

黒島天主堂の耐震補強前後の常時微動測定

三室貴憲^{*1}・加藤貴司^{*1}・仲野健一^{*1}・三浦 篤^{*1}・中村一男^{*2}

木造および煉瓦造で構成された教会堂の振動特性に関する基礎的なデータの取得と、補強工事前後の振動特性の変化を把握するために、耐震補強工事が実施された黒島天主堂について常時微動測定を実施した。補強工事前と比較して補強工事後に伝達関数のピーク振動数が全体的に高振動数側にシフトした。建物頂部で算出した1次モード相当の1次固有振動数は、補強工事後にNS方向では10%程度、EW方向では25～33%程度高くなった。また、建物頂部で算出したみかけの剛性を算出し、補強工事後にNS方向では15%程度、EW方向では50～70%程度増加し、建物全体でみかけの剛性が増加した。

キーワード：黒島天主堂、常時微動測定、振動特性、耐震補強

1. はじめに

黒島天主堂は1902年に建てられた木造および煉瓦造で構成された三廊式バシリカ型教会堂である。1998年に国の重要文化財に指定され、2018年には黒島天主堂を含む「長崎と天草地方の潜伏キリシタン関連遺産」が世界文化遺産に登録されている。今般、2013年から2015年にかけて実施された耐震診断の結果を受け、2019年から2021年にかけて耐震補強工事¹⁾が実施された。

筆者らはこれまでに大規模木造天守を対象に常時微動測定を行い、振動特性に関する基礎的なデータを取得するとともに、復旧・耐震補強工事の効果についても報告してきた^(例えば2)～4)。一方、煉瓦造建築物を対象にした常時微動測定事例は少なく^(例えば5)・6)、本建物の振動特性の把握および知見の蓄積は有益であると考えている。

本報では、黒島天主堂において耐震補強工事前後で実施した常時微動測定の概要と、同測定で得られた振動特性について報告する。

2. 建物と耐震補強工事の概要

建物の外観を写真-1に、建物概要を表-1に示す。耐震補強工事の概要を図-1に示す。実施項目は①～⑤である。これらは、大地震時において当該箇所の変形が許容値以上になる恐れがあること、中地震時において壁面の面外方向に損傷を受ける恐れがあることから、水平耐力・剛性の向上を目的として計画された。また、外観・内観を重視し、煉瓦壁体内や小屋裏など被覆される空間に補強部材を配置することを主体として計画された。



写真-1 黒島天主堂外観⁷⁾

表-1 黒島天主堂建物概要

名称	重要文化財 黒島天主堂
所在地	長崎県佐世保市黒島町 3333
用途	教会堂
所有者	カトリック長崎大司教区
建造年	明治35年(1902年)
重要文化財指定	平成10年(1998年)5月1日
構造種別	木造および煉瓦造
階数	地上1階、一部2階、鐘塔(尖塔)有
延床面積	550.66 m ²
屋根	棧瓦葺、一部銅板葺(尖塔)
外壁	煉瓦壁、一部木造壁(身廊上部)

*1 建築研究部 *2 技術部

- ① 引張材挿入およびグラウト充填
(尖塔部, アプス, 側廊などの煉瓦壁全般)
- ② アラミドロッド挿入による目地の置換
(尖塔部, アプス, 側廊などの煉瓦壁全般)
- ③ 鉄骨フレームおよびブレースの設置
(玄関尖塔部横, 側玄関)
- ④ 木製筋かいの設置 (身廊上部木造壁面)
- ⑤ 丸鋼水平ブレースの設置 (小屋裏, 尖塔部)

