

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.14 No.55 '90.7

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第55号 目次

本四公団の三つの目的	監 事	中 平 一 郎… 1
明石海峡大橋作業基地の設計と施工	第一建設局 垂水工事事務所	阿 部 明 弘… 2
	第三建設局 大三島管理事務所	栗 原 敏 広
	(前) 第一建設局 垂水工事事務所	
	第一建設局 計画課	池 田 定 三
	(前) 第一建設局 垂水工事事務所	
生口橋下部工工事 (締切～完成)	第三建設局 向島工事事務所	山 本 茂 樹… 11
	広島県庁	竹 本 祐 造
	(前) 第三建設局 向島工事事務所	
来島大橋原位置岩盤試験	第三建設局 今治工事事務所	毛 利 徳 成… 17
	同 上	下 村 稔
	同 上	野 間 俊 男
来島大橋山留工試験	建設省 四国地方建設局	白 石 哲 磨… 25
	(前) 第三建設局 今治工事事務所	
	第三建設局 今治工事事務所	平 井 良 樹
	同 上	井 上 仲 男
ロマプリータ地震調査報告	設計部 設計第一課	辰 巳 正 明… 34
イラン国際橋梁会議報告	第三建設局 向島工事事務所	北 川 信… 45
技術ニュース		46
本四技報総目次		48

本四技報 第56号 (2.10) 掲載予定

- 長大橋の長期地震応答解析
- 二径間吊橋の検討
- 生口橋耐震固定法と支承構造
- 生口橋鋼桁の疲労に関する検討
- 来島大橋の橋梁計画
- スーダン出張報告



明石海峡大橋 1A 空撮

(2年6月)



明石海峡大橋 1A 地下連続壁施工状況

(2年6月)



明石海峡大橋 4A 空撮

(2年6月)



明石海峡大橋 4A 土留工有芯杭施工状況

(2年5月)



生口橋の塔、PC 上部工、取付高架橋の概成（生口島側）
（2年6月）



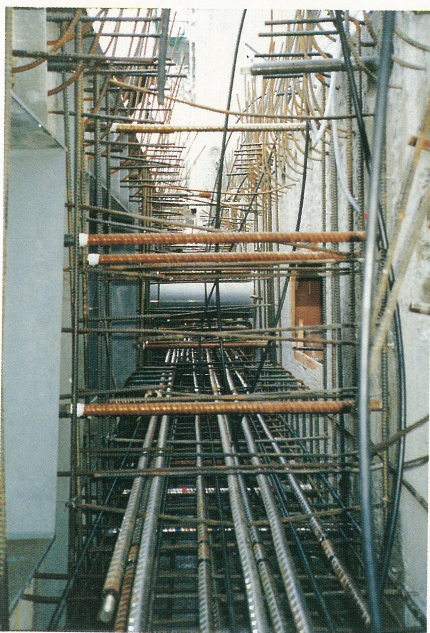
同左（因島側）
（2年6月）



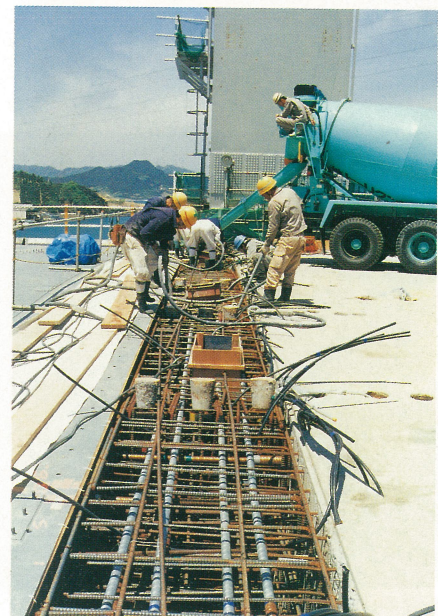
生口橋PC桁・鋼桁接合部の鉄筋組立て（右：鋼桁）＊巻末
技術ニュース参照
（2年3



同左接合部目地の弾性シール材完了
（2年5月）



接合部最終ブロック（ $l = 1.2\text{m}$ ）鉄筋・PC 鋼棒組立て
（2年4月）



同左コンクリート打設
（2年5月）

各ルート(パーキングエリア)



神戸～鳴門ルート 緑パーキングエリア



瀬戸中央自動車道 粒江パーキングエリア



瀬戸中央自動車道 鴻池サービスエリア



瀬戸中央自動車道 与島パーキングエリア



西瀬戸中央自動車道 大浜パーキングエリア



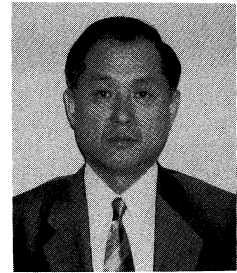
西瀬戸中央自動車道 上浦パーキングエリア

本四公団の三つの目的

Three Objects of our Authority

監 事 中 平 一 郎

Ichiro Nakahira



行政機関や民間の会社・団体、その中間にあたる公団・事業団などを含め、全ての組織は最低三つの目的を持っている、との説がある。

「組織の目的」「組織自体の目的」「組織の職員の目的」がこれである。

「組織の目的」とは、行政機関であれば各省庁の設置法、会社であれば定款、団体であれば規約に定められた目的であり、本四公団の場合は、公団法第一条において「…本州と四国の連絡橋に係る有料の道路及び鉄道の建設及び管理…」と定められていることは、ご承知の通りである。

しかし、組織の活動のすべてが、これらに定められた目的の枠内のものとは考え難い。例えば、行政機関の間の縄張り意識に基づく権限争い、パーキンソンの法則に見られる自己増殖作用、民間では企業間の激しいシェア争いなどは、設置法の目的規定や会社の定款で予定されたことではあるまい。我国では、組織ができると、「より良い組織になろう」「もっと力のある組織になりたい」という努力が、実に熱心に進められる。これらの活動の目的意識が「組織自体の目的」であり、組織の合理的な活動として容認されるべきであろう。

三番目の「組織の職員の目的」は、いささか性悪説めくが、職員個人にとっては、正直に云って、仕事は楽な方がよく、収入は多いほどよいという場合が多いということである。

我国の戦後の立直りとそれに続く高度成長、更にドルショックとオイルショックの克服などの過程では、二番目の「組織自体の目的」に支えられた組織の活性化が大きな原動力となってきたことは、衆目の一致するところであろう。本四公団も同様にして発展し、設立20年で既に実力のある公団になっている。今後も更に、公団自体の目的の達成に努め発展していただきたいが、そのための重要ポイントとして私は次の三つを挙げたいと思う。それは「架橋技術の開発」「架橋技術の保持」「事務部門の専門性の確立」である。

「架橋技術の開発」については、本四公団に来て僅か2年の事務屋の私は、何も云うべきものを持たない。世界で最初とか、世界一という形容詞を冠した事業や技術に、これほど多く携った公団は、ほかにはあるまい。（その数がどのくらいなのか、後ほど教えていただければ幸いであ

る。）更に、これに関連して私が感服したのは、技術部長室の存在である。技術関係4部の部長、次長、上席審議役が全員一室に集って業務を指揮しており、各部が抱えている重要案件、発生したトラブル、とられた対策、今後の課題などが自然に全員の頭に入り、知恵を出し合う総力結集態勢がとられている。お役所言葉に金太郎飴現象というのがあり、小規模の役所ではどんな種類の難問であっても対策を講ずるのは常に同じ顔ぶれであることを揶揄したものであるが、技術部長室は、研究機関や関連業界をリードして世界一の橋を架ける技術陣のまとまりの良さを象徴するものであろう。

「架橋技術の保持」は、21世紀に向けての本四公団最大の課題であろう。且って我国は、世界一の干拓技術を保持していた。そして兎島湾、八郎潟等世界に誇る大規模干拓を成し遂げたが、農地造成が主目的であったため、食料事情の好転とともに、残念ながら評価は薄れ、諸外国での干拓事業も開発できぬまま、今では忘れ去られようとしている。

世界で初めて開発した世界一の架橋技術が、3ルート完成で御用済みになるのでは、あまりにももったいないことである。世界には、大規模架橋を必要としている地域が沢山ある。本四公団は、世界一の技術提供能力を持っている。これを結びつけて、日本が世界に役立つ架橋技術協力体制を確立することが急務である。

一方、これらの技術面を公団内部で支える事務部門については、多くの課題があるように思われる。本誌の性格上、事務部門についての詳述は省くが、例えば、技術部門が行った積算の見直しチェック機能、国際化を踏まえた契約関係事務等について、充実を図る必要が感じられる。三番目に「事務部門の専門性の確立」を掲げる所以である。

監事監査を行うに当っては、監査担当者全員が、「公団の目的」のほか「公団自体の目的」の達成に資する観点から、事務・事業運営の適否を判断するよう努めており、その意味で、監査部門は各部局の応援団と考えていただきたいと思う。なお、「公団職員の目的」に関しては、管理職の方々の的確な指導監督もあって、不祥事の発生は予防されており、ご同慶にたえない。

今後とも技術陣のご健闘、ご研鑽を祈るや切である。

明石海峡大橋作業基地の設計と施工

Design and Construction of Akashi Kaikyo Bridge Working Base

垂水工事事務所 第四工事長 阿部 明弘

Akihiro Abe

大三島管理事務所 橋梁技術課長 栗原 敏広

(前) 垂水工事事務所 第四工事長代理 Toshihiro Kurihara

第一建設局 計画課長代理 池田 定三

(前) 垂水工事事務所 第一工事長代理 Teizou Ikeda

1. まえがき

昭和63年5月に着手した舞子及び松帆作業基地の埋立工事は、平成元年9月無事竣功し、公有水面埋立法に基づく手続きを全て完了した。

両作業基地では、引き続き作業基地としての整備を進めるとともに、アンカレイジ工事に着手したところであるが、基地としての基盤整備を完了したのを期に、作業基地の計画、護岸等の設計、環境影響調査並びに施工法

等について、以下に報告する。

2. 作業基地の計画

2.1 計画の経緯

明石海峡大橋の作業基地計画は、従来より橋本体の設計及び施工法の計画に合せて種々検討されてきた。

作業基地の計画に先立って、明石海峡大橋の工事施工に必要な作業基地の機能をもとに、作業基地として使用可能と思われる数ヶ所の候補地を選定し、使用可能面積、工事現場からの距離、岸壁使用の可否、使用可能期間等



図-1 1A周辺の土地利用状況

について調査を行い、その結果は次のとおりであった。

① 小建設資材の運搬、現場作業員の輸送等が可能な小規模作業基地としては、工事現場近傍の港を使用することが可能である。

② 工事現場近傍に位置し、現場作業を実施する上で工事に直接必要となるコンクリートプラント、鉄筋・型枠ヤード、掘削土の仮置・積出しヤード等に必要の広さと、主要資材及び主要機械の海上からの搬入が行える港湾機能を併せ持った主作業基地用地として使用可能な既往施設はない。

③ 工事現場で使用する大型建設機械の組み立て及び大型建設資材の仮置が可能で、一時的に広面積を使用でき、資材及び機械の海上からの搬入が行える大規模作業基地としては、既往施設の数ヶ所が利用可能である。

上記の調査結果を踏まえ、主作業基地については、新たに造成・整備をする必要があるが、1Aアンカレイジ及び4Aアンカレイジ周辺は図-1及び図-2に示すおりの土地利用がされており、陸域部において作業基地造成に適した区域がないため、アンカレイジ近傍の海域を埋立造成することにより主作業基地を確保することとした。

2.2 埋立位置の選定

埋立位置は、以下の理由により1A及び4A周辺の海域

を選定し、公有水面埋立法に基づいて埋立造成した。

① 作業基地は、工事現場近傍に設ける必要がある。

② 建設作業に必要な作業基地面積が確保出来る。

③ 作業基地として、要求される海上及び陸上からの資材及び機械等の運搬機能が満される。

④ 一部陸域を使用できるため、作業基地の建設が効率的、経済的に施行できる。

⑤ 作業基地の工事中及び利用時において、周辺の自然条件及び生活環境に与える影響が軽微である。

⑥ 作業基地の工事中及び利用時の作業船舶が明石海峡を航行する船舶に与える影響が軽微である。

2.3 作業基地の規模及び施設配置

作業基地の規模及び施設配置計画は、明石海峡大橋の作業基地として最も利用頻度の高い下部工施工時の利用計画に基づき決定した。

2.3.1 作業基地の規模

作業基地の規模は、基礎形式及び施工法を基にコンクリートプラント、鉄筋、型枠ヤード、掘削土の仮置・積み出しヤード、建設事務所等工事施工に必要な施設を抽出し、各施設の最適な配置を考慮して決定した。その結果、舞子側（1A）で約6.8ha、松帆側（4A）で約4.2haの規模に決定し、そのうち舞子側では約6.2ha、松帆側で



図-2 4A周辺の土地利用状況

は約2.5haを埋立てにより造成することとした。

2.3.2 施設の配置計画

施設の配置計画に当っては、工事を安全かつ効率的に施工出来る配置にするとともに、コンクリートプラント及び建設事務所等の大型仮設物については、周辺の自然条件及び生活環境に与える影響を考慮した配置計画とした。

舞子作業基地の施設配置は、主に以下の考え方に基づき設定した。

① 本地域は、北西からの風及び波が卓越しているため、基地の西側は防波堤で囲まれた泊地を設けることにより、主要資機材の安定した海上運搬を確保する。

② 基地の東側には、土運搬及びクレーン船等の大型船舶が出接岸出来る岸壁を設ける。

③ コンクリートプラントは、コンクリート材料の荷揚げが容易で、アンカレイジ施工場所に隣接する場所に設ける。

④ 建設事務所等の建屋は、県立舞子公園からの眺望に支障を及ぼさないこと及び上部施工時にも支障にならない場所に設ける。

松帆作業基地の施設配置は、主に以下の考え方に基づき設定した。

① 泊地は周辺地域に与える影響を最小限にするため、背後地に民家の少ない東側に泊地を設ける。

② 基地の西側には埋立による海岸地形の変化を緩和するため離岸堤を3基設ける。

③ コンクリートプラントは、コンクリート材料の荷揚げが容易で、アンカレイジ施工場所に隣接する場所に設ける。

④ 建設事務所等の建屋は、周辺地域の生活環境を考慮した場所に設ける。

以上の考え方に基づき設定した舞子及び松帆作業基地の施設配置を図-3及び図-4に示す。

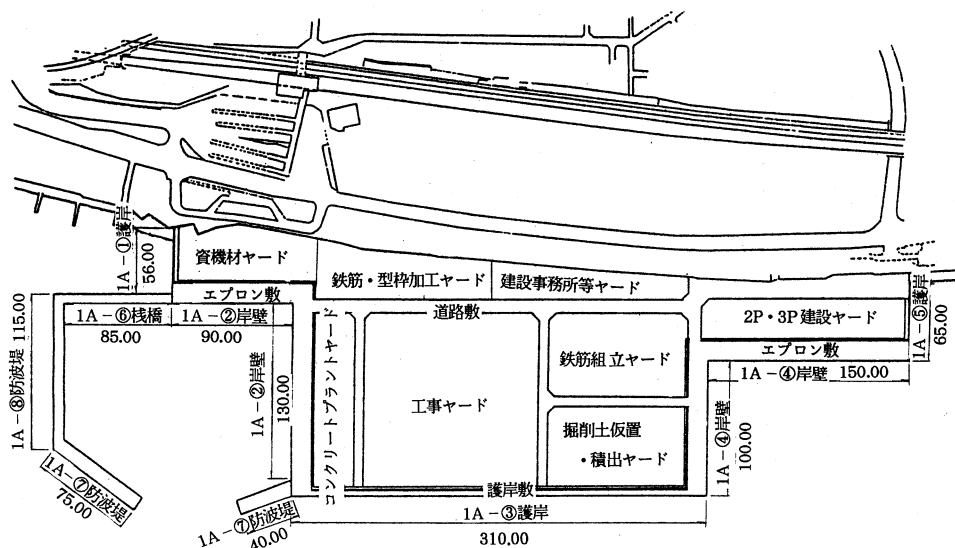


図-3 舞子作業基地施設配置図

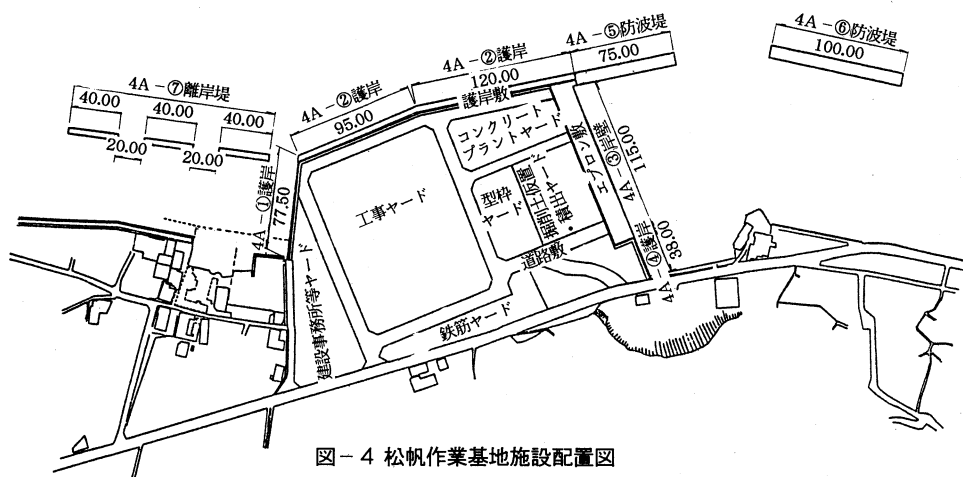


図-4 松帆作業基地施設配置図

表-1 設計条件

項目	時期	舞子	松帆	摘要
潮位	将来	T.P. + 2.80m	T.P. + 2.25m	舞子HHWL = T.P. + 2.80m 松帆HHWL = T.P. + 2.25m
	工事中	T.P. + 2.50m	T.P. + 2.25m	HWL = T.P. + 0.60m HWL = T.P. + 0.75m LWL = T.P. + 0.70m LWL = T.P. + 0.55m 舞子の工事中はHWL + 30年確率潮位偏差
波高 (周期)	将来	T.P. + 4.60m (8 sec)	T.P. + 3.10m (5.8 sec)	舞子の工事中は30年確率波高
	工事中	T.P. + 3.60m (6.6 sec)	T.P. + 3.10m (5.8 sec)	
許容越波量	将来	$Q/Q_0 = 5 \times 10^{-3}$	$q = 0.02 \text{ m}^3/\text{m.s}$	
	工事中	$q = 0.05 \text{ m}^3/\text{m.s}$	$q = 0.05 \text{ m}^3/\text{m.s}$	
地盤高	将来	T.P. + 5.00m	T.P. + 3.50m	
	工事中	T.P. + 2.50m	T.P. + 2.50m	
設計震度 (基準震度)	将来	0.15	0.15	
	工事中	0.15	0.15	
積載荷重	将来	常時 = 0.5 t/m^2 地震時 = 0	常時 = 0.5 t/m^2 地震時 = 0	
	工事中	常時 = 2 t/m^2 地震時 = 1 t/m^2	常時 = 2 t/m^2 地震時 = 1 t/m^2	
泊地・護岸 の水深	将来	-	-	499G/T級を対象
	工事中	T.P. - 5.70m	T.P. - 5.70m	
土質条件		$\phi = 35^\circ$	$\phi = 30^\circ$	

表-2 舞子作業基地の工作物構造形式

名 称	種 類	構 造	天 端 高
1A-①護岸	護 岸	捨石式場所打コンクリート（消波ブロック被覆）構造 （基礎工） 捨石 （消波工） 消波ブロック8T型 （上部工） 場所打コンクリート	工事中：T.P+5.0m 将 来：T.P+7.5m
1A-②岸壁	岸 壁	重力式（スリットケソン）構造 （基礎工） 床掘、基礎捨石 （本体工） スリットケソン （裏込工） 裏込石 （上部工） 場所打コンクリート エプロン高：T.P+2.5m エプロン幅：15.0m	工事中：T.P+5.0m 将 来：T.P+7.5m
1A-③護岸	護 岸	重力式（スリットケソン）構造 （基礎工） 床掘、被覆ブロック （本体工） スリットケソン （裏込工） 裏込石 （上部工） 場所打コンクリート 護岸高：T.P+3.0m （防潮工） 場所打コンクリート	工事中：T.P+5.0m 将 来：T.P+7.5m
1A-④岸壁	岸 壁	重力式（スリットケソン）構造 （基礎工） 床掘、基礎捨石 （本体工） スリットケソン （裏込工） 裏込石 （上部工） 場所打コンクリート エプロン高：T.P+3.0m エプロン幅：15.0m	工事中：T.P+5.0m 将 来：T.P+7.5m
1A-⑤護岸	護 岸	捨石式場所打コンクリート（消波ブロック被覆）構造 （基礎工） 捨石 （消波工） 消波ブロック8T型 （上部工） 場所打コンクリート	工事中：T.P+5.0m 将 来：T.P+7.5m
1A-⑥栈橋	栈 橋	鋼管杭式栈橋構造 （基礎工） 鋼管杭 （上部工） 場所打コンクリート	工事中：T.P+2.5m
1A-⑦防波堤	防波堤	重力式（スリットケソン）構造 （基礎工） 床掘、基礎捨石 （本体工） スリットケソン （上部工） 場所打コンクリート	工事中：T.P+3.0m
1A-⑧防波堤	防波堤	重力式（スリットケソン）構造（ブロック被覆）構造 （基礎工） 床掘、基礎捨石 （本体工） スリットケソン （上部工） 場所打コンクリート	工事中：T.P+3.0m

表-3 松帆作業基地の工作物構造形式

名 称	種 類	構 造	天 端 高
4A-①護岸	護 岸	捨石式場所打コンクリート構造 （基礎工） 捨石 （上部工） 場所打コンクリート	工事中：T.P+5.0m 将 来：T.P+5.0m
4A-②護岸	護 岸	重力式（スリットケソン）構造 （基礎工） 基礎捨石 （本体工） スリットケソン （裏込工） 裏込石 （上部工） 場所打ちコンクリート 護岸高：T.P+3.0m （防潮工） 場所打コンクリート	工事中：T.P+5.0m 将 来：T.P+5.0m
4A-③岸壁	岸 壁	重力式（スリットケソン）構造 （基礎工） 床掘、基礎捨石 （本体工） スリットケソン （裏込工） 裏込石 （上部工） 場所打コンクリート エプロン高：T.P+2.5m エプロン幅：15.0m （防潮工） 場所打コンクリート	工事中：T.P+3.5m 将 来：T.P+4.0m
4A-④護岸	護 岸	捨石式場所打コンクリート構造 （基礎工） 床掘、捨石 （上部工） 場所打コンクリート	工事中：T.P+3.5m ~T.P+5.5m 将 来：T.P+4.0m ~T.P+5.5m
4A-⑤防波堤	防波堤	重力式（スリットケソン）構造 （基礎工） 基礎捨石 （本体工） スリットケソン （上部工） 場所打コンクリート	工事中：T.P+3.7m 将 来：T.P+3.7m
4A-⑥防波堤	防波堤	重力式（スリットケソン）構造 （基礎工） 基礎捨石 （本体工） スリットケソン （上部工） 場所打コンクリート	工事中：T.P+3.5m 将 来：T.P+3.5m
4A-⑦離岸堤	離岸堤	消波ブロック式傾斜堤構造 （基礎工） 基礎捨石 （消波工） 消波ブロック4T型	工事中：T.P+3.0m 将 来：T.P+3.0m

3. 作業基地の設計

3.1 設計条件

作業基地の設計に当たっては、明石海峡大橋の工事中及び完成後の2ケースについて、表-1に示す設計条件に基づき実施した。

3.2 工作物の種類及び構造

3.2.1 工作物の構造の選定理由

工作物の構造の選定に当っては、次の諸条件を前提に比較検討した。

① 工事施工に際して、海中作業が少なく施工中の水質汚濁が少ない工法を採用できる構造であること。

② 土圧、波浪、地震及び上載荷重等の外力に十分耐える構造であること。

③ 直接波浪の影響を受ける工作物については、航行船舶及び隣接地区への反射波の影響が少ない構造であること。

④ 工作物の施工及び維持管理が容易な構造であること。

⑤ 埋立地の用途上、急速施工が可能な構造であること。

⑥ 経済的で安定度が高い構造であること。

以上の条件のほか、工事に必要な資材及び機械等の海上からの搬出入が行える港湾機能を確保することが必要である。

上記の理由により選定した工作物の構造形式を表-2及び表-3に、構造を図-5及び図-6に示す。

4. 環境影響調査

4.1 基本的な考え方

環境に及ぼす影響の予測及び評価については、埋立地の存在、利用及び埋立工事が周辺の環境に及ぼす影響を科学的な知見等に基づき予測し、これを生活環境及び自然環境の保全の見地からあらかじめ設定した環境保全目標に照らして評価した。

4.2 環境影響評価の項目

予測及び評価項目は、環境影響要因と環境影響評価項目との関連性について検討を加え、環境影響行為により影響を受ける恐れのある環境影響評価の具体的項目として選定した。表-4に要因と項目を示す。

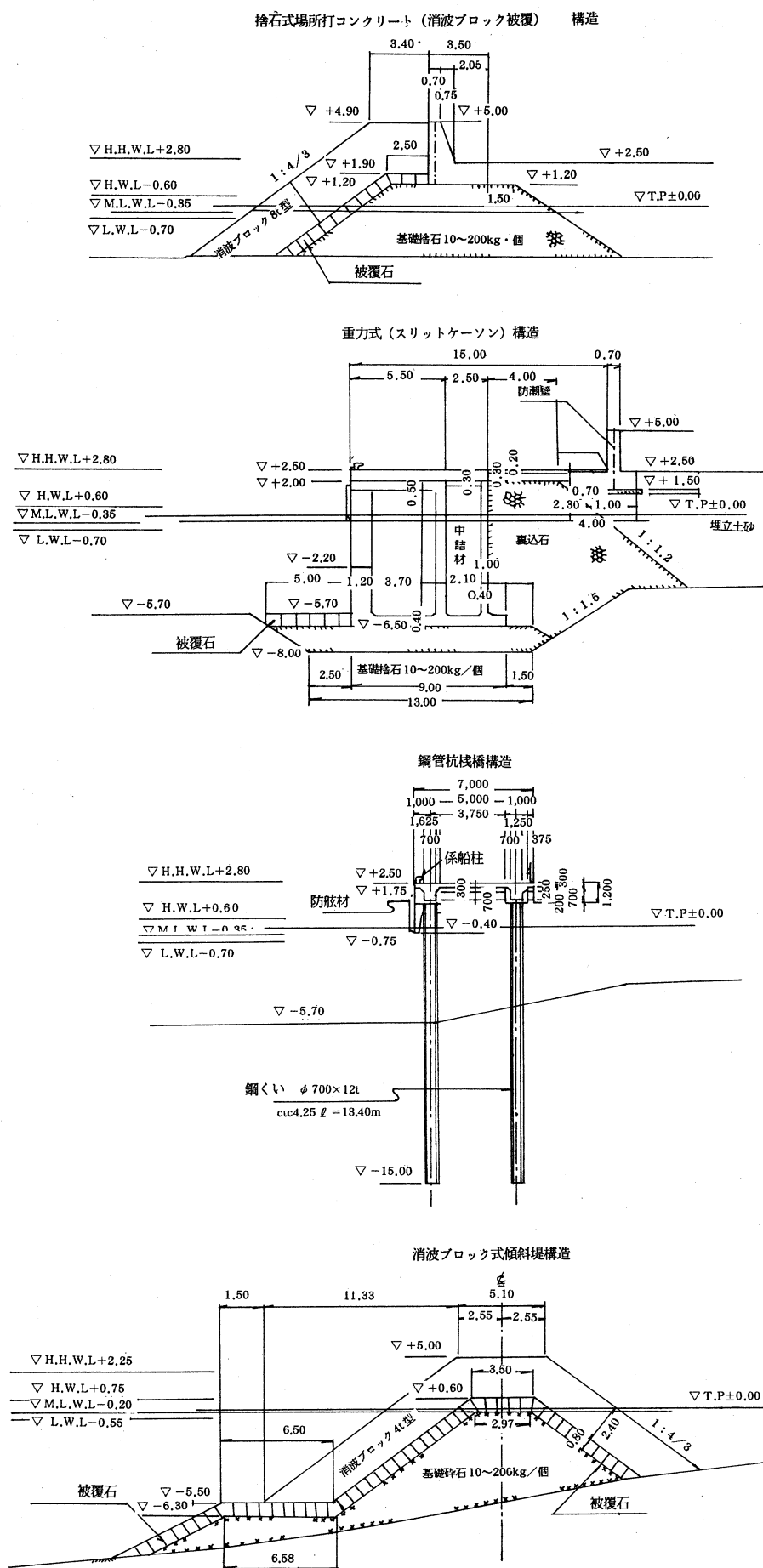


図-5 工作物の構造図

表-4 環境影響評価の要因と項目

環境影響評価項目	環境影響行為		
	存在	利用	工事
公害の防止に係る項目	大気汚染	○	○
	水質汚濁	○	○
	騒音	○	○
	振動	○	○
	悪臭		
	土壌汚染		
自然環境に係る項目	地盤沈下		
	地形・地質	○	
	陸性植物		
	陸性動物		
	水生生物	○	○
	野外レクリエーション (文化財を含む)	○	
その他	景観	○	
	水 潮流	○	
	波 波浪	○	
	日照		
	電波障害		
	廃棄物	○	○

注) 水質汚濁は底質を含む

4.3 環境影響の予測

本報告では、作業基地の存在に伴う潮流、波浪、海岸地形に及ぼす影響の予測について述べる。なお、これらの項目の影響評価については、学識経験者等で構成する「水理検討委員会⁹⁾」において審議されたものである。

4.3.1 潮流

1) 予測の概要

埋立地の存在による周辺地域の潮流に及ぼす影響を数値シミュレーションにより予測した。予測の対象は、年間を通して平均的な流速を示す平均潮時と流速が比較的大きくなる平均大潮時の潮汐流とし、予測計算は、明石海峡を含む東西32.75km、南北22.50kmの範囲 (以下「広域計算」という) については、250mメッシュに分割して行った。さらに、埋立地及びその周辺については、東西1.08km、南北0.75kmの範囲 (以下「狭域計算」という) を対象に局所的な影響を検討するため30mメッシュに分割して別途計算した。

数値シミュレーションモデルは、大阪湾及び播磨灘の流況特性や、明石海峡の複雑な流況の再現性等を考慮して、鉛直流 (上下層間の

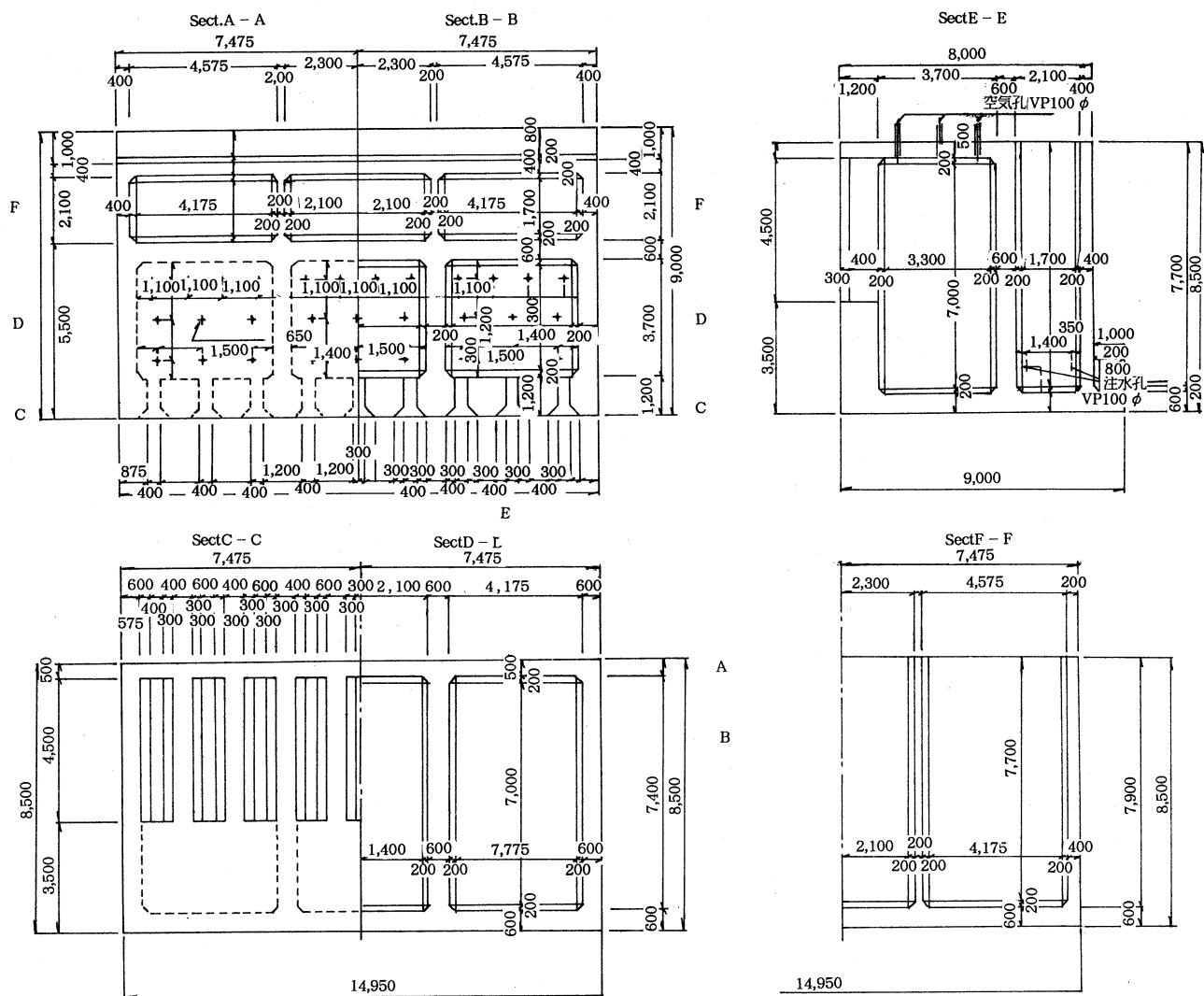


図-6 重力式スリットケーソン構造図

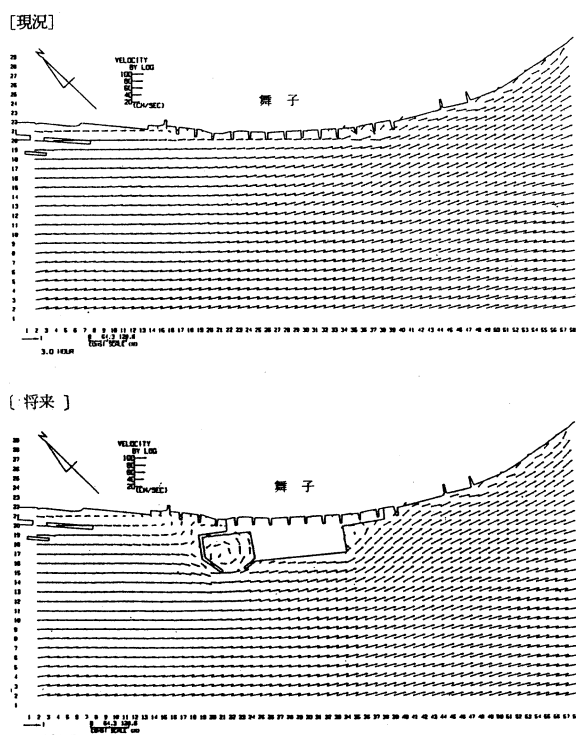


図-7 舞子作業基地流況図（平均大潮、東流最強時）

水の流出入)も扱うことができる2層位潮流シミュレーションモデルを使用した。

2) 予測の結果と評価

広域計算の結果では、上層については、東流及び西流の最強時において、作業基地周辺で流速が遅くなるが、その範囲は小さく、作業基地が潮流に及ぼす影響は小さいと考えられる。また、下層については、上層と比較して流速変化が極めて小さく、作業基地による影響はほとんど見られない。

