

論文 多数回繰返し荷を受ける高層RC造建物の十字形柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究

横澤 輝*1・草川 和広*2・北嶋 圭二*3・中西 三和*4

要旨：高層鉄筋コンクリート(以降、RC)造建物における十字形柱梁接合部を対象に多数回繰返し荷実験を行った。実験の主要変動因子は、荷方法と柱梁強度比である。荷方法では、動的あるいは静的荷の違いと荷履歴と繰返し回数を、また部材設計にあたっては柱梁強度比を変動した4体の試験体である。実験結果の比較から荷方法と柱梁強度比の違いが構造性能に及ぼす影響を検討した。今回行った実験の範囲であるが、荷方法による各試験体の構造性能に大きな差異はなかったものの、柱梁強度比が1.9と比較的大きな試験体においても既往の研究で指摘された接合部降伏破壊が確認された。

キーワード：柱梁接合部, 柱梁強度比, 多数回繰返し荷, 動的荷, 接合部降伏破壊

1. はじめに

十勝沖地震や東北地方太平洋沖地震において、長周期地震動により超高層建物が受けた継続時間の長い多数回繰返しの挙動が注目された。また、2016年熊本地震においても、震源付近で強い地震動を複数回受けることによる建物被害が報告された。今後発生が危惧される南海トラフを震源とする巨大地震においても、長周期地震動や多数回繰返しの強震動が高層建物の挙動に及ぼす影響が危惧されている¹⁾²⁾。

一方、柱梁接合部の設計では、柱梁強度比(柱と梁の危険断面が曲げ終局強度に至る時の節点位置の曲げモーメントの比)が小さい場合において、現行の計算規準³⁾では梁曲げ降伏が先行する接合部であっても、接合部降伏破壊⁴⁾となることが指摘されている。

このような背景より、既報⁵⁾では柱梁強度比が1.2付近の十字形柱梁接合部を対象に荷実験を行った。実験結果の最終破壊状況は接合部せん断破壊の様相を呈していたが、梁主筋が降伏していたこと、接合部入力せん断力が急激な低下が生じていないことから、最終破壊性状を接合部降伏破壊と判定した。しかし、既報の試験体は接合部せん断余裕度が1.0付近であったため、接合部せん断破壊の可能性も否定できない状況であった。

本研究では、接合部せん断余裕度を1.5と高くし、接合部せん断破壊が生じない同形状同配筋の試験体を4体制作し、1) 荷速度を変えた実験(動的荷・静的荷)、2) 荷履歴を変えた実験(漸増増分荷・多数回繰返し荷)、3) 軸力比を上げて柱梁強度比を高めて柱梁強度比の影響を調べた実験を実施し、実験結果の比較検討により、各々の違いが柱梁接合部の挙動に及ぼす影

響について把握することを目的とした。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1に試験体概要を、図-1に各試験体の比較項目を、図-2に試験体形状及び配筋詳細図を、表-2、表-3にコンクリートと鉄筋の材料試験結果を示す。試験体は、高層RC造建物の十字形柱梁接合部を想定した縮尺1/4の

表-1 試験体概要

試験体名	D04_D		C04_D	C04_S	C05_S
	多数回繰返し荷		漸増増分荷		
荷方法	動的		静的		
コンクリート強度 [N/mm ²]	52				
梁	主筋	14-D13(SD345)			
	せん断補強筋	2-S6(KSS785)@35			
柱	主筋	12-D10(SD345)			
	せん断補強筋	4-S6(KSS785)@30			
接合部	せん断補強筋	6x2-S6			
	せん断余裕度	1.5			
	付着余裕度	1.2			1.4
	柱梁強度比	1.2			1.9
強度低下率 β_f	1.3		1.6		
軸力比 η	0.15		0.4		

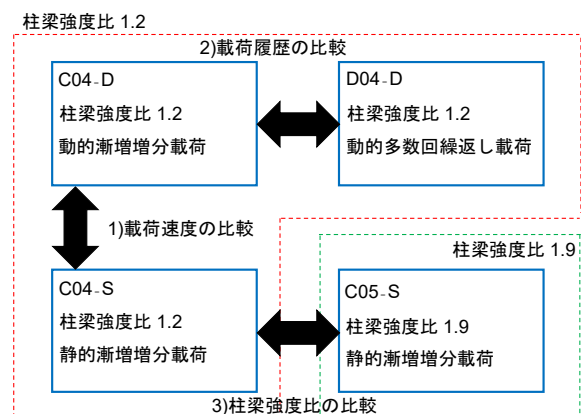


図-1 各試験体の比較項目

*1 日本大学大学院 理工学研究科海洋建築工学専攻 博士課程前期 (学生会員)

