(昭和56年11月 日本造船学会秋季講演会において講演)

フェロセメント板の静的曲げ強度

正員 小林 佑 規* 正員 井 上 肇*
正員 長 沢 準*

Flexural Strength of Ferrocement

by Yuki Kobayashi, Member Hajime Inoue, Member
Hitoshi Nagasawa, Member

Summary

Static flexural tests were carried out on three types of ferrocement; type A and type B to DnV rule, and a type with reinforcement only in tension side. Reinforcement content was systematically changed for these three types. Strength of ferrocement plate such as elastic modulus, cracking moment and maximum flexural moment were discussed assuming the ferrocement plate as a composite beam of mortar and steel, while ferrocement is assumed as a uniform material in many papers.

Flexural moment, flexural elastic modulus and average crack spacing were discussed in terms of content and specific surface of reinforcement.

Following conclusions were obtained;

(1) Flexural strength can be estimated on the basis of strength of mortar and reinforcement.

(2) The moment at which cracks 0.02 to 0.025 mm wide are observed is about one and a half times of the estimated on strength of mortar.

(3) From strength view point, optimum value of specific surface of reinforcement exists for structures of ferrocement of type A. For the value, cracking moment and maximum flexural moment are correlated to thickness of ferrocement plate, irrespective of type of structure.

1 緒 言

フェロセメントは、小型船舶用に開発された構造材料である。構成材料は、セメントと砂を混合したモルタルと補強材としての金網が主体である。従って材料の入手が容易であるため、製造コストは比較的安い長所もあるが、建造には比較的多くの労働力が必要である。現在では先進諸国で主としてレジャー用の船舶に、中国や東南アジア諸国では多数のバージなどにフェロセメント船が稼働している状況にある。また鋼船のような腐食対策の必要も少なく、寿命は鋼船に比較すると相当長いといわれている。わが国では、最近になってフェロセメント製の小型漁船、ボート、ポンツーンなどが建造されている状況にある。今後フェロセメントはその長所を生かし、薄板構造で複雑な形の陸上構造物や、海洋開発に伴って各種浮遊構造物への利用が期待できる新しい材料である。フェロセメントに関する研究は、英国およびヨーロッパを始めとして古くから多くの国で行われてきたが、

わが国での研究はまだ緒についた段階である。特に船舶や海洋構造物への利用にあたっては、コンクリート特有のひびわれ強度、波浪外力による疲労強度、水密性など明確にすべき問題点は少なくない。

本論文は、フェロセメントの基本的な3種類の構造形式について補強材の含有量を系統的に変えて静的曲げ試験を行ったものである。フェロセメントは、一般に均質な複合体として扱われることが多いが、ここでの強度計算は、フェロセメントをモルタルと補強材が合体した合成梁に置き換えて行った。また、フェロセメントの曲げ強度、弾性係数、ひびわれ間隔について、補強材含有率及び比付着係数の影響に注目して検討を行い、合わせてDnV規則¹⁾に示されたフェロセメント船の基準についても若干の考察を行った。

2 試験体および試験方法

2.1 構成材料

モルタルに使用したセメントは、普通ポルトランドセメント、細骨材は2.5 mmのふるいを通した川砂であ

* 運輸省船舶技術研究所

Table 1 Contents of the mortar

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

Table 2 Strength of the mortar

Age of Material	Specimen	(kg/mm ²)			
		Compression Stress σ_{mc}	Tension Stress σ_{mt}	Bending Stress σ_{mb}	Elastic Modulus (Compression Test - 1/3 σ_{mc})
1 W	A	3.49	0.27	0.35	2270
	B	3.05	0.24	0.31	1780
	M	2.80	0.24	0.34	1860
4 W	M	3.96	0.31	0.28	2880
43 W	A	5.89	0.32	0.57	-
	B	5.05	0.27	0.59	-
	M	4.74	0.26	0.53	-

Table 3 Strength of reinforcement

	Diameter d (mm)	Y. P. σ_{sy} (kg/mm ²)	U. T. S. σ_{sf} (kg/mm ²)
Woven Wire Cloth	1.0	36.4	47.7
Rod	5.6	42.2	45.3

る。モルタルの配合は、Table 1 に示すとおりで、水セメント比 40.9%，セメント砂比 50% である。養生は、モルタルの強度試験体およびフェロセメント試験体とも成型後蒸気養生、脱型後 4 週間水中養生し、それ以後は試験時まで実験室に放置した。

モルタルの強度試験体は JIS に基づき製作し、強度試験は材齢 1 週、4 週およびフェロセメントの曲げ試験時に相当する材齢 43 週について JIS に規定された方法で行った。これらの試験結果を Table 2 に示す。モルタルは 3 回に分けて打設しているため、強度に若干の差が見られる。

補強材は織金網および棒鋼を使用した。織金網は、JIS G 3555 で規定された線径 1 mm で網目間隔 10 mm の亜鉛メッキを施したものである。補強棒鋼は、JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼で規定された熱間圧延棒鋼 SR 24, 6 ϕ である。補強材の引張試験結果を Table 3 に示す。

