

日本船舶振興会昭和54年度補助事業

研究資料 No. 336

## 第305研究部会

### フェロセメント船に関する調査研究

#### 報告書

昭和55年3月

社団法人

日本造船研究協会

本研究は、昭和52年度より3カ年計画で船舶建造に対するフェロセメント材料ならびに構造強度等の設計基準を確立しようとするものであるが、その第3年度目である本年度は、フェロセメントの凍結融解試験、フェロセメント板の強度試験、部分模型の強度試験、パネルの水圧疲労試験、超音波による非破壊検査及び大型模型による強度試験を行ったので、これらの研究の成果をとりまとめた。

# はしがき

本報告書は日本船舶振興会の昭和54年度補助事業「フェロセメント船に関する調査研究」として日本造船研究協会第305研究部会においてとりまとめたものである。

## 第305研究部会委員名簿（敬称略、順不同）

部 会 長	長 沢 準（船舶技術研究所）	上 村 貞 夫（日本小型船舶検査機構）
委 員	井 上 肇（船舶技術研究所）	熊 沢 時 寛（岡本造船所）
	金 原 獢（東京大学）	小 林 佑 規（船舶技術研究所）
	熊 野 厚（日本海事協会）	滝 本 久 雄（日本セメント）
	鈴 木 龍 夫（日本舟艇工業会）	新 田 謙（日本海事協会）
	寺 田 泰 治（日本海事協会）	樋 口 芳 朗（東京大学）
	服 部 陽 一（日立造船）	藤 井 欽二郎（工業技術院）
	吹 上 紀 夫（船舶技術研究所）	吉 本 誠 佑（アイエッチアイクラフト）
	堀 内 浩太郎（ヤマハ発動機）	
	渡 辺 嘉 香（小野田セメント）	

## 小委員会委員名簿（敬称略、順不同）

主 査	長 沢 準（船舶技術研究所）	熊 野 厚（日本海事協会）
委 員	井 上 肇（船舶技術研究所）	滝 本 久 雄（日本セメント）
	小 林 佑 規（船舶技術研究所）	新 田 謙（日本海事協会）
	寺 田 泰 治（日本海事協会）	吹 上 紀 夫（船舶技術研究所）
	服 部 陽 一（日立造船）	渡 辺 嘉 香（小野田セメント）
	堀 内 浩太郎（ヤマハ発動機）	工 藤 栄 介（運輸省船舶局）
オブザーバー	石 井 和 也（運輸省船舶局）	
	斎 藤 宗 韶（水 産 庁）	
討議参加者	遠 藤 久 男（船舶技術研究所）	遠 藤 真（横浜ボート）
	大 森 淑 孝（小野田セメント）	籠 宗 昭（ヤマハ発動機）
	高 羽 登（日本セメント）	竹 内 賢 士（水 産 庁）
	西 純 二（日本セメント）	西 晴 哉（小野田セメント）
	林 洋（水 産 庁）	松 岡 一 祥（船舶技術研究所）
	山 本 隆 夫（日立造船）	

# 目 次

まえがき	1
1. フェロセメントの凍結融解試験	4
1.1 はじめに	4
1.2 試験の水準	4
1.3 試験体の作製	4
1.4 試験方法	5
1.5 試験結果及び考察	7
1.6 結び	8
2. フェロセメント板の強度試験	12
2.1 まえがき	12
2.2 試験体の寸法	12
2.3 試験体の構造形式と配筋	12
2.4 使用材料	13
2.5 モルタルの配合	14
2.6 試験体の種類及び試験体数	14
2.7 試験体の補強方法	14
2.8 試験体の成形と養生方法	14
2.9 試験方法と測定項目	14
2.10 試験結果	15
2.11 試験結果の検討	16
2.12 まとめ	21
3. 部分模型の強度試験	30
3.1 緒言	30
3.2 試験模型	30
3.3 曲げ疲労試験	30
3.4 まとめ	32
4. パネルの水圧疲労試験	37
4.1 目的	37
4.2 試験装置	37
4.3 試験体	37
4.3.1 平板試験体	37
4.3.2 スチフナ付き試験体	37
4.4 試験方法	37
4.5 試験結果	38
4.6 考察	38
4.6.1 平板試験体の静的水圧試験	38
4.6.2 スチフナ付き試験体の静的水圧試験	39
4.6.3 水圧繰返し試験	39

4.7 結論	39
5. 超音波による非破壊検査	54
5.1 目的	54
5.2 超音波による探傷原理	54
5.3 計測装置	55
5.4 試験方法	57
5.5 試験結果及び考察	60
5.6 まとめ	61
6. フェロセメントの船体模型の強度実験	67
6.1 序	67
6.2 基礎実験	67
6.2.1 使用材料の強度	67
6.2.2 フレーム付き板体の曲げ強度	69
6.3 船体輪切り模型の水圧実験	74
6.3.1 供試模型	74
6.3.2 実験装置及び荷重条件	74
6.3.3 実験結果	74
6.4 強度解析	86
6.4.1 フェロセメント船における限界状態	86
6.4.2 強度計算	86
6.4.3 実験結果との比較検討	89
6.5 結論	90
付録：フェロセメント板の疲労試験結果	96
あとがき	99
昭和53年度報告書（研究資料No.324）正誤表	100

## ま　え　が　き

本研究は、昭和52年度を第一年度とする第三年度目の最終年度の研究として実施したもので、三年間において行った主要な研究項目は次のとおりである。

### 第一年度

フェロセメント船に関する諸資料、諸基準の調査

フェロセメント既存船の強度解析

モルタルの強度試験

フェロセメント板の強度試験

船体部分模型の強度試験

パネルの水圧疲労試験

### 第二年度

フェロセメント既存船の強度解析

モルタルの強度、膨張試験

フェロセメント板の強度試験（疲労試験）

船体部分模型の強度試験

パネルの水圧疲労試験

超音波による非破壊検査

強度試験法の確立

### 第三年度

フェロセメントの凍結融解試験

フェロセメント板の強度試験

船体部分構造模型の強度試験

同上大型模型による強度試験

パネルの水圧疲労試験

超音波による非破壊検査

すなわち、研究計画の初期において、内外文献の調査を行うとともに、既存の船舶の構造をその図面から解析して、内外諸国との諸基準との比較検討を行った。一方、フェロセメントの強度上の基礎的性質を明らかにすることからはじめて、フェロセメント平板、肋骨付平板、さらに船体構造の一部としてのフェロセメント板の強度試験を行うとともに、静的荷重試験のみならず、繰返し荷重による疲労試験を行って実験的にフェロセメントを用いた船体構造の強度上の基準を求めるための研究を行った。

第三年度において行った研究は、前年度までの研究の補完的な研究と、大型模型によってその強度を確認することを中心とした。これらの研究によりえられた主な結論は次のとおりである。

まず、凍結融解試験によって、フェロセメント船を寒冷地で使用した場合の強度の劣化を調べるため、温度を+4°Cから-18°Cまで繰返し変化させた試験の結果では、重量変化や外観上の変化は殆どなく、また部材の曲げ試験を実施した結果からも強度の低下は殆ど認められなかった。ただパネルの面を塗装する場合には材料及び施工を吟味して、ふくれが生じないようにする必要がある。

フェロセメント板の強度試験の主たる目的は、船体部材の強度を確認するために行う材料試験の試験体の大きさ、寸法について提案を行うために行ったものである。曲げ試験のスパンを450 mmから1,350 mmまで変化させた実験結果では、構造形式、金網の種類にかかわらず、スパンの差による強度の変化は比較的に少なく、この差は同一試験体による強度

のバラツキと同程度の範囲内にあり、スパンの差による顕著な強度上の影響は認められなかった。曲げ強度は、構造形式の差によるよりも、金網の差による影響が顕著であり、織金網の方がきっと甲金網よりも強度が高いことが明らかとなった。しかし、試験体のひずみ、たわみ、ひびわれの巾や間隔などの観察上からは、ある程度の試験体の大きさが必要であり、試験体寸法としては載荷スパンが板厚の30倍程度あることが適当と考えられる。

船体の部分構造の模型試験として、前年度につづきウェブフレーム付の平板の曲げ疲労試験を実施し、曲げ疲労強度からみた肋骨の有効性を検討した。フェロセメント構造の場合はフレームが圧縮側になる場合と引張り側になる場合とで、強度的性質に著しい差があると考えられるので、同じ種類の試験体について、それぞれ荷重方向を反対にした二種の試験を実施した。この結果によると、結論を出すにはまだ試験体の数が十分ではないものの、フレームが引張状態になる曲げの場合は、ひびわれ荷重に対して最終強度はかなり大であり、ひびわれ荷重で設計した場合はある程度の強度的余裕があることが明らかである。しかし疲労強度上は、内部の鉄筋の溶接の良否が強度に大きく影響を及ぼすので注意する必要がある。

反対方向の平板が引張側になる場合は、ひびわれ荷重と最終荷重との差が少く、発生したひびわれが平板を貫通しやすい。したがって、設計上、ひびわれは許容することは出来ないと考えられる。

実船の状態を比較的近い状態で再現した船底等のパネルの水圧試験の結果は、まず静的試験の初期の変形の段階ではその剛性はほぼモルタルが荷重を分担するものとして計算してよい。さらに水圧が大きくなると、荷重に対して変形の増加は少なくなり、ある程度変形が進むと変形の増加率は再び大きくなる傾向を示す。この状態では金網の特性が強度的特性を左右するものと思われる。肋骨付のパネルの疲労強度は、平板の強度に対し、静的強度と同様に大巾に強度が増加した。

大型模型による強度試験は、標準船体の外板及び甲板構造のフレームスペースの巾（輪切り模型）を試験体とし、船側から水圧を順次加えて破壊に至るまでの試験を実施した。この結果を、またこれまで行ってきた単一部材の強度試験結果とも総合して検討を加えた。外板及び甲板の中央に肋骨をとりつけた二種の試験体について実験を行い、外板あるいは肋骨表面のひびわれ発生状況、水洩れの状況、最終崩壊時の破壊機構の観測を行うとともに、一方において部材の基礎強度の性質をもとに骨組解析により計算した強度計算の結果と比較検討した。

この結果からフェロセメント船体の弾性限界、水密限界および崩壊について次の知見を得た。

骨組解析により求めた弾性限界及び水密限界は実際の構造に比べいくらか安全側にある。塑性閥節法による崩壊強度の計算値は実験値とよく一致する。ここで求めた横強度解析法により横肋骨において最も弱い部分、即ち補強を必要とする部分を求めることができる。

フェロセメント板はFRPなどと同様に、船体の製作時に材料の性質がきまるものであるから、施工後の船体の検査が欠かせず、信頼性のある検査法の確立が望まれる。このような必要性にこたえる超音波探傷法は、試験法が比較的簡単であり、かつ信頼性が高いものとして期待される。ここでは各種の人工的欠陥を試験片に設けて、これを超音波により探傷する実験を系統的に実施したが、その結果から次のような結論をえた。すなわち、モルタル打設後の養生状態を求める方法として超音波は十分有効に利用できる、垂直探傷による欠陥検出では欠陥深さが10mmになれば容易に検出できる、垂直探傷による鉄筋の検出は鉄筋径10mmまでは十分検出でき5mmでもモルタルの状態がよく音波の減衰が少なければ検出可能である、モルタルの混合比と強度および音速については一定の傾向がありこの結果から材料の音速を測定して材料特性を求めることが十分可能である、亀裂部を斜角探触子で透過させると底まで亀裂がある場合は全く伝播しないか底に達していない場合は底面でスキップし受信側まで到達するなどである。

以上本年度実施した研究の主な結論を述べたが、これまで三ヶ年の研究により、フェロセメント材料の単一部材としての強度的特性、船体構造部材としての強度的特性についてかなり解明することができたと思う。フェロセメントは施工の方法によってなお強度的なバラツキがあることはさけられず、したがって強度基準の設定にあたってはこの強度的なバラツキを十分考慮しておく必要がある。しかし材料の性質が十分高い精度で与えられれば、その強度は比較的簡単な解析法によって求めることができる。

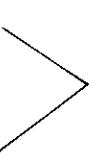
今後の課題としては、材料の基礎的性質を一層解明して信頼の高いものとするとともに、実船の施工においても期待どおりの材料が製作できるよう一層の配慮が望まれる。今回の研究によって材料の性質が与えられれば、かなりの精度でその構造強度の実態が解明できることが明らかとなったので、構造基準の設定にあたっては特にフェロセメントの施工技術の信頼性との関連を考慮して相応な強度基準を定めることが必要と考える。

## 1. フェロセメントの凍結融解試験

### 1.1 はじめに

フェロセメントの寒冷地における使用を考え、凍結及び融解を繰り返した際のパネルの耐久性について、目視観察、重量変化、及び一部のものについて曲げ強度等により検討した。

### 1.2 試験の水準

- (1) 配合 ..... 3 case
  - (2) カブリ ..... 2 case
  - (3) 表面仕上げ方法 ..... 2 case
  - (4) 塗装 ..... 2 case
- 
- 計24 case

これらの要因、水準・組合せは表 1.1 参照。

### 1.3 試験体の作製

#### (1) 使用材料

セメント: A種フライアッシュセメント (小野田社品)

砂: 鬼怒川産、最大寸法 2 m/m, 表乾比重 2.62

混和剤: 減水剤マイティ 150 (花王石鹼社品), AE 剤ヴィンソルレジン (山宗化学社品)

金網: 亀甲 #22 ( $\phi$  0.7 m/m, 10 m/m 目) Zn メッキ

補強棒:  $\phi$  5 P C 鋼線

塗料: エポキシ系塗料 S S, KW-3, L-225 (サンユレジン社品)

同上 A C, A E (中国ペイント社品)

表 1.1 凍結融解試験体の作製条件

	記号	セメント比 (%)	水セメント比 (%)	砂セメント	混和剤	モルタルかぶり厚さ (m/m)	** 表面仕上げ回数	塗装	施工方法	モルタル性状		試験体の枚数		試験体の厚み (m/m)		
										フロー	空気量	曲げ強度	凍結融解			
モルタル	M-1	A種 フライ アッシュ セメント	37	2.0	* MT-150 + ヴィンソル	—	2	なし	バイブレータ により型枠 の中に成形	(mm) 188	(%) 6.2	—		21		
	-2									184	7.9	—				
	-3									187	6.9	—				
フェロセメントパネル	F-1	37	2.0	MT-150	0~1	1	なし	サンユレジン品 中国セメント品	188	6.2	2	—	17			
	-2															
	-3															
	-4															
	-5															
	-6															
	-7				MT-150 + ヴィンソル	3	2	なし	手塗り	184	7.9	—		21		
	-8									187	6.9	2				
	-9									188	6.2	—				

注) \* MT-150 : マイティ 150 をセメントに対し 0.8 % wt 添加

\*\* モルタル表面のコテ仕上げ回数

## (2) モルタルの配合

モルタルの配合は表1.2に示す通りである。

表1.2 モルタルの配合

水セメント比 (%)	砂：セメント	単位重量(kg/m <sup>3</sup> )					フロー (m/m)	空気量 (%)
		セメント	水	細骨材	減水剤	A.E.剤		
37	2 : 1	700	259	1,400	5.6	-	188	6.2
37	2 : 1	700	259	1,400	5.6	-	184	7.9
50	3 : 1	500	250	1,500	-	-	187	6.9

## (3) 補強様式

Dn V規格のBタイプとし、PC鋼棒は40m/m間隔の筋配で亀甲金網を上下各3層配置した。金網のかぶりは0~1m/m、2~3m/mとし前者の板厚は17m/m、後者は21m/m

## (4) 成形及び養生

成形は合板製の型枠に鉄筋と金網を配置しモルタルを流し込み、コテとバイブレーターを使用して十分締め固める。

打込みご翌日まで放置、以後脱型して蒸気養生(昇温15°C/Hr 60°Cで6時間保持)する。そのごは所定の材令まで水中養生をした。

## (5) 供試体寸法

- I モルタル強度 : 4×4×16cm
- II 凍結融解 : 10×40×(厚み) cm
- III パネルの曲げ試験 : 10×40×(厚み) ..... 0, 150, 300 サイクル時

## (6) 材令

凍結融解試験は標準養生材令(20°C水中)14日からスタートし300サイクルまでとした。

但し、パネルの曲げ試験は対比のために標準養生で14日材令をとり基準とし、所定のサイクル終了時に各々曲げ試験を行なった。

全面塗料を塗布した供試体は標準養生14日材令で取り出し、相対湿度50%20°Cの恒温恒温で7日間乾燥し塗料を塗布ごさらに7日間静置してから凍結融解試験を開始した。

# 1.4 試験方法

## (1) 凍結融解試験

試験体は図1.1、写真1.1に示すようにゴムケース内にセットし、試験体の周囲には融解時に3m/mの水の層が存在するようにした。制御パネルを写真1.2に示す。試験装置の一般的な例を図1.2に示すが、液を加熱、冷却する槽が別々にあり交互に試験槽に送られ、1サイクル4時間程度で凍結融解が繰り返される。

図1.3はゴム袋内試験体の中央、上端、下端部の温度の経時変化を示す。ここに示されているように中央部の温度は+4°Cから-18°Cまで変化する。

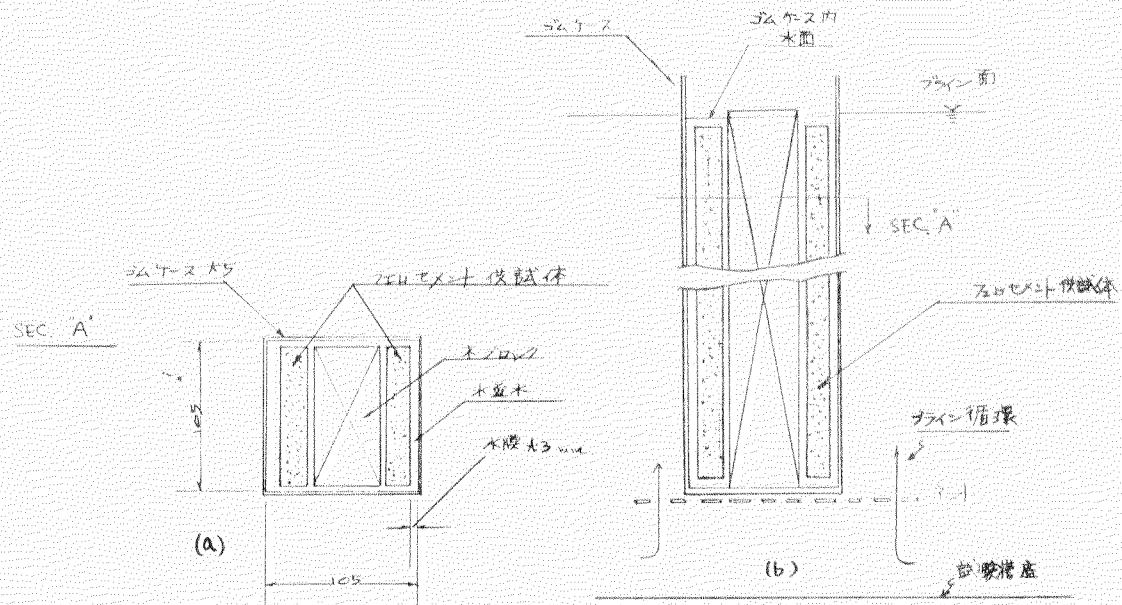


図 1.1 供試体のセット方法

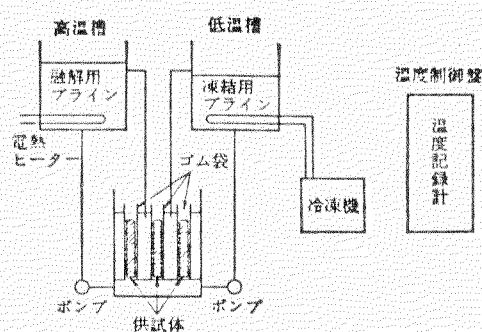


図 1.2 凍結融解試験装置の一例

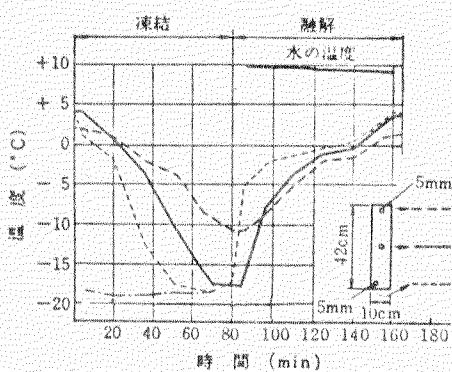


図 1.3 凍結融解試験を行なったときの供試体各部の温度

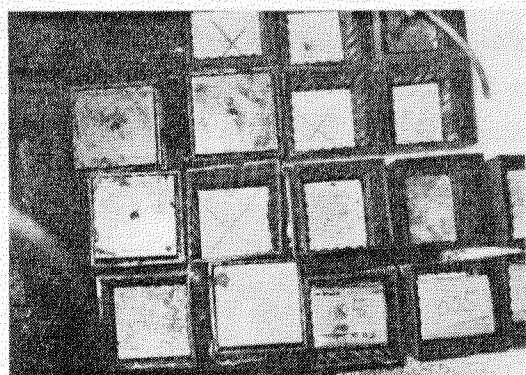


写真 1.1 ゴムケース内の供試体セット

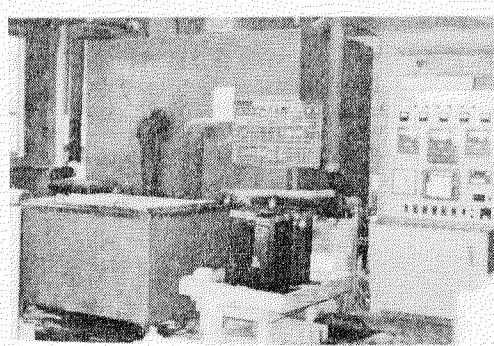


写真 1.2 凍結融解抵抗試験装置

## (2) 曲げ試験方法

凍結融解を繰り返した試験体について0, 149, 305サイクルの各時点において2等分点載荷による曲げ試験を行ない(写真1.3)内部組織への影響をしらべた。

## (3) 外観観察

0, 62, 112, 149, 206, 305サイクルにおいて外観を写真撮影した。

## (4) 重量変化

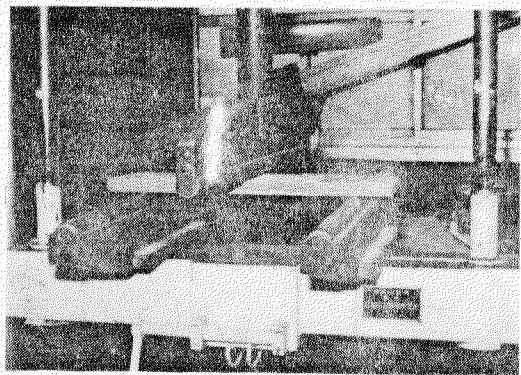


写真1.3 パネルの曲げ試験

## 1.5 試験結果及び考察

### (1) 重量変化及び外観観察

#### I モルタルの配合が凍結融解作用に対する抵抗性に及ぼす影響

$4 \times 4 \times 16\text{cm}$ の角柱供試体について試験を行なったが、水セメント比50%, 1:3モルタルが200サイクル頃から重量減が始まり、300サイクルでは1.5%程度の減であった(図1.4),しかし、供試体の表面をみると面が荒れた程度で角が欠けるまで進んでいないため内部組織は影響をあまり受けていないと判断される(写真1.5)。しかしW/Cの小さい場合は重量減はなく、表面も荒れず全く影響をうけていなかった。(写真1.4)

#### II モルタルの表面塗装

パネルについて表面塗装したもの(F-2, -4)しないもの(F-1, -3)について試験をした結果、塗装したもののが重量がサイクルと共に増加している(図1.5)。これは塗膜が時間と共に吸湿したことの外に内部に水分が侵入したためと考えられる。写真1.9によるとF-4パネルの一部に塗膜のはく離がみられるが、内部に侵入した水の作用と考えられる。一方F-2の塗膜はこの様な現象はなかった(写真1.7)。

表面塗装していないパネルの表面はほとんど表面が荒れておらず問題がなかった。

#### III モルタルかぶり厚さ

かぶり厚さ $0 \sim 1\text{m}/\text{m}$ のパネルはF-1, -3(写真1.6, 1.8)で金網の模様が見える程度のかぶりであるが、かぶり厚 $3\text{m}/\text{m}$ のF-5(写真1.10)とくらべて外観の状態は大きな差は認められない。かぶり $0 \sim 1\text{m}/\text{m}$ は予想として金網のまわりにミクロな空隙が出来やすいから不利と思われたが問題ないようである。

#### IV コテ押え回数

2回押えは1回押えにくらべて前者はセメントの微粒部分がモルタル面に出て来て強度的に弱い層を形成し凍結融解試験に不利と考えられるが外観から判断する限り大きな差はない(写真1.6, 1.8)。

#### V モルタル配合のちがい

F-8配合はW/C=50%で高く、モルタル試験(M-3)の結果重量減がやや大きかった。パネルの試験でも同様の傾向が現われているがW/C=37%, F-7パネルとの差は小さく0.5%程度である(図1.6)。

#### VI 施工方法

手塗りとバイブレータ成形の比較であるが外観判定では(F-7, -9の比較、写真1.12, 1.14)手塗りが有利のようである。これはバイブルータ成形中にモルタルから気泡がいくらか抜けているため耐久性が低下すると考えられる。

重量減のデータからも同様の傾向がみられる(図1.6)。

### (2) 凍結融解に伴なうフェロセメントパネルの曲げ試験

W/C=50%, 37%の二種について比較を行なったが、凍結融解サイクルにともなう曲げ強度の変化はほとんどなく強度面に全く影響を与えていないと判断される(図1.7)。ただF-8はW/Cが高いためF-6よりいくぶん低い強度を示している。

## 1.6 結 び

フェロセメントパネルを寒冷地で冬期置いた場合の耐久性を試験したところ、ごく普通に製造したものであれば、モルタル面の劣化、部材の曲げ試験の結果等から特に支障のないことが判明した。  
但しパネル面を塗装する場合には材料及び施工を吟味しふくれが生じないようにする必要がある。

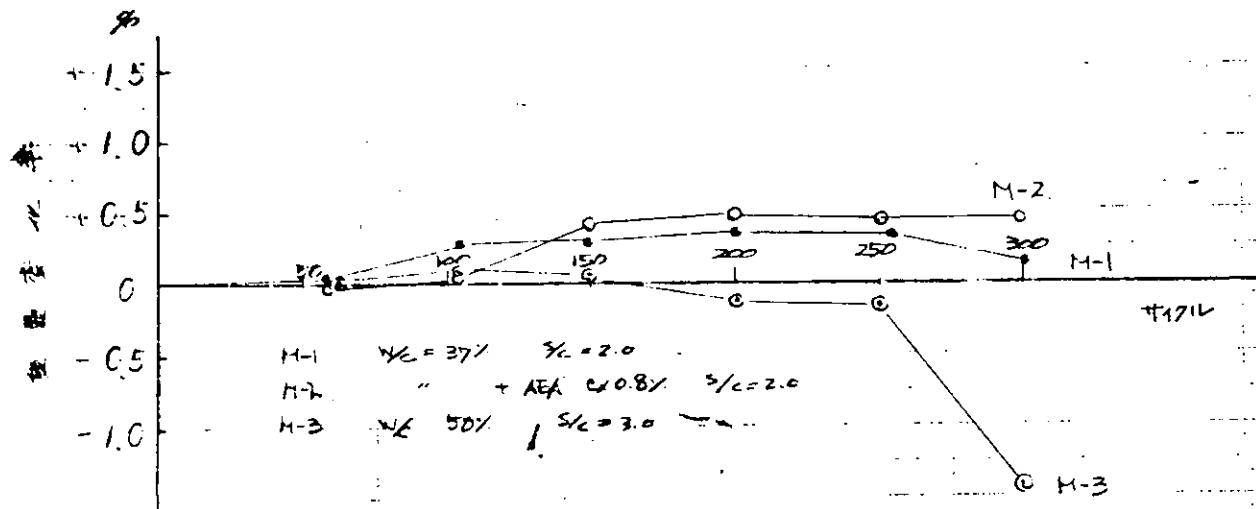


図 1.4 モルタルの配合が凍結融解作用に対する抵抗性に及ぼす影響  
 $4 \times 4 \times 16\text{cm}$ 寸法モルタルの場合

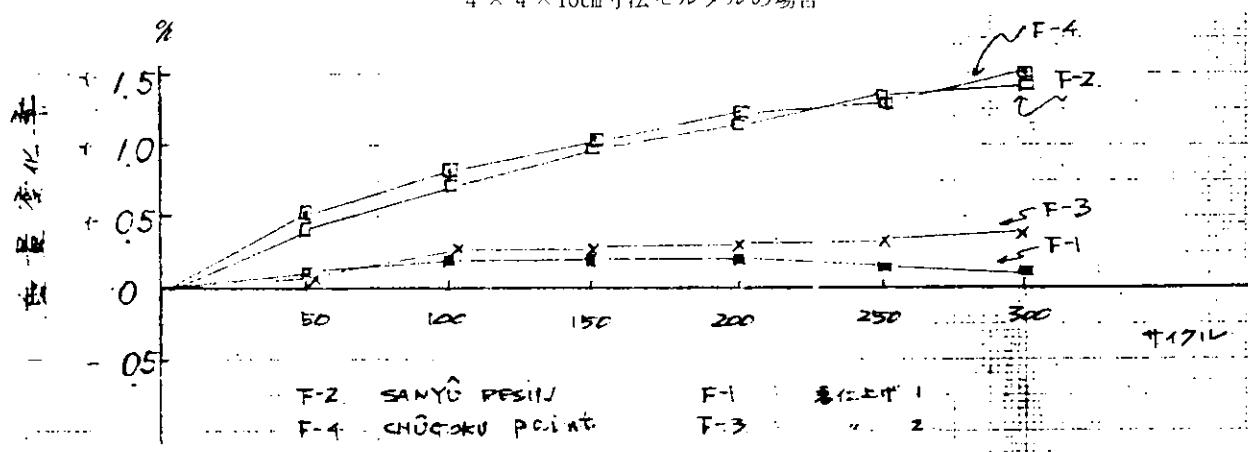


図 1.5 塗装の影響

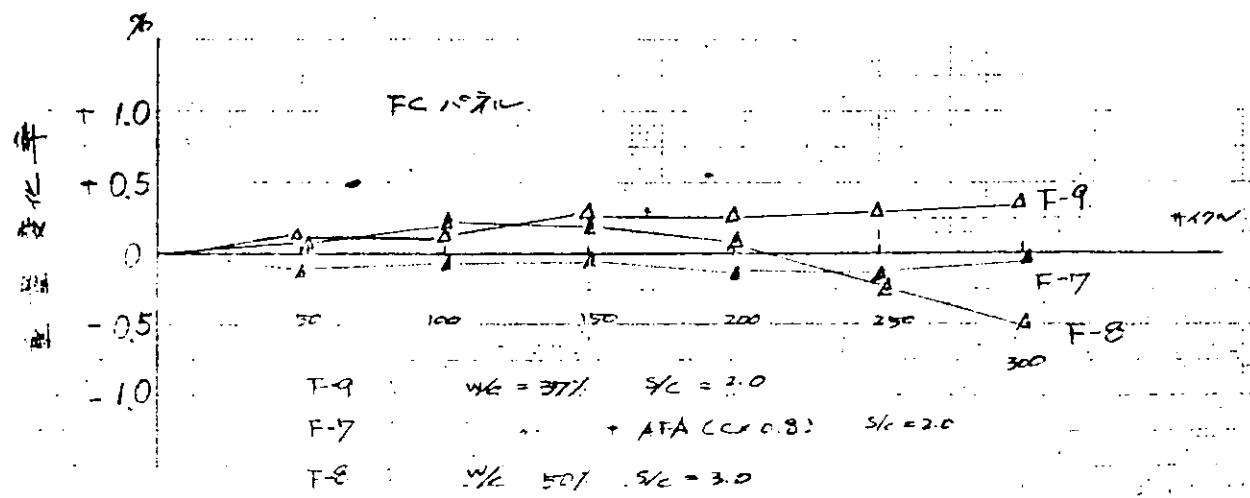


図 1.6 モルタルの配合がフェロセメントの凍結融解作用に対する  
抵抗性に及ぼす影響

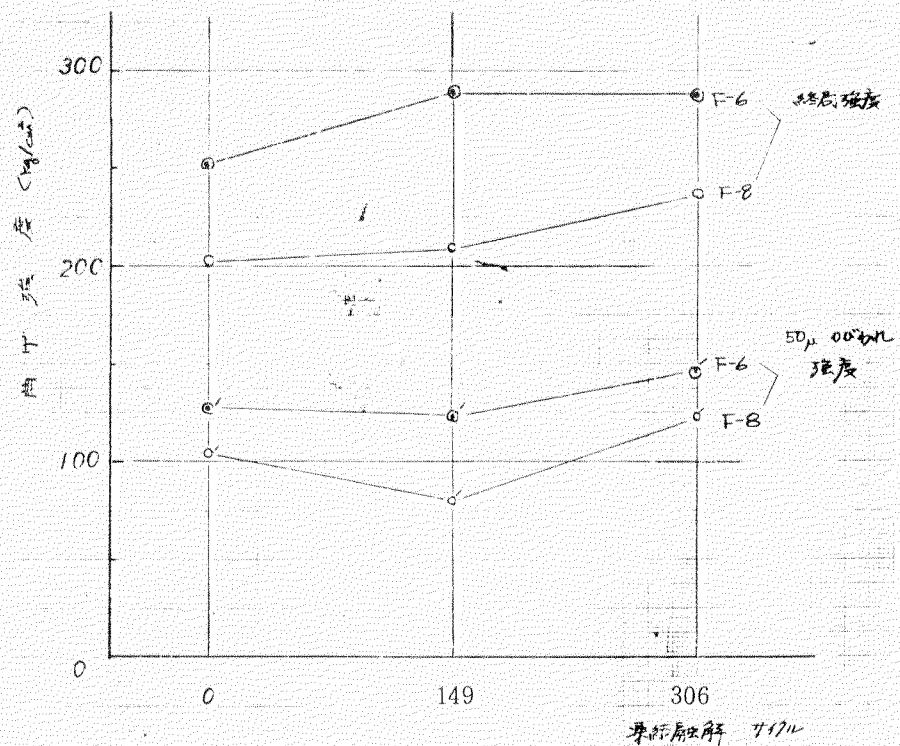


図 1.7 凍結融解作用に伴なうフェロセメントパネルの曲げ強度の変化



写真 1.4 1 : 2, W/C = 37% モルタルの耐久性



写真1.5 1 : 3, W/C = 50%モルタルの耐久性

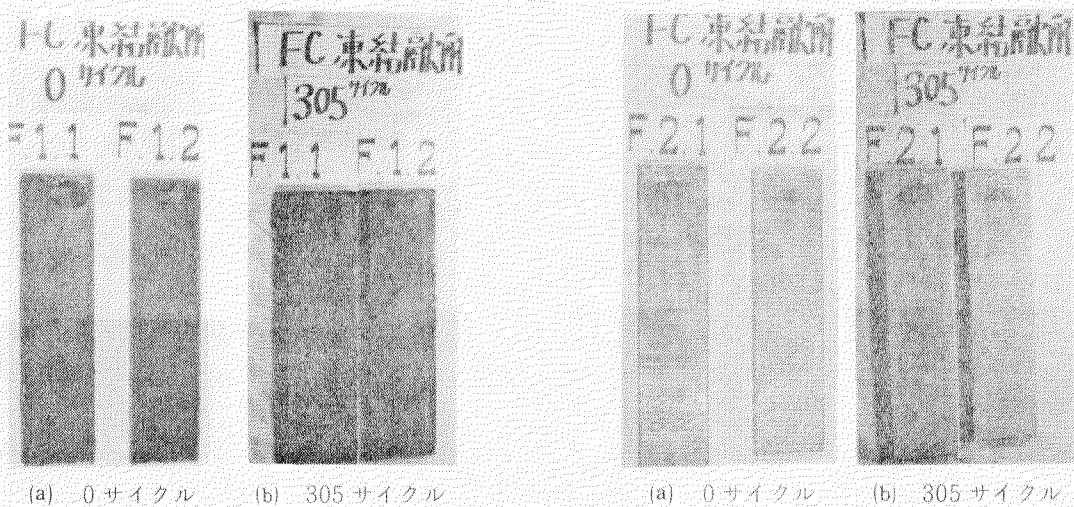


写真1.6 パネルF-1の耐久性

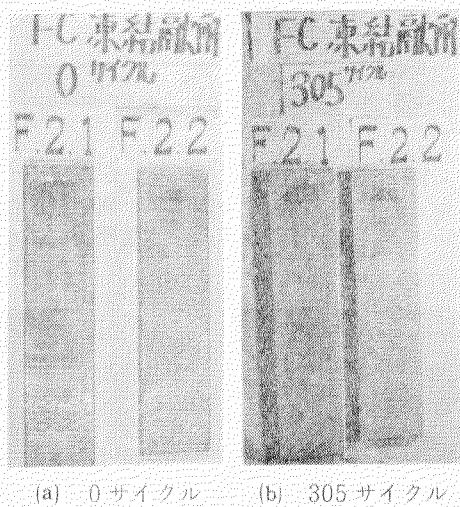


写真1.7 パネルF-2の耐久性

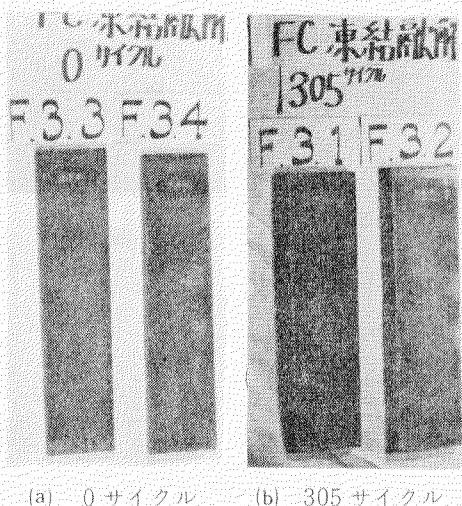


写真1.8 F-3パネルの耐久性



写真1.9 F-4パネルの耐久性

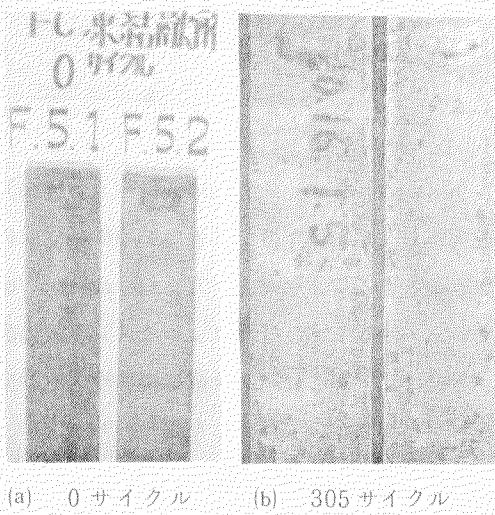


写真 1.10 F-5 パネルの耐久性

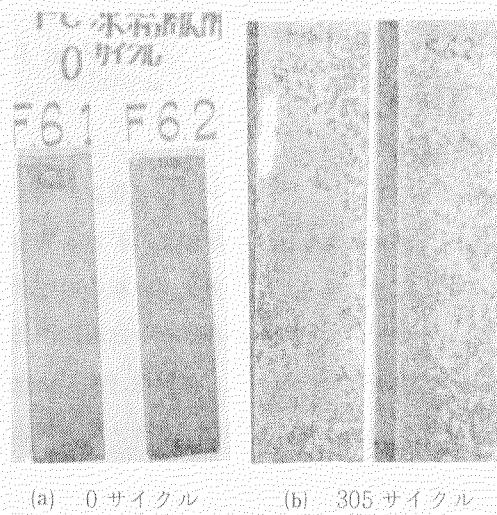


写真 1.11 F-6 パネルの耐久性

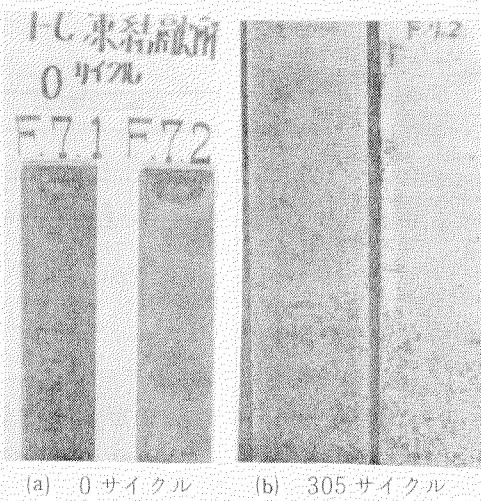


写真 1.12 F-7 パネルの耐久性

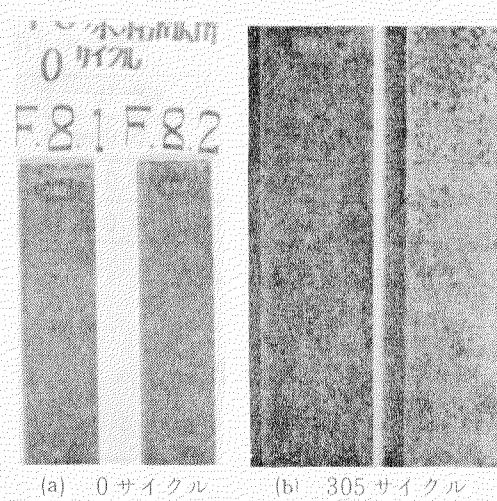


写真 1.13 F-8 パネルの耐久性

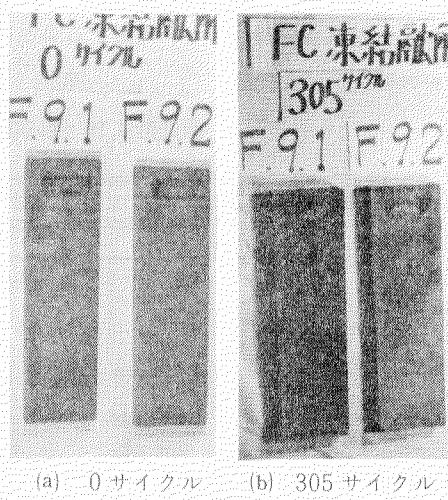


写真 1.14 F-9 パネルの耐久性

## 2. フェロセメント板の強度試験

### 2.1 まえがき

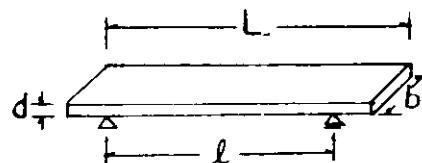
昭和52年度の「フェロセメント板の強度試験」においては、American Bureau of Shipping (A B協会) 法に基づいて載荷スパンを900 mm (板厚の30倍) として曲げ強度試験を実施し、昭和53年度の「強度試験の確立」においても A B協会法に準じて“フェロセメント板の曲げ載荷スパンは900 mmとする”とした。一方、Det norske Veritas (Dn V) ルールにおいては曲げ載荷スパンは板厚の15倍を採用している。そこで本年度はフェロセメント板の曲げ強度試験における適切なスパンおよび供試体寸法を決定するために、板厚の15, 30, 45倍の3種類の曲げスパンで静的載荷試験を実施し、スパンの差がフェロセメント板の曲げ強度に及ぼす影響について検討した。

### 2.2 試験体の寸法

試験体の寸法は表2.1のとおりである。

表2.1 試験体の寸法

曲げ載荷スパン( $\ell$ )	幅 (b)	長さ(L)	厚さ(d)
450 mm (15d)	150 mm	650 mm	30 mm
900 mm (30d)	300 mm	1,100 mm	30 mm
1,350 mm (45d)	300 mm	1,550 mm	30 mm



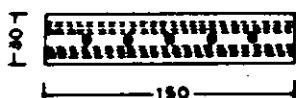
※記号は右図のとおりである。

### 2.3 試験体の構造形式と配筋

試験体の構造形式はDn Vルールに示されているフェロセメント板の構造形式のうちB型とD型を用い、金網はきつ甲金網と織金網を用いた。試験体の配筋、織金網およびきつ甲金網を用いた場合のフェロセメント材料の比鋼材含有量(Gs)、全断面に対する全補強材係数( $\mu t$ )、金網薄板および全薄板についての比付着係数( $K_n$ ,  $K_t$ )は次のとおりである。なお構造形式を変えずに幅150 mmの板の補強筋の体積含有率と幅300 mmの板の補強筋の体積含有率を同じにするために、幅150 mmの板については直 径5 m/mの鉄筋を25 mmピッチで配することにした。

#### (1) 織金網を用いたフェロセメント板の構造形式と配筋

構造形式B (幅150 mm)



構造形式B (幅300 mm)



#### 条件

$$a = 10 \text{ mm} \quad K_n = 1.9 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$$

$$d = 1 \text{ mm} \quad K_t = 1.8 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$$

$$n = 8 \text{ 枠} \quad \mu t = 4.6 \% \text{ (補強方向)}$$

$$D = 5 \text{ mm} \quad \mu t = 2.0 \% \text{ (補強と直角方向)}$$

$$s = 25 \text{ mm} \quad G_s = 0.54 \text{ kg}/\ell$$

$$t = 30 \text{ mm}$$

#### 条件

$$a = 10 \text{ mm} \quad K_n = 2.0 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$$

$$d = 1 \text{ mm} \quad K_t = 1.7 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$$

$$n = 8 \text{ 枠} \quad \mu t = 3.8 \% \text{ (補強方向)}$$

$$D = 6 \text{ mm} \quad \mu t = 2.0 \% \text{ (補強と直角方向)}$$

$$s = 50 \text{ mm} \quad G_s = 0.48 \text{ kg}/\ell$$

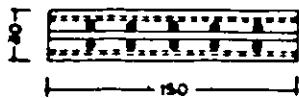
$$t = 30 \text{ mm}$$

ここで a : 金網の網目 D : 鉄筋の直 径

d : 金網の線径 s : 鉄筋の中心距離

n : 金網の枠数 t : 板厚

構造形式D(幅150mm)



条件

$a = 10 \text{ mm}$

$K_n = 1.6 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$

$d = 1 \text{ mm}$

$K_t = 1.0 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$

$n = 4 \text{ 層}$

$\mu_t = 6.0 \% \text{ (補強方向)}$

$D_1 = D_2 = D_3 = 5 \text{ mm} \quad \mu_t = 3.6 \% \text{ (補強と直角方向)}$

$S_1 = S_2 = S_3 = 25 \text{ mm} \quad G_s = 0.78 \text{ kg}/\ell$

$t = 30 \text{ mm}$

ここに  $D_1$ ,  $D_2$ ,  $D_3$ : 鉄筋の直径 $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$ : 縦筋, 横筋の中心間距離

構造形式D(幅300mm)



