



柱の軸力変動が懸造形式伝統木造寺院建築の 地震応答に及ぼす影響

森 悠介¹⁾、鈴木 隆志²⁾、伊津野 和行³⁾、土岐 憲三⁴⁾

1) 非会員 立命館大学大学院理工学研究科

e-mail : rd010016@se.ritsumei.ac.jp

2) 非会員 鹿島建設 (立命館大学 COE 客員研究員) 工修

e-mail : tsv23034@se.ritsumei.ac.jp

3) 正会員 立命館大学理工学部都市システム工学科、教授 工博

e-mail : izuno@se.ritsumei.ac.jp

4) 正会員 立命館大学理工学部都市システム工学科、教授 工博

e-mail : toki-k@se.ritsumei.ac.jp

要約

本研究では、柱脚の軸力変動が木造建築物全体の耐震性能に及ぼす影響を検討した。柱が浮き上がることをも考慮した柱脚鉛直バネと、摩擦による柱脚水平バネとを連成させた解析モデルを作成し地震応答解析を行った。入力地震波は想定花折地震動である。

柱脚の浮き上がり柱脚部の水平方向変位に対する抵抗がなくなることを考慮したシミュレーションを行った。その結果、柱頭の最大応答変位に柱の軸力変動が与える影響は小さいが、柱の軸力変動を考慮することにより柱脚の残留変位、柱のせん断力及び横架材の軸力の増加が生じることがわかった。

キーワード：伝統木造寺院建築、軸力変動、非線形地震応答解析、懸造、連成バネ

1. 研究目的

我が国は、地震が多発する国であるため、建築物の地震対策が必要不可欠である。伝統木造建築物の耐震性能評価に関する研究は、古くは昭和9年頃に始まり、近年盛んに行われている(例えば1)~3)。近年の研究で貫、柱、土壁、組物といった各要素の耐震性能は明らかになってきているが、懸造(懸崖造)形式の伝統木造建築物において、これらが組み合わさった架構全体の地震応答は複雑になることが予想される。

著者らはこれまで、構造調査・劣化調査・常時微動測定とともに、3次元骨組み要素を用いた非線形地震応答解析を実施してきた^{4)~6)}。一連の研究では、JMA神戸波形を最大加速度1000cm/s²にして入力した場合には、一部で最大変形角が安全限界角1/30を超えるものの、サイト波として本論文でも後述する想定花折断層波を用いた場合には、1/50程度にとどまるという結果が得られた。

これまでの検討では、構造物全体系の総合的な耐震性能を把握することに努めてきたこともあり、基部における摩擦力は自重から算定した一定値を用いてきた。しかし、構造物各部のより詳細な挙動を把握するためには、柱の軸力変動を考慮した摩擦力の設定を行い、その影響を評価しておく必要があると考えた。特に清水寺は屋根が檜皮葺で自重が軽いため、大地震時には柱が浮き上がる可能性も考えられる。また、浮き上がらないまでも柱の軸力は変動し、基部の摩擦力に影響を与えることが考えられる。

よって本研究では、最大級の懸造形式を有する伝統木造建築物である清水寺本堂の地震応答特性に及ぼす柱軸力の影響について明らかにすることを目的とし、各種の数値シミュレーションを実施した。軸力変動による柱基部の摩擦力を時々刻々変化させるモデルと、一定の摩擦力を仮定したモデルとで、その地震応答を比較検討した。

2. 対象構造物

清水寺は778年に開創され、現在の本堂は1629年の焼失から4年後の1633年に再建されたものである。建物の平面を図1に示す^{7),8)}。東西(X)方向13スパン、南北(Y)方向12~14スパンからなり、1スパンは約3mである。建物最高高さは本堂部分地表面より約18m、舞台の高さは傾斜地表面より最大約13mであり、懸造構造と呼ばれている。崖縁に柱を立て並べ、貫を縦横に差し通して、張り出された舞台を支える構造⁷⁾になっており、地盤から床面までの高さが場所によって異なるという特徴を有する。

建築面積は本堂と舞台をあわせて約1,170 m²である。図1には、解析結果の説明に用いるために定義した通り名も示している。同図中、緑点線より下側が懸造部分である。また、青線で示した範囲を本宇と称する。また図2には清水寺の構造の概要と各部名称を示している。

清水寺本堂の土小壁配置は、東西(X)方向では、土小壁が北側に偏在し、南北(Y)方向では、土小壁が両妻面にバランスよく配置されている。図1には板壁の剛性を無視した場合の、剛心及び重心も示した。偏心率はX方向が=0.096、Y方向が0.004であった。各部材の寸法(表1)を現地調査し⁵⁾、これをもとに数値解析のモデル化を行った。

