけるような曲げと引張をうける場合のケーブルの強度、およびケーブルとケーブルバンドとの間の摩擦抵抗についても調査した。

また、上記ケーブルとは、使用目的の異なる、ラッピングワイヤーについても、その品質および防食性を調査した。

試験調査の実施工程は表2.2.1に示すとおりである。

表 2.2.1 試験調査の実施工程

調査項目		38年 4 6 8 10 12	39 2 4 6 8 10 12	40 2 4 6 8 10 12	41 2 4 6	備考
平行線ケーブル用鋼線および鋼線継手の調査	第1回試作および試験	←	→			
	第2回試作および試験（継手を含む）		←	→		
	架設試験用鋼線製作および試験			←	→	
	平行線ケーブル引張試験				←	
アンカーシーブにおける鋼線応力の調査	曲げ引張試験			←	→	
ケーブルバンドのすべり抵抗の調査	バンドの製作およびすべり抵抗試験			←	→	
ラッピングワイヤーの調査	試作および試験		←	→		
	曝露および試験		←		→	

2.3 平行線ケーブル用鋼線および鋼線継手の調査

2.3.1 調査の方法

昭和36年、37年度に、まず外国における長大吊橋用ケーブルについてその仕様書、文献の収集調査を行つた。

昭和38年度には、国内鋼線メーカー5社*)に対し、外国の長大吊橋平行線ケーブル用鋼線と同程度の品質の鋼線の製作を目標に仕様値[1),2)]（$\min\sigma_B = 156\,kg/mm^2$級）を提示し鋼線の試作を行なわせた。また、上記5社の生産設備および生産能力についても調査した。

昭和39年度には引張強さをそれぞれ$\min\sigma_B = 160\,kg/mm^2$, $\min\sigma_B = 165\,kg/mm^2$ および$\min\sigma_B = 170\,kg/mm^2$とした3種の鋼線の試作を行なわせ、鋼線の化学成分、機械的性質について更にくわしく調査し、わが国における吊橋ケーブル用鋼線の製作仕様を作成し設計に用いる諸数値を決定した。一方また各社の推しようする継手を提出させ、継手部の効率も調査した。

昭和40年度には前年度の試作試験の結果作成した仕様にしたがつて平行線ケーブル架設試験用の鋼線の製作を行い、この際大量生産による品質のバラツキについて調査した。また現場継手の強度を知るため，平行線ケーブル架設試験において現場で施工した継手について、後日強度試験を行なうとともに平行線ケーブルとした場合の強度を知るため260本の鋼線からなるケーブルについて引張試験も実施した。

2.3.2 調査の成果

(1) 鋼　　線

昭和38年度の鋼線試作の結果各社の鋼線はいずれも目標仕様値を満足しており、外国におけると同程度の品質の鋼線の国産化は十分可能であるという結論を得た。

鋼線の引張強さは仕様値$\min\sigma_B = 156\,kg/mm^2$に対し、159～173$kg/mm^2$で、降伏点強度（AISI**)の規定にしたがつて0.7%全伸びに対する応力度）は仕様値115kg/mm^2に対し118～141kg/mm^2で、仕様値を十分に上まわつていた。その他の鋼線の品質の詳細については報告[3)]に述べられている。

昭和39年度には前年度の結果にもとずいて前年度より引張強度の高い3種類の強度の鋼線について試作試験を行なつたがいずれも仕様値を満足させることが可能であつた。この結果[4)]よりわが国の実状を勘案のうえ、吊橋用ケーブルの鋼線の製作仕様として表2.3.1を得た。

本州四国連絡道路調査事務所が実施した概略設計最終案（昭和41年6月現在）に対する工費積算においてケーブル関係の工費はこの製作仕様に基ずいて算出されている。

昭和39年度に試作した鋼線について疲労試験（下限応力を50kg/mm^2とした部分片振引張）を行なつた結果、疲労限度は$\min\sigma_B = 160\,kg/mm^2$の鋼線の場合で76～87$kg/mm^2$でこの値は鋼線の予想される実用最大応力（最大設計応力）をはるかに上回つているので疲労に対し十分安全と判断された。

以上の結果より設計に使用するケーブル関係諸数値としてケーブルの弾性係数2,000,000kg/cm^2ケーブルの許容引張応力56kg/mm^2を提案した。これらの諸数値は本州四国連絡道路調査事務所の実施した、試算設計，予備設計，概略設計において用いられており、また本州四国連絡橋上部

---

*）川崎製鉄㈱，㈱神戸製鋼所，住友電気工業㈱，富士製鉄㈱，八幡製鉄㈱

表 2.3.1　吊橋ケーブル用鋼線の製作仕様

項目		メッキ線	備考
1. 線径 mm		5.00±0.060	偏径差 0.060以下
2. 機械的性質	2.1 引張荷重 kg	3,140 以上	
	2.2 引張強さ(σ_B) kg/mm²	平均値　165 以上 最低　160	
	2.3 0.7%耐力(0.7 σ) kg/mm²	118 以上	GL=250mm AISI による
	2.4 伸び %	4 以上	GL=250mm
	2.5 延性	線径 15mm の線に8回巻きつけ、折損してはならない	
3. メッキ	3.1 付着性	メッキはなめらか、かつ均一で裸点や黒点が存在してはならない。 メッキ線は線径 5.0 mmの線に8回巻きつけて肉眼でみえるワレ目が生じてはならない。	
	3.2 均一性(硫酸銅試験) (1分間浸漬回数)	4 以上	JIS H 0401(1963)
	3.3 付着量 g/m²	300 以上*	
4. 施工性	4.1 直線性	メッキ線を 30 m スパンに張力135 kg を受ける状態で張りわたしたとき曲りぐせがあつてはならない。 曲りぐせ部に機械的修正を加えてはならない。	

*　メッキ後の線径の増加は平均値で 0.1 mmを超えてはならない。

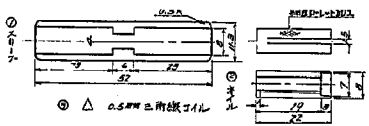
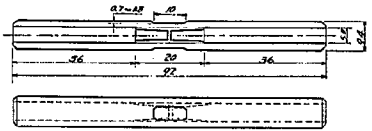
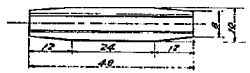
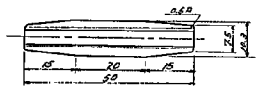
構造設計指針(土木学会) 3.2.2 条の原案となつた。

(2) 継手

昭和 39 年度に上記鋼線を試作させた5社にそれぞれ推しようすべき継手を考案試作させた。この場合の継手の製作仕様は、(1) 継手の外径が 10.4mm を超えないこと。(2)溶融亜鉛メッキを施すこと、および(3)継手部の効率は鋼線の引張強さの 95 % 以上(この値は外国で用いられている継手の仕様を参考にしてきめたものでわが国の継手の仕様値としてもまず妥当な値と考

**) American Iron and Steel Institute

表 2.3.2　試作継手の形式および継線の方法

形式	分類	寸法	材質	表面処理	継線の方法	引張強さに対する効率		備考
						鋼線試験値	鋼線規格値	
A			SNCM 6 8740	Zn クロメート	1. スリーブの内側に切削ネジを右左ネジり切る。 2. 鋼線の両端に右左転造ネジを切る。 3. スリーブの両端よりターンバックル式に締めつける。 4. 螺合後圧縮加工し継手効率を上げる。	99%	107%	
B			① SCM 4 KBC 60 ② SAE 43.40 SCM 21 ③ 炭素鋼		1. スリーブは内径8㎜程度の穴があり筒になっている。 2. 鋼線の端末の表面に鋸刃状の凪をもつた硬いネイル又は三角線コイルを被せる。 3. それをスリーブに挿入して約100tの力を加えて圧縮成型する。 4. 鋸刃状のネイル又は三角線コイルが鋼線に喰い込み継手の効果を出す。	σ_B 160 100% σ_B 165 100% σ_B 170 100%	104% 104% 104%	B－1型：ネイルを用いたもの B－2型：三角線コイルを用いたもの
C			S45C～D	Zn メッキ	1. 鋼線の側のネジは先端10㎜の完全山の後に不完全山を10㎜切削ネジを切つたものをスリーブに挿入する。 2. 圧縮は1回押し（120t）で仕上げる。 3. 不完全ネジ山で圧縮成型のボンド向上をねらつた。	97%	100%	
D			SCM 3	Zn メッキ	1. スリーブの内側に左右切削ネジを切る。 2. 鋼線の両端部に左右転造ネジを切る。 3. 鋼線をターンバックル式に締めつける。 4. 鋼線の両端部に45°の切口をつけ，弛み止めとする。	98%	100%	
E			SNCM 6 又は8740	Zn 電気メッキ ＋ユニクローム	1. 鋼線の張端端を45°の切口をつけ切口が一致する状態で，両鋼線に印をつける。 2. スリーブの内側に左右ネジが切つてあるため転造ネジの鋼線を挿入してスリーブを回すとターンバックル式に締めつけることが出来る。 3. ネジ長さが継手のネジ長さより各1山短いため最後の締めつけで鋼線の方にスリーブが喰い込んで行く。 4. 最後の締めつけで継手効率は向上する。	99%	102%	

えられる）であることの3項からなる。

各社から提出された継手は表2.3.2に示すとおりである。

工場で施工された継手の効率は94～100％でほとんどのものが仕様値を満足していた。一方たとえば、表2.3.2のA，B型式の継手（鋼線強度の仕様値は160㎏/㎟）の疲労試験（下限応力を50㎏/㎟とした部分片振引張）の結果、疲労限度はそれぞれ86，68㎏/㎟でこれらの値は予想される実用最大応力を上回っており継手は疲労に対しても安全だという結果を得た。

昭和40年度に行なった、平行線ケーブル架設試験では、表2.3.2のB継手を用いたが、架設試験終了後に鋼線の継手部分をとり出して引張試験を行なったところ工場で施工した継手には問題はなかったが現場で施工した継手には総数21本のうち継手効率55％（B－1型）および68％（B－1型）が各1本あらわれた、以上の点より工場継手については国産のものでも十分95％以上の継手効率を期待することができるが現場施工継手についてはなお研究の余地のあることが明らかとなった。

(3) 平行線ケーブル

平行線ケーブルの機械的性質は、鋼線（素線）と差がないと云われているが、この事実を確認するため線径5㎜，260本からなる平行線ケーブルについて引張試験を行なった。その結果は表2.3.3に示すとおりである。

この結果からケーブルの場合の引張強度は鋼線の場合の約98％で両者はほぼ等しいと云える。またケーブルの弾性係数は鋼線と比較してわずかに小さ目の値を得た。

表2.3.3　ケーブルの破断力

項　目	鋼　線	ケーブル（鋼線の本数260本）		
		No. 1	No. 2	No. 3
破断力（t）	855.4*	833	839	835
弾性係数（kg/cm²）	2,020,000	1,960,000	1,980,000	1,940,000

＊　鋼線の引張強さの平均値から推定したもの

$3.29^{t} \times 260^{本} = 855.4(t)$

(4) 大量生産による品質のバラツキ

昭和40年度に架設試験用鋼線18.2 t（延長118㎞）を製作した。これらの鋼線は同一チャージのもので52コイルにわけて製作された、各コイル両端よりの試験片を採取して機械的性質を調査した。

引張強さは平均値167㎏/㎟，標準偏差1.64㎏/㎟，変動係数0.98％であった。この場合試験片は同一チャージであるが、大量生産の場合にはチャージ間のバラツキも入ってくる。チャージ間のバラツキはある社における実績からの推定によると標準偏差2.0㎏/㎟程度である。したがって多チャージ、多コイルからなる鋼線の引張強さの標準偏差は$\sqrt{2.0^2+1.64^2} \fallingdotseq 2.5$㎏/㎟となる。したって大量生産した場合の引張強度は3σの範囲内にバラツクとして平均値の±7.5㎏/㎟の範囲内にバラツクであろうと推定される。これに対し前述の表2.3.1における引張強さの仕様値の平均値と、最低との差は5㎏/㎟であるので表2.3.1の引張強さの仕様値をギリギリの線で満足させるためには、この架設試験の製作の場合よりも品質の管理を良くしなければならないこ

とになる。いずれにしろ、1例についてではあるが品質のバラツキについての資料を得ることができた。

2.4 アンカーシーブにおける鋼線応力の調査

2.4.1 調査の方法

ケーブルはアンカーシーブ円周上において、曲げと引張力の合成された応力状態となる。鋼線の曲げ応力は

$$\sigma = \frac{r}{R} E$$

r：鋼線の半径

R：鋼線の曲げ半径

で表わされ、鋼線の曲げ応力は鋼線の半径と、曲げ半径に関係する。このため線径5㎜の鋼線でシーブ径を300㎜～800㎜の範囲で4種類として、図2.4.1に示す方法で曲げ引張試験を行なつた。

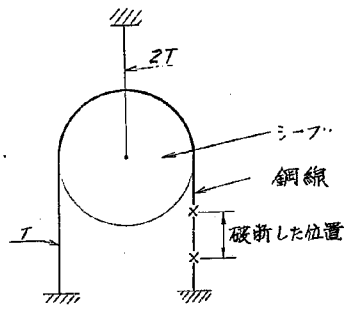


図 2.4.1

2.4.2 調査の結果

曲げ引張試験の結果 $\frac{\text{曲げ引張強さ}}{\text{引張強さ}}$（%）は99～100%で、鋼線の破断位置はシーブの円周上をはずれた位置であつた。このことからシーブにおける鋼線の曲げによる影響は余りないと云える。

2.5 ケーブルバンドのすべり抵抗の調査

2.5.1 調査の方法

まずこの調査の予備調査として図2.5.1のような方法で鋼線と鋳鋼板（材質JIS G4101 SC46）の摩擦係数の測定を行なつた。この場合鋳鋼板は表面仕上げの状態の異る4種類とした。次に鋼線約2,000本からなるケーブルと、内径250㎜，長さ300㎜，内表面仕上げ精度▽▽（18－S）のバンド（材質JIS G4101 SC46）を用いて図2.5.2のごとく荷重を加えバンドがすべり抜ける限界の抵抗力を測定した。

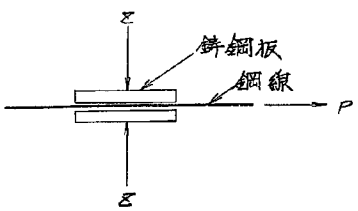


図 2.5.1

2.5.2 調査の結果

鋼線と鋳鋼板の摩擦係数は表2.5.1に示すとおりであるが、この試験結果だけから表面仕上げ精度と摩擦係数との関係について断定的なことは云えない。

ケーブルバンドのすべり抵抗の試験結果は表2.5.2に示すとおりで、摩擦係数は表2.5.1の値より大きくなつている。

2.6 ラッピングワイヤーの調査

2.6.1 調査の方法

ラッピングワイヤーについてはその機能からして防食性能が問題となる。したがつて防食性の調査に重点をおいた，昭和39年度に亜鉛とアルミニウムの両方のメッキ鋼線の製造設備を有する1社をえらび若戸大橋を参考にして定めた仕様値を提示し、亜鉛メッキ、およびアルミニウムメッキを施したラッピングワイヤーの試作を行なわせた。

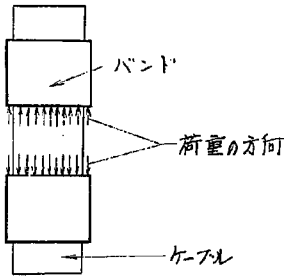


図 2.5.2

この2種類のメッキ鋼線について機械的性質を調査[5]するとともに塩水噴霧試験および曝露試験を行なつて2種類のメッキの防食性を比較した。曝露試験は神戸市垂水建設省気象観測塔および千葉市穴川建設省土木研究所千葉支所において実施している。

表 2.5.1 表面仕上げの状態と摩擦係数

項目＼摩擦板の種類	18−S ▽▽	100−S ▽	1cm当り 12山	1cm当り 7 山
平均値	0.296	0.256	0.277	0.266
標準偏差	0.025	0.010	0.014	0.036
変動係数	8.446%	3.906%	5.054%	13.534%

2.6.2 調査の結果

塩水噴霧試験および曝露試験（曝露期間1年）の結果からは両種のメッキ線ともいずれもメッキの防食機能は十分に期待でき、今のところ両者の間には差が認められない。したがつて現在までの試験結果からは、ラッピングワイヤーとしては亜鉛メッキでもアルミニウムメッキでも、いずれでもよいと云える。

表 2.5.2 ボルト締付力とすべり抵抗力

（単位 t）

ボルト1本締付力		10	15	20	25
全締付力(Z)		40	60	80	100
すべり抵抗力(P)	1 回	16 (0.40)	20 (0.33)	39 (0.49)	45 (0.45)
	2 〃	17 (0.43)	23 (0.38)	44 (0.55)	50 (0.50)
	3 〃	17 (0.43)	25 (0.42)	48 (0.60)	52 (0.52)
	平均	16.7(0.42)	22.7(0.38)	43.7(0.55)	49 (0.49)

注1. ( ) $\frac{P}{Z}$

2.7　今後の問題点

以上に述べたような調査の結果より長大吊橋用として要求される品質のケーブルの国産化は十分に可能であると云うことができる。したがつてケーブル用鋼線の製造およびケーブルの設計諸数値については問題はほぼ解決されたと云える。

しかしながら、現場での施工に関連して生ずる種々な問題点については未だ未解決のまゝ残されているものが多い。したがつて施工指針を作成することが必要であり、このために解決すべき、今後の問題点としては次のようなものを列挙することができる。

1. 信頼のおける鋼線現場継手
2. ケーブルの2次応力
3. ケーブルバンドのボルト締めつけ
4. ケーブルの整形締めつけ
5. ラッピングワイヤーに与える引張力

なお、鋼線，継手，メッキなどについては各社ともかなり意欲的に開発研究をすゝめているので、今後、新しい種類の製品がどんどん現われてくると思われる。このためこれら製品の使用者としての立場から、新しい製品が吊橋用ケーブルとして適当なものであるか否かを判断するための検査方法を早急に確立する必要がある。

参　考　文　献

1) 建設省土木研究所：「仕様書（長大吊橋平行線ケーブル用鋼線試作)」本州四国連絡架橋調査　材料構造調査　調査資料№13　昭和39年1月

2) 建設省土木研究所：「昭和38年度（長大吊橋平行線ケーブル用鋼線試作）」のメーカー提出報告書様式　本州四国連絡架橋調査　材料構造調査　調査資料№14　昭和39年2月

3) 建設省土木研究所：「長大吊橋平行線ケーブル用鋼線試作試験報告書(1)」本州四国連絡架橋調査　材料構造調査　調査資料№35　昭和40年3月

4) 建設省土木研究所：「長大吊橋平行線ケーブル用鋼線試作試験報告書(2)」土木研究所資料第60号　本州四国連絡架橋調査　材料構造調査　調査資料№36　昭和40年3月

5) 建設省土木研究所：「長大吊橋平行線ケーブル用ラッピングワイヤー試作試験報告書(1)」本州四国連絡架橋調査　材料構造調査　調査資料№37　昭和40年3月

3.　鋼材調査

3.1　調査の目的

連絡橋に用いられることが予想される高強度鋼について、設計の際に合理的な使用が出来るようにあらかじめ、必要な各種の性質とその使用方法を調査するとゝもに、連絡橋用鋼材としての製作仕様および設計・施工指針を作成する。

3.2 調査の方針および調査の経過

3.2.1 調査の方針

調査発足当時に橋梁用として常用されていた鋼種はSS41, SM41, SM50であり、一部60キロ鋼が利用されていたにすぎない。しかし本橋のきびしい設計条件を考えるとき果してこれらの鋼種のみで経済的な設計が可能であるかどうか問題であつた。しかし設計調査の途中においてさらに高強度の鋼種使用の必要が生じてから調査開始を行なつていては、調査工程の実施に支障をきたすので、設計調査と平行してその使用が必要になるかもしれない高強度鋼についてあらかじめ調査しておくことになつた。対象としては37年度試算設計の結果から、まずHT70/80をとりあげることにした。調査はつぎの項目を主として実施した。

(1) 各種性質の把握

(a) 機械的性質 とくに疲労特性

(b) 溶接性 (c) 施工性

(2) 鋼板の製作仕様および設計・施工指針

3.2.2 調査の経過

調査は昭和38年度～昭和39年度に国内で80キロ鋼を生産している八幡製鉄，富士製鉄，日本鋼管，日本製鋼所，川崎製鉄の5社の製品を対象に、主として疲労特性について統一した計画のもとに試験を行なつた。

この計画については土木学会本州四国連絡橋技術調査委員会、材料調査幹事会において検討をうけている。

なお、疲労試験のために39年度には±30tの疲労試験機を設置した。（表3.2.1）

表3.2.1 万能疲労試験機の仕様

力量	静的／動的	±100／±60（両振±30t）
試験の種類	静的	引張 圧縮 曲げ
	動的	片振試験（引張・圧縮・曲げ）
		部分片振試験（〃）
		両振試験（〃）
		部分両振試験（〃）
試験片最大寸法	引張	120×40×1,500mm
	圧縮	300×300×1,200mm
	曲げ	200×250×1,200mm
くり返し数	280～1,000回／分	
製作	東京衡機製造所	

上記の調査の結果HT70／80の疲労特性についてほゞ把握することができ、その溶接の細部設計と使用方法に留意すれば、使用しうることを明らかにした。この結果昭和39年度には道路公団花輪橋（下路橋I形断面主ゲタ）に国内ではじめて使用された。

この使用に際しては各種の試験計画の立案、製作方法の検討に直接関係し、各種性質とくに溶接性、および施工性の資料をうるとゝもに、連絡橋への適用の見通しを得た。さらに、これをたしかめるため同じく39年度に吊橋補剛トラスの実大供試体による施工性試験を実施し、連絡橋への適用が可能であることを明らかにした。また、これらの結果と、資料調査より設計指針を作成し、土木学会上部構造設計指針の原案として提出した。これらは事務所の行なつた設計調査の示方書に適用されている。また施工性調査の結果は、昭和40年度の設計調査の最終案に対して行なわれた工費積算の資料となつている。

さらに地震時および暴風時にうける高い応力のくり返しに対しての特性をあきらかにするために、高応力低サイクルの疲労試験を昭和40年度に実施した。

一方新鋼種の開発がすゝみHT36／50，HT50／60に相当する耐候性鋼板が製作されはじめたが、連絡橋の暴露条件を考えるときは無視しえない鋼種であるので供試材を昭和40年度に購入し、41年度より調査を開始している。

3.3　各種性質の調査

3.3.1　調査の目的

高強度鋼とくにHT70／80の機械的性質とくに疲労特性，溶接性および施工性について調査しその連絡橋への適用性を明らかにする。

3.3.2　調査の方法

(1)　機械的性質および溶接性

HT70／80を生産しうる国内5社（八幡，富士，川崎製鉄，日本鋼管，日本製鋼所）の製品について38年度～39年度にわたり板厚を19㎜に指定し表3.3.1、図3.3.1のような計画の下に高サイクル疲労試験を行なつた。

試験機は、当方にないので各社に委託して行なつたが、低サイクル疲労試験（5～25cpm）は、昭和38年度に行政部費で設置したアムスラー型200トン万能試験機を使用した。

疲労特性の他の性質ならびに溶接性については、38年度の疲労試験用試験片製作の際に同時に委託した他、土木研究所において各メーカーからの報告の相関関係を知るため、同一供試体によつて標準試験としてS－S曲線、比例限、弾性係数、伸び率などについて試験を行なつた。39年度には道路公団花輪橋への適用にあたつて、橋梁メーカーにおいて各種の機械的性質および溶接性について試験を行なつた。

(2)　施工性

花輪橋に適用することによつて、図3.3.2I形ゲタにおける施工性を調査することができた。また同じく39年度に吊橋補剛トラス弦材の実大供試体を製作して施工性を調査した（図3.3.3）。

表 3.3.1　小型試験片による８０キロ鋼疲労試験計画一覧表

番号	構造物の部分	試験項目	記号	試験片の種別	応力の種類	依頼先と発注年度
1	母材	母材	F—111	側面ヤカイ仕上げ	片振り	5社 38年
			F—112	側面ガス切断	片振り	5社 38年
			F—113	側面ノッチつきガス切断		
			F—114	側面ノッチ修正ガス切断		
2	突合せ溶接部	突合せ溶接継手	F—211	仕上げ突合せ溶接継手	片振り	5社 38年
			F—211A	仕上げ突合せ溶接継手	両振り	A社 39年
			F—211B	仕上げ突合せ溶接継手	部分片振り	A社 39年
			F—212	Toe 部ヤカイ仕上げ溶接継手		
			F—213	非仕上げ突合せ溶接継手		
			F—214			
			F—215 A	余盛削除突合せ溶接継手	両振り	B社 39年
			F—215 B	余盛削除突合せ溶接継手	部分片振り	B社 39年
3	スミ肉溶接部	縦ビード溶接	F—311	ビード端部仕上げ	片振り	A社 38年
			F—312	低強度溶接棒による整正ビード		
		縦リブ付溶接	F—321	縦リブ付突合せ溶接継手	片振り	D社 39年
4	ダイアフラム	リブ十字形スミ肉溶接継手	F—411	リブ十字形スミ肉溶接継手	片振り	C社 38年
			F—412	リブ十字形スミ肉溶接継手仕上	片振り	C社 39年
			F—413	端部アキリブ十字形スミ肉継手		
5	ハイテンボルトまたはリベット継手部	穴あき板	F—511A	穴あき板 A	片振り	B社 38年
			F—511B	穴あき板 B	片振り	B社 39年
			F—512	空リベット板		
			F—513B	空ハイテンボルト板 B	片振り	B社 39年
		ボルトまたはリベット継手	F—521	ハイテンボルト継手		
			F—522	リベット継手		
6	ガセット取付部	ガセットつき継手	F—611	ガセットつき継手	片振り	D社 39年

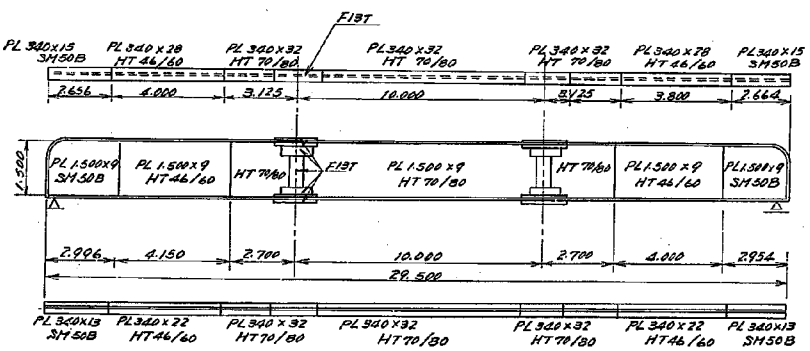


図　3.3.2

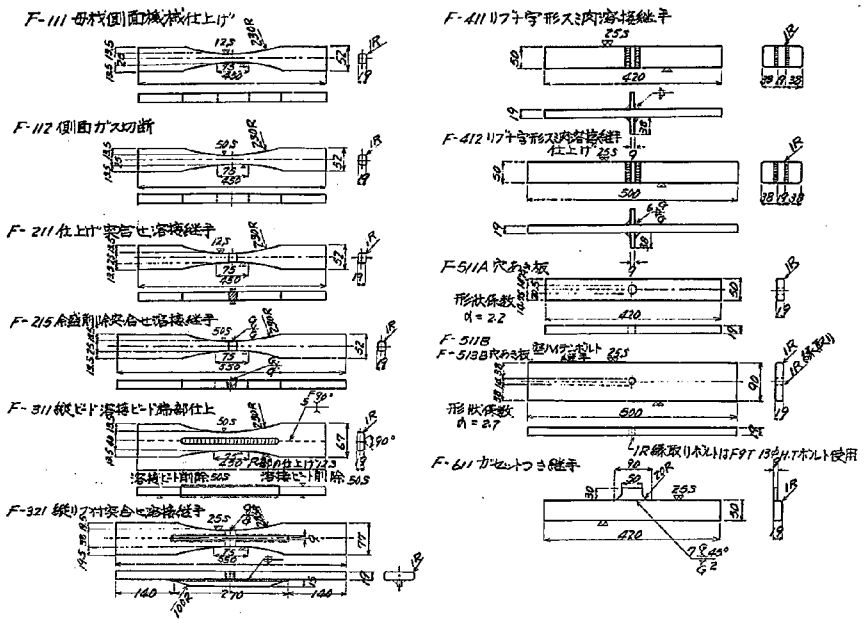


図 3.3.1　80キロ鋼疲労試験片一覧表

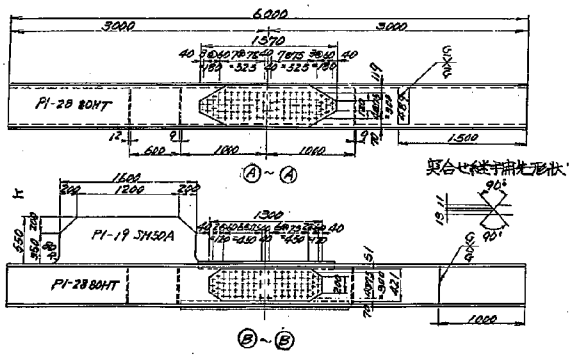


図　3.3.3

3.3.3　調査の結果

(1)　機械的性質および溶接性[1)]

疲労特性の試験結果は図3.3.4～7に示す。これらは試験機の都合上、高サイクル(300~600cpm)で行なつた試験結果であるから、構造物のうけるくり返し応力の実態を示すものとはいえないが、設計資料としては、その点を十分考慮すれば、利用しうるものといえよう。この結果をみるとこの鋼種は普通より、はるかに切欠感受性が高く、表面処理の方法とその程度、側面の仕上げのアラサに敏感に影響される。しかし、これらを良好に処理するなら、母材の疲れ強さは引張り強さの50%程度は期待しうるといえよう。

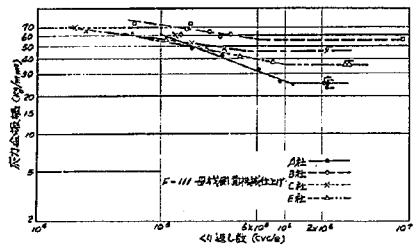


図 3. 3. 4

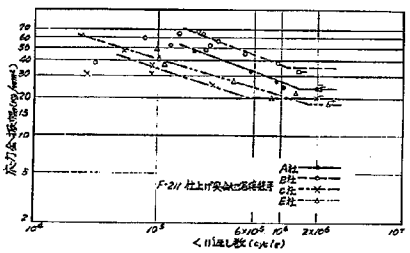


図 3 3. 5

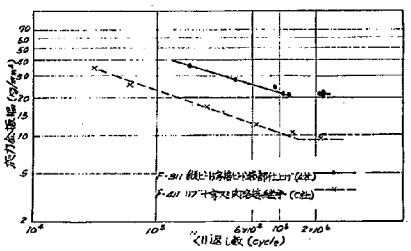


図 3. 3. 6

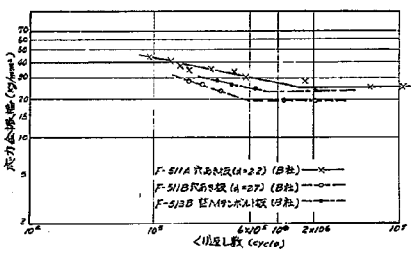


図 3. 3. 7

しかしながら切欠効果の大きいリブ十字隅肉溶接継手は１０%以下と非常に低く軟鋼のそれと同等程度である。したがつて溶接の細部設計には十分留意が必要なことが明らかになつた。低サイクル疲労試験結果は表3. 3. 2のとおりであつて高サイクルより高い傾向にある。

溶接性については、上記疲労試験結果ならびに曲げ試験結果よりみて、溶接にあたつて予熱（100℃~150℃）を行えば十分安全であることが明らかとなつた。

(2) 施工性[2),3)]

花輪橋の製作を通じて、このようなI形ゲタの施工性が明らかとなり、溶接については、適当な余熱（150℃）を行なえば十分安全であることがわかつた。加工性については、調質鋼の特性として平面度がわるいので、いわゆる板のくせ直しは事実上不能であることがわかつた。またボルト穴の加工はリーマー通しがリーマーの材質上むずかしいことが判明した。しかしドリルを適当に選べばさく孔は十分作業可能であることが明らかとなつた。以上のように使用条件を守れば十分その使用が可能であることがたしかめられた。

トラス弦材試験においてもほゞ同様な調査結果をえた。この両者の結果からSM50に比して工数増は、部材の形状にもよるが1.5~2.0 倍程度であることがわかり、設計調査に際しての経済比較、工費積算が可能となつた。

