



## 弾塑性ダンパーを用いた中低層鉄筋コンクリート造建物の耐震補強 - 入力地震動の相違を考慮した補強効果の検討 -

田村 良一<sup>1)</sup>

1)正会員 大成建設(株)設計本部構造技術グループ、工博  
e-mail : tamura@pub.taisei.co.jp

### 要 約

入力地震動の相違を考慮し、弾塑性ダンパーを用いて耐震補強した中低層建物の耐震性能について検討した。建物の耐震性能は終局限界変形に到達させる入力地震動の強さ(最大速度、 $V_0$ )を用いて表現している。以下に概要を述べる。

$V_0$  と補強量の関係は、補強量の増大により大きな $V_0$ (耐震性能)は得られるが、その大きさは入力地震動により相違が生じていた。特性の異なる模擬地震動を作成し、それらを入力した場合の $V_0$ の統計量を検討した。補強を行なった場合の変動係数は0.20程度であった。また、その平均的な値(平均値 $\pm$ 標準偏差の範囲)は平均的な応答スペクトルを用いた検討で評価することができた。この統計量に基づき作成した $V_0$ の分布と再現期間( $T_r$ )を考慮した地震動の大きさをを用いて、 $T_r$ に相当する地震動の発生を想定した場合の破壊確率( $P_f$ )を算出した。その結果、 $T_r=73$ 年、475年の場合に、比較的少ない補強量でも補強を行なうことによって、 $P_f$ を大きく低減させることができ、特に効果的であった。

キーワード：耐震補強、地震動、中低層、弾塑性ダンパー、鉄筋コンクリート

### 1. はじめに

耐震補強を必要とするような耐震性の低い建物は建設年代が比較的長く、中低層であり十分な塑性変形能力を有していない場合が多い。このような建物の耐震補強方法の一つとしてエネルギー吸収デバイスを建物に付加し、建物の履歴形状を改善する手法について考える。様々なエネルギー吸収デバイスを用いた中低層建物の制震補強に関する研究<sup>例えば<sup>1)</sup></sup>が行われているが、本論文では弾塑性ダンパーを対象とする。

一般に、建物の応答は入力地震動の影響を受けて変動するので、補強による効果も変動する。入力地震動と補強効果の関係は、強度補強、靱性補強を対象として検討された例<sup>2)</sup>はある。実際の制震補強の設計では、

多くの場合、特性の異なる複数の地震動を用いた地震応答解析が実施され補強効果の確認が行なわれており、入力地震動の相違を考慮して制震補強後の建物の耐震性能(補強効果)を検討することは重要と考えられる。

また、これらの補強効果の確認は入力地震動レベルを一定として得られる応答量と設定したクライテリアの比較により行われる場合が多い。しかし、この検討では将来発生する地震動に対してどの程度の安全性を有しているのか定量的に表現出来ない。

本論文では、建物の耐震性能を再現期間や超過確率を用いて表現できる地震動の指標を用いて表し、入力地震動の相違(振幅, スペクトル特性, 波形等)を考慮して、中低層建物に弾塑性ダンパーを用いて耐震補強した場合に得られる補強効果を検討する。具体的には、建物の耐震性能は終局限界変形に到達させる入力地震動の最大速度(以下、 $V_0$ と記述)を用いて表現し、6層の鉄筋コンクリート造建物モデルを例題として、観測強震動を用いて入力地震動特性の相違が $V_0$ に与える影響について検討する。応答スペクトルの形状と波形の相違を考慮した模擬地震動を用いて、 $V_0$ の統計量について検討する。得られた統計量を用いて作成される $V_0$ の分布と再現期間( $T_r$ )を考慮した地震動の大きさを用いて、補強効果の定量的な検討例を示す。

$V_0$ は補強量(補強レベル)との関係で表示し、補強量は弾塑性ダンパーの降伏強度を用いて表現する。また、主フレーム及び弾塑性ダンパーの初期剛性はそれぞれの降伏強度に比例するものとして扱っており、単純化したモデルを用いて検討している。

## 2. 解析モデルと検討条件

### (1)補強対象建物と弾塑性ダンパーのモデル化

主フレーム及び弾塑性ダンパーの解析モデルの諸元を表1に示し、以下にそれらの説明をする。

主フレーム：解析対象建物は柱と梁のフレーム構造の鉄筋コンクリート造6層建物とする。各階の強度分布は(1)式<sup>3)</sup>から算出される値を設定する。(1)式は崩壊形を柱の曲げ破壊による層崩壊として、旧基準(1981年以前)で設計された建物の各階の降伏時せん断力係数をいくつかの仮定を用いて推定した式である。本論文では(1)式の ${}_i p_t$ として文献3の検討と同様に最小規定量に相当する数値を用いるので、評価される各階の強度は実際の建物の下限的なものと考えられる。算定される1層の降伏時せん断力係数( ${}_m C_i$ )は0.38である。

$${}_m C_i = \frac{160}{n+1-i} {}_i p_t + 0.3 \quad (1)$$

ここに、 ${}_m C_i$ は*i*階の保有水平耐力時せん断力係数、 ${}_i p_t$ は*i*階の柱の引張主筋比、*n*は階数、*i*は当該階の階数

各階の重量、階高は共通とし、それぞれ980 t、3.6mとする。解析モデルは図1に示すようなせん断型とし、各層のせん断ばねは降伏変位を層間変形角で1/150、降伏時剛性低下率を1/4、ひび割れ強度を降伏強度の1/3としてTrilinearの骨格曲線を設定する。繰り返しの履歴ルールはその形状を図2に示すが、文献4のルールに降伏点以降の経験した最大変形に伴って低下する除荷時の剛性低下を考慮している。また、降伏変位及び降伏時剛性低下率を用いて初期剛性を設定しているため、主フレームのせん断ばねの初期剛性は降伏強度に比例した値となっている。

弾塑性ダンパー：低降伏点鋼等により構成されるものを想定するが、具体的な形式等は想定していない。せん断ばねでモデル化し、主フレームのせん断ばねと並列に設置する(図1)。その復元力特性は図2に形状を示すようにBilinear型とする。一般の弾塑性ダンパーの多くは剛性と強度を別々に設定できるものが多いが、本論文ではダンパーの降伏強度を補強量(補強レベル)を表すパラメータとして用い、その降伏変位を層間変形角で1/700<sup>6)</sup>と一定(各層同一)とするので、初期剛性は降伏強度に比例する場合を扱う。

### (2)補強レベルと各階へのダンパー量の配分

補強後の建物の耐震性にとって、損傷が特定の層に集中しないように各層にダンパーを配分することが重

要と考える。各層の弾塑性ダンパーの配分は付録 1 に示すような予備的な地震応答解析により設定した。予備検討の概要は、まず無補強の 1 層の降伏時層せん断力に対して主フレームとダンパーの 1 層の降伏強度の和を 1.25, 1.50, 1.75 倍とし、上方階への配分を両者の和が  $A_i$  分布となる様にダンパー量を調整したモデルを用いて  $V_o$  を求める解析を実施した。その結果、入力地震動の入力レベルが大きくなる 1.5 倍, 1.75 倍の場合に低層又は最上階に変形が集中する場合が見られ、補強量から予測される  $V_o$  より小さくなる傾向が見られた。そこで、上記の降伏強度を 1 層で 1.1 倍、2 層と 6 層で 1.05 倍し、各階のダンパー強度を設定した。補強レベルは 1 層に付加するダンパー量で表し、補強レベル  $1.375_i Q_y, 1.65_i Q_y, 1.925_i Q_y$  ( $_i Q_y$  は無補強の 1 層の降伏時せん断力)と記述し、この 3 レベルについて検討を実施する。

