

(昭和 58 年 5 月 日本造船学会春季講演会において講演)

フェロセメント板の引張および漏水性状

正員 小林 佑 規*

Tensile and Leakage Properties of Ferrocement

by Yuki Kobayashi, Member

Summary

Static uniaxial tensile tests and water leakage tests were carried out on two types of ferrocement plates; type A and type B specimens were defined by DnV "Tentative rules for the construction and classification of ferrocement vessels". Type A specimen consists of 4 to 12 layers of the same type of netting. Type B specimen consists of one layer of reinforcing rods and 6 or 12 total layers of netting. The main reinforcing netting used in specimen was a woven wire cloth with mesh width of 8 and 10 mm. Two series of experiments using equal contents of the mortar were tested.

The tensile strength and the displacement behaviors of ferrocement plates due to tensile load, such as elastic modulus, Poisson's ratio, and elongation, were discussed in connection with the volume fraction and the specific surface of reinforcement. Leakage behaviors were studied from the viewpoints of the crack width and the ratio of applied stresses to the ultimate tensile stress of a ferrocement plate. Basic data for design were obtained in this study.

1 緒 言

フェロセメントは、従来より小型船舶用材料^{1),2),3)}として開発されてきた経緯があるが、陸上建築部材⁴⁾や水タンク⁵⁾へも利用されつつある。特に、一体型の薄板構造物の建造に適しているため、海洋などの浮体構造物への応用が期待される材料である。フェロセメントは、ひびわれ強度が高く、かつひびわれの分散性もよく、引張特性が優れている。船舶のように海洋環境で使用する強度部材への適用にあたっては、強度特性のほか、ひびわれに伴う水密性について十分調査しておくことが肝要である。

本論文は、強度設計などに必要な基礎的資料を得るため、フェロセメント板の引張および漏水試験を行い、これらの結果について報告するものである。引張試験は、同一配合のモルタルを用いた試験体により2シリーズ行った。試験体は、2種類(DnV規則のA型およびB型構造形式)であり、比較的大型で実用に供し得る板厚である。引張りによる変形挙動および強度特性は、主に補強材比および比付着係数と関連させて検討した。水密性については、引張載荷中の試験体に取付けた水タンクからの漏水状況を観察し、引張強度とひびわれ幅の点から検討した。

* 運輸省船舶技術研究所船体構造部

2 試験体および試験方法

2.1 構成材料

モルタルの配合は、Table 1 に示す。セメントは普通ポルトランドセメント、細骨材は川砂を用いた。混和材料として膨張材(アサノジブカル)および減水剤(マイティー 150)を混合した。モルタルは、2回にわたり配合しており、以下実験シリーズ別にFまたはGと区別する。モルタルFおよびGにおいて、細骨材の最大寸法はそれぞれ1.2および2.5mm、粗粒率は2.84および2.52であった。また、FおよびGに対し、スランブは5×10×15cm コーンでそれぞれ1.1および1.0cm、空気量は4.3および4.8%、フロー値は170および182mmであった。

養生は、成形後蒸気養生、脱型後4週間水中養生を行った。これ以後、試験体は実験室に放置したが、試験時までFは乾燥状態にあり、Gは若干の湿潤状態を保持した。試験時の材令は、Fが1年、Gが6か月である。

モルタルの製作ならびに試験は、JIS に規定される方

Table 1 Contents of the mortar

W/(C+G) (%)	(C+G)/S (%)	Weight per Unit Volume (kg/m ³)				Water Reducing Agent (cc/m ³)
		Cement (C)	Sand (S)	Water (W)	Admixture (G)	
40.9	50	592	1274	260.5	45	3049

Table 2 Strength of the mortar

Exp. Series	Comp. Strength σ_{mc}	Tensile Strength σ_{mt}	Bending Stress σ_{mb}	(kg/mm ²)		
				Elastic Modulus		Bending Test Emt
				Comp. Test ($\frac{1}{3}\sigma_{mc}$) Em	Comp. Side Emc	
F	6.16	0.49	0.56	2740	3750	2790
G	6.39	0.36	0.46	2860	3100	2650

法で実施し、材令4週の強さを Table 2 に示す。

補強材は、織金網、溶接金網、棒鋼を使用した。織金網 (JIS G 3555) は、線径 1mm の亜鉛メッキ鉄線を正方形の網目に織った金網で、網目間隔 (芯々距離) 8 と 10mm のものを用いた。溶接金網 (JIS G 3551) は、線径 0.9mm の鉄線を網目間隔 12.7mm に電気抵抗溶接したのち、溶融式亜鉛後メッキを施したものである。棒鋼は、JIS G 3112 の熱間圧延棒鋼 SR 24, 6φ である。

2.2 フェロセメント引張試験体

試験体は、Fig. 1 に示す形状であり、平行部の寸法を幅 150mm、長さ 350mm とした。補強材の配置方法の相違から、試験体を A 型および B 型の 2 種類とする。A 型試験体は、補強材に金網のみを積層したものである (DnV, Type A structure)。B 型試験体 (DnV, Type B structure) は、板の中央に棒鋼を配置し、その両側に金網を積層した断面を有している。補強材は、棒鋼を 50mm ピッチで 3 本配置し、織金網または溶接金網を同層数ずつ積層した。実験シリーズおよび試験体の諸元を Table 3 に示す。

かぶりは、3mm を標準とし、一部 5mm のものを計画したが、試験終了後の測定では、型枠底面ではほぼ満足すべき値となったものの、打設上面では 3~10mm にば

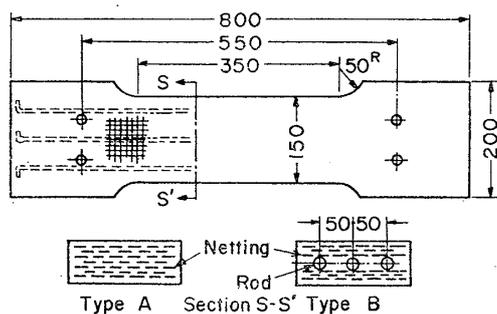


Fig. 1 Tensile specimen

Table 3 Experimental program

Exp. Series	Specimen Type	Reinforcement	Total No. of Layers	Longi. Volume Fraction	Longi. Specific Surface (mm ² /mm ³)	Thickness of Plate (mm)	No. of Test
F	A	8x8 Woven	6, 8	.025~.033	.104~.131	19.8~23.8	4
	A	10x10 Woven	6, 8	.017~.027	.068~.110	20.3~22.5	6
G	A	8x8 Woven	4, 10, 12	.030~.041	.120~.165	13.3~29.0	3
	A	10x10 Woven	4, 10, 12	.023~.032	.093~.127	13.5~29.7	3
	B	8x8 Woven, Rod	6, 12	.048	.117, .143	23.5, 35.9	2
	B	10x10 Woven, Rod	6, 12	.043, .041	.098, .115	23.1, 36.1	2
	B	12.7x12.7 Weld, Rod	6, 12	.034, .031	.068, .081	23.9, 35.6	2
	B	12.7x12.7 Weld, Rod	6, 12	.034, .031	.068, .081	23.9, 35.6	2

