

K形ブレースを壁梁に外付け補強した既存建物構面の原位置試験

耐震補強された既存 RC 建物の性能の検証

IN-SITU TEST OF A EXISTING RC BUILDING FRAME STRENGTHENED WITH K-TYPE STEEL BRACE PLACED AT OUTSIDE OF WALL GIRDERS

Verification of Seismic Strengthening of a Existing RC Building

島崎 和司*, 小野 泰伸**

Kazushi SHIMAZAKI, Yasunobu ONO

Full-scale in-situ testing of a building frame that was seismically strengthened with a K-type steel brace was carried out. The experimental results showed the tensile and compressive yield for the brace, and shear failure of the RC columns. The strength obtained satisfied the assumed design values. Strength and ductile resistance types applied. The shear strength and bending strength of the existing RC columns were greater than the analysis values, because the upright frame member of the brace frame extended to the rigid section of the existing RC columns and beams, and combined with the existing RC columns.

Keywords : seismic strength, reinforced concrete building, steel brace, in situ test, round bar

耐震補強, 鉄筋コンクリート構造, 鉄骨ブレース, 原位置試験, 丸鋼

1. はじめに

神奈川県や静岡県においては、東海地震の切迫性から、学校建築の耐震診断が精力的に行われ、多くの公共建物は耐震補強が施されている。2011年東北太平洋沖地震での災害調査報告¹⁾において、耐震補強された建物の被害は大部分が小さい被害にとどまっていると報告されている。また、耐震補強建物と構造耐震指標(Is 値)などの改善状況と被害状況を検討し、所定の値を確保すれば安全性を確保できると報告されている²⁾。しかし、こうした補強された建物に入力された地震動強さから補強された建物の実耐力を直接検討した例は少なく、実構造物の耐力を直接原位置で確認した例³⁾⁴⁾も少ない。近年、首都圏直下型地震や東海・東南海・南海連動型地震が注目されている。学校建築においては、このような地震動を受けたときに避難所として使用されることも想定されており、補強された建物が実際にどの程度の耐力を有し、安全性を確保できているかを検討する必要があると思われる。

神奈川大学の旧4号館(竣工1963年)は、1995年の阪神・淡路大震災後直ちに耐震診断され、「補強困難」とされた⁶⁾。これを受けて策定された「神奈川大学横浜キャンパス再開発計画」のマスタープランにおいて、4号館は解体予定であったが、既存5階建の上2層および東側を撤去し、全体の25%程度を残して鉄骨ブレース新設による耐震補強を実施して継続利用されていた。

今回、新たな横浜キャンパス整備計画が実施されることになり、

この4号館は解体され、新たな新3号館が建設されることになった。そこで、解体される4号館を利用して、耐震補強された建物の実耐力を確認するための研究の一環として、K形ブレースで壁梁に外付け補強された既存建物構面の原位置での実大実験を実施した。本論はこれらの実験から得られた建物耐力と解析との比較検討により、K形ブレースで耐震補強された建物の補強構面の耐力を検討する。

2. 建物概要

2.1 耐震診断結果

神奈川大学横浜キャンパスは、昭和5年に現在地(横浜市神奈川区六角橋)に移転以来、校舎の建設立替が行われ、1988年には、写真1(a)に示したようなキャンパスプランとなっていた。4号館は、講義室が主の建物であり、表1の耐震診断結果に示すように、特に桁方向(X方向)の耐震性が不足していた。最小Isが0.2前後しか



(a)1988年

(b)再開発後

写真1 神奈川大学キャンパス

本論の一部は文献12)13)で発表したのが、耐力の算定方法等を変更したので、算定値に相違がある。

*神奈川大学工学部建築学科 教授・工博

**株式会社 協和建築積算事務所

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Kanagawa University, Dr. Eng.

Kyowa Building Surveyor Co.,Ltd

表1 旧4号館耐震診断結果(2次診断)

方向	1階	2階	3階	4階	5階	最小 Is	最小 C _r S _D
X	0.23	0.22	0.16	0.16	0.19	0.16	0.21
Y	0.46	0.45	0.48	0.55	0.69	0.45	0.47

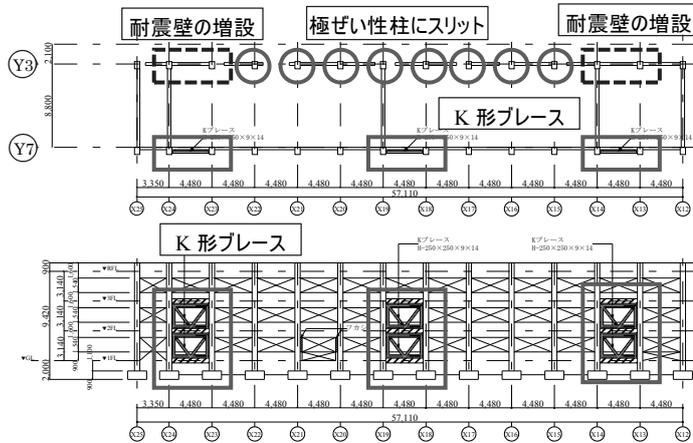


図1 4号館 X方向耐震補強概要

表2 補強後の耐震診断結果(3次診断)

方 向	Is			q		
	1階	2階	3階	1階	2階	3階
X	0.80	0.80	0.73	2.82	2.80	1.77
Y	1.19	1.01	1.21	1.60	1.17	1.39

なく、コンクリート強度もコア強度が設計基準強度を下回るものがあった。建物に用いられている柱・梁主筋とせん断補強筋は丸鋼であった。

2.2 耐震補強概要

建物は、既存5階建の上2層および東側を解体し、写真1(b)に示すように全体の25%程度を残すものとした。残置部分のコンクリート強度はおおむね設計基準強度を満足していたため、耐震診断では設計基準強度である 180kgf/cm² (18N/mm²) を用いている。この部分の3次診断結果は、最小 Is は X 方向が 2F で 0.27、Y 方向が 1F で 0.39 であった。X 方向の耐震補強は図1に示すように、鉄骨枠付 K 形ブレースの設置、鉄筋コンクリート耐震壁の増設、極げい性柱を改善するためのスリットの設置であった。補強後の3次診断結果を表2に示す。全ての階で Is が 0.7 以上、q 値が 1.1 以上となっている。

鉄骨枠付 K 形ブレースを設置した Y7 通りは、柱の室内側に偏心して壁梁が取り付けられており、ブレースは柱の外部側と壁梁外部に設置した増打梁に接合するものとした。図2にブレース取り付け図を、図3(a)に既存の壁梁、増打梁と鉄骨枠の取合いの状況を、図3(b)に鉄骨枠と増設梁のスタッド周りの取合い、表3に主要部材の断面を示す。既存柱の柱主筋は、22,19φのSR24(SR235)、せん断補強筋は9φのSR24(SR235)であり、2層部分のコンクリート強度は、コア抜き平均強度で24.6N/mm²であった。鉄骨枠材は H-250×250×9×14(SS400)を用いた。「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針 解説(2001年改訂版)」⁷⁾(以下改修指針と記す)により、鋼材の基準強度を $F=1.1 \times 235 = 258\text{N/mm}^2$ としたときのブレースの水平耐力は 2590kN となる。増設梁へのアンカー筋は

