

論文 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の柱梁接合部の性能に関する実験的研究

佐々木 成紀^{*1}・瑞慶覧 長尚^{*2}・古谷 章^{*3} 中西 三和^{*4}

要旨：近年，長周期地震動を対象として，大変形及び地震継続時間が数分間にも及ぶことを想定した多数回繰返し載荷による RC 部材実験が行われている。しかしながら動的載荷による実験例は少ない。本論では，長周期地震動を受けた柱梁接合部を対象に，載荷履歴の違いが接合部挙動に及ぼす影響を調べることを目的として大変形に至る多数回繰返しの静的および動的載荷実験を行った。実験結果の比較から，載荷方法の差異に関わらず，最大耐力経験後の繰返しでは付着性能の劣化による耐力低下が顕著であった。また，動的載荷の最大耐力が静的載荷を上回ったが，ひずみ速度を考慮した材料強度の上昇で説明できることを明らかにした。

キーワード：長周期地震動，超高層 RC 造，柱梁接合部，多数回繰返し，動的載荷

1. はじめに

近年，長周期地震動を対象として，大変形及および地震継続時間が数分間にも及ぶことを想定した多数回繰返し載荷による RC 部材実験が行われている。しかしながら動的載荷による実験例は少ない。

筆者らは，これまで¹⁾²⁾長周期地震動を受けた際の最下層の隅柱および中柱を対象に静的および動的的水平載荷実験を行い載荷方法の違いが部材挙動に及ぼす影響を調べてきた。その結果，最大耐力に至るまでの同一変位の繰返しでは，繰返しによる耐力低下が小さく載荷方法による差異が少ないのに対して，最大耐力後の大変形での同一変位の繰返しでは，繰返しによる耐力低下が大きく動的載荷では静的載荷に比べ早期に軸力支持能力を失うことが確認された。

本論は，対象を柱梁接合部として，上述の柱試験体と同様，大変形に至る多数回繰返しの静的および動的的水平載荷実験を行った結果の報告である。

2. 試験体概要

既往の研究¹⁾で(財)日本建築センター発行「ビルディングレター」³⁾の超高層建築物性能評価・評価シートのうち2001年3月～2011年11月号までに掲載された免震構造を除く評価建物245件より作成したデータベースを参考に超高層 RC 造建物の試設計(以下プロトタイプ)を行った。プロトタイプはスパン数 X 方向5, Y 方向4, 地上30階建て，軒高約100m, 1次固有周期約2秒である。建物の軸組図を図-1に，プロトタイプに対する設計用地震動による X 方向の最大応答層間変形角分布を図-2に示す。国土交通省中部地方整備局が長周期地震動

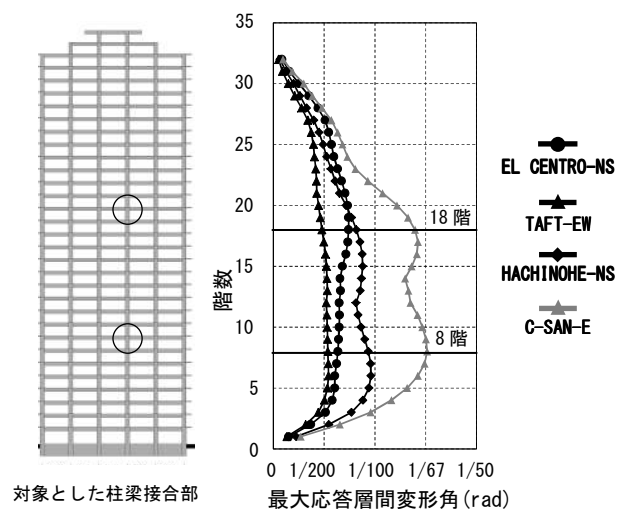


図-1 軸組図

図-2 最大応答層間変形角分布

表-1 試験体概要

試験体名		1S 1D	2S 2D
柱	断面寸法	$b_c \times D_c = 250 \times 250\text{mm}$	
	主筋	8-D16 (SD390) $P_g = 2.55\%$	8-D13 (SD390) $P_g = 1.63\%$
	帯筋	2-S6@35 (SD785) $p_w = 0.73\%$	
	$F_c [\text{N/mm}^2]$	60	48
梁	断面寸法	$b_b \times D_b = 170 \times 230\text{mm}$	
	主筋	8-D16 (SD390) $P_g = 4.07\%$	8-D13 (SD390) $P_g = 2.59\%$
	あばら筋	2-S6@35 (SD785) $p_w = 1.07\%$	
	$F_c [\text{N/mm}^2]$	60	48
接合部補強筋		2-S6@44 (SD785) $p_w = 0.86\%$	
軸力比		0.25	0.126
接合部付着余裕度		1.24	1.15
接合部せん断余裕度		1.21	1.19
柱梁曲げ耐力比		2.8	2.3