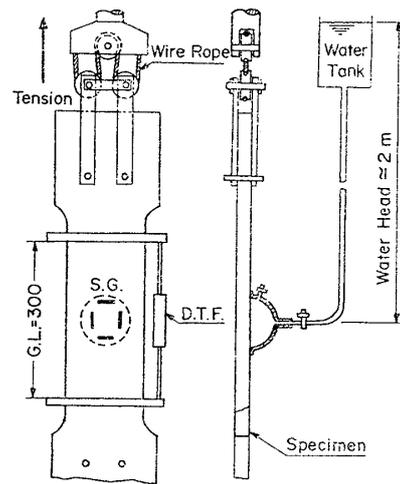


Fig. 2 Loading device

らついていた。

2.3 試験方法

フェロセメント板の引張試験は、縦型のフレーム製油圧試験機により行った。試験体に一樣な引張荷重が負荷するよう、Fig. 2 に示すとおり、試験体の両側をワイヤーロープで滑車を介して引張る方式とした。荷重負荷速度は、毎分 100~130 kg であった。変位量は、試験体平行部の標点距離 $GL=300$ mm で測定した。歪は、試験体の中央部モルタル表面にて、歪ゲージにより軸方向歪と横方向歪を測定した。

漏水試験は、試験体中央部に接着したゴム製タンクからの漏水について観察することとし、同時にひびわれ幅の測定を行った。水タンクの圧力は、引張載荷中水頭約 2m を保持し、ひびわれ幅は 60 倍の拡大鏡で測定した。

補強材の引張試験は、織金網の場合、織られた部分の屈曲部がある状態のままの素線について行い、溶接金網の場合、横方向の素線を切断し、溶接交点を残した状態で行った。変位は、いずれも標点距離 300mm について測定している。

3 試験結果とその考察

3.1 変形挙動

3.1.1 補強材の引張試験

複合体の変形および強度は、補強材の性質に著しく影響される。フェロセメント板に使用した補強材の引張試験から、機械的性質を Table 4 に示す。

棒鋼は、貼付した歪ゲージによると、Fig. 3 の応力-歪曲線にみられるように、降伏点が明確に現われている。溶接金網の応力と歪の関係は、引張りの当初が直線的である。歪が直線から分岐する点を降伏点とした。ここで歪は、標点距離における変位量から算出している。織金網素線の応力と歪の関係は、降伏点に至るまで 2 つの直

Table 4 Mechanical properties of the reinforcement

Exp. Series	Reinforcement Mesh Type	Wire Dia. d (mm)	Elastic Modulus			σ_{s1}	σ_{sy}	U.T.S. σ_{su}	Stress Ratio		Elongation GL=300 %
			E_{s1}	E_{s2}	E_{s3}				σ_{s1}/σ_{su}	σ_{sy}/σ_{su}	
F	Woven 8 x 8	1.0	5330	1340	20100	17.9	34.5	38.8	0.46	0.89	5.3
	Woven 10 x 10	1.0	4540	1700	19700	9.6	28.6	33.3	0.29	0.86	6.2
G	Woven 8 x 8	1.0	4940	1160	18900	12.0	29.6	35.0	0.34	0.85	12.1
	Woven 10 x 10	1.0	5340	1790	19400	12.4	30.4	35.5	0.35	0.86	3.9
	Welded 12.7 x 12.7	0.91	9300	-	16300	-	23.1	31.1	-	0.74	6.3
	Rod	5.8	21100	-	(21100)	-	32.8	46.9	-	0.70	33.8 (GL=50)

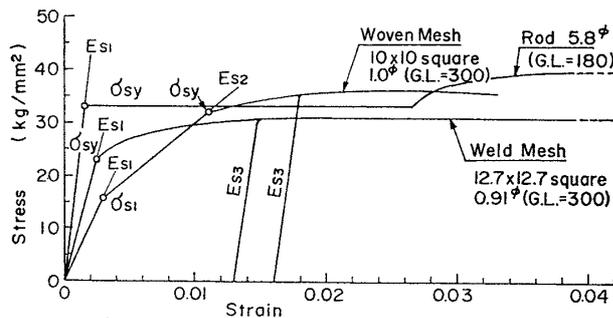


Fig. 3 Stress-strain curves of the reinforcement

線関係を示した。当初の歪は、織られた部分の屈曲部が伸びるために生じたものであり、最大引張応力の30~46%で完了する。次の歪は、素線が棒状になっていく過程である。これらの応力と歪に対する弾性係数を E_{s1} および E_{s2} とし、Table 4 に記載した。

織金網の E_{s1} および E_{s2} は、網目間隔の相違はほとんどない。また、鋼の弾性係数と比較して相当小さく、補強材の弾性係数としては不相当である。補強材がモルタルと完全に付着しているとすると、補強材とモルタルは一体となって変形する。織金網の屈曲部は、横方向金網素線の拘束も加わり、より複雑な変形挙動を示すと思われるが、ここでは、軸方向素線が直線状に配置されていると見なす。したがって、一度塑性変形させた補強材を再度引張り、弾性係数 E_{s3} を求め、補強材の弾性係数 E_s とする。織金網の E_{s3} は、平均 19,500 kg/mm² でほぼ棒鋼の弾性係数に近い値を示した。

溶接金網は、異形鉄筋的な要素を含んでいる。モルタルと付着した変形挙動は、織金網とは区別されるべきであるが、ここでは考慮しない。 E_{s3} は、16,300 kg/mm² で、織金網の値より小さかった。

破断伸びは、GL=50mmの棒鋼で34%であったが、破断部を含まない部分の伸びは同様であり、20%であった。金網素線の伸びは、棒鋼に比較して著しく小さく、B型試験体の破断は、金網の破断が先に生ずる原因となる。

3.1.2 フェロセメント板の引張変形

フェロセメント板の引張試験による応力と歪および変

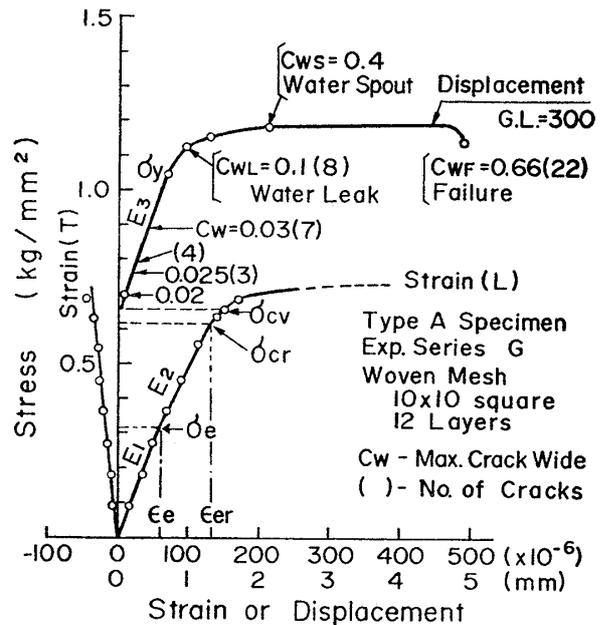


Fig. 4 Stress-strain and displacement curve of ferrocement plate under tension

位置の関係について、A型試験体の一例を Fig. 4 に示す。

軸方向歪は、ひびわれが生ずるまでに2つの直線的変化がみられた。引張応力の増加により、歪は直線状から分岐してくるが、この付近で板の表面にひびわれが瞬時に入ることが多い (First Crack)。このひびわれは、横方向に長い肉眼で観察可能であり、ひびわれ幅は0.02mm程度である。横方向歪は、ほぼひびわれが入るまで直線的に増加し、ひびわれとともに解放される。

