本四技報

Vol. 1 No. 2 '77.10

本州四国連絡橋公団

本四技報第2号　目次

本四技報の充実発展を願って ……副総裁　井上義光 …… 1

水中発破（その2） ……坂出工事事務所第二工事長　長坂　進 2

80キロ鋼溶接継手の疲労試験 ……設計第一部設計第二課　奥川淳志 10

太径鉄筋の継手と付着に関する調査 ……設計第二部設計第三課　佐伯康二 16

流れと波が共存する場における流体力の評価について　設計第二部設計第三課　野村直茂 22

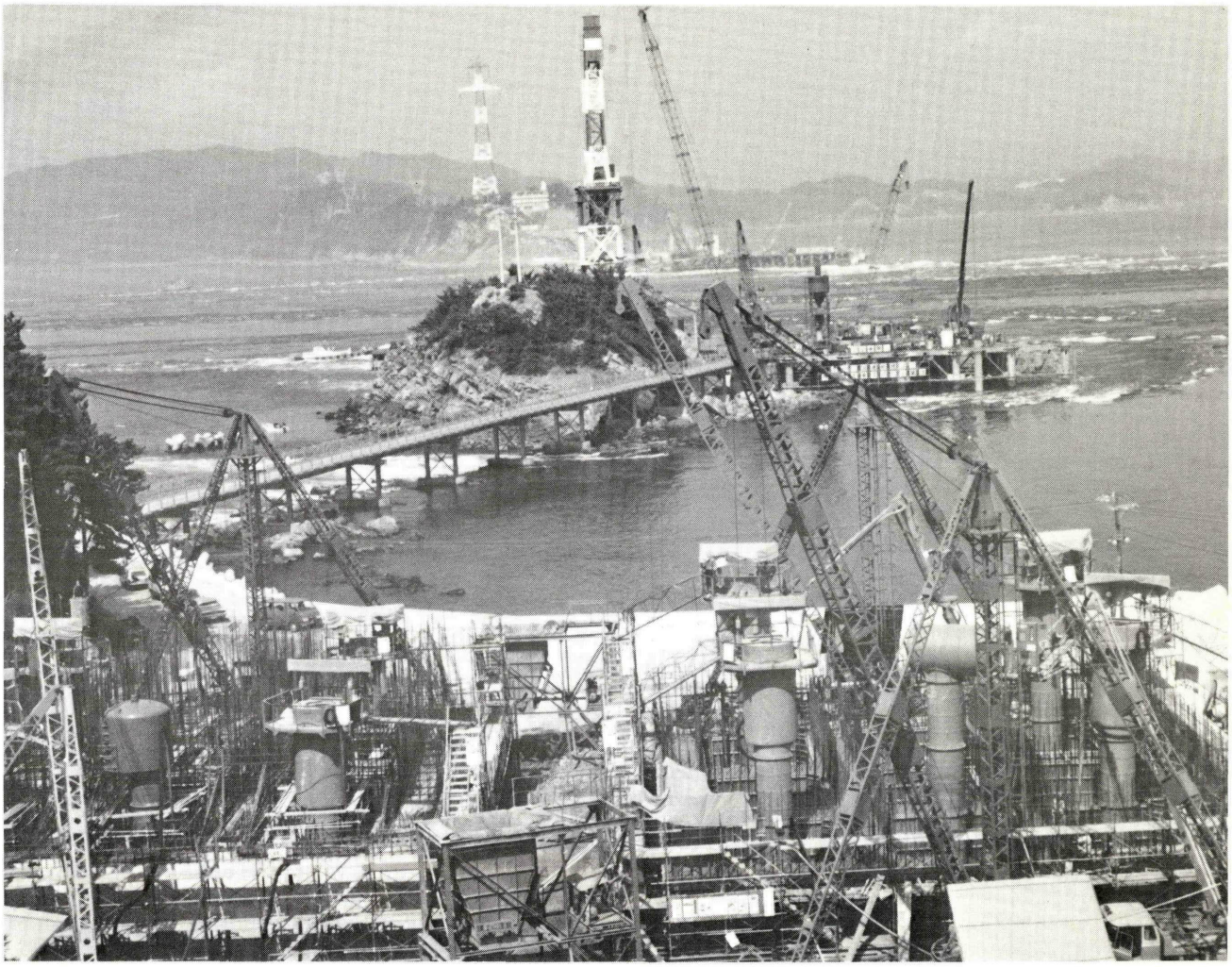
風化花崗岩のクリープ特性について……第三建設局設計課長　喜岡直太郎 28
第三建設局設計課　森本則行
工務部工務第二課　谷中幸和

技術ニュース …… 36

「本四技報」第3号掲載予告

- 気象・海象予測手法
- 吊橋ケーブルの二次応力測定（平戸大橋）
- 大型振動機による下部構造ー地盤系の模型実験
- 児島・坂出ルート海峡部地質調査
- 道路のり面の植生試験

●大鳴門橋下部工工事

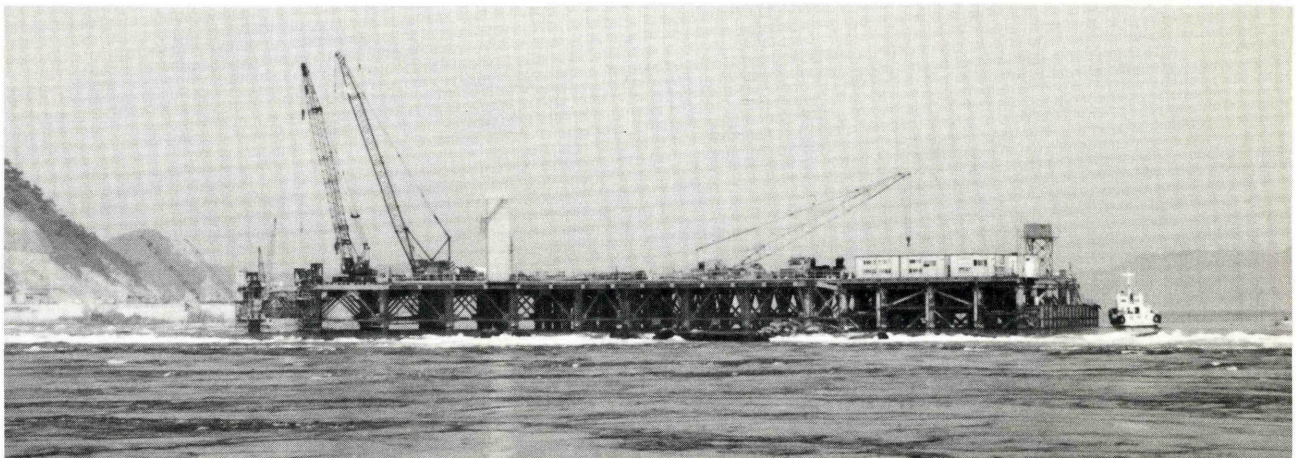


５Ａケーソン沈設工事，４Ｐではクレーンが完成した。
後方に３Ｐ作業足場が見える。

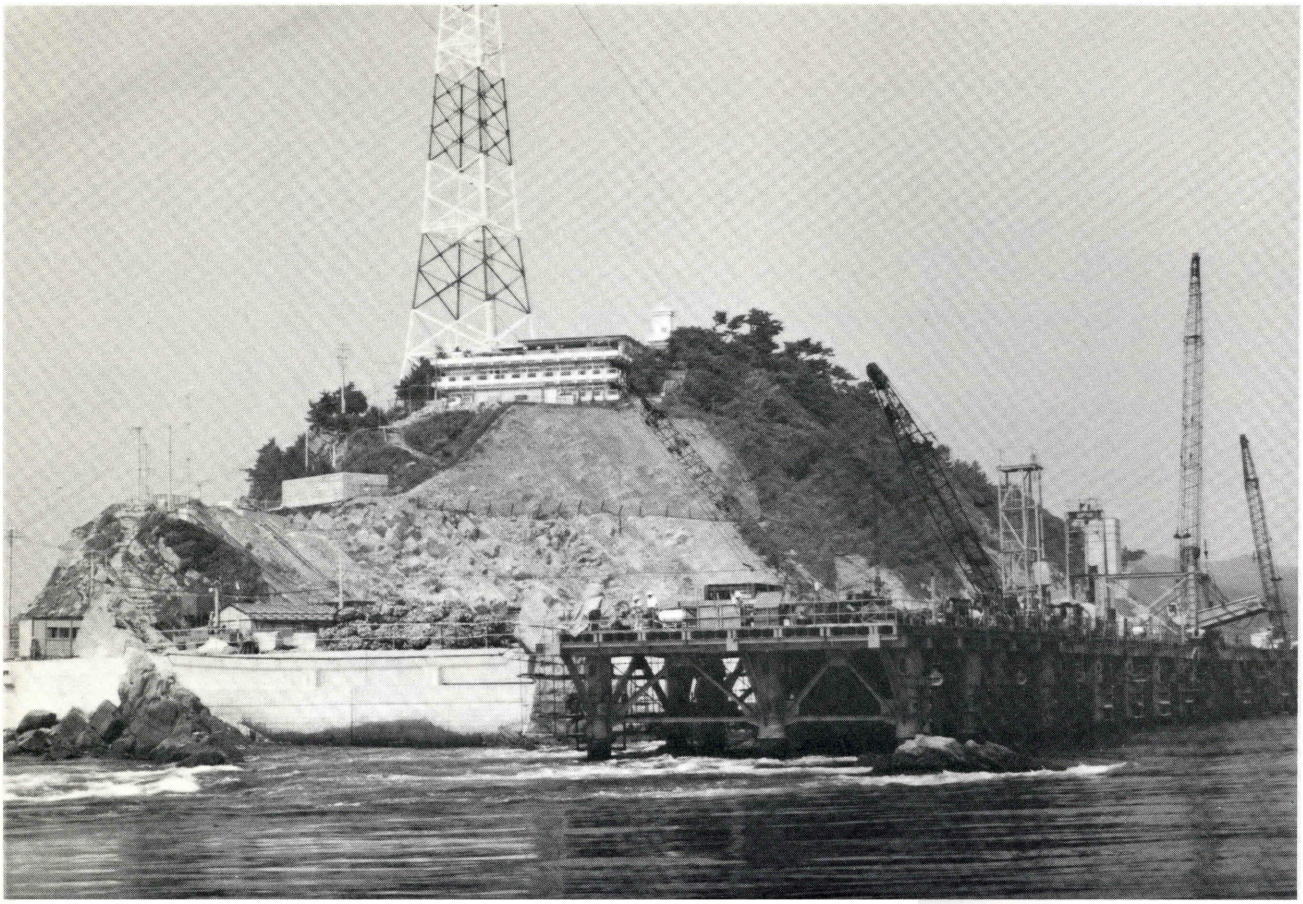
（昭和52年８月撮影）

３Ｐ作業足場
クレーンを使用して支持
枠の延伸作業中である。

（昭和52年８月撮影）



●大鳴門橋下部工工事

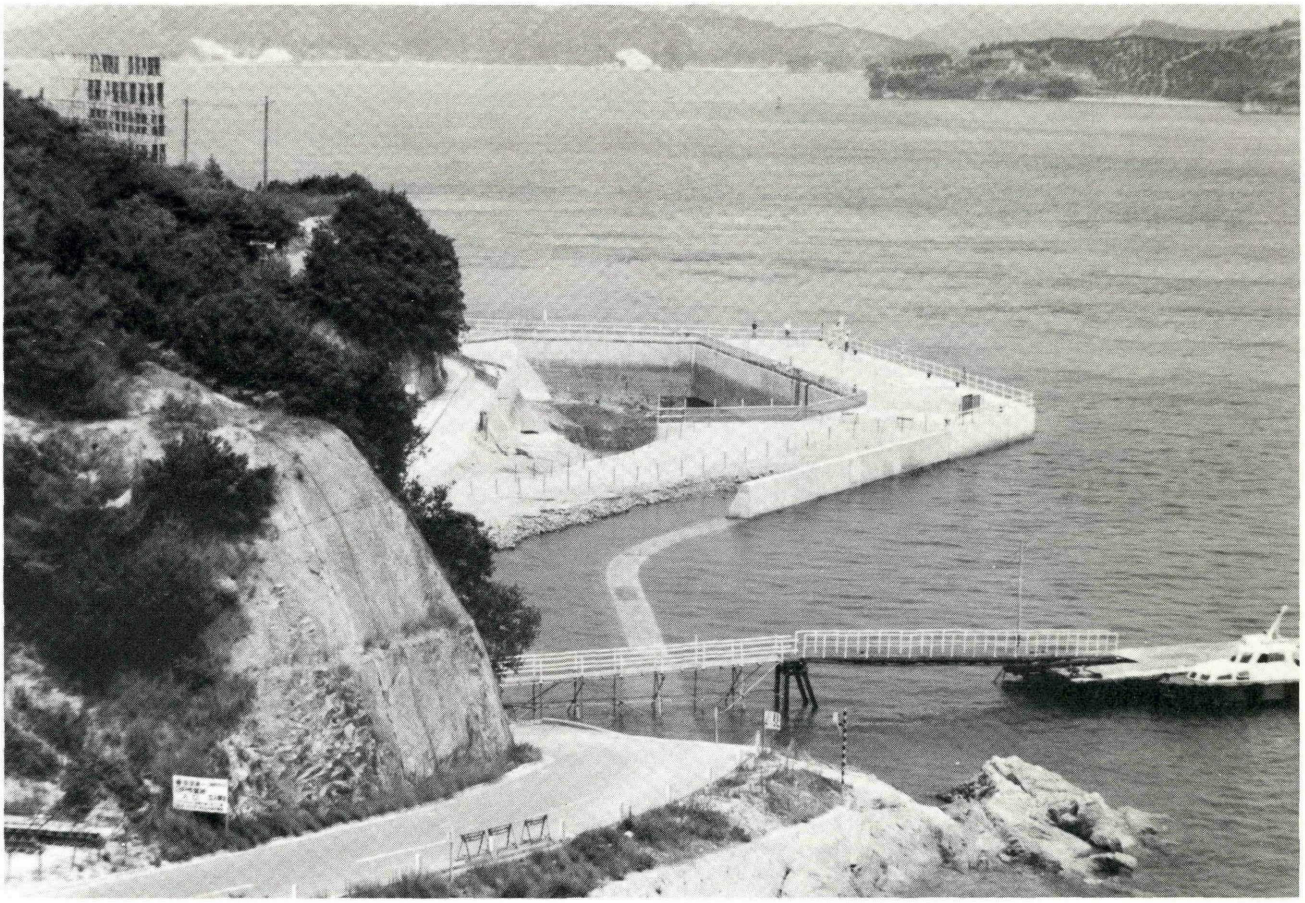


１Ａ，２Ｐ締切部および門崎法面掘削を望む。左手前コンクリート壁前面に２Ｐが施工される。 **（昭和52年８月撮影）**

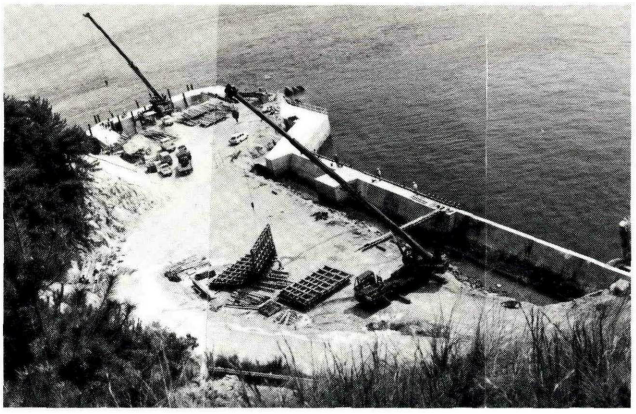


門崎先端部より１Ａ締切部を望む。
（昭和52年８月撮影）

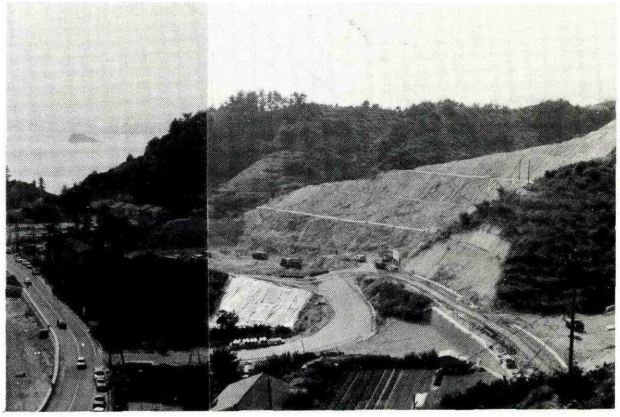
●因島大橋下部工工事



３Ｐ本体部掘削を完了し，躯体のコンクリートは９月に着手した。　（昭和52年８月撮影）

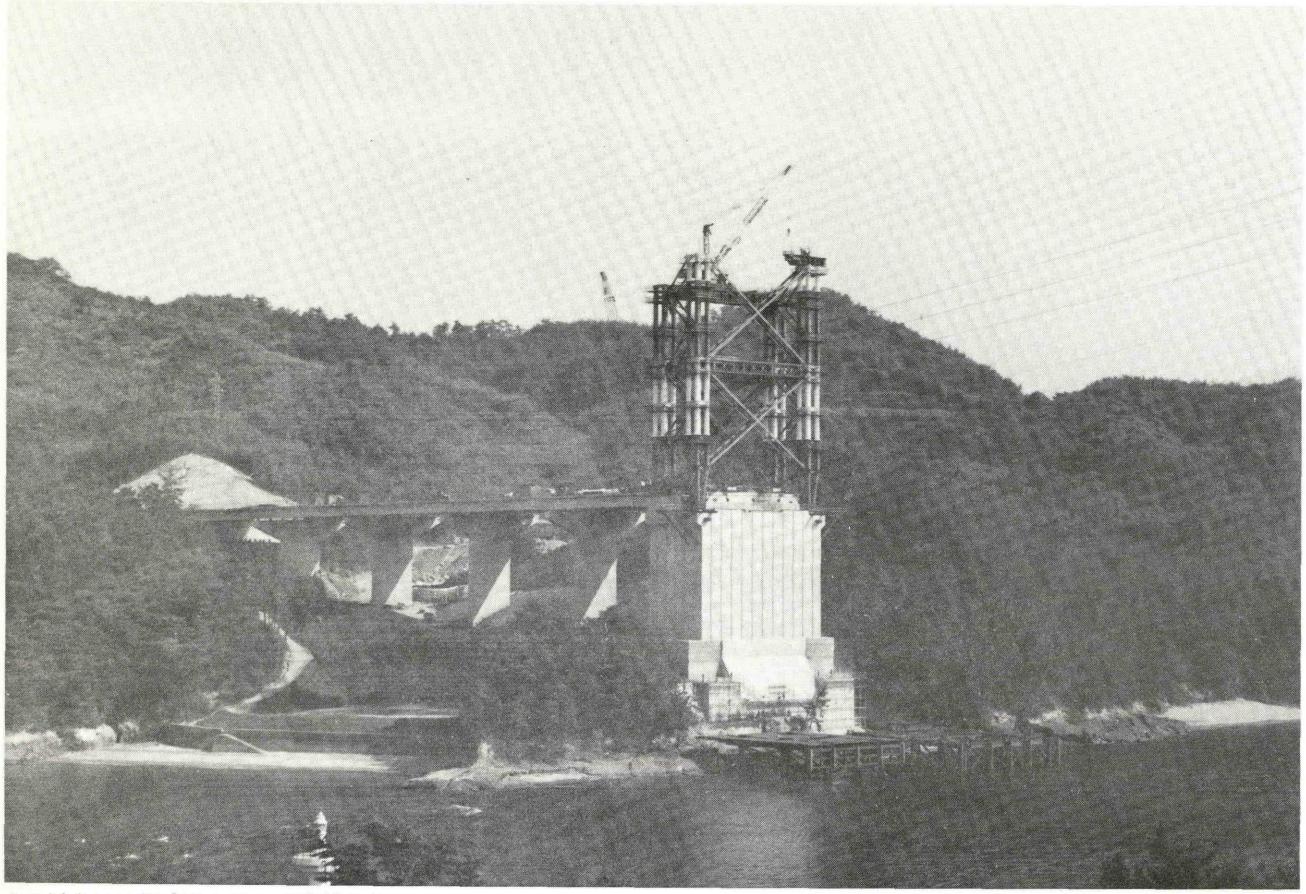


２Ｐ締切部および作業ヤード
（昭和52年８月撮影）



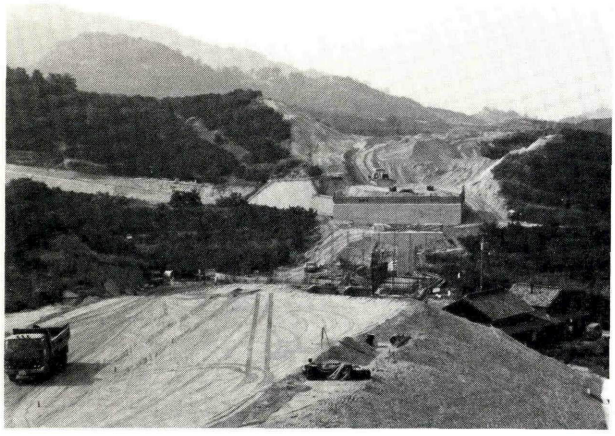
１Ａ掘削は既に完了し，11月頃から躯体コンクリート打設に入る。
（昭和52年８月撮影）

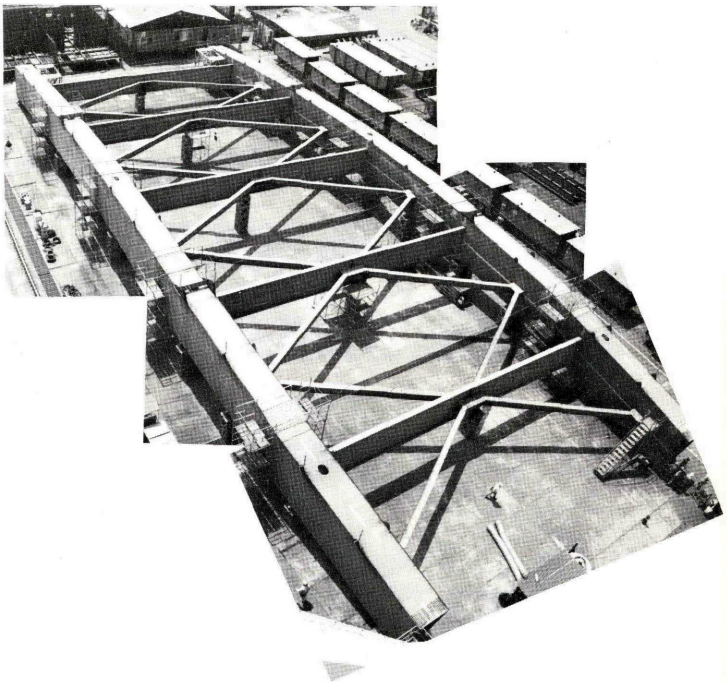
●大三島橋および陸上部



４Ｐ橋台には架設用タワーが設置され，前面には仮設の荷上げ桟橋が設置されている。 **(昭和52年８月撮影)**

大三島北工事，大川橋下部工施工状況
(昭和52年８月撮影)





大三島橋アーチリブ・横構の仮組
(昭和52年８月撮影)

●本四技報の充実発展を願って●

副総裁　井上　義光

本四技報がこの７月に発刊され，本四架橋事業に関する各般の技術上の研究の成果が逐次誌上に発表されることになりました。本事業が特に高度の技術が必要とされ，また新しい技術開発によって進められるべき大事業であること等にかんがみまして，まことに意義深いものがあると考えます。

科学技術は日進月歩であり，土木工学，橋梁技術もまた関係者の創意と努力の積み重ねにより不断の進歩をしておるところであります。この進歩のシンボルともいえる本四架橋に関する調査研究が始まってから20余年，本四公団が発足してからも７年余となりました。

その間計画，設計，施工等に関する幾多の調査，試験，研究と技術開発が広く学界，研究機関等の協力を得て進められて来ました。そして漸く今日見られる如く，大三島，大鳴門，因島の三橋の建設工事が進められ，さらに関連する諸問題の解決とともに近く児島坂出ルートの南北備讃瀬戸大橋が着工される段階となりました。

古来，河があり海峡，海湾があるため船で行き来をしたり大きな回り道を余儀なくされた人々は，洋の東西を問わず橋を架けたいと願望し，技術と経済が許す限りこれを実現してきたところであります。橋は交通に目に見えて，時間と労力の節約という便宜を与え人間生活を豊かにして来ました。今や雄大な構想の下に瀬戸内海の架橋が実現されようとしておりますが，台風，地震，強潮流，大水深，複雑な海底地盤等厳しい自然条件の下で，高速道路，高速鉄道併用の長大橋の建設という土木技術史上画期的な事業を安全かつ効率的に実施するためには並々ならぬ技術的困難を克服しなければなりません。さらに，国立公園特別地域としての規制や輻輳する船舶の安全確保の要請も設計，施工に種種の制約を加えることになります。

近年関門橋をはじめ各種の長大橋がわが国においても完成されて来ており，本四架橋は既往の内外の橋梁技術の積み重ねの上に築かれて行くことになりますが，この完成への道程において本四架橋の技術は，わが国のみならず今後の世界の架橋，海洋土木の発展に大きく寄与することとなりましょう。そして，数多く残されている内外の架橋計画の実現のための大きな力となるものと思います。

なおまた公団事業は海峡部の長大橋の建設だけでなく，陸上部においても急峻な山岳部や生活環境上問題の多い市街地を通過せざるを得ず色々と困難な技術上の問題を解決しつつ道路鉄道の建設を進めなければならないところであります。

本四技報はこの７月に発刊されたばかりでありますが，生まれるべくして生まれた貴重な架橋技術史たるものであると思います。

本四架橋を通じて得られる技術上の研究開発の成果は膨大なものがあり，これを集約して発表することは，各分野の専門家である執筆者はもちろん編集者各位の並々ならぬ苦心と努力を要することでありますが，本四技報が広く関係方面に貴重なデータとして活用されるものであることにかんがみ，今後ますます内容が充実されて行くよう関係者の御尽力をお願いする次第であります。

水　中　発　破(その2)

第二建設局坂出工事事務所第二工事長　長坂　進

4.2　穿孔技術

従来の水中発破は，張付け，あるいは穿孔発破のいづれにしても，その作業の大部分をダイバーに依存していたために水中視界，潮流，水深等により水中作業が制約されていた。従ってその作業能率及び精度は低く，作業水深も10m前後であり，小規模で，かつ破砕面の成形性の悪い発破しかできなかった。

近年，このダイバー作業の解消と多様な海底地質に対応し得る穿孔作業の確保を主眼とした水中発破穿孔技術が開発され，幾多の施工実績と改良を重ねて今日に至った。すなわち，SEPなどの海上作業足場，外管付き長孔穿孔機などに代表される水中穿孔技術によって，海面上から海底下の堆積層及び岩盤層をダイバーの補助なしに穿孔装薬することができるようになり，これによって確実にして能率的な水中発破の施工が可能となった。

ここでは，この水中穿孔技術として長孔穿孔機とSEPをとりあげ，その概要を実例を参考にして述べる。

4.2.1　外管付き長孔穿孔機

水中発破用穿孔機は，長孔穿孔性と発破孔への爆薬装填性を具備していなければならないが，現在この2条件を満足し，かつ施工実績のある穿孔機としてはスエーデン製OD機及び国産ウエルマン穿孔機の2機種がある。

表－1　備讃瀬戸試験工事に使用した穿孔機仕様

項目＼機種別		OD機	ウエルマン穿孔機				備考
型式		BBE-53(5″)	TOP−ML				
駆動方式		エアー	油圧				
回転数(回／分)		50	70				
打撃数(回／分)		2,200	——				
回転力(kg・m)		120	50	100	150	200	上段：設定圧力(kg/cm²) 下段：トルク(kg·m)
			140	280	420	600	
ケーシング径(mm)	外径	141	127				ウエルマン穿孔機はドリルパイプ径を示す
	内径	109	111				
クロスビット径(mm)		102	101.6				ウエルマンはトップビット外径を示す
リングビット径(mm)		153	146				ウエルマンはリーミングビット外径を示す
メーカー		ATLAS COPCO社	住友金属鉱山㈱				

