

論文 RC 造建築物の経年劣化による構造性能の低減に関する考察

佐藤 圭裕^{*1}・高橋 典之^{*2}

要旨：竣工後 50 年以上が経過した文化的価値を有する RC 造建築物のなかには、構造安全性の確保がなされないまま放置・解体されてしまう事例があり、維持・保存技術や使用安全性の確保が求められている。本研究では建設後何度か仕上げに手が加えられた RC 造建築物を対象として、現状観察されるひび割れ幅から見かけの劣化度を分類した。また、劣化度に対する構造性能の低減方法として、別途提案された指標を適用し、静的増分解析結果と微動計測結果との比較より妥当性や問題点を考察した。

キーワード：経年劣化, RC 造, 構造性能

1. はじめに

持続型社会への移行に伴い、既存建築物や社会基盤構造物の供用期間が長期化することが想定される。その中で、建設当時の時代背景や建築技術を反映し、後世に受け継ぐべき文化的価値を有する建築物の維持、保存技術や使用安全性の確保がいつそう求められている。国内の RC 造文化財建築物は木造文化財建築物に比べると少なく、経年劣化による構造性能の低減を適切に反映し構造安全性を評価・改善する手法が広く確立されている状況とは言いえない。そのため、構造安全性の確保が困難なまま耐用年数を超えて放置され、結果的に取り壊されてしまうものもある。

本研究では RC 造建築物を対象に、経年劣化を考慮した構造安全性評価方法について劣化による構造性能の低減に関する指標の妥当性や問題点を検討する。具体的には、日本建築学会¹⁾が提案している経年劣化を構造性能に反映させる方法に準拠し文献²⁾で調査した建物から逆算的に提案した指標を、別の検討対象建築物の静的増分解析に適用し、微動計測に基づく現地調査結果から得られた構造特性との比較により妥当性や問題点を検討する。

2. 構造性能劣化度指標

本研究では、材料の経年劣化による構造性能の低下を「構造性能劣化度指標」と定めて以下検討を行う。

日本建築学会で提案されている方法¹⁾では、表-1 に示す 8 段階の劣化度分類に応じ劣化度を分類する。また、静的漸増解析におけるエネルギー吸収能力で構造性能を定量化し、劣化後に残存するエネルギー吸収能力を構造性能低減率として表-2 のように定めている。なお、劣化度ⅢおよびⅣについては部材片面のみおよび両面に劣化状況が見られるかを区別している。

筆者らが文献²⁾で行った劣化度調査および静的増分解析と微動計測の比較により、一部を修正した構造性能劣化度指標を表-3 に示す。なお、劣化度ⅠおよびⅡでは、

エネルギー吸収能力の低下を部材ごとの剛性低下により反映させる方法を提案した。

表-1 日本建築学会の劣化度分類¹⁾

| 劣化度 | 劣化状況 |
|-----|-----------------------------------|
| 0 | ほぼ劣化の見られない状態 |
| I | 浮き範囲が微小かつひび割れが軽微である |
| II | 浮き範囲が広く分布している、あるいはひび割れが多数生じている |
| Ⅲ片 | 部材表面のうち大部分での浮きまたは剥離が部材片面において生じている |
| Ⅲ両 | 部材表面のうち大部分での浮きまたは剥離が部材両面において生じている |
| IV片 | 鉄筋の露出が部材片面において生じている |
| IV両 | 鉄筋の露出が部材両面において生じている |
| V | 部材表面のうち大部分での剥離、または鉄筋の露出が広範囲で生じている |

表-2 日本建築学会の構造性能劣化指標案¹⁾

| 劣化度 | せん断柱 | 曲げ柱 | 柱なし | 片柱付き | 両柱付き | せん断梁 | 曲げ梁 |
|-----|------|------|------|------|------|------|------|
| 0 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| I | 0.95 | 0.95 | 0.95 | 0.95 | 0.95 | 0.95 | 0.95 |
| II | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 |
| Ⅲ片 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 |
| Ⅲ両 | 0.33 | 0.33 | 0.33 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 |
| IV片 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.25 |
| IV両 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.25 |
| V | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

