

伝統木造社寺建築物の耐震性能評価
その2. 限界耐力計算及び地震応答解析

正会員 ○菅野 貴孔*4 同 小野 徹郎*1
同 亀山 義比古*2 同 佐藤 篤司*3
同 羽生田 善将*2 同 伊藤 陽介*5

伝統木造社寺建築物 耐震性能 限界耐力計算
地震応答解析

1. 序論

その2ではその1で算定した復元力特性を用いて、限界耐力計算及び地震応答解析による伝統木造社寺建築物の耐震性能評価を行う。

3. 算定復元力特性

図1に祐正寺及び新福寺の算定復元力特性を示す。算定復元力特性は、その1で低減した復元力特性である。桁行方向の算定復元力特性は、梁間方向と同じ低減係数を用いて算定した。

2. 限界耐力計算による耐震性能評価

2-1 評価方法

建物の復元力特性や減衰特性を評価する限界耐力計算を用いて耐震性能評価を行う。地盤種類は祐正寺が第1種地盤、新福寺が第2種地盤である。損傷限界を1/120rad(0.0083rad)、安全限界を1/15rad(0.0667rad)とする。限界耐力計算用の地震応答スペクトルは、告示で示された解法工学的基盤での加速度応答スペクトルに表層地盤の増幅特性を考慮して用いる。損傷限界検証用スペクトルの加速度レベルは安全限界検証用スペクトルの加速度レベルの1/5としている。

2.2 評価結果

図2に祐正寺、図3に新福寺の限界耐力計算による評価結果を示す。祐正寺において、損傷限界検証用スペクトルに対して、梁間方向は層間変形角0.0082rad、桁行方向は層間変形角0.00834radとなり、安全限界検証用スペクトルに対して、梁間方向は0.0413rad、桁行方向は0.425radとなり、桁行方向の損傷限界のみ満たしていない結果となった。新福寺において、損傷限界検証用スペクトルに対して、梁間方向は層間変形角0.0188rad、桁行方向は層間変形角0.0151radとなり、安全限界検証用スペクトルに対して、梁間方向、桁行方向ともに層間変形角1/15rad以上となった。

