弾性すべり支承と積層ゴム 支承を併用する免震構法の 開発

構法概要と基本性能の検証

富島誠司 ——— *1

勝田庄二 ——— *2

久野雅祥 ——— *3

Seiji TOMISHIMA
Shoji KATSUTA
Masayoshi HISANO

A new base-isolation system consisting of elastic sliding bearings and laminated rubber bearings has been developed and the effectiveness of the new system is investigated by dynamic response analyses. It is remarkable that the elastic sliding bearing has the function of a damper due to the friction force of sliding. The new system makes it possible to control the yield shear force and to increase the isolated period by adequately arranging the two types of bearings. Therefore, the response shear force and the response displacement of the isolated structure can be minimized by using the new base-isolation system.

キーワード:

免震, 弾性すべり支承, 積層ゴム支承, 併用, 重量分担, 長周期化, すべり履歴ダンパー, 適性降伏せん断力係数

Keywords:

Base-isolation, Elastic sliding bearing laminated rubber bearing mixed arrangement, Weight sharing ratio, Long isolated period, Sliding hysteretic damper, Adequate yield shear force

1 まえがき

免震構法は各種のシステムが提案され実施建物に至っている。この中ですべり摩擦現象を応用した免震システムがいくつかある^{1),2)}。

今回筆者等は弾性すべり支承と呼ぶすべり機構と積層ゴムを一体とした支承と通常の積層ゴム支承を併用する新しい免震構法の開発を行なった。この弾性すべり支承はアイソレータ機能とともに、すべるときの摩擦抵抗力によるダンパー機能を持つものである。

本構法の特徴は、弾性すべり支承が支持する建物の重量負担割合を調節することにより、系に適切な免震周期と減衰性能を与えることができることにある。

表1 支承の種類及び特性

	弾性すべり支承	積層ゴム支承
主機能	ダンパー支承	長周期化支承
構造	積層ゴムとすべり材を接合、すべり板上で支持	積層ゴム
ゴム材	CR (G8)	NR又はCR (G6)
剛性	高い(ゴム総厚小)	低い(ゴム総厚大)
免震状態	積層ゴムの弾性変形と材料減衰	積層ゴムの弾性変形
性能状態	すべり履歴エネルギーによるダンパー効果	長周期化による入力低減効果
面圧	長期 60~100 (kg/cm ²)	長期 100程度 (kg/cm ²)

2 両支承の構造と性能特性

併用する両支承の特性を表1に示す。「弾性すべり支承」は図1に示すように、積層ゴム部分の一端にすべり材を接合したものをすべり板の上に置く構造である。小変形時はすべりが発生せず、積層ゴム部分の弾性変形による挙動をする。ある程度変形が進むと、すべりが発生し、すべりの摩擦抵抗力に相当する水平力を保持しこれが減衰力となる。積層ゴム部分の変形はこの水平力に対応する弾性変形となり一定以上にはならない。摩擦抵抗力(F)はクーロンのすべり摩擦の法則により、 $F = \mu w$ (μ : 摩擦係数, w : 支承負担重量)と表せる。これより復元力特性は図2に示すバイリニア型となり、本支承の初期剛性は積層ゴム部分で、減衰力はすべり部分で決まり互いに独立しているので、履歴型ダンパーのなかでは性能調整が容

図1 弾性すべり支承

*1,*2 大成建設(株)設計本部構造設計部

*3 同社技術研究所構造研究部地震工学研究室

*1,*2 TAISEI Corp, Structural Design Dept.

*3 TAISEI Corp, Technology Research Center.

易なものの一つである。使用するゴム材質は耐久性、減衰性の点からクロロプレンゴムとする。「積層ゴム支承」は弾性すべり支承がすべり状態になるとき、系に復元力を与えるもので、この剛性により免震周期が決まる。使用ゴム材質は、大変形まで線形性が必要な場合には天然ゴム、減衰性能を重視する場合はクロロプレンゴムとする。

その他、両支承の特性の違いで計画上重要なのは、弾性すべり支承の水平剛性を積層ゴム支承に比べ、本構法ではかなり大きく設定することになるので、免震層のねじれ剛性を確保できる配置とすること、また、弾性すべり支承は、すべりの発生の前後で水平剛性が大きく変化するので、どちらの状態においても免震層が偏心しないようにすることなど、支承の配置計画が重要となる。

