

論文

「コンクリートのひび割れ抵抗性の評価に関する研究」

村上 聖

Study on Estimation of Cracking Resistance of Concrete

Kiyoshi MURAKAMI*

1. 序 論

コンクリートへの破壊力学の適用は、1961年の Kaplan による線形破壊力学のコンクリートへの適用妥当性に関する研究報告¹⁾を契機として、これまでにそれに類する実験的研究は数多く行われてきた。しかし、最近ではコンクリートへの線形破壊力学の適用限界が次第に認識されるに及んで、金属の場合と同様に用いる供試体寸法にかなり厳しい制限を受けることが言われている。このようなコンクリートの線形破壊力学からの逸脱は、破壊靱性試験において切欠き先端前方のマイクロクラックの累進的発生に起因するものである。コンクリートの場合には、その高度の非均質性によりマイクロクラックの累積発生過程を伴う非線形領域(破壊過程域, fracture process zone と呼ばれる)は一般に無視できないほどの大きさにまで発達することが、アコースティック、エミッション法により観測されている²⁾。図1は、コンクリートの切欠き先端からのひび割れ進展過程の特徴を概念的に示したものである。その図は、破断面を貫通する主ひび割れ先端前方の幅の狭い領域で集中的に不連続マイクロクラックの発生を伴う破壊過程域が発達し、またマイクロクラックが主ひび割れに取り込まれる過程でヘア状の微細な表面ひび割れが発生する様相を示している。このように、コンクリートのひび割れ進展過程の特徴が、損傷の局所集中化に見いだせることに着目すれば、細長

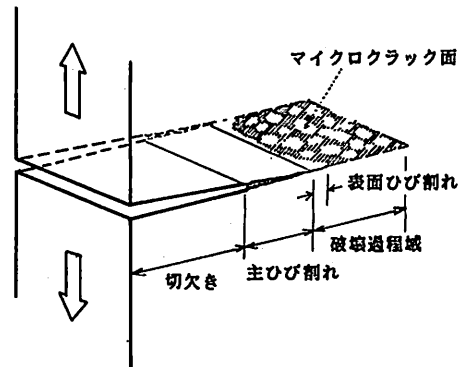


図1 ひび割れ進展過程の特徴

い損傷領域の進展を仮定のき裂面にその開口に抵抗する力が作用するモデルで近似した結合カモデル (cohesive force model) のコンクリートへの適用性が注目される³⁾⁻⁵⁾。一般に、損傷レベルは変形集中の程度に依存していると考えられるので、結合力を仮想き裂面間距離の関数として導入するモデルが妥当である。

本研究では、結合カモデルを利用してコンクリートのひび割れ抵抗性を間接的に評価する手法を提案し、その応用として骨材のクラックアレスター作用および繊維補強効果の定量化を試みる。

2. 評価方法

まず本解析の基礎となる Dugdale モデルについて述べる。次に、結合カを仮想き裂の開口変位の関数として導入する場合に、等価な Dugdale モデルによる逐次計算法を説明し、最後に実験により求められる荷

昭和61年 9月29日受付

* 助手 工博 建築学教室

重き裂口変位 (crack mouth displacement) 曲線から破壊過程域内部の構成法則を推定し破壊靱性を評価する間接的方法を提案する。

2.1 Dugdale モデル解析

Dugdale モデルの場合には、結合力を開口変位によらず一定の降伏強度、すなわち塑性域内部で完全弾塑性構成法則を仮定しているため、その解析は線形破壊力学で扱える⁹⁾。以下に、本実験において利用したノッチ付はりの中点曲げ载荷 (スパン・高さ比=3.0) について、その解析方法を述べる。

図2に示すように、ノッチ先端からの細長い塑性域の進展を仮想的き裂面 ω に一様の降伏強度 σ_y が作用

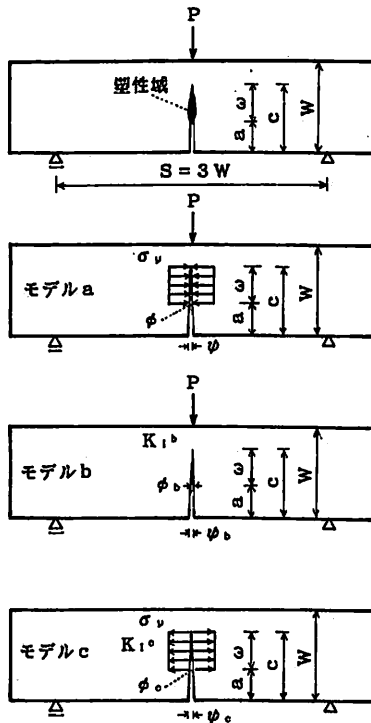


図2 Dugdale モデル解析方法

するモデル a で近似する。そのとき、モデル a の応力や変位場は、外力のみが作用するモデル b と仮想的き裂面に降伏強度のみが作用するモデル c の応力や変位場を線形弾性的に重ね合わせることで計算される。ただし、モデル a において仮想的き裂先端での応力の連続条件から、重ね合わせにあたってモデル b および c におけるき裂先端の応力の特異項は互いに打ち消し合わなければならない。ここで、き裂先端の応力の特異

