

## 安全余裕度の確保を目的とした免震構造物のクリアランスの設定方法

### SAFETY MARGIN RATIO-BASED DESIGN OF RETAINING WALL CLEARANCE FOR BASE-ISOLATED STRUCTURES

中澤 俊幸\*, 吉敷 祥一\*\*, 曲 哲\*\*\*, 和田 章\*\*\*\*

Toshiyuki NAKAZAWA, Shoichi KISHIKI, Zhe QU, and Akira WADA

The risk of pounding against the surrounding structures, usually against the retaining walls, has become a major concern about the seismic performance of base-isolated buildings subjected to unexpectedly large earthquakes. The required retaining wall clearance to ensure the superstructure of a base-isolated building not to yield is evaluated through incremental dynamic analysis and the required clearance-to-seismic intensity relationship is established. From this relationship, two characteristic clearances, namely the minimum required clearance,  $\delta_1$ , and the maximum clearance,  $\delta_2$ , may be identified. Given a base-isolated building and a seismic intensity, e.g., the energy-equivalent velocity in this paper, a retaining wall clearance greater than  $\delta_1$  would ensure a 50% possibility that the superstructure would not yield. On the other hand, the retaining wall clearance would impose no influence on the performance of the isolated building if the clearance is greater than  $\delta_2$ . Especially, the minimum required clearance,  $\delta_1$ , is of essential importance for the performance design of base-isolated buildings. A simple equation of estimating  $\delta_1$  for buildings with various parameters is proposed through data regression. In addition, a procedure of determining the required strength for the superstructure, given a seismic intensity, is also proposed.

**Keywords :** base isolated structure, clearance, incremental dynamic analysis, collision to retaining wall

免震構造, クリアランス, 漸増動的地震応答解析, 擁壁との衝突

#### 1. 序

免震構造は地震動に対する抵抗要素とその性能が比較的明確な構造形式であり, 耐震構造に比べて応答予測が比較的容易であるが, 設計レベルを大きく越えた入力地震動に対してはロバスト性に欠けるとの指摘<sup>1)</sup>などがある. 特に免震層に設けられたクリアランスに応答変形量が達し, 擁壁との衝突を生じた場合には上部構造への深刻な損傷が危惧される. 近年, 上町断層をはじめとする極大地震に対する擁壁との衝突を検討する研究<sup>2), 3)</sup>などや実構造物の擁壁との衝突実験<sup>4)</sup>の実施が行われるなど, 極大地震に対する安全性の検証方法の確立が精力的に取り組みられている.

構造技術者は, 免震構造の地震動に対する安全余裕度を確保するのにクリアランスの設定が重要であることは十分に認識している. しかしながら, 実際には設計検討用地震動に対する時刻歴地震応答解析より得られた最大変形が設定クリアランスを下回っていれば良いとした設計が多い. これは敷地の空間的制約条件により十分なクリアランスを確保できないケースが多いことに加え, 解析結果に対して余裕を持ったクリアランスの設定が実際の入力としてどの程度の安全余裕度を確保できているかが不明確であることが原因の一つ

と考えられる.

本論文では[Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695]<sup>5)</sup>(以後, FEMA P695 と呼ぶ)において示されている手法を援用し, 多数の地震動に対して非線形時刻歴応答解析を行うと共に, それらの地震動倍率を徐々に大きくすることで塑性域から終局状態までを連続的に把握する Incremental Dynamic Analysis<sup>6)</sup>(以後, IDA と呼ぶ)を用いて, 与えられた設計要求値に対して確率論的に最小限必要となるクリアランスと上部構造の耐力から決まる最大クリアランスを示し, 設計要求値に対する安全余裕度を把握しながら合理的にクリアランスを設定する方法を提案する.

#### 2. 解析モデル

解析モデルについて説明する. 解析モデルを図1に, 各復元力特性の概要を図2に示す. 上部構造は特定層破壊が生じない1質点のせん断系により表現し, 免震層を含めた2質点のせん断系を用いる. 免震層には下部地盤との間にダンパーとアイソレータの性能を表すせん断ばねを挿入し, さらに擁壁との衝突を表す軸ばねを外周地盤とクリアランスを設けて設置する. 以下, ばねに設定した復元

\* ㈱東京建築研究所

工修

Tokyo-Kenchiku structural engineers, M.Eng.

\*\* 大阪工業大学工学部建築学科

講師・博士(工学)

Lecturer, Dept. of Architecture, Osaka Institute of Technology, Dr.Eng.

\*\*\* 東京工業大学都市地震工学センター

PD 研究員・Ph.D

Post-Doctoral Research Fellow, Center for Urban Earthquake Engineering, Tokyo Institute of Technology, Ph.D.

\*\*\*\* 東京工業大学

名誉教授・工博

Emeritus Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

力特性について説明する。

### 2.1 上部構造

上部構造はRC造であり、せん断ばねには武田モデル<sup>7)</sup>を用いる。上部構造の特性は、一次剛性  $6,709 \times 10^3 \text{ kN/m}$ 、降伏耐力  $Q_y = 45,000 \text{ kN}$  を基本とする。上部構造の総重量  $W_2$  は  $150,000 \text{ kN}$  とし、基礎固定とした場合の固有周期は  $0.3 \text{ 秒}$ 、降伏層せん断力係数  $C_0 = 0.3$  に相当する。また、ひび割れ耐力を  $0.3Q_y (=13,500 \text{ kN})$ 、剛性低下率  $\alpha_y = 0.3$ 、除荷剛性低下率  $\beta = 0.4$  とし、二次剛性、三次剛性をそれぞれ一次剛性の  $0.23 \text{ 倍}$ 、 $0.001 \text{ 倍}$  とした。上部構造のパラメータは降伏層せん断力係数  $C_0$  とし、 $0.15 \sim 0.40$  の範囲を  $0.05$  ずつ増やした  $6$  種類を用意した。なお、降伏耐力の変化に伴って剛性も同様の比率で変化させた。また、内部粘性減衰については、上部構造のみで考慮し、基礎固定時の  $1$  次固有周期に対して  $h=0.02$  の瞬間剛性比例型として与えた。