### (3) 耐震性能の表現と終局限界変形

建物の耐震性能を終局限界変形に到達させる最小の入力地震動の強さ(最大速度、 $V_o$ )を用いて表現する。耐震補強を行った場合の  $V_o$  を無補強の場合の  $V_o$  で除した値を  $R_o$  とし補強効率についても検討を実施する。

本例題建物は '71 ~ '81 年に建設された建物を想定し、終局限界変形は、各層の骨格曲線で負勾配に入る(柱の曲げ破壊の発生)直前の変位とし、主フレームのせん断ばねの塑性率で  $2^3$ ) (層間変形角 1/75)とする。

### (4) 粘性減衰と地震応答解析手法等

主フレームの粘性減衰は、せん断ばねの降伏点剛性に比例する形式で設定し、減衰定数( $h$ )は 3 % とする。弾塑性ダンパーには粘性減衰は考慮していない。数値積分は Newmark の 法( $\alpha=1/4$ )を用い、時間刻みは 0.005 秒とする。不釣合い力は次ステップへ持ち越すことで処理している。基礎は固定として、水平 1 方向からの地震入力を考える。

### (5) その他の検討条件等

入力地震動の時刻歴の振幅のみを変化させた検討を実施して  $V_o$  を評価する。この際、応答スペクトル特性、波形等は変化しないものとして扱う。また、スペクトル特性等は変化しないので、地盤的非線形性の影響も考慮していないことになる。5 章においては、地震動の最大地動速度(PGV)と地震動のスペクトル特性、波形等に影響される  $V_o$  を統計的に独立として扱っている。

表 1 解析モデル諸元(上:主フレーム、下:弾塑性ダンパ)

層	M (t)	$C_i$	$\gamma$	$iQ_c$ (kN)	$iQ_y$ (kN)	$d_y$ (cm)	$\frac{k_3}{k_1}$
6	980	0.780	1/4	$iQ_y/3$	7491	2.40 (hi/ 150)	0.01
5		0.540			10372		
4		0.460			13253		
3		0.420			16134		
2		0.398			19016		
1		0.380			21897		

層	$h_i Q_y$ (kN) (補強レベル)			$h_i d_y$ (cm)	$\frac{k_2}{k_1}$
	$1.375_i Q_y$	$1.65_i Q_y$	$1.925_i Q_y$		
6	1414	3195	4976	0.51 (hi/ 700)	0.02
5	3553	6339	9124		
4	5140	8819	12498		
3	5945	10361	14777		
2	7296	12558	17821		
1	8211	14233	20255		

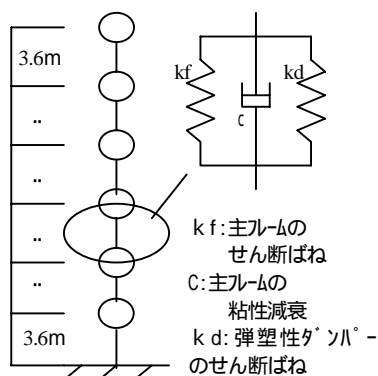


図 1 解析モデル

注) M: 各階重量,  $C_i$ : 降伏時せん断力係数,  $\gamma$ : 降伏時剛性低下率,  $iQ_c$ : 各層のひびわれ強度,  $iQ_y$ : 各層の降伏強度,  $d_y$ : 降伏変位,  $h_i$ : 階高,  $h_i Q_y$ : ダンパの降伏強度,  $h_i d_y$ : ダンパの降伏変位,  $k_1, k_2, k_3$ : 第 1, 第 2, 第 3 剛性

### 3. 入力地震動特性と弾塑性ダンパーを用いて補強された建物の耐震性能(観測強震動を用いた検討)

#### 3.1 正弦波入力による応答

図2は、1Hzの正弦波を入力とし、 $V_0$ に相当する入力レベルによる層間変位 - せん断力関係(補強レベル1.65,  $Q_y$ 、最大の層間変位が発生した4層)を示す。図の縦軸のせん断力は左から主フレーム、弾塑性ダンパー及び両者の和について示している。両者の和の場合に、強度も大きくなっているが、ループ形状が紡錘形となっている。本補強方法ではこのような履歴形状の改善に期待している。

#### 3.2 観測強震動を用いた検討

##### (1) 入力地震動及び固有周期

検討に用いる観測強震動は表2に示す5波とし、絶対加速度時刻歴を図3に、速度応答スペクトルを図4に示す。図4には弾性周期と1自由度系として推定した塑性率2に対応する周期の範囲も示している。各モデルの弾性固有周期を表3に示す。1次周期は無補強の場合で0.492秒、補強レベル1.375,  $Q_y$ 、1.65,  $Q_y$ 、1.925,  $Q_y$ で順に0.412秒、0.373秒、0.343秒である。補強量の増加に伴って初期剛性も増加しているため、補強後の建物の固有周期は補強レベルに伴って変化している。

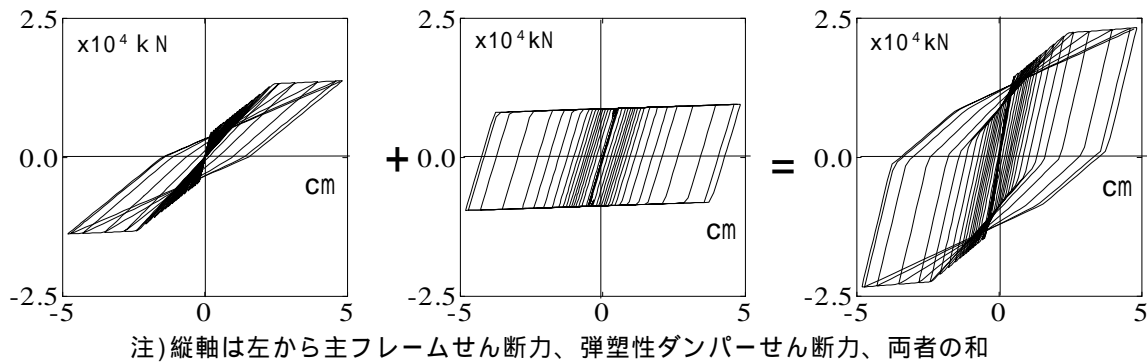


図2 正弦波(1Hz)入力による4層(最大の層間変位発生層)の層間変位 - せん断力関係(補強レベル1.65,  $Q_y$ )

表2 検討に用いた観測強震動

強震動の名称	最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	最大速度 ( $\text{cm/s}$ )
El Centro NS(1940)	341.7	33.6
八戸 EW(1968)	182.9	35.8
東北大学 NS(1978)	258.2	36.4
神戸 JMA NS(1995)	818.0	90.2
葦合 EW(1995) <sup>9)</sup>	802.0	122.8

表3 固有周期(秒)

	補強レベル			
	無補強	1.375, $Q_y$	1.65, $Q_y$	1.925, $Q_y$
1次	0.492	0.412	0.373	0.343
2次	0.191	0.164	0.148	0.136
3次	0.121	0.105	0.094	0.087

