

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	繰返し圧縮荷を受けるコンクリートの応力-ひずみ履歴モデルの定式化
Title(English)	
著者(和文)	渡辺健, 二羽淳一郎, 横田 弘, 岩波光保
Authors(English)	ken watanabe, JUNICHIRO NIWA
出典(和文)	土木学会論文集, Vol. , No. 767/V-64, pp. 143-159
Citation(English)	Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, JSCE, Vol. , No. 767/V-64, pp. 143-159
発行日 / Pub. date	2004, 8
権利情報 / Copyright	本著作物の著作権は土木学会に帰属します。 Copyright (c) 2004 Japan Society of Civil Engineers.

繰返し圧縮載荷を受けるコンクリートの 応力-ひずみ履歴モデルの定式化

渡辺 健¹・二羽淳一郎²・横田 弘³・岩波光保⁴

¹正会員 工修 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

E-mail: 96b31400@cv.titech.ac.jp

²フェロー会員 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻(同上)

³フェロー会員 工博 港湾空港技術研究所 構造強度研究室長(〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

⁴正会員 工博 港湾空港技術研究所 構造強度研究室(同上)

現在、コンクリート構造物の設計体系は、性能照査型への転換が求められている。このような背景のもと、より信頼性の高い構造解析手法を可能とするためには、圧縮力を受けるコンクリートの、ポストピーク域における力学特性の定量評価が必須である。本論文では、コンクリートの圧縮軟化特性に影響を及ぼす重要な要因として、圧縮ひずみの局所化問題に着目した。そして、コンクリート供試体の繰返し圧縮載荷試験結果を参考に、コンクリートの応力-ひずみ履歴曲線が示す非線形挙動に関して、高ひずみ域まで含めて表示可能なモデルを提示した。この式を用いることで、コンクリートの圧縮強度および供試体の形状・寸法比の違いに関係なく、供試体の応力-ひずみ履歴曲線の推定が精度良く行えることを確認した。

Key Words : *hysteresis loop in compression, localized compressive failure zone, transition zone, unloading zone*

1. はじめに

橋脚あるいは耐震壁など、正負交番荷重が作用するコンクリート構造物を、精度良く解析する手法の構築が重要となってきている。性能照査型の設計法を目指す現在のコンクリートの構造解析分野において、コンクリートが最大荷重に達した以降(以下、ポストピーク域と称す)における、コンクリートの力学特性を定量評価することが必須である¹⁾。とりわけ、コンクリートの圧縮軟化性状を解明し解析モデルを構築することは、圧縮部材としての利用が多いコンクリートの重要な課題である。

コンクリートの繰返し軸圧縮載荷時の応力-ひずみ履歴曲線について、様々な概念に基づき得られたモデル(以下、履歴モデルと称す)が報告されている^{2)~12)}。Shinohara²⁾およびKarsan and Jirsa³⁾は、繰返し圧縮載荷試験結果を基に、履歴曲線を直線および2次曲線で実験値を近似した履歴モデルを構築した。さらに谷川・小阪⁴⁾は、履歴モデルに、それまでにコンクリートに作用した載荷履歴に依存するという特性を組み込んだ。

一方、弾塑性理論^{5)~7)}あるいは損傷理論⁸⁾など古典理論に基づいたモデルも、多く開発されている。Chen and Buyukozturk⁹⁾および水野・畑中⁶⁾は、降伏曲面、適合条件、流れ則および硬化則の仮定に基づいた、弾塑性モデ

ルを開発している。また、Loland¹⁰⁾は、載荷に伴う除荷・再載荷弾性剛性の低減を含めた、損傷モデルを開発した。さらに、Bazant and Kim¹¹⁾および前川^{10, 11)}は、塑性変形が評価できる塑性モデルにて、除荷・再載荷時の弾性剛性低下が表現可能な損傷理論を組合せることで、両モデルの不足を補完した、塑性・損傷モデルを開発した。前川・福浦¹²⁾は、さらにこの構成則を、ひび割れを有するコンクリートの圧縮-引張応力伝達複合モデルに発展させている。これまでに提案されているコンクリートの圧縮履歴モデルは、粗骨材最大寸法の数倍の領域で平均化された応力とひずみを、材料特性のみを考慮して規定している点に特徴がある。

一方、圧縮力が作用するコンクリートをさらに大きなスケール(100mm~)で捉えた場合、コンクリートは、顕著な破壊を示す破壊域とほとんど破壊が確認されない除荷域に区別され、破壊が局所化することが指摘されている。この破壊の局所化により、応力-ひずみ履歴曲線は、平均化した領域の寸法によって変化し一義的なものとして表現できなくなることが問題となっている¹³⁾。

著者らは、このひずみの局所化問題を重要な圧縮軟化特性として捉え、破壊力学の知見を導入して繰返し圧縮載荷時の履歴曲線の包絡線を定式化した¹⁴⁾。このモデルを用いることで、供試体高さ H と供試体幅 D の比 H/D

が異なる供試体より得られた履歴曲線の包絡線を、精度良く求められることを確認している。

本論文の目的は、繰返し圧縮荷を受けるコンクリートの、ポストピーク域における履歴モデルを構築することである。検討に際しては、履歴モデルに対してこれまでに考慮されている、コンクリートの圧縮強度依存性を踏まえつつ、著者らのこれまでの圧縮ひずみの局所化問題に関する研究成果^{14), 15)}を取り入れている。すなわち、同一の供試体でも部位によって異なる履歴曲線を、エネルギー吸収量を参考に破壊域、遷移域および除荷域の3区間に区別して定式化した。そして、それぞれの適用範囲の寸法を考慮して、定式化した履歴モデルを平均化するという既往の概念^{13), 14)}を取り入れている。

論文では、コンクリート供試体の繰返し一軸圧縮荷試験の結果を基に、高ひずみ域まで含めて精度良く表示可能な、コンクリートの履歴モデルを開発した。特に、より正確にコンクリートのエネルギー吸収能を評価するために、これまであまり注意が払われていなかった、再荷重・除荷履歴が示す非線形挙動の忠実な再現に努めた。そして、ポストピーク域を含めたコンクリート供試体の力学挙動が、圧縮強度 f_c および供試体の寸法や形状の違

いに関係なく、精度良く表現できることを確認した。

2. 実験概要

(1) 供試体概要

実験に使用したコンクリート供試体を表-1に示す。実験には各ケース2体ずつの供試体を用いた。

コンクリート供試体の材料構成および寸法が、履歴曲線に及ぼす影響を把握するために、供試体は、断面形状が $\phi 100$ mm ($D=100$ mm)の円柱とし、水セメント比 W/C および供試体の高さ H と最大幅 D の比 H/D をパラメータとした。既往の研究から¹⁵⁾、明確な局所破壊が再現できると考えられた H/D が4の供試体に対し、水セメント比 W/C を0.4, 0.5, 0.6, 0.7の4種類に変化させた。使用したコンクリートの配合および材料特性を表-2および表-3に示す。粗骨材最大寸法 G_{max} は、供試体断面寸法を考慮して13 mmおよび20 mmとした。ただし、著者らのこれまでの研究によれば、この範囲の G_{max} の相違は圧縮軟化挙動に影響を与えないことを確認している¹⁴⁾。

次に、コンクリート供試体の H/D が供試体全体の履歴

表-1 実験ケース

断面形状	断面寸法 (mm)	供試体 高さ H (mm)	H/D	G_{max} (mm)	W/C	供試体名称 ^{*1}	f_c' (MPa)	σ_{max}^{*2} (MPa)	$L_p^{*2, *3}$ (mm)		
円柱	$\phi 100$	200	2	20	0.4	T20-0.4-2	47.3	54.1	120		
						0.6	A20-0.6-2	31.1	29.4	120	
		300	3	20	0.4		A20-0.4-3	46.1	38.2	120	
						0.6	A20-0.6-3	30.0	28.4	120	
		400	4	13	0.4		A13-0.4-4	47.3	41.9	120	
					0.5	A13-0.5-4	42.0	39.3	120		
					0.6	A13-0.6-4	32.2	27.7	120		
				20	0.7	A13-0.7-4	26.2	22.0	160		
					0.4	A20-0.4-4	48.4	47.5	120		
					0.5	A20-0.5-4	39.0	34.9	120		
		600	6	20	0.6	A20-0.6-4	36.7	30.7	120		
					0.7	A20-0.7-4	28.4	22.5	120		
		800	8	20	0.4	T20-0.4-6	46.6	48.4	120		
					0.6	T20-0.6-6	31.2	29.3	120		
		200		200	2	20	0.4	T20-0.4-8	46.6	44.7	120
								0.6	T20-0.6-8	31.2	29.9
角柱	100×100 100×200 200×200	400	2	20	0.5	C20-40	43.5		28.1	160	
						800	4	C20-80	47.5	28.0	160
		200	2	PS10-20	50.4			30.7	120		
				400	4	PS10-40	46.7	30.6	160		
		400	2			PR20-40	43.5	40.5	160		
				800	4	PR20-80	39.4	30.5	200		
		400	2			PS20-40	43.5	29.7	160		
				800	4	PS20-80	47.5	30.1	160		

*1: A・C・PS・PR; アクリルバーを設置, T; アクリルバーを設置していない。

*2: 各ケース2体ずつ行った供試体のうち1体の結果である。

*3: 供試体(A・C・PS・PR シリーズ)では実測値(40mm 間隔)を記載したが、その他の供試体(T シリーズ)では、 $\phi 100$ mmの供試体より得られた実測値を参考に推定した値である。

モデルに及ぼす影響を把握するために、供試体は、上記に示した $H/D=4$ のほか、 H/D が2, 3, 6, 8の合計5種類とした。これらの供試体に使用したコンクリートは W/C が0.4あるいは0.6とし、 G_{max} は20 mmとした。

また、供試体の断面形状が履歴モデルに及ぼす影響を把握するために、 $\phi 200, 100 \times 100, 100 \times 200, 200 \times 200$ mmである4種類の供試体に対し、 H/D が2および4である供試体を作製した。これらの供試体に使用したコンクリートは W/C を0.5とし、 G_{max} を20 mmとした。

セメントには早強ポルトランドセメントを用いた。供試体は縦打ちとし、24時間後に脱型、6日あるいは7日間の水中養生の後(載荷時材齢7日あるいは8日)、試験当日に水中から取り出し載荷を行った。なお、断面形状が $\phi 100$ mmである供試体の上面は研磨を行うことで平滑な端面としたが、その他の形状を有する供試体は、打設後6時間後にセメントペースト($W/C=0.3$)を用いて供試体上面のキャッピング処理を行った。

(2) 載荷方法

圧縮力が作用するコンクリートの破壊形態は、載荷条件に強く依存する。本研究で行った載荷実験の状況を図-1に示す。供試体を試験機に設置する際には、2枚のテフロンシート(厚さ0.05 mm)の間にシリコングリスを挿入した減摩パッドを、供試体と載荷板の間に設置した。

載荷には上部が球座である2000kN高剛性圧縮試験機を使用し、最大荷重到達と同時に0kNまで除荷し、再び載荷を行う漸増変位繰返し圧縮載荷(載荷速度: 0.002 mm/s)を行った。載荷試験は、ポストピーク域において最大荷重の10%まで耐力が低下した段階を終局状態として、終了した。

