

高強度コンクリートを用いた実大偏芯柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究

高森 直樹 有馬 義人*
増田 圭司 シング・ラヴィ
佐々木 仁 佐々木 聡

概 要

外周フレームの柱と梁が偏芯して取り付く接合部は、地震時には、せん断力に加え捩れ力が生じるため、接合部のせん断耐力を低下させるとの指摘がある。既往の偏芯接合部架構実験では、試験体寸法 1/2～1/3 縮尺が多く、接合部コンクリート強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$ 以下がほとんどである。本稿では、 $F_c=70, 120\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを用いた実大寸法に近いプレキャスト偏芯接合部の部分架構実験の結果及び耐震性能に及ぼす偏芯の影響について検討した結果を報告する。実験結果により、偏芯接合部の終局せん断耐力は、偏芯を考慮した有効幅を用いて、コンクリート強度、寸法及び偏芯率に関わらず、フジタ提案式と靱性指針式を用いて評価できること、偏芯接合部のせん断ひび割れ耐力は、せん断力と偏芯による振りモーメントを考慮すれば、コンクリート強度、寸法及び偏芯率に関わらず、主応力度式を用いて評価できることが分かった。

Experimental study into the seismic performance of RC eccentric beam-column joints using full-scale specimen made from High-strength concrete

Abstract

In the seismic design of reinforced concrete high-rise building structure, the beam-column joints are connected with eccentricity. It is thought that this eccentricity of the beam-column joints degrades seismic performance of the beam-column joints and of the frames. There have been many previous experimental studies for the beam-column joints using 1/3 to 2/3 scale model specimens made from normal-strength concrete. In this study, a test using full-scale specimens of the eccentric beam-column subassemblages made from High-strength concrete ($F_c=70\text{N/mm}^2, 120\text{N/mm}^2$) is undertaken, and the influence of eccentricity and scale effect on seismic performance of beam-column joint is measured.

The following conclusions can be made from this study; The ultimate shear strength of beam-column joint can be estimated by using the formula of AIJ Design Guideline (1999) or the formula proposed by Fujita Corp., with the effective width considering the eccentricity of shear distortion of the joints.

キーワード： 柱梁接合部、高強度コンクリート、
偏芯、寸法効果、せん断耐力

*東京支店

§1. はじめに

外周フレームの柱と梁が偏芯して取り付けく接合部は、地震時には、せん断力に加え捩れ力が生じるため、接合部のせん断耐力を低下させるとの指摘がある^{1)~8)}。既往の偏芯接合部架構実験では、試験体寸法 1/2~1/3 縮尺が多く、接合部コンクリート強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$ 以下がほとんどである^{1)~8), 11)~23)}。本報では、 $F_c=70, 120\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを用いた実大寸法に近いプレキャスト偏芯接合部の部分架構実験の結果及び耐震性能に及ぼす偏芯の影響について検討した結果を報告する。

§2. 部分架構実験

2.1 試験体概要

試験体は、実大寸法の 70%縮尺の柱と梁からなる十字形で、変数を接合部コンクリート強度と偏芯の有無とした 3 体である。試験体諸元を表 1 に、試験体図を図 1 にそれぞれ示す。HNO21 は $F_c=70\text{N/mm}^2$ 、HNO22 と HNO23 は $F_c=120\text{N/mm}^2$ で、HNO21 と HNO22 は偏心有(偏芯率=0.129)で HNO23 は無偏芯である。表 2 に使用材料の力学的性質を示す。試験体は、実施工を模擬し、梁・接合部、上柱及び下柱に分かれたプレキャスト部材とし、梁・接合部と下柱とは接合部内のシーブ管をグラウト注入することで一体化し、接合部と上柱とは機械式継手により一体化した。加力は柱軸力一定とし、梁反曲点位での正負交番繰返し载荷を行った。

