

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	静的および動的解析による鋼板耐震壁を用いた超高層建物の損傷評価
Title(English)	Damage Assessment of High-rise Buildings with steel plate shear walls by Static and Dynamic Analysis
著者(和文)	後藤広大, 佐藤大樹, 陳引力, 小野潤一郎, 木村征也, 二島冬太, 佐野航, 戸張涼太, 森岡宙光
Authors(English)	Kodai Goto, Daiki Sato, Yinli Chen, Junichiro Ono, Seiya Kimura, Tota Futashima, Wataru Sano, Ryota Tobari, Hiromitsu Morioka
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, , , pp. 241-244
Citation(English)	, , , pp. 241-244
発行日 / Pub. date	2025, 3
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

静的および動的解析による鋼板耐震壁を用いた超高層建物の損傷評価

構造—鉄骨構造

鋼板耐震壁 超高層建物 損傷評価
壁エレメント

正会員 ○ 後藤広大^{*1}
〃 陳引力^{*1}
〃 木村征也^{*2}
〃 佐野航^{*2}
〃 森岡宙光^{*4}

正会員 佐藤大樹^{*1}
〃 小野潤一郎^{*2}
〃 二島冬太^{*2}
〃 戸張涼太^{*3}

1. はじめに

超高層建物における鋼板耐震壁の心棒利用にあたり、架構の損傷評価は重要である。心棒柱を用いた平面骨組みモデルにおける変形集中の抑制手法は、荒木ら¹⁾によって提案されている。鋼板耐震壁^{例えば2)}は建物高さ方向に連層配置することにより入力エネルギーを建物全体に均一に分配させる心棒効果が見込まれるが、壁要素による部材モデルでの架構損傷の評価はいまだ不明確である。そこで本報ではその第一段の検討として、超高層建物を対象に静的増分解析および入力地震動倍率を変化させた時刻歴応答解析を行い、鋼板耐震壁の有無による架構損傷への影響を確認する。

2. 解析モデル概要

2.1 建物モデル概要

検討対象建物は鋼板耐震壁（以降、耐震壁と呼称する。）を有するCFT造地上25階建て、高さ $H=116.4\text{ m}$ 、建物幅 $B=57.6\text{ m}$ 、建物奥行 $D=64.8\text{ m}$ 、直接基礎の建物モデルである。構造形式はラーメン構造とする。Fig. 1に対象建物概要、Table 1に柱梁諸元、Table 2に耐震壁諸元を示す。本報では、耐震壁を有する建物モデルを壁ありモデル、架構のみの建物モデルを壁なしモデルと呼称する。なお、Fig. 1には耐震壁を有する建物モデルを示しており、壁のない建物モデルは壁を有する建物モデルから耐震壁と付加柱、付加柱基礎接合部のピン支持を取り除いたものである。主架構上部構造の復元力特性は弾塑性、基礎梁は弾性であり、柱はファイバーモデル、梁は剛塑性回転バネを有する線材としてモデル化した。減衰タイプは、各モデルの弾性1次固有周期に対して2%の初期剛性比例減衰とする。Table 2より、耐震壁は1~6層で板厚 $t=12\text{ mm}$ 、7~25層で板厚 $t=9\text{ mm}$ のものを設置している。なお、モデル化には構造計算プログラムであるRESP-D³⁾を用いた。

2.2 耐震壁のモデル化概要

Fig. 2に耐震壁のモデル化概要を示す。本報では壁エレメント置換によってモデル化する³⁾。壁エレメントとは、壁のせん断断面積と壁のみの曲げ剛性を有する壁柱と、壁柱上下端に設けた剛梁からなり、剛梁は壁を囲む柱と梁の端部にピン接合される。本報では壁柱を弾性として