性は応力拡大係数により表示されるので、モデル b および c の応力拡大係数を等置することにより、降伏強度に対する外力の比と仮想的き裂長さとの間に一意の関係が得られる。また、モデル a におけるき裂先端開口変位 ϕ およびき裂口変位 ψ は、モデル b および c において対応する変位を与えられた外力条件の下で重ね合わせることで求められる。

以上のようにして得られた解析結果を図3に示す。ただし、応力拡大係数およびき裂開口変位の解析には間接境界要素法を利用した^{10),11)}。また、後の解析に便利のように、公称曲げ応力度 σ_0 、き裂先端開口変位 ϕ およびき裂口変位 ψ は、それぞれ無次元パラメーター $Y = \sigma_0 / \sigma_y$, $X = (E \cdot \phi) / (\sigma_y \cdot W)$, $Z = (E \cdot \psi) / (\sigma_y \cdot W)$ で表わされている。

2.2 等価な Dugdale モデルによる逐次解析

結合力を開口変位の関数として導入する場合には厳密には非線形解析を行わなければならない。ここでは任意の結合力-開口変位関係に対して同じ J 積分値を与えるような等価な Dugdale モデルを逐次設定する近似計算手法を提案する。

- ① 結合力 σ を開口変位 ϕ の関数として与える。
- ② 開口変位の値を仮定して、同一の J 積分値を与えるような等価降伏強度 σ_y を求め、Dugdale モデルを設定する。例えば、図4に示すように結合力-開

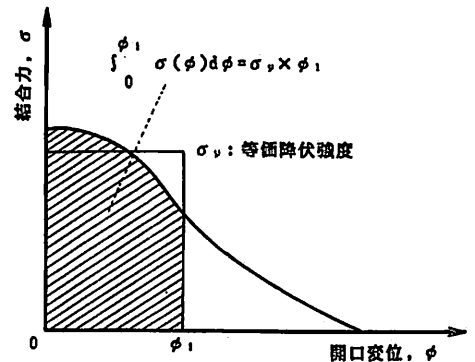
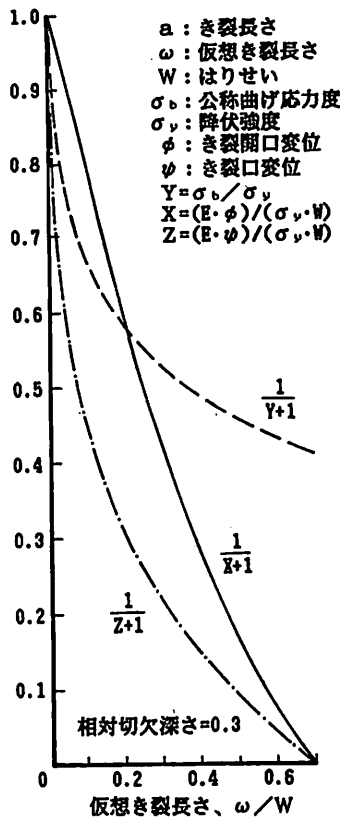


図4 与えられた結合力-開口変位関係

口変位関係が与えられたとする。ここで、結合力-開口変位曲線下の面積は J 積分値を表わしているため、同一の J 積分値を与えるような等価降伏強度を求めるということは、換言すれば開口変位が 0 から仮定した値 ϕ_1 までの曲線下の面積 (図の斜線部分の面積) に等しい長方形のストレスブロックに置き換えることを意味している。



