論文 RC 造偏平梁柱接合部のせん断耐力性状に関する実験的研究

松本 智夫*1·西原 寬*2

要旨: 偏平梁と柱で構成される接合部のせん断耐力性状は明らかにされていない。そこで, 接合部のせん断 破壊を先行させた十字形部分架構のせん断加力実験を行った。本実験では, 接合部の有効幅を実験的に特定 するため, 柱幅に対する偏平梁の幅(梁幅比)を変動要因として, 接合部のせん断耐力性状を検証した。その結 果, 偏平梁柱接合部のせん断耐力は, 有効幅を, 柱幅と梁幅の平均値, または柱幅と梁有効せいとの和の小 さい方とすることで, 既往式からほぼ耐力推定が可能であった。しかし, 梁幅比が大きい場合の接合部せん 断耐力は, 応力伝達機構として接合部側面のねじりによるモーメントを考慮することが必要である。 キーワード: 偏平梁, 接合部, 部分架構実験, 破壊性状, せん断耐力, 応力伝達機構

1. はじめに

20年ほど前には幅広梁と呼ばれた構法¹⁾が,最近また 集合住宅などを対象として偏平梁あるいはフラットビー ム構法という名称で開発されている²⁾。柱幅よりも梁幅 を大きくする代わりに梁せいは小さくした偏平梁を用い れば,建物高さの低減および階高の有効利用が可能であ る。しかし,このような偏平梁と柱で構成される接合部 では応力伝達機構が複雑であり,接合部のせん断強度自 体も明確ではない。また,偏平梁の梁幅が大きくなるに 従い,接合部周辺でパンチング破壊を起こす ことが懸念される。

そこで、本研究では、既往の実験例ではみ られない接合部のせん断破壊が先行する偏平 梁柱接合部を対象とした部分架構のせん断加 力実験を行った。そして、偏平梁の梁幅を変 えることで、接合部の有効幅を特定し、偏平 梁柱接合部の応力伝達機構を実験的に明らか にすることを目的とした。

2. 実験概要

2.1 試験体および使用材料

表-1 に各試験体偏平梁の断面および配筋 を示す。図-1 に試験体の形状寸法と配筋例 を示す。試験体は実大の 1/2.5 程度で,梁心 と柱心との偏心がない十字形部分架構 8 体で ある。そのうちの 5 体は,柱が正方形断面 $(b_c x D_c = 400 \times 400 \text{nm}, b_c: 柱幅, D_c: 柱せい)の普$ 通柱(以下, JS シリーズ)であり,残りの 3 体 $は長方形断面<math>(b_c x D_c = 320 \times 480 \text{nm})$ の偏平柱(以 下, JR シリーズ)である。試験体の変動要因 は,偏平梁の梁幅 (b_b) であり,各シリーズの柱 幅 (b_c) を基準とした梁幅比 (b_b/b_c) を, JS シリー ズでは1~3,JRシリーズでは2~3.75とした。

偏平梁の主筋には高強度鉄筋 D16(USD685)を用い,梁 が曲げ降伏する以前に接合部がせん断破壊するように計 画した。接合部最大せん断強度(せん断耐力)の算定は, AIJ 靱性保証型耐震設計指針(靱性指針)³⁾に示された式の 補正係数(ϕ)を 1.0 として用いた。また,接合部の有効せ いは柱の全せい(D_c)とし,有効幅は便宜的に柱幅と梁幅 の平均値((b_c+b_b)/2)とした。

なお, 試験体 JS-3BX は, 試験体 JS-3B に対して直交



表-1 偏平梁の断面および配筋

*1 安藤建設(株) 技術研究所構造研究室 博士(工学)(正会員)

*2 安藤建設(株) 技術研究所構造研究室 室長

-289-

(正会員)

する偏平梁を想定して、材軸と直交する方向にも等量の 梁主筋を配した。

柱主筋も全て USD685 で, 普通柱は 5 体共 36-D13(主 筋比 *pg*=2.86%), 偏平柱は 3 体共 32-D13(*pg*=2.65%)を, 重ねあるいは束ねて用いた。帯筋および横補強筋は, 細 径異形 PC 鋼棒の一筆書き囲字型(偏平柱では四字型)で, 呼び名 K6, 記号 KW785 である(図-1 参照)。帯筋比(*pw*) は 0.75%, 接合部の横補強筋比(*pjw*)は 0.33%(偏平柱では 0.42%)である。肋筋も K6(KW785)を用い, 肋筋比(*pw*)が 0.25%程度となるように配筋間隔と中子筋の本数で調整 した(**表**-1 参照)。

