

脆性破壊部材を有する RC 造架構の構造性能評価に関する研究

Structural Performance Evaluation for RC frame with a Brittle Column

リハビリテーション工学研究室 高橋香菜子

Laboratory of Building Rehabilitation Engineering

Kanako TAKAHASHI

1. 研究の背景と目的

脆性破壊部材を有する RC 造架構では、当該部材破壊後に負担していた応力が周辺架構に伝達されることが考えられ、部材単体の静的実験から得られる挙動と架構全体の挙動が異なることが予想される。

本研究では脆性部材を含む架構の耐震安全性を検査することを目的として、静的加力実験を行ない、脆性部材破壊後の架構の挙動を明らかにするとともに、種々の耐震性能評価指標との比較、及び架構の解析モデルの検討を行った。

2体の試験体について実験を行ったが、紙面の都合上、梗概では脆性破壊部材のせん断補強筋比、軸力比が小さく、破壊後の耐力低下が著しかった一体のみについて示す。

2 実験計画

試験体の概要を図1、及び表1に示す。スケールは実大の1/2である。両側柱、及び梁は曲げ降伏が先行する曲げ部材であり、中柱は腰壁を有し、短柱($h_0/D=2$)となることでせん断破壊する脆性部材として計画した。

各柱上部に接続した鉛直ジャッキにより、一定軸力を載荷し、梁の両端に接続した水平ジャッキにより北側に変形する方向を正載荷として、正負交番繰り返し載荷を行った。また、両側の柱の内法高さ中央位置にロードセルを設置することで各柱の軸力、せん断力の計測を行った。

3 実験結果

層間変形角 5×10^{-3} rad. で中柱に顕著なせん断ひび割れが生じ、 7×10^{-3} rad. で中柱は最大耐力となった。 9×10^{-3} rad. で層せん断力は最大となり、その後各サイクルのピーク時耐力は徐々に低下した。 33×10^{-3} rad. 時には中柱の主筋が見える程コンクリートが剥落し、耐力の低下が見られるが、軸力支持能力は低下せず軸縮みもほとんど見られなかった。その後、中柱の軸力を250kNから500kNまで増加させ、その状態で水平方向の載荷を行った。両側柱の負担軸力が増加した時点で中柱の軸力を200kNまで低下させた。 5×10^{-3} rad. の載荷中に中柱が面外方向に大きく変形したため、加力を停止した。

4 脆性部材を有する架構の耐震性能評価

図2に架構全体に関して、また図3に各柱部材に関して、実験による荷重変形関係、耐震診断²⁾による C-F 曲線を荷重変形関係に換算したものの、骨組モデルの変位増分解析の結果とを併せて示し比較を行なう。

4.1 耐震診断基準との比較

実験で層せん断力が最大となるステップと、診断基準で極脆性柱が破壊する時点を図2中の①に示し比較を行った。また、実験で各変形ピーク時の I_s 指標が最大となるステップと、耐震診断基準において I_s 指標が最大となる曲げ柱終局変形時を②に示して比較を行った。なお、建物重量 W は各柱の軸力総和である1250kNと設定した。

図3では、個々の部材の最大耐力には、計算値と大きな差が見られないが、架構の耐震性能である I_s 指標に関しては、①の場合で3.2倍、②の場合で1.3倍の差が見られ、診断基準ではかなり安全側に評価されていることが分かる。

診断基準では極脆性柱は 2×10^{-3} rad. でせん断破壊し、その後の耐力は0として曲げ柱のみで架構の耐震性能を評価している。それに対し実験では、中柱の破壊する変形角が 7×10^{-3} rad. と大きく、破壊後の耐力低下も緩やかであるために差が生じたと考えられる。

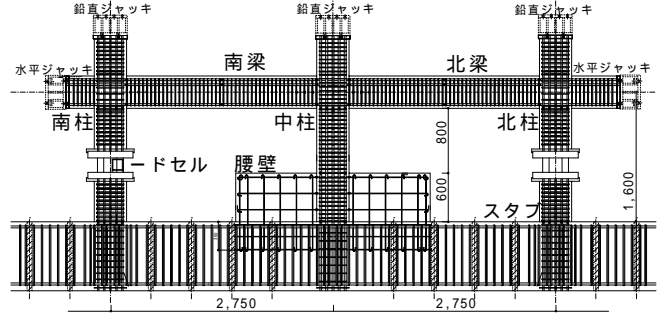


図1 試験体配筋図

表1 試験体配筋等一覧

部材	南柱、北柱	中柱	南梁、北梁
内法寸法 h_0, l_0 [mm]	1400	800	2350
せい: D [mm]	400	400	400
幅: b [mm]	400	400	300
主筋	16-D16 (SD345)	16-D22 (SD345)	10-D16 (SD345)
引張鉄筋比: ρ_t [%]	0.62	1.21	1.44(上端) 0.96(下端)
軸力比: η_0	0.10	0.05	—
せん断補強筋	目-D10@50 (SD295)	目-D6@150 (SD295)	-D6@50 (SD295)
せん断補強筋比: ρ_w [%]	1.42	0.11	0.85
せん断余裕度	1.31	0.51	1.47(上端) 2.02(下端)