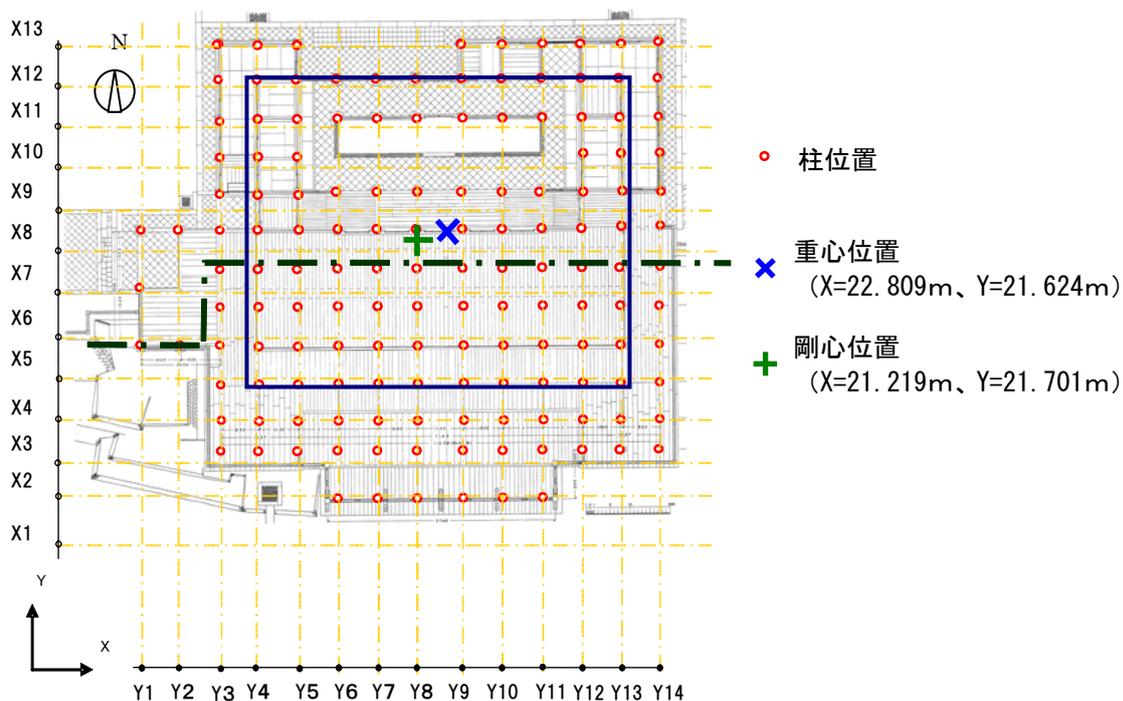


図1 対象建物の平面図⁷⁾

表1 各部における柱、貫、桁、土小壁の断面寸法⁵⁾

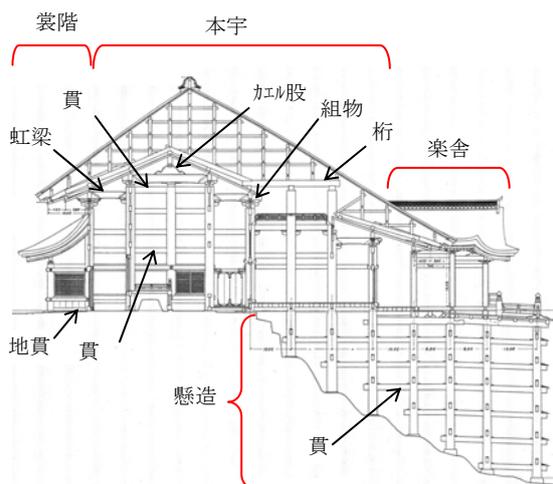


図2 各部名称⁷⁾

部材	断面寸法【mm】
懸造柱	550~700 φ
本宇柱	550 φ
楽舎柱、礼堂廊下柱	400×400
裳階、車寄柱	450 φ
舞台床桁	B×D=300×550
本宇 X 方向 X10 通り桁	B×D=300×500
本宇 X 方向 X8,9,11,12 通り桁	B×D=300×450
礼堂上部 X 方向 X6,7 通り桁	B×D=400×350
本宇 Y 方向山形部桁	B×D=400×400
本宇 Y 方向礼堂上部 X6~8 間桁	B×D=300×450
Y 方向 X9~11 間 須弥壇上部虹梁	B×D=400×550
その他 Y 方向桁	B×D=300×400
懸造貫	B×D=200×400
本宇貫	B×D=200×450
裳階、楽舎、車寄貫	B×D=200×350
土小壁	t=100

3. モデル化の概要

3-1. 概要

モデル化にあたっては、接合部及び土小壁に非線形性を考慮し、ケヤキである柱、貫、桁は弾性部材とした。参考文献⁹⁾よりケヤキのヤング係数を $E=8800\text{N/mm}^2$ 、及びせん断弾性係数を $G=590\text{N/mm}^2$ と仮定した。安全側の仮定として、水平構面は、剛性、耐力とも無視し、重量のみ考慮した。水平構面の剛性と耐力を無視したことの影響は、今後検討していく予定である。振動解析モデルとしては、既出の論文⁶⁾に示すものを用いた。各要素の各要素の力学特性としては、なるべく一般的なものを用いることとした。非線形モデル等については論文⁶⁾と同じものは説明を割愛し、ここでは、仮定の異なる柱脚基部のモデルについて詳述する。

清水寺は屋根が桧皮葺で自重が軽いため、大地震時には柱が浮き上がる可能性も考えられる。また、浮き上がらないまでも柱の軸力は変動し、基部の摩擦に影響を与えることが考えられる。そのため、図3のような柱脚部の非線形要素の設定が異なる CASE 1 と CASE 2 の2種類のモデルを用いた。CASE 1 は軸力変動の影響を考えないモデル、CASE 2 は軸力変動の影響を考慮したモデルである。以下、各モデルの詳細について述べる。

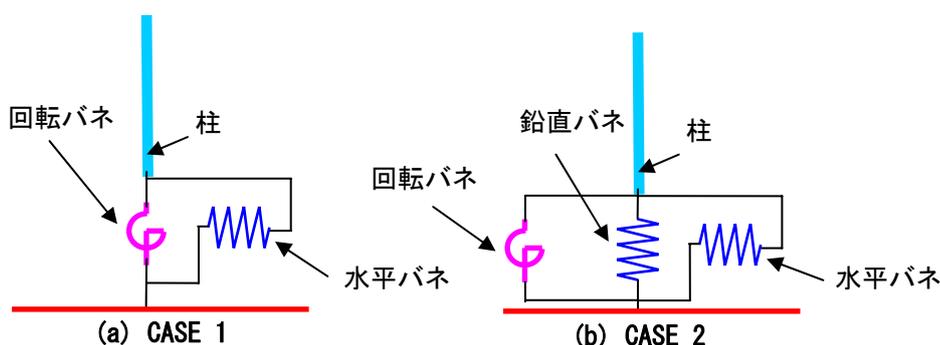


図3 柱脚部の非線形要素の設定

3-2. CASE 1、CASE 2 の共通の設定

柱脚には柱傾斜復元力特性を有する非線形弾性回転バネを設定した。

柱脚接合部に設定した水平バネは摩擦による剛塑性の骨格曲線を有するバイリニア型バネである。

礎石の天端は平滑ではなく、さらに経年により木と礎石がなじむことにより、滑りにくいと考えられるため、石-木材間の静止摩擦係数は 1.0 と仮定した。なお、摩擦係数を 1.0 と仮定することの影響については 5 章で後述する。

柱貫接合部に設定した回転バネの剛性、耐力は、稲山の通し貫接合部の回転剛性 K_r と降伏モーメント M_y の算定式¹⁰⁾を基に、柱内部に略鎌継手が存在することを考慮して仮定した。略鎌継手が開く方向で 50%、閉じる方向で 80%の耐力となるという報告¹²⁾を参考に、用いたソフトウェアの制限から両方向に同じ値として、柱貫接合部の回転性能を通し貫の場合の 50%と仮定した。

組物に設定した回転バネの剛性、耐力は、柱頭が斗にめり込むことによる非線形性を、稲山の三角めり込み式¹⁰⁾によりスリップバイリニア型として算定した。組物を置換したせん断バネの剛性、耐力は、組物上載荷重による摩擦とダボによるめり込みのせん断抵抗を考慮して仮定した。

土小壁の復元力特性は、文化庁文化財部「重要文化財（建造物）耐震診断指針¹¹⁾」を参考に、等価なブレースに置換し、第一折点をせん断変形角 1/150 で応力 59kN/m²、第二折点はせん断変形角 1/60 で応力 78 kN/m²とした。

南北方向懸造柱貫接合部においては、柱脚高さレベルの違いから生じる貫軸力によって貫の柱からの抜け出す状況を、摩擦による節点水平バネとしてモデル化した。節点水平力が、節点モーメントから算出した柱外縁部に生じる圧縮力による摩擦力を上回ったとき塑性化する水平バネを設定した。このバネの復元力特性はスリップバイリニア型とする。

代表的な非線形バネの値を表 2 に示す。これらの値は既往の研究¹²⁾⁻¹⁶⁾を参考に、実測した柱寸法から算出した。

質量に関しては、柱の単位体積重量が 7.85kN/m³、桧皮葺屋根重量と小屋組み重量の合計が 0.713kN/m²である。また、地震時の積載荷重は 0.54kN/m²、地震時総荷重は約 9.4kN/m²として分布荷重で与えた。

表 2 代表的な非線形バネの値

	My [kNm]	θ_y		
柱貫回転バネ (懸造部)	104	0.0154	—	—
柱貫回転バネ (本宇部)	76	0.0174	—	—
組物回転バネ (本宇部)	27	0.029	—	—
	M1 [kNm]	θ_1	M2 [kNm]	θ_2
柱脚回転バネ (懸造部)	26	0.0024	35	0.0107
柱脚回転バネ (本宇部)	18	0.0019	24	0.0086
柱脚回転バネ (本宇懸造連続柱)	29	0.0013	38	0.0061

