

# 論文 地震被害にあったRC造建物の構造性能の検討とその耐震補強に関する解析的研究

中原 浩之\*1・崎野 健治\*2・北島 幸一郎\*3

**要旨:** 福岡県西方沖地震により被災したRC造5階建て集合住宅について、その構造性能を静的および動的解析により調査した。また、この建物に著者らが提案している圧縮ブレース補強法を適用した際の構造特性についても調べた。被災状況を模擬することが出来る建物モデルを作成したうえで、補強効果を検討したところ、提案する補強法により耐震性能を大きく改善できる補強計画を得ることが出来た。

**キーワード:** 福岡県西方沖地震, 地震被害, 集合住宅, 全体崩壊機構, 層崩壊

## 1. はじめに

2005年3月に発生した福岡県西方沖地震は、人口密度が高い地域の近くに震源を持つ都市型の地震であった。このような都市型地震では、強い揺れを観測した地域における建物の集中度と非木造率が高いことが特徴で、過去において都市防災に関する重要な検討事項が露呈し、多様な研究が進められる契機となって来た。

本研究で対象とする福岡県西方沖地震は、マグニチュード7.0、気象庁最大震度6弱<sup>1)</sup>であった。著者らが参加した地震被害調査<sup>2)</sup>によると、同じ都市型の地震である1995年兵庫県南部地震に比して、今回の被害は小規模なものであることが明らかとなり、鉄筋コンクリート造建物（以下、RC造建物と呼ぶ）の被害例として挙げられているのは、8件に留まった。本研究では、その中で特に著しい被害となった1966（昭和41）年設計の5階建てのRC造集合住宅を取り上げ、被災した建物の

崩壊状況と構造性能を調査して、今後のRC造建物の耐震設計・耐震診断の一助となるデータを提供することを目指す。また、こうした1981年以前の既存不適格建物の耐震補強は、近年における都市防災の重要な検討課題となっている。そこで、本論では、著者らが提案している圧縮ブレース補強法をこの被災建物に適用した際の構造特性についても解析的に検討を行い、補強による耐震性能改善効果について定量的な評価を行う。

## 2. 建物概要

図-1に、本研究で対象とする建物の1階平面図を示す。この建物の長辺方向は南北方向であり、スパン数は3、壁のない完全ピロティ形式である。短辺方向が東西方向で、こちらはスパン数は3である。北端と南端の階段室周りに、それぞれ無開口の壁が配置されている。図に示す大破したピロティ柱を観察すると、東西方向の変

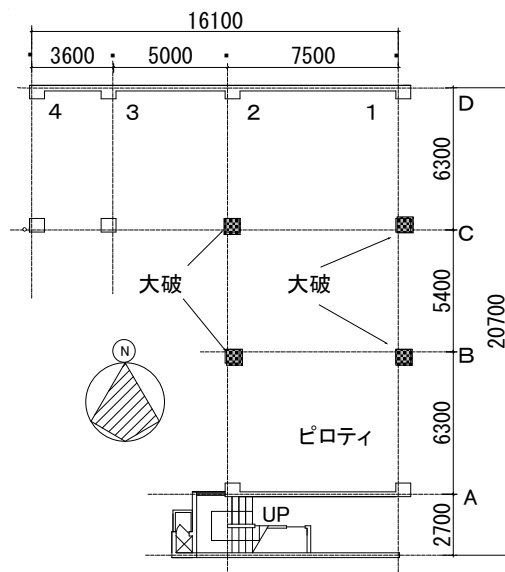


図-1 調査建物の1階平面図

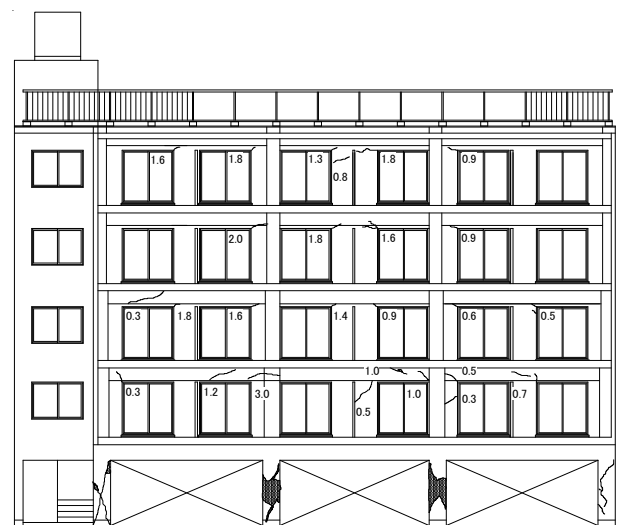


図-2 東面ひび割れ図

\*1 九州大学大学院人間環境学研究院 准教授 博士（工学） (正会員)  
 \*2 九州大学大学院人間環境学研究院 教授 工博 (正会員)  
 \*3 九州電力㈱土木部原子力グループ (正会員)