a/W	ω/W	Y	X	Z
0.1	0.05	0.616	0.114	0.387
	0.10	0.835	0.239	0.602
	0.15	0.988	0.388	0.810
	0.20	1.119	0.554	1.043
	0.25	1.237	0.779	1.316
	0.30	1.349	1.049	1.649
	0.35	1.452	1.379	2.049
	0.40	1.553	1.809	2.561
	0.45	1.649	2.354	3.203
	0.50	1.740	2.958	4.051
	0.55	1.817	3.717	5.098
	0.60	1.899	4.650	6.576
	0.65	1.967	5.897	8.709
	0.70	2.030	7.850	11.99
	0.75	2.077	10.90	17.52
0.80	2.135	17.18	28.41	
0.85	2.175	35.36	61.50	
0.3	0.05	0.362	0.126	0.805
	0.10	0.513	0.280	1.253
	0.15	0.629	0.480	1.700
	0.20	0.729	0.733	2.206
	0.25	0.818	1.053	2.802
	0.30	0.902	1.478	3.549
	0.35	0.981	2.054	4.523
	0.40	1.057	2.866	5.851
	0.45	1.128	3.950	7.621
	0.50	1.198	5.711	10.24
	0.55	1.268	8.524	14.87
0.60	1.326	14.39	24.00	
0.65	1.381	33.48	54.56	
0.5	0.05	0.210	0.133	1.330
	0.10	0.301	0.314	2.130
	0.15	0.373	0.578	3.008
	0.20	0.436	0.956	4.107
	0.25	0.494	1.523	5.612
	0.30	0.550	2.440	7.880
	0.35	0.600	4.000	11.35
	0.40	0.645	7.333	18.23
	0.45	0.681	16.86	39.00

図3 Dugdaleモデル解析結果

③ 上記のようにして得られた等価降伏強度 σ_v と仮定した開口変位 ϕ の値から、前述の無次元パラメーター $X = (E \cdot \phi) / (\sigma_v \cdot W)$ の値を計算する。ただし、縦弾性係数 E およびはりせい W は既知である。

④ X の計算値から図3を利用して、対応する無次元パラメーター $Y = \sigma_b / \sigma_v$ および $Z = (E \cdot \psi) / (\sigma_v \cdot W)$ の値を求めれば、一对の荷重およびき裂口変位の値が計算される。

従って、上記ステップ②～④を反復計算することによって、与えられた結合力-開口変位に対して荷重-き裂口変位曲線が求められる。

図5は、3種類の簡単な結合力-開口変位関係を仮定して計算された荷重-き裂口変位曲線と、モルタルについて測定された実験結果との比較を示したものである。各モデルの構成関数中のパラメーター (ϕ_{max} など) は、ここでは相対ノッチ深さ $a/W = 0.3$ の供試体に関する最大荷重の測定値と計算値がほぼ一致するよ

うに定めた。この場合には、モデル3の構成法則が実験結果を良く説明しているようであるが、構成法則の推定には試行錯誤を伴う。一方、破壊過程域の構成法則を直接実験的に求めることは、破壊過程域が局所的であることから困難である。既往の研究では、破壊過程域の構成法則として直接引張試験から求められた応力-ひずみ関係が利用されている。しかし、直接引張試験による応力-ひずみ関係は、ひずみ軟化域での主ひび割れ進展に伴う実質的な耐荷断面積の減少が考慮されていない、公称応力-ひずみ表示に基づく多分に見かけの巨視的現象であり、局所的な破壊過程域内部の構成法則の設定に対して適切な情報を提供するものではないと思われる。

2.3 破壊過程域の構成法則の推定

ここでは、前述の解析の逆解法により、実験的に求められる荷重-き裂口変位曲線から破壊過程域の構成法則(結合力-開口変位関係)を推定し、破壊靱性を

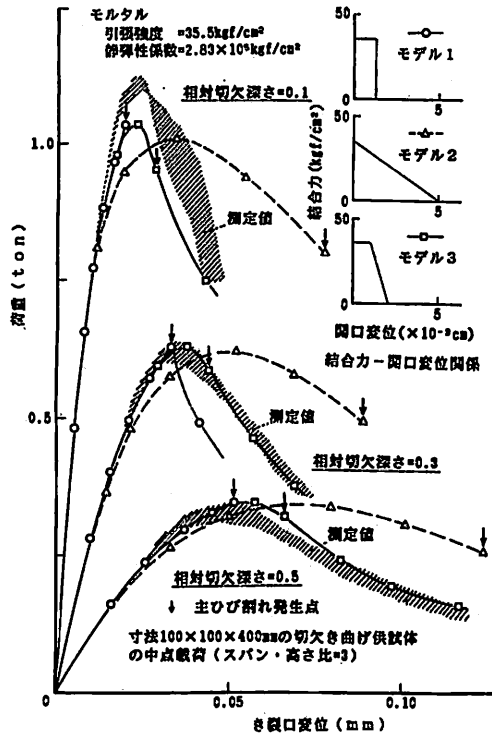


図5 荷重—き裂口変位曲線に関する計算値と測定値との比較

間接的に評価する手法を提案する。

- ① 仮想き裂長さ ω の値を仮定して、図3から対応する無次元パラメーター X, Y, Z の値を求める。
- ② いま、得られた X, Y, Z の値をそれぞれ α, β, γ とする。すなわち、

$$X = (E \cdot \phi) / (\sigma_v \cdot W) = \alpha, \quad Y = \sigma_0 / \sigma_v = B,$$