前号水中発破（その1）§3南北備讃瀬戸掘削試験工事で述べた海底穿孔発破試験では，この両機種を使用してその適用性を検討した。（表－1参照）

両機種の概略構造と特徴を述べる。

(1)　OD機（Overburden Drilling machine）

OD機は，2重管型回転打撃式削岩機で圧縮空気を動力とする削岩機本体(Rock Drill)，それによって回転と打撃を受ける外管(Drill Tube)，及び内管(Drill Rod)，そして高圧注水による特殊フラッシング装置などが主要部である。外管及び内管の先端には，それぞれリングビット及びクロスビットを有し，これによって削岩穿孔する。

特徴としては，

①　孔壁が不安定な軟弱な土層，砂礫層は主として外管によって穿孔し，岩盤部は主として内管によって穿孔するが，風化，亀裂の激しい軟岩等は，外管と内管による同時掘りによって穿孔することができる。従って，多種な地盤の穿孔に適用できると共に，特殊フラッシング装置による効率的な礫処理機能によって，数10m程度の長孔穿孔も可能である。

②　外管を利用して，穿孔部に爆薬を装填することができる。

③　削岩時の騒音が，比較的大である。

などが挙げられる。

(2)　ウエルマン穿孔機（Wellman穿孔機）

ウエルマン穿孔機は，長孔穿孔を目的とした回転式ボーリング機であり，その主要構成装置は油圧駆動型ボーリング機，OD機の外管に相当するドリルパイプ，及びその先端に装着する穿孔体(Wellman)からなっている。この穿孔体は，作業台上からのワイヤーロープによって自動的に，ドリルパイプの先端に脱着できる機構を有しており，更にドリルパイプから回転及び押し付け力が伝達され，拡孔ならびに先端切削ができる構造となっている。

特徴としては，

①　回転によって穿孔するため，OD機と同様，地質適用範囲が広く，又数10m～100m程度の長孔穿孔が可能である。

②　削岩機の削岩ロッドに対応するのが，ワイヤーロープによって短時間で脱着できる穿孔体であるため，OD機などの削岩ロッドの継ぎ足し，切り離し作業が不要となり，作業能率上有利である。

③　ドリルパイプを利用して爆薬を装填することができる。

④ 爆薬装填密度が，OD機の場合より低くなる場合がある――装填密度は，爆破効果に影響する。又その密度は爆薬径／発破孔径の比に比例する。

などが挙げられる。 OD掘削機は，岩盤良好な場合，内管のクロスビットによって穿孔する。従って爆薬は，外管の保護なしに直接発破孔に装填される。又岩盤不変な場合には，発破孔の孔壁崩落を防ぐため外管も発破孔尻まで下げる必要があり，外管のリングビットによって穿孔する。

前者の場合，発破孔径≒クロスビット径＝102㎜，後者の場合，発破孔径≒リングビット径＝153㎜ となる。ウエルマン穿孔機では，いづれの場合も発破孔径≒リーミングビット径＝146㎜ である。爆薬径を80㎜とすると，それぞれの装填率はOD機 岩盤良好時80/102＝0.78，岩盤不良時80/153＝0.52，ウエルマン穿孔機 0.55 となる。

表－2 備讃瀬戸試験工事における穿孔関係実績

場所・機種別 / 項目	4A	7 A	
	OD機(5″)	OD機(5″)	ウエルマン穿孔機
総穿孔長 (m)	843.9	1,375.8	1,698.4
総穿孔本数 (本)	163	40	49
平均穿孔長 (m)	5.2	34.4	34.7
平均穿孔速度(m/分)	12.0	3.5	8.1
平均岩盤厚 (m)	4.4	5.5	5.5
備考	穿孔速度にはフラッシング時間を含む		

(3) 試験工事による両機種の適用性の検討

表－2 より，7Aについてはウエルマン穿孔機が有利であることがわかる。このOD機穿孔能率が低かった理由として，

① 対象岩盤は，岩盤等級D～C_Lの風化花崗岩であったため，打撃による削岩が主体であるOD機では，穿孔に伴なって孔壁が崩れるため，本来岩盤部穿孔に適さない外管掘り，或いは外管・内管の同時掘りによって外管を発破孔先端まで下げ，爆薬筒の装填を保護する必要があったこと，

② OD機オペレーターは，すべてOD機操作の未経験者であったこと。などが挙げられる。

一方，ウエルマン穿孔機は，その機構上，外管が穿孔部先端近くまで達しているため，崩壊性のある地質には有効であり，又7A程度の長孔穿孔になると，脱着可能な穿孔体の有利性によって穿孔作業時間が短縮できる。などの点より7Aのような穿孔条件の場合には，ウエルマン穿孔機が適している。（ただしOD機のサイズは5″を対象とする。）

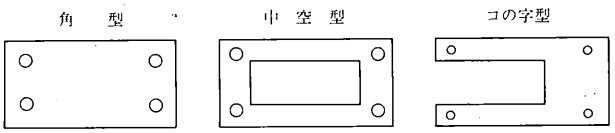
(4) 穿孔装薬作業

7Aを例として，有線電気発破の穿孔装薬作業手順を図－1 に示す。

4.2.2 SEP (Self Elevating Platform)

海底穿孔用海上足場としては，SEP以外にフローチングバージも利用されるが，ここでは最も安定した状態で海上穿孔作業ができるSEP(着底式)を対象として，基本的事項を述べる。

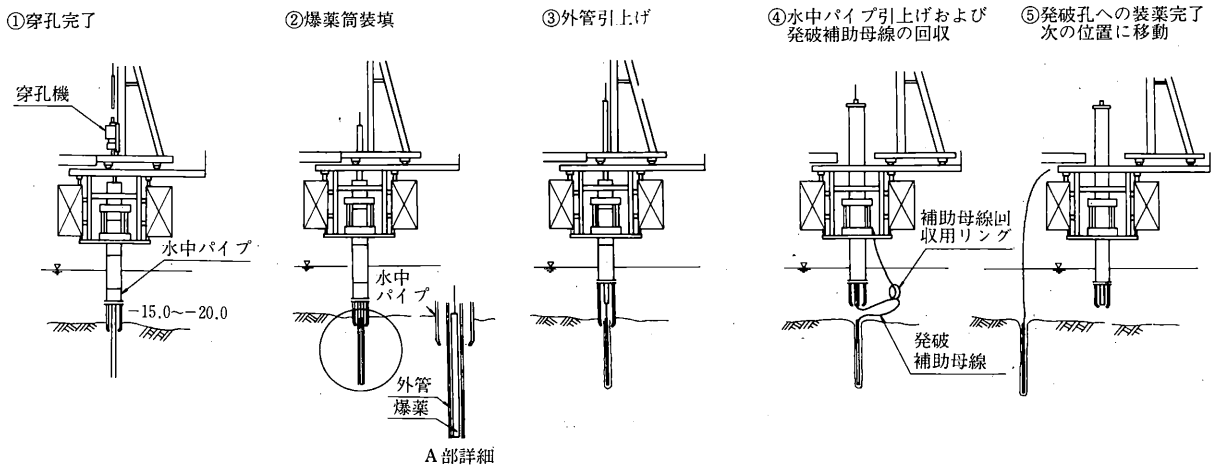
現在，我が国の土木工事用SEPは大小合わせて10台程度ある。海上作業の空間を確保するSEP甲板の形状は，



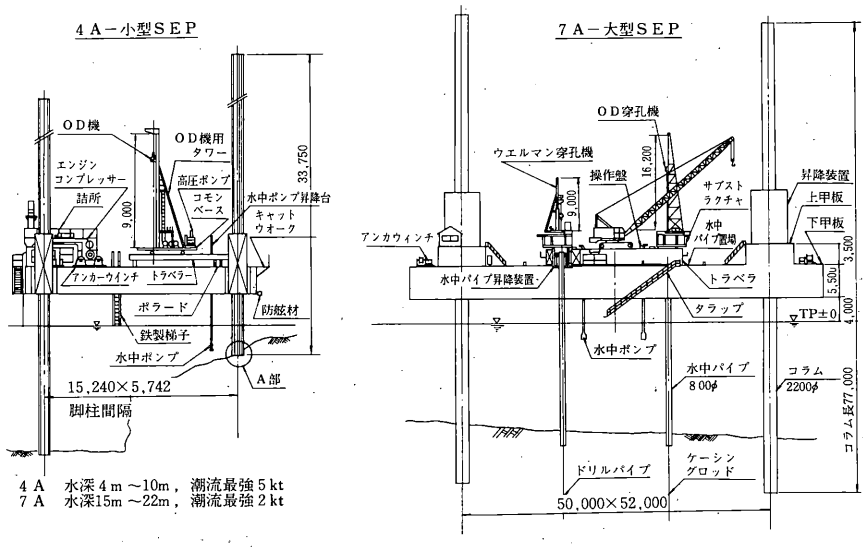
図－2 土木工事用SEPの甲板形状の種類

用途に応じて角型，中空型，コの字型など(図－2 参照)があり，海底穿孔用としては穿孔機の移動と，その自由度を高めるためSEP甲板上を走行できるトラベラーなどの走行装置が必要である。又，甲板の昇降は，摩擦式及び機械式脚柱保持機構によって断続的に動作する。特に脚柱の自由落下が可能な摩擦式は，SEP位置決めが迅速にできる利点を有している。（注：機械式の1型式は，摩擦式と同様な自由落下機構を有している。）

水中発破の穿孔作業に用いるSEP選定の基本的条件としては，① 作業水深， ② 潮流，波高， ③ 発破



図－1 7A有線電気発破の穿孔・装薬作業手順図



4A　水深4m～10m，潮流最強5kt
7A　水深15m～22m，潮流最強2kt

図－3　水中発破用SEP艤装の例

表－3　国内保有SEPの平均設計作業条件

SEP区分 / 設計作業条件	小型 ジャッキアップ力 500t程度	大型 ジャッキアップ力 5,000t程度
水深 (m)	10 ～ 25	25 ～ 50
風速 (m/s)	30 ～ 20	50 ～ 30
波高 (m)	3.0～1.5	3.5～1.5
潮流 (kt)	5.0～3.0	5.0～3.0

規模，などがあるが，我が国の現有SEPの性能から作業水深20m～25m以上になると，発破規模の大小にかかわらず大型SEPを使わざるを得ない。(表－3　参照)
図－3に試験工事に使用した大，小SEPの艤装例を示す。

4.3　火薬類，及び点火方法

水中発破用火薬類は，耐水圧性（爆薬が水浸加圧状態で何時間完爆性能を保持するかということ）が必要であることは，前号で述べたとおりであるが，更に段発々破となると，前段の爆破による衝撃圧に耐える特性が問題となる。表－4及び5は現在市販されている水中発破用火薬類の性能などを示すものであり，火薬類の性能の点から見れば水深100mにおける水中発破も可能である。

水中発破は，万一，不発残薬が生じた場合，その処理が極めて困難であるため，常に完爆を確保しなければならない。　そのため，これら火薬類，特に電気雷管，導爆線などの火工品は，陸上発破用のそれらより遥かにすぐれた性能を持ち，かつ，厳密な品質管理によって生産されている。試験工事によっても，これら製品の実用性が，確認できた。しかし，これら製品は，需要の少ないことなどもあり，コスト的には当然高くなる。

4.3.1　爆薬

表－4の爆薬の内，GX-1号は，コスト的に有利であり，火工性(適当な弾塑性があるため，親ダイ作り，或いは薬筒への装填性が良い。)，及び起爆性（電気雷管で起爆し，

表－4　水中発破用爆薬の成分・性能一覧表

種類	製造方法	形態	主成分	比重	爆速	耐水圧性	水中殉爆性	水中伝爆性	特長と欠点
GX-1号ダイナマイト	成形	弾性固体	NG AN	約1.55	m/sec 6500 ～ 6800	10kg／cm² 10日 5kg／cm² 30日以上	大	良好	①起爆力が弱いとLVDを惹起する可能性がある。 ②耐水性がCX・SXに較べて劣るが，不爆残留薬となった際には感度は低下し安全側に移行する。
CX-1号爆薬 CX-2号爆薬	鋳造	剛性固体	(TNT \PETN) (TNT RDX \Al	〃1.6	6700 ～ 7000	10kg／cm² 30日以上	極小	小	①伝爆性がGXに較べて劣る。 ②薬包全体の伝爆を良くするため，カートリッジに収容して薬端面の伝爆をよくすることが望ましい。 ③耐水圧性は優良であるため，逆に不爆残留薬の感度低下は望めない。
SX-1号爆薬	成形	可塑性固体	RDX	〃1.6	7000 ～ 7500	10kg／cm² 30日以上	極小	小	(同上CXに同じ)
(比較) 新桐ダイナマイト	成形	可塑性固体	NG AN	〃1.45	5800 ～ 6200	3kg／cm² 水圧で不爆	－	－	①20m以上の水深では不爆になり使えない。 ②浅い所及び短時間内の使用であっても防水措置等に不安がある。

NG＝ニトログル，AN：硝安，PETN：ペンスリット，RDX：ヘキソーゲン

表－5　水中発破用火工品性能一覧表

火工品		耐水性	耐衝撃圧性	その他
電気雷管	EDX－1号	水圧10kg／cm²下で30日間有効	400kg／cm²	耐静電性あり，原管工業用8号電気雷管
	EDX－2号	同上	800kg／cm²	〃
	EDX－3号	同上	1800kg／cm²	〃
導爆線　SDF－1号		水圧5kg／cm²で10日間有効		40kg／cm²の引張力に2時間以上耐える。

表－6　GX-1号の成分配合

成　分	ニトロ グリセリン	ニトロ セルローズ	硫酸 アンモニウム	硫酸バリウム 又は 酸化鉛	でん粉 木　炭
配合率(%)	50 ～ 60	2 ～ 2.4	30 ～ 40	10 ～ 20	残　分

表－7　GX-1号の起爆感度経日変化試験

薬　径	加　圧 (水圧)	加　圧　日　数			
		15日	20日	30日	60日
30mm	6 kg／cm²	○	△	×	
50mm	6　〃	○	○	△	
40mm	6　〃	○	○　○	△　△	
75mm	5　〃	－	－	○○ ○○○○	○○ ○○○○

○ 完爆，△ 半爆，× 不爆…を示す。　　(包装：クラフト紙)

ブースターを必要としない。)が良好であるため，水中発破では一般的にGX-1号が用いられる。

この特徴としては，

① 耐水性に限度があり，起爆感度が鈍化する。

表－6に示すGX-1号の成分の内，硝安が水の浸入によって溶解，変質する特性を持っている。したがって，水浸状態で或る期間を経過すると，爆薬の劣化が進み，不爆性が高くなる。万一，不発残薬を生じた場合，この性質が，却って作業安全上すぐれた特性となる。この特性に関する調査結果を表－7に示す。薬径が40mm以下の場合には，この特性を不発対策に取り入れることも可能である。なお，経時劣化性能に対する水圧の影響は，定性的には水圧の増加に伴なって劣化性は早くなる。

② 殉爆感度が高い。

他からの低い衝撃圧で誘爆する特性があり，その限界起爆圧は3Kbar～1Kbar の範囲で低速爆轟，或いは爆燃を起すことが実験的に確かめられている。段発々破を計画する場合，この点の配慮が必要である。(注 1Kbar≒1,000kg／cm²)

③ 水質汚染は，ほとんどない。

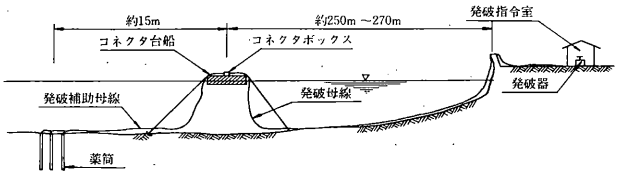
表－6に示すGX-1号の組成成分の内，硫酸バリウム，或いは酸化鉛は高圧下での爆轟反応を維持するために不可欠な成分であるが，これが爆破によって水中に飛散沈積する可能性，及び生成ガスによって有害成分が水中に生じる可能性についての懸念があったが，試験工事の環境調査では，いづれも極く微量であったため検出されず，水質への影響が，殆んど無いことが判明した。

4.3.2　点火方法

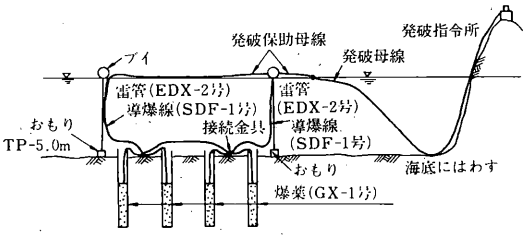
(1)　有線方式

電気点火方法及び導爆線点火方法の実施例を，図－4及び図－5に示す。従来までの発破は，すべてこの点火方法のいづれかによっており信頼性高い方法である。

水中発破では，発破補助母線，或いは導爆線が水深，潮流，浮遊物などの影響を受け，損傷，切断，水中へのリークなどのトラブルを生じる惧れがある。又発破規模によっては補助母線，導爆線の多数処理の問題などがあるが，試験工事では補助母線数最高48本／発破，導爆線数最高36本／発破，を処理したが，トラブルは皆無であった。なお，電気点火の場合1本の爆薬筒に頭部及び尾



図－4　7A－電気点火方式

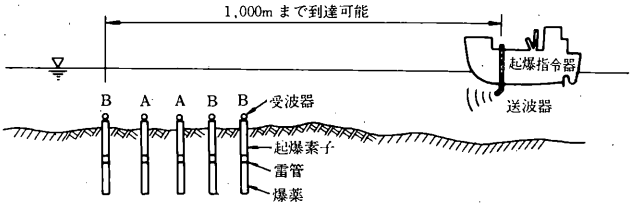


図－5　4A－導爆線点火方式

部にそれぞれ電気雷管を装着し補助母線も2系列にして完爆性を高めた。なお，外国においては，100本～200本／発破の補助母線，或いは導爆線処理は，一般的に行なわれている。

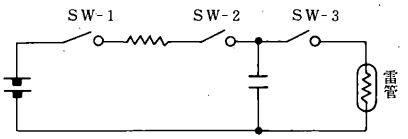
(2)　無線方式

有線点火方法による発破作業の限界水深は，潮流によって異なるが30m前後である。これ以上の深度になると無線方式による点火方法が必要である。現在我が国で実用的な無線点火方法としては超音波方式があり，試験工事では，この方式によって1発破薬量1,520kg，発破孔76本の斉発々破を実施し，その実用性を確認した。



水深100m まで起爆可能

図－6(a)　無線点火方式



SW-1：装填前に安全ピンを抜くとONになる
SW-2：第1信号を受信するとONになる
SW-3：A型、AB型　第2信号を受信するとONになり点火する
　　B型　　A型等の起爆衝撃圧を受圧するとONになり点火する

図－6(b)　無線起爆素子スイッチ回路

この方式は，図－6(a)に示すように，起爆指令器よりのFM変調超音波信号を送波器より爆源方向に発信すると，受波器を持った起爆素子が，指令器よりの信号を受信して起爆するものである。起爆素子には，AB型とB型があり，各素子とも図－6(b)に示す3段階のスイッチ回路を有している。素子AB型は，指令器よりの2種類の信号を受信して起爆し，素子B型は指令器よりの1種類の信号と素子AB型が起爆した衝撃波とにより起爆する。なお素子AB型は，素子B型と同様の機能を兼備しており，これによって完爆性を増している。

この方式では，各素子が充分超音波信号を受信できるよう，施工上留意しなければならない。例えば起爆素子を海底面より30cm程度，突出さすこと，及び送波器方向

に遮蔽物がなく，発信超音波信号に対して起爆素子が死角に入らないこと，などの発破前の確認が必要である。

4.4　周辺への影響

海底穿孔発破の場合，爆破によって生じたエネルギーの大部分は地盤の破砕に費やされ，残余のエネルギーによって水中衝撃波，地盤振動などが誘起され，周辺の事物，生物に好ましくない影響を及ぼす可能性がある。

この周辺に影響を及ぼすマイナス因子としては，水中衝撃波，地盤振動，海水汚濁，汚染，爆発音及び飛石などがある。

この内，水中衝撃波については，従来の水中発破が主として張付け発破であったため，発破によって生じたエネルギーの大部分は，衝撃波として水中に投射されるため，場合によっては発生する水中衝撃圧は大きく，周辺環境や水産生物に対して相当な被害を与えたケースもあったといわれている。このような経験，或いは伝聞から水中発破が水産関係者から忌避されてきた。

しかし，前述したように，水中発破も穿孔発破工法であれば，この衝撃圧の大きさが可成り軽減できることが本四架橋関連水中発破試験（大三島実験，及び備讃瀬戸試験）で実証された。

又，地盤振動については，発破現場が陸地に近接し住居，工場などの建物，建造物がある場合には，地盤振動の影響は発破施工上の重要な条件となる。

その他のマイナス因子については，一部前述したように，試験工事によってその影響の少ないことが確認された。

ここでは，上記のマイナス因子の内，最も問題となる水中衝撃波と地盤振動を対象として，前者については試験工事の調査結果によって水中衝撃圧と魚類の被害程度を，後者については発破振動の特性を，主として既往文献資料を参考にして述べる。

4.4.1　水中衝撃圧

(1)　水中衝撃圧の大きさ

海底穿孔発破の場合に生じる水中衝撃波は，次の２種類に区分される。

①　地盤—水衝撃波

水中発破で生じた衝撃波が，地盤中に伝播し地盤と水との境界面から水中に投射され生じる衝撃波である。

②　ガス衝撃波

爆発生成ガスが，装薬孔，及び地盤の破壊部を通じて噴出し，これによって生じるバブルパルスによる衝撃波である。

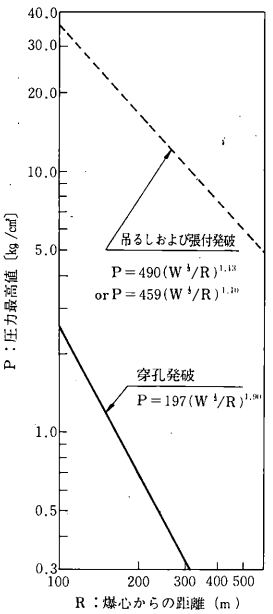
一般的には，①により生じる衝撃波圧がピーク値となる。この水中衝撃圧の伝播基本式としては，Kirkwood-Brinkleyの式が用いられる。

発破条件：吊るし発破　n：指数，減衰係数　n＝1.13：爆源近傍を除き，この値が用いられる。

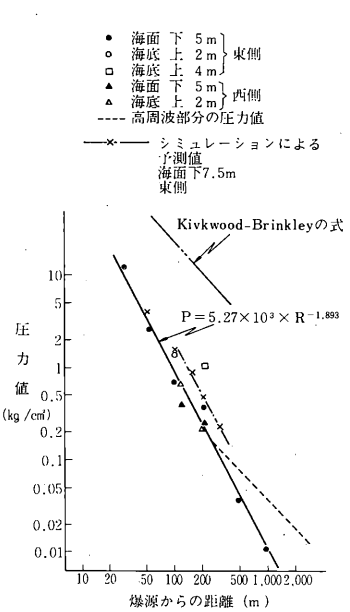
$P=K(W^{\frac{1}{3}}/R)^{n}$　K：爆薬エネルギーの水中投射量に対応する定数　K＝490：GX-1号の場合　P：水中衝撃圧ピーク値(kg／cm²)　W：爆薬量(kg)　R：爆心からの距離(m)

表－8　発破工法別水中衝撃圧算出実験式比較表

	発破工法	実　験　式	摘　　要
1	吊るし発破	$P_1=490(W^{\frac{1}{3}}/R)^{1.13}$	Kirkwood-Brinkly 式
2	張付け発破	$P_2=459(W^{\frac{1}{3}}/R)^{1.10}$	薬種コーズマイト22号(TNT系) 運輸省第３港湾建設局
3	穿孔発破	$P_3=197(W^{\frac{1}{3}}/R)^{1.90}$	薬種GX-1号(ダイナマイト系) 本四試験工事4A



図－7　薬量1tonの場合　爆心からの距離と水中衝撃圧最高値



図－8　薬量240kgの場合　4A－水中衝撃圧予測値と実測値との対比

穿孔発破に伴なう水中衝撃圧は，吊るし発破，或いは張付け発破と較べるとその発生の様態は著るしく異なり，その衝撃圧の大きさは，発破対象岩の性質，破砕程度，発破条件などに大きく影響をうける。文献[5]によれば穿孔発破によって生ずる水中衝撃圧は，水中吊るし爆破によって生ずる衝撃圧のほぼ1/10の値に減少すると言われている。試験工事における４Ａの衝撃圧実測結果を例として，従来工法との差異を比較すると表－８及び図－７のとおりである。これから薬量を1tonとすると，爆心からの距離100m～300mの範囲では，圧力最高値は従来工法の約1/10～1/30程度の値に減少していることが検証できた。

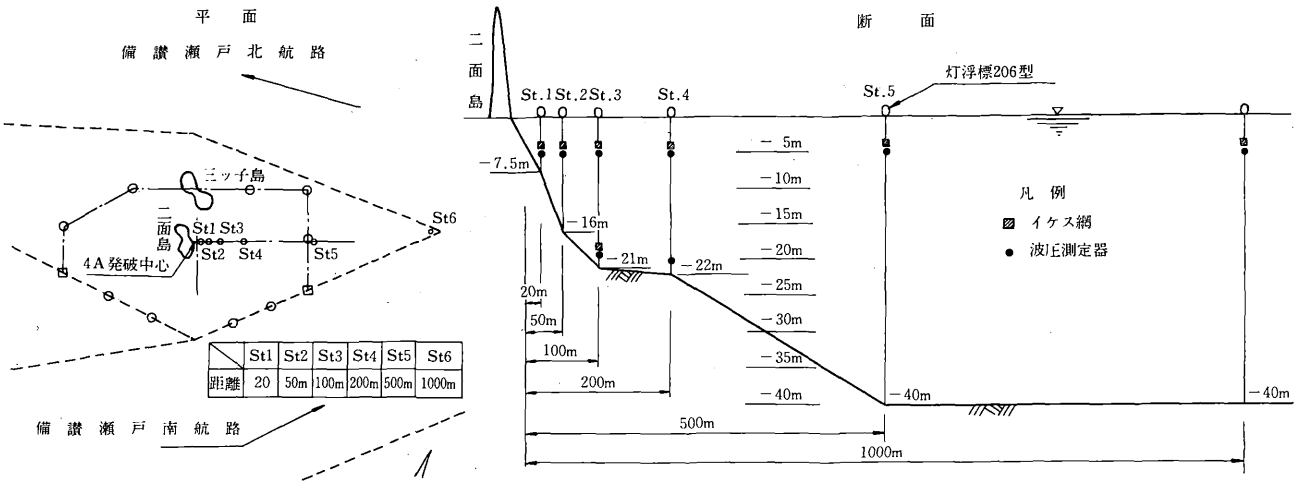
又，試験工事の発破計画立案に際して，この水中衝撃圧の予測が必要であった。このため電子計算機によるシミュレーション手法によってこのピーク値を求めた。

図－８に，この予測値と実測値との対比の１例を示す。

実測値は，予測値より平均的に低いが，距離減衰の勾配はほぼ一致しており，推定精度の高いことが判る。

(2)　魚介類への影響

水中発破によって生ずる水中衝撃圧は，その発破工法によってその大きさは著るしく異なるが，周辺の魚介類に被害を与えることは不可避なことである。このため従来より国の内外の水産研究者によって，この問題の調査研究は行なわれており，これら調査研究の成果から得られた知見として，魚介類の水中衝撃圧に対する怒限度は，大まかな目安としてピーク値で3kg／cm² 程度であると言



図－9　4A－供試魚の配置図

表－9　4A－供試魚の種類と数量

	第1回 (3月12日)	第2回 (3月16日)	第3回 (3月20日)	第4回 (3月28日)	計
アカメバル (カサゴ)	53	38	50	70	211
クロダイ (チヌ)	28	1	11	7	47
アイナメ	51	−	−	40	91
スズキ	26	−	22	21	69
カレイ	46	27	72	70	215
クロメバル	25	28	24	28	105
アナゴ	−	40	−	−	40
ウナギ	−	32	−	−	32
シャコ	−	−	1	−	1
イカ	−	−	−	3	3
計	229	166	180	239	814

(単位：尾)

