

論文 兵庫県南部地震における低層 RC 造建物の崩壊形の検討

加藤大介^{*1}・南谷長俊^{*2}

要旨：1995年兵庫県南部地震で被害を受けた西宮市のRC造学校建物の実際の崩壊形と計算上の崩壊形の違いを指摘し、耐震診断および地震応答解析より考察を加える。同校北館（4階建）は柱の上下が主筋の座屈を伴う曲げ降伏であったが、計算上ははり降伏となる。また、本館の連層耐震壁はせん断破壊したが、計算上は基礎浮き上がりとなる。

キーワード：兵庫県南部地震、学校建物、柱崩壊形、梁崩壊形、連層耐震壁

1. 序

1995年1月の兵庫県南部地震は多くの構造物に被害を及ぼした。筆者らは文献[1]で兵庫県南部地震において被災したRC造学校建物のうち、柱が上下端で曲げ降伏した兵庫県立西宮北高校の北館と本館の建物の崩壊形の検討を行った。その後、日本建築学会近畿支部の材料施工部会の調査より被害建物の材料強度のデータが得られたので、これらを用いてさらに詳細な検討を行った。

2. 建物および被害の概要

図-1、2に北館の2階と本館1階の鉛直部材の被害を示す。鉛直部材の被害は文献[2]の損傷度を示したが、曲げ系の破壊の場合には損傷度の後に(F)をつけて示している。本校は兵庫県立高等学校標準設計(S46.6)に基づき構造設計されているが、腰壁が非構造部材であるために、単独柱の内法高さは長く、梁下面と床上面間の距離である290cmとなっている。北館の1、2階の中柱および2階の梁の配筋を図-1(b)に示す。1階の柱は中子筋2本で拘束されているが、2階では中子筋が配筋されていない。本館の平面タイプは北館と同様だが、中央の昇降口部分のみ1層の構造物になっており、この玄関の外柱4本が短柱化（内法高さ80cm）している。さらに、階段室部分の2枚の壁が桁行き方向で唯一の連層耐震壁となっている。

北館の被害は2階の柱脚柱頭の曲げ降伏であった。上下のヒンジ領域でコンクリートの圧壊が見られ、写真-1に示すように、Y2ラーメン中柱では帯筋3区間を座屈長さとする主筋の座屈（以下3区間座屈）も見られた。梁は全体に被害は少なかったが、3階床レベルで外柱にとりつく桁行き方向のはりにコンクリートの圧壊が観察された。なお、各階の桁行き方向柱の被災後の残留変形角は1、3階が0.005rad、2階が0.011radであった。本館は1階の短柱が損傷度Vのせん断破壊となっている。1階の他の柱の破壊形式は柱頭柱脚の曲げ破壊が主であるが、北館より被害は少ない。桁行き方向の連層開口耐震壁は図-3に示すような1、2階でのせん断破壊がみられ、両側の側柱の柱脚が大きく破損しており、3、4階の境界梁に曲げ圧壊とせん断ひび割れが観察された。

建築学会近畿支部の材料施工部会学校建物コンクリート強度調査による西宮北高の鉄筋強度、コンクリート強度および配筋間隔の調査結果を表-1(a)(b)(c)に示す。コンクリート強度は各階3本、鉄筋強度はD22、R13およびR9をそれぞれ3、14、16本、帯筋間隔は本館227箇所、北館222カ所の平均である。帯筋間隔が設計図書による100mmより大きめであるが、コンクリートおよび鉄筋の強度は設計用を上回っている。一方、現場で採取した西宮北高の柱の帯筋の定着は、写真-1に示す

*1 新潟大学助教授 工学部建設学科、工博（正会員）、*2 新潟大学大学院 工学部建設学科

表-1 近畿支部材料施工部会による材料強度と帯筋間隔

(a)鉄筋強度(MPa)

(b)コンクリート強度 (MPa)

(c)帯筋間隔 (mm)