表 3.3.2　80キロ鋼低サイクル疲労試験結果

試験名 ＼ 会社名 ／ σ_B ×		A	B	C	D	E	備考
母材側面ヤカイ仕上げ F—111*	0.90	31,273	64,365	32,998 1)	34,630	45,108	1) σ_B =83.3 kg/mm²
	0.95	25,411	31,823	38,243 1)	22,556	38,353	
	0.97			37,051 1)			
母材側面ガス切断 F—112*	0.90	18,575	7,837	19,936	15,950	12,072	
	0.95	13,828	8,179	9,427	11,738	7,327	
仕上突合せ溶接継手 F—211*	0.90	30,009	21,121	7,774	28,832	9,242	
	0.95	15,155	15,941	5,483		3,257	
仕上突合せ溶接継手 F—211A	0.90	37,187					σ_B =86.2
	0.95	25,385					
余盛削除突合せ溶接継手 F—215*	0.90					18,428	
	0.95					848	
ビード端部仕上げ F—311	0.90	27,158					
	0.95	13,703					
縦リブ付突合せ溶接継手 F—321	0.90				33,970		σ_B =99.7
	0.95				22,224		
リブ十字形スミ肉溶接継手 F—411	0.85			[9,364 6,942			σ_B =77.4
	0.90			[8,238 4,843			
	0.95			6,591			
リブ十字形スミ肉溶接継手 仕上げ F—412	0.90			15,005			σ_B =77.4
	0.93			12,195			
	0.95			8,922			
	0.98			9,217			
穴あき板 A F—511A	0.90		6,752 (19,868)				σ_B =85.2 ( )はボルト締付
	0.95		4,254				
穴あき板 B F—511B	0.80		11,833				σ_B =85.2 ( )はボルト締付
	0.85		8,161				
	0.90		4,119 (8,368) (3,250)				
	0.95		3,822				
ガセットつき継手 F—611	0.90			21,421			σ_B =81.8
	0.95			16,600			
	0.97			12,592			

応力 ＼ 会社名	A	B	C	D	E
σ_B	85.3 kg/mm²	88.4	84.6	83.6	82.5
$0.95\sigma_B$	81.0	84.0	80.4	79.4	78.4
$0.90\sigma_B$	76.8	79.6	76.1	75.2	74.2

σ_B は土研で行なつた引張試験結果より求めたもの。

3.4　鋼板の製作仕様および設計・施工指針調査

3.4.1　調査の目的

連絡橋用として必要な条件を具備した鋼板規格および鋼材の設計・施工指針を作成する。

3.4.2　調査の方法

鋼材規格は主として各種性質の調査結果と日本溶接協会規格を参考にして作成した。
指針については、鋼道路橋設計示方書における考え方を基本とした。また昭和37年度に別途実施した80キロ鋼の座屈試験結果[4]を参考にした。

3.4.3　調査の結果

(1)　鋼板規格[5]

土木学会第一次報告書にのせられているHT36/50, HT50/60, HT63/70, HT70/80の4種について、各種の項目について案を作成した。

(2)　指　　針

(a)　鋼道路橋80キロ鋼設計指針案・同解説[6]

報告(4)をもとに許容軸方向圧縮応力度を$0<\ell/r\leq 20$で3,500kg/cm², $20\leq \ell/r\leq 100$で$4{,}100-30(\ell/r)$と直線式で表わした。

(b)　高強度鋼を用いた溶接鋼道路橋設計指針(案)[5]

HT36/50, 50/60, 63/70, 70/80について各項目について規定した。HT70/80については許容圧縮応力度を(a)の直線式を従来の曲線式に変更している。

3.5　今後の問題点

(1)　地震時、暴風時における高応力のくりかえしに対する疲れ強さ。

前述の如く高強度鋼の疲れ強さは必らずしも高いとはいえない。とくにリブ十字スミ肉試験片のごとく応力集中の生じやすい形状ではSS41級と大差ない。しかし、これらは何れも小試験片の高サイクル試験によるものであつて実橋部材との対応性は明らかでないので、そのまゝ実橋には適用できない。しかし、それを明らかにすることは安全性をたしかめる上で重要である。この方法としては大型模型による疲労試験が結果の解析について、もつとも明解であるが、何分にも多額の経費と時間・労力を必要とするので、より経済的な方法について検討の予定である。なお、この検討にあたつては軟鋼との比較も行なうことが必要であろう。

(2)　塑性設計に必要な変形特性

土木学会の第一次報告書にものべてあるごとく、主塔の耐震設計には塑性設計の導入を検討する必要がある。このためには部材の弾性・塑性両域における変形特性の把握が必要である。試験片によるものはほゞ明らかになつているが、部材としての特性は検討されていないので、今後の問題としてとりあげなければならないものである。

(3)　耐候性鋼板の防食性の有意性

連絡橋が一般に比べてはるかにきびしい曝露条件の下にあることは、明らかであり、この

ため鋼材の防食処置に要する経費は維持をふくめて多額にのぼる。これに対し、最近生産されはじめた耐候性鋼板がその防食性について材料費の増加を補なう以上の効果があるならば、その使用を検討すべきであるので、防食性の有意性の調査が必要である。これには、当面有効な加速試験がないので、その研究を目標としてその裏付け資料とすべく、現在もつとも確実と考えられる大気曝露試験を４１年度より実施する。

(4) 連絡橋用鋼材の具備すべき必要かつ十分な条件。

実施までには、さらに新らしくかつ経済的な鋼種の開発が考えられるが、それらを、短時日に試験し、安全性・施工性などをたしかめて採用するためには、的確な必要かつ十分条件の検討とそれに対する標準試験法の開発が必要である。

参　考　文　献

1) 多田，篠原：「８０キロ鋼の疲労強度」，土木技術資料７－１，土木研究会，昭和４０年１月。

2) 比留間：「花輪橋工事報告」，道路，昭和４０年３月・４月

3) 多田，篠原：「８０キロ鋼を用いたトラス弦材施工性試験，構造物における高強度鋼とその接合に関する研究」，第１２回橋梁構造工学研究発表会，昭和４０年１１月。

4) 多田，中村，篠原：「８０キロ鋼の座屈試験」，土木技術資料５－６，土木研究会，昭和３８年６月。

5) 建設省土木研究所：「高強度鋼を用いた溶接鋼道路橋設計指針(案)，溶接鋼道路橋用高強度鋼板規格(案)(４０年度予備設計)」，土木研究所資料第４５号(本州四国連絡架橋調査・材料構造調査・調査資料№４７)，昭和４０年７月。

6) 建設省土木研究所：「高強度鋼の設計指針」，本州四国連絡架橋調査・材料構造調査・調査資料№１７，昭和３９年５月。

4. 防　食　調　査

4.1 調査の目的

本調査は、本州四国連絡橋の鋼構造部の最適防食方法の選定をおこなう目的で実施するものである。

本州四国連絡橋は、鋼構造物に対して高度の腐食性を有する海洋上に架設されるため、構造物の保全をはかり交通の安全を確保するには、鋼材の表面に高度の防食性を有する被覆を施したり、高度の耐食性母材を使用したりしなければならない。本調査は、いずれの方法をとるにせよ、架設時から供用期間満了までの間に、予想される経費の一切を含めて、最も有利な防食方法を見出すためにおこなうもので、最終的な目標は鋼構造部の防食仕様を作成することにある。

4.2　調査の方向

従来よりおこなわれている一般的な防食方法は塗装である。塗装は、塗料の種類により油性系と合成樹脂系に分けられ内容的には若干異なつている。油性系塗料による塗装は、施工性が優れ、価格、下地処理に要する費用共に低廉でしかも安定した防食効果を期待できると云われており、事実、国鉄等で実施した調査でもそれが実証されている。しかし、油性系塗料の塗膜は老化し易く、充実した仕様の塗装をした場合でも耐用年数は短かく、せいぜい5年位であるとされており、塗り替え費用を考えれば長年月の間には莫大な額になる。本州四国道路橋の場合には、橋に使用する鋼材の総量を２０万トン、平均塗装面積を１５㎡／トンとし、油性塗料による塗装費を４００円／㎡　として計算すれば、

2×10^5トン×１５㎡／トン×４００円／㎡＝１２　億円の塗装費が見込まれる。仮に橋の耐用年数を５０年とし、２年毎に塗り替えるとすれば５０年間では現在の金額にして１２億円×２５＝３００億円、５年周期では１２億円×１０＝１２０億円、若戸大橋の場合の様に３年半で塗り替えるとすれば１２億円×１４＝１６８億円の巨額となり、橋の経済性に対する影響は軽視できないものがある。

以上の理由から、防食方法としてあくまでも塗装法を採用する場合には、油性系塗料に比較し長期間にわたつて高度の防錆効果を持つとされているジンクリッチペイント、その他これと同等以上の性能を有する下塗塗料と下塗塗膜との密着性、耐候性共に優れた上塗塗料についての調査が必要である。防錆効果を塗料に期待しない方法としては、亜鉛被覆（電気又は溶融メツキ，メタリコン）やアルミニウム被覆等、鉄よりも電気化学的に活性な金属材料による被覆法があるが、この場合にも完全防食と美粧を考えれば、やはりその上へ塗装するのが最良と考えて良いようである。被覆材料による防食をそれ程厳しくは求めずに鋼材自身に或る程度の耐食性を与える考え方としては、耐候性鋼材の利用と塗装の併用方式がある。耐候性鋼材は、最近では加工性も良く、高強度で低価格のものが入手できるようになつて来ており、十分にメリットを期待できる状態にあるので、この分野についても十分に調査し検討を加えなければならない。又、母材そのものにステンレス鋼のように耐食性能の特に優れた材料を使用することも、前述した防食方法を採る場合に要する経費の額いかんでは検討する必要もでてきそうである。

4.3　現在までに実施した調査

昭和３９年度から本格的な調査に入り現在に至るまでの間に実施した調査は、本土側の建設予定地点である垂水地区に建設された気象観測用鉄塔を利用しておこなつた油性系塗料を中心とする塗装系についての自然曝露試験による調査であり、現在までに一部成果が得られている。曝露試験実施までの経緯、曝露架台、調査内容、調査の経過ならびに結果は次の通りである。

(1)　曝露試験実施決定までの経緯

日本国有鉄道では、本州四国連絡鉄道橋の防食調査の一環として、淡路島松帆崎と鳴門市

大毛島の2地点で、昭和34年4月から塗料の第1次現地曝露試験を実施し、昭和39年2月で5年間にわたる試験を完了して、次の様な成果を得ている。

(a) 塗装前処理として、サンドブラストなどによる鋼材の完全なサビ落しが必要である。また金属処理塗料の効果は顕著なので使用すべきである。

(b) 油性系サビ止塗料は、現在製造されている合成樹脂系サビ止塗料に比較して性能的に劣つていない。したがつて、作業性、経済性を考慮に入れれば、連絡鉄道橋用塗料には油性系塗料の中から選定するのが適当である。

(c) 現地の腐食環境その他防食対策をたてる上での有効な知見が多数得られた。

以上の第一次試験の結果から、油性系サビ止塗料下塗長油性フタル酸樹脂系塗料上塗が、防食性、作業性、価格等より最も適した塗装系であると判断されたが、この種塗料は、製造会社や原料の相違等により品質に著しい差を生ずるおそれがあり、この塗装系については更に詳細な試験を実施する必要があつた。以上の理由で、昭和39年3月より5年間の予定で鳴門市大毛島において第二次試験を実施することになつた。

当時、建設省では本州四国連絡道路橋の防食調査に関する計画を立てていたので、国鉄の第二次試験計画に歩調を合わせ、上塗塗料の色彩だけ異なるが全く同じ塗装系の試験片を用いて、国鉄側の試験地と曝露環境の異なる垂水地区において試験をおこない、曝露環境の違いと塗装による防食効果を調べることになつた。

(2) 試験片曝露架台および架台周囲の状況

気象観測塔の位置および架台取付状況等は図4.3.1～2に示した通りである。

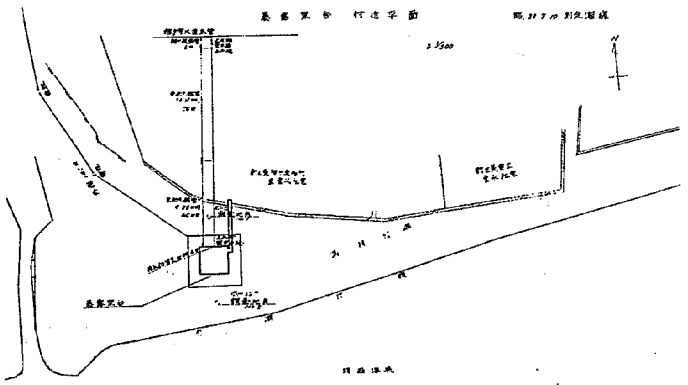


図 4.3.1 曝露架台付近平面図

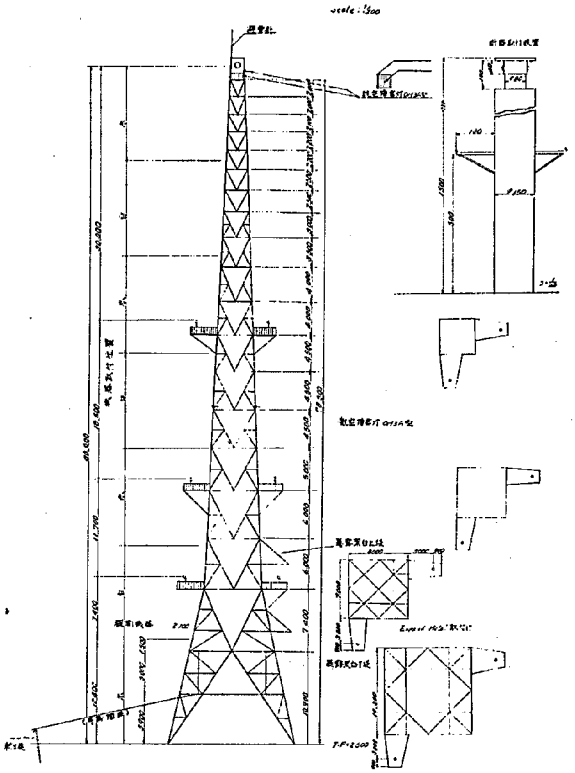


図 4.3.2　観測用鉄塔一般図

観測塔は気温，風向，風速等の気象観測に使用されるばかりでなく、防食調査のための試験体としての利用も考えられており、高さ７８.５ｍのうち下部の１８.３ｍは亜鉛メッキ鋼材の上に塗装したもの、１８.３～５６.５ｍまではショットブラスト処理した上に塗装、５６.５～７８.５ｍは亜鉛メッキそのままで塗装部分の塗装仕様は次の通りである。

(3)　調査の内容

(a)　塗料メーカー提供銘柄品の防錆効果の調査。

(b)　ショットブラスト及び酸洗いによる下地処理方法の防錆効果に及ぼす影響の調査。

	ショット鋼材	亜鉛メッキ鋼材
工　場	ウオッシュプライマー 下塗２回	－ －
現　場	－ 中塗 上塗２回	ウオッシュプライマー 中塗 上塗２回

(c) 短期曝露型ウオッシュプライマーと長期曝露型ウオッシュプライマーの防錆効果の調査。

(d) 長期曝露型ウオッシュプライマーの組成の差による防錆効果の調査。

(e) 鉛丹塗料の防錆効果の調査。

(f) 鉛系錆止め塗料の防錆効果の調査。

(g) 上塗1回増し塗りの防錆効果の調査。

(h) エアレス塗装用具使用による防錆効果の調査。

(i) 塗装季節と曝露後の現地上塗塗装の間隔が防錆効果に及ぼす影響の調査。

(j) 鋼材の種類が塗膜の防錆効果に及ぼす影響の調査。

(k) メーカー別耐候性鋼材の塗膜による防錆効果に及ぼす影響の調査。

(l) エポキシ樹脂系錆止め塗料の防錆効果の調査。

(m) ゴム系錆止め塗料の防錆効果の調査。

(n) 供試塗料の塗装時における性状調査。

(4) 調査の方法と現在までの経過

供試塗料及び現地曝露試験片の調査に必要な試験ならびに試験方法は次の通りである。

(a) 塗料の性状試験

罐内の塗料が分離したり等していないか、異臭や異常な粘着性等がないか、塗り難くはないか、乾燥時間が規格に合つているか、塗膜に刷毛目、流れ、しわ、むら等がないか、光沢が規定以上あるか、膜厚と塗り重ね回数との関係はどうか、等を調べる。

(b) 肉眼観察

塗膜の変化を、ハガレ、ワレ、フクレ、サビに分類して一定の基準により評価する。

(c) 光沢測定

村上式携帯用光沢計 GM4 型（測定角度 60°）を使用し試験片を予め清水にて流し洗いをおこない乾燥後に試験片の上部、下部の2ケ所を測定する。

(d) チョーキング（白亜化）の測定

A.S.T.M.D659−44 に基ずいて白布を指に巻きつけて塗膜面をこすり、白布に付着した汚れの程度を標準写真と比較して採点する。上部、下部2ケ所について測定する。

(e) 付着性試験（ゴバン目試験法による）

薄刃の良くきれる刃物で塗膜に2㎜間隔で横7本、縦6本素地に達する切傷を入れ、ニチバンセロテープ（25㎜）を指で押し広げるようにその部分に圧着させてはがす操作を2回おこなつてから、塗膜面のゴバン目のハク離状態を標準写真と照合して評価する。

(f) インピーダンスの測定

携帯用、インピーダンス測定器を用いて、3％食塩水に3～4％の CMC を溶解したペーストを電解液とし、100×100㎜ のアルミニウム箔を対極とし、設定時間1.5時間で、測定周波数 0.2，0.5，1.0 KC/Sec で測定する。測定ケ所は試験片の中央とし、測定中の塗膜温度も測定しておき後日の参考にする。（温度によつて影響を受けるため）

(g) 写真撮影による記録

以上の方法により現在までに実施した調査の時期及び主な試験内容は次の通りである。

昭和３９年　３月　試験片の調製と塗料の性状調査。
３９年　４月　試験片の現地曝露完了。
３９年　６月　肉眼観察、チョーキング、光沢、インピーダンス測定。
３９年　９月　肉眼観察、チョーキング、光沢、インピーダンス測定。
３９年１２月　肉眼観察、チョーキング、光沢、インピーダンス測定。
４０年　３月　表面、裏面の肉眼観察、チョーキング、付着性、インピーダンス測定。
４０年　５月　ゴム系塗料の試験片調製と性状調査。
４０年　６月　肉眼観察、インピーダンス測定、ゴム系塗料試験片の曝露。
４０年　９月　肉眼観察、光沢、チョーキング、インピーダンス測定。
４０年１２月　肉眼観察、光沢、チョーキング、インピーダンス測定。

(5) 調査の結果

(a) 塗料の性状調査結果

塗料の性状として特に変つた点はないが、メーカー提供銘柄品の中に塗膜乾燥性の悪いものが比較的多く認められた。これは各メーカー仕様書に指示されている塗布量と塗料粘度、乾燥時間などのアンバランスに起因するものと考えられ、このような試料は塗膜にダレ、チヂミなどが顕著に認められている。結果の詳細は省略する。

(b) 乾燥塗膜厚さ

乾燥塗膜厚さの測定位置によるバラツキは、作業性の良くないもの程大きい。

(c) 肉眼観察による調査結果

いずれの試験片についても大きな変化は認められないが、長曝ウオッシュプライマー１回塗りで３ケ月曝露したものは周辺部に若干の発錆が認められたのみで、大方の試料は、長曝ウオッシュプライマーとしてはほぼ良好な状態であつた。１年９ケ月曝露後には９枚の試験片に若干のフクレが認められているほか、上塗塗料で色採の著しい変褪色を示しているものが比較的多くなつている。

(d) 光沢の測定結果

光沢は、少数のものを除いては１年６ケ月で殆んどなくなつている。

(e) チョーキングの測定結果

曝露後９～１２ケ月頃から目立ち始め、１年９ケ月後には殆んどの試料が著しいチョーキングを示している。

(f) 付着性試験結果

素地よりハク離が認められたものは９種、それに準ずるものが１２種あつた。これ等の結果を塗装系から分類して見ると、プライマーとして亜鉛末系のものを使用したもの及び現地塗装したものに素地からのハク離が多く認められ、次いで各銘柄品、高張力鋼のもの（特に

70，80，100%）に欠陥が認められる。ハク離は、錆止め塗膜と上塗塗膜との層間でのハク離が意外に多く、塗装間隔の影響及び塗料自体の性質について検討が必要である。

(g) 塗膜インピーダンスの測定結果

測定結果を総合的に判断すれば、いまだ塗膜の防錆性の点では、曝露頭初の状態と比較して殆んど変化は認められない。

(6) 調査結果の要約

結果を要約すれば次の通りである。

(a) 塗膜の白亜化及び光沢の差は、曝露試験の初期に見受けられても、1年半を経過するとこれ等の現象が著しく進行するため殆んど差はなくなる。

(b) 上塗塗料の変色及び褪色は、色が赤（5R4／14）であるため銘柄品の差は大きい。

(c) 肉眼観察のうち、その差の大きいものはフクレの現象である。この現象は多種多様なので、更に試験を続行して確認することが望ましい。

(d) インピーダンス測定値は、銘柄別・鋼材メーカー別等11項目の角度から分類して比較検討して見たが、いずれも大差なく安定している。

(e) 塗膜の寿命をサビ発生までとすると、頭初あげた調査項目の分類に従つて、各々の特性を見出すまであと数年の調査が必要である。

4.4 41年度以降に実施予定の調査

垂水地区における曝露試験は、最終的な結論が得られるまでには今後数年の調査を必要とするが、油性系上塗塗料（長油性フタル酸樹脂上塗塗料）の色彩変化が各銘柄品の間で差が大きいので、塗料価格と組成の両面から変褪色性を調査する予定である。又、同地区において耐候性鋼材の耐食性調査及び気象観測塔の塗膜の付着性、防錆性、劣化状態ならびに亜鉛メツキ鋼材の耐食性等の調査も予定されている。

4.5 今後の問題点

防食法としていずれの方法をとるにしても、鋼製構造物がおかれる条件によつて腐食傾向に著しい差を生ずることは、多くの構造物において認められるところであり、対策の樹立が急務となつている。塗装された鋼橋においては、母材の形状、置かれる位置、溶接部、接合部等によつて、塗膜の老化傾向や腐食傾向が異なるので、部分的にその条件にあつた塗装系を用いるとか、コーキング材を使用して浸水を防ぐ等の配慮が必要になると思われるので、多くの実例を参考にして今後十分に調査する必要がある。調査の方法としては、曝露条件が現地に似通つたところで、しかも自動車の排気ガスの影響の大きい場所を選び、試験片の形状も平板でなく問題の多い形状、構造のものを用意する必要があり、最も良い方法は実際の橋梁での現場ぬり分け試験であろう。

現在最も進んだ仕様による塗装がされている船舶においては、ジンクリッチペイントによる防食塗装が広範囲に取り入れられている。ジンクリッチペイントは、大気汚染の進行に伴

ない、陸上の鋼製構造物の防食にもその適用が考えられる傾向にあるが、現段階では完全な素地調整が必要であること、品質そのものに、バラツキが大きく、油性系塗料程の安定性は期待できないこと、塗装条件が厳しく施工性も良くないこと、配合時に十分注意しなければ仕様通りの性能が得られないこと、上塗塗料との密着性に問題があること等の欠点があり、ジンクリッチペイントを全面的に採用する前に解決しなければならない問題点は多い。

亜鉛メッキ、亜鉛メタリコンの場合にも、ジンクリッチペイントと同様に上塗塗料との密着性に問題があり、ジンクリッチペイントを含めてその耐用年数は金属亜鉛の厚みによつて決まるため、塗膜や金属膜の厚みの管理及び検査方法の確立が実施上最も重要な問題であり、上塗塗料の問題を含めて十分に調査する必要がある。

調査結果を十分に生かし最終的な目標の一つである標準試験法の確立をはかるためにも、現地の環境の調査結果は不可欠であり、気象観測データ以外に、現在不十分な調査しかされていない腐食性ガスや海塩粒子等腐食環境の調査が必要である。なお、標準試験法については、金属素材や金属被覆材の中には試験法を制定しているものも多く自然曝露結果との相関性は不十分ながら使える状態にあり、見通しとしては幾分明るいが、塗装した場合には、影響因子が余りにも多く現状では見通しは極めて暗いと云わなければならない。しかし、現代における技術革新の波に乗り遅れないようにするには、結果を得るまでに、数年間を要する自然曝露法に代る標準促進試験法の確立は、是非共達成したい目標であろう。

5. 薄層舗装調査

5.1 調査の目的

橋梁における床版および舗装の重量の上部構造死荷重中に占める比率は比較的大きい。特に長大吊橋においては、これが下部構造の大きさにまで影響を与えるので、軽量の床版、軽量の舗装を行なうことによる利益は非常に大きい。もし軽量床版や軽量の薄層舗装が従来のものよりかなり高価になる場合でも、構造物全体の費用は少なくすることができるといわれている。本調査はこのような目的で使用される薄層舗装用材料および工法について検討したものである。

5.2 調査の方法

一般に舗装用材料の調査試験には2つの方法がある。その一つは室内試験により従来の材料の試験結果と比較して適否を決定する方法であり、あとの一つは、試験舗装を行なつて直接実用性を求める方法である。一般に薄層舗装用材料として考えられるものには、剛性の非常に大きなものから、たわみ性の大きなものまで種々のものがあり、それらを室内試験のみで比較することは困難である。従つて本調査においては、試験舗装を主体に考え、室内試験を従として行なつた。

5.3 試験舗装による調査[1),2),3),4)]

5.3.1 材料、工法の選択

試験舗装に用いる材料および工法については既往の資料を参照して、各国内メーカーより目的に合うような材料および工法について意見を提出させ、これらの中より15種の材料および工法を選択した。それらの種類は次のとおりである。

(1)	ゴム化アスファルト	4種
(2)	グースアスファルト	1〃
(3)	エポキシ樹脂	3〃
(4)	カラーバインダー乳剤	1〃
(5)	ゴム化アスファルト乳剤	1〃
(6)	ゴムラテックスセメント	2〃
(7)	ポリエステル樹脂	1〃
(8)	特殊アスファルト	2〃

5.3.2 試験舗装の概要

試験舗装は主として薄層舗装の耐久性と耐すべり性を調査する目的で、国道6号線松戸市内に施工した。試験舗装は図5.3.1に示す大きさで、各材料の舗設位置は表5.3.1に示すとおりである。

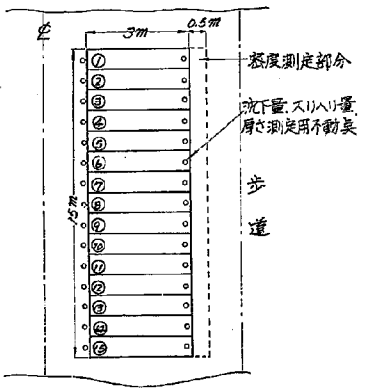


図5.3.1 試験舗装平面図(図中の番号は表5.3.1の区間番号を示す)

既設のコンクリート舗装上に平均厚10㎜で施工し、使用骨材はゴム化アスファルト№4がシリカサンド、ゴムラテックスセメント№2が、花崗岩、その他はすべてエメリーを使用した。施工は昭和39年3月に行ない、その後2年間観察および測定を行なつた。施工および測定の細部については文献1),2),3),4)を参照のこと。

5.3.3 調査結果

施工後約1年半の調査結果をまとめたのが図5.3.2、図5.3.3である。

これらの結果と外観の観察より次のことがいえる。

(1) 摩耗量はグースアスファルト、エポキシ、ポリエステル樹脂で小さく、ゴム化アスファルトおよびゴムラテックスセメントで比較的大きい。ゴムラテックスセメントの場合は明らかに摩損によるものであるが、ゴム化アスファルトは圧縮によるものと考えられる。

(2) 一般に剛性の大きい樹脂系材料は部分的にスケーリングがみられ、この点ではたわみ性の大きな材料が良好である。

(3) すべり抵抗はゴム化アスファルト№4(シリカサンド使用)およびラテックスセメ

ントに大きく、その他は大差がない。

調査は今後も継続する予定であり、摩耗量および外観の変化についてはなお追求の必要がある。

表 5.3.1　試験舗装種類と区間番号

区間番号	種類	厚さの変動範囲	平均厚（cm）	理論最大密度（g/cm3）	密度（g/cm3）	空隙率（%）
1	ゴム入りアスファルト No.1	0.90～1.37	1.15	2.81	2.68	4.7
2	〃 No.2	0.82～1.35	1.14	2.81	2.70	4.0
3	〃 No.3	0.88～1.25	1.13	2.81	2.68	4.7
4	グースアスファルト	0.93～1.81	1.29	—	—	—
5	ゴム入りアスファルト No.4	0.95～1.55	1.12	2.31	2.04	11.7
6	エポキシ樹脂 No.2	0.95～1.40	1.22	—	2.44	—
7	〃 No.1	0.96～1.40	1.17	—	2.44	—
8	〃 No.3	1.11～1.69	1.39	—	2.40	—
9	カラー舗装乳剤	—	1.31	—	—	—
10	ゴム入りアスファルト乳剤	0.99～1.49	1.29	2.78	—	—
11	ラテックスセメント No.1	0.83～1.53	1.26	—	2.37	—
12	〃 No.2	1.01～1.90	1.49	—	1.95	—
13	ポリエステル樹脂	—	1.36	—	2.14	—
14	特殊アスファルト No.1	0.63～1.20	0.91	—	1.99	—
15	〃 No.2	0.695～1.40	1.17	—	1.91	—

5.4　実橋面における施工[4]

京葉有料道路の花輪インターチエンジ内の花輪跨道橋では、わが国最初の８０キロ鋼ガーターおよび軽量コンクリートによるプレキャスト床版[5],[6]の試験施工を行なつたのを利用して、薄層舗装材料の試験舗装を行なつた。

プレキャストコンクリート床版は平均厚１５.７cm，６.７６m×２.５０m の大きさで、長手を横断ち向にして１０枚、ボルトにより桁に取付けられている。橋面の試験舗装は、5.3に述べたゴム化アスファルトによるものとほぼ同じで、結合材には、日本石油ＫＫ製ゴム化アスファルト"ポリベーブ"、骨材は住友金属鉱山ＫＫのエメリーを使用した。フイラーは一般の石灰岩石粉である。混合物は最大粒径５mm、その配合はゴム化アスファルト６.５％、粗骨材（エメリー）３７.７％、細骨

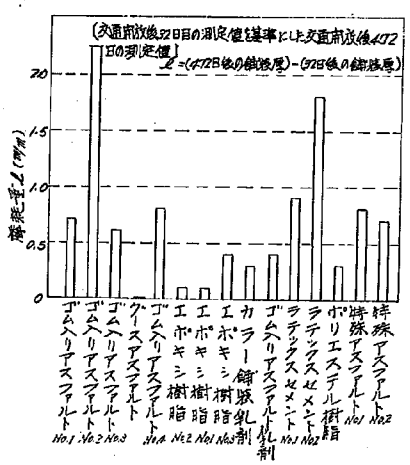


図 5.3.2　摩耗量

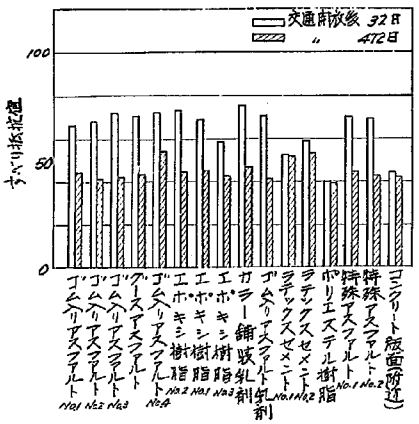


図 5.3.3　すべり抵抗値（RRL型すべり計による）

材（エメリー）46.8%、フイラー9.0%である。

施工は小雨後曇天の日に行なつた。床版上の水分をふき取つた後、バーナー乾燥させ、タツクコートとして、ゴム化アスファルト乳剤"カチオゾールGM"を、0.3 ℓ／㎡ の割合で水で薄めて塗布した。舗設温度は130～140 ℃で、フイニツシヤーで敷均し、レーキ仕上の後10 t マカダムローラで転圧した。平均厚15㎜，最低10㎜を目標に施工したが、実際はいくらか厚目になつた。施工後、約1時間で交通に開放したが、比較的安定していた。

交通量は約15,000台／日で、比較的重車両が多いが、1年8ケ月を経過して床版の目地部分以外には特に欠点は見出されず、表面のキメは良好である。床版目地部分ではレフレクションクラツクが見受けられるが、交通に衝撃を与えるほどではない。これは床版が交通荷重により上下に動くために生じたもので、床版の取付方法、目地部の舗装材料については更に検討の必要がある。

5.5　室内試験

試験舗装に用いた材料およびそれに類する材料について室内で、一軸圧縮試験、曲げ試験およびたわみ性試験を行なつた。これらの試験結果は現在とりまとめ中であるが、曲げ試験およびたわみ試験の一部を示せば、表5.5.1のとおりである。

表5.5.1には試験結果より判定した各材料の級別を示してある。室内試験より判断すれば、ゴム化アスファルトおよび軟質の樹脂材料（レヂンファルトA，DM.FLEX 800）などが良好のようである。

5.6　今後の調査について

以上述べた試験舗装および、室内試験の結果より、材料を数種にしぼり実橋面において比較的大規模な試験舗装を行なう予定である。

参　考　文　献

(1) 藤井：「薄層舗装材料試験報告(I)」，土木技術資料，7－8，昭和40年8月，P6～16
(2) 藤井：「薄層舗装材料試験報告(II)」，土木技術資料 Vol.7，№9，1965.9，P7～14，
(3) 「橋面薄層舗装試験報告書(I)」本州四国連絡架橋調査，材料構造調査，調査資料№33，

昭和３９年１０月

(4) 「橋面防層舗装試験報告書(II)」，調査資料㈱３５，昭和４０年３月

(5) 多田，太田，「車道用プレキヤスト軽量鉄筋コンクリート床版(I)」土木技術資料，Vol. 7, ㈱4, 1965. 4 P. 17～25

(6) 多田，太田，「車道用プレキヤスト軽量鉄筋コンクリート床版(I)」，土木技術資料，Vol. 7, ㈱6, 1965. 6, P32～37.