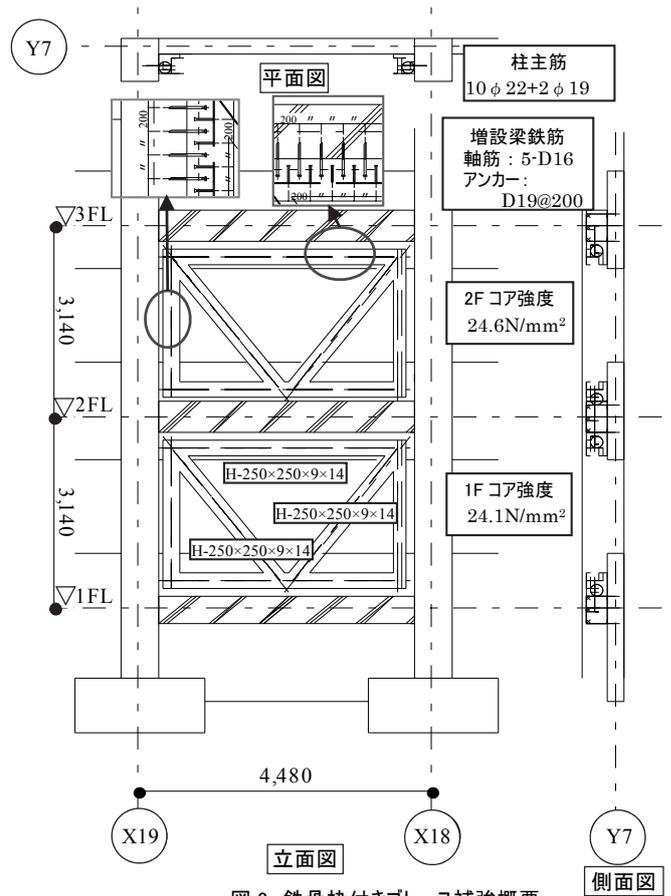


図2 鉄骨枠付きブレース補強概要

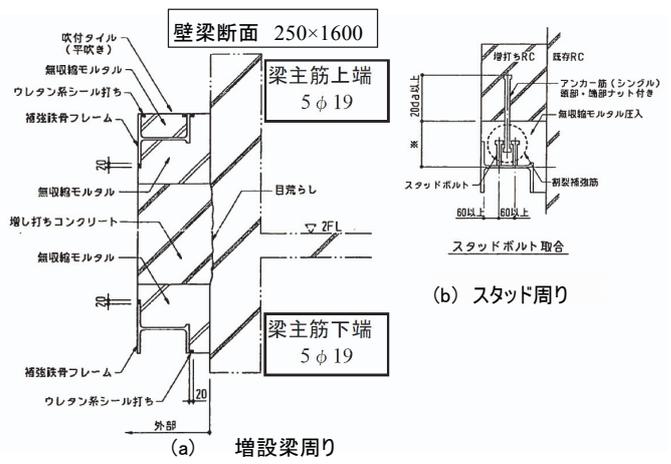


図3 増打梁と鉄骨枠取合状況

表3 主要部材の断面(2F)

部材	断面	配筋
RC柱 (X18,X20)	X: 550 Y: 650	10-22φ+ 2-19φ 2-9φ@250
RC柱 (X19)	X: 550 Y: 650	8-22φ+ 2-19φ 2-9φ@250
ブレース	H-250×250×9×14	向き: 弱軸



D19@200 のシングル配筋、スタッドはφ16@200のダブル配筋である。接合部の耐力がブレースの耐力を上回るように設計されていた。

3. 補強フレーム原位置実験

3.1 実験計画

建物中央のX18,19間のブレース補強構面を建物から切り離し、残りの建物を反力として、油圧ジャッキにより最大耐力まで一方方向繰返載荷することを基本方針として計画した。図4に示すように、3階柱と、X17-18間、X19-20間の壁梁を切断してブレース構面のみを加力する場合（ケース1）と、X20-21間の壁梁を切断して隣接構面を含んで加力する場合（ケース2）との両者において、2,3階の壁梁を切断して同時に加力する場合と、3階の壁梁のみを切断して2層のみを加力する場合について予備解析により検討した。ブレース構面のみを加力するケース1の場合は、2,3階を同時加力する場合も3階のみを加力する場合も引張柱軸降伏の曲げ型となり、補強設計で想定した破壊形式とは異なる破壊形式となると想定された。これは、壁梁の曲げ戻し効果がなくなったことと合わせて、直交構面を加力のために切り離したことが原因となっている。さらに、支点反力を考慮すると、基礎破壊が想定された。ケース2の隣接構面を含む場合には、2,3階を同時加力する場合は引張柱軸降伏の曲げ型、3階のみを加力する場合は2層のブレース降伏型のせん断破壊形式となると想定された。それぞれの破壊形式において得られるものが異なり、想定しない破壊形式を検証することも有益であるが、今回は設計耐力を確認することを優先した。最終的に、設計で想定した破壊条件に近い破壊形式になると想定されるケース2の、隣接構面を含み3階梁のみを切断して2層のみを加力する計画とした。

試験部分は図4(a)に示す3階のX18-20間の直交梁とスラブ、図4(b)に示す3階のX17-18間、X20-21間の壁梁、3階とR階の間の柱を切断したX18-20間の2層部分となる。X19通りには直交方向に耐震壁があり、1m幅を残してワイヤーソーで切断してある。直交梁の切断部分は2,3層にサポートを設置し、RF,3Fの重量を支えた。3F X20-21間の壁梁の切断位置に3000kN油圧ジャッキを2台上下に設置して同時加力した。油圧ジャッキの取り付け位置では、ジャッキの最大荷重を想定するとコンクリートの支圧応力度がおおむねコンクリートの強度程度となったため、加力面の梁の内外側を溝形鋼(C-380×100×10.5×16)で囲み、この溝形鋼のフランジに加力プレート(PL19×32)を取り付けた。梁との隙間に無収縮グラウトを充填し、溝形鋼をPC鋼棒(12-φ21)で拘束した。溝形鋼の反対側のフランジにはアングル材(L-150×150×12)を取り付け、このアングル材を、壁梁を挟んでPC鋼棒(4-φ21)で固定した。また、鉄骨ブレースの軸心に対して載荷する壁梁の軸心が一致せず偏心加力となるため、端部のスラブ筋を一部残すとともに、各柱をワイヤーでY3通りに軽く保持させて、崩壊時の転倒防止を考慮した。

試験部分の改修指針⁷⁾の設計式による耐力は、2.2で算定したブレースの耐力に、柱軸力を3F部分の柱・梁自重のみとし、コンクリート強度を24.6N/mm²として(1)式で算定した柱のせん断耐力を加えると表4に示したように、3799kNになる。

$$Q_{SU} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \quad (1)$$

ここで、 Q_{SU} : 柱のせん断終局耐力 [N]、 p_t : 引張鉄筋比 [%]、 F_c : コンクリート圧縮強度 (ここではコア強度とする)
 p_w : せん断補強筋比、 σ_{wy} : せん断補強筋の降伏点強度

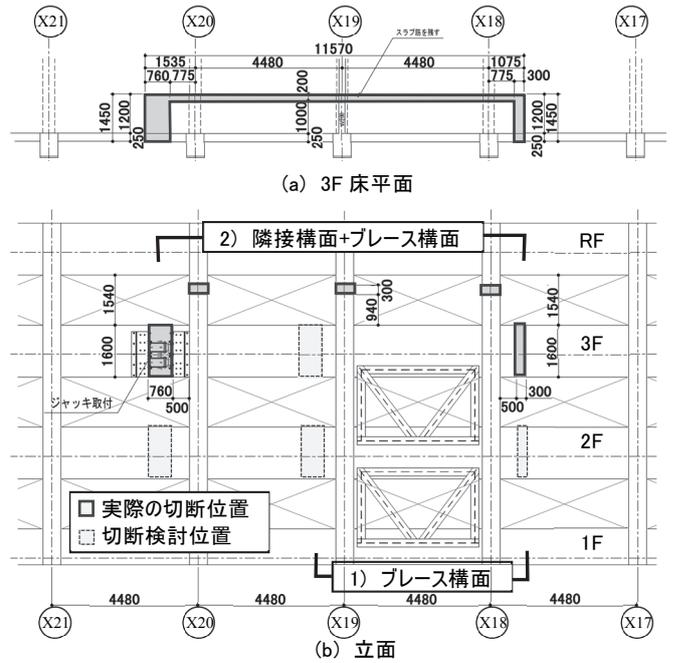


図4 切り出し方法の検討

表4 設計式による試験部分の算定耐力

柱軸力 kN			設計式による 柱せん断耐力 kN			ブレース 水平耐力 kN	合計 kN
X18	X19	X20	X18	X19	X20		
53	68	53	397	415	397	2590	3799

