地震入力に対してロバスト性のある免震構造に関する研究

A STUDY ON SEISMIC ISOLATION SYSTEM WITH ROBUSTNESS
FOR INCREASING GROUND MOTION LEVEL

東野 雅彦*, 和田 章**

Masahiko HIGASHINO and Akira WADA

The development of seismology and recent observation records have been evolving the ground motions to be considered in structural engineering. The future research will seem to require quite an amount of revisions in ground motions. Since it is difficult to envisage the goal of seismology, some measures to deal with increasing levels of ground motions must be included in structural engineering. Consideration of excessive strength in structural engineering is not economical. However, making extra margin in sliding bearings for seismic isolation devices require less expenditures in structural design. The authors have conducted analytical study of this kind of system and have confirmed the sliding isolation system has the potential to keep isolation characteristics for large input ground motion level. However, the maximum displacement and residual displacement become quite large, especially when the elements to provide restoring force are not employed, it was over 1.0m. The authors think this level of displacement can be considered in the structural design of foundations to withstand P-Delta effect by building weight. From this study, the authors concluded that if the foundations are well designed to accept P-Delta moment in isolation interface, sliding bearings can be a potential candidate to provide robustness to deal with excessive level of input ground motions.

Keywords : *Seismic isolation, Input ground motion level, Sliding bearing, Robustness, Parametric study, Residual displacement, Rotational response*

免震, 入力レベル, 滑り支承, ロバスト性, 冗長性, パラメトリックスタディ, 残留変形, ねじれ応答

1. 序論

近年の免震構造や制震構造を含む耐震設計技術の発達により建築構造物の安全性は飛躍的に高まってきている。その一方で、地震観測技術の発達や地震動研究の進歩により、耐震設計上考慮すべき地震入力レベルや周期帯域も拡大する必要があることも明らかにされつつある。構造物の耐震設計は設定された設計用入力地震動スペクトルに応じて実施される。したがって、設計用入力スペクトルが変更されると、設計も異なったものになる。これは、たとえ制震構造や免震構造を導入した場合でも同様である。地震観測技術や地震動研究はこれからも更なる発展が期待されるため、今後設計用入力地震動スペクトルは更なる変更が加えられると考えて間違いない。しかし、入力地震動にどこまで変更が導入されるか、現時点で上限を予測することは不可能である。建築構造物は一度施工されると短くても数十年は使用される。建築規模が大きくなるほど使用年数は長くなり、100 年以上建物が使用されることも構造設計上想定しておく必要があるが、現在行われている設計ではこのような入力の増加まで考慮したロバスト性、或いは冗長性のある設計は経済的問題もあり事実上あまり行われていない。

構造物の冗長性に関する研究は、予想外の外乱や偶発的荷重、或いは設計、施工上のミス等により架構中の部材が損傷したり欠落した場合に対し、架構の鉛直荷重と水平荷重に対する荷重支持性能に関する研究が数多く行われている。和田等は立体トラス構造の部材の欠落に対する冗長性の検討を行い¹⁾、伊藤等はラーメン構造の鉛直部材の欠落に対する架構の冗長性の検討を行っている²⁾。また、伊山等は想定を上回る地震荷重を受けてブレースが破断して残される、接点が剛接されているラーメン構造における耐震冗長性の検討を行っている³⁾。一方、竹脇は超高層免震建物における粘性減衰ダンパーの役割を建物高さをパラメータにとり検討を行い、構造性能のロバスト性に対する影響を検討している¹⁷⁾。

構造部材の変形性能や耐力に余裕を持たせることは設計上可能であるが、法律で規定されていない未知のレベルまで入力を考慮することは必ずしも経済的な設計とは言えない。その中であって免震構造では、基本的に免震装置に冗長性を持たせることのみで過大な入力レベルに対応することができる。この点に着目し、本研究では近年観測された入力地震動や大きな入力レベルの地震動が作用した時の免震構造の応答解析結果から免震構造におけるロバスト性付与の可能性を探る。

* (株)竹中工務店技術研究所 マネージャー・工修
** 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

General Manager, Takenaka R&D Institute
Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

