極大地震動の入力制限をはかる直置き型構造の 滑り挙動と最大ベースシア

SLIPPING BEHAVIOR OF BASE SHEAR CAPPING BUILDINGS FOR COLLAPSE PREVENTION AND REQUIRED MAXIMUM STRENGTH

濱嶋 郁望*, 倉田 真宏**, 中島 正愛***

Ikumi HAMASHIMA, Masahiro KURATA and Masayoshi NAKASHIMA

This study proposes a seismic retrofit method named 'base shear capped building', which detaches the superstructure from foundation. The paper verifies the effectiveness of proposed system by shake table test and numerical simulation. The shake table test shows basic properties of sliding behavior. In numerical simulation, the proposed system is simplified to an SDOF system having a sliding base. In pulse type earthquakes having a magnitudes of larger than level 2, the maximum value remains at most 2.5 times of the friction coefficient. If slight ductility is permitted, the maximum base shear can be reduced to twice the friction coefficient.

Keywords : Base shear capped buildings, Seismic retrofit, sliding, friction coefficient, Maximum base shear

直置き型構造, 耐震補強, 滑り, 摩擦係数, 最大ベースシア係数

1. はじめに

地震に対して脆弱な地域は世界に数多く存在する。そのような地域の建物の多くは極大地震動に対して耐震能力が十分でないため倒壊し、多くの死傷者を生み出す危険性が高い。地震時において人命の確保は最優先事項であって、極大地震に対しては相当損傷したとしても建物全体は倒壊を避けなければならない。本論では、極大地震動に対して脆弱な建物に適用する耐震補強法の一つとして、直置き型構造を検討する。直置き型構造とは、上部構造と基礎を切り離れた構造であり、極大地震時に上部構造が基礎に対して滑ることにより、上部構造への入力を制限し、建物全体の倒壊を防ぐものである。人命確保のために建物全体倒壊という最悪な場合を避けるための耐震補強法であるため、残留変位を含め地震後の継続利用等についてはそれを一義的には考えないこととする。

既往の研究では滑り挙動に関して解析的、実験的検討がなされている。Mostagel¹⁻²⁾は、滑りが生じる基礎部と上部構造部をそれぞれを一質点とした二質点系の運動方程式を解くことで滑り挙動を理論的に示しており、建物全体質量に対する上部構造の質量の割合（以降質量比と称する）が滑り挙動において支配的なパラメータであることを示している。実建物を柱脚等の基礎部と上部構造部に分けて考えた場合、建物全体に対して上部構造部が占める質量の割合は当然のことながら大きく、質量比は1に近いと考えられる。上述の理論展開ではさらに、質量比が0.8の場合、最大ベースシア係数は摩擦係数の約2倍となる場合が示されている。欧州等での地震に

対して脆弱な建物の最大耐力の相場が（非構造部材等の文献も含めて）0.4³⁻⁴⁾であることも考慮して、本論ではその半分である0.2を摩擦係数の目標値とした。既往の実験によると、一般的な建築材料である鋼とモルタル間の摩擦係数はおよそ0.8⁵⁾である。摩擦係数を小さくするためにはさまざまな方法があるが、文献[6]では入手が容易で安価な黒鉛潤滑剤を鋼とモルタル間に塗付するだけで摩擦係数は約0.2まで下げることが示されている。そこで本研究での基礎部には同材料を用いることとした。

滑り時にロッキングを起こさないために、ここでは対象建物は低層とし、また対象建物に甚大な被害を与える可能性の高いパルス入力波に対する最大ベースシア係数を評価することとした。まず、振動台実験により滑り挙動の基本性能を評価する。次いでパルス性入力波の基本性状を確かめるためにインパルス波に対する上部構造への最大ベースシアの上限について数値解析により確認し、それを踏まえてパルス性の高い複数の地震動に対する最大ベースシアを解析上で評価する。本論では極大地震に対して上部構造を弾性に留める場合の上限（最大ベースシア）を主たる議論の対象とするが、上部構造の塑性化を一部許容した場合の挙動についても数値解析を用いて考察する。

2. 振動台実験による性能評価

2.1 実験概要

本節では滑り挙動の基本特性を振動台実験を用いて検証する。そ

* 京都大学工学研究科建築学専攻 大学院生

** 京都大学防災研究所 准教授・Ph.D.

*** 京都大学防災研究所 教授・Ph.D.

Grad. Student, Graduate School of Eng., Kyoto University

Assoc. Prof., DPRI, Kyoto University, Ph.D.

