

柱部材の斜め引張破壊性状に関する実験的研究

九州産業大学大学院 学生会員 塩塚 雄介 九州産業大学大学院 学生会員 朝生 行寿
九州産業大学工学部 正会員 佐藤 武夫 九州産業大学工学部 正会員 宮川 邦彦

1. はじめに

都市部の高架構造物では、立地条件の制約や土地の有効利用のため、その橋脚断面が削減され、軸方向鉄筋や帯鉄筋が多量に配筋される傾向にある。また、これらの構造物は、一般に過酷な乾燥条件下にある場合が多く、コンクリートの収縮やクリープにより断面内部の応力状態が大幅に経時変化する。しかし現行の設計法では、このような断面内部での応力移行が部材の終局耐力に及ぼす影響を無視しているが、特に持続軸圧縮力を受ける柱部材の場合、その影響を無視できないように思われる。

そこで本研究では、実構造物との寸法効果を考慮して、細径の軸方向鉄筋を配置したモルタル柱を作製し、持続軸圧縮力の有無が静的水平載荷時の破壊性状に及ぼす影響を調べるため、軸方向鉄筋量と帯鉄筋の配置を変えた実験を行った。

2. 実験概要

本実験では、地震時の柱部材に見られたぜい性的な斜め引張破壊を再現し、特に持続軸圧縮力の有無が帯鉄筋を有しない部材断面の分担せん断耐力に及ぼす影響を検討した。

実験Ⅰでは、軸方向鉄筋量（20 - D6、24 - D6、28 - D6 および 36 - D6）の違いによる影響を調べるため、表-1の示方配合を用いて、図-1に示す柱中間部の 300mm 区間に帯鉄筋を配置しないモルタル柱を各2体作製した。

実験Ⅱでは、せん断スパン比の影響を簡易的に検討するため、実験Ⅰと同じ形状寸法の部材を用い、フーチング上面から帯鉄筋（D6、間隔 50mm）を配置しない区間長（200、300、400 および 500mm）を変えた部材を各2体作製した。なお、全部材共、28-D6の軸方向鉄筋を配置した。

両実験共、各1体は、シート内で湿潤養生した後、材齢7日から中心軸圧縮力 100 kN を実験Ⅰでは約 110 日間、実験Ⅱでは約 60 日間持続載荷し、その間の時間依存ひずみを測定した。残り各1体は、破壊試験までシート内で湿潤養生を継続した後、破壊試験直前に中心軸圧縮力 100 kN を載荷して、部材が破壊するまで、フーチング上面より 500mm の位置で単調水平載荷を行った。表-2に破壊試験時のモルタルの力学特性を、表-3に実験概要を示す。なお、軸方向鉄筋および帯鉄筋に用いた D6 の実測降伏強度は $f_y = 334\text{N/mm}^2$ であった。

表-1 モルタルの示方配合

空気量 (%)	単位量 (kg/m ³)				
	W	C	S	F	AE 剤
4.0	258	409	1430	60	0.08

F: 炭酸カルシウム微粉末

表-2 モルタルの力学特性

養生 条件	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
空中	34.3~38.4	3.21~3.58	21.2~23.0
湿潤	32.7~35.1	2.57~3.00	24.9~26.0

表-3 実験概要

実験	部材 番号	検討要因
Ⅰ	RM-1	20-D6
	RM-2	24-D6
	RM-3	28-D6
	RM-4	36-D6
	RM-5	20-D6
	RM-6	24-D6
	RM-7	28-D6
	RM-8	36-D6
Ⅱ	RM-9	a = 500
	RM-10	a = 400
	RM-11	a = 300
	RM-12	a = 200
	RM-13	a = 500
	RM-14	a = 400
	RM-15	a = 300
	RM-16	a = 200

a: 帯鉄筋を配置しない区間長 (mm)

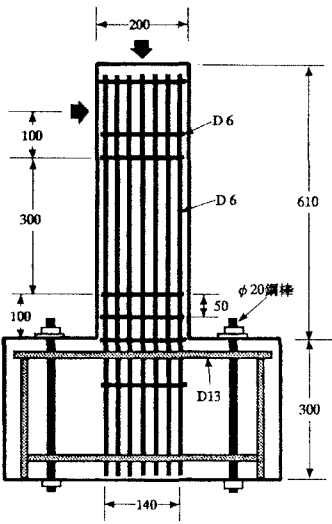


図-1 部材の形状寸法

3. 実験結果および考察

表－４に全部材の破壊試験および計算結果を示す。表中の σ'_m は荷重履歴を考慮して求めた破壊試験時におけるモルタル断面の推定圧縮応力度、 H_u は最大水平荷重、 H_{ma} は全軸方向鉄筋を考慮して求めた曲げ破壊耐力の計算値、 H_{va} は下記の二羽らの提案式から求めた計算値を示している。

$$H_{va} = 0.2 f'_c \frac{1}{3} (100 p_w)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{10^3}{d} \right)^{\frac{1}{4}} \left(0.75 + \frac{1.4d}{a} \right) b_w d \beta_n$$