条件

$a = 10 \text{ mm}$

$K_n = 2.2 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$

$d = 1 \text{ mm}$

$K_t = 1.2 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$

$n = 4 \text{ 層}$

$\mu_t = 4.6 \% \text{ (補強方向)}$

$D_1 = D_2 = D_3 = 6 \text{ mm} \quad \mu_t = 2.9 \% \text{ (補強と直角方向)}$

$S_1 = S_2 = S_3 = 50 \text{ mm} \quad G_s = 0.61 \text{ kg}/\ell$

$t = 30 \text{ mm}$

## (2) きつ甲金網を用いたフェロセメント板の構造形式と配筋

きつ甲金網を用いたフェロセメント板の配筋は織金網の場合と同じとした。各種係数は以下に示すとおりである。

構造形式B(幅150mm)

条件

$a = 10 \text{ mm}$

$K_n = 1.9 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$

$d = 1 \text{ mm}$

$K_t = 1.8 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$

$n = 8 \text{ 層}$

$\mu_t = 4.6 \% \text{ (補強方向)}$

$D = 5 \text{ mm}$

$\mu_t = 2.0 \% \text{ (補強と直角方向)}$

$S = 25 \text{ mm}$

$G_s = 0.61 \text{ kg}/\ell$

$t = 30 \text{ mm}$

構造形式B(幅300mm)

条件

$a = 10 \text{ mm}$

$K_n = 2.0 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$

$d = 1 \text{ mm}$

$K_t = 1.7 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$

$n = 8 \text{ 層}$

$\mu_t = 3.8 \% \text{ (補強方向)}$

$D = 6 \text{ mm}$

$\mu_t = 2.0 \% \text{ (補強と直角方向)}$

$S = 50 \text{ mm}$

$G_s = 0.55 \text{ kg}/\ell$

$t = 30 \text{ mm}$

構造形式D(幅150mm)

条件

$a = 10 \text{ mm}$

$K_n = 1.6 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$

$d = 1 \text{ mm}$

$K_t = 1.0 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$

$n = 4 \text{ 層}$

$\mu_t = 6.0 \% \text{ (補強方向)}$

$D_1 = D_2 = D_3 = 5 \text{ mm}$

$\mu_t = 3.6 \% \text{ (補強と直角方向)}$

$S_1 = S_2 = S_3 = 25 \text{ mm}$

$G_s = 0.82 \text{ kg}/\ell$

$t = 30 \text{ mm}$

構造形式D(幅300mm)

条件

$a = 10 \text{ mm}$

$K_n = 2.0 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$

$d = 1 \text{ mm}$

$K_t = 1.2 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$

$n = 4 \text{ 層}$

$\mu_t = 4.6 \% \text{ (補強方向)}$

$D_1 = D_2 = D_3 = 6 \text{ mm}$

$\mu_t = 2.9 \% \text{ (補強と直角方向)}$

$S_1 = S_2 = S_3 = 50 \text{ mm}$

$G_s = 0.64 \text{ kg}/\ell$

$t = 30 \text{ mm}$

ここに  $D_1$ ,  $D_2$ ,  $D_3$ : 鉄筋の直径 $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$ : 縦筋, 横筋の中心間距離

## 2.4 使用材料

本実験に用いた材料は次のとおりである。

セメント: アサノ普通ポルトランドセメント, 比重 = 3.16

細骨材: 富士川産川砂, 骨材最大寸法 = 2.5 mm, 表乾比重 = 2.60

水: 水道水

混和剤: マイティ 150 (花王石鹼社品)

鉄筋: 直径 5 mm および 6 mm 丸鋼 (S R 24)

きつ甲金網: 線径 1.0 mm, 網目 10 mm, 亜鉛メッキ金網

織金網：線径 1.0 mm, 網目 10 mm, 亜鉛メッキ金網

## 2.5 モルタルの配合

モルタルの配合は表 2.2 のとおりである。

表 2.2 モルタルの配合

水・セメント ト比 (%)	セメント・ 砂比 (%)	絶対容積 ( $\ell/m^3$ )			単位重量 ( $kg/m^3$ )			
		セメント	水	細骨材	セメント	水	細骨材	混和剤
38	50	205	242	498	648	242	1,296	4.86

## 2.6 試験体の種類及び試験体数

本実験に用いた試験体の種類と数は表 2.3 のとおりである。なお、金網の結束は 0.8 mm のなまし鉄線を用いて、幅方向、長さ方向ともに 100 mm ピッチで結束した。

表 2.3 試験体の種類と試験体の数

種類	寸法 (mm)	150×650×30	300×1,100×30	300×1,550×30
		載荷スパン (mm)	(15 d)	(30 d)
織金網使用 フェロセメント板	B	2 体	2 体	2 体
	D	2 体	2 体	2 体
きつ甲金網使用 フェロセメント板	B	2 体	2 体	2 体
	D	2 体	2 体	2 体

## 2.7 試験体の補強方法

試験体の補強方法は 2.3 で述べたとおり、構造形式 B および D とした。なお、きつ甲金網については方向によって強度が異なるため図 2.1 に示すように、金網の強い方向をフェロセメント板の主筋方向に合せた。

## 2.8 試験体の成形と養生方法

補強筋を組み立て、モルタルの被り厚さが 3 mm となるようにスペーサを取り付けたのち型枠へセットし、100 ℥ 強制練りミキサーで混練したモルタルを流し込み、テーブルバイブレーターで十分締め固めた。試験体はモルタル打設 3 ~ 4 時間後に上面を金ごてで平滑に仕上げたのち、(20 ± 3 °C) の恒温室中に型枠のまま 1 日静置して翌日脱型し、載荷試験時まで (20 ± 3 °C) の恒温水槽内で水中養生した。

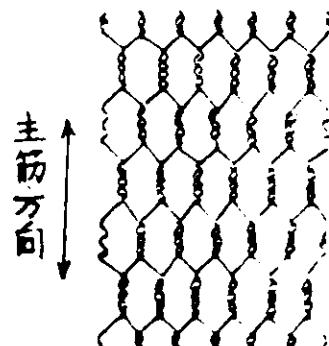


図 2.1 きつ甲金網の補強方向

## 2.9 試験方法と測定項目

試験体成形後 28 日で強度試験を実施した。試験は図 2.2 に示すような逆載荷装置を用い、曲げスパンを表 2.3 に示す各スパンとする 4 点曲げ載荷試験方法にて行なった。測定項目はスパン中央でのひずみ度 (4 点)、載荷点のたわみ (2 点)、スパン中央のたわみ (1 点)、フェロセメント板の引張側での可視ひびわれ荷重 (P<sub>b1</sub>)、ひびわれ幅 25 μ の荷重、ひびわれ幅 50 μ の荷重 (P<sub>b2</sub>)、および破壊荷重 (P<sub>bbr</sub>) である。なお試験に際しては板体の型枠面側が曲げによる引張側となるようにした。

## 2.10 試験結果

### (1) モルタルの強さ

本実験に用いたモルタルの圧縮強さ、曲げ強さ、引張強さおよび静弾性係数は表 2.4 のとおりである。

表 2.4 モルタルの強さ

各種 強度 (kg/mm <sup>2</sup> )		静弾性係数	
圧縮強さ	曲げ強さ	引張強さ	(×10 <sup>3</sup> kg/mm <sup>2</sup> )
5.27	0.64	0.46	2.44

### (2) フェロセメント板の実測寸法

フェロセメント板の実測寸法は表 2.5 のとおりである。

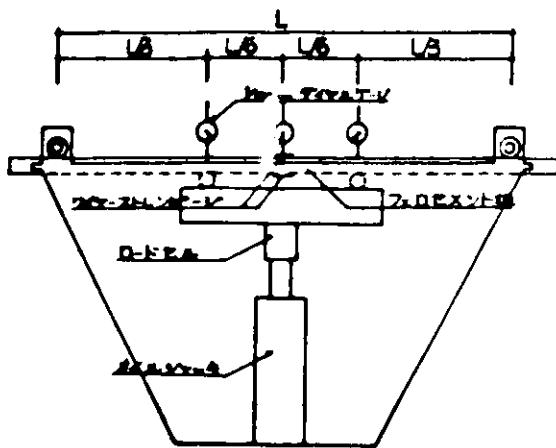


図 2.2 試験装置

表 2.5 フェロセメント板の実測寸法

載荷スパン (mm)	試験体 No.	織金網使用板				きつ甲金網使用板			
		B型		D型		B型		D型	
		幅 (mm)	板厚 (mm)	幅 (mm)	板厚 (mm)	幅 (mm)	板厚 (mm)	幅 (mm)	板厚 (mm)
450	1	150.3	31.4	151.3	30.9	150.0	30.2	151.4	30.2
	2	149.6	30.8	148.7	31.2	149.3	30.7	149.0	30.4
	平均	149.9	31.1	150.0	31.0	149.6	30.4	150.2	30.3
900	1	300.3	29.4	300.4	30.0	300.4	29.9	300.2	30.7
	2	300.0	30.1	299.5	30.0	300.0	29.4	300.2	29.1
	平均	300.1	29.7	299.9	30.0	300.2	29.6	300.2	29.9
1,350	1	301.6	30.8	301.0	30.1	301.5	30.8	301.5	30.8
	2	301.7	30.7	301.0	30.1	301.5	30.8	301.3	30.6
	平均	301.6	30.7	301.0	30.1	301.5	30.8	301.4	30.4

表 2.6 フェロセメント板の強度

(単位: kg)

形式	載荷スパン mm	織金網使用フェロセメント板				きつ甲金網使用フェロセメント板				
		Pb <sub>1</sub>	ひびわれ 幅 25 μ	Pb <sub>2</sub>	Pbbr	Pb <sub>1</sub>	ひびわれ 幅 25 μ	Pb <sub>2</sub>	Pbbr	
B	450	No. 1	230	540	845	1,401	210	570	820	1,287
		No. 2	230	630	1,025	1,480	210	480	780	1,194
		平均	230	585	935	1,440	210	525	800	1,241
	900	No. 1	200	500	650	1,057	220	460	700	1,202
		No. 2	220	660	840	1,330	200	440	550	980
		平均	210	565	745	1,194	210	450	625	1,091
	1,350	No. 1	150	390	590	824	120	285	420	616
		No. 2	165	405	625	849	135	270	390	724
		平均	158	398	608	837	128	278	405	670
D	450	No. 1	240	570	770	1,336	240	390	690	1,119
		No. 2	240	660	860	1,520	210	420	770	1,149
		平均	240	615	715	1,428	225	405	730	1,134
	900	No. 1	220	540	690	1,015	220	420	600	950
		No. 2	220	480	650	1,060	200	420	600	952
		平均	220	510	670	1,038	210	420	600	951
	1,350	No. 1	150	315	495	745	120	300	460	704
		No. 2	150	345	585	772	140	320	435	735
		平均	150	330	540	757	130	310	448	720

### (3) フェロセメント板の強度

載荷時の可視ひびわれ荷重 ( $P_{b1}$ )、ひびわれ幅 $25\mu$ の荷重、ひびわれ幅 $50\mu$ の荷重 ( $P_{b2}$ )、破壊荷重( $P_{bbr}$ )は表2.6のとおりである。

## 2.11 試験結果の検討

### (1) 中立軸

可視ひびわれ、ひびわれ幅 $25\mu$ 、およびひびわれ幅 $50\mu$ 時の中立軸比 ( $K$ ) と中立軸の位置 ( $n$ ) を式(2.1)および式(2.2)より求めると表2.7、表2.8、表2.9のとおりである。また中立軸比の変化は図2.3のとおりである。

$$K = \frac{|\epsilon_c|}{|\epsilon_c| + |\epsilon_t|} \quad \dots \dots \dots \quad (2.1)$$

ここに、 $\epsilon_c$ ：圧縮縁辺ひずみ、 $\epsilon_t$ ：引張縁辺ひずみ

$$n = K \cdot d \quad \dots \dots \dots \quad (2.2)$$

ここに、 $n$ ：中立軸、 $K$ ：中立軸比、 $d$ ：板厚

可視ひびわれ時の中立軸は載荷スパン、構造形式、金網種類にかかわらずほぼ板体中央にあるが、載荷荷重が増すにつれ次第に圧縮側へ移動し、その変化の割合は金網にきつ甲金網を使用した板のほうが、織金網を使用した板よりも大きくなる傾向にある。しかしながら、構造形式および載荷スパンにはさほど影響されないようである。

表2.7 中立軸比と中立軸（可視ひびわれ時）

載荷スパン[mm]	試験体 No	織金網使用板				きつ甲金網使用板			
		B型		D型		B型		D型	
		K	n [mm]	K	n [mm]	K	n [mm]	K	n [mm]
450	1	0.53	16.6	0.51	15.8	0.52	15.7	0.50	15.1
	2	0.53	16.3	0.51	15.9	0.52	16.0	0.50	15.2
	平均	0.53	16.5	0.51	15.8	0.52	15.8	0.50	15.1
900	1	0.52	15.3	0.51	15.3	0.52	15.5	0.50	15.3
	2	0.53	16.0	0.50	15.0	0.51	15.0	0.50	14.9
	平均	0.52	15.4	0.50	15.1	0.51	15.4	0.50	15.0
1,350	1	0.52	16.0	0.51	15.4	0.52	16.0	0.50	15.4
	2	0.53	16.3	0.50	15.1	0.52	16.0	0.50	15.3
	平均	0.52	16.0	0.50	15.2	0.52	16.0	0.50	15.2

表2.8 中立軸比と中立軸（ひびわれ幅 $25\mu$ ）

載荷スパン[mm]	試験体 No	織金網使用板				きつ甲金網使用板			
		B型		D型		B型		D型	
		K	n [mm]	K	n [mm]	K	n [mm]	K	n [mm]
450	1	0.46	14.4	0.41	12.7	0.39	11.8	0.39	11.9
	2	0.45	13.9	0.39	12.2	0.41	12.6	0.35	10.6
	平均	0.46	14.2	0.40	12.4	0.40	12.2	0.37	11.2
900	1	0.39	11.5	0.39	11.7	0.42	12.6	0.32	9.8
	2	0.47	14.1	0.39	11.7	0.40	11.8	0.37	10.8
	平均	0.43	12.8	0.39	11.7	0.41	12.2	0.34	10.3
1,350	1	0.45	13.9	0.41	12.3	0.40	12.3	0.35	10.8
	2	0.46	14.1	0.42	12.6	0.39	12.0	0.42	12.9
	平均	0.46	14.0	0.42	12.4	0.40	12.1	0.38	11.8

表 2.9 中立軸比と中立軸（ひびわれ幅50μ）

載荷スパン[mm]	試験体 No	織金網使用板				きつ甲金網使用板			
		B型		D型		B型		D型	
		K	n [mm]	K	n [mm]	K	n [mm]	K	n [mm]
450	1	0.40	12.6	0.38	11.7	0.37	11.3	0.33	10.0
	2	0.41	12.6	0.37	11.5	0.36	11.1	0.31	9.4
	平均	0.40	12.6	0.37	11.6	0.36	11.2	0.32	9.7
900	1	0.35	10.3	0.36	10.8	0.37	11.1	0.31	9.5
	2	0.42	12.6	0.34	10.2	0.36	10.6	0.34	9.9
	平均	0.38	11.4	0.35	10.5	0.36	10.8	0.32	9.7
1,350	1	0.41	12.6	0.37	11.1	0.36	11.1	0.35	10.8
	2	0.42	12.9	0.37	11.1	0.36	11.1	0.38	11.6
	平均	0.42	12.7	0.37	11.1	0.36	11.1	0.36	11.2

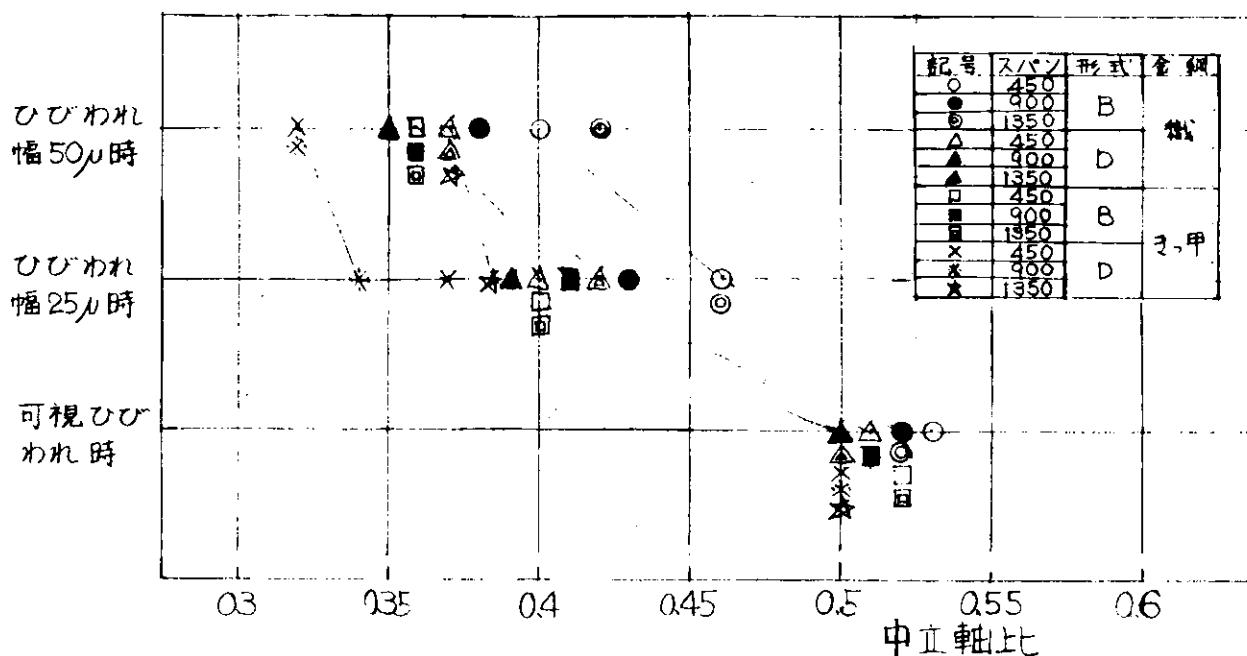


図 2.3 中立軸比の移動

表 2.10 ひびわれ応力度（ひびわれ幅25μ時）

載荷スパン[mm]	試験体 No	織金網使用板						きつ甲金網使用板					
		B型			D型			B型			D型		
		$\sigma_1$ [kg/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [kg/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_2/\sigma_1$	$\sigma_1$ [kg/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [kg/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_2/\sigma_1$	$\sigma_1$ [kg/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [kg/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_2/\sigma_1$	$\sigma_1$ [kg/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [kg/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_2/\sigma_1$
450	1	1.64	1.73	1.05	1.78	1.91	1.07	1.87	2.00	1.07	1.27	1.35	1.06
	2	2.00	2.13	1.06	2.05	2.18	1.06	1.54	1.65	1.07	1.37	1.41	1.03
	平均	1.82	1.93	1.06	1.92	2.04	1.06	1.70	1.82	1.07	1.32	1.38	1.04
900	1	1.74	1.85	1.06	1.90	2.00	1.05	1.54	1.65	1.07	1.34	1.31	0.98
	2	2.18	2.29	1.05	1.54	1.72	1.12	1.53	1.57	1.03	1.49	1.55	1.04
	平均	1.96	2.07	1.06	1.72	1.86	1.08	1.54	1.61	1.05	1.42	1.43	1.01
1,350	1	1.84	1.96	1.07	1.52	1.68	1.11	1.35	1.51	1.12	1.42	1.46	1.03
	2	1.92	2.04	1.06	1.67	1.84	1.10	1.27	1.42	1.12	1.53	1.65	1.08
	平均	1.88	2.00	1.06	1.60	1.76	1.10	1.31	1.46	1.12	1.48	1.56	1.05

## (2) ひびわれ応力度

ひびわれ幅が25  $\mu$  および50  $\mu$  となったときの荷重をひびわれ荷重として式(2.3)を用いてひびわれ応力度を求めた結果は表2.10および表2.11のとおりである。

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{M}{I} y \quad \dots \dots \dots \quad (2.3)$$

ここに、 $\sigma$ ：ひびわれ応力度、 $M$ ：ひびわれモーメント、 $Z$ ：断面係数、 $I$ ：断面二次モーメント、 $y$ ：中立軸から引張縁辺までの距離

表2.11 ひびわれ応力度(ひびわれ幅50  $\mu$ 時)

載荷スパン (mm)	試験体 No.	織金網使用板						きつ甲金網使用板					
		B型			D型			B型			D型		
		$\sigma_1$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_2/\sigma_1$	$\sigma_1$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_2/\sigma_1$	$\sigma_1$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_2/\sigma_1$	$\sigma_1$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_2/\sigma_1$
450	1	2.57	2.75	1.07	2.40	2.51	1.05	2.70	2.80	1.04	2.25	2.22	0.99
	2	3.25	3.50	1.08	2.67	2.78	1.04	2.49	2.58	1.04	2.52	2.42	0.96
	平均	2.91	3.13	1.08	2.54	2.65	1.04	2.60	2.69	1.04	2.39	2.32	0.97
900	1	2.26	2.32	1.03	2.42	2.52	1.05	2.35	2.47	1.05	1.91	1.83	0.96
	2	2.78	3.00	1.08	2.09	2.12	1.01	1.91	1.98	1.04	2.12	2.14	1.01
	平均	2.52	2.66	1.06	2.26	2.32	1.03	2.13	2.23	1.05	2.02	1.99	0.99
1,350	1	2.78	2.99	1.08	2.40	2.49	1.04	1.98	2.06	1.04	2.17	2.23	1.03
	2	2.97	3.20	1.08	2.84	2.99	1.05	1.84	1.90	1.03	2.08	2.21	1.06
	平均	2.88	3.10	1.08	2.62	2.74	1.05	1.91	1.98	1.04	2.13	2.22	1.04

ただし、 $\sigma_1$ 、 $\sigma_2$ は次の方法で求めた値である。

$\sigma_1$  :  $\left\{ \begin{array}{l} I \text{は全断面有効で補強筋は考慮せず, 中立軸は板厚の中央として算定} \\ y \text{は板厚の } 1/2 \end{array} \right.$

$\sigma_2$  :  $\left\{ \begin{array}{l} I \text{は全断面有効で補強筋は考慮せず, 中立軸は表2.8, 表2.9の値で算定} \\ y \text{は表2.8, 表2.9による中立軸から引張縁辺までの距離} \\ \text{幅(b)および板厚(d)は実測値を用いた。} \end{array} \right.$

表2.10より $\sigma_2/\sigma_1$ の値は織金網を使用した構造形式B型板で1.05～1.07、構造形式D型板で1.05～1.12、またきつ甲金網を使用した構造形式B型板で1.03～1.12、構造形式D型板で0.98～1.08となる。一方、表2.11では織金網を使用した構造形式B型板で1.03～1.08、構造形式D型板で1.01～1.05、またきつ甲金網を使用した構造形式B型板で1.03～1.05、構造形式D型板で0.96～1.06となる。したがって、ひびわれ応力度は中立軸の移動を考慮したときと、考慮しないときではひびわれ幅25  $\mu$ およびひびわれ幅50  $\mu$ のいずれの場合も約10%程度異なることがわかる。なお、載荷スパンの変化による $\sigma_2/\sigma_1$ の値の変化についての一般的な傾向は認められないようである。

## (3) 載荷スパンと曲げ強度

表2.6の値を用い、可視ひびわれ時、ひびわれ幅25  $\mu$ 時、ひびわれ幅50  $\mu$ 時、および破壊時の曲げ強度を式(2.3)により求めると表2.12のとおりである。

載荷スパンと各ひびわれおよび破壊時における曲げ強度との関係は図2.4、図2.5、図2.6、図2.7のとおりであり、一元配置による分散分析結果は表2.13～表2.14、表2.15、表2.16のとおりである。なお、分散分析は危険率5%で判定した。

一元配置による分散分析の結果、構造形式および金網の種類にかかわらず載荷スパンは曲げ強度に影響を及ぼすとはいえないことが判明した。しかしながら構造形式Bできつ甲金網を使用したフェロセメント板はひびわれ幅25  $\mu$ 時、ひびわれ幅50  $\mu$ 時、および破壊時のいずれにおいても載荷スパンが大きいほど曲げ強度は小さくなっている。

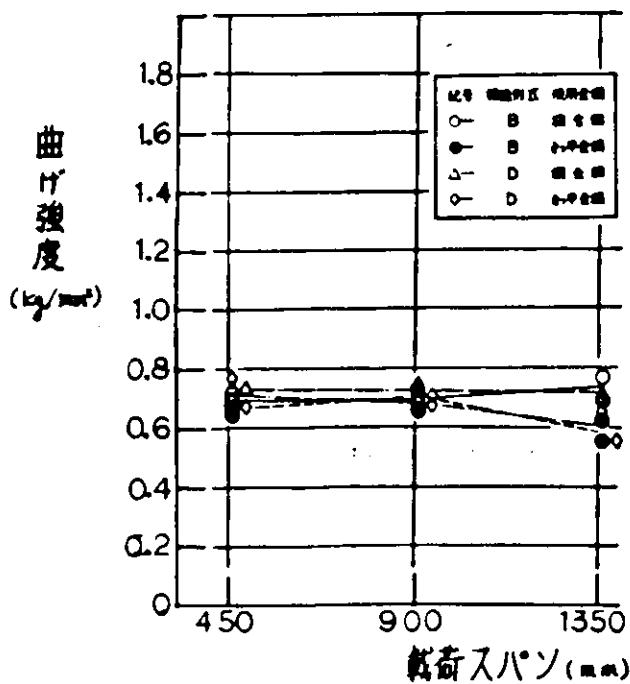


図 2.4 載荷スパンと曲げ強度（可視ひびわれ時）

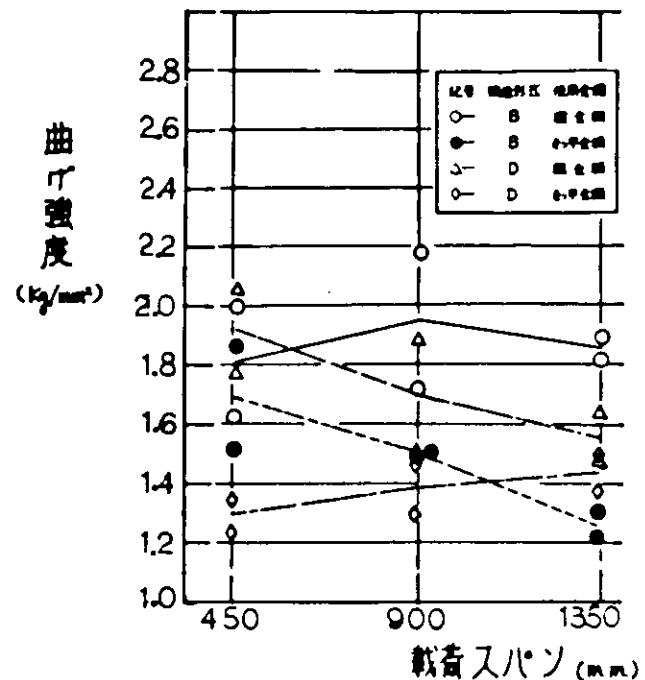


図 2.5 載荷スパンと曲げ強度（ひびわれ幅25 μ時）

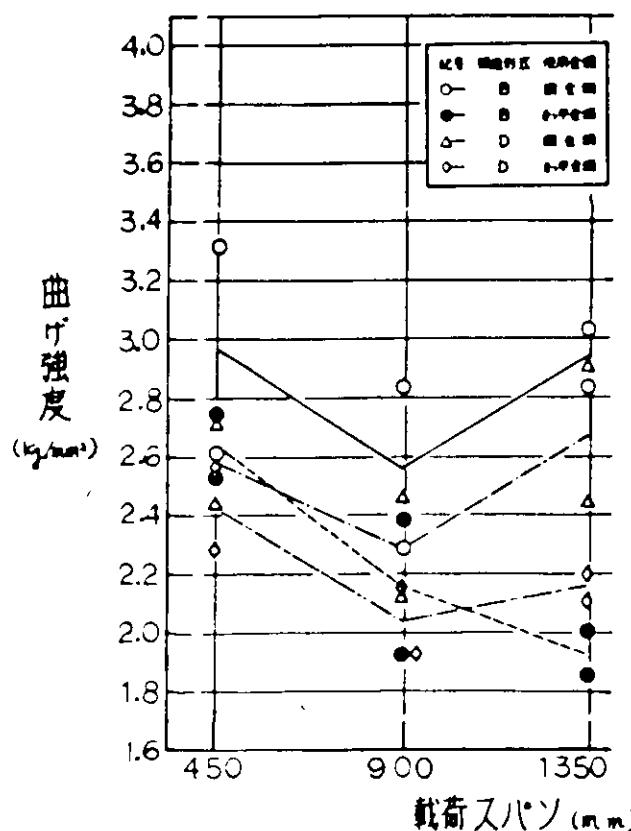


図 2.6 載荷スパンと曲げ強度（ひびわれ幅50 μ時）

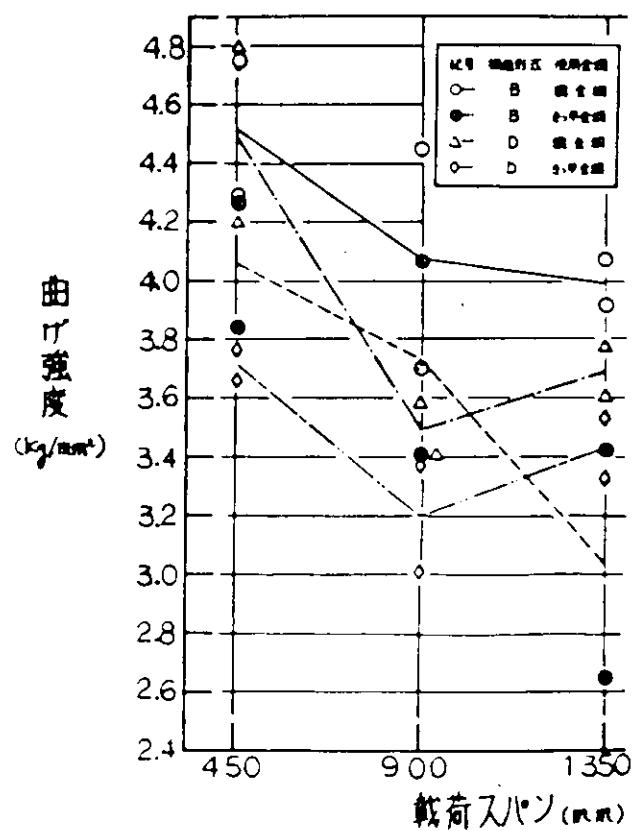


図 2.7 載荷スパンと曲げ強度（破壊時）

また破壊時における曲げ強度は載荷スパンを450 mmとしたときよりも載荷スパンを900 mmあるいは1,350 mmとしたときのほうが小さくなる傾向にあるなど、一部については載荷スパンによる曲げ強度への影響がうかがえる。このように、載荷スパンにより強度に差がある傾向がうかがえるものの、分散分析結果では有意差が認められなかったのは、同一種類についてのくり返し試験体数が2体でありかつ2体のバラツキが大きいためであると思われる。

表 2.12 ひびわれおよび破壊時の曲げ強度

(単位: kg/mm<sup>2</sup>)

形式	載荷スパン [mm]	織金網使用フェロセメント板				きつ甲金網使用フェロセメント板				
		可視ひびわれ時	ひびわれ幅25 μ時	ひびわれ幅50 μ時	破壊時	可視ひびわれ時	ひびわれ幅25 μ時	ひびわれ幅50 μ時	破壊時	
B	450	No 1	0.70	1.64	2.57	4.25	0.69	1.87	2.70	4.23
		No 2	0.73	2.00	3.25	4.69	0.67	1.54	2.49	3.82
		平均	0.71	1.82	2.91	4.47	0.68	1.70	2.60	4.03
	900	No 1	0.70	1.74	2.26	3.68	0.74	1.54	2.35	4.03
		No 2	0.73	2.18	2.78	4.40	0.69	1.53	1.91	3.40
		平均	0.71	1.96	2.52	4.04	0.72	1.54	2.13	3.72
	1,350	No 1	0.71	1.84	2.78	3.89	0.57	1.35	1.98	2.67
		No 2	0.78	1.92	2.97	4.03	0.64	1.27	1.84	3.42
		平均	0.75	1.88	2.88	3.96	0.60	1.31	1.91	3.04
D	450	No 1	0.75	1.78	2.40	4.16	0.78	1.27	2.25	3.65
		No 2	0.75	2.05	2.67	4.23	0.69	1.37	2.52	3.75
		平均	0.75	1.92	2.54	4.44	0.73	1.32	2.39	3.70
	900	No 1	0.77	1.90	2.42	3.57	0.70	1.34	1.91	3.02
		No 2	0.71	1.54	2.09	3.40	0.71	1.49	2.12	3.37
		平均	0.74	1.72	2.26	3.48	0.70	1.42	2.02	3.20
	1,350	No 1	0.72	1.52	2.40	3.59	0.57	1.42	2.17	3.32
		No 2	0.73	1.67	2.84	3.75	0.67	1.53	2.08	3.52
		平均	0.73	1.60	2.62	3.67	0.62	1.48	2.13	3.42

#### (4) 構造形式と曲げ強度

各ひびわれ及び破壊時の曲げ強度と構造形式に関する分散分析結果は表 2.17、表 2.18のとおりである。表 2.17、表 2.18から明らかなように、織金網、きつ甲金網のいずれを使用した場合でも、構造形式により曲げ強度に差があるとはいえない。

#### (5) 金網種類と曲げ強度

一元配置による分散分析の結果は表 2.19、表 2.20のとおりである。結果から次のことが判明した。

##### (a) 可視ひびわれ時

可視ひびわれ時の板体の最大引張応力度は、構造形式、金網種類にかかわらず、0.7 kg/mm<sup>2</sup>前後とはば一定である。これは可視ひびわれ時の強度がモルタルの強度に支配されるためと思われる。

##### (b) ひびわれ幅25 μ時

ひびわれ幅25 μ時の曲げ強度は、構造形式にかかわらず、織金網を使用したフェロセメント板のはうがきつ甲金網を使用したフェロセメント板よりも大きい。

##### (c) ひびわれ幅50 μ時

構造形式Bの場合、織金網を使用したフェロセメント板ときつ甲金網を使用したフェロセメント板とでは有意水準5%で強度に有意差が認められたが、構造形式Dの場合には有意差は認められなかった。しかし、傾向として

は織金網を使用したフェロセメント板のはうがきつ甲金網を使用したフェロセメント板より強度は大きいようである。

(d) 破壊時

破壊時の曲げ強度は構造形式BおよびDのいずれの場合においても織金網、きつ甲金網とで有意差なしという結果となった。しかし、数値的には織金網を使用したフェロセメント板のはうがきつ甲金網を使用したフェロセメント板より平均で15%程度大きい。

## 2.12 まとめ

今回の試験により次の結果が得られた。

- (i) 載荷スパンが板厚の15倍から45倍の範囲内では、構造形式、金網の種類にかかわらず、載荷スパンの差はフェロセメント板の曲げ強度に影響を及ぼさないと考えられる。ただし、構造形式Bできつ甲金網を使用したフェロセメント板は可視ひびわれ時を除けば載荷スパンが大きいほど曲げ強度は小さくなる傾向がうかがわれる。
- (ii) 構造形式の違いによる曲げ強度の違いは認められなかった。
- (iii) 金網の種類については、モルタル強度が支配的な可視ひびわれ時を除けば、織金網を使用したフェロセメント板のはうが、きつ甲金網を使用したフェロセメント板より曲げ強度は大きくなる傾向にある。
- (iv) 曲げ強度試験用フェロセメント板の載荷スパンとしては板厚の15倍から45倍の範囲内であればいくらでもよいが、ひずみ、たわみ、ひびわれの幅、ひびわれの間隔、ひびわれの本数などを測定するには、試験体寸法としてある程度の大きさが必要であり、この点を考慮して載荷スパンとして板厚の30倍が適当であると判断する。

表 2.13 載荷スパンと曲げ強度に関する分散分析結果

構造形式： B

使用金網：織金網

## 可視ひびわれ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (2,3 : 0.05)
載荷スパン	0.0012	2	0.0006	0.537	1.009
残 差	0.0034	3	0.0011		
計	0.0046	5			

## ひびわれ幅25 μ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (2,3 : 0.05)
載荷スパン	0.0212	2	0.0106	0.188	1.009
残 差	0.1693	3	0.0564		
計	0.1905	5			

## ひびわれ幅50 μ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (2,3 : 0.05)
載荷スパン	0.1764	2	0.0882	0.707	1.009
残 差	0.3743	3	0.1248		
計	0.5507	5			

## 破 壊 時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (2,3 : 0.05)
載荷スパン	0.3009	2	0.1505	1.234	1.009
残 差	0.3658	3	0.1219		
計	0.6667	5			

ただし、ss (Sum of squares) : 平方和

df (Number of degrees of freedom) : 自由度

ms (Mean square) : 平均平方 (平方和をその自由度で除した値)

Fo : 平均平方の比 (分散比)

F ( $\phi_1, \phi_2; \alpha$ ) : 自由度  $\phi_1, \phi_2$ ; 危険率  $\alpha$  に対する F 分布の値

表 2.14 載荷スパンと曲げ強度に関する分散分析結果

構造形式:D

使用金網: 線金網

## 可視ひびわれ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (2,3 ; 0.05)
載荷スパン	0.0006	2	0.0003	0.514	10.09
残 差	0.0019	3	0.0006		
計	0.0025	5			

## ひびわれ幅25μ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (2,3 ; 0.05)
載荷スパン	0.1040	2	0.0520	1.387	10.09
残 差	0.1125	3	0.0375		
計	0.2165	5			

## ひびわれ幅50μ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (2,3 ; 0.05)
載荷スパン	0.1429	2	0.0715	1.116	10.09
残 差	0.1922	3	0.0641		
計	0.3351	5			

## 破 壊 時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (2,3 ; 0.05)
載荷スパン	1.0376	2	0.5188	8.205	10.09
残 差	0.1897	3	0.0632		
計	1.2273	5			

表 2.15 載荷スパンと曲げ強度に関する分散分析結果

構造形式 : B

使用金網 : きつ甲金網

## 可視ひびわれ時

要 因	ss	df	ms	F <sub>o</sub>	F (2,3 : 0.05)
載荷スパン	0.0126	2	0.0063	4.859	10.09
残 差	0.0039	3	0.0013		
計	0.0165	5			

## ひびわれ幅25 μ時

要 因	ss	df	ms	F <sub>o</sub>	F (2,3 : 0.05)
載荷スパン	0.1577	2	0.0789	3.768	10.09
残 差	0.0628	3	0.0209		
計	0.2205	5			

## ひびわれ幅50 μ時

要 因	ss	df	ms	F <sub>o</sub>	F (2,3 : 0.05)
載荷スパン	0.4892	2	0.2445	5.704	10.09
残 差	0.1287	3	0.0429		
計	0.6179	5			

## 破 壊 時

要 因	ss	df	ms	F <sub>o</sub>	F (2,3 : 0.05)
載荷スパン	1.0036	2	0.5018	2.670	10.09
残 差	0.5638	3	0.1879		
計	1.5674	5			

表 2.16 載荷スパンと曲げ強度に関する分散分析結果

構造形式:D

使用金網:金網

## 可視ひびわれ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (2,3 : 0.05)
載荷スパン	0.0244	2	0.0122	1.643	10.09
残 差	0.0223	3	0.0074		
計	0.0467	5			

## ひびわれ幅25μ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (2,3 : 0.05)
載荷スパン	0.0105	2	0.0053	1.253	10.09
残 差	0.0126	3	0.0042		
計	0.0231	5			

## ひびわれ幅50μ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (2,3 : 0.05)
載荷スパン	0.1444	2	0.0722	3.463	10.09
残 差	0.0626	3	0.0209		
計	0.2070	5			

## 破 壊 時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (2,3 : 0.05)
載荷スパン	0.2560	2	0.1280	4.453	10.09
残 差	0.0863	3	0.0288		
計	0.3423	5			

表 2.17 構造形式と曲げ強度に関する分散分析結果

使用金網：織金網

## 可視ひびわれ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10; 0.05)
構 造 形 式	0.0005	1	0.0005	0.758	4.87
残 差	0.0070	10	0.0007		
計	0.0076	11			

## ひびわれ幅25 μ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10; 0.05)
構 造 形 式	0.0631	1	0.0631	1.558	4.87
残 差	0.4070	10	0.0407		
計	0.4701	11			

## ひびわれ幅50 μ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10; 0.05)
構 造 形 式	0.2760	1	0.2760	3.118	4.87
残 差	0.8858	10	0.0886		
計	1.1618	11			

## 破 壊 時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10; 0.05)
構 造 形 式	0.2352	1	0.2352	1.848	4.87
残 差	1.2727	10	0.1273		
計	1.5079	11			

表 2.18 構造形式と曲げ強度に関する分散分析結果

使用金網：きつ甲金網

## 可視ひびわれ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10;0.05)
構 造 形 式	0.0 0 1 9	1	0.0 0 1 9	0.4 7 3	4.8 7
残 差	0.0 3 9 6	1 0	0.0 0 4 0		
計	0.0 4 1 5	1 1			

ひびわれ幅25  $\mu$  時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10;0.05)
構 造 形 式	0.0 4 5 6	1	0.0 4 5 6	1.7 0 7	4.8 7
残 差	0.2 6 7 3	1 0	0.0 2 6 7		
計	0.3 1 2 9	1 1			

ひびわれ幅50  $\mu$  時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10;0.05)
構 造 形 式	0.0 0 4 0	1	0.0 0 4 8	0.0 4 9	4.8 7
残 差	0.8 2 4 8	1 0	0.0 8 2 5		
計	0.8 2 8 9	1 1			

## 破 壊 時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10;0.05)
構 造 形 式	0.0 7 3 6	1	0.0 7 3 6	0.3 8 6	4.8 7
残 差	1.9 0 9 6	1 0	0.1 9 1 0		
計	1.9 8 3 3	1 1			

表 2.19 金網の種類と曲げ強度に関する分散分析結果

構造形式：B

## 可視ひびわれ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10; 0.05)
金網の種類	0.0102	1	0.0102	4.842	4.87
残 差	0.0211	10	0.0021		
計	0.0313	11			

## ひびわれ幅25 μ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10; 0.05)
金網の種類	0.3924	1	0.3924	9.457*	4.87
残 差	0.4110	10	0.0411		
計	0.8034	11			

## ひびわれ幅50 μ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10; 0.05)
金網の種類	0.9408	1	0.9408	8.051*	4.87
残 差	1.1686	10	0.1169		
計	2.1094	11			

## 破 壊 時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10; 0.05)
金網の種類	0.9464	1	0.9464	4.235	4.87
残 差	2.2341	10	0.2234		
計	3.1805	11			

表 2.20 金網の種類と曲げ強度に関する分散分析結果

構造形式：D

## 可視ひびわれ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10; 0.05)
金網の種類	0.0065	1	0.0065	2.555	4.87
残 差	0.0256	10	0.0026		
計	0.0321	11			

## ひびわれ幅25μ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10; 0.05)
金網の種類	0.3468	1	0.3468	13.173*	4.87
残 差	0.2633	10	0.0263		
計	0.6100	11			

## ひびわれ幅50μ時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10; 0.05)
金網の種類	0.2581	1	0.2581	4.762	4.87
残 差	0.5420	10	0.0542		
計	0.8002	11			

## 破 壊 時

要 因	ss	df	ms	Fo	F (1,10; 0.05)
金網の種類	0.5504	1	0.5504	3.507	4.87
残 差	0.1596	10	0.01596		
計	2.1200	11			

### 3. 部分模型の強度試験

#### 3.1 緒 言

53年度に引き続き、フェロセメント船のフレーム部の構造強度の性状を把握するため、部分模型を作成して曲げ疲労試験を実施し、その強度を検討した。

#### 3.2 試験模型

##### (1) 模型形状および構造

今回、試験に使用した模型は52年度におけるAタイプ試験体、53年度におけるMタイプ試験体と同じ構造のものであり、ウェブフレーム付き平板である。その構造を図3.1に示す。平板部はNV規則におけるC型構造となっている。またウェブフレームはその頂部には $13 \times 6$ の鋼平板があり、それはウィグルを介して平板部の鉄筋と結合されている。

##### (2) 製造法および養生条件

モルタルの配合成分および試験体の製作法は52年度、53年度のそれと同じである。今回は全試験体を同時に製作し一週間室外にて湿布養生し、その後試験を行うまで空中養生した。モルタルの強度試験結果を養生期間と共に表3.1に示す。

表3.1 モルタルの強度

試験体番号	圧縮強度 (kg/mm <sup>2</sup> )	曲げ強度 (kg/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (kg/mm <sup>2</sup> )	養生期間
TP-1	6.36	1.14	0.46	4W
TP-2	6.04	1.40	0.52	14W
TP-3	6.88	1.38	0.49	21W
TP-4	6.88	1.48	0.52	22W

#### 3.3 曲げ疲労試験

##### (1) 試験方法

試験方法は53年度と同様に、まず静的曲げ試験を行い、ひびわれ荷重を求めた。フレームが引張状態になる曲げの場合は、昨年度の試験結果によれば、ひびわれ荷重と静的破壊荷重との比は約1/10であり、破壊に対する余裕があるので、繰り返し荷重はひびわれ荷重の2倍程度とした。逆に平板部が引張状態となる曲げの場合は、ひびわれ荷重と静的破壊荷重との比は1/3程度であるので繰り返し荷重はひびわれ荷重程度とした。

##### (2) 試験結果

###### (a) ひびわれ荷重

表3.2に52年度、53年度の静的曲げ試験と共に、今回計測されたひびわれ荷重を示す。

試験体TP-4は試験前にひびわれが発生してしまったのでひびわれ荷重の計測はできなかった。(下表ではTP-4のひびわれ荷重をTP-3と同じとして示してある)。52年度の試験体(A-1, A-2)を除外すると、ひびわれ荷重はほぼ等しいと考えられる。

###### (b) 曲げ疲労試験結果および考察

表3.3に疲労試験結果を示す。

表 3.2 ひびわれ荷重

試験体番号	曲げ方向	ひびわれ荷重 kg (モーメントkg・m)	断面係数 (mm <sup>3</sup> )	ひびわれ応力 (kg/mm <sup>2</sup> )
TP-1	フレーム 引 張	288kg (86kg・m)	9.18×10 <sup>4</sup>	0.94
TP-2		300kg (90kg・m)		0.98
M-1		340kg (102kg・m)		1.11
M-2		290kg (87kg・m)		0.95
A-2		123kg (36.9kg・m)		0.40
TP-3		750kg (225kg・m)		0.42
TP-4	フレーム 圧 縮	750kg (225kg・m)	5.39×10 <sup>5</sup>	
M-3		780kg (234kg・m)		0.43
M-4		1,000kg (300kg・m)		0.56
A-1		500kg (150kg・m)		0.28