Prof., DPRI, Kyoto University, Ph.D.

Fig.1 Details of the test specimen (Unit:mm)

のために上部構造と柱脚をそれぞれ一質点とした基本試験体と、転倒モーメントによる軸力変動が生じる骨組試験体を設計した。前者を用いた実験を「実験 1」、後者を用いた実験を「実験 2」と称する。対象建物は低層建物を想定しているため、全ての試験体の基礎固着時の固有振動数を約 3Hz とした。

Fig.1 に試験体概要を示す。Fig.1(a) は基本試験体とモルタル基礎の立面図である。右側に示すような上部質量 m_1 と下部質量 m_b から構成される二質点を模倣している。鋼製の上部フレームと下部フレームから構成され、両フレーム間に積層ゴムを挿入することで柔軟性と減衰を付与している。上下フレームには鋼板を載せることができ、上部フレームの質量は m_1 、下部フレームの質量は m_b に対応している。全体質量 5015kg を一定として、上下フレームに載せる鋼板量を調節して質量比を変えた。

Fig.1(b) は骨組試験体とモルタル基礎の立面図である。骨組試験体は 4 本の剛な柱と 8 つの梁で構成されている。強加振下においても試験体を弾性に留めるため、柱は十分な強度を保持するように H-300×300×10×15 を用いた。一方固有振動数を約 3.0Hz とするため、梁は柔らかい部材とし H-100×80×6×8 を用いた。骨組において柱の高さ中央を基準としてそれより上の質量を上部質量、それより下の質量を下部質量とする。実建物の質量比を想定して骨組試験体の質量比を 0.9 に設定し、計 1556kg の鋼板を各柱上部に載せた。全体質量は 7578kg である。スパン長さとは、転倒モーメントのつり合い式から柱脚の浮き上がりが起きないアスペクト比の最大値が 0.7 であったことと、実験室の高さ制限により決めた。試験体の特性を Table1 にまとめる。基本試験体の質量比は 3 種類検討し、それぞれ SF-1、SF-2、SF-3 と称する。骨組試験体の質量比は 0.91 であり、これを TTB と称する。なお基礎固着時は柱脚下部がピン挙動をし、固有振動数はホワイトノイズ加振により同定した。

Table1 Properties of specimens

	Specimen	Mass ratio(α)	Natural frequency (Hz)
Basic specimen	SF-1	0.5	3.58
	SF-2	0.6	3.00
	SF-3	0.8	2.77
Frame specimen	TTB	0.9	3.17

Fig.1(c)~(d) には基礎部の詳細を示す。Fig.1(c) は柱脚断面で、箱型要素とベースプレートを模倣した鋼柱要素で構成されている。柱脚は基本試験体では下部フレームの下側の四隅、骨組試験体では各柱下端に取り付けられており、それらがモルタル上を滑ることにより直置き型構造の滑り挙動を再現している。鋼柱要素の上側の断面は 250 mm×250 mm であり、滑りに十分な軸力応力を得るため滑り面は 75 mm×75 mm に減じている。実験 1 で用いた試験体の軸力応力は 2.2 MPa、実験 2 で用いた試験体の軸力応力は 3.3 MPa であった。Fig.1(d) は黒鉛潤滑剤を塗付後のモルタル基礎表面を示す。写真の黒い部分は、モルタル表面の凹凸部分に入り込んだ黒鉛であり表面の多少の凹凸を平らにする効果がある。モルタル基礎の大きさは 1200 mm×550 mm であり、試験体をモルタル基礎の中央に設置してモルタル基礎の長辺方向に一方加振すると、最大で±550 mm の滑り変位を許容する。加振方向は Fig.1 中の x 方向である。入力波は正弦波と地震波を用い、正弦波入力振動数を 4.0 Hz、2.0 Hz、1.5 Hz、1.0 Hz、0.5 Hz とした。地震動は ElCentro 波、JMA Kobe NS 波、JMA Kobe EW 波を用い、滑り変位が最大許容滑り変位である 550 mm に達するまで漸増加振した。なお本実験の詳細は[7]に記載している。

