# 論文 並列連層壁間に制振ブレースを配置した超高層 RC 造壁フレーム構造 の地震応答

タンマ アディチャ<sup>\*1</sup>・李 恵蘭<sup>\*2</sup>・毎田 悠承<sup>\*3</sup>・和泉 信之<sup>\*4</sup>

要旨:超高層 RC 造建物の壁フレーム構造では,地震時の応答低減にはコア壁を並列連層壁として壁間に制振部材を配置する構造が有用と考えられ,これまで境界梁に鋼材ダンパーを用いた制振梁の研究を実施してきた。本研究では,並列連層壁間に制振ブレースを組込んだ 36 階建 RC 造壁フレーム構造を対象とし,時刻歴地震応答解析を実施して,制振ブレースによる地震時の応答低減効果を評価する。制振ブレースには座屈拘束ブレースとオイルダンパーブレースを用いる。その際,一体のコア壁,境界梁なし,制振梁の形式による地震応答との比較を行い,制振ブレースの応答低減効果を考察する。

キーワード: 超高層 RC 造建築物, 壁フレーム構造, 制振部材, 座屈拘束ブレース, 地震応答解析

# 1. はじめに

日本の超高層鉄筋コンクリート造(以下, RC 造)建 物の骨組形式には、地上階には耐震壁を用いないフレー ム構造のほか、建物中央部にコア壁を配置する壁フレー ム構造がある。壁フレーム構造には、地震時に連層壁が 建物の心棒として働き、特定層の層間変形角の増大を抑 制して層崩壊を防止する効果がある。そのため、壁フレ ーム構造の計画では、コア壁の剛性・耐力に期待する耐 震構造のほかに、コア壁の変形特性を利用して制振ダン パーを設置する制振構造とすることが有用である。

また、大地震時に下層階のコア壁の端部には脚部の曲 げと変動軸力により高軸力が生じるため、コンクリート の圧壊や主筋の座屈を防止することが設計上の課題で ある。そのため、実構造物の構造設計ではコア壁に高強 度コンクリートや鉄筋を用いるとともに、コア壁コンク リートを十分に横拘束している。

制振構造の構造計画では、コア壁を並列連層壁として 壁間に制振部材を配置する構造が考えられる。コア壁の 変形特性として、並列連層壁の境界効果による梁曲げ変 形の増大に着目し、壁間の境界梁に制振梁を用いる形式 (以下、制振梁)がある。著者らは、これまで梁端部を RC造、中央部を低降伏点鋼ダンパーとする RC・S 複合 梁を境界梁に用いた制振梁について研究してきた<sup>1,2)</sup>。

また、コア壁の変形特性として、並列連層壁の曲げ変 形に着目し、壁間に制振ブレースを利用する形式(以下、 制振ブレース)が考えられる。制振ブレースには、履歴 系ダンパーとして座屈拘束ブレース(Buckling Restrained Brace,以下, BRB)、粘性系ダンパーとしてオイルダンパ ーブレース(以下, ODB)を用いる。 BRB や ODB の超高層 RC 造フレーム構造への適用に ついては,著者らの研究<sup>例えば 3)</sup>のほか多くの研究が実施 されているが,壁フレーム構造への適用については研究 がほとんど実施されておらず,その制振効果は解明され ていない。

本研究では、並列連層壁間に制振ブレースを配置した 36 階建超高層 RC 造壁フレーム構造(図-1)を対象に 時刻歴地震応答解析を実施し、制振ブレースによる地震 応答の低減効果を評価する。制振ブレースとしては BRB あるいは ODB を用いる。また、制振ブレースの地震応 答について、並列連層壁ではなく一体としたコア壁、境 界梁がない並列連層壁、制振梁を有する並列連層壁とし た骨組の地震応答と比較することにより、制振ブレース の応答低減効果を考察する。



*1	千葉大学大学院	工学研究科	建築・都市科学専攻 博士	:前期課程 (	学生会員)
*2	千葉大学 工学音	『建築学科			
*3	千葉大学大学院	工学研究科	建築・都市科学専攻助教	博(工)	(正会員)
*4	千葉大学大学院	工学研究科	建築・都市科学専攻教授	博(工)	(正会員)

