

伝統木造建造物(向唐門)の耐震補強に関する研究

Seismic Strengthening of Historical Wooden Four-Legged Gate

土岐 憲三・伊津野 和行・田中 裕樹

Kenzo TOKI, Kazuyuki IZUNO, Yuuki TANAKA

1. はじめに

宮城県岩沼市にある竹駒稲荷神社の向唐門は2007年4月から約2年間にわたり、改修・補強工事が行われた。補強効果を確認する為、改修の前後において常時微動測定を行い、さらに動的応答解析を行った。本報ではその結果について報告する。

2. 建物および改修の概要

竹駒稲荷神社は、京都府の伏見稲荷大社、茨城県の笠間稲荷神社とともに、日本三大稲荷と並び評される、承和9(842)年に創建された神社である(写真1)。社殿前にある向唐門は天保13(1842)年に建立され、総ケヤキ造、唐破風造り妻入りで屋根は銅版葺きとなっている。柱上部に刻まれた彫刻の手法も精緻で、向唐門として規模の点では県最大級の遺構であり、岩沼市指定の文化財となっている。平面形は、桁行き5.45m、梁間5.45mで、6本の柱から構成されている。改修前の建物質量の合計は40.2tであり、その内柱頭より上部にある部材の質量の合計が32.5tを占める。改修工事によって小屋裏に6.95tの補強材が追加された(図1)。

2004年6月の予備調査、2005年6月の本調査を行った結果、建物を末永く維持していくために、全解体および耐震補強を行うことになった。補強・改修内容の概要は下記の通りである。

- ①6本の柱下部分をセメント系固化材にて地盤改良を行った。
- ②耐震補強として建物両脇に鉄骨柱を新設し(転倒防止用の杭基礎形式)、建物中央部分を横断する冠木と鋼板プレートを介して緊結した。
- ③腐食した木材は継木により交換し、軒垂れ、組物の変形防止のために、小屋裏部分に桔木、棟木、補強梁等を追加補強した。
- ④天井面に構造用合板を張って、水平剛性を高めた。



写真1 対象建造物(補強後)

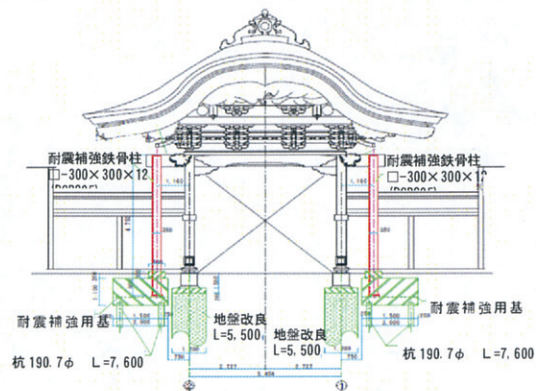


図1 改修工事概要

3. 常時微動測定

補強効果を確認するため、改修前後で微動測定を実施した。それぞれ、サーボ型速度計6台を用いて、常時微動と人力加振振動を100Hzサンプリングで、梁間方向、桁行方向を同時に数分間ずつ計測した。速度計の設置位置を図2に示す。

