

論文 帯鉄筋を有しないモルタル柱の破壊性状に関する基礎的研究

宮川 邦彦*1

要旨：耐震設計上、重要なRC柱の破壊性状や耐力算定式には、まだ解明すべき問題点が残されている。特に構造物の崩壊原因に繋がるせん断破壊のうち、軸圧縮力の持続の有無が水平載荷時のコンクリート断面の分担せん断耐力に及ぼす影響を調べた研究は少ない。本研究では、細径の軸方向鉄筋を配置した小型モルタル柱を作製し、軸圧縮力の持続の有無が水平載荷時の破壊性状に及ぼす影響を検討した。その結果、軸圧縮力を持続載荷した柱部材のせん断耐力が、直前載荷した柱部材のそれと比較して、2～4割低減すること、軸圧縮力の大きさや軸方向鉄筋量に関係なく、ほぼ一定になること等の知見を得た。

キーワード：せん断耐力、寸法効果、乾燥収縮、クリープ、斜め引張破壊

1. はじめに

兵庫県南部地震をはじめ、トルコや台湾でもマグニチュード7以上の大地震が発生し、人的・物的両面で甚大な被害をもたらした。特に兵庫県南部地震では、新幹線や高速道路の橋脚が崩壊し、都市機能を完全に麻痺させる原因となった。同地震以後、わが国の土木分野でも柱部材の破壊性状に関する研究が活発に行われ、その成果を基に平成8年度に土木学会「コンクリート標準示方書」や日本道路協会「道路橋示方書」の耐震設計編が改訂され、地震のタイプや部材の破壊形式などでその設計法が細分化された^{1), 2)}。しかしながら、両設計法共、せん断耐力の算定式には、従前と同様、軸圧縮力を受けないはり部材の実測結果に基づく経験式が適用されており、同式が持続軸圧縮力を受ける柱部材にも適用可能か否か、まだ十分に立証されていないのが現状である。

柱部材は、はり部材とは異なり、常時ある程度の軸圧縮力を受ける。特に都心部の乾燥環境下で、しかも土地の有効利用や立地条件の制約等のために断面寸法が制限される独立橋脚、あるいはラーメン橋脚等では、軸方向鉄筋や帯鉄筋が増し、施工性の面で問題視されているが、それだけではなく、コンクリートの乾燥収縮やクリープを増大させる要因にもなっている。特にこのような状況下にある柱部材の場合、コンクリート断面の圧縮応力度が減少し、軸方向鉄筋のそれが大幅に増大する。この応力移行現象

は、地震力が作用したとき、コンクリート断面で分担できるせん断耐力を低下させ、軸方向鉄筋の座屈を助長させる要因になることを指摘したが^{3), 4)}、現時点では、コンクリートの時間依存現象が柱部材の破壊性状に及ぼす影響を検討した研究は少なく、その影響度を定量化して算定式を確立するためには、基礎資料となる実験データが不足している。

そこで本研究では、軸圧縮力の持続の有無が柱部材のせん断耐力に及ぼす影響、特にその基礎資料となる帯鉄筋を有しない柱部材の分担せん断耐力を調べた。本来、実構造物に近い大型部材で実験すべきであるが、はり部材でも指摘されているように、せん断破壊機構が複雑で、検討すべき項目が多く、大型部材では、その作製や装置および経費等の面で困難である。そこで本研究では、実構造物との相似性、すなわち、小型部材で実験する際のせん断耐力に及ぼす軸方向鉄筋径や骨材粒子のインターロッキング効果の影響を勘案して、細径の軸方向鉄筋を配置した小型の鉄筋モルタル柱を用い、以下に述べる各種の影響要因に関する基礎実験を行った。

2. 実験概要

本実験では、柱部材のせん断破壊、特にぜい性破壊を引起す斜め引張破壊を再現し、モルタル断面で分担できる同耐力を求めるため、図-1に示すように柱中間部、またはその一部に帯鉄筋を配置しない小型部材（柱部の断面寸法：

*1 九州産業大学教授 工学部土木工学科 博士（工学）（正会員）

200×200mm) を計 28 体作製し、図 - 2 の装置を用いて軸力載荷および破壊試験を行った。表 - 1 に本実験に使用したモルタルの示方配合を、表 - 2 に破壊試験時のモルタルの力学特性を示す。なお、軸方向鉄筋および帯鉄筋には D 6 (実測降伏強度：334N/mm²) を用いた。