$$Z = (E \cdot \phi) / (\sigma_v \cdot W) = \gamma$$

ここで、スパン・高さ比=3.0の中点曲げ載荷について、公称曲げ応力度は $\sigma_0 = 9P/2BW$ (ただし、 P : 荷重、 B : はり幅、 W : はりせい) だから、

$$P = \frac{2BW}{9} \sigma_0 = \frac{2BW}{9} B \sigma_v$$

上式に $\sigma_v = (E \cdot \phi) / (\gamma \cdot W)$ を代入して、

$$P = \frac{2B^2 E}{9\gamma} \phi$$

上式において B, E, β, γ は既知量であるから、荷重 P とき裂口変位 ϕ との間に直接関係が成り立つ。

- ③ 図6に示すように、測定された荷重—き裂口変位曲線と、上記のように仮定した仮想き裂長さに対し

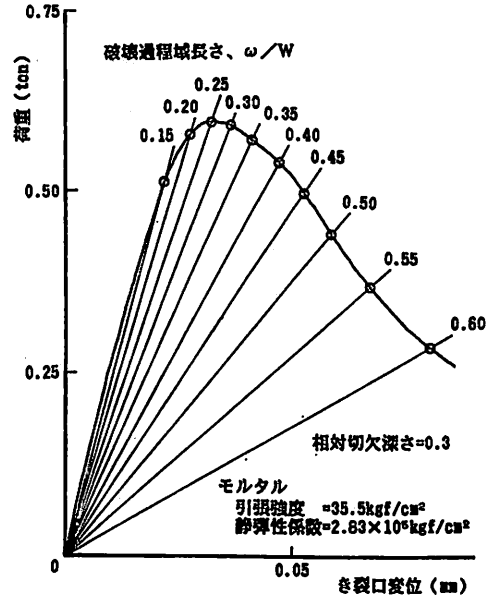


図6 破壊過程域の構成法則の推定

て確定する直線との交点に対応する解を与え、そのときの荷重値から等価降伏強度 σ_v および開口変位 ϕ が一意的に求められ、 J 積分値は $J = \sigma_v \cdot \phi$ として計算される。以上のようにして、仮想き裂長さの各増分で求められる J 積分および開口変位の増分 ΔJ および $\Delta \phi$ から、開口変位 $\phi \sim \phi + \Delta \phi$ の間で作用する平均の結合力は $\bar{\sigma} = \Delta J / \Delta \phi$ として計算され、図7に示すように結合力—開口変位関係が矩形近似で求められる。

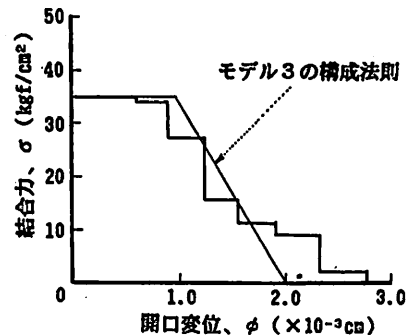


図7 推定された結合力—開口変位関係

3. 実験方法

本実験では、載荷装置や供試体作製が簡便であり、またひび割れ制御も比較的容易であることから、破壊靱性試験として寸法100×100×400mmのノッチ付はりの中点曲げ載荷(スパン・高さ比=3.0)を利用した。ノッチは、厚さ1.0mmの亚克力板をコンクリートを打ち込む前に鋼製型枠側面に接着しておき、コンクリートが硬化した後に亚克力板を引き抜くことにより設けた。ノッチの深さは、はりせいに対する比で0.1, 0.3, 0.5の3種類とした。荷重と、ノッチ肩口にナイフエッジを介して取り付けられたクリップゲージの変位(き裂口変位)との関係は、X-Yレコーダによって自動記録した。また、荷重-き裂口変位曲線において

表1 使用材料

セメント	普通ポルトランド
細骨材	大井川産砂 表乾比重=2.62 最大寸法=5mm F. M.=2.85
粗骨材	大井川産砂利 表乾比重=2.65 最大寸法=10mm (F. M. 6.00) 15mm (F. M. 6.50) 20mm (F. M. 6.60)
鋼繊維	市販のせん断ファイバー 寸法=0.5×0.5×30mm