*1 日本大学大学院 海洋建築工学専攻 (学生正会員)

*2 横浜国立大学大学院 建築都市文化専攻 (学生会員)

*3 日本 ERI (株) 評価部 工修 (正会員)

*4 日本大学 理工学部海洋建築工学科 教授 工博 (正会員)

を模擬して作成した名古屋三の丸を想定観測地点とした東海・東南海地震 C-SAN-EW（三の丸波）では一般的な設計クライテリアである層間変形角 1/100 を超える応答値 1/66 が中間階で確認された。この中間階（8 階および 18 階）の柱梁接合部を実験対象とし、約 1/4 の縮尺模型を試験体とした。

試験体概要を表-1 に、コンクリートの材料試験結果を表-2 に、鉄筋の材料試験結果を表-3 に、試験体形状および配筋詳細図を図-3 に示す。各 2 体ずつ計 4 体の試験体に対して静的および動的载荷実験を実施した。8 階を模した 1S, 1D 試験体（試験体名末尾 S：静的，D：動的）の主な構造諸元は、柱断面 $b_c \times D_c = 250 \times 250 \text{ mm}$ ，梁断面 $b_b \times D_b = 170 \times 230 \text{ mm}$ ，コンクリート設計基準強度 $F_c = 60 \text{ N/mm}^2$ ，梁主筋 D16(SD390)で接合部内通し配筋，高強度せん断補強筋 S6(SD785，溶接閉鎖型)であり，軸力比 $\eta = 0.25$ ，とした。また，18 階を模した 2S, 2D 試験体は 1S, 1D 試験体と断面寸法は同じで，コンクリート設計基準強度 $F_c = 48 \text{ N/mm}^2$ ，梁主筋 D13(SD390)，軸力比 $\eta = 0.126$ とした。

3. 载荷装置および载荷方法

载荷装置を図-4，計測項目を図-5 示す。実験は日本大学大型構造物試験センター内テストフロアに設置した通称建研式载荷装置を用いて行った。試験体は柱頭，柱脚および左右梁端をピンとし，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により，変位制御で静的並びに動的に正負交番繰り返し载荷を行った。軸力は鉛直加力用ジャッキで荷重制御により負荷した。ジャッキ上面にスライド支承を設け，試験体の水平変位に追従し，常に柱頭柱心に鉛直方向の定軸力を作用させた。静的および動的ともに，水平方向のアクチュエータ，軸方向の軸力用油圧ジャッキおよび梁端部に組み込まれたロードセルで試験体に作用する荷重を計測した。試験体の変位の測定は，試験体背面に取り付けた測定治具を用いて測定した。水平変位は，上下柱の支点間の相対変位をストローク式変位計により測定した。歪ゲージは梁フェイスおよび柱フェイス

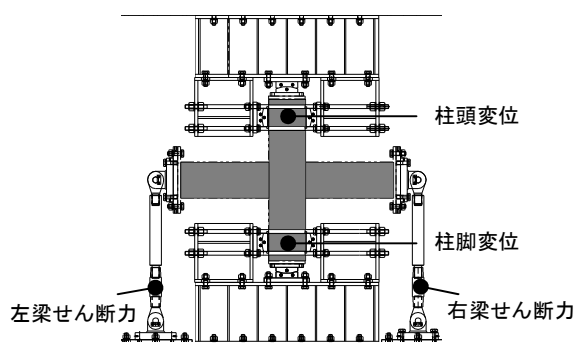


図-5 計測項目

位置の主筋に計 10 点，接合部内の主筋に計 10 点，接合部内のせん断補強筋に計 8 点に貼付した。動的载荷にお

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]	ヤング係数 [$\times 10^4 \text{ N/mm}^2$]	割裂引張強度 [N/mm ²]
1S 1D	65.1	3.47	4.4
2S 2D	45.3	3.24	3.7

表-3 鉄筋材料試験結果

鉄筋名	降伏強度 [N/mm ²]	降伏歪 [μ]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [$\times 10^4 \text{ N/mm}^2$]
D13 (SD390)	421.8	2248	621.0	1.85
D16 (SD390)	447.9	2552	621.4	1.84
S6 (SD785)	1026.1	6966	1135.9	2.05

