RC 建築物における座屈拘束筋違の制振効果および接合部設計法

－ 鉄筋コンクリート骨組への座屈拘束筋違の活用に関する研究 その3 －

SEISMIC RESPONSE CONTROL OF SUPER HIGH-RISE RC BUILDINGS UTILIZING
BUCKLING RESTRAINED BRACES AND THE DESIGN OF BRACE CONNECTIONS

－ Applications of buckling restrained braces in reinforced concrete frames Part 3 －

毎田 悠承^{*1}, 前川 利雄^{*2}, 出水 俊彦^{*3}, 濱田 真^{*4},
曲 哲^{*5}, 吉敷 祥一^{*6}, 坂田 弘安^{*7}, 和田 章^{*8}Yusuke MAIDA, Toshio MAEGAWA, Toshihiko DEMIZU,
Makoto HAMADA, Zhe QU, Shoichi KISHIKI,
Hiroyasu SAKATA and Akira WADA

In this paper, the seismic response control of buckling restrained braces (BRBs) in RC buildings subjected to earthquake ground motions is investigated by nonlinear time history analysis. In one model, the RC frame was braced by BRBs in each story (each model) and in the other one, each BRB spanned over two stories (over model). As a result of the analysis, the over model exhibited almost the same seismic response control as compared to the each model, although the number of BRBs was significantly reduced and the RC beams in the braced span were abandoned. In addition, the seismic response control of BRBs in RC buildings is investigated by FE analysis. Finally, the design of brace connections was suggested from the test and analysis result.

Keywords : RC buildings, buckling restrained brace, cotter, anchor PC rod, seismic response analysis, finite element analysis

RC 建築物, 座屈拘束筋違, コッター, アンカー PC 鋼棒, 地震応答解析, 有限要素解析

1. 序

我が国における建築物の超高層化の傾向は1990年代から見られ、当初は事務所建築を中心とする非住居系の建築物が多く、鉄骨構造が中心であった。2000年代に入ると都市部においてマンションのような住居系の超高層鉄筋コンクリート（以下、RC）建築物が急増してきた¹⁾。超高層RC建築物では下層階柱には大きな長期軸力、さらに地震時に変動軸力が生じることになり、設計上の懸念事項となるが、建設が始まった当初からこれらの問題に対しては実験および解析によって様々な解決策が検討されてきた^{2), 3)}など。また、近年では大きな軸力に対処するために高強度のコンクリート、鉄筋を用いた高強度RC部材が求められ、それらの性能を評価する構造実験も行われており⁴⁾、今後も超高層RC建築物の増加が予想される。純ラーメン構造の超高層RC建築物では主架構が大地震時に大きな塑性変形を受けることになり、コンクリートのひび割れや、主筋の塑性化によって継続使用が問題となる。そこで、最近の超高層RC建築物では制振構造を採用し、RC骨組の損傷制御および居住空間の

フレキシビリティの確保が求められている⁵⁾。以上のような背景から、筆者らはRC骨組に座屈拘束筋違（以下、BRB）を組み込むことで耐震安全性、およびエネルギー吸収性能の向上を図る研究を推進してきた^{6), 7)}など。超高層RC建築物に制振装置を通常の設置形式を用いて取り付けした場合、上層部では曲げ変形が卓越するため、制振効果がほとんど期待できないとされている⁵⁾が、その問題を解決するためにオイルダンパーを用いた新たな構造システムの検討も行われている⁵⁾。

本論文では、まず立体フレームモデルによってBRBを組み込んだ超高層RC建築物の地震応答解析を行い、筆者らが提案しているワーレントラス状の設置形式を用いてBRBを組み込んだ超高層RC建築物の地震応答性状を確認する。また、既報⁷⁾で作成した有限要素解析モデルを用いて、本設置形式の制振効果を評価する。最後に、これまで実験および解析による検討を進めてきたコッターとアンカーPC鋼棒を用いたBRB接合部に関して更なる検討を重ね、具体的な設計法としてまとめる。

^{*1} 千葉大学大学院工学研究科建築・都市科学専攻
助教・博士(工学)

^{*2} 熊谷組技術研究所建築構造研究グループ
グループ部長・工修

^{*3} 佐藤工業技術研究所 主席研究員・工修

^{*4} 熊谷組技術研究所 副所長・工修

^{*5} 中国地震局工程力学研究所 准研究員・Ph.D.

^{*6} 東京工業大学建築物理研究センター 准教授・博士(工学)

^{*7} 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻 教授・工博

^{*8} 東京工業大学 名誉教授・工博

Assistant Prof., Dept. of Architecture, Chiba University, Dr. Eng.

General Manager, Architectural Structure Research Group, Technical Research & Development Institute, KUMAGAI GUMI Co., Ltd., M. Eng.

Principal Researcher, Technical Research Institute, Satokogyo Co., Ltd., M. Eng.

Deputy General Manager, Technical Research & Development Institute, KUMAGAI GUMI Co., Ltd., M. Eng.

Associate Researcher, Institute of Engineering Mechanics, CEA, Ph. D.

Associate Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Tech, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Tech, Dr. Eng.

Prof., Emeritus, Tokyo Tech, Dr. Eng.