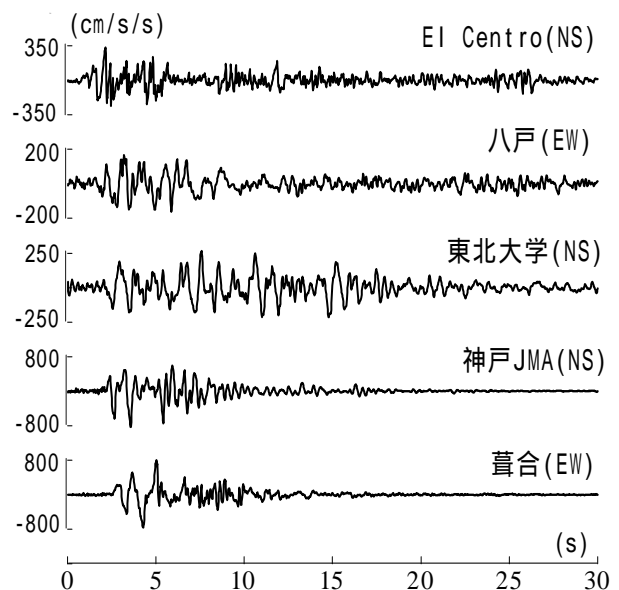


図3 観測強震動の時刻歴

(2)入力地震動特性がVo、Roに与える影響

最大層間変位分布等：図5は無補強と補強レベル1.65,Qyモデルの、観測強震動のVoに相当する入力レベルによる最大層間変位分布(塑性率、3波のみ)を示す。無補強の場合は中間層(4層)で塑性率2に達している。弾塑性ダンパーによる補強後は3層以下の比較的低層で変形が大きくなっているが、特定層へ損傷集中する傾向は小さくなっている。また、神戸JMA波では補強前後で、El Centro波で補強後に片振幅となる傾向がみられる。この傾向は図には示していないが補強後の重ね波でも見られた。

補強レベルとVoの関係：収束計算により算出したVoと補強レベルの関係を図6に示す。この関係はほぼ直線的となっており、補強量を増加させればより大きなVoが得られる形状となっている。しかし、直線の勾配は各地震動によって相違が見られ、勾配が大きく補強レベルに対して比較的小さなVoを示すのはEl Centro波、神戸JMA波である。これは上述の片振幅の影響もあると考えられるが、応答スペクトル(図4)の形状から判断すると、この2波は弾性周期以降の損傷による長周期化に伴いより大きな地震入力を与える地震動であるためと考えられる。八戸波と重ね波によるVoの勾配は小さく補強レベルに対して大きなVoを示している。これらの地震動では周期0.7~0.8秒以降の比較的最長周期の卓越が特に大きいことが影響していると考えられる。また、東北大学波においては、無補強の場合に5波中で最も小さなVoであるが、補強を行なった場合(1.65,Qy以上)に5波中で中間程度となっている。これは、補強レベルが増大し固有周期がより短くなった場合に、東北大学波の周期約1秒以降の卓越成分による影響がより小さくなるためと考えられる。

補強レベルとRoの関係：Ro-補強レベル関係を図7に示す。Vo-補強レベル関係でも見られたことであるが、補強レベルが大きくなった場合に、Ro-補強レベル関係の傾きが補強レベルの小さい場合と比較して大きくなり、補強効率が若干低下する地震動(El Centro波,東北大学波,八戸波)が見られる。これは補強レベルが増大し入力レベルが増大した場合に、比較的低層の変形が上方層より大きくなり終局限界変形に到達する傾向が見られたことなどが一因と考えられる。

図4の速度応答スペクトルにおいて、八戸波と重ね波の形状は周期1秒程度まで代っていると考えられ、補強を行なった場合のVoは同程度の値となっている。しかし、Ro-補強レベル関係では重ね波の勾配がより大きくなり相違が見られる。これは図3に見られるように両地震動の波形の相違が影響しているものと考えられるが、波形の影響は4章で検討する。また、本論文での「波形」とは、主に最大応答値に影響を及ぼす主要動部分の継続に着目した波形形状について述べている。

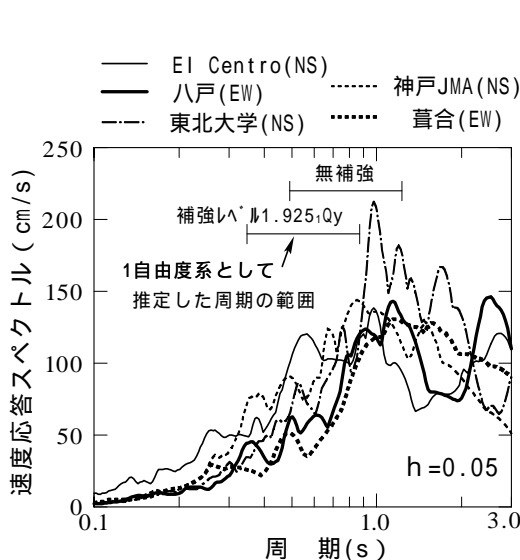


図4 速度応答スペクトル(最大速度を50cm/sに規準化)

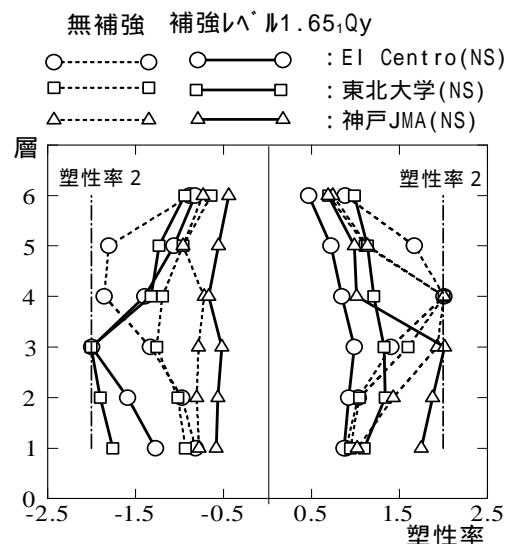


図5 最大応答層間変位(塑性率)分布

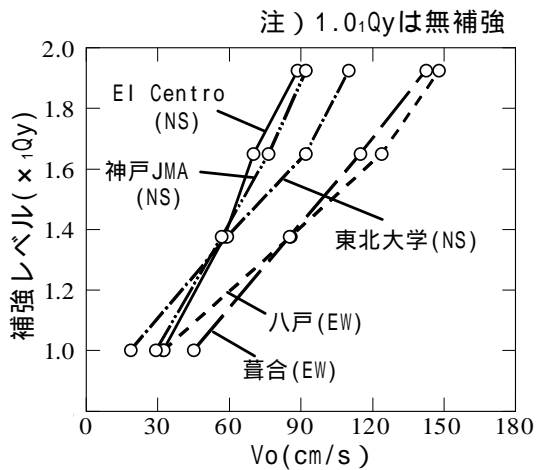


図6 Vo - 補強レベル関係

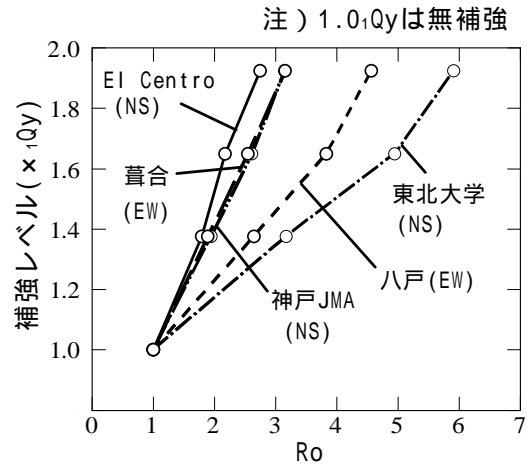


図7 Ro - 補強レベル関係

#### 4. 入力地震動の相違と弾塑性ダンパーを用いて補強された建物の耐震性能(模擬地震動を用いた検討)

サイトの地盤条件をII種地盤<sup>10)</sup>とし、距離減衰式を用いた統計的手法により応答スペクトル形状のばらつきを考慮し、さらに波形の相違を考慮した模擬地震動を作成し、補強レベルとVo、Roの関係性を定量的に評価する。

