

論文 既存超高層 RC 造骨組の制振ブレース補強による被災度の軽減効果

中島 健多郎*1・毎田 悠承*2・和泉 信之*3

要旨: 超高層建築物では、長周期地震動の耐震対策として制振ダンパー補強が注目されている。本研究は、長周期地震動を受ける既存超高層 RC 造骨組を対象として、ブレース方式の制振ダンパー補強による被災度の軽減効果について考察したものである。20 階建から 40 階建までの既存超高層 RC 造フレーム構造に履歴系・粘性系の制振ブレースを配置して、地震応答解析を実施し、被災度を算定する。被災度は、既往の研究で提示した耐震性能残存率等により評価する。その結果から、骨組の耐震性能残存率や層間変形角の低減効果を検討し、制振ブレースによる被災度の軽減効果を考察する。

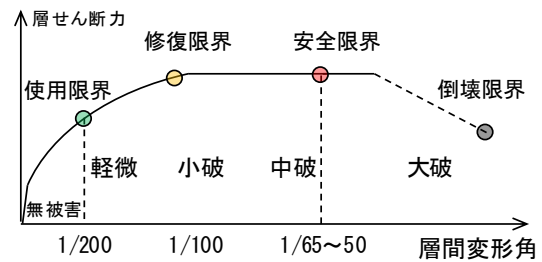
キーワード: 超高層 RC 造建築物, 耐震性能残存率, 耐震性能低減係数, 被災度, 損傷度, 制振ブレース

1. はじめに

南海トラフ沿いの巨大地震の発生が危惧され、超高層鉄筋コンクリート（以下、RC）造建築物では、長周期地震動に対する耐震性の検証が求められている（図-1）。その際、超高層建築物では、長周期地震動の耐震対策として制振ダンパー補強が注目されている。しかし、超高層 RC 造建築物に対する制振ダンパーの補強効果について被災度の観点から評価した研究は十分とは言えない。

著者らは、超高層 RC 造骨組の耐震性能評価・補強について研究している¹⁾²⁾。耐震性能評価・補強の流れを図-2に示す。「1. 保有耐震性能指標の評価」では応答層間変形角が層の限界状態に達する限界地震動から保有耐震性能指標値を算定する¹⁾。「2. 特定の地震動に対する被災度の評価」では、特定の地震動に対する最大変形から層のエネルギー量による耐震性能残存率を算定して、被災度を評価する²⁾。「3. 制振補強後の被災度の評価」では、特定の地震動に対する被災度により耐震性能が十分でないと判定した場合には、制振ダンパーを用いて骨組補強を行うことにより、被災度を再評価して耐震性能を検証する。

本研究では、既存超高層 RC 造骨組についてブレース方式の制振ダンパー（制振ブレース）補強による被災度の軽減効果を考察する。まず、制振ブレース補強前・補強後の超高層 RC 造骨組 3 棟を対象として長周期地震動 18 波を用いた地震応答解析を実施し、地震応答の軽減効果を検討する。次に、粘性系・履歴系の制振ブレースについて、制振ブレースのエネルギー吸収量と被災度の判定指標との関係について考察する。また、効率的に地震応答を低減するために、各層の耐震性能低減係数に基づく制振ブレースの配置を行い、その補強効果について検討する。これらの結果から、粘性系・履歴系の制振ブレースのエネルギー吸収量に応じた被災度の軽減効果を考察する。



※層間変形角の値は、標準的な建物の目安の値である

図-1 超高層 RC 造骨組の被災度の概念

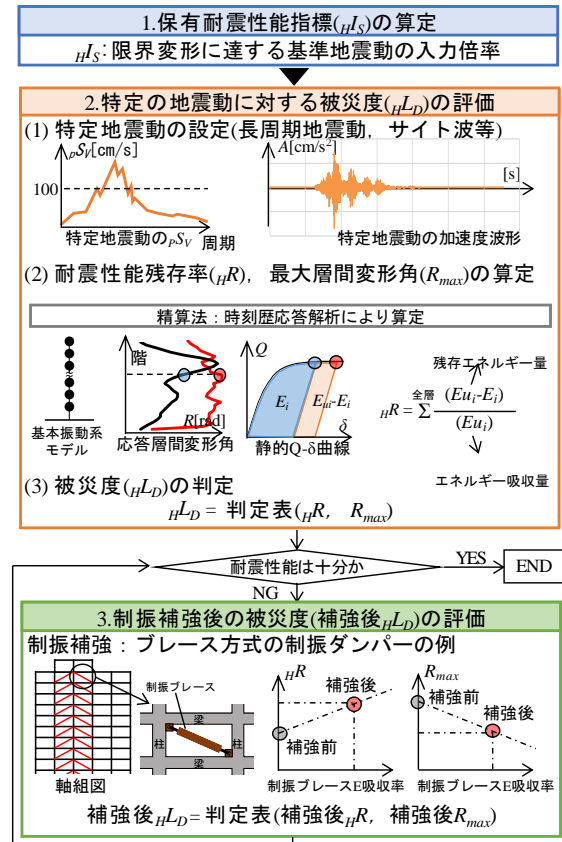


図-2 超高層 RC 造骨組の制振補強の流れ

*1 千葉大学大学院 博士前期課程

(学生会員)