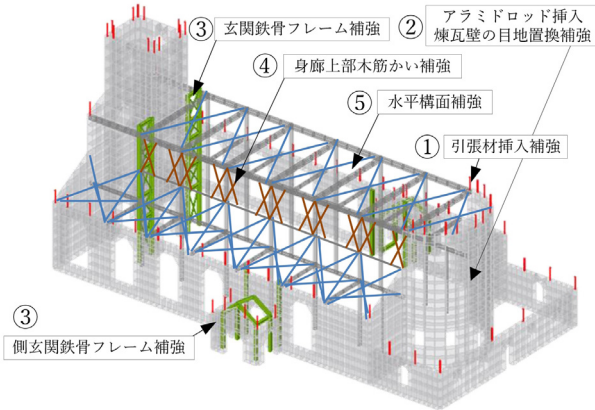


図-1 耐震補強工事の概要¹⁾

3. 測定方法

3.1 測定時の状況

常時微動測定は、耐震補強工事前の2019年11月3日と、耐震補強工事後の2020年10月4日から10月5日にかけて実施した。最寄りの気象台における測定期間中の平均風速は、補強工事前は約1~3 m/s、補強工事後は約2~5 m/sであった。

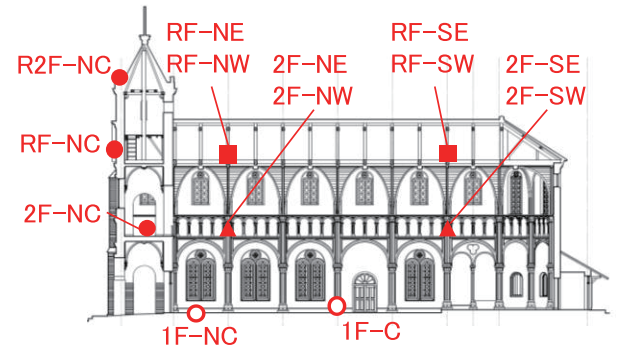
3.2 測定機器と測定条件

本測定では、筐体内に3成分のサーボ型加速度計、データロガー、GPS受信機能、無線LAN通信機能、バッテリーが組み込まれている測定機器を使用した(白山工業製 DATAMARK JU410)。機器は5台であり、測定ケース毎に配置換えを行いながら加速度波形を収録した。サンプリング周波数は100 Hzとし、測定レンジは±0.1 G、ローパスフィルタによるカットオフ周波数は40 Hzである。測定時間は、作業時間の制約から複数回に分け、同一ケースを合計して20分/ケースとなるように設定した。

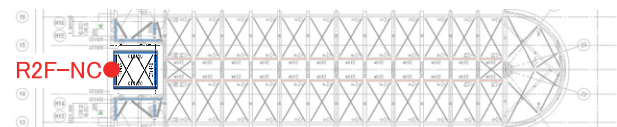
表-2に測定ケースの一覧を示す。図-2に測定機器の配置を示す。本報告では、紙面の都合から表-2のCASE2, CASE3, CASE6の配置のみを示す。図-2(e)に各ケースの基準点配置および各記号の凡例を示す。

表-2 測定ケース一覧

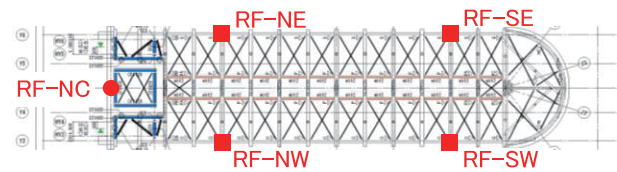
ケース名称	測定点
CASE1	R階/2階/1階床
CASE2	2階/1階床
CASE3	R階/1階床
CASE4	R階/2階/1階床
CASE5	西側側廊部2階/1階床
CASE6	尖塔部R2階/R階/2階/1階床/1階GL



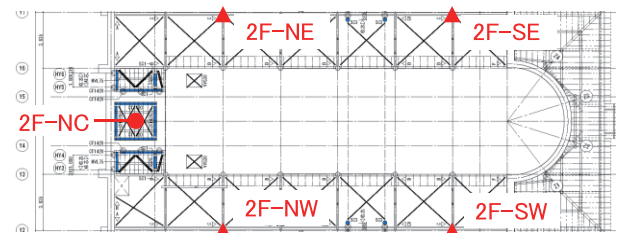
(a) 断面図



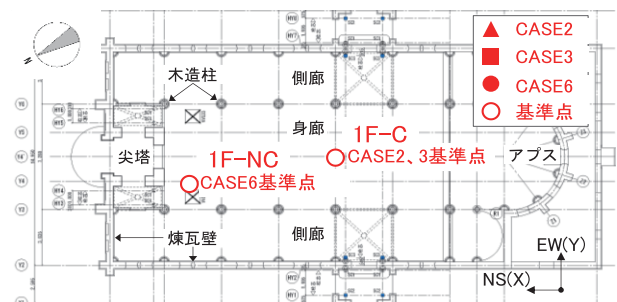
(b) 尖塔部平面図



(c) R階小屋組



(d) 2階平面図



(e) 1階平面図

図-2 測定機器配置 (CASE2, CASE3, CASE6)