2. 地震応答解析概要

2.1. 検討建築物

検討に使用する建築物は、試設計された超高層RC建築物⁸⁾として、地上36階建て、5×5スパンの2軸対称で整形なものである。スパン長は6mの均一スパン、階高は梁下内法高さを2.3mとした。使用材料はコンクリートFc30～60、主筋SD490 (D29～41)、せん断補強筋SD295A、USD785 (D13)とした。伏図を図1に、軸組図を図2に、コア部周囲の部材断面を図3に、他の部材断面を表1に示す。これを基本建築物とし、X方向に設置するBRBの設置形式をパラメータとした解析を行った。なお、検討方向はX方向とした。

2.2. 解析モデル

解析には、汎用ソフトmidas Gen Ver.830⁹⁾を用いた。解析モデルは、1階柱脚を固定とした立体フレームモデルとした。柱および梁部材の復元力特性には、修正武田モデルを用いた。減衰は瞬間剛性比例型として、減衰定数 $\eta=0.03$ とした。BRBはトラス要素としてモデル化し、復元力特性はバイリニア型とした。

2.3. 解析パラメータおよび架構計画

解析パラメータを表2に示す。基本建築物の中央コア部を吹き抜けとし、図1に示す各層のBRB設置構面に1本ずつBRBを設置したモデル(図4(a)) (以下、eachモデル)、および2層をまたぐ形でBRBを設置したモデル(図4(b)および図5) (以下、overモデル)

図1 伏図 (単位[mm])

モデル名	基本	each	over
BRB設置	無	各層	2層またぎ
コア部床	有	有	吹き抜け
コア部周囲の柱	通常	通常	剛強
コア部周囲の梁	通常	通常	軽微な鉄骨梁
1次固有周期[s]	2.92	2.77	2.77

図2 軸組図 (単位[mm])

(a) eachモデル

(b) overモデル

図4 解析モデル

の計2種の制振建築物モデルを作成した。overモデルの架構計画について以下に述べる。筆者らが提案してきたBRB接合部^{6), 7)}では

表1 柱・梁断面リスト (基本建築物)

梁 (中フレーム)				柱 (中柱)			
層	b[mm]	D[mm]	p_t [%]	層	b[mm]	D[mm]	p_g [%]
31～R	550	800	0.88	33～36	800	800	1.61
25～30	550	850	1.02	30～32	800	800	1.99
22～24	550	850	1.23	21～29	800	800	2.39
18～21	550	850	1.38	11～20	900	900	1.89
1～17	550	900	1.38	1～10	1000	1000	1.82

(b:幅, D:せい, p_t :引張鉄筋比, p_g :全主筋比)

基本建物, eachモデル
21～23階柱

22～24階梁

図3 コア部周囲部材の断面図 (単位[mm])

図5 設置形式詳細 (overモデル)

図6 模式図

中央コア部周囲の梁部材は軽微な鉄骨梁に変更できる。これは上下層に同じ降伏耐力のBRBを設置すれば、トラスのゼロ力部材に相当する梁は長期荷重を支持するだけの部材（スラブ受け）とすることができるためである⁶⁾。本解析では両端ピン支持のH-400×200×8×13（SN400）でスラブ受けをモデル化した。中央コア部周囲の梁を軽微な部材にして、さらにoverモデルの方が2層分の層間変形によって、約2倍のBRB節点間の変形が生じるため、図6に示すように上層階でのBRBの変形を増大させ、2層またぎに設置したBRBを有効に機能させることができると考えられる。また、BRBの設置に伴う柱の軸力変動を処理するためにコア部周囲は剛強なRC骨組（柱の断面積および鉄筋量を約1.2倍）によって構成した。各階のBRB降伏耐力を図4中に示す。overモデルでは14階までの下層階では強度・剛性を確保する目的でBRBをたすき掛けとして密に配置し、中層階より上部では効率的なエネルギー吸収を意図して2層またぎで1本ずつ配置している。また、上下層BRBの降伏耐力に差がある層もあるが、実験にてBRB取り付け部をアンカーPC鋼棒で締め付けることで対応できることが確認されている⁷⁾。overモデル

のBRBの降伏耐力は、eachモデルと架構の1次固有周期がほぼ等しくなるように設定した。各モデルの固有周期を表2に示す。各モデルで、RC骨組とBRBの接合部は剛とした。

2.4. 検討用入力地震動

入力地震動として、観測地震動記録の標準3種（EL Centro NS, Taft EW, Hachinohe NS）、および告示模擬地震動3種（位相は八戸、神戸、乱数）の計6種の地震動波形をそれぞれPGV=50, 75cm/sに基準化して用いた。

3. 地震応答解析結果

3.1. 最大応答層間変形角

解析より得られた各建築物モデルにおける高さ方向の最大応答層間変形角 R 分布を図7に示す。

eachモデル、overモデルの制振構造とした建築物ではいずれの地震波においてもPGV=50cm/sで $R=1/150\text{rad.}$ 、PGV=75cm/sで $R=1/100\text{rad.}$ 以内の応答に抑えられ、基本建築物よりも最大応答層間変形角は低減したことが確認された。eachモデルとoverモデルを比較すると、

図7 最大応答層間変形角

14 層までの下層部では over モデルの応答低減効果が高い。over モデルの 14 層までは BRB を 2 層またぎで 2 本ずつ設置しており、each モデルと同じ数量の BRB でより高い応答低減効果が発揮されたことが分かる。上層部では over モデルの方がやや応答が大きい傾向にあるがほぼ同等の応答層間変形角となっている。over モデルでは、each モデルに比較して、BRB の設置数を減らし、かつ RC 梁を省略しても、ほぼ同等の応答低減効果が確保されており、本架構計画はより合理的であると言える。

