

伝統構法木造の告示波に対する最大変位応答

Maximum Displacement Response of Traditional Wooden Houses
subjected to Earthquake Motions in Notification

山田耕司¹・鈴木祥之²・向坊恭介³・須田達⁴

Koji Yamada, Yoshiyuki Suzuki, Kyosuke Mukaibo and Tatsuru Suda

¹豊田工業高等専門学校教授 建築学科 (〒471-8525 豊田市栄生町2-1)

Professor, Toyota National College of technology, Dept. of Architecture

²立命館大学教授 衣笠総合研究機構 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1テクノコンプレクス)

Professor, Ritsumeikan University, Kinugasa Research Organization

³立命館大学助教 建築都市デザイン学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Assistant Professor, Ritsumeikan University, Dept. of Architecture and Urban Design

⁴金沢工業大学講師 建築学科 (〒921-8501 野々市市扇が丘7-1)

Assistant Professor, Kanazawa Institute of Technology, Dept. of Architecture

It is useful to know the maximum displacement response of traditional wooden houses subjected to earthquake motions in notification. The maximum displacement responses are calculated in 2 skeleton curves, 3 levels of base shear coefficient, and 3 ground properties. The result may be summarized as follows: the maximum displacement with unfixed plinth is less or equal than the maximum displacement with fixed plinth in case of the predominant displacement at ground floor. The maximum slide displacement is 15cm subjected to earthquake motions in notification at the 3rd ground property.

Keywords : *Wooden house, Relative storey displacement, Earthquake motion in notification, Base shear coefficient,*

1. 序

旧来の日本家屋である伝統構法木造建物では、建物上部構造を束石上に設置し、基礎（もしくは地盤）に固定していない。このような建物では、強震時に建物上部構造が束石上を滑っていることが過去の震災調査で確認されている。束石上の滑動による上部構造への影響は、あまり研究されていない。筆者らは、実験^{1)~5)}を通じた基礎研究を行ったが、定量的な傾向を掴めるまでには至らなかった。本報では、強震時における建物上部構造の束石上の滑動現象把握を目的として、簡易なモデル・簡易な入力動における滑動の定性的把握を行う。加えて、実地震動に対する応答解析を行い、簡易な入力動における滑動と比較した⁶⁾。その結果、レベル2地震動を超える過大入力地震動に対しては、滑動が発生すること、建物固有周期の短周期化・ベースシア係数の増加・入力地震動周期の長周期化は滑り量を増加させること、滑動による免震効果は大きくないこと、滑動により建物最大変形の増大はほとんど無いこと、が判明した。また、兵庫県南部地震神戸海洋気象台波を用いた解析より、地震動の上下動の影響が大きいこと、が示された。一方で、現行の耐震設計に適合するためには、告示波に対する応答予測値が必要である。そこで本稿では、告示波による伝統構法建物の応答性状の把握を目的として、基礎固定条件の相違、骨格曲線の相違の層間変位および滑動量への影響を簡易なモデルにより検討する。

2. 解析モデルおよび地震動

解析モデルは、質点系とし、単位面積当たりの重量は1F床で1.4 kN/m²、2F床で2.2 kN/m²、屋根 = 1.9

kN/m²とした。床面積は、1F=79 m²、2F=79 m²とした。復元力モデルは図1のTri-Linear型とし、第2勾配/第1勾配=0.5、第3勾配/第1勾配=0.0 (1P土塗り壁相当)、-0.2 (2P土塗り壁相当)とした。なお2P土塗り壁相当の復元力を仮定した時、1/30rad時耐力をCBとして1/10rad時の耐力は0.36 CBとなる。パラメータとして1階のベースシアCBを0.30 - 0.60 @0.15 (at 2nd yield angle=1/30 rad)、2階層せん断力係数とベースシアの比(C2/CB)を1.0, 1.5, 2.0とした。また、今回の解析モデルの固有振動数は、0.9~1.4 Hzの間に存在する。摩擦係数(μ)は、既報^{3),6)}を参考に標準 0.4, 上下動の影響などで滑りやすくなるケースとして0.3, 基礎固定の場合として 2.0を採用した。なお、静止摩擦係数と動摩擦係数はを同値としている。

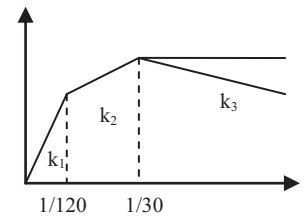
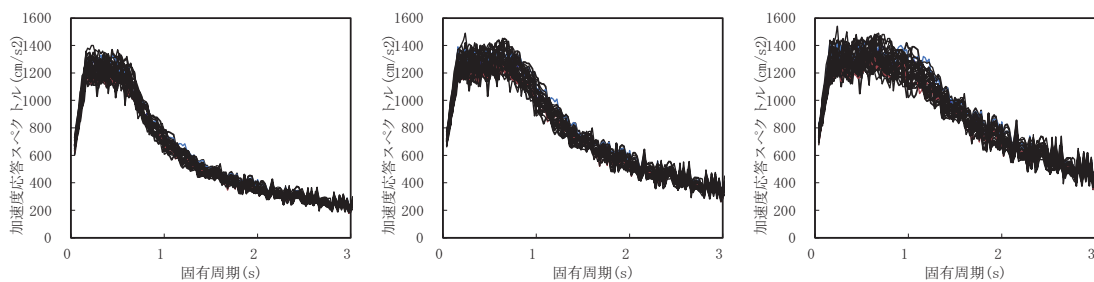


