

テーマ 2：機能継続・早期復旧を可能とする大地震対策建築モデルの開発

2.1 既存超高層の骨組の地震時損傷評価

超高層 制振ダンパー 長周期地震動
 低サイクル疲労 活断層近傍地震動

山下哲郎* 久田嘉章**
 青木花子*** 中西真子*** 林千尋****

1. はじめに

テーマ 2「機能継続・早期復旧を可能とする大地震対策建築モデルの開発」は、都心部で昼間に膨大な人数が勤務するオフィスとして用いられる鉄骨造高層建築と、避難所となる体育館を主な研究対象とする。

近年、都市部の高層オフィスビルでは地震後の事業継続性や帰宅困難者等の対策が急務である。これに関連し、特に超高層建築では、東京都が 2016 年に新しい構造設計指針¹⁾を示し（表 1）、耐用年数内に発生する可能性のある稀な地震動（L1）での使用継続性と、極稀な地震動（L2）でも修復を可能とする高い耐震性を求めた。また、L2 の 1.5 倍の L3 レベルも新たに加え、倒壊余裕度を検証することも求め、従来の建築基準法より高い耐震性能と要求している。

したがってここでは、工学院大学新宿校舎を例に、様々な特徴・レベルを持つ地震動に対する建物の応答を求め、構造体だけでなく非構造材も含めて大地震後の損傷を予測・評価し、補強の必要性やその方法・効果を検討する。

新宿校舎は高さ 127m、29 階建の鉄骨造超高層で（図 1）、1989 年の竣工であり、兵庫県南部地震（1995）以降急速に発展した振動制御技術は用いられていない。具体的には

- 1) 制振ダンパーは設置されていない。
- 2) 設計時に使用したコンピュータの性能は現在より格段に低く、簡略化した質点系モデルを用いた地震応答解析が行われている。
- 3) 入力地震動はいわゆる標準 3 波と呼ばれる観測波で、現在設計に用いられる告示波は用いず、最大入力レベルは L2 程度である。
- 4) 兵庫県南部地震で多数生じた梁端溶接部の破断を受けて開発された溶接部ディテールの改良案や、高靱性を保証する鋼材（SN 材）は使用されていない。
- 5) 天井、設備等非構造材に関する耐震設計は行われていない。

このように、大臣認定を受けて建設された超高層でも、現在要求される耐震性は満たさない可能性があるため、2017 年度は耐震性を各種の解析により評価・検証する。具体的には

① 3次元モデルの精密化と入力地震動の多様化

建物全体の解析を行う 3次元構造モデルにおいて、今まで考慮していなかった柱の塑性化を新たに考慮し、解析精度を向上する。また熊本地震で観測された長周期成分を含む地震動（西原波）など、L3 レベルの地震動に対する応答を観察する。

② 低サイクル疲労による梁端部破断リスク試算

梁端部の低サイクル疲労による破断条件式を用い、新宿校舎の梁端部の破断リスクを試算する。

③ H形鋼ブレースの地震時損傷評価

鉄骨のブレースは座屈部のひずみ集中により破断する可能性が指摘されている。新宿校舎に多用されている H形鋼ブレースの破断リスクを試算する。

表 1 東京都臨海部に建設される超高層建築物等の設計目標¹⁾

耐震レベル	入力地震動	構造物の特性	想定する地震発生頻度	上部構造			基礎
				部材の状態	最大層間変形角	層の最大塑性率	
中地震 (L1)	既往波 (25cm/s) 告示波 (稀)	無被害 【機能維持】	数十年に 1 度発生	短期許容応力度内	1/200 以内	—	短期許容応力度内
大地震 (L2)	既往波 (50cm/s) 告示波 (極稀) サイド波 (個別・包絡) (長周期地震動を考慮)	軽微な補修により事業継続可能 【指定機能維持】	数百年に 1 度発生	部材の塑性率が 4.0 以下	1/100 以内	2.0 以下	脆性的破断を生じない
極大地震 (L3)	告示波 (極稀) の 1.5 倍程度 (長周期地震動を考慮)	倒壊・崩壊させない 【余裕度の検証】	数千年に 1 度発生	建物の用途・特性に応じて個々に設定 (極大地震動が建物に入力した場合の形状を把握した上で判断)			

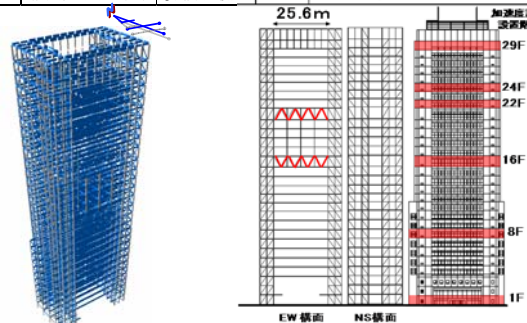


図 1 新宿校舎構造概要

* : 工学院大学建築学部建築学科教授, ** : 工学院大学建築学部まちづくり学科教授,
 *** : 工学院大学大学院建築学専攻大学院生, **** : 工学院大学建築学部建築学科学部生

2. 研究成果概要

2.1 高層ビルの地震応答とダンパー補強効果

1) 概要

表 1 を鑑み、2017 年度は様々な特徴をもつ L1~L3 地震動を新宿校舎の 3 次元モデルに入力してその応答レベルを確認するとともに、文献 2) の手法を参考に効率的な配置としたオイルダンパー補強案の応答解析を実施し、その効果を検証した。

