超高強度鉄筋コンクリート造柱梁接合部および梁部材に関する実験的研究
－梁曲げ降伏性状－

堀　　伸　輔　　岩　岡　信　一
成　瀬　　忠　　山　本　憲　一　郎*1
今　野　　修*1　　渡　邊　朋　之

要　　旨

近年，鉄筋コンクリート構造物の超高層化，大スパン化に対するニーズが高まり，Fc=100 N/mm^{2}以上の超高強度コンクリートおよびUSD685の高強度鉄筋を使用する必要が生じている．また，施工上の合理化によりプレキャスト化も重要となる．筆者らは，これまでに超高強度材料を用いた部材の実用化に向け，柱・梁部材，及び架構実験を実施し，その構造特性を明らかにしてきた．本報では，既報に引き続き，超高強度材料を用いた梁部材の構造実験，及び柱梁接合部の架構実験を実施した．その結果，従来の設計式で部材の耐力評価が可能であること，梁部材・架構の履歴特性がTakedaモデルで評価が可能であることが確認できた．

キーワード　柱梁接合部／梁部材／高強度材料／PCa／接合部せん断強度／曲げ強度

目　　次

１．はじめに
２．実験計画
３．実験結果
４．履歴特性
５．まとめ

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTUAL PERFORMANCE OF THE BEAM-COLUMN JOINTS AND BEAMS OF ULTRA-HIGH-STRENGTH REINFORCED CONCRETE STRUCTURE
－FLEXURAL BEAMS－

Shinsuke　HORI　　**Shinnichi IWAOKA**
Tadashi NARUSE　　**Kennichiro YAMAMOTO**
Shu KONNO　　**Tomoyuki WATANABE**

Synopsis:

Recently RC structure buildings have become taller and that of span longer, so it is necessary to use ultra high strength concrete(Fc≧100N/mm^2) and ultra-high-strength steel bar (σy≧685N/mm^2). In previous report, authors had grasped the structural characteristic of RC columns, beams, and the beam-column joints using high strength concrete and high strength steel bar with carrying out cyclic loading tests.

From result of the tests, when ultra-high-strength material is used for beam-column joints and beams, it turns out that each evaluation formula of strength can be adopted using the existing design formula, and hysteresis characteristic using Takeda-model simulate result of the tests.

＊１本店　建築エンジニアリング設計部　構造設計グループ

1. はじめに

近年，鉄筋コンクリート(以下 RC)造構造物の超高層化に伴い，Fc=100N/mm^2 以上のコンクリート，および USD685 鉄筋など，超高強度材料の使用が設計上要求されている．また，施工の合理化のために部材のプレキャスト（以下 PCa）化も重要となっている．筆者らはこれまでに超高強度材料（Fc=100N/mm^2 コンクリート，USD685 主筋）を用いた PCa 柱部材の曲げ・せん断性能 [1]，高強度材料を用いた梁部材のせん断･水平打継部耐力 [2]，および超高強度材料を用いた柱梁接合部のせん断性状 [2] について明らかにしてきた．超高強度材料を用いた超高層 RC 構造物の設計においては，さらに梁部材の曲げ性能，梁降伏を先行させる柱梁接合部架構の構造性能を把握することが不可欠となる．そこで本研究では，超高強度材料を用いた PCa 化した梁部材および柱梁接合部について，その構造性能を把握するために構造実験を実施した．本報ではそれらの結果について報告する．

2. 実験計画

高強度材料を用いた梁部材の曲げ強度，及び復元力特性を確認するための梁部材実験，および柱梁接合部のせん断余裕度，架構の復元力特性を把握するため，梁曲げ降伏を先行させる柱梁接合部架構実験を実施した．以下にそれぞれの実験計画を示す．

2.1 梁部材実験

(1) 試験体

表-1 に試験体諸元, 表-2 に試験体と同断面(300×500）の供試体からコア抜きを行った供試体のコンクリートの力学的特性（割裂強度は標準養生による），表-3 に鉄筋の力学的特性，図-1,2 に試験体の形状，および配筋を示す．試験体は 3 体計画し，試験体の縮小率は 1/2 とした．梁主筋には D22(USD685)を用いた．コンクリート強度による性能の差を見るため，加力実験時の圧縮強度が No.1,No.3 で 60N/mm^2 に, No.2 では 48N/mm^2 になるように計画した．No.2 は No.1 とせん断強度が同じになるように，せん断補強筋量を pw=0.95%とした．No.3 試験体は No.1 を PCa 工法で製作した試験体であり, 梁端部 1.0D（D:梁せい）区間の全断面を後打ちとし，主筋を端部で機械式継手（ネジ式エポキシ注入）にて接合している．PCa 部材は鉛直打継ぎ部のすべてに凹型のコッターを設けた．また，水平打継ぎ面は木ごて押え程度とし粗面形成処理は施さなかった．

(2)加力方法

図-3 に加力装置を示す．加力は大野式加力方法により左右のスタブの回転角が等しくなるように変位制御とした．正負交番繰り返し載荷とし，加力サイクル(図-4)は R=±0.00125,±0.0025,±0.0033rad.で各１サイクル,±0.005,±0.0075,±0.01,±0.015,±0.02,±0.03,±0.04,±0.05rad.で各 2 サイクルずつ加力後，R=±0.07rad.まで加力する計画とした．

計測は，スタブに固定した治具に電気式変位計を取り付けて両側のスタブの相対変形を計測した．また，加力点の油圧ジャッキの荷重をロードセルにより計測した．鉄筋の主要な位置には歪ゲージを貼付し，主筋およびせん断補強筋のひずみ度を計測した．

表-1　梁試験体諸元

試験体名	No.1	No.2	No.3
想定破壊形式	曲げ降伏先行		
製作方法	一体打		PCa
水平打継長(mm)	ー		1300
主筋機械式継手	無		有
コンクリート目標強度 (N/mm^2)	60	48	60
内法スパン(mm)	2,300 （シアスパン比=2.3）		
断面寸法 B×D(mm)	300×500		
梁主筋 上端	6-D22 (USD685)		
梁主筋 Pt (%)	1.67		
梁主筋 下端	4-D22 (USD685)		
梁主筋 Pt (%)	1.11		
スターラップ Pw (%)	4-S6@55 0.78	4-S6@45 0.95	4-S6@55 0.78