表 5.5.1 曲げ試験およびたわみ試験結果

種類	曲げ試験				たわみ試験				各試験の記号の説明
	常温（21℃）		低温（0℃）		常温（21℃）		低温（0℃）		
	強度	たわみ	強度	たわみ	強度	たわみ	強度	たわみ	
ポリベーブ	F	D	F	D	A	A	A	A	たわみ試験の記号の説明 1 強度（常温低温共通） A … 25℃kg≦P B … 200≦P<250 C … 150≦P<200 D … 100≦P<150 E … 50≦P<100 F … 0≦P<50 2 たわみ（常温低温共通） A : 5 mm≦ℓ B : 4 mm≦ℓ<25 mm C : 3 mm≦ℓ<4 mm D : 2 mm≦ℓ<3 mm E : 1 mm≦ℓ<2 mm F : 0 mm≦ℓ<1 mm
ガムファルト	F	E	F	E	A	A	A	A	
RAセメント㈱1	F	F	F	F	A	A	—	—	
RAセメント㈱2	F	E	F	F	D	A	C	B	
ガムファルト乳剤	—	—	—	—	A	C	A	A	
グースアスファルト	—	—	—	—	A	B	A	D	
フリントコート㈱1	F	F	F	F	D	E	E	F	
フリントコート㈱2	F	F	F	F	D	E	E	F	
ゴーレックスAF24	F	F	B	F	D	D	B	C	
ガードコート#120	B	F	A	F	C	E	B	F	
アクメックスX−6260	E	A	C	F	E	F	C	F	
ポリクリート	B	F	C	F	C	E	E	F	
カラーファルト乳剤	—	—	—	—	A	A	—	—	曲げ試験の記号 1 強度kg/cm² （共通） A : 250≦P B : 200≦P<250 C : 150≦P<200 D : 100≦P<150 E : 50≦P<100 F : 0≦P<50 2 たわみ（共通） A : 3 mm≦ℓ B : 2.5 mm≦ℓ<3 mm C : 2.0 mm≦ℓ<2.5 mm D : 1.5 mm≦ℓ<2.0 mm E : 1.0 mm≦ℓ<1.5 mm F : ℓ≦1.0 mm
ブリッヂデッキング㈱1	F	F	F	F	C	E	—	—	
ブリッヂデッキング㈱2	F	F	F	F	C	E	—	—	
レジンファルトA	F	C	F	C	A	A	A	A	
レジンファルトB	F	F	E	D	C	B	B	C	
レジンファルトC	D	F	B		D	B	B	F	
アクメックスP−70	D	F	—	—	C	D	D	F	
エスターXE621	B	F	—	—	C	F	D	F	
ゴーレックス改−1	F	E	—	—	D	D	—	—	
グリッブデッキング	F	F	—	—	C	E	—	—	
ケミクリート	—	—	—	—	B	E	B	F	
DM・FLEX900	E	B	—	—	A	A	A	A	
ニポタイト	—	—	—	—	B	A	—	—	

6. 基本構造調査

6.1. 設計指針作成調査

6.1.1. 調査の目的

本州四国連絡橋としての吊橋は，その径間長が，４００～1,５００mという長大橋梁となり，一般の道路橋とは異なった性格を有する特殊な橋梁であり，その設計に際しては，鋼道路橋設計示方書等の示方書，指針をそのまゝ適用することはできない。とくに活荷重については，連絡橋が長大橋梁であるということの他に，車線を分離した自動車専用道として計画されており現行の示方書の規定と異なった，車線主義を体系とするものを考える必要がある。

今までわが国ではこのような橋梁は架設されておらず，設計に際して，その基準となる設計指針がない。

本調査は，連絡橋における吊橋上部構造の設計を行なうため，その基準となる設計指針を作成することを目的としている。

6.1.2. 調査方法

本調査で実施した調査の主なものはつぎのとおりである。

(1) 諸外国における長大吊橋の設計示方書の検討

(2) 長大吊橋の設計活荷重の検討

道路研究室が東京都交通調査の一環として昭和３７年１２月に撮影した，才１京浜国道（蒲田付近）および１４号国道（小松川橋付近）の航空写真各４葉計８葉（道路延長約16,000m）をもとにして，昭和３９年度に車両の分布状況の解析を行ない，横方向（幅員方向）ならびに縦方向の活荷重強度の低減率に関する資料を求め，この結果を参考に車線が分離された場合の長大吊橋の設計活荷重を作成した。

これらの結果は，まず本州四国連絡道路調査事務所が昭和３９年度に実施した連絡橋の試算設計にとり入れられたが，当初の規定は，設計計算が繁雑であり，またその基礎となった航空写真によるデーターの解釈に不合理があった。そこでその不合理を修正し，かつ Typical な吊橋について実計算を行ない，構造物の特質を考慮に入れて設計計算に便利な規定を設けた。

この規定は，土木学会本州四国連絡橋技術調査委員会が規定する設計指針にとり入れられ，昭和４０年度に調査事務所が実施した連絡橋の予備設計ならびに概略設計に用いられた。

(3) 設計指針の作成

連絡橋の設計は，昭和３７年度土木研究所が行なった試算をはじめとして，以後調査事務所の昭和３８，３９年度の試算設計，昭和４０年度の予備設計および概略設計の順序で積み重ねられてきた。

これらに適用された設計指針は昭和３７年度の試算設計では文献をもとにして土木研究所独自で作成したが，それ以後はすべて土木学会本州四国連絡橋技術委員会に，原案として提出しそこで審議された。

また，この委員会で規定しない細部の設計指針（例えばボルト接合など）は土木研究所で補足している。なお，耐風設計指針および耐震設計指針は，土木学会の上記委員会に耐風設計小委員会（昭和３８年１月）および耐震設計小委員会（昭和３８年４月）が設立され，また鋼材については材料調査幹事会（昭和３８年６月）が設立され，そこで審議された。

6.1.3. 調査結果

(1) 諸外国における長大吊橋の設計示方書の検討

Walt-Whitman Bridge 他５橋の設計示方書を収集し，設計指針作成の資料とした。[1),2)]

(2) 長大吊橋の設計荷重の検討[3)~6)]

前述のごとく連絡橋は車線を分離した，自動車専用道として計画されており，設計活荷重は車線を単位とした車線荷重を採用するのが妥当である。そこで活荷重強度を算出する式としてつぎの式を設定した。

$$P = \bar{P} \times C \times k$$

ここに P ；活荷重強度（Kg／m／lane）

$\bar{P}$ ；基本活荷重強度（Kg／m／lane）

C ；車線数による低減率

k ；載荷長による低減率

前述の4車線道路の航空写真より，表6.1.1にしめす車両重量を仮定して，解析を行ない，車線数による低減率Cとして２車線に対して1.0，３車線に対して0.9，４車線に対して0.8を得た。

表 6.1.1 車種別仮定重量 （t／台）

車種	満載	空荷	備考
バス	18.0	10.0	
トラック	25.0	15.0	
乗用車	2.0	2.0	1,900CC
小型トラック	8.0	5.0	小型３輪を含
軽自動車	2.0	2.0	乗用，貨物
自動２輪車	0.5	0.5	原付を含

この結果から，Cは５車線以上に対しては４車線の値以上に低減しないものとしてつぎのような値とした。

1.2 車線	1.0
3 車線	0.9
4 車線以上	0.8

また載荷長による低減率kは，つぎのような式とした。

$$k = 0.32 + \frac{170}{200+\ell} \quad (\ell \geqq 50m)$$

なお当初は $k = 0.23 + 240/(200+\ell)$ としていたが，上式はℓの長い場合に対して，車両分布のばらつきに対する安全率を見込み修正を加えたものである。

基本活荷重強度$\bar{P}$は，１車線５０m区間に対する値として2,000 Kg／m／lane とした。

これはＴ－２０荷重が車頭間隔１０ｍで５台並んだものに相当する。

以上の結果から，６車線である連絡橋の設計活荷重は，次式のようになる（図6.1.1，6.1.2）。

$$P = 1,600 \quad (0.32 + \frac{170}{200+\ell}) \qquad (Kg/m/lane)$$

ここに　ℓ＝（≧５０）；中央径間長（m）

なお，ℓの値は，昭和３９年度に調査事務所で実施した試算設計では，対象とする部材に最大応力が生ずる載荷長をとり，土木学会の設計指針も同様に規定されていた。この規定によった場合，活荷重が，ℓの函数であることから，ℓは必ずしも影響線の同一符号区間長に限らず，設計計算が非常に繁雑になる。また載荷長による低減率kの算出根拠となった航空写真からのデーターは，連続した荷重におけるℓの区間に対する荷重強度であり，断続したものに対する値ではない。したがってこれを適用する場合は$\ell=\infty$とした場合のk（＝0.32）に対応する定常的な活荷重P_∞を全体にわたり載荷した上で，部材に最大応力を生ずる区間ℓに，それに対応する活荷重P_ℓを載荷させるのが妥当である。この考え方によった場合と，ℓとして中央径間長をとり，それに対応する活荷重を影響線の同一符号区間に載荷させた場合について数種のTypical な吊橋に対して応力の比較計算を行なった結果前者の値が小さくなり，後者を用いた場合安全側の設計となることが確認された。

そこで計算を便ならしめるため，ℓの値は中央径間長をとることにし，土木学会の設計指針もこのように修正された。昭和４０年度に調査事務所が実施した予備設計および概略設計もこの規定によっている。

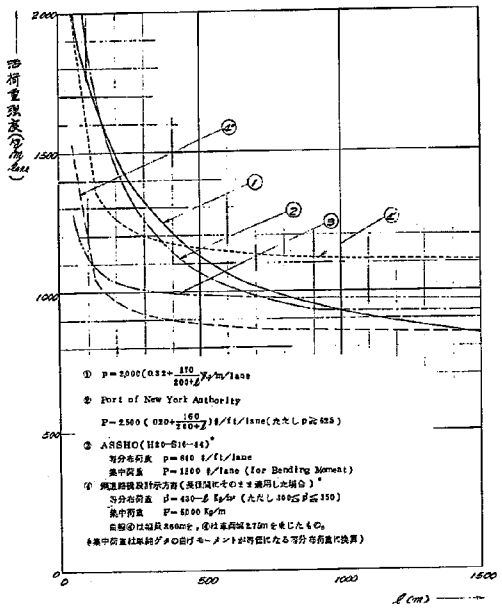


図 6.1.1 1車線あたり活荷重強度
(車線数による低減を考えない場合)

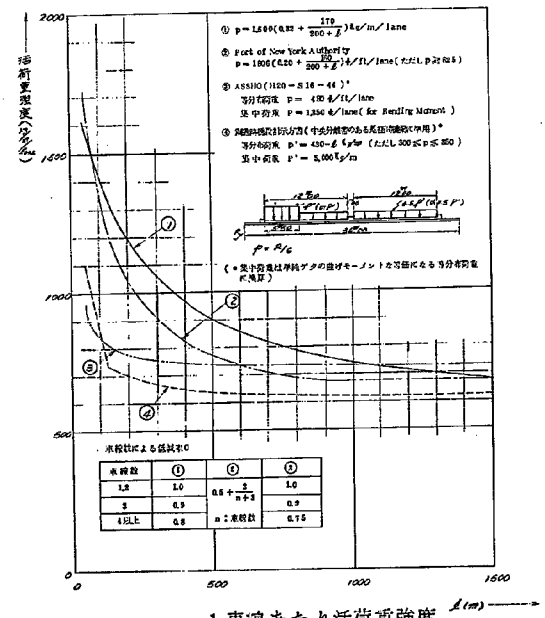


図 6.1.2 1車線あたり活荷重強度
(6車線橋梁の場合)

(3) 設計指針の作成[7)~12)]

前述したように，設計指針は昭和38年度以降，土木研究所で作成したものを土木学会の規定する設計指針の原案として提出し，審議と調査を重ね文献[1)]に規定される設計指針が作成された。しかしながら連絡橋の設計はこれと併行して進められており，その際の設計の基準とする設計指針はその時点における土木学会の設計指針をもとに作成されており，その変遷は表6.1.2のとおりである。

表 6. 1. 2.　設計指針

年度		活荷重	鋼材・ケーブル	許容応力度の割増率	部材接合	耐風設計	耐震設計	その他	備考
36	ⓐ 試案	・床および床組 車道部T－20 歩道部 —Kg/cm² ・補剛トラス・ハンガー・ケーブル・塔・アンカー 車道部—Kg/m² 歩道部—Kg/m²	・鋼材 60キロ鋼 σ ta=2,700Kg/cm² ・ケーブル E=1.9×10⁶Kg/cm² σta=5000 Kg/cm² (σ∞=17,000 Kg/cm²	・補剛トラス、塔 D+L+T 補剛トラス10% 塔 0 D+W+T/2 50 D+EQ+T/2降伏点 ・ケーブル・ハンガー・アンカー D+L+T 0 D+EQ+T/2降伏点	(条項なし) ・床および床組 D+L 0% ・橋 橋 W 50%	・風荷重 補剛トラス・ケーブル・ハンガー —Kg/m² 塔 —Kg/m² ・有効曝露面積 補剛トラス主塔 風上 100% 風下 50 ケーブル・ハンガー 風上 100 風下 100 ・耐風安定性(項目のみ)	・設計震度 ケーブル・ 補剛トラス 水平 ___ 鉛直 ___ 塔，アンカー 水平 ___ 鉛直 ___	・補剛トラスのタワミ制限 タワミ/支間 ≦ 1/300	—— は数値未規定。
37	ⓑ 2ヒンジ補剛吊橋 試算設計 (土木研究所)	・床および床組 車道部T－20 TF50(トレーラートラック) 歩道部 500Kg/m² 中央分離帯，管理路 100Kg/m² ・補剛トラス・ハンガー・ケーブル塔。 歩，車道 250Kg/m²	・鋼材 60キロ鋼 80キロ鋼 σta=3,500Kg/cm² ・ケーブル E=1.9×10 Kg/cm² σta=σB/ν σB=17,000Kg/cm² ν=3.0	・床および床組，横構，塔 ⓐに同じ ・補剛トラス L+T 0% W+T/2 50 ・ハンガー，ケーブル D+L+T 0	・工場接合 (溶接とし，設計省略) ・現場接合 (設計省略)	・設計風速 (60，および80m/sec) ・風荷重(Kg/m²) 設計風速 (m/sec) 60 80 補剛トラス 360 640 ケーブル 160(270) 780(480) ハンガー 270 480 塔 270 480 ( )はダブルケーブル ・有効曝露面積 ⓐ に同じ ・耐風安定性(未検討)	・設計震度 塔 水平 0.2 鉛直 0 その他 (未検討)	・補剛トラスタワミ制限 タワミ/支間 ≦ 1/300	

年度			活荷重	鋼材・ケーブル	許容応力度の割増し率	部材接合	耐風設計	耐震設計	その他	備考
38	ⓒ 試算設計（調査事務所）	ⓐ	・ケーブル，補剛トラス 700Kg/m/lane	・鋼材 60キロ鋼 ⓐに同じ ・ケーブル ⓑに同じ	・補剛トラス，ケーブル ⓑに同じ	ⓑに同じ	・設計風速 50.60.70および80m/sec ・風荷重（Kg/m²） 設計風速（m/sec）：50 60 70 80 補剛トラス 250 360 490 640 ケーブル ハンガー 110 160 220 280 ・有効曝露面積 ⓐに同じ ・耐風安定性（未検討）	（未検討）		ケーブル，補剛トラスの設計
		ⓑ	・ケーブル，補剛トラス 754Kg/m/lane	・鋼材 60キロ鋼 σta=2,600Kg/m² ・ケーブル ⓑに同じ	ⓒに同じ	ⓑに同じ	・ⓒの設計風速80m/secを除外，他はⓒに同じ	（未検討）		ⓒに同じ
		ⓒ	・床および床組 T−20，TT−45（トレーラートラック）	（高強度鋼なし）	・床および床組 D+L+I 0%	ⓑに同じ				床，床組の設計
39		ⓓ	・床版床組およびハンガー 車道，分離帯T-20 管理路 350Kg/m² ・補剛トラス，ケーブル $1{,}600\left(0.32+\frac{178}{200}\right)$ Kg/m/ℓ ℓ：対象とする部材に最大応力を生ずる載荷長(m) ただしℓ>1000ではℓ=1000の値を用いる。	・鋼材 60キロ鋼ⓒに同じ ・ケーブル E=2.0×10 Kg/m² σta= 5600 Kg/cm² σB=16.000 Kg/cm²	・床版および床組 D+L+I 0% ・補剛トラス D+L+T 0 D+W+T 35 D+EQ+T 35 ・横溝 W 35 EQ 35 ・ケーブル D+L+T 0 ・ハンガー D+L+I 0	・工場接合 溶接 ・現場接合 高力ボルト摩擦接合（II種） 呼び / P(t) / Pa(t) W⅞ / 142 / W⅞ / 198 / W1 / 257 / P：設計ボルト軸力 Pa：許容耐力（摩擦面）	・設計風速 補剛トラスに対して60m/secを基準に他は高度等の補正を行ない算出 ・風荷重（Kg/m²） 吊橋造部 540 ケーブル シングル 157 ダブル 225 ハンガー 157 ・投射面積 ケーブル，ハンガーは片側を単位として考える。	・設計震度 ケーブル，補剛トラス，水平 0.2		床版，床組，ハンガー補剛トラス，ケーブルの設計

年度		活荷重	鋼材・ケーブル	許容応力度の割増し率	部材接合	耐風設計	耐震設計	その他	備考
39	㋒	・塔 ㋑の補剛トラスケーブルに同じ	・鋼材 60鋼㋐に同じ	・塔 D+L+T 0% D+W+T 35 D+EQ+T 35 ER 25	㋐に同じ	・設計風速 60m/sec ・風荷重 塔柱 405 Kg/m² ・投影面積 塔柱1本を単位とする。	・設計震度 修正震度法による。ただし下部構造の影響無視 ・地盤動力の最大加速度 水平 0.2g 鉛直 0.1g		塔の設計
40	㋓ 予備設計 (調査事務所)	・床版床組およびハンガーT-20 (一部鋼道示の載荷修正) ・補剛トラス・ケーブル塔およびケーブルアンカー $1600\left(0.32+\frac{170}{200+\ell}\right)$ (Kg/m/lane) ℓ:中央径間長	・鋼材 新50キロ鋼 (HT36/50) $\sigma ta=2100 Kg/cm^2$ 60キロ鋼 (HT50/60) $\sigma ta=2800 Kg/cm^2$ 70キロ鋼 (HT65/70) $\sigma ta=3200 Kg/cm^2$ 80キロ鋼 (HT70/80) $\sigma ta=3600 Kg/cm^2$ ・ケーブル ㋑に同じ	・補剛トラス % T+L 0 T+W 35 T+L/2+W/2 25 T+L/2+EQ 45 ER 35 ・横桁 W 35 EQ 45 ・ケーブル D+T+L 0 ・ハンガー D+T+L 0 ・塔 D+T+L 0 D+T+W 35 D+T+L/2+W/2 25 D+T+L/2+EQ 45 ER 35 ・アンカー D+T+L 0 D+T+W 25 D+T+EQ 35	・工場接合 溶接 ・現場接合 高力ボルト摩擦接合(4種) P:設計ボルト軸力 Pa:許容耐力 (1摩擦面) 呼び P Pa w7/8 25.6 6.02 w1 33.6 7.91	・設計風速 基本設計風速を鳴門46.5m/secとし，高度等の補正を行って求める。 ・風荷重 $P=\frac{1}{2}\rho V^2 C_D A$ ・抗力係数(C_D) 構造部分 C_D 吊橋造部 2.4 塔柱 1.8 ケーブル シングル 0.7 ケーブル ダブル 1.0 ハンガー 0.7 活荷重 1.6 ・投影面積(A) ケーブル，ハンガーは片側塔柱は1本を単位として考える。	㋑に同じ		
	㋔ 概略設計 (調査事務所)	㋓に同じ					・設計震度 修正震度法による，ただし下部構造の影響考慮， ・地盤動の最大加速度 水平 0.2g 鉛直 0.1g		

(a) 試　案（昭和３６年度）

本州四国連絡橋の設計指針としては最初のもので設計指針の骨子を作成し，かつ今後の問題点の提起を目的として作成された。

活荷重の体系，荷重の組合わせと許容応力度の割増し等の条項は，鋼道路橋設計示方書の考え方に近く，それを拡張している。しかしながら，活荷重強度等設計に必要な数値は，規定するには至らなかった。

(b) ２ヒンジ補剛吊橋試算設計（昭和３７年度土木研究所実施）

この試算設計は，吊橋の設計上とくに問題となる風荷重の影響度あるいは各部材の形状，寸法，必要材料等の概略的な数値を把握するために実施されたものであるが，その設計指針は，(a)に述べた設計指針にもとづき，設計に用いる諸数値を文献調査を主体にして定めたものである。その主なる内容を記すと，耐風設計は，静的なもののみを考慮して設計し，設計風速はその目的から60m/secおよび80m/secの２種とし高度等による補正は行なっていない。また地震に対しては，未調査のため主塔に0.2の設計震度（水平方向のみ）をとって設計を行ない，その他の構造部分については他の荷重により設計されたものが，耐え得る設計震度を逆算して資料を作成してはいるが，耐震設計としての考慮ははらわれていない。鋼材としては，６０キロ鋼，８０キロ鋼をその対象の中にとり入れ，その許容応力度は鋼道路橋設計示方書の考え方に基づいて作成し，またケーブルは将来の開発をみこみ，その時点で入手可能なるものに対して１０％高い強度とした。活荷重は鋼道路橋のＬ荷重に対応するものとして，２５０Kg/m²とし，床部に対してはＴ－２０の他ＴＴ-５０なるトレーラートラックを規定した。

(c) 試算設計（昭和３８，３９年度調査事務所実施）

昭和３８年度，昭和３９年度前半においてケーブルサグ，径間比等の吊橋基本寸法を種々組合わせて試算を行ない，工費とそれらの諸元との関連を求める資料を作成するとともに，上部構造の観点から吊橋の最適基本寸法および諸元を見いだすために実施された。したがって，多量のcaseについて試算を行なうため，設計は各構造部分にわけて実施され，設計指針も試算に便なるよう簡略化した。

前記(b)の設計指針と異なる点は補剛トラスの設計に用いる活荷重として車線荷重が用いられたことである。

昭和３９年度後半は，以上の結果をもとにして中央径間500m，1000mおよび1500mの吊橋に対してより詳細な設計が実施されたが，この基準となった設計指針には別途実施されている調査の成果および土木学会での審議の結果が，とり入れられた。その主なるものはつぎの通りである。

(i) 活荷重；補剛トラス等の設計に用いる活荷重として前記(2)の調査の結果を採用した。

(ii) 許容応力度；許容応力度は，その考え方を統一するため材料に関する安全度とその他の因子に対する安全度を分離し新しく設計基本強度σ_0を設け，これに基づき定められた。

またケーブルの破断強度，弾性係数も調査の結果から修正された。

(iii) 許容応力度の割増し；あらゆる荷重状態において，応力度が上記σ_0を越えてはならないものとし，また地震荷重，風荷重の構造物に対する支配度から，その割増し率を低めた。

(iv) 部材接合；現場接合は高力ボルト摩擦接合とし，セットの種類はII種を対象とした。

(v) 耐風設計；設計風速算出に際し，高度等の補正を考慮するなどほぼ土木学会耐風設計の規定に近いものが用いられている。

(vi) 耐震設計；構造物の動的応答を考慮した修正震度法が主塔の設計に用いられた。

(d) 予備設計（昭和４０年度調査事務所実施）

予備設計は，土木学会で最終的に規定された設計指針によっているが，昭和３９年度の試算設計の設計指針に対する改正個所はつぎのとおりである。

補剛トラス等の設計に用いる活荷重強度の算出式の中のℓの値として中央径間長をとり，また高力ボルトは，部材接合調査の結果４種（F13T）を用いることにした。設計の対象とする荷重の組合わせは，地震時においても活荷重を考慮すべきであるとの耐震設計小委員会の意見により，これが追加され，また風荷重も常時と暴風時の両者を考慮し，これに伴なって許容応力度の割増し率も修正された。なお表6.1.3に許容応力度の割増し率の比較を記載しておいた。

表 6. 1. 3　荷重の組合せと許容応力度の割増し（％）

設計対象	荷重の組合せ	本四	G. Washington	S.F.O. Bay	DMemorial	Mackinac	W.Whitman	Bosporous	鋼道示	AASHO	DIN	B.S.
補剛トラス	D+(SE)+T+L	0	25 1)	20	10	20	10	0 1)	15	25	主荷重+従荷重の場合	0(−10) 1)
	D+(SE)+T+W	35	25 2)	20	25 1)	30 1)	25 1)	40 2)	20 1)	40(25) 1)		
	D+(SE)+T+L_W+W_L	25	25 3)			30 2)	25 2)	40 3)	25(25) 2)	40(25) 2)	1.4	25(12.5)
	D+(SE)+T+L_{EQ}+EQ	45						40 4)	鋼材コンクリート 3)	33⅓ 3)		
	ER	35						40	70 50			30(17)
横構	W	35							25			
	EQ	45			25 1)		0	33⅓ 2)				
ハンガー	D+T+L+I	0		0	0			40				
ケーブル	D+T+L	0		0	0		0					
塔	D+(SE)+T+L	0	10 1)	0	0		0					
	D+(SE)+T+W	35	25 2)	0	25 2)							
	D+(SE)+T+L_W+W_L	25	25 3)				0					
	D+(SE)+T+L_{EQ}+EQ	45					25 3)					
	ER	35					25 4)					
ケーブル・アンカー	D+T+L	0		0								
	D+T+W	25										
	D+T+EQ	25										
備考	D … 死荷重 L … 活荷重 L_W … 風荷重載荷時の活荷重 L_{EQ} … 地震荷重載荷時の活荷重 T … 温度変化 W … 暴風時の風荷重 W_L … 活荷重載荷時の風荷重 EQ … 地震荷重 ER … 架設時の荷重 SE … 支点移動の影響 I … 衝撃		1) T→T/2 2) W→W_{30} * 3) T→T/2, L_W→L/2, W_L→W/2 * W_{30}=30 lbs/ft² =146Kg/m²		1) W→W_{35} 2) W→W_{35} * * W_{35}= 35 lbs/ft² =170Kg/m²	1) W→W_{50} * 2) L_W→L, W_L→W_{20} ** * W_{50}=50lbs/ft² =244Kg/m² ** W_{20}=20lbs/ft² =98Kg/m²	1) W→W_{30} 2) L_W→L/2, W_L→W_{30}/2 3) W→W_{35} 4) L_W→L/2, W_L→W_{35}/2	1) T→0 2) W→W_{50} 3) L_W→L, W_L→W_{20} 4) T, I_{EQ}→0	1) Wのみ 2) ( )内はT→0の場合 3) T, I_{EQ}→0 ・鉄筋コンクリート橋では最大65％としている。	1) ( )内はT→0の場合 2) ( )内はT→0の場合, L_W→L, W_L→0.3W 3) T：L_{EQ}→0 ・基本安全率は1.83.したがって40％の割増しはν=1.7に対しては約36％となる。	基本安全率 1.72	・活荷重HAでトラス構造に対する値を示す。 ( )内はTension Web Memberに対する値を示す。 基本安全率 軟鋼 1.70 高張力鋼 1.84 1) T→0
架設年			(1962)	1936	1951	1957	1957	(設計のみ)	(1964)	(1961)	(1941)	(1958)

耐震設計としては、構造物の動的応答を考慮した修正震度法が全面的にとり入れられた。

(e) 概略設計（昭和４０年度調査事務所実施）

予備設計では震度設計法としては、修正震度法を用いたが、その際下部構造の影響は無視されていた。この概略設計では、これを考慮に入れ、さらに風洞実験の結果風に対する動的な安全性に難があることが判明したので設計を修正したものである。したがつて設計指針としては予備設計と同じものが用いられている。

6.2 吊橋の設計計算に関する調査

6.2.1 調査目的

本調査は吊橋の設計計算を合理的に行なうため、各荷重状態に適用する設計計算法を体系化し、また繁雑な吊橋の計算を電子計算機を用いて迅速かつ正確に行ない得るよう、そのプログラムを作成することを目的としている。

6.2.2 調査方法

昭和３６年度においては、内外の学術雑誌から、長大橋梁に関する資料を収集し[13]１部翻訳を行なつた[14)~23)]

また昭和３８年度および３９年度には、IBM−７０９０を対象に後述の５種の吊橋設計計算用プログラムを作成し、さらに昭和４０年度にその１部(SSV-1,SSV-2)を土木研究所に設置されているOKITAC－５０９０H用に変換すると同時に３径間にのみ適用されていたものを１～６径間の多径間吊橋にも用いることができるように拡張した。

なおこれらのプログラムは、今後ＣＤＣ－３６００にも用いることができるように変換する予定である。

また昭和３９年度、４０年度において、土木学会が規定した耐風設計指針ならびに別途実施されている耐風調査、耐震調査の結果をもとに Tpical な吊橋に対して数値計算を行ない、風荷重および地震荷重 いわゆる異常時の荷重に対する静的設計計算法をまとめ、また主塔についてはこの異常時の荷重に対してのみでなく、問題点の多い常時荷重に対しても設計計算法をまとめた。

6.2.3 調査結果

(1) 電子計算機プログラムの作成[24),25)]

吊橋設計計算用の電子計算機プログラムとして表6.2.1にしめす５種を作成した。

表 6.2.1　プログラム一覧表

名　称	対　象	荷重状態	計　算　項　目
SSV−1	補剛ゲタ	D, L, T	曲げモーメント、セン断力、タワミ　タワミ角
	ケーブル		最大張力　所要断面積
SSV−2	補剛ゲタ	D, L, T, EQ	曲げモーメント、セン断力　タワミ　タワミ角
	主　塔		主塔に作用する力　主塔頂部の水平移動量
SSH−1	補剛ゲタ	D, W, EQ	曲げモーメント、セン断力、タワミ、タワミ角
	ケーブル		タワミ
	主　塔		主塔に作用する力
TOW−1	主　塔	D, L, T, EQ, W	曲げモーメント、セン断力、軸方向力、変位
TOW−2	主　塔	D, L, T, EQ, W	曲げモーメント、セン断力、軸方向力、変位

※　D：死荷重　L：活荷重、T：温度変化、EQ：地震荷重　W：風荷重

a）　SSV−1（表6.2.2）

3径間二ヒンジおよび連続補剛トラス吊橋のケーブル、補剛トラスの活荷重およびケーブル温度変化に対する設計を行なうためのものであり、計算式はD．J，Peeryの影響線法（文献2)）を用いた。

なお、このプログラムはIBM7090およびOKITAC5090H用に作成されているが、後者の方は3径間のみでなく1～6多径間吊橋にも適用することができる。その場合は表6.2.2のINPUTDATAのうち各径間ごとに与えられるものは，径間数に対応して増加することになる。

b）　SSV−2（表6.2.3）

このプログラムの主なる目的は活荷重およびケーブル温度変化が作用した場合の主塔に作用する力および主塔頂部の水平方向の移動量を計算することにある。

計算式はD．B.Steinmanによる撓度理論を用い対象機種はIBM−7090およびOKITAC−5090Hである。径間数はSSV−1の場合と同様である。

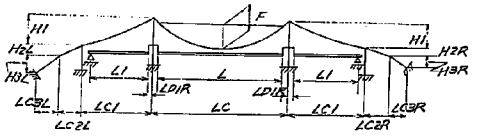
なお、載荷位置の定まつた活荷重による補剛ゲタの変位、断面力の計算も可能なようにしておいた。

また、地震荷重に対しても、その作用方向が鉛直方向の場合はこのプログラムを用いて計算することができる。

表6.2.2　SSV－1（IBM7090用）

◎　主要なINPUT DATA

	記号	単位	
1	L	m	補剛ゲタ中央径間長
2	L1	m	補剛ゲタ側径間長
3	LC	m	ケーブル中央径間長
4	LC1	m	ケーブル側径間長
5	LD1R	m	主塔ケーブルサドル一側径間補剛ゲタ支点間距離
6	LC2L	m	中間塔サドルーアンカーサドル間距離（左側）
7	LC2R	m	〃　〃　（右側）
8	LC3L	m	アンカーサドルーケーブル定着点間距離（左側）
9	LC3R	m	〃　〃　（右側）
10	F	m	中央径間ケーブルサグ
11	H1	m	主塔サドルー中間塔サドル間縦距
12	H2L	m	中間塔サドルーアンカーサドル間縦距（左側）
13	H2R	m	〃　〃　（右側）
14	H3L	m	アンカーサドルーケーブル定着点間縦距（左側）
15	H3R	m	〃　〃　（右側）
16	W	t/m	中央径間死荷重
17	W1	t/m	側径間死荷重
18	P	t/m	活荷重強度
19	TEM	℃	ケーブル温度変化
20	I	m^4	中央径間補剛ゲタ断面二次モーメント（鉛直方向）
21	I1	m^4	側径間補剛ゲタ断面二次モーメント（鉛直方向）
22	E	t/m^2	鋼の弾性係数
23	EC	t/m^2	ケーブルの弾性係数
24	Q		ケーブルの線膨張係数
25	PSC	t/m^2	ケーブルの許容引張応力度



