

東北大学 正 鈴木 基行
国鉄構設 正 石橋 忠良
○ 東北大学 学 桑澤 庄次郎

1. まえがき

鉄筋コンクリート構造物の合理的で簡便な耐震設計法の確立のためには、交番繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の線形範囲を越えた領域の挙動を正確に把握しておかなければならない。

本実験は、このような観点からRC矩形梁を実験対象に選り、曲げスパンを横補強した矩形対称単純梁に2点対称な静的一方向載荷および静的交番繰返し荷重を加え、その時のモーメント-曲率関係、復元力特性、靱性、さらに鉄筋やコンクリートに生ずる歪を詳細に調べ、両載荷方法の実験結果を比較検討したものである。

2. 実験概要

実験に使用したコンクリートの配合を表-1に示す。鉄筋は軸方向主鉄筋用にD16, D19.(共にSD35)スタースラップ、曲げ区間の横方向拘束筋用としてはD6(SD30)を用いた。断面は対称断面で、断面寸法は $200\text{mm} \times 400\text{mm}$ 、有効高さ 360mm 、スパン 3960mm で $a/d=3.5$ とした。又、曲げ区間の横方向拘束筋のM- ϕ 関係や靱性に及ぼす影響を調べるためにD6を 48mm , 36mm , 18mm 間隔に配筋した。配筋例を図-1に示す。表-2に供試体諸元を示す。たわみの測定は、梁側面に 18mm 間隔に測点を設け、電気式変位形を用いて行った。なお、曲率はたわみから差分にて算定した。又、軸方向主鉄筋の歪を詳細に測定するために鉄筋内部にstrain-gaugeを 18mm 間隔に貼付し歪を詳細に測定した。(図-2参照)梁の支承は両端ともローラー支承とし、載荷は2点対称載荷とした。交番繰返し載荷は、梁の断面降伏時のスパン中央のたわみを δ_y として図-3に示すようなたわみ制御パターンで行った。

3. 実験結果

(1) 破壊形態および靱性について

静的一方向載荷を行った梁(A-1, B-1を除く)は圧縮鉄筋の座屈を伴う曲げ圧縮部の圧壊により終局となった。これに対し静的交番繰返し載荷を行った梁は軸方向主鉄筋に

表-1 コンクリート配合表

粗骨材 の最大 寸法 mm	スラブ 厚さ cm	空気量 %	w/c	s/a	単位量 (kg/m³)				
					W	C	S	G	混和剤
20	12	3.5	52	44	170	327	778	1040	ポリリス SL

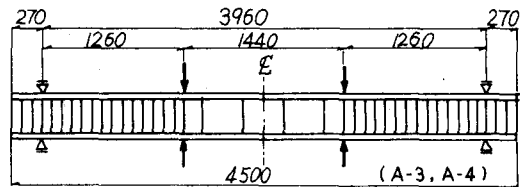


図-1 供試体配筋例

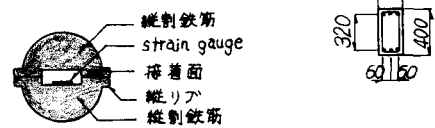


図-2 縦割鉄筋 (断面図)

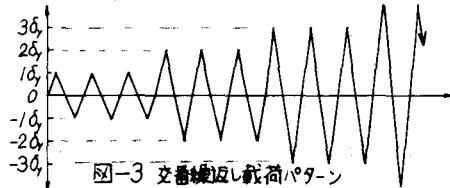


図-3 交番繰返し載荷パターン

表-2 供試体諸元

変動 供試体 番号	引張圧縮 主鉄筋比	曲げ区間内 スタースラップ量	載荷 パターン	載荷時コンクリ ト圧縮強度	計算耐力	実験耐力
A-1	0.828%	D6, S=18 ^{mm}	一方向	308 % _{cu}	12.16 ^t	15.5 ^t 以上
A-2		0.176 %	交番繰返し	308		14.5
A-3		D6, S=36 ^{mm}	一方向	246	12.03	14.4以上
A-4		0.089 %	交番繰返し	280	12.11	14.1
A-5		D6, S=48 ^{mm}	一方向	246	12.03	15.5
A-6		0.066 %	交番繰返し	280	12.11	13.0
B-1	1.194%	D6, S=18 ^{mm}	一方向	341	19.09	23.5以上
B-2		0.176 %	交番繰返し	341		19.9以上
B-3		D6, S=36 ^{mm}	一方向	263	18.90	20.6
B-4		0.089 %	交番繰返し	333	19.02	20.6
B-5		D6, S=48 ^{mm}	一方向	263	18.90	21.2
B-6		0.066 %	交番繰返し	333	19.02	19.2

