

# 曲げ降伏が先行するRC造偏平梁柱接合部の実験的研究

松本 智夫\* 西原 寛\*\*

## Experimental Study of Reinforced Concrete Wide Flat Beam to Column Joint Sub-Assemblages Failing in Flexural Yielding

by Toshio MATSUMOTO and Hiroshi NISHIHARA

### Abstract

This paper presents an experimental investigation on the performance of reinforced concrete flat beams to column joint cross-shape specimens subjected to cyclic loading. The specimens used for this experiment were designed to allow flexural yielding failure of the beams. The test results showed that the moment induced by torsion of the beams had the biggest component ratio among those acting on the flat beam to the column joint, whereupon the transverse beam and bidirectional reinforcements proved effective in resisting the torsional moment. Also, when the torsional moments induced on both sides of the column intensified, the beams were revealed to be prone to torsional failure, even for values under the calculated bending strength.

### 要 旨

偏平梁の曲げ降伏が先行する十字形部分架構のせん断加力実験を行った。柱幅に対する梁幅が比較的大きい偏平梁を対象に、ヒンジリロケーションを計画しない場合とした場合について、それぞれの曲げ耐力性状を検証した。実験結果から、本試験体における偏平梁柱接合部の応力伝達機構は、柱両側面の梁のねじりによって伝達されるモーメントが支配的で、接合部の直交梁および2方向の配筋がねじり抵抗として有効であることが確認された。また、偏平梁における主筋の曲げモーメントの分担では、柱両側面の梁のねじりモーメントが過大になると、計算曲げ耐力に到達しないうちに梁のねじり降伏を起こす可能性があることに注意が必要である。

キーワード：偏平梁／柱梁接合部／ヒンジリロケーション／曲げ降伏耐力／ねじり／応力伝達機構

### 1. はじめに

本報では、梁せいは従来よりも小さくする代わりに、梁幅は柱幅よりも大きくした断面を有する梁を、普通断面の梁に対して偏平梁と呼ぶ。偏平梁を用いれば、階高を変えることなく梁下の内法高さが大きく取れることで、梁下空間の有効利用が可能である。

このような偏平梁と柱で構成される接合部では、柱の外側にも梁主筋が配されることから、その耐荷機構は複雑で、柱両側面の梁のねじれにより伝達される応力を考慮して、梁主筋による曲げモーメントの分担率を定める必要がある。また、現状では、脆性的な破壊形式とされる接合部のせん断破壊を防止

するための接合部せん断強度(せん断耐力)自体も定式化されていない。そこで、昨年度は、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せん断加力実験を行った<sup>[1]</sup>。

今回は、柱幅に対する梁幅の比(梁幅比)が2.5および3を対象に、梁の曲げ降伏が先行する偏平梁柱接合部の十字形部分架構実験を行った。そして、梁のヒンジ発生位置を柱接合端から少し離すヒンジリロケーションを計画した場合について、それを計画しない場合と比較しながら、曲げ耐力性状に及ぼすねじりモーメントによる応力伝達の影響を、実験的に明らかにすることを目的とした。

\* 技術研究所構造研究室

\*\* 技術研究所所長

## 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構造諸元を示す。図 1 に試験体の形状寸法と配筋例を示す。試験体は縮尺 1/2~1/2.5 程度で、梁心と柱心との偏心が無い十字形部分架構 7 体で、床スラブはない。そのうちの 3 体は、偏平梁の降伏位置を柱接合端位置とした試験体(試験体名:NB-3, NB-2.5, NB-3A)であり、残りの 4 体は、ヒンジリロケーションを計画した試験体(試験体名:NB-3R, NB-3RB, NB-3RC, HB-3R)である。

試験体 NB-3 は基準試験体で、梁幅比(梁幅/柱幅: $b_b/b_c=1200/400\text{mm}$ )を 3 とした。試験体 NB-2.5 は、梁の引張鉄筋比およびあばら筋比は NB-3 とほぼ同じで、梁幅比を 2.5 ( $b_b/b_c=1000/400\text{mm}$ )とした。試験体 NB-3A は、基準試験体 NB-3 に直交する普通断面の梁( $b \times D=250 \times 400\text{mm}$ )を付けたもので、これら 3 体の試験体の梁降伏位置は柱接合端およびその延長線上に想定した。

一方、残りの 4 体は、図 1 に示す両端 180° フックの接合端補強筋を配することで、いずれも梁の降伏ヒンジ発生位置を柱接合端から両側へ 240mm(折曲げ起点位置)ずつ離す計画とした。試験体 NB-3R は、RC 規準(2010)<sup>[2]</sup>の梁の降伏モーメント略算式による計算曲げ耐力が、基準試験体 NB-3 のそれと層せん断力でほぼ同じになるような梁主筋本数とした。試験体 NB-3RB は、NB-3R に対して直交する方向に梁幅比 2.5 でヒンジリロケーションなしの偏平梁を想定した配筋とした。試験体 NB-3RC は、柱の外側に配筋される梁主筋の本数を NB-3R よりも多くして、計算上の曲げ耐力が大きくなるようにした。

試験体 HB-3R は、断面諸元を表 1 には示していないが、形状および配筋は試験体 NB-3R と全く同じであり、使用材料のみを高強度とした。試験体 HB-3R の偏平梁および柱の主筋は SD490 の D16 および D19 を、せん断補強筋は SHD685 の UHD6 をそれぞれ用いた。それ以外の試験体の梁および柱主筋は SD345 の D16 および D19 で、せん断補強筋は SD295A の D6 である。ヒンジリロケーション計画位置の前後のみ、あばら筋間隔を半分にして配筋を

表 1 偏平梁の断面および構造諸元

試験体名	NB-3	NB-3R
梁断面図		
断面寸法	b(幅)×D(せい)=1200×250mm	b(幅)×D(せい)=1200×250mm
主筋( $p_t$ )	上下端共 14-D16 (1.08%)	上下端共 10-D16 (0.77%) +6-D16(接合端補強筋)
肋筋( $p_w$ )	6-D6@70 (0.23%)	6-D6@70 (0.23%)
試験体名	NB-2.5	NB-3RB
梁断面図		
断面寸法	b(幅)×D(せい)=1000×250mm	b(幅)×D(せい)=1200×250mm
主筋( $p_t$ )	上下端共 14-D16 (1.11%)	上下端共 10-D16 (0.77%) +6-D16(接合端補強筋)
肋筋( $p_w$ )	6-D6@85 (0.23%)	6-D6@70 (0.23%)
直交主筋	なし	上下端共 12-D16
試験体名	NB-3A	NB-3RC
梁断面図		
断面寸法	b(幅)×D(せい)=1200×250mm	b(幅)×D(せい)=1200×250mm
主筋( $p_t$ )	上下端共 14-D16 (1.08%)	上下端共 12-D16 (0.93%) +8-D16(接合端補強筋)
肋筋( $p_w$ )	6-D6@70 (0.23%)	6-D6@70 (0.23%)
直交梁	断面:b×D=250×400mm, 主筋:上下端共4-D19 (SD490), 肋筋:口-D6@50	なし

