

論文 梁曲げ降伏型高層 RC チューブ骨組の構造性能に関する実験的研究

岡安隆史^{*1}・永井 寛^{*2}・加藤友康^{*3}・別所佐登志^{*4}

要旨：X 形筋併用短スパン梁を使用し，柱梁接合部内で梁の平行筋を機械式継手，X 形筋をプレート定着させた梁降伏先行型高層 RC チューブ架構十字形柱梁骨組を対象として施工要因(柱梁コンクリート打継ぎの有無)及び接合部耐力要因(コンクリート強度，補強筋量)に着目した構造性能確認実験を実施した。その結果，施工要因は骨組構造特性にほとんど影響しない。接合部耐力要因による接合部せん断指標(梁曲げ降伏時せん断力に対する接合部せん断耐力の比)と骨組限界変形角(接合部靱性)との間には明確な相関があった。
キーワード：高層 RC, チューブ架構, 短スパン梁, 柱梁接合部内継手定着, コンクリート打継ぎ

1. はじめに

我国の超高層 RC は純ラーメン架構を主体として発展してきたが，近年，より大空間を可能とするチューブ架構等によりフリープラン等の多様な建築計画を実現する要求が高まってきた。チューブ架構の場合，図-1に示すような短スパン梁の採用が必然であり，X 形配筋の併用が合理的とされている¹⁾。このような短スパン梁を有する高層 RC 柱梁骨組では，梁主筋の接合を柱梁接合部内で行うのが施工上合理的な場合があり，筆者等は各種梁主筋継手・定着方式がチューブ骨組構造特性に与える影響を既往の実験で検証した²⁾。その結果，柱梁接合部内で平行筋は機械式継手，X 形筋を定着板により定着し，接合部補強筋も割バンド形式とするのが施工性も良く構造的にも問題無いと報告した。

実施工にあたって，現場作業での柱梁コンクリート強度打分け工法としてエキスパンドメタルおよびエアフェンスを用いることが考えられるが，このような工法が構造的に実証された例はない。また，梁プレキャストに関しては，多数の研究が行われているが，X 形配筋を併用した短スパン梁を対象とした研究は少ない。

そこで，本実験研究では，梁降伏型骨組とし

て設計した短スパン梁を有する高層 RC チューブ架構柱梁骨組を対象として，梁主筋接合法や接合部補強筋形式を図-1と同様とし，更に柱梁コンクリート強度打分け工法及び梁プレキャスト工法を採用した場合の構造性能を把握し，実施設計資料の蓄積を目的とした。

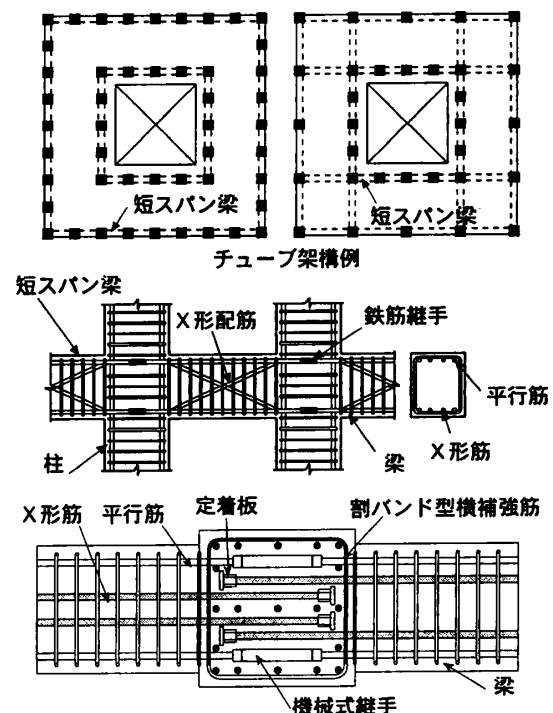


図-1 チューブ架構方式の提案

*1 鹿島建設(株)技術研究所 建築技術研究部 工修(正会員)

*2 鹿島建設(株)小堀研究室 工修(正会員)

*3 鹿島建設(株)技術研究所 建築技術研究部 主管研究員 工修(正会員)