表-3 文献²⁾で新たに定め提案した数値

| 劣化度 | せん断柱 | 曲げ柱 | 柱なし | 片柱付き | 両柱付き | せん断梁 | 曲げ梁 |
|-----|------|------|------|------|------|------|------|
| I | 0.85 | 0.85 | 0.85 | 0.85 | 0.85 | 0.85 | 0.85 |
| II | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 |

*1 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 (学生会員)

*2 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 准教授 博(工) (正会員)

3. 検討対象文化財建築物

3.1 検討対象文化財建築物の概要

本論で新たに検討対象とする文化財建築物は、現在は博物館として利用されているK市所有の旧学校施設のうちの旧校舎増築部である(写真-1, 2)。



写真-1 K市の旧学校建物(現博物館)外観



写真-2 旧校舎増築部正面

K市の旧学校建物(現博物館)は、旧講堂、旧校舎、旧校舎増築部の3棟からなり、検討対象とする旧校舎増築部は3階建てのRC造建築物で、昭和31年に竣工している。現在では旧校舎と旧講堂が美術工芸品や古文書の展示室として利用されており、それらの備用品の収納スペースや職員室として旧校舎増築部が利用されている。

隣接する旧校舎との境界は接する状態で設計されているがアンカー筋等を用いた一体化はなされていない。そのため、境界部は(クリアランスはないが)エキスパンションジョイントとみなし、構造体としては旧校舎とは別棟とする。また、これまでに幾度か改修工事が行われており、耐震性の向上および仕上げの再生が図られている。改修工事の箇所を表-4に示す。仕上げ改修は直近で平成8年の屋上防水工事と合わせて行われている。

3.2 劣化を考慮した構造的評価方針

(1) 劣化度分類

本研究では、図-1から図-3に示す各階平面のうち、X15'構面(北側)のY5'通りからY11'通りの柱および壁について、ひび割れ幅の測定を行った。平成23年に実施された耐震診断時の現地調査で報告されている状況から8年(調査日:令和元年11月16日から17日)の間に大きく損傷が進展した箇所は確認されず、測定された最大ひび割れ幅も同程度であった。また、文献3), 4)を参考に幅0.2mmまでのひび割れを軽微なひび割れとして劣

化度Iの目安とし、ひび割れ幅1mm程度までを劣化度IIの目安とした。劣化度Iおよび劣化度IIの例を写真-3, 写真-4に、各部材の劣化度分類結果を図-1から図-3に色別にして示す(青色が劣化度II, 緑色が劣化度I, 色が劣化度0)。

本建物は、これまでの改修工事で仕上げの改修もなされており、躯体内部で生じている可能性がある鉄筋腐食等が目視可能な損傷として確認できない状況であった。そのため見かけ上劣化度IやIIと判定した部材に劣化度III以上に該当する部材が混在している可能性がある。ただし、妥当性検証に用いる微動計測結果からは、実構造物の剛性は確認できるものの、耐力低下や靱性能低下については確認できないため、本研究においては劣化度III以上に該当する部材が仮に混在していたとしても、劣化度IIまでの段階でエネルギー吸収能力の低下を剛性低下で反映させる方法の妥当性・問題点は検討できると考えた。

表-4 旧校舎増築部の改修工事箇所

| 階 | 方向 | 補強工法 | 箇所 | 位置 | 目的 |
|---|---------------|-----------------------|---|---|---------------------|
| 3 | - | RC 袖壁 増設補強 | 1 | X11'通 Y10 柱 | 片持ち部材 不適事項の解消 |
| | X | RC 壁増設補強 (開口付き) | 1 | Y10 通 X11'-X14'間 | 保有耐力の向上 (偏心率の改善) |
| | Y | 内付け 鉄骨ブレース 増設補強 | 2 | X11'通 Y6-Y7 間 X11'通 Y9-Y10 間 | 保有耐力の向上 |
| 2 | - | RC 袖壁 増設補強 | 3 | X11'通 Y10 柱 X14'通 Y10 柱 X15'通 Y10 柱 | 片持ち部材 不適事項の解消 |
| | Y | 既存 RC 壁 開口閉鎖補強 | 7 | X14'通 Y6-Y7 間 X14'通 Y9-Y10 間 (各2箇所) | 保有耐力の向上 |
| | - | 既存底撤去 | 1 | X15'から外側 Y3~Y6 間 | 極脆性柱の改善 |
| 1 | X | RC 壁増設補強 (開口付き) | 1 | Y10 通 X11'-X14'間 | 保有耐力の向上 (偏心率の改善) |
| | Y | 内付け 鉄骨ブレース 増設補強 | 2 | X11'通 Y6-Y7 間 X11'通 Y9-Y10 間 | 保有耐力の向上 |
| | - | 既存 RC 壁 開口閉鎖補強 | 7 | X14'通 Y6-Y7 間 X14'通 Y9-Y10 間 (各2箇所) | 保有耐力の向上 |
| - | RC 袖壁 増設補強 | 3 | X11'通 Y10 柱 X14'通 Y10 柱 X15'通 Y10 柱 | 片持ち部材 不適事項の解消 | |