表-2　梁試験体 コンクリートの力学的特性

試験体部位		材令(日)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (×10^{4}N/mm^2)	ポアソン比	※割裂強度(N/mm^2)
No.1	一体打	57	67.1	3.39	0.22	4.57
No.2	一体打	42	48.4	2.67	0.20	2.79
No.3	後打部	77	72.4	3.46	0.22	5.15
	PCa 部	89	69.4	3.56	0.22	5.05

※標準養生供試体による

表-3　梁試験体 鉄筋の力学的特性

鉄筋径	材種	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	伸び (%)	降伏ひずみ (×10^{-6})	ヤング係数 (×10^{5}N/mm^2)
S6*	KSS785	999	1220	19.3	7110	1.91
D22	USD685	748	934	9.85	4570	1.99

*：降伏点は 0.2%オフセット法により算出した．

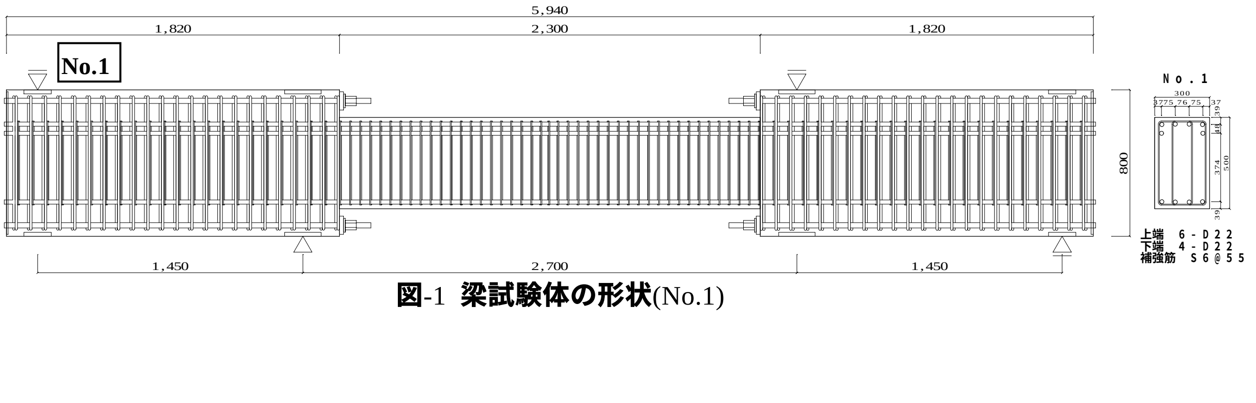


図-1 梁試験体の形状(No.1)

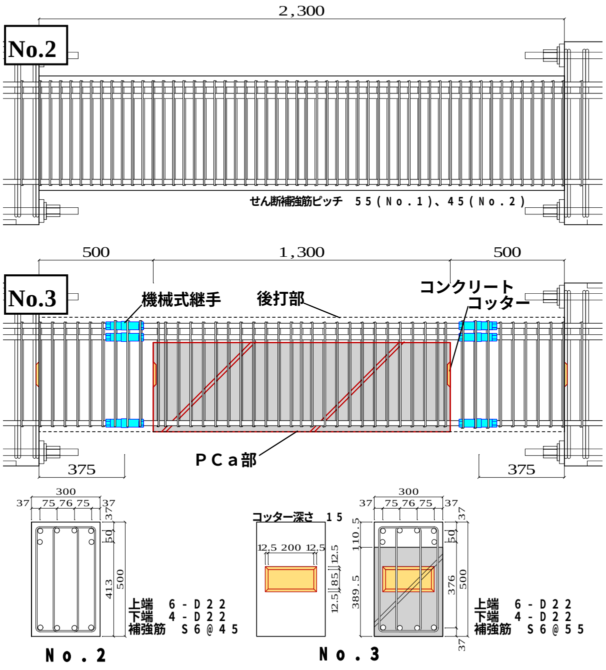


図-2　梁試験体の配筋

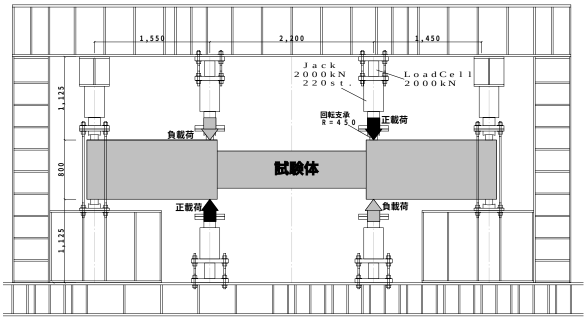


図-3　梁部材実験 大野式加力装置

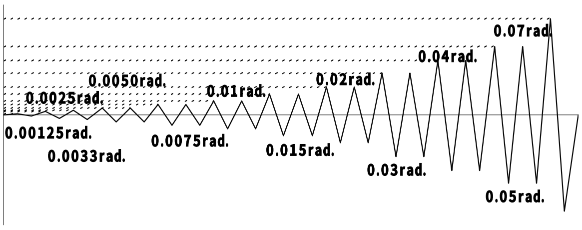


図-4　加力サイクル

2.2 架構実験

(1) 試験体

表-4 に試験体諸元，図-5 に試験体形状，および図-6 に柱梁接合部周りの配筋を示す．表-5 にコア供試体によるコンクリートの力学的特性（割裂強度は標準養生による），表-6 に鉄筋の力学的特性を示す．試験体は縮小率を約 1/2.5 とし，破壊形式を梁曲げ降伏先行破壊となる 4 体を製作した．実験変数は梁部材の主筋の強度，機械式継手の有無，継手の位置および試験体形状である．