2.2 摩擦係数の安定性

まず、摩擦係数の評価方法を説明する。式(1)は二質点系の釣り合いより求めている。

$$\mu = \frac{m_1 a_1 + m_b a_b}{(m_1 + m_b)g} \quad (1)$$

(a) Relationship between Velocity and Friction Coefficient

(b) Variation of dynamic friction coefficients

Fig. 2 Friction Coefficient

ここで、 μ は摩擦係数、 m_1 と m_b は上部質量と下部質量、 a_1 と a_b は上部と下部の加速度、 g は重力加速度である⁸⁾。 a_1 、 a_b に関して、基本試験体では上部フレームと下部フレームに設置した加速度計、骨組試験体では柱上端と下端に設置した加速度計から得た。Fig.2 (a)に最大振幅が 2m/s^2 の正弦波 1Hz を入力した SF-3 (質量比が 0.8) の滑り速度 (横軸) と摩擦係数 (縦軸) の関係を示す。滑り速度は、レーザー変位計から得た滑り変位を時間について微分することにより求めた。滑り速度が 0 m/s の場合が静止摩擦係数であり、滑り始め速度が増加すると摩擦係数は静止摩擦係数よりも減る傾向にあり、これが動摩擦係数である。Fig.2(a)より、滑り挙動を支配する動摩擦係数は滑り速度の増加によって顕著な変化は見られなかった。

本実験では計 101 回加振をし、累計滑り量は約 20m であった。101 回の加振ごとにそれぞれで得られた動摩擦係数の平均値と標準偏差を Fig.2(b)に示す。図中の丸印は平均値、棒は±標準偏差である。平均値は、基本試験体、骨組試験体ともに 0.16 であった。また標準偏差の最大値は基本試験体で 0.01、骨組試験体で 0.04 であり、変動係数に換算すると基本試験体で 0.06、骨組試験体で 0.25 と小さく、累計滑り量が 20m に達したにも関わらず動摩擦係数の増減は僅かであり、摩擦係数は 0.16 で安定していた。

2.3 数値解析モデル

予備解析のため、数値解析コード OpenSees⁹⁾を用いて基本試験体と骨組試験体の数値解析モデルを構築した。基本試験体は Fig.1(a)の右に示すような上部質量 m_1 と下部質量 m_b から構成される二質点系モデルで模擬した。 m_1 と m_b 間は“ZeroLength Element”と呼ばれる長さをもたない線形ばね要素で連結されており、試験体の剛性 K と粘性減衰 C を付与した。減衰定数は実験で観測された加速度時刻歴の減衰状態から 2%とした。

骨組試験体は Fig.3(a)に示す 1 層 1 スパン 3 次元モデルで模擬した。柱と梁は“Elastic Column Beam Element”と呼ばれる要素を用いて柱と梁を模擬した。各柱上端には錘の質量を与え、柱の質量は柱長さに沿って 10 個に分散させた。減衰定数は実験で得られた応答加速度減衰状態からレイリー減衰を用い、一次モードに 2.7%、二次モードに 1.5%の減衰定数を与えた。

基本試験体と骨組試験体の数値解析モデルの滑り部分には“Flat Slider Bearing”要素を用いて滑り挙動を模擬した。Fig.3(b)に変位一摩擦係数関係を示す。滑り出すまでは固着状態を模擬するため極めて高い剛性 K_{init} を与え、滑り出すと剛性が 0 になるという完全弾塑性系を用いた。摩擦係数は実験結果から 0.16 とし、滑り速度に依

(a) TTBmodel

(b) Slippage-Friction Coefficient

Fig. 3 Modeling of Numerical Analysis

Table2 Properties of numerical models

	Mass ratio	Total weight(kg)	Upper mass (kg)	Lower Mass (kg)	Natural Freq. (Hz)	Stiff. ($\times 10^6$ N/m)
SF-1	0.50	5015	2515	2500	3.5	1.22
SF-2	0.64		3210	1805	3.0	1.14
SF-3	0.78		3910	1105	2.8	1.21
TTB	0.91	7578	6910	668	3.2	

存せず一定とした。数値解析パラメータは Table2 に示す。

2.4 基本挙動の特性

Mostaghel ら¹⁻²⁾によると、式(2)に示すような滑り時に特有の振動数 ω' と減衰 ξ' がみられ、これらは質量比 α に依存する。

$$\omega' = \frac{\omega_n}{\sqrt{1-\alpha}}, \quad \xi' = \frac{\xi}{\sqrt{1-\alpha}}, \quad \alpha = \frac{m_1}{m_1 + m_b} \quad (2)$$

最大振幅 6m/s^2 の正弦波 1.50 Hz を入力した場合の SF-1 (質量比が 0.5) の上部加速度の時刻歴の一部を Fig.4 に示す。Fig.4 より主な振動数は 1.5 Hz で入力波の振動数と対応するが、これとは別に 5.10 Hz の高振動数で振動している。式(2)を参照すれば ω' は 5.06 Hz であり、実験値と一致する。このように、滑り時に特有の高振動応答が現れる。

