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)	高さ方向に剛性が不均一な鋼構造建物の耐力算定とエネルギー法の適用
Title(English)	
著者(和文)	中村一哉, 佐藤大樹, 松田頼征, 北村春幸, 山口路夫, 脇田直弥, 山口慎吾, 綿貫雄太
Authors(English)	Kazuya Nakamura, Daiki Sato, Yoriyuki MATSUDA, Haruyuki Kitamura, Michio Yamaguchi, Naoya WAKITA, Yuta WATANUKI
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, Ｉ, , pp. 269-272
Citation(English)	, Ｉ, , pp. 269-272
発行日 / Pub. date	2017, 3

Powered by T2R2 (Science Tokyo Research Repository)

2016年度日本建築学会
関東支部研究報告集 I
2017年2月

高さ方向に剛性が不均一な鋼構造建物の耐力算定とエネルギー法の適用

構造ー振動　準会員 ○ 中村一哉[*1]　正会員 佐藤大樹[*2]　〃 松田頼征[*1]
鋼構造建物　エネルギーの釣合　エネルギー配分　〃 北村春幸[*1]　〃 山口路夫[*3]　〃 脇田直弥[*3]
応答予測法　節点振分け法　時刻歴解析　〃 山口慎吾[*3]　〃 綿貫雄太[*3]

1. はじめに

エネルギーの釣合に基づく応答評価法[1)]（以後，エネルギー法）は，従来の許容応力度や保有耐力による評価ではなく，地震によるエネルギー入力と建物の有するエネルギー吸収能力の対比による評価から，構造物の耐震性を合理的かつ的確に評価できる手法とされている[2)]。実施例はいまだ少ないが，その1つに物流施設が挙げられる[3)]。

近年，小売業のチェーン展開やインターネット通販市場の拡大により大型物流施設の需要が高まっている。大型物流施設は各階の積載荷重や階高が不規則となることで，高さ方向に剛性が不均一な構造骨組となるケースが考えられる。高さ方向に剛性が不均一な建物では，従来のエネルギー法における仮定条件と異なるため適用できるか不明である。エネルギー法による実設計をさらに普及させるためにも，知見の充実が望まれる。

渋谷ら[4)]は物流施設を想定し高さ方向に剛性が不均一な1つの建物モデルを用いて，特定の層の質量，剛性，耐力をパラメータとしエネルギー法による検討を行った。本報では，高さ方向に剛性が概ね均一な建物モデルと，不均一な層剛性を有する4つの建物モデルを設定して，エネルギー法における応答予測の適用性を時刻歴応答解析との比較により確認する。また，高さ方向に剛性が不均一なことが損傷分布に与える影響について検討する。

2. 入力地震動および検討建物概要

入力地震動には，コーナー周期 $T_c = 0.64$ s 以降で擬似速度応答スペクトル ${}_pS_V = 1.0$ m/s（$h = 0.05$）となる模擬波2波を用いる。位相特性は，1968 年の十勝沖地震における HACHINOHE EW 成分と，1995 年の兵庫県南部地震における JMA KOBE NS 成分を採用する。以後，これらの模擬波をそれぞれ ART HACHI，ART KOBE と呼ぶ。図1に入力地震動の加速度の時刻歴波形，図2に擬似速度応答スペクトル ${}_pS_V$ およびエネルギースペクトル V_E を示す。図2中には最大加速度 PGA も併せて示す。

検討対象建物は，物流施設を想定した5階建て鋼構造建物を用いる。図3に基準階伏図，図4に軸組図を示す。基準とする階高は1階 7.5 m，2～5階 6.5 m とする。高さ方向に剛性が不均一な建物とするため，図4に示すように1つないし2つの階高を 4.0 m とする。各階の荷重は，表1に示すように階高ごとに異なる。表2に部材断面一覧，表