※S6 (SD785) は 0.2% オフセットを降伏点とした。

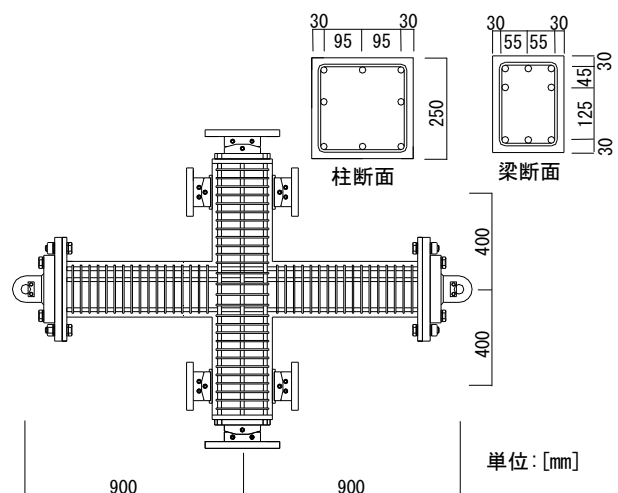


図-3 試験体形状および配筋詳細図

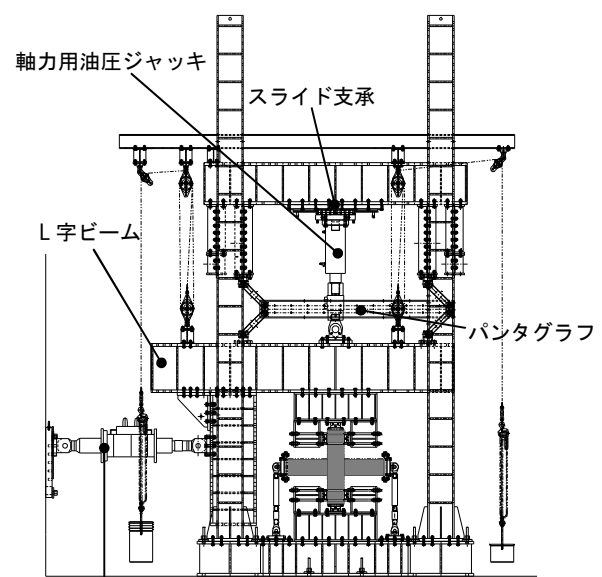


図-4 载荷装置

けるデータのサンプリング間隔は 0.01sec として多点同時計測を行った。

4. 加力スケジュール

プロトタイプに対する長周期地震動を模擬した C-SAN-EW(三の丸波)の地震入力による時刻歴応答解析の結果(図-6)を参考に加力スケジュールを定めた。動的載荷時の加力スケジュールを図-7 に、加力スケジュール項目を表-4 に示す。加力スケジュールは、柱支点間の部材角(以下 R と称す) $R=1/500$, $1/200$, $1/100$, $1/75$, $1/50$, $1/30$, $1/20$ の漸増増分変位を与えた後、 $1/10$ の押切をして実験を終了とした。繰り返し回数は、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⁴⁾とした。また、加振周期 T_D の決定に際しては、最大速度 50.0cm/sec として規準化した八戸 NS 波(Lv2)で最大層間変形角 $R=1/100$ 相当を記録したこと、C-SAN-EW(三の丸波)で最大層間変形角 $R=1/75$ 相当の応答値を記録したことを参考として定めた。すなわち、 $R=1/500$ と $1/200$ の加振周期はプロトタイプの弾性 1 次固有周期(2.11sec)に基づき決定し、 $R=1/100$ の加振周期は八戸 NS 波での最大応答時の等価周期(3.3sec)に基づき、 $R=1/75$ およびその後の加振は三の丸波での最大応答時の等価周期(3.89sec) にそれぞれ相似則(時間の相似則: $1/\sqrt{4}$)を適用して定めた。

5. 実験結果

5.1 節点モーメント-層間変形角関係

最終破壊状況を写真-1、節点モーメント-層間変形角関係を図-8、実験結果一覧を表-5 に示す。ここでの、柱梁接合部の節点モーメントは梁端に設置したロードセルの読み値と部材長さ(900mm)の積である。また、解析値はファイバー法により求めた。