狭域計算の結果では、図-7及び図-8に示すとおり、作業基地のごく近傍で流速・流向の変化がみられるものの、周辺の潮流への影響はほとんどみられない。

4.3.2 波浪

1) 予測の概要

埋立地の存在による周辺海域の波浪に及ぼす影響を数値シミュレーションにより予測した。

波向は、観測結果より年間を通じて出現頻度の高い方向とし、舞子側はWSW及びSSW、松帆側はENE及びESE方向を設定した。

現況と将来の構造物からの反射波と波浪屈折計算による屈折波を合成した波高分布の一例を図-9及び図-10

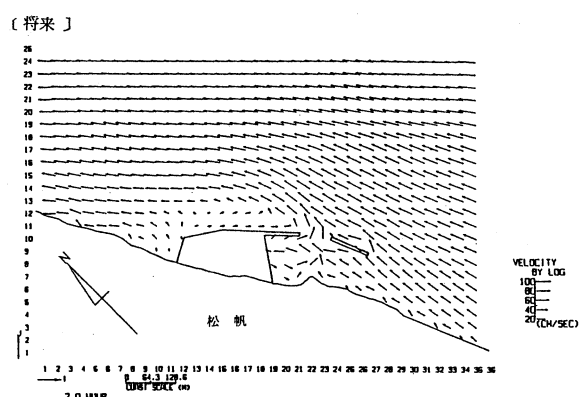
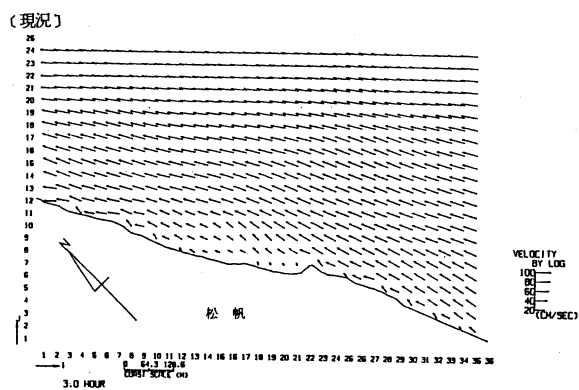


図-8 松帆作業基地流況図(平均大潮、東流最強時)

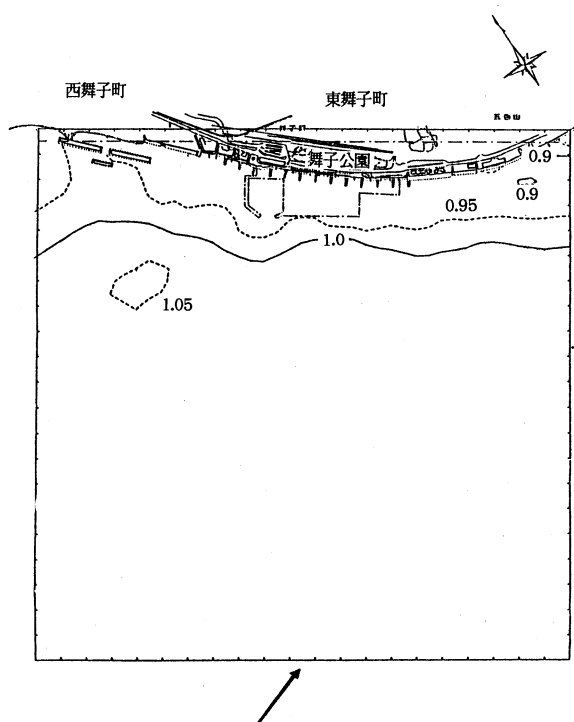


図-9 舞子作業基地波高分布図(将来、波向: WSW)

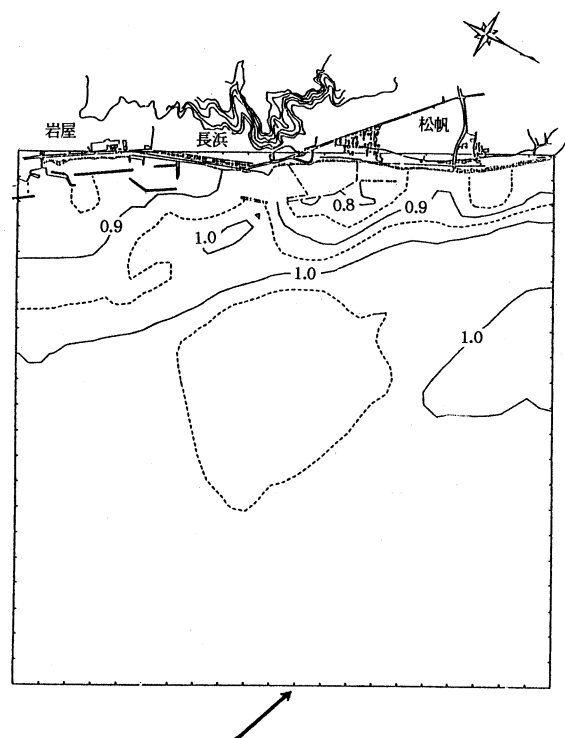


図-10 松帆作業基地波高分布図(将来、波向: ESE)

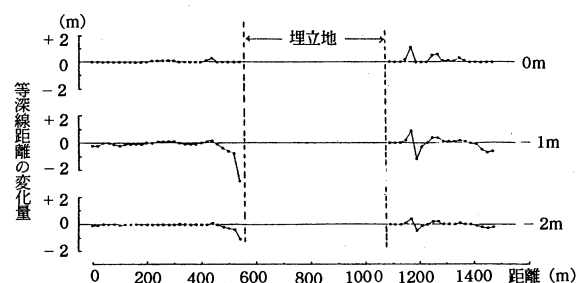


図-11 舞子作業基地の汀線変化予測

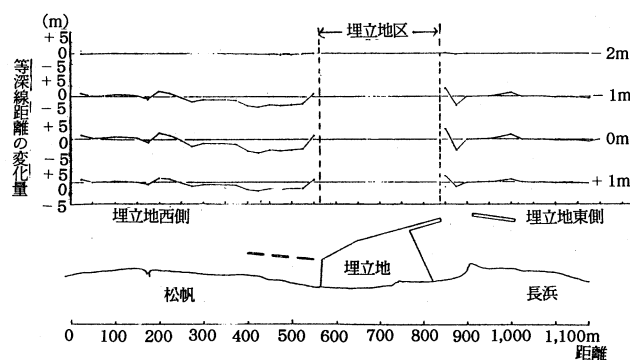


図-12 松帆作業基地の汀線変化予測(基地がある場合)

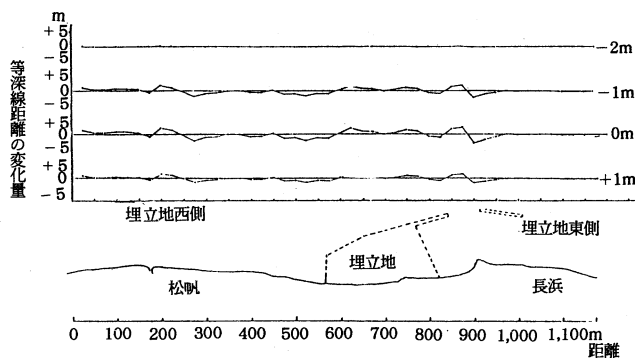


図-13 松帆作業基地の汀線変化予測（基地がない場合）

に示す。現況に対し将来の波高は、舞子側で0.97～1.02倍、松帆側で1.00～1.03倍の範囲にあり、波高の増加は数cm以内となっており、埋立地の存在による周辺海域の波浪に及ぼす影響は、全体的に見て現況とほとんど差異がみられない。

4.3.3 海岸地形

埋立地の存在が海岸地形に及ぼす影響について、海岸線の現況をもとに等深線変化を計算し予測した。

汀線変化予測計算は、海岸漂砂量の水深方向の分布を考慮した汀線（等深線）距離変化を求めるワンラインモデルを使用した。

等深線変化は、埋立地の周辺について埋立地がある場合の10年後について計算を行った。なお、松帆側については、埋立地の影響による将来の等深線変化を明確にするため、埋立地がない場合の10年後についても計算した。その結果を図-11から図-13に示す。

埋立地の存在が海岸地形に及ぼす影響は、埋立地周辺に限られており、等深線変化は、10年間で舞子側で最大3m、松帆側で最大5m程度生じることになるが、舞子側においては、影響範囲が局所的であること、松帆側においては、埋立地が存在しない場合でも10年間で最大3～4mの変化が予測されることから、埋立地の存在が海岸地形に著しい変化を及ぼすことはないと考えられる。

5. 作業基地の施工

5.1 工事の概要

埋立てに関する工事に当っては、以下に示すとおり、環境保全と安全確保に十分留意して施工した。

① 工事に伴う陸域部における道路交通への影響を考慮し、主要資機材の搬出入及び主たる工事の大半は海上から実施した。

② 床掘及び浚渫工事に伴う水質汚濁を極力少なくするため、グラブ船のバケットは密閉式を使用した。

③ 埋立土は、土砂及び濁りの流出を防止するため、外郭施設締切後リクレーマ船により揚土し、場内運搬して埋立を実施した。

④ 重力式スリットケーソン（コンクリート製）の設置に当たっては、一般航行船舶への影響を考慮して、別の場所で製作されたケーソンを一度大量輸送することにより、クレーン船による現場作業を少なくした。



写真-1 舞子作業基地の施工状況

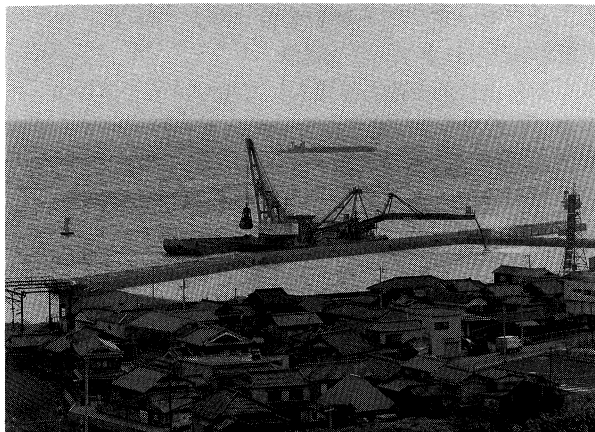


写真-2 松帆作業基地の施工状況



写真-3 舞子作業基地の完成写真

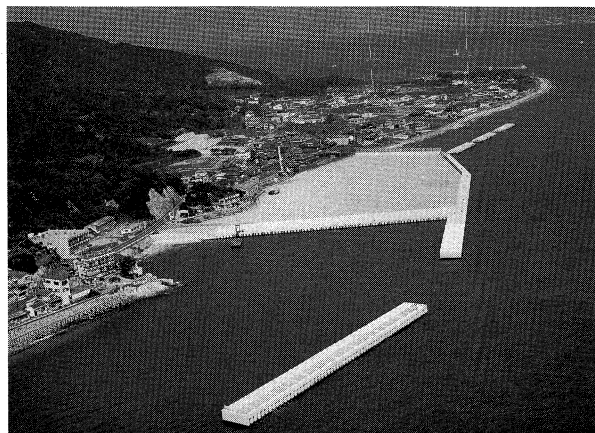


写真-4 松帆作業基地の完成写真

その他、騒音及び振動等周辺地域への影響を少なくするため、低騒音型及び低振動型機械の使用、機械の点検整備の徹底等細心の注意を払って施工した。なお、本埋立工事の作業時間は、公有水面埋立免許条件により、日の出から日没までである。

5.2 施工方法

(1) 捨石式場所打コンクリート構造

ガット船により基礎捨石を投入して築堤を行い護岸を概成する。次にコンクリートプラント船によりコンクリートを打設して上部工を構築後、基礎捨石の前面に被覆石を施工して完成した。

なお、1A-①・⑤護岸については、被覆石の施工後、さらに消波ブロックによる被覆を行った。

(2) 重力式スリットケーソン構造

ガット船により基礎捨石を投入してマウンドを整形後、海上運搬されたケーソンをクレーン船により据え付け、ガット船により中詰石を投入後、コンクリートプラント船により蓋コンクリートを打設し、護岸及び岸壁部についてはガット船により裏込石を投入して概成する。次にコンクリートプラント船により上部工を施工して完成した。

なお、1A-②・④岸壁、1A-③護岸、1A-⑦・⑧防波堤及び4A-③岸壁については、基礎捨石の投入前に床掘を行った。

(3) 鋼管杭式栈橋構造

オーガ併用中掘り圧入工法により鋼管杭を打設後、型枠を据え付け、コンクリートプラント船によりコンクリートを打設して完成した。

(4) 消波ブロック式傾斜堤構造

ガット船により基礎捨石を投入してマウンドを整形し、基礎捨石の前面に被覆石を施工後、クレーン船により消波ブロックを据え付けて堤体を完成した。

(5) 埋立て

外郭施設の締切後、裏込石の前面に防砂シートを布設

し、海上運搬された埋立土砂をリクレーマ船により揚土し、場内運搬して計画地盤まで整地して埋立てを完成した。

(6) 防潮・エプロン舗装工

埋立て完成後、コンクリートプラント船により防潮壁及びエプロン舗装を施工した。

なお、重力式スリットケーソン（コンクリート製）は、舞子側が兵庫県姫路市、松帆側が兵庫県津名郡津名町のヤードで製作した。

埋立工事中の施工状況を写真-1及び写真-2に、完成状況を写真-3及び写真-4に示す。

6. あとがき

舞子及び松帆作業基地は、明石海峡大橋の作業基地として、公有水面埋立法の免許を取得して、合計約8.7haの埋立てを行ったものである。

両作業基地は、アンカレイジ・主搭基礎・主搭・ケーブル・桁工事等の「足元」の作業基地として今後大いに使用されるとともに明石海峡大橋完成後の跡地については、周辺地域と一体化した公園用地等として公的利用を図る計画である。

終りに、この埋立事業の遂行に当って、種々のご指導を頂いた建設省、兵庫県、神戸市、淡路町を始めとする関係機関、並びに水理検討委員会（委員長 岩垣雄一教授）を始めとする学識経験者、関係各位に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 明石海峡大橋の作業基地埋立が周辺海域に及ぼす影響に関する調査研究（その2）、昭和62年3月、本四公団、海洋架橋調査会

生口橋下部工工事（締切～完成）

Ikuchi Bridge Substructure Work (Cofferdam~Completion)

向島工事事務所 第二工事長 山本茂樹

Sigeki Yamamoto

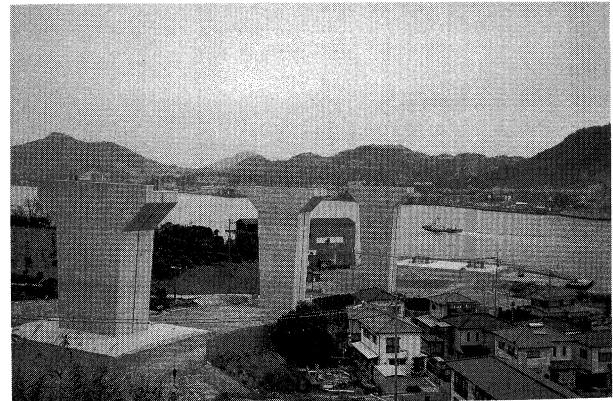
広島県庁 (前) 向島工事事務所 第二工事長付 竹本祐造

Yuzo Takemoto

1. まえがき

生口橋は、本州四国連絡道路（尾道～今治ルート）のうち、併用中の大三島橋、因島大橋及び伯方大橋に続き建設する海峡部橋梁である。本橋は、中央径間を鋼構造、側径間をPC構造とする全長790mの複合斜張橋で、斜張橋としては世界最大級のものである。長大斜張橋の基礎形式としては、比較的例が少ない場所打ち杭基礎を採用するなどの特徴を有しており、昭和61年12月の着工以来2年8ヶ月余りを要した下部工工事が元年8月に竣工したので、ここに下部工工事の施工について報告する。（図-1）

布する。これら基礎岩の風化形態は因島側が不均質であるのに対し、生口島側は比較的均質であるが、深層風化し、海岸付近では、標高-80m付近までD級岩盤となっ



2. 下部工工事の概要

2.1 地質

生口橋架橋地点の地形は、因島側が小規模な海岸低地であり、端橋脚1P付近は、標高20～30m程度の緩斜面を形成する。生口島側は、海岸低地と標高10m程度の丘陵性緩斜面を主体としている。

地質は、花崗岩及び古生層を基礎岩とし、崖錐堆積物・沖積層などの被覆層が分布する。花崗岩類は因島側が斑状花崗岩、生口島側は粗粒黒雲母花崗岩で古生層（ホルンフェルス）は、生口島側に分

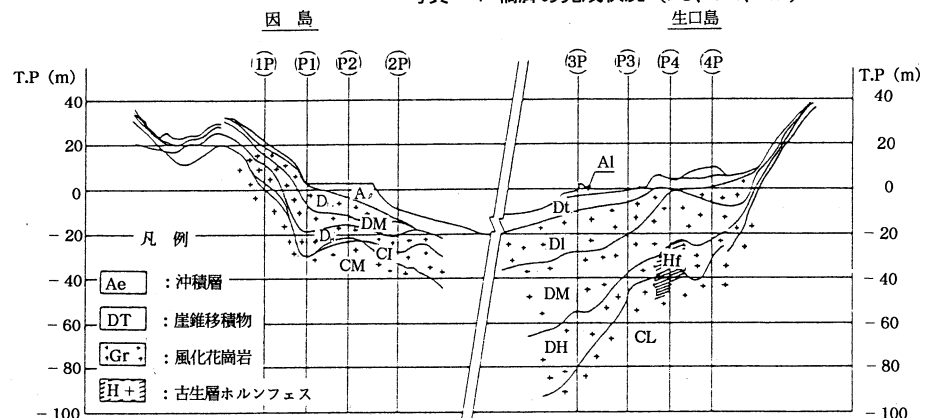


図-2 地質縦断面図

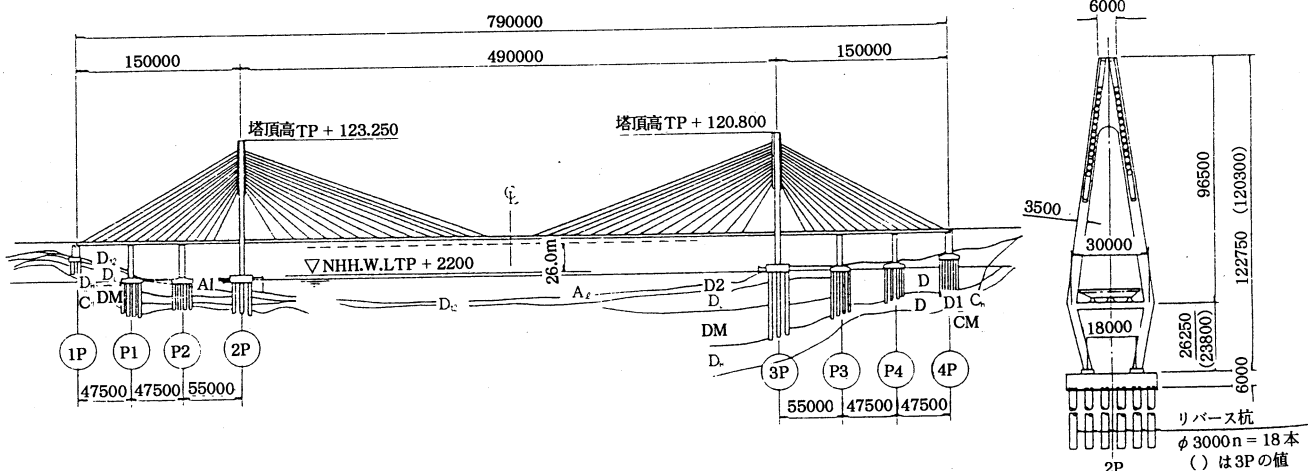


図-1 橋梁一般図

ている。(図-2)

2.2 構造一般

基礎形式は、地質条件、施工性、経済性等から1Pのみ深礎杭とし、他はすべてリバース杭にて計画した。橋脚形状は、特に近隣住民の視点を重視し、マスコンクリー

トによる圧迫感が少なくなるよう逆台形形状を基本に頭部に変化をもたせた張出し形式とした。(写真-1)(図-3)。

下部工の主要数量及び実施工程を表1～2に示す。

3. 締切工

3.1 2P 締切工

2P 締切工は、締切延長が160mでそのうち99mがセルラブロック式、46mが方塊ブロック式、15mが現場打ちコンクリートである。締切工施工地点の海底表層付近には、礫混り砂、粘土混り砂等の砂質土があり、締切工の重力式基礎反力を支持するために必要となる捨石厚の確保のため床掘を行った。掘削は、グラブ浚せつ船で行い、掘削土は岡山県笠岡市明地島西側地先へ海上運搬し捨土を行った。セルラブロック及び方塊ブロックは現場より4km離れた地点にて製作し、据付けは300t吊起重機船及び150t吊起重機船により3回に分けて行った。セルラブロック・方塊ブロック据付後、セルラブロック上に現場打ち擁壁を施工し、1P、P1橋脚付近の掘削土を用いて埋土を行った(図-4)。

また、海底の床掘施工中に、締切内の海底面に多数の転石が認められたので、2P主塔基礎のリバース杭施工の障害になるのを防止するため取り除きを行った。

3.2 3P 締切工

3P 締切工は、締切総延長が120mでそのうち方塊ブロック式が81m、現場打ちコンクリートが39mである。2P側と同様に海底表層の床掘、運搬、捨土を行った。方塊ブロックは、現地より5km離れた地点にて製作し、据付けは150t吊起重機船により3回に分けて行った。方塊ブロック据付け後、P3、4P橋脚付近の掘削土等を用いて埋土を行った(図-5)。

締切工の海上作業期間は、2P、3P側ともに灯浮標及び警

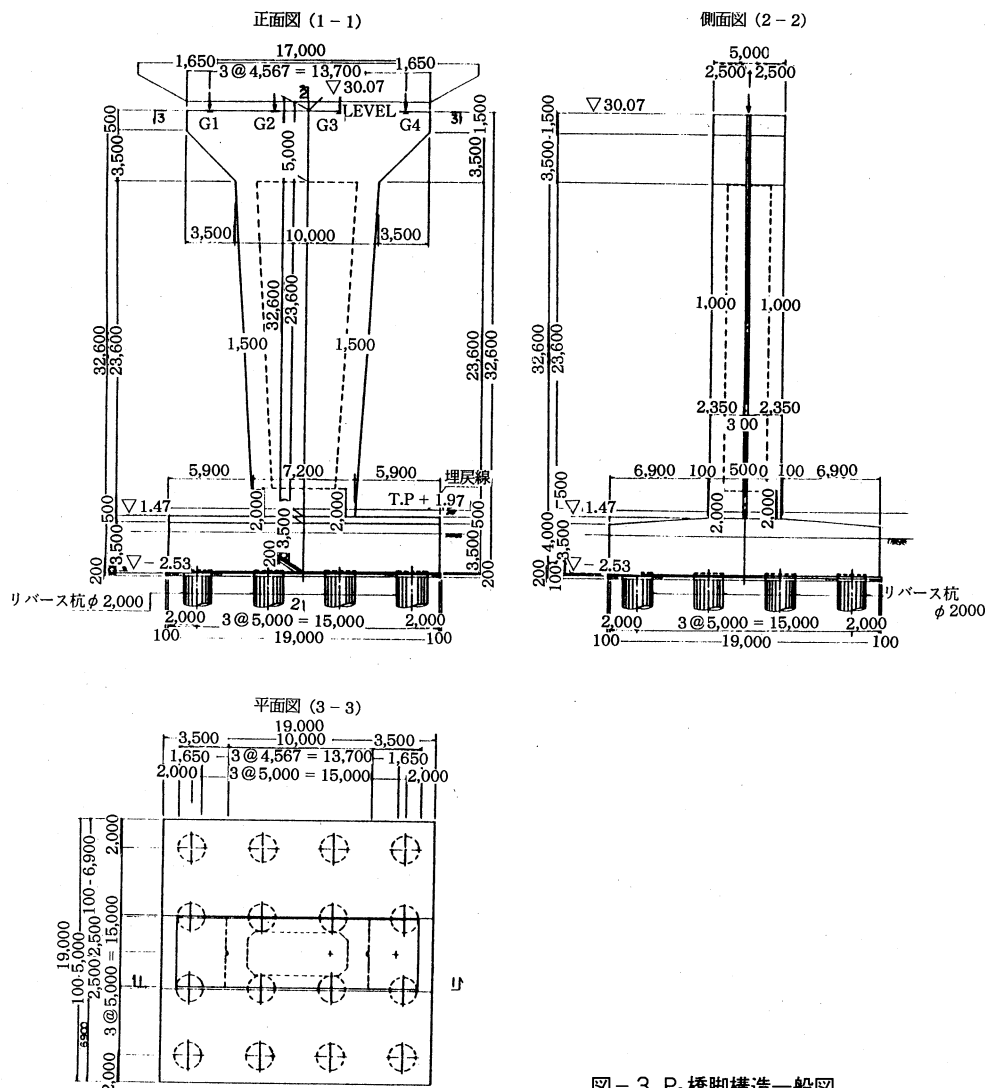


図-3 P₃橋脚構造一般図

表-1 下部工の主要数量

区分	場所	名称	構造物掘削 (㎡)	型 枠 (㎡)	* 鉄 筋 (ton)	* コンクリート (㎡)	場 所 打 杭 (m)		
							機械掘削 φ 3,000	機械掘削 φ 2,000	人力掘削 φ 3,500
橋 脚	因 島	1P	1,400	1,200	220	2,300	—	—	116
		P1	2,100	1,700	330	2,460	—	395	—
		P2	2,100	1,600	350	2,410	—	357	—
		2P	4,200	650	600	4,160	449	—	—
	生口橋	3P	4,200	650	600	4,160	1,032	—	—
		P3	1,900	1,500	340	2,390	—	625	—
		P4	2,100	1,400	300	2,350	—	439	—
		4P	1,800	1,700	390	2,980	—	606	—
	合 計		19,800	10,400	3,130	23,210	1,481	2,422	116
	締 切 工	因 島	2P	埋立面積 3,510㎡ 方塊ブロック式 ℓ = 46m セルラーブロック式 ℓ = 99m 現場打ちコンクリート ℓ = 15m					
生口橋		3P	埋立面積 1,010㎡ 方塊ブロック式 ℓ = 81m 現場打ちコンクリート ℓ = 39m						

*: 杭は含まない。

戒船を配慮して、通行船舶の安全に努めた。

4. 基礎工

基礎形式は、1P橋脚のみ深礎杭とし、他はすべてリバース杭にて計画していたが、施工を進めていく中で、数多くの問題が発生し、対応に迫られた。そのため、リバース杭の掘削作業は、昼間作業で行う予定であったが、工期短縮を計るため昼夜作業にて施工した（表-3）。

表-2 下部工実施工程

			年												61												62												63												平成元年																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
			月												12												1												2												3												4												5												6												7												8																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
因	1P	掘削工	(1,400m³)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											

4.1 1P橋脚

1P橋脚の基礎杭は、杭径3.5mの深礎杭で、杭長は、9.0~20.0m、杭本数は8本である。当基礎は、切土斜面上にDHクラスの岩盤を支持層として設計している。

掘削途中、多くの転石が出現したため火薬にて破碎後、テレスコ式クラムシェル（最大掘削深さ19.5m、バケット0.4m³）を用いずり出しを行った。鉄筋組立用の足場は、杭底よりビティ足場を組んだ。コンクリート打設

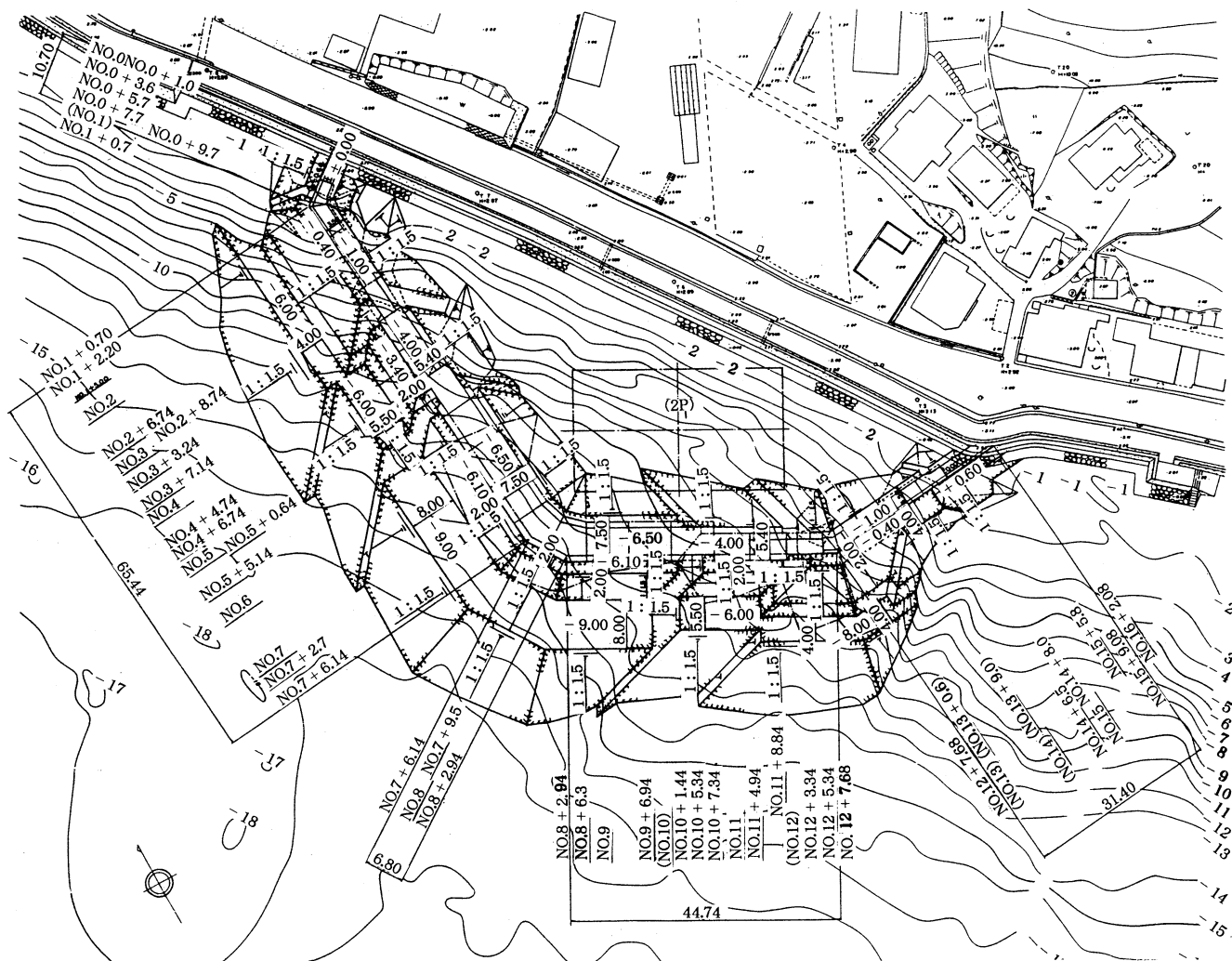


図-4 (a) 2P締切工平面図

表-3 基礎杭数量表

		杭径 (m)	本数 (本)	杭 長 (m)	使用リバース機
因 島	1P	3.5	8	9.0～20.0	S400H
	P1	2.0	16	7.0～38.0	S400H
	P2	2.0	16	13.7～30.5	MC500
	2P	3.0	18	14.0～29.5	S480H
生 口 島	3P	3.0	18	53.0～61.0	S480H
	P3	2.0	16	33.0～44.5	S480H
	P4	2.0	16	22.0～32.0	S480H
	4P	2.0	20	27.5～33.0	S480H

4.3 P2橋脚

P2基礎杭の地点は、旧海岸部捨石 (GL - 3.0~5.0m) と、風化残留礫が障害となったが、前者はハンマースクラブで、後者はリバースドリルを長時間かける事により施工可能であった。

4.4 2P塔基礎

2P基礎杭は、転石の出現により、施工は困難を極めたが、補助工法を採用しながらリバース工法で施工した。ここでは、旧海底面下10m程度の範囲内に最大径2.0m程度の転石が多数出現し、スタンドパイプの建込みに困難を来すと共に、リバース機による掘削時の機械の損傷並びに地山崩壊の原因となった。スタンドパイプ建込み時は、ハンマースクラブの他、潜水作業による転石の撤去等の補助工法を用いて建込みを行った。リバース機による掘削は潜水作業による転石の撤去の他、地山崩壊に対しては、薬液注入により地盤改良を行い、崩壊を防止した。また、風化残留礫と推定される深度の大きい所での転石に対しては、径2.0mのリバース機により先掘りを行い、後に径3.0mのビットで穿孔する事が有効であった。

4.5 3P塔基礎~4P橋脚

生口島側に分布する強風化花崗岩には、因島側に存在していた転石、風化残留礫等のCL旧以上の硬質な岩盤は存在しなかったと推定される。唯一、4P橋脚にて確認されたアップライト岩脈 (細粒花崗岩) が硬質であったが、岩脈としての厚さは数10cm程度と推察され、亀裂も発達していたことから三翼ビットでも時間は要したが、掘削可能であった。しかし、D_M層の中にD_H級の層が入っているのが各橋脚で確認されており、これらの不均一な風化形態の影響で掘削能率が低下した。

5. フーチング

5.1 構造物掘削

P1橋脚~P4橋脚までの6箇所については、地下水位が高いこと、道路が隣接していること、掘削深さが5m程度と深いこと等により、鋼矢板を用い

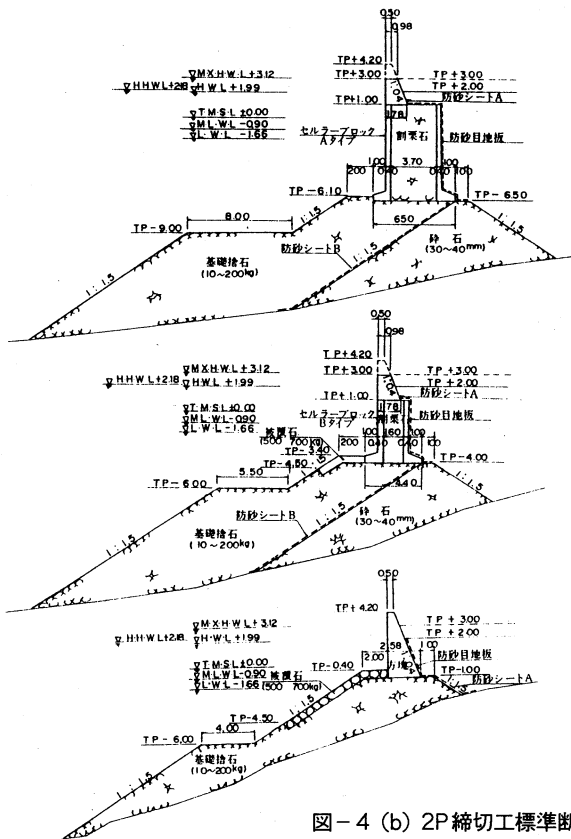
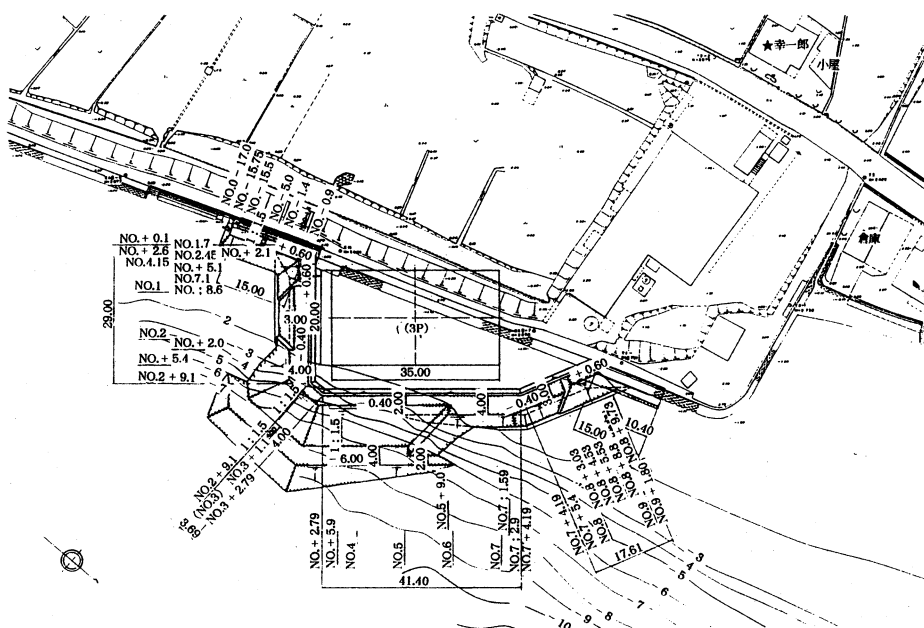


