

論文 定常応答解析による制震補強建物の保有減衰性能の評価法の提案

天羽 祥太^{*1}・市原 寿人^{*2}・北嶋 圭二^{*3}・中西 三和^{*4}

要旨：履歴系ダンパーないしは粘性系ダンパーにより制震補強された RC 造建物の耐震性能の評価法および表示法として、安全限界変位レベルの定常応答解析を実施し、制震補強建物の保有減衰性能を評価する手法を提案し、その有効性について示す。本手法を用いることにより、単に時刻歴応答解析による応答値の確認のみではなく、主体構造の損傷による減衰性能(損傷減衰)と制震ダンパーによる減衰性能(付加減衰)を分離して評価することができ、制震補強建物の強度・変形性能および減衰性能等の一般的な耐震性能の指標を評価・表示することが可能となる。

キーワード：制震補強, 耐震性能, 性能表示, 定常応答解析, 保有減衰性能, 等価線形化法

1. はじめに

1.1 研究背景および研究目的

近年、建物の耐震性能の向上のため、履歴系ないしは粘性系ダンパーで補強を行う制震補強が増加している。これら制震補強建物の耐震性能の評価法は、時刻歴地震応答解析を実施し評価するのが一般的である。これは、補強対象建物がある特定された入力地震動に対し、補強設計目標変形以下となっていること、すなわち、補強設計クライテリアを満足していることを確認することで、制震補強建物の耐震安全性を評価するという方法である。しかし、この方法のみでは、制震補強建物の強度・変形性能および減衰性能等の一般的な耐震性能の指標が評価されているわけではないので、補強前建物と補強後建物の耐震性能の直接的な比較や、制震補強工法による補強建物同士の比較、さらには在来補強工法による補強建物との耐震性能の比較が容易には行えない。

そこで本研究では、制震補強建物の耐震性能を、地震応答解析による応答値のみで評価するのではなく、強度性能、変形性能、および減衰性能等の一般的な耐震性能指標を用いて評価・表示する方法を提案し、その評価方法の有効性について確認することを目的とする。

1.2 研究方法および研究内容

本研究で提案する耐震安全性の評価方法の概念図を図-1に示す。まず、補強前建物(以下、無補強建物)の強度性能(耐力)と変形性能(安全限界変位)を、静的弾塑性骨組解析を実施し評価する。次に、その結果を1自由度系に縮約し構造特性曲線を評価し、設計用応答スペクトルとの比較から、安全限界変位時の必要減衰性能を算定する。すなわちこの方法は、建物の応答は周期と減衰より評価可能であるという応答スペクトル法の考え方¹⁾を基本としており、無補強建物の安全限界周期と必

要減衰性能をまず評価しておき、補強建物が必要とされる減衰性能を保有しているか否かを評価することにより耐震安全性を判定するという方法である。

ここで課題となるのが、弾塑性挙動をする建物さらには制震ダンパーが取付けられている制震補強建物の保有減衰性能をどのような方法で評価するかということである。既往の研究では複素固有値解析を行いモード減衰を評価する方法²⁾などが提案されているが、実務レベルで複素固有値解析が普及しているとは言えず、簡易な方法で保有減衰性能が評価できれば実用的である。

そこで本研究では、漸増定常加速度波形を入力する時刻歴応答解析(以下、定常応答解析と称する)を実施し、安全限界変位レベルでの縮約1自由度系の建物の定常履歴曲線を抽出して保有減衰性能を評価する方法を提案する。この方法を用いれば、一般的な制震補強設計ツールである時刻歴応答解析により、無補強建物および補強建物の減衰性能が評価可能となる。さらには、制震補強で

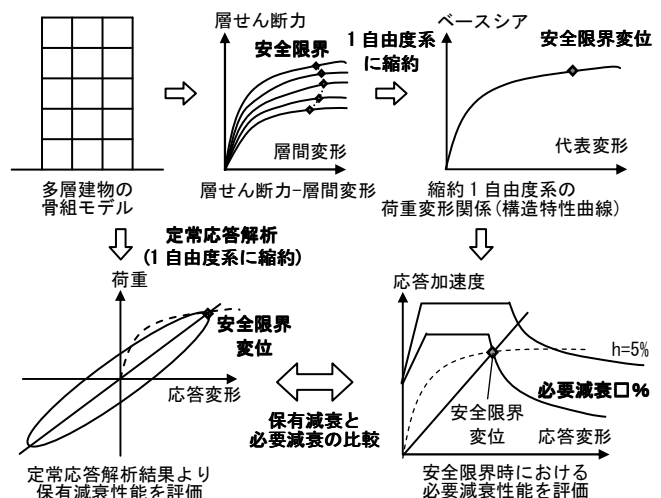


図-1 耐震安全性の評価方法の概念図

*1 日本大学 大学院理工学研究科海洋建築工学専攻 (学生会員)