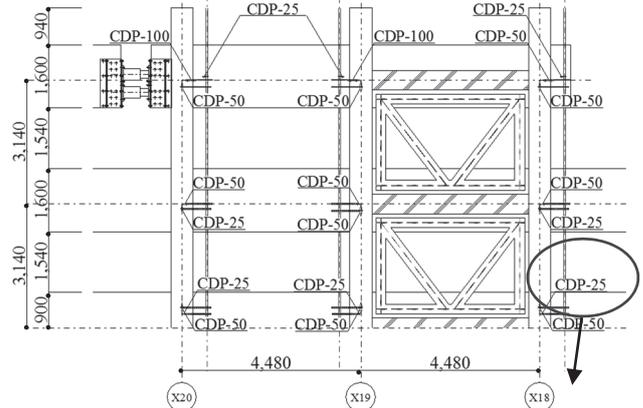


図5 変位計位置

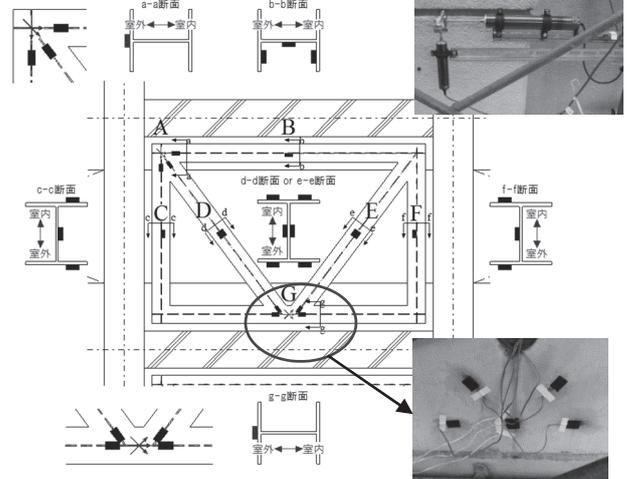
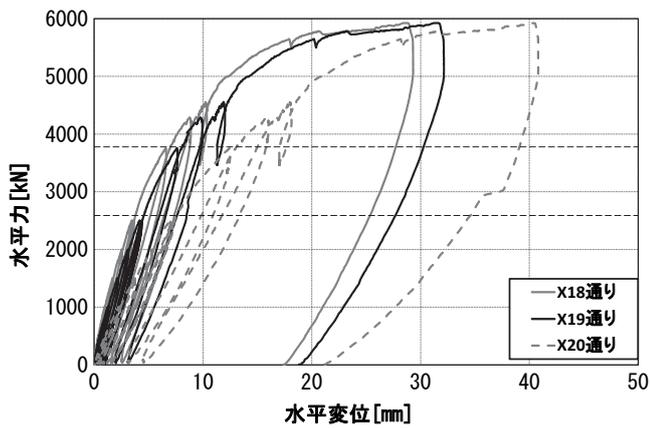
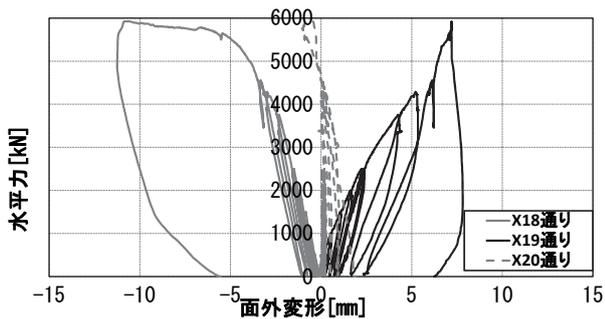


図6 ゲージ貼付位置



(a)水平力－層間変形関係



(b)水平力－面外変形関係

図 7 水平力－変形関係

$[N/mm^2]$ 、 σ_0 : 柱軸方向応力度 $[N/mm^2]$ 、 d : 柱有効せい($d=D-50$ とする) $[mm]$ 、 M/Q : $h_0/2$ とする(h_0 : 柱内法高さ) $[mm]$ 、 b : 柱幅 $[mm]$ 、 j : 応力中心間距離($0.8D$ とする) $[mm]$

3.2 計測・加力計画

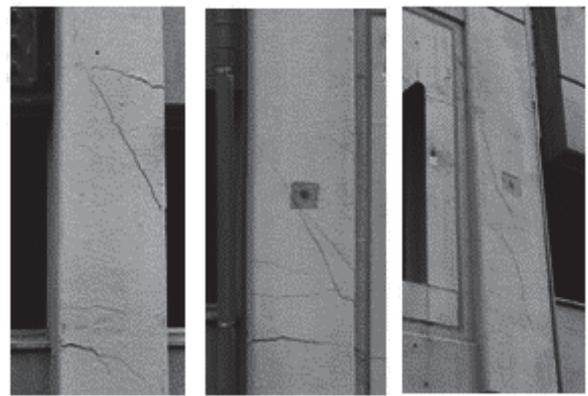
図 5 に変位計測位置を示す。各階の FL と各 X 通り芯の交点にターゲット球を設置し、それに変位計の先端を水平方向と鉛直方向から当てて変位を計測した。変位計は、各柱の外側に基礎に固定した計測用の単管にアングルを取付け、その先に設置し、基礎からの相対変位として計測した。载荷する壁梁と反力となるブレースとの間で偏心加力となっており、構面のねじれ変形が想定されるため、3 階の梁の面外変位も計測した。

図 6 に補強ブレース構面のゲージ貼付位置を示す。ブレース部材は中心位置にフランジとウェブに計 6 枚貼付した。枠材は、モルタルが充填してある箇所を除いた片側のフランジとウェブに計 3 枚貼付した。構面の左上の位置 (図中の A 点) で圧縮座屈が予想され、また、中央下部で応力が集中するため (図中の G 点)、材軸交差位置に 3 軸ゲージを貼付けた。なお、ゲージ貼付は 2 層目のみとした。

加力は片押しの繰り返し载荷とし、荷重制御で行った。加力サイクルはブレース構面の設計耐力である 2500kN を基準とし、500kN を 1 回、1000kN を 2 回、1500kN を 1 回、2000kN を 1 回、2500kN を 3 回、3750kN を 1 回、4000kN を 1 回行い、その後最大耐力に達するまで加力する計画とした。

3.3 実験結果

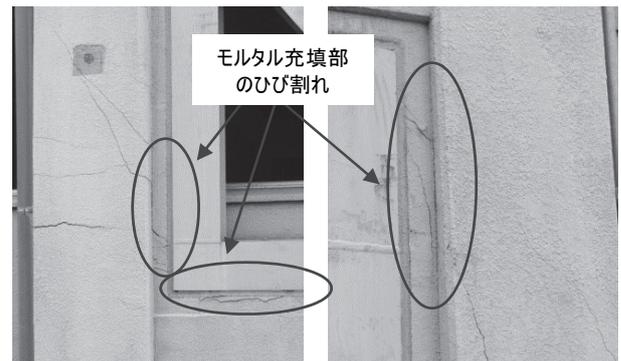
実験で得られた水平力と 2 層の層間変形関係を図 7(a)に、水平力一面外変形を図 7(b)に、最終破壊状況を写真 2 に示す。縦軸の水平