表－10　4A－薬量1,520kg発破20分後，供試魚の取り揚げ時の状態

地点	St.1(14m)				2(48m)				3(94m)								4(201m)				5(48.4m)				6(1,000m)			
取り揚げ時の状態	2m				2m				2m				底層				2m				2m				2m			
魚種	へい死	極度のケイレン	軽度の異状	生存	へい死	極度のケイレン	軽度の異常	生存	へい死	極度のケイレン	軽度の異常	生存	へい死	極度のケイレン	軽度の異常	生存	へい死	極度のケイレン	軽度の異常	生存	へい死	極度のケイレン	軽度の異常	生存	へい死	極度のケイレン	軽度の異常	生存
かさご	8	2			3		2	4	2	2	3	3		2	1	7			2	8				10				10
めばる	4				4							4		1		3				4				4				4
かれい	4	3	2	1	1	1	3	5	1		2	7	1		2	7			2	8			2	8				8
すずき	3				1	2	1				1	2		1		1				3				3				3
くろだい	1				2							1	1							1				1				
あいなめ				5				10				7				8				3				3				3

注："水中発破問題検討委員会報告第1号"P 154より引用　　(単位：尾)

われていた。

本四架橋建設に伴なう水中発破工事は，規模ならびに工法の点において我が国では未曽有のことであるだけに，魚介類への影響に対する予測評価が必要であった。このため，本工事規模に近い水中発破試験工事の実施に合わせて，魚類への影響を大規模に調査し，その解明を図った。

以下に，試験工事で実施した魚類影響調査を4Aを例に，日本水産資源保護協会の報告[16]を参考にして，その調査概要と結果について述べる。

表－11　供試魚の被害影響範囲

場所・実験回数・薬量 (kg)	爆心からの距離 (m)	水中衝撃圧 (kg／cm²)
7A 第1回・ 180	20 ～ 50	2.5～21.0
〃 第2回・ 180	20 ～ 50	2.5～21.0
4A 第1回・ 240	50 ～100	0.5～4.0
〃 第2回・ 480	100～200	0.3～1.2
〃 第3回・ 720	200～500	0.1～0.5
〃 第4回・ 1,520	200～500	0.1～0.5

なお，本調査の計画立案，現地指導及び検討取まとめは，社団法人日本水産資源保護協会に委託して実施したものである。

1)　魚類損傷被害調査

網イケスに各種の供試魚を入れて図－9のように発破当日設置し，(表－9参照) 発破後20分に各網イケスを引き揚げ，網イケス内の供試魚について専門家による生死の判定，及びへい死以外の魚類については，ケイレン，遊泳状態の観察を行ない，更に解剖によって内部諸器官の損傷状態を調査した。(表－10参照)

調査結果によれば，供試魚の被害影響範囲は表－11程度である。

当協会の本調査に対する総括見解の一部を報文[16]より抜粋すると，

「大まかな目安としては，爆薬量1.5ton内外以下の穿孔発破の場合，発生する水中衝撃波によって魚介類に多少なりとも損傷被害影響が起るおそれがあるのは，爆源から200m以内の区域であり，大巾な安全率を見込んでも500m以内の区域であるう。」

2)　威嚇音による魚介類の群集生体の攪乱調査

発破時の爆音が及ぼす魚群への影響を調査するため，7A薬量180kg発破時に爆源から500mと2.3km地点で，底曳網による発破前後の漁獲物の種類や量の変化を調査した。

又7A薬量180kg及び480kg(段発々破)発破時に爆源から600～700m地点で，魚群探知機による魚群映像の観察を行なったが，いづれも，発破前後ではほとんど影響がなかった。

4.4.2　地盤振動

水中発破においても，発破規模，或いは周辺環境によっては，地盤振動の影響が水中衝撃圧以上に重視しなければならない場合がある。この場合発破振動の大きさ，及びその影響程度が問題となる。ここでは，この問題についての基本的事柄を，既往知見を参考にして述べる。

(1)　発破振動の大きさ

陸上発破によって生ずる地盤振動の大きさや状態は，発破対象岩盤の性質，発破条件，破砕程度のほかに，波動の伝播径路，地盤の性状及び成層状況などの多くの因子の影響によって異なってくる。水中発破に伴なう地盤振動も，本質的には陸上発破と大差ないと言われているが，発破振動の影響を受ける陸地は水辺に近いため，比較的高い含水状態にあり，この場合地盤振動が大きくなる可能性があることが指摘されている。

この発破振動の大きさを推定する方法として，陸上発破の多くの測定結果を統計処理して求められた実験式によるのが一般的である。この方法によって発破振動を推定する場合，これら実験式の地盤条件や発破条件にできるだけ類似した条件であることが，推定精度上，望ましい。しかし，7Aのように特殊な発破と，発破振動が対象となる陸地が海砂によって埋め立てられた人工地盤である特殊条件から，既往の実験式によって発破振動の大きさを指定することは困難である。このため，前章水中衝撃圧と同様に，電子計算機によるシミュレーション手法によって予測した。

地盤振動の大きさを，変位速度で表わした場合の実験式の基本形は下記の式で示される。

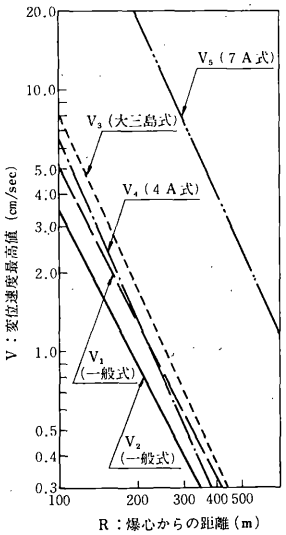
$V=k\cdot W^{m}\cdot R^{-n}$　　V：最大変位速度(cm/s＝kine)

W：爆薬量(kg)　　R：爆心からの距離(m)

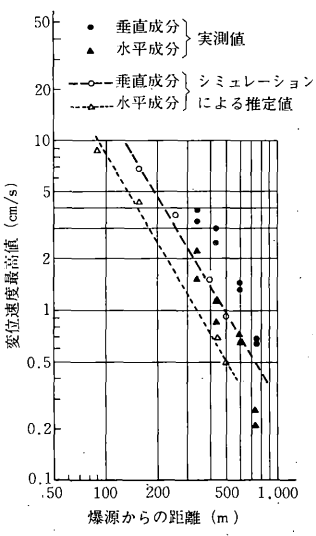
k：定数，薬種，地質，及び発破法により定まる。

m：定数，我が国の一般式では⅔～¾が用いられる。

n：減衰係数，我が国の一般式では発破地点が岩盤の場合2.0の値を採る。



図－10　薬量200kgの場合表-10の各式による爆心からの距離と振動の大きさ



図－11　薬量180kgの場合7A-地盤振動の大きさの予測値と実測値との対比

表－12　地盤振動実験式の比較

	実験式	備考
一般式（日本化薬）	$V_1=1,000W^{\frac{3}{4}}\cdot R^{-2}$	心抜きk＝450～900 盤打ち，ゆるめk＝300～2,000
一般式（旭化成）	$V_2=1,000W^{\frac{2}{3}}\cdot R^{-2}$	心抜きk＝500～1,000
大三島実験式	$V_3=7,700W^{\frac{3}{4}}\cdot R^{-2.25}$	19kg≦W≦141kg 10m≦R≦440m
試験工事4A実験式	$V_4=6,100W^{0.71}R^{-2.30}$	240kg≦W≦1,520kg 180m≦R≦2,050m
〃　7A実験式	$V_5=68,800W^{0.71}R^{-2.25}$	80kg≦W≦180kg 300m≦R≦700m

表－12及び図－10は，発破振動の大きさ(変位速度)を求める既往一般式と本四関係水中発破試験で得た実験式とを対比したものである。なお，計測点の地盤は，大三島及び4Aが風化花崗岩(P波速度 大三島：2,100～2,800m／s，4A：2,000m／s前後－推定)であり，7Aは層厚25～30m程度の洪積層を主体とする堆積層上を層厚5～8m程度を海砂で埋め立てた土砂地盤である。

図－10より7Aの発破振動の大きさは，距離300m～500mの範囲において大三島式の10倍程度高い値を示し，発破条件や地盤条件によって，発破振動の大きさに著るしい差異があることがわかる。

シミュレーションによる予測手法では，図－11に示すように，距離350m～700mの範囲では実測値は予測値のほぼ2～1.3倍高くなっているが，既往実験式からの推定値と較べると，その推定精度は高いことが確認でき，7Aのような特殊条件の発破振動の大きさの推定には，極めて有効であった。しかし，このシミュレーションによる予測手法も，電子計算機の容量による要素分割の制限，発破ならびに地盤条件の入力値の精度などの問題があり，この予測精度の向上は，今後の課題となるだろう。

(2)　建物・建造物等に対する発破振動の影響

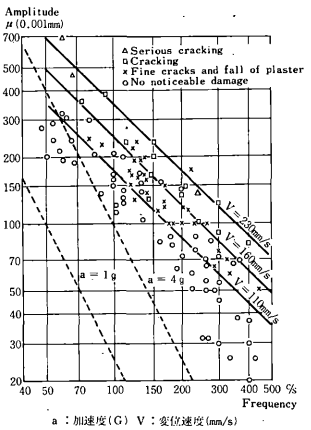
発破振動は，一般に自然地震と対比すると表－13に示す点で異なっていると言われている。自然地震の場合には，中央気象台震度階(表－14参照)によれば振動の大きさを振動加速度で示し，被害との関係を規定している。

表－13　発破振動と自然地震との相違点

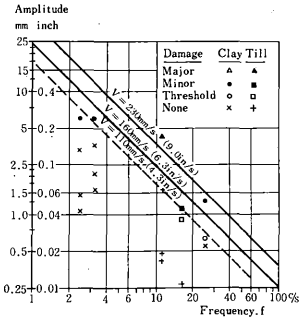
種別＼項目	振動の周波数	振動の継続時間
発破振動	数10Hz～数100Hz	0.1秒程度
自然地震	1Hz～数Hz	数秒～数分

表－14　中央気象台震度階

震度	名前	解説	加速度(ガル)
0	無感覚	人体に感じないで地震計に記録される程度	0.8 以下
Ⅰ	微震	静止している人や，特に地震に注意深い人だけに感ずる程度の地震	0.8～2.5
Ⅱ	軽震	大ぜいの人に感ずる程度のもので，戸障子がわずかに動くのがわかるぐらいの地震	2.5～8.0
Ⅲ	弱震	家屋はゆれ，戸障子がガタガタと鳴動し，電灯のようなつり下げ物は相当にゆれ，器内の水面の動くのがわかる程度の地震	8.0～25.0
Ⅳ	中震	家屋の動揺がはげしく，すわりのわるい花びんなどはたおれ，器内の水はあふれ出る。また，歩いている人にも感じられ多くの人人は戸外に飛び出す程度の地震	25.0～80.0
Ⅴ	強震	壁に割目がはいり，墓石，石どうろうが倒れたり，煙突，石垣などが破壊する程度の地震	80.0～250
Ⅵ	烈震	家屋の倒壊は30%以下で山くずれが起き，地割れを生じ，多くの人々は立っていることができない程度の地震	250～400
Ⅶ	激震	家屋の倒壊が30%以上におよび，山くずれ，地割れ，断層などを生ずる。	400 以上



図－12　周波数50Hz～500Hz範囲における発破振動の変位振巾と被害との関係



図－13　周波数2Hz～30Hz範囲における発破振動の振巾と被害との関係

これによれば，80ガル以上になると被害が発生し始める。

一方，発破振動の場合には，建物や建造物に被害を及ぼす振動の大きさは，振動の変位速度で示す方が被害との相関性が高いことが，諸外国の資料で示されている。その代表的な資料の若干例を以下に示す。

図－12は，Langforsらによって示された振動要素と被害程度との関係を示したもので，振動周波数が数10Hz～数100Hzの範囲では加速度が1Gから4Gになっても被害は発生せず，変位速度が110mm/sから230mm/sに増加するにつれて被害程度が増大することを示している。

図－13は，EdwardとNorthwoodによって示された上記と同様の関係図で，この場合，振動周波数が数Hz～数10Hzの範囲でも変位速度と被害程度との相関性が高いことが判る。

表－15はLangforsら3者の変位速度と被害との関係をまとめたもので，発破振動の許容限界はほぼ5cm/secである点で一致している。

以上は，主として一般住居などの家屋を対象とした発破振動による被害調査を基礎とした資料であり，被害の状況は家屋構造や支持地盤の条件によって大きく異なるものである。

我が国では，発破振動に関するこのような系統的な調査研究による公表された成果は，見あたらない。したがって発破計画立案には，これらが重要な参考資料となるが，その適用に際してはこれら資料の前提条件となっている家屋構造，地盤状況について彼我の差異を充分考慮しなければならない。

5．おわりに

多量の硬い海底岩盤を掘削する工法として，金門橋建建設工事で誕生した海底穿孔発破工法は，現代でも，尚それを必要とし活躍している。その工法を形成している技術は，当時に較べれば格段に進展し，安全，確実な水中発破を保証すると共に，その施工能率を高め，かつ作業適用範囲を拡げている。

本文で参考例として挙げた南北備讃瀬戸掘削試験工事

表－15　変位速度と被害との関係

変位速度最高値（cm／sec）	Langefors	Edwars	Bumines
25	大きなき裂の発生	被害発生	大きな被害 き裂の発生 壁土崩落
20	き裂の発生		
15	微細なき裂，分離している壁土の崩落		軽い被害 微細なき裂 古いき裂の拡大
10	注　意	注　意	注　意
5	目に見える被害なし	安　全	安　全
0			

の成果も

①　発破計画における，破砕効果ならびに周辺影響の予測のための電子計算機によるシミュレーション。

②　穿孔技術における外管付き長孔穿孔機とSEP。

③　発破技術における高性能水中爆薬と火工品，及び深々度発破を可能とする無線起爆装置。

などによって代表される広汎な技術に負う所が大である。

しかし，この水中発破技術は，複雑，多岐な要因から成る発破を対象とするだけに，すべての問題を充分解明しつくしたとは言い難い。しかも試行は許されても錯誤は許されないだけに，個々の条件に応じて入念な施工管理が今後とも必要である。

〔参考文献〕

1) Atlas Copco　：Underwater blasting with the OD Method，1971
2) U. Langefors and B. Kihlström：Rock Blasting，1967
3) Rune Gustafsson：Swedish Blasting Technique，1973
4) Du Pont　：Blasters' Handbook，1969
5) Graves　：Air-Bubble Curtan in Sub-Aqueous Blasting at Muddy Run, Civil Eng.，1968
6) 花崎，伊藤　：水中でのクレータ試験により生ずるクレータにおよぼす水圧の影響について，工業火薬協会誌，1972
7) 水谷，米田　：水中発破の問題点，工業火薬協会誌，1973
8) 土質工学会　：海洋開発における基礎構造物の現状，1974

委託関係

9) 安全工学協会　：水中発破による衝撃圧等調査報告書，1972
10) 綜合安全工学研究所：水中発破による影響の調査報告書（その1），（その2）1973，1974
11) 同　上　：水中発破の安全性の検討報告書（その3），1975
12) 日本産業火薬会：発破掘削法の検討報告書（その1）～（その3）1973～1975
13) 土木工業協会　：水中発破実験報告書，1972
14) 同　上　：南北備讃瀬戸掘削試験工事報告書，1975
15) 建設機械化研究所：陸上穿孔試験報告書，1974
16) 日本水産資源保護協会：水中発破問題検討委員会報告第1号，1975

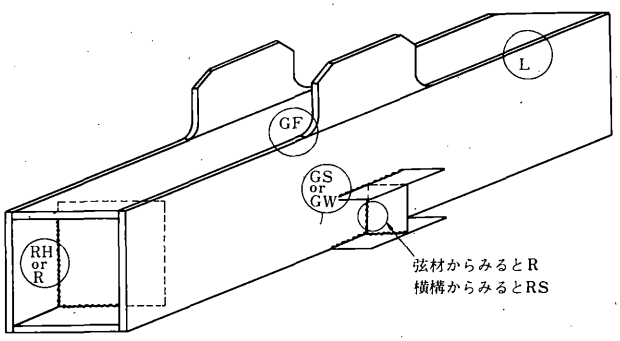
80キロ鋼溶接継手の疲労試験

設計第一部設計第二課　奥川淳志

1．まえがき

従来の鉄道橋は，主として41キロ鋼および50キロ級鋼によって作られ，これらの材料の疲労許容応力度に対する信頼性は，長い間の経験により裏付けられてきている。一方，本州四国連絡橋では，これらの構造用鋼材に加えて，58キロ鋼，70キロ鋼および80キロ鋼といった調質高張力鋼材の相当量の使用が考えられているが，これらの鋼材を用いた橋梁の実績は僅かであり，58キロ鋼材については，昭和47年度国鉄委託による土木学会の合成桁鉄道橋研究委員会報告に疲労許容応力度が報告され[1]，49年春設計標準にとり入れられるに至った[2]ものの，70キロ鋼および80キロ鋼材についての疲労許容応力度は未だ規定されておらなかった。このため当公団では，公団設立と同時に70キロ鋼および80キロ鋼材に関する各種の溶接継手の疲労強度を調査するとともに，多くの疲労試験を行ない，昭和49年３月に疲労許容応力度を定めるに至った[3]。

本報告は，当公団が70キロ鋼および80キロ鋼材の疲労許容応力度を規定するに当って，昭和47年度から昭和49年度にかけて行なった疲労試験のうち，昭和48，49年度に行なったものをまとめたものである。



図－１　部材に用いられる溶接継手の種類

表－１　試験の対象とした溶接継手

記　号	継　手　形　式
L	縦ビードのある母材
GF	ガセットを突合せ溶接で取付けた母材
GS	ガセットをすみ肉溶接で取付けた母材
GW	ガセットをレ形開先付すみ肉溶接で取付けた母材
RH	リブ十字溶接継手のある母材（片側溶接）
R	リブ十字溶接継手のある母材（両側溶接）
RS	両面すみ肉溶接継手

なお昭和47度に行なった疲労試験結果は，土木学会報告書[4]としてまとめられている。

ところで，最近の鋼構造物は一般に図－１に示すように，何枚かの鋼板を溶接によって組み立てて一つの部材にして使用されるのが通例である。従って，この部材の疲労強度を求めるためには，部材そのものを試験することが好ましいことではあるが，試験機の容量，時間と費用等の問題から，部材を構成する各々の溶接継手の特徴を考慮したモデル試験片を作り，これを試験することにより部材の疲労強度を推定する方法がとられる。本試験においても、図－１に示すような部材各部の溶接継手をモデル化した試験片により疲労試験を行ない，疲労強度を求めた。試験の対象とした溶接継手をまとめると表－１の通りである。

2．試験片

2.1　供試鋼板

従来の実験結果によると，高張力鋼の平滑母材の疲労強度は引張強さの増加にほぼ比例して上昇しているが，溶接継手の疲労強度は引張強さの増加に係わらずほぼ同程度か，むしろ引張強さの高い方が疲労強度は低くなる場合があるので，本試験においては80キロ鋼を対象とすることとした。試験片に使用した鋼板の化学成分を表－２に，機械的性質を表－３に示す。

2.2　試験片の形状および寸法

それぞれの継手の試験片形状および寸法を図－２～図－７に示す。またそれぞれの試験片の溶接条件を表－４にまとめた。L形試験片は，普通図－２（ａ）に示すものが用いられるが，溶接による高い軸方向引張残留応力が存在する場合，計算応力が圧縮応力であっても実際には引張領域の繰り返し応力を受け疲労き裂が発生する[5]。試験片（ｂ）は圧縮応力下での疲労き裂の発生と残留応力の関係を調べるために角鋼管形としたものである。図－３に示すＧＦ形試験片は，表－４に示すごとく裏波溶接を施して完全溶込みとしたもの（ＧＦ），及びルートギャップをＯとして不完全溶込みとしたもの（ＧＦ′）２ケースを用意した。ＧＳ，GW形試験片のリブ先端溶接部はその溶接止端をグラインダーで仕上げている。仕上げの状態を写真－１に示す。ＲＨ，Ｒ，ＲＳ形試験片に用いた溶接棒はすみ肉溶接ビード形状が特にスムーズ

表－2　供試鋼板の化学成分　（ミルシートより）（%）

鋼板番号	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	B	Ceq.*
規格値	≦0.14	0.15～0.55	0.60～1.50	≦0.03	≦0.03	—	—	—	—	—	—	≦0.53
PL－1	0.12	0.29	0.92	0.012	0.007	0.27	1.01	0.55	0.40	0.05	0.002	0.52
PL－2	0.12	0.33	0.81	0.008	0.008	—	0.95	0.44	0.40	0.04	—	0.48

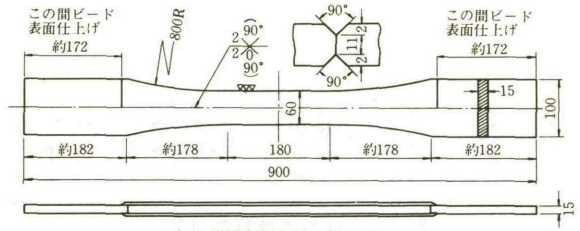
*) $Ceq = C + \frac{Si}{24} + \frac{Mn}{6} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{V}{14}$

表－3　供試鋼板の機械的性質　（ミルシートより）

鋼板番号	0.2%耐力 (kg/mm²)	引張強さ (kg/mm²)	伸び (%)
規格値	70	80～95	16
PL－1	79	82	29
PL－2	79	84	32

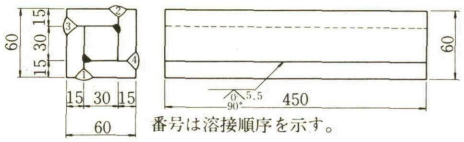
注）引張試験片はJIS Z 2201 5号

に形成することができる調質高張力鋼用の特殊溶接棒である。写真－2に普通溶接棒と特殊溶接棒のすみ肉断面を比較して示す。



（a）引張疲労試験片（LD形）

(a)引張疲労試験片

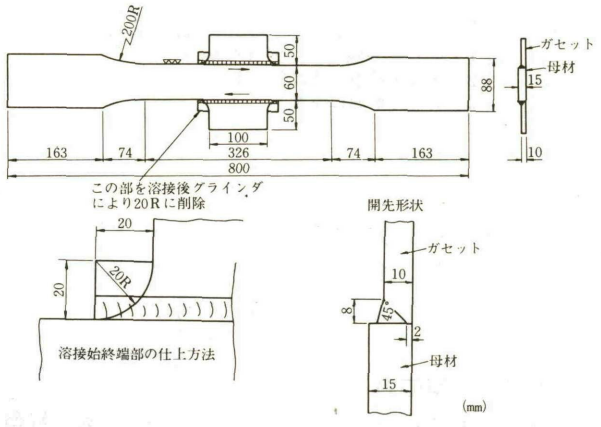


番号は溶接順序を示す。

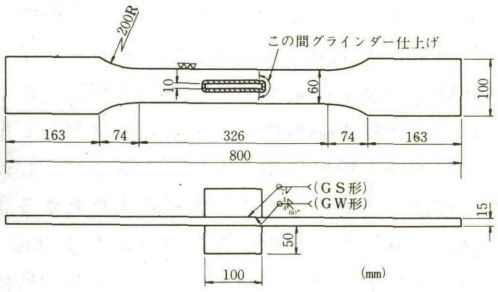
（b）圧縮疲労試験片（LA形）

(b)圧縮疲労試験片

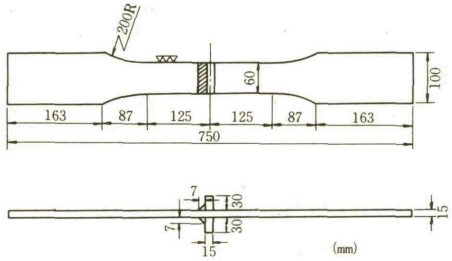
図－2　L形試験片



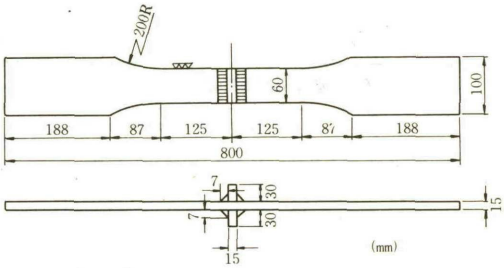
図－3　GF形試験片



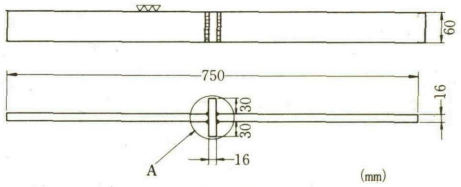
図－4　GS, GW形試験片



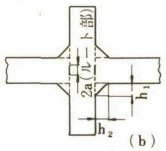
図－5　RH形試験片



図－6　R形試験片



（a）試験片形状



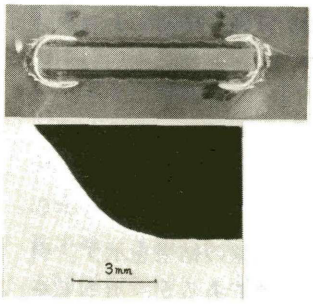
単位mm

シリーズNo	ルート長 2a	脚長 h1	脚長 h2
RSA	5	7	7
RSB	5	12	
RSC	10	7	
RSD*	5	7	

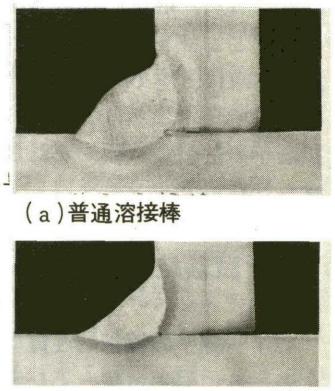
数値は目標値
*ルートギャップ1mm有り

（b）A部詳細

図－7　RS形試験片



写真－1　GS形試験片の止端部仕上げの状況

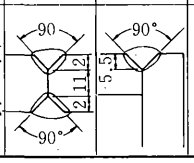


（a）普通溶接棒

（b）特殊溶接棒

写真－2　すみ肉ビード形状の比較

表－4　溶接条件

継手形式	L形		GF形				GS.GW形		RH.R形		RS形		
	圧縮疲労	引張疲労	完全溶込み		部分溶込み		すみ肉	レ形開先	片側	両側			
記号	LA	LD	GF		GF′		GS	GW	RH	R	RS		
溶接方法	サブマージアーク溶接		手溶接										
溶接材料	US-70 ×MF-38	KW-103B ×KB80C	LB106						LBF62				
棒径(mm)	4φ	1.6φ	1層 3.2φ	4φ	1層 3.2φ	2層 5φ	4φ	4φ			1層 4φ	2層 7φ	3層 6φ
電流(A)	540	400	3.20	170	125	205	170	170	290	295	175	360	270
電圧(V)	40	33	24	25			25	25					
速度(cm/min)	45	30	14	14	15	15	15	15					
入熱量(KJ/cm)	29	26.4	12.3	18.2			17	17					
開先形状及積層法													

表－5　疲労試験の系列と記号

継手形式	応力比 (R＝σmin/σmax)					使用鋼板
	－∞	－1.0	0	0.6	0.8	
L	LA	注1	注1	LD	－	PL－2
GF	－	GFB	GFC	GFD	－	PL－1
	－		GF'C	GF'D	－	PL－2
GS	－	GSB	GSC	GSD	－	PL－1
GW	－	GWB	GWC	GWD	－	PL－1
RH	－	RHB	RHC	RHD	RHE	PL－2
R	注1	注1	注1	注1	RE	PL－2
継手形式 RS：応力比 R＝0						
ルート長2a (mm)		5	5	10	5	
脚長2h (mm)		7	12	7	7	
記号		RSA	RSB	RSC	RSD注2	PL－2

注1）文献4)参照　　注2）ルートギャップ1mm

表－6　継手の機械的性質

継手形式	σY (0.2%) kg/mm²	σB kg/mm²	伸び % 注1	Hv (10kg) ボンド部	Hv (10kg) 軟化部	残留応力kg/mm² 試験片軸方向	残留応力kg/mm² 幅方向
LA	－	－	－	280	225	38	5～－20
LD	75	83	21	275	220	20	－20
GF	81	85	10.5	275	230	42	－20
GF'	82	86	11.8	300	235	40	－
GW	84	87	24	360	250	40	20
GS	86	89	10.5	360	260	43	－15
R	76	81	13	380	220	30	－8
RH	76	81	15	370	230	32	－18
RS	80	85	12	320	220	30	－10
但し注2 RSC	56 注3	60 注3	－	320	220	30	15