3. 地震応答解析による耐震性能評価

3.1 解析方法

復元力特性を履歴面積が等しくなるよう線形にモデル化し、地震応答解析を行った。小壁付独立柱の履歴特性は、祐正寺については図4(a)に示すSlip1型とし、新福寺

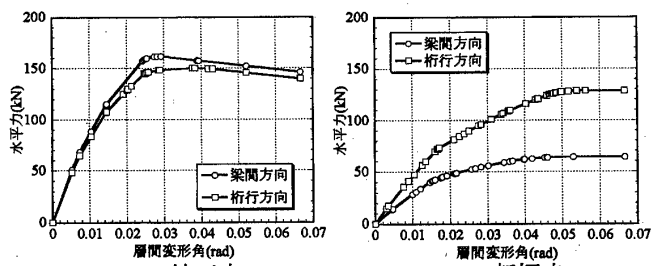


図1 算定復元力特性

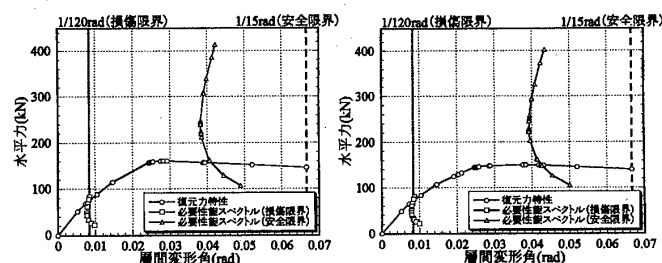


図2 祐正寺の限界耐力計算結果

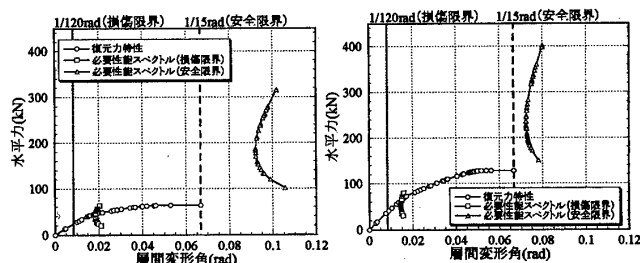


図3 新福寺の限界耐力計算結果

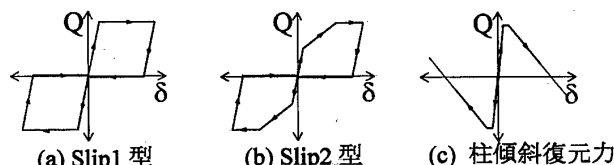


図4 履歴特性

については図4(b)に示すSlip2型とした。貫架構の履歴特性は、図4(a)に示すSlip1型とし、柱傾斜復元力の履歴特性は図4(c)に示すものとした。入力地震波は、BCJ-L1, BCJ-L2, Elcentro-NS, Taft-EW, Fukiai, Hachinohe-NSの6波

とし、それぞれ最大地動速度を 25kine (レベル 1)、50kine (レベル 2) に基準化した。減衰定数 h は既報 1) の振動実験結果の値を用いており、祐正寺梁間方向 $h=0.037$ 、桁行方向 $h=0.035$ 、新福寺梁間方向 $h=0.067$ 、桁行方向 $h=0.038$ である。また、減衰増加による応答変形角の変化を検討するために、 $h=0.05\sim 0.20$ と変化させてものについても解析を行った。応答計算は線形加速度法を用いている。

3.2 解析結果

図 5 及び図 6 に最大地動速度 25kine (レベル 1) 及び 50kine (レベル 2) における応答変形角-減衰定数関係を示す。最大地動速度が大きくなると、地震波によるばらつきが大きくなる。25kine 時、50kine 時とも減衰を増加させることで応答変形角は小さくなるが、最大地動速度の大きい方が応答変形角の低下量は大きい。振動実験結果の減衰定数を用いた場合の応答変形角 (図中▼印) をみると、50kine 時では両寺院とも安全限界以上となる。減衰を増加させることで祐正寺では $h=0.05$ 、新福寺では梁間方向 $h=0.20$ 、桁行方向 $h=0.15$ 以上となれば、50kine 時 (レベル 2) においても安全限界変形角以下となる。

参考文献 5) の震度分布と倒壊率より、祐正寺が三河地震時に受けた入力加速度は 200gal 程度と推察される。そこで、地震波 6 波を 200gal に基準化し三河地震時における祐正寺の地震応答を検討する。図 7 に地震応答解析結果を示す。両寺院とも応答変形角は安全限界以下となっている。よって祐正寺が三河地震を受けても倒壊しなかったと考えられる。

4. 結論

- 1) 限界耐力計算では、祐正寺については安全限界及び梁間方向の損傷限界を満たす結果となった。新福寺については梁間方向、桁行方向ともに損傷限界、安全限界を満たさない結果となった。
- 2) 地震応答解析では、祐正寺及び新福寺ともにレベル 2 の地震波では安全限界以上となった。減衰定数を増加させる事で、祐正寺は梁間方向、桁行方向ともに $h=0.05$ 以上、新福寺は梁間方向 $h=0.20$ 以上、桁行方向 $h=0.15$ 以上であれば、安全限界以下となる。
- 3) 地震応答解析の結果から、祐正寺が三河地震を受けても倒壊しなかった理由が明らかになった。

<参考文献>

- 1) 小野徹郎他：伝統木造社寺建築物の耐震性能に関する実験、日本建築学会学術講演梗概集 (北海道) (その 1) ~ (その 2)、pp439-pp442、2005.9
- 2) 山田耕司：伝統構法木造建物の耐震性能要因の検討、日本建築学会東海支部研究報告集、第 42 号、pp265-pp268、2004.2、3) 京都府建築士会、日本建築学会近畿支部 (木部部会)：木造軸組構法の新しい耐震設計法—京町家の改修促進に向けて—、2002.7、4) 柴田明徳：最新耐震構造解析第 2 版、森北出版、2003.5、5) 飯田淑事：昭和 20 年 1 月 13 日三河地震の震害と震度分布、飯田淑事教授論文選集 東海地方地震・津波災害誌、1985

