



懸造形式を有する伝統木造建築物の地震応答に舞台が与える影響

鈴木隆志¹⁾、倉形雅之²⁾、伊津野和行³⁾、土岐憲三⁴⁾

1) 非会員 鹿島建設株式会社（立命館大学 COE 客員研究員） 工修
e-mail: suzuktks@kajima.com

2) 非会員 立命館大学大学院理工学研究科
e-mail: rd004010@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

一般的に伝統木造建築物の水平構面は剛床仮定が成り立ちにくいとされている。しかし、懸造形式を有する寺社において、舞台床の水平剛性の考慮の有無は、建物全体の耐震性能評価に与える影響は少なくないことが予想される。

本論文は、床などの水平構面が、懸造形式を有する伝統木造建築物の耐震性能評価に与える影響を時刻歴地震応答解析によって検討したものである。研究対象は、京都市にある国宝清水寺本堂とした。

舞台床や小屋組などの水平構面の剛性、耐力を無視した解析結果では、舞台部分の局所的な応答を過大評価する結果となった。しかし、本堂部分を主とする建物全体の地震時挙動に屋根による水平構面が与える影響は小さいことがわかった。

懸造形式の伝統木造建築物の耐震性能評価においては、小屋組や天井の水平構面の評価よりも、舞台床による水平構面の適切な剛性評価が重要になる。

キーワード：伝統木造建築物、非線形地震応答解析、水平構面

1. はじめに

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、盛んに行われている。既往の研究により、貫、柱、土壁、組物といった各要素の耐震性能が明らかになってきている。これらの耐震要素が組み合わさった架構全体の耐震性能評価の研究^{例えば 1) ~10)}も近年盛んに行われており、水平構面が建物耐震性能に与える影響に関する研究^{例えば 11) ~16)}も多く行われている。既往の研究の水平構面の剛性評価においては、水平構面の剛性耐力を適宜評価した事例^{10) ~13)}や剛床仮定に基づく解析事例^{3) 4) 7)}、など様々である。耐震補強事例においては、水平構面の剛性耐力の確保のために水平ブレースや合板補強を行う場合^{1) 3) 5) 6) 7)}が多いことも、伝統木造建築物の水平構面の耐力剛性が低いことに起因すると考えられる。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国宝清水寺本堂の小屋組や舞台床の水平構面が建物全体の耐震性能に与える影響を検討したものである。建物調査、文献調査^{17) 18)}の結果に基づき作成した水平構面を考慮した非線形立体解析モデルによる、地震応答解析と、筆者らの研究¹⁹⁾で行った、水平構面を無視した当該建物の地震応答解析結果と、比較検討することで、当該建物における水平構面の耐震性能に与える影響の把握を試みた。解析には、市販の地震応答解析プログラム DYNA2E²⁰⁾を用いた。

2. 研究対象建物の概要

2.1 地盤概要

近隣での地質調査結果によれば、当該建物の建つ地盤は、固結度は低いが非常に締まった砂礫層であると判断できる。したがって、当該建物の地盤は、建築基準法告示 1793 号に基づく分類上、第 1 種地盤と判断できる。

2.2 対象建築物の概要

対象建築物の簡単な説明を図 1、2 に示す。

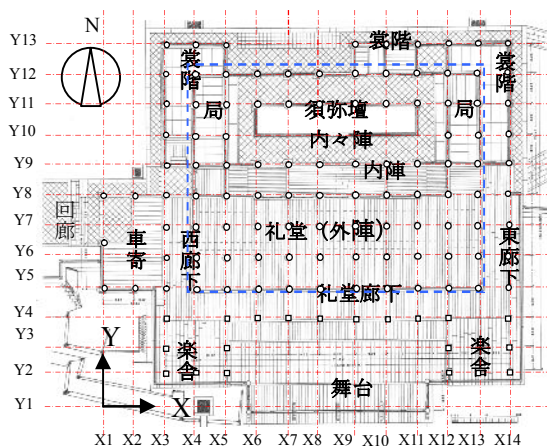


図 1 対象建物の平面図¹⁷⁾

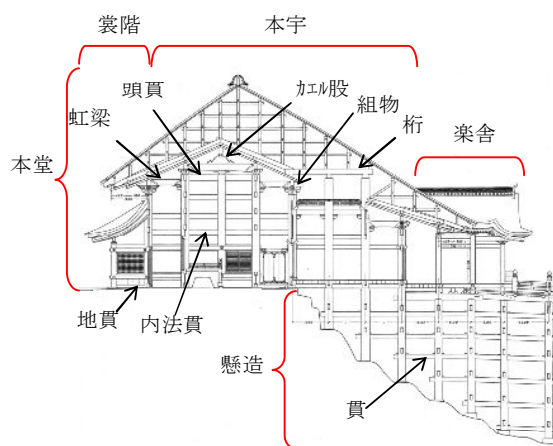


図 2 各部名称¹⁷⁾

建築面積は約 1170 m²、本堂の最高高さは約 18m、舞台の最高高さは約 13m である。¹⁸⁾

図 1 に示す建物平面図には、建物の方向 (X、Y) と、各軸組 (架構) の名称を表す通り名 (X1～X14、Y1～Y13) を併せて記載する。各方向とも約 3m の均等スパンとなっている。

実際に計測することができた部材寸法を、建物箇所ごとに平均を算出して、表 1 に整理する。

表 1 各部の柱、貫、桁、土小壁の断面寸法²¹⁾

部材	材質	断面寸法 [mm]
懸造柱	ケヤキ	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
本宇桁	〃	B×D=300～400×350～550
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
小屋組 束材	スギ	180×180
小屋組 横架材	スギ	B×D=70×150
舞台床板	ヒノキ	t=100

3. 対象建物の数値解析モデル

当該建物の数値解析モデルに関して概要を以下に述べるが、詳細については、参考文献¹⁹⁾を参照されたい。

3.1 重量の仮定

当該建物は、1633 年再建以来、解体修理が行われていないため、各部の詳細な重量は不明である。本研究では、文献¹⁷⁾ならびに現地調査によって採寸したデータから部材重量を仮定した。荷重は、

各部材接合部節点に対する分布荷重とし、参考文献²²⁾により、ケヤキ（柱、貫、桁、組物）の比重は0.8と仮定し算出した。土壁の単位面積当たりの重量は、 1633N/m^2 と仮定した。

小屋組重量及び屋根重量は、参考文献¹⁷⁾の梁行断面図、桁行断面図及び現地調査の結果に基づき積算した。現地調査の結果、当該建物の屋根は、厚さ5mmの桧皮を10枚重ねることで仕上がっており、単位面積当たりの重量は 0.245kN/m^2 となる。これに、桧皮葺き屋根の下地材を 0.1kN/m^2 と仮定すると、屋根重量の単位面積当たりの重量は 0.345kN/m^2 となる。文化庁の文献²³⁾では、一般的な桧皮葺き屋根の単位面積当たりの重量は 0.33kN/m^2 とされており、本仮定は妥当なものと考えられる。

なお、屋根の水平投影面積は約 1500m^2 である。

小屋組の重量は1.5mピッチに存在する束材と、横架材について重量を積算した結果、単位面積当たりの平均重量として、 0.368kN/m^2 となった。

建物調査の結果、ダボがなく耐力壁として機能しない²⁴⁾と判断した板壁の剛性、耐力は無視した。

舞台床の固定荷重は檜の比重を0.5と仮定した。積載荷重は、年間の平均的な参拝および観光客の人間荷重によるものと考え、舞台上の荷重の偏在はあるが、 1m^2 当たり人間1名（ 600N ）²⁵⁾が存在すると仮定し、 0.6kN/m^2 とした。1年間を通じてこの人間荷重による積載荷重の仮定は、現地視察から妥当と考えている。なお、舞台床面積は 190m^2 である。

積算の結果、屋根重量は約 520kN 、小屋組重量は 550kN 、架構（柱、桁、貫）重量は約 6640kN 、土小壁重量は約 1470kN 、舞台床重量は積載荷重を含み約 220kN となった。建物の地震時重量は 9400kN となり、平面積が約 1170m^2 であることから、単位面積当たりの重量は、約 8.0kN/m^2 となる。一方、平面積から参考文献²⁶⁾に示された仏堂の建物重量算定手法で当該建物の重量を計算した場合、 8664kN となり、本研究で仮定した建物の地震時重量は、8%重い評価となったが、懸造の特殊性を考慮すると妥当な値であると判断した。