*2 日本大学大学院 理工学研究科海洋建築工学専攻 博士課程前期 (学生会員)

*3 日本大学 理工学部海洋建築工学科 教授 博(工) (正会員)

*4 日本大学 理工学部海洋建築工学科 特任教授 工博 (正会員)

模型とし、同形状同配筋の試験体を4体製作した。柱梁強度比 1.2 の試験体に漸増増分载荷を行ったものを C04-D, S 試験体(試験体末尾 D:動的, S:静的), 柱梁強度比 1.9 の試験体に静的漸増増分载荷を行ったものを C05-S, 柱梁強度比 1.2 の試験体に動的多数回繰返し载荷実験を行ったものを D04-D とした。なお, 表-1 中の接合部せん断余裕度(接合部せん断終局強度と主筋降伏時接合部入力せん断力の比), 付着余裕度(付着強度と梁通し主筋が接合部両端で引張及び圧縮の降伏強度に達した時に生じる付着応力の比)⁶⁾, 柱梁強度比(柱と梁の危険断面が曲げ終局強度に至る時の節点位置の曲げモーメントの比), 柱梁接合部降伏による強度低下率⁷⁾は材料試験結果を用いて算出した値である。

2.2 载荷装置及び実験方法

図-3 に载荷装置概要を示す。試験体は柱頭, 柱脚をピン支持, 左右の梁端部をローラー支持とすることで, 地震時における接合部の応力状態を再現した。水平力は, 反力壁に取り付けたアクチュエーター(動的载荷)と油圧ジャッキ(静的载荷)により, 柱頭の変位制御で正負交番繰返し载荷を行った。アクチュエーターと油圧ジャッキによって負荷した水平力はL字ビームを介して試験体に伝達され, L字ビームはパンタグラフ機構により水平に維持されている。柱軸力は, 軸力用油圧ジャッキ上部にスライド支承を設けることで試験体の水平変位に追随し, 常に柱頭圆心に定軸力が作用するように荷重制御した。なお, 軸力用油圧ジャッキはサーボバルブによる荷重制御のため, 動的载荷実験中も一定軸力が保持可能である。荷重の計測は水平加力用のアクチュエーターと油圧ジャッキに組み込まれたロードセルを用いた。また, 梁端部に設置したロードセルにより梁せん断力を計測した。試験体の水平変位は, 柱頭部分に取り付けたストローク式変位計を用いて計測し, 鉛直変位は, 柱部材に取り付けた巻き込み式変位計を用いて計測した。また, 鉄筋のひずみは, 主に接合部周辺の柱主筋, 梁主筋, せん断補強筋にひずみゲージを貼り付け計測した。サンプリング間隔は動的载荷では, 0.01sec として多点同時計測を行った。

2.3 加力スケジュール概要

表-4 に加力スケジュール概要を, 図-4 に加力スケジュールを示す。加力スケジュールは, 漸増増分载荷では部材角(以降, R)R=1/500, 1/200, 1/100, 1/75, 1/50, 1/30, 1/20 の漸増増分変位を与え実験を終了した。多数回繰返し载荷では漸増増分载荷同様に R=1/500, 1/200, 1/100, 1/75, 1/50 と漸増増分変位を与えた後, 損傷限界レベルの R=1/200 と最大耐力近傍の R=1/50 を 1set として, 15set 繰返し载荷した。繰返し回数は継続時間の長い地震動を再現するために, 各部材角において 10回⁸⁾とした。なお,

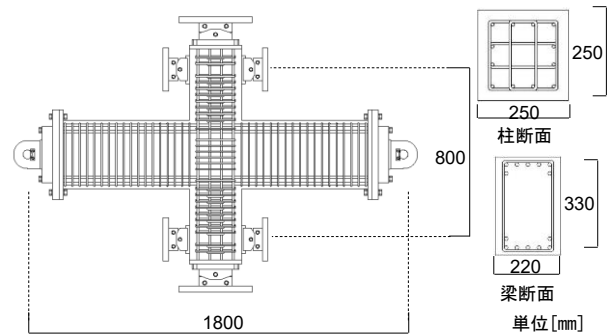


図-2 試験体形状及び配筋詳細図

表-2 コンクリート材料試験結果

試験体名	圧縮強度 [N/mm ²]	圧縮時ひずみ [μ]	割裂強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [×10 ³ N/mm ²]
C04-D, D04-D	52	2995	3.0	29
C04-S, C05-S	52	3135	2.9	29