### 2.2 免震層

#### 【ダンパー】

免震層上部基礎の重量  $W_1$  は  $40,000 \text{ kN}$  とする。ダンパーは後述する擁壁とのクリアランスより大きな限界変形量をもつ鋼材ダンパーを選択し、その特性値を用いた<sup>8)</sup>。つまり、せん断ばねの復元力特性をバイリニア型とし、降伏せん断力係数  $\alpha_s = 0.04 (= 7,600 \text{ kN})$ 、一次剛性を  $240.0 \times 10^3 \text{ kN/m}$  (降伏変形は  $31.7 \text{ mm}$ )、二次剛性を  $4.0 \times 10^3 \text{ kN/m}$  とした。ダンパーのパラメータは降伏せん断力係数  $\alpha_s$  とし、 $0.02$ 、 $0.04$ 、 $0.06$  の  $3$  種類を用意した。なお、降伏耐力の変化に伴って剛性も同様の比率で変化させた。

#### 【アイソレータ】

アイソレータは天然ゴム系積層ゴムアイソレータを想定する(以後、単にアイソレータと呼ぶ)。アイソレータの復元力特性は非線形弾性とし、ある限界変形に達すると破断して復元力を完全に喪失するようにモデル化する。復元力特性は既報<sup>9)</sup>に示すように  $250\%$  を線形限界、 $450\%$  を破断限界とし、この間をハードニング区間としてモデル化する。ハードニング区間は  $350\%$  で折れ点をもち、二次、

三次剛性をそれぞれ一次剛性の  $2 \text{ 倍}$ 、 $7 \text{ 倍}$  に設定した。

アイソレータのパラメータはゴム総厚  $h$  と一次剛性  $k_{11}$  とする。ゴム総厚と一次剛性は独立したパラメータとして扱うため、ゴム総厚  $h$  は線形限界、破断限界を変化させることを意味し、 $160, 200, 240 \text{ mm}$  の  $3$  種類を用意した。一次剛性  $k_{11}$  は、上部構造を剛としてアイソレータのみの水平剛性から求めた固有周期  $T_f$  (以後、免震周期と呼ぶ) が  $3, 4, 5, 6 \text{ sec}$  となるよう、 $85.0, 47.8, 30.6, 21.3 (\times 10^3 \text{ kN/m})$  の  $4$  種類を用意した。なお、実設計においても積層ゴムアイソレータの数を減らし、水平剛性を持たない転がり支承や低摩擦型のすべり支承を併用することでゴム総厚とは独立に免震周期を調整できる。また、それらの限界変形はアイソレータの限界変形や擁壁とのクリアランスと同程度に設計する事例も多い。

一方、アイソレータの破断後は復元力を喪失するが、実際には  $1$  階床梁が、免震層床梁、免震架台や何かしらのランディング機構に着座する。あるいはゴム破断面同士が接触すれば再び同程度のせん断剛性を発揮する可能性も考えられるが、現段階では破断後繰り返し実験のデータは見当たらない。前者のようにコンクリート同士の接触状態では  $0.4$  以上の静止摩擦係数が期待でき、免震層ではアイソレータ破断時点からの変形は生じ難い。本論文ではこの状況を想定し、アイソレータの破断時点でいったん復元力を喪失させ、次ステップから剛性をアイソレータの  $1,600 \sim 3,600 \text{ 倍}$  にすることでほぼ剛な状況を再現した。なお、降伏耐力を全重量 ( $W_1+W_2$ ) に摩擦係数  $0.4$  を乗じた摩擦力とした完全弾塑性で解析した場合にも免震層がすべり始めないことは確認できている。

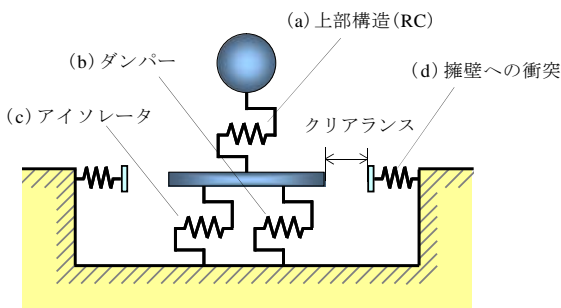


図1 解析モデル

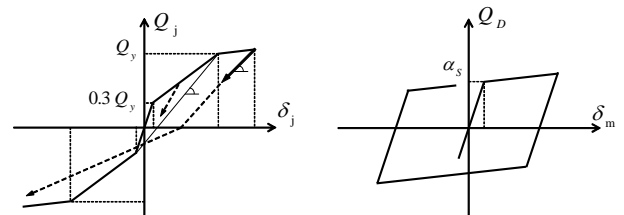


図2 復元力特性  
(a) 上部構造：武田モデル<sup>7)</sup> (b) ダンパー：バイリニア  
(c) アイソレータ：非線形弾性+破断 (d) 擁壁への衝突：ギャップ+弾性ばね

表1 パラメーター一覧

免震周期 $T_f$ (秒)	ゴム総厚 $h$ (mm)	ダンパーの耐力 $\alpha_s$	上部構造の耐力 $C_0$	クリアランス (cm)	擁壁の剛性 $k$ (倍率)
3	160	0.02	0.15	1	1/100
4	200	0.04	0.20	2	1/50
5	240	0.06	0.25		1/10
6			0.30	107	1/5
			0.35	108	1
			0.40		2

### 【擁壁との衝突】

擁壁との衝突については、クリアランスによるギャップを有し、衝突後に擁壁の剛性を付与する。本論文において基準とする擁壁の構造特性は、文献10)にある擁壁高さ7mと砂質裏込め土の構造特性を1m当りに換算し、擁壁長さを50mとする弾性剛性 $575.0 \times 10^3$  kN/mである。この値は、アイソレータの剛性の7倍～27倍に相当する。擁壁剛性 $k$ のパラメータは、擁壁の厚さや裏込め土の影響等により剛性の変動が大きいことから1/100, 1/50, 1/10, 1/5, 1.0, 2.0倍の6種類を用意した。擁壁とのクリアランスは、1cmからアイソレータの破断限界(せん断歪450%)まで変化させた。パラメーター一覧を表1に示す。

本解析モデルでは、終局状態に至るシナリオとして以下の4種類が考えられる。①擁壁との衝突やアイソレータの破断が起る前に上部構造が崩壊する。②擁壁との衝突により免震層の剛性が上昇して上部構造が崩壊する。③アイソレータの破断により免震層の剛性が上昇して上部構造が崩壊する。④擁壁の剛性が小さい場合には擁壁との衝突による免震層の剛性上昇では上部構造は崩壊に至らず、擁壁との衝突を伴いながらアイソレータの破断により免震層の剛性が上昇して上部構造が崩壊する。擁壁との衝突やアイソレータの破断は、直ちに上部構造の崩壊に結び付くケースが多いが、解析ではいずれのシナリオでも上部構造の崩壊(本論では塑性率1.0)が終局状態となる。