実験 I では、軸圧縮力の持続の有無および交番水平載荷による影響を調べるため、28-D6 および 36-D6 の軸方向鉄筋を 2 本または 3 本束ねで配筋した部材を各 2 体作製し、7 日間シート内で湿潤養生した後、各 1 体は、材齢 7 日から図 - 2 の柱上部に設置したジャッキにより、軸圧縮耐力の約 1 割に相当する中心軸圧縮力 100 kN を実験室内の大気中で約 110 日間持続載荷し、そのまま破壊試験を行った。なお、軸力を一定に保つため、載荷直後は数時間間隔、その後は 1 日毎にジャッキ圧を調整した。また、柱中間部 4 側面に貼付したひずみゲージを用いて、持続載荷期間中の全ひずみを測定し、破壊試験時のモルタル断面の圧縮応力度を推定した。残りの各 1 体は、モルタルの時間依存ひずみによる影響を無くするため、破壊試験までシート内で湿潤養生を継続し、破壊試験直前に中心軸圧縮力 100 kN を載荷した。破壊試験は 40、50 および 60 kN の正負交番水平載荷を各 2 回繰返した後、最大荷重に達するまで単調水平載荷した。

実験 II では、軸圧縮力の持続の有無および中心軸圧縮力 (25, 50, 75 および 100 kN) の違いによる影響を調べるため、36-D6 の軸方向鉄筋を 3 本束ねで配置した部材を各 2 体作製し、実験 I と同様な養生および軸力載荷を行った後、破壊試験は単調水平載荷で行った。ただし、軸圧縮力の持続期間は約 60 日間とした。

実験 III では、軸圧縮力の持続の有無および軸方向鉄筋量 (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、軸方向鉄筋を 1 本ずつ等間隔に配置した部材を各 2 体作製し、実験 I と同様な養生および軸力載荷を行った後、破壊試験は単調水平載荷で行った。なお、実験 I ~ III までの部材は、帯鉄筋を図 - 1 のように配置した。