[注] 特記なき鉄筋の種類は、主筋SD345、せん断補強筋SD295Aである。

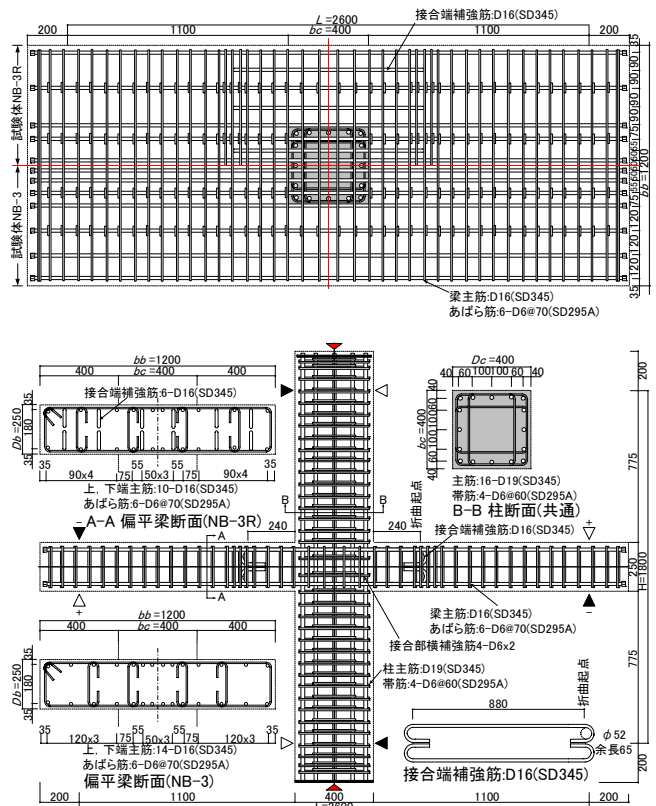


図 1 試験体の形状寸法および配筋例

密にしている(図 1 参照)。

各試験体は、接合部せん断破壊となる以前に偏平梁が曲げ降伏するように計画した。接合部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)<sup>[3]</sup>に示された式の補正係数( )を 1.0、接合部の有効せい( $D_j$ )を柱の全せい( $D_c$ )とし、有効幅( $b_j$ )は筆者らが提案した柱幅と梁幅の平均値( $(b_c+b_b)/2$ )および柱幅と梁有効せいの和( $b_c+d$ )の小さい方とした<sup>[1]</sup>。

スパン( $L$ )=2600mm, 層高( $H$ )=1800mm は全試験体共通である。柱は、正方形断面( $b_c \times D_c=400 \times 400$  mm)であり、主筋(比)は 16-D19( $p_g=2.87\%$ )で、帯筋比( $p_w$ )は 0.53%, 接合部の横補強筋比( $p_{jw}$ )は 0.36% で共通とした。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、普通ポルトランドセメントで粗骨材には 6 号(13mm)砕石を用いた。試験体 HB-3R のみ設計基準強度( $F_c$ )を  $60 \text{ N/mm}^2$  とし、それ以外の試験体は  $F_c=33 \text{ N/mm}^2$  とした。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、上下柱の反曲点に相当する位置をピン・ローラー支持として、上柱の頂部に一定の軸方向力( $N=0.2F_c b_c D_c$ )を保持させた。次に、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を制御しながら正負交番繰返し加力を行った。各々の荷重は柱および梁の芯位置に作用させ、偏平梁の加力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。

加力履歴は、層間変形角( $R= \Delta/L$ ,  $\Delta$ :左右梁の変位の和,  $L$ :スパン)による制御で,  $R(1/1000 \text{ rad.}) = \pm 2.5, \pm 5$  で各 1 回,  $\pm 10, \pm 20, \pm 30, \pm 40$  で各 2 回,  $\pm 50$  で 1 回の加力を行い, さらに  $+67/1000$  まで加力して終了とした。

変位の測定は、梁の全体変位、接合部付近のせん断変形およびねじれ変形について行った。また、柱、梁主筋および接合端補強筋の主要な位置でのひずみ測定も行った。

## 3. 実験結果

### 3.1 結果の概要

図 2 に接合端周囲の偏平梁上面および側面(点線から下)のひび割れ状況を試験体 NB-3 について示す。図 3 に各試験体の層せん断力( $Q_c$ )-層間変形角( $R$ )関係を示す。図中の破線は梁の降伏モーメント略算式による計算曲げ耐力時の層せん断力を示して

表 2 鉄筋の力学的特性

使用部材	呼び名(記号)	$\sigma_y$	$\epsilon_y$	$\sigma_t$	$E_s$	el.
柱主筋	D19(SD345)	377	2050	582	195	22
	D19(SD490)	536	2820	695	196	18
偏平梁主筋	D16(SD345)	382	2110	578	193	22
	D16(SD490)	536	2760	698	201	18
せん断補強筋	D6(SD295A)	372	3060	527	184	19
	UHD6(SHD685)	723*	5480*	886	184	11

記号  $\sigma_y$ :降伏強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\epsilon_y$ :降伏歪( $\mu$ ),  $\sigma_t$ :引張強度(N/mm<sup>2</sup>),  $E_s$ :ヤング係数(kN/mm<sup>2</sup>), el.:伸び(%), \*0.2%オフセット法。

表 3 コンクリートの力学的特性

試験体	部位	下層柱						偏平梁, 接合部			上層柱		
		$\sigma_B$	$E_c$	$\sigma_c$	$\sigma_t$	$\sigma_B$	$E_c$	$\sigma_c$	$\sigma_B$	$E_c$	$\sigma_c$	$\sigma_t$	
NB-3, NB-2.5, NB-3A	開始時	41.5	28.6	3.08	33.1	25.3	2.81	35.5	26.4	2.68			
	終了時	40.5	—	3.07	33.8	26.1	2.74	37.4	—	2.71			
NB-3R, NB-3RB, NB-3RC	開始時	40.5	—	3.07	32.0	26.7	2.89	37.4	—	2.71			
	終了時	41.0	28.0	2.76	32.3	25.4	3.01	39.6	27.4	2.99			
HB-3	開始時	72.9	35.8	4.48	54.9	30.9	3.90	79.1	34.9	4.67			

記号  $\sigma_B$ :圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>),  $E_c$ :ヤング係数(kN/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_c$ :引張強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_t$ :引張強度(N/mm<sup>2</sup>)



写真 1 実験状況

いる。また、図 4 は、各試験体の偏平梁上端および偏平梁側面の最終ひび割れ状況である。表 4 に偏平梁の初曲げひび割れ時、接合部外側の梁側面中央のせん断ひび割れ時、柱内側の梁主筋曲げ降伏時および最大荷重時の層せん断力と層間変形角を示す。

### 3.2 ひび割れ破壊経過

以下に、各試験体のひび割れ伸展および破壊経過の概略を層間変形角毎に記す。

偏平梁の初曲げひび割れは、柱接合部の隅角部付近に発生し、接合端から梁側面の方向へ伸展した( $R= \pm 2.5/1000$ )。

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した。また、梁幅比 2.5 の試験体 NB-2.5 を除くと、接合端から外側の偏平梁上面中央部にねじれによる斜めひび割

れが生じるようになった( $R = \pm 5/1000$ )。

③試験体 NB-2.5 の偏平梁上面中央部にねじれによる斜めひび割れが生じた。また、接合端から外側の偏平梁側面中央にせん断ひび割れが生じるようになった。柱主筋の内側にある梁主筋は、接合端あるいはヒンジロケーションした位置で局所的に降伏ひずみに達している個所があった( $R = \pm 10/1000$ )。

④偏平梁の材軸に沿った方向に亀甲状のひび割れが生じて、接合端から加力点の方向に伸展した。ま

た、柱に曲げひび割れがわずかに生じるようになった。柱主筋の内側および外側にある梁主筋は、概ね接合端あるいはヒンジロケーションした位置で降伏ひずみに達した。この時点で、試験体 NB-3, NB-2.5, NB-3R および NB-3RC は最大荷重時となった( $R = \pm 20/1000$ )。

