

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	履歴ダンパーを有する鋼構造建物を用いたエネルギー法告示に基づく 損傷評価
Title	THE DAMAGE EVALUATION USING THE EARTHQUAKE- RESISTANT STRUCTURAL CALCULATION BASED ON ENERGY BALANCE OF STEEL STRUCTURES WITH HYSTERETIC DAMPERS
著者(和文)	佐藤大輔, 佐藤大樹, 松澤祐介, 北村春幸, 山口路夫, 脇田直弥, 松蔭智明
Authors	daiki sato, Haruyuki Kitamura, Michio Yamaguchi, Naoya WAKITA
出典 / Citation	構造工学論文集, Vol. 59B, , pp. 357-369
Citation(English)	Journal of structural engineering, Vol. 59B, , pp. 357-369
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/110009706605

履歴ダンパーを有する鋼構造建物を用いた エネルギー法告示に基づく損傷評価

THE DAMAGE EVALUATION USING THE EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURAL CALCULATION BASED ON ENERGY BALANCE OF STEEL STRUCTURES WITH HYSTERETIC DAMPERS

佐藤大輔*, 佐藤大樹**, 松澤祐介*, 北村春幸***
山口路夫****, 脇田直弥*****, 松蔭知明*****
Daisuke SATO, Daiki SATO, Yusuke MATSUZAWA, Haruyuki KITAMURA
Michio YAMAGUCHI, Naoya WAKITA and Tomoaki MATSUKAGE

The structural-seismic safety is evaluated by the amount of plasticity energy. The earthquake-resistant structural calculation based on energy balance (Energy-based method) has been established in 2005, and Energy-based method is able to evaluate the amount of plasticity energy. Energy-based method is estimated the safe side for the main structure by underestimating the plasticity energy of the response of main structure remains in elastic range. In the case of the response control structure under a level 2 earthquake, the main structure is designed to remain in elastic range. Therefore, in the case of the response control structure under a level 2 earthquake is predicted the seismic response by applying Energy-based method, the tendency of the evaluation of the safety for the main structure becomes pronounced.

This paper presents the energy distribution using Energy-based method. In this method, the damage-causing energy used in energy-based seismic design is distributed according to the states of main structure. The problem of Energy-based method is clarified by comparing the energy distribution obtained by the time history analysis.

Keywords : Steel structure, Energy-based method, Damage-causing energy, Hysteretic damper, Energy distribution, Time history analysis

鋼構造建物, エネルギー法, 損傷に寄与するエネルギー, 履歴ダンパー, エネルギー配分, 時刻歴応答解析

1. はじめに

建物の耐震性能は、構造骨組の終局耐力と塑性変形能力の積（塑性履歴エネルギー吸収能力）により判定される。これまでの耐震設計法は、層せん断力や層間変形、塑性率などの最大応答値に着目して、ある瞬間の終局耐力と塑性変形の積である1ループの塑性履歴エネルギー吸収能力を評価するものである。一方、エネルギーの釣合に基づく耐震設計法^{1)~6)}（以後、エネルギー法）は、地震動による建物への入力を、地動が始まってから終わるまでに入力するエネルギー総量により評価し、構造骨組の各層が吸収すべき塑性歪エネルギー W_{pi} を、最適分布に対する終局耐力の偏りに応じて配分するものである。この配分されたエネルギーに対して、必要とする構造骨組の終局耐力と塑性変形の累積値の積である累積塑性履歴エネルギー吸収能力を評価するものである。

秋山は、制振構造を弾性挙動する主架構（柔要素）と弾塑性挙動する制振部材（剛要素）で構成される柔剛混合構造と位置付けたエネルギー法を提案している¹⁾²⁾。さらに北村らは、「制振構造において、主架構降伏後は柔要素（弾性要素）が消滅するため、耐震構造と同様になる」という考え方にに基づき、秋山が提唱したエネルギー法を主架構が塑性化する場合にまで拡張している³⁾。秋山、北村ら

は、 W_{pi} を最大層間変形による履歴ループ W_{pi1} とその等価繰返し数 n の積 $W_{pi}=n \cdot W_{pi1}$ により表し、主架構の状態に応じて n を設定することで、制振効果を評価している。

2005年エネルギー法告示^{4)~6)}（以後、告示）においても、根本的な考え方は、秋山、北村らのエネルギー法と同様であり、建物の損傷に寄与するエネルギー E_D ²⁾³⁾⁷⁾（入力エネルギー E -減衰エネルギー W_h ）から、主架構弾性範囲内に全体架構（=主架構+ダンパー）が吸収するエネルギー W_{ef} を除いたエネルギー W_p を用い、主架構の損傷を評価するものである。告示では、実際よりも W_{ef} を小さく見積もることで、主架構に対して安全側の評価となるような設計方法を採用している⁸⁾。告示において、極めて稀に発生する地震動の検討を行う場合、レベル2に相当する地震動（以後、レベル2）における設計用スペクトルより算出した E_D を用いる。制振構造を設計する場合、レベル2においても主架構は弾性範囲、または塑性化の程度が小さい領域に留めるようにクライテリアを設定することが一般的である。この場合において、主架構は弾性範囲での変形を繰返すことから塑性歪エネルギーはほとんどなく、告示と実際の W_{ef} は大きく異なることが想定される。そのため、レベル2における告示の評価は、主架構に対して大幅に安全側の評価となる反面、ダン

*1 東京理科大学大学院理工学研究科 大学院生

*2 東京理科大学工学部建築学科 助教・博士（工学）

*3 東京理科大学工学部建築学科 教授・博士（工学）

*4 新日鉄住金エンジニアリング株式会社 博士（工学）

*5 新日鉄住金エンジニアリング株式会社 修士（工学）

Graduate Student, Faculty of Science and Eng., Tokyo Univ. of Science

Assistant Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Eng., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Eng., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Nippon Steel & Sumikin Engineering Co., LTD., Dr.Eng

Nippon Steel & Sumikin Engineering Co., LTD., M.Eng

パーの負担するエネルギーの評価や最大応答が実際の性状と乖離する可能性がある。しかし、告示による制振構造の設計は、時刻歴解析や大臣認定を要さないため、時間・労力面のメリットも多く、新たな設計手法として実用化されているケースもみられる⁹⁾。設計で最も多く想定されるような地震動レベルにおいて、告示と実際の性状が同様な評価を下すようになれば、告示を用いることで設計が収斂しなくなる危険性を回避ができ、設計期間の短縮につながる。

そこで、本論文では、今後のさらなる告示の実用化に向けて、告示と時刻歴解析によるエネルギーの内訳を比較することで、告示の問題点を明らかにすることを目的とする。そのために、告示の根本である主架構の塑性化の有無により状態を分けつけた時刻歴解析によるエネルギー配分算定方法について述べる。次に、3種類の建物に対し、それぞれ2段階の耐力を設定した計6種類の解析モデル、レベル2とレベル2の2.0,4.0倍の地震動を用いた時刻歴解析を行い、検討モデルの応答・累積性状について考察をする。最後に、時刻歴解析による本エネルギー配分と告示の比較・検討を行う。

2. 検討建物、ダンパー諸元、せん断型モデル及び入力地震動の概要

2.1 検討対象建物の概要

検討対象建物は、5階建て¹⁰⁾、8階建て¹¹⁾、10階建て¹²⁾の鋼構造建物とする。各建物の基準階伏図と軸組図を図1(a)~(c)、各建物の部材断面を表1に示す。なお、本論文での解析対象は、X方向とする。制振建物は、ダンパーを図1(a)~(c) (基準階伏図)の示す位置に、それぞれ付与したモデルとする。構造減衰は主架構の1次固有周期 fT_1 に対して、 $h=2\%$ となる剛性比例型とする。本論文では、図2に示すように、主架構の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(面積 S_1 =面積 S_2)完全弾塑性型に置換し、作成したせん断型モデル¹³⁾(このモデルをtypeAとする)を用いて検討を行う。なお、本論文において $f\delta_{ui}$ を静的増分解析における最大変形とした。表2に、10層建物における $f\delta_{ui}$ を示す。以降、各建物により得られたせん断型モデルを5層、8層、10層モデルと称す。本論文において、typeAモデルにおける主架構の降伏耐力の値を半分にしたモデルをtypeBモデル(図2)とする。表3(a)に、各せん断型モデルにおける fT_1 、建物全重量 W 、第一層における主架構の降伏層せん断力係数 $f\alpha_{y1}$ ($=fQ_{y1}/W$)と $f\alpha_{y1} \times fT_1$ を、表3(b)(付録A)に、各せん断型typeAモデルにおける i 層の主架構の降伏層せん断力 fQ_{yi} 、降伏変形 $f\delta_{yi}$ 、弾性剛性 fK_i を示す。なお、本論文において添字の f は主架構、 i は i 層を表す。

2.2 ダンパー諸元の決定

制振部材として設置する履歴ダンパーには、図3に示されるような塑性化部と弾性部で構成される座屈拘束型制振ブレースを使用する。本論文では、ダンパーの投入量として、第1層のダンパーの降伏層せん断力係数 α_{y1} を用いた。 α_{y1} によって、第1層の塑性化部断面積 A_{e1} は、以下の式で求められる。

$$Q_{y1} = \alpha_{y1} \cdot \sum_{i=1}^N m_i \cdot g, \quad N_{y1} = \frac{Q_{y1}}{8 \cos \theta_1}, \quad A_{e1} = \frac{N_{y1}}{\sigma_y} \quad (1a \sim c)$$

ここに、 Q_{y1} :ダンパーの降伏層せん断力、 N :全層数、 m_i : i 層の質量、 g :重力加速度、 N_{y1} :ダンパーの降伏軸力、 θ_1 :ダンパーの取り付け角度、 σ_y :ダンパーの降伏応力度(=225 N/mm²)である。

次に、1層より上層の A_{ei} は、1層を基準としたダンパーの耐力比

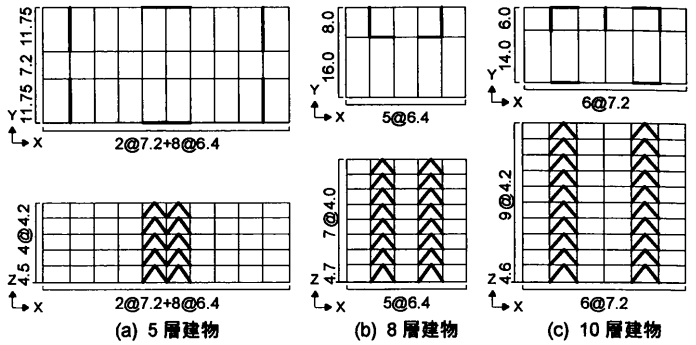


図1 基準階伏図と軸組図(単位:m) — ダンパー設置位置

表1 各建物部材断面

建物	部材	断面
5層	外柱	□-450×450×16~□-450×450×22
	内柱	□-450×450×16~□-450×450×22
	梁	X方向 H-600×200×11×17~H-600×250×12×22 Y方向 H-800×300×13×26~H-800×300×16×28
8層	外柱	□-400×400×16~□-400×400×32
	内柱	□-400×400×28~□-400×400×45
	梁	X方向 H-600×200×12×14~H-600×200×12×25 Y方向 H-600×200×12×14~H-800×250×14×25
10層	外柱	□-500×500×16~□-500×500×32
	内柱	□-500×500×16~□-500×500×32
	梁	X方向 H-600×250×12×19~H-600×250×12×25 Y方向 H-600×250×12×19~H-800×350×16×28

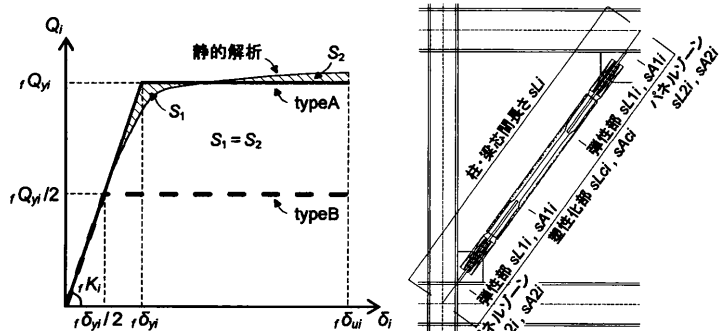


図2 主架構の復元力特性

図3 ダンパー配置図

表2 終局変形 $f\delta_{ui}$ (10層建物, 単位:mm)

FL	$f\delta_{ui}$	FL	$f\delta_{ui}$
10	38	5	1704
9	59	4	1752
8	101	3	1755
7	589	2	1665
6	1486	1	821

表3(a) 解析モデル諸元

	5層モデル	8層モデル	10層モデル
fT_1 (s)	1.10	1.51	2.01
W (kN)	75199	49115	67912
$f\alpha_{y1}$	typeA	0.47	0.27
	typeB	0.23	0.14
$f\alpha_{y1} \times fT_1$	0.51	0.41	0.58

表3(b) 解析モデル諸元(X方向, typeA)