図1 復元力特性

入力地震動は、現行耐震基準に照らし合わせて、1, 2, 3種地盤を想定し、ランダム位相で作成した基盤波30波を3種類地盤種別の特性で増幅して作成した。図2に作成した告示スペクトルを示す。減衰は初期剛性比例5%とした。なお、層間変位30cmで解析を中止している。



a) 1種地盤

b) 2種地盤

c) 3種地盤

図2 加速度応答スペクトル

3. 告示スペクトルに対する応答

(1) 1P土塗り壁相当に対する最大滑動応答および最大変位応答

本節では、耐力壁の骨格曲線が1P土塗り壁相当時の最大層間変位を論ずる。図3に基礎固定時の1階最大層間変位と2階最大層間変位を示す。図中C2/CB=1.0, 1.5, 2.0が混在しているが、CB=0.45でも2種地盤相当地震動で層間変位が30cm以上になるケースが生じている。2種地盤相当地震動に対する応答で評価すれば、CB=0.30においてC2/CB=1.0の設計ケースは好ましくないと言える。また、地盤が軟弱な場合(3種地盤相当地震動)は、CB=0.45かつC2/CB=1.0の場合において2階層間変位が限界変位(30cm)に達している場合が多いので、建物の耐力を1.5倍以上(CB=0.45以上)かつC2/CB=1.5以上が望ましいと言える。

図4,5に、柱脚非固定時の摩擦係数 $\mu=0.3, 0.4$ 時の1階最大層間変位と最大滑動量を示す。図より、摩擦係数の減少により滑動量が増加すること、CBの増大に伴い滑動量が増加すること、が定性的に言える。また、摩擦係数 $\mu=0.4$ かつCB=0.3のケースでも多少の滑動が生じている。一方で1階最大層間変位は、図3と比較するとCB=0.3場合は滑動による1階最大層間変位の減少が見られないが、CB=0.45の場合 $\mu=0.3$ の場合には1階最大層間変位20cm程度に抑えられるが $\mu=0.4$ の場合では1階最大層間変位の減少がほとんど見られない。しかし、CB=0.60の場合 $\mu=0.3, 0.4$ によらず1階最大層間変位が10cm以下に抑えられており、滑動による1階最大層間変位の減少効果を確認できる。最大滑動量の予測値としては、摩擦係数 $\mu=0.3$ で15cm程度、 $\mu=0.4$ で10cm程度の最大滑動量がCB=0.60のケースで3種地盤において計算されているので、この程度を最大値の目安にすれば良いと考えられる。なお、1種地盤では摩擦係数 $\mu=0.3$ で7cm程度、 $\mu=0.4$ で5cm程度となり、2種地盤では摩擦係数 $\mu=0.3$ で10cm強、 $\mu=0.4$ で8cm程度、の最大滑動量が計算されている。

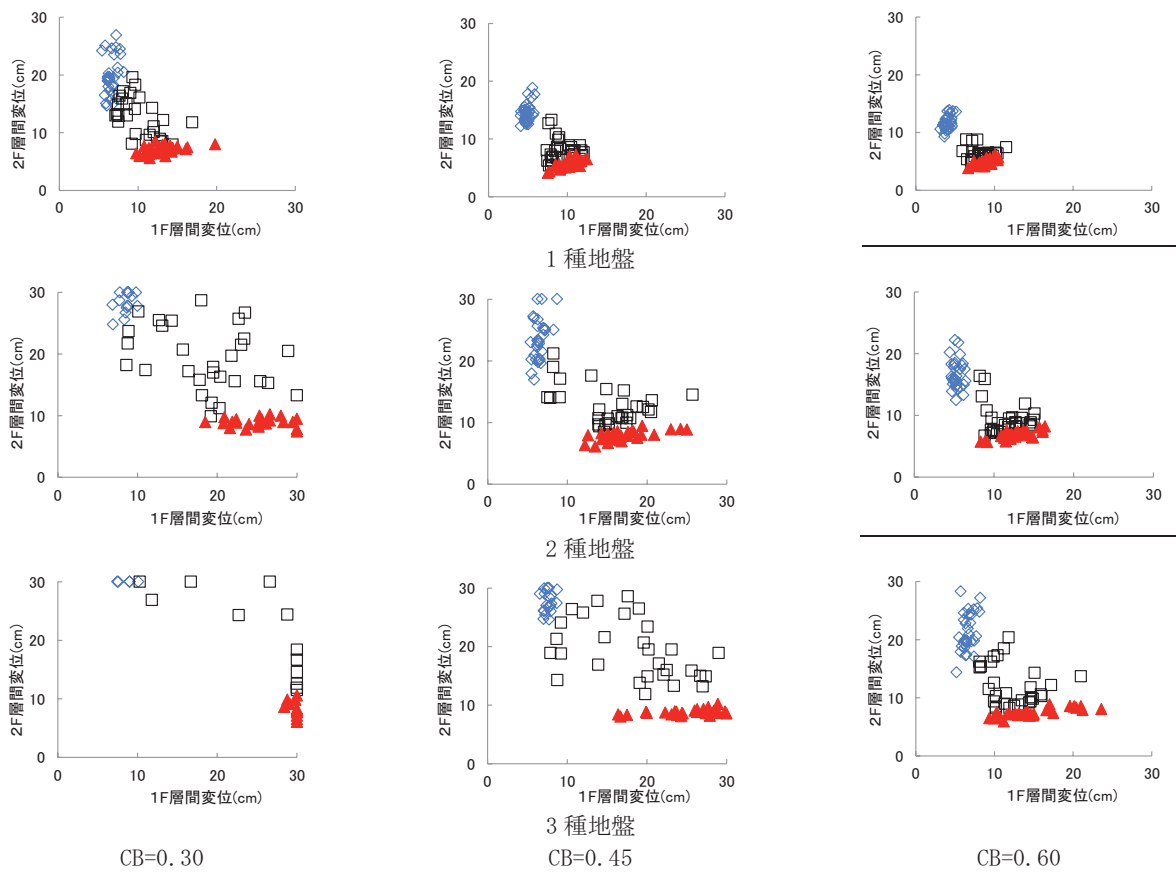


図3 基礎固定 ($\mu=2.0$) 時の最大変位応答 (C2/CB : $\diamond=1.0$, $\square=1.5$, $\blacktriangle=2.0$)