実験 IV では、軸圧縮力の持続の有無およびせん断スパン比の影響を簡易的に調べるため、フーチング上面から 200, 300, 400 および 500 mm

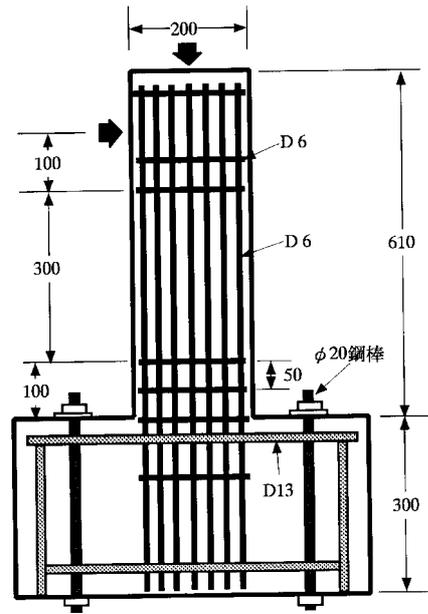


図 - 1 部材の形状寸法

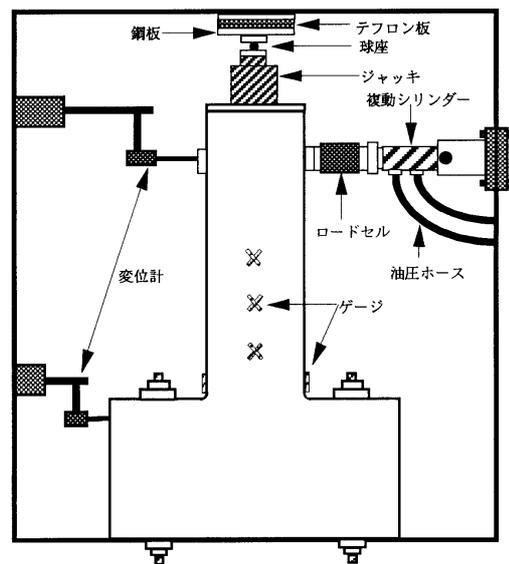


図 - 2 試験載荷装置

表 - 1 モルタルの示方配合

W	C	S	F	AE剤
kg/m ³				g/m ³
258	409	1430	60	818

注). F: 炭酸カルシウム微粉末

の区間は帯鉄筋を配置していない部材を各 2 体作製し、実験 II と同様な養生、軸力載荷および破壊試験方法で行った。

表 - 3 に本実験全体の概要をまとめて示す。

3. 実験結果および考察

表 - 4 に全部材の実験結果および計算結果を

表 - 2 破壊試験時のモルタルの力学特性

実験	養生	部材記号	F'c	Ft	Em
	空気中	RM 1, 2	30.9	2.9	19.8
	湿潤	RM 3, 4	35.5	2.5	26.4
	空気中	RM 5, 6	34.0	3.1	20.2
		RM 7, 8	37.0	2.7	22.3
	湿潤	RM 9, 10	34.9	3.1	24.9
		RM11, 12	37.5	3.0	22.9
	空気中	RM13, 14	36.9	3.2	24.6
		RM15, 16	34.3	3.6	23.7
	湿潤	RM17, 18	35.1	2.8	25.9
		RM19, 20	34.5	2.6	25.3
	空気中	RM21, 22	37.1	3.3	22.2
		RM23, 24	38.4	3.4	23.1
	湿潤	RM25, 26	34.3	2.6	24.8
		RM27, 28	32.7	3.0	25.1

注) F'c: 圧縮強度 (N/mm²) Ft: 引張強度 (N/mm²)
Em: ヤング係数 (kN/mm²)

まとめて示す。なお、同表中のσ'mはモルタルの時間依存ひずみの影響を考慮して求めた破壊試験時のモルタル断面の圧縮応力度を、Huは部材破壊時の最大水平荷重を、Hmaは側面の軸方向鉄筋も考慮して求めた曲げ破壊耐力の計算値を、Hvaは土木学会「コンクリート標準示方書：設計編」のせん断耐力算定式の基になった二羽ら⁵⁾の提案による式(1)から求めた計算値を示している。

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

ここに f'c: コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
d: 部材の有効高さ, b_w: 部材幅
β_n: 軸圧縮力の影響係数

本論文では、引張鉄筋比 p_w は側面の軸方向鉄筋を無視し、軸圧縮力に対する影響係数 β_n は β_n = 1 + 2M_o/M_u を用いた。ここに、デコンプレッションモーメント M_o は、応力移行を考慮した表中のσ'mから求めた値を、曲げ破壊耐力 M_u は、表中の H_{ma} にフーチング上面から水平載荷点までの距離 500mm を乗じた値を用いた。本実験の場合、せん断スパンは全部材共、a = 500mm 一定であるが、破壊時のひび割れ性状を考慮して、帯鉄筋を配置していない区間長をせん断スパンとして計算した。

表 - 4 の破壊形式のうち、斜め引張破壊は、曲げせん断ひび割れとは別に、最大水平荷重直

表 - 3 実験概要

実験	部材記号	軸方向鉄筋量	固定要因	変動要因
	RM 1	28-D6	正負交番載荷 軸力100kN	110日間持続載荷 鉄筋量の相違 湿潤・直前載荷 鉄筋量の相違
	RM 2	36-D6		
	RM 3	28-D6		
	RM 4	36-D6		
	RM 5	36-D6	単調載荷	60日持続 25kN
	RM 6			60日持続 50kN
	RM 7			60日持続 75kN
	RM 8			60日持続 100kN
	RM 9			直前載荷 25kN
	RM 10			直前載荷 50kN
	RM 11			直前載荷 75kN
	RM 12			直前載荷 100kN
	RM 13	20-D6	単調載荷 軸力100kN	110日間持続載荷 鉄筋量の相違
	RM 14	24-D6		
	RM 15	28-D6		
	RM 16	36-D6		
	RM 17	20-D6		直前載荷 鉄筋量の相違
	RM 18	24-D6		
	RM 19	28-D6		
	RM 20	36-D6		
	RM 21	28-D6	単調載荷 軸力100kN	60日持続 500mm
	RM 22			60日持続 400mm
	RM 23			60日持続 300mm
	RM 24			60日持続 200mm
	RM 25			直前載荷 500mm
	RM 26			直前載荷 400mm
	RM 27			直前載荷 300mm
	RM 28			直前載荷 200mm