FL	5層モデル			8層モデル			10層モデル		
	fQ_{yi} (kN)	$f\delta_{yi}$ (mm)	fK_i (kN/mm)	fQ_{yi} (kN)	$f\delta_{yi}$ (mm)	fK_i (kN/mm)	fQ_{yi} (kN)	$f\delta_{yi}$ (mm)	fK_i (kN/mm)
10							6169	24.1	256
9							8866	34.6	256
8				4251	19.8	215	11026	42.2	262
7				6289	27.3	231	13195	49.4	267
6				8214	34.2	240	14757	53.9	274
5	15030	26.7	562	9740	35.8	272	16140	57.6	280
4	22400	38.8	577	10998	38.4	286	17284	60.3	287
3	27936	48.3	579	12008	40.4	297	18228	60.9	299
2	32175	51.6	623	12792	38.3	334	18996	58.2	326
1	35154	47.3	744	13352	26.6	501	19578	41.3	474

※typeBは fQ_{yi} 、 $f\delta_{yi}$ が半分

分布 (sQ_{yi}/sQ_{y1}) を式(1c)の sA_{ci} に乗ずることで求める。本論文では、ダンパーの耐力比分布を A_i 分布に基づいた設計用層せん断力 Q_i の分布に従い決定した。本解析では、ダンパーを1要素(一様断面)でモデル化¹⁴⁾した。 i 層のダンパーの軸方向の等価な剛性 $s\hat{k}_i$ 、等価な断面積 sA_i および等価な降伏応力度 $s\sigma_{yi}$ は、 sA_{ci} を用いて、それぞれ次式で算出される。

$$s\hat{k}_i = \frac{sE \cdot sA_{ci}}{sL_i} \cdot \lambda_i, \quad sA_i = sA_{ci} \cdot \lambda_i, \quad s\sigma'_{yi} = \frac{s\sigma_y}{\lambda_i} \quad (2a\sim c)$$

$$\text{ここで, } \lambda_i = \frac{1}{\frac{sL_{ci}}{sL_i} + 2 \frac{sL_{li}}{sL_i} \cdot \frac{sA_{ci}}{sA_{li}} + \left(1 - \frac{sL_{ci}}{sL_i} - 2 \frac{sL_{li}}{sL_i}\right) \cdot \frac{sA_{ci}}{sA_{2i}}} \quad (3)$$

ここに、 sE : 鋼材の弾性係数、 sL_i : 柱・梁芯間長さ、 sL_{ci} : 塑性化部長さ、 sL_{li} : 弾性部長さ、 sA_{li} : 弾性部断面積、 sA_{2i} : 柱梁接合部のパネルゾーン断面積である(図3)。本論文では、 $sL_{ci}/sL_i=0.25$, $sL_{li}/sL_i=0.325$, $sA_{li}=2 \cdot sA_{ci}$, $sA_{2i}=sA_{2i}$ を用いた。

2.3 実効せん断型モデルの作成

図4(a)のような部材レベルモデルの i 層において、最大層間変形 δ_{maxi} だけ変形した場合、ダンパーの軸方向の最大変形 $s\delta_{maxi}$ の水平方向変形 $s\delta_{maxi}$ は曲げ変形や周辺架構剛性の影響で δ_{maxi} より小さくなる。 δ_{maxi} と $s\delta_{maxi}$ との差をダンパーのロス変形 $b\delta_{maxi}$ とする。図4(b)のようなせん断型モデル(以後、直接せん断型モデル)における $s\delta_{maxi}$ は最大層間変形 δ_{maxi} と等しくなるため、ダンパーによる制振効果を過大に評価することとなる。そこで、本論文では文献11)の手法を用いて、図4(c)のせん断型モデル(以後、実効せん断型モデル)のようにダンパーの剛性 $s\hat{k}_i$ に直列パネの剛性 $b\hat{k}_i$ を設けることで $b\delta_{maxi}$ を表現した。以下に、ダンパー+直列パネ(以後、付加系)の剛性 $s\hat{k}_i, b\hat{k}_i$ の式をそれぞれ示す¹¹⁾。以後、添字の a は付加系を表す。

$$s\hat{k}_i = \sum_{m=1}^N \sum_{n=1}^N (s\hat{k}_{mn} \cdot n) \quad (4)$$

$$b\hat{k}_i = \frac{s\hat{k}_i^2 \cdot \beta_{hi}}{s\hat{k}_i(1-\beta_{hi})}, \quad \beta_{hi} = \frac{s\hat{k}_i}{s\hat{k}_i} \quad (5a, b)$$

ここに、 $s\hat{k}_{mn}$: $[s\hat{K}]$ のマトリクス要素、 $[s\hat{K}]$: 主架構+ダンパー (= 全体架構) の部材モデルの剛性マトリクスから主架構のみの剛性マトリクスを引いたものである。以下、制振構造の検討は、実効せん断型モデル(付加系)を用いる。表4に、 $s\alpha_{y1}=0.02, 0.04, 0.08$ における実効せん断型モデルの1次固有周期 T_1 を示す。

2.4 解析用入力地震動

解析に用いる入力地震動は、コーナー周期 $T_c=0.64$ (s) 以降の領域で、擬似速度応答スペクトル $\rho V_v=1.0$ m/s ($h=5\%$) となる位相特性 HACHINOHE 1968 EW (以後、ART HACHI) および JMA KOBEL1995NS (以後、ART KOBE) の模擬地震動と最大速度を 0.5 m/s に基準化した El Centro1940NS (以後、El Centro) を用いる。図5に、各入力地震動の加速度時刻歴波形、図6に、応答スペクトルとエネルギースペクトルを示す。図中の \leftrightarrow は、各せん断型モデルの検討周期帯、 f 値は周期 0~10 秒の範囲で減衰定数 $h=0.1$ のときのエネルギースペクトルの平均値 $\bar{V}_{E,h=0.1}$ と速度応答スペクトルの平均値 $\bar{S}_v,h=0.1}$ から求められるものであり、El Centro NS 波などの標準波に対して何倍の入力エネルギーを持つかを表す係数である¹⁵⁾¹⁶⁾。なお、本論文において告示の検討範囲を示すため、レベル2を加速度倍率 1.0 倍、レベル2以上に相当する地震動を加速度倍率 2.0, 4.0

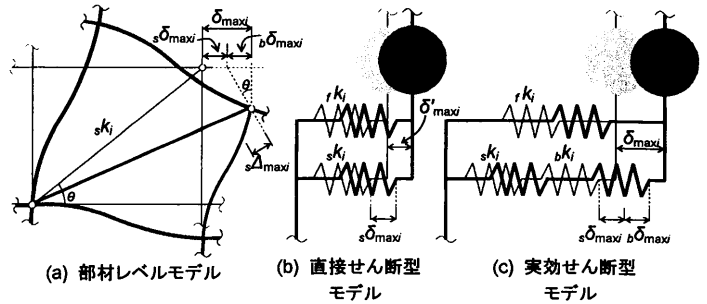


図4 ダンパーの実効変形を考慮した本手法の概念図

表4 実効せん断型モデルの1次固有周期 T_1 (単位:s)

モデル	$s\alpha_{y1}=0.02$	$s\alpha_{y1}=0.04$	$s\alpha_{y1}=0.08$
5層	0.96	0.87	0.76
8層	1.29	1.18	1.06
10層	1.62	1.44	1.27

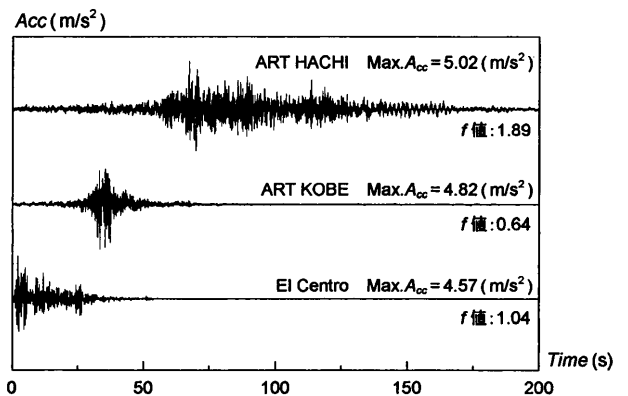


図5 入力地震動の加速度時刻歴波形

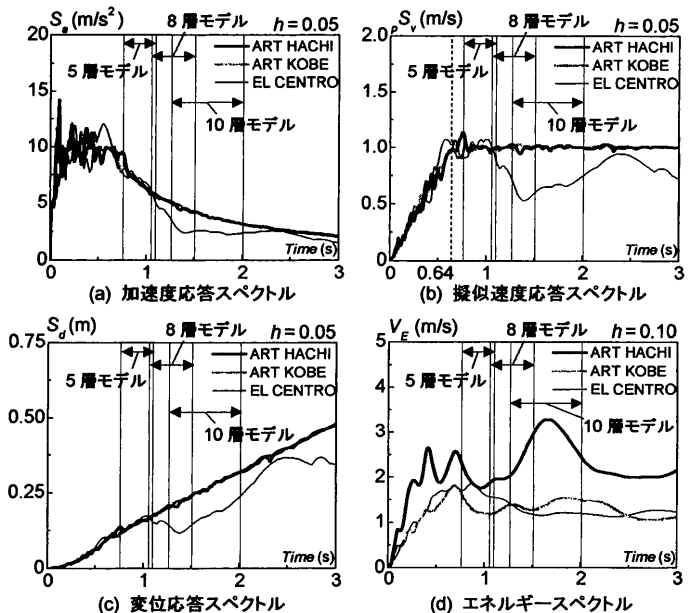


図6 入力地震動の応答スペクトル、エネルギースペクトル

倍とし検討を行った。

3. 時刻歴解析によるエネルギー配分の概要と応答・累積性状

3.1 時刻歴解析における主架構と付加系のエネルギー配分算定方法

本章では、次章において告示と時刻歴解析のエネルギー配分の比較を行うために、時刻歴解析におけるエネルギー配分算定方法について述べる。図7に、制振構造におけるエネルギーの時刻歴応答の

模式図を示す。横軸は地震開始からの時刻 t を表し、 t_m は建物の最大応答発生時刻、 t_0 は地震の継続時間を表す。ここに、 ${}_fW_e(t)$: 主架構の弾性振動エネルギー (${}_fW_e(t) = {}_fW_{ek}(t) + {}_fW_{es}(t)$)、 ${}_fW_{ek}(t)$ 、 ${}_fW_{es}(t)$: 主架構の運動エネルギー、弾性歪エネルギー、 ${}_aW_e(t)$: 付加系の弾性振動エネルギー (${}_aW_e(t) = {}_aW_{ek}(t) + {}_aW_{es}(t)$)、 ${}_aW_{ek}(t)$ 、 ${}_aW_{es}(t)$: 付加系の運動エネルギー、弾性歪エネルギー、 ${}_fW_p(t)$: 主架構の塑性歪エネルギー、 ${}_aW_p(t)$: 付加系の塑性歪エネルギー、 ${}_fW_h$: 主架構の減衰エネルギーである。 ${}_fW_e$ 、 ${}_aW_e$ は $t = t_m$ において最大値となり、 $t = t_0$ ではほとんど消滅する。ここで、 $E(t)$: 入力エネルギー、 $E(t) - {}_fW_h(t)$ を損傷に寄与するエネルギー E_D とする²⁾³⁾⁷⁾。以下に、 $t = t_m$ 、 $t = t_0$ におけるエネルギーの釣合式を示す。

$${}_fW_e(t_m) + {}_aW_e(t_m) + {}_fW_p(t_m) + {}_aW_p(t_m) = E_D(t_m) \quad (6)$$

$${}_fW_e(t_0) + {}_aW_e(t_0) + {}_fW_p(t_0) + {}_aW_p(t_0) = E_D(t_0) \quad (7)$$

塑性化の程度が大きな構造体や制振部材を付加した建物では、一般に $E(t_m) \leq E(t_0)$ となることから、 $E(t_m)$ を $E(t_0)$ に置き換えると、式(6)は式(8)のようになる¹⁾³⁾。

$${}_fW_e(t_m) + {}_aW_e(t_m) + {}_fW_p(t_m) + {}_aW_p(t_m) = E_D(t_0) \quad (8)$$

