

論文 脆性的なせん断破壊を生じる柱を有する3本柱RC造架構が軸崩壊に至る挙動に関する研究

松尾健志*1・松川和人*2・三浦耕太*2・前田匡樹*3

要旨: 骨組の耐震性能を評価する際に、各部材や架構の特性を考慮した安全限界評価法の必要性を踏まえ、極めて脆性的に破壊するような1層2スパンRC造架構の静的載荷実験を行い、その崩壊挙動の検討を行った。その結果、架構は中柱せん断破壊後に急激な水平耐力の低下が見られた。その後急激な軸耐力の低下と軸縮みの進行が見られ軸崩壊に至った。また、実験結果を解析的に追跡することを目的として、脆性部材の軸耐力の低下や軸縮みを考慮した非線形骨組解析を行った。その結果、架構の軸縮みや梁による応力の再分配などの挙動を概ね追跡できた。

キーワード: 脆性部材, 耐力低下, 軸縮み, 軸崩壊, 梁による軸力の再分配

1. はじめに

せん断破壊部材を含む架構の安全限界状態は、せん断柱が破壊した後の残存耐力や、周辺架構の損傷状況に応じて評価されることが合理的であると考えられる。しかし、現行の耐震診断¹⁾や設計実務²⁾では、安全側の評価として、せん断破壊部材の残存耐力は無視する、またはある部材が終局に達した時点を安全限界とするといった評価が行われている場合があり、部材や架構の特性が考慮されていないのが現状である。

このような背景に対し、高橋・向井らは建築研究所で脆性柱及び剛梁を有する1層2スパン架構の静的載荷実験³⁾を行い、脆性柱が破壊した後も梁により当該部材が負担していた応力を周辺架構で負担できれば軸崩壊が生じることはない例を示した。また向井らは同様に、脆性柱及び弱梁を有する1層2スパン架構の実験⁴⁾を行い、脆性柱の残存耐力により軸崩壊に至らない例を示した。しかし、上記の研究ではやや変形能力に富む、すなわちせん断破壊後の残存耐力の低下が緩やかである柱を対象としており、部材の残存耐力に応じた安全限界評価法を開発する観点から、より脆性的な破壊に至る柱を含む架構の実験を行う必要がある。また、脆性部材を含む架構の軸崩壊に至る過程を解析的に研究した例は少なく、その解析手法の開発が望まれる。

そこで本論文では、これまでの研究よりも脆性的な破壊に至るように設計された柱を有する1層2スパンRC造架構の静的載荷実験を行い、その荷重変形関係や脆性柱せん断破壊後の崩壊挙動、また脆性柱が負担していた軸力の梁による周辺架構への再分配の挙動などの検討を行う。また、脆性部材破壊後の軸縮みや軸耐力の低下を考慮した非線形骨組解析を行い、解析結果が上記の実

験結果とどのように対応するのかの検討を行う。

2. 実験計画

2.1 試験体計画

本研究では、3本の柱と2本の梁で構成される1層2スパンのRC造架構試験体の静的載荷実験を行った。試験体は建築研究所で行われた既往の実験で用いた試験体A⁴⁾を参考に、中柱をより脆性的に設計したRC造架構(以下、BF-01試験体)である。試験体設計図面を図-1に示す。縮尺は実寸の8分の3とし、東西柱を曲げ柱、中柱を脆性柱とした。柱の寸法は幅300mm×せい300mm、内法高さは東西柱が1050mm、中柱は600mmである。梁は幅220mm×せい350mm、内法スパン1700mmとした。各部材の強度に関しては、荒川 mean 式⁵⁾よりせん断強度 Q_{su} 、AIJ略算式⁵⁾より曲げ強度 M_u を算定し、メカニズム時における曲げ降伏強度 M_u を用いて算出した曲げ降伏時せん断強度 Q_{mu} よりせん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} を算出した。各部材の設計値を表-1に示す。

東西柱と中柱との違いは、内法高さ h_0 、せん断補強筋比 p_w と軸力比 η_0 である。東西柱では $p_w=0.53\%$ であるのに対して、中柱では $p_w=0.09\%$ と極めて小さくなっている。軸力比 η_0 は、東西柱では試験体A($\eta_0=0.10$)と同様としたのに対して、中柱では試験体A($\eta_0=0.05$)より高い $\eta_0=0.29$ とした。これにより東西梁の曲げ終局時せん断強度 Q_{mu} が作用軸力を大きく下回り、中柱の軸耐力がせん断破壊後急激に低下した際に、梁による軸力の伝達がなされず軸崩壊に至るように設計した。また中柱に関して、せん断破壊後に崩壊に至る部材角を芳村・高稲⁶⁾が定式化した崩壊変形角評価式(式(1))により算出すると、試験体Aが式(1)の適用範囲外であるものの $R_u=17.5\%$ であったの