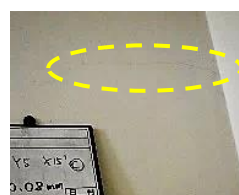


写真-3 劣化度 I の例



写真-4 劣化度 II の例

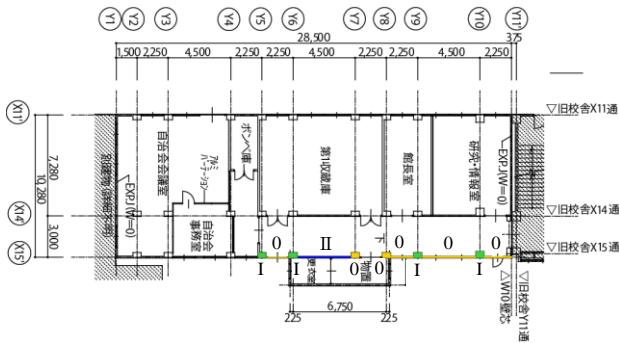


図-1 1階平面図

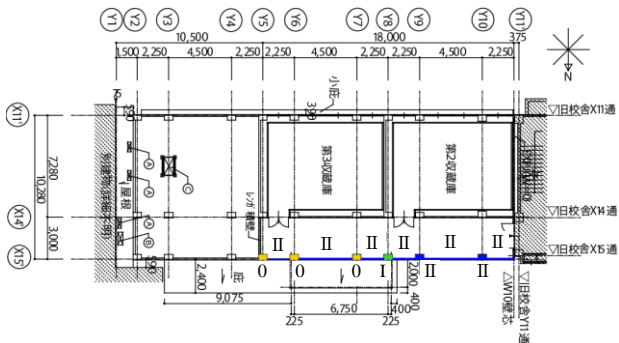


図-2 2階平面図

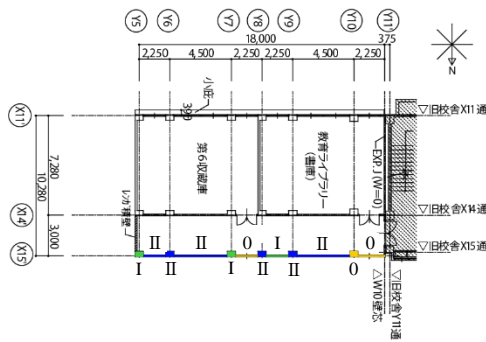


図-3 3階平面図

- : 劣化度 0 (目視による劣化が見られない)
- : 劣化度 I (ひび割れ幅 0.2 mm まで)
- : 劣化度 II (ひび割れ幅 1 mm 程度まで)

(2) 材料強度の設定

コンクリート圧縮強度は、文献5)を参考に別途実施されたコア採取によって得られた値である 15.0[N/mm²]を用いることとする。なお、コアは各階3本ずつ計9本がX15'構面から採取された、それぞれの平均値を採用している。また、鉄筋については文献5)および設計図書に基づき、降伏強度 $\sigma_y=240$ [N/mm²]とした。

(3) 解析モデル

本建物は、表-4に示すとおりこれまでに開口閉鎖を伴う改修工事が行われており、2、3階部分では剛性評価に影響していると考えられる。ただし、改修工事の詳細な図面は残っておらず、解析モデルを作成するにあたり、