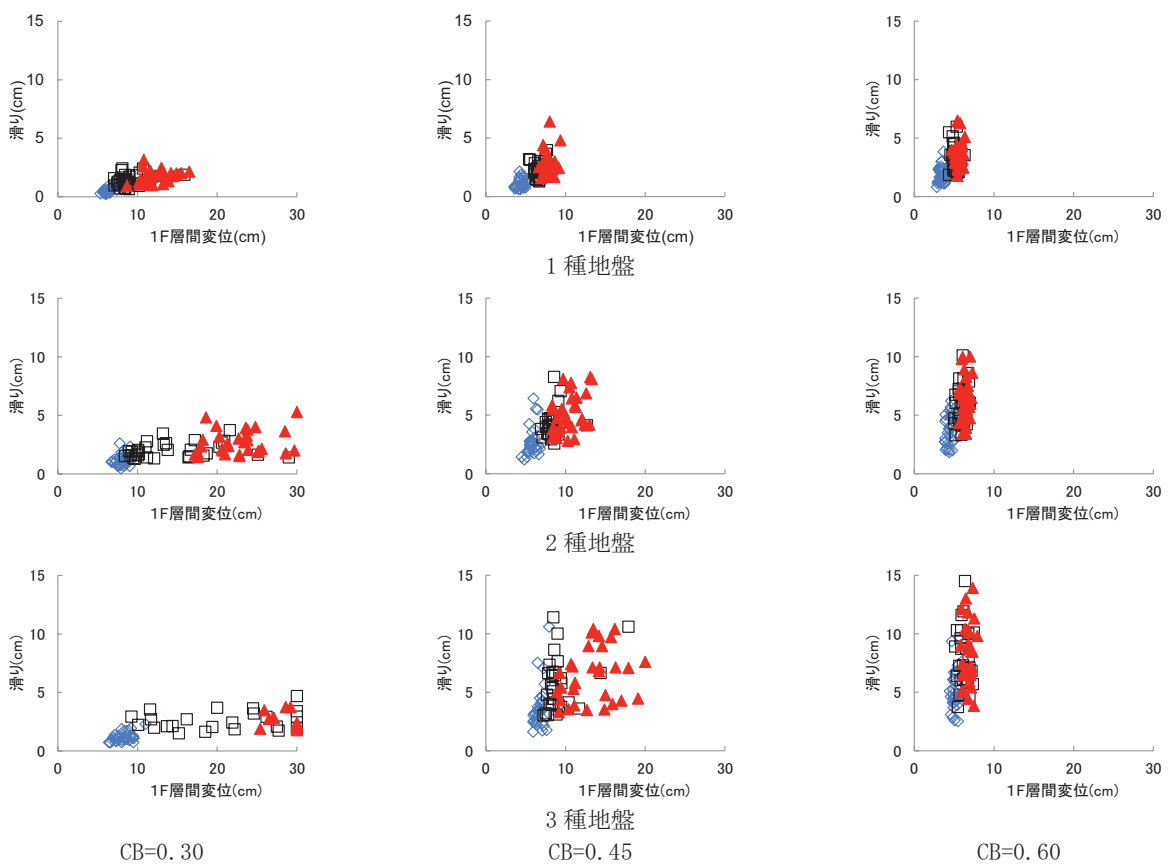


図4 $\mu=0.3$ 時の最大滑動応答と1階最大層間変位 (C2/CB : $\diamond=1.0$, $\square=1.5$, $\blacktriangle=2.0$)

