

既存 RC 建物の実部材を用いた部材実験

耐震補強された既存 RC 建物の性能の検証 その2

ACTUAL MEMBER TESTS OF THE EXISTING RC BUILDING VERIFICATIONS ON SEISMIC STRENGTHENING OF THE EXISTING RC BUILDING Part 2

島崎 和司*
Kazushi SHIMAZAKI

A series of full scale member tests of two columns and a beam with beam-column joint was conducted to evaluate the actual strength of the seismic strengthened building. One column failed in shear, the other failed in bending of the connecting beams. The beam specimen failed at the beam in shear. The obtained ultimate strengths can be estimated by the practical evaluation formulas in the safe side with consideration of the effective clear shear span of the members. The load-deflection relations estimated by the practical method also showed good agreement with the experiment results.

Keywords : reinforced concrete building, real member test, round bar, column, beam, joint

鉄筋コンクリート構造, 実部材試験, 丸鋼, 柱, 梁, 柱梁接合部

1. はじめに

1981年の建築基準法改正以前の既存鉄筋コンクリート建物の地震時の安全性を確保するため、耐震診断が行われ、耐震性能が劣るものについては耐震補強が行われている。2011年東北地方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、耐震補強された建物が地震時に安全性を確保できるかを検討するためには、実際に補強された構面がどの程度の耐力を有し、実際の部材がどのような性能を保持しているかを検証し、補強設計で想定した耐力性能を有することを確認する必要があると思われる。特に、構造スリットを新たに設けて靱性型の耐震補強を行った建物や、制震補強を行い、地震応答解析により耐震性能を検証する場合には、既存構造物の部材の性能を正しく評価しないと、補強建物の安全性が担保されない。

神奈川大学の旧4号館（竣工1963年）は、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た3階建て建物として継続利用されていた³⁾。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、実際の建物を用いた構造性能の評価を試みた。前報³⁾では、鉄骨ブ

ース新設による補強構面の原位置での実大実験結果を報告し、その耐力と剛性を評価した。本論では、この建物の解体時に切り出した実際の柱試験体及び柱梁接合部を含む梁試験体（以下梁試験体と記す）を用いて行った実大実験により、構造部材の耐力と剛性を評価し、既存鉄筋コンクリート建物の性能を解析的に検証するための基本データを検討する。

2. 建物及び切り出し試験体概要

2.1 建物概要

対象建物である旧4号館は、講義室が主の建物であり、既存5階

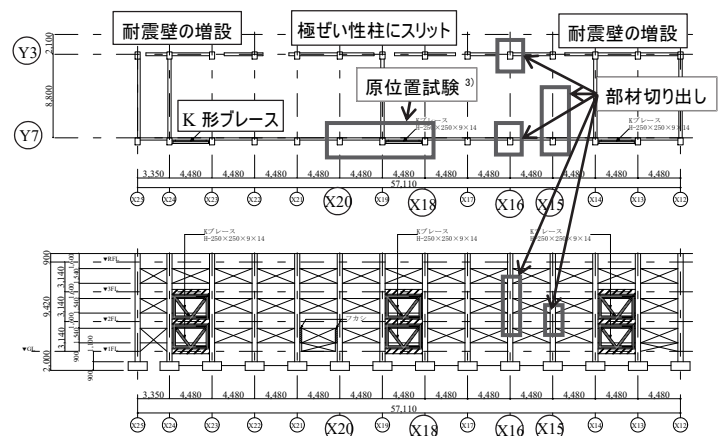


図1 旧4号館 基準階伏図および南立面図

本論の一部は文献 8)9)10)で発表した。計算値は算定方法を変更したので値が異なる。

*神奈川大学工学部建築学科 教授・博士(工学)

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

建の上2層および東側を解体し、図1に示した3階建ての建物である。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、極ぜい性柱を改善するためのスリットの設置であった³⁾。設計図書による柱の主筋は、22,19φのSR24(SR235)、せん断補強筋は9φのSR24(SR235)であり、梁の主筋は、25,22,19φのSR24(SR235)、せん断補強筋は13φのSR24(SR235)であった。2層部分のコンクリート強度は、設計基準強度が180kgf/cm²、耐震診断時に壁部材からコア抜きした試験体の平均強度で24.6N/mm²であった。

2.2 切り出し試験体概要

実部材試験体は、4号館の解体の進行に合わせて切り出した柱試験体2体と柱梁接合部を含む梁試験体1体の計3体である。

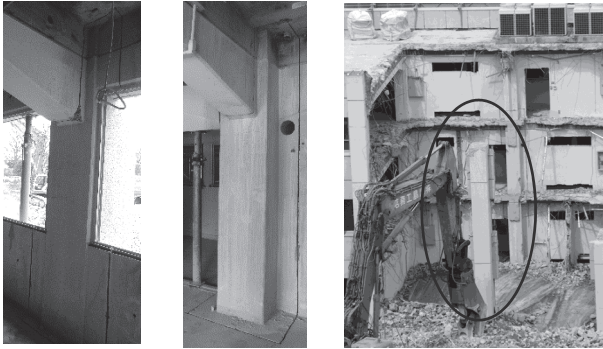
柱試験体は、図1に示すX16通りのY3,Y7通りから、上層階の梁上端と下層階の梁下端位置から所定の長さで切断し、キ形に切り出した試験体である。まず、写真1(a)(b)に示すように、周囲をサポートで保持した後に梁は柱フェイス位置から200mmのところを、柱上部は梁上端から400mm程度の所をワイヤーソーで縁切りした。次に、写真1(c)に示すように試験体周囲を重機解体した。試験体部分が独立した後、3階床部分の柱梁接合部位置でワイヤーロープによりラフターで吊り、試験体下部の梁下端から400mm程度の所をワイヤーソーで切断することにより切り出した。柱の切断面の主筋は定着を確保するために、主筋を100mmほど研りだし、PL32に開先付きの穴を開け完全溶込み溶接とした。柱とPL32との間はグラウトで充填した。PL32から突出している主筋はガス溶断しサンダーで平滑に仕上げた。

梁試験体は、X15通りから切り出した。最初に周囲と試験体の梁先をサポートで保持し、写真1(d)に示すように梁の両端のスラブを含めて1m幅の試験体として切り出した。梁の長さは、長期モーメントと地震時上端引張モーメントを考慮したときのモーメント0位置に加力点を設定することを目標として決めた。柱は、梁のフェイス位置から500mm以上を確保するように切り出した。写真1(d)では上部に壁があるが、ブロック造の非構造壁である。試験体周囲と上部ブロック壁を重機解体し、試験体部分を露出させた後、梁を柱フェイス位置と先端部の2点吊りとし、柱下部をワイヤーソーで切断することにより切り出した。柱主筋の定着は、柱試験体と同様とし、梁端部の主筋は、ハンチ部分から充分離れているので、付着で充分定着が確保されていると考え、50mm角で厚さ5mmのプレートに隅肉溶接を行い、定着を確保する計画とした。表1に構造図による