変位は、ひびわれ発生まではほとんど検出されず、First Crack とともに、0.01mm程度急に生じた。これ以後の応力増加に対して、変位は、新たなひびわれ発生とともに階段状に増加するが、その変化は直線的である。さらに応力が増加すると、変位量は直線状から分岐し増大する。この分岐点を降伏点とすると、降伏点を越えてからの応力増加は小さい。補強材の降伏後、ひびわれ幅は著しく拡大し、金網の破断に至る。

B型試験体の引張変形は、First Crackが生じるまで、応力と歪の関係は比例しており、ひびわれ以後の変位はA型と同様であった。

以上の実験結果から、フェロセメント板の引張りにおける応力-歪の関係をA型およびB型に対し Fig. 5 のように定め、破断伸び、弾性係数、ポアソン比について実験値を整理する。また、強度については、次節で検討する。

(1) 破断伸び

試験体の標点距離に対する破断までの変位量から、破断伸び δ を求め、補強材比 (% 表示) V_{sp} との関係

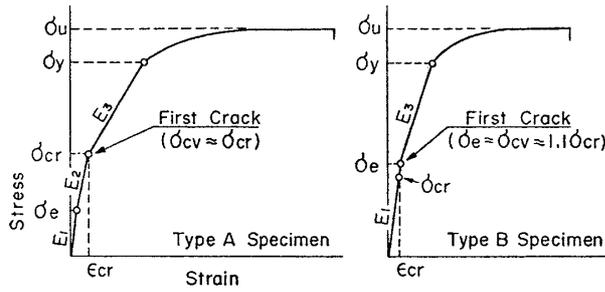


Fig. 5 Typical stress-strain curves of ferrocement plate under tension

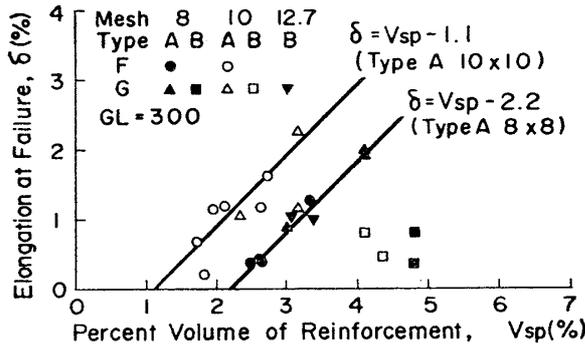


Fig. 6 Elongation at failure of ferrocement plate

Fig. 6 に示す。補強材比 V_s は、試験体平行部断面における補強材断面積と試験体断面積の比である。ここで、補強材断面積は、試験体の軸方向に配列している補強材のみ考慮している。

Fig. 6 において、A型試験体の δ は、網目間隔の相違が生じており、(1) 式で表わされる。

$$\delta = V_{sp} - \delta_0 \quad (1)$$

ここで、定数 δ_0 は、網目間隔 8 および 10mm に対して、それぞれ 2.2 および 1.1 であった。 V_{sp} の増加により δ は増加するが、同一の補強材比に対する破断伸びは、網目間隔の小さい方が小さい。また、 V_{sp} が δ_0 以下の試験体は、伸びを伴わないで破断すると推定される。

B型試験体の場合、 V_{sp} の増加すなわち網目間隔の小さい金網を用いると、 δ はやや減少する。金網層数の多少による δ の差は、棒鋼の作用が大きいため、A型に比べ著しく小さい。

(2) 弾性係数

複合材の引張りにおける弾性係数 E は、(2) 式で表わされる。

$$E = (E_s - E_m)V_s + E_m \quad (2)$$

ここで、 E_s および E_m は、それぞれ補強材およびモルタルの弾性係数である。(2) 式の E_s に Table 3 の E_{s3} を代入し、B型の初期弾性係数 E_1 を求め Fig. 7 に示すと、B型の E_1 は複合則によく一致している。なお、A型の場合、First Crack における割線弾性係数 (Secant

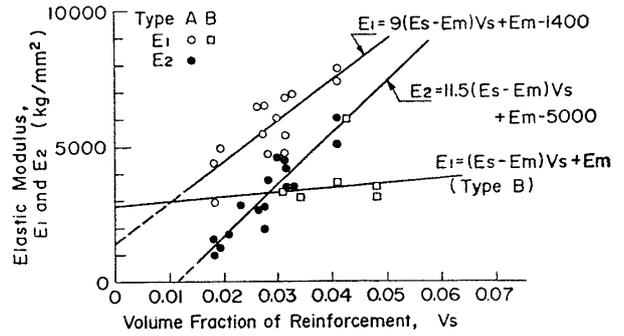


Fig. 7 Elastic modulus before the first crack

Modulus) を求めると、ほぼ (2) 式の関係が成立する。しかし、A型のひびわれ前の応力と歪は、Fig. 5 のように変化するので、初期弾性係数 E_1 およびこれに続く弾性係数 E_2 をそれぞれ (3) 式および (4) 式で求め、Fig. 7 にプロットした。

$$E_1 = \frac{\sigma_e}{\epsilon_e} \quad (3)$$

$$E_2 = \frac{\sigma_{cr} - \sigma_e}{\epsilon_{cr} - \epsilon_e} \quad (4)$$

$$\epsilon_{cr} = \frac{\sigma_{mt}}{E_m} \quad (5)$$

ここで、 σ_e および ϵ_e は、比例限界における応力と歪である。 ϵ_{cr} は、モルタルの引張応力 σ_{mt} と E_m から求めたモルタルのひびわれ歪である。 σ_{cr} は、 ϵ_{cr} に対応すフェロセメント板のひびわれ応力である。コンクリートの弾性係数は、引張りと圧縮で同一と考えてよい⁶⁾ ことから、 E_m はモルタルの圧縮縮さ σ_{mt} の 1/3 における値を用いた。

