

梁端部で接合を可能とするヒンジリロケーション構法の開発 (その2) 十字形骨組の構造実験

Development of Hinge Relocation Construction Method in order to Joint at the End of Beams

(Part2) Structural Test of interior RC Beam-Column

赤井 冬来* 小寺 直幸*
 Fuyuki Akai Naoyuki Kodera
 金川 基* 高橋 孝二**
 Motoi Kanagawa Koji Takahashi
 飯塚 信一**
 Shinichi Iizuka

要 約

鉄筋コンクリート造の柱梁接合部のプレキャスト化は、躯体工事の大きな省力化を期待できる。プレキャスト部材の接続で一般的に用いられる機械式継手は、梁端部から梁せい D の1.0倍から1.5倍程度離れた位置に設ける必要があるが、この場合、十字に梁が取付く内柱の柱梁接合部は、運搬上の制約からプレキャスト化が困難となることが多い。本構法は、機械式継手を梁端部近傍に設けるために、梁端部を高強度鉄筋で補強してヒンジ位置を継手端部に移動させる技術(ヒンジリロケーション構法)である。

本報では、ヒンジリロケーション構法の構造性能確認を目的として実施した十字形骨組の構造実験結果を報告する。

目 次

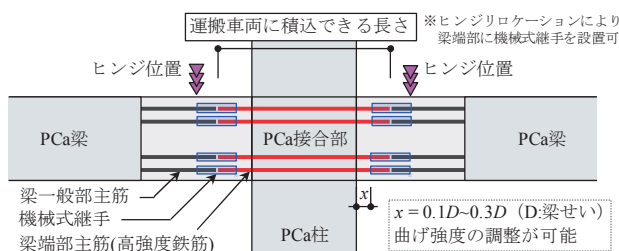
- § 1. はじめに
- § 2. 実験計画
- § 3. 実験結果
- § 4. 実験結果の検討
- § 5. まとめ

§ 1. はじめに

筆者らは、柱梁接合部のプレキャスト(以下、PCa)化による施工の合理化を目的として、ヒンジリロケーション(以下、HR)を応用する研究^{1),2)}を行っている。PCa部材の接続に用いられるA級機械式継手は、ヒンジ領域を避けた位置(柱面から梁せい D 以上離れた位置)に設ける必要がある。この場合、中柱接合部のPCa部材長さ(接合部せい+鉄筋突出長)は運搬車両で積込できる長さを超え、PCa化出来ないことが多い。本研究のHRは、梁端部から接合部内の主筋に対し、梁一般部の主筋よりも高強度な鉄筋を用いることで、ヒンジ位置を継手先端位

置に移動させるものである。図-1のようにHRを応用して機械式継手を梁端部に設置することで、運搬車両に積込できる長さとなり、PCa接合部として計画できる。

既報^{1,2)}では、HR梁の設計式の検証を目的として逆対称加力実験を実施し、梁端曲げ余裕度(梁端部曲げ強度/継手先端曲げ強度)を1.1程度以上確保することでHRを実現できること、せん断強度および付着強度は靱性指針式³⁾で概ね評価できる知見が得られた。本研究では、HR十字形骨組の構造実験を実施し、HRが成立する条件を確認するとともに、終局強度評価式を検討する。なお、本研究のHRは文献4)のように機械式継手を柱面に設けず、柱面から $0.1D \sim 0.3D$ 離して設けることを想定しており、曲げ強度の調整が可能である特徴を有する。



* 技術研究所建築技術グループ

** 技術研究所

表一 試験体諸元

試験体名	TB1	TB2	TB3	TB4
試験体タイプ	梁HR曲げ破壊 基準試験体	梁HR曲げ破壊 継手距離0.3D	接合部せん断 Fc 27	接合部せん断 Fc 36
コンクリート設計 基準強度 F_c (N/mm ²)	42		27	36
断面 $B \times D$ (mm)	300×450			
柱面から継手末端 までの距離 x (mm)	45(0.1D)	135(0.3D)	45(0.1D)	
梁 梁端部主筋	4+4-D19 (SD590) $p_f=2.10\%$		4+4-D19 (SD685) $p_f=2.10\%$	
梁一般部主筋	4+4-D16 (SD490) $p_f=1.45\%$		4+4-D16 (SD590) $p_f=1.45\%$	
梁端部 せん断補強筋	4-S6@50 (SD785) $p_w=0.85\%$		4-S6@35 (SD785) $p_w=1.22\%$	
梁一般部 せん断補強筋	4-S6@70 (SD785) $p_w=0.61\%$		4-S6@50 (SD785) $p_w=0.85\%$	
コンクリート設計 基準強度 F_c (N/mm ²)	60		27	36
断面 $B \times D$ (mm)	500×500			
軸力比	0.10			
柱主筋	12-D19 (SD490) $p_g=1.38\%$		14-D19 (SD490) $p_g=1.61\%$	
柱せん断補強筋	4-S6@50 (SD785) $p_w=0.51\%$			
接合部 コンクリート設計 基準強度 F_c (N/mm ²)	60		27	36
横補強筋	5-□-S6 (SD785) $p_w=0.22\%$			
余裕度 梁端部曲げ余裕度 ^{*1}	1.16	1.04	1.17	1.12
接合部 せん断余裕度 ^{*2}	1.24	1.11	0.74	0.78