3.2 復元力特性の仮定

柱・貫・桁に関しては、部材自体の塑性化よりも、接合部の非線形化が先行すると考えられるため、弾性部材とした。参考文献²⁷⁾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。

モデル化にあたっては、柱脚、組物、柱横架材接合部並びに土小壁の非線形性考慮¹⁹⁾に加えて、本解析では、小屋組や舞台床による水平構面についても非線形性を考慮した。

回転バネは稲山のめり込み理論²⁸⁾、を基本とした。めり込みによる回転バネが設定可能な部位は、木材繊維方向が直交する部位とする。各接合部非線形バネ及び土小壁の非線形特性は既往の研究²³⁾、²⁸⁾~³¹⁾を参考に設定した。

摩擦による非線形性を基本とした水平バネは、①柱脚底面と礎石上端間に想定した水平バネ、②組物－柱頭間に設定した水平バネ、③桁－柱頭間に設定した水平バネ、④柱－貫接合部に設定した貫が柱から抜け出す状況をシミュレートする水平バネ、の4種類である。

舞台床による水平構面は、面材の接合部詳細が不明であったため、面材の面内方向せん断抵抗性能をブレース置換することでモデル化した。

参考文献²⁷⁾より、舞台床の材料であるヒノキのヤング係数を $E=5880\text{N/mm}^2$ 、及びせん断弾性係数を $G=390\text{N/mm}^2$ と仮定した。

参考文献¹⁷⁾によると、当該建物の舞台床は板厚100mm、板幅約50cm（1スパンを6枚板で構成）の檜板で構成している。

板厚100mmの檜板を用いた1スパン分の床組の面内せん断性能は、床板を6分割することでどの程度せん断剛性が変化するかを、図3、4に示す床組1スパン分をブレース置換した弾性モデルによる予備解析から求めた。

図4に示すように、分割された舞台床板（幅50cm長さ300cm）をブレース置換し、板要素の短期許容せん断力の合力とした水平力Pを作用させ、そのときの変形量 δ_1 を求める。一方、床組み全体が1枚の床板（幅300cm長さ300cm）で構成されていると仮定した場合についても同様にブレース置換し、床板の短期許容せん断力を外力Pとして作用させ、そのときの変形量 δ_2 を計算した。このときの変形量の比は $\delta_1 : \delta_2 = 10 : 1$ であったことから、床組が6分割された板要素で構成される場合のせん断性能は、1枚板で構成される床組面材のせん断性能の1/10となると判断した。

建物全体の解析モデルに対して床組は、図5に示すようなブレースによってモデル化する。

予備解析の結果より、6枚板で構成される舞台床の水平構面の初期水平剛性は、 3.87kN/mm （面材単

位長さあたりの回転に関する水平剛性換算で 3870N/mm/rad に相当)、降伏耐力は、 $\gamma=1/280$ のとき $\tau=140\text{kN/m}^2$ とした。これらは、1スパン分の床組を1枚板で構成したと仮定した水平構面の1/10のせん断剛性及びせん断耐力である。図6に水平構面の復元力特性を示す。水平構面をモデル化したブレースの復元力特性は、軸方向に関する等価なバイリニア型とした。第2勾配に関しては、舞台床接合部詳細が不明ではあるが、非線形化後の水平剛性に期待できないと考えた。そのため、数値解析において安定した解を得るためだけの小さな剛性を与えることとして、第2勾配は初期剛性の1/100を仮定した。

図7、8に水平構面をモデル化した水平ブレースの建物における配置を示す。屋根による水平構面の復元力特性は、小屋組の架構の全貌や詳細が不明であったため、本研究では、舞台床による水平構面と同等の性能と仮定した。

以上、非線形性を考慮した接合部及び土小壁のパネ要素の配置の概要を図9に、表2に非線形要素の種類を示す。建物外周部に存在する板壁は、壁板相互間にダボが存在しなかったため、剛性、耐力とも無視した。図10に、解析に用いた非線形立体解析モデルを示す。

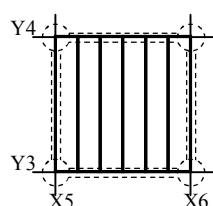


図3 床組の構成

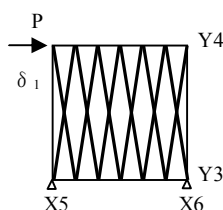


図4 床組の予備解析モデル

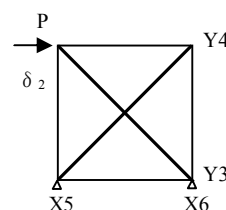


図5 建物解析モデルにおける床組のモデル化

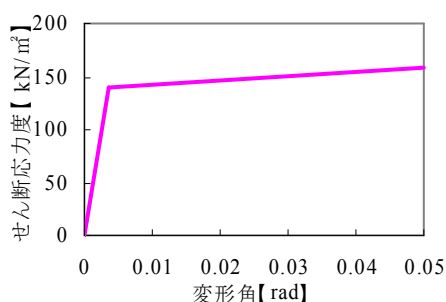


図6 水平ブレースの復元力特性

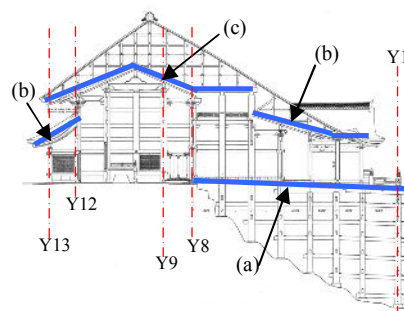
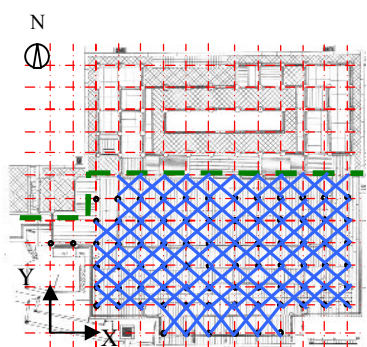
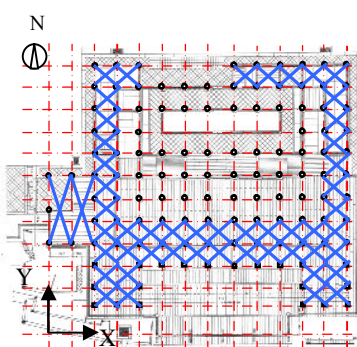


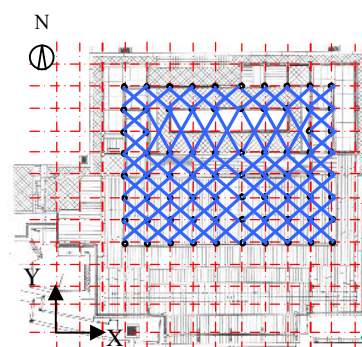
図7 水平ブレースの配置 (断面)