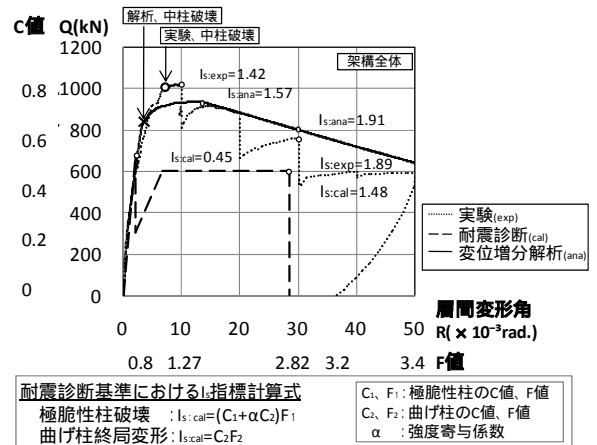


図2 架構全体の荷重変形関係と I_s 値の比較

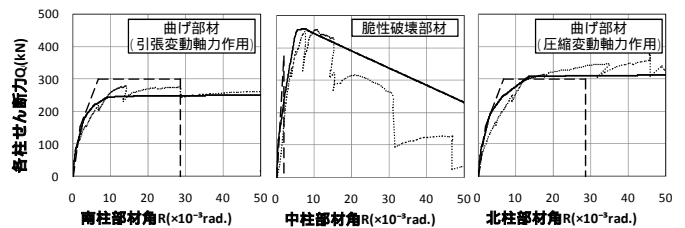


図3 各柱部材の荷重変形関係と評価指標との比較

4.2 被災度区分判定基準との比較

震災を受けた建築物に対して、余震に対する倒壊の危険性および補修や復旧の要否を判断する指標として、被災度区分判定基準²⁾による耐震性能残存率 R が用いられている。耐震性能残存率 R は、被災前に対する被災後の耐震性能 (I_s 指標) の比として(1)式により算出される。

$$R = \frac{D I_s}{I_s} = \sum \left(\eta \times \frac{Q_i}{\sum Q_i} \right) = \sum (\eta \times \beta) \quad (1)$$

$$\eta = \frac{E_r}{E_d + E_r} = \frac{E_r}{E_{max}} \quad (2)$$

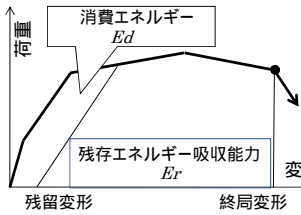


図4 の概念

ここで、 η は各部材の損傷度に応じて定められる耐震性能低減係数である。 η は、実際の被害調査では部材毎に破壊性状やひび割れ等の損傷度に基づき決定されるが、図4に示すように残存エネルギー吸収能力の概念が基になっており(式(2))、今回は実験結果の荷重変形関係から算定した。

また、 $Q_i/\sum Q_i$ は層せん断力に対する各柱のせん断力負担割合(以下寄与度 β)であり、図2に示す①、②の2通りで算出した。

図5に、上記の方法で求めた R と、架構全体の残存エネルギー吸収能力から算出した $R_{(exp)}$ の比較結果を示す。ここで、図5で見られる $R_{(exp)}$ との差は、 η が各部材の実験結果に基づき算定されていることから、寄与度 β によるものと考えられる。

そこで、各部材のエネルギー吸収能力 ($=E_{max}$) の比として実験結果から算定される実際の寄与度 $\beta_{(exp)}$ と①、②で算定される寄与度 β との比較を行った(図6)。その結果、①の場合は、せん断部材の影響を2.6倍、②の場合は、逆に曲げ部材の寄与度を2割程度過大評価していることが分かった。

4.3 脆性部材を有する骨組の解析に基づく耐震性能評価

4.1 による耐震診断及び4.2 による耐震性能残存率に関して比較を行なった結果、実験値と現行の評価指標の間に大きな差が見られた。そこで、脆性部材破壊後の耐力低下や曲げ柱の変動軸力を考慮したモデル化による解析に基づいて、適切な構造性能評価が可能であるか検討を行った。現在一般的に行われている荷重増分による静的漸増荷重解析は、本試験体のように、耐力劣化をする部材を含む架構には適用できない。そこで、剛床となる同一床レベル位置に属する節点に強制変位を与えることで変位増分解析を行った。解析プログラムとして、フレーム弾塑性解析プログラム SNAP を用いた。