※各種余裕度は梁せん断力に換算した値で算出 (3-1節と4-2節を参照)
 *1: 梁端部曲げ強度/継手先端曲げ強度 (ACI法)
 *2: 接合部せん断強度/継手先端曲げ強度 (制性指針)

表二 鉄筋の材料諸元

種別	降伏応力度 [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	使用箇所
D16 (SD490)	557.0	1.90×10^5	723.0	梁一般部主筋 (TB1, TB2, TB3)
D16 (SD590)	642.1	1.99×10^5	782.8	梁一般部主筋 (TB4)
D19 (SD490)	549.2	1.91×10^5	750.6	柱主筋
D19 (SD590)	651.5	1.95×10^5	834.1	梁端部主筋 (TB1, TB2, TB3)
D19 (SD685)	719.2	1.94×10^5	910.8	梁端部主筋 (TB4)
S6 (SD785)	868.7 ¹	1.77×10^5	1081.5	せん断補強筋, 接合部横補強筋

*1: 0.2%オフセット法により求めた。

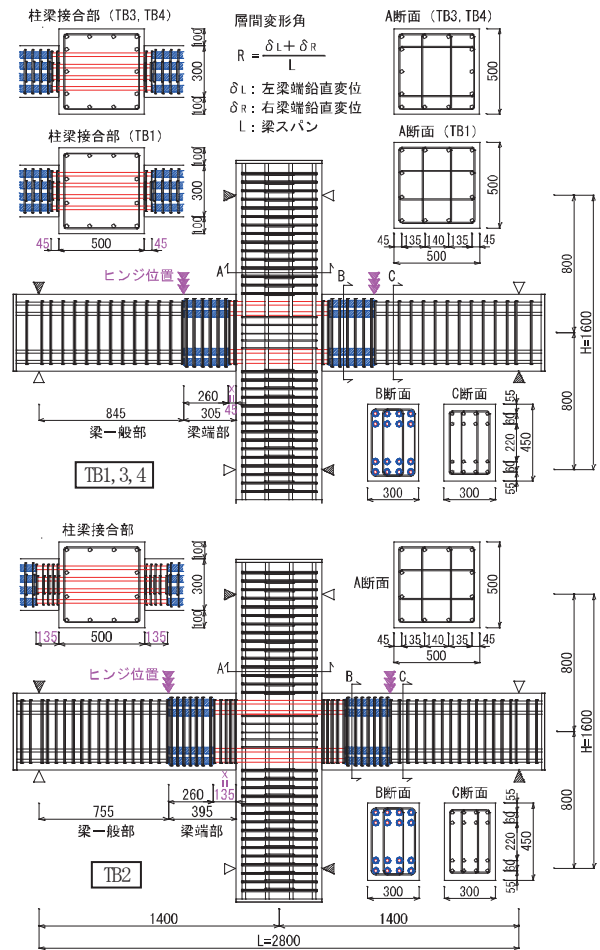
表三 コンクリートの材料諸元

部位	設計基準強度 [N/mm ²]	圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]	
TB1	梁	42	41.1	3.24×10^4	3.03
	柱・接合部	60	58.7	3.59×10^4	3.43
TB2	梁	42	41.1	3.24×10^4	2.77
	柱・接合部	60	58.3	3.65×10^4	3.17
TB3	梁	27	27.0	2.92×10^4	1.81
	柱・接合部	27	25.9	2.66×10^4	1.77
TB4	梁	36	35.9	3.10×10^4	2.11
	柱・接合部	36	35.1	3.02×10^4	2.12

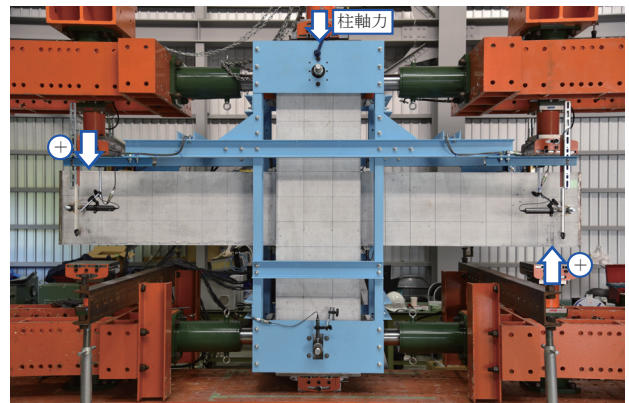
§2. 実験計画

2-1 試験体

試験体諸元を表一に、試験体形状および配筋を図一2に、鉄筋の材料特性を表二に、コンクリートの材料特性を表三に示す。試験体は、図一2に示す十字形骨組4体で、縮尺は実大の1/2程度である。実験因子は、柱面から継手末端までの距離 x (0.1D: TB1・TB3・TB4, 0.3D: TB2), 破壊形式 (梁 HR 曲げ破壊: TB1・TB2, 接合部せん断破壊: TB3・TB4) である。機械式継手はモルタル充填式とし、注入モルタルは曲げ降伏後の継手からの主筋抜け出し²⁾を小さくするため、120 N/mm²級を用いた。TB1は基準試験体であり、梁 HR 曲げ破壊 (想