表1 柱試験体の柱梁断面リスト(mm)

部材		2F柱	2F梁	3F梁
Y7	断面	600×550 (730×630)	250×1600 (300×1720)	250×1600 (300×1760)
	主筋	上	2-22φ+1-19φ	5-19φ
		中	6-22φ	2-16φ
		下	2-22φ+1-19φ	5-19φ
	せん断筋	9φ@250	9φ@300	9φ@300
Y3	断面	650×550	300×1000	300×1000
	主筋	上	4-22φ	5-22φ
		中	4-22φ	-
		下	4-22φ	4-22φ
	せん断筋	9φ@250	9φ@300	9φ@300

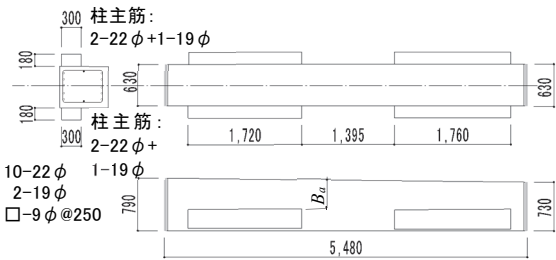
()内は実測断面



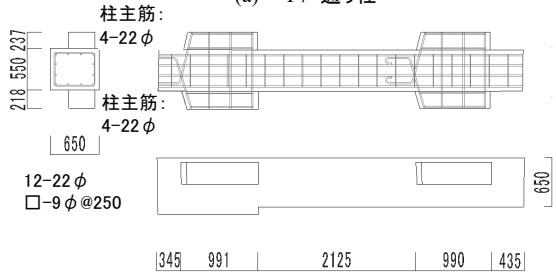
(a) Y7 通り柱 (b) Y3 通り柱 (c) 柱切り出し状況



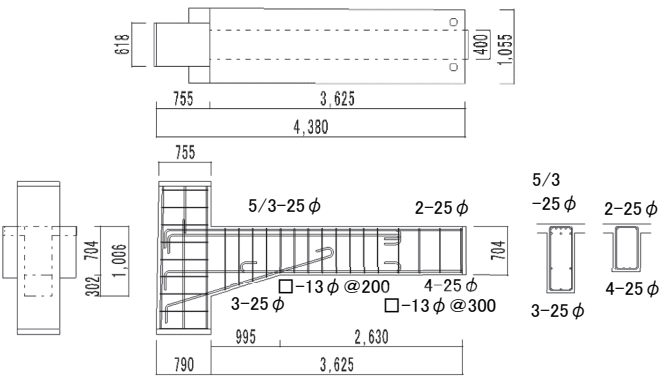
(d) 柱・梁接合部を含む梁試験体
写真1 部材切り出し状況



(a) Y7 通り柱



(b) Y3 通り柱



(c) 柱・梁接合部
図2 試験体概要

る柱試験体の柱梁断面リストを、図2に各試験体の実測した試験体断面形状を示す。

Y7 通り柱は外部に面しており、仕上げモルタルの代わりに 40mm 厚さのふかしコンクリートが打設されているため、実際の寸法は構造図のものより大きくなっている。表1に実際の計測寸法を括弧内に示した。柱両端の切断面での主筋の芯位置でのかぶりを実測し平均を求めると 95mm であった。柱の内法スパンは構造図では 1540mm であるが、梁にもふかしがあり、実測では 1395mm であった。構造図によるせん断スパン比は 1.4 であるが、実測内法寸法によると 1.3 となる。柱主筋は 10-22φ+2-19φ で、帯筋は □-9φ@250 であった。

Y3 通り柱は、屋内側であり、実測寸法は構造図に記載された部材寸法と概ね同等であった。柱両端の切断面での主筋の芯位置でのかぶりの平均値は 60mm であった。梁のハンチ部の主筋が折り曲げ下げ定着されており、その状況を配筋概略図として図2(b)に示した。柱主筋は 12-22φ で、帯筋は □-9φ@250 であった。設計図書によるせん断スパン比は 1.93 となる。

梁試験体の柱部分は Y7 通り柱試験体と同じである。梁は柱側がハンチになっており 400×1000mm、中央側が 400×700mm で、実測寸法も概ねそのままであった。主筋は柱側の上端が 2 段配筋で 5/3-25φ、下端が 3-25φ である。中央側は上端が 2-25φ、下端が 4-25φ である。柱側上端筋の両コーナ部の 2 本以外は内法スパンの 1/4+16d である柱面から 2470mm のところで 180° フックによりカットオフされている。下端筋は中央側 4 本の内 1 本がハンチ部に 16d(400mm) 入った位置でカットオフされている。せん断補強筋は、端部の内法スパンの 1/4 までは □-13φ@200 で、中央部が □-13φ@300 であった。スラブは厚さが 130mm で実測した幅は 1055mm であった。

2.3 材料の性質

耐震診断時の壁部材からのコア抜きによる 4 号館 2 階の平均コンクリート強度は 24.6N/mm² であった。本論では、この 24.6N/mm² をコンクリート強度として用いる。

柱の鉄筋強度は、柱試験体から取り出した素材を用い 22φ の主筋と 9φ のせん断補強筋の材料試験を行って算出した。測定した鉄筋断面は、主筋が直径 22mm、せん断補強筋は直径 7.7mm であった。図3に柱の鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。せん断補強筋は 9φ 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 304 N/mm²、せん断補強筋降伏応力度は 292 N/mm² (公称断面で算定すると 213 N/mm²) であった。主筋のうち、1 本はガス圧接部を含む素材であったが、写真2に示すように母材破断であった。梁試験体の梁の主筋は 25φ、せん断補強筋は 13φ であり、測定した鉄筋断面は直径が 25mm と 13mm であった。25φ の降伏強度は 325 N/mm²、13φ は 359 N/mm² であった。

3. 実験計画

3.1 加力計画

加力計画の基本方針として、実際の建物における構造部材の性能を評価することを目的とし、試験体の性状が変わるような加力部の補強は行わないこととした。

柱試験体は、図4(a)に示すように試験体の柱脚を図の左側のフレーム側にして水平に設置した。柱の軸力は、1 MN 油圧ジャッキを用い、PC鋼棒で反力を取り、一定軸力になるように加えた。軸力の大き