モデル化する。なお、耐震壁が取り付け境界梁に固定度を与えるために、壁中梁では剛性増大率 α （本報では $\alpha=100$ ）を乗ずる⁴⁾。

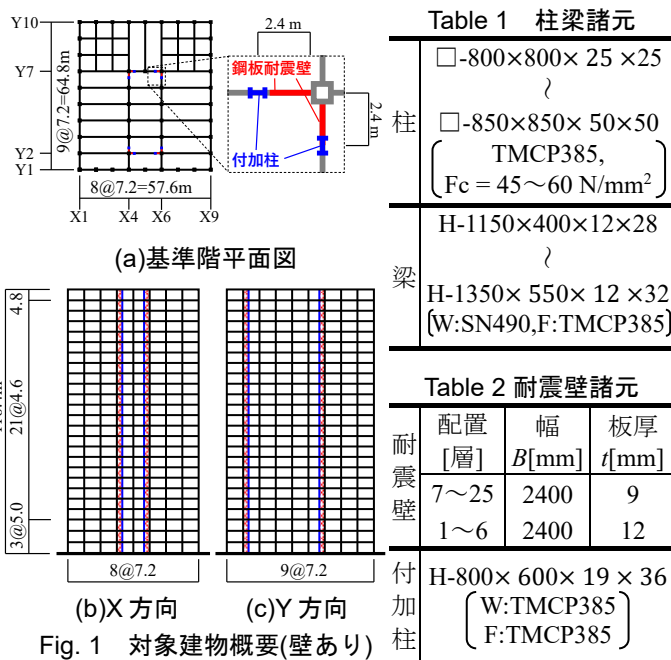


Fig. 1 対象建物概要(壁あり)

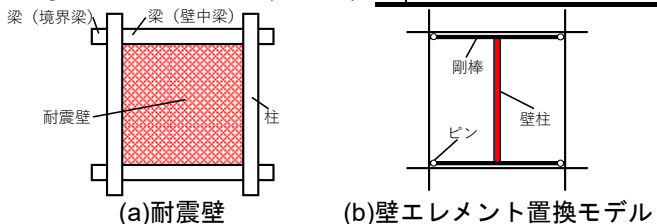


Fig. 2 耐震壁のモデル化概要

2.3 耐震壁の有無と弾性固有周期の関係

Table 3に固有値解析より求まる弾性固有周期を示す。壁なしモデルでは壁ありモデルと比較して、弾性1次固有周期が0.10 s程度長くなる。

Table 3 弾性固有周期

モデル	弾性固有周期 [s]					
	T_1		T_2		T_3	
	X	Y	X	Y	X	Y
壁あり	2.92	2.90	0.99	1.00	0.57	0.58
壁なし	3.02	3.02	1.03	1.06	0.60	0.62

3 解析結果

3.1 静的増分解析結果に基づく構造特性確認

壁ありモデルおよび壁なしモデルの X, Y 方向に対してそれぞれ静的増分解析を行う。なお、作用させる静的荷重は Table 3 に示す壁なしモデルの弾性 1 次固有周期 $T_{1X} = 3.02 \text{ s}$, $T_{1Y} = 3.02 \text{ s}$ を用いて算出した A_i 分布に基づくものとする。Fig. 3 に静的増分解析に基づく層せん断力 Q と層間変形角 R 関係, Fig. 4 に層剛性 K_i の高さ方向分布, Fig. 5 に耐震壁の層剛性寄与率 K_i/K_{fi} の高さ方向分布を示す。なお, Fig. 4 における層剛性 K_i とは Fig. 3 に示す Q - R 関係の弾性剛性, Fig. 5 に示す耐震壁の層剛性寄与率 K_i/K_{fi} とは壁ありモデルの層剛性 K_i を壁なしモデルの層剛性 K_{fi} で基準化した値である。Fig. 4, 5 より, 壁ありモデルでは全層において層剛性が増加する傾向が見られ, 耐震壁の層剛性寄与率 K_i/K_{fi} は 1.07 程度である。Fig. 6, 7 に X および Y 方向における各層の弾性限変形時の層間変形角, ベースシア係数の高さ方向分布をそれぞれ示す。ここで, 各層の弾性限変形時における層間変形角を R_{yi} , ベースシア係数を C_b と定義する。なお, R_{yi} は Fig. 3 に示す \bigcirc (\bullet) の位置である。Fig. 6 より, X 方向, Y 方向ともに壁ありモデルでは R_{yi} が壁なしモデルよりも小さくなる結果が得られた。Fig. 7 より, X 方向の壁ありモデルでは壁なしモデルよりも小さな荷重時に塑性化する一方で, Y 方向の壁ありモデルでは全層において壁なしモデルよりも大きな荷重時に弾性限変形を迎える結果が得られた。以上の結果から, X 方向構面の耐震壁配置では, 壁なしモデルと比較して, 層間変形角および荷重の2つの観点から架構の初降伏を早める構造特性となっていることが示唆される。一方で, Y 方向構面の耐震壁配置では, 壁なしモデルと比較して, より小さな層間変形角およびより大きな荷重が作用するタイミングで初降伏を迎えることから, 架構の初降伏を遅らせる構造特性になっていると言える。Fig. 8, 9 に X 方向および Y 方向における静的増