注1）G.L＝200mm 但しRHは250mm
注2）すみ肉破断　他は全て母材
注3）のど厚断面につき

3．試験

継手形式ＲＳを除く各継手形式の疲労試験は表－５に示すように応力比（R＝σmin/σmax）をパラメータにして行なった。継手形式ＲＳはすみ肉溶接の大きさをパラメータとして４ケース行なった。各試験ケースに用いた試験片数は８本であり，それぞれの試験ケースを表－５の記号で呼ぶことにする。また，疲労試験に先だち，溶接継手の静引張試験，かたさ測定試験，残留応力測定試験を行なった。

4．試験結果と考察

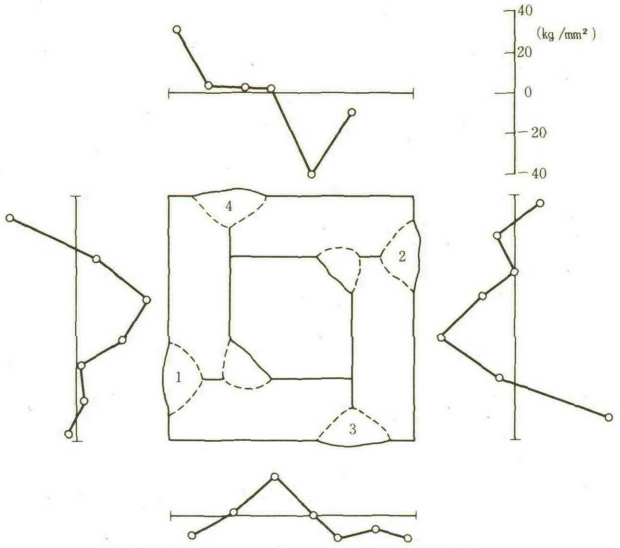
4.1　継手の機械的性質

表－６に引張試験およびかたさ試験の結果を示す。引張試験結果は２本の試験片の平均値であるが，ＲＳＣを除いて，全て母材より高くなっている。これは引張破断が母材で生じており，溶接部の拘束が影響しているためである。かたさは溶接部の最高かたさ（ボンド部）と最低かたさ（軟化部）を示すが，母材の平均かたさ270Hvに比べ著るしい硬化あるいは軟化は認められず，良好な溶接条件で溶接されていたことが判る。

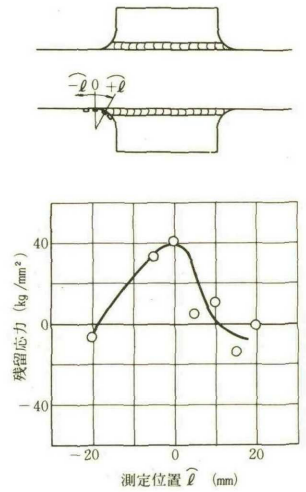
4.2　残留応力

それぞれの試験片について測定した溶接部の残留応力のうち，試験片軸方向およびそれと直角方向の残留応力の最大値をまとめて表－６に示した。また，残留応力の分布形状の例として，図－８～図－10にそれぞれＬ，ＧＦ，ＧＷ形試験片の測定結果を図示した。残留応力の測定はいづれもゲージ長１mmのワイヤストレインゲージを貼付した後20×20mmの矩形に切り出し，さらに厚さ1.5 mmに削った後測定したものである。表－６よりわかるように80キロ鋼溶接継手の試験片軸方向残留応力は約30～43kg/mm²の大きさにあることが判る。Ｌ形試験片の残留応力分布は図－８に示すように，溶接順序と関係し，第３，

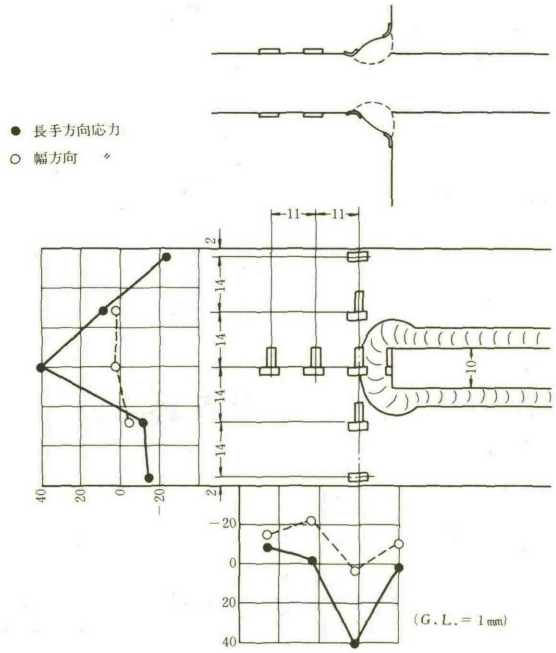
4パス目の溶接部近傍偶角部に高い引張残留応力が生じている。また，L形試験片の幅方向残留応力は，5～−20kg／㎟で平担な分布を示していた。GF形試験片の軸方向残留応力分布は，図−9に見るとおり，フィレットの端部で最大となる。この位置は溶接後ビードを機械加工により削ったところであるが，母材の熱影響部に残留応力が残っていたものである。また，表−6に示すように完全溶込み溶接（GF）の方が部分溶込み溶接（GF′）よりも若干大きい傾向にあるが，これは溶着金属の多少によるものと考えられる。図−10はGW試験片の残留応力分布であるが，GS形試験片の残留応力分布と同様な結果であった。R，RH，RS形試験片の試験片軸方向引張残留応力は表−6に示すように，いづれも約30kg／㎟程度であり，似たようなものとなっている。



図−8　L形試験片の残留応力分布(軸方向)



図−9　GF′形試験片の残留応力分布(軸方向)



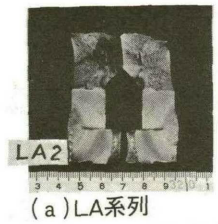
図−10　GW形試験片の残留応力分布

4.3　疲労試験結果

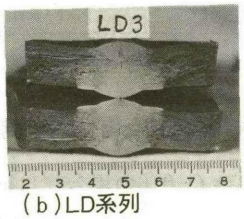
それぞれの疲労試験の結果をS−N線図にまとめると図−11～図−16に示すようになる。各々の継手の種類毎に若干の考察を行なうと次のようである。

(1)縦ビードのある母材

図−11に示すように，縦ビードのある母材の200万回疲労強度はLA系列で30kg／㎟，LD系列で21kg／㎟であった。LA系列の疲労き裂は最終溶接ビードに発生しており，1～3箇所同時に発生したと考えられる。写真−3（a）にLA系列の疲労破面を示すが，繰返し圧縮荷重により破面が潰されているために，明瞭なき裂起点は認められないが，ルート部が発生点となっていると考えられる。一方，LD系列の疲労き裂は写真−3(b)のように全てビード表面の凹部で生じていた。一般に手溶接のようにそのビード形状が粗い（約75～90μ）場合はビード表面からき裂が発生し，サブマージアーク溶接のようにビード形状が平担（約20μ）な場合にはルード部から発生すると考えられているが[5]，今回のように負荷応力が高い場合には，疲労き裂の発生には延性にとぼしい溶着金属とくにビード表面が不利になったことが一因と考えられる。今回の試験結果と，これまでの試験結果とを合わせて200万回疲労強度線図を描くと図−17のようになる。この図から-1＜R＜1の範囲では静的引張強度を通る直線で代表できるが，R＜-1の範囲では $\overline{R}$=-1又は$\overline{R}$=1 の軸にほぼ平行となり平均応力の影響は小さくなるのがわかる。



(a)LA系列

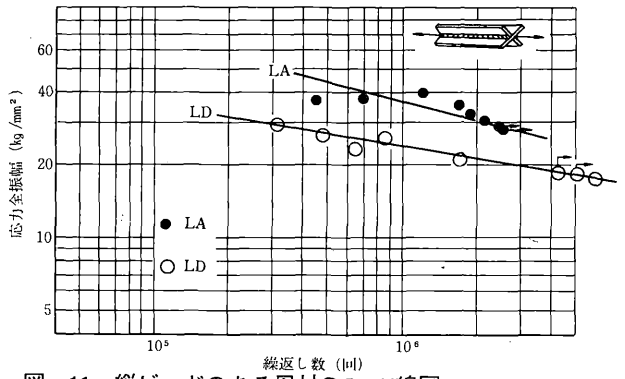


(b)LD系列

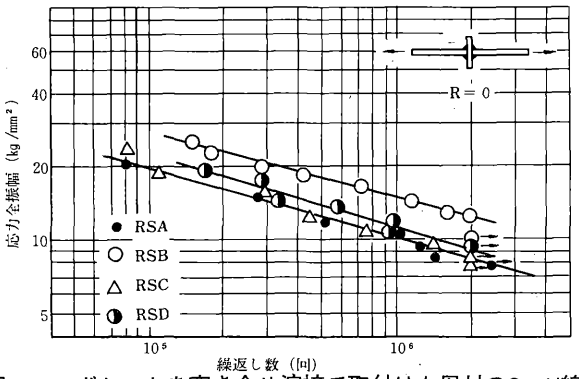
写真−3L型試験片の疲労破面

(2)ガセットを突合せ溶接で取付けた母材

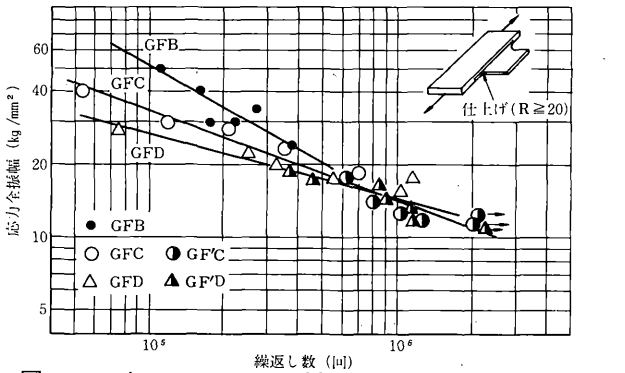
図−12にGFおよびGF′形試験片によるS−N線図を示す。この種の継手のある母材の200万回疲労強度は応力比に，また完全溶込み（GF）および部分溶込み（GF′）溶接に無関係に約12～13kg／㎟の値となった。疲労き裂は全てフィレット部で発生しており，GF形では母材の角から，GF′形では不溶着部から発生していた。この疲労破面を写真−4に示す。このフィレット部の応力集中率αは約1.6～1.7となる。そこで本試験による200万回疲労強度にαを乗じて疲労強度線図を描くと図−18のようになり，図−17の疲労強度線図と一致する。従って，この種の継手の疲労強度は縦ビード継手に応力集中



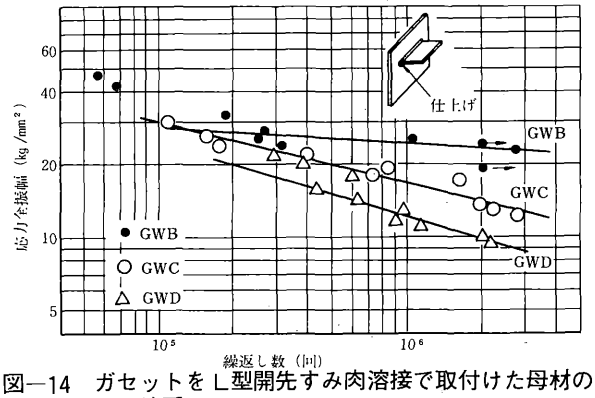
図—11　縦ビードのある母材のS—N線図



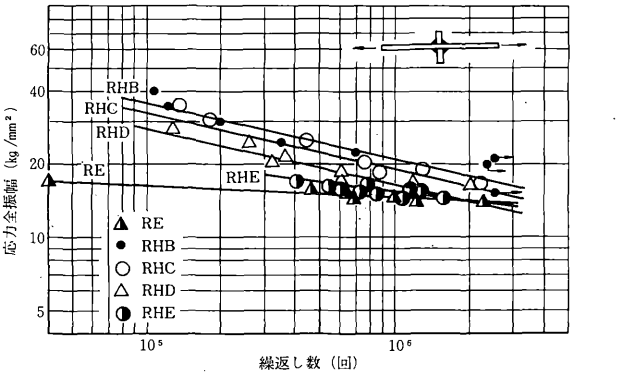
図—12　ガセットを突き合せ溶接で取付けた母材のS—N線図



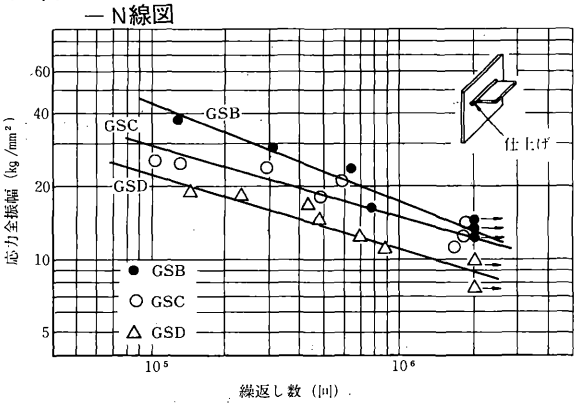
図—13　ガセットをすみ肉溶接で取付けた母材のS—N線図



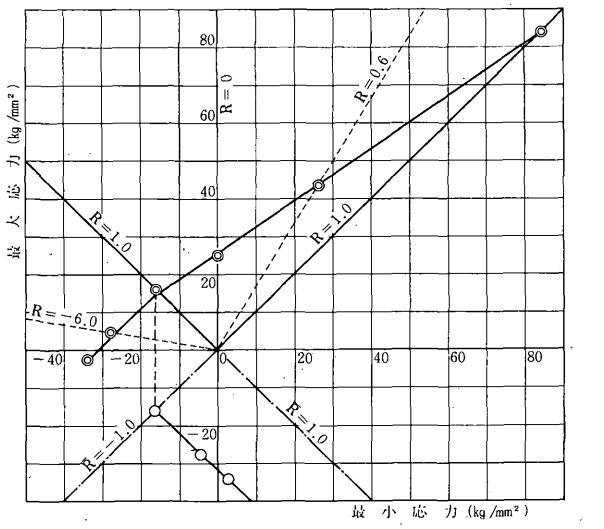
図—14　ガセットをL型開先すみ肉溶接で取付けた母材のS—N線図



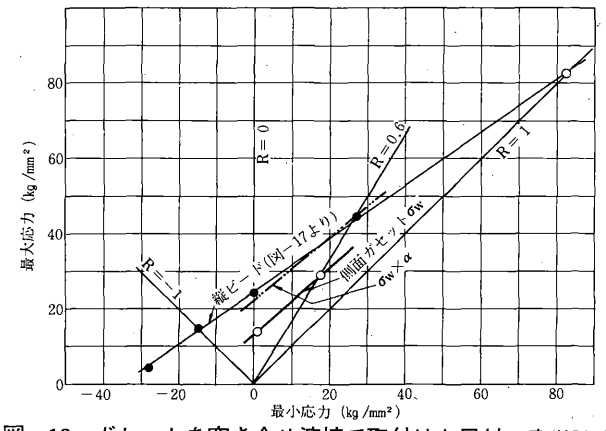
図—15　リブ十字溶接継手のある母材のS—N線図



図—16　前面すみ肉溶接継手のS—N線図



図—17　縦ビード溶接継手のある母材の疲労強度線図

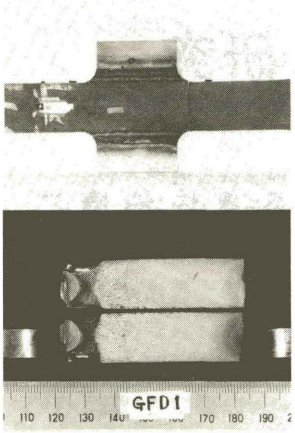


図—18　ガセットを突き合せ溶接で取付けた母材の疲労強度線図

が加わったものと考えることができよう。

(3)ガセットをすみ肉溶接で取付けた母材

ＧＳ形の疲労強度を図—13に，ＧＷ形の疲労強度を図—14に示す。どちらの結果もR＝0，0.6の場合には同じS—N線となっており，その疲労強度は各々，13kg／㎟および9kg／㎟程度であった。しかしR＝-1の場合には



写真－4　GF′形試験片の疲労破面

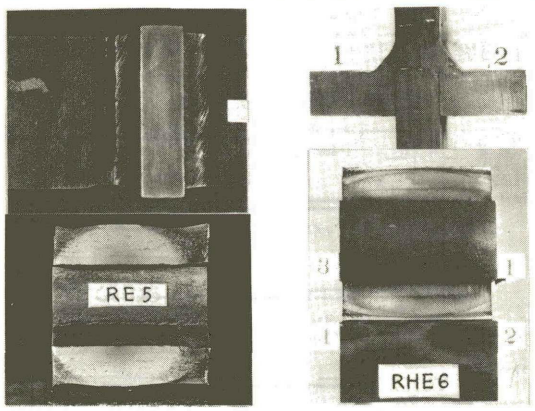
GS形は18kg／㎟，GW形は25kg／㎟と異なる疲労強度を示した。この種の継手の疲労き裂はGS形，GW形ともに溶接止端部で発生するものが大部分で，一部溶接ビードとガセット板の境界から発生したものがあった。このことは，ビード止端の仕上げ程度（約4㎜）をこれ以上よくしても疲労強度は上昇しないことを示している。また，ガセットをすみ肉で取付けた場合もレ形開先すみ肉による場合もどちらも溶接止端部の応力集中の大きい。また残留応力の大きいところから疲労破壊は生じ，溶接方法の相違による疲労強度の差は認められなかった。

(4)リブ十字溶接継手のある母材

リブ十字溶接継手のある母材の疲労試験の結果は図－15に示すとおりである。この図よりわかるように従来のこの種の継手の疲労強度よりも高い値が得られたが，これは特殊な溶接棒を使うことにより，溶接止端部の形状が良好になったためと考えられる。また，他の継手のS－N線と比べてみると，応力比の違いによる疲労強度の差は少なく平均応力の影響の少ないことがわかる。疲労き裂は写真－5に示すようにR形では止端部から，RH形では大部分がヒールから発生し，一部止端から発生した。しかし，疲労強度はRE形とRHE形とでは差はほとんどなく，どちらも200万回疲労強度は約15kg／㎟であり，止端部強度とヒール部の強度が接近していることがわかる。

(5)前面すみ肉溶接継手

前面すみ肉溶接継手の疲労試験結果を実測したのど厚断面を基準にした応力で整理した結果を図－16に示す。



（a）R形試験片　　（b）RH形試験片

写真－5　RおよびRH形試験片の疲労破面

RSA，RSCおよび，RSD形の継手の200万回疲労強度はそれぞれ8.4kg／㎟，8.4kg／㎟および9.0kg／㎟であった。これらの継手の疲労き裂は全てルート部よりビード断面に進んでいる。これより，すみ肉溶接継手の疲労強度は，のど厚の大きさによらずほぼ一定で8.5kg／㎟程度になることが判る。また，ルートギャップ1㎜があってもすみ肉溶接継手の疲労強度は低下しないことがわかる。一方，RSB形試験片の場合，のど厚断面を基準とする200万回疲労強度は約13.5kg／㎟と高い値を示している。これは，疲労き裂が大部分，ビード止端から発生したためで，この値を母材断面で整理すると約16kg／㎟となって，(4)に述べたリブ十字溶接継手のある母材の疲労強度と一致する。従って，RSB形試験片のすみ肉形状が，この溶接棒を使用したすみ肉溶接の臨界形臨界形状に近くなっていると推定される。

5．まとめ

80キロ鋼を使用した橋梁部材に多く用いられる各種溶接継手の疲労試験を行ない，それぞれの疲労強度を求めることができた他，溶接施工に伴なう重要な知見を得，疲労許容応力度を規定するための基礎資料を得ることができた。本四連絡橋設計基準（案）1976の疲労許容応力度はこれらの資料を基に制定されたものである。

終りに，縦ビードを有する母材の疲労許容応力度は，その後行なった大型疲労試験機によるトラス供試体の試験の結果，その疲労強度が残留応力の影響でさらに低下することが判明し[6]，1977年基準では改訂されたことを付記しておく。

この試験は，土木学会・本州四国連絡橋綱上部構造研究小委員会・疲労分科会の指導を受け，川崎製鉄（株）（株）神戸製鋼所，新日本製鉄（株），住友金属工業（株），日本鋼管（株）5社の協力により実施された。

〔参考文献〕

1)合成桁鉄道橋の設計標準に関する研究報告書，土木学会，昭和48年3月

2)鋼鉄道橋設計標準・同解説，土木学会，昭和49年3月

3)本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書　別冊2 本州四国連絡橋の疲労設計，土木学会，昭和49年3月

4)本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書　別冊3 高張力鋼溶接継手の疲労試験，土木学会，昭和48年3月

5)田島二郎，伊藤文人，石原大，鳴文雄，般越督巳，80kg／㎟級高張力鋼の鉄道橋への適用，川崎製鉄技報，第4巻，第3号，1971

6). Tajima, A. Okukawa, M. Sugizaki, H. Takenouchi, Fatigue Tests of Panel Point Structures of Truss made of 80kg／㎟ High Tensile Strength Steel, IIW Doc. No.XIII－831-77, July 1977

太径鉄筋の継手と付着に関する研究

設計第二部設計第三課 佐伯康二

1．まえがき

近年，鉄筋コンクリート構造物が次第に大型化しつつあるなかで，本州四国連絡橋でも長径間の吊橋の橋台，橋脚をはじめいくつかの下部構造は大型化の傾向にある。構造物が大きくなるに従い断面の合理的な設計として太径鉄筋の適用が考えられる。しかしながら鉄筋コンクリート構造での太径鉄筋の歴史は約10数年にすぎず未解明の問題点も残している。土木学会ではD51に関して昭和50年6月に「太径鉄筋D51を用いる鉄筋コンクリート構造物の設計指針（案）」が制定され，今年8月にはその改定がなされたが，直径51mm未満で32mmをこえる鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計に関する具体的な基準はない。さらに太径鉄筋の継手についても使用に際し問題となる点が残されている。このような観点から公団では太径鉄筋の実用化をはかるべく東京都立大学に「太径鉄筋の継手と付着に関する調査研究」として委託し，今年3月にその成果を得た。本報告はその研究成果をとりまとめたもので，第1編は池田尚治助教授による「異種径重ね継手の研究」，第2編は村田二郎教授による「付着に関する研究」の2編より構成されている。さらに詳しいデーター等については原報告書を照覧されたい。

表－1　供試体の概要

供試体	実験項目	ラップ長	横方向鉄筋量	特　　徴
No.1	(b) (f)	25φ	スターラップ φ6　30cm ピッチ	曲げモーメント一定区間で継手 引張部定着
No.2	(c)	〃	〃	せん断区間に重ね継手 腹鉄筋計算上不安
No.3	(d)	〃	スターラップ 5cmピッチ	工断面 腹部補強
No.4	(e)	〃	スターラップ 10cmピッチ	軸力アリ
No.5	(f)	〃	〃	軸力アリ 引張部定着
No.6		ナシ	〃	継手ナシ，引張定着ナシ 軸力アリ

2．異種径重ね継手の研究

2.1　概　　要

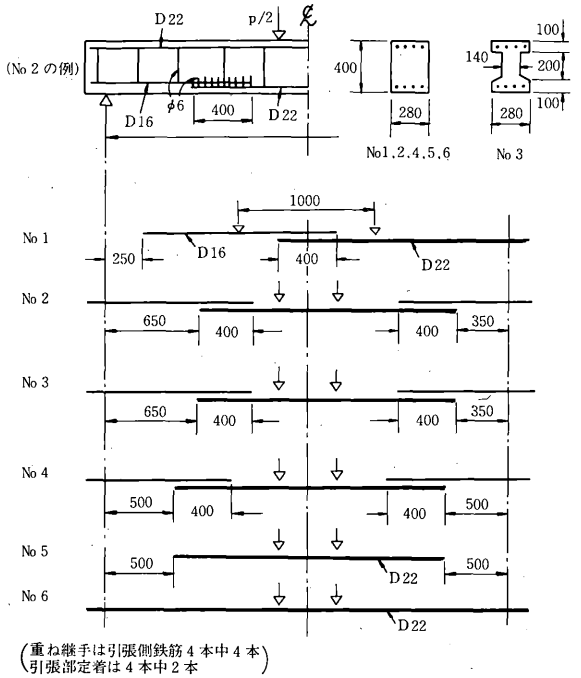
太径鉄筋コンクリート構造物で部材端部に近づくにしたがって鉄筋の断面積に余裕ができ，そこで鉄筋を継ぐ必要のある場合に同一径ではなく一段小さい径の鉄筋を用いて継ぐことが考えられる。本研究では太径鉄筋を用いる大型橋脚を想定し，供試体を作製し載荷実験を行った。さらに継手部分の力学モデルを用いて理論解析も行った。

また計算上不要となった鉄筋をコンクリート引張部に定着する方法も用いられているので，本研究では合せて鉄筋の引張部定着についても検討を行うこととした。

2.2　実験計画

実験は，長さ3.2ｍの鉄筋コンクリートはり供試体を6体製作して行うこととした。供試体の一部にはP.C鋼棒によって軸力を導入して柱部材の挙動と類似させている。

鉄筋は実構造物でD51をD35あるいはD32で継ぎたすことを想定してD22とD16との異種径重ね継手を用いることとした。この場合鉄筋の断面積を比較すると，D22はD16の約1.9倍となっている。



図－1　供試体の形状と配筋状態

供試体の概要を表－1に示す。実験の主な項目は次の通りである。

(a) 異種径重ね継手における鉄筋の付着応力度分布
(b) 異種径重ね継手の所要重ね合せ長さ
(c) 継手部分における部材腹部の計算上のせん断応力度が小さく腹鉄筋を計算上必要としない場合における異種径重ね継手の影響
(d) 上記の場合で腹部を腹鉄筋で十分補強した場合
(e) 軸力が作用している場合で細径の鉄筋で継いだ部分が計算上の曲げモーメントに対して約2倍安全であるとした時に継手が部材のせん断耐力に及ぼす影響
(f) 部材の引張部で鉄筋を切断し定着する場合，連続鉄筋が所要断面積の2倍あれば安全であると言われているのでこれに対する確認

以上の項目につき計6個の供試体を製作し実験を行った。供試体の形状，配筋方法を図－1に示す。

表－2　コンクリートの示方配合

設計基準強度 kg/m³	水セメント比 %	単位量 kg/m³			
		セメント	水	細骨材	粗骨材
240	60	318	191	551	1235

表－3　コンクリートの力学的性質

	標準養生 (kg/cm²)		現場養生 (kg/cm²)	
圧縮強度	σ_7	σ_{28}	σ_7	σ 約1カ月
	242	357	154	231
弾性係数	0.207× 10^5 kg/cm² (於 $\sigma_c/3$)			

表－4　使用鉄筋の力学的性質

鉄筋径	材質	降伏点強度 (kg/mm²)	破断強度 (kg/mm²)
D16	SD30	38	56
D22	SD30	38	58
φ 6	SR24	59.5(0.2%残留)	67
弾性係数	1.96×10^6 kg/cm²		

表－5　耐力の計算値と実験値及び破壊モード

供試体	計算値				実験値		破壊モード
	設計モーメント (t・m)	設計荷重 (t)	終局モーメント (t・m)	終局荷重 (t)	終局モーメント (t・m)	終局荷重 (t)	
No. 1	4.77	10.0	10.3	21.6	7.4	15.6 (0.72)	せん断破壊
No. 2	9.13	14.6	18.6	29.8	10.1	16.2 (0.54)	せん断破壊
No. 3	9.13	14.6	18.6	29.8	14.1	22.5 (0.76)	継手破壊
No. 4	12.1	19.3	23.6	37.8	19.4	31.0 (0.82)	せん断付着破壊
No. 5	17.0	27.2	23.6	37.8	19.0	30.4 (0.80)	せん断引張定着破壊
No. 6	17.0	27.2	23.6	37.8	25.0	40.0 (1.06)	曲げ引張破壊 (せん断の影響大)

2.3　使用材料

供試体製作に用いたコンクリート，鉄筋，ＰＣ鋼棒は次の通りである。

2.3.1　コンクリート

コンクリートの示方配合を表－2，力学的性質を表－3に示す。

2.3.2　鉄　筋

鉄筋の引張試験結果を表－4に示す。

2.3.3　ＰＣ鋼棒

φ23　SBPR　110／125(Ｃ種1号)

2.4　実験結果とその考察

載荷点断面における鉄筋応力度が計算上1800kg／cm²に達する荷重を設計荷重とし，最初に設計荷重まで載荷したのち除荷する。次に設計荷重の1.5倍まで載荷して再び除荷し，最後に終局荷重まで載荷することとした。