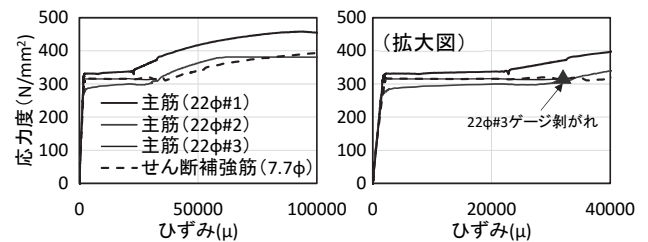
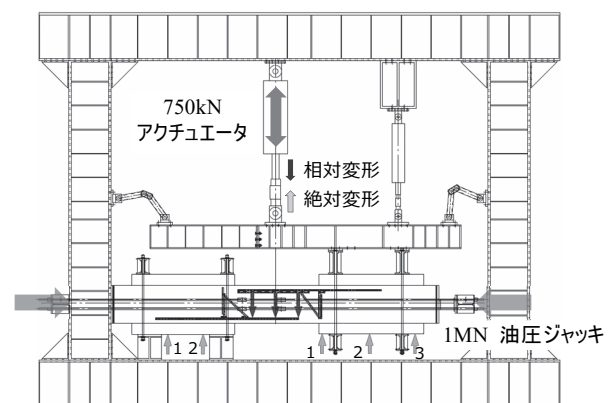


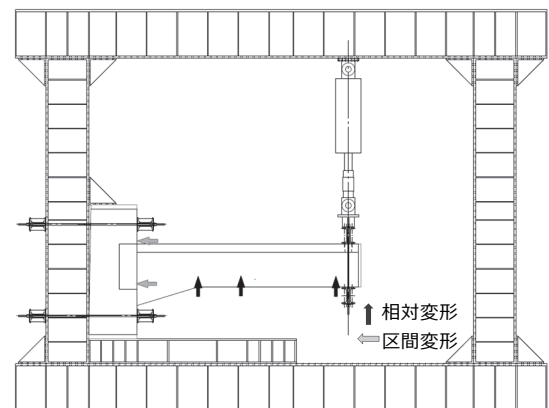
図3 柱切り出し試験体から取り出した鉄筋の素材試験



写真2 主筋の最終破断状況 (22φ#3)



(a) 柱試験体 (Y7 通り柱)



(b) 梁試験体
図4 加力装置

きは、コンクリートの設計断面による圧縮応力度が設計基準強度の 0.15 倍 (950kN) となるようにした。軸力はロードセルで計測するとともに、PC鋼棒にひずみゲージを貼って確認した。水平力は 750kN アクチュエータにより、加力治具を通じて柱内法高さの中央位置に作用させて、柱部材に逆対称モーメントが生じるように加力した。このとき、柱の逆対称モーメントが保持できるように、柱の層間変形を図4(a)に太矢印で示すように上中下の3箇所測定し、それらが同じとなるように制御することを目指して 200kN アクチュエータによりコントロールした。Y7 通り柱の加力時には、制御の都合上 2 台のアクチュエータを同変位とするように制御したが、柱の固定度と加

力治具の剛性が低くて、3箇所の柱の層間変形が同一にならなかった。Y3通り柱では、柱脚の固定度を高めるとともに、制御方法を手動で層間変形が一定になるよう制御する方法に変更した。梁は、柱に偏心して取り付けしており、加力位置は梁心位置とした。試験体の転倒を防止するため、加力治具にパンタグラフを取り付けて、面外変形を拘束した。Y7通柱の加力サイクルは、設計強度を用いた日本建築防災協会の「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）」⁴⁾（以下耐震改修設計指針と記す）の設計式による計算せん断耐力の429kNを基準として、 $\pm 1/3(143\text{kN}) \times 2$ 回、 $\pm 2/3(286\text{kN}) \times 2$ 回、 $\pm 3/3(429\text{kN}) \times 3$ 回とし、その後破壊まで加力するものとした。Y3通柱の加力サイクルは、設計強度による計算せん断耐力の440kNを基準として、 $\pm 1/3(146.6\text{kN}) \times 2$ 回、 $\pm 2/3(293.3\text{kN}) \times 2$ 回、 $\pm 3/3(440.0\text{kN}) \times 3$ 回とし、その後破壊まで加力するものとした。

梁試験体は図4(b)に示すように、試験体の柱部分をフレームにPC鋼棒で固定し、梁先端部に750kNアクチュエータを取り付け加力する。加力点は図5に示したように長期と地震時のモーメントを加えた短期モーメントの上部引張を想定した反曲点位置とした。試験は端部集中加力となるため、モーメントは直線分布、せん断力は一定値となる。試験と実際の想定応力状態とを比較すると、モーメント分布に大きな違いは無いが、せん断力分布は異なる。加力サイクルは梁の柱フェイス位置での上端引張時と下端引張時それぞれの設計強度による降伏耐力、947.4kNmと355.2kNmを基準とし、 $\pm 1/3$ 、 $\pm 2/3$ を2回、 $\pm 3/3$ を3回とし、その後破壊まで加力するものとした。

3.2 計測計画

柱試験体は、層間変位に相当する上下梁間の相対変形を中心として計測した。図4(a)に示すように、梁が取り付けられている接合部に金属系アンカーを各3本打ち、そこからアングルを伸ばし、変位計を3本設置して相対変形を計測した。計測位置は、柱内法部分の中心に1本設置し、そこから左右に500mmの位置に残りの2本を設置した。柱の相対変形の他に、梁の上下端位置の絶対変形を計測し、梁位置の傾きを計測した。

梁試験体は、柱梁接合部にアンカーを打設し、そこから伸ばした計測治具を用いて、梁の相対鉛直変形を図4(b)に太矢印で示すように、加力点、中央部、ハンチ始端の3箇所で計測した。また、梁端の回転角を計測するため梁の上下面で、柱面からハンチせいの1/2区間の変形を計測した。

4. 実験結果

4.1 柱試験体

実験で得られた柱試験体のせん断力-層間変形関係を図6に示す。せん断力はアクチュエータ2台の荷重の和とし、層間変形は、設置した3台の変位それぞれで描いている。Y7通柱は、図4(a)に示した2本のアクチュエータの変形を同じになるように制御したが、固定端の固定度と加力治具の剛性が低いために3台の層間変形測定用変位計の変位が異なり、せん断力-層間変形関係が3本の線となっている。この相違分だけ試験体の逆対称曲げ状態が保持できていないことになる。Y3通柱は、3台の層間変位測定用の変位計の値が同じになるように制御したため、3本の線は重なっている。図7(a)にY7通柱の梁切断面の加力フレームからの絶対変形（固定側で2箇所（柱