3.3 波形処理と伝達関数の算出方法

まず各ケースで得られた20分間の微動波形に対して、最小二乗法によりトレンドを除去し、1区間につき4,096点のデータを50%オーバーラップさせ、区間波形を取り出した。次にFFTで各区間波形をフーリエスペクトルに変換して入出力のクロススペクトルと入力と出力のパワースペクトルを算出し、両者についてそれぞれアンサンブル平均をとることで式(1)に示す伝達関数の振幅比 H_{io} と式(2)に示す位相差 θ_{io} (deg.)を得た。式中の \hat{G}_{io} は平均後の入出力のクロススペクトル、 \hat{G}_{ii} と \hat{G}_{oo} は平均後の入力と出力のパワースペクトルである。

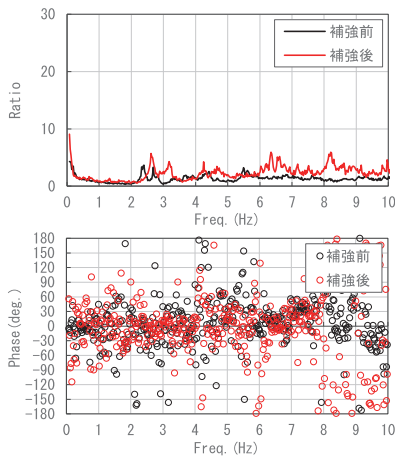
$$H_{io}(f) = \sqrt{\frac{\hat{G}_{oo}(f)}{\hat{G}_{ii}(f)}} \quad (1)$$

$$\theta_{io}(f) = \tan^{-1} \left(\frac{\text{Im}[\hat{G}_{io}(f)]}{\text{Re}[\hat{G}_{io}(f)]} \right) \quad (2)$$

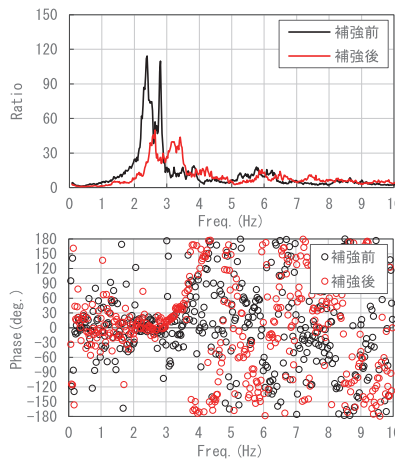
4. 測定結果

4.1 伝達関数

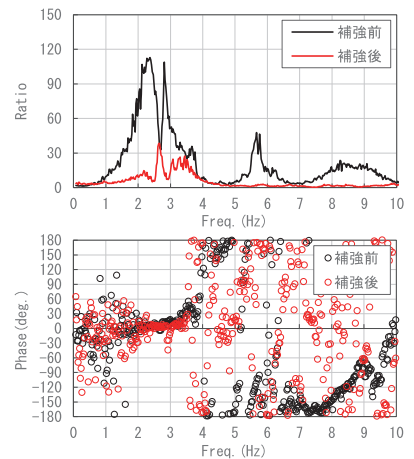
図-3から図-5に伝達関数を示す。ここでは、CASE2の1階床中央に対する側廊煉瓦壁上部北西側の伝達関数「2F-NW/1F-C」(図-3)、CASE3の1階床中央に対する身廊上部北西側の伝達関数「RF-NW/1F-C」(図-4)およびCASE6の1階土間上に対する尖塔上部の伝達