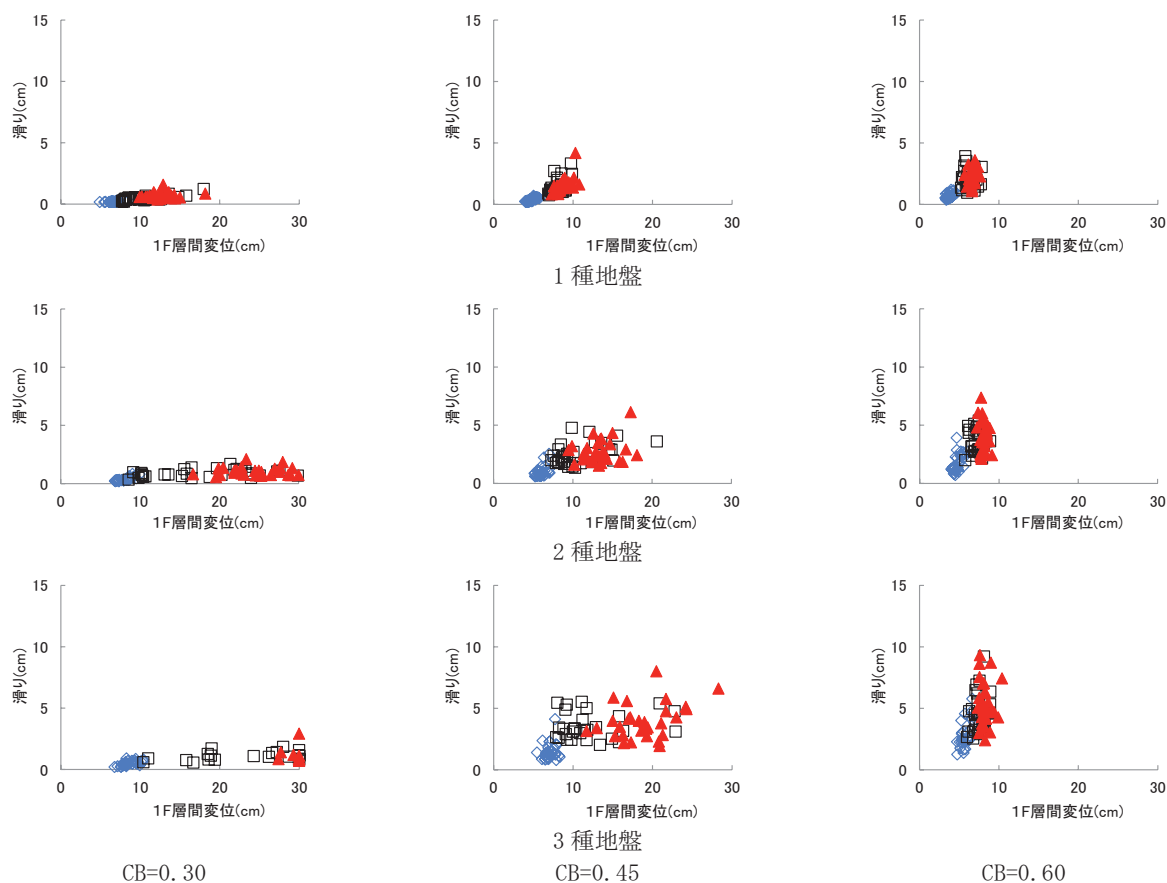


図5 $\mu=0.4$ 時の最大滑動応答と1階最大層間変位 (C2/CB : $\diamond=1.0$, $\square=1.5$, $\blacktriangle=2.0$)

次に滑動による最大層間変位の減少効果を検討する。本稿では、減少効果が顕著に表れる摩擦係数 $\mu=0.3$ の場合を取り扱う。基礎固定時と摩擦係数 $\mu=0.3$ 時における最大層間変位の相関は図6~8のようになる。滑動が明確に生じるケースはCB=0.6の場合であり、ほとんど生じないケースはCB=0.30、中間のケースがCB=0.45の場合である。図6~8のCB=0.30のケースでは、滑動がほとんど生じていないため、基礎固定時($\mu=2.0$)の場合の層間変位と相関が高く、ほぼ同程度の層間変位となっている。

一方で滑動が大きいCB=0.60のケースでは、1階層間変位は滑動による最大層間変位減少効果のため基礎固定時の最大層間変位によらず、最大層間変位が10cm以下となっている。しかしながら、2階層間変位は、概略で基礎固定時($\mu=2.0$)の場合の層間変位と相関が高くほぼ同程度の層間変位となっている。細かく見れば、2階層間変位が卓越するC2/CB=1.0のケースで層間変位の減少が見られず、C2/CB=1.5以上のケースでは滑動により地震入力が低減するので1階層間変位の頭打ち現象が見られる。

中間のCB=0.45のケースではCB=0.60のケースと異なり、1階層間変位においてすら滑動による最大層間変位減少効果が明確に表れず、その最大層間変位は基礎固定時($\mu=2.0$)の最大層間変位以下であるものの、最大層間変位が20cm以下としかならない。加えて、2階最大層間変位は、C2/CB=1.0, 1.5のケースで基礎固定時($\mu=2.0$)の場合の層間変位を超えるケースが見られる。

以上をまとめれば、1階が先行降伏するケースのみに限り基礎固定時($\mu=2.0$)の最大層間変位は摩擦係数 $\mu=0.3$ 時における最大層間変位以上となることが言える。言い換えれば、滑動を許容する設計に際しては、2階層間変位が卓越するモードを避けて1階層崩壊形式にし、かつ、その1階耐力を摩擦係数より相当大きく取った方が良いと言える。一般の住宅では2階層せん断力が必要層せん断力より大なるケースが多いため、この施策により、各階層せん断力係数のばらつきに影響を受けず、安定した崩壊型を実現できる。

今回の計算結果のみから判断すれば、1階層崩壊を発生させるためC2/CB=2.0とし、その1階耐力を摩擦係数0.3の1.5倍とする必要がある。この結果を摩擦係数 $\mu=0.4$ の2種および3種地盤相当地震動に当てはめると、図9,10が得られる。図9,10でも、1階層崩壊を発生させるためC2/CB=2.0とすることが言え、3種地盤相当地震動の場合では建物の耐力を1.5倍以上(CB=0.45以上)かつC2/CB=2.0以上が望ましいと言える。

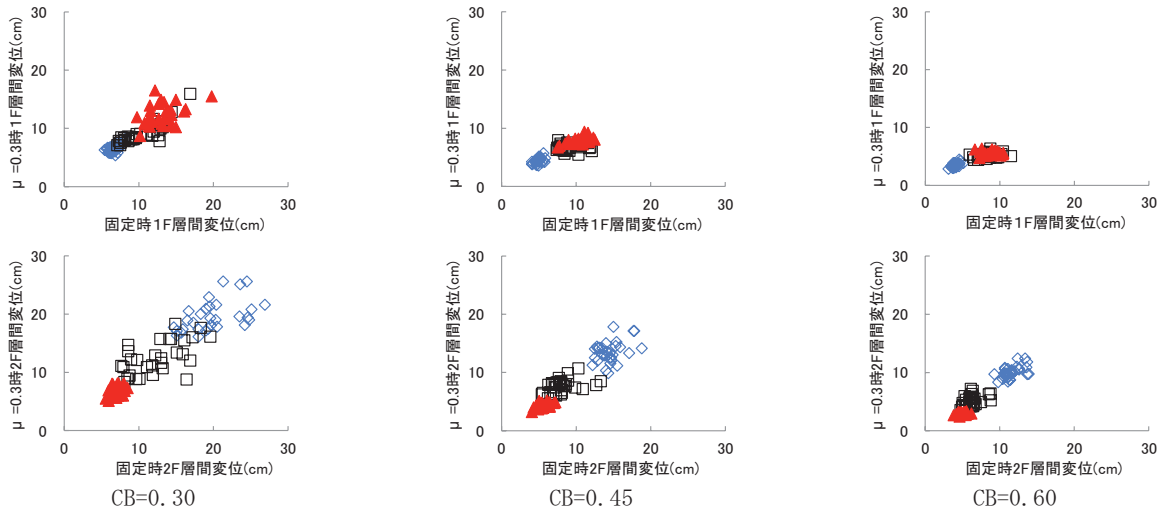


図6 基礎固定時と摩擦係数 0.3 時における最大層間変位の相関 (1 種地盤) (C_2/CB : $\diamond=1.0$, $\square=1.5$, $\blacktriangle=2.0$)

