

制振補強を施した既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断法

A SEISMIC EVALUATION METHOD FOR EXISTING REINFORCED CONCRETE BUILDINGS RETROFITTED BY RESPONSE CONTROLLING TECHNIQS

倉本 洋*, 飯場正紀**, 和田 章***
Hiroshi KURAMOTO, Masanori IIBA and Akira WADA

A seismic evaluation method for existing reinforced concrete buildings retrofitted by energy absorbing devices such as braces and stud columns with a damper is proposed in this paper. The proposed method is a static procedure to calculate the seismic index, I_s , for the buildings, which is an index to judge whether existing buildings and those retrofitted by conventional repair techniques are safe for the assumed earthquake load in the Building Standard Law of Japan. For three one-bay-one-story reinforced concrete frames with an energy absorbing device for which shaking table tests have been conducted, the I_s values calculated by the proposed method is compared with those assumed from the test results in order to examine the validity.

Keywords: Seismic evaluation, Structural index, Existing RC buildings, Energy absorbing devices, Earthquake response control

耐震診断、構造耐震指標、既存RC建築物、エネルギー吸収デバイス、地震応答制御

1. はじめに

1995年1月の兵庫県南部地震による未曾有の建築物被害を契機に、既存建築物の耐震性能の向上を図り、人命保護並びに財産保全等を目的とした「建築物の耐震改修の促進に関する法律」（以下、耐震改修促進法と略記）が同年12月に施行された。これにより、公共建築物を中心にそれまでは希であった大規模建築物の耐震改修が数多く行われるようになってきた。それに伴って、従来にない新しい耐震補強技術の開発も活発化してきている^{2,3)}。その中の一つにエネルギー吸収性能に優れたダンパーを取り付けることにより、既存建築物の耐震性能を向上させる、いわゆる制振補強法がある。この方法は、従来のように既存建築物の強度や靱性を高める代わりに、付加したダンパーによって地震時に入力される振動エネルギーを効率的に吸収し、建築物の応答変形を既存架構部分が破壊を起こす変形以内に収め、地震による建築物の過大な損傷や倒壊を防止しようとするものである。したがって、既存建築物自体の補強を最小限に留めることができ、居ながら補強を可能にしたり、補強工事中に生じる建築物の使用上の障害を軽減したりできることから、適用事例も増えてきている⁴⁻⁶⁾。

これらの補強建築物の耐震安全性評価は、補強検討用の地震動を用いた時刻歴応答解析結果に基づいて行われるのが一般的である。一方、従来の強度型あるいは靱性型の補強方法を用いた場合には、耐震診断基準等^{例えは7)}の構造耐震指標（ I_s 値）に基づく静的評価法が用いられており、前述の耐震改修促進法においてもその方法が採

用されている。したがって、制振補強建築物の耐震安全性を確認する方法として、従来型の補強建築物と同様な耐震構造指標に基づく耐震診断法を利用できれば、耐震性の相互比較が容易となり、選択した制振補強法の有効性も陽な形で評価できる。

そこで本研究では、エネルギー吸収デバイスにより補強された既存鉄筋コンクリート（以下、RC と略記）造建築物に対する静的耐震性能評価法（ I_s 値評価法）を提案する。さらに、筆者らが実施した振動台実験⁸⁾の結果から推定されるエネルギー吸収デバイス補強を施した実大の1層1スパンRC造フレームの I_s 値と、提案した評価法により計算された I_s 値を比較し、評価法の妥当性を検証する。

なお、提案する評価法は、地震時に柱あるいは耐震壁がせん断破壊等の脆性的な破壊を生じる可能性のある既存RC造建築物に制振補強を施したものを対象とする。

2. エネルギー吸収デバイスを用いた補強建築物の構造耐震指標（ I_s 値）の評価法

柱および耐震壁の脆性破壊が問題となるような建築物を対象とすると、 i 層における保有性能基本指標 E_{oi} は次式で与えられる¹⁾。

$$E_{oi} = \frac{1}{A_i} \cdot \frac{Q_{ui}}{\sum_{j=i}^N w_j} \cdot F_i = D_s \cdot F_{es} \cdot Z \cdot R_t \cdot C_o \cdot F_i \quad (1)$$

ここに、 A_i : 地震層せん断力係数の分布係数

* 豊橋技術科学大学工学教育国際協力研究センター 助教授・工博

** 独立行政法人建築研究所構造研究グループ 首席研究員・工修

*** 東京工業大学建築物物理研究センター 教授・工博

Assoc. Prof., International Cooperation Center for Engineering Education Development (ICCEED), Toyohashi University of Technology, Dr. Eng. Chief Research Engineer, Structural Engineering Group, Building Research Institute, M. Eng. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

- C_o : 標準せん断力係数
- D_s : 構造特性係数
- F_{es} : 形状係数
- F_i : i 層の靱性指標
- N : 当該建築物の階数
- Q_{ui} : i 層の保有水平耐力
- R_t : 振動特性係数
- w_i : i 層の重量
- Z : 地震地域係数

また、 i 層における構造耐震指標 I_{si} は式(1)より次式で与えられる。

$$I_{si} = \frac{E_{oi}}{F_{es} \cdot Z \cdot R_t} = D_s \cdot C_o \cdot F_i \quad (2)$$

式(2)より、 I_{si} は想定する地震力レベル（標準せん断力係数 C_o ）に対して建築物（あるいは層）が保有するエネルギー吸収能力（強度と変形能力の積）であると解釈できる（Fig.1）。ここで、以後の議論を簡単にするために、式(2)における $D_s \cdot C_o$ および F_i をそれぞれ強度指標 C 値および靱性指標 F 値とし、建築物の各階の値を代表するものとする。

