T2R2 東京科学大学 リサーチリポジトリ
Science Tokyo Research Repository

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	柱間隔の異なる超高層建物の長周期地震動に対する応答特性 その2 鋼製ダンパーによる制振補強
Title	
著者(和文)	助村浩太郎, 佐藤大樹, 北村春幸, 長江拓也, 佐野剛志
Authors	daiki sato, Haruyuki Kitamura, TUYOSHI SANO
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, Vol. 83, , 2039
Citation(English)	, Vol. 83, , 2039
発行日 / Pub. date	2013, 3
rights	日本建築学会
rights	本文データは学協会の許諾に基づきCiNiiから複製したものである
relation	isVersionOf:http://ci.nii.ac.jp/naid/110009769786

Powered by T2R2 (Science Tokyo Research Repository)

Architectural Institute of Japan

2040

2012年度日本建築学会
関東支部研究報告集 I
2013年3月

柱間隔の異なる超高層建物の長周期地震動に対する応答特性
その3　粘性ダンパーによる制振補強

構造ー振動　　準会員 ○ 加藤　翼[*1]　正会員　佐藤大樹[*1]　同　助村浩太郎[*1]　同　橋本奨吾[*1]
同　北村春幸[*1]　同　吉江慶祐[*2]　同　石井正人[*2]　同　宮崎　充[*3]
同　佐々木和彦[*3]　同　岩崎雄一[*3]

超高層建物　長周期地震動　時刻歴応答解析
制振補強　鋼製ダンパー　粘性ダンパー

1.　はじめに

本報その3では，その1で示した既存超高層鋼構造建物モデルに対してブレースタイプの粘性ダンパーを用いて制振補強を施し，その応答低減効果の検討を行う。さらに，その2で示した結果を用いて，鋼製ダンパーと粘性ダンパーの制振効果の比較し，その制振性能の違いを評価する。解析用入力地震動は，その1に示すKANTO，OSKH02を採用する。

2.　粘性ダンパー概要

制振部材は，鋼管型粘性せん断ダンパー[11)](以後，粘性ダンパー)を使用し，ダンパー配置は，その2と同様とする。本報その3では，ダンパーの投入量として第1層のダンパーのせん断力係数${}_d\alpha_1$を用いる。第1層のダンパーのせん断力${}_dQ_1$(kN)は，式(1)より定まる。

$$ {}_dQ_1 = {}_d\alpha_1 \sum_{i=1}^{N} m_i g \qquad (1) $$

ここで，g：重力加速度，m_i：i層の質量，N：層数である。
第1層以上のi層のダンパー投入量${}_d\alpha_i$は，その2と同様に，図1の地震層せん断力係数の分布係数(Ai分布)に基づく設計用層せん断力比分布を基に，5段階分布を用いた。図1の横軸は第1層のダンパーのせん断力${}_dQ_1$に対するi層のダンパーのせん断力${}_dQ_i$(kN)の比率である。ダンパー1本当りの軸方向粘性抵抗力F_{di}(kN)は，1層当りの設置ダンパー本数20本より，ダンパーの取り付け角度θ_iを用い，式(2)より定める。

$$ F_{di} = \frac{{}_dQ_i}{20\cos\theta_i} \qquad (2) $$

F_dとダンパーの軸方向速度V_dの関係は図2で表され，F_dは1次粘性係数C_{d1}，2次粘性係数C_{d2}，V_dを用いて式(3a,b)で表される[11)]。

$$ F_d = C_{d1} V_d^{0.59} \qquad |V_d| < 10d \qquad (3a) $$

$$ F_d = C_{d2} V_d^{0.4} \qquad |V_d| \geq 10d \qquad (3b) $$

ここで，d：せん断隙間(=0.003m)である。
C_{d1}, C_{d2}は，せん断面積S(m^2)および粘性体温度t(=20℃)を用いて，式(4a,b)によりそれぞれ表される[11)]。

$$ C_{d1} = 41.16 e^{-0.043t} (S / d^{0.59}) \qquad (4a) $$

$$ C_{d2} = 41.16 e^{-0.043t} (S / 10^{-0.19} d^{0.4}) \qquad (4b) $$

本報では，1層の層間変形角がR_1=1/100(rad)に達した時の軸方向速度${}_0V_{d1}$を用いて，式(1)の${}_d\alpha_1$を定義する。R_1=1/100(rad)時の層間変位${}_0\delta_1$(m)，主架構のみでの1次固有振動数${}_f\omega_1$(rad/s)，θ_1を用いて