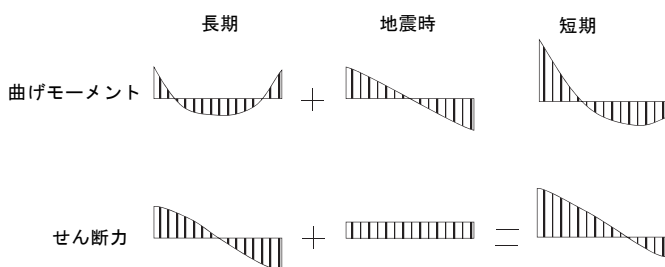


図5 柱梁試験体の梁部材の想定した応力状態

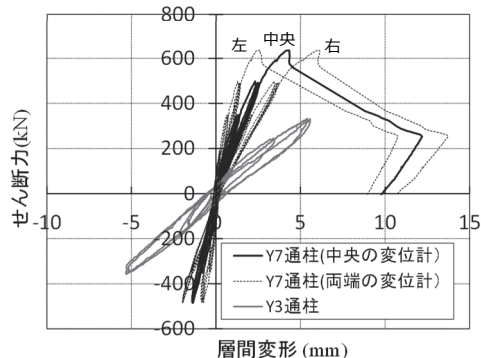
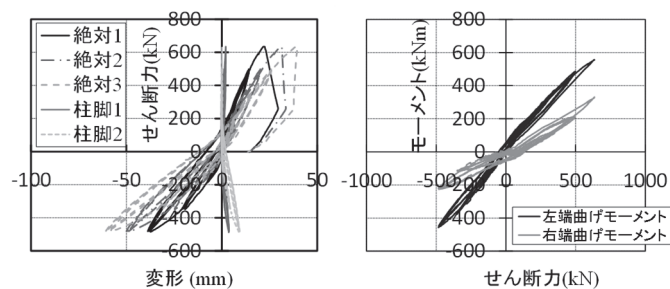


図6 柱試験体のせん断力-層間変形関係



(a) 計測点の鉛直変形

(b) 部材中央で切断した断面

図7 Y7 通柱の変形と梁フェイス位置モーメント

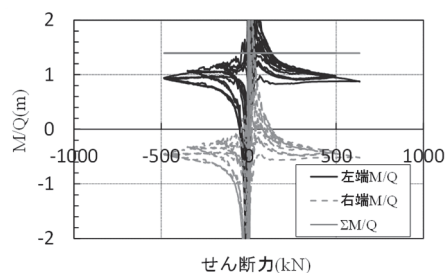


図8 Y7 通柱のせん断力とせん断スパン(M/Q)関係

脚1,2)、自由端側で3箇所（絶対1,2,3）とせん断力の関係を示す。固定端側でも変形に相違があり、PC鋼棒の剛性と締め付け力不足による固定度不足で試験体全体の回転が認められる。自由端側は、加力位置である梁切断面両端での絶対変形の差が大きく、回転を起こしていることが認められる。アクチュエータを引くとき(-)の方が押すとき(+)よりも変形が大きい。図7(b)は、2台のアクチュエータの荷重から柱の両端の梁フェイス位置モーメントを算定し、柱せん断力との関係をグラフ化したものである。固定端側（左端）ではせん断力とモーメントは比例関係にあるが、自由端側（右端）ではアクチュエータが押し（+）に比べ、引き（-）の傾きが低い。固定側のモーメントが大きく、自由端側のモーメントは固定端側のモーメ

ントの6割程度の値となっている。図8はせん断力とせん断スパンの関係を示したものである。押し引きで多少の差があるが、最大耐力近傍では固定端側(左端)で0.9m、自由端側(右端)で0.5m程度の値となっている。同図中には、両端のモーメントを加えてせん断力で除した値も示したが、加力は片持ち形式で静定構造であるので、値は一定値でクリアスパンである1.4mとなっている。

Y7通柱の実験経過は、計算せん断耐力の $\pm 1/3$ のサイクルで、曲げクラックが入った。 $\pm 3/3$ のサイクルの366kNでせん断クラック(クラック幅:0.05mm)が生じた。このサイクルではクラックが生じるものの、剛性低下は生じなかった。最終サイクルの+635kNでせん断破壊し急激に耐力が低下した。写真3に最終破壊状況を示す。偏心梁の取り付け側(写真3a:表側)のひび割れは柱の内法スパンの対角線に入っていた。また、梁がない側(写真3b:裏側)のひび割れは表に比べてひび割れが長く、柱梁接合部まで伸展している(写真3c)。表側の最大クラック幅は12mm、裏側では10mmであった。実験終了後に部材中央で切断した断面が写真3dである。部材中央部では、せん断クラックが全断面で水平に入っていることがわかる。断面中央のせん断クラック部分には、丸鋼の 180° フックが見られ、これは直交梁の定着部と思われる。

Y3通柱の実験経過は、計算せん断耐力の $\pm 1/3$ のサイクルで曲げクラックが入った。 $\pm 2/3$ の1回目の途中244kNで加力点の梁部分で圧壊の兆しが見えた。荷重制御から変形制御に変更し $R=1/100$ の339kNで梁部の圧縮領域に当たる部分が圧壊した。柱に梁が偏心して取り付けしており、梁の圧壊により加力治具が傾斜したので加力を中止した。写真4に最終破壊状況を示す。柱自体の損傷は小さく、接続する梁の損傷が大きい。

4.2 梁試験体

梁試験体の梁の荷重-変形関係を図9に、梁端モーメントと柱フェイスからハンチ最大せいの1/2の長さ区間での区間変形から求めた端部平均曲率の関係を図10に示す。図9を見ると、梁材端での降伏耐力である274kNに向かう途中の250kNで、加力点の荷重-変形関係に曲げ降伏の兆候がみられ、耐力が上昇せず変形が進んだ。この時点で、梁上端の主筋量が変わる位置でせん断破壊した。ハンチ始端の荷重-変形関係や図10の材端モーメントと材端の平均曲率の関係では降伏の兆候は見られないため、図9の降伏の兆候は柱側材端部以外で生じていると考えられる。この部材では、中央側で梁主筋が8本から2本へ極端な段落としになっており、この部分で降伏したものと想定される。写真5(a)に最終破壊状況を示す。最終的には写真5(b)に示すように梁切断面の主筋の定着プレートの溶接が破断していた。柱梁接合部には損傷は見られなかった。