上記の解釈によれば、建築物の耐震性能を向上させる場合には、エネルギー吸収能力を高めるといふ観点から①保有水平耐力（すなわち、 C 値）を高める、②靱性（すなわち、 F 値）を高める、および③保有水平耐力と靱性を共に高める、等の方法が考えられる。

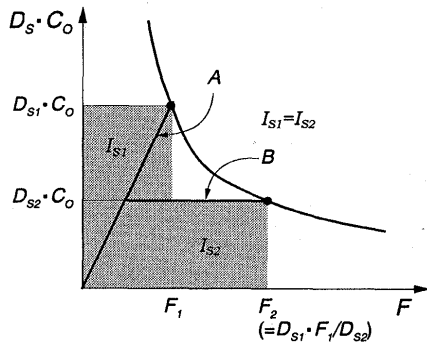


Fig. 1 Strength Index, $D_s \cdot C_o$, versus Ductility Index, F , Relation

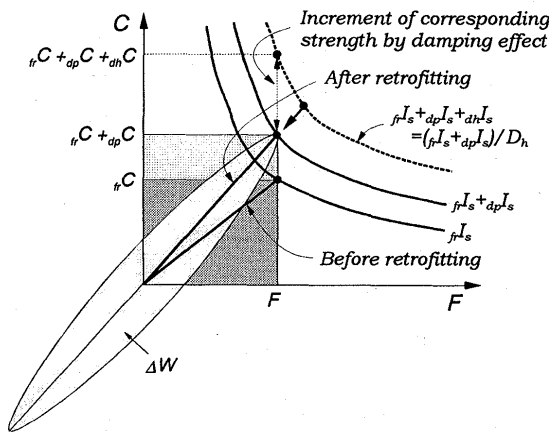


Fig. 2 Concept of Seismic Index of Structure, I_s , for Buildings Retrofitted by Energy Absorbing Devices

しかし、本研究で対象としているエネルギー吸収デバイスを用いて建築物の地震時応答を制御する方法では、少なくとも②と③の靱性を高める方法には当てはまらず、むしろ①の方法によってエネルギー吸収能力を高め、さらにデバイスにより履歴吸収エネルギーを増加させる方法と位置付けることができよう。

そこで、Fig.2に示すような概念に基づいて、エネルギー吸収デバイスによって耐震補強を施した建築物の構造耐震指標 I_s が次式で与えられるものと仮定する。

$$I_s = (f_r I_s + dp I_s) / D_h = (f_r C + dp C) \cdot F / D_h \quad (3)$$

$$\text{ここに、} f_r C = f_r Q_u / (F_{es} \cdot Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot \sum w_j) \quad (4)$$

$$dp C = dp Q_u / (F_{es} \cdot Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot \sum w_j) \quad (5)$$

ここで、 F は補強前の靱性指標、 $f_r Q_u$ は補強前の保有水平耐力、および $dp Q_u$ はエネルギー吸収デバイスの F 値に相当する変形でのせん断耐力をそれぞれ表す。なお、 F_{es} 、 R_t 、 A_i および $\sum w_j$ はそれぞれ補強後の値を用いる。また、 D_h は応答スペクトルに対する減衰補正係数と類似した意味を持つ係数であり、次章で述べる補強後の建築物の等価粘性減衰定数 $dp h$ を用いて式(6)で与えられるものと仮定する。

$$D_h = \frac{1.5}{1 + 10(dp h + 0.05)} \quad (6)$$

式(3)は、デバイスによる履歴吸収エネルギーの効果を減衰補正係数 D_h による応答低減効果に読み替えて、補強後のエネルギー吸収能力 $((f_r C + dp C) \cdot F)$ に対してその効果を考慮することによって構造耐震指標 I_s を評価しようとするものである。

3. エネルギー吸収デバイスの負担せん断力と等価粘性減衰定数

次に、エネルギー吸収デバイスの負担せん断力 $dp Q_u$ および補強後の建築物における等価粘性減衰定数 $dp h$ の算定法を示す。なお、以下では極低降伏点鋼（以下、LYP と略記）ダンパーおよび粘弾性（同、VE）ダンパーを組み込んだデバイスについて検討するが、粘性ダンパーを組み込んだデバイスについても、ダンパーに取り付くせん断力伝達材の弾性挙動を考慮すれば、粘弾性デバイスの場合と同様な考え方が適用できる。

3.1 LYP ダンパーを用いたデバイスの場合

LYP ダンパーを用いたエネルギー吸収デバイス（以下、LYP デバイスと呼称）のせん断力-塑性率関係をモデル化したものを Fig.3(a)に示す。また、同図(b)はその関係を強度指標-靱性指標関係に変換したものである。同図(a)より、LYP デバイスの負担せん断力 $dp Q_u$ は次式で与えられる。

$$dp Q_u = \alpha \cdot dp Q_y \quad (7)$$

ここで、 $dp Q_y$ は LYP デバイスの降伏耐力であり、 α は LYP デバイスが F 値に相当する変形を生じた時の強度の降伏耐力に対する比率で式(8)による。