表2 使用割合

シリーズ		調 合	引張強度 Kgf/cm ²	静弾性係数 ×10 ⁵ Kgf/cm ²
水セメント比	40%	C:S:G=1:2.14:2.89 (重量比) 粗骨材最大寸法=15mm 材令(日)=28	35.9	3.61
	50%		30.8	3.31
	60%		28.6	3.07
粗骨材体積率	0.2	水セメント比=50% C:S=1:2.14(重量比) 粗骨材最大寸法=15mm 材令(日)=28	31.0	2.85
	0.4		30.3	3.36
	0.5		29.6	3.07
骨材最大寸法	5mm	水セメント比=50% C:S:G=1:2.14:2.89 (重量比) 材令(日)=28	32.0	2.34
	10mm		30.2	2.86
	15mm		28.2	3.13
	20mm		27.3	2.75
鋼繊維体積率	0%	水セメント比=50% C:S:G=1:2.14:1.08 (重量比) 粗骨材最大寸法=15mm 材令(日)=28	31.0	2.85
	0.5%		33.9	2.73
	1.0%		38.2	3.08
	1.5%		47.0	2.52

C:セメント, S:細骨材, G:粗骨材

最大耐力点以降の下降域の計測は、不安定破壊を生じないようにX-Yレコーダのペン先速度を眺めながら荷重試験機の油圧を調節して除荷・載荷を繰り返す方法¹³⁾により行った。使用材料および割合は、それぞれ表1および2に示すとおりであり、供試体は材令28日後(20°C水中養生)湿潤状態で試験に供した。

4. 結果および考察

4.1 骨材のクラックアレスター作用の定量化

図8は、本手法による評価過程を最大骨材寸法を一例に示したものである。図8-1は荷重-き裂口変位曲線の測定値を、図8-2は推定された結合力-開口変位関係を、図8-3は図8-1中に○印で示す位置で評価されたJ積分およびき裂先端開口変位の値をそれぞれ示す。図8-3から、結合力が作用する限界の開口変位値に対応する主ひび割れ発生点の近傍で評価されたJ積分値は、多少のばらつきはあるものの一定の限界値をとることがわかる。従って、以下の考察ではひび割れ抵抗性の指標として主ひび割れ発生点で評価されたJ積分およびき裂先端開口変位の値を採用する。ただしJ積分はひび割れが単位面積だけ進展するのに必要なエネルギー量であり、き裂先端開口変位は材料の局所的な伸び能力を表す指標である。

まず、水セメント比がコンクリートのひび割れ抵抗性に及ぼす影響について調べる。図9は、水セメント比=40, 50, 60%のブレンコンクリートに関して主

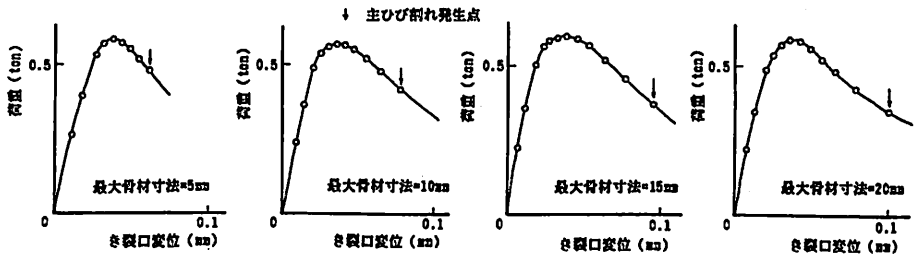


図8-1 測定された荷重—き裂口変位曲線（供試体3個の測定値の平均）

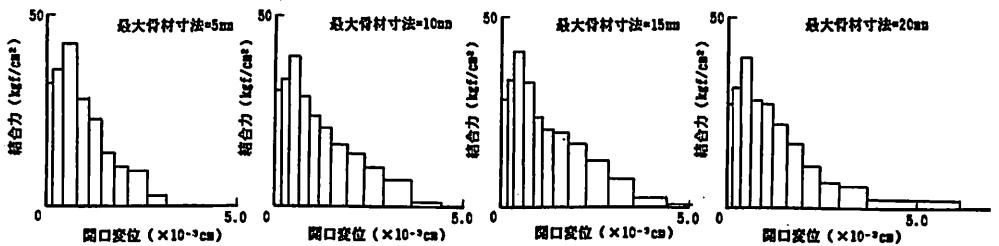


図8-2 推定された結合力—開口変位関係

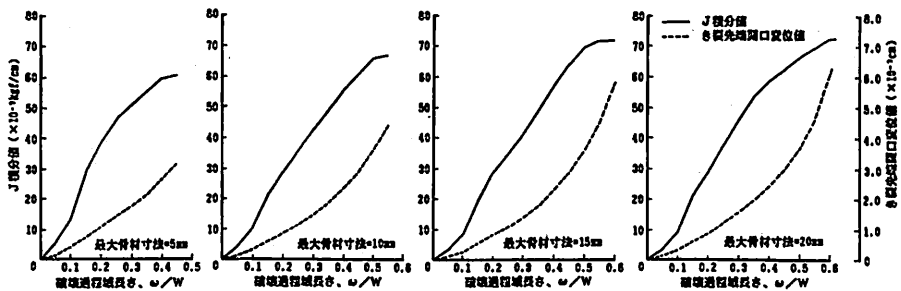


図8-3 評価されたJ積分およびき裂先端開口変位値

ひび割れ発生点で評価されたJ積分およびき裂先端開口変位の値を示す。この図から、き裂先端開口変位値は、大きなばらつきはあるものの水セメント比の違いによる差に明確な傾向が認められないのに対して、J積分値は水セメント比の減少により増加していることがわかる。このことから、水セメント比の減少による強度の増加が骨材—マトリックス界面の付着ひび割れの発生に伴うエネルギー吸収作用を高め、主ひび割れ進展抵抗性に有効に働いていることが推察される。