◎　主要なOUTPUT　DATA

- ケーブル最大張力　所要断面積
- 補剛ゲタの変位、断面力の影響線縦距、影響線面積および最大値

◎ フロチャート

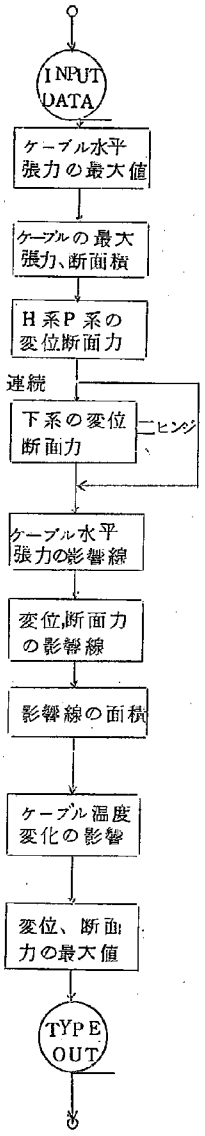


表 6.2.3. SSRV−2（IBM7090用）

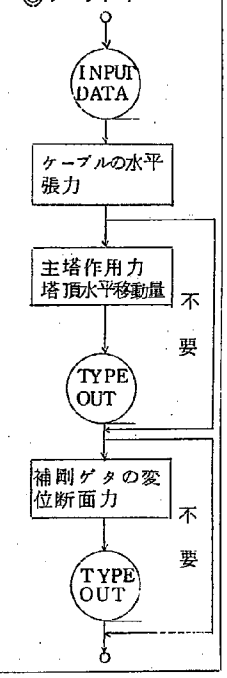
◎ 主要なINPUTDATA

	記号	単位	
1	L	m	｝SSV−1に同じ（ただし活荷重強度は載荷区間数に対応する。）
l	l		
24	Q		
25	A/L		活荷重載荷区間
26	AC	m²	ケーブルの断面積

◎ 主要なOUTPUT DATA

- 主塔頂部のケーブル鉛直反力，水平移動量
- 補剛ゲタ支点の鉛直反力
- 補剛ゲタの変位，断面力

◎ フローチャート



C) SSH−1（表6.2.4）

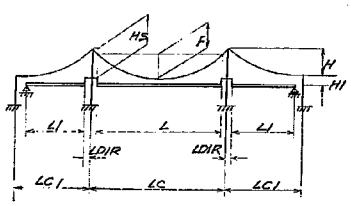
風荷重、地震荷重のような橋軸直角水平方向の荷重に対する補剛トラスの設計を行なうためのプログラムで、計算式はL,S,Moisseiff とF ,Lienhard による弾性分配法によつており、解法はC.A.ELLIS の方法によつた。

対象とした機種はIBM−7090 であり、3径間二ヒンジ、および連続補剛ゲタ吊橋用として作成している。

表 6.2.4 SSH−1（IBM7090用）

◎ 主要なINPUT DATA

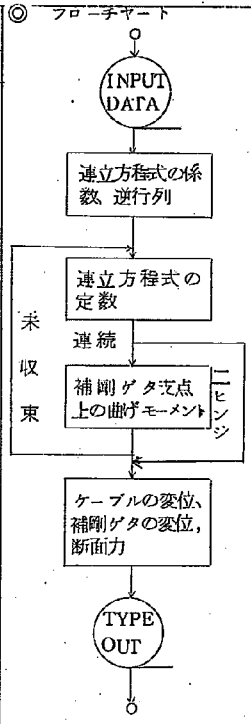
	記号	単位	
1	L	m	補剛ゲタ中央径間長
2	L1	m	補剛ゲタ側径間長
3	LC	m	ケーブル中央径間長
4	LC1	m	ケーブル側径間長
5	LD1R	m	主塔ケーブルサドル一側径間補剛ゲタ支点間距離
6	F	m	中央径間ケーブルサグ
7	HI	m	主塔サドルー中間塔サドル間縦距
8	HS	m	主塔サドルー中央径間補剛ゲタ支点間縦距
9	HS1	m	中間塔サドルー側径間補剛ゲタ支点間縦距
10	GR		中央径間縦断勾配（放物線）
11	GR1		側径間縦断勾配（直線）
12	W	t/m	中央径間死荷重
13	W1	t/m	側径間死荷重
14	WS	t/m	中央径間吊構造部死荷重
15	WS1	t/m	側径間吊構造部死荷重
16	IY	m^4	中央径間補剛ゲタ断面二次モーメント（水平方向）
17	IY1	m^4	側径間補剛ゲタ断面二次モーメント（水平方向）
18	WLC	t/m	中央径間ケーブルに作用する横荷重
19	WLC1	t/m	側径間ケーブルに作用する横荷重
20	WLS	t/m	中央径間吊構造部に作用する横荷重
21	WLS1	t/m	側径間吊構造部に作用する横荷重



◎ 主要なOUTPUTDATA

- ケーブルの変位
- 補剛ゲタ変位、断面力
- 主塔頂部のケーブル水平反力
- ウインドタングの水平反力

◎ フローチャート



(d) TOW−1（表6.2.5）

表6.2.5 TOW−1（IBM7090用）

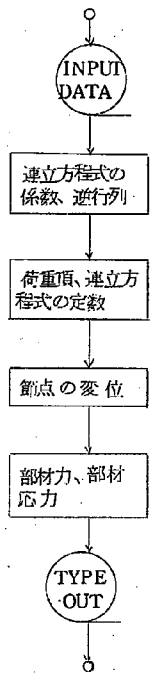
◎ 主要なINPUTDATA

	記号	単位		備考
1	J		節点番号（部材端番号）	
2	K			
3	HJRJ		部材JKの部材端Jの結合構造	部材単位
4	etc.		部材JKの部材端Kの結合構造	
5	A	m^2	部材JKの断面積	
6	I	m^4	部材JKの断面二次モーメント	
7	W	m^3	部材JKの断面係数	
8	LX	m	部材JKの長さの水平方向成分	
9	LY	m	部材JKの長さの鉛直方向成分	
10	PX	t	節点Jに作用する節点力の水平方向成分	節点単位
11	PY	t	節点Jに作用する節点力の鉛直方向成分	
12	M	t−m	節点Jに作用するモーメント	
13	T	℃	部材JKに生ずる一様温度変化	部材単位
14	DT	℃	部材JKに生ずる温度差	
15	PU	t/m	部材JKに作用する等分布荷重	
16	PC	t	部材JKに作用する集中荷重	
17	Z	m	部材JKに作用する集中荷重作用位置	
18	E	t/m^2	構造材料のヤング係数	
19	ALF		構造材料の線膨張係数	
20	LOCO		荷重の組合せ	

◎ 主要なOUTPUT DATA

- 節点の変位
- 部材の断面力、応力

oフローチャート



このプログラムはその目的としては、極軸直角面内の構造としての主塔の設計を行なうために作成したものであるが、これは一般の骨組構造物の計算にもそのまま用いることができる。

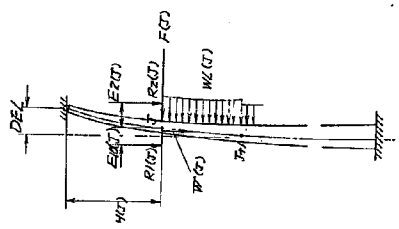
計算式は骨組構造物の各節点の2方向の変位および回転角を未知数とし、各節点の3つの釣合い条件より未知数を求める変形法によつている。

(e TOW−2 (表6.2.6)

表6.2.6　TOW−2 （IBM7090用）

o 主要なINPUT DATA

	記号	単位	
1	DEL	m	塔頂の水平移動量(塔基部との間の相対水平変位)
2	R1 (J)	t	格点Jに作用する鉛直集中荷重
3	R2 (J)	t	〃　〃
4	E1 (J)	m	R1 (J) の偏心量
5	E2 (J)	m	R2 (J) の偏心量
6	F (J)	t	格点Jに作用する水平方向集中荷重 (J≒1)
7	WL (J)	t/m	格点J，J+1の間に作用する水平方向等分布荷重
8	W (J)	t	格点Jに作用すると考える塔の自重
9	EW (J)	m	W (J) の偏心量
10	H (J)	m	塔頂から格点Jまでの鉛直距離
11	WS (J)	m	格点Jにおける塔柱断面の断面係数(側径間側)
12	WM (J)	m	〃　〃 (中央径間側)
13	A (J)	m²	格点Jにおける塔柱の横断面積
14	I (J)	m⁴	格点Jにおける塔柱断面二次モーメント

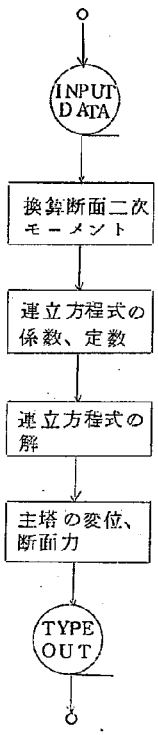


・主要なOUTPUT DATA

o 主塔頂部の水平力

o 主塔の変位，断面力応力度

◎ フローチャート



(d)に述べたTOW−1に対応して，橋軸方向の構造として設計するために作成したものである。主塔はいわゆる可撓性塔を対象としており，下部固定，上部ピンの柱の計算である。

(2) 風荷重による吊橋の応力計算法

耐風設計調査および土木学会の耐風設計指針にもとずいて，設計に便なるよう風荷重の載荷方法、吊橋各部の応力の算出方法をまとめた[26]。またこれは土木学会に上記設計指針の解説としてとり入れられた。

(3) 地震荷重による吊橋応力計算法

上記(2)と同様に耐震調査および土木学会の耐震設計指針にもとづいて作成したものであり

設計震度としては、地震時の最大加速度水平0.2 g、鉛直0.1 gの地盤動に対して、構造物の動的な応答を考慮した修正震度を用いている。

なお、調査事務所が実施した連絡橋の予備設計では、地震時の下部構造の上部構造におよぼす影響は無視されていたが[27]、その後この下部構造の影響を考慮して修正され[28]調査の最終案としての概略設計は、これに基づいて設計されている。下部構造の影響は、耐震調査の結果から地盤と下部構造天端の最大加速度の増加および下部構造の変位としてそれぞれ表6.2.7、表6.2.8の示す値を考慮した。

(4) 主塔の応力計算法

長大吊橋の主塔として最も一般的に考えられる可撓性塔について、その設計計算法を定め、あわせて主塔の必要剛性、許容応力度のとり方等設計指針に規定されていない主塔の設計基準を示した[29]

表6.2.7

下部構造の固有周期(sec)	1.5以上	1.5~0.8	0.8以下
下部構造天端の最大加速度 α	0.3 g	0.4 g	0.5 g
α / 0.2 g	1.5	2.0	2.5

表6.2.8

下部構造の固有周期(sec)	1.5以上	1.5~0.8	0.8以下
下部構造天端の水平変位 δ (cm)	50	40	30
下部構造天端の傾斜角 θ (′)	17	15	12

6.3 基本構造形式に関する調査

6.3.1 調査目的

本州四国連絡橋として考えられている吊橋について、その構造形式、基本的な諸元について上部構造の観点から最適なものを得るための調査である。

6.3.2 調査方法

昭和37年度は長大径間吊橋として最も一般的な3径間二ヒンジ補剛トラス吊橋をとりあげ、その基本事項、設計指針の試案を作成し、設計上とくに問題となる風荷重の影響度あるいは各部材の形状、寸法、必要材料等の概略的な数値を把握するため表6.3.1にしめす8橋の試算設計を行なつた。

表 6.3.1 試算設計の設計対象

径間(m)	225+500+225			450+1000+450		675+1500+675		
車線数	6		10	6		6		10
設計風速(m/sec)	60	80	80	60	80	60	80	80

昭和40年度においては、近畿地方建設局、本州四国連絡道路調査事務所が本州四国連絡橋として設計を進めている3径間二ヒンジ補剛トラス吊橋(形式A)のうち中央径間長500、

1000 および1500mの吊橋をとりあげ、これと同一設計条件のもとにつぎにしめす3種の吊橋基本構造形式について試算設計を行ない、その損失を検討した。

形式B：Tower Stayを有する3径間二ヒンジ補剛トラス吊橋

形式C：3径間連続補剛トラス吊橋

形式D：Cable Stayを有する3径間連続補剛トラス吊橋

また昭和39年度にはとくに主塔をとりあげ、主塔の骨組形式、断面構成について比較を行なつた。

なお、吊橋の径間割、サグ比等に関する検討は、前述の電子計算機プログラムを用いて昭和38，39年度に試算設計として調査事務所が実施した。

6.3.3 調査結果

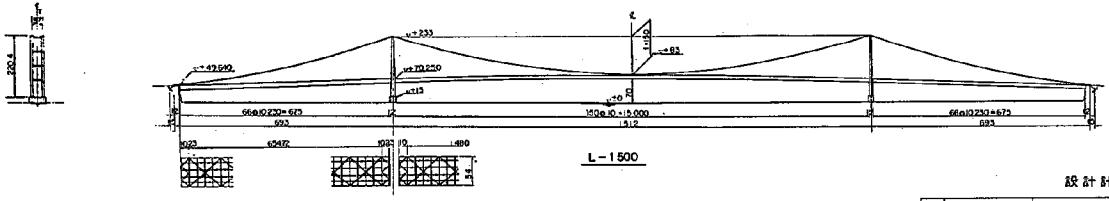
(1) 二ヒンジ補剛トラス吊橋の試算設計

この設計に用いた車道の幅員構成等の基本事項、荷重強度あるいは荷重の組合わせと安全率等の設計指針は現在本州四国連絡橋の設計に適用しているそれと差異があり、とくに耐震設計の面はほとんど考慮されていない。したがつてこれらの結果の詳細は別途報告書[30]にまとめてはいるが、現在実施されている本州四国連絡橋の設計結果とは同等にあつかうことはできない。参考までに基本構造図と鋼重それぞれ図6.3.1表6.3.2に記しておいた。

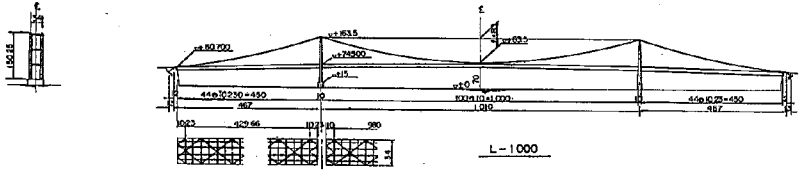
表6.3.2 試算設計鋼重

（単位t）

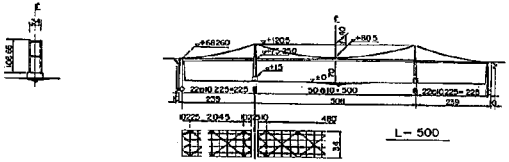
径間 (m)		225+500+225			450+1000+450		675+1,500+675		
車線数		6		10	6		6		10
設計風速(m/sec)		60	80	80	60	80	60	80	80
床部	床版	1,509	1,509	2,652	2,974	2,974	4,434	4,434	7,796
	床組	4,733	4,733	8579	9331	9,331	14,490	14,490	26,487
	小計	6,242	6,242	11,231	12,305	12,305	18,924	18,924	34,283
補剛トラス	主トラス	1,746	1,894	2,928	4,748	6,968	8,196	8,590	11,258
	横構	610	812	1,108	1,392	2,242	2,332	3,484	3,557
	小計	2,356	2,706	4,036	6,140	9,210	10,528	12,074	14,815
ケーブル	主ケーブル	3,271	3,433	5,533	15,220	17,062	33,366	34,270	52,704
	その他	403	417	564	1,294	1,363	3,110	3,255	4,199
	小計	3674	3,850	6,097	16,514	18,425	36,476	37,525	56,903
主塔		4,080	4890	5,270	10,930	15,250	27,810	31,330	41,510
アンカー		1,300	1,300	2,400	2,680	2,980	4,020	4,020	48,610
合計		17,652	18,988	29,034	48,569	58,170	97,759	103,873	194,620



L-1500



L-1000

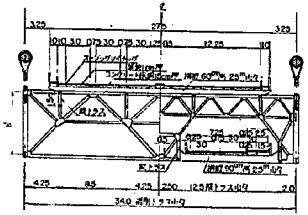


L-500

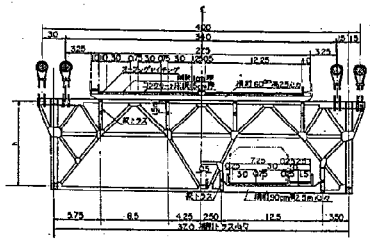
側面一般図
縮尺 1:5000

設計計算結果

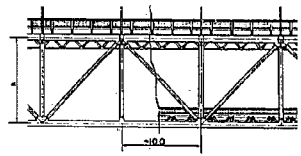
種別	区分		6車線		IC申設	摘要
	両側		1	2	2	
L-500	死荷重強度 w		21.80 t/m	23.00 t/m	35.60 t/m	
	補剛トラス高 h		9.0 m	8.0 m	8.5 m	
	弦材断面積	中央径間	300cm²(60kg鋼)	445cm²(60kg鋼)	930 cm²(60kg鋼)	
		側 〃	〃	〃	〃	
	ケーブル直径		560mmφ	575mmφ	730 mmφ	
	剛度 $\frac{n}{l^2}$	中央径間	1/272	1/290	1/239	
		側 〃	1/180	1/207	1/160	
L-1000	死荷重強度 w		27.20 t/m	30.80 t/m		
	補剛トラス高 h		12.0 m	10.0 m		
	弦材断面積	中央径間	450cm²(SM50)	850cm²(60kg鋼)		
		側 〃	〃	〃 (SM41)		
	ケーブルの直径		860mmφ	915 mmφ		
	剛度 $\frac{n}{l^2}$	中央径間	1/299	1/336		
		側 〃	1/176	1/202		
L-1500	死荷重強度 w		32.50 t/m	33.30 t/m	50.90 t/m	
	補剛トラス高 h		11.5 m	11.5 m	11.0 m	
	弦材断面積	中央径間	600cm²(SM50)	600cm²(60kg鋼)	720 cm²(60kg鋼)	
		側 〃	〃	〃	〃	
	ケーブル直径		2-740 mmφ	2-750 mmφ	2-930 mmφ	
	剛度 $\frac{n}{l^2}$	中央径間	1/304	1/311	1/252	
		側 〃	1/157	1/160	1/127	



L=500m 1000m に於ける補剛トラス横断面図
縮尺 1:200



L=1500mに於ける補剛トラス横断面図
縮尺 1:200



補剛トラス部分側面図
縮尺 1:200

図 6. 3. 1

(2) 吊橋形式の比較（図 6.3.2. 図 6.3.3.）

この比較において、とくに問題となるのは形式BおよびDのステイに対する考え方である。ここではstayは圧縮力、引張力の両者に作用するものとして設計を進めた。しかしながらstayに作用する圧縮力は予想以上に大きくなりこれを打消すために考えていたプレストレスの導入は、その大きさから考え困難となつた。またこれが可能な場合もプレストレスによる付加応力あるいはケーブル形状の変化等を設計に加味しなければならない。この意味で形式BおよびDは他に比較して設計精度が悪くなつている。以下各形式についてその検討の概要を記す。

(a) 形式B

この形式で問題となるのは、ステイに生じる圧縮力に対する処置である。これに対する考え方として

(i) ステイに圧縮力にも抵抗できる部材を用いる。

(ii) ステイを引張力にのみ抵抗できるものとし、圧縮力には抵抗しないものとする。

(iii) ステイに生ずる圧縮力に対応する引張力を導入しておく。

が考えられるが、(i)の方法はステイの座屈長が長く、圧縮材としては設計できない。(iii)の方法は、ステイの作用は他の2つの方法と大幅に異なり、この設計結果からはどの程度の効果が期待できるかは未知数であるが架設は最も容易である。ただし設計計算は非常に繁雑となり、またステイの振動等その適用には問題点が残つている。(iii)の方法は、プレストレス量が非常に大きくなり、1,500 m の設計結果は1ケ所に φ60 mm のザイル9本を必要とし、プレストレス量はザイル1本50 t、ザイルに生ずる張力は、プレストレスと作用最大張力の和約100 t となつている。したがつて設計計算に際してもプレストレスによる補剛トラスの軸力は無視してはならず、またステイ取付部の局部的な応力の検討を必要とする。以上のことから最も妥当と考えられるのは(iii)の方法であり、その得失を検討するためには、設計をあらためなければならないが、この設計結果から類推して形式Aと比較して有利となることは考えられない。動的安定性あるいは変形制限等他の要素から必要性が認められない限りは、設計の対象とするにあたらない。

(b) 形式C

この形式に共通していることは、補剛トラスの支点付近の応力集中が著るしく 1,500 m 1,000 m というような長径間では高強度鋼を用いた大断面部材が必要となり、その製作現場継手あるいは格点構造の構成等に問題である。

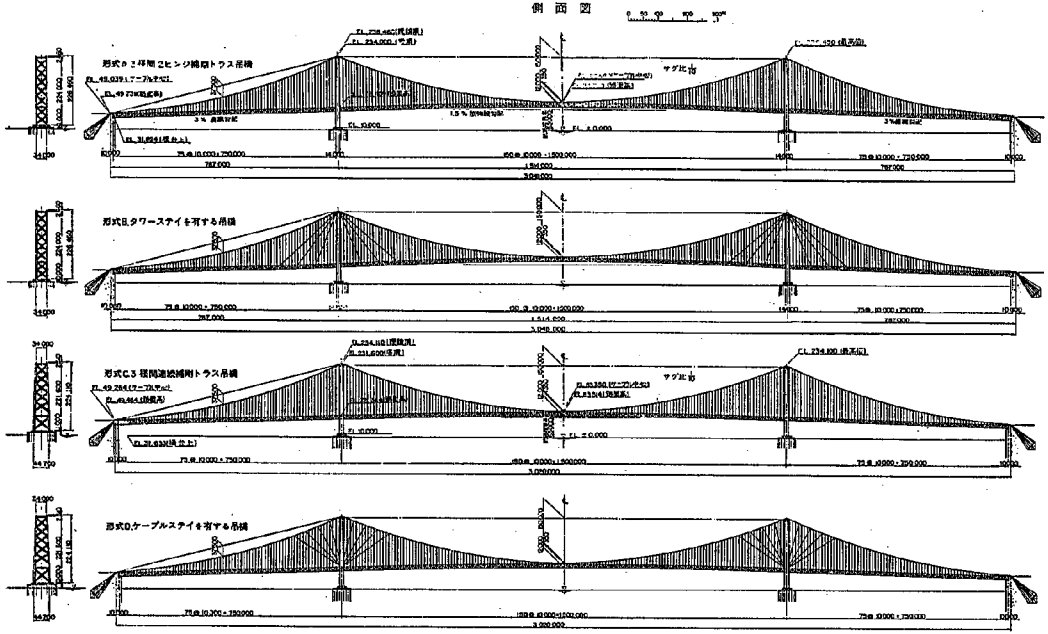
また吊橋補剛トラスの可能性が大なるため支点部の拘束の影響は少なく、径間中央の曲げモーメント、あるいはタワミの減少もあまり期待できない。

したがつて1,500、1,000 m といつた長径間吊橋では、連続形式をとることはいたづらに支点付近の応力集中を招くのみであり、支点上の折れ角が交通運行上さして問題とならない道路橋の場合は連続形式を用いることは適当でない。

なお中央径間500 m 程度の吊橋では上記のような連続形式の欠点の度合が小さく動的

L = 1,500 m の場合

側面図



設計条件

1. 橋の等級		高速自動車国道1種		
2. 橋長構成		最大支間	4 径間	
		補剛桁(一般部)	> 幅員	
3. 荷重	活荷重	床版、補剛桁、縦ビーム	TL-20	
		床トラス、ハンガー	TL-20	
		管理橋、中央分離帯	300 kg/m²	
		ケーブル(補剛トラス)	250 kg/m²	
	死荷重	鋼材	78.5kN/m³	
		鉄筋コンクリート	24.5kN/m³	
		設計基本風速	45m/sec	
	地震の影響	地震の水平震度	0.2	
		地震の鉛直震度	0.1	
	温度変化の影響	基準温度	+20°C	
		温度変化の範囲	+10~+30°C	
4. 許容応力度	ケーブル	許容引張応力度	2400 kg/cm²	破断強度=1770 kg/mm²
	(素線ガード込)	弾性係数	2.0×10⁶ kg/cm²	
	ハンガー・スティ	材質	ロープ	2.7×10⁶ kg/cm²
	(ストランドロープ)	弾性係数	1.4×10⁶ kg/cm²	
	鋼板・型鋼	許容引張応力度	SM50 3900 kg/cm²	
			SM58 2600 ~	
			HT80 2100 ~	
			SM50 1900 ~	
			SS41 1400 ~	
	鉄筋コンクリート	許容圧縮応力度	180 ~	補強材の許容応力度
			M35以上 210 ~	
	高力ボルト	許容力	M22 6500 kg	
	F10T	(摩擦面2面)	M 7 7910 ~	
5. 荷重組合せによる許容応力度の割増し	ケーブル	D+L+T	0.7	D: 死荷重
	ハンガー	D+L+T+I	0	L: 活荷重
	補剛トラス	L+T	0	T: 温度変化
		W+T	35	W: 風荷重
		L_H+W+T	25	I: 地震荷重
		L_H+0.5W+T	45	L_H: 設計活荷重
		0.5W+T	35	
	橋脚	W	35	
	支承	D	45	
		D+L+T	0	
		D+W+T	35	
		D+L_H+W+T	25	
		D+L_H+0.5W+T	45	
		D+I	35	

断面図

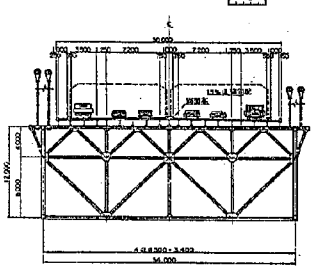


図 6. 3. 2

鋼重表

構造部分	形式A	形式B	形式C	形式D	備考
ケーブル	主ケーブル	24 190	30 403	31 981	30 709
	ハンガー	1 311	1 311	1 311	1 311
	ケーブルバンド	652	652	652	652
	ハリチェーブ	90	90	90	90
	サドル	1 073	1 073	1 073	1 073
	スティ	/	335	/	445
補剛桁	鉄筋	9 189	9 189	8 969	8 969
	鋼材	18 749	18 749	18 749	18 749
	合計	8 170	8 440	8 720	8 447
	補剛	1 699	1 699	3 113	3 113
支承	ウインドブレーキ	183	183	42	42
主塔	塔柱	12 048	20 048	19 214	19 214
	水平材	489	489	489	489
	斜材	2 719	2 719	2 497	2 497
	ガセット他	148	148	148	148
合計		83 050	94 234	94 695	93 997

注記

(1) 形式Aについては、本州四国連絡橋耐風設計基準(建設省道路局)昭和48年3月版(建設省土木研究所)昭和48年3月版)の耐風安定性の検討を行ったものである。

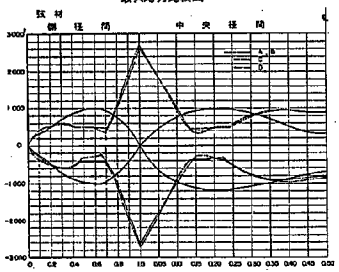
(2) 形式B, C, Dの補剛トラス断面は、ケーブルやサブロイドの基本的な構造特性は形式Aに比べて大きく変わるものである。

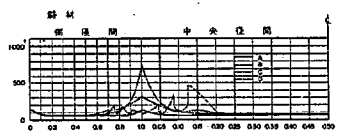
(3) 形式Aの補剛トラス断面は、風洞実験によれば形式A(ささらヒン補剛トラス)と形式C, D(連続補剛トラス)とはケーブル配置を主塔高さ基準化した場合、ほぼ同じ断面となるという。

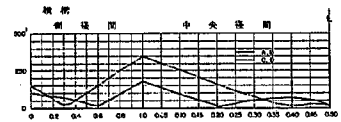
(4) 形式A, B, C, Dについては、死荷重、活荷重、補剛トラス断面などの設計値として、形式Aの値を用いて設計計算を行なったものであり、設計条件と設計値は基本的な制限は行なっていない。

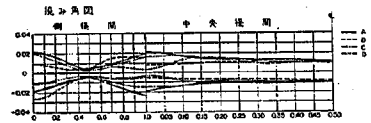
(5) 形式Bのタワースティおよび形式Dのケーブルステイについても、これに関連する設計値を設定して設計計算を行なったものであり、補剛桁断面と塔頂剛性の基本的な制限は行なっていない。

最大応力比較図





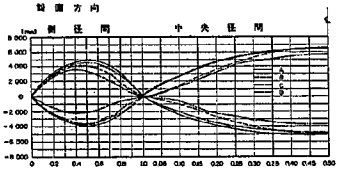


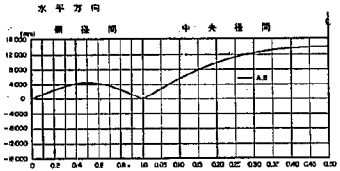


塔頂変位及水平変位表

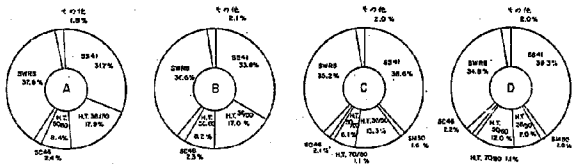
CASE NO	載荷図	荷重状態	t	δx (m) A	δx (m) B	δx (m) C	δx (m) D	δz (m) A	δz (m) B	δz (m) C	δz (m) D
1	2.00 t/m	D+L+T	+30°	27.394	27.371	27.508	28.342	-0.023	0.299	-0.024	-0.024
			+20								
2	2.00 t/m 1.00 t/m	D+L+T	+30	28.388	27.822	28.063	23.201	1.343	1.211	1.294	1.294
			+20								
3	1.00 t/m 2.00 t/m	D+L+T+E	+30	25.629	25.368	24.739	9.337	-0.206	0.232	0.346	0.346
			+20	25.764	26.364						

撓み図

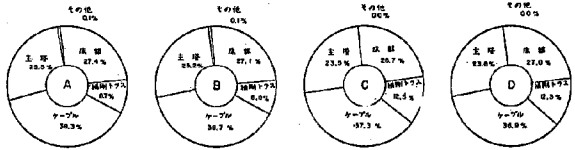




材質別鋼重比較図



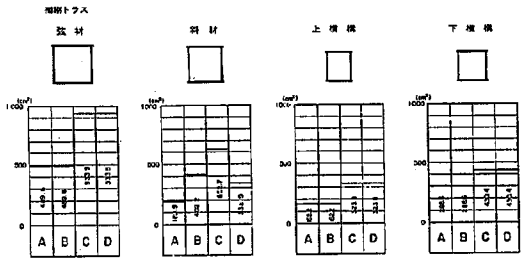
用途別鋼重比較図



鋼材比較図

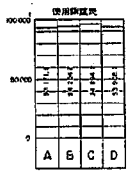
L = 1,500 m の場合

最大断面の比較対照図



主ケーブル比較表(冷間ケーブル)

	最大張力	ケーブル断面積
A	38 415 t	0.139 m²
B	38 531	0.365
C	35 419	0.335
D	34 112	0.193



【注】
A：3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋
B：タワースティを有する吊橋
C：3径間連続補剛トラス吊橋
D：ケーブルスティを有するB吊橋

図 6. 3. 3

安定性等からその有意性があれば形式Aと比較するに足る形式と考えられる。

(c) 形式D

この形式はステイに関して、形式Bと全く同様な問題を含んでおり、架設の面では形式B以上の困難が予想される。とくにケーブルステイをとりつける主目的が鉛直荷重による連続補剛トラスの支点上の応力を軽減することに対し、実際には橋軸直角水平方向の風荷重により断面が支配されており、その効果が発揮され得ないうらみがある。

6, 4 今後の問題点

(1) 多径間吊橋

連絡橋の吊橋として、下部構造に対する地形的な条件から、3径間吊橋の他に多径間吊橋がとりあげられている。

この形式は、3径間吊橋に比較して可撓性が大であり,剛性が小さいために生ずる吊橋の問題点は、多径間吊橋ではより厳しいものとなる。多径間吊橋については、3径間吊橋ほど調査が進んでおらず耐震性、耐風性は勿論のこと、変形に対する制限の必要性の有無、あるいは剛性を大きくするための構造形式の検討等が必要である。

(2) 疲労に対する照査

連絡橋では鋼材として高強度鋼の使用が考えられているが、一般に高強度鋼では静的な強度に比較して疲労強度は小さい。したがつて、設計に際しては静的強度のみでなく、疲労強度に対する照査を行なつておかなければならない。このため、疲労に対する照査荷重の種類、強度およびその繰返数を検討するとともに、小試験片による疲労強度のでなく、部材としての疲労強度を検討しなければならない。

(3) 荷重の組合わせと安全度

設計に際して考えるべき安全度、それを決定するために必要な資料が得難く、内外の諸規定を参考に規定されているのが現状といえる。この問題は考慮すべき因子が複雑多岐であり、また数量的に把握することは非常に難かしいが、設計におよぼす影響は極めて大きく、今後の主要な課題である。

(4) 主 塔

吊橋上部構造の各種構造部分の中で、地震の影響を最も大きくうけるのは主塔であり、地震荷重、下部構造の変位の把握が必要である。また、主塔の剛性の基準の再検討その他主塔の局部座屈(板の座屈)偏心載荷等による主塔の捩れ、下部構造とのアンカー方法等の検討が必要である。