また、載荷中、周囲4ヶ所に設置した変位計の値を注視し、載荷終了までに最大値と最小値の差が10mm以上を示した供試体に関しては、偏心破壊が激しいと判断し再実験を行った。しかし、通常は、(1)本研究で用いた供試体断面形状が直径100mm程度であったため、破壊の偏りによる影響が小さいと考えられたこと、および(2)破壊の偏りは、ポストピーク域において最大荷重の30%まで耐力が低下した載荷の終了に近い時期で主に観察されたこと等の理由により、応力-ひずみ履歴曲線の実験値にはほとんど影響しないものと判断した。したがって、本研究では破壊の局所化は載荷軸方向のみに生じると仮定し、同一断面内では生じないと仮定することにした。

(3) 測定項目

載荷中は変位、ひずみおよび載荷荷重を測定した。以下にその概要を示す。

供試体作製の際に、載荷軸方向に40 mm間隔にひずみゲージ(測定長: 3 mm)を貼付したアクリルバー¹⁰⁾を供試

表-2 コンクリートの示方配合

G_{max} (mm)	W/C	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
			W	C	S	G	
						5~13 (mm)	13~20 (mm)
20	0.4	43	182	455	736	493	493
	0.5	45	185	370	799	494	494
	0.6	47	188	313	853	487	487
	0.7	49	191	273	903	475	475
13	0.4	47	187	468	787	897	—
	0.5	49	190	380	853	897	—
	0.6	51	193	322	909	883	—
	0.7	53	193	280	959	860	—

表-3 コンクリートの使用材料特性

名称	密度 (kg/m ³)	吸水率 (%)	粗粒率
細骨材(千葉県小櫃産)	2590	1.94	2.51
粗骨材(東京都青梅産)	2640	0.93	7.00
早強ポルトランドセメント	3160	ブレン値 3550 (cm ² /g)	

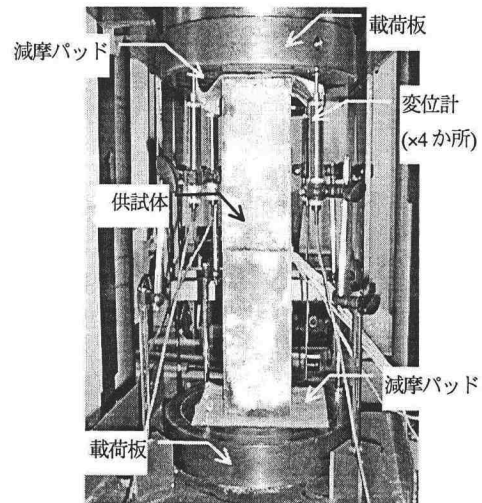


図-1 載荷状況

体中央に鉛直に設置した(A・C・PS・PRシリーズ)。測定されたひずみは、ゲージを貼付した位置から載荷軸方向に上下20 mmの範囲(これを局所部と称す)で均一と仮定し、これをコンクリートの局所ひずみとした。また、供試体全体の平均ひずみ ϵ_{ave} の実験値には、このようにして得られた局所ひずみの平均値を用いた。

一方、アクリルバーを設置していない供試体(Tシリーズ)では、外部に設置した変位計より得られた変位を、供試体高さ H で除すことにより得られる値を、供試体全体の平均ひずみ ϵ_{ave} とした。

なお、同一供試体を用いてアクリルバーおよび変位計

の測定値より平均ひずみ ϵ_{ave} を算出した結果、いずれの測定方法による値もほぼ等しくなった。このことから、アクリルバーとコンクリートは十分付着していたことが確認され、アクリルバーより得られる局所ひずみは、各部位ごとのコンクリートのひずみを十分表現可能であったと判断した。

以上に加え、各供試体と同一条件下で作製した、 $\phi 100 \times 200$ mm 円柱供試体を用いた標準圧縮強度試験を行うことで、コンクリートの圧縮強度 f_c を測定した。表-1に、 f_c の測定結果を示す。圧縮強度は各ケース3体の平均値とした。

3. 実験結果

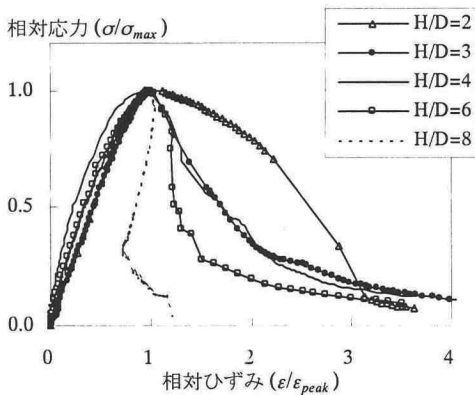
図-2に、 H/D が異なる供試体の応力-ひずみ履歴曲線の包絡線および破壊形態を示す。 H/D が増加すると、ポストピーク域における包絡線は脆性的になった。特に、 $H/D=8$ ではスナップバック挙動が観察された。また、図-2(c)~(g)に示す通り、局所化する破壊域の位置が、それぞれ供試体上部あるいは下部と異なったことから、実

験中の誤差が結果に影響したことも考えられた。しかし、破壊位置に依存した実験結果(供試体強度 σ_{max} あるいは応力-ひずみ履歴曲線)の変化はほとんど見られなかったことから^{14), 15)}、破壊位置の相違が本研究の結論に及ぼす影響は結果的にわずかであると考えられる。

(1) コンクリートの圧縮破壊性状

図-3に、供試体A20-0.5-4($H/D=4$)を用いて測定した結果をまとめる。図-3(a)に示すとおり、供試体上部で破壊が局所的に生じた。次に、アクリルバーを用いて測定した、局所部の履歴曲線の包絡線が示すひずみ増加挙動に注目して検討を行う(図-3(b))。

実験の結果、プレピーク域では高さ380, 340および300mm位置(ゲージ番号①~③)において、それぞれ応力 σ が、最大値(以下、供試体強度 σ_{max} と称す)の70%, 80%, 95%に達すると、徐々に非線形挙動を示すことが確認された。一方、その他の位置(ゲージ番号④~⑩)では、供試体強度に達するまでほぼ直線挙動を示している。すなわち、ひずみの局所化(破壊の局所化)はプレピーク域より発生し、徐々に破壊が進展していくことで、ピークに達したことが推測できる¹⁷⁾。



(a) H/D が異なる供試体の応力-ひずみ履歴曲線の包絡線 ($W/C=0.6$)

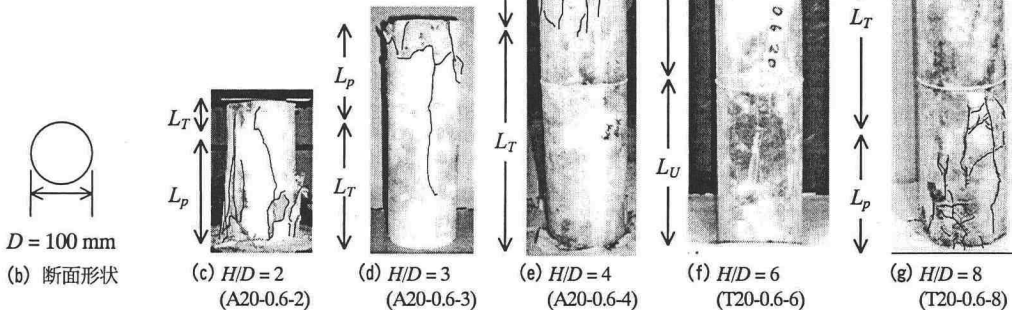


図-2 H/D が異なる供試体の応力-ひずみ履歴曲線の包絡線および破壊形態 (写真中の黒の実線は、明確に観察されたひび割れを示している。)

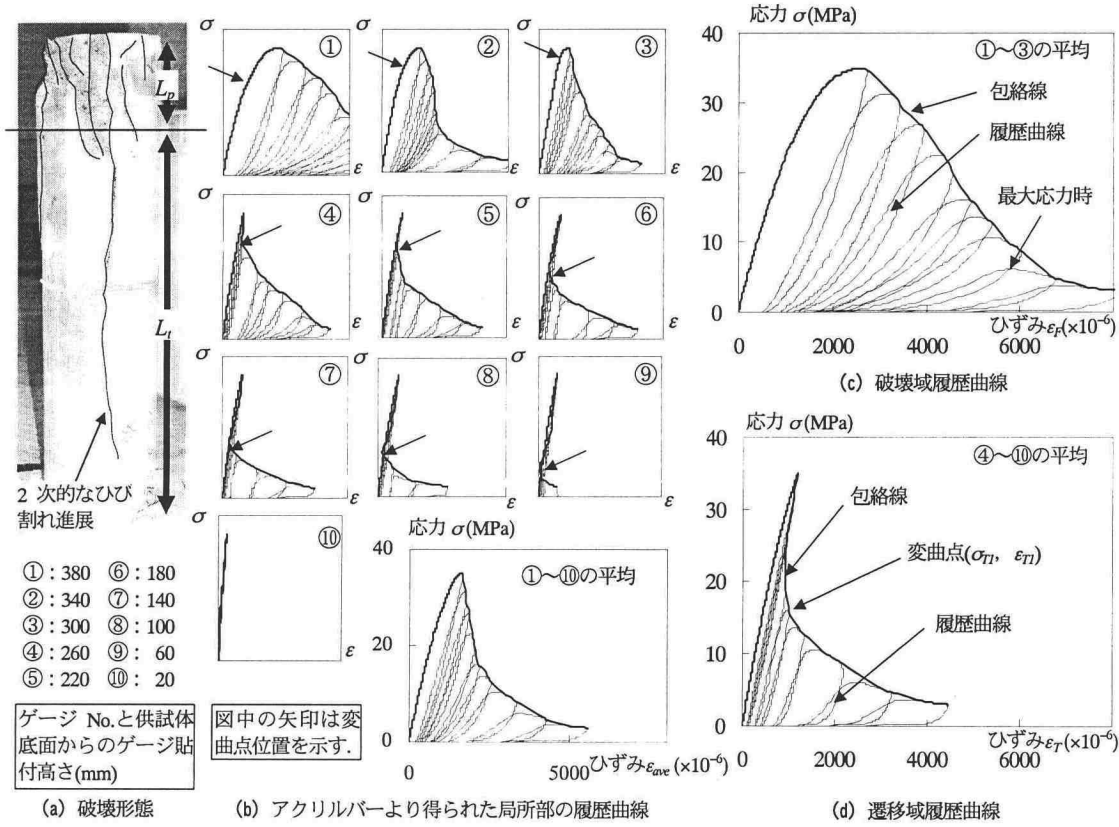


図-3 供試体 A20-0.5-4 より得られた実験結果
(写真中の黒の実線は、明確に観察されたひび割れを示している。)

また、ポストピーク域になると、上記に示したゲージ番号①～③の位置では軟化挙動を示す。一方、ゲージ番号④～⑨の位置では、一旦直線的に除荷された後、上部のひずみゲージより徐々に軟化に転じている様子が認められる。ポストピーク域において、上部の破壊域から数本の二次的なひび割れが進展し(図-3(a))、その結果、徐々に下部のコンクリートが損傷することで、ひずみが増加に転じたものと考えられる。