3. 2. 梁の履歴挙動

基本建築物における応答層間変形角が最大であった図 2 中の 7 層 Y3 通りの梁 (γ G) の告示波 (八戸) (PGV=75cm/s) に対する応答曲げモーメント M －回転角 θ 関係を図 8 に示す。また、各モデルにおける梁の塑性率 μ_r を表 3 に示す。

図 8 から、基本建築物および each モデルでは梁主筋が降伏したことが見て取れる。塑性率も基本建築物では $\mu_r=1.34$ となっており、塑性化したことが分かる。each モデルでは塑性率 $\mu_r=1.09$ であり、基本建築物よりも変形を 25% 抑制できている。一方、over モデルでは塑性率 $\mu_r=0.92$ まで抑えられており弾性範囲である。基本建築物に比べて 42%，each モデルと比較しても 17% 変形が低減できた。したがって、BRB を組み込むことで RC 骨組の変形が低減できたと言える。また、通常用いられる各層に BRB を設置する形式よりも、筆者らが提案した over モデルの方が変形低減効果大きい。

3. 3. BRB の履歴挙動およびエネルギー吸収量

次いで、23 層 (over モデルでは 23、24 層をまたぐ) Y3 通りの BRB の告示波 (八戸) (PGV=50cm/s) および告示波 (乱数) (PGV=75cm/s) に対する応答軸力 N_{BRB} －軸方向変位 δ_{BRB} 関係を図 9 に、BRB の塑性率 μ_{BRB} を表 4 に示す。いずれの BRB も降伏耐力は 2000kN であり、図 9 中には降伏耐力も併せて示している。また、BRB の累積エネルギー吸収量を図 10 に示す。縦軸にエネルギー吸収量 W_{BRB} を、横軸に時間 t を示している。

告示波 (八戸) (PGV=50cm/s) に対して each モデルの BRB は $\mu_{BRB}=0.92$ と塑性化していない。一方、over モデルでは $\mu_{BRB}=1.72$ とエネルギー吸収を行っている。告示波 (乱数) (PGV=75cm/s) に対しても、each モデルよりも over モデルの方が大きな履歴ループを示している。エネルギー吸収量に着目すると地震終了時まで each モデルでは 49kNm であるのに対し、over モデルでは 481kNm である。over モデルでは 2 層分のエネルギー吸収量であるため、1 層に寄与するのはその半分と考えても 240kNm であり、each モデルの約 5 倍のエネルギー吸収を行っている。これは、over モデルの方が 2 層分の層間変形によって、

図 8 梁の履歴挙動

表 3 梁の塑性率 μ_r

	基本	each	over
告示波(八戸) (PGV=75cm/s)	1.34	1.09	0.92

2 倍近くの軸変形が生じているためであると考えられる。実際には each モデルのように 1 層 (3150mm) 1 スパン (6000mm) に取り付けると BRB の部材長さ L は 6777mm であり、over モデルのように 2 層 (6300mm) 1 スパン (6000mm) に取り付けると BRB の部材長さ L は 8700mm となるため、同じ塑性化部の断面積 A_p 、ヤング係数 E_s の BRB を使用しても、軸剛性 $E_s A_p / L$ は over モデルの方が each モデルに比べて約 22% 低くなってしまう。しかしながら、over モデルの方が 2 層

図 9 BRB の履歴挙動

表 4 BRB の塑性率 μ_{BRB}

	each	over
告示波(八戸) (PGV=50cm/s)	0.92	1.72
告示波(乱数) (PGV=75cm/s)	1.77	2.81

図 10 BRB の累積エネルギー吸収量

分の層間変形によって、約2倍のBRB節点間の変形が生じるため、早期に降伏する。したがって、overモデルのように2層をまたぐようにBRBを設置することで、BRBの変形を増大させることができ、上層部においても有効に機能させることができたと考えられる。

4. 有限要素解析による制振効果の検討

前章では、本論文で提案したoverモデルの合理性を、立体フレームモデルによる地震応答解析から検討した。2層をまたぐ形でBRBを設置したoverモデルは、各層にBRBを設置したeachモデルに比較して、RC骨組の変形抑制およびBRBのエネルギー吸収性能向上に効果的であることが分かった。本章ではその結果を踏まえ、既報⁷⁾で作成した有限要素解析モデルを用いて、overモデルのBRB設置形式を用いたRC部分架構の損傷制御効果や等価粘性定数 h_{eq} などの制振効果を詳細かつ定量的に評価することを目的とする。

4.1. 有限要素解析概要

【使用プログラム】

解析には汎用有限要素法プログラムFINAL Ver.11¹⁰⁾を用いた。

【使用要素】

RC骨組へのBRB接合方法には筆者らが提案してきたコッターとアンカーPC鋼棒を用いる方法^{6), 7)}などを採用した。コンクリート、エンドプレート、ガセットプレート（以下、G.PL）には四辺形要素を、鉄筋にはトラス要素を用いた。BRBは心材部分の軸剛性、曲げ剛性を考慮した梁要素でモデル化した。G.PLとBRB間のボルト接合部は、節点を共有させモデル化した。また、ボルト接合部は2次元モデルで再現するために、要素の厚さを部材断面積と等しくすることで表現した。アンカーPC鋼棒の緊張力導入については、アン

カーPC鋼棒をトラス要素でモデル化し、初期応力を導入した。また、G.PLとコンクリートの間にはライン要素を挿入して、せん断、圧縮、引張特性を与えた。なお、本解析モデルの有効性は実験結果との比較から確認できている⁷⁾。

【解析対象モデル】

前章に示した基本建築物とoverモデルの2種について、図11に示すように要素分割して解析を行った。いずれのモデルも図2中に示す23層X3、Y3交点を中心に半層、半スパンを取り出した十字骨組（overモデルではスパン右側はBRB）とした。断面詳細は図3に示している。