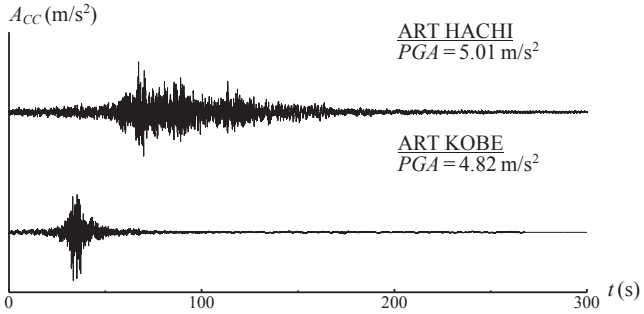
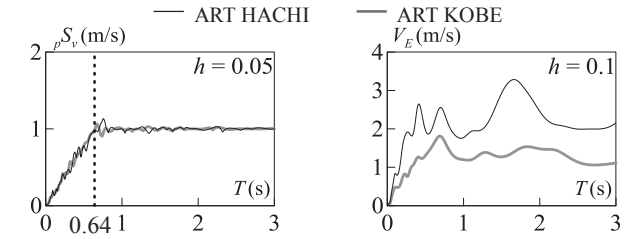


図1　入力地震動の加速度波形



(a) 擬似速度応答スペクトル ${}_pS_V$　(b) エネルギースペクトル V_E

図2　擬似速度応答スペクトル ${}_pS_V$ とエネルギースペクトル V_E

図3　基準階伏図

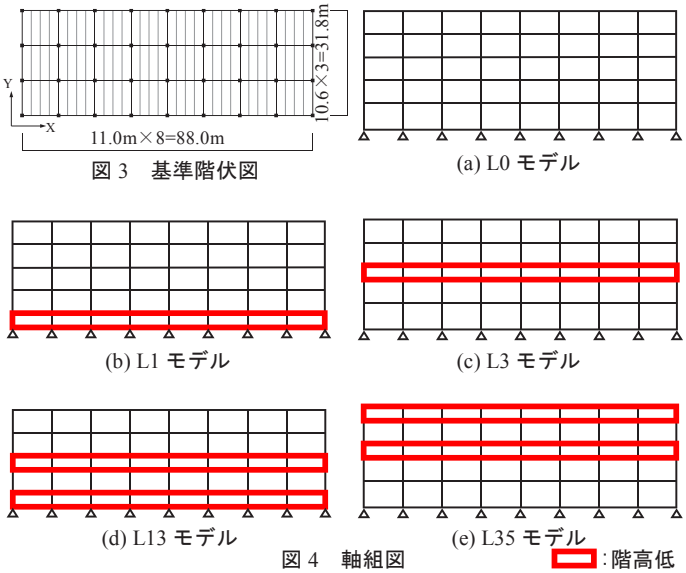


図4　軸組図

表1　荷重一覧

用途(階高)	固定 (N/m^2)	積載 (N/m^2)
屋上	5500	3000
倉庫(6.5m)	4800	4000
倉庫(4.0m)	3000	2000

表2　部材断面一覧

柱	□-500×500×19 ～□-600×600×32
大梁	H-588×300×12×20 ～HY-750×350×14×28

3 に建物全重量 W と 1 次固有周期 ${}_fT_1$ を示す。柱および梁の鋼材種にはそれぞれ BCP325，SN490 を使用する。床スラブによる剛性効果は，梁の曲げ剛性のみを考慮し，剛性増大率 φ は片側，両側共に 1.5 とする。構造減衰は各モデルの 1 次固有周期に対して減衰定数 $h=0.02$ となる初期剛性比例型とする。各階には剛床を仮定し，X 方向について検討する。各モデルの呼称は，各階の剛性が概ね均一なモデルとして L0 モデル，高さ方向に剛性が不均一な建物を想定したモデルを階高の低い階からそれぞれ L1, L3, L13, L35 モデルとする。図 5 に第 i 層の層質量 m_i と層剛性 ${}_fk_i$ の高さ方向分布を示す。層質量 m_i より，表 1 に示す荷重の違いから，階高の低い層の直下の層質量が他層の半分程度となっている。層剛性 ${}_fk_i$ では，L0 モデルの剛性が高さ方向で概ね均一となっており，他のモデルは階高を低くした層の剛性が上下層と比べ極端に大きくなっている。