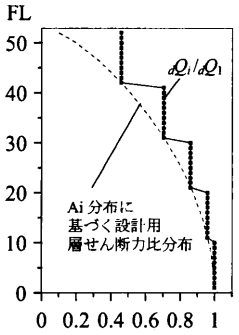


図1　ダンパーのせん断力比分布

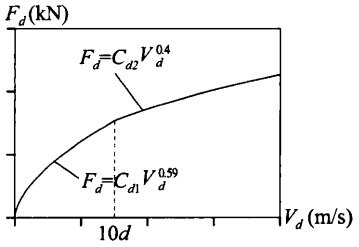


図2　粘性抵抗力

式(5)より算出される。

$$ {}_0V_{d1} = \frac{{}_0\delta_1 {}_f\omega_1}{\cos\theta_1} \qquad (5) $$

3.　粘性ダンパーの制振効果の検討

本章では，ダンパー量${}_d\alpha_1$=0.003~0.030を用いて，粘性ダンパーによる応答低減効果の検討を行う。検討項目は，最大層間変形角R，層の最大塑性率${}_f\mu$，梁の最大塑性率${}_G\mu$，梁の累積塑性変形倍率${}_G\eta$の全層における最大値に加え，入力エネルギーEに対する主架構のエネルギー吸収量の割合${}_fW_p/E$，ダンパーのエネルギー吸収量の割合${}_dW_p/E$であり，その解析結果を図3に示す。ここで図3(a)~(d)中の破線は安全限界値を示しており，本報その1と同様にR=1/100(rad)，${}_f\mu$=2.0，${}_G\mu$=4.0，${}_G\eta$=13.5と定めた。

はじめに，層レベルの損傷について考察する。図3(a)より，最大層間変形角Rの低減率(${}_d\alpha_1$=0.0における応答値に対する${}_d\alpha_1$=0.030における応答値の割合)に着目すると，KANTO入力時では，3.2mモデルで60%，6.4mモデルで54%，OSKH02入力時では，3.2mモデルで55%，6.4mモデルで36%程度であり，6.4mモデルに比べ3.2mモデルの方が，ダンパーを設置することによるRの低減効果は大きい結果となった。両モデルともに，KANTO入力時では${}_d\alpha_1$=0.015~0.030で，OSKH02入力時では${}_d\alpha_1$=0.020~0.030で，安全限界値であるR=1/100以下に収まることを確認した。図3(b)の層の最大塑性率${}_f\mu$より，OSKH02入力時の${}_d\alpha_1$=0.020における応答値を見ると，最大層間変形角Rは同程度であった(図3(a))のに対して，層の最大塑性率${}_f\mu$については3.2mモデルが6.4mモデルを上回っていることが分かる。これは全塑性に達する層間変形角が3.2mモデルの方が小さいためである(本報その1)。両モデルともに${}_d\alpha_1$=0.015~0.030において，KANTO，OSKH02入力時に安全限界値である${}_f\mu$=2.0以下に収まることを確認した。