*2 国立研究開発法人建築研究所 研究員 博士 (工学)

(正会員)

*3 千葉大学大学院 工学研究院 教授 博士 (工学)

(フェロー会員)

2. 超高層 RC 造骨組の耐震性能評価・補強法

2.1 層の限界変形角

本評価法¹⁾では、梁曲げ降伏型全体降伏形のラーメン構造を対象とし、梁部材の損傷度と塑性率(図-3)に基づいて使用・修復・安全の3つの限界状態について、各層の限界変形角(R_s)を算定する(図-4)。各限界変形角は静的非線形解析による梁の曲げ塑性率(DF)及び柱等価塑性率(CDF)に応じて評価する(表-1, 表-2)。梁の DF は両端の最大値とし、 CDF は対象の柱に取り付く梁の DF の平均値とする。

2.2 耐震性能残存率の評価

耐震性能残存率(${}_H R$)は、層のエネルギー量に基づき定義し、各層のエネルギー吸収能力の総和($\sum E_{ui}$)から、地震により消費した各層のエネルギーの総和($\sum E_i$)を除いた骨組全体の残存エネルギーの比率として式(1)で算定する。耐震性能低減係数(${}_H \eta_i$)は、各層で消費したエネルギー量(E_i)及び各層のエネルギー吸収能力(E_{ui})から式(2)により算定する²⁾。

$${}_H R = \left(1 - \frac{\sum E_i}{\sum E_{ui}}\right) \times 100[\%] \quad (1)$$

$${}_H \eta_i = \left(1 - \frac{E_i}{E_{ui}}\right) \times 100[\%] \quad (2)$$

層のエネルギー量は、静的非線形解析による各層の層せん断力(Q_i)と層間変形(δ_i)の Q - δ 関係と、地震応答解析による最大層間変形から算出する。 E_{ui} は原点と Q - δ 曲線上の安全限界変形($s\delta_i$)及び除荷時変形($os\delta_i$)の3点で囲まれた面積より算定する(図-5)。 E_i は原点と Q - δ 曲線上の最大層間変形($max\delta_i$)と除荷時変形($o\delta_i$)の3点で囲まれた面積より算定する(図-6)。 $s\delta_i$ 及び $max\delta_i$ に除荷時変形比率(a)を乗じて、 $os\delta_i$ 及び $o\delta_i$ を算定する。 a は地震応答解析時に最大層間変形及び除荷時変形の最大値から各層で算定する。詳しくは文献2)によらるたい。

2.3 被災度の判定指標

著者らが提示した被災度の判定に用いる指標²⁾を表-3に示す。無被害は、最大層間変形角(R_{max})と使用限界変形角(使用 R_s)を比較することで判定する。軽微~大破は耐震性能残存率(${}_H R$)を用いて判定する。さらに、大破では R_{max} と安全限界変形角(安全 R_s)の比較も行う。

2.4 補強効果の評価指標

制振ブレースによる骨組全体のエネルギー吸収量を E_D 、各層のエネルギー吸収量を E_{Di} として補強効果の評価指標を示す。エネルギー吸収率(${}_E C_D$)は、 E_D を補強前骨組の入力エネルギーで除した値として式(3)で算出する。 ${}_H R$ 増加率は、補強後 ${}_H R$ から補強前 ${}_H R$ を引いた値を100から補強前 ${}_H R$ を引いた値で除した値として式(4)で算出する。 R_{max} 低減率は、補強前 R_{max} から補強後 R_{max} を引いた値を補強前 R_{max} で除した値として式(5)で算出する。

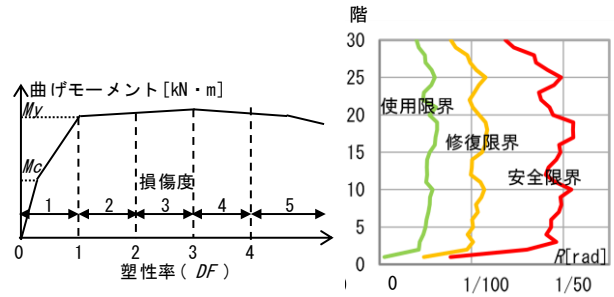


図-3 損傷度と塑性率の対応¹⁾ 図-4 限界変形角の例¹⁾

表-1 使用限界の損傷度別部材比率¹⁾

梁部材の損傷度	1	2	3	4	5
梁部材の塑性率(DF)	$0 \leq DF < 1$	$1 \leq DF < 2$	$2 \leq DF < 3$	$3 \leq DF < 4$	$4 \leq DF$
限界状態	使用限界	—	0%	0%	0%