入力決定する要素は以下の項目が挙げられる。

a) 周期、b) レベル、c) 継続時間、d) 繰り返し（余震）

これらに対して免震構造にロバスト性を持たせる手段として用いられる一般的な手法は減衰を付与する方法で、その特徴は以下があげられる。

- 1) 周期特性に対して鈍感にできる。
- 2) 粘性減衰は入力エネルギーの増大に対して安定したエネルギー吸収が期待できるが、履歴減衰の場合は応答変位が増大しても耐力は一定のままであるため、系全体の等価減衰量は減少する。何れの場合でも、過度な減衰増大は加速度応答を増大する。
- 3) 継続時間の増大に対して粘性減衰は熱の問題があり、履歴減衰は疲労の問題がある。
- 4) 粘性減衰は残留変位が無く、余震に対して堅牢であるが、履歴減衰は残留変位量が問題となる。

ロバスト性付与の手段として滑り支承を採用した場合、以下の特徴が挙げられる。

- 1) 復元力を減らすことにより周期特性に対して鈍感にできる。
- 2) 変形可能範囲を大きくとることにより、入力レベルの増大に対応できる。
- 3) 継続時間の増大による滑り面の摩擦熱の検討が必要。
- 4) 残留変位量の評価が必要。

地震動の入力レベルと周期特性の不確定性に対し、滑り支承は水平変形性能によりロバスト性の付与が可能であり、この点が有利であるため本研究では滑り支承に関する研究を行う事とした。しかし、滑り支承は残留変位の問題があることから、本研究ではこの点を含めた検討を行う。

滑り支承に関するこれまでの研究は、装置の形態として平面滑り支承と球面滑り支承、所謂 FPS (Friction Pendulum System) ⁴⁾ に分けられる。本検討は滑り支承を用いて水平変形性能を増大させることを目的としているため、平面滑りを検討対象とする。平面滑り支承に関するこれまでの研究は大きく分けて 3 種類の検討がなされてきている。即ち、滑り支承自体の力学的性能の解明、滑り支承の解析モデルの研究、および実験的、および解析的な滑り免震構造の地震応答性状の研究である。本検討は、滑り免震構造の地震応答性状の検討に当たる。

まず、滑り支承の力学性状の研究では摩擦係数の面圧依存性と速度依存性の評価 ⁵⁾⁻⁸⁾、および静止摩擦係数と動摩擦係数の違い等の評価に関する研究 ⁹⁾が行われている。本検討では簡単のために、摩擦係数の各依存性と静止摩擦係数は無視し、一定の動摩擦係数として検討を行う。解析モデルに関する研究は、剛滑り支承のモデル化において、固着状態と動いた状態への切り替え方法 ^{10),11)}や急激な摩擦力の発生とその解放に伴う不釣り合い力の効果的处理方法 ¹²⁾などが検討されている。その一方で、完全弾塑性型のバイリニアモデルを用いた検討 ¹³⁾も評価の方法として広く使われている。本検討では 1 質点モデルの解析に始まり、多質点モデルの解析と振り応答の評価も行うこと。および、応答評価は最大応答量と残留変形量に注目し、応答波形の正確さは本検討の目的においてはそれほど精度を要求しないことから、汎用ソフトを用い完全弾塑性型のバイリニアモデルを用いることとした。

滑り免震構造の応答に関する研究は 1 質点応答解析による数例の検討結果 ^{13),14)}、および振動台実験による特定のモデルの応答評価等 ¹⁵⁾は報告されているが、解析と実験何れの場合にも、パラメータを多く採り応答性状を体系的に評価した例はあまりない。その中で、千葉等はエネルギーの釣り合いに基づく応答予測法を提案し、各種応答結果を提示しているが、免震構造全般を対象とした検討のため滑り免震の応答評価に関しては提案された応答評価法によるより、直接的な応答解析が適している。また、小出等は 1 質点系の応答解析で 0.5m/s の入力レベルに対して応答加速度と応答変位のバランス点として、摩擦係数 0.05 を得ている ¹⁸⁾。

本検討は、汎用解析ソフト ¹⁶⁾を用い時刻歴応答解析を行うことにより、1 質点、多質点、および支承が平面的に広がりを持って配置された場合の振れ応答量の評価を行い、滑り支承を用いた場合の免震構造のロバスト性の付与の可能性について検討する。