##### 4.1 模擬地震動

###### (1)作成条件等

模擬地震動の作成は時刻歴の包絡形と位相差分スペクトルの相似性を利用する方法<sup>11)</sup>を用いる。  
 目標スペクトル：距離減衰式は加速度応答スペクトルの川島他の式<sup>12)</sup>を用い、統計的手法<sup>13)</sup>を用いて応答スペクトル形状の相違を考慮する。具体的には、距離減衰式は多くの観測記録を回帰分析して得られたもので、平均的な値(対数值として)を算出すると考えられる<sup>14)</sup>。各周期のスペクトル値は対数正規分布に従うものとし、気象庁マグニチュード( $M_j$ )と震央距離( )を用いて川島他の式から算定される値を中央値とし、標準偏差<sup>12)</sup>と異なる周期間の相関<sup>15)</sup>を用い、それらに従う乱数を発生させる<sup>20)</sup>ことにより応答スペクトルのサンプルを作成する。 $M_j$ としては特定の震源を対象としないで、国内での共通性に配慮し、文献16を参考として( $M_j,$ ) = (7.0, 15km), (8.0, 45km)の2組(以下、 $M_j=7$ ,  $M_j=8$ と記述)を設定する。作成される応答スペクトルのサンプルは大きさ、形状共に様々であるが、作成されたサンプル群(本論分では200組)を、形状的な特徴から数種類に分類し、その中で比較的大きなスペクトル値を示しているものを目標スペクトルとして選出する。選出した目標スペクトルの形状を図8に示す。 $M_j=7, 8$ で各5個の計10個である。図中の応答スペクトルの大きさは、作成される模擬地震動の最大速度が同じ( $M_j,$ )を用いた川島他の式の応答スペクトルより作成される模擬地震動の最大速度に等しくなるように規準化している。同図には川島他の式による応答スペクトルも示しているが、目標スペクトルの形状は同じ最大速度で比較した場合、川島他の式から算出される平均的な応答スペクトルに対してばらついている。よって、本章で用いる時刻歴の振幅を変化させた模擬地震動の加速度応答スペクトルは、最大速度が解析対象の最大速度となるように係数倍された川島他の式による応答スペクトルに対してばらついていることになる。川島他の式による応答スペクトルは0.1~3.0秒間の10周期について算出されるが、本論分では0.1~3.0秒間を補間により50分割して評価している。また、目標スペクトルの選出に際しては、観測強震動等の応答スペクトルを参考とし、最小周期(0.1秒)の値が、作成される模擬地震動の最大加速度を下回らないことにも配慮している。

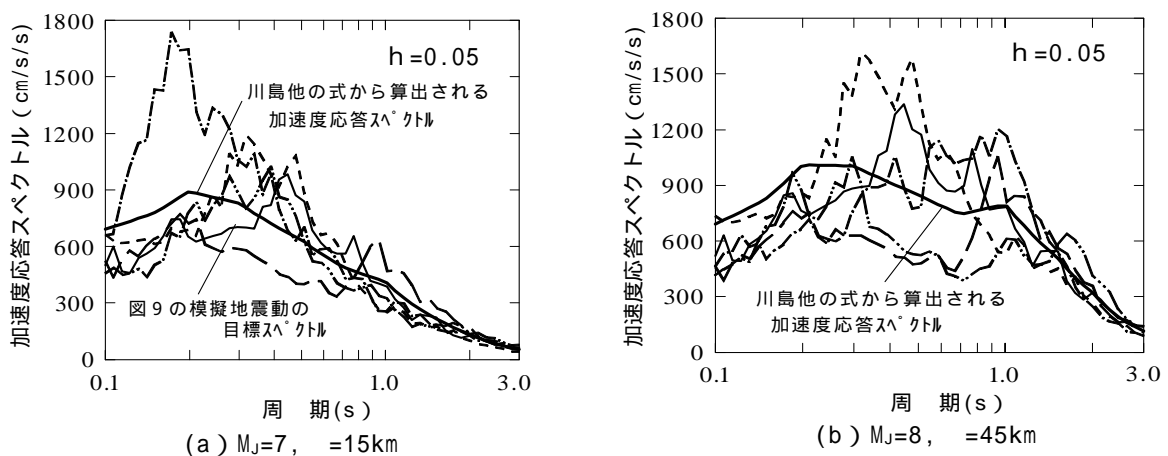
波形形状：位相差分スペクトルは正規分布<sup>17)</sup>とし、その分布に従う乱数を発生させることにより作成する。平均値は $0.4 \times 2$ とし、標準偏差は $0.07 \times 2$ 、 $0.12 \times 2$ 、 $0.17 \times 2$ の3種類(以下、S07,S12,S17と記述)を考慮し、波形の相違を考慮する。S07は神戸JMA(NS)を、S17は東北大学(NS)の波形を参考として求めたものであり、S12は両者の中間として設定している。同一の目標スペクトルを用い、S07とS17として作成された模擬地震動の例を図9に示す。図9は $M_J=7$ の例であるが、 $M_J=8$ の場合は、後述するように継続時間が2倍となるので、継続時間に対して同様の波形形状となる。

その他の条件：収束の判定は(2)式<sup>11)</sup>を用いる。時間刻みは0.01秒とし、継続時間は $M_J=7$ で40.96秒、 $M_J=8$ で81.92秒とする。上述のように30種類(30波)の模擬地震動を用いて $V_o$ を検討するが、位相差分に用いる乱数が地震動へ与える影響を考慮して、各模擬地震動は乱数セットを変えて5波作成しそれらの平均値を用いて $V_o$ を評価する。

$$\varepsilon = \sqrt{\left\{ \sum_{i=1}^N (1 - Sa^T_i / Sa_i)^2 \right\} / N} \leq 0.05 \quad (2)$$

ここに、 $Sa^T$ は目標スペクトル、 $Sa$ は模擬地震動の加速度応答スペクトル、 $N$ は周波数成分数である。

また、入力地震動の振幅を増大させる解析を行うので、その振幅が非現実的な値となることを避けるために、上限値として最大地動加速度 $1500\text{cm/s}^2$ を設定する。