NII-Electronic Library Service

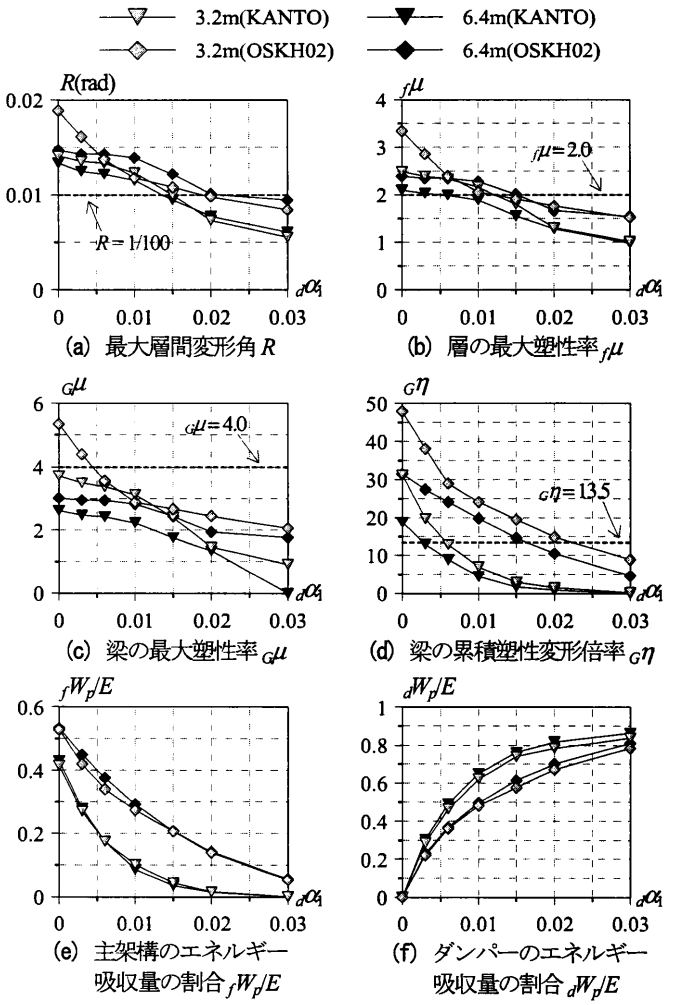
次に，部材レベルの損傷について考察する。図 3(c)の梁の最大塑性率 $_G\mu$ に着目すると，KANTO 入力時については，$_d\alpha_1$=0.030 において，両モデルともに全層で $_G\mu$=0 となり，弾性となることを確認した。OSKH02 入力時において，$_G\mu$ の低減率について見ると，3.2m モデルで 61%，6.4m モデルで 42%程度であり，6.4m モデルに比べ 3.2m モデルの方が $_G\mu$ の低減効果は大きい結果となった。図 3(d)より，梁の累積塑性変形倍率 $_G\eta$ の低減率に着目すると，OSKH02 入力時において 3.2m モデルで 81%，6.4m モデルで 85% 程度であり，$_G\eta$ は，上記の応答値に比べて，ダンパー設置による応答低減効果が大きく，$_G\eta$ の低減効果については，6.4m モデルが 3.2m モデルを上回ることが確認された。OSKH02 入力時における 3.2m モデルでは $_d\alpha_1$=0.030 で，6.4m モデルでは $_d\alpha_1$=0.020~0.030 において安全限界値である $_G\eta$=13.5 以下に収まっており，3.2m モデルの方が安全限界値以下に抑えるのに多くのダンパー量を必要とすることが分かった。

続いて，吸収エネルギーについて考察する。図 3(e),(f)より，ダンパー量の増加に従って，主架構のエネルギーの吸収量の割合は減少し，それに伴いダンパーのエネルギー吸収量の割合は増加していくことを確認した。ダンパーのエネルギー吸収量の割合については，6.4m モデルが 3.2m モデルを上回っており，これは後述する実効変形比 α_e が，6.4m モデルの方が大きく，ダンパーが効率的に稼動していることが影響していると考えられる。

以上より，最大層間変形角 R，層の最大塑性率 $_f\mu$，梁の最大塑性率 $_G\mu$ における最大値に関する応答値については，3.2m モデルの方が低減効果が大きいことが分かった。これは，3.2m モデルの $_d\alpha_1$=0.0 における応答値が大きいことも影響していると考えられる。それに対して，梁の累積塑性変形倍率 $_G\eta$ における累積値に関する応答値については，6.4m モデルの方が低減効果が大きく，ダンパーのエネルギー吸収量の割合から見ても，6.4m モデルの方が，ダンパーのエネルギー吸収効率が高いことが確認された。

4. 鋼製・粘性ダンパーの制振性能評価

鋼製ダンパーを配置したモデル(以後，HD モデル)と粘性ダンパーを配置したモデル(以後，VD モデル)の応答性状を比較することで鋼製・粘性ダンパーの制振性能の違いを評価する。ダンパー量は，



(a) 最大層間変形角 R　(b) 層の最大塑性率 $_f\mu$　(c) 梁の最大塑性率 $_G\mu$　(d) 梁の累積塑性変形倍率 $_G\eta$　(e) 主架構のエネルギー吸収量の割合 $_fW_p/E$　(f) ダンパーのエネルギー吸収量の割合 $_dW_p/E$