1S 試験体

部材角 $R=1/500$ の 1 サイクル目で接合部梁フェイス(以降、梁フェイス)の下端に曲げひび割れが発生し、その後、曲げひび割れが進展した。部材角 $R=1/75$ の 1 サイクル目で接合部パネル部分に斜めひび割れが発生した。正側載荷時、部材角 $R=1/50$ の 1 サイクル目で最大節点モーメント 159kNm に達し、サイクルを重ねるごとに徐々に耐力が低下した。部材角 $R=1/30$ の 3 サイクル目で梁フェイスのコンクリートの圧壊および柱に付着ひび割れが確認された。最終破壊状況においては、梁フェイス位置でのコンクリートの圧壊が顕著に見られた。また、接合部パネル部分のひび割れ本数は、部材角が大きくなるにつれて増加したが、ひび割れ幅の大きなものは見られなかった。

1D 試験体

部材角 $R=1/500$ で梁フェイスの下端に曲げひび割れが

発生し、その後、曲げひび割れが進展した。正側載荷時、部材角 $R=1/30$ の 1 サイクル目で最大節点モーメント 166kNm に達し、サイクルを重ねるごとに徐々に耐力が低下した。この部材角 $R=1/30$ の繰り返しにおいて梁フェイスのコンクリートの剥落および柱に付着ひび割れが

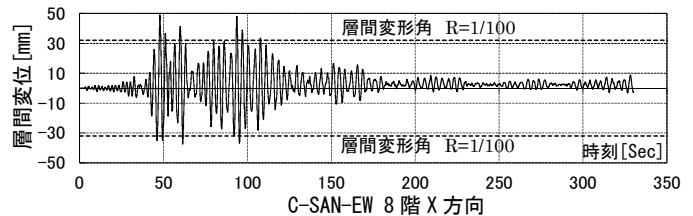


図-6 時刻歴応答解析結果

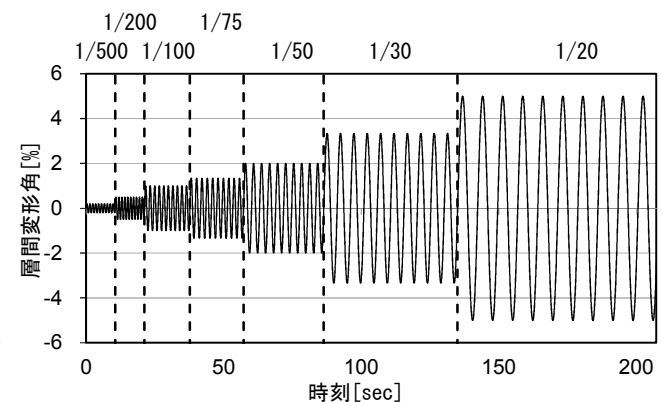


図-7 動的載荷時加力スケジュール

表-4 加力スケジュール項目

サイクル	1~10	11~20	21~30	31~40	41~50	51~60	61~70
部材角R[rad]	1/500	1/200	1/100	1/75	1/50	1/30	1/20
目標変位[mm]	1.6	4.0	8.0	10.7	16.0	26.7	40.0
目標変形角[%]	0.2	0.5	1	1.3	2	3.3	5
プロトタイプの周期[sec]	2.11		3.3	3.89			
動的載荷実験時周期 T_D [sec]	1.05	1.65	1.95	2.92	4.86	7.29	