*1 東北大学 工学部建築・社会環境工学科 学部生 (学生会員)

*2 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 大学院生 (学生会員)

*3 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 博士(工学) (正会員)

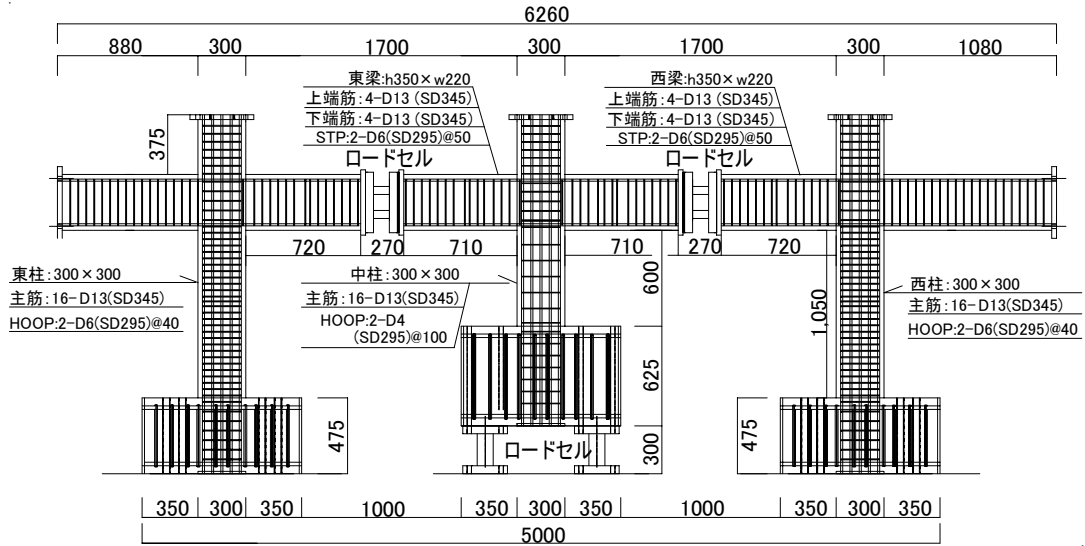


図-1 試験体概要

に対し、BF-01 試験体では $R_u=1.5\%$ となり、早期に崩壊に至る設計となっている。

$$R_u = 62.2p_w - 51.9\eta_0 + 6.07p_g - 9.91 \geq 1.5 [\%] \quad (1)$$

ここに、 p_w はせん断補強筋比(%), η_0 は軸力比, p_g は主筋比(%)である。

2.2 載荷計画

加力方法を図-2 に示すように、各柱頂部に取り付けた鉛直ジャッキおよび梁両端部に取り付けた水平ジャッキにより正負交番繰返漸増載荷を行った。載荷計画に関しては、東西柱には 250kN, 中柱には 700kN となるよう一定軸力を加え、層間変形角 $\pm 1/800\text{rad}$, $\pm 1/400\text{rad}$ をそれぞれ 2 サイクルずつ、 $\pm 1/200\text{rad}$ を 1 サイクル水平載荷した(シリーズ 1)。その後、中柱の軸耐力が急激に低下したので、中柱に加える最大の軸力を作用させた状態で $+1/133\text{rad}$ まで押切載荷を行った(シリーズ 2)。

2.3 計測計画

各ジャッキ内部に設置されたロードセル、および東西梁スパン中央部と中柱スタブ下部に取り付けたロードセルにより計測した軸力、せん断力から各部材が負担する応力を算出した。層間変形及び各柱の鉛直変形は、梁せい中央位置に設置した変位計により計測した。また、各部材せい面にも変位計を設置し、その値を用いて各部材の曲率および反曲点高さを算定した。

2.4 軸崩壊の定義

脆性柱が破壊した後に軸力支持能力が低下し、軸縮みが進行していく中で、柱に対する作用軸力が残存軸耐力よりも超過し、柱に接続する 2 本の梁のせん断力によって側柱に再分配されることが考えられる。本論文では、この付加せん断力により梁の両端にヒンジが形成され、それ以上の軸力の再分配ができなくなった時点をも「軸崩壊点」とし、それまでに経験した最大の層間変形角を「崩壊変形角」と定義する。