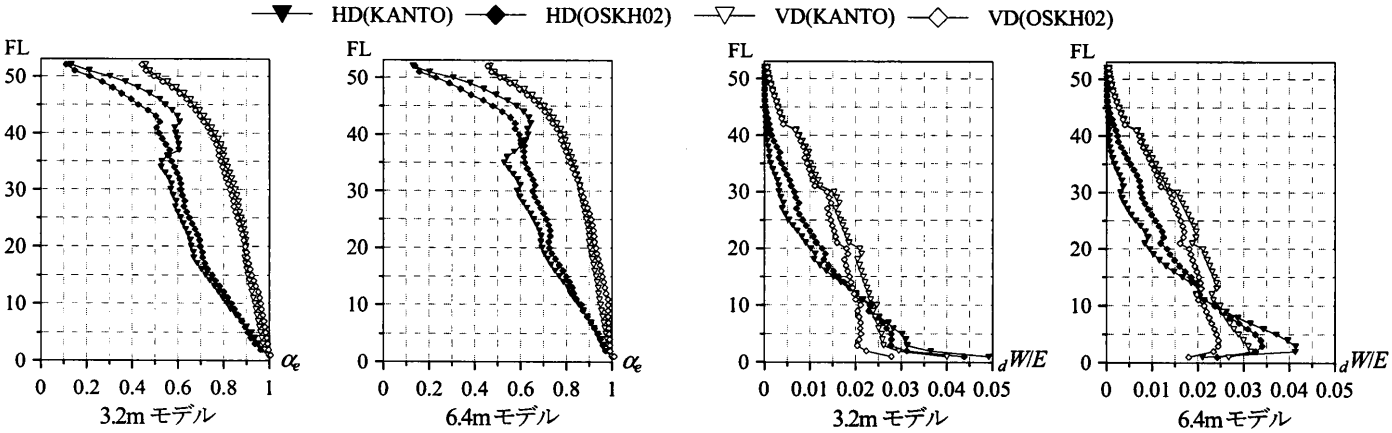
図3 ダンパー量に伴う応答変化

表1 各モデル入力エネルギー(3.2mモデル)

3.2mモデル	入力地震波	MFモデル	HDモデル	VDモデル
入力エネルギー E(kNm)	KANTO	527430	290600	377250
	OSKH02	745120	477960	655620

表2 各モデル入力エネルギー(6.4mモデル)

6.4mモデル	入力地震波	MFモデル	HDモデル	VDモデル
入力エネルギー E(kNm)	KANTO	391040	303020	361550
	OSKH02	731710	526960	644990



(a) 実効変形比 α_e　(b) ダンパーのエネルギー吸収率 $_dW/E$

図4 ダンパーの制振効果

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

本報その2の結果を踏まえ，鋼製・粘性ともに0.020を採用する。本章の図には，比較対象として，耐震モデル(以後，MF モデル)における応答値も併記する。KANTO，OSKH02 入力時における各モデルの入力エネルギーE(kNm)を表1，2に示す。

はじめに，ダンパーの制振効果について考察するため，実効変形比α_eおよびダンパーのエネルギー吸収率${}_dW/E$(各層のダンパーのエネルギー吸収量${}_dW$を入力エネルギーEで除した値)の高さ方向分布を図4(a)，(b)に示す。図4(a)の実効変形比α_eに着目すると，全層にかけてVDモデルがHDモデルを上回っており，粘性ダンパーが鋼製ダンパーに比べて効率的に稼動していることが分かる。VD モデルにおけるα_eは，入力地震動によらず同等の値を示すのに対して，HDモデルのα_eは，入力地震動によって異なる値を示すことが確認できる。これは，鋼製ダンパーの等価剛性が変形に依存して変化することが原因と考えられる。図4(b)のダンパーのエネルギー吸収率${}_dW/E$に着目すると，下層部においては，HDモデルの${}_dW/E$が，VDモデルの${}_dW/E$を上回っている。一方で，10層付近より上層においては，HDモデルの${}_dW/E$が，下層に比べ大きく低減し，VDモデルの${}_dW/E$を大きく下回る結果となった。なお，α_eと${}_dW/E$は，3.2mモデルと6.4mモデルで比較すると，大きな違いは見られなかった。