3-3. CASE 1 の設定

CASE 1 は摩擦力が変動する影響は小さいと考えたモデルで、柱脚部に回転と水平方向の節点バネのみを設定した。回転バネが柱の傾斜復元力特性を表し、水平バネが柱と礎石との摩擦特性を表す。地震応答中、この CASE 1 では一定の摩擦力が働く。

3-4. CASE 2 の設定

CASE 2 では柱脚部に回転と水平方向のバネに加え、鉛直方向のバネを設定した。柱脚鉛直バネは柱の軸力変動を考慮するために設定した。節点鉛直力（引張方向）が正になった時に、第 2 剛性に移動するものとする（図 4）。なお、圧縮方向は常に弾性域とするマルチリニアである。

柱脚接合部に設定した水平バネは CASE 1 との違いとして、以下の 2 点が挙げられる。

- ① 時々刻々の柱軸力と連動して水平摩擦力が変動する。
- ② 柱脚鉛直バネが引張り方向に非線形化すると、柱脚水平バネは復元力 0 で変位が増加する。

また、柱の軸力変動が柱脚復元力に与える影響については、用いた市販の汎用ソフトウェアにおいて軸力と回転バネを連成バネを考慮できないため、今回は柱脚水平バネについてのみ軸力変動の影響を考慮した。

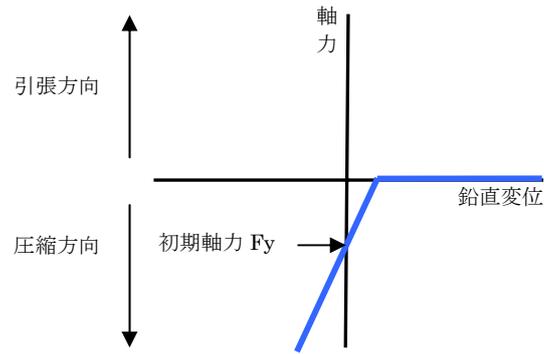


図4 柱脚鉛直バネの履歴特性

4. 数値解析方法

時刻歴地震応答解析には、市販の汎用ソフトウェア CRC ソリューションズ社製 DYNA2E を用いた。非線形立体解析モデルを図5に示す。節点数は3250、部材数は2000である。Newmarkの β 法($\beta=1/4$)による数値積分法を用い、近傍のボーリング調査より、地盤が比較的固いことから、地盤面は固定とした。積分時間刻みは0.002秒とし、減衰定数は $h=0.05$ で剛性比例型減衰とした。

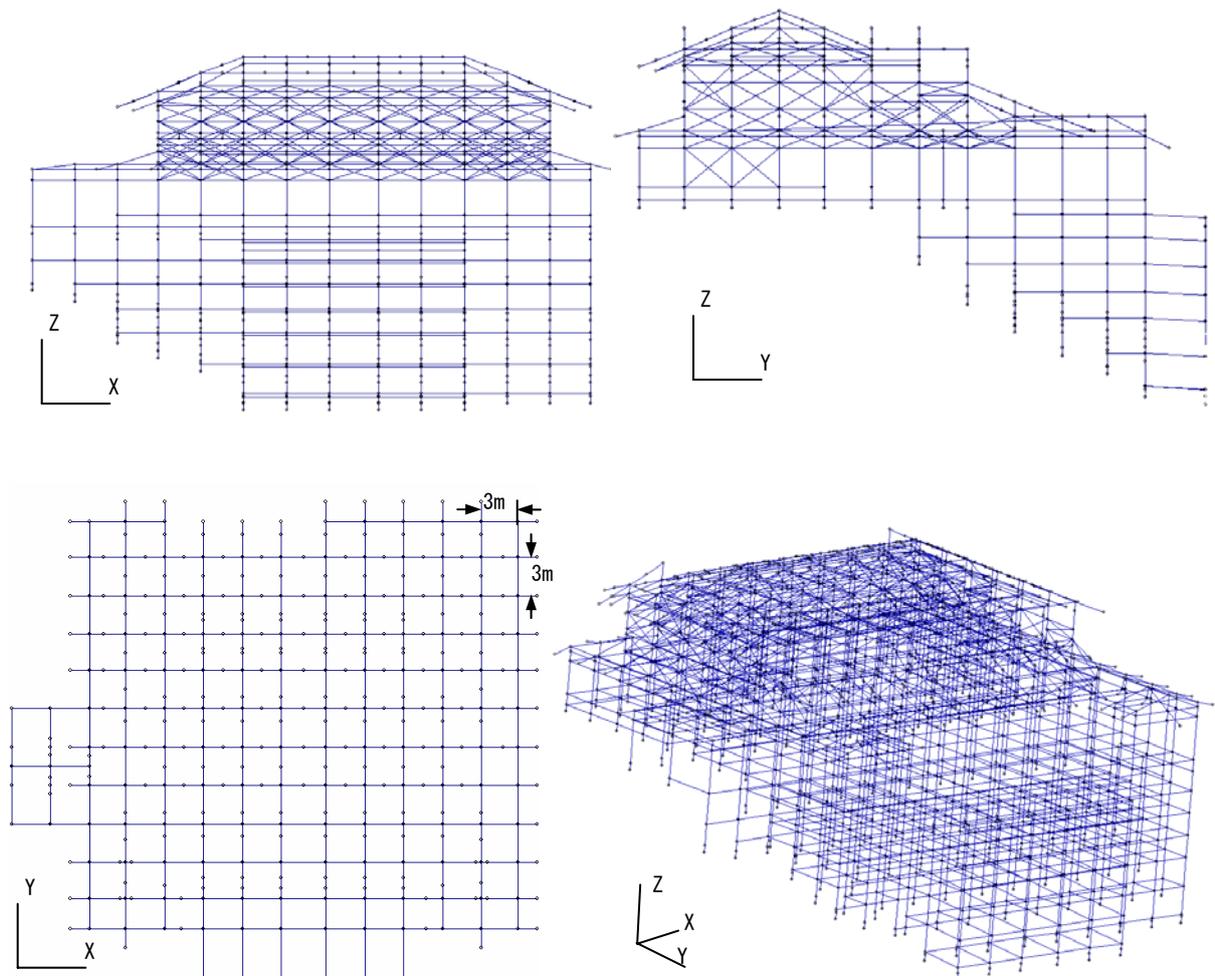


図5 非線形立体解析モデル図

入力地震波はサイト波として清水寺本堂に与える影響が最も大きいと考えられる、花折断層を震源とする清水寺敷地内における想定花折地震動¹⁷⁾を用いた。花折断層は、京都盆地の北東から東側の山麓を通る約17kmにわたる活断層であり、南北方向の走行を持つ右横ずれ断層である。この断層が動いた場合に清水寺で予測される波形が求められており、これを想定花折地震動と呼んでいる。

建物の応答解析では、想定花折地震動における当該地点での地表面加速度を用い、建物 X 方向（東西方向）に EW 成分を、Y 方向（南北方向）に NS 成分を、Z（鉛直方向）に UD 成分を同時入力した。入力時間は0.01秒間隔で8秒間とした。図6に想定花折地震動の波形を示す。水平方向の最大値は約1G、鉛直方向は約0.3Gであり、0.1Gを超える水平加速度が5秒程度継続する。