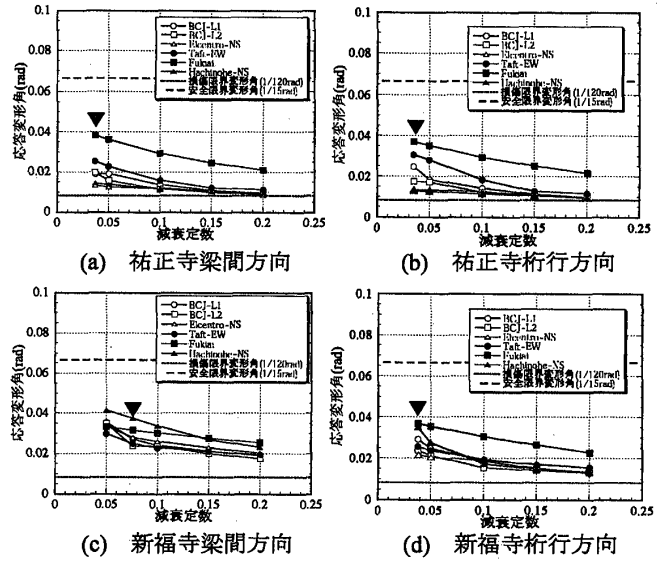


図 5 解析結果 (レベル 1(25kine 時))

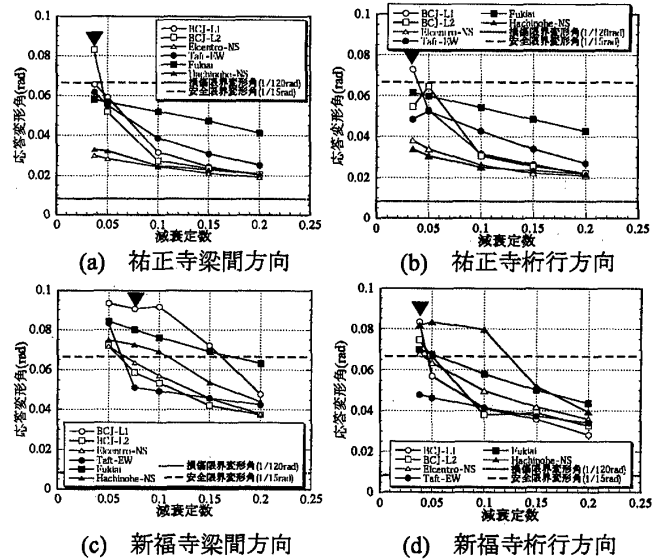


図 6 解析結果 (レベル 2(50kine 時))

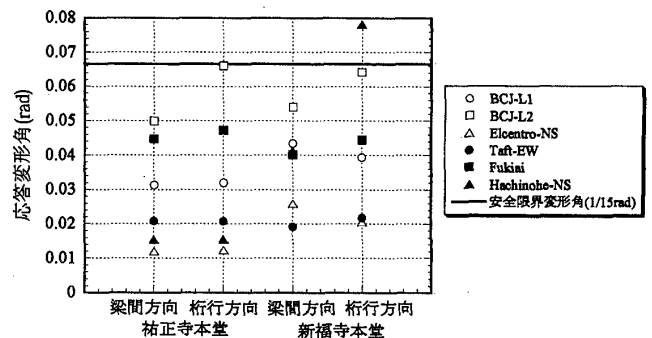


図 7 解析結果 (最大加速度 200gal)

- *1 名古屋工業大学大学院社会学専攻 教授 工博
- *2 亀山建設株式会社
- *3 名古屋工業大学大学院社会学専攻 助手 博工
- *4 大成建設株式会社 工修
- *5 東京工業大学大学院環境理工学創造専攻 修士課程

- *1 Professor, Nagoya Institute of Technology, Dr.Eng.
- *2 Kameyama Construction
- *3 Research Associate, Nagoya Institute of Technology, Dr.Eng
- *4 Taisei Cooperation, M.Eng.
- *5 Graduate Student, Tokyo Institute of Technology