注)各応答スペクトルは、作成される模擬地震動の最大速度が川島他のスペクトルから作成される模擬地震動の最大速度と同一になるように規準化している。

図8 目標スペクトル

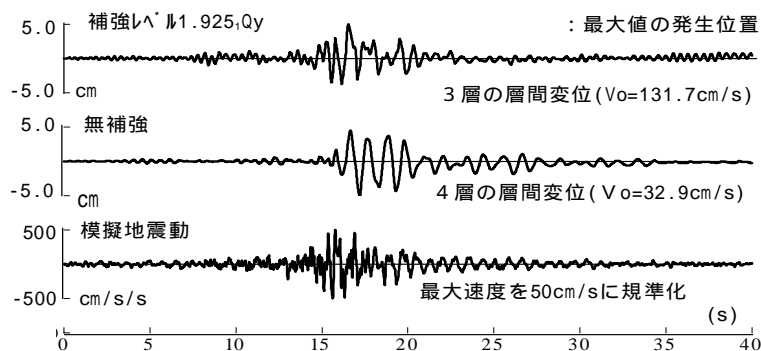
#### 4.2 特性の異なる模擬地震動を用いた検討

##### (1)各パラメータの影響及び $V_o$ 、 $R_o$ の統計量

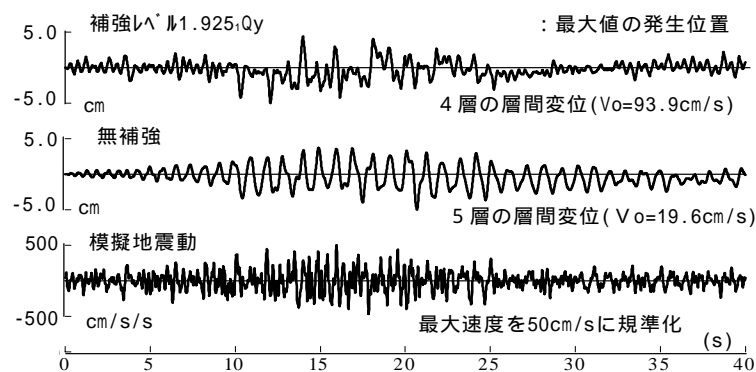
模擬地震動を用いる検討は、解析数が多くなるので入力地震動の最大速度を $5\text{cm/s}$ 間隔で増大させた地震応答解析を行い、その結果を線形補完して $V_o$ を算出する。 $M_J=7,8$ それぞれによる $V_o$ -補強レベル関係を図10に、 $R_o$ -補強レベル関係を図11に示す。これらの図はS07,S12,S17の結果を区別して表示している。 $M_J=7,8$ による影響： $M_J=8$ の $V_o$ -補強レベル関係、 $R_o$ -補強レベル関係には、補強レベルが大きくなった場合に2つのグループに分かれる傾向が見られる。勾配が小さく補強効率の大きいものは、図8(b)の $M_J=8$ の目標スペクトルで周期1秒程度又はそれ以上の比較的長周期に卓越成分をもつ模擬地震動による結果であり、補強レベルの増加に伴い解析モデルの固有周期がより短くなることが影響していると考えられる。

波形の影響(S07,S12,S17) :  $V_o$  - 補強レベル関係を見ると、無補強の場合に、 $V_o$  は $M_j=7,8$  共通に S17(印)で小さくなり、S07(印)で大きくなる傾向が見られる。一方、補強を行い特に補強量が多い場合には、それぞれの応答スペクトル特性の相違により  $V_o$  がばらつく傾向が強くなっている。Ro - 補強レベル関係を見ると、S17 の模擬地震動による勾配が小さく、S07 による勾配は大きくなっている。この Ro - 補強レベル関係の特徴は無補強の S07 と S17 の  $V_o$  の相違が影響していると考えられる。ここで、補強の有無による履歴減衰の大きさに着目するために図9の応答時刻歴を示す。図9は、同一の目標スペクトルを用いて S07 と S17 の条件で作成した2つの模擬地震動の  $V_o$  に相当する入力レベルによる層間変位時刻歴(最大の層間変位発生層)の例である。無補強の応答波形(図9(a),(b)の中段)は補強レベル  $1.925Q_y$  の場合(図9(a),(b)の上段)と比較して、最大値が入力地震動のピーク以降で発生し、全体的により振動している波形形状となっている。これらの応答波形の相違には履歴減衰の大きさが影響していると考えられる。履歴減衰の大きさから上述の  $V_o$ 、Ro と補強レベルの関係について考えると、履歴減衰の小さい無補強の場合には、入力動のピーク以降も優勢な振幅を多く持つ S17 で応答がより大きくなり、より小さな  $V_o$  で終局限界変形(塑性率2)に到達する傾向が強く現れるが、補強を行なった場合には、履歴減衰が大きくなるのでこの影響は小さくなり、入力地震動の波形の相違が  $V_o$  に与える影響は小さくなったことが考えられる。

30種類(30波)の模擬地震動による結果を用いて作成した  $V_o$  と Ro の平均値と標準偏差等の統計量を表4に示す。補強を行なった場合は、補強レベルが大きくなると入力地震動の振幅が増大するので、 $V_o$  と Ro の標準偏差は大きくなっているが、変動係数は  $V_o$  で  $0.19 \sim 0.20$ 、Ro で  $0.21 \sim 0.26$  である。また、無補強の  $V_o$  の変動係数は  $0.25$  である。



(a) S07の模擬地震動と応答層間変位の時刻歴

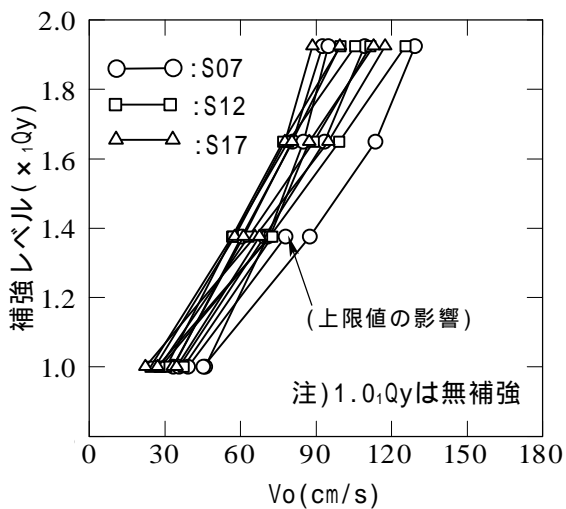


(b) S17の模擬地震動と応答層間変位の時刻歴

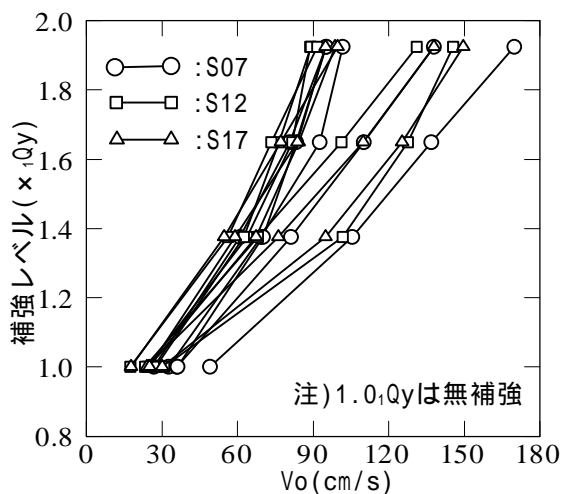
上段：補強レベル  $1.925Q_y$  時の  $V_o$  に相当する入力レベルによる層間変位時刻歴の例(入力地震動の波形は下段)  
 中段：無補強時の  $V_o$  に相当する入力レベルによる層間変位時刻歴の例(入力地震動の波形は下段)  
 下段：模擬地震動の例(目標スペクトルは S07, S17 で同一とし、その形状は図8 ( $M_j=7$ ,  $\Delta=15\text{km}$ ))