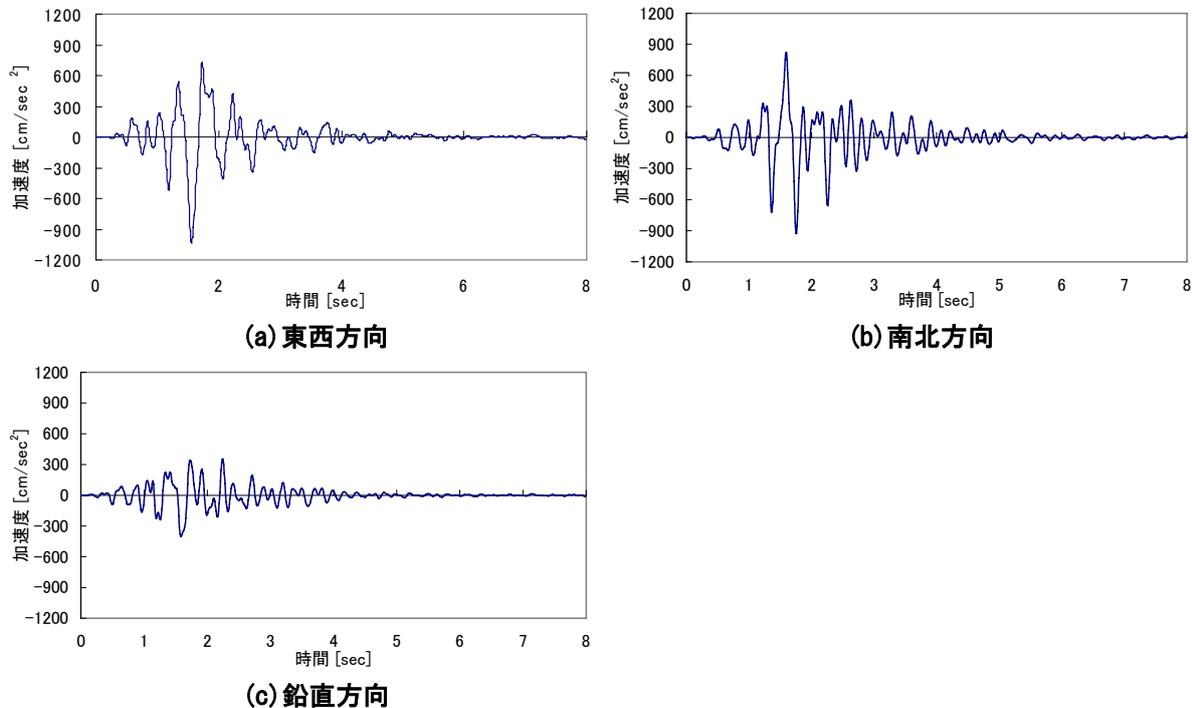


図6 想定花折地震動波形¹⁷⁾

5. 地震応答解析

5-1. 柱脚部の応答

ここでは、柱脚部の水平、鉛直挙動について検討する。

図7と図8は、軸力変動が大きかった西端中央付近(図1のX5Y3)における柱脚基部の地震応答解析結果である。両ケースとも、図7(b)および図8(b)に示すように、柱脚部の軸力を見ると浮き上がらないまでも、軸力は0付近まで達している。軸力変動幅は、初期軸力約40kNに対して0~80kNと大きい。CASE 1では、図7(a)に示すとおり水平バネは線形領域にとどまっており、0.1mm以下の応答である。一方CASE 2では、図8(a)に示す柱脚部の水平方向では柱脚水平バネが非線形化したのち、軸力が減少するために摩擦力が低下している。図8の赤丸の点で示されている軸力及びせん断力は同一時間の値であり、軸力がほぼ0になって、そのときの水平力が0近くになり、水平変位が図のマイナス方向に増加していることがわかる。図7のCASE 1と比較して軸力変動の影響は水平バネの挙動に大きく影響している。また図7(a)のCASE 1では線形応答にとどまり残留変位が生じないのに比較して、図8(a)のCASE 2では約0.25cm残留変位がある。

次に図9はCASE 2の東北角(図1のX13Y14)の地震応答解析結果である。柱は浮き上がっているが、その量は図9(b)に示すとおり 10^{-8} cmレベルと非常に小さい。図8(a)の柱脚水平バネでは、縦に2本の線が入っている。これは柱脚が浮き上がり、柱脚水平バネは復元力0で変位が増大し、その後柱脚が再び接地し柱脚水平バネの応力が再び増加していることを示している。水平方向の変位は0.1cmと図8(a)より小さい。最終的な残留変形は0.07cmである。柱の浮き上がりが生じることと、水平方向変位の大小には必ずしも相関がないことがわかる。

一方、CASE 1 では、同じくバイリニア型履歴復元力特性を仮定しているにもかかわらず、図 8 や図 9 と同位置の水平バネの非線形化は生じていない。これは柱軸力の変動により摩擦力が変動することの影響を考慮していないため、柱脚水平バネの耐力が初期軸力に依存したままであるためである。図 8(a) では最大応答値が 23kN で、初期軸力による摩擦力 35kN まで達しておらず、非線形化していない。

次に図 10 は CASE 2 の図 9 と同じ東北角の柱脚部のバネの時刻歴応答変位である。CASE 2 では 2 秒付近で柱が浮き上がり、柱脚水平バネの復元力も 0 となる時間帯に変位が急増している。これは、図 6 の地震波を見ると最大加速度による加振が終了した頃に滑っていることになる。一方 CASE 1 では柱脚水平バネの非線形化は生じず、変位は小さい。また、CASE 2 は最終的に残留変位は約 0.07cm あるのに対し、CASE 1 の柱脚部では残留変位はなく、最大応答変位も CASE 2 の 1/10 以下である。しかし、CASE 2 の残留変位も 0.1cm 以下であり、直径 60cm 高さ 3.8m の柱寸法と比較すれば十分小さい。

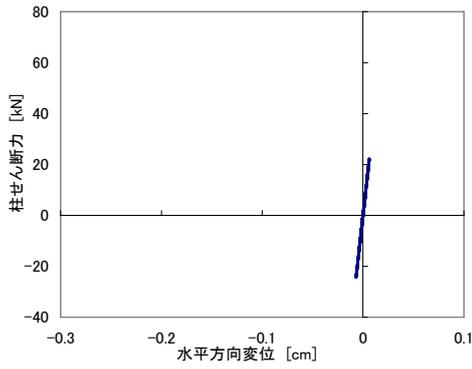
図 11 は同じ東北角の時刻歴応答軸力（+が引張り、-が圧縮）である。CASE 2 では柱が浮き上がり、応力負担が 0 になっているのに対し、CASE 1 では引張方向に軸力が増加している。また、圧縮方向では CASE 2 と CASE 1 の差は僅か 0.7% である。構造全体の柱脚部の軸方向の応力は、圧縮方向で CASE 2 は CASE 1 の 99.6% とほぼ同じである。若干 CASE 2 で軸力の減少があるのは、CASE 1 は本来柱が浮き上がる引張り方向の軸力を超えても、引張りの軸力を負担し続けるため、他の柱に圧縮方向の軸力が生じたと考えられる。しかし、その差はわずか 0.6% で小さい。また、引張方向の構造全体の柱脚部の軸力は CASE 2 が CASE 1 の 84% である。CASE 2 の柱脚の浮き上がりが生じた位置では、CASE 2 の軸力は CASE 1 の 0.01% 程度と小さい。しかし、浮き上がった柱が着地してからの応答は、着地直後をのぞいて CASE 1 も CASE 2 もほぼ同じである。また CASE 2 の軸力は最大で約 300kN（応力度 470kPa）で、長期許容圧縮軸力（応力度 6.9MPa）以内である。また CASE 2 の応答せん断力はベースシア換算で約 1.1 となった。柱にかかるせん断力は最大で約 850kN（応力度 740kPa）で、長期許容せん断力（応力度 980kPa）以内である。CASE 1 と CASE 2 で最大軸力はほぼ同程度だがせん断力は約 8% 増加している。また横架材の最大応答軸力は CASE 1 で約 770 kN（応力度 9.6MPa）、CASE 2 で約 841kN（応力度 10.5MPa）と CASE 2 は CASE 1 より約 9% 増加している。また両方向とも部材の座屈（応力度 10.7MPa）は生じていないが、CASE 2 は部材の座屈が生じる寸前である。これらより柱せん断力及び横架材の軸力に関しては、柱の軸力変動の影響を考慮しないと 1 割程度危険側の評価になる。