主筋は全て通し配筋で, 偏平梁の下端および上端でコ ンクリートの打継ぎを行った。コンクリートは, 設計基 準強度(*F_c*)を 30N/mm²とし, 粗骨材に 6 号(13mm)砕石を 用いた。**表-2** および**表-3** に使用鉄筋およびコンクリ ートの力学的特性を示す。

2.2 加力および計測方法

加力方法は、左右の梁の反曲点位置において、変形 が逆対称となるように変位制御した正負交番繰返し せん断加力である。その間、上柱頂部には一定の軸方 向力(*N*=0.2*F*_c*b*_c*D*_c)を載荷し続けた。各々の加力は梁お よび柱の芯位置に作用させ、各部材の反曲点位置にお いてねじれ拘束を行った。**写真-1**に実験状況を示す。

加力の制御は,層間変形角($R=\Sigma\delta/L, \Sigma\delta$:左右梁の変 位の和,L:スパン)による制御で, $R(x1/1000rad)=\pm 2.5$, ±5,±10,±20,±30,±40(,±50)で各1回の加力を行い, さらに+50(+67)まで加力して終了した(括弧内は梁幅 比 $b_b/b_c \ge 2.5$ の試験体の場合を示す)。

変位の測定は,梁の全体変位,接合部周辺のせん断変 形およびねじれ変形について行った。また,柱,梁主筋 および横補強筋の主要な位置での歪測定も行った。

3. 実験結果および検討

3.1 結果の概要および破壊経過

写真-2 は,接合部周辺の偏平梁上面および側面の ひび割れ状況を試験体 JS-2.5B を例に示す。図-2 に 層せん断力(Q_c)-層間変形角(R)関係を示す。図中の破線 は略算式³⁾による梁の曲げ降伏時の,1 点鎖線は靱性指 針式³⁾(ただし, ϕ =1.0 で,有効幅は後述の式(1))によ る接合部せん断耐力時の層せん断力計算値をそれぞ れ示している。また、写真-3 は,R=+50/1000におけ る接合部外側の偏平梁側面のひび割れ破壊状況である。 表-4 に偏平梁の初曲げひび割れ時,接合部あるいは 接合部外側の梁側面のせん断ひび割れ時および最大 荷重時の層せん断力と層間変形角を示す。各試験体の ひび割れ伸展および破壊の状況は,ほぼ同様の経過をた どったので,以下に順を追って記す。



図-1 試験体の形状寸法および配筋例

表-2 鉄筋の力学的特性

使用部材	呼び名(記号)	σ_{y}	ε _v	σ_t	Es	el.				
普通柱主筋	D13(USD685)	690	3770	877	194	14				
偏平柱主筋	D13(USD685)	718	3840	935	193	14				
偏平梁主筋	D16(USD685)	768	4390	1016	202	13				
せん断補強筋	K6* (KW785)	937	4710	964	203	7				
記号 σ · 路伏 強 度(N/mm ²) ϵ · 路伏 至(μ) σ · 引碼 強 度(N/mm ²)										

 E_s :ヤング係数(kN/mm²), el:伸び(%), *K6:公称直径6.16mm, 断面積30mm².

表-3 コンクリートの力学的特性

部 位		下層柱		偏平	平梁,接	合部	上層柱			
試験体	$\sigma_{\scriptscriptstyle B}$	E _c	$_{c}\sigma_{t}$	$\sigma_{\scriptscriptstyle B}$	E _c	$_{c}\sigma_{t}$	$\sigma_{\scriptscriptstyle B}$	E _c	$_{c}\sigma_{t}$	
JS実験開始時	30.9	27.4	2.95	27.7	26.2	2.53	27.9	27.6	2.51	
実験終了時	33.5	26.7	3.08	30.0	27.4	2.90	30.8	26.0	2.93	
JR実験開始時	33.5	26.7	3.08	30.8	26.8	2.67	30.8	26.0	2.93	
実験終了時	34.5	26.7	3.05	31.6	26.5	2.80	32.5	27.7	2.45	
記号 <i>σ</i> 。:圧縮	1) 世 1/1711 (1717) 諸験体 σ_g F_c σ_t σ_g F_c σ_t σ_g F_c σ_t 実験開始時 30.9 27.4 2.95 27.7 26.2 2.53 27.9 27.6 2.51 実験終了時 33.5 26.7 3.08 30.0 27.4 2.90 30.8 26.0 2.93 実験解始時 33.5 26.7 3.08 30.0 27.4 2.90 30.8 26.0 2.93 実験終了時 33.5 26.7 3.08 30.6 26.8 2.67 30.8 26.0 2.93 実験終了時 34.5 26.7 3.05 31.6 26.5 2.80 32.5 27.7 2.45 号 σ_g : 圧縮強度(N/nm ²), E_c ***/グ係数(N/nm ²), σ_t ; 引張強度(N/nm ²).									