図一 試験体形状および配筋



図三 セットアップ状況

定ヒンジ位置は継手先端)として計画した。TB2はTB1より x を 0.3D と大きくしており、TB1より梁の曲げ終局強度が大きく、梁端曲げ余裕度および接合部せん断余裕度 (接合部せん断強度/継手先端曲げ強度) が小さくなっている。TB3は柱梁のコンクリート設計基準強度 F_c を 27 N/mm² とすることで、接合部のせん断破壊が先行するように計画した。TB4はTB3と同様に接合部せん断破壊先行型だが、 F_c を 36 N/mm² と大きくした。接合部への入力せん断力を大きくするため、梁一般部主筋にSD590、梁端部および接合部内主筋にSD685を用いた。

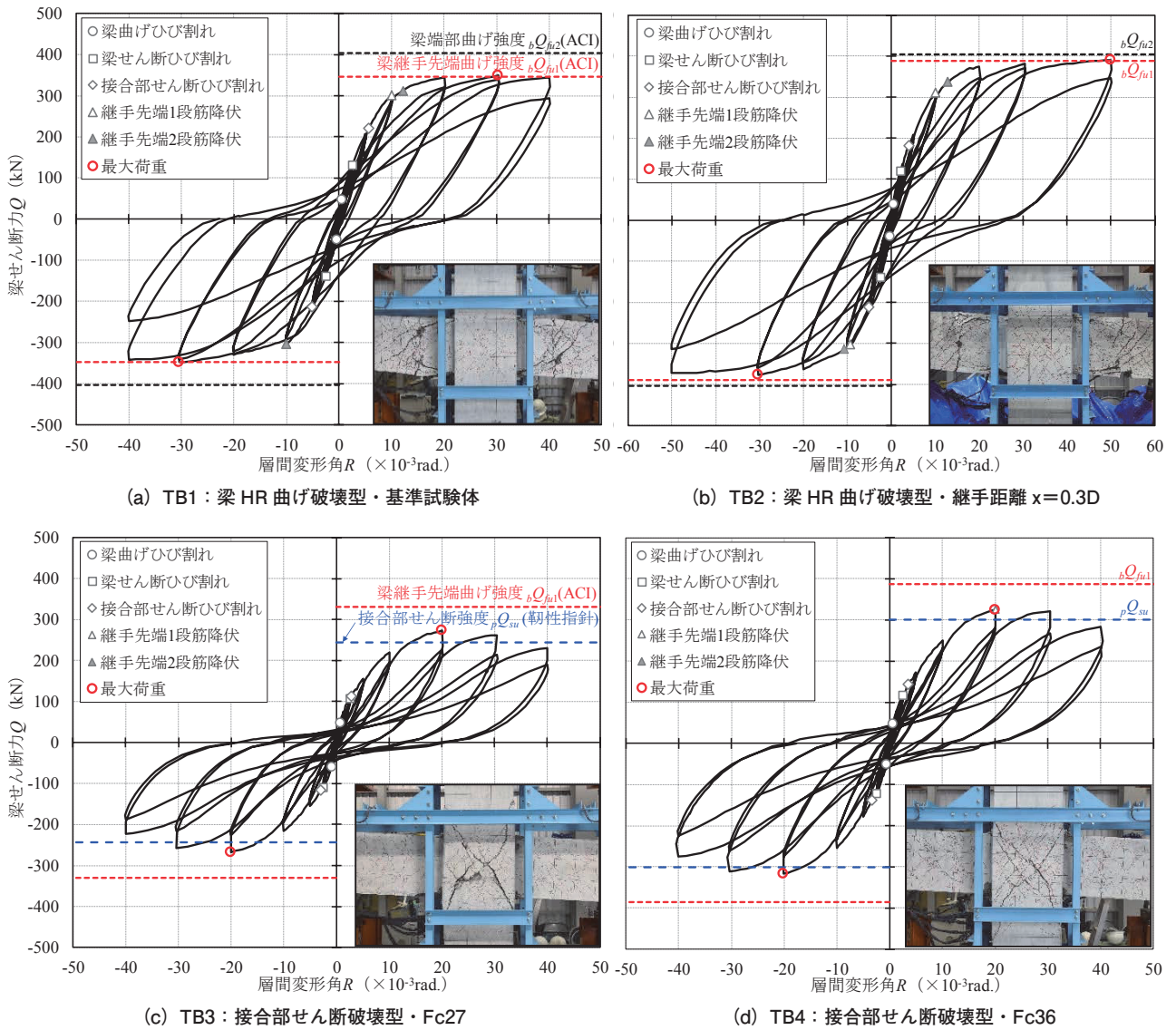


図-4 梁せん断力-層間変形角関係および破壊性状

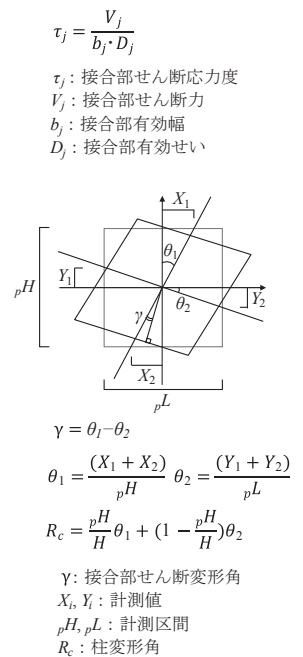
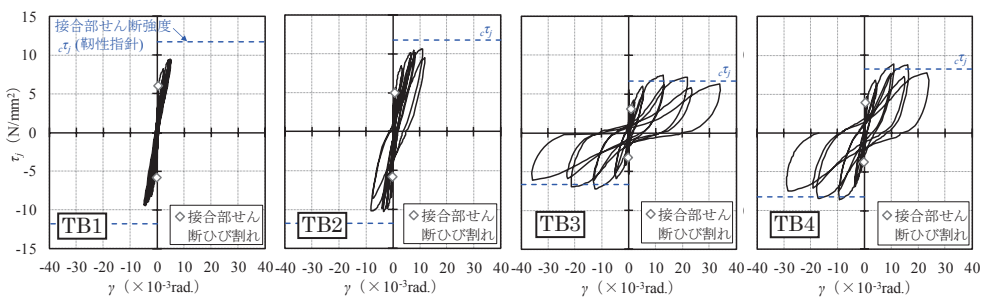
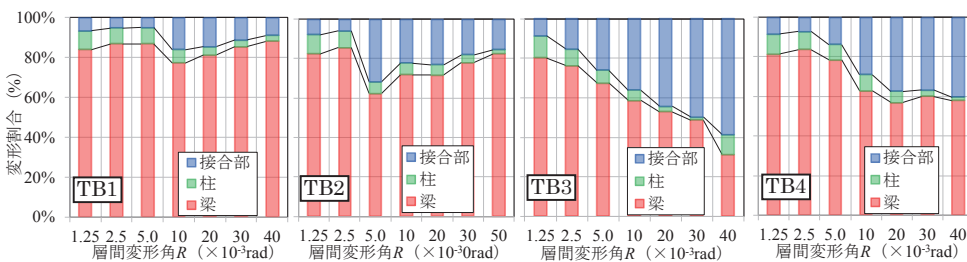


図-6 $\tau_j \cdot \gamma$ の算定



2-2 荷重方法

