

下階壁抜け柱に隣接して連層鉄骨ブレース補強を施した立体 RC 骨組の三方向加力実験(その1)

北山 和宏¹⁾・林 秀樹²⁾

1)会員 首都大学東京大学院建築学専攻准教授(工博) 東京都八王子市南大沢 1-1 e-mail:kitak@ecompetro-metro-u.ac.jp

2)学生会員 首都大学東京大学院建築学専攻 東京都八王子市南大沢 1-1 e-mail:hayashi-hideki@metro-u.ac.jp

1. はじめに

既存鉄筋コンクリート(RC)建物を鉄骨ブレースで耐震補強する際には、面内地震力のみを考慮して設計する。しかし実際には水平二方向および鉛直の三方向力を同時に受ける。また、既存 RC 建物内の下階壁抜け柱の圧縮軸耐力不足の際には、軸崩壊防止補強を兼ねて鉄骨ブレースを当該柱に隣接して設置することがよく行われる。しかし、このような下階壁抜け柱の軸力は二方向水平力を同時に受けて大きく変動するので、かえって軸崩壊を加速させることも考えられる。そこで下階壁抜け柱に隣接して連層鉄骨ブレース補強を施した RC 立体建物試験体に対して二方向水平力および軸力を与える静的実験を実施し、その耐震性能を調査した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は図-1,2,3 に示すように鉄骨ブレースを A 構面中央スパンに連層で配置した 2 層 3 スパン奥行 1 スパンの RC 立体骨組で縮尺は約 1/4 である。柱は全て 140mm 角で柱 1, 4 は 4-D13, 鉄骨ブレースの付帯柱 2, 3 及び柱 5, 6 は 6-D10 を主筋として配した。柱 5, 6 は柱 2, 3 を 90° 回転させた配筋とした。梁は全て上下端共に 2-D13 を主筋とし A, B 構面, C, D 構面で同じ配筋とした。また B 構面(柱 5, 6)及び D 構面(柱 3, 6)は柱梁骨組であるが、C 構面の 2 層に耐震壁を設置した(図-1 参照)。耐震壁には D4 鉄筋を、

縦 61.5mm ピッチ, 横 60mm ピッチでシングル配筋した。ここで、南北方向を面外方向, 東西方向を面内方向と呼ぶ。また、最上階にのみ D4 鉄筋を 60 mm ピッチで配筋したスラブを設置した。表-1 に試験体の鉄筋及びコンクリートの材料特性をそれぞれ示す。全体曲げ破壊型の破壊形式とするため、フォーミングはすべて PC 鋼棒によって反力床に緊結した。ブレース断面は H 形とし鉄骨ブレースとコンクリート躯体の接合には間接接合部を設けず、鉄骨柱に溶接されたアンカー筋 D10 を鉄筋コンクリート躯体に直接定着させ、その時の埋込み深さを 63mm とした。

2.2 加力方法

図-4 に加力装置を示す。連層ブレースと柱 2, 3 に 160kN の一定圧縮軸力を導入後、面外・面内方向に加力した。2 サイクルまでは、まず面外方向に正負交番繰り返し載荷(負載荷が先)をし、面外正方向ピーク後、面外正方向の変形を保持したまま面内方向に正負交番繰り返し載荷(正載荷が先)を行った。この時、面外方向・面内方向共に 1 サイクル:頂部変形角 0.25%, 2 サイクル:0.5%とした。3 サイクル以降は面外正方向に変形させたまま、面内方向に正負交番繰り返し載荷を行い、面外方向の変形角は 3 サイクル:0.5%, 4 サイクル~押し切り:1.0%とした。面内方向には 3 サイクル:0.5%, 4・5 サイクル:1.0%, 6 サイクル:1.5%, 7・8 サイクル:2.0% 9 サイクル:3.0%, 押し切りは 4.0%まで加力した。面外変形角 $R_{面外}$ は 2 層梁芯の変位 $\delta_{面外}$ をスタブ面から 2 層梁芯の変位計