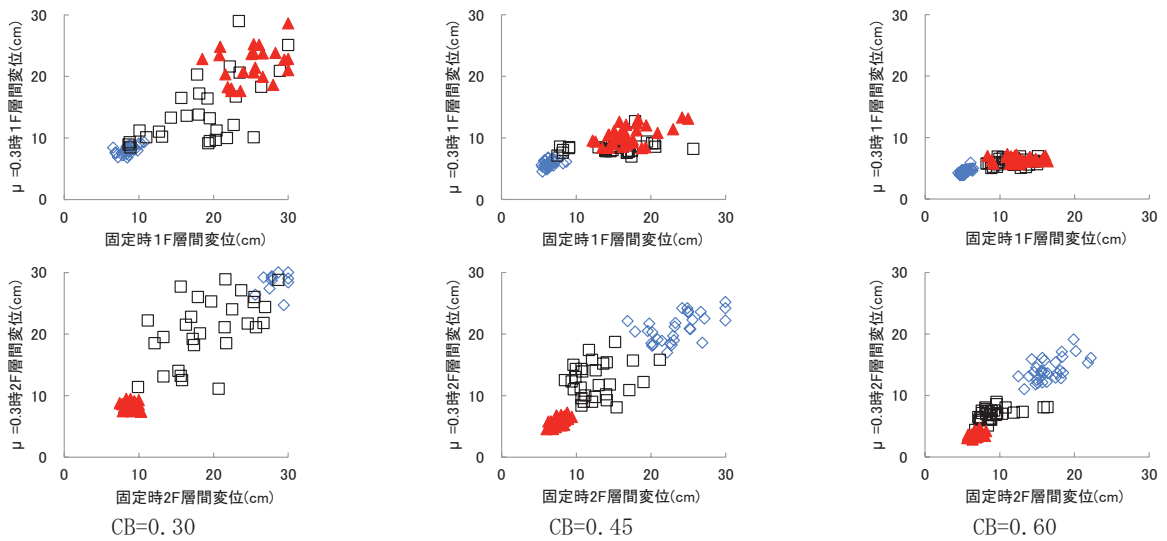


図7 基礎固定時と摩擦係数 0.3 時における最大層間変位の相関 (2 種地盤) (C_2/CB : $\diamond=1.0$, $\square=1.5$, $\blacktriangle=2.0$)

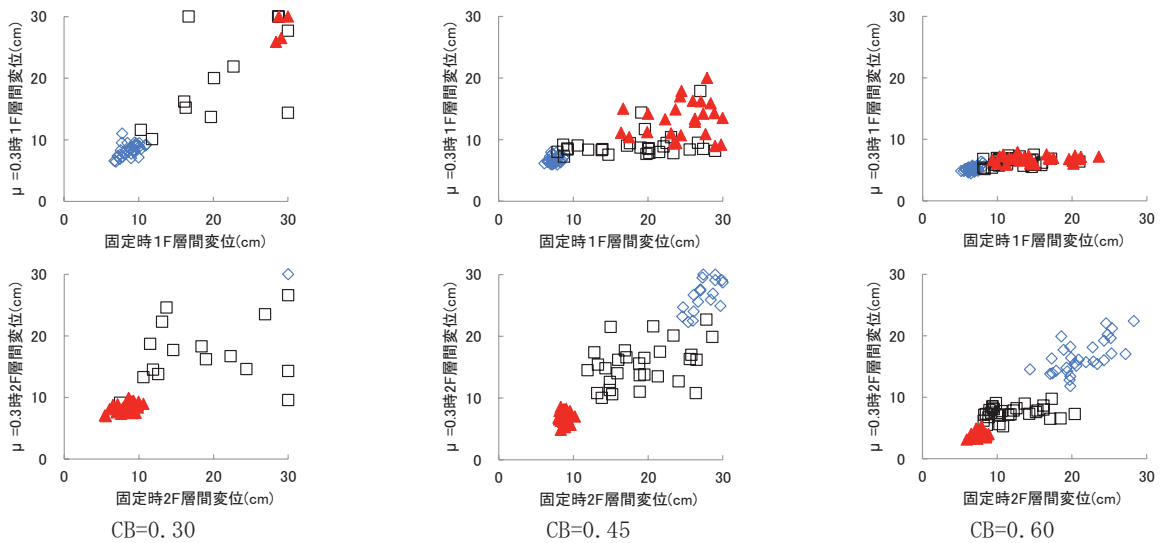


図8 基礎固定時と摩擦係数 0.3 時における最大層間変位の相関 (3 種地盤) (C_2/CB : $\diamond=1.0$, $\square=1.5$, $\blacktriangle=2.0$)

