

V-320 端モーメントを有するRCはりの多点荷重下におけるせん断耐力算定の一考察

北海道大学 正員 古内 仁
北海道大学 正員 角田与史雄

1. まえがき 実際の土木構造物を構成している鉄筋コンクリート部材においては、様々な荷重下のもとに複雑な挙動を示している。例えば、連続はりやラーメン構造のように支点到曲げモーメントが生じ、支間に多点あるいは分布荷重のような載荷状態にある場合には、せん断耐荷機構は複雑なものとなり不明確な点が多い。また、現行のコンクリート標準示方書においても、このような荷重下におけるせん断耐力に対する評価は不十分であり実用的な設計上問題となっている。本研究では、上記のことを踏まえて張出しを有する鉄筋コンクリートはりの供試体を用いて、実験を行った。また、はりの張出し部に載荷することにより支点到曲げモーメントが生ずるようにし、支間には数個の多点載荷を行った。このような載荷状態においては、はりの支点到曲げモーメントが生ずることにより、支間には正の曲げモーメントの範囲と負の曲げモーメントの範囲が同時に生ずることになる。本研究では、図-1に示すように、この支間内に発生する2本の代表的なせん断ひびわれは、各々反曲点を境に正負の曲げモーメントの範囲で独立に発生するという仮定¹⁾²⁾をし、せん断耐力算定の評価に対する検討を行った。

2. 実験概要 本研究では、図-2に示すような載荷方法によって実験を行った。支間には4～7点の多点載荷を行い、また支点到曲げモーメントを作用させるため、張出し端部にも載荷を行った。正負の曲げモーメントの大きさの比は、支点から載荷点までの距離と張出し端部の荷重の大きさによって調節した。供試体の断面は、図-3に示すように矩形断面とし、主鉄筋は No.1 と No.2 が D16、No.3 ～ No.6 が D22 である。試験区間は、 a_n 区間および a_p 区間とし、試験区間以外はスターラップにより補強を行った。ただし、No.1 は a_n 区間を補強し a_p 区間のみを試験区間とし、No.2 は a_p 区間を補強し a_n 区間のみを試験区間に限定した。供試体の荷重数や間隔等は、表-1に示すとおりである。コンクリートは、目標強度 300kgf/cm^2 で早強ポルトランドセメントおよび天然骨材を使用した。主鉄筋とせん断補強に用いたスターラップは、いずれも異形棒鋼 SD35 である。試験材令は原則として7日とし、試験前日まで湿布養生を行った。

3. 考察 単純はりの一点載荷または対称二点載荷に対するせん断耐力については、二羽ら³⁾⁴⁾の提案によって適合性の優れた実験式が示されており、本研究におけるせん断耐力の算定においても、多点載荷の各せん断耐力成分に対して、これらの式を引用し算出することにする。また、組合せ荷重に対するせん断耐力は、一般に累積損傷の考えを取り入れているが、本研究では、全荷重が作用したときの各せん断力成分 V_i に対するせん断耐力 V_{ui} を算定し、 $\sum(V_i/V_{ui})$ の値が1に達したときに破壊に至るものと仮定した。その際、問題になるのが対象としている区間においてせん

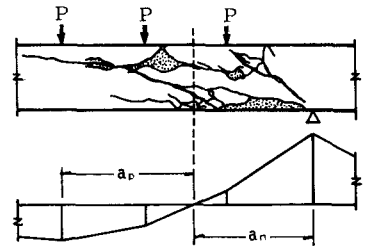


図-1 破壊状況と曲げモーメント分布

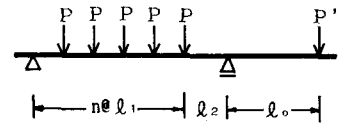


図-2 載荷方法

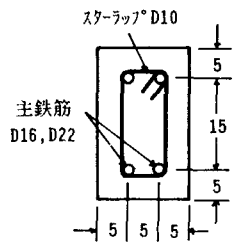


図-3 供試体断面

表-1 供試体諸元

	支間 荷重数 n (本)	支間荷重 間隔 l_1 (cm)	中央支間 距離 l_2 (cm)	張出し部 荷重 P'	張出し部 荷重距離 l_0 (cm)	試験区間		フック 強度 f_c' (kgf/cm^2)
						a_p (cm)	a_n (cm)	
No.1	7	20	20	2P	40.0	60.0	—	312
No.2	6	22	22	2P	77.0	—	44.0	338
No.3	4	32	32	2P	34.4	67.7	28.3	286
No.4	4	32	32	2P	53.6	51.0	45.0	280
No.5	5	24	40	3P	72.0	48.0	64.0	304
No.6	5	24	50	3P	57.6	64.4	57.6	304