次に、骨材寸法がコンクリートのひび割れ抵抗性に及ぼす影響について調べる。図10は、最大骨材寸法=5, 10, 15, 20mmのブレンコンクリートに関して主ひび割れ発生点で評価されたJ積分およびき裂先端開口変位の値を示す。この図から、最大骨材寸法が大

きくなるほどき裂先端開口変位値は顕著に増加するとともに、J積分値も増大していることがわかる。一方最大骨材寸法が増加するにつれて強度は低下することから、この場合にはひび割れ面に介在する骨材のブリッジによるひび割れ開口抵抗が、主ひび割れ進展抵抗性を高めていることが推察される。このことは、図7-2に示す結合力—開口変位関係の形状からもうかがい知ることができ、最大骨材寸法が大きくなるほど結合力の低下はゆるやかになっている。

最後に、粗骨材混入量がコンクリートのひび割れ抵抗性に及ぼす影響について調べる。図11は、粗骨材体積率=0, 20, 40, 50%のブレンコンクリートに関して主ひび割れ発生点で評価されたJ積分およびき裂先端開口変位の値を示す。この図から、最大骨材寸法

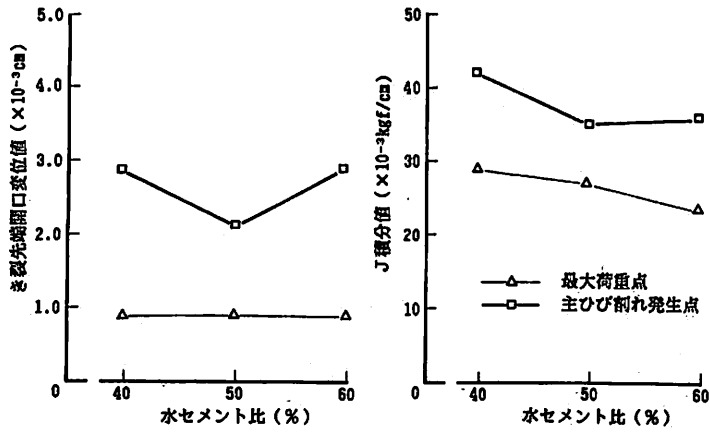


図9 水セメント比がコンクリートのひび割れ抵抗性に及ぼす影響

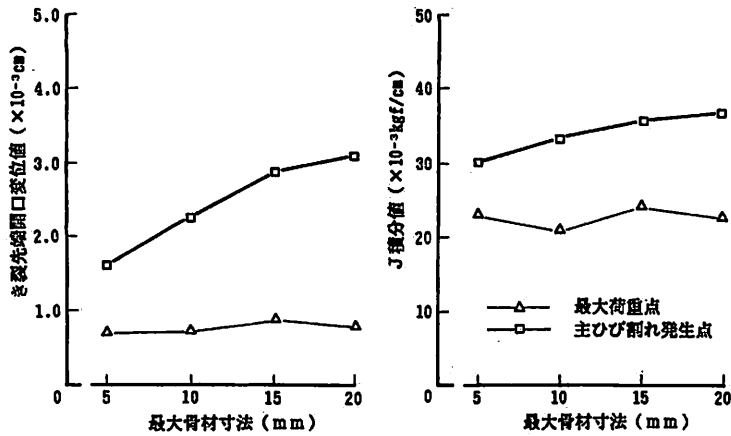


図10 最大骨材寸法がコンクリートのひび割れ抵抗性に及ぼす影響

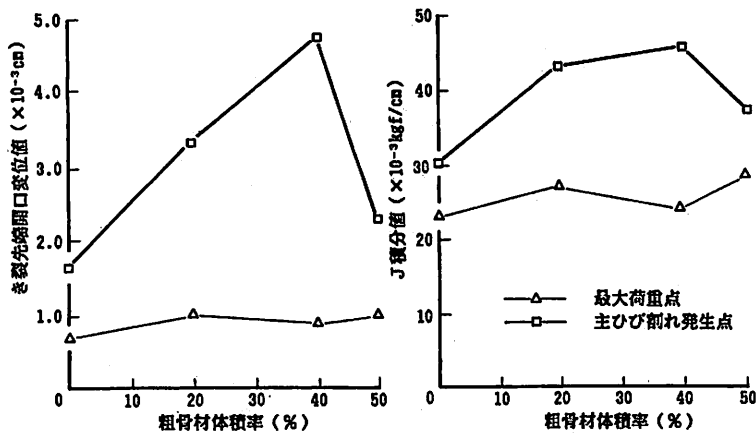


図11 粗骨材混入量がコンクリートのひび割れ抵抗性に及ぼす影響

の場合と同様の傾向がみられる。ただし、粗骨材の混入量が過度になると、骨材-マトリックス界面の付着ひび割れの橋かけが容易に生じ、主ひび割れに合体しやすくなるために、 J 積分およびき裂先端開口変位の値はともに大きく低下している。