### 3. 入力地震動の設定(選定・基準化・スケーリング)

本論文では、多数の地震動に対して非線形時刻歴応答解析を行うと共に、その地震動倍率を徐々に大きくするIDAによって構造物の応答を連続的に把握し、崩壊などの設定クライテリアに対する損傷確率を評価する。本論文における地震動群の選定はFEMA P695に準

じることとし、それらの選定方法、複数の地震動を用いる上である尺度で基準化する方法、および基準化した地震動群の大きさの設定方法(以後、スケーリングと呼ぶ)について概説する。

#### 3.1 FEMA P695における地震動群の選定方法

本論文で使用する地震動群はFEMA P695の選定方法に準じ、FEMA P695に示されるFar-Fieldの地震動群を用いて検討を行う。ただし、最大有効周期が6秒未満の8つの地震動については免震構造の評価には不向きであるため、この地震動を含む6セットを除いた32の地震動の地震動群を用いる。入力地震動の一覧を表2に示す。

#### 3.2 地震動群の基準化方法

地震動群の基準化方法はFEMA P695と異なり、32の地震動の最大地動速度の中央値に一致させる基準化方法を採用する。基準化後の全ての地震動において最大速度は、中央値に一致する。

$$NM_i = \text{median}(PGV_i) / PGV_i \quad \dots (1)$$

なお、本論文の方法は、免震層の最大応答に着目した際にFEMA P695の基準化と同程度のばらつきを有することが確認できている。

#### 3.3 地震動群のスケーリング方法

FEMA P695では、対象構造物の弾性一次固有周期 $T_1$ に対する設計用の加速度応答スペクトル値 $S_a(T_1)$ を、耐震安全性評価における設計基準値として地震動群をスケーリングしている。スケーリングした地震動群の倍率を徐々に大きくしIDAを行う。一方、ここで対象とする免震構造では弾性一次固有周期は応答に対して支配的でなく、応答時の変形に基づく等価剛性から評価した等価周期が用いられる。しかし、本論文では塑性域からアイソレータの破断や擁壁との衝突といった終局状態に至るまでの挙動を対象とするため、等価周期を一義的に定めることはできない。したがって、免震構造の性能を表す代表的な指標として先に述べたアイソレータのみの水平剛

表2 入力地震動一覧

No.	ID No. (FEMA)	観測記録					Original Data				Normalization Factor $NM_i$
		地震発生日時	地震名 (国)	観測地点名	震央距離 [km]	マグニ チュード	Component	Lowest Usable Freq [Hz]	PGA [cm/s <sup>2</sup> ]	PGV [cm/s]	
1	2	1994/01/17	Northridge (USA)	Canyon Country-WLC	26.5	6.7	LOS000	0.06	402.1	43.0	0.93
							LOS270	0.13	472.7	45.2	0.89
2	3	1999/11/12	Duzce (Turkey)	Bolu	41.3	7.1	BOL000	0.06	713.5	56.5	0.71
							BOL090	0.06	806.5	62.1	0.65
3	4	1999/10/16	Hector Mine (USA)	Hector	26.5	7.1	HEC000	0.03	260.4	28.5	1.41
							HEC090	0.04	330.3	41.8	0.96
4	5	1979/10/15	Imperial Valley (USA)	Delta	33.7	6.5	H-DLT262	0.06	233.2	26.0	1.55
							H-DLT352	0.06	344.3	33.0	1.22
5	7	1995/01/16	Kobe (Japan)	Nishi-Akashi	8.7	6.9	NIS000	0.13	499.5	37.3	1.08
							NIS090	0.13	493.0	36.7	1.10
6	8	1995/01/16	Kobe (Japan)	Shin-Osaka	46.0	6.9	SHI000	0.13	238.5	37.8	1.06
							SHI090	0.10	207.8	27.9	1.44
7	10	1999/08/17	Kocaeli (Turkey)	Arcelik	53.7	7.5	ARC000	0.09	214.6	17.7	2.27
							ARC090	0.05	147.0	39.6	1.02
8	11	1992/06/28	Landers (USA)	Yermo Fire Station	86.0	7.3	YER270	0.07	344.5	51.5	0.78
							YER360	0.07	240.1	29.8	1.35
9	12	1992/06/28	Landers (USA)	Coolwater	82.1	7.3	CLW-LN	0.13	277.4	25.6	1.57
							CLW-TR	0.13	408.8	42.3	0.95
10	14	1989/10/18	Loma Prieta (USA)	Gilroy Array #3	31.4	6.9	G03000	0.13	544.3	35.7	1.13
							G03090	0.13	360.3	44.7	0.90
11	15	1990/06/20	Manjil (Iran)	Abbar	40.4	7.4	ABBAR-L	0.13	504.6	43.2	0.93
							ABBAR-T	0.13	486.8	53.1	0.76
12	16	1987/11/24	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	35.8	6.5	B-ICC000	0.13	350.9	46.4	0.87
							B-ICC090	0.13	253.3	40.9	0.98
13	18	1992/04/25	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	22.7	7.0	RIO270	0.07	378.0	44.0	0.91
							RIO360	0.07	538.3	42.1	0.96
14	19	1999/09/20	Chi-Chi (Taiwan)	CHY101	32.0	7.6	CHY101-E	0.04	346.1	70.6	0.57
							CHY101-N	0.05	431.6	115.0	0.35
15	20	1999/09/20	Chi-Chi (Taiwan)	TCU045	77.5	7.6	TCU045-E	0.03	465.2	36.7	1.10
							TCY045-N	0.05	502.1	39.1	1.03
16	22	1976/05/6	Friuli (Italy)	Tolmezzo	20.2	6.6	A-TMZ000	0.13	344.5	22.0	1.82
							A-TMZ270	0.13	308.7	30.8	1.31

