

大変形を受ける鉄筋コンクリートはりの力学的挙動に関する研究

西林新蔵*・矢村 潔*・井上正一**・村上 朗*・黒見正彦***

(1980年5月31日受理)

Mechanical Behaviours of Reinforced Concrete Beams under Large Deformations

Shinzo NISHIBAYASHI*, Kiyoshi YAMURA*, Shoichi INOUE**,
Akira MURAKAMI*, Masahiko KUROMI***

(Received May 31, 1980)

In order to research and design related to performance of concrete structures in seismic zones, it is necessary and much important to clarify the behaviours of concrete members subjected to the large deformations

In this study, an experimental investigations on the mechanical behaviours of reinforced concrete beams subjected to the actions of cyclic very large deformations such as several times of the magnitude of the deformations which occur the yield of the tensile reinforcement of the beams, are presented.

The main factors adopted in this experimental works, are the magnitudes of the deflections subjected to the mid span of the beams and the tensile reinforcement ratios.

Repeated loading tests controlled by the midspan deflections for 22 beam specimens, were carried out, and the rate of damages which were carried through the 100 times of the cyclic actions of the deformations and the mechanism and the patterns of deteriorations of the beams affected by the cyclic actions of the deflections, are discussed.

1. はじめに

鉄筋コンクリート部材の耐震問題を取り扱っていく上で最も基本となるのは、大変形繰返し作用を受ける場合の部材の力学的挙動であろう。鉄筋コンクリート部材の各種構成要因が地震によって破壊が進行するのにどのように影響をおよぼし、また地震の大きさ等によって破壊の進行がどのように変化するかということを明らかにしていくことは耐震性も含めた鉄筋コンクリート構造の塑性設計法を確立していく上できわめて基本的かつ重要な問題である。しかし、一般にこの塑性域での挙動の把

握は、測定が困難であり、また変動も大きく非常に困難である。したがって実験資料も十分でなく、定量的な把握はほとんどなされていない。

本研究は、このような観点から鉄筋コンクリートはりが引張鉄筋が降伏する変形をはるかに越えるような大変形の繰返し作用を受ける場合の挙動を明らかにしていくための基礎資料を得ることを目的としたものであり、小型鉄筋コンクリートはり部材について、鉄筋比、繰返しの変位水準等の要因による劣化あるいは破壊の進行状態、残留強度等の相異について実験、検討したものであ

* 土木工学科, Dep. of Civil Engineering

** 海洋土木工学科, Dep. of Civil Eng. for Ocean Structures.

*** 三井建設 Mitsui Construction Co. Ltd.

る。

2. 実験計画および実験方法

2.1 実験計画

本実験は、はり供試体の引張鉄筋比によってAシリーズ、Bシリーズに分けられる。Aシリーズは異形棒鋼φ13mm 2本を使用したもので鉄筋断面積2.54cm²、鉄筋比1.2%となり、現行の許容応力度設計法では過少鉄筋比となる。またBシリーズは同じくφ19mm 2本を使用し、鉄筋断面積5.73cm²、鉄筋比2.8%であり、ほぼつり合い鉄筋比となるものである。それぞれのシリーズについて与える繰返しの振幅レベルを変化させた。同一条件で2本の供試体について実験を行い、供試体数はコントロール用の静的载荷を含めて合計22本である。それぞれの供試体の名称および要因の組合わせをTable Iに示す。

Table I Test program

Specimen No.	Tensile reinforcement		Loading mode	Level of repeated deflection $\alpha (\times \delta_y)$ *			
	Used bar	Ratio (%)					
A-S-1 A-S-2	D13×2	1.2	Static	—			
A-D-1 A-D-2			Dynamic	2			
A-D-3 A-D-4				4			
A-D-5 A-D-6				6			
A-D-7 A-D-8				8			
A-D-9 A-D-10				10			
B-S-1 B-S-2				D19×2	2.8	Static	—
B-D-1 B-D-2						1.5	
B-D-3 B-D-4						2.0	
B-D-5 B-D-6			3.0				
B-D-7 B-D-8	3.5						

* δ_y : The midspan deflection occurring the yield of the tensile reinforcement at the static test