表-2 修復・安全限界の損傷度別部材比¹⁾

柱等価損傷度	1	2	3	4	5
柱等価塑性率(CDF)	$0 \leq CDF < 1$	$1 \leq CDF < 2$	$2 \leq CDF < 3$	$3 \leq CDF < 4$	$4 \leq CDF$
限界状態	修復限界	—	20%	0%	0%
	安全限界	—	—	—	0%

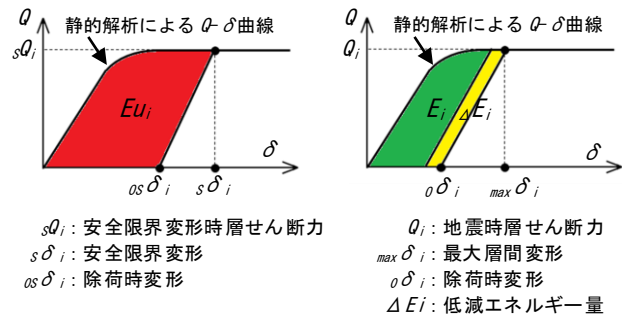


図-5 エネルギー吸収能力²⁾ 図-6 消費エネルギー²⁾

表-3 被災度の判定指標²⁾

被災度	判定		想定される損傷状況
	耐震性能残存率	最大層間変形角	
無被害	—	$R_{max} < \text{使用}R_s$	損傷度2がない
軽微	${}_H R \geq 95[\%]$	—	損傷度1,2が90[%]以上
小破	$80 \leq {}_H R < 95[\%]$	—	損傷度3が30[%]程度以下
中破	$60 \leq {}_H R < 80[\%]$	—	損傷度4が30[%]程度以下
大破	${}_H R < 60[\%]$	$\text{安全}R_s < R_{max}$	損傷度5が30[%]程度以下

$${}_E C_D = \frac{\text{制振ブレースのエネルギー吸収量} E_D}{\text{補強前入力エネルギー}} \times 100[\%] \quad (3)$$

$${}_H R \text{増加率} = \frac{\text{補強後} {}_H R - \text{補強前} {}_H R}{100 - \text{補強前} {}_H R} \times 100[\%] \quad (4)$$

$$R_{max} \text{低減率} = \frac{\text{補強前} R_{max} - \text{補強後} R_{max}}{\text{補強前} R_{max}} \times 100[\%] \quad (5)$$

3. 解析計画

3.1 骨組モデル

著者らは、1971年から2000年以降までを3つの設計年代に分類し、各構造特性を模擬する骨組モデルを作成した。本研究では、対象モデルは第3年代20階、30階、40階の3棟とする(図-7、表-4)。制振ブレースには粘性系ダンパー(オイルダンパーブレース, ODB)と履歴系ダンパー(座屈拘束ブレース, BRB)を用いる。まず、各層ごとに同数の制振ブレースを外周部分に配置し、その台数を2台、4台、6台、8台とした4ケースを設定する。まず、制振補強の基礎的な効果を検討するため、各層同数の制振ブレースを配置した場合(同数配置)の補強量による応答の違いを検討する。なお、モデルの名称は、モデル名の後に制振ブレースの種類と台数を記したものとする。粘性系ダンパーを2台設置した場合はODB2、履歴系ダンパーを2台設置した場合はBRB2と呼称する。次に、各層の耐震性能低減係数を基にして制振ブレースの配置数を層ごとに変更(異数配置)し、同数配置との制振ブレースのエネルギー吸収量の差を検討する。各層同数の制振部材を配置した場合の配置位置を図-8に、制振部材の特性を図-9に示す。なお、粘性系ダンパーのリリーフ荷重は400kN、履歴系ダンパーの降伏軸力は500kNとする。

表-4 骨組モデルの諸元

設計年代	第3年代(2000年~)		
モデル名・方向	3G20X	3G30X	3G40X
建築物高さ(m)	63.6	94.6	125.6
階数	20	30	40
基準階階高(m)	3.1	3.1	3.1
柱芯面積(m ²)	585	936	1170
柱支配面積(m ²)	39.0	39.0	39.0
スパン長(m)	6	6	6
スパン数	5	6	6
塔状比	2.12	2.63	3.49
F_c (N/mm ²)	42	54	70
主筋強度(N/mm ²)	490	490	490
平均重量(kN/m ²)	15.4	14.3	13.4
Tl (sec)	1.29	1.94	2.48
ζ_{CB}	0.132	0.088	0.068

表-5 検討用地震動の諸元

名称	最大速度		最大加速度		名称	最大速度		最大加速度	
	[cm/s]	[cm/s ²]	[cm/s]	[cm/s ²]		[cm/s]	[cm/s ²]	[cm/s]	[cm/s ²]
CH1 No.0	59	265	OS1 No.0	46	263				
CH1 No.1	60	551	OS1 No.1	51	303				
CH1 No.2	78	429	OS1 No.2	69	213				
CH2 No.0	40	292	OS2 No.0	36	250				
CH2 No.1	49	494	OS2 No.1	38	398				
CH2 No.2	67	410	OS2 No.2	51	405				
CH3 No.0	31	267	OS3 No.0	29	293				
CH3 No.1	40	485	OS3 No.1	35	460				
CH3 No.2	48	407	OS3 No.2	45	383				