セットアップ状況を図-3に示す。加力は柱頭・柱脚をピン・ローラーで支持し、柱頭に一定軸力（軸力比0.10）を与えた後、梁先端に逆対称せん断力を作用させる方法とした。荷重履歴は正負交番漸増繰返し荷重とし、層間変形角 $R = \pm 1.25, 2.5, 5, 10, 20, 30, 40 \times 10^3 \text{ rad}$ を各2サイクル行った。なお、TB2は $R = 40 \times 10^3 \text{ rad}$ より大変形の構造性能を確認するため、 $R = 40 \times 10^3 \text{ rad}$ の代わりに $R = 50 \times 10^3 \text{ rad}$ の荷重を行った。

§3. 実験結果

3-1 実験経過

梁せん断力 Q - 層間変形角 R 関係および破壊性状（最終サイクル時）を図-4に示す。図中には各種イベントのほか、ACIのストレスブロック法⁵⁾により算出した継手先端曲げ終局強度計算値 ${}_bQ_{f1}$ 、梁端部曲げ終局強度計算値 ${}_bQ_{f2}$ 、靱性指針式³⁾による接合部せん断終局強度計算値 ${}_pQ_{su}$ を併せて示す。なお、主筋降伏は左右の梁のひずみが材料試験結果から求めた降伏ひずみを超え、荷重-ひずみ関係で明確なひずみ増加が確認された点とした。全試験体、 $R = 1.25 \times 10^3 \text{ rad}$ サイクルで梁曲げひび割れ、 $R = 2.5 \times 10^3 \text{ rad}$ サイクルで梁せん断ひび割れ、 $R = 5 \times 10^3 \text{ rad}$ サイクルで接合部せん断ひび割れが発生した。