*4 多摩建築構造研究室 (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体名	JB3	JB3-SP1	JB3-SP2	BB1	BB1-PC	JB3-PC
コンクリート強度 Fc (MPa)	80	80 40	80 40	40	40 40	80 40
施工条件	コンクリート 一体打ち	柱梁コンクリート 強度分離打設 (エキスパンド・メタル)	柱梁コンクリート 強度分離打設 (エアフェンス)	コンクリート 一体打ち	梁プレキャスト	
柱・梁配筋	柱 Bc×Dc 550×550(mm) 主筋 14-D25 SD490 横補強筋 6-D10 SD785@50 (Pw=1.56%)			梁 Bb×Db 450×550(mm) 主筋 8-D25 SD490 (平行筋) 4-D25 SD490 (X形筋) 横補強筋 2-D10 SD785@50 (Pw=0.63%)		
接合部補強筋 (割バンド形式)		2-D10 SD785@75 (Pw=0.35%)		2-D10 SD785@40 (Pw=0.65%)		2-D10 SD785@75 (Pw=0.35%)

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体一覧を、図-2 に試験体配筋図を、図-3 に柱梁接合部詳細を示す。表-2 にコンクリート及び鉄筋の材料特性を示す。

試験体は 1/1.5 縮尺であり、梁曲げ降伏が先行するように設計された計 6 体である。せん断スパン比は柱・梁ともに 1.5 の短スパンである。柱及び梁の配筋は全試験体に共通である。また、梁主筋は接合部内において、平行筋は機械式継手で継がれ、X 形筋は特殊定着金物（以後「定着板」）で定着されている。ここで特殊定着金物とは円形プレート付定着ナット³⁾のことである。接合部の横補強筋は、コの字形に折り曲げた 2 本の鉄筋を重ね継手（重ね長さ $40d_b$ ）で継ぐ形式としている（割バンド形式）。

試験体のパラメータは①柱・梁のコンクリート強度分離打設の有無、②梁プレキャストの有無、③コンクリート強度、④接合部横補強筋量である。

ここで、③は架構全体のコンクリート強度の違いによる影響、およびコンクリート強度が柱に比較して低い場合の梁プレキャストの影響を把握するための因子である。④は既往の実験²⁾の結果を踏まえて、接合部横補強筋量のみを実験因子とし、その影響を把握するためのものである。なお、本論での接合部横補強筋比 jP_w は 1 組の接合部せん断補強筋断面積 (a_w) を柱幅 (Bc) と接合部せん断補強筋の間隔 (x) の積 ($Bc \cdot x$) で除すことによって算出した。