	σ_y	σ_m
D22	368	581
R13	301	420
R9	316	468

	1階	2階	3階	4階	平均
本館	23.6	28.8	28.9	30.0	27.9
北館	22.7	24.5	21.6	24.9	23.4

	1階	2階	3階	4階	平均
本館	114	120	132	126	124
北館	103	117	111	114	111

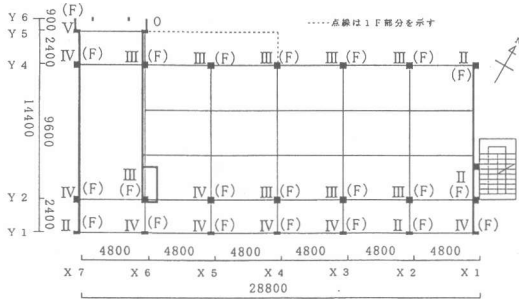
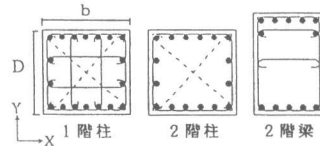


図-1(a) 北館 2階平面図および被害の概要



部材名	1階柱	2階柱	2階梁	スラブ
b × D	600 × 650	600 × 650	400 × 700	—
主筋	20-D22	16-D22	6-D22	9φ250
帯筋	4-13φ100	13φ100	13φ100	—

図-1(b)北館の柱梁の断面と配筋の例

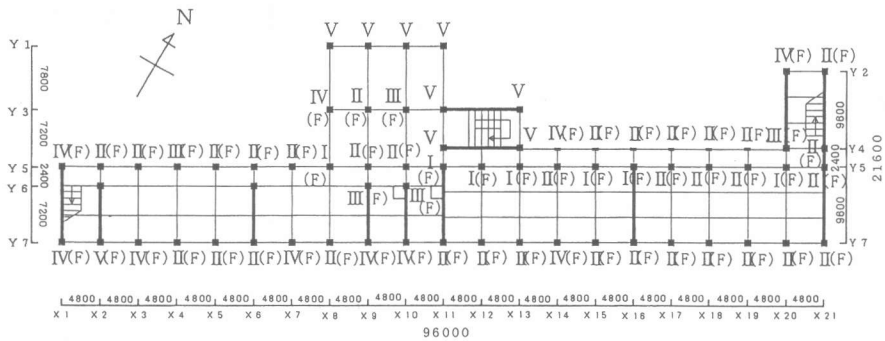


図-2 本館 1階平面図および被害の概要

ように一方が135度フックで、片方が90度フックであり、それぞれの余長は5d、3d(d=13mm)であった。以降で行う解析には表-1の材料強度を用いた。また、建物の単位面積当質量は本館は兵庫県より提供された計算値(1.36ton/m²)を用いたが、北館は1.2ton/m²とした。

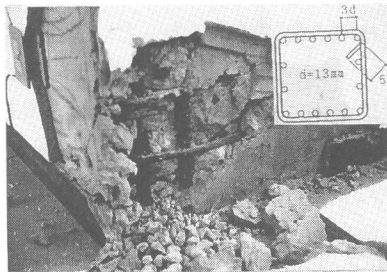


写真-1 北館2階柱脚の主筋座屈

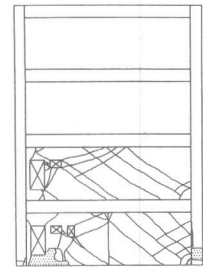


図-3 本館耐震壁のひび割れ図

3. 北館の建物の被害の検討

耐震診断および弾塑性平面骨組解析により北館の建物の桁行き方向の崩壊形の検討し、さらに、柱の破壊形式を検討する。まず、Y2ラーメンの中柱を1本取り出して文献[9]を参考に簡易3次耐震診断を行った。スラブの有効幅をRC規準に従って計算した結果、北館は最下階と最上階は柱崩壊であるが、中間階は梁降伏形となった。そこで、北館のスラブの寄与を0から最大(両側直交スパンの中間)まで変化させたときの崩壊形を検討したものが図-4である。図-4の縦軸はY2ラー

メンの中柱の各階の節点に集まる柱の降伏モーメントの和に対する梁の降伏モーメントの和の比である。節点振り分け法においては、この比が1以下なら梁降伏を意味する。図より、2階床から3階床までの中間階ではスラブの有効幅を最大にとると、柱と梁のモーメントの和が同程度となる。