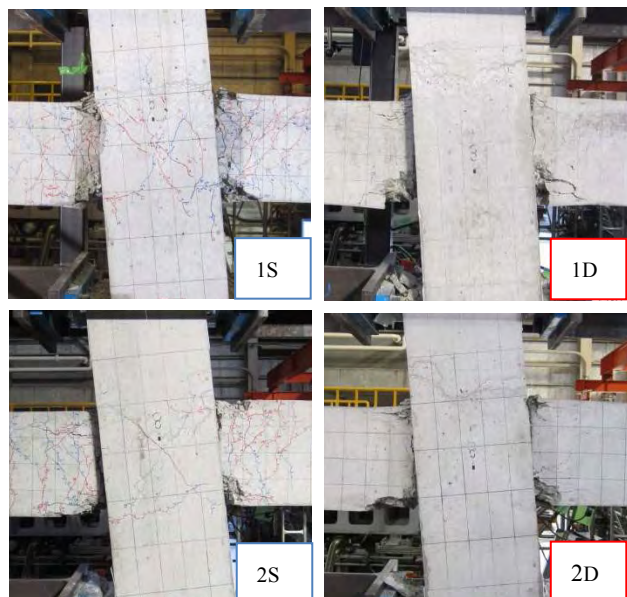


写真-1 最終破壊状況

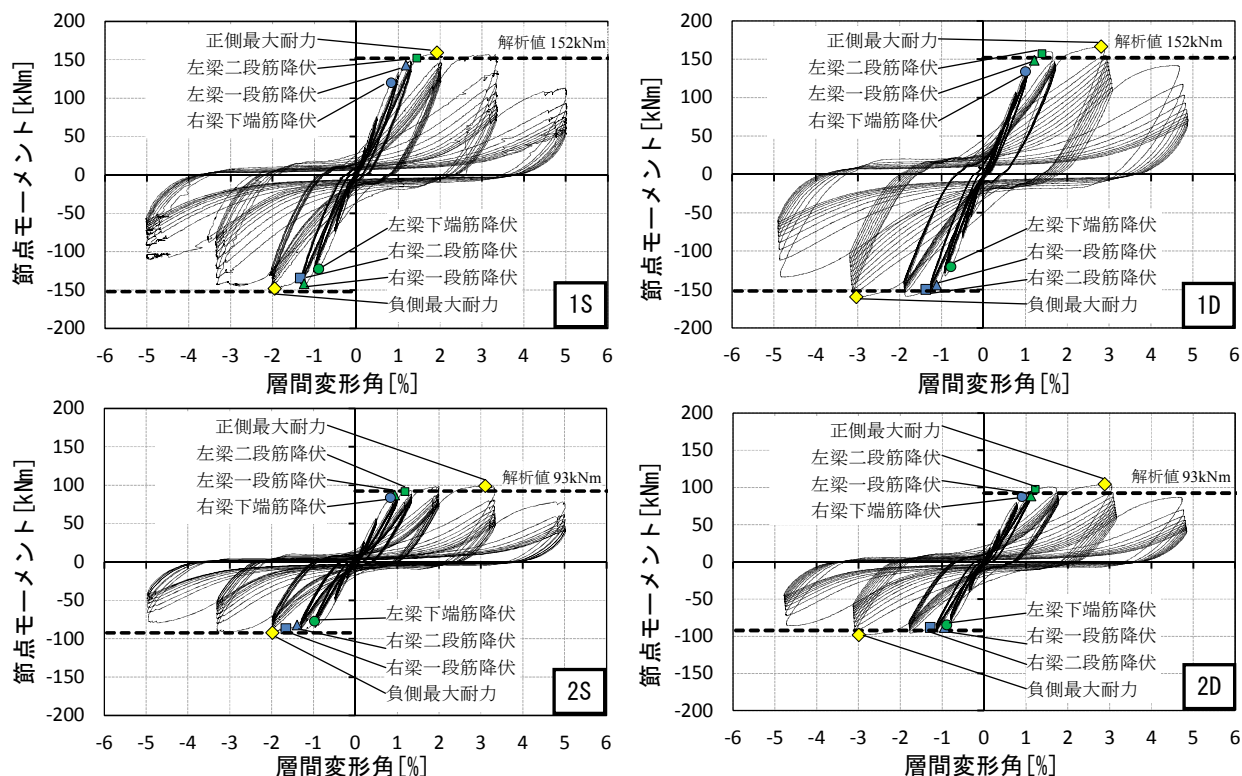


図-8 節点モーメント-層間変形角関係

発生した。最終破壊状況は、梁フェイスでのコンクリートの圧壊が顕著に見られた。また、接合部パネル部分の損傷は 1S に比べて軽微で、ひび割れ本数は、1S 試験体と比較すると差はほとんど見られなかった。

2S 試験体

部材角 $R=1/500$ の 1 サイクル目で梁フェイスの下端に曲げひび割れが発生し、その後、曲げひび割れが進展した。部材角 $R=1/100$ の 1 サイクル目で接合部パネル部分に斜めひび割れが発生した。正側載荷時、部材角 $R=1/30$ の 1 サイクル目で最大節点モーメント 99kNm に達し、サイクルを重ねるごとに徐々に耐力が低下した。部材角 $R=1/30$ の 3 サイクル目で梁フェイスでのコンクリートの圧壊が確認された。最終破壊状況は、梁フェイスでのコンクリートの圧壊が顕著に見られた。また、接合部パネル部分のひび割れ本数は 1S 試験体と比較すると少なかった。