各試験体の特徴としては、JB3、JB3-SP1、

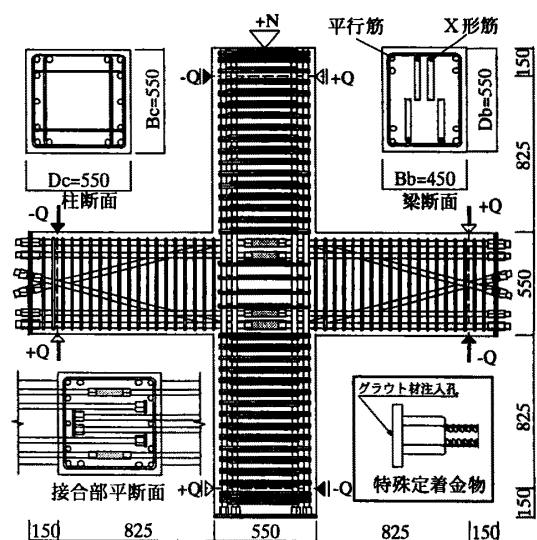


図-2 試験体配筋図

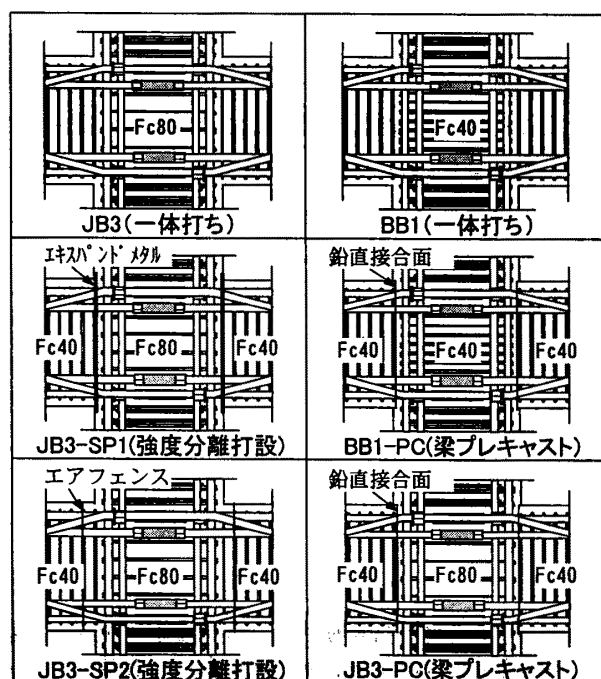


図-3 柱梁接合部詳細図

表-3 コンクリートの機械的性質

試験体		圧縮強度 σ_B (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (10^4 MPa)
JB3		79.1	4.43	3.64
JB3-SP1	柱	86.6	4.82	3.80
	梁	44.3	3.02	2.83
JB3-SP2	柱	88.3	4.68	3.79
	梁	45.2	3.20	2.76
BB1		47.6	3.55	2.78
BB1-PC	柱	44.3	3.04	2.70
	梁	50.3	2.90	2.77
JB3-PC	柱	82.2	4.63	3.55
	梁	46.0	3.25	2.94

表-3 鉄筋の機械的性質

鋼種	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (10^5 N/mm ²)
D25-SD490	505	682	1.96
D10-SD785	867	1041	2.19

JB3-SP2 試験体は、梁端部でのコンクリート強度分離打設の影響を把握する目的の試験体で、JB3 は Fc80 の一体打ちの基本試験体である。これに対し、JB3-SP1 は梁端部に設置したエキスパンドメタル、JB3-SP2 はエアフェンスによりコンクリート強度の分離打設（柱 Fc80、梁 Fc40）を行ったものである。ここで、エキスパンドメタルとは、網目状の鉄製コンクリート打継ぎ専用板のことである。エアフェンスとは、数本のエアチューブに空気を導入する事でフェンスを形作るものである。なお、JB3-SP1 および JB3-SP2 のコンクリートは、柱コンクリートの打設硬化後に梁を打設した。

一方、BB1、BB1-PC、JB3-PC 試験体は、梁プレキャストの影響を把握する目的の試験体で、BB1 は Fc40 の一体打ちの基本試験体である。

これに対し、BB1-PC 及び JB3-PC は梁プレキャストとしたもので、梁は両試験体とも Fc40 で、柱及び柱梁接合部は BB1-PC が Fc40、JB3-PC が Fc80 である。なお、プレキャストの端面は、条件が厳しくなるように、特別な端面処理はせず平坦な面とした。

2.2 加力方法

加力は、柱の上下端をピン・ローラー支持し、柱に軸力 ($N=0.05F_c \cdot B_c \cdot D_c$) を作用させ、梁の左右端部を油圧ジャッキにより左右逆対称せん断力を正負繰り返し作用させた。載荷履歴は層間変形角 R で制御し、 $R=1/400\text{rad.}$ を 1 回、 $1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/50$ 、 $1/25$ をそれぞれ 2 回繰り返し、最終的に $1/10\text{rad.}$ まで加力した。

3. 実験結果および考察

表-4 に実験結果一覧、図-4 に荷重-変形関係、図-6 にひび割れ状況例 (JB3) を示す。

3.1 実験経過

各試験体の破壊状況はほぼ同様であり、梁曲げ降伏後に柱梁接合部のせん断破壊が生じた。以下に破壊状況を記述する。

① 層間変形角 $R=1/400\text{rad.}$ のサイクルにおいて、各試験体とも梁に曲げ・曲げせん断・せん断ひび割れが生じ、柱に曲げひび割れ、接合部にせん断ひび割れが生じた。