表-3 鉄筋材料試験結果

鉄筋	降伏強度 [N/mm ²]	降伏ひずみ [μ]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [×10 ³ N/mm ²]
柱主筋	375	2445	578	195
梁主筋	349	1936	519	186
せん断補強筋	927	4460	1180	210

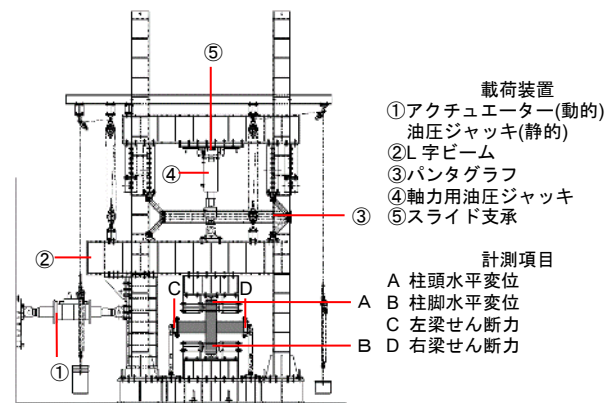


図-3 载荷装置図

表-4 加力スケジュール概要

目標部材角 [rad]	1/200まで	1/100	1/75	1/50以降
繰返し回数	10回			
プロトタイプ周期 [sec]	固有周期	部材角 1/100相当の 等価周期	部材角 1/75相当の 等価周期	部材角 1/75時の 最大速度一定
	動的载荷周期	1.05	1.65	1.95

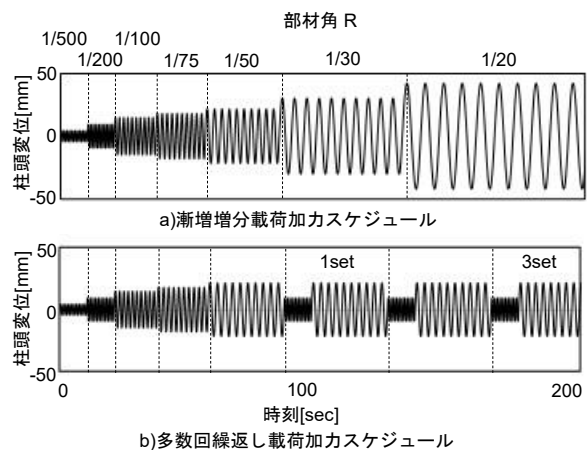


図-4 加力スケジュール

1回の繰返しを1Cとする。また、動的載荷時の加振周期(T_D)は設計用建物(以降、プロトタイプ)の時刻歴応答解析結果⁹⁾を参考に決定した。 $R=1/500$, $1/200$ はプロトタイプの弾性一次固有周期(T_p)を、 $R=1/100$, $1/75$ ではそれぞれ同部材角時における等価周期に、相似則¹⁰⁾を適応させたものとし、それ以降は $R=1/75$ 時の最大速度で一定とした。

3. 実験結果

3.1 節点モーメント-部材角関係

表-5に各試験体最大耐力時節点モーメント(以降、最大耐力)一覧を、図-5に節点モーメント-部材角関係を示す。節点モーメントは、梁端ロードセルで測定した梁のせん断力より算出した左右の梁の柱梁節点位置のモーメントの和であり、正側載荷時のモーメントを正と定義した。また、主筋降伏は、最も早く引張または圧縮の降伏ひずみ(材料試験結果)に到達した点と定義した。各試験体の最大耐力は概ね梁曲げで決まる最大耐力の計算値(梁の危険断面が曲げ終局強度に至る時の節点モーメント)と同程度となった。柱梁強度比1.2試験体に漸増増分載荷を行ったC04-D, S試験体の比較では最大耐力と履歴ループに大きな差異は見受けられなかった。一方、

表-5 各試験体最大耐力一覧

試験体名	部材角 [%]	実験値 [kNm]	計算値 [kNm]	実験値/計算値
C04-D	正	230	±212	1.08
	負	-212		1.00
C04-S	正	216		1.02
	負	-202		0.95
C05-S	正	212		1.00
	負	-214		1.01
D04-D	正	217		1.02
	負	-190		0.90

最大耐力計算値 $M_u = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d \cdot L/L'$ a_t : 引張鉄筋断面積, σ_y : 梁主筋降伏強度
 d : 有効せい, L : 梁スパン(900mm), L' : 柱フェイスまでの梁スパン(775mm)