3. 地震応答性状

本章は，最大応答値の高さ方向分布より検討を行う。図 6 に 5 つのモデルにおける絶対加速度，せん断力，層間変位，層間変形角のそれぞれの最大値 $Acc_{\max i}$，${}_fQ_{\max i}$，$\delta_{\max i}$，$R_{\max i}$ の高さ方向分布を示す。$Acc_{\max i}$ は剛床と仮定した床の重心位置における絶対加速度，${}_fQ_{\max i}$ は対象とする層の柱に生じるせん断力の和，$\delta_{\max i}$ は対象とする階における床の重心位置と下階の床の重心位置の層変位差を示す。図 6 より，$Acc_{\max i}$ はいずれの建物モデルにおいても下層よりも上層のほうが大きい傾向にあり，最上階で最も大きい。本検討結果において，モデルによる $Acc_{\max i}$ の大きな違いは確認できない。${}_fQ_{\max i}$ はいずれの建物モデルにおいても下層より上層の方が小さいが，建物モデルの特性による影響が少なく高さ方向に概ね均一な分布となっている。$\delta_{\max i}$ は L0 モデルにおいて概ね均一な高さ方向分布が得られた一方，他のモデルでは高さ方向に不均一となっている。階高が低く層剛性が大きい層ほど小さい値を示している。$\delta_{\max i}$ に比べ $R_{\max i}$ は高さ方向の不均一性がわずかに減少している。

表 3　全重量 W と 1 次固有周期 ${}_fT_1$

	W (kN)	${}_fT_1$ (s)
L0	143311	2.03
L1	143005	1.76
L3	131370	1.82
L13	131064	1.54
L35	119425	1.68