開口閉鎖部分の詳細断面、既存の壁と閉鎖部との配筋および付着状態についても明らかではないため、開口閉鎖前に耐力壁ではなかった壁は解析上も耐力壁とはみなさず、両側柱に付帯する二次壁として設定した。二次壁の劣化による構造性能への影響は、両側柱の剛性に寄与する分の低下として反映させることとした。開口閉鎖箇所を図-4に示す。

また、文献6)に従い開口を有する壁部材には式(1)~(4)を用いてせん断耐力の開口低減率を算出し、式(5)を用いて無開口壁部材として得られたせん断剛性に開口による低減率を乗じることで強度を算出した。ここに、 l : 壁幅、 h : 壁高さ、 l_0 : 開口幅、 h_0 : 開口高さである。ただし開口率が0.4を上回る壁部材については耐力壁として扱わないものとし、開口閉鎖箇所と合わせて耐力壁として設定した箇所を図-4に示した。

旧校舎増築部のX15'構面(北側)のY5通りからY11'通りを対象に、柱・梁部材を材端ばねモデル、壁部材を3本柱モデルに置換し、SNAP ver.7を用いて部分架構モデルを作成した。柱・梁部材について曲げばねはDegrading Trilinearモデル、せん断ばねは弾性、軸ばねは柱がBilinearモデル、梁は弾性とした。壁部材の軸ばねは両端をピン接合とすることで軸力のみを負担することとし、復元力特性にはBilinearモデルを用いた。また、壁部材の曲げばね、せん断ばねにはDegrading Trilinearモデルを採用した。復元力特性の算定は文献6), 7), 8)に従い、復元力特性の概要を図-5に示す。ただし、各部材強度の算定は原則文献5)に準じているが、本建物の築造時原図面は構造部材リストの一部が存在していない。部材リストがない箇所に関しては、K市保管の「S小学校増築工事」の部材リストを参考に仮定がなされている。

「S小学校増築工事」は、本建物同様にK市の学校建築であり、本建物の翌年(昭和31年)に設計され、意匠や構造形式(スパン・階高・階数)・増築状況が酷似している。判明している部材と照合しても同様の設計となっているため仮定の妥当性を保証するものであると判断した。

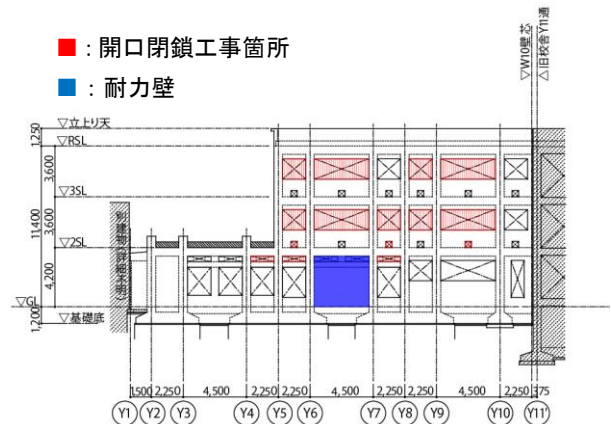
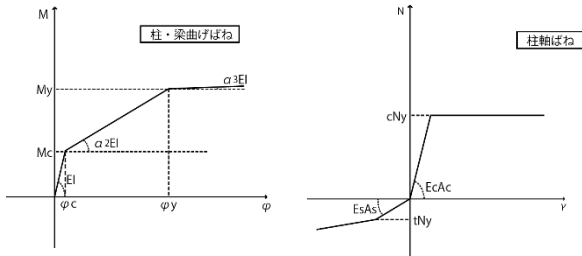
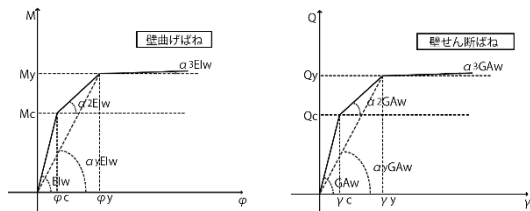


図-4 耐力壁と開口閉鎖箇所 (X15'構面)