Fig. 7 の E_1 および E_2 を最小自乗法により (2) 式の形で表わすと、(6) および (7) 式となる。

$$E_1 = 9(E_s - E_m)V_s + E_m - 1400 \quad (6)$$

$$E_2 = 11.5(E_s - E_m)V_s + E_m - 5000 \quad (7)$$

E_1, E_2 は、 V_s の増加により複合則の傾斜より大きな値で増加しており、モルタルや金網の網目間隔の相違がみられない。 E_1 は、 $V_s = 0.01$ で E_m に等しく、 E_2 は $V_s = 0.025$ で E_m に近く、 $V_s = 0.011$ で $E_2 = 0$ となる。このことは、弾性係数が E_1 から E_2 に変化する比例限界点で、モルタルの表面に微細なひびわれが生じるものと推定される。さらに、前述の伸びと V_s との関係からもみられるように、 $V_s < 0.01$ では試験体の引張りにおける補強材の効果はほとんどなく、モルタルのひびわれと同時に試験体が破断することを示唆している。

一方、 σ_e とフェロセメント板の最大引張応力 σ_u との比は、A型の場合 (8) 式に示す極めて良好な関係があった。後述の σ_u から σ_e を計算すると、 $V_s = 0.01$ で $\sigma_e = 0.43 \text{ kg/mm}^2$ となり σ_{mt} に近くなる。また、 $V_s \geq 0.025$ では、ほぼ一定の値 $\sigma_e = 0.2 \text{ kg/mm}^2$ となる。

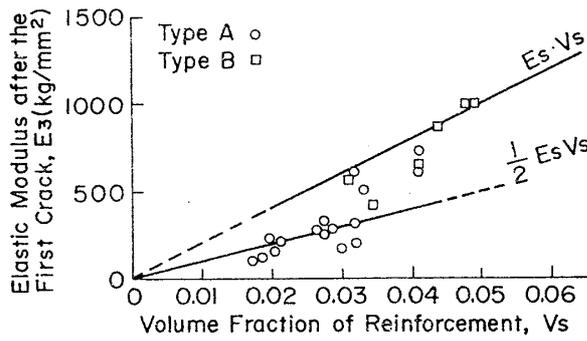


Fig. 8 Elastic modulus after the first crack

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_u}(V_s - 0.006) = 0.005 \quad (8)$$

ひびわれ後の弾性係数 E_3 は、降伏応力 σ_y と標点距離 l の変位量 Δl から (9) 式により求め、Fig. 8 に図示した。

$$E_3 = \frac{\sigma_y - \sigma_{cv}}{\Delta l / l} \quad (9)$$

ここで、 σ_{cv} は、First Crack におけるひびわれ応力である。 E_3 は、ひびわれ後の弾性係数であるので、モルタルの弾性係数を考慮せず、(2)式を $E_3 = E_s V_s$ で表わす。Fig. 8 によると、B型の E_3 は、 $E_s V_s$ に近い関係を示すが、A型は、ほぼ $1/2 E_s V_s$ となった。しかし、Shah⁷⁾ らのA型の弾性係数(実験値)は、 $E_s V_s$ より若干高くなっている。彼らの $E_s V_s$ を、本実験結果と比較すると、Fig. 8 における $E_s V_s$ と $1/2 E_s V_s$ の中間にくる。この相違は、 E_s やひびわれの定義の差から生じたものであろう。

また、First Crack 後の試験体の変位は、主にひびわれ付近の補強材の伸びにより生ずるものでもある。したがって、 E_3 は、補強材とモルタルの付着力に影響されるので比付着係数 S_L で検討することが妥当である。 S_L は、単位体積当りの補強材がモルタルと付着している表面積であり、ここでは V_s と同様、軸方向の補強材のみ考慮する。Fig. 9 は、 E_3 と S_L の関係を示したものであり、直線を仮定し最小自乗法で求めると、 E_3 はほぼ原点を通り、(10) および (11) 式となる。

$$\text{A型試験体} \quad E_3 = 2,500 S_L \quad (10)$$

$$\text{B型試験体} \quad E_3 = 7,500 S_L \quad (11)$$

E_3 は、 S_L の増加により大きくなるが、B型はA型の3倍で増加する。なお著者らの曲げ試験⁹⁾では、ひびわれ後の曲げ弾性係数は、 S_L と良い関係を示した。しかし、曲げ弾性係数は、A型、B型の試験体による相違はみられない。曲げの場合の勾配は、引張りのB型に近く、弾性係数は曲げの方がB型の引張りよりやや大きい値を示した。

(3) ポアソン比

直交する歪の計測値から、ポアソン比を求めた。比

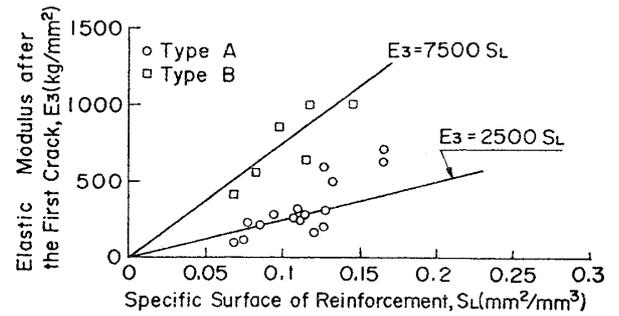


Fig. 9 Elastic modulus after the first crack vs. specific surface

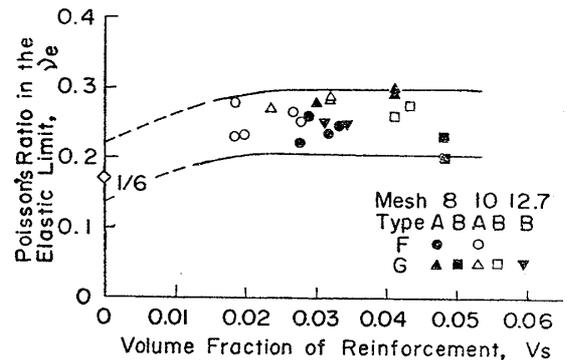


Fig. 10 Poisson's ratio in the elastic limit

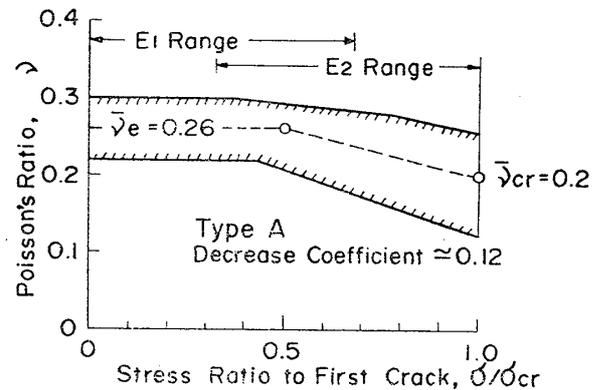


Fig. 11 Decrease of Poisson's ratio

例限界内のポアソン比 ν_e と V_s の関係を Fig. 10 に示す。 ν_e は、試験体により相当バラツキがあるが、0.2 ~ 0.3 の範囲にあり、金網や試験体の種類、補強材比にほとんど影響がないようである。一般に、コンクリートのポアソン比は、骨材などにより異なる。無筋および鉄筋コンクリート標準示方書(土木学会)によると、 ν は $1/6$ と規定されている。