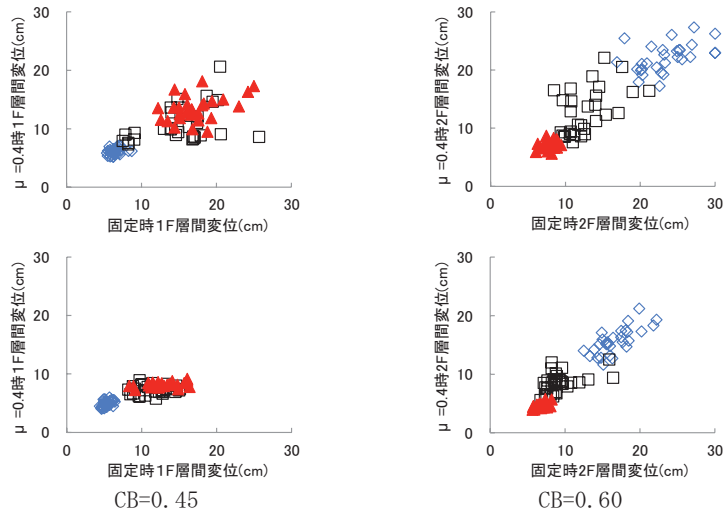


図9 基礎固定時と摩擦係数0.4時における最大層間変位の相関（2種地盤）（C2/CB：◇=1.0, □=1.5, ▲=2.0）

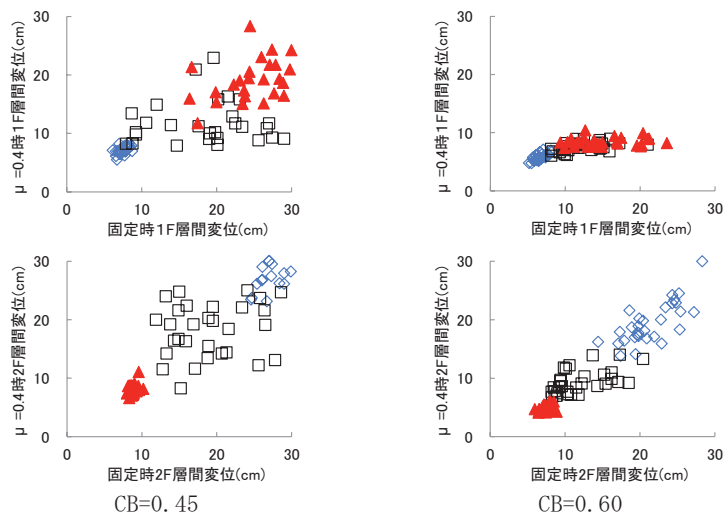


図10 基礎固定時と摩擦係数0.4時における最大層間変位の相関（3種地盤）（C2/CB：◇=1.0, □=1.5, ▲=2.0）

(2) 2P土塗り壁相当に対する最大滑動応答および最大変位応答

本節では、耐力壁の骨格曲線が2P土塗り壁相当時の最大層間変位を論ずる。以下では、前節の結論を2P土塗り壁相当（骨格曲線の第3勾配が負勾配）でも同等であるか確認するため、2種および3種地盤相当地震動およびCB=0.45, 0.60のみを対象とする。

基礎固定時の1階最大層間変位と2階最大層間変位を図11に示す。本項でも前項と同じく地盤が軟弱な場合（3種地盤相当地震動）は、CB=0.45かつC2/CB=1.0の場合において2階層間変位が限界変位(30cm)に達している場合が多いので、建物の耐力を1.5倍以上（CB=0.45以上）かつC2/CB=1.5以上が望ましいと言える。

摩擦係数 $\mu=0.3, 0.4$ 時の1階最大層間変位と最大滑動量を図12,13に示す。本項でも前項と同じく、最大滑動量は、2種地盤では摩擦係数 $\mu=0.3$ で10cm強、 $\mu=0.4$ で8cm程度、3種地盤において摩擦係数 $\mu=0.3$ で15cm程度、 $\mu=0.4$ で10cm程度の最大滑動量が計算されている。

基礎固定時と滑動時（摩擦係数 $\mu=0.3, 0.4$ ）における最大層間変位の相関は図14~17のようになる。本項でも前項と同じく、滑動を許容する設計に際しては、2階層間変位が卓越するモードを避けて1階層崩壊形式にし、かつ、その1階耐力を摩擦係数より相当大きく取った方が良いと言える。前項と異なる点を挙げれば、復元力特性の第3勾配が負勾配であり最大耐力以後に変形増大が発生しやすいため、3種地盤相当地震動CB=0.45の場合、摩擦係数 $\mu=0.3$ では1階層間変位が減少しないケースが生じること、摩擦係数 $\mu=0.4$ では1階層間変位が30cmを超えるケースが多発すること、である。従って、今回の計算結果のみから判断すれば、

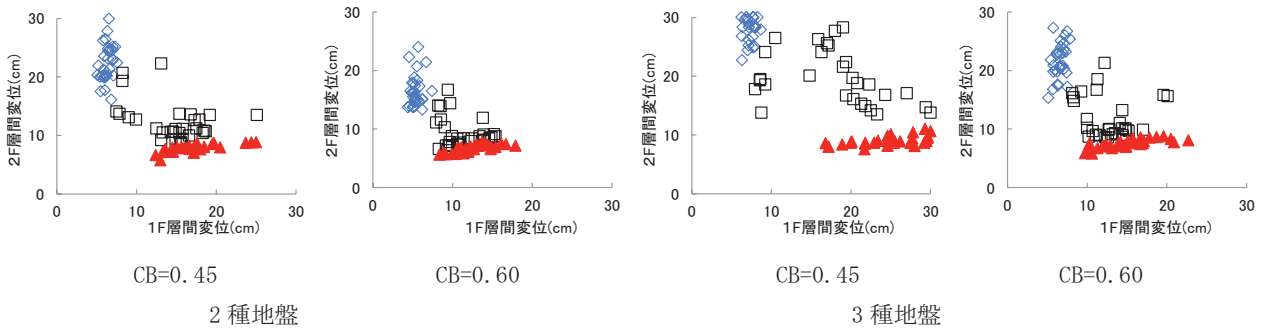


図11 基礎固定 ($\mu=2.0$) 時の最大変位応答 ($C2/CB$: $\diamond=1.0$, $\square=1.5$, $\blacktriangle=2.0$)