継手方法としては，PCa 化を想定し柱主筋は全試験体において，柱脚位置でのグラウトによる機械式継手とした．梁主筋は，継手の有無，継手位置による曲げ強度、変形性能の差を確認するため，梁主筋の継手を B1 では，接合部内通し配筋（溶接継手を想定）とし，B2 では接合部内の機械式継手，B3，B5 では梁端部での機械式継手とした．B1,B2,B3 は十字型架構，B5 は外周部柱での接合部を想定しており形状はト型で，接合部内は U 字型定着とした．コンクリート目標強度（Fc）は柱および柱梁接合部では 100N/mm^2，梁では 60N/mm^2 とした．B1 の梁主筋のみ SD490，その他の柱･梁主筋には USD685，せん断補強筋には KSS785 を使用した．制作は実状を模擬した PCa 化を想定し，柱･梁をあらかじめ製作した後，柱梁接合部，もしくは梁端部のコンクリートを打設した．梁と柱梁接合部の打継部にはコッターを設けた．せん断余裕度（接合部せん断強度/梁曲げ強度）は，設計時において B1 が 1.1，B2，B3 が 1.3，B5 が 1.6 程度とした．

表-4　試験体諸元

試験体			B1	B2	B3	B5
想定破壊形式			梁曲げ降伏			
試験体形状			十字型			ト型
柱	B×D（mm）		400×400			
	主筋		16-D19　(USD685)			
	Pg　(%)		2.87			
	フープ		4-S6@60　(KSS785)			
	Pw　(%)		0.53			
	Fc (N/mm^2)		100			
	N/BDFc		0.27	0.26	0.26	0.05
梁	B×D（mm）		250×400			
	主筋 Pt (%)	上端	8-D19(SD490) 2.75	6-D19(USD685) 2.01		
		下端	6-D19(SD490) 2.01	4-D19(USD685) 1.27		
	スターラップ Pw (%)		4-S6@70　(KSS785) 0.73			
	Fc (N/mm^2)		60			
接合部	フープ		4-S6@50　(KSS785)			
	Pjw (%)		0.32	0.30		0.31
	Fc (N/mm^2)		100			
継手	梁		通し（溶接を想定）	ﾊﾟﾈﾙ内 機械式	梁端部 機械式	U 字型+ 機械式
	柱		柱脚　機械式グラウト継手			

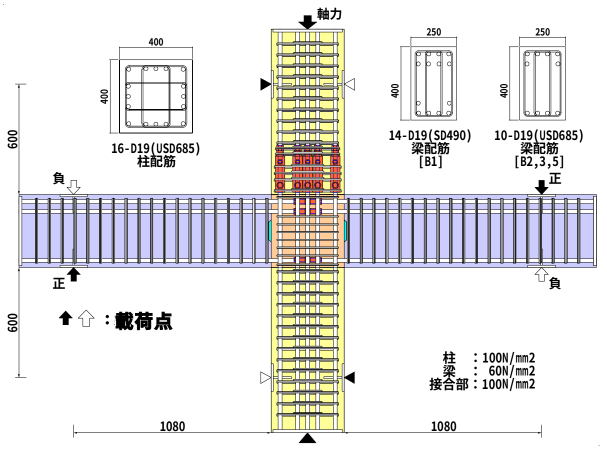


図-5　架構試験体形状(B2)

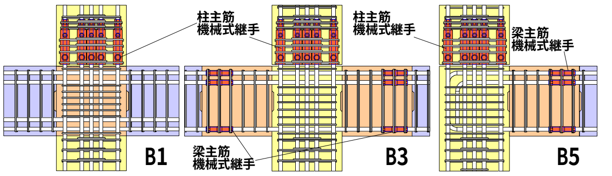


図-6 架構試験体 柱梁接合部配筋

表-5 架構試験体 コンクリートの力学的特性

試験体	部位	圧縮強度 N/mm²	ヤング係数 ×10⁴N/mm²	ポアソン比	※割裂強度 N/mm²
B1	柱	104.0	3.72	0.20	6.80
	梁	69.4	3.56	0.22	3.34
	接合部	88.6	3.36	0.21	5.52
B2	柱	107.8	3.84	0.21	6.55
	梁	71.6	3.65	0.22	4.94
	接合部	100.7	3.61	0.20	4.49
B3	柱･接合部	107.8	3.84	0.21	5.35
	梁	71.6	3.65	0.24	4.83
	梁(後打)	73.0	3.58	0.23	4.49
B5	柱･接合部	104.0	3.72	0.20	5.85
	梁	69.4	3.56	0.22	5.05
	梁(後打)	73.0	3.58	0.23	4.51

※標準養生供試体による

表-6 架構試験体 鉄筋の力学的特性

鉄筋径 (材質)	降伏点 N/mm²	引張強度 N/mm²	降伏ひずみ ×10⁻⁶	ヤング係数 ×10⁵N/mm²
D6 (KSS785)	1010*	1220	7160	1.93
D19 (SD490)	542	687	2940	1.92
D19 (USD685)	785	984	4870	1.90

*：降伏点は 0.2%オフセット法により算出した．

(2) 加力方法

図-7 に架構試験体の加力方法を示す．加力は柱頂部に定軸力を加え，図-5 に示す梁の加力点において正負交番繰り返し載荷とした．加力サイクルは梁実験と同じとし，図-4 に示す．軸力は B1,2,3 試験体においては長期軸力を想定し，0.26BDFc 程度，B5 試験体は軸力無を想定し，0.05BDFc の一定軸力載荷とした．