2.2 実験結果の概要

主な実験結果の概要一覧を表 3 に示す。偏芯接合部のせん断ひび割れは、偏芯面の方が裏面に比べて早い段階で発生した。偏芯試験体のひび割れ発生の実験値は主応力度式の計算値に対し 0.58~1.15 とばらついた。このばらつきは、偏芯による振りモーメントの影響と考えられる。梁の最大荷重の実験値は AIJ 梁曲げ耐力略算式による計算値に対し 1.12~1.16 であり、十分な耐力を保有していることを確認した。接合部最大耐力時のフジタ平均値⁸⁾による計算値 4 は実験値に対し HNO21 では

表 1 試験体諸元

試験体	HNO21	HNO22	HNO23	
スパンL×階高H (mm)	4,350×2,300			
梁	断面 $b_b \times D_b$			
	420×800			
	主筋(上下とも)		4+4-D29 (SD490) $\rho_c=1.79\%$	
	あばら筋 (KSS785)		4-S10@100 $\rho_w=0.85\%$	
F_c (N/mm ²)		48	60	
柱	断面 $b_c \times D_c$			
	700×700			
	主筋		24-D29 (SD490) $\rho_g=3.14\%$	
	帯筋		24-D29, 芯筋4-D29 (SD685) $\rho_g=3.67\%$	
F_c (N/mm ²)		70	120	
$\sigma_0=N/b_c D_c$		0.1・ σ_B (N=3,180 kN, 5830kN)		
偏芯量 e(mm) (偏芯率 e/b_c)				
90 (0.129)		90 (0.129)	0	
接合部	横補強筋 (KSS785)			
	☐ -S13@60, $\rho_w=0.60\%$			
	F_c (N/mm ²)		70	120
	せん断耐力余裕度 ^{**}	1.19	1.57	1.71
フジタ平均値 ⁸⁾	1.35	1.45	1.58	

* せん断耐力余裕度=接合部の終局せん断耐力/梁曲げ耐力時の接合部入力せん断力

表 2 使用した材料の力学的性質

コンクリート	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数*1 10 ⁴ N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	鉄筋	降伏点*2 N/mm ²	弾性係数 ×10 ⁵ N/mm ²
Fc48	47.4	2.76	4.02	D29 SD490	523	1.93
Fc60	66.3	3.13	4.57	D29 SD590	604	1.98
Fc70	64.9	2.83	4.60	D29 SD685	707	2.04
Fc120	119	4.43	5.67	S10 KSS785	992 *2	1.87
				S13 KSS785	995 *2	1.96
				U9.0 SBPD1275	1349 *2	1.88