#### 2. 解析計画

# 2.1 解析対象建物

解析対象とする骨組は、建物平面の中央部にコア壁を 有する 36 階建住宅棟の RC 造壁フレーム構造とする。コ ア壁は4枚のL形の並列連層壁から形成されている。解 析方向はX方向として並列連層壁間の制振部材は解析ケ ースにより適宜設定する。一方、Y方向のコア壁間の制 振部材は、これまで研究してきた RC・S 複合梁を境界梁 に用いた制振梁<sup>2)</sup>とする。解析対象建物の略伏図を図-2 に、代表的な部材断面を表-1 に示す。なお、骨組の崩 壊機構は曲げ降伏先行型の全体降伏機構とする。

# 2.2 解析方法

本解析では、入力地震動の強さを連続的に増大した非 線形時刻歴応答解析を実施する。骨組モデルは部材を線 材置換したフレームを剛床仮定により組み立てた立体フ レームモデルである。柱及び大梁のスケルトンカーブは 曲げひび割れ点及び曲げ降伏点を折れ点としたトリリニ ア型とし、曲げ降伏時の剛性低下率は菅野式<sup>4)</sup>を用いて 算出する。履歴特性は TAKEDA モデル<sup>5)</sup>とし、除下時剛 性低下指数は柱が 0.4、梁が 0.5 とする。耐震壁 (**表**-2) は平面保持を仮定した Fiber モデルに置換したモデル<sup>6)</sup> とし、かぶり及びコア部分に使用したコンクリートの σ-ε 関係は曲線剛性低減型<sup>7)</sup>とする。せん断の履歴特性は原 点指向型、せん断終局強度は荒川 mean 式<sup>4)</sup>により算出す る。内部粘性減衰は瞬間剛性比例型(h1=0.03) とする。

# 2.3 検討用地震動

位相特性の違いが応答に及ぼす影響を検証するため, 検討用地震動は建築基準法告示による第2種地盤の模擬 地震動2波(告示波, CODE-BCJ及び CODE-HAC)とし,告示波のレベルはレベル2相当(表-3,図-3)と する。入力地震動はレベル2相当の最大速度を0.1倍から1.6倍まで0.1刻みで連続的に増大させて設定する。

#### 2.4 解析ケース

X 方向のコア壁には, BRB や ODB の制振ブレースを 有する並列連層壁とするほかに,並列連層壁ではなく一 体としたコア壁,境界梁がない並列連層壁,制振梁を有 する並列連層壁とする解析ケースを設定する。各ケース の弾性1次固有周期を**表-4**に示す。

#### (1) ケース RCS

ケース RCS は、制振部材に低降伏点鋼ダンパーによる 制振梁を用いるケースである(図-4(a))。制振梁は6 階から36階に設置する(表-5)。なお、レベル2相当地 震動時の中間階における壁の水平力分担割合は60%~ 70%程度である。また、制振梁の部材モデルではRC部 を曲げバネ、低降伏点鋼ダンパーをせん断バネで置換す る(図-5(a))。低降伏点鋼ダンパーのせん断の復元力特 性は歪硬化型トリリニアモデルとする。歪硬化型トリリ



階	項目	C1	C2	C3	大梁
36	断面	800×800	900×800	900×900	680x750
(Eo30)	配筋	D29(20本)	D29(20本)	HD41(16本)	HD29(12本)
(1 000)	せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
24.25	断面	800×800	900×800	900×900	740x750
(Ee20)	配筋	D32(20本)	D32(20本)	HD41(16本)	HD32(12本)
(FC30)	せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
21~22	断面	800×800	900×800	900×900	800x750
(Eo30)	配筋	D35(20本)	D35(20本)	HD41(16本)	HD35(12本)
(1 030)	せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
20.20	断面	850×850	900×850	900×900	800×750
(Eo36)	配筋	D38(20本)	D38(20本)	HD41(16本)	HD38(12本)
(1 000)	せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
24~28	断面	850×850	900×850	900×900	800×750
(Eo12)	配筋	HD38(20本)	HD38(20本)	HD41(16本)	HD38(12本)
(1 042)	せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
17~22	断面	850×850	900×850	900×900	800x750
(E-40)	配筋	HD38(20本)	HD38(20本)	HD41(16本)	HD38(12本)
(FC40)	せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
15.16	断面	900×900	900×900	900×900	800×750
(E. 19)	配筋	HD38(20本)	HD38(20本)	HD41(16本)	HD38(12本)
(FC40)	せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
1~14	断面	900×900	900×900	900×900	800x750
(E_60)	配筋	HD41(20本)	HD41(20本)	HD41(20本)	HD38(12本)
(1000)	せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D16@150