表 3.3 疲労試験結果

試験体番号	曲げ方向	上限荷重kg	下限荷重kg	繰り返し回数	破壊状況
TP-1	フレーム 引 張	700	198	1.25×10 <sup>4</sup>	端部でfaceとwiggleとの溶接部破断
TP-2		500	117	1.38×10 <sup>6</sup>	同上
M-2		300	75	1×10 <sup>6</sup>	破壊せず
TP-3	フレーム 圧 縮	900	100	2.36×10 <sup>5</sup>	中央でfaceとwiggleとの溶接部破断、コンクリート圧壊
TP-4		750	95	3.8×10 <sup>4</sup>	中央部ウェブのコンクリート圧壊
M-4		1,100	150	1×10 <sup>6</sup>	破壊せず

図 3.2 に上限荷重と繰り返し回数との関係を図 3.3 に上限荷重／ひびわれ荷重と繰り返し回数との関係を示す。

試験体 TP-1 および TP-2 は試験体端部、即ちせん断スパンにおいてウェブフレームの face と wiggle との溶接部が切断された。破壊部の観察によれば、溶接が face に充分とけ込でていなかったことがその破壊の原因と考えられる（写真 3.1 および写真 3.2 参照）。

TP-3 は曲げスパン内において TP-1 あるいは TP-2 と同様にウェブフレームの face と wiggle との溶接部が切断され、その結果コンクリートが圧壊され破壊した（写真 3.3 参照）。

TP-4 は TP-3 と同様に曲げスパン内においてコンクリートが圧壊した。しかし face と wiggle との溶接は切断されなかった（写真 3.4 参照）。

参考のため、試験体中央部でのたわみ、ひずみおよびそれらから、昨年度の報告書と同様にして求めた曲げ剛性を図 3.4、図 3.5 に示す。同図によれば、曲げ剛性は昨年度計測されたそれと比較すると小さくなっている。

また同図によれば上限荷重での face の応力は TP-3 および TP-4 は、それぞれ 21kg/mm<sup>2</sup>、23kg/mm<sup>2</sup> であり、かなりの高応力状態となっている。これらのことことが破壊を生じさせたと推測されるが明確ではない。

### 3.4 まとめ

今回、昨年度に引続きウェブフレーム付き平板の曲げ疲労試験を、試験体4体につき行った。試験体個数が少ないので十分な結果が得られなかつたが、これまでの試験の結果、次の結論が得られた。

- (1) ウェブフレームのフレームが引張状態になる曲げではひびわれ荷重は最終強度と比較してかなり余裕があり、フレームに生じるひびわれは、その点検、保守の容易さを考えると、ある程度のひびわれは許容できるものと思われる。しかしながら、疲労強度上、コンクリート内鉄筋の溶接の良否はその強度を大きく左右する事が判った。
- (2) 平板（船体外板）が引張状態になる曲げでは、ひびわれ荷重は最終強度と比較して(1)の場合より強度の余裕がない。またこの様な曲げ状態では、平板は引張状態となり、発生したひびわれは容易に平板を貫通すると考えられることから（53年度報告書P52参照）、ひびわれは許容できないと思われる。さらに今回の疲労試験によれば、疲労強度はひびわれ強度を下回る可能性も考えられる。

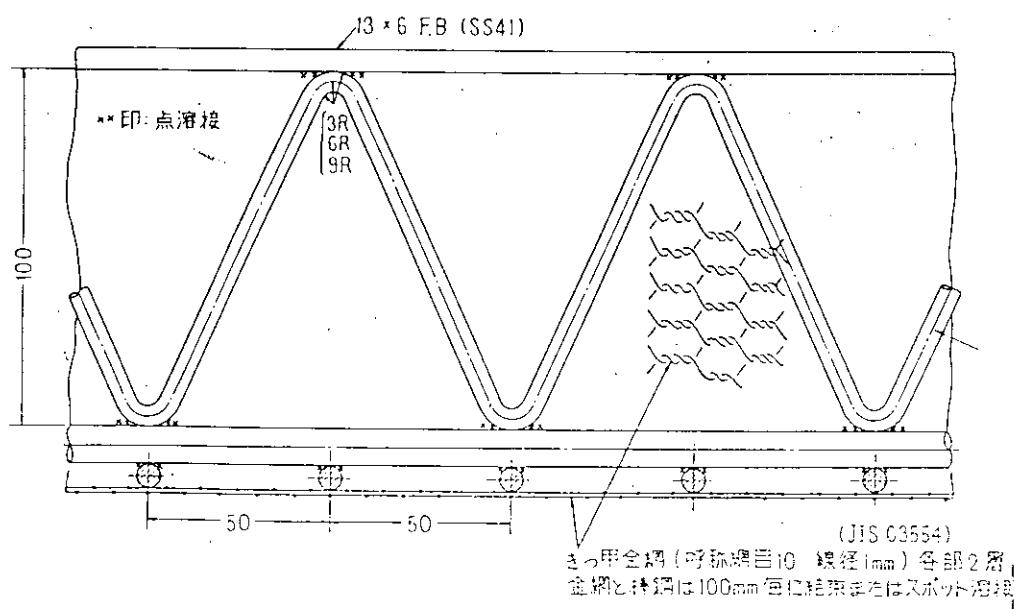
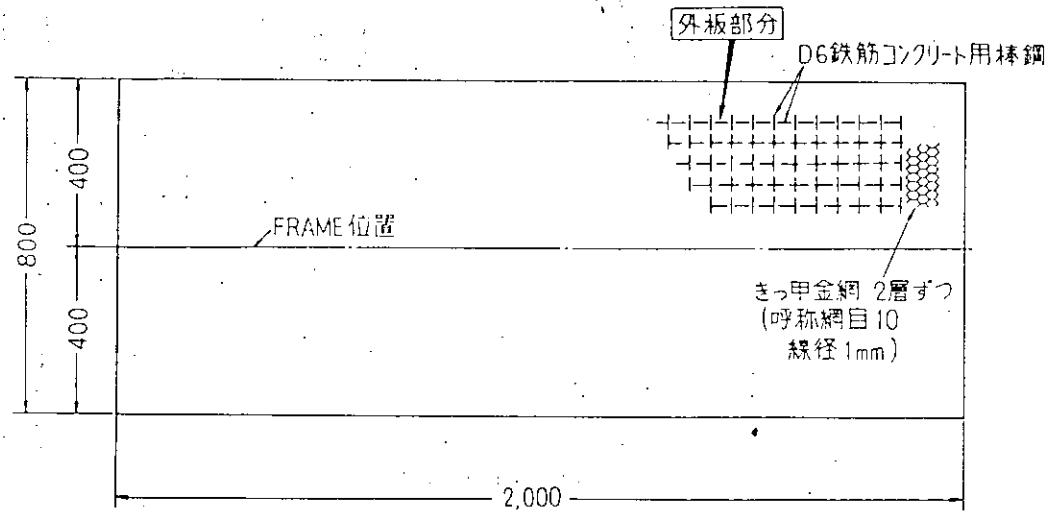
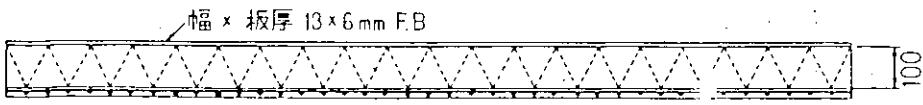


図3。1 試験体構造図

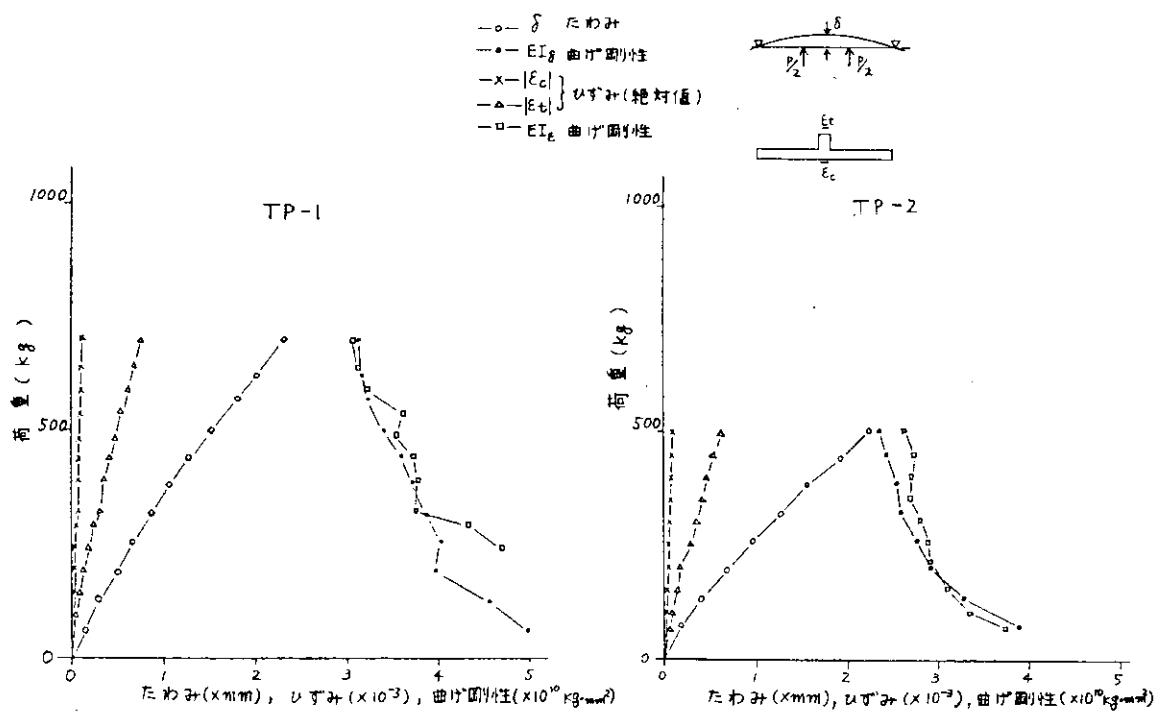


図3.2 たわみ及びひずみと曲げ剛性

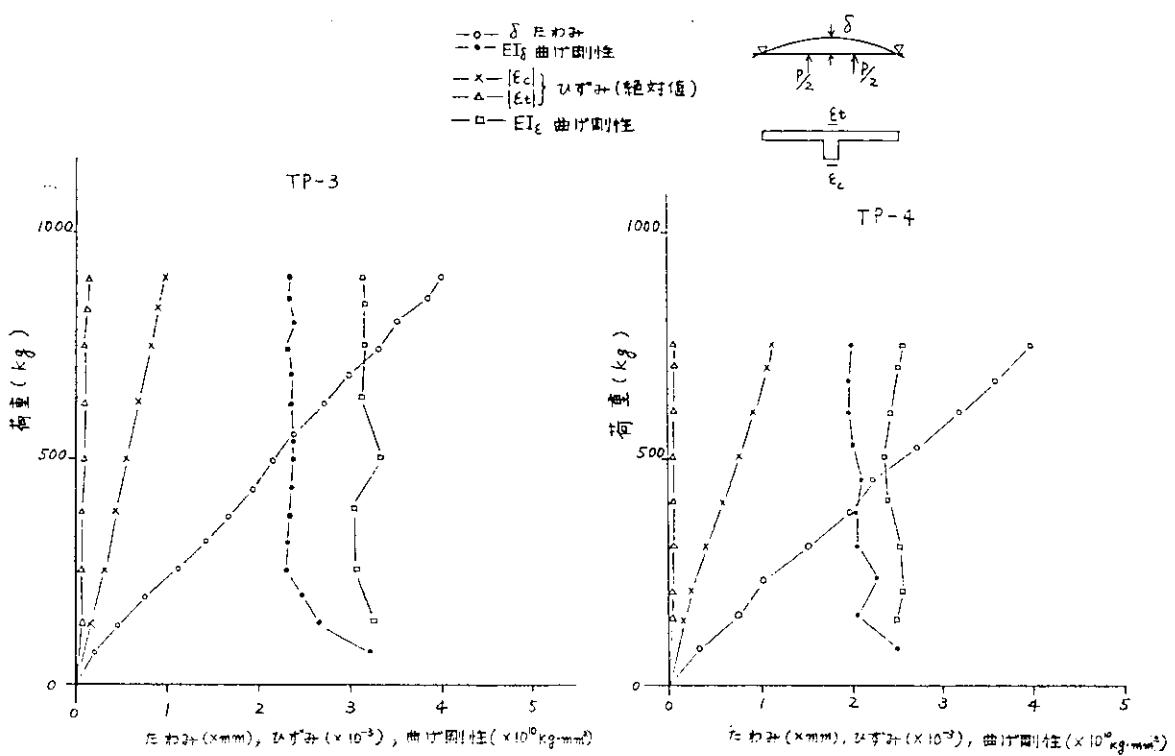


図3.3 たわみ及びひずみと曲げ剛性

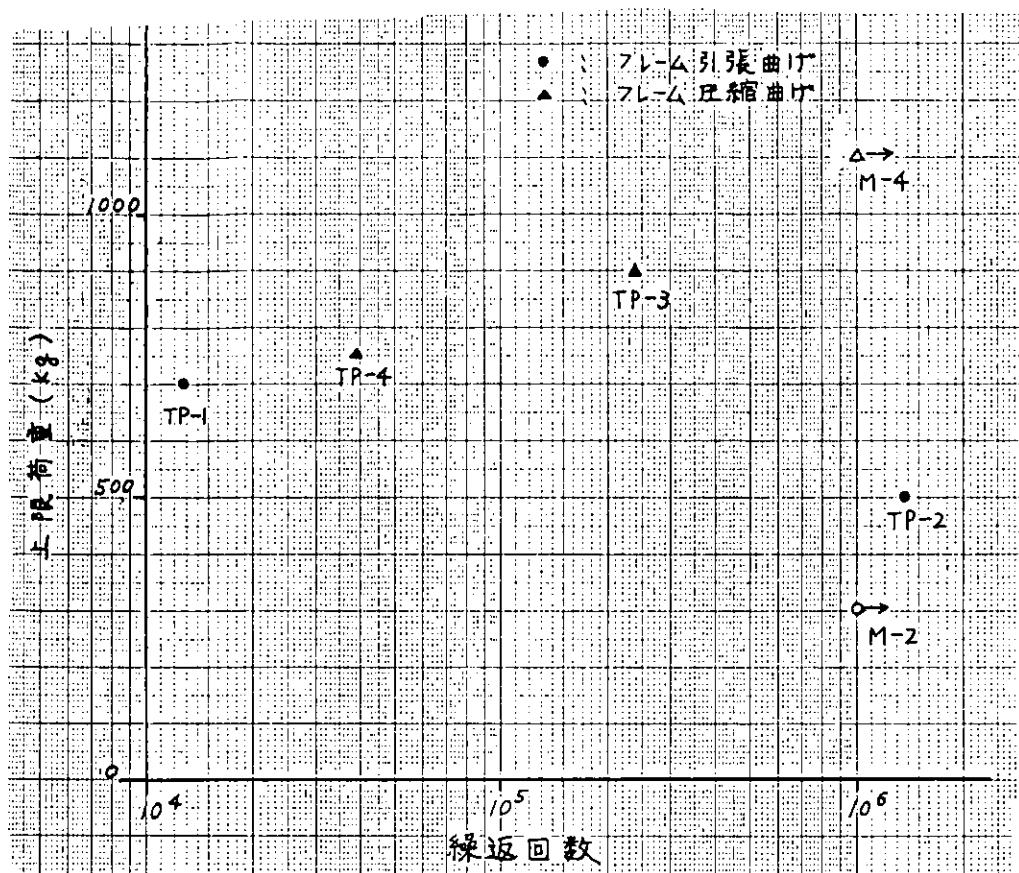


図3.4 上限荷重と繰返回数

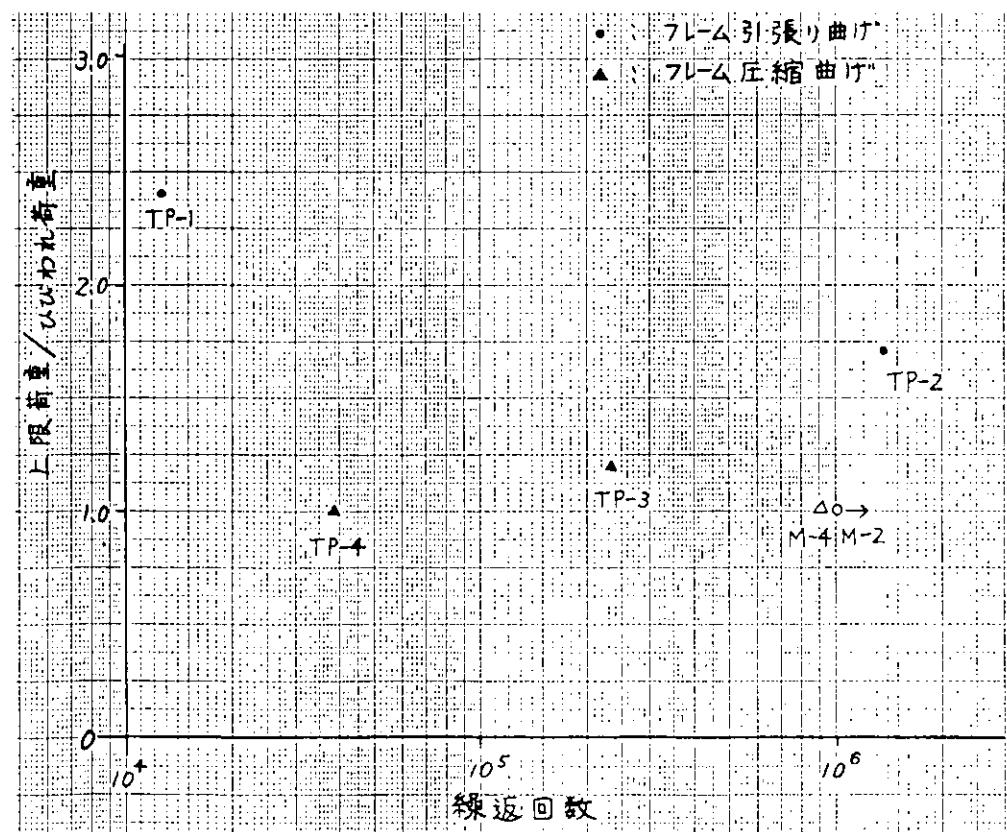


図3.5 繰返回数と上限荷重／ひびわれ荷重

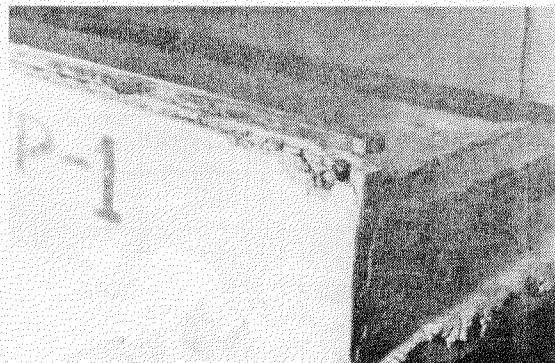
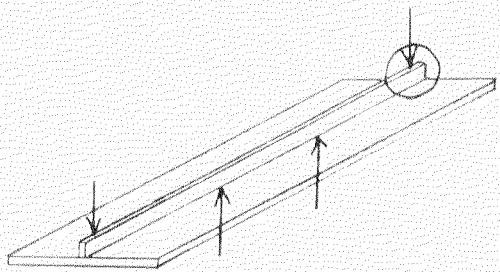


写真3. 1 TP-1 破壊状況

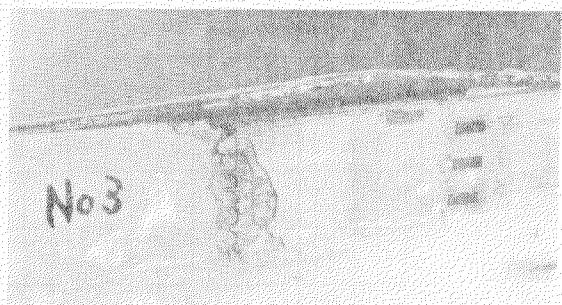
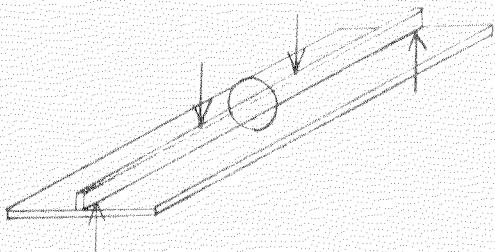


写真3. 3 TP-3 破壊状況

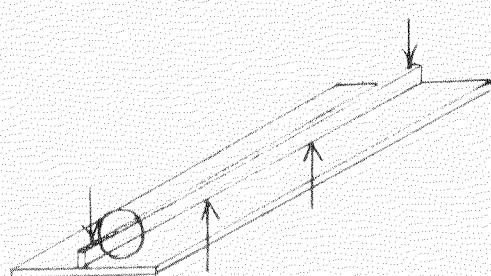


写真3. 2 TP-2 破壊状況

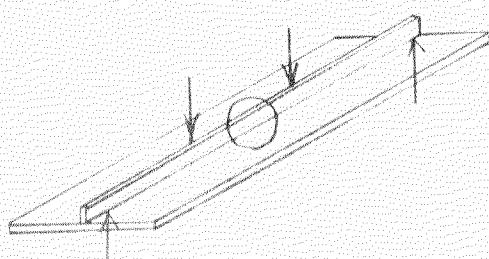


写真3. 4 TP-4 破壊状況

## 4. パネルの水圧疲労試験

### 4.1 目的

前年度にひきつづき、静的および動的な水圧荷重に対するフェロセメントパネルの挙動を明らかにすることを目的として、実験的研究を行なった。今年度は試験体の接水面（受圧面）の歪の測定を行ない、平板フェロセメントパネルの静的水圧による破壊に関して検討した。スチフナ付パネルについても静的および繰返し水圧による試験を行ない、効果について若干の知見を得た。

### 4.2 試験装置

試験体の接水面の歪が計測できるよう試験盤を改良し、前年度までの試験装置で試験した。スチフナ付パネルの試験のため、スチフナ端部付近を押える新しい治具を製作したが、周辺支持に近い状態でスチフナを押えることが機械的に困難であったため、スチフナの付根付近の板の部分を押えるように設計した。

### 4.3 試験体

モルタルの配合を表4.1、強度を表4.2に示す。表4.3に補強材である金網と鉄筋の規格を示す。

#### 4.3.1 平板試験体

試験体のフェロセメントの構成を表4.4に示す。板厚30mmのものはDnV規格のA型、B型、C型およびD型の4種類であるが、B型は前年度のものに比べ、金網が上下各一層ずつ増えている。板厚20～22mmのものはDnV規格のB型である。

試験体の形状は図4.1に示すように、800mm×800mmの正方形であり、同図中に空気側（試験体上面）の歪ゲージの配置と変位の測定位置を示す。図4.2に接水面（試験体下面、受圧面）の歪ゲージの配置を示す。図4.2の歪ゲージ“D1”は動的歪アンプを介してペン書き記録計に入力して、試験中モニターとして使用した。歪ゲージの“空気側”と“接水面側”との対応は、例えば、“1”～“D1”，“2”～“10”，“21”～“19”的ようになっている。

#### 4.3.2 スチフナ付試験体

図4.3に示すように、800mm×800mmのフェロセメントパネルに、板厚5.5mm、幅80mmの軟鋼板を取付けた構造の試験体を製作した。パネルは板厚が20～30mmのB型の構造である。スチフナはフェロセメントの鉄筋に直交方向に配置し、鉄筋に軽い隅肉溶接でとりつけた。スチフナの端部には、板厚5.5mm、幅20mm、長さ200mmの鋼製ピースを鉄筋方向に溶接し、フェロセメント板に埋込んで、試験時に抑え治具の効きがよくなるよう配慮した。歪ゲージの配置は、接水面側は平板試験体と同一であるが、空気側は図4.3に示す通りであり、歪ゲージ“22”と“23”は試験体取付け時には左上下の隅の値をとり、試験中はスチフナの値を測定した。

使用した歪ゲージは全て防水型であり、モルタル面に接着する場合はエポキシ系接着剤を、鋼板に接着する場合はシアノアクリレート系接着剤を用いた。

試験体の試験盤との接触部には、水密にするためステンレス製の枠をシリコンシール剤でとりつけた。

### 4.4 試験方法

試験体を試験盤に装着した後、タンクから試験盤に水を導き、20時間ないしはそれ以上放置してから試験を行なった。タンクの水面と試験片の下面との間に50cmの水準差があるので、0.05kg/cm<sup>2</sup>の水圧がかかった状態で、圧力、歪および変位の測定器のゼロバランスをとった。

静的水圧試験の場合は、0.1ないし0.2 kg/cm<sup>2</sup>の水圧を増加させることに、歪および変位の測定を行いながら徐々に水圧を上昇させ、ひび割れの発生や水漏れの進行状況を観察し、最高水圧などを観測した。

動的水圧試験、すなわち水圧繰返し試験の場合は、静的水圧試験の場合と同様に測定および観察を行ないながら、0.1 kg/cm<sup>2</sup>ずつ平均水圧まで圧力を上昇させた。ついで1 Hz または2 Hz で繰返し水圧をかけ、30~100 サイクルで所定の最大および最小水圧に調整した。最小水圧 P<sub>min</sub> と最大水圧 P<sub>max</sub> の比 P<sub>min</sub> / P<sub>max</sub> は1/3とした。

## 4.5 試験結果

本年度のすべての試験結果をとりまとめて表4.4に示す。今回の供試体は前年度までと同様に型枠を使って打設したが、打設時にバイブレータのかけ方が不充分であったため、試験体を試験盤に取付けて水を張った時点ですでに水がしみ出したものもあり、そのような場合は表中に<0.05 kg/cm<sup>2</sup>で水漏れ開始圧力を示した。ひび割れ開始圧力は主として水圧をかけたことによるひび割れを示し、その時のひび割れ幅は0.01 mm以下である。

動的水圧試験としては、前年度のB2系列の補足としてBT系列、およびBT系列に鋼製スチフナを付けたBTS系列について行なった。最終状態の欄にNf で示す繰返し数はこれ以上の繰返しには試験体が耐ええなかったこと、すなわち寿命を示し、n で示す繰返し数は、その回数で試験を打切ったことを示す。

## 4.6 考 察

### 4.6.1 平板試験体の静的水圧試験

図4.4(1)~(10)に、各試験片の“1”, “2”, “D1”, “10”および“19”的出力を圧力計指示値に対してプロットした。ひび割れ開始の時期は、圧縮側（接水側）の歪が直線性を失う時期とほぼ一致しており、引張側（空気側）もその時期あたりで直線から外れる。しかし、引張側は亀裂発見前に、収縮亀裂が口を開くなどによって直線性を失うこともある。

中央部水側の“D1”あるいは“10”的測定点の歪は、一般に初期は直線的な部分につづいて、加速度的に下へおち、しだいに傾斜がゆるやかになり、極小点に達し、今度は上昇し、やがて引張歪になるのが一般的な挙動である。中央部に水がしみ出るのは、今回の供試体で内部欠陥の少ない場合、極小値の前の変曲点あたりから、歪が引張に変化する圧力の間で起った。

隅部の歪“19”は、圧力が低い間は中央部水側の歪よりやや絶対値が小さいが、圧縮側に急激に歪が大きくなり、中央の歪よりも大きな歪値となる。隅部にひび割れが生ずるのはほぼ初期の直線的な部分からはずれ出す圧力に対応し、水漏れの生ずるのは歪値が-2,000~-3,000×10<sup>-6</sup> m/mの範囲に達した時であることが多かったが、これは圧縮側に圧壊が起ることと対応していると思われる。しかし、今回の供試体の場合はそれ以前に水漏れを開始したもののが多かった。

図4.5(1)~(10)に中央のたわみδと圧力との関係を示す。初期には直線的な圧力-たわみ関係を示すが、ひび割れの増加に伴い急にたわみが増加して、曲線的な関係を示すようになる。初期の傾斜の逆数 dδ / dp とモルタル全体と補強材が全て弾性挙動をするものとして求めた単位長さあたりのEIの逆数 1/EI との関係を図4.6に示す。

周辺支持の長方形パネルの弾性変形時のたわみと圧力の関係は次式で与えられる。

$$\delta = \frac{16p a^4}{\pi^6 D} \left(1 + \frac{a^2}{b^2}\right)^{-2} \quad (1)$$

ここで、a および b は一辺の長さ、D = E t<sup>3</sup> / {12(1-μ<sup>2</sup>)}, t は板厚、E はヤング率、μ はポアソン比である。E t<sup>3</sup> / 12 は単位長さあたりの EI であり、a = b とすると

$$\frac{d\delta}{dp} = \frac{4(1-\mu^2)a^4}{\pi^6} \cdot \frac{1}{EI} \quad (2)$$

図4.6の直線は(2)式で $\mu = 0.25$ としたものである。20mm厚のB型が1点(2)式の線よりも下に位置しているが、これは実験誤差が大きいと考えられる点であり、それを除けば他はすべて(2)式の線よりも上にある。すなわち、弾性計算の予測値よりもたわみが大きいが、バラツキの下限は(2)式の係数を1.2~1.4倍した程度であり、弾性計算に近いと判断されるが、この差は収縮割れなどの先在する亀裂などの欠陥の影響と考えられる。

圧力-たわみ関係を両対数プロットした例を図4.7(1)および図4.7(2)に示す。初期のはば45°の線と、たわみの大きな部分のやや傾斜の小さな直線部分と、それらをつなぐ部分の3本の直線で表わされる。たわみの大きな部分について、次式をあてはめてCおよびnを求めると表4.5のようになる。

$$\delta = Cp^n \quad (3)$$

表4.5で、板厚30mmのものはnがあまり大きく変化せず、平均で1.55であった。変形に対する抵抗力の指標として1/Cをとり、鋼材含有量Gsとの関係をプロットして、図4.8に示す。バラツキはあるが左上りの関係が見られ、この領域では補強材の量によって挙動がほぼきまることを示している。

#### 4.6.2 スチフナ付試験体の静的水圧試験

スチフナ付試験体は、水圧の上昇につれて、スチフナ付根の全長にわたり鉄筋にそった収縮割れが口をひらき、水がしみ出し、ついで隅部にひび割れを生ずると、スチフナはほとんど変形しないままパネル部が変形を開始し、やがてスチフナの変形がはじまり、スチフナ端部が破壊し、最終段階となる。隅部のひび割れ開始の圧力も平板にくらべてかなり上昇するが、最高圧力がB2系列では3倍程度、B3系列( $t = 30\text{mm}$ )では1.5倍程度スチフナを配置することによって上昇した。

#### 4.6.3 水圧繰返し試験

平板試験体のB2系列は前年度の試験でバラツキが大きかったので、本年度はBT系列についてあらためて水圧繰返し試験を行なった。また、BT系列に鋼製スチフナをとりつけたBST系列についても水圧繰返し試験を行なった。それらの結果をS-N線図として図4.9に示す。

スチフナ付試験体は、平板試験体の最高水圧に近い0.27~0.90kg/cm<sup>2</sup>の水圧繰返しによっても $2 \times 10^6$ 回以上の寿命があることが確認された。したがって適当なフレーム間隔をとることによって大幅に耐水圧繰返し強度が増加することが明らかになった。

### 4.7 結論

フレーモントの平板およびスチフナ付きパネルの静的および繰返し水圧試験を行ない、以下の結論を得た。

- 1) 静的水圧を受ける正方形平板パネルは、初期の弾性変形において、全モルタルが荷重を分担するものと仮定して計算した剛性値よりも小さな剛性を示す。剛性は、先在する収縮割れなどの欠陥の影響により低下したものと思われる。
- 2) さらに水圧が上昇し、ひび割れが多数生ずると、中央のたわみ $\delta$ と水圧 $p$ の関係は $\delta = Cp^n$ の形となった。ここで、板厚30mmのパネルの場合、nは補強の種類によらず1.39~1.64であり、Cは鋼材含有量Gsに依存するのが見られた。
- 3) スチフナを取付けると静的水圧に対する強度のみならず繰返し水圧に対する強度も大幅に増加した。

表 4.1 モルタルの配合

水／セメント 比	セメント／砂 比	絶対容積 (ℓ/m³)			単位重量 (kg/m³)			
		セメント	水	細骨材	セメント	水	細骨材	混和剤
38%	50%	205	242	498	648	242	1,296	486

混和剤：花王マイティ 150

表 4.2 モルタルの強度

	圧縮強さ kg/cm²	圧縮ヤング率 kg/cm²	引張強さ kg/cm²	曲げ強さ kg/cm²	曲げヤング率 kg/cm²
	材令 1 週強度	559	38	62	
材令 4 週強度	702	$2.77 \times 10^5$	54	72	$2.96 \times 10^5$

表 4.3 金網と鉄筋の仕様

金網：織金網 JIS G 3555, 線径 1 mm (No.19), メッシュ 2.5 (網目間隔 10 mm) 亜鉛メッキ

鉄筋：鉄筋コンクリート用棒鋼 JIS G 3112, 熱間圧延棒鋼 1種 SR24, 6 mm φ

化学成分: P &lt; 0.050 %, S &lt; 0.050 %

機械的性質:  $\sigma_y \geq 24 \text{ kg/mm}^2$ ,  $\sigma_b = 39 \sim 53 \text{ kg/mm}^2$ 

伸び 20% 以上 (2 号), 24% 以上 (3 号), 曲げ角度 180° (R = 3 D)

表 4.4 橋強材の配置

種類	DnV 規格 による型式	板厚 mm	金網			鉄筋					
						L 方向			C 方向		
			層数	直 径 mm	間 隔 mm	層数	直 径 mm	間 隔 mm	層数	直 径 mm	間 隔 mm
1	A	30	11	1.0	10	0	-	-	0	-	-
2	B	30	8	1.0	10	1	6	50	0	-	-
3	B	20, 22	4	1.0	10	1	6	50	0	-	-
4	C	30	6	1.0	10	1	6	50	1	6	50
5	D	30	4	1.0	10	2	6	50	1	6	50

表 4.4 試験結果の総括

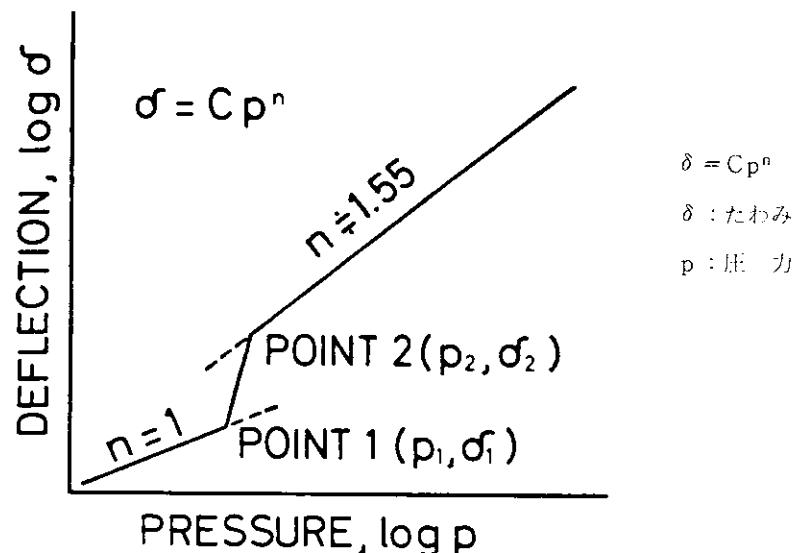
試験片 番号	フレコセメントパネル		スチフナ 有 無	静的水圧試験			水圧繰返し試験			その他
	DnV型式	板厚		ひび割れ開始圧力 kg/cm <sup>2</sup>	水漏開始水圧 kg/cm <sup>2</sup>	最高水圧 kg/cm <sup>2</sup>	Pmax kg/cm <sup>2</sup>	Pmin kg/cm <sup>2</sup>	最終状態	
A - 8	A	30	無	0.34	1.04	2.44				辺の水漏れで stop
A - 9	A	30	"	0.35	0.55	2.04				
B - 7	B	30	"	0.54	<0.05	2.43				
B - 8	B	30	"	0.34	0.45	1.83				
C - 7	C	30	"	0.44	<0.05	1.78				
C - 8	C	30	"	0.44	<0.05	2.44				
D - 9	D	30	"	0.14	<0.05	2.03				
D - 10	D	30	"	0.45	0.35	2.23				
B2-9	B	20	"	0.24	<0.05	0.75				中央の水漏れで stop
B2-10	B	20	"	0.25	0.65	2.23				"
BT-1	B	22	"	0.45	0.65	0.94				
BT-2	B	22	"	0.36	0.76	1.59				
BT-3	B	22	"				0.90	0.36	N <sub>f</sub> = 1.20 × 10 <sup>4</sup> 破壊	
BT-4	B	22	"				0.75	0.32	N <sub>f</sub> = 4.30 × 10 <sup>4</sup> "	
BT-5	B	22	"				0.59	0.26	N <sub>f</sub> = 3.37 × 10 <sup>5</sup> "	
B2S-1	B	20	有	0.55	0.55	3.21				
B2S-2	B	20	"	0.29	<0.05	2.78				
B3S-1	B	30	"	0.45	<0.05	2.83				
B3S-2	B	30	"	0.44	<0.05	3.41				
BTS-1	B	22	"	0.53	0.72	3.58				
BTS-2	B	22	"				0.77	0.31	n = 9.92 × 10 <sup>5</sup> 停止	
BTS-3	B	22	"							
BTS-4	B	22	"				0.95	0.32	n = 2.34 × 10 <sup>6</sup> 停止	
BTS-5	B	22	"	0.53	1.42	4.42				

※圧力計指示圧力に水タンクと試験盤下面との落差による 0.05 kg/cm<sup>2</sup>を加えたもの。

表 4.6 大変形時の変位圧力関係  $\delta = Cp^n$  の係数と指数

試験片 番号	フレキセメント		折曲り点 2		n	C
	構造型式	板厚	変位 $\delta_2$	圧力 $p_2$ ※		
A - 8	A	30	0.3	0.6	1.61	0.723
A - 9	A	30	0.36	0.63	1.51	0.738
B - 7	B	30	0.25	0.64	1.61	0.473
B - 8	B	30	0.36	0.56	1.62	1.016
C - 7	C	30	0.25	0.5	1.50	0.701
C - 8	C	30	0.23	0.6	1.39	0.434
D - 9	D	30	0.23	0.68	1.64	0.432
D - 10	D	30	0.25	0.66	1.51	0.478
B2 - 9	B	20	0.3	0.28	1.91	3.600
B2 - 10	B	20	0.44	0.3	1.38	2.270

※  $p_2$  は圧力計指示値,  $p_2 + 0.05 \text{ kg/cm}^2$  がゲージ圧。



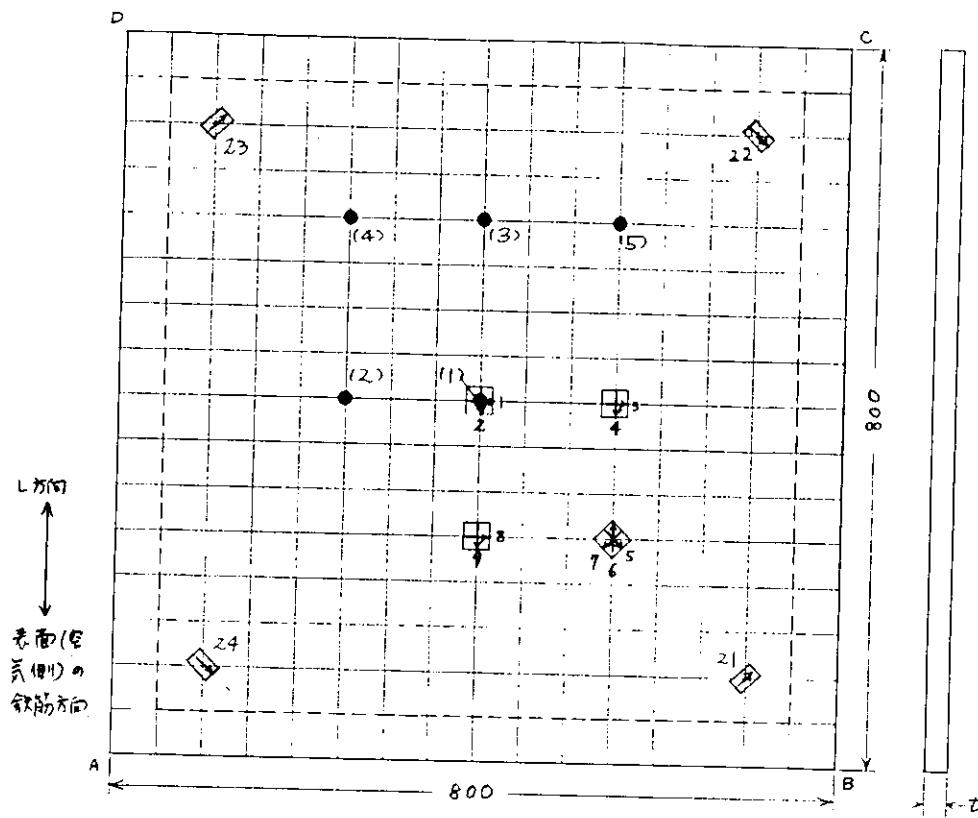


図 4.1 平板試験体の寸法と表側（空気側）ゲージ配置

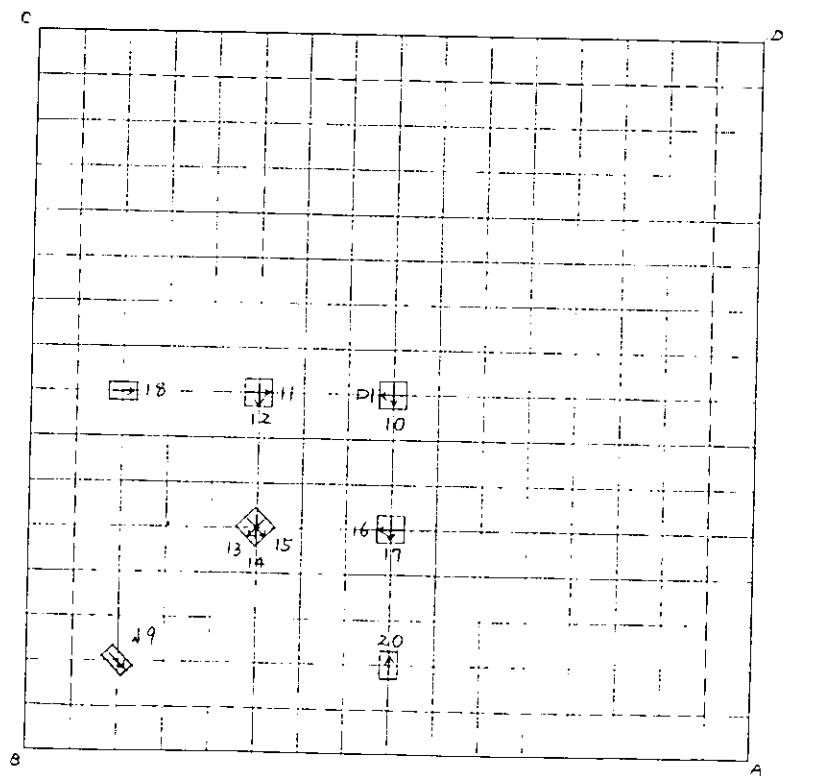


図 4.2 試験体裏面（接水側）のゲージ配置

1, 2, ..., 24歪ゲージ番号

(1), (2), ..., (5)変位計番号

A, B, C, D, は  
図 4.2 の A, B, C,  
D に対応

A, B, C, D, は  
図 4.1 または図 4.3  
の A, B, C, D に対応

D 1, 10, 11, ..., 20歪ゲージ番号

D 1 は DM へ

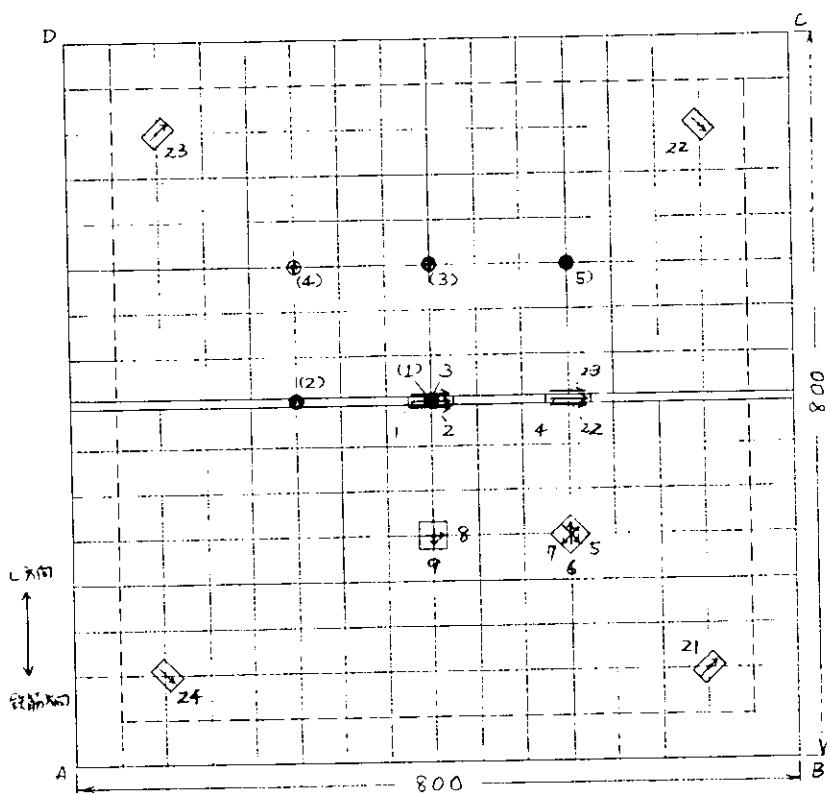
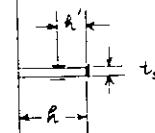