性から求めた免震周期  $T_f$  に着目する。

また、免震構造の性能を評価する上では加速度応答スペクトルより入力エネルギーの速度換算値、いわゆるエネルギースペクトル  $V_E^{(1)}$  を用いるのが一般的である。したがって、地震動群の大きさを免震周期  $T_f$  におけるエネルギースペクトル値  $V_E(T_f)$  の全地震動中央値の値(全32の応答値の小さい方から数えて、16番目と17番目の応答値の平均)で評価する。ここで免震周期  $T_f=4.0$  秒で  $V_E=150\text{cm/s}$  の大きさにスケールした  $V_E$  スペクトルを図3に例示する。同じ大きさの地震動群を入力しても  $T_f=3.0$  秒では  $V_E=182\text{cm/s}$  の大きさと評価される。本論分では、地震動群の大きさを  $V_E$  で評価し、 $V_E$  を徐々に大きしIDAを行なう。

#### 4. 解析結果を直接的に用いたクリアランスの設定方法

##### 4.1 損傷確率の評価方法

免震周期  $T_f=4.0$  秒、ゴム総厚  $h=200\text{mm}$ 、ダンパー量  $\alpha_s=0.04$ 、擁壁剛性  $k=1.0$  を基本モデルと称し、上部構造の降伏耐力  $C_0=0.25$ 、クリアランス  $50\text{cm}$ 、 $70\text{cm}$  とした場合にIDAを行った結果を図4に示す。全ての地震動に対する上部構造の塑性率を、地震動の入力エネルギーとの関係として図4(a), (c)に示した。図4(a), (c)中の細い実線は個々の地震動に対する結果を、太い実線は中央値を、点線は塑性率  $1.0$  をそれぞれ示す。(i) クリアランス  $50\text{cm}$  の場合、塑性率  $1.0$  の手前に折れ点があり、衝突により急激に塑性化が進むことを示している。一方、(ii) クリアランス  $70\text{cm}$  の場合、衝突以前に上部構造の崩壊が進むため、 $50\text{cm}$  とは異なる結果を示す。

免震構造は靱性能を確保する設計を行っていない場合も多く、安全側に塑性率  $1.0$  を超えた時点を上部構造の崩壊と定義し、崩壊に対する脆弱性曲線を図4(b), (d)に示す。ここで言う脆弱性曲線とは縦軸の地震動の大きさに対して塑性率  $1.0$  をはじめて超えた地震動の数をカウントし、その分布を対数正規分布の累積分布関数として求めたものである。図中の口は、塑性率  $1.0$  を超えた地震動の累積値を表しており、破線は  $50\%$  の確率で上部構造が塑性率  $1.0$  を超える地震動の入力エネルギーの速度換算値 ( $V_E$ ) であり、クリアランス  $50\text{cm}$  では  $V_E=172\text{cm/s}$ 、 $70\text{cm}$  では  $V_E=199\text{cm/s}$  である。以後、この速度を崩壊速度と呼ぶ。

##### 4.2 解析結果におけるクリアランス量の意味

以上の解析をクリアランスを  $1\text{cm}$  から  $90\text{cm}$  (アイソレータの破断) まで変化させた全結果を、横軸にクリアランスを取り、縦軸に崩壊速度として図5に示す。図5(a)は  $C_0=0.25$  時のみの結果であり、図5(b)は  $C_0=0.15 \sim 0.40$  まで変化させた場合の結果である。一つの  $C_0$  に対して一つの曲線が描かれ、いずれの場合にもバイリニアの形状を呈している。また、変化させた  $C_0$  の範囲では  $C_0$  に依らずほぼ一直線上に重なっており、 $C_0$  の小さい順に崩壊速度が頭打ちになり始め分岐することが分かる。

これら解析結果より得られた曲線の意味を考える。まず図5(a)の  $C_0$  を固定した場合、仮に設計要求値を  $V_E=150\text{cm/s}$  に決めると、 $V_E=150\text{cm/s}$  と曲線の交点に対するクリアランス  $\delta_1$  は、設計要求値を満足させるために最低限必要なクリアランスとなる。本論文ではクリアランス  $\delta_1$  を最小必要クリアランスと呼ぶ。 $\delta_1$  は、主として擁壁との衝突の影響を受けて決まる値である。一方、一つの  $C_0$  に対する曲線には崩壊速度が概ね一定値となるクリアランス  $\delta_2$  (図中の○印)