2.5 骨組試験体の挙動

軸力変動が柱間で大きい場合、柱脚と基礎間に生じる摩擦力が柱脚間で値が異なり、4 つの柱脚の挙動がばらつくために安定した滑り挙動を示さないことが危惧される。そこで骨組を用いた実験 2 では、軸力変動が滑り挙動に及ぼす影響を検証する。Fig.5(a)は最大振幅 8m/s^2 の正弦波 1.50 Hz 入力に対する前面柱の軸力変動の時刻歴、Fig.5(b)は同入力波に対する前面柱の滑り変位の時刻歴を示す。Fig.5(a)の縦軸において N_1 、 N_2 は前面に位置する 2 つの柱に取り付

Fig. 4 Time histories of response accelerations (sine 1.50 Hz)

けたひずみゲージの値から得た軸力、ここで N_g は鉛直荷重で N_g は18.6 kNである。Fig.5(a)より、加振後0.146秒間は両柱とも値は1を保っている。つまり、軸力 N_1 、 N_2 は鉛直荷重 N_g と等しく、軸力変動は起こっていない。これは加振が計測開始から0.146秒後に加振を開始したことによる。その後、加振中に1を中心に最大±40%の変動がある。Fig.5(b)は同入力波を入力した場合の前面柱脚2つの滑り変位の時刻歴を示す。2つの柱脚の滑り変位の差の最大値は、2.45秒後の3.4 mmであり、最大滑り変位の僅か1.4%に留まっている。これらから、軸力変動が最大で40%であっても個々の柱脚はほぼ同時に滑り出し安定した滑り挙動を示したことが分かる。

2.6 最大ベースシア係数

Fig.6に全試験体にJMAKobeNS波を漸増入力した場合の最大ベースシア係数を示す。最大ベースシア係数は、基本試験体の場合は、上部フレームに設置した4つの加速度計データの最大値、骨組試験体の場合は柱の上端に設置した加速度計データの最大値を重力加速度で除することにより得た。図中のマーカーは実験結果、実線と点線は対応する解析結果を示す。

基本試験体の実験結果と解析結果の比較により、誤差の最大値は、SF-1で4%、SF-2で18%、SF-3で23%と、概ね整合している。また、質量比が大きいくほど応答は小さい。これは式(2)で示した減衰 ξ' が質量比の増加とともに増加することが主因とされている。また、TTBを二質点に簡略化した数値解析モデルの応答を灰色の一点鎖線で重ね合わせている。TTBの実験値の差は最大でも10%であり、最大応答において軸力変動の影響は顕著ではないと判断できる。

以上より、質量比が0.9であるTTBの挙動は、転倒モーメントによる軸力変動を無視した二質点系に簡略化できると考えられる。以降の数値解析では直置き型構造をFig.1(a)右側の図と同様の二質点系として最大応答を考察する。

3. パルス性入力に対する最大応答

3.1 数値解析モデルと入力波の特性

本章では、低層建物に甚大な被害を与える可能性の高いインパルス入力に対する最大ベースシア係数を数値解析によって検討する。数値解析モデルは、上部構造と柱脚をそれぞれ一質点とした二質点系で、質量比を0.9、固有周期を0.3秒、摩擦係数を0.16とする。上部質量 m_1 は $9.0 \times 10^5 \text{ kg}$ 、下部質量は $1.0 \times 10^5 \text{ kg}$ とし、初期剛性は $3.9 \times 10^5 \text{ kN/m}$ である。減衰定数は基本的に5%とし、理論展開の場合のみ簡単のため0%とする。

入力波は2種類のパルス性入力波を用いる。まず、パルス入力波の基本性状を確かめるために、継続時間が式(2)で示した滑り時に特

(a) Axial force of front columns

(b) Slippage of front columns

Fig. 5 Time history responses of TTB (sine 1.5Hz 8m/s²)

Fig. 6 Max base shear coefficients (JMAKobe NS)

有の振動数 ω' の周期の1/10と微小でありほぼ0とみなせる波（インパルス波）を用いる。

2つめのパルス性入力波は、パルス性の高い20の地震動を含むSAC20地震動（再現期間475年）^{10~11)}を用いた。SAC20地震動は、パルス成分を多く含み、ロサンゼルス市域の地震ハザードが日本の都市部に近く、かつ地震動の大きさは二次設計レベルの想定に近い。Fig.7にSAC20地震動の応答スペクトルを示している。灰色の実線は20の地震動それぞれの応答スペクトルであり、黒色の実線はそれらの平均値を示す。この図から、SAC20の平均的な卓越周期はおよそ0.3秒であり、固有周期0.3秒の数値解析モデルの応答を増幅させる。