A型試験体の場合、前述のとおり、弾性係数において $E_1 > E_2$ の関係があるので、比例限界を超えるとポアソン比は小さくなる。ひびわれ時のポアソン比を ν_{cr} とし、 ν_e から ν_{cr} へのポアソン比の減少を求めると、それぞれの試験体でその減少割合はほぼ等しかった。 ν_e および ν_{cr} の平均値は、それぞれ $\bar{\nu}_e = 0.26$ および $\bar{\nu}_{cr} = 0.2$ である。ここで、 $\sigma_e \approx 0.5 \sigma_{cr}$ とすると Fig. 11 に

示すように、比例限界を超えてからひびわれまでの範囲において、0.12のポアソン比の減少割合がみられた。この関係を(12)式に示す。

$$\nu = \nu_e - 0.12 \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} - 0.5 \right) \quad (12)$$

ただし、 $0.5 < \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \leq 1.0$

なお、モルタルの単軸引張試験⁹⁾によると、破壊までの荷重に対し、 $\nu = 0.2 \sim 0.25$ が得られている。

3.2 引張強度

3.2.1 ひびわれ強度

フェロセメント板の引張りにおいて、板のモルタル表面に生じた肉眼可視ひびわれ、すなわち First Crack における荷重および応力をそれぞれ P_{cv} および σ_{cv} とする。また、(5)式より求めたモルタルのひびわれ歪 ϵ_{cr} に相当するフェロセメント板のひびわれ荷重および応力をそれぞれ P_{cr} および σ_{cr} で表わす。

Fig. 12は、ひびわれ荷重 P_{cv} と P_{cr} を比較したものである。A型試験体では、両者はほぼ一致しており、 $P_{cv} \approx P_{cr}$ と見なすことができる。B型試験体では、 P_{cv} が P_{cr} よりやや大きく、 $P_{cv} \approx 1.1 P_{cr}$ とした。この結果から、ひびわれ荷重は、モルタルおよび金網の網目間隔には影響されず、モルタルの引張強度に対する歪から推定できるものである。なお、B型の P_{cv} は、比例限界荷重 P_e に相当する (Fig. 5)。

ひびわれ応力について、 σ_{cv} と V_s の関係を Fig. 13に示す。 σ_{cv} は、 V_s の増加により大きくなる傾向があり、実験結果を(13)式で表わした。

$$\sigma_{cv} = 10V_s + c \quad (13)$$

σ_{cv} は、モルタル、網目間隔、試験体の種類により異なっており、材料定数 c は、これらの相違を示すものである。同一の V_s に対する網目間隔の相違では、網目の大きい方が σ_{cv} は大きくなっている。したがって、このことは、織金網の横方向素線がひびわれ分散性に効果を示すものの、ひびわれを誘発し、助長する弱点もあると考え

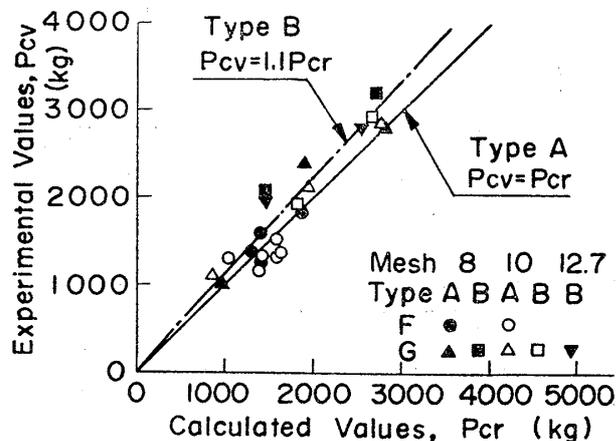


Fig. 12 First crack load correlation

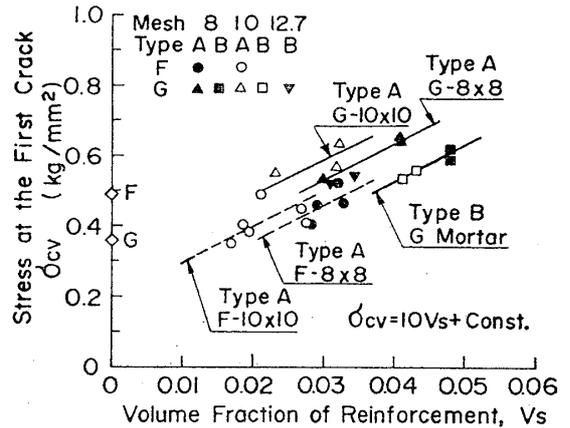


Fig. 13 Stress at the first crack vs. volume fraction of reinforcement

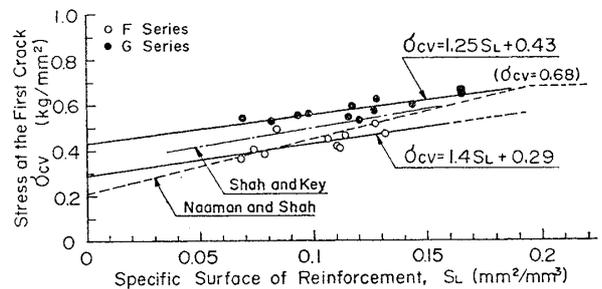


Fig. 14 Stress at the first crack vs. specific surface of reinforcement

られるからである。また、同図において、B型はA型に比べ V_s は相当大きい、 σ_{cv} はそれほど大きくなっていない。他の実験例¹⁰⁾では、試験体の種類 (DnV, A, B, C, D 型) に影響されず、 V_s の増加に対し σ_{cv} の著しい増加がみられる報告もある。

また、ひびわれ応力 σ_{cv} と比付着係数 S_L は、直線関係にあるといわれている¹¹⁾。両者の関係を Fig. 14 にプロットし、 α, β を定数として(14)式で示す。

$$\sigma_{cv} = \alpha S_L + \beta \quad (14)$$

α, β を最小自乗法で整理すると、モルタル F および G に対して、 α はそれぞれ 1.4 および 1.25 kg/mm, β はそれぞれ 0.29 および 0.43 kg/mm² であった。 σ_{cv} は、 S_L の増加によって大きくなっており、前述のような網目間隔や試験体の相違はみられない。しかし、モルタルの相違が明確に現われた。本実験シリーズにおいて、モルタルは、配合が同一であるので、この要因はモルタルの配合によるものではない。モルタル F および G の主な相違は、細骨材の最大寸法と試験時までの試験体の管理状況 (養生) である。砂の粒度や砂セメント比は、フェロセメント板の引張強度に影響しない¹²⁾ ことから、 α, β は、試験時までの養生、特に試験体の乾燥状態により異なると推定される。文献 7) および 12) から判断すると、 α はそれぞれ 2.5 または 1.6 となっており、実験

により異なっている。さらに、 $\alpha=3$ の大きな値もみられる¹³⁾。 β は、モルタルの引張強度 σ_{mt} とするもの^{11),13)}がみられるが、そうでないもの¹⁴⁾もある。本実験から、両モルタルとも β と σ_{mt} に相当の差があるため、 β は材料定数とする方が妥当である。