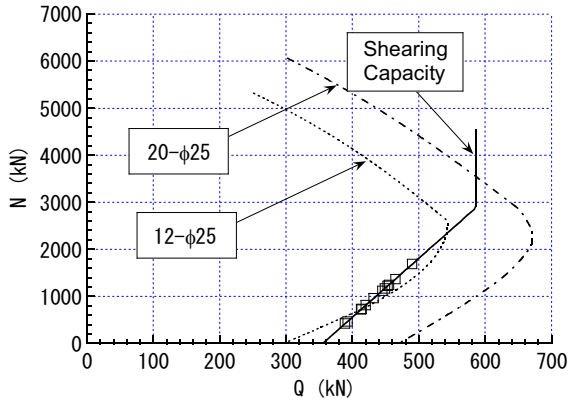


図-3 1階柱の軸力-せん断耐力関係

形による損傷は殆ど確認できず、南北方向の変形による損傷が支配的であった。被災後の東面のひび割れ調査結果を図-2に示す。1階は駐車用のスペースであり、2階から5階は住戸となっている。B通り、C通りの1階柱は、材中央が激しく損傷している典型的なせん断破壊を起こしていることが分かる。この建物の帯筋のピッチは全層を通じて250mmと一定であり、せん断耐力の不足が懸念される典型的な1971（昭和46）年以前の配筋である。このことが、柱のせん断破壊の理由として挙げられる。一方で、2～5階では、壁に1mm以上のひび割れが観測されたが、柱の損傷は確認できなかった。従って、本報では、柱のせん断と上階の壁の影響を考慮した上で、建物の南北方向における構造性能を解析的に検討する。なお、建物に関するより詳しいデータは、文献2)を参照されたい。

### 3. 建物の解析モデル

本報での数値解析は、ファイバーモデルで断面の応力状態を表現する手法を用いて梁要素の剛性マトリックスを作成し、これらを全体剛性マトリックスに組み込んだ骨組解析プログラム<sup>3)</sup>を使用する。材料の構成則は、鋼材は完全弾塑性、コンクリートはPopovicsモデル<sup>4)</sup>を用いる。鋼材の降伏強度は、295MPaで、コンクリートの圧縮強度は、18MPaと仮定した。

この建物の1階柱の断面は600×600mmで、柱頭部は12本、柱脚部は20本のφ25の主筋が配筋されている。これらの断面の曲げ耐力 $M_u$ を文献5)の手法で算定し、得られた結果を柱長さの半分で除してせん断力 $Q$ で表したものを、それぞれ点線と一点鎖線で図-3に示す。また、図には文献6)の手法で算定したせん断耐力 $Q_u$ も併せて実線で示した。図の□は、1階柱に作用している長期軸力に対するせん断耐力の計算値である。実線は、一点鎖線よりも大幅に小さいので、全ての1階柱は、せん断破壊が先行する部材と考えられ、実際の被害とも対応

表-1 解析モデル

	柱	梁	壁
Model-A	1階のみ配筋を変更	長方形梁として入力	考慮せず
Model-B	同上	AIにスラブ筋を追加	同上
Model-C	同上	同上	軸組図に記載があるもののみ考慮