(a)X20 通り

(b)X19 通り

(c)X18 通り



(d) X19 通りブレース脇

(e)X18 通りブレース脇



(f) X19 通り側圧縮ブレース



(g)X18-19 間応力集中部

写真 2 最終損傷状況

力は 2 台のジャッキの値の和で、横軸の変位は X18、X19、X20 通りの変位計の 2,3 階スラブ位置の値の差から求めた層間変位である。図中には、表 4 に示した補強ブレース設計耐力、補強ブレース設計耐力に柱 3 本のせん断耐力を足した耐力を破線で示している。

加力階である 2 層の損傷の進展状況は次の通りである。水平力が 500kN のサイクルでは、損傷は目視では確認できなかった。1000kN で X20 柱の柱頭・柱脚部に曲げひび割れが生じた。1500kN では新たなひび割れは生じず、前のサイクルでのひび割れ幅が増大するのみであった。2000kN で X19 柱の脚部にも曲げひび割れが生じた。また、X18 通り側のブレース構面周りのシール材が剥離し始めた。補強ブレースの設計耐力の 2500kN では X18 柱に曲げひび割れ、X19~X18 の 3F 梁に曲げひび割れが生じた。補強ブレースの設計耐力+RC 柱のせん断耐力相当の 3750kN では X20 柱に複数の曲げひび割れが生じた。また、X19 通りに直交する耐震壁にも曲げひび割れが生じたが、剛性低下はあまり見られず、2F の層間変形角は

1/400 程度に留まっていた。4500kN を超えるあたりから剛性が低下し、変形量が大きく増大した。図 7(b)に示す面外変形は、柱がせん断破壊した最大耐力を超えるあたりでは X18 通りの変形量が著しく増大しているが、X19 通り側が一定値になっている。これは、切り離れた直交方向の梁と耐震壁との間の隙間がなくなり、変形が拘束されたためである。

最終的に、ブレースが降伏し、写真 2(a)-(c)に示すように RC 柱はせん断破壊した。層間変形角は 1/100(柱内法寸法の部材角:約 1/50)に達したが、耐力低下は見られなかった。X20 柱は、柱頭・柱脚の曲げひび割れが大きく開き、逆対称曲げによる破壊形式であり、最終的に柱頭部のヒンジ領域でせん断破壊している。X19 柱は、柱脚部の曲げひび割れは大きく開いているが、柱頭部の曲げひび割れは観察されなかった。せん断ひび割れは柱部材中央で大きく、中央部分でせん断破壊している。X18 柱は、曲げひび割れは微細であり、柱中央部分でせん断破壊している。X20 柱に接合する 3F 梁にも曲げひび割れが生じ、X19-18 間の壁梁では、3F 梁の曲げひび割れ幅が増大した。

最大耐力は 5920kN であり、表 4 に示した設計式による算定耐力の 1.6 倍程度となった。補強ブレースと既存躯体の補強接合部は、写真 2(d)(e)に示すように、モルタル充填部にひび割れが観察されたものの、スタッドやアンカーの破壊は生じなかった。破壊形式は強度・靱性抵抗型となった。最大残留せん断ひび割れ幅は、X20 柱で 8mm、X19 柱で 5mm、X18 柱で 7mm であった。また X20 柱と X18 柱では、せん断ひび割れの水平ずれ量が 5mm に達していた。最大残留曲げひび割れ幅は、X20 柱で 7mm、X19 柱で 6mm であった。ブレースは写真 2(f)-(g)に見られるように鉄骨ブレース仕口部近傍のペンキがはがれ、この部分で降伏していると想定される。

3.4 変形分布

図 8 に荷重ピーク時の水平変形の分布を示す。1,2F は、スラブで建物全体と繋がっているため変形はほとんど生じて無く、3F のみが増大している。加力点である X20 通りの変形が大きく、ブレース構面の両側となる X19,X18 通りの変形はほとんど差が無く、X20 通りの 6 割程度の値となっている。この相違の主な原因の 1 つは、油圧ジャッキによる水平力から X20 通りの 3F 柱のせん断力を引いた力による X20-X19 間の 3F 梁の軸変形である。水平力が 4000kN(梁の軸力 3600kN)時の平均圧縮応力度から算定した軸縮み量は 1.3mm 程度となり、実験値の相違である 4mm の約 1/3 となっている。最大荷重時では実験値の相違が大きい。水平変形は、図 5 に示すように、柱表面に打設したアンカーから伸ばしたボルトにターゲット球を設置し、そのターゲット球と不動点の間を計測している。柱に壁梁が偏心して取り付けしており、この壁梁からの载荷によって柱には面外変形とねじれが生じ、ターゲット球の位置が変動することにより水平変形の計測に影響を与えたと考えられる。柱のせん断破壊後はその影響が大きくでているものと考えられる。今回は各柱のねじれ角を計測していないので、適切な補正はできないが、面外変形によるターゲット球の移動方向を考えると、X20 通りは変形が増大して計測され、X18 通りは減少して計測される。そのため、ねじれの影響の少ないと思われる X19 通りの変形が代表的な水平変形として適当と考えられる。

図 9 に荷重ピーク時の鉛直変形の分布を示す。加力フロアであ

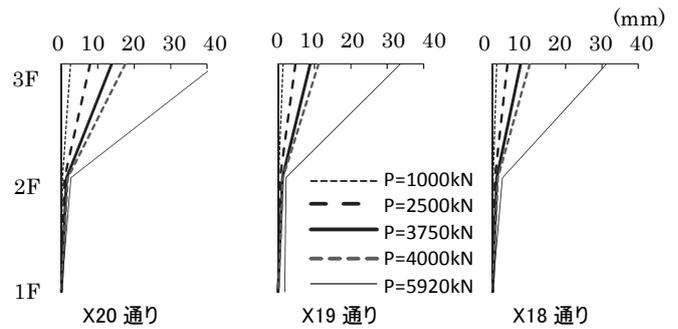


図 8 荷重ピーク時の水平変形分布

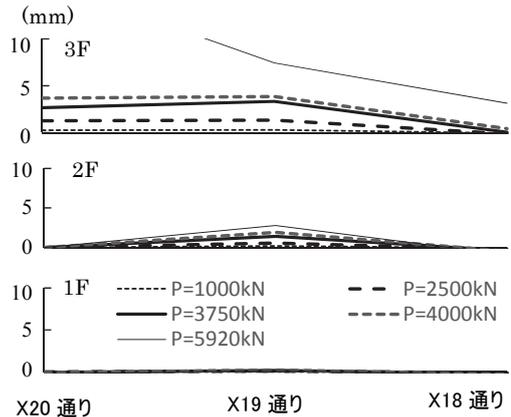


図 9 荷重ピーク時の鉛直変形分布

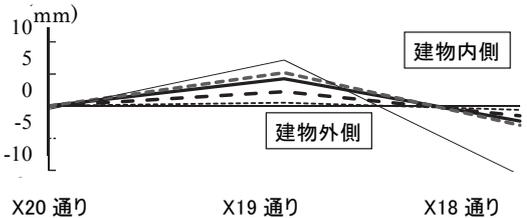


図 10 荷重ピーク時の面外変形分布

る 3F では、4000kN までは加力により引張側となる X20, X19 通りの鉛直変形がほぼ同じで、圧縮側である X18 通りではほぼ 0 である。X19 通りは、ブレース構面に取り付く柱であるが斜材による引張力は鉄骨枠と合わせた断面で抵抗しており、伸びが抑制されると考えられる。柱がせん断破壊した後の 5920kN 時では、X20 通りは大きく軸伸びをしているが、X19 通りは柱に鉄骨枠が取り付けられているため、X20 通りに比べかなり小さな伸びとなっている。圧縮側となる X18 通りも軸伸びとなっている。2F 床レベルでは、ブレース構面の引張柱である X19 通りのみが、多少の伸び側の値となっている。