分解析結果に基づく塑性ヒンジ発生位置およびタイミングの分布をそれぞれ示す。ここでは, ベースシア係数 C_b の値で色分けして塑性ヒンジの発生タイミングを示す。Fig. 8(a)(b)より, X 方向の壁ありモデルでは壁なしモデルと比較して, すべての構面において上層部でより多くの塑性ヒンジ発生が確認できる。しかし, X 方向の壁なしモデルでは Y10 構面で初降伏を迎える構造特性であるのに対し, 壁ありモデルでは耐震壁を配置することによって Y2 構面での降伏が先行する構造特性に変化していることが分かる。このことから, X 方向の耐震壁配置では架構の損傷分布を建物高さ方向に均一化できる可能性が示唆されているが, 耐震壁設置構面においては, 早期に耐震壁に挟まれた境界梁が降伏していることが確認できる。

続いて, Fig. 9(a)(b)より, Y 方向の壁ありモデルでは, 壁なしモデルと比較して, X 方向と同様にすべての構面において上層部での塑性ヒンジ発生が確認できる。X 方向 (Fig.8) との違いとして, Y 方向の壁なしモデルでは X1 構面で初降伏を迎える構造特性が確認できるが, 壁ありモデルでも同様の傾向がみられ, 耐震壁による境界梁の降伏早期化は確認できない。したがって, Y 方向の耐震壁配置では, X 方向のように鋼板耐震壁を設置しても降伏変形を早めることなく, 建物の高さ方向に損傷を均一化できる可能性がある。

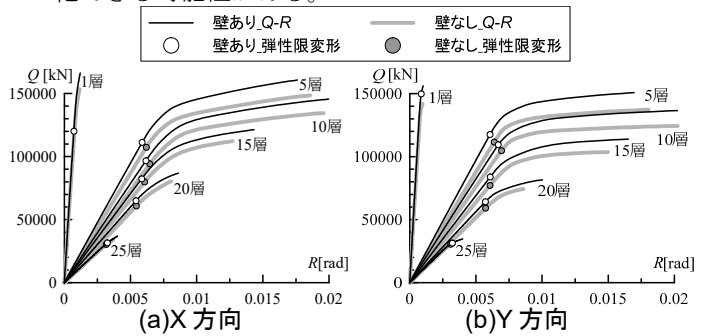


Fig. 3 Q-R 関係

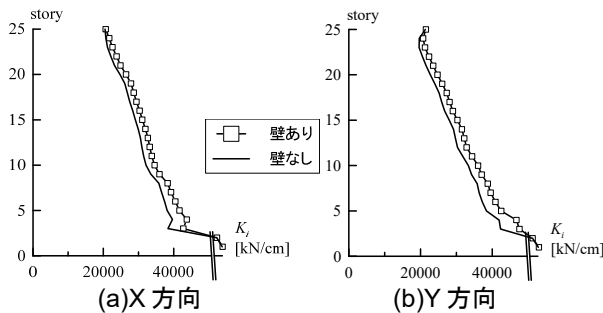


Fig. 4 層剛性の高さ方向分布

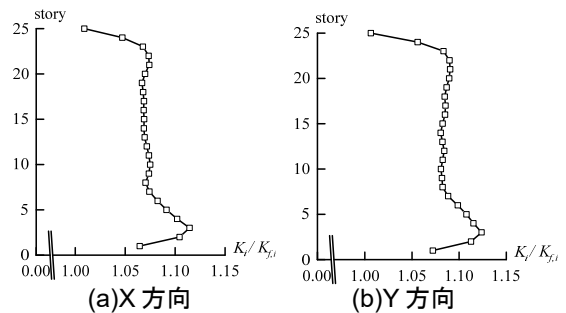


Fig. 5 耐震壁の層剛性寄与率高さ方向分布 (壁あり)