3.2.2 降伏強度

フェロセメント板の引張りにおける降伏荷重を P_y 、降伏応力を σ_y とする。 P_y および σ_y は、ひびわれ後であるので、モルタルの強度は考慮せず、A型は(15)、(16)式、B型は(17)~(20)式で計算する。なお、B型の計算は、引張りにおいて金網と棒鋼に作用する歪が等しいと仮定する。

A型試験体

$$P_y = A_{\text{mesh}}[\sigma_{sy}]_{\text{mesh}} \quad (15)$$

$$\sigma_y = \frac{A_{\text{mesh}}}{A_c}[\sigma_{sy}]_{\text{mesh}} = [\sigma_{sy}]_{\text{mesh}} V_s \quad (16)$$

B型試験体

$$P_y = A_{\text{mesh}}[\sigma_{sy}]_{\text{mesh}} + A_{\text{rod}}[\sigma_{sy}]_{\text{rod}} \quad (17)$$

$$= [\sigma_{sy}]_{\text{mesh}} \left\{ A_{\text{mesh}} + \frac{[E_s]_{\text{rod}}}{[E_s]_{\text{mesh}}} A_{\text{rod}} \right\} \quad (18)$$

$$= [\sigma_{sy}]_{\text{rod}} \left\{ \frac{[E_s]_{\text{mesh}}}{[E_s]_{\text{rod}}} A_{\text{mesh}} + A_{\text{rod}} \right\} \quad (19)$$

$$\sigma_y = \frac{[P_y]_{\text{min}}}{A_c} \quad (20)$$

ここで、 σ_{sy} および E_s は、それぞれ補強材の降伏応力および弾性係数であり、 A は補強材の断面積、 A_c は板の平行部断面積である。金網と棒鋼の区別を mesh rod とで示した。なお E_s は、Table 4の E_{s3} を用いる。また、B型の P_y は、金網と棒鋼の断面積および弾性係数が、それぞれの試験体により異なるので、(18)式、(19)式の計算値から小さい値を採用する。

Fig. 15は、 P_y の実験値と計算値の関係を示した図である。金網層数の多い荷重の大きな試験体で、実験値はやや大きくなるものの、A型、B型とも両者はほぼ一致している。したがって、実験値 P_y は、前述のとおり変形曲線におけるひびわれ後の変位が直線の変化からの分岐点と定めることができ、補強材の弾性係数と降伏点から十分計算できる。

σ_y と V_s の関係をFig. 16に示した。同図の実線は、A型試験体の計算式(16)を示したものである。 σ_y は、 V_s に比例して上昇しており、(16)式を満足するものである。 $V_s=0$ の実験点は、モルタルの引張強度を示しており、Gは $V_s=0.01$ 、Fは $V_s=0.016$ で(16)式に一致する。これらの V_s より小さな補強材比を有する試験体は、降伏と同時に破断することが予想される。

3.2.3 最大引張強度

フェロセメント板の引張りにおいて、破断時の荷重は、最大引張荷重となる。板の最大引張荷重 P_u は、

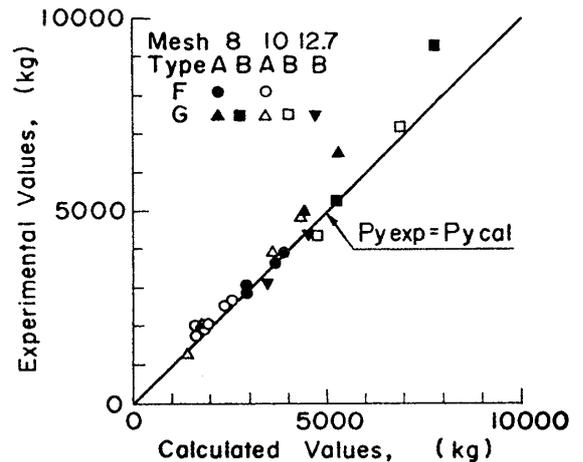


Fig. 15 Yield load correlation

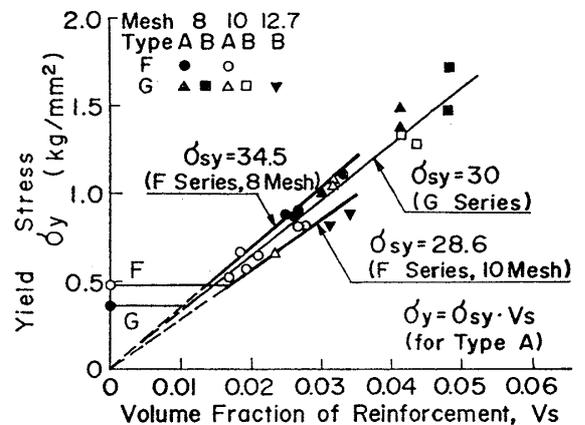


Fig. 16 Yield stress vs. volume fraction of reinforcement

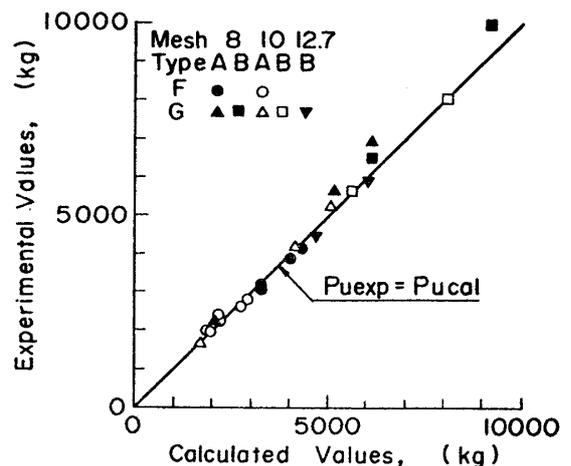


Fig. 17 Ultimate tensile load correlation

(15), (18), (19)式の σ_{sy} を補強材の最大引張応力 σ_{su} に置き換えて計算する。Fig. 17に、 P_u の実験値と計算値の関係を示す。A型、B型とも両者はよく一致しているが、 P_y と同様、金網層数の多い試験体で実験値がやや大きくなった。 P_u は、補強材の強度から十分計算できることが確認された。さらに、最大引張応力 σ_u と V_s