しかし、目視ではひび割れは供試体下面付近では観察されず、供試体下端に設置したゲージ番号⑩の位置では、終始除荷挙動を示した。このひび割れが存在しない領域は、 $H/D=2, 3, 4$ である供試体にはほとんど観察されなかったが、 $H/D=6, 8$ である供試体では明確に確認できた。したがって、これらの実験結果から、荷重を行った範囲(ピーク以降 $0.1\sigma_{max}$ まで耐力が低下した段階を終局状態とした)では、二次的なひび割れは、供試体最大幅 D の4倍以上の領域に進展しないものと判断した。

(2) 破壊域・遷移域および除荷域の決定
局所部が示す履歴曲線の包絡線形状を参考に供試体を、

(1) プレピーク域より非線形挙動を示す破壊域(Failure Zone), (2) ポストピーク域でひずみが一旦減少した後、増加に転ずる遷移域(Transition Zone), (3) ピーク以降完全に除荷される除荷域(Unloading Zone), に区別した。すなわち、コンクリート供試体は、 H/D の違いにより破壊域、遷移域および除荷域を、直列に2つあるいは3つ配置したモデルと考える。また、既往の研究^{14), 15)}に基づいて、これらの破壊域、遷移域および除荷域は、以下の寸法を持つ領域であると仮定した。

- (i) 破壊域長さ : L_p
- (ii) 遷移域長さ : $L_T = H - L_p$; $2 \leq H/D \leq 4$
 $= 4D - L_p$; $H/D > 4$
- (iii) 除荷域長さ : $L_U = 0$; $H/D \leq 4$
 $= H - 4D$; $H/D > 4$

L_p は、既往の研究¹⁵⁾で提案されているエネルギー規準を参考に決定した。すなわち、供試体の各局所部に吸収されたエネルギーを、アクリルバーを用いて計測された局所部の履歴曲線下の面積を用いて算出し、これが供試

体全域で吸収されたエネルギーの15%以上を示す領域を破壊域とし、その長さを L_p とした。特に、 H/D が2以上である供試体の L_p は、供試体断面積 A_c に依存するが、破壊位置、供試体高さ H 、コンクリートの圧縮強度 f_c あるいは粗骨材最大寸法 G_{max} に依存せず一定であるという見解を得ている¹⁵⁾。表-1に、検討に使用した供試体の L_p を示す。アクリルロッドを挿入した供試体(A・C・PS・PRシリーズ)では実測値を記載したが、その他の供試体(Tシリーズ)は、同一断面積を持つ供試体より得られた実測値を参考にした値を用いた。

なお、検討を進める前に、本論文で使用するひずみの定義を明確にする。セメント、モルタル、空隙等異種材料より構成されるコンクリートに生じるひずみは、対象としている領域の範囲に依存してその値が大きく異なる。したがって、本論文ではひずみの名称を、表-4に示すように平均化した対象範囲ごとに区別した。また、応力 σ としては、載荷荷重を供試体初期断面積 A_c で除すことにより得られる値を用いた。

(3) 履歴曲線の特性および各パラメータの定義

供試体 A13-0.5-4 において、アクリルバーを用いて測定した各高さにおける局所部履歴曲線を、上記に従い破壊域および遷移域に区別し、それぞれ平均化することで、破壊域および遷移域の履歴曲線を得た(図-3(c)(d))。それぞれ破壊域履歴曲線 $\sigma-\epsilon_F$ および遷移域履歴曲線 $\sigma-\epsilon_T$ と称す。

破壊域履歴曲線は、高ひずみ域で強い非線形挙動が見られた。特に再載荷時では、各サイクルの再載荷開始直後および応力が最大値に達する点付近においてひずみが増加する。また、最大応力点は、必ずしも包絡線上に存在しないことが確認できる(図-3(c))。

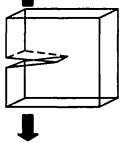
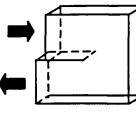
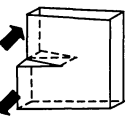
一方、遷移域にあるコンクリートは、3.(1)に示したように、プレピーク域ではほとんど損傷を受けていないが、ポストピーク域では、次第に破壊が進行していく。遷移域履歴曲線(図-3(d))には、ピーク以降、包絡線のひずみが増加に転じる点(以降、これを変曲点と称す)が存在する。この変曲点の応力 σ_{Ti} およびひずみ ϵ_{Ti} は、遷移域の位置に依存して異なるひずみ増加開始点の応力およびひずみの平均値である。図-3(d)より、包絡線が変曲点(σ_{Ti} , ϵ_{Ti})に達するまで、除荷・再載荷履歴はほぼ直線形状を示すが、変曲点以降は、破壊域で示された曲線と同様に非線形挙動が徐々に顕著になる傾向が確認できる。

これらの履歴曲線が示す非線形挙動は、主としてひび割れの開閉に起因した結果であると推測される。そして、履歴曲線が湾曲する程度は、コンクリート中に発生しているマクロなひび割れ量(損傷度)に依存すると考えられる。コンクリートの圧縮破壊現象は、表-5に示すよう

表-4 本論文で用いたひずみ、応力の定義

名称	平均化した範囲
平均ひずみ ϵ_{ave} 局所ひずみ ϵ	供試体全長, 供試体高さ H 供試体の局所部, 各 40 mm の区間
ひずみ $\epsilon_F, \epsilon_T, \epsilon_U$	それぞれ区別された破壊域 L_p , 遷移域 L_T , 除荷域 L_U
応力 σ	供試体初期断面積 A_c

表-5 ひび割れの变形様式¹⁶⁾

mode I	mode II	mode III
		
ひび割れ面が開くように変位	ひび割れが面内でせん断型に変位	ひび割れが面外に向かってせん断型に変位

な mode I・mode II・mode III型破壊¹⁶⁾が、3次元的に混在した複雑な現象であると考えられるが、著者らは、この破壊現象と測定された圧縮ひずみを、厳密に関連づけるまでの理論的根拠を把握していない。そこで本論文では、ポストピーク域におけるコンクリートの損傷度を示す指標として、簡易的に応力比あるいはひずみの増加率を設定した。そして、これらの値を用いることにより、実験より得られた破壊域履歴曲線および遷移域履歴曲線を参考に、破壊域および遷移域の履歴モデルを定式化する。これらは、図-4に示す通り、除荷履歴(Unloading Curve)および再載荷履歴(Reloading Curve)で構成される。また図-4に、それぞれの領域における履歴モデルの各パラメータの名称を、各領域を示す添え字(破壊域:F, 遷移域:T, 除荷域:U)とともにまとめる。

一方、除荷域では目立った損傷は存在しないと判断できたことから、除荷域履歴モデルは、既往の論文¹⁴⁾で採用した直線近似とした(図-4(b))。

(4) 応力-平均ひずみ関係の算出過程

図-5に、本研究が目指す供試体全体を対象とした履歴モデルの算出過程を示す。3.(2)で示した通り、 H/D および供試体断面積 A_c より L_p , L_T および L_U が決定される。はじめに、破壊域ひずみ ϵ_F を履歴情報(包絡線上、除荷曲線上および再載荷曲線上)とともに設定し、この ϵ_F に対応する応力 σ を算出する。この σ は、いずれの高さにおいても均一に作用すると考えられることから、それぞれの領域においてこの σ が作用した時のひずみ ϵ_F, ϵ_U を算出する。そして、コンクリート供試体全体の平均ひず

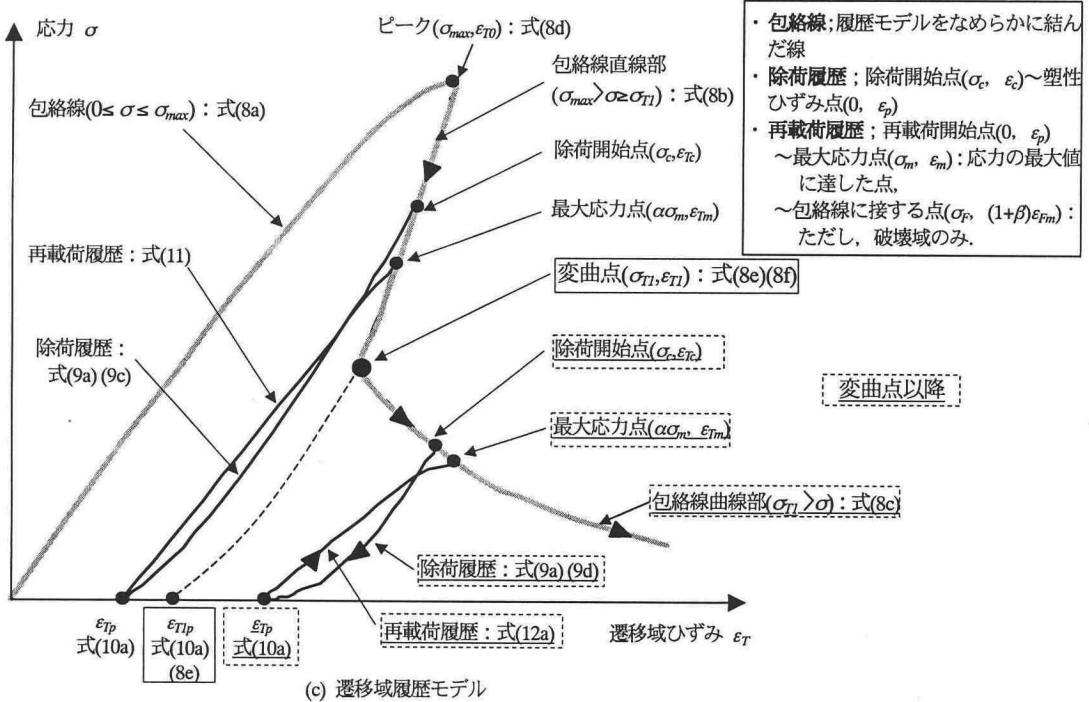
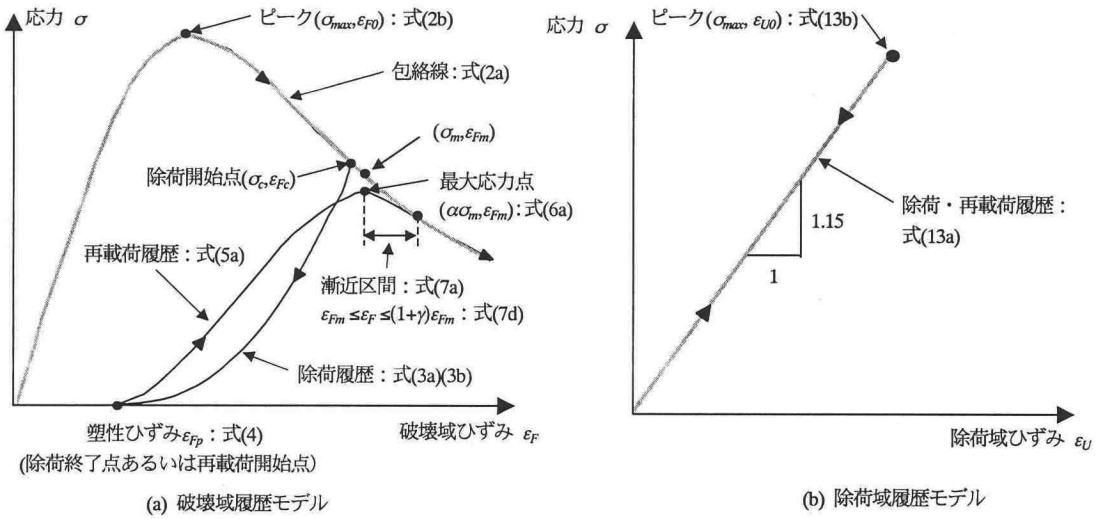