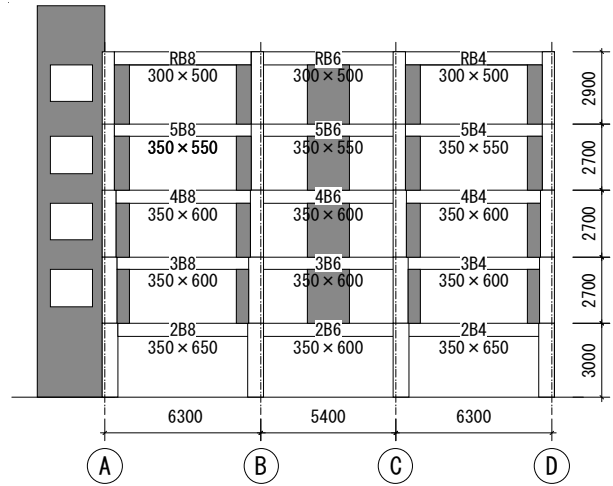


図-4 1通り軸組図

している。一方で、柱の長期軸力レベルにおいて、実線と点線は対応が良い。このプログラムでは、せん断降伏現象に関するパラメーターを直接入力できないので、当該柱を柱頭・柱脚ともにφ25を12本配筋された断面に変更することで、部材の負担せん断力が、せん断耐力 $Q_u$ を上回ることが無いようにした。1階以外の柱に関しては、図面の通りの断面を採用している。

表-1に、本報で比較検討する3つの架構モデルを示す。全てのモデルは、剛床仮定が成り立つものと仮定して、南北方向の平面架構をA～D通りのそれぞれの柱端において剛体によりピン接合している。Model-Aは、柱と梁のみからなる純ラーメン骨組モデルであり、基本的な構造特性を調べるためのものである。Model-Bは、スラブの影響を調べることを目的として、全ての南北方向のスラブ筋をModel-Aにおける梁部材の上端筋に加えたモデルである。Model-Cは、Model-Bに壁部材を加えたものである。追加した壁部材は、図面の軸組図に示されているもののみを、図面通りの幅と厚さと配筋を有する扁平な柱材として、骨組に組み込んでいる。図-2に対応する1通りの軸組図を図-4に示す。スパンABとCDでは袖壁のみ、スパンBCでは方立壁のみを有効な部材として解析モデルに組み込んだ。即ち、図-2では図-4よりも多くの壁が配されている様に見えるが、図-4以外の壁は、2次壁として耐力・剛性に寄与しないものと仮定してモデル化を行っている。なお、階段部分の壁については、本解析では無視した。

#### 4. 静的解析

静的解析では、地震層せん断力の建築物の高さの分布として広く使用されている表-2の $A_i$ 分布に従う外力分布を仮定し、水平力を全柱梁節点に分配して一方向に漸増载荷した。表中の $W_i$ は $i$ 層の重量で、 $\alpha_i$ および $A_i$ については建築基準法施行令を参照されたい。

各層の荷重-変形関係を図-5に示す。図の縦軸は、各層のせん断力を全重量で除して無次元化した値としている。横軸は、各層の相対変形角であり、平均層間変形角が、それぞれ0.5%、1.0%、1.5%、2.0%に達した時点での各層の変形を□や×などの印で示している。また、平均層間変形角が2%の時の降伏ヒンジの発生状況を図-6に示す。これらの図より、Model-Aでは、全体崩壊機構が形成され、層間変形がほぼ均等に漸増している様子が分かる。Model-Bでは、スラブの影響を考慮して梁の耐力が上昇したため、3・4階部分において柱降伏が先行し、当該層の層崩壊が原因で最大耐力を迎えている。Model-Cでは、壁部材の耐力の寄与により、1階が層崩壊するメカニズムが形成される結果となり、水平耐力はベースシア係数として0.4となった。全てのモデルの各層の剛性率を計算すると、Model-Cの1階のみが0.4となり、他は全て0.6を上回る結果となった。崩壊機

表-2 1次設計用地震層せん断力

階 $i$	$W_i$ (MN)	$\Sigma W_i$ (MN)	$\alpha_i$	$A_i$	許容応力度設計用		外力分布
					$C_i$	$Q_i$ (MN)	$\Delta Q_i$ (MN)
5	2.09	2.09	0.176	1.67	0.268	0.56	0.56
4	2.39	4.48	0.376	1.38	0.221	0.99	0.43
3	2.42	6.90	0.579	1.22	0.196	1.35	0.36
2	2.50	9.40	0.789	1.10	0.176	1.66	0.31
1	2.52	11.92	1.000	1.00	0.160	1.91	0.25