図 4.3 スチフナ付試験体の寸法およびゲージ配置

1, 2, ..., 24番ゲージ番号

(1), (2), ... (5)変位計番号

A, B, C, Dは図  
4.2のA, B, C,  
Dに対応



$$h = \begin{cases} 68\text{mm} & (t=30) \\ 73 & (t=20) \end{cases}$$

$$h = 30\text{mm}$$

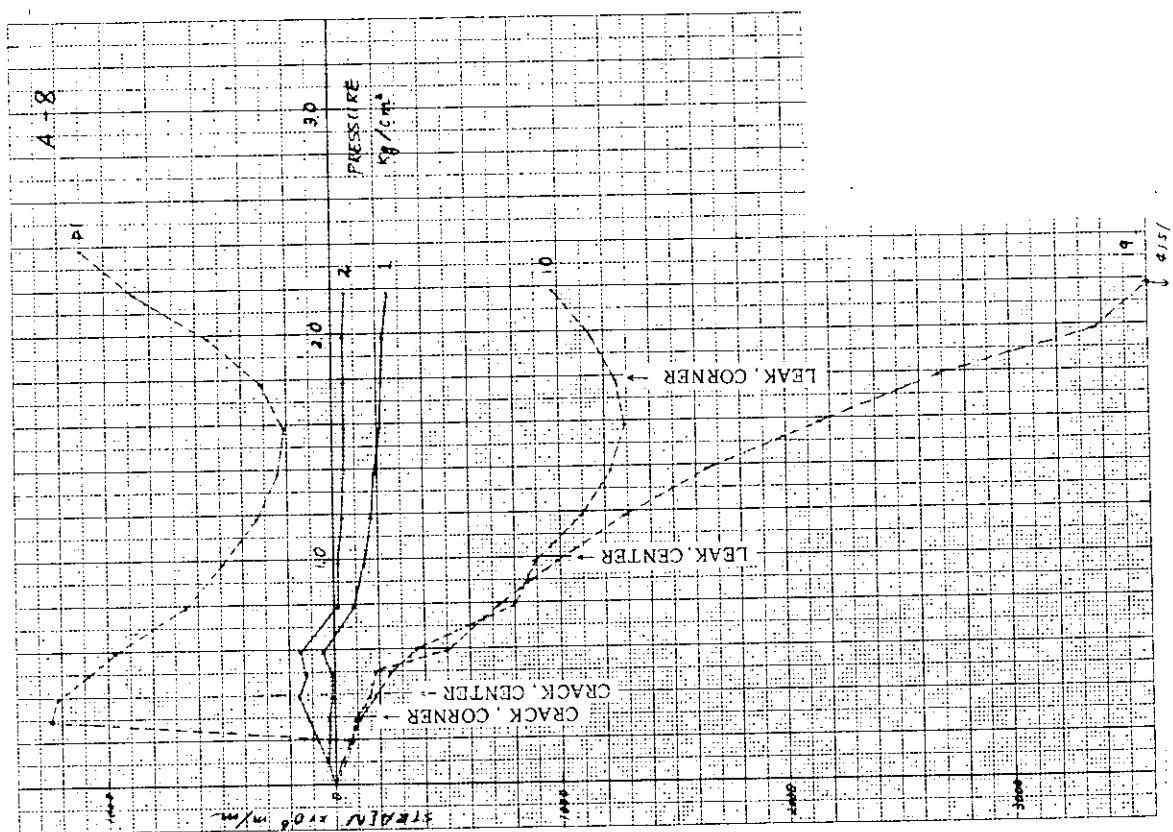


図 4.4(1) 圧力と主要点の歪の関係 (A - 8)

図 4.4(2) 壓力と主要点の歪との関係 (A - 9)

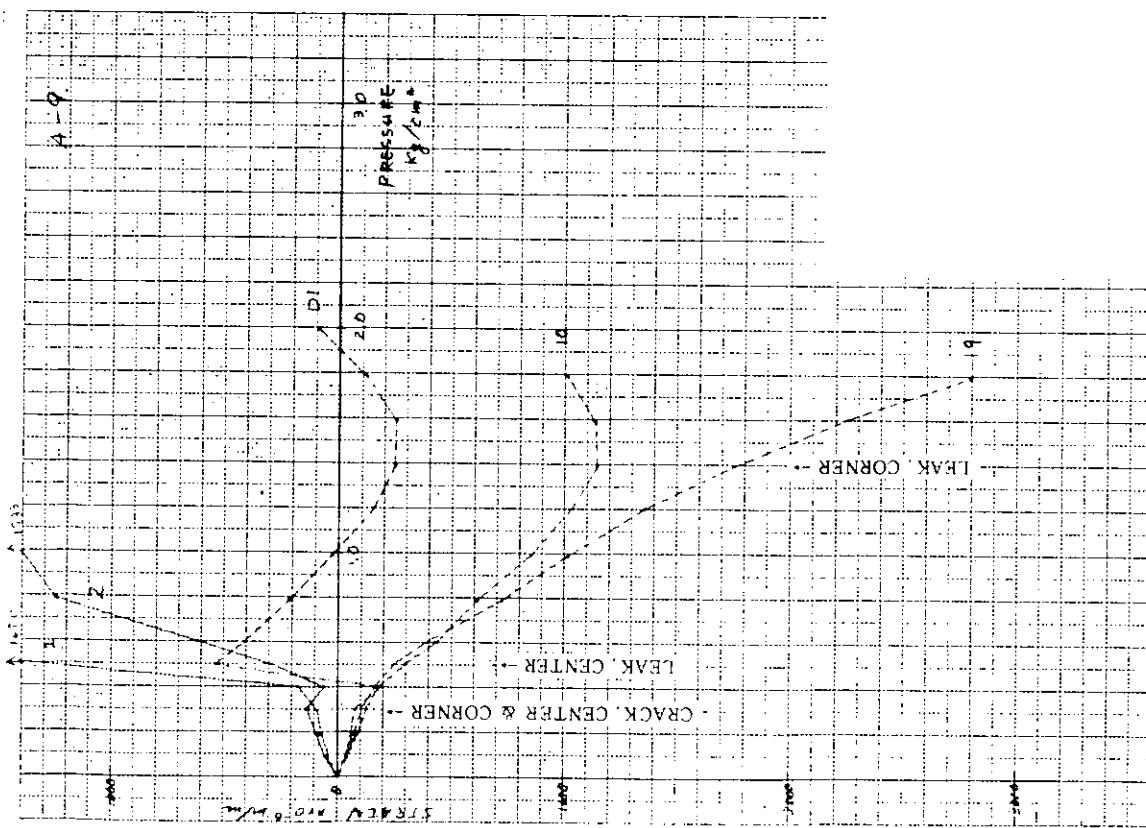
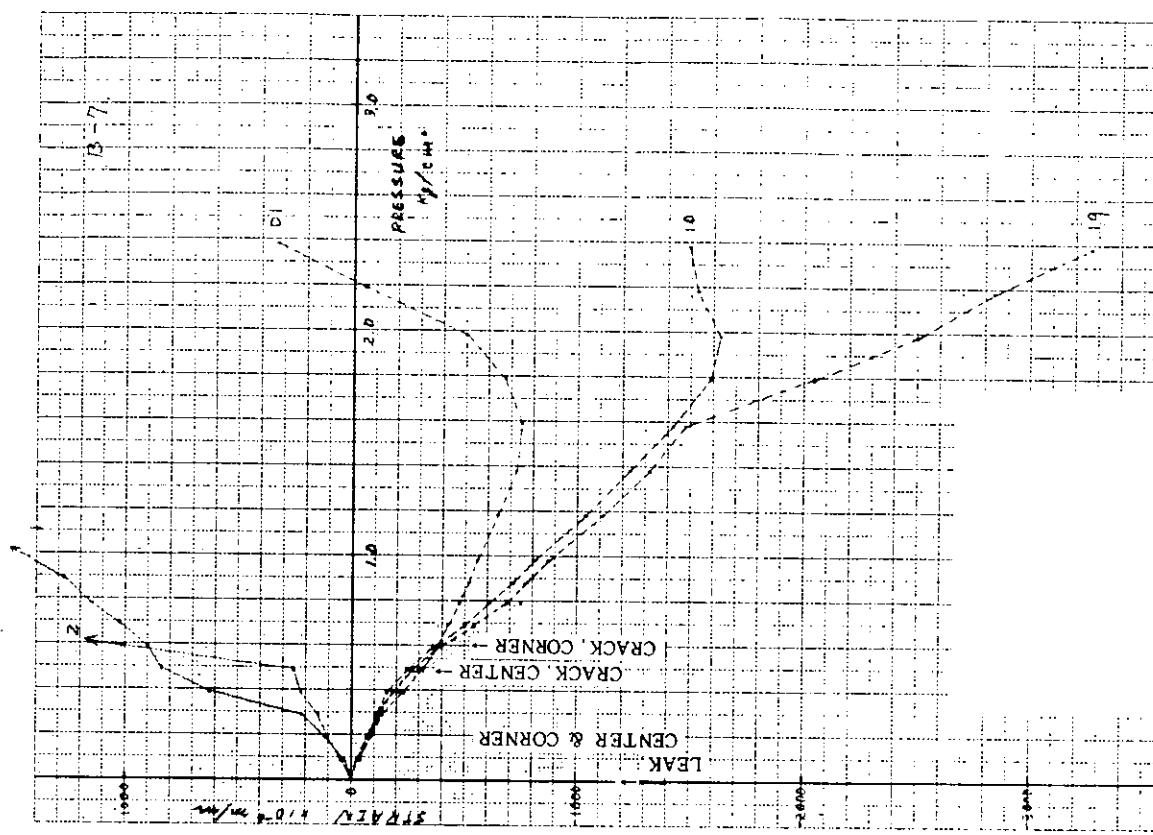


図 4.4(3) 壓力と主要点の歪との関係 (B - 7)



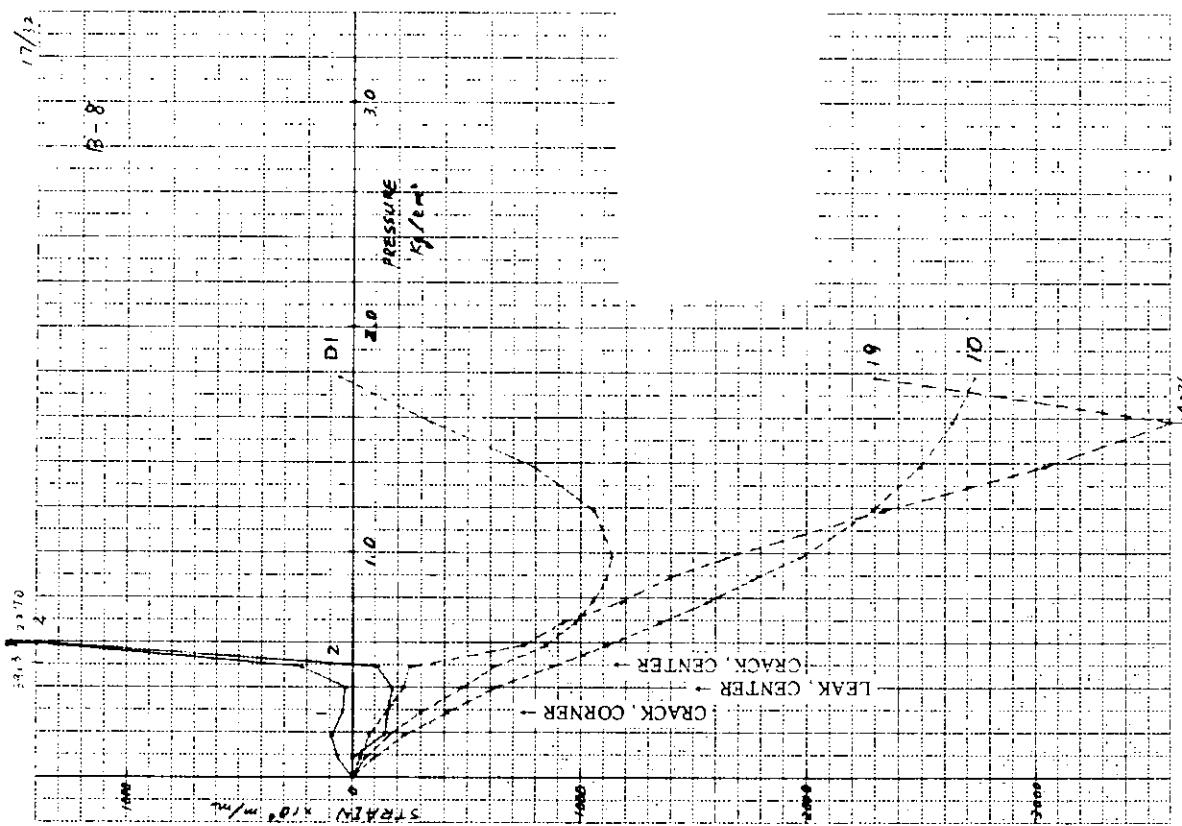


図 4.4(4) 圧力と主要点の歪との関係 (B - 8)

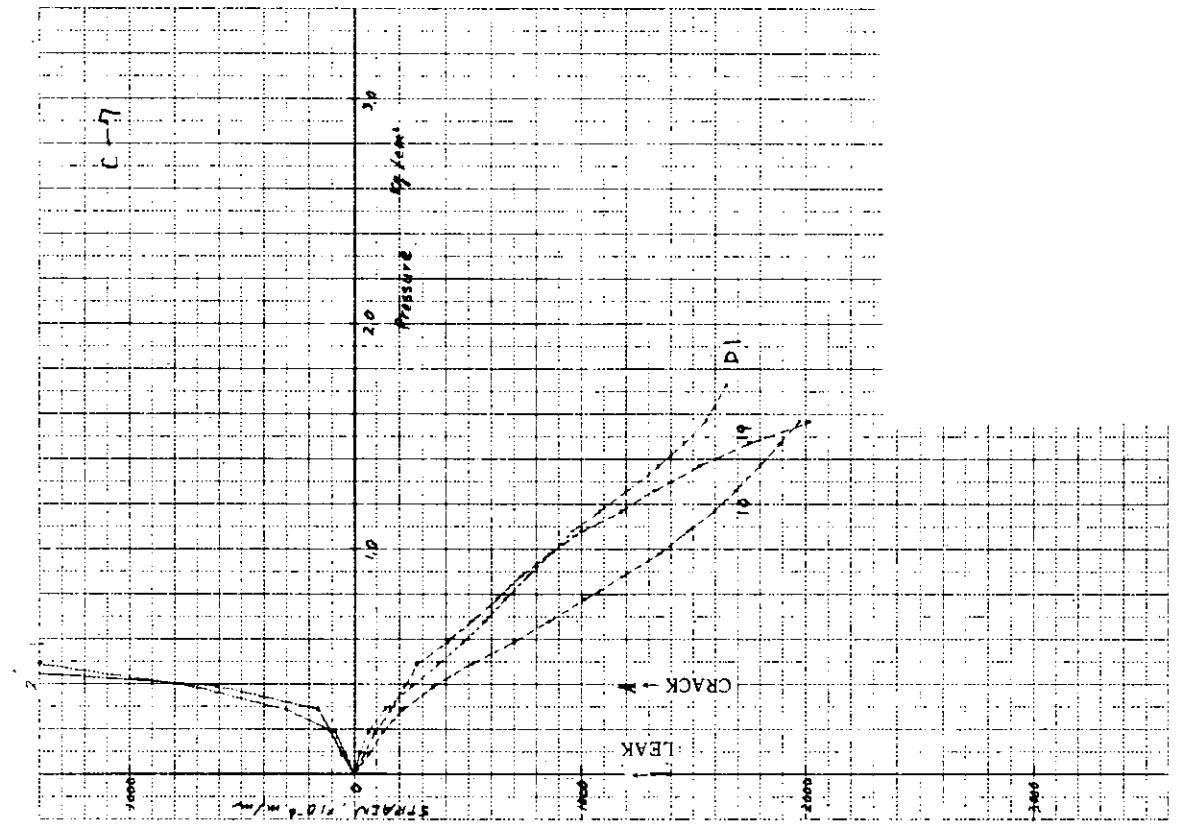


図 4.4(5) 圧力と主要点の歪との関係 (C - 7)

図 4.4(7) 圧力と主要点の差との関係 (D - 9)

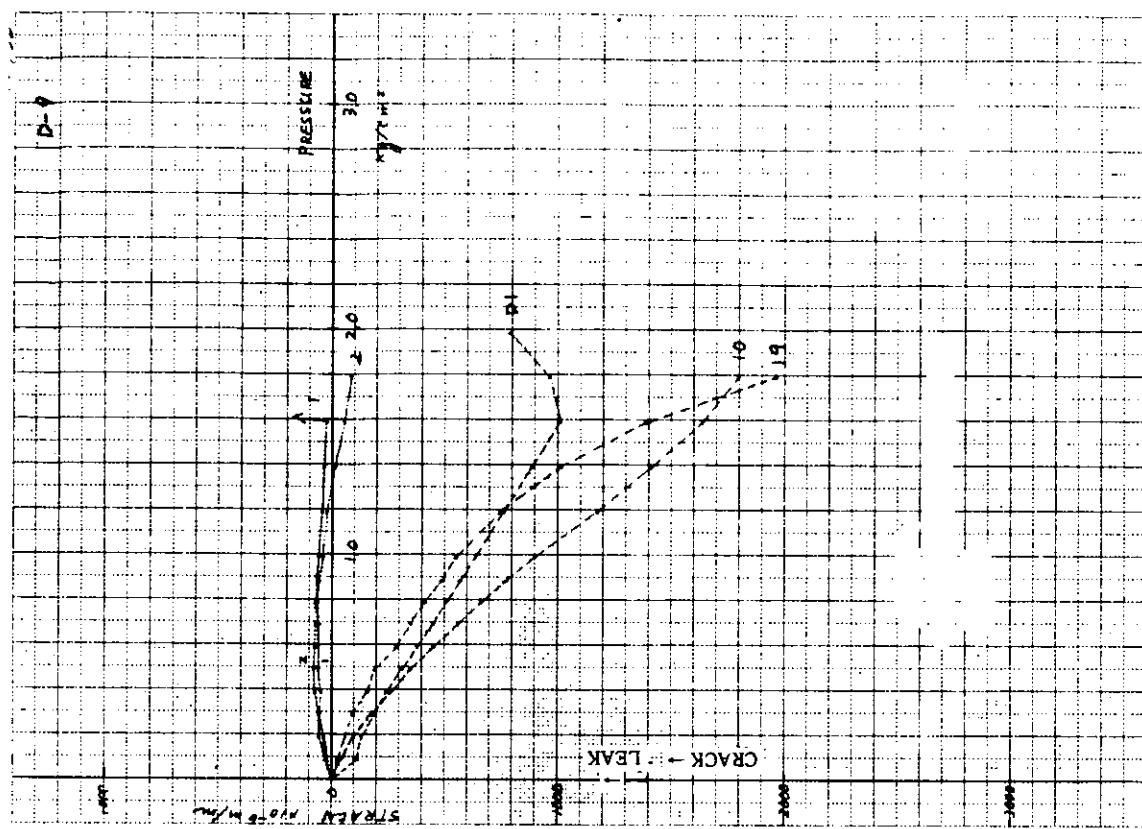
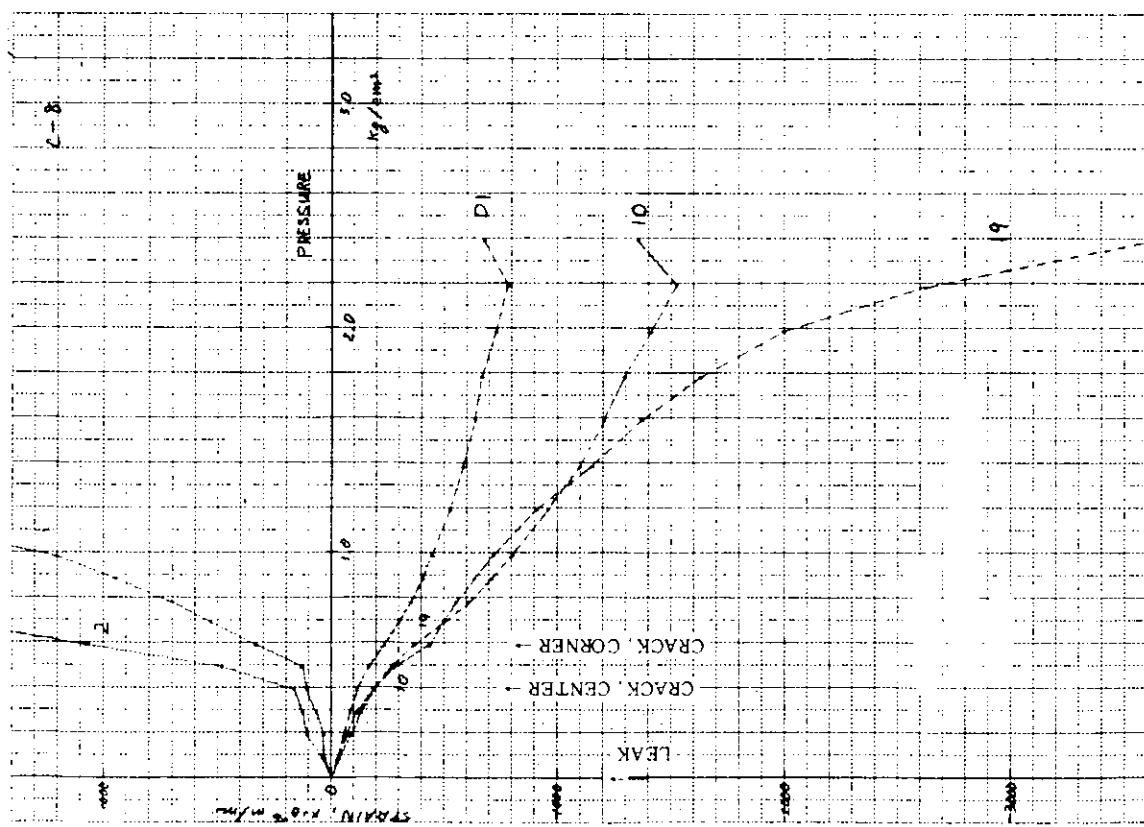


図 4.4(6) 圧力と主要点の差との関係 (C - 8)



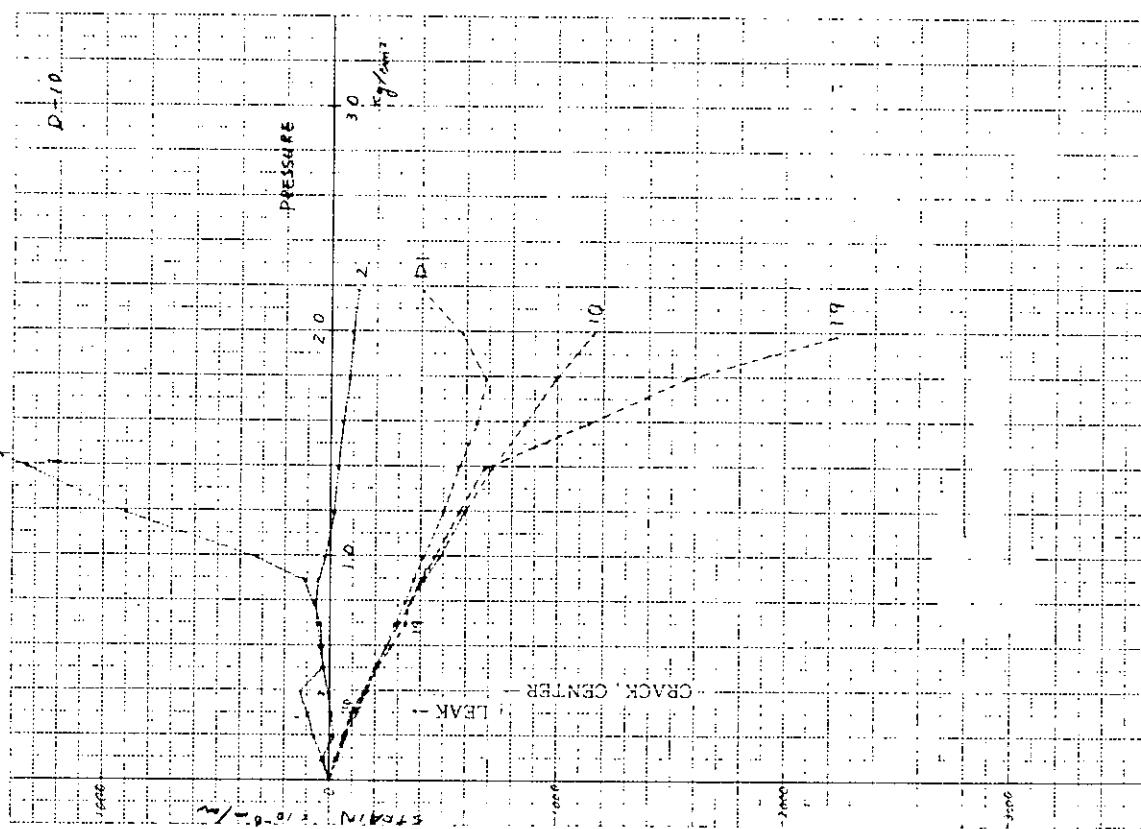


図 4.4(8) 圧力と主要点の差との関係 (D - 10)

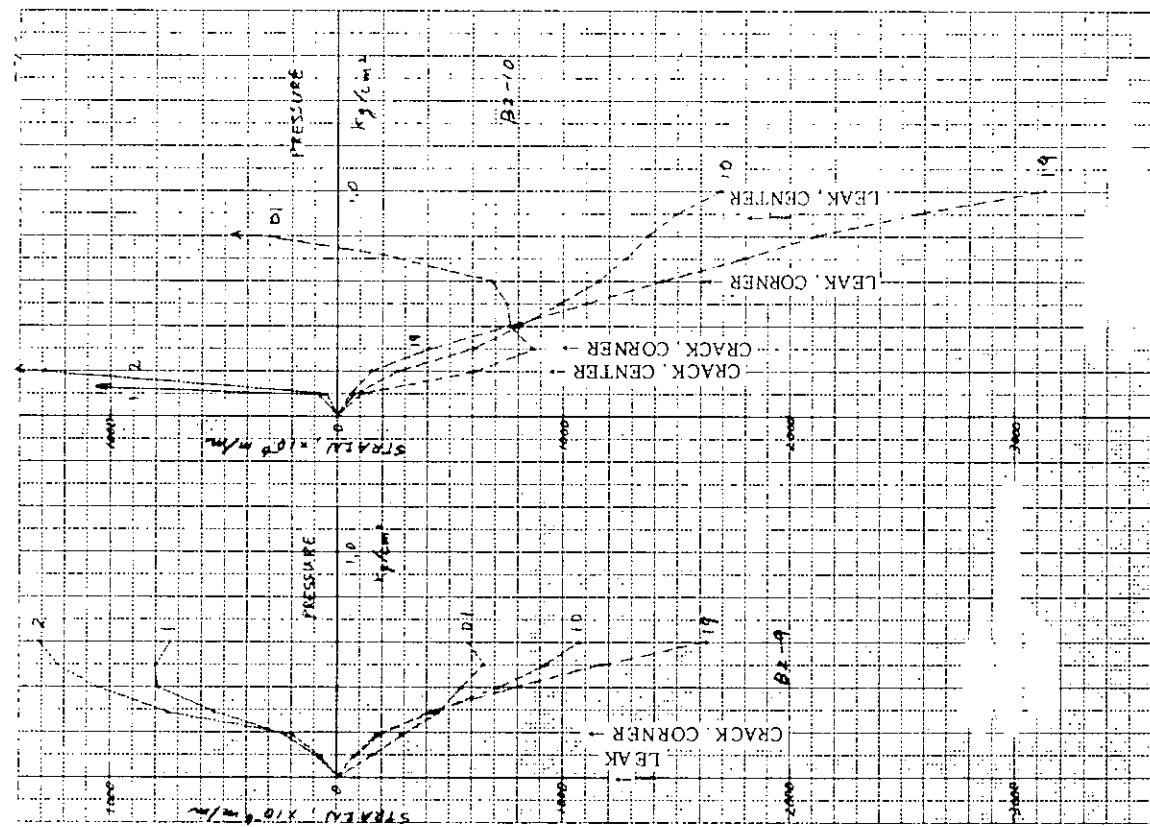


図 4.4(9) 圧力と主要点の差との関係 (B<sub>2</sub>-9)  
図 4.4(10) 圧力と主要点の差との関係 (B<sub>2</sub>-10)

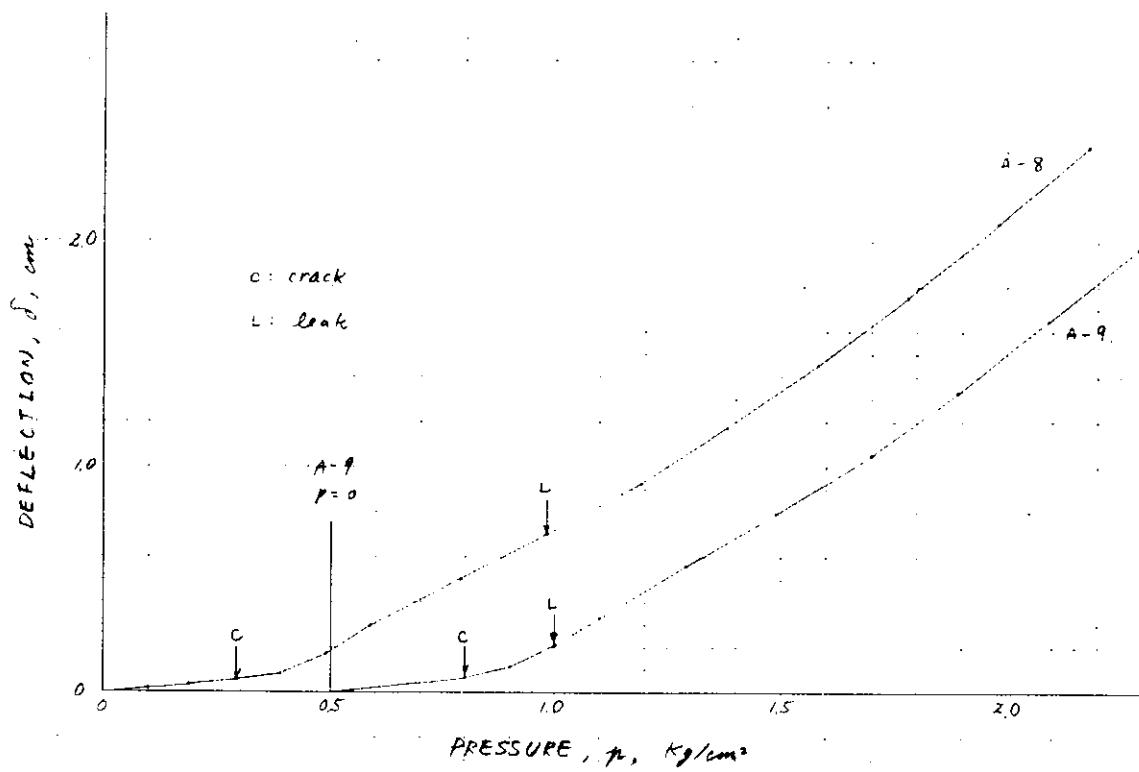


図 4.5(1) 壓力とたわみの関係 (A - 8, A - 9)

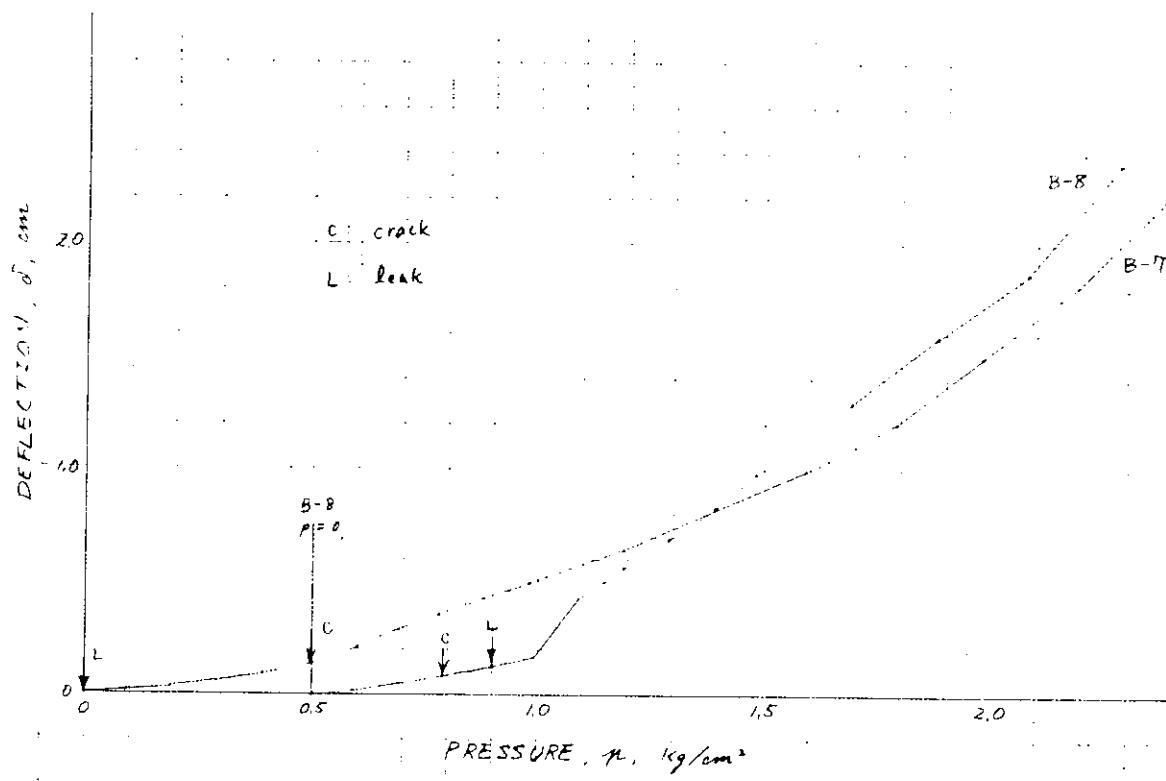


図 4.5(2) 壓力とたわみの関係 (B - 7, B - 8)

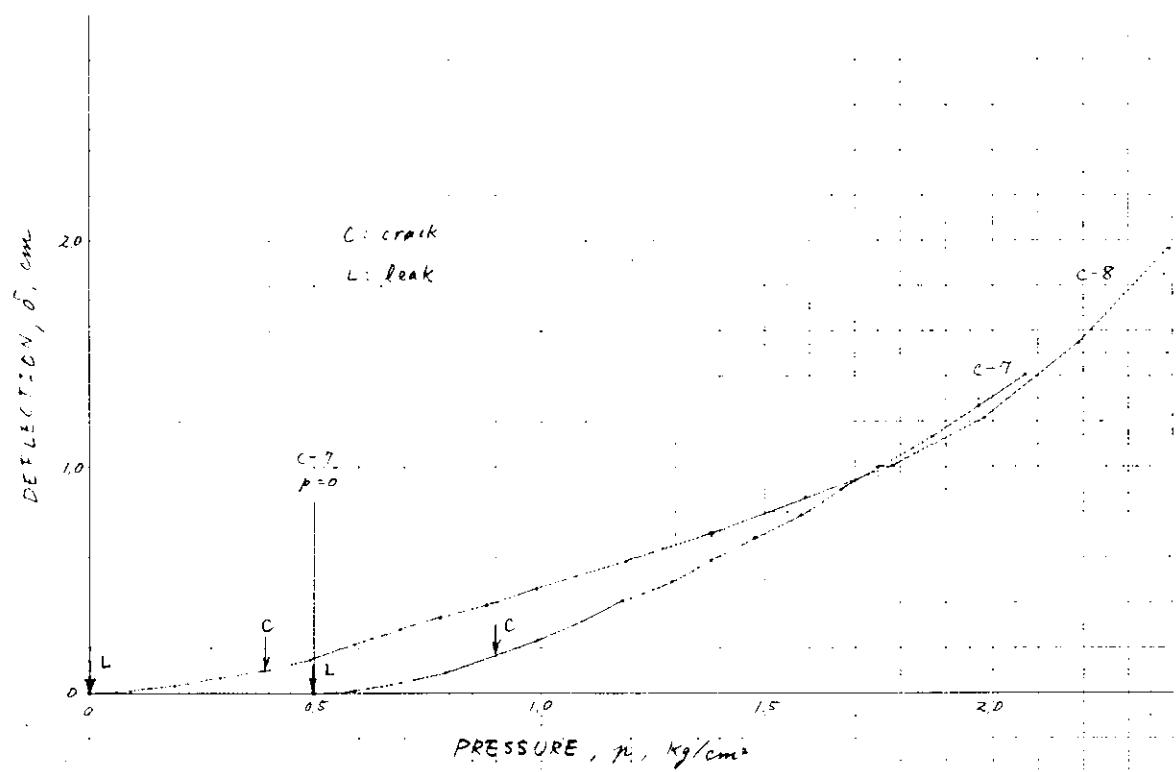


図 4.5(3) 圧力とたわみの関係 (C-7, C-8)

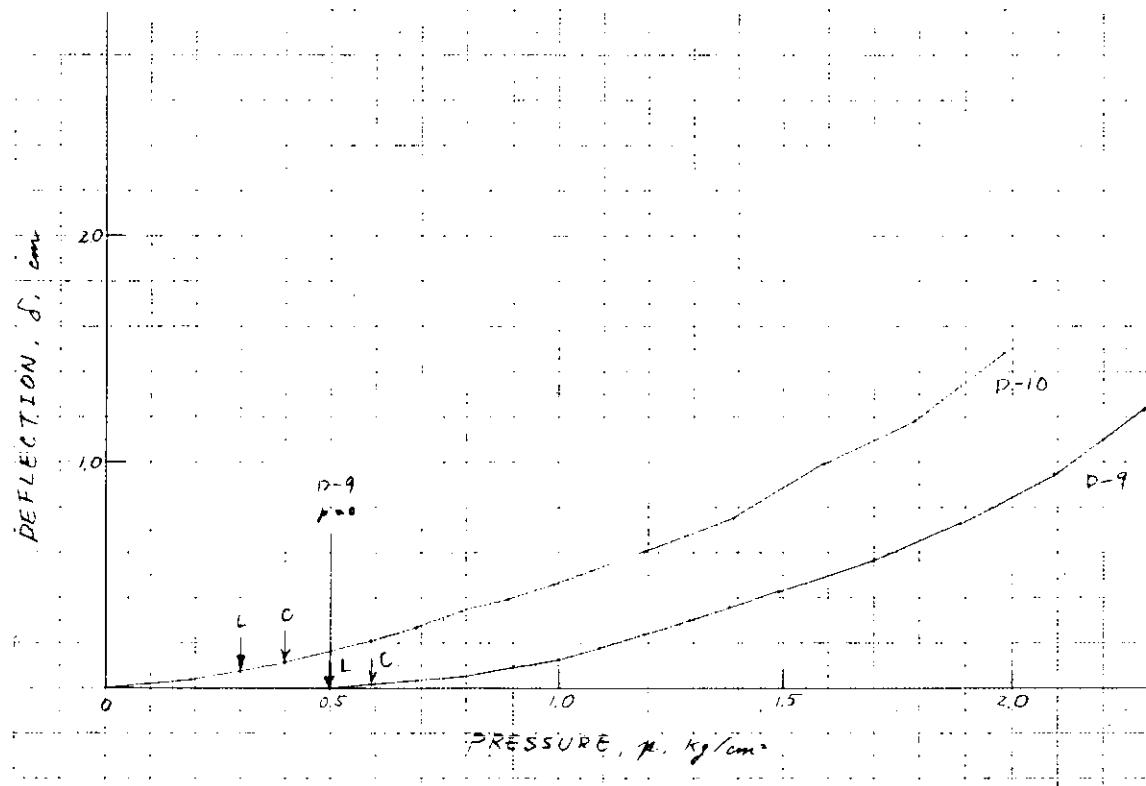


図 4.5(4) 圧力とたわみの関係 (D-9, D-10)

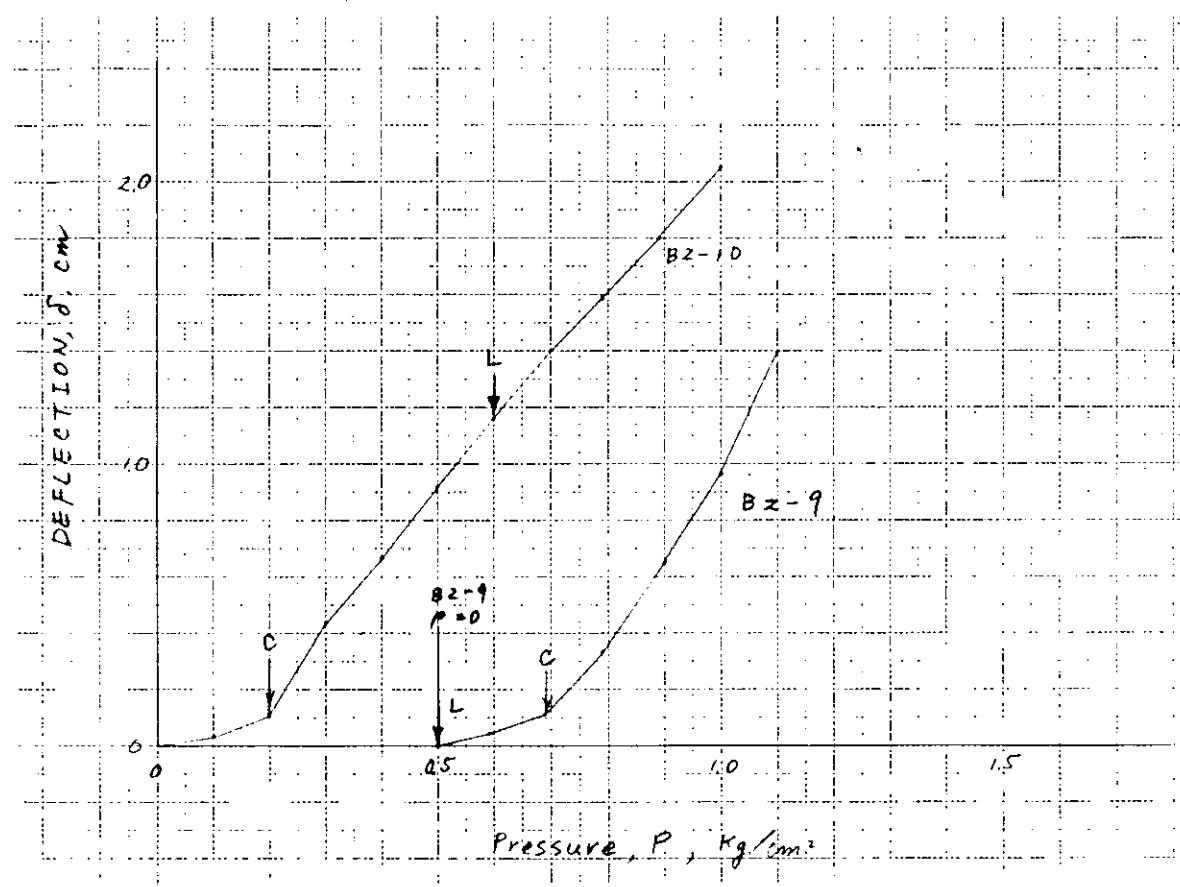


図 4.5(5) 圧力とたわみの関係 (B<sub>2</sub>-9, B<sub>2</sub>-10)