2.2 曲げ試験体

フェロセメントの曲げ試験体は、幅 300 mm、長さ 1200 mm で、ほぼ AB 規格で定める大きさのものである。

A 型試験体は、Fig. 1 (a) の構造形式であり、補強材として金網だけを配置してある。金網の層数は、4, 6, 8, 10, 12 の 5 種類とした。試験体の符号は、4 A 1 のように示す。4 は金網の層数を示し、A は A 型試験体、末尾の数字は同一層数の試験体の実験番号を示す。

B 型試験体は、補強材に金網と棒鋼を配置した構造形式で横断面を Fig. 1 (b) に示す。配筋は、曲げの主軸方

Fig. 1 Details of specimen

向に補強棒鋼を 50 mm ピッチで 6 本、その両側に同層の織金網を 2, 3, 4, 5, 6 層ずつサンドイッチ状に重ねてある。従って試験体に含まれる全体の金網層数は、4, 6, 8, 10, 12 である。

M 型試験体は、Fig. 1 (c) に示す構造形式である。補強材は試験体の片側だけに金網を配置してある。金網の層数は、2, 3, 4 の 3 種類とし、4 層の試験体のみはかぶりを変化させて打設した。板厚は、M 型の場合 30 mm 一定とし、A 型および B 型の場合打設後の測定によると、金網の層数が多くなるにつれて、計画より薄くなった。

2.3 フェロセメント板の曲げ試験方法

曲げ試験は、スパン 900 mm を 3 等分するいわゆる 4 点曲げで行った。従って試験体中央部の 300 $\times$ 300 mm の部分が一様曲げモーメントを受ける。M 型試験体の曲げ試験は、いずれの試験体も、補強材が引張側にくるようにして行った。試験の時には、試験体の中央たわみ、載荷点直下のたわみおよびモルタル表面での歪を計測するとともに、ひびわれの観察を行った。また、強度計算のために試験終了後、試験体の両側載荷点付近を切断し、補強材の配置とかぶりの測定を行った。

3 試験結果とその考察

3.1 曲げモーメントとたわみの関係 (M- δ 線図)

本試験から得られた曲げモーメントと中央たわみの関係を A 型、B 型、M 型についてそれぞれ Fig. 2~4 に示す。またこれらの関係を定性的に示すと Fig. 5 のごとく説明することができる。

試験体に曲げ荷重を負荷すると、曲げの初期段階では、曲げモーメントとたわみは比例関係にあり、この領域を一般に Uncracked Range と呼んでいる。この限界点でモルタルの表面に微細なひびわれが発生し、引張歪が著しく増大し、たわみも大きくなって曲げモーメントとたわみの関係にゆるやかな屈曲点が生じる。この屈曲点を過ぎて曲げモーメントがわずかに上昇すると初めて 0.02~0.025 mm 程度の幅をもつひびわれが肉眼観察できる。さらに曲げモーメントを増加すると、曲げモー

Fig. 2 Flexural moment deflection curves (Type A specimen)

Fig. 3 Flexural moment deflection curves (Type B specimen)

メントとたわみは再び比例関係を示す。この段階では、モルタル表面に次々と微細なひびわれが入り、曲げによる試験体の引張側の強度は主に金網層の強度によって支配される。この領域は **Cracked Range** と呼ばれている。次の段階では、曲げモーメントの増加に対し、相対的にたわみが増大して比例関係からずれてくる。計算によると、この点は引張側の最外層金網が降伏点に達する点に相当する。実験の観察によると、このあたりからひびわれ幅の拡大が著しく、この段階では **Cracked Range** で発生した微小なひびわれが、金網の降伏に伴ってひびわれ幅を増すものと考えられる。従ってこの領域を **Crack Opening Range** と呼ぶことにする。この領域では、引張側の補強材は外側から順次降伏点を超えて

Fig. 4 Flexural moment deflection curves (Type M specimen)

Fig. 5 Typical moment deflection curve

いくが、中立軸付近はなお弾性変形をしていると考えられる。後述の計算によると、破壊時での中立軸は、圧縮側の板縁から板厚の約 30~40% となり、破壊時の最外層金網の圧縮歪を考えると、かぶり 3 mm の場合圧縮側の補強材は、薄板であれば弾性変形内にあり、厚板になると降伏点を超えるものと考えられる。

Fig. 2 および Fig. 3 にみられるように、A 型および B 型試験体は、**Crack Opening Range** での曲げモーメントの増加が大きい。特に補強材層数が多く、厚い板厚の試験体ほどこの傾向は著しい。Fig. 4 の M 型試験体は、**Crack Opening Range** での曲げモーメントの増加は少なく、A 型および B 型とは異なった挙動を示している。竹鼻²⁾は、補強材層数を 2, 4, 6 に変えた M 型のフェロセメントの曲げ挙動の解析にあたり、曲げモーメントたわみ曲線を仮定しているが、これは本実験での結果と良く似た傾向を示している。M 型が A 型および B 型に比較して **Crack Opening Range** が少ないのは、補強材の含有量が少なく、板厚の片側にのみ配筋されているためであり、板厚に比較して薄い層の間に配置された補強材層がほぼ同時に全て降伏点に達するためである。これに対し A 型および B 型は、ひびわれ幅が増大すると、中立軸が圧縮側に移動するが、なお補強材層の一部は弾性域内にあるためである。