図9 模擬地震動( $M_j=7$ ,  $\Delta=15\text{km}$ )とその応答時刻歴の例



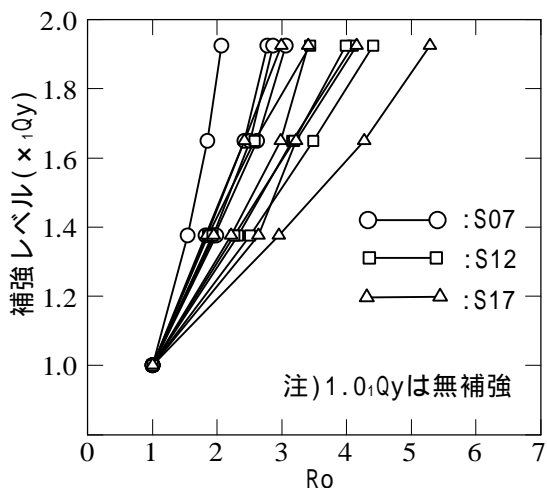


(a)  $M_J=7, \quad =15\text{km}$

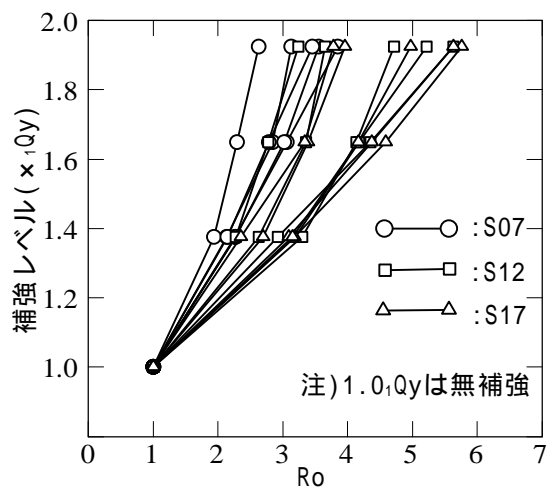


(b)  $M_J=8, \quad =45\text{km}$

図10 Vo - 補強レベル関係



(a)  $M_J=7, \quad =15\text{km}$



(b)  $M_J=8, \quad =45\text{km}$

図11 Ro - 補強レベル関係

(2) 平均的な応答スペクトルを用いた模擬地震動による検討

図12は $(M_J, \quad ) = (7.0, 15\text{km}), (8.0, 45\text{km})$ として川島他の式から算出される2つの加速度応答スペクトル(図8(a),(b))を目標スペクトルとし、3種類の波形の相違(S07,S12,S17)を考慮した模擬地震動を用いて作成したVo - 補強レベル関係である。これらの図には表4のVoの平均値( $\mu$ )と平均値 $\pm$ 標準偏差( $\mu \pm \quad$ )の値も示している。各補強レベルにおいて距離減衰式から求められる平均的な応答スペクトルを用いた結果は $\mu \pm \quad$ の範囲に入っており、平均的な応答スペクトルを用いて算出したVoはほぼ平均的な値( $\mu \pm \quad$ の範囲内)となっている。

表4 VoとRoの平均値、標準偏差等

	補強レベル			
	無補強	1.375, Qy	1.65, Qy	1.925, Qy
Voの平均値 ( $\mu$ , cm/s)	30.6	70.1	92.7	111.7
Voの標準偏差 ( $\sigma$ , cm/s)	7.8	13.0	17.3	21.9
Voの変動係数	0.25	0.19	0.19	0.20
Roの平均値	-	2.38	3.24	3.92
Roの標準偏差	-	0.49	0.74	1.00
Roの変動係数	-	0.21	0.23	0.26

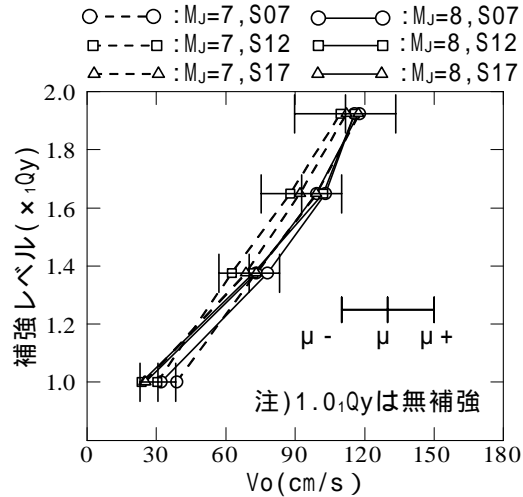


図12 Vo - 補強レベル関係(平均的なスペクトル)

## 5. 地震動の再現期間及びVoの分布を考慮した補強効果の検討

本論文では補強前後の例題建物モデルの耐震性能についてVoを用いて評価してきた。このような地震動の強さを指標として用いた場合、建物の耐震性能を再現期間や超過確率等で表すことができ、地域の地震危険性や建物の供用期間の相違を反映させることができる<sup>18)</sup>。本章では、地域の地震危険性と組合せて補強効果について検討を行なった一例を示す。具体的には、地域の地震危険性を反映するために地震危険度解析を実施し、地震ハザード曲線より再現期間(以下、Trと記述)を考慮した地震動の大きさ(最大地動速度,以下、PGVと記述)を算出し、4章で得られた統計量により作成したVoの分布と組合せて、Trに相当するPGVの地震動の発生を想定した場合の破壊確率(Pf)を評価し、補強効果について検討する。

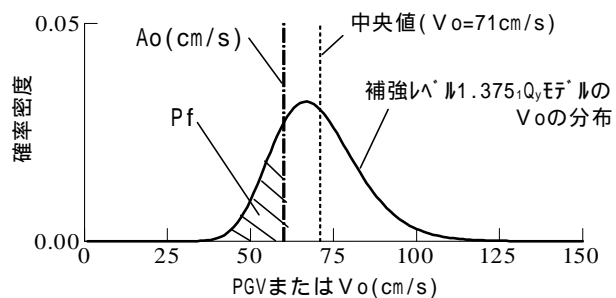
### (1)破壊確率(Pf)

Voの分布は4章で得られたVoの統計量を用いた対数正規分布に従うものと仮定する。図13に補強レベル1.375, Qyの例を示す。図中の斜線部分はVoがAo(cm/s)を下回る地震動の割合であり、これらの地震動のPGVをAoとした場合には、例題建物モデルの応答は終局限界変形(塑性率2)を上回ることになる。よって、斜線部分は、PGVがAoでその地震動特性(スペクトル特性、波形等)が異なる多数の地震動によって得られる破壊確率(以下、Pfと記述)であり、将来において、PGVがAoの地震動の発生を想定し、その地震動特性が不確定とした場合に予想されるPfに相当する。

### (2)地震危険度解析及び検討対象の再現期間(Tr)

地震ハザード曲線を用いて再現期間(Tr)に相当したPGVを求める。対象サイトは4章で設定した2つの(M<sub>J</sub>, )の条件に近いと考えられる東京とし、東京管区気象台(東経139.76°,北緯35.69°)を想定する。サイトの地盤はII種地盤と仮定し、例題建物モデルに弾塑性ダンパーによる耐震補強を実施するものとする。地震活動域及びその地震パラメータは文献13と同一とし、距離減衰式はPGVの川島他<sup>10)</sup>を用い、そのばらつき<sup>10)</sup>を考慮する。PGVの上限値は設定していない。地震の発生時系列はポアソン過程に従うものとする。算定された地震ハザード曲線を図14に示す。検討に用いる再現期間(Tr)は文献19を参考とする3レベルとし、地震ハザード曲線から求めた3つのTrに相当するPGV等を以下に示す。