次に，最大加速度A，最大層せん断力Q，最大層間変形角R，層の最大塑性率${}_f\mu$，梁の最大塑性率${}_G\mu$，梁の累積塑性変形倍率${}_G\eta$の高さ方向分布を図5(a)~(f)に示す。図5(a)の最大加速度Aに着目すると，3.2mモデル，6.4mモデルともにMFモデルと比べて，VDモデルでは，特に上層部と中層部における加速度が大きく抑えられてい

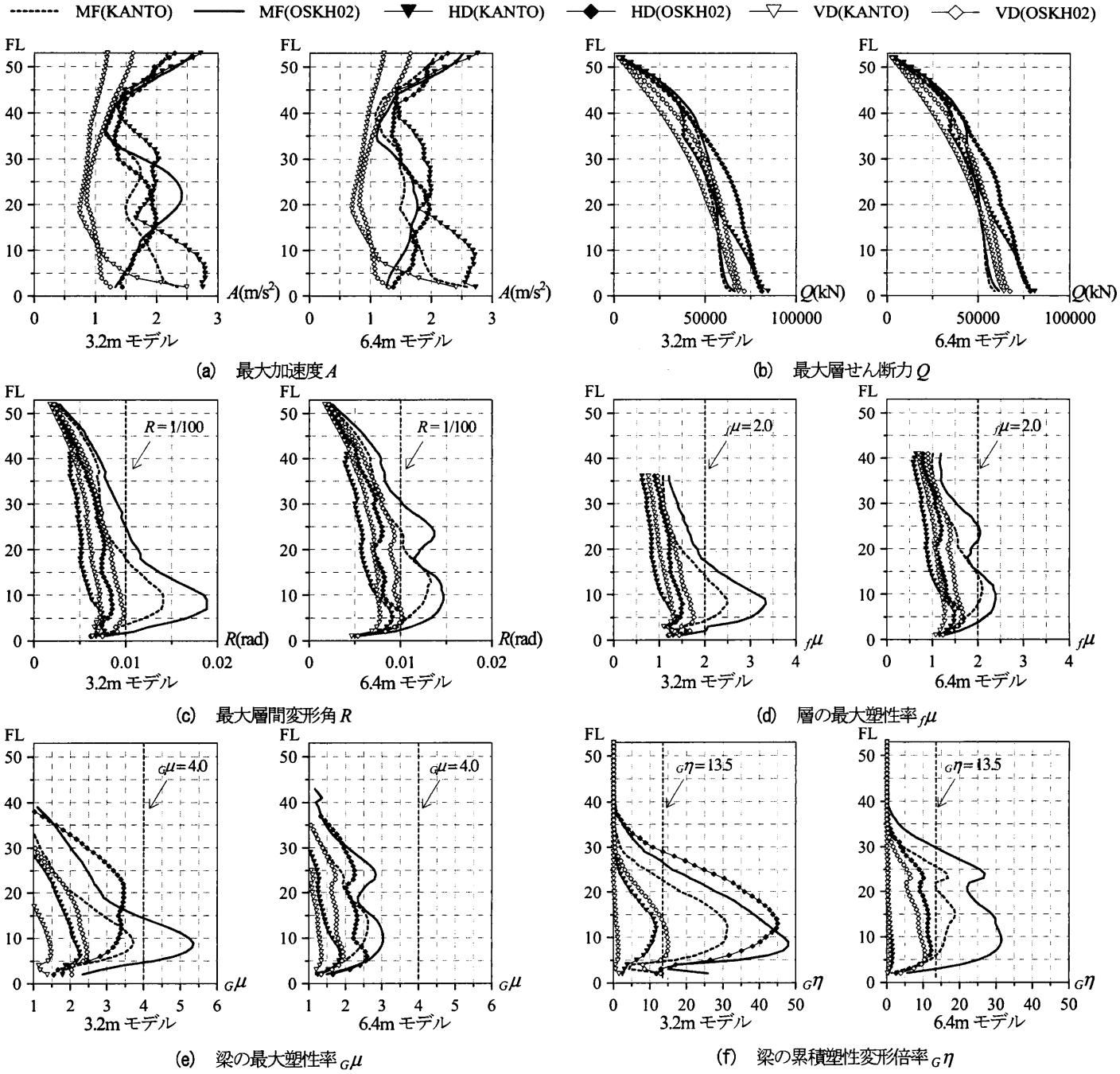
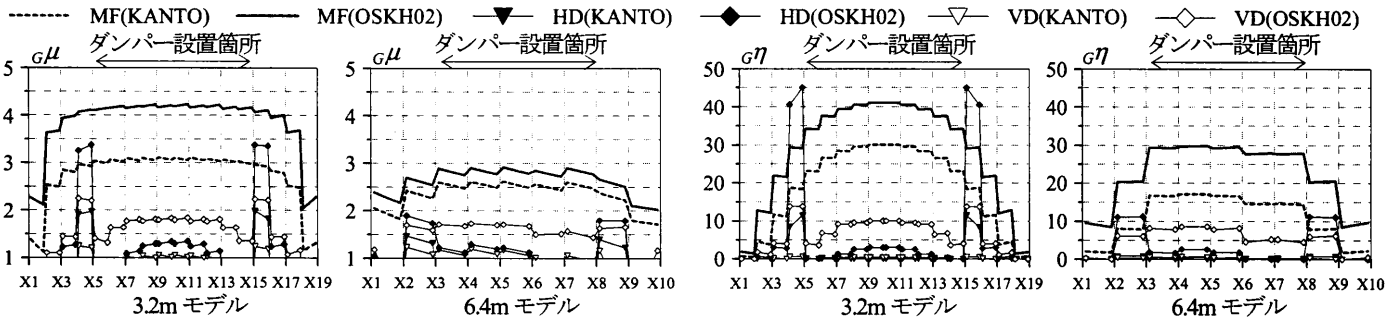