図 10 に荷重ピーク時の面外変形の分布を示す。面外変形は、加力点である X20 通りではほとんど生じず、ブレース構面の加力点側である X19 通りでは建物内側に、反対側の X18 通りでは建物外側に变形している。補強ブレースの設計耐力の 2500kN では水平変形の 8 割程度であり、補強ブレースの設計耐力+RC 柱のせん断耐力相当の 3750kN では水平変形の 5 割程度、最大耐力である 5920kN 時は水平変形の 3 割程度の値となっている。この面外変形によるねじれ変形は、実際の建物ではスラブと直交方向の梁により拘束される

ため生じないと考えられる。この場合には、スラブや直交梁に圧縮力や引張力が生じ、特に引張側ではスラブの鉄筋がそれほど無く、梁の主筋に期待することになるので、その検討が必要となる。

3.5 ブレースひずみ

図 11 に、試験構面とは異なる構面のブレース材から切り出した鋼材の材料試験結果を示す。フランジから 4 片、ウェブから 2 片切り出した。降伏強度の平均値は 318N/mm² で、引張強度は 438 N/mm² であり、ウェブの方がやや高い値を示した。降伏時のひずみは 1500μ 程度であった。

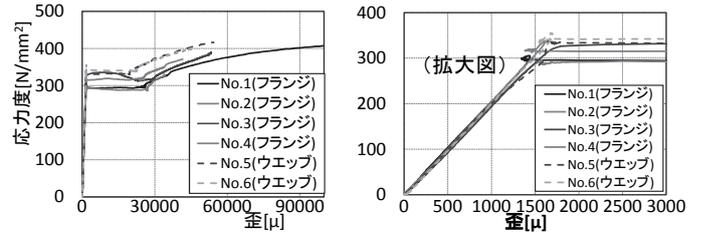


図 11 ブレース材の切り出し試験片の素材試験

図 12 にブレース構面中段位置の水平力-各部材の平均軸ひずみ関係を示す。平均ひずみは各点のフランジとウェブに貼付したひずみゲージの平均値とした。E 点の引張ブレース中央部は、5700kN を超えるあたりから降伏し始めるが、圧縮ブレース中央部では降伏に至っていない。縦枠材は引張側のひずみは増大しているが降伏には至らず、圧縮側のひずみは小さい。圧縮側は、RC 柱と一体となって抵抗していると想定される。

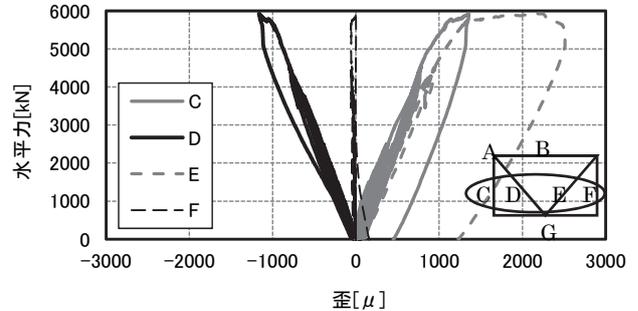


図 12 補強構面中段位置の軸ひずみ(平均値)

図 13 に鉄骨枠材の水平力-各部材の軸ひずみ関係を示す。上弦材では、加力点側の A 点ではほとんどひずみが生じておらず、中央部の B 点で軸ひずみが増大している。X19 通り柱側(左側)縦枠材でも、A 点のひずみ増大に比べて C 点のひずみ増分が大きい。

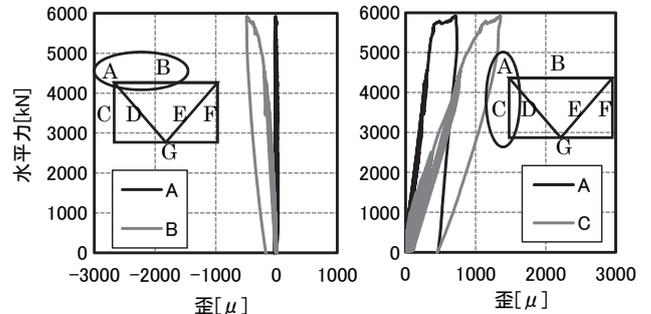


図 13 鉄骨枠材の軸ひずみ

図 14 に圧縮側ブレースの水平力-軸ひずみ関係を示す。写真 2 の最終損傷状況を見ると、A 点の内側と G 点にペンキのはがれが見られ、この部分で塑性化が進んだと考えられる。そのため、仕口部内にある A 点と部材中央の D 点では、降伏ひずみに達していない。D 点のひずみは、5000kN を超えるあたりからウェブのひずみが減少をはじめ、全ひずみゲージの平均値としては最大で 1200μ 程度であるが、フランジに添付した 4 枚のひずみゲージの平均値は同図中に D'(フランジ)として細実線で示したように 1400μ 程度となり、ほぼ降伏ひずみに達している。応力集中点である G 点のブレース軸ひずみは大きく増大しており、圧縮降伏していると考えられる。

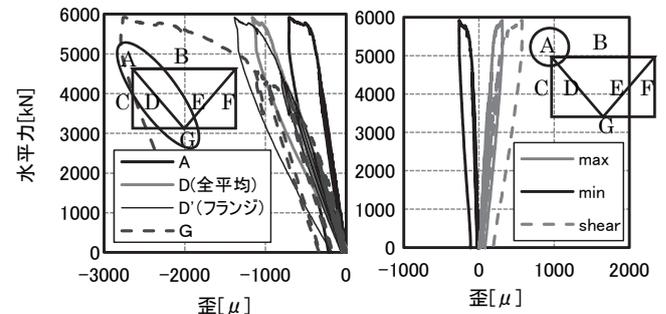
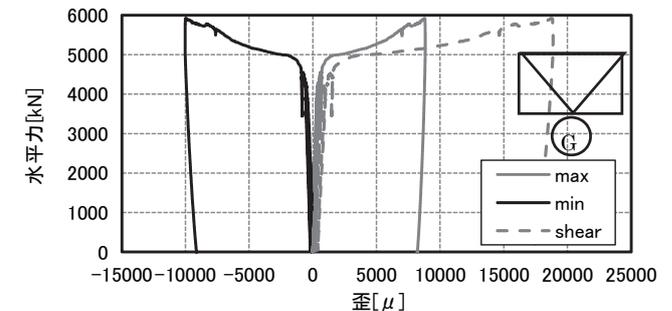


図 14 ブレース材の軸ひずみ 図 15 A 点の主ひずみとせん断ひずみ

図 15、16 に A 点と G 点の 3 軸ゲージから求めた水平力と最大、最小主ひずみとせん断ひずみの関係を示す。図 15 に示す A 点では主ひずみ、せん断ひずみともに 500μ 以下であり、降伏ひずみに達していない。図 16 に示す G 点では、主応力、せん断ひずみとも水平力 5000kN のところで降伏ひずみに達しており、この部分が降伏して、図 7(a)に見られる水平力-層間変形関係における剛性低下が生じたと考えられる。



4. 補強フレームの耐力と剛性

4.1 最大耐力の検討

補強構面の耐力を実強度を用いて改修指針 7 の設計式を参考に算定する。2.2 の耐震補強概要で示したように、補強構面は補強接合部の耐力がブレース耐力を上回るように設計されていた。実験でも補強接合部では破壊していないので、ここではブレース耐力と柱の耐力に着目する。

鉄骨枠付き K 形ブレースの水平耐力は、次式 7 で与える。

$$sQ_U = (N_c + N_0) \cos \theta \quad (2)$$

ここで、 sQ_U : ブレースの水平耐力 [kN]

N_c : ブレースの圧縮耐力 [kN] $N_c = f_{cr} \cdot A_B$

図 16 G 点での主ひずみとせん断ひずみ

N_0 : プレースの引張耐力 [kN] $N_0 = F \cdot A_B$
 f_{cr} : 限界圧縮応力度 [N/mm²]、 F : 基準強度 [N/mm²]
 A_B : プレース材断面積[mm²]