$$\alpha = 1 + \gamma(dp \mu - 1) \quad (8)$$

ここで、 γ は LYP デバイスの初期剛性に対する二次剛性の比率

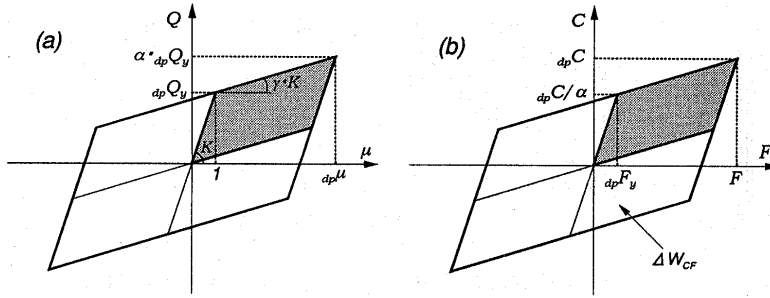


Fig. 3 $Q-d_p\mu$ and $C-F$ Relations of LYP Devices

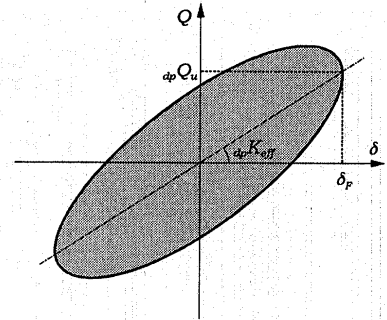


Fig. 4 $Q-\delta$ Relation of VE Devices

(Fig.3(a)参照) および $d_p\mu$ は LYP デバイスが F 値に相当する変形を生じた時の塑性率をそれぞれ表す。

ところで、RC 造建築物における靱性指標 F と塑性率 μ の関係は次式で近似できる⁷⁾。

$$F = \phi \sqrt{2\mu - 1} = \frac{1}{0.75(1 + 0.05\mu)} \sqrt{2\mu - 1} \quad (9)$$

本研究では、地震時に柱のせん断破壊等によって崩壊することが懸念される既存 RC 造建築物に対してエネルギー吸収デバイスを用いた耐震補強を行うことを想定しているの、補強前の各階の靱性指標 F は概ね 0.8~1.27 の範囲にあると考えてよい。すなわち、式(9)において塑性率 μ は 0.72~1.0 程度となり、係数 ϕ は 1.27~1.29 程度となる。ここで、RC 柱の(計算上の)降伏変位を $f_y \delta_y$ とし、 $\phi = 1.29$ と仮定すると、 F 値に相当する水平変位 δ_F は式(9)より略算的に

$$\delta_F = \left\{ (F/\phi)^2 + 1 \right\}^{1/2} f_y \delta_y / 2 \approx (0.3F^2 + 0.5) f_y \delta_y \quad (10)$$

で与えられる。LYP デバイスの降伏変位を $d_p \delta_y$ とすると、 δ_F の変形を生じた時のデバイスの塑性率 $d_p \mu$ は、

$$d_p \mu = (0.3F^2 + 0.5) f_y \delta_y / d_p \delta_y \quad (11)$$

となる。したがって、式(7)、(8)および(11)より LYP デバイスが F 値に相当する変形を生じたときの負担せん断力 $d_p Q_u$ が得られる。

一方、LYP デバイスの等価粘性減衰定数 $d_p h_{LYP}$ は、デバイスの $C-F$ 曲線上で得られる履歴面積を ΔW_{CF} とすると、Fig.3 (a)および(b)における幾何学的関係より、

$$d_p h_{LYP} \approx \frac{2}{\pi} \cdot \frac{d_p \mu - \alpha}{\alpha \cdot d_p \mu} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W_{CF}}{d_p C \cdot F / 2} \quad (12)$$

となる。したがって、LYP デバイスで補強した建築物の等価粘性減衰定数 $d_p h$ は式(13)で与えられる。

$$d_p h \approx \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W_{CF}}{(f_y C + d_p C) F / 2} \approx \frac{d_p C}{f_y C + d_p C} \cdot d_p h_{LYP} \quad (13)$$

なお、式(13)は定常振動に対するものであるの、式(6)に用いる際には過渡応答に対する影響を考慮して適切に低減する必要がある。低減方法としては、柴田等の Substitute Damping⁹⁾の考え方が参考になる。

3.2 VEダンパーを用いたデバイスの場合

VEダンパーを用いたエネルギー吸収デバイス(以下、VEデバイスと呼称)のせん断力-せん断変形関係をモデル化したものをFig.4に示す。VEダンパーの場合、速度依存性が顕著であるので、動的荷重下ではせん断力のピーク時とせん断変形のピーク時とが一致しない。そこで、VEデバイスのせん断耐力 $d_p Q_u$ は等価剛性 $d_p K_{eff}$ と式(10)で与えられる F 値に相当する水平変位 δ_F によって次式で評価できるものとする。

$$d_p Q_u = d_p K_{eff} \cdot \delta_F = d_p K_{eff} (0.3F^2 + 0.5) f_y \delta_y \quad (14)$$

一方、VEデバイスで補強した建築物の等価粘性減衰定数 $d_p h$ はVEデバイスの等価粘性減衰定数 $d_p h_{VE}$ によって、式(13)と同様に次式で与えられる。

$$d_p h \approx \frac{d_p C}{f_y C + d_p C} \cdot d_p h_{VE} \quad (15)$$

なお、上記3.1節および本節の検討では、エネルギー吸収デバイスのせん断力-塑性率関係(式(7))、あるいはせん断力-せん断変形関係(式(14))に基づいて議論を進めたが、これらの関係はダンパーのみのものではなく、せん断力伝達部材の弾性変形や周辺フレームの変形(間柱タイプのデバイスの場合における上下端梁の梁の回転変形等)の影響が含まれたものである。したがって、実際に式(7)および(12)、あるいは式(14)および(15)を用いてエネルギー吸収デバイスの負担せん断力および等価粘性減衰定数を評価する場合には、これらの影響を適切に考慮して関連パラメータを設定する必要がある。