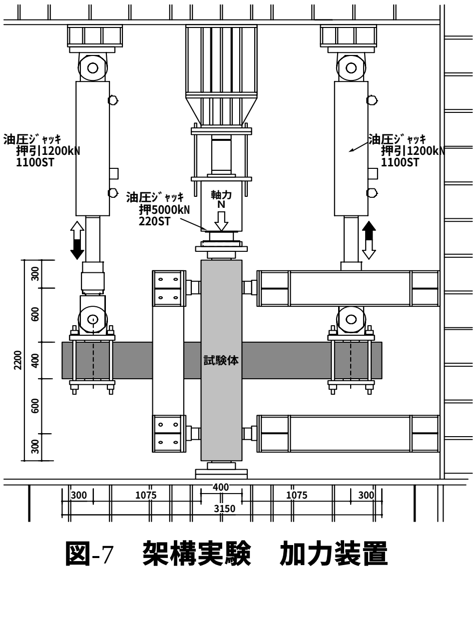


図-7 架構実験 加力装置

3. 実験結果

3.1 梁部材実験の結果

(1) 破壊経過

写真-1 に各試験体の最終破壊状況の写真を，図-8 に各試験体のせん断力(Q)-部材変形角(R)の関係を示す．各試験体とも曲げ破壊となり，コンクリート強度，PCa 化の有無による変形性能，強度への大きな違いは見られなかった．どの試験体も，0.001rad.程度で曲げひび割れ,0.002rad.程度でせん断ひび割れが生じた．主筋は，一段筋が 0.015rad.までに，二段筋は 0.02rad.までに降伏しはじめた．最大強度は No.2 試験体の正側が 0.03rad.，その他の試験体は 0.04rad.で達し，0.04rad.の繰り返しまで強度低下のない安定した履歴性状を示した．3 体とも最終的には梁端部のせん断補強筋が破断し，梁端部のせん断変形の増加とともに梁主筋が折れ曲がり破壊に至った．また，PCa 工法とした No.3 の水平および鉛直に設けた打継部でのずれ変形は見られなかった．

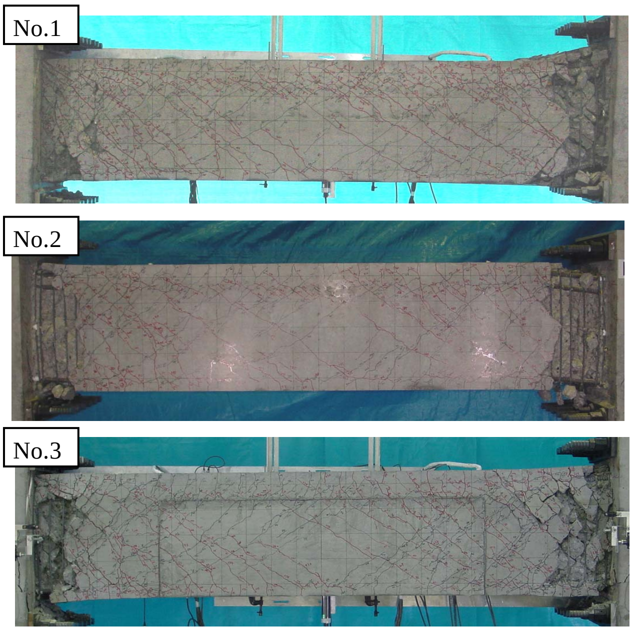


写真-1 梁試験体 最終破壊状況

(2) 実験結果と計算値の比較

表-7 に実験値と計算値の比較を示す．曲げ略算式 3)に対する実験値／計算値の値は 1.19～1.21 であり，ACI 曲げ強度式 4)に対する実験値／計算値の値は 1.15～1.17 となった．

靱性指針式 5)により，材料試験結果を用いて算定した付着応力度に対する付着割裂強度の比は，1 段目主筋で 1.05～1.20 であり，顕著な付着割裂ひび割れは見られなかった．また，PCa 工法とした No.3 の AIJ「現場打同等型プレキャスト RC 構造設計指針(案)」6) のせん断摩擦式（摩擦係数μ=0.6 として算定）による水平打継強度の実験値／計算値の値は 1.38 であった．

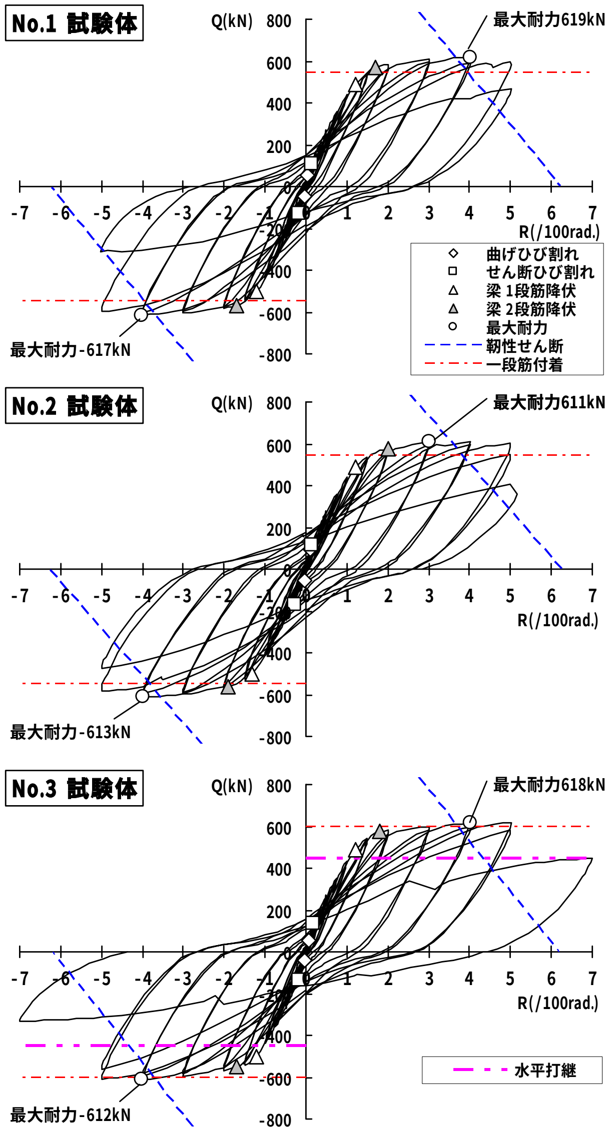


図-8　梁試験体 せん断力(Q)-部材変形角(R)関係

(3) 梁主筋のひずみ分布

図-9 に一体打ちの No.1 と PCa 工法の No.3 の主筋のひずみ度分布を示す. No.3 は梁端部から 0.75D の位置に主筋の機械式継手を設けているが, 主筋が降伏に至った部材変形角 R=0.02rad.まで比較すると、No.1 との違いは見られなかった。