*2 (株)東京ソイルリサーチ 構造調査設計事業部 工修 (正会員)

*3 日本大学 理工学部海洋建築工学科准教授 工博 (正会員)

*4 日本大学 理工学部海洋建築工学科教授 工博 (正会員)

用いられる制震ダンパーが、変位依存型の履歴系ダンパーの場合や速度依存型の粘性系ダンパーの場合でも、無補強建物と同じ方法で減衰性能が評価可能となる。

本研究では、まず2階建てRC造建物を検討対象として、提案した評価方法について詳細に検討し、その有効性を確認する。なおここでは、時刻歴応答解析での構造減衰の扱い方に関しても検討し、等価線形化法と時刻歴応答解析での構造減衰の効果の整合性について明らかにする。次に、11階建てのSRC造(一部RC造)高層建物を検討対象建物として選定し、無補強建物および履歴系並びに粘性系ダンパーにより制震補強された補強建物の耐震性能が提案方法により評価可能であるか確認する。

2. 低層(2階)建物に対する検討

2.1 建物概要

検討対象建物は、図-2に示す2層2スパンの純フレームRC造建物³⁾とし、解析モデルは、図-2b)に示す網掛けで囲われた1構面のみの平面フレーム解析モデルとした。建物諸元を表-1に示す。柱・梁のみの純フレームモデルを無補強建物、図-2a)に記す2箇所にダンパーを配置した建物を制震補強建物とする。無補強および補強建物ともに、主架構の履歴特性は、修正武田モデルを採用した。履歴系ダンパーによる補強建物では、制震ダンパーとして鋼材ダンパーを想定し、降伏耐力は建物重量の1割に、初期剛性は目標層間変形角1/100radで塑性率が5となるように設定した。履歴特性は、ノーマルバイリニアモデルを採用した。粘性系ダンパーによる補強建物では、制震ダンパーとしてリリーフ付付きオイルダンパーを想定し、履歴系ダンパーとほぼ同等の性能を持たせるために、履歴系ダンパーの降伏耐力と近い荷重のリリーフ荷重を設定し、初期剛性は履歴系ダンパーと同じ値を設定した。解析モデルは、Maxwellモデルを採用した。ダンパー諸元を表-2に示す。

2.2 入力地震動

2階建て建物の検討用地震動の大きさは、限界耐力計算と同様に応答スペクトルで定義することとした。応答スペクトルは工学的基盤における標準応答スペクトルを第2種地盤の略算法による地盤増幅率を考慮し、さらには本検討対象建物が2階建てであることによる低減係数(0.85)を考慮して作成した。時刻歴応答解析用の入力地震動波形は、上記応答スペクトルにフィッティングした位相特性の異なる模擬地震動を4波(El Centro-NS位相(ELNS), Hachinohe-NS位相(HANS), Kobe-NS位相(KONS), ランダム位相(RAND))を作成した。入力地震動諸元を表-3に、入力地震動の応答スペクトルを図-3に示す。

2.3 無補強建物の静的増分解析

無補強建物の静的増分解析結果を図-4に、静的増分解析結果を限界耐力計算と同じ方法(式(1), 式(2))¹⁾により1自由度系に縮約した荷重変形曲線(構造特性曲線)を図-5に示す。図-4中の損傷限界とはどこかの部材が初めに降伏したステップを、安全限界とはどこかの層が1/100radを超えたステップとして定義した。

解析の結果、1自由度系に縮約した時の安全限界変位は6.8cmであり、安全限界時の建物の等価周期(安全限界

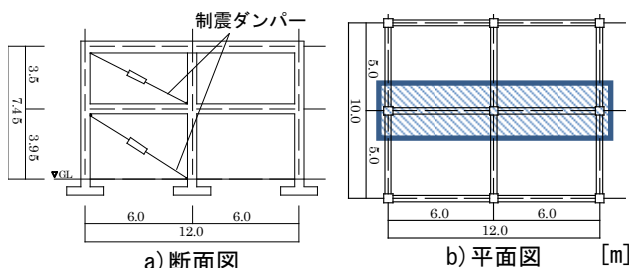


図-2 2階建て解析モデル

表-1 建物諸元

層	各階重量 [kN]	総重量 [kN]	固有周期 [sec]	Ai	層せん断力 [kN]	外力 [kN]
2	519	519	0.149	1.24	643	643
1	647	1166	(0.02H)	1.00	1166	523