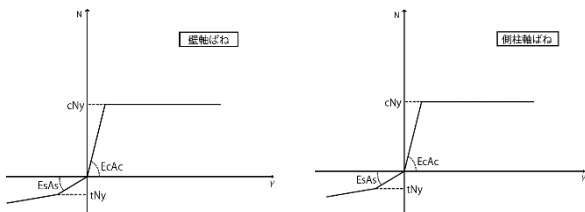


$M_c = 0.56\sqrt{F_c}Z + \frac{ND}{6}$
 $M_y = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND\left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right)$
 F_c : コンクリートの設計基準強度
 Z : 柱の断面係数, N : 柱の長期軸力
 D : 柱の全せい, b : 柱の幅
 圧縮側: $bDF_c + a_g\sigma_y$
 引張側: $a_g\sigma_y$
 a_g : 柱主筋断面積の合計
 σ_y : 柱主筋の降伏強度



$M_c = 1.8\sqrt{F_c}Z_w + \frac{Nl}{6}$
 $M_y = a_t\sigma_y l_w + 0.5\sum(a_w\sigma_{wy})l_w + 0.5Nl_w$
 I_w
 $\alpha_2 = \frac{M_y - M_c}{M_y - M_c}$, $\alpha_3 = 0.001$, $\alpha_y = \frac{EI_w \epsilon_y}{M_y C_n}$
 M_c : 曲げひび割れ強度
 F_c : コンクリートの設計基準強度
 Z_w : 耐力壁の断面係数
 N : 耐力壁の軸方向力
 l : 耐力壁の全長
 M_y : 曲げ終局強度
 a_t : 引張側柱の主筋断面積の合計
 σ_y : 引張側柱の主筋の降伏強度
 a_w : 壁の縦筋の断面積
 σ_{wy} : 壁の縦筋の降伏強度
 l_w : 壁の両側柱中心間距離
 C_n : 弾性時中立軸から引張側側柱

$Q_c = (\tau_{sc} l / k_w) \phi$, $k_w = \frac{3(1+\nu)[1-u^2(1-\nu)]}{4(1-u^2(1-\nu))}$
 $u = \frac{l'}{l' + \sum D_c}$, $\nu = t/b_c$
 $Q_y = r \left[\frac{0.53 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/Q + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{wh}\sigma_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right] b_e l$
 $\alpha_2 = \frac{Q_y - Q_c}{Q_y - Q_c}$, $\alpha_3 = 0.001$, $\alpha_y = \frac{Q_y}{GA_w \gamma^2}$
 Q_c : せん断ひび割れ強度, ϕ : 低減係数
 τ_{sc} : コンクリートせん断ひび割れ強度
 l : 耐力壁側柱中心間距離, b_c : 側柱の幅
 $\sum D_c$: 側柱せいの和, l' : 壁の内法長さ
 Q_y : せん断終局強度, M/Q : シヤースパン
 r : 開口による低減率
 p_{te} : 等価引張鉄筋比(%)
 p_{wh} : 厚さ b_e と考えたときの水平せん断補強筋比
 σ_{wh} : 壁の横筋の降伏強度
 b_e : 等価長方形に置き換えたときの幅



圧縮側: $t_w l_w F_c + a_w \sigma_{wy}$
 引張側: $N_y = a_w \sigma_{wy}$
 t_w : 壁の厚さ, σ_{wy} : 壁縦筋の降伏強度
 a_w : 壁縦筋の断面積の合計
 圧縮側: $bDF_c + a_g\sigma_y$
 引張側: $a_g\sigma_y$
 a_g : 側柱主筋断面積の合計
 σ_y : 側柱主筋の降伏強度

図-5 単軸ばねの復元力特性

$r = \min(r_1, r_2, r_3)$ (1)

$r_1 = 1 - \sqrt{\frac{l_0}{l}}$ (2)

$r_2 = 1 - \sqrt{\frac{h_0 l_0}{hl}}$ (3)

$r_3 = 1 - \sqrt{\frac{h_0}{h}}$ (4)

$r = 1 - 1.25 \times \sqrt{\frac{h_0 l_0}{hl}}$ (5)

4. 解析結果と考察

4.1 漸増載荷解析結果

劣化を考慮する前の解析モデルによる各階の層せん断力-層間変位関係 (初期剛性) を図-6 に示し、表-2 (修正無し)、表-3 (修正あり) による構造性能低減係数を初期剛性の低下 (元の骨格曲線にのるまで) とし