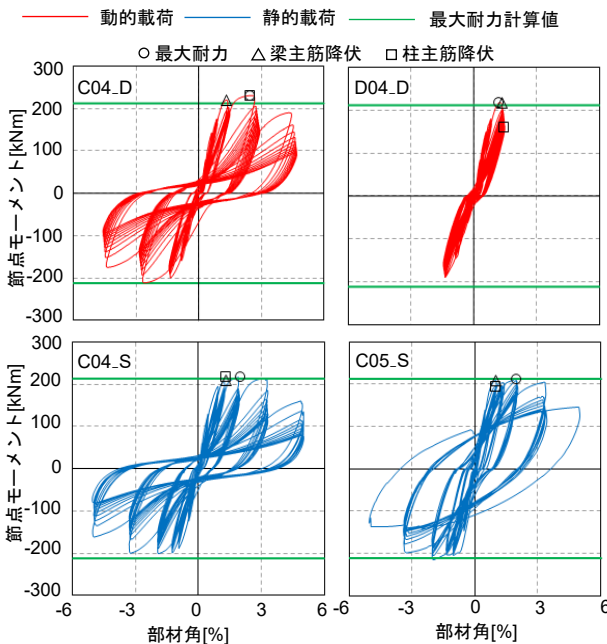


図-5 節点モーメント-部材角関係

柱梁強度比が異なるC04-SとC05-S試験体との比較では、最大耐力に大きな差異は見受けられないが、 $R=1/30$ 以降の履歴ループに差異が見受けられた。これは、C04-S試験体の柱主筋は引張降伏したのに対し、C05-S試験体の柱主筋は圧縮降伏し、 $R=1/30$ 以降に軸変位が急激に増加したためと考えられる。