図2 弾性すべり支承の復元力特性

3 両支承の関連と併用する効果

3.1 アイソレータ機能

免震性能の向上のため免震周期の長周期化が望まれている。積層ゴム支承（水平剛性 K_{r0} ）のみを用いる一般的な場合の免震周期 (T_{r0}) と、弾性すべり支承を併用する本構法の場合の免震周期 (T_f) を比較する。まず建物総重量 (W) のうち弾性すべり支承が βW を負担し ($\beta < 1$)、積層ゴム支承は $(1-\beta)W$ を負担すると、積層ゴムの水平剛性 (K_f)、免震周期 (T_f) は以下になる。

$$K_f = (1-\beta)K_{r0} \quad (1)$$

$$T_f = 2\pi\sqrt{W/K_f g} = T_{r0}/\sqrt{1-\beta} \quad (2)$$

従って積層ゴム支承のみを用いる一般の場合に比べ、本構法の場合は、免震周期を $1/\sqrt{1-\beta}$ 倍長くすることができる。免震周期と支承の面圧の関係は、下式のようになる。

図3 支承重量と免震周期の関係

$$T_f = 2\pi\sqrt{\gamma a \cdot \sigma / Gg(1-\beta) \cdot \delta_{\max}} \quad (3)$$

ここに σ は支承の平均面圧、 γa は積層ゴムの許容せん断ひずみ、 $\delta_{\max}$ は許容最大変位 ($\delta_{\max} = \gamma a \cdot h$, h : ゴム総厚) である。

図3に β をパラメータとし $\gamma a = 200\%$ $\delta_{\max} = 30 \text{ cm}$ $G = 6.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合について、支承の面圧と周期の関係の例を示す。図中 $\beta = 0.0$ の積層ゴム支承のみを用いた場合に比べ、本構法は4～5秒の長周期化が $\beta = 0.4 \sim 0.6$ 程度で容易に得られることがわかる。

3.2 ダンパー機能

変位抑止を目的として、履歴型ダンパーを効果的に用いるには、降伏せん断力の大きさの設定が重要になる。弾性すべり支承のすべりせん断力 sQ_y 、層の降伏せん断力 Q_y 、降伏変位 $s\delta_y$ は下式で表せる。

$$sQ_y = \mu\beta W \quad (4)$$

$$Q_y = \mu\beta W(1 + K_f/K_s) \quad (5)$$

$$s\delta_y = sQ_y/K_s \quad (6)$$

この関係を図4に示す。ここで K_s は弾性すべり支承の剛性である。ここで(5)式中の $\mu\beta(1 + K_f/K_s)$ が降伏せん断力係数に相当する。一般的に $K_f \ll K_s$ であり、 μ は定数とみなせるので、降伏せん断力係数は主に β を調整することによって適切な値が選べる。従来の弾性すべり支承だけの免震構造 ($\beta = 1$) では、降伏せん断力係数は μ (約0.10～0.15) 以上と高い値となるが、本構法では約1/2程度に小さくできるので、応答せん断力を低減するとともに中小地震での効果を改善することができる。また降伏変位は(6)式で示すように弾性すべり支承の剛性で制御できる。剛性の異なる弾性すべり支承を併用することにより降伏変位レベルを複数個設定し中地震からダンパー効果を発揮させることが可能である。

図4 復元力特性

4 性能特性の検証

免震周期と降伏せん断力の大きさは免震性能を決定する重要な要素である。そこでこれらの要素が免震性能に与える影響、また要素の適用範囲を把握するため、一般の免震構造よりも長周期側での免震周期と、降伏せん断力係数をパラメータとして応答解析を行い検証した。

4.1 基本モデルによる基本性能の検証

[基本モデルとパラメータ]: 各要素及び装置全体の復元力特性は前述の図4に示すとおりである。上部構造を剛体とし積層ゴム支承を弾性ばね、弾性すべり支承は降伏せん断力を $\mu\beta W$ の弾塑性ばねとする。全体の復元力特性はバイリニアとなる。減衰は図2に示

ように、弾性すべり支承の積層ゴム部分にのみ与え、減衰定数は装置全体の1次剛性に対し7%とした^{3),4)}。パラメータは初期剛性による周期を $T_{sf}=1.0$ (標準型), 1.5秒 (軟弱系地盤対応) とし、免震周期を長周期側の $T_f=3.0, 4.0, 5.0, 6.0$ 秒, 及び弾性すべり支承の降伏レベルのパラメータを、 $\mu\beta=0.03, 0.04, 0.05, 0.06, 0.10$ とした。検討用地震波は周期1秒以上でエネルギースペクトルが一定($V_E=200$ cm/s, $h=0.10$)となる模擬地震波 ART 1, 周期1秒以上で速度応答スペクトル一定($S_v=125$ cm/s, $h=0.05$)となる模擬地震波 ART 2, および EL CENTRO 40 NS を採用した。検討地震波の諸元を表2に、エネルギースペクトルを図5に、速度応答スペクトルを図6に示す。