2.2 使用材料およびコンクリートの配合

コンクリートには普通ポルトランドセメント、碎石(最大骨材寸法:20mm)、川砂と河口砂の混合砂(F.M.:2.79)を使用した。コンクリートの配合は28日目標強度を300kgf/cm²としたもので、その示方配合ならびに載荷試験時材令における諸強度、ヤング係数をTable IIに示す。また主引張鉄筋にはφ13mmについてはSD35、φ19mmについてはSD30の異形棒鋼を使用した。その機械的性質をTable IIIに示す。

Table II Mix proportion and the properties of concrete

W/C (%)	S/a (%)	Unit weight (kg/m ³)			
		W	C	S	G
52	42	148	285	785	1110
Compressive strength	Tensile Strength	Modulus of rupture	Young's modulus		
382kgf/cm ²	37.3kgf/cm ²	48.3kgf/cm ²	3.18×10 ⁵ kgf/cm ²		

2.3 供試体

供試体は断面12.5×20cm(有効高さ16.5cm)、長さ170cm(スパン長150cm)の単鉄筋矩形はりである。またせん断スパン内にはせん断破壊を生じないようにスターラップを設けた。スターラップの所要量は曲げ破壊時の算定せん断力に対してACI規準に基づいて決定した。供試体は打設翌日に脱枠を行い、2週間の水中養生を行った後実験室内に放置しておいた。供試体の寸法および配筋の概略をFig. 1に示す。

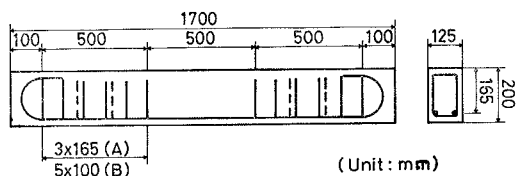


Fig. 1 Dimensions and arrangement of reinforcement of the specimens

2.4 試験方法

载荷はスパン長150cmの3等分点载荷で行った。载荷試験機はアムスラー型耐圧試験機(前川試験機製作所製)

Table III Mechanical properties of reinforced bar

Designation	Nominal diameter (mm)	Nominal area As (mm ²)	Yield Strength σ_{sy} (kgf/cm ²)	Ultimate strength σ_{su} (kgf/cm ²)
D 13	12.7	126.7	3940	5780
D 19	19.1	286.5	3410	5290

3. 実験結果とその考察

3.1 実験結果

実験結果をまとめて Table IV に示す。本実験では繰返し载荷のすべての供試体について繰返し変位は降伏変位より大きい(すなわち $\alpha > 1$) ので、各供試体とも降伏荷重およびそのときの変形は、初期载荷で得られたものである。また最大耐力につ

いては、静的载荷 (A-S-1,2 および B-S-1,2) および繰返し载荷で変位水準の大きい A-D-10, B-D-5 ~ 8 は初期载荷で記録され、A-D-1 ~ 9, B-D-1 ~ 4 は繰返し試験終了後さらに変形を増加していく段階で得られた。曲率は変形の小さい領域では、はり上下縁のひずみから次式で求めた。

$$\phi = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{d} \quad (\text{cm}^{-1}) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに ϵ_c : 圧縮縁ひずみ
 ϵ_t : 引張縁ひずみ
 d : 上下縁間の距離 (cm)

また変形が大きくなる領域ではスパン中央たわみおよび载荷点たわみからモーメントスパン内の曲率が一定であるとして次式から求めた。

$$\phi = \frac{2\delta_C - (\delta_{CL} + \delta_{CR})}{(l/2)^2 \times 10^3} \quad (\text{cm}^{-1}) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに δ_C : スパン中央たわみ (cm)
 δ_{CR}, δ_{CL} : 载荷たわみ (cm)
 l : モーメントスパン長 (cm)

3.2 静的载荷試験

Table IV から明らかかなように本実験で用いた供試体の降伏荷重は A シリーズで 5.0ton, B シリーズで 10.8 ton 程度であり、そのときのスパン中央たわみは、それぞれ 400×10^{-2} mm, 550×10^{-2} mm (いずれも 2 本の平均値) であった。したがって繰返し载荷の場合の変位水準を決める基準 α として 400×10^{-2} mm (A シリーズ), 550×10^{-2} mm (B シリーズ) を採用する。

A-S-1 および B-S-1 供試体について荷重～スパン中央たわみ曲線を Fig. 3 に示す。またモーメントスパン内でのモーメント～曲率の関係を Fig. 4 に示す。これらの図から引張鉄筋の降伏以降の塑性挙動が鉄筋比によって大きく異なることが明らかである。

