

高靱性柱を用いた超高層RC造建物の耐震性に関する研究

(その8) 二方向載荷を受ける立体内柱・梁接合部実験

正会員○都祭 弘幸*1 同 北山 和宏*2 同 坪崎 裕幸*1

同 村田 義行*1 同 三浦 康成*1 同 江藤 啓二*3

1. はじめに これまで、高層RC建物の柱梁接合部に関する実験的研究は、一方向加力実験によるものであり、接合部の二方向同時加力時の挙動に関しては不明な点が多い。そこで本報では、試設計建物を対象とした梁降伏型スラブなし立体中柱・梁接合部部分架構の二方向静的加力実験を行い、その耐震安全性を検証した。さらに、加力履歴を実験因子とし、二方向の加力履歴が骨組の破壊性状に及ぼす影響について検討を行った。

2. 試験体 試験体は、図1に示す試設計建物の1/2.5スケールのスラブなし立体内柱・梁接合部部分架構試験体3体である。3体とも形状・寸法・配筋は同一であり、梁断面24cm×32cm、柱断面34cm×34cm、柱芯から梁加力点までが98cm、梁芯から柱支点までが58cmである。試験体は、試設計建物において片側1mのスラブ筋を有効とした時の接合部入力せん断応力度が等しくなる様に設計した。梁主筋は、接合部内を通し配筋し、上下等量、二段配筋とした。一段目梁主筋にはD16を二段目主筋にはD13を用いた。接合部横補強筋比は0.49%(6-□-D6)である。表1に材料特性を示す。

3. 加力方法及び加力履歴 図2に加力装置を図3に加力履歴を示す。柱の反曲点高さ位置を二方向に対してピン支持とし、梁スパンの中央に相当する位置を加力点とした。柱に定軸力92.8t(軸力比0.16 N_u/c)[N_u/c :その6を参照]を加えた後、変位制御による正負交番の繰り返し加力を行った。J1は同時に二方向加力を受けない十型、J2及びJ3は二方向同時加力を受ける口型及び田型の加力履歴とした。J1はNS方向に層間変形角1/200(2*1/4), 1/100(4), 1/67(2)加力し梁を降伏させ、EW方向に同様の加力を行った。その後、各方向に1/50(2), 1/33(2)加力した後、EW方向で1/15まで加力した。J2の制御変位は、1/200(2), 1/100(4), 1/67(2), 1/50(2),

表1. 材料特性
(コンクリート) (kg/cm²)

試験体	材令	圧縮強度	割裂強度
J1	91	459	
J2	105	466	33.7
J3	113	460	

(鉄筋) (kg/cm²)