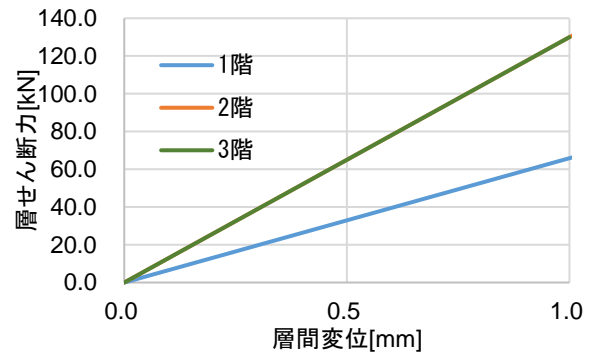


図-6 劣化前の各階耐力曲線 (初期剛性)

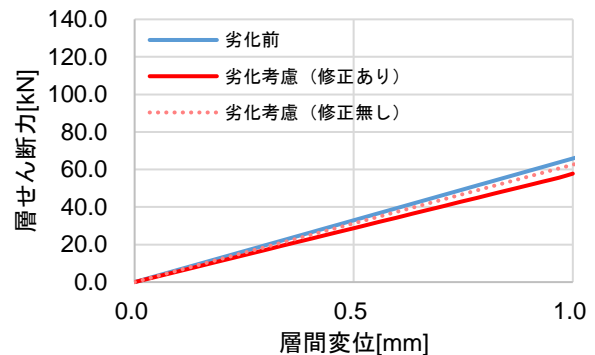


図-7 1階耐力曲線 (初期剛性)

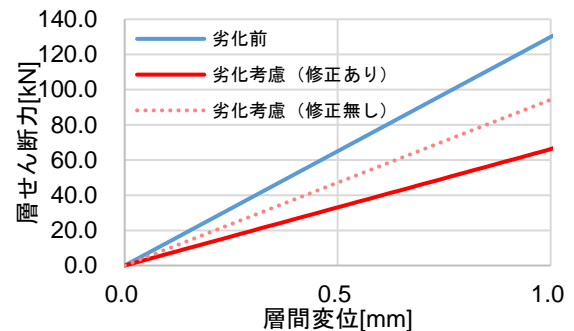


図-8 2階耐力曲線 (初期剛性)

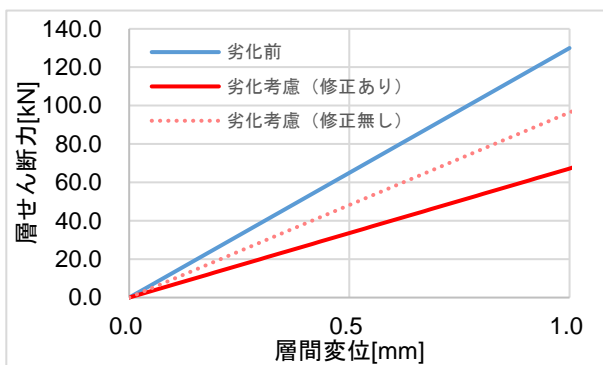


図-9 3階耐力曲線（初期剛性）

て柱および壁に反映させた各階の層せん断力-層間変位関係を図-7 から図-9 に各階ごとに示す。また、劣化考慮前のモデルの層せん断力-層間変位関係を青線で併記する。なお加力方向は長手（東西）方向である。

図-6（劣化考慮前）について、1階の柱断面が2、3階と比較して大きいにも関わらず2、3階の初期剛性の方が高い要因として、付帯壁の開口閉鎖工事による剛性増加分が大きいこと（1階でも開口閉鎖工事は行われているが閉鎖面積は小さい）、階高について1階が4200mm、2、3階が3600mmであることが要因として考えられる。なお、2階と3階の初期剛性はそれぞれおよそ同程度であった。