継続時間: 685[s]

例「CH1 No.0」波: 波名+地盤名

3.2 解析方法

骨組モデルの解析には立体フレームモデルを用い、剛床仮定により各層の水平変位を等値する。なお、基礎はピン支持とする。梁は曲げ・せん断変形を、柱は曲げ・せん断・軸変形を考慮する。柱では平面保持の仮定によるファイバーモデルを適用する。ファイバーモデルにおけるコンクリートの応力-ひずみ関係は、NewRCモデル³⁾とする。また、鉄筋の応力-ひずみ関係は標準バイリニア型³⁾とする。柱・梁では、曲げひび割れ及び曲げ降伏を考慮する。また、柱梁接合部は仕口パネルによるせん断変形を考慮する。なお、柱及び梁、柱梁接合部のせん断変形は弾性とする。梁の曲げに対する復元力特性にはTakedaモデルを用いる。また、柱の曲げに対する復元力特性にはファイバーモデルを用いる。また、内部粘性減衰は瞬間剛性比例型減衰とし、1次減衰係数は3%とする。

検討用地震動には、南海トラフ地震における中京圏・大阪圏の実在建設場所の地盤を考慮した模擬地震動6波(CH1波、CH2波、CH3波、OS1波、OS2波、OS3波)を用いる(図-10、表-5)。また、各地震動ごとに工学的基礎波(No.0)と2種地盤相当の表層地盤を設定し増幅させた基礎底波(No.1、No.2)を用いる⁴⁾。

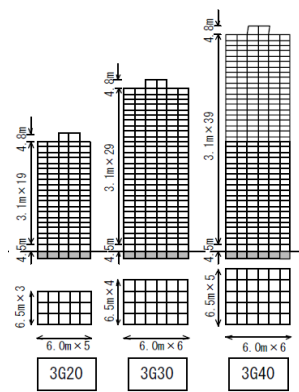


図-7 略軸組図・略伏図

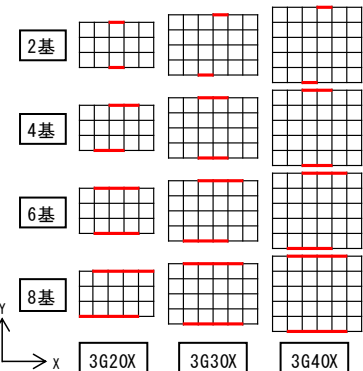


図-8 制振部材の平面位置

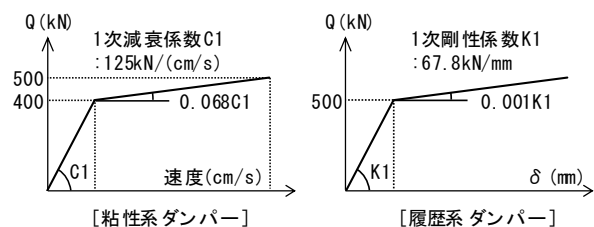


図-9 制振ダンパーの減衰特性

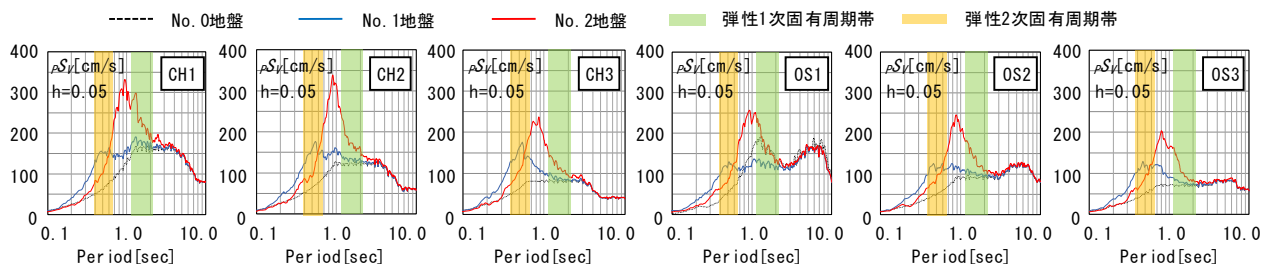


図-10 検討用地震動の擬似速度応答スペクトル

4. 制振ブレースと被災度の判定指標

4.1 制振ブレースの減衰力と層間変形角

図-11 に 3G30X を対象に補強前と補強後（制振ブレースを各層に 2~8 台の同数配置）について最大応答層間変形角 (R_{max}) の高さ方向分布を比較して示す。各階の制振ブレース配置数が増加するに伴い、 R_{max} は減少しており、ODB では R_{max} が減少する傾向がわかりやすい。