最後に、図 13 が柱脚に浮き上がりが生じた位置を表したものである。CASE 2 のモデルに想定花折地震動を 3 方向入力した図 13(a) では、建築物の端に近い柱脚で浮き上がりが見られる。これは、均等スパンの貫構造が半剛接ラーメンとして機能しているため、外柱に地震時変動軸力の影響が現れたことに起因する。また、特に建築物の東端と西端で浮き上がりが多く見られる。この原因は、懸造構造のために南北(Y)方向を構成する構面全てにおいて柱脚高さ位置が異なるのに対し、東西(X)方向のほとんどは同一構面において高さ位置が同一のためである。南北(Y)方向においては、水平変位が柱脚高さ位置の異なる部分の横架材の軸力によって拘束されるため、柱のせん断力は高さが近い柱脚に直接伝達されている。よって、建築物は東西(X)方向の外柱の軸力変動が大きくなると考えられる。さらに、花折地震動は断層が南北に走っているため、想定地震波形が南北(Y)方向で最大 929 cm/s^2 、東西(X)方向で最大 1033 cm/s^2 と東西(X)方向の方が加速度は大きく、当該建物の固有周期における応答スペクトル値(図 12)が大きいことも原因であると推測される。

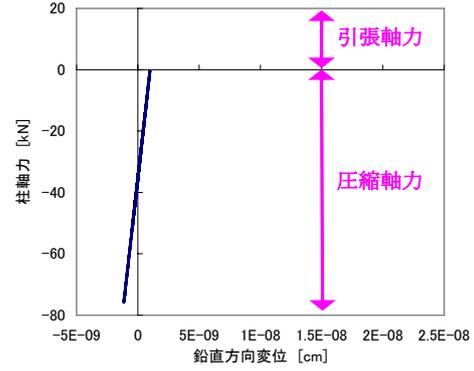
また、想定花折地震動の水平 2 方向入力した図 13(b) でも、3 方向入力とほぼ同じ柱脚の浮き上がりが生じている。浮き上がりが生じた柱は、(a) (b) どちらもほぼ同じであり、4 本の柱のみ 3 方向入力しか浮き上がらない。これら 4 本の柱も、水平 2 方向入力で、軸力はほぼゼロ近くにまで減少していた。一方、想定花折地震動の鉛直方向単独入力では、鉛直成分の最大加速度が 404 cm/s^2 と 1G を超えないため、柱の浮き上がりは生じない。これらの結果から、柱脚部の鉛直バネに及ぼす影響は、鉛直方向の地震動よりも水平方向の地震動の影響が大きいと考えられる。

以上の結果から、柱脚部の挙動において軸力変動の影響は大きいと言える。

ここで、摩擦係数の影響について検討しておく。ここまでの検討では摩擦係数を 1.0 と仮定したが、実際の値は不明である。そこで、摩擦係数を変えて解析を行い、その影響について検討することにした。図 14 は CASE 2 において摩擦係数を変化させて検討したものである。木材間の摩擦係数として参考文献¹³⁾より 0.5 と仮定した場合(図 14-a)と、水平方向にすべらないと仮定した場合(図 14-b)の計算結果を示す。図 13 とほぼ同じ箇所でも浮き上がりを生じており、浮き上がり挙動に及ぼす摩擦係数の値の影響は小さいことがわかる。

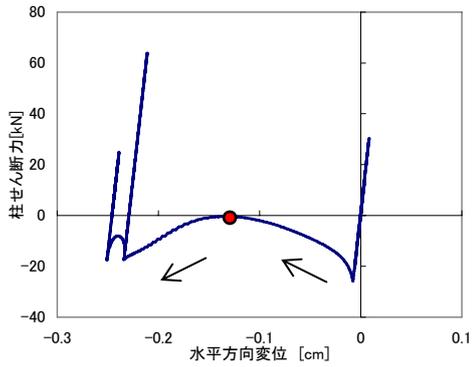


(a) 水平方向変位

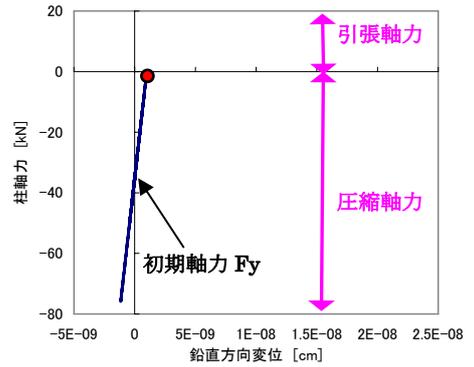


(b) 鉛直方向変位

図7 柱脚水平バネ変位復元力特性 CASE 1 (X5Y3)

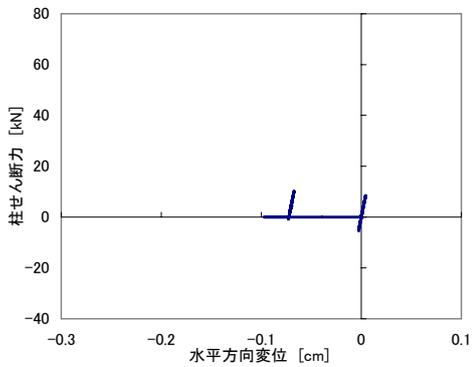


(a) 水平方向変位

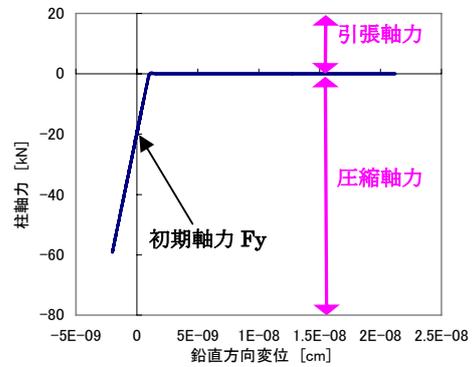


(b) 鉛直方向変位

図8 変位復元力曲線 CASE 2 (X5Y3)



(a) 水平方向変位



(b) 鉛直方向変位

図9 変位復元力曲線 CASE 2 (X5Y3)