人力加振は3~4人で同時に柱頭に衝撃力を加える方法で、水平方向の並進振動とねじり振動が生じるようにした。

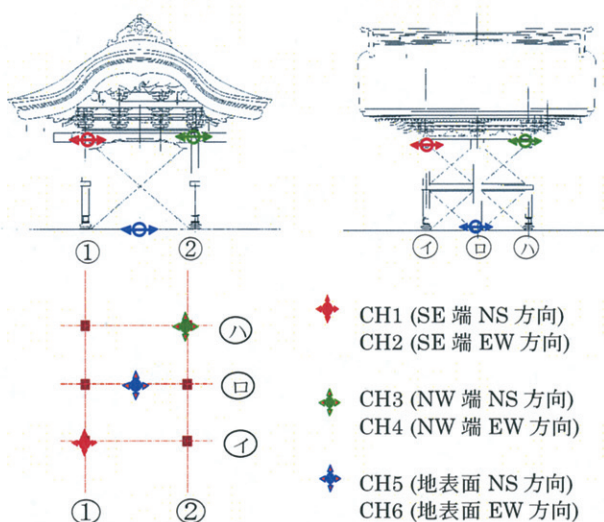


図2 速度計の設置位置

図3と4に改修前後の常時微動波形の地盤に対する柱頭レベルのフーリエスペクトル比を示す。改修後の測定では、鉄骨柱と冠木との緊結をはずした状態と、緊結した状態とで測定を行った。ここでは例として、常時微動測定の柱上部の梁間方向(CH1)と桁行方向(CH2)の記録についてスペクトルを示した。それぞれ、青が工事前、赤と黒が工事後である。