図5 応答性状の高さ方向分布

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan



(a) 梁の最大塑性率 $_G\mu$　　(b) 梁の累積塑性変形倍率 $_G\eta$

図 6 損傷の平面方向分布(13FL)

ることがわかる。HD モデルにおいて，OSKH02 入力時では，加速度に大きな変化は見られないが，KANTO 入力時では，全層にかけて加速度が増大していることがわかる。VD モデルの頂部における加速度について HD モデルと比較すると，両モデルともに，OSKH02 入力時では 70%, KANTO 入力時では 44% 程度の加速度であり，VD モデルが小さな値を示すことが確認できる。図 5(b)の最大層せん断力 Q に着目すると，両モデルともに VD モデルは，HD モデルに比べて，全層で小さなせん断力を示している。HD モデルについては，MF モデルに比べて特に下層部のせん断力が増大していることを確認した。HD モデルにおける A, Q の増大については，鋼製ダンパー設置による剛性増大による影響であると考えられる。

続いて，層レベルおよび部材レベルの損傷について考察する。図 5(c), (d)より，最大層間変形角 R, 層の最大塑性率 $_f\mu$ に着目すると，両モデルともに VD モデルは，HD モデルより全体的に大きな応答値を示している。図 5(e), (f)より，梁の最大塑性率 $_G\mu$, 梁の累積塑性変形倍率 $_G\eta$ に着目すると，VD モデルの方が HD モデルより小さな応答値を示しており，3.2m モデルについては，KANTO 入力時において，第 18 層以上の梁を全て弾性に留めている。3.2m モデルの HD モデルにおいて，OSKH02 入力時に $_G\mu$, $_G\eta$ が特出している層が見られ，$_G\eta$ については，MF モデルと同程度の応答値を示している。そこで $_G\eta$ が最大となっている第13層のダンパー設置通りにおける $_G\mu$, $_G\eta$ の平面方向分布を図 6(a), (b)に示し，HD・VD モデルにおける部材の損傷の特性を考察する。図 6(a)の梁の最大塑性率 $_G\mu$ に着目すると，3.2m モデルについては，HD モデルでダンパー設置箇所の両端の梁(以後，境界梁)に損傷が集中していることがわかる。VD モデルでは，OSKH02 入力時のみ境界梁への損傷集中が見られるが，HD モデルの 60%程度の $_G\mu$ に収まっている。6.4m モデルについては，HD モデルにおいても 3.2m モデルほど目立った損傷集中は見られなかった。図 6(b)の梁の累積塑性変形倍率 $_G\eta$ に着目すると，応答の傾向は $_G\mu$ と同様だが，3.2m モデルの HD モデルにおける境界梁への損傷集中はより顕著になり，OSKH02 入力時では MF モデルの応答値を超える結果となった。VD モデルにおいては，HD モデルほどの増大は見られず，OSKH02 入力時で HD モデルの 30%程度の応答となっている。以上より，ダンパーを設置することによる損傷の低減効果について見ると，層レベルの損傷については，鋼製ダンパーの方が低減効果が大きいと言えるが，部材レベルの損傷低減については，粘性ダンパーの方が効果的であるという結果が得られた。