図-5に弾塑性平面骨組解析モデル、および、静加力解析による変形角1/100radでの崩壊形を示す。モデルは、Y1, Y2, Y4, Y5の各ラーメンそれぞれについて、中柱を1本にまとめ、それに両側の外柱をつけた2スパンのラーメンに縮約し、それらを各階ピンで結合したものである。なお、スラブの有効幅としてRC規準のものをを用いたモデルとしたが、以後このモデルを原型モデルと呼ぶ。原型モデルの他に、スラブ有効幅を最大に取ったモデル（最大有効幅モデル）、梁の強度のみを大きくして柱を強制的に降伏させたモデル（柱降伏モデル）、および、梁を剛に仮定したモデル（梁剛モデル）についても解析を行った。図-6に代表的なモデルの静加力解析を示す。入

力地震波は神

戸海洋気象台
NS方向成分(以下
神戸波、818
gal)、八戸EW
成分(183gal)、
EL CENTRO NS
成分(319
gal)の3

つの原波
形を用い
た。図-7
に神戸波
に対する
モデルの
最大応答
変位の階

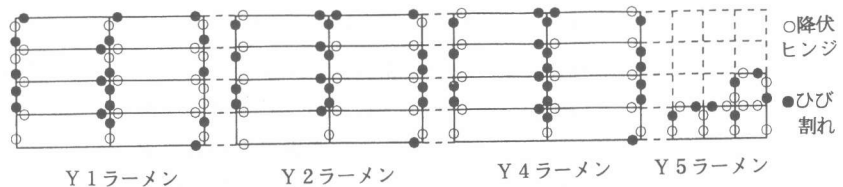


図-5 北館の解析モデルと変形角1/100rad時の崩壊形（原型モデル）

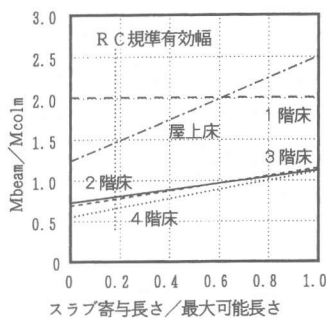


図-4 北館のスラブの寄与を変化させたときの崩壊形の変化

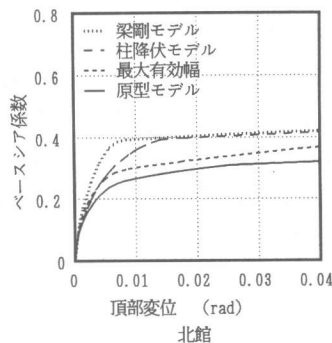


図-6 北館の静加力解析結果

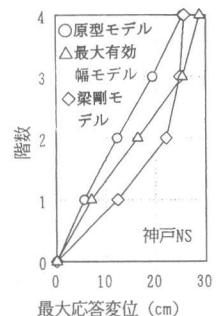


図-7 北館の最大応答変位の階分布

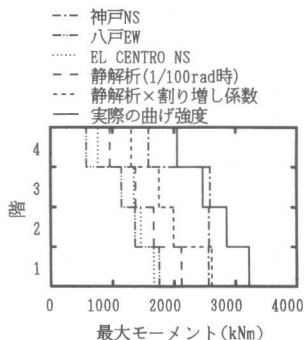


図-8 北館の中柱の静加力時のモーメントと応答の比較

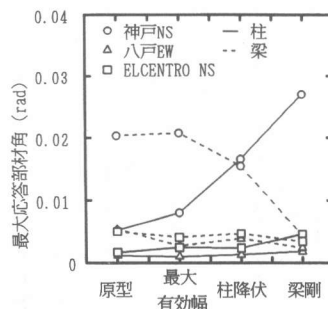


図-9 北館の2階中柱の柱脚とそれに取付く梁の最大応答部材角

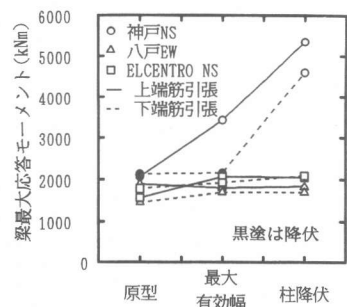


図-10 北館の2階中柱の柱脚に取付く梁の最大応答モーメント

分布を示す。また、図-8は原型モデルの静解析と動解析により中柱に生じるモーメントを比較したものである。ただし、いずれのモーメントも各階の上下の平均を示している。動的なモーメントは神戸波によるものが最も大きい、1階ではほぼ静解析の結果に学会RC終局強度指針(以下学会指針) [4] の動的増幅係数 ω_{ci} を乗じたレベルであった。一方、実際の強度は3階で動的な解析とほぼ同程度であるが、被害のあった2階ではそれらよりも大きく、被害を説明していない。