その後、TB1およびTB2は、 $R = 10 \times 10^3 \text{ rad}$ サイクル時に継手先端1段主筋が降伏した。 $R = 20 \times 10^3 \text{ rad}$ サイクル時では継手先端2段主筋の降伏、梁端部圧縮側コンクリートの圧壊が確認された。荷重-変形関係上で明確な剛性低下が生じ、継手先端位置での梁曲げ降伏が確認された。 $R = 30 \times 10^3 \text{ rad}$ サイクル以降は、継手先端から梁先端へ $0.5D$ 程度の範囲のひび割れが拡大した。TB1は $R = 30 \times 10^3 \text{ rad}$ サイクル時に、TB2は $R = 50 \times 10^3 \text{ rad}$ サイクル時に最大荷重に達し、 ${}_bQ_{f1}$ に対応した。TB1およびTB2は著しい荷重低下が見られず、優れた変形性能を有していたことから破壊モードは梁HR曲げ破壊と判定される。

能を有していたことから破壊モードは梁HR曲げ破壊と判定される。

TB3およびTB4は、 $R = 10 \times 10^3 \text{ rad}$ サイクル時に接合部せん断ひび割れが増加する傾向であった。 $R = 20 \times 10^3 \text{ rad}$ サイクル時では、接合部せん断ひび割れが更に顕著になり、最大荷重に達した。継手先端主筋の降伏はTB4の正側のみ確認された。 $R = 30 \times 10^3 \text{ rad}$ サイクル以降は接合部せん断ひび割れが拡大し荷重が徐々に低下した。最大荷重は ${}_pQ_{su}$ と対応し、接合部せん断破壊と判定される。

3-2 接合部せん断変形

接合部せん断応力度 τ_j - 接合部せん断変形角 γ 関係を図-5に、実験の τ_j および γ の算定法を図-6に示す。図中には靱性指針式³⁾による接合部せん断終局強度計算値 τ_j （直交梁有無の補正係数 $\phi = 0.85$ ）を併せて示す。

TB1およびTB2はTB3およびTB4に比べて、せん断変形角が小さく、残留変形も小さい傾向であった。TB1とTB2を比較すると、TB2はせん断変形角および残留変形が大きい傾向であった。TB2は梁の曲げ終局強度がTB1より大きく、接合部せん断余裕度（表-1）が小さいためだと考えられる。また、TB3とTB4を比較すると、TB3はせん断変形角および残留変形が大きい。前述同様、接合部せん断余裕度の大小の影響であると考えられる。

3-3 変形割合の推移

正加力時の変形割合 - 層間変形角 R 関係を図-7に示す。接合部および柱変形は図-6のように求め、梁変形は全体変形から接合部および柱変形を引くことで求めた。

TB1およびTB2は、継手先端主筋が降伏した $R = 10 \times 10^3 \text{ rad}$ サイクル以降、梁の変形割合が徐々に増加し、接合部の変形が低下する傾向であった。一方、TB3およびTB4は接合部せん断ひび割れが発生した $R = 5 \times 10^3 \text{ rad}$ サイクル以降、接合部の変形が増大する傾向であった。