表-2 ダンパー諸元

層	履歴系ダンパー			粘性系ダンパー				
	降伏耐力 [kN]	降伏変位 [cm]	初期剛性 [kN/mm]	リリーフ 荷重 [kN]	1次減衰係数 [kN・sec/mm]	初期剛性 [kN/mm]	2次減衰係数 [kN・sec/mm]	リリーフ 速度 [mm/sec]
2	52	0.7	7.4	45	1.5	7.4	0.018	30
1	114	0.8	14.8	113	3.76	14.8	0.05	30

表-3 入力地震動諸元

告示波	ELNS	HANS	KONS	RAND
地動最大加速度[cm/sec ²]	473	531	537	472

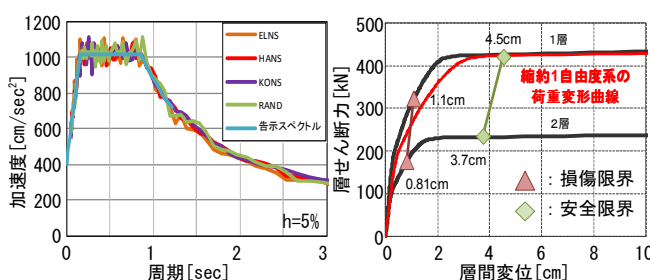


図-3 入力地震動特性 図-4 静的増分解析結果

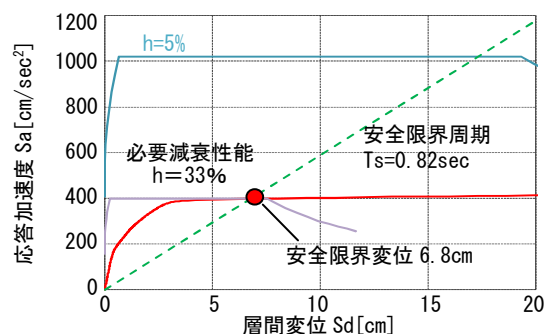


図-5 2階建て建物の構造特性曲線

周期 T_s)は 0.82sec であった (図-5)。

$$S_d = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i} \quad (1)$$

$$S_a = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i \right)^2} \times Q_B \quad (2)$$

δ_i : i 層の相対変位, m_i : i 層の質量, Q_B : ペース

2.4 検討対象建物の必要減衰性能の算定

検討対象建物の必要減衰性能は、図-5に示すように、1 自由度系に縮約された建物の安全限界周期における検討用地震動の応答スペクトル特性により評価することができる。すなわち、無補強建物の安全限界周期 ($T_s=0.82\text{sec}$)の1 質点弾性減衰系の応答値が、安全限界変位 (6.8cm)となる減衰定数の大きさが必要減衰性能となる。必要減衰性能の算定結果を表-4に示す。必要減衰性能の算定結果は、入力地震動の位相特性の違いにより大きなばらつきが生じているが、その平均値は33%であった。本研究では、この平均値を必要減衰性能の値として採用し、各入力地震動に対する値は参考値として併記することとした。

2.5 保有減衰性能の算定

無補強建物および制震補強建物の保有減衰性能は、2 層 2 スパンのフレーム解析モデルに対して定常応答解析を行い、応答解析結果を1 自由度系に縮約して安全限界変位レベルでの定常ループを抽出し、1 ループの履歴面積より等価粘性減衰定数を算定して評価する。応答解析は Newmark- β 法 ($\beta=0.25$)の数値積分法を用い、積分時間刻みは 0.001 秒とした。入力波は、建物の安全限界周期と同一の周期特性を有し、加速度振幅を徐々に大きくしていく漸増定常加速度波形を作成して用いた。入力した漸増定常加速度波形を図-6に、定常応答解析結果の1 自由度系縮約結果を図-7に、保有減衰性能の算定結果を表-5に示す。多層建物の時刻歴応答解析結果の1 自由度系への縮約は、モーダルアナリシス⁴⁾の考えに基づき式(3)、式(4)を用いて行った⁵⁾。式(3)が応答変位の縮約、式(4)がせん断力の縮約方法である。定常ループの履歴面積からの等価粘性減衰定数の算定には式(5)を用いた。なお、本節および次節の検討では、構造減衰の影響を排除するため構造減衰は 0%(非減衰)として解析を行った。