呼び名	降伏応力度
D16(SD390相当)	4442
D13(SD390相当)	4081
D6(SD345相当)	3721

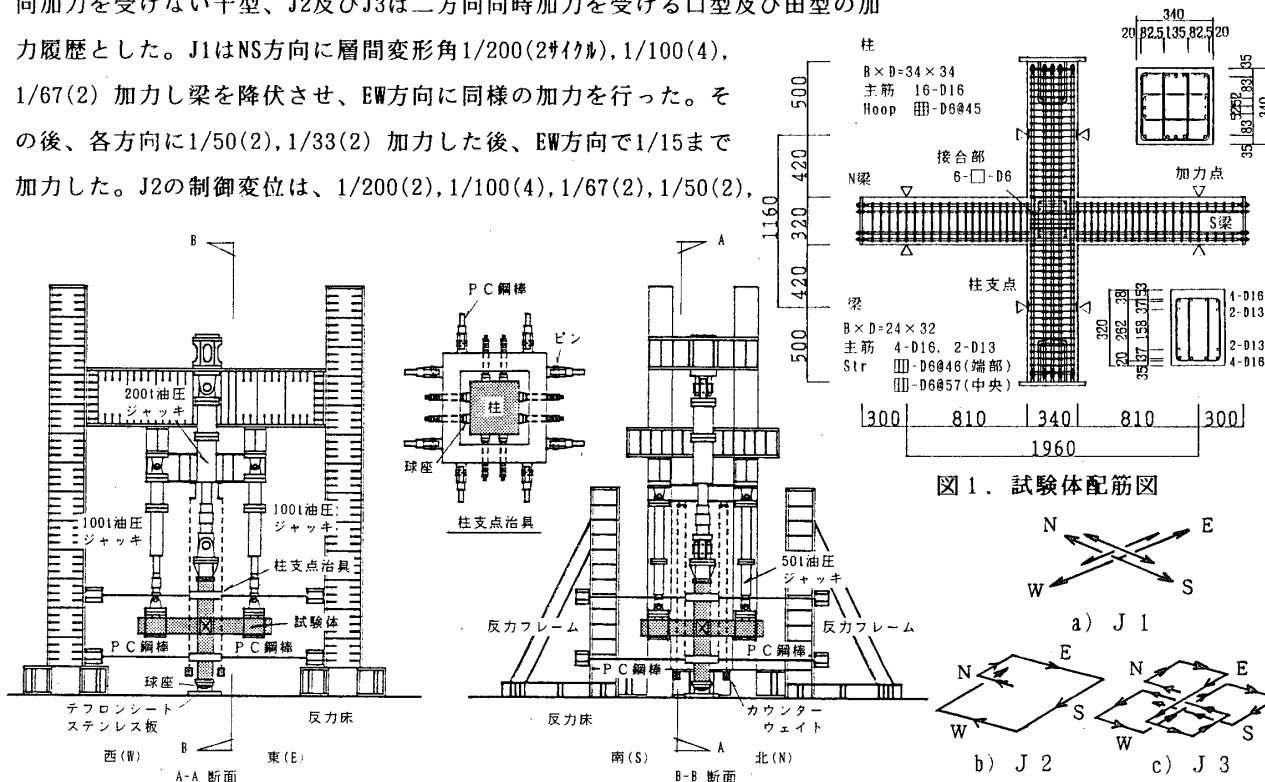


図1. 試験体配筋図

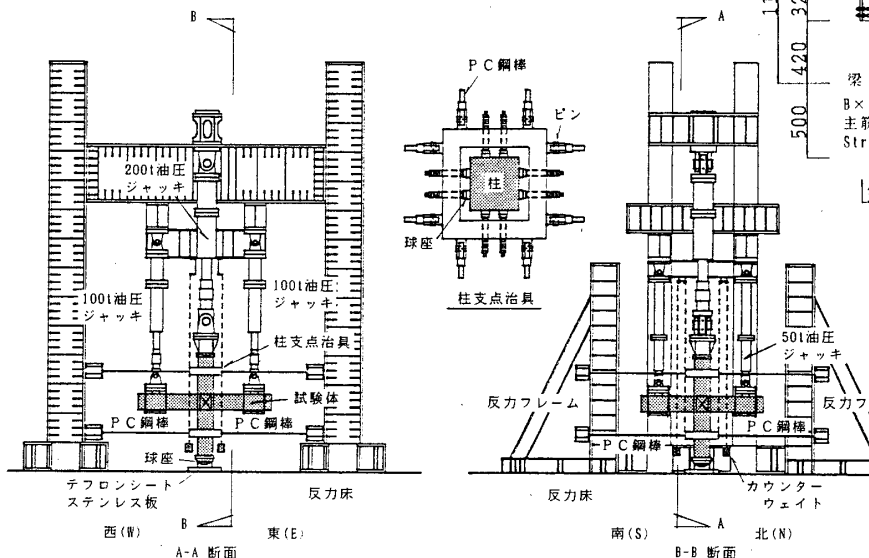


図2. 加力装置

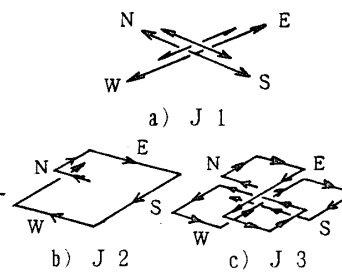


図3. 加力履歴
(柱頭加力点パス)

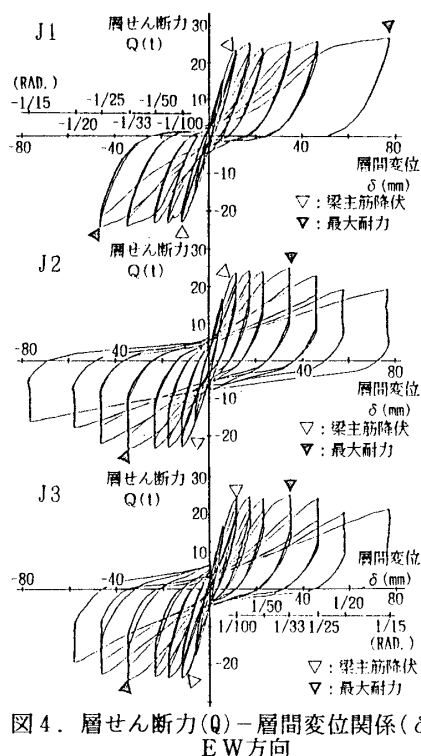


図4. 層せん断力(Q)－層間変位関係(δ) EW方向

表2. 実験結果一覧

試験体名	加力方向	接合部せん断ひび割れ			梁降伏			最大耐力			
		Q (ton)	R (rad.)	実験値 計算値 ^{*1}	Q (ton)	R (rad.)	実験値 計算値 ^{*1}	Q (ton)	R (rad.)	実験値 計算値 ^{*1}	
J1	NS	正	20.04	1/159	1.02	21.88	1/141	0.96	25.77	1/33	1.08
		負	20.42	1/147	1.04	20.42	1/147	0.89	24.69	1/33	1.04
	EW	正	7.98	1/227	0.41	23.14	1/104	1.01	26.53	1/15	1.11
		負	7.86	1/238	0.40	23.23	1/103	1.02	24.54	1/25	1.03
J2	NS	正	18.18	1/162	0.92	23.00	1/116	1.01	24.16	1/67	1.02
		負	18.45	1/171	0.94	19.52	1/153	0.85	24.33	1/33	1.02
	EW	正	18.90	1/166	0.96	22.47	1/116	0.98	25.01	1/33	1.05
		負	19.23	1/163	0.98	21.33	1/123	0.93	23.61	1/33	0.99
J3	NS	正	18.12	1/163	0.92	21.71	1/131	0.95	24.84	1/33	1.05
		負	19.84	1/160	1.01	22.62	1/100	0.99	23.85	1/33	1.01
	EW	正	17.48	1/181	0.89	24.08	1/99	1.05	24.58	1/33	1.04
		負	17.59	1/167	0.90	22.35	1/122	0.98	24.29	1/33	1.02