2.4.1　最大荷重と破壊モード

各供試体の破壊の最大荷重と破壊モードを表－5に示す。表中の実験値の終局荷重欄のカッコ内数字は，計算上の曲げ耐力を1とした場合の実験値の比率である。

この表で明らかなように，実験結果は連続鉄筋を持った基準供試体であるNo.6を除いてすべて計算上の曲げ耐力に達していない。特にNo.1～No.3は，現行の設計方法で理論上可能と考えられる断面であるが，計算上の曲げ耐力の54%～76%の実験値であるということは注目の必要がある。特にNo.2供試体は曲げモーメント図に忠実に従って異種径重ね継手をしたものであるが，設計荷重の1.1倍で破壊し鉄筋コンクリートとしてのねばりがなくせん断破壊した。No.1供試体は曲げモーメント一定の区間に異種径重ね継手を設け，さらに支点附近で引張部定着の安全性の確認をするためのものであったが，結果は異種径重ね継手の最大耐力に達する前に引張部定着付近にてせん断破壊をした。No.3供試体はNo.2供試体と同位置に異種径継手を設けたもので，腹部のせん断の影響が大きくなるようにＩ断面とし，腹鉄筋で十分に補強したものである。この供試体はNo.2と同じように重ね継手の位置を左右対称とせず，モーメントシフトを考えて片側だけは支点側に約4/5dだけ継手位置をずらして配置した。載荷試験の結果，最終的には継手位置を安全側にずらした側の継手部の付着破壊であった。

このようにせん断補強が十分で，かつモーメントシフトまで考慮して異種径重ね継手を用いた供試体が計算上の曲げ耐力の76%程度であったことは今後の設計に一つの示唆を与えることになろう。

供試体No.4，No.5，No.6は柱部材を想定して軸力を20kg／cm²導入した供試体である。No.4，No.5は

それぞれ細径鉄筋，連続鉄筋が½ σsaになる断面で鉄筋を切断してある。また実験を危険側で行うため，せん断補強としては所要量の½程度とした。実験の結果，No.4，No.5は共に計算上の曲げ耐力の約80%程度でせん断破壊した。このことから柱部材においても異種径重ね継手および引張部定着が部材のせん断耐力に悪影響を及ぼすことが確認された。連続鉄筋のみを持つNo.6供試体は，せん断補強が必ずしも十分でないにもかかわらず，計算上の曲げ耐力以上の終局耐力となった。

2.4.2 たわみ

図－2，図－3はNo.4，No.5の部材中央位置での荷重－たわみ曲線である。これを比較すれば，No.5は最大耐力に達した後の粘りがNo.4に比べて大きいことが認められる。これはこの種のせん断破壊が生じた場合，ほゞ同一の条件の下では，異種径重ね継手の方が，引張部定着の場合より脆性的な破壊性状を示すものと認められる。

またNo.2，No.3の供試体の場合，いずれも破壊時には継手部付近でヒンジ状になったため支間中央のたわみより，支点に近い位置の測定値の方が大きい値を示した。

2.4.3 鉄筋応力度

鉄筋の継手端部支点側あるいは切断位置における鉄筋のひずみを測定した。図－4の例のようにほとんどの供試体で測定値が計算値を相当に上廻る値となっており，これが供試体を破壊に至らしめた原因のひとつと考えられる。このことから鉄筋応力度はいわゆるモーメントシフトを考慮して算定することが必要であると考えられる。

2.4.4 付着応力度分布

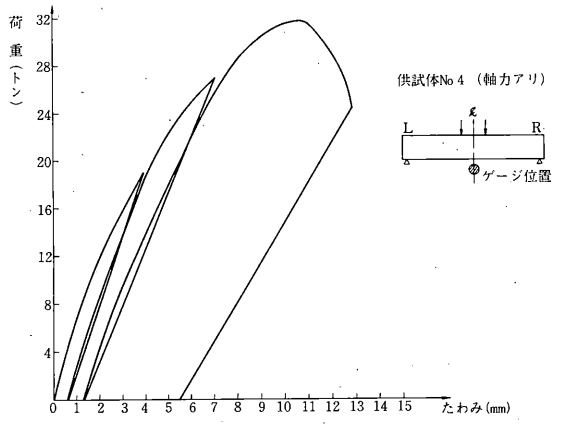
付着応力度の分布はNo.1の供試体の継手位置で測定し理論値と比較した。図－5に細径側の実験値と理論値を示す。理論値の曲線は重ね継手部の付着応力度分布が対称形でなく，細径鉄筋側の端部の方が大きい値となっており実験結果とも一致している。

2.5 まとめ

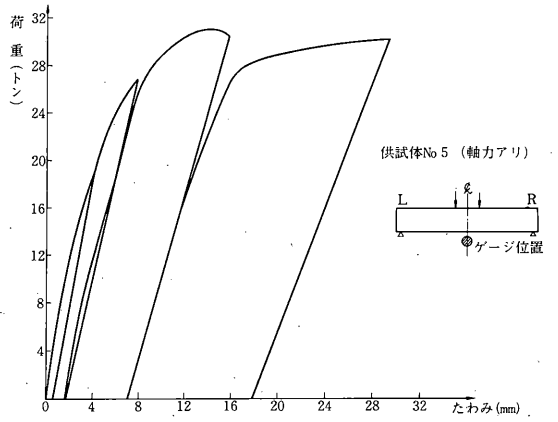
(1) 計算上の曲げモーメント図にしたがって異種径重ね継手を用いると，部材のせん断耐力は相当低下することが明確になった。せん断応力度が許容値τa_1あるいはτa_2以下の場合でも，実験の結果から判断すれば危険な状態となる。

(2) 異種径重ね継手が部材のせん断耐力を低下させる原因としては，細径側の継手部分の鉄筋応力度が大きくなって曲げひびわれが生じ，これが腹部で斜めひび割れに成長し，せん断耐力に悪影響を及ぼすことが確かめられた。鉄筋の引張部定着も切断部で同様な挙動を示すことが確かめられた。これに対してはモーメントシフトを考慮して継手位置を定めること，および腹部せん断応力を$\frac{1}{3}\tau a_1$以下におさえるか，あるいは計算上から必要とされる以上のスターラップを配置することが必要である。

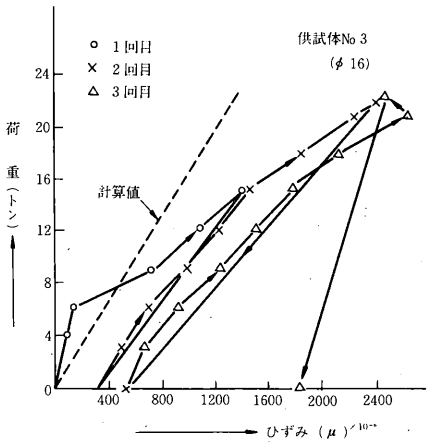
(3) 異種径重ね継手部分に過大なモーメントやせん断力が作用しないように，部材の限界断面で必ず曲げ破壊が先行するような設計を行うことが必要である。



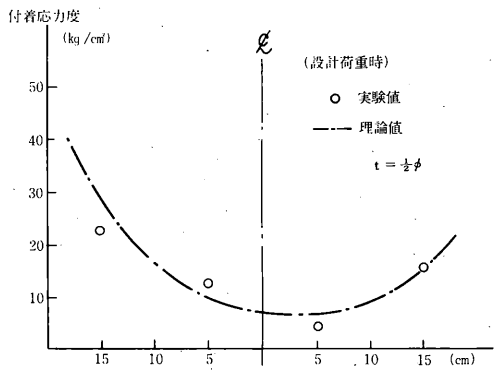
図－2 荷重－たわみ曲線



図－3 荷重－たわみ曲線



図－4 継手端部の鉄筋のひずみ



図－5 付着応力度の分布(細径側)

3. 太径鉄筋の付着性状

3.1 概　要

現行の土木学会「無筋および鉄筋コンクリート標準示方書」における鉄筋の関連条項，たとえば許容付着応力度，許容引張応力度等は直径32mm以下の鉄筋に対する規定となっている。また土木学会「太径鉄筋D51を用いる鉄筋コンクリート構造物の設計指針」にはD51に関する規定が示されている。したがって直径が32mmをこえ51mm未満の鉄筋を用いる構造物の設計に関する具体的な基準はない。

本研究は直径32mm，35mm，38mm，41mmおよび51mmの5種の鉄筋寸法，デーコン，スミバー（以上斜めふし筋），リバコン，NKリブ（以上直角フシ筋）およびスミねじバー（ねじ形鉄筋）の5銘柄の鉄筋について，3種の付着試験方法によって付着性能を試験し評価したものである。

3.2 使用材料

実験に使用した鉄筋の機械的性質と表面形状を表－6に示す。またコンクリートは粗骨材の最大寸法を25mm，スランプ8±2cm，材令28日の圧縮強度を300±30kg/cm²とした。その配合を表－7に示す。

表－6　使用鉄筋

鉄筋			機械的性質			表面形状			
銘柄		呼び名	σ_y (kg/mm²)	σ (kg/mm²)	δ (%)	フシ間隔 (mm)	フシ高 (mm)	フシ角度 (°)	フシのすきま (mm)
直角フシ筋	A_1	D32	41	57	32	14.6	2.2	90	4.9
		35	40	57	29	15.2	2.5	90	4.8
		38	38	62	28	15.4	2.4	90	5.7
		41	42	63	24	14.6	2.7	90	6.1
		51	42	60	21	14.5	2.8	90	5.5
	A_2	D32	40	57	30	16.8	2.4	90	5.6
		35	38	58	28	22.4	1.5	90	7.5
		38	38	60	28	23.6	1.9	90	7.2
		41	39	58	25	25.6	1.9	90	7.5
		51	38	58	24	16.0	3.4	90	7.8
	A_3	D32	38	56	28	17.0	2.2	90	8.1
		35	40	60	23	17.5	2.9	90	7.6
		38	37	55	22	17.0	3.2	90	10.0
		41		—	—	—	—	—	—
		51	39	57	25	19.4	4.2	90	13.8
斜フシ筋	B_1	D32	39	61	28	22.3	2.6	45	5.8
		35	38	57	29	23.6	2.5	45	6.8
		38	38	58	28	25.8	2.7	45	7.0
		41	36	58	22	28.3	4.2	45	7.4
		51	38	56	27	30.1	4.6	45	7.8
	B_2	D32	39	58	28	18.1	2.3	45	4.8
		35	40	59	27	20.0	2.2	45	6.2
		38	38	56	24	23.4	2.4	45	7.7
		41	37	58	25	30.6	3.0	45	7.8
		51	39	60	23	32.1	4.5	45	8.5

表－7　コンクリートの示方配合

設計基準強度 (kg/cm²)	水セメント比 (%)	単位量 (kg/m³)			
		セメント	水	細骨材	粗骨材
300	55	310	170	767	1140

3.3 試験方法の種類

鉄筋コンクリート部材における鉄筋とコンクリートの付着性状は多岐にわたっている。たとえばスパン内の鉄筋に沿う部分付着（local bond）定着部に働く定着付着（anchorage bond）があり，これらは鉄筋およびコンクリートに働く応力状態，かぶり厚さ，横方向鉄筋による補強程度等によって，付着応力分布や終局強度等が相異する。したがって単一の試験方法で鉄筋の付着性能を十分評価できない。ここでは次の三種の方法により鉄筋の付着性能を評価した。

(a) 引抜き試験

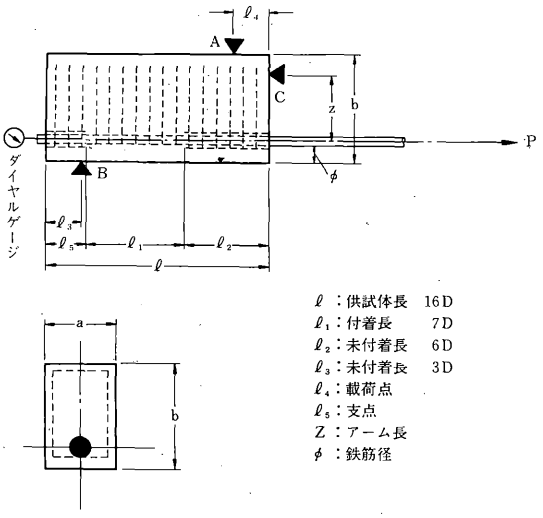
引抜き試験は主として鉄筋に沿う縦ひびわれの発生時の付着応力を確認することを目的としたものである。無補強コンクリートブロックからの鉄筋の引抜き試験となっていて，異形鉄筋の場合，この縦ひびわれの発生時は付着の降伏を意味している。

(b) 両引き試験

両引き試験は，はりの下縁の引張部を単純化したもので，鉄筋に直交する引張ひびわれの最大間隔を求め，ひびわれの分散性を評価するものである。

(c) 部分はり試験

部分はり試験は，はりのせん断スパン部をモデル化した供試体における引張鉄筋の付着性状を試験するもので，通常の鉄筋コンクリート部材のような比較的かぶりが薄く，横方向鉄筋で十分補強された場合の引張鉄筋の終局付着強度が得られる。試験方法を図－6に示す。



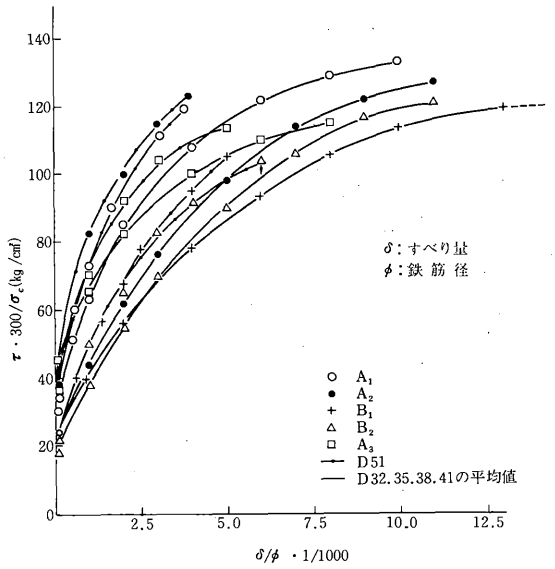
図－6　部分はり試験方法

3.4 実験結果とその考察

3.4.1 引抜き試験

供試体の寸法は予備検討の結果から，一辺の長さを6φとし，付着応力の均等化をはかるためボンドレス区間を設けて載荷した。

実験結果によればすべての銘柄の鉄筋において，D51，D41の付着応力－すべり曲線（$\tau_0 \sim \delta/\phi$曲線）は，D38以下の鉄筋を越えた位置にある。実験結果の一例を図－7に示す。したがって太径鉄筋の付着特性はD32以下の



図－7　各種鉄筋の$\tau o-\delta/\phi$曲線

鉄筋と同等以上と考えてよい。尚，D51の$\tau o-\delta/\phi$曲線はフシの形状によって大差はないが，D41以下ではフシの角度が鉄筋軸に直角でフシ間隔の狭いほど付着応力－すべり曲線の勾配は急であり，割裂時の最終スベリは小さい。

各鉄筋の最大付着応力度，初期付着応力度（すべり量0.002ϕmmにおける付着応力度）および最大すべり量を表－8に示す。表－8においてD41以下（一部にD38以下）の鉄筋の場合，最大付着応力度にほとんど差はなく，D51（一部D41も含む）の最大付着応力度はD41以下より10～20kg/cm²程度小さいものが多い。既往の研究結果も含めて論ずれば，斜めフシ筋の最大付着応力度は直角フシ筋より多少小さめとなり，またD51は直径がそれ以下のものより小さい値となると考えるのが妥当である。さらに最大すべり量についてもD51はそれ以下の径の鉄筋に比して著しく小さい。従ってD51を用いる場合には，細径鉄筋の場合より十分な横方向鉄筋を配置してかぶり

表－8　付着応力度とすべり量（引抜試験）

鉄筋 銘柄		鉄筋 呼び名	初期付着応力度 Zoi (kg/cm²)	最大付着応力度 Zou (kg/cm²)	最大すべり量 δ_x 1/1000 (mm)	支圧面積係数
直角フシ筋	A_1	D 32	72	121	300	0.136
		35	90	126	300	0.150
		38	87	135	400	0.141
		41	105	141	450	0.168
		51	99	123	175	0.180
	A_2	D 32	53	124	300	0.127
		35	61	129	400	0.058
		38	70	126	350	0.071
		41	62	135	400	0.066
		51	98	125	200	0.197
	A_3	D 32	84	129	300	0.108
		35	88	113	310	0.143
		38	78	108	325	0.157
		41	—	—	—	—
		51	92	114	255	0.179
斜フシ筋	B_1	D 32	53	123	600	0.103
		35	54	124	500	0.093
		38	59	128	400	0.092
		41	57	108	350	0.132
		51	66	107	250	0.138
	B_2	D 32	62	125	350	0.115
		35	57	134	450	0.098
		38	47	119	600	0.089
		41	58	120	600	0.086
		51	73	109	350	0.125

部分を補強する必要がある。また直角フシ筋と斜めフシ筋ですべり量を比較すれば一般に斜めフシ筋の方が大きい。このことは直角フシ筋はコンクリートとの一体性には優れているが，地震時などの大変形に対しては斜めフシ筋の方が有利といえる。

3.4.2　両引き試験

供試体はその中心軸に鉄筋を配置した正方形断面の角柱体とし，一辺の長さは鉄筋径の約3倍とした。供試体には間隔を変化させた切欠きを設けて載荷した。最大ひび割れ間隔はひびわれの発生しない最大切欠き間隔とした。表－9に各種鉄筋の最大ひびわれ間隔の試験値を示す。これらの結果を最大ひびわれ間隔とϕ/pの関係で示せば図－8のようになる。（p：鉄筋比）図中の各点からLmax－ϕ/p直線を決定すれば式(1)となる。

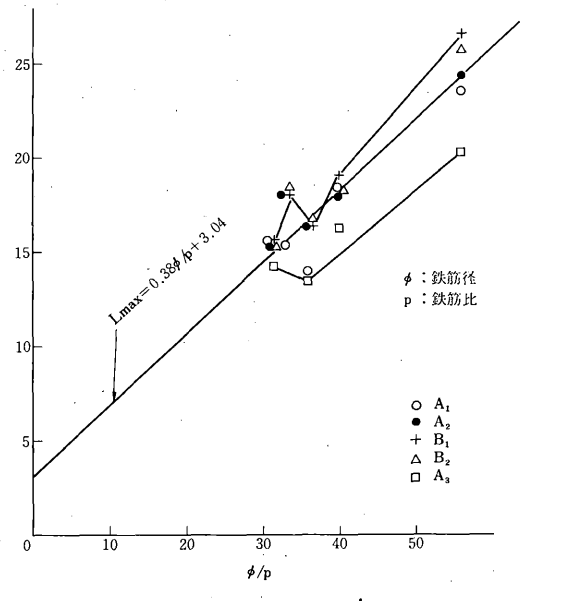
$$L_{max}=0.38\frac{\phi}{p}+3.04 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

式(1)を用いて，かぶり厚さ1ϕの場合（部材における有効鉄筋比p＝0.09）についてD32～D51までの最大ひびわれ間隔を計算すれば表－10のようになる。

土木学会「コンクリート標準示方書」および「太径鉄筋D51を用いる鉄筋コンクリート構造物の設計指針」では，ひびわれを考慮する場合の引張応力度として，D32およびD51に対してそれぞれ2100kg/cm²および1800kg/cm²を与えている。これらの規定値を

表－9　最大ひびわれ間隔

鉄筋 銘柄		鉄筋 呼び名	鉄筋比 P(%)	最大ひびわれ間隔 Lmax(cm)
直角フシ筋	A_1	D 32	7.94	18.4
		35	9.57	14.0
		38	11.40	15.5
		41	13.40	15.6
		51	9.01	23.5
	A_2	D 32	7.94	18.1
		35	9.57	16.4
		38	11.40	18.0
		41	13.40	21.2
		51	9.01	24.4
	A_3	D 32	7.94	16.3
		35	9.57	13.5
		38	11.40	14.2
		41	13.40	—
		51	9.01	22.1
斜フシ筋	B_1	D 32	7.94	19.3
		35	9.57	16.6
		38	11.40	18.0
		41	13.40	15.5
		51	9.01	26.5
	B_2	D 32	7.94	18.5
		35	9.57	16.7
		38	11.40	18.4
		41	13.40	15.4
		51	9.01	25.9



図－8　最大ひびわれ間隔とϕ/ の関係

基準とし，ひびわれ幅はひびわれ間隔に比例するものと仮定してD35～D41の許容引張応力度のめやすを算定すれば表－10のようになる。また鉄筋径がD41以下の場合，鉄筋の表面形状によって最大ひびわれ間隔に差異はない。しかし太径になるとふしの支圧効果の大きいもの（A_1, A_3）の最大ひびわれ間隔がいくぶん小となり，D51では斜めフシ筋の最大ひびわれ間隔は約26cm，ねじ筋を含めた直角フシ筋の場合22～24cmとなっている。しかしこの差はひびわれ幅として考えた場合，腐蝕に影響するほどの差はないと考えてよい。

3.4.3　部分はり試験

図－6に示すように下縁に引張鉄筋を配置し，その付着長は7ϕ，かぶりは1ϕと定めている。これは供試体にせん断ひびわれが発生する以前に鉄筋に沿う縦ひびわれが発生し，付着降伏がおこるよう配慮したものである。3.4.1で述べた引抜き試験では初期付着応力度やコンクリート縦ひびわれが発生するときの付着応力度を与えるのに対し，部分はり試験では横方向鉄筋で十分補強した場合の付着の終局強度を与えるものである。表－11に試験結果を示す。終局付着強度は鉄筋径による差はないが，引抜き試験の場合と比べて付着強度は下がるようである。フシの形状の影響については，斜めフシ筋B_1の最大付着応力度は90kg/cm²であるのに対し，直角フシ筋A_1の場合75kg/cm²であって，フシの支圧効果の小さいものの方が大きい。直角フシ筋でもD41以下のA_2は，A_1，A_3に比してフシ間隔が大きく，その最大付着応力度は約85 kg/cm²であって，A_1，A_3より大きい。これらのことは横方向鉄筋で十分補強された場合，付着の終局強度はフシの支圧効果でなく，フシ間のコンクリートのせん断耐力に支配されることを示すものである。

表－10　ひびわれを考慮する場合の鉄筋の許容引張応力度のめやす

鉄筋の呼び名	P＝0.09の時の最大ひびわれ間隔 (cm)	許容引張応力度 (kg/cm²)
D 32	16.47	2100
35	17.78	2050
38	19.13	2000
41	20.48	1950
51	24.49	1800

表－11　付着応力とすべり量（部分はり試験）

鉄筋			初期付着応力度 Zoi (kg/cm²)	最大付着応力度 Zou (kg/cm²)	最大すべり量 1/1000 (mm)	支圧面積係数
銘柄		呼び名				
直角フシ筋	A_1	D 32	42	71	2900	0.136
		35	50	86	1300	0.150
		38	56	76	1500	0.141
		41	46	78	1900	0.168
		51	44	74	1700	0.180
	A_2	D 32	42	80	4000	0.127
		35	45	83	3500	0.058
		38	38	88	3300	0.071
		41	52	92	2900	0.066
		51	47	81	2600	0.197
	A_3	D 32	48	76	2700	0.108
		35	44	73	1900	0.143
		38	40	64	2700	0.157
		41	—	—	—	—
		51	40	82	2900	0.179
斜フシ筋	B_1	D 32	60	93	2000	0.103
		35	51	88	2100	0.093
		38	44	75	2200	0.092
		41	50	95	2100	0.132
		51	48	93	1800	0.138
	B_2	D 32	41	72	3200	0.115
		35	38	70	3400	0.098
		38	36	67	3500	0.089
		41	30	64	2600	0.086
		51	50	71	2000	0.125

3.5　まとめ

直径32㎜以上の太径鉄筋を鉄筋コンクリート構造物に使用する場合に設計上の資料を得るため実験的研究を行った。鉄筋とコンクリートの付着性状は多岐にわたっているので，応力状態がなるべく構造物内の状態と類似する三種類の付着試験方法を行い，各種鉄筋の付着性状を総合的に評価を行った。以下簡単にその結果を示せば次の様になる。

(1) フシの表面形状が同じであれば，鉄筋径にかかわらず付着性の差は認められない。

(2) D 51を用いる場合は横方向鉄筋（スターラップ等）による補強を十分に行う必要がある。

(3) 鉄筋の表面形状の相異によるひびわれ幅の差異は，鉄筋の腐蝕に影響を及ぼすほどのものでない。

(4) 横方向鉄筋で十分補強された場合の終局強度は，フシ間のコンクリートのせん断抵抗に支配される。

(5) D 32～D51の許容付着応力度は同一の値としていい。

(6) ひびわれを考慮する場合の許容引張応力度としては表－10を参照して実用上次の値を提案できる。

呼び名	許容引張応力度(kg/cm²)
D32	2100
D35, D38	2000
D41	1900
D51	1800

4．あとがき

太径鉄筋の今後の実用をはかる上で，設計上の問題点について，いくつかの重要な示唆を頂いた東京都立大学村田二郎教授，池田尚治助教授に対し深く敬意を表し感謝致します。

〔参考文献〕

1) 池田尚治他：鉄筋の異種径重ね継手に関する研究，土木学会第32回年次学術講演会講演概要集第5部V-105，昭和52年10月

2) 村田二郎他：太径鉄筋の付着性状，土木学会第32回年次学術講演会講演概要集第5部V－99，昭和52年10月

流れと波が共存する場における流体力の評価について

設計第二部設計第三課　野村直茂

1．まえがき

構造物を合理的に設計するためには，外力を的確に把握することが基本であるが，対象とする構造物が海洋に設置されるものであれば，水平荷重にしめる潮流・波力のウエイトは表－1にみるごとく格段に大きいため，[1] 特に外力としてのそれらを正確に推定する必要がある。流れによる流体力と波力を個々に評価することについては，すでに多くの研究例があり，実用的に十分な精度を有する算定法が定っていることは周知のとおりである。しかしながら，流れと波が共存する場において，構造物に作用する流体力をいかに評価するかという問題については，まだ十分に研究されておらず，この問題は自然条件の苛酷な海峡を事業の場とする本四公団では，基本的かつ重要なテーマとなっている。

本稿は，流れと波が共存する場における流体力の評価について，現在の下部構造設計基準における扱いに簡単にふれた後，予備的考察を行ない，さらに昭和50～51年度にかけて委託した「強潮流の中の進行波力に関する調査」の成果を要約し報告するものである。

2．下部構造設計基準での扱い

本四連絡橋に関する下部構造の設計基準は，昭和42年7月に土木学会・本州四国連絡橋技術調査委員会で報告された「本州四国連絡橋下部構造設計指針(1967)」[2] を嚆矢とするが，その後の「本州四国連絡橋下部構造設計示方書(案)」（昭和47年11月）でも，流れと波が共存する場における流体力の評価については何ら言及されていなかった。しかるに，昭和46年4月に発足した土木学会・海洋構造物に関する調査研究委員会で，流れと波が共存する場における流体力が初めて検討の対象となり，その結果，海洋構造物設計指針（案）で波力算定時に，「潮流などのように一様な流水の存在する場合には速度としては一様流と波によるものゝベクトル和を採用する」ことが解説に付記されることとなった。[3]

現在，本四公団の下部構造設計基準(昭和52年3月)では，進行波力の算定は「Morisonの式」によることになっているが，この式は，波力が水粒子速度による力，すなわち抗力と，水粒子加速度による力，すなわち慣性力（質量力）によって生ずるという基本概念に基いたものであり，流れと波との両方を考える場合は，Morison式の第一項（抗力の項）において，水粒子速度として流れによる水粒子速度と波による水粒子速度とをベクトル和したものを代入することを原則としている。実用上はMorison式を展開して，柱状構造物に作用する潮力・波力の最大値を近似的に得る式および図表が与えられている。[4]

表－1　明石海峡大橋3P支持枠（根固め施工時）

〈施工条件〉	
水　深	h＝45m
潮　流	u＝4.5m/sec
波	Hmax＝6.7m，T＝6.2sec
風　速	V_{10}＝32m/sec
〈水平荷重－橋軸直角方向〉	
潮流力	5,839t (74)
波　力	1,680t (21)
風　力	419t (5)
計	7,938t (100)