表-1 各部材の設計値

	中柱	東西柱	東西梁
断面 $D \times b$	mm	300×300	350×220
内法高さ h_0	mm	600	1050
コンクリート基準強度: F_c	N/mm ²	27	
主筋	-	16-D13 (SD345)	4-D13 (SD345)
せん断補強筋	-	2-D4@100 (SD295)	2-D6@50 (SD295)
軸力比: η_0	-	0.29	0.10
せん断補強筋比: p_w	%	0.09	0.53
曲げ終局強度: M_u	kN·m	134.8	93.7
曲げ終局時せん断強度: Q_{mu}	kN	413.8	143.3
せん断終局強度: Q_{su}	kN	253.1	199.7
せん断余裕度: Q_{su}/Q_{mu}	-	0.61	1.39

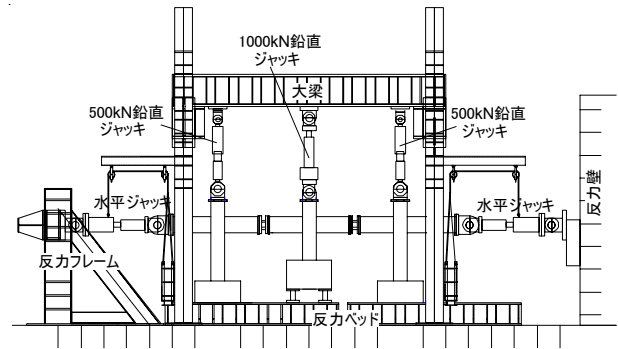


図-2 加力装置図

3. 脆性部材の軸耐力の低下を考慮した非線形骨組解析

3.1 解析手法および解析モデル

実験で得られた荷重変形関係や崩壊挙動を解析的に追跡することを目的として、脆性部材の軸耐力の低下や軸縮みを考慮した非線形骨組解析を行った。解析モデルは、部材図心軸を通る線材により置換したモデルとし、部材端部に曲げばね、部材中央部に軸ばねとせん断ばねを有する単軸ばねモデルとした。剛域は各接合部において接続する部材の部材せいの 1/4 とし、中柱においてはスタブ部分およびロードセル部分も剛域とした。また解

析では、実験と異なり片押しとした。解析モデルを図-3に示す。BF-01試験体は、脆性部材を含む骨組であり、脆性部材破壊後に水平および鉛直耐力の低下を意図して設計されていることから、解析においても、脆性部材のせん断ばねおよび軸ばねには耐力低下する復元力特性を設定した。本論文では、単軸ばねに耐力低下する復元力特性を設定した解析モデルに対して、藤井⁷⁾の研究より、各階床位置に属する節点の水平方向変位増分及び縮約全体剛性マトリクスを用いて各節点の鉛直、回転方向の変位を求める変位増分解析法を用いた。

3.2 せん断破壊後の軸バネの解析法

脆性部材破壊後の水平および軸耐力の低下を考慮した骨組解析を行う上で、図-4に示す高稲・芳村ら⁶⁾⁸⁾が提案したせん断型の柱の荷重変形関係のモデルを用いた。架構の鉛直崩壊過程は、図-4(b)に示した柱の残存軸耐力-水平変形関係を用い、まず各ステップで脆性柱の残存軸耐力 N_R を算定した。続いて、脆性柱の作用軸力 N が N_R より大きくなった時点で、下記 a)~c)の手法により、上記で算定した残存軸耐力 N_R と対応する柱の軸力・軸変形を算定した。尚、残存軸耐力 N_R の算定方法は文献⁸⁾を参考にされたい。

- i ステップにおける残存軸耐力 N_R と作用軸力 N の差分（不釣合軸力） N_p を求める（図-5(a)）。
- 不釣合軸力 N_p を当該柱頂部の節点に下向きに作用させる。この際、梁伝達分とは中柱鉛直方向の力の釣合より作用軸力 N からの増加量 ΔN と不釣合軸力 N_p との差分である。尚、柱の軸剛性は仮の剛性として初期剛性の $1/10000$ 倍とし、作用軸力 N から ΔN 増加するまで進む変形を軸変形として算定する（図-5(b)）。
- 柱の作用軸力 N から N_p を引く。この時、残存軸耐力との差分は不釣合軸力 N_p' として計算し、a)~c)の手順で不釣合軸力 N_p' が残存軸耐力の $1/1000$ 以下となるまで収斂計算を行う（図-5(c)）。