注) 階の()内はコンクリート設計基準強度を示す。配筋の()内は主筋 本数を示す(梁は上,下とも同数)。また,DOは SD390,HDOは SD490 を示す。柱のせん断補強筋は USD685 を使用する。

表-2 耐震壁断面詳細一覧

階		B1~1 2~24		25~36	
	壁厚	900 mm	900 mm	900 mm	
耐震壁	縦筋	HD41(3列)@200	HD38(2列)@200	D35(2列)@200	
	横筋	D29(2列)@150	D29(2列)@150	D29(2列)@150	

注) DOは SD390, HDOは SD490 を示す。

#### 表-3 検討用地震動

	10.11							
	レベル2の	地震動	継続時間 (s)	注) 位相には CODE-BCJ は E				
波形名称	最大加速度	最大速度		本建築センターBCJ-I2波				
	(cm/s <sup>2</sup> )	(cm/s)	(6)					
CODE-BCJ	330	54 120		CODE-HAC は八戸波 NS を用				
CODE-HAC	394	66	80	いる。				
400 40 (s/b) 30 40 (s/b) 30 40 (s/b) 30 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40				CODE-BCJ-L2     CODE-HAC NS     CODE-HAC NS     WAL     NOG				
	図-3 擬似応答速度スペクトル							
表4 弾性1次固有周期								

弾性周期(秒)	RCS	BRB	ODB	NOG	WAL
1次	2.748	2.650	3.483	3.484	2.526
2次	0.781	0.828	1.030	1.030	0.609
3次	0.399	0.438	0.509	0.509	0.272

ニアモデルでは,第2分岐折れ点のパラメーター(γ)は 0.013 として,第2分岐剛性倍率(α2)は0.05,第3分 岐剛性倍率(α3)は0.005とし,第3分岐折れ点のパラ メーター(β2)は2.2とする。

# (2) ケース BRB

ケース BRB では、ケース RCS における骨組の保有水 平耐力<sup>2)</sup>とほぼ同等な骨組の水平耐力を保有するように、 **表-6**に示す BRB を各層に配置する(図-4)。BRB の 復元力特性はバイリニア型とし、第 2 剛性低下率(β)は 0.005 とする(図-5(b))。

(3) ケース ODB

ケース ODB では、ケース BRB のダンパー耐力と概ね 同等の減衰力を持ち、表-7 に示す ODB を各層に配置す る(図-4)。図-5(c) に示すように、オイルダンパー は Maxwell 型モデルとする。ダッシュポットの復元力特 性は 2 線形逆行型とし、第 2 剛性低下率(β)は 0.021 とす る。スプリングは弾性とする。

(4) ケース NOG

ケース NOG では,壁間の境界梁を配置しない並列連 層壁とする (図-4)。

(5) ケース WAL

ケース WAL では, X 方向の並列連層壁間に壁を設け て一体のコア壁とする (図-4)。なお, コア壁の断面は 並列連層壁と同じ断面とする。

# 3. 骨組の地震時応答

# 3.1 ベースシア係数と層間変形角

CODE-BCJL2 波の入力倍率に対応した各ケースのベ ースシア係数と層間変形角の関係を図-6 に示す。入力 倍率 1.5 倍時において,層間変形角は制振部材を組込ん だケースでは 1/100rad.程度であるのに対して,境界梁を 設置しないケース NOG では 1/58 rad.程度であり,変形が 著しく大きい。また,X 方向の並列連層壁間に壁を設置 したケース WAL では,制振部材を組込んだケースと同 じ変形におけるベースシア係数が大きいことが分かる。

# 3.2 制振部材と最大応答値

# (1) コア壁による層間変形角の均等化

図-7(a)に CODE-BCJL2 波及び CODE-HAC 波に対す るケース NOG,ケース WAL における各層の層間変形角 を示す。境界梁がない並列連層壁のケース NOG であっ ても、ケース WAL と同様に、特定層の変形増大を抑制 しており、各階の層間変形角が均等化している。

# (2) 並列連層壁と一体連層壁の地震応答

図-7(b)に CODE-BCJL2 波及び CODE-HAC 波に対す るケース NOG,ケース WAL における層せん断力(入力 倍率 1.0)を示す。1 階の層せん断力は,連層壁を一体と したケース WAL では,両波ともケース NOG に比べて約