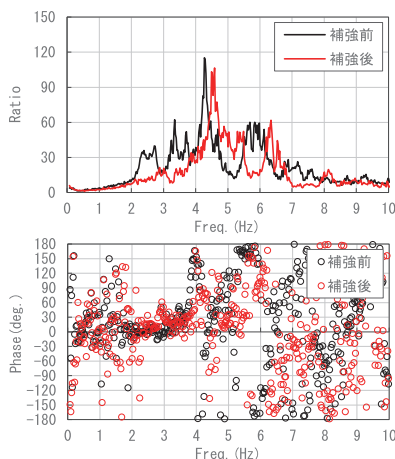
(a) NS 方向 (2F-NW/1F-C)



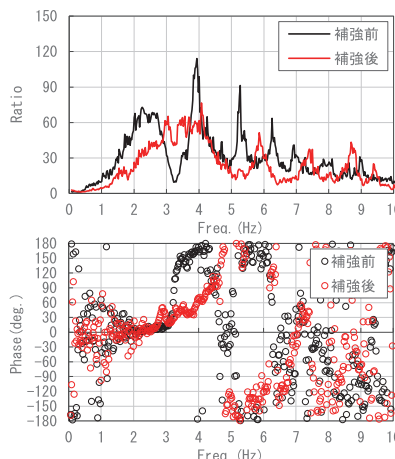
(a) NS 方向 (RF-NW/1F-C)



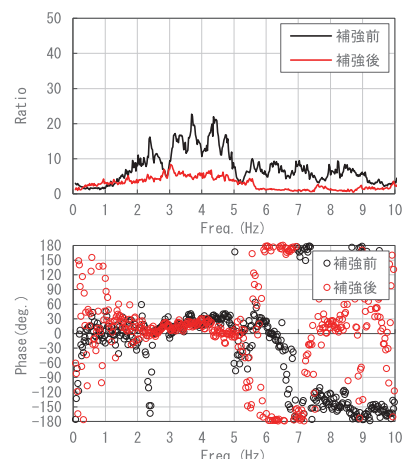
(a) NS 方向 (R2F-NC/1F-NC)



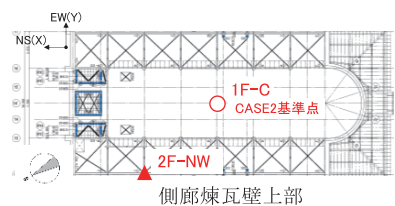
(b) EW 方向 (2F-NW/1F-C)



(b) EW 方向 (RF-NW/1F-C)

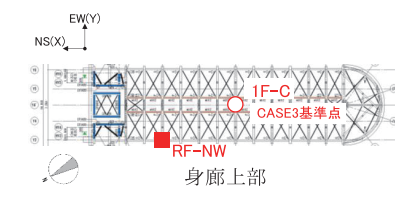


(b) EW 方向 (R2F-NC/1F-NC)



(c) 測定位置 (2階平面図)

図-3 伝達関数 (CASE2)



(c) 測定位置 (R階小屋組)

図-4 伝達関数 (CASE3)



(c) 測定位置 (尖塔部平面図)

図-5 伝達関数 (CASE6)

関数「R2F-NC/1F-NC」(図-5)の結果を一例として示す。各図の(a), (b), (c)はそれぞれ、NS方向の伝達関数、EW方向の伝達関数、測定位置である。図中の黒色の実線と丸印は補強工事前の伝達関数、赤色のそれは補強工事後の伝達関数である。4.1.1項～4.1.3項では補強工事前の特徴について概観し、4.1.4項で補強工事前後を比較した結果について考察する。

4.1.1 身廊上部と尖塔上部のNS方向

図-4(a)より、身廊上部のNS方向の増幅比は2～3 Hz付近で卓越している。図-5(a)より、尖塔上部のNS方向(尖塔部を含む北側煉瓦壁の面外方向)の増幅比は、身廊上部のNS方向と比較してやや減衰が大きいスペクトル形状となっているものの、同様に2～3 Hz付近で卓越している。身廊上部のNS方向については、CASE3の「R2F-NW/1F-NC」以外の3地点でも同様の計測結果が得られており、身廊上部と尖塔上部のNS方向は、1次モードでは概ね一体となって振動していると考えられる。