4.2 制振ブレースによるエネルギー吸収量の推移

ODB・BRB を各層同数配置した 3G30X の CH1 No.1 波に対する各層のエネルギー吸収量 (E_{Di}) の推移を図-12 に示す。 E_{Di} を比較すると、BRB は ODB に比べ 50~70% 程度である。また、骨組全体のエネルギー吸収量 (E_D) を比較すると、BRB の E_D は ODB に比べ 50~60% 程度である。層間変形角の比較的小さい上層階では、BRB の E_{Di} は ODB の 20% 程度であるため、BRB の E_{Di} は ODB と比べて小さい。なお、ブレースに作用する最大軸力は ODB では 430kN、BRB では 520kN である。

4.3 エネルギー吸収量による耐震性能残存率の評価

ODB・BRB を同数配置した 3G30X の CH1 No.1 波に対する E_{Di} と耐震性能低減係数 ($H\eta_i$) の推移を図-13 に示す。ODB、BRB とともに台数の増加に伴い E_{Di} が概ね増大している。また、 R_{max} が比較的大きい 12 階や 21 階においては、 E_{Di} の増大に伴い $H\eta_i$ が増加する傾向が見られる。なお、21 階では、BRB8 は BRB6 とほぼ同じ E_{Di} であるが、 R_{max} が小さい。これは、 R_{max} の発生時刻が BRB8 のみ 15 階~21 階において同時刻であり、直下型の変形抑制効果が影響したものと考えられる。無補強時に中破以上の被災度 (H_R が 80% 以下) となるモデルについて、 E_D と H_R との関係を図-14 に示す。ODB では、全ての地震動において、 E_D の増大に伴い、 H_R が増加している。一方、BRB では、同様の傾向が見られるが、ODB と比較して E_D の増大量が小さいため、 H_R の増加量は比較的小さい。次に、 e_{CD} と H_R との関係を図-15 に示す。横軸をエネルギー吸収率 (e_{CD}) とすることで、図-14 に比べてダンパーのエネルギー吸収による H_R の増加が明確に示されている。例えば、CH2 No.2 波に対する 3G30X では、補強前と比較し、各層 8 基の ODB 配置により、 H_R が約 20% 増加している。 H_R の増加は、被災度判定の観点から見ると被災度の軽減が期待できる。また、補強前の H_R が小さい程、ODB・BRB 補強により H_R が増加する傾向が見られる。さらに、 e_{CD} が同値の場合、ODB あるいは BRB による H_R には大きな差は見られない。同数配置時の場合、ODB の e_{CD} は BRB に比べて大きいため、ODB による制振ブレース補強は H_R の増加に効率的と言える。

4.4 エネルギー吸収量による最大応答層間変形角の評価

ODB・BRB を各層同数配置した 3G30X の CH1 No.1 波に対する ODB・BRB の E_D と R_{max} との推移を図-16 に示

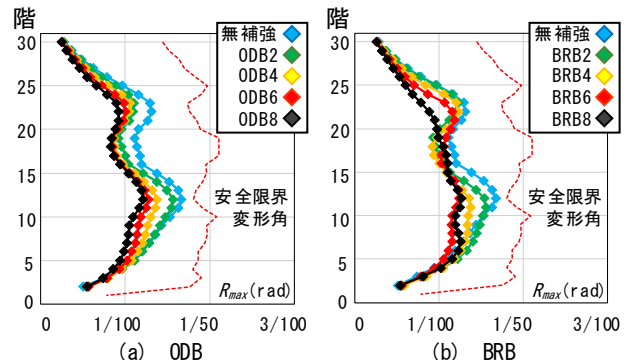


図-11 層間変形角の比較 (3G30X, CH1 波, No. 1 地盤)

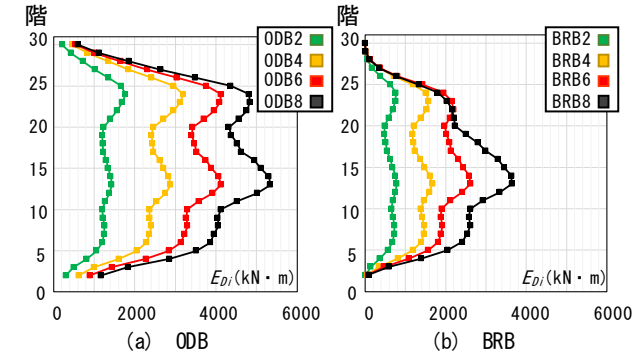


図-12 E_{Di} の比較 (3G30X, CH1 波, No. 1 地盤)

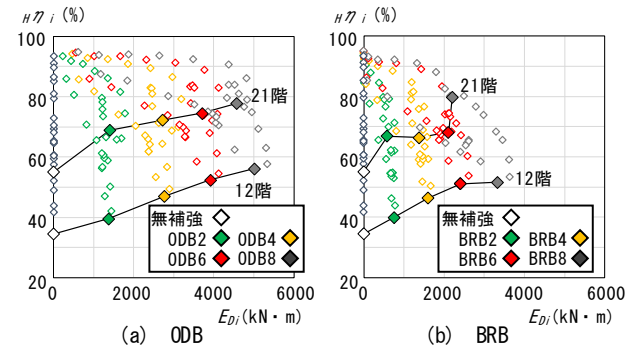


図-13 $H\eta_i$ と E_{Di} との推移 (3G30X, CH1 波, No. 1 地盤)