2D 試験体

部材角 $R=1/500$ で梁フェイスの下端に曲げひび割れが発生した。部材角 $R=1/100$ で梁フェイスの上端に曲げひび割れが発生した。正側載荷時、部材角 $R=1/30$ の 1 サイクル目で最大節点モーメント 104kNm に達し、サイクルを重ねるごとに徐々に耐力が低下した。部材角 $R=1/30$ で梁フェイスのコンクリートの剥落が確認された。最終破壊状況は、梁フェイスでのコンクリートの圧壊が顕著に見られた。なお、接合部パネル部分のひび割れ本数は

表-5 実験結果一覧

試験体名	符号	実験結果							
		梁1段筋降伏		梁2段筋降伏		最大耐力		耐力上昇率D/S	破壊形式
		R [%]	jM [kNm]	R [%]	jM [kNm]	R [%]	jM [kNm]		
1S	正	1.19	143	1.45	152	1.93	159	—	梁曲げ先行降伏
	負	-1.20	-142	-1.34	-134	-1.95	-148	—	
1D	正	1.22	148	1.40	157	2.82	166	1.04	
	負	-1.12	-144	-1.37	-150	-3.03	-160	1.08	
2S	正	0.95	88	1.19	91	3.11	99	—	
	負	-1.39	-82	-1.66	-87	-1.98	-92	—	
2D	正	0.99	76	1.23	97	2.89	104	1.05	
	負	-0.95	-90	-1.28	-88	2.99	-99	1.08	

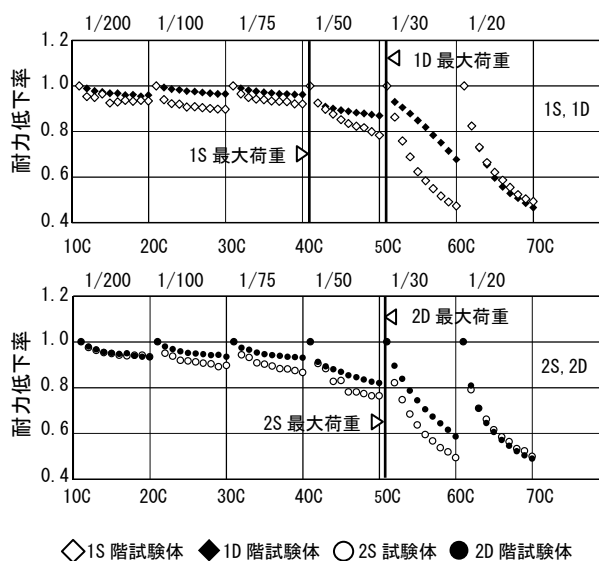


図-9 繰返し載荷による耐力低下率

2S 試験体と比較すると差はほとんど見られなかった。

5.2 繰り返し载荷による耐力低下

繰り返し载荷による耐力低下率（各振幅 1 サイクル目の正側の最大節点モーメントに対する各サイクル正側最大節点モーメントの比率）を図-9 示す。各試験体において、部材角 $R=1/200\sim 1/75$ の繰り返しには、2 サイクル目で 1 割ほど低下し、それ以降の繰り返しによる耐力低下は小さく安定したループが得られている。部材角 $R=1/50$ の繰り返しでは、サイクルを重ねるごとに耐力低下が進展し、10 回の繰り返しで、2 割の低下が見られた。部材角 $R=1/30$ の繰り返しでは、サイクルを重ねるごとに進展し、10 回の繰り返しで、5 割から 6 割の低下が見られた。また、静的载荷と動的载荷による耐力低下に大きな差は見られなかった。

5.3 履歴吸収エネルギー性能

各試験体の等価粘性減衰定数を図-10 示す。全試験体において最大荷重を経験するまでは、等価粘性減衰定数が同変形の繰り返しにおける 1 回目で 6~8% であり 2 回目以降は、2~4% であった。最大荷重を経験後の大変形では、等価粘性定数が大きくなるが、繰り返しによるエネルギー吸収性能の低下が顕著である。

部材角 $1/50$ の履歴ループを図-11 示す。エネルギー吸収性能の低下がみられた部材角 $1/50$ の 1 回目、2 回目と 10 回目の履歴ループを比較すると、各試験体とも処女载荷となる 1 回目の履歴性状に比べ、2 回目の履歴ループではスリップの傾向が現れ、10 回目の履歴ループでは、より顕著なスリップ形となることが確認された。