表 - 4 全部材の実験結果および計算結果

実験	部材記号	σ'm	Hu	Hma	Hva	破壊形式	
		N/mm ²	kN	kN	kN		
	RM 1	0.21	55	62	52	斜め引張	
	RM 2	-0.23	57	75	54		
	RM 3	2.18	74	63	64	曲げせん断	
	RM 4	2.11	88	75	66		
	RM 5	-0.79	62	65	49	斜め引張	
	RM 6	-0.43	61	69	56	曲げせん断	
	RM 7	-0.32	61	72	59	斜め引張	
	RM 8	0.07	65	75	65		
	RM 9	0.52	52	65	52		
	RM 10	1.04	67	69	57		
	RM 11	1.54	85	73	61	曲げせん断	
	RM 12	2.05	79	76	67	斜め引張	
	RM 13	0.61	56	52	49	斜め引張	
	RM 14	0.30	59	58	50		
	RM 15	-0.02	59	63	49		
	RM 16	-0.53	60	75	51		
	RM 17	2.26	60	51	56		
	RM 18	2.22	62	57	58		
	RM 19	2.17	72	63	59		曲げせん断
	RM 20	2.09	85	75	62		斜め引張
	RM 21	0.49	53	64	42	斜め引張	
	RM 22	0.49	57	64	47		
	RM 23	0.51	71	64	52	斜め引張	
	RM 24	0.51	69	64	67		
	RM 25	2.16	56	63	47		
	RM 26	2.16	65	63	52		
	RM 27	2.16	70	63	59	斜め引張	
	RM 28	2.16	73	63	74		

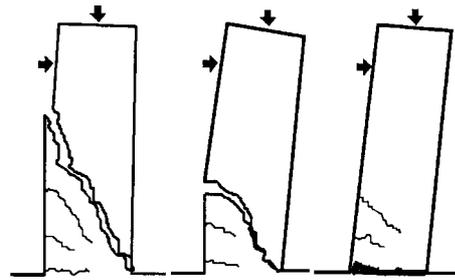
前に帯鉄筋を配置していない区間の対角線上にひび割れが急速に進展し、同時に軸方向鉄筋が座屈して、大きなせん断ずれを生じて破壊した状態を、曲げせん断破壊は、柱中間部の曲げひび割れから進展した斜めひび割れの幅が徐々に拡大し、部材上部だけが若干傾いた後、ひび割れ先端部のコンクリートが圧壊して破壊した状態を、曲げ引張破壊は、柱付け根部の曲げひび割れが徐々に拡大し、柱部全体が大きく傾いて、引張縁の鉄筋が降伏した状態を示している。なお、斜め引張破壊と曲げせん断破壊は、最大水平荷重に達すると同時に、軸圧縮力を受け持てなくなったが、曲げ引張破壊は、最大水平荷重以後も軸圧縮力を受け持てる状態にあった。また、斜め引張破壊と曲げせん断破壊との区別が不明瞭な破壊形態を示した部材もあった。

図 - 3 に破壊状況の概略図を示す。

3.1 実験 について

表 - 4 および図 - 4 に示すように、中心軸圧縮力を持続载荷した部材は共に、最初の 60 kN の繰返し途中で斜め引張破壊したが、同軸力を破壊試験直前に载荷した部材は共に、60 kN までの繰返しにも十分に耐え、破壊形式も曲げせん断で破壊した。また、軸方向鉄筋量が増すほど、せん断耐力も若干増大した。このように帯鉄筋を有しない柱部材のせん断耐力は、破壊試験以前の荷重履歴の影響を強く受けることがわかる。これは前述したように、軸圧縮力を持続载荷した部材の場合、断面内部の応力移行により、モルタル断面の圧縮応力度の低下で斜めひび割れ耐力が低減すると共に、軸方向鉄筋の圧縮応力度の増大で座屈耐力も低減するためと考えられる。図 - 5 と図 - 6 に示す繰返し载荷時の荷重 - 変位曲線は、RC 部材のそれ⁴⁾と比較して、荷重除去時の復元性が乏しくなっている。これは、コンクリートとモルタルではひび割れ進展に対する骨材粒子のインターロッキング効果が相違するためと考えられる。