コンクリート: JIS A 1108, *1: (圧縮強度/3)時
鉄筋: JIS A 2241, *2: 0.2%オフセット時

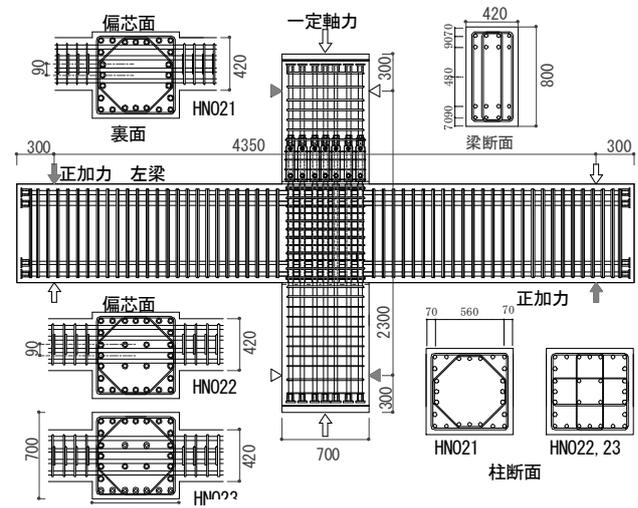


図 1 試験体図

表 3 実験結果一覧

試験体	加力	梁最大				接合部せん断ひび割れ発生				接合部最大			破壊モード	
		実験値 eQ_{bm}		実験値/計算値1		実験値 eQ_{per}		実験値/計算値2		実験値	計算値/実験値	計算値3		計算値4
		左梁	右梁	左梁	右梁	偏芯面	裏面	偏芯面	裏面	eQ_{pm}				
HNO21	正	1063	1037	1.16	1.13	1588	2129	0.59	0.80	4408	1.03	1.17	FS	
	負	-1029	-1037	1.12	1.13	-1540	-2074	0.58	0.79	-4337	1.05	1.19		
HNO22	正	1225	1201	1.16	1.14	2402	4223	0.65	1.15	5093	1.36	1.26	F	
	負	-1213	-1201	1.15	1.14	-2589	-4051	0.71	1.10	-5068	1.37	1.27		
HNO23	正	1223	1202	1.16	1.14	2903	2903	0.78	0.78	5091	1.48	1.37	F	
	負	-1196	-1200	1.14	1.14	-3022	-3022	0.81	0.81	-5029	1.50	1.39		

eQ_{bm} : 梁せん断力(kN)
 eQ_{per} , eQ_{pm} : 接合部入力せん断力(kN)
 計算値1: AIJ曲げ耐力略算式⁹⁾
 計算値2: 主応力度式⁹⁾
 計算値3: 靱性指針式⁹⁾(有効幅補正)
 計算値4: フジタ平均値式⁸⁾
 計算値3,4の有効幅 b_j は下式による
 $b_j=(b_b+b_c)/2-e/2$
 b_b : 梁幅, b_c : 柱幅, e : 偏芯量

1.17~1.19で、HNO22と23では1.26~1.39となり、計算値4/実験値による破壊モードの判別では値が1.2以下のHNO21が梁の曲げ降伏破壊(F型)、1.2より大きいHNO22と23が梁曲げ降伏破壊後の接合部せん断破壊(FS型)と判定され、実験結果の破壊モードとも符合した。

2.3 荷重-変形関係とひび割れ状況

柱せん断力(Q_c)と層間変形角(R_t)の関係履歴曲線を図2に、 $R_t = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ のひび割れ状況と終了時の写真を図3に、層間変形角に定める各部材の変形割合を図4に、接合部せん断力(Q_p)と接合部せん断変形角(R_p)の関係履歴曲線を図5にそれぞれ示す。図2より、全試験体とも梁曲げひび割れ、接合部せん断ひび割れ、主筋降伏の順で発生し、 $R_t = 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大耐力に至り、 $R_t = 40 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで耐力低下が少なく非常に安定した履歴を確認した。図4よりいずれの試験体も層間変形角に占める割合は梁が大きい。図3より、接合部の偏芯面で損傷が進んだが、裏面は最大荷重時でもせん断ひび割れが数本発生した程度であった。接合部せん断ひび割れ幅は $R_t = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時において、偏芯なしのHNO23は表裏面とも同じだが、偏芯有のHNO21とHNO22は最大、残留とも偏芯側が裏面の幅の2倍であり、ひび割れ幅と本数とも偏芯面が大きかった。これは、図5で偏芯有のHNO21とHNO22で接合部のせん断変形が偏芯面に集中することと一致する。偏芯により接合部のひび割れ発生状況や接合部のせん断変形には影響を与える一方で、図2の柱せん断力-層間変形角関係において、HNO22とHNO23を比較するとほぼ同じ安定した履歴を示しており、偏芯による架構性能への影響はほとんどみられなかった。