を用いた。試験はまず A-S-1, 2 供試体および B-S-1, 2 供試体について静的载荷試験を行い、その結果から引張鉄筋が降伏するときのスパン中央たわみ量を求め、これを基準 (1, 2 の平均値) に各供試体について Table I に示す所定の振幅を与える繰返し载荷試験を行った。なお繰返しの下限は 0.5ton とした。なお静的载荷における引張鉄筋が降伏するときの判定はコンクリート打設前にあらかじめ鉄筋に貼付しておいた電気抵抗線ひずみ計の値によった。繰返し载荷試験における測定項目としては、所定の繰返し回数毎に上限における荷重、ひびわれ幅、下限における変位、上下限におけるはり上下縁のひずみ、回転角等である。繰返しは 100 回まで行い、以後さらに静的载荷によって変形を増加させていき、耐力が最大耐力の 1/2 程度にまで減退するかスパン中央たわみが 50 ~ 60mm になるまで各変形レベルで荷重、ひびわれ幅、はり上下縁ひずみ、回転角等の測定を行った。いわゆる塑性域におけるひずみの測定は、はり側面の上下縁附近に貼付したプラグ間の変形をホイットモアーひずみ計 (検長 10 インチ) で測定することにより平均ひずみとして算出した。

なお、载荷実験はコンクリート材令 8 ~ 16 週で行った。载荷試験装置の概略を Fig. 2 に示す。

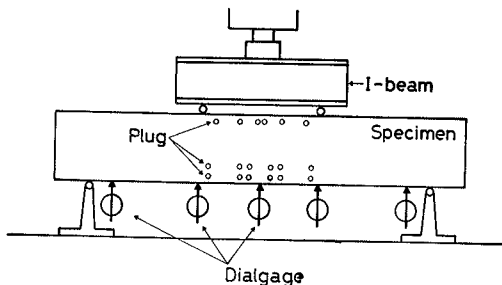


Fig. 2 Testing arrangement.

Table IV Test results

Specimen No.	Load		Curvature		Ductility		Ultimate deflection δ_u ($\times 10^{-2}$ mm)
	Yield P_y (tonf)	Ultimate P_u (tonf)	Yield ϕ_y ($\times 10^{-4}$ cm $^{-1}$)	Ultimate ϕ_u ($\times 10^{-4}$ cm $^{-1}$)	ϕ_u/ϕ_y	δ_u/δ_y	
A-S-1	4.75	6.23	1.52	17.58	11.57	10.0	4000
A-S-2	5.20	6.62	1.33	—	—	—	—
A-D-1	5.02	6.20	1.62	17.15	10.59	7.5	3000
A-D-2	5.22	7.24	1.54	16.88	10.96	10.0	4000
A-D-3	5.00	6.15	1.31	13.45	10.27	8.5	3400
A-D-4	5.20	6.65	1.68	17.33	10.32	7.5	3000
A-D-5	5.13	6.67	1.56	17.70	11.33	10.0	4000
A-D-6	4.99	6.58	1.58	16.13	10.21	9.3	3700
A-D-7	4.98	6.18	1.88	20.10	10.69	10.3	4100
A-D-8	5.08	6.40	1.37	15.30	11.17	10.0	4000
A-D-9	5.00	6.28	1.46	16.62	11.38	11.0	4400
A-D-10	4.70	6.06	1.55	17.57	11.34	10.0	4000
<hr/>							
B-S-1	11.00	12.35	1.67	4.26	2.55	2.0	1100
B-S-2	10.60	12.00	1.92	5.28	2.75	2.2	1200
B-D-1	11.55	13.00	1.89	4.86	2.57	2.0	1100
B-D-2	11.15	12.55	2.07	6.71	3.24	2.4	1300
B-D-3	11.55	12.85	1.87	6.54	3.52	2.7	1470
B-D-4	11.25	13.05	1.91	6.77	3.54	2.4	1300
B-D-5	11.55	12.50	1.94	4.36	2.25	1.6	900
B-D-6	10.95	12.15	1.87	6.48	3.47	2.4	1300
B-D-7	10.90	12.35	1.94	5.07	2.61	1.7	950
B-D-8	11.25	12.30	1.85	6.82	3.69	2.7	1500