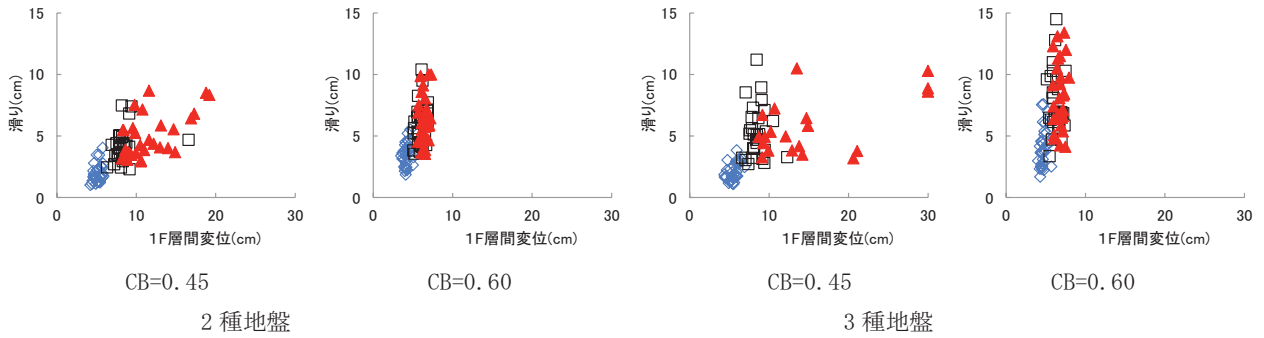


図12 $\mu=0.3$ 時の最大滑動応答と1階最大層間変位 ($C2/CB$: $\diamond=1.0$, $\square=1.5$, $\blacktriangle=2.0$)

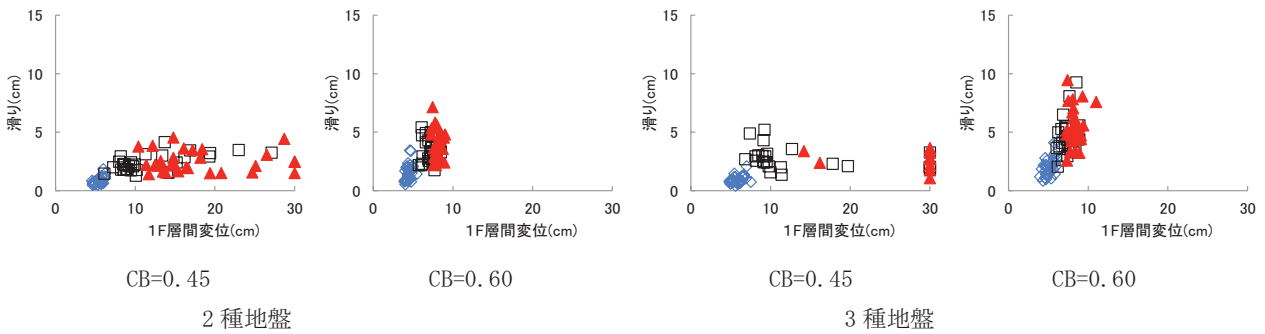


図13 $\mu=0.4$ 時の最大滑動応答と1階最大層間変位 ($C2/CB$: $\diamond=1.0$, $\square=1.5$, $\blacktriangle=2.0$)

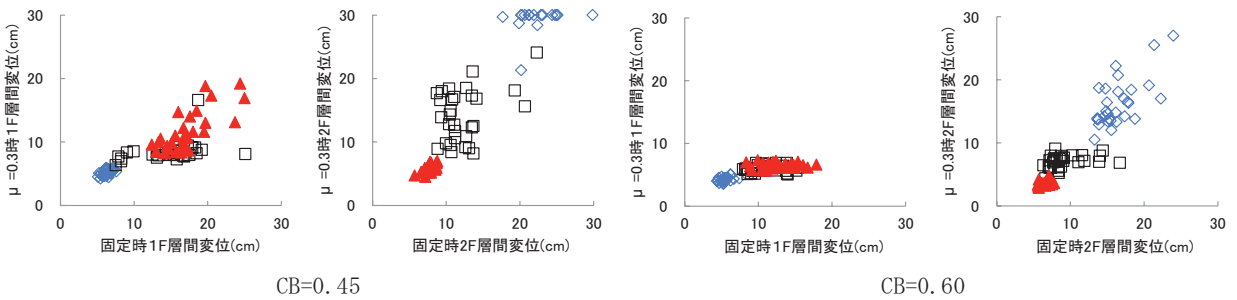


図14 基礎固定時と摩擦係数0.3時における最大層間変位の相関 (2種地盤) ($C2/CB$: $\diamond=1.0$, $\square=1.5$, $\blacktriangle=2.0$)

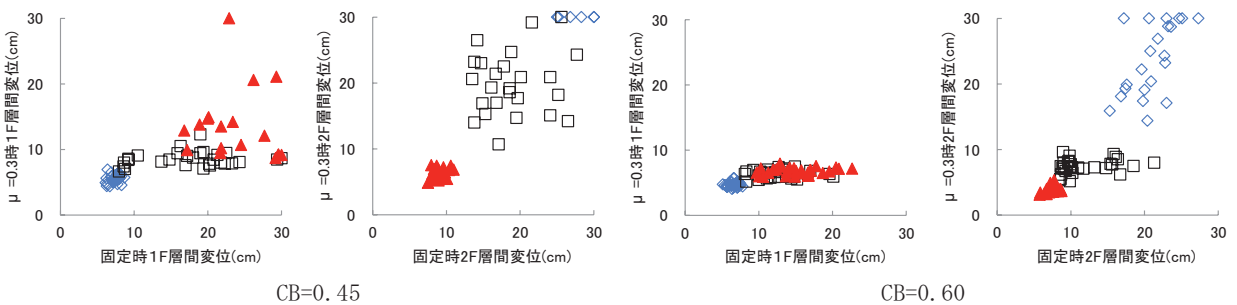


図15 基礎固定時と摩擦係数0.3時における最大層間変位の相関 (3種地盤) ($C2/CB$: $\diamond=1.0$, $\square=1.5$, $\blacktriangle=2.0$)