2. 一質点および多質点解析モデル

本検討に用いる建物モデルを図 1 に示す。この建物は実際に設計施工された建物をベースにしている ⁶⁾。この建物は RC 構造 3 層であり、4 質点にモデル化した上部架構の諸元を表 1 に示す。上部構造の復元力特性はトリリニア型とし、履歴ループは原点指向型を採用した。粘性減衰は 1 次モードに対して 2 % の減衰となるように各階にダンパーを配置した。1 質点モデルにおいては各階の質量を総和し、3.11×10⁶kg を質量として解析を行った。

免震装置の平面配置を図 2 に示す。振じれ応答解析以外では免震装置の特性を集約した。図 3 に (1) 復元力付き弾性滑り支承と (2) 復元力付き剛滑り支承の概念図を示す。各要素の解析モデルを図 4 に示す。(1) に示す弾性滑りモデルは、実際の設計で用いられている市販の弾性滑り支承で採用されているものをモデル化した。(2) を剛滑り支承の復元力として採用した。付録に示す検討に基づき解が安定する範囲で最も高い初期剛性を選んだ。また、実際の滑り支承は静止摩擦係数を含み、動きだしの部分でピーク状の高い摩擦力を発生させる材料が多い。本来静止摩擦を含む検討とするべきであるが、静止摩擦力の評価は複雑であるため、本検討ではまず動摩擦に限定した検討とした。(3) は剛滑りモデルにおいて 2 次勾配を 35 秒の周期の非常に緩い剛性を採用した中間モデルとした。何れも履歴ループはノーマルバイリニアとした。(4) に復元力要素として

図 1 検討対象建物モデル

表 1 上部構造諸元

階	階高 (m)	質量 (kg)	初期剛性 (kN/m)	第1折点 耐力 (kN)	第2折点 耐力 (kN)	第2剛性 低下率	第3剛性 低下率	減衰係数 (kNs/m)
R		7.95×10 ⁵	-	-	-	-	-	-
3	3.30	6.91×10 ⁵	9.13×10 ⁵	1635	5232	0.345	0.156	1891
2	3.25	6.21×10 ⁵	1.16×10 ⁶	2190	7011	0.444	0.208	2401
1	4.00	1.00×10 ⁶	1.65×10 ⁶	2368	7576	0.357	0.123	3430

図2 免震装置の平面配置

図3 免震装置の概念図

図4 免震装置の特性

表2 採用した摩擦係数と対応する等価固有周期

摩擦係数	0.15m	0.25m	0.50m	1.00m
0.01	4.9	5.4	5.8	6.1
0.02	4.2	4.7	5.4	5.8
0.05	3.1	3.7	4.5	5.2
0.1	2.3	2.8	3.7	4.5
0.2	1.7	2.1	2.8	3.7

の積層ゴムのモデルを示す。摩擦係数は表2に示す5水準をパラメータとして採用した。各摩擦係数に対する復元力要素(4)が付いたモデルの等価周期も同じ表に示す。復元力は実際の建物の設計において復元力要素である積層ゴムの限界変形が60cmであるため、設計用の入力地震動に対して摩擦係数が0.02の時に応答変位がこの範囲に収まる最も長い周期で設定した。

3. 入力地震動

解析に用いた入力地震動を表3-1、及び表3-2に示す。残留変形等も評価に含めるため、人工地震波は波形の平均値を0に揃える等の処理がされているためここでは採用せず、全て記録地震波とした。表3-1の地震波を基本解析波とし主たるパラメータスタディをこの地震波を用いて行った。入力地震動の最大値は最大で3

表3-1 使用地震波(基本解析波)

入力地震波形	最大加速度1 (m/s ²)	最大加速度2 (m/s ²)	最大加速度3 (m/s ²)	継続時間 (s)
El Centro 1940 NS	3.42	6.83	10.25	100
JMA Kobe 1995 NS	8.18	16.36		100
Hachinohe 1968 EW	1.81	3.62	5.43	120

表3-2 使用地震波(近年観測波)