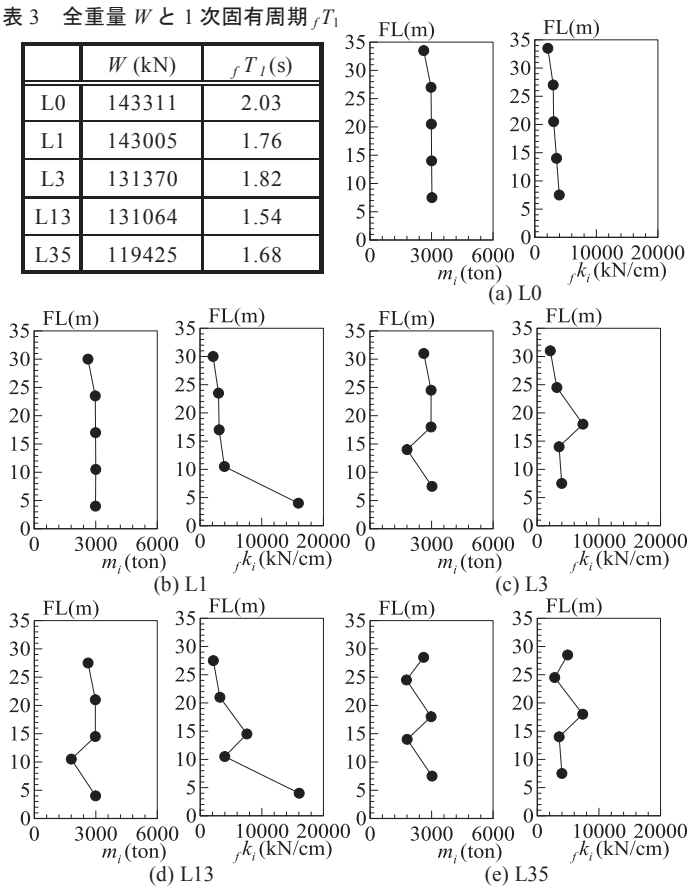


図 5　層質量 m_i と層剛性 ${}_fk_i$

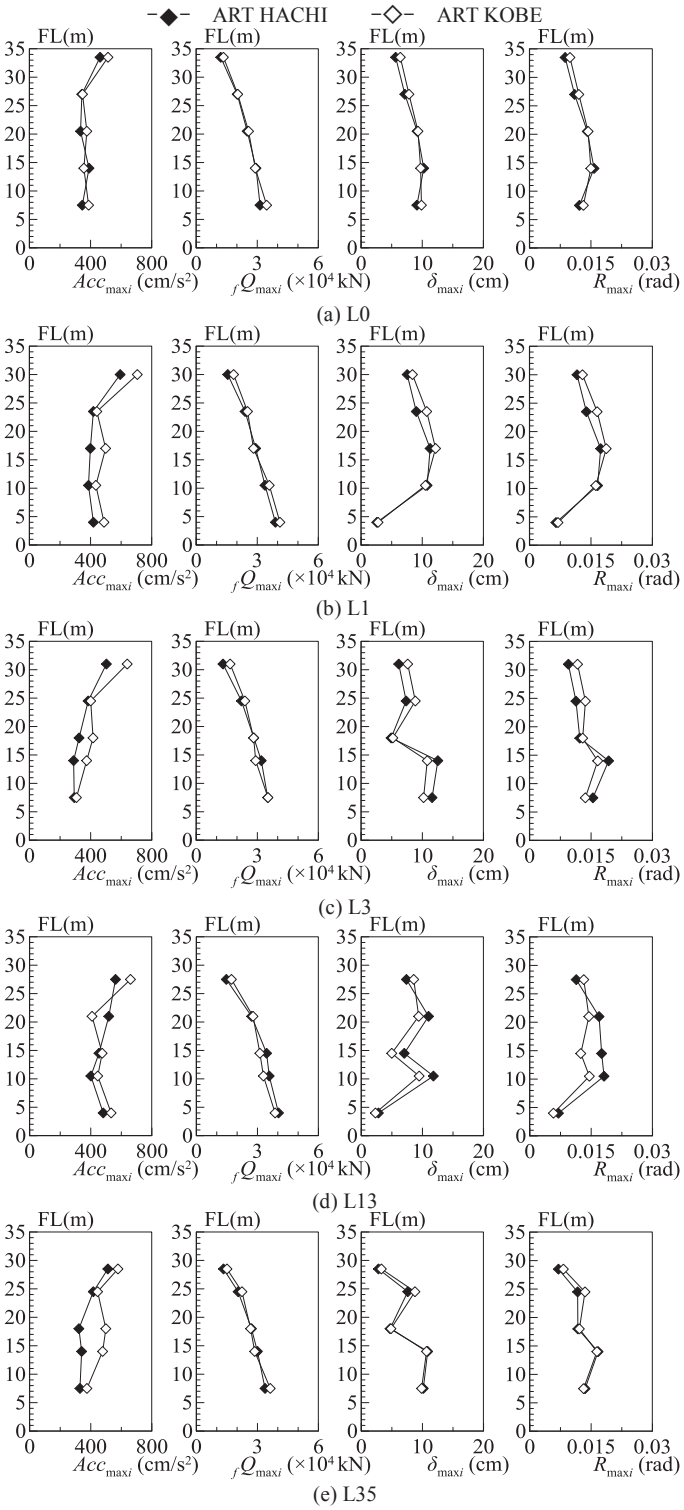


図 6　各最大応答値

4.　耐力算定法の違いがエネルギー法に及ぼす影響

エネルギー法による損傷分布は耐力分布に大きく影響を受ける。本章では耐力算定法の違いに着目し，各検討建物におけるエネルギー法の適用性を検討する。

4.1　耐震構造におけるエネルギー法の概要

耐震構造における k 層の損傷分布は式(1)のように提案されている[1)]。式(1)は，p_i<1.0 となる相対的に強度の低い層に損傷が集中し，p_i>1.0 となる相対的に強度の高い層は損傷を受けないように評価できる式とされている。損傷集中の程度は n に支配され，n が大きいほど強度の低い層への損傷が集中する割合が極端に大きくなる。

$$\frac{{}_fW_{pk}}{{}_fW_p}=\frac{s_k\cdot p_k^{-n}}{\sum_{i=1}^{N}s_i\cdot p_i^{-n}} \tag{1}$$