② $R=1/200\text{rad.}$ サイクルにおいて、柱に曲げせん断ひび割れが生じ、梁 X 形筋が降伏した。

表-4 実験結果一覧

試験体名	実験値			計算値					
	最大耐力		限界変形角 R_{95} ⁽¹⁾ ($\times 10^{-2}\text{rad.}$)	梁曲げ強度		柱曲げ強度		接合部せん断強度	
	$eQ_{\max}$ (kN)	eR ($\times 10^{-2}\text{rad.}$)		bQ_u ⁽²⁾ (kN)	$\frac{eQ_{\max}}{bQ_u}$	cQ_u ⁽²⁾ (kN)	$\frac{eQ_{\max}}{cQ_u}$	pQ_u ⁽³⁾ (kN)	$\frac{eQ_{\max}}{pQ_u}$
JB3	896	2.0	4.0	847	1.06	1284	0.70	1281	0.70
JB3-SP1	871	4.0	5.5	802	1.09	1299	0.67	1340	0.65
JB3-SP2	870	4.0	5.6	803	1.08	1303	0.67	1335	0.65
BB1	856	2.0	3.0	807	1.06	1076	0.80	994	0.86
BB1-PC	832	2.0	3.0	811	1.03	1065	0.78	947	0.88
JB3-PC	853	2.0	3.9	804	1.06	1291	0.66	1235	0.69