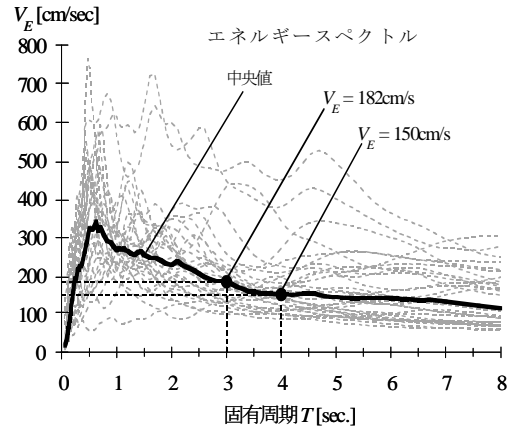


図3 地震動のスケール

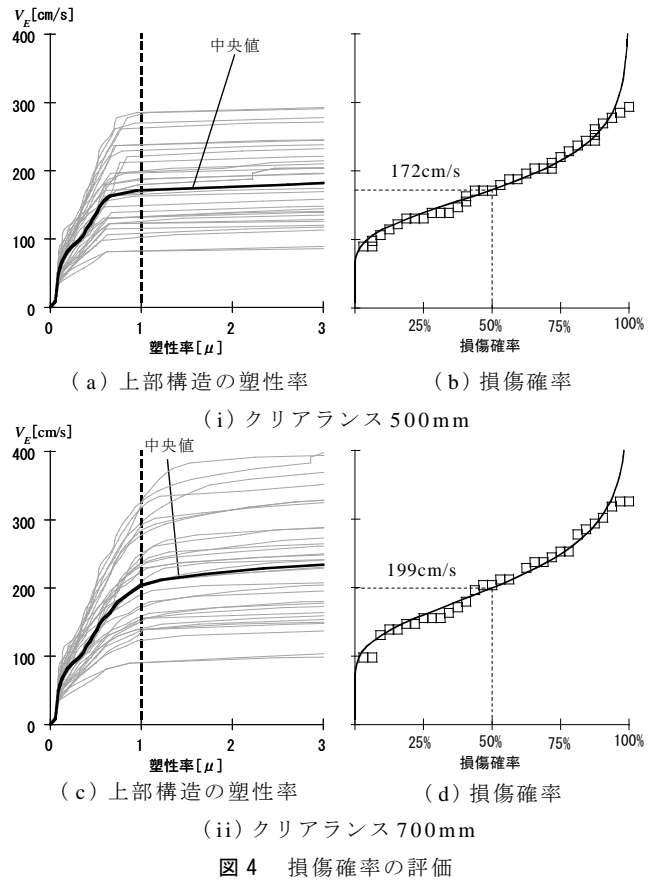


図4 損傷確率の評価

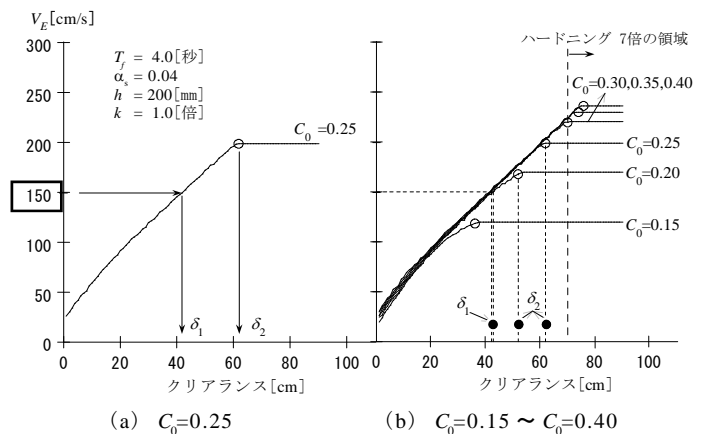


図5  $\delta_1$  と  $\delta_2$  の定義

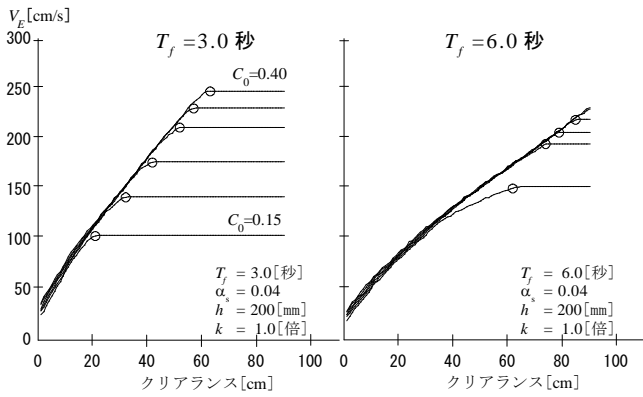


図6 免震周期  $T_f$

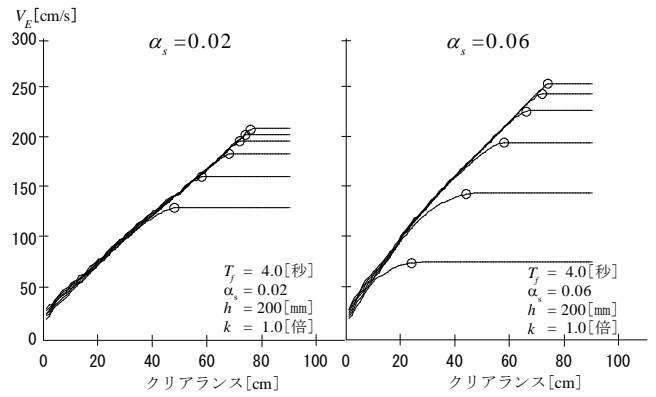


図7 ダンパー量  $\alpha_s$

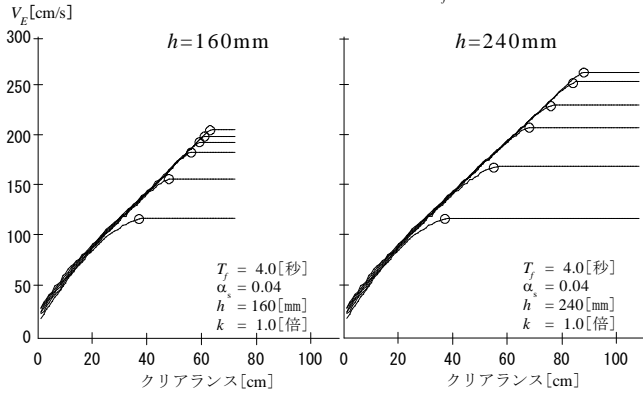


図8 ゴム総厚  $h$

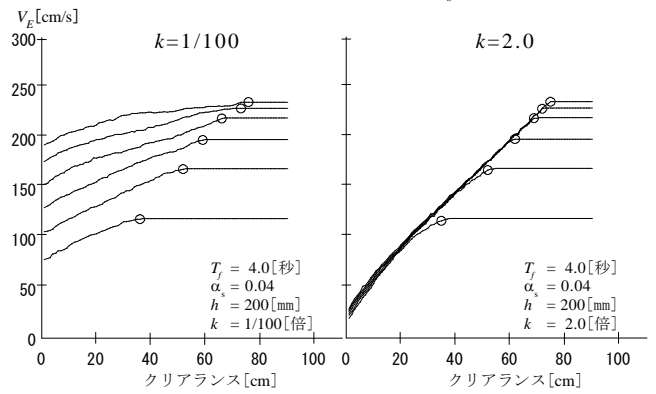


図9 擁壁の剛性  $k$

がある。クリアランス  $\delta_2$  は上部構造の耐力で決まる最大クリアランスであり、これ以上クリアランスを広くしても崩壊速度が大きくなる。このパラメータでは、 $\delta_2$  はアイソレータの破断前の値であるが、 $T_f = 6.0$  秒のように免震層の剛性が小さい場合、アイソレータの破断の影響で  $\delta_2$  が決まる場合もある。

クリアランスはこれら  $\delta_1$  と  $\delta_2$  間の広さで設定するのが合理的であるが、当然、 $\delta_2$  に近いクリアランスとした方が設計要求値に対する余裕が増し、さらに余裕度を具体的な数値（本論分では  $V_E$  を採用）として把握できる。

次に図5(b)に示すように幾つかの  $C_0$  に対する解析結果が得られている場合、同じように設計要求値を  $V_E = 150 \text{ cm/s}$  に決めると、 $C_0 = 0.15$  ではクリアランスを広くしても設計要求値を満足できず、この離散的な解析結果からは少なくとも上部構造には  $C_0 = 0.20$  以上の耐力が必要であることが分かる。つまり、図5(b)が用意されていれば設計要求値に対して最低限必要なクリアランスが分かるとともに、上部構造に必要な耐力が分かる。さらにクリアランスを設定すれば、ここでの損傷限界（上部構造の塑性率 1.0）で許容できる地震動の入力エネルギーを定量的に把握できる。