3.2 インパルス入力に対する最大ベースシア

インパルス入力波を漸増入力した二質点系の最大ベースシア係数をFig.8(a)に示す。ここでは減衰を簡単のため0%とする。最大ベー

Fig. 7 Response spectra of SAC20

(a) Impulse

(b) SAC20 motions

Fig. 8 Maximum base shear coefficients

(a) Friction coefficient

(b) Base shear

Fig. 10 Time history responses of la19 (Scale1)

Fig. 9 Modeling of sliding behavior

スシア係数は、上部質量 m_1 と下部質量 m_b 間に作用するせん断力を上部重量 m_1g で除した値の最大値である。Fig.8(a)より、およそ 10 m/s^2 までは m_b と滑りに生じる摩擦力が最大静止摩擦力を超えず滑りが生じないため、上部質量 m_1 の一質点の挙動となり、最大ベースシア係数は線形的に増加する。入力波がそれ以上になると滑りが生じることにより系への入力が低減されるため最大ベースシア係数の増加率は緩やかになり、最終的に一定値 2μ (摩擦係数の2倍) に達する。

二質点系の滑り時の挙動は、Fig.9(a)に示すように、 m_b が滑っている間は、 m_1 は滑り時の高振動数 ω' で振動し、 m_b には最大静止摩擦力 F_{max} が作用している。この挙動を m_1 に対する m_b の相対挙動とみると、Fig.9(b)のように固有振動数 ω' で質量 m_b の一質点系に F_{max} が動的に作用している挙動とみなせる。この場合の m_b の変位応答を $X(t)$ とすると、式(3)で表すことができる¹²⁻¹³⁾。

$$\begin{cases} X(t) = x_{static} \left(1 - \cos \frac{2\pi}{T_n} t \right) & (t \leq t_d) \\ X(t) = x_{static} \left(\sin \frac{\pi t_d}{T_n} \right) \sin \left[2\pi \left(\frac{t}{T_n} - \frac{1}{2} \frac{t_d}{T_n} \right) \right] & (t > t_d) \end{cases} \quad (3)$$

ここで x_{static} は F_{max} が静的に作用する場合の m_b の静的変位、 $\omega' = 2\pi/T_n$ 、 t_d は滑り時間である。滑り時に変位応答は最大値に達するので式(3)上段に着目すると最大値は静的変位 x_{static} の2倍となる。最大値 $2x_{static}$ に達するかどうかは t_d/T_n の値に依存し、0.5以上となれば $2x_{static}$ が最大値となる。つまり、ある一定時間以上滑りが生じると最大変位は $2x_{static}$ である。この場合、二質点系の最大ベースシア

(a) Before amplification (b) After changing direction of friction force

Fig. 11 Amplification of base shear

を Q_{max} とすると式(4)で求められる。

$$Q_{max} = K \times \max |(x_b - x_1)| \quad (4)$$

ここで $\max |(x_b - x_1)| = 2x_{static}$ を代入して、式(5)となる。

$$Q_{max} = K \times 2x_{static} \quad (5)$$

$x_{static} = F_{max}/(m_1/(m_1 + m_b)K)$ を代入して整理すると

$$Q_{max} = 2\mu m_1 g \quad (6)$$

最大ベースシア係数を $C_{b,max}$ とすると Q_{max} を上部重量 m_1g で除した値なので、式(7)となる。

$$C_{b,max} = 2\mu \quad (7)$$

この値が最大ベースシア係数の上限値となる。このようにインパルス入力の場合、最大ベースシア係数には上限値があり、その値は摩擦係数の2倍である。

3.3 パルス性地震動に対する応答

SAC20 地震動を漸増入力した二質点系の最大ベースシア係数をFig.8(b)に示す。横軸はSAC20の地震動に乗じた係数 Scale である。Scale1 は再現期間が 475 年、おおむね二次設計レベルに相当する。図中の灰色の実線は 20 の地震動それぞれの最大応答であり、黒色の実線は 84 パーセンタイル値である。Fig.8(b)の水平に二本引いた一点鎖線は、摩擦係数 0.16 とその2倍である 0.32 を示している。