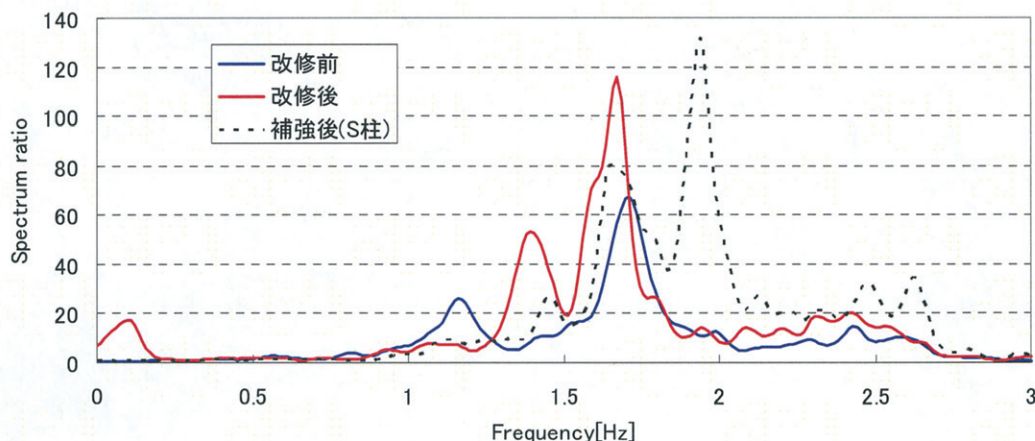


図3 梁間方向のフーリエスペクトル比

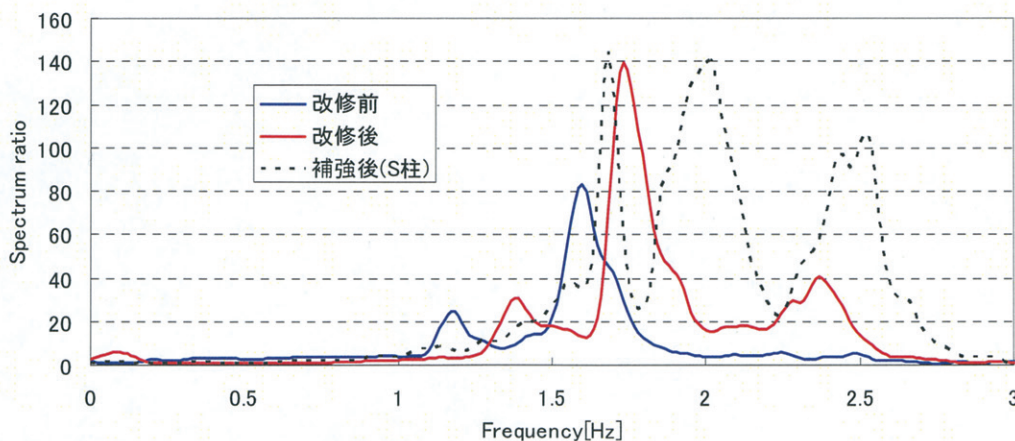


図4 桁行方向のフーリエスペクトル比

改修後(赤線)、鉄骨柱と緊結していない状態でも、腐朽劣化していた断面を修復し、部材を組み直したことによって、梁間方向のスペクトル比(図3)では1次モード(振れモード)の固有振動数が高くなっていることがわかる。鉄骨柱と緊結した場合(黒点線)には、1次モード(振れモード)、2次モード(並進モード)共に固有振動数が高くなっている。一方、桁行方向では改修後(赤線)には鉄骨柱と緊結しなくても1次モード、2次モード共に固有振動数が高くなる結果となった。

全体を通して特にねじれ剛性の向上は大きく、40%以上固有振動数が高くなり、平均して20%以上固有振動数

が高くなる結果となった。また鉄骨柱と緊結した場合、改修前と比較して、特に桁行方向で高次モードの有効質量比が高くなる結果となった。

人力加振のスペクトルも常時微動測定のスペクトル比と同様の傾向を示した。これらのデータから得られた固有周期を表1と2に示す。

次に、計測から得られた減衰定数を表3と4に示す。常時微動測定ではRD法¹⁾(時間平均型)、人力加振では振幅減衰比法より求めた。図5に重ね合わせた常時微動の速度波形と、RD法で近似した指数関数を示す。表3と4より、減衰定数は1~2%であり、これは改修前後であり変化はない。今回の改修工事は減衰性向上を目指したものではなく、強度増加を第一義とした。むしろ古い材を新しい物に取り替えたり、柱一貫の隙間を埋めたりしたことにより、改修工事前より減衰性が小さくなっていることも考えられる。また、鉄骨柱と緊結した状態では減衰定数が1割ほど小さくなる結果となった。

表1 固有周期(常時微動測定時)

固有周期(S)	梁間方向	桁行方向	振れ方向
改修前	0.58	0.61	0.84
改修後	0.59	0.57	0.69
補強後(S柱)	0.52	0.51	0.59

表2 固有周期(人力加振時)

固有周期(S)	梁間方向	桁行方向	振れ方向
改修前	0.6	0.71	0.88
改修後	0.61	0.57	0.70
補強後(S柱)	0.53	0.51	0.59

表3 減衰定数(常時微動測定時)

減衰定数(%)	梁間方向	桁行方向	振れ方向
改修前	1.9	2.3	1.8
改修後	1.9	2.2	1.7
補強後(S柱)	1.6	1.5	1.5

表4 減衰定数(人力加振時)