⑤直交梁を付けた試験体 NB-3A, ヒンジロケーションした試験体 NB-3RB(2方向の偏平梁を想定)および HB-3R(高強度材料を使用)の3体は、 $R =$

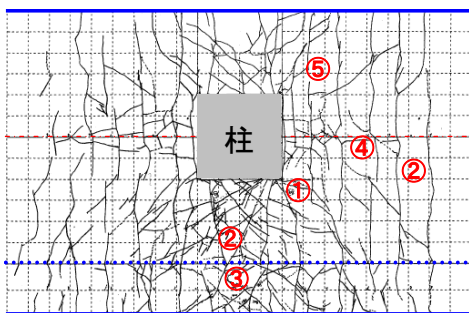
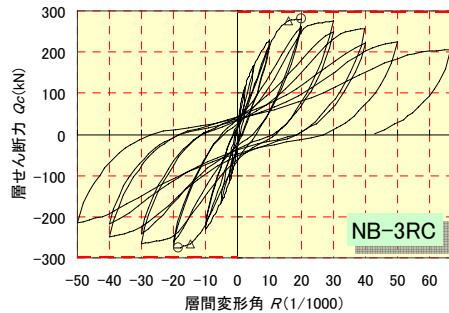
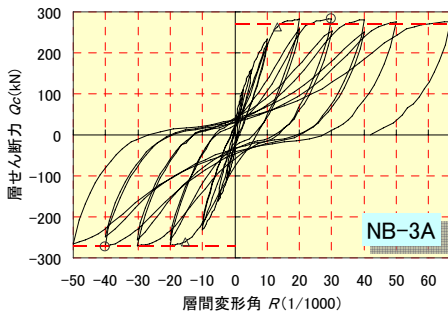
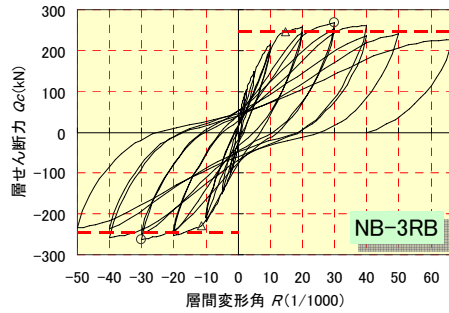
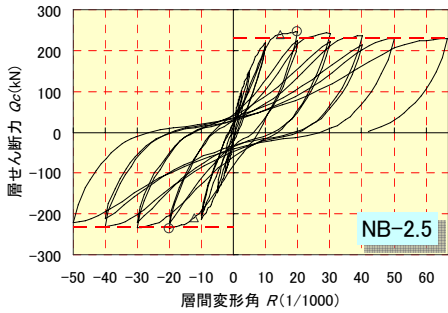
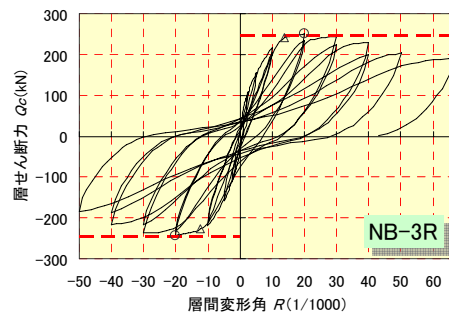
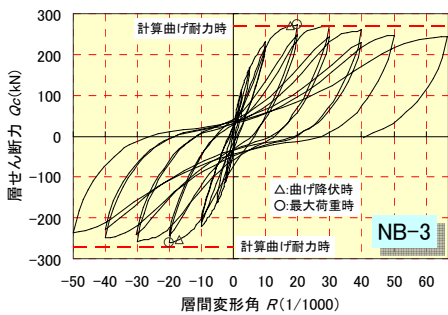


図2 試験体 NB-3 のひび割れ状況

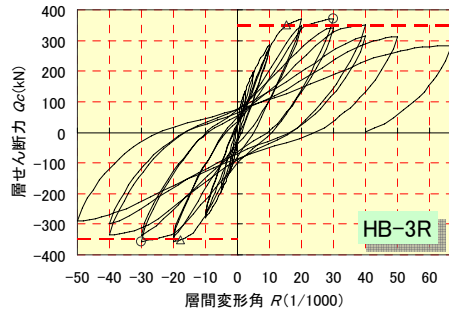
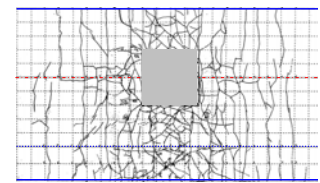
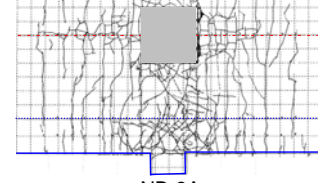


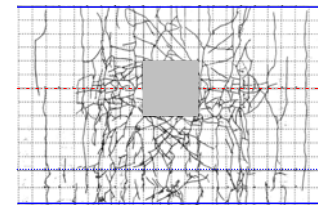
図3 層せん断力—層間変形角関係



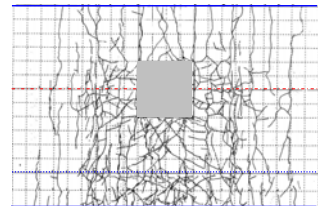
NB-2.5



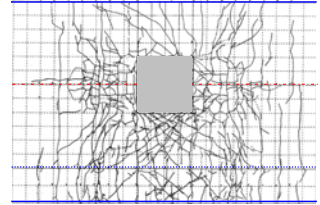
NB-3A



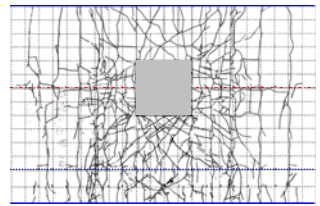
NB-3R



NB-3RB



NB-3RC



HB-3R

図4 最終ひび割れ状況

±30/1000 で最大荷重時となった。R=±20/1000 以降の偏平梁上端のひび割れ状況は、ヒンジリロケーションなしの試験体では、接合端の隅角部から放射状に生じて伸展した。これに対して、ヒンジリロケーションを計画した試験体では、ヒンジ計画位置から内側、接合部の側にひび割れが集中しており、加力点側にはひび割れはほとんど生じなかった。以上の伸展状況を、図2の該当するひび割れに番号を付けて示した。

⑥各試験体の最終破壊形式は、大部分が偏平梁の曲げ破壊であると判断された。図3によれば、試験体 NB-3RC のみ、最大荷重時の層せん断力が計算曲げ耐力に届いておらず、それ以降の荷重低下も他の試験体に比べてかなり大きくなっていった。これは、後述する柱両側面の梁のねじれが大きいことに起因していると考えられる。また、接合端周囲のパンチング破壊はいずれの試験体でも認められなかった。

### 3.3 各種強度と計算値との比較

表4に示した計算値は、表3の偏平梁、接合部のコンクリート実圧縮強度( $f_c$ )を考慮して、試験体 HB-3N は  $f_c=55\text{N/mm}^2$ 、それ以外は一律に  $f_c=33\text{N/mm}^2$  として算定した。また、鉄筋の降伏強度は表2の数値を用いた。