この図より、インパルス応答と同様の傾向を示しているものの、パルス性地震動に対しては最大ベースシア係数は Scale が大きくな

るにつれて摩擦係数の 2 倍を少し超える。図中の点線は 20 の地震動のうちの最も大きな応答を示した 1a19 地震動に対する応答を示す。

また Fig.10 に Scale1 の 1a19 に対する応答の一部で、Fig.10(a) は摩擦力、(b)はベースシアの時刻歴をそれぞれ示す。Fig.10(a)より摩擦力が一定値になっている部分はその値は最大静止摩擦力 F_{max} であり、正負交互に変化している。つまり、滑り方向の反転が何度も起きている。また、Fig.10(b)から摩擦力の反転の瞬間にベースシアの増幅が見られる。

Fig.11 にベースシア増幅の模式図を示す。Fig.11(a)は滑り方向の反転直前、Fig.11(b)は滑り方向の反転直後を示す。Fig.11(a)では、最大静止摩擦力 F_{max} が m_b に正方向に作用している。この場合、 m_b は $+x_{static}$ を中心に振動している。この時の m_b の変位を X とする。この瞬間に最大静止摩擦力が反転したとすると Fig.11(b)のようになり、新たな振動中心は $-x_{st}$ となる。つまり摩擦力反転後の振幅は $x_{st} + X$ となり、この振幅が静的変位 x_{st} の 2 倍以上であれば、最大ベースシア係数も摩擦係数の 2 倍以上になる。このように、さまざまな大きさと周期成分を含む地震動に対しては、最大ベースシア係数に上限値がある訳ではない。

前節で示した Fig.8(b)において 20 の地震動応答の 84 パーセンタイル値(黒実線)に着目し Scale1 は二次設計レベルに相当し、Scale1 の 1.5 倍を余裕度設計レベルと考えたとき、余裕度設計レベルに対しては最大ベースシア係数は摩擦係数 0.16 の 2.3 倍、そのレベル以上である二次設計レベルの 2 倍の地震動レベル (Scale2) に対しても摩擦係数の約 2.5 倍に概ね収まっている。以上より、パルス性地震動に対しては地震動レベルの増加とともに最大ベースシア係数は緩やかに増加する傾向にあるが、余裕度設計レベルに対しては摩擦係数の約 2.5 倍が上限となる。

4. 非弾性系への適用

4.1 数値解析モデル

靱性に乏しい建物でも崩壊までに多少の靱性を持っていることに鑑み、塑性率を 2 14まで許容した場合、前節で示した上限値を弾性に留めるのに必要なベースシア係数がどの程度下げられるかを検証する。

前章で用いた二質点系モデルにおいて、上部質量 m_1 と下部質量 m_b 間のバネを非弾性系に変えたものを用い、降伏に達するベースシア係数を C_y とし、 C_y の値を変えて層間変形を検討する。ここで降伏後の二次剛性は初期剛性 (3.9×10^5 kN/m) の 0.01 倍とする。質量比、固有周期、減衰定数及び摩擦係数は前章と同一で、それぞれ 0.9、0.3 秒、5%、0.16 とした。

4.2 SAC20 地震動入力に対する塑性率

Scale2 の 1a19 地震動を入力した場合の二質点系の層間変形ベースシア関係を Fig.12 に示す。降伏ベースシア係数 C_y は前章で得られた結論を参照して 0.4 とそれ以下の値 (0.3、0.2、0.1) を採用した。各図中には上部構造の最大変形を塑性率として記載している。Fig.12 より塑性率を 2 まで許容すると、 C_y は 0.3、つまり摩擦係数の 2 倍程度まで下げることができる。

同地震動レベルに対して他の 19 の地震動を入力した場合に得られる塑性率を Fig.13 に示す。図中の灰色マーカーは各地震動に対す

Fig. 12 Relationship between Base shear and Story drift (Scale2 of 1a19)

Fig.13 Ductility ratios with respect to C_y (SAC20)

る塑性率の値、黒色マーカーは 84 パーセンタイル値である。他の地震動を含めても塑性率を 2 まで許容すると前述の結論と変わらず、直置き型構造の上部構造の耐力は摩擦係数の 2 倍程度でよい。

5. 結論

本研究では、極大地震動に対して建物への入力を制限することによって倒壊を免れる耐震補強法として、建物柱脚と基礎間に滑りを許容する直置き型構造を検討した。数値解析により、この構造に甚大な被害を与える可能性の高いパルス性地震動に対する最大ベースシア係数を評価し、上部構造に必要な耐力と滑り時の摩擦係数との関係を検証した。以下に得られた知見は下記の通りである。