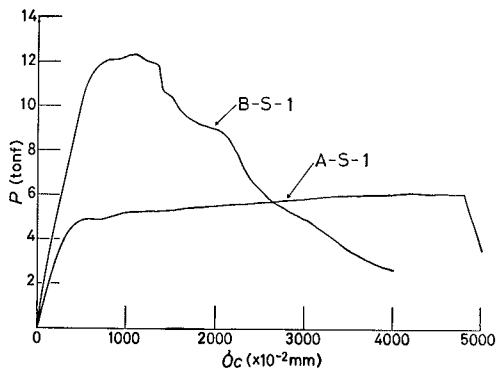


Fig 3 Relations between P and δ_c

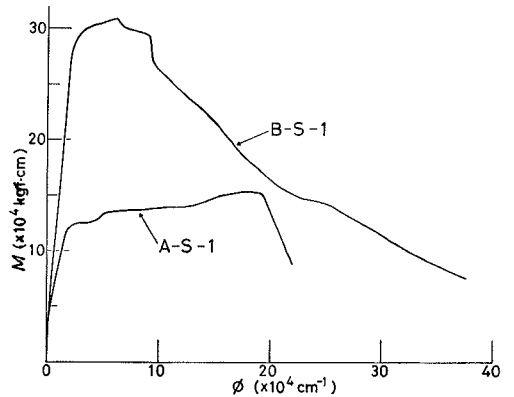


Fig. 4 Relations between M and ϕ

すなわちAシリーズにおいては鉄筋の降伏以降最大耐力までの変形の増加が大きく、また最大耐力以降変形の増加につれて耐力がそれほど低下しない領域があるのに対して、Bシリーズでは降伏後最大耐力までの変形増加がすくなく、かつ最大耐力以降は急激に耐力が減退する。言い換えれば鉄筋比が大きくなるにつれて塑性回転能力が小さくなり、かつ破壊はよりいぜい性となる。このような結果は従来から知られている傾向と一致するところである。^{1),3)} 本実験で得られた最大耐力時の曲率は、圧縮域コンクリートのストレスブロックをACIの通り仮定して⁴⁾、コンクリートの圧縮終局ひずみを0.3%とした場合に平面保持の仮定から求められる計算値と比較してAシリーズで約1.5倍、Bシリーズで約1.0倍の値となり、おおむね従来からの結果と一致する²⁾。また最大耐力時のスパン中央たわみは、降伏点たわみの10倍(Aシリーズ)および2倍(Bシリーズ)となっており、したがって繰返し載荷で α がこれ以上の場合には最大耐力を越えたいわゆるフォーリングブランチ領域で繰り返すことになる。

3.3.1 強度、変形

Fig. 5, Fig. 6に1回目の所定の変位水準までの載荷および除荷、100回目の載荷についての荷重～スパン

中央たわみの関係を示す。これらの図から、最大耐力時のスパン中央たわみが、繰返しをする変位水準が大きくなるに連れて若干大きくなる傾向がみられるが、全体としては、荷重～スパン中央たわみ曲線は静的載荷の場合とほぼ同様であると考えてさしつかえない。したがって繰返し載荷試験終了後に最大耐力が現れる場合でも最大強度は静的試験による最大強度と大差ない。また100回目の載荷時の初期勾配も繰返す変位水準に関係なくほぼ一定であり、処女載荷時の初期勾配に等しいとみなしてさしつかえない。さらに、いわゆる塑性変形能力を示す最大耐力時の曲率あるいはじん性率についてもTable IVから明らかなように繰返し変位水準に関係なく静的載荷の場合とほぼ同じである。またいわゆるフォーリングブランチ領域における耐力減退の程度についても、変動が大きく明確とはいいがたいがほぼ静的載荷と同じであると考えられる。

3.3.2 繰返し回数による影響

Fig. 7は繰返しにおける各上限の荷重の減退の程度(n 回目の繰返し上限での荷重(P_n)の1回目の荷重(P_0)に対する比)と繰返し回数の関係を示したものである。この図によれば、繰返しによる荷重減退の大きいものほど、繰返し初期における減退の程度が大きく、