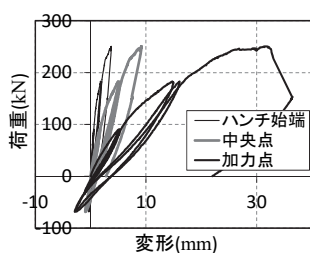


図9 梁試験体荷重-変形関係

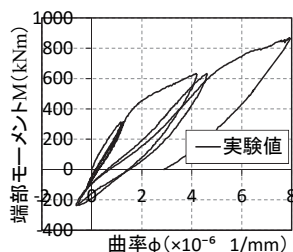


図10 1/2D区間でのM- ϕ 関係

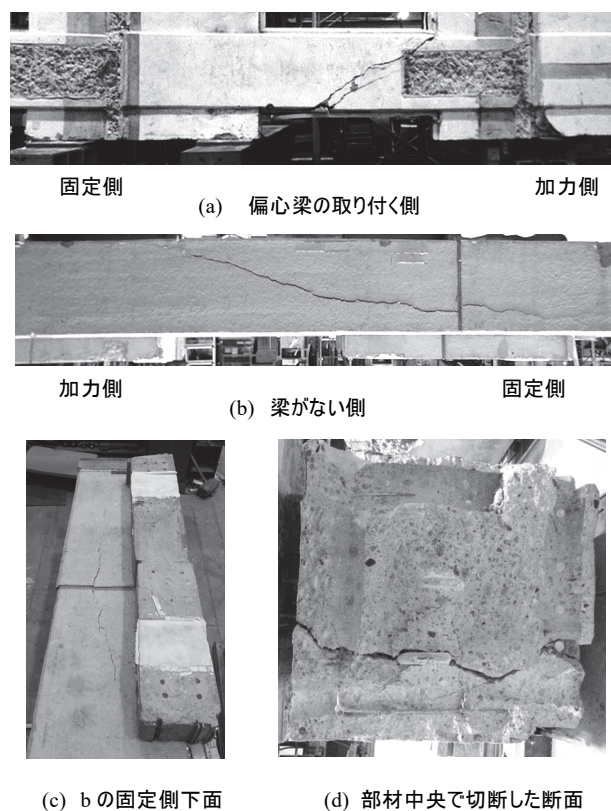


写真3 Y7通柱最終状況

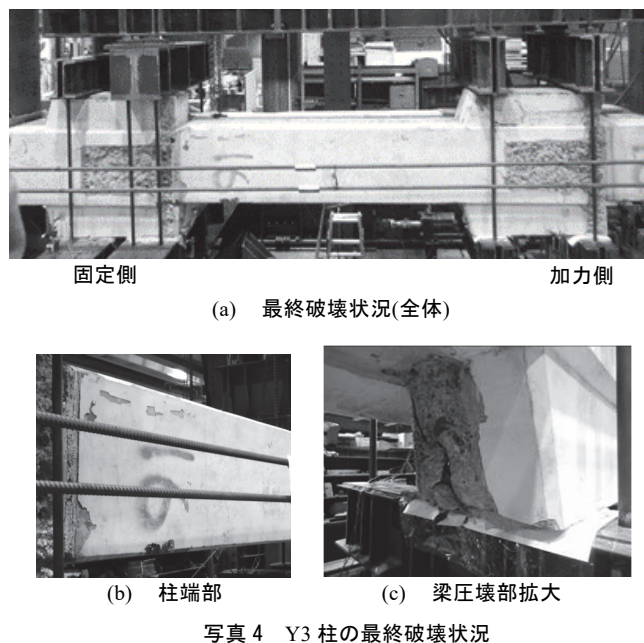
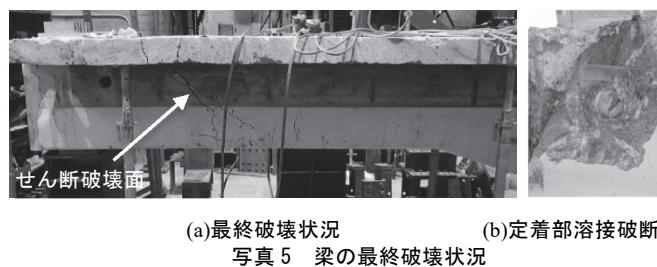


写真4 Y3柱の最終破壊状況



(a)最終破壊状況 (b)定着部溶接破断
写真5 梁の最終破壊状況

5. 耐力と剛性の検討

5.1 柱部材耐力の検討

柱部材の破壊モードを検討するため、実際の部材断面、材料強度、加力時の柱軸力を用いて曲げ終局強度、せん断耐力を算定する。

RC 柱の曲げ終局耐力は多段筋を考慮した次式⁵⁾による。

$$M_{uc} = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad (1)$$

ここで、 M_{uc} ：柱の曲げ終局耐力 [Nmm]、 a_g ：全鉄筋断面積 [mm²]、 σ_y ：主筋の降伏応力度 [N/mm²]、 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（ここでは平均コア強度とする）[N/mm²]、 D ：柱せい [mm]、 b ：柱幅 [mm]

梁の曲げ終局耐力 M_{uB} は材料の実強度を用いた略算式⁵⁾による。

$$M_{uB} = 0.9a_i\sigma_y d \quad (2)$$

ここで、 a_i ：引張鉄筋断面積[mm²]、 σ_y ：主筋の降伏点強度 [N/mm²]、 d ：梁有効せい [mm]

せん断終局耐力は、(3)式の耐震診断⁴⁾の設計式である荒川 min 式による Q_{SU1} と(4)式の荒川 mean 式⁵⁾である Q_{SU2} で与える。

$$Q_{SU1} = \left\{ \frac{0.053p_i^{0.23}(18 + F_c)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (3)$$

$$Q_{SU2} = \left\{ \frac{0.068p_i^{0.23}(18 + F_c)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (4)$$

ここで、 Q_{SU} ：せん断終局耐力 [N]、 p_i ：引張鉄筋比 [%]、 p_w ：せん断補強筋比、 σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏点強度 [N/mm²]、 σ_0 ：柱軸方向応力度 [N/mm²]、 d ：柱有効せい [mm]、 M/Q ：せん断スパン、柱では $h_0/2$ とする(h_0 ：柱内法高さ) [mm]、 j ：応力中心間距離(0.8D とする) [mm]、その他は(2)式と同じ