各部材のモデル化の概要について図7に示す。中柱に取り付く腰壁部分は剛域とした。中柱のせん断バネの復元力特性に関しては、図8に示す芳村らの提案した、せん断補強筋比 p_w 、主筋比 p_g 、軸力比 η_0 を変数とする、せん断柱の崩壊変形の推定式及び崩壊変形を基にした最大強度以降崩壊に至るまでの荷重変形関係推定式³⁾により算定した。(ただし、本試験体では適用範囲外) また、曲げバネ、軸バネの復元力特性はそれぞれトリニア、弾性とした。また、両側の曲げ柱の変動軸力の影響を考慮するため、材端ヒンジ部に MS モデルを、線材部にせん断バネを組み込んだ。

解析結果を図2及び図3に示す。各部材が降伏する変形角、中柱のせん断破壊後の耐力低下については実験結果と差が見られたが、各部材が降伏する耐力や架構全体の荷重変形関係は実験結果を精度よく追跡できた。また、その結果に基づいて I_s 指標を算出したところ、現行基準では1.3~3.2倍見られた差が、0.9~1.0倍の精度で評価を行うことができた。各部材の解析結果に基づいて求めた寄与度については図6に示した。中柱のせん断破壊後の耐力低下が実験よりも緩やかであったた

め、せん断部材の寄与度が1.6倍程度過大評価されているが、①、②の場合よりも適切な評価が可能となった。せん断部材の耐力低下や側柱の変動軸力を考慮した解析によって、寄与度、及び耐震性能残存率についても適切な評価が行える可能性が示されたと言える。

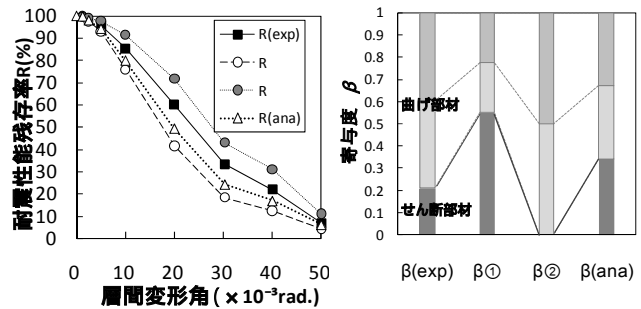


図5 耐震性能残存率の推移

図6 各部材の寄与度の比較

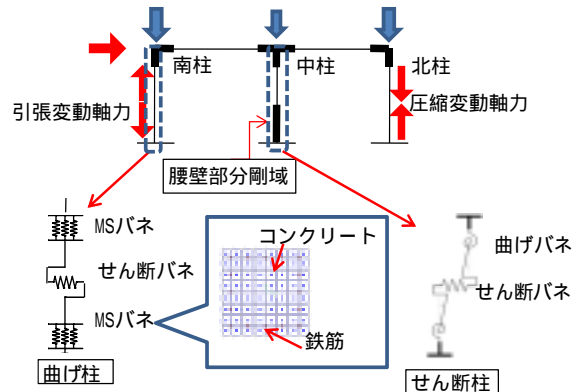


図7 各部材のモデル化について

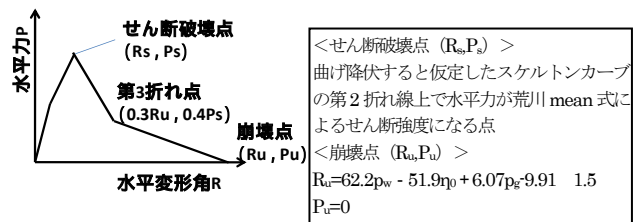


図8 芳村らによるせん断部材の荷重変形推定式

5 まとめ

脆性破壊部材を有する架構の構造性能の適切な評価を目的として、静的加力実験及び構造性能評価指標との比較、解析モデルの検討を行い、以下の知見を得た。

- (1)耐震診断基準では、個々の部材の最大耐力に関しては実験値と大きな差は見られないが、診断基準で極脆性柱と分類される柱が最大耐力を迎える変形角及びその後の耐力低下が正しく評価されておらず、架構の耐震性能を過小評価していた。
- (2)耐震性能残存率に関しては、被災度区分判定基準における各部材の負担せん断力の割合である寄与度の差により、実験値との差が見られた。
- (3)脆性柱がせん断破壊した後に層せん断力が最大となる架構全体の荷重変形関係や、その結果に基づく耐震診断結果が、実験値と概ね対応が見られたことから、芳村式による脆性破壊部材のモデル化、及びMSバネによる変動軸力を考慮した曲げ柱のモデル化により、架構の耐震性能を適切に評価できる可能性が示された。

【参考文献】

- 1)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準同解説 2001
- 2)日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 2001
- 3)芳村学,高稲宜和：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残存鉛直耐力の評価 日本建築学会大会学術講演梗概 2007.8