図8に、主架構および付加系における塑性歪エネルギー ${}_fW_p(t)$ 、 ${}_aW_p(t)$ の配分を示す。ここに、 ${}_aQ_{yi}$ 、 ${}_a\delta_{yi}$: i 層の付加系の降伏層せん断力 (= ${}_aQ_{yi}$)、降伏変形である。本論文では、図8に示すように、主架構が塑性化していない制振構造と見なせる時間を状態1と定義し、その間に全体架構が吸収した i 層の塑性歪エネルギーを ${}_fW_{pi}$ 、付加系が吸収する塑性歪エネルギーを ${}_aW_{pi}$ とする。状態1において、主架構は塑性化せず、付加系しか塑性歪エネルギーを吸収しないため ${}_aW_{pi} = {}_fW_{pi}$ となる。主架構かつ付加系の双方が塑性変形状態にあり、耐震構造と見なせる時間を状態2と定義し、その間に全体架構が吸収した i 層の塑性歪エネルギーを ${}_2W_{pi}$ とする。状態2における i 層の付加系が吸収する塑性歪エネルギーを ${}_2aW_{pi}$ とする。 ${}_aW_{pi}$ は ${}_1aW_{pi}$ と ${}_2aW_{pi}$ の和で表される。 ${}_2W_{pi}$ は ${}_2aW_{pi}$ と ${}_fW_{pi}$ の和で表される。以上より、(6)~(8)式は次式のように表すことができる。

$${}_fW_e(t_m) + {}_aW_e(t_m) + {}_1aW_{pi}(t_m) + {}_2aW_{pi}(t_m) + {}_fW_p(t_m) = E_D(t_m) \quad (9)$$

$${}_fW_e(t_0) + {}_aW_e(t_0) + {}_1aW_{pi}(t_0) + {}_2aW_{pi}(t_0) + {}_fW_p(t_0) = E_D(t_0) \quad (10)$$

$${}_fW_e(t_m) + {}_aW_e(t_m) + {}_1aW_{pi}(t_m) + {}_2aW_{pi}(t_m) + {}_fW_p(t_m) = E_D(t_0) \quad (11)$$

本論文では、図9に示すように、主架構のせん断力 ${}_fQ_i$ が0から0になる半ループと、それと同時に付加系の履歴ループを導出し、本論文で定義した状態に応じて ${}_aW_{pi}$ を ${}_1aW_{pi}$ 又は ${}_2aW_{pi}$ に配分した。ここに、 ${}_f\delta_{maxih}$ 、 ${}_f\delta_{maxpih}$ 、 ${}_a\delta_{maxpih}$: 半ループにおける最大層間変形、主架構の最大塑性変形、付加系の最大塑性変形である。なお、図9(a)は主架構が塑性化しない半ループを表しており、一方、図9(b)は主架構が塑性化する時間を含む半ループを表す。図中の点線は、実線の1つ後の半ループを表している。附録Bに、時刻歴解析におけるエネルギー分担の妥当性を示す。

3.2 時刻歴解析による応答性状

図10に10層 typeA モデル、図11に10層 typeB モデルでのレベル2、レベル2の2.0倍における、最大層間変形角 R_{maxi} の高さ方向分布、表5に5層、8層、10層 typeA、Bモデル、レベル2、レベル

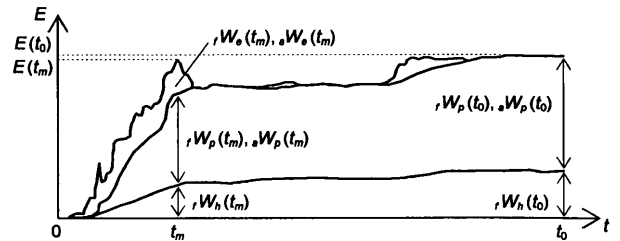


図7 制振構造におけるエネルギーの時刻歴応答の模式図

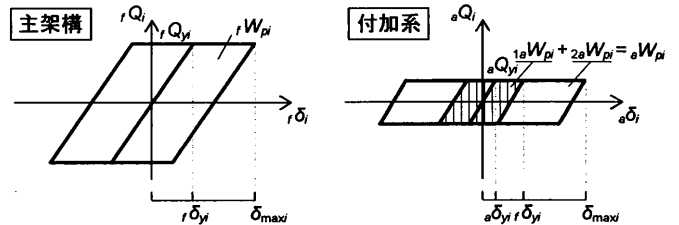
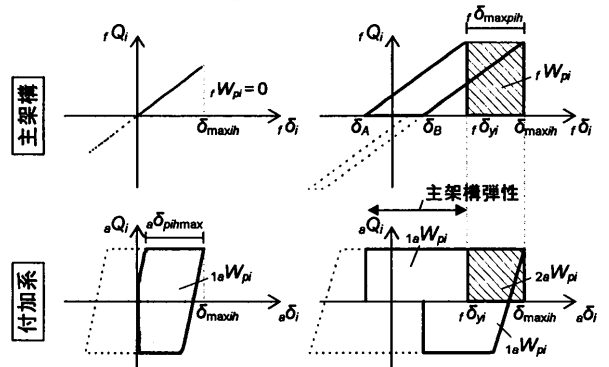


図8 主架構、付加系のエネルギー配分



(a) 主架構弾性時 ($\delta_{maxih} < {}_f\delta_{yi}$) (b) 主架構塑性時 ($\delta_{maxih} > {}_f\delta_{yi}$)

図9 状態1、状態2でのエネルギー配分

2の2.0、4.0倍における、 i 層の主架構の塑性変形倍率 ${}_f\mu_i$ (式(12)) の全層での最大値 ${}_f\mu_{max}$ と ${}_fW_p/E_D$ をそれぞれ示す。なお、表5の灰色は、主架構が塑性化していないケース (${}_f\mu_{max} \leq 0$) を示す。本論文では、実際に設計で最も多く想定されるような制振構造における主架構の塑性化の程度が小さい領域を typeA モデルかつレベル2の場合とし、typeB モデルまたはレベル2の2.0、4.0倍の場合は、主架構の塑性化の程度が大きい領域として、以降、考察を行なう。

$${}_f\mu_i = \frac{\delta_{maxih} - {}_f\delta_{yi}}{{}_f\delta_{yi}} \quad (12)$$

図10(a)より、10層 typeA モデルにレベル2が入力された場合、 ${}_s\alpha_{y1} = 0.02$ を除き、いずれの地震動においても R_{maxi} は 1/100 以下であり、さほど損傷の集中を引き起こしていない。また、表5の ${}_f\mu_{max}$ より、主架構が塑性化するケースも見られたが、全体的に主架構の損傷はほとんどない。それに対して、10層 typeA モデルにレベル2の2.0倍が入力された場合(図10(b))、 R_{maxi} が 1/50 に達するケースもあり、主架構の塑性化も確認できる(表5)。地震動により応答の分布形状は異なり、ART HACHI の場合、下層部、ART KOBE の場合、中層部、El Centro の場合、下層部と上層部に、比較的損傷が集中している。ダンパー量が増えると、損傷の集中する度合いが小さくなることを確認した。以下に、主架構が比較的弱い typeB モデルに着目する。表5より、レベル2の場合においても、全てのケースで主架構は塑性化することを確認した。また、図11より、損傷を集中的に被る層があり、typeA モデルよりも typeB モデルの方が塑性化の程度は大きくなる。レベル2の2.0倍の場合、 R_{maxi} が 1/25 に達するケー

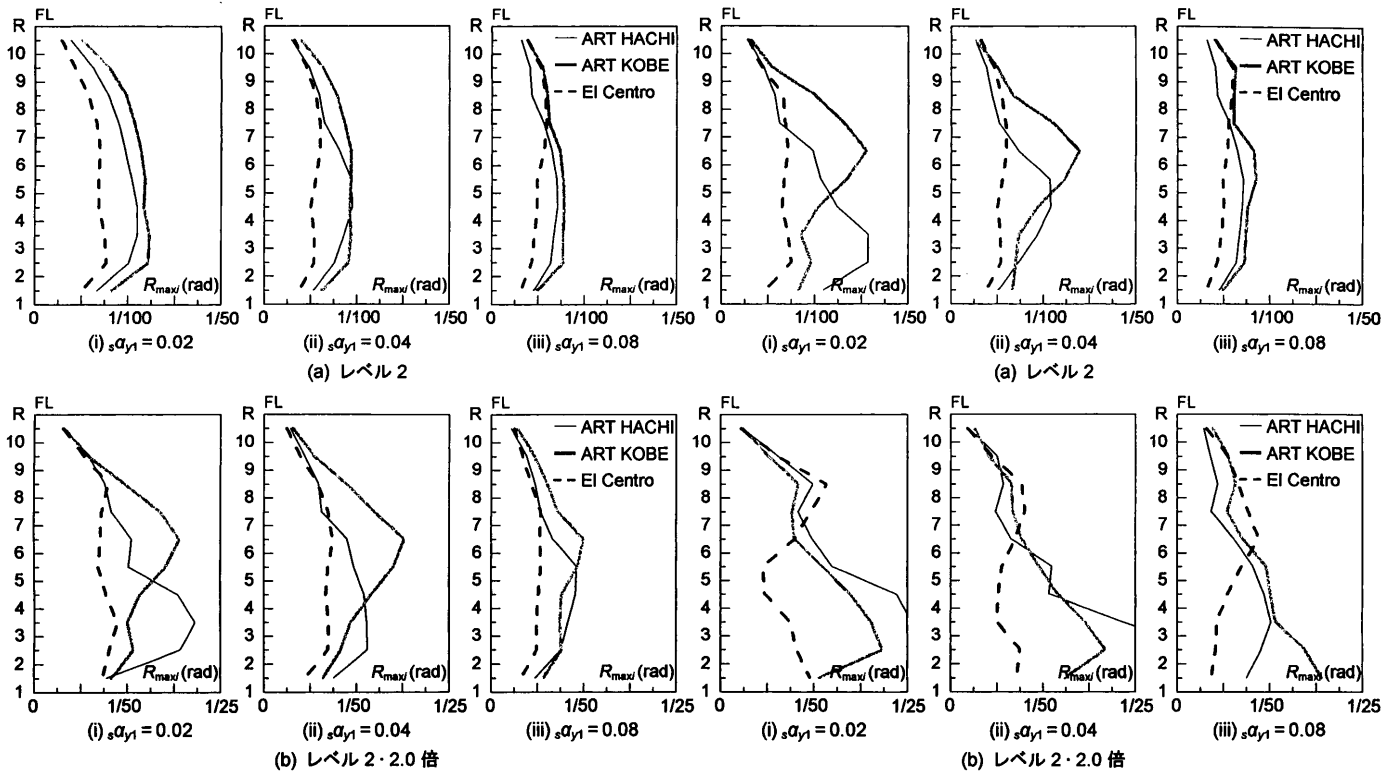


図 10 R_{max} の高さ方向分布(10層 typeA モデル)

図 11 R_{max} の高さ方向分布(10層 typeB モデル)

表 5 各パラメータの $f\mu_{max}$, fW_p/E_D (灰色: $f\mu_{max} \leq 0$)

入力地震動	加速度倍率	$s\alpha_{y1}$	5層モデル				8層モデル				10層モデル			
			typeA		typeB		typeA		typeB		typeA		typeB	
			$f\mu_{max}$	fW_p/E_D	$f\mu_{max}$	fW_p/E_D	$f\mu_{max}$	fW_p/E_D	$f\mu_{max}$	fW_p/E_D	$f\mu_{max}$	fW_p/E_D	$f\mu_{max}$	fW_p/E_D
ART HACHI	1.0	0.02	0.19	0.13	2.73	0.47	0.08	0.01	2.70	0.33	0.00	0.00	1.42	0.09
		0.04	0.00	0.00	2.16	0.27	0.00	0.00	1.15	0.21	0.00	0.00	0.56	0.03
		0.08	0.00	0.00	1.68	0.10	0.00	0.00	1.78	0.21	0.00	0.00	0.13	0.00
	2.0	0.02	2.50	0.51	3.86	0.60	3.81	0.44	10.62	0.65	1.38	0.16	8.14	0.42
		0.04	2.32	0.32	5.49	0.42	1.52	0.23	7.33	0.48	0.68	0.05	9.77	0.22
		0.08	1.83	0.14	7.95	0.24	1.26	0.12	7.01	0.37	0.35	0.02	2.34	0.16
	4.0	0.02	3.46	0.67	12.19	0.79	10.26	0.74	27.01	0.77	7.98	0.52	22.41	0.65
		0.04	3.89	0.50	11.58	0.65	12.21	0.58	19.44	0.65	8.69	0.37	19.54	0.51
		0.08	5.19	0.32	10.76	0.47	7.48	0.38	24.22	0.49	9.70	0.21	11.97	0.38
ART KOBE	1.0	0.02	0.06	0.05	1.70	0.63	0.55	0.30	1.97	0.61	0.00	0.00	1.42	0.36
		0.04	0.00	0.00	1.62	0.41	0.11	0.04	2.28	0.42	0.00	0.00	1.17	0.19
		0.08	0.00	0.00	1.41	0.21	0.00	0.00	2.56	0.33	0.00	0.00	0.52	0.06
	2.0	0.02	1.53	0.69	6.96	0.80	2.34	0.67	10.74	0.75	1.43	0.50	4.00	0.62
		0.04	1.74	0.53	6.95	0.68	1.83	0.52	10.98	0.61	1.37	0.29	4.53	0.47
		0.08	1.63	0.26	4.27	0.42	2.42	0.34	8.73	0.48	0.55	0.09	5.93	0.30
	4.0	0.02	6.96	0.86	15.18	0.85	9.76	0.81	24.86	0.81	4.17	0.69	19.27	0.74
		0.04	6.89	0.77	15.50	0.75	10.27	0.69	21.03	0.69	3.89	0.58	14.50	0.63
		0.08	6.90	0.59	14.50	0.57	9.82	0.56	20.76	0.56	4.23	0.42	9.11	0.49
El Centro	1.0	0.02	0.13	0.09	0.96	0.42	0.00	0.00	2.07	0.29	0.00	0.00	0.31	0.05
		0.04	0.00	0.00	0.90	0.28	0.00	0.00	1.08	0.22	0.00	0.00	0.13	0.01
		0.08	0.00	0.00	0.44	0.10	0.00	0.00	0.85	0.18	0.00	0.00	0.45	0.04
	2.0	0.02	1.20	0.49	3.43	0.64	2.27	0.33	5.12	0.60	0.63	0.20	3.51	0.45
		0.04	1.06	0.34	3.18	0.52	1.60	0.21	4.39	0.46	0.17	0.02	2.19	0.28
		0.08	0.78	0.18	2.87	0.36	0.60	0.10	2.85	0.36	0.00	0.00	1.74	0.14
	4.0	0.02	3.56	0.73	12.07	0.79	5.56	0.69	25.89	0.75	4.65	0.58	15.74	0.65
		0.04	3.59	0.59	10.33	0.66	5.02	0.54	20.32	0.62	3.49	0.39	15.68	0.51
		0.08	3.40	0.45	10.17	0.51	4.76	0.38	12.40	0.49	2.19	0.21	11.54	0.36