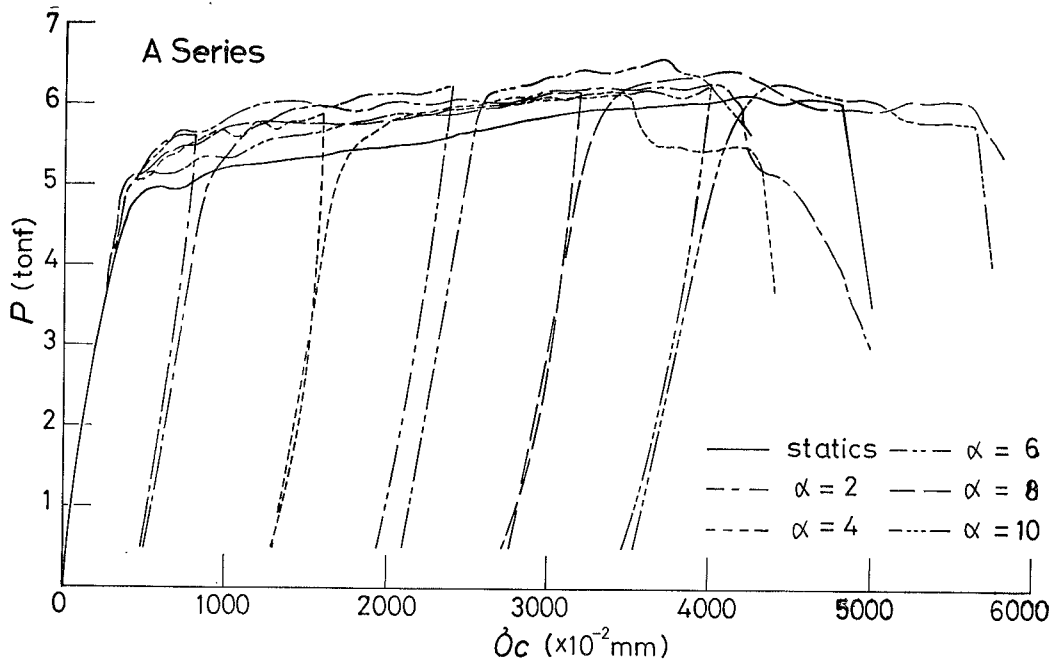


Fig. 5 Relations between P and δ_C (A Series)

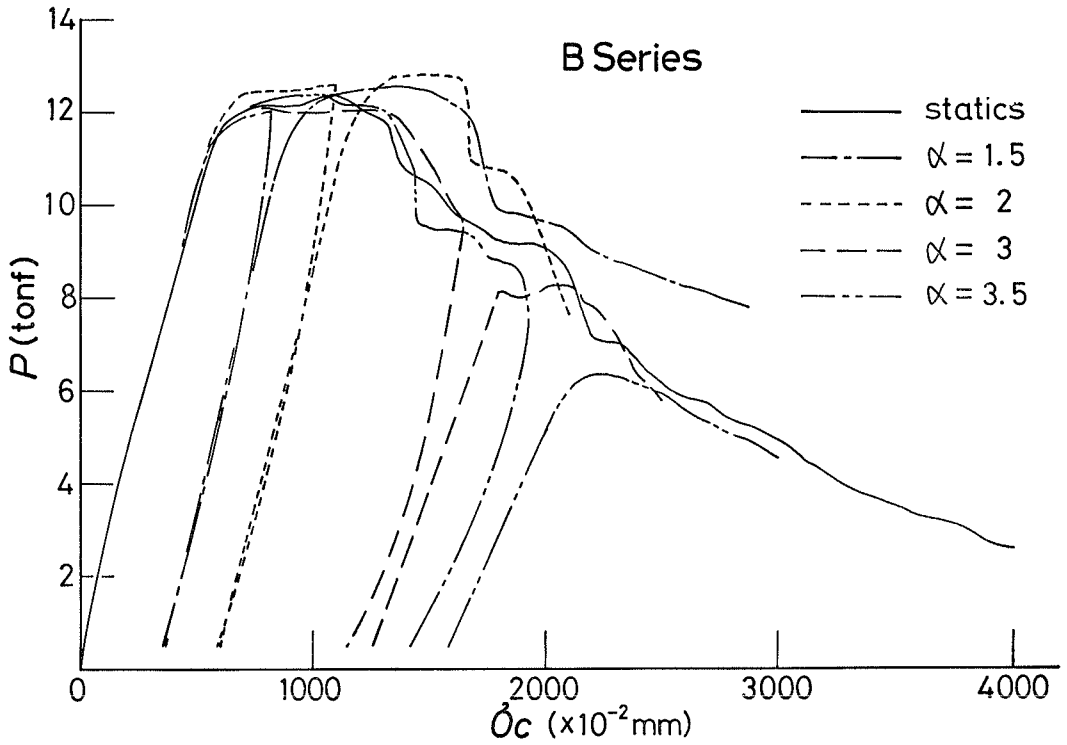


Fig. 6 Relations between P and δ_c (B Series)