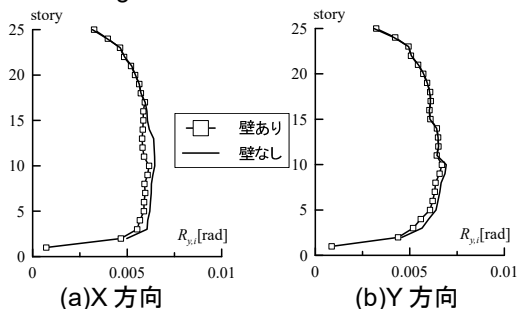


Fig. 6 各層の弾性限変形時の層間変形角高さ方向分布

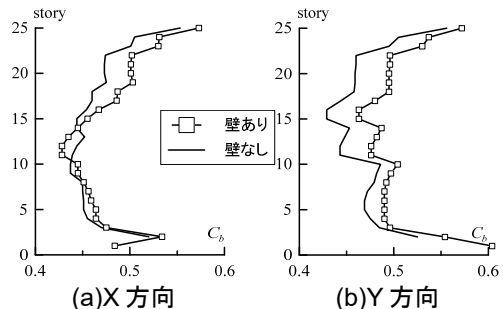


Fig. 7 各層の弾性限変形時のベースシア係数高さ方向分布

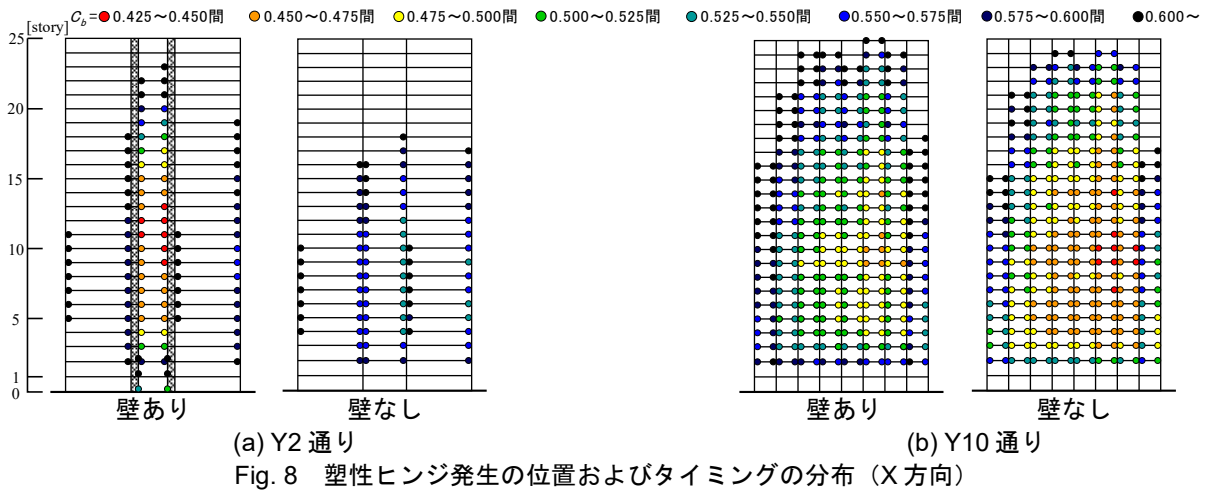


Fig. 8 塑性ヒンジ発生の位置およびタイミングの分布 (X方向)