（注）潮流力・波力は，昭和50年度抗力試験に基づくもので，下部構造設計基準によるものではない。

3．予備的考察

流れが存在する場合，波は流れの影響を受けて変形する。順流の場合，波高は小さくなり波長が増すが，流れによる抗力と波による力が同じ方向に働く。逆流の場合は，波高が大きくなり波長が短かくなるが，流れによる抗力は反対方向に作用する。このように流れによって波自身が変形するため，波による水粒子の速度や加速度は流れのない場合のそれとは異ってくる。

流れと波が共存する場において，構造物に作用する流体力を算定する方法としては，次の2つの方法が考えられる。第1は，流れのみによる力と波による力を力として合成する方法，第2は，流速成分をベクトル合成し，それによる流体力を求める方法である。しかしながら，流体力が流速の2乗に比例する力である抗力と，流れの加速度に比例する力である慣性力の和で表わされると考えるならば，流れと波が共存する場合の力は抗力における相乗効果のために，流れのみによる力と，波による力の単純和以上のものとなる。たとえば，流れと波の水粒

子速度が同程度の場合には，単純和のほぼ倍の抗力が構造物に作用することとなる。このため，一般には第2の方法で算定されるのが合理的である。しかしながら，先に述べたように流れの存在により波自身が変形するため上の議論は単純には成立せず，また質量係数や抗力係数は通常K.C数（Keulegan-Carpenter数）やReynolds数の関数であるといわれており，流れと波が共存する場においてはこれらの係数の値が変化することも予想される。

進行波力を見積ることを目的とした「Morisonの公式」は，(1)波動運動の場が，物体によって変形を受けない，(2)非砕波の波である，(3)波力を抗力と慣性力の線形和として表現できる，という仮定に基づいたものである。この公式は，理論的には問題が残されているが，これに代る式が現在のところなく，実用上，ほぼ妥当な結果を与えるものとされているので，波力の推算といえばほとんどがこの式によっているのが実情である。そこで，以下波と流れが共存するという非定常な流体運動の場を記述するものとして，Morison式に準じた理論展開を行なう。

海中に存在する円柱状部材に作用する波力を算定するMorison式は，式(1)で表わされる。

$$\left.\begin{aligned} dF_T &= dF_D + dF_M \\ dF_D &= (\rho C_D D/2)|u|\,u\,dz \\ dF_M &= \{\rho C_M(\pi D^2/4)(du/dt)\}\,dz \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

ここで

dF_T：鉛直距離dzの部分に作用する水平波力
dF_D：抗力
dF_M：慣性力
ρ：流体密度
u：部材がない場合の波による水平水粒子速度
du/dt：波による水平水粒子加速度
C_D：抗力係数
C_M：質量係数
D：円柱の直径

一様な流れUと波が共存する場合の全流体力は式(2)で表現される。

$$\left.\begin{aligned} F_T &= \int_{-h}^{\zeta} dF_T = \int_{-h}^{\zeta} dF_D + \int_{-h}^{\zeta} dF_M \\ dF_D &= (\rho C_D/2)(u+U)|u+U|\,dz \\ dF_M &= \rho C_M(\pi D^2/4)\{d(u+U)/dt\}\,dz \end{aligned}\right\} \quad (2)$$

流れが一様流あるいは一次せん断流の場合，流速分布形は式(3)のように表わされる。

$$U(z) = U(o)\{(1-\gamma)(z/h)+1\} \cdots\cdots (3)$$

ここで，$\gamma=1$が一様流を表わす。この時の流れの場は式(4)のようになる。

$$\left.\begin{aligned} u &= \frac{H'}{2}\,k'\{c'-U(o)\}\,\frac{\cosh k'(z+h)}{\sinh k'h} \times \cos k'(x-c't) \\ w &= \frac{H'}{2}\,k'\{c'-U(o)\}\,\frac{\sinh k'(z+h)}{\sinh k'} \times \sin k'(x-c't) \end{aligned}\right\} \quad (4)$$

ここで ' のついた記号は，流れがある場合の波の諸元を表わすもので，H'，k'，c'，hはそれぞれ，波高，波数，波速，水深である。

次に，分散関係式は一次せん断流の場合

$$C' = U(o) - \frac{1-\gamma}{2}U(o)\frac{\tanh k'h}{k'h} + \sqrt{\left\{\frac{1-\gamma}{2}U(o)\frac{\tanh k'h}{k'h}\right\}^2 + \frac{g}{k'}\tanh k'h} \cdots (5)$$

一様流の場合

$$C' = U + \sqrt{(g/k')\tanh k'h} \cdots\cdots (6)$$

一方，波のエネルギー方程式において摩擦によるエネルギー減衰を無視しエネルギー流束を一定とすると，一様流の場合の波高変化は式(7)となる。

$$\frac{H'}{H} = \left[\frac{\{1+(2kh/\sinh 2kh)\}}{U+\{1+(2k'h/\sinh 2k'h)\}} \times \frac{\sqrt{gk\tanh kh/2}}{\sqrt{gk'\tanh k'h/2}}\right]^{\frac{1}{2}} \cdots\cdots (7)$$

なお上にあげた式は，次章以降で要約する実験結果を理解するに必要と思われるもののみを列挙したものにすぎないので，詳細は参考文献(5)，(6)によられたい。

4.「強潮流の中の進行波力に関する調査」[5][6]

4.1 研究の目的

予備的考察でも述べたように，流れと波が共存する場合には，流れによって波自身が変化するため，波による水粒子速度あるいは水粒子加速度は，流れのない場合のそれとは異なる。このような流れがある場合の波高や波長の変形については過去に種々の研究があり，一様流の鉛直方向の流速分布が特殊な場合については理論的な計算もなされている。[7] しかしながら，流れのある場における波の変形が流体力に対してどのように影響するかについての研究は，ほとんどなされていないのが実情である。本調査は上記の問題を追求するため，東京大学土木工学科堀川研究室に委託したものである。

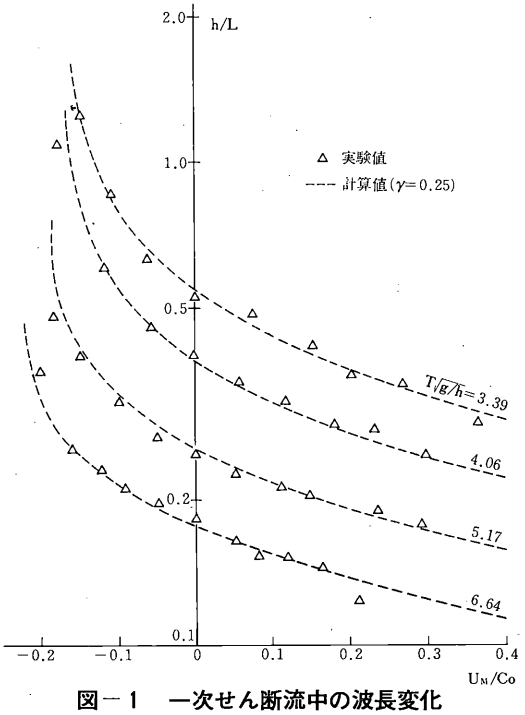
4.2 研究の概要

この研究は先ず初年度において，2次元造波水路（全長約23m，幅0.8m，高さ1.0m）において，走行台車に取付けた円柱模型（D＝15.9cm，30.0m，60.5m）を一定速度（U＝0～±60cm/sec）で移動することにより，流れと波の共存場をシミュレートして流体力を測定し，共存場における波力の大局的な特性を把握した。その結果，共存場における流体力は流れの力と波の力の線形和でなく，Morison式において波と流れの水粒子速度のベクトル和を用いて計算すれば十分な精度を得ること，この場合波の理論としてStokes波（第2次近似）を用いることの有効性はほとんどなく，微小振幅波理論を用いて十分であること，その際抗力係数は，流れと波の強さの比$a\sigma/U$（$a=H/2$，$\sigma=2\pi/T$）によって，流れのみによる抗力係数と波のみによる抗力係数の中間の値をとり，質量係数は流れのない時の波に対する時とほぼ等しい値をと

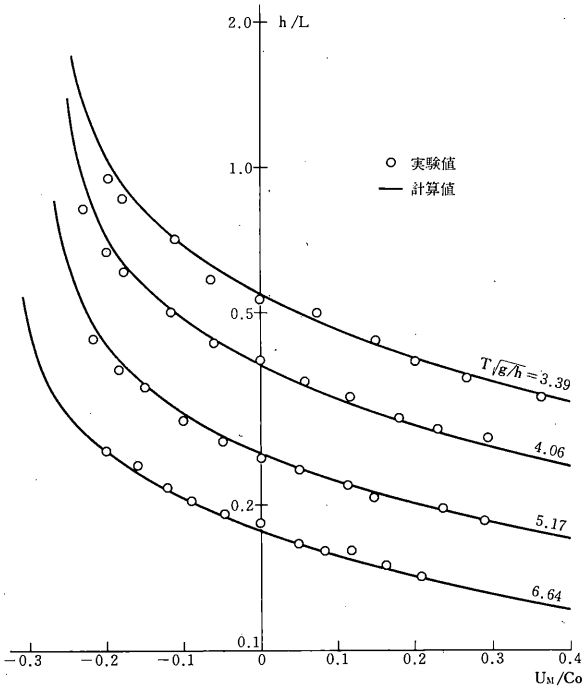
るという結論を得た。

2年目には，順・逆流が弁の操作によって選択される2次元環流式造波水路（全長約5 m，幅20cm，高さ（水深）18cm）で，2次元的な流れと波が共存する場を作り出し，水粒子速度，波高，波速の測定から流れの場の特性を，理論的な結果と比較検討するとともに，波力の測定を行なって流体力の特性を調べた。流れは順・逆2方向で，流れ方向に一様な場合のみを対象とした。この時の実験条件は，円柱模型の直径D＝1.0cm，2.0cm，流速U＝0～±30cm/sec，波の周期T＝0.47～1.10sec，波高H＝0.5～3 cmである。

4.3　流れと波が共存する場における流れの特性



図－1　一次せん断流中の波長変化



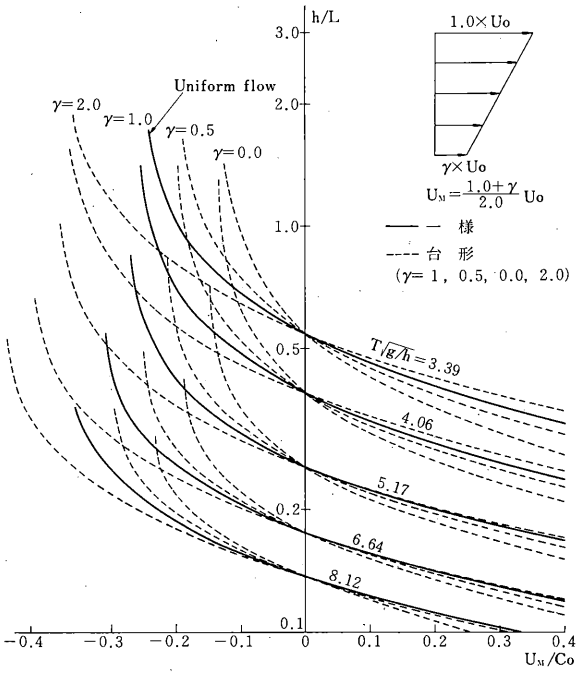
図－2　一様流中の波長変化

4.3.1　波長変化について

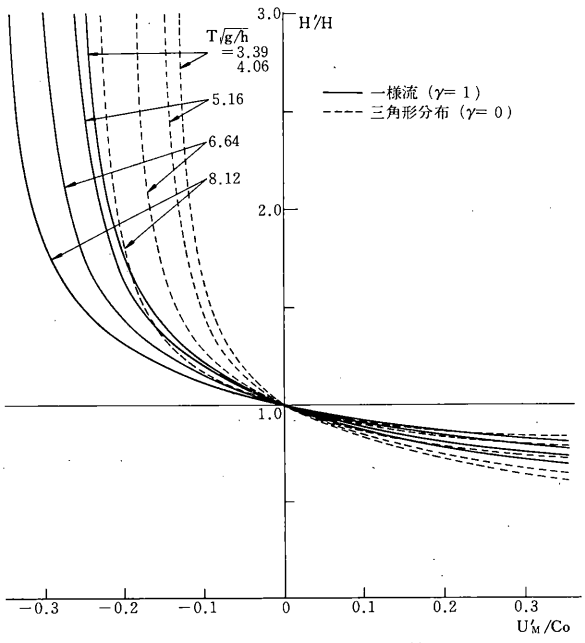
図－1，2は式(5)，(6)と実験結果を比較したもので，これによれば一次せん断流，一様流ともにその一致が非常によいことが分かる。図－3は種々の台形分布に対する計算結果があるが，順流の時に波長がのび逆流の時に波長が縮むという当然の結果のほかに，逆流時に存在しうる波は波長が0になる点で制限され，極限としてU/c＝0.25に近づく。またせん断流の場合には，流量が同じならばShearが大きい（$\gamma \to 0$）ほど波長変化に対する影響が大きい傾向を示す。

4.3.2　波高変化について

図－4は，一様流（式(7)参照）と三角形分布の場合のH′/Hを計算したものである。これによれば，一般的に三



図－3　一次せん断流中の波長変化



図－4　波高変化の計算値

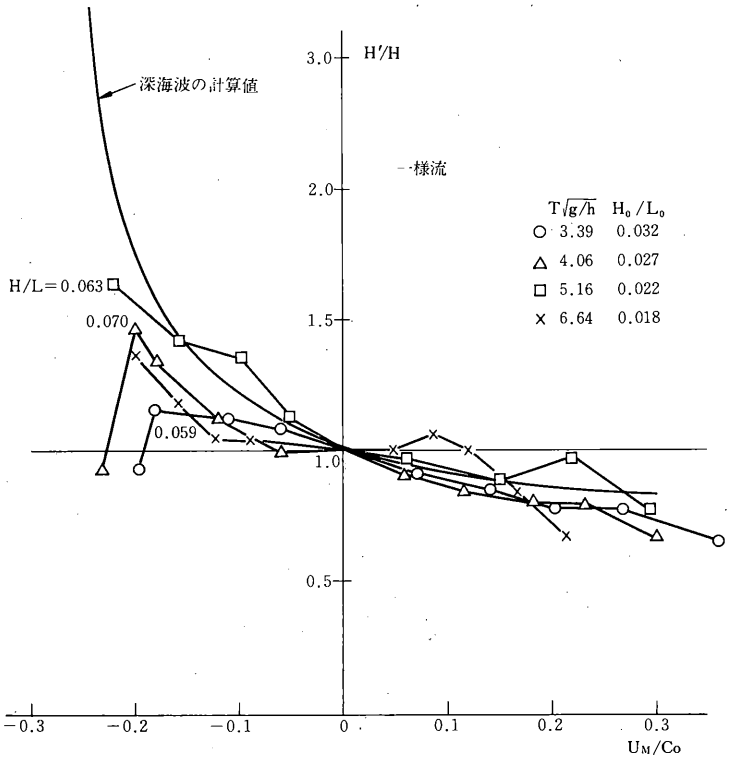
角形分布の場合に流れの効果が著しく，逆流時には深海波ほどU_M/C_0の小さい所で立ち上がる。これは波長変化における傾向と対応している。図－５，６は，一様流および一次せん断流中での波高変化を示すものであるが，$T=\sqrt{g/h}=3.39$，4.06の場合U_M/C_0が負の方向に大きくなると急に下がるところがある。これは砕波を意味し，波形こう配を維持しきれなくなるために起こるものと考えられる。

4.3.3　水粒子速度について

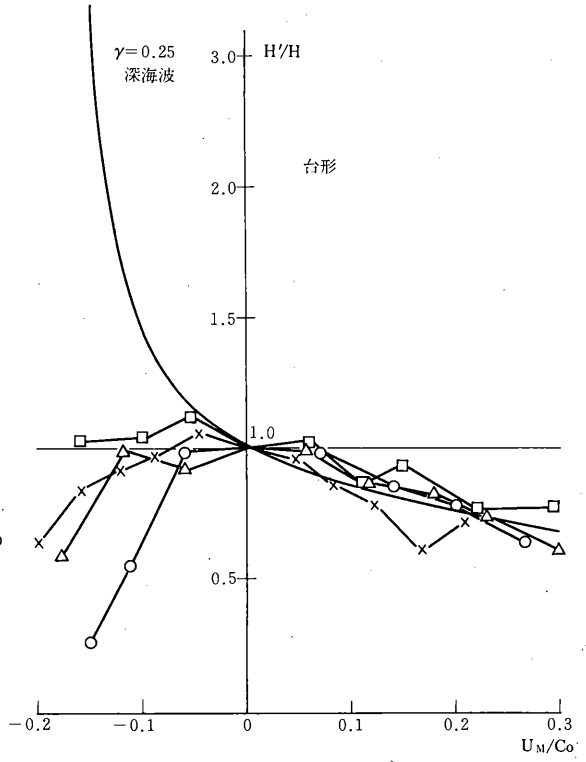
水平水粒子最大速度の鉛直分布について計算値と実測値と比較すると，計算上は波の峰と谷での差はないが，実測では逆流で長波に近いほど谷での流速が大きくなり，その分だけ峰での流速が小さくなる傾向がある。しかし，峰と谷の絶対値の平均値は図－７にみるとおり計算値とよく一致しており，変動成分としては波によるものを考えて十分である。鉛直水粒子最大速度は全体的に理論値より小さめである。

4.3.4 まとめ

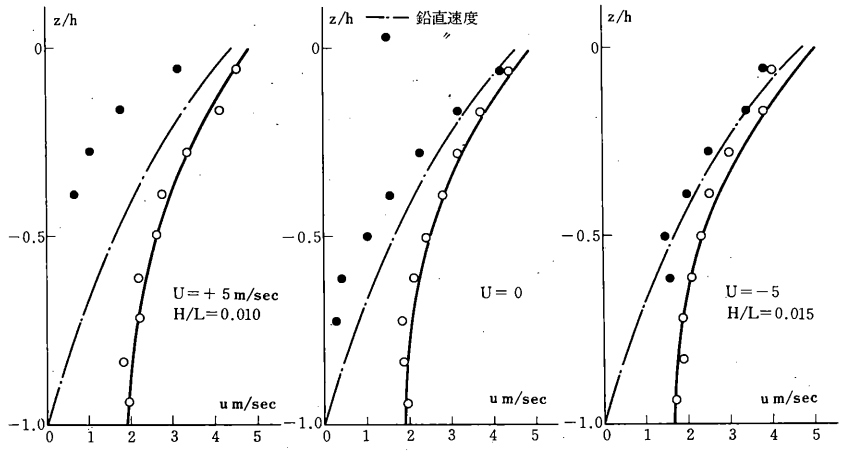
流れと波が共存する場の特性をまとめると，波が流れのない場からある場に進入する場合の波長，波高，水粒子速度場の変化は，ともに流れの一様または一次せん断流である限り，一次のオーダーの流れと波の共存する場の理論で十分に表わされる。ただし波高変化については逆流時において理論で予測される増大率があまりに大きい時は，実験においては実際に砕波する。その時の波形こう配は，今回の実験では0.04～0.08であった。



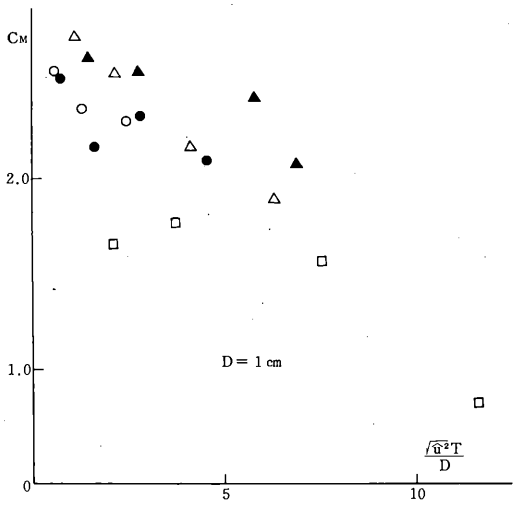
図－５　一様流中の波高変化



図－６　一次せん断流中の波高変化



図－７　一様流中の波による水粒子速度($T\sqrt{g/h}=5.17$)



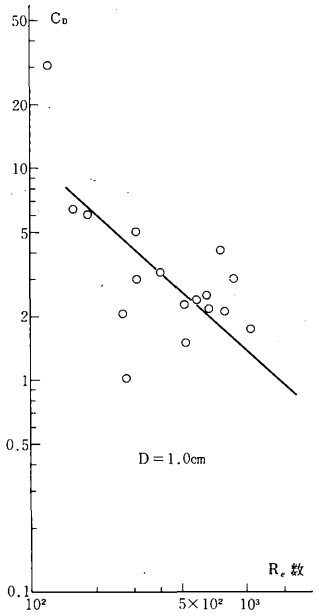
図－８　波のみによる質量係数

4.4　流れと波が共存する場における流体力

4.4.1　波および流れのみによる流体力

微小振幅波理論によれば，波形の0点および峰と谷での波力を測定することにより波による慣性力と抗力の分離が可能で，実験値から容易に波のみによる質量係数と抗力係数を求めることができる。この結果を図−8，9に示す。図より，質量係数は従来の実験結果と同様な傾向を示し，抗力係数はかなり急な右下がりの曲線を示している。なお実験結果によればいずれの係数も円柱の径によりかなりの差がでているが，これは実験のスケールが余りに小さいこと，波力自体も小さいことにより生じた誤差と考えられる。

流れのみによる抗力係数は，今回の実験範囲内でほぼ1.0であった。

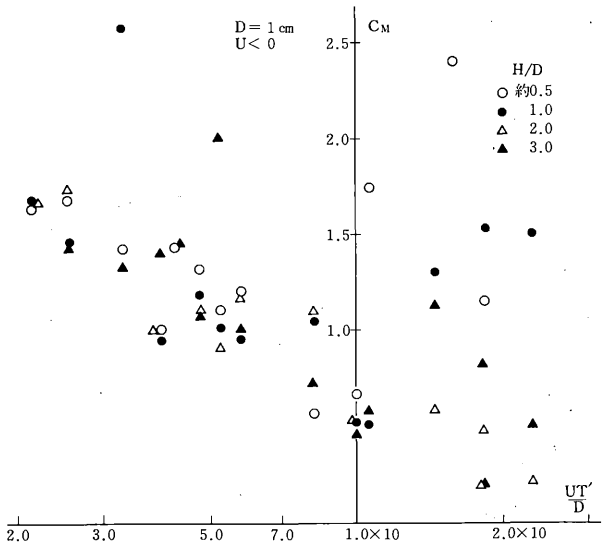


図−9　波のみによる抗力係数

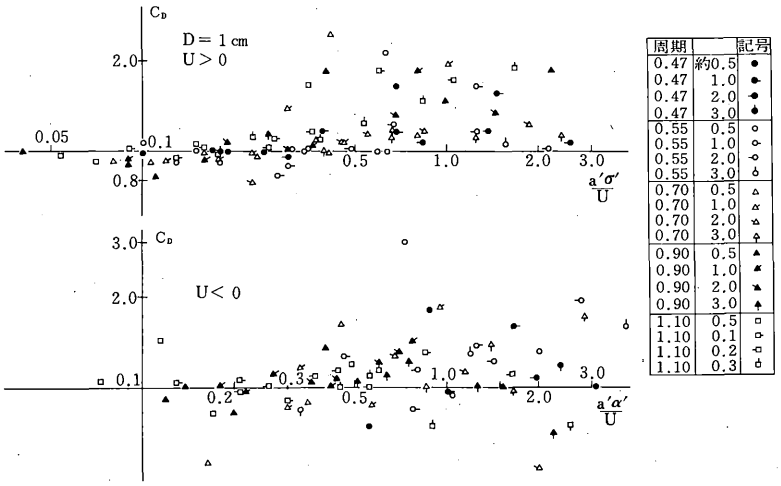
4.4.2　流れと波が共存する場における流体力

実測された波力の時間波形は計算によって得た波力の波形（抗力係数1.0，質量係数2.0）によく似ており，Morison 公式の有効性を保証している。

抗力係数について，横軸に$a'\sigma'/U$をとって整理したのが図−10である。図より，流れが卓越して$a'\sigma'/U$が小さい時は流れのみの抗力係数(1.0)に近い値をとるが，$a'\sigma'/U$が大きくなるにつれてばらつきながらも大きくなっていく傾向が見られる。通常，抗力係数はReynolds数をパラメーターの関数として表示されるが，波だけの抗力係数と流れだけの抗力係数のReynolds数への依存の仕方が異るために，図−10のように$a'\sigma'/U$なるパラメーターが必要になると考えられる。



図−11　波と流れによる質量係数



周期		記号
0.47	約0.5	●
0.47	1.0	●
0.47	2.0	●
0.47	3.0	●
0.55	0.5	○
0.55	1.0	○
0.55	2.0	○
0.55	3.0	○
0.70	0.5	△
0.70	1.0	△
0.70	2.0	△
0.70	3.0	△
0.90	0.5	▲
0.90	1.0	▲
0.90	2.0	▲
0.90	3.0	▲
1.10	0.5	□
1.10	0.1	□
1.10	0.2	□
1.10	0.3	□

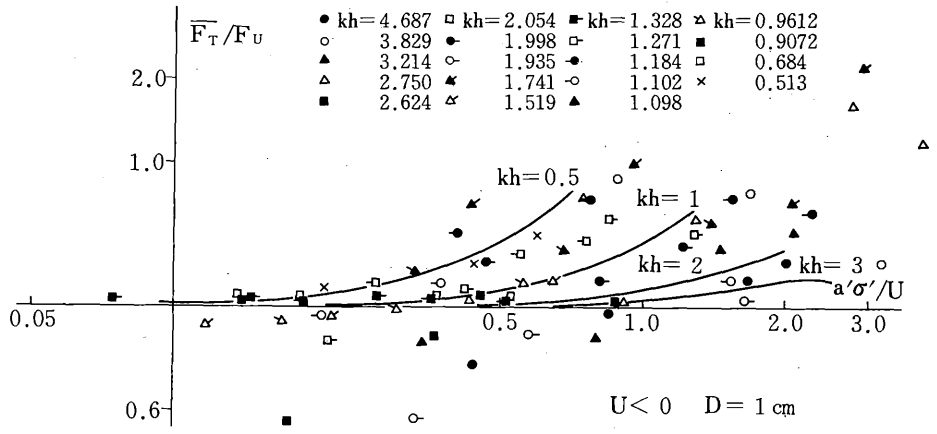
図−10　波と流れによる抗力係数

図−11は，K.C数(＝U・T′／D)を横軸にとって質量係数を整理したものである。実験の範囲内では，径によるわずかな差異はあるものの，K,C数が大きくなるにつれて直線的に小さくなる。この関係は波のみの場合のそれにほとんど一致する。

4.4.3　流体力の平均値と変動振幅

4.4.2の結果をもとにして，計算値がどの程度実測値を表現しうるかをみるために，流体力の平均値$\overline{F_T}$と変動振幅$\tilde{F_T}$について調べる。

先ず，流れと波の共存する場で実測された$\overline{F_T}$と流れの



図−12 $a'\sigma'/U \sim \overline{F_T}/F_U$

みによる抗力F_Uの計算値の比は，波の流れに対する相対的な強さを表わす$a'\sigma'/U$と波の浅海性を表す$k'h$をパラメータとする。図−12に示す実線は，流れおよび波の抗力係数をいずれも1.0とした時の計算値であり，円柱径1.0 cm，逆流の場合の実測値を整理してある。図によれば，$a'\sigma'/U$が大きくなる時の立ちあがりが実測値の方がわずかに早い，という点を除けばその一致のよいことが分かる。

流れと波が共存する場の大きな特徴は，抗力項における流れと波の水粒子速度の相乗効果による変動振幅の発生である。そしてそれによる振幅と波だけによる流体力の変動振幅の比は，主としてK.C数による。抗力係数を1.0とした時の計算値と実測値とはよく一致している。

4.4.4 まとめ

流れと波が共存する場における流体力を算定するためには，Morison公式の水粒子速度にベクトル和を用いれば十分に有効であり，その際の抗力係数はReynolds 数と$a'\sigma'/U$によるが，流れが強い場合には，流れのみが存在する時の抗力係数をとってよい。また質量係数はK.C数が大きくなるにつれて小さくなる傾向を示すものの，その範囲では慣性力からの寄与が大きいことを考えれば，波（波高H′，波数k′，水深h）のみによる質量係数に等しくとればよい。