図-4 (b) 2P 締切工標準断面図

は、吊足場を設け、コンクリートの打ち上がりに合わせて、1.5m毎にもりかえておこなった。

4.2 P1橋脚

支持地盤であるCLクラスの岩盤がNS60° W方向に傾斜し、ひん岩が複雑に貫入していたためリバース杭の施工が一部不可能となった。このため基礎杭16本中6本を人力併用ベント工法に変更し、火薬を用いて穿孔、破碎して基礎杭コンクリートを打設した。



た特殊掘削とした。2P塔基礎においては、鋼矢板打設前に鋼矢板が転石に当たると推定される範囲をロックオーガーにて先行掘削を行い、その後で鋼矢板を打設した。また、P4橋脚においては、鋼矢板打込み深さまでに、ホルンフェルスの存在が確認されていたため、ロックオーガーにて先行掘削を行い、その後で鋼矢板を打設した。鋼矢板の打設終了後バックホーにて掘削を行い、所定の高さに切梁、腹起しを設置し、床付け面まで掘り下げた。

5.2 杭頭処理工

リバース杭のコンクリート打設高さは、設計仕上り面より60～80cm以上の余盛りを行った。この余盛り部分は、構造物掘削後の均しコンクリート打設後に杭頭処理を行った。杭頭処理は、杭鉄筋外周コンクリートをコンクリートブレーカーによりはつり、鉄筋とコンクリートを完全に切り離した後で所定の位置に水平方向の削孔を行い、その孔にセリヤを打ち込んで余盛りコンクリートを浮かせた。また、杭鉄筋の建て込み時に、余盛りコンクリート部分に含まれる杭鉄筋に発砲スチロール製の円筒型枠を取りつけ、杭鉄筋外周コンクリートのはつりの効率化に努めた。

5.3 鉄筋工

フーチングの鉄筋は、極太径(D51)が主体となっており、フーチングの下面では4段配列の15cmピッチ、上面で2段配列の30cmピッチとなっている。鉄筋の組立ては、受台として山形鋼による鋼製架台を使用した。鉄筋の継手は、D51については冷間圧着継手法で行い、D32については、ガス圧接で行った。圧着継手は、移動式吊架台を用いて、圧着時間の短縮を行った。

5.4 2P、3P塔アンカーフレーム据付

塔アンカーフレームは、因島側、生口島側各々2基(1基当たり34t)であり、海上輸送してきたものを起重機船により据付けた。

据付け前には、塔アンカーフレームの受台を高精度にて設置し、その受台にガイドプレートをつけ、塔アンカーフレームは、そのガイドプレートに沿って設置した。

5.5 コンクリート工

フーチングの形状で最も大きい基礎は、主塔基礎である2P、3P(W35m×D20m×H6m)でコンクリート量は、1基礎当たり4200m³にもなる。

コンクリートの配合はB2-1配合であり、表-4に示す。

コンクリートの打設リフトは、鉄筋継手位置、土留鋼矢板の切梁の位置、一日の打設能力により決められ、平均1mのリフト高とした。最大打設量は、760m³/回とな

表-4 コンクリートの示方配合及び強度

コンクリート種別		単 位	B2-1		E		F	
			因 島	生口島	因 島	生口島	因 島	生口島
設計基準強度 σ_{ck}		kg/cm ²	240	240	240	240	300	300
供試体平均強度 σ_{28}		kg/cm ²	314	368	366	327	394	359
示方配合 (1cm ² 当り)	W/C	%	51.4	55.0	53.4	55.0	48.4	51.0
	セメント	kg	280	280	290	290	320	320
	細骨材	kg	732	728	780	774	752	734
	粗骨材	kg	1141	1155	1055	1085	1057	1093
粗骨材の最大寸法		mm	40		20		20	
セメント種類		高炉セメントB種						

った。

コンクリートの打設は、90m³/hrのブーム式コンクリートポンプ車を1台又は2台用いて行った。

コンクリートの打継面は、高圧水をまだ硬化しきらないうちに(夏期で打設後8時間、冬期で打設後24時間)吹きつけて、レイタンスを取り除いた。

6. 躯体工

本工事の躯体工の特徴は、橋軸直角面が約1/17～1/20の勾配で広がり、橋脚が中空になっている点である。また、高さも最高31mにも及ぶためコンクリートの高所圧送、鉄筋の組立及び型わく設置精度の確保はもとより、高所作業における安全確保も重点において施工した。

6.1 型枠工

躯体型枠は、主にAPシャタリングを使用した大組スライド型枠で施工した。(写真-2)

型枠の脱型は、柱部については、コンクリートの圧縮強度が、50kg/cm²以上に達した時点でを行った。梁底の型枠の脱型は、支保工の解体と同時にになるが、コンクリートがその自重及び施工中に加わる荷重を受けるのに必要な強度(140kg/cm²)に達した後にを行った。

6.2 鉄筋工

躯体工の鉄筋は、極太径鉄筋D51が主筋として使用されている。この太い鉄筋を正確確実に配筋するために、P1、P2、P3、P4橋脚においては、鉄骨構造の鉄筋架台を設けた(写真-3)。

鉄筋継手は、機械継手(冷間圧着継手法)及びガス圧接継手を採用した。機械継手の施工は鉄筋の吊込み時間の短縮を考え、鉄筋加工場にて吊込む鉄筋に圧着スリーブを片締めしておき、コンクリートに埋め込まれた下部鉄筋に挿入し、残りの片締めを行った。鉄筋の吊込みは、吊込み金具を使用して、一度に3本の吊込みを行った。

6.3 コンクリート工

コンクリート配合は、E配合とした。ただし、P1、P2、P3、P4橋脚の梁部分は、上部工のPC桁施工時にPC桁と梁部をPC鋼棒により剛結するため、E配合より圧縮強度の大きいF配合とした。

コンクリートの打設リフトは、5.0mを標準とし、打設

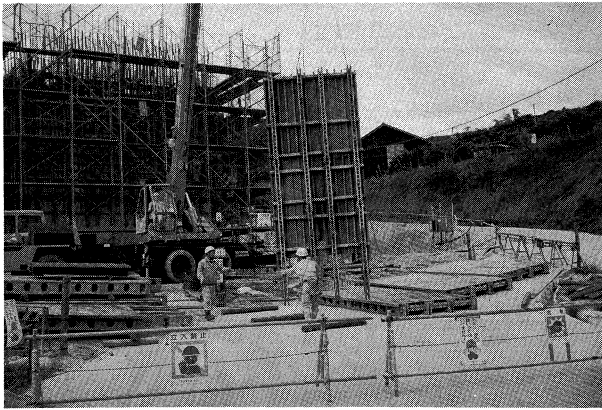


写真-2 大組スライド型枠

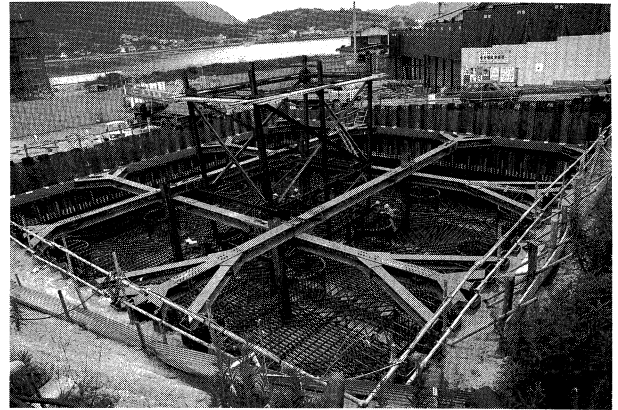


写真-3 鉄筋架台

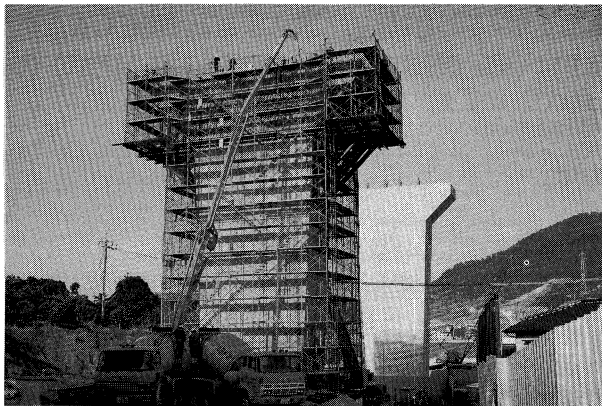


写真-4 支保工 (P4)

は、90 m³/hrのブーム式コンクリートポンプ車を1台用いて行った。

6.4 支保工

1P、P1、P2、P3、P4、4P橋脚の梁部分の施工に支保工を用いた。

P1、P2、P3、P4橋脚の張出し部の厚さは1.5m～5.0m、張出し長さは3.5mであり、支保工は梁下の柱部施工時にあらかじめ埋込んだフォームコネクターを利用して、H型钢によるブラケット方式を採用した(写真-4)。

1P、4Pの橋脚の張出し部の厚さは1.5m～6.5m、張出しの長さは4.6mもあり重量がP1、P2、P3、P4橋脚に比べて大きく、梁までの高さは逆に低いことからフーチング上に支柱を組立、その上にブラケットを取り付ける支柱方式を採用した。(写真-5)

各橋脚の躯体中空部の天床の埋殺し支保工として、1P橋脚においてはH型钢を主体とした鉄骨支柱式支保工を用い、他の橋脚においてはH型钢を敷きつめる方法を採用した。

6.5 足場工

フーチング施工時の外部足場は、1P橋脚においては鳥居枠を用いて全周総足場とし、P1、P2橋脚、2P塔基礎

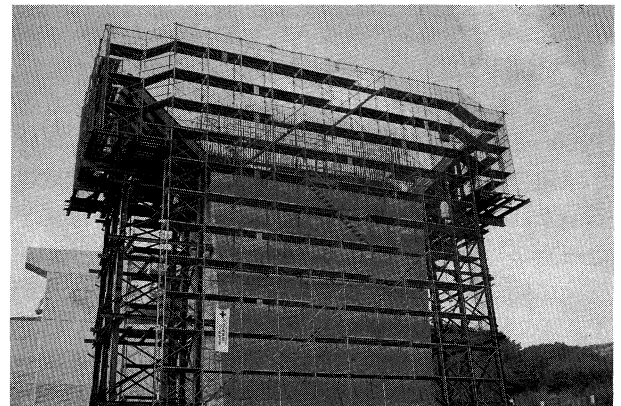


写真-5 支保工 (4P)

においては鋼矢板にブラケットを溶接し、木製足場板を敷き、外周足場とした。3P塔基礎においては、フーチングの側面にブラケットを取り付け、木製足場板を敷き、外周足場を設置した。P3、P4、4P橋脚においては、梯子を使用した。

躯体施工時の足場は、躯体の側面が傾斜しているため鳥居枠とブラケットを併用して全周総足場とした。

梁部施工時には、支保工上に足場受桁を設け、その上に鳥居枠を組み、全周総足場とした。

7. あとがき

生口橋の下部工は、約2年8ヶ月の歳月を費し、ここに完成した。生口橋の特徴である強風化花崗岩での大口径、長尺の杭基礎工事における数々の困難を克服した本工事の完成にあたっては、多数の諸先輩方のご指導と請負者皆様方の御努力の賜物と感謝しております。

最後に本工事が無事故、無災害であったことを申し添えます。

参考文献

- 1) 生口橋基礎工におけるリバース杭の施工
本四技報 VOL.13 NO.52、89.10

来島大橋原位置岩盤試験

In - Situ Test for Kurushima - Bridges

今治工事事務所 第二工事長 毛利 徳成

Tokunari Mori

今治工事事務所 第二工事長代理 下村 稔

Minoru Simomura

今治工事事務所 第四工事長付 野間 俊男

Toshio Noma

1. まえがき

来島大橋は尾道・今治ルート10橋の内最も四国側の橋梁3橋（大島側より来島第1大橋・来島第2大橋・来島第3大橋）の総称であり、大島から武志島・馬島を経由し今治に達する。（図-1参照）

来島大橋の岩盤区分別設計定数を設定するために、糸山地区（来島大橋今治側基礎設置位置）で調査横坑を掘削し、横坑内で各種原位置岩盤試験やサンプリングした試料による室内試験を実施し、これまで明らかになっている広島型花崗岩の工学的性質と比較して、領家型花崗岩の工学的性質の検討を行った。

また、来島大橋海中基礎で最大となる4Aの支持層の確認を行うために、海中作業足場を使用して大口径掘削を行った後、その孔内において平板載荷試験及びクリープ試験を実施した。

本報告は、糸山地区及び4A地点において行った原位置試験の報告を行うものである。

2. 試験要領

2.1 糸山地区原位置岩盤試験

(1) 調査内容

糸山地区原位置岩盤試験の調査位置を、図-2に示す。ここは、来島大橋今治側取付部の糸山公園南側であり、将

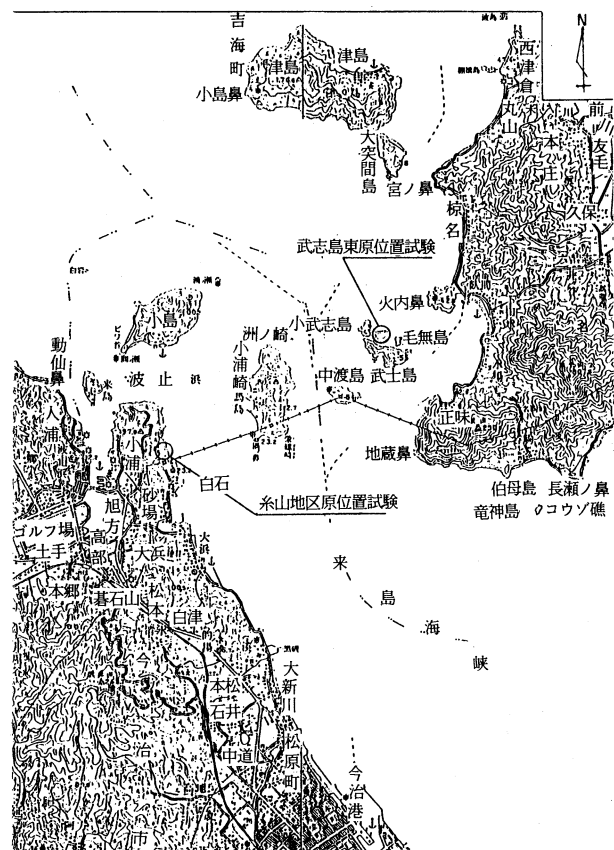


図-2 調査位置図

来作業ヤードとして使用することを予定している。

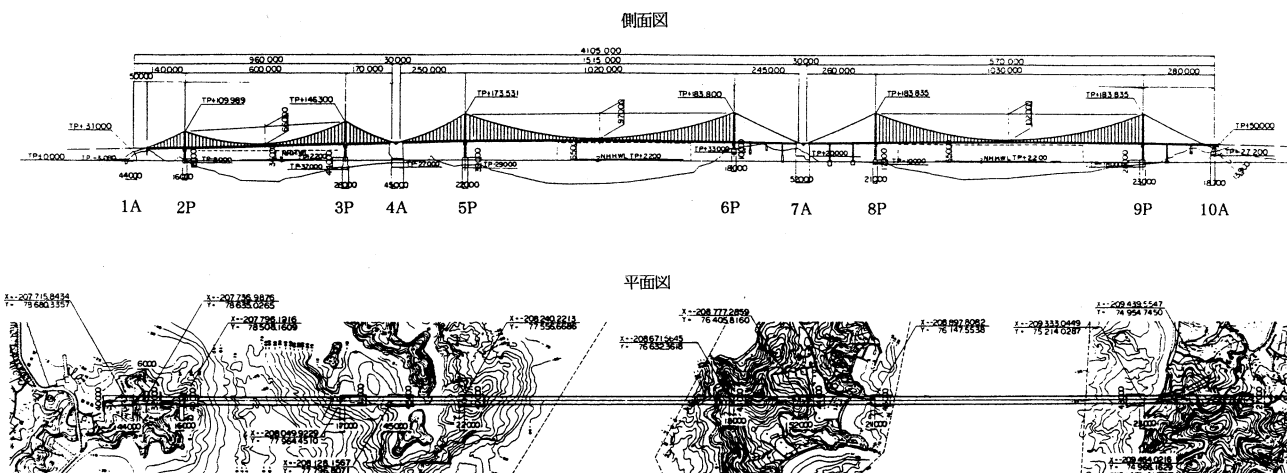


図-1 来島大橋一般図

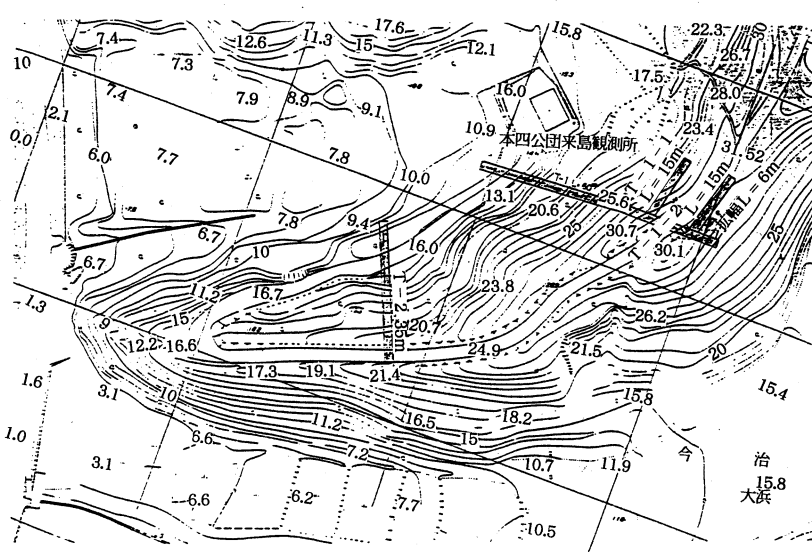


図-3 調査横坑位置図 (S = 1:500)

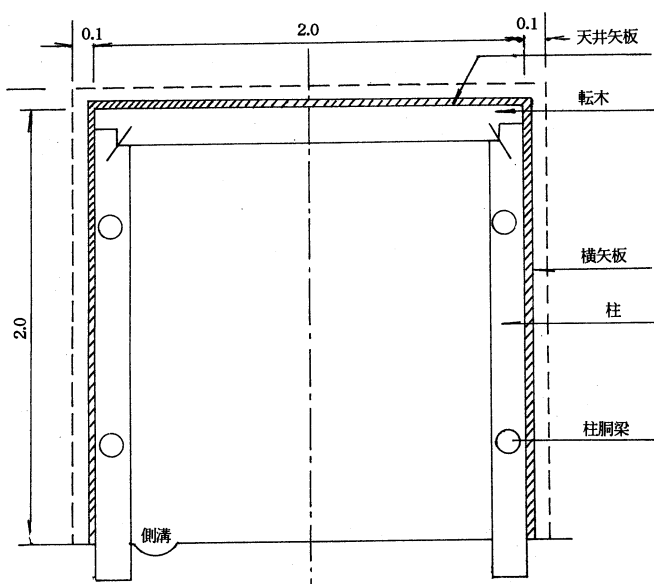


図-4 調査横坑断面図

試験は、次に示す要領によって行った。

- I ボーリング等による横坑掘削位置の決定
- II 調査横坑掘削
- III サンプリング及び岩盤試験実施位置決定のための横坑内地質観察等
- IV 岩盤試験
- V 室内試験

試験位置周辺の地質は、中世代白亜紀の花崗岩類を基盤とし、これを貫く貫入岩類と新規の堆積岩類より構成される。また、大規模な断層破碎帯は認められないが、幅10~30cm程度の小断層が分布する。

(2) 調査横坑掘削

ボーリング等の結果を基に原位置岩盤試験の対象となる岩級の分布状態や施工性等を考慮して掘削位置を決定した。

決定した掘削位置を図-3に示す。ここで、T-1坑は主にC級岩盤用、T-2坑はD級岩盤用である。

調査横坑の標準断面を図-4に示す。

掘削は全断面発破砕掘削とし、ずりはロッカーショベルでずり鋼車に積込、坑外に搬出した。なお、坑口付近は土破りがうすいことからオープン掘削後、支保工を建て込み覆工板で処置した後、埋め戻しを行った。

今回使用した発破は、2号複ダイナマイト(100g/本)であり、使用量は横坑が岩盤試験用であることを考慮して必要最小限とし、1孔当り150~200g、1回当り3.9~6kg程度とした。

支保工は木製支保工とし、間隔はC級岩盤で1.2m、D級岩盤で0.9mとした。

なお、調査横坑掘削完了後は、PS探査等を行い試験面の地盤の緩み等を確認した。

(3) 静的平板载荷試験(変形試験)

変形試験は、D_H、C_L及びC_M級の岩級で各3ヶ所行った。

試験面は、極力不陸のないように水平に仕上げた。試験面を整形後、セメントペーストでフェーシングを行い、载荷板を水平に設置した。载荷板設置後、油圧ジャッキ、支柱、反力板、不動バリ、変位計などをセットした。

载荷装置を図-5に示す。载荷板の径はφ40cm、油圧ジャッキは100t用とした。

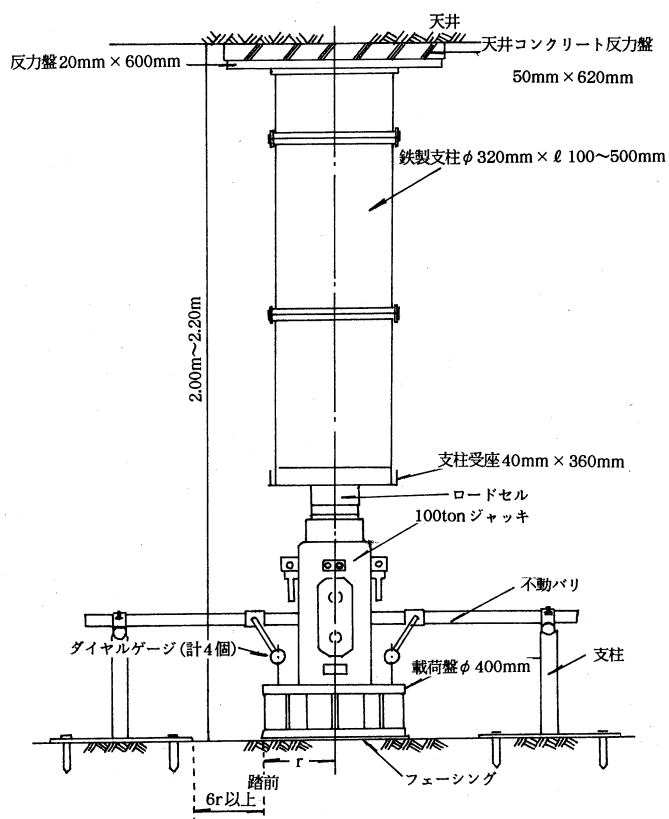


図-5 変形試験装置図

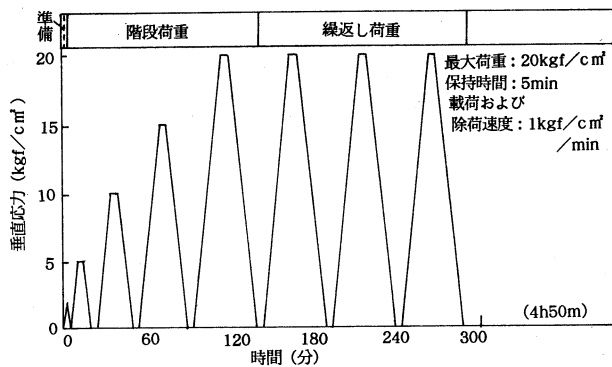


図-6 変形試験積荷パターン図

表-1 支持力試験載荷パターン図

項 目	単位	岩級	D _H	C _L
1Stepの載荷荷重	kgf/cm ²		2.5	5.0
荷 重 速 度	kgf/cm ² /分		2.5	5.0
荷 重 保 持 時 間	分		2	2

また、荷重の載荷パターンを図-6に示す。

(4) 静的平板載荷試験（支持力試験）

支持力試験は今回、D_H及びC_L級で各2ヶ所で行った。載荷板の径はφ30cm、油圧ジャッキは300t用とし、載荷最大荷重はP_{max} = 424.6kg/cm²である。

変位計は、載荷板4点の他、地表面の挙動を把握する目的で地表面上に10点、計14点設置した。また、載荷パターンは表-1のとおりとした。

(5) クリープ試験

試験位置・整形方法については変形試験に準じた。

試験は、D_H、C_L級で各々1箇所90日間実施した。

基本的には変形試験と同装置であるが、長期的な荷重の一定保持（P = 25kg/cm²）には蓄圧機（アキュムレーター）を用いた。

変位計は載荷板上に4個設けた。

載荷パターンは基本的に変形試験と同じとする。

載荷荷重は、2.5kg/cm²/minで10kg/cm²まで載荷し、2分間保持し除荷する。さらに同載荷速度でクリープ荷重（25kg/cm²）まで載荷した。

(6) トンネル内空変位測定

クリープ試験によるトンネル内空断面の変状を測定し、クリープ試験の解析資料とするため、試験位置でトンネル断面の2方向（鉛直、水平）の内空変位を測定した。

測定位置は、微小変位を測定するマイクロクリップメーターとインバー線よりなる。

測定方法は、2点間（底盤と天井、右と左側壁間）をインバー線で緊張し、この2点間の相対変位を差動トランスで検出するものである。これらの測定概要を図-7に示す。

測定期間は、クリープ試験と同じ90日間とした。

(7) セン断試験

D_H級ではロックせん断試験、D_L、C_M級ではブロックせん断試験

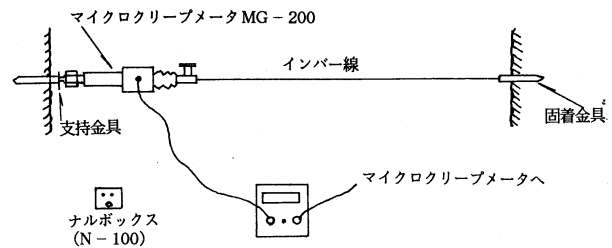


図-7 トンネル内変位測定概要

験として、1シリーズ（各4供試体）（初期鉛直荷重σ_N = 5,15,25,35,kg/cm²）つつ実施した。

試験の種別は、C級岩盤がブロックせん断試験で、D級はロックせん断試験である。供試体は、図-8に示す。

載荷装置は大別して鉛直荷重用装置とせん断荷重用装置に分けられ、図-9のようになる。

変位計は鉛直方向に4個、せん断方向に4個設置した。

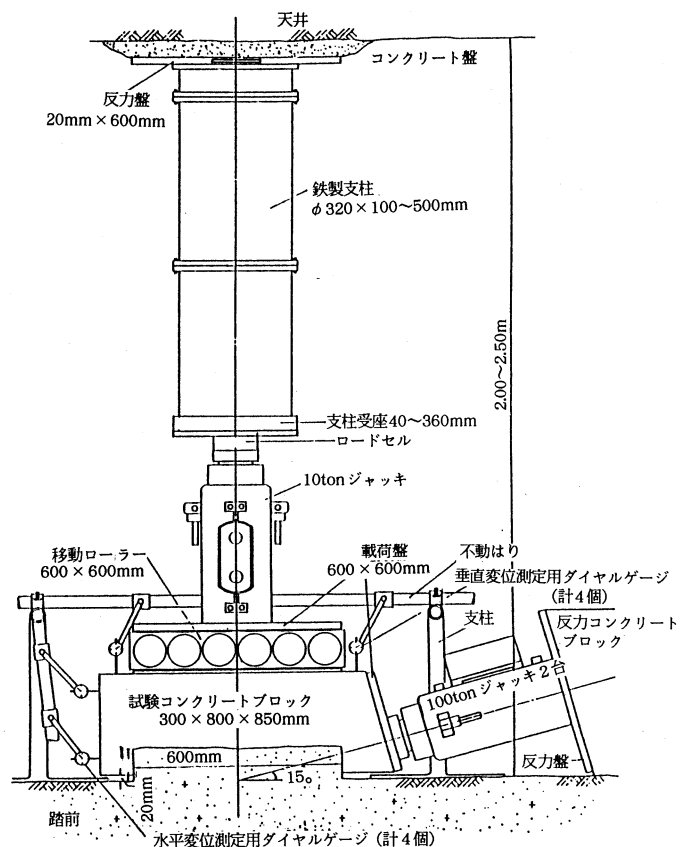


図-9 ブロック（ロック）せん断試験装置

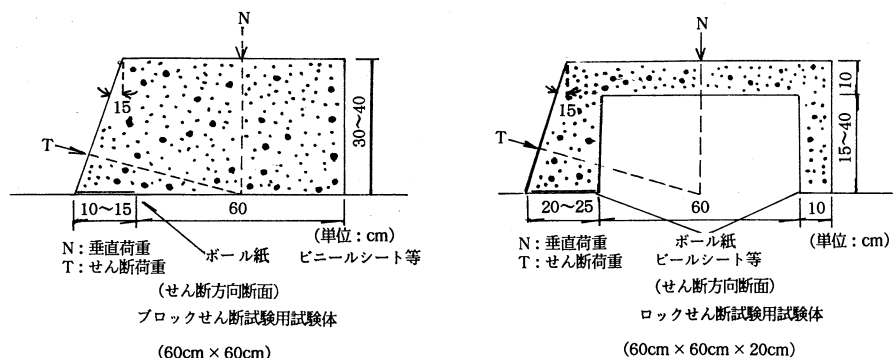


図-8 セン断試験供試体

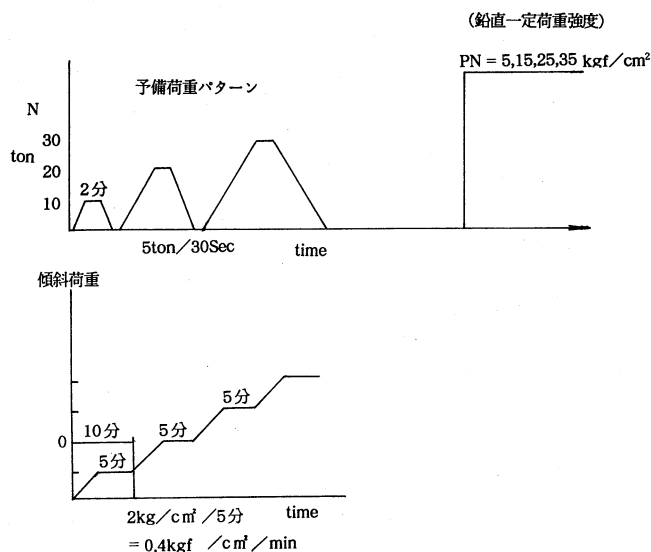


図-10 せん断試験荷重パターン

荷重パターンを図-10に示す。

また、試験は予備荷重と本試験に分けられ各々以下のとおりとした。

予備荷重

岩盤の締め固めと荷重装置の安定性を確認する目的で、予備荷重を行った。予備荷重は、すべての供試体に対して10t、20t、30tの3段階の繰返し荷重を与えた。

本試験

予備荷重終了後構造物の設計荷重強度を考慮した鉛直一定荷重を荷重し、傾斜荷重を与えた。

傾斜荷重は、 $0.4\text{kg}/\text{cm}^2/\text{min}$ を5分間荷重し5分間のクリープ時間を与える。これを繰返して破壊するまで荷重させる。

(8) 動的繰返しせん断試験

供試体については、基本的には変形試験に準ずる。

試験は、T-1坑でD_H、C_L級を対象に各1箇所実施した。

試験位置は、ゆるみゾーンを除くため現掘削面より20cm盤下げし、ノミ、ハンマー、ダイヤモンドカッター等により、平面寸法45cm、高さ30cmの供試体を作成した。

荷重装置は、電力中央研究所より借用したもので、垂直荷重を荷重する油圧ジャッキと油圧ポンプ及びせん断荷重を荷重する油圧動ジャッキと荷重制御部との2つの荷重系統に分けられる。

荷重装置及び計測装置の概要を図-11に示す。

荷重は、初めに垂直荷重を供試体に荷重した後、せん断方向荷重を供試体の左右より交互に荷重した。垂直荷重は構造物の設計荷重を考慮して、 $\sigma_n = 20\text{kg}/\text{cm}^2$ とした。

せん断荷重は、 $\tau_d = 2\text{kg}/\text{cm}^2$

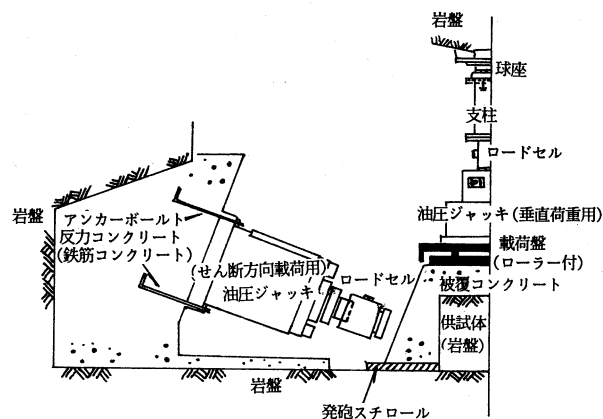


図-11 動的くり返しせん断試験機

づつ増大させ、振動数は $f = 1\text{Hz}$ 、繰返し波数は $N = 25$ 波とした。これらの繰返し荷重をジャッキの能力まで荷重した。

(9) 室内試験

室内試験の供試体は調査坑内より採取した。対象岩盤は、D_M、D_H、C_L及びC_M級である。

採取方法は、基本的には掘削時にブロック状に採取した物を供試体の大きさ付近まで整形したが、ダイヤモンドコアドリルやハンマードリルを用いたサンプリングも併用した。

また、今回実施した室内試験及び数量は表-2のとおりである。

試験方法は、「土木工事試験方法 (日本道路公団)」、「土質試験法 (土質工学会)」及び「日本工業規格」等の諸基準によった。

一軸圧縮試験の供試体寸法は $\phi 50\text{mm} \times L100\text{mm}$ とした。

静的三軸圧縮試験の各試験の供試体寸法は以下のとおりとした。

非圧密非排水 (UU) $\phi 50\text{mm} \times L100\text{mm}$
 圧密非排水 (CU) $\phi 50\text{mm} \times L100\text{mm}$
 圧密排水 (CD) $\phi 50\text{mm} \times L100\text{mm}$

くり返し三軸圧縮試験の供試体寸法は $\phi 100\text{mm} \times L200\text{mm}$ とした。

動的変形試験は、三軸セル内に供試体をセットし、所定の拘束圧で圧密させた後、0.5Hz程度の振動荷重を10周期程度負荷し、ある1周期間の応力～ひずみのヒステリ

表-2 室内試験数量表

試験名 試験仕様	見掛け 比重試験 (個)	吸水及び 有効空隙率試験 (個)	超音波 速度測定 (個)	一軸圧縮 試験 (シリーズ)	静的三軸圧縮試験 (シリーズ)			動的くり返し 三軸圧縮試験 (シリーズ)
					UU	CU	CD	
対象 岩 盤 級	D _M	39	39	36	6	3	3	1
	D _H	54	54	51	6	3	3	1
	C _L	39	39	36	6	3	—	1
	C _M	21	21	21	6	3	—	—
合 計	153	153	144	24	9	9	6	3
供試体寸法 (cm)				5 × 10	5 × 10	10 × 20 5 × 10	5 × 10	10 × 20
備 考	力学試験すべての供試体			一軸及び静的 三軸試験の供 試体	1シリーズ5供試体			1シリーズ 3供試体

シスループから動的剛性率、減衰定数等の動的変形特性を求めるものである。

2.2 武志島東原位置載荷試験

武志島東原位置載荷試験は、図-2に示す位置（4A設置位置）において行った。

試験の手順は、次に示す手順で行った。

- I 試験実施の足場となる海上作業足場の回航、設置
 - II 大口径掘削機による試験位置の掘削
 - III 載荷試験の反力受けの鋼管の建込
 - IV 水中カメラによる孔底状況の確認
 - V 深層載荷試験機のセット
 - VI 平板載荷試験及びクリープ試験の実施
- 以上の手順により実施した。