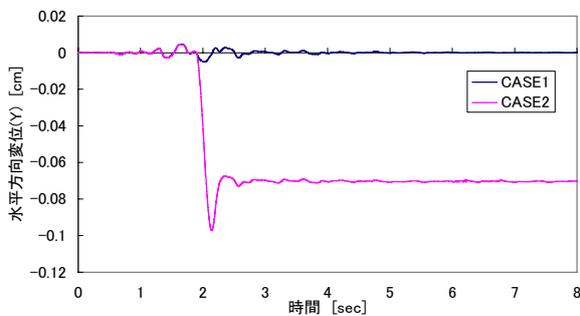


図10 時刻歴応答変位 柱脚水平方向

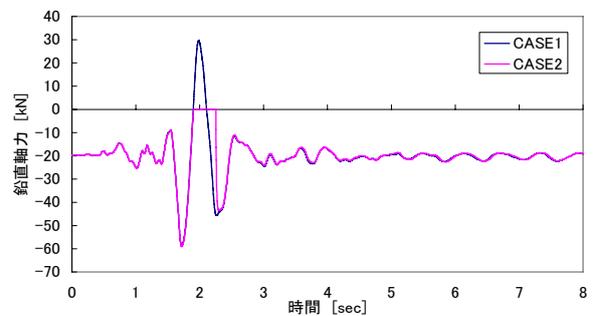
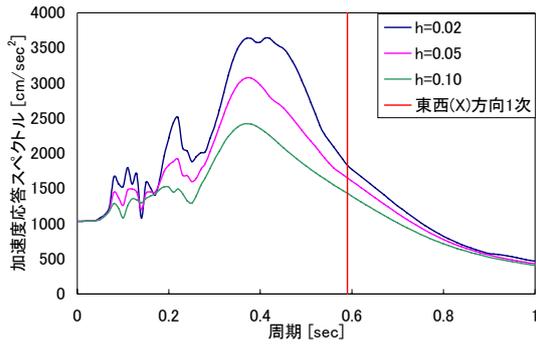
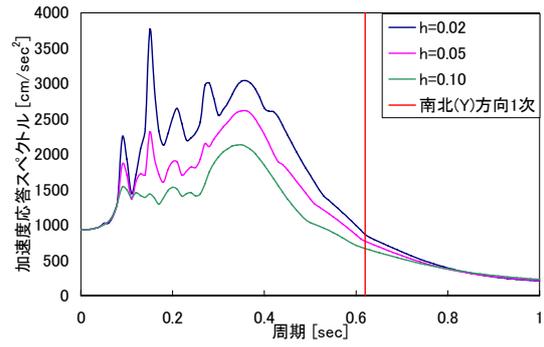


図11 時刻歴応答軸力

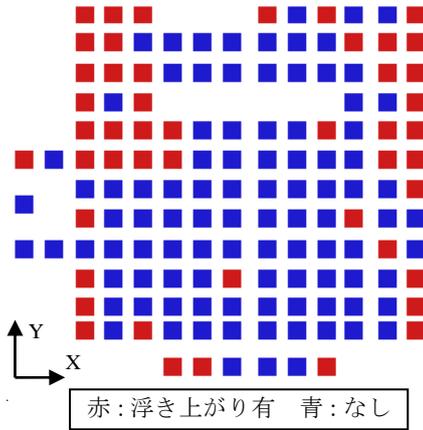


(a) 東西 (X) 方向

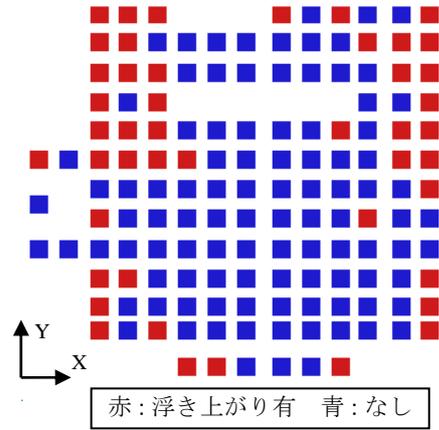


(b) 南北 (Y) 方向

図 12 加速度応答スペクトル

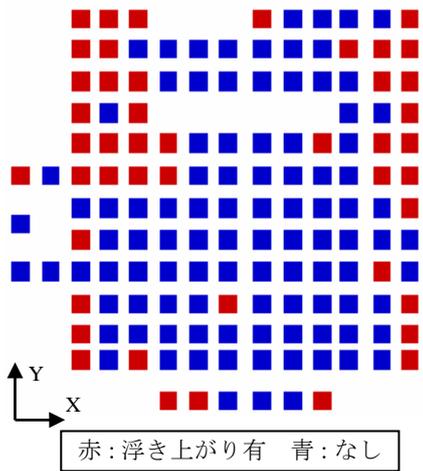


(a) 3 方向入力

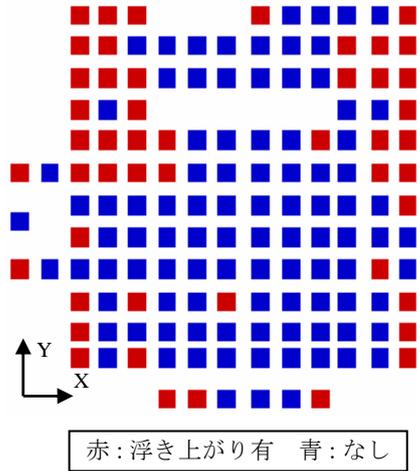


(b) 水平 2 方向入力

図 13 CASE 2 における柱脚浮き上がりの有無



(a) 3 方向入力 摩擦係数 0.5



(b) 3 方向入力 基部水平方向固定

図 14 CASE 2 における摩擦係数の違いが軸力変動に与える影響

5-2. 柱頭部の応答

ここでは、建築物の柱頭における時刻歴応答変位について検討する。

図 15(a)は西南角 (X2Y3) 柱頭の南北 (Y) 方向応答変位である。この柱は、建築物の端に位置し柱の浮き上がりが生じて CASE 1 と CASE 2 で波形がずれている。これに対し図 15(b)の建築物の剛心付近 (X9Y7) 柱頭の南北 (Y) 方向応答変位では、時刻歴応答変位波形は CASE 1 と CASE 2 でほぼ同じ波形である。こ

これは、前述のように建築物の端では柱脚鉛直バネの非線形化が生じやすいため、同時に柱脚の水平方向での変位が大きくなり、残留変位が残っているためであると推測される。

CASE 1 と CASE 2 の最大応答変位の差は建物の端付近で約 2%、剛心付近では 0.5% 以下と小さい。よって、構造物の最大応答を評価する目的であれば、CASE 1 でも十分実用的だと言える。なお計算に要する時間は一般的な PC を用いて CASE 1 で約 12 時間、CASE 2 で約 16 時間である。