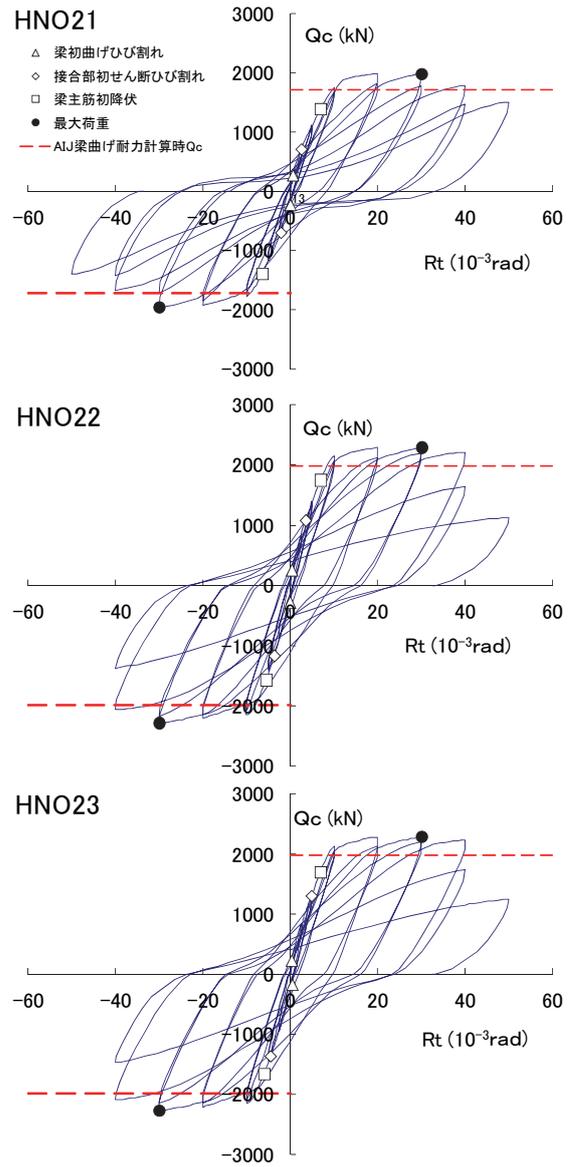


図2 柱せん断力(Q_c)と層間変形角(R_t)の関係履歴曲線

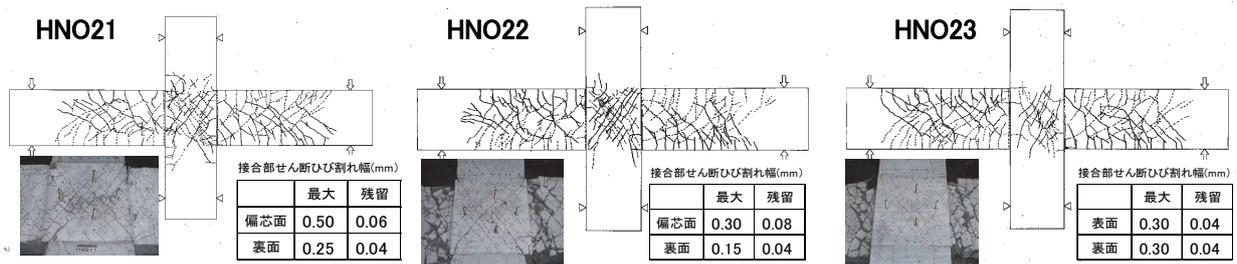


図3 $R_t = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ のひび割れ状況とひび割れ幅及び終了時の接合部偏芯面の写真