ここで、試験は公団所有の深層載荷試験装置を使用して行ったが、試験装置の概要を図-12に示す。

試験位置の地質の概要は、白亜紀末のアダメロ岩を基盤岩とし他に流紋岩、ヒン岩がアダメロ岩に貫入して脈状に分布する。この位置での基盤岩の風化状態は非常に複雑である。

試験は4孔の掘削を行い、1孔においてクリープ試験を行い、他の3孔で各2箇所平板載荷試験を行った。

各試験の載荷パターンは糸山地区の試験に準じた。

3. 試験結果

3.1 糸山地区原位置岩盤試験

(1) 静的平板載荷試験（変形試験）

試験結果は、荷重～変位～時間曲線として整理した。荷重～変位曲線から得られた変形係数、接線弾性係数など特性値をまとめると表-3のとおりである。

今回の結果では既往の資料（多々羅、生口橋、因島大橋等広島型花崗岩）と比較し大差ないことがわかる。Et/E_lは、概ね1.5～2.5の範囲にあり、岩級の高い岩ほどこの比は小さく弾性的な傾向を示す。

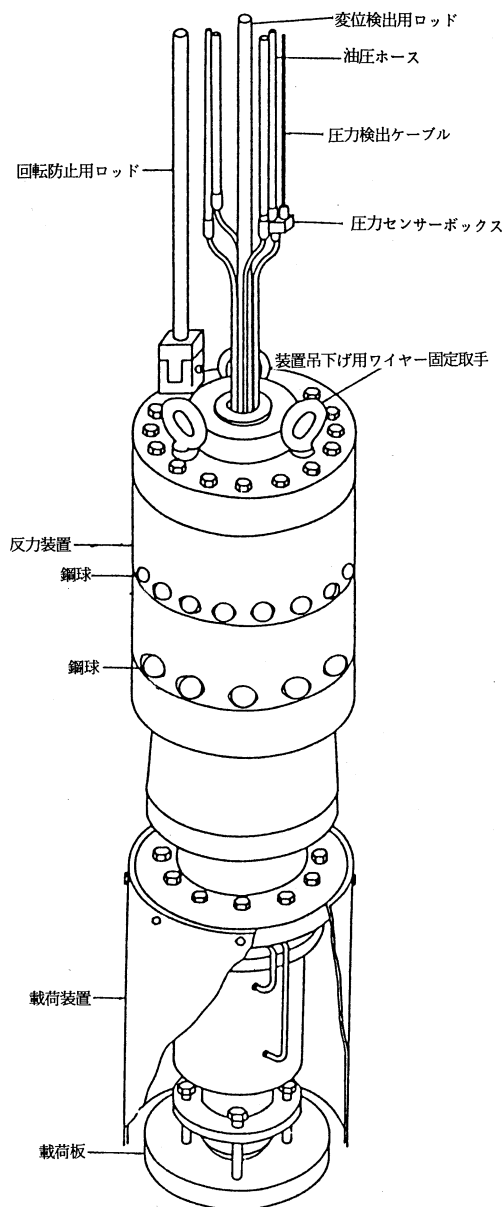


図-12 深層載試験装置

表-3 変形試験結果

坑別	岩級	試験番号	変形係数 Edl (kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)			割線弾性係数 (kgf/cm ²)			Et ₁ / Edl	Et ₂ / Edl	Et ₃ / Edl	Esl ₁ / Edl	Esl ₂ / Edl	Esl ₃ / Edl	残留変位 δr (mm)
				Et ₁	Et ₂	Et ₃	Esl ₁	Esl ₂	Esl ₃							
T ₁₂	D ₁₁	L ₂ -1	1140	2180	2430	2570	1540	1580	1600	1.91	2.13	2.25	1.35	1.38	1.40	8.47
	D ₁₁	L ₂ -2	1260	2590	2890	3040	1860	1930	1960	2.05	5.29	2.41	1.47	1.53	1.55	6.64
	D ₁₁	L ₃ -3	1450	3100	3310	3600	2330	2380	2410	2.13	2.28	2.48	1.60	1.64	1.66	5.52
T ₁₁	C ₁	L ₁ -1	4000	6870	7290	7600	5220	5290	5340	1.71	1.82	1.90	1.30	1.32	1.33	1.70
	C ₁	L ₁ -2	3010	5040	5670	5850	3660	3740	3770	1.67	1.88	1.94	1.21	1.24	1.25	2.21
	C ₁	L ₁ -3	2390	4980	5710	5950	3560	3630	3670	2.08	2.38	2.48	1.48	1.51	1.53	2.89
	C ₁ ~C _M	L ₁ -4	4850	7940	8500	8710	6140	6280	6310	1.63	1.75	1.79	1.26	1.29	1.30	1.45
	C ₁ ~C _M	L ₁ -5	5150	8090	8930	8930	6210	6310	6350	1.57	1.73	1.73	1.20	1.22	1.23	1.17
	C _M	L ₁ -6	5710	9220	9520	9740	7100	7230	7230	1.61	1.66	1.70	1.24	1.26	1.26	1.24

(2) 静的平板載荷試験（支持力試験）

試験結果は、荷重～変位～時間曲線、荷重～クリープ変位（ $\Delta\delta$ ）曲線、荷重（対数）～変位（対数）曲線および荷重～変位（地表面）曲線として整理した。

結果を要約すると表-4のとおりである。

今回、D_H級およびD_L級で各2箇所実施したが、降伏荷重、破壊荷重の見られたものはD_H級の2箇所としC_L級1箇所であった。他の1箇所は最大荷重（P_{max} = 424.6kg/c m²）まで載荷したが降伏状態が認められなかった。

表-4 支持力試験結果

坑 別	岩 級	試 験 番 号	変形係数 Edl (kgf/c m ²)	接線弾性 係数 Et1 (kgf/c m ²)	割線弾性 係数 Esl (kgf/c m ²)	Et1 / Edl	Esl / Edl	降伏荷重 qy (kgf/c m ²)	破壊荷重 qd (kgf/c m ²)	qd / qy
T 2	D _H	Lf ₂ -1	1690	5130	4340	3.03	2.56	165	227.5	1.37
		Lf ₂ -2	1920	4900	3270	2.55	1.70	270	376.3	1.39
T 1	C _L	Lf ₁ -1	4290	8060	5620	1.87	1.31	300	409.5	1.37
		Lf ₁ -2	5690	10260	7660	1.80	1.34	424.6以上	424.6以上	-

降伏荷重は、荷重（対数）～変位（対数）グラフの変曲点を以てそれとした。破壊荷重は、荷重の保持および載荷が困難となり変位が急増する点を以て決定した。

これより、D_H級岩盤の降伏荷重は、qy = 165～270kg/c m²、破壊荷重はqd = 228～376kg/c m²、C_L級岩盤の降伏荷重はqy = 300～424kg/c m²以上、破壊荷重はqd = 409～424kg/c m²以上が得られた。また、破壊荷重と降伏荷重の比は1.37～1.39であった。

(3) クリープ試験

試験結果より時間～変位関係を整理すると、変位は載荷後24時間で総変位量の84～94%に達し、以降徐々に変位量の増加する傾向を示す。ただし、C_L級では載荷後25日付近から変位が急増し、38日以降90日までは逆に浮き上がり現象を示した。

この原因としては、横坑付近で実施している、他の実験の影響によりトンネル土被りが減少し、そのためクリープ荷重が減少したためトンネル内に緩みが生じたため、不動梁も同じ様に緩み、見かけ上変位が生じていない状態になったと考えられるが、これはトンネル内空変位を測定しているため、その結果により補正を行った。

その、補正を行った変位～時間曲線より求めた結果を表-5に示す。

(4) セン断試験

試験結果は、鉛直荷重～鉛直変位曲線をはじめせん断応力～変位曲線、せん断応力～クリープ曲線にまとめた。

試験結果をまとめて表-6に示した。

せん断応力と水平変位との関係から破壊点、降伏点および残留点

を求め、整理して表-7に示す。

これより、岩級別の強度特性を見ると岩級別にはせん断抵抗角は大差がないが、初期せん断応力の差の大きさが見られる。

また、岩盤のぜい性度を表すインデックスとしてIB = F・P - R・P/F・Pがある。この値は、C_L級でIB = 0.36～0.39であるが、C_M級でIB = 0.55～0.26となり初期鉛直荷重の大きいほど小さくなる傾向を示す。この傾向は岩盤が弾性的な傾向を示すことを表している。

なお、せん断試験による破壊形態は岩級により多少の差異が認められる。せん断面はD_H級では概ね円弧状、C_L級は鉛直荷重が大きい場合は浅い円弧状、C_M級及びC_L級で鉛直荷重の小さいものは岩盤とコンクリートブロックとの付着面でせん断された。

(5) 動的くり返しせん断試験

試験データは、データレコーダに収録しA/D変換を行った後、動的せん断応力 τ_d と動的

せん断ひずみ振幅 γ_d よりヒステリシスループを描き、各々のステップ毎の動的せん断弾性係数G_dと減衰定数hを求めた。

本試験においては、全25波のうち第2波、第11波及び第20波を使用した。ヒステリシスループは低荷重から高荷重（ひずみレベルの小さい範囲から大きな領域）になるほど菱形に近くなり、弾塑性の性質を示した。

せん断ひずみ γ_d が $2 \times 10^{-4} \sim 2 \times 10^{-2}$ 間のせん断弾性係数は、D_H級でG_d = 4500～1500kg/c m²、C_L級でG_d = 7000～2000kg/c m²が得られた。減衰定数hは、D_H級でh = 8～19%、C_L級では、h = 8～12%の範囲で変化した。

(6) 室内試験

室内試験の結果の主な物性値をまとめると、表-8のとおりとなる。

3.2 武志島東原位置載荷試験

平板載荷試験を応力～変位曲線にまとめ、整理し表-9

表-5 クリープ試験結果

試験 番号	岩 級	変形 係数 Edl (kgf /cm ²)	接線弾性係数		割線弾性係数		Et ₁ Edl	Et ₂ Edl	Esl ₁ Edl	Esl ₂ Edl	変位量 (mm)			
			Et ₁ (kgf /cm ²)	Et ₂ (kgf /cm ²)	Esl ₁ (kgf /cm ²)	Etl ₂ (kgf /cm ²)					変位 総量 Σ δ (mm)	弾性 変位量 δ e (mm)	クリー プ変位 δ c (mm)	残留 変位 δ r (mm)
C ₂ - 1	D _H	1570	3970	4200	3210	3170	2.52	2.67	2.04	2.01	6.22	5.84	0.38	3.95
C ₁ - 1	C _L	3240	5800	5950	4300	4380	1.79	1.83	1.32	1.35	2.93	2.59	0.34	1.23

岩盤 区分	δ c ~ logt 曲線				log δ ~ logt 曲線			
	t = 1~10 日	100 年後のク リープ量 δ c (mm)	クリープ率 δ c / δ e	t = 1~10 日	100 年後のク リープ量 δ c (mm)	クリープ率 δ c / δ e		
	t = 10~100 日			t = 10~100 日				
D _H	δ c = 0.007 + 0.136 • logt	0.63	0.11	δ c = 0.0425 • t ^{0.539}	12.23	2.09		
	δ c = 0.157 + 0.287 • logt	1.15	0.19	δ c = 0.063 • t ^{0.416}	4.98	0.85		
C _L	δ c = 0.033 + 0.225 • logt	1.06	0.41	δ c = 0.09 • t ^{0.457}	10.94	4.2		
	δ c = 0.213 + 0.045 • logt	0.42	0.16	δ c = 0.2 • t ^{0.984}	0.53	0.20		

表-6 せん断試験結果

杭 別	岩 級	試 験 番 号	初期鉛直 荷 重 δN (kgf /cm ²)	予備載荷時の変形特性					せん断特性			ぜい性度 1B
				変形係数 Edl (kgf /cm ²)	接線弾性 係 数 Et1 (kgf /cm ²)	割線弾性 係 数 Esl (kgf /cm ²)	Et1 / Edl	Esl / Edl	破壊点 F・P (kgf /cm ²)	降伏点 Y・P (kgf /cm ²)	残留点 R・P (kgf /cm ²)	
T 2	D _M D _H	B ₂ -3	5	930	1620	1520	1.74	1.63	7.33	3.31	—	—
	D _H	B ₂ -4	15	1990	1940	1760	0.97	0.88	18.97	14.07	—	—
	D _H	B ₂ -2	25	1540	2670	2640	1.73	1.71	23.12	18.51	—	—
	D _H	B ₂ -1	35	1250	2150	2240	1.72	1.79	41.48	30.56	—	—
T 1	C _L	B ₁ -1	5	3650	5360	5460	1.46	1.49	16.92	13.56	10.6	0.37
	C _L (C _M)	B ₁ -4	15	2950	3710	3590	1.25	1.21	32.00	18.81	20.39	0.36
	C _L	B ₁ -2	25	2370	3170	3030	1.33	1.27	44.48	24.38	27.18	0.39
	C _L	B ₁ -3	35	2770	3980	3920	1.43	1.41	55.94	43.18	—	—
	C _M	B ₁ -7	5	4750	7390	7420	1.55	1.56	23.60	18.92	10.64	0.55
	C _M	B ₁ -6	15	3800	5560	5560	1.46	1.46	39.19	30.78	21.24	0.45
	C _L (C _M)	B ₁ -5	25	2660	4600	4680	1.72	1.75	46.55	43.18	33.83	0.27
	C _M	B ₁ -8	35	5320	7390	5870	1.38	1.10	59.32	44.37	43.85	0.26

表-7 静的せん断強度特性一覧表

岩盤区分	破壊点 (F・P点)	降伏点 (Y・P点)	残留点 (R・P点)
D _M	τ_0 (kgf/cm ²)	2.8	1.6
	ϕ (°)	41	35
C _L	τ_0 (kgf/cm ²)	9.6	5.2
	ϕ (°)	43	37
C _M	τ_0 (kgf/cm ²)	13.2	10
	ϕ (°)	43	37

 τ_0 : 初期せん断応力 (kgf/cm²) ϕ : せん断抵抗角 (°)

表-8 室内試験結果

岩級 区分	物性値		静的性質			動的性質				
	見掛比重 ρ_c (g/cm ³)	有効間隙率 Nef (%)	粘着力 C (kgf/cm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	一軸圧縮強度 qu (kgf/cm ²)	P波速度 V _p (km/s)	S波速度 V _s (km/s)	動ポアソン比 ν_d	せん断弾性係数 G (kgf/cm ²)	減衰定数 h (%)
D _M	2.0~2.3	14~23	—	—	3~15	0.3~0.7	0.2~0.4	0.2~0.3	450~3900	13~16
			1.2~2.2	43~50						
			1.1~3.5	48~49						
D _H	2.3~2.4	10~15	1.0~2.6	40~52	2~65	0.4~1.4	0.2~0.6	0.2~0.3	—	—
			1.2~4.5	58~62						
			1.5~7.0	50~56						
C _L	2.4~2.56	4~10	5~14	58~63	30~70	1.4~2.4	0.6~1.1	0.29~0.39	3600~9200	5~11
			—	—						
			0.04~27	54~58						
C _M	2.5~2.56	5~7	24~39	40~75	40~75	1.5~2.6	0.7~1.2	0.25~0.41	—	—
			—	—						
			—	—						

注) 粘着力、内部摩擦角の上段はUU試験、中段はCD試験、下段はCU試験を示す。

に示す。

これらより、弾性係数Ed1と接線弾性係数Et1の比Et1/Ed1 = 2.5~4.3と既往の資料に比べ非常に大きい値を示している。これは、試験孔の掘削において生じた緩み、載荷板の径が小さいことによる緩みの影響、岩盤の不均一性等により、初期の弾性係数が小さくなったためと思われる。

また、接線弾性係数は糸山地区原位置岩盤試験と大差ない値となっている。

次に、クリープ試験の結果より時間~変位曲線として整理すると、100年後のクリープ量 δc 及びクリープ係数C_tはそれぞれ $\delta c = 0.988\text{mm}$ 、C_t = 0.507となり、糸山地区原位置岩盤試験結果のD_H級とC_L級岩盤の中間の値を示した。

4. 岩盤の工学的性質

4.1 試験結果のまとめ

来島地区の岩盤性状や工学的性質を広島型花崗岩と比較すると以下のとおりとなる。

I C_M級以上の岩では割れ目が多く軟質である。また、C_L級以下の岩においては、割れ目が同程度でやや硬質である。

II 孔内水平載荷試験のEsbと原位置平板載荷試験のEd1の比Esb/Ed1は広島型の2に対し、1.5となる。

III 強度定数の値は、C_M級以上では若干小さめの値を示したが、C_L級以下では、同程度であった。

表-9 平板載荷試験結果

試験番号	深 度 (TP m)	沈下量 (mm) (応力40kgf/cm ² まで)	変形係数 Edl (kgf/cm ²)	変形係数の計算に 用いた応力の範囲 (kgf/cm ²)	接線弾性係数 Etl (kgf/cm ²)	割線弾性係数 Esl (kgf/cm ²)
B-1	-25.1	3.59	2,714	20~40	8,077	6,400
B-2	-26.1	2.91	3,276	12.5~40	10,995	8,168
C-1	-25.1	6.38	1,653	22.5~40	6,625	5,569
C-2	-26.0	3.81	3,950	22.5~40	9,845	7,147
D-1	-28.1	17.97	699	25~40	3,011	2,349
D-2	-29.1	9.01	1,266	25~40	5,545	5,015

表-10 岩盤区分設計地盤定数

定数項目 ・ 岩盤区分	E _{ab} (kgf/cm ²)	常 時								地 震 時						
		ρ (g/cm ³)	E _s (kgf/cm ²)	C (kgf/cm ²)	φ (度)	ν _s	G* (kgf/cm ²)	G ₃ (kgf/cm ²)	η (kgf・min/ cm ²)	E ₀ (kgf/cm ²)	C (kgf/cm ²)	φ (度)	ν _s	V _s (km/s)	G ₀ (kgf/cm ²)	h (%)
D _L	50 ～300 (100)	2.0	150	0.2	30	0.42	75	75	9.2 × 10 ⁸	300	0.3	30	0.46	0.5	5,100	—
D _M	300 ～800 (500)	2.1	750	1.0	35	0.40	375	450	3.7 × 10 ⁹	1,500	1.5	35	0.44	0.8	13,710	10～18
D _H	800 ～1,500 (1000)	2.2	1,500	2.0	37.5	0.38	750	900	2.6 × 10 ¹⁰	3,000	3.0	37.5	0.42	1.0	22,450	10～18
C _L	1,500 ～3,000 (2,000)	2.3	3,000	3.0	40	0.35	1,500	3,000	1.5 × 10 ¹²	6,000	5.0	40	0.40	1.2	33,800	10～18
C _M	3,000 ～6,000 (4,000)	2.35	6,000	5.0	40	0.33	3,000	6,000	1.5 × 10 ¹³	12,000	8.0	40	0.38	1.5	53,950	—
C _H	6,000～ 12,000 (8,000)	2.4	12,000	8.0	42	0.30	8,000	16,000	4.9 × 10 ¹⁵	24,000	12.0	42	0.36	1.7	70,780	—
備 考	Z = 5～ 25m 間 の実測 値 (代表 値)	密度検 層の実 測平均 値	E _s = 1.5E _{ab} Z = 10 ～20m	原位置せん断試験 (広島型データを含 む) のピーク強度平 均値を基に寸法効 果、持続荷重等を考 慮して設定	室内三 軸で得た D _L 、D _M 級の 平均値を 岩盤区 分別ν _s に対応さ せた。	G*は G* = E _s /2 (C _H 級は 2/ 3E _s) より求め、G ₃ は G*/G ₃ の 関係から求めた。	E ₀ ≒ E _H ≒ 2E _{di}	原位置せん断試験 のピーク強度平均 値を基に寸法効果 を考慮して設定し た。	V _{DS} / V _{SS} ～ V _{SS} 関係 図より 設定し た。	V _{DS} 、V _{SS} の分布 範囲か ら設定 した。	G ₀ = ρ・ V _s ² /g	γは 10 ⁻³ ～10 ⁻²				

4.2 岩盤区分別設計地盤定数の設定

以上の結果より来島大橋下部工設計用の地盤定数として現在、「本州四国連絡橋耐震・基礎に関する調査研究小委員会 基礎分科会」で提案されている定数は表-10のとおりである。

5. あとがき

原位置試験を行うことによって、来島大橋架橋付近の領家型花崗岩の工学的性質を明らかにし、来島大橋下部工設計用の地盤定数の設定のための資料を得ることができた。

動的くりかえしせん断試験を実施するにあたって試験装置を貸与してくださった、電力中央研究所の方々に深く感謝の意を表します。

また、今回の試験を行うに当たって糸山地区の試験を

担当された中央開発の方々、武志島東地区の試験を担当された熊谷・大林共同企業体、応用地質の方々にこの場を借りてお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 来島大橋糸山地区原位置岩盤試験報告書(平成元年3月)本州四国連絡橋公団・中央開発株式会社
- 2) 来島大橋海峡部地質調査(その3)原位置載荷試験(4A)(平成元年8月)本州四国連絡橋公団・熊谷・大林共同企業体
- 3) 来島大橋海峡部地質調査総括業務(平成元年3月)本州四国連絡橋公団
- 4) 原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針 土木学会

来島大橋山留工試験

Field Test on Earth Retaining for Kurushima Bridges

建設省四国地方建設局
(前) 今治工事事務所

第三工事長 白石 哲磨
Tetsuma Shiraishi

今治工事事務所 第三工事長付 平井 良樹

Yoshiki Hirai

今治工事事務所 第三工事長付 井上 仲男

Shizuo Inoue

1. まえがき

来島大橋は、瀬戸内海国立公園の景勝地・来島海峡に架かる延長約4kmの3連吊橋であり(図-1参照)、陸上部の橋梁下部工も大規模で、ほぼ全てが国立公園第2種特別地域に構築されることになる。このため構造物掘削は山留工法等により地形改変を極力抑える必要がある。

この山留工法として「鉄筋補強土工法」に着目した。同工法は、特殊な大型機械を必要とせず作業も単純で施工性にも優れている。また掘削壁面を垂直に施工できるなら本体コンクリートの直接打設をも可能とし、経済的にも有利になると思われる。しかし、この工法は施工実績も少なく設計法も確立されていないため、現地地質に適切に対応できる安全で経済的な設計施工法を確立する必要性から試験工事を実施した。

本報告は、昭和63年12月から平成元年9月までの間実施した山留工試験工事についての概要報告である。

2. 試験の概要

2.1 地質

試験場所は今治側架橋地点に隣接した県有地で、本工事の作業ヤードとして計画している所である。事前の地質調査資料に加え、別途原位置岩盤試験、弾性波探査及びボーリング等が行われ、これらのデータをも利用することができた。図-2に示すように試験位置の地質は領家帯花崗岩が主体で、土砂化した強風化のD層から弱風化のC_M層まで複雑に変化している。なお、試験体は本工事とほぼ同一条件とし、D級岩盤が主体となるよう事前の地

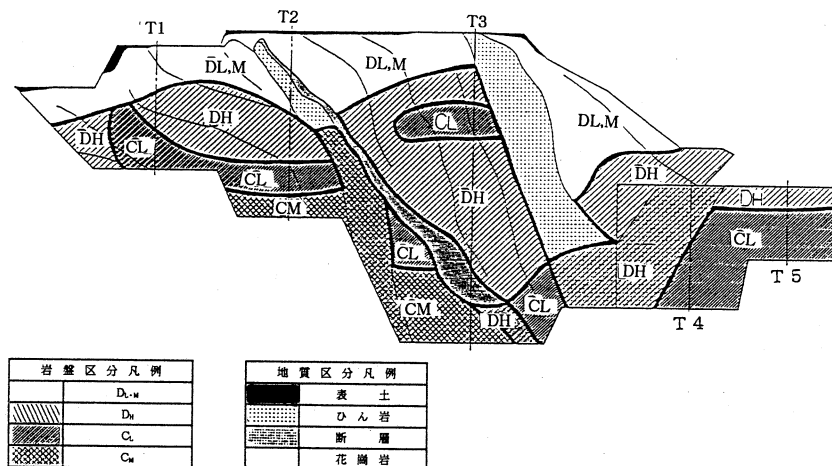


図-2 試験体壁面の地質及び岩盤区分

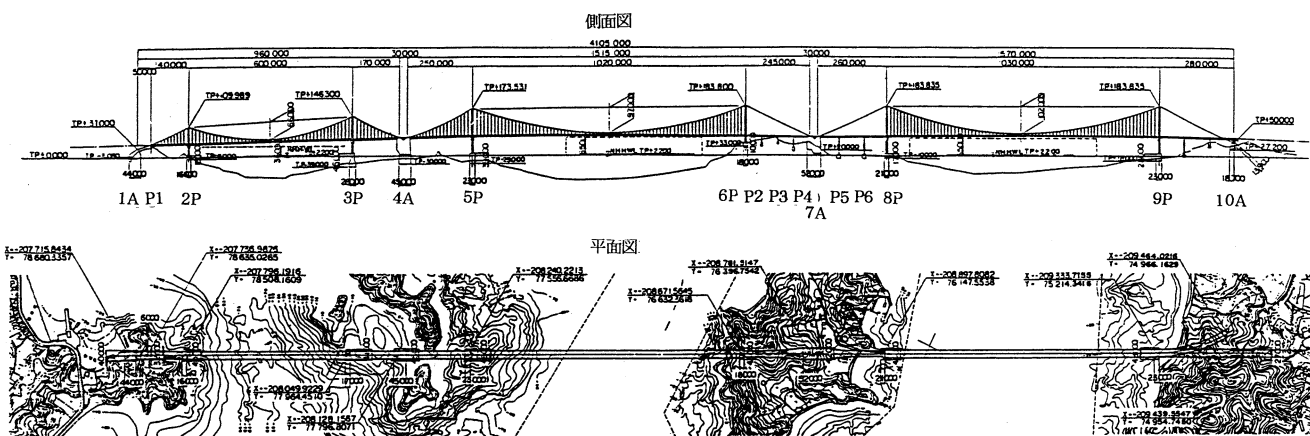


図-1 来島大橋計画図

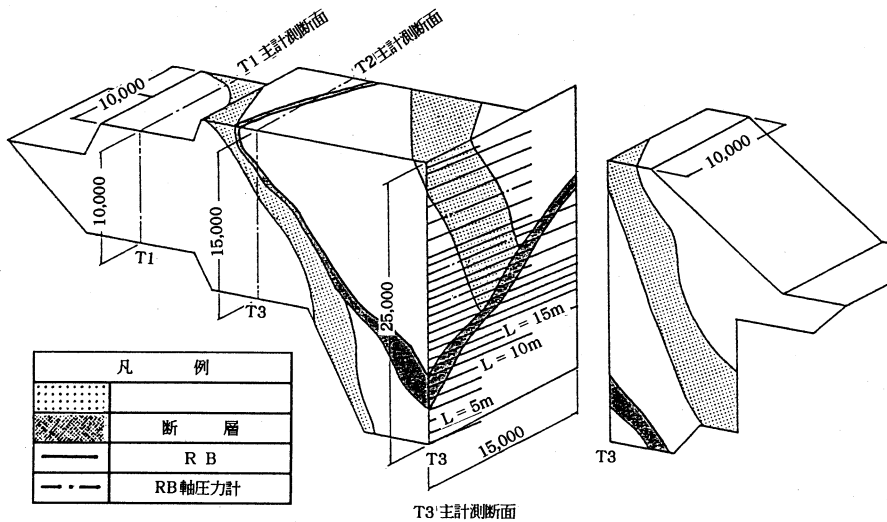


図-3 地質展開図

質調査結果を基に位置選定を行った。また、図-3に示すように、強風化ヒン岩の貫入や粘土層を含んだ断層が斜めに分布しており、掘削壁面は非常にすべり易い状態になっていた。これらの状況は掘削面の詳細な観察や鉛直ボーリング（傾斜計用）データ、及び各種削孔に伴うスライム等により明らかになったもので、事前の地質調査資料等では正確に把握されてはいなかった。

2.2 鉄筋補強土工法の構造

本工法は、鉄筋（D25）による全面接着型ロックボルト（高さ規模により鉄骨で補強）と吹付けコンクリート（ $t = 10\text{cm}$ ）を主たる補強材とした単純な構造体である。補強の考え方は、壁面を吹付けコンクリートとロックボルトで

拘束し、鉄筋と地山の付着を利用した鉄筋の引き抜き抵抗により地山の安定を保つもので、こうした補強部分が一種の疑似擁壁体を形成するものとして設計した。

また、鉄骨で補強する場合は壁面後方（1.5mの位置）へ鉛直にH鋼杭（H-300）を建て込み、掘削後の壁面押しだしに対しH鋼杭の曲げ抵抗及びせん断抵抗により地山を補強する。

2.3 試験体の計画と設計

試験体の高さは、当初 $h = 10\text{m}$ 、 $h = 15\text{m}$ 、 $h = 25\text{m}$ の3タイプで計画したが、さらに $h = 6\text{m}$ 、 $h = 10\text{m}$ （鉄

表-1 橋梁下部工の設計地盤定数

定数項目	単位体積重量 ρ (gf/cm^3)	粘着力 C (kgf/cm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	弾性係数 E (kgf/cm^2)	ポアソン比 ν
岩盤区分					
D _L	2.0	0.1	30	150	0.42
D _M	2.1	0.5	35	750	0.40
D _H	2.2	1.0	37	1,500	0.38
C _L	2.3	3.0	40	3,000	0.35
C _M	2.35	4.5	40	6,000	0.33
C _H	2.4	7.0	45	12,000	0.30

来島大橋系山地区原位置岩盤試験（平成元年3月）

表-2 各試験体の補強材の諸元（計画時）

試験体	No.	T1	T2	T3	T4	T5
山留め高さ		10m	15m	25m	10m	6m
鉄筋長さ		5m	7m	10m	10m	5m
打設間隔	鉛直	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m
	水平	1.5m	1.0m	2.0m	2.0m	2.0m
受持面積		2.25 m^2	1.5 m^2	3.0 m^2	3.0 m^2	3.0 m^2
鉄骨有無		無	無	有	無	無
アンカー本数		-	2本	13本	-	-
アンカー長さ		-	16m	16~20m	-	-

- 注) ① 吹付厚は10cm、金網（150×150×φ5）。
 ② 鉄筋は異形棒鋼（SD35D25）、鉄骨はH鋼杭（H-300）。
 ③ 鉄筋の打設角度は、下向き5°を標準。
 ④ アンカーはPC鋼棒（D32）を使用。
 ⑤ T4、T5は補強部材の効果確認のための追加試験体である。

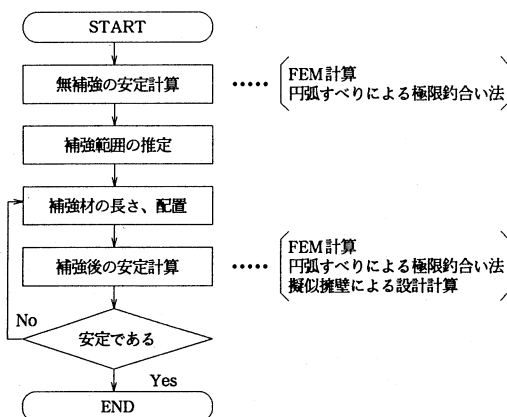


図-4 山留工試験体設計の流れ

筋長及び鉄筋打設間隔を変化させる）を追加した。なお、構造設計は図-4のような流れで行った。

FEM計算は、二次元弾性解析による従来の手法で計算し、その計算結果と円弧すべりによる極限つり合い法等により補強部材の配置を行い、あわせて疑似擁壁としての安定計算を行った。なお、設計に用いた物性値を表-1に示す。D層についてはD_L~D_Hを細分化するのは現実的でないことよりD_M級で代表させることとした。このようにして設計した試験体の構造を図-5、図-6に示すが、同図は完成図であるため表-2の補強材の諸元と若干異なっている。また、同図には周辺山地の変位及び補強材の応力を測定するための計器の配置も併記してある。（表-3参照）

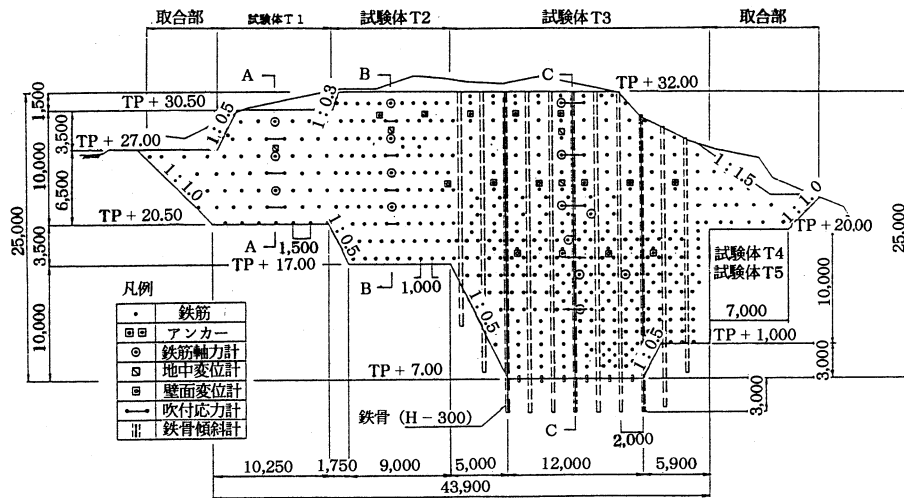


図-5 試験体正面図

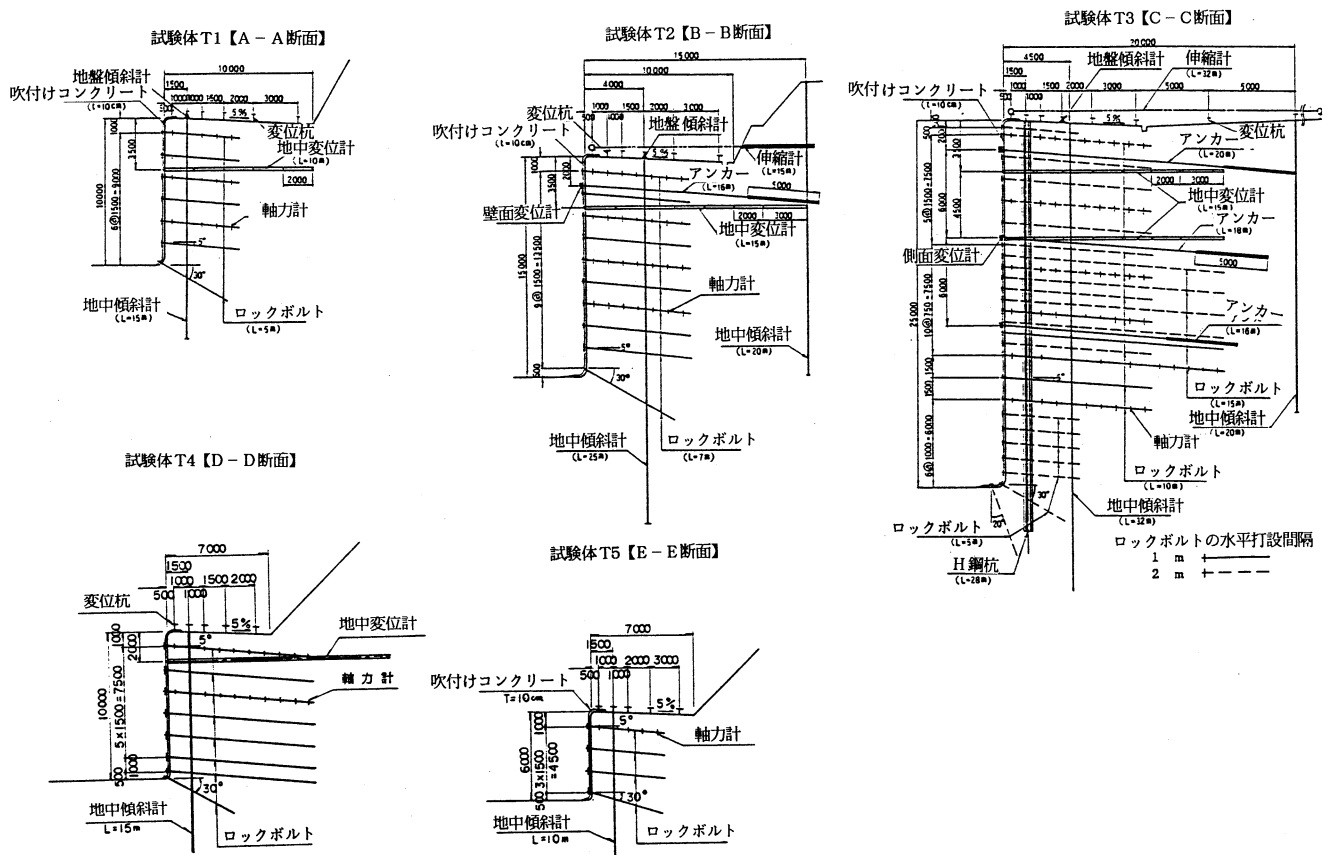


図-6 試験体断面図

表-3 各試験体の計測内容

計測項目	測定方法	手動	自動	T1	T2	T3	T4	T5
地表面変位	変位杭測量	○		18点	18点	38点	15点	15点
	伸縮計		○	—	1測線	1測線	—	—
	地盤傾斜計	○		1箇所	1箇所	1箇所	—	—
壁面変位	光波測量		○	11点	15点	49点	10点	9点
	アンカー変位計		○	—	1箇所	7箇所	—	—
地中変位	地中水平変位計		○	1箇所	1箇所	2箇所	1箇所	—
	挿入式傾斜計	○		1箇所	2箇所	6箇所	1箇所	1箇所
鉄筋軸力	鉄筋軸力計		○	3本	4本	8本	3本	1本
H鋼杭応力	ひずみゲージ		○	—	—	1本	—	—
壁面応力	吹付け応力計		○	3箇所	4箇所	5箇所	—	—