部材断面はかぶりのふかしを含めた実測値を用いるものとする。Y7 通柱の有効せいは、主筋芯のかぶりの実測値の平均である 95mm を部材せいから引いた値とする。Y3 通柱と梁の有効せいは、設計部材せいから 60mm を引いた値とする。まず、柱梁の曲げ耐力を算定し、それをフェイス位置でのモーメントとして節点モーメントを算定する。算定結果を表 2 に示す。

Y7 通柱に取り付く梁は壁梁のため、柱のフェイスモーメントに比べ節点モーメントがかなり大きい。節点でのモーメントの比較によると、両柱とも梁の曲げ耐力の方が小さい。梁曲げ耐力時の柱せん断力と柱の耐震診断の設計式(3)によるせん断耐力とを比較するとせん断耐力の方が大きい。このため、X 方向の架構耐力は梁の曲げ耐力で決まることになり、鉛直部材の耐力で判断する 2 次診断では真の耐力は算定できていないことになる。この柱に要求されるせん断耐力としては、機構時せん断力を上回れば良く、実験値はこれを上回っている。実験では、加力部の梁を加力治具と PC 鋼棒で拘束

表 2 柱試験体の実断面による耐力算定

柱	柱フェイス M_{uc} kNm	柱節点 M_u kNm	梁節点 M_u kNm		機構時 せん断力 Q_{Mu} kN	せん断 耐力(3)式 Q_{SU1} kN	せん断 耐力(4)式 Q_{SU2} kN	実験 最大耐力 kN
			2F梁	3F梁				
Y7	567	1206	682	643	409	612	729	635
			682	630				
Y3	500	733	550	410	279	407	473	339
			452	337				

しているため、梁の鉄筋降伏による機構モードは再現できない。

せん断破壊した Y7 通柱の(4)式によるせん断耐力は、実験で得られたせん断耐力より大きい。この原因として、まず考えられるのは図 8 に示したように、逆対称曲げ状態が保持できていない、せん断スパン比が、逆対称曲げを仮定した $h_0/2$ より長くなったことが考えられる。しかし、写真 3(a)に見られるせん断破壊面は、図 8 を見るとせん断スパンの短くなる側で生じている。逆対称曲げに近い状態では、反曲点位置が変動したとしてもアーチ機構における圧縮ストラットは対角方向であり角度は大きく変動しないものと考えられる。両端のモーメントを足し合わせて算定した $\Sigma M/Q$ は一定であり、アーチ機構に対応するせん断スパンとしては $h_0/2$ から変動しないと考えて良いと思われる。

次に考えられる理由としては、写真 3(a)(b)に示した最終破壊状況に見られるように、梁が偏心して取り付けられていることにより、偏心梁の取り付け側と梁がない側とで破壊面の状況が異なることである。偏心梁の取り付け側は柱の対角線上であり、アーチ機構における圧縮ストラットはクリアスパン間で形成されていると考えられる。梁がない側では、破壊面は柱梁接合部まで伸展しており、アーチ機構における圧縮ストラットはクリアスパンより長い区間で形成されていると考えられる。そのため、梁のある側のクリアスパンは内法スパン、梁のない側は内法スパン+2 B_a (B_a は柱幅から梁幅を引いた梁のない部分の幅、図 2(a)参照) をクリアスパンとして考え、柱全体としてはその平均としてクリアスパンを内法スパン+ B_a と仮定する。これをせん断スパンとして(4)式により耐力を算定すると 612kN となり、おおむね実験値を安全側に評価できる。この値は(3)式による値とほぼ同じ値となっている。一般的な部材実験では、試験部分の両端に丈夫なスタブを有しており、圧縮ストラットに対して充分抵抗できるため、アーチ機構が試験体部分でフルに発揮できるようになっている。実部材では、梁の無い部分での抵抗が十分ではなく、アーチ機構の評価においては、せん断スパンの取り方について注意が必要と言える。

柱部材で破壊しなかった Y3 通柱は、梁の鉄筋の降伏による曲げ耐力は PC 鋼材で拘束しているため生じず、梁の耐力はコンクリートの圧壊で決まると想定していた。加力治具（幅 180mm）と梁（幅 300mm）の接地部分のコンクリートが圧縮強度に達したとして算定した梁の終局曲げモーメントは 943kNm であり、そのときの柱せん断力は 601kN となり、(4)式のせん断耐力を上回って柱がせん断破壊すると想定していた。実験の最大耐力は 339kN であり、この値に達する前に写真 4(c)のように梁のコンクリートが圧壊した。これは、圧縮に抵抗するコンクリートが接触面全面積で均一に圧縮強度と想定することが妥当で無かったと言える。加力治具と梁との接触面を、梁幅を梁内部側の半分のみとした 180×150mm² として算定すると

実験値と対応する。梁が偏心して取り付けられているため、接触面の圧縮応力度が梁幅方向に均一とならず、梁の内部側で圧壊が進んだと考えられる。今回は、加力点の柱の拘束領域を実際に合わせるために、切り出し部分の梁をそのまま加力したが、コンクリートの圧壊で試験体の耐力が決まると想定される場合には、前報³⁾の加力点の部位のように何らかの拘束を行うことが必要であったと言える。柱部材の性能としては、すでに述べたように最大耐力は梁降伏で決まる機構耐力を上回ることが確認できた。

5.2 柱部材の復元力特性の検討

耐震補強された建物の倒壊に対する安全性や構造性能を評価するためには、解析モデルを用いた増分解析や地震応答解析が必要となる。ここでは、設計で一般的に用いられる3折れ線の復元力特性を算定し、実験値と比較することによりその適用性を検討する。

部材の初期弾性剛性は、鉄筋を考慮してコンクリートの実断面を用いて算定するものとする。コンクリートのヤング係数は、平均コンクリート強度 24.6N/mm^2 を用いて、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説 2010」⁶⁾ (以下 RC 規準と記す) により算定する。鉄筋の効果は、次式の RC 規準の略算剛性増加率 ϕ_r を用いて算定する。

$$\phi_r = 1 + 3.8n\rho_t \quad (5)$$

ここで、 n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比、 ρ_t : 引張鉄筋比

部材のクリアスパンは、RC 規準の剛域設定を参考に梁フェイス位置から柱せいの $1/4$ 入った点までを可撓長さとして設定する。柱の曲げに対する危険断面は梁フェイス位置として、折れ点位置のせん断力を算定する。

第一折れ点耐力はクラックモーメント M_{cr} とし、実断面を用いた次式⁶⁾ による。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{F_c}Z_e + \frac{ND}{6} \quad (6)$$