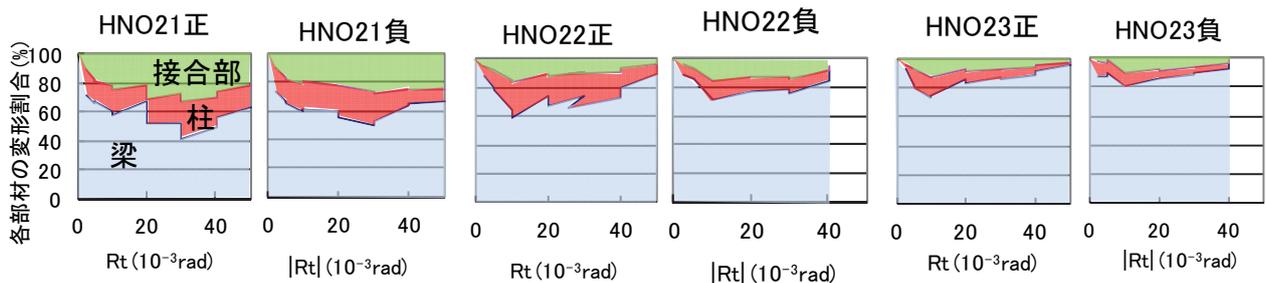


図4 層間変形角に占める各部材の変形割合

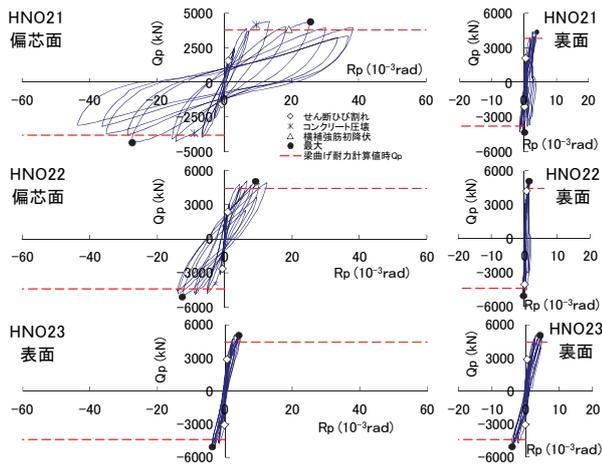


図 5 接合部せん断力(Q_p)と接合部せん断変形角(R_p)の関係

§ 3. 耐震性能に及ぼす偏心の影響の検討

架構実験結果と、実大寸法に近いもしくは偏心有の既往の実験結果を基に、接合部パネル及び部分架構の耐震性能について検討した結果を示す。表 4 に検討対象試験体の諸元一覧を示す。

3.1 接合部パネルの終局せん断耐力

図 6 に接合部パネルの終局せん断耐力について、筆者らの提案式 (フジタ平均値式)⁸⁾ 及び靱性指針式⁹⁾の有効幅補正による計算値_cQ_{pu}と実験値_eQ_{pm}とを比較して示す。両計算式において、偏心の影響を考慮するために、有効幅_{b_j}は式(1)を用いて算定した。

$$b_j = (b_b + b_c) / 2 - e / 2 \quad (1)$$

ここで、_{b_b}は梁幅、_{b_c}は柱幅、_eは偏心量とした。

いずれの計算式とも、計算値と実験値の適合が良く、実験値/計算値の範囲は、フジタ平均値式で 0.78~1.19 (平均値 0.94)、靱性指針式で 0.73~1.37 (平均値 1.03) であった。フジタ平均値式の実験値/計算値は、靱性指針式のそれに比べて、コンクリート強度、寸法 (柱せい) 及び偏心率に関わらずばらつきが小さかった。

3.2 偏心接合部パネルのせん断ひび割れ耐力

図 7 に接合部パネルの偏心側のせん断ひび割れの実験値_eτ_{per}と式(2)に示す主応力度式により求めた計算値_cτ_{per}の比較を示す。

$$c \tau_{per} = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_o} \quad (2)$$

ここで_{σ_t}は引張割裂強度 (論文に記述がない場合は_{σ_t} = 0.501√σ_B)、_{σ_o}は軸圧比とした。

偏心接合部のせん断ひび割れ発生時の実験値は計算値を全て下回る結果となった。そこで、偏心接合部のせん断ひび割れ耐力をせん断力と振りモーメントとの組み合わせ

表 4 既往実験一覧

諸元	既往実験(フジタ ^{1)~7)} 、他社 ^{10)~22)}		本実験
	偏心なし	偏心有	
梁断面(梁幅×梁せい) (cm)	18×30~45×90	18×30~60×90	42×80
柱断面(柱幅×柱せい) (cm)	32×28~80×70	32×28~90×87	70×70
接合部コンクリート強度 (N/mm ²)	24~164.6	22.2~57.0	64.9, 119
接合部横補強筋量 (%)	0.3~1.51	0.3~0.71	0.6
接合部横補強筋強度 (N/mm ²)	300~1284	334~1276	992
梁引張主筋比 (%)	1.23~3.04	1.17~2.03	1.79
梁主筋強度 (N/mm ²)	365~775	371~710	523, 604
柱主筋比 (%)	0.38~0.99	0.54~0.99	0.92
柱引張主筋強度 (N/mm ²)	345~775	345~710	523, 707
偏心量 (cm)	0	5~13.5	0, 9
偏心率=偏心量/柱幅	0	0.125~0.278	0.129
破壊形式(試験体数)	FS(18)、S(6)	FS(17)、S(8)	FS(1)、F(2)

破壊形式:F(梁曲げ破壊)、FS(梁曲げ破壊後の接合部せん断破壊)、S(接合部せん断破壊)