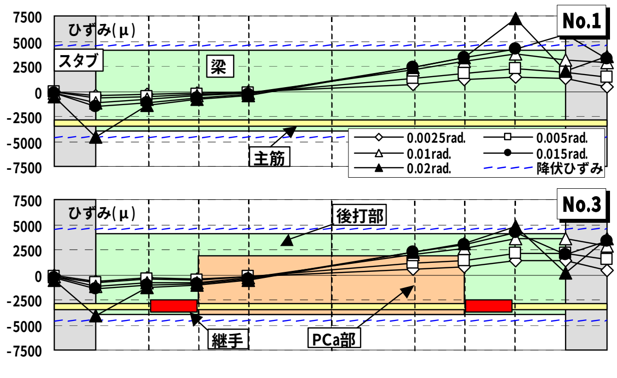


図-9　梁主筋のひずみ分布

表-7　梁部材実験 結果一覧

試験体名			No.1		No.2		No.3	
初期剛性 kN/mm	実		72.3		45.7		48.5	
	計*1		89.8		80.3		91.7	
	実/計		0.80		0.57		0.53	
加力方向			正	負	正	負	正	負
曲げひび割れ kN	実		57.6	46.0	92.9	51.4	55.5	39.3
	計*1		62.7	63.5	57.3	57.3	57.3	57.3
	実/計		0.92	0.73	1.62	0.90	0.97	0.69
最大強度	実		619	617	611	613	618	612
破壊形式			曲げ破壊		曲げ破壊		曲げ破壊	
曲げ強度 kN	①計*2		513		513		513	
	実/計		1.21	1.20	1.19	1.19	1.20	1.19
	計*3		531		524		533	
	実/計		1.17	1.16	1.16	1.17	1.16	1.15
せん断強度 kN	②計*4		741		697		739	
	実/計		0.83	0.69	0.88	0.74	0.84	0.69
付着割裂強度 N/mm²	一段筋	τ_{bu1}*5	4.73	5.13	4.72	5.38	5.23	5.23
		τ_{f1}*5	4.48	4.48	4.48	4.48	4.48	4.48
		τ_{bu1}/τ_{f1}	1.06	1.15	1.05	1.20	1.17	1.17
	二段筋	τ_{bu2}*5	5.59	5.59	5.60	5.60	6.18	6.18
		τ_{f2}*5	3.36	3.36	3.36	3.36	3.36	3.36
		τ_{bu2}/τ_{f2}	1.66	1.66	1.67	1.66	1.84	1.84
水平打継強度 kN	計*6		—		—		446	
	実/計		—		—		1.38	
せん断余裕度	①/②		1.44		1.36		1.44	

*1 文献 3)による　*2：略算式　*3:ACI 曲げ強度式
*4:靭性指針によるせん断強度(但し, $\nu_0=1.70\sigma_B^{-1/3}$, Rp=0.02)
*5：靭性指針　*6：現場打同等型プレキャスト RC 構造設計指針(案)[6)]

3.2　架構実験の結果

(1) 破壊経過

図-10 に各試験体の層せん断力(Q)-層間変形角(R)関係, 写真-2 に正側最大強度時のひびわれ発生状況を示す. 最終破壊形式は B1, B2, B3 が梁曲げ降伏後の接合部破壊, B5 が梁曲げ破壊であった.

B1,B2,B3 はいずれも同様な破壊性状を示し, 梁主筋の継手位置の違いによる強度・変形性能への影響は見られなかった. B1,B2,B3 の各試験体とも±0.00125rad.のサイクルで梁に曲げひび割れが生じ, ±0.01rad.のサイクルで梁主筋一段筋の降伏と, 接合部にせん断ひびわれが生じた. 0.015rad.～0.02rad.で梁主筋の二段筋が降伏するとともに, B1 は+0.015rad.で, B2,B3 は+0.03rad.でそれぞれ最大強度を示した. その後, 各試験体とも±0.04rad.の 1 サイクルまで強度を維持し, 紡錘型の安定した履歴性状を示した. ±0.04rad.の 2 サイクル目以降, 接合部の損傷が大きくなり強度低下したが, ±0.07rad.まで脆性的な破壊は生じなかった. B5（ト型）試験体は±0.0075rad.で接合部のせん断ひびわれが生じた後, ±0.015rad.で梁主筋一段筋が, ±0.02rad.で梁主筋二段筋がそれぞれ降伏した. その後＋0.04rad., －0.05rad.で最大強度を示し, ±0.05rad.まで強度低下の無い紡錘形の履歴性状を示した. +0.07rad.まで接合部の損傷はほとんど無く, 損傷は梁端部に集中していた.