最大曲げモーメントは、引張側の金網が破断するかまたは圧縮側のモルタル表面が圧壊した時に生じる。試験

体が最大曲げモーメントに達し、曲げ耐力を失っても、金網があるためモルタルの曲げ試験のように、分離破断することはない。また圧縮側のモルタルの表面が圧壊する際、モルタルと最外層金網との間が剥離する試験体もみられたが、これは金網の変形が局部的に大きくなるためである。最大曲げモーメントは、金網の層数の増加とともに上昇しているが、補強材層が板厚の中心に対して偏っており、必ずしも同一条件で配置されていないので、試験体ごとの値に差がみられた。さらに同層の試験体では、板厚の大きい方が最大曲げモーメントは大きくなっている。また、モルタルの圧壊は、試験体の板厚の最も薄い部分に生じるので、板厚および補強材の配置の均一化に努めれば、試験体ごとの強度のバラツキは少なくなる。

3.2 弾性係数

曲げを受ける弾性梁において、歪が梁の深さ方向に直線分布するとすると、曲げ剛性 EI は梁の表面歪を用い (1) 式で計算される。

$$EI = \frac{MD}{\varepsilon_t - \varepsilon_c} \quad (1)$$

ここで M は曲げモーメント、 D は板厚、 ε_t は引張歪、 ε_c は圧縮歪である。

今 Table 2 の材齢 4 週におけるモルタルの曲げ試験結果を用い、最大曲げモーメントの 1/3 における弾性係数を (1) 式から求めると、モルタルの曲げ弾性係数 E_m は 2060 kg/mm^2 となる。この試験の場合、曲げの中立軸は板厚の中央から少々ずれているが、ほぼ板厚の中央にあるとみなすことができる。同様の方法で (1) 式を用い、フェロセメント試験体の曲げ試験結果から、初期曲げ弾性係数を求め E_1 と定義する。

Fig. 5 において、Cracked Range における曲げモーメントとたわみの関係はほぼ直線であるので、この領域における曲げ弾性係数 E_2 は、(2) 式から求めることができる。

$$E_2 I = \frac{23}{216} L^2 \frac{\Delta M}{\Delta \delta} \quad (2)$$

Fig. 6 Flexural elastic modulus of ferrocement

ここで L は曲げスパンの長さ、 ΔM および $\Delta \delta$ はそれぞれ曲げモーメントおよびたわみの増加量である。 I はモルタル表面にひびわれが入っているので、引張側のかぶりを除いた板厚 D_1 の梁として考え、中立軸は D_1 の中央にあると仮定する。

次に試験体に含まれる鉄筋量を求める。補強材としての織金網は、試験体の軸方向および直角方向 (幅方向) に等分に配置されているが、軸方向への配筋が主として曲げモーメントに抵抗する。従って、補強材の体積含有率 V_s としては、試験体の軸方向のみをとり、A型およびM型は (3) 式から、B型は (4) 式から求めた。

$$V_s = \frac{\pi mn}{4bD} \cdot d_1^2 \quad (3)$$

$$V_s = \frac{\pi}{4bD} (mnd_1^2 + Rd_2^2) \quad (4)$$

ここで d_1 および d_2 はそれぞれ金網の素線および棒鋼の直径、 b は板幅、 m は層数、 mn は軸方向素線の数、 R は棒鋼の数である。

Fig. 6 は V_s に対して E_1 および E_2 をプロットした図である。 E_1 はモルタルの曲げ弾性係数 E_m より大きい。A型およびB型試験体の補強材含有率がM型より相当大きいにもかかわらず、ほとんど変わっていない。むしろA型は V_s の増加に伴って E_1 が減少する傾向がある。同図の破線は、複合材の引張りにおける複合則を用いた弾性係数を示したものであるが、フェロセメントの場合初期曲げ弾性係数は、引張りの複合則が適用できないことを示している。コンクリートの弾性係数は、骨材や空隙率によって影響を受けるといわれている。フェロセメントの場合、細骨材が比較的均一であるから、その影響は少ないと考えられるので、次の2点が織金網の初期引張特性に影響するものとして考えられる。(1) 織金網は縦横に多数の交点があり、しかも密着して積層されているため、金網の交点や金網相互の接触点においてモルタルの付着が完全でないこと。(2) 曲げの初期段階において、試験体の引張側では、金網の交点での曲げられた部分がまず変形し、集中して伸びるためである。以上の点から、曲げの初期においては補強材が有効に働かず、フェロセメント板の初期曲げ弾性係数がモルタルの曲げ弾性係数にほぼ近い値となったものと考えられる。