5. おわりに

本報その 3 では，その 1 で示した既存超高層鋼構造建物モデルに対して，粘性ダンパーを用いて制振補強を施し，その応答低減効果を検討を行い，その 2 で示した結果を用いて，鋼製ダンパーと粘性ダンパーの制振性能の比較を行った。得られた知見を以下に示す。

(1) 粘性ダンパーによる応答低減効果は，ダンパー量の増加に伴い増加し，OSKH02 入力時における 3.2m モデルでは $_d\alpha_1$=0.030 で，6.4m モデルでは $_d\alpha_1$= 0.020~0.030 において，安全限界値として定めて値以下の応答値に抑えられることを確認した。

(2) 最大値に関する応答値については，3.2m モデルの方が低減効果は大きいが，累積値に関する応答値については 6.4m モデルの方が大きい結果が得られ，ダンパーのエネルギーの吸収量の割合の結果と併せて，6.4m モデルの方がダンパーのエネルギー吸収効率が高いことが分かった。

(3) 鋼製ダンパーは，層間変形を低減し，層の損傷を大きく抑えられることに加えて，下層部におけるダンパーのエネルギー吸収率が優れている。しかし，加速度，層せん断力の増大および境界梁への損傷集中を招く危険性があり，上層部においてダンパーの稼動効率が著しく低下することを確認した。

(4) 粘性ダンパーは，加速度および梁の損傷を大きく抑えることができ，全層にかけてダンパーの稼動効率が高く，中層部から上層部にかけて，鋼製ダンパーを上回るエネルギー吸収率を示すことを確認した。

参考文献
1) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，2007.12
2) 土木学会，日本建築学会：海溝形巨大地震による長周期地震動と土木・建築構造物の耐震性向上に関する共同提言，2006.11
3) 日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，2011.7
4) 長江拓也，鐘育霖，島田侑，福山國夫，梶原浩一，井上貴仁，中島正愛，斉藤大樹，北村春幸，福和伸夫，日高桃子：超高層建物の耐震性能を検証する大規模実験システムの構築―E-ディフェンス震動台実験―，日本建築学会構造系論文集，第 640 号，pp.1163-1171，2009.6
5) 日本建築学会長周期地震動 WG：長周期地震動に対する公開研究集会，対象とする巨大地震動と地域，2011 年 3 月
6) 平成 23 年度建築基準整備促進事業：超高層建築物への長周期地震動の影響に関する検討
7) 武藤清 監修，久田俊彦 編：超高層建築 2 構造編，鹿島出版社
8) 北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹：性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究―JSCA 耐震性能メニューの安全限界値と余裕度レベルの検討―，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，pp.183-191，2006.6
9) 栗林晃司，佐藤大樹，北村春幸，山口路夫，西本晃治：実行変形を考慮した履歴減衰型制振部材を有する鋼構造建物のエネルギーの釣合いに基づく応答予測法，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻，第 661 号，543-552p，2011.3
10) 松宮智央，鐘育霖，長江拓也：現場接合形式を用いた超高層建物柱梁接合部に対する RC 床スラブ付き耐震補強実験，日本建築学会構造系論文集，第 653 号，pp.1343-1350，2010.7
11) 沖村明彦，長島和央，持丸昌己，鈴木清春，鋼管型粘性せん断ダンパー(CVD) その 1 ダンパー特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp101-102，2004.8

*1 東京理科大学　*2 (株) 日建設計　*3 オイレス工業 (株)

NII-Electronic Library Service