4.2 常時微動計測結果

常時微動計測により、各階建物固有振動数（X15'構面（北側））から各階の初期剛性（長手方向）を算出した。具体的には、常時微動測定機器として収録器（A社製24Chデータ収録器）および3成分計ピックアップ（A社製ムービングコイル型速度計）を使用し、サンプリング周波数100Hz、収録時間を300秒とし、同時多点計測を複数回実施した。ピックアップの設置位置は、各階のX15'構面のY6通り柱際とし、各階を挟んだピックアップの長手方向の伝達関数を求めた。各階の伝達関数を図-10 から図-12 に示す。ただし、図-12 に示した3階の固有振動数は、屋上のピックアップが構造躯体ではなく柔らかい防水層上に設置せざるを得なかったことから、屋上のピックアップのみに固有の振動周期である0.5[Hz]付近にピークが見られるものの、1階および2階で観測された6[Hz]付近のピークから固有振動数を求めた。各階ごとの固有振動数はそれぞれ1階：6.32[Hz]、2階：6.42[Hz]、3階：6.42[Hz]であり、各階ともに同程度であるが、1階の固有周期がやや長い傾向が見られた。

常時微動計測により得られた固有周期から各層の（初期）剛性を算出するにあたり、各階重量を文献5）に基づき改修後（壁開口閉鎖工事、鉄骨ブレース設置後）の重量を用いて、対象構面の支配面積分の重量を設定した。各階の対象構面の重量として設定した数値を表-5 に示

す。これらの数値を用いて初期剛性を算出したところ、1階で66.63[kN/mm]、2階で65.58[kN/mm]、3階で69.52[kN/mm]であった。

4.3 解析上の初期剛性と常時微動計測による剛性比較

図-13 から図-15 に、劣化を考慮したモデルを用いた解析結果における初期剛性を青色実線で、常時微動計測結果による初期剛性を赤色点線で各階ごとに示し、両者の比較およびそれに対する考察を行った。

各階の剛性を比較したところ、その誤差は1階で13.3%、2階で1.0%、3階で3.3%であった。1階ではやや誤差が大きいものの、2、3階ではかなり高い精度で解析上の初期剛性と常時微動計測による各層剛性との対応が見られた。また、1階において解析結果が常時微動計測から算出された初期剛性より低くなった要因は、実際の建物では図-1 および図-4 に示すようにY1 からY4 通りが1階のみで存在し、2階以上はセットバックしており、部分架構モデルで無視した付帯部分が剛性に影響していた可能性が考えられる。

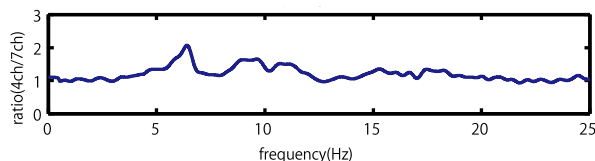


図-10 微動計測による1階の伝達関数（長手方向）

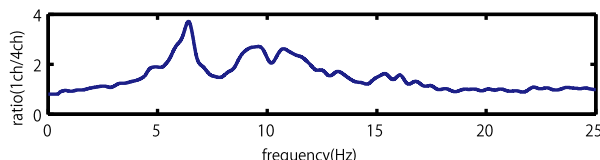


図-11 微動計測による2階の伝達関数（長手方向）

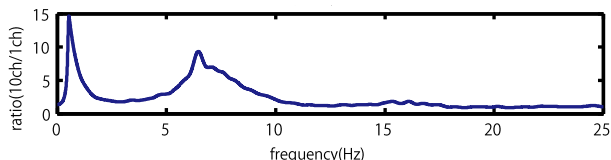


図-12 微動計測による3階の伝達関数（長手方向）

表-5 対象構面の各階重量

| 階数 | 重量[kN] | 単位面積重量[kN/m ²] |
|----|--------|----------------------------|
| 3 | 2862 | 15.4 |
| 2 | 2608 | 14.0 |
| 1 | 4430 | 14.4 |

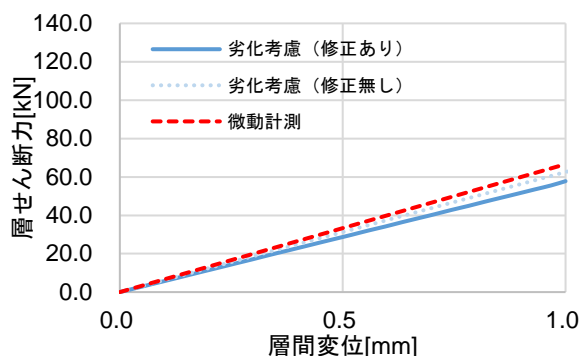


図-13 微動計測と解析結果における初期剛性の比較 (1階)