梁の初曲げひび割れ強度計算値は、柱接合端位置で RC 規準(2010)<sup>[2]</sup>に示された梁の曲げひび割れモーメントから求めた。正加力時の実験値と計算値とは良く対応しているといえる。接合部外側の梁側面

のせん断ひび割れ強度計算値は、靱性指針<sup>[3]</sup>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、せん断断面は柱全せい( $D_c$ )と梁全幅( $b_b$ )からなるとした。ただし、この梁側面のせん断ひび割れ時は純せん断の応力状態に近いとして、柱の軸応力度  $\sigma = 0$  として算定した。直交方向に普通断面の梁を有する試験体 NB-3A 以外は、実験値が計算値を幾分上回っていた。ただし、これらの式の適用は便宜的に行ったものである。

最大荷重時層せん断力の計算値は、各試験体のヒンジを計画した位置での梁の降伏モーメント略算式による計算曲げ耐力(Cal. 3)、靱性指針<sup>[3]</sup>に示された接合部せん断強度式で  $\alpha=1.0$ 、有効せい  $D_j=D_c$ 、有効幅  $b_j=\min\{(b_c+b_b)/2, b_c+d\}$ <sup>[1]</sup>とした接合部せん断耐力(Cal. 4)、RC 規準(2010)<sup>[2]</sup>に示されたフラットスラブのパンチング破壊時の終局伝達モーメントから求めたせん断耐力(Cal. 5)である。

表4によれば、試験体 NB-2.5, NB-3A, NB-3RB および HB-3R については、最大荷重時の層せん断力実験値が、梁の計算曲げ耐力時の層せん断力(Cal. 3)を5%以上上回っている。また、負側加力時の最大層せん断力も計算値 Cal. 3 を下回っている試験体はない。これに対して、試験体 NB-3 および NB-3R では、最大荷重時の層せん断力実験値と計算値 Cal. 3 とはほぼ同じで、試験体 NB-3RC では実験値の方が下回っている。さらに、負側加力時の最大層せん断力については、3体ともが計算値 Cal. 3 を下回る結果となった。これは、Cal. 3 では全ての引張鉄筋

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			梁主筋降伏時		最大荷重時				
		$Q_c$	$R$	Cal.1*	$Q_c$	$R$	Cal.2*	$Q_c$	$R$	$Q_c$	$R$	Cal.3*	Cal.4*	Cal.5*
NB-3	+	64.3	0.91	63.1	213.6	8.42	173.6	270.9	17.71	272.0	19.99	270.4	303.8	376.5
	-	-65.9	-0.76	(1.02)	-215.1	-9.20	(1.23)	-253.4	-16.92	-260.4	-20.09	(1.01)	(0.90)	(0.72)
NB-2.5	+	53.7	0.76	52.8	183.7	6.92	144.7	239.0	14.56	245.9	20.04	231.8	303.8	376.5
	-	-48.9	-0.59	(1.02)	-181.7	-7.33	(1.27)	-209.3	-12.33	-235.4	-20.08	(1.06)	(0.81)	(0.65)
NB-3A	+	62.6	0.92	63.1	159.4	4.99	173.6	262.9	13.15	283.1	29.97	270.4	303.8	376.5
	-	-58.4	-0.60	(0.99)	-149.2	-4.39	(0.92)	-261.4	-15.41	-272.0	-40.12	(1.05)	(0.93)	(0.75)
NB-3R	+	70.6	1.09	64.6	200.3	8.47	173.6	240.1	13.89	250.2	20.01	247.1	303.8	409.2
	-	-65.3	-0.74	(1.09)	-191.8	-7.67	(1.15)	-227.4	-12.30	-242.7	-19.99	(1.01)	(0.82)	(0.61)
NB-3RB	+	66.4	1.07	64.6	204.0	8.87	173.6	246.5	14.73	267.2	30.02	247.1	303.8	409.2
	-	-57.3	-0.61	(1.03)	-190.2	-7.68	(1.18)	-229.5	-11.54	-263.0	-30.06	(1.08)	(0.88)	(0.65)
NB-3RC	+	65.8	0.90	67.4	189.1	6.54	173.6	276.8	16.16	279.9	20.02	296.5	303.8	409.2
	-	-62.1	-0.63	(0.98)	-187.5	-6.55	(1.09)	-265.1	-14.65	-276.3	-18.52	(0.94)	(0.92)	(0.68)
HB-3R	+	76.5	0.77	76.4	226.9	6.53	224.1	351.1	15.41	371.8	30.01	346.7	434.4	546.6
	-	-77.5	-0.77	(1.00)	-231.6	-6.91	(1.01)	-350.1	-17.71	-356.5	-29.98	(1.07)	(0.86)	(0.68)

記号  $Q_c$ : 層せん断力(kN),  $R$ : 層間変形角(1/1000), \* Cal.1:  $M_{cr}=0.56(f_c)^{0.5}Z_e$ ,  $Z_e$ : 断面係数, Cal.2:  $c_r=f_t=0.47(f_c)^{0.5}$ , Cal.3: RC規準の梁の降伏モーメント略算式  $M_u=0.9a_t y d$ , Cal.4: 靱性指針の接合部せん断強度式( $\alpha=1$ ), ただし、接合部の有効幅  $b_j=\min\{(b_c+b_b)/2, b_c+d\}$ ,  $b_c$ : 柱幅,  $b_b$ : 梁幅,  $d$ : 梁有効せい, Cal.5: RC規準のパンチング破壊時終局強度式, 以上の計算値の下段()内は、計算値に対する正側実験値の比を示す。コンクリートの  $f_c$  は、試験体HB-3Rで  $f_c=55\text{N/mm}^2$ 、それ以外は一律に  $f_c=33\text{N/mm}^2$  として算定した。

が一律に降伏強度となっているのに対して、これら3体の試験体では、接合端から最も外側にある梁主筋の上端または下端のいずれかが、最大荷重時に降伏応力には達していないことによる。また、負側加力時の最大層せん断力が、正側のそれをわずかに下回っていることについては、偏平梁断面の応力中心間距離が負側ではさらに小さくなったことによる。応力中心間距離の減少は、梁主筋の付着劣化に伴う圧縮側主筋の引張ひずみへの転化およびコンクリート圧縮域の増大に起因すると考えられる。

なお、接合部せん断耐力の計算値 Cal. 4 およびパンチング破壊時のせん断耐力の計算値 Cal. 5 と最大荷重時の層せん断力との比較では、計算値に対する実験値の比が、平均で前者は 0.87, 後者は 0.68 であった。

#### 4. 実験結果の検討

##### 4.1 柱両側面の梁のねじれ変形角

柱両側面の梁のねじれ変形角( $\theta_t$ )は、図5に示すように上柱脚部と偏平梁上端がなす角度( $\theta_o$ )と、柱両側面の偏平梁の変形角( $\theta_i$ )との平均相対角として定義した。測定は、上柱脚部付近4点および柱両側面の梁外縁付近4点に鉛直方向の変位計を取付けて行った。図6は、試験体4体の柱両側面の梁のねじれ変形角( $\theta_t$ )の推移を、層間変形角  $R=50/1000$  まで正加力時について示した。