3.3 復元力特性

各部材強度に関しては、AIJ 略算式⁵⁾により曲げ耐力を、荒川 mean 式⁵⁾によりせん断耐力を算定した。東西柱を曲げ柱とし、曲げばねに tri-linear 型の復元力特性を設定し、せん断ばね及び軸ばねを弾性としている。一方、中柱では曲げばねを弾性とし、せん断ばねは図-4(a)に示した芳村らによる水平力-水平変形関係における水平変形から、逆対称の曲げモーメント分布を仮定して求めた曲げばねの弾性変形分を差し引いた復元力特性を設定した。尚、解析上の安定性を考慮してせん断耐力は最低でも 10kN を維持することとした。せん断型の部材の軸ばねは、作用軸力が残存軸耐力よりも小さい場合は弾性とし、作用軸力が残存軸耐力を上回った場合に 3.2 節 a)~c)の計算を行うように設定した。以上により設定

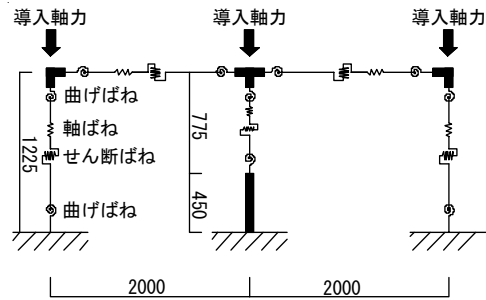
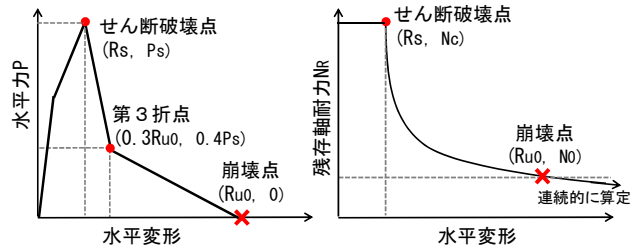


図-3 解析モデル



(a)水平力-水平変形関係 (b)残存軸耐力-水平変形関係

図-4 芳村らによるせん断型の柱のモデル

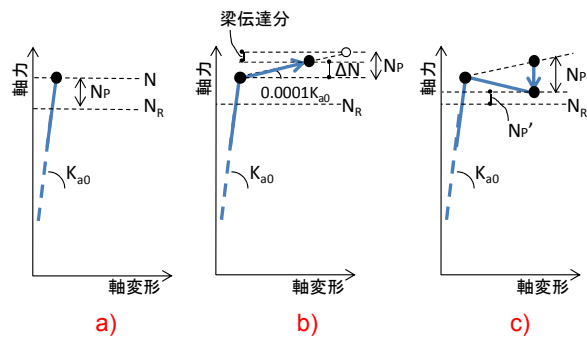


図-5 軸ばね非線形の解析法

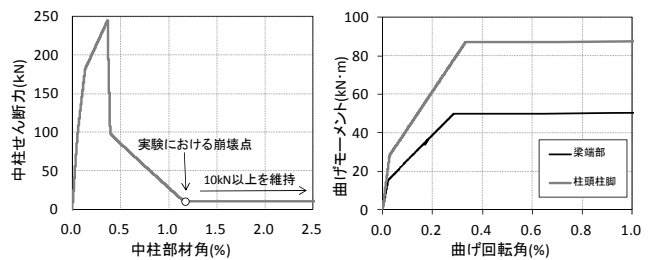


図-6 各非線形ばねの復元力特性

した曲げばね・せん断ばねの復元力特性を図-6に示す。

尚、以下の解析では R_{U0} の妥当性を検討することは主目的ではないため、実験結果の荷重変形関係と適合するよう、 $R_{U0}=1.2\%$ （計算値の8割）として解析を行った。

4. 実験結果および解析結果

4.1 柱及び層の荷重-変形関係

図-7に実験における層せん断力-層間変形角関係を、図-8に中柱の軸力-層間変形角関係を示す。

図-7より実験において、BF-01試験体は中柱が層間変形角 $R=0.34\%$ でせん断破壊した後、急激な水平耐力の

低下が生じた。その際、軸力は 20kN 程度低下したものの急激に低下することはない、せん断破壊直後に軸崩壊に至ることはなかった。その後、+1/200rad の 2 サイクル目载荷中の R=0.45% で急激な軸耐力の低下が見られ、梁が両端曲げ降伏ヒンジの崩壊メカニズムを形成したことで軸崩壊に至ったと判断した。図-8 に示すように、この際中柱の軸力も大きく減少している。その後、中柱に設定軸力 700kN を载荷できなくなったので、加力する最大の軸力を载荷した状態で+1/133rad まで载荷した。この際、中柱の軸耐力はおおよそ 200kN で安定し、水平変形の増加に伴う軸耐力の低下はあまり見られなかった。