2.4 試験体での確認事項

本試験工事において、来島大橋の設計施工に関する下記の項目について確認を行った。

(1) 設計に関する確認事項

- 1) 設計に関する対象地質の地盤定数の確認
- 2) 岩盤内の不連続面の評価及び対応
- 3) 地山の安定、補強材の配置及び形状寸法を設計するため背面地山の挙動を把握

表-4 管理基準一覧表

管理レベル	管理基準値	判定基準
1 (通常管理体制)	変位 1mm/日以下	左記の基準値を総て満足している。
	ひずみ 0.5%以下	
	鉄筋 許容軸力の80%以下	
2 (注意体制)	変位 2mm/日以下	レベル1のいずれかの基準値を越えて左記の基準値を満足している。
	ひずみ 1.0%以下	
	鉄筋 許容軸力の80%以下	
3 (警戒体制)	変位 4mm/日以下	レベル2のいずれかの基準値を越えて左記の基準値を総て満足している。
	ひずみ 2.0%以下	
	鉄筋 降伏軸力の85%以下	
4 (工事中止体制)	変位 4mm/日以上	左記の条件を総て満足している。
	ひずみ 2.0%以上	
	鉄筋 降伏軸力の80%以上	

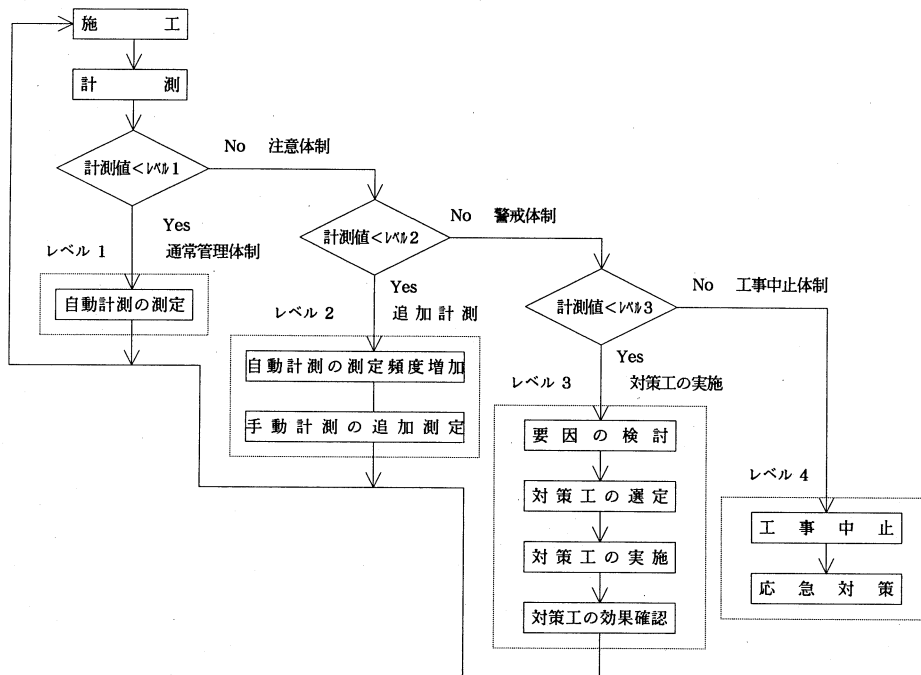


図-7 山留め工の日常管理体制の流れ

- 4) 補強材(鉄筋、H鋼杭、吹付けコンクリート)の効果確認
- (2) 施工に関する確認事項
 - 1) 各工種(H鋼杭設置工、掘削工、吹付けコンクリート工、ロックボルト工)の施工性及び施工機械の選定
 - 2) モルタルの充填性及び付着効果の確認
 - 3) 品質管理及び安全管理システムの確立

2.5 工事の安全管理と対策

今回実施した山留工は壁高も高く施工実績も少ないことより計測による情報化施工を基本とし、十分な安全管理体制の基で工事を実施した。

方法は自動計測が主体で、データは計測室のモニタテレビで常時監視できるような体制とした。また、施工前のFEM計算結果を参考に地山の変位量を2mm/日、ロックボルト(SD35、D25)の軸力は許容応力度より10tfを管理基準値とした。この値を超えた場合は警戒体制を敷き、自動的にブザーを鳴らすとともに警告回転灯を点滅させ、作業従事者に危険を知らせ直ちに安全な場所まで退避できるような方法を取り(図-7、表-4参照)、その後、設計変更及び施工性の検討や対策を講じることにした。

一方施工中の安全対策として、試験体T2、T3にアンカー工(PC棒鋼)を15本(L=16m~20m)施工した。このアンカーには当初から緊張を加えず、予測した許容水平変位量30mmだけ台座とアンカープレートに隙間を設けておき、その分の壁面変位が生じた場合アンカー効果が発揮できるような機構とした。

3. 試験結果

3.1 計測結果及び考察

(1) 地山の動態

図-8の変位杭による地表面水平変位の測定結果を見ると、完了時の最大変位量は壁面から0.5mの地点でT1=18mm、T2=24mm、T3=34mm、T4=20mm、T5=14mmであった。変位量はヒン岩の部分が高岡岩に比べ30%程度大きい。T1~T3の変位は壁面に近い程大きく、ロックボルトで補強された領域の内外で若干の差がある。また、T4、T5には隅角部の拘束効果が現れている。

図-9はT3における挿入式傾斜計による地中部変位である。壁

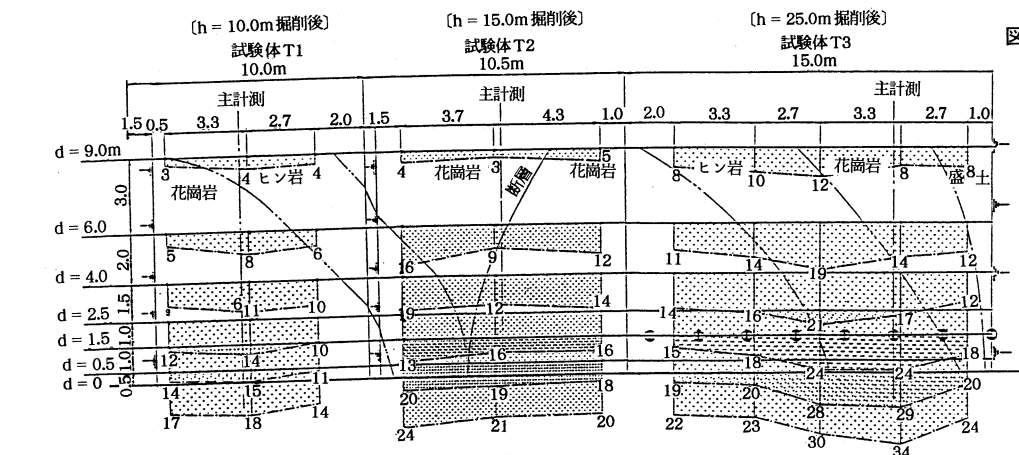


図-8 変位杭による地表面水平変位
(壁面直角方向)

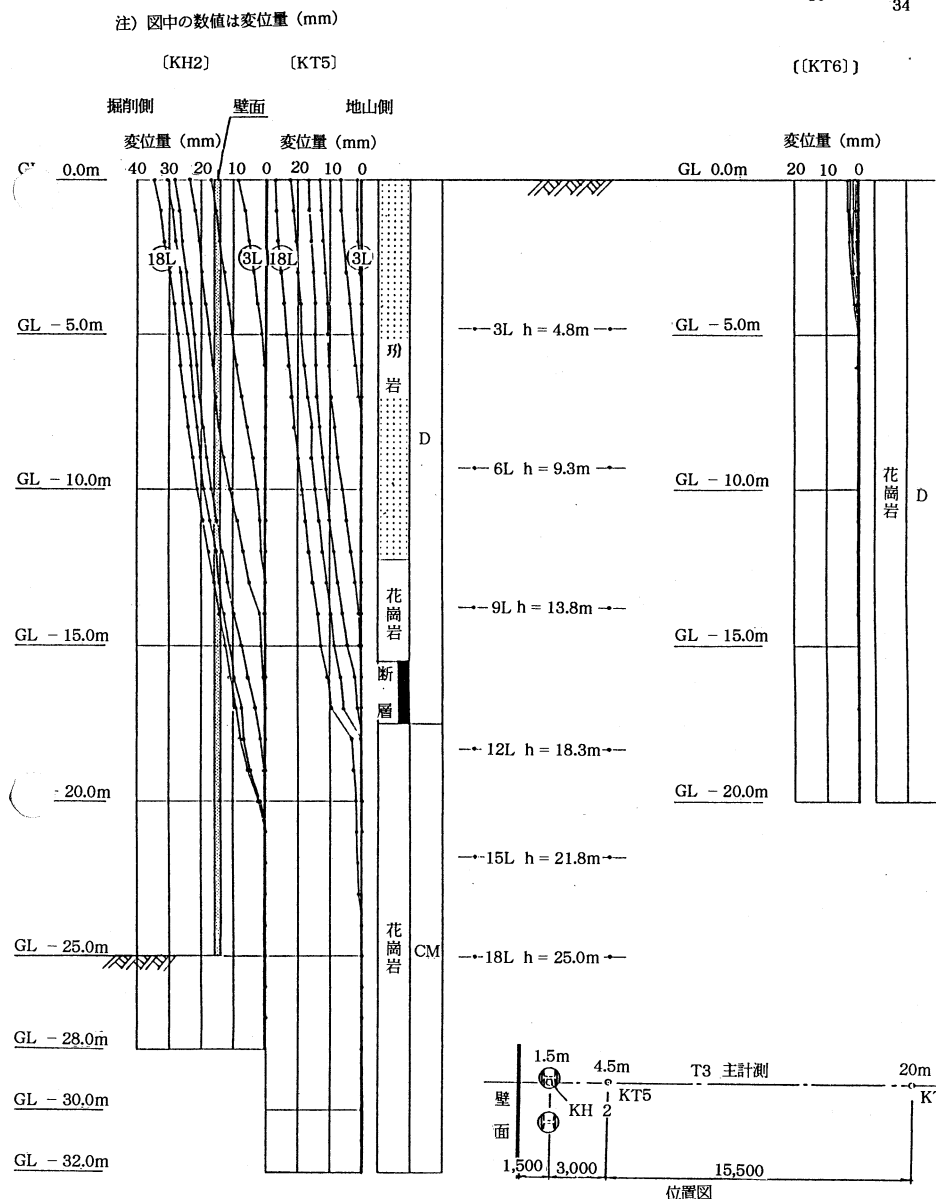
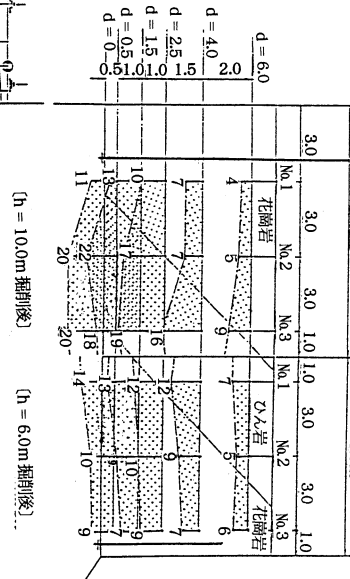


図-9 挿入式傾斜計による変位分布図 (試験体T3)

面から1.5m (H鋼杭に添えたKH2) の変位量は、地表部変位が35mmで深くなるに従って変位が小さいトップリングの変形を呈している。壁面から4.5m奥のKT5は、断層付近で段差が生じ、断層上部がスライディングの形態を示している。壁面より20m地点のKT6は、地表部で約



3mmの変位が生じているが、これも掘削に伴う弾性変形と考えられる。

図-10はT2で計測した地中水平変位計による変位の経時変化である。計器を設置した後、掘削する毎に階段状に変位が増加し、詳細な変化で見ると掘削直後の変位増分が大きく、その後次の掘削までに若干の増分がある。T2の作業完了後も変位が徐々に増え完全には収束していないが、これはすぐ横で施工しているT3の影響を受けたものと思われる。一方地中の奥行き方向の変位を見ると、0m、2m、4mが最初から一定の動きで、6m、8mの変位も途中からほぼ同じ様な動きとなっている。これより、ロックボルトで補強した部分 (L = 7m) が一体化していることが伺える。

これら地山の動態測定結果から見て、ロックボルトを施工した部分の地山は、十分に補強されれば一体化した動きをしている。その反面地質の違いや岩級区分に非常に左右されやすいことが計測結果にも現れている。

(2) 補強材の効果

図-11に示した最終掘削後の軸力分布において、T1、T2の軸力は管理基準値の10tf以内に収まっているものの、

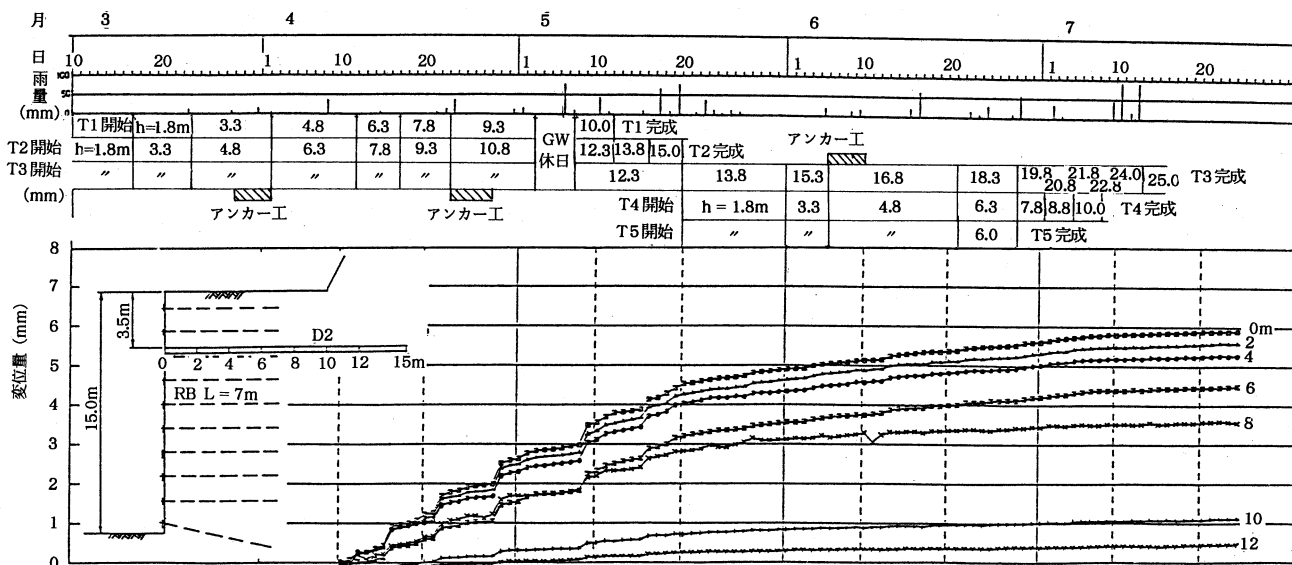


図-10 地中水平変位計の経時変化 (D2)

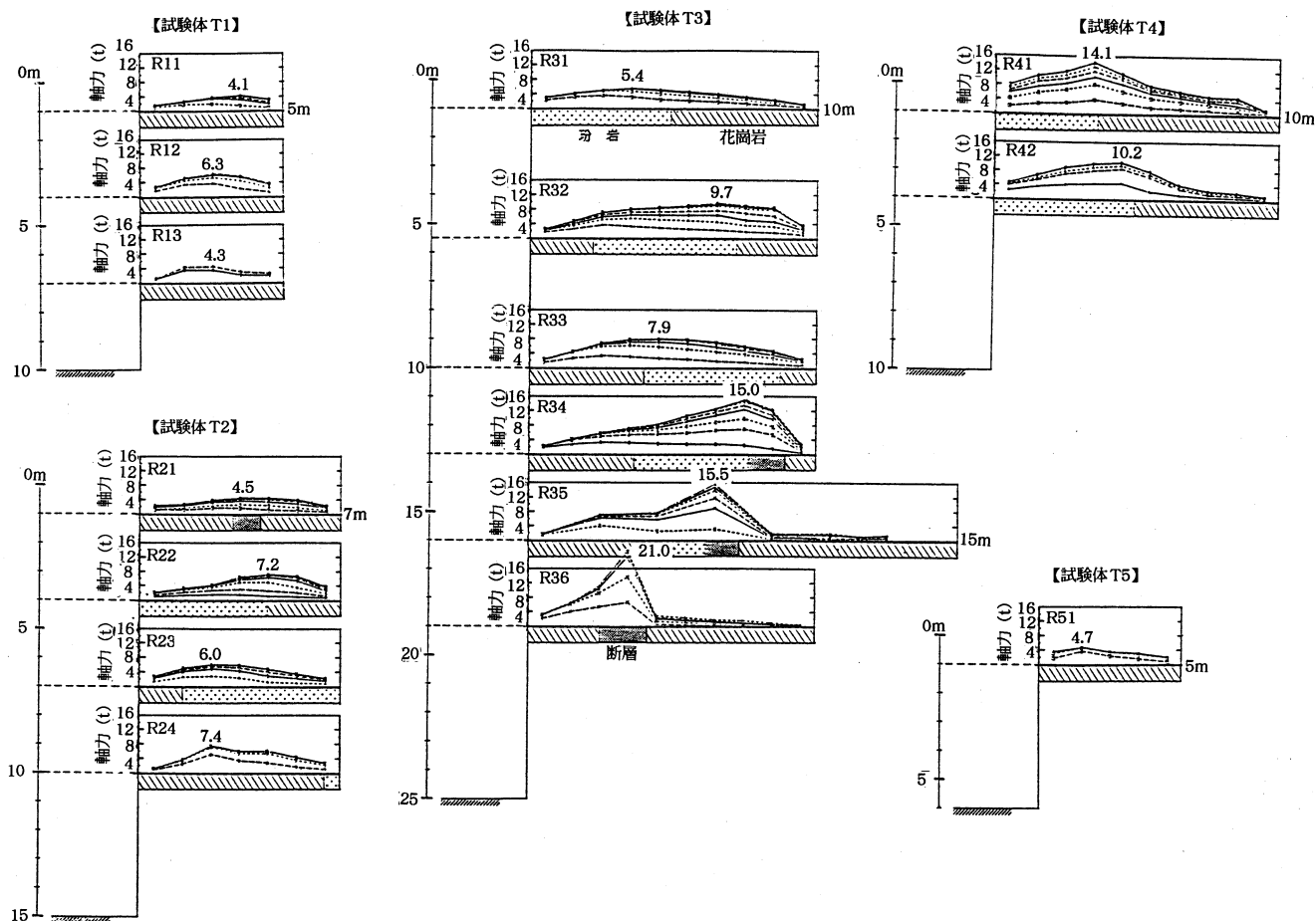


図-11 ロックボルトの軸力分布

T3の軸力は高さ10mまでは10tf以下であるが、13m以深の軸力が10tf以上となり最大20tfにも達した。このように大きな軸力が発生した要因としては、断層と強風化ヒン岩の影響が大きいと考えられる。また、図-12はロックボルト打設後の軸力の収束深さを表したもので、収束深さは6~9mである。このことより風化花崗岩の場合、設置後9m程度掘り下げれば、それで深掘削しても軸力は増加しないものと考えられる。ただし、同図は断層とヒン岩の影響部分を除いたものについて表わしている。

図-13はT3に設置したH鋼杭の応力、曲げモーメン

ト及び軸力の分布図である。同図においてH鋼杭に正の曲げモーメントが発生しているが、これはロックボルトとH鋼杭が地山を拘束しているからであり、また単位掘削時の背面地山から掘削壁面にかかる側圧に対してH鋼杭が抵抗している現れでもある。軸力分布図において、掘削深さのほぼ2/3の高さの $h = 15\text{m}$ 付近で約50tfとなっているが、これは周辺岩盤を吊り下げているためである。また、同図において地表面より20mの位置で応力と曲げモーメントの値が他と違った動きをしているのは、やはり断層の影響を受けているためと考えられる。

3.2 施 工

施工は、上部より安定切土高さ(1~2m)だけ掘削し、壁面整形を行って金網を張った後、吹付けコンクリート、挿入孔の穿孔、モルタル注入、鉄筋(ロックボルト)の挿入、定着の手順で繰り返し施工する。(図-14参照)なお、鉄骨(H鋼杭)を併用する場合は掘削に先立ち建て込みを行う。

以下に試験工事の施工実績について簡単に調べる。

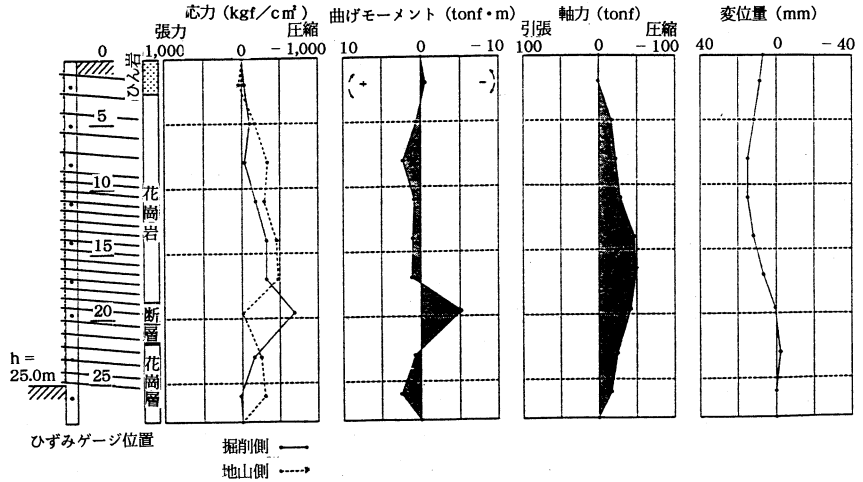


図-13 H鋼杭の応力、曲げモーメントおよび軸力分布図(掘削深さ h = 25.0m)

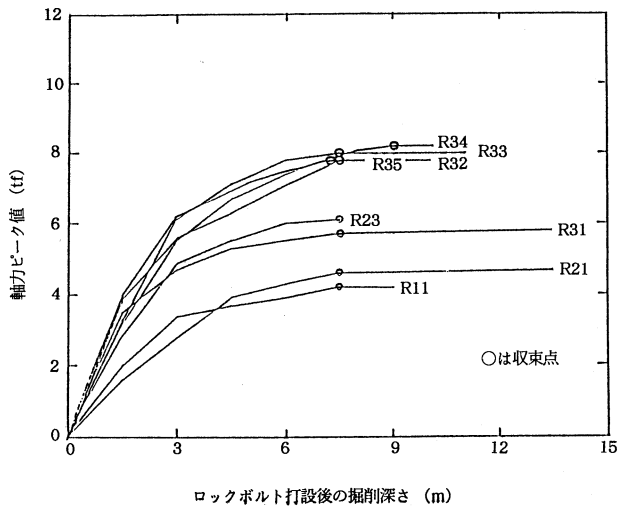


図-12 ロックボルト軸力の収束深さ

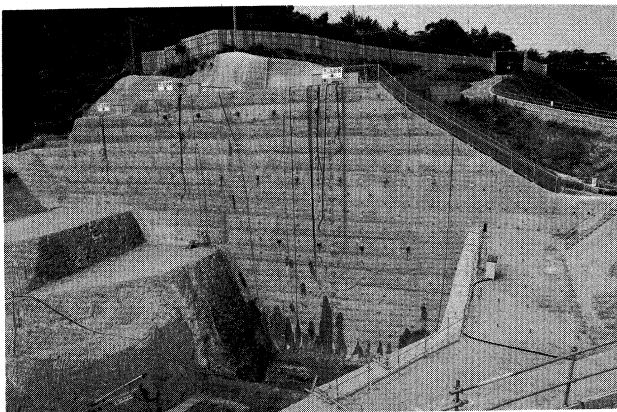


写真-1 山留工全景(完成時)

(1) H鋼杭設置工

T3は鉄筋鉄骨補強土工法であり、補強材のH鋼杭は壁面掘削前に施工した。掘削壁面より1.5m奥に450mmの大口径ダウンザホールハンマーで削孔した後、H鋼(H-300)を建て込みモルタルを充填して杭とした。ダウンザホールハンマーの施工性が風化花崗岩を削孔するのに適していたため施工能率がよく、また孔曲がりも削孔長28m

に対して最大40cm(1.5%程度)で収まった。

(2) 掘削工

地山の変形を極力抑えるため単位掘削高さを標準1.5mとし、一次掘削と二次掘削に分けて施工した。一次掘削は仕上げ壁面まで約5mの地山を残した状態までの掘削であり、二次掘削は一次掘削で残した部分の掘削と壁面仕上げである。一次掘削は機械土工であるが、二次掘削は直切り掘削であることと浮き石除去や金網設置等の壁面の整形が含まれることから、機械掘削と人力掘削の併用とした。

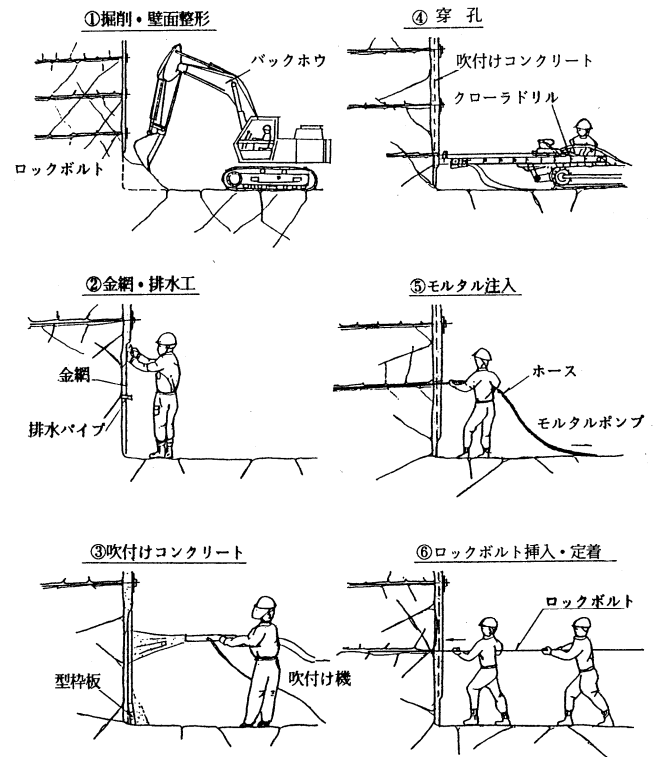


図-14 鉄筋補強土工法の施工手順

(3) 吹付けコンクリート工 (湿式)

コンクリート ($\sigma_{28} = 180\text{kg/cm}^2$ 、粗骨材の最大寸法 13mm) の吹付けは、掘削壁面の緩みを極力抑えるため二次掘削と同日施工とした。また、金網 (網目: 150mm $\times$ 150mm、 ϕ 5mm) は壁面整形を入念に行った後、掘削壁面より 5cm の位置へセットした。なお、吹付け面の平滑性の重視及び最小吹付け厚さ 10cm で管理したため、吹き付け厚さの実績は平均で 13cm となった。

(4) ロックボルト工

穿孔 (径 60~65mm) はグラウト材の充填性を考慮して、下向き 5 度を標準とし、充填材は流動性のよい特殊ドライモルタルを使用した。モルタル注入 (無加圧) 後人力により鉄筋を挿入し、その翌日にロックボルトの締め付けを行った。鉄筋は異形棒鋼 (D25) の使用を標準としていたが、T3、T4 においては強度の大きいねじり棒鋼 (STD52、TD24、降伏荷重 23tf) を一部使用した。

3.3 安全管理

施工前に予測解析を行い前述の変位や応力の管理値を定め、それらの値に基づいた計測による安全管理を主体にした。その結果 T3、T4 においてロックボルトの軸力が許容値を超えたが、変位は全て 2mm/日 に収まっていたため以下のような検討と対策を順次取りながら工事を進めた。

- (1) 計測頻度を増す。
- (2) H 鋼とロックボルトのせん断強度を考慮したすべりに対する安定計算を実施する。
- (3) 上記に対応したロックボルトの増し打ちと先打ちを行う。また、強度の大きいねじり棒鋼を部分的に使用する。

上記の対策のほかに、掘削深さ 20m からは 1 リフトの掘削高さを 1.5m から 1m に変更して施工した。なお、安全対策工として施工したアンカー工は最後まで緊張することなく試験工事を終了した。

3.4 逆解析と予測解析

日常管理の一環として計測結果を用いた逆解析と順解析を行い、試験体の構造全体の各施工段階及びそれ以降の安定性を評価しようとした。逆解析で求めた諸定数を用いて順解析を行うことにより、次段以降の掘削時の安定性を予測評価しながら試験工事が続けられた。この逆解析により次段以降の地山挙動を把握することが可能となり、地山の安定性を判断するひとつの手段として有効であった。

4. 適用性

試験結果及び施工実績より本工事への適用性を評価すると以下のとおりである。

(1) 工法

今回の試験結果をもとに総合的に判断すると、山留高さ 15m 以下では、経済的な鉄筋補強土工法によりほぼ問

題なく施工できる。山留高さが 15m を超える場合は、鉄筋鉄骨補強土工法を採用すべきであろう。

(2) H 鋼杭

設置間隔は 1m~2m がよい。設置位置は、壁面から離すと壁面の崩壊防止効果が薄れ、壁面に近すぎると削孔時の孔曲がり等の施工性の問題もあり、壁面から 1.5m がよい。また、根入れ長は 3m 以上がよい。

(3) 掘削工

1 リフトの掘削高さは、ロックボルトの鉛直方向の打設間隔に合わせた高さ (標準 1.5m) がのぞましく、一次掘削と二次掘削に分けて施工するのがよい。二次掘削の奥行き幅は 5m 程度がのぞましく、掘削壁面は凹凸による局部的な応力集中が起こらないようにできるだけ平滑に仕上げるのがよい。

(4) 吹付けコンクリート工

吹付け厚は最小 10cm、溶接金網は 150mm $\times$ 150mm、 ϕ 5mm を標準とするのがのぞましく、また、鉛直面への吹付けであるため急結剤の使用は不可欠であり、その使用料は単位セメント量の 4~7% 程度がよい。

(5) ロックボルト工

ロックボルトは全面接着型がのぞましく、長さが 5m を超える場合は継ぎボルトとするのがよい。穿孔時のビット径は ϕ 55mm~65mm を標準とするのがのぞましく、D 級岩盤では ϕ 65mm がよい。打設間隔は、水平方向 1.0m~2.0m、鉛直方向 1.5m がのぞましく、打設角度は下向き 5 度がよい。また、壁面肩部、つま先部及び隅角部にも、応力集中による壁面崩壊防止対策として打設がのぞましく、長さ、間隔については標準パターンに準ずる。

5. 設計法

試験結果と従来の設計法をもとに、D 級岩盤を対象とした鉄筋 (鉄骨) 補強土工法の設計法について詳細検討中であるが、その考え方を要約すると以下ようになる。なお、設計のための基本断面は図-15 のとおり設定する。

- (1) 試験結果からも補強領域が転倒する兆しがあり、ロックボルトで補強された ABDE の疑似擁壁が、背面の土塊 CDF によって押された場合の転倒に対する安定を検討する。
- (2) 掘削により変形する背面地山の領域は ACFE のような形状になることが推定でき、ABDE の疑似擁壁のうち ACDE 部分と背面の CDF の土塊が変形することになる。従ってこのような状態の地山のつりあいにより滑動の安定検討を行う。

注) 上記は、西ドイツのパウワー社が開発したソイルネイリング工法の考え方に類似している。

本来山留工は仮設構造物であるが、施工後長期間放置しなければならないことを考慮し、補強材の許容応力度は表-5、安全率は表-6 のとおり定める。また、上載荷重として $q = 1\text{tf/m}^2$ を考える。地震荷重としては長期的な仮設構造物と考え、設計水平深度 0.1 の荷重を見込むが、鉛直震度は考慮しないものとする。

ロマプリータ地震調査報告

Investigation Report on Loma Prieta Earthquake

設 計 部 設 計 第 一 課 長 辰 巳 正 明

Masaaki Tatsumi

1. まえがき

1989年10月17日(火)午後5時4分(現地時刻)、サンフランシスコ市の南約90kmのサンタクルツ山脈付近を震源とするM7.1の地震が発生した。この地震により、震源地付近はもとよりサンフランシスコ湾岸地域において、合計62名の犠牲者と総額70~80億ドル(1~1.1兆円、1989年11月)にのぼる甚大な被害が生じた。これは、1906年に発生したサンフランシスコ大地震(M8.3)に次ぐ、米国史上2番目の大きな地震被害である。今回の地震は、震源に近い標高1,100mのロマプリータ山の名をとって正式名称とされた。

わが国の震災対策の一層の推進を図るとともに、世界の地震災害の軽減対策向上に資することを目的として、1989年11月16日~29日まで政府調査団(団長、岩崎敏男土木研究所所長)が派遣された。政府調査団は10省庁等から成る16名で構成され、地震現象、各種施設の被災状況、応急対策、復旧方法等、多岐にわたる項目につき詳細に調査するとともに、米国の地震防災専門家との意見交換や討議を行った。

本文では、上記の調査に基づき、道路橋梁の被害を中心にロマプリータ地震調査概要を報告する。

2. 地震の概要

地震の震源となったサンアンドレアス断層は、太平洋プレートと北アメリカプレートの境となる大断層で、北カリフォルニアのメンドシノ岬から、メキシコ国境を越え、カリフォルニア湾に達する。この断層を境として、両プレートは平均約30mm/年の速度で、右ずれ(太平洋プレートが北アメリカプレートに対して北上)の変位をしている。サンフランシスコ湾岸地域ではこの断層に平行する幾つかの断層が分布しており(図-1)、プレート間の変位は、それらによってもまかなわれている。このためこの地域でのサンアンドレアス断層の変位速度は両プレート間の変位速度に比べると小さく、サンフランシスコ半島及びサンタクルーズ山地では16mm/年程度と見積られている。

この長期的平均変位速度と1906年のサンフランシスコ大地震からの経過年数及びその後の地震時の変位量をもとに、今後の地震発生の確率が計算されていた。この中

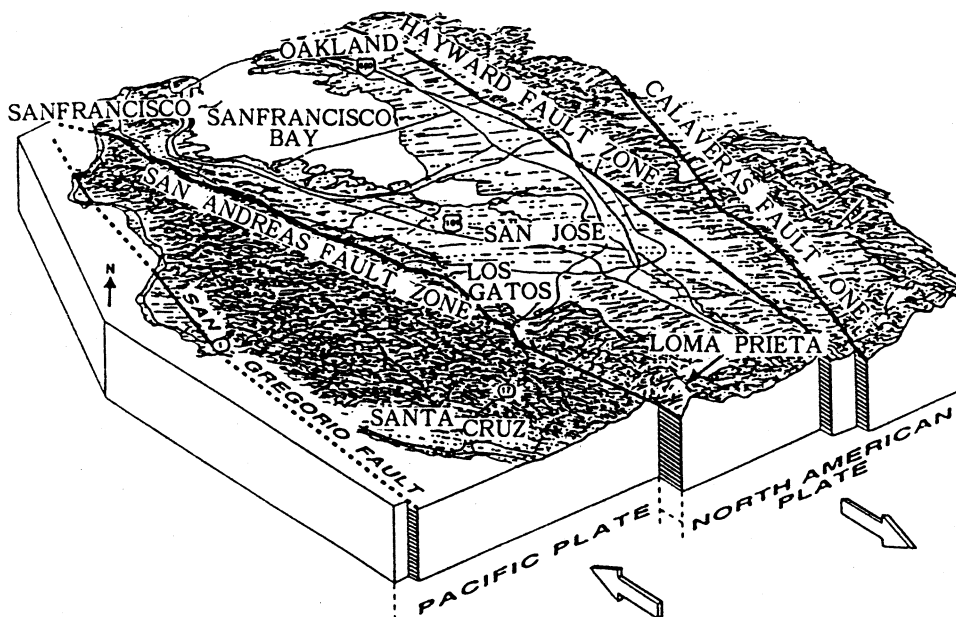


図-1 震源域周辺の地形と断面及びプレートの動きを示す模式図 (USGS資料)