各モデルでのY2ラーメン2階の中柱柱脚とそれに取り付く梁の最大応答部材角を図-9に、その梁の最大応答モーメントを図-10に示す。原型モデルや最大有効幅モデルでは柱は曲げ降伏しておらず、実際の被害を説明できるほど柱の応答部材角は小さくなく、柱降伏モデルで梁と柱の応答が同じ程度となった。神戸波を入力した梁剛モデルの場合で被害を説明できる可能性のある0.027radとなった。なお、他の地震波に対しては応答は小さく、柱も梁も降伏していない。一方、図-10の梁のモーメントを見ると、原型モデル(梁上端引張降伏モーメント2010kNm、同下端2080kNm)は上下端とも、有効幅最大モデル(同4200kNm、2080kNm)は下端が降伏強度で決まっているが、柱降伏モデルでは有効幅最大モデルの降伏強度の上端で1.2倍、下端で2.1倍程度の入力があった。この入力に対して大きな被害を受けなかった理由として基礎梁あるいは杭による水平方向の拘束が考えられる。基礎梁については、全主筋の引張力でその基礎梁より上の全階の梁に平均的に軸力を作用させても、梁の曲げ強度は上端で1.2倍、下端で1.4倍程度にしかならず、これだけでは説明できない。実際には梁もある程度降伏していたと考えられる。

次に、柱の破壊形式を検討する。北館の2階の中柱の被害は写真-1に示すように、コンクリートの曲げ圧壊及び主筋の3区間座屈であった。図-11(a)(b)は文献 [5] で示した主筋の座屈歪度評価式を用いて、被害を受けた2階の中柱およびその直下の1階の柱の座屈歪度を計算したものである。この評価式は各座屈区間に応じて座屈歪度を計算し、その最小のものが実際に起こりうる座屈区間であるとしたものであり、図-11は横軸に座屈区間をとっている。図より中子筋のある1階の座屈歪度の方が2階より大きく、また、1、2階とも3区間座屈となり、2階の被害と一致することが分かる。なお、図-11には文献 [6] による略算値も示したが、精算よりやや小さめである。