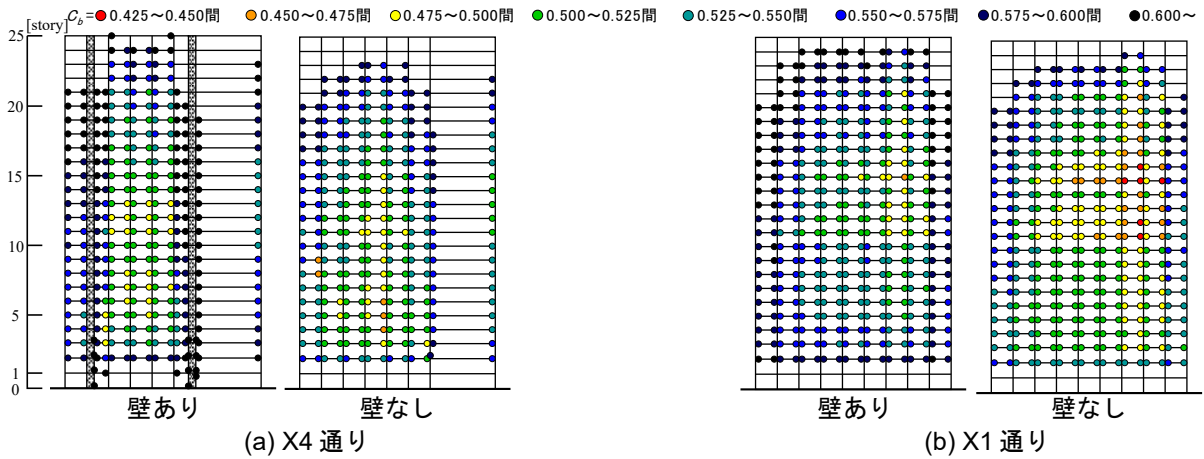
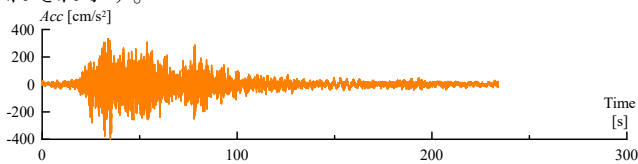


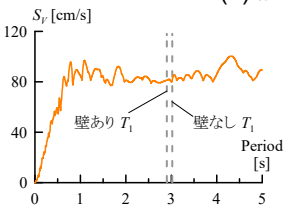
Fig. 9 塑性ヒンジ発生の位置およびタイミングの分布 (Y方向)

3.2 時刻歴応答解析結果に基づく地震波倍率と損傷評価

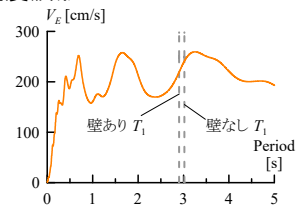
壁ありモデルおよび壁なしモデルのX, Y方向に対してそれぞれ時刻歴応答解析を行う。検討用入力地震動は、速度応答スペクトルを $S_V = 80 \text{ cm/s}$ ($h = 5\%$)とした告示波とし、位相特性は HACHINOHE1968 EW⁵⁾を用いる。地震波倍率を λ_{EQ} 倍と定義して $\lambda_{EQ} = 1.0, 2.0, 3.0$ の3ケースで検討を行う。Fig. 10に入力地震動概要を示す。Fig. 10には減衰定数 $h = 5\%$ のときの速度応答スペクトル S_V , $h = 10\%$ のときのエネルギースペクトル V_E をそれぞれ示す。



(a) 加速度波形



(b) 速度応答スペクトル ($h = 5\%$)



(c) エネルギースペクトル ($h = 10\%$)

Fig. 10 入力地震動概要 ($\lambda_{EQ} = 1.0$)

Fig. 11(a), (b)に壁ありモデルおよび壁なしモデルの地震波倍率 λ_{EQ} と層間変形角の最大値 R_{max} の関係を示す。Y方向では壁ありモデルの方が壁なしモデルよりも層間変形角が小さい傾向があり、地震波倍率の増加に伴い、低減効果も大きくなっていることが分かる。一方で、X方向における地震波倍率1.0~2.0倍での壁ありモデルの層間変形角は壁なしモデルと大きな差は見られない。