【載荷・境界条件】

基本建築物の境界条件は両側の梁端部をローラー支持、柱脚をピン支持とし、載荷は柱頭に強制変位を与えた。overモデルの境界条件・載荷方法の詳細を図12に示す。柱頭、柱脚、梁端および上層BRB上端をローラー支持、下層BRB下端をピン支持とし、載荷は図12に示す層間変形角 R とそれぞれのローラー支持部の変位の関係から強制変位 $\delta_1 \sim \delta_4$ を与えた。有限要素解析モデルに与える強制変位は、前章の地震応答解析から得られた告示波（八戸）（PGV=75cm/s）に対するそれぞれのモデルの応答層間変位（ $t=0 \sim 30s$ ）とした。なお、RC骨組の損傷制御効果および制振効果を安全側に評価するために柱の軸力は導入していない。

【材料構成則】

(1) コンクリート

コンクリートの主応力度—等価一軸ひずみ度関係を図13に示す。引張側はひび割れまで線形を仮定し、ひび割れ後は出雲モデル¹¹⁾により引張軟化特性を考慮した。一方、圧縮側は最大強度までは修

図11 有限要素解析モデル

図12 境界条件・載荷の詳細（overモデル）

図13 コンクリートの主応力度—等価一軸ひずみ度関係

正 Ahmad モデル¹²⁾ を用い、最大強度後の特性は破壊エネルギーに基づく中村・檜貝モデル¹³⁾ を用いた。破壊条件は Kupfer¹⁴⁾ らの 2 軸破壊基準により決定した。ひび割れ後のせん断伝達特性には長沼の提案モデル¹⁵⁾ を用いた。このモデルは鉄筋比の関数となっており、鉄筋を持たない要素に対して適用すると、せん断伝達効果が過小評価される。したがって、ひび割れ後のせん断伝達を適切にするため、四辺形要素にダミー鉄筋を挿入し鉄筋比の情報を与えた。これにより剛性には寄与せず、鉄筋比の情報だけがコンクリートの構成則に引き渡され、適切なモデルで安定した解析を行うことができる。コンクリートの設計基準強度 F_c は 36N/mm^2 、ヤング係数 E_c は F_c を基に RC 規準¹⁶⁾ によって算出し、 28300N/mm^2 とした。

(2) 鋼材

柱と梁の主筋、せん断補強筋、コッター筋、BRB などの鋼材の履歴特性には修正 Menegotto-Pint モデル¹⁷⁾ を用いた。鋼材のヤング係数 E_s は 205000N/mm^2 とした。

(3) 付着

柱と梁の主筋、せん断補強筋、コッター筋と、コンクリート間は完全付着とした。

4. 2. 有限要素解析結果

【荷重－層間変形角関係】

基本建築物と over モデルの層せん断力 Q －層間変形角 R 関係を図 14 に示す。over モデルでは主架構が負担する層せん断力 Q_F －層間

図 14 荷重－層間変形角関係 ($t=0 \sim 30\text{s}$)

図 15 ひび割れ状況 ($t=20\text{s}$ 時)

図 16 最小主応力度分布 (線長 7 倍)

変形角 R 関係, および下層 BRB の軸力の水平成分 Q_{BRB} - 層間変形角 R 関係に分離して示す。

over モデルでは基本建築物に比べて, 主架構の履歴ループの面積が小さく, 損傷が抑制されている。また, over モデルの BRB は主架構よりも小変形領域で降伏し, 安定したエネルギー吸収性能を発揮した。

【ひび割れ状況】

基本建築物と over モデルの $t=20s$ 時のひび割れ状況を図 15 に示す。柱に着目すると, over モデルでは正負繰り返し荷重を受けているにも関わらず, 柱心から BRB 側のみ曲げひび割れが発生しており, 梁側には発生していない。これは既報⁷⁾ においても確認された BRB 軸力の作用点が柱フェイスにあることで偏心曲げが生じ, 正載荷時には上層柱が, 負載荷時には下層柱が曲げ戻しを受けた影響である。

次いで, 柱梁接合部のひび割れに着目すると, 基本建築物ではパネルゾーン的全コンクリート要素に正負両方向の変形によるせん断ひび割れが生じているのに対し, over モデルではひび割れの生じた要素が少なく, せん断ひび割れの発生も抑制されていることが見て取れる。これは, BRB によって層間変形が抑えられたことや, G.PL をアンカー PC 鋼棒によって柱に緊結したことが接合部の損傷を抑制したと考えられる。したがって, 本接合方法による RC 骨組への BRB の活用は層間変形を抑えるとともに柱部材および柱梁接合部の損傷制御にも効果的である。

【主応力度分布】

基本建築物と over モデルの最大応答層間変形角時(基本建築物では $R=1/175rad.$, over モデルでは $R=1/213rad.$) の最小主応力度分布を図 16 に示す。

基本建築物では, 柱・梁部材の危険断面付近および柱梁接合部の全域において大きな最小主応力度が生じている。一方, over モデルでは, BRB の影響により最小主応力度は基本建築物よりやや大きい。柱・梁部材や柱梁接合部などの最小主応力度が小さい。したがって, 主応力度分布からも BRB を組み込むことで RC 骨組の損傷が抑制されたことが分かる。