減衰定数(%)	梁間方向	桁行方向	振れ方向
改修前	1.4	2.2	1.6
改修後	1.8	1.8	1.7
補強後(S柱)	1.4	1.5	0.9

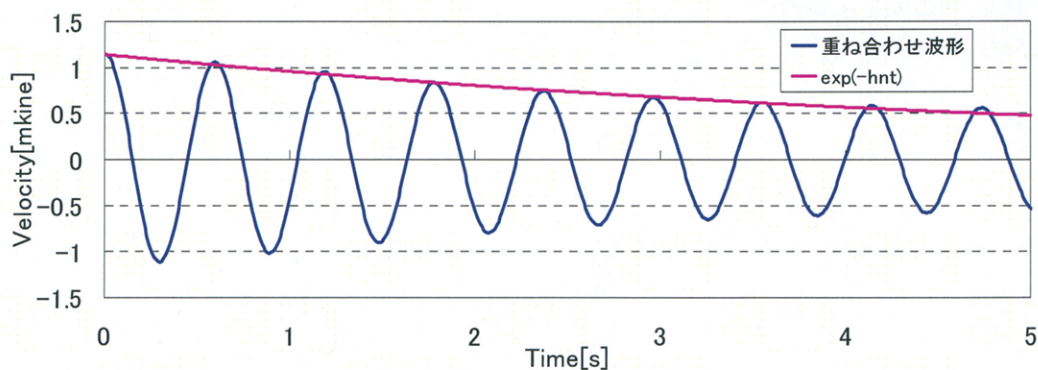


図5 重ね合わせた速度波形

4. 解析モデル

次に構造物の静的および動的解析を行った。まず、図 6 に示すように、主要耐震要素である、柱、貫、桁梁架構(平面形 5.45m×5.45m)を抽出し、部材を線材に置換し、立体の地震応答解析モデルを作成した。柱、横架材は弾性とし、弾性定数は、 $E=9000\text{N/mm}^2$ と設定した。

補強の効果を確認するため、補強柱(鉄骨柱 $\square 300 \times 300 \times 12$)のない場合(改修前)とある場合(補強後)について、それぞれ解析モデルを作成した。なお、屋根、小屋組は剛体と仮定し、重量のみ考慮し、屋根面の水平構面は剛床としている。

図 7 に示すように、柱と貫、横架材の接合部には二重節点を設け、通し貫および柱頭部の回転ばねは、木材繊維直交のめり込みによる圧縮耐力から得られる回転ばねを設定した。復元力特性は、節点モーメントを降伏モーメントとしたスリップバイリニアと設定した。ここで、柱-通し貫接合部は稲山による提案式により、柱頭部は、稲山によるめりこみ理論を基にした算定式により設定した。柱脚部の回転ばねは柱幅による転倒復元力を考慮し、重要文化財(建造物)耐震診断指針(文科省)に提案されている多折れ線を、解析ソフトに取り入れられるように、三折れ線に近似し、非線形弾性の復元力特性を設定した(図 8)。

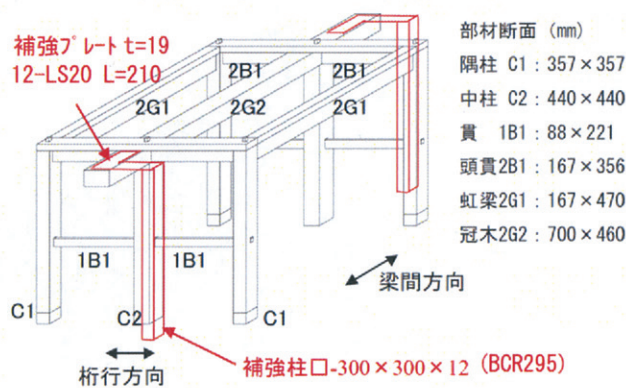


図 6 解析モデルの主要耐震要素と部材断面

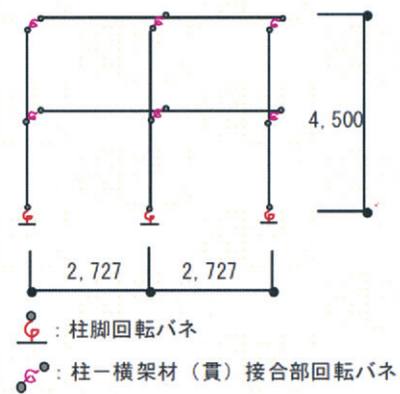


図 7 接合部のモデル化

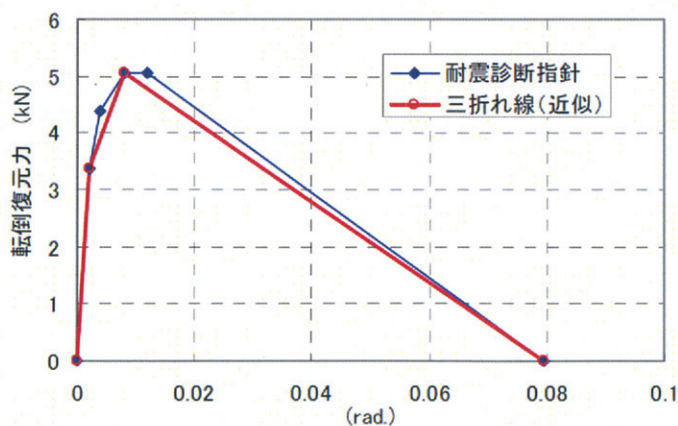


図 8 柱脚部の復元力特性

表 5 解析モデルの固有周期

	梁間 方向	桁行 方向	振れ 方向
改修前	1.049	0.882	0.973
改修後	1.095	0.930	1.025
補強後 (S柱)	0.956	0.837	0.785