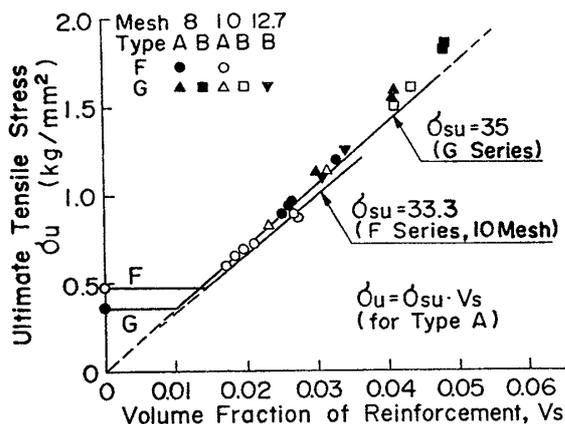


Fig. 18 Ultimate tensile stress vs. volume fraction of reinforcement

の関係も Fig. 18 にみられるように、実験値は計算値とよく一致している。ここで、 σ_u の計算は、(16)、(20) 式の σ_{sy} を σ_{su} に置き換えている。実験によるフェロセメント板の破断は、B 型の場合全て金網の破断が先であった。計算では、棒鋼に作用する力が金網のそれより小さいものもあったが、金網の伸びが棒鋼のそれより著しく小さいために、B 型の破断は、まず金網に生じたものである。 σ_u の最小補強材比は、降伏応力のそれとほとんど同一である。

3.3 漏水とひびわれ幅

試験体にひびわれが入ると、板の表面に接している水は、毛細管作用によりひびわれの達する深さまで浸入する。しかし、ひびわれが板厚を貫通しない限り漏水現象は生じない。フェロセメント板の漏水の基準として、次の 3 段階を定める。漏水第 I 段階は、板の表面にひびわれが生じ (First Crack)、水がひびわれ深さまで浸入し、漏水の危険性は生じているが漏水はしない段階とする (Watertight)。漏水第 II 段階は、ひびわれが板厚方向に貫通し、水が板の反対側に浸み出し始める段階とする (Water Leaking)。漏水第 III 段階は、ひびわれ幅が拡大し、浸み出している漏水が噴き出す段階 (Water Spouting) である。Fig. 4 では、ひびわれ幅 0.1 mm のとき、漏水第 I 段階から第 II 段階に移行して水が浸み出し、ひびわれ幅 0.4 mm のとき水が噴き出して漏水第 III 段階に達している。

3.3.1 応力比による漏水段階

前述の各漏水段階における応力と最大引張応力 σ_u との比 σ/σ_u について、 V_s との関係を示す。また、ひびわれ応力 σ_{cv} と σ_u との比 σ_{cv}/σ_u を同図に示し、(21) 式で表わした。

$$\frac{\sigma_{cv}}{\sigma_u} (V_s + 0.006) = 0.017 \quad (21)$$

(21) 式の曲線より低い応力比では、水の板への浸入は

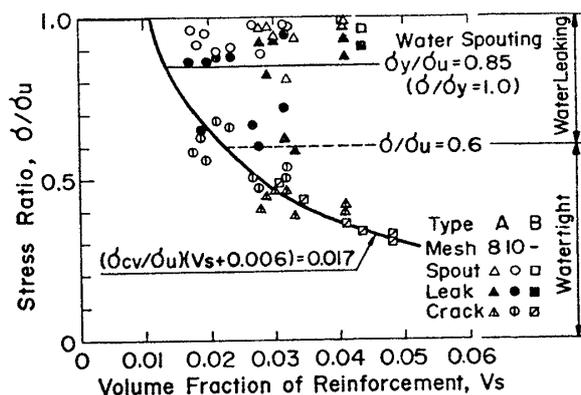


Fig. 19 Stress ratio about leakage of water

全くない。First Crack が板厚を完全に貫通したものであれば、ひびわれと同時に漏水は開始するが、このような漏水現象はほとんどみられなかった。遠藤¹⁵⁾らのひびわれ深さの計算によると、“板にひびわれが入っても、最外層の金網でひびわれが阻止されている” とすると漏水しない応力は、ひびわれ応力、すなわち (21) 式より高くなる。さらに、板の伸びと V_s など前述までの結果から、 $V_s < 0.011$ では、補強材の効果が全くないので、ひびわれ、漏水、破断が同時に生ずると考えてよい。

漏水が開始する第 II 段階は、同図によると相当のパラツキがある。 $V_s < 0.035$ では σ/σ_u の最小値は 0.6、 $V_s > 0.035$ では降伏点を超えている。

漏水第 III 段階の応力比は、ほとんどの試験体で、 $\sigma/\sigma_u > 0.9$ であり、板の破断直前でもある。このことは、補強材の降伏比が 85% であることから推定でき、降伏点を超えるとひびわれ幅が著しく拡大するためである。

3.3.2 漏水ひびわれ幅

フェロセメント板の引張りにおけるひびわれ幅の測定から、漏水が開始する漏水第 II 段階の最大ひびわれ幅を C_{WL} 、漏水が噴出する第 III 段階の最大ひびわれ幅を C_{WS} とする。これらのひびわれ幅と比付着係数の関係を Fig.

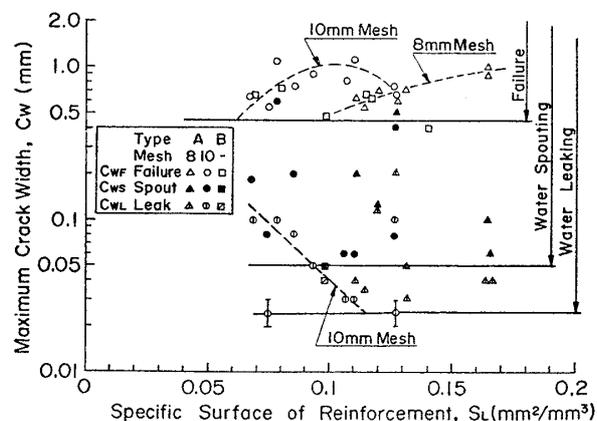


Fig. 20 Maximum crack width vs. specific surface of reinforcement

20 に示し、漏水ひびわれ幅について検討する。

C_{WL} は、 S_L の増加によって小さくなる傾向がみられ、特に網目間隔 10mm を用いた A 型試験体において顕著である。網目間隔の相違による C_{WL} に注目すると、網目間隔が小さくても最小漏水ひびわれ幅は、ほとんど変わらない。また、板の降伏点における最大ひびわれ幅 C_{W_y} は、0.03~0.1mm の範囲にあり、 C_{WL} と良い相関があるが、 C_{W_y} より狭い 0.02~0.03mm のひびわれ幅で漏水するものが 2 つの試験体にみられた。Fig. 20 では、漏水するひびわれ幅のうち最小値を 0.025mm としているが、 C_{WL} は降伏点における最大ひびわれ幅と見なしてよい。フェロセメントタンク（水圧 2.11 kg/cm²、板厚 10.8mm、 $S_L=0.048\text{mm}^2/\text{mm}^3$ ）の漏水実験¹⁶⁾ では、最小ひびわれ幅 0.03mm で漏水している例がある。

コンクリートの場合、漏水に影響を及ぼすのは、ひびわれ幅と壁厚であるとされている¹⁷⁾。本実験では、漏水と板厚との相関はみられなかったが、金網層の厚さ 12mm 程度までの増加に伴い、漏水ひびわれ幅の減少傾向があった。したがって、フェロセメント板の施工では、金網層をなるべく厚く分散配置し、均一の厚さに保つことが漏水対策上望ましい。