4. 耐震性能評価法の検証

本章では、LYP デバイスおよび VE デバイスによって補強された RC 造 1 層 1 スパンフレームの振動台実験の結果⁸⁾と比較することにより、上記の耐震診断手法の妥当性を検証する。なお、実験は Photo 1 に示す実験装置^{10,11)}を用いて行われた。試験体は 5 層鉄筋コンクリート造建築物の 2 階部分を模擬した実大 1 層 1 スパンで、Fig. 5 に示すような形状のものであり、柱は 1971 年以前の旧耐震基準により再設計されている。また、使用した地震動は模擬地震動であり、Taft EW (1952) 波の位相で、第二種地盤相当の R_L スペクトルにフィッティングさせたものである。実験の詳細については文献⁸⁾に譲ることとするが、本論では、Table 1 に示す 4 試験体の実験結果を用いて検討する。なお、同表には各試験体に対するエネルギー吸

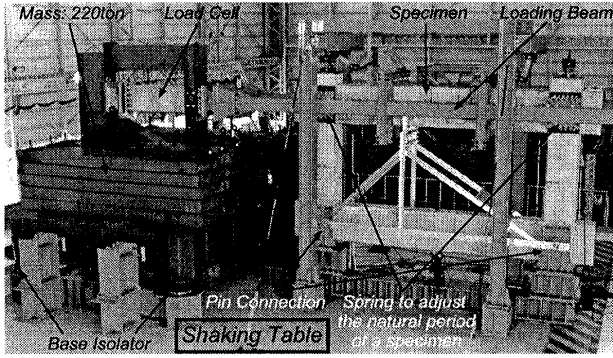


Photo 1 Loading Setup

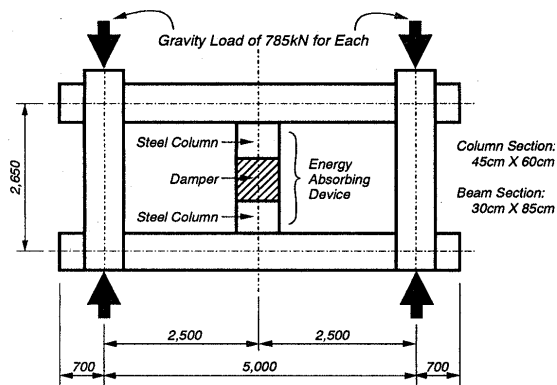


Fig. 5 Configuration of Test Specimens

Table 1 Test Plan

Specimen	Input Level	Damper
Bare Frame	290 gal	----
LYP Frame	290 and 420 gal	LYP
VE-1 Frame	290 gal	Visco Elastic
VE-2 Frame	290 and 420 gal	Visco Elastic

収デバイスの種類と入力地震動の最大加速度を併せて示している。

最大加速度290gal 入力の地震動に対して、無補強フレームでは柱にせん断破壊が生じたが、補強フレームでは何れの試験体もせん断破壊に至っておらず、応答制御効果が確認された。また、最大加速度420gal 入力の地震動では、補強フレームにおいても柱がせん断破壊を生じた。

4.1 実験結果から推定される補強フレームの I_s 値

地震動入力によって柱に脆性破壊が生じ、崩壊に至った試験体の層せん断力-層間変位関係を Fig.6に示す。同図(a)、(b)および(c)はそれぞれ無補強フレーム (290gal 入力)、極低降伏点ダンパー補強フレーム (420gal 入力：以後、LYP 補強フレームと呼称) およびゴムアスファルト系粘弾性ダンパー補強フレーム (420gal 入力：以後、VE-2補強フレームと呼称) に対するものであり、各試験体共に崩壊後数秒までのデータを示している。なお、図中には灰色線で破壊時近傍の等価剛性を示している。

無補強フレームでは、太線で示した正負25mm 程度の繰り返しを経験した後、剛性低下が顕著となり、-30mm 弱の変形で柱に付着

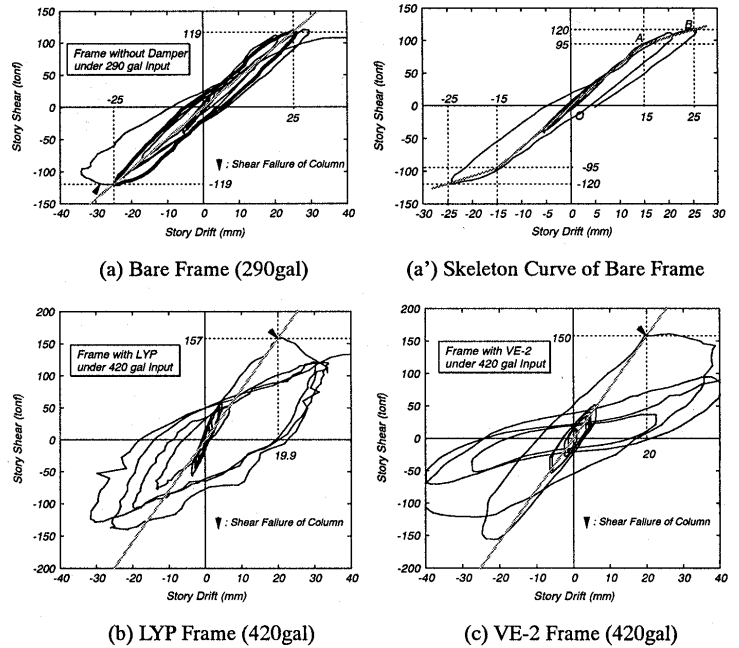


Fig. 6 Story Shear versus Story Drift Relation for Collapsed Frames due to Excessive Input