身廊上部と尖塔上部ともに、補強工事前の2.4 Hzと2.8 Hz付近の非常に狭い振動数の範囲に同等の増幅比のピークが確認できる。1次ピーク振動数より高い3～5 Hz付近で位相差が生じているようにみえることから、地動応答だけではなく風応答が影響している可能性がある⁸⁾。また、身廊部はNS方向に木造の柱が連なっていること、尖塔部と北面の外壁は煉瓦造で構成されることから、木造と煉瓦造の両者の振動特性が影響していることも考えられる。

4.1.2 側廊上部と身廊上部のEW方向

図-3(b)より、側廊煉瓦壁上部のEW方向(側廊部煉瓦壁面外方向)では、1次ピーク振動数である4 Hz以外の振動数でも大きな増幅比が複数見られる。図-4(b)より、身廊上部のEW方向の増幅比は側廊煉瓦壁上部のEW方向と同様に大きな増幅比が複数見られる。本建物と同様に、煉瓦造建物の伝達関数のピーク振動数が0～10 Hzの間で複数確認された事例⁶⁾は他にもあり、側廊煉瓦壁上部と身廊上部のEW方向では本建物特有の振動特性が表れているのではないかと考えられる。図-4(a), (b)より、木造で構成される身廊部上部の伝達関数がNS方向とEW方向で大きく異なるのは、尖塔部と身廊部では煉瓦壁の高さが異なることや、振動方向に対する柱の配置が異なることなど、構造的な違いが影響していると推察される。

4.1.3 煉瓦壁の面内方向

図-3(a)より、側廊煉瓦壁上部のNS方向(煉瓦壁面内方向)の増幅比は、煉瓦壁面外方向や身廊部と比較して極めて小さく、増幅比の明瞭な卓越も見られなかった。また、図-5(b)より、尖塔部のEW方向(煉瓦壁面内方向)においても、増幅比は煉瓦壁面外方向や身廊部と比較して小さい。

4.1.4 補強工事前後

図-3から図-5より、増幅比をみれば補強工事前と比較して補強工後にピーク振動数が全体的に高振動数側にシフトしており、みかけの剛性が增大していると考えられる。一方、図-4(a), 図-5(a)より、特にNS方向において身廊上部と尖塔上部で振幅値は大きく減少している。これは、丸鋼水平ブレースの設置により水平構面の剛性が上昇し、側廊部煉瓦壁面内方向に力が伝達されるようになり、ピーク振動数の上昇と併せて振幅値も減少したと考えられる。また、図-3から図-5(b)では、補強工後にピーク振動数の数が減少する傾向もみられる。

鉄骨フレームやRC耐震壁により耐震補強を施した複数の煉瓦造建物について常時微動測定を行った事例⁶⁾では、補強後にピーク振動数の上昇と合わせて増幅比が小さくなることやピーク数が減少すること、煉瓦壁の面外方向の増幅比が面内方向のそれと比較して小さくなることなどが報告されており、本報告でも同様の傾向が確認された。

4.2 固有振動数

表-3に伝達関数から抽出した1次固有振動数を示す。ここでは、建物全体の動き(1次モード)を捉えることを目的に、伝達関数の1次固有振動数を対象にする。そのため、以下では建物全体の動きを捉えられている建物頂部での測定を含むCASE3とCASE6についての結果を示す。1次固有振動数の判定に際しては、1次モードの振動数と推察される振動数の増幅比、位相差およびコーヒレンスを踏まえて、筆者が目視で読み取り判断した。水平方向の1次固有振動数は、補強工事前と比較して補強工後にNS方向では測定点によらず一様に10%程度、EW方向では25～33%程度高くなっていることを確認した。

表-3 補強工事前後での固有振動数の比較

ケース	伝達関数ペア (方向)	固有振動数 [Hz]		固有振動数比
		補強前	補強後	補強後 / 補強前
CASE3	RF-NE/1F-C (NS)	2.40	2.61	1.09
	RF-SE/1F-C (NS)	2.40	2.61	1.09
	RF-NW/1F-C (NS)	2.40	2.61	1.09
	RF-SW/1F-C (NS)	2.40	2.61	1.09
	RF-NE/1F-C (EW)	2.25	3.00	1.33
	RF-SE/1F-C (EW)	2.29	2.98	1.30
	RF-NW/1F-C (EW)	2.25	3.00	1.33
	RF-SW/1F-C (EW)	2.29	2.98	1.30
CASE6	R2F-NC/1F-NC (NS)	2.40	2.64	1.10
	R2F-NC/1F-NC (EW)	2.42	3.03	1.25