続いて、図-9 に実験結果と解析結果を併せた正側の層せん断力-層間変形角関係を示す。図-9 のように、解析では架構の最大耐力が実験結果よりも 70kN 程度小さいものの、図-10 の各柱の荷重変形関係に示すように

個々の部材の耐力は実験値と概ね対応していた。ここで、個々の部材の荷重変形関係は概ね一致しているにも関わらず、図-9 においてせん断破壊時には層間変形角 0.1% 程度の差異が生じている。この原因としては、実験では水平ジャッキにより水平力を加えることにより梁に一方には引張軸力、もう一方には圧縮軸力が作用したことで、梁に軸方向変位が生じ、図-11 に示すように各柱の水平変位に差が生じたため、東西の柱の水平変位の平均値を用いた層間変形角と各柱の部材角との間に差が生じたことが考えられる。解析では、剛床を仮定し各柱頂部節点に等しい変位増分を与えているため、梁の軸変形は生じない。このことにより、実験結果と解析結果を部材単体で比較した場合と層全体で比較した場合のせん断破壊変形に差異が生じたと考えられる。

また図-12 に正側各サイクルおよびせん断破壊時、軸

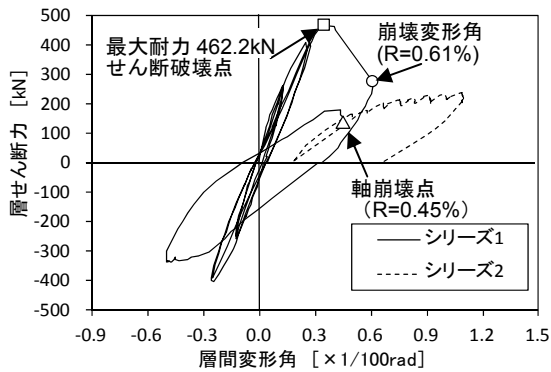


図-7 層せん断力-層間変形角関係

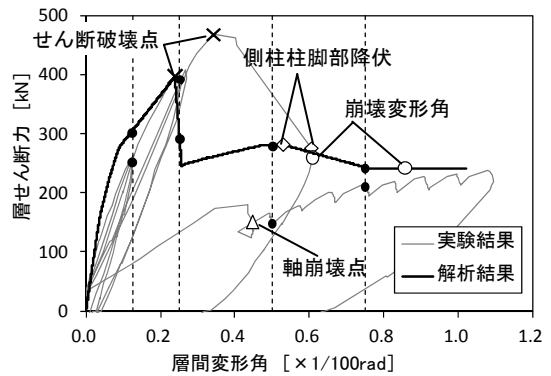


図-9 解析値を含む層せん断力-層間変形角関係

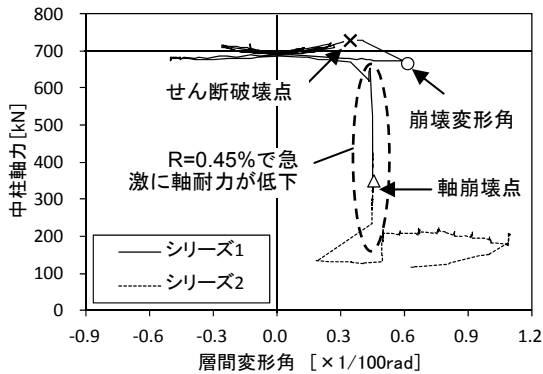


図-8 中柱軸力-層間変形角関係

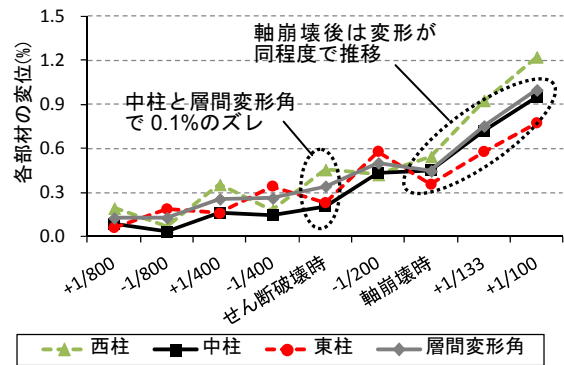


図-11 ピーク時における各部材の変位

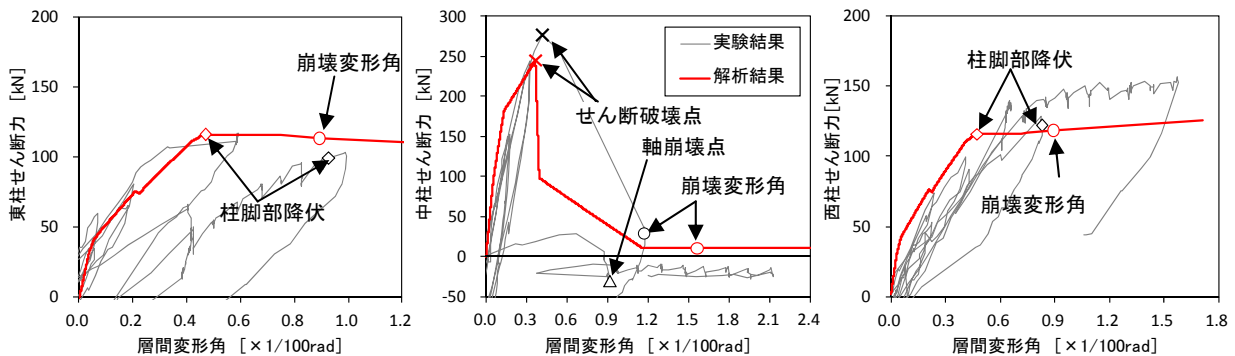