図-4 履歴モデルを示す各パラメータの名称

み ϵ_{ave} は、式(1)に示す通り、 ϵ_F 、 ϵ_T 、 ϵ_U を各領域の寸法比を考慮して平均化することで算出する。

$$\epsilon_{ave} = \epsilon_F \times \frac{L_p}{H} + \epsilon_T \times \frac{L_T}{H} + \epsilon_U \times \frac{L_U}{H} \quad (1)$$

ただし、

- ϵ_{ave} : 平均ひずみ
- ϵ_F : 破壊域のひずみ

- ϵ_T : 遷移域のひずみ
- ϵ_U : 除荷域のひずみ
- L_p : 破壊域長さ (mm)
- L_T : 遷移域長さ (mm) (= $H - L_p$; $H/D \leq 4$)
(= $4D - L_p$; $H/D > 4$)
- L_U : 除荷域長さ (mm) (= 0 ; $H/D \leq 4$)
(= $H - 4D$; $H/D > 4$)
- D : 供試体断面最大幅 (mm)
- H : 供試体高さ (mm)

4. 破壊域履歴モデル

(1) 包絡線

破壊域における履歴モデルの包絡線には、式(2a)を用いる。これは、Popovics¹⁹⁾によって提案された関係式を参考に、既往の論文¹⁹⁾で提案したものである。

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = \frac{n_F \times \left(\frac{\epsilon_F}{\epsilon_{F0}} \right)}{n_F - 1 + \left(\frac{\epsilon_F}{\epsilon_{F0}} \right)^{n_F}} \quad (2a)$$

ただし、

ϵ_F : 破壊域のひずみ

ϵ_{F0} : 破壊域におけるピーク時のひずみ

$$= (1.72 \times 10^2 \sigma_{max}^{2/3}) \times 10^{-6} \quad (2b)$$

n_F : 破壊域包絡線係数

$$= 3.00 \times 10^{-4} \sigma_{max}^2 + 3.47 \times 10^{-2} \sigma_{max} + 1.86 \quad (2c)$$

σ : 応力(MPa)

σ_{max} : 供試体強度(MPa)

(2) 除荷履歴

図-6に、 σ_{max} が異なる供試体より得られた、 σ_{max} に対する除荷開始点の応力比 σ_c/σ_{max} が同一である除荷曲線、および図-7に同一供試体において σ_c/σ_{max} が異なる除荷履歴を比較する。ただし、図中では、除荷開始点(σ_c, ϵ_{Fc})～除荷終了点(0, ϵ_{Fu})の間で正規化した応力およびひずみを用いて表示する。

既往の論文を参照すると、Shinhaら²⁾は、除荷履歴とそれに引き続き再載荷履歴の交点である、コモポイントの存在を報告している。また谷川・小阪⁴⁾は、包絡線からコモポイントに至るまでの除荷履歴は、ひずみが一定で応力のみが減少する、鉛直に近い直線形状に近似できることを指摘している。したがって、既往の研究成果を踏まえつつ、除荷開始点以降、応力が除荷開始時の応力 σ_c の0.9倍に低下した段階までを、谷川・小阪の提案を参考にした直線近似とした式(3a)。図-6および7に、式(3a)を用いて算出した値を示す。精度に関して検討の余地があると考えられるが、いずれの供試体においても、式(3a)による算出値は、除荷開始直後の除荷曲線をほぼ近似できている。

一方、 σ_c/σ_c が0.9～0.0の範囲では、除荷履歴は下に凸な曲線となっている。しかし、図-6および7を見ると、除荷開始時の応力比 σ_c/σ_{max} が低下しコンクリートの損傷が進むにつれて、湾曲する傾向が大きくなる。また、同一の σ_c/σ_{max} であっても、供試体強度 σ_{max} が低下するほど、やはり湾曲することが確認された。このことから、コン

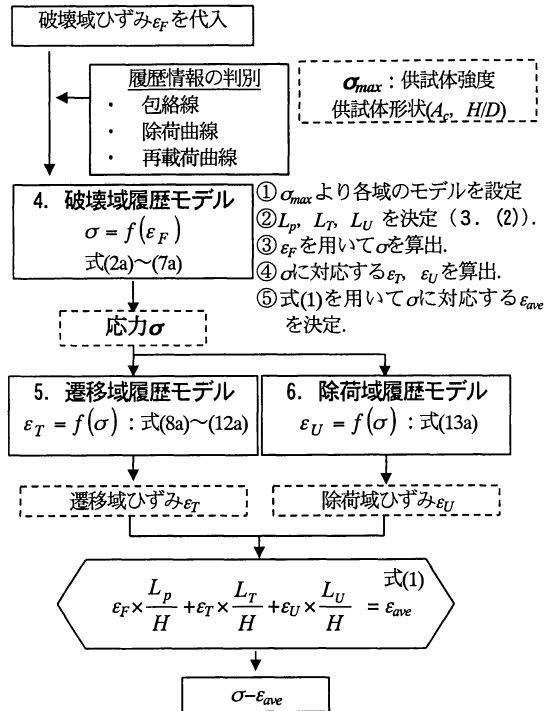


図-5 応力-平均ひずみ履歴モデルの算出過程

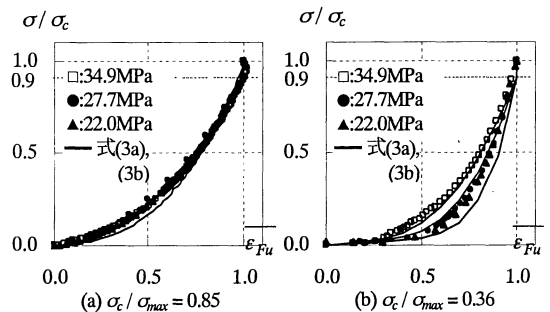


図-6 除荷開始応力比 σ_c/σ_{max} が同一で σ_{max} が異なる供試体の除荷履歴の比較(図中の数字は σ_{max})

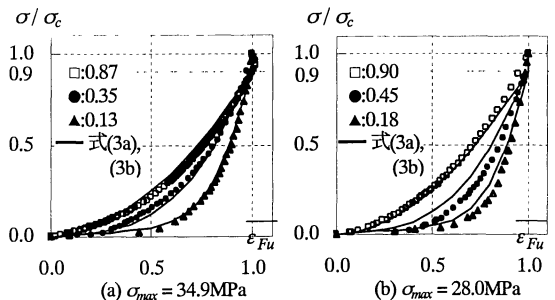


図-7 同一供試体で除荷開始応力比 σ_c/σ_{max} が異なる除荷履歴の比較(図中の数字は σ_c/σ_{max})

クリートの損傷度と除荷履歴が示す非線形挙動には関連があり、 σ_{max} および σ_c/σ_{max} に対し独立した除荷履歴を定式化することは適切ではないと判断される。

したがって、本論文では、確認されたこれらの特性を踏まえ、直線部以降の除荷履歴を、除荷係数 u_F を含んだべき乗関数(式(3b))で表示する。すなわち、除荷係数 u_F は、除荷開始点の応力比 σ_c/σ_{max} および供試体強度 σ_{max} に依存する形状変化を表現している。

$$\overline{\varepsilon_{Fu}} = 1.0 \quad (0.9\sigma_c \leq \sigma \leq \sigma_c) \quad (3a)$$

$$\frac{\sigma}{\sigma_c} = 0.9 \left\{ (\overline{\varepsilon_{Fu}})^{u_F} + 0.1 \overline{\varepsilon_{Fu}} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{max}}\right) (1 - \overline{\varepsilon_{Fu}})^{0.1} \right\} \quad (0 \leq \overline{\varepsilon_{Fu}} \leq 1.0) \quad (3b)$$

ただし、

$$\overline{\varepsilon_{Fu}} = \frac{\varepsilon_F - \varepsilon_{Fp}}{\varepsilon_{Fc} - \varepsilon_{Fp}} \quad (3c)$$

u_F : 破壊域除荷係数

$$= 1.73 \times \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{max}} \right)^{(-0.6 \times 35/\sigma_{max})} \quad (3d)$$

σ_c : 除荷開始応力(MPa)

(3) 除荷開始点のひずみと塑性ひずみの関係

$\sigma_{max}=22.0\sim 39.3\text{MPa}$ である供試体より得られた、除荷開始点のひずみ ε_{Fc} と塑性ひずみ ε_{Fp} の関係を図-8 に示す。図中では、それぞれピーク時のひずみ ε_{F0} で除した値を示している。その結果、 σ_{max} の相違が両者の関係に及ぼす影響は、ほとんど見られなかった。ところで、一般にコンクリートの除荷開始点のひずみ ε_{Fc} と塑性ひずみ ε_{Fp} の関係式には、2 次関数³⁾あるいは指数関数¹⁾が利用されている。本論文の破壊域における ε_{Fc} と ε_{Fp} の関係

にも、同様の近似関数が適用可能であった。ここでは、2002 年制定のコンクリート標準示方書〔耐震性能照査編〕¹⁾に記載されている関数型を参考にして、定式化した(式(4))。

$$\varepsilon_{Fp} = \varepsilon_{Fc} - 2.7 \varepsilon_{F0} \left(1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon_{Fc}}{\varepsilon_{F0}} \right) \right) \quad (4)$$

ただし、

ε_{Fp} : 塑性ひずみ(破壊域)

ε_{Fc} : 除荷開始点ひずみ(破壊域)

(4) 再載荷履歴

図-9 に、 σ_{max} が異なる供試体より得られた再載荷開始点の $\varepsilon_{Fp}/\varepsilon_{F0}$ が同一な再載荷履歴、および図-10 に同一供試体において、再載荷開始時の $\varepsilon_{Fp}/\varepsilon_{F0}$ が異なる再載荷履歴を比較する。ただし、図中では再載荷開始点(0, ε_{Fp}) および最大応力点($\alpha\sigma_m$, ε_{Fm})の間で正規化した応力およびひずみを用いて表現した。その結果、再載荷履歴が示す形状は、 σ_{max} の減少あるいは再載荷開始ひずみ ε_{Fp} が増加するにつれて、再載荷初期段階で下に凸な曲線形状が卓越するようになり、一義的には表示できないことが確