(5) ケーブル

わが国のように風を考えなければならない場合にはケーブル架設が重要な問題点である。また多径間吊橋では橋梁延長が長く、エアースピニング工法では工期が長くなる。したがつて強風時期を避けて架設するための工期の短縮を目的にシヨツプファブリケイテッドパラレルワイヤーが考えられているが、これについては架設法をはじめとしてケーブル端の定着法、応力、寸法の調整法等をさらに検討しなければならない。また前述の安全度に関連して、ケーブルの

二次応力の検討が必要である。

(6) 架　設

設計に関する調査に比較して、架設に関する調査は立遅れており、設計に際しても架設時の応力の検証等は十分なされていないのが現状である。また架設法、架設計算および架設時応力の検証等を検討し、設計に反映させる必要がある。

参　考　文　献

1) 建設省土木研究所：「既設吊橋の設計示方書」
本州四国連絡架橋調査材料構造調査、調査資料№18、昭和39年5月

2) 大橋昭光：「アメリカにおける吊橋」
本州四国連絡架橋調査材料構造調査，調査資料№20、昭和39年3月

3) 建設省土木研究所：「長大橋の設計活荷重」
本州四国連絡架設調査，材料構造調査，調査資料№24、昭和39年6月

4) 伊吹山、大橋：「長大橋の設計活荷重について」
土木技術資料6－9、土木研究会　昭和39年9月

5) 大橋、佐伯：「道路橋の設計活荷重に車線荷重を与えた場合の問題点」，
第8回日本道路会議論文集、昭和40年

6) 建設省土木研究所：「長支間道路橋における活荷重」（翻訳）
本州四国重要構造物調査資料№10、昭和36年10月

7) 建設省土木研究所：「本州四国連絡架橋重要構造物調査報告書Ⅰ、上部構造設計示方書（案）、下部構造設計示方書（案）」,昭和37年3月

8) 建設省土木研究所：「本州四国連絡橋，上部構造設計示方書」
土木研究所資料第36号（本州四国連絡架橋調査．材料構造調査．調査資料№44
昭和40年5月

9) 建設省土木研究所：「本州四国連絡橋．上部構造設計示方書（補遺：材料の許容応力度）」土木研究所資料第36号（本州四国連絡架橋調査．材料構造調査．調査資料№46）昭和40年6月

10) 建設省土木研究所：「高強度鋼を用いた溶接鋼道路橋設計指針（案）、溶接鋼道路橋用高強度鋼板規格（案）（40年度予備設計）」土木研究所資料第47号（本州四国連絡架橋調査．材料構造調査．調査資料№47）昭和40年7月

11) 建設省土木研究所：「本州四国連絡橋上部構造高力ボルト接合設計指針（40年度予備設計）」，土木研究所資料第79号（本州四国連絡架橋調査．材料構造調査．調査資料№49）昭和40年7月

12) 建設省土木研究所：「高強度鋼の設計指針」本州四国連絡架橋調査．材料構造調査．調査資料№17、昭和39年5月

13) 建設省土木研究所：「長大橋架文献リスト」本州四国重要構造物．調査資料№11
昭和36年12月

14） 建設省土木研究所：「横荷重作用時における吊橋」（翻訳）、
本州四国重要構造物調査資料№1、昭和３６年７月

15） 建設省土木研究所：「吊橋に対する総合撓度理論」（翻訳）
本州四国重要構造物調査資料№2、昭和３６年８月

16） 建設省土木研究所：「吊橋の影響線解法」（翻訳）
本州四国重要構造物調査資料№3、昭和３６年７月

17） 建設省土木研究所：「吊橋の横方向曲げ」（翻訳）
本州四国重要構造物調査資料№4、昭和３６年８月

18） 建設省土木研究所：「多層にわたつて支承で支えた塔の設計（風荷重）」（翻訳）
本州四国重要構造物調査資料№5、昭和３６年８月

19） 建設省土木研究所：「吊橋の可撓性塔における問題」（翻訳）
本州四国重要構造物調査資料№7、昭和３６年８月

20） 建設省土木研究所：「サンフランシスコ・オークランド湾吊橋における地震応力」
（翻訳）、本州四国重要構造物調査資料№8、昭和３６年10月

21） 建設省土木研究所：「サンフランシスコ・オークランド湾吊橋における地震応力（付
録）」（翻訳）、本州四国重要構造物調査資料№9、昭和３６年１０月

22） 建設省土木研究所：「長支間道路橋における活荷重」（翻訳）
本州四国重要構造物調査資料№１０、昭和３６年１０月

23） 建設省土木研究所：「連立架線法による平行線ケーブルの架線」
本州四国重要構造物調査資料№１２、昭和３７年２月

24） 建設省土木研究所：「吊橋基本構造に関する電子計算機プログラム」
本州四国連絡架橋調査・材料構造調査・調査資料№２５、昭和３９年６月

25） 建設省土木研究所：「吊橋基本構造に関する電子計算機プログラム」
本州四国連絡架橋調査・材料構造調査、調査資料№３８、昭和４０年３月

26） 建設省土木研究所：「風荷重による吊橋上部構造の応力算出について」
土木研究所資料第３５号（本州四国連絡架橋調査・材料構造調査、調査資料№４１）
昭和４０年５月

27） 建設省土木研究所：「地震荷重による吊橋上部構造の応力算出について」、
土木研究所資料第３１号（本州四国連絡架橋調査・材料構造調査・調査資料№４２
昭和４０年５月

28） 建設省土木研究所：「地震荷重による吊橋上部構造の応力算出について（改訂１）」、
土木研究所資料第３５号（本州四国連絡架橋調査・材料構造調査・調査資料№５０）
昭和４１年１月

29） 建設省土木研究所：「吊橋主塔の設計計算について」
土木研究所資料第３７号（本州四国連絡架橋調査・材料構造調査・調査資料№４５）
昭和４０年５月

30） 建設省土木研究所：「2ヒンジ剛トラス吊橋試算設計概要」
本州四国連絡架橋調査，材料構造調査，調査資料No.32

7. 部分構造調査

7.1 軽量床版調査

7.1.1 調査目的

長大径間橋梁では死荷重軽減、工期短縮がその構造の合理化、施工の経済化に直結するものであり、この意味から橋床の死荷重軽減と工期短縮が一つの重要な課題といえる。

橋床の死荷重軽減のためには床版重量の軽減とあわせて舗装重量の減少をはかるのが合理的であり、工期短縮のためにはプレハブ形式の床版を用いることが有力と考えられる。

この調査は、工期短縮が可能でかつ薄層舗装の適用が可能な軽量床版各種についてその設計法、施工性、性能、経済性などを調査・比較して、長大径間橋梁用として推奨しうる床版形式を選定するとともに、その合理的な設計・施工法を定めることを目的とするものである。

7.1.2 調査方法並びに経過

37年度において両端をグレーチングに接続する軽量プレキャストPC床版および軽量フンキャストRC床版の設計法の調査、経済性・施工性の比較、ならびにグレーチング取付け部の検討を行ない、38年度には両端をグレーチングに接続する軽量プレキャストRC床版を設計し、供試体を試作して静的曲げ耐荷力をたしかめるための試験を行なつた。

39年度には、これらの成果をもとに、グレーチングとの連結を考えない軽量プレキャストRC床版の設計を行ない、そのセン断耐荷力および曲げ耐荷力の検証を目的とする実大供試体による破荷試験を行なう一方、同種床版を実橋に試用して具体的な設計施工資料を得た。

40年度は、別の床版形式としてI形鋼格子床版（特殊断面のI形鋼を並列し、それらを適当な横方向部材で連結して形成される鋼の格子状骨組に、軽量コンクリートを充填して造られる床版）をとりあげ、設計法の調査を行なつた。

41年度は、I形鋼格子床版の供試体を試作して施工性の調査と強度の検証を行ない、さらに支持部材への取付け方法など構造細目の検討を行なつて、42年度には実橋における試用調査を行なう計画である。

表7.1.1 調査経過

調査項目 ＼ 年度・月	37 6 9 12 3	38 6 9 12 3	39 6 9 12 3	40 6 9 12 3	摘要
プレキヤストPCおよびRC床版の調査	⊢——⊣				
プレスヤストRC床版の試設計と試作供試体の載荷試験		⊢——⊣			
プレキヤストRC床版実施への試用 ◦設計 ◦施工調査 ◦挙動調査 ◦供試体による載荷試験			⊢→ ⊢→ ⊢→ ⊢→		
I格子床版設計法の調査				⊢——⊣	
長径間吊橋・補剛トラス用伸縮継手の調査 ◦資料調査 ◦設計 ◦模型製作と機能の検証			⊢——⊣ ⊢——⊣ ⊢——⊣		

7.1.3 調査の結果

床版構造としては表7.1.2に示すような種類が考えられ、そのうち7.1.1でのべた目的にかなうものとしてはC−2、D−2、E−2、FおよびGが考えられるが、F、Gについては内外における設計施工資料がのるのでこの調査の対象からはのぞくこととし、さらにD−2は、37年度における調査の結果、プレストレスによるソリのために施工性に難点がのることがたしかめられたのでこれも対象外とし、結局C−2の軽量コンクリートを用いたプレキヤストRC

表7.1.2 床版の種類

床版の種類	使用コンクリート材料	
(A) 場所打ちRC床版	(A−1)	普通コンクリート
	(A−2)	軽量 〃
(B) 場所打ちPC床版	(B−1)	普通 〃
	(B−2)	軽量 〃
(C) プレキヤストRC床版	(C−1)	普通 〃
	(C−2)	軽量 〃
(D) プレキヤストPC床版	(D−1)	普通 〃
	(D−2)	軽量 〃
(E) I形鋼格子床版	(E−1)	普通 〃
	(E−2)	軽量 〃
(F) 鋼床版		
(G) グレーティング		
(H) 軽合金床版		

床版と、E－2の軽量コンクリート充填I形鋼格子床版に注目して調査をすすめることとなつた。以下、これらについての調査結果の要点をのべる。なお、38年度までの調査については報告書[1]を参照されたい。

(1) プレキヤスト鉄筋軽量コンクリート床版

37年度および38年度における調査の成果をもとに、39年度に設計を行なつて実橋に試用した床版についてのべる。

(a) 設　計

設計条件を表7.1.3に、構造概要を図7.1.1に、また実橋における使用状況を口絵写真32に示す。

表7.1.3　プレキヤストRC床版の設計条件

設計荷重	活荷重		T－20
	コンクリート単位容積重量		1,800kg/m³
許容応力度	コンクリート	リブ部 スラブ部	130kg/cm² 80kg/cm²
	鉄筋	材質 引張強度	SD-30 1,800kg/cm² ｜ SR-24 1,400kg/cm²
コンクリートの設計基準強度			σ_{28}=400kg/cm²

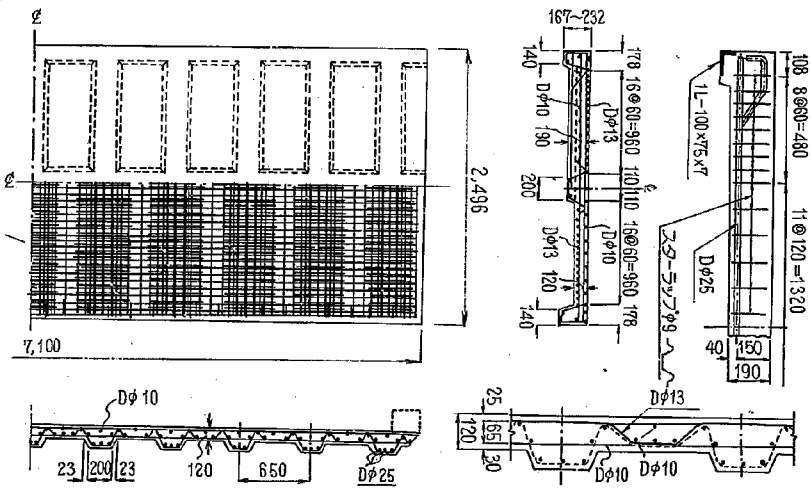


図7.1.1　プレキヤストRC床版

適用橋梁は日本道路公団・京葉道路の花輪橋（橋長29.1m、車道幅員6.0mの2主ゲタ中路プレートガーダー橋）で、2.5m間隔に配された横ゲタを支承として10枚の床版を架設した。床版と横ゲタとは、横ゲタの上フランジにおいて高力ボルト（F9T、φ19）で接合されている。

この床版は底幅２０Cm の縦リブを６５Cm間隔に有する版で，リブの部分は主鉄筋が車輌進行方向に平行な一方向単純版として，スラブの部分（リブとリブの間）はリブに支持され主鉄筋が車両進行方向に直角な一方向連続版と考えて，鋼道路橋設計示方書（以下「鋼示」と略称）１９条の曲げモーメント計算式により設計したものである。

材料は，筋は主としてＳＤ３０を，コンクリートは粗骨材に人工軽量骨材（三井金属鉱業製，メサライト），細骨材に川砂を用いた高強度の軽量コンクリートを使用した。

一般に，この床版のように比較的許容応力度の高い材料を用いる場合は，床版厚は従来の現場打ちコンクリート床版として用いられてきたようなものの場合より小さくなり，加えて1.5～2.0 Cm厚程度の薄層舗装を適用する場合には（花輪橋の舗装は平均1.50m厚で実施），輪荷重分布面積の変化にともなう曲げモーメント増大の影響が無視できなくなる。たとえば，上記の床版の場合活荷重モーメントの理論値は，鋼示の算式が準拠しているところの理論値の約２０％増となるので，鋼示の算式をそのまま適用することは問題であろう。

舗装厚および床版厚の影響を考慮した設計については，報告書[4]に詳述されている。なお，花輪橋床版の設計施工全般については，報告書[2]，[6]を参照されたい。

(b) 施　工

床版製作の作業工程を図7.1.2に示す。

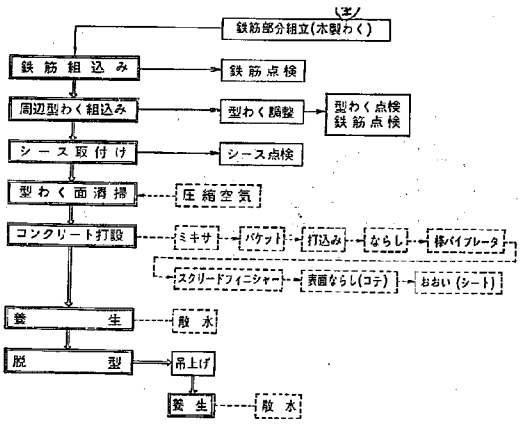


図7.1.2　作業工程

型わくは鋼製とし底板の上で鉄筋を組込んだのち側板をボルトで組立てる構造とした。支持部材への取付ボルトのためのボルト孔確保のため，所定の位置にシースを埋込んだ。

この床版は盛夏に製作されたためコンクリート強度の発現がはやく，コンクリート打設後約36時間で脱型し得たため，床版製作は2日1枚の工程で行われた。

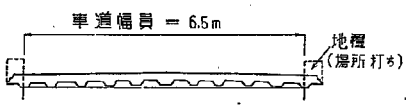
製作ヤードで少なくとも2週間湿潤養生された床版は，8トントラックで現場まで運ばれ，25トンクレーンで吊り込んで架設された。10枚の床版の輸送と架設には約2日間を要した。

床版の実測重量と設計値に対する誤差を表7.1.4に示す。

配筋精度は，鉄筋の所定位置に対して±5㎜以内に保ち得た。また，架設後の床版上面の縦断凹凸誤差は最大8㎜，平均2.5㎜で，平均1.5 cm厚薄層舗装をなしうる精度がほぼ確保された。

取付部における横ゲタのフランジ面と床版底面との間には最大3.6㎜，平均0.9㎜のすき間が生じたので，ここに0.8～3.2㎜厚鋼板片を挿入してからボルト締めを行なつたが，取付部において不可避なこの不陸をどう処置するかがこの工法の大きな問題点といえよう。

表7.1.4　プレキャストRC床版の重量



(1) プレキャスト部分全体の重量（地覆鉄筋を含む）

計算値		実測値	差
コンクリート	4.90 t		
鉄筋	1.01		
鋼材	0.13	6.17 t	+0.12 t
吊金具	0.01		(1.98%増)
計	6.05 t		

(2) 車道幅員区間についての床版の単位容積重量，単位橋面積当り重量（床版平均厚＝15.7㎝）

容積 (㎥)	重量 (t)	橋面積 (㎡)	単位容積重量 (t／㎥)	単位橋面積重量 (㎏／㎡)
2.55	5.64 (5.52)	16.25	2.22 (2.17)	347 (340)

(　　)内はコーナーアングルを除いた重量。

＊ 橋面積1㎡当り鉄筋量は58㎏である。

(3) 架設後の挙動[3)，7)]

横ゲタは支間7.5 mで，道示90条により中間に対傾材を設ける設計とされたが当初，これを設けないまま供用に付したところ，横ゲタの剛度不足から床版目地部を輪荷重が通過するときの床版の鉛直変位にともなつて横ゲタ自体の横振れを生じ，そのため床版取

付け部に不測の衝撃を生じて，図7.1.3に示すように局部的なコンクリートのハク離が生じた。それとともに，取付けボルトのトルクのいちぢるしい減少を生じた（図7.1.4.中の破線）

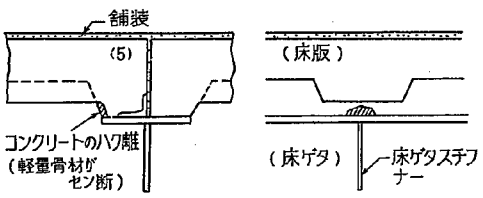


図7.1.3　コンクリートのハク離

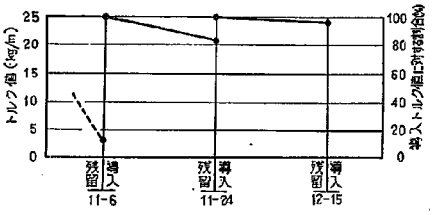


図7.1.4　取付けボルトのトルク変化

そこで設計どおり対傾材を設けたところ，横ゲタの横振れ停止とともにコンクリートのハク離も起らなくなり，一方取付けボルトのトルク減少も急激に緩和された（図7.1.4）

これらのことから，床版を横ゲタに直接のせる場合には横ゲタは横振れを生じないだけの十分な剛度をもつていなければならないこと。床版と床組との取付け部接触面は，床版支承部に局部的な応力集中が生じないように留意すべきこと，取付けに高力ボルトを用いるときはF9T φ22程度の導入力の高いものを用いるのがよいこと，などがたしかめられた。

(d)　供試体による載荷試験[8]

実大供試体3個を用いて載荷試験を行ない，タワミ，ひびわれ荷重，版端部（支点近傍）のセン断耐荷力，押抜きセン断耐荷力，曲げ耐荷力などを調査した。その結果，タワミは板理論による計算値とよく合つていること，スラブ厚10cm程度でも通常のセン断応力計算で設計すれば曲げ耐荷力よりはるかに大きいセン断耐荷力を確保しうること，曲げ極限耐荷力は，鋼示の式など通常行なわれている設計で設計荷重の3倍程度を確保しうること，などがたしかめられた。

(2)　I形鋼格子床版

40年度において，米国における使用例について文献資料調査を行ない，それを参考にして，床版厚の影響を考慮した断面力計算法および合理的な断面算定法について考究し，設計資料[5]を作成した。

7.2　その他の調査

40年度において，長径間吊橋の補剛トラス用伸縮継手装置の設計を行ない，口絵写真-3-3に示すような樹脂模型を作製して，その構造の検証を行なつた。

7.3　今後の問題点

プレキヤスト床版または I 格子版のようなプレハブ形式の床版を採用する際にとくに重要なのは支持部材への取付け方法であり，このような床版が安全に用いうるか否かは，施

工が容易で，繰返し荷重に対して十分安全な取付け部の構造を定めうるかどうかにかかっているといえ，従つて，軽量床版に関する今後の調査試験はこの問題に注目しつつおし進める計画である。

とくに，I格子床版については，充填する軽量コンクリートの品質ならびに鋼材との合成効果について調査する必要があるので，41年度には大型供試体を試作してこれらについての調査を行なうとともに，取付け方法など具体的な構造および施工の細目について調査する計画である。

参　考　文　献

1）建設省土木研究所：「昭和38年度軽量床版調査概要報告書」昭和39年5月

2）建設省土木研究所：「軽量床版資料(1)」，本州四国連絡架橋調査・材料構造調査・調査資料№29，昭和39年9月

3）建設省土木研究所：「花輪橋プレキャスト床版の挙動調査」，土木研究所資料第26号（本州四国連絡架橋調査・材料構造調査・調査資料№43・軽量床版資料(2)），昭和40年4月

4）建設省土木研究所：「鉄筋軽量コンクリート床版設計資料」，土木研究所資料第177号（本州四国連絡架橋調査・材料構造調査・調査資料№51・軽量床版資料(3)），昭和41年4月

5）建設省土木研究所：「I形鋼格子床版設計資料(I)」，土木研究所資料第178号（本州四国連絡架橋調査・材料構造調査・調査資料№52・軽量床版資料(4)），昭和41年4月

6）多田安夫，太田実：「車道用プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版(I)」，土木技術資料，土木研究会，昭和40年4月

7）多田安夫，太田実：「車道用プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版(II)」，土木技術資料，土木研究会，昭和40年6月

8）多田安夫，太田実：「車道用プレキャストRC床版の破壊試験」，土木技術資料，土木研究会，昭和40年9月

8. 部材接合調査

8.1 調査の目的

連絡橋の現場部材接合法として，最適と考えられる高力ボルト接合について，その設計法の調査および設計・施行指針の作成を行なう。

8.2. 調査の方針

高力ボルト接合は一般につぎのように大別される。このうち国の内外を通じて最も使用されているのは摩擦型接合である。

(a) せん断型接合 ┬ (a) 摩擦接合
　　　　　　　└ (b) 支圧型接合

(b) 引張接合

一方連絡橋にはHT 70／80 までをふくんだ高強度鋼の使用が予想されるため部材の接合すべき力が大きくなること，鋼重低減と工期短縮のために継手部の添接板と使用ボルトの低減をはかることなどのため，接合効力のよいボルトの使用が必要である。そこで当面の目標をJIS には規定されているが，未だ開発段階であるF13T 級高力ボルトを用いた摩擦接合におき，ついで支圧接合，引張接合を調査することにした。また部材の材料としては鋼材調査の重点目標であるHT 70／80 を対象とした。

調査項目の主なものをあげるとつぎのとおりである。

(1) 設　計

(a) ボルトセットのJIS規格の検討

(b) ボルトの応力およびおくれ破壊

(c) 摩擦接合部の応力状態

(d) 接合部材接触面の最適処理方法とすべり係数

(e) 多行ボルト継手の耐力

(f) 部材断面設計の際のボルト穴控除率

(2) 施　工

(a) ボルトセットの大量使用の際の品質の安定性　(b) ボルト軸力の導入方法

(3) 指　針

(a) 許容耐力　(b) 軸力導入法　(c) ボルト穴の控除率

これらの調査は実験が主体となるので，調査試験毎にその概要をのべる。

8.3 ボルトセット調査

8.3.1 調査方法

130 キロ級高力ボルトは，1964年にJISB1186 に4種（F13T）として，制定された。しかし，このJISが制定されるより早く，すでに滋賀県の琵琶湖大橋，或いは，阪神高速道路公団の梅田・堂島等の工区に設計上，3種（F11T）として，F13T 相当ボルトが使用されており，後者の一部には設計上もF13T として使用されていた。したがっ

て，F13T ボルトについては，すでに十分な経験があり，実橋に適用することに対しても安全であると考えられたので，さらに詳しい調査をおこなうために花輪橋をとりあげ実橋への適用性等について調査した。調査の項目は主として，ボルト品質の安定性と大量のボルトの受渡し検査方法として，JIS B 1186 に採用された抜取検査法の妥当性について検討した。さらに架設後にも長期にわたって F13T ボルトの実交通荷重下の挙動観察を継続し，その安定性についての調査をおこなっている。

8.3.2 調査の結果

(1) ボルト品質の安定性および受け渡し検査

F13TW7／8ボルト級1000本について受け渡し検査をおこなった結果，社内検査で合格していたボルトセットでも，立合抜取検査で，不合格品が発見された。このことより，F13Tボルトは，現状ではまだ開発段階にあるものであるから，JIS製品として受け渡し検査をせずに使用することはできないことが分った。また，JISの抜取検査方法が，不合格ボルトの発見に有効であることも確かめられたといえよう。詳細については土木研究所資料第27[1]号を参照されたい。

(2) 実交通荷重下の長期挙動観察結果

架設後約1年後に下フランジ部ボルトに遅れ破壊現象が発見された。このため，前述の使用実績のある各橋梁の F13T 相当ボルト調査を依頼したところ，いずれも遅れ破壊現象が発生していることが判明した。遅れ破壊現象の原因等については，現在調査中であり，したがって根本的対策も得られていない。しかし，現時点では一応つぎの諸点で改良することになった。

(a) C量をさげる。 (b) 首下のRを大きくし加工精度もあげる。

(c) 再熱処理はしない，滲炭に注意する。

(d) 鍛造時の温度管理を強加する。

今後さらに，遅れ破壊の原因を材質面，設計面からも調査をおこなう予定である。

これらのことから，F13T ボルトのように，高強度のボルトに対しては，JISに規定された諸規格にさらに遅れ破壊等を考慮した材質・加工精度などに関する規格あるいは検査項目を追加することが必要であろうと思われる。

8.4 摩擦接合の耐力調査

8.4.1 調査の方法

摩擦接合の実橋への適用で得られた資料をもとにして80キロ鋼を用いた部材の F13T W7／8 高力ボルトによる摩擦接合に関する一連の実験をおこない，つぎの各項目について検討した。

(1) すべり係数

(2) 表面処理の方法とすべり耐力の向上

(3) 多行ボルト継手の耐力変化

(4) 摩擦接合の応力状態

これらの調査は総数90本の供試体について静的引張試験をおこなったもので，供試体のボルトの締めつけもインパクトレンチを使用したため，実験結果を統計的に判断した。詳細は第12図橋梁構造工学研究発表会テキスト[2]を参照されたい。

8.4.2 調査の結果

(1) すべり係数

80キロ鋼のすべり耐力は図8.4.1に示す静的引張試験結果のとおりである。表面処理の方法は表8.4.1に示す。

サンドブラスト後赤錆を発生させた場合に最も高い耐力を示し，すべり係数は平均0.47であることから，80キロ鋼に対しても設計上0.4をとり得ることが確認された。

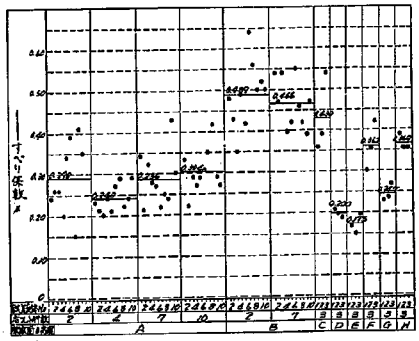


図 8.4.1 表面処理とすべり係数の比較
（ボルト軸力は 25.6 tonとした）

(2) 表面の処理の方法とすべり耐力の向上

すべり係数は設計上，ボルトの耐力に最も大きな影響を与えるので，すべり係数を安定させかつ大きくとれることが望ましい。このため母材を傷めない表面処理方法として各種メタ

表 8.4.1 摩擦面処理の種類

試験体系	製鉄メーカーの処理	日数	工場製作後の処理	現場の処理	日数	接合作業時
A型	ショットブラストをかけてウオッシプライマー処理	30	サンドブラスト(SPグリット)後ビニール系樹脂塗膜	露天放置(海浜地帯雨天含む)	10	塗膜の剥離直後に締めつけ
B型	〃	〃	サンドブラスト(SPグリット)	〃	7	ワイヤーブラッシ・ウエスにより浮錆除去
C型	〃	80	な し	室内放置	10	ガスバーナーでプライマーを焼き(600℃ 3min)ワイヤーブラシがけ
D型	〃	〃	プライマー剥離剤を3回塗りにより除去	〃	〃	ワイヤーブラシがけ
E型	〃	〃	プライマー剥離剤を1回塗りにより除去	〃	〃	〃
F型	〃	〃	な し	〃	〃	サンドブラスト(SPグリット)
G型	〃	〃	〃	〃	〃	処理なし
H型	〃	150	サンドブラスト後亜鉛メタリコン厚さ約80μをスプライスのみにほどこす	〃	7	〃

1) サンドブラスト ：SPグリットを使用，グリットの主成分 FeO 54.5 %，SiO_2 28.8 %，Al_2O_3 9.0 %，吹付け圧力 6 kg/cm²，ノズル口径 8 mm，グリットの粒径約100～400 μ。
2) ウオッシプライマー ：亜鉛マストゴム系溶剤（東亜ペイント）
3) 剥 離 剤 ：主成分メチレングロライド（江戸川合成KK）
4) ビニール系樹脂膜：主成分塩化ビニール・ケトン系溶剤（大阪ワニス）
5) 表面アラサ ：サンドブラスト直後では約20S

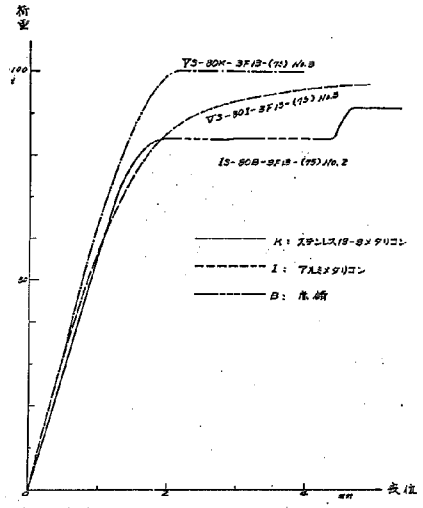


図 8.4.2　メタリコン処理摩擦接合の荷重変位曲線

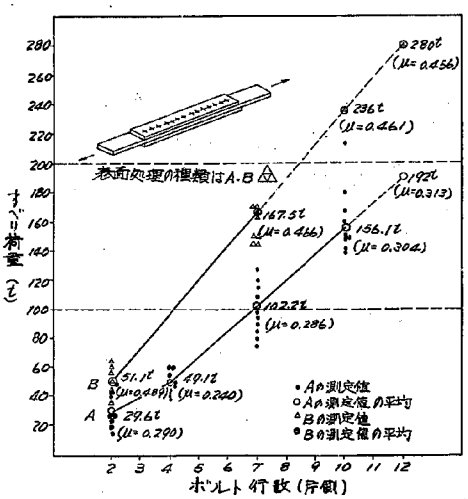


図 8.4.3　ボルト行数とすべり耐力

リコンに着目し，調査した結果例えば，静的引張試験では，Zn—Al，ステンレス18—8でそれぞれ0.57，0.61が記録された。メタリコンは防蝕方法として考えられるので，引張力をうける高張力鋼の腐蝕性を考慮すれば，さらに有用であろう。メタリコンおよび赤錆発生処理をほどこした継手試験の荷重変位曲線を図 8.4.2 に示す。

(3)　多行ボルト継手の耐力変化

摩擦接合継手は，リベットに比べて，比較的応力集中の程度が小さいので応力方向のボルト本数を大きくできるといわれるが，まず応力方向に１０本程度を設計上の目安と考えて，2，4，7，10行 の継手を製作し試験した結果，図 8.4.3 に示すように １０行までは耐力の低下はみられず，ボルトの行数とすべり耐力との関係が直線的であることから判断して，１２行程度でも問題はないと考えられる。

このことから摩擦接合について，多行の継手が可能であることから長大橋の継手或いは高強度鋼の継手など大きな力の伝達がおこなわれる継手に対しての適正が判った。

(4)　摩擦接合継手の応力状態

母材の応力状態および材間に働らくセン断力の分布をそれぞれ応力およびずれ量の大きさとして図 8.4.4，図 8.4.5 に示すが，これらの図の応力分布の形は，図 8.4.6 に示す応力分布模型とはよく合うことがわかる。

8.5　ボルト軸力導入法調査

8.5.1　調査の方法

ボルトの締め付け方法は，摩擦接合にとっては，重要な問題である。締め付け方法には，トルク法（ナットに与えるトルクの大きさを規定する方法）或いは回転角法（ナットが回転

する量で規定する方法）があるが，我国では通常トルク法によることが多い。これらを調査するために，花輪橋の施工時には約2000本，実験室で約750本のボルトをトルク法で締めつけた。前者では，作業の能率の向上をはかるための締めつけ具および順序等について，後者ではインパクトレンチを用いてトルク法により締めつけた場合の導入軸力の分散の程度を調査した。

8.5.2　調査の結果

締めつけの順序は通常標準軸力の80%，100%の2度にわたっておこなうが，作業能率を向上させるため100%を2度おこなうことにした。

導入軸力測定結果の分散は表8.5.1に示す。

表8.5.1　導入ボルト軸力測定結果の分散

測定法	平均値 $(\bar{x})$	標準偏差 (σ)	$(\sigma/\bar{x})\times 100$
手締めをキヤリブレーターで測定	5.62t	0.532t	9.5%
インパクトレンチをキヤリブレーターで測定	25.04	1.919	7.6
W.S.G.による軸力の測定	22.96	2.840	12.3

これより導入軸力の誤差範囲の最大を推定すれば，破断応力近くまで締めつけられてしまう場合も考えられるので，設計軸力の10%増を標準軸力とすることについては再検討する必要があろう。とくに，100%で2度締めを行なう場合は，設計軸力を標準軸力として施工するべきであろう。