スもある。typeA モデルと typeB モデルを比較すると、双方の応答の分布形状は異なる傾向にあることがわかった。5, 8 層モデルにおいても、10 層モデルの傾向とおおむね同様であることを確認した。

表 5 の灰色をみると、5, 8, 10 層 typeA, B モデルにおいて、主架構が弾性範囲に留まるのは、実際の設計で最も想定される typeA モデルかつレベル 2 の場合がほとんどであることを確認した。

3.3 時刻歴解析による累積性状

表 5 より、実際の設計において最も想定されるであろう typeA モデルかつレベル 2 における fW_p/E_D は、0~0.30 の範囲にあることを確認した。レベル 2 の 2.0, 4.0 倍や typeB モデルに着目すると、ほとんどのケースで主架構は塑性化しており、主架構の塑性化の程度が大きくなる程、 fW_p/E_D は大きくなる傾向にある。

図 12~14 に、レベル 2, レベル 2 の 2.0, 4.0 倍での 10 層 typeA モ

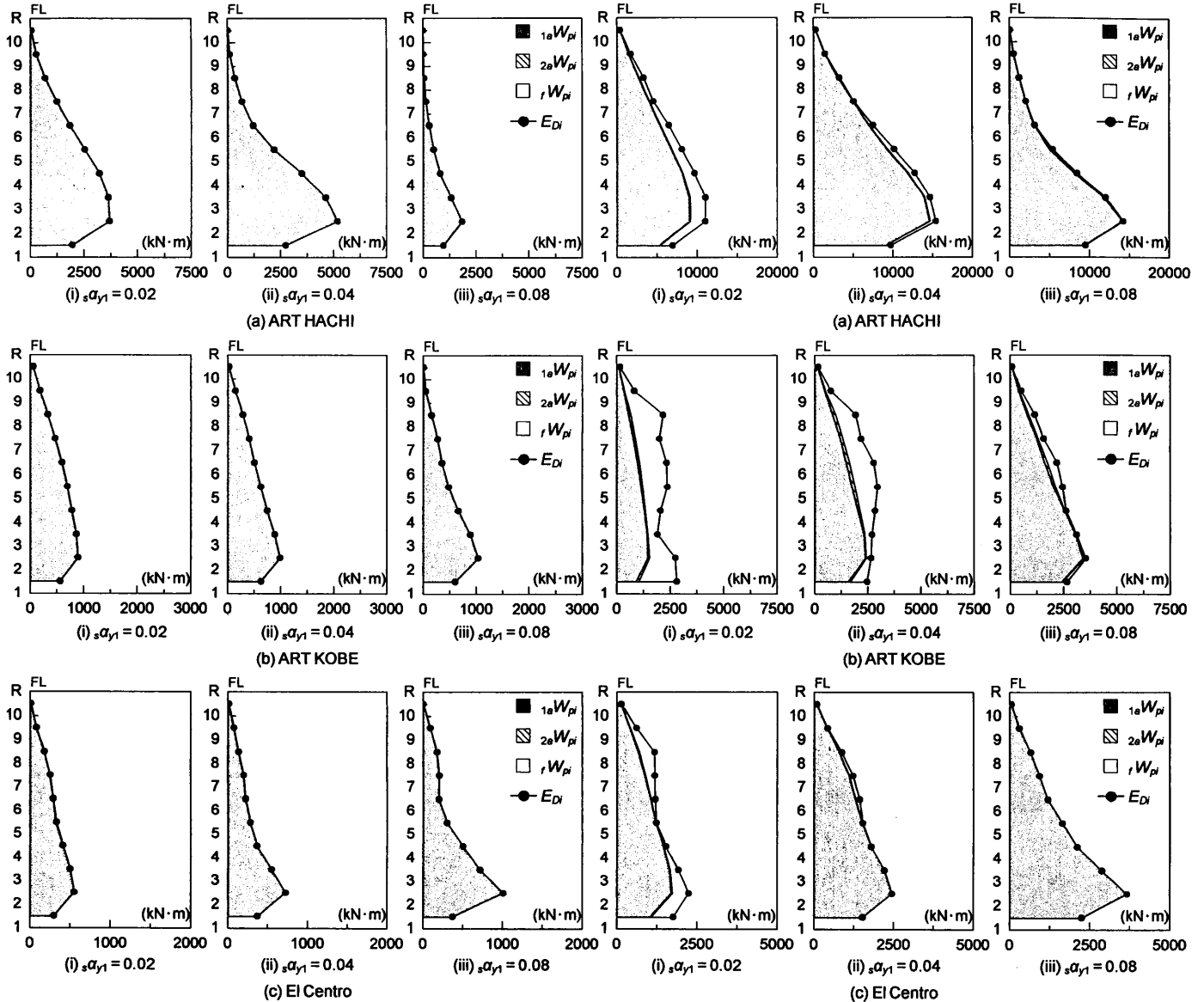


図 12 エネルギーの高さ方向分布(レベル 2, 10 層 typeA モデル)

図 13 エネルギーの高さ方向分布(レベル 2・2.0 倍, 10 層 typeA モデル)

デルにおける本エネルギー配分手法により算出した $1aW_p$, $2aW_p$ と fW_p の高さ方向分布を示す。図 12 より, 10 層 typeA モデルにレベル 2 が入力された場合, 全体的に主架構は塑性化していないため $2aW_p$ と fW_p はほとんどなく, $1aW_p$ が E_D の大部分を占めている。図 13, 14 より, typeA モデルにレベル 2 の 2.0, 4.0 倍が入力された場合, 主架構は塑性化し $2aW_p$ と fW_p が発生するケースがある。10 層モデルの検討周期帯において, 周期変動によるエネルギースペクトルの変化が比較的小さい ART KOBE に着目すると (図 6(d)), ダンパー量が多くなるにつれ主架構の塑性化の程度は小さくなり, E_D に対する fW_p の割合は少なくなるのに対し, aW_p の割合は多くなる傾向にある (図 13(b), 図 14(b))。いずれの入力に対しても, aW_p はおおむね類似した分布を示すのに対し, fW_p の分布は入力の影響を受けていることがわかる。10 層 typeA モデル, $s\alpha_{y1}=0.02$ における aW_p に対する $2aW_p$ の割合に着目すると, レベル 2 の場合, ART HACHI では約 0%, ART KOBE では約 0%, El Centro では約 0.28%であったことから, 実際に設計で最も多く想定されるような領域において, $2aW_p$ はほとんどないことを確認した。また, レベル 2 の 2.0 倍の場合, ART HACHI では約 1.3%, ART KOBE では約 6.9%, El Centro では約 1.7%,

レベル 2 の 4.0 倍の場合, ART HACHI では約 7.8%, ART KOBE では約 16.1%, El Centro では約 9.2%であることを確認した。typeA, B モデルの違いに着目すると, 双方における E_D の絶対量にあまり変化はないが, E_D の内訳, $1aW_p$, $2aW_p$, fW_p の高さ方向分布の点において異なっていた。5, 8 層モデルにおいても, 10 層モデルの傾向とおおむね同様であることを確認した。

4. エネルギー法告示における E_D の配分と検討

4.1 エネルギー法告示の概要⁴⁾⁻⁶⁾

エネルギー法告示 (以後, 告示) は, 地震エネルギーの構造各所への配分 (図 15 参照) を行い, 吸収の動的現象をエネルギーというスカラー量を媒介として準静的な形で捉えながら設計できるとの特徴があり, 損傷に寄与するエネルギー E_D から主架構弾性範囲内のエネルギー W_{ef} を除いたエネルギー $2W_p$ を用いることで主架構の損傷を評価するものである。しかし, 告示は W_{ef} を小さく見積もることで, 実際よりも過剰な損傷を受けていると想定し, 制振構造における主架構の損傷に対して安全側の評価となるような方法を採用している。具体的に, 告示における E_D は図 15 に示すようにフロー

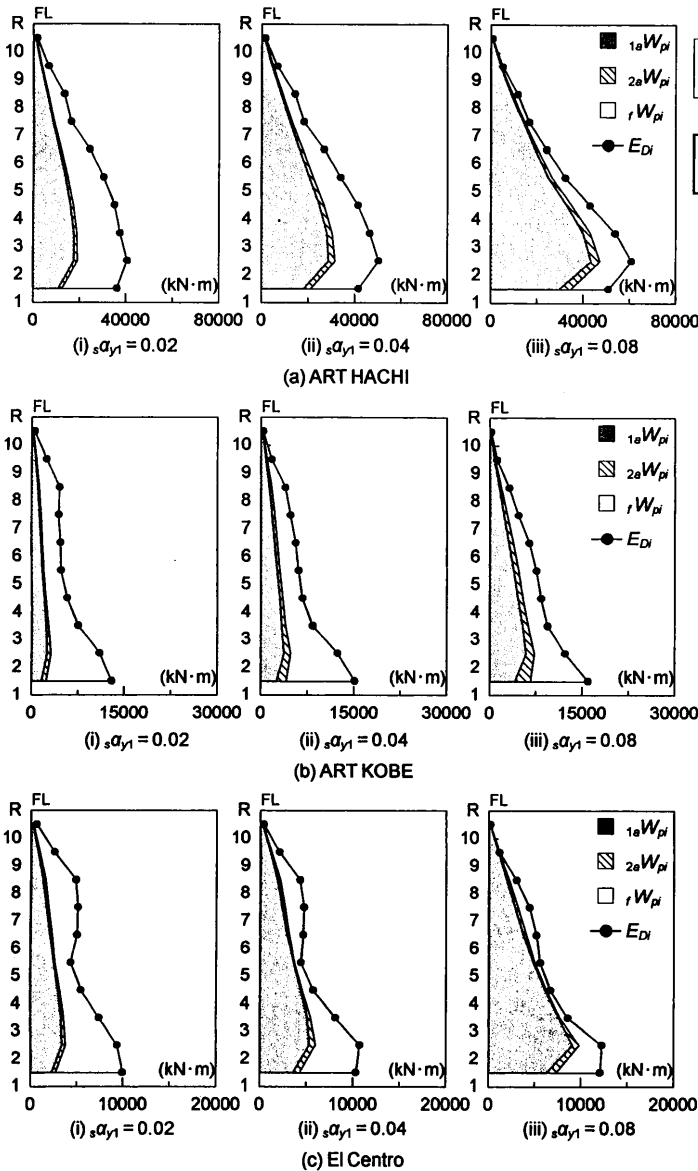


図 14 エネルギーの高さ方向分布(レベル 2・4.0 倍, 10 層 type A モデル)