ここに、 f'_c はモルタルの圧縮強度（N/mm²）、 p_w は引張鉄筋の鉄筋比（ $A_s/b_w d$ ）、 b_w は部材幅、 d は有効高さ、軸方向力の影響係数は $\beta_n = 1 + 2M_o/M_u$ として、 M_o の計算には応力移行を考慮した表中の σ'_m の値を用い、また、せん断スパン a は帯鉄筋を配置していない区間長とした。

実験Ⅰの軸圧縮力を持続载荷した部材（RM-1～RM-4）では、 H_u がほぼ一定の値になっているのに対し、直前载荷した部材（RM-5～RM-8）の H_u は、軸方向鉄筋量に比例して増大しており、軸方向鉄筋量が増すほど、持続軸圧縮力の有無で H_u が大幅に相違することがわかる。これは、持続载荷した部材の場合、モルタルの時間依存現象に伴って、軸方向鉄筋に圧縮応力が移行されるため、軸方向鉄筋量の増加でモルタル断面の分担せん断耐力は低下するが、一方、軸方向鉄筋の分担せん断耐力は増大するため、モルタル断面と軸方向鉄筋の両者で受け持てるせん断耐力がほぼ一定になったと考えられる。二羽らの提案式から求めた H_{va} も、定量的には若干小さいが、応力移行を考慮すれば、定性的には H_u と同様な傾向を示している。このように特に柱部材の場合、持続軸圧縮力による断面内部の応力移行現象が終局時の部材耐力に及ぼす影響を無視できないことがわかる。ここに、斜め引張破壊は、帯鉄筋を配置していない区間を結ぶ対角線上に、曲げひび割れや曲げせん断ひび割れとは別に、最大水平荷重に達した直後に斜めひび割れが急激に進展し、軸方向鉄筋が座屈して、大きなせん断ずれを生じて破壊に至った。

実験Ⅱで、軸圧縮力を持続载荷した部材（RM-9～RM-12）と直前载荷した部材（RM-13～RM-16）を比較すると、持続载荷した部材の H_u が若干小さくなっている程度で、あまり差異は見られない。これは、実験Ⅰと比較して、軸圧縮力の持続期間が短かったことや、持続载荷した部材のモルタル圧縮強度が、直前载荷した部材のそれより大きかったことに起因すると考えられる。表－４のようにせん断スパン比（ a/d ）が小さくなるほど、 H_u が大きくなり、RM-12部材とRM-16部材は曲げ引張破壊した。これは、本実験の場合、水平载荷位置を500mm一定にしたためと考えられる。なお、RM-11部材を除外すれば、 H_{va} も定性的には H_u と同様な傾向を示している。ここに、曲げ引張破壊は曲げひび割れが徐々に拡大し、引張縁の軸方向鉄筋が降伏して、柱部が大きく傾き破壊に至った。

4. まとめ

本研究では、特に柱部材の崩壊原因になる斜め引張破壊の機構や同耐力を究明するため、柱中間部またはその一部に帯鉄筋を有しないRM柱を用いて基礎的実験を行った。以下にその結果を要約する。

- （１） 軸圧縮力を持続载荷した部材の最大水平荷重は、直前载荷した部材のそれより2～4割低減する。
- （２） 直前载荷した部材の最大水平荷重は、軸方向鉄筋量が増すほど大きくなるが、持続载荷した部材のそれには顕著な差が見られない。
- （３） 二羽らの提案式と同様、せん断スパン比が小さくなるほど、せん断耐力は増大する。

表－４ 破壊試験および計算結果

実験	部材番号	σ'_m (N/mm ²)	H_u (kN)	破壊形式	H_{ma} (kN)	H_{va} (kN)
Ⅰ	RM-1	0.61	56	斜め引張	52	49
	RM-2	0.30	59		58	50
	RM-3	-0.02	59		63	49
	RM-4	-0.53	60		75	51
	RM-5	2.26	60	曲げせん断	51	56
	RM-6	2.22	62	斜め引張	57	58
	RM-7	2.17	72		63	59
	RM-8	2.09	85		75	62
Ⅱ	RM-9	0.49	53	斜め引張	64	42
	RM-10	0.49	57		64	47
	RM-11	0.51	71		64	52
	RM-12	0.51	69	曲げ引張	64	67
	RM-13	2.16	56	斜め引張	63	47
	RM-14	2.16	65		63	52
	RM-15	2.16	70		63	59
	RM-16	2.16	73	曲げ引張	63	74