地震名称	観測点名称	記号	最大加速度 (m/s ²)	継続時間 (s)
2003年十勝沖地震	大樹	HKD098 NS	3.66	300
	苫小牧	HKD129 NS	1.73	300
2007年新潟県中越沖地震	柏崎	NIG018 NS	6.67	300
	刈羽村割町新田	65058 NS	4.65	60
	柏崎市中央町	65025 NS	4.72	60
2008年宮城岩手内陸地震	一関西	IWTH25 NS	11.43	100
	東成瀬	AKTH04 NS	13.18	300
	鳴子	MYG005 NS	4.40	300

図5 入力地震動の波形

水準用いた。また、表3-2に示す近年観測された地震動により応答変位の評価について検討を加えた。波形を図5に示す。

4. 一質点応答解析結果

図6に応答波形例としてEl Centro 1940 NS 6.83m/s²入力に対する摩擦係数0.05における復元力付き弾性滑りにおける変位、速度、及び加速度応答波形を示す。

図7に表3-1の地震と表2の条件全てに対する加速度応答解析結果を示す。解析条件によりばらつきはあるものの、摩擦係数の増大と共に応答加速度が上昇する。上部構造は剛体であるために、基本的に応答加速度は摩擦係数に支配されていることが判る。

図9に表3-1の地震波を用いた速度応答解析結果を示す。剛滑りで摩擦係数が高い場合を除き、速度応答は摩擦係数によらずほぼ一定値になる傾向を示す。摩擦係数が小さいときは最大応答速

図6 応答波形例

図8 (2)式第1項: $\mu=0.05$, El Centro 6.83 m/s^2 入力

図7 1質点の最大加速度応答値

(a) El Centro 1940 NS

(b) JMA Kobe 1995 NS

(c) Hachinohe 1968 EW

図9 1質点の最大速度応答値

(a) El Centro 1940 NS

(b) JMA Kobe 1995 NS

(c) Hachinohe 1968 EW

(1) 復元力付きの応答

(a) El Centro 1940 NS

(b) JMA Kobe 1995 NS

(c) Hachinohe 1968 EW

(2) 滑りのみの応答

図10 最大応答変位

度は地震動の最大速度に収束している。以下に各地震波の最大速度を示す。

El Centro 1940 NS 3.42 m/s^2 : 0.35 m/s

JMA Kobe 1995 NS 8.18 m/s^2 : 0.91 m/s

Hachinohe 1968 EW 1.81 m/s^2 : 0.34 m/s

剛滑りの場合は地震波によっては摩擦係数の増大と共に最大応答速度が小さくなる傾向を示している。一方、弾性滑りの場合は摩擦係数に影響されないか、摩擦係数の増大と共に若干応答値が増大する傾向を示す。何れの場合も復元力の有無は応答値に殆ど影響を与えていない。これは、摩擦係数が小さい場合に滑り出すと、質点側はほぼ静止状態に近付き地面との相対速度は地面の速度が支配的となるためと考えられる。剛滑りの場合は摩擦係数が増大すると地面に引きずられている時間が長くなり相対速度は減少する。一方、弾性滑りの場合はゴムの部分で質点が自由に動けるために、摩擦係数の存在に拘わらず静止に近い状態が維持されるものと考えられる。

速度応答に関して簡単のため復元力のない剛滑りの運動方程式に関して考察する。この場合の運動方程式は以下となる。

$$(\ddot{x} + \ddot{y}) + \mu g \cdot \text{sgn}(\dot{x}) = 0 \quad (1)$$

全体を積分すると、以下を得る。

$$\dot{x} = -\mu g \cdot \int \text{sgn}(\dot{x}) dt - \dot{y} \quad (2)$$

(2)式の中の第1項は摩擦係数が小さい場合は第2項に比べて小さく、応答速度は入力速度に近付く事が判る。ここで、 $\text{sgn}(\dot{x})$ は無名数であり、その時間による積分は時間の次元を持つ。例として El Centro 1940 NS 6.83 m/s^2 入力に対する摩擦係数 0.05 における(2)式の第1項を図8に示す。

図10に表3-1の地震波を用いた最大応答変位を示す。速度

応答と異なり、復元力の有無が最大応答値に及ぼす影響は顕著である。また、摩擦係数の増大に伴い最大応答変位は小さくなる傾向が見られる。但し、JMA Kobe の場合は復元力の影響が見えにくく、摩擦係数の違いによる応答量の差も明確ではない。これは地震波の主要動の継続時間によるものと考えられる。弾性滑りと剛滑りの差は何れも小さい。