4.3 固有振動数から換算したみかけの剛性

伝達関数から抽出した1次固有振動数から、非減衰1質点せん断ばねモデルを仮定した際のみかけの剛性を推定する。非減衰1質点せん断ばねモデルの1次固有周期 T (s) は式 (3) で表される。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (3)$$

補強工事前の質量 M (kg)、剛性 K (N/m)、1次固有周期とその逆数である1次固有振動数をそれぞれ M_b , K_b , T_b , f_b とし、補強工事後のそれを M_a , K_a , T_a , f_a とそれぞれ定義する。この時、補強工事前後の固有振動数の比は式 (4) で表される。

$$\frac{f_a}{f_b} = \sqrt{\frac{K_a}{K_b} \times \frac{M_b}{M_a}} \quad (4)$$

従って、補強工事前に対する補強工事後の剛性の変化率は式 (5) で表される。

$$\frac{K_a}{K_b} = \left(\frac{f_a}{f_b}\right)^2 \times \frac{M_a}{M_b} \quad (5)$$

通常、質量の変化は無視することが多いが、本補強工事後の微動測定時には、工程の制約から屋根の棧瓦が撤去されていた。そこで、式 (5) で棧瓦の質量の変化を考慮することとした。補強工事前の質量に対する補強工事後の質量の比 M_a/M_b は 0.952 であった。

図-6に式 (5) で評価したみかけの剛性比を示す。算出したみかけの剛性比は、補強工事前と比較して補強工事後にNS方向では1次固有振動数と同様に、測定点によらず一様に15%程度、EW方向では50~70%程度増加し、建物全体でみかけの剛性が増加したことを確認した。NS方向に比べてEW方向のみかけの剛性の変化の幅は大きい。図-1に示したように、本耐震補強工事にお

いては尖塔部と側玄関にEW方向に効かせるように鉄骨フレームが配置されている。また、水平構面の剛性を高めるために丸鋼水平ブレースが配置されている。従って、NS方向に比べてEW方向の1次固有振動数の変化が大きいことは矛盾していないと考えられる。ただし、本建物では理想的な剛床仮定が成立しづらいと考えられることや、非減衰1質点せん断ばねモデルの適用性には議論の余地があるため、図-6の数値そのものの解釈と扱いには注意が必要である。

また、補強工事前後での本測定結果に対する瓦重量の変化の影響は、前述の通り5%程度であるから、本測定で対象にした建物全体の挙動と考えられる1次固有振動数の変化に対しては、相対的に大きくないと判断される。