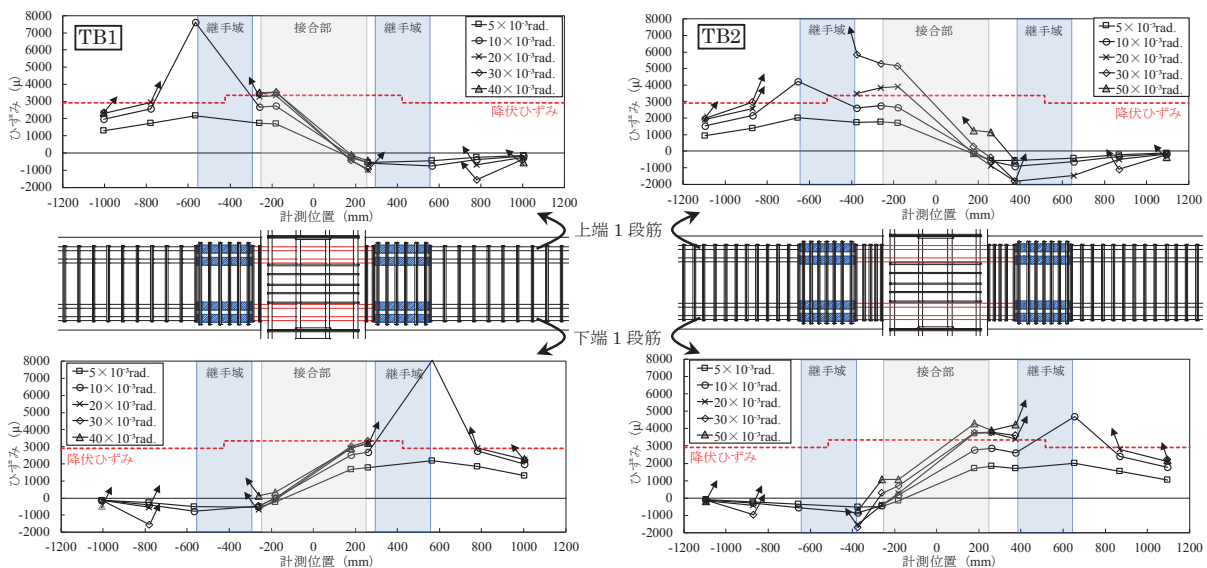


図-8 梁主筋ひずみ分布（正加力）

3-4 梁主筋ひずみ分布

正加力時のTB1およびTB2の梁1段筋ひずみ分布を図-8に示す。図中には、材料試験結果から求めた主筋の降伏ひずみを併せて示す。また、引張降伏後に大きなひずみが発生し、計測不能となった点は矢印↑で示す。継手先端位置のひずみは、いずれも $R=10 \times 10^3$ rad. サイクル時に降伏ひずみを超えていることが分かる。梁端部から接合部内のひずみは、TB1は $R=40 \times 10^3$ rad. サイクルまで概ね弾性範囲に分布している。一方、TB2は梁端曲げ余裕度が小さいことから、 $R=30 \times 10^3$ rad. サイクル以降、梁端部から接合部内のひずみは降伏ひずみを超えたが、継手先端部のひずみの方が1.6倍以上大きい。また、荷重変形関係や破壊性状について、梁端部から接合部内主筋のひずみが概ね弾性範囲であったTB1と比較しても明確な違いは見られないことから、総合的に勘案してHRが成立したと判断される。接合部内のひずみ勾配に着目すると、TB1は圧縮側主筋で引張ひずみへの転化は殆どなく、付着は良好であったと考えられる。TB2は $R=30 \times 10^3$ rad. サイクル以降、若干引張ひずみへの転化が見られるがこれも荷重変形関係等への影響は小さい。

3-5 梁の曲率分布

左梁の曲率分布を図-9に示す。曲率は梁材軸方向の区間変形から求めた区間平均曲率である。TB1およびTB2は、既報1)、2)と同様に継手先端の曲率が突出し、大変形時には継手先端から0.5D区間の曲率が比較的大きい傾向であった。TB3およびTB4は、継手先端の曲率は僅かに増加する程度で、梁端部の曲率が突出する傾向を示した。接合部せん断余裕度が小さく、接合部に損傷が集中することで、HRが成立できなかったことが分かる。

3-6 接合部の横補強筋ひずみ

最大強度が同等であるTB1およびTB4の梁せん断力-接合部横補強筋ひずみ関係を図-10に示す。図中には、横補強筋の降伏ひずみを併せて示す。いずれも接合部せん断ひび割れ発生後、横補強筋のひずみが増大した。降伏ひずみ 6914μ に対して、最大ひずみはTB1で 3177μ 、TB4で 4455μ であり、TB4のひずみは大きい傾向であったが、降伏ひずみには達しなかった。従来の接合部と同様、接合部横補強筋は接合部終局せん断強度³⁾への寄与が小さい。

§4. 実験結果の検討

4-1 等価粘性減衰定数の比較

TB1およびTB2の等価粘性減衰定数の比較を図-11に示す。等価粘性減衰定数(実験値 h_{eq})は2サイクル目の履歴ループを用いて算定した。図中には限界耐力計算の基本的な減衰評価式による計算値 h_{eq} を併せて示す。計算値に用いる塑性率 μ の基点は、継手先端2段主筋が降伏した時点とした。TB1の実験値 h_{eq} は、全サイクルで計算値 h_{eq} を大きく上回る傾向を示した。一方、TB2の実験値 h_{eq} は計算値 h_{eq} と同程度となる傾向を示した。