図6の試験体4体はいずれも梁幅比3で、基準試験体 NB-3 に対して、普通断面の直交梁を付けた試験体 NB-3A, ヒンジリロケーションを計画した試験体 NB-3R, さらに2方向偏平梁を想定した試験体 NB-3RB であり、各試験体の最大荷重時を図中の○囲みで示した。まず、ヒンジリロケーションありの試験体 NB-3R は、ヒンジリロケーションなしの基準試験体 NB-3 に比べて、最大荷重以降のねじれ変形角が小さく推移している。また、基準試験体 NB-3 に対して直交梁を付けた NB-3A, ヒンジリロケーションを計画した試験体では、NB-3R よりも2方向偏平梁を想定した NB-3RB が、全般にねじれ変形角は小さくなっていった。特に、ねじりモーメントの影響が大きくなる大変形時では、直交梁あるいは2方向配筋が有効なねじり抵抗と成りうると思われる。

##### 4.2 偏平梁主筋のひずみおよび付着性状

ここでは、まずヒンジリロケーション計画位置を

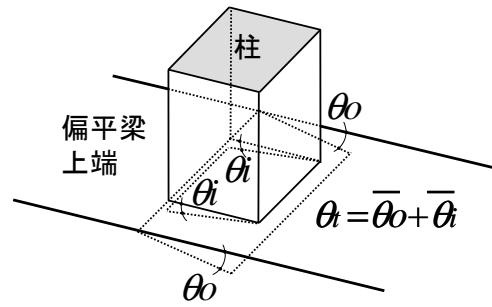


図5 偏平梁ねじれ変形角の定義

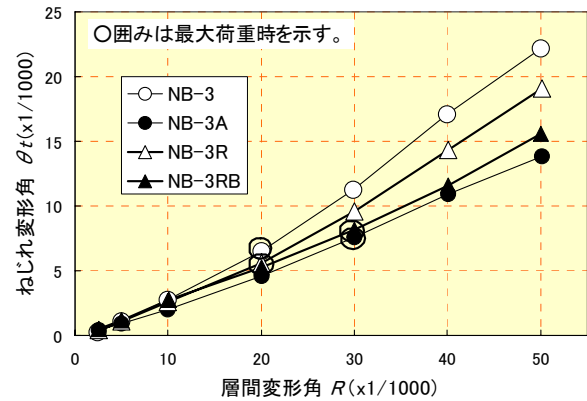


図6 ねじれ変形角－層間変形角の関係

定めるための接合端補強筋について言及する。接合端補強筋は、偏平梁の主筋と同径かつ同鋼種で、図1に示す両端 180° フック(試験体 HB-3R については両端 90° フック)を有する。本試験体のうち、ヒンジリロケーションを計画した4体について、表1に示す本数を通し配筋した梁主筋の間に挿入した。この接合端補強筋により、梁の降伏ヒンジ発生位置を柱接合端から両側へ、折曲げ起点位置で 240mm ずつ離すことを計画した。240mm とした理由は以下の通りである。

RC 規準(2010)<sup>[2]</sup>によれば、必要定着長さ( $l_{ab}$ )は下式(1)より算出される。

$$l_{ab} = S \cdot d_b / (10 f_b) \quad (1)$$

$$f_b = 0.8 (F_c / 40 + 0.9) \quad (2)$$

ここに、 $\alpha = 1.0$ ,  $S=0.7$ ,  $f_t$ :規格降伏点応力度 ( $N/mm^2$ ),  $d_b$ :異形鉄筋の呼び名の数値(mm), 記号の詳細は RC 規準(2010), (17.2)式を参照。

本試験体では、 $F_c=33(60)N/mm^2$ ,  $f_t=345(490)N/mm^2$ ,  $d_b=16mm$  として式(1)に代入すると、必要定着長さ  $l_{ab}=280(286)mm$  と求まる(( )内は試験体 HB-3R の場合)。いま、柱接合端(定着起点)からフ

ックまでの投影定着長さを、必要定着長さ分確保しようとするれば、柱接合端から折曲げ起点位置では 240mm となる。よって、本試験体のヒンジリロケーションを計画した 4 体については、柱接合端から 240mm の接合端補強筋折曲げ起点位置を降伏ヒンジの想定位置とした。なお、接合端補強筋の 180° および 90° フックの余長は、RC 規準(2010) [2] 付 11. 配筋標準に従った。

偏平梁にヒンジリロケーションを計画した試験体が、ヒンジ想定位置で降伏することを仮定して、そのときの柱接合端での曲げモーメントを設計用曲げモーメントとした。一方、柱接合端での梁の曲げ強度は、接合端補強筋を含めた梁の降伏モーメント略算式による計算曲げ耐力として算定した。本試験体梁の設計用曲げモーメントに対する曲げ強度の比は、試験体 NB-3R, NB-3RB, HB-3R で 1.25, 試験体 NB-3RC で 1.30 とした。

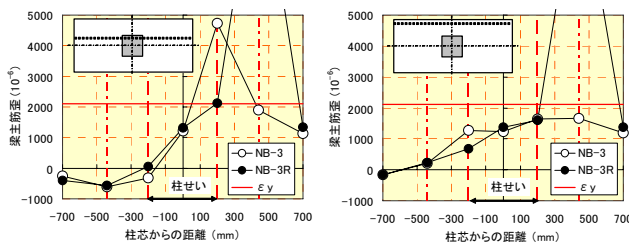
図 7 は、試験体 NB-3 および NB-3R を例に、柱主筋の内側と梁の最も外側にある偏平梁上端主筋について、材軸方向のひずみ分布を最大荷重時 ( $R=+20/1000$ ) で示した。図中の破線は柱接合端の位置を、1 点鎖線はヒンジリロケーションの計画位置を、また、実線は主筋の降伏ひずみ ( $\epsilon_y$ ) の値をそれぞれ示している。ヒンジ想定位置を柱接合端とした試験体 NB-3 に対して、ヒンジリロケーションを計画した試験体 NB-3R は、柱内側、外側の梁主筋とも柱接合端から引張側に 240mm 離れた位置で降伏ひずみを大きく超えていた。また、柱せい区間内の梁主筋のひずみ勾配も、ヒンジリロケーションした試験体 NB-3R の方が緩やかになっていた。

図 8 は、図 7 に示した梁主筋の柱せい区間内を対象とした平均付着応力度 ( $\tau_b$ ) の推移を、正加力時の層間変形角  $R=40/1000$  まで示した。図中には、式(3)で  $\sigma_0/B=0.2$ ,  $B=33\text{N/mm}^2$  のときの付着強度 ( $\tau_u$ ) を実線で表した。

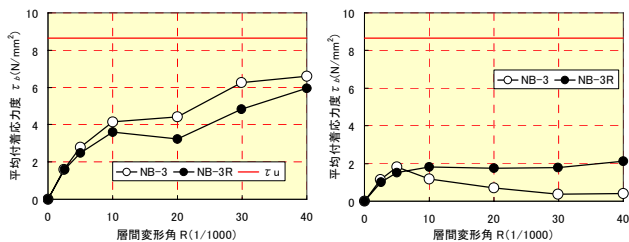
$$\tau_u = 0.7(1 + \sigma_0/B) B^{2/3} \quad (3)$$

ここに、 $\sigma_0$ : 柱の圧縮軸応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )。

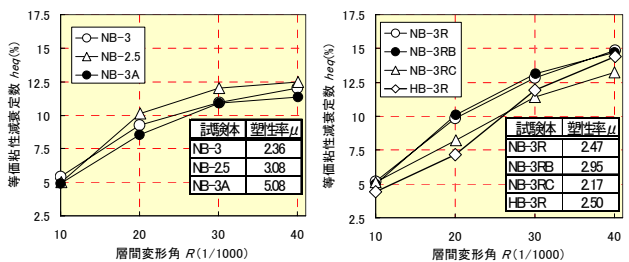
今回の実験において、試験体にヒンジリロケーションを計画した主な目的は、偏平梁主筋のヒンジ発生位置を柱接合端から少し離すことで、あたかも柱せいが大きくなったかのような効果が期待できることである。これによって、実際の柱せい内での梁主筋の付着性状は良好に維持され、ひいては柱主筋の