図11に残留変位を示す。摩擦係数の大きさと残留変位量の関係は殆ど見られない。その一方で、復元力の有無が及ぼす影響は顕著である。中間モデルでは復元力部材に相当する降伏後の2次勾配が僅かしかなくにも拘わらず、完全な剛滑りと比べると残留変位は非常に小さい。また、滑りのみの場合では弾性滑りより剛滑りは若干残留変位が小さくなる。

図12に表3-2に示す近年観測された地震波を用いた剛滑りを用いた場合の最大応答変位を示す。一つのグラフ内には同じ地震における異なった観測地点での記録を用いた解析結果を合わせて示す。2007年刈羽村割町新田の記録では摩擦係数が0.01、0.02の場合応答値が非常に大きくなり図中に示していない。2008年東成瀬以外は摩擦係数の増大に応じて最大応答変位は小さくなる傾向が判る。

しかし、El Centro 1940 NS、Hachinohe 1968 EW に比べ、復元力の有無が最大応答変位を抑制する効果は低く、地震波によってはむしろ逆の場合もある。何れの場合も地震波に含まれる長周期成分が最大応答変位に大きく影響すると考えられる。

図13に表3-2の地震波を用いた場合の残留変形を示す。図11と異なり、摩擦係数の大きさが残留変位を抑制する傾向が見られる。また、復元力の有無は表3-1の地震波の場合同様残留変位の抑止に効果的に働く事が判る。

図11 残留変位

(a) 2008 年 宮城岩手内陸地震

(b) 2003 年 十勝沖地震

(c) 2007 年 新潟県中越沖地震

図 12 近年観測波による最大応答変位

(a) 2008 年 宮城岩手内陸地震

(b) 2003 年 十勝沖地震

(c) 2007 年 新潟県中越沖地震

図 13 近年観測波による残留変位

(1) 3.42m/s² 入力

(1) 剛滑り ±10%差

(2) 剛滑り ±50%差

(2) 10.25m/s² 入力

(3) 弾性滑り ±10%差

(4) 弾性滑り ±50%差

図 14 多質点最大応答加速度

図 15 剛体振れ応答

5. 多質点応答解析結果

入力レベルと摩擦係数が上部構造の応答に及ぼす影響を見るために上部架構は4質点の串団子で、復元力の無い滑りのみの免震モデルを用いた応答解析による最大加速度応答結果を図14に示す。入力は全てEl Centro1940 NSを用い 3.41 m/s^2 の入力と 10.25 m/s^2 入力の場合、及び剛滑りと弾性滑りの場合を比較した。一部の応答解析において、上部構造は第1折れ点即ちひび割れは発生したが、第2折れ点を越えたケースはなく、RC構造として弾性と呼べる範囲の応答にとどまった。弾性滑りにした場合は上部構造の加速度応答を何れの入力の場合も効果的に抑制している。但し、 3.41 m/s^2 入力における摩擦係数0.2の場合では加速度は低減されていない。しかし、増幅もないので免震効果を發揮しているといえる。一方剛滑りの場合は 3.41 m/s^2 入力における摩擦係数0.1、0.2の場合では応答加速度は若干増幅傾向にある。本解析モデルは免震構造の特長を生かし、上部構造を若干柔らかめに設計しているために通常より上部構造における加速度応答は大きめに出ており、剛滑りを用いた場合、摩擦係数は概ね0.05～0.1以下に抑える必要がある。

6. 振れ応答解析結果

剛床を仮定した水平2方向、及び振れの3自由度解析解析により振れ応答評価を行う。上部構造を剛体1質点とし免震装置の平面配置を図2とした。滑り支承、及び積層ゴムの特性はマルチスプリングとし、x軸方向を基点として反時計回りに 0° 、 45° 、 90° 、 135° の各方向に1軸の1/2の初期剛性を持たせた。また滑り支承の降伏耐力、即ち摩擦係数が $1/\sqrt{2}$ となる履歴パネを配置した。滑り支承は剛滑り、及び弾性滑りとした。上部構造は質量が $14.00\text{m} \times 40.00\text{m}$ の平面に一樣に分布しているとし、上部構造の回転慣性を $4.65 \times 10^8 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$ とした。