構の変化と共に、各モデルの最大耐力はAからB、Cと順に大きくなるが、最大耐力以降の変形性能は逆に小さくなる。このように、壁部材を考慮すれば、水平耐力が大きくなるが、逆に損傷が集中する層崩壊を招き靱性が低下することが分かる。従って、壁部材を無視して水平耐力を小さめに評価しても、安全側の設計とならない場合があることに注意を要する。この建物の1階はせん断柱が支配的であるため構造特性係数 $D_s$ は0.45となる。Model-Cにおいて形状特性に関する係数 $F_{es}$ を1.3とし、地域係数 $Z$ を0.8とすると、水平耐力は必要保有水平耐力をベースシア係数で表した0.47を下回る。従って、解析対象建物は現行の二次設計における要求は満足していない。なお、 $D_s$ 、 $F_{es}$ および $Z$ は建築基準法施行令を参照されたい。

図-5および図-6より、1層での層崩壊がおきた解

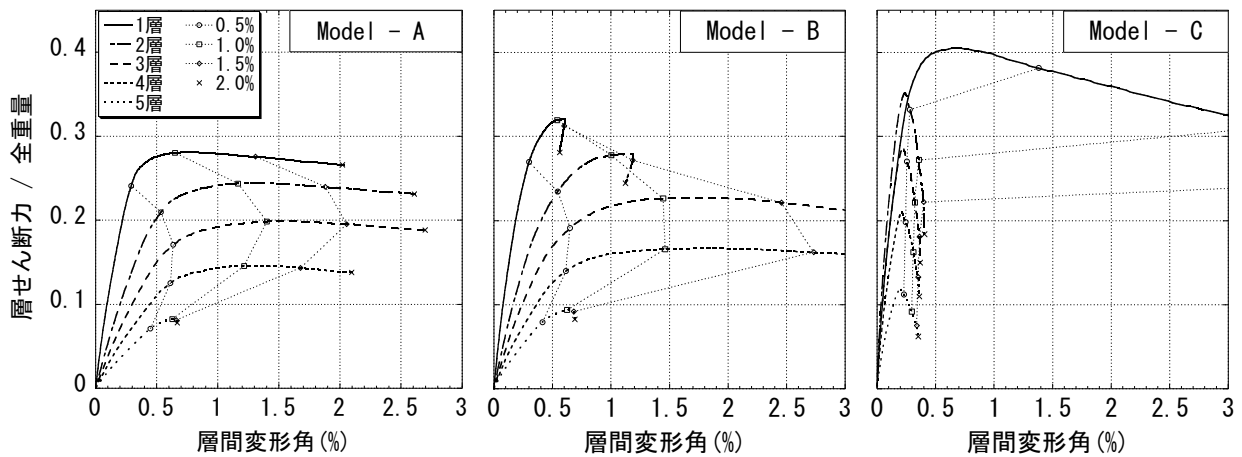


図-5 層せん断力-層間変形角関係

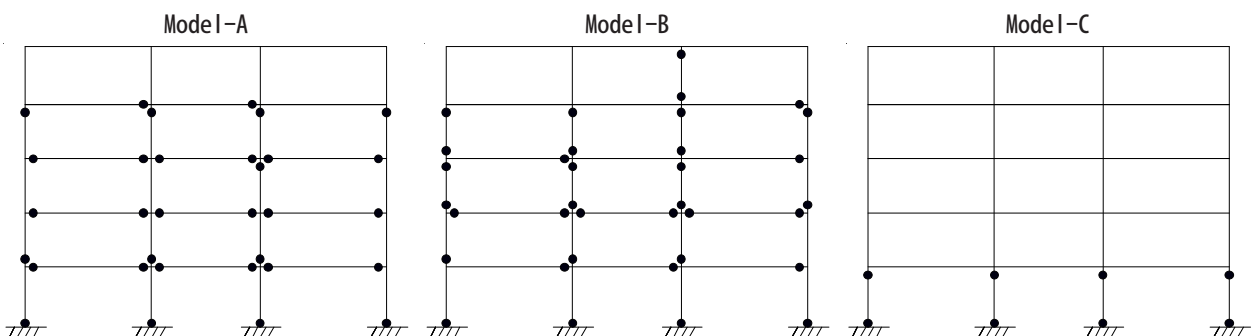


図-6 平均層間変形角2%時におけるヒンジ発生状況

表-3 解析モデル

	ブレース配置	ブレースが柱頭部に取り付く柱
Non-Ret		
TyA-Ret	2通りのA-B C-D	B2,C2
TyB-Ret	2通りのA-B C-D	A2,D2
TyC-Ret	1通りのC-D、2通りのA-B	B2,C1