上記の仮定に基づき、解析モデルの固有周期を算定した結果を表 5 に示す。解析モデルは大地震時の変形を確認するためのモデルで、常時微動の振幅レベルとは大きく異なるため、常時微動測定による固有周期とは異なっている。なお、桁行方向の補強の前後の剛性の比率を常時

微動測定結果と合わせるように、冠木と補強柱をつなぐ節点にバネを入れて調整した。

地震時の建物重量は、前述の通り、改修前 38.7t、補強後 45.7t と設定し、建物頂部節点に振り分けている。

5. 静的増分解析結果

図 9 に、上記解析モデルを用いて行った静的増分解析結果を示す。横軸は建物の変形角、縦軸はせん断力を示すが、補強の効果によりベースシア係数が 0.5 前後となり、最大耐力が 4～6 倍程度に上昇した。また、補強後の荷重変形関係の曲線に折れ点が見られるが、1/60rad 付近で鉄骨柱が降伏することが分かる。

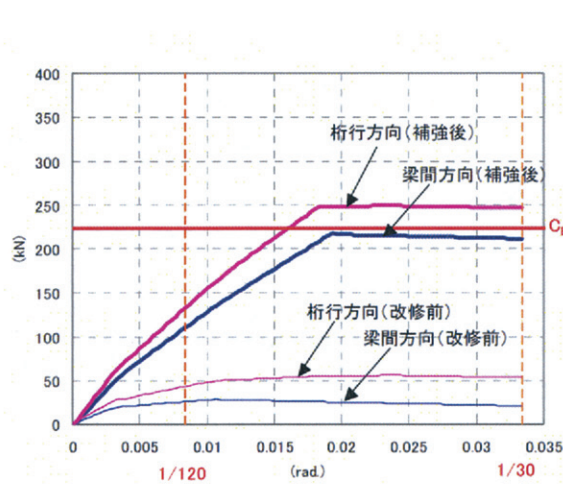


図 9 静的増分解析結果

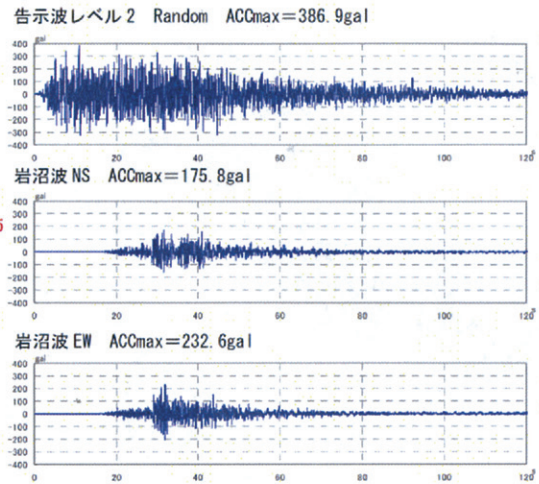


図 10 入力地震波形

表 6 最大応答変形角 (告示波、岩沼波)

	梁間方向	桁行方向
改修前 レベル 1	1/155	1/191
岩沼波	1/98	1/134
レベル 2	1/18	1/27
補強後 レベル 1	1/244	1/296
岩沼波	1/111	1/166
レベル 2	1/50 (1/60)	1/60 (1/60)
S 柱せん断力	78.3kN	85.0kN