ここで、 Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数[mm³]、 N : 軸方向力[N] (圧縮を正)、 D : 柱せい (mm)

第二折れ点耐力は、(1)式による曲げ終局耐力とする。第2折れ点の剛性低下率は、Y3 通柱は (7)式、Y7 通柱は (8)式によるものとする⁵⁾。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n\rho_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0) \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (7)$$

(2.0 ≤ a/D ≤ 5.0)

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159a/D + 0.169\eta_0) \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (8)$$

(1.0 ≤ a/D < 2.0)

ここで、 a/D : せん断スパン比、 a : せん断スパン[mm]、 η_0 : 軸力比 [= N / bDF_c]

設定された復元力を実験結果に重ね合わせて図 11 に示す。第一折れ点近傍の実験値は設定した復元力に比べかなり低くなっているが、そのほかは概ね対応している。第一折れ点近傍が低い理由は、梁が偏心して取り付けられていることによる有効可撓長さが仮定より長く初期剛性が低いことも考えられるが、建物使用期間中や切り出し時の損傷の影響が大きいものと思われる。建物の耐震安全性を検討

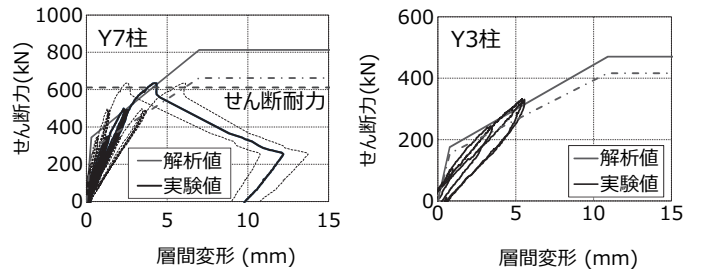
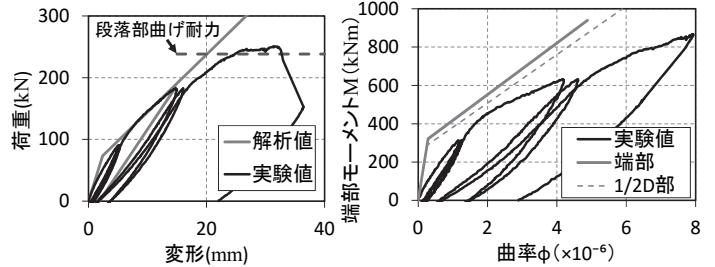


図 11 柱試験体の復元力特性

表 3 柱-梁試験体の梁の実断面による上端引張耐力算定

位置	$b \times D$ (mm)	B (mm)	主筋		あばら筋 (mm)	M_c (kNm)	M_y (kNm)	M_u (kNm)
			上端筋	下端筋				
柱側端部	400×1000	1055	5/3-25φ	3-25φ	□-13φ @200	322	1023	1064
端部から 1/2D	400×849		5/3-25φ	3-25φ	□-13φ @200	246 (288)	855 (999)	889 (1039)
ハンチ 始端	400×700		5/3-25φ	3-25φ	□-13φ @200	180 (253)	688 (966)	716 (1005)
段落ち部	400×700		2-25φ	4-25φ	□-13φ @300	180 (801)	179 (792)	186 (824)

() 内は各値の時の材端モーメント



(a)荷重-変形関係 (b)端部モーメント-端部 1/2D 区間平均曲率

図 12 梁試験体の復元力特性

する場合、変形の小さい領域での相違は安全性の評価に影響を与えないと考えられる。図中には危険断面を剛域端とした場合の復元力を一点鎖線で示したが、同一変形時のせん断力を解析値の方がかなり低く評価しており、曲げに対しては危険断面位置をフェイス位置に設定することが必要であると言える。Y7 通り柱の図には、5.1 で検討したクリアスパンを調整して(4)式で算定したせん断耐力を破線で示した。設定した復元力上を移動し、せん断耐力に達した時にせん断破壊していることを再現できている。復元力の戻り勾配は、両柱ともに残留変形の少ない原点指向型になっている。

5.3 柱-梁部材の耐力と復元力特性の検討

柱-梁部材は、柱を固定して加力を行っており、ここでは梁部材の上端引張に対する耐力と復元力について検討する。

クラックモーメント M_{cr} は、T 形の実断面を用いた次式⁵⁾ による。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{F_c}Z_e \quad (9)$$

ここで、 Z_e : スラブを考慮した断面係数[mm³]

梁の曲げ降伏耐力 M_y は材料の実強度を用いた (10) 式⁵⁾、終局耐力 M_u は(2)式による。

$$M_y = \frac{7}{8} a_f \sigma_y d \quad (10)$$

記号は(2)式に同じ

(2)(9)(10)式による梁の曲げ耐力を柱側材端、ハンチ始端、段落ち部でそれぞれ算定し、表3に示す。同表中には、直線分布のモーメント分布に対する各点でのモーメントに対応する材端モーメントを()内に示し、最小の値となる点をグレーに塗りつぶした。これによると、クラックは最初にハンチ始端で生じ、曲げ降伏は段落ち部で生じることになり、実験結果と対応している。今回の加力は、先端集中荷重で、実際の部材のモーメント分布と多少異なるので、このような結果になったとも言えるが、極端な段落としのある場合の崩壊機構時のヒンジ位置の設定には、段落ち部での中間ヒンジも検討しておく必要があると言える。

スラブを無視した(4)式によるせん断終局耐力は、材端部で535kN、ハンチ端で281kN、段落ち部で262kNであり、段落ち部から加力点側のせん断耐力が最も低くなっている。実験では、段落ち部で曲げ降伏した後主筋の定着が切れて、251kNでこの部分がせん断破壊しており、よく対応している。

部材の復元力特性として、梁の設計で一般的に用いられる3折れ線の復元力特性を算定し、実験値と比較することによりその適用性を検討する。部材の初期弾性剛性は、スラブを考慮してコンクリートの実断面を用いて算定するものとする。RC規準によるハンチ部の剛域設定では一般部材の1.5倍のせいの所から剛域とするようになっているが、ハンチせいは部材の1.4倍しかないため、柱フェイス位置を可撓距離として設定する。曲げに対する危険断面も柱フェイス位置として、折れ点位置のせん断力を算定する。第一折れ点耐力はクラックモーメント M_{cr} とし、第二折れ点耐力は、(2)式による曲げ終局耐力とする。第2折れ点の剛性低下率は、一般部の梁断面(ハンチ始端位置の断面)を用いた(7)式によるものとする。設定された復元力を実験結果に重ね合わせて図12(a)に示す。実験の第一折れ点近傍は設定した復元力に比べかなり低くなっているが、そのほかは段落ち部で降伏するまでは概ね実験値と対応している。繰り返し時は、付着劣化に伴うと思われる剛性低下を考慮する必要がありそうである。同図中には、鉄筋コンクリート部材の復元力モデルとして一般的に用いられているTakedaモデル⁷⁾における、設計強度による降伏荷重の2/3の荷重時の戻り剛性を示したが、エネルギー吸収能力を安全側に評価できている。