で今回の震源域である南サンタクルーズ山地において、1988年～2018年の30年間にM6.5以上の地震が発生する確率は30%とされていた。その根拠としては、1906年のサンフランシスコ地震による断層の変位量と、その後の測地測量による変位から今回の地震の震源域に、前回の地震の未破壊領域が残っていること、及び地震活動の空白域(図-2)がかなり明瞭に認められること等が挙げられる。

今回の断層運動は図-3のように推定されている。断層面はほぼ北東-南西方向の走向を持ち、その傾斜は鉛直に近い。この面を境として西側の太平洋プレートが東側の北米プレートに対して約2.3m変位した。この変位の水平成分は右ずれ約1.9m、鉛直成分は南西側隆起約1.3mである。サンアンドレアス断層沿い地震でこのように大きい鉛直変位を持ったメカニ

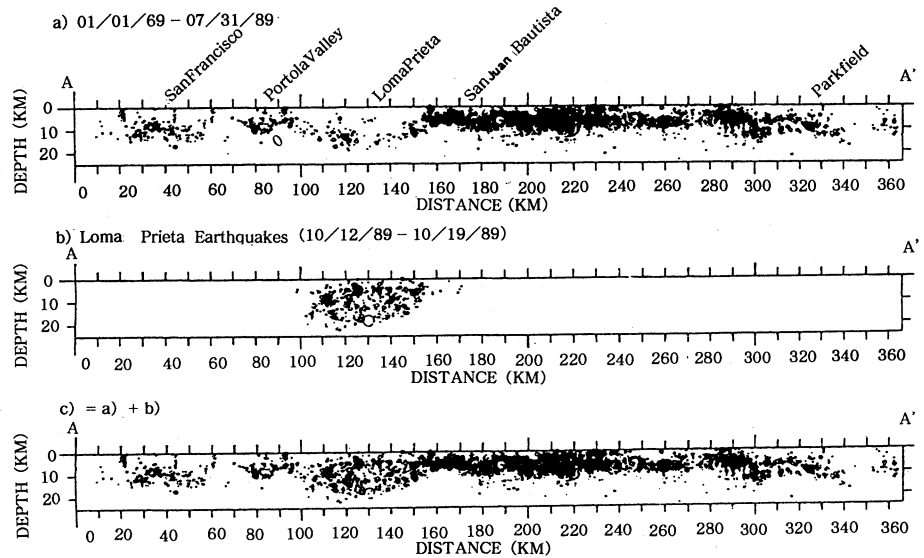


図-2 a) ロマプリータ地震発生前20年間(1969/1/1/～1989/7/31)のサンアンドレアス断層に沿った地震活動の垂直分布。サンフランシスコの南、ロマプリータ及びパークフィールドの空白域が顕著。
b) 本震及び余震(1989/10/12～1989/10/19)ロマプリータ空白域をほぼ完全に埋めている。
c) a) + b) (USGS, 1989.10.21)

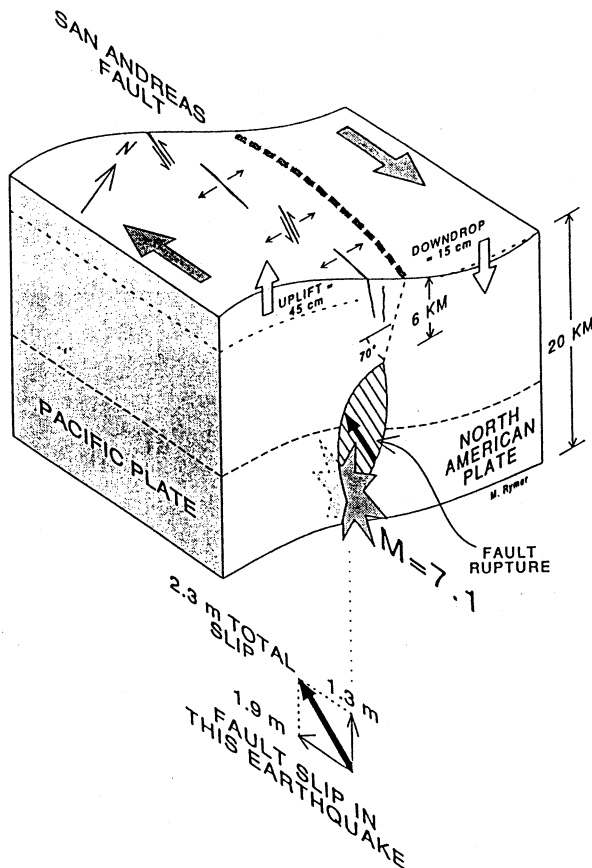


図-3 ロマプリータ地震に伴うサンアンドレアス断層の変位(USGS M.Rymerによる。)
北東側の北アメリカプレートに対して南西側の太平洋プレートが北西方向、斜め上方に約2.3m変位した。地表では南西側が隆起し、北東側が沈下している。

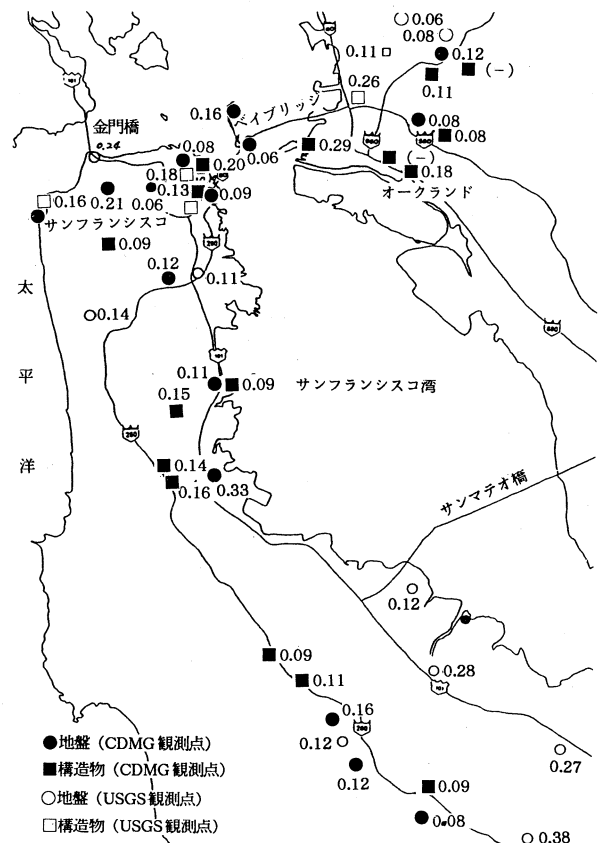


図-4 サンフランシスコ湾周辺の各観測点の水平最大加速度分布(CDMGのREPORT OSMS 89-06、USGSのOPEN-FILE 89-568の資料に基づき作成したものである)

1971年～1973年 0.15

1973年以後 0.2

サンフェルナンド地震により道路橋に著しい被害を生じたことから、カリフォルニア州交通局（CALTRANS）では地震直後から、1971年以前に建設した橋の耐震補強を開始した。カリフォルニア州内の道路橋は25,000橋以上あり、これらを一度に耐震補強することはできないため、3段階に分けて、計画的に耐震補強を進めていた。

第1段階は、落橋防止構造を設置しようとするもので、1971年にスタートし、1985年までに約1300橋に対する対策を終了している。第2段階は不静定次数の低い1本柱RC橋脚の耐震補強で、1989年度から4ヶ年計画で100～150橋を目途に耐震補強をスタートした矢先に今回の地震が発生したことになる。第3段階は、1本柱橋脚に比較すると不静定次数の高いラーメン橋脚の耐震補強で、第2段階終了後に予定されていた。今回の地震でもっとも多数の犠牲者を出したサイプレス地区の2層式高架橋は第3段階に組み入れられる予定となっていたとされる。

3.2 道路橋の主要な被害

CALTRANSによると被害地域内には約1500橋の州管理の橋と、ほぼ同数の郡及び市管理の橋がある。このうち3橋が落橋、9橋が大きな損傷、13橋が中程度の損傷、65橋が軽微な損傷を受けたとされている。

ここでは、落橋した3橋を中心に報告する（図-6）。

(1) ベイブリッジ

サンフランシスコ・オークランドベイブリッジ（以下ベイブリッジ）は、サンフランシスコからオークランドまで、全長13.4kmの2層橋である。1936年完成、すでに50年の歴史を有するが、上下10車線、30万台/日近い交通量を処理するサンフランシスコ湾域の最大幹線の1つである。

中間のエルバブエナ島とサンフランシスコ間（西側）が2連の吊橋、東側のオークランド間がカンチレバーを含むトラス橋である（写真-1、2）。

西側の吊橋の基礎及びトラス橋の橋脚のうちエルバブエナ島からE5橋脚まではケーソン基礎が採用され、岩ある

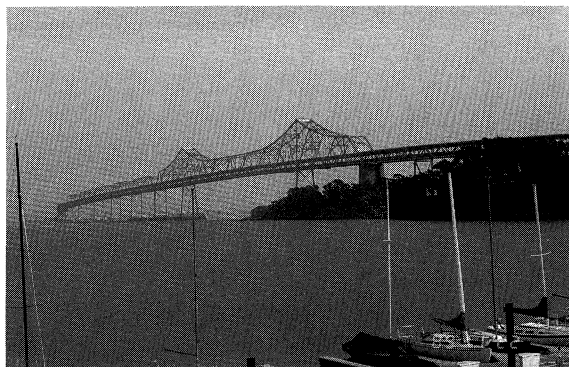


写真-1 ベイブリッジ・イーストサイド。トレジャー島から見たイーストサイド。上路部のスルータイプが終わり、デッキタイプとなったところがE9橋脚部である。



写真-2 ベイブリッジ・イーストサイド。オークランド地区から見たイーストサイド。屈曲部の先、上路がスルータイプとなる直前がE9強脚部。手前がE22橋脚、E17～E23橋脚はコンクリートである。

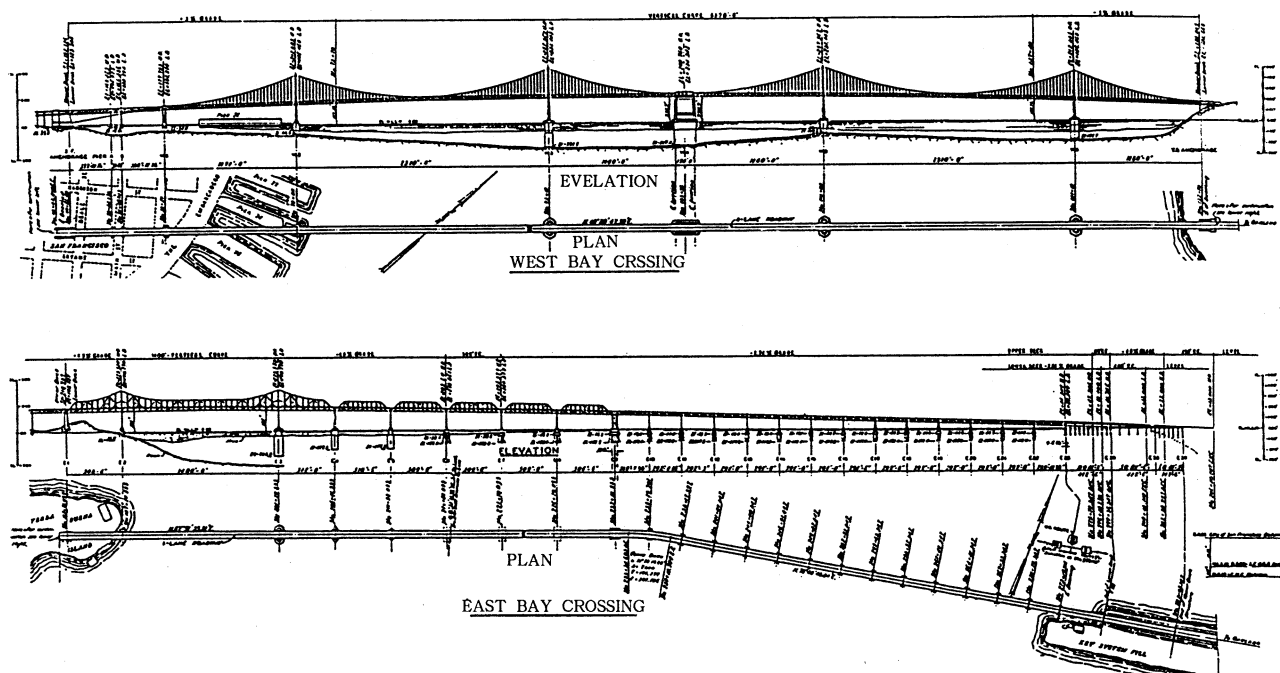


図-7 ベイブリッジ（CALTRANSによる）

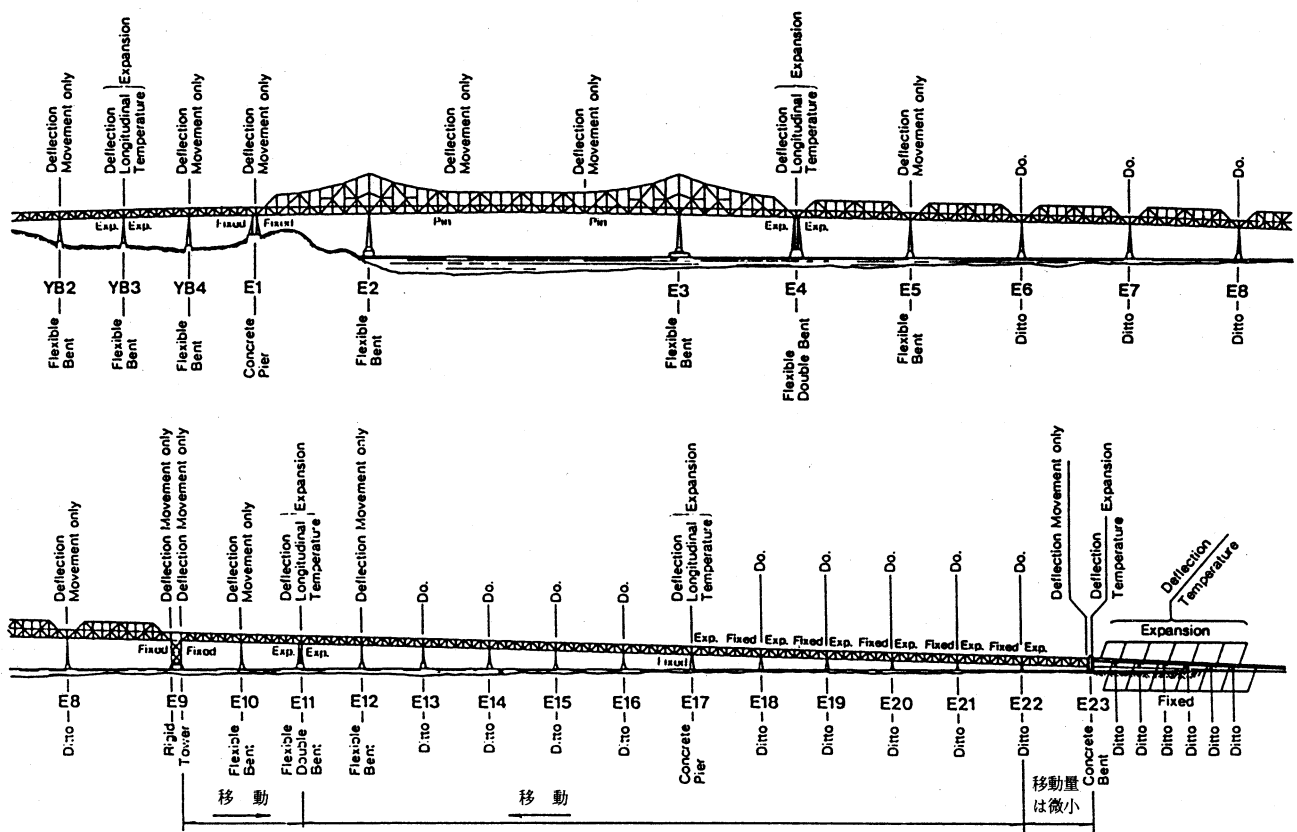


図-8 ベイブリッジのイーストサイド (CALTRANS 資料により作成)

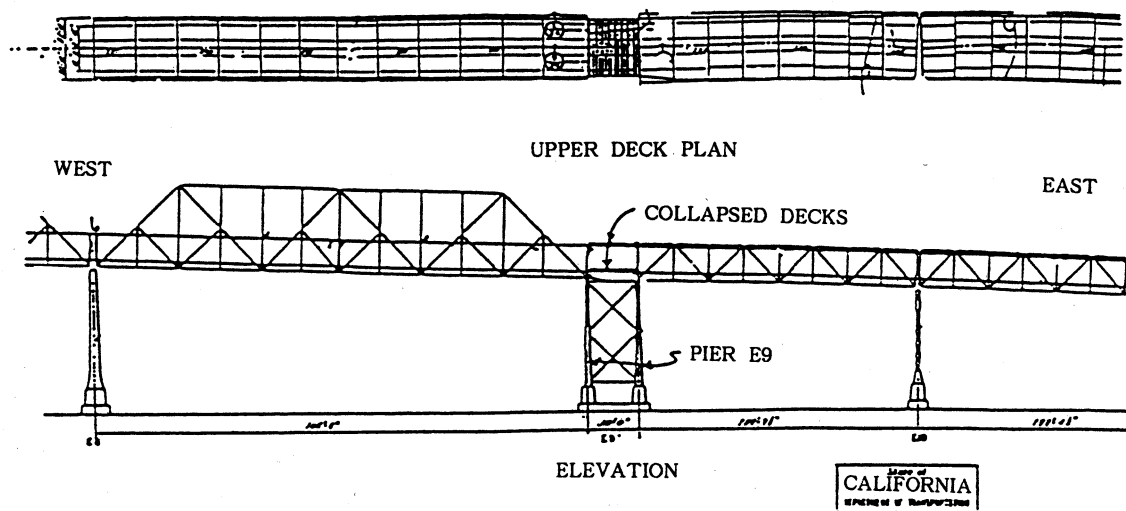


図-9 E9橋脚と橋脚に支持されるトラス (USB/EERC REPORT 89/14による)

いは砂礫層を基盤としている。E6橋脚からE23橋脚は、パイル基礎で比較的しまった砂層を支持層としている。構造的にはYB1、E1、E9及びE17橋脚が固定である(図-8)。耐震設計は設計震度0.1で行われている。

ベイブリッジでの最大の被害はE9橋脚上での長さ15mの道路桁の落下とそれに伴う2名の人名の損失である。E9橋脚以外では橋体、道路桁部分を含め大きな損傷はない。

E9橋脚は、トラス組された鋼製橋脚で西側154mのトラス橋と東側88mのトラス橋を固定支持する。この橋脚上で、両トラス間に長さ15mの道路桁が、上下2段に、東側に2本のボルトによって固定された単純支持構造で取付

けられている。更に下の鋼製橋脚に橋梁維持管理のための変電設備を搭載する桁が設けられている。

今回の地震において、E9橋脚より東側14連(E9～E23)のトラス橋部分で橋軸方向に約36cmの変位が生じたと推定されている(図-8)。この影響によりE9橋脚と東側トラス橋を連結するボルト(24本φ25.4mm)が切断され、東側へ約14cm、北側へ約2cmの残留変位が生じた。この変位によって上層道路桁が落下、下層道路桁を直撃したが変電設備用桁により、橋脚基礎上までの落下がまぬがれた(図-9、10 写真-3～13)。

E9橋脚から、E11橋脚の間では東側へ残留変位を生じ、

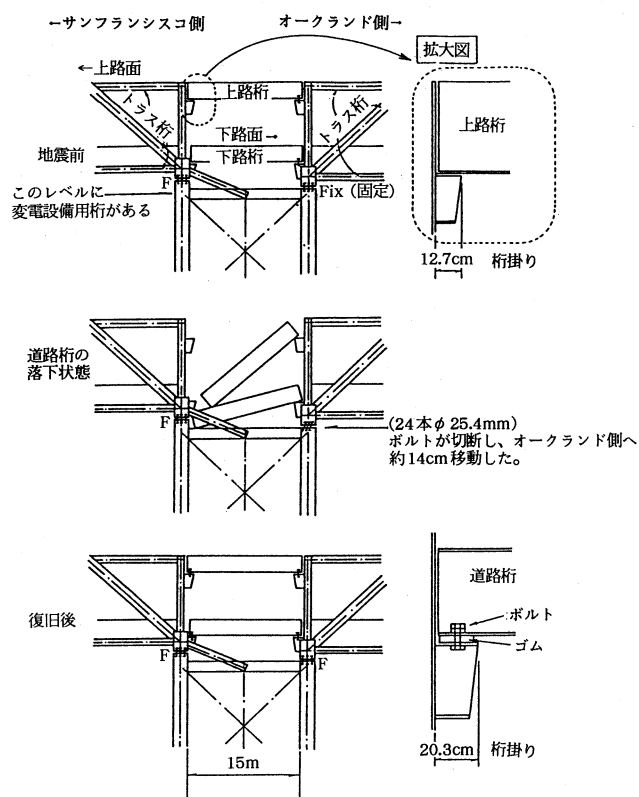


図-10 ベイブリッジE9橋脚上道路桁の落下と復旧

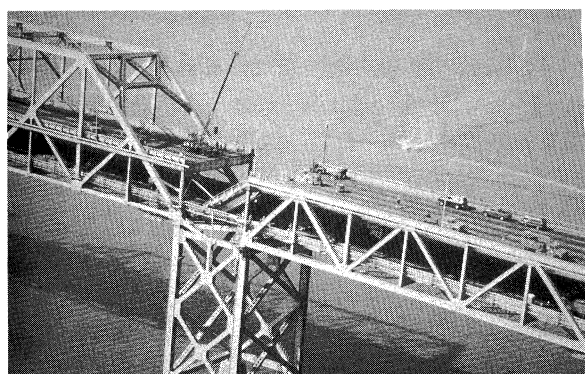


写真-3 ベイブリッジE9橋脚上での道路桁の落下状況。右側（オークランド側）のトラスト桁とE9橋脚との連結用ボルトが切断した。（CALTRANSによる）

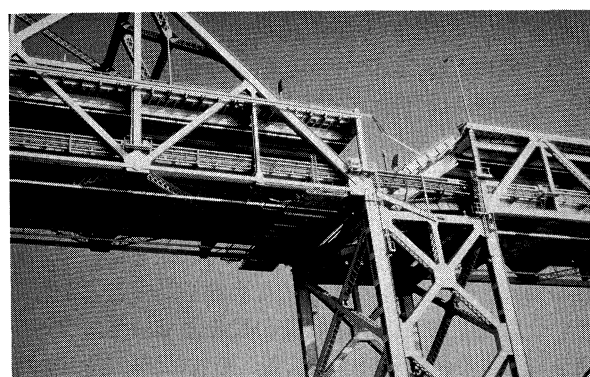


写真-4 海上から見たベイブリッジE9橋脚上での道路桁の落下状況。E9橋脚上部水平材と同じレベルに変電設備用桁があり、その桁によって下まで落下することがまぬがれた。（CALTRANSによる）

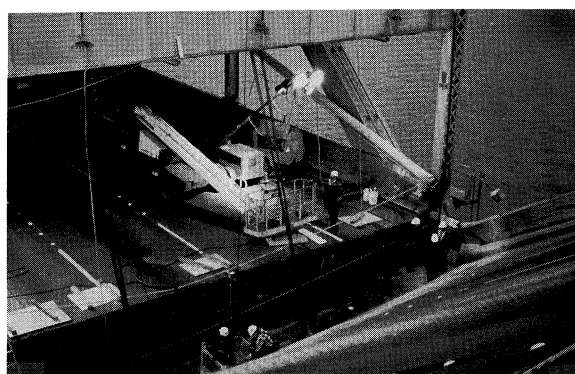


写真-5 落下した道路桁の撤去作業。桁掛りが見える。桁掛り寸法は、12.7cmであった。（CALTRANSによる）



写真-6 E9橋脚上のオークランド側トラスト桁の連結ボルトが切断し、支点部が右側（東側）へずれたのがわかる。（CALTRANSによる）

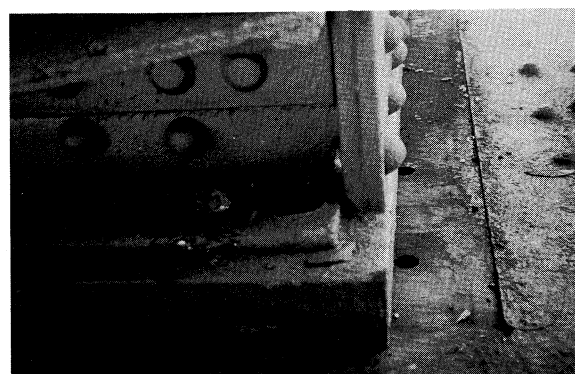


写真-7 支点部のずれの近接写真である。残留変位は東側へ約14cm、北側へ約2cmである。（CALTRANSによる）

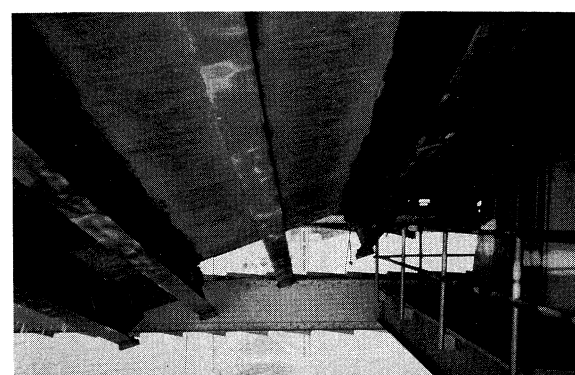


写真-8 落下した下路道路桁の下側である。右下に見えるのが変電設備用桁で、この桁によって落下がここまでにとどまった。（CALTRANSによる）



写真-9 再開通後のベイブリッジ下路部である。斜材のない部分がE9橋脚部。復旧された高欄が新しい。

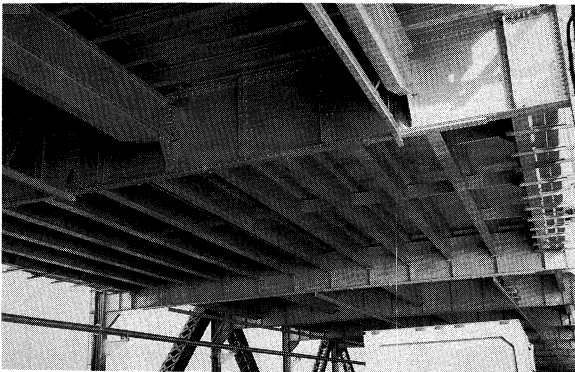


写真-10 復旧された上路桁の下面である。前後の床構造に比べ縦桁の数が多く、横リブは少ない。床版はプレキャストコンクリートである。

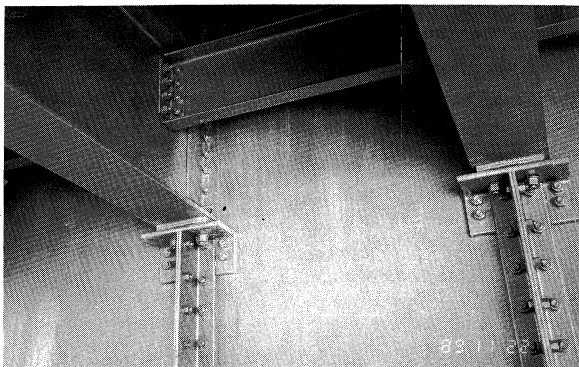


写真-11 縦桁支承部詳細である。ボルトはルーズに取付けられている。右下に内面作業車のレールが見える。



写真-12 E11橋脚上の高欄に記された移動量、右側（サンフランシスコ側）へ、5 1/2インチ（約14cm）復旧のために移動されたことがわかる。UCB,EEERCはカリフォルニア大学バークレー校、地震工学研究センター。

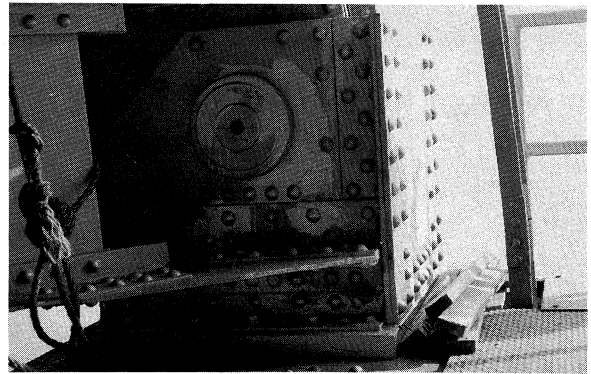


写真-13 復旧後の正常な位置にあるオークランド側トラスとE9橋脚の連結部。1支点200tのジャッキで正常な位置へ戻したという。左側がオークランド側で沓座には寸法の余裕はない。

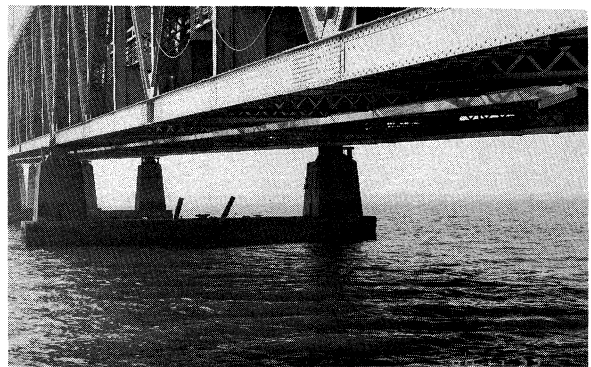


写真-14 オークランド側よりE22橋脚を見る。E17～E23はコンクリート橋脚である。支承部に細いフレームが見えるのが落橋防止装置、E18～E22の間で震災後取り替えられた。

逆にE11橋脚からE22橋脚の間では西側へ残留変位を生じた。この間、E18～E22までの残留変位は、0.3cmから12.7cm程度の量で、E17～E22に取付けられている落橋防止装置（図-11、写真-14）に変形と取り付けボルトの一部に破断があった。

残留変位の復旧は、ジャッキを用いて片側主構1支点当たり200～250tの力を作用させ、E9～E22間のトラス橋13連、長さ約1,140mを1径間ずつ本来の橋脚上の位置に戻された。位置復元作業は、地震発生後2週間で完了した。

同時に15mの上下道路桁及び桁掛りの設計と製作が進められ、地震発生後1ヶ月後に架設完了、供用が再開された。道路桁掛りの長さは、12.7cmから20.3cmに延長され、地震前まで西側の桁掛りは移動自由であったが、復旧後は両側にボルトがルーズに取付けられ、常時にはフリー、異常時には移動が拘束されるように配慮された。

今回の被害及び更に大きい地震（M8.3程度）に対する影響についての調査研究は、CALTRANSとカリフォルニア大学バークレー校を中心に今後続けられる。東側トラス橋とE9橋脚の連結ボルトが切断したことは一種の安全弁の効果を果し、より大規模な崩壊を防ぐこととなったという意見もある。調査研究の結果によっては、トラス橋を支持する橋脚の沓座の拡張、それに伴いE9橋脚上の道路桁桁掛りの延長もありうることをCALTRANS技術者は説明してくれた。

震災1ヶ月後の11月17日、ベイブリッジは再供用され

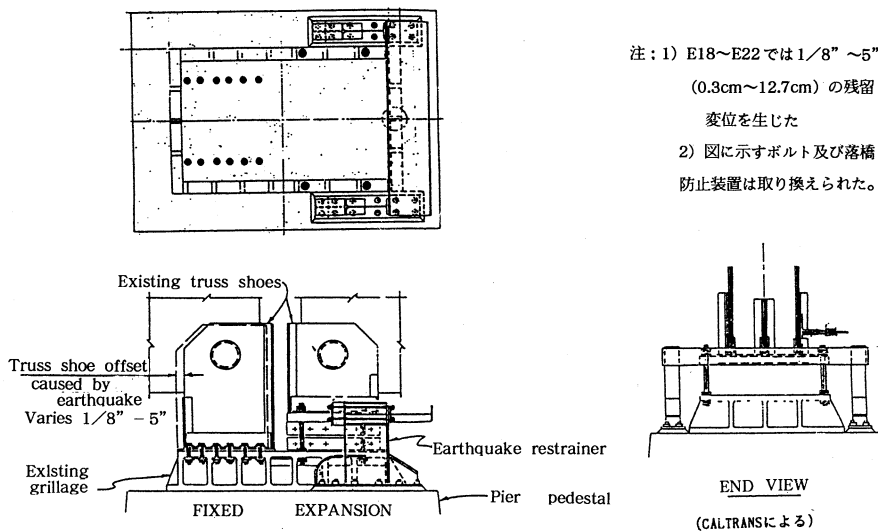


図-11 ベイブリッジE17~E22橋脚上支承の落橋防止装置

た。復旧された上路桁には、再びベイブリッジが震災を被ることが無いことを祈願して、魔除けの彫像が取り付けられた(写真-15)。

(2) サイプレス高架橋

サイプレス高架橋は、オークランド市内を通る州際道路880号のサイプレス通り上に設けられている延長約2kmの2層式コンクリート橋である。この高架橋は1953年に設計震度0.06を考慮して設計され、1957年に完成した。スパン約24mの3径間連続鉄筋コンクリート多重箱桁から構成されており、桁の両端はかけ違い構造で接続されている。

橋脚は鉄筋コンクリート構造で、柱にはヒンジが設けられている。ヒンジの位置を分類すると図-13に示す3タイプに大別される。タイプ1が一般に用いられている構造で、タイプ2及び3は、ランプ部、斜橋部、将来の拡幅予定部のように横梁が長い箇所に採用されていた。タイプ2及び3では上層横梁はPC構造となっている。

下部構造は杭基礎で、橋脚とフーチングはヒンジで接続されている。高架橋の表層地盤条件は、1956年当時には後背湿地であった箇所を埋め立てた地盤から、よくしまった洪積世の砂層の地盤へと、地盤条件が変化する区間にあたる。埋立て区間では軟弱なシルト粘土が最も厚い箇所約20mある。サイプレス高架橋は全長約2kmにわたって損傷を受け、このうち上層の桁が完全に落下したのは、北側の約1.2kmで、埋立て区間とほぼ一致している。写真-16は、地震直後に上空から撮影された被害状況を示したものである。典型的な被害は、写真-17に示すように、上層の桁が下層まで完全に落下したものである。

図-14は崩壊のメカニズムを示したもので、詳細は今後の検討に待たれるが、現在考えられているタイプ1橋脚の被害要因を上げると以下ようになる。

1) 設計震度が0.06であったのに対して、周辺地盤上で0.26G程度の加速度が生じており、橋の増幅作用を考慮すると、設計地震力をはるかに上回る地震力が作用した。

2) 柱に、ヒンジを多数設けたために、不静定次数が低く余剰耐力が発揮されにくい構造系となった。

3) 上層の柱を支えるヒンジ部の配筋が横梁部に比較すると極端に少なく、横方向力が作用すると容易にせん断ひびわれが生じる(図-15)。

4) 上層横梁の下側に配筋されている鉄筋の大部分は途中定着され、柱に定着されている下側鉄筋量は全体の約1/4と少ない(図-16)。このため、隅角部に曲げモーメントが作用し、曲げひびわれが横梁の下側鉄筋に達すると、ここで付着破3壊が生じ、梁の下側鉄筋は容易に柱から抜け出し、足を開くように外側に向かって柱が崩れ、