図-10 各柱の負担せん断力-部材角関係

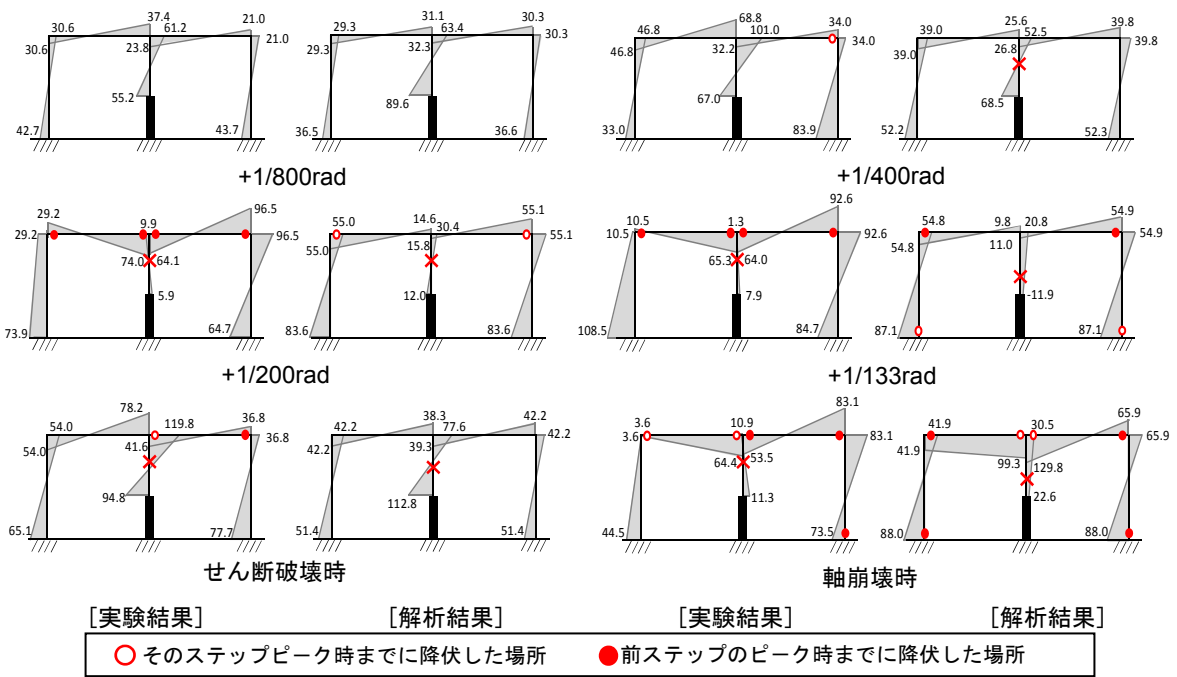


図-12 各ピーク時および破壊時のメカニズム図

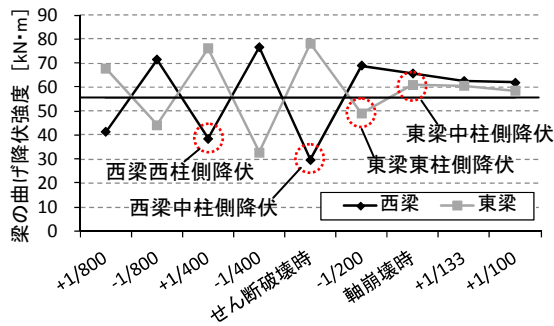


図-13 軸力による梁の曲げ降伏強度の変動

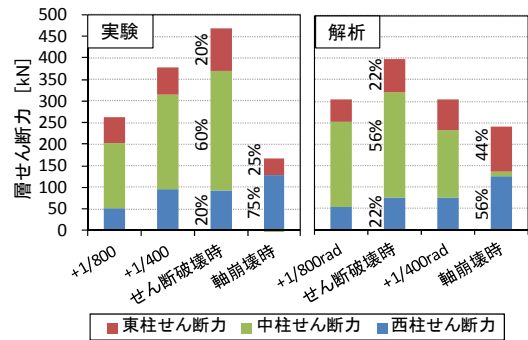


図-14 各ピーク時の柱の負担せん断力

崩壊時でのメカニズム図を、図-13に梁に作用する軸力による梁の曲げ降伏強度の変動を示す。ここに図-13の梁の曲げ降伏強度は、AIJ 略算式⁵⁾より柱の曲げ耐力を算出する際に用いられる軸力の項を含む式を用い、梁に作用する軸力の影響を考慮し算定した。

図-12より、実験と解析では例えば東西の梁及び中柱のせん断破壊の降伏順序が異なっている。この原因としては、先にも述べたように梁には水平ジャッキにより軸力が生じることで、図-13に示すように梁の曲げ降伏強度に影響が及び、引張を受ける梁の曲げ降伏強度が低下したことで早期に梁が曲げ降伏したことが考えられる。実際に、主に東西梁のそれぞれ危険断面が降伏した時点は、梁に引張軸力が作用し、曲げ降伏強度が下がった状態で降伏しており、西梁西柱側危険断面では+1/400radという比較的小さい変形角で降伏している。

図-14に解析及び実験による各柱のせん断力負担割合を示す。図-14より、せん断破壊時には各柱の負担割合が実験と解析で概ね一致していることが分かる。また、中柱の崩壊が進展していく過程で東柱の負担せん断力

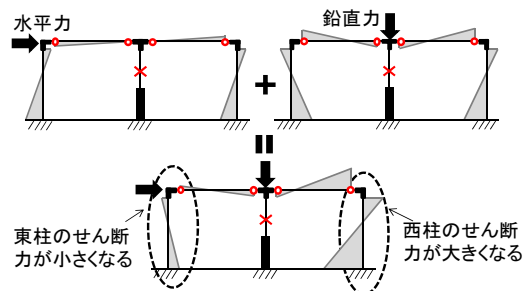