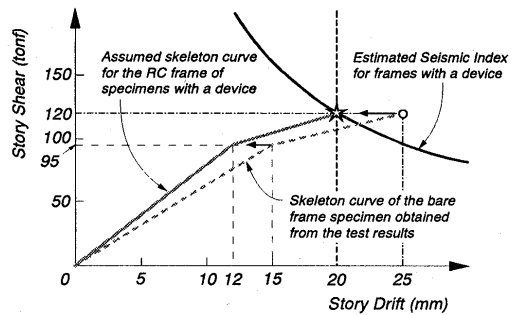


Fig. 7 Seismic Index Curve for 290 gal Input

割裂ひび割れを伴うせん断破壊が生じて崩壊に至っている (Fig.6(a)の▼印)。

したがって、無補強フレームの限界層間変位は25mm 程度と推定される。なお、Fig.6(a)には層間変位が25mm までの骨格曲線をモデル化したものを示している (図中のOAB)。

一方、ダンパー補強フレームでは、LYP 補強および VE-2補強共に420gal 入力に対して20mm の層間変位で柱のせん断破壊を生じており、無補強フレームに比べて限界層間変位が小さくなっている。この原因は、補強フレームではダンパーを取り付けるために設けた間柱によって梁の剛性が増加したためと考えられる。したがって、補強フレームの限界層間変位は約20mm と推定される。

ここで、補強フレームにおけるRCフレームの柱および梁主筋が限界層間変位時に降伏していなかったことを考慮して、水平変位20mm が $F=1.0$ に相当すると仮定すると、補強フレームにおけるRCフレームの I_s 値 (厳密には、 I_s 値に慣性重量と限界層間変位を乗じた値) は Fig.6(a)で仮定した無補強フレームの強度 (120tonf) と補強フレームの限界層間変位 (20mm) の積で与えられる (Fig.7の☆印)。

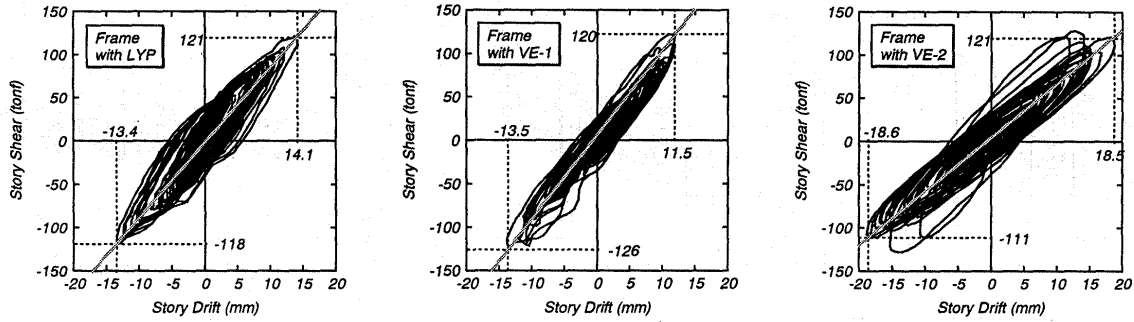


Fig. 8 Story Shear versus Story Drift Relation for Frames with Damper under 290 gal Input

Table 2 I_s Values Assumed from Test Results

Specimen	RC Frame $f_r C$	Device $d_p C$	Damping $d_h C$	$I_{s exp}$	$D_{h exp}$
LYP	0.545	0.109	0.300	0.954	0.686
VE-1	0.545	0.145	0.386	1.076	0.641
VE-2	0.545	0.005	0.068	0.613	0.890

Specimen	Frame only	Frame +Device	Frame +Device +Damping	Assumed capacity of frames with a device
LYP Frame	□ (100)	※ (120)	■ (175)	□ (210)
VE-1 Frame	▽ (97)	▽ (123)	▽ (192)	▽ (237)
VE-2 Frame	△ (115)	△ (116)	△ (130)	△ (136)

☆: Capacity of RC frame in specimens with a device
Note: The numerical in parenthesis for each mark shows the value of shear.

に描くことができる。

一方、入力最大加速度が290galで、デバイスによる応答制御効果が確認された補強フレーム3体(LYP補強、VE-1補強およびVE-2補強)の層せん断力-層間変位関係をFig.8に示す。ここで、VE-1補強フレームはジェン系ゴム粘弾性ダンパーを用いた試験体である。なお、図中には、Fig.6と同様に最大応答時における等価剛性を灰色線で示している。何れの試験体も定常的な応答性状を示しており、正負振幅における最大応答せん断力および変位の値に大きな差異は認められない。ちなみに、最大応答変位の正負平均値は、LYP補強、VE-1補強およびVE-2補強フレームでそれぞれ13.7mm、12.5mmおよび18.5mmとなっている。

ここで、デバイスによる応答制御効果をせん断力に換算して応答せん断力に付加したものを等価せん断力 Q_{eq} と定義すると、上記の実験結果より、290gal入力に対する各補強フレームの最大応答時における Q_{eq} は、最大応答変位の正負平均値に対応する値として I_s 曲線上で求めることができる(Fig.9の黒印)。また、最大応答時のRCフレームの負担せん断力 $f_r Q$ は、Fig.7で求めた骨格曲線上で与えられる(Fig.9の白印)。したがって、最大応答時のデバイスの負担せん断力 $d_p Q$ および減衰効果による見かけの負担せん断力 $d_h Q$ (Fig.2における $d_h C$ に重量を乗じたものに相当)は、実験から得られた最大せん断力 Q_{exp} (Fig.9の灰色印)を用いて、それぞれ $d_p Q = Q_{exp} - f_r Q$ および $d_h Q = Q_{eq} - Q_{exp}$ として求めることができる。