(a) 舞台床の水平ブレース置換



(b) 装階屋根の水平ブレース置換



(c) 本宇屋根の水平ブレース置換

図8 水平ブレースの配置

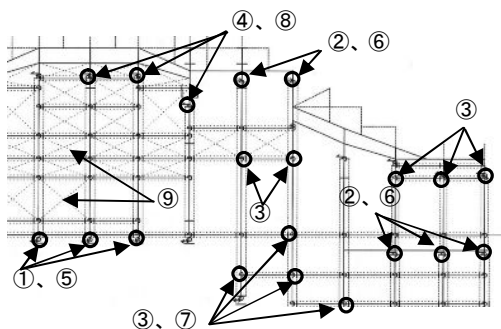


図9 非線形要素の配置¹⁹⁾

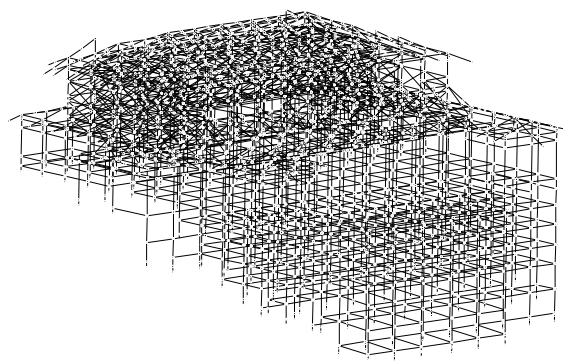


図10 非線形立体解析モデル²⁰⁾

表2 非線形要素の種類¹⁹⁾

	部位	非線形要素	原理	履歴特性
①	柱脚	柱脚回転バネ	傾斜復元力	非線形弾性トリリニア
②	柱頭-桁接合部	柱頭-桁回転バネ	めり込み抵抗	スリップバイリニア
③	柱-貫接合部	柱-貫回転バネ	めり込み抵抗	スリップバイリニア
④	組物	組物回転バネ	めり込み抵抗	スリップバイリニア
⑤	柱脚	柱脚水平バネ	摩擦 ($\mu=1.0$)	バイリニア
⑥	柱頭-桁接合部	柱頭-桁水平バネ	摩擦 ($\mu=0.5$)	バイリニア
⑦	柱-貫接合部	柱-貫水平バネ	摩擦 ($\mu=0.5$)	バイリニア
⑧	組物	組物水平バネ	摩擦 ($\mu=0.5$)	バイリニア
⑨	土小壁	ブレース軸方向バネ	壁のせん断抵抗	トリリニア
⑩	舞台床、小屋組、天井	ブレース軸方向バネ	水平構面のせん断抵抗	バイリニア

3.3 固有値解析結果

表3に固有振動数について、非線形立体解析モデルによる、水平構面無視の場合と水平構面考慮の場合とでの比較を示す。水平構面の剛性を評価することで、建物全体の固有振動数が若干高くなる傾向がみられた。また、舞台床、屋根などの水平構面を考慮することで、固有周期の変化は東西方向に現れた。図11に、振動モードの比較を行う。本宇屋根部分回転モードは、水平構面考慮の場合、回転変形が卓越しているのに対して、水平構面無視の場合、せん断変形が卓越しているように、回転モードに水平構面考慮の影響が現れている。

表3 固有値解析結果

	水平構面考慮	水平構面無視 ¹⁹⁾
1次	0.60sec (Y方向並進)	0.62sec (Y方向並進)
2次	0.52sec (X方向並進)	0.59sec (X方向並進)
3次	0.27sec (回転)	0.32sec (回転)

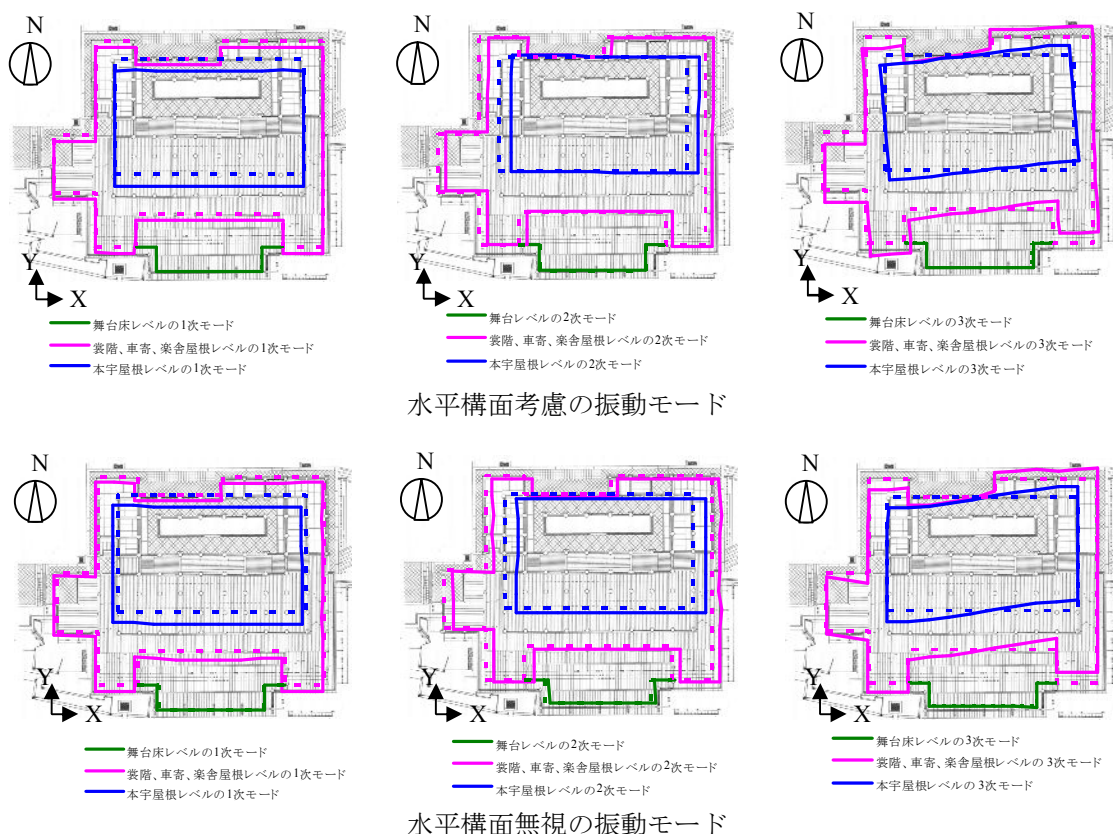


図 11 固有振動モードの比較（水平構面考慮と水平構面無視）

4. 地震応答解析

4.1 解析条件

入力地震波形は、下記の 2 地震波形を用いた。

- ① 想定花折地震波形³²⁾
- ② 想定東南海地震波形

上記①の想定花折地震波形は、京都市の第三次地震被害想定によるものであり、マグニチュードは 7.5 である。花折断層が動いた場合を想定し、京都盆地全体を地表面で 100m×100m、深さ方向に 5～25m メッシュからなる約 50 万個の要素を用いた 3 次元有限要素で表し、非弾性挙動をも考慮した多点入力問題として解いた地表面加速度波形が求められており³²⁾、これを想定花折地震波形と呼んでいる。

②の想定東南海地震波形は、中央防災会議「東南海・南海地震等に関する専門調査会」での地震動波形計算結果によるものである。「東南海・南海地震等に関する専門調査会」では、想定東海地震をはじめ、東南海地震や南海地震が単独で発生する場合と、これらの地震の複数が同時に発生する場合を想定して、各都道府県の基盤面における加速度波形が公開されている。それを用いて当該地域地表面における波形を、一次元有効応力解析プログラム³³⁾によって求めたところ、東南海地震の地震波形が支配的であった。従って、東南海地震単独発生を想定した波形を想定東南海地震波形として本解析に用いた。

図 12、13 に花折地震を想定した場合の清水寺本堂位置の地表面における地震動加速度波形図を、図 14、15 に東南海地震を想定した場合の清水寺本堂位置の地表面における地震動加速度波形図を示す。

想定花折地震波形と想定東南海地震波形の加速度応答スペクトルを図 16 に示す。

時刻歴地震応答解析は、Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) による直接積分法により、積分時間刻みは 0.002sec とした。常時微動測定²¹⁾ から $1/\sqrt{2}$ 法で算出した減衰定数は約 7 %であったが、安全側の仮定として、既往研究、既往解析事例を参考に、減衰定数は、1 次モードに対して 5% の剛性比例型内部粘性減衰とした。地震波形の入力位置は、柱脚（礎石天端）とし、X 方向に EW 成分を、Y 方向に NS 成分を入力する 2 方向同時入力とした。

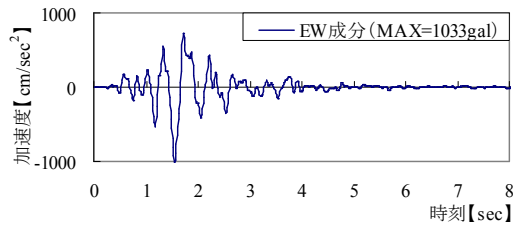


図 12 想定花折地震加速度波形 (EW 成分)

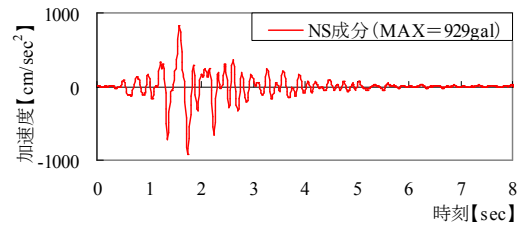


図 13 想定花折地震加速度波形 (NS 成分)