E_2 は、モルタルに微小なひびわれが次々に入っていく過程での曲げ弾性係数で、その値は V_s が大きくなっても E_m のほぼ 1/2 である。しかしB型の場合は、 V_s が増加すると曲げ弾性係数が増加している。この E_2 はほぼ複合材の引張りの複合則から求まる値に一致する。これは、曲げの初期段階より補強材がいっそう緊張されていることによる。すなわち、板の中央付近に棒鋼があるため、中立軸からより離れた位置に織金網が配置されて

いるためである。

Dinsbacher³⁾は、フェロセメントを均質な複合体として、(1)式および(2)式と、板厚を D および D_1 としたときに板に働く曲げ応力から Cracked Range における曲げ弾性係数 E_2 を求めた。この計算では、補強材の弾性係数 E_s とモルタルのそれとの比 $N=E_s/E_m$ を与えると、補強材の含有率 V_s に応じて中立軸の位置が求められる。従って曲げ弾性係数 E_2 は、引張側のかぶりの大きさによって変わり、かぶりがないときに最大となる。 E_2 はかぶり5.4 mmの場合560 kg/mm²、かぶりなしの場合1200 kg/mm²となり、この値を本実験と比較するとほぼ妥当な値となっている。

次に構造形式の差による板の曲げ弾性係数を検討するため、補強材の表面がモルタルと付着している補強材表面積とその試験体の体積との比で定義される比付着係数 S_L を導入する。 S_L は、A型およびM型は(5)式から、B型は(6)式から計算される。

$$S_L = \frac{\pi}{bD} mnd_1 = 4 \cdot \frac{V_s}{d_1} \quad (5)$$

$$S_L = \frac{\pi}{bD} (mnd_1 + Rd_2) \quad (6)$$

さらに後に計算される Uncracked Range における中立軸の位置から、曲げによる引張側部分の補強材の含有率を算出し、(5)式および(6)式から引張側部分の比付着係数 S_{LT} を求める。Cracked Range における S_{LT} は、中立軸の位置を $D_1/2$ とし、Uncracked Range での方法と同様の方法で計算する。これらの S_{LT} と E_1 および E_2 の関係をFig.7に示す。 E_1 は S_{LT} の増加に対し若干増加する傾向があるが、バラツキも大きくなる傾向にある。同図の直線 E_1 は、 $S_{LT}=0$ で E_m となるよう最小自乗法で求めた。また E_2 は、フェロセメントの構造形式に関係なく S_{LT} との間で良い相関を示している。傾斜を E_1 と等しくすると $S_{LT}=0$ で E_m の20%、すなわち400 kg/mm²に相当する曲げ弾性係数が存在することを示している。これは、モルタルの表面にひびわ

Fig.7 Relation between elastic modulus and specific surface in the tension zone

れが生じていても、ひびわれが中立軸まで達していないと考えられ、従って、中立軸付近のモルタルの曲げ弾性係数を示すことになる。

3.3 曲げ強度

(1) 計算方法

フェロセメントの補強材は、モルタル中にほぼ均一に分布している。ここで補強材の体積含有率 V_s と $(1-V_s)$ の体積率のモルタルが合体した合成梁を考え、フェロセメントをFig.8に示したモデルのように置き換えてみる。曲げ歪の板厚方向の分布は、直線的であると仮定する。

Uncracked Range においては、モルタルおよび補強材に作用する断面応力は直線に分布するとして、板の引張側端部でのモルタルが、モルタルの最大引張応力 σ_{mt} に達したときひびわれが生ずるとする。曲げモーメントによって、圧縮側のモルタルと補強材に生ずる力がそれぞれ C_m 、 C_s 、引張側の力がそれぞれ T_m 、 T_s とする。力のつり合いから、圧縮側板縁から中立軸までの距離 e およびひびわれモーメント M_{cr} が(7)式および(8)式から求められる。

$$e = \frac{1}{2} \frac{D^2 + \frac{V_s}{1-V_s} NS(D_1 + C_1)}{D + \frac{V_s}{1-V_s} NS} \quad (7)$$

$$M_{cr} = \frac{1}{3} \sigma_{mt} \frac{b}{D-e} [V_s N \{e - C_1\}^3 + (D_1 - e)^3] + (1 - V_s) \{e^3 + (D - e)^3\}] \quad (8)$$

ここで C_1 は圧縮側のかぶり、 S は補強材層の厚さである。 $N=E_s/E_m$ 、 E_s は21,000 kg/mm²と仮定した。

フェロセメント板の降伏曲げモーメント M_{y1} は、引張側の最外層金網が降伏歪に達した時と定義すれば、A型およびB型について、(9)式および(10)式から求めることができる。ここで圧縮側の力は $C_m + C_s$ 、引張側の力は、すでにひびわれが入っているので T_s のみ考える。M型試験体は、補強材層が板厚と比較して薄く、引張側に偏っているため、最外層の金網だけでなく補強材の金網全部が降伏するとして、A型およびB型と同様な考え方で計算することができる。なおこの場合の降伏曲