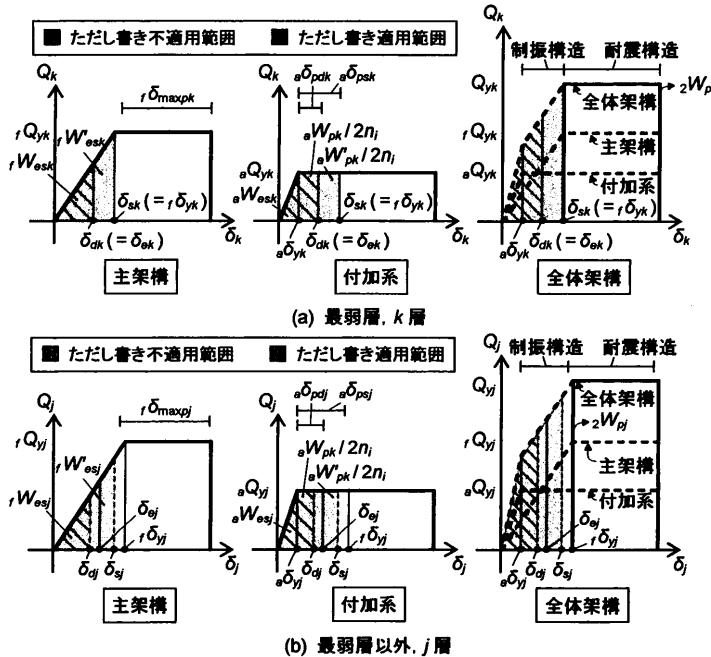


図 16 告示の主架構と付加系の復元力特性模式図

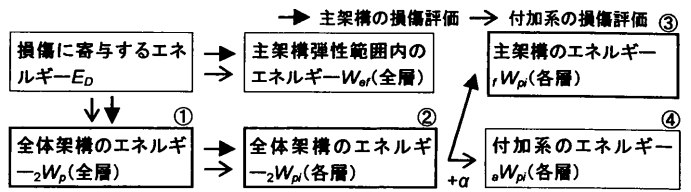


図 15 エネルギー告示における E_D の配分フロー

で配分されている。図 15①安全限界必要エネルギー ${}_2W_p$ は、主架構塑性時における全体架構の吸収するエネルギーである。図 15②各層の必要エネルギー ${}_2W_{pi}$ においては、秋山により提案された最適せん断力係数分布 $\bar{\alpha}_i$ を A_i 分布とし、 ${}_2W_p$ を各層の剛性、耐力、偏心に応じ配分できる式¹²⁾を用いている。図 15③各層の主架構の必要エネルギー ${}_1W_{pi}$ においては、 ${}_1W_{pi}$ を各層の付加系と主架構の耐力比の関係により配分する方法(図 16 参照)を採用している。図 16(a)に最弱層の場合、図 16(b)に最弱層以外の層の場合における、告示の主架構と付加系の復元力特性の模式図を示す。図中の灰色、右下がり斜線は主架構弾性範囲内において評価することのできるエネルギーの範囲を示している。告示には、ただし書きが記されており、ただし書きを適用することで W_{ef} をより正確に評価することができる。なお、右下がり斜線はただし書きを適用しない場合(損傷限界時まで)、灰色はただし書きを適用した場合(安全限界時まで)を示す。ここに、損傷限界時とは主架構の最弱層が弾性限界に達したステップ、安全限界時とは主架構の最弱層がせん断型モデルにおいて設定した主架構の降伏変形 $r\delta_k$ に達したステップである(図 16)。告示の損傷・安全限界時において、最弱層(k 層)の場合、弾性限界、主架構降伏変形時までそれぞれ正確に変形・耐力を評価することができるが、最弱層以外の層(j 層)の場合、 j 層の損傷・安全限界時の変形・耐力は、 j 層の弾性限界、主架構の降伏変形時の変形・耐力よりも小さくなる。図 15④の付加系の必要吸収エネルギー ${}_aW_{pi}$ は、告示において主架構の損傷を評価する際、 W_{ef} を過小評価することで、主架構に対して安全側の評価となるような方法を用いている。そのため、 ${}_aW_{pi}$ は主架構の損傷評価とは別に設けられている。付加系単体の損傷評価において要するエネルギーである。なお、本論文において使用する告示の記号は、本論文で定義した各々に対応する記号を取り扱うこととする。本論文と告示で実際に使われている記号の対応表を附表 C に示す。

本章では、主架構の損傷評価における E_D より配分される各エネルギー(図 15①~③)の検討を行うことで告示の主架構に対する損傷評価の傾向特性を把握し、付加系の損傷評価において要する④付加系の必要吸収エネルギー ${}_aW_{pi}$ についても検討を行う。なお、告示の耐震計算フローにおいて、許容応力度計算を用いた 1 次設計にあたる損傷限界検証と保有水平耐力計算等を用いた 2 次設計にあたる安全限界検証の 2 段階の検討を要するが、本論文では主架構の塑性化を許容している安全限界検証について検討を行う。以下に、告示における E_D の各エネルギーの算出方法を示し、次節において検討する。

4.1.1 ①安全限界必要エネルギー ${}_2W_p$ の算出方法

以下に、安全限界必要エネルギー ${}_2W_p$ の算出方法を示す。

$${}_2W_p = \frac{M \cdot V_s^2}{2} - W_{ef} \quad (13)$$

ここに、 M : 建築物の全質量、 V_s : 安全限界時に作用するエネルギーの速度換算値であり、 W_{ef} は次式で算出される(図 16)。

$$W_{ef} = \sum_{i=1}^N ({}_fW_{esi} + {}_aW_{esi} + {}_{1a}W_{pi}) \quad (14)$$

$${}_fW_{esi} = \frac{{}_fQ_{di} \cdot \delta_{di}}{2} \quad (15)$$

$${}_aW_{esi} = \frac{{}_aQ_{di} \cdot \delta_{di}}{2} \quad (\text{付加系非降伏時}) \quad (16)$$

$$\left. \begin{aligned} &{}_aW_{esi} = \frac{{}_aQ_{yi} \cdot {}_a\delta_{yi}}{2} \\ &{}_{1a}W_{pi} = 2 \cdot {}_aQ_{yi} (\delta_{di} - {}_a\delta_{yi}) n_i \end{aligned} \right\} (\text{付加系降伏時}) \quad (17a,b)$$

ここに、 ${}_fW_{esi}$ 、 ${}_aW_{esi}$ 、 ${}_{1a}W_{pi}$ ：損傷限界状態で i 層の主架構が吸収する弾性歪エネルギー、付加系が吸収する弾性歪エネルギー、付加系が吸収する塑性歪エネルギー、 ${}_fQ_{di}$ 、 δ_{di} 、 ${}_aQ_{di}$ ：損傷限界時における i 層の主架構の層せん断力、層間変形、付加系の層せん断力、 δ_{ei} ： i 層の弾性限界時における層間変形、 ${}_f\delta_{maxpi}$ ： i 層の主架構の最大塑性変形、 ${}_a\delta_{pdi}$ 、 ${}_a\delta_{psi}$ ： i 層の付加系の損傷限界時までの塑性変形、安全限界時までの塑性変形、 n_i ：付加系の累積塑性変形の程度を表す値（下限値 5～上限値 20）であり、告示の安全限界時において、 ${}_2W_p$ を最大限に見積もることのできる $n_i=5$ （式(17b)）を採用している。なお、付加系の損傷を評価する場合には、 n_i の上限値 20 を用いる（図 15④）。 n_i は文献 2, 3, 17 で示される等価な履歴ループにおける繰返し数 n の 2 倍に値する。

告示において定められているただし書きには、主架構弾性範囲内の定義を損傷限界時から安全限界時まで許容すると記している。ただし書きを適用することで W_{ef} 算出時に用いる ${}_fW_{esi}$ （式(15)）を ${}_fW'_{esi}$ （式(18)）、 ${}_{1a}W_{pi}$ （式(17b)）を ${}_{1a}W'_{pi}$ （式(19)）にそれぞれ置き換えて計算することが可能となる。

$${}_fW'_{esi} = \frac{{}_fQ_{si} \cdot \delta_{si}}{2} \quad (18)$$

$${}_{1a}W'_{pi} = 2 \cdot {}_aQ_{yi} (\delta_{si} - {}_a\delta_{yi}) \cdot n_i \quad (19)$$

ここに、 ${}_fQ_{si}$ 、 δ_{si} ：安全限界時における i 層の主架構の層せん断力、層間変形である。

4.1.2 ②各層の必要エネルギー ${}_2W_{pi}$ の算出方法

以下に、各層の必要エネルギー ${}_2W_{pi}$ の算出方法を示す。

$${}_2W_{pi} = \frac{s_i (p_i \cdot p_n)^n}{\sum_{j=1}^N s_j (p_j \cdot p_n)^n} \cdot {}_2W_p \quad (20)$$

$$s_i = \left(\sum_{j=1}^N \frac{m_j}{M} \right)^2 \cdot A_i^2 \frac{Q_{yi} \cdot {}_f\delta_{yi}}{Q_{yi} \cdot {}_f\delta_{yi}} \quad (21)$$

$$p_i = \frac{\alpha_{yi}}{\alpha_{yi} \cdot A_i}, \quad \alpha_{yi} = \frac{Q_{yi}}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot g} \quad (22(a,b))$$

$$\left. \begin{aligned} p_n &= 1 && : R_c \leq 0.15 \\ p_n &= 1.15 - R_c && : 0.15 < R_c < 0.3 \\ p_n &= 0.85 && : R_c \geq 0.3 \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

ここに、 s_i ：各層の必要エネルギー吸収量の比を表す基準値、 p_i ：各層の保有水平層せん断力係数の A_i 分布とのずれの程度を表す数値、 p_n ：各層の偏心率 R_c による保有水平層せん断力係数の低減係数、 Q_{yi} ：全体架構の降伏層せん断力、 α_{yi} ：各層の降伏せん断力係数、 n ：

損傷集中指数である。なお、通常 n は架構が梁降伏型の降伏メカニズムを形成される場合 $n=4$ 、それ以外の場合 $n=8$ とする。

4.1.3 ③各層の主架構の必要エネルギー ${}_fW_{pi}$ の算出方法

図 16 に示す関係より、各層の主架構の必要エネルギー ${}_fW_{pi}$ は、以下のように算出できる。

$${}_fW_{pi} = {}_2W_{pi} \frac{{}_fQ_{yi}}{Q_{yi}} \quad (24)$$

告示と時刻歴解析の ${}_fW_{pi}$ の比較・検討は、附録 B に示している。

4.1.4 ④付加系の必要吸収エネルギー ${}_aW_{pi}$ の概要

以下に、付加系の必要吸収エネルギー ${}_aW_{pi}$ の算出方法を示す。

$${}_aW_{pi} = {}_2W_{pi} \frac{{}_aQ_{yi}}{Q_{yi}} + {}_{1a}W_{pi} + \beta E_{dapi} \cdot {}_{1a}W_{pi} = 2 \cdot (\delta_{di} - {}_a\delta_{yi}) \cdot {}_aQ_{yi} \cdot n_i \quad (25)$$

$${}_aW'_{pi} = {}_2W'_{pi} \frac{{}_aQ_{yi}}{Q_{yi}} + {}_{1a}W'_{pi} + \beta E_{dapi} \cdot {}_{1a}W'_{pi} = 2 \cdot (\delta_{si} - {}_a\delta_{yi}) \cdot {}_aQ_{yi} \cdot n_i \quad (26)$$

ここに、 ${}_{1a}W_{pi}$ 、 ${}_{1a}W'_{pi}$ ：主架構弾性範囲内におけるただし書き不適用時の付加系の吸収する塑性歪エネルギー、ただし書き適用時の付加系の吸収する塑性歪エネルギーである。なお、付加系単体の損傷評価を行う際の n_i は上限値の 20 を用いている。 βE_{dapi} は、極めて稀に発生する地震を受ける以前に、すでに数回程度の稀に発生する地震により塑性損傷を被っているものとして算出したエネルギーであるが ${}_aW_{pi}$ に比べ微小なため、本論文では βE_{dapi} を無視した。

4.2 ${}_2W_p$ の検討

前述したように、告示では W_{ef} 算出時において n_i に下限値の 5 を採用しており（式(17b, 19)）、また最弱層以外の層は主架構弾性範囲内のエネルギーを正確に評価していないため安全限界必要エネルギー ${}_2W_p$ を実際よりも多く見積もることとなる。本節では、時刻歴解析による本エネルギー配分と告示から得た ${}_2W_p$ を比較することで告示の ${}_2W_p$ の検討を行う。なお、本論文において、告示の ${}_2W_p$ 算出時に用いる $V_s(t)$ （式(13)）は時刻歴解析により得られた $V_D(t_0)$ （式(10)）とする。ここで、 $V_D(t)$ ：損傷に寄与するエネルギー $E_D(t)$ の速度換算値である²⁾。

$$V_D(t) = \sqrt{\frac{2E_D(t)}{M}} \quad (27)$$

ここに、 M ：建物の総質量である。図 17 に、レベル 2、レベル 2 の 2.0, 4.0 倍、5 層、8 層、10 層 typeA, B モデルにおける ${}_2W_p$ の告示 / 時刻歴解析と ${}_fW_p / E_D$ （時刻歴解析）の関係を示す。図 17(a) はただし書き不適用、図 17(b) はただし書き適用時の検討結果である。告示におけるレベル 2 の 2.0, 4.0 倍の検討において、主架構弾性範囲内（稀に発生する地震時）と主架構塑性化している応答時（極めて稀に発生する地震時）の双方を相関的なものとするために、損傷限界時・安全限界時の変形 δ_{di} 、 δ_{si} （主架構弾性範囲内の変形）も 2.0, 4.0 倍した。なお、 δ_{di} 、 δ_{si} の 2.0, 4.0 倍が主架構の降伏変形 ${}_f\delta_{yi}$ よりも大きくなる場合は ${}_f\delta_{yi}$ を用いる。以後、告示の検討において、レベル 2 の 2.0, 4.0 倍の検討を行う際は上記に基づく。図 17 より、全体的に ${}_fW_p / E_D$ が大きく、主架構の塑性化の程度が大きくなるにつれ、時刻歴解析と告示の ${}_2W_p$ は同じような値に近づき、また、ただし書き適用の有無による影響も小さくなる。これは、塑性化が進むにつれて、 E_D に対する W_{ef} の絶対量が小さくなるためである。しかし、実際の設計において最も想定されるであろう、レベル 2、各 typeA モデルの場合に着目すると、表 5 より、 ${}_fW_p / E_D$ は 0~0.30 の範囲にあるこ