一方、図-12(a)(b)は同じ柱を対象に、いくつかの靱性能の計算値を比較して示したものである。靱性能計算値としては、せん断強度

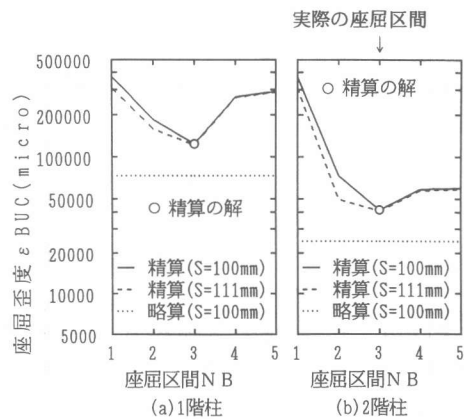


図-11 北館の柱主筋の座屈歪度の計算値

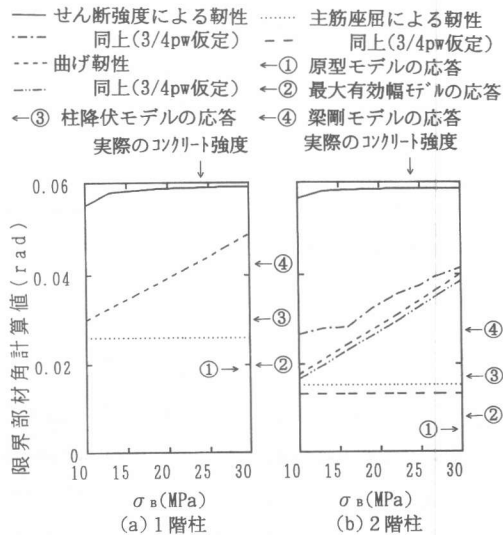


図-12 北館の曲げ破壊柱の変形能の計算値

に依存するものとしては学会指針による塑性変形角 R_p に降伏変形を足したものを、曲げ圧縮コンクリートに依存するものとしては文献〔7〕に示したコア軸力比を用いて実験的に評価されたものを用いた。また、主筋座屈に依存するものとしては文献〔6〕に示したものとした。これは、主筋の歪度と建物の応答変形との関係を地震応答解析と断面の曲げ解析を用いて推定しておき、これに前述した主筋の座屈歪度略算値を適用して、主筋の座屈時の建物の応答を推定したものである。なお、いずれの評価式も設計式として用いられる安全側の式である。図-12の横軸にはコンクリート強度をとり、また、2階の柱では帯筋のフックが有効でない場合、すなわち、帯筋比を原型の3/4としたものについても計算を行った。さらに、前述した地震応答解析による柱の最大応答部材角も併せて示している。図は柱の破壊形式が実際の被害と同じ主筋の座屈であることを示している。これは、この柱の内法長さが長いせん断破壊しにくいことと、軸力比が小さい(1階0.15、2階0.11)ため曲げ靱性が高いことの結果である。一方、2階の柱の地震応答解析による最大応答の予測値は部材角で0.005~0.027radと幅が広いが、実際の被害で主筋の座屈が生じていたことより柱降伏モデルの0.017rad~梁剛モデルの0.027rad程度であったと推定できる。ただし、この場合でもコンクリート強度が近畿支部のデータ程度ならば曲げ靱性は十分に大きく、実際の柱でコンクリートが圧壊した被害との対応はつき難しく、実際には配筋詳細の不良等を含む施工不良があった可能性は残る。1階の柱は中子筋の存在のために靱性能は高く、そのために応答が2階より大きかったにも係わらず被害が無かったといえる。

4. 本館の崩壊形および柱の被害の検討

本章では耐震診断および弾塑性平面骨組解析により本館の建物の桁行き方向の崩壊形の検討を行い、さらに、耐震壁の破壊形式を検討する。まず、図-13は本館の耐震壁の杭の引き抜き力を変化させたときの崩壊形の変化を3次診断より検討したものである。杭の引き抜き力は杭頭と基礎をつなぐ主筋の定着がないと想定している0から完全に定着されていると想定した杭の主筋の引張力(3071kN)まで変化した。結果は杭の引き抜き力を0とすると基礎回転降伏になり、杭主筋が完全に定着されているとすると実際の被害と合致

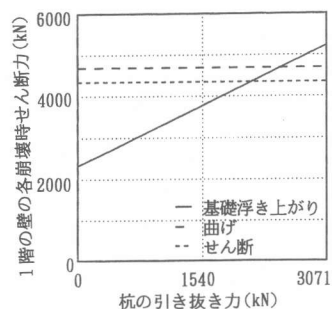


図-13 本館の耐震壁の杭引抜き力を変化させたときの崩壊形

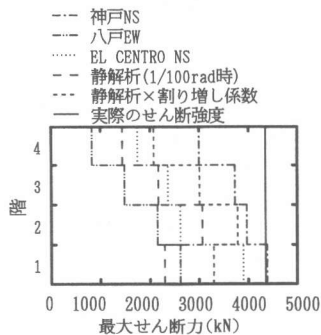


図-14 本館の耐震壁の静加力時のせん断力と応答の比較(原型モデル)

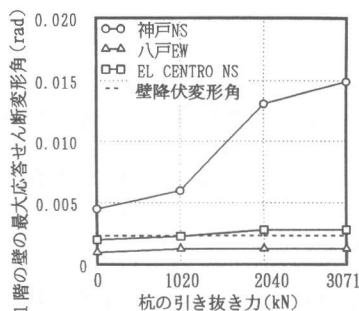


図-15 本館の耐震壁の静加力時のせん断変形と応答の比較(原型モデルと基礎固定モデル)