【等価粘性減衰定数】

基本建築物と over モデルに $R=1/400, 1/200, 1/150rad.$ の層間変形角において各 1 サイクルずつ与え, それぞれのモデルの $R=1/200, 1/150rad.$ サイクルにおける等価粘性減衰定数 h_{eq} を算出した。荷重-層間変形角関係を図 17 に, 等価粘性減衰定数 h_{eq} を表 5 に示す。なお, over モデルにおける荷重に関して, BRB が負担する水平力は 1 層分に変換した値としている。

図 17 より, 基本建築物, over モデルともに負担する層せん断力

図 17 荷重-層間変形角関係

表 5 等価粘性減衰定数 h_{eq}

	基本	over
1/200	0.016	0.090
1/150	0.013	0.113

はほぼ同等であるが, 履歴ループは over モデルの方が大きい。等価粘性減衰定数 h_{eq} を比較すると, 対象とした部分架構において, $R=1/200rad.$ 時には約 6 倍, $R=1/150rad.$ 時には約 9 倍の減衰効果が付加できていることが分かる。前章の地震応答解析モデルでは 6 構面のうち 2 構面の中央コア部だけに BRB を組み込んだが, 最大応答層間変形角を約 37% 低減できることが確認されている。

5. BRB 接合部設計法

5.1. コッターの設計法

筆者らは既報⁶⁾ において, コッターのせん断抵抗機構を Strut-and-Tie Model (図 18) として表現し, 既往のコッターの耐力評価式をもとに修正評価式(式(1))を提案した。

$$V_{u,mod} = \sigma_d b l \cos \theta \quad (1)$$

本式はコッターのせん断耐力を精度よく評価できるが, 実際の構造物に適用し, 地震後の建築物継続使用および BRB 付け替えを考慮すると, コッターを継続使用できる程度の損傷に留める設計とする必要がある。そこで本章では前章で作成した有限要素解析モデルのコッター部に片振りの繰り返し力を与え, コッターの損傷状態を把握し, 設計方法を検討する。

【コッターの詳細およびパラメータ】

前章に示した over モデルの 23 層のコッター詳細を図 19 に示す。

図 18 コッターの耐力機構⁶⁾

図 19 コッター詳細 (単位[mm])

表 6 コッターの解析パラメータ

	OC	CC	SC
$b \times h$ [mm]	880×810		
L [mm]	150	150	150
F_c [N/mm ²]	36	48	36
コッター筋	D25		
$V_{u,cal}$ ⁶⁾ [kN]	5234	6168	4758

(※コッター筋鋼種は SD295A, 本数・ピッチは 4×8 列 @100mm)

本コッターは既報⁷⁾の部分架構実験に用いた試験体を基に寸法を設定し、上下層BRBの降伏耐力(2000kN×2本)の鉛直成分($\sin 50.9^\circ$)に相当する力(3104kN)に耐えるように式(1)を用いて配筋を決定した。本モデルを基準(以下、OC)とし、コンクリート強度、コッター筋量、荷重履歴をパラメータとしたパラメトリックスタディを行った。基準のOCに対してコンクリート強度を大きくしたモデル(以下、CC)、コッター筋量を減らしたモデル(以下、SC)である。パラメーター一覧を表6に示す。筆者らが提案した式(1)を用いて評価したコッターのせん断耐力 V_{u_cal} も併せて示している。

【載荷】

載荷は、それぞれのモデルで、式(1)によるコッターのせん断耐力評価値 V_{u_cal} の0.50倍、または0.67倍、または0.80倍の荷重において、片振りで繰り返し2サイクル与え、その後プッシュオーバーを行った。

図20 コッターの荷重-変位関係

図21 コッター筋の荷重-ひずみ関係

【片振り繰り返し載荷に対するコッターの応答性状】

OCモデルとCCモデルのコッターの荷重-変位関係を図20に、OCモデルとSCモデルの加力点最近傍のコッター筋の荷重-ひずみ度関係を図21に示す。また、OCモデルに $0.67V_{u_cal}$ で繰り返し2サイクル与え、その後のプッシュオーバーサイクル中の $0.50V_{u_cal}$ 時、 $0.67V_{u_cal}$ 時、および最大荷重時のコッター部コンクリートにおける最小主応力度分布を図22に示す。

解析におけるコッターのせん断耐力 V_{u_ana} は、OCモデルは4668kN、CCモデルは5658kN、SCモデルは4627kNとなり、式(1)による評価値 V_{u_cal} よりやや低い値となったが概ね良好に評価できている。なお、 V_{u_ana} は荷重履歴によって異なっており、小さい方をせん断耐力とした。繰り返し載荷による剛性低下に着目すると、いずれのモデルにおいても処女載荷時にはひび割れ発生により剛性が低下する。2サイクル目以降は、 $0.50V_{u_cal}$ または $0.67V_{u_cal}$ で繰り返し力を与えた間はほぼ弾性的な挙動であった。 $0.80V_{u_cal}$ の繰り返し力を与えた場合はコンクリートの損傷が大きくなり、コッターが破壊した。

図21から、コッター筋については $0.50V_{u_cal}$ での繰り返し載荷ではいずれのモデルもほぼ弾性的な挙動を示している。 $0.67V_{u_cal}$ での繰り返し力を与えた場合は処女載荷時にひずみ度が少し増大し、2サイクル目以降はやや剛性が低下していることが見て取れる。

コッター部コンクリートにおける最小主応力度に着目すると、最大荷重時にはコンクリート強度の 36N/mm^2 を超えており、コンクリートの圧壊でコッターの最大耐力が決まったと考えられる。また、 $0.67V_{u_cal}$ 時の最小主応力度は 31.7N/mm^2 とコンクリート強度の約9割にあたる最小主応力度が生じている。一方、 $0.50V_{u_cal}$ 時の最小主応力度は 23.4N/mm^2 とコンクリート強度の2/3以下に抑えられていることが分かる。