滑り支承の摩擦係数のバラツキが振れ応答にどの様に影響するかを見るために、1通りと6通りの滑り支承を、基準値に対してそれぞれ-10%と+10%、及び-50%と+50%と変化させた場合の応答解析を行った。入力はEl Centro 1940 NS 6.83 m/s^2 をy方向に入力した。

図15に解析結果を示す。基準値に対して-10%と+10%の摩擦係数の差に対して、 40.00m の建物長辺に対し剛滑りでは最大 0.004m の変位差、弾性滑りでも最大 0.04m 変位差であり、重心位置における最大変位と残留変位の大きさに比べ、非常に小さい。摩擦係数が大きい0.1～0.2の場合に対しては最大変位と残留変位に対して約1/10の振れ量となった。基準値に対して-50%と+50%の非常に大きな摩擦係数の差においても、剛滑りで最大 0.12m 、弾性滑りで最大 0.20m の変位差に留まった。摩擦係数が大きい0.1～0.2の場合に対しては最大変位と残留変位に対して約1/2の振れ量となった。また、剛滑りと弾性滑りでは剛滑りの時に振れ応答量が小さい事が判る。

7. 結論

以上の検討結果から、結論を以下にまとめる。

- 1) 本検討では最大応答変位、残留変位共に、復元力要素の有無に大きく影響される結果を得た。特に残留変位は僅かでも復元力があると十分小さく押さえることができる事が判った。しかし、

地震波によっては復元力の有無は最大変位の抑止にはあまり効果がない場合があった。この原因についての分析は別の論文に譲るが、長周期成分や入力の偏り等の影響は無視し得ないと考えられる。これらは地震計の傾きによる場合なども含まれると考えられるが、入力地震動の精度に関する問題は本論の趣旨を超えるため、ここでは議論の対象としない。総合的には例えば非常に小さな物でも、何らかの復元力を付与することは免震構造のロバスト性を高めることに貢献すると考えられる。

- 2) 復元力要素がなく摩擦係数が非常に小さい場合($\mu=0.02$ 以下)、応答変位は 1m 以上に及ぶケースがあった。しかし、 $\mu=0.05$ 以上では大入力に対しても過大にならない様押さえることが可能である。本検討で用いた入力では 1m 以内に収まった。即ち、復元力が全くない場合でも、ある程度大きな摩擦係数を採用することが免震構造のロバスト性を高めることに貢献すると考えられる。
- 3) 上部架構の応答低減に対し、滑り支承は入力が大きくなるほど有利に作用する。弾性滑り支承の場合は 3.00 m/s^2 程度の入力に対しても十分免震効果が期待できる。剛滑りの場合でも $\mu=0.05$ 以下の摩擦係数を採用すればある程度小さな入力レベルに対しても加速度低減効果が期待できる。
- 4) 滑り支承の平面配置における摩擦係数のばらつきに対し、振れ応答は鈍感である事が判った。本検討では $\pm 10\%$ 程度のばらつきであれば、並進応答に対し振れ応答は殆ど無視できる程度であった。この意味で滑り支承は性能のばらつきに対して冗長性がある免震装置であると考えられる。

滑り支承による免震構造は入力の増大に対し、上部構造の応答を十分に小さく抑える性能を有している。本検討により、応答変位にはかなりの余裕を必要とするが、摩擦係数を0.05から0.1の範囲にとれば応答変位と残留変位はある範囲内に制御することが期待できる。従って、設計時の入力を上回る大きな地震に対しても、免震層におけるP- Δ 効果があまり問題にならないよう基礎梁に十分な剛性を持たせ、滑り支承を採用し大変形を許容する事により、かなりの冗長性を持たせる事が可能であると考えられる。即ち、原子力発電所等の大規模で敷地に余裕があり、かつ厚いマットスラブを有する構造物等にロバスト性を付与するには有効な手段の一つと考えられる。