表-8　架構実験 結果一覧

試験体		B1		B2		B3		B5	
		R	Q	R	Q	R	Q	R	Q
梁曲げひびわれ	正	0.13	105	0.16	105	0.06	59	0.07	34
	負	-0.12	-101	-0.13	-95	-0.06	-50	-0.08	-37
接合部せん断ひびわれ	正	0.90	447	0.90	374	0.95	421	0.70	177
	負	-0.86	-426	-0.80	-350	-1.00	-416	-0.71	-156
梁主筋降伏(1 段筋)	正	0.85	429	1.41	504	1.40	532	1.50	295
	負	-0.90	-439	-1.41	-510	-1.30	-494	-1.30	-233
①最大荷重	正	1.51	522	3.01	558	3.01	579	3.99	331
	負	-3.01	-503	-3.01	-549	-3.02	-565	-5.02	-266
破壊形式※		BS		BS		BS		B	
計算値		（）内は負							
②接合部せん断		525		646		678		423	
③梁曲げ		491		526		526		309（-217）	
接合部せん断余裕度	②/③	1.07		1.23		1.29		1.37（1.95）	
実験値/計算値 ①/③	正	1.06		1.06		1.10		1.07	
	負	1.02		1.04		1.07		1.22	

※B：梁曲げ破壊，BS 梁曲げ降伏後接合部せん断破壊

単位：R(変形角) /100rad.，Q(荷重) kN

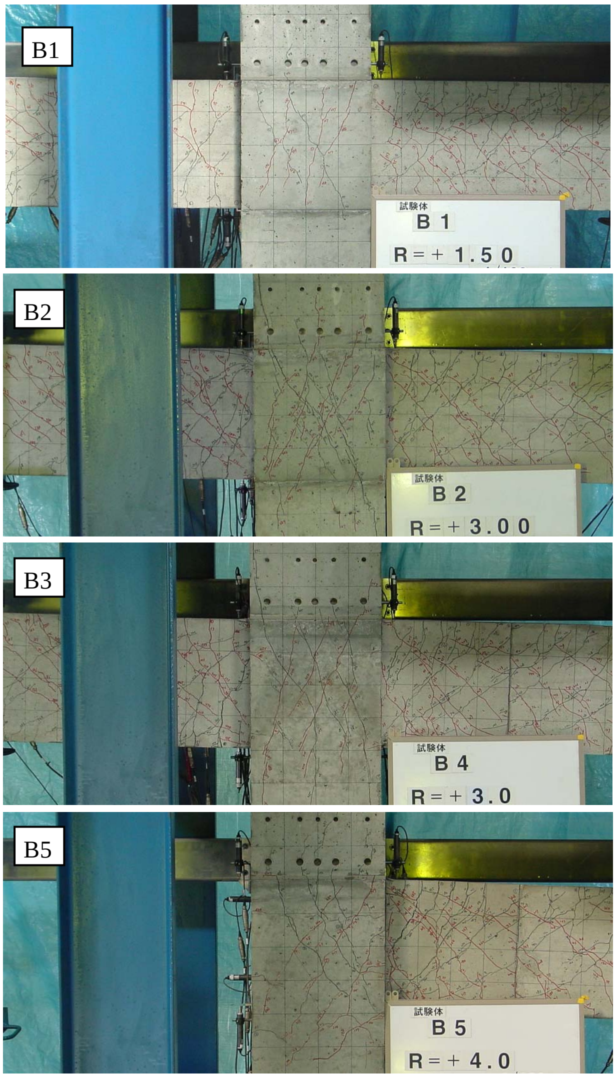


写真-2　架構実験 ひび割れ発生状況(最大耐力時)

(2) 実験結果と計算値の比較

表-8 に実験値と計算値の比較を示す．梁曲げ強度は略算式 [3)]，柱梁接合部せん断強度は靭性指針式 [5)]（前報 [2)] において接合部せん断強度は指針式を用いて評価可能であることを確認）で算定した．実験による梁曲げ耐力/計算値は，1.06～1.10 となっており，高強度主筋を用いた場合も略算式で評価可能である．また，指針式を用いた試験体設計時における接合部せん断余裕度を 1.1 程度確保することで，梁曲げ降伏を先行させる破壊形式とすることが出来た．

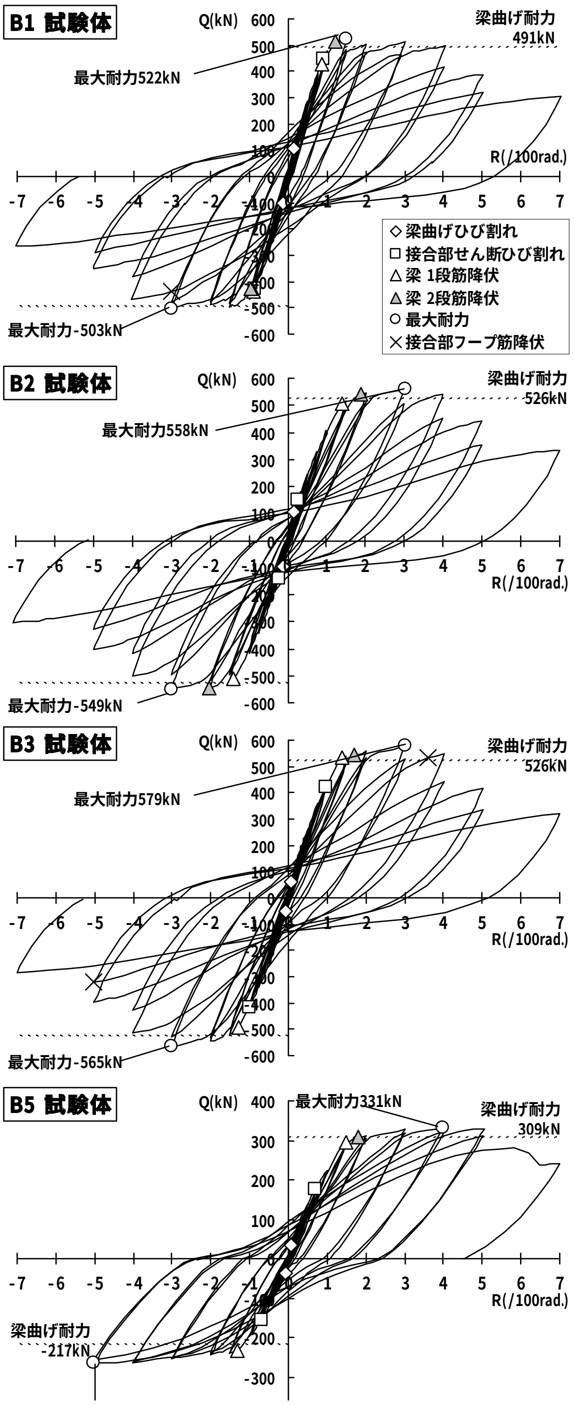


図-10　架構試験体
層せん断力(Q)-層間変形角(R)関係

(3) 梁主筋の継ぎ手位置の違いによるひずみ分布

図-11 に B1，B2，B3 試験体の梁主筋（上端一段主筋）のひずみ分布を示す．ひずみは正加力時のピーク 0.02rad. までであり，図中には主筋に機械式継手を用いた位置も示した．主筋が SD490 の B1 試験体は，降伏時の層間変形角が USD685 の B2,B3 よりも小さくなるが，3 体ともにほぼ同様のひずみ分布を示しており，主筋の強度，及び継手位置･有無による違いはほとんど確認されなかった．