以上のことから、 $0.50V_{u_cal}$ での繰り返し載荷時にはコンクリートがひび割れた後もコッターは弾性的な挙動であり、継続使用が可能であると考えられる。したがって、コッターの設計においては、コンクリートのひび割れは許容することとし、式(1)から得られるせん断耐力 V_{u_cal} に安全係数として0.5を考慮して設計する。なお、ここでは、アンカーPC鋼棒で締め付けていることによってG.PLと柱間に作用する摩擦抵抗寄与分は考慮せずに設計する⁷⁾。

最小主応力度
:-23.4N/mm²

最小主応力度
:-31.7N/mm²

最小主応力度
:-41.8N/mm²

(a) $0.50V_{u_cal}$ 時

(b) $0.67V_{u_cal}$ 時

(c) 最大荷重時

図22 コッター部コンクリートの最小主応力度分布(線長7倍)

表7 BRB 接合部の接合部係数 β ¹⁸⁾

心材鋼種	G.PL鋼種			
	SN400B	SN490B	SS400	SM490
LY100	2.55	2.70	2.90	2.95
LY225	1.25	1.30	1.45	1.45
SN400B	1.50	1.60	1.70	1.75
SN490B	1.30	1.35	1.50	1.50

【コッターの設計式の提案】

前述した通り、コッターの設計は上下層 BRB 軸力の合計の鉛直成分が式 (1) から得られるせん断耐力 $V_{u,cal}$ に安全係数 0.5 を乗じた値以下となるように設計する。また、設計時は繰り返し加力による BRB の耐力上昇を考慮するとともに、G.PL 鋼材を弾性範囲に留める必要がある。鋼構造接合部設計指針¹⁸⁾ に従い、それらを考慮した表 7 に示す BRB 接合部の接合部係数 β も含めた設計式とする。したがって、コッターの設計式 $V_{u,design}$ は式 (2) とする。

$$V_{u,design} = 0.5\sigma_d b l \cos \theta > \beta (P_{BRB,y,up} + P_{BRB,y,low}) \sin \alpha \quad (2)$$

ここで $P_{BRB,y,up}$: 上層 BRB の降伏耐力, $P_{BRB,y,low}$: 下層 BRB の降伏耐力, α : BRB 取り付け角度である。

5.2. アンカー PC 鋼棒の設計法

筆者らはこれまでに、低層 (3 層) および中層 (12 層) の RC 骨組に BRB を取り付けした場合の地震応答解析を行った^{19), 20)}。これらの結果、動的挙動時には BRB 軸力の正負が入れ替わる際に、BRB 接合部に約 1 本分の BRB 降伏耐力に相当する引張力が生じることが分かっている。静的な釣り合いを考慮しても、上下層 BRB の降伏耐力が切り替わる中間層や BRB 最上層では、BRB 接合部に降伏耐力の差分による水平成分が作用する。

図 23 上下層 BRB の応答軸力, BRB 接合部に作用する水平力

図 24 要素実験セットアップ

表 8 要素実験試験体諸元

試験体	アンカー	F_y / F_u [kN]	ボルト初期導入張力
梁せい小	アンカーボルト (M16)	54 / -	30[kN] × 4本 = 120[kN]
梁せい大	SNR490B		
コッター弱	PC 鋼棒 (φ13) C種1号	144 / 164	60[kN] × 4本 = 240[kN]
アンカー PC			

(F_y : ボルトの降伏耐力, F_u : ボルトの破断耐力)

【超高層 RC 建築物における BRB 接合部に作用する水平力】

3 章で解析した over モデルの 23 層における上下層 BRB の告示波 (乱数) (PGV=75cm/s) に対する応答軸力, およびその差分を図 23 に示す。上下層 BRB 軸力の差分が最も大きくなった $t=30 \sim 40$ s 時を示している。

図 23 から、最大で 700kN 程度の水平力が BRB 接合部に作用していることが分かる。over モデルの BRB 降伏耐力の切り替わる層では、さらに 1000kN 程度の引張力が加わることも想定される。既報^{19), 20)} で詳細に検討した結果も含め、上下層に取り付ける BRB の約 1 本分の降伏耐力の水平成分に相当する力をアンカー PC 鋼棒に導入することで、BRB 接合部に作用する水平力に対応できる。

【アンカー PC 鋼棒の引張性状に関する要素実験】

アンカー PC 鋼棒の引張性状を確認する目的で、既報⁶⁾ の部分架構実験試験体を用いて、G.PL を介したアンカー PC 鋼棒の引張実験を行った。

セットアップを図 24 に、試験体諸元を表 8 に示す。変位は、柱と G.PL の相対変位 (合計 6 箇所) を計測し、平均値を G.PL の浮き上がり $\delta_{G,PL}$ とした。载荷は左右 2 台のジャッキによって鉛直上向きに加力し、上部の加力治具を介して、G.PL に引張力を作用させた。

G.PL の荷重-浮き上がり関係を図 25 に示す。縦軸に G.PL の引張力、横軸に G.PL の浮き上りを示す。いずれの試験体においてもアンカー PC 鋼棒 (もしくはボルト) は初期導入張力に達するまで浮き上がりはほとんど生じず、初期導入張力を超えると、G.PL の浮き上がりが顕著になった。その後、アンカーボルトではボルトが降伏し、伸びが増加し、ひずみ硬化し始めたため実験を終了した。アンカー PC 鋼棒では、PC 鋼棒が降伏して伸びが 2% 程度の時点で PC 鋼棒のネジ部が破断した。