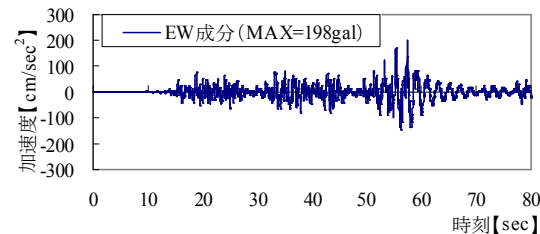


図 14 想定東南海地震加速度波形 (EW 成分)

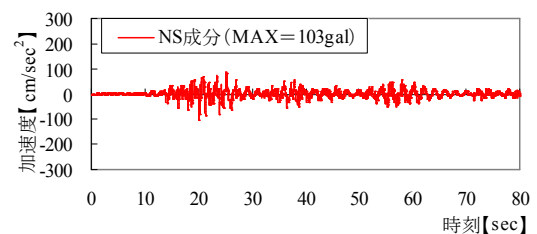


図 15 想定東南海地震加速度波形 (NS 成分)

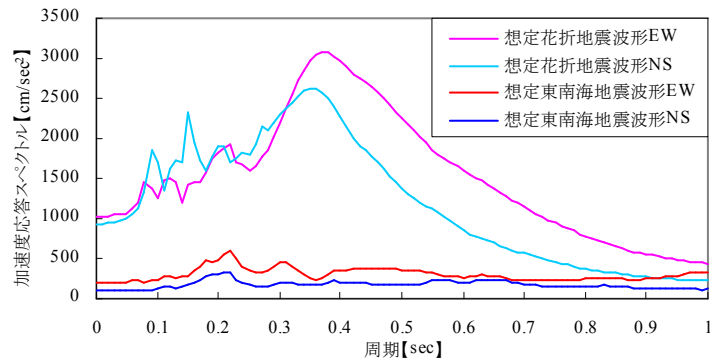


図 16 加速度応答スペクトル ($h=0.05$)

4.2 最大応答変形角

図 17、18 に、各入力地震波形について、建物各通り架構の最大応答変形角を水平構面無視の場合と、水平構面考慮の場合について比較する。応答変形角は、各構面の最も高い柱の柱頭における応答水平変位を柱高さで除した値とする。

舞台先端の架構である Y1 架構において、水平構面無視の場合と水平構面考慮の場合とで、最大応答変形角に違いが見られる。想定花折地震波形入力時における Y1 架構の最大変形角は、水平構面無視の場合で $1/58$ 、水平構面考慮の場合で $1/409$ であった。また、想定東南海地震波形入力における Y1 架構の最大変形角は、水平構面無視の場合で $1/358$ 、水平構面考慮の場合で $1/1041$ であった。いずれの地震波形入力においても、舞台床による水平構面を考慮することで最大応答変形角は大きく減少する。

これは、舞台床による水平ブレースによって地震時慣性力が本堂側に伝達され、水平構面を考慮した場合の Y1 架構各接合部の損傷は、水平構面無視の場合よりも小さくなっていることによる。水平構面無視の場合において、比較的低次 ($T=0.52$ 秒) に現れていた Y1 架構の局所的な振動モードが、舞台床の水平構面を考慮することによって高次モード ($T=0.14$ 秒) に移行したことも、Y1 架構の応答変位が大きく減少する原因と考えられる。

なお、水平ブレースの非線形化が見られる箇所を図 19 に示す。舞台床をモデル化した水平ブレースは入力後 1.2～1.6 秒で塑性化した。一方、本宇屋根及び裳階屋根には塑性化が見られなかった。

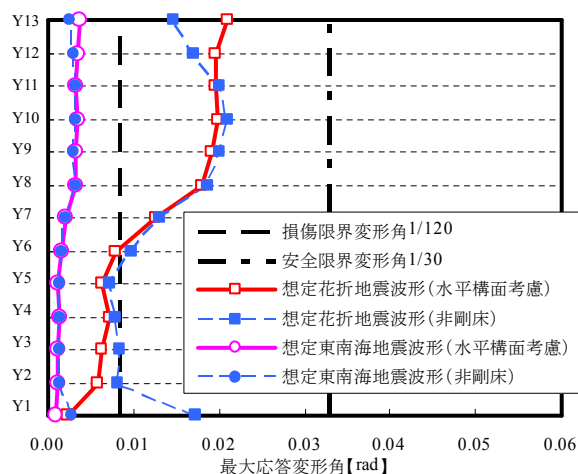


図 17 X 方向各架構の最大応答変形角

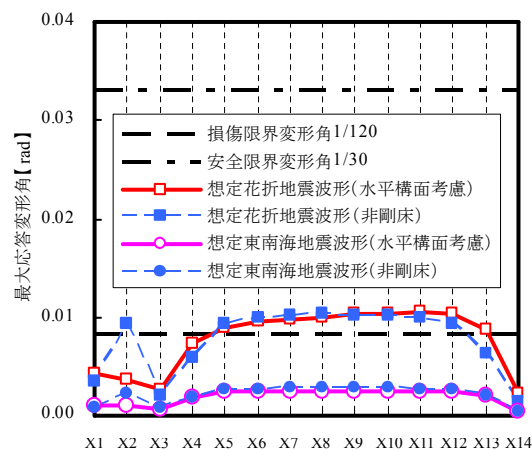


図 18 Y 方向各架構の最大応答変形角

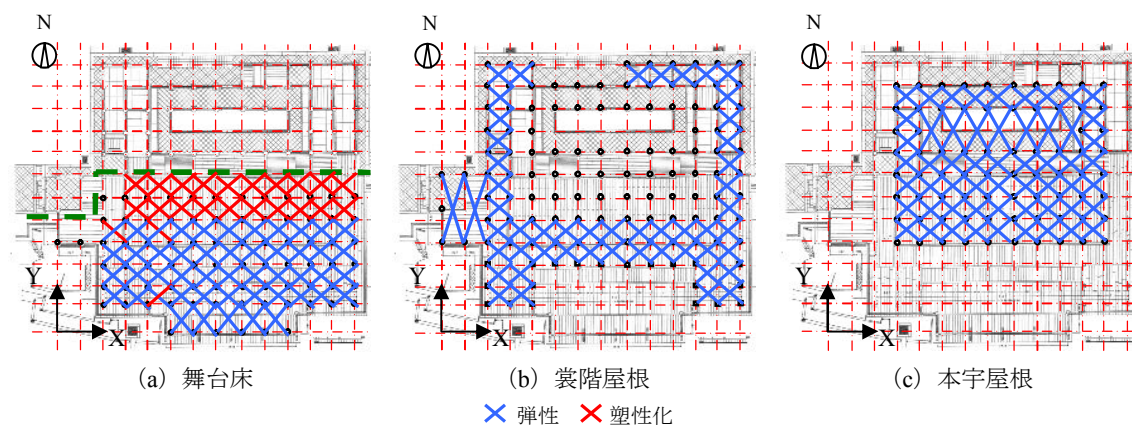


図 19 水平構面の非線形化状況（想定花折地震波形）

各地震波形入力における最大応答変形角を表 4 に示す。

最大応答変形角は、本堂および裳階部分で 1/48 と、伝統木造建築物にしては比較的小さな値となっているが、これは屋根重量が軽い 1 階建ての建築物に、各方向とも 3m ピッチで直径 600mm の貫構造柱が配置されているといった、建物重量の割に耐震要素が多いことによる。なお、保有水平耐力¹⁹⁾は 1/30 変形時にベースシア換算で $C_b=1.2$ 程度である。

表 4 最大応答変形角

		水平構面考慮	水平構面無視 ¹⁹⁾
想定花折地震波形	X 方向	1/48 (Y13)	1/48 (Y10)
	Y 方向	1/95 (X11)	1/97 (X8)
想定東南海地震波形	X 方向	1/260 (Y13)	1/298 (Y10)
	Y 方向	1/396 (X8~10)	1/355 (X7~10)

図 17 に示すように、想定花折地震波形入力の場合、屋根や舞台床の水平構面を考慮したことの影響は、舞台先端の最大応答変形角を 1/7 にまで減少させる結果となった。一方、図 18 から、Y 方向の最大応答変形角には大きな変化が見られなかったことがわかる。水平構面無視による解析結果は、想定花折地震波形入力時の舞台先端における最大応答変形角を約 10 倍と過度に安全側に評価する結果となった。