(a) 柱内側梁主筋 (b) 柱外側梁主筋  
図 7 梁主筋の歪分布例 (最大荷重時)



(a) 柱内側梁主筋 (b) 柱外側梁主筋  
図 8 梁主筋の平均付着応力度の推移



(a) ヒンジリロケーションなし (b) ヒンジリロケーションあり  
図 9 等価粘性減衰定数と塑性率

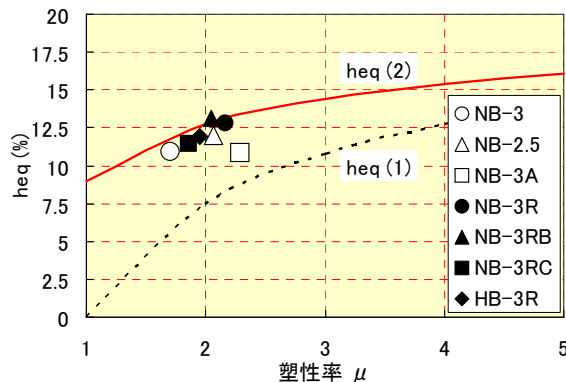


図 10 等価粘性減衰定数と塑性率との関係

付着性状についても健全性が保たれると想定した。

図 8 によれば、柱主筋の内側にある梁主筋については、ヒンジリロケーションを計画した試験体 NB-3R の平均付着応力度が、大変形時までヒンジリロケーションなしの試験体 NB-3 のそれよりも小さい値で推移していた。一方、梁断面の最も外側にある

梁主筋については、柱主筋の内側にある梁主筋と比べて柱せい区間に相当する領域での平均付着応力度はかなり小さくなっていった。また、ヒンジリロケーションなしの試験体 NB-3 の梁主筋では、最大荷重より前の層間変形角  $R=10/1000$  から付着が劣化している傾向がみられた。

次に、繰返し加力時を定常ループとして求めた等価粘性減衰定数( $h_{eq}$ )と層間変形角( $R$ )との関係を図 9 に示した。これによると  $R=30/1000$  以降の大変形時では、ヒンジリロケーションを計画した試験体の  $h_{eq}$  の方が、ヒンジリロケーションなしの試験体よりも大きくなっていることが分かる。また、図 9 には各試験体の塑性率  $\mu$  を一覧にしている。塑性率  $\mu$  は、図 3 の  $Q_c-R$  関係から、最大層せん断力の 95% に耐力低下したときの層間変形角  $R_{95}$  を求め、表 4 に示す柱内側の梁主筋曲げ降伏時の層間変形角  ${}_y b R$  で除して求めた。ただし、直交梁を有する試験体 NB-3A は、最終加力の  $R=67/1000$  の時点でも 95% までの耐力低下は示さなかったもので、 $R_{95}=67/1000$  とした。最大層せん断力が計算曲げ耐力に達しなかった試験体 NB-3RC の  $\mu$  が最も小さく、 $h_{eq}$  もヒンジリロケーションを計画した試験体のなかでは小さかった。

いま、各試験体の塑性率は、 $R=30/1000$  のときに  $\mu=1.70\sim 2.28$  であり、その時点の  $h_{eq}$  との関係を図 10 に示した。図中の点線( $h_{eq}(1)$ )は、限界耐力計算における基本的な減衰評価式(4)であり、実線( $h_{eq}(2)$ )は、北山の提案した塑性率と付着指標の 2 変数から重回帰分析で得た式(5)で、以下に示す<sup>[4]</sup>。

$$h_{eq}(1) = 0.8 / \mu \cdot (1 - 1/\mu^{1/2}) \quad (4)$$

$$h_{eq}(2) = 0.09 + 0.1/B_l^2 \cdot (1 - 1/\mu^{1/2}) \quad (5)$$

ここに、 $B_l = u_{b,av} / u_s$ 、 $u_{b,av} = \int_y d_b / (2D_c)$ 、 $y$ : 梁主筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、記号の詳細は文献<sup>[4]</sup>を参照。

本実験から得られた  $R=30/1000$  のときの  $\mu$  と  $h_{eq}$  との関係は、評価式(4)と(5)の間に位置しており、試験体 NB-3A を除くと式(5)で概ね評価できる。

なお、靱性指針<sup>[3]</sup>によれば、 $\mu=2$  で建物の固有周期が 0.4 秒以上の場合、 $h_{eq}$  の許容下限値は 7.5% と与えられるが、それについてはいずれの試験体でも満足していた。

### 4.3 柱接合端でのひずみおよび応力伝達

図 11 は、偏平梁上端主筋および接合端補強筋の

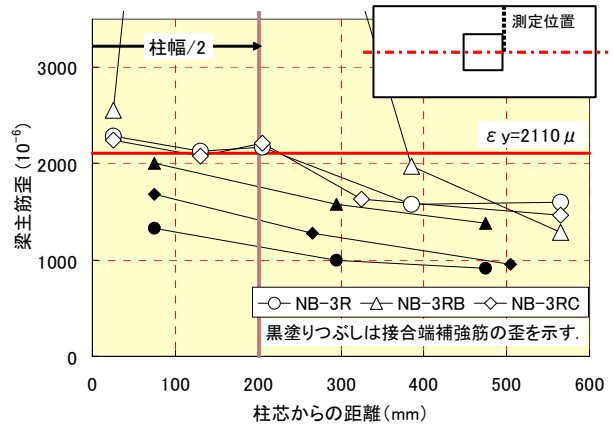


図 11 梁幅方向のひずみ分布例(最大荷重時)

梁幅方向のひずみ分布例を示した。図示した試験体は、高強度の試験体 HB-3R を除くヒンジリロケーションを計画した試験体 3 体で、柱接合端からその延長線上での正側最大荷重時のひずみ分布である。各試験体の最大荷重時は、試験体 NB-3R、NB-3RC が  $R=20/1000$  で、試験体 NB-3RB は  $R=30/1000$  であった。

前述のように、ヒンジリロケーションを計画した本試験体梁の設計用曲げモーメントに対する曲げ強度の比は、試験体 NB-3R および NB-3RB で 1.25、試験体 NB-3RC で 1.30 とした。これらの試験体の梁主筋のひずみを、最大荷重時でみると、いずれの試験体も柱主筋の内側およびそれに隣接する梁主筋は、柱接合端で図中の実線で示す降伏ひずみに概ね達していたことが分かる。また、接合端補強筋の柱接合端位置でのひずみは、通し配筋した主筋の半分程度の値を示しており、柱芯位置から離れるに従って徐々にひずみが小さくなる傾向を示した。