【アンカー PC 鋼棒の導入張力の決定方法】

既報^{19), 20)} および本論文における検討結果から、BRB 接合部に作用する水平力は最大でも、上下層に組み込んだ BRB の降伏耐力の大きい方に対する水平成分程度と考えておけばよい。既報⁷⁾ で行った BRB を組み込んだ RC 部分架構の実験では、BRB 接合部に生じる引張力には、アンカー PC 鋼棒を締め付けておくことで抵抗できることを確認している。また、前節に示した要素実験からも、提案した BRB 接合部の水平耐力はアンカー PC 鋼棒の降伏によって決定され、アンカー PC 鋼棒に導入した力に到達するまでは、柱と G.PL の離間はほとんど生じないと言える。したがって、PC 鋼棒の導入張力 $P_{anchor,design}$ は式 (3) によって決定する。ここでも、コッターの設計式と同様、表 7 に示す BRB 接合部の接合部係数 β を考慮したものとする。

図 25 G. PL の荷重-浮き上がり関係

$$P_{\text{anchor_design}} > \beta \cdot \max(P_{\text{BRB_y_up}}, P_{\text{BRB_y_low}}) \cdot \cos \alpha \quad (3)$$

なお、本研究で提案した BRB 設置方法を用いて RC 梁を省略しても、現実的には軽微な鉄骨梁（スラブ受け）を設置することになると考えられる。既報⁷⁾の実験では、軽微な鉄骨梁を設置することでも引張力への抵抗に寄与することが分かっているが、この抵抗寄与分は考慮せずに設計することで BRB 接合部の安全性を確保することができる。

6. 結

本論文では BRB を組み込んだ超高層 RC 建築物の地震応答解析を行った。また、既報⁷⁾で作成した有限要素解析モデルを用いて制振効果を検討した。さらに BRB 接合部の具体的な設計法を提案した。本論文で得られた結論を以下にまとめる。

- 1) 本論文で計画した 2 層をまたぐ形で BRB を設置した over モデルは、各層に BRB を設置した each モデルに比較して、BRB の設置数を減らし、かつコア部周囲の RC 梁を省略したが、ほぼ同等の応答層間変形角低減効果が確保された。したがって、本架構計画はより合理的な BRB 設置形式であると言える。
- 2) 地震応答解析結果における梁の履歴挙動より、基本建築物と each モデルでは梁主筋が降伏したが、over モデルでは弾性範囲であった。塑性率で比較すると、over モデルでは基本建築物に比べて 42% の変形低減効果があり、each モデルと比較しても 17% 変形が低減できた。したがって、BRB を組み込むことで RC 骨組の変形が低減できることが分かった。また、BRB の履歴挙動より、2 層をまたぐように BRB を設置することで、BRB の変形を増大させ、上層部においても BRB を有効に機能させられることが分かった。
- 3) 有限要素解析結果より、筆者らが提案したコッターとアンカー PC 鋼棒を用いた BRB 接合方法、および over モデルの設置計画を用いた RC 骨組への BRB の活用は、RC 建築物の層間変形を抑えるとともに柱・梁部材および柱梁接合部の損傷制御にも効果的である。等価粘性減衰定数 h_{eq} を比較すると、対象とした部分架構において、over モデルでは基本建築物よりも $R=1/200\text{rad}$ 時に約 6 倍、 $R=1/150\text{rad}$ 時に約 9 倍の減衰効果が付加できた。地震応答解析モデルでは 6 構面のうち 2 構面の中央コア部のみに BRB を組み込んだが、最大層間変形角を約 37% 低減できた。
- 4) 筆者らがこれまでに提案してきたコッターとアンカー PC 鋼棒を用いた BRB 接合部に関して、解析および要素実験を行い、具体的な設計法を示した。