(注)
 *1: 主応力度式による。
 *2: e関数法による二段筋降伏時の値
 *3: e関数法による圧縮縁ひずみ=0.3%時の値

Q: 層せん断力
 R: 層間変形角

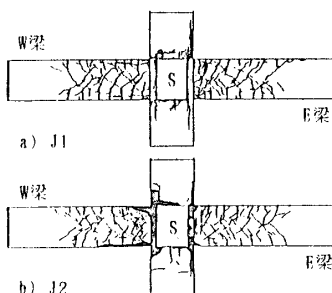


図5. 最終破壊状況

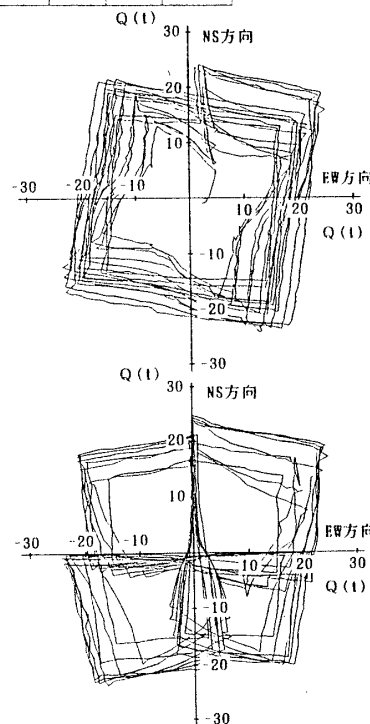


図6. 層せん断力－層せん断力関係 (NS方向) (EW方向)

1/33(2), 1/25(2), 1/20(1), 1/15(1)とした。J3ではJ2と制御変位は同一であるが、1サイクルあたりの変位量がJ2の2倍になるのでサイクル数は半分とした。

4. 実験結果 図4にEW方向の層せん断力－層間変位関係を、図5に最終破壊状況を、図6にJ2, J3の層せん断力の軌跡を示す。J3の破壊状況はJ2とほぼ同じであった。いずれの試験体も1/50以降梁のひび割れは殆ど生じず、梁付け根のひび割れが拡大した。J1は梁の曲げ降伏後も1/15まで荷重は増大した。J2及びJ3ではJ1に比べてひび割れ間隔が広く、接合部内付着劣化に伴う梁付け根の曲げ圧壊が顕著であった。また、接合部の被りコンクリートの剥落も顕著であった。J1のQ-δ関係は繰り返し加力により、逆S字形の履歴性状を示した。J1の繰り返しによる耐力低下の割合は10%程度であったが、J2, J3ではその割合は約20%と大きかった。J2, J3では柱の二軸相関により(図6参照)ピーク変位を保持する側の抵抗力が大幅に低下し、Q-δ関係において見掛け上履歴面積が増大した。

表2に実験結果一覧を示す。接合部せん断ひび割れは、接合部横補強筋のひずみの急変点として求めた。接合部せん断ひび割れ耐力は、J1を除き実験値は計算値と概ね一致した。梁降伏耐力及び最大耐力は、平面保持を仮定した曲げ解析により計算した。梁が降伏するのは、層間変形角1/100以前であった。J1のEW方向における梁降伏時割線剛性は、NS方向に比較すると低下した。これは、NS方向加力により接合部の剛性劣化が生じたためと考えられる。梁降伏耐力及び最大耐力ともに実験値は計算値と良く一致していた。二方向同時加力を受ける場合、最大耐力時の変形が小さくなり、最大耐力後の耐力低下も著しかった。J2とJ3の耐力低下に差はなかった。

5. まとめ (1)二方向同時加力を行う口型及び田型の加力履歴では、一方向加力時に比較して最大耐力時の変形が小さくなり、最大耐力以後の耐力低下も著しい。しかし、層間変形角1/33までは耐力低下がなく耐震上問題は無いと思われる。(2)接合部のせん断ひび割れ時、梁降伏時及び最大耐力時の層せん断力－層間変位関係では、本実験の様な梁降伏型の場合、口型及び田型の加力履歴の違いによる著しい影響は認められなかった。

(謝辞) 実験及びデータ整理にご協力頂いた宇都宮大学工学部建設学科構造研究室の方々へ深く感謝いたします。

*1 五洋建設(株)技術研究所 *2 千葉大工学部・工博 *3 (株)佐藤組