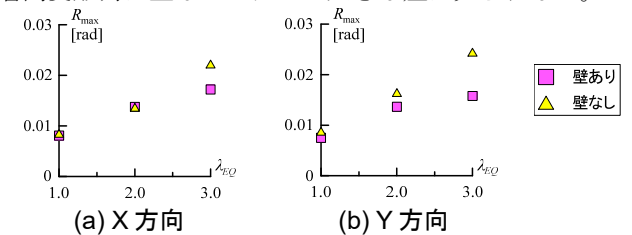


Fig. 11 地震波倍率と層間変形角の最大値の関係

Fig. 12に層間変形角の最大値 $R_{i,max}$, Fig. 13に層間変形角の最大値 $R_{i,max}$ を $R_{i,max}$ の平均値 R_{ave} で基準化した値 $R_{i,max}/R_{ave}$ の高さ方向分布を示す。Fig. 12, 13(b)Y方向において、壁なしモデルでは7層付近の層間変形角が増大しているのに対し、壁ありモデルでは特定層への変形が抑制されていることが分かる。また、壁ありモデルの $R_{i,max}/R_{ave}$ はすべての層において壁なしモデルよりも1.0に近い値を示すことから、連層配置した耐震壁による変形集中抑制の効果が得られたと考えられる。Fig. 12, 13(a) X方向より、X方向においてもY方向と同様の傾

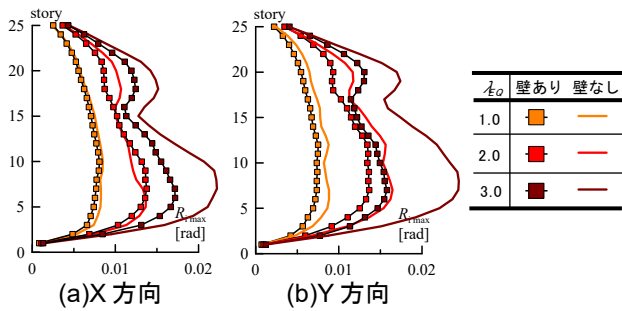


Fig. 12 層間変形角の高さ方向分布

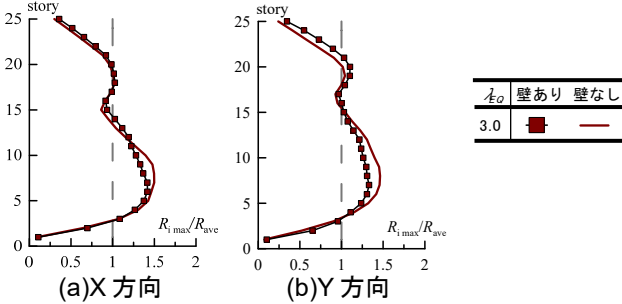


Fig. 13 層間変形角の平均値に対する最大値

向がみられるが、Y方向と比較して変形集中抑制の効果は軽微である。

Fig. 14に地震波倍率 λ_{EQ} とエネルギー吸収率 $\Sigma W_f/E$ の関係を示す。ここで、 ΣW_f は全層における架構の塑性歪エネルギーの合計、 E は入力エネルギーである。Fig. 14より、架構のエネルギー吸収率 $\Sigma W_f/E$ は壁ありモデルの方が壁なしモデルよりも小さい傾向がある。Fig. 15に各層の塑性歪エネルギー W_{fi} の高さ方向分布を示す。Fig. 15より、架構の塑性歪エネルギーは6層付近の下層部に集中する傾向がみられる。また、壁ありモデルでは壁なしモデルと比較して、全層の W_{fi} が低減されていることが分かる。しかし、静的解析で見られた上層部への損傷分配によるエネルギー吸収の効果は軽微であると示唆される。