写真-1 実験状況

写真-2 試験体 JS-2.5B のひび割れ状況

1) 偏平梁の初曲げひび割れは, 接合端の隅角部付近に 発生し, 接合部の外側へと伸展する(*R*=±2.5/1000)。

2) 偏平梁の材軸とは直交する方向の曲げひび割れが, 梁の上面全体にほぼ等間隔で散在するようになる(R= ±5/1000)。

3) 接合端から外側の偏平梁上面中央にねじれによる 斜めひび割れが,接合部から外側の偏平梁側面中央に せん断ひび割れがそれぞれ生じる。また,梁幅比が2.5 以上の試験体では,接合端の隅角部から放射状に伸展 するひび割れが発生するようになる(R=±10/1000)。

4) 偏平梁の材軸に沿った方向のひび割れおよび放射 状のひび割れが,接合端から加力点および接合部の外 側へ伸展する。また,柱に曲げひび割れが生じるよう になる(*R*=±15~20/1000)。この時点で,試験体 JS-1B は,梁の側面に大きなせん断ひび割れを複数生じるが, 他の試験体の偏平梁側面では,中央部以外にせん断ひ び割れはほとんど発現していない。以上のひび割れ伸 展状況については,**写真-2**に該当する番号で示した。

表-4 各種層せん断力および層間変形角

試験体	±	梁曲げひび割れ時			接合部せん断ひび割れ時			最大荷重時					
		$_{crb} \boldsymbol{Q}_{c}$	_{crb} R	Cal.1*	crj Q c	_{crj} R	Cal.2*	max Q _c	max R	Cal.3*	Cal.4*	Cal.5*	Cal.6*
JS-1B	+	19.6	0. 60	21.0	108.3	7.38	100.7	190.7	29.95	193.1	193.1	193.1	—
	Ι	-18.1	-0.16	(0.93)	-94. 0	-5.99	(1.08)	-189.1	-30.09	(0.99)	(0.99)	(0.99)	_
JS-2B	+	61.1	1. 24	41.9	200. 3	10.00	201. 4	283.7	40.03	289.6	253.4	296.8	470.8
	-	-45.1	-0. 60	(1.46)	-194.4	-10.01	(0.99)	-270.4	-30.04	(0. 98)	(1.12)	(0.96)	(0.60)
JS-2.5B	+	52.1	0. 77	53.1	159.9	5.01	137.9	302.3	30.02	337.8	253.4	296.8	413.3
	Ι	-54.2	-0. 76	(0. 98)	-162.6	-4.98	(1.16)	-293.3	-40.04	(0.89)	(1.19)	(1.02)	(0.73)
JS-3B	+	83.9	1. 23	62.9	237.5	10.03	165.5	324.0	30.01	386.1	253.4	296.8	420.7
	—	-63.2	-0. 56	(1.33)	-239. 1	-9.99	(1.44)	-312.9	-30.03	(0. 84)	(1. 28)	(1.09)	(0.77)
JS-3BX	+	70.1	1. 06	62.9	235. 8	10.01	165.5	345.8	40.05	386.1	253.4	296.8	465.2
	Ι	-66.4	-0. 88	(1.11)	-170.6	-5.00	(1.42)	-336.3	-40.06	(0.90)	(1.36)	(1.17)	(0.74)
JR-2B	+	42.5	0. 59	36.5	152. 0	4.99	201. 7	308.1	30.02	290.0	268.8	323.2	493.1
	-	-39.9	-0. 45	(1.16)	-147.1	-4.98	(0.75)	-295.4	-30.10	(1.06)	(1. 15)	(0.95)	(0.62)
JR-2.5B	+	45.6	0. 64	44.9	194. 4	6.92	138. 1	312.3	29.91	338.3	268.8	323.2	483.7
	—	-47.7	-0.44	(1.02)	-215. 7	-8.78	(1.41)	-300.2	-30.07	(0. 92)	(1.16)	(0.97)	(0.65)
JR-3. 75B	+	61.6	0.76	66.7	264. 6	10.02	207. 2	349.5	30.06	459.1	268.8	323.2	436.6
	—	-67.5	-0.60	(0. 92)	-243. 3	-8.34	(1.28)	-332.5	-30.09	(0. 76)	(1. 30)	(1.08)	(0.80)
司马 0 · 冈 · 冈 · 冈 · 冈 · 冈 · 冈 · 冈 · 冈 · 冈 ·													