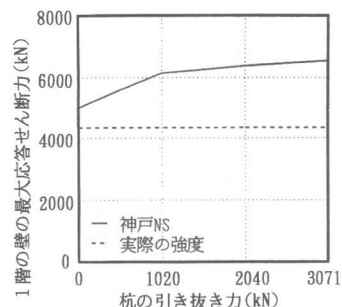


図-16 本館の耐震壁に入力されるせん断力(原型と基礎固定モデルで壁せん断強度を大にしたモデル)

するせん断破壊形になることがわかる。実際の診断では杭は杭頭と基礎との主筋の定着が不十分としてその引き抜き力を無視すること多いが、杭の引き抜き力が不明な場合は、無視すると本例のように危険側の判定になる。

本館の建物モデルは、本館が北館と同じ設計図書で設計されているので北館の柱モデルを本館の柱壁比で割り増し、壁モデルに並列させて作成した。スラブの有効幅としてRC標準のものを用地基礎の引き抜き力を0としたモデルを原型モデルとし、他に、原型モデルの基礎の引き抜き力に杭を考慮した基礎固定モデルについて示した。図-14は原型モデルの静解析と動解析による耐震壁の静加力時のせん断力を比較したものである。また図-15に1階の耐震壁のせん断変形の最大応答を、原型モデルと原型モデルに杭の引き抜き力を段階的に考慮したモデルで比較して示す。図-14の動的なせん断力は神戸波によるものが最も大きく、1階では静解析の結果に学会指針の動的増幅係数 ω w_i を乗じたレベルを大きく越え、実際のせん断強度に達した結果となった。すなわち、動的な解析では基礎部の鉛直方向慣性力による浮き上がり抵抗機構および動的な高次モードの外力の影響で、原型モデルでも被害を再現できることになる。しかしながら、図-15に示す1階の耐震壁のせん断変形の応答をみると、原型モデルでは変形角0.005rad程度であり、実際の被害より小さい。杭の引き抜き抵抗を全部考慮すると、ほぼ被害と対応する。一方、図-16は図-15に示したモデルの壁のせん断強度を大きくして壁を破壊させないようにしたモデルの耐震壁に入力されるせん断力を示す。杭が全部有効な場合、耐震壁のせん断破壊を全く許容しないと、現在の強度の1.5倍程度、すなわち、静解析時の2.4倍程度のせん断強度が必要となる。

5. まとめ

- (1) 柱が曲げ破壊した北館の梁と柱の崩壊形を検討した結果、原型モデルでは地震応答解析でも実際の被害を説明できるほど柱の応答部材角は大きくなく、原型モデルの梁強度を大きくして強制的に柱降伏形にしたモデル、あるいは、梁を剛にしたモデルで実際の被害と対応した。すなわち、基礎梁の拘束等で梁の強度は上昇している。
- (2) 北館の柱の変形能の検討を行った結果、実際の柱で主筋の座屈した被害との対応がついた。
- (3) 本館の耐震壁は杭が無効で基礎が浮き上がったとしたモデルでもせん断破壊を起こしたが、実際の被害程度は杭が全部有効だとしたモデルで対応した。

【謝辞】 材料試験のデータは日本建築学会近畿支部材料施工部会（主査：大阪大学：大野義照助教授）および大阪工業大学田才晃助教授よりいただいた。ここに、関係諸氏に感謝を表します。

【参考文献】

- [1] 野田浩志、南谷長俊、加藤大介：1995年兵庫県南部地震により被災した文教施設の被害調査報告（その13、14）、日本建築学会大会学術講演梗概集C-2構造IV、pp. 367-370、1996
- [2] 日本建築防災協会：震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針
- [3] 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診断基準適用の手引き
- [4] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990年
- [5] 加藤大介、若月康二：高強度材料を用いたRC部材の主筋の座屈性状、日本建築学会構造系論文報告集、第453号、1993年、11月、pp. 141-147
- [6] 加藤大介：鉄筋コンクリート造部材の配筋設計法に関する研究（コンクリートの拘束筋と主筋の座屈防止筋に関する考察）、日本建築学会構造系論文報告集、第452号、1993年、pp. 99-107
- [7] 芝讓、松田壮史、加藤大介：変動軸力を考慮したRC柱の最大強度以降の挙動の評価（その1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集C-2構造IV、pp. 195-198、1996年