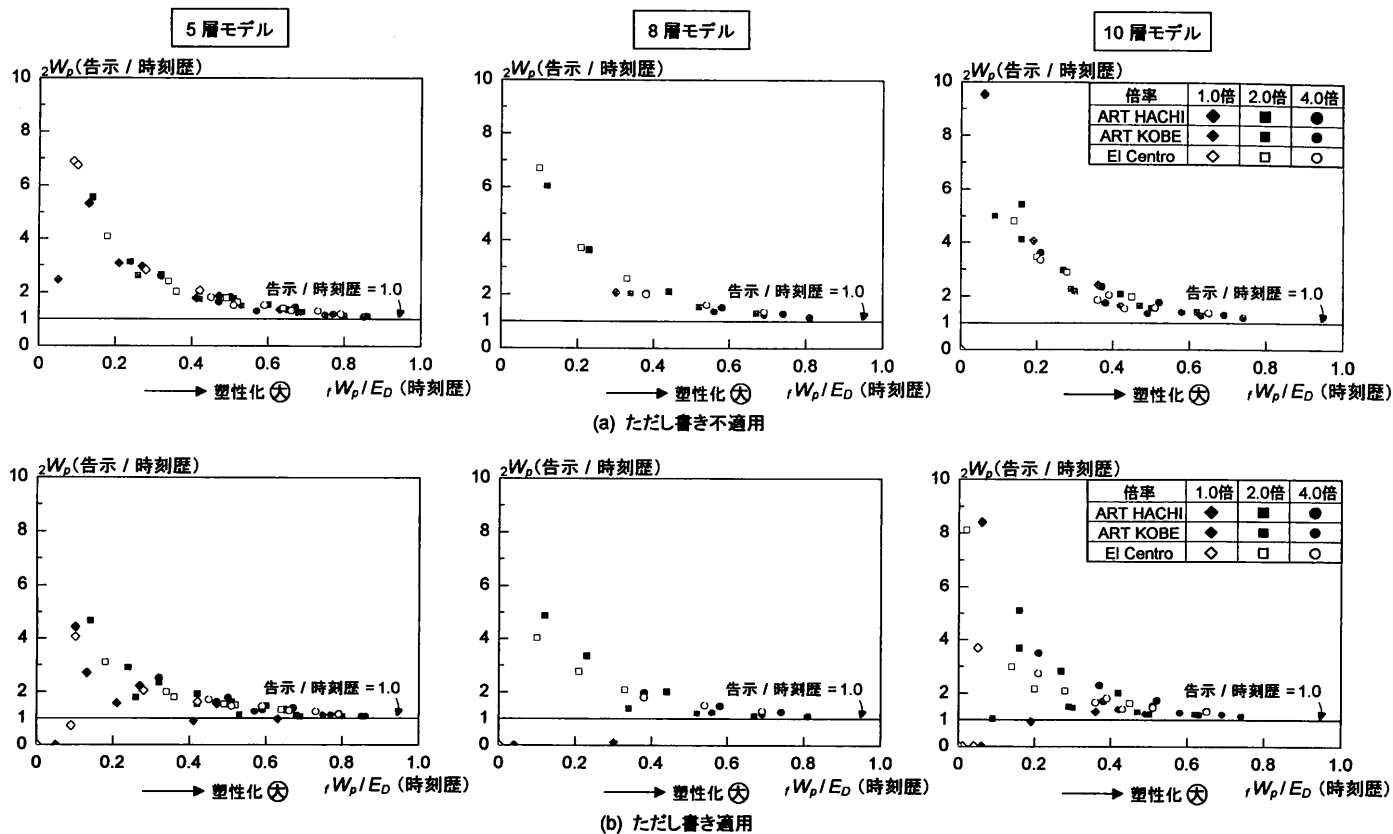


図 17 $2W_p$ (告示/時刻歴)と $1W_p/E_D$ (時刻歴)の関係。(各 typeA, B モデル, レベル 2, レベル 2・2.0 倍, レベル 2・4.0 倍)

表 6 主架構の状態(レベル 2, typeA モデル)

時:時刻歴解析, 無し:告示・ただし書き不適用, 有り:告示・ただし書き適用, ○:塑性, ×:弾性

モデル	$2\alpha_{y1}$	ART HACHI			ART KOBE			El Centro		
		時	無し	有り	時	無し	有り	時	無し	有り
5層	0.02	○	○	○	○	○	×	○	○	○
	0.04	×	○	○	×	○	×	×	○	×
	0.08	×	○	×	×	○	×	×	○	×
8層	0.02	○	○	○	○	○	○	×	○	×
	0.04	×	○	○	○	○	×	×	○	×
	0.08	×	○	×	×	○	×	×	○	×
10層	0.02	×	○	○	×	○	×	×	×	×
	0.04	×	○	○	×	×	×	×	×	×
	0.08	×	×	×	×	×	×	×	×	×

とを確認したが、その範囲において告示のただし書き不適用時の $2W_p$ は時刻歴解析の $2W_p$ に比べ、約3倍以上の値を示しており、告示は主架構に対して大幅に安全側の評価を下している。換言すれば、告示において、実際の設計で最も想定される主架構の塑性化の程度が小さいケースを対象とした場合、告示と時刻歴解析の差が著しく、設計で扱づらい状況にあることがわかった。レベル 2, typeA モデルにおいて、 E_D は小さく W_{ef} をより適切に評価する影響は大きいいため、ただし書きを適用すると大幅な安全側の評価の傾向は緩和される。しかし、それでもなお、告示の $2W_p$ は時刻歴解析の $2W_p$ に比べて約2倍以上安全側となることを確認した。

表 6 に、レベル 2, 各 typeA モデルにおける時刻歴解析と告示のそれぞれの主架構の弾塑性状態を示す。表中の○は主架構塑性状態、×は主架構弾性状態を示し、灰色は、時刻歴解析において主架構は塑性化していないのにも関わらず、告示において主架構は塑性化しているとし、主架構に対して安全側の評価を下す場合を示す。表 6 より、レベル 2, 各 typeA モデルにおいて時刻歴解析の場合、主架構は塑性化しているのにも関わらず、ただし書きを適用した告示の場合、主架構は弾性状態であり、告示が主架構に対して危険側の評価を下すケースがいくつか見受けられるが、表 5 からわかるように、それらの場合における時刻歴解析の主架構の塑性化の程度は小さく、危険側の評価の度合いは小さい。全体的にただし書きを適用しない場合、主架構に対して安全側の評価となるケースが多い。ただし書きを適用するとそのケースは少なくなるが、それでも安全側の評価を下すケースがあることを確認した。

4.3 $2W_{pi}$ の検討

本節では、時刻歴解析と告示から得た $2W_{pi}$ を比較することで、告示の各層の必要エネルギー $2W_{pi}$ の検討を行う。なお、本論文では、

告示の $2W_{pi}$ 算出時に用いる $2W_p$ (式(20))を時刻歴解析により得られる $2W_p$ とした。図 18 に、レベル 2 の 2.0 倍, 10 層 typeA モデルにおける時刻歴解析と告示の $2W_{pi}$ の比較を示す。図 18 より、ART HACHI の場合、時刻歴解析と告示はおおむね同様な傾向を示しているが、ART KOBE, El Centro の場合、告示は時刻歴解析の傾向をあまり捉えられていないことが確認できる。

4.4 aW_{pi} の検討

本節では、時刻歴解析と告示から得た aW_{pi} を比較することで、告示の付加系の必要吸収エネルギー aW_{pi} の検討を行う。なお、附録 B において述べているように、時刻歴解析と告示の $2aW_{pi}$ はほぼ同値であるため、本論文では、時刻歴解析と告示の $1aW_{pi}$ (式 25, 26)を比較することで告示の付加系の必要吸収エネルギー aW_{pi} についての検討とした。図 19 に、レベル 2, レベル 2 の 2.0, 4.0 倍, 5 層, 8 層, 10 層 typeA, B モデルにおける時刻歴解析と告示の $1aW_{pi}$ の比較を示す。なお、図 19(a)はただし書き不適用時、図 19(b)はただし書き適用時の検討結果である。図 19(a)より、レベル 2, 各 typeA モデル、

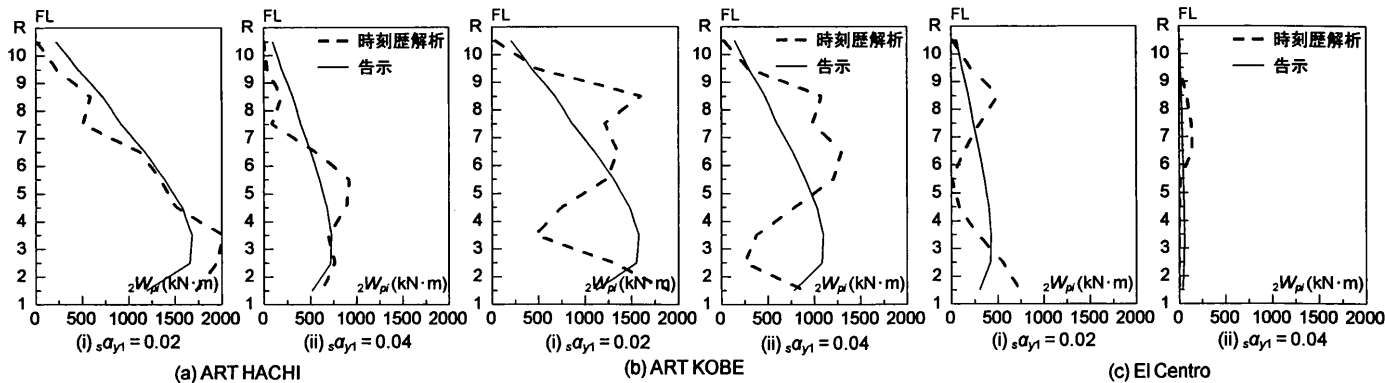


図 18 $2W_p$ の検討(レベル 2・2.0 倍, 10 層 typeA モデル)

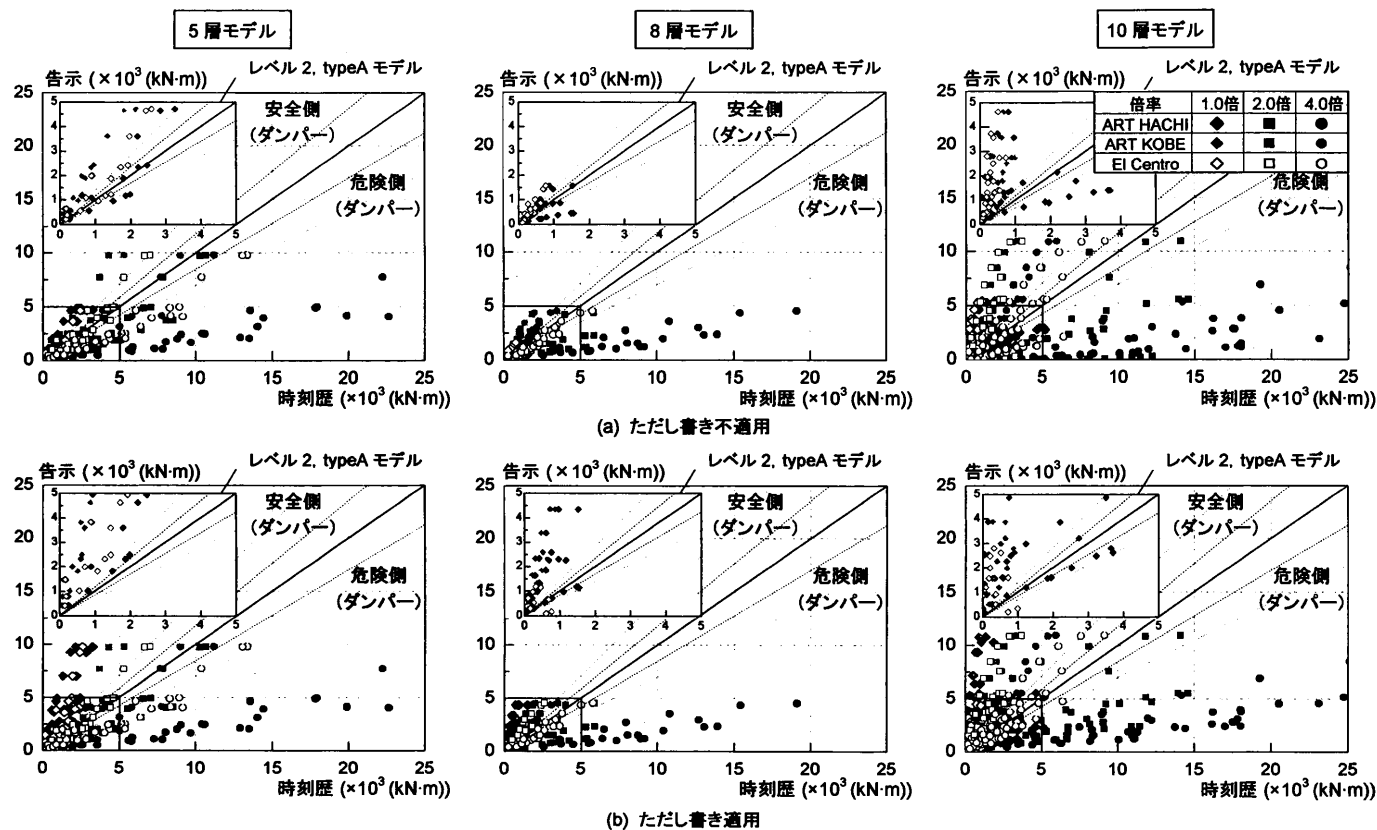


図 19 $1aW_p$ の検討(レベル 2, レベル 2・2.0 倍, レベル 2・4.0 倍)