Fig.8 Assumed strain and stress relationships for calculations

げモーメントを M_{y2} とする。さらにA型およびB型においても、引張側の補強材全てが降伏する降伏曲げモーメント M_{y2} を計算することができる。

$$(1-V_s)e^2 + 2V_s N S e - V_s N S (D_1 + C_1) = 0 \quad (9)$$

$$M_{y1} = \frac{1}{3} \varepsilon_{sy} E_m \frac{b}{D_1 - e} [(1-V_s)e^3 + V_s N \{(e-C_1)^3 + (D_1-e)^3\}] \quad (10)$$

ここで ε_{sy} は補強材の降伏歪である。

フェロセメント板が最大曲げモーメントに達するのは、前述のように圧壊が圧縮側のモルタルに生ずるか引張側の補強材が破断した時である。従ってA型およびB型に対しては、圧縮側の力は $C_m + C_s$ 、引張側の力は T_s のみ考慮して(11)式および(12)式から求めることができる。

$$\left\{ 1 - V_s \left(1 - N - 2 \cdot \frac{D}{S} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_{mc}} \right) \right\} e^2 - 2 V_s \times \left(N C_1 + \frac{D}{S} D_1 \frac{\sigma_s}{\sigma_{mc}} \right) e + V_s N C_1^2 = 0 \quad (11)$$

$$M_u = \frac{1}{6} \frac{b}{e} \sigma_{mc} \left[2 \{ (1-V_s)e^3 + V_s N (e-C_1)^3 \} + 3 V_s \frac{D}{S} e (D_1 - e)^2 \frac{\sigma_s}{\sigma_{mc}} \right] \quad (12)$$

M型試験体が最大曲げモーメントに達した時は、引張側の金網の一部が破断したものもみられるが、同時にモルタルの圧壊も生じている。従って、力のつり合いとして C_m および T_s のみ考慮し、(13)式および(14)式から中立軸および最大曲げモーメントを求める。

$$e = \frac{2 V_s}{1 - V_s} D \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_{mc}} \quad (13)$$

$$M_u = \frac{1}{3} b \sigma_{mc} \left\{ (1-V_s)e^2 + 3 V_s D \left(C_1 + \frac{1}{2} S - e \right) \frac{\sigma_s}{\sigma_{mc}} \right\} \quad (14)$$

ここで σ_s は補強材の強度であり、試験体の破壊の状況を考慮して、A型およびM型では金網の降伏応力と破壊応力の平均値をとり、B型では金網と棒鋼の降伏応力の平均値をとった。

(2) 実験値と計算値の比較

弾性限界曲げモーメント M_e およびひびわれモーメント

Fig. 9 Definitions of flexural moment

Fig. 10 Comparison between experimental flexural moment and calculated cracked moment (Type A specimen)

Fig. 11 Comparison between experimental flexural moment and calculated cracked moment (Type B specimen)

ト M_{cr} の実験値を次のように定義し、Fig. 9 に図示した。 M_e は表面歪の比例限界を示す曲げモーメントで、フェロセメント板の弾性限界に相当する。 M_{cr} は、モルタルの最大引張応力に相当する歪がフェロセメント板の表面に生じた時の曲げモーメントである。 M_{cp} は板の表面歪が 200μ に達した時の曲げモーメントである。 M_{cv} は、フェロセメント板の表面でひびわれが肉眼で観察できる状態のモーメントで、可視ひびわれモーメントとする。

Fig. 10 および Fig. 11 は、A型およびB型試験体における実験値を前節までの方法で求めた計算値と比較したものである。同図の λ は、モーメントの実験値と計算によるひびわれモーメントの比を示す。A型の場合、ひびわれモーメントはほぼ $\lambda=1$ であるが、弾性限界モーメントは $\lambda=0.65$ と低い。つまり $\lambda=0.65 \sim 1$ でモルタル表面にマイクロクラックが生成すると考えられる。しか

し、実験での可視ひびわれモーメントは、計算でのひびわれモーメントより5割も大きい。概してモルタル表面の引張歪が 200μ 程度では、曲げモーメントと歪は準比例関係にあるので、 M_{cp} は M_{cr} より若干高くなる。歪が 400μ 程度になると、塑性変形が進み次第にひびわれが肉眼で見える大きさに生長していく。

B型の場合、ひびわれモーメントの実験値は計算値より2割ほど小さい。これは計算における補強材の分布を一樣と仮定したことに問題があると考えられる。補強棒鋼1本の断面積は、軸方向金網1層の断面積に相当するので、板の中立軸付近の補強材含有量は金網のみの約2倍となっている。それにもかかわらず、補強材が均一に分布したとして計算したために計算値が高くなったと考えられる。しかし、肉眼可視ひびわれモーメントは $\lambda = 1.5 \sim 2$ に分散しており、A型より大きい。

M型のひびわれモーメントは、 $\lambda = 1$ で計算値とよく合っており、また弾性限界曲げモーメントは $\lambda = 0.6$ でA型およびB型とほとんど変わらない。