	表一5	ケー	-X RCS		
ダンパー部			RC部		
種別	新史 (∀^E	Rxt)	新田	主筋	あけ

ら筋

6F~36F LY225 400x400x12 900x750 8-HD38 4-D13@150

注)単位はmmであり、DOは SD390, HDOは SD490 を示す。

階

表-6 ケース BRB

化比	種別	降伏軸力	ブレース長さ	座屈拘束鋼管
PE		(kN)	(mm)	(直径mm x 厚さmm)
1F	LY225	1650	5492	267.4 × 6.0
2F~36F	LY225	1650	4386	267.4 × 6.0

表-/ ケース ODB							
階 Fmax(kN) Fr(kN) Ce(kN・s/mm) Ko(kN							
1F	2000	1631.6	71.38	287.1			
2E~36E	2000	1631.6	71.38	308.8			



図-4 解析ケースの略軸組図



(i) スケルトンカーブ (iii) 部材モデル(a) 制振梁の低降伏点鋼ダンパー



(i) スケルトンカーブ (iii) 部材モデル



2倍であり,層せん断力が非常に大きい。

# (3) 境界梁による応答低減

図-7(c)に CODE-BCJL2 波及び CODE-HAC 波に対す るケース RCS, ケース NOGにおける層間変形角を示す。 入力倍率の増加に連れ,両ケースにおける層間変形角の 差が大きくなっている。これは,入力倍率が大きいほど 並列連層壁の曲げ変形が大きくなり,制振梁が有効に働 いているためと考えられる。

# (4) 制振ブレースによる応答低減

図-7(d) CODE-BCJL2 波及び CODE-HAC 波に対する ケース RCS, ケース BRB, ケース ODB の層間変形角を 示す。入力倍率 1.0 時では, 他ケースに比べ, ケース BRB



の層間変形角は 1/165rad.以内である。また, 図-7(e), (f)にケース BRB およびケース ODB の  $\gamma$  値を示す。こ こで,  $\gamma$  値は, ケース BRB またはケース ODB における 各階の層間変形角 ( $R_{BRB}$ , $R_{ODB}$ )をケース RCS またはケ ース NOG における各階の層間変形角 ( $R_{RCS}$ , $R_{NOG}$ )で除 した値とする。図中に各ケースの  $\gamma$  値の平均値を示す。 入力倍率 1.0 において, ケース BRB はケース RCS に比 べて約 8 割, ケース NOG に比べて約 6 割まで層間変形 角が低減できている。一方, ケース ODB はケース RCS とほぼ同等の層間変形角を示していることから, 並列連 層壁間に用いる制振ブレースには BRB の方が応答低減 効果が大きいといえる。

#### 4. コア壁の地震時応力度

#### 4.1 壁脚の応力度

図-8 に1階コア壁脚の引張側主筋及び圧縮側コンク リートの応力度-ひずみ度関係を示す。図中に CODE-BCJL2 波の0.5, 1.0, 1.5 倍率時の各ケースの応答 値を表記する。引張側主筋の降伏点に対する応力度比は, 入力倍率0.5 時では最大約0.46 (ケース WAL), 1.0 時で



は最大約 0.92 (ケース WAL) である。圧縮側コンクリートの設計基準強度 Fc に対する応力度比は入力倍率 0.5 時では最大約 0.53 (ケース WAL), 1.0 時では最大約 0.82 (ケース WAL) である。ケース BRB はいずれの入力倍率においても、他のケースに比べて最も小さな応力度である。また、連層壁を一体としたケース WAL では、入力倍率 1.5 時に圧縮側コンクリートが Fc に達している。

圧縮側コンクリートの地震時変動応力度は、ケース BRB はケース WAL の 0.38 倍程度に低減されており、応 力度の抑制に効果的であることがわかる。並列連層壁間 の BRB は、制振梁に比べて並列連層壁の曲げ変形によ り生じる軸変形差を利用するため、境界梁形式に比べて 応答変形の低減効果が大きいとともに(図-7)、応力度 の抑制効果も大きい。

# 4.2 壁のせん断応力度

図-9に CODE-BCJL2 に対する並列連層壁脚の平均せん断応力度を示す。ケース BRB 及びケース ODB は,ケース RCS に比べて入力倍率 0.5 時では約 40%,入力倍



率1.0時では約33%であり、大きく低減されている。入 力倍率0.5時では、中間階において、ケースBRBの壁せ ん断応力度は、ケース ODB に比べて約45%に低減され ている。入力倍率1.0時では、両ケースにおける差はほ とんど見られない。並列連層壁間の制振ブレースは、境 界梁形式に比べて壁のせん断応力度の低減効果も大きい。