図 12 に偏平梁と柱との接合端断面における各伝達モーメントの模式図を示す。

いま、接合端補強筋を除いた柱内を貫通する梁主筋は、柱接合端およびヒンジリロケーション計画位置で、最大荷重時に全て降伏強度に達していた。これらの梁主筋および接合端補強筋が、柱接合端で負担する曲げモーメント( ${}_i M_f$ )を求める。この曲げモーメント( ${}_i M_f$ )から接合端でのせん断力を求め、柱せい( $D_c$ )を乗じてせん断力によって伝達されるモーメント( $M_s$ )を求める。また、外力(梁荷重)による全(芯)モーメント( $M_{exp}$ )は、最大荷重時の実験値から求める。以上より、柱両側面の梁のねじりによって伝達されるモーメント( $M_t$ )は、式(6)から求まるとした。



$$M_t = M_{exp} - inM_f - M_s \quad (6)$$

図 13 は、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ている。ヒンジロケーションなしの試験体 NB-3, NB-2.5, NB-3A の 3 体は、いずれも柱内を貫通する梁主筋が上, 下端共 6-D16 であり、梁主筋が負担する曲げモーメント( $inM_f$ )およびせん断力により伝達されるモーメント( $M_s$ )の計算値は同じになる。そのため、外力によるモーメント( $M_{exp}$ )が小さければ、ねじりによって伝達されるモーメント( $M_t$ )の負担分は減少する。言い換えれば、 $M_{exp}$  を大きくしようと思えば、 $M_t$  の負担分は増大するので、直交梁のようなねじり抵抗が必要となる。

一方、ヒンジロケーションを計画した試験体 NB-3R, NB-3RB, NB-3RC, HB-3R の 4 体の柱内を貫通する梁主筋は、上, 下端共 4-D16 で共通である。これら 4 体の  $inM_f$  は、ヒンジ計画位置での曲げモーメントを、柱接合端位置までの距離(240mm)分だけ割増して求めた。これらも、 $M_t$  の負担分に関する傾向は、ヒンジロケーションなしの試験体の場合と同様である。つまり、試験体 NB-3R よりも  $M_{exp}$  が大きくなった 2 方向配筋の試験体 NB-3RB は、図 6 に示すねじれ変形角が小さく、2 方向配筋によってねじり抵抗が増大されたと考えられる。

設計においては、式(6)の外力による芯モーメント( $M_{exp}$ )の代わりに、梁の降伏モーメント略算式による計算曲げ耐力(Cal. 3)から算定される芯モーメント( $M_{cal}$ )を用いて、ねじりによって伝達されるモーメント( $M_t$ )を求める。一方、RC 規準(2010) [2]では、フラットスラブ構造で、パンチング破壊時に算定断面位置の両側面のねじりによって伝達されるモーメント( $M_{ta1}$ )は、式(7)によって与えられる。

$$M_{ta1} = 6 u d^2 (D_c + 2d/3), \quad u = 0.335 ( \frac{B}{b} )^{1/2} \quad (7)$$

ここで、 $d$  は偏平梁の有効せいとした。

図 14 は、式(6)の各試験体の実験値  $M_{exp}$  を曲げ耐力計算値  $M_{cal}$  に置き換えて求めたねじりモーメント( $M_t$ )の、式(7)のモーメント( $M_{ta1}$ )に対する比を示したものである。図 14 によれば、試験体 NB-3RC のみ  $M_t/M_{ta1}$  の値が 1.0 を超えている。いま、式(7)の  $M_{ta1}$  をねじりによって伝達可能な許容モーメントであると仮定すれば、試験体 NB-3RC は、柱両側面の梁のねじりモーメントが許容ねじりモーメントを超えてねじり降伏し、最大荷重時実験値が計算

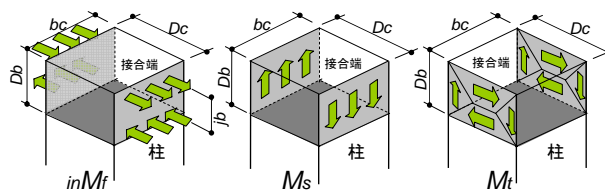


図 12 各伝達モーメントの模式図

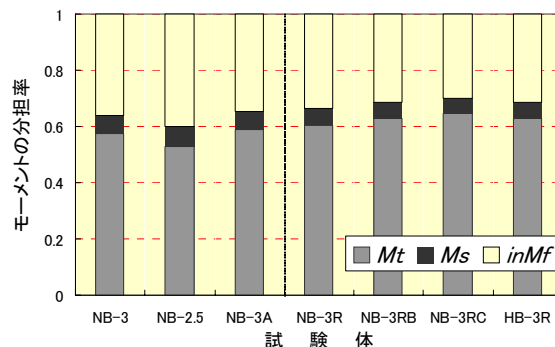


図 13 最大荷重時のモーメント分担率

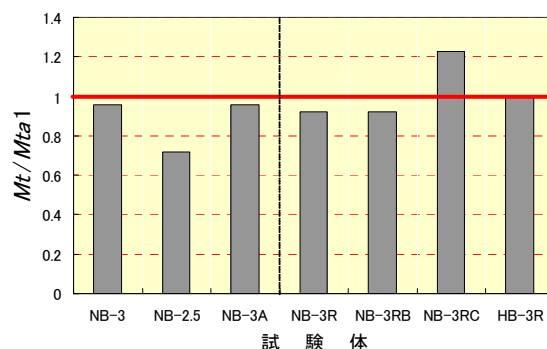


図 14 各試験体の  $M_t/M_{ta1}$

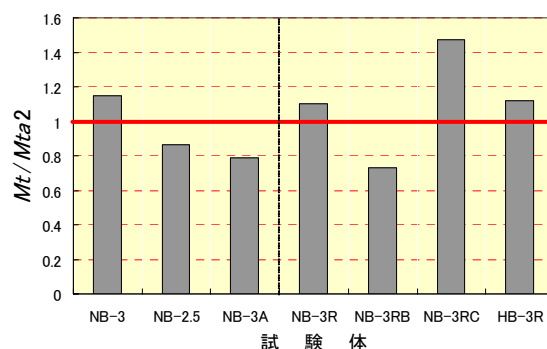


図 15 各試験体の  $M_t/M_{ta2}$

曲げ耐力に到達しなかった。また、その後は接合部のせん断破壊を呈して耐力が低下していったと考えられる(図 3 参照)。

ただし、ここでは直交梁および 2 方向配筋の効果については考慮していない。そこで、式(7)に対し

て、スラブ筋の効果を考慮したねじりモーメントの評価式(8)が、金らによって提案されている<sup>[5]</sup>。

$$M_{ta2} = \{3(\rho_B)^{1/2} + 0.72 p_y\} (D_c + d) D_b^2 \quad (8)$$

ここで、 $\rho_B$  および  $p_y$  の単位は  $\text{kgf/cm}^2$  である。  
 $p = a_w / \{(D_c + d) D_b\}$ :パンチング算定断面の側面の補強筋比。

図 15 は、図 14 と同様に式(6)の各試験体の実験値  $M_{exp}$  を計算値  $M_{cal}$  に置き換えて求めたねじりモーメント( $M_t$ )の、式(8)のねじりモーメント( $M_{ta2}$ )に対する比を示した。式(8)において、スラブ筋はあばら筋に置き換えた。直交梁は等価断面の矩形とみなし、直交梁の主筋は無視した。2 方向の配筋については、直交する方向の梁主筋を補強筋と同様の扱いとした。式(8)は、右辺第 2 項で補強筋によるねじり抵抗を考慮しているが、第 1 項のコンクリートが負担するねじりモーメントは、式(7)のそれよりも小さい。そのため、通常のあばら筋で補強した試験体のねじりモーメント  $M_{ta2}$  は、 $M_{ta1}$  に比べて小さくなる。図 15 によれば、式(8)の  $M_{ta2}$  をねじりの許容モーメントであるとするれば、試験体 NB-3RC 以外に、試験体 NB-3, NB-3R および HB-3R で  $M_t / M_{ta2}$  の値が 1.0 を超えている。これら 3 体の層せん断力-層間変形角( $Q_c$ - $R$ )関係は図 3 に示されているが、最大荷重以降で徐々に耐力の低下が起こった原因と考えられる。