算定の結果、無補強建物の保有減衰性能(等価粘性減衰定数)は 18%であった。なお、ここでの検討では履歴ループに及ぼす構造減衰の影響を排除するため、定常応答解析は構造減衰 0%で行っている。したがって算定された保有減衰性能は、柱・梁などの主体構造の損傷により吸収された履歴面積の等価粘性減衰換算値であり、以後、主体構造の損傷減衰と称することとする。

制震補強建物の保有減衰性能は、履歴系ダンパーの場合が31%、粘性系ダンパーの場合が32%と評価された。その内訳は、主体構造の損傷減衰がともに18%であり、制震ダンパーによる付加減衰は履歴系ダンパーが13%、粘性系ダンパーが14%である。ここで、制震補強建物に対して式(5)を適用する際、ポテンシャルエネルギーは、無補強建物のポテンシャルエネルギーを用いることとする。これは、式(5)の分母を無補強建物・補強建物で同一としておくことにより、履歴面積の増加分が単にダンパーによる付加減衰量と評価できるためである。

以上、提案した本手法を用いることにより、主体構造損傷減衰と制震ダンパーによる付加減衰を分離して評価することが可能であることを示した。

$${}_1q_0 = \frac{\{u_i\}^T [M] \{\delta_i\}}{{}_1\beta \{u_i\}^T [M] \{u_i\}} \quad (3)$$

$${}_1Q = \sum {}_1\beta \{u_i\} (Q_{i+1} - Q_i) \quad (4)$$

${}_1q_0$: 1 次の代表変位, u_i : i 層の1 次固有ベクトル(最大応答変位),
 $[M]$: 質量マトリクス, ${}_1\beta$: 1 次の刺激係数,
 δ_i : i 層の相対変位(応答解析結果),
 ${}_1Q$: 1 次の層せん断力, Q_i : i 層の層せん断力(応答解析結果)

$$h = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (5)$$

ΔW : 1 ループの履歴面積, W : 無補強建物のポテンシャルエネルギー

2.6 時刻歴応答解析による応答変位の確認

2 階建てモデルに対する地震応答解析(構造減衰 0%)を実施して、各建物の保有減衰性能の妥当性を確認する。

表-4 必要減衰性能の算定結果

	告示波				平均
	ELNS	HANS	KONS	RAND	
減衰定数 [%]	23	44	42	25	33

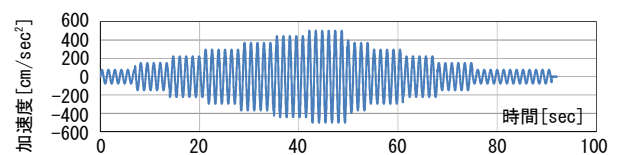


図-6 漸増定常加速度波形

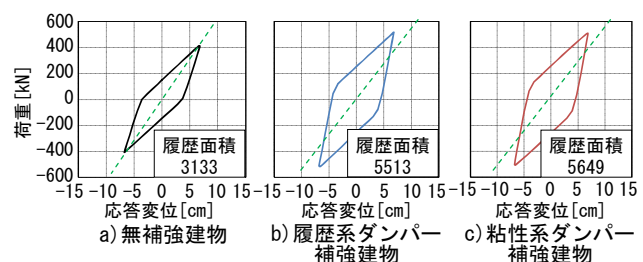


図-7 定常応答解析結果の1 自由度系縮約結果

表-5 保有減衰性能の算定結果 [%]

	保有減衰	損傷減衰	付加減衰
無補強建物	18	18	
履歴系ダンパー補強建物	31	18	13
粘性系ダンパー補強建物	32	18	14

なお、2 層フレームモデルに対する地震応答解析の最大応答変位は、定常応答解析と同様に 1 自由度系に縮約した結果で評価する。一例として図-8 a) に ELNS 入力時の地震応答解析で得られた各層の履歴曲線(層せん断力-層間変位関係)と、図-8 b) に縮約 1 自由度系の履歴曲線を示す。図中のプロット点が縮約 1 自由度系の最大応答変位である。表-6 には、各入力地震動に対する縮約 1 自由度系の最大応答変位を一覧にして示す。検討対象建物の必要減衰性能 33% に対し、保有減衰性能が 18% の無補強建物の応答変位(12.0cm)は、安全限界変位(6.8cm)の 2 倍程度の応答変位を示し、保有減衰性能が 31% の履歴系ダンパーによる制震補強建物の最大応答変位は 6.2cm、保有減衰性能が 32% の粘性系ダンパーによる制震補強建物の応答変位は 5.8cm となり、安全限界変位とほぼ同等の応答変位を示している。この結果より、提案した定常応答解析による保有減衰性能の評価結果が、概ね妥当であることが確認できた。