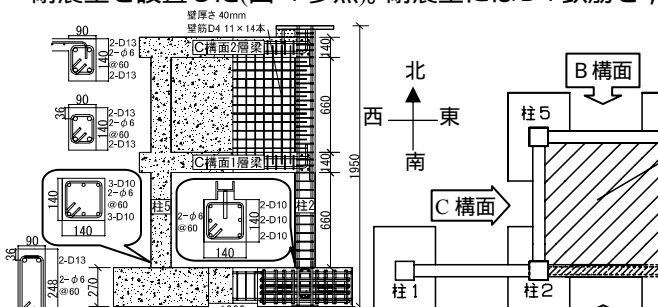


図-1 C 構面配筋図

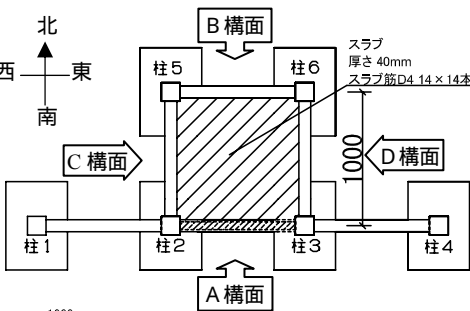


図-2 試験体伏図

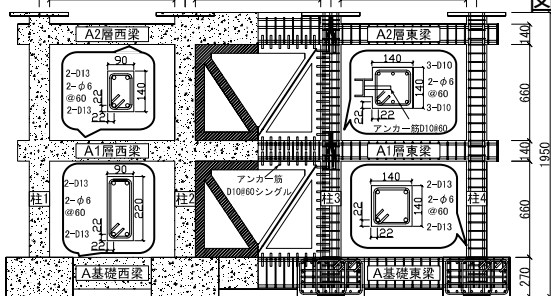
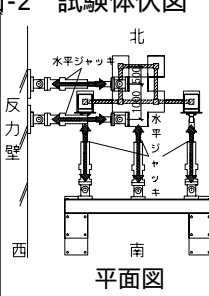
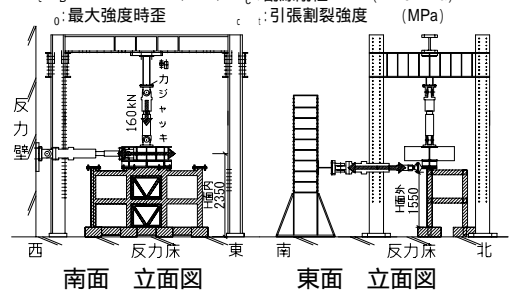


図-3 A 構面配筋図



平面図



南面 立面図 東面 立面図

図-4 加力装置

表-1 鉄筋及びコンクリートの材料特性

鋼材	鋼材		y
	σ_s	σ_t	
柱2,3,5,6主筋 D10 (SD295)	373	509	0.21%
柱1,4主筋 D13 (SD390)	458	655	0.25%
梁主筋 D13 (SD345)	397	556	0.21%
せん断補強筋 6	307	473	0.15%
アンカー筋 D10 (SD345)	410	585	0.22%
鉄骨ブレース (SM490)	433	523	0.25%
スラブ筋 壁筋 D4(SD295)	386	566	0.22%
コンクリート	コンクリート		
	c_B	E_c	α
	36.3	3.58	0.20%
	σ_c	σ_{c1}	σ_{c2}
			3.19

c_B : 圧縮強度 (MPa) E_c : 割線剛性 ($\times 10^4$ MPa)
 σ_c : 最大強度時歪 σ_{c1} : 引張割裂強度 (MPa)

測位置までの高さ $H_{\text{面外}}$ (1550mm)で除した値である。面内変形角 $R_{\text{面内}}$ はジャッキ芯の変位 $\delta_{\text{面内}}$ を反力床からジャッキ芯の変位計測位置までの高さ $H_{\text{面内}}$ (2350mm)で除した値である。なお面内・面外の正方向は、それぞれ西側及び南側への引き載荷時とした。

3. 実験結果

3.1 制御事故による実験への影響

第2サイクル終了後、除荷時に制御事故が起こり、柱2を中心に時計回りに立体部がねじれ回転が生じた。事故による試験体のひび割れ状況、鉄筋の降伏位置及びコンクリートの圧壊位置を図-5に示す。

A構面において、コンクリートの剥落はなく、梁面内曲げモーメントに対する圧縮力には抵抗できる。そのため、面内載荷には影響がほとんどないと判断した。しかしD構面では柱6の2層柱脚のコンクリートが圧壊、剥落したため面外曲げモーメントに対する圧縮力に抵抗できなくなり、面外負載荷が困難になった。そのため事故後、面外は正方向のみの載荷とし、面外正方向ピーク後、面外正方向の変形を保持したまま面内方向に正負交番載荷を行った。

3.2 破壊状況

最終的なひび割れ状況を図-6に示す。ブレースの付帯柱(柱2, 3)に曲げひび割れが多数発生し、柱脚のコンクリートが圧壊し最終的に剥落した。A構面の境界梁には曲げひび割れの後にせん断ひび割れが多く発生した。D構面の1,2層直交梁には、ブレースへの抑え込み効果によるせん断ひび割れが多数発生した。また面外頂部変形角が0.15%を越えるとC構面の耐震壁にせん断ひび割れが多数発生した。