一方、補強フレームの保有耐震性能(I_s 値)は限界層間変位とそのときの保有層せん断力の積で与えられる。そこで本検討では、290gal入力に対応する I_s 曲線上の応答値を直線補完することによって限界層間変位20mmでの層せん断力を求め、補強フレームの I_s 値を算定した。すなわち、各補強試験体について最大応答時におけるRCフレームの負担せん断力 $f_r Q$ に対する最大応答実験値 Q_{exp} の比率 $Q_{exp}/f_r Q$ を求め、限界層間変位20mmでのRCフレームの強度(120tonf)に $Q_{exp}/f_r Q$ を乗じて補強フレームの強度($(f_r C + d_p C) \cdot W$)を求める。次に、 Q_{exp} に対する I_s 曲線上の応答推定値 Q_{eq} (等価せん断力)の比率 Q_{eq}/Q_{exp} (すなわち、 $1/D_h$)

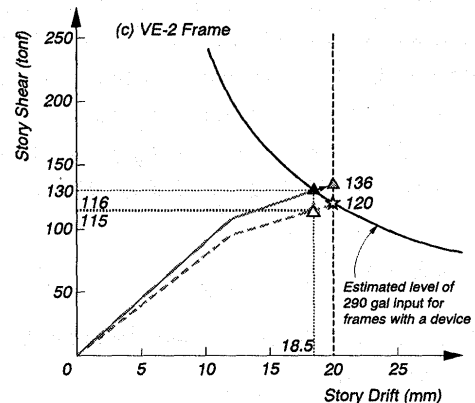
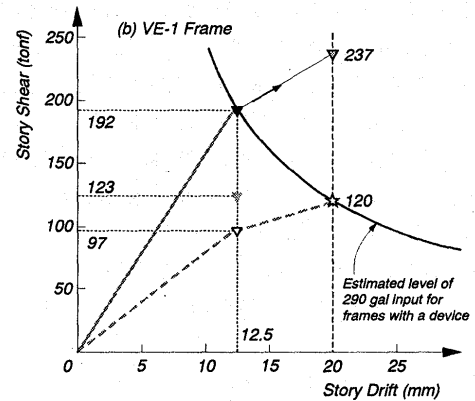
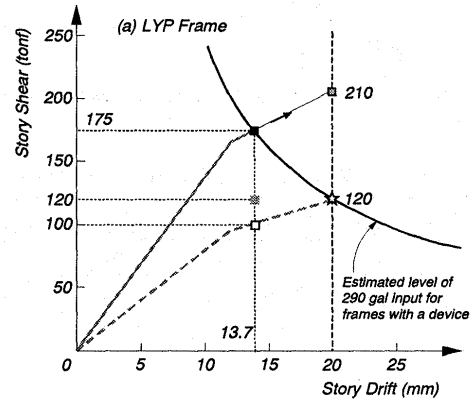


Fig. 9 Estimation of I_s Based on Test Results

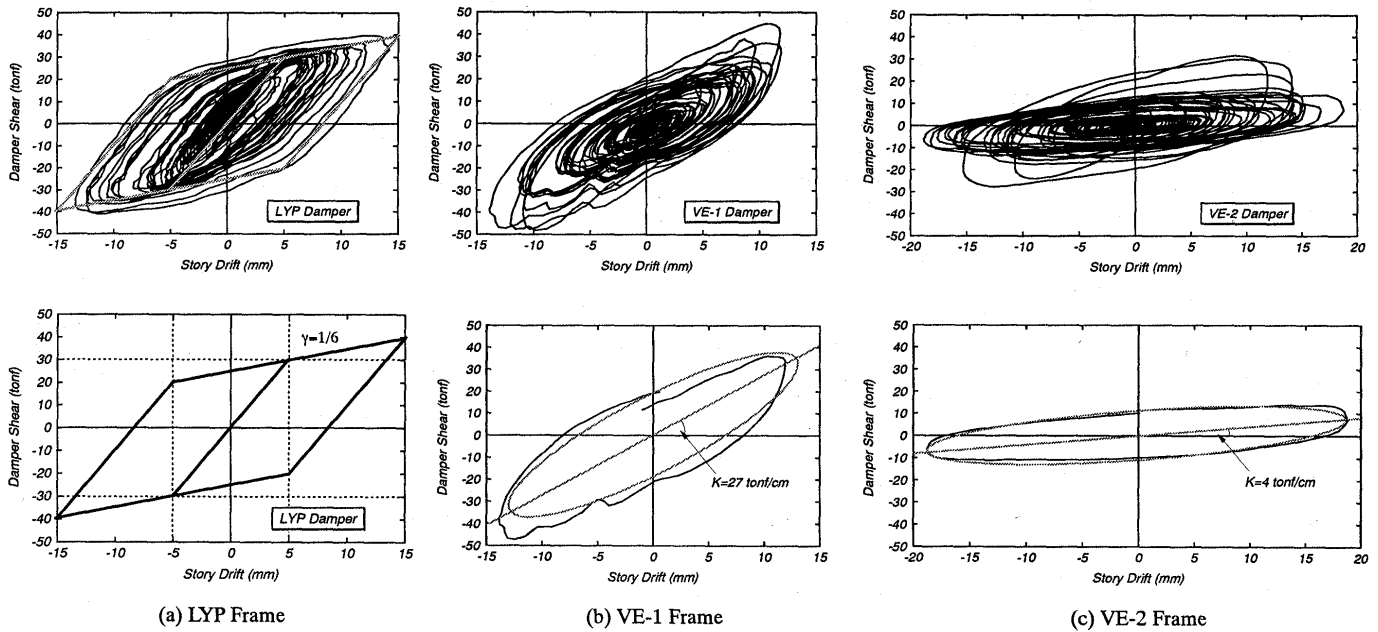


Fig. 10 Shear versus Story Drift Relations and Their Modeling for Energy Absorbing Devices