図-14, 15 共通凡例

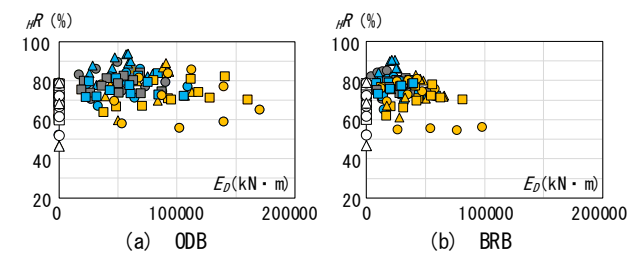


図-14 H_R と E_D との関係 (無補強時中破以上)

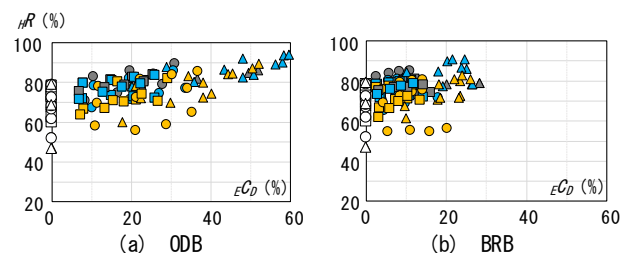


図-15 H_R と e_{CD} との関係 (無補強時中破以上)

す。ODB・BRBともに台数の増加に伴い E_{Di} が増加し、 R_{max} が低減される傾向がある。 E_{Di} の増加に伴う R_{max} の低減にはやや限界が見られるが、これは R_{max} の違いに関わらず各層の設置数を同数にしているためと考えられる。

無補強時に中破以上の被災度 (H_R が 80%以下) となるモデルについて、 E_D と R_{max} との関係を図-17 に示す。全ての地震動において、 E_D の増大に伴い、 R_{max} が低減する傾向が見られる。次に、 ϵ_{CD} と R_{max} との関係を図-18 に示す。 H_R と同様に横軸 ϵ_{CD} とすることで、図-17 に比べて R_{max} の低減効果が明確に示されている。また、 ϵ_{CD} と代表水平変形角 (R_T) との関係を図-19 に示す。 R_T は高さの 2/3 程度に相当する床の水平変形角であり、 R_{max} の平均的な値のため、 ϵ_{CD} の増大に伴い緩やかに減少している。

4.5 残留層間変形角

ODB を各層同数配置した 3G30X の CH1 波に対する時刻歴解析終了時の層間変形角 (R_E) と ϵ_{CD} との関係を図-20 に示す。 ϵ_{CD} の増加に伴い、 R_E が減少する傾向が見られる。 ϵ_{CD} の増加に伴う R_E の減少傾向から、ODB による制振ブレース補強は、骨組の残留変形の抑制にも効果的であると言える。

5. 耐震性能低減係数に基づく制振補強

5.1 耐震性能低減係数に基づく制振ブレースの異数配置

5章では、地震応答低減を目的とした効率的な制振ブレースの配置方法について検討する。制振ブレースには ODB を用いる。各階の制振ブレースの配置は、各層同数配置とはしないで、補強前の各階の耐震性能低減係数を考慮して配置数を設定する。3G20X の OS1 No.2 波に対する補強前の各階の耐震性能低減係数 ($H\eta_i$) と ODB の配置台数を図-21 に示す。異数配置での制振ブレースの配置数は、 $H\eta_i$ が 60 未満の層に 6 基、 $H\eta_i$ が 60 以上 80 未満の層に 4 基、 $H\eta_i$ が 80 以上の層に 0 基とする。

5.2 異数配置による制振ダンパーの効果

3G20X の OS1 No.2 波に対する R_{max} と $H\eta_i$ について同数配置と異数配置との比較を図-22 に示す。無補強時では表層地盤の増幅により、高次モードの変形が増大しているが、ODB の配置により高次モードの変形が抑制されている。ODB の総台数は、同数配置が 76 台、異数配置が 68 台である。 R_{max} は、同数配置では最大 1/84 (10 階) に対して、異数配置では最大 1/89 (14 階) であり、無補強時の最大 1/49 に比べて低減されている。また、同数配置では ϵ_{CD} は約 38%、 H_R は約 80%、最小の $H\eta_i$ が約 68% であるのに対し、異数配置では ϵ_{CD} は約 41%、 H_R は約 80%、最小の $H\eta_i$ が約 71% である。異数配置では、同数配置より少ない総台数で H_R を同値にでき、変形の大きい層の R_{max} は小さくなり、 $H\eta_i$ は増大している。今後、対象モデルを増して効率的な異数配置方法を検討したい。