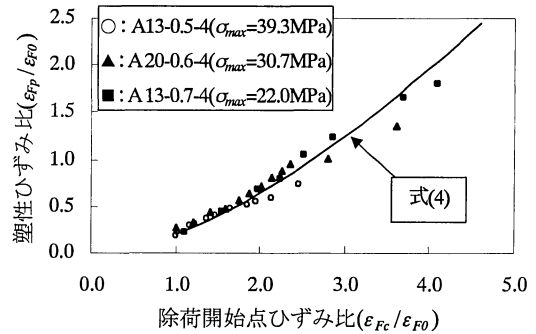


図-8 除荷開始ひずみと塑性ひずみの関係

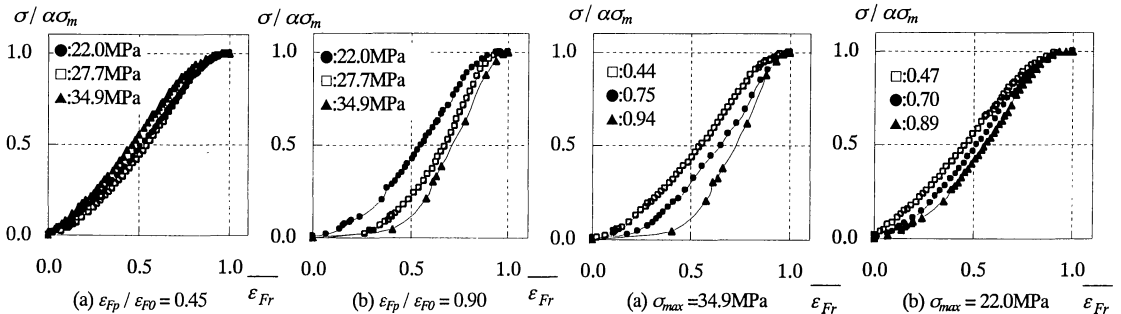


図-9 再載荷開始時の $\varepsilon_{Fp}/\varepsilon_{F0}$ が同一で σ_{max} が異なる供試体の再載荷履歴の比較(図中の数字は σ_{max})

図-10 同一供試体で再載荷開始時の $\varepsilon_{Fp}/\varepsilon_{F0}$ が異なる再載荷履歴の比較(図中の数字は $\varepsilon_{Fp}/\varepsilon_{F0}$)

認められた。この再載荷初期段階に見られる曲線形状は、新たな破壊の進行というよりは、それまでに破壊域に形成された既存ひび割れの開閉に起因した現象であると考えられる。本論文では、包絡線を表示する式(2a)の形式を参考に、破壊域再載荷係数 n_{fb} を用いて、再載荷初期段階に見られる曲線形状を表現した。

再載荷曲線は直前の包絡線上の除荷開始点には戻らず、ひずみが増加し、さらに包絡線よりやや応力が低下した点で、応力の最大値に達することが確認された(図-3(c))。この応力低下は、特にコンクリートの損傷が激しい高ひずみ域で見られる。これは再載荷・除荷に伴うひび割れ開閉の際の、摩擦による内部欠損によるためではないかと推測される。実験値を参考に、再載荷履歴の最大応力点($\alpha\sigma_m, \epsilon_{fm}$)を包絡線上に無い点として定義した。ここで α は、ひずみが ϵ_{fm} である包絡線上の点の応力 σ_m と比較した低下率である(図-4(a))。この α を算出するために、高い供試体強度 σ_{max} あるいは再載荷開始時の塑性ひずみの増加に伴い、増加する関数(式(5d))を設定した。以上をまとめると、再載荷履歴は式(5a)を用いて表示できる。

$$\frac{\sigma}{\sigma_m} = \frac{n_F \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{Fr}}\right)^{n_{Fb}}}{n_F - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{Fr}}\right)^{n_F \times n_{Fb}}} \times \alpha \quad (5a)$$

ただし、

$$\frac{\epsilon_{Fr}}{\epsilon_{F0}} = \frac{\epsilon_F - \epsilon_{Fp}}{\epsilon_{Fm} - \epsilon_{Fp}} \quad (5b)$$

$$n_{Fb} = \exp\left(0.025\sigma_{max} \frac{\epsilon_{Fp}}{\epsilon_{F0}}\right) \quad (5c)$$

$$\alpha = 1 - 0.2 \left(\frac{\sigma_{max}}{50}\right) \left(\frac{\epsilon_{Fp}}{\epsilon_{F0}}\right) \quad (\epsilon_{Fp} \leq \epsilon_{Fr} \leq \epsilon_{fm}) \quad (5d)$$

ϵ_{fm} : 最大応力点ひずみ(式(6a))

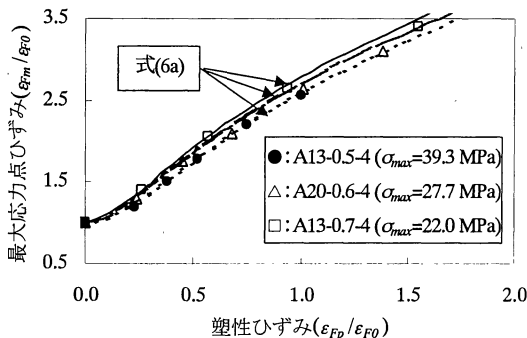


図-11 塑性ひずみと最大応力点ひずみの関係

σ_{fm} : ひずみが ϵ_{fm} を示す包絡線上の応力(MPa)

(5) 塑性ひずみと最大応力点ひずみ

$\sigma_{max}=22.0, 27.7, 39.3\text{MPa}$ である供試体の破壊域より得られた、塑性ひずみ ϵ_{Fp} と最大応力点ひずみ ϵ_{fm} の関係を図-11に示す。 σ_{max} が高い供試体では、初期段階において塑性ひずみ ϵ_{Fp} の増加に対し、再載荷終了点ひずみ ϵ_{fm} の増加が小さい。これは、 σ_{max} が高い供試体の包絡線が、ポストピーク域において脆性的になることに起因する。

この σ_{max} に依存した特性を無視した近似では、直前の除荷履歴とのコモンポイントの位置が適切に評価できない。したがって、この両者の関係を表示する関数として、2つの指数関数を組合せた式(6a)を定式化した。

$$\frac{\epsilon_{Fm}}{\epsilon_{F0}} = a \exp\left(-2b \frac{\epsilon_{Fp}}{\epsilon_{F0}}\right) - (a + 0.8) \exp\left(-b \frac{\epsilon_{Fp}}{\epsilon_{F0}}\right) + c \frac{\epsilon_{Fp}}{\epsilon_{F0}} + 1.8 \quad (6a)$$

ただし、

$$a: \text{実験定数} = 6.7 \times 10^{-3} \sigma_{max} + 9.7 \times 10^{-1} \quad (6b)$$

$$b: \text{実験定数} = -2.0 \times 10^{-2} \sigma_{max} + 3.2 \quad (6c)$$

$$c: \text{実験定数} = -4.0 \times 10^{-3} \sigma_{max} + 1.2 \quad (6d)$$

(6) 包絡線に至るまでの漸近区間

再載荷履歴は、応力の最大値($\alpha\sigma_m, \epsilon_{fm}$)に達した以降、包絡線に徐々に漸近し包絡線に達する。したがって、漸近区間($\epsilon_{fm} \leq \epsilon_{Fr} \leq (1+\gamma)\epsilon_{fm}$)を設定し、応力低下率 β が図-12に示すように、徐々に1に近づくことで再載荷曲線が包絡線に漸近していく挙動を再現した。

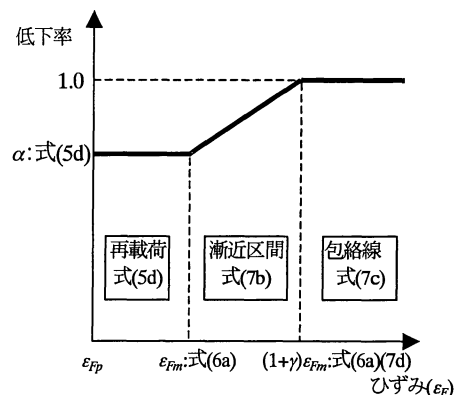


図-12 再載荷履歴の応力低下率 (α, β)

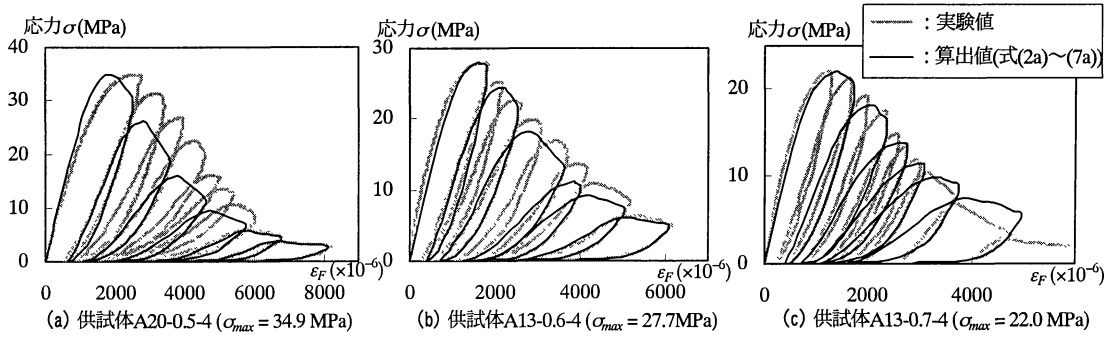


図-13 測定された破壊履歴曲線と算出した履歴モデルの比較

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = \frac{n_F \times \left(\frac{\epsilon_F}{\epsilon_{F0}} \right)}{n_F - 1 + \left(\frac{\epsilon_F}{\epsilon_{F0}} \right)^{n_F}} \times \beta \quad (7a)$$

ただし、

$$\beta = \left(\frac{\epsilon_F - \epsilon_{Fm}}{\epsilon_{F0}} \right) \left(\frac{1 - \alpha}{\gamma} \right) + \alpha \quad (\epsilon_{Fm} \leq \epsilon_F \leq (1 + \gamma)\epsilon_{Fm}) \quad (7b)$$

$$= 1 \quad ((1 + \gamma)\epsilon_{Fm} \leq \epsilon_F) \quad (7c)$$

$$\gamma = 1.4 \left(1 - \alpha \right) \left(\frac{\epsilon_{Fm}}{\epsilon_{F0}} \right) \quad (7d)$$

ϵ_{Fm} : 最大応力点ひずみ(式(6a))

σ_{Fm} : ひずみが ϵ_{Fm} を示す包絡線上の応力(MPa)

(7) 実験結果との比較

以上、本論文に示した破壊履歴モデル(式(2a)~(7a))にそれぞれの供試体強度 σ_{max} を代入して得られた算出値と、実験値を図-13に示す。その結果、本論文で構築した除荷・再載荷履歴モデルは、供試体 A20-0.5-4 の包絡線の軟化挙動に関して、実験値とやや差異が見られるものの、 σ_{max} および繰返し載荷回数に依存して異なる形状を示す実験値を、精度良く再現できていることが確認される。

5. 遷移域履歴モデル

3. (3)でも述べたように、遷移域における履歴曲線は、変曲点(σ_{T1} , ϵ_{T1})以降形状が大きく変化するため、遷移域履歴モデルは一義的な関数では表現できない。定式化を行うにあたり、変曲点の前後で異なるコンクリートの破壊進展挙動を捉えつつ、それぞれ異なる関数を設定する