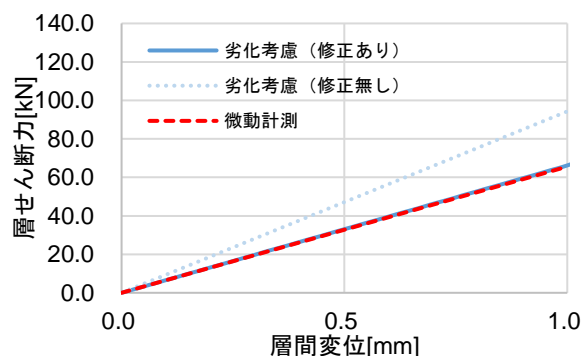


図-14 微動計測と解析結果における初期剛性の比較 (2階)

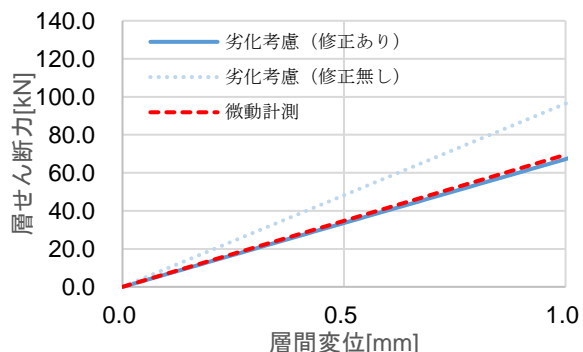


図-15 微動計測と解析結果における初期剛性の比較 (3階)

5. まとめ

竣工後 50 年以上経過した K 市に現存する RC 造建築物を対象に、文献 2)において別の RC 造建築物の調査結果から逆算的に定めた劣化による構造性能劣化度指標の修正値を適用し、その妥当性の検討を行った。その結果、部分架構モデルの構築にあたり無視した箇所が 3 スパン分ある 1 階の初期剛性に関しては 1 割程度の誤差が生じた (実際の剛性を過少評価した) もの、セットバックしている 2, 3 階では精度良く各層剛性を評価できた。すなわち、別の RC 造建築物の調査結果から逆算的に定めた構造性能劣化度指標の修正値は、本建物においても十分適用可能であると考えられる。なお、文献 2)で定めた

修正値は、日本建築学会により提案されている劣化と構造性能の低減に関する数値 (表-2) よりも劣化度 I および II における構造性能低減を大きめに見積もっている。このことから、日本建築学会により提案されている劣化と構造性能の低減に関する数値 (表-2) は、劣化度 I および II における構造性能の低減程度を過小評価する可能性が改めて示唆された。

ただし、今回対象とした建築物は仕上げを含む改修工事がなされており、オリジナルの躯体に内在している可能性がある鉄筋腐食など RC 造建築物の構造性能に影響を及ぼしうる劣化を、目視で確認することが困難であった。竣工後 50 年を経過して今なお使用され続けている RC 造建築物のなかには、今回対象とした建築物と同様に美観や使用性の観点から部材表面の補修がなされ、劣化状況が目視しにくいものも少なくないと思われる。そのような RC 造建築物を対象とした場合、剛性低下については本論のように見かけの劣化だけから構造性能低減を考慮できるかもしれないが、耐力や変形能への影響については仕上げ内部の真の劣化度を正しく評価する必要があると考えられる。

謝辞

本研究の一部は、松井角平記念財団研究助成金の助成を受けた。また調査にあたり近畿大学 岸本一蔵先生の協力を受けた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：劣化と損傷を考慮した耐震設計と耐久設計の融合に関する特別研究委員会報告，2017.3
- 2) 佐藤圭裕，高橋典之：RC造文化財建築物の経年劣化を考慮した構造性能劣化指標に関する考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.1351-1356，2019.7
- 3) 日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術'17，2017
- 4) 日本コンクリート工学会：コンクリートのひび割れ調査・補修・補強指針，2009
- 5) 萩本建築設計事務所：京都市特定建築物耐震診断業務 京都市学校歴史博物館 旧校舎増築部 耐震診断及び概略補強設計 調査報告書，2011.3
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 8) 国土交通省国土技術政策研究所，国立研究開発法人建築研究所：2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6