ただし書き不適用時の場合, 多くのケースで告示の $1aW_p$ は時刻歴解析の $1aW_p$ よりも大きく, 告示は付加系に対して安全側の評価を下しており, ただし書きを適用した場合, その傾向はより顕著となる。レベル 2 の 2.0, 4.0 倍や typeB モデルの場合, ただし書き不適用・適用双方において告示は付加系に対して危険側の評価を下すケースが多く, 塑性化の程度が大きいほど告示の付加系単体の損傷評価において定められている $n_i=20$ では, 付加系の性能を過小評価していることがわかった。 f 値が比較的小さい El Centro や ART KOBE において, 告示はおおむね安全側の評価を下す傾向にあるが, f 値が比較的大きく最大応答値に対して累積値の大きい ART HACHI において, ほとんどのケースで危険側の評価を下すことを確認した。このことは, 文献 18 においても示されており, 現在の告示において長周期長継続地震動に対する検討は想定されていないため, 主架構の損傷評価, 付加系の損傷評価の双方における付加系の累積塑性変形を表す値 n_i の長周期長継続地震動の対応が今後の告示の課題となる。

5. 損傷に寄与するエネルギー E_D の内訳の比較

告示は, 主架構の損傷評価において付加系の性能を過小評価することで主架構に対し安全側の評価となるような方法を採用している。そのため, 付加系の損傷評価において主架構の損傷を評価する際の 4 倍の付加系性能を見込んで付加系の損傷を評価している。しかし, 前章において, 付加系の損傷を評価する際のエネルギーを用いても, 告示は付加系に対し危険側の評価を下す場合があることがわかった (図 19)。本章では, 前章において算出した告示における①主架構の損傷評価を行う際の E_D の内訳 ($aW_{es}, 1aW_p, 2aW_p, fW_{es}, fW_p$), ②付加系の損傷評価を行う際の付加系の必要吸収エネルギー aW_p と時刻歴解析における E_D の内訳 ($aW_{es}, 1aW_p, 2aW_p, fW_{es}, fW_p$), ③付加系の塑性歪エネルギー aW_p の総合的な比較を示すことで告示の問題点を述べる。図 20 に, 10 層 typeA, B モデル, $s\alpha_{y1}=0.02$, ART HACHI・レベル 2, レベル 2 の 2.0, 4.0 倍における時刻歴解析と告示の E_D の内訳の比較を示す。なお, 告示において $E_D(t)$ は $E_D(t_n)$ (式 (9)) を採用しているため, 式(13)の V_s に時刻歴解析により得られる

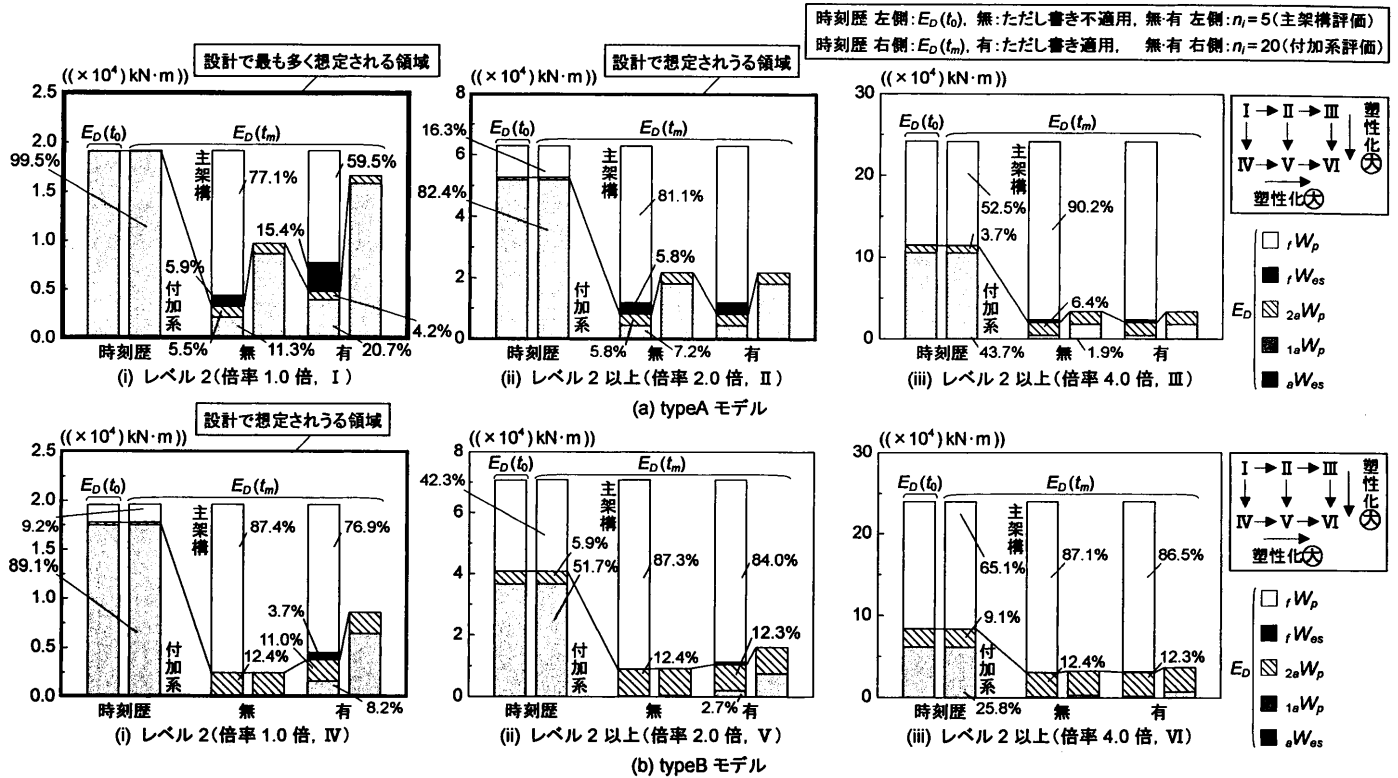


図 20 時刻歴解析と告示における E_D の内訳 (10層モデル, ART HACHI, $\alpha_{y1} = 0.02$)

$E_D(t_m)$ (式(9)) の速度換算値 $V_D(t_m)$ (式(27)) を用いた。図中の「時刻歴」は時刻歴解析の検討結果であり、「時刻歴」の左側、右側は、時刻歴解析における $E_D(t_0)$ (式(10)), $E_D(t_m)$ (式(9)) の内訳を示す。また、「無」、「有」は告示におけるただし書きを適用しない場合、ただし書きを適用した場合の検討結果であり、「無」「有」の左側、右側は告示における主架構の損傷評価を行う際の $E_D(t_m)$ (式(9)) の内訳 (図 15(①→②→③))、告示における式(13)の V_s に $V_D(t_m)$ を用いた付加系の損傷評価を行う際の付加系の必要吸収エネルギー aW_p を示す (図 15(④))。図 20 より、時刻歴解析における $E_D(t_m)$ と $E_D(t_0)$ に着目すると、塑性化の程度が小さい領域において $E_D(t_m) > E_D(t_0)$ の関係にあるが、秋山が述べているように塑性化の程度が大きい領域において $E_D(t_m) < E_D(t_0)$ の関係にある¹⁾。また、全体的に $E_D(t_m)$ と $E_D(t_0)$ はほとんど変わらないことを確認した。実際に告示による設計を行う場合の $E_D(t)$ は、地域係数、地盤種別、固有周期を変数とした $E_D(t_m)$ (式(9)) に基づいた設計用スペクトルを用いるが、上記に述べたことから復元力特性や質点数などにより傾向が異なり算出に手間の多く掛かる $E_D(t_m)$ (式(9)) を用いるよりも、算出に簡便な $E_D(t_0)$ (式(10)) を用いた方が設計法として合理的であるといえる。

時刻歴解析の $E_D(t_m)$ と告示の $E_D(t_m)$ の内訳に着目する。レベル 2, typeA モデルにおける時刻歴解析の $E_D(t_m)$ において、主架構は弾性範囲に留まっており主架構の塑性歪エネルギー fW_p はないのに対し、告示のただし書きを適用しない場合 (「無」の左側), fW_p は E_D の 77.1% も占めている。見方を変えると、時刻歴解析の場合、主架構弾性範囲内における付加系の塑性歪エネルギー $1aW_p$ は E_D の 99.5% も占めるのに対し、告示のただし書きを適用しない場合, $1aW_p$ は E_D の 11.3% しか占めず時刻歴解析の $1aW_p$ は告示の $1aW_p$ の約 8.8 倍大きく、ただし書きを適用した場合 (「有」の左側), 時刻歴解析の $1aW_p$ は告示の $1aW_p$ の約 4.8 倍であることを確認した。要するに、告示は、

実際の設計において最も多く想定される塑性化の程度が小さい領域の typeA モデル、レベル 2 を用いて主架構の損傷を評価する際、主架構に対して大幅に安全側の評価を下す一方、制振性能 ($1aW_p$) を大幅に過小評価していることがわかった。また、告示は主架構塑性変形時の全体架構が吸収する塑性歪エネルギー $2aW_p$ を大幅に過大評価しているため、主架構塑性変形時の付加系の塑性歪エネルギー $2aW_p$ も過大評価していることがわかる。実際の設計で想定される可能性がある typeA モデル・レベル 2 の 2.0 倍、または typeB モデル・レベル 2 におけるただし書き不適用時の告示の fW_p と時刻歴解析の fW_p と比較すると、前者の場合、約 5.0 倍、後者の場合、約 9.5 倍、告示の fW_p が大きく、設計で想定しうる領域においても告示は主架構に対して大幅に安全側の評価を下している。レベル 2 の 2.0, 4.0 倍, typeA モデルにおいて損傷限界時・安全限界時の変形 δ_u, δ_s を 2.0, 4.0 倍すると主架構の降伏変形 $f\delta_y$ よりも大きくなるため、ただし書き適用の有無による影響はないことを確認した。全体的に、告示と時刻歴解析における付加系の弾性歪エネルギー aW_{es} はほとんどないことがわかる。告示における主架構に対する安全側の評価、主架構の損傷を評価する際の制振性能の過小評価、 $2aW_p$ の過大評価という傾向は主架構の塑性化の程度が大きくなるにつれ緩和されることを確認した。

主架構に対する大幅な安全側の評価、あるいは制振性能 ($1aW_p$) を過小評価することとなる一番の要因は、付加系の累積塑性変形の程度を表す値 n_i (式(17b, 19)) に下限値の 5 を採用していることが挙げられる。ここで、時刻歴解析での 10 層モデル, ART HACHI, $\alpha_{y1} = 0.02$ における全層での n_i の平均値 \bar{n}_i (式(28)) を確認する。

$$\bar{n}_i = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N \left(\frac{1aW_{pj}}{2 \cdot Q_{yj} (f\delta_{yj} - a\delta_{yj})} \right) \quad (28)$$

typeA モデル, レベル 2 の場合 (図 20(I)), $\bar{n}_i = 17.6$, typeA モデル, レベル 2 の 2.0 倍の場合 (図 20(II)), $\bar{n}_i = 52.3$, typeB モデル, レベル 2 の場合 (図 20(IV)), $\bar{n}_i = 38.1$ であり, 告示で定められている主架構の損傷評価における $n_i = 5$ は相当制振性能を過小評価しているものだということがわかった。それに加えて, n_i は地震動をはじめ, 様々な諸条件により傾向が異なるものであることが報告されている¹⁷⁾。しかし, 告示において n_i は諸条件に関係なく一律に定められている。そのような背景から, 実際に設計で最も想定されるであろう主架構の塑性化の程度の小さい領域において, 告示では主架構に対して大幅に安全側あるいは制振性能を大幅に過小評価した設計となっているため, 設計上使用しづらく妥当性も判断しづらい状況にあるといえる。そのため, 上記のような傾向を緩和させ, 告示のさらなる実用化を図るためにも, n_i を様々な諸条件に対応できるように改善することが必要となる。他の要因としても, 主架構弾性範囲内のエネルギー W_{ef} (式(13)) の算出において, 最弱層は弾性限界・主架構降伏変形時まで変形・耐力を正確に評価できるが, 最弱層以外の層は最弱層が弾性限界・主架構降伏変形に達したステップの変形・耐力までしか評価せず, W_{ef} を実際よりも小さく見積もっていることが挙げられる。