[応答解析結果]: 図7~図9に解析結果を示す。地震波の違いによる絶対応答値の差はあるが、その中で一定の傾向が見られ、本システムを採用する場合の各パラメータの適性範囲が解る。

- ・応答せん断力係数は $\mu\beta$ が0.05~0.06程度で最小となり、これ以上でやや増大する。免震周期が長くなるに従って減少し、特に T_f が3秒から4秒にかけての減少が著しい。
- ・応答最大変位は $\mu\beta$ が0.05以上でほぼ一定となり、これ以下では

表2 地震波の諸元

地震波	最大加速度 (Gal)	最大速度 (kine)	継続時間 (sec)
ART1	263.0	84.3	50.0
ART2	490.5	67.6	51.2
EL CENTRO	510.8	50.0	53.8

図5 エネルギースペクトル

図6 速度応答スペクトル

増大する。免震周期が長くなるに従い増大し、特に ART 1 でその傾向が顕著となる。

- ・初期剛性による周期の違いによる影響は少ない。これは建物モデルを剛体としたこと、及び検討地震波の特性が影響していると思われる。
- ・ η/λ については、エネルギースペクトルが一定となる ART 1 の場

図7 応答せん断力係数- $\mu\beta$ 関係 図8 最大応答変位- $\mu\beta$ 関係

図9 $\eta/\lambda-\mu\beta$ 関係

合、累積塑性変形倍率(η)に対する塑性変形倍率(λ)の比は4~8の間にあり、免震周期が長くなるに従い減少する。エネルギーの釣合いに基づく包絡解析法で応答予測⁹⁾を行なう場合、一般的に用いられる値($\eta/\lambda=4$)は長い免震周期に対しても安全側の評価となる。

4.2 バイトリガー効果の検証

中地震を対象に、よりダンパー効果を高める方法として、弾性すべり支承の本来の降伏せん断力に、もう一つ低い降伏レベルを追加する方法(バイトリガー)がある。これにより復元力特性はバイリニア型からトリリニア型となる。以下にその効果を検証した。

[解析モデルとパラメータ]: 図10, 図11に検討ケースを示す。検討地震波は標準3波(EL CENTRO NS, TAFT EW, HACHINOHE NS)とし、入力レベルは25 kineとした。バイトリガー化はすべり支承の総台数一定の下で、すべり支承の一部を、早く降伏するすべり支承(第一降伏支承)に一定割合で置換することにより行なった。CASE(1)はトリリニアの復元力特性の降伏せん断力レベル β をパラメータに(図10)、CASE(2)は初期剛性の周期をパラメータに(図11)して検討し、効果のある場合のバイトリガー化を検証した。

[応答解析結果]: 図12, 図13に、ユニットリガーとバイトリガーの場合について最大応答変位で比較比で示す。地震波による違いはあるが、バイトリガーにすると約10~20%の低減傾向がみられる。この低減傾向は、もとのバイリニアの復元力特性において、降伏せん断力が高い場合ほど、また初期剛性の周期が長い場合によりその傾向が現われている。設計条件が上記の場合になると、バイトリガー化が有効になることがわかる。

4.3 残留変位の抑止

履歴型ダンパーを用いる免震構造では、一般に残留変位を生じる可能性がある。従来の、すべり支承のみを用いる免震構法では、降伏せん断力が高く、かつ免震周期が長い場合に残留変位がやや大きい難点があった。そこで今回のシステムで検討した結果、免震周期および降伏レベル $\mu\beta$ を適用範囲内に収めることにより、残留変位を実用上許容できる範囲に抑止できることが解った。またこの適用範囲は他の応答最大値を小さく収める条件とほぼ一致している。

[解析モデルとパラメータ]: 検討地震波は前記標準3波(各50 kine)、及び模擬波のART 1とし、検討パラメータは初期剛性の周期 T_{sf} 、免震周期 T_f 、弾性すべり支承の降伏レベル $\mu\beta$ とした。