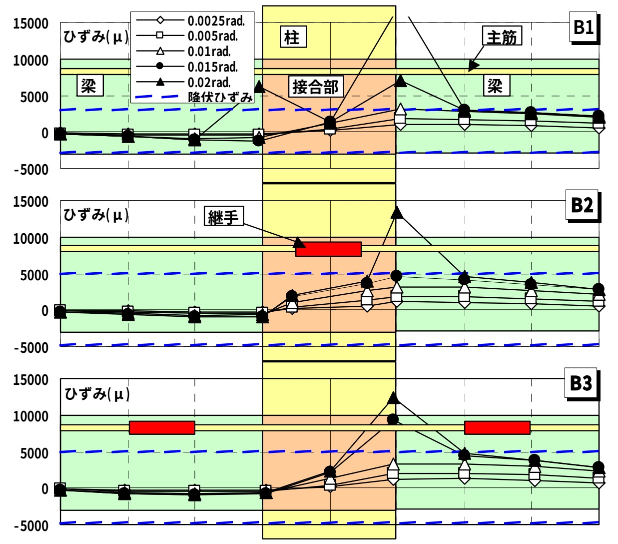


図-11　**架構実験 梁主筋のひずみ分布**

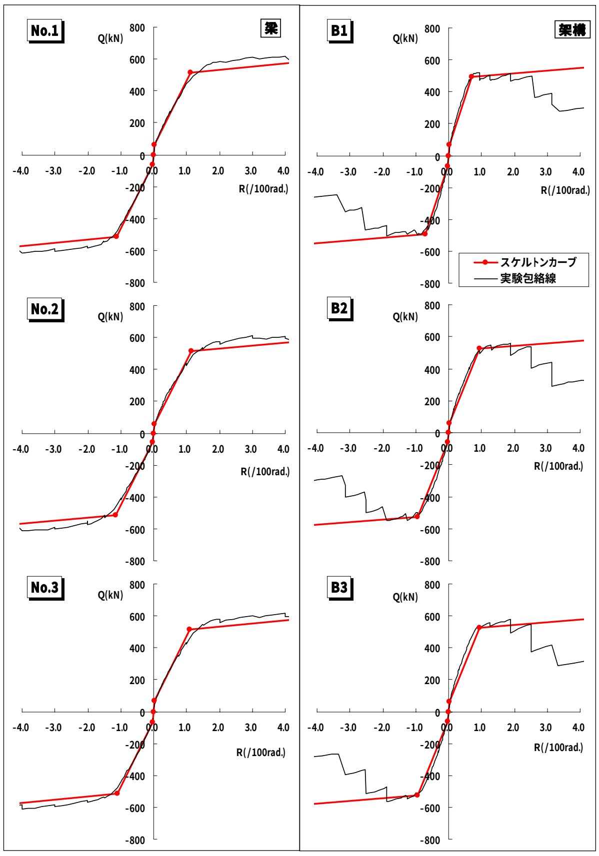


図-12　**スケルトンカーブの比較**

4. 履歴特性

モデル化による履歴特性を評価するため，梁，及び架構試験体の履歴特性の実験値と計算値(モデル)との比較を行った。梁では 3 体全てについて，架構においては十字型の試験体（B1，B2，B3）の 3 体について比較を行った．

4.1 スケルトンカーブの比較

図-12 に実験による包絡線と計算値によるスケルトンカーブを示す．スケルトンカーブはトリリニア型とし，初期剛性・降伏点剛性低下率・曲げ耐力の計算値は文献3)の計算式により，曲げ耐力は略算式による．架構試験体，梁試験体ともにモデル化したスケルトンカーブは実験値の包絡線を比較的良く評価している．

4.2 履歴ループの比較

図-13 に実験による履歴と計算値による履歴特性を示す．4.1 に示したスケルトンカーブを用い Takeda モデルによる履歴ルールに従い履歴特性をモデル化した．試験体ごとに主筋降伏以前の 0.01rad. までと，降伏後の 0.02rad. までをそれぞれ示す．梁部材，架構ともに，計算値は実験の履歴ループを比較的良く評価している．