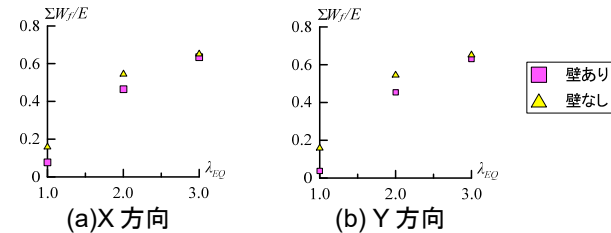


Fig. 14 地震波倍率とエネルギー吸収率の関係

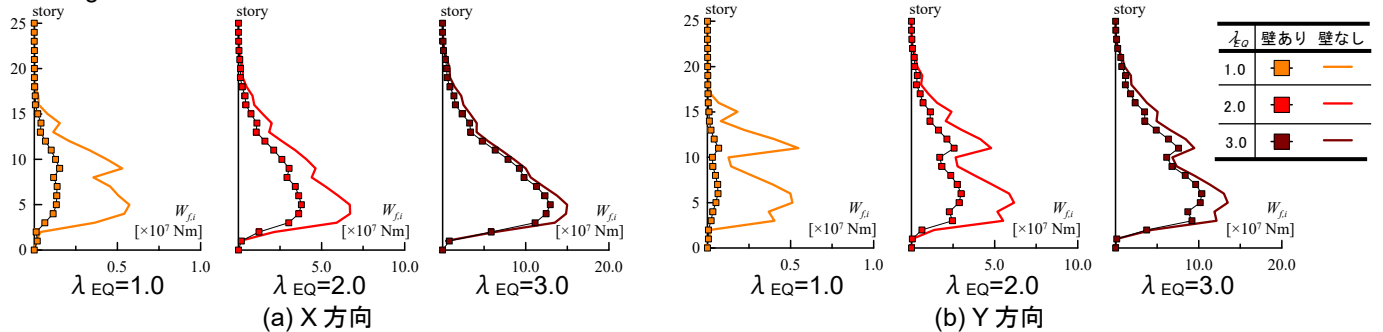


Fig. 15 各層の塑性歪エネルギーの高さ方向分布

4 まとめ

本報では、超高層建物を対象に静的増分解析および時刻歴応答解析を行い、鋼板耐震壁の有無による架構損傷への影響を確認した。以下に得られた知見を示す。

- (1) 静的解析の結果より、鋼板耐震壁を1スパン空けて設置しているX方向において、耐震壁を有する建物では耐震壁のない建物よりも架構の初降伏タイミングは早まるが、架構の損傷を建物高さ方向に均一化できる可能性がある。一方、耐震壁を5スパン空けて設置しているY方向では、初降伏を早めることなく架構の損傷を均一化できる可能性があることを確認した。
- (2) 静的解析の結果より、X方向とY方向における初降伏のタイミングの違いについて、X方向では耐震壁に挟まれた1スパンの境界梁に変形が集中したことが降伏早期化の要因であると示唆される。
- (3) 動的解析の結果より、耐震壁を連層配置することで、特定層への変形集中を抑制する効果があることを確認した。
- (4) 動的解析の結果より、入力地震動の倍率が大きくなるに伴い、架構のエネルギー吸収率が大きくなることを確認した。また、架構の塑性歪エネルギーは下層部に集中する傾向があり、上層部でのエネルギー吸収量は相対的に軽微であることを確認した。

参考文献

- 1) 荒木慶一, 大野正人, 古田理恵, 岡遼悟: 心棒トラスによる鋼構造高層骨組の崩壊機構制御と断層近傍地震動に対する応答低減, 鋼構造論文集, 第23巻, 第91号, pp43-52, 2016.9
- 2) 安永隼平, 植木卓也, 小野潤一郎, 木村征也, 大山翔也, 五十嵐規矩夫: 片面スチフナ形式で補剛された鋼板耐震壁の簡易設計手法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.86, No.786, pp.1213-1223, 2021.8
- 3) 株式会社構造計画研究所: RESP-D 操作・計算マニュアル, <https://kke-resp-team.github.io/resp-d-docs/index.html>, (参照 2024.12)
- 4) 日本建築学会: 構造骨組みの特性と解析第3版, 2024.3
- 5) 翠川三郎, 三浦弘之: 1968年十勝沖地震の八戸港湾での強震記録の再数値化, 日本地震工学会論文集, 第10巻, 第2号, pp.12-21, 2010.2

*1 東京科学大学
*2 株式会社日建設
*3 JFEシビル株式会社
*4 JFEスチール株式会社

Institute of Science Tokyo^{*1}
NIKKEN SEKKEI LTD.^{*2}
JFE Civil Engineering & Construction Corporation^{*3}
JFE Steel Corporation^{*4}