上層桁の落下を招いた。

現在、崩壊現場は全て撤去され、当面は平面道路として復旧される予定となっている。

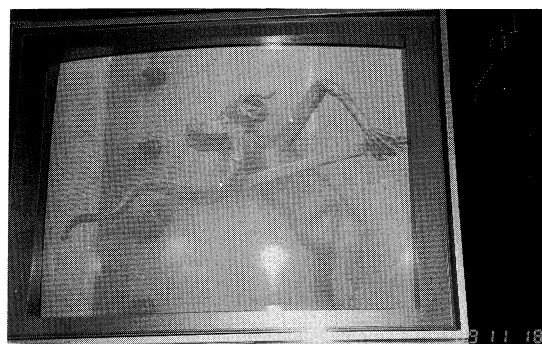


写真-15 復旧されたベイブリッジに再び地震による被害を受けないように取り付けられた魔よけの彫像。

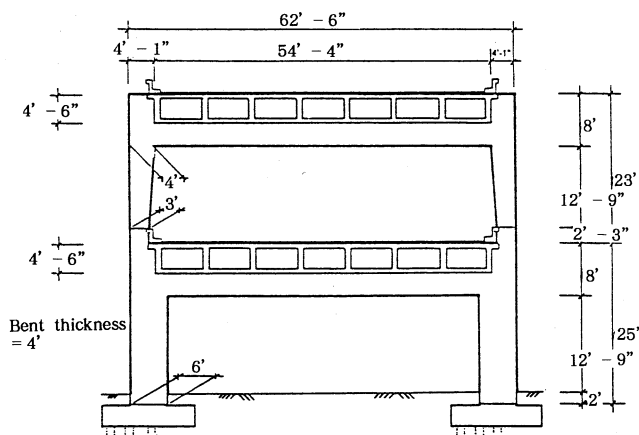
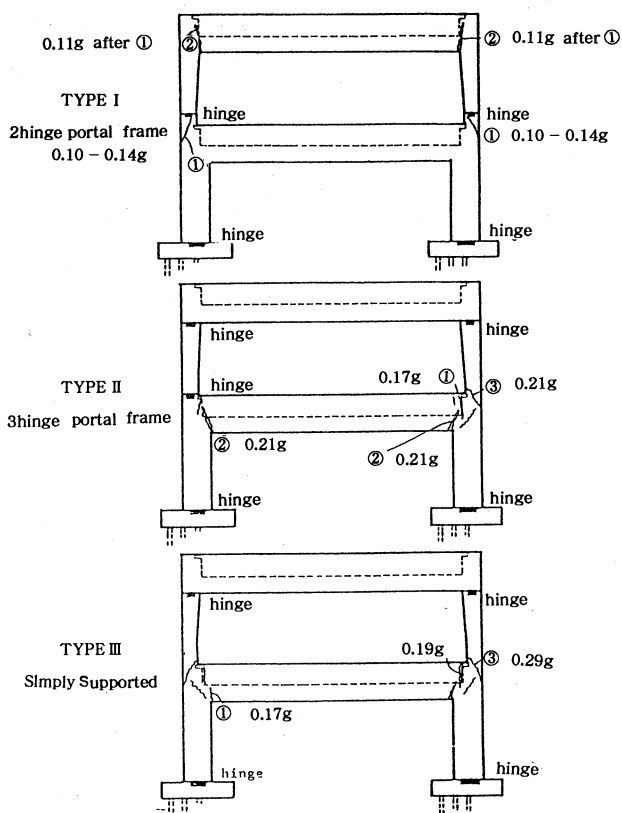


図-12 サイプレス高架橋の橋脚一般図(次図のタイプ1の場合)(カルフォルニア大学サンディエゴ校の最終報告書より作成)



(注) 数値は対荷力を水平震度で表示している。[g: 重力加速度 (980gal)]
また、それに対応する損傷状況をひび割れで示している。

図-13 サイプレス高架橋の橋脚のタイプおよび耐荷力 (カルフォルニア大学サンディエゴ校の最終報告書より作成)

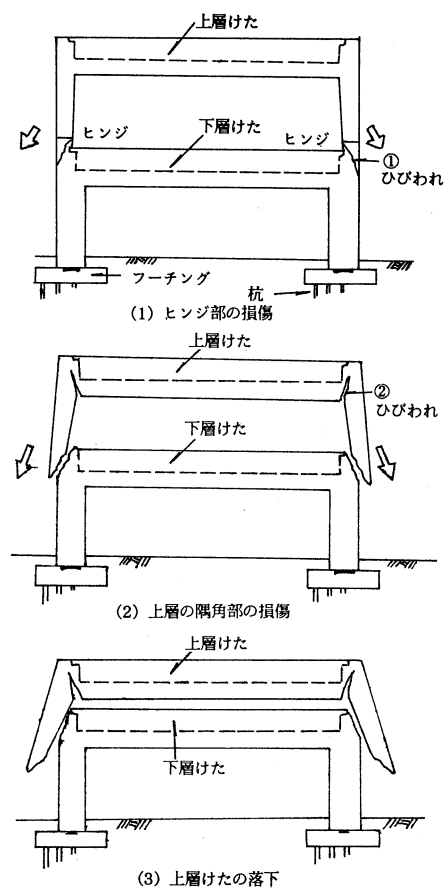


図-14 サイプレス高架橋の崩壊状況図



写真-16 サイプレス高架橋の被害状況。26番通交差点部から南側 (写真の左側) の航空写真で、24番通交差点部、ウエストランド通交差点部およびその南側の18番通交差点部までの高架橋の崩壊状態が良く分かる。(NISTのH.S.Lew博士提供の写真)



写真-17 サイプレス高架橋の被害状況。32番通交差点部の高架橋の崩壊状態の写真で、右側がI-80号線とのインターチェンジになる。完全に上層の桁が下層の桁まで崩落している。橋脚はヒンジの位置がタイプ1のもので、図6.4-18に示す崩壊状態通りであるのがわかる。

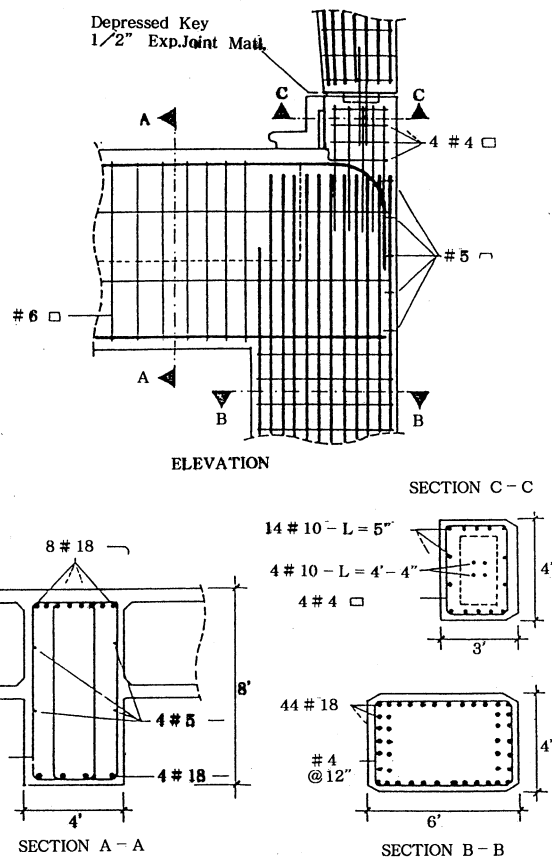


図-15 サイプレス高架橋の橋脚の上層の柱下端部のヒンジ部およびその下の柱と下層横梁部との接合部の構造詳細図 (カルフォルニア大学サンディエゴ校の最終報告書より作成)

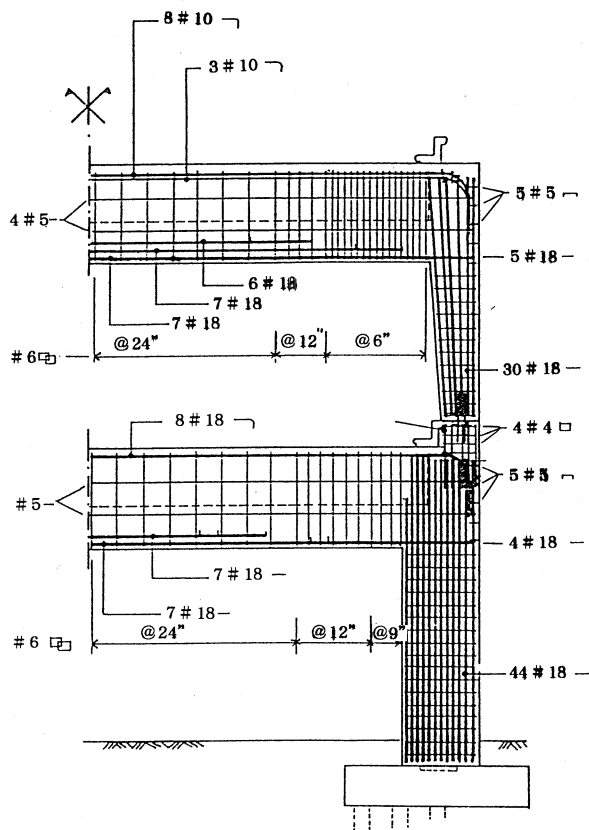


図-16 タイプ1の橋脚の配筋図

(3) ストラブスルー橋

ストラブスルー橋は、州道1号が震源に近いワトソンビル市郊外の湿地帯を横断する21径間連続RC桁橋（途中3つのゲルバーヒンジを持つ）である。両橋台は良好な地盤に支持されているが、橋脚は湿地帯に設けられ、4本のパイルベント（ $\phi 38\text{cm}$ ）を直接横桁に剛結する構造となっている。建設は1971年以前と推定される。

本橋では、全長232mのうち中央部分の約100mが橋軸直角方向に最大80cmも残留移動したうえ落橋した。また、杭が床版を突き破って杭頭が床版上に1.2~1.8mも突出するという特異な被害を生じた（写真-18~20）。

杭頭と横桁の剛結部で、杭頭のコンクリートが逸散し、主鉄筋（6本 $\phi 20\text{mm}$ ）が大きく屈曲し、破断したものも多い。杭頭が破壊し、横桁からはずれた杭は、横桁からはずれた際の桁の落下エネルギーで、大部分は地上に倒れたが、4本は床版を打ち抜いたものである。

(4) その他の橋梁の被害

サンマテオハイワード橋では、1個所のピン支承のプレート部にクラックが生じ、一時閉鎖されたが、地震発生当日の午後10時には、プレートを取替え再開された。

サンフランシスコ市内には、倒壊に至らなかったが、高架橋の被害が4地区であり、道路は閉鎖されている。（1989年12月現在）うち3地区の高架橋は、サイプレス高架橋とよく似た構造で、ほぼ同時期に建設された2層式コンクリート橋である（写真-21~23）。

I-280号での被害の特徴は、道路の分岐あるいは交差する非常に複雑な構造系の部分で発生している点である。

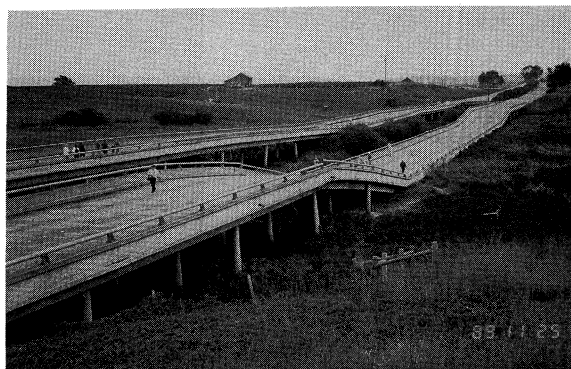


写真-18 ワトソンビル。州道1号線と州道129号線との交差点から約1.5kmサントクルス側のストラブスルーという湿地帯に架かる橋梁。モントレイ側からサントクルス側の全景を見る。橋梁の中央部分が地盤まで完全に落橋している。



写真-19 杭が横桁に直接取り付けられている。何本かの杭は横桁との取り付け部でズレを生じている。



写真-20 地上まで落橋した箇所で、4本のパイルベントが床版を突き抜け、約1.2~1.8m飛び出している。他に数本の杭が、床版の鉄筋に当たり突き抜ける寸前であった。

このような部分では、橋脚の高さ、剛性、横梁の長さ、ヒンジの位置等が橋脚ごとに大きく異なっている。

これらの高架橋が倒壊まで至らなかった理由として、

1) 地盤がサイプレス地区程軟弱ではなく、加速度が若干低い。

2) 柱の中間のヒンジが下層横梁上端レベルとなっており、損傷が起こりにくい。

3) 上層の柱断面が、上から下へしぼられることなく、断面の太さは変化していない。

これらの高架橋は、1990年1月までに暫定的な耐震補強計画を立て、施工後4月に再開される予定である。

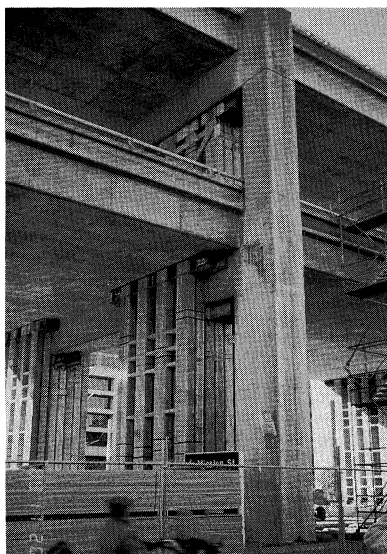


写真-22 I-280号線高架橋の被害状況。ペリィ通りへのランプとプランナン通りへのランプが分岐する複雑な構造系をしている部分の損傷状況の写真である。

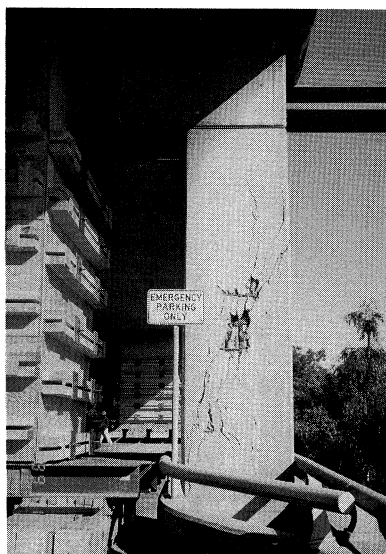


写真-23 US-101号線高架橋の被害状況。橋脚の損傷状況の写真で、上層の柱全体に斜めの剪断による損傷が生じており、大きな損傷状態に近い。

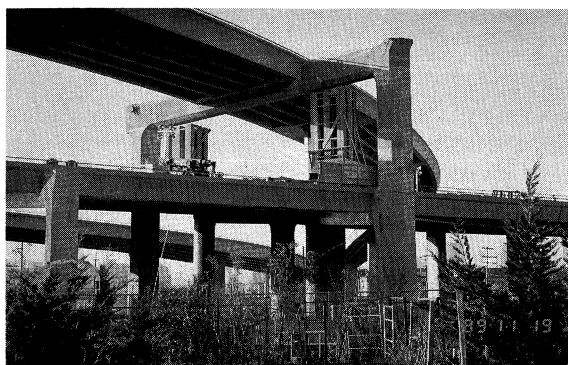


写真-21 エムバカデロ高架橋の被害状況。上層の柱上端にヒンジがあり、サイプレス高架橋の場合と同じ形式の橋脚であるが、上層の柱の形状の相違（サイプレス高架橋の場合には柱の下の方が幅が狭くなっているのに対して、エムバカデロ高架橋の場合は柱の幅が一定である）がよくわかる。

4. その他の被害

建築の被害は、古い木造や非補強組積造建物に限られるといえる。震源地に近い地域や軟弱な地盤地域に建てられたそれらの建物に被害は集中しており、地盤の良いサンフランシスコ中心部の近代的な建物には、ガラスの破損程度の被害しかない。日本のテレビで大きく報道されたマリーナ地区は、砂地盤の埋立地である。15、6戸入居する4階建木造アパートの1階部分を全て駐車場とし1柱だけで支える構造のために倒壊しているケースが多い。

電力供給施設では、発電施設、変電施設、配電施設の被害があり、サンフランシスコ市を中心に約100万軒の需要家が停電したが2日後に90%まで復旧した。

ガス供給施設では、軟弱な埋立地に被害が多く約16万kmのガス管が更新された。

電気通信関係施設では、電気通信機能に重大な影響を及ぼすような被害はなかったが、米国内をはじめ、世界中から多数の電話が殺到（通常に比し着信約7倍、発信約2倍）したため、現地の通信会社は2日間にわたって電話のトラヒック規制を行った。併せて、米国から主要各国へサンフランシスコ地域への発信規制が依頼された。

BART（地下鉄）では、海底トンネルで若干の漏水が生じ、またオークランド側の高架橋で軽微なクラックが生じたが、迅速な点検と簡単な補修を行い、当日深夜には運転を再開した。

5. あとがき

今回の地震では、ゴールデンゲート橋には全く被害がなかった。ベイブリッジの吊橋部では補剛桁が揺れてリンガーロープがケーブルバンドの塗装をはがしたという情報が有るが、構造的被害はない。両橋共に地震計及び加速度計等のセンサーが取り付けられていなかった。これを機会に両橋にセンサーを付けたいとCALTRANSの若い技術者は話していた。

CALTRANSは、インハウスに実に多くの設計、解析そして維持管理の技術者と現場作業員、作業用車両を有しており、それらが被災直後の救援活動、点検、復旧作業及び現場跡片付けの速やかさの原動力となった。

一方、今回のような自然災害から核戦争による被害までの救援活動の中心となる連邦危機管理庁を始め、赤十字、救世軍の強力なボランティア活動が有効に機能していることが印象的であった。更に、東京とは車の密度が違うが、停電に伴い信号機が作動しなくなった瞬間、車は一旦停止し、交差点に入った順に、発進する車社会のモラルの高さには、学ぶべき点が多いと思う。

今回の現地調査に際しては、日米の多数の関係機関並びに関係者に変えて頂いた。とくに国土庁防災局、在サンフランシスコ総領事館及び岩崎団長を始め政府調査団々員の皆様に多大なお世話を頂いた。更に、私に団員として参加する機会を与えて頂いた建設省、本四公団にここに記して、感謝を申し上げる次第である。

参考文献

ロマプリータ地震政府調査団：ロマプリータ地震政府調査団報告書 平成2年1月

イラン国際橋梁会議報告

International Conference on Bridge in Iran

向島工事事務所 副 所 長 北 川 信

Makoto Kitagawa

1. 参加の経緯

1990年5月1日～5月3日にイランイスラム共和国の首都テヘランで開催された第1回国際橋梁会議に出席する機会を得た。この会議はイランの道路交通省とアミールカビール工科大学の主催で開かれ、イランの橋梁技術者の技術向上のため、諸外国から新しい情報を導入することを目的としている。

日本には、当公団の大橋前理事をはじめ、大学関係者数名に会議参加の招待がなされた様であるが、当公団からは筆者が大橋前理事の代理という形で参加することになった。日本からは京大の白石教授、岡山の武宮教授も参加した。日本以外ではベルギー、イギリス、ポルトガル、デンマーク、チェコスロバキア、ポーランド、西ドイツ、オーストリア、イタリア、ユーゴスラビア、オーストラリアが参加し、日本を含めると外国人発表者は12ヶ国の20名になった。これにイランの発表者12名が加わった。イランの国際情勢を反映して、米ソの両超大国には参加要請がなされていなかった。

2. 会議の様相

会議はアミールカビール工科大学の講堂で行われた。当初、5月2日に開会することになっていたが、筆者が5月1日の未明にテヘランに到着した時に、事務局から5月1日の朝からの開始に変更されたと聞かれ、睡眠不足のまま会議を迎える羽目になった。

会議は研究発表会というよりは講習会のような感じで、約300名のイランの技術者や学生に対し、発表者が講演し質疑が行われた。国際会議としてはやや変則であるが、通訳を置かず、イランの発表者はペルシャ語で、外国人の発表者は英語で発表する形をとったので、聴衆の理解度がどうか気になった。

まず、イラン国歌吹奏、コーランの朗詠から始まり、アミールカビール工科大学のSalimi学長、道路交通省のSaidikiya大臣による開会のあいさつが引き続いた。最初の基調講演がベルギーのMassonet教授からあり、以下、一般の発表が続いた。発表内容は橋梁の設計から維持管理まで多岐にわたっており、プロジェクト紹介としては筆者の本四連絡橋のほか、デンマークのグレートベルト

計画、フランスのノルマンディ橋などが目についた。

会議は昼食とコーヒブレイクをはさみ3日間かんづめ状態で続けられ、夜も大臣主催、学長主催の歓迎パーティが組まれるなど、いささか疲労困憊気味の3日間であった。

3. 国の模様

1979年のイスラム革命、1980～1988年のイランイラク戦争の影響が出発前から心配された。戦争の影響については、イラク国境付近の復興が相当遅れていると聞いたが、テヘラン市内では戦災の影響は感じられなかった。

現在の政府は聖職者をトップに置く政教一致体制だが、行政を支える各省庁のリーダー達もイスラム革命当時、革命の推進母体となった神の党ホズボラやイスラム学生連盟等に属するイスラム原理主義者と言われている。各省庁の大臣、次官クラスは30～40才台の若手で占められ、革命後の体制とはこんなものかと思わせる。彼らが目指すものは、超大国に組せず、物質主義を排し、イスラムの伝統に回帰することである。テヘラン郊外のホメイニ廟に行った時、子供達の団体がホメイニ師を讃える歌やシュプレヒコールを熱狂的に叫んでいる所に出くわしたが、子供時代からのイスラム教育を国家的に推し進めている様子は中国の文化大革命を連想させる。

たしかに、街頭の女性はすべて頭からチャドルという黒の布をかぶる様、義務づけられ徹底されていた。男性も、西欧文化の象徴とされるネクタイを外し、イスラム教徒の証しとして顎ヒゲをはやした者が圧倒的に多い。街でシャッターがおりっぱなしの店が散見されるが、革命前まではディスコ等だったものが、革命で閉鎖されたままになっていると聞かされた。アルコールは国際ホテルを含め完全に御法度で、我々の宿舎の高級ホテルのフロントに「打倒米国」の大文字が掲げてあったのにはびっくりさせられた。

経済的には現地通貨リアルの変動が激しく、公称レートで1米ドル＝70リアルに対し、現実の闇レートは1米ドル＝1300リアル位になっていた。この為、外貨を手に入れることができる立場の人間は富を得やすいが、それができない一般大衆は高物価にあえぐことになる。我々を世話してくれた35才位の公務員の月給が7万リアル位だそうで、これでは家賃も払えないので、夜はサイドビ

ジネスをしていると話してくれた。食料品等は非常に豊富な感じがしたが、街を走る車を見ると、革命以来、車の輸入がストップしている関係からオンボロ車ばかりで、すさまじい交通渋滞を引き起こし、クラクションの喧騒が街中をかけめぐっていた。

会議後、テヘランから第2の都市イスファハンを訪れ16世紀に栄えたサファビ王朝のイスラム建築を見て回った。更に、南に移動して、ペルシャ人による初の統一国家ペルシャ帝国をBC6世紀に興したアケメネス王朝の首都ペルセポリスを訪れた。AD6世紀にアラビア人によって占領されイスラム化されるまで続くペルシャ文明の壮大な遺跡には大いに感動させられた。

4. おわりに

イスラム革命によって精神的にはイスラムの伝統に回帰し、経済的には貧富の差をなくすことを目指している現体制だが、民衆に経済的不満がつるようだと東欧のような事態も懸念される。イ・イ戦争直後に今回のような会議を開いたということは、橋梁技術の向上についての必要性をイラン自身が強く感じていることを意味している。反米路線の現状では、日本とヨーロッパに強い期待感を持っていると思われた。

技術ニュース

「鋼橋等塗装基準・同解説」の改訂

「鋼橋等塗装基準・同解説」は平成2年4月に内容が全面的に改訂された。

今までの「鋼橋等塗装基準・同解説」は、昭和51年2月に暫定仕様として制定されてからその後昭和55年3月および昭和58年5月に一部改訂し、現在の基準としてまとめられたものである。

塗装に関しては、本基準が制定されてからすでに14年経過しており、この間従来の塗料にくらべてさらに耐久性・耐候性の優れた塗装材料が開発されてきた。また、昭和54年5月の大三島橋から始まった維持管理業務は11年目を迎え、現行基準に基づいて施工された結果、維持管理上からいくつかの問題点が生じてきた。そこで、新しい塗装材料が開発されてきたことをふまえこれらの問題を改善すべく現行基準を改訂したものである。

改訂された基準では、今後建設予定の橋梁にはもちろんのこと、現在供用中の橋梁にも適用するよう新設時および塗替時の塗装仕様を規定した。

改訂の要旨をつぎに述べる。

- (1) 従来の基準においては、新設時の塗装仕様のみが規定されているが、塗替時の塗装仕様も新たに追加した。
- (2) 陸上部橋梁は、従来基準にあるフタル酸仕様および塩ゴム仕様に加えて、ポリウレタン仕様を新たに追加した。
- (3) 海峡部橋梁は、耐久性・耐候性の優れた「ふっ素樹脂塗料」を上塗に適用した。
- (4) ケーブル類の塗装仕様は、従来の基準ではなく過去の実績をふまえてその仕様を規定した。

陸上部橋梁と海峡部橋梁の主な改訂内容は下記のとおりである。

1. 陸上部橋梁

(1) 新設時の塗装仕様

- ①外面: フタル酸仕上げ、塩ゴム仕上げに加えてポリウレタン仕上げを追加し、その適用条件を明記。
- ②内面: タールエポキシに代えて変性エポキシを適用。
- ③継手: 鉛系サビ止めペイントの1層増し塗りおよび超厚膜エポキシを使用。

(2) 塗替時の塗装仕様

- ①外面: 素地調整は塗膜の劣化程度に応じ3種ケレンと4種ケレンに区分し、それぞれ仕様を規定。
- ②内面: 安全性の観点から無溶剤タイプの塗料を適用。
- ③継手: 外面と同様、素地調整を2区分とし仕様を規定。

2. 海峡部橋梁

(1) 新設時の塗装仕様

- ①外面: 従来の基準の塗装系No.5 (1) の上塗に適用しているポリウレタンに代え、ふっ素樹脂塗料を適用。
- ②内面: 陸上部橋梁と同様、変性エポキシを適用。
- ③継手: 超厚膜型エポキシ (300 μ m) を適用。
- ④ケーブル類
: Dルート等で施工実績のある仕様の上塗にポリウレタンに代えてふっ素樹脂塗料を適用。
- ⑤塗替困難な部位
: ハンガーロープ定着部、タワーリンク、塔下段水平材上面等にガラスフレク塗料とふっ素樹脂塗料を組合せた仕様を適用。

(2) 塗替時の塗装仕様

①外面、継手部

: 部分塗替と全面塗替の2種類の塗装仕様を規定し、素地調整程度は2種、4種の2区分とした。

②内面: 陸上部橋梁と同様、無溶剤タイプの塗料を適用。

③ケーブル類

: 新設時と同じ仕様を規定。

なお、その他、陸上部橋梁および海峡部橋梁とも共通事項として、面取り量の変更または同一個所に使用する塗料の同一メーカー製品の規定および塗替時の塗装方法にスプレー塗装も可能であることを示した。

生口橋接合部コンクリート打設

生口橋は、わが国で初めて側径間がPC箱桁、中央径間が鋼箱桁という複合主桁構造を採用している。このPC桁と鋼桁の接合部分のコンクリート打設を因島側、生口島側でそれぞれ5月1日及び4月21日に実施した。

接合部の構造形式、設計方法等については、「生口橋主桁複合構造に関する調査研究委員会」(委員長 田島二郎埼玉大学教授)における4ケ年にわたる調査・研究・検討に基づき決定された。接合部断面を図-1に示す。接合位置は、主塔水平梁上でPC桁を支持する鉛直支承から中央径間側へ2.65mの位置に接合面を設けている。接合部の応力伝達機構は、鋼桁一般断面部に作用する力が鋼桁補強部により分散され、鋼桁端部の鋼セル内の中詰めコンクリート部を経てPC桁に伝達されるものと考え、各部の設計を行っている。なお接合部におけるコンクリートの応力状態については、中詰めコンクリートに生じる引張応力に対しPC鋼材によるプレストレスで対処するものとし、完成時(常時)にはフルプレストレスングとなるよう

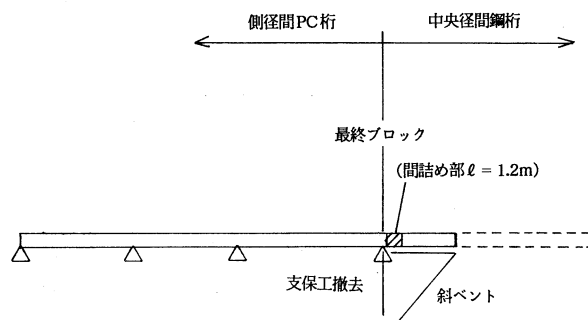


図-2 接合部最終ブロックコンクリート位置図

にしている。

今回施工したのは、図-2に示す1.2m区間のPC横桁最終ブロック部分のコンクリート打設であり、PC3径間を自立状態で完成させた後、鋼桁接合部ブロックとの間詰めコンクリートを打設し一体化する工法を採用した。なお、鋼桁端部セル部の中詰めコンクリートは、鋼桁製作工場において接合ブロックを90°立て起こし、開口部から無収縮コンクリート(スランプ21cm)を鉛直打設した。(本四技報 Vol.14No.53 巻頭写真参照)

接合部最終ブロックコンクリート打設は、通常の張出し架設工法の閉合部と条件的に同等であり、PC桁一般部と同一配合(P2)のコンクリートを使用した。打設完了後PC桁一般部と同様に材令3日でプレストレスを導入し、鋼桁側定着部に保護キャップを取り付けた後グラウトを行った。また、鋼桁先端部とコンクリートとの接触面は、応力集中による局部的圧壊を生じる可能性があるため目地を設け、弾性シール材を充填した。これら一連の作業を5月中に終え、接合部の施工を無事完了した。

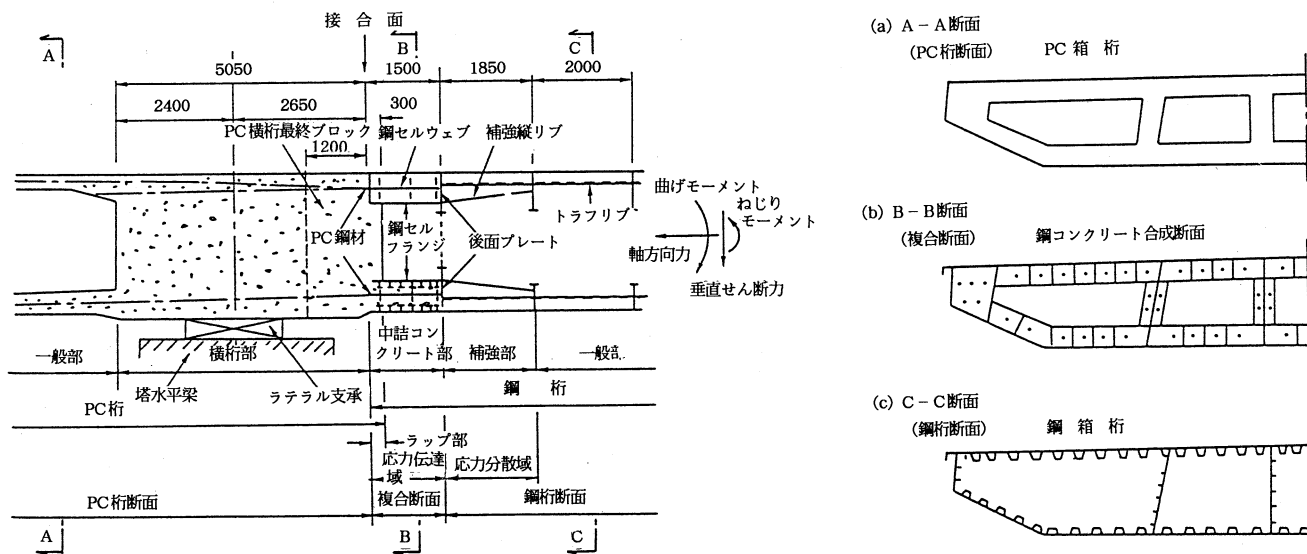


図-1 接合部断面

本四技報総目次

題 名	執 筆 者	号	年 月
巻頭言			
発刊にあたって	尾之内由紀夫	No. 1	'77.7
発刊にあたって	養輪健二郎	No. 1	'77.7
本四技報の充実発展を願って	井上義光	No. 2	'77.10
「悪くても」と「うまくゆけば」	川崎偉志夫	No. 3	'78.1
技術雑感	浅間敏雄	No. 4	'78.3
技術感想	松崎彬磨	No. 5	'78.7
工事と安全技術	多田安夫	No. 6	'78.10
カレンダーによせて	山本成美	No. 7	'79.1
豊かさは自らの心の中にある	平石茂義	No. 8	'79.4
或る連想—大三島橋の開通式に出席して	富樫勘七	No. 9	'79.7
再び船上会談を	大富 宏	No. 10	'79.10
大三島橋のしゅん功にあやかって	久保村圭助	No. 11	'80.1
ある橋の話	浅谷輝雄	No. 12	'80.4
新しい芽を育てよう	尾之内由紀夫	No. 13	'80.7
文化と橋	向井 清	No. 14	'80.10
橋の建設と維持	下川浩資	No. 15	'81.1
本州四国連絡橋を考える	山根 孟	No. 16	'81.4
Seeing「見ること」	松崎彬磨	No. 17	'81.7
美観・安全性・経済性	大島 久	No. 18	'81.10
基礎とその認識	吉田 巖	No. 19	'82.1
新しい技術と経験	沖中浩一郎	No. 20	'82.4
経験について—森有正の思想をかりて	山本成美	No. 21	'82.7
荒廃するアメリカの躍動	山根 孟	No. 22	'82.10
新しいものへの挑戦	高橋弘篤	No. 23	'83.1
人口をめぐる	柴田啓次	No. 24	'83.4
土木工事雑感	高山 昭	No. 25	'83.7
文化と理科	柴田啓次	No. 26	'83.10
新たな目標	松崎彬磨	No. 27	'84.1
現場からの土産話	吉田 巖	No. 28	'84.4
因島大橋雑感	大橋昭光	No. 29	'84.6
地域開発橋	高橋 信夫	No. 30	'84.7
窓外雑感(みなと・神戸)	今中靖雄	No. 31	'84.10
本州四国連絡橋事業を支える技術	山根 孟	No. 32	'85.1
技術と人間あれこれ	山下文利	No. 33	'85.4
技術開発に思うこと	林 宣熙	No. 34	'85.7
明石海峡大橋への課題	大橋昭光	No. 35	'85.10
大鳴門橋建設をふりかえって	今中靖雄	No. 36	'85.12
明石への道	高橋弘篤	No. 37	'86.1
トップランナーの努め	吉田 巖	No. 38	'86.4
道路の管理について	高橋 信夫	No. 39	'86.7
「明石」の事業再開にあたって	遠藤武夫	No. 40	'86.10
最善の努力を結集しよう	山根 孟	No. 41	'87.1
技術力の向上	深田彰一	No. 42	'87.4
視点	花市穎悟	No. 43	'87.7
開通6ヶ月前	松崎 実	No. 44	'87.10
道路整備こそ国家繁栄への道	加瀬正蔵	No. 45	'88.1
伯方・大島大橋の開通によせて	花市穎悟	No. 46	'88.4
技術に謙虚さを	萩原 浩	No. 47	'88.7
「器用人」と技術者	吉住俊彦	No. 48	'88.10
アメリカズカップ	岡田哲夫	No. 49	'89.1
「技術」雑感	平井 清	No. 50	'89.4
着工一年	森本隆也	No. 51	'89.7
道	永井 滋	No. 52	'89.10
本四架橋技術の今後の課題	遠藤武夫	No. 53	'90.1
沙弥島の風景	石山四郎	No. 54	'90.4
本四公団の三つの目的	中平一郎	No. 55	'90.7

共通（橋梁下部工）

吊橋塔基部の模型実験	
大径鉄筋の継手と付着に関する調査	
流れと波が共存する場における流体力の評価について	
風化花崗岩のクリープ特性について	
大型振動台による下部構造－地盤系の模型実験（その1）	
大型振動台による下部構造－地盤系の模型実験（その2）	
吊橋塔基部のグラウト注入実験	
鋼設置ケーソン設計要領（案）	
長支間道路吊橋の計画（要約）	
大型鉄骨鉄筋コンクリート設計要領・同解説（案）	
船舶の衝突に対する緩衝工模型実験	
深いニューマチックケーソンの掘削工法に関する検討	
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領（案）の確認実験	
緩衝工の設計要領（案）	
傾斜二層地盤の支持力に関する検討	
耐震壁付RC橋脚の設計（解析編）	
耐震壁付RC橋脚の設計（実験編）	
FEM・RBSMによる基礎の支持力・変形解析	
脚付ケーソン基礎の耐震安定性	
吊橋アンカレッジに用いたマスコンクリートの品質分析	
低発熱コンクリート	