# 5. 制振ブレースの履歴挙動及びエネルギー吸収量 5.1 制振ブレースの履歴挙動

図-10 に CODE-BCJL2 波に対する,制振ブレースの 軸力を示す。1.0 倍率時では両ケースにおける制振ブレー スの軸力がほぼ同等の値である。

図-11 に CODE-BCJL2 波に対する,制振ブレースの 軸方向変位および軸方向速度を示す。入力倍率 0.5 時で は,BRB の軸変形は下層から上層まで差が小さいが,入 力地震動の倍率が増加するにつれ,上層階において変形 が大きくなる。これは,壁の曲げ変形の累積によるため と考えられる。一方,ODB の速度は入力倍率が増加す ると下層階から上層階に行く程大きくなる。なお,最上 階の応答値が大きいが,これは塔屋階に制振ブレースを 設けていない影響と考えられる。

図-12は、CODE-BCJL2波に対する応答結果において、 制振ブレースの軸力が 10,20,30F でそれぞれ最大になる 時の、全層の制振ブレースの応答軸力の高さ方向の分布 である。ケース BRB はケース ODB に比べて、いずれの 層の制振ブレースも大きな軸力が生じていることが分か る。これは、コア壁フレーム構造では耐震壁が心棒とし





て働き,壁間の変位は全層に生じるため,変位依存型の BRB が有効に働くと考えられる。また,図-13 を見る と,BRBやODBは減衰力を発揮していることがわかる。 5.2 制振ブレースのエネルギー吸収量

図-14, 15 にケース BRB, ケース ODB の累積エネル ギー吸収量の比較を示す。また, 図中にケース BRB 及 びケース ODB におけるダンパーの累積エネルギー吸収 量を点線で示す。ダンパーの累積エネルギー吸収量の全 体に占める割合は, ケース BRB では CODE-BCJL2 波が 約 57%, CODE-HAC 波が約 51%, ケース ODB では CODE-BCJL2 波が約 51%, CODE-HAC 波が約 45%であ る。両波とも、BRBの累積エネルギー吸収量が ODB に 比べて大きいことが分かる。

# 6. まとめ

本研究では、並列連層壁間に制振ブレースを配置した 36 階建 RC 造壁フレーム構造を対象として、時刻歴応答 解析を実施して、制振ブレースによる地震応答の低減効 果について考察を行った。本解析の範囲内ではあるが、 以下に示す知見が得られた。

- コア壁フレーム構造は、コア壁形式によらず特定層の地震時変形の増大を抑制する効果がある。
- (2) コア壁フレーム構造では,並列連層壁間の制振ブレ ース形式が地震応答の低減に有用といえる。
- (3)並列連層壁間の制振 BRBは、制振梁に比べ並列連層 壁の曲げ変形により生じる軸変形差を利用するため、 境界梁形式に比べて応答変形の低減効果が大きい。
- (4) 並列連層壁間の BRB は, (3)の効果とともに, 壁脚の 応力度の低減効果が大きい。
- (5) コア壁フレーム構造では、耐震壁が心棒として働き、 大地震時、並列連層壁間に変位が常に生じているため、並列連層壁間の制振ブレースには、速度依存型のODBよりも変位依存型のBRBを配置した形式が 地震応答を効率的に低減することができる。

今後,検討用地震動を増やすとともに連層壁と制振ブ レースの最適な配置を検討していく予定である。

#### 参考文献

- 竹中啓之,和泉信之:低降伏点鋼を用いた非埋め込み型 RC・S 造複合梁の耐震性能に関する実験的研究,構造工学論文集,Vol.60B, pp.81-88, 2014.3
- Tamma Aditya ほか:低降伏点鋼制振梁を用いた超高 層 RC 造壁フレーム構造の地震応答に関する研究 (その 1)境界梁の検討,日本建築学会大会学術講 演梗概集, pp.605-606, 2015.9
- 毎田悠承ほか: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,日本建築学会構造系論 文集,第710号,pp.647-657,2015.4
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算基準・同 解説,1999
- 5) T. Takeda, M. A. Sozen, N. N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, 第3回日 本地震工学シンポジウム講演集, 370pp, 1970.11
- Kang-Ning Li, "Reviewing the Multi-Spring Model and Fiber Model," The 10<sup>th</sup> Japan Earthquake Engineering Symposium, Vol.2, pp. 2369-2374,1998
- 7) 株式会社構造システム: SNAP ver.6 テクニカルマニ ュアル, pp.5-98, 2012.2