また，これらの締めつけ作業は主として，現在最も能力の大きいインパクト

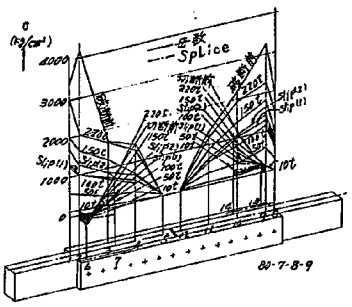


図8.4.4　継手各部における応力

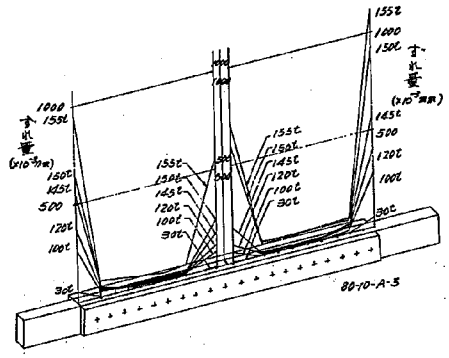


図8.4.5　継手各部のずれ量

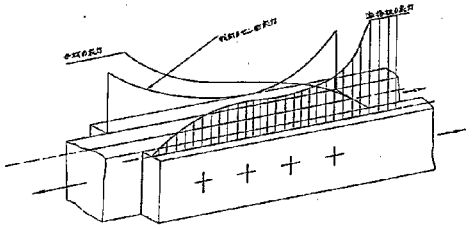


図8.4.6　継手の応力状態

レンチによったが，いずれも３００本程度の締めつけで故障を生じており，能力が十分でないことが分った。高能力の締めつけ具は現在各社で開発中でありとくに新十三大橋に試用された新型レンチの実用性はほゞ確かめられたといえる。

8.6. 設計施工指針調査

8.6.1 調査の方法

昭和４０年度予備設計のための設計指針として「本州四国連絡橋上部構造高力ボルト接合設計指針」を作成した。

この指針は，おもに道路協会の指針に沿ったものであるが，今後調査が進んだ段階で改善される予定である。詳細は，土木研究所資料第７９号[3]を参照されたい。8.6.2に主として，許容耐力に関する項目を述べる。

施工指針については，実橋適用経験をもとにして「高力ボルト摩擦接合施工指針（案）」を作成した。詳細は，土木研究所資料第２７号[1]を参照されたい。

8.6.2 調査の結果

「本州四国連絡橋上部構造高力ボルト接合設計指針」の許容耐力に関する規定はつぎのとおりである。

(1) 吊橋吊構造部

吊構造部の現場接合は，高力ボルト摩擦接合とし，設計ボルト軸力および４種Ｗ７/８ １本１摩擦面当りの許容耐力は，表8.6.1のとおりとする。

表 8.6.1

ボルトの呼び	オネジの外径	設計ボルト軸力	ボルト１本１摩擦面あたりの許容耐力
Ｗ ７/８	２２.２㎜	２５.６ t	６.０２ t

なお，許容耐力の割り増しは，材料の許容応力度の割り増しに準ずる。

許容耐力の算定は次式による。

$$Pa = \frac{1}{\nu} \cdot \mu \cdot Pv$$

ここで，ν：安全率（＝1.7），μ：すべり係数（＝0.4），Pv：設計ボルト軸力 (t)

$$Pv = \frac{0.9}{K} \cdot \sigma_{0.2} \cdot Ae$$

ここで，K：ボルト軸部のねじりセン断の影響を考慮した係数（＝1.14），$\sigma_{0.2}$：0.2％耐力（１１０Kg/㎟），Ae：ボルトねじ部の有効断面積（㎟）

(2) 吊橋主塔

主塔の現場接合は，高力ボルト摩擦接合と高力ボルト引張接合の２種とする。摩擦接合の場合，設計ボルト軸力および４種Ｗ７/８ボルトの１本１摩擦面当りの許容耐力は表8.6.2の

とおりとする。

表 8. 6. 2

ボルトの呼び	オネジの外径	設計ボルト軸力	ボルト1本1摩擦面あたりの許容耐力
W 1	25.4 mm	33.6 t	7.91 t

引張接合の場合の引張ボルトの許容耐力は，設計ボルト軸力の60％とする。なお引張接合は架設時のみに引張応力が作用する部材の接合に使用する。摩擦結合部に引張が働らく場合は，ボルトの許容耐力は次式により決定する。

$$Pa = \frac{\mu}{\nu}(Pv - T)$$

ここで，Pa：許容力，μ：すべり係数，ν：安全率，Pv：設計ボルト軸力，T：ボルト軸方向に働らく引張力である。参考として花輪橋架設時の許容耐力を表 8. 6. 3 に示す。

表 8. 6. 3　花輪橋高力ボルト摩擦接合の設計耐力

ボルトセットの種類	すべり係数	安全率	設計軸力	標準軸力＊	2面摩擦1本当りの許容耐力	使用箇所
F13T, W7/8	0.4	1.8	24.263 t	26.0 t	10.784 t	主ゲタ
F 9T, W7/8	0.35	1.7	15.440	17.0	6.358	横ゲタ・横構

＊施工時に基準とする軸力

ボルト孔の控除率に関する規定は，引張に対して，純断面で設計するとした。ドイツでは1963年の規準で，ボルト孔の中心より添接板端部に向ってすでに40％の応力伝達があるとしているが，我国ではボルトの周辺の応力伝達率の大きさがまだ確認されていないため純断面で設計することにした。しかし，今後，この点について，さらに調査をおこなう予定である。

なお，昭和39年度に行なった，トラス弦材施工性試験で設計した継手では，50％の応力伝達を仮定して，約98％の継手効率が得られた。

8.7　支圧接合調査

8.7.1　調査の方法

支圧接合は，ほぼリベット接合と同じ原理でセン断あるいは，支圧型の接合法である。摩擦接合に比較すると支圧型接合は同程度の強度のボルトを使用してもかなり大きな耐力を有すると云われている。我国では，従来あまり使用されなかったが，打ち込み型の支圧ボルトが開発され，実用例もでてきたので，支圧型接合の継手の基本的な静的引張試験をおこない，(1)摩擦接合との耐力の比較。(2)荷重変位曲線の把握などについて調査した。

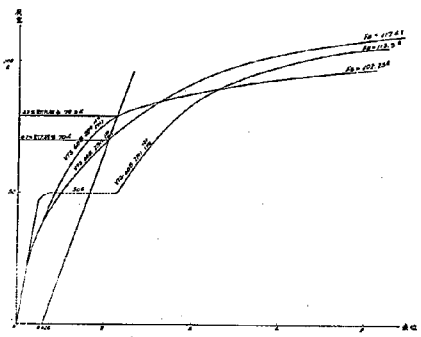


図 8. 7. 1　支圧型接合と摩擦接合の荷重変位曲線

8. 7. 2　調査の結果

支圧型接合と摩擦接合の耐力の違いは，図8.7.1の荷重変位曲線に示すように，0.2％耐力に相当する耐力を支圧型接合の設計基準とすれば，摩擦接合のすべり耐力に対して約４０％の増となる。

また，リベットに準じて破断に設計基準をとれば，約１３５％の増となった。これは比較的小さな継手（２行ボルト）の実験例にすぎないが，ボルト当りの許容耐力は著しく大きく取り得ると考えられる。荷重変位曲線の性状は，弾性範囲の曲線が摩擦接合に比較して傾斜しているのが特徴といえる。

8. 8　今後の問題点

(1)　摩擦接合

現在最も重要な課題は，遅れ破壊現象の原因究明とその対策である。この問題は，材質・加工・設計・施工・環境等あらゆる面の検討が必要であり試験方法も確立されていない状態であるので長期にわたる調査が必要と思われる。設計上では，ボルト孔の控除率の調査が必要である。摩擦接合の最も優れた特色を生かすとともに，引張部材を総断面で接合することは，工数を著しく低減させることができるものであることからも充分に調査する予定である。なお，さらに，すべり係数の向上に関する調査・くり返し荷重に対する強さの調査・施工法の簡易化に関する調査も現在実施中であり今後も継続する予定である。

(2)　支圧型接合

支圧接合は，ボルト当りの耐力も大きくとれ，耐力の変動も小さいと思われるので，今後非常に有望である。

現在の調査段階は，極めて基本的な実験に過ぎないので，今後は，部材の製作精度と施工性・支圧型多行ボルト継手の限界・板がうける打込み傷の切欠き効果と疲労強度等についての調査をおこなうとともに，摩擦接合用ボルトの支圧型接合への使用についても検討したい。

(3)　引張接合

継手がくり返し荷重をうける場合の強さに関連して，ボルトの導入軸力の大きさについて，フランジの設計法についてまだ，明確ではないので，これらの点についての調査が必要と思われる。

(4)　そ の 他

継手部は，腐蝕に対して，弱いので，継手全体の防蝕法が必要と思われる。この点については現在調査を計画中である。

参　考　文　献

1) 建設省土木研究所：花輪跨道橋・高力ボルト摩擦接合について　－F13T ボルトの実橋への適用－，土木研究所資料第27号（本州四国連絡架橋調査・材料構造調査・調査資料№40），昭和40年4月．

2) 多田，篠原，山木：“80キロ鋼部材の高力ボルト摩擦接合について”第12回橋梁構造工学研究発表会，日本学術会議構造工学研究連絡委員会，昭和40年11月．

3) 建設省土木研究所：“本州四国連絡橋上部構造高力ボルト接合設計指針（昭和40年度予備設計）”土木研究所資料第79号（本州四国連絡架橋調査・材料構造調査・調査資料№49），昭和40年7月．

9. 平行線ケーブル架設法調査

9.1 調査の目的

長径間吊橋に使用される平行線ケーブルの架設に関して空中架設法（いわゆるエアスピニング）による場合の工法，架設用機械設備等について研究しわが国での施工に役立てる。

9.2 調査の方法と経過

調査は設備，工法を調べるために模型（中央径間7.5m）の製作，1500m 級を対象とした駆動装置の概略試算，実験設備（中央径間150m）の設計，製作，ストランドの架設実験及び㈱神戸製鋼所よりの委託による同社製の架設装置の試験を行った。

またこれらの結果を基礎として500m，1000m 及び1500m 級を対象とした空中架線法による平行線ケーブル架設の工期及び工費の積算を行った。

9.3 調査の結果

(1) 模型の製作

架設の機構を把握するために実際に架線できる模型を製作した。仕様の概略を表 9.3.1 に示す。

(2) 駆動装置の概略試算

素線の張力と曳索張力の関係を求め曳索速度及び素線張力を外口の例より仮定し，駆動設備の動力及びリール駆動機構についての概略計算を試みた。計算結果を表 9.3.2 に示す。

(3) 架設実験

(a) 実験装置及び神鋼製の架設装置の概要を表 9.3.3，図 9.3.1 に示す。

表 9.3.1　模型の仕様

主要寸法	中央径間	7,500㎜
	側径間	3,750㎜
	サグ比	1/12
	素線	0.16㎜φ メッキ鋼線
曳索駆動装置	原動機	交流電動機　100V　12W
	スピニングホイール	片側1車づつ往復2車
	同時に架線できる素線数	1スピニングホイール当り　2本
曳索		特殊撚テトロン組紐1ループ

表 9.3.2　概略計算結果（昭和40年3月）

項目		単位	(1300m)	1500 m		備考
			V.N.	A.B.	R.	
曳索	スピニングホイールにかる荷重P	Kg	1448	1448	400	素線4本掛
	基本張力　T_5	Kg	2896	2896	800	
	最大張力　T_1	Kg	8820	10070	2730	
	使用曳索直径	㎜	25.4φ	28φ	14φ	6×7
	安全率		4.3	4.7	4.3	
	駆動動力	P.S.	375	455	170	
素線	最大張力	Kg	362	362	100	
	内 摩擦力	Kg	59	59	59	
	内 ブレーキによる最低制動力	Kg	62	62	—	
	内 加速に使用する力	Kg	241	241	41	
	回転体等価慣性量	Kgs^2/m	2000	2000	2000	
	加速度	m/s^2	0.12 ～0.19	0.12 ～0.19	0.12 ～0.19	
	リール駆動による相当張力	Kg	—	—	200	
	リール駆動力	P.S.	—	—	12	
工期	サイクルタイム(素線4本当り)	min	10	13	13	
	1日15時間当りの素線数	本	2880	2208	2208	
	延素線数	本	26108	73236	73236	
	工期	日	196*	310	310	*週5日

注；V.N.　ベラザノナロウズの例　　R.　ローブリング方式によるもの

A.B.　アメリカンブリッジ方式によるもの

表 9.3.3　実験装置の概略

主要寸法	中央径間	150m
	側径間	20m
形成されるストランド	素線	5㎜φ　メッキ鋼線
	サグ比	1／30
	素線数	292本
	ストランド数	1本
曳索駆動装置	原動機	
	呼称	三菱 JH4 ガソリン機関
	連続定格出力	40 P.S.(JIS D1005 準用)
	定格回転速度	2,400 r.p.m.
	クラッチ	乾式足踏式
	変速機	すべりかみ合い式
		前進4段　後進1段
	ウインチ	
	ドラム径	800㎜φ
	ブレーキ	外部収縮手動式
スピニングホイール及び曳索	1回の架線数	2本又は4本
	曳索	14㎜φストランドロープ(6×37)
リールブレーキ装置		外部収縮手動式
神鋼製		
曳索駆動装置	原動機	
	呼称	神鋼造機 Z312 デイーゼル機関
	出力	100 P.S.(JIS B 8014 適用)
	定格回転速度	2,000 r.p.m.
	トルクコンバータ	三要素一段
	ウインチ	
	ドラム径	600㎜φ + 500㎜φ
	ブレーキ	外部収縮油圧操作
リールブレーキ装置	形式	ディスク式
		油圧操作(素線緊張用は素線平衡重錘の位置に応じて制御)

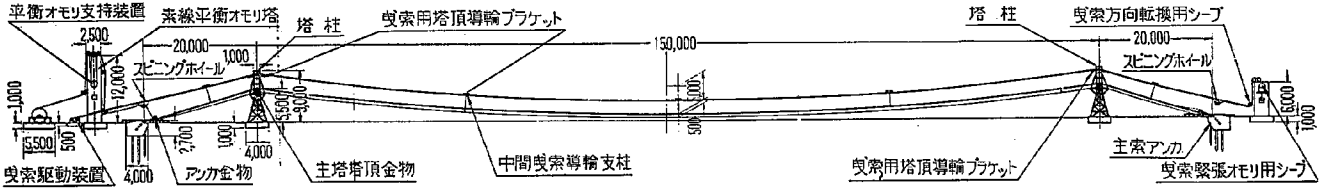


図 9. 3. 1　平行線ケーブル架設試験装置全体図

(b) 実験結果

実験はストランドを2回，受託実験で1回行った。

実験の条件，結果の概要を表 9.3.4 に示す。

表 9.3.4 実験の条件結果の概要

項目	条件及び結果			適用
	(第1回)	(第2回)	(受託)	
条件				
ストランド架設回数	2	回	1 回	
一回の架設数	4本	全 左	全 左	
素線平衡重錘	約360Kg	全 左	全 左	
曳索緊張重錘	約2,400Kg	全 左	全 左	
素線の性質	直線性 普通	直線性 良	直線性 普通	
測定値				
曳索速度		156m/min	370m/min	
曳索張力		650 Kg	570Kg	
そのうち				
運動部分の損失分		180 Kg	—	
素線の張力分		118Kg×4	—	
所要動力 ウインチ		24 P.S.	47 P.S.	
所要動力 原動機		30 P.S	67 P.S.	
サイクルタイム				
全体の平均	15.0分	10.5分	7.0分	
最初の10回を除いた平均	13.9	9.6	6.0	
最初の10回の平均	24.2	16.7	13.3	
最後の10回の平均	11.3	8.7	3.7	
最頻値	9	9	4	
中位数	12	9	5	
作業人員	16 名	16 名	23 名	

実験の結果明らかにされたことは次のとおりである。

(i) 曳索速度は駆動装置の改良により最高速度として300m/min 以上期待しうる。

(ii) 曳索駆動装置としては動力を伝達した状態で速度を変化しうる構造が望ましい。

(iii) リールのブレーキの自動化についてはまだ問題点が残されている。

(iv) 1個所当りのサグ調整時間は手順，工具の改良により限界が求められ，1～1.5分

を期待しうる。

(4) 積　算

実験結果，文献などを基本として，中央径間５００m，１０００m，１５００mの3径間吊橋についての設備を仮定し工期，工費の積算を行い，またこれより多径間吊橋の工期，工費も類推した。これらの結果は本州四国連絡道路調査事務所で行う全体工期，工費積算の資料として役立てた。

(5) 今後の問題点

平行線ケーブルの空中架線法については，設備関係では原動機にディーゼル機関を用いた場合のトルクコンバータの容量の選定，ガバナ形式の検討，リールブレーキ操作の検討などがあり，また今までの実験ではストランドまでであるのでケーブルを完成させるためのストランドのサグ調整法，スクイージング，ラッピングの方法の調査などを必要とする。またこれまでの実験はいわば実験室における実験であり，これを実工事に用いる場合，規模，工期の相違，風と作業性の関係，機械の配置と作業性などを検討する必要があろう。

空中架線法によらず工場製作の平行線ケーブルの製作，運搬，保管及び架設法についての調査も必要であろう。

あ と が き

報告書のまとめにあたつては，可能なかぎり具体的な技術資料を記載し部外の方は勿論，我々も有効に利用できるように考えた。また表現方法についても執筆要領を統一し，なるべく意の通りやすいようにしたつもりであるが，何分にも多くの担当者による分担作業であり，専門用語も多く，かつ短時日にまとめたので不十分な点はまぬかれないであろう。この点は，事情止むを得ないものと御寛容いたゞければ幸いである。

架橋計画の予備調査は近々終了するであろうが，それは同時に実施調査の開始でもある。そのときは改めてこの報告に述べた問題点を検討して，遺漏のないようにし調査の方針が正しい方向に向くようにしたいと考えている。

何れにしても架橋の実現は遠い将来でなく，現実のものになつてきたことは調査を担当するものにとつて今後の重責を感ずると同時に，技術者として，大きい喜びと考えている次第である。

付録Ⅰ　調査関係資料，報告，電算プログラム
および主要施設機械一覧

1. 本州四国連絡架橋調査に関する調査資料、研究報告等一覧

1－1　調査報告書、調査資料

(1) 総合報告書

〔1〕 建設省土木研究所 ： 昭和３６年度に実施した調査研究の概要
昭和３７年　７月

〔2〕 建設省土木研究所 ： 昭和３７年度に実施した調査研究の概要
昭和３８年　７月

〔3〕 建設省土木研究所 ： 昭和３８年度に実施した調査研究の概要
昭和３９年　７月

〔4〕 建設省土木研究所 ： 昭和３９年度に実施した調査研究の概要
昭和４０年　７月

〔5〕 建設省土木研究所 ： 昭和４０年度道路事業調査費（本州四国）報告書

(2) 地質調査

〔1〕 建設省土木研究所 ： 本州四国連絡架橋地質調査報告書（Ⅱ）
昭和３６年　３月

〔2〕 建設省土木研究所 ： 本州四国連絡架橋地質調査報告書（Ⅲ）
昭和３７年　３月

〔3〕 建設省土木研究所 ： 本州四国連絡架橋地点地質調査
昭和３８年　３月

註、建設省道路局：本州四国連絡架橋地質調査報告書（Ⅰ）
技術調査概要報告　昭和３６年　６月

(3) 基礎工法調査

〔1〕 建設省土木研究所 ： 大型深基礎施工例略報、
本州四国基礎工調査資料№1.　昭和３７年　４月

〔2〕 建設省土木研究所 ： 大口径ボーリング機械（海外文献紹介）
本州四国基礎工調査資料№2　昭和３７年　７月

〔3〕 建設省土木研究所 ： くい基礎文献集録（海外雑誌、1958－1962）
本州四国基礎工調査資料№3　昭和３８年　１月

〔4〕 建設省土木研究所 ： Domed Caisson の施工について（特にサンフランシスコ・オークランドベイ橋の下部工事について）

本州四国基礎工調査資料№4　　昭和３８年１０月

〔5〕 建設省土木研究所 ： 錨および錨鎖の把駐力に関する資料（運輸省資料の再録）
本州四国基礎工調査資料№5　　昭和３９年　２月

〔6〕 建設省土木研究所 ： 本州四国連絡架橋調査基礎工法調査昭和３８年度報告書
本州四国基礎工調査資料№6　　昭和３９年　４月

〔7〕 建設省土木研究所 ： 水中発破に関する資料
本州四国基礎工調査資料№7　　昭和３９年　９月

〔8〕 建設省土木研究所 ： 本州四国連絡橋架橋調査コアーに関する室内試験報告書
本州四国基礎工調査資料№8　　昭和３９年　９月

〔9〕 建設省土木研究所 ： CABLE ANCHORAGEの基本構造に関する資料
本州四国基礎工調査資料№9　　昭和３９年　９月

〔10〕 建設省土木研究所 ： 基礎工法試案
本州四国基礎工法調査資料№１０　　昭和３９年　９月

〔11〕 建設省土木研究所 ： 本州四国連絡道路橋の基礎地盤のせん断特性に関する資料
土木研究所資料第７１号（本州四国基礎工調査資料№11）
昭和４０年　７月

〔12〕 建設省土木研究所 ： 大型（ϕ３００cm）鉛直載荷試験
土木研究所資料第８１号（本州四国基礎工調査資料№12）
昭和４０年　７月

〔13〕 建設省土木研究所 ： 支持力公式に関する資料
土木研究所資料第９８号（本州四国基礎工調査資料№13）
昭和４０年　８月

〔14〕 建設省土木研究所 ： 木曾川橋脚振動実験
土木研究所資料第１７９号（本州四国基礎工調査資料
№１４）　　昭和４１年　４月

〔15〕 建設省土木研究所 ： 水中基礎堀削機械の調査
機械３８－１４　　昭和３４年　３月

〔16〕 建設省土木研究所 ： エアリフトポンプ実験報告書
機械３９－９　　昭和３９年　９月

〔17〕 建設省土木研究所 ： 加藤T＆Kアースドリル性能試験報告書
土木研究所資料第１００号　　昭和４０年　８月

〔18〕 建設省土木研究所 ： リバースサーキュレーションドリルの作業試験報告
土木研究所資料第１９５号　　昭和４１年　７月

(4) 耐風調査

〔1〕 建設省土木研究所 ： 川俣大橋振動試験報告書
昭和３９年 ３月

〔2〕 建設省土木研究所 ： 吊橋の耐風安定性に関する文献調査
昭和４０年 ９月

〔3〕 建設省土木研究所
東京大学 ： 吊橋部分模型による風胴実験
昭和４０年 ３月

〔4〕 建設省土木研究所
東京大学 ： 本州、四国連絡道路橋の耐風安定性
昭和４１年 ３月

(5) 耐震調査

〔1〕 建設省土木研究所 ： 地震荷重に関する調査、吊橋の地震荷重（その１）（地震応答スペクトル）
耐震調査報告書№１ 昭和３９年 ９月

〔2〕 建設省土木研究所 ： 地震荷重に関する調査、吊橋の地震荷重（その二）（地盤の震度が0.2の場合）
耐震調査資料№２ 昭和３９年１０月

〔3〕 建設省土木研究所 ： 地震荷重による吊橋上部構造の応力算出について
土木研究所資料第３１号（耐震調査資料№３）
昭和４０年 ５月

〔4〕 建設省土木研究所 ： 地震荷重に関する調査、吊橋の地震荷重（其の２）（地盤の震度が0.2の場合）
土木研究所資料第58号（耐震調査資料№２）昭和３９年１０月・・・資料〔2〕を昭和４０年６月に再版した。

〔5〕 建設省土木研究所 ： 吊橋下部構造の地震荷重および地盤反力算出法
土木研究所資料第８３号（耐震調査資料№４）
昭和４０年 ８月

〔6〕 建設省土木研究所 ： 吊橋下部構造の地震荷重について
土木研究所資料第１４２号（耐震調査資料№５）
昭和４１年 ２月

〔7〕 建設省土木研究所 ： 吊橋上部構造全橋模型による振動実験、Ａ－概算設計Ｌ１５００Ｍ、Ａ－１ 模型設計計算および実験計画
土木研究所資料第１８２号（耐震調査資料№６）
昭和４１年 ５月

〔8〕 建設省土木研究所 ： 吊橋上部構造全模型による振動実験、Ａ－概算設計Ｌ１５００Ｍ、Ａ－２静的載荷試験

土木研究所資料第１８３号、（耐震調査資料№７）
昭和４１年　５月

〔9〕　建設省土木研究所　：　水中ケーソンの振動時における水圧増加に関する室内実験調査
土木研究所資料第２０２号（耐震調査資料№８）
昭和４１年１０月

(6) 材料構造調査

〔1〕　建設省土木研究所　：　横荷重作用時における吊橋（翻訳）
材料構造調査資料№１　昭和３６年　７月

〔2〕　建設省土木研究所　：　吊橋に対する総合撓度理論（翻訳）
材料構造調査資料№２　昭和３６年　８月

〔3〕　建設省土木研究所　：　吊橋の影響線解法（翻訳）
材料構造調査資料№３　昭和３６年　７月

〔4〕　建設省土木研究所　：　吊橋の横方向曲げ（翻訳）
材料構造調査資料№４　昭和３６年　８月

〔5〕　建設省土木研究所　：　多層にわたつて支索で支えた塔の設計（風荷重）（翻訳）
材料構造調査資料№５　昭和３６年　８月

〔6〕　建設省土木研究所　：　補剛トラスとケーブル間の風荷重分配に関する比較計算結果の考察
材料構造調査資料№６　昭和３７年　３月

〔7〕　建設省土木研究所　：　吊橋の可撓性塔における問題（翻訳）
材料構造調査資料№７　昭和３６年　８月

〔8〕　建設省土木研究所　：　S．F．O．B吊橋における地震応力（翻訳）
材料構造調査資料№８　昭和３６年１０月

〔9〕　建設省土木研究所　：　S．F．O．B吊橋における地震応力（付録）（翻訳）
材料構造調査資料№９　昭和３６年　９月

〔10〕　建設省土木研究所　：　長支間道路橋における活荷重（翻訳）
材料構造調査資料№１０　昭和３６年１０月

〔11〕　建設省土木研究所　：　長大橋梁文献リスト
材料構造調査資料№１１　昭和３６年１２月

〔12〕　建設省土木研究所　：　空中架線法による平行線ケーブルの架設
材料構造調査資料№１２　昭和３７年　３月

〔13〕　建設省土木研究所　：　仕様書（長大吊橋平行線ケーブル用鋼線試作）
材料構造調査資料№１３　昭和３９年　１月

〔14〕 建設省土木研究所 ： 昭和３８年度（長大吊橋平行線ケーブル用鋼線試作）メーカー提出報告様式
材料構造調査資料No.14 昭和３９年 ２月

〔15〕 建設省土木研究所 ： ８０キロ鋼の材料試験用試験片の製作ならびに疲労試験における仕様書、メーカー提出報告書様式
材料構造調査資料No.15 昭和３９年 ２月

〔16〕 建設省土木研究所 ： 鋼橋塗装工事仕様資料
材料構造調査資料No.16 昭和３９年 ３月

〔17〕 建設省土木研究所 ： 高強度鋼の設計指針
材料構造調査資料No.17 昭和３９年 ５月

〔18〕 建設省土木研究所 ： 既設吊橋の設計示方書
材料構造調査資料No.18 昭和３９年 ５月

〔19〕 建設省土木研究所 ： 吊橋用平行線ケーブルの架設
材料構造調査資料No.19 昭和３９年 ５月

〔20〕 建設省土木研究所 ： 米国における吊橋（講演資料）
材料構造調査資料No.20 昭和３９年 ３月

〔21〕 建設省土木研究所 ： 米国における長大橋下部工の設計資料
材料構造調査資料No.21 昭和３９年 ４月

〔22〕 建設省土木研究所 ： ベラザノ ナロウズ吊橋のケーブル架設について
材料構造調査資料No.22 昭和３８年１０月

〔23〕 建設省土木研究所 ： 米国における自動車交通の制限速度幅員構成交通信号などについて
材料構造調査資料No.23 昭和３９年 ６月

〔24〕 建設省土木研究所 ： 長大橋の設計活荷重
材料構造調査資料No.24 昭和３９年 ６月

〔25〕 建設省土木研究所 ： 吊橋基本構造に関する電子計算機プログラム
材料構造調査資料No.25 昭和３９年 ６月

〔26〕 建設省土木研究所 ： 吊橋とカンテイレバー橋のもつ経済性と限界スパン長について（翻訳）
材料構造調査資料No.26 昭和３９年 ７月

〔27〕 建設省土木研究所 ： 米国における吊橋の工費積算単価
材料構造調査資料No.27 昭和３９年 ８月

〔28〕 建設省土木研究所 ： 吊橋の基本構造資料
材料構造調査資料No.28 昭和３９年 ９月

〔29〕 建設省土木研究所 ： 鞍量床版資料（１）
材料構造調査資料№２９ 昭和３９年９月

〔30〕 建設省土木研究所 ： ８０キロ鋼資料（１）
材料構造調査資料№３０ 昭和３９年 ９月

〔31〕 建設省土木研究所 ： BENJAMIN−FRANKLIN BRIDGE
材料構造調査資料№３１−１ 昭和３９年１０月

〔32〕 建設省土木研究所 ： SAN FRANCISCO−OAKLAND BAY BRIDGE
材料構造調査資料№３１−２ 昭和３９年１０月

〔33〕 建設省土木研究所 ： TACOMA NARROWS BRIDGE
材料構造調査資料№３１−３ 昭和３９年１０月

〔34〕 建設省土木研究所 ： WALT WHITMAN BRIDGE
材料構造調査資料№３１−４ 昭和３９年１０月

〔35〕 建設省土木研究所 ： VINCENT THOMAS BRIDGE
材料構造調査資料№３１−５ 昭和３９年１０月

〔36〕 建設省土木研究所 ： MIDDLE FORK FEATHER RIVER BRIDGE
材料構造調査資料№３１−６ 昭和３９年１０月

〔37〕 建設省土木研究所 ： CARQUINES STRAIT BRIDGE
材料構造調査資料№３１−７ 昭和３９年１０月

〔38〕 建設省土木研究所 ： 二ヒンジ補剛トラス吊橋試算設計総括表
材料構造調査資料№３２ 昭和３８年 ４月

〔39〕 建設省土木研究所 ： 橋面薄層舗装試験報告書(1)
材料構造調査資料№３３ 昭和３９年１０月

〔40〕 建設省土木研究所 ： 模型による補剛トラスのねじり試験（プリンストン大学の修士論文より)（翻訳）
材料構造調査資料№３４ 昭和３９年１０月

〔41〕 建設省土木研究所 ： 長大吊橋平行線ケーブル用鋼線試作試験報告書(1)
材料構造調査資料№３５ 昭和４０年 ３月

〔42〕 建設省土木研究所 ： 長大吊橋平行線ケーブル用鋼線試作試験報告書(2)
土木研究所資料第６０号、
（材料構造調査資料№３６） 昭和４０年 ３月

〔43〕 建設省土木研究所 ： 長大吊橋平行線ケーブル用ラッピングワイヤー試作試験報告書(1)
材料構造調査資料№３７ 昭和４０年 ３月

〔44〕 建設省土木研究所 ： 吊橋基本設計に関する電子計算機プログラム
材料構造調査資料№３８ 昭和４０年 ３月

〔45〕 建設省土木研究所 ： 薄層舗装試験報告書（１１）

土木研究所資料第１０１号、(材料構造調査資料No３９)
昭和４０年　３月

〔46〕　建設省土木研究所　：　花輪跨道橋、高力ボルト摩擦接合について
土木研究所資料第２７号、(材料構造調査資料No４０)
昭和４０年　４月

〔47〕　建設省土木研究所　：　風荷重による吊橋上部構造の応力算出について
土木研究所資料第３５号、(材料構造調査資料No４１)
昭和４０年　５月

〔48〕　建設省土木研究所　：　地震荷重による吊橋上部構造の応力算出について
土木研究所資料第３１号、(材料構造調査資料No４２)
昭和４０年　５月

〔49〕　建設省土木研究所　：　花輪橋プレキャスト床版の挙動調査
土木研究所資料第２６号、(材料構造調査資料No４３)
昭和４０年　４月

〔50〕　建設省土木研究所　：　本州四国連絡橋上部構造設計示方書
土木研究所資料第３６号、(材料構造調査資料No４４)
昭和４０年　５月

〔51〕　建設省土木研究所　：　吊橋主塔の設計計算について
土木研究所資料第３７号、(材料構造調査資料No４５)
昭和４０年　５月

〔52〕　建設省土木研究所　：　本州四国連絡橋上部構造設計示方書(補追)
土木研究所資料第３６号、(材料構造調査資料No４６)
昭和４０年　６月

〔53〕　建設省土木研究所　：　高強度鋼を用いた溶接鋼道路橋設計指針(案)溶接鋼道路橋用高強度鋼板規格(案)土木研究所資料第４５号
(材料構造調査資料No４７)　昭和４０年　７月

〔54〕　建設省土木研究所　：　本州四国連絡橋上部構造高力ボルト接合設計指針
土木研究所資料第７９号、(材料構造調査資料No４９)
昭和４０年　７月

〔55〕　建設省土木研究所　：　地震荷重による吊橋上部構造の応力算出について(改訂1)
土木研究所資料第１３５号、(材料構造調査資料No５０)
昭和４１年　１月

〔56〕　建設省土木研究所　：　鉄筋軽量コンクリート床版設計資料
土木研究所資料第１７７号、(材料構造調査資料No５１)
昭和４１年　４月

〔57〕　建設省土木研究所　：　Ｉ形鋼格子床版設計資料〔Ⅰ〕

土木研究所資料第１７８号、(材料構造調査資料No５２)
昭和４１年　４月

〔58〕　建設省土木研究所　：　平行線ケーブル架設調査－架設試験
土木研究所資料第１８９号、(材料構造調査資料No５３)
昭和４１年　６月

〔59〕　建設省土木研究所　：　平行線ケーブル架設試験、長大橋平行線ケーブルのスピンニング装置に関する実験報告書
土木研究所資料第１９３号、(材料構造調査資料No５４)
昭和４１年　７月

１－２　研究報告

(1)　地質調査

〔1〕　小野寺・今井・新谷　：　「本州四国連絡架橋地盤調査の概要－スパーカー法による地質調査－」
土木学会誌４４－１２　昭和３４年１２月

〔2〕　小野寺・新谷　：　「本州四国連絡海底地質調査－スパーカーによる地質調査」
土木技術資料１－１２　昭和３４年１２月

〔3〕　新谷・　：　「海底ボーリング工法」
土木技術資料３－５　昭和３６年　５月

〔4〕　新谷・　：　「新しい海底ボーリング工法」－円筒式ボーリング－
土木技術資料４－３　昭和３７年　３月

(2)　基礎工法調査

〔1〕　吉田・安江・吉中　：　「神戸層の工学的性質について」
岩の力学国内シンポジウム講演集　昭和３９年１１月

〔2〕　吉中　：　「砂礫および岩盤に対する簡易な載荷試験方法」
第１８回　建設省技術研究会報告書　昭和３９年１１月

〔3〕　吉中　：　「軟岩の三軸圧縮試験について」
第１１回　土質工学シンポジウム(昭和４１年度発表論文集)、土質工学会　昭和４１年１１月

〔4〕　吉田・駒田・吉中・足立：　「大型鉛直載荷試験による洪積世砂レキ層の変形特性」
土と基礎(14-12)、土質工学会　昭和４１年１２月

〔5〕　吉田、駒田　：　「地盤の横方向K－値について」
土と基礎１３－３　土質工学会　昭和４０年　３月

〔6〕 吉田 ： 「くいの設計に用いる横方向地盤係数について(1)」
土木技術資料5－11 昭和38年11月

〔7〕 吉田 ： 「くいの設計に用いる横方向地盤係数について(2)」
土木技術資料6－11 昭和39年11月

〔8〕 吉田・駒田 ： 「傾斜荷重に対する支持力計算とその適用例」
第1回土質工学研究発表会論文集、土質工学会
昭和41年11月

〔9〕 吉田・吉中 ： 「明石層および神戸層の工学的性質について、土木研究所報告」129号 昭和41年 1月

〔10〕 千田 ： 「大孔径高深度削孔機械性能試験について」
土木技術資料8－6 昭和41年 6月

〔11〕 桑垣・千田 ： 「本州四国連絡架橋用機械の調査」
建設の機械化、189号 昭和40年11月

〔12〕 有泉・近藤・森 ： 「甚之助谷地すべり地帯の自然放射能調査」
土木技術資料1－9 昭和34年 9月

〔13〕 近藤・荒木 ： 「神戸市垂水における自然放射能分布調査」
土木技術資料6－8 昭和39年 8月

〔14〕 I Yohida, K.Komada, S.Yoshioka: "Some Tests on Laterally Loaded Piles with Various Diameters, Jour. of Research, vol. 10, Public Works Research Institute, 1965

〔15〕 R.Yoshinaka ： "Engineering Properties of week Rocks", Soil and Foundation Japan Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.