3.2 最終破壊形状

写真-1に各試験体の最終破壊形状を示す。最終破壊形状は漸増増分載荷を行った柱梁強度比1.2のC04-D, S

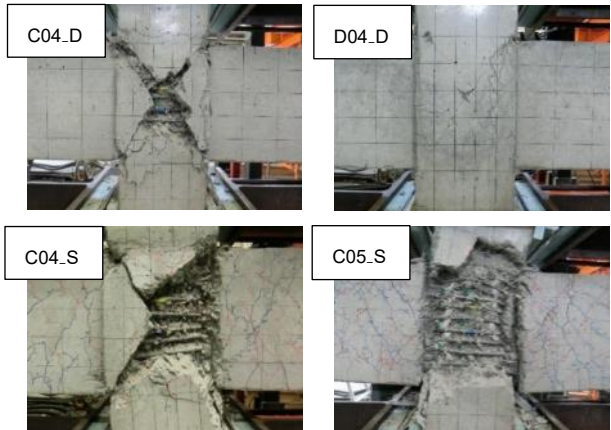


写真-1 各試験体最終破壊形状

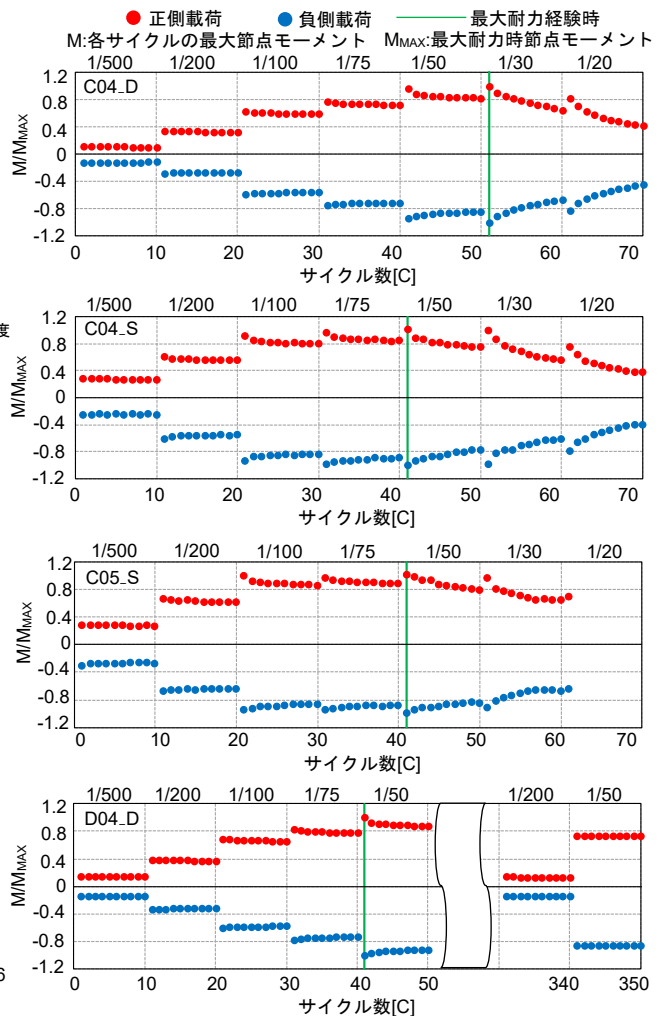


図-6 節点モーメントの推移

試験体と柱梁強度比 1.9 の C05-S 試験体は接合部の損傷が著しく生じ、最終破壊形状だけを見ると接合部せん断破壊の様相を呈していた。柱梁強度比 1.2 試験体に動的多数回繰返し载荷を行った D04-D 試験体は、接合部の一部が剥落した程度であった。

3.3 節点モーメントの推移

図-6 に節点モーメントの推移を示す。なお、節点モーメントの推移は各サイクルの最大節点モーメント M と最大耐力経験時の節点モーメント M_{MAX} の比とした。各試験体とも最大耐力を経験するまでは同一部材角の 10 回繰返し载荷による耐力低下はほとんど見受けられず、最大耐力経験後、同一部材角を繰返し载荷する中で徐々に耐力低下した。R=1/20 終了時に柱梁強度比 1.2 試験体に漸増増分载荷を行った C04-D, S 試験体は両試験体とも最大耐力の 4 割まで耐力が低下しており、動的载荷と静的载荷に大きな差異は見受けられなかった。動的漸増増分载荷を行った C04-D 試験体は最大耐力の 4 割まで耐力が低下したのに対し、動的多数回繰返し载荷を行った D04-D 試験体は損傷限界レベルの R=1/200 と最大耐力を経験した R=1/50 を 1set とした繰返し载荷を 15set 行

ったが、耐力低下は最大耐力の 7 割という結果であった。柱梁強度比 1.9 試験体に静的漸増増分载荷を行った C05-S 試験体は接合部の損傷が顕著であったが、繰返しによる耐力の低下は最大耐力の 7 割と比較的緩やかであった。

4. 実験結果と検討

本章では、柱梁強度比が 1.2 の C04-S 試験体と強度比 1.9 の C05-S 試験体の挙動の差異を把握するため、両試験体の破壊過程と接合部入力せん断力について詳細に比較検討する。

4.1 柱梁強度比が異なる試験体の破壊過程

表-6 に柱梁強度比が異なる C04-S 試験体と C05-S 試験体の柱と梁主筋の降伏時耐力一覧を、図-7 に同試験体の各部材角正側载荷時の破壊状況を、図-8 に接合部ひび割れ概念図を、図-9 に正側载荷時における柱主筋、梁主筋、接合部横補強筋のひずみ分布を示す。なお、文中の番号は図中のひび割れ状況を示す。

a) R=1/500 (1~-10C)

C04-S 試験体と C05-S 試験体はともに R=1/500 (1C) で柱フェイスに近い梁端部に初期の曲げひび割れ①が生

表-6 柱と梁主筋の降伏時耐力一覧

a) 梁主筋				
試験体名	梁主筋降伏時節点モーメント [kNm]		梁主筋降伏時節点モーメント [kNm]	
	実験値	計算値	実験値/計算値	
C04-S	208	206	1.0	
C05-S	209		1.0	

b) 柱主筋				
試験体名	柱主筋降伏時節点モーメント [kNm]		柱主筋降伏時節点モーメント [kNm]	
	実験値	計算値	実験値/計算値	
C04-S	216	238	0.9	
C05-S	193	394	0.5	