式(1)中の s_i，p_i は式(2)，(3)で表される。

$$s_i=\left(\sum_{j=i}^{N}\frac{m_i}{M}\right)^2\cdot\bar{\alpha}_i^{\,2}\cdot\left(\frac{{}_fk_1}{{}_fk_i}\right) \tag{2}$$

$$p_i=\frac{{}_f\alpha_{yi}\,/\,{}_f\alpha_{y1}}{\bar{\alpha}_i} \tag{3}$$

ここに，${}_fW_{pi}$：第 i 層の塑性歪エネルギー，${}_fW_p$：全層の塑性歪エネルギー，N：層数，m_i：第 i 層の質量，M：全層の質量，${}_fk_i$：層剛性，$\bar{\alpha}_i$：最適降伏層せん断力係数，${}_f\alpha_{yi}$：降伏層せん断力係数である。n は構造形式により異なり，式(4)の値が提案されている[1)]。

n = 12：柱降伏型，筋違構造
n = 8　：梁降伏型構造　　(4)
n = 4　：連層耐震壁付き架構

4.2　荷重増分法による耐力の算定

静的増分解析による耐力算定法（以後，増分法）について以下に示す。外力は告示式による 1 次固有周期を用いた A_i 分布に従い[2)]，いずれかの層間変形角が 1 / 25 となるまで行う。図 7 に完全弾塑性型の復元力特性への置換方法を示す。図 7 に示すように，静的増分解析から得られる各層の履歴曲線の面積と，終局変形 ${}_f\delta_{ui}$ 時の履歴面積が等しくなる（$S_1 = S_2$）完全弾塑性型に置換し，第 i 層における降伏耐力 ${}_fQ_{yi}$ および降伏変形 ${}_f\delta_{yi}$ を算定する。以下に算定式を示す。

$${}_f\delta_{yi}={}_f\delta_{ui}-\sqrt{{}_f\delta^2{}_{ui}-\frac{2W_i}{{}_fk_i}} \tag{5}$$

$${}_fQ_{yi}={}_fk_i\cdot{}_f\delta_{yi} \tag{6}$$

ここに，${}_f\delta_{yi}$：主架構の降伏変形，${}_f\delta_{ui}$：主架構の終局変形，${}_fk_i$：主架構の層剛性，W_i：静的増分解析結果の履歴曲線の面積，${}_fQ_{yi}$：主架構の降伏層せん断力である。

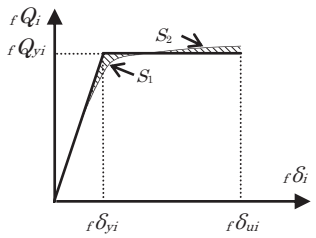


図 7　完全弾塑性型の復元力特性への置換方法

4.3　節点振り分け法による耐力の算定

略算法として知られる節点振り分け法（以後，節点法）について述べる[5)]。各節点で，柱材端部あるいは左右の梁材端部に塑性ヒンジを形成させ，柱材端部の全塑性モーメント M_p を決定する。柱の全塑性モーメントから，その柱の降伏耐力を算定する。各階における柱の降伏耐力の総和が各層の降伏耐力となる。両側の梁材端部に塑性ヒンジが形成される場合は，両梁端における全塑性モーメントの和を上下柱端に 1/2 ずつ分割する。各部材の全塑性モーメントは以下式より算定する。

$$M_p=Z_p\times\sigma_y \tag{7}$$

ここに，Z_p：塑性断面係数，σ_y：降伏応力度である。

${}_f\delta_{yi}$ は，ここで求めた ${}_fQ_{yi}$ と静的増分解析から得た ${}_fk_i$ を用いて，式(6)から算定する。

4.4　損傷分布への影響

耐力算定法の違いがエネルギー法の損傷分布に及ぼす影響を検討する。架構が梁崩壊型であるため式(4)より損傷集中指数 n は 8 とする。式(1)より損傷分布は s_i，p_i による影響を，p_i は耐力による影響を受けることから，図 8(a)～(e)に 5 つのモデルにおける耐力分布，s_i 分布，p_i 分布，損傷分布を示し，それぞれで増分法と節点法を比較する。