一方、図 17、18 に示すように、想定東南海地震波形入力の場合、水平構面考慮において舞台先端の最大応答変形角が 1/3 程度に減少する以外に XY 両方向ともに最大応答変形角の差が見られなかった。

これは、地震波形の周期特性の影響や入力加速度が最大 198cm/sec^2 と小さいことにより、架構がほぼ弾性域にとどまったことに起因すると考えられる。

図 17、18 から、内陸型の想定花折地震波形においては、当該建物の最大応答変形角は、損傷限界は超えるものの、安全限界変形を超えることはなく、倒壊する危険性は低いと考えられる。

図 17、18 から、海洋型の想定東南海地震波形においては、当該建物の最大応答変形角は損傷限界を大きく下回ることが予想され、倒壊する危険性はほとんどないと判断できる。また、屋根の水平構面を考慮することで、本堂本宇部分の各通りにおける最大変形角の差は、水平構面無視に比べて小さくなる。

各地震波形入力における柱頭の最大応答水平変位を表 5 に示す。

表 5 最大応答水平変位 (cm)

		水平構面考慮	水平構面無視 ¹⁹⁾
想定花折地震波形	X 方向	18.4 (Y10)	19.7 (Y10)
	Y 方向	9.7 (X11)	9.5 (X8、9)
想定東南海地震波形	X 方向	3.2 (Y10)	3.2 (Y10)
	Y 方向	2.3 (X6～11)	2.6 (X7～10)

4.3 時刻歴応答波形

図 20～23 に、想定花折地震波形入力時における主な架構の柱頭における時刻歴応答加速度波形を示す。

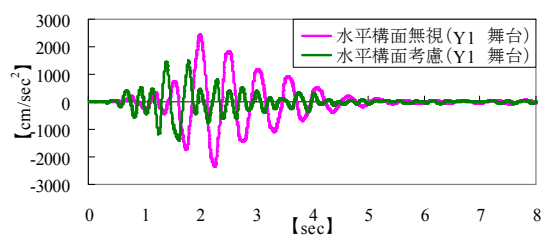


図 20 Y1 架構応答加速度波形

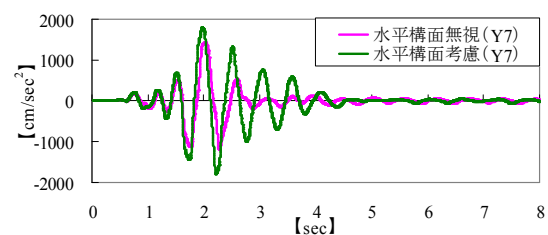


図 21 Y7 架構応答加速度波形

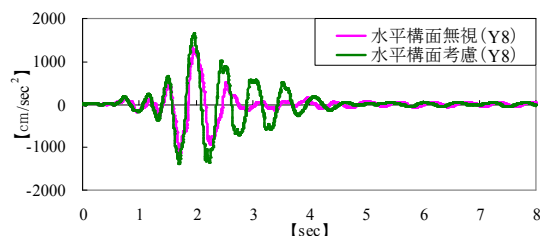


図 22 Y8 架構応答加速度波形

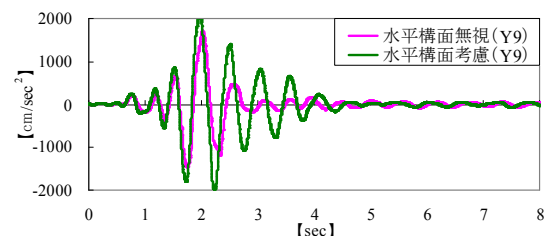


図 23 Y9 架構応答加速度波形

図 20 に示すように、舞台先端である Y1 架構の舞台レベルにおける最大応答加速度は、水平構面無視の場合、 2434gal であるのに対して、舞台床による水平構面を考慮した場合、 1511gal に減少した。

応答加速度は初動より位相が異なり、入力後 1.7 秒までは水平構面考慮の場合の方が、水平構面無視の場合よりも応答加速度が大きい。1.7 秒以降では水平構面無視の場合の応答加速度が水平構面考慮の場合の応答加速度よりも大きい。

図 21 に懸造構造を含む架構である Y7 架構の本堂柱頭位置における応答加速度を示す。当該架構の柱は、懸造部分から連続した 1 本の通し柱として本堂柱となっている。最大応答加速度は水平構面を考慮することで、水平構面無視の場合の最大応答加速度を約 25% 上回る結果となった。

懸造部分を含まない架構の中で最も舞台に近い架構である、Y8 架構の柱頭位置における応答加速度を図 22 に示す。水平構面を考慮することで応答加速度は、水平構面無視の応答加速度を約 25% 上回る結果になった。この現象は懸造部分を含まない Y9～Y13 架構において見られた。当該建物の重心位置近傍の架構である Y9 架構の柱頭位置における応答加速度を図 23 に示す。水平構面を考慮することに

より、最大応答加速度は水平構面無視の最大応答加速度に対して 20%増加する結果となっている。

後述するが、水平構面考慮によって応答加速度が増加する原因は、設定した接合部バネの非線形化状況が異なることによると考えられる。Y7 架構においては水平構面考慮の方が、水平構面無視に比べて懸造部柱脚回転バネの損傷度が小さく、Y8～Y9 架構においては、接合部バネの非線形箇所数が、水平構面無視の場合に比べて若干少なくなっていることに起因すると考えられる。

図 24～27 に想定花折地震波形入力時の主な X 方向架構の柱頭における応答変位波形図を示す。

図 24 より、舞台先端の架構である Y1 架構の応答変位は、水平構面の考慮によって大幅に減少し、1.7 秒以降で応答値が減少している。これは、舞台床による水平ブレースによって地震重量が本堂側に伝達されたことや、局部振動モードの影響が小さくなったことによると考えられる。

懸造部分を含まない架構の中で最も舞台に近い架構である、Y8 架構の柱頭位置における応答変位を図 25 に、建物の重心位置近傍である Y9 架構の柱頭位置における応答変位を図 26 に示す。Y12 架構に隣接する Y11 架構の応答変位波形を図 27 に示す。2 秒以前での応答変位に水平構面考慮による影響は見られないが、2 秒後以降では、水平構面考慮の場合の方が、水平構面無視の場合よりも応答が大きい。水平構面無視の場合よりも水平構面考慮の場合の方が非線形化する接合部数が若干少ないことにより、応答波形に違いが現れたと考えられる。

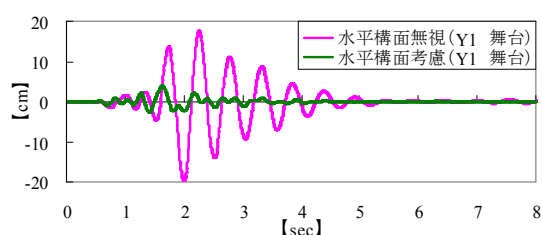


図 24 Y1 架構応答変位波形

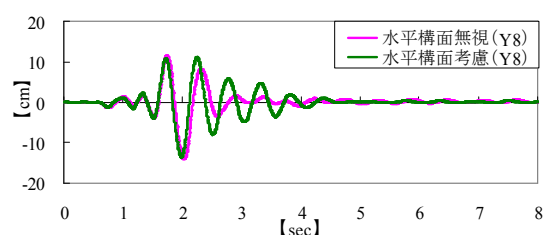


図 25 Y8 架構応答変位波形

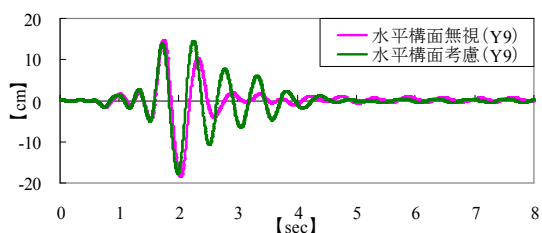


図 26 Y9 架構応答変位波形

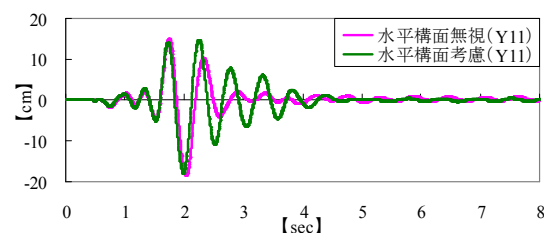


図 27 Y11 架構応答変位波形

水平構面の剛性耐力を、本研究の仮定の 10 倍 (38.7 kN/mm) とした場合の想定花折地震波形入力の解析結果について、舞台先端である Y1 架構柱頭部の応答加速度波形を図 28 に示す。最大応答加速度は、水平構面の剛性耐力の違いに変化は無く、ともに 1511cm/sec^2 であった。水平構面の剛性耐力に関する仮定事項が建物全体への影響が少ないと判断した。