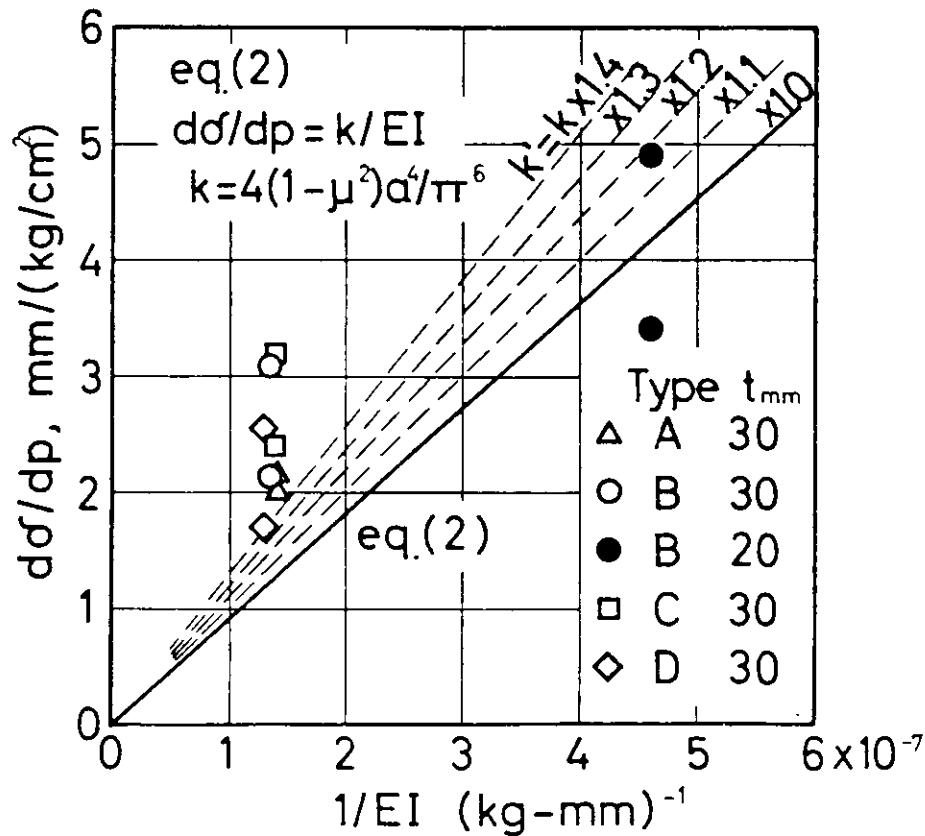


図 4.6 1/EI と  $d\delta/dp$  の関係

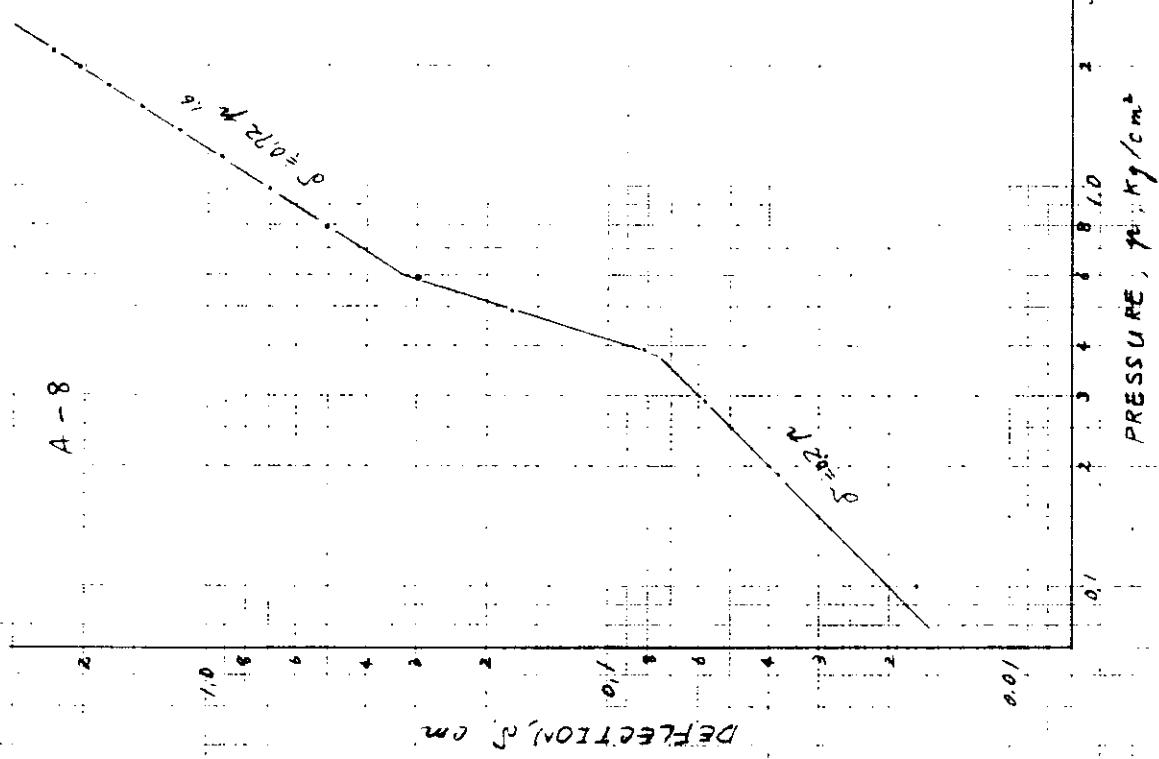


Fig. 4.7(1)  $\log \mu - \log \zeta$  plot

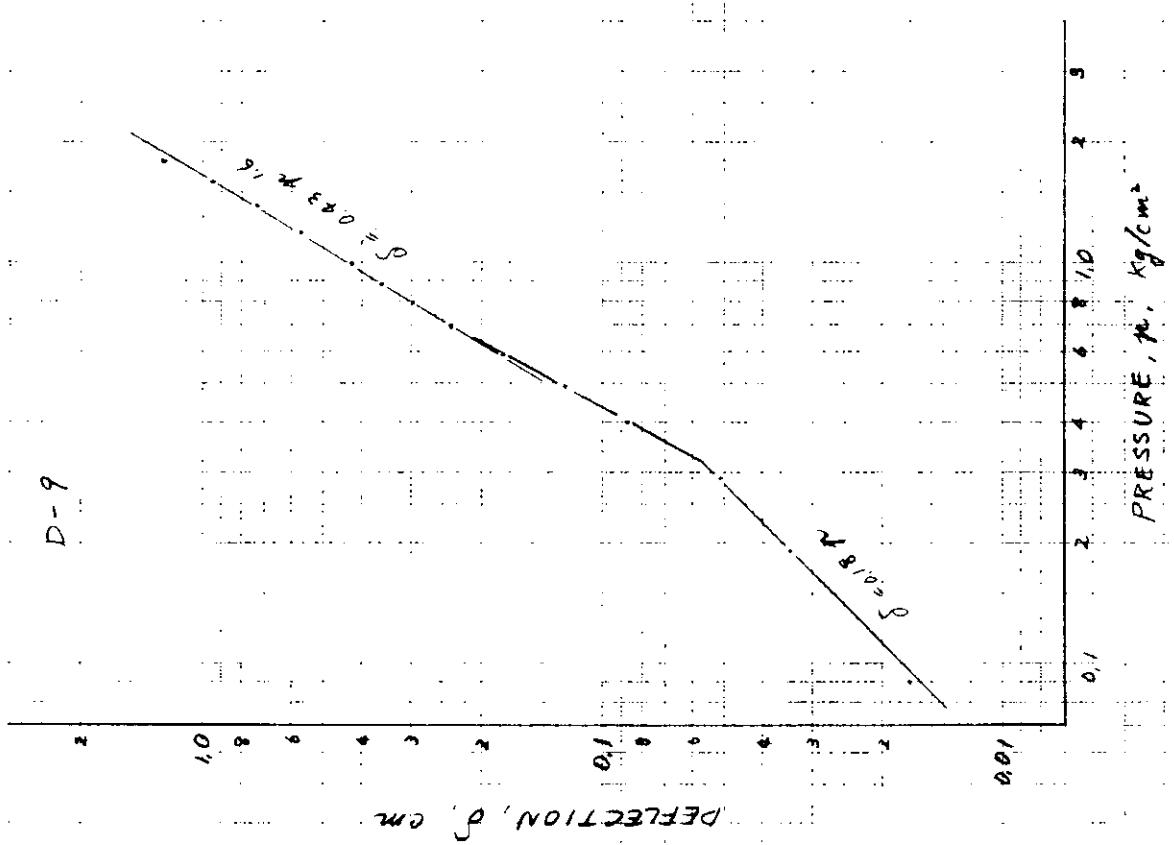
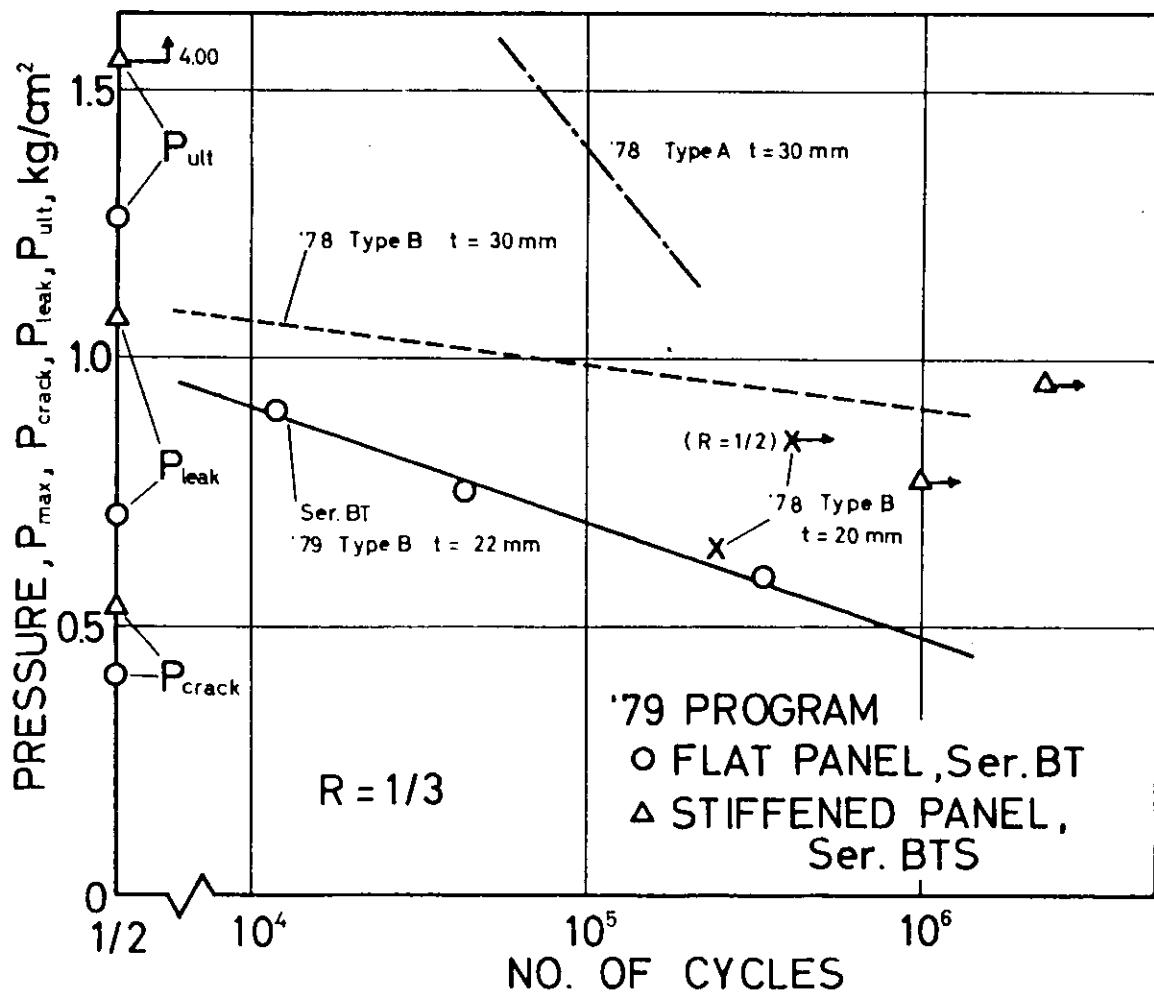
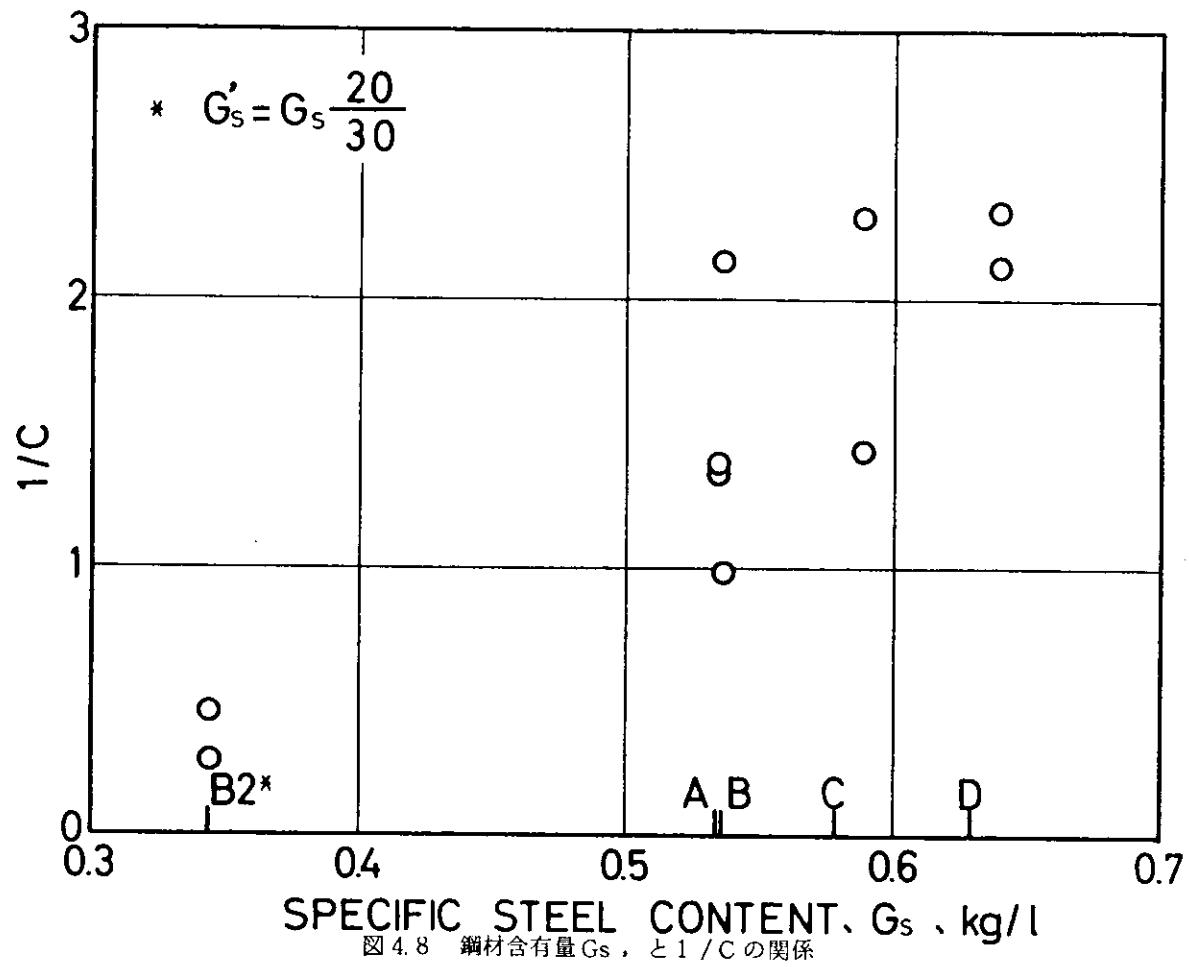


Fig. 4.7(2)  $\log \mu - \log \zeta$  plot



## 5. 超音波による非破壊検査

5.1 目 的

フェロセメント船はその形状と部材を同時に鋳込むようにして製作するため、完成した船体の強度的信頼性を求めるには船体より部材を切り出して強度試験を行わなければならないが、このような方法はかえって欠陥を作ることとなり強度的信頼性を低くすることになりかねない。したがって、完成した船体は破壊することなく、板厚や内部欠陥等を検出できる方法を確立する必要がある。超音波探傷はこのような材料の非破壊検査方法として軽便で、かつ、安全性が高く、特に適するものと考えられる。

## 5.2 超音波による探傷原理

探傷に用いる超音波周波数は一般に 100 K~50MHz ぐらいである。金属および樹脂等異質物の少い材料では周波数の高いものが使われ、鋳物、モルタル、コンクリートおよびFRP のように異質物を混合したもので、材料内で音波が乱反射し減衰が大きいものでは低い周波数が使われる。

フェロセメント船の非破壊検査に適する超音波探傷方法はその目的によって異なるがほぼ次のようになろう。

- (1) 板厚、鉄筋および内部空洞の大きさを検出するには内部の砂粒による減衰の少い、比較的低い周波数を使った垂直探傷法が適する。
  - (2) 板厚方向の亀裂や空洞のような欠陥位置を探傷するには平面方向を長距離伝播出来る特に低い周波数を使った斜角探傷法が適する。
  - (3) 板厚方向の亀裂が発見出来たときその深さや長さを測定するには内部砂粒による音波の減衰が激しくても指向性の良い比較的高い周波数を使った斜角探傷が適する。
  - (4) 内部砂粒等による乱反射が多いため、発信と受信を別々の探触子で行う探触子法が適する。

### 5.2.1 超音波の速度と種類

固体中を伝播する音速は波動方程式より次式で表わされる。

$$\text{縦波速度 } C_D = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad \dots \dots \dots \text{①}$$

$$\text{横波速度 } C_s = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1}{2(1+\nu)}} \quad \dots \dots \dots \text{②}$$

また、この2式より縦波と横波の関係は

$$\frac{C_D}{C_S} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \quad \dots \dots \dots \quad ③$$

但し、 $E$  = ヤング率、 $\rho$  = 密度、 $\nu$  = ポアソン比

上式よりモルタルおよび鉄筋の音速を計算すると

$$(1) \text{ モルタル} \quad E = 3.5 \times 10^3 \text{ kg/mm}^2$$

$$\rho = 0.224 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{m}^4$$

$$\nu = 0.22$$

$$C_D = 4.36 \text{ km/sec} \quad C_s = 2.59 \text{ km/sec}$$

} とすると

$$(2) \text{ 鉄筋} \quad E = 21 \times 10^3 \text{ kg/mm}^2$$

$$\rho = 0.786 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{m}^4 \text{ とすると}$$

$$\nu = 0.3$$

$$C_D = 6.00 \text{ km/sec} \quad C_s = 3.21 \text{ km/sec}$$

### 5.2.2 反射与屈折

超音波が異質な2つの固体を通過するとき一部はその境界面で反射され、一部は屈折し通過する。境界面での反射率Rは

$$R = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1} \quad \dots \dots \dots \quad ④$$

$$\text{ただし, } Z_1 = \rho_1 C_1, \quad Z_2 = \rho_2 C_2$$

$\rho_1$ ,  $\rho_2$ : 固体 I, II の密度,  $C_1$ ,  $C_2$ : 固体 I, II の音速

また、境界面に対し角度  $\theta_1$ （法線に対する角度）をもって通過する場合の入射角  $\theta_1$  と屈折角  $\theta_2$  には次の関係がある。

これらの関係から各材質の反射率および屈折角を計算すると

反射率 モルタル：鋼 ..... 69%

アクリル：モルタル……………44%

屈折率 モルタル：鋼 .....  $\sin \theta_1 / \sin \theta_2 = 0.667$

臨界角： $41.8^\circ$

アクリル：モルタル .....  $\sin \theta_1 / \sin \theta_2 = 0.680$

臨界角： $42.8^\circ$

### 5.3 計測装置

計測装置の構成は超音波探傷器、波形記録器、探触子およびコイルボックスから成り、それぞれの主要性能は次のとおりである。

### 5.3.1 超音波探傷器（試作品）

- (1) 表示方式……………A スコープ, DC 表示
  - (2) 測定範囲……………FULL SCALE 10~1,000 cm
  - (3) 音速設定範囲……………1.40~6.40 km/sec
  - (4) 探傷周波数……………0.05, 0.1~0.2, 0.4, 1, 2 MHz
  - (5) 利得調整範囲……………総合 70 dB ( 0.5step × 20 + 2 step × 20 + 20 step × 1 )
  - (6) 増幅直線性……………60mm 1 級 ( JIS-Z-2344 ) ( Rej. : off )
  - (7) 時間軸の直線性……………± 1 % 以内
  - (8) 電 源……………AC 100 V ± 10%, 約 80 VA
  - (9) 尺寸・重量……………約 225 ( 幅 ) × 320 ( 高 ) × 535 ( 奥行 ) mm • 18kg

### 5.3.2 波形記録器（市販品）

- (1) ガルバノメーター

  - (イ) 電流感度 ..... 200 mA / 20 mm  $\pm \frac{5}{10}\%$  (FULL SCALE)
  - (ロ) 内部抵抗 .....  $32\Omega \pm 10\%$
  - (ハ) ペン長さ ..... 65 mm

- (1) 記録方式……………熱ペン式、幅： $\pm 20\text{mm}$
- (2) 入力抵抗…………… $0.02\text{ V/cm}$  のレンジで  $100\text{ k}\Omega$ 、最高  $10\text{ M}\Omega$
- (3) 測定レンジ…………… $0.02\sim 20\text{ V/cm}$ 、10段切換
- (4) 直線性……………2%以下
- (5) 電 源……………A C :  $100\sim 240\text{ V}$ 、D C :  $25\text{ V}$  内蔵電池

### 5.3.3 探触子 I (試作品)

- (1) 垂直探触子……………振動子： $\phi 20\text{mm}$ 、 $2\text{ MHz}$  用
- (2) "……………振動子： $\phi 30\text{mm}$ 、 $2\text{ MHz}$  用
- (3) 斜角探触子……………振動子： $20\times 20\text{mm}$ 、 $2\text{ MHz}$  用、入射角： $58^\circ$
- (4) "……………振動子： $20\times 20\text{mm}$ 、 $2\text{ MHz}$  用、入射角： $58^\circ$  ガイド付
- (5) 振動子……………ジルコン・チタン酸鉛系磁器

### 5.3.4 探触子 II (市販品)

- (1) 分割型探触子…………… $\phi 25\text{mm}$  2分割、 $0.4\text{ MHz}$  用
- (2) 振動子……………ジルコン・チタン酸鉛系磁器

### 5.3.5 探触子 III (試作品、概要を図 5.4 に示す)

- (1) 可変角探触子……………振動子： $20\times 20\text{mm}$ 、 $400\text{ kHz}$  用、入射角： $0^\circ\sim 50^\circ$
- (2) "……………振動子： $20\times 20\text{mm}$ 、 $200\text{ kHz}$  用、入射角： $0^\circ\sim 50^\circ$
- (3) 振動子……………ジルコン・チタン酸鉛系磁器

### 5.3.6 コイルボックス (試作品)

$0.2$ 、 $0.5$ 、 $1$ 、 $2$ 、 $5\text{ MHz}$  に同調するコイルを組込み、探触子の発信周波数を変換できるようにしたもの。

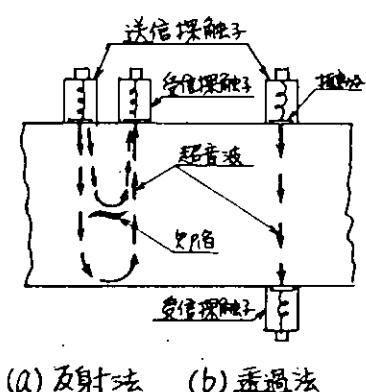


図 5.1 垂直探傷

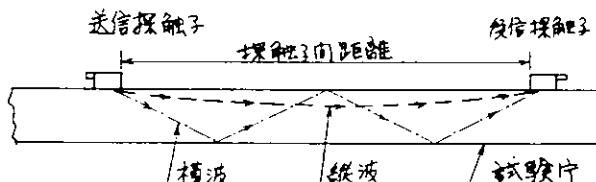


図 5.2 斜角探傷 (長距離伝播)

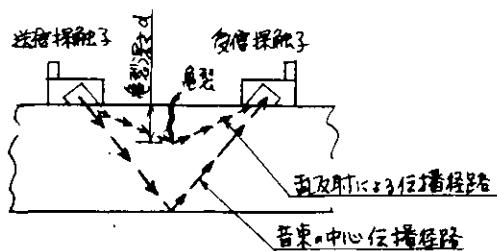


図 5.3 斜角探傷（短距離伝播）

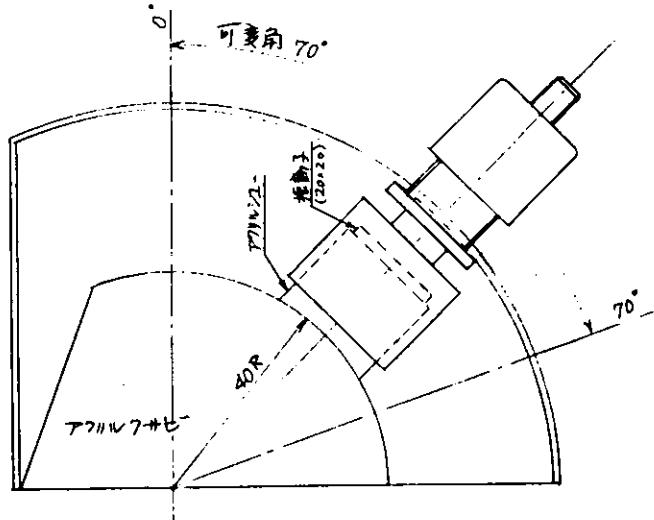


図 5.4 可変角探触子

## 5.4 試験方法

試験はモルタルの打設条件、内部の欠陥や鉄筋等の検出および斜角による伝播状況等について実施した。用いた試験片の詳細および形状を図 5.5～5.7 に示す。

### 5.4.1 打設後の養生と音速の関係

打設後24時間は蒸気で養生し、型枠をはずした24時間後からは水中で養生した。測定は200 kHz の探触子2個を用いた透過法によって計測した。用いた試験片形状はA型 ( $100 \times 150 \times 400$ ) である。

### 5.4.2 垂直探傷による欠陥検出

金網内にモルタルが充分浸透しない場合に出来る空洞と同条件のものを作るため、試験片内の平面方向に寸法の異った円形の発泡板を深さを変えて配置した。詳細を図 5.6 に示す。試験は200 kHz の垂直探触子を2個用い欠陥から反射してくるエコーの大きさを計測した。

### 5.4.3 垂直探傷による鉄筋の検出

モルタルと鋼の反射率は69%であり対空気の100%に比べ小さいため内部に配置した鉄筋から直接反射するエコーは小さく、モルタル内で乱反射される雑エコーとの判別が困難である。このため底面エコーが内部の鉄筋で減衰される現象より内部の鉄筋の位置を求めるようにした。測定は200 kHz の垂直探触子を2個用い図 5.1 に示す反射法によって行った。

### 5.4.4 打継ぎ面の検出

打継ぎ面接合剤に水溶性エポキシ樹脂（ショーボンド202）を用いて接合した試験片の探傷を行い接合面での反射および透過率を求めた。試験片の詳細は図 5.5 に示す。測定は200 kHz の垂直探触子および400 kHzと1MHz の分割型探触子を用い、図 5.1 に示す要領で行った。

### 5.4.5 斜角探触子の音圧分布

半円柱形に打設したモルタルの中心に斜角探触子を置きモルタル内へ入射する音圧を円弧にそって計測し、各角度での音圧分布から指向性を求めた。

### 5.4.6 斜角探傷による平面方向の伝播状況

斜角探触子によって音波を平面方向に伝播させ、その減衰率より途中の欠陥を求めた。試験は図 5.2 に示す要領で行った。

### 5.4.7 モルタルの混合比と強度および音速

セメント、水および細骨材の混合割合を変えて打設したときの強度特性と超音波伝播速度の関係を求めた。混合比は表 5.1 に示すように、セメント：水比を 3 種類、細骨材の量を 2 種類の計 6 種類とした。

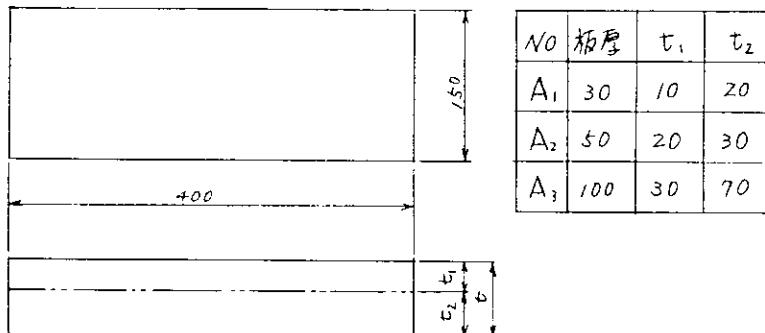
#### 5.4.8 亀裂の深度測定

試験片に幅 0.1 mm、長さ 100 mm、深さ d の亀裂を入れ、超音波の伝播距離から亀裂の深さを求めた。試験片形状および亀裂深さを図 5.5 に示す。測定は 1 MHz の高い周波数の斜角を用い、亀裂を最も早くう廻して来る伝播時間より亀裂深さを求めた。

表 5.1 モルタルの混合比と強度および音速の関係

試験材 No	3 - 20	3 - 15	4 - 20	4 - 15	5 - 20	5 - 15
セメント：水：細骨材	1 : 0.33 : 2	1 : 0.33 : 1.5	1 : 0.4 : 1.5	1 : 0.5 : 2	1 : 0.5 : 1.5	1 : 0.5 : 1.5
比 重	2.32	2.40	2.36	2.36	2.25	2.25
材 令 7 日 間	$\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>	565	649	539	550	398
	E "	$30.0 \times 10^4$	$29.1 \times 10^4$	$25.8 \times 10^4$	$24.7 \times 10^4$	$21.3 \times 10^4$
	ポアソン比	0.21	0.21	0.21	0.21	0.19
材 令 28 日 間	$\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>	673	765	645	582	524
	E "	$35.6 \times 10^4$	$31.7 \times 10^4$	$31.1 \times 10^4$	$27.5 \times 10^4$	$24.1 \times 10^4$
	ポアソン比	0.22	0.21	0.21	0.20	0.19
V <sub>1</sub> (測定値)	4.37	4.34	3.96	4.16	4.06	3.86
V <sub>2</sub> (計算値) 7 日	3.97	3.91	3.68	3.61	3.31	3.19
V <sub>3</sub> (" ) 28 日	4.36	4.08	4.04	3.78	3.52	3.46

(1) 打継ぎ面探傷試験片



(2) 亀裂探傷試験片

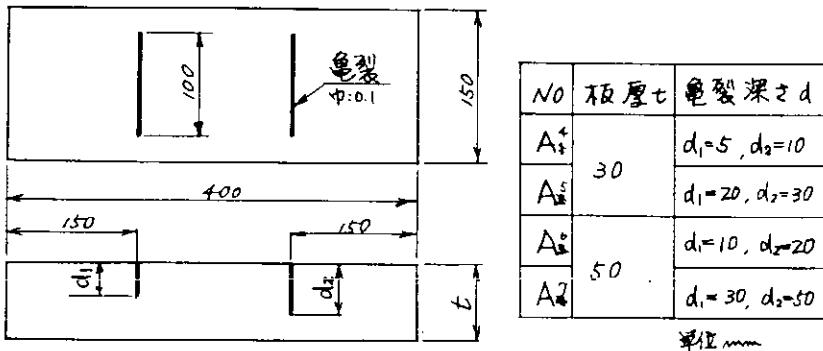
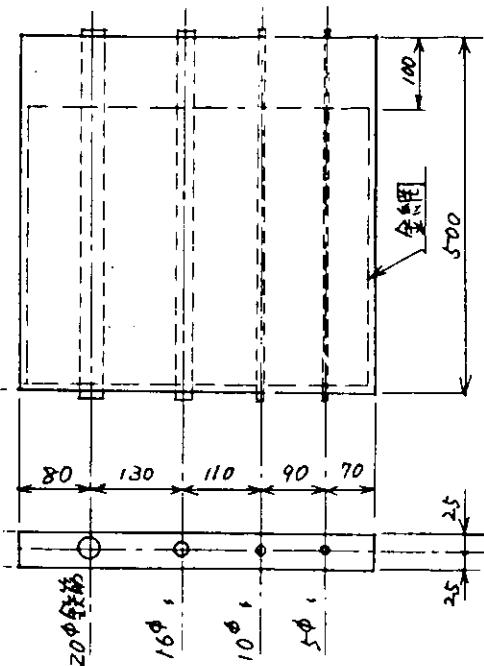


図 5.5 A型試験片詳細図

(1) 鉄筋探傷試験片

試験片 番号	数 量	金 網			鉄 筋	
		種 類	メッシュ	枚 数	径	本 数
C 1 1	1	きつ甲	5 mm	2	$\varnothing 20$	
C 1 2	1	"	10	2	$\varnothing 16$	
C 2 1	1	"	5	4	$\varnothing 10$	各 1
C 2 2	1	"	10	4	$\varnothing 5$	
C 3 1	1	平 織	2.5	2		
C 3 2	1	クリンブ	5	2		
C 3 3	1	"	10	2		
C 4 1	1	な し な し な し				



(2) 欠陥探傷試験片

欠陥（挿入物）

材質：発泡スチロール

比重 : 0.03

厚さ : 2.6 ~ 3.0

外径 : 10Ø, 20Ø, 30Ø, 50Ø

金網

線径 : 1.0 Ø

ピッチ : 10

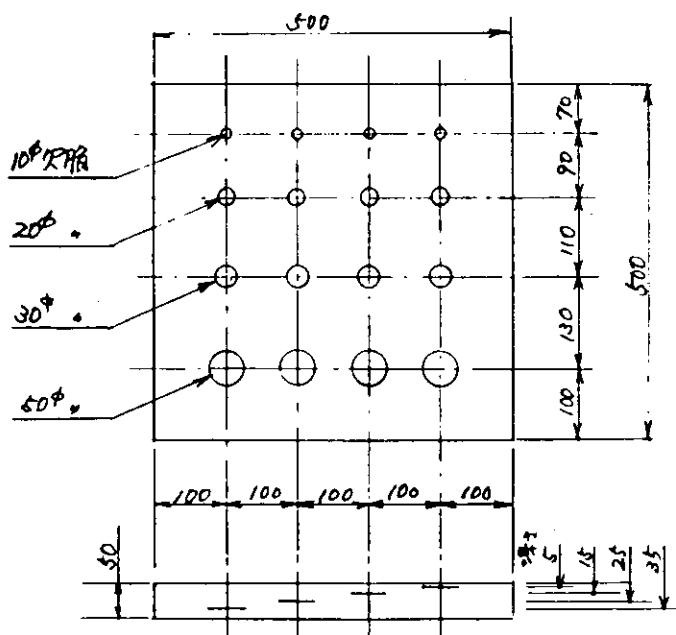


図 5.6 C型試験片詳細図

金網: D5 ... 2枚

D6 ... 4枚

D7 ... 8枚

種類: 7リ-7°

ピッカ 10

線径 1.0

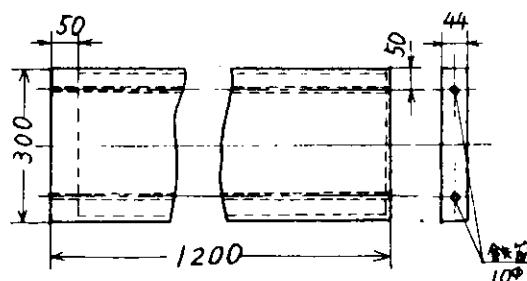


図 5.7 D型試験片明細

## 5.5 試験結果及び考察

### 5.5.1 打設後の養生と音速の関係

打設後24時間は枠の中で蒸気養生したため音速測定は24時間後から行った。その結果を図5.8に示す。音速は打設24時間で約3.6 km/sec, その後養生日数に応じて順次早くなって行き10日程で一定となる。充分養生した時の音速は約4.2 km/secとなつた。打設後の養生状態を求める方法として超音波は充分利用出来ることがわかつた。

### 5.5.2 垂直探傷による欠陥検出

試験片の平行方向に10φ, 20φ, 30φおよび50φの発泡材を深さを変えて配置し、これを探傷した結果を図5.9～5.12に示す。200 kHzよりも400 kHzの方が欠陥エコーが安定しているが、10φの欠陥エコーは共に雑エコーより高くはならなかつた。200 kHzが深さ5mmの欠陥を検出するのが困難なのはモルタル中の波長が約21mmであり、1/2波長に達しないからで、深さ10mmになれば容易に検出できる。

### 5.5.3 垂直探傷による鉄筋検出（53年度報告書参照）

試験片の内部中央に5φ, 10φ, 16φおよび20φの鉄筋を配置したものについて探傷した結果を図5.13に示す。鉄筋から直接反射してくる音波は雑エコーと区別し難いため、底面から反射してくる音波の減衰率で求めた。それぞれのエコー高さは金網の入らないNaC<sub>41</sub>の最大音圧(dB)を100%として求めた。内部の鉄筋は10φまでは充分検出できるが、5φでは周囲のモルタルの状態が良く、音波の減衰が少ない場合に検出可能のようである。

### 5.5.4 垂直探傷による打継ぎ面の探傷

平面方向に打継いだものを垂直方向に探傷した結果を表5.2に示し、打継ぎ面および底面から反射してくる超音波の波形を図5.14に示す。探傷した試験片はA型で、厚さが30mm、打継ぎ深さは10mmのものである（図5.5参照）。表5.2より、板厚が測定できる範囲であれば内部打継ぎ面の検出は充分可能である。また、接着が不充分な場合はその面で完全反射されるため打継ぎ面の反射波よりも大きくなり、容易に求めることが出来る。

### 5.5.5 斜角探触子の音圧分布

1および2MHzの斜角探触子および可変角探触子の入射特性は図5.15および図5.16に示すとおりである。この音圧特性は亀裂深さを求める際に利用することとなる。図5.17は入射角度を58°とし、横波がほぼ45°の方向に伝播するようにしたものの特性であり、長距離伝播に用いたものである。

### 5.5.6 斜角探傷による平面方向の伝播状況（53年度報告書参照）

板の平面方向に音波を伝播させると音圧がほぼ距離に反比例して減衰して行く。図5.18は金網の枚数を変えたときの音波の減衰状態を示す。第一波および第二波は図5.19に示す距離と伝播時間の関係から、それぞれ縦波(C<sub>D</sub>)と横波(C<sub>S</sub>)であることが推測できる。これらの音波は共に、金網がある場合にはほとんど底面でスキップせず板の中を水平に伝播しているようである。400 kHzの斜角探触子では1mの伝播距離が得られた。また亀裂の入ったものでは音波が遮断され全く伝播しなかつた。

### 5.5.7 モルタルの混合比と強度及び音速

セメント、水および細骨材の混合割合を変えると強度および弾性係数等が異り、これらによって決定される音波の伝播速度が異って来る。表5.1にセメント：水の割合を3:1, 2.5:1および2:1とし、細骨材をセメントの1.5および2倍にしたときの比重および強度特性と音速の関係を示す。強度特性より計算した音速と実施値とは比較的よく合致する。この結果から材料の音速を測定して材料特性を求ることは充分可能である。

### 5.5.8 亀裂の深度測定

亀裂部に斜角探触子で音波を透過させると、底まで亀裂がある場合は全く伝播しないが、底に達していない場合は、底面でスキップし亀裂部を通過して受信探触子でキャッチされる。また、この音波より音圧が弱いがもっと早く到達する音波（第1波）がある（図5.3参照）。これは材料内で乱反射した音波が亀裂の底を迂回するように伝播するためである。亀裂深さはこの迂回する音波の伝播時間より求めたものである。伝播状態を示す音波波形を図

5.20に示し、まとめたものを表5.3に示す。

## 5.6 まとめ

船体のような広範囲を探傷するには垂直探傷のような点で探傷すると膨大な時間と労力を要するので斜角探傷により、まず、線で探傷し、異状が検出されたとき垂直探傷で異状部を再検査するのが望ましい。このような探傷方法を確立するため、打設後の養生と音速の関係、欠陥検出、打継ぎ状態の検出、混合比による強度と音速の関係および亀裂の深さ測定等を実施して来たがほぼ満足する結果が得られた。

表5.2 打継ぎ面および底面からの音波反射率

板厚 mm	継目深さ mm	音波反射率 %			
		1 MHz	0.4 MHz	0.2 MHz	
30	10	F エコー	100	87	35
		B "	66	93	100
	20	F "	85	72	46
		B "	56	93	80
	なし	B "	68	100	100
	50	F "	62	94	78
		B "	0	66	100
100	30	F "	52	96	57
		B "	0	78	92
	なし	B "	0	100	100
	70	F "	19	100	71
		B "	0	38	94
	なし	B "	0	48	100

注 F エコー：継目からの反射音

B エコー：底面からの反射音

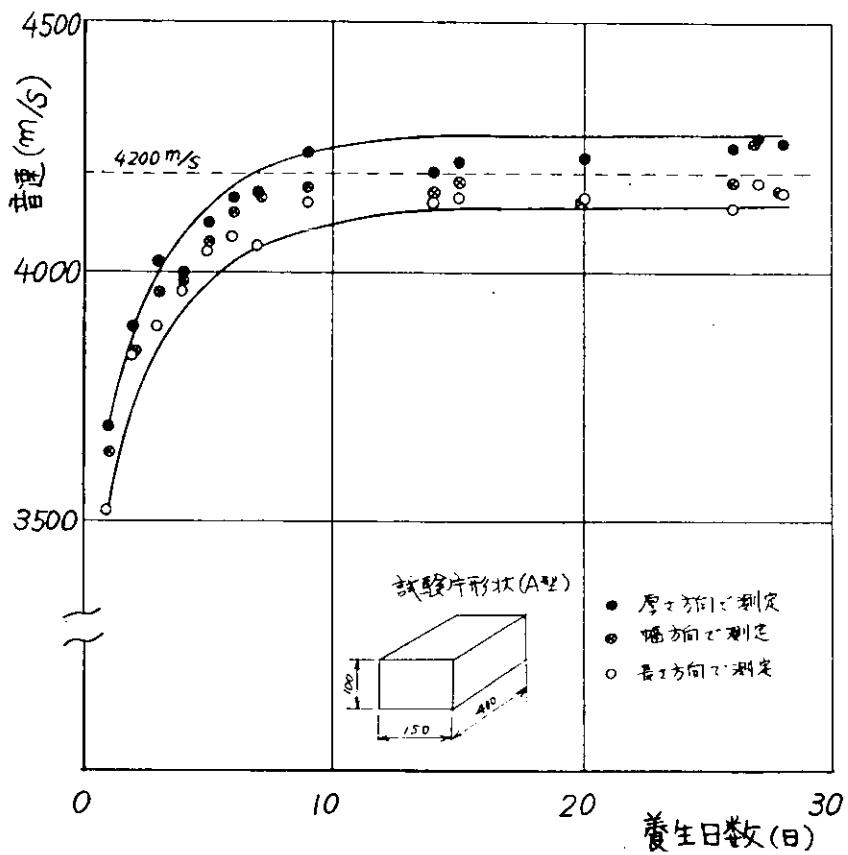


図 5.8 水中養生日数と超音波速度

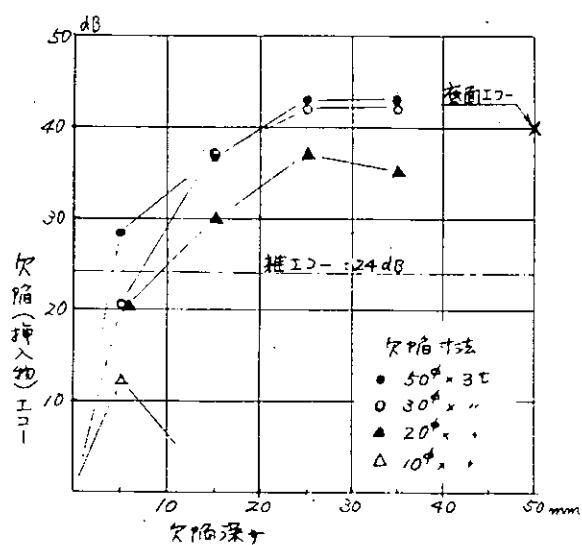


図 5.9 欠陥検出（金網なし）使用周波数 200 KHz  
(波長=21mm)

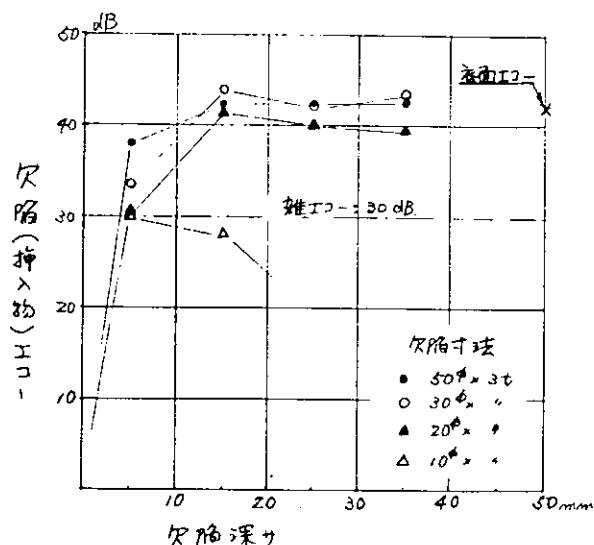


図 5.10 欠陥検出（金網なし）使用周波数 400 KHz  
(波長=10.5mm)

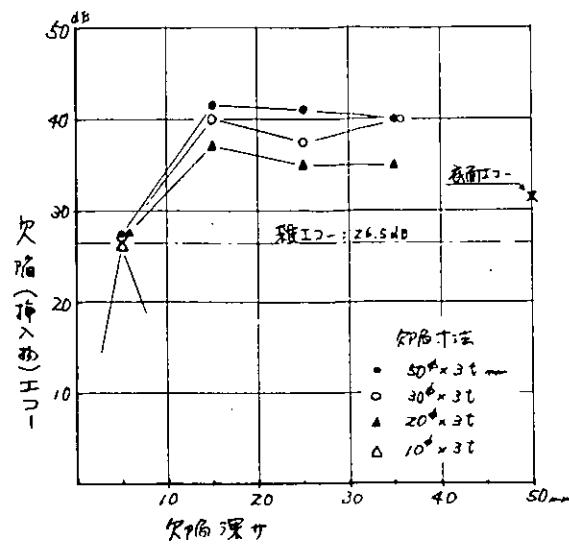


図 5.11 欠陥検出（金網 2枚入る。ピッチ 10mm, 線径 1.0mm) 使用周波数 200 KHZ

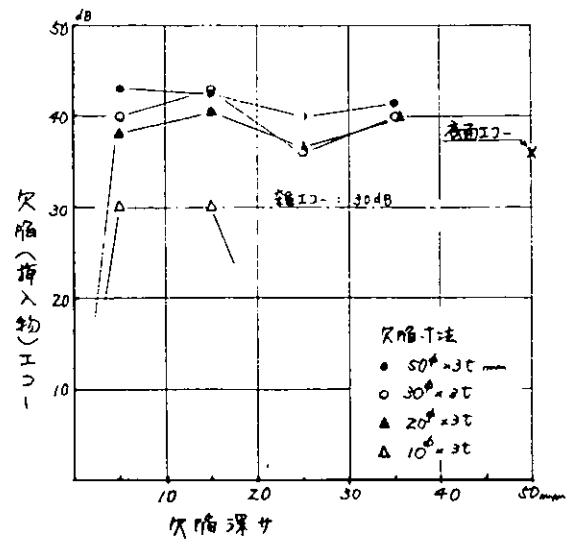


図 5.12 欠陥検出（金網 2枚入る。ピッチ 10mm, 線径 1.0 mm) 使用周波数 400 KHZ

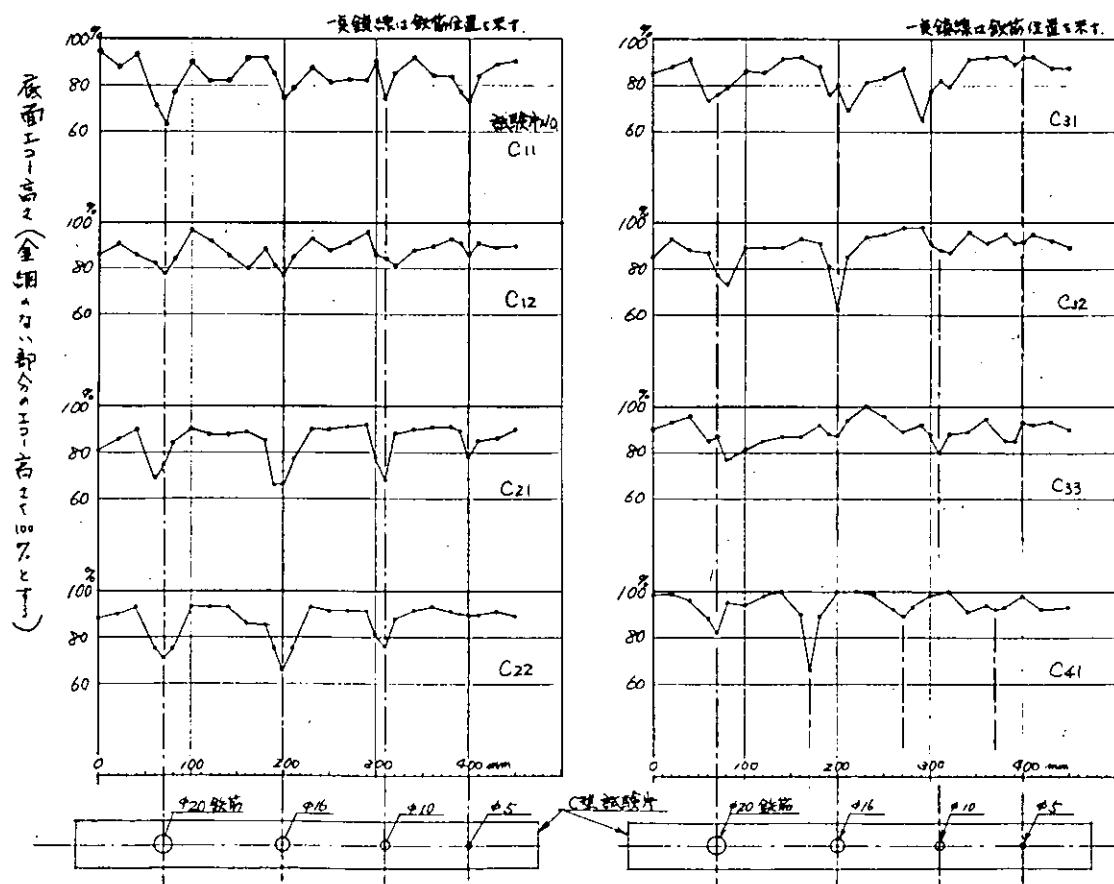


図 5.13 垂直探傷による底面エコーの減衰率 (C型試験庁)