耐力分布について，L0 モデルでは増分法と節点法で同じような概形を示している。一方，高さ方向に剛性が不均一なモデルにおいて，増分法では L0 モデルと概ね同様な分布となっているが，節点法では各モデルの構造特性を反映している。階高の低い層の耐力が他の層よりも大きく，図 5 の初期剛性 ${}_fk_i$ と同様な分布となっている。s_i 分布について，式(2)より耐力の影響を受けないため，各モデルで増分法と節点法で同じ結果が得られた。階高の低い層の剛性は他の層より大きいため s_i が小さく，エネルギー吸収量が小さい。増分法における p_i 分布はいずれの場合においても概ね 1.0 程度となっており，損傷集中が大きく生じない評価となっている。一方，節点法における p_i 分布は高さ方向に不均一となっている。階高の低い層の p_i は相対的に大きく，その他の層が弱層となって損傷集中する評価となっている。損傷分布については，いずれのモデルにおいても増分法と節点法で大きく異なる結果が得られた。増分法では特定の層に損傷が集中しないような分布となっているが，節点法ではいずれのモデルにおいても第 2 層の損傷集中が大きい。節点法では階高を低くした階の損傷集中は概ね 0 となっている。

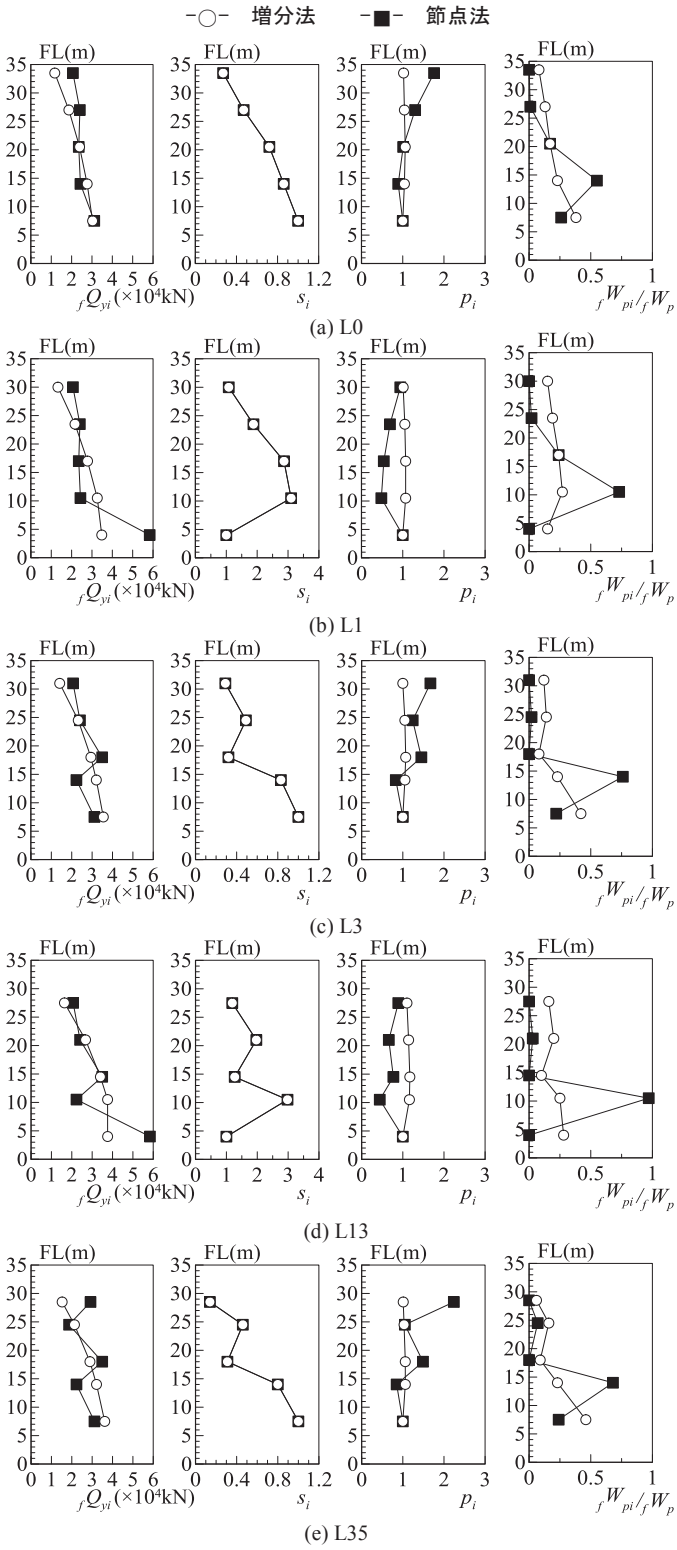


図 8　増分法と節点法における各分布の比較

4.5　時刻歴応答解析との比較

エネルギー法で求めた損傷分布(式(1))と時刻歴応答解析の結果を比較する。損傷集中指数 n は前節と同様に 8 とする。図 9 に増分法と節点法による損傷分布と時刻歴応答解析結果の比較を示す。図 9 より耐力算定法に増分法を用いるといずれのモデルにおいても，時刻歴応答解析結果の $_fW_{pi}/_fW_p$ が最大となる層(以後，損傷集中層)の損傷を，どちらの入力地震動においても安全側で評価できていない。一方，耐力算定法に節点法を用いた場合は，時刻歴解析の損傷集中層をどちらの入力地震動においても安全側に予測できている。

5.　まとめ

高さ方向に剛性が不均一な建物のエネルギー法の適用性を，時刻歴応答解析との比較により検討した。以下に得られた知見を示す。