必要がある。

(1) 包絡線

既往の論文において、遷移域における履歴モデルの包絡線表示式を提案し、実験値を精度良く表示可能であることを示した¹⁴⁾。しかし、プレピーク域を対象として設定された既往の式では、応力を与えてひずみを得るといような式の利用上の簡便性を考慮すると理想的ではなかった。そこで、本論文では新たに式(8a)を提案する。これは、5. (4) b)に示す再載荷履歴と同一関数であるが、既往の論文の提案式を用いた算出値とほぼ変わらない値を再現できるものである(図-14)。一方、ポストピーク域では、変曲点(σ_{T1} , ϵ_{T1})までを直線近似(式(8b))とし、変曲点以降に対しては、下に凸なべき乗関数(式(8c))を採用した。

(a) プレピーク域 ($0 \leq \sigma \leq \sigma_{max}$, $0 \leq \epsilon_T \leq \epsilon_{T1}$)

$$\epsilon_T = \epsilon_{T0} \left\{ 0.7 \left(\frac{\sigma}{\sigma_{max}} \right) + 0.3 \left[1 - \left(1 - \left(\frac{\sigma}{\sigma_{max}} \right) \right)^{0.4} \right] \right\} \quad (8a)$$

(b) ポストピーク域(変曲点前: $\sigma_{T1} < \sigma \leq \sigma_{max}$, $\epsilon_{T0} < \epsilon_T \leq \epsilon_{T1}$)

$$\epsilon_T = \epsilon_{T0} \left[\frac{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{max}} \right) - b}{a} \right] \quad (8b)$$

(c) ポストピーク域(変曲点以降: $0.1\sigma_{max} \leq \sigma < \sigma_{T1}$, $\epsilon_{T1} < \epsilon_T$)

$$\epsilon_T = \epsilon_{T0} \left[\frac{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{max}} \right) - c}{1.2 \times 10^1 \sigma_{max}^{-1.15}} \right]^{-1.9} \quad (8c)$$

ただし、

$$\varepsilon_{T0} = (2.4 \times 10^1 \sigma_{max} + 5.77 \times 10^2) \times 10^{-6} \quad (8d)$$

$$\sigma_{T1}: \text{変曲点応力} = \sigma_{max} \left(3.2 \sigma_{max}^{-0.7} + 0.1 \right) \text{ (MPa)} \quad (8e)$$

$$\varepsilon_{T1}: \text{変曲点ひずみ} = \varepsilon_{T0} \left(\frac{\sigma_{T1}}{\sigma_{max}} + 0.35 \right) \quad (8f)$$

$$a = \frac{1 - \left(\frac{\sigma_{T1}}{\sigma_{max}} \right)}{1 - \left(\frac{\varepsilon_{T1}}{\varepsilon_{T0}} \right)} \quad (8g)$$

$$b = 1 - a \quad (8h)$$

$$c = \frac{\sigma_{T1}}{\sigma_{max}} - 1.2 \times 10^1 \sigma_{max}^{-1.15} \left(\frac{\varepsilon_{T1}}{\varepsilon_{T0}} \right)^{-1.9} \quad (8i)$$

(2) 除荷履歴

図-15 に、供試体 A13-0.5-4 の遷移域において測定された、各载荷サイクルごとの再载荷・除荷履歴を示す。ただし、図中で用いた応力およびひずみは、履歴最小応力～最大応力間(再载荷履歴: 再载荷開始点(0, ε_{Tp})～最大応力点($\alpha\sigma_m$, ε_{Tm}), 除荷履歴: 除荷開始点(σ_c , ε_{Tc})～除荷終了点(0, ε_{Tp}))で正規化した。その結果、除荷履歴は直線的でなくやや曲線形状を示すことが確認できる。したがって、式(3b)と同様のべき乗関数が適当であると考えられる(式(9a))。この時の定数 u_T を、曲線が下に湾曲する程度を示す遷移域除荷定数とした。

包絡線が変曲点に達する前に除荷開始した時の除荷履歴は、全ての供試体において、 $u_T=10/13$ と一定とすることで実験値が表示可能であった(式(9c))。

一方、変曲点に達した以降に除荷開始した除荷履歴では、 u_T を変曲点応力 σ_{T1} に対する除荷開始応力の応力比 α/σ_{T1} を用いて式(9d)のように表示する。この α/σ_{T1} の利用は、変曲点以降の遷移域コンクリートの損傷度を意味すると考えたことによるものである。

図-15 に、式(9a)(9c)あるいは式(9a)(9d)を用いた算出値を実線で示す。実験値である遷移域除荷履歴を、算出値が精度良く再現していることが確認できる。

$$\frac{\sigma}{\sigma_c} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_c} \right)^{u_T} \quad (9a)$$

ただし、

$$\frac{\sigma}{\sigma_c} = \left(\frac{\varepsilon_T - \varepsilon_{Tp}}{\varepsilon_{Tc} - \varepsilon_{Tp}} \right) \quad (9b)$$

ε_T : 除荷開始ひずみ(遷移域)

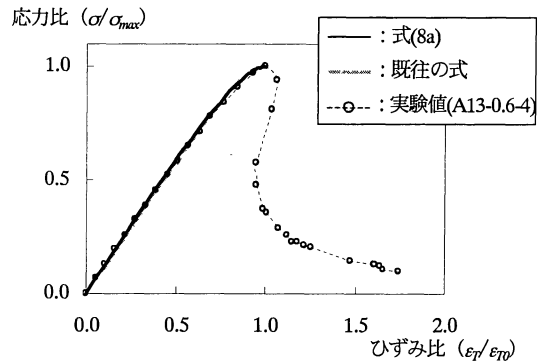


図-14 遷移域履歴モデルの包絡線(式(8a))

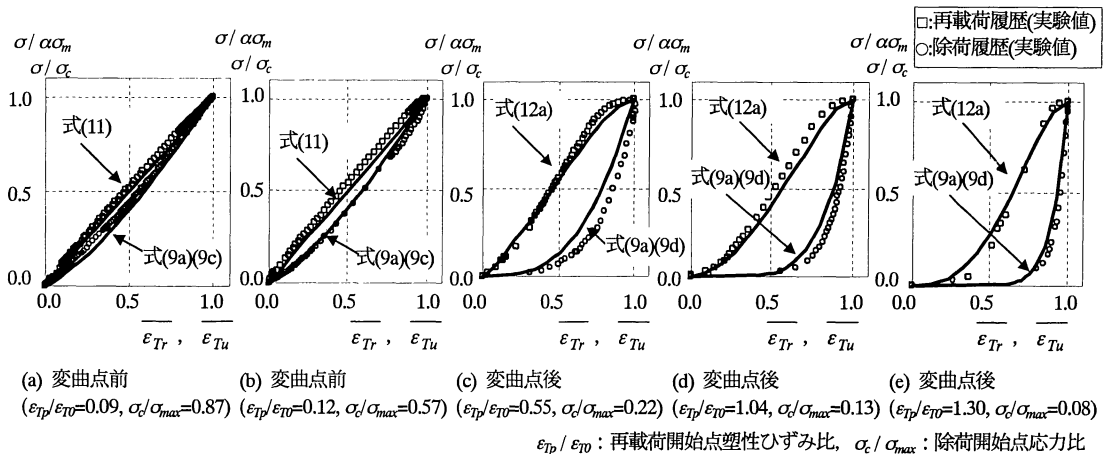


図-15 各载荷サイクルにおける遷移域再载荷・除荷履歴(A13-0.5-4)

(ただし、再载荷開始点～最大応力点および除荷開始点～除荷終了点間の応力・ひずみで正規化した。)

ϵ_{Tp} : 塑性ひずみ(遷移域)

μ_T : 遷移域除荷係数

$$= \frac{10}{13} \quad (\text{変曲点前: } \sigma_{max} \geq \sigma_c \geq \sigma_{T1}) \quad (9c)$$

$$= 0.8 \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{T1}} \right)^{1.2} \quad (\text{変曲点以降: } \sigma_{T1} > \sigma_c \geq 0.1 \sigma_{max}) \quad (9d)$$

(3) 除荷開始点のひずみと塑性ひずみの関係

図-16に、遷移域履歴曲線より抽出された除荷開始点の応力 σ_c と塑性ひずみ ϵ_{Tp} の関係を示す。その結果、塑性ひずみ ϵ_{Tp} は、除荷開始点の応力 σ_c の減少に従い徐々に増加する。特に、 σ_c/σ_{max} が0.4~0.1の範囲では、除荷開始応力の減少程度と比較して、塑性ひずみが卓越して増加する点に特徴がある。これは、包絡線が変曲点に達した以降、応力の減少に伴い、急速に遷移域の損傷が進行することに由来する。この変曲点位置は供試体強度に依存して変化するという知見¹⁴⁾(式(8e), (8f))を考慮に入れると、図-16の関係には、供試体強度の影響も反映されていることが推測できる。

以上の特徴を踏まえ、 σ_{max} および除荷開始時の応力比 σ_c/σ_{max} を考慮して、式(10a)を定式化する。

$$\epsilon_{Tp} = \epsilon_{T0} \left[0.18 \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{max}} \right)^a - b \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{max}} \right) \right] \quad (10a)$$

ただし、

ϵ_{Tp} : 塑性ひずみ(遷移域)

$$a : \text{実験定数} = 1.5 \times 10^{-2} \sigma_{max} - 1.25 \quad (10b)$$

$$b : \text{実験定数} = 3.0 \times 10^{-3} \sigma_{max} - 4.0 \times 10^{-2} \quad (10c)$$

(4) 再載荷履歴

遷移域再載荷モデルの最大応力点($\alpha\sigma_m, \epsilon_{Tm}$)は、包絡線上に存在するとした(図-4(c))。したがって、最大応力点のひずみ ϵ_{Tm} は、包絡線を示す式(8b)あるいは(8c)に $\alpha\sigma_m$ を代入することで算出可能である。 $\alpha\sigma_m$ は同時に算出される破壊域再載荷履歴モデル(式(5a))より決定される。ここでは、最大応力点位置が、(a)変曲点前の包絡線直線上、および(b)変曲点以降の包絡線曲線上、のそれぞれのケースにおいて異なった再載荷履歴を設定した。その際、最大応力点の応力 $\alpha\sigma_m$ と変曲点応力 σ_{T1} を考慮することで、変曲点前後を判断した。

a) 変曲点前: $\sigma_{max} \geq \alpha\sigma_m \geq \sigma_{T1}$

遷移域のコンクリートの損傷進行は小さいため、再載荷履歴は、直線近似とする(図-15(a)(b))。

$$\frac{\epsilon_{Tr}}{\epsilon_{Tm}} = \frac{\epsilon_T - \epsilon_{Tp}}{\epsilon_{Tm} - \epsilon_{Tp}} = \frac{\sigma}{\alpha\sigma_m} \quad (11)$$

ただし、

σ_m : 再載荷時の最大応力(MPa)

ϵ_{Tm} : 最大応力点のひずみ(遷移域, 式(8b)); $\sigma = \alpha\sigma_m$)