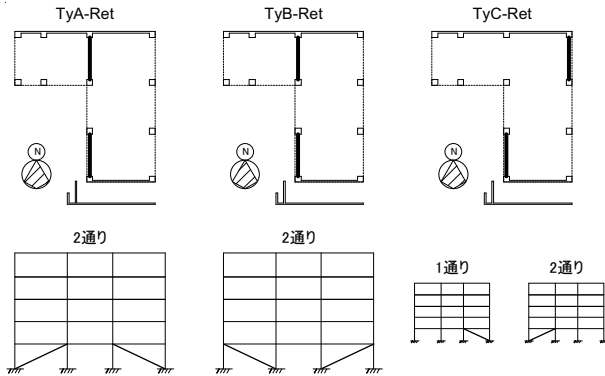


図-7 ブレースの配置

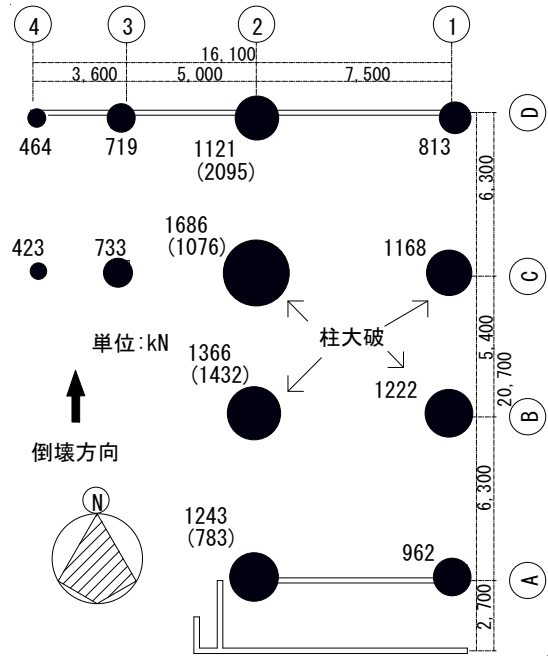


図-8 1階柱の軸力図

析対象建物の破壊状況と一致するのはModel-Cと考えられる。そこで、本論ではModel-Cを基本の建物モデルとして、文献7)で提案している圧縮ブレースによって耐震補強した建物のモデルを作成する。表-3に、本論で比較検討する4つの架構モデルを示す。ここでは、図-

7のように3つの耐震補強プランを立てて、これらを解析モデルとした。耐震補強プランは、図-8に示す1階柱の軸力図を利用する。ブレースが圧縮力を負担するとブレースが柱頭に取り付く柱には引張力が導入されることになる。図-8から分かるように柱軸力はB2とC2が