Fig. 12 Yield moment correlation

Fig. 13 Maximum moment correlation

降伏曲げモーメントについては、Fig. 12 で見られるように、各試験体とも実験値と計算値が良く一致している。また、最大曲げモーメントの実験値と計算値を Fig. 13 に比較して示したが、実験値と計算値は、フェロセメントの構造形式に関係なく、どの試験体も良く一致している。

Rajagopalanら⁴⁾は、M型のひびわれモーメントの計算において、圧縮側の力はモルタルの断面応力分布が直線のと仮定し、引張側の力はモルタルと補強材の断面応力分布を二次曲線と仮定している。さらに補強材の力は、網目間隔と層間隔を考慮に入れている。ひびわれモーメントはモルタル表面の引張歪が 200μ になった時と定めているので、ここでの実験値 M_{cp} に相当する。この計算方法によると、ひびわれモーメントは M_{cp} に近い値が得られるが著者らの計算より30%程高くなる。最大曲げモーメントの計算は、モルタルと補強材の強度によって破壊状態を3種類に区別している。Fig. 13に本実験での破壊状態に相当する計算方法によるM型試験体の計算値を図示したところ、計算値は実験値と良く合っている。しかしその計算方法をA型試験体に適用すると、最大曲げモーメントは厚板になると実験値より20~30%小さくなる。この一因としては、圧縮側の力に対し補強材の効果を無視していることが影響していると考えられる。

Fig. 14は、かぶりと曲げモーメントの関係を図示したもので、かぶりが大きくなるにつれて最大曲げモーメント、降伏曲げモーメント、可視ひびわれモーメントは小さくなる。これは、M型試験体のうち補強材として4層の金網をもち、ほぼ30mmの板厚の試験体であり、かぶりの量を変えた曲げ試験結果である。西岡ら⁵⁾は、板厚が16mmで、補強材として織金網を用いたフェロセメント板について、かぶりの量をかえた実験を行っている。かぶりが3mmから5mmに増加すると、最大曲げモーメントが小さくなっており、ここでの実験と同様な傾向を示している。計算式からは、(13)式を(14)式に代入すると、最大曲げモーメントが引張側のかぶり量

Fig. 14 Variations of the flexural moment in the similar ferrocement for the different covers

C_2 の関数となっていることがわかる。 M_u と C_2 の比は、 $-(\pi/4)mnd_1^2\sigma_s$ となり、補強材の強度によって決まってくる。従って、かぶりが全くないとき最大曲げモーメントは最大となる。Fig. 14 に示す直線は、(14) 式から求めたものである。

(3) 補強材体積含有率および比付着係数と曲げ強度
補強材の金網の層数が増加することにより、最大曲げモーメントが上昇することは、Fig. 2~4 でも明らかである。ひびわれおよび最大曲げモーメントは、補強材体積含有率 V_s をわずかに増加させることで著しく上昇させることができる。しかし、金網 10 層の A 型試験体の場合、板厚がほとんど変わっていない金網 8 層のものとはほぼ同じ最大曲げモーメントとなっている。従って補強材を板厚に対してある限度以上使用しても最大曲げモーメントは上昇しない。

西ら⁶⁾は、DnV 規則で定める A, B, C, D の各構造形式における曲げ試験を行い、「ひびわれモーメントおよび最大曲げモーメントは、金網の種類に関係なく、金網の層数と補強棒鋼の配置によって板厚が定まればほぼ同一の値を与える」という興味ある報告をしている。

フェロセメントの強度を考える場合、フェロセメントを均質な複合体として取扱い、ひびわれモーメント M_{cr} および最大曲げモーメント M_u が、それぞれモルタルの引張強度および圧縮強度から決まるとすれば、これらは (15) 式および (16) 式で表わすことができる。

$$M_{cr} = \frac{b}{6} \sigma_{mt} D^2 \quad (15)$$

$$M_u = \beta \frac{b}{6} \sigma_{mc} D_1^2 \quad (16)$$

ここで (15) 式では中立軸が板厚の中央にあると仮定す

Fig. 15 Relation between the thickness of the ferrocement plate and the flexural moment

る。(16) 式の最大曲げモーメントの状態では、引張側のモルタルにひびわれが生じているために、中立軸が D_1 の梁の中央より圧縮側にずれているので、中立軸の位置を補正する係数として、試験体の幅 b に対する有効率 β をここで導入する。(15) 式および (16) 式において両辺の対数をとる、曲げモーメントの実験値を D または D_1 に対して図示すると Fig. 15 が得られる。パラツキはあるが、フェロセメントの構造形式によらず M_{cr} , M_u ともに板厚に対して直線となる。Fig. 2 で小さい曲げモーメントを示した金網 10 層の A 型試験体もこの直線上に良く乗っており、これらの試験体の場合、補強材の量に対して板厚が相対的に薄かったことを示している。なお最大曲げモーメントに対する有効率 β は、ここでの実験では 0.73 であり、(12) 式からモルタルと補強材の強度比から決まる特性をもっている。