漏水が噴出する C_{WS} は、Fig. 20 によると、 S_L の増加により、金網ごとく小さくなる傾向がみえるが、バラツキも大きい。実験値の C_{WS} は、 S_L の相当の範囲にわたり 0.05mm が最小値である。また、A 型の場合、漏水を開始してから噴出に至るまでかなりのひびわれ幅の拡大が見込まれる。

3.3.3 破断ひびわれ幅

板の破断に相当する最大ひびわれ幅を C_{WF} とする。 C_{WF} は、試験体が破断した後、板の平行部に存在しているひびわれ幅のうち最大の値を示す。

Fig. 20 に示す C_{WF} と S_L の関係では、 S_L の増加により C_{WF} は増加するものの、網目間隔の相違がみられた。網目間隔 10mm の織金網の場合、 $S_L=0.1\text{mm}^2/\text{mm}^3$ のとき、 C_{WF} は最大値約 1mm を示し、 $S_L>0.1$ で S_{WF} は小さくなった。網目間隔 8mm の場合も、 $S_L>0.17$ で最大値 $C_{WF}=1\text{mm}$ となる傾向を示している。

破断時の変位量は、板に生じたひびわれ幅の総和とも考えられるが、幅の狭いひびわれ幅は、伸びに与える影響が小さい。補強材が降伏して破断に至る過程では、補強材とモルタルの付着力の最も弱い部分が伸びる。すなわちひびわれ幅の最大の部分が主に伸びとして検出される。Fig. 21 は、 C_{WF} と破断伸び δ との関係を示したもので、金網や試験体の種類によらず、(22) 式の関係が得られた。

$$C_{WF}=0.25\delta+0.45 \quad (22)$$

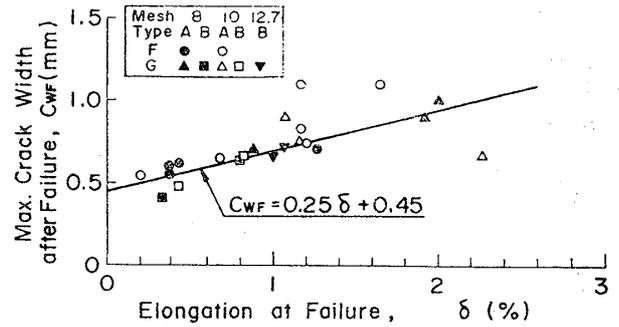


Fig. 21 Maximum crack width after failure vs. elongation

この関係から、伸びの大きく生ずる板は、 C_{WF} も大きく生ずるが、 $\delta=0$ での C_{WF} は、板が破断に至る危険性の最小ひびわれ幅とみられる。Fig. 20 の実線は、 $C_{WF}=0.45\text{mm}$ を図示したものである。

4 結 論

織金網を主な補強材に用いたフェロセメント板の引張試験から、変形挙動、強度および漏水とひびわれ幅について検討した結果、次の結論が得られた。

(1) ひびわれ応力 σ_{cv} は、試験体の種類および補強材の網目間隔の相違に関係なく、比付着係数 S_L の増加に伴い大きくなる。 $\sigma_{cv}=\alpha S_L+\beta$ 、 α および β は材料定数とし、試験時までの養生および試験体の乾燥状態により異なる。

(2) 降伏および最大引張強度は、補強材の強度および補強材比から求められる。

(3) 伸び、降伏または最大引張強度およびモルタルの引張強度から、最小補強材量が定まる。

(4) モルタルおよび補強材の強度から、板の応力-歪曲線が定まる。

(5) ポアッソン比は、織金網のみを用いた板の場合比例限界内で平均 0.26、ひびわれ応力時で 0.2 である。

(6) 漏水開始応力は、補強材比 0.035 以下では最大引張応力の 60% 以上であり、補強材比 0.035 以上では降伏応力を超える。

(7) 漏水最大ひびわれ幅は、板の降伏点におけるそれと見なし、比付着係数の増加により小さくなる。最小値は 0.025mm である。漏水が噴出するひびわれ幅は、0.05mm 以上である。

(8) 破断に相当する最大ひびわれ幅 C_{WF} と伸び δ との関係は、 $C_{WF}=0.25\delta+0.45$ であり、ひびわれ幅が 0.45mm に達すると破断の危険性が生じる。

謝 辞

本研究について、造船学会溶接研究委員会第 1 分科会、町田進主査はじめ委員の皆様、日本セメント（株）中央研究所、高羽登主任研究員補からは有益な御討論をいた

だいた。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 長沢：フェロセメント船，船舶，Vol.50, No.4 (1977), pp.18~25.
- 2) 一色：Ferro-Cement Boat の現状及び将来の展望，船の科学，Vol.30, No.4 (1977), pp.38~43.
- 3) V. S. Gopalaratnam, R. P. Pama and J. Valls: A Review of Marine Applications of Ferrocement in Asia, Journal of Ferrocement, Vol.10, No.1 (1980), pp.31~45.
- 4) 日本セメント(株)，フェロセメントセンター：フェロセメントの現況.
- 5) L. Robles-Austriaco, R. P. Pama and J. Valls: Ferrocement for the Water Decade, Journal of Ferrocement, Vol.11 No.3 (1981), pp.229~245.
- 6) 岩崎：コンクリートの特性，初版，共立出版（昭和50年），p.103.
- 7) A. E. Naaman and S. P. Shah: Tensile Tests of Ferrocement, ACI Journal (Sep. 1971), pp.693~698.
- 8) 小林，井上，長沢：フェロセメント板の静的曲げ強度，日本造船学会論文集，Vol.150 (Dec. 1981), pp.371~380.
- 9) 遠藤，松岡，直井：モルタルの材料強度に及ぼす試験方法の影響，船研講演集（1980.5），No.11, pp.43~46.
- 10) 日本造船研究協会：フェロセメント船に関する調査研究報告書，第305号（昭和53年3月），pp.53~59.
- 11) B. K. Paul & R. P. Pama: Ferrocement, I. F. I. C. (1978), p.51.
- 12) S. P. Shah, A. M. ASCE and W. H. Key: Impact Resistance of Ferro-Cement, Journal of the Structural Division, ASCE (Jan. 1972), pp.111~123.
- 13) 森浜，小林，高橋，石井：フェロセメント板を用いた合成構造の性状，セメント技術年報35（昭和56年），pp.533~536.
- 14) V. F. Bezukladov; Korpusa sudov iz amotsementa, (Ship hulls made of ferrocement), Shipbuilding Publishing House, Leningrad (1968).
- 15) 遠藤，松岡，直井，長沢：フェロセメント船の横強度，日本造船学会論文集，Vol.148 (Dec. 1980), pp.303~311.
- 16) A. J. Guerra, A. E. Naaman and S. P. Shah: Ferrocement Cylindrical Tanks; Cracking and Leakage Behavior, ACI Journal, Vol.75, No.1 (Jan. 1978), pp.22~30.
- 17) 坂本，石橋，嵩：コンクリート壁体のひびわれと漏水，セメント・コンクリート，No.414 (Aug. 1981), pp.16~22.