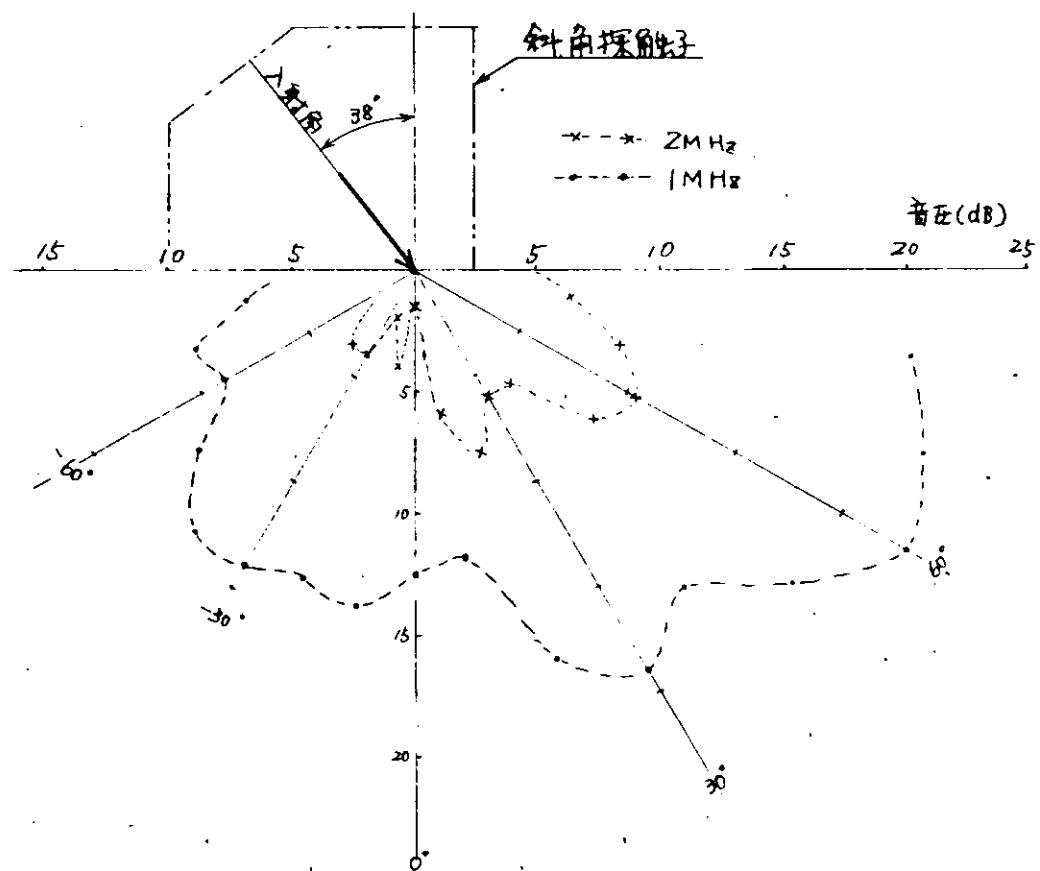


図 5.15 モルタル内への入射特性(1)

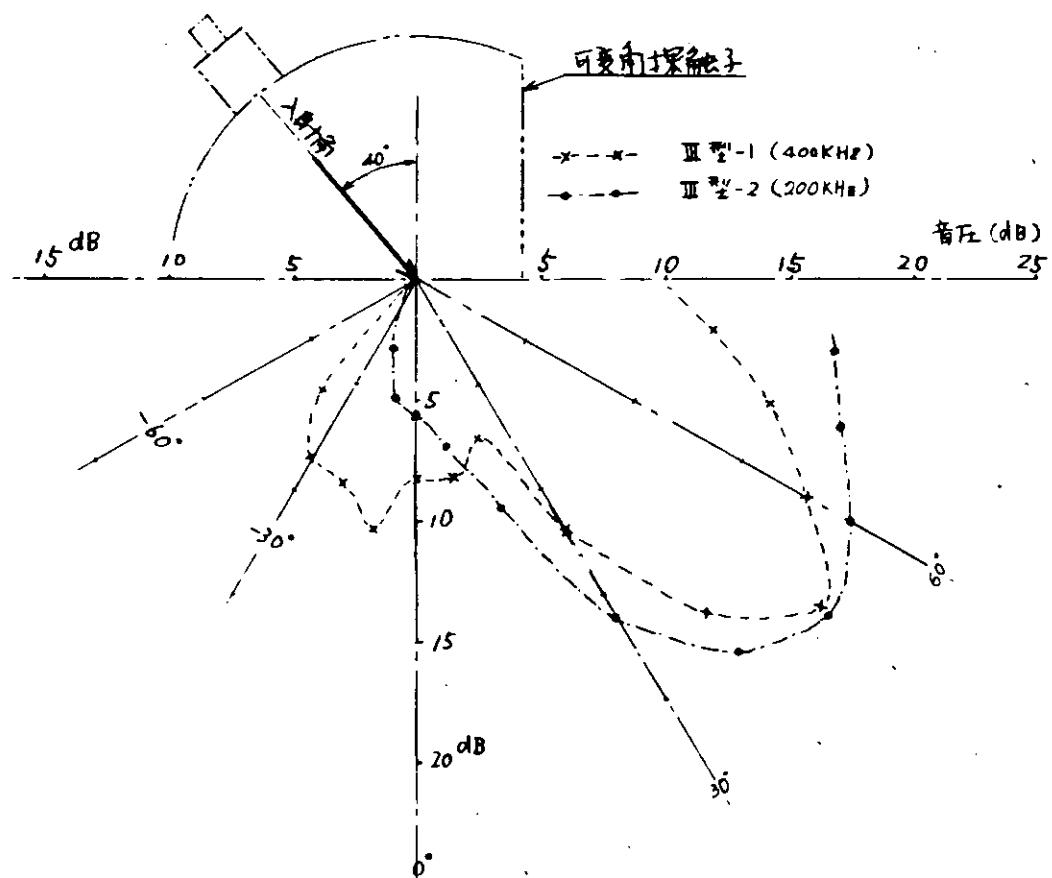


図 5.16 モルタル内への入射特性(2)

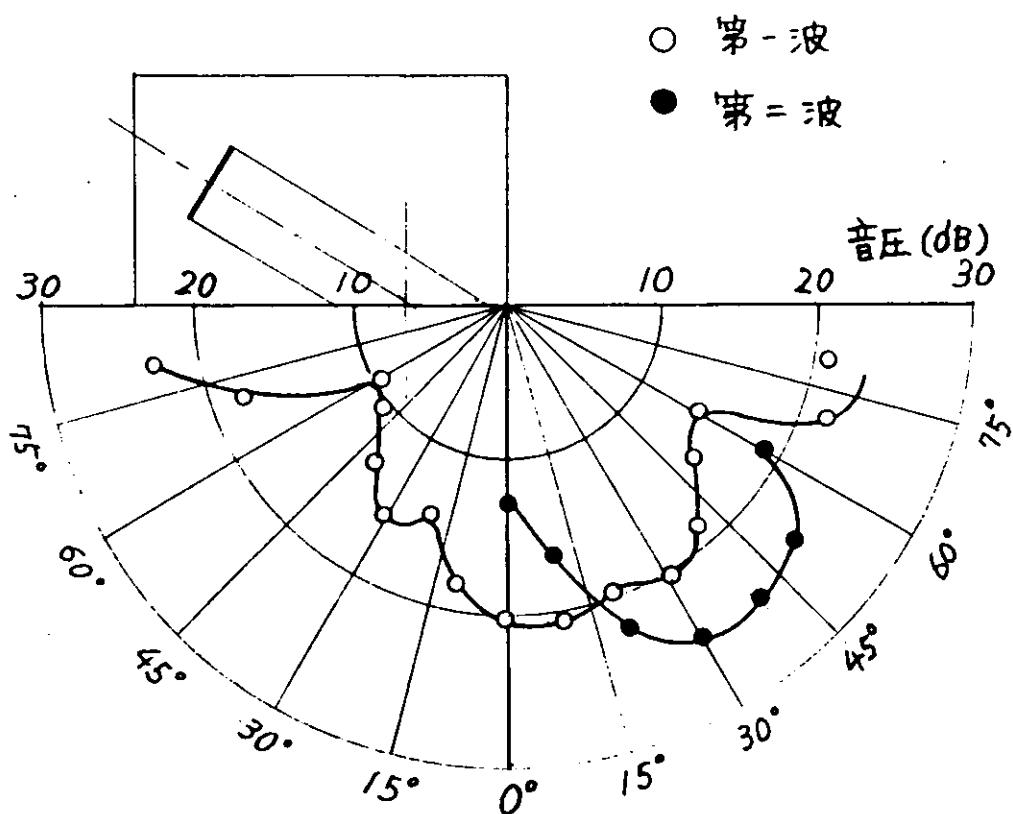


図 5.17 モルタル内への入射特性(3)

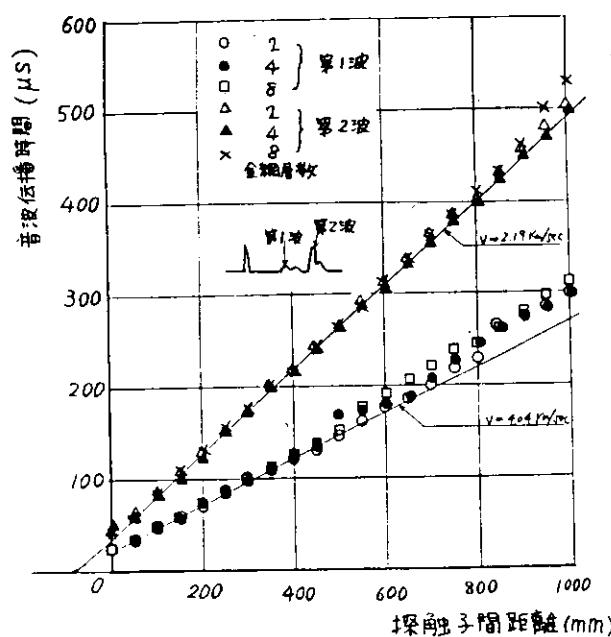


図 5.18 探触子間距離と音波伝播時間

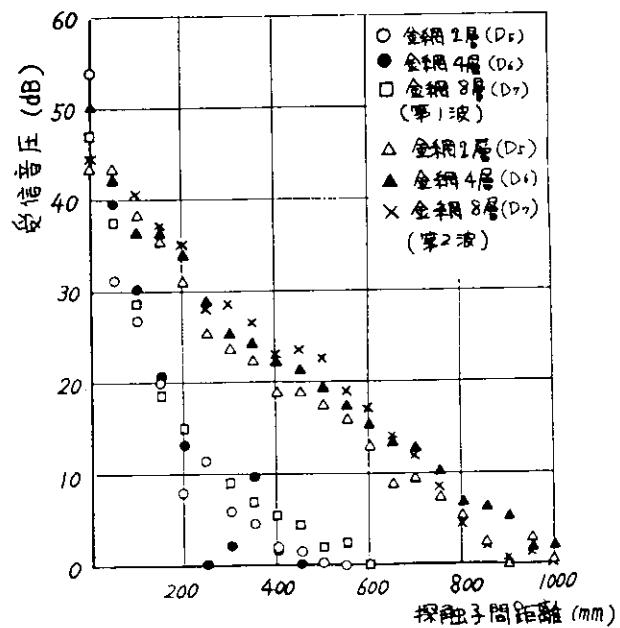


図 5.19 探触子間距離と音圧減衰

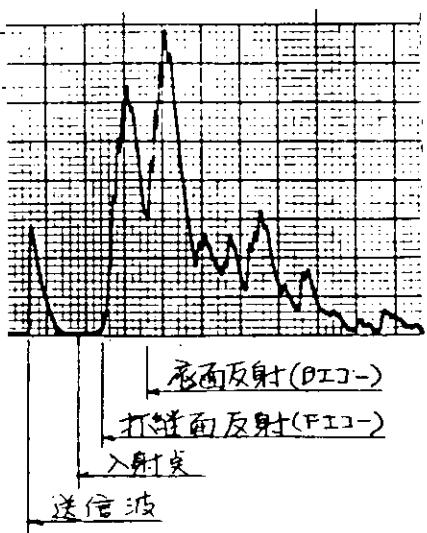


図 5.14 打継ぎ面および底面からの音波反射波形

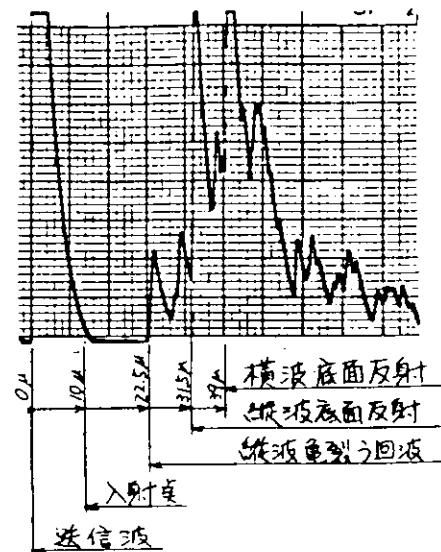


図 5.20 亀裂部を伝播する音波波形

表 5.3 亀裂の深度測定結果

[使用試験材 : A<sub>1</sub> および A<sub>2</sub> (板厚 = 30)]

[使用試験材 : A<sub>3</sub> および A<sub>4</sub> (板厚 = 50)]

亀裂深さ d mm	水平距離 L mm	伝播時間 T μsec	測定深さ d' mm	亀裂深さ d mm	水平距離 L mm	伝播時間 T μsec	測定深さ d' mm					
6	40	10	7.9	8	40	10	7.9					
	50	12	6.4		50	12	6.4					
	60	15	6.4		60	14.5	8.5					
	70	17	10.5		70	17	10.5					
	80	19	8.3		80	19	8.3					
	平均				平均							
10.5	40	10.5	10.5		90	22	3.7					
	50	12.5	9.9		平均							
	60	15	11.8		20	40	12.5					
	70	17.5	13.8		50	14	16.8					
	80	19	8.3		60	16	16.8					
	平均				70	19	21.1					
20	40	12.5	18.0		80	21	20.9					
	50	15	20.4		90	22.5	17.8					
	60	17.5	22.7		平均							
	70	18.5	18.9		30	40	17					
	80	21	20.9		50	18	29.5					
	平均				60	19	27.7					
60 試験機の音速 = 4.3 km/sec として 深さ d' を求めた。					70	20.5	26.8					
					80	22	25.2					
					90	25	29.4					
					平均							
					28.2							

## 6. フェロセメント船体模型の強度実験

### 6.1 序

フェロセメント船の波浪中での強度は、外板の耐水圧と骨組みの強度の2つの面から検討されるべきである。フェロセメント板の耐水圧に関しては、本報告の第4章に取り上げられている。本章では、骨組み構造の強度として特に横肋骨の強度を取り扱う。任意の波浪外力に対し横肋骨の強度を求めるためには、有効幅の外板を含む骨部材の強度を知る必要がある。そこで、基礎実験として、フレームのついたフェロセメント板体の曲げ強度を調べた。次にベンフォード型の漁船（52年度報告に示されている。）の代表的な横肋骨を幅400mmの外板と共に輪切りにし取り出し、船側外板に水圧を加える実験を行なった。<sup>\*</sup> 基礎実験（フレームつき板体の曲げ実験）の結果を用いて骨組み計算（Frame Analysis）と塑性関節法とにより強度解析を行ない、船体輪切り模型の実験結果と解析結果とを比較検討した。

### 6.2 基礎実験

#### 6.2.1 使用材料の強度

船体模型に用いた材料は、金網・鉄筋・モルタルの複合材料であるフェロセメントと、フレームに使用した鋼板であるが、それぞれの材料について、その基本的な材料特性を調べた。

##### (1) モルタルの強度

モルタルの基本的な材料特性を試験するために船体模型の打設時に同材料から図6.2.1の試験体を、それぞれの船体模型について表6.2.2に示す本数を同時作製した。

モルタルの混合・養生条件は、いずれの場合も表6.2.1の通りとした。

それぞれの試験から得られた圧壊応力 $\sigma_c$ と破断応力 $\sigma_t$ について平均値を表6.2.3に示す。 $\epsilon_c$ 、 $\epsilon_t$ はそれぞれ圧縮、引張の最終歪で $E_t$ は引張歪から換算したヤング率である。 $E_t$ の値は破断時までは一定であった。表6.2.3中で1Wと指示してあるもの以外は打設後4週から10週間後の試験強度である。1Wの圧壊強度からみて打設後1週間で期待強度の80～90%に達していると見られる。

モルタル板体の曲げ試験においては、打設時上向面を引張側とした場合には逆の場合より20%程度破断強度が低くなつたが表中では両者の平均値を示した。

圧縮時におけるヤング率Eの変化を図6.2.2に示す。横軸は圧縮荷重Pを圧壊荷重Pmaxで無次元化した。

##### (2) 鋼材の強度

ミルシートから得られた値と、日本セメントが行った鉄筋の引張試験結果とを表6.2.4に示す。

表6.2.1 モルタルの混合・養生条件

混 合	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )				W/C (%)	C/S (%)
	セメント C	水 W	細骨材 S	混和剤		
	648	235	1296	4.86	37	50
産 生	蒸気発生 15°C/h 上昇 → 60°C × 8 h → 室温 × 1 W					

\* フェロセメント船の肋骨には幾つかの異なる形式がある。本実験ではそれらの形式の中から代表的な2種を取り扱った。本章ではこの2種をSTEEL FRAMEおよびTRUSS FRAMEと呼ぶ。以下にその特徴を示す。

i) STEEL FRAME：鋼板を切り出してフレームを形成し、フレームに垂直に縦方向鉄筋を密接しフェロセメント製外板を打設したもの。図6.2.3(a)参照。

ii) TRUSS FRAME：外板とフレームをフェロセメントで形成したもの。帶板の面材と周方向鉄筋とをウェイグルにより結合しフレームの配筋とした。図6.2.3(b)参照。

表 6.2.2 モルタル試験体数

	圧 壊	割 裂	引 張	曲 げ
STEEL FRAME	9 1 W 3	6		4
TRUSS FRAME	9 1 W 3	6		2
PRECAST TRUSS FRAME	9 1 W 3	6	3 ( + 4 )	

1 W …… 1 週後強度用

表 6.2.3 モルタルの強度

		STEEL FR	TRUSS FR	PRECAST TRUSS FR
圧 壊	$\sigma_c$	( 1 W 557 ) 695	( 1 W 615 ) 705	( 1 W 593 ) 717
	$\epsilon_c$	3412	—	3606
割 裂	$\sigma_t$	43	42	42
	$\epsilon_t$	346	334	322
引 張	$\sigma_t$	—	—	39.0
	$\epsilon_t$	—	—	115
	$E_t$	—	—	3.43
曲 げ	$\sigma_t$	78	94	—
	$\epsilon_t$	250	258	—
	$E_t$	3.10	3.66	—

 $\sigma$  (kg/cm<sup>2</sup>) ,  $\epsilon$  ( $\mu$ ) ,  $E$  ( $10^5$  kg/cm<sup>2</sup>)

表 6.2.4 鋼材の強度

金 網	線径 1 mm, 目合 10 mm, $\sigma_y = 53$ , $\sigma_b$ (溶接点) = 29.2
鉄 筋	みがき棒鋼 (SWM), $\sigma_y = 49$ , $\sigma_b = 55$ , $E = 2.07 \times 10^4$
鋼 板	SS 41

 $\sigma$  ,  $E$  (kg/mm<sup>2</sup>)

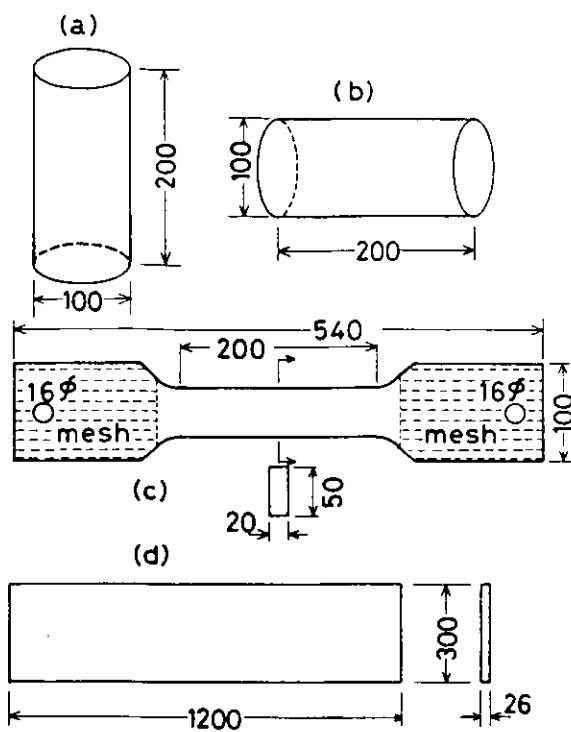


図 6.2.1 モルタル試験体  
 (a) 壓壊 (b) 割裂  
 (c) 引張 (d) 曲げ

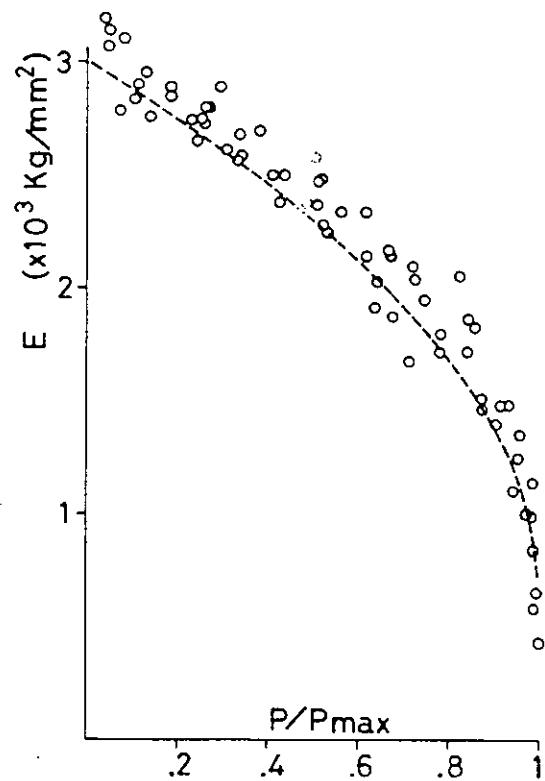


図 6.2.2 圧縮のヤング率

### 6.2.2 フレーム付き板体の曲げ強度

大型模型実験と強度解析とを比較検討するためには、強度解析に必要な幾つかの定数を大型模型の骨部材と同じ断面の試験体で求めておかなければならない。本節で述べる基礎実験は、大型模型の骨部材と同じ断面の試験体にモーメントを加えて以下に示す i) ~ v) の値を求めたものである。なおフレームつき板体のフレームは、横肋骨に板は外板に対応する。

- i) 曲げ剛性 (EI)
- ii) 中立軸位置 (N.A.; 外板外側からの距離)
- iii) 弹性限界モーメント (Me)
- iv) 水密限界モーメント (Mw; 外板が引張られている場合、外板にひび割れが貫通し、水漏れが予想される限界のモーメント)
- v) 崩壊モーメント (Mu)

#### (1) 供試体および実験条件

供試体はSTEEL FRAME, TRUSS FRAME(6.1節の注参照)およびPRECAST(TRUSS)FRAME\*の3種である。寸法および断面形状は、表6.2.5および図6.2.3に示す。

モルタルおよび鋼材の材料定数は6.2.1節に示されている。図6.2.3の斜線部には1 mm  $\phi$  10 mm間隔の溶接金網が2層ずつ配されている。配筋はフレームに垂直なものは50 mm間隔にフレームと平行なものは76 mm間隔とした。かぶりは3 mmである。これらの試験体は6.3.2節の実験に用いられた大型模型の肋骨と同一断面で外板に相当する部分を平板としたものである。

\* PRECAST (TRUSS) FRAMEの構造はTRUSS FRAMEと同じである。TRUSS FRAMEはフレームと板体とを一体としてモルタルの打設を行なうが、PRECAST (TRUSS) FRAMEではフレームをまず打設し、その後に外板の配筋およびモルタルの打設を行なう。

表 6.2.5 フレーム付き板体曲げ試験体の寸法

	H(mm)	t <sub>b</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
STEEL FRAME	133	26.0	5.9
TRUSS FRAME	130	26.0	23.6
PRECAST FRAME	131	26.4	22.1

モーメントは4点曲げにより加えた。図6.2.4に2つの曲げの方向(状態AおよびB)を示した。STEEL FRAME、TRUSS FRAMEおよびPRE-CAST(TRUSS)FRAMEの3種にそれぞれこの2方向のモーメントを加えるために、合計6体の試験体を作製した。

図 6.2.5 には実験の概念図を示した。図 6.2.5 には変位測定位置 (G) および歪測定位置が示されている。歪測定位置は試験体中央断面であり、同断面には図 6.2.6 に示される様に 10 枚の箔歪ゲージを貼り付けて軸方向歪の分布を計測するものとした。

## (2) 実験結果

(a) STEEL FRAME

STEEL FRAME板体のモーメント曲率関係を図6.2.7に示す。図中右側は図6.2.4の状態Aに対応し、左側は状態Bに対応する。図6.2.7の記号+は外板の両面の歪から、記号●はフレームの上端と外板外側との歪から、記号○のものである。図6.2.8はモーメントと中立軸位

図6.2.7を見ると、モーメントが0.09ton-m(状態A)あるいは0.075ton-m(状態B)を越えると、曲率が求め方によってばらついてくる。このばらつきの原因はモルタルに生じたひび割れと考えられる。ひび割れが生ずると、モルタルに貼附された歪ゲージは、

- i) ひび割れをまたぐ歪ゲージは過大な引張歪を
  - ii) ひび割れのそばではひび割れにより引張歪が開放されるため過小な歪を

それぞれ検出する事となる。状態Bの0.075ton-mと状態Aの0.09ton-mとの間ではひび割れは生ぜず曲げ剛性(EI)も $4.42 \times 10^{10} \text{ kg-mm}^2$ の一定値である。そこで0.09ton-m(状態A)および0.075ton-m(状態B)を弹性限界モーメント(Me)とした。

弾性限界以上にモーメントを加えると求め方により計算される曲率の値が異なる。状態Aでは外板外側が圧縮されておりこの部分にひび割れが生じる事がないので、フレーム上端と外板側の歪より曲率を求めるものとした。状態Bでは外板全域が引張られるため外板にはった歪ゲージの測定値を用いる事が出来ない。そこでフ

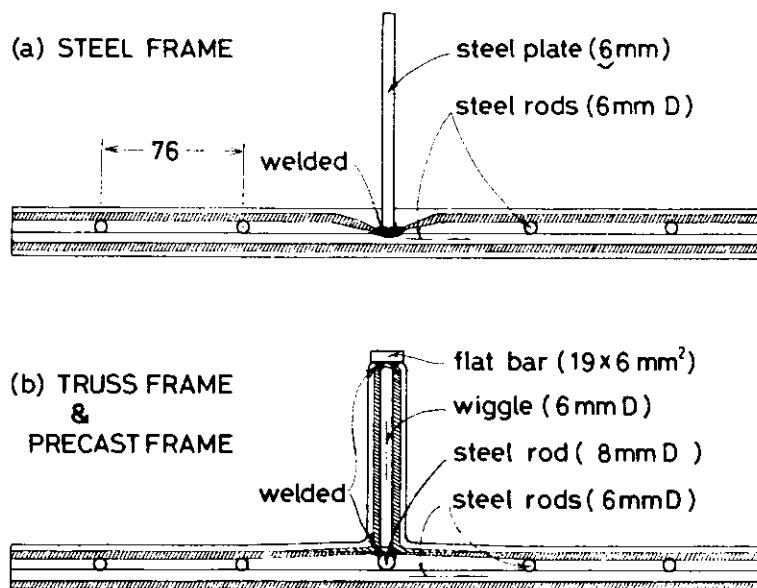


図 6.2.3 フレーム付き板体曲げ試験体の断面形状

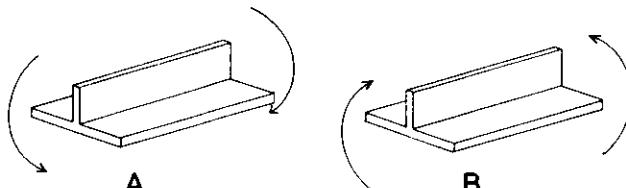


図 6.2.4 曲げの 2 方向（状態 A および B）

レーム上端と上端より50mmの位置での歪から曲率を求めた。(図6.2.7中の点線) この様に求められた曲率から弾性限界モーメントを越えた状態での曲げ剛性( $\tilde{EI}$ )を計算すると、状態Aでは $2.38 \times 10^{10} \text{ kg-mm}$ 、状態Bでは $2.55 \times 10^{10} \text{ kg-mm}$ となった。

状態Bにおいて弾性限界を越えると外板外側にひび割れが発生するが、金網や鉄筋でひび割れの進行が妨げられる。しかしある限界(水密限界)になるとひび割れが外板を貫通して外板内側に達する。外板内側の歪を観察し歪が急増したり、緩和したり(前述の(i)(ii))する限界を求めるに0.18ton-mであった。この限界での外板内側の歪はほぼ200μであった。そこで水密限界モーメント(Mw)を0.18ton-mとした。

図6.2.8に中立軸位置が示されている。弾性状態では検出される歪が小さいため中立軸位置の誤差が大きい。しかし弾性限界を越えると中立軸位置はひび割れ発生により急激な変化をする。図中の実線は実験結果より推定した中立軸位置である。

崩壊モーメント(Mu)は1.454ton-m(状態A)および0.900ton-m(状態B)であった。崩壊形式は状態Aではフレームの塑性流れ、状態Bではフレームの横倒れであった。図6.2.9に崩壊後の状態を示した。

#### (b) TRUSS FRAME および PRECAST FRAME

図6.2.10にモーメント曲率関係、図6.2.11にモーメントと中立軸との関係を示した。図6.2.10の中で記号○はTRUSS FRAME、記号●はPRECAST FRAMEである。STEEL FRAMEの場合と同様に弾性限界モーメント(Me)、水密限界モーメント(Mw)、崩壊モーメント(Mu)、曲げ剛性(EIおよび $\tilde{EI}$ )が求められた。

表6.2.6参照。

図6.2.10を見るとTRUSS FRAMEとPRECAST FRAMEでは曲げ剛性にあまり差はない。ただし、PRECAST FRAMEではモルタルの打ち継ぎ部が弱いためMe、Mw、Muの値は小さい。

図6.2.11に示されたモーメントと中立軸位置との関係はTRUSS FRAMEのものである。STEEL FRAMEの場合と同様に弾性限界を越すとひび割れが発生するため中立軸位置は急激に変化する。

図6.2.12に崩壊後の状態を示す。崩壊形式は状態Aではフラットバーの塑性流れ、状態Bではフラットバー直下のモルタルの圧壊である。

表6.2.6にフレーム付き板体の曲げ強度実験結果をまとめる。

表6.2.6 フレーム付き板体の曲げ実験結果

状態	モーメント (ton-m)			曲げ剛性 ( $\times 10^{10} \text{ kg-mm}$ )		
	Me	Mw	Mu	EI	$\tilde{EI}$	
STEEL FRAME	A	0.09	—	1.454	4.42	2.38
	B	0.075	0.18	0.900		2.55
TRUSS FRAME	A	0.09	—	0.808	4.36	2.99
	B	0.09	0.195	1.167		2.93
PRECAST FRAME	A	0.06	—	0.720	4.01	3.04
	B	0.045	0.12	1.110		2.70

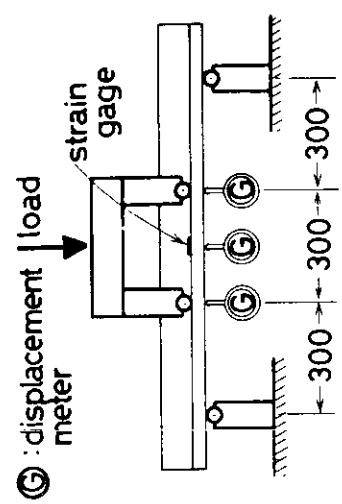


図 6.2.5 実験方法の概念図

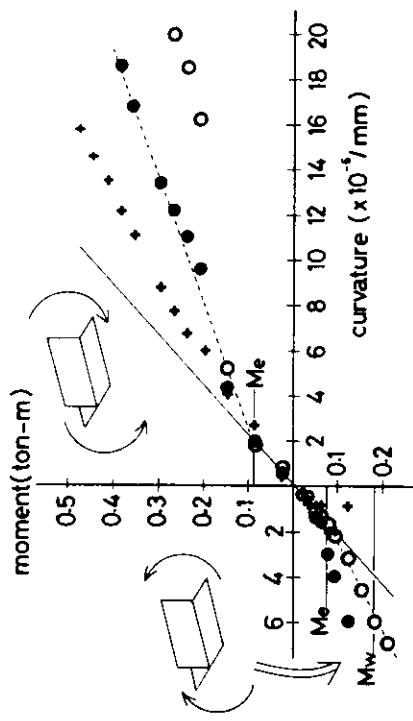


図 6.2.7 STEEL FRAME 板体のモーメント  
曲率関係

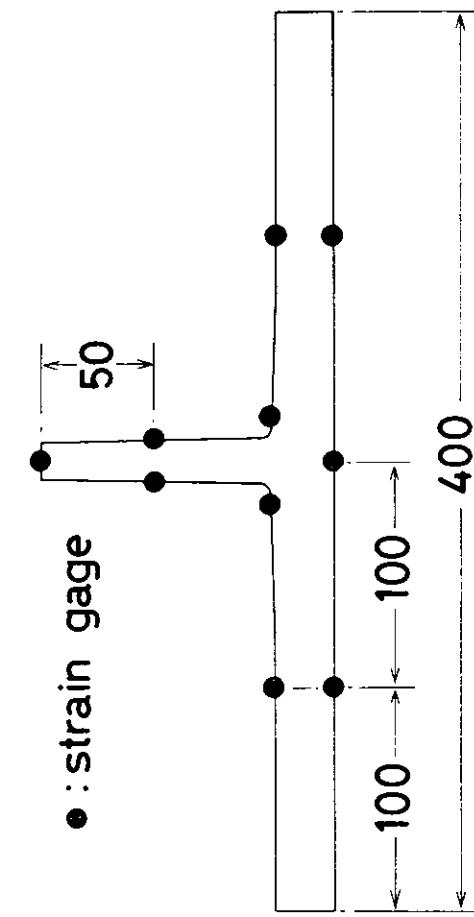


図 6.2.6 中央断面での荷重ゲージ位置

図 6.2.8 STEEL FRAME 板体のモーメントと  
中 Y 軸位置との関係

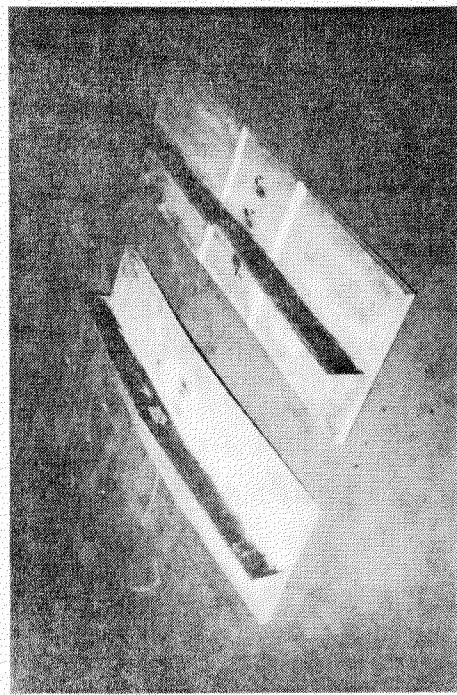
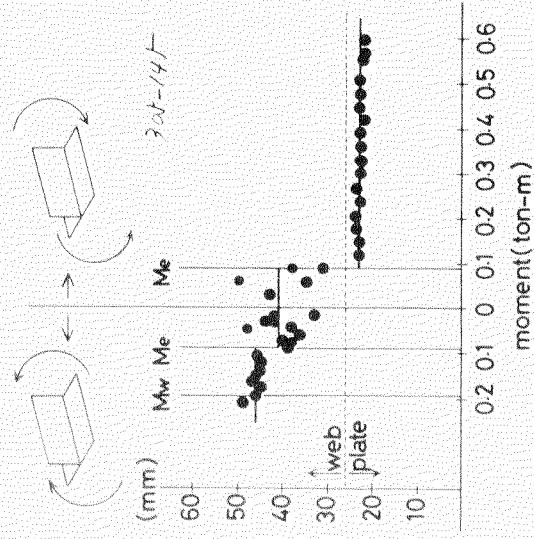


図 6.2.9 STEEL FRAME 崩壊形状



moment(ton-m)

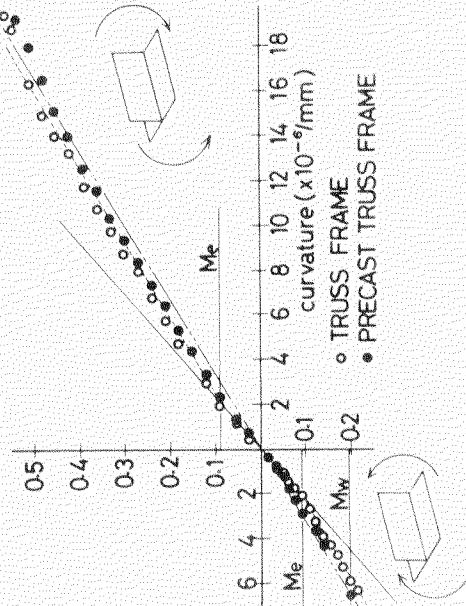


図 6.2.11 TRUSS FRAME 板体の  
モーメントと中立軸位置との  
関係

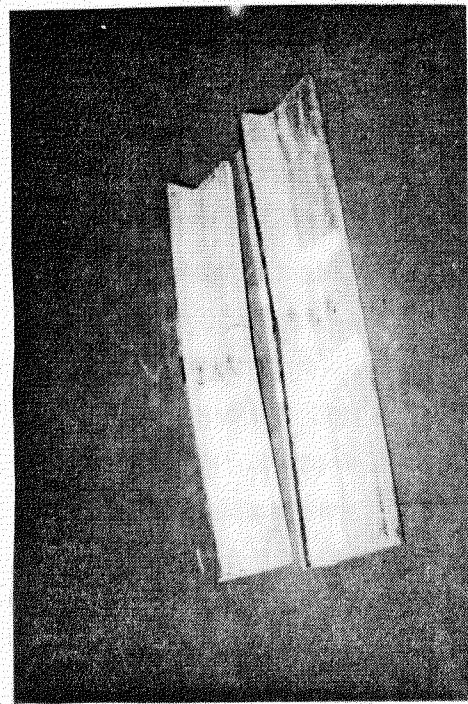


図 6.2.12 TRUSS FRAME 崩壊形状

図 6.2.10 TRUSS FRAME および PRECAST  
FRAME 板体のモーメント曲率関係

### 6.3 船体輪切り模型の水圧実験

代表的なフェロセメント製漁船の横肋骨を幅400mmの外板と共に輪切りにして取り出し、キールから甲板側端部まで水袋を用いて水圧を加える実験を行なった。水頭が甲板に達するまでは、実船の受ける静水圧を再現している。水頭が甲板を越えると実船では甲板にも水圧がかかるが、本実験では甲板に水袋を配していないため甲板には水圧がかからず実船とは異なる圧力分布となった。模型に以上述べた方法で水圧を加えて、模型の変形、歪の分布、骨組みの崩壊強度などを調べた。

#### 6.3.1 供試模型

52年度の報告に取り上げられたベンフォード型の漁船の代表的なフレーム形状を簡略化して、幅400mmの外板をつけた船体の輪切り模型を作製した。対称条件（次節に示す）を考慮して半幅の模型とした。図6.3.1に基準とした外板外側の面の形状寸法を示した。図6.3.2にフレームの形状を示した。フレームはその上端が外板外側の基準面から130mmとなる様にした。図6.3.2に示されているAおよびBの部分は、それぞれ船底横桁部と横肋骨との結合部および甲板側端部である。

模型はSTEEL FRAMEとTRUSS FRAMEそれぞれについて各2体作製した。それぞれの模型断面は船底横桁部と甲板側端部を除けば、図6.2.3に示されたものと同じである。図6.3.3にTRUSS FRAMEの配筋を示す。船底横桁部と甲板側端部はSTEEL FRAMEとTRUSS FRAMEとでは形状が異なる。図6.3.4にSTEEL FRAMEの船底横桁と横肋骨との結合部、図6.3.5にTRUSS FRAMEの同部分、図6.3.6にSTEEL FRAMEの甲板側端部、図6.3.7にTRUSS FRAMEの同部分を示した。外板の配筋は周方向鉄筋の間隔76mm、横方向（実船では長手方向）鉄筋の間隔は50mmである。

#### 6.3.2 実験装置及び荷重条件

実験装置に模型が設置された状態の写真を図6.3.8に、蓋を閉じて実験中の写真を図6.3.9に示す。模型は半幅のみを用い、対称条件から船体中心線上のうち船底部で固定とし、甲板部では水平方向変位と回転を拘束した。甲板部では上下方向変位のみ許し、同方向変位を円滑にするためにフラットペアリングを挿入した。

模型外板部のキールから甲板位置までにゴム製水袋を介して水圧を加えた。実験装置の水圧負荷系統を図6.3.10に示す。水頭が甲板高さに達するまでは水圧は三角形分布となるが、この段階における水圧の計測は主として水柱WHによった。水頭が甲板高さを越えてからさらに水道WまたはポンプPにより水圧を上げると、水圧増分については一様分布となる。この段階における水圧の計測は水圧計Mによった。

船体模型輪切りの端部は実験装置の壁面と接触するので、特に低負荷時においては壁面からの摩擦力の影響が大きくなる。この摩擦力が模型外板の変形を拘束するために、変形にガタができたり外板の歪分布を乱す可能性がある。この作用を減ずるために接触箇所にはテフロンシートを二重に敷いた。

変位計測位置を図6.3.11に示す。①は1方向、②は2方向（水平と垂直）の変位を計測した事を表わしている。模型の中心線から離れた位置での変位計測はワイヤーを介して行なった。同ワイヤーの案内をするカンチレバーの設置状況を図6.3.8で見ることができる。

歪の計測位置を図6.3.12～13に示す。図6.3.12に計測対象とした断面位置と、歪ゲージ貼付枚数を記号A、B、Cで示した。図6.3.13に各断面における歪ゲージの貼付位置と、枚数を示す記号A、B、Cの定義を示す。図6.3.13で番号11～17の歪ゲージはフレームと直角方向に貼ったものである。図6.3.12に示す断面以外においても、フレーム上端や外板外側に歪ゲージを若干追加して貼った。TRUSS FRAMEにおける歪の計測位置は、ガンネルコーナー部と船底横桁部で図6.3.12とややずれる以外はSTEEL FRAMEと同じである。

#### 6.3.3 実験結果

実験結果をSTEEL FRAMEとTRUSS FRAMEとに分け、さらにそれを水頭（W.H.）が甲板側端を越す以前と越した後とに分けて述べる。

## (1) STEEL FRAME

### (a) 三角形分布

水頭が甲板側端に達するまでは、水圧の分布形状は三角形である。モデルとした船の満載吃水は170cmである。水頭がキールから160cm(160cm W.H.と表わす。吃水160cmに相当する。)の時と水頭が甲板側端に達した時(214cm W.H.)について変位、歪およびモーメントの分布を示す。図6.3.14は変位分布図、図6.3.15はフレーム上端の歪分布図、図6.3.16は外板外側の歪分布図、図6.3.17は曲率よりモーメント分布を求めたものである。STEEL FRAME-1とSTEEL FRAME-2とは模型をつけた番号である。

図6.3.15および図6.3.16を見ると160cm W.H.では歪は滑らかな分布を示している。フレームは降伏しておらず外板にもひび割れは発生していないと思われる。船底横桁と横肋骨との結合部の外板に最もひび割れが生じやすいが、この部分の外板外側の歪も最大で $60\mu$ (STEEL FRAME-2)であり、この程度ではひび割れは生じない。しかし図6.3.17を見るとモーメントは船底横桁と横肋骨との結合部でごくわずかではあるが弾性限界を越えている。図6.3.17は歪より曲率を求め6.2節のモーメント曲率関係を用いてモーメントを計算したものであるが、この部分では船底横桁の影響により、梁理論の仮定が成立しない。そこでひび割れが生じていないにもかかわらず計算では弾性限界モーメントを越えたものと思われる。

STEEL FRAME-1は200cm W.H.で船底横桁と横肋骨との結合部の外板外側に歪の急変(6.2.2節(2)(a)のi)ii))が生じ、ひび割れが発生したと思われた。6.2.2節の実験および本実験における観察によれば、鋼板製のフレームと外板内側のモルタルとは早い段階で剥離し空隙が生ずる。その結果外板外側にひび割れが発生すると水密を保てなくなる可能性がある。

図6.3.15および図6.3.16を見ると214cm W.H.で船側中央部(キールから110cmの高さ)に幾分歪が集中はじめている。図6.3.17から船側中央部および甲板側端部が弾性限界を越えたためにこの部分に歪が集中しあじめた事がわかる。

### (b) 台形分布

水頭が214cm W.H.を越すと、側外板に加わる水圧の分布形状は台形となる。図6.3.18および図6.3.19はそれぞれSTEEL FRAME-1およびSTEEL FRAME-2の台形分布における代表的な変位分布を示している。

図6.3.20および図6.3.21にはそれぞれSTEEL FRAME-1およびSTEEL FRAME-2のフレーム上端の歪分布が示されている。図6.3.22および図6.3.23にはそれぞれSTEEL FRAME-1およびSTEEL FRAME-2の外板外側の歪分布が示されている。

これらの図を見ると225cm W.H.すなわち水頭が甲板側端部を少し越えるまでは歪は幾分集中しているが、ほぼ滑らかな分布をしており歪の値も小さい。しかし230cm W.H.以上になると歪は急速に増大し、船底横桁と横肋骨との結合部および船側中央部に歪が集中してくる。さらに水頭をあげると甲板側端部にも歪が集中してくる。歪ゲージの示指値の観察よりSTEEL FRAME-2でも225cm W.H.では船底横桁部の外板外側にひび割れが生じていると思われる。前にも述べた様に、鋼板製フレームと外板内側のモルタルとの間にはすでに空隙が生じている。そこでSTEEL FRAMEは225cm W.H.以上では水密を保たないとと思われる。