5.4 歪速度が最大荷重に及ぼす影響

鉄筋の動的降伏点強度と強度上昇率を表-6、コンクリートの動的圧縮強度と強度上昇率を表-7 に示す。既往の研究⁵⁾で歪速度が上昇すると最大耐力が上昇することが報告されており、本実験においても静的载荷時に比べ動的载荷において梁曲げ耐力時の節点モーメントが上昇することを確認（表-5）した。ここでは実験結果より得られた歪速度と材料強度推定式より最大耐力に及ぼす影響について検討する。

- ・歪測定結果より算出した歪速度と動的材料強度

梁主筋の歪速度は、梁の危険断面に最も近い歪ゲージ計 10 点より計測した歪をサンプリング間隔(0.01sec)毎の歪の時間的変化量($\Delta \epsilon$)として算出した。梁主筋が引張を受けた時の最大の歪速度を鉄筋の歪速度に、またコンクリートに対しては鉄筋とコンクリートが完全付着の状態であると仮定して、圧縮鉄筋の歪速度をコンクリートの歪速度として評価した。

- ・歪速度による強度上昇率

算出した歪速度を以下の(1)式、(2)式に代入し、鉄筋の動

的降伏点強度とコンクリートの動的圧縮強度を算出した。歪速度は梁フェイス位置の歪速度の最大歪速度の平均値

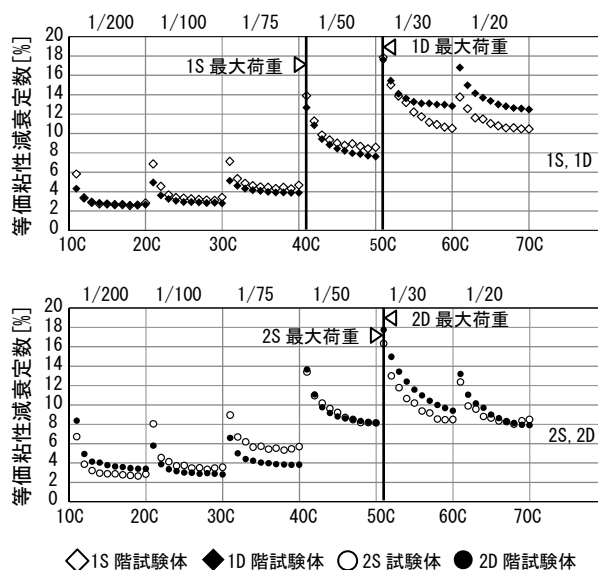


図-10 等価粘性減衰定数

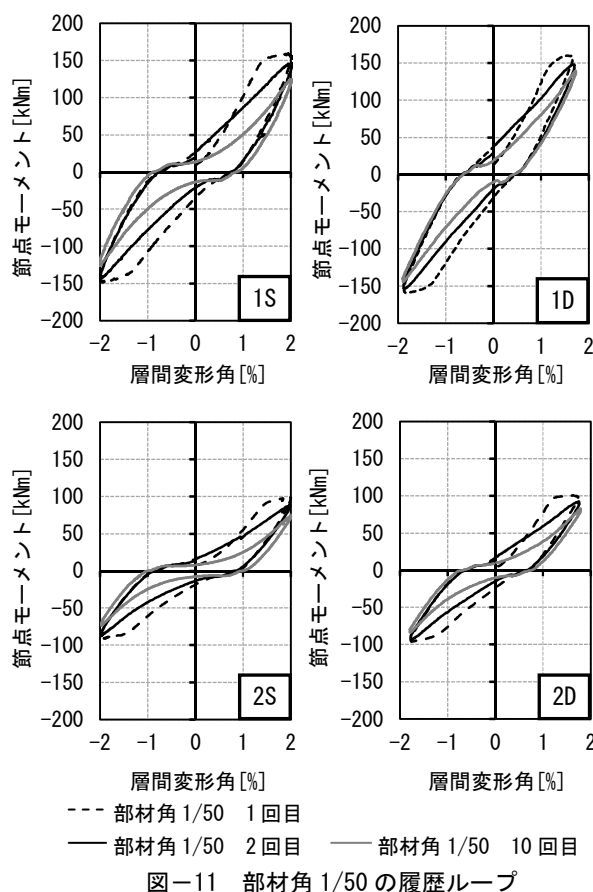


図-11 部材角 1/50 の履歴ループ

表-6 鉄筋強度上昇

試験体 名称	静的材料 降伏強度 $s f_y$ [N/mm ²]	動的材料 降伏強度 $d f_y$ [N/mm ²]	最大歪速度 ϵ_d [1/sec]	降伏点強度 上昇率 [%]
1D	447.9	510.4	0.062	14.0
2D	421.8	470.9	0.021	11.6