同表に示す二羽らの提案式から求めた H_{va} は、軸圧縮力を持続した部材の H_u とほぼ一致し、直前载荷した部材のそれより小さくなっている。これは、通常の破壊試験では、湿潤養生後、部材を大気中に静置することが多く、この間のコンクリートの時間依存ひずみによる部材



斜め引張 曲げせん断 曲げ引張
図 - 3 部材の破壊性状の概略

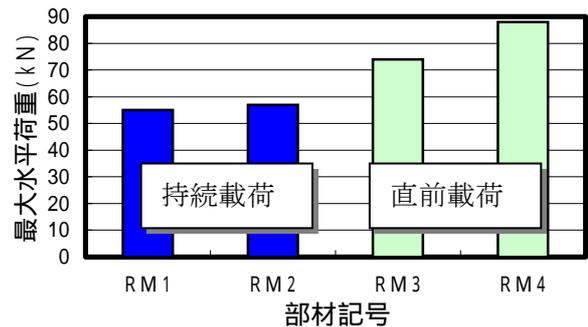


図 - 4 RM 1 ~ RM 4 部材の比較図

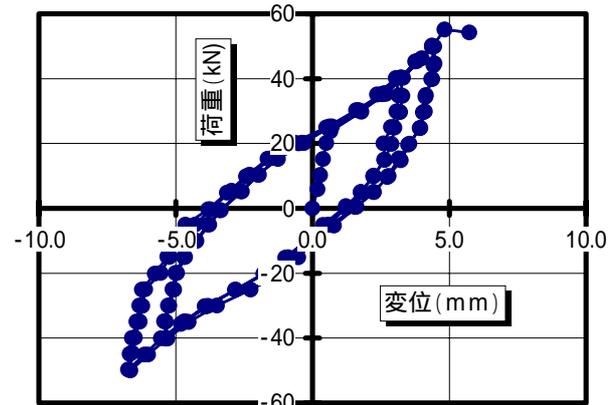


図 - 5 RM 1 部材の荷重 - 変位曲線

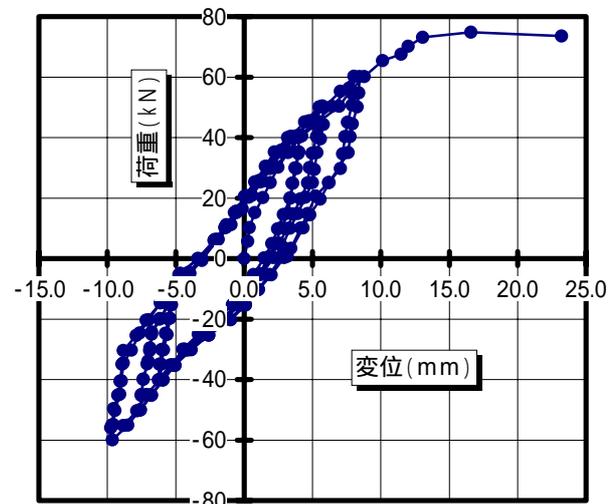


図 - 6 RM 3 部材の荷重 - 変位曲線

内部の応力移行で、はり部材のせん断耐力は若干低減すると考えられるが、一般にその影響は無視されている。同提案式も大気中に静置されたはり部材の実測結果を基に求められた経験式であるため、実験結果と比較した場合、 H_{va} が軸圧縮力を持続載荷した部材の H_u に近似する結果になったと考えられる。なお、応力移行を無視して求めると、モルタルの圧縮強度が同じであれば、軸圧縮力を持続載荷した部材と直前載荷した部材の H_{va} は等しくなり、この場合、持続載荷した部材のせん断耐力を過大に算定することになる。