ϵ_{Tp} : 再載荷開始時ひずみ

b) 変曲点以降: $\sigma_{T1} > \alpha\sigma_m \geq 0.1 \sigma_{max}$

再載荷曲線は、再載荷開始点ひずみの増加に伴い、再載荷初期段階では下に凸であるが、最大応力点付近では上に凸な曲線を示す傾向にある(図-15(c)~(e))。そこで式(12a)を提案する。すなわち、コンクリート損傷度に関連がある非線形挙動を、係数 a を用いて表現した。ここで、変曲点以降のコンクリート損傷度は、再載荷開始時の塑性ひずみ ϵ_{Tp} の、 ϵ_{T1p} (変曲点($\sigma_{T1}, \epsilon_{T1}$)より除荷した時の塑性ひずみ, 図-4(c))に対する比 $\epsilon_{Tp}/\epsilon_{T1p}$ で表示した。

$$\frac{\epsilon_{Tr}}{\epsilon_{Tm}} = \frac{\epsilon_T - \epsilon_{Tp}}{\epsilon_{Tm} - \epsilon_{Tp}} = b \left(\frac{\sigma}{\alpha\sigma_m} \right)^a + (1-b) \left[1 - \left(1 - \left(\frac{\sigma}{\alpha\sigma_m} \right) \right)^{0.4} \right] \quad (12a)$$

ただし、

$$a = -0.15 \left(\frac{\epsilon_{Tp}}{\epsilon_{T1p}} \right) + 1.15 \quad (12b)$$

$$b = -0.15a + 0.8 \quad (12c)$$

ϵ_{Tm} : 最大応力点のひずみ(式(8c); $\sigma = \alpha\sigma_m$)

ϵ_{T1p} : 変曲点から除荷した時の塑性ひずみ(式(8c), (10a))

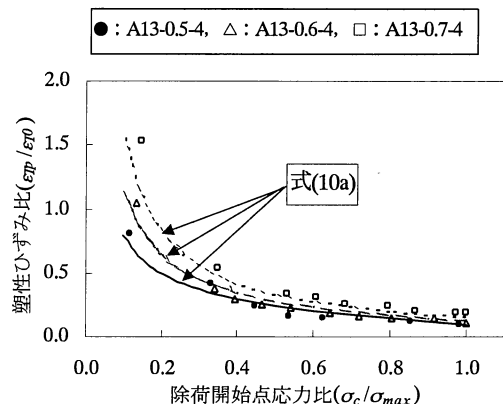


図-16 除荷開始応力と塑性ひずみの関係(遷移域)

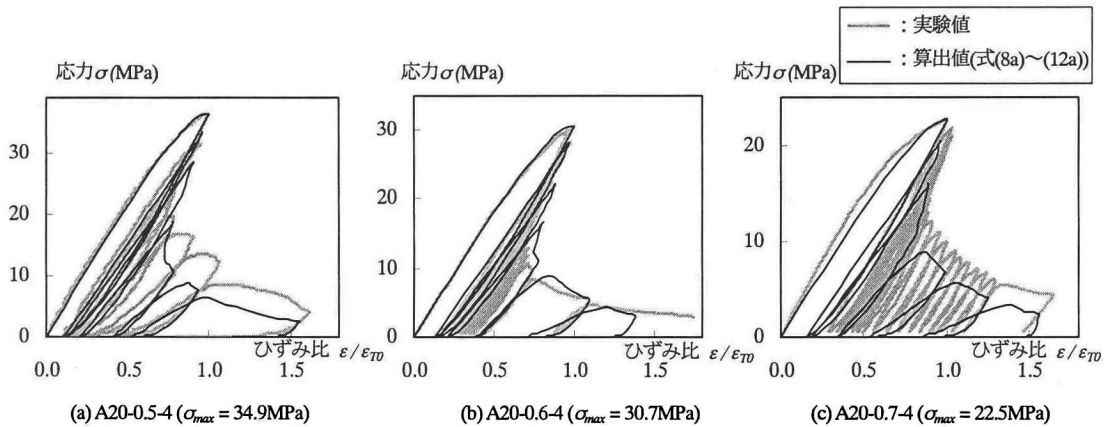


図-17 測定された遷移域履歴曲線と算出した履歴モデルの比較

(6) 実験結果との比較

図-17に、実験より得られた遷移域履歴曲線および式(8a)~(12a)を用いた算出値を比較する。供試体 A20-0.7-4 の、変曲点以降の再載荷履歴の傾きがやや一致していないものの、遷移域履歴モデルを良く表現できていることが認められる。

6. 除荷域履歴モデル

除荷域履歴モデルは、初期剛性が遷移域履歴モデルの初期剛性と等しい直線で表示できるとする(図-4(b))¹⁴⁾。また、コンクリートには終始損傷が生じないと仮定したため、ポストピーク域では同一の経路で除荷・再載荷されると考えて良い。その結果、除荷域履歴モデルは式(13a)のとおり表される。

$$\epsilon_U = \epsilon_{U0} \left(\frac{\sigma}{\sigma_{max}} \right) \quad (13a)$$

ただし、

$$\begin{aligned} \epsilon_U &: \text{除荷域ひずみ} \\ \epsilon_{U0} &: \text{除荷域におけるピーク時のひずみ} \\ &= (2.14 \times 10^1 \sigma_{max} + 5.15 \times 10^2) \times 10^{-6} \end{aligned} \quad (13b)$$

7. 供試体全長を対象とした応力-ひずみ履歴モデル

図-18に $\phi=100\text{mm}$, $W/C=0.4, 0.6$ で H/D が異なる円柱供試体を用いて測定された局所履歴曲線の平均値

(応力-ひずみ履歴曲線)と、図-5に示す計算過程に従い算出した履歴モデル $\sigma-\epsilon_{ave}$ (式(1))を合わせて示す。ただし、比較しやすくするために、実験値と比較して算出した除荷・再載荷履歴数を少なくし、さらに供試体ごとにグラフの縮尺を随時変化させている。

その結果、本論文に示した履歴モデルは、 H/D に依存した応力-ひずみ履歴曲線の形状変化を十分表現可能であると認められる。また、繰返し載荷回数、 σ_{max} およびポストピーク域に見られる除荷・再載荷履歴の剛性の変化も忠実に再現できている。ところで、既往の見解におけるコンクリートの再載荷履歴には、直線近似²⁾あるいは再載荷終了時付近に見られる曲線形状のみが考慮された2次曲線近似³⁾が利用されていた。これに対して、本論文の履歴モデルを利用することで、既往のモデルではあまり表現できていなかった、再載荷履歴の0MPa付近および最大応力点付近に見られる非線形挙動を精度良く再現できるようになった。

さらに、断面形状が異なる供試体($D=100, 200\text{mm}$)より得られた $\sigma-\epsilon_{ave}$ 履歴曲線に対し、本論文の履歴モデルを適用した。これらの供試体は、 H/D が2または4であるため、破壊域および遷移域のみで構成される。破壊域長さ L_p はアクリルバーを用いたエネルギー規準¹⁵⁾に基づき決定した。比較した結果、供試体 PS20-80 の履歴曲線に関して、実験値と算出値に若干の差異が見られた(図-19)。これは、供試体寸法の増加に伴う吸収エネルギー量の増加のため、載荷試験が困難であり、正確な実験値が得られなかったことにも関係している。しかし、その他の供試体における実験値と算出値を比較した結果、包絡線あるいは除荷・再載荷履歴が示す非線形挙動は、忠実に再現できている。以上のように、本論文で定式化した履歴モデルは、供試体断面形状の異なるコンクリート供試体に対しても、十分に適用可能である。

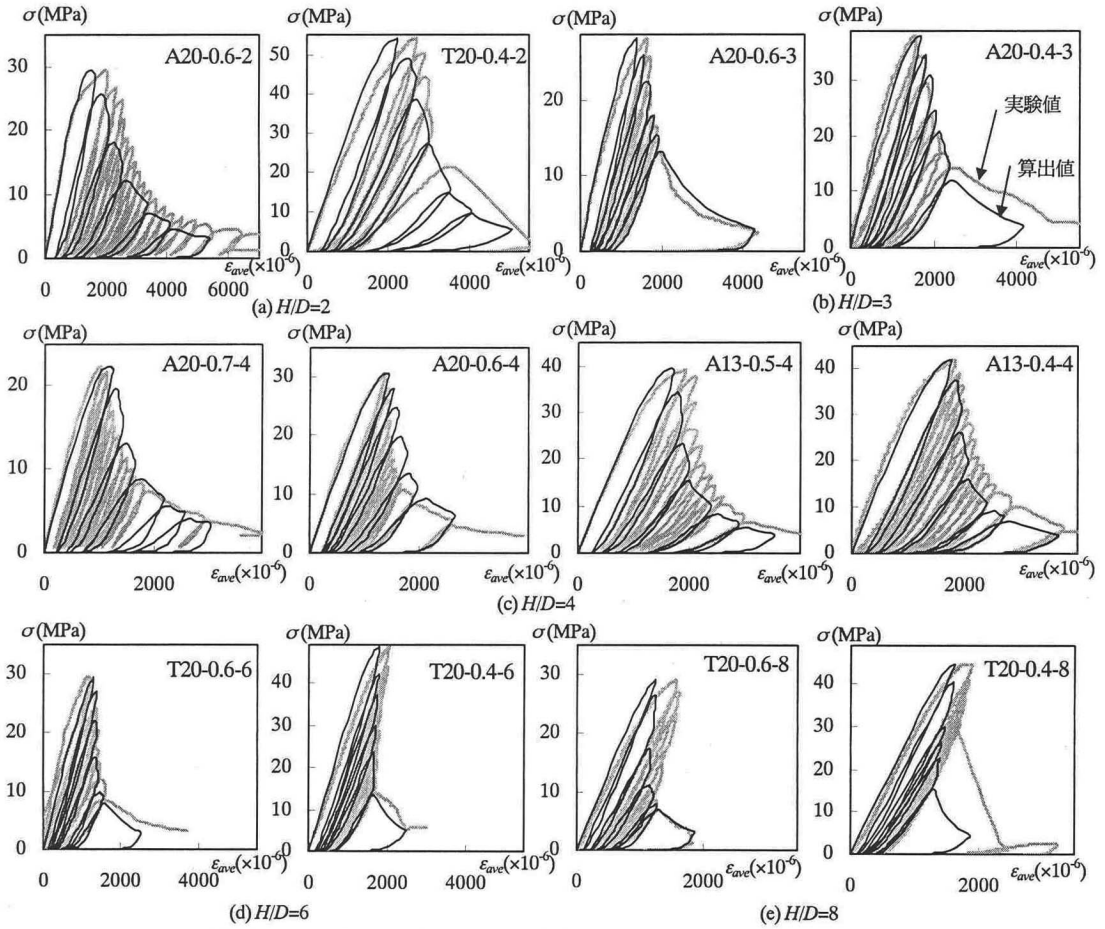


図-18 H/D が異なる供試体の応力-ひずみ履歴曲線と履歴モデル ($W/C=0.6, 0.4$)