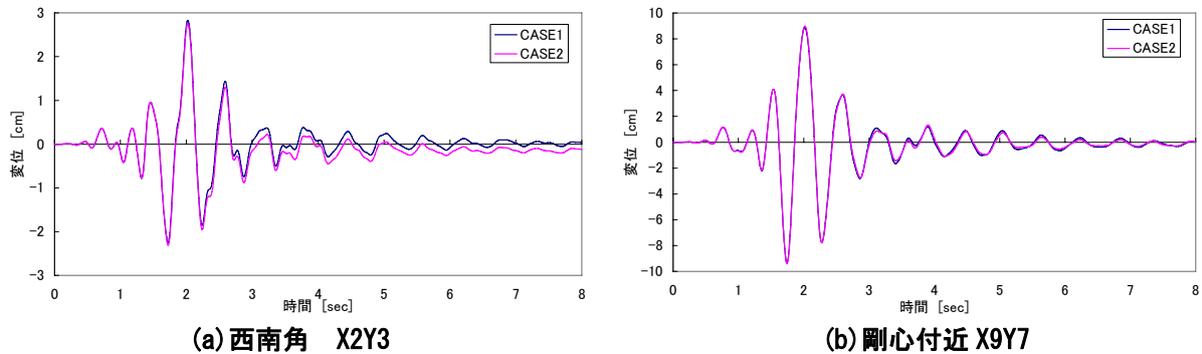


図 15 時刻歴応答変位 Y 方向

5-3. 残留変位

ここでは、柱脚の残留変位について検討する。

図 16 は CASE 1、CASE 2 ともに、想定花折地震動を 3 方向入力した場合の残留変位を、図が見やすいように 500 倍して表示した。柱脚の残留変位は CASE 1 で最大 0.060cm、CASE 2 で最大 0.65cm であった(表 2)。CASE 2 は CASE 1 の約 11 倍の残留変位であるが、それでもその変位量は柱径 60cm と比べれば小さい。CASE 2 において、全体的に残留変位が大きい柱脚は、軸力変動の大きい柱が位置する部分である。これは、摩擦力が小さくなりやすく、水平変位が増大しやすいためである。また、本宇では東西方向の残留変位が大きい。この原因は東西方向の最大応答変位は本宇位置が最も大きいためであると考えられる。一方、南北方向の残留変位は Y6 構面の一部(図 16-b 赤丸の柱)で特に大きくなっている。この位置は X6 構面にとって外柱であり軸力変動が大きいことに加え、初期軸力が小さいことが残留変位が大きくなった原因と推測される。以上より、残留変位に関して CASE 1 と CASE 2 の違いは顕著であり、残留変位の検討には軸力変動の影響を考慮する必要がある。

また表 3 に示したように、CASE 2 において隣接格子点で残留変位の方法が異なるため、残留する横架材の軸力が CASE 2 は CASE 1 の約 4 倍となった。しかし、CASE 2 でも最大残留軸力(圧縮)は 64kN(応力度 80kPa)程度であり、長期許容軸力(応力度 6.9MPa)以内である。また、横架材の弱軸方向の残留せん断力は、CASE 2 は CASE 1 の約 28 倍であるが CASE 2 でも最大 5kN(応力度 6.5kPa)と小さい。

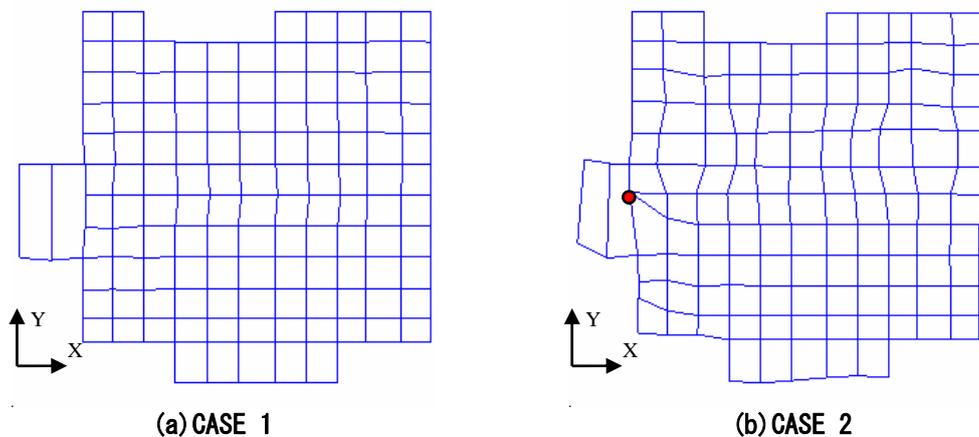


図 16 柱脚残留変位図

表3 残留変位・残留応力の比較

	CASE 1	CASE 2	許容値	CASE 2 / CASE 1
最大残留変位	0.060cm	0.65cm	—	11
横架材最大残留軸力 応力度	17kN 22kPa	64kN 81kPa	6.9MPa	3.8
横架材弱軸方向最大残留せん断力 応力度	0.19kN 0.24kPa	5.2kN 6.5kPa	980kPa	28

5-4. 最大応答変形角

ここでは柱の最大応答変形角について検討する。

変形角は、頭貫位置の水平変位を頭貫高さで除したものとした。建築基準法¹⁸⁾(限界耐力計算法)に準拠し、比較的頻度の高い大地震における伝統構法による木造軸組建物の損傷限界変形角は、1/120とした。また、重要文化財(建造物)耐震診断指針¹¹⁾に準拠し、きわめて稀な破壊的地震における伝統構法による木造軸組建物の安全限界変形角を変形角1/30とした。

最大応答変形角はCASE 2がCASE 1より大きくなったが差は最大1%弱であり、ほぼ線が重なっている。構造物全体の耐震性能を評価するうえでは、軸力変動の影響を考慮しないCASE 1でもよいと言える。ただし、図17(b)の最大を示すY7~Y12や、Y1など端部ではわずかとはいえ応答に差が生じるため、限界応答変形角に近い応答を示す場合には注意を要する。なおCASE 1、2ともに損傷限界変形角は超えるが、安全限界変形角以内に収まっている。

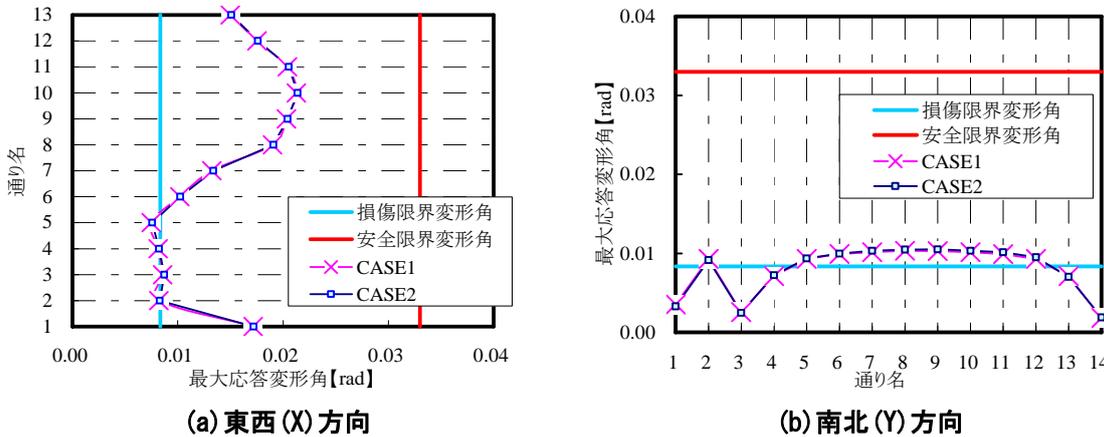


図17 最大応答変形角

6. 結論

本研究で得られた結果は、想定花折地震動に対するものであり、どの地震動に対しても同じ結果が得られるとは限らない。しかし、将来発生が予想される地震動のうち、固有の建造物に対して現時点の知見で最も影響が懸念される地震動に対する応答であり、今後もさらに慎重に検討を進めて行くべきであると考えている。さらに、現在、当該寺院において床下および小屋裏での地震観測を継続中である。今後、地震記録が蓄積されれば、本解析の信頼性についても議論できるものと考えている。