断力が一定の値となっていないことにあり、破壊断面を仮定する必要がある。この問題については、石橋ら⁵⁾の研究によって、破壊断面を仮定したときの算定法として比較的有効な方法が示されている。この方法は、せん断力が一定であるせん断スパンの破壊に対しては、破壊断面をせん断スパンの真中と仮定することに基づくもので、破壊断面の位置によって耐力の増加を図るものである。耐力の増加については、破壊位置を距離 x とすると、耐力算定式において、せん断スパン a のかわりに $2x$ と $2(a-x)$ を用いたときの2つの計算値の平均をとるものとしている。上記のことを考慮し、本研究における計算の手法を例に示す。図-4のような曲げモーメント分布およびせん断力分布のはりにおいて、任意の断面(距離 x)のせん断耐力の算定を行う。最初に、せん断耐力 V_1 に対してせん断耐力 $V_{u1} = [V_u(a/d = 2x/d) + V_u(a/d = 2(a-x)/d)]/2$ を計算する。同様に V_2 、 V_3 に対しても、それぞれ V_{u2} と V_{u3} を計算する。それぞれのせん断力に対するせん断耐力の比(V_i/V_{ui})をとり、和を求める。はりのせん断耐力を評価するときは、この累積値が最大となる断面の値を用いて行う。

この計算手法により、本研究の実験で得られた破壊時のせん断力を用いて検討を行った。先に述べたように同一支間に正の曲げモーメントと負の曲げモーメントが混在する場合には、反曲点を境に独立していると仮定しているため、計算範囲は a_n と a_p の2つの区間に分けている。両区間において破壊断面を1cm間隔に仮定しながら計算を行い、 $\Sigma(V_i/V_{ui})$ が最大となる断面の位置での値を求めた。計算結果を表-2に示す。ただし、No.1 と No.2 の供試体についてはそれぞれ計算範囲を a_n 区間と a_p 区間のみに行った。No.1 は a_p 区間で破壊しており、計算結果も良好な値を得ている。No.2 については残念ながら曲げ破壊をしているが、No.3 ~ No.4 の供試体はいずれも累積値の最大値が a_n 区間に存在しており、はり自体の破壊は a_n 区間で発生したひびわれによって生じていることが言える。

しかし、累積値は No.3 の供試体を除いて、いずれも1よりかなり大きな値を示しており、過小なせん断耐力を与えていることになる。そこで、No.4 ~ No.6 の3本の供試体について着目すると、 a_n 区間に外力が作用しているという共通点がある。この外力は、 a_n 区間で発生する斜びびわれを拘束して耐力を増加させる傾向にあるのではないと思われる。図-5は、その概念を示したもので、それぞれのせん断力に対応するせん断耐力の関係を示している。ここで、上記のような外力によるせん断耐力の増加を考慮すると、計算上図中に示す斜線部のような耐力増加を図る必要がある。すなわち、外力の存在によって、 V_1 と V_2 に対応するせん断耐力の増加が起ると考えるのである。この耐力の増分については、破壊断面と外力の作用位置との関係および破壊を拘束しようとする外力と拘束されようとするせん断力の相対的な大きさに関係があると考えられる。最後に本研究は、北海道大学の木村勉技官、当時学生である幡本篤、小倉右都および山本勝の各氏の多大な助力を得た。ここにあわせて深く謝意を表します。

参考文献：1)古内、木村、角田、第41回土木学会年講、1986 2)古内、角田、第9回コンクリート工学論文報告集、1987 3)二羽、山田、梅沢、岡村、土木学会論文集第372号/V-5、1986 4)二羽、第2回せん断破壊時論文集、1983 5)石橋、斉藤、丸山、第7回コンクリート工学論文報告集、1985

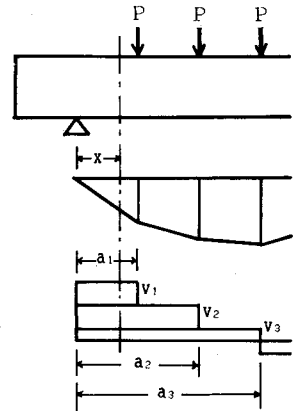


図-4 曲げモーメント分布とせん断力分布

表-2 計算結果

	破壊形式	破壊荷重 P(kgf)	破壊スパン	破壊位置 18 cm	計算値				
					V_1/V_{u1}	V_2/V_{u2}	V_3/V_{u3}	V_4/V_{u4}	$\Sigma(V_i/V_{ui})$
No.1	せん断	3150	a_p (指定)	18	0.463	0.407	0.138	—	1.008
No.2	曲げ	1925	a_n (指定)	20	0.276	0.083	—	—	0.358
No.3	せん断	4800	a_n	14	0.172	0.401	0.401	—	0.975
No.4	せん断	4600	a_n	22	0.527	0.787	0.387	—	1.702
No.5	せん断	2150	a_n	24	0.254	0.423	0.415	0.266	1.359
No.6	せん断	2700	a_n	27	0.146	0.540	0.540	0.489	1.716

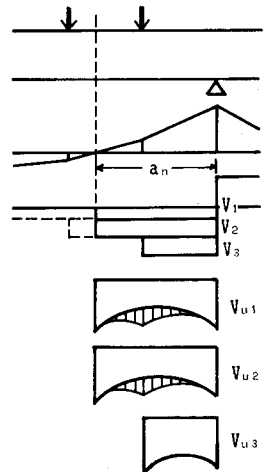


図-5 せん断耐力の増加