Fig. 16 は、ひびわれおよび降伏曲げモーメントとそれぞれ最大曲げモーメントの比を V_s との関係で示したものである。ひびわれモーメントと最大曲げモーメントとの比 M_{cr}/M_u , M_{cv}/M_u は、 V_s の増加に対して逆に減少する結果が得られた。これは、 M_{cr} , M_u が V_s の増加によって上昇するものの、 M_u の V_s に対する増加率がそれより大きいためである。 V_s が極端に小さくなると、これらの比は 1 に近くなる。この曲線は、 V_s が 0.04 に達すると、ほぼ M_{cv}/M_u は 0.17, M_{cr}/M_u は 0.1 に近づき、それ以上になってもその比は変わらない。村田ら⁷⁾の実験においては、フェロセメント板のひびわれモーメントと最大曲げモーメントの比は 0.2~0.25 程度になることを示している。本

Fig. 16 Relation between flexural moment ratios and steel contents

実験の値と異なるのは、補強材とモルタルの強度特性が異なることと、ひびわれモーメントを決めるひびわれ幅の基準を本実験より大きくとっているためではないかと思われる。

降伏曲げモーメントと最大曲げモーメントとの比 M_{y1}/M_u および M_{y2}/M_u は、 V_s が 0.025 以上では、Fig. 16 に直線で示す実験式のごとく上昇しており、補強材の効果が良く現われている。実験式の傾斜は、引張側の補強材が全て降伏する M_{y2}/M_u の方が M_{y1}/M_u より大きい。 M_{y1}/M_u および M_{y2}/M_u についても、 M_{cr}/M_u の場合と同じように、 V_s が次第に小さくなるとどこかで極値に達し、それ以下の V_s ではその比が Fig. 16 の破線のように上昇することが考えられる。この極値を与える V_s の条件は、 V_s が 0.015 と 0.025 の間にある。

DnV 規則によると、A 型の全比付着係数は $2 \sim 3 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$ と規定しており、文献⁹⁾によるとソ連においてもこの値が最適であることが示されている。一方 Naaman⁹⁾らは、フェロセメントの引張りにおいて、網目間隔が同じであれば、金網の層数を増すことによってひびわれ応力を上昇させることができることを示した。即ち、線径が 0.6 mm で網目間隔が 6.4 mm の織金網の場合、ひびわれ応力は、 V_s が 0.03 までの増加に対して著しい増加を示すが、 $V_s=0.03$ ではほぼ上限のひびわれ応力 $0.7 \text{ kg}/\text{mm}^2$ に達する。 V_s を 0.04 に増加させても、ひびわれ応力の増加はわずかである。 $V_s=0.03$ の比付着係数は、線径が 0.6 mm であるから $2 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$ となり、DnV の比付着係数の許容値の下限値に相当している。Fig. 16 の M_{y1}/M_u または M_{y2}/M_u は、 V_s が減少すると、実験式からはずれてくるが、その点の V_s は 0.025 であり全比付着係数に直すと $2 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$ である。

次に M_{cr}/M_u は、Fig. 16 で $V_s=0.04$ で 0.1 に近づき、前述のとおり、 V_s をこれ以上増加させても M_{cr}/M_u は一定となる。ここで少ない補強材でなるべく高いひびわれモーメントを得たいとすれば $V_s=0.04$ が V_s の上限値を示すことになり、この値の全比付着係数は $3.2 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$ になる。従って DnV が最適な全比付着係数を $2 \sim 3 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$ と定めていることは妥当であると考えることができる。

次に曲げによって引張側にある補強材の効果を検討するため、前節での計算で求められる中立軸の位置に対し、ひびわれ時および破壊時におけるそれぞれの引張側の比付着係数 S_{LT} と曲げモーメントとの関係を Fig. 17 に示した。最大曲げモーメントは、A 型、B 型および M 型とも S_{LT} の増加によって上昇しており、M 型、B 型、A 型の順に小さい S_{LT} で相対的に大きい M_u を得ることができることがわかる。ひびわれモーメントは、A 型および B 型の場合は、 S_{LT} の増加によって上昇している

Fig. 17 Relation between calculated moment and specific surface

が、M 型の場合は、 S_{LT} に関係なくほぼ一定である。これは M 型の場合板厚が同一であることによるものである。従って A 型および B 型でも、M 型と同一の板厚であれば同一のひびわれモーメントとなる。M 型より板厚が厚くなれば、A 型でも B 型でもひびわれモーメントが大きくなり、板厚が薄くなればひびわれモーメントも小さくなる。また Fig. 17 で、M 型のひびわれモーメントは $12 \text{ kg} \cdot \text{m}$ であり、Table 2 に示す曲げ強度からモルタルのみの曲げモーメントを求めると $6 \text{ kg} \cdot \text{m}$ となる。従ってフェロセメントのひびわれモーメントは、少なくともモルタルのみの値の 2 倍程度になる。