以上の結果から、骨材のクラックアレスター作用には、骨材-マトリックス界面の付着ひび割れ発生に伴うエネルギー吸収作用およびひび割れ面での骨材のブリッジング効果によるひび割れ開口抵抗があり、前者に関しては水セメント比が、後者に関しては骨材寸法や粗骨材混入量がそれぞれ強く影響しているものと考えられる。

4.2 繊維補強効果の定量化

図12は、繊維体積率=0.5, 1.0, 1.5%の鋼繊維補強コンクリートおよびマトリックスと同一調合のプレーンコンクリートに関して測定された荷重-き裂口変位曲線を相対ノッチ深さ=0.3について示す。同図中の●○△印は、本手法において測定値との一致を調べた選点を表わす。また、推定された結合力-開口変位関係を図13に示す。前述のように、結合力-開口変位曲線下の面積は J 積分値を表わしているので、鋼繊維の混入によりひび割れ抵抗性が著しく改善されることがわかる。また、プレーンコンクリートにおける結合力の作用する限界の開口変位値に対応する点で、鋼繊維補強コンクリートにおいてマトリックスひび割れが発生するものと考えれば、図12において矢印で示す位置でマトリックスひび割れが生じていることになる。

さらに、図13に示す結合力-開口変位関係においてマトリックスおよび繊維によるひび割れ抵抗性への寄与に線形の加算性があると仮定して、マトリックスお

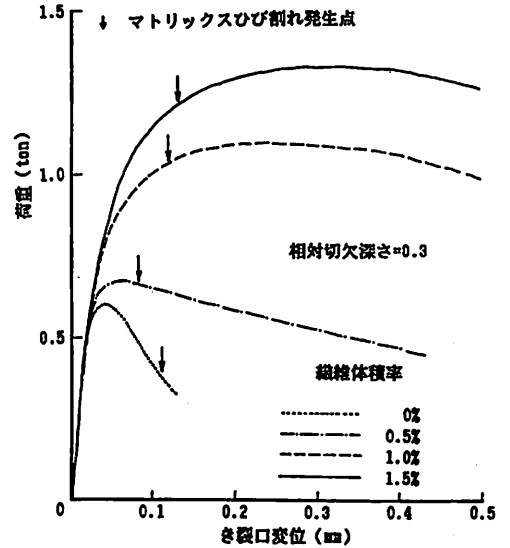


図12 鋼繊維補強コンクリートに関して測定された荷重-き裂口変位曲線 (供試体3個の測定値の平均)

よび繊維によるひび割れ開口抵抗を分離して示すと、図14のようになる。この図から、コンクリートのような脆性マトリックスに対する繊維補強メカニズムの特徴をみることができる。すなわち、開口変位の小さいうちはその開口抵抗はほとんどマトリックスにより負担されるが、開口変位が増加するにつれて繊維の負担するひび割れ開口抵抗の比率が急速に増大し、マトリックスひび割れ発生点近傍でほぼそのピークに達した後、ひび割れ面をブリッジしている繊維の引き抜けや破断により次第にその開口抵抗を低下させてゆくことが推察される。また、繊維体積率が増加するほど、織