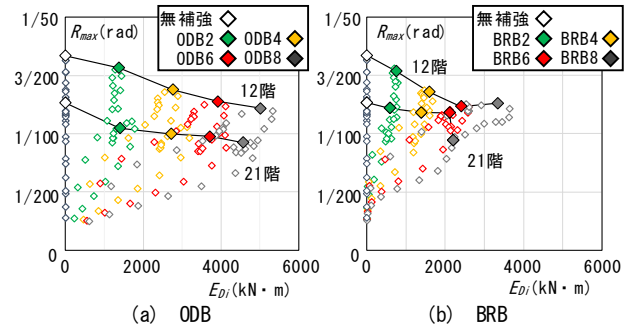


図-16 R_{max} と E_D の推移 (3G30X, CH1 波, No.1 地盤)

図-17, 18, 19 共通凡例

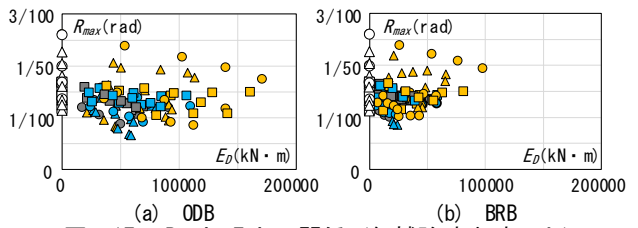


図-17 R_{max} と E_D との関係 (無補強時中破以上)

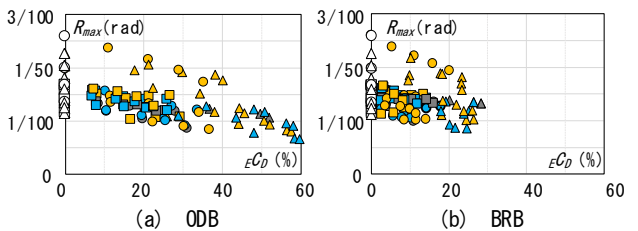


図-18 R_{max} と ϵ_{CD} との関係 (無補強時中破以上)

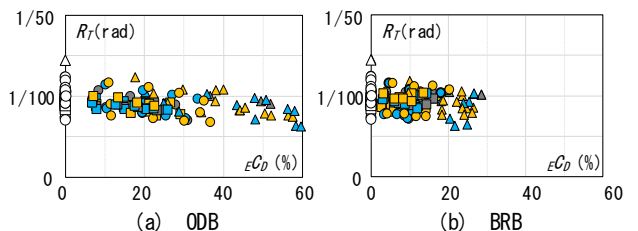


図-19 R_T と ϵ_{CD} との関係 (無補強時中破以上)

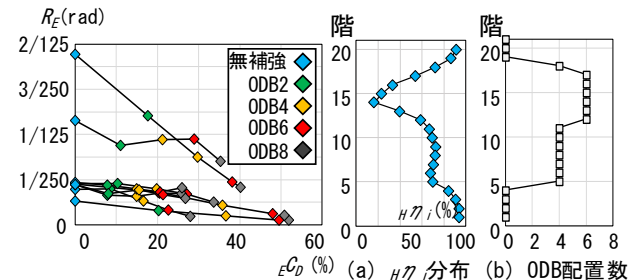


図-20 残留層間変形角

図-21 $H\eta_i$ と異数配置数

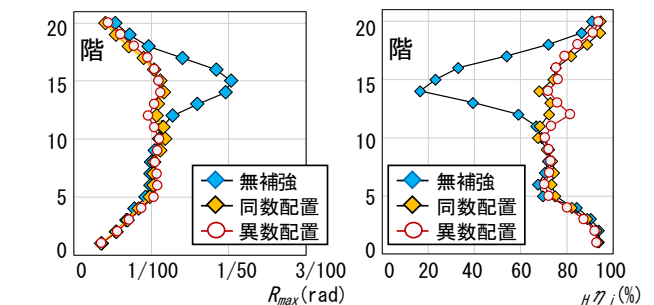


図-22 同数配置と異数配置との比較

6. 制振補強による被災度の軽減効果

ODB と BRB による制振補強時の H_R 増加率と E_{CD} との関係を図-23 に示す。図中には、 E_{CD} に対する H_R 増加率を最小二乗法を用いた近似直線で示す。ODB と BRB ともに、 E_{CD} の増大に伴い、 H_R 増加率は増大することがわかる。 E_{CD} が小さい範囲では H_R 増加率のばらつきが見られ、BRB は ODB に比べてばらつきがやや大きい。

また、ODB と BRB による制振補強時の R_{max} 低減率と E_{CD} との関係を図-24 に示す。図中には、 E_{CD} に対する R_{max} 低減率を最小二乗法を用いた近似直線で示す。ODB と BRB ともに、 E_{CD} の増大に伴い、 R_{max} 低減率は増加することがわかる。 E_{CD} が小さい範囲では BRB は ODB に比べて R_{max} 低減率のばらつきが見られる。