(1) 限界変形角: 荷重-変形包絡線上で最大耐力の95%に耐力が低下した時の変形角

(2) ACI に示される曲げ終局強度時コンクリートブロックを用いた曲げ終局強度時梁せん断力。

(3) 接合部せん断強度時梁せん断力、ただし接合部せん断応力度 $\tau_u = 1.56\sqrt{\sigma_B}$ [MPa] (文献4)参照

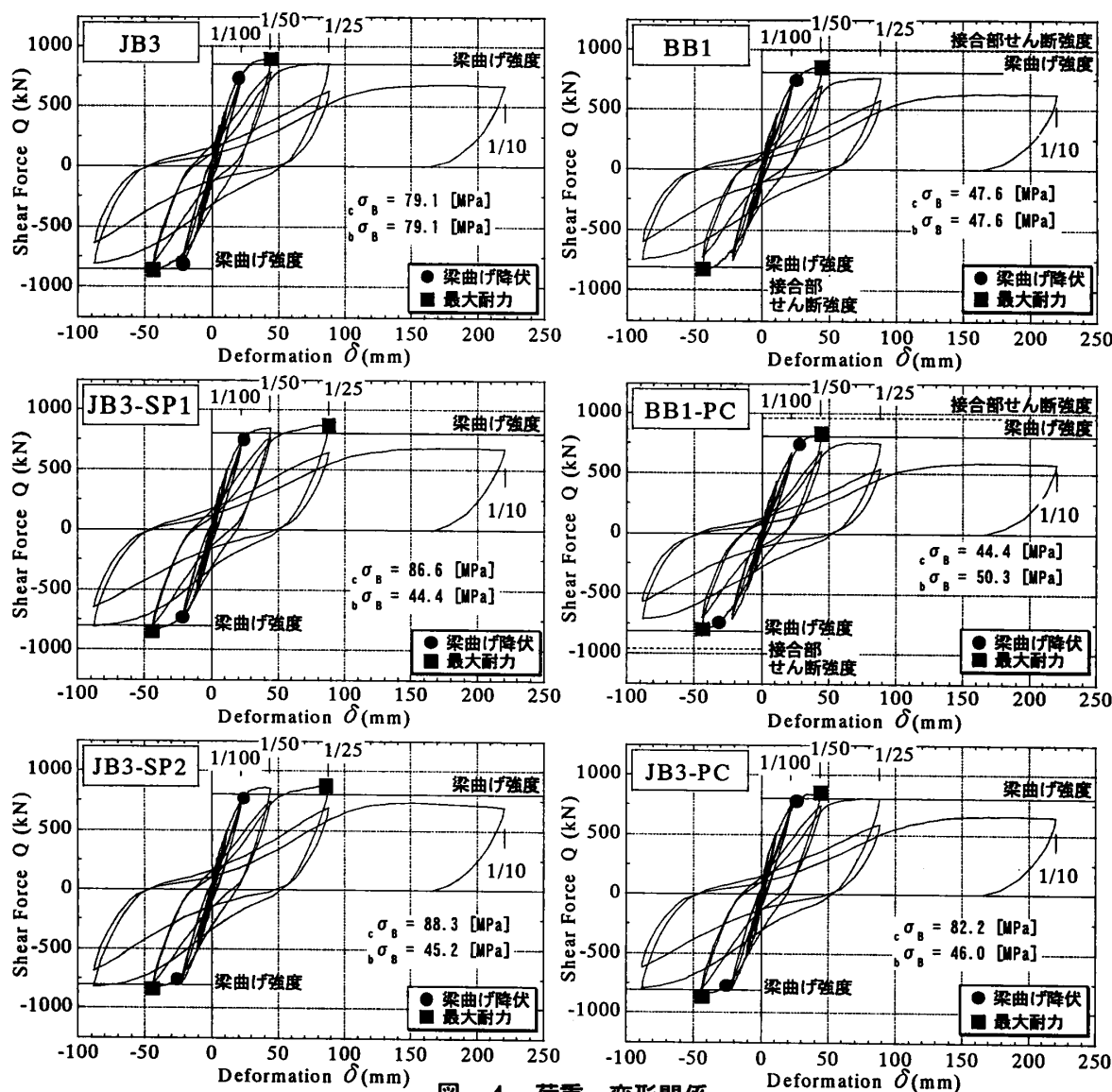


図-4 荷重-変形関係

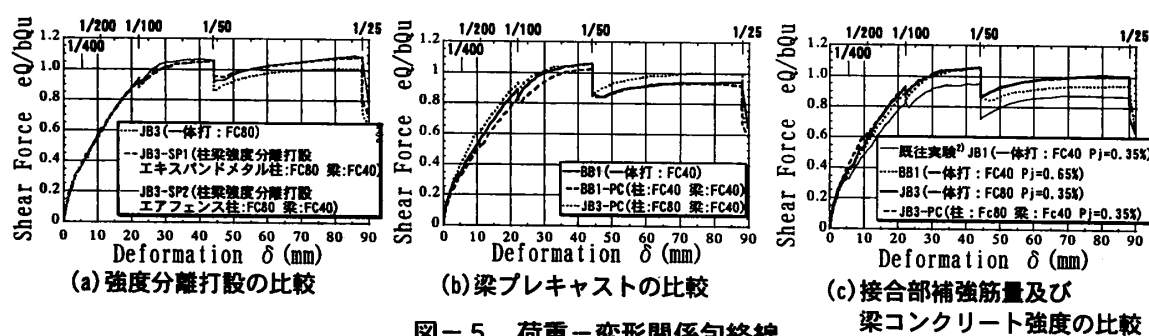


図-5 荷重-変形関係包絡線

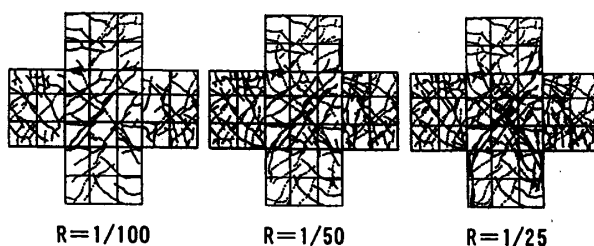


図-6 コンクリートひび割れ状況 (JB3)

③ $R=1/100$ rad. サイクルにおいて、柱せん断ひび割れが生じた。また、試験体 JB3 は梁降伏した。

④ $R=1/50$ rad. のサイクルにおいて、梁降伏した。続いて BB1-PC を除く各試験体で、接合部補強筋が降伏した。このサイクルで JB3-SP1, JB3-SP2 を除く各試験体は最大耐力となった。

⑤ $R=1/25\text{rad.}$ サイクルにおいて、柱梁の強度分離打設を行った JB3-SP1, JB3-SP2 は最大耐力となった。

3.2 荷重－層間変形関係

図－4 に梁せん断力－層間変形関係を示す。図中の●は梁降伏、■は最大耐力である。また、図中に梁曲げ耐力および接合部せん断耐力計算値を併記した。荷重－層間変形関係において、各試験体 (JB3-SP1, JB3-SP2 は除く) と同、 $R=1/50\text{rad.}$ で最大耐力となり、ループ形状に相違は見られなかった。表－4 にも示す様に最大耐力は、梁曲げ強度計算値 (bQ_u) の 1.03～1.09 倍とほぼ一致していることがわかる。なお、最大耐力以降の耐力低下については、 $1/25\text{rad.}$ サイクルで、各試験体 (低下のない JB3-SP1, JB3-SP2 を除く) と同最大耐力の 0.89～0.95 倍となり、最終サイクルの $1/10\text{rad.}$ まで急激な耐力低下はなかった。