4.5 結論

本研究の結論は，報告書で次のように述べられている。

1) 波と流れが共存する場合の水粒子の速度場は，一様流または一次せん断流の範囲では，分散関係式において流れの効果を考慮するだけで十分である。

2) その時の分散関係式は，流れが逆流の場合に計算上波が存在しなくなる時がある。その物理的意味は，波のエネルギー伝播速度が0になるということであり，それは実験的にも確かめられた。

3) また波高H′は，流れがないとした時の波高Hから，エネルギー流束が一定であるという条件から計算してよい。ただし，k′が小さくなってエネルギー伝播速度が0に近くなると砕波してしまうが，理想的な条件下では存在しうる最大波形こう配は，一様流ならば水平床上の保存波の理論的な存在限界に一致することになるが，今回の実験では，流れのないところから，ある所への遷移域が短かいこともあって，H/L=0.04～0.08であった。

4) その結果，流体力は波と流れがある場での波による水粒子速度場を考えれば，初年度の取扱いがそのまま適用できることになり，実験的にもそのことが確かめられた。

5) その際，抗力係数としては流れのみによるもの，質量係数としては波によるものをとって十分である。

5. あとがき

「強潮流の中の流体力に関する調査」については，いずれしかるべき形で堀川研究室から研究成果の発表があると思われるので，本稿ではその概要を中心に報告した。従って，理論的考察，実験設備，あるいは実験結果等の詳細は参考文献(5)，(6)を御覧いただきたい。また，本稿をまとめるにあたっては参考文献(5)，(6)のほかに(7)～(12)を参考にさせていただいた。

最後に，潮流・波力の評価について貴重な示唆を与えていただいた東京大学堀川教授ならびに同港湾研究室の方々に感謝の意を表します。

〔参考文献〕

1) 明石海峡大橋下部工施工計画資料作成（主塔基礎施工法資料整理）報告書(I) 昭和52年3月
2) 土木学会：本州四国連絡橋技術調査委員会：本州四国連絡橋技術調査報告書 昭和42年7月
3) 土木学会：海洋鋼構造物設計指針（案）解説 昭和48年8月
4) 下部構造設計基準・同解説 昭和52年3月
5) 強潮流の中の進行波力に関する調査報告書—1976年3月
6) 強潮流の中の進行波力に関する調査報告書—その2 1977年3月
7) ECOR日本委員会波浪委員会編：海洋波浪の調査研究に関する現況報告書
8) 合田良美：構造物に働く波力（水工学シリーズ67—10）1967年8月
9) 富永政英：海洋波動 共立出版
10) 石原藤次郎編：水工水理学 丸善
11) 土屋・山口：直円柱に作用する全波力について 土木学会論文報告集第277号
12) 土木学会：水理公式集

風化花崗岩のクリープ特性について

第三建設局設計課長　喜岡直太郎
第三建設局設計課　森本則行
工務部工務第二課　谷中幸和

1．まえがき

花崗岩類のクリープ変形量は，弾性変形に比べて小さく，また総変形量も小さいとして従来設計の立場からの詳細な検討は行なわれなかった。

第三建設局においては海峡部橋梁の下部工の中に強風化花崗岩を基礎地盤としたものが有り，設計検討の必要上そのクリープ特性を検討した。

地盤の工学特性の調査では一般に水平・垂直載荷試験，ブロック剪断試験等が行なわれ岩盤の弾塑性に関する工学定数を得ている。クリープ変形試験は地盤の粘弾性に関する定数を求めるための試験であり，弾塑性に時間のファクターを付加したものといえる。

本報告で述べる生口島での現場試験は，一般に行なわれている水平・垂直載荷試験及びブロック剪断試験を実施し基本的な工学特性を把握した後，クリープ変形試験を行ない検討範囲を粘弾性の分野まで拡げたものである。

従来，クリープ変形試験は，室内または原位置において限られた時間内での変形試験を行ない応力～時間～変形挙動の関係が将来も続くものとしてクリープ係数を推定することが行なわれて来た。

本試験は強風化した花崗岩（D級岩盤）を対象として原位置での長時間にわたるクリープ試験を実施し，その結果について数種の近似式を適用しクリープ変形の特性に対する考察と変形量の予測計算法についての検討を行なった。本報告はこれらの試験結果の主要なものについて報告するものである。

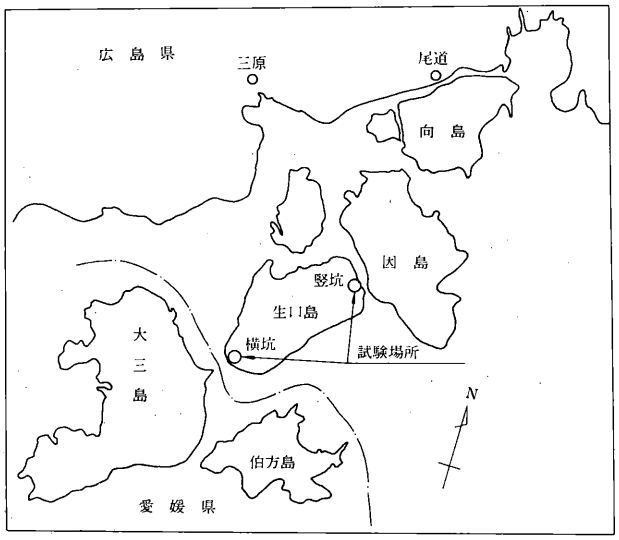
2．試験地点の概要

試験地点は広島県因島市州江町及び瀬戸田町早瀬（何れも生口島）の2地点で本四連絡橋の海峡部橋梁である生口橋及び多々羅大橋の架橋予定地点付近の陸上部である。（図－1参照）

本地点は本州と四国のほぼ中央に位置する生口島にありEルートの中では比較的風化が進んだ地盤が分布している。基盤である花崗岩は粗粒であり広島型花崗岩と称されるものであり，試験の対象とした地盤はD級の花崗岩でボーリング孔を利用した孔内載荷試験による変形係数(Esp)は150 kg/cm²～1500kg/cm²の範囲のものである。

各試験の実施場所の地盤条件は表－1のとおりでありD_L，D_M，D_Hに対する試験を行なった。

D_Lに対する試験は生口橋架橋地点において深さ12～15 mの竪坑を掘削しその底面で実施した。またD_M及びD_Hに対する試験は多々羅大橋1A地点付近に延長150 mの横坑を掘削しその底面で実施した。両地点とも坑道の掘削に先立ちプレボーリングを行ない地盤条件の把握に努めた。



図－1　試験地点位置図

表－1　試験地盤条件

	竪杭（州江町）		横　杭（瀬戸田町早瀬）				
位置	(m) T. P-13.1	(m) T. P-10.5	(m) T. P-17.0 坑口より 69m	(m) T. P-17.0 75m	(m) T. P-17.0 41m	(m) T. P-17.0 93m	(m) T. P-17.0 74m
土被り厚 (m)	14.0	13.0	20.7	21.7	16.3	23.0	21.3
No.	DL－1	DL－2	DM－1	DM－2	DM－3	DH－1	DM－4
条件	dry	dry	wet	dry	wet	wet	wet
径 荷重条件 (kg/cm²)	φ40cm 6.37, 11.94 15.92, 19.9	φ40cm 6.37, 9.55 12.77	φ40cm 8.0, 16.0 24.0, 32.0, 72.0	φ40cm 6.0, 16.0 24.0	φ60cm 5.0, 100, 15.0, 20.0, 25.0	φ40cm 8.0, 16.0 24.0	φ100cm 8.0
試験期間 (day)	10	10	90	35	182	35	67
岩級	D_L	D_L	D_M	D_M	D_M	D_H	D_M
有効間隙率 n (%)	43.0	37.0	23.0	22.5	24.8	18.0	22.2
孔内変形係数 Eb(kg/m²)	214	156	1250	903	500	925	700
載荷試験変形係数 Edē(kg/cm²)	214	156	1140	1440	408	1320	932
弾性係数 Etl(kg/cm²)	545	390	3190	3780	2550	3280	1830
密度 ρ (g/cm³)	1.50	1.65	2.10	2.10	2.08	2.24	2.13

3．試験の方法

今回実施したクリープ変形試験は大別して２種類のものに分類される。すなわち載荷板及び地表の変位を測定するものと、載荷板の下の地盤内に歪計を埋設し地盤内歪を測定するものの二種類である。後者は試験中の地盤内の応力状態を把握すると同時にＦＥＭによる地盤挙動のシミュレーションを行うためのデーター収集を行うことを意図して実施された。

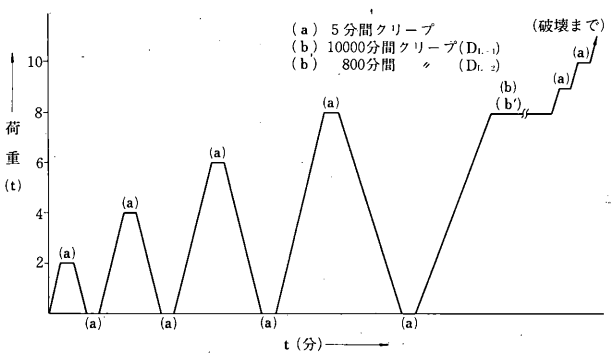
3.1　生口橋竪坑試験（No.D_L－１，２）

本試験はD_L地盤に対す試験であり試験地点が海岸に近い低地であったことから竪坑の四隅にディープウェルを設置し地下水位の低下をはかった。

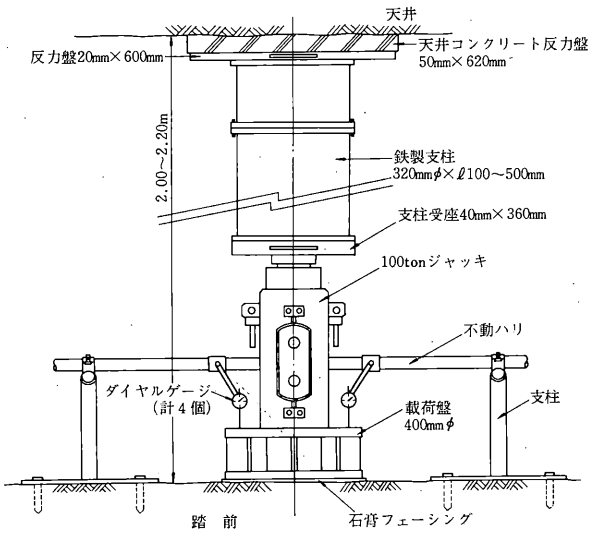
試験装置は直径40cmの剛体円形載荷板を用いた垂直載荷試験装置を用い，定荷重の保持のためアキュムレーターを油圧回路に組み入れた。また竪坑であるので反力はアースアンカーに支持された反力梁によってとる方法とした。ローディングパターンは図－２に示すとおりであり，加圧速度は１^t/分で実施した。またクリープ変形の測定を行なった荷重強度を数段階変えたのはクリープ特性の応力依存性を検証しようとしたためである。試験条件は自然乾燥状態であった。クリープの測定期間は10日間であり測定は載荷板上及び地表の変位に限って実施した。

3.2　多々羅大橋横坑試験（No.D_M-１，２，D_H-１）

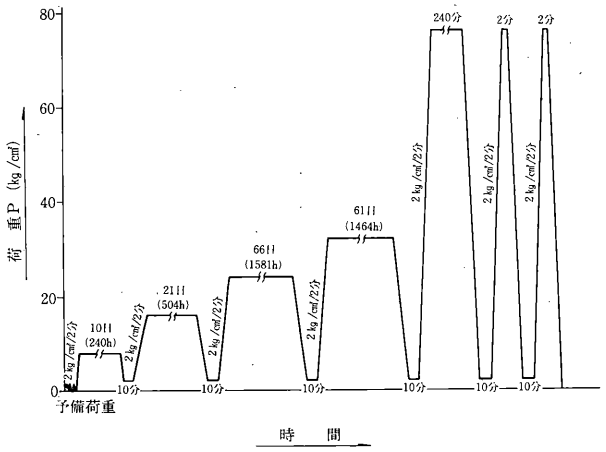
本試験はD_M及びD_H級岩盤に対する試験で，多々羅大橋１Ａ地点に掘削した横坑内で実施した。試験装置は図－３に示す様に垂直載荷とし直径40cmの剛体円形載荷板を用い反力は横坑の天井にコンクリート製の反力盤を設けてこれにとらせた。変位測定は載荷板上の４個のダイヤルゲージ(1/100mm精度,30mmストローク）を使った。試験条件は自然乾燥状態(dry)と浸水湿潤状態(wet)とし湿潤状態の保持は載荷板の周囲に一辺１mの正方形状にモルタル壁を作り給水することにより行なった。ローディングパターンは図－４に示す様に予備荷重をかけた後予定した荷重強度まで荷重を上げ長期間荷重を持続させクリープ変位量を測定した。各クリープ変形試験の荷重強度と荷重持続期間は表－２のとおりであり最も長期のものは66日間であった。また本地点の試験においても荷重段階を３～４段階としたのはクリープ特性に応力依存性があるかを検証しようとしたためである。本試験はクリープ変形試験のうちの地表の変位を測定する試験である。



図－２　ローディングパターン（No.D_L-１，２）



図－３　クリープ変形試験載荷装置



図－４　ローディングパターン（No. D_M-１）

表－２　各荷重レベルの載荷期間（No. D_M-1，2，D_H-1）

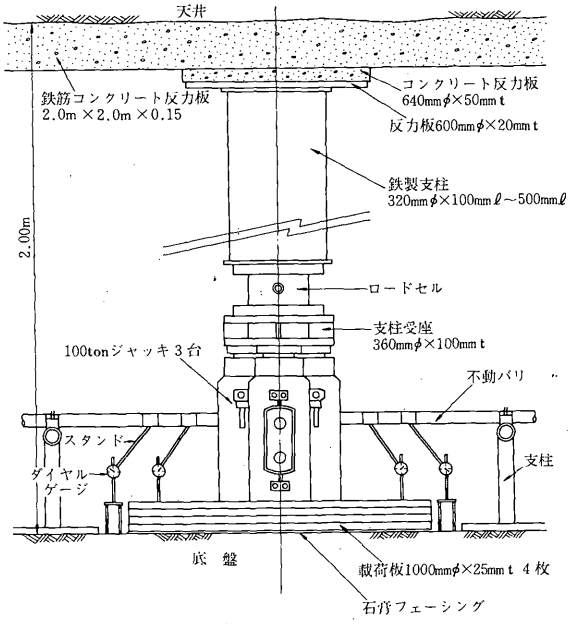
試験名	荷重 (kg/cm²)	荷重持続期間(日)	備考
D_M－1	P_1 ＝ 8	10	載荷速度　2 kg/cm²／2 分
	P_2 ＝ 16	21	〃
	P_3 ＝ 24	66	〃
	P_4 ＝ 32	61	〃
	P_5 ＝ 76	4 (h)	〃
D_M－2	P_1 ＝ 6	10	載荷速度　2 kg/cm ／2 分
	P_2 ＝ 16	10	〃
	P_3 ＝ 24	24	〃
D_H－1	P_1 ＝ 8	10	載荷速度　2 kg/cm²／2 分
	P_2 ＝ 16	10	〃
	P_3 ＝ 24	19	〃

3.3　地盤内歪の測定を伴う試験（No.Dᴍ－３，４）

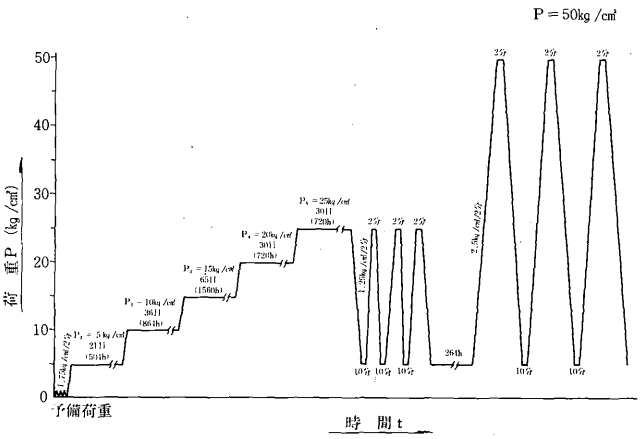
本試験は多々羅大橋横坑の側壁から２～３mの枝坑を出しその中で実施した。試験地盤はプレボーリング及び横坑の側壁の観察を行ない切裂の少ないDᴍ級岩盤（Esp＝400～800kg/cm²程度）の分布する地点を選定した。この試験は前述の地表の変位を測定する試験の応力的不明確さを補うこと及びＦＥＭによるクリープ変形に対するシミュレーションを行うことを目的として計画されたものである。No.Dᴍ－3試験は第一段階の試験として直径60cmの剛体円形載荷板を使用した比較的小型のものとしNo. Dᴍ－4試験は載荷板の直径を100cmとし歪計の種類についても前の試験結果より修正をした。

試験方法についてNo.Dᴍ－4試験を中心に述べると次のようなものである。まず枝坑内に歪計埋設用の孔をボーリングマシンで掘削し歪計を埋設する。歪計の埋設深度と巾は一般的に載荷板からの影響を考慮すべき範囲といわれている載荷板の直径の３倍までの深さと２倍の巾の範囲とした。また載荷板円周部分には水平２方向の歪を測定するＸＹ方向の歪計を埋設し，他はすべて垂直方向の歪を測定する歪計とした。地盤と歪計の間の間隙には種々の充填材を用いる事が検討されたが結局石膏と硅藻土を重量比で７：３の割合で混合調整したものを用いた。充填材の決定にあたっては地盤の変形に歪計が十分追従することを重点とし地盤の変形係数と充填材の変形係数をほぼ同一とした。歪計の諸元は定格容量±500～20000μ標点距離50～350mmであった。歪計の埋設状況を図－５に示す。

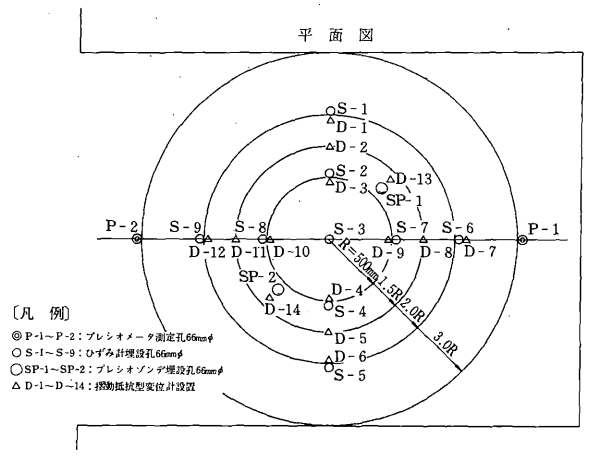
つぎに載荷装置を組み立て歪計及び変位計等の計測機器の結線を行う。試験装置は図－６のとおりである。油圧ジャッキは100tのものを３台使用し，圧力の検出はブルドン式圧力計とロードセルの２つの方法を併用した。変位の測定には１／100mm精度の差動トランス型及び摺動抵抗型変位計と一般に使用されている直読式のダイヤルゲージを使用した。No.Dᴍ－3試験のローディングパターンを図－７に，またNo.Dᴍ－4試験のローディングパターンを図－８に示す。No.Dᴍ－3試験では前述の試験と同様に５段階の荷重強度に対するクリープ試験としたがNo.Dᴍ－４試験は可能な限り長期間の試験を行うこととしたため荷重強度は８kg/cm²の一段階のみとした。



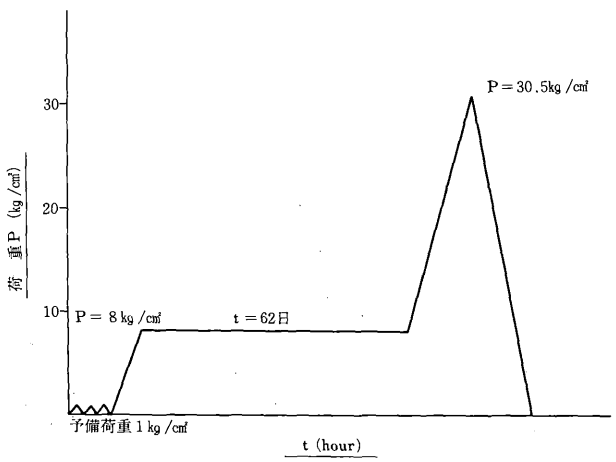
図－６　クリープ試験載荷装置図（No.Dᴍ－４）



図－７　ローディングパターン（No.Dᴍ－３）



図－５　クリープ試験歪計埋設図（No.Dᴍ－４）

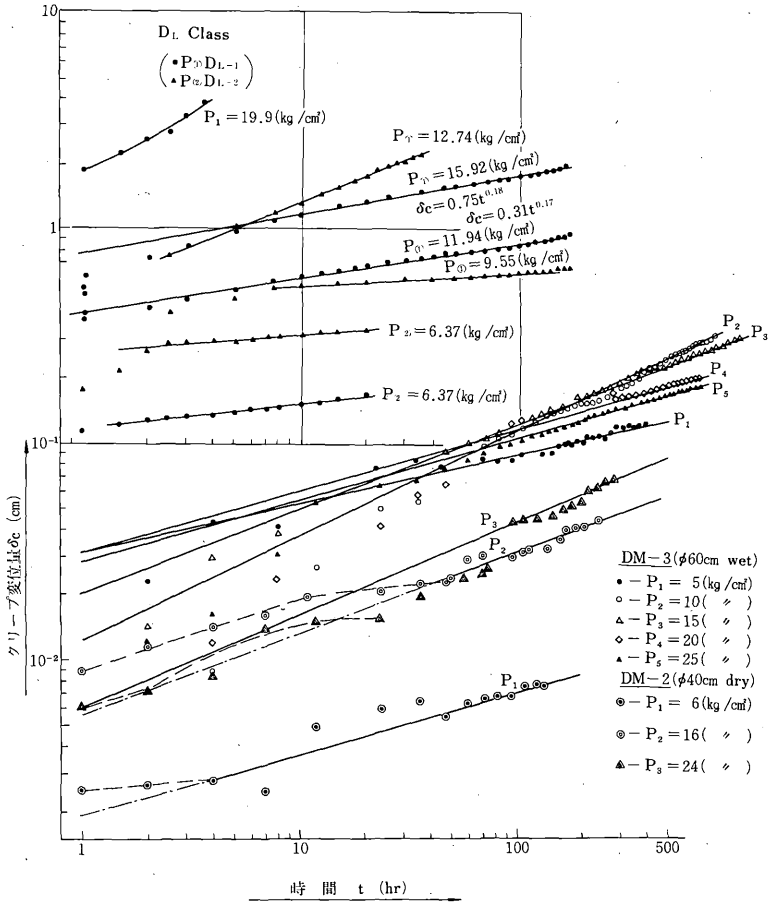


図－８　ローディングパターン（No.Dᴍ－４）

4．試験結果

4.1　表面クリープ変位

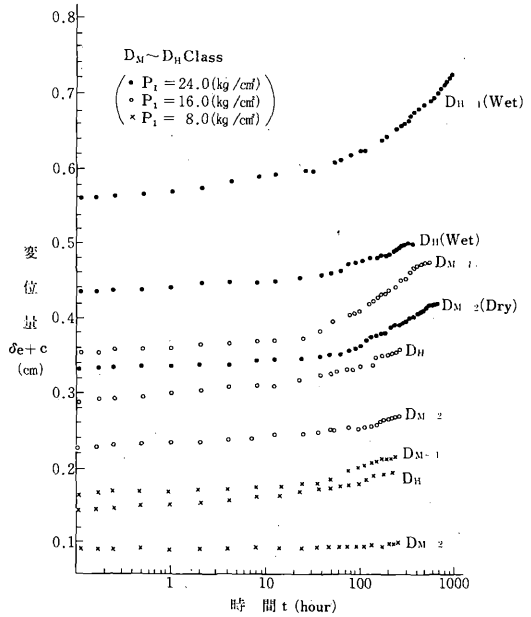
試験結果の主なものについて定荷重下での時間と変位の関係を片対数グラフ上にプロットしたものを図－9，10，11に示す。図からクリープ特性について考察すると荷重強度の小さいうちはクリープ変位量は小さく，また対数クリープ的（δ/log t がほぼ一定）であるが時間の経過とともに変位が進行しなくなり収束クリープ的傾向を示すことが言える。しかし荷重強度が大きい時又は経過時間が長くなると直線的ではなくなりδ/log t 勾配が除々に増大する傾向を示した。特にNo.D_L－2 試験の P＝12.73kg/cm² の場合その傾向が顕著であった。また図－11においては t＝100時間付近を折点として異なる2つの直線として表わされるようであるし，詳細に見ると階段状をなしていることが判明した。



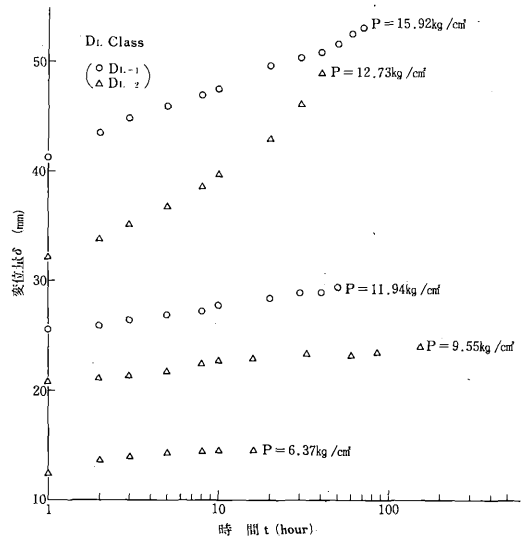
図－12　log δ－log t 曲線

時間と変位の関係を両対数グラフ上にプロットしたものが図－12，13である。図より岩区分及び荷重強度により差はあるが時間の経過に伴い直線関係，即ち指数クリープ的傾向が認められた。

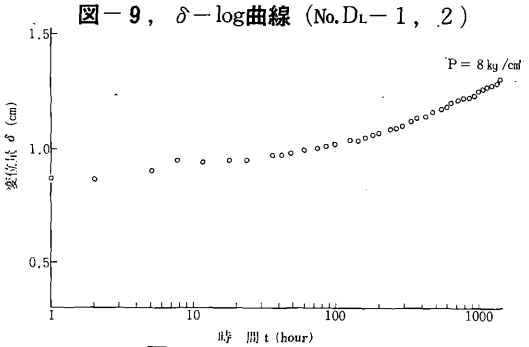
クリープ特性の荷重依存性についてはD_L級の試験で乾燥状態のものでクリープ変位速度と変位量に認められるがD_M級以上で湿潤条件の場合には明らかではない。



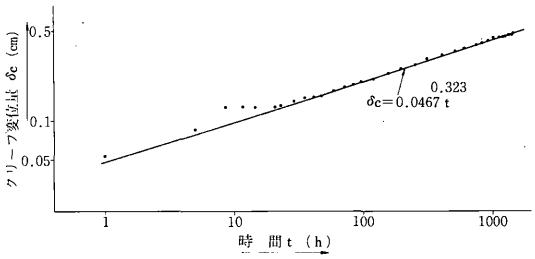
図－10　δ－log t 曲線（No.D_M－1，2，D_H－1）



図－9，δ－log曲線（No.D_L－1，2）



図－11　δ－log t 曲線



図－13　log δ－log t 曲線

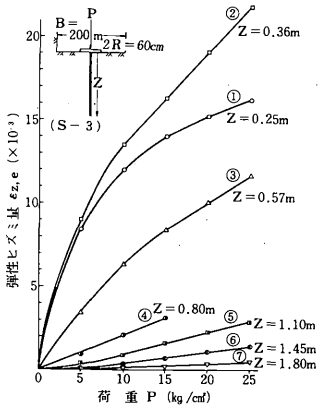
4.2　地盤内歪

表面変位の測定と同時に載荷板の下の試験対象地盤中に埋設した歪計による測定値から荷重強度と弾性歪量の関係を示すと図－14のとおりである。この図によると地表付近の弾性圧縮歪量は荷重の増大とともに減少していく傾向の著しいことが認められる。一方深度が載荷板の直径の２倍以上の地点の歪量は荷重の増大に対し線形的な挙動を示している。

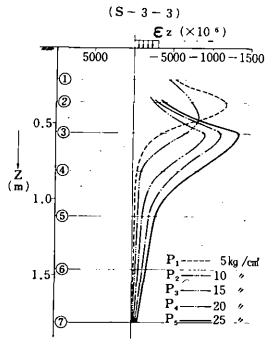
また，各荷重段階の深さ方向の歪分布を図－15に示す。これによると歪の分布状態は弾性的であるが，荷重の増大とともに歪の累積量が増大し歪の最大値を示す点が深さ方向に移行していく傾向が見られる。これらの傾向は載荷板直下付近の荷重履歴による先取り押し固め効果が深さ方向に移行していくことを示している。