超過確率	再現期間(Tr, 年)	相当するPGV(cm/s)
50%/50年	73	32
10%/50年	475	57
2%/50年	2475	88



注) Pf : PGV=Ao (cm/s) の地震動の発生を想定し、その地震動特性 (スペクトル特性、波形等) を不確定として評価される破壊確率

図 13 破壊確率 (Pf) の算出

(Vo の分布は補強レベル 1.375, Qy の例)

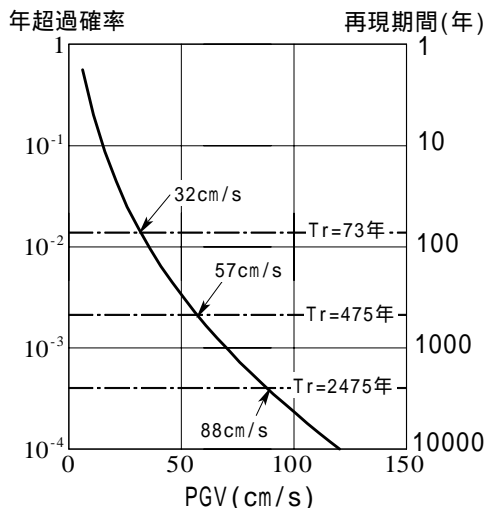


図 14 地震ハザード曲線(東京)

### (3) 補強効果の検討

図 15 は表 4 に示した各補強レベルの Vo の統計量を用い、その分布を対数正規分布と仮定して算出した Vo の累積分布である。同じ累積分布値で比較した場合、無補強と最小の補強レベルである 1.375, Qy との間の Vo の相違が大きくなっている。また、図中には 3 つの Tr に相当する PGV と図 13 の関係から求めた Pf を示している。Pf を比較すると、無補強の場合には Tr=73 年で 0.64、Tr=475 年で 0.99 となっているが、補強レベル 1.375, Qy の場合には Tr=73 年で非常に小さい値、Tr=475 年で 0.16 に低下している。再現期間 (Tr)=73 年、475 年に相当する地震動を対象とする場合、比較的少量の補強量でも補強を実施することにより Pf を大きく低減することができる。Tr=2475 年に相当する地震動の場合には、補強レベル 1.375, Qy で Pf=0.91、1.65, Qy で Pf=0.44、1.925, Qy で Pf=0.14 となっており、補強レベル 1.925, Qy で比較的小さな Pf となっている。

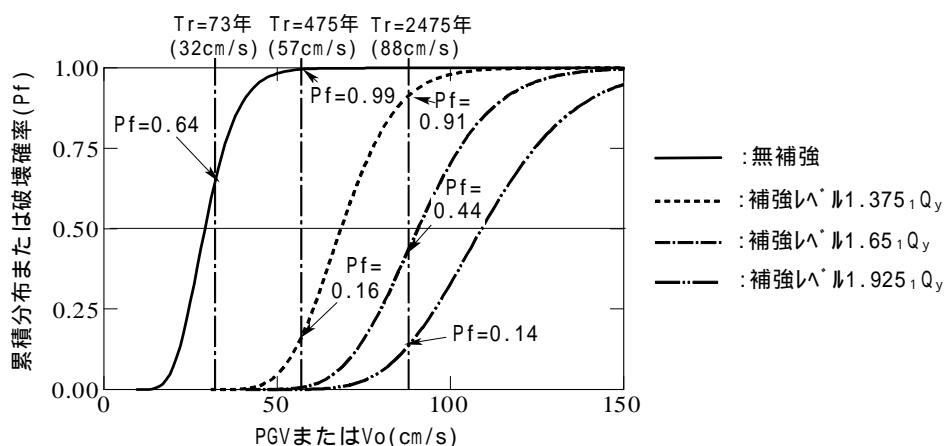


図 15 Vo の累積分布及び Tr に相当する PGV

## 6. 結論

建物の耐震性能を終局限界変形に到達させる入力地震動の最大速度 (Vo) を用いて表現し、入力地震動の相違が弾塑性ダンパーを用いて耐震補強した中低層建物の耐震性能 (Vo) に与える影響について、鉄筋コンクリ

ート造6層モデルを用いて検討した。得られた知見等を以下に示す。また、検討に用いたモデルは主フレーム及び弾塑性ダンパーの初期剛性をそれぞれの降伏強度に比例するものとして扱っている。

$V_0$ と補強量の関係はほぼ直線的であり、補強量の増大に伴ってより大きな $V_0$ (耐震性能)が得られていた。また、その勾配は入力地震動により相違が見られ、補強レベルが大きくなった場合に、補強量の増大に対する補強効率が若干低下する地震動も見られた。

応答スペクトルの形状と波形の相違を考慮した模擬地震動を作成し、それらを入力した場合の $V_0$ の統計量を算出した。その変動係数は無補強の場合で0.25、補強を行なった場合で0.20程度となっていた。また、 $V_0$ の平均的な値( $\mu \pm$ の範囲)は距離減衰式から算出される平均的な応答スペクトルを用いた模擬地震動による結果から評価できた。

の統計量に基づき作成した $V_0$ の分布と地震危険度解析から算出した再現期間( $T_r$ )に相当する地震動の大きさ(PGV)を用いて、 $T_r$ に相当する地震動の発生を想定した場合の破壊確率(Pf)を算出した。その結果、 $T_r=73$ 年、475年に相当する地震動の場合に、比較的少ない補強量でも補強を行なうことによって、Pfを大きく低減させることができ、特に効果的であった。

本論文では、主フレーム及び弾塑性ダンパーのばらつきを考慮していない。より精度の良いPfを評価するためにはこれらを考慮することは必要と考えられ、今後の検討課題としたい。また、模擬地震動の作成に用いた目標スペクトル及び波形形状等の選定は著者の判断によるものであるが、今後多くの方の意見を聞き改良して行きたい。

#### 参考文献

- 1) 松本優, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋, "摩擦ダンパーを用いた既存鉄筋コンクリート造建物の耐震補強設計に関する研究", コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.1, 1999.6
- 2) 武田啓志, 中埜良昭, 楠浩一, "耐力および変形性能の増大が建物の耐震性能に及ぼす影響に関する研究" 第10回日本地震工学シンポジウム, 1998年
- 3) 日本建築学会, "阪神淡路大震災と今後のRC構造設計 - 特徴的被害の原因と設計への提案 -", 1998年10月
- 4) 武藤清, "構造物の動的解析", 丸善, 1977
- 5) 日本建築構造技術者協会編, "応答制御構造設計法", 2000年12月, 彰国社
- 6) 鹿島孝, 大田彦彦, 高橋賢司, 有竹剛, "エネルギー - 吸収部材を有する多質点系架構の設計耐力", 日本建築学会大会梗概集, 1996年9月
- 7) 神原浩, 林康裕, "建物応答を関連づける地震動強さ指標に関する考察 - 建物の簡易応答予測に基づく検討 -", 日本建築学会構造系論文集 第543号, 2001年5月
- 8) 日本建築学会, "1995年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書 第II編 学校建築", 1997年
- 9) (財)震災予防協会, "強震動アレー観測 No.3", 1998
- 10) 日本道路協会, "道路橋示方書・同解説V耐震設計編", 平成2年2月
- 11) 大崎順彦, "新・地震動のスペクトル解析入門", 鹿島出版会, 1994年
- 12) 川島一彦, 相沢興, "強震記録の重回帰分析に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰式", 土木学会論文集, 第350号, 1984年10月
- 13) 井上超, 神田順, "多質点構造物の地震危険度評価", 日本建築学会構造系論文集, 第514号, 1998年
- 14) 日本建築学会, "地震荷重 - 内陸直下地震による強震動と建築物の応答", 2000年6月
- 15) 井上超, "応答スペクトル値のスペクトル間の相関", 日本建築学会学術講演梗概集(関東), 1997年9月
- 16) 建設省建築研究所, (財)日本建築センター(1992), "設計用入力地震動作成手法技術指針(案) 本文解説編"
- 17) 徳田文佳, 小谷俊介, "RC造建物の地震応答に及ぼす位相角差分の影響", コンクリート工学年次論文報告集, vol.20, 1998