(1) 耐力算定に静的増分解析を用いると，高さ方向の剛性分布に依らず耐力分布は同程度となった。一方，節点振り分け法を用いると剛性分布と同様に各建物モデルの構造特性を反映する耐力分布となった。

(2) エネルギー法は耐力分布による影響が大きく，耐力算定法に静的増分解析を用いた際に時刻歴応答解析による損傷集中層を安全側に評価できないことを確認した。一方，節点振り分け法を用いると損傷集中層を大きく安全側に評価できた。

(3) 高さ方向に剛性が概ね均一なモデルでは，耐力算定法において静的増分解析による予測式で損傷集中層を安全側に評価できなかった。

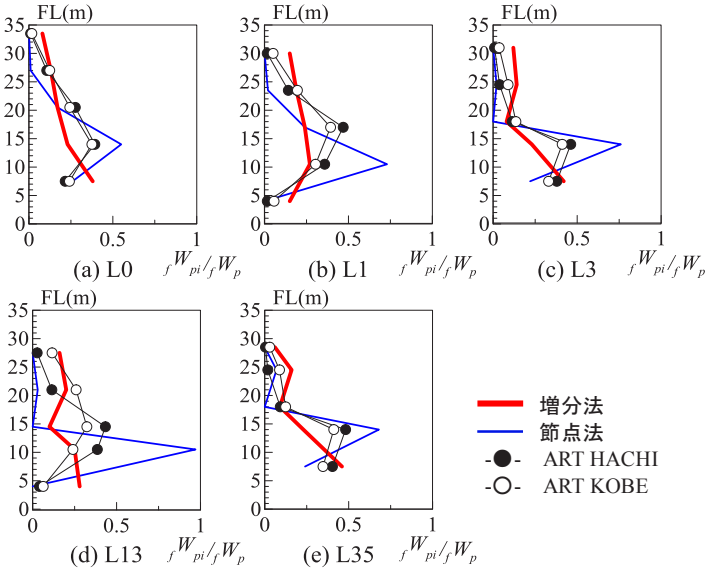


図 9　増分法と節点法による損傷分布と時刻歴解析の比較

謝辞

本報は，新日鉄住金エンジニアリング株式会社，東京理科大学北村研究室，東京工業大学佐藤研究室によるエネルギー法研究会の成果の一部を用いたものです。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1)秋山宏:エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，技報堂出版，1999.11
2)独立行政法人　建築研究所:鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル―平成 17 年度国土交通省告示第 631 号「エネルギーの釣合に基づく耐震計算法」に準拠して―，技報堂出版，2008.9
3)脇田直弥，松蔭知明，樋口公平，中村秀司：エネルギー法による建物の構造設計~優れた耐震性と経済性を両立した設計手法の確立~，新日鉄エンジニアリング技報，vol3,2012
4)渋谷政斗，佐藤大樹，佐藤大輔，松澤祐介，北村春幸，山口路夫，脇田直弥，松蔭和明：構造特性の高さ方向分布が不均一な中低層鋼構造建物のエネルギー配分に関する研究，日本建築学会関東支部研究報告集 83(Ⅰ)，2013.3
5)石山祐二：建築基準法の耐震・構造規定と構造力学(第 2 版)，三和書籍，2016.4

*1　東京理科大学　　*2　東京工業大学
*3　新日鉄住金エンジニアリング株式会社