() 内は建物重心位置の変形角

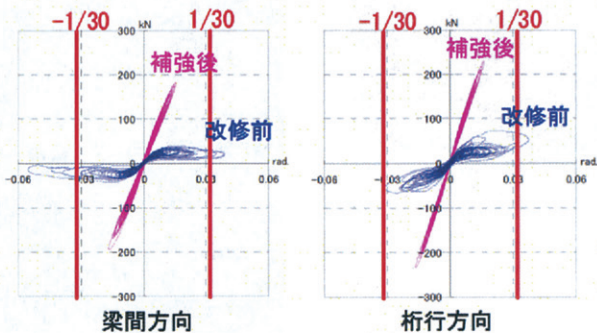


図 11 静的増分解析結果

6. 地震応答解析結果

図 10 に示すように、入力地震波には、告示波レベル 1、レベル 2 およびサイト波として 2005 年 8 月 16 日宮城県沖地震における、岩沼市の記録(岩沼市の震度は 5 弱)を使用した(独)防災科学技術研究所の強震ネット(KNET)による)。梁間方向に NS 成分を、桁行き方向に EW 成分を元波のまま入力した。減衰は粘性減衰とし、初期剛性比例型の 5%として設定した。

表 6 に、各地震波に対する、改修前および補強後の最大応答変形角を示した。告示波レベル 2 の大地震時の応答を比較すると、補強効果により変形が半分以下に低減され、安全限界変形角 1/30rad 以下となっている。また、鉄骨柱の最大せん断力も弾性範囲に収まっている。

図 11 に、告示波レベル 2 に対する建物重心位置の変形角とせん断力の関係を示した。補強効

果により、この荷重変形関係が弾性に近い挙動を示すようになり、残留変形も小さくなることが予想できる。

7. おわりに

以上、竹駒稻荷神社の向唐門について種々の検討をした。得られた結果と残された課題は、下記の通りである。なお本報告は、学会発表原稿^{2),3)}をもとにとりまとめたものである。

- ・ 常時微動の測定結果から、改修工事により、鉄骨柱と緊結した状態では、大幅な剛性の向上が見られた。特にねじれ剛性の向上は大きく、ねじれ振動数は 40%以上高くなる結果となった。門のような単純な構造物では補強効果は顕著に現われると言える。
- ・ 減衰定数に関しては改修前後ではさほど変化が見られないが、鉄骨柱と緊結した状態では小さくなる結果となった。
- ・ 伝統木造特有の接合部の復元力特性を考慮した弾塑性応答解析を行い、建物の挙動を把握することができた。
- ・ 補強方法の1つとして、1/60 程度の大変形時でも弾性状態を保ち、残留変形の生じにくい片持ち柱形式による補強を提案し、その応答性状を確認した。
- ・ 減衰定数の設定方法、部材の経年変化による剛性評価方法等が今後の課題である。

謝辞

本研究は当該神社の協力を得て、鹿島建設(株)との共同研究として実施されたものである。調査や数値解析にあたっては、小川浩氏をはじめとする鹿島建設建築設計本部や大類哲氏ら技術研究所の方々、立命館大学大学院理工学研究科の大学院生、大岡優君、安里祐二君らの協力を得た。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 田村幸雄・佐々木淳・塚越治夫:RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 454 号, pp. 29-38, 1993 年 12 月.
- 2) 安里祐二・清水万由実・大岡 優・伊津野和行・小川浩・田中裕樹:伝統構法による向唐門の耐震補強効果に関する研究(その 1)建物概要と常時微動測定概要, 日本建築学会大会(東北)学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, No. 22275, pp. 549-550, 2009 年 8 月.
- 3) 田中裕樹・小川 浩・大類 哲・安里祐二・大岡 優・伊津野和行:伝統構法による向唐門の耐震補強効果に関する研究(その2)地震応答解析結果, 日本建築学会大会(東北)学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, No. 22276, pp. 551-552, 2009 年 8 月.