 Table 3 I_s Values Calculated by Proposed Method

Specimen	$f_r C + d_p C$	$d_p h$	D_h	I_{scal}	$I_{s exp} / I_{scal}$
LYP	0.654	0.044	0.773	0.846	1.13
VE-1	0.690	0.056	0.727	0.949	1.13
VE-2	0.550	0.007	0.957	0.575	1.07

を求め、それを限界層間変位での補強フレームの強度に乘じることによって保有層せん断力を算定した。Fig.9は以上の算定過程を層せん断力-層間変形関係と I_s 曲線を用いて図式的に説明したものである。また、各補強フレームの実験結果から推定した I_s 値を Table 2に示す。 I_s 値の算定においては、前述したように限界層間変位 20mm を $F=1.0$ と仮定し、さらに保有層せん断力を慣性重量 (220tonf) で除することによって C 値を求めている。なお、同表には参考として、実験結果から推定した減衰補正係数 $D_{h exp}$ ($= (f_r C + d_p C) / (f_r C + d_p C + d_h C)$) も併せて示している。

4.2 提案手法による補強フレームの I_s 計算値

各試験体の最大応答時における等価粘性減衰定数を Fig.10に示す各試験体の実験から得られたエネルギー吸収デバイスの負担せん断力-層間変位関係に基づいて求める。同図(a)より、LYP 補強フレームにおけるデバイスの二次剛性低下率 γ および最大応答変位時の塑性率 $d_p \mu$ はそれぞれ $\gamma=1/6$ および $d_p \mu \approx 4$ と仮定できる。したがって、最大応答変位時の強度の降伏耐力に対する比率 α は式(8)より

$$\alpha = 1 + (4 - 1) / 6 = 1.5$$

となり、さらに、式(12)よりダンパーの等価粘性減衰定数 $d_p h_{LYP}$ が以下のように求められる。

$$d_p h_{LYP} = \frac{2}{\pi} \times \frac{4 - 1.5}{4 \times 1.5} = 0.265$$

一方、Fig.10 (b)および(c)より、VE-1補強フレームおよびVE-2補強フレームのそれぞれのダンパーをモデル化した履歴曲線の面積と等価剛性より、等価粘性減衰定数 $d_p h_{VE-1}$ および $d_p h_{VE-2}$ がそれぞれ以下のように与えられる。

$$d_p h_{VE-1} = \frac{1}{4\pi} \times \frac{76.8}{22.8} = 0.268$$

$$d_p h_{VE-2} = \frac{1}{4\pi} \times \frac{63.6}{6.85} = 0.739$$

したがって、Table 2における各試験体の RC フレームおよびエネルギー吸収デバイスの I_s 値を用いれば、式(13) (or (15)) および(6)から補強フレームの等価粘性減衰定数 $d_p h$ および減衰補正係数 D_h が求められ、式(3)より補強フレームの I_s 値が計算できる。

Table 3に各試験体に対する $f_r C + d_p C$ (強度指標)、 $d_p h$ 、 D_h および計算 I_s 値をそれぞれ示す。また、同表には Table 2に示した推定 I_s 値の計算 I_s 値に対する比率も併せて示している。計算 I_s 値は実験から得られた推定 I_s 値に対して若干小さめの値となっているが、各試験体共に概ね両者はよい対応を示しており、本検討の範囲内では、提案した耐震診断手法は妥当なものであると考えられる。なお、計算 I_s 値が推定 I_s 値に対して若干小さめの値となっているのは、Table 2および3からも明らかなように、本検討の範囲では計算で用いた減衰補正係数 D_h が実験結果から推定した減衰補正係数 $D_{h exp}$ に対して若干大きめの評価となっているためである。

5. 多層建築物における等価粘性減衰定数の評価

耐震診断基準⁷⁾では、構造耐震指標 I_s は建築物の各層に対して与えられる。したがって、本論で提案したエネルギー吸収デバイスを用いた建築物の耐震診断手法における I_s 値 (式(3)) も層に対するものと考えてよい。しかしながら、式(3)における減衰補正係数 D_h は建築物全体に対するものでなければならない。そこで、重み平均減衰⁹⁾の考え方に基づき、 N 層建築物全体の等価粘性減衰定数 $F h_{eq}$ は、

次式で与えられるものとする。

$$F h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\sum_{i=1}^N \Delta W_i}{\sum_{i=1}^N W_i} = \frac{\sum_{i=1}^N dp C_i \cdot F_i \cdot dp h_{Dev,i}}{\sum_{i=1}^N (f_r C_i + dp C_i) F_i} \quad (16)$$

ここで、 $dp h_{Dev,i}$ は i 層におけるエネルギー吸収デバイスの等価粘性減衰定数を表す。

ただし、4章では、1層試験体に対して $F h_{eq}$ が5%前後の範囲で式(3)の妥当性を確認したに過ぎない。また、式(6)は応答スペクトルに対する減衰補正係数式として一般的なものであり、等価粘性減衰定数が10%程度以下の比較的小さな場合に良好な補正精度を与えるが、それ以上の場合には過大補正となる傾向がある。したがって、式(6)で D_h を評価し、式(3)により構造耐震指標を算定する本手法の場合、 $F h_{eq}$ の上限値（換言すれば、 D_h の下限値）を適切に設定する必要があると考えられる。また、 $F h_{eq}$ の大きさに応じて式(6)とは異なる適切な減衰補正式を用いることも一方法であろう。これらについては今後の検討課題としたい。