3.3 荷重－層間変形包絡線

図－5 に梁せん断力－層間変形関係包絡線を示す。なお、図中の縦軸は、実験荷重値 (eQ) を梁曲げ強度計算値 (bQ_u) で除す (eQ/bQ_u) ことで無次元化した。また、最大耐力の比較を表－4 に示す。

(1) 柱梁コンクリート強度分離打設の比較

図－5 (a) に、柱梁コンクリート強度分離打設の有無による影響を比較する。一体打ち試験体 (JB3) に対し、強度分離打設試験体 (JB3-SP1, JB3-SP2) は、荷重－層間変形関係において相違が無かった。最大耐力値は、いずれも JB3 の 0.97 倍と差がなかった。ただし、JB3 の最大耐力は層間変形角 $1/50\text{rad.}$ 時であり、層間変形角 $1/25\text{rad.}$ では耐力が若干低下したのに対し、JB3-SP1, JB3-SP2 は層間変形角 $1/25\text{rad.}$ まで耐力低下がなかった。後者の方が梁のコンクリート強度が小さいが、靱性能がやや増大する結果となった。その理由は、3.5 節 (接合部せん断指標についての検討) で述べる。

(2) 梁プレキャスト化の比較

図－5 (b) に、梁プレキャスト化の有無を比

較する。一体打ち試験体 (BB1) に対し、梁プレキャスト試験体 (BB1-PC, JB3-PC) は荷重－層間変形関係において、ほぼ同様の挙動を示した。最大耐力については、BB1 の 0.97 倍、1.00 倍となり、梁プレキャスト化による耐力低下はなかった。

(3) 接合部せん断補強筋量の比較

図－5 (c) に、接合部せん断補強筋量の影響の比較として、コンクリート一体打ち試験体 BB1 と既往実験²⁾の JB1 試験体の関係を示す。BB1 の補強筋比は 0.65%, JB1 の補強筋比は 0.35% であり、その他のパラメータはすべて同等である。なお、JB1 試験体の破壊形式は BB1 と同様に梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊であった。最大耐力において、接合部補強筋の多い BB1 は、JB1 の 1.12 倍となり、接合部補強筋量を増やすことで架構としての耐力が増加した。現状の設計式では、耐力において接合部せん断補強筋量は直接考慮されておらず、今後の検討課題である。

(4) 梁コンクリート強度の比較

図－5 (c) に、梁コンクリート強度の影響に関する比較を示す。Fc80 一体打ち試験体 (JB3) に対し、柱及び柱梁接合部は Fc80 で、梁を FC40 とした試験体 (JB3-PC) は、荷重－層間変形関係において相違が無かった。

3.4 柱－梁接合面のずれ

図－7 に柱－梁接合面のずれ変位の推移 (BB1, BB1-PC) を示す。ここで、ずれ変位とは、柱梁接合部と梁端部での鉛直方向変位差である。層間変形角 $1/50\text{rad.}$ まで、グラフはほぼ直線的で柱梁接合端部の弾性挙動を示しており、一体打ち試験体の BB1 と比較して BB1-PC は相違が無く、梁プレキャスト面ではずれが生じていないと思われる。他の試験体も同様の挙動を示しており、本実験における梁プレキャスト及び強度分離打設試験体はコンクリート一体打ち試験体と同等に、柱梁接合面の一体性が保たれていると思われる。