圧縮側の設計用応力度である限界圧縮応力度 f_{cr} は細長比により基準強度 F から低減される。本例では、圧縮プレースの弱軸有効細長比が 61 程度となり、 f_{cr} は基準強度 F の 9 割程度の値となっていた。最大耐力の検討においては、図 14 に示したように G 点の圧縮プレース材端で降伏ひずみに達しており、また G 点交差部の最大、最小ひずみも降伏ひずみを超え、図 11 に示す素材のひずみ硬化には達していないため、ここでは f_{cr} 、 F とともに実降伏強度 318 N/mm² とする。これを(2)式に入れると、プレースの負担水平耐力は 3377kN となる。

RC 柱の耐力計算にあたり、鉄筋の実強度を求めめるため、補強フレームとは異なる位置から切り出した柱試験体から取り出した主筋、せん断補強筋それぞれにおいて材料試験を行った。図 17 に主筋 (SR24, ϕ 22) 3 本とせん断補強筋 (SR24, ϕ 9) の応力-ひずみ関係を示す。測定した鉄筋断面は主筋は直径 22mm であった。せん断補強筋は試験片の計測直径が 7.7mm で ϕ 9 より小さかったので、応力度は実断面で算定した。主筋の平均降伏応力度は 303.6N/mm²、せん断補強筋降伏応力度は 292.0N/mm² であった。コンクリート強度は、コア抜きコンクリート強度の平均値である 24.6 N/mm² とした。

RC 柱の曲げ終局耐力は多段筋を考慮した次式⁸⁾による。
引張軸力

$$M_u = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5N g_1 D \quad (3)$$

圧縮軸力

$$M_u = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDFc} \right) \quad (4)$$

ここで、 M_u : 柱の曲げ終局耐力 [Nmm]、 a_g : 全鉄筋断面積 [mm²]、 σ_y : 主筋の降伏点強度、 g_1 : 引張鉄筋重心と圧縮鉄筋重心間距離の全せいに対する比(0.7D とする)、 N : 柱軸力 [N]、 F_c : コンクリート圧縮強度 (ここではコア強度とする) [N/mm²]、 D : 柱せい [mm]、 b : 柱幅 [mm]

柱の固定荷重による軸力は 3F 位置で切断しているため、3F 部分の柱、梁自重のみとして算定すると、X18,20 柱は 53kN、X19 柱は 68kN となる。この軸力を用いた(4)式による終局曲げモーメントを表 5 に M_u' として示した。これらのモーメントを壁梁フェイス位置でのモーメントとして付加軸力 N_E を算定すると、X18,20 柱で 188kN となる。この付加軸力を考慮した(3)(4)式による X18,20 柱の終局曲げモーメントを表 5 に M_u として示した。これらの終局曲げモーメントが壁梁フェイス位置で生じたときの柱せん断力 Q_{Mu} は、X18 通り柱は 398kN、X19 通り柱は 287kN、X20 通り柱は 290kN となる。

せん断終局耐力は、ここでは柱の荒川 mean 式⁸⁾である次式で与える。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (18 + Fc)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \quad (5)$$

記号は(1)式と同じ

表 5 の N_u が作用するときの(5)式による柱せん断耐力は、軸力が引

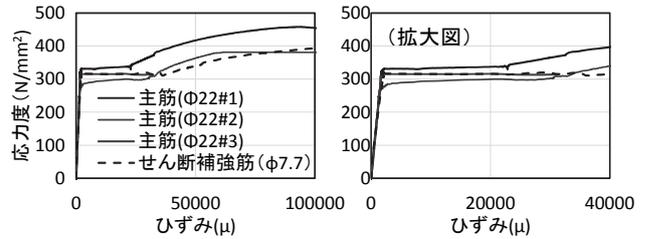


図 17 切り出し試験体から取り出した鉄筋の素材試験

表 5 実強度を用いた算定耐力

柱	自重 kN	M_u' kNm	M_u' 時 付加軸 力 N_E kN	M_u' 時 軸力 N_u kN	M_u kNm	M_u' 時 せん断力 Q_{Mu} kN	せん断 耐力 Q_u kN	
X18	53	303	188	241	306	398	495	
X19	68	221	0	68	221	287	498	
X20	53	303	-188	-135	223	290	475	
プレース							3377	
合計							4353	4845

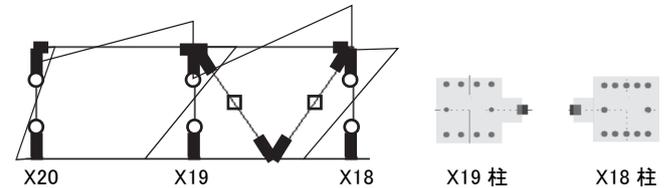


図 18 想定崩壊機構と柱断面解析モデル

張りとなる場合には $\sigma_0=0$ と仮定すると、X18 通り柱は 495kN、X19 通り柱は 498kN、X20 通り柱は 475kN となる。

これらの値を表 5 にまとめて示す。いずれの耐力も実験結果の最大耐力 5920kN より低い値であり、算定値では曲げ終局耐力時のせん断力よりせん断耐力が大きい、実験結果では柱がせん断破壊している。

4.2 実験結果に基づく耐力の検討

X18,19 柱は、図 2 に示すように鉄骨縦枠材が取り付け、スタッドとアンカー筋による結合が壁梁部まで連続しており、3.3 実験結果に示した最終破壊状況を考慮すると、鉄骨枠材が曲げ耐力に寄与していると考えられる。柱断面のせん断ひび割れは柱のクリアスパンを結ぶように伸びており、柱部分のせん断耐力に鉄骨枠材の寄与は少ないと考えられる。これらの要因が複合的に作用し、柱がせん断破壊したものと考えられる。ここでは、実験結果に基づく崩壊機構を想定し、終局強度を算定する。

想定する崩壊機構は図 18 に示すようにフェイス位置での柱曲げ降伏か柱せん断破壊、プレースの軸降伏と考える。X18,19 柱は、鉄骨縦枠材を一体とした断面と考えて曲げ耐力を算定し、せん断耐力は RC 柱部分のみとして考える。鉄骨縦枠材を一体とした柱と考えると、鉄骨縦枠材にはプレースの軸力の鉛直方向成分が加わることになり、X18 柱では大きな圧縮力を、X19 柱では大きな引張力を受けることになる。第 1 次仮定として、X20 柱では自重のみ、X18,19 柱ではプレースの降伏軸力 2907kN の鉛直方向成分 2367kN を柱の付加軸力とした柱終局曲げモーメントを算定し、そのモーメント時の付加軸力を加えたものを、柱軸力として柱終局曲げモーメントを算定する。

X18,19柱の断面は図18に示したように鉄骨縦枠材を一体とした断面とした。鉄骨縦枠材は内側フランジがグラウト充填のため切り取られているので、その部分を除いた断面積を鋼材重心位置に集中させた。終局曲げモーメントは、ACI ストレスブロック法⁹⁾によりRC柱軸芯位置のモーメントとして算定した。表6に算定結果を示す。X19柱の柱脚は、モーメントが負となっている。これは、終局時の引張軸力が大きく、全断面引張で柱主筋は全て引張降伏し、鉄骨縦枠材がほとんどの引張力を負担している。そのため、RC柱軸芯位置のモーメントとしては負の値になっている。コンクリートを無視し、鋼材と鉄筋の重心位置で終局曲げモーメントを算定すると370kNm程度の正の値になる。表6に、曲げ終局モーメント M_u 時のせん断力 Q_{Mu} を示した。X19柱については、柱脚のモーメントを0としたときの曲げ耐力時せん断力を()内に示した。表6の最終列には(5)式によるせん断耐力 Q_u を示した。このときの軸力は、引張柱であるX19,20柱は0と仮定した。圧縮柱であるX18柱は、図12に示した鉄骨縦枠材の歪みが小さいことから、崩壊時軸力 N_u を全てRC柱で負担するものとした。