2.7 応答解析における構造減衰の扱いに関する検討

2.5、2.6 節では、構造減衰の影響を排除するため構造減衰を 0% として保有減衰性能を評価してきた。しかし、実際の補強設計では、建物の構造減衰を考慮したうえで、保有減衰性能を評価する必要がある。そこで本節では、応答解析における構造減衰の扱いに関して検討する。

(1) 検討方法

2 層平面フレームモデルを用いて、構造減衰の扱いとして、初期剛性比例型、瞬間剛性比例型および等価剛性比例型の 3 種類の方法について検討を行う。いずれの方法も減衰定数は 5% とした。ここで、等価剛性比例型とは、安全限界時の構造減衰が 5% となるように、弾性固有周期と安全限界周期の比だけ初期剛性比例型の減衰定数を低減させる方法である。

検討方法は、まず構造減衰の扱いを上記 3 種類の方法で変化させた 2 層フレームモデルに対する定常応答解析を実施し、解析結果を 1 自由度系に縮約して安全限界変位レベルの定常ループの履歴面積を評価する。ここで、構造減衰による減衰抵抗力による履歴面積を評価するために、減衰力を含んだ慣性力を縮約(慣性力縮約)し、層せん断力を縮約(せん断力縮約)した履歴面積との差より、構造減衰の効果を評価した。縮約 1 自由度系の慣性力は式(6)を用いて求めた加速度に式(7)で評価した等価質量を掛けることにより算定した。

$$({}_1\ddot{q}_0 + \ddot{y}_0) = \frac{{}_1\{u_i\}^T [M] \{\ddot{\delta}_i + \ddot{y}_0\}}{{}_1\beta \{u_i\}^T [M] \{u_i\}} \quad (6)$$

$${}_1M = \frac{(\sum m_i \{u_i\})^2}{\sum m_i \{u_i\}^2} \quad (7)$$

${}_1q_0$: 1 次の代表変位, ${}_1\ddot{q}_0$: 1 次の代表荷重(加速度換算値),
 ${}_iu_i$: i 層の 1 次固有ベクトル, ${}_i\beta$: 1 次の刺激係数, $[M]$: 質量マトリクス,
 δ_i : i 層の相対変位, y_0 : 入力加速度, $\ddot{\delta}_i$: i 層の相対加速度,

(2) 検討結果

表-7 に無補強建物・制震補強建物各々に対し、構造減衰を 0%, 初期剛性比例型 5%, 瞬間剛性比例型 5%, 等価剛性比例型 5% とした時の縮約 1 自由度系の履歴面積と履歴面積より算定した等価粘性減衰定数を一覧にして示す。表より、せん断力縮約では構造減衰の影響は含まれずに減衰性能が評価されていること、構造減衰の影響は、慣性力縮約による履歴面積(A)とせん断力縮約による履歴面積(B)の差から評価することができる。検討の結果、初期剛性比例型では、安全限界変位レベルの等価粘性減衰定数が、建物剛性が低下した分、設定減衰(5%)より大きな減衰として効果を及ぼしていること、瞬間剛性比例型では、設定減衰(5%)と概ね一致し

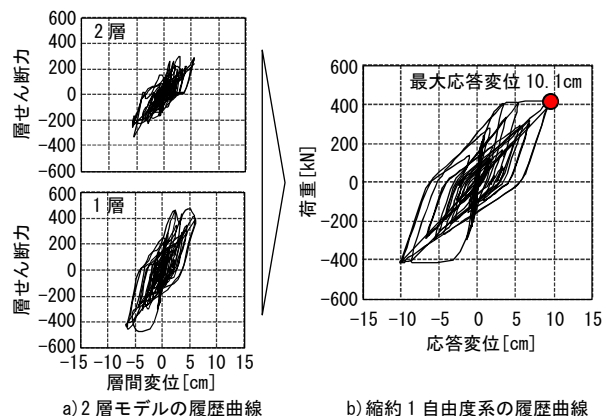


図-8 地震応答解析結果の 1 自由度系縮約結果

表-6 地震応答解析結果の 1 自由度系最大応答[cm]

	EL-NS	HA-NS	KO-NS	RAND	平均
無補強建物	10.1	12.4	11.7	13.9	12.0
履歴系ダンパー補強建物	7.3	6.0	6.1	5.6	6.2
粘性系ダンパー補強建物	6.9	5.5	5.7	5.1	5.8