3.2 実験 について

表 - 4 および図 - 7 のように、軸圧縮力を持続載荷した部材の H_u は、軸圧縮力の大きさに関係なくほぼ一定になっているが、直前載荷した部材のそれは、RM11 部材を除外すれば、軸圧縮力の増加に伴って増大している。また、RM9 部材を除外すれば、実験 I の結果と同様、持続載荷した部材の H_u が直前載荷した部材のそれより小さくなっていることもわかる。同条件の実験 I と実験 II の H_u を比較すると、軸圧縮力を持続載荷した RM8 部材の H_u は同条件の RM2 部材のそれより大きくなっているが、直前載荷した RM12 部材の H_u は同条件の RM4 部材のそれより小さくなっている。これは、両実験のモルタル強度や持続載荷期間の相違だけでなく、実験結果自体にばらつきがあるためと考えられる。

H_{va} は、応力移行を考慮しても、持続載荷した部材の H_u の傾向とは相違しており、全体的にも過小算定していることがわかる。

3.3 実験 について

本実験では、軸方向鉄筋比を 1.6~2.8% まで変えて行ったが、軸圧縮力の持続の有無や軸方向鉄筋量に関係なく、全部材共、せん断破壊した。表 - 4 および図 - 8 に示すように、軸圧縮力を直前載荷した部材の H_u は、軸方向鉄筋量の増加に伴って増大しているが、持続載荷した部材のそれにはあまり差異が見られない。これは、軸圧縮力を持続載荷した部材の場合、軸方向鉄筋量の増加によるせん断耐力の増大と、モルタル断面の圧縮応力度の低下による同耐力の低減とが相殺され、上記のような結果になったと考

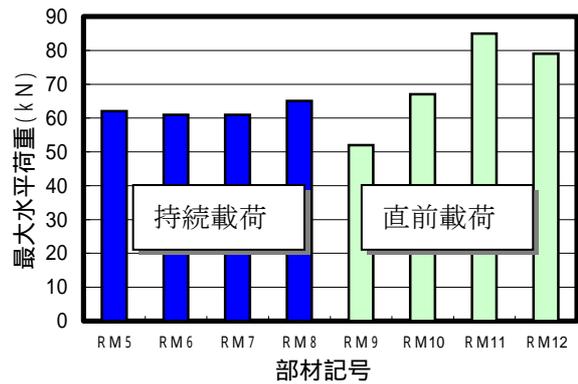


図 - 7 RM5 ~ RM12 部材の比較図

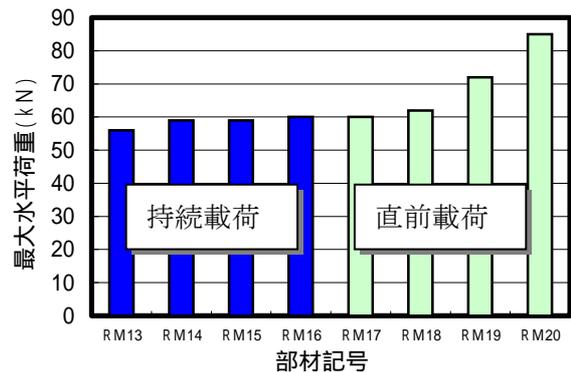


図 - 8 RM13 ~ RM20 部材の比較図

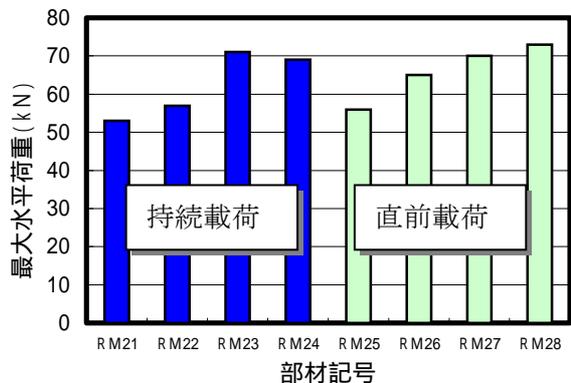


図 - 9 RM21 ~ RM28 部材の比較図

えられる。

H_{va} は、 H_u と比較して、全体的に過小算定しているが、定性的には軸方向鉄筋量の影響を妥当に算定している。

3.4 実験 について

本実験では、帯鉄筋の配置を変えた部材を用いて、せん断スパン比の影響を簡易的に調べた。表 - 4 および図 - 9 のように、曲げ引張破壊した RM24 部材と RM28 部材を除外すれば、帯鉄筋を配置していない区間長が短くなるほど、軸圧縮力の持続の有無に関係なく、 H_u は大きくなっている。また、RM23 部材を除外すれば、