#### 4.3 パラメータの影響

次にこれらの解析結果に及ぼすパラメータの影響を考察する。まず基本モデルから免震周期を  $T_f = 3$  秒、6 秒に変化させた場合の解析結果を図6に示す。 $T_f = 3$  秒は  $T_f = 6$  秒に比べて勾配が急である。つまり、 $T_f = 3$  秒は設計要求値に対して  $\delta_1$  は狭くなるが、安全余裕度を確保するためにクリアランスを広く設定した場合に上部構造の耐力を大きくする必要がある。一方、 $T_f = 6$  秒は  $\delta_1$  が広がるが、上部構造の耐力は小さくて良い。これは、地震動の大きさを入力エネルギー

の速度換算値  $V_E$  で定義したため、同じ  $V_E$  なら周期が伸びれば応答変形は大きく、応答加速度は小さくなることが主因である。

次に基本モデルから  $\alpha_s = 0.02, 0.06$  と変化させた崩壊曲線を図7に示す。 $\alpha_s = 0.02$  は  $\alpha_s = 0.06$  に比べ勾配は緩やかであり、設計要求値に対して  $\delta_1$  は広がるが、上部構造の耐力は小さくてよい。これは、 $\alpha_s$  の大きさが、免震層の減衰力と耐力に直接的に作用するためである。ただし、設計要求値  $V_E$  が  $150 \text{ cm/s}$  以上になるとアイソレータのハードニングの影響を受け、 $\alpha_s = 0.02$  は  $\alpha_s = 0.06$  とした場合より上部構造の耐力を大きくする必要がある。

次に基本モデルからゴム総厚を  $h = 160 \text{ mm}, 240 \text{ mm}$  と変化させた崩壊曲線を図8に示す。 $h = 160 \text{ mm}$  ではクリアランス  $56 \text{ cm}$  から7倍のハードニング領域に入るため上部構造の耐力を大きくしても崩壊速度は大きくならない。設計要求値が大きい場合には、ゴム総厚を厚くする必要があると言える。

最後に基本モデルから擁壁の剛性  $k = 1/100, 2.0$  とした結果を図9に示す。 $k = 1/100$  ( $T_f = 4$  秒のアイソレータ剛性の0.12倍)では擁壁に衝突しても免震層の剛性上昇は小さく、クリアランスの広狭の影響は小さくなる。一方、 $k = 2.0$  ( $T_f = 4$  秒のアイソレータ剛性の24倍)では基本モデル ( $k = 1.0$ ) と差が見られない。つまり、アイソレータの剛性より擁壁の剛性が十分大きく、衝突後に上部構造の塑性化が急激に進み、両者に差がないことを表している。

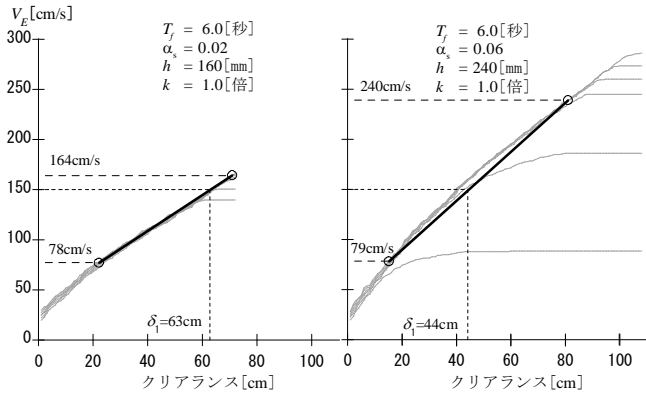
## 5. 解析を必要としないクリアランス設定法（簡易式の提案）

### 5.1 $\delta_1, \delta_2$ の簡易評価式

前章の設定方法は擁壁との衝突を考慮した時刻歴地震応答解析を多数の地震動、地震動倍率に対して行い、解析結果から曲線を得る

必要がある。代表的なパラメータに対して解析結果を提示することにより十分に実用に耐えうるものであるが、ここではより簡便に必要なとなる  $\delta_1$ ,  $\delta_2$  を得られる簡易式を提案する。

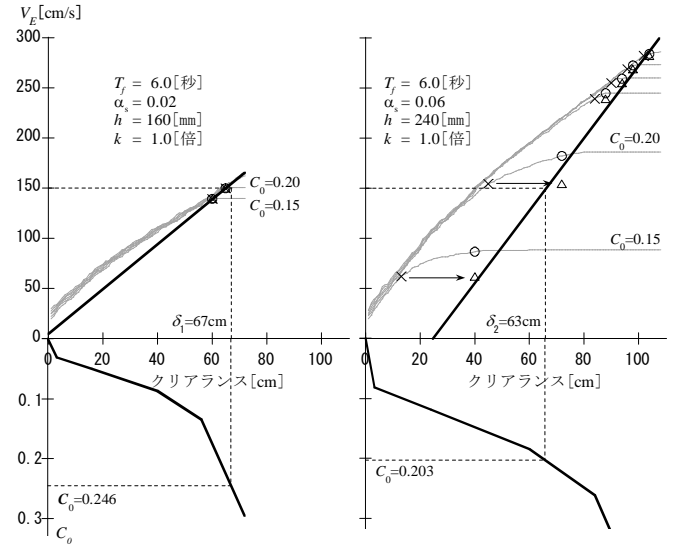
$T_f=6$  秒、擁壁の剛性  $k=1.0$  とし、(a)  $h=160\text{mm}$ ,  $\alpha_s=0.02$ , (b)  $h=240\text{mm}$ ,  $\alpha_s=0.06$  とした結果を図 10 に示す。図中の太線は  $C_0=0.4$  の解析結果上において、崩壊速度  $80\text{cm/s}$  を上回る直前の値と、 $\delta_2$  の値 ( $\delta_2$  の値が、崩壊速度  $240\text{cm/s}$  を上回る場合、崩壊速度  $240\text{cm/s}$  を上回る直前の値) を結んだ直線を示す。図中に設計要求値を  $V_E=150\text{cm/s}$  とし、直線上から求めた  $\delta_1$  を示す。解析結果から求まる  $\delta_1$  より広く安全側の値を示す。 $\delta_1$  については以上のように簡易直線を設定する。