歪の集中している船底横桁と横肋骨との結合部、船側中央部および甲板側端部は塑性関節になると思われる。図6.3.24および図6.3.25にそれぞれSTEEL FRAME-1およびSTEEL FRAME-2の水頭増加に対する変位速度の分布を示した。これらの図を見ると、850cm W.H.までは船底横桁と横肋骨との結合部および船側中央部(キールから高さ110cm程度の位置)の2か所が塑性関節となっていると思われる。900cm W.H.以上では、さらに甲板側端部も塑性関節となり崩壊に至ることがわかる。図6.4.14に3つの塑性関節による崩壊の概念図が示されており、これは図6.3.24および図6.3.25の3ヒンジ状態をよく近似している。図6.3.26に崩壊後の甲板側端部を示した。最終的には甲板側端部の軸圧縮力をうけるフレームの横倒れにより崩壊している事が

わかる。

## (2) TRUSS FRAME

### (a) 三角形分布

図 6.3.27 に TRUSS FRAME - 2 の変位分布を 160 cm W.H. と 214 cm W.H. の場合について示した。図 6.3.28 および図 6.3.29 はそれぞれ TRUSS FRAME - 2 のフレーム上端および外板外側の歪分布である。図 6.3.30 に TRUSS FRAME - 2 のモーメント分布を示した。

図 6.3.28、図 6.3.29 および図 6.3.30 を見ると、160 cm W.H. では弾性限界を越えていないと思われる。214 cm W.H. では船底横桁と横肋との結合部の外板外側にはひび割れが生じていると思われる。図 6.3.30 ではこの部分のモーメントは弾性限界を越えていないが歪の測定値よりひび割れの発生を確認した。図 6.3.30 には 214 cm W.H. で船側中央部が弾性限界を越える事が示されている。これはフラットバー直下のモルタルにひび割れが入ったためである。図 6.3.5 に示されている様に TRUSS FRAME では船底横桁と横肋骨とのフラットバーは角ばって結合されている。そこでこの部分に歪が集中したため弾性限界モーメント（状態 B）は TRUSS FRAME の方が大きいにもかかわらず、外板外側にひび割れが発生する水頭は STEEL FRAME と TRUSS FRAME とあまり差がなかった。

### (b) 台形分布

図 6.3.31 および図 6.3.32 に TRUSS FRAME - 1 および TRUSS FRAME - 2 の変位分布を示した。図 6.3.33 および図 6.3.34 は TRUSS FRAME - 2 のフレーム上端および外板外側の歪分布である。

TRUSS FRAME の実験では上方向変位が予想以上であったため、水頭が甲板を越してから甲板側端部が治具に押しつけられた。図 6.3.31 および図 6.3.32 の中で大きな水頭では変位増加が小さいのはそのためである。甲板側端部が治具に押しつけられたためその部分に治具からの反力が加わり、荷重条件が STEEL FRAME と異なるものとなった。その結果、図 6.3.33 および図 6.3.34 を見ればわかる様にボトムトランスと横肋骨の結合部および船側中央部には歪が集中し塑性関節が生じていると思われるが甲板側端部は塑性関節とならない。船底横桁の面材と横肋骨のフラットバーとの交叉部でモルタルが圧壊した。図 6.3.35 に崩壊後の船底横桁と横肋骨との結合部を示した。

## (3) まとめ

図 6.3.36 に船側中央部（キールから高さ 110 cm の位置）の上方向変位の変化を示した。TRUSS FRAME ではどの時期に甲板側端部が治具に押しつけられるかで変形挙動が異なるため 2 つの模型で差が大きい。STEEL FRAME では 2 つの模型の変形挙動はよく一致している。

これを見ると 160 cm W.H. まではほとんど変形していない。200 cm W.H. を越えてから変形が大きくなっている。崩壊後の変形挙動は STEEL FRAME と TRUSS FRAME では著しく異なる。TRUSS FRAME はモルタルの圧壊が生ずるため部材断面積が減り崩壊後荷重に対する抵抗が減少する。しかし STEEL FRAME ではフレームの横倒れで崩壊するものの崩壊時も荷重は低下せず変形が進行する。表 6.3.1 に各模型の崩壊時の水頭を示した。

以上の実験結果と考察により、本章で取り上げたフェロセメント船体模型について以下の事がわかった。

- i) 満載吃水程度までは弾性挙動を示すと思われる。
- ii) 甲板が水をかぶりはじめるとき漏れの可能性が出てくる。
- iii) 水密限界を越えても相当大きな荷重にまで耐えられ変形量は大きく崩壊までに吸収するエネルギーは大きい。  
特に STEEL FRAME は崩壊荷重で変形が進行するため吸収エネルギーは大きい。

表 6.3.1 崩壊水頭

	STEEL FRAME	TRUSS FRAME	
	- 1	- 2	- 1
崩壊水頭 (cm W.H.)	1341	1167	1880

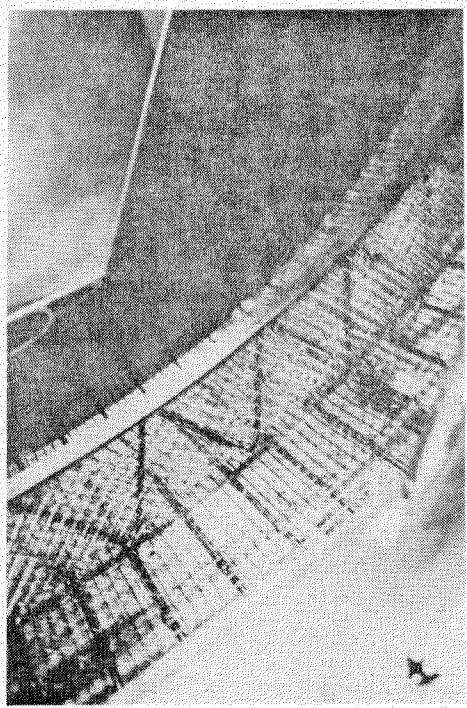


図 6.3.3 TRUSS FRAME の配筋

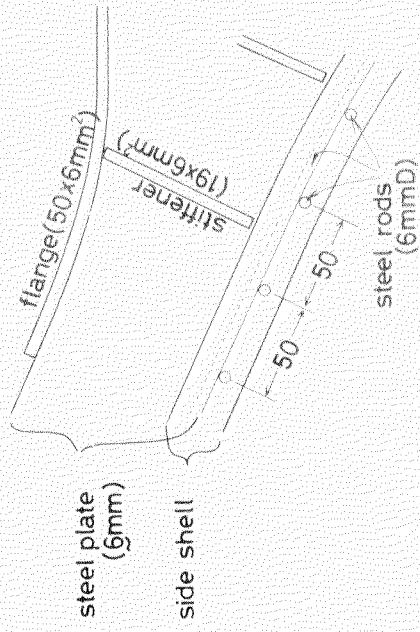


図 6.3.4 船底横骨と横肋骨との結合部(STEEL FRAME)

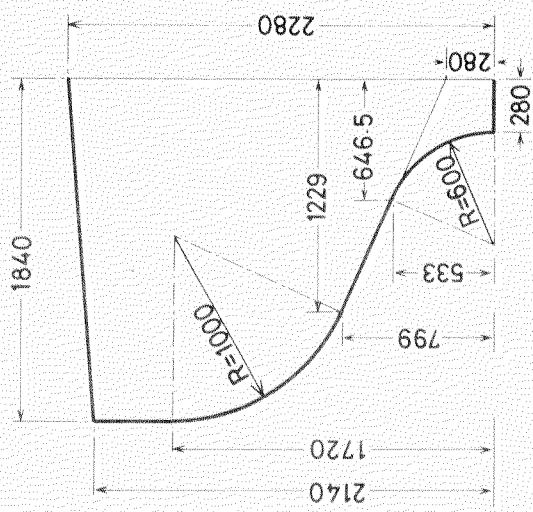


図 6.3.1 外板外側の形状寸法

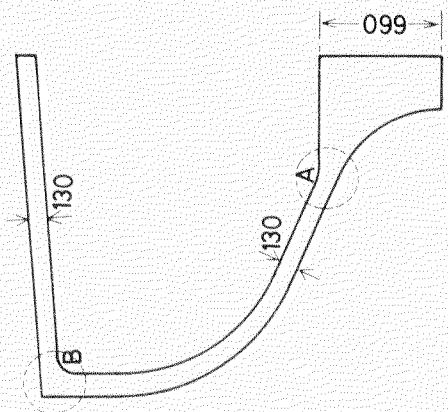


図 6.3.2 フレームの概形

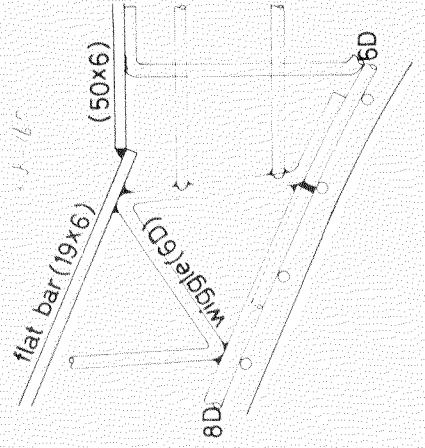


図 6.3.5 船底構筋と横助材との結合部 (TRUSS FRAME)

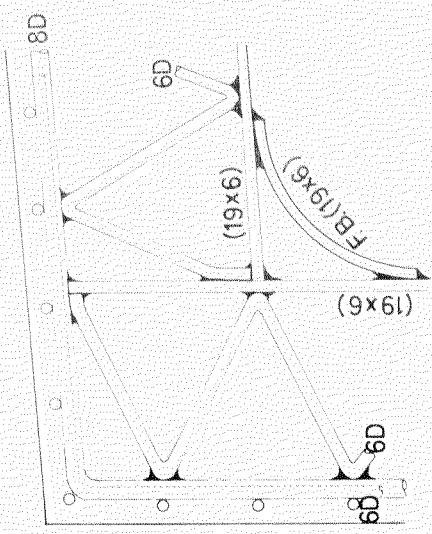


図 6.3.7 甲板側端部 (TRUSS FRAME)

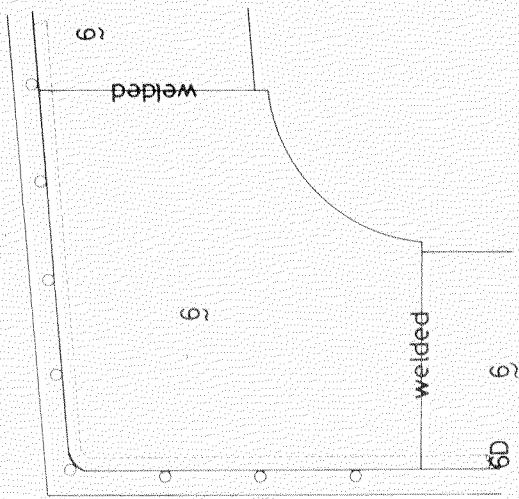


図 6.3.6 甲板側端部 (STEEL FRAME)

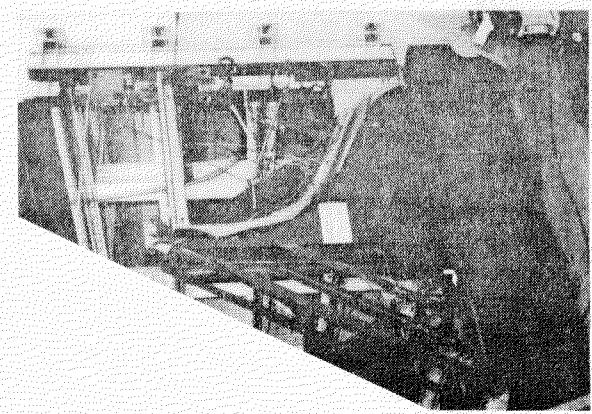


図 6.3.8 模型設置

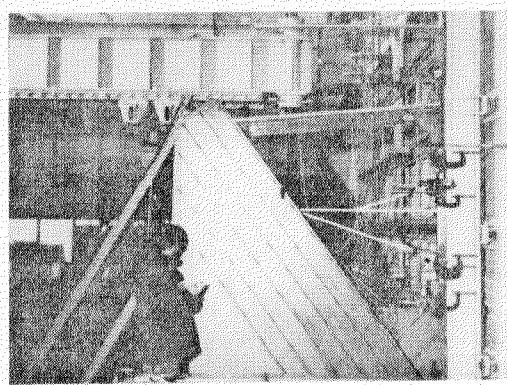


図 6.3.9 実験中

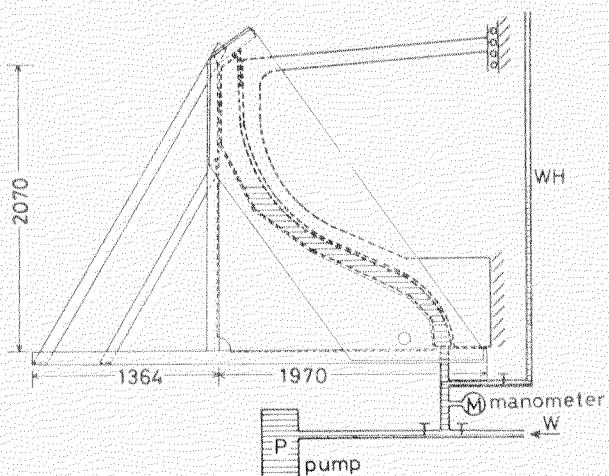


図 6.3.10 水圧負荷系統図

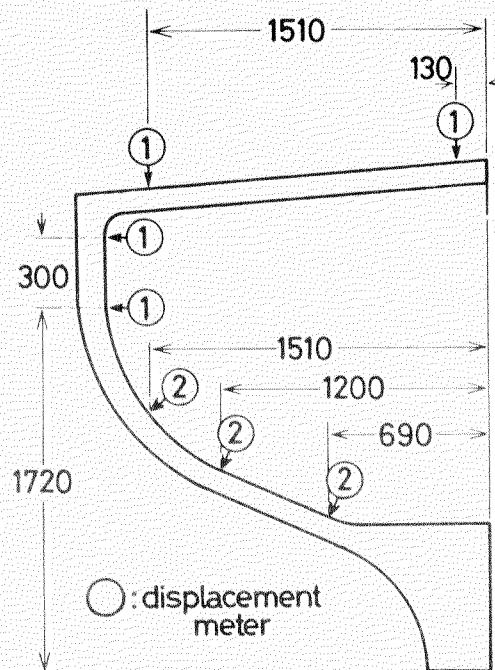


図 6.3.11 変位計測位置

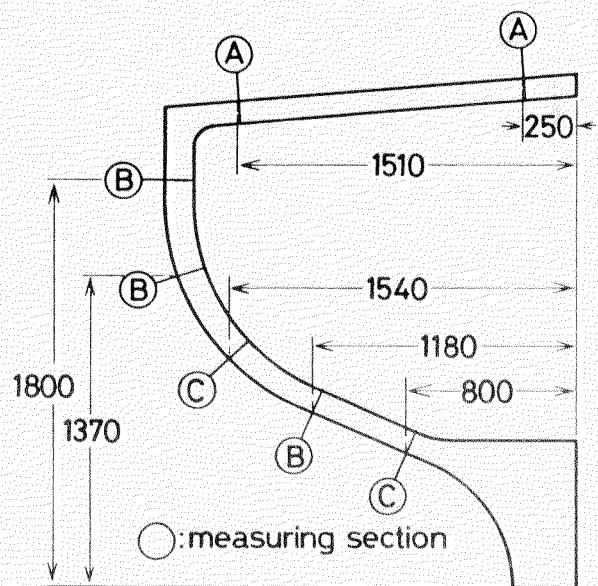


図 6.3.12 歪計測断面位置

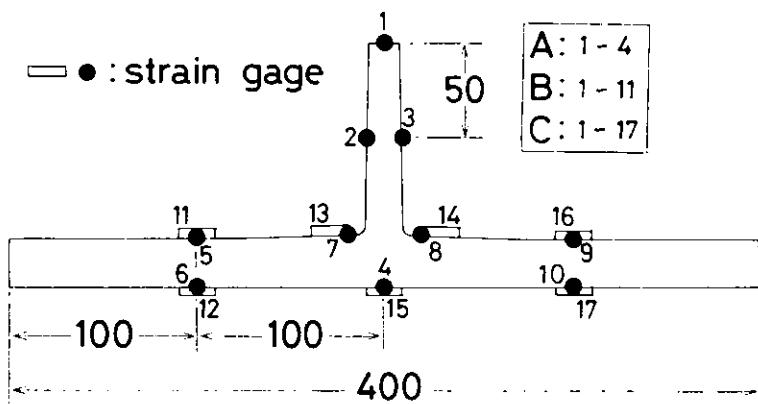


図 6.3.13 歪ゲージ貼付位置

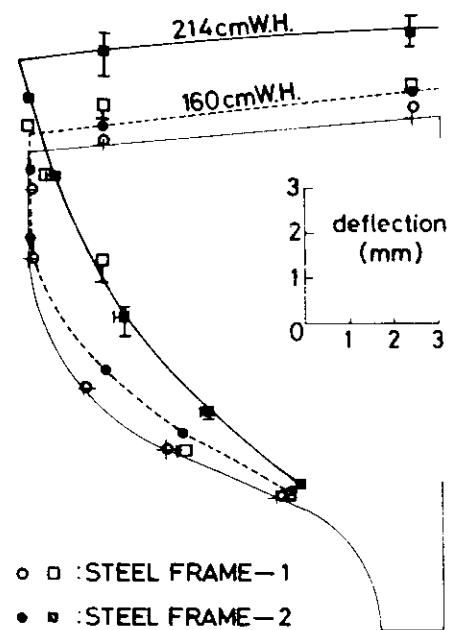


図 6.3.14 STEEL FRAMEの変位分布

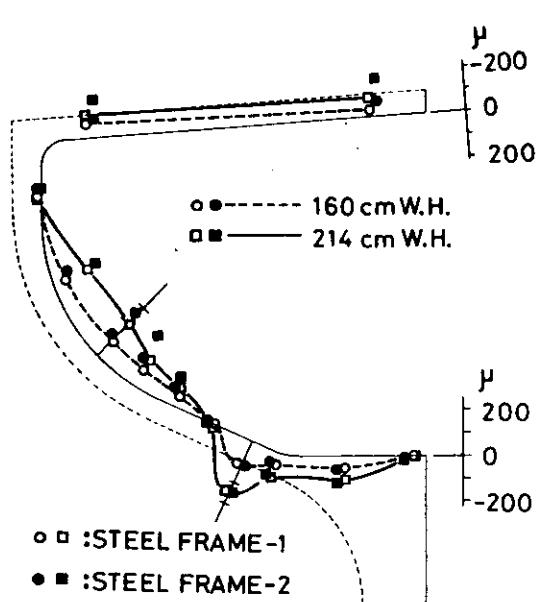


図 6.3.15 STEEL FRAMEのフレーム上端の歪分布

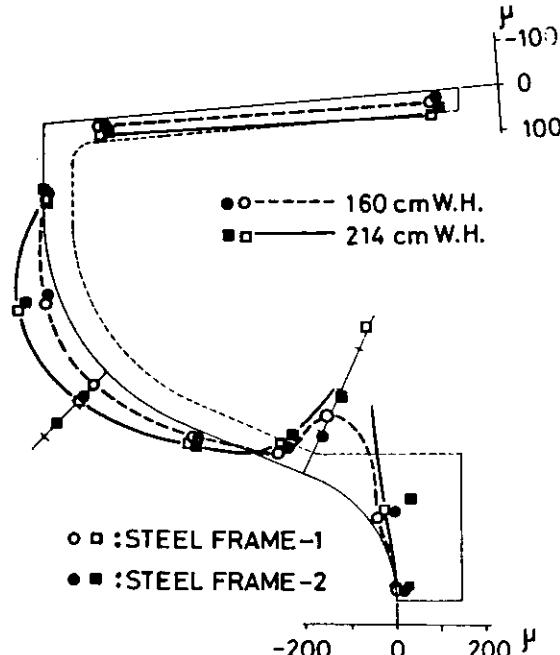


図 6.3.16 STEEL FRAME の外板外側の歪分布

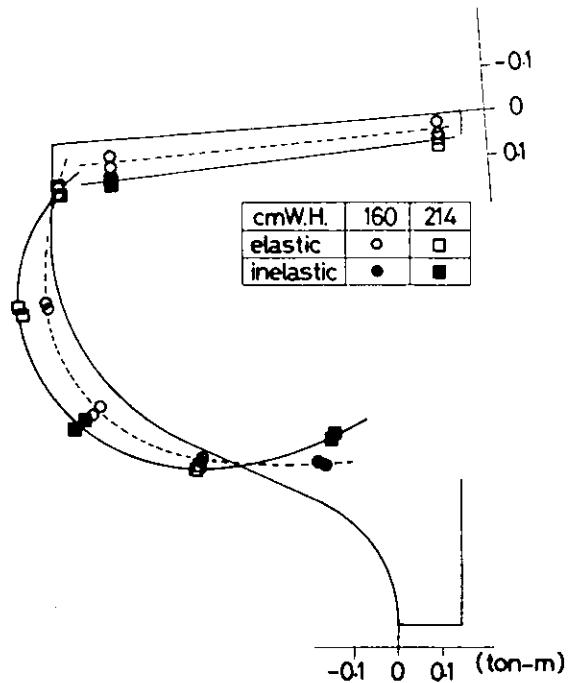


図 6.3.17 STEEL FRAME の  
モーメント分布

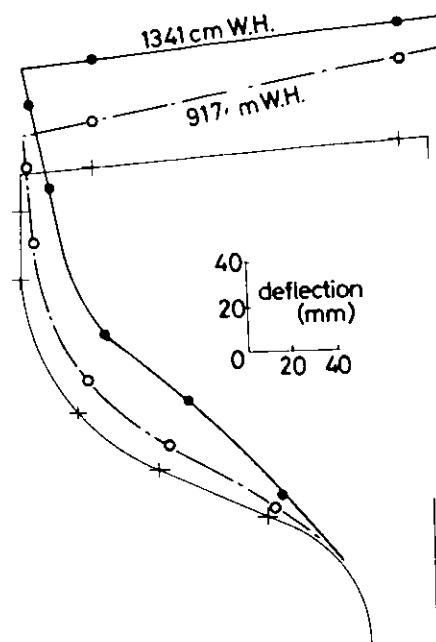


図 6.3.18 STEEL FRAME の  
変位分布

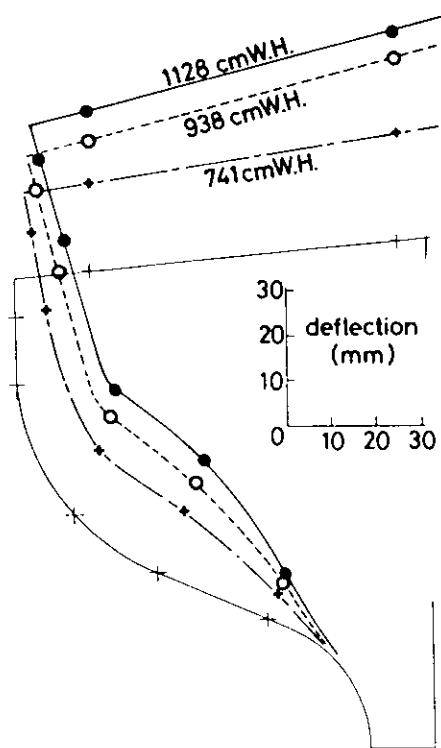


図 6.3.19 STEEL FRAME -2の  
変位分布

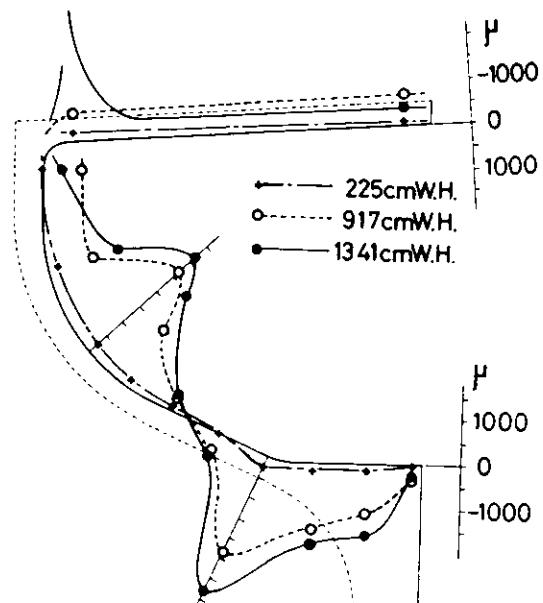


図 6.3.20 STEEL FRAME -1の  
フレーム上端の歪分布

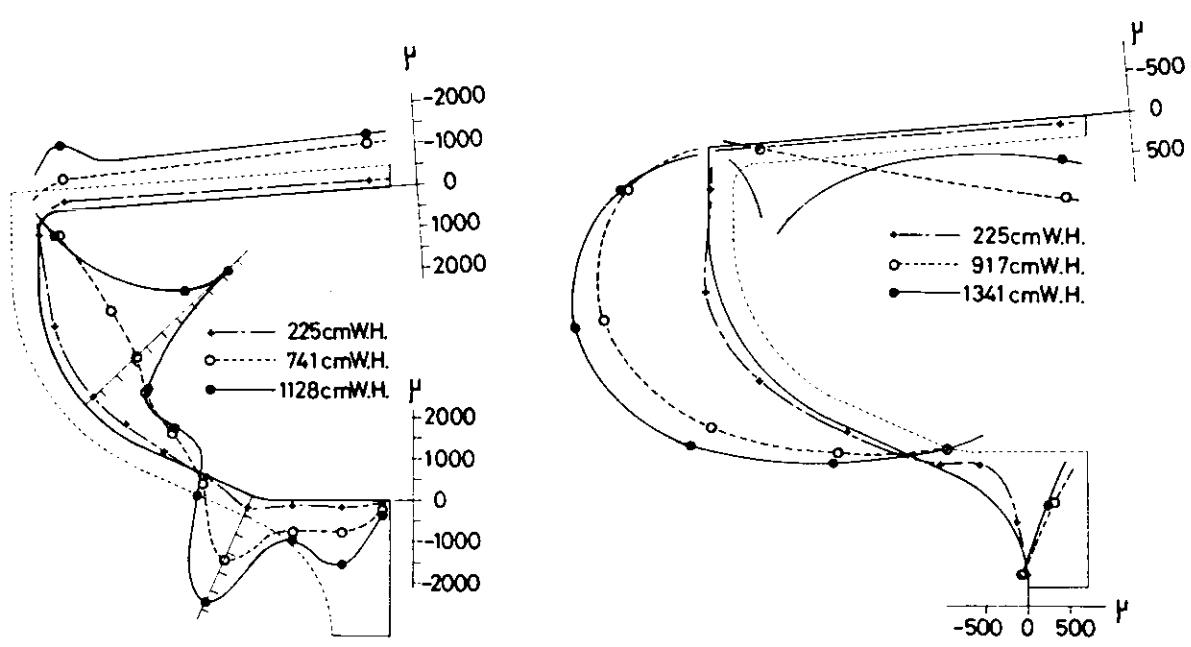


図 6.3.21 STEEL FRAME-2 の  
フレーム上端の歪分布

図 6.3.22 STEEL FRAME-1 の外板外側の歪分布

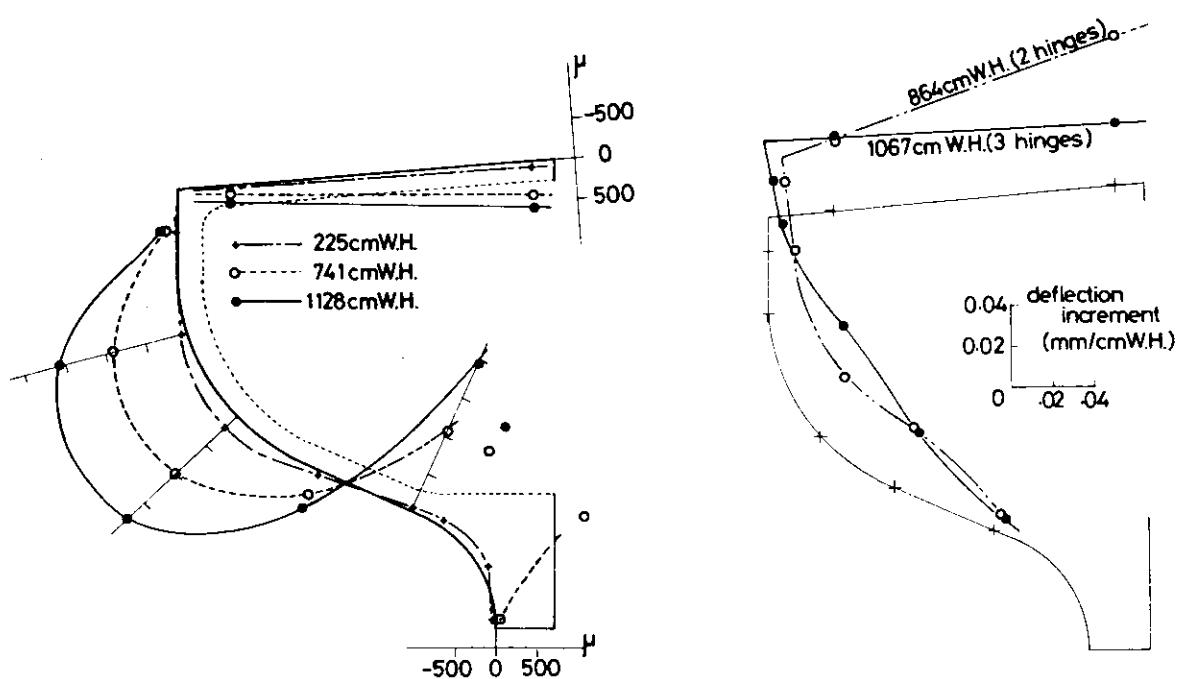


図 6.3.23 STEEL FRAME-2 の外板外側の歪分布

図 6.3.24 STEEL FRAME-1 の  
の変位速度分布

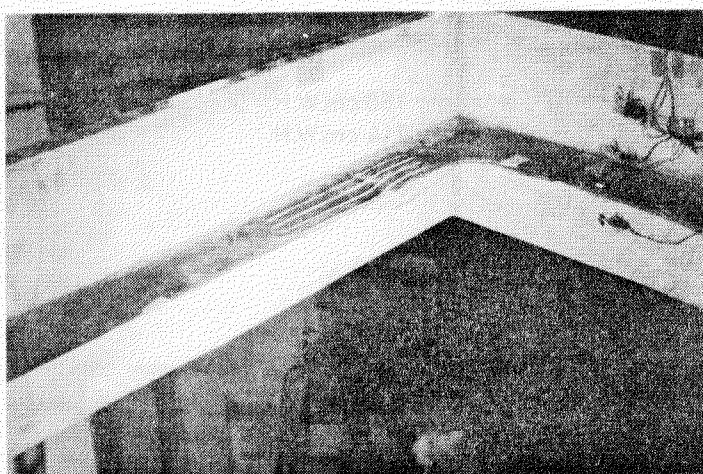
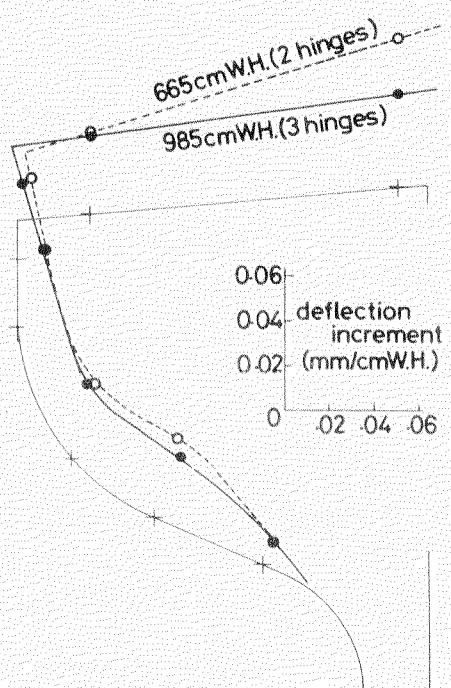


図 6.3.26 STEEL FRAME 崩壊後の甲板側端部

図 6.3.25 STEEL FRAME-2 の  
変位速度分布

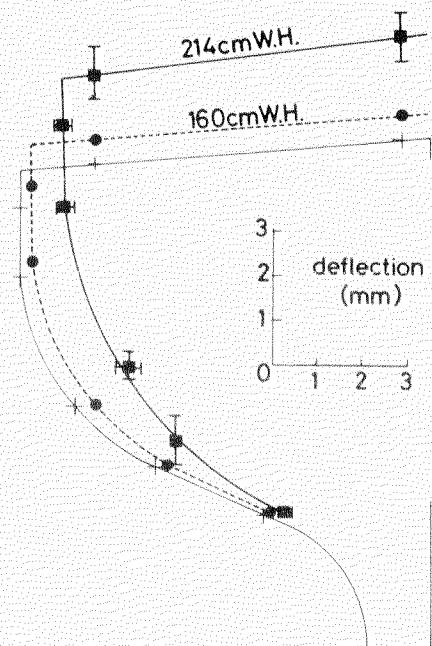


図 6.3.27 TRUSS FRAME の  
変位分布

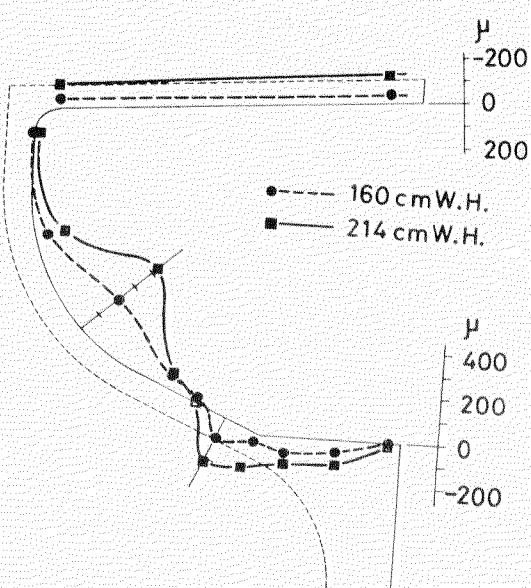


図 6.3.28 TRUSS FRAME のフレーム  
上端の歪分布

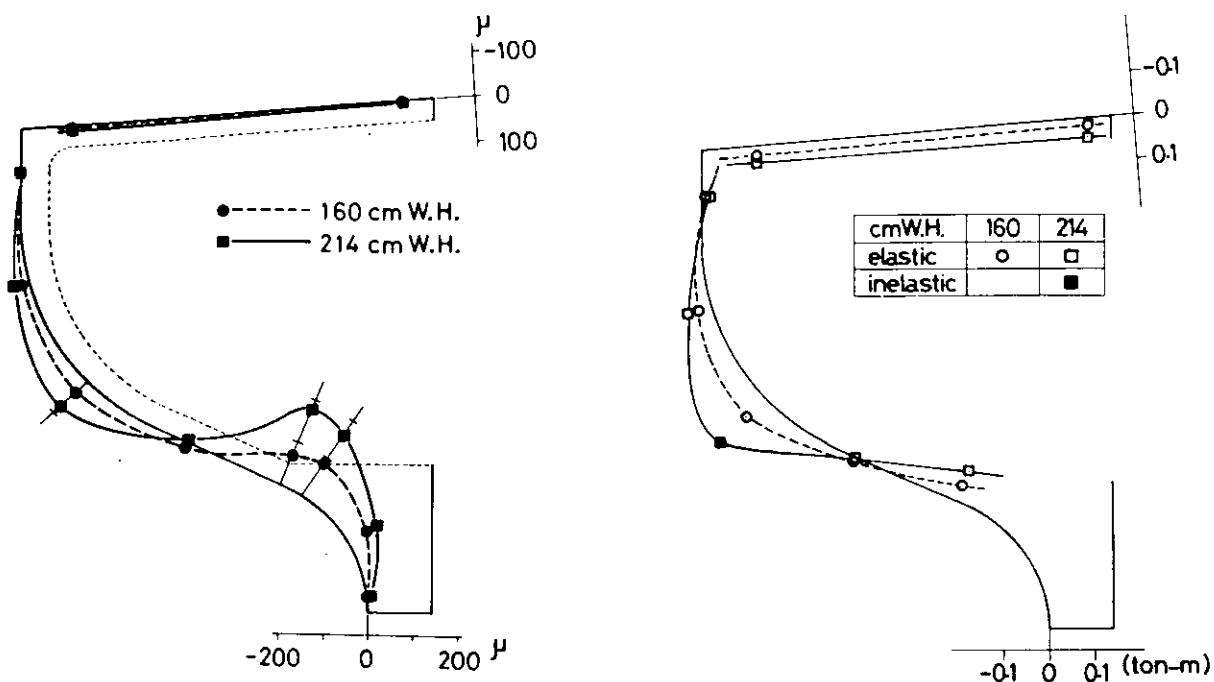


図 6.3.29 TRUSS FRAME の外板  
外側の歪分布

図 6.3.30 TRUSS FRAME の  
モーメント分布

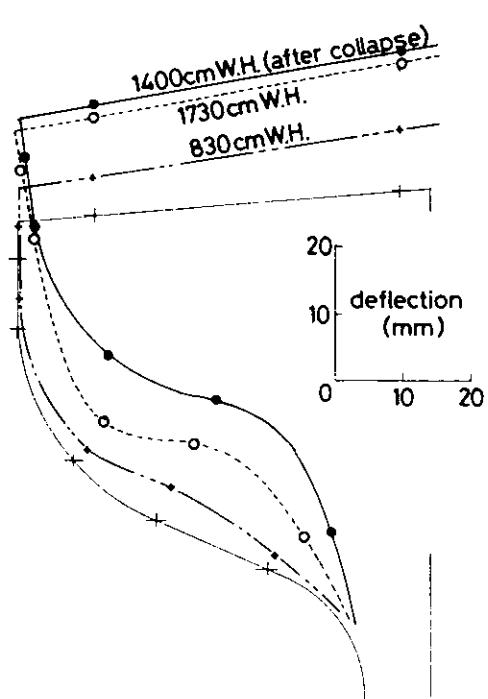


図 6.3.31 TRUSS FRAME-1 の  
変位分布

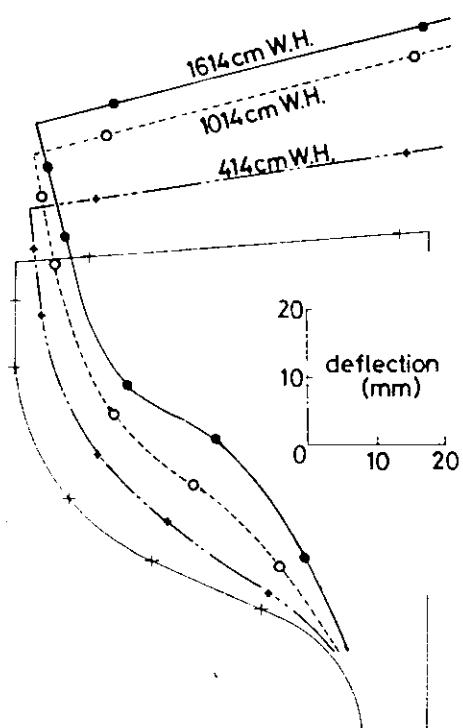


図 6.3.32 TRUSS FRAME-2 の  
変位分布

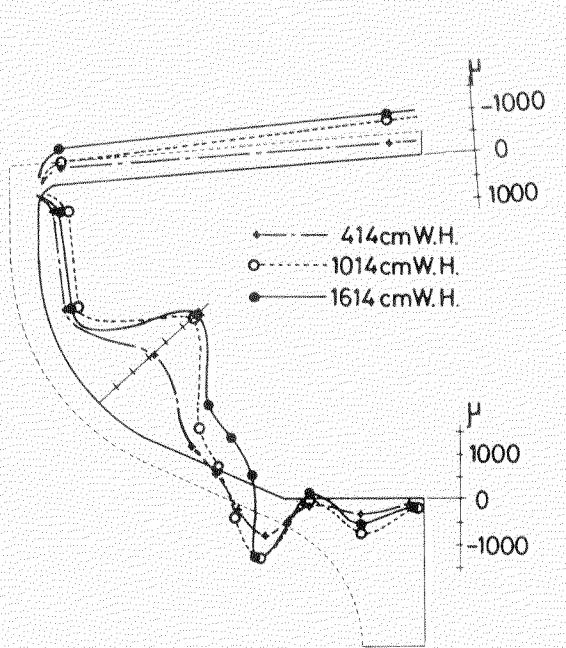


図 6.3.33 TRUSS FRAME-2の  
フレーム上端の歪分布

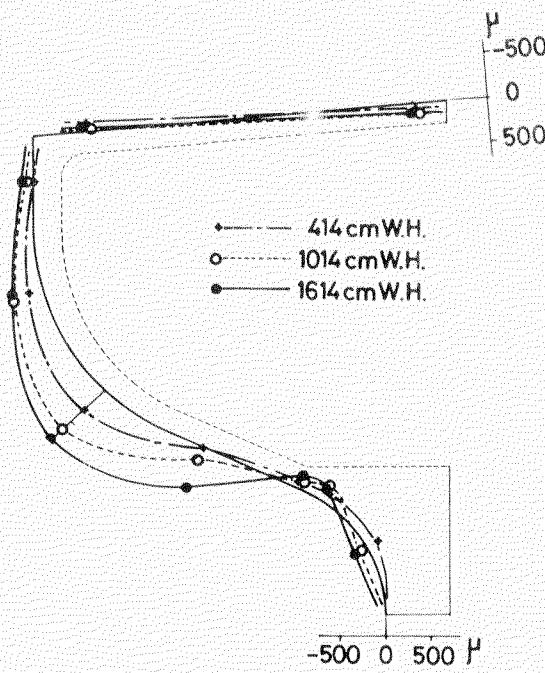


図 6.3.34 TRUSS FRAME-2の  
外板外側の歪分布



図 6.3.35 TRUSS FRAME 崩壊後のボトムransと  
横肋骨と結合部

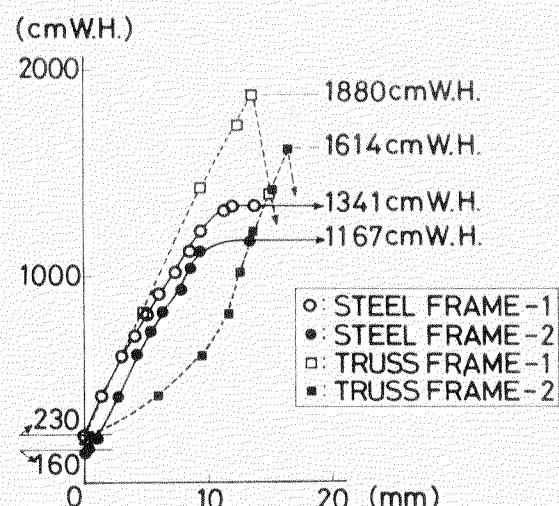


図 6.3.36 船側中央部の変位と水頭との関係

## 6.4 強度解析

### 6.4.1 フェロセメント船における限界状態

6.2.2節および6.3.3節の結果より、フェロセメント船の横肋骨は荷重が小さい時は弾性挙動を示すと考えられる。（図6.2.7および図6.2.10参照）荷重がある限界を越えると曲げ剛性は小さくなる。6.2.2節(2)(a)に述べた様にこの限界でひび割れが生じ中立軸位置が変化するものと思われる。この限界を弾性限界とする。

モルタルに引張応力を加えてゆき、ある歪の値に達すると切れる。表6.2.3を見るとモルタルの引張歪の限界は曲げで $250\mu$ 純引張で $100\mu$ 程度であるが、フェロセメントは鋼線とモルタルとの複合材料であり内部欠陥が生じやすいのでモルタルだけの場合より小さい引張歪でひび割れが生じる。フェロセメント船外板に引張応力がかかる時、外板の引張歪が全厚にわたってある限界（ひび割れが生ずる歪の値）を越えるとモルタルのひび割れが外板を貫通し水密を保てなくなる。この限界を水密限界とする。

以上に述べたフェロセメント船に特有な弾性限界と水密限界の外に構造物としての最終状態である崩壊も検討するべきである。すなわち以下に示す3つの限界状態を想定して強度解析を行なうものとする。

Ⅰ) 弾性限界 Ⅱ) 水密限界 Ⅲ) 崩壊

設計について考えるなら以上3つの限界状態の他に疲労限界も重要なものとして考慮する必要があるが、本章では取り扱わない。

### 6.4.2 強度計算

前節に定義した弾性限界と水密限界を求めるために、荷重増分法を用いた骨組計算により水密限界までの挙動を計算し、次に塑性関節法によりその崩壊強度を求めた。

#### 6.4.2.1 水密限界までの強度

##### (1) 計算法

模型全体を図6.4.1のように47の梁要素（139自由度）に分割し、荷重増分法を用いた平面骨組計算を行なった。最も一般的な梁要素である船側部と甲板部の一様断面部分は6.2.2節のフレーム付き板体と同じ断面であるので6.2.2節の実験結果を参考にして以下の手順により表6.4.1のような断面定数や限界値を与えた。

曲げ剛性(EI)と中立軸位置(y)については弾性、非弾性域共に実験値をそのまま採用した。弾性限界と水密限界については、曲げに対する表6.2.6の限界値(M<sub>e</sub>, M<sub>w</sub>)を参考にして、一般に曲げモーメントと軸応力の双方を受ける場合の限界値を次のように設定した。弾性限界および水密限界を支配するのはモルタルのひび割れである。そこで表6.2.6に示されている弾性限界モーメント(M<sub>e</sub>)を(6.4.2)式および(6.4.3)式により弾性限界歪(ε̄<sub>FI</sub>, ε̄<sub>S</sub>)に換算した。

$$\text{状態A(STEEL FR)}; \bar{\epsilon}_F = M_e(h-y)/EI \quad (6.4.1)$$

$$\text{状態A(TRUSS FR)}; \bar{\epsilon}_{FI} = M_e(h-t-y)/EI \quad (6.4.2)$$

$$\text{状態B}; \bar{\epsilon}_S = M_e y/EI \quad (6.4.3)$$

図6.4.2に示すように、ε̄<sub>FI</sub>はTRUSS FRAMEにおけるフラットバー直下のモルタルのひび割れ歪であり、ε̄<sub>S</sub>は外板外側のひび割れ歪である。そこで梁材が曲げモーメントと軸応力を受ける場合にも両者による歪の合計に対して上記の弾性歪限界値(ε̄<sub>FI</sub>, ε̄<sub>S</sub>)を適用した。STEEL FRAMEが状態Aの曲げモーメントを受ける場合には引張歪は鋼板部に生ずるが図6.2.7の実験結果より(6.4.2)式のかわりに(6.4.1)式を用いて、フレーム上端の引張歪ε<sub>F</sub>(図6.4.2参照)でTRUSS FRAMEの場合と同様に弾性限界を定義した。

外板の弾性限界歪ε̄<sub>S</sub>は、表6.2.3の破断歪(ε<sub>t</sub>)に比べて小さな値となっている。その理由は、実際の梁材ではフレーム直下付近の歪が(6.4.2)式の換算値より部分的に大きくなること、フレームの押し込みや鋼材との間の内部欠陥などにより割れやすくなるためであると考えられる。

軸方向剛性EAは、弾性域においては表6.4.1の計算値を用いた。同計算値は梁材の全断面が有効であるとし

表 6.4.1 骨組計算に用いた断面定数

模 型		STEEL FRAME		TRUSS FRAME	
モーメント方向		A	B	A	B
弾 性	EI	$4.42 \times 10^{10} \text{ kg} \cdot \text{mm}^2$		$4.36 \times 10^{10} \text{ kg} \cdot \text{mm}^2$	
	EA	$4.98 \times 10^7 \text{ kg}$		$4.53 \times 10^7 \text{ kg}$	
	y	39 mm		41 mm	
弾性限界歪		$\bar{\epsilon}_F = 185 \mu$	$\bar{\epsilon}_S = 66 \mu$	$\bar{\epsilon}_{FI} = 171 \mu$	$\bar{\epsilon}_S = 85 \mu$
$\epsilon_{SI} < 200 \mu$	$\tilde{EI}$	$2.38 \times 10^{10}$	$2.55 \times 10^{10}$	$2.99 \times 10^{10}$	$2.92 \times 10^{10}$
	$\tilde{EA}$	$4.98 \times 10^7$	$3.42 \times 10^7$	$4.0 \times 10^7$	$3.0 \times 10^7$
	$\tilde{y}$	39~22	50	23	46
計算値 (全断面有効)	EI	$5.34 \times 10^{10}$		$5.29 \times 10^{10}$	
	EA	$4.98 \times 10^7$		$4.53 \times 10^7$	
	y	30.2		28.2	
	$E_c(\text{モルタル}) = 3 \times 10^3 \text{ kg/mm}^2, E_s(\text{鋼材}) = 2.1 \times 10^4 \text{ kg/mm}^2$				

て、モルタルと鋼材それぞれのヤング率( $E_c, E_s$ )を考慮した合成法により求めた値である。弾性限界を越え、かつ水密限界以下の非弾性域では、引張側モルタルの半分が無効として求めたEAの計算値を用いた。実際に船体模型の受ける軸応力は小さいので、EAの評価は計算精度上あまり重要ではない。

水密限界とは外板の全厚にひび割れが貫通する限界である。そこで曲げモーメントと軸応力を受ける梁材の水密限界を外板全厚において引張歪がある限界値( $\bar{\epsilon}_{SI}$ )を越す段階であると定義した。この歪の限界値は表6.2.3のモルタルの破断強度と表6.2.6の水密限界モーメントの両者を参考にして $\bar{\epsilon}_{SI} = 200 \mu$ とした。その結果計算上は、外板の内側の歪 $\epsilon_{SI}$ (図6.4.2参照)が、船底または船側においてどこか1箇所でも $200 \mu$ に達したときが水密限界となる。

上記一様断面部以外の梁要素は、曲げ剛性が一般の梁要素の10~20倍の剛な要素として扱った。

## (2) 計算結果

水頭が160 cm(満載喫水付近), 214 cm(甲板側端)におけるSTEEL FRAMEの変形、曲げモーメント・軸力分布、フレーム上端歪分布、外板外側歪分布の計算値を実験値(EXP)と共に図6.4.3~6.4.7に、TRUSS FRAMEについても同様に図6.4.8~図6.4.12に示す。歪については計算上の水密限界水頭における分布も示した。

歪分布の図中には(1)で定義した各模型の弾性限界歪( $\bar{\epsilon}_S, \bar{\epsilon}_F, \bar{\epsilon}_{FI}$ )を波線で示した。歪値がこの波線を越える個所の梁材は弾性限界を越えたものとして取り扱われている。ただし $\bar{\epsilon}_{FI}$ はフレーム上端の歪ではない(図6.4.2参照)。したがって図6.4.11に示す弾性限界は近似値を示したものである。

両模型とともに水頭160 cmにおいて船底横桁近傍の一部で外板外側が弾性限界歪を越えている(図6.4.7, 図6.4.12参照)。水頭214 cmにおいては上記非弾性域が広がるとともに船側中央部においても弾性限界を越す部分が広がっている(図6.4.6, 図6.4.11参照)。弾性限界を越えると断面剛性が小さくなるので曲げによる歪が急増する。特に引張側では断面剛性の低下と中立軸移動の影響から歪増加が著しい。ただしモルタルが引張歪を受けて弾性限界を越える場合は、実験ではひび割れが生じるので計算上の引張歪は歪ゲージの指示値とは対応しない。

STEEL FRAMEとTRUSS FRAMEの特徴を比較する。

i) 曲げモーメントや軸力の分布と変形形状にはほとんど差が無い。

ii) 弹性限界と水密限界の水頭は以下のようになつた。

弾性限界	水密限界
STEEL FRAME	160 cm W.H.
TRUSS FRAME	150 cm W.H.