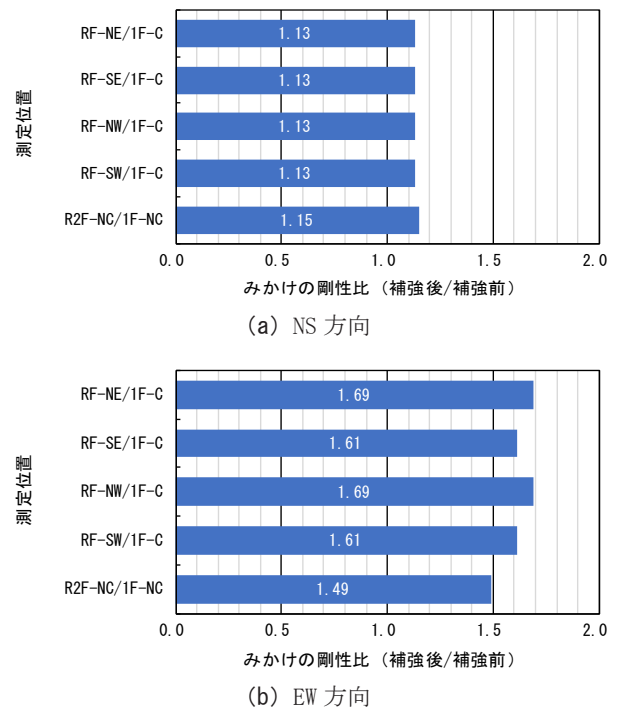


図-6 補強工事前後のみかけの剛性比

5. まとめ

木造および煉瓦造で構成された建物の振動特性に関する基礎的なデータを取得するために、耐震補強工事が行われた黒島天主堂について、補強工事前後における常時微動測定を実施した。測定結果の概要を以下に示す。

- 測定した常時微動の加速度波形から、建物1階に対する建物各部の伝達関数を算出し、木造と煉瓦造で構成された複合構造の各測定地点での振動特性を確認した。その結果、NS方向やEW方向、身廊部や煉瓦壁の面内・面外方向でそれぞれ異なる振動特性を示すこと

がわかった。

- ・補強工事前と比較して補強工事後には、建物全体的に伝達関数のピーク振動数が高振動数側にシフトすることを確認した。測定位置によっては、増幅比が大幅に小さくなる場合やピーク振動数の数が減少する場合がある。
- ・建物頂部で算出した1次固有振動数は、補強工事前と比較して補強工事後にNS方向では10%程度、EW方向では25～33%程度高くなった。
- ・建物頂部で算出したみかけの剛性は、補強工事前と比較して補強工事後にNS方向では15%程度、EW方向では50～70%程度増加し、建物全体でみかけの剛性が増加した。耐震補強工事によりみかけの剛性が上昇したことは明らかであるが、みかけの剛性の上昇が耐震補強設計の想定通りかどうかや、本建物での剛床仮定や非減衰1質点せん断ばねモデルの適用性等については、更なる詳細な検討が必要である。

謝辞

本研究の実施にあたっては黒島天主堂関係者の皆様に多大な協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 公益財団法人文化財建造物保存技術協会：重要文化財黒島天主堂耐震対策・保存修理工事報告書，2021.3
- 2) 加藤貴司，境 茂樹，外館 寛，高橋 豊：伝統構法による大規模木造天守の常時微動測定（その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.525～526，2013.8
- 3) 三室貴憲，加藤貴司，仲野健一，三浦 篤，中村一男：松江城における耐震補強工事前後の常時微動測定（その1），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.607～608，2020.9
- 4) 加藤貴司，三室貴憲，仲野健一，三浦 篤，中村一男：松江城における耐震補強工事前後の常時微動測定（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.609～610，2020.9
- 5) 青木孝義，于 泓，青木秀敬：半田赤レンガ建物の構造特性に関する研究（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1129～1130，2017.8
- 6) 南部恭広，多幾山法子，林 康裕：歴史的煉瓦造建築物の耐震補強前後における煉瓦壁の面外方向振動特性変化，日本建築学会技術報告集，第19巻，第41号，pp.165～168，2013.2
- 7) 佐世保市教育委員会提供（工事期間中に撮影）
- 8) 石橋敏久，内藤幸雄：風外力の影響を受けた建物の常時微動による伝達関数の適用限界に関する検討，日本建築学会構造系論文集，第507号，pp.87～94，1998.5

Measurement of microtremors in Kuroshima Church before and after seismic retrofitting

Takanori MIMURO, Takashi KATO, Kenichi NAKANO, Atsushi MIURA and Kazuo NAKAMURA

We measured microtremors in Kuroshima Church before and after seismic retrofitting in order to obtain basic data of the vibration characteristics of a wooden and brick building. We checked the changes in vibration characteristics before and after the seismic retrofitting. The peak frequencies of the transfer functions were shifted to the high frequency region after the seismic retrofitting. The natural frequency of the primary vibration mode calculated at the top of the building increased by about 10% in the NS direction and 25～33% in the EW direction after the seismic retrofitting. We calculated the equivalent stiffnesses (horizontal component) of the building based on the transfer functions. As a result, we confirmed that the stiffnesses were increased by about 15% in the NS direction and about 50～70% in the EW direction, after the seismic retrofitting.