#### 4.4 偏平梁柱接合部材の変形状

既往の研究を参考に、反曲点位置が共に部材の中央にある偏平梁と柱との接合部材を、線材モデルに置き換えて変形状を評価する。

偏平梁は全幅が有効な梁として線材に置換し、接合部パネルは柱せいと偏平梁せいからなり、パネルの厚さは柱幅とした。偏平梁柱接合部材の層間変形

は、梁と柱については曲げ変形およびせん断変形を、接合部パネルはせん断変形を累加して求めた。

梁と柱の復元力特性は、曲げひび割れ発生時および曲げ降伏時を折れ点とした 3 折線でモデル化した。曲げひび割れモーメント、曲げ降伏モーメントは、RC 規準(2010)<sup>[2]</sup>で求め、初期剛性は弾性剛性として曲げ変形とせん断変形を考慮した。梁部材の降伏時剛性については、コンクリート断面の弾性曲げ剛性を基準として剛性低下率  $\gamma_y$  は菅野式を用いた。柱部材の剛性低下率は、梁降伏時に相当する荷重時の柱の剛性低下率  $\gamma_c$  を下式(9)から求めて用いた。

$$\gamma_c = 1 + (\gamma_y - 1)(1 - M_{cr}/M_c) / (1 - M_{cr}/M_y) \quad (9)$$

$$\gamma_y = (0.043 + 1.64 n p_t + 0.043 a/D_b + 0.33 \rho_o)(d/D_b)^2 \quad (10)$$

ここに、 $\gamma_c$ :梁降伏時の柱剛性低下率、 $\gamma_y$ :梁降伏時の剛性低下率(菅野式)、 $M_{cr}$ :柱曲げひび割れ時のモーメント、 $M_c$ :梁降伏時の柱モーメント、 $M_y$ :柱降伏時のモーメント、その他の記号は RC 規準(2010)、(解 8.22)式を参照。

接合部パネルの復元力特性および梁主筋の抜き量は、いずれも靱性指針<sup>[3]</sup>に示された方法で考慮した。また、ヒンジロケーションを計画した試験体の接合端補強筋については、初期剛性および降伏時剛性の算定では無視している。剛性低下率を求める菅野式では、ヒンジロケーションを計画した試験体のせん断スパンを、加力点から柱接合端までの距離とした。

以上のモデル化から得られた計算値と、実験結果の包絡線とを比較して図 16 に示す。ここでは、基準試験体 NB-3 とヒンジロケーションを計画した試験体 NB-3R、さらに高強度材料を用いた試験体 HB-3R の包絡線を取り上げた。基準試験体 NB-3 の包絡線と計算値との比較からは、梁曲げ降伏時の層間変形角をモデルではやや小さく見積っているが、

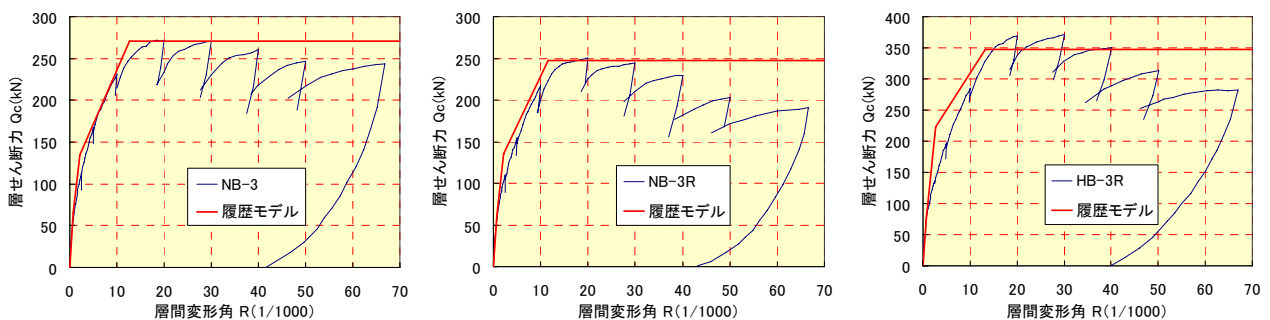


図 16 各試験体の包絡線とモデル計算値との比較(正加力時)

既往の手法を用いて実験値を概ね追跡できるようである。一方、試験体 NB-3R および HB-3R のモデル化では、ヒンジリロケーションを計画したことを特に考慮していないため、梁が曲げ降伏に至るまでの剛性に、実験値との差異が生じている。また、試験体 NB-3 と同様に、梁曲げ降伏時の層間変形角をモデルではやや過小評価する傾向もみられる。これらの修正点は今後の課題としたい。

## 5. まとめ

柱幅に対する梁幅の比(梁幅比)が比較的大きい偏平梁柱接合部を対象に、曲げ降伏が先行する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曲げひび割れが発生し、それから徐々に外側へと伸展していった。梁のヒンジリロケーションを計画しない試験体では、生じたひび割れが柱接合端の隅角部から放射状に伸展したのに対して、ヒンジリロケーションを計画した試験体では、計画位置から内側のみにひび割れが集中しており、その位置よりも加力点側にはひび割れがほとんど生じなかった。
- 2) 各試験体の最大荷重時は、層間変形角 20/1000 から 30/1000 であり、試験体の破壊モードは大部分が偏平梁の曲げ破壊であった。最大荷重時の層せん断力実験値と梁の降伏モーメント略算式による計算曲げ耐力とを比較したところ、柱の外側に配筋する梁主筋本数を多くした試験体では、実験値が計算曲げ耐力に達しなかった。
- 3) ヒンジリロケーションを計画した試験体では、ヒンジリロケーションなしの試験体と比較して、柱接合部内での梁主筋の平均付着応力度が小さくなっていた。また、ヒンジリロケーションを計画した試験体の等価粘性減衰定数は、特に大変形時でヒンジリロケーションなしの試験体より大きくなっていた。
- 4) 梁幅比が大きい試験体の偏平梁柱接合部における応力伝達機構では、ねじりによって伝達されるモーメントの割合が大きくなっていた。このような場合に、直交梁付きおよび 2 方向配筋の偏平梁では、これらが柱両側面の梁のねじり抵抗として有効であることが確認された。
- 5) 偏平梁における主筋の曲げモーメントの分担率を考えたとき、柱の外側の梁主筋本数を増やして、

柱両側面の梁のねじりモーメントが、計算上許容されるねじりモーメントを超えるような配筋を行った場合、最大荷重が梁の計算曲げ耐力に達しないまま破壊に至る可能性がある。

- 6) 偏平梁と柱からなる接合部材の変形性状は、既往の研究と同様の手法を用いてある程度の追跡が可能と考えられる。しかし、ヒンジリロケーションを計画した場合の履歴特性をどうモデル化するかなどは、今後の課題である。

## 参考文献

- [1] 松本智夫, 西原 寛: せん断破壊する RC 造偏平梁柱接合部の実験的研究, 安藤建設技術研究所報, Vol.16, pp. 37-47, 2010.11
- [2] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.2
- [3] 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, 1999.8
- [4] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004.1
- [5] 金 亨基他 3 名: フラットプレート構造の柱・スラブ接合部のねじりモーメントの評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-2 構造IV, pp. 129-130, 1996.9