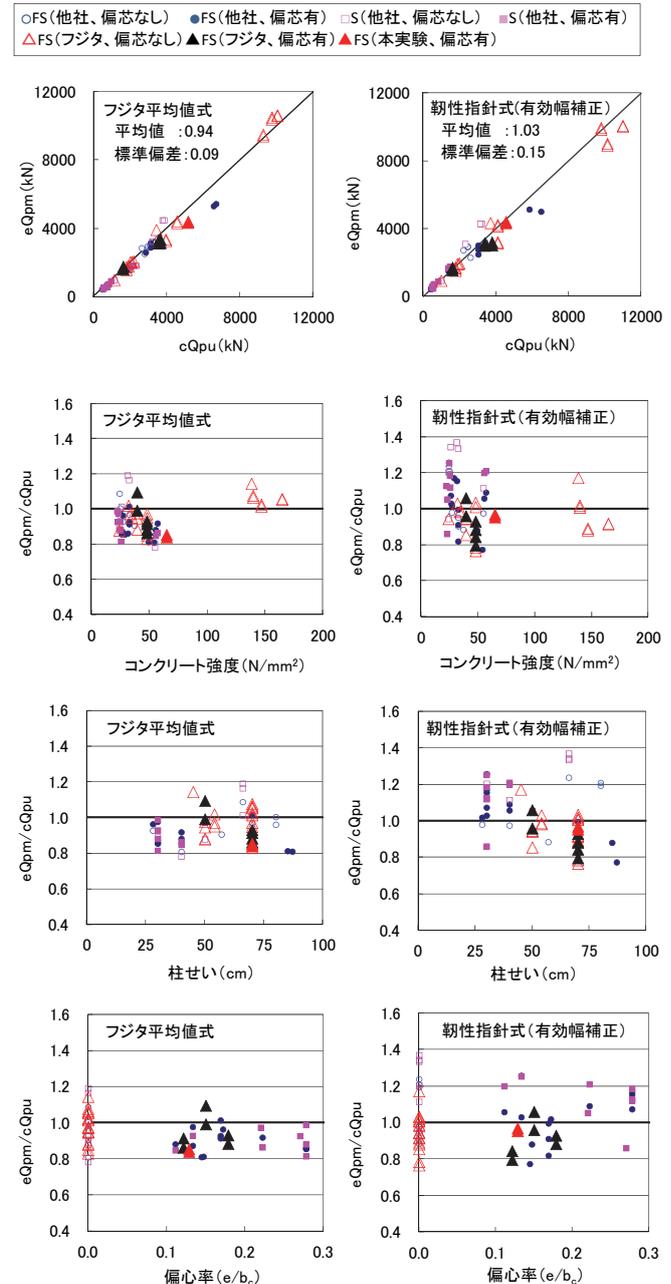


図 6 接合部パネルの終局せん断耐力の計算値_cQ_{pu}と実験値_eQ_{pm}の比較

せで評価してみる。偏芯側のひび割れ発生時の合成せん断応力度 $e\tau_0$ は、式(3)に示すようにせん断応力度 $e\tau_{per}$ と振りモーメント M_T による振りせん断応力度 $e\tau_T$ の和で求める。振りせん断応力度 $e\tau_T$ を弾性論¹⁰⁾に基づき、式(4)で算出した。

$$e\tau_0 = e\tau_{per} + e\tau_T \quad (3)$$

$$e\tau_T = 4.73 \frac{M_T}{b_c^2 \times D_c} = 4.73 \frac{Q_{per} \times e}{b_c^2 \times D_c} \quad (4)$$

ここで eQ_{per} はせん断ひび割れ発生時の接合部せん断力、 D_c は柱せいとした。

図7に振りモーメントを考慮した合成せん断応力度の実験値 $e\tau_0$ と主応力度式による計算値 $e\tau_{per}$ と比較して示す。コンクリート強度、寸法(柱せい)及び偏芯率に関わらず、実験値と計算値の適合は良くなった。