$$\frac{Df_y}{sf_y} = 1.20 + 0.05 \log \left| \frac{\dot{\epsilon}}{\epsilon} \right| \quad (1)$$

sf_y : 鉄筋の静的降伏強度, sf_y : 鉄筋の動的降伏強度, $\dot{\epsilon}$: 歪速度

$$\frac{DF_y}{SF_y} = 1.38 + 0.08 \log \left| \frac{\dot{\epsilon}_D}{\epsilon_D} \right| \quad (2)$$

SF_y : コンクリートの静的圧縮強度, DF_y : コンクリートの動的圧縮強度,
 $\dot{\epsilon}_D$: 歪速度

を用いた。コンクリートの動的材料強度上昇率は 1D 試験体で約 24%, 主筋の動的降伏強度上昇率は、約 12%でありこれより節点モーメントが上昇したと考えられる。表-8 に実験値および解析値を示す。曲げ終局強度はファイバー法により求めた。動的(D)試験体の解析においては表-6,7 に示した動的材料強度を用いた。各試験体とも実験値と解析値に近い値を示した。

6. まとめ

本研究では、超高層 RC 造建物の接合部を対象とし、定軸力を負荷した状態で静的および動的に多数回繰り返し載荷実験を行い、以下の見解を得た。

- (1) 静的及び動的載荷ともに最大耐力を経験するまでの繰り返しでは耐力低下はほぼ見られないのに対して、最大耐力経験後の繰り返しではいずれも大きな耐力低下が見られた。
- (2) 最大耐力は、動的載荷試験体が静的載荷試験体に比べ耐力が上昇し、歪速度の影響を考慮した材料強度で解析した結果、動的載荷の実験値と解析値は近い値を示した。
- (3) 履歴吸収エネルギー性能は静的載荷と動的載荷では大きな差は見られなかった。
- (4) 各試験体とも 1 回目の履歴性状に比べ、2 回目の履歴ループではスリップの傾向が現れ、10 回目の履歴ループでは、付着性能の劣化により顕著なスリップ形となる事が確認された。

謝辞

本研究は、平成 22 年度文科省学研究費補助金（基礎研究 B）「鉄筋コンクリート造柱の地震時軸耐力喪失過程と建物の倒壊リスクに関する動的検証」（代表：中西三和）の一環として行ったものである。また貴重な助言とご指導を頂いた日本大学の安達洋名誉教授と北嶋圭二准教授、

表-7 コンクリート強度上昇

試験体名称	静的圧縮強度 sF_y [N/mm ²]	動的圧縮強度 Df_y [N/mm ²]	最大歪速度 ϵ_D [1/sec]	降伏点強度 上昇率 [%]
1D	65.1	80.5	0.016	23.6
2D	45.3	54.8	0.007	20.9

表-8 実験値および解析値

試験体名	梁上端引張		梁下端引張	
	実験値 [kN]	解析値 [kN]	実験値 [kN]	解析値 [kN]
1S	96	94	72	75
1D	103	107	82	86
2S	61	57	49	46
2D	62	64	53	51

横浜国立大学の田才晃教授と楠浩一准教授に深く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 瑞慶覧長尚, 栗橋成紀, 石坂優樹, 安武悠, 坂東大輔, 古谷章, 北嶋圭二, 楠浩一, 田才晃, 中西三和, 安達洋: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の応答性状と柱部材の性能に関する研究(その 1,2,3,4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp437-444, 2012
- 2) 伊藤渚, 石坂優樹, 安武悠, 古谷章, 北嶋圭二, 楠浩一, 田才晃, 中西三和, 安達洋: 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の最下層中柱軸力支持能力に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp505-510, 2013
- 3) (財)日本建築センター: ビルディングレター, 2001 年 3 月号~2011 年 11 月号
- 4) 出水俊彦, 斎藤大樹, 福山洋, 森田高市, 向井智久, 濱田真, 菊田繁美, 金川基, 葉研地彰, 佐々木仁: 長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能(その 1,5,6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp499-500, 507-510, 2009
- 5) 小島 陽一, 小川 勤, 渡邊 則人, 中西 三和, 安達洋, 青山 博之: 動的載荷時における鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の力学的性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.241-242, 2006