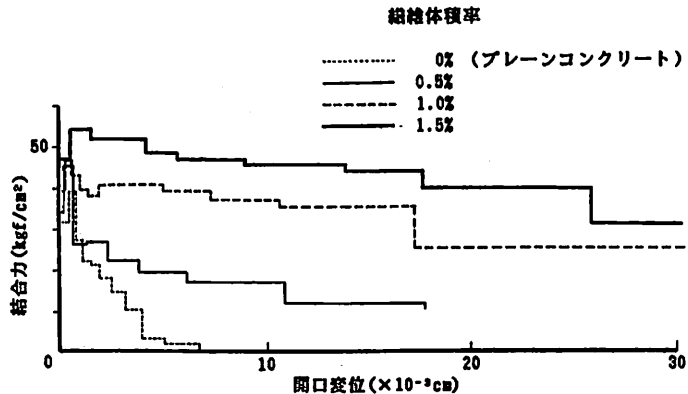


図13 推定された結合力-開口変位関係

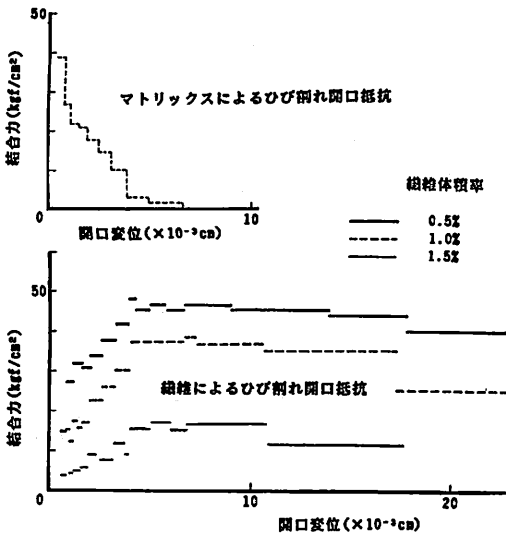


図14 マトリックスおよび繊維によるひび割れ開口抵抗曲線

繊維によるひび割れ開口抵抗曲線の立ち上がり勾配が大きくなり、それに伴ってピーク点の開口抵抗力も上昇すること、さらにそれ以降の開口抵抗力の低下もゆるやかになることがわかる。

5. 結 論

本研究では、破壊靱性試験により実験的に求められる荷重-き裂口変位曲線から、マイクロクラックの累進的発生を伴う破壊過程域内部の構成法則を推定し、その領域の損傷レベルや破壊靱性を間接的に評価する手法を提案し、その手法の応用として骨材のクラックアレスター作用ならびに繊維補強効果の定量化を試みた。その結果として、骨材のクラックアレスター作用に及ぼす調合因子の影響ならびに、コンクリートのような脆性マトリックスに対する繊維補強機構や繊維混入によるひび割れ抵抗性の改善効果が定量化された。

最後に、本論文は筆者が学位論文としてとりまとめた内容の一部であり、御便宜をたまわりました工学部建築学科三井直之教授、御指導をいただきました東京大学工学部岩谷孝一教授および大分大学工学部平居孝之教授に深く感謝致します。

参考文献

1) M. F. Kaplan; Crack Propagation and the

Fracture of Concrete, Jour. ACI, Vol. 58, No. 5, 1961.
 2) 岡田清, 小柳治, 六郷恵哲; コンクリートの曲げ引張破壊過程に関するエネルギー的考察, 土木学会論文報告集, 第285号, 1979.
 3) A. Hillerborg, M. Modeer, P. E. Petersson; Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by means of Fracture Mechanics and Finite Elements, Cement and Concrete Research, Vol. 6, 1976.
 4) Z. P. Bazant, B. H. Oh; Crack Band Theory for Fracture of Concrete, Materials and Structures (RILEM), Vol. 16, No. 93, 1983.
 5) K. Visalvanich, A. E. Naaman; Fracture Model for Fiber Reinforced Concrete, Jour. ACI, Mar-Apr., 1983.
 6) M. Wecharatana, S. P. Shah; Predictions of Nonlinear Fracture Process Zone in Concrete, Proc. ASCE, Vol. 109, No. EM5, 1983.
 7) J. G. Rots, P. Nauta, G. M. A. Kusters, J. Blaauwendraad; Smeared Crack Approach and Fracture Localization, HERON, Vol. 30, No. 1, 1985.
 8) K. Gylltoft; A Fracture Mechanics Model for Fatigue in Concrete, Materials and Structures (RILEM), Vol. 17, No. 97, 1984.
 9) 岡村弘之著; 線形破壊力学入門, 培風館, 1976.
 10) K. Kishitani, T. Hirai, K. Murakami; J-integral Calculations with Boundary Elements, Proc. of 5th International Conference on Boundary Elements, Hiroshima, 1983. 11.
 11) K. Kishitani, T. Hirai, K. Murakami; J-integral Method in Analysis of Stress Intensity Factor Using Boundary Elements, Jour. of the Fac. of Eng., the Univ. of Tokyo (B), Vol. 37, No. 3, 1984.
 12) 小柳治, 六郷恵哲, 内田裕市; コンクリートの破壊現象の安定性とその計測, コンクリート工学(論文), Vol. 20, No. 6, 1982.
 13) 村上聖; コンクリートのひび割れ抵抗性の評価に関する破壊力学的研究, 東京大学博士論文, 1986.5.