記号 Q_c : 層せん断力 (kN), R: 層間変形角 (1/1000), * Cal. 1: M_{cr} =0. 56 (σ_B)^{v.v.} Z_e , σ_B =30N/mm², Cal. 2: τ_{cr} =($\sigma_0 \cdot f_t + f_t^2$)^{0.5}, f_t =0. 47 (σ_B)^{0.5}, Cal. 3~5: 靱性指針の接合部せん断強度式(ϕ =1), ただし, 接合部の有効幅 b_j は, Cal. 3: ($b_c + b_b$)/2, Cal. 4: $b_c + D_b$ /2, Cal. 5: $b_c + d$ とした。 b_c : 柱幅, b_b : 梁幅, D_b : 梁全せい, d: 梁有効せい, 各計算値の下段()内は, 正側実験値との比。 Cal. 6: RC規準のパンチング破壊時終局強度式, 計算値の下段()内は, 正側実験値との比。

5)R=±30/1000 で大部分の試験体は最大荷重時となる。材軸と直交方向にも同量の主筋を配した試験体 JS-3BX では,正負共に R=±40/1000 までわずかに荷重 が増大している。また、この時点で接合部の内、外側 梁主筋および柱主筋に降伏現象は認められなかった。

6)JS, JR シリーズ共に梁幅比が 2.0 以下の試験体で は *R*=+50/1000 まで,梁幅比 2.5 以上の試験体では *R*= +67/1000 に至るまで加力を行ったが,いずれの試験体も 最大荷重時以降の荷重の低下は緩やかであった(図-2 参照)。強いていえば,試験体 JR-3.75B の荷重低下が最 も大きく, *R*= +67/1000 で最大荷重の約 77%になってい た。

7)各試験体の最終破壊形式は,接合部の内,外側の梁 主筋の降伏現象および接合部周辺のパンチング破壊が 認められなかったことから,いずれも接合部のせん断 破壊であったと判断される。試験体 JS-1B は梁端部の圧 壊を伴っていた。梁幅比2 および2.5 の試験体では,JS, JR シリーズ共に接合部から外側の偏平梁側面中央付 近での付着割裂を伴った。梁幅比3 および3.75 の試験 体では,偏平梁側面のひび割れ損傷は軽微であった。 また,JS-1B 以外の全ての試験体は,偏平梁上面で接合 端から材軸方向に伸展したひび割れに沿って段差を生じ ていた(写真-2,写真-3参照)。

表-4 に示した計算値は、コンクリート圧縮強度を 表-3 から一律に σ_B =30N/mm²として算定した。梁の曲 げひび割れ強度については、RC 規準(1999)⁴⁾に示された 梁の曲げひび割れモーメントから求めた。ややばらつき はあるが、実験値は計算値の9割以上の値となっている。 接合部のせん断ひび割れ強度は、靱性指針³⁾の主応力度 式から斜めせん断ひび割れ時のせん断応力度を求め,せん断面は柱全せいと梁全幅からなるとした。ただし,梁幅比が 2.5 以上では,接合部外側の梁側面のせん断ひび割れ時は純せん断応力状態に近いとして,柱の軸応力度 $\sigma_0=0$ として算定した。これらの式の適用は便宜的に行ったものであるが,実験値との比較では,梁幅比 2の試験体 JS-2B および JR-2B が計算値を幾分下回った。

最大荷重時層せん断力の計算値は、靱性指針³⁾に示さ れた接合部せん断強度式の補正係数(ϕ)を 1.0 として用い た。接合部の有効せいは柱の全せい($D_j = D_c$)とし、有効幅 b_j は、Cal. 3~5 でそれぞれ i)柱幅と梁幅の平均値((b_c+b_b)/2)、 ii)柱幅と梁全せいの半分の和(b_c+D_b /2)、iii)柱幅と梁有効 せいとの和(b_c+d)とした場合について算定した。ii)は靱性 指針³⁾で柱の協力幅を柱せいの 1/4 以下としており、こ こでは柱と梁を読み替えた。iii)は RC 規準⁴⁾に示された フラットスラブのパンチング破壊時算定断面の幅とした。 実験値との対比でみると、有効幅 b_j を ii)とした場合はか なり安全側の評価となる。i)と iii)の小さい方、即ち、有 効幅 b_j を、

 bj = min{(bc+bb)/2, bc+d}
 (1)