(a)  $\alpha_s = 0.02$ ,  $h = 160\text{mm}$  (b)  $\alpha_s = 0.06$ ,  $h = 240\text{mm}$

図 10  $\delta_1$  の簡易直線の設定方法

次に  $\delta_2$  の簡易直線を設定する方法を説明する。図 11 は、図 10 と同じパラメータの結果である。図中の○印は  $\delta_2$  を示している。図中の×印は、 $C_0$  がより大きい解析結果と明確に違いが見られる曲線上の点を示す。この点を  $\delta_2$  (○印) の値まで崩壊速度を同じにして移動した点を△印で示している。図中の太線は△印の値を、最小二乗法で近似した直線であり、この直線を  $\delta_2$  を求めるための簡易直線とす



(a)  $\alpha_s = 0.02$ ,  $h = 160\text{mm}$  (b)  $\alpha_s = 0.06$ ,  $h = 240\text{mm}$

図 11  $\delta_2$  の簡易直線の設定方法

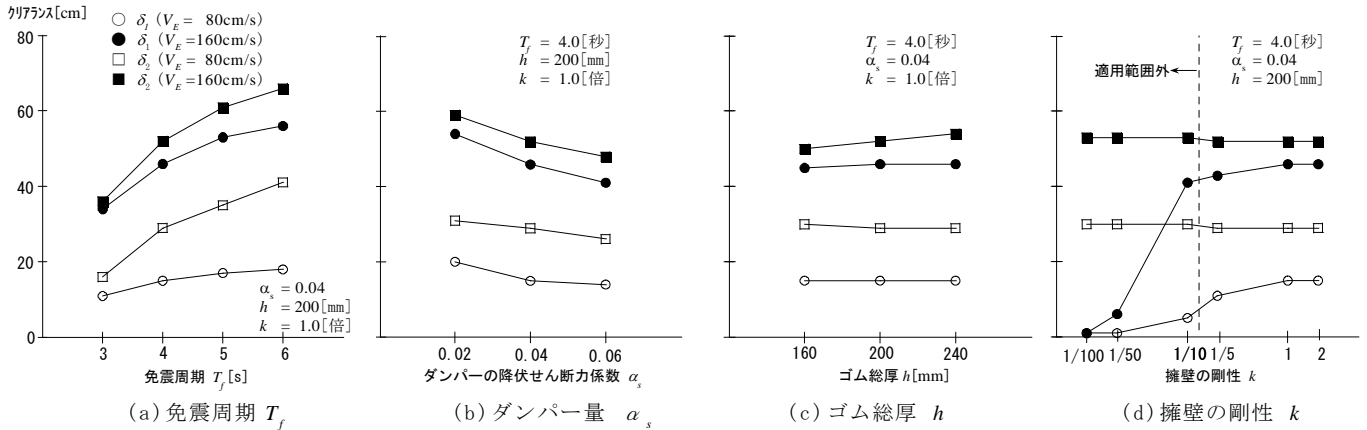


図 12 各パラメータが  $\delta_1$ ,  $\delta_2$  の簡易曲線に与える影響

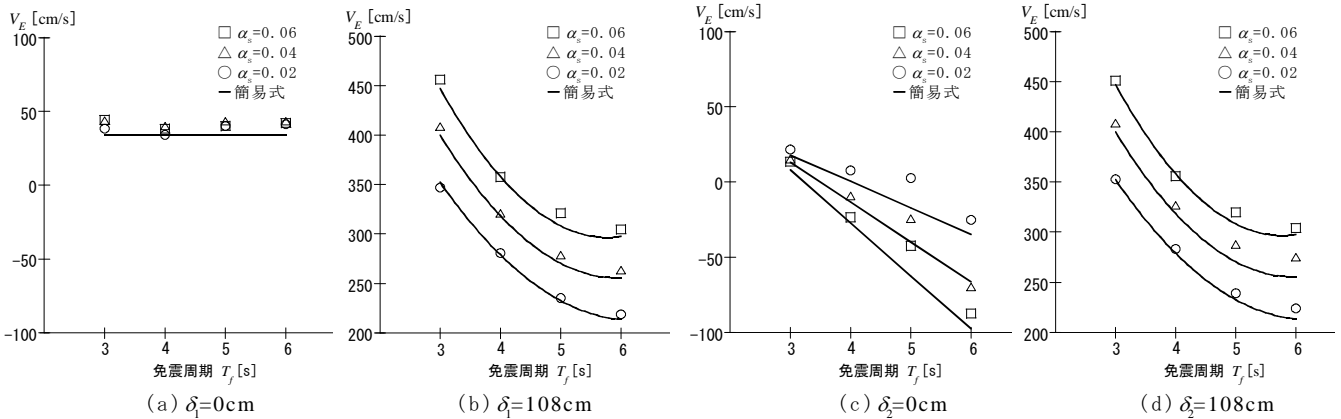


図 13  $\delta_1$  の  $V_E$  比較

図 14  $\delta_2$  の  $V_E$  比較

表3  $V_E$ を求めるための係数

クリアランス	$a$	$b$	$c$
$\delta_1=0\text{cm}$	0	0	34
$\delta_1=108\text{cm}$	$150\alpha_s-10.6$	$-1440\alpha_s-140$	$5340\alpha_s+630$
$\delta_2=0\text{cm}$	0	$440\alpha_s-44$	$-1070\alpha_s+135$
$\delta_2=108\text{cm}$	$150\alpha_s-10.6$	$-1440\alpha_s-140$	$5340\alpha_s+630$

る。つまり、設計要求値とこの直線の交点を  $\delta_2$  として評価する。またその際に必要となる上部構造耐力  $C_0$  は、地震時に発生する免震層の層せん断力と上部構造の層せん断力は等しい(免震上部基礎の慣性力を無視する)として(2)式より求める。

$$C_0 = \frac{Q_I + Q_D}{W_2} \dots (2)$$

図中に設計要求値を  $V_E=150\text{cm/s}$  とし、簡易直線上から求めた  $\delta_2$  の値から(2)式より求まる  $C_0$  を示す。解析結果から求まる必要となる上部構造耐力  $C_0$  より大きく、安全側の値を示す。

### 5.2 パラメータが簡易直線に与える影響

$\delta_1, \delta_2$  の簡易直線に各パラメータが与える影響を比較するため、設計用要求値を  $80\text{cm/s}$  と  $160\text{cm/s}$  とした時の簡易直線から求めた  $\delta_1$  と  $\delta_2$  の値を図12に示す。