図-15 軸崩壊時のメカニズム概念図

割合が西柱より低下しているが、これは図-15の軸崩壊時のメカニズム概念図からもわかるように、水平荷重による応力が梁を介して伝達される応力により東柱では負担せん断力が減少し、西柱では増加するためであり、解析でも軸崩壊時に同様の現象を見ることができた。

4.2 梁による軸力の再分配

梁による軸力の再分配によって生じる中柱および東西柱の軸力の変動を実験値と解析値と比較したものを図-16に示す。変動軸力は、ジャッキによる荷重軸力と作用軸力との差として求め、正側を圧縮軸力、負側を引

張軸力として求めている。図-16より、軸崩壊時における各柱の変動軸力は、東柱が実験では30.4kN、解析では28.7kNと一致しており、中柱と西柱ではそれぞれ実験では-98.7kN、68.3kNであり、解析では-126.5kN、97.8kNと、およそ30kNの伝達量の差はあるものの、解析により梁を介して遷移した軸力の挙動は定性的に捉えることができたと考えられる。

4.3 軸縮みの推移

図-17に実験と解析における中柱の軸縮み-層間変形関係を示す。鉛直変位は縮む方向を正としている。

図-17より、せん断破壊して軸方向に縮んでいく過程は、解析により実験結果の傾向を概ね推定出来ていると考えられる。また崩壊変形角とは、軸崩壊に至るまでに経験した最大の変形角のことであり、実験では $R=0.61\%$ だったのに対して、解析では、 $R=0.86\%$ と概ね対応している。軸崩壊点に関して、実験では2.4節に示す定義より、 $R=0.45\%$ 、鉛直変形7.8mmで軸崩壊したのに対して、解析では1ステップで大きく軸縮みが進行したことから、鉛直変形が2.8mm(3ヒンジ直前のステップ)~14.7mm