X18柱はせん断耐力が小さく、X19柱も柱脚のモーメントを0と想定するとせん断耐力が小さな値となっており、せん断で耐力が決まることになる。X20柱は曲げ破壊となっている。これらを合計した水平耐力は5006kNとなる。これは、図7に示した実験結果と比べると剛性低下の大きくなる点に対応している。実験結果は、この後も変形の増大に伴い耐力が増大し、算定値の1.2倍になっている。これらの柱は、仕上げモルタルの代わりにコンクリートを40mm増打ちすることで対応している。この増打ち部分のコンクリートも一体として抵抗すると考えると、X18,19柱のせん断耐力は934kNと637kN、X20柱の曲げ耐力時のせん断力が399kNとなり、合計で5346kNとなる。この値に対して実験値は1.1倍となっている。また、X18,19柱のRC柱部分がせん断破壊しても、鉄骨縦枠材が一体として柱を形成している。この鉄骨縦枠材の加力方向せん断力に抵抗するフランジ部分のせん断応力度をせん断降伏応力度で一定と仮定して求めたせん断耐力は900kN以上あり、剛性が低下しても耐力が増大しているものと思われる。また、図4(a)に示すようにX19通りの柱には、直交方向の壁が1mほど袖壁のように残されており、この部分も曲げとせん断に抵抗しているものと思われる。また、直交梁の主筋は折り曲げ下げ定着されており、これが柱の曲げ耐力に抵抗していることも考えられる。これらが算定値と実験値の相違の原因と考えられるが、これらを解析的にとらえるのは難しい。

4.3 増分解析による検討

補強構面の耐力と剛性を評価するため、任意形状立体フレーム弾塑性解析プログラム¹⁰⁾を用いて検討する。解析モデルは図18に示した想定崩壊機構のモデルと同様とした剛床仮定による平面フレームモデルとした。図8,9に示したように1層の変形は小さいので、加力をした2層のみとし、2層床位置で固定とした。壁梁は柱に対し内側に偏心しており、外付け補強ブレースは外側に偏心しているが、解析モデルでは簡単のため平面フレームとした。加力位置は実験と同じとし、実強度を用いて増分解析を行った。

解析モデルの構造芯は、補強前の柱・梁の図心位置とした。補強ブレースは簡略化のため柱梁節点に連結し、節点間長と実長の比で軸剛性を調節した。ブレース耐力は実強度に断面積を乗じた耐力とし

表6 鉄骨縦枠材を一体とした断面の耐力

位置	軸力 kN(圧縮を正)			M_u kNm	M_u 時付加軸力 N_E kN	崩壊時軸力 N_u kN	M_u kNm	Q_{Mu} kN	せん断耐力 Q_u kN
	自重	ブレース軸力	初期軸力						
X18	上	53	2367	2420	1783	791	3211	1723	2010
	下								
X19	上	68	-2367	-2299	1425	-551	-2850	1304	299
	下								
X20	上	53	0	53	318	-240	-187	268	348
	下								
ブレース									3377
合計									5006

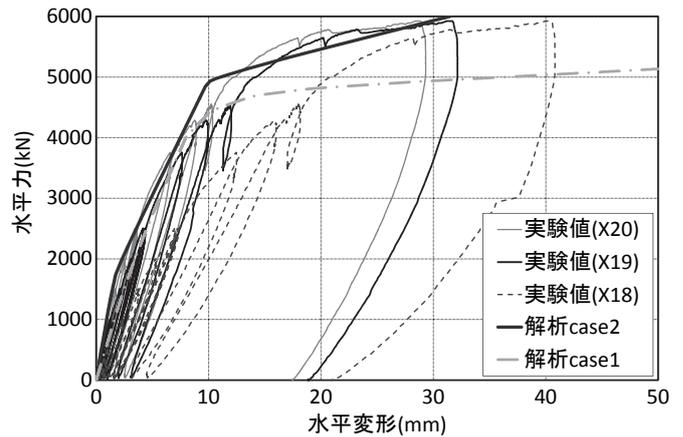


図19 水平カー2層の層間変形関係の比較

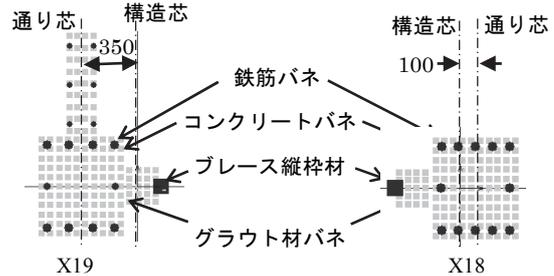


図20 ブレース縦枠材を1体化したMSモデルのパネ配置

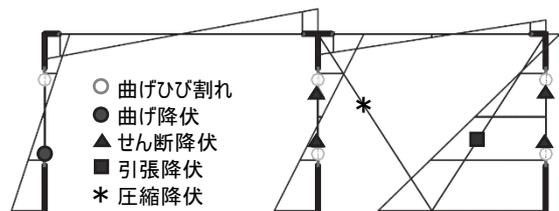


図21 5000kN時の機構図

圧縮引張とも同じとした。降伏後の勾配は弾性剛性の1%とした。ブレース材の軸力の鉛直成分に抵抗させるため、鉄骨縦枠材を鉛直トラス材としてモデル化した。柱梁については、解析プログラムでは丸鋼の扱いがないため、異形鉄筋としている。梁の曲げに関する復元力特性は、加力によって油圧ジャッキから付加される軸力を無視し、文献8)の「鉄筋コンクリート造に関する技術資料」により、曲げひび割れ時、降伏時に折れ点を有す3折れ線とした。せん断も同様に、せん断ひび割れ、せん断耐力の3折れ線とした。柱はマルチスプリングモデル(MSモデル¹¹⁾)とし、コンクリートを10×11

のパネに、鉄筋をそれぞれの位置で1本のパネに置換した。パネ長さは短柱であることを考慮して材の内法スパンの0.1倍とした。非線形はマルチスプリングモデルのスプリングの材料特性により与えた。鉄筋は、降伏点で折れ曲がるバイリニアールとし、ブレースと同様の復元力特性とした。コンクリートは、圧縮側は圧縮強度の1/2まで弾性剛性 ($E_c=2.3 \times 10^4 \text{N/mm}^2$)、圧縮ひずみ0.002で圧縮強度に達し、その後は強度を保持するものとした。引張側は強度を0とした。このモデルによる解析結果を図19に解析 case1として1点鎖線で示した。初期剛性、耐力とも過小評価となっている。

そこで、前項の検討と同様にX18,19柱の鉄骨縦枠材を、トラス部材ではなくRC柱と1体のモデルと考え、マルチスプリングモデルを図20に示すように、鉄骨縦枠材が柱と1体となった断面とし、X19柱は直交壁を含んだモデルとした。圧縮側となるX18柱の解析モデルにおける構造芯は、ヤング係数比($n=8.9$)を考慮した鋼材、鉄筋、コンクリートの重心位置とし、引張柱であるX19柱では、コンクリートを無視し、鋼材と鉄筋の重心位置として算定し、数値を丸めて図20に示した位置とした。弾性剛性は等価断面とした。せん断耐力に鉄骨縦枠材の効果を見込むため、せん断耐力後の剛性を弾性剛性の1%とした。解析結果を図19に解析 case2として太実線で示した。実験結果と比較すると、4000kNの繰返し時の剛性低下を除き、おおむね実験結果を追跡できている。図21に水平力が5000kN時の機構図を示したが、図18に示した想定崩壊機構と対応している。