3.4 ひびわれ間隔とかぶり

試験体が最大曲げモーメントで破壊した後、除荷を行い、試験体の一様モーメント部に発生した肉眼で識別できるひびわれ間隔の観察を行った。測定したひびわれ間隔は、10 mm をピークにほぼ正規分布する。かぶりが少ない場合は、最外層の織金網の性質によって影響を受ける傾向が見られる。

各試験体のひびわれ間隔 l_{cs} とかぶり C_2 との関係を示

Fig. 18 Average crack spacing versus cover

Fig. 19 Relation between average crack spacing and specific surface

すと Fig. 18 のようになる。同図の▲印で示す点は、織金網層数を4層とし、かぶりだけを変化させたM型の試験体の計測値を示す。これらの点を結ぶ直線は、同図に記載したように網目間隔にほぼ比例している。ひびわれ間隔は、かぶりが小さくなればより小さくなるが、幅方向の配筋の位置に主としてひびわれが入り、ひびわれの分散を阻止するので、かぶりが3 mm 以下になってもひびわれ間隔が小さくならない。かぶりは補強材の保護の役割を持っているが、かぶりが大きくなると幅の広い深いわれが生ずる可能性がある。また、かぶりは強度上からはなるべく小さくすることが望ましい。この試験結果からは、かぶりは3 mm が最も良い結果を与えるが、ひびわれによる腐食、モルタルの中性化など耐久性も考慮して決めなければならない。

Fig. 19 は、ひびわれ間隔と破壊時における引張側の比付着係数との関係を示す。図中の曲線は、Naamanら⁹⁾が溶接金網を用いたフェロセメントの引張りの付着力から求めた理論式を示す。ひびわれ間隔は、 SLT が増加すれば小さくなるが、幅方向素線の間隔によって、最小ひびわれ間隔が制限されていることは前述のとおりである。本実験の場合もこの理論式に近い傾向を示しているが、実験値のひびわれ間隔はやや小さ目になっている。Loganら⁹⁾は、溶接金網を用いた曲げ試験を行って、この理論式によく一致することを示しており、また Naaman らの実験⁹⁾によっても同様な結果が得られていることから、この性質は織金網の特性とみなすことができる。

4 結 論

以上の試験結果によって、フェロセメント板の曲げ強度について、次のような結論を得ることができた。

(1) 曲げ強度は、モルタルと補強材が合体した合成

梁に置き換え、モルタルおよび補強材の強度から計算することができる。

(2) ひびわれモーメントについては、フェロセメントを均質な複合体として計算することもできる。さらに、ひびわれモーメントおよび最大曲げモーメントは、全比付着係数が $2 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$ 以上であれば、構造形式には無関係に梁の深さのみによって決まる。

(3) ひびわれ幅が $0.02 \sim 0.025 \text{ mm}$ の肉眼で識別できる状態に達したときの可視ひびわれモーメントは、モルタルの最大引張応力を用いて計算した値の約1.5倍である。

(4) 最適な比付着係数は、A型の場合 $2 \sim 3.2 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$ である。これは、ひびわれモーメント M_{cr} および引張側の補強材が降伏する曲げモーメント M_{y1} または M_{y2} と最大曲げモーメント M_u の比 M_{cr}/M_u , M_{y1}/M_u または M_{y2}/M_u から決めることができる。

(5) 初期曲げ弾性係数は、織金網を補強材としたとき、モルタルの曲げ弾性係数より若干高い。Cracked Rangeの曲げ弾性係数は、モルタルのそののほぼ1/2である。これらの弾性係数から、曲げモーメントたわみ曲線の定性的な性質が把握できる。

(6) かぶりの量はひびわれ間隔に影響を与える。かぶりが小さくなるとひびわれ間隔は小さくなるが、幅方向素線間隔がひびわれ間隔を制限するので、網目間隔10 mm 程度の織金網の場合、かぶりは3 mm が適当と考えられる。織金網を用いたフェロセメント板のひびわれ間隔は、溶接金網のそれより小さくなる。

参 考 文 献

- 1) Tentative Rules for the Construction and Classification of Ferrocement Vessels, DnV, (1974).
- 2) M. Takehana et al.: ICF, Hong Kong, March 21~25 (1977), 421~435.
- 3) A. L. Dinschenbacher and F. E. Brauer: Marine Technology, July (1974), 277~296.
- 4) K. Rajagopalan and V. S. Parameswaran: Indian Concrete J. Dec. (1974), 387~395.
- 5) 西岡, 高羽: セメント・コンクリート, No. 350, Apr. (1976), 44~48.
- 6) 西, 大西他: 第35回セメント技術大会講演要旨(昭和56年5月13~15日), 298~299.
- 7) 村田他: セメント・コンクリート, No. 374, Apr. (1978), 14~21.
- 8) A. E. Naaman and S. P. Shah: ACI Journal, Sep. (1971), 693~698.
- 9) D. Logan and S. P. Shah: ACI Journal, Dec. (1973), 799~804.