告示において主架構の損傷を評価する際, n_i に下限値の 5 を用い, 主架構弾性範囲内の付加系の吸収する塑性歪エネルギー ${}_aW_p$ を過小評価しているため (式(17b, 19)), 付加系の損傷を評価する際は n_i に上限値の 20 を用いている (式(25, 26))。以下に, $E_D(t_m)$ における時刻歴解析と告示の ${}_aW_p$ の対応関係に着目する。図 20 より, typeA モデル, レベル 2 において告示のただし書きを適用しない場合, 時刻歴解析の ${}_aW_p$ が告示の ${}_aW_p$ より約 2.0 倍, ただし書きを適用した場合, 約 1.2 倍大きく, n_i に上限値の 20 を用いても告示の ${}_aW_p$ は時刻歴解析の ${}_aW_p$ に比べ, 必ずしも安全側の評価とならないことを確認した。このことより, 付加系の損傷評価における n_i についても改善の余地が必要であると考えられる。

6. まとめ

本論文では, 2005 年エネルギー法告示 (以後, 告示) のさらなる実用化に向けて, 告示と時刻歴解析によるエネルギーの内訳を比較することで告示の問題となる箇所を明らかにした。時刻歴解析においては, 部材モデルにおける静的増分解析の履歴曲線から作成した, 主架構のせん断型モデル (typeA モデル) と typeA モデルの耐力を半分にしたせん断型モデル (typeB モデル), レベル 2, レベル 2 の 2.0, 4.0 倍, ダンパーの実効変形 (層間変形に対するせん断変形の比) を考慮し, ダンパーに直列バネを設けたせん断型モデル (以後, 付加系) を用いた。時刻歴解析による本エネルギー配分においては, 制振構造における主架構の塑性化の有無により状態を分けることでエネルギーの配分を行った。限られた検討範囲ではあるが, 本論文より得られた知見を以下に示す。

せん断型モデルにおける時刻歴解析結果より, 本論文で用いた解析パラメーター内の検討において, 実際の設計で最も想定されるレベル 2, typeA モデルの場合, ほとんどのケースで最大層間変形角 R_{max} は 1/100 以下であり, 主架構の塑性歪エネルギーもわずかなものであることを確認した。

時刻歴解析による本エネルギー配分の高さ方向分布より, ダンパ

一量が多くなるにつれ E_D に対する ${}_fW_p$ の割合は少なくなるのに対し, 付加系の塑性歪エネルギー ${}_aW_p$ の割合は多くなる。

告示の主架構の損傷評価に用いる主架構塑性時における全体架構の吸収する塑性歪エネルギー ${}_2W_p$ を検討した結果, typeA モデル, レベル 2 のような実際の設計で最も想定される領域において, 告示の ${}_2W_p$ は時刻歴解析の ${}_2W_p$ よりも約 3 倍以上であり, 主架構に対して大幅に安全側の評価であった。告示の主架構弾性範囲内のエネルギーをより適切に評価することのできる, ただし書きを適用すると上記の傾向は緩和されるが, それでもなお大幅に安全側の評価であることに変わりはない。レベル 2 の 2.0, 4.0 倍や typeB モデルのような主架構の塑性化の程度が大きくなるような場合に注目すると, 主架構に対する安全側の評価の程度は小さくなり, 塑性化の程度が大きくなるにつれ, 告示と時刻歴解析は同様な評価に近づく傾向にある。

せん断型モデルにおける時刻歴解析, あるいは告示の検討より, 耐力の異なる typeA モデルと typeB モデルの違いによる傾向の変化はほとんどなく, 双方の関係は入力地震動の加速度倍率を増減した関係とおおむね同様であることを確認した。

主架構の損傷を評価する際の告示と時刻歴解析の E_D の内訳を比較すると, 前述したように告示は主架構に対して大幅に安全側の評価を下しう一方, 主架構弾性範囲内における付加系の塑性歪エネルギー ${}_aW_p$ を過小評価する傾向にあることがわかった。これはどのような諸条件においても, 付加系の累積塑性変形の程度を表す値 n_i (式(17b, 19)) に下限値の 5 を一律で採用していることが一番の要因である。 n_i は様々な諸条件によって大きく傾向が異なるため¹⁷⁾, 上記の傾向を緩和させ告示のさらなる実用化を図るためにも, n_i を様々な諸条件に対応できるように改善することが必要だと考えられる。他の要因として, 告示の主架構弾性範囲内の評価において, 最弱層では弾性限界・主架構降伏変形時まで変形・耐力を正確に評価することができるが, 最弱層以外の層では最弱層が弾性限界・主架構降伏変形に達したステップの変形・耐力までしか評価できないことも挙げられる。

告示における付加系の単体の損傷評価において, n_i の上限値 20 を用いても, 告示における付加系の吸収するエネルギー ${}_aW_p$ は時刻歴解析における ${}_aW_p$ と比べて, 必ずしも安全側の評価とならないことを確認した。付加系の損傷評価における n_i についても改善の余地が必要であると考えられる。

謝辞

本研究は, 新日鉄エンジニアリング株式会社, 東京理科大学北村研究室によるエネルギー法研究会の一部を用いたものです。ここに記して, 謝意を表します。

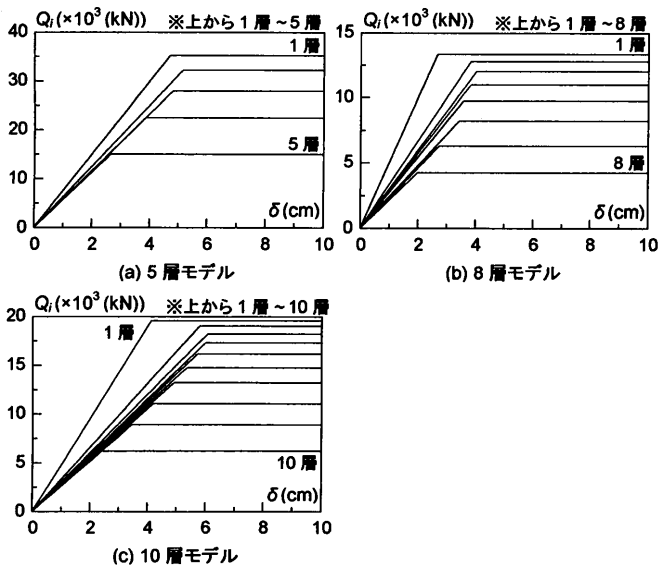
参考文献

- 1) 原田幸博, 秋山宏: エネルギー集中型柔剛混合構造の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集, 第 472 号, 57-66, 1995.6
- 2) 秋山宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技術堂出版, 1999.11
- 3) 北村幸春, 財津和廉, 馬谷原伴恵: 主架構の塑性化を考慮した制振構造物のエネルギーの釣合に基づく応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 599 号, 71-78p, 2006.1
- 4) 長谷川隆, 西山功, 向井昭義, 石原直, 加村久哉: エネルギーの釣合に基づく履歴型ダンパー付鉄骨構造の地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 582 号, 147-154p, 2004.8

- 5) 日本建築センター：エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説，2005.10
- 6) 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年国土交通省告示代631号「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法」に準拠して，技術堂出版，2008.9
- 7) 北村春幸：性能設計のための建築振動解析入門，彰国社，2002.9
- 8) 伊藤冬樹，長尾直治：エネルギー法を用いたビル構造の耐震性能の検証に関する研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，2007
- 9) 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法，vol.3.2012
- 10) 松澤祐介，佐藤大樹，栗林晃司，北村春幸，山小路夫，西本晃治：履歴型ダンパー配置が中低層鋼構造建物の地震応答性状に与える影響，構造工学論文集，vol.58B，第661号，543-552p，2011.3
- 11) 栗林晃司，佐藤大樹，北村春幸，山小路夫，西本晃治：実効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
- 12) 松澤祐介，佐藤大輔，佐藤大樹，北村春幸，山小路夫，脇田直弥，松蔭知明：架構応答に弾性，弾塑性が混在する場合の制振構造建物エネルギー配分に関する研究（その1：エネルギー配分手法の提案と等価繰返し数の検討），日本建築学会関東支部研究報告集，2012.3
- 13) 北村春幸，馬谷原伴恵，川崎憲：時刻歴改解析結果をもとにエネルギーの釣合いに基づく耐震設計法を適用した建築物の耐震性評価法の提案，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第632号，J1755-1763p，2008.10
- 14) 佐伯栄一郎，前田泰史，中村秀司，緑川光正，和田章：実大アンボンドブレースに関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第476号，pp149-158，1995.10
- 15) 秋山宏，北村春幸：エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応，日本建築学会構造系論文集，第608号，37-43p，2006.10
- 16) 小穴温子，北村春幸，吉江慶祐，佐藤俊明：設計用地震動のための長周期長継続地震動のf値の定性的評価，日本建築学会構造系論文集，第77巻，第674号，575-584p，2012.04
- 17) 松澤祐介，佐藤大輔，佐藤大樹，北村春幸，山小路夫，脇田直弥，松蔭知明：制振構造における主架構の塑性化がダンパー吸収効率に与える影響（その2：等価繰返し数の検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp963-964，2012.9
- 18) (財)日本建築センター：ビルディングレター，89p，2006.07

附録A せん断型モデルのQ-δ関係

附表Aに，各せん断型モデル（typeA）のQ-δ関係を示す。

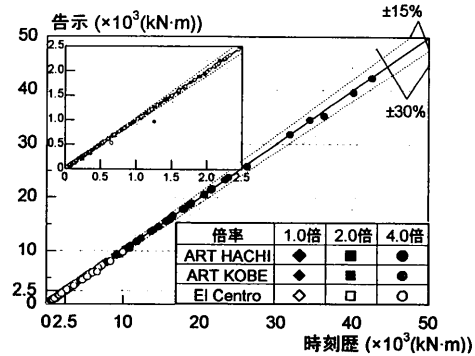


付図A 各モデルの復元力特性(typeA)

附録B 時刻歴解析におけるエネルギー分担の妥当性

本附録では，時刻歴解析の fW_{pi} と告示が採用している主架構と付加系の耐力比より配分される fW_{pi} （本論，式(24)）を比較，検討することで，時刻歴解析におけるエネルギー分担（図9,16参照）の妥当性を検証する。なお，本論

文では，告示の fW_{pi} 算出時に用いる $2W_{pi}$ （本論，式(24)）を時刻歴解析により得られる $2W_{pi}$ とした。附図Bに，レベル2，レベル2の2.0,4.0倍，10層typeAモデルにおける時刻歴解析と告示の fW_{pi} の比較を示す。附図Bより，時刻歴解析と告示の fW_{pi} は，ほとんど同値であることがわかる。このことは，時刻歴解析と告示における $2aW_{pi}$ もほぼ同値であることを示し，時刻歴解析におけるエネルギー分担の妥当性を確認した。



附図B 時刻歴解析におけるエネルギー分担の妥当性

附録C 時刻歴解析と告示の記号対応表⁶⁾

附表Cに，本論文における時刻歴解析と告示の記号対応表を示す。

附表C 告示と時刻歴解析の記号対応表

種別	本論文記号	告示		名称
		記号		
エネルギー	$2W_p$	E_s		安全限界必要エネルギー
	$2W_{pi}$	E_{si}		各層の必要エネルギー吸収量
	fW_{ei}	W_{fi}		損傷限界状態でi層の主架構部分で吸収できるエネルギー吸収量
	aW_{ei}	W_{dei}		損傷限界状態でi層のダンパー部分で吸収できる弾性エネルギー吸収量
	$1aW_{pi}$	W_{dpi}		損傷限界状態内でi層のダンパー部分で吸収できる塑性エネルギー吸収量
	W_{ef}	W_e		主架構が弾性範囲内で吸収することができるエネルギー量
	fW_{pi}	E_{yfi}		各層の主架構の必要エネルギー吸収量
	aW_{pi}	E_{adi}		各層のダンパー部分の必要エネルギー吸収量
力	fQ_{di}	Q_{fi}		各層の損傷限界時に主架構に生ずる層せん断力
	aQ_{di}	Q_{dai}	弾性	各層のダンパー部分の保有水平耐力
		Q_{dai}	塑性	
	fQ_{si}			
変形	fQ_{yi}	Q_{fui}		各層の主架構部分の保有水平体力
	Q_{yi}	Q_{ui}		各層の保有水平耐力
	$f\delta_{di}$	δ_i		各層の損傷限界時の層間変形
	$f\delta_{si}$			
	$a\delta_{yi}$	δ_{dai}		各層のダンパー部分の降伏変位
	$f\delta_{yi}$	δ_{fui}		各層の主架構部分の降伏変位