3.3 接合部パネルのせん断余裕度と限界塑性率

図8に接合部パネルせん断余裕度と限界塑性率との関係を、文献23)より転載して示す。ここで接合部パネルのせん断余裕度とは、本報告で行った偏芯を考慮した有効幅を用いた靱性指針式による接合部終局せん断耐力を梁曲げ耐力の実験値で除した値を示す。同図中に実大に近い偏芯接合部の本実験と文献4)の結果を示す。実大に近い偏芯接合部は、既往の実験結果と同等の傾向で、せん断余裕度が大きくなるにつれ限界塑性率が大きくなり、偏芯の影響は見られなかった。

§4. おわりに

高強度コンクリートを用いた実大寸法に近いプレキャスト偏芯接合部の部分架構実験を行い以下の知見を得た。

- 1) 偏芯接合部試験体では、偏芯側は裏面よりも早い段階でひび割れを生じ、損傷が集中し、せん断変形が進んだが、裏面の損傷・変形は少なかった。
- 2) 偏芯と無偏芯を比較すると、ひび割れ発生状況や損傷には差がみられたが、柱せん断力-層間変形角関係においてはほぼ同じ履歴であり、偏芯による架構性能への影響はほとんどみられなかった。
- 3) 柱せん断力-層間変形角の関係履歴曲線において、最大耐力に $R_t = 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ で至り、 $R_t = 40 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで耐力低下が少なく安定した荷重変形関係を確認した。
- 4) 最大荷重の実験値は、AIJ 梁曲げ耐力略算式の計算値に対して 1.12~1.16 倍であり、十分な耐力を保有していた。