1階層崩壊を発生させるため $C2/CB=2.0$ とし、3種地盤相当地震動の場合では建物の耐力を2.0倍以上($CB=0.60$ 以上)が望ましいと言える。

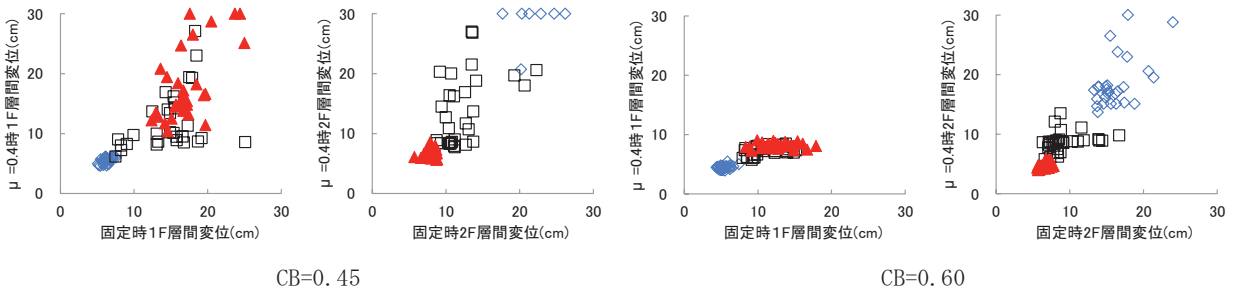


図 16 基礎固定時と摩擦係数 0.4 時における最大層間変位の相関 (2 種地盤) ($C2/CB$: $\diamond=1.0$, $\square=1.5$, $\blacktriangle=2.0$)

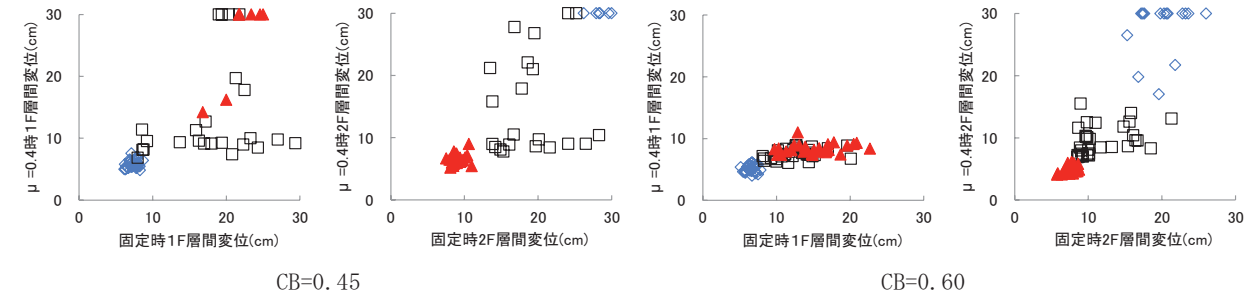


図 17 基礎固定時と摩擦係数 0.4 時における最大層間変位の相関 (3 種地盤) ($C2/CB$: $\diamond=1.0$, $\square=1.5$, $\blacktriangle=2.0$)

4. 結語

本稿では、上部構造モデルの違いによる最大層間変位、正負最大すべり量への影響を検討した。その結果、1種地盤で摩擦係数 $\mu=0.3$ で7cm程度、 $\mu=0.4$ で5cm程度、2種地盤で摩擦係数 $\mu=0.3$ で10cm強、 $\mu=0.4$ で8cm程度、最も滑り量の大きな3種地盤で摩擦係数 $\mu=0.3$ で柱脚の滑り量は15cm程度 $\mu=0.4$ で10cm程度の最大滑動量が予測されることが判明した。加えて1階が先行降伏するケースのみに限れば、柱脚固定時の最大層間変位はほぼ摩擦係数0.3時における最大層間変位以上であり、柱脚非固定時の最大層間変位は柱脚固定時より小さいので、最大層間変位の評価では柱脚固定として算出すれば安全側になる。また、滑り量は最大15cm程度であり、最大滑り量を20cmとして設定すれば安全側になる。

謝辞：本研究の一部は、国土交通省住宅局補助事業「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会」により行われた。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 山田耕司：東立て床の滑動免震効果に関する実験的研究，日本地震工学会大会—2003梗概集,2003,pp.2-3
- 2) 川上沢馬，向坊恭介，山田耕司，鈴木祥之：柱脚を固定しない木造建物のロッキングと滑動，日本地震工学会・大会—2007 梗概集,2007, pp.286-287
- 3) 向坊恭介，川上沢馬，鈴木祥之：礎石建て構法木造建物の地震時挙動に関する研究 その1振動台実験，日本建築学会講演梗概集C-1, 2008, pp.175-176
- 4) 川上沢馬，向坊恭介，鈴木祥之：礎石建て構法木造建物の地震時挙動に関する研究 その2地震応答解析，日本建築学会講演概要集C-1, 2008, pp.177-178
- 5) 吉田尚弘，向坊恭介，大岡優，伊津野和行：礎石建て構法木造建築物の柱脚滑り挙動の解析的研究，日本建築学会講演梗概集C-1, 2009, pp.561-562
- 6) 山田耕司，向坊恭介，鈴木祥之：建物固有周期と入力動周期の建物滑動量への影響，歴史都市防災論文集 Vol.4, pp.217-224, 2010.7
- 7) 建築技術：東京工業大学すずかけ台キャンパスG3棟レトロフィット，建築技術2010年8月号, pp.34-51.
- 8) 山田耕司：愛知県の在来軸組木造住宅の壁量に関する調査研究，構造工学論文集Vol.46.B, pp.181-188, 2000.3