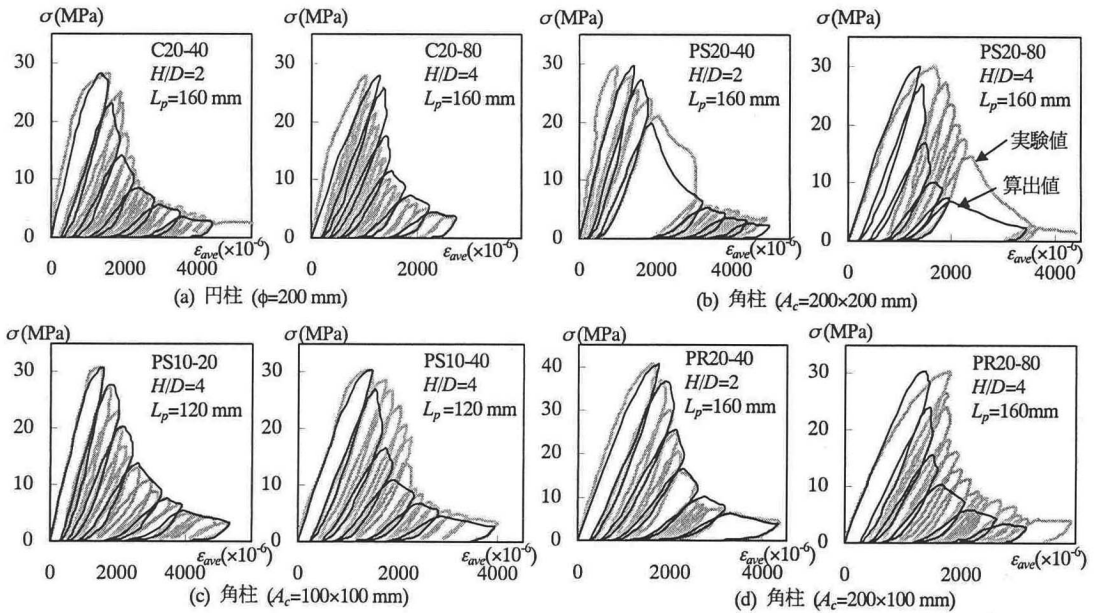


図-19 断面形状が異なる供試体応力-ひずみ履歴曲線と履歴モデル ($H/D=2, 4$)

8. まとめ

本論文では、コンクリート供試体の漸増変位繰返し圧縮荷試験結果に基づき、圧縮ひずみの局所化現象を組み込んだコンクリートの履歴モデルを構築した。エネルギー規準に基づき定量的に区別された、コンクリート供試体の破壊域、遷移域および除荷域の3つの領域ごとに、異なる履歴モデルを定式化した。さらに、破壊域、遷移域および除荷域が直列に構成されているとした著者らの概念に則り、それぞれの領域の寸法比を考慮してひずみを平均化した。そして、実験より得られた供試体全長を対象とした応力平均ひずみ履歴曲線と比較することで、その精度を確認した。

以下に、本論文の結論をまとめる。

- (1) 破壊域履歴モデルを定式化した。この際、履歴曲線が示す非線形挙動は、供試体強度 σ_{max} およびコンクリートの損傷度に強く依存して異なることが確認されたため、この特性を組み込んだ。さらに、最大応力点以降、再載荷履歴が徐々に包絡線に漸近する現象を忠実に捉えた。
- (2) 破壊域除荷履歴の除荷開始ひずみ ε_{Fc} と塑性ひずみ ε_{Fp} の間には、従来の指数関数モデルが適用可能であ

った。また、再載荷開始点の塑性ひずみ ε_{Fp} と最大応力点に達したときのひずみ ε_{Fm} には、指数関数を組合せた近似が可能であった。

- (3) 遷移域除荷・再載荷履歴に関し、ポストピーク域において変曲点以降力学特性が大きく異なる現象に着目して定式化した。
- (4) 遷移域における除荷開始応力 σ_c と塑性ひずみ ε_{Tp} の関係に関して、精度の高いモデルを構築した。
- (5) 本論文の履歴モデルは、供試体強度 σ_{max} のみを代入することで、 H/D の異なる供試体の応力-ひずみ履歴曲線の実験値を精度良く再現できた。このモデルでは、既往のモデルと比較して、特に再載荷履歴が示す、低応力レベルおよび包絡線に接する付近の非線形挙動が厳密に再現されている。さらに、断面形状が異なる供試体($D=100\sim 200$ mm, $H/D=2, 4$)に対しても、本論文で定式化したモデルが、十分に適用可能であることを確認した。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、太平洋セメント株式会社中央研究所の皆様には載荷実験のご助力を頂きました。また、株式会社クラレにはアクリルバーを提供して頂きました。ここに記して、謝意を表します。

付録 使用記号一覧

a, b, c	実験定数	L_T	遷移域長さ (mm)
A_c	供試体初期断面積 (mm ²)	L_U	除荷域長さ (mm)
D	供試体最大幅 (mm)	n_F	(破壊域) 包絡線係数
f_c'	圧縮強度 (MPa)	n_{Fb}	(破壊域) 再載荷係数
G_{max}	粗骨材最大寸法 (mm)	P	荷重 (kN)
H	供試体高さ (mm)	u_F	(破壊域) 除荷係数
H/D	寸法比	u_T	(遷移域) 除荷係数
L_p	破壊域長さ (mm)	W/C	水セメント比
α	(破壊域) 再載荷履歴：再載荷開始点～最大応力点までの応力低下率	β	(破壊域) 漸近区間における再載荷履歴の応力低下率
ϕ	直径 (mm)	γ	(破壊域) 再載荷履歴：最大応力点から包絡線に達するまでの漸近区間を示す係数
ε	局所部ひずみ	ε_{F0}	(破壊域) ピーク時のひずみ
ε_{ave}	供試体全長の平均ひずみ	ε_{Fc}	(破壊域) 除荷開始点ひずみ
ε_F	(破壊域) ひずみ	ε_{Fm}	(破壊域) 最大応力点ひずみ
ε_{Fp}	(破壊域) 塑性ひずみ	—	(破壊域) 再載荷開始点～最大応力点の間で正規化したひずみ
—	(破壊域) 除荷開始点～除荷終了点の間で正規化したひずみ	ε_{Tp}	(遷移域) 塑性ひずみ
ε_T	(遷移域) ひずみ	—	(遷移域) 再載荷開始点～最大応力点の間で正規化したひずみ
ε_{T0}	(遷移域) ピーク時のひずみ	ε_{Tr}	(遷移域) 除荷開始点～除荷終了点の間で正規化したひずみ
ε_{T1}	(遷移域) 変曲点のひずみ	—	(遷移域) 除荷開始点～除荷終了点の間で正規化したひずみ
ε_{T1p}	(遷移域) 変曲点から除荷した時のひずみ	ε_{Tu}	(除荷域) ひずみ
ε_{Tc}	(遷移域) 除荷開始点ひずみ	ε_U	(除荷域) ピーク時のひずみ
ε_{Tm}	(遷移域) 最大応力点ひずみ	ε_{U0}	

σ 平均応力 (MPa)
 σ_c 除荷開始応力 (MPa)
 $\alpha\sigma_m$ 再載荷履歴最大応力 (MPa)

σ_{max} 供試体強度 (MPa)
 (遷移域)ピーク以降の変曲点の応力 (MPa)
 σ_{T1}

参考文献

- 1) 土木学会, 2002年制定コンクリート標準示方書[耐震性能照査編], 2002.12.
- 2) Shinha, B.P., Gerstle, K.H. and Tulin, L.G.: Stress-Strain Relationship for Concrete under Cyclic Loading, *J. American Concrete Institute*, Vol.61, No.2, pp.195-211, 1964.
- 3) Karsan, I.D. and Jirsa, J.O.: Behavior of Concrete under Compressive Loading, *Journal of the Structural Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers*, Vol.95, No.ST12, pp.2543-2563, 1969.
- 4) 谷川恭雄, 小阪義夫: 高ひずみ領域におけるコンクリートの履歴特性, 日本建築学会大会学術講演概要集(構造系), pp.449-450, 1978.
- 5) Chen, E. and Buyukozturk, O.: Constitutive Model for Concrete in Cyclic Compression, *J. Engineering Mechanics, American Society of Civil Engineers*, Vol.111, No.6, pp.797-815, 1985. 6.
- 6) 水野英二, 畑中重光: 塑性理論によるコンクリートの圧縮軟化特性のモデル化, コンクリート工学論文集, Vol.2, No.2, pp.85-95, 1991.
- 7) Mizuno, E. and Hatanaka, S.: Compressive Softening Model for Concrete, *J. Engineering Mechanics, American Society of Civil Engineers*, Vol.118, No.8, pp.1546-1563, 1992. 8.
- 8) Loland, K. E.: Continuous Damage Model for Load-Response Estimation of Concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol.10, No.3, pp.395-402, 1980.
- 9) Bazant, Z. P. and Kim, S. S.: Plastic-Fracturing Theory for Concrete, *J. Engineering Mechanics, American Society of Civil Engineers*, Vol.105, No.3, pp.407-428, 1979. 6.
- 10) Maekawa, K., Takemura, J., Irawan, P. and Irie, M.: Continuum Fracture in Concrete Nonlinearity under Triaxial Confinement, *J. Materials, Concrete Structures, Pavements*, JSCE, No.460/V-18, pp.113-122, 1993.2.
- 11) Maekawa, K., Takemura, J., Irawan, P. and Irie, M.: Plasticity in Concrete Nonlinearity under Triaxial Confinement, *J. Materials, Concrete Structures, Pavements*, JSCE, No.460/V-18, pp.123-130, 1993.2.
- 12) 前川宏一, 福浦尚之: 疑似直交2方向ひび割れを有する平面RC要素の空間平均化構成モデルの再構築, 土木学会論文集, No.634/V-54, pp.157-176, 1999.
- 13) Bazant, Z. P.: Identification of Strain-Softening Constitutive Relation from Uniaxial Tests by Series Coupling Model for Localization, *Cement and Concrete Research*, Vol.19, No.6, pp.973-977, 1989.
- 14) 渡辺 健, 二羽淳一郎, 横田 弘, 岩波光保: 圧縮破壊を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.725/V-58, pp.197-211, 2003.
- 15) Lertsrisakulrat, T., Watanabe, K., Matsuo, M. and Niwa, J.: Experimental Study on Parameters in Localization of Concrete Subjected to Compression, *J. Materials, Concrete Structures, Pavements*, JSCE, No.669/V-50, pp.309-321, 2001.
- 16) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, *JCI-C51E Post-Peak Behavior of RC Structures subjected to Seismic Loads*, Vol.2, pp.259-272, 1999.
- 17) 渡辺 健, 岩波光保, 横田 弘, 二羽淳一郎: AE法を用いたコンクリートの圧縮破壊領域の推定に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.85-90, 2001.
- 18) 白鳥正樹, 三好俊郎, 松下久雄: 数値破壊力学, pp.8-26, 実教出版, 1980.
- 19) Popovics, S.: A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol.3, No.5, pp.583-599, 1973.

(2003. 9. 12受付)

FORMULATION OF HYSTERESIS LOOP FOR CONCRETE SUBJECTED TO COMPRESSIVE CYCLIC LOADING

Ken WATANABE, Junichiro NIWA, Hiroshi YOKOTA and Mitsuyasu IWANAMI

Failure of concrete subjected to uniaxial compression is localized, which governs structural behavior of concrete, especially in the post-peak region. In this study, compressive cyclic loading tests were conducted to formulate the hysteresis loop of concrete in compression taken into account the localized failure. As a result, the proposed formulas in this paper can represent the experimental stress-strain curve with good accuracy, which have been obtained from specimens with various height to depth ratio H/D and cross-sections.