(図 6.4.13 参照)

iii) 船底横桁近傍の外板外側における引張歪の分布形状は TRUSS FRAME の方が急峻であり、かつ最大値も大きい。

STEEL FRAME では船底横桁の面材が船側フレームの方に張り出している(図 6.3.4 参照)ので、その部分の剛性が大きくなる。そのために同箇所における外板外側の歪が緩和され iii) のような差が生じた。

各模型において最も早く弾性限界を越えるのは船底横桁近傍の船側外板部であり、最も早く水密限界に達するのも同位置である。各模型の最も早く水密限界に達した外板の位置(W)を図 6.4.7 と図 6.4.12 に示した。また同位置(W)における水頭と曲げモーメントの関係を図 6.4.13 に示す。図 6.4.13 において弾性限界のモーメントが表 6.2.6 と若干異なるのは、骨組計算において弾性限界の判定を要素の平均歪で行なっているためである。

軸応力のみによる歪を計算してみると、214 cm W.H. のとき船側で約 1 μ, 甲板で -4 μ と小さかった。したがって船側においては軸力を無視してもさしつかえなかったと思われる。

#### 6.4.2.2 崩壊強度

図 6.3.24 および図 6.3.25 に示されている 3 ヒンジ状態での変位速度分布を簡略化すると、図 6.4.14 となる。塑性関節は船底横桁と横肋骨との結合部 a, 船側中央部 b および甲板側端部 c にある。

船側外板に加わる水圧は図 6.4.15 に示される台形状に分布している。本節で用いる解析法で有効な外力は外板 B D (図 6.4.14 では塑性関節 a から c ) にかかる水圧である。この部分の水圧分布を一様水圧 P と近似する。(図 6.4.15 の斜線部) その時の水頭はキールから  $P + 134$  cm である。

図 6.4.14 の外板 a から c に前述の水圧 P が加わっており関節 a b c でのモーメントがそれぞれ  $M_1 M_2 M_3$  とする。この時図中点線で示した様に変形するモーメントを求める。

外力仕事は、圧力 P により a b c が a' b' c' と変形させられた仕事であり曲線 abcc' と ab'c' とに囲まれた面積を S とすれば  $SBP$  ( $B$  は外板の幅、本章の実験では  $B = 400$  mm) となる。今 a から c までの外板の長さを L, a から b までを  $\beta L$  とする。(図 6.4.14 参照)。

$$\text{外力仕事} = SBP = \frac{BL^2}{2} (\beta^2 \theta_1 + (1 - \beta)^2 \theta_2) P$$

一方内部仕事は関節 a b c のモーメントと回転角により表わされる。

$$\text{内部仕事} = M_1 \theta_1 + M_2 (\theta_1 + \theta_2) + M_3 \theta_2$$

エネルギーバランスと  $\theta_1 \theta_2$  の任意性により

$$\frac{BL^2}{2} \beta^2 P = M_1 + M_2, \quad \frac{BL^2}{2} (1 - \beta)^2 P = M_2 + M_3 \quad (6.4.4)$$

が得られる。(6.4.4) 式を解いて  $\beta$  と P が求められる。

$$\beta = \frac{(M_1 + M_2)^{1/2}}{(M_1 + M_2)^{1/2} + (M_2 + M_3)^{1/2}} \quad P = \frac{2}{BL^2} \left\{ (M_1 + M_2)^{1/2} + (M_2 + M_3)^{1/2} \right\} \quad (6.4.5)$$

関節 a および c は図 6.2.4 における状態 B であり関節 b は状態 A である。

そこで  $M_1$  と  $M_3$  とが等しいとして  $M_B$  とおき  $M_2$  を  $M_A$  とすれば、(6.4.5) 式の  $\beta$  は 0.5 となり P は (6.4.6) 式となる。

$$P = \frac{8(M_A + M_B)}{BL^2} \quad (6.4.6)$$

#### (a) STEEL FRAME

表6.2.6よりSTEEL FRAMEの崩壊モーメント  $M_u$  の値は 1.454 ton-m (状態 A) および 0.900 ton-m (状態 B) である。  $M_A$  および  $M_B$  にそれらの値を用い、  $B = 400 \text{ mm}$ ,  $L = 2130 \text{ mm}$  を (6.4.6) 式に代入すると  $P$  は 997 cm W.H. に相当する圧力となる。図6.4.15に示した様にキールからの水頭は  $P$  に 134 cm 加えたものであるから、STEEL FRAME の崩壊水頭は 1131 cm W.H. となる。

#### (b) TRUSS FRAME

表6.2.6より  $M_A = 0.808 \text{ ton-m}$ ,  $M_B = 1.167 \text{ ton-m}$  として STEEL FRAME の場合と同様に計算を行うと崩壊水頭は 1004 cm W.H. となる。

### 6.4.3 実験結果との比較検討

#### (1) モルタルの引張歪

骨組計算において曲げを受ける梁材の断面は中立軸と直交し平面を保つと仮定されるので断面各位置の歪は中立軸からの距離に比例した値として算出される。しかし実験ではモルタル部の引張歪がある大きさになるとひび割れが生じて、曲げの中立軸が移動すると共に断面剛性が低下する。その結果ひび割れの上をまたいでいる歪ゲージからは過大な引張歪が検出される。

一方、ひび割れが生ずると付近のモルタルの引張歪は弛緩されるので、ひび割れ近傍の歪ゲージの指示値は小さくなる。いずれにしても弾性限界を越えたモルタルに貼られた歪ゲージの値は計算値とは異なる。

一方上記のような歪ゲージの挙動から付近のモルタルのひび割れ発生を推定することができる。

#### (2) 歪分布

船底横桁近傍の歪は外板、フレーム共に計算値の方がかなり大きいが、その原因は(3)で検討する。

甲板部の歪は実験値の方がやや大きいが、これは実験において低水頭 (225 cm以下) 時に甲板中央部がフランジアーリングから離れないようにワイヤーで水平方向に押さえ込んだために、幾分垂直変位を拘束してしまったためである。甲板側端部付近の曲げモーメントがそのために特に過大になった。

計算では船底横桁部を剛に評価しすぎたために船側部において曲げ歪のピーク位置が実験結果より上にずれている。

以上の点を除けば計算結果と実験結果は良く一致している。

#### (3) 船底横桁の剛性評価の影響

実験によると、船側の撓みはいずれの模型においても骨組計算による値より大きい。その原因は以下のように考えられる。骨組計算において船底横桁部を他の一般の梁材の20倍の曲げ剛性を有するとして取り扱っているが剪断変形は考慮していない。このような深い部材は剪断変形が大きく形状も複雑なので骨組計算では剛性が適切に評価されないために計算と実験との差異が生じた。

同理由により船底横桁と船側フレームの接合部付近での歪の計算値は過大評価された値となっている。ところがこの部分は外板引張歪が最大となる箇所なので、その結果計算上の水密限界は低目に評価されていることになる。外板外側のひび割れは水袋に隠れて目視観察できないが、外板内側まで貫通したひび割れも環境の悪さから目視観察しづらかった。

STEEL FRAME - 2において水頭 425 cm の時にはっきりとひび割れ貫通を目視確認できたが実際に細かいひび割れ貫通が生じたのはそれ以前であろう。

他の模型におけるひび割れ貫通は確認できなかった。

#### (4) 弾性限界と水密限界

計算において定義された弾性限界と水密限界における水頭を、実験における外板外側のひび割れ開始時とひび割れ貫通時の水頭と比較したのが表 6.4.2 である。

実験におけるひび割れは歪ゲージの指示値の乱れから推定したものである。一方、歪ゲージから離れた場所でのひび割れは歪ゲージからは確認できないところから実際のひび割れ発生は表 6.4.2 の水頭より低い可能性がある。貫通確認は目視によるものである。

計算された弾性限界や水密限界はいずれも(3)の理由により実験によるひび割れ開始やひび割れ貫通の限界より低くなっている。すなわち安全側に評価したことになる。

表 6.4.2 弾性限界と水密限界における水頭

(cm W.H.)

	実験			計算	
	ひび割れ開始	ひび割れ貫通	貫通確認	外板弾性限界	水密限界
STEEL FR. - 1	200	231	—	160	219
STEEL FR. - 2	225	425	425		
TRUSS FR. - 2	200~230	—	—	150	230

### (5) 崩壊

輪切り模型の崩壊水頭（6.3.3節参照）と 6.4.2.2 節で求められた崩壊水頭の計算値とを表 6.4.3 に示した。

表 6.4.3 崩壊水頭の比較

	計算値 (cm W.H.)	実験値 (cm W.H.)	誤差 (%)
STEEL FRAME	1131	1341	18.5
		1167	3.2
TRUSS FRAME	1004	1880*	87.3*
		1614*	60.8*

STEEL FRAME では計算値と実験値とがよく一致しており、強度解析法が実用的なものである事がわかる。TRUSS FRAME では、6.3.3 節に述べた様に崩壊前に甲板側端部が治具に接しこの部分に治具からの反力が生じた。その結果荷重条件は計算で用いた条件と異なるものとなった。実験結果は水圧の上向き分力を反力が打ち消して過大な崩壊水頭を与えていた。表 6.4.3 の中で \* を付した値は以上の理由で計算値との比較が適当ではないが参考のために示したものである。

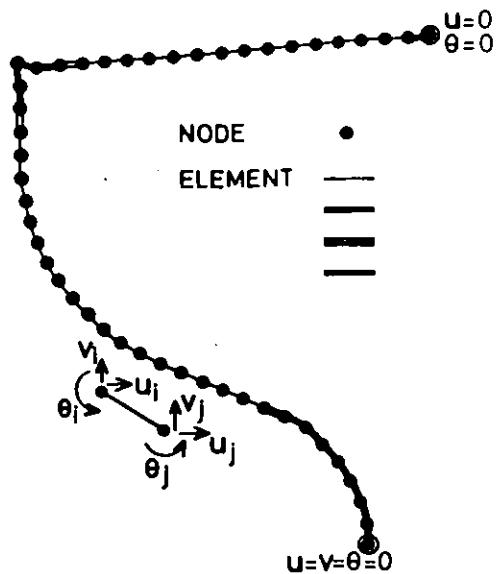


図 6.4.1 要素分割図 (STEEL FRAME)

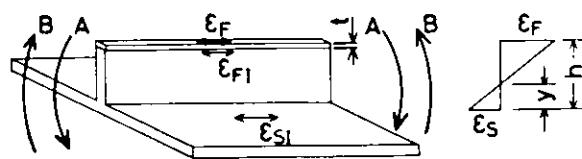


図 6.4.2 モーメントの方向および歪の記号

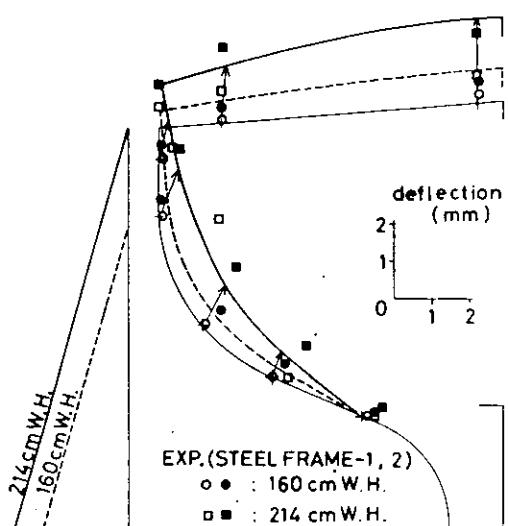


図 6.4.3 STEEL FRAME の変位分布(計算値)

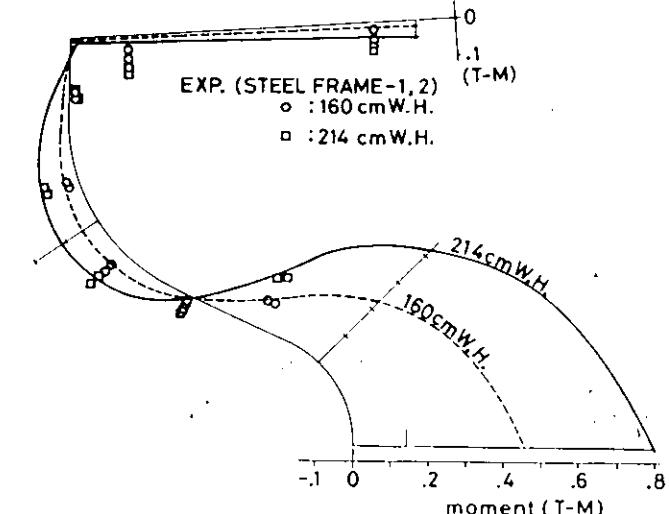


図 6.4.4 STEEL FRAME の曲げモーメント分布(計算値)

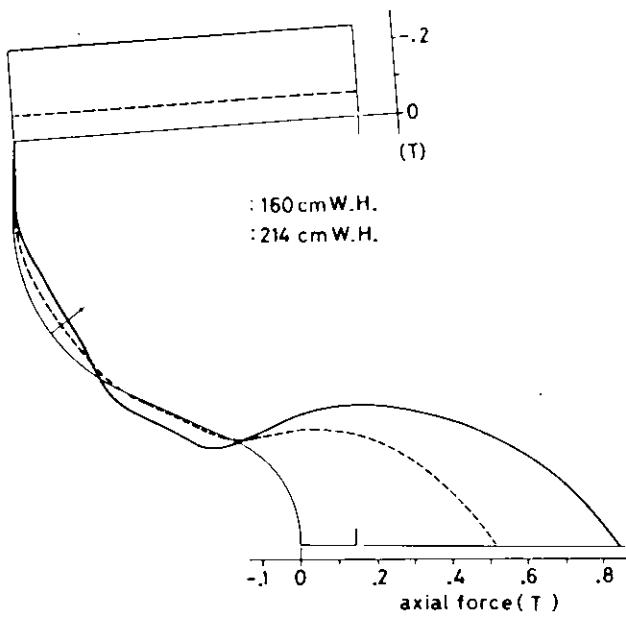


図 6.4.5 STEEL FRAME の軸力分布（計算値）

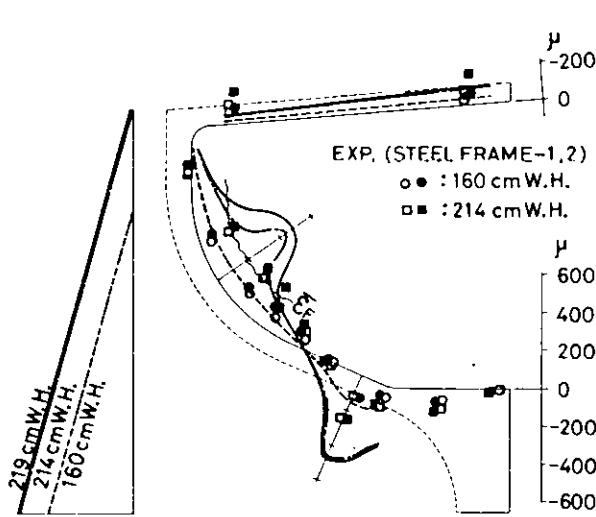


図 6.4.6 STEEL FRAME のフレーム上端の歪分布（計算値）

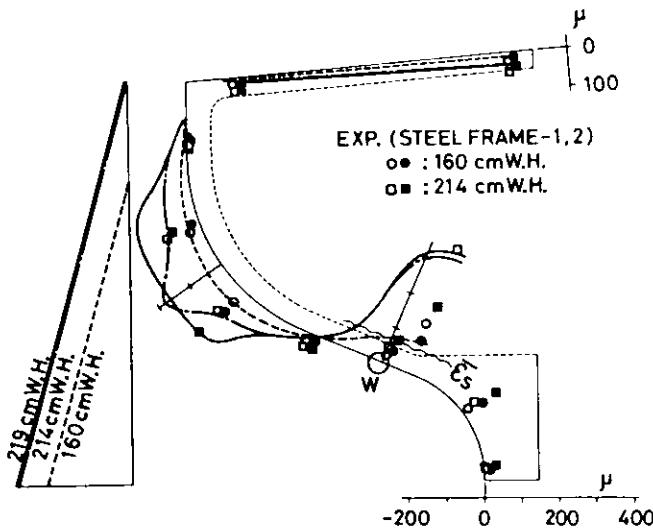


図 6.4.7 STEEL FRAME の外板外側の歪分布（計算値）

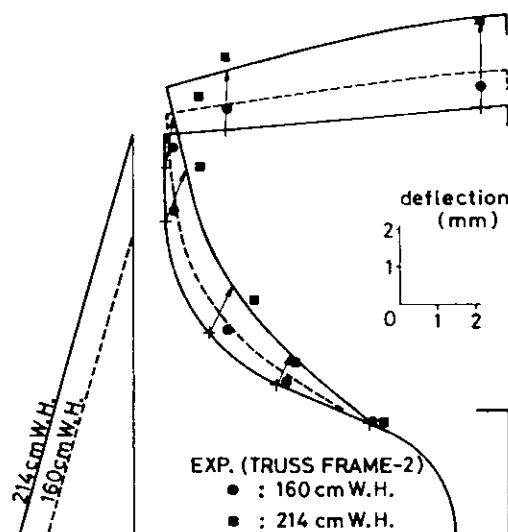


図 6.4.8 TRUSS FRAME の変位分布（計算値）

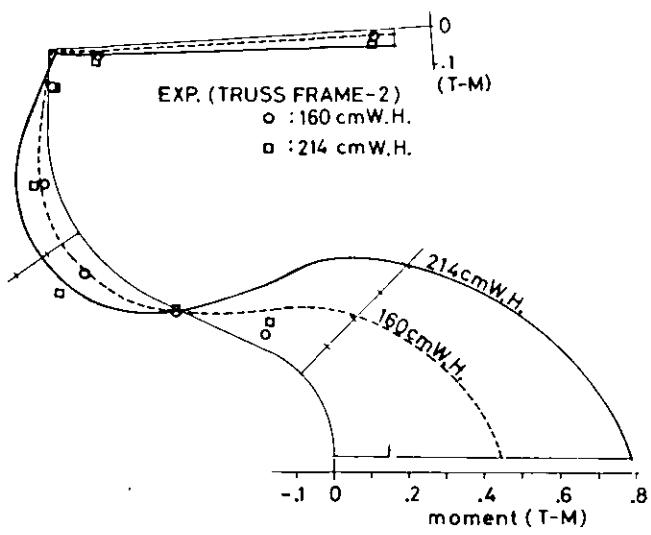


図 6.4.9 TRUSS FRAME の曲げモーメント分布  
(計算値)

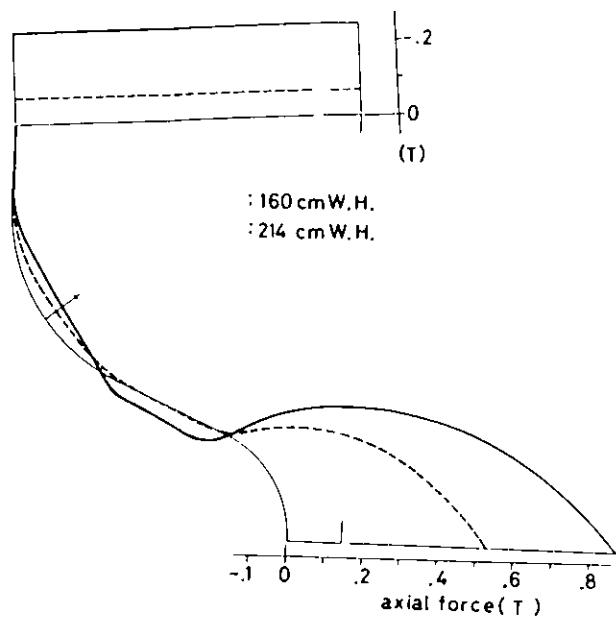


図 6.4.10 TRUSS FRAME の軸力分布(計算値)

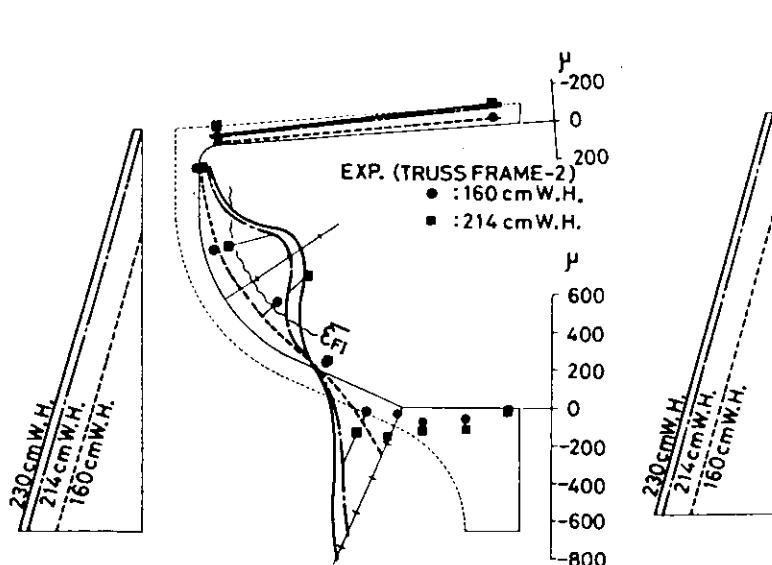


図 6.4.11 TRUSS FRAME のフレーム上端の  
歪分布(計算値)

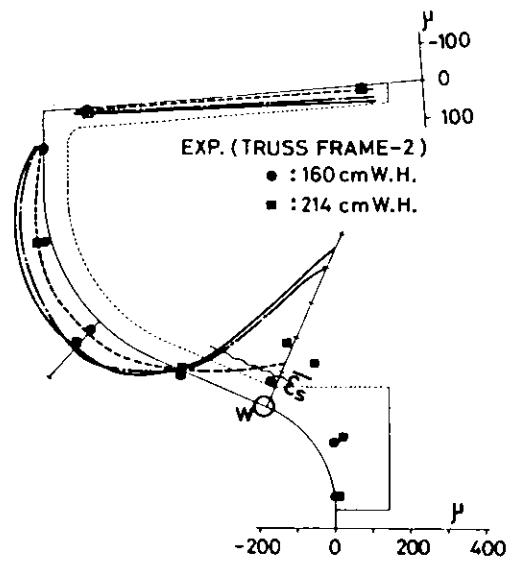


図 6.4.12 TRUSS FRAME の外板側の歪分布  
(計算値)

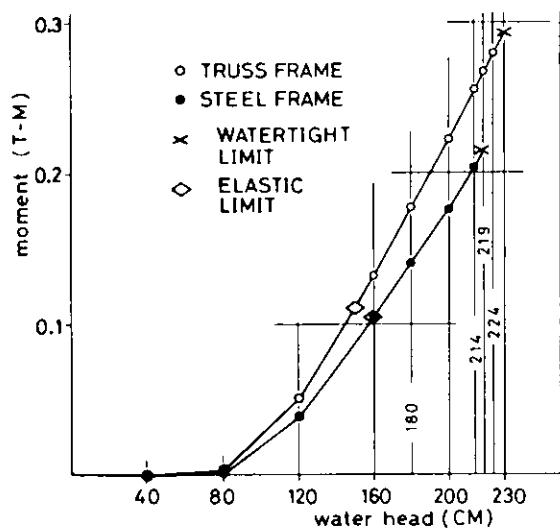


図 6.4.13 荷重・モーメント図

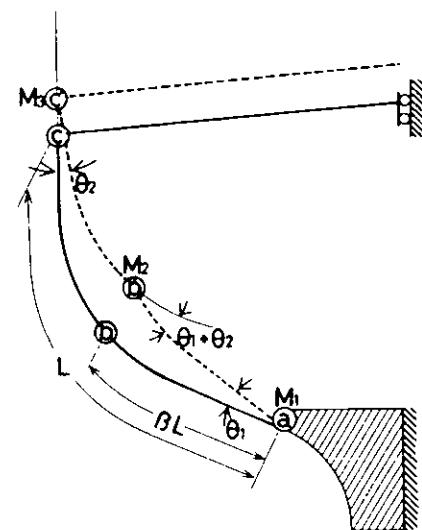


図 6.4.14 簡略化された変位速度分布

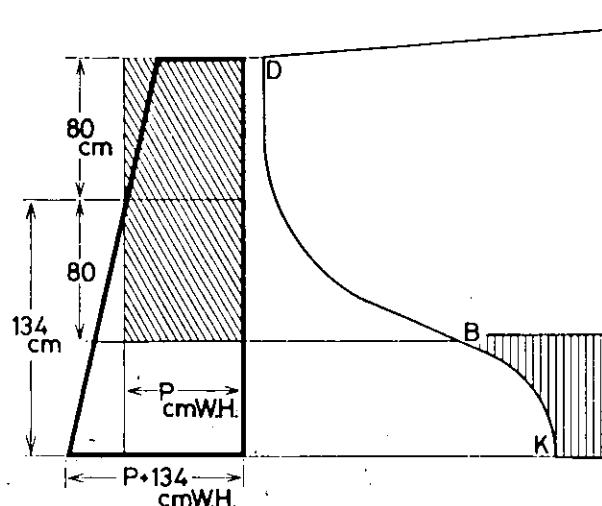


図 6.4.15 水圧分布形状の近似と水頭との関係

## 6.5 結論

本章では船体輪切り模型に水圧を加える実験を行ない、強度解析結果と比較検討したものである。検討すべき状態として i) 弹性限界、 ii) 水密限界、 iii) 崩壊 の 3 つの限界状態を取り上げた。

强度解析法は、弹性限界および水密限界については骨組計算を用い、崩壊に関しては塑性関節法を用いた。骨組計算による弹性限界と水密限界の解析は幾分安全側ではあるが、実験結果をよく説明するものであった。塑性関節法による崩壊強度の解析結果は実験結果とよく一致した。

実験および解析結果の比較検討を通して、本章でモデルとしたフェロセメント船の横強度について以下の知見を得た。

### (a) ひび割れ強度と崩壊強度

船底横桁と船側フレームとの接合部付近の外板には曲げによる大きな引張歪が発生するのでひび割れが生じやすい。本模型では甲板高さの水頭に達する前にひび割れが生じており、水密限界に対する余裕もあまりなかった。ただし水密限界を越えてから崩壊に至るまでには、なお大きな耐力を有しており変形能も大きい。

### (b) 横肋骨(フレーム)による補強効果

モルタルの平板が曲げを受ける場合のひび割れ限界歪は表 6.2.3 から  $250 \mu$  程度である。一方、フレームが付くと曲げ剛性は飛躍的に増大するが外板の引張歪がフレーム直下を最大として外板の幅方向に不均一に分布する上にフレームによる押し込みなどにより早くひび割れが生じる。

本報のSTEEL FRAME と TRUSS FRAME の場合には、フレーム付き板体の 3 等分載荷による曲げ実験結果からそのひび割れ限界歪はそれぞれ  $66 \mu$ ,  $85 \mu$  となった。

フレーム付き板体に外板が引張となる曲げが加えられる場合、外板にひび割れが生じると曲げの中立軸が大きくフレーム側に移動し外板の引張歪が急激に増大する。従ってフレームによる補強効果は断面係数の増加ほどは期待できない。

### (c) TRUSS FRAME と STEEL FRAME の特徴

両フレーム様式の弾性における断面剛性はほぼ等しいが、弹性限界以上では以下のような相異がある。

STEEL FRAME ではフレームは板厚が小でかつ剛である上にモルタルとの不連続性も強いことから、外板のひび割れ開始が早い。そのため外板側が引張となる曲げに対しては水密限界も崩壊強度も TRUSS 式よりも劣る(表 6.2.6 参照)。

また、6.3.3 (1)に述べたようにひび割れが外板内側まで達する以前に、外板外側にひび割れが生じた段階で水密性に問題が生じる恐れがある。一方、フレーム側引張の曲げに対してはモルタル部がほぼ圧縮領域となり、引張を受け持つ鋼材部分が大きいために、TRUSS 式より崩壊強度が大きい。

### (d) 横強度の最適補強法

外板ひび割れ限界と水密限界強度を上げるには、船底横桁に近い船側フレーム部の断面剛性を増せばよい。

崩壊強度を上げるには、甲板のガンネルコーナー付近の断面剛性を増せばよいが、STEEL FRAME の場合には同フレーム部が横倒れ座屈を起こすのでフランジを設けるなどの補強が有効である。

### (e) 軸力の影響

船側部における軸応力はかなり小さいので、水密限界までの横強度を検討する場合には曲げのみを考慮すればよい。ただし崩壊時には甲板部に大きな軸圧縮が生じるので注意を要する。

## 付録；フェロセメント板の疲労試験結果

昭和53年度の「フェロセメント板の強度試験（疲労試験）」に関し、一部の試験体について引き続き試験を実施したのでその結果を昭和53年度の結果とあわせて付表1に示す。

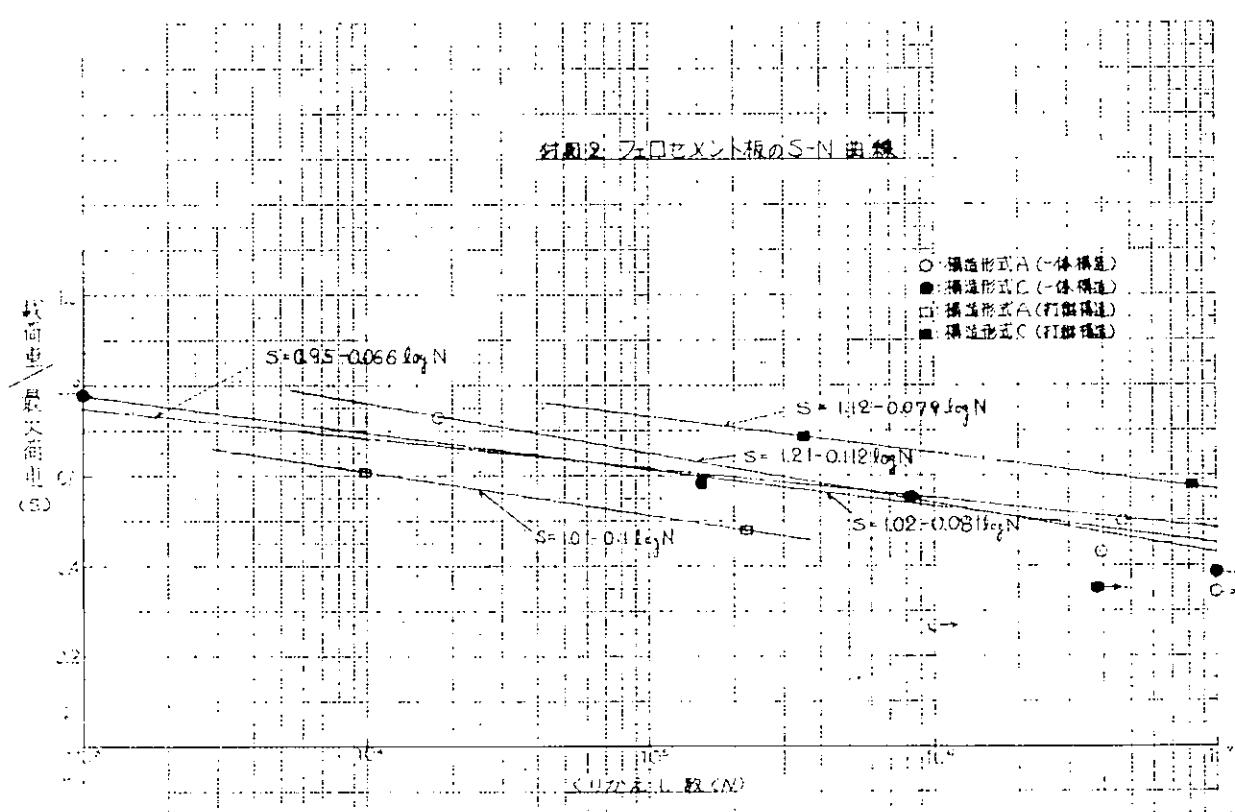
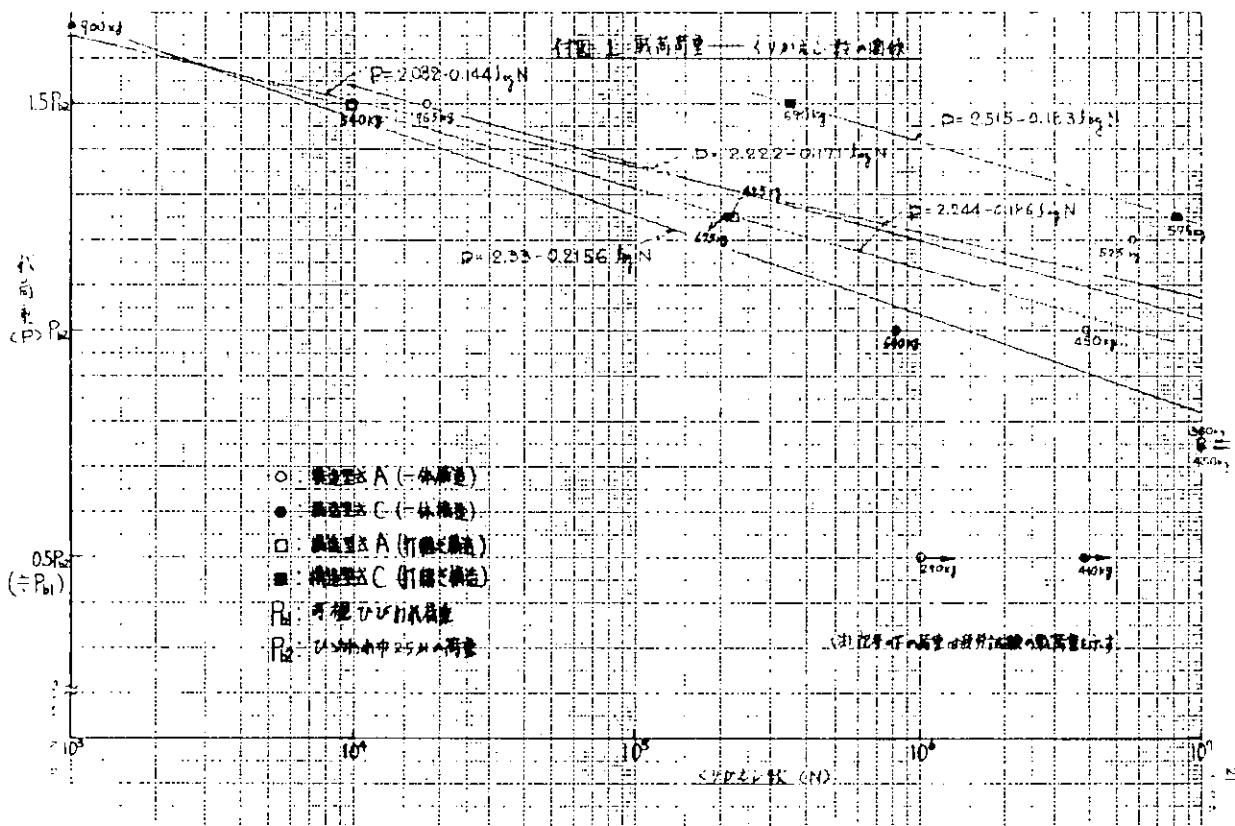
疲労試験の結果、次のことが判明した。

- くり返し時の載荷重あるいはそれを静載荷時の最大荷重で除した値とくり返し数の関係を付図1および付図2に示す。打継構造のC型板が若干異なる傾向を示すものの、ひびわれ荷重のバラツキあるいは静載荷時の最大荷重のバラツキを考慮すれば、各点はほぼ一本の曲線に乗るようである。なお参考までに各板体種類ごとの曲線式および全体についての曲線式を求め図中に示した。
- 一体構造および打継構造のA型とC型の疲労試験体についてくり返し数 $1 \times 10^7$ 回での疲労限界をひびわれ幅 $25\mu$ 時の荷重( $Pb_2$ )を基準とした載荷重によって示すと、一体構造のA型で $1.02 Pb_2$ 、一体構造のC型で $0.82 Pb_2$ 、打継構造のA型で $0.95 Pb_2$ 、打継構造のC型で $1.22 Pb_2$ となる。一方、構造形式および一体構造、打継構造とは無関係に、全体についての疲労限界を回帰式より求めると $1.07 Pb_2$ となり、バラツキの幅を回帰式に関する不偏分散の平方根を用いて示すと疲労限界は $(1.07 \pm 0.14) Pb_2$ となる。同様にくり返し数 $1 \times 10^7$ 回での疲労限界を載荷重と静載荷時の最大荷重との比で示すと一体構造のA型で0.43、一体構造のC型で0.45、打継構造のA型で0.31、打継構造のC型で0.57、さらに全体については0.49、またバラツキを考慮すると $(0.49 \pm 0.08)$ となる。

付表1 静載荷時、疲労載荷時のひずみ度およびたわみの変化

構 形 式	静載荷 時の最 大荷重	載荷重	疲 労 載 荷						荷 重 載 荷						載 荷 サイクル サイン	
			静 載 荷			0 サイクル			100 万サイクル			200 万サイクル				
			圧縮ひ ずみ度 ( $\times 10^{-6}$ )	引張ひ ずみ度 ( $\times 10^{-6}$ )	たわみ (mm)	圧縮ひ ずみ度 ( $\times 10^{-6}$ )	引張ひ ずみ度 ( $\times 10^{-6}$ )	たわみ (mm)	圧縮ひ ずみ度 ( $\times 10^{-6}$ )	引張ひ ずみ度 ( $\times 10^{-6}$ )	たわみ (mm)	圧縮ひ ずみ度 ( $\times 10^{-6}$ )	引張ひ ずみ度 ( $\times 10^{-6}$ )	たわみ (mm)		
A	1050 kg = 765kg	1.5Pb <sub>2</sub> = 765kg	0.73	1370	1980	15.40	2080	1190	14.65	-	-	-	-	-	1.8J <sup>**</sup>	
		1.17Pb <sub>2</sub> = 525kg	0.50	870	1280	5.50	840	-	4.75	1000	-	9.29	-	-	465 J <sup>**</sup>	
		1.0Pb <sub>2</sub> = 450kg	0.43	610	820	4.42	560	800	3.29	-	-	-	-	-	11.10 ( 170 J + 1 クル )	
		0.75Pb <sub>2</sub> = 360kg	0.34	480	660	3.08	480	630	2.46	1180	1380	6.17	1140	1220	388 J <sup>**</sup>	
		0.5Pb <sub>2</sub> = 270kg	0.26	270	280	1.75	310	300	1.00	1760	1570	-	-	-	1000 J	
		1.67Pb <sub>2</sub> = 900kg	0.78	1450	2410	12.58	1280	3000	11.79	-	-	-	-	-	1000 J <sup>**</sup>	
		1.25Pb <sub>2</sub> = 675kg	0.58	1090	1860	8.61	940	1290	9.54	-	-	-	-	-	21 J <sup>**</sup>	
		1.0Pb <sub>2</sub> = 640kg	0.55	810	1090	6.29	880	1120	7.91	-	-	-	-	-	82 J <sup>**</sup>	
		0.75Pb <sub>2</sub> = 450kg	0.39	520	660	4.11	640	950	4.26	820	-	7.10	1410	-	11.28 ( 207 J + 1 クル )	
		0.5Pb <sub>2</sub> = 410kg	0.35	430	550	2.97	640	1160	3.80	2205	-	-	2360	-	380 J	
B	890 kg = 425kg	1.25Pb <sub>2</sub> = 425kg	0.48	690	880	6.05	690	830	5.60	-	-	-	-	-	22 J <sup>**</sup>	
		1.5Pb <sub>2</sub> = 540kg	0.61	990	1520	8.03	913	1196	7.58	-	-	-	-	-	1 J <sup>**</sup>	
		1.25Pb <sub>2</sub> = 575kg	0.58	880	1290	7.98	1100	1030	2.59	2230	-	2350	-	-	818 J <sup>**</sup>	
		1.5Pb <sub>2</sub> = 690kg	0.69	1220	1540	8.51	1313	1698	6.91	-	-	-	-	-	35 J <sup>**</sup>	

(7) \*印は破壊サイクルを示す。



付図2 フェロセメント板のS-N曲線

## あとがき

わが国においてはフェロセメント船の建造の経験がこれまで殆どなく、したがってその基準の設定にあたって根拠となる資料が全くない状態であった。一方、ヨーロッパの諸国、アメリカをはじめオーストラリア、ニュージーランド、さらに中国などではフェロセメント船の歴史も古く、その建造量も相当の数に達しており、特に個人あるいは規模の小さい工場での製造が多くなっている。

今回の研究は、全く新しい材料や構造についての研究であることを考へると、3ヶ年という期間や、予算あるいは研究能力をいう点で必ずしも十分でなかったと思われるが、関係する委員の方々をはじめとする研究担当者の御協力によって、かなりの成果をあげることができたと思う。

この研究によって、まえがきにおいて述べたような数多くの有意義な結論をうることができた、ただ単にこれらの結論だけでなく、研究実施の過程においてフェロセメント材料についての強度上の特種性についての多くの知識を習得することができた。

この研究委員会の研究はこれで終了するが、関係する委員の方々は、それぞれの機関でさらに研究を継続する計画であり、今回の研究成果を有効に活用し、残された課題を効率よく解決することができるものと確信する次第である。

## SR 305 昭和53年度報告書(研究資料No.324)正誤表

頁	行 数	誤	正
P. 76	下から10行目 (Pminのらん)	0.67	0.87
P. 98	下から1行目 (最高水圧平均のらん)	0.91	2.91
P. 103	下から3行目	$\rho = 0.214 \frac{\text{kg} \cdot \text{sec}^2}{\text{m}^4}$	$\rho = 0.214 \times 10^3 \frac{\text{kg} \cdot \text{sec}^2}{\text{m}^4}$
P. 104	上から2行目	$\rho = 0.786 \frac{\text{kg} \cdot \text{sec}^2}{\text{m}^4}$	$\rho = 0.786 \times 10^3 \frac{\text{kg} \cdot \text{sec}^2}{\text{m}^4}$
P. 106	下から7行目	200 KHz	400 KHz
P. 117	図6.15(注)	200 : 弧ノ長サ 200	200 : 弧ノ長サ 200