表-7 構造減衰の扱いを変化させた場合の減衰定数

無補強建物	慣性力縮約 (A)		せん断力縮約 (B)		構造減衰の影響 (A-B)	
	履歴面積	h	履歴面積	h	履歴面積	h
0%	3133	18	3133	18	0	0
初期剛性比例 5%	5612	32	3144	18	2468	14
瞬間剛性比例 5%	3540	20	3116	18	424	2
等価剛性比例 5%	3982	23	3103	18	879	5
履歴系ダンパー補強建物	慣性力縮約 (A)		せん断力縮約 (B)		構造減衰の影響 (A-B)	
	履歴面積	h	履歴面積	h	履歴面積	h
0%	5513	31	5513	31	0	0
初期剛性比例 5%	8154	46	5506	31	2648	15
瞬間剛性比例 5%	6065	35	5482	31	583	3
等価剛性比例 5%	6339	36	5466	31	873	5
粘性系ダンパー補強建物	慣性力縮約 (A)		せん断力縮約 (B)		構造減衰の影響 (A-B)	
	履歴面積	h	履歴面積	h	履歴面積	h
0%	5649	32	5649	32	0	0
初期剛性比例 5%	8333	47	5637	32	2697	15
瞬間剛性比例 5%	6103	35	5651	32	452	3
等価剛性比例 5%	6534	37	5644	32	889	5

ているが建物によってばらつきが生じていること、等価剛性比例型では、設定減衰と安全限界変位レベルの等価粘性減衰定数が良く一致していることが確認できる。よって、安全限界変位時の保有減衰性能を評価する際には、提案した等価剛性比例型が有効であるといえる。

3. 高層(11階建)建物に対する検討

本章では、提案手法が11階建ての高層建物(無補強建物、履歴系ダンパーによる補強建物、粘性系ダンパーによる補強建物)に対しても適用可能か検討する。

3.1 建物および解析概要

検討対象建物は、実際に制震補強されたSRC造(上層階RC造)の高層集合住宅の建物を想定し、検討用として建物特性および補強量に若干修正を加えた建物である。解析は、平面フレーム弾塑性解析プログラムを用いて行った。主架構の履歴特性は、修正武田モデルを採用した。

表-8に建物諸元を、図-9に解析モデルを示す。制震補強建物は、履歴系ダンパー並びに粘性系ダンパーの2通りの補強建物を想定し、制震ダンパーは図-9に示す2階から10階の赤線の箇所に配置した。制震ダンパーの諸元を表-9に示す。

3.2 検討用地震動

検討用地震動は、観測波3波(EL CENTRO-NS, TAFT-EW, HACHINOHE-NS)と、位相特性が異なる告示波3波(神戸位相, 八戸位相, ランダム位相)を採用した。観測波は地動最大速度を50cm/secに規準化して用い、告示波は限界耐力計算での工学的基盤における標準応答スペクトルにフィッティングさせた模擬地震動を3波作成した。入力地震波諸元を表-10に、入力地震動特性を図-10に示す。

3.3 静的増分解析結果

静的増分解析は、表-8の A_i 分布に基づく外力分布による荷重増分法で行った。静的増分解析結果(各層の層せん断力-層間変位関係)を図-11に示す。本検討では、どこかの層が層間変形角 $1/150\text{rad}$ に達した時を安全限界時と定義し、その時の各層の層間変位を図中に青線で示した。図-12には、無補強建物の静的増分解析結果を1自由度系に縮約した構造特性曲線と入力地震動の応答スペクトルとあわせて示す。縮約1自由度系での安全限界変位は10.8cmであり、安全限界周期は1.15secであった。

3.4 必要減衰性能の算定

2.4節と同じ方法によって無補強建物の安全限界時の必要減衰性能を評価する。安全限界周期($T_s=1.15\text{sec}$)の1質点弾性減衰系応答解析を行い、安全限界変位(10.8cm)となるときの減衰定数(必要減衰性能)を算定した。算定結果を一覧にして表-11に示す。各入力地震動により

表-8 11階建て建物諸元

層	階高 [m]	各層重量 [kN]	重量の和 [kN]	固有周期 [sec]	A_i	層せん断力 [kN]	外力 [kN]
11	2.75	9188	9188	0.652 (0.02H)	2.46	2307	2307
10	2.75	7076	16264		2.06	3416	1110
9	2.75	7067	23331		1.85	4388	972
8	2.75	8940	32270		1.67	5484	1096
7	2.75	9620	41890		1.53	6530	1046
6	2.775	9745	51635		1.42	7469	939
5	2.8	9385	61021		1.33	8270	801
4	2.8	70444	71465		1.24	9048	778
3	2.85	70807	82272		1.16	9735	686
2	2.9	11140	93412		1.08	10320	585
1	4.7	13125	106537		1.00	10855	535