〔16〕 I.Yoshida, K.Komada, R.Yoshinaka, Y.Adachi, "Settlement Characteristics of sand-Gravel Layers" Proc. of the 3rd Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering （投稿中）

(3) 耐風調査

〔1〕 横田・高田・成田 ： 「吊橋に作用する空気力の三次元性について(1)」
土木研究所報告、109号 昭和36年 1月

〔2〕 高田・大久保・成田 ： 「橋梁試験用風洞の特性」
土木研究所報告、128号 昭和41年 1日

〔3〕 大久保 ： 「長大吊橋の耐風耐震模型実験」

土木技術　昭和４０年　９月

〔4〕　大久保　：「長大吊橋の風胴実験」
道路　昭和４０年１１月

〔5〕　大久保・平井　：「本州四国連絡橋の耐風設計指針について」("On the Tentative Specification for the wind Resistant Design of Proposed Honshu—Shikoku Bridges") 第１１回橋梁、構造工学研究発表会講演概要およびProceedings of Symposium on Suspension Bridges(1966. 11)

〔6〕　大久保　：「長径間吊橋に対する設計風速の求め方」
土木技術資料８－１０　昭和４１年10月

(4)　耐震調査

〔1〕　高田・大久保・梁林　：「長大橋梁の設計震度について」(Earthquake Load in the Trans-Seto Inland Sea Suspension Bridges)、第１１回橋梁構造工学研究発表会論文集
昭和３９年１１月

〔2〕　高田・大久保・梁林　：「橋梁の耐震設計に関する研究(1)—地震応答スペクトル・1964」
土木研究所報告１２８号　昭和４０年１０月

〔3〕　梁林　：「動的応答を考慮した吊橋全橋の設計震度について」
第２１回土木学会年次学術講演会講演概要・第１部
昭和４１年５月

〔4〕　梁林　：「動的応答を考慮した本州四国吊橋の耐震計算法」
日本地震工学シンポジウム（１９６６）講演集
昭和４１年１０月

(5)　材料構造調査

〔1〕　多田・篠原　：「８０キロ鋼を用いたトラス弦材施工性試験、構造物における高張力鋼とその接合に関する研究」
第１２回橋梁構造工学研究発表会　昭和４０年１１月

〔2〕　多田・中村・篠原　：「８０キロ鋼の座屈試験」
土木技術資料５－６　昭和３８年　６月

〔3〕　藤井　：「海層舗装材料試験報告(1)」
土木技術資料７－８　昭和４０年　８月

〔4〕　藤井　：「海層舗装材料試験報告(II)」

土木技術資料７－９　昭和４０年　９月

〔５〕　伊吹山・大橋　：「長大橋の設計活荷重について」
土木技術資料６－９　昭和３９年　９月

〔６〕　大橋・佐伯　：道路橋の設計活荷重に車線荷重を与えた場合の問題点
第８回日本道路会議論文集　昭和４０年

〔７〕　建設省土木研究所　：ベラザノ・ナロウズ吊橋のケーブル架設について
土木研究所彙報第２３号　昭和３８年１０月

〔８〕　多田・太田　：「車道用プレキヤスト軽量鉄筋コンクリート床版(I)」
土木技術資料７－４　昭和４０年　４月

〔９〕　多田・太田　：「車道用プレキヤスト軽量鉄筋コンクリート床版(II)」
土木技術資料７－６　昭和４０年　６月

〔10〕　多田・太田　：「車道用プレキヤストＲＣ床版の破壊試験」
土木技術資料７－９　昭和４０年　９月

〔11〕　多田・篠原・山木　：「８０キロ鋼部材の高力ボルト摩擦接合について」
第１２回橋梁構造工学研究発表会・日本学術会議構造工学研究連絡委員会　昭和４０年１１月

〔12〕　中野・鈴木　：「平行線ケーブル架設調査について」
土木技術資料８－７、土木研究会　昭和４１年　７月

１－３　その他関連の調査・試験・研究報告ならびに資料等

(1)　地質調査

〔１〕　芥川　：「土木地質調査法Ⅰ」
土木技術資料　３－２　昭和３６年　２月

〔２〕　芥川　：「土木地質調査法Ⅱ」
土木技術資料　３－３　昭和３６年　３月

〔３〕　芥川　：「土木地質調査法Ⅲ」
土木技術資料　３－４　昭和３６年　４月

〔４〕　新谷　：「海に潜つてみたら（技術紀行）」
土木技術資料　４－９　昭和３７年　９月

〔５〕　芥川　：「速度検層装置の試作」
土木技術資料　４－１２　昭和３７年１２月

〔６〕　建設省土木研究所　：道路調査における空中写真地質判読
土木研究所資料五１４３　昭和４１年　３月

〔７〕　建設省土木研究所　：東京湾口横断道路地質調査報告書
土木研究所資料五１７３　昭和４１年　４月

〔8〕 小島・椎葉 ： 「軟岩のボーリング地質調査における物理検層の利用（その１）」
土木技術資料８－１０ 昭和４１年１０月

〔9〕 小島・椎葉 ： 「軟岩のボーリング地質調査における物理検層の利用（その２）」
土木技術資料８－１１（投稿中）
昭和４１年１１月

(2) 基礎工法調査

〔1〕 吉田 ： 「長大吊橋３０日間視察記」
土木技術資料８－２～６および８ 昭和４１年 ２月～６月および８月

〔2〕 駒田 ： 「塑性平衡応力状態にある土中応力の図解法」
土木技術資料９－１および２（投稿中） 昭和４２年 １月および２月

(3) 耐震調査

〔1〕 栗林・岩崎 ： 「道路橋における松代群発地震の強震観測結果」
土木技術資料８－１０ 昭和４１年１０月

〔2〕 建設省土木研究所 ： 松代地震強震記録（第一報）
土木研究所資料第１６３号 昭和４１年 ４月

〔3〕 建設省土木研究所 ： 松代地震強震記録（第二報）
土木研究所資料第１９４号・ 昭和４１年 ７月

〔4〕 建設省土木研究所 ： 橋梁下部構造の振動実験調査結果、一般道路事業調査
土木研究所資料１５２号、耐震調査資料№４
昭和４１年 ３月

〔5〕 建設省土木研究所 ： 新潟地震調査報告、
土木研究所報告第１２５号 昭和４０年 ６月

〔6〕 建設省土木研究所 ： 昭和大橋に関する調査・実測による振動特性調査、
新潟地震調査資料№１ 昭和３９年１０月

〔7〕 建設省土木研究所 ： 昭和大橋に関する調査、道路橋の耐震構造設計に関する規定による検討、
新潟地震調査資料№２ 昭和４０年 ２月

〔8〕 建設省土木研究所 ： 昭和大橋に関する調査・地震応答スペクトル曲線による動的応答解析、
新潟地震調査資料№３ 昭和４０年 ２月

〔9〕 建設省土木研究所 ： 八千代橋に関する調査・地震応答スペクトル曲線による

動的応答解析
新潟地震調査資料№4　昭和４０年　２月

〔10〕　構造研究室　：「振動の測定(I)、(II)」
土木技術資料６－１２および７－１　昭和３８年１２月
および昭和３９年１月

〔11〕　建設省土木研究所　：若戸橋応力試験報告書（動的載荷試験）
昭和３８年　３月

〔12〕　猪瀬・高田　：「橋脚の耐震性に関する研究」
土木研究所報告第８１号　昭和２６年　３月

〔13〕　建設省土木研究所　：昭和２３年６月２８日北陸震災調査報告
土木研究所報告第７８号　昭和２４年　３月

〔14〕　建設院第一技術研究所　：昭和２１年１２月２１日南海地震調査報告
土木研究所報告第７７号（建設院第一技術研究所第１６号概報）　昭和２３年　６月

〔15〕　村上　：「二鉸拱橋の振動に関する理論的算定と実測結果との比較」
土木研究所報告第６９号　昭和１８年　１月

〔16〕　物部　：「地震に因る動水圧を考慮せる重力堰堤の断面決定法」
土木研究所報告第２６号　昭和　９年　３月

〔17〕　青木　：「道路橋の振動試験」
土木研究所報告第１０号　昭和　３年　３月

〔18〕　建設省土木研究所　：長大吊橋に関する試験調査の概要
昭和４０年　６月

〔19〕　大久保　：長大吊橋の耐風・耐震模型実験
雑誌「土木技術」　昭和４０年　９月号

(4)　材料構造調査

〔1〕　小松原　：「若戸橋塗装用塗料試験報告」
土木研究所報告第１０９号　昭和３６年１１月

2. 本州四国連絡架橋調査に関する電算プログラム一覧

(1) 基礎工法調査（基礎研究室）

番号	電算プログラム名	言語	演算機種	内容
1.	KISO－1	AIGOL	OKITAC－5090H	任意分布荷重に対する沈下量の計算
2.	KISO－2	ALGOL	OKITAC－5090H	傾斜荷重に対する支持力の計算
3.	KISO－3	ALGOL	OKITAC－5090H	ケーソンの寸法決定の計算

(2) 耐風調査（構造研究室）

番号	電算プログラム名	言語	演算機種	内容
1	EVSUS(V)	IBM－FORTRAN	IBM－7090	吊橋の固有振動解析
2	CALCF	ALGOL H2	OKITAC－5090H	吊橋のフラッター限界風速の計算
3	CALCL	ALGOL H2	OKITAC－5090H	吊橋の横座屈限界風速の計算

(3) 耐震調査（耐震調査室）

番号	電算プログラム名	言語	演算機種	内容
1	EQRC(L)	IBM－FORTRAN	IBM－7090	地震応答スペクトル曲線（線型）
2	SEQR(L)－1	IBM－FORTRAN	IBM－7090	三径間吊橋地震時応答解析（線型）
3	HEQR(L)	IBM－FORTRAN	IBM－7090	道路橋地震時応答解析（線型 3自由度）
4	SEQR(L)－2	CDC－FORTRAN	CDC－3600	三径間吊橋地震時応答解析（線型）
5	EQRC(N)	IBM－FORTRAN	IBM－7090	構造物の弾塑性応答（非線型）
6	CODE－IN	CDC－COMPASS	CDC－3600	デイジタル量の ADCフォーマットへの変換
7	CODE－OUT	CDC－COMPASS	CDC－3600	ADCフォーマットの デイジタル量への変換および解析

EQ : Earthquake　R : Response　C : Curve　(L) : Linear
(N) : Non－linear　S : Suspension Bridge　H : Highway
CODE : Code Transformation　IN : Input Data
OUT : Output Data

(4) 材料構造調査（橋梁研究室）

番号	電算プログラム名	言語	演算機種	内容
1	SSV－1	IBM–FORTRAN	IBM–7090	三径間吊橋の活荷重による補剛ゲタの変位，断面力の計算（影響線）
2		CDC–FORTRAN	CDC–3600	
3		ALGOL	OKITAC–5090H	一～六径間吊橋の 〃 〃
4	SSV－2	IBM–FORTRAN	IBM–7090	三径間吊橋の活荷重による主塔の変位，反力，補剛ゲタの変位，断面の計算
5		CDC–FORTRAN	CDC–3600	
6		ALGOL	OKITAC–5090H	一～六径間吊橋の 〃 〃
7	SSH－1	IBM–FORTRAN	IBM–7090	横荷重による吊橋補剛ゲタの変位，断面力の計算
8		CDC–FORTRAN	CDC–3600	
9		ALGOL	OKITAC–5090H	
10	TOW－1	IBM–FORTRAN	IBM–7090	吊橋主塔の橋軸直角方向の計算
11		CDC–FORTRAN	CDC–3600	
12	TOW－2	IBM–FORTRAN	IBM–7090	吊橋主塔の橋軸方向の計算
13		CDC–FORTRAN	CDC–3600	
14		ALGOL	OKITAC–5090H	

3. 本州四国連絡架橋調査に関する主要施設機械の概要

(1) 基礎工法調査

A. 基礎工テストピット（基礎研究室）

設置年度　：昭和39年度，金額 8,594,000円

(i) 基礎テストピット上屋：鉄骨造 137.7 ㎡

(ii) テストピット寸法：全長 10.3 m，全巾 8.4 m
本体内寸法：巾 5.0 m，長さ 8.0 m，深さ 4.0 m

(iii) 載荷装置（鉛直）：山本扛重機製　○×型油圧ジャッキ
載荷能力　150トン，ストローク 250 mm
載荷面積　346.3 cm²

(iv) 載荷装置（水平）：山本扛重機製　○×型油圧ジャッキ
載荷能力　75トン，2台

(v) 給排水設備：径 40 mm　給水管，口径 56 mm
揚程　15 m，能力　250 ℓ/min の排水
ポンプ 2台

(vi) ホイスト：日立ローヘッド型電動トロリー付ホイスト
容量2トン

B. 地盤力学実験室（基礎研究室）

設置年度：昭和40年度，金額　5,493,440円

(i) 構造：鉄筋コンクリート構造一部軽量鉄骨造2階建

(ii) 延面積：1525.2 ㎡

(iii) 構成：力学試験室、物理試験室（恒温恒湿）、力学試験室（恒温）

(iv) 主要所在機械：大型三軸圧縮試験機，軟岩用三軸圧縮試験機，アムスラー式油圧型耐圧試験機，三軸圧縮試験機および 0.5 t 用ホイスト

C. 200トンおよび20トン 連結式万能試験機（基礎研究室）

設置年度　40年度　　金額　2,380,000円

主な仕様

(i) 200トン本体

a) 最大静的容量　200トン
b) 上下圧縮板間隔，最大　1250 mm
c) 支柱間内間隔，440～580 mm
d) ラムストローク，0～155 mm
e) ラムスピード，24 mm/min.
f) クロスヘッド昇降速度，300 mm/min

(ii) 20トン本体

a) 最大静的容量　20トン
b) 上下圧縮板間隔　1000mm
c) 支柱間内間隔　500mm
d) ラムストローク　0～200mm
e) ラムスピード　0～100mm/min
f) クロスヘッド昇降速度　180mm/min

(iii) 動力計(槓桿比切替装置の振子式による)

a) 計測レインジ

(i)に対して　200, 100, 50, 25, 10トン　5段切替
(ii)に対して　20, 10, 5, 2.5, 1トン　5段切替

b) 最小目盛

i) に対して　20kgまで
ii) に対して　2kgまで

D. 軟岩用三軸圧縮試験機(基礎研究室)

設置年度　昭和39年度, 金額　2,940,000

主な仕様

(i) 載荷方式：ひずみ制御方式および荷重制御方式, 静的およびくり返し載荷方式
(ii) 供試体寸法：径　50mm × 高さ 100mmおよび 径 100mm × 高さ 200mm
(iii) 載荷装置：最大荷重　100トン, 最大側圧　100kg/cm²

E. 大型三軸圧縮試験機(基礎研究室)

設置年度　昭和35年度　金額1,930,000円

主な仕様

(i) 適用材料：砂礫を含む一般土質
(ii) 供試体寸法：径 30cm × 高さ 60cm
(iii) 載荷装置：油圧式ひずみ制御方式
(iv) 最大荷重：10トン
(v) 最大側圧：7kg/cm²

ただし, 舗装研究室より40年度に移管

(2) 耐風調査

A．橋梁試験用風胴および計測建屋（構造研究室）

設置年度　昭和３９年度，　金額　８４,２２１,１００円

（ｉ）建　屋　９４０m^2

（ii）風　胴

a）型　式：水平単回路回流式

b）寸　法：吹出口　3.0^m×1.8^m（H×W）

測定部長　2.0^m

風路長　７６.０^m

c）絞り比：１：6.25

d）送風機：直径　3.3^m

出力　１００^{kw}

e）風　速：最大　２４.５m／s

f）特　性：乱流率　0.65％（最大）

風　向　水平線に対して0.1°上向き

風速分布　設定風速，1.2％以下

B．風胴天秤（構造研究室）

設置年度　昭和４０年度，　金額　８,２００,０００円

（ｉ）型　式：吊線懸垂式三分天秤

（ii）秤　量：抗　力　５０Kg

第１揚力　５０Kg

第２揚力　５０Kg

（iii）測定範囲：抗　力　３０Kg

第１揚力　±３０Kg

第２揚力　±３０Kg

（iv）感　度：いずれも１g

（v）迎角可変範囲：±15°（0.1°刻み）

（vi）分銅加除：遠隔操作

C．非定常空気力測定装置（構造研究室）

設置年度　昭和４０年度，　金額　５,４７０,０００円

（ｉ）使用模型

a）支　間　６００^{mm}

b）弦　長　３００^{mm}（最大）

c）桁　長　１５０^{mm}（最大）

d）重　量　１０００^{g}（最大）

(ii) 初期迎角

a) 可変範囲　－15°～＋15°連続可変

(iii) 加振装置の性能

		上下動	回転動
a) 円振動数	範囲	0.5～65 rad／s	0.5～65 rad／s
	精度	±1.5％	±1.5％
b) 片振巾	範囲	0～30 mm	0～0.15 rad
	精度	±1.0％	±1.0％

(3) 耐震調査

A．耐震第一実験室（下部構造関係）（耐震調査室）

設置年度　昭和39年度，　金額　5,000,000円

(i) 水槽振動台

加振部		水槽部
a) 型式	クランク式	a) 表面寸法：7.2 m × 3.16 m
b) 加振方向	水平一方向	b) 最大水深：1 m
c) 振動数	1～20 c/s（正弦波）	c) 満水量：20 t
d) 最大振巾	1 cm	d) 振動台とはゴム絶縁
e) 最大加速度	1 g	e) 側面ガラス張り
f) 振動台寸法	3.5 m × 2.24 m	
g) 使用原動機	AS20HPモーター	

(ii) 低周波起振機

a) 加振力　最大　20 t

b) 振動数　0.5～5 c/s

B．耐震第二実験室（上部構造関係）（耐震調査室）

設置年度　昭和37年度～41年度　金額　160,000,000円

(i) 建屋：720 m²

(ii) 天井走行クレーン：3 t 吊り，1基

(iii) 振動台：4台，イコライザー付

a) 最大加振力：500 kg

b) 振動数：5～3000 c/s（任意波形の場合 5～2000 c/s）

c) 振動台寸法：70×70 cm

(iv) 加速度計：48成分（3 c/s～10 kc，最大加速度　50G）

(v) 変位計：15成分（DC～60 c/s，全振幅 100 mm）

(vi) 歪増幅器：20成分（ストレインゲージ用）

(vii) 直記式電磁オッシログラフ：8台（DC～100%）

(viii) 計測用磁気テープレコーダー：4台（24成分）

(ix) A·D変換器：最大サンプリング速度　6000データー／秒

(4) 材料構造調査

A．ロウゼンハウゼン式疲労試験機（橋梁研究室）

設置年度　昭和40年度.　金額19,500,000円

(i) 荷　重：静的／動的　±100／±60 ton　（両振±30ton）

(ii) 圧縮試験：圧縮盤間最大寸法　1,200mm

試験片最大断面寸法　300×300mm

(iii) 曲げ試験：支点間最大寸法　1,200mm

試験片最大寸法　200×250mm

(iv) 引張試験：チャック間最大寸法　1,500mm

試験片最大寸法　幅120mm×厚さ40mm

丸鋼　φ40mm

(v) 荷重繰返し数：毎分　250～1000 回

B．200T万能試験機（橋梁研究室）

設置年度　昭和38年度.　金額 8,690,000円

(i) 荷　重：静的　200t

(ii) 圧縮試験：圧縮盤間最大寸法　2,700mm

(iii) 引張試験：チャック間最大寸法　2,700mm

試験片最大寸法

丸鋼　6～25mm

平鋼　0～60mm 巾 120mm

(iv) 荷重繰返試験：最　大　120t

最　小　10t

上限荷重範囲　120t～15t

下限荷重範囲　120t～10t　} 上，下限荷重差 5t

(v) 繰返し速度：毎分　0.5～25回

C．大型載荷試験装置（橋梁研究室）

設置年度　昭和34年度～35年度　金額25,300,000円

(i) 荷　重　250t×2基

(ii) 圧縮試験　供試体寸法　支間　10,000mm

高さ　3,000mm

巾　6,000mm

（iii） 載荷盤最接近巾　　1,500mm

D．平行線ケーブル架設装置の模型一式（機械研究室）

設置年度　昭和39年度　　金額　350,000円

性能：（i）主要寸法

a）中央径間　　7,500mm

b）側径間　　3,750mm

c）サグ比　　1／12

d）素線　　0.16mmφメッキ鋼線

（ii）曳索駆動装置

a）原動機　　交流電動機 100V 12W

b）スピニングホイール　　片側1車ずつ往復2車

c）同時に架線できる素線数　　1スピニングホイール当り2本

（iii）曳索　　特殊撚テトロン組紐1ループ

E．平行線ケーブル架設試験装置一式（機械研究室）

設置年度　昭和40年度　　金額　5,100,000円

性能：（i）主要寸法

a）中央径間　　150m

b）側径間　　20m

（ii）形成されるストランド

a）素線　　5mmφメッキ鋼線

b）サグ比　　1／30

c）素線数　　292本

d）ストランド数　　1本

（iii）曳索駆動装置

a）原動機

呼称　　三菱JH4 ガソリン機関

連続定格出力　　40PS.（JISD1005準用）

定格回転速度　　2,400 r.p.m.