- 滑り挙動の基本性能を評価するために、鋼と黒鉛潤滑剤を塗布したモルタル間の摩擦係数の速度依存性や繰り返し滑りに対する安定性を、振動台実験によって検証した。摩擦係数は、滑り速度の増加とともに顕著な減少はみられず、実験による累計滑り量は約 20m であったにもかかわらず、終始 0.16 で安定していた。
- 滑り時には高振動数 ω' と高減衰 ξ' で振動していること、またこの振動数は全体質量に対する上部質量の質量比に依存することを実証した。

3. 最大で 40%の軸力変動に対しても、加振中骨組試験体のすべての柱脚は、同時に滑り出しまだほぼ等しい変位で滑るなど、安定した滑り挙動を示した。
4. パルス性入力の基本性状を確かめるために用いたインパルス入力に対して最大ベースシア係数に上限値があり、その値は摩擦係数の 2 倍であることを数値解析により確認した。
5. パルス性地震動として 50 年超過確率が 10%である SAC20 地震動を漸増入力して最大ベースシア係数を評価した。インパルス応答と同様の傾向を示すものの、地震動レベルが大きくなるにつれて最大ベースシア係数は摩擦係数の 2 倍を少し上回る。これは滑り時の反転によるベースシア増幅が原因であることを示した。
6. 20 の地震動に対する応答の 84 パーセンタイル値に着目すると、二次設計レベルの 1.5 倍に相当する余裕度設計レベルでの最大ベースシア係数は摩擦係数の 2.3 倍、また二次設計レベルの 2 倍に相当する地震動レベルに対しても摩擦係数の約 2.5 倍に概ね収まる。
7. 塑性率を 2 まで許容すると、二次設計レベルの 2 倍に相当する地震動レベルの SAC20 に対して上部構造に必要な耐力は摩擦係数の 2 倍にまで下げることができる。

将来の課題として、直置き型構造の鉄骨造や壁式構造に適用するためのさまざまな構法への適用と施工法の開発に取り組みたい。

謝辞

本研究の実施にあたり、ご協力いただいた Francesca Barbagallo 氏（イタリア国カタニーニャ大学）、Hongsong Hu 氏（中国華僑大学）に心より感謝申し上げます。関連する振動台実験でご支援いただいた京都大学防災研究所の山崎友也氏、川崎慎吾氏に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) Mostaghel, N., Hejazi, M. and Tanbakuchi, J.: Response of Sliding Structures to Harmonic Support Motion, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.11, pp.355-366, 1983.5
- 2) Mostaghel, N. and Tanbakuchi, J.: Response of Sliding Structures to Earthquake Support Motion, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.11, pp.729-748, 1983.11
- 3) Pujol, S. and Fick, D.: The Test of a Full-Scale Three Storey RC Structure with Masonry Infill Walls, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.32, pp.3112-3121, 2010.5
- 4) Dolsek, M. and Fajfar, P.: The Effect of Masonry Infills on the Seismic Response of a Four-Storey Reinforced Concrete Frame- A Deterministic Assessment, Engineering Structures, Vol.30, pp.1991-2001, 2008.7
- 5) McCormick, J., Nagae, T., Ikenaga, M., Zhang, P., Katsuo, M. and Nakashima, M.: Investigation of the Sliding Behaviour between Steel and Mortar for Seismic Applications in Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.38, pp.1401-1419, 2009.3
- 6) Enokida, R., Nagae, T., Ikenaga, M., Inami, M. and Nakashima, M.: Application of Graphite Lubrication for Column Base in Free Standing Steel Structure, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.78, No.685, pp.435-444, 2013.3 (in Japanese)
榎田竜太, 長江拓也, 池永昌容, 稲美充顕, 中島正愛: 黒鉛潤滑を応用した直置き型鋼構造建物柱脚の摩擦低減, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 685 号, pp.435-444, 2013.3