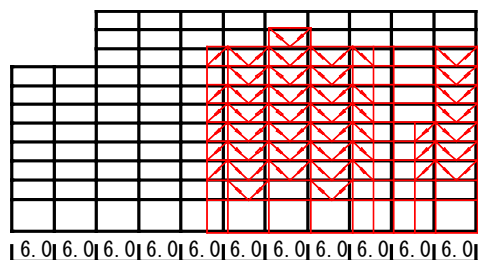


図-9 11階建て解析モデル [m]

表-9 制震ダンパーの諸元

層	履歴系ダンパー			粘性系ダンパー			
	降伏耐力 [kN]	降伏変位 [cm]	初期剛性 [kN/cm]	リリーフ 荷重 [kN]	1次減衰係数 [kN・sec/cm]	初期剛性 [kN/cm]	2次減衰係数 [kN・sec/cm]
10	289	0.22	1314	289	96.33	1314	11.6
9	289	0.22	1314	289	96.33	1314	11.6
8	289	0.21	1376	289	96.33	1376	11.6
7	289	0.22	1320	289	96.33	1320	11.6
6	289	0.20	1445	289	96.33	1445	11.6
5	287	0.24	1194	287	95.50	1194	11.5
4	286	0.22	1308	286	95.48	1308	11.5
3	286	0.22	1302	286	95.48	1302	11.5
2	286	0.21	1364	286	95.48	1364	11.5

表-10 入力地震波諸元

名称	方向	地動最大加速度	備考
EL CENTRO	NS	510	観測波
TAFT	EW	497	
HACHINOHE	NS	334	
八戸位相	—	328	告示波
神戸位相	—	380	
ランダム位相	—	327	

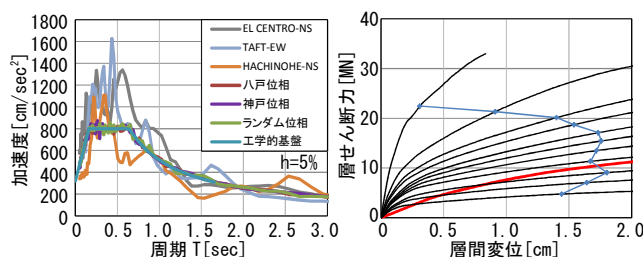


図-10 入力地震動特性 図-11 静的増分解析結果

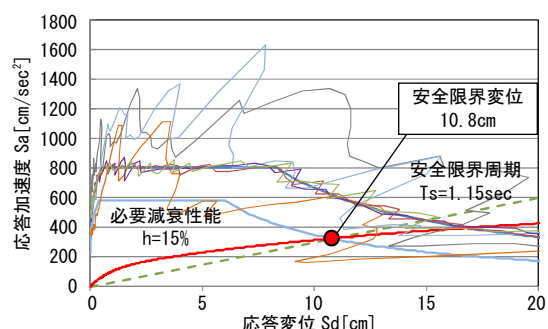


図-12 11階建て建物の構造特性曲線と応答スペクトル

必要減衰の値にはばらつきが生じているが、ここでは、観測波および告示波計 6 波の減衰定数の平均値(16%)を必要減衰性能として採用することとした。

3.5 定常応答解析による保有減衰性能の算定

2.5 節と同じ方法によって、無補強建物および各々の制震補強建物の保有減衰性能を評価する。図-1.3 に 1 自由度系に縮約された定常応答解析結果を、表-1.2 に各々履歴面積から算定した保有減衰性能を一覧にして示す。なお、本節の定常応答解析は、2.7 節で提案した等価剛性比例型(5%)を用いて解析を実施している。

算定の結果、無補強建物の保有減衰性能は 10%であり、その内訳が構造減衰 5%、主体構造の損傷による履歴減衰(損傷減衰)が 5%であるという結果が得られた。制震補強建物は、履歴系ダンパーの場合、保有減衰性能が 17%(内訳：構造減衰 5%、主体構造の損傷減衰 5%、ダンパーによる付加減衰 7%)と評価され、粘性系ダンパーの場合、保有減衰性能 21% (内訳：構造減衰 5%、主体構造の損傷減衰 5%、ダンパーによる付加減衰 11%)と評価された。また、3.2 節に示した検討用地震波 6 波を用いた 11 階建て平面フレームモデルの時刻歴地震応答解析結果(最大層間変形角)を図-1.4 に示す。3.4 節で算定した必要減衰性能にはばらつきがあるため(平均 16%)、最大層間変形角の解析結果にもばらつきが見られるが、保有減衰 10%の無補強建物では、多くの層で安全限界の層間変形角 $1/150\text{rad}$ より大きな応答が生じ、保有減衰 17%および 21%の制震補強建物では、告示波(神戸位相)では 4・5・6 層で安全限界変位を超えているが、その他の入力地震動では各層とも安全限界変位を下回る応答変位になっていることが確認できる。