図12(b)に柱面からハンチせいの1/2区間の変位計測から求めた平均曲率と柱面での曲げモーメントの関係に、柱フェイス位置と柱から1/2Dの位置の断面に対する断面解析によるモーメント-曲率関係を重ね描きして示した。実験値は、解析値に比べかなり剛性が低くなっている。初期は、建物使用期間中や切り出し時の損傷の影響によるものと考えられるが、クラック後からその差がさらに大きくなっている。これは主筋である丸鋼の付着が切れ、断面の平面保持仮定が成り立たなくなっていることが原因と考えられる。平面保持を元にしたファイバーモデルなどで部材モデルを策定する場合には、注意が必要である。

6. まとめ

本研究では、解体される神奈川大学4号館から切り出した実部材による実大実験を実施し、解析との比較検討により、実際の建物の

部材の性能を検討した。

本研究で得られた主な知見を以下に示す。

- 1) せん断破壊型の柱のせん断耐力は、ふかし部を含んだ実断面で評価できると考えられるが、梁が偏心して取り付けられている柱のせん断耐力には、アーチ機構のせん断スパンの検討が必要である。
- 2) 柱の復元力特性は、設計で一般的に使われている手法で概ね算定できる。降伏までの戻り剛性は、原点指向型に近い。
- 3) 梁の復元力は、一般的に使われている手法で概ね算定できる。降伏までの戻り剛性は、Takedaモデルを用いることでエネルギー吸収能力を安全側に評価できる。
- 4) 部材モデルにファイバーモデルなどの部材モデルを使用する場合、丸鋼では付着が期待できないので平面保持仮定が成り立たなくなり、剛性の評価が難しいので注意が必要である。
- 5) 壁梁のような構面でも、梁降伏型の崩壊機構になる場合があるので、建物の耐力評価には注意が必要である。また、梁部材の中央部が極端な段落としになっている場合には、梁中間部に降伏ヒンジが生じる可能性を検討する必要がある。

謝 辞

試験体の切り出しにおいては(株)鹿島建設神奈川大学作業所、実験の実施においては神奈川大学の教務技術主任五十嵐泉氏、教務技術職員佐藤宏貴氏、島崎研究室大学院生・学部学生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、2011.07
- 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、2013.05
- 3) 島崎 和司、小野 泰伸：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、日本建築学会構造系論文集、第707号、pp.117-126、2015.01
- 4) 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)
- 5) 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、2007.08
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準、同解説 2010、日本建築学会、2010.02
- 7) Toshikazu Takeda, Mete A. Sozen, and N. Norby Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 96, No. 12, pp. 2557-2573, 1970.12
- 8) 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4 柱部材切り出し試験体による耐力確認実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp. 425-426、2013.08
- 9) 佐藤宏貴、五十嵐泉、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5 柱、梁部材切り出し試験体による耐力確認実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.141-142、2014.09
- 10) Kazushi SHIMAZAKI: Verifications on seismic strengthening of the existing RC building, The 5th Asia Conference on Earthquake Engineering, 2014.10

ACTUAL MEMBER TESTS OF THE EXISTING RC BUILDING

VERIFICATIONS ON SEISMIC STRENGTHENING OF THE EXISTING RC BUILDING Part 2

*Kazushi SHIMAZAKI**

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

This paper shows a series of full-scale actual member tests to evaluate the actual strength of the seismically strengthened building. The tests involve two column test specimens and one beam specimen. The column specimens are cut out between from the lower end of the second floor beam to the upper end of the third floor beam at the X16 line shown in Fig. 1. The beam specimen is cut out from the X15 line including the beam-column joint. The Y7 line column is a short column with an eccentrically clinging wall girder. The Y3 line column also has eccentrically clinging beams. Figure 2 shows the specimen's cross section, and Figure 4 shows the test setup. For the column specimens, a constant axial load of $0.15 BDF_c$ (950 kN) was applied. The shear force was loaded with a 750-kN actuator to apply an anti-symmetric moment. For the beam specimen, the column of joint was fixed to the reaction frame, and the 750 kN actuator applied shear force to the beam like a cantilever beam.

Figure 6 shows the relationships between the shear force and deformation for the column specimens. Photo 3 shows the specimens after loading tests. For the Y7 line column, a bending crack was observed at 143 kN, and a shear crack (crack width: 0.05 mm) was induced at 366 kN, but without any reduction in stiffness. Finally, a shear fracture occurred at 698 kN. The calculated shear strength according to Equation (4) is 729 kN using the actual strength of the material and the actual dimension. The experimental value was less than the calculated value. The shear crack occurred diagonally along the column on the side with the beam, and it extended to the beam-to-column joint on the other side as shown in photo 3(a)(b). The compression strut in arch mechanism on the side without beam is longer than the clear height. Assuming a shear span as the sum of clear height and B_a (B_a : column width excluded beam width), the calculated shear strength is 612 kN, similar value to the experimental value. The other column of the Y3 line experienced bending failure of the connecting beam. At the one third of the design strength, flexural cracks are observed. At 244 kN, there were signs of concrete crushing in the compression position of the beam. Then, the load control was changed to deformation control. At $R=1/100$ (339 kN), the compression zone of the beam was crushed. The maximum load applied was 357 kN. This specimen was the weak-beam strong-column type. The calculated shear force value at the ultimate bending strength of the connecting beams is 174 kN. The actual shear strength of the column is expected as larger than these values. The load-deflection relations estimated by the practical method showed good agreement with the experiment results as shown in Fig. 11.

For the beam specimen, at 250 kN shear force ($R = 1/100$), the beam suffered shear failure on the loading side of the beam after main bars had yielded at the cutoff position. The calculated ultimate bending strength value at the cutoff position is smaller than the experimental value at the column end. Shear reinforcement at the center part is small and the shear capacity based on Equation (4) is 245 kN, but is 506 kN at the column end position. The calculated results using the practical method shown in Fig. 12(a) as a dark solid line afford good correspondence with the experimental results.