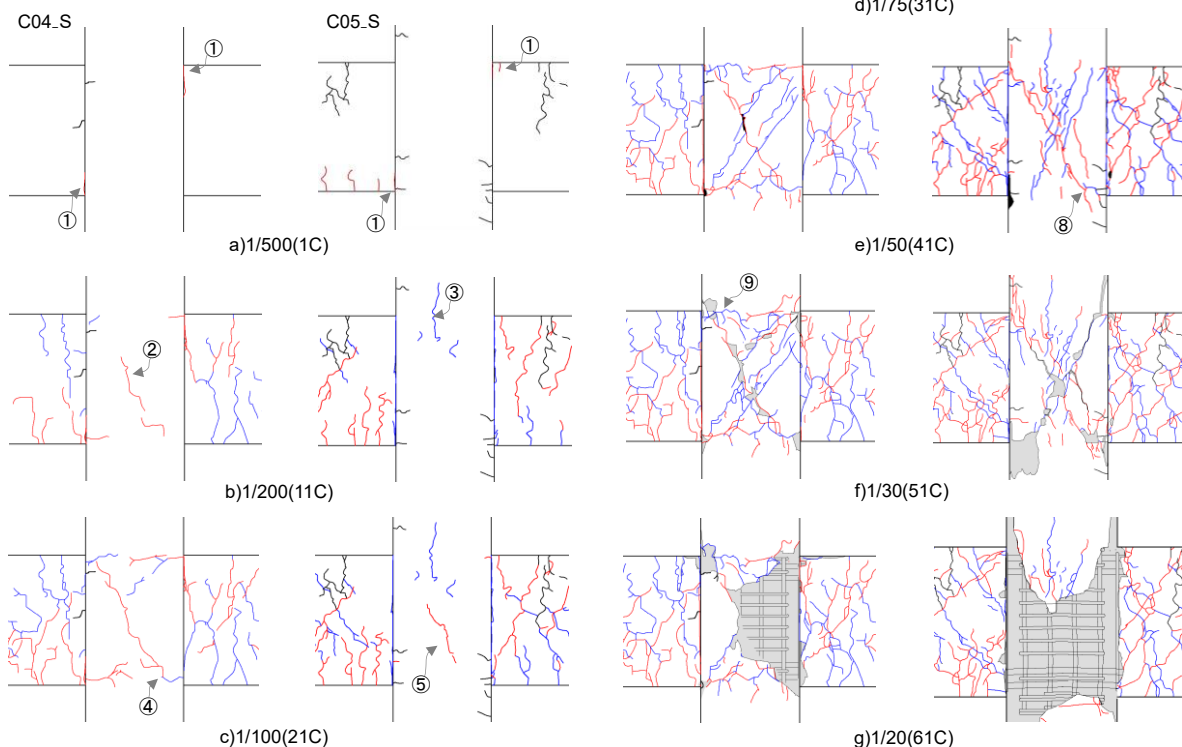


図-7 柱梁強度比が異なる試験体の破壊過程

じた。その後、同一部材角の繰返し载荷により梁部材へのひび割れが増加した。

b) $R=1/200$ (11~20C)

C04-S 試験体は接合部隅にひび割れと接合部中央に斜めひび割れ②が生じるのに対し、C05-S 試験体は梁部材への損傷と接合部上部にひび割れ③が生じる程度であった

c) $R=1/100$ (21~30C)

C04-S 試験体では、正側载荷時に生じた接合部中央の斜めひび割れが負側载荷時に生じていた柱の曲げひび割れ④まで進展した。C05-S 試験体は接合部中央に斜めひび割れ⑤が生じ、危険断面位置の梁主筋(M10)が降伏ひずみに達した。また、C05-S 試験体は同一部材角の(22C)で柱主筋(M1)が降伏ひずみに達した。

d) $R=1/75$ (31~40C)

C04-S 試験体では柱主筋(M6)と接合部内の梁主筋(M9)が降伏ひずみに達した。また、接合部中央の斜めひび割れの幅が広がり、接合部全体にひび割れ⑥が生じた。それに対し、C05-S 試験体は接合部中央に細かいひび割れ⑦が生じる程度であり、梁曲げ降伏破壊の様相を呈していた。

e) $R=1/50$ (41~50C)

両試験体とも最大耐力を経験した。柱梁強度比 1.9 と高い C05-S 試験体の破壊過程は最大耐力を経験するまでは、柱フェースの梁端部に破壊が集中し、最大耐力経験前は、梁曲げ降伏先行型の様相を呈していたが、最大耐力経験後、柱の曲げひび割れと接合部中央の斜めひび割れ⑧が繋がり、正側载荷時に生じる接合部のせん断力によって本来ならば、閉じるべき負側载荷時に生じていた柱の曲げひび割れが開く状態(図-8b)となった。その後、C05-S 試験体は同一部材角の(47C)で接合部横補強筋(M12)が降伏ひずみに達し、接合部の破壊が急激に進展した。

f) $R=1/30$ (51~60C)

C04-S 試験体は C05-S 試験体と同様に柱の曲げひび割れと接合部中央の斜めひび割れ⑨が繋がり、正側载荷時に生じる接合部のせん断力によって本来ならば、閉じるべき負側载荷時に生じていた柱の曲げひび割れが開く(図-8b)状態となった。その後、急激に接合部の破壊が進展した。また、C04-S 試験体は同一部材角(53C)で接合部横補強筋(M11)が降伏ひずみに達した。C05-S 試験体は接合部のコンクリートが剥落した。

g) $R=1/20$ (61~70C)