謝辞

本研究は、株式会社熊谷組構造設計部増子寛部長、および構造設計部の皆様から設計上・施工上の観点からの貴重なご意見を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 中山健志, 橋本真一: 着工統計資料からみた超高層建築物の供給実態と市場に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 F-1 分冊, pp.1405-1406, 2011.8
- 2) 宮下真一, 公塚正行: 超高層 RC 造骨組における柱の変動軸力を考慮した弾塑性解析 その 1 静的弾塑性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C 分冊, pp.763-764, 1990.10
- 3) 公塚正行, 宮下真一, 土生川恵洋, 山本俊彦, 大滝健: 超高層 RC 造骨組における柱の変動軸力を考慮した弾塑性解析 その 2 構造実験との対応, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C 分冊, pp.913-914, 1991.9
- 4) 丸田誠, 木村暁子: 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.283-288, 2002.7
- 5) 西村勝尚, 福本義之, 和田裕介: 連結制振構造を適用した超高層 RC 造建築物の制振効果, 日本建築学会技術報告集, 第 14 巻, 第 28 号, pp.417-422, 2008.10
- 6) 毎田悠承, 吉敷祥一, 野々山昌峰, 曲哲, 前川利雄, 濱田真, 坂田弘安, 和田章: 座屈拘束筋違を取り付けるための接合部を有する部分架構の実験 - 鉄筋コンクリート骨組への座屈拘束筋違の活用に関する研究 その 1 -, 日本建築学会構造系論文集, 第 681 号, pp.1737-1746, 2012.11
- 7) 毎田悠承, 吉敷祥一, 曲哲, 前川利雄, 濱田真, 坂田弘安, 和田章: 座屈拘束筋違を組み込んだ鉄筋コンクリート部分架構の力学挙動 - 鉄筋コンクリート骨組への座屈拘束筋違の活用に関する研究 その 2 -, 日本建築学会構造系論文集, 第 699 号, pp.603-612, 2014.5
- 8) 出水俊彦, 齊藤大樹, 福山洋, 森田高市, 向井智久, 濱田真, 菊田繁美, 金川基, 葉研地彰, 佐々木仁: 長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能 その 1 地震応答性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 分冊, pp.499-500, 2009.8
- 9) MIDAS Information Technology Co., LTD.: MIDAS Gen Ver. 830, 2014.7
- 10) 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FINAL/V11 HELP, 2011.7
- 11) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No.87, Vol.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 12) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp.163-170, 1995.8
- 13) Hikaru Nakamura and Takeshi Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 14) Kupfer H.B. and Gerstle K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 99, No. EM4, pp.853-866, 1973.8
- 15) 長沼一洋: 平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 その 1, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 421 号, pp.39-48, 1991.3
- 16) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010, 2010.6
- 17) Ciampi, V., Eligehausen, R., Bertero, V. and Popov, E.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, 1982.11
- 18) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2001.11
- 19) 曲哲, 毎田悠承, 野々山昌峰, 吉敷祥一, 前川利雄, 仲宗根淳, 坂田弘安, 和田章: 鉄筋コンクリート骨組への座屈拘束筋違の活用に関する研究 その 5 地震応答解析による基礎検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 分冊, pp.675-676, 2011.8
- 20) Zhe Qu, Yusuke Maida, Shoichi Kishiki, Hiroyasu Sakata, Akira Wada, Toshio Maegawa and Makoto Hamada: Numerical Assessment of Seismic Performance of Continuously Buckling Restrained Braced RC Frames, Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering, in USB memory, 2012.9

SEISMIC RESPONSE CONTROL OF SUPER HIGH-RISE RC BUILDINGS UTILIZING BUCKLING RESTRAINED BRACES AND THE DESIGN OF BRACE CONNECTIONS

– Applications of buckling restrained braces in reinforced concrete frames Part 3 –

*Yusuke MAIDA^{*1}, Toshio MAEGAWA^{*2}, Toshihiko DEMIZU^{*3},
Makoto HAMADA^{*4}, Zhe QU^{*5}, Shoichi KISHIKI^{*6},
Hiroyasu SAKATA^{*7} and Akira WADA^{*8}*

^{*1} Assistant Prof., Dept. of Architecture, Chiba University, Dr. Eng.

^{*2} General Manager, Architectural Structure Research Group, Technical Research & Development Institute, KUMAGAI GUMI Co., Ltd., M. Eng.

^{*3} Principal Researcher, Technical Research Institute, Satokogyo Co., Ltd., M. Eng.

^{*4} Deputy General Manager, Technical Research & Development Institute, KUMAGAI GUMI Co., Ltd., M. Eng.

^{*5} Associate Researcher, Institute of Engineering Mechanics, CEA, Ph. D.

^{*6} Associate Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Tech, Dr. Eng.

^{*7} Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Tech, Dr. Eng.

^{*8} Prof., Emeritus, Tokyo Tech, Dr. Eng.

Buckling restrained braces (BRBs) have been widely used as energy-dissipating devices to retrofit existing reinforced concrete (RC) frames in Japan. Some effort has also been devoted to applications of BRBs in newly-built RC moment-resisting frames, where efficient and reliable connections between the BRBs and the concrete components become an important issue. Insufficient connection may deform excessively during major earthquakes so as to impair the efficiency of BRBs to dissipate earthquake energy. Poorly-detailed connections may also subject the surrounding concrete components to complicated tensile and shear forces and degrade their seismic performance.

Accordingly, the authors suggested a continuously buckling restrained braced frame (CBRBF) system in which the BRBs are arranged in the form of a Warren truss. The BRBs in the adjacent stories share the same gusset plate, which is fastened to the concrete beam-to-column joint by prestressing bolts and is kept by a pair of RC corbels that project from the column surface. In such a manner, the prestressing bolts are mainly responsible to resist the horizontal force while the RC corbels the vertical one. The corresponding BRB connection details in the CBRBF system have been confirmed effective through cyclic loading test and FE analysis of RC subassemblies with BRBs. However, the subassembly tests and corresponding analysis did not provide insight into the dynamic behavior of the whole building.

In this paper, the seismic response control of BRBs in super high-rise RC buildings subjected to earthquake ground motions is investigated by nonlinear time history analysis. The analysis model is a 36 stories super high-rise RC building. A bare frame structure is used as a reference model. The parameter of the analysis was the configuration of the BRBs. Two kinds of seismic response controlled building models were examined. In one model, the RC frame was braced by BRBs in each story (each model) and in the other one, each BRB spanned over two stories (over model). The RC beams in the braced span of the over model were abandoned. By comparing the maximum story drift ratio of the reference model with the braced ones, the seismic response control was confirmed for both the each model and the over model. In addition, the over model exhibited almost the same seismic response control as compared to the each model, although the number of BRBs was significantly reduced and the RC beams in the braced span were abandoned. In addition, the seismic response control of BRBs in RC buildings is investigated by FE analysis. Finally, test and analysis were carried out about BRB connection using corbel and the anchor PC rod which the author suggested. According to the results of the test and analysis, the design of brace connections was suggested.

(2014 年 11 月 10 日原稿受理, 2014 年 12 月 24 日採用決定)