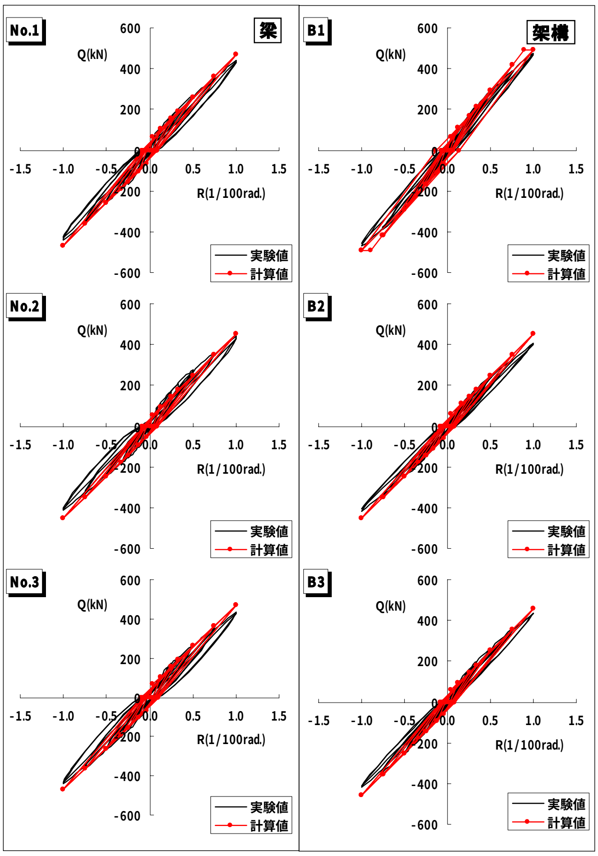
4.3 等価粘性減衰定数の比較

各試験体の計算値（Takeda モデル）と，実験値の等価粘性減衰定数の比較を図-14 に示す．等価粘性減衰定数を算出する際の三角形の面積は，各ループの最大変形時を頂点とした．初期勾配を有する第一サイクルと，梁が曲げ降伏する 0.01rad.以降は，実験値が計算値をやや下回っているが全体的によく対応している．

5. まとめ

・主筋に高強度鉄筋 USD685 を用いた梁部材実験により，曲げ強度計算値は，略算式及び ACI 規準式のいずれの式においても最大強度を 1.15～1.21 の間で精度よく評価できた．
・梁部材実験より，一体打ちと PCa 工法の試験体においてひび割れ，強度および変形性能に大きな差異は見られず，PCa 部材も一体打と同様の方法で評価できる．
・梁曲げ降伏先行の架構試験体は，0.04rad. まではほとんど耐力低下せず，紡錘型の安定した履歴性状を示し，高強度材料を使用した場合にも十分な変形性能を確保することができた．
・架構実験において，梁主筋の機械式継手の有無・位置における強度，及び変形性能に差異は見られず，梁曲げ降伏先行型の架構の性状を既存の評価式で評価できた．
・梁部材・架構ともに，履歴特性は Takeda モデルを用いて評価することが可能である．

R=0.01rad.まで



R=0.01～0.02rad.

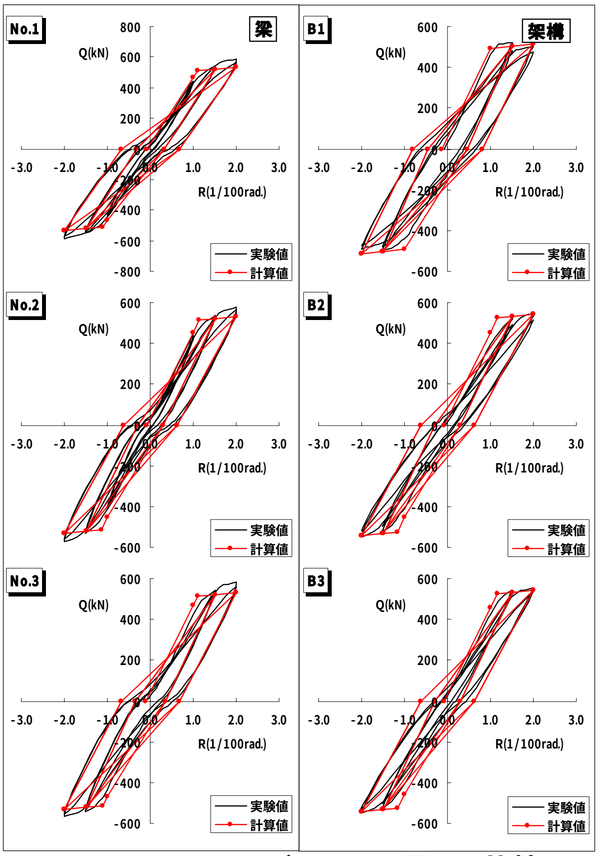


図-13　Takeda **モデルによる履歴の比較**

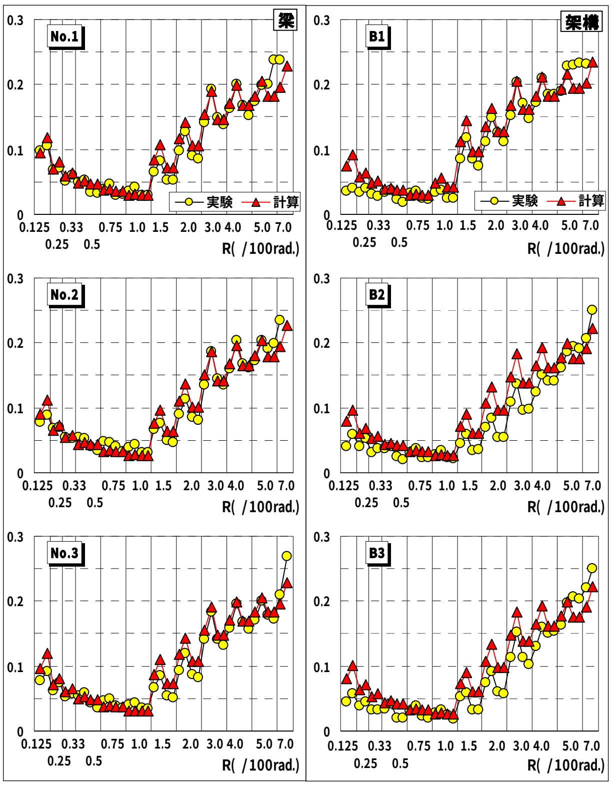


図-14　**等価粘性減衰定数の比較**

参考文献

1) 岩岡 他：超高強度材料を使用した鉄筋コンクリート造柱の構造性能に関する実験的研究，前田建設技術研究所報 Vol.43, p.59-66, 2002.10

2) 堀 他：超高強度鉄筋コンクリート造柱梁接合部および梁部材の構造性能に関する実験的研究，前田建設技術研究所報 Vol.44, p.93-100, 2003.10

3) 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」1999

4) Building Code and Commentary ACI 318-95 / 318R-95 , 1995

5) 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造の靭性保証型耐震設計指針・同解説」1997

6) 日本建築学会「現場打同等型プレキャスト RC 構造設計指針(案)」2002