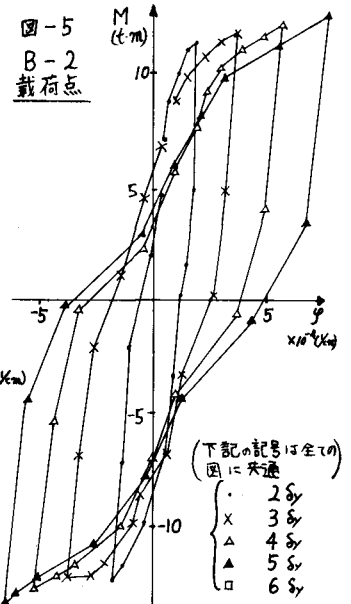
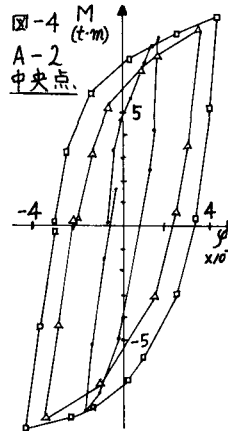
沿う縦ひび割れの成長に伴いかぶりコンクリートが脱落し圧縮主鉄筋が座底し終局となった。表-3に、スパン中央点でのたわみから求めた靱性を示してあるが、交番繰返し荷重を受ける場合には、一方向荷重を受ける場合に比べて靱性が著しく低下することがわかった。

(2) モーメント-曲率の履歴関係について

図-4、図-5は交番繰返し荷重を受ける梁のモーメント-曲率履歴の一例である。曲げ区間では終局に至るまで紡錘形を示し、載荷点付近では紡錘形から逆S字形へと移行することがわかった。なお、せん断区間では曲率の変化はほとんど見られなかった。図-6には図-4のM- ϕ 関係の各ループでのモーメントM、曲率 ϕ をそれぞれ頂点のモーメント M_v 、曲率 ϕ_v で除して得られた無次元化ループを描いてあるが(各ループの中心と原点を一致させてから無次元化)曲げ区間においては、たわみが大きい段階では各ループは定常的挙動を示すことがわかった。なお、他の梁についても同様の挙動が見られた。又、曲げ区間においてはM- ϕ 履歴曲線の包絡線は、対応する一方向載荷の梁のM- ϕ 曲線とほぼ一致した。上記の実験結果より、繰返し荷重を受ける梁のM- ϕ 履歴は静的な一方向載荷のスケルトンカーブおよび定常ループとを考慮すれば得られると推定される。

表-3 拘束筋量と靱性

供試体	曲げ区間内拘束筋量	δ_y (mm)	δ_u (mm)	靱性 δ_u/δ_y
A-1	D6, 18 ^{mm} 間隔	15	524 _{max}	36 _{以上}
A-2	0.176%	15	105	7
A-3	D6, 36 ^{mm}	16	311 _{max}	20 _{以上}
A-4	0.089%	14	84	6
A-5	D6, 48 ^{mm}	15	340 _{max}	23 _{以上}
A-6	0.066%	12	60	5
B-1	D6, 18 ^{mm}	17	350 _{max}	20 _{以上}
B-2	0.176%	15	75	5
B-3	D6, 36 ^{mm}	16	405	25
B-4	0.089%	15	90	6
B-5	D6, 48 ^{mm}	18	416	23
B-6	0.066%	16	80	5



(3) 鉄筋の歪

縦割鉄筋を用いて測定した軸方向主鉄筋の歪分布の一例を示す。図-7のとおりで、載荷点付近では歪が著しく大きくなり、曲率分布とよく対応している。このことは、この領域で塑性ヒンジが形成されたことを明らかにするものである。又、交番繰返し載荷の梁について、軸方向主鉄筋の歪履歴を求めると、上側鉄筋、下側鉄筋ともに紡錘形のループを描きながら、1回に伸び側の残留歪を増していくことが認められた。(図-8参照)