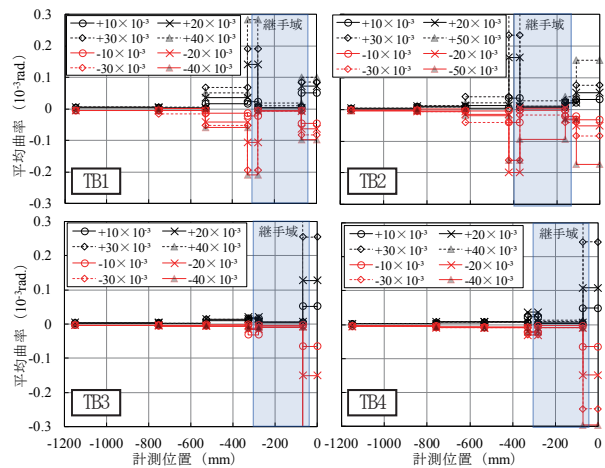


図-9 左梁の曲率分布

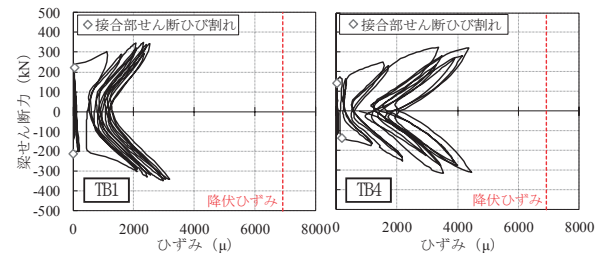


図-10 接合部の補強筋ひずみ履歴

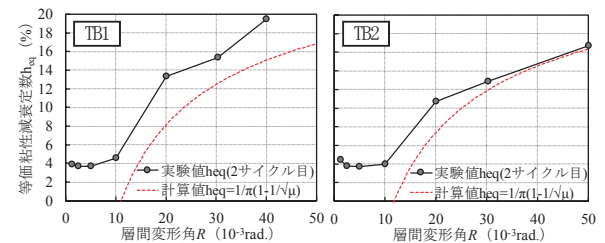


図-11 等価粘性減衰定数 h_{eq} の比較

表-4 実験値最大強度および終局強度計算値一覧

試験体	実験値		終局強度計算値(梁せん断力換算)										破壊形式*
	最大強度	最大強度時 層間変形角	梁				柱			接合部			
			継手先端 曲げ強度	梁端部 曲げ強度	梁端部曲 げ余裕度	実験値 計算値	柱 曲げ強度	柱梁曲げ 強度比	実験値 計算値	接合部 せん断強度	接合部せん 断余裕度	実験値 計算値	
eQ_m (kN)	eR_m $\times 10^{-3}$ rad	bQ_{fi1} (kN)	bQ_{fi2} (kN)	bQ_{fi2} bQ_{fi1}	$\frac{eQ_m}{bQ_{fi1}}$	cQ_{fi} (kN)	cQ_{fi} bQ_{fi1}	$\frac{eQ_m}{cQ_{fi}}$	pQ_{su} (kN)	pQ_{su} bQ_{fi1}	$\frac{eQ_m}{pQ_{su}}$		
TB1	349.0	30.4	347.1	403.5	1.16	1.01	664.0	1.91	0.53	431.6	1.24	0.81	B
TB2	390.9	50.0	388.5	403.5	1.04	1.01	661.8	1.70	0.59	429.5	1.11	0.91	B
TB3	273.4	20.0	330.8	385.5	1.17	0.83	534.0	1.61	0.51	243.4	0.74	1.12	J
TB4	325.0	20.1	386.3	433.0	1.12	0.84	590.1	1.53	0.55	301.1	0.78	1.08	J

* B: 梁 HR 曲げ破壊 (想定ヒンジ位置), J: 接合部せん断破壊

TB2はTB1より接合部せん断余裕度が小さく、接合部の損傷が比較的大きいことが要因だと考えられる。

4-2 実験値と計算値の比較

実験値最大強度 eQ_m と終局強度計算値一覧（梁せん断力換算）を表-4に示す。終局強度計算値は3-1節に示す方法で求めた。梁せん断力換算式を(1)式~(4)式に示す。梁HR曲げ破壊型TB1とTB2は、 eQ_m/bQ_{fu1} が1.01、接合部せん断破壊型のTB3とTB4は、 eQ_m/pQ_{su} が1.12と1.08であった。以上より、本研究のHR柱梁接合部の梁曲げ終局強度はACIストレスブロック法⁵⁾、接合部せん断終局強度は靱性指針式³⁾で評価できることが分かる。

$$bQ_{fu1} = \frac{bM_{fu1}}{(L_b - L_s - x)} \tag{1}$$

$$bQ_{fu2} = \frac{bM_{fu2}}{L_b} \tag{2}$$

$$cQ_{fu} = \frac{cM_{fu}}{H_c} \cdot \frac{H}{L} \tag{3}$$

$$pQ_{su} = \frac{pV_{su}}{2 \cdot \left(\frac{L_b}{j_b} - \frac{L}{H} \right)} \tag{4}$$

ここで、 bM_{fu1} は継手先端終局曲げモーメント、 L_b は梁シアスパン、 L_s は継手長さ、 x は柱面から継手末端までの距離、 bM_{fu2} は梁端部終局曲げモーメント、 cM_{fu} は柱終局曲げモーメント、 H_c は柱シアスパン、 H は柱スパン、 L は梁スパン、 pV_{su} は接合部終局せん断力、 j_b は応力中心間距離とする。

4-3 各種余裕度の検討

梁端曲げ余裕度、接合部せん断余裕度の検討のため、本研究のTB1~TB4のほか、HRに関する既往文献4、6~11)の試験体を抽出し、データベースを作成した。 eQ_m/bQ_{fu1} に対する梁端曲げ余裕度および接合部せん断余裕度の関係を図-12、図-13に示す。

抽出は、HR手法は問わずに梁端部にHRを適用した十字形骨組に限定した。梁端貫通孔、HR柱、接合部内主筋のみ高強度化したものは、因子が異なるため除外した。実験最大強度 eQ_m は文献から読み取れる値を用いた。破壊モードは、文献に示される破壊モードあるいは破壊経過に倣った。なお、A-5は梁主筋降伏後接合部破壊型と文献8)中に示されているが、一方でスリップ化は見られず最大耐力後の耐力低下は小さかったとも示されており、 $R=40 \times 10^3$ rad. サイクル迄は最大荷重の80%以上の耐力を保持していることから梁HR曲げ破壊型とした。各種余裕度算出は3-1節および4-2節に倣った。