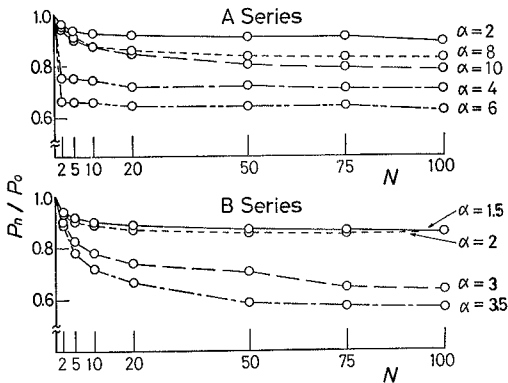


Fig. 7 Relations between P_n / P_0 and N

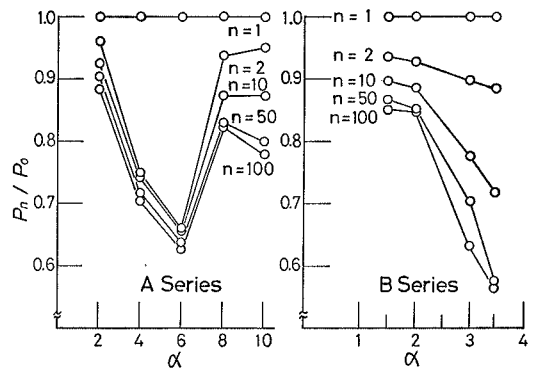


Fig. 8 Relations between P_n / P_0 and α

荷重が安定する繰返し回数はむしろ小さくなる傾向がみられる。また鉄筋比が大きくなると、荷重の安定する繰返し回数は若干大きくなる傾向にある。しかし本実験ではいずれの場合でも、繰返し回数が50回以降では繰返しによって荷重はほとんど減退しなくなった。次に Fig.

8 は n 回目の繰返し上限での荷重 (P_n) の1回目の荷重 (P_0) に対する比と与える繰返しの変位水準の関係を示したものである。Aシリーズの場合、与える繰返しの変位水準が大きくなるにつれて荷重減退の割合が大きくなるが $\alpha = 8$ 付近で荷重減退の割合が急激に小さく

なり、以後 α が増加すると再び荷重減退の割合が大きくなるという顕著な傾向が現われる。この $\alpha=8$ は先にも述べたように静的載荷試験ではほぼ最大耐力となる変位水準に相当しており、機構的にみて何らかの遷移点と考えることができる。Bシリーズでは、降伏から最大耐力時までの変位量が少なく、その間の変位水準での繰返しによる挙動がデータ数が少なくはっきりしないが、 $\alpha=2$ 程度が静的載荷での最大耐力を与える変位に相当しており、その変位水準での繰返しによる荷重減退の割合がほぼAシリーズと同程度であることから考えてAシリーズの場合とほぼ同様の傾向があるものと推察される。なおいずれのシリーズ、供試体においても繰返しによって上限時のひびわれ性状あるいはモーメントスパン内の曲率等の変化はほとんど認められなかった。

3.3.3 繰返しによる荷重減退の機構

繰返しによる荷重減退の機構を推定するために Fig. 9 にAシリーズについてn回目の中立軸の高さ (k_n) の1回目の高さ (k_0) に対する比と繰返し回数の関係を示す。なお中立軸の高さははり下縁からの距離である。この図によれば繰返し変位水準が小さいものほど繰返し