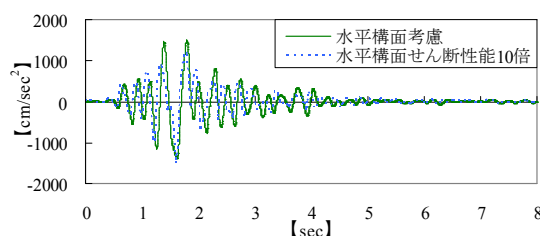


図 28 Y1 架構応答加速度波形（水平構面剛性耐力の違いによる比較）

図 29～32 に想定花折地震波形入力時の柱脚の時刻歴応答変位波形図を示す。

図 29 より、水平構面考慮の場合よりも水平構面無視の場合の方が Y1 架構柱脚の応答変位が大きくなっていることがわかる。これも、水平構面を考慮することで、Y1 架構の柱脚に地震時慣性力が伝達

されなくなったことによると考えられる。一方、図 30 より、水平構面無視よりも、水平構面考慮の場合の方が、Y8 架構の柱脚応答変位が大きくなっていることがわかる。図 7 に示すように、舞台床は Y8 架構柱脚近傍に接合している。舞台床の地震時慣性力は舞台床をモデル化した水平ブレースによって Y8 架構の柱脚に伝達されたことが柱脚応答変位を大きくしたと考えられる。Y8 架構柱脚の水平変位が最大になるのは 1.7 秒であり、図 20、24 で Y1 架構の応答が減少する時刻 1.7 秒とほぼ一致する。本堂部分の架構である Y12 架構の柱脚応答変位を示す図 31 からは、波形図の違いが見られない。Y9～Y11 架構の柱脚応答変位も同様に水平構面無視と水平構面考慮とで波形図に違いが見られなかった。これは舞台床の影響を受けていないことを示しており、X 方向においては本宇屋根による水平構面の影響が小さいことを示すものと考えられる。Y13 架構の柱脚応答変位を示した図 32 は、裳階屋根による水平構面を考慮することで、柱脚応答変位が水平構面無視の場合よりも大きくなったことを示していると考えられる。Y13 架構は Y12 架構の地震時挙動の影響を受けていると考えられ、裳階屋根によって Y12 と Y13 架構間での水平力の伝達が行なわれたことによると考えられる。水平構面を考慮することで Y13 架構の柱脚最大変位は、Y13 架構柱頭最大応答変位を発生する入力後 1.98 秒の直後である入力後 2.05 秒に、0.1cm を記録した。

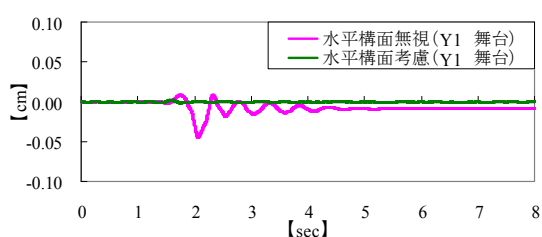


図 29 Y1 架構柱脚応答変位波形

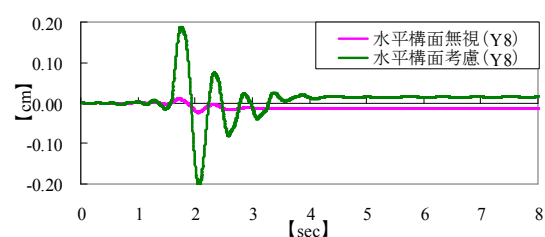


図 30 Y8 架構柱脚応答変位波形

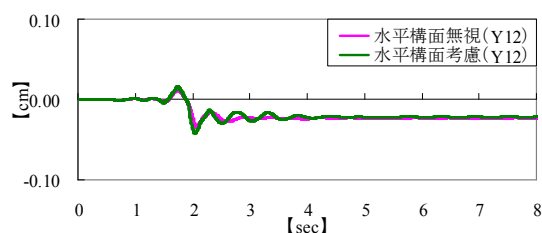


図 31 Y12 架構柱脚応答変位波形

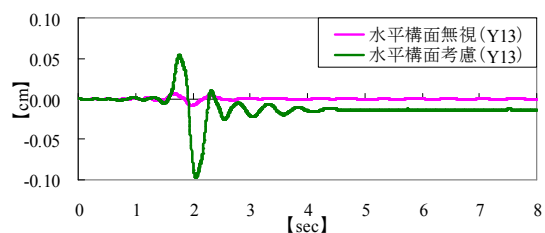


図 32 Y13 架構柱脚応答変位波形

4.4 架構の損傷状況

図 33～38 に想定花折地震波形入力時における主要な X 方向架構の非線形バネの損傷状況を示す。

表 6 に各非線形バネの状況を表す記号の凡例を示す。

図 33 から、水平構面を考慮することで Y1 架構の非線形化する接合部バネ数は、水平構面無視の場合よりも少なくなっていることがわかる。Y1 架構は柱頭桁水平バネ非線形化後、水平構面によって舞台床の地震せん断力が本堂側架構に伝達されることと、水平構面考慮によって Y1 架構の局部的振動モードが現れなくなったことにより、舞台床より低い位置の接合部バネは非線形化しなかったと考えられる。このような Y1 架構の非線形化状況の違いは、図 20、24 に示すように、Y1 架構の水平構面考慮の応答値が水平構面無視の場合の応答値を下回ることにより現れている。

図 34 より、舞台床による水平構面と柱頭桁接合部水平バネの非線形化の影響によって、懸造構造を含む X7 架構では、舞台床レベル以下の懸造部分の損傷状態が軽減されていることがわかる。このことは、図 21 に示す Y7 架構の応答加速度が、水平構面考慮によって水平構面無視の応答値を上回ることに現れたと考えられる。

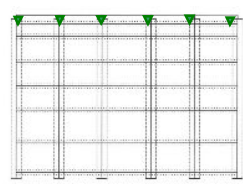
図 35、36 より、本堂部分のみの架構である Y8、9 では、本宇屋根による水平構面を考慮することによって、僅かに接合部バネの非線形化する箇所数が減少していることがわかる。図 25～27 に示すように、最大応答を記録する 2 秒以降の応答波形に変化が現れた原因と考えられる。しかし、水平構面考慮による最大応答変位や、接合部バネの非線形化箇所数の変化が少ないことから、当該建物の本堂部分 X 方向は、本宇屋根による水平構面の考慮の影響を受けにくいと考えられる。当該建物の Y8～Y12

架構は、ほぼ同じ割合で土小壁が存在し、各架構の剛性が概ね等しいことに起因すると考えられる。

一方、図 37、38 より、Y12、13 架構では、水平構面考慮の方が水平構面無視の場合よりも接合部バネの非線形化が進行していることがわかる。Y12、13 架構間での、裳階屋根の水平構面によるせん断力の移行の結果と考えられる。

表 6 図 33～41 中の非線形バネ状況の凡例

記号	説明	記号	説明
○	柱脚回転バネ第 2 勾配	▼	組物水平バネ非線形域
●	柱脚回転バネ第 3 勾配	○	組物回転バネ非線形域
▲	柱脚水平バネ非線形域	○	柱貫節点回転バネ非線形域
▼	柱-桁水平バネ非線形域	◀	柱貫節点水平バネ非線形域
○	柱頭桁回転バネ非線形域	□	土小壁クラック
		■	土小壁せん断破壊