以上の結果より、11 階建ての高層建物であっても、平面フレーム解析モデルに対する定常応答解析結果の縮約 1 自由度系の定常ループ面積から、無補強建物および履歴系・粘性系ダンパーによる制震補強建物の保有減衰性能が評価可能であることが確認できた。

4. まとめ

以上、本研究により以下の知見を得た。

- (1) 無補強建物および制震補強建物(履歴系ダンパー並びに粘性系ダンパー)の耐震性能評価法として、定常応答解析による保有減衰性能評価法を提案し、その有効性を確認した。本手法を用いることにより、建物の主体構造の損傷による履歴減衰と、制震ダンパーによる付加減衰を分離して評価することができる。
- (2) 建物の安全限界時の保有減衰性能の評価結果は、地震応答解析の結果と概ね対応しており、本手法により評価された保有減衰性能の評価結果が概ね妥当であることが確認された。

表-1.1 11 階建て建物の必要減衰性能の算定結果

減衰定数 [%]	観測波			告示波			平均
	EL-NS	TA-EW	HA-NS	神戸位相	八戸位相	ランダム位相	
	15	14	10	15	20	20	16

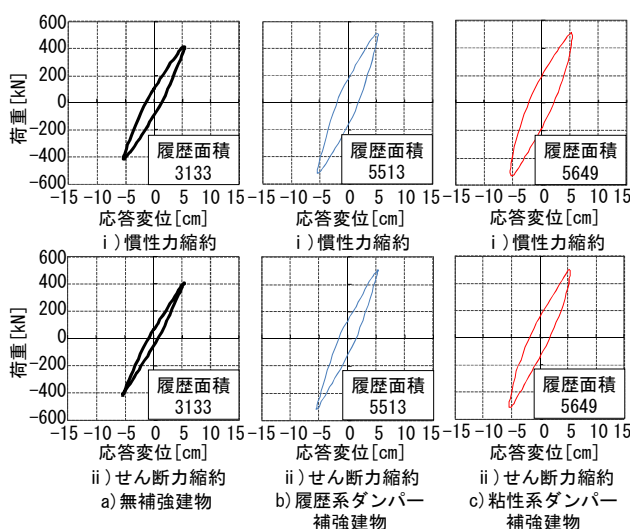


図-1.3 11 階建て建物の定常応答解析結果

表-1.2 11 階建て建物の保有減衰性能の算定結果 [%]

	保有減衰	構造減衰	損傷減衰	付加減衰
無補強建物	10	5	5	
履歴系ダンパー補強建物	17	5	5	7
粘性系ダンパー補強建物	21	5	5	11

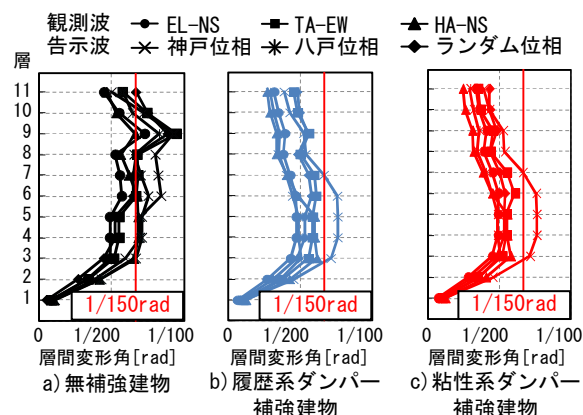


図-1.4 11 階建て建物の地震応答解析結果

参考文献

- 1) 日本建築学会関東支部：耐震構造の設計，2003.7
- 2) 石丸辰治：対震設計の方法，建築技術，2008.7
- 3) 日本建築学会関東支部：鉄筋コンクリート構造の設計，2002.1
- 4) 柴田明德：最新耐震構造解析第 2 版，森北出版 pp79，2007.6
- 5) 倉本洋：多層建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モードの応答予測，日本建築学会構造系論文集，第 580 号，pp61-68，2004.6