免震周期  $T_f$  が伸びると  $\delta_1, \delta_2$  は広くなり、またダンパー量  $\alpha_s$  を増やすと  $\delta_1, \delta_2$  は狭くなる。一方、他に比べるとゴム総厚  $h$  の影響は小さいが、ゴム総厚が厚い方がハードニングに影響を受け難いので  $160\text{cm/s}$  時で比較するとゴム総厚が厚い方が  $\delta_1, \delta_2$  は広がっている。さらに、擁壁の剛性  $k$  は  $k=1/5$  程度までは変動が少なく、 $k=1/10$  より小さくなると  $\delta_1$  は狭くなる。

以上の結果より、影響の大きいパラメータは免震周期  $T_f$  とダンパー量  $\alpha_s$  であり、ゴム総厚  $h$  の影響は  $h=240\text{mm}$  を考えれば安全側の  $\delta_1, \delta_2$  が得られる。また、擁壁の剛性  $k$  は、 $k=1.0$  を考えれば安全側の  $\delta_1, \delta_2$  が得られることが分かった。

### 5.3 簡易直線を求める式の提案

簡易直線に与える影響が大きい  $T_f$  と  $\alpha_s$  をパラメータとした式を提案する。 $\delta_1, \delta_2=0\text{cm}$  時の  $V_E$  と  $\delta_1, \delta_2=108\text{cm}$  時の  $V_E$  が求まれば、簡易曲線を決定することができる。ただし、適用範囲は設計要求値  $80\text{cm/s}$  から  $240\text{cm/s}$  の範囲、 $\delta_2$  はアイソレータの破断限界以下である。なお、ゴム総厚  $h$  の影響は、 $\delta_2$  から求める必要上部構造耐力  $C_0$  にのみ現れる。 $V_E$  を求める簡易式を(3)式に示し、簡易式に必要なパラメータを表3に示す。

$$V_E = a \cdot T_f^2 + b \cdot T_f + c \dots (3)$$

簡易式から求めた  $V_E$  と簡易直線から求めた  $V_E$  を比較した結果を図13, 14に示す。簡易式より求まる  $V_E$  が簡易直線より求まる  $V_E$  を下回るように設定されており、簡易式が安全側の結果を示す。

## 6. 結

本研究では擁壁との衝突を考慮した免震構造を対象とし、FEMA P695に示される多数の地震動と Incremental Dynamic Analysis (IDA) を用いた確率論的評価から、設計要求値に対する安全余裕度を把握しながら合理的にクリアランスを設定する方法を構築した。以下に本論文における結果をまとめる。

- (1) クリアランス量を変化させた IDA より得られた解析結果を入力エネルギーの速度換算値  $V_E$  とクリアランスの関係として表すと、上部構造の耐力  $C_0$  に関わらずほぼ同一の直線上にプロットされ、上部構造の耐力  $C_0$  に応じた  $V_E$  の上限値を有するバイリニア型の形状を呈する。
- (2) この解析結果を表す曲線と設計要求値  $V_E$  の交点から、設計要求値に対して最低限必要となるクリアランス  $\delta_1$  が得られる。
- (3) 曲線の折れ曲がり点は上部構造の耐力  $C_0$  から決まり、これ以上クリアランスを広くしても許容できる  $V_E$  があまり変わらない最大クリアランス  $\delta_2$  となる。また上部構造の耐力  $C_0$  をパラメータとした解析結果が得られれば、設計要求値に対して上部構造に必要な耐力も把握できる。
- (4) 設計ではクリアランスを  $\delta_1, \delta_2$  の間で設定するのが合理的であるが、当然  $\delta_2$  に近い方が設計要求値に対する安全余裕度は増す。また、上記の曲線から余裕度を具体的な数値(本論文では  $V_E$  を採用)として把握することが可能である。
- (5) クリアランス  $\delta_1, \delta_2$  は免震周期  $T_f$  とダンパーの降伏耐力  $\alpha_s$  の影響を大きく受け、IDA に依らない簡易式は本文中の(3)式により表せる。ただし、簡易式の適用には擁壁が本文中の基準剛性以上であることが条件としてある。

なお、本検討では上部構造耐力  $C_0$  が  $\delta_1$  に与える影響は小さいが、これは塑性率  $\mu=1.0$  を崩壊と定義したためである。上部構造の靱性を確保し、塑性率を大きく取ることができれば、擁壁との衝突後に上部構造で吸収できるエネルギーは降伏耐力が大きいくほど大きくなるため、 $\delta_1$  は狭くなる。

### 参考文献

- 1) 菊池 優, 田村和夫, 和田 章: 免震構造の安全性評価に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第470号, pp.65-73, 1995.4
- 2) 佐藤浩太郎, 小巻潤平, 三輪田吾郎, 佐野剛志, 勝俣英雄, 多幾山法子, 林 康裕: 擁壁に衝突する免震建物の簡易応答予測法, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B-2分冊, pp.483-484, 2011.8
- 3) 小倉正恒, 前野敏元, 近藤一雄, 藤谷秀雄, 林 康裕, 倉本 洋: 上町断層帯地震に対する設計用地震動ならびに設計法に関する研究(その8 免震構造建物の設計法), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B-2分冊, pp.551-552, 2011.8
- 4) 佐野剛志, 小巻潤平, 三輪田吾郎, 佐藤浩太郎, 勝俣英雄, 多幾山法子, 林 康裕: 実大免震建物の擁壁への衝突実験(その1~5), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)B-2分冊, pp.427-436, 2010.9
- 5) Federal Emergency management Agency: Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695, 2009.6
- 6) D.Vamvatsikos and C.A.Cornell: Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, Issue 3, pp.491-514, 2002
- 7) Toshikazu Takeda, Mate A.Sozen and N.Norby Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.12, pp.2257-2573, 1970.12
- 8) 日本免震構造協会編: 免震部材標準品リスト, 2009
- 9) 中澤俊幸, 吉敷祥一, 曲 哲, 三好 新, 和田 章: 免震構造物における耐震安全性の確率論的評価に関する基礎検討, 日本建築学会構造系論文集, 第662号, pp.745-753, 2011.4
- 10) 柏 尚稔, 中安誠明, 中島正愛: 過大地震動下における免震建物の応答と損傷特性, 構造工学論文集 Vol.51B, pp.237-246, 2005.3
- 11) 秋山 宏: 建築物の耐震極限設計, 東京大学出版会, 1980