加島 聰	No. 1	'77.7
佐伯康二	No. 2	'77.10
野村直茂	No. 2	'77.10
喜岡直太郎・森本則行・谷中幸和	No. 2	'77.10
樋口康三	No. 3	'78.1
樋口康三	No. 4	'78.3
佐伯康二	No. 6	'78.10
奈良平俊彦	No. 7	'79.1
川崎偉志夫	No. 8	'79.4
金光 宏・大町武司・樋口康三	No. 13	'80.7
大町武司	No. 13	'80.7
金光 宏・野村直茂・大町武司	No. 19	'82.1
金光 宏・樋口康三・栗野純孝	No. 21	'82.7
神 弘夫・栗野純孝	No. 24	'83.4
塩井幸武・神 弘夫・栗野純孝	No. 25	'83.7
塩井幸武・神 弘夫・吉田好孝	No. 26	'83.10
塩井幸武・加島 聰・吉田好孝	No. 27	'84.1
栗野純孝	No. 28	'84.4
塩井幸武・吉田好孝	No. 32	'85.1
宮下 力・吉田好孝	No. 50	'89.4
山田勝彦・新田篤志・二宮仁司	No. 54	'90.4

共通（橋梁上部工）

東大維橋におけるケーブル応力の測定調査	
80キロ鋼溶接継手の疲労試験	
吊橋ケーブルの二次応力測定（平戸大橋）	
鋼床版の変形特性に関する調査	
吊橋ハンガーロープの引張および疲労試験	
塗装を施した摩擦接合継手の性能試験	
ケーブルバンド耐荷力に関する調査試験	
長支間道路吊橋の計画（要約）	
橋梁用ロープの曲げ疲労試験	
PWS用ゲージワイヤの測長精度	
PC斜張橋の紹介	
リブ十字継手の疲労許容応力	
吊橋構造物を有する橋梁の変位制御に関する考察	
疲労許容応力の見直し	
緩衝桁伸縮装置	
吊橋主塔架設時の制震対策	
鋼床版舗装	
長大橋梁の点検補修作業車	
高力ボルト摩擦接合継手のすべり試験	
疲労を考慮したトラス部材の製作と検査	
主ケーブル材料としての高強度鋼線	
強風下での吊橋の挙動解析	

北川 信	No. 1	'77.7
奥川淳志	No. 2	'77.10
北川 信	No. 3	'78.1
福井幸夫	No. 4	'78.3
奥川淳志	No. 5	'78.7
榎波義幸・越智 勝・森 邦久	No. 6	'78.10
多田和夫	No. 7	'79.1
川崎偉志夫	No. 8	'79.4
岸本良孝・竹之内博行	No. 11	'80.1
鈴木周一	No. 12	'80.4
小川英信・岡野 哲	No. 13	'80.7
竹名興英・岸本良孝・伊藤文夫	No. 16	'81.4
金光 宏・樋口康三	No. 18	'81.10
旭 一穂・竹名興英・平野 茂	No. 18	'81.10
松浦章夫	No. 20	'82.4
成井 信・金崎智樹	No. 21	'82.7
村上憲司・新田篤志	No. 22	'82.10
室谷貞雄	No. 22	'82.10
香川祐次・岸本良孝	No. 25	'83.7
阪本謙二・鳥海隆一	No. 35	'85.10
森山 彰	No. 50	'89.4
辰巳正明・秦 健作	No. 53	'90.1

共通（その他）

気象海象予測手法	
架橋関連地域の経済・輸送構造の予測手法	
閃光式航空障害灯調査	
架橋関連地域の経済・輸送構造の予測結果	
埋蔵文化財調査	
海中工事における潮流条件の設定	
大気測定車による大気質調査	
既存架橋の架橋インパクト分析	
本州四国連絡橋におけるレーダ電波障害軽減策	
改良型灯浮標の設計・製作	

西野新造	No. 3	'78.1
黒滝義則・加島延行	No. 4	'78.3
亀山正俊	No. 4	'78.3
黒滝義則	No. 8	'79.4
長尾和守	No. 11	'80.1
山田勝彦	No. 12	'80.4
阿部明弘	No. 15	'81.1
黒滝義則	No. 23	'83.1
佃 長次	No. 51	'89.7
石橋良哉・井上 徹	No. 51	'89.7

神戸～鳴門ルート

・明石海峡大橋	
明石海峡における海中防食試験	
神戸層水ジェット掘削試験	
神戸層載荷試験	
明石海峡大橋補剛桁洞洞実験	
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験	

森本隆也	No. 1	'77.7
藍谷武紀	No. 5	'78.7
高橋幸蔵・有田 稔	No. 5	'78.7
加島 聰・大橋治一・秋山晴樹	No. 6	'78.10
加島 聰・田中宗博	No. 7	'79.1

舞子沖地質調査（その1）工事報告
 明石海峡大橋主塔基礎洗掘防護工実験（その2）
 明石海峡大橋海中基礎の調査概況
 明石海峡大橋主塔基礎の施工法検討
 舞子沖地質調査（その2）工事報告
 舞子沖地質調査工事報告（3）
 松帆沖地質調査
 明石海峡大橋主塔基礎施工調査
 明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験（その3）
 明石海峡大橋の耐震設計
 明石海峡大橋2P・3P ケーソン設計・製作
 明石海峡大橋大規模水中コンクリート実験
 明石海峡大橋耐風設計要領（案）
 明石海峡大橋主塔基礎の設計（第一報）
 明石海峡大橋補剛桁の耐風性（中間報告）
 明石海峡大橋洗掘防止工実験（その4）
 明石海峡大橋2P・3P 鋼ケーソン設置
 明石海峡大橋鋼ケーソン沈設設備
 明石海峡大橋主塔の耐風性（主塔断面形状の選定）
 明石海峡大橋作業基地の設計と施工

・大鳴門橋

大鳴門橋における多柱式基礎の設計
 大鳴門橋多柱式基礎の施工報告
 大鳴門橋支持岩盤の確認
 大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計
 大鳴門橋主塔風洞実験
 大鳴門橋ケーブルサドルの設計
 大鳴門橋アンカレイジの施工報告
 大鳴門橋主塔の製作・架設
 大鳴門橋バックステイ径間の製作
 大鳴門橋ケーブルサドルの製作
 大鳴門橋ケーブル製作
 大鳴門橋ケーブルバンドの設計
 側塔を有する吊橋のケーブル架設工法（大鳴門橋）
 大鳴門橋の補剛桁製作工事
 大鳴門橋と関連区間の開通
 大鳴門橋と関連区間の開通
 大鳴門橋に関する二・三の思い出
 大鳴門橋補剛桁架設工事
 大鳴門橋ケーブル工事－その品質・精度
 大鳴門橋基礎の挙動計測
 大鳴門橋動態観測システム
 大鳴門橋照明用柱の耐風検討
 大鳴門橋振動実験の報告
 大鳴門橋の橋面舗装
 大鳴門橋緩衝工計画
 大鳴門橋関連区間の陸上部工事
 大鳴門橋関連区間の維持管理設備

・門崎高架橋

門崎高架橋の橋梁計画
 門崎高架橋岩ケーソン施工報告
 門崎高架橋の風洞試験
 門崎高架橋上部工の設計・製作
 門崎高架橋上部工の架設（計画編）
 門崎高架橋上部工の架設（架設編）
 門崎高架橋の橋面舗装
 門崎高架橋の振動実験及び風による振動計測
 門崎高架橋仮設備撤去工事

・上記以外の橋梁

伊弉高架橋下部工施工計画
 亀浦高架橋の施工
 撫養橋4P オープンケーソン施工報告

神 弘夫 No.10 '79.10
 加島 聰・古屋信明 No.14 '80.10
 奈良平俊彦 No.15 '81.1
 奈良平俊彦・加島 聰 No.16 '81.4
 神 弘夫 No.17 '81.7
 神 弘夫・岩屋勝司・土田 宝 No.23 '83.1
 岩屋勝司・土田 宝・小林克己 No.28 '84.4
 岩屋勝司・土田 宝・植村和宏 No.34 '85.7
 北川 信・森 邦久 No.34 '85.7
 河口浩二 No.49 '89.1
 鈴木幹啓・佐々木雅敏・鳥海隆一・土谷政治 No.51 '89.7
 坂本光重・樋口康三・北口雅章 No.51 '89.7
 辰巳正明・秦 健作・竹内政彦 No.52 '89.10
 保田雅彦・鈴木幹啓・樋口康三 No.52 '89.10
 保田雅彦・平原伸幸 No.52 '89.10
 高塚正修・佐々木雅敏・土谷政治 No.52 '89.10
 高塚正修・佐々木雅敏・北口雅章 No.53 '90.1
 坂本光重・藤原洋一・広田昭次 No.53 '90.1
 岡野 哲・栗野純孝・森下尊久 No.54 '90.4
 阿部明宏・栗原敏広・池田定三 No.55 '90.9

上田浩司・土田泰秀 No.7 '79.1
 遠藤武夫・赤間 信 No.10 '79.10
 宮島圭司 No.11 '80.1
 田中淳之 No.13 '80.7
 田中淳之 No.16 '81.4
 田中淳之・藤井裕司 No.18 '81.10
 山口浩二 No.19 '82.1
 田中淳之 No.21 '82.7
 多田和夫 No.24 '83.4
 鈴木周一 No.26 '83.10
 奥田 基 No.27 '84.1
 洲田政信・鈴木周一 No.28 '84.4
 洲田政信・鈴木周一 No.30 '84.7
 洲田政信・江藤隆男 No.34 '85.7
 奈良平俊彦 No.36 '85.12
 松本弘輝 No.36 '85.12
 小川英信 No.36 '85.12
 洲田政信 No.36 '85.12
 多田和夫 No.36 '85.12
 樋口康三・小野下武 No.36 '85.12
 多田和夫・亀山正俊・森下尊久 No.36 '85.12
 山田勝彦・秋元茂男 No.36 '85.12
 田中淳之・岩屋勝司・洲田政信 No.36 '85.12
 洲田政信・川西芳則 No.36 '85.12
 金沢克義 No.36 '85.12
 西川雅博 No.36 '85.12
 谷口 肇 No.36 '85.12

宮下 力・古家彦彦・熊野善彦 No.19 '82.1
 宮下 力・土居敏彦・矢野保広 No.21 '82.7
 大島 久・宮下 力・大橋治一 No.22 '82.10
 土居敏彦・大橋治一・中尾俊哉 No.26 '83.10
 宮下 力・大橋治一・真辺保仁 No.26 '83.10
 宮下 力・大橋治一・真辺保仁 No.27 '84.1
 吉田 修・中尾俊哉 No.30 '84.7
 吉田 修 No.36 '85.12
 洲田政信・川西芳則 No.41 '87.1

植田正弘・才川勉・中村富二夫 No.25 '83.7
 富岡 紘・山本茂樹 No.24 '83.4
 大町武司・武山哲郎・中尾俊哉 No.21 '82.7

撫養橋の風洞実験	田中淳之・多田和夫・長谷川芳己	No. 33	'85.4
撫養橋上部工の設計と施工	秋山晴樹・加藤嘉津次・秦 健作	No. 40	'86.10
撫養高架橋杭の載荷試験	吉田 修・加藤嘉津次	No. 31	'84.10
・その他			
和泉層群ののり面工	尾崎郁夫	No. 11	'80.1
津名一宮IC・洲本IC間における地盤改良工	阿部和智・高嶋 勉	No. 38	'86.4
西淡一大毛地区の修景緑化	伊吹浩太・岩垣富春・鎌田義人	No. 38	'86.4
淡路島南パーキングエリアの土壌式・無放流汚水処理設備	谷川 肇・中田昌利・谷 進	No. 38	'86.4
鳴門黒山地区の強風対策	山田勝彦・池田昭欣	No. 41	'87.1
道路建設と埋蔵文化財調査（淡路島内本四連絡道路における例）	細井 忍・原崎郁夫・平下忠一	No. 44	'87.10
切土のり肩の設計施工（淡路島内本四連絡道路緑PA）	永井敏雄・山本茂樹	No. 45	'88.1
神戸側陸上部道路計画概要	蟹沢康人・森 章	No. 53	'90.1
児島・坂出ルート			
・下津井瀬戸大橋			
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法（下津井瀬戸大橋1A）	金光 宏・大町武司・樋口康三	No. 14	'80.10
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法（下津井瀬戸大橋1A）（その2）	金光 宏・大町武司・樋口康三	No. 15	'81.1
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法（下津井瀬戸大橋1A）（その3）	金光 宏・大町武司・樋口康三	No. 16	'81.4
下津井瀬戸大橋の塔頂構造の設計	山根哲雄・村瀬佐太美	No. 17	'81.7
下津井瀬戸大橋ケーブル定着部構造検討	加島 聰・田中美字	No. 20	'82.4
下津井瀬戸大橋ケーブル定着用ロッド疲労試験	谷中幸和・村瀬佐太美	No. 26	'83.10
下津井瀬戸大橋4Aアンカレイジの施工（その1）	山本紀夫・秋山晴樹・中元雄治	No. 31	'84.10
下津井瀬戸大橋4Aアンカレイジの施工（その2）	中元雄治・武藤礼布・上村博文	No. 32	'85.1
下津井瀬戸大橋1Aトンネルアンカーの設計施工	竹内覚夫・吉田好孝	No. 33	'85.4
下津井瀬戸大橋塔の製作	奥川淳志・村瀬佐太美	No. 34	'85.7
下津井瀬戸大橋タワーリンクの設計製作	奥川淳志・村瀬佐太美	No. 34	'85.7
下津井瀬戸大橋塔架設工事	奥川淳志・下村 稔	No. 37	'86.1
下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設（その1）	奥川淳志・平原伸幸	No. 39	'86.7
下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設（その2）	奥川淳志・平原伸幸	No. 40	'86.10
下津井瀬戸大橋のケーブル架設	奥川淳志・平原伸幸	No. 45	'88.1
・櫃石島橋			
櫃石島橋・岩黒島橋の設計	旭 一穂・新田篤志・田中美字	No. 17	'81.7
櫃石島橋・岩黒島橋の架設検討	加島 聰・田中美字・大江慎一	No. 19	'82.1
櫃石島橋3P鋼製ケーソン設計	田島照義・高城信彦	No. 30	'84.7
櫃石島橋塔底板下面グラウト施工報告	金沢克義・伊藤豊秋	No. 38	'86.4
櫃石島橋塔架設時の動吸振器式制振装置	金沢克義・河口浩二	No. 41	'87.1
櫃石島橋の形状管理	金沢克義・佐藤昭光・武山哲郎	No. 42	'87.4
鋼床版現場溶接の自動超音波探傷検査	金沢克義	No. 43	'87.7
櫃石島橋大ブロック架設	金沢克義・佐藤昭光	No. 45	'88.1
岩黒島橋・櫃石島橋ケーブル制振装置	馬場賢三・大田 享・勝地 弘	No. 47	'88.7
櫃石島橋の船舶緩衝工	金沢克義	No. 47	'88.7
櫃石島橋実橋振動実験	大田 享・勝地 弘	No. 48	'88.10
・櫃石島高架橋			
櫃石島高架橋剛結横梁の設計	大町武司・吉田茂司・北口雅章	No. 33	'85.4
櫃石島高架橋トラス用点検補修用作業車	坂本光重	No. 39	'86.7
櫃石島高架橋トラスの設計・製作・架設	藤井裕司・佐々木忠俊	No. 40	'86.10
櫃石島高架橋下部工の施工	北川 信・武田 茂	No. 41	'87.1
櫃石島高架橋PC上部工の施工	北川 信・池田 博	No. 43	'87.7
・岩黒島橋・岩黒島高架橋・羽佐島高架橋			
櫃石島橋・岩黒島橋の設計	旭 一穂・新田篤志・田中美字	No. 17	'81.7
櫃石島橋・岩黒島橋架設検討	加島 聰・田中美字・大江慎一	No. 19	'82.1
岩黒島橋下部工事施工報告（その1）	山根哲雄・飯塚力也・田村 隆	No. 31	'84.10
岩黒島橋下部工事施工報告（その2）	丸尾 進・有馬 勇・田村 隆	No. 32	'85.1
岩黒島橋上部工の詳細設計	保田雅彦・日里正夫・大廣 始	No. 35	'85.10
岩黒島橋上部工の製作	保田雅彦・毛利徳成・大廣 始	No. 38	'86.4
岩黒島橋ケーブルの設計と製作	保田雅彦・武山哲郎・野沢 学	No. 39	'86.7
岩黒島橋のケーブル定着ブロック及び支承の設計・製作	大田 享・藤原 亨	No. 43	'87.7
岩黒島橋・櫃石島橋ケーブル制振装置	馬場賢三・大田 享・勝地 弘	No. 47	'88.7
岩黒島高架橋の設計・施工	大田 享・川戸 彰	No. 51	'89.7

羽佐島高架橋大ブロック架設

・与島橋・与島高架橋

与島橋の設計
与島橋 3P 可動支承の設計とローラ耐久試験
与島高架橋の設計
与島高架橋地下連続壁の施工
与島高架橋ループ部上部工の設計
与島高架橋の施工
与島高架橋ループ部鋼桁の製作・架設

・南北備讃瀬戸大橋

水中発破 (その1)
水中発破 (その2)
900ton シンカーの製作
南北備讃瀬戸大橋 5P ケーソン設計・製作
南北備讃瀬戸大橋 5P ケーソン沈設作業
南北備讃瀬戸大橋の海底掘削
南北備讃瀬戸大橋 3P・4P ケーソン製作施工
南北備讃瀬戸大橋 5P 海中コンクリートの施工
南北備讃瀬戸大橋のアンカレイジ表面仕上
南北備讃瀬戸大橋 4A ケーブルアンカーフレームの設計
大型クレーン船を用いたパイロットロープ渡海実験
南北備讃瀬戸大橋 7A 海中コンクリートの施工
北備讃瀬戸大橋塔の詳細設計
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計 (その1)
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計 (その2)
北備讃瀬戸大橋塔の風洞試験
南北備讃瀬戸大橋 6P ケーソン曳航・沈設～海中コンクリート施工
南北備讃瀬戸大橋 4A・7A ケーブルアンカーフレームの一括架設
南北備讃瀬戸大橋 5P 緩衝工の調査
南北備讃瀬戸大橋 1A アンカレイジの施工
南北備讃瀬戸大橋 4A 共用アンカレイジの設計
南北備讃瀬戸大橋 (上部工) の基本設計
北備讃瀬戸大橋塔製作
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの製作
北備讃瀬戸大橋塔架設工事
南北備讃瀬戸大橋 4A アンカレイジの施工
南北備讃瀬戸大橋の耐風性 (その1)
南北備讃瀬戸大橋の耐風性 (その2)
南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工性試験
南備讃瀬戸大橋塔製作・架設
南北備讃瀬戸大橋 7A アンカレイジの施工
南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工性試験 (第二報)
南北備讃瀬戸大橋補剛桁の詳細設計
南北備讃瀬戸大橋のケーブル架設工事
北備讃瀬戸大橋緩衝桁軌道伸縮装置の製作
北備讃瀬戸大橋道路伸縮装置の設計・製作
北備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事
自動超音波探傷システムを用いた北備讃瀬戸大橋補剛桁部材検査
南北備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事
ゲースアスファルト舗装時における鋼床版の挙動
南備讃瀬戸大橋緩衝工
南北備讃瀬戸大橋振動実験
南備讃瀬戸大橋上屋工事

・番ノ州高架橋

番ノ州高架橋基礎杭試験 (その1)
番ノ州高架橋基礎杭試験 (その2)
番ノ州高架橋リバース杭施工報告
番ノ州高架橋下部工設計
番ノ州高架橋下部工の施工
番ノ州高架橋トラスの設計・製作
番ノ州高架橋鉄道桁の施工
番ノ州高架橋鋼箱桁の架設
番ノ州高架橋トラスの架設

飯島邦治・勝地 弘 No.41 '87.1

平山純一・山岸一彦 No.37 '86.1
平山純一・山岸一彦 No.37 '86.1
加島 聡・森谷俊美 No.25 '83.7
加島 聡・森谷俊美・川田政史 No.31 '84.10
多田一正・村瀬佐太美・富田大造 No.40 '86.10
村瀬佐太美・富田大造 No.42 '87.4
村瀬佐太美・川上明彦 No.45 '88.1

長坂 進 No.1 '77.7
長坂 進 No.2 '77.10
佐野幸洋 No.12 '80.4
奥川淳志・仁木清貴 No.15 '81.1
山下理雄・仁木清貴 No.17 '81.7
山下理雄・大塚岩男 No.20 '82.4
山中鷹志・岡沢達男 No.22 '82.10
山中鷹志・坂本光重 No.22 '82.10
村田正信 No.23 '83.1
山中鷹志・栗原敏広 No.24 '83.4
馬場賢三・平野 茂・吉元郁男 No.24 '83.4
三木啓造 No.26 '83.10
馬場賢三・成井 信・平野 茂 No.27 '84.1
馬場賢三・成井 信・吉元郁男 No.28 '84.4
馬場賢三・成井 信・吉元郁男 No.30 '84.7
馬場賢三・成井 信・平野 茂 No.30 '84.7
三木啓三・飯間秀雄・吉川章三 No.31 '84.10
栗原敏広・吉川章三 No.31 '84.10
山中鷹志 No.31 '84.10
加島 聡・森谷俊美・徳永剛平 No.32 '85.1
馬場賢三 No.32 '85.1
森本隆也・馬場賢三 No.33 '85.4
成井 信・平野 茂・古家和彦 No.33 '85.4
成井 信・平野 茂・古家和彦 No.34 '85.7
成井 信・平野 茂・古家和彦 No.35 '85.10
山中鷹志・栗原敏広 No.35 '85.10
成井 信 No.37 '86.1
成井 信 No.38 '86.4
成井 信・平野 茂・古家和彦 No.39 '86.7
山中鷹志・林 義信・金崎智樹 No.39 '86.7
高木 浩 No.40 '86.10
成井 信 No.41 '87.1
成井 信 No.42 '87.4
神 弘夫・奥田 基・梶原光邦 No.43 '87.7
成井 信 No.44 '87.10
成井 信 No.44 '87.10
成井 信 No.45 '88.1
成井 信 No.47 '88.7
奥田 基 No.47 '88.7
奥田 基 No.48 '88.10
奥田 基 No.49 '89.1
奥田 基・大川宗男 No.49 '89.1
北川 信・長谷川芳己 No.49 '89.1

山本紀夫・兼田和弘 No.5 '78.7
山本紀夫・兼田和弘 No.6 '78.10
大田 享 No.23 '83.1
樋口康三 No.23 '83.1
岸 寛・河端哲郎 No.37 '86.1
高木 浩 No.42 '87.4
松田大六・大坪正行・山岸明 No.44 '87.10
松田大六 No.48 '88.10
松田大六 No.48 '88.10

・上記以外の橋梁

北浦港橋梁の設計
北浦港橋梁下部工の施工
北浦港橋梁上部工の施工
阿津川橋梁上部工の施工
岸ノ上高架橋PC上部工の設計施工
塩生橋下部工工事
塩生橋上部工の設計・施工

松田大六・大坪正行・山岸 明 No.39 '86.7
松田大六・大坪正行・山岸明 No.43 '87.7
松田大六 No.47 '88.7
寺坂典正・佐藤真太郎・磯井祥三 No.42 '87.4
藤井周志・角 和夫 No.45 '88.1
ト部孝夫・成瀬善果 No.43 '87.7
藤井周志・角 和夫 No.47 '88.7

・その他

児島～坂出ルート海峡部地質調査（その1）
児島～坂出ルート海峡部地質調査（その2）
鷺羽山の地質調査
鷺羽山トンネル構造形式検討
鷺羽山地区運搬用坑道の計測結果
本四備讃線の電気設備
鷺羽山トンネルの施工
下村トンネルの施工と計測
早島IC軟弱地盤対策
神道山地区工事
蟻峰山及び福南山両トンネルの施工
児島～坂出ルート吊橋ハンガーブラケット疲労試験
本四備讃線共用部の軌道工事の施工
与島PA上下水道設備
児島～坂出ルート橋梁点検補修作業車
児島～坂出ルートにおける道路造園及び修景緑化
瀬戸中央自動車道の道路管理用機械設備
瀬戸中央自動車道集中局（電気通信）設備
瀬戸中央自動車道の遠隔監視制御システム
瀬戸中央自動車道の料金収受システム
瀬戸中央自動車道（吊橋斜張橋）における列車走行試験

山懸 守 No.3 '78.1
山懸 守 No.4 '78.3
宮下 力・江藤隆男・田村 隆 No.12 '80.4
藤井周志 No.16 '81.4
呉藤 満・藤井周志・富田大造 No.19 '82.1
吉田昌弘 No.23 '83.1
長谷川滋・佐藤正人 No.35 '85.10
福代博志 No.37 '86.1
城野治三郎・天野弘也 No.39 '86.7
藤井秀夫 No.41 '87.1
菊地浩一・萬藤博志・栗野純孝 No.42 '87.4
鳥海隆一 No.47 '88.7
山岸 明・真鍋秀志 No.48 '88.10
伊藤六兵衛・岩崎洋二 No.49 '89.1
久保田良司 No.49 '89.1
北 肇夫 No.50 '89.4
久保田良司・古賀 昇 No.50 '89.4
西野盛雄・田中俊雄・矢野 稔 No.50 '89.4
西野盛雄・笠松邦安・山見一馬 No.50 '89.4
土山正己・小笠原保 No.53 '90.1
岩田充一・梶原博通 No.54 '90.1

尾道～今治ルート

・因島大橋

因島大橋アンカレイジ基礎地盤の確認
因島大橋ケーブル施工性試験
因島大橋下部工工事に使用した海砂の品質
大三島橋及び因島大橋の塗装色の選定
因島大橋エンドリンクの設計
因島大橋下部工工事報告
因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計
因島大橋塔工事施工報告
因島大橋風洞試験
因島大橋塔の製作
因島大橋塔の振動観測
因島大橋ケーブル製作
因島大橋ケーブル架設
因島大橋補剛桁架設
因島大橋と関連区間の概要
因島大橋上部工工事の回想
因島大橋関連区間の陸上部工事
因島大橋の補剛桁閉合と架設時の形状測定・応力測定・振動測定
因島大橋の橋面舗装
因島大橋のケーブル後期工事
因島大橋アンカレイジ上屋工事報告
因島大橋の維持管理設備
点検補修作業車を利用した因島大橋のメンテナンス
因島大橋における塗装の維持管理報告
因島大橋の橋体形状測定とケーブルバンドボルト軸力調査

宮島圭司・村上憲司 No.3 '78.1
林有一郎・中村 守 No.5 '78.7
平山純一 No.7 '79.1
吉川利治・阿部和智 No.8 '79.4
林有一郎・淵田政信 No.8 '79.4
竹内寛夫・平山純一 No.10 '79.10
林有一郎 No.11 '80.1
竹内寛夫・池田 博 No.14 '80.10
中村 守・岡野 哲 No.14 '80.10
松崎 実・池田 博 No.15 '81・1
松崎 実・池田 博 No.17 '81.7
香川祐次 No.18 '81.10
香川祐次・平野信一 No.20 '82.4
香川祐次・平原伸幸 No.25 '83.7
松崎 実 No.29 '84.6
旭 一穂 No.29 '84.6
越智啓登 No.29 '84.6
青野 宏 No.29 '84.6
岸本良孝・小林義弘 No.29 '84.6
香川祐次 No.29 '84.6
榎原房之助・池田 博 No.29 '84.6
第三建設局機械電気課 No.29 '84.6
高橋 信・平野 茂・末広弘靖 No.41 '87.1
松井 勉・平野 茂・金子正猪 No.43 '87.7
松井 勉・平野 茂・金子正猪 No.44 '87.10

・生口橋

生口橋の計画と下部工設計
生口橋接合部実験報告
生口橋基礎工におけるリバース杭の施工
生口橋下部工工事（締切～完成）

富岡 紘・天野弘也・仁木清貴 No.44 '87.10
森 邦久・帆足博明・木村一也 No.49 '89.1
岡田凌太・岡本正美 No.52 '89.10
山本茂樹・竹本祐造 No.55 '90.7

・大三島橋

大三島橋下部工工事報告
大三島橋のコンクリート
大三島橋及び因島大橋の塗装色の選定
大三島橋と関連区間の概要
大三島橋関連陸上部工事
大三島橋架設時の耐風対策
大三島橋の塗装
大三島橋の床版と橋面舗装
大三島橋関連維持管理施設の計画と施工
大三島橋載荷試験
大三島橋補剛版の座屈実験

・伯方・大島大橋

伯方・大島大橋岩盤試験
伯方・大島大橋岩盤試験解析
伯方・大島大橋の橋梁形式選定
大島大橋上部工基本設計（その1）
大島大橋上部工基本設計（その2）
伯方・大島大橋下部工施工報告
大島大橋塔の設計製作
大島大橋塔架設工事
伯方橋上部工の設計製作
大島大橋ケーブルストランドの架設工事
伯方・大島大橋の開通
伯方橋上部工の架設
大島大橋補剛桁桁の製作・架設
大島大橋補剛桁直下吊上げ工法
大島大橋補剛桁ハンガーブラケットの疲労試験
伯方・大島大橋の橋面舗装
大島大橋の耐風安定性
伯方・大島大橋関連の陸上部工事
伯方・大島大橋維持管理設備
大島大橋振動実験

・来島大橋

来島大橋海峡部地質調査
来島大橋原位置岩盤試験
来島大橋山留工試験

・その他

道路のり面の植生試験
岩塊を使用した高盛土の施工
宮窪トンネルの計測管理
宮窪トンネルの施工
尾道大橋橋体点検

海外報告

欧米長大橋視察報告（1）
欧米長大橋視察報告（2）
第50回IABSEシンポジウムに参加して
欧州レーダ対策視察報告
米国の航行安全に関する調査報告
Humber 橋訪問記
オーストラリアの橋梁
UJNR・橋梁ワークショップの報告
アメリカ土木学会発表報告
第6回日中道路交流会議報告
北欧5カ国の国際橋梁会議“Bridge88”
第11回IRF世界道路会議報告
米国長大橋の維持管理
ヨーロッパの長大橋調査・橋梁計画と景観設計について
ロマブリータ地震調査報告
イラン国際橋梁会議報告

榎波義幸 No. 1 '77.7
高須賀博一・福本英一郎 No. 6 '78.10
吉川利治・阿部和智 No. 8 '79.4
大島 久 No. 9 '79.7
日高誠一・神野隆義 No. 9 '79.7
山岸一彦 No. 9 '79.7
村上憲司 No. 9 '79.7
山県守・福本英一郎 No. 9 '79.7
第三建設局機械課 No. 9 '79.7
村上憲司 No. 10 '79.10
吉田好孝 No. 12 '80.4

山懸 守 No. 14 '80.10
井上真三 No. 18 '81.10
岩屋勝司 No. 20 '82.4
山田勝彦・正田伸二 No. 28 '84.4
山田勝彦・正田伸二 No. 30 '84.7
重村公登・高島 豊 No. 35 '85.10
谷中幸和 No. 37 '86.1
谷中幸和・福永 勸 No. 40 '86.10
谷中幸和・越智節雄 No. 40 '86.10
平野信一・平塚義久 No. 44 '87.10
小川英信 No. 46 '88.4
越智節雄 No. 46 '88.4
福井幸夫・平野信一 No. 46 '88.4
平野信一 No. 46 '88.4
谷中幸和・福永 勸 No. 46 '88.4
日高裕司 No. 46 '88.4
平塚義久 No. 46 '88.4
高嶋 勉 No. 46 '88.4
吉本正徳・末宗仁吉 No. 46 '88.4
平塚義久 No. 46 '88.10

加島延行 No. 54 '90.4
毛利徳成・下村 稔・野間俊男 No. 55 '90.7
白石哲磨・平井良樹・井上伸男 No. 55 '90.7

重村公登 No. 3 '78.1
榎原房之助・山中鷹志・芥川省三 No. 17 '81.7
有田 稔・中村富二夫・平塚義久 No. 38 '86.4
有田 稔・中村富二夫・平塚義久 No. 42 '87.4
上原靖視・杉山剛史 No. 53 '90.1

多田安夫・松崎 実 No. 8 '79.4
多田安夫 No. 10 '79.10
旭 一穂 No. 11 '80.1
北風 潔 No. 13 '80.7
小川英信 No. 16 '81.4
奥川淳志 No. 24 '83.4
辰巳正明・山懸 守 No. 27 '84.1
秋山晴樹 No. 48 '88.10
辰巳正明 No. 49 '89.1
山根哲雄 No. 50 '89.4
加島 聰 No. 51 '89.7
飯島武明・秦 健作 No. 52 '89.10
藤井秀夫 No. 53 '90.1
馬場賢三・吉田好孝・原崎郁夫 No. 54 '90.4
辰巳正明 No. 55 '90.7
北川 信 No. 55 '90.7

本州四国連絡橋公団の基準類

本州四国連絡橋公団で現在使用している基準類は次のとおりです。この基準類は（財）海洋架橋調査会（TEL 03-555-8361）で販売しています。

* 仕様書・要領等

土木工事共通仕様書 [平成元.4.一部改訂及び追加]	昭和48年10月
測量・調査・設計等共通仕様書 [平成元.5.一部改訂]	昭和56年11月
電気通信施設標準仕様書集 (3分冊)	昭和61年4月
電気通信施設工事等共通仕様書	昭和60年4月
電気通信施設管理規程自家用電気工作物	昭和60年10月
保安規程電気通信施設保安基準	
電気通信設備標準図集	昭和58年4月
図面作成要領	昭和59年10月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労き裂の発生の一例	昭和58年1月
植生のり面工施工要領	昭和62年4月
維持・修繕等共通仕様書 [平成元.5.追録]	昭和63年10月

* 設計基準類 (上部工・設計編)

上部構造設計基準・同解説	平成元年4月
耐風設計基準 (1976)・同解説	昭和51年3月
風洞試験要領 (1980)・同解説	昭和55年6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年4月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領 (案)	昭和52年3月
鋼床版設計要領・同解説	平成元年4月
ハンガー設計要領 (案)	昭和53年3月
ケーブルバンド設計要領 (案)	昭和53年3月
トラス格点構造設計指針 (案)	昭和51年3月
吊橋リンク・支承構造設計指針・同解説	平成元年4月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置設計要領・同解説	昭和59年3月
下路管理路設計マニュアル (案)	昭和53年9月

* 設計基準類 (上部工・製作・材料編)

鋼橋等製作基準	平成元年4月
鋳鍛鋼品製作基準・同解説	昭和55年3月
鋼橋等塗装基準・同解説 [58.5一部改訂]	昭和55年3月
橋面舗装基準 (案)	昭和58年4月
鋼床版現場溶接施工基準 (案)	昭和54年3月
鋼上部構造用鋼材選定要領 (案) [60.3一部改訂]	昭和48年9月
材料規格	昭和60年8月
HBS 鋼材規格 [53.10改正]	昭和52年11月
HBS ケーブル材料規格	昭和54年6月
HBS 塗料規格	昭和55年3月

* 設計基準類 (下部工編)

下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針 [56.8一部改訂]	昭和52年3月
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	昭和52年8月
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・同解説 (案)	昭和54年11月
重力式直接基礎アンカレイジ設計要領 (案)・同解説	昭和55年3月
橋梁用マスコンクリート施工基準・同解説	昭和50年3月
鋼設置ケーソン設計要領 (案)	昭和54年2月
風化花崗岩の支持特性判定要領 (案)	昭和55年3月
多室型緩衝工の設計要領 (案)	昭和55年3月
複合材型緩衝工の設計要領 (案)	昭和56年3月

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長	飯島武明	
編集委員	青山銀三	井根勝重
	糸日谷淑光	磯江浩
	小原経隆	江藤隆男
	岡野哲	岡本泰臣
	唐澤則次	梶原博通
	河村幸夫	汐崎慎二
	嶋貫勝彦	高城信彦
	佃長次	富田大造
	中村守	仁木清貴
	日里正夫	樋口康三
	森谷俊美	山岸一彦
	山中清	吉岡正道
	小暮三郎	(海洋架橋調査会)

本四技報 第55号

発行 平成2年7月15日

監修 本州四国連絡橋公団

発行所 財団法人 海洋架橋調査会

〒104 東京都中央区新富2丁目14番4号

住友新富ビル6F 電話 03 (555) 8361

発行者 井上義光

印刷 中井編集デザイン事務所

定価 2,200円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION

本 四 技 報