次に、制振補強による被災度の軽減効果を検討するために、無補強時に中破以上となるケースについて H_R と E_{CD} との関係の例を図-25 に示す。

ODB と BRB ともに、 E_{CD} が増大するに伴い、 H_R が増大して被災度が軽減されており、ODB ではその傾向が良くわかる。多くのケースで、中破から小破への軽減、大破から中破への軽減効果が見られる。

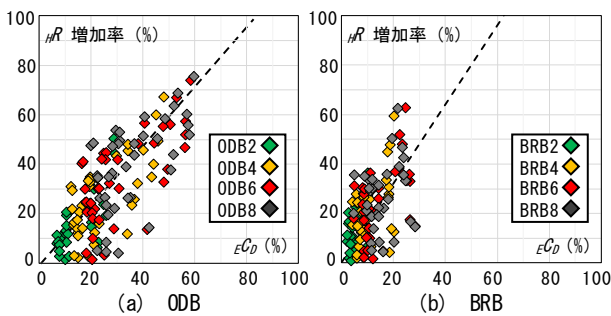


図-23 H_R 増加率と E_{CD} との関係

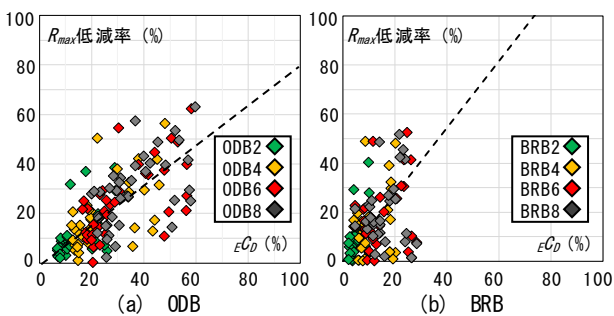


図-24 R_{max} 低減率の E_{CD} との関係

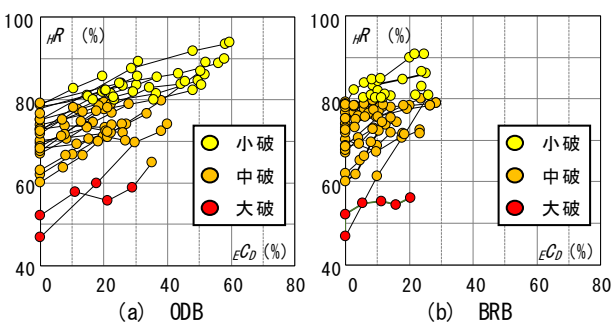


図-25 H_R と E_{CD} との関係

7. まとめ

本研究では、既存超高層 RC 造骨組について、制振ブレース補強による被災度の軽減効果を検討した。その結果、本解析の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- (1) 制振ブレースのエネルギー吸収量 (E_D) の増加に伴い、耐震性能残存率 (H_R) は上昇し、最大層間変形角 (R_{max}) は減少する傾向が見られる。
- (2) 補強前の骨組の H_R が小さい程、補強による H_R の増大傾向が見られる。また、補強前の骨組の R_{max} が大きい程、補強による R_{max} の減少傾向が見られる。
- (3) 減衰力のほぼ等しいオイルダンパーブレース (ODB) と座屈拘束ブレース (BRB) を各層同数配置した場合、エネルギー吸収率 (E_{CD}) は ODB が BRB より大きい。
- (4) ODB と BRB ともに、 E_{CD} の増大に伴い、 H_R 増加率は増大する。 E_{CD} が小さい範囲では、BRB は H_R 増加率のばらつきが見られる。
- (5) ODB と BRB ともに、 E_{CD} の増大に伴い、 R_{max} 低減率は増大する。 E_{CD} が小さい範囲では、BRB は R_{max} 低減率のばらつきが見られる。
- (6) E_{CD} が増大するに伴い、 H_R が増大して被災度が軽減されており、無補強時に中破や大破となる事例において制振ダンパー補強による軽減効果が見られる。

今後、検討対象モデルを増やして、耐震性能低減係数に基づく効率的な制振ブレースの補強方法について検討していきたい。

謝辞

本研究は科研費「長周期地震動を受ける既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の被災度評価及び減災対策 (課題番号 17K06630)」の助成を受けたものである。ここに記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 秋田知芳, 石橋圭介, 濱田聡, 和泉信之: 既存超高層鉄筋コンクリート造建物の保有耐震性能指標と制振補強効果, 構造工学論文集, Vol.60B, pp.1-12, 2014.3
- 2) 仁科智貴, 小山和樹, 毎田悠承, 和泉信之: 層のエネルギー量を用いた超高層 RC ラーメン構造の被災度評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp727-732, 2017.7
- 3) 構造計画研究所: RESP F3T 利用者マニュアル, 2015.6
- 4) 太田行孝, 保井美敏, 小山和樹, 釣賀達稀, 和泉信之: 南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動を用いた 30 階建鉄筋コンクリート造骨組の被災度評価, 第 15 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp1461-1470, 2018.12