両試験体とも接合部の損傷が著しく生じ、C05-S 試験体は特に接合部の損傷が激しかったため、実験を $R=1/20$ (-61C) で終了した。両試験体の柱主筋、梁主筋、接合部横補強筋の降伏が確認され、柱梁強度比 1.2 の C04

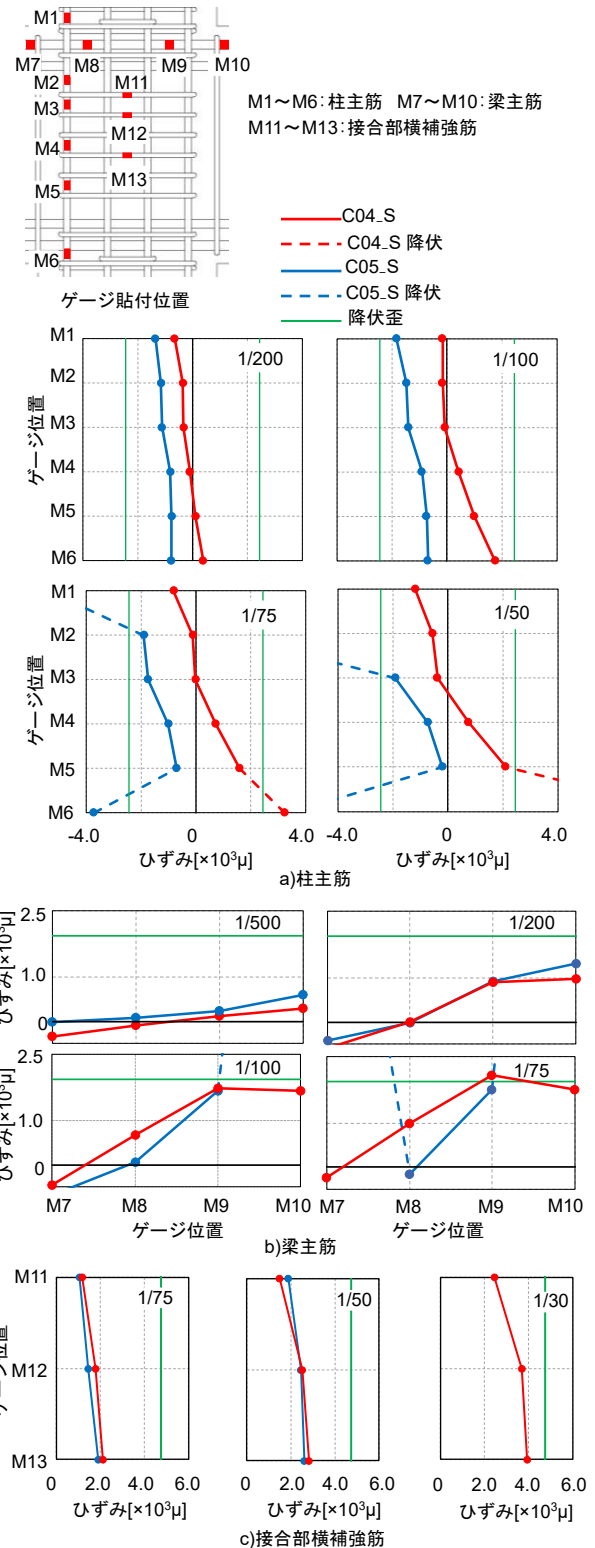
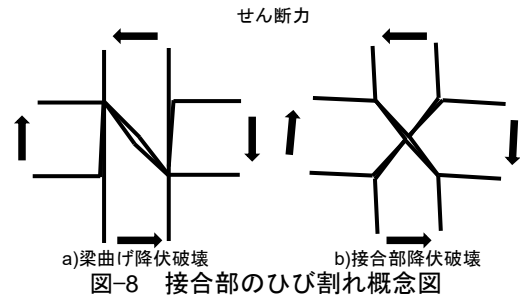