本研究では、構造物各部のより詳細な挙動を把握することを目的として、柱の軸力変動の影響について検討した。軸力変動に伴って柱基部の摩擦力が変動すると仮定したモデルと、初期軸力から摩擦力を一定の値に設定したモデルとで、想定花折地震動に対する応答を比較・検討した。本研究で得られた主な結論は以下の通りである。

- 1) 柱の浮き上がりは鉛直動よりも水平方向の加振に依存する。
- 2) 最大応答軸力における柱軸力変動の影響は小さいが、最大応答せん断力、横架材の軸力には、1割程度影響を及ぼす。
- 3) 時刻歴応答変位における柱軸力変動の影響は、柱脚では顕著であり柱頭では影響が小さい。
- 4) 柱の浮き上がり挙動に対する柱脚部摩擦係数の仮定値の影響は小さい。
- 5) 最大応答変位は軸力変動を考慮してもしなくてもほぼ同じ値である。差は建築物の端で約2%、中心付近では0.5%以下である。

- 6) 柱脚の残留変位は軸力変動を考慮したモデルで 0.65cm、考慮しないモデルで 0.060cm とどちらも小さい。しかし、軸力変動を考慮したモデルの残留変位は考慮しないモデルの 10 倍以上であり、残留変位の検討には軸力変動の影響を考慮する必要がある。
- 7) 残留変位が大きい柱脚は軸力変動が大きかった柱の位置する部分である。
- 8) 横架材の残留軸力は柱の軸力変動を考慮したモデルは、考慮しないモデルの約 4 倍だが、長期許容軸力以内である。
- 9) 最大応答変形角は損傷限界変形角を超えるものの安全限界変形角以内であり、軸力変動の影響は小さい。

7. 謝辞

本研究を進めるにあたり多大な協力をいただいた清水寺に深く感謝の意を表する。

8. 参考文献

- 1) 花里利一、萩原幸夫、稲山正弘、大倉靖彦、三井所清典、坂本功：木造伝統工法五重塔の設計における構造安定性の検討、日本建築学会技術報告書、第 7 号、1999 年 2 月、pp. 33-38.
- 2) 古堀徹、山脇克彦、坂本功、大橋好光、藤田香織：重要文化財国分寺金堂の耐震診断及び耐震補強（その 1、その 2）、日本建築学会 2001 年度大会（関東）学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、No. 22142～22143、2001 年 9 月、pp. 283-286.
- 3) 宮本俊輔、宮澤健二、入江康隆、後藤治：寺院建築の耐震診断と耐震改修事例、日本建築学会構造系論文集、第 593 号、2005 年 7 月、pp. 87-94.
- 4) 鈴木隆志、土岐憲三ほか：懸造形式を有する伝統木造建築物の耐震性能に関する研究（その 1～その 5）、日本建築学会 2005 年度大会（近畿）学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、No. 22215～22219、2005 年 9 月、pp. 429-438.
- 5) 鈴木隆志、石原透、阪本大佑、伊津野和行、土岐憲三：懸造形式を有する伝統木造建築物の常時微動特性と構造特性について、社会技術研究論文集、Vol. 3、2005 年 11 月、pp. 175-185.
- 6) 鈴木隆志、伊津野和行、土岐憲三：懸造形式を有する伝統木造建築物の保有水平耐力と地震応答、構造工学論文集、日本建築学会、Vol. 52B、2006 年 3 月、pp. 477-490.
- 7) 横山正幸：ガイドブック清水寺、法蔵館、1996 年 11 月、pp. 89-104.
- 8) 京都府教育文化庁文化財保護課：国宝清水寺本堂修理工事報告書、1967 年.
- 9) 日本建築学会：木質構造設計基準・同解説、2003 年 10 月.
- 10) 稲山正弘：めりこみ抵抗接合の設計（貫構造）、建築技術、1995 年 11 月、pp. 106-111.
- 11) 文化庁文化財部：重要文化財耐震診断指針、平成 13 年 3 月.
- 12) 村上秀一、井川 望、榎原健一、小堀 徹、坂本 功：伝統木造建築物における継手部の構造実験、その 1 仕口形状及び材種の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、2001 年 9 月、pp. 91-92.
- 13) 森田仁彦、花里利一、柳澤孝次：伝統的木造建築の構造性能評価（その 4 木材の摩擦試験と車知の圧縮試験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2002 年 8 月、pp. 219～220.
- 14) 藤田香織、木村正彦、大橋好光、阪本 功：静的水平加力試験に基づく伝統的木造建築の組物の履歴モデルと剛性評価、日本建築学会構造系論文報告集、第 543 号、2001 年 5 月、pp. 121～127.
- 15) 花里利一、稲山正弘、三井所清典、坂本 功：木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討（その 7 補強効果の検討および修正モデルによる解析）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999 年 9 月、pp. 173～174.
- 16) 軽部正彦、林 知行、原田真樹、高橋好夫、木村 勉：古代伝統木造架構の実大水平加力実験（その 2 実大架構実験と履歴性状）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998 年 9 月、pp. 269～270.
- 17) 土岐憲三、岸本英明、古川秀明：花折断層による京都盆地の 3 次元非線形有限要素法による地震動予測、21 世紀 COE プログラム「文化財遺産を核とした歴史都市の防災研究拠点」平成 16 年度中間報告書、立命館大学、2005 年 3 月、pp. 113-120.
- 18) 国土交通省：建築基準法施行令、第 3 章、第 8 節、第 82 条の 6、2005 年改定.

（受理：2005 年 12 月 27 日）

（掲載決定：2006 年 11 月 23 日）

Effect of Axial Force Fluctuation in Supporting Columns on Earthquake Response of Traditional Wooden Japanese Temple

MORI Yusuke¹⁾, SUZUKI Takashi²⁾, IZUNO Kazuyuki³⁾ and TOKI Kenzo³⁾

1) Graduate Student, Science and Engineering, Ritsumeikan University

2) Kajima Corporation (Ritsumeikan Univ. COE Researcher), M. Eng.

3) Member, Professor, Dept. of Civil Engineering, Ritsumeikan University, Dr. Eng.

ABSTRACT

This study examines the effect of axial force fluctuation in supporting columns of a traditional wooden temple on the seismic response of the structure. The main structure and high wooden stage of the Kiyomizu Temple, a Japanese national treasure located in Kyoto, were reconstructed in 1633 following a fire. The temple was modeled numerically for three-dimensional inelastic earthquake response analysis. An inelastic vertical spring was set at the base of each column to represent uplift during an earthquake, coupled with a horizontal spring set to represent variable friction corresponding to the varying axial force of the column. The results reveal that axial force fluctuation has little effect on the maximum seismic response of the structure. However, this effect does influence the residual displacement of each column, particularly near the perimeter of the structure.

Key Words: Wooden Structure, Friction Force, Inelastic Earthquake Response Analysis, Coupled Spring