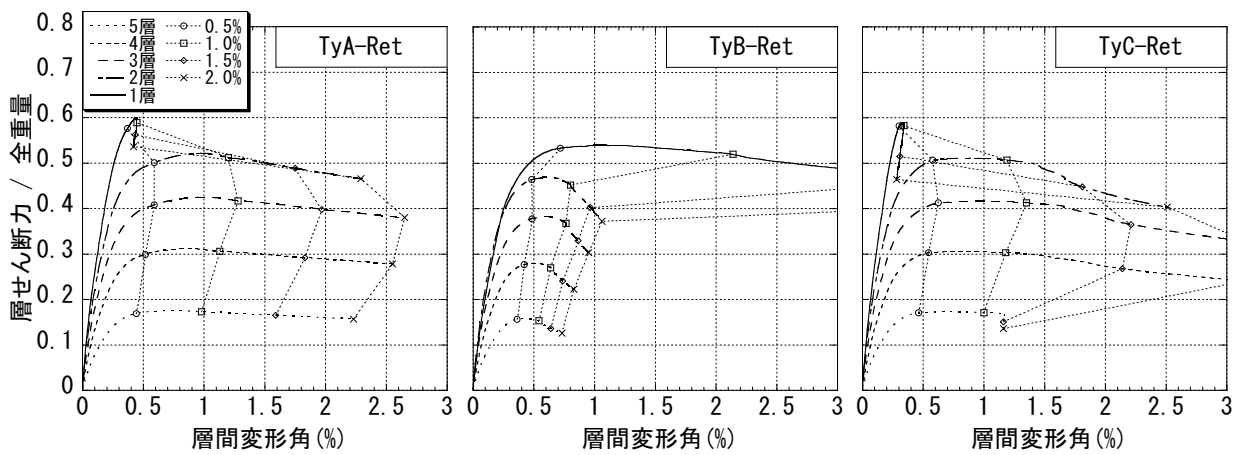


図-9 層せん断力-層間変形角関係

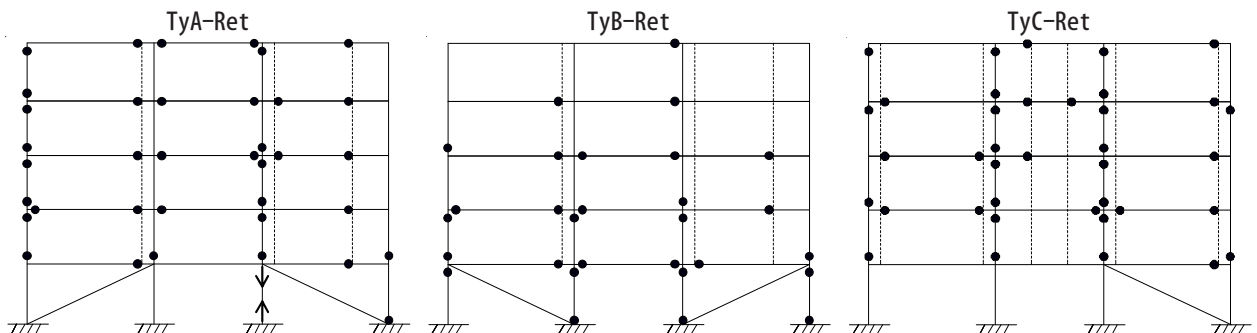


図-10 平均層間変形角2%時におけるヒンジ発生状況

大きく、水平加力時にこれらの柱に引張力が作用するようにブレースを配置したのがTyA-Retである。この補強法と補強効果を比較するために軸力が小さい柱に引張力が作用するようにブレースを配置したのがTyB-Retである。TyA-RetとTyB-Retは、2通りのCD間をブレースでふさぐため、1階部分を駐車場として使用することが難しくなると考えられる。そこで、建築計画上の配慮から2構面のブレース1本を1構面に変更したものがTyC-Retである。なお、ブレースは□200×200×6の角形鋼管に90MPaのコンクリートを充填した角形CFTと同等の軸圧縮剛性を有する無筋コンクリート断面を用いており、ブレースに引張力が作用しない接合部の詳細を模擬している。

補強架構の荷重-変形関係を図-9に示す。TyA-Retはブレースを挿入することで1階の層せん断耐力が増大し、結果として2~5階部分がほぼ均等に变形する結果となった。補強ブレースは、圧縮力のみを負担するためTyA-Retでは、右側のブレースのみが耐力負担している。このようにわずか1本のブレースが水平力負担することで、ベースシア係数を0.4から0.6に増加させ、1階での層崩壊を避ける効果が得られることが分かる。また、図-10に示すようにブレースが取り付くC2柱は引張降伏を起こしていた。TyB-Retは立面で見たブレースの設置方向がTyA-Retと逆になっているだけであるが、TyA-Retに比して1階の耐力の増大は少ない。これは、前述の通りブレースが柱頭に取り付くA2の柱の軸力がC2の柱のそれよりも小さくブレースの負担圧縮力