建物は、補強ブレースが壁梁に対して外付け工法となっているため、梁心に対し偏心しているが、解析値と実験値がおおむね一致していることから、外付け工法の補強ブレースを簡易的に平面フレームにモデル化して解析をしても、鉄骨縦枠材をRC柱と1体として評価し、構造芯を断面の重心位置に設定することで、剛性、耐力をおおむね評価できるといえる。

5. まとめ

本研究は、K形鉄骨ブレースにより耐震補強された神奈川大学4号館の原位置での実大実験を実施し、解析との比較検討により、耐震補強された建物の性能を検討した。

本研究で得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 柱・壁梁構面の壁梁に外付けされた鉄骨K形ブレース補強の原位置載荷試験の結果、ブレースが圧縮降伏および引張降伏し、最終的にRC柱がせん断破壊したが、層間変形角 $R=1/100$ まで耐力低下は見られなかった。抵抗形式は強度・靱性抵抗型となった。
- 2) 鉄骨枠材と柱梁間のスタッドグラウトアンカー部は、終局時にひび割れ等の損傷は見られたが、補強接合部のせん断伝達能力は十分であった。
- 3) 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説⁷⁾に基づいて算定した耐力3799kNに対し、実験で得られた耐力はその1.6倍の5920kNであった。

- 4) 本建物のように壁梁に枠付鉄骨K形ブレースを設置して耐震補強を施した場合、縦枠材が既存RC部分の柱・梁接合部の剛域内まで伸びることになる。このため、ブレース構面の両側の既往のRC柱と鉄骨縦枠材がスタッドグラウトアンカーによる接合を通じて一体に働き、既存RC柱部分の曲げ耐力とせん断耐力を上昇させる。降伏機構を想定して実強度を用いて算定した耐力は5006kNであり、柱のふかしコンクリートを耐力に組み入れると5346kNとなった。実験値はその1.1倍であった。
- 5) 壁梁に外付けとして取り付けられたK形鉄骨ブレースを、簡単のため平面フレームにモデル化して解析をしても、鉄骨縦枠材をRC柱と1体として評価し、構造芯を適切に設定することで、剛性、耐力をおおむね評価できることが確認できた。

謝辞

旧4号館の耐震診断は横浜市建築設計共同組合による。残置部分の耐震診断、補強設計・施工は鹿島建設(株)による。実験の計画・実施に当たっては、新3号館の設計者である横浜市建築設計組合、鹿島建設技術研究所、鹿島建設神奈川大学作業所、島崎研究室各位の協力を得ました。

参考文献

- 1) 日本建築学会災害委員会：2011年東北地方太平洋沖地震災害調査速報、日本建築学会、2011.7
- 2) 日本建築学会東北支部：2011年東日本大震災災害調査、日本建築学会東北支部、2013.5
- 3) 大沢胖、青山博之、伊藤勝：八戸工業高等専門学校の振動および破壊実験その2 破壊実験について、日本建築学会論文報告集 第169号、pp.33-41、1970.3
- 4) 壁谷澤寿海、松森泰造、壁谷澤寿一、壁谷澤寿成、金裕錫：実大3層RC建物の振動実験 その1~2、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.383-386、2007.8
- 5) 中原浩之、河野昭彦、蛭川利彦、小山智幸、山口謙太郎、吉岡智和、小山田英弘、黒木正幸、山本憲司、松尾真太郎：実在3階建て文教施設の水平加力実験 その1~6、日本建築学会九州支部研究報告 第50号 pp.521-544、2011.3
- 6) 高橋志保彦、島崎和司：神奈川大学横浜キャンパス再開発、建築防災、日本建築防災協会、pp.23-27、2005.12
- 7) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説(2001年改訂版)
- 8) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書、全国官報販売協同組合、2007.8
- 9) ACI Committee 318：Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary 318-11, American Concrete Institute, 2011.7
- 10) SNAP Ver.6、株式会社 構造システム、2012.4
- 11) 李 康寧、小谷 俊介、青山 博之：3方向の変動力を受けるRC柱の挙動に関する研究：その1.実験、日本建築学会研究報告集、構造系 第57号、pp.153-156、1986.5
- 12) 山谷 博愛、小野 泰伸、島崎 和司：鉄骨枠付K型ブレースで耐震補強されたRC建物の補強効果確認原位置試験、その1 建物耐震補強概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.847-848、2012.9
- 13) 小野 泰伸、島崎 和司：鉄骨枠付K型ブレースで耐震補強されたRC建物の補強効果確認原位置試験、その2 実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.849-850、2012.9

STRENGTH EVALUATION USING IN-SITU TESTING OF EXISTING RC BUILDING FRAME STRENGTHENED WITH K-TYPE STEEL BRACE

Verification of Seismic Strengthening of Existing RC Building

Kazushi SHIMAZAKI^{*1}, *Yasunobu ONO*^{*2}

**1 Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Kanagawa University, Dr. Eng.*

**2 Kyowa Building Surveyor Co., Ltd*

A seismic diagnosis on the then five-story "Building 4" at Kanagawa University, built in 1963 and shown in Photo 1(a), was conducted after the Great Hanshin-Awaji Earthquake of 1995. This revealed that seismic strengthening was difficult, so the building was reduced in scale by about a quarter by removing the eastern wing and two uppermost stories of the existing five-story structure. The remaining three-story section as shown in Photo 1(b) was seismically strengthened with a new steel brace. The seismic capacity evaluation after strengthening indicated sufficient earthquake resistance. As it has been decided to demolish this building, we planned a full-scale in-situ test to evaluate the actual strength of this seismically strengthened building.

Figure 2 presents a brace mounting diagram. A K-type steel-framed brace was installed within the frame just outside the wall girder with an additional beam attached to the outer face as indicated in Figure 3. The upright frame member of the brace frame extended to the rigid section of the existing RC columns and wall girders. A cross-section of the main member is represented in Table 3. The brace and frame members used had dimensions of H-250×250×9×14 (SS400). The test portion as shown in Figure 4 is the second story with columns cut between the ceiling and the third floor, and wall girders cut on the third floor between the X17-19 and X20-21 lines. The horizontal strength of the brace expected from the strengthening design manual¹⁾ was 2,420 kN. A horizontal force was applied as one-way repetitive loading using two hydraulic jacks.

Figure 7 (a) shows the relationship between the horizontal force and second story drift obtained in the experiment. There was no loss of stiffness until the loading cycle reached 3,750 kN of horizontal force, and the story drift was less than 1/400 at that cycle. Stiffness did decline above 4,500 kN of horizontal force. Ultimately, the brace yielded and the RC columns suffered shear failure as shown in photos 2(a)-(c). The maximum applied horizontal force was 5,920 kN. The strength calculated using the strengthening design manual was 3,799 kN. The calculated horizontal strength was 5,006 kN based on the actual strength of the materials. The calculated value is the sum of the horizontal component of the yield strength of the brace calculated from Equation (1), and the horizontal strength of the RC columns with the vertical steel frame shown in Fig. 18. Flexural strength M_u of the RC columns was calculated using the ACI stress block method. Shear strength Q_u was calculated using Equation (4). The experimental value proved to be 1.2 times the computed value.

The push-over analysis was carried out using the section assuming the upright frame members of the brace frame used with the existing RC columns as shown in Figure 20. The analytical model was a one-story plane frame model as shown in Fig. 18. The multi-spring model shown in Fig. 20 was used as the member model for the columns. The structural centroid position of the section was considered as the center of gravity for the steel, reinforcing bars and concrete in consideration of the ratio of Young's modulus for the X18 column. For the X19 column, which is a tensile column, it is the center of gravity of the steel and reinforcing bars ignoring the concrete. These structural centroid positions are shown in Fig. 5 as "CL". Elastic stiffness was assumed to be an equivalent cross section. The results demonstrate good correspondence with the experimental results, except for the stiffness degradation at 4,000 kN as shown by the solid heavy line for Case 2 in Figure 19.