なお、本論で行った考察は地震動の継続時間がある程度長い場合を想定しており、建築物が断層のごく近傍にあり、これに継続時間の短い衝撃的な地震動が作用する場合は想定していない。このような問題については、地震動特性から構造物の振動現象まで含めて、今後の調査研究に待つところが多いと考えられる。

6. I_s 値を用いた改修建築物の耐震性能評価フロー

以下に、エネルギー吸収デバイスを用いた改修建築物の構造耐震指標 I_s による耐震性能評価手順を示す。

- ① 補強前の建築物における各層の I_s 値を算定し、補強の可否を判定する。
- ② エネルギー吸収デバイスを用いて補強を施す層（以下、デバイス補強層と略記）に対して靱性指標を $F = 1.0$ として再度 I_s 値を算定する。
- ③ ステップ②の算定結果に基づいて、目標構造耐震指標 I_{so} に対する必要デバイスの強度指標 $dp C_{req}$ を次式によって算定する。

$$dp C_{req} = D_h \cdot I_{so} - I_s \quad (17)$$

ここで、減衰補正係数 D_h は暫定的に0.8としてよい。なお、 $D_h = 0.8$ は(6)式において $dp h$ を3.75%としたことに相当し、暫定値として比較的控えめな値を設定したに過ぎない。

- ④ 補強後の建築物各層の構造耐震指標を式(3)より算定する。このとき、減衰補正係数 D_h の算定には式(16)より求めた建築物全体の等価粘性減衰定数 $F h_{eq}$ を用いる。
- ⑤ ステップ④で求めた各層の構造耐震指標 I_s が目標構造耐震指標 I_{so} を上回っていることを確認する。 $I_s \geq I_{so}$ を満足しない場合には、暫定 D_h をステップ④で求めた値として、ステップ③に戻って再度補強量を算定する。

7. まとめ

エネルギー吸収デバイスによって耐震補強を施した鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能を構造耐震指標 (I_s 指標) を用いて評価

する方法を示した。また、1971年以前の耐震基準によって設計された5層鉄筋コンクリート建築物の2層部分を模擬した実大1層1スパンの振動台実験結果を用いて、評価法の妥当性を検証した。得られた結果を以下に要約する。

- 1) I_s 指標は補強前と後で建築物の変形能力 (F 指標) が変化しないという条件で、補強前の強度指標 $f_r C$ と補強デバイスによる強度指標 $dp C$ およびデバイスによる減衰効果 D_h を用いて式(3)で与えられる。
- 2) 極低降伏点鋼デバイスおよび粘弾性デバイスで補強した振動実験用試験体3体に対して、提案手法による計算値 I_{scal} と実験結果に基づいた推定値 $I_{s,exp}$ を比較した結果、 $I_{s,exp}/I_{scal}$ は1.07~1.13の範囲にあり、評価法による予測精度が良好であることが確認された。
- 3) 本評価法では、建築物全体の等価粘性減衰定数 $F h_{eq}$ が大きな範囲で構造耐震指標を過大評価する傾向が懸念される。したがって、デバイスによる減衰効果 D_h を評価する際、 $F h_{eq}$ の上限値を適切に設定する必要がある。今後の課題である。

謝 辞

本研究は、建築研究所、日本建築センター、建築業協会等の共同研究で実施された「新技術による既存建築物の耐震性向上技術の開発」（委員長：小谷俊介・東京大学教授）の一環として行われたものであり、同応答制御分科会（主査：和田章・東京工業大学教授）において貴重なご指摘、ご意見を頂戴した。委員各位に深甚なる謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 建設省住宅局建築指導課監修：「建築物の耐震改修の促進に関する法律」の法令及びその解説、(財)日本建築防災協会、(財)日本建築センター、1996年1月、91pp.
- 2) 建設省建築研究所、他：共同研究「新技術による既存建築物の耐震性向上技術の開発」成果報告書、1999年3月
- 3) (社)日本コンクリート工学協会：耐震補強の評価に関する研究委員会報告書・論文集、2000年6月、592pp.
- 4) 北嶋圭二、他：ダンパーを用いた既存RC造建築物の耐震補強法に関する研究(その6)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造系IV、1997年9月、pp.569-570
- 5) 坂本光雄：応答制御を意図した耐震改修工法 -制震改修-、建築技術、No.596、1999年10月、pp.154-157
- 6) 荻田英之、他：制震ブレースを用いた公共建築物の耐震改修、建築技術、No.581、1998年7月、pp.154-157
- 7) 国土交通省住宅局建築指導課監修：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財)日本建築防災協会、2001年10月、300pp.
- 8) 飯塚信一、他：エネルギー吸収部材を用いた既存建築物の耐震改修効果に関する研究(その1~4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造系II、1999年9月、pp.165-172
- 9) 柴田明徳：最新耐震構造解析、最新建築学シリーズ9、森北出版、1981年6月、342pp.
- 10) 秋山宏、他：慣性加力装置を用いた構造要素の実大振動台実験方法、日本建築学会構造系論文集、第505号、1998年3月、pp.139-146
- 11) 飯場正紀、稲井栄一、倉本 洋：旧耐震基準で設計されたRC造建築物を対象とした実大部分架構の動的破壊実験、日本建築学会構造系論文集、第554号、2002年4月、pp.101-108

(2002年2月25日原稿受理、2002年7月1日採用決定)