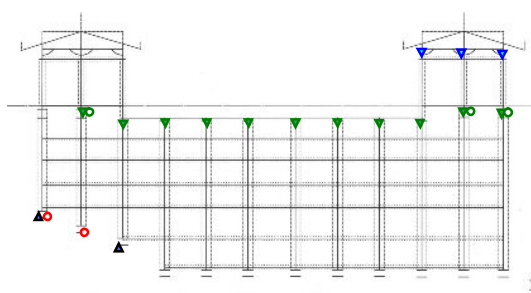


a) 水平構面考慮

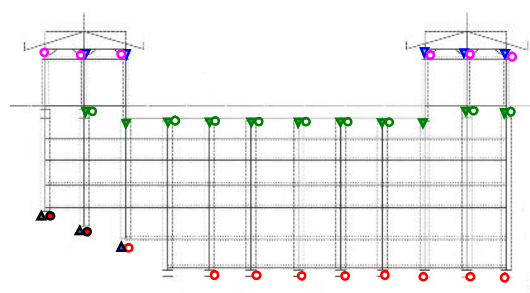


b) 水平構面無視

図 33 Y1 架構非線形バネ状況図

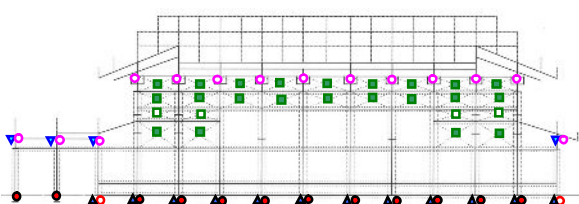


a) 水平構面考慮

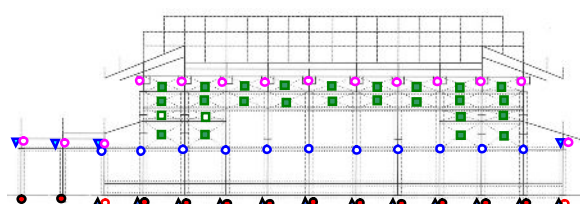


b) 水平構面無視

図 34 Y2 架構非線形バネ状況図

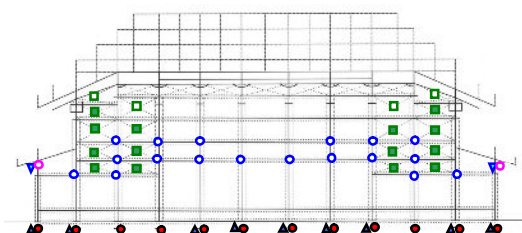


a) 水平構面考慮

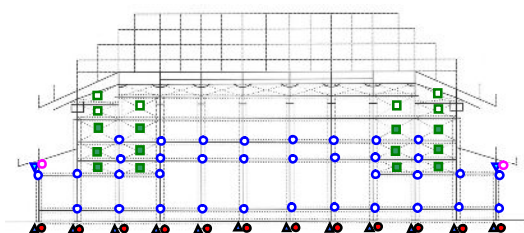


b) 水平構面無視

図 35 Y8 架構非線形バネ状況図



a) 水平構面考慮



b) 水平構面無視

図 36 Y9 架構非線形バネ状況図

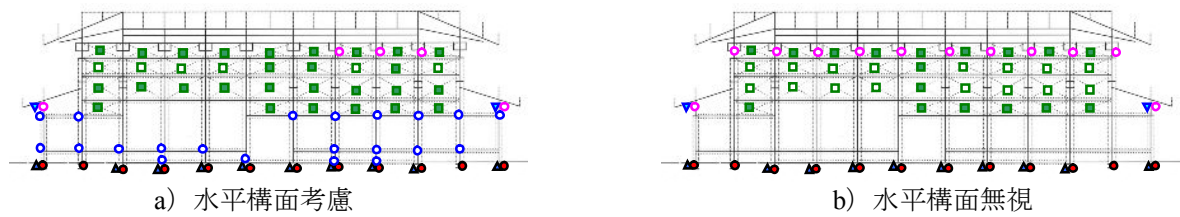


図 37 Y12 架構非線形バネ状況図



図 38 Y13 架構非線形バネ状況図

図 39～41 に想定花折地震波形入力時における Y 方向主要架構における接合部バネの非線形化状況を示す。

図 39 に示すように、Y 方向においては本宇屋根による水平構面を考慮することで、妻側架構である X4 架構にも非線形化が進行する結果となった。これは本宇屋根による水平構面によって地震せん断力が伝達された結果と考えられ、応答変位も本宇の各架構とほぼ同一となった。

図 40 に土小壁の多い架構である X5 架構の接合部及び土小壁の非線形化状況を示す。水平構面考慮による影響がないことがわかる。なお、図 41 に示すように、建物重心近傍の X7 架構の損傷状況に、水平構面考慮による影響は小さい。

傾斜のある水平構面や、Y 方向架構に顕著な傾斜地に建立されていることによる柱脚高さレベルが異なることで、柱の応答応力が大きくなる箇所がある。しかし、部材接合部に設定した摩擦による水平バネの非線形化によって、想定花折地震波形入力時の柱応答応力は、弾性域にとどまった。

最大柱応答モーメントは、X13 架構の本堂部懸造部を通し柱としている柱の、舞台床レベルで 225kNm ($\sigma_b=13.7\text{N/mm}^2$)、最大応答柱せん断力は、X5 架構本堂柱の裳階屋根接合部近傍で、216kN ($\tau_{\max}=1.35\text{N/mm}^2$) であり、ともに短期許容応力度 ($f_b=19.6\text{N/mm}^2$ 、 $f_s=2.0\text{N/mm}^2$) 以下であった。