梁端曲げ余裕度は1.0~2.0程度の範囲で幅広く分布され、最小値は1.01であった。HRを成立させるためには梁端曲げ余裕度を1.01程度以上確保すれば良いと考え

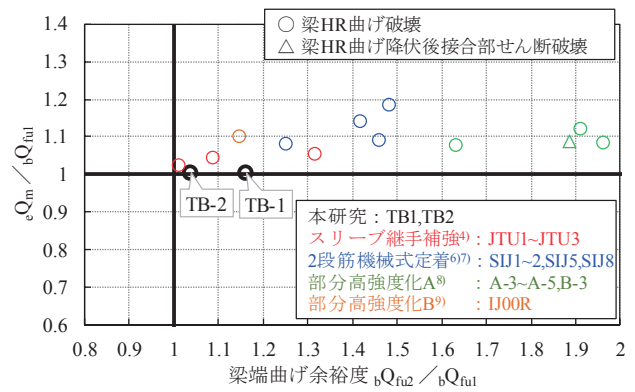


図-12 eQ_m/bQ_{fu1} —梁端曲げ余裕度関係

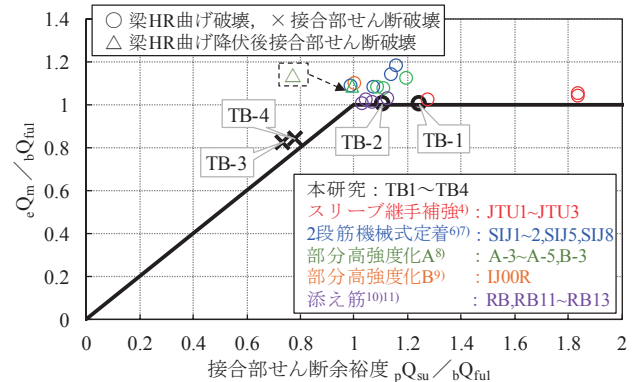


図-13 eQ_m/bQ_{fu1} —接合部せん断余裕度関係

られる。接合部せん断余裕度は1.0~1.2程度の試験体が多い。接合部せん断余裕度が0.8程度以下では、接合部せん断破壊(×)が図中黒実線と対応した。1.0程度の場合、梁HR曲げ降伏後の接合部せん断破壊(△)が1点示された。1.05程度以上であれば全試験体が梁HR曲げ破壊となっていることから、HRを成立させるためには接合部せん断余裕度を1.05程度以上確保することが望ましい。

§5. まとめ

本研究では、梁端部を高強度鉄筋で補強し、120 N/mm²級のモルタル充填式機械式継手を用いたHR十字形骨組の実験を実施し、以下の知見を得た。

- (1) 本研究のHR十字形骨組は梁端曲げ余裕度を1.05程度、接合部せん断余裕度を1.1程度確保すれば、HRが成立して優れた変形性能を実現できる。
- (2) 本研究のHR十字形骨組の曲げ終局強度はACIストレスブロック法、接合部せん断終局強度は靱性指針式で精度良く評価できる。
- (3) 本研究および既往文献の各種余裕度の検討より、梁端曲げ余裕度および接合部せん断余裕度の傾向やHR成立に必要な最小値を確認した。

謝辞. 本報は、静岡理工科大学の丸田誠教授との共同研究成果の一部である¹²⁾。また、鉄筋・機械式継手の材料

手配および施工にあたっては、東京鐵鋼株式会社にご協力頂いた。ここに記し、関係各位に深い謝意を表します。

参考文献

- 1) 小寺直幸，他：梁端部を高強度鉄筋で補強したヒンジリロケーション梁に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp. 205-210，2019
- 2) 小寺直幸，他：梁端部を高強度鉄筋で補強したヒンジリロケーション接合部に関する研究（その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 427-428，2019
- 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
- 4) 高谷真次，他：梁端部でスリーブ継手補強された梁を有する柱梁接合部の構造性能（その1~2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 431-434，2007
- 5) ACI Committee 318：'Building code requirements for structural concrete and commentary.'ACI，Farmington Hills，Mich.，503 pp，2011.8
- 6) 石川裕次，他：鉄筋コンクリート造ヒンジリロケーション接合部の耐震性能，構造工学論文集，Vol.61 B，pp. 59-69，2015
- 7) 川野翔平，他：鉄筋コンクリート造ヒンジリロケーション柱梁接合部の耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp. 271-276，2015
- 8) 村田義行，他：部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部の力学的挙動に関する実験研究（その6），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 381-382，2016
- 9) 中澤春生，他：部分的に高強度化した鉄筋を用いたヒンジリロケーションRC造部分架構（柱Fc120）に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 101-102，2019
- 10) 日向大樹，他：添え筋ヒンジリロケーション架構の構造性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 433-434，2016
- 11) 山本幸正，他：添え筋ヒンジリロケーション架構の適用性検討（その1~その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 485-488，2017
- 12) 小寺直幸，丸田誠ほか：梁端部を高強度鉄筋で補強したヒンジリロケーション十字形骨組の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.42，2020