[応答解析結果]: 結果を図14に示す。これより残留変位が特に大きくなる条件をみると、パラメータには一定の傾向の範囲を越え、かつ特定の地震波の場合であることが解る。この時の、すべり変形

図10 CASE(1)の復元力特性

図11 CASE(2)の復元力特性

図12 $2\delta_{\max}/1\delta_{\max}-\beta$ 関係 図13 $2\delta_{\max}/1\delta_{\max}-T_{sf}$ 関係

の履歴ループから、大きなすべり変形が正負側のうち片方に偏って発生している場合であることが確認できた。図14より残留変位が実用上許容出来る約3~5cm以下に収まっているのは、降伏レベル $\mu\beta$ は0.05~0.10の範囲で、かつ免震周期が5秒以下であることが解る。なお初期剛性の周期による顕著な差はみられない。

4.4 本構法の応答範囲

エネルギーの釣り合いに基づく包絡解析法⁵⁾でII種地盤に対応する $V_E=150$ の場合について免震周期、降伏せん断力係数をパラメータとして、応答性能を求めたのが図15である。ここに本構法で得られる免震性能として、4.1~4.3項で得られた適切なパラメータとして、免震周期を $T_f=3\sim5$ 秒、ダンパーの降伏せん断力係数を $\alpha_s=0.05\sim0.07$ とすれば、同図内に示すように、応答ベースシア係数は $\alpha_1\approx 0.1\sim0.15$ 、免震層の最大変形は $\delta_{\max}\approx 20\sim25$ cmとなり良好な免震性能を持つことが解る。

図14 残留変位- $\mu\beta$ 関係

図15 本構法の応答範囲 (斜線部)

5 結 語

弾性すべり支承と積層ゴム支承とを併用する新しい免震構法を紹介し、基本性能を応答解析で検証した結果次の結論を得た。

- 1) 両支承は、適正な配置で建物の重量分担をすることにより、相互に関係しながら複合した機能を発揮し、優れた免震性能を持つ。
- 2) 本構法における「積層ゴム支承」は一般の積層ゴム支承のみを用いる免震構法に較べ、同じデバイスの条件で、より長周期化ができる。長周期化による入力低減の効果は免震周期を3秒以上にするのが良い。ただし残留変位抑止から5秒以下が望ましい。
- 3) 本構法における「弾性すべり支承」は建物重量の分担比(β)を適切にすることにより、ダンパーとして有効に働く。ダンパーの適切な降伏レベルは $\mu\beta\approx 0.05\sim 0.06$ である。ここで $\mu\beta$ がこれ以下は変位がやや大きくなり、これ以上では応答せん断力がやや上昇する傾向にある。また適切な降伏レベルの設定により、残留変位を小さくできる。
- 4) 両支承の配置計画において、両支承は剛性が異なるので、免震層が偏心しないように、配置することが重要である。建物の平面規模がある程度の大きさがあれば、支承の配置に選択の自由度があり適切な計画ができる。
- 5) 初期剛性による周期は、免震性能に関し検討地震波の範囲内ではあまり影響がない。これは地震波の特性によるものであること、解析モデルで上部構造は全て剛体としている影響のためと考えられる。適用に際しては詳細な検討が必要と思われる。
- 6) すべりを早期に発生させる機能を持つ、バイトリガーの復元力特性とすることにより、25 kine 入力の応答は低減傾向にある。

謝 辞

本免震構法は、静岡新聞制作センターの設計にあたり、従来の構法に改良を加えて開発したものである。従来の構法開発を担当した河村壮一氏等のグループの方々、事業の施主の静岡新聞社大石益光殿、貴重なアドバイスを頂いた青山博之博士、また適用実施建物の設計でご指導頂いた建築センター評定委員の先生方に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 北沢巧次他：すべり支承を用いた免震構法 その1 構法の概要、建築学会大会学術講演梗概集大会号, pp. 817~, 1987. 10
- 2) 下田郁夫：球面すべり支承を用いた免震装置の開発、日本機械学会(900-44)、機械力学講演論文集(Vol. 8), pp. 440, 1990. 7
- 3) 河村壮一他：すべり支承を用いた免震構法 その8 実建物の強制振動実験、建築学会大会学術講演梗概集大会号, pp. 455~, 1988. 10
- 4) 北沢巧次ほか：免震住宅に関する研究 その2 強制振動実験、建築学会大会学術講演梗概集大会号, pp. 701~, 1990. 10
- 5) 日本建築学会版：免震構造設計指針, 1993

[1995年6月30日原稿受理 1995年8月25日採用決定]