3.3 面内復元力特性

面内復元力特性を図-7に示す。縦軸を補正水平力(軸力によるP- δ 効果を考慮した水平力)、横軸を面内頂部変形角とした。なお、負加力時にC構面の耐震壁が連層鉄骨ブレースに対する抑え込み効果を発揮する。正方向では、変形角0.5%で柱3の1層柱脚主筋が全て引張降伏して剛性が低下し、4-W(4サイクルで西方向加力、以下同様)ピーク(1.0%)で最大耐

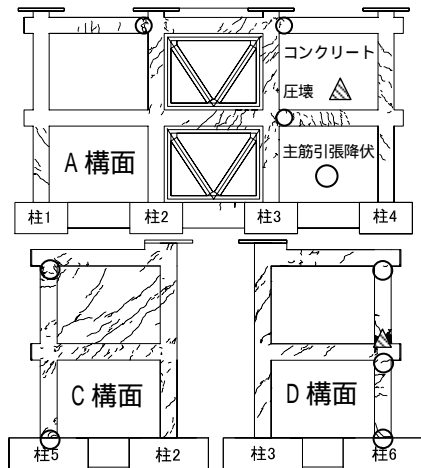


図-5 事故による破壊状況

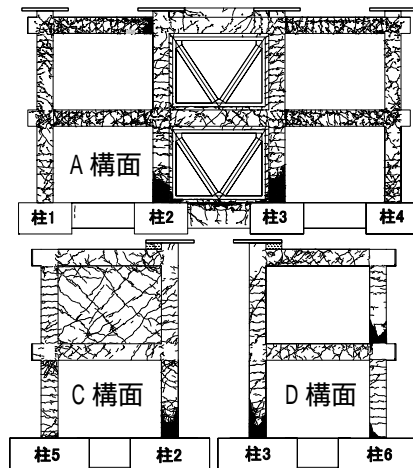


図-6 最終ひび割れ状況

力 272kN を迎えた。負方向では変形角-0.46%で柱2の1層柱脚主筋が全て引張降伏し、6-E ピークで最大耐力 268kN(-1.5%)を迎えた。耐震壁の抑え込み効果が期待されたが正負加力時の最大耐力はほぼ同じだった(詳細はその2に記す)。最大耐力後に境界梁の主筋はいずれも降伏あるいはその直前であった。変形角 $\pm 2\%$ を越えると8-E ピーク(-2.0%)で柱2の1層柱脚4本の主筋が破断、変形角2.66%に柱3で2本の主筋が破断、変形角2.36%~2.84%で残りの6本が破断し、耐力は低下した。

3.4 面外復元力特性

図-8に面外復元力特性を示す。縦軸を面外水平力(ジャッキ3本分の和)、横軸を面外頂部変形角とした。1-N ピーク(-0.25%)時は面外水平力が72.8kNであり、1-S ピーク(0.25%)では55.0kNであった。また2-N ピーク(-0.5%)では102.4kNであり、2-S ピーク(0.5%)は73.7kNであった。このような加力方向による水平力の差は面内方向に設置した連層ブレースの抑え込み効果によるものである。また面外正方向ピーク後、面外正方向の変形を保持したまま面内載荷を行うと面外水平力が低下した。これは柱の二軸曲げによる影響である。また二軸曲げで低下した水平力は更に面外方向に頂部変形角1%まで変形させても回復しなかった。

4. 結論

面内加力では正負共にブレース付帯柱の全主筋が引張降伏した後、正方向は面内頂部変形角1%で、負方向は1.5%で最大耐力に達した。その後、面内頂部変形角2%まで耐力低下はなく、2%を越えると付帯柱の主筋が次々と破断し、耐力が低下した。面外方向の変位を一定に保持して面内加力を行うと、柱の二軸曲げの影響により面外水平力は低下した。その後、面外頂部変形角1%まで加力しても水平力は回復しなかった。

*その2に参考文献を記す。

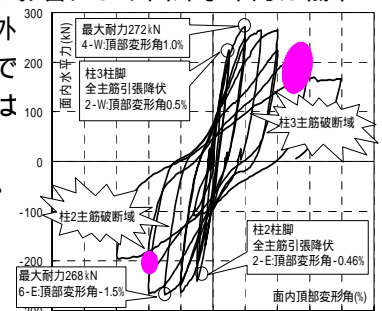


図-7 面内復元力特性

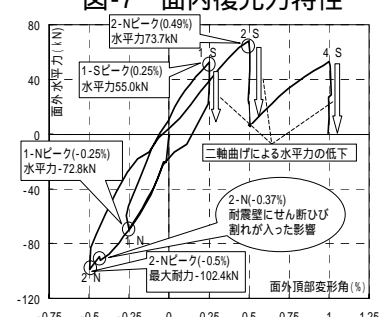


図-8 面外復元力特性