- 18) 衣笠秀行, "構造設計者のための性能設計シンポジウム RC 造の性能評価", 日本建築学会関東支部 1998 年 12 月 14 日
- 19) BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL, "NEHRP GUIDELINE FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA 273)", 1997
- 20) 星谷勝, 石井清, "構造物の信頼性設計", 鹿島出版会, 昭和 61 年

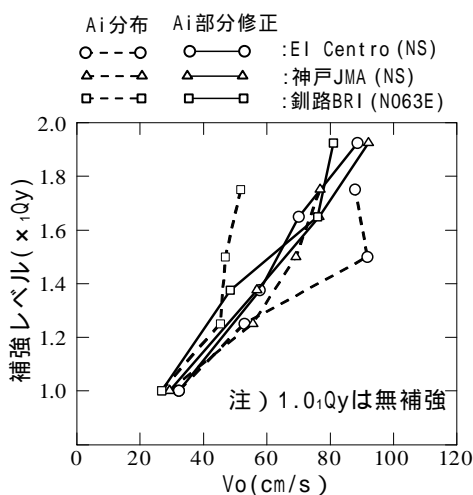
付録 1 各階への弾塑性ダンパー量の配分について

各階に付加する弾塑性ダンパー量の配分を決定するために実施した予備検討について述べる。

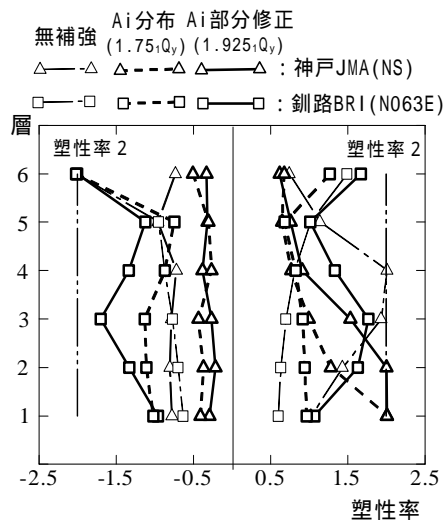
まず、入力地震動として、El Centro(NS)、神戸 JMA(NS)、釧路 BRI(N063E,1993)の 3 波を用い、無補強の 1 層の降伏時層せん断力に対して主フレームと弾塑性ダンパーの 1 層の降伏強度の和を 1.25, 1.50, 1.75 倍とし、上方階に対しては両者の和が  $A_i$  分布となる様にダンパー量を調整したモデルを用い、 $V_o$  を求める地震応答解析を実施した。その結果、神戸 JMA(NS)では 1.75 倍とした場合に 1 層で、釧路 BRI(N063E)では 1.5 倍, 1.75 倍の場合に最上層(6 層)で変形が集中する傾向が見られ、補強量から予測される  $V_o$  より小さくなる傾向が見られた。そこで、上記の降伏強度を 1 層で 1.1 倍、2 層と 6 層で 1.05 倍と部分的に修正して、各階に付加するダンパー量を設定した。

関連する図として、3 波による  $V_o$  - 補強レベル関係を図 A1 に、神戸 JMA(NS)、釧路 BRI(N063E)による無補強モデル,  $A_i$  分布モデル(補強レベル  $1.75_i Q_y$ ),  $A_i$  部分修正モデル(補強レベル  $1.925_i Q_y$ )の  $V_o$  に相当する入力レベルによる各層の最大層間変位分布を図 A2 に示す。

図 A1 の  $A_i$  部分修正モデルでは  $V_o$  - 補強レベル関係がほぼ直線的になっている。El Centro 波において、 $A_i$  部分修正モデルの  $V_o$  が  $A_i$  分布モデルより小さくなり、補強効果が小さくなっているが、3 波間のバラツキが小さくなり、3 波共にほぼ直線的な  $V_o$  - 補強レベル関係が得られる  $A_i$  部分修正モデルを本論分では使用することにした。図 A2 に関しては、神戸 JMA(NS)の場合、無補強において 3, 4 層の中間層の変形が大きくなっている。補強を行った場合には 1 層で終局限界変形(塑性率 2)となっているが、 $A_i$  部分修正モデルでは 2, 3 層にも損傷が分散される傾向が見られる。釧路 BRI(N063E)の場合には、いずれの場合も最上層の 6 層で終局限界変形となっているが、 $A_i$  部分修正モデルの場合には中間層にも損傷が分散されている。



図A1  $V_o$  - 補強レベル関係



図A2 最大層間変位分布

(論文受理：2002 年 1 月 8 日)

(掲載決定：2002 年 10 月 8 日)

# **Seismic Rehabilitation of Low-Medium-Rise Reinforced Concrete Buildings with Hysteretic Dampers**

## **- Seismic Capacity Considering Variation of Earthquake Ground Motions -**

TAMURA Ryoichi<sup>1)</sup>

1) Member, Engineer, Structural Engineering Development Group of Design Division of Taisei Corporation, Dr. Eng

### **ABSTRACT**

This paper presents seismic capacity of low-medium-rise building which obtained by seismic rehabilitation by means of hysteretic dampers when subjected to variant strong ground motions. Peak velocity of input earthquake motion( $V_0$ ) inducing ultimate limit deformation of building is utilized as a index evaluating its seismic capacity.

Conclusions are summarized as follows.

$V_0$  increases in proportion to the amount of equipping hysteretic dampers. but Amplitude of  $V_0$  vary with the characteristics of input earthquake motions.

Statistical values of  $V_0$  are evaluated by the response using simulated earthquake motion which consider the variation of response spectrum and wave form. The coefficient of variation(COV) for  $V_0$  of the model with hysteretic dampers is approximately 0.20.

$V_0$  from  $\mu - \sigma$  to  $\mu + \sigma$  ( $\mu$ :mean,  $\sigma$ :standard deviation) is evaluated by the response using simulated waves which adopt the response spectrum from attenuation equation.

$V_0$  distribution considered its statistical values is compared with earthquake ground motion levels in accordance with mean return periods( $T_r$ ). Seismic rehabilitation is effective in  $T_r=73, 475$ year. Because of a probability of exceeding its ultimate limit state is reduced in relatively large amount.

*Key Words : Seismic Rehabilitation by means of Energy Dissipators, Input Earthquake Motion, Low-medium-rise, Hysteretic Dampers, Reinforced Concrete*