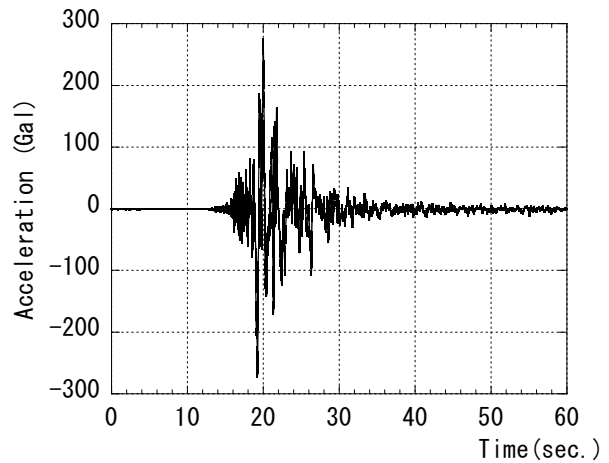


図-11 入力地震波

が小さいためである。また、図-8の括弧内にModel-Cの2通りにおける層間変形角2%時の軸力を付記しており、A2柱は地震応答時に軸力が小さくなることが予想される。また、水平変形時のC2柱も軸力が小さくなる傾向にあるが、依然として1000kN以上の軸力を負担していることが分かる。このようにTyA-RetとTyB-Retでは、得られる補強効果が大きく異なる。従って、本補強方法を適用する際には補強要素の配置について詳しく検討する必要があることが分かる。一方で、TyC-Retは、TyA-Retとほぼ同様な荷重-変形関係が得られている。対象建物は、AおよびD通りに無開口壁が配置されている為にねじれ剛性が高いと考えられ、本解析では建物のねじれ変形を考慮していない。従って、ねじれ変形を無

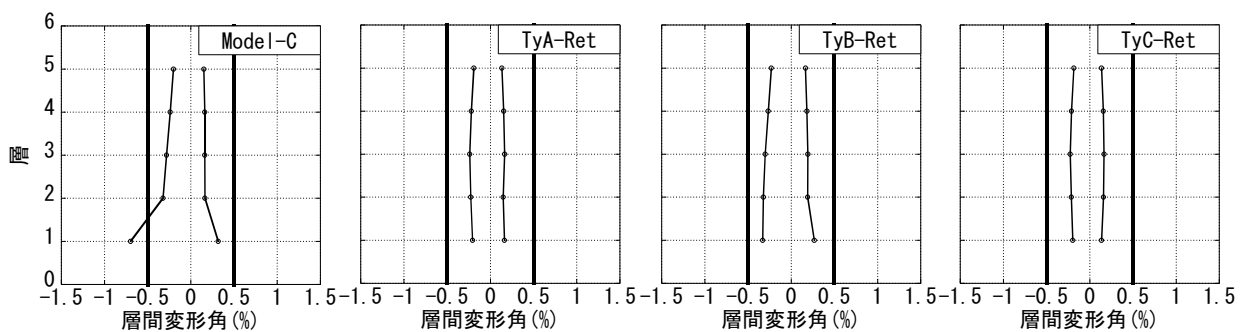


図-12 層間変形角の最大応答値

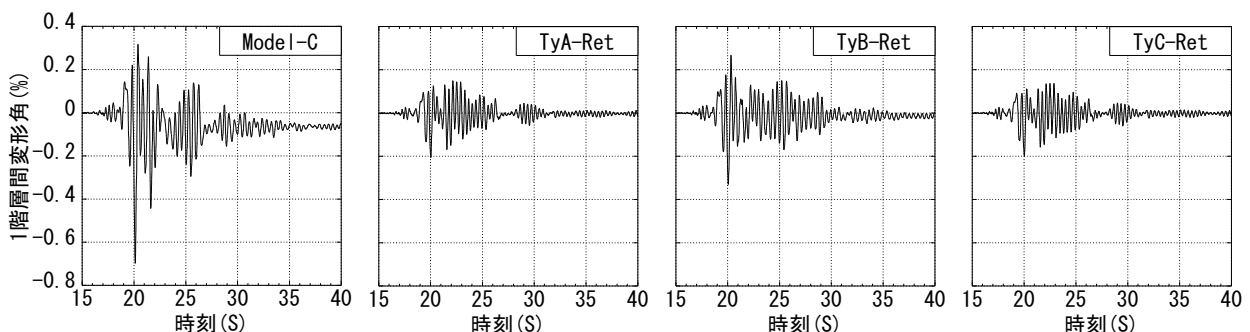


図-13 1階の層間変形角の時刻歴応答結果

視できるならば、現実の耐震補強では建築計画上の配慮を施した TyC-Ret を採用するべきと考えられる。

## 5. 動的解析

本建物の地震時の挙動を推定するために、Newmark の  $\beta$  法を用いて時刻歴の動的応答解析を行う。減衰は 2% の Rayleigh 型とする。入力波は、図-11 に示す K-net 福岡で観測された波形 (FKO006) の NS 成分を用いた。この地震波の最大地動加速度は、275Gal であり、動的応答倍率を 2 としても、最大応答加速度が重力加速度 G の 0.4 を上回ることになる。