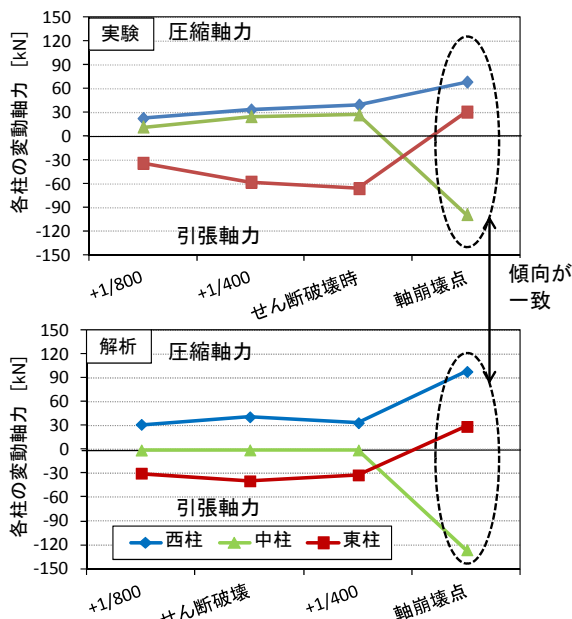


図-16 各柱の変動軸力

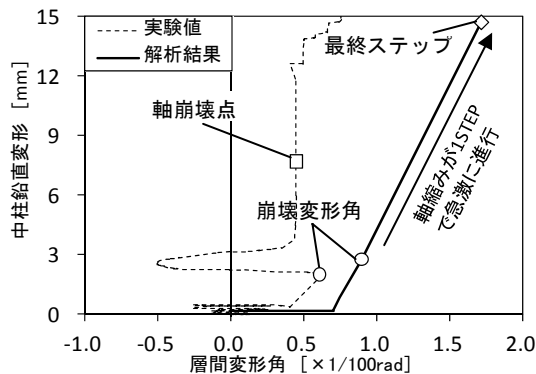


図-17 中柱の鉛直変形-層間変形角関係

(3 ヒンジに達したステップ)の間で軸崩壊に達すると考えられる。

5. まとめ

以下に本研究で得られた知見を示す。

- (1) 本実験ではせん断破壊後に急激な水平耐力の低下が見られ、また直後に軸崩壊に至ることはなかったものの再び正側に载荷した際すぐに急激な軸耐力の低下が見られ、軸崩壊に至った。
- (2) 脆性部材破壊後の耐力の低下を考慮した非線形骨組解析では、個々の部材の荷重変形関係は概ね実験と対応していたものの、層せん断力-層間変形角関係及び崩壊メカニズムは実験との対応があまり見られなかった。この原因は、実験での加力方法により梁に圧縮・引張軸力が作用したこと及びそれにより生じる軸変形の影響であると考えられる。
- (3) 架構が軸崩壊に至る過程について、中柱の軸変形、せん断破壊後に柱及び梁に伝達される軸力の観点から実験結果と解析結果で比較を行った。その結果、梁により再分配される軸力や軸縮みの挙動の傾向を概ね捉える事ができた。

謝辞

本研究で実施した架構実験は、科学研究費・基盤研究(B)「新築・既存・被災RC造建物の耐震性能評価法の統合と高精度化」(課題番号: 23360238, 研究代表者: 前田匡樹)によるものである。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート建物の耐震診断基準・同解説, 2001
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004
- 3) 高橋直紀, 向井智久など: 脆性部材および剛梁からなるRC造架構の安全評価に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp853-858, 2011
- 4) 福山洋, 向井智久など: 脆性部材を有するRC造架構の構造的な王評価に関する実験 その1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp807-808, 2011.8
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 6) 芳村学, 高稲宣和: 崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低減域における挙動の定式化, 日本建築学会構造系論文集, Vol.587, pp.163-171, 2005.1
- 7) 藤井賢志: せん断破壊を伴う鉄筋コンクリート造低層偏心建物における限界地震動の大きさの推定, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp895-900, 2011
- 8) 高稲宣和, 芳村学: 破壊曲面縮小の概念に基づくせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の定量的損傷評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol.618, pp.191-197, 2007.8