地盤内歪の分布の傾向としては，地表から２～３番目の深さの歪計が最大値を示し，上方に行くに従い急減し下方には漸減する。また歪計の平面的な設置場所によっても歪分布の形状は異なり，載荷板中心から遠くなる程最大値は減少し，その深さが深くなる。載荷板中心では最大値を示す点は半径に等しい深さ付近であり歪分布の形は三角形に近い。

定荷重持続期間には載荷板の変位と同様に歪は増加する。しかし水平方向の歪には定荷重の下で減少したものがあったがその原因として応力緩和あるいは局部的な微少変位が生じたことによるものと思われる。



図－14　弾性歪～荷重の関係

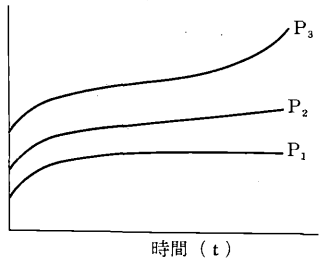


図－15　各荷重段階深さ方向歪分布図

5．クリープ特性の近似

岩盤のクリープ現象は，一定応力下において，岩盤の変形が時間とともに増加する現象である。今回の試験においても荷重強度を数段階変化させたものについて長期間の測定を実施し載荷板の変位，歪量等の資料を得た。

一般に定荷重下における岩盤の変形は，縦軸に変位（δ）横軸に時間（t）を取り荷重強度Pをパラメーターとして図示すると図－16の様な指数関数的なグラフになる。荷重強度が長期破壊強度を越えると荷重P_3における δ－t曲線のように変位が急増し，クリープ破壊に至る。



図－16　クリープ変位－時間曲線

クリープ特性の解析方法には変位（δ）と時間（t）の関係を片対数及び両対数グラフに図示しδ－log t 曲線及びlog δ－log t 曲線を求めクリープ特性を一つの実験式に表わす方法が一般的である。また荷重と変形の諸関係をレオロジカルなモデルとして構成式をつくり，クリープ特性を表現する方法も行なわれるようになった。

今回の試験結果については対数近似，指数近似及び粘弾性モデルによる近似を試みたので以下に詳述する。

5.1　対数近似

クリープ特性を表現するために

1) ある値以下の応力に対しては，歪と時間の対数が直線関係にある。

2) 時間を一定とした時歪と応力は比例する。

という前提条件で，K・ビスマンは次式を使用した。

$$\delta = a + b \log t \quad \cdots\cdots\cdots(1)$$

ここに，

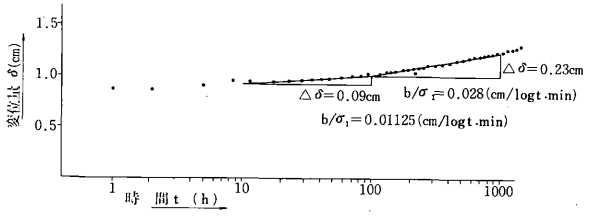
δ；ある時間 t における全変位量，

a，b；δ－log t曲線から求まる定数

t；時間

定数 a は初期変位を与える定数であり，b はクリープ変位速度を表わしている。実際の橋梁下部工の設計に適用する場合は試験時の応力と設計時の応力が異なるため定数 a，b は試験時応力 σ_1で除し単位応力に対する定数としておく必要がある。

今回の試験結果を対数近似させたものの例としてNo.D_M－４試験より得られたδ－log t曲線を図－17に，また各試験から得られたクリープ定数 a／σ_1，b／σ_1の値を表－３に示す。No.D_M－４試験ではδ－log t 曲線は２つの直線で近似が可能である。即ち10～100時間の間で近似させると a／σ_1＝0.0837cm，b／σ_1＝0.01125cm／log t (min) であり，100～1000時間では各々0.0212cm，0.028 cm／log t (min)であった。



図－17　クリープ試験D_M－４ α-logt曲線　P＝8.0kg/cm²

5.2　指数近似

クリープ特性を表現するため，シトラウプは指数関数を用いた次式を提案した。

$$\delta c = \alpha t^{\beta} \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

ここに

δc；ある時間 t におけるクリープ変位量

α，β；log δc－log t 曲線から求まる定数

t ；時間

定数 α はlog δc－log t曲線を直線で近似したときの t＝1における縦軸の値であり β は直線勾配である。また β は $0 \leqq \beta \leqq 1$ の範囲で変化する値であり $\beta = 1$ のとき材料は定速度で流動し，$\beta = 0$ のとき材料はクリープ特性をもたない。

今回の試験結果を対数近似させたものの例としてNo.D_M－4試験から得られたlog δc－log t曲線を図－13に示す。図より α，β を求めると $\alpha = 0.0467$cm，$\beta = 0.323$(但しtはhr）を得た。α の値は応力増加に対応して増え，β の値はある応力までは応力増加に対応して増えるがそれ以後は応力が増加しても漸減するといわれている。しかし今回の試験結果からはこのような傾向はつかめなかった。

5.3　粘弾性モデル

D級風化花崗石のクリープ変位速度 $\dot{\delta}$ と荷重強度 p との間に相関性があること及び変位速度 $\dot{\delta}$ は時間の経過とともに減衰すること等が試験結果から判明した。そこでクリープ特性を粘弾性モデルで表わすことを検討した。モデルはフック弾性モデルHとニュートン流動モデルNの並列組合せとなるものとした。HとNの並列モデルで表わすことのできる物体はVoigt body又はKelvin bodyと呼ばれている。

図－18はクリープ変形試験の結果を変位速度の対数（log $\dot{\delta}$）と時間（t）の関係を表わしたものである。この図からわかるように，log $\dot{\delta}$－t曲線は勾配の異なる2つの直線に近似することが出来，これらの直線はそれぞれ異なる定数を持つVoigtモデルとして表わすことができる。また地盤内の応力又は歪を検討することは一般にそれらを偏差成分と体積成分に分解する事が行なわれており，クリープ歪は偏差成分に関してのみ生じ，この成分に対して粘弾性モデルを適用し，体積成分については弾性体として扱うものとした。これをモデルで表現すると以下のようになる。

表3　クリープ諸係数一覧表（対数・指数近似）

試験名	持続変位量	δ～log t 曲線より求めた係数		log δc～log t 曲線より求めた係数	
		弾性変位量 a/σ_1 (cm)	クリープ速度 b/σ_1 (cm/log t min)	α (cm)	β
D_M-1 (D_M) D=40cm	$P_1 = 8$	0.0125 ((0.010)	0.00738 (0.00246)	0.0047	0.479
	$P_2 = 16$	0.005 ((0.00757)	0.0033 (0.00140)	0.0065	0.495
	$P_3 = 24$	0.00375 (0.00708)	0.00259 (0.00080)	0.0099	0.425
	$P_4 = 32$	0.00750 (0.0109)	0.00123 (0.00053)	0.0085	0.424
	$P_5 = 76$	0.0162	0.00078	0.1130	0.111
D_M-2 (D_M) D=40cm	$P_1 = 6$	0.0121 (0.015)	0.0010 (0.000468)	0.00195	0.283
	$P_2 = 16$	0.0082 (0.00875)	0.00168 (0.000456)	0.00560	0.374
	$P_3 = 24$	0.006 (0.00758)	0.00079 (0.00061)	0.00610	0.430
D_H-1 (D_H) D=40cm	$P_1 = 8$	0.0137 (0.0175)	0.00309 (0.00140)	0.0078	0.376
	$P_2 = 16$	0.0073 (0.00912)	0.00147 (0.00091)	0.0092	0.327
	$P_3 = 24$	0.0075 (0.0075)	0.00056 (0.00070)	0.0100	0.323
D_M-3 (D_M) D=60cm	$P_1 = 5$	0.106 (0.12)	0.010 (0.0045)	0.032	0.230
	$P_2 = 10$	0.006 (0.016)	0.012 (0.0062)	0.0125	0.480
	$P_3 = 15$	0.0046 (0.006)	0.00599 (0.0024)	0.0205	0.389
	$P_4 = 20$	0.0035 (0.002)	0.0034 (0.0045)	0.032	0.282
	$P_5 = 25$	0.002 (0.004)	0.0022 (0.0018)	0.0285	0.276
D_M-4 (D_M) D=100cm	$P_1 = 8$	0.0212 (0.0837)	0.028 (0.01125)	0.0467	0.323

δ～log t での数値の上段は，log t＝100～1000時間を下段は，log t＝10～100時間を1サイクルとした時の値

$\delta_1 = a/\sigma_1 + b/\sigma_1 \cdot \log t$ (cm－min/kg/cm²)

a/σ_1：40cm板単位荷重当りの弾性変位量（cm）

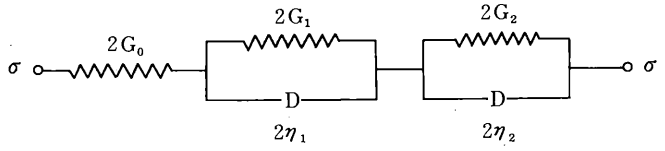
b/σ_1：40cm板単位荷重当りのクリープ速度（cm/log t min）

$\delta c = \alpha t^{\beta}$

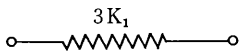
t：時間（h）

α と β：係数

偏差成分



体積成分



ここに

σ；応力

G；剪断弾性係数

η；粘性係数

K；体積弾性率

上記のモデルを使うとクリープ歪は次式で表わされる。

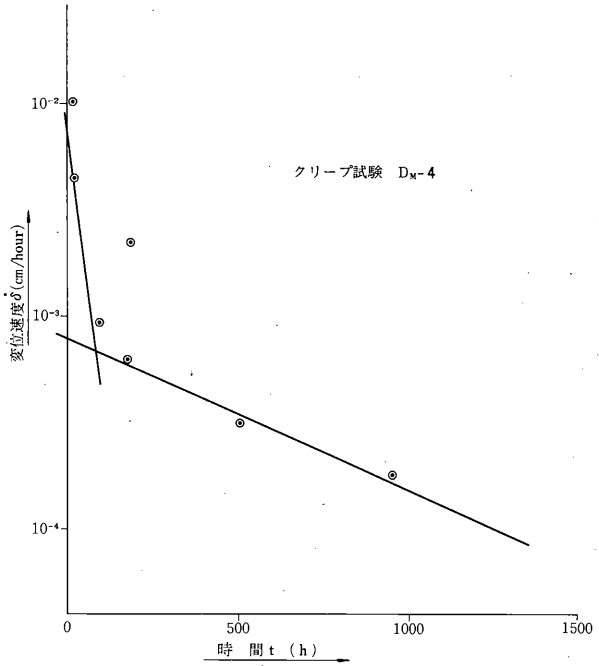
$$\varepsilon=\frac{\sigma}{2G_0}+\sigma\left\{\frac{1}{2G_1}\left(1-e^{-\frac{G_1}{\eta_1}t}\right)\right\}+\sigma\left\{\frac{1}{2G_2}\left(1-e^{-\frac{G_2}{\eta_2}t}\right)\right\}\cdots(3)$$

これをクリープ歪速度で表わすと

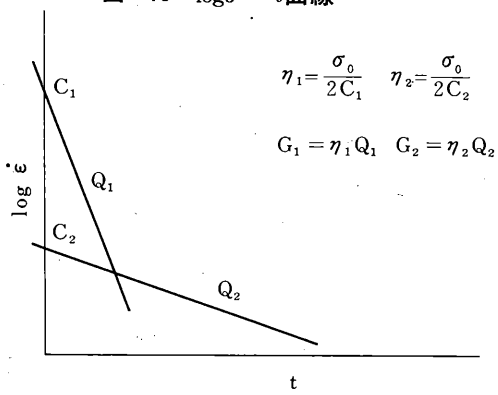
$$\log\dot{\varepsilon}=\sum_{n=2}^{n=\infty}\log\frac{\sigma}{2\eta_n}-\sum_{n=2}^{n=\infty}\frac{G_n}{\eta_n}t\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

(4)式の関係を図示すると図－19のようになり，各直線の切片C_1，C_2及び勾配Q_1，Q_2からそれぞれG_1，η_1，G_2，η_2が求められる。

図－18からわかるように$\log\dot{\delta}$－t曲線の最初の部分は時間とともに変位速度が急激に小さくなり直線は急勾配をなしている。変位速度が約1／10に減少するのは載荷後数日であり考えているクリープの時間スケールから比べると瞬間的であると見なせる。従ってこれを弾性歪と見なし$1/G^*=1/G_0+1/G_1$すなわち$G^*=(G_0\times G_1)/(G_0+G_1)$



図－18 $\log\dot{\delta}$～t曲線



図－19 $\log\dot{\varepsilon}$-t関係図

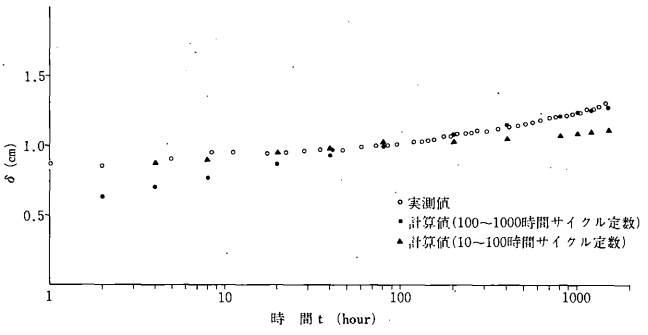
表－4 クリープ定数一覧表（粘弾性モデル）

試験名	荷重段階 (kg/cm²)	log δ－t曲線から求めた定数 G₀ ×10³ (kg/cm²)	G₁ ×10³ (kg/cm²)	G₂ ×10³ (kg/cm²)	G* ×10³ (kg/cm²)	η₁ ×10⁶ (kg·min/cm²)	η₂ ×10⁷ (kg·min/cm²)	log ε～log t曲線から求めた定数 G₀ ×10³ (kg/cm²)	G₁ ×10³ (kg/cm²)	G₂ ×10³ (kg/cm²)	G* ×10³ (kg/cm²)	η₁ ×10⁶ (kg·min/cm²)	η₂ ×10⁷ (kg·min/cm²)
	P₁＝8	2.5	1.4	1.3	0.9	6.8	11.0	—	—	—	—	—	—
	P₂＝16	5.0	3.9	2.3	2.2	14.0	7.3	—	—	—	—	—	—
DM－1	P₃＝24	5.8	3.7	1.8	2.3	6.7	15.0	—	—	—	—	—	—
	P₄＝32	4.8	4.2	5.1	2.2	7.6	19.0	—	—	—	—	—	—
D＝40cm	P₅＝76	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	P₁＝6	3.5	4.1	4.1	1.9	27.0	9.5	—	—	—	—	—	—
DM－2	P₂＝16	5.5	6.5	4.4	3.0	37.0	1.5	—	—	—	—	—	—
D＝40cm	P₃＝24	6.5	6.4	2.6	3.3	43.0	14.0	—	—	—	—	—	—
	P₁＝8	3.6	2.7	4.8	1.5	5.7	19.0	—	—	—	—	—	—
DH－1	P₂＝16	5.5	4.2	6.9	2.4	11.0	27.0	—	—	—	—	—	—
D＝40cm	P₃＝24	6.5	3.6	7.4	2.3	17.0	26.0	—	—	—	—	—	—
	P₁＝5	0.8	1.3	1.6	0.5	7.8	5.3	3.52	0.36	0.45	0.33	2.09	1.00
	P₂＝10	3.1	1.4	1.0	1.0	15.0	9.6	6.61	0.56	1.77	0.58	1.77	4.35
DM－3	P₃＝15	6.7	1.7	1.6	1.4	14.0	15.0	14.70	1.34	2.01	1.23	13.60	14.40
	P₄＝20	12.0	2.2	4.7	1.9	23.0	25.0	25.30	3.13	3.69	2.80	7.67	16.50
D＝60cm	P₅＝25	14.0	2.2	5.4	1.9	24.0	45.0	37.90	2.70	3.48	2.52	14.70	28.80
DM－4 D＝100cm	P₁＝8	1.25	2.0	1.06	0.65	10.0	9.1	1.40	0.44	1.80	0.33	2.50	15.0

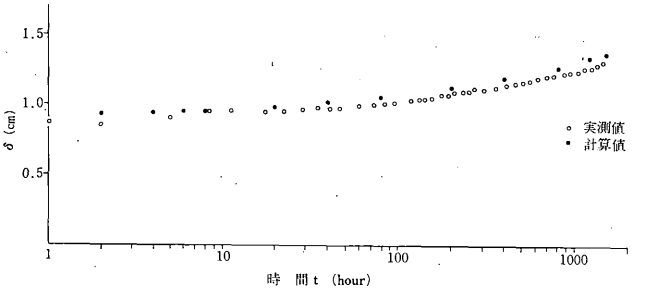
なる関係を導入することが可能であり(3)式は以下の様になる。

$$\varepsilon=\frac{\sigma}{2G^*}+\sigma\left\{\frac{1}{2G_2}\left(1-e^{-\frac{G_2}{\eta_2}t}\right)\right\} \cdots\cdots\cdots(5)$$

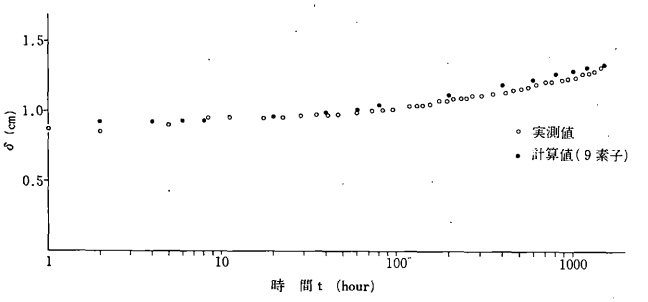
粘弾性モデルの諸定数を求めるには載荷板の変位速度から求める方法と地盤内歪速度から求める方法があり，これらの結果を表－4に示す。



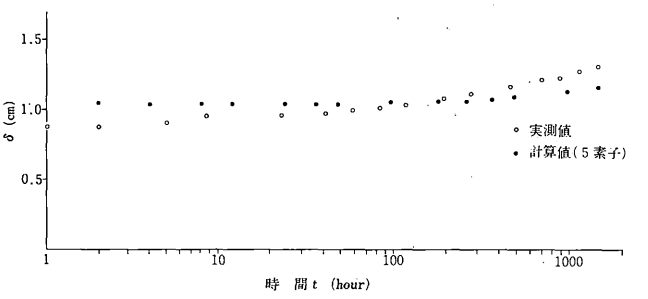
図－20 δ～logt 曲線 D_M-4 P＝8kg／cm²
実測値とδ＝a＋blogt式による計算曲線の比較



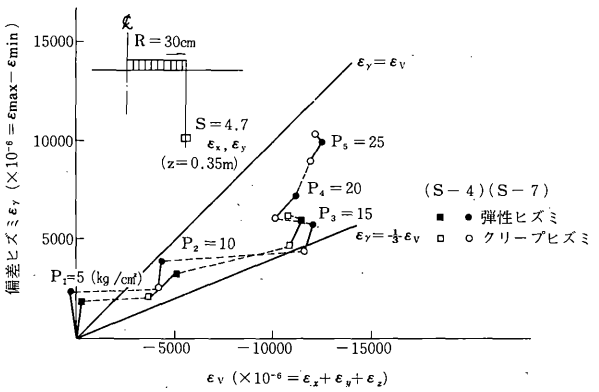
図－21 δ～logt 曲線 D_M-4 P＝8kg／cm²
実測値とδ＝δe＋αt^{β}式による計算曲線の比較



図－22 δ～logt 曲線 D_M-4 P＝8kg／cm²
実測値と板の変位速度による粘弾性モデル曲線の比較



図－23 δ～logt 曲線 D_M-4 P＝8kg／cm²
実測値とひずみ速度による粘弾性モデル曲線の比較



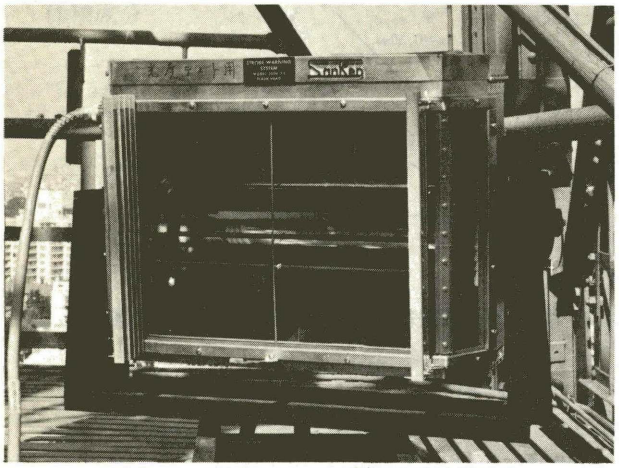
図－24 偏差ヒズミ～体積圧縮ヒズミの関係

6．まとめ

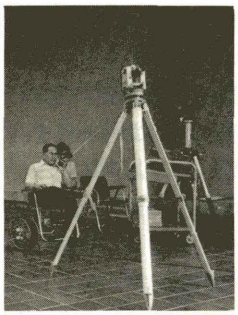
現場試験の結果に3種類の近似法を適用してクリープ特性の表現法を検討して来たがNo.D_M－4試験を例として実測値と計算値の比較を行なったものが図－20～23である。これらの図より，対数近似において定数a，bの値は考慮した時間間隔によって異なり，計算曲線は考慮した区間では当然よく合うが他の時間範囲では過小値を与える傾向がある。指数近似は両対数グラフ上でクリープ曲線の直線化を行なった区間ではよく近似するがこれを将来へ適用した場合，過大なクリープ量を与える傾向がある。粘弾性モデルではモデル素子の数を多くすることによって試験曲線への近似度を良くすることが出来る。

また一般的にD級の風化花崗岩のクリープ特性として①試験条件(dry又はwet)の差による有意な差は認められなかった。②クリープ変位量の応力依存性についてはクリープ変位速度と荷重強度の関係よりt＝1時間程度では荷重強度の増加に伴い変位速度も増加するがt＝200時間以後ではむしろ減少の傾向を示しており，このことは荷重の増加及び時間の経過により押し固め効果が変位速度の減少に影響を与えるものと推察される。③クリープ変形に占める偏差歪（$\varepsilon\gamma$）と体積歪（εv）の割合は荷重強度10kg/cm²以下の場合概ね$\varepsilon\gamma=3/\varepsilon v$であり$\varepsilon v$の割合が非常に大きい。しかし瞬時変形時は$\varepsilon\gamma$が大きくまた荷重強度15kg/cm²以上でも$\varepsilon\gamma$の割合が増加する。（図－24参照）と言う傾向が明らかとなった。何れにしろ通常の荷重強度ではクリープ破壊には至らないと思われるが，体積圧縮変形も含めかなりクリープ変形の大きい地盤であると言える。今後，今までの試験から得られた結果をどう設計に反映するかについて検討を進める必要があると思われる。

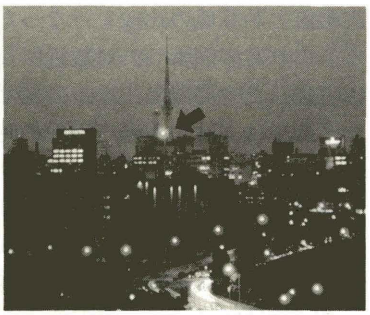
●閃光式航空障害灯見え方実験



写真－1　実験に用いた閃光式航空障害灯
（NTV 鉄塔）



写真－2　観測状況



写真－3　夜間点灯実験

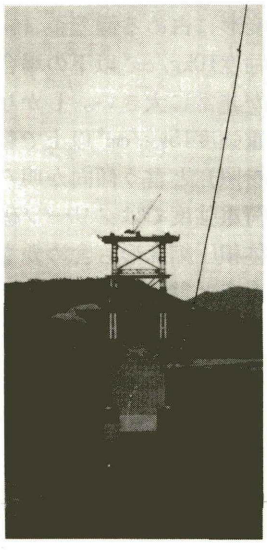
海峡部橋梁のうち，水面上60m を越えるものは航空法51条により，航空障害灯（夜間時の赤色灯火）及び昼間障害標識（紅白マンダラ塗色）の航空保安施設の設置が義務づけられている。現在工事中及び計画中の橋梁は瀬戸内海国立公園の特別地域に建設されるため，同法に規定する紅白の塗色では，景観上からも不適切であり，また，同法では，運輸大臣の許可を得れば，51条に規定する標識の設置は免れることができるので，すでに米国及びカナダで航空保安施設として採用されている閃光式航空障害灯を設置することにより，紅白塗色の免除の許可を得るよう申請作業を進めることとした。

この申請には，閃光式航空障害灯が規定の航空保安施設の代替となることの確認が必要であるため，本年６月㈱照明学会に委託し，その確認のための実験を行った。

本実験は，都内の日本テレビkkの鉄塔（海抜81m ）に高光度全日用閃光式航空障害灯〔白色,発光光度最高200000 cd，発光角度水平120°以上，垂直±２°,発光間隔1.5sec〕を１基設置し，距離1.7kmの第三合同庁舎屋上（同57m ）において，梅雨時の約１ヶ月間，雨天，曇天，霧発生時，薄暮，夜間等の低視程時において，昼間障害標識及び本閃光式航空障害灯を目視観測し，⑴視程と見え方⑵背景輝度と見え方⑶発光光度と見え方等の事項について各種の評価を行った。近日中にそのデータを取りまとめ，運輸省に申請をすることにしている。

●大三島橋のパイロットロープ渡海

８月22日早朝，大三島橋架設現場ではパイロットロープの渡海作業を実施した。渡海は通航船舶の少ない時間帯でかつ潮流は１kt以下の転流時（３時40分頃）をねらって行ない，作業はパイロットロープ（φ12mm）を伯方島橋台下に設けられた仮置桟橋から引船で大三島側の仮足場作業場に渡し，ウインチで巻き上げ海面上100 m の所に固定した。今後はこのロープを使ってケーブルクレーン用のトラックケーブル(φ70mm４条，φ56mm２条）に張り替え，主橋架設の準備は最終段階に入る。アーチリブの架設は11月頃から行なわれる。



●大気測定車の購入

本四道路周辺の大気現況の把握と事後調査を目的とした大気測定車が，10月25日に納入された。主な仕様は次のとおり。

計測項目　窒素酸化物（ケミルミネッセンス法）
　　一酸化炭素（非分散赤外線吸収法）
　　浮遊粉塵（光散乱法）
　　気象観測および10点バッグサンプラ
車　　体　日野ＡＭ100型（レインボー）改造形
　　定員　７名
　　機関　水冷ディーゼル　130馬力



大気測定車

本四技報編集委員会名簿

編集責任者　蓑輪健二郎

編集委員長　田島二郎

編集委員　越村一雄　藤井周志
黒瀧義則　加島延行
三橋吉信　高尾明典
戸川春雄　谷山道男
島田直幸　市川治徳
片山英二　田島照義
多田和夫　福井幸夫
佐伯康二　野村直茂
高木浩　山縣守己
鈴木隆　土山正也
竹本延弘　吉岡哲啓
山下理雄　鈴木幹茂
山田勝彦　加藤樹
越智啓登　山本茂志
土持懿臣　山中鷹登
津田勝久　岩男
森本隆也
旭一穂
西牧新二

本四設計基準類

昭和52年10月現在で整備済みあるいは整備間近の基準類は下記のとおりです。

上部構造設計基準　昭和52年８月

下部構造設計基準　昭和52年３月

耐風設計基準　昭和51年３月

耐震設計基準　昭和52年３月

鋼橋等製作基準　昭和52年３月

鋼橋等塗装基準　昭和52年３月

鋼上部構造用鋼材選定要領（案）　昭和48年９月

吊橋主塔設計要領　昭和48年３月

吊橋主塔塔頂構造設計要領　昭和52年３月

トラス格点設計要領　昭和51年３月

吊橋リンク・ピン部設計要領　昭和52年３月

ケーブルバンド設計要領　昭和53年３月予定

鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針
昭和52年８月

本四技報 第2号

発　行　昭和52年10月25日

発行所　本州四国連絡橋公団

〒105 東京都港区虎ノ門4丁目3番20号
（第22森ビル）

電話　434－7281

発行者　蓑輪健二郎

印　刷　広済堂印刷株式会社