図-12 に地震応答結果を示す。図の縦軸は階数で、横軸は層間変形角の最大応答値である。なお、せん断柱の限界変形を 0.5% (=1/200rad) と仮定して図に示し、変形量の目安としている。

Model-C は、1 層の最大応答変形角が 0.5% を超える結果が得られた。動的解析においても前節の静的解析の結果と同様に 1 階の層崩壊が予測される結果となり、実際の地震被害と良く対応している。一方で、補強したモデルについては、TyB-Ret が若干応答値が大きいものの、全てのモデルの全ての階において最大相関変形角が 0.5% を下回っており、本補強法による耐震性能の向上が顕著に現れる結果が得られた。

図-13 に、15 秒～40 秒の間における 1 階の時刻歴変位応答の結果を示す。Model-C は、20 秒の時に最大応答変位を記録し、その後 25 秒の時点においても大きく振動している。それに対して、TyA-Ret と TyC-Ret は全時刻領域において小さい応答変位となっており、動的応答時においてもブレースが層間変形を小さいレベルに留めおく効果が期待できることが確認された。

TyB-Ret の変形が他の補強したモデルに比して層間変形が大きいのは、前述と同様にブレースが取り付く柱の荷重条件が異なるためである。

## 6. まとめ

福岡県西方沖地震により大破した 5 階建ての RC 造集合住宅を対象として、解析対象建物の実際の破壊状況を再現できる構造モデルの作成を行った。その後、著者らの提案している耐震補強法を適用した場合の耐震性能改善効果について、解析的な検討を行った。静的解析では外力分布を、 $A_i$  分布に従うものとし、動的解析では、K-net 福岡で観測された地震波の NS 成分をそのまま用いた。得られた結果を以下に列挙する。

1) 3 つの平面骨組モデルを作成して、対象建物の破壊状況と比較したところ、Model-C は、静的および動的解析の結果において、1 層での層崩壊が起きて、解析対象建物の実際の破壊状況と一致した。静的解

析によって得られたベースシア係数は 0.4 で、動的解析による最大層間変形は 0.7rad であった。

- 2) 補強後の解析モデル TyA-Ret については、静的解析においては 1 階を除く全体降伏系の崩壊メカニズムを形成し、最大ベースシア係数は 0.6 となった。即ち、ブレース補強によって 1.5 倍の水平耐力が得られた。また、動的解析による最大層間変形角は各層において 5/1000rad を下回り、特に 1 層では補強前の変形の 30% に低減することができた。
- 3) ブレースの補強計画が異なる TyB-Ret と TyA-Ret の静的および動的性状を比較すると、TyA-Ret の方が耐震性能が優れている結果となった。実際に本補強法を適用する際には、ブレースが取り付く柱の長期軸力、水平変形時における軸力変動の影響、柱主筋の配筋に注目して補強計画を立てる必要がある。
- 4) TyC-Ret は、静的解析および動的解析ともに TyA-Ret と同様の性状を示し、建築計画的配慮がなされた TyC-Ret で補強するのが現実的なアプローチであろうと考えられる。

## <謝辞>

本研究の解析は、元九州大学大学院生の増田慎吾君と九州大学大学院生の西田裕一君の多大な協力を得た。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 気象庁ホームページ, [http://www.jma.go.jp/JMA\\_HP/jma/index.html](http://www.jma.go.jp/JMA_HP/jma/index.html)
- 2) 日本建築学会：2005 年福岡県西方沖地震被害調査報告, 2005. 9.
- 3) Kawano, A., Griffith, M.C., Joshi, H.R. and Warner, R.F.: Analysis of the Behavior and Collapse of Concrete Frames Subjected to Severe Ground Motion, Research Report No.R163, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Adelaide, Australia, 1998. 11.
- 4) Popovics, S.: Numerical Approach to Complete Stress-Strain Curve of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 3, pp.583-599, 1973.
- 5) 孫玉平, 崎野健治, 吉岡智和：直線型横補強筋により拘束された高強度 RC 柱の曲げ性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 486 号 pp.95-106, 1996.8.
- 6) 日本建築防災協会：2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説
- 7) 北島幸一郎, 下島啓志, 中原浩之, 崎野健治：圧縮抵抗ブレースを用いた RC 骨組の耐震補強方法に関する研究 (その 1) ~ (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.549-552, 2007.8.
- 8) K-net ホームページ, <http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>