 とした場合に、実験値をほぼ推定できることになる。図
 -2 の1 点鎖線は式(1)を用いた算定結果である。

なお,JS-1B を除く各試験体のパンチング破壊時の終 局伝達モーメントを,RC 規準の11条フラットスラブ⁴⁾ によって求め,層せん断力で示したものが表-4のCal.6 である。このとき,本試験体の梁主筋は降伏強度に達し ていないので,最大荷重時に実測された歪度(図-4参照) から応力度を特定し,算定断面における曲げ抵抗モーメ ントとした。パンチング破壊時の層せん断力計算値は, 実験値に対してかなり大きな値を示しており, 試験体 JS-3B および JR-3.75B で計算値の 80%程度であった。

3.2 接合部のせん断変形角

図-3は、JSシリーズ試験体の接合部あるいは接合 部外側の梁側面のせん断変形角を、対角線の伸縮変位 から求め、層間変形角との関係で示した。梁幅比が2.5 以上の試験体では、測定したせん断変形角が梁幅比2 以下の試験体に比べて小さいまま推移しており、せん 断ひび割れによる梁側面の損傷は小さいことが分か る。

3.3 梁主筋の歪性状

図-4 は, 接合部の内, 外側にある梁上端主筋の梁 幅方向の歪分布を, 仮想破壊線位置(接合端からの延長 線上)で JS, JR シリーズの最大荷重時について示した。 図の縦の実線は柱側面位置である。普通柱の JS シリ ーズ試験体は, JS-2B, JS-2.5B および JS-3B で接合部 外側の梁主筋の歪が, 接合部内を貫通している梁主筋 歪よりも小さくなっている。同じ梁幅比 3 の試験体 JS-3Bと JS-3BX とを比較すると,梁の材軸と直交する 方向にも梁主筋を配した JS-3BX の方が,接合部の内, 外側共に梁主筋の歪が大きくなっている。また, 試験 体 JS-3BX は, 接合部の内, 外側の梁主筋歪の差も比 較的小さい。一方, 偏平柱の JR シリーズ試験体では, 試験体 JR-2B と JR-2.5B で, 接合部の内, 外側での梁 主筋歪の差は小さいが, JR-3.75B では接合部外側の歪 が小さくなっている。

さらに, 接合部内を貫通する梁主筋の歪性状に着目 すると, 梁幅比1の試験体 JS-1Bと比べて, 梁幅比が 大きい試験体ほど接合部内の梁主筋歪は小さくなる 傾向にある。これは, 最大荷重に達したとき, 梁幅比 が大きい試験体の接合部では, 接合部を貫通する梁主 筋によって接合部に直接入力されるせん断力は小さ いことを示している。

いま,各試験体の接合部せん断応力度がある一定値 に達したとき,接合部がせん断破壊すると考えられる。 そうすると,梁幅比が小さい試験体に比べてそれが大 きい試験体の接合部では,周辺でパンチング破壊が起 こらなければ,接合部の前後の面からのせん断力およ び両側面からのねじりモーメントによるせん断力が, 接合部内で累加されるようになり,最終的には接合部 のせん断破壊が惹起されると推察される。

一方,梁の材軸と直交する方向にも梁主筋を配した 試験体 JS-3BX の接合部内の梁主筋歪は,JS-2.5B, JS-3B よりも大きくなっている。これについては, JS-3BX の接合部の最大せん断応力度自体が,あたかも 直交梁で拘束されているかのように大きくなってい ることに起因していると考えられる。

3.4 応力分担率

福山らの研究¹⁾を参考にして、図-4の仮想破壊線 位置で断面のせん断応力度は一定であると仮定する。 接合端で柱幅分の梁断面が負担するせん断力に、柱心 までの距離を乗じて、片方の梁からのせん断力によっ て伝達されるモーメント(*M*_s)を求めた。また、図-4 の仮想破壊線位置で実測された梁主筋歪から、接合部 内を貫通する梁主筋のみが負担する曲げモーメント (*mM*_f)を求めた。これらを、外力による全モーメント (*Mexp*)から差し引いて、接合部側面のねじりによって 伝達されるモーメント(*M*_t)を下式(2)のように求めた。

$$M_t = M_{exp} - {}_{in}M_f - M_s \tag{2}$$

ただし、ここでは柱と梁の接合端位置での検討を行っており、RC 規準⁴⁾に示されたフラットスラブのパン チング破壊時の算定断面位置とは異なる。また、実験時 に左右の梁荷重(外力)は若干異なっており、梁主筋の歪 も含めて考慮した。