b）クラッチ　　乾式足踏式

c）変速機　　すべりかみ合い式　前進4段　後進1段

d）ウインチ

ドラム径　　800mmφ

ブレーキ　　外部収縮手動式

（iv）スピニングホイールおよび曳索

a）1回の架線数　　2本または4本

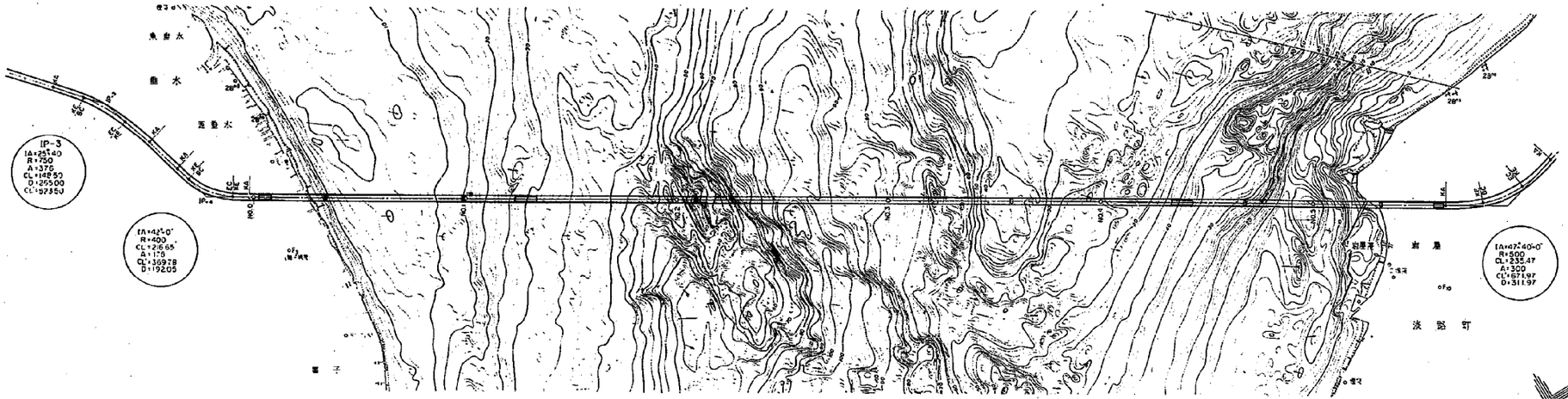
b）曳索　　14mmφストランドロープ（6×37）

c）リールブレーキ装置　　外部収縮手動式

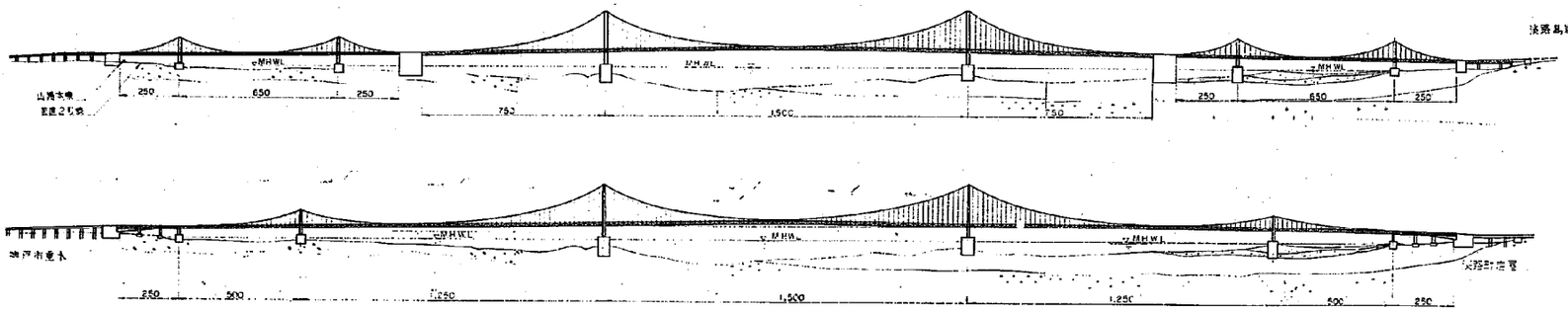
付録 II. 1

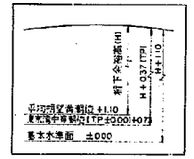
本州・四国連絡道路（神戸－鳴門ルート）

平面図　縮尺 1：10,000



側面図　縮尺 縦 1：10,000 横



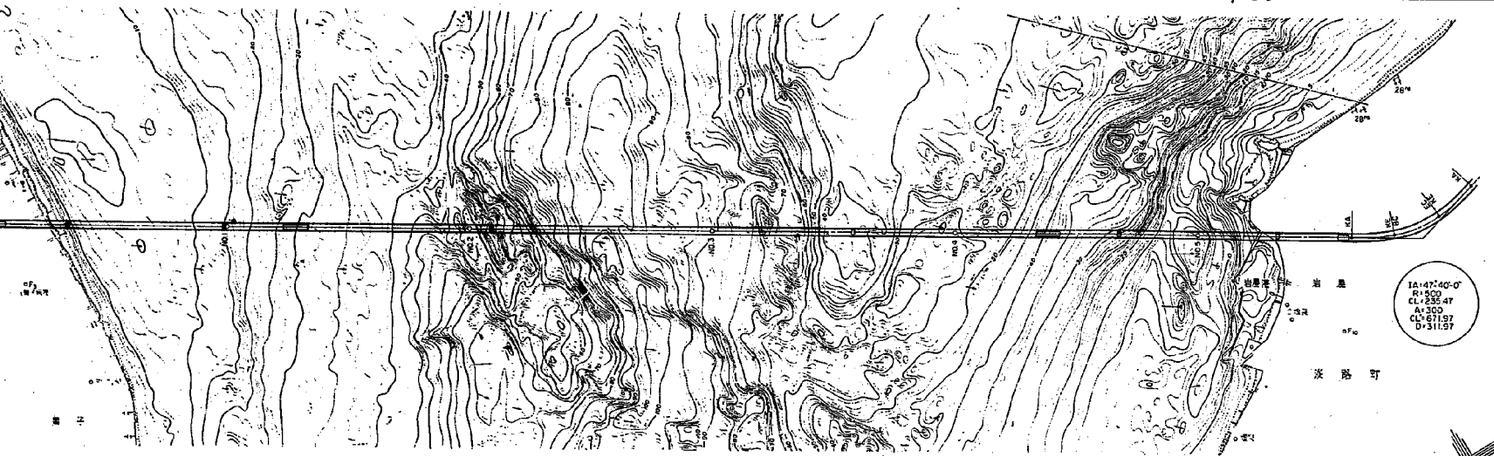


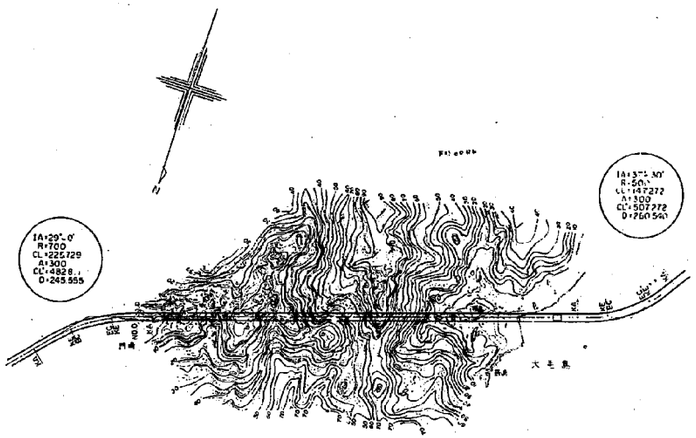
地質凡例

- 沖積層 砂
- 大阪層群 粘土
- 神戸層群 砂岩 礫岩 凝灰岩
- 和泉層群 砂岩 礫岩 泥層
- 花崗岩
- 基盤

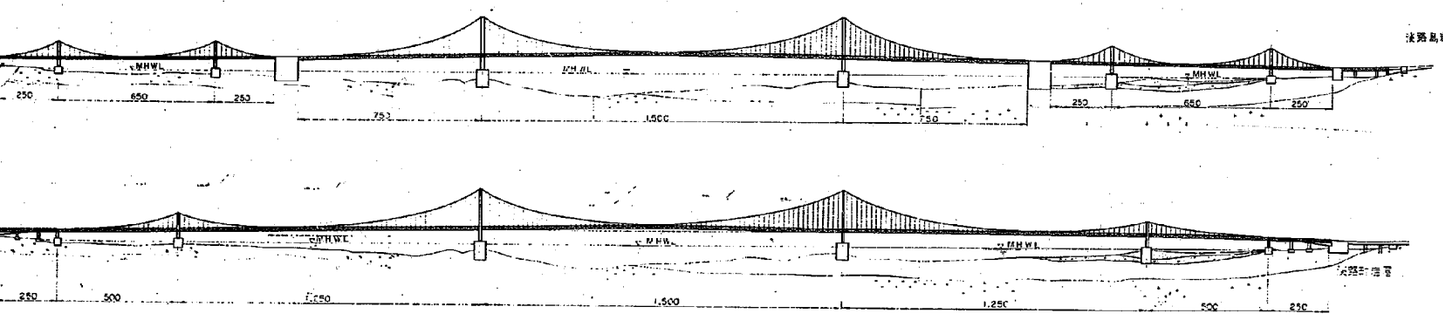
本州・四国連絡道路（神戸－鳴門ルート）

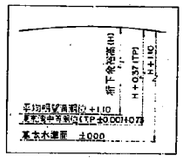
平面図　縮尺 1：10,000

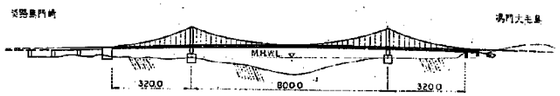




側面図　縮尺 縦 横 1：10,000







地質凡例

- 沖積層　砂
- 大阪層群　砂礫
- 神戸層群　砂岩　泥岩　凝灰岩
- 和泉層群　砂岩　礫岩　亜層
- 花崗岩
- 鉄滓

建設省近畿地方建設局
本州四国連絡道路調査事務所
昭和40年 6月

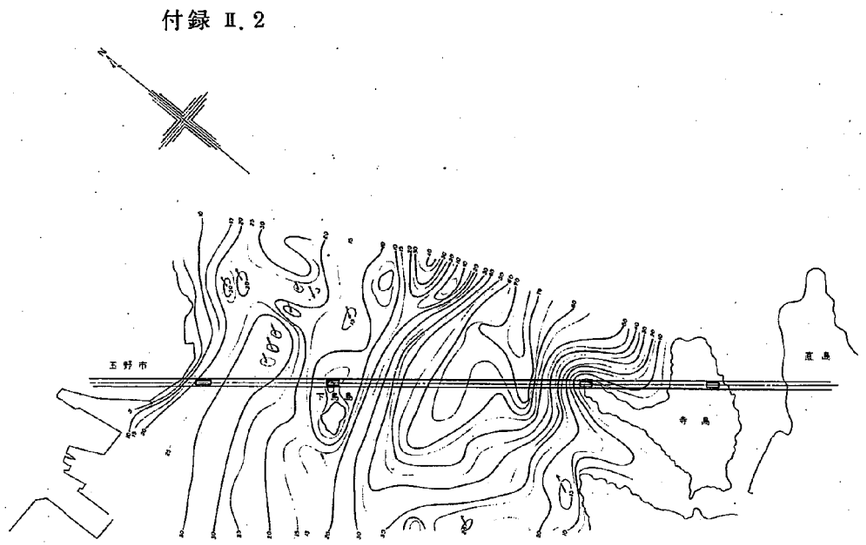
神戸－鳴門ルート

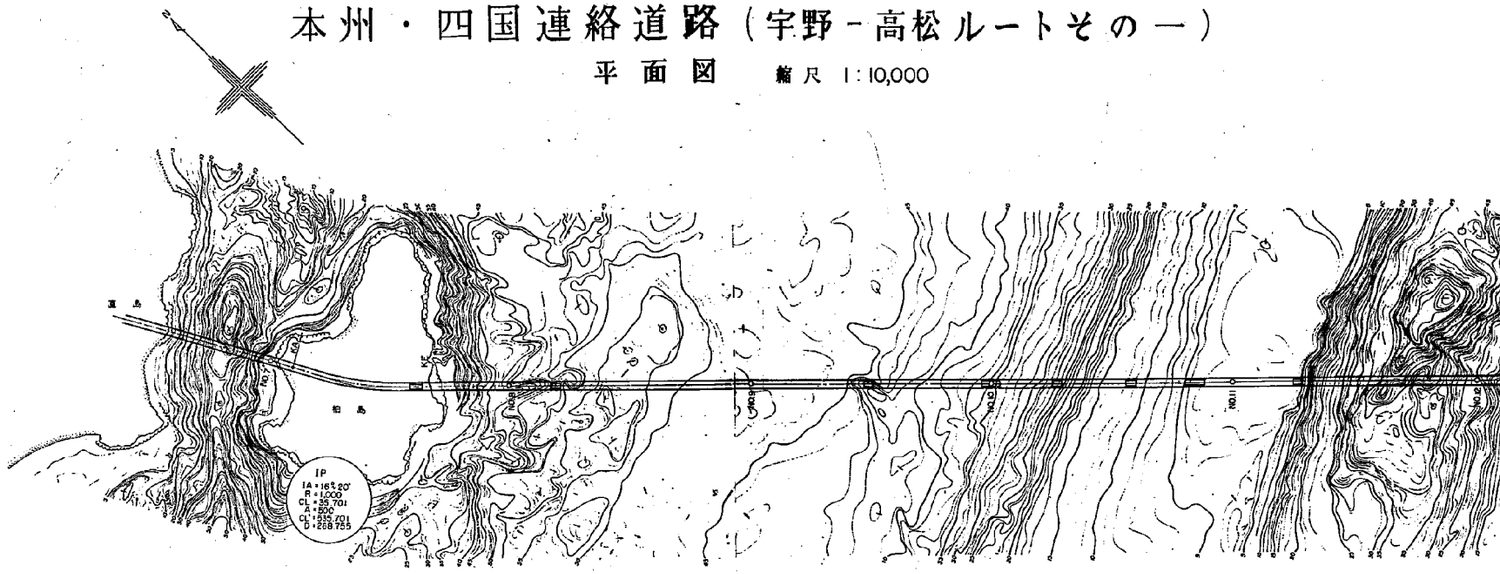
付録 II. 1

付録 II. 2

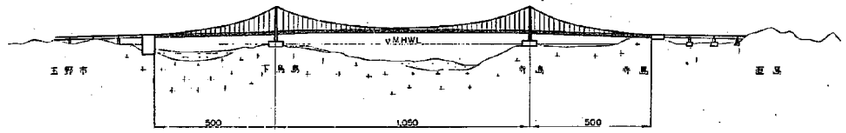
本州・四国連絡道路（宇野－高松ルートその一）

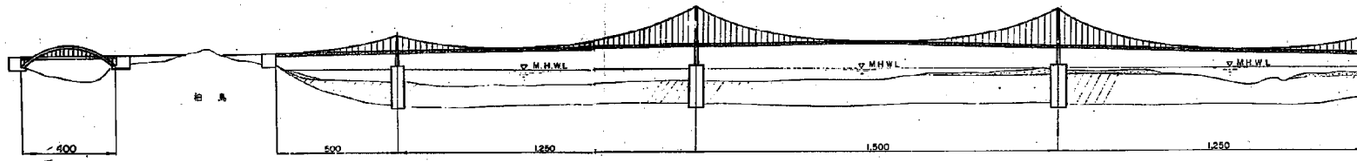
平面図　縮尺 1：10,000





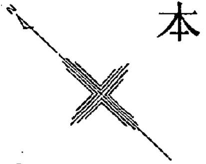
側面図　縮尺 縦 10,000 横

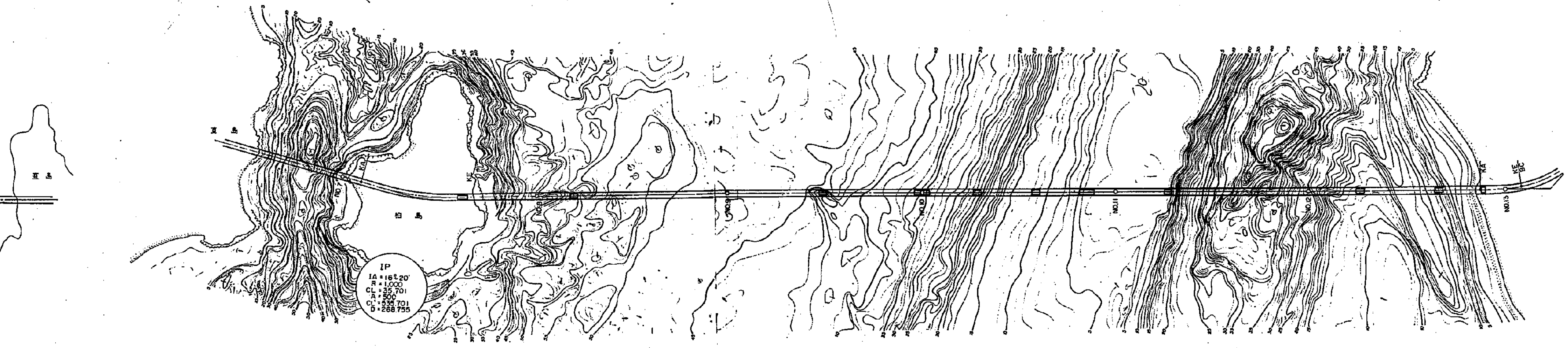


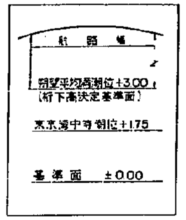


本州・四国連絡道路（宇野－高松ルートその一）

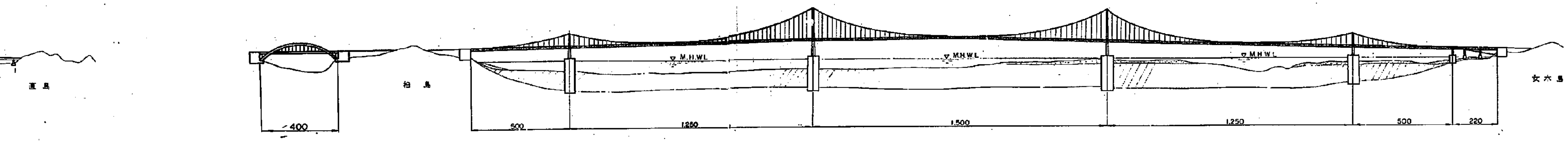
平面図　縮尺 1：10,000







側面図　縮尺 縦横 10,000



地質凡例

- 冲積層　砂
- 洪積層　粘土
- 三豊層　礫マジリ軟シルト岩　砂礫
- 花崗岩

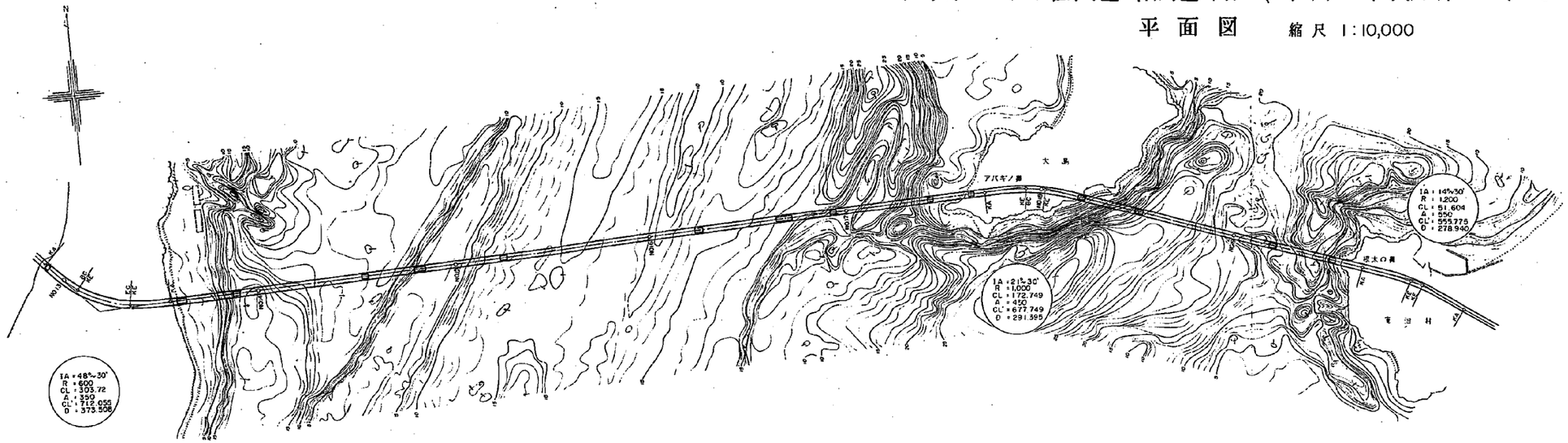
宇野－高松ルート（その一）

付録 II. 2.

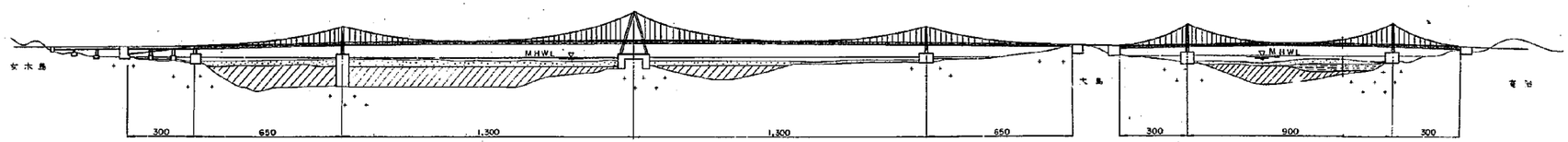
付録 II. 3

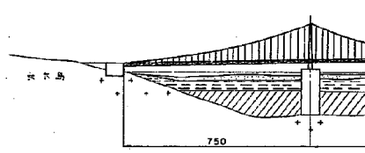
本州・四国連絡道路（宇野－高松ルートその二）

平面図　縮尺 1：10,000



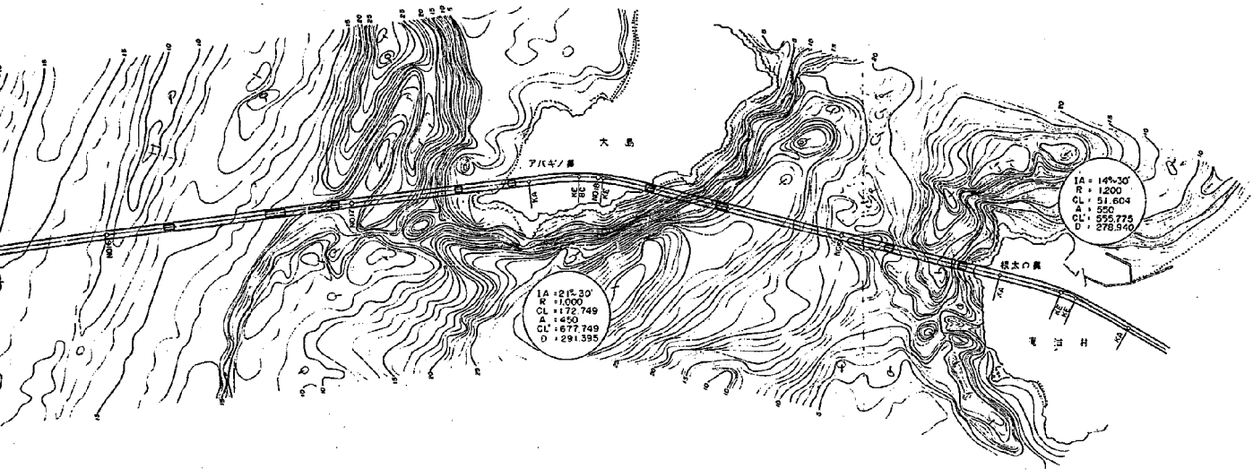
側面図　縮尺 縦横 1：10,000

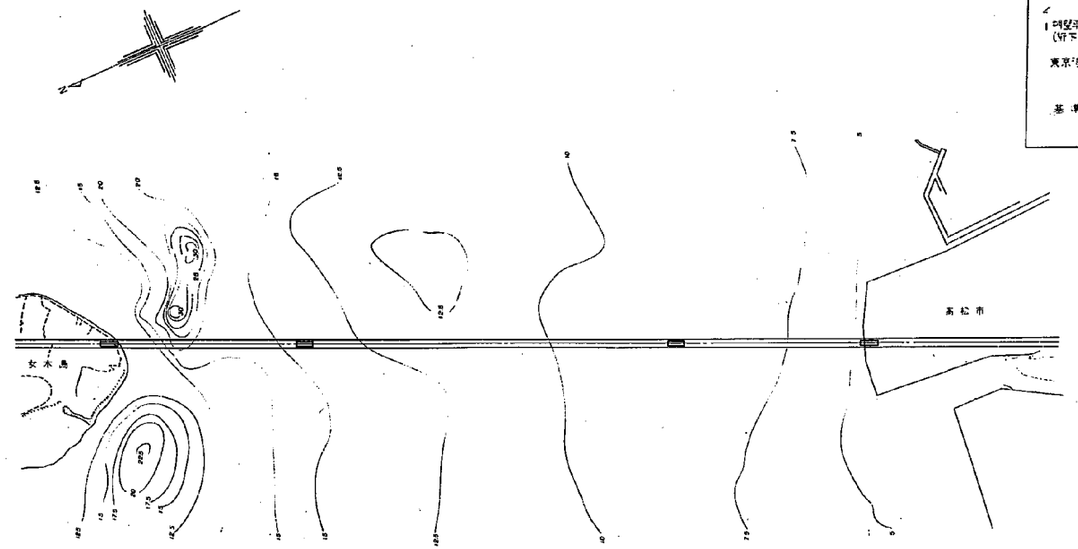




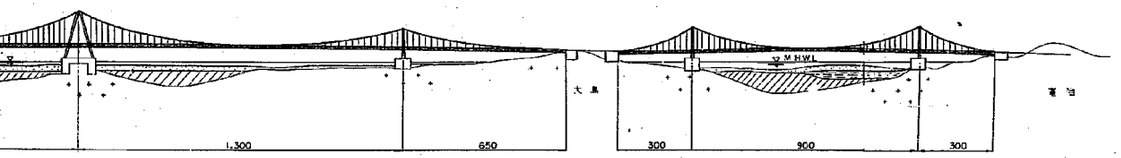
本州・四国連絡道路（宇野－高松ルートその二）

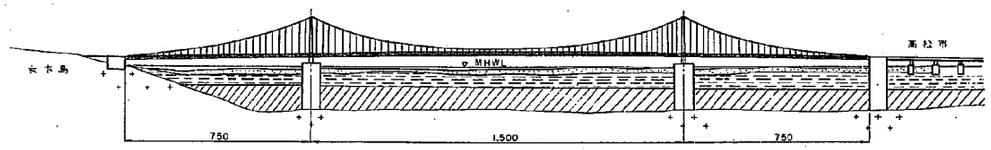
平面図　縮尺 1：10,000

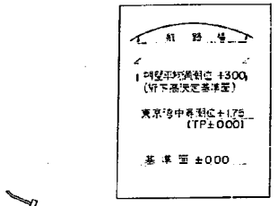




側面図　縮尺 縦横 1：10,000







地質凡例
- 沖積層　砂
- 洪積層　粘土
- 三豊層　緑マジリ軟シルト岩　砂岩
- 花崗岩

宇野－高松ルート（その二）

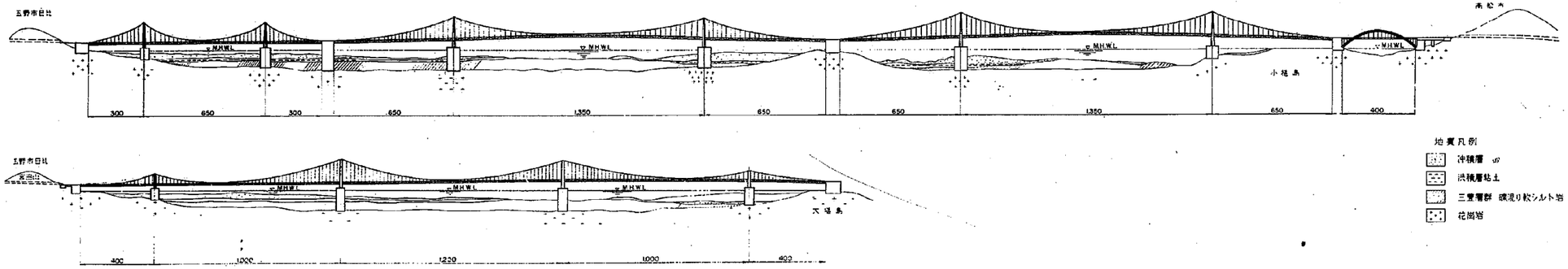
付録 II. 3

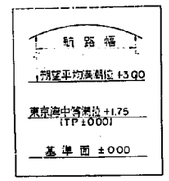
付録 II. 4

本州・四国連絡道路（日比－高松ルート）

平面図　縮尺 1：10,000

側面図　縮尺 縦 1：10,000　横 1：10,000





地質凡例

- 沖積層
- 洪積層粘土
- 三豊層群 礫混り軟シルト岩
- 花崗岩

建設省近畿地方建設局
本州四国連絡道路調査事務所
昭和40年 6月

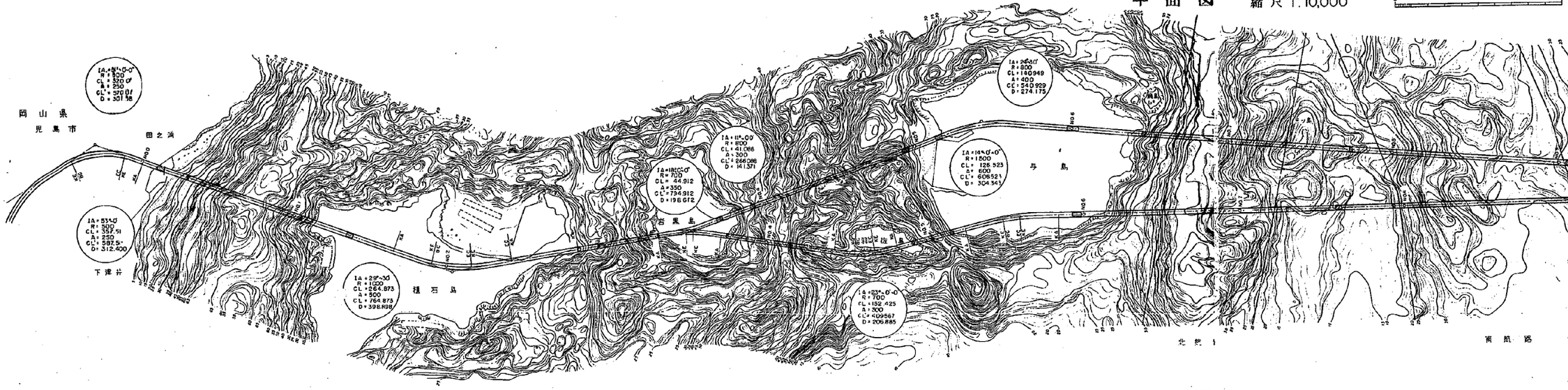
日比－高松ルート

付録 II. 4

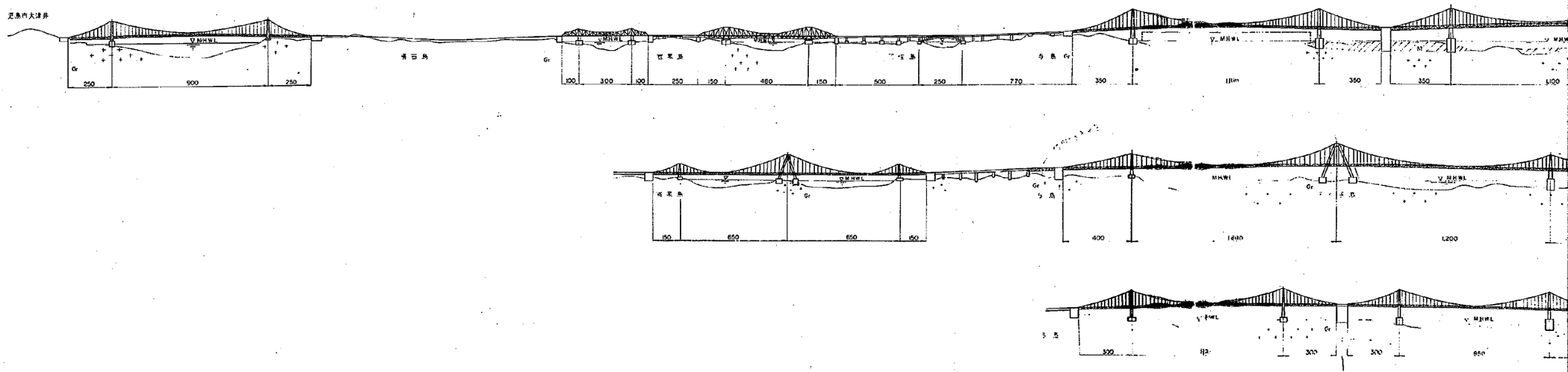
付録 II. 5

本州・四国連絡道路（児島－坂出ルート）

平面図　縮尺 1:10,000

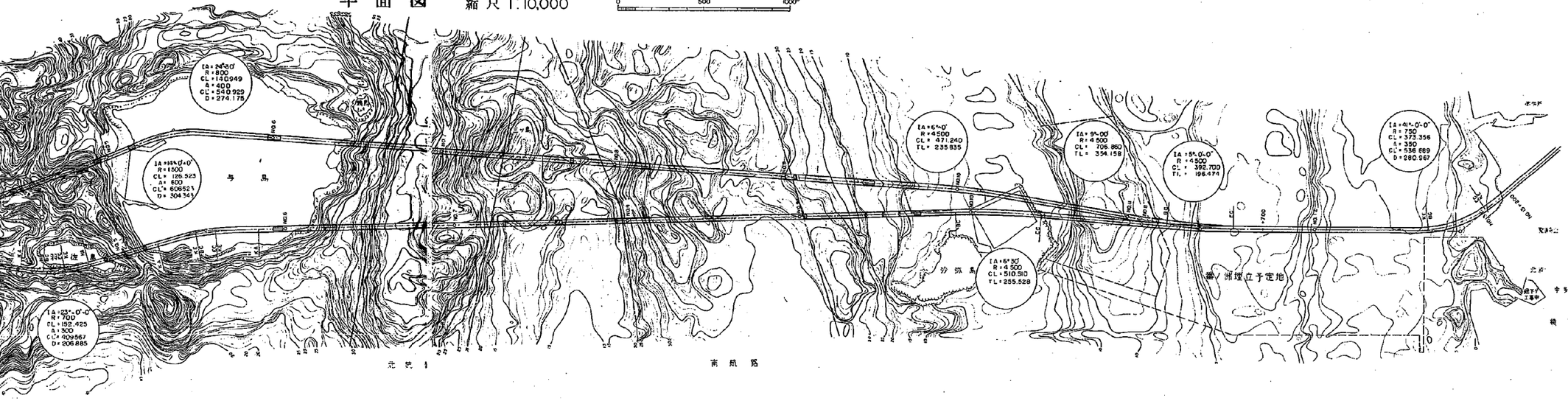


側面図　縮尺 縦 横 1:10,000

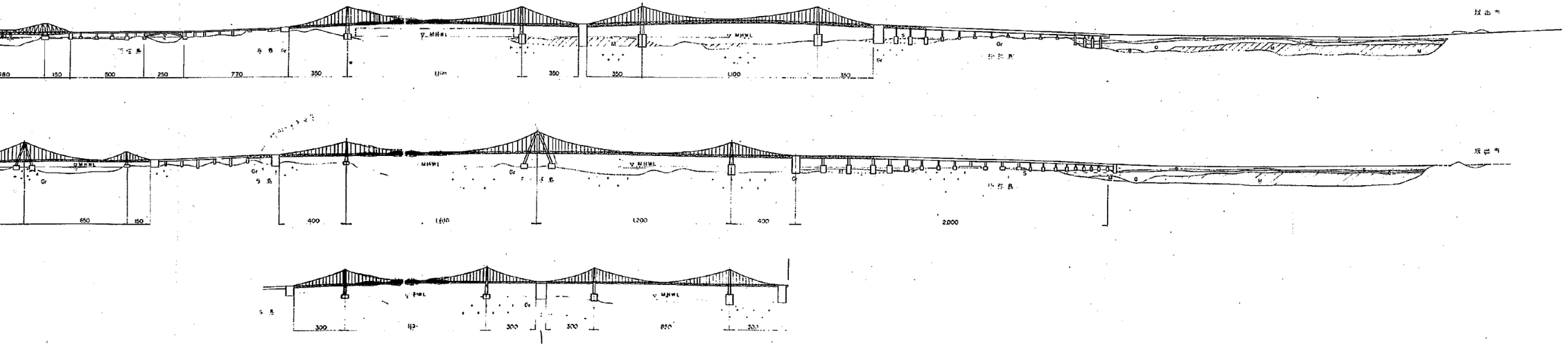


本州・四国連絡道路（児島－坂出ルート）

平面図　縮尺 1：10,000



側面図　縮尺 縦 1：10,000　横 1：10,000



S. 沖積層 砂
O 洪積層 粘土 砂 互層
M 土丹層群 軟砂岩 軟
Gr 花崗岩

建設省近畿地方建設局
本州四国連絡道路調査事務所
昭和40年6月

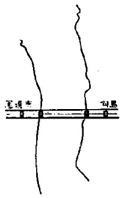
児島－坂出ルート

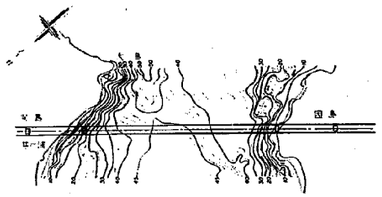
付録 II. 5

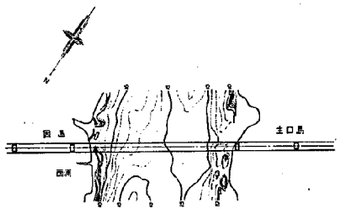
付録 II. 6

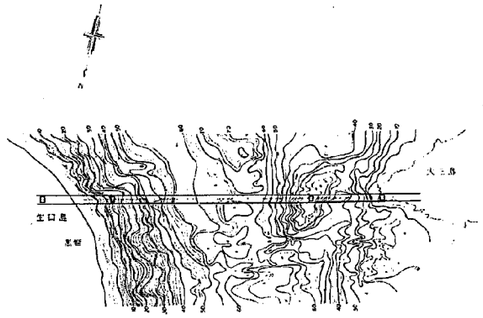
本州・四国連絡道路（尾道－今治ル

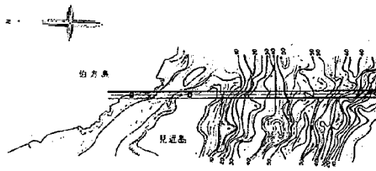
平面図　縮尺 1：10,000



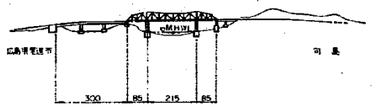


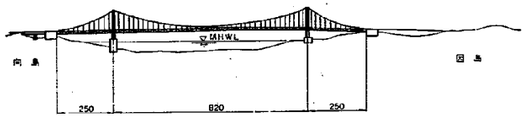


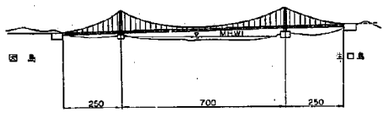


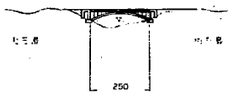


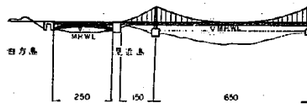
側面図　縮尺 縦/横 1：10,000





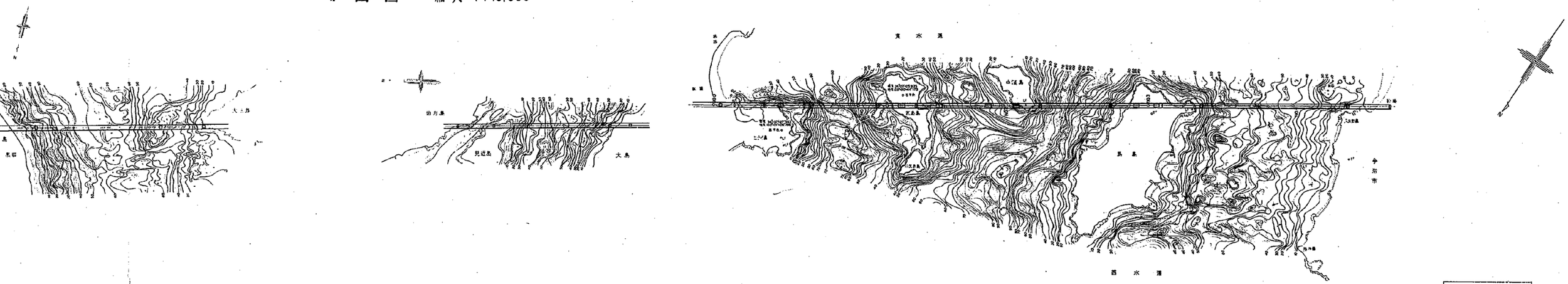




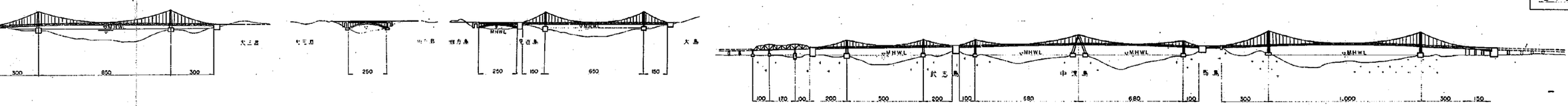


本州・四国連絡道路（尾道－今治ルート）

平面図　縮尺 1：10,000



側面図　縮尺 縦横 1：10,000



建設省近畿地方建設局
本州四国連絡道路調査事務所
昭和40年 6月

尾道－今治ルート

付録 II. 6