- 7) Barbagallo, F., Hamashima, I., Hu, H., Kurata, M., Nakashima, M.: Base Shear Capping Buildings with Graphite-Lubricated Bases for Collapse Prevention in Extreme Earthquakes, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2016
- 8) Enokida, R., Nagae, T., McCormick, J., Katsuo, M. and Nakashima, M.: Shaking Table Test on Friction Behavior Between Steel Column Base and Base Mortar, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.73, No.629, pp. 1185-1191, 2008.7 (in Japanese)
榎田竜太, 長江拓也, ジェイソンマコーミック, 勝尾美香, 中島正愛: 鋼構造露出柱脚と基礎モルタル間の摩擦性状に関する振動台実験、日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 629 号, pp.1185-1191, 2008.7
- 9) Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L. and Jeremic, B.: OpenSEES Command Language Manual, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, USA, 2003
- 10) Scawthorn, C. and Chen, W.: Earthquake Engineering Handbook, CRC Press, 2002
- 11) Someville, P.G., Smith, N., Punyamurthula, S. and Sun, J.: Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project. Report SAC/BD-97/04, SAC joint Venture, 1997
- 12) Chopra, A.K.: Response to Arbitrary, Step and Pulse Excitations, Dynamics Of Structures Theory And Applications To Earthquake Engineering second edition, Prince-Hall India, 2006
- 13) Shibata, A.: Saishintaishinkoukoukaiseki (Dynamic Analysis of Earthquake Resistant Structures), Morikita, 2003 (in Japanese)
柴田明徳: 最新耐震構造解析 第二版, 森北出版株式会社, 2003
- 14) Fardis, M.N. and Panagiotakos, T.B.: Seismic Design and Response of Bare and Masonry-Infilled Reinforced Concrete Buildings Part II: infilled structures, Journal of Earthquake Engineering, Vol.1, No.3, pp.475-503, 1996.7

SLIPPING BEHAVIOR OF BASE SHEAR CAPPING BUILDINGS FOR COLLAPSE PREVENTION AND REQUIRED MAXIMUM STRENGTH

Ikumi HAMASHIMA^{*}, Masahiro KURATA^{**} and Masayoshi NAKASHIMA^{***}

^{*} Grad. Student, Graduate School of Eng., Kyoto University

^{**} Assoc. Prof., DPRI, Kyoto University, Ph.D.

^{***} Prof., DPRI, Kyoto University, Ph.D.

In regions prone to earthquake-induced ground shaking, buildings with insufficient seismic capacity may suffer severe damage and in the worst case collapse. Collapse of buildings lead to loss of many human lives. Thus, collapse prevention of the buildings is the first priority in realizing earthquake-resilient community in such regions. This study proposes the concept of a base shear capped building for collapse prevention as one of promising seismic retrofits. The structural system detaches the superstructure from the foundation in order to prevent collapse by letting the superstructure slide under huge earthquakes. When small earthquakes occur, the proposed structure does not slide against the foundation and behave like a fixed-base structure. When huge earthquakes occur, the structure starts to slide because the horizontal force which develops between the sliding base and foundation exceeds the maximum static friction force.

The friction coefficient is one of key parameters in the sliding system. In this paper, graphite lubricant is used between steel and mortar, materials commonly used in building construction in order to obtain a target friction coefficient, 0.2.

Previous numerical studies with a SDOF system revealed that the mass ratio, the weight of the superstructure over the total weight, was one of the ruling parameters. The objectives of this study are as follows: (1) Shaking table tests were conducted to evaluate the basic sliding behavior; and (2) The maximum base shear coefficient was estimated by numerical simulation when the proposed structure is subjected by pulse-type ground motions.

In the experimental part, two types of specimens were designed: a basic specimen that simulates a SDOF system having a sliding system and a frame specimen that consisted of beams and columns. With those specimens, the stability of friction coefficient and the effects of the mass ratio and the variation of axial forces on the sliding behavior were investigated.

Based on the test results, a simplified SDOF model featured with sliding behavior is developed, and the maximum base shear is estimated under pulse-type ground motions. Two types of input motions are used: an impulse motion and a set of SAC20 ground motions. Even if an existing building is brittle, it has some post-yielding ductility before collapse. To reflect this, additional numerical simulation is conducted using inelastic models and estimate the maximum required base shear coefficient when slight ductility, say two in ductility ratio, is permitted.

The major findings are as follows: (1) Experimental studies verified the stability of friction coefficient between steel and mortar lubricated with graphite powder throughout all loading cases, and the dynamic friction coefficient is 0.16. (2) Even when the variation of axial force reached 50%, four column bases displaced equally, indicating that the effect of axial force variation on sliding behavior was minimal. (3) Numerical studies verified that there is an upper limit of the maximum base shear coefficient when the model is subjected to impulse motion, and the value of the upper limit is twice the friction coefficient. (4) For SAC20 ground motions, no obvious upper limit was present. However, even for earthquakes in level 2 (10 percent exceedance for 50 years), the maximum base shear coefficient remains at most 2.5 times the friction coefficient. (5) If slight ductility is permitted, the required maximum base shear coefficient can be reduced about twice the friction coefficient.

(2017 年 3 月 30 日原稿受理, 2017 年 8 月 2 日採用決定)