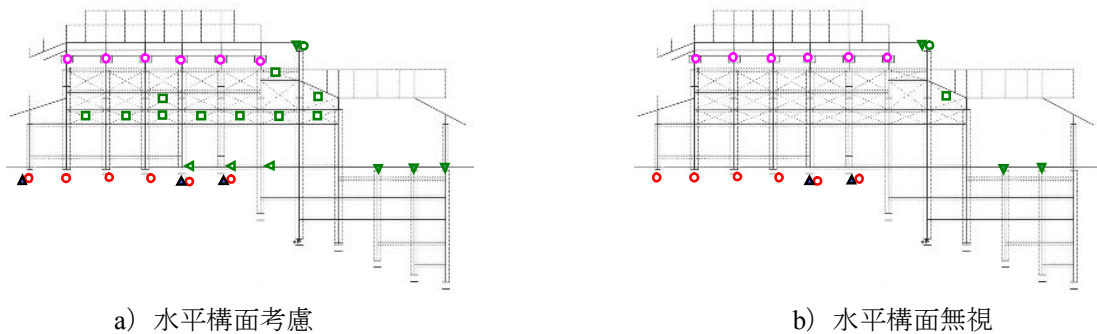


図 39 X4 架構非線形バネ状況図

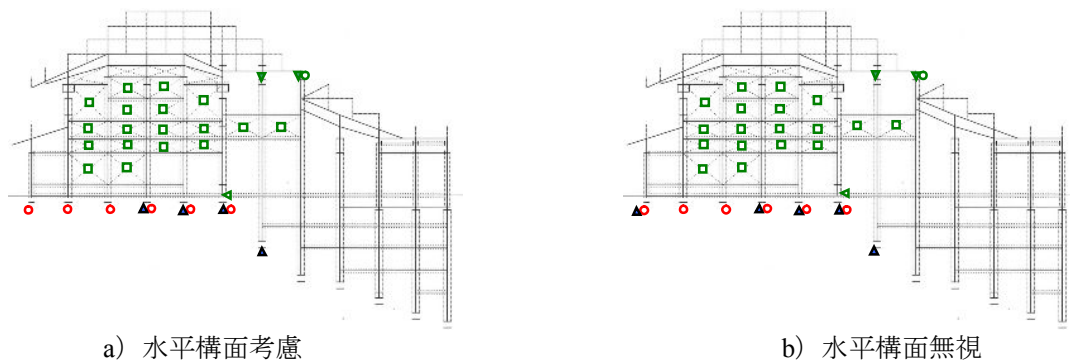


図 40 X5 架構非線形バネ状況図

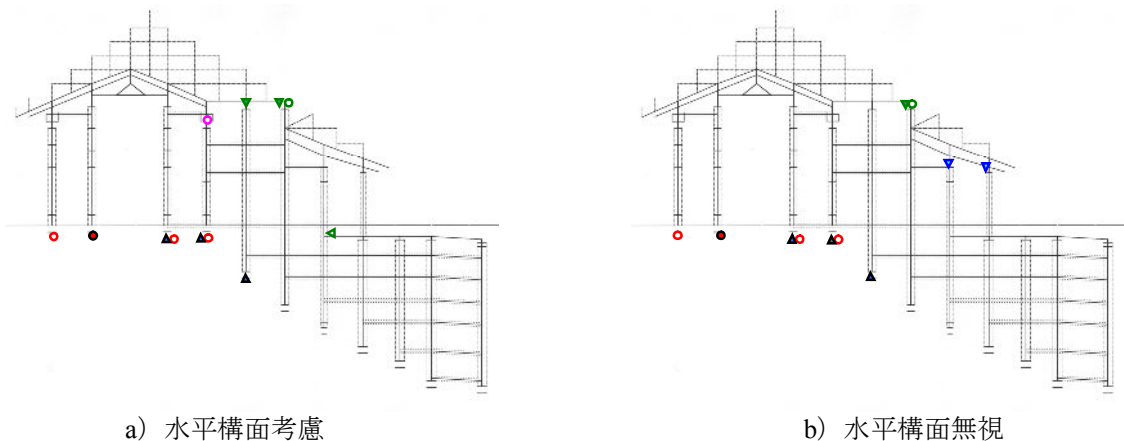


図 41 X7 架構非線形バネ状況図

5. まとめ

懸造形式を有する伝統木造建築物の耐震性能を評価する上で、舞台床の水平構面を考慮することが重要であることがわかった。本論文で得た結論を以下に述べる。

1) 舞台床の水平構面を考慮することで、舞台先端の局所的な振動モードの影響が小さくなり、舞台床組桁と柱頭の接合部に設定した非線形バネの挙動と水平構面の水平力伝達により、舞台先端の地震時最大応答変形は、想定花折地震波形入力の場合、水平構面無視の応答値の 1/7 程度となる。

一方、本宇屋根の水平構面を舞台床同等と仮定した場合、屋根による水平構面を考慮することによる、当該建物の地震時挙動への影響は僅かである。裳階屋根（周辺低層部屋根）による水平構面を考慮することで、本宇周辺の低層架構（裳階の架構）の地震時挙動は、本宇架構の地震時挙動の影響を受ける。

2) 想定東南海地震波形入力の場合、水平構面の考慮の有無に関わらず、当該建物の最大応答変形角は損傷限界変形角 1/120 を大きく下回った。土小壁や接合部などに損傷はほとんど見られず、倒壊の危険性は低いと考えられる。また、想定花折地震波形入力の場合、水平構面の考慮の有無に関わらず、当該建物の最大応答変形角は損傷限界を超えるが、安全限界以下であり、倒壊に至る危険性は低いと考えられる。

3) 想定花折地震波形入力の場合、水平構面無視による解析では舞台先端の最大応答を過度に安全側に評価する結果となった。

謝辞

本研究を進めるにあたって清水寺の協力を得た。また、数値解析にあたっては研究当時立命館大学生であった大野裕亮氏の協力を得た。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 呉 若威、宮本俊輔、宮澤健二：寺院建築の耐震診断・耐震改修について（その 2 耐震診断と補強計画）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、2003 年、pp.453～454
- 2) 木林長仁：平城宮朱雀門・伝統木造架構の力学機構、まちなみ、1998 年、pp.32～38
- 3) 中野 立、大和田義正：伝統的木造建築物の耐震性能に関する研究（坂出市西園寺本堂の実大水平加力実験 その 4—地震応答解析）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、2000 年、pp.139～140
- 4) 小堀 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 建物概要及び耐震診断手法）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、2001 年、pp.283～284
- 5) 佐藤正浩、石井 満、腰原幹雄、坂本 功：大日本報徳社大講堂の耐震診断及び補強検討（その 3. 補強方法の選定と耐震性能）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、2004 年、pp.35～36
- 6) 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、pp.87～94
- 7) 濱 智貴、貞広 修、河内 武、木村 誠、田村浩史：改良型長押の接合部実験（その 3 実建物の

- 設計への適用)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、2002 年、pp.227～228
- 8) 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、C-1、1999 年、pp.173～174
 - 9) 花里利一、荻原幸夫、稲山正弘、大倉靖彦、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、日本建築学会技術報告集、第 7 号、1999 年、pp.33～38
 - 10) 古川洋：重要文化財・平井家住宅の耐震補強、建築技術 No.641、2003 年、pp.168～175
 - 11) 野口弘行、渦波きさら、伊藤修一：偏心を有する木質構造物の床剛性を考慮した振動性状に関する基礎的研究 (その 1～その 3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、2001 年 pp.191～196
 - 12) 梶川久光、野口弘行：一層箱形建物における剛床仮定の適用範囲に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第 595 号、2005 年、pp.79～85
 - 13) 河合直人：水平構面のせん断変形を考慮した等価線形化法の適用、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、2000 年、pp.203～204
 - 14) 渦波きさら、野口弘行、伊藤修一：偏心率と床剛性を考慮した木質構造物の振動性状に関する研究 (その 1～2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、2000 年、pp.289～292
 - 15) 村上雅英、稲山正弘：偏心を有する柔床壁式構造物の靱性設計法、日本建築学会構造系論文報告集 第 530 号、2000 年、pp.93～98
 - 16) 渡辺智子、東樋口譲、立石 一、徐 廷禹：木造軸組構造の実用的な静的弾塑性解析手法、日本建築学会構造系論文報告集、第 546 号、2001 年、pp.113～120
 - 17) 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
 - 18) 横山正幸：ガイドブック清水寺、法蔵館、1996 年、p89～104
 - 19) 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、pp.477～470
 - 20) DYNAGE 理論説明書、V72、2004 年
 - 21) 鈴木隆志、石原 透、阪本大祐、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、pp.175～185
 - 22) 森林総合研究所：改定 4 版 木材工業ハンドブック 2004 年
 - 23) 文化庁文化財部、重要文化財耐震診断指針、2001 年
 - 24) 竹村雅行、稲山正弘、村上雅英：在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発 (その 62 落とし込み板壁の面内せん断試験)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、2002 年、pp.381～382
 - 25) (社) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、2004 年、pp.175
 - 26) 花吉朝陽、大野 敏：文化財建造物の重量について -重要文化財仏堂の重量速算法の再検討-、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、2001 年、pp.305～306
 - 27) (社) 日本建築学会：木質構造設計基準・同解説、2003 年、pp.335～339
 - 28) 稲山正弘：めり込み抵抗接合の設計 (貫構造)、建築技術 No.547 pp.106～111 1995.11
 - 29) 村上秀夫、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、C-1、2001 年、pp.91～92
 - 30) 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、C-1、2002 年、pp.219～220
 - 31) 藤田香織、木村正彦、大橋好光、坂本 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、pp.121～127
 - 32) 土岐憲三、岸本英明、古川英明：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予測、立命館大学 21 世紀 COE プログラム「文化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、2005 年、pp.113～120
 - 33) Ishihara,K. and Towhata,I. : One-dimensional Soil Response Analysis during Earthquake Based on Effective Stress Method, Journal of Faculty of Engineering, Vol. XXXV No.4, The University of Tokyo,1980,pp.656～700

(受理：2006 年 2 月 21 日)
(掲載決定：2007 年 6 月 19 日)

Effect of Stage on Earthquake Response of a Japanese Traditional Wooden Structure

SUZUKI Takashi¹⁾, KURAKATA Masayuki²⁾,
IZUNO Kazuyuki³⁾ and TOKI Kenzo³⁾

1) Kajima Corporation, M. Eng.

2) Hamamatsu-city municipal office

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

ABSTRACT

The present paper examines the effect of floor stiffness on the earthquake response of Kiyomizu temple, a traditional Japanese wooden structure that was rebuilt in 1633. Although the floors of traditional wooden structures are generally not considered to be rigid, a large open stage attached to the main hall of Kiyomizu temple may function as a horizontal diaphragm similar to a semi-rigid floor. Therefore, nonlinear earthquake response analyses were conducted using a semi-rigid floor model and a non-rigid floor model in simulations of the Hanaore fault earthquake and the Tonankai earthquake. The results indicated that the non-rigid floor assumption tended to overestimate the response of the stage structure. Thus, the horizontal stiffness of the floor affected the estimation of the seismic performance of the main hall with the stage. In contrast, the horizontal stiffness of the roof was found to have little effect on the evaluation.

Key Words: Japanese traditional wooden structure, nonlinear earthquake analysis, horizontal diaphragm