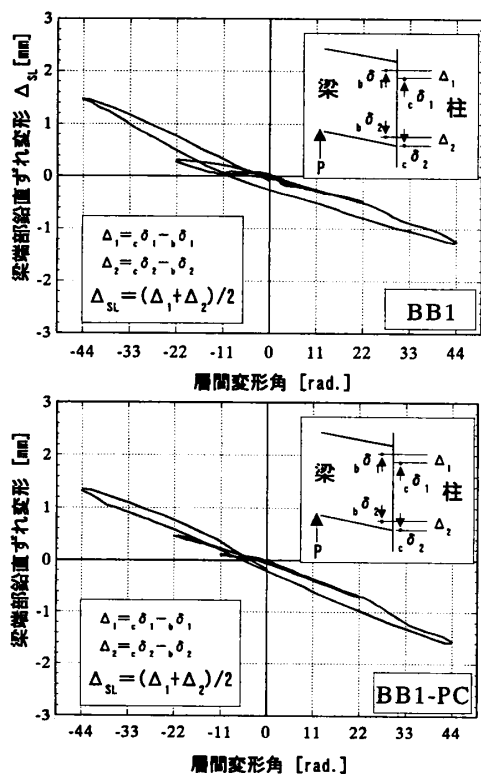


図-7 柱-梁接合面のずれの推移

3.5 限界変形角-接合部せん断指標関係

梁曲げ降伏後に接合部せん断破壊となる場合の接合部靱性能の評価として靱性保証型設計指針⁵⁾に評価方法が示されているが、本論では限界変形角と接合部せん断指標の関係から評価する。ここで、限界変形角(R_{95})を最大耐力の95%に耐力が低下した時の変形角と定義した(図-8)。なお、荷重-変形関係包絡線において、最大耐力以降は、各サイクルのピークを結ぶことで、実験の荷重-変形関係とし、最大耐力の95%に耐力が低下した点を算出した。また、接合部せん断指標は接合部パネルのせん断耐力計算値(pQu)を梁曲げ耐力計算値(bQu)で除したものとした。図-9に限界変形角-接合部せん断指標関係を示す。また、図中に既往実験²⁾の結果から、梁曲げ降伏後接合部破壊型の試験体4体も併せてプロットした。図-9から、限界変形角(R_{95})と接合部せん断指標には高い相関性(相関係数 0.90)があり、JB3-SP1, JB3-SP2では、接合部せん断指標が高いので、他の試験体に比較して靱性に富んでいる。

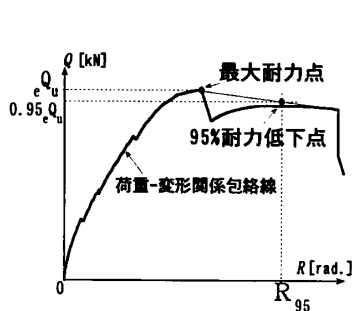


図-8 限界変形の算出法

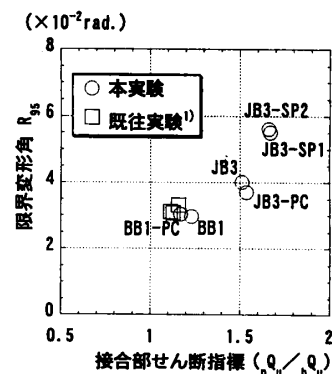


図-9 限界変形角-接合部せん断指標関係

4. まとめ

X形配筋を有する高層RCチューブ架構十字形骨組の水平加力実験により以下の知見が得られた。

- (1) 柱梁接合部構造性能に対して、柱梁強度分離打設試験体と一体打ち試験体に顕著な差は認められなかった。従って、エアチューブおよびエキスパンドメタルを用いてコンクリート強度を柱(F_{c80})・梁(F_{c40})で打ち分ける工法は構造的に問題なく使用できる。
- (2) 柱梁接合部構造性能に対して、梁プレキャスト試験体と一体打ち試験体に顕著な差は認められなかった。従って、梁をプレキャスト化することは、構造的に十分実用可能である。
- (3) 接合部せん断指標(pQu/bQu)と骨組の限界部材角の関係には高い相関性がある。

参考文献

- 1) 永井 寛・加藤友康・別所佐登志：高強度材料を使用したX形配筋短スパン梁の曲げせん断性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，pp791-796，1996
- 2) 永井 寛・加藤友康・別所佐登志：X形配筋を有する高層RCチューブ架構骨組に関する実験的研究，日本建築学会大会梗概集(九州)，pp585-586，1998.9
- 3) 小西 寛・加藤友康・別所佐登志：特殊定着金物を用いたRC造梁主筋定着法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，pp1195-1200，1995
- 4) 丸田誠・別所佐登志，中村雅彦：超高層RC骨組の耐震性能確認実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.547-552，1993
- 5) 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(案)・同解説，1997