図-5は、横軸に梁幅比をとり、最大荷重時におけ る各試験体のモーメントの分担率を示した。図-5に よれば、JS、JRシリーズ共に、最大荷重時にせん断力 によって伝達されるモーメント(*M_s*)の割合は小さく、 梁幅比の増加とともにわずかに減少している。一方、 接合部内の梁主筋の曲げ抵抗モーメント(*i_nM_f*)と接合 部側面のねじりにより伝達されるモーメント(*M_i*)との 関係は、梁幅比が大きくなるに従い、前者の分担率が 減少し、後者のそれは増大する傾向にある。JS、JRシ リーズ共に、梁幅比 2.5 では *i_nM_f* と *M_t* とはほぼ同じ程 度のモーメント分担率であるが、梁幅比 3.0 および 3.75 では *M_t*の分担率が *i_nM_f*を上回るようになっている。

このように、梁幅比によって、接合部内部と外部の モーメント分担率が異なっていることが分かる。この 点に関して、偏平梁柱接合部のせん断耐力を考える上 で、図-5に示す接合部側面のねじりによって伝達さ れるモーメントを、応力伝達機構として考慮しなけれ ばならないことが今後の課題である。

また、参考までに、本試験体の柱外周において ACI 規準の 13 章 2 方向スラブシステム ⁵⁾の式(13-1)から γ_f を求めると JS シリーズでは γ_f =0.6, JR シリーズでは γ_f =0.55 となる(図-5の実線)。全モーメント(M_{exp})に 対する接合部内の梁主筋が負担する曲げモーメント ($_{in}M_f$)の分担率($_{in}M_f/M_{exp}$ で図中の丸印)と比較すると、 各試験体の最大荷重時に接合部内の梁主筋が負担す る曲げモーメントの割合は、実線の γ_f よりも小さかった。

4. まとめ

偏平梁柱接合部の有効幅を特定するため,柱幅に対す る梁幅の比(梁幅比)を変えて,十字形部分架構のせん断 加力実験を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 偏平梁のひび割れ伸展状況は、はじめに接合端の隅 角部付近に発生し、徐々に外側へと伸展した。梁幅 比 2.5 以上では、梁の材軸と直交する方向のひび割れ だけでなく、接合部から放射状に伸展するひび割れ も顕著であった。
- (2)各試験体の最大荷重時は,層間変形角 30/1000 から 40/1000 であり,試験体の破壊モードはいずれも接合 部のせん断破壊であった。梁幅比 2.5 以上の試験体で は,梁の側面に生じるせん断ひび割れは少なく,損 傷も軽微であった。また,材軸と直交する方向にも 梁主筋を配筋した場合は,接合部せん断耐力の上昇 に寄与していたと考えられる。
- (3) 試験体の接合部せん断耐力は、AIJ 靱性保証型耐震設 計指針の接合部せん断強度式を用いて、接合部の有 効せいは柱全せいとし、有効幅は、柱幅と梁幅の平 均値、または柱幅と梁有効せいとの和の小さい方を とることで、ほぼ耐力推定が可能であった。
- (4) 偏平梁柱接合部における応力伝達機構を考えたとき, 梁幅比が大きくなるに従いねじりにより伝達される モーメントの割合も大きくなっていた。特に,梁幅 比が 2.5 以上の試験体では,接合部のせん断耐力を求 める際に,接合部の側面から入力されるねじりモー メントによる応力伝達を考慮することは,重要な今 後の課題である。

参考文献

- 福山洋ほか:幅広梁・柱部分架構の復元力特性に関 する実験研究,コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 10, No. 3, pp.501-506, 1988.6
- 小板橋裕一ほか:コンクリート複合構造扁平梁構法の開発,コンクリート工学, Vol. 46, No. 8, pp. 18-25, 2008.8
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証 型耐震設計指針・同解説 5 章,8 章, pp.91-137, pp.241-277, 1999.8
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説 8条,11条解説, pp.51-69, pp.89-100, 1999.11
- ACI Committee 318-05: Building Code and Commentary, Chapter 13, pp. 219-236, 2005