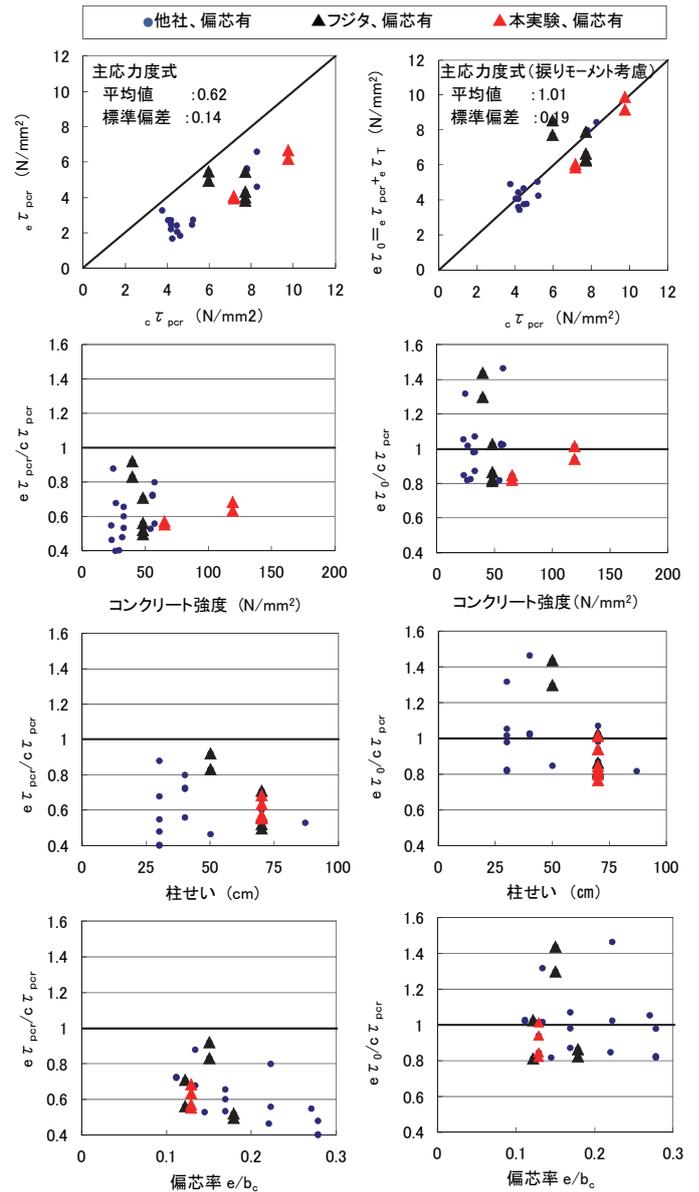


図7 偏芯側の接合部パネルの接合部せん断ひび割れ耐力の計算値 cQ_{pu} と実験値 eQ_{pm} の比較

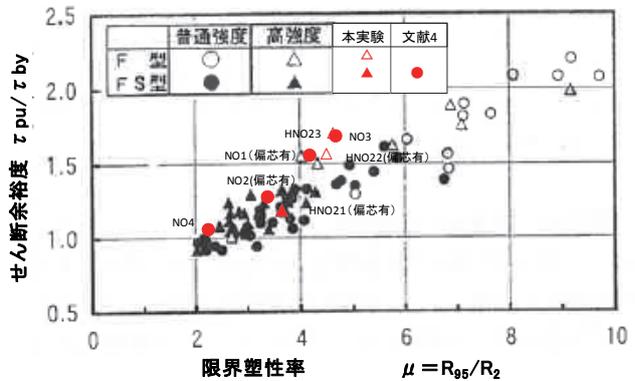
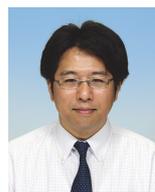


図8 接合部パネルの接合部せん断ひび割れ耐力の計算値 cQ_{pu} と実験値 eQ_{pm} の比較

- 5) 接合部の終局せん断耐力は、偏芯を考慮した有効幅を用いて、コンクリート強度、寸法及び偏芯率に関わらず、フジタ提案式と靱性指針式を用いて評価できた。
- 6) 偏芯接合部のせん断ひび割れ耐力は、せん断力と偏芯による振りモーメントを考慮すれば、コンクリート強度、寸法及び偏芯率に関わらず、主応力度式を用いて評価できた。
- 7) 実大に近い偏芯接合部の接合部せん断余裕度と限界塑性率の関係は既往実験の検討結果と同等の傾向であった。

103-110、1999.9.



高森 直樹

ひとこと

超高層 RC 建物の実現に向けて、技術的課題を誠実にひとつずつ解決し、安心、安全、快適で高品質な建物を提供したいと思います。

参考文献

- 1) 林和也ら、コンクリート工学年次論文報告集 13-2, pp.507-512, 1991.
- 2) 胡木清人ら、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.607-608, 1991.9.
- 3) 寺岡勝ら、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.805-810, 2000.9.
- 4) 高森直樹ら、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.619-622, 2002.8.
- 5) 高森直樹ら、フジタ技術研究報告, 第 40 号, pp.39-44, 2004.
- 6) 林和也ら、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.43-44, 2006.9.
- 7) 高森直樹ら、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.629-630, 2007.8.
- 8) 寺岡勝, フジタ技術研究報告, 増刊第 5 号, 1997.
- 9) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造の靱性保証型耐震設計指針・同解説
- 10) 小野薫、加藤渉: 応用弾性学の基礎、コロナ社、pp.149-155
- 11) 鐘栄真ら、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1291-1292、1973.10
- 12) 東京大学梅村研究室、昭和 49 年度報告書、昭和 50 年度報告書、1974-1975.
- 13) 石橋一彦ら、日本建築学会関東支部研究報告集、pp.141-144、1975
- 14) 伊東勝ら、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1717-1718、1981.9.
- 15) 山田敏夫ら、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.181-182、1986. 8.
- 16) 長嶋俊雄ら、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.347-348、1986.8.
- 17) 長嶋俊雄ら、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.347-348、1988.8
- 18) 嶋晃平ら、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.23-2、pp.349-354、2001.6.
- 19) 近藤龍哉ら、コンクリート工学年次論文集、vol.24-2、pp.367-372、2002.6.
- 20) 山崎慎介ら、コンクリート工学年次論文集、vol.24-2、pp.379-384、2002.6.
- 21) 東川敬子ら、コンクリート工学年次論文集、vol.25-2、pp.541-546、2003.7.
- 22) 松本智夫ら、コンクリート工学年次論文集、vol.31-2、pp.283-288、2009.7.
- 23) 村上秀夫ら、日本建築学会構造系論文集、第 523 号、