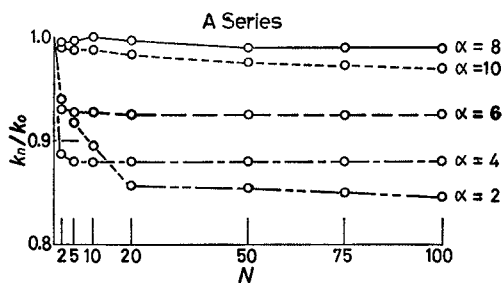


Fig. 9 Relations between K_n/K_0 and N

によって中立軸が下に大きく移動している。そして $\alpha=2$ の場合の移動が最も小さく $\alpha=10$ になれば移動量が若干増加している。先にも述べたように繰返しによって曲率がほとんど変化しないことを考慮すれば中立軸が下に移動することは、鉄筋ひずみ（すなわち鉄筋応力）が低下することになり、このことが繰返しによる荷重低下の大きな原因となっているものと考えられる。さらに荷重低下の原因としては、圧縮域コンクリートの圧縮合力作用位置（ストレスブロックの重心）が下に移動しモーメントアームが小さくなることが考えられる。以上のこと

と、先の荷重低下傾向 (Fig. 7, Fig. 8) を考え合わせると繰返しによる応力の再分配の状態として以下の3つの場合が推察される。

(1) $\alpha=2\sim4$ の領域：コンクリートの劣化より鉄筋の付着の劣化が先行し中立軸が下方に移動し、それによって鉄筋の応力が低下する。コンクリートの圧縮合力作用位置は低下せずモーメントはそれほど低下しない。

(2) $\alpha=4\sim6$ の領域：コンクリートの劣化が若干あるものの鉄筋の付着の劣化が大きく中立軸は下方に移動し、それによって鉄筋の応力が低下すると共に、コンクリートの圧縮合力作用位置も下に移動し、モーメントの低下は著しい。

(3) $\alpha=8$ 附近：コンクリートの劣化と鉄筋の付着の劣化が併行して進行するため中立軸の移動は少ない。したがって中立軸の移動に伴う鉄筋応力の低下がないのでモーメント低下が少ない。

すなわち荷重低下（モーメント低下）の原因として、コンクリートの劣化、鉄筋の付着の劣化、中立軸の移動が考えられ、それぞれの状態でこれらが組み合わされて Fig. 7 および Fig. 8 の結果になったものと推察される。なお以上の解釈は多くの推定が含まれており本実験で十分に検証されたとはいいがたい状況である。

4. 結 び

本研究では鉄筋コンクリートはり部材がいわゆる降伏点変位をはるかに越える大変形の繰返し作用を受けた場合の挙動について主として実験から明らかにした。以下に本研究で明らかになった具体的な傾向を中心としてとりまとめて列挙する。

(1) 本実験の静的載荷試験で得られた結果は従来から知られている挙動とよく一致しており、各算定値は十分根拠のあるものであることが確認された。

(2) 繰返し載荷終了後の荷重～スパン中央たわみ曲線はほぼ静的載荷の場合と同様である。したがって最大耐力、最大耐力時の変形等に関しては静的載荷の場合と同様と考えてさしつかえない。また繰返し載荷後の載荷における荷重～変位関係の初期勾配は処女載荷時と同じである。

(3) 繰返し載荷の変位水準が大きくなるにつれて繰返しによる荷重減退が大きくなるが、静的載荷で最大耐力を与える変位水準付近における繰返しでは荷重減退が非常に少なくなる。

(4) 繰返しによる中立軸の移動は、鉄筋比が少ない場合、繰返し変位水準が小さいほどはり下縁に向けて大きく移動する。

(5) 繰返しによる断面内の応力再分配は、コンクリートの劣化、鉄筋の付着の減退、中立軸の移動の3要素の複合作用の結果と考えることができる。

本研究は、文部省科学研究費による成果の一部であることを付記するとともに、実験を実施するに当って、多大の協力を賜った鳥取大学工学部土木工学科材料研究室の諸氏に対して感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

1) 角田与史雄；部材の設計（その1）一曲げおよび

曲げ圧縮一，コンクリートライブラリー41号，昭和50年11月，土木学会

2) Mattock, A. H. ; Rotational Capacity of Hinging Region in Reinforced Concrete Beams, Flex. Mech. of Reinf. Conc., Proc. Int. Symp., Miami, 1964, ACI sp-12

3) 矢村 潔，岡田 清；鉄筋コンクリート不静定構造の塑性挙動に関する2・3の考察，土木学会第31回年次学術講演概要集第5部，昭和51年10月

4) ACI 318 Building Code Requirement for Reinforced Concrete (ACI 318-71), American Concrete Institute, Detroit, 1971