図-9 柱梁強度比が異なる試験体のひずみ分布

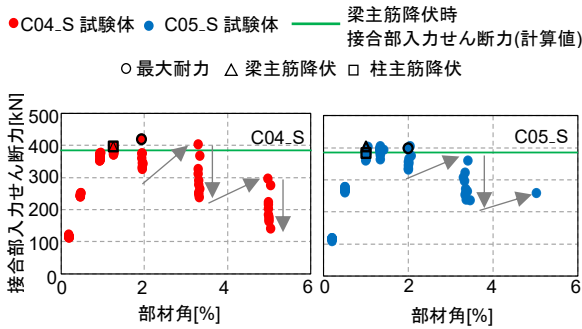


図-10 接合部入力せん断力-部材角関係

-S 試験体の柱と梁主筋降伏時の耐力は計算値と同程度の結果となっているが、柱梁強度比 1.9 の C05-S 試験体の柱主筋は計算値の耐力の 5 割程度で圧縮降伏した。また、柱梁強度比 1.9 の試験体は $R=1/100$ までは軸力の影響により柱梁強度比が 1.2 の試験体に比べ、接合部のひび割れは抑制されており、梁曲げ降伏破壊の様相を呈していたが、両試験体とも最大耐力経験後柱の曲げひび割れと接合部中央の斜めひび割れが繋がることにより、閉じるべきひび割れが開き続けることで、接合部の破壊が急激に進展した。C05-S 試験体は、接合部降伏破壊が生じない試験体として設計したが、柱の曲げひび割れと接合部の斜めひび割れが繋がることで、接合部への破壊が急激に進展し接合部降伏破壊となった。

4.2 接合部入力せん断力

図-10 に柱梁強度比が異なる C04-S 試験体と C05-S 試験体の接合部入力せん断力-部材角関係を示す。接合部入力せん断力は、左右の梁の危険断面位置でのモーメントを応力中心間距離 ($7/8d$ 一定) で除し、柱のせん断力から引き算出した。両試験体の接合部入力せん断力の最大値は、梁主筋降伏時の接合部入力せん断力の計算値と同程度の結果となった。最大耐力経験後、同一部材角を 10 回繰返すことにより、接合部入力せん断力は徐々に低下するが、 $R=1/30$ 、 $1/20$ と部材角の上昇に伴い接合部入力せん断力も上昇していることより、接合部せん断破壊は起こらなかったと考えられる。

5. まとめ

載荷速度、載荷履歴、柱梁強度比の影響に着目して得られた知見を以下に示す。

- 1) 載荷速度による比較では、最大耐力、履歴ループ、破壊形状に大きな差異はなく、同様な結果となった。
- 2) 載荷履歴による比較では、動的漸増増分載荷を行った C04-D 試験体は最大耐力の 4 割まで耐力が低下したのに対し、動的多数回繰返し載荷を行った D04-D 試験体は損傷限界レベルの $R=1/200$ と最大耐力を経験した $R=1/50$ を 1set とした繰返し載荷を 15set 行ったが、耐力低下は最大耐力の 7 割という結果であった。

- 3) 柱梁強度比が異なる試験体の比較では、最大耐力には大きな差異は見受けられないが、柱梁強度比 1.9 試験体は柱主筋が圧縮降伏したことにより、軸変位が増加し、 $R=1/30$ 以降の履歴面積が大きくなっていた。
- 4) 柱梁強度比が異なる試験体の破壊過程から柱の曲げひび割れと接合部中央の斜めひび割れが繋がることで、正側載荷時に生じる接合部のせん断力により、本来ならば閉じるべき負側載荷時に生じていた柱の曲げひび割れが開く状態となった。それにより、急激に接合部の破壊が進展した。
- 5) 柱梁強度比が異なる試験体の破壊過程から柱の曲げひび割れと接合部中央の斜めひび割れが繋がり急激に破壊が進展したこと、柱主筋、梁主筋、接合部横補強筋が降伏していたこと、接合部入力せん断力が急激に低下していないことから両試験体とも接合部降伏破壊であったと考えられる。

参考文献

- 1) 大川出：東日本大震災の最終報告を踏まえて③長周期地震動の評価について、独立研究法人建築研究所、2012.6
- 2) 南海トラフの巨大地震モデル検討会他：南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告、2015.12
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説、2016.4
- 4) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構、日本建築学会構造系論文集、No.631, pp.1641-1648, 2008.9
- 5) 岩田希他：鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部を対象とした多数回繰返し載荷実験、Vol38, No2, pp313-318, 2016
- 6) 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
- 7) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部における接合部降伏の終局強度の実用的算定法、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.389-390, 2014.9
- 8) 出水俊彦他：長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能(1,5,6)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp499-500, 507-510, 2009
- 9) 坂東大輔他：長周期地震動を受ける RC 造建物の応答性状と柱部材性能に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp437-444, 23195-23198, 2012
- 10) 小野新他：動的実験における相似則の検証と載荷則の影響について、Vol10, No3, pp473-478, 1988