軸圧縮力を持続した部材のHuは直前載荷した部材のそれより若干小さくなっている。

Hvaは、Huと比較して、定量的には過小算定しているが、定性的な傾向は類似していることがわかる。

3.5 実験全体について

実験Ⅰ～Ⅳまでの結果から、軸圧縮力の持続の有無が帯鉄筋を有しない柱部材のせん断耐力に重大な影響を及ぼすことがわかる。ちなみに、せん断破壊した24体で比較すると、軸圧縮力を持続載荷した部材のHuの平均値は、直前載荷した部材のそれの約8割になっている。図-10にせん断破壊した全部材のHuとHvaとの関係を示す。同図のように、両者に強い相関は見られないが、本研究のように、提案式中の係数 β_n に応力移行の影響を考慮することにより、両者の相関が若干改善されることがわかる。ただし、せん断破壊の機構がはり部材と柱部材では相違するため、はり部材の算定式を柱部材に適用することには問題があると思われる。例えば、はり部材ではせん断ひび割れ時の引張鉄筋によるダウエル効果を引張鉄筋比で考慮しているが、特に柱部材で斜め引張破壊する場合は、ひび割れ位置の軸方向鉄筋が破壊時点でも圧縮状態にあり、せん断耐力にはその座屈耐力が関連すると思われる。したがって、柱部材の場合は、全軸方向鉄筋量をその影響係数として考慮すべきであろう。

紙面の関係上、詳細な比較検討は割愛するが、以前に行った鉄筋コンクリート柱と比較して、鉄筋モルタル柱は、軸圧縮力の持続の有無による影響でせん断耐力の低減割合が大きくなること、破壊時の部材の水平変位が小さくなること、軸方向鉄筋比がほぼ等しい部材でも破壊形式が相違することなどが判明した。

4.まとめ

本研究では、軸圧縮力の持続の有無が帯鉄筋を有しない柱部材のせん断耐力に及ぼす影響を調べるため、小型の鉄筋モルタル柱を用いた基礎実験を行った。以下に、その結果を要約する。

(1) 軸圧縮力を持続した部材のせん断耐力は、直前載荷した部材のそれと比較して、2～4割低減する。

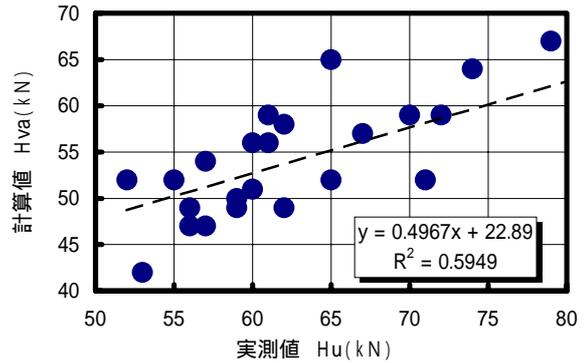


図-10 計算値と実測値との関係

(2) 軸圧縮力を直前載荷した部材のせん断耐力は、軸圧縮力に比例して増大するが、持続載荷した部材のそれは、軸圧縮力の大きさに関係なくほぼ一定になる。

(3) 軸圧縮力を直前載荷した部材のせん断耐力は、軸方向鉄筋量に比例して増大するが、持続載荷した部材のそれは、軸方向鉄筋量に関係なくほぼ一定になる。

(4) 軸圧縮力の持続の有無に関係なく、帯鉄筋を配置しない区間長が短くなるほど、せん断耐力は大きくなる。

(5) 二羽らの提案式の係数 β_n に持続期間中の応力移行の影響を考慮すれば、その算定精度は若干改善されるが、同式を柱部材に適用するには、まだ多くの問題点が残されている。

参考文献

- 1) コンクリート標準示方書 耐震設計編, 土木学会, 1996
- 2) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 日本道路協会, 1996
- 3) 宮川邦彦, 前田隆志, 佐藤武夫: PC柱のひびわれおよび破壊性状に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 17, No.2, pp.599-604, 1994.6
- 4) 宮川邦彦: 帯鉄筋を有しないコンクリート柱の破壊性状に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.343-348, 2000.6
- 5) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986.8