参考文献

- 1) 和田章、王竹：「不慮の部材破壊による不静定服装立体トラスの耐力低下に関する研究」、日本建築学会構造系論文集、第402号、pp. 121-131、1989.8
- 2) 伊山潤、桑村仁：「地震に対するフェールセーフ構造」、日本建築学会構造系論文集、第507号、pp. 29-34、1998.5
- 3) 伊藤拓海、大井謙一、李正林：「鉛直荷重を受ける骨組み構造物の冗長性に関わる感度解析」、日本建築学会構造系論文集、第593号、pp. 145-151、2005.7
- 4) 藤田聡、岡村茂樹：「すべり型免震装置の地震時挙動（その1：研究の背景と目的）」、[No.991-2]日本機械学会東北支部 米沢地方講演会講演論文集、pp. 43-44、1999.9
- 5) Hamaguchi, H., Higashino, M., et al: "Development of Low friction factor sliding isolation device", 12WCEE, 2135/6/A, 2000
- 6) Higashino, M., Hamaguchi, H., et al: "Basic Characteristics and Durability of Low-Friction Sliding Bearing for Base Isolation", Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol. 4, No. 1, pp.

- 7) Bowden, F. P. and Tabor, D.: "The Friction and Lubrication of Solids", Clarendon Press, Oxford
- 8) 深堀美英:「設計のための高分子の力学」、技報堂出版、2000.10
- 9) 稲井慎介、大川出、他:「滑り支承を用いた免震建物の振動台実験 その6、固着実験とシミュレーション解析」、日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) B-2 構造 II、21300、pp. 599-600、2006.9
- 10) 沢辺浩、栗田哲、杉村義広:「剛滑り支承免震建物の地震応答解析法に関する基礎的研究」、第 11 回日本地震工学シンポジウム、313、pp. 1689-1694、2002
- 11) 中村満喜男:「滑り支承を有する免震建物の応答解析に関する研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海) B-2 構造 II、21224、pp. 447-448、2003.9
- 12) I. D. Aiken and J. M. Kelly, "Earthquake simulator testing and analytical studies of two energy absorbing systems of multistory structure", Report No. UCB/EERC-90/03, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1990
- 13) 千葉陽一、薩川恵一、北村春行、小山慶樹:「低摩擦型すべり支承と積層ゴム・ダンパーを組み合わせた免震構造のエネルギーの釣合に基づく応答予測法」、日本建築学会構造系論文集、第 575 号、pp. 65-72、2004.1
- 14) 遠山幸太郎、相沢寛:「すべり免震構造の残留変位に関する一考察」、日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北) B-2 構造 II、21328、2000.9
- 15) 日比野浩、久保哲夫、高木正美、勝田庄二:「弾性滑り支承と積層ゴムを併用した複合免震建物の地震応答性状」、日本建築学会構造系論文集、第 593 号、pp. 43-50、2005.7
- 16) 原誠、畑中公樹、他:「立体架構弾塑性応答統合システム「HYPER-DYNAMICS」の開発」、日本建築学会・情報システム技術委員会 第 16 回情報システム利用技術シンポジウム、pp. 97-102、1993
- 17) I. Takewaki, "Robustness of base-isolated high-rise buildings under code-specified ground motions", Struct. Design Tall Spec. Build. 17, pp. 257-271, 2008
- 18) 小出敏弘、永井潔、宇野哲生、高井秀博:「免震構法実用化に関する研究 (その 4) 摩擦ダンパーのトリガーレベルに関する解析的検討」、日本

付録

剛滑り支承を用い復元力がない場合に対して初期剛性 (= 除荷剛性) が応答値に与える影響を宮城岩手内陸地震震度 4.40m/s^2 に対し、残留変位、最大応答変位、及び最大応答速度について付図 1～3 にそれぞれ示す。初期剛性が $1.0 \times 10^6 \text{kN/m}$ 以下ではその値により応答値は変化するが、 $1.0 \times 10^7 \text{kN/m}$ 以上では応答値はほぼ一定の値になっている。この傾向は摩擦係数によらず安定しているといえる。本論では $9.8 \times 10^6 \text{kN/m}$ を初期剛性として採用した。

付図 1 初期剛性と残留変位の関係

付図 2 初期剛性と最大応答変位の関係

付図 3 初期剛性と最大応答速度の関係

凡例

(2008年11月10日原稿受理、2009年3月23日採用決定)