2) 入力地震動

表 1 に示した指針を参考に L1~L3 地震動を設定した。特に東京都心部で想定される様々な地震動を念頭に、まず M7 級の首都直下地震などを想定した「標準型地震動」として El Centro 波 (L2) と告示スペクトルとランダム位相を使用した告示波³⁾ L1~L3 地震動を用いる。次に「長周期・長時間型地震動」として、新宿校舎で観測した継続時間が 500 秒を超える 311 地震と 2004 年紀伊半島沖地震 (M7.4) の位相スペクトルと継続時間、告示スペクトルを使用した L1~L3 地震動 (以下、311 告示 L1~L3 と紀伊告示 L1~L3⁴⁾) を用いる。最後に活断層による震源近傍地震動を含む観測記録を L3 地震動として用いる。具体的には 1995 年兵庫県南部地震時に JR 鷹取駅で観測された地震動 (以下、鷹取) および、2016 年熊本地震時に西原村で観測された地表地震断層による地震動 (以下、西原) である。ちなみに首都圏都心部では、熊本地震のような地表地震断層が近い将来活動することは考えにくいため、活断層を考慮した L3 地震動、特に西原はあくまで参考波の扱いとする。図 2 に各種地震動による速度応答スペクトル (減衰 5%)、図 3 に加速度波形を示す。

3) 新宿校舎の応答と制震補強のケーススタディ

図 4 に無補強の新宿校舎立体モデル (D00) の最大層間変形角を示す。表 1 では L2 規模で最大層間変形角を 1/100 以内に抑えることが設計目標とられているが、上回っている階が見受けられる。また、L3 規模では 1/100 を超え 1/75 程度であり、特に EW の西原の下層階では、1/30 と大きな応答を示している。

次にブレース型オイルダンパーで補強する案を図 5 に示す。ダンパー配置は文献 2)、4)、5) の方法を参考に以下のプロセスで定めた。

1) 立体モデルを用い、剛性ゼロの疑似ブレースをダンパー設置可能位置全てに設置したモデルを作成し、Ai 分布を外力分布とする弾性解析を実施する。

2) 層間変形と疑似ブレースの水平変形の値が大きな

層は制振効率が良いため⁴⁾、ダンパー設置階の候補とし、出来る限り少ないダンパー本数で、L2 規模地震動で最大層間変形角が 1/100 以内となるダンパー配置を定める。この補強案を基本モデルである D44 (ダンパー総数 44 本) とする。

3) さらに D44 からダンパー総数を増大させ、余裕度を見込んだモデルとして本数が D44 の 1.5 倍である D64 モデル、2 倍の D88 モデルを作成する。

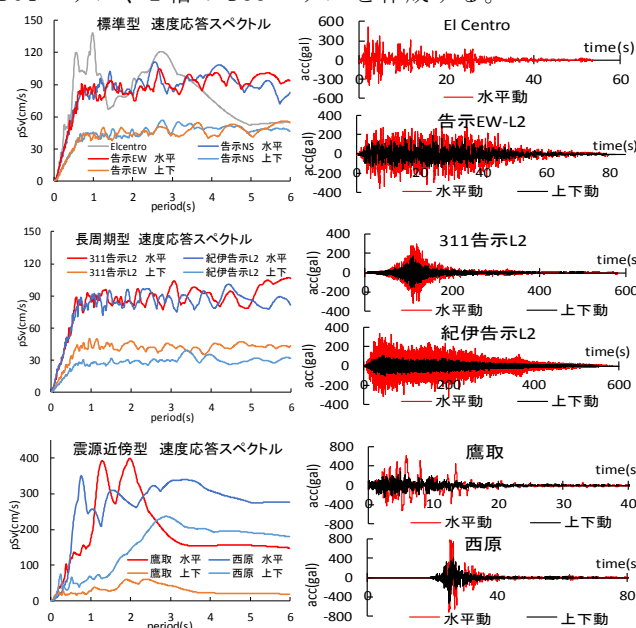


図 2 速度応答スペクトル
($h = 0.05$)

図 3 入力地震動

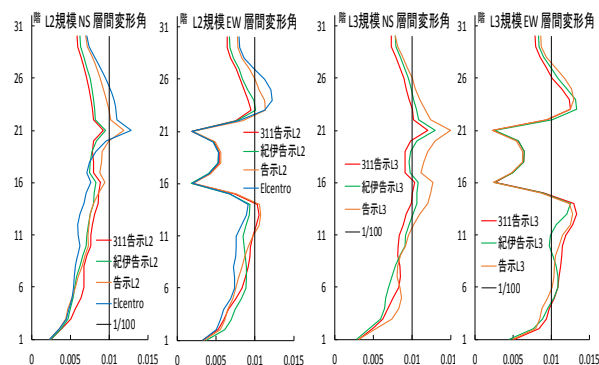


図 4 無補強 (D00) の最大層間変形角

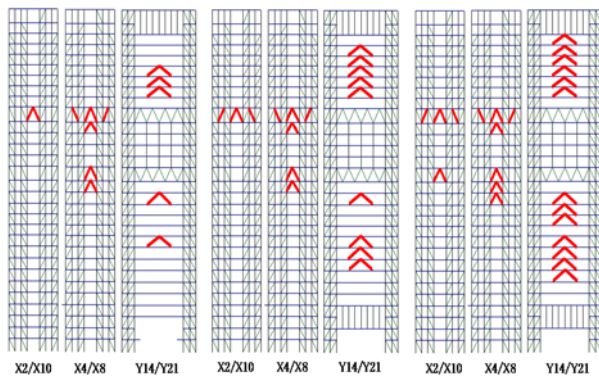


図 5 ダンパー補強モデル (左から D44, D66, D88)

図 6 に L1 地震動による最大加速度を示す。D00 では上層階で 200cm/s/s を超えている階が見受けられるが、D44 では全層で 150cm/s/s 程度以下となった。また、最大層間変形角は 1/200 以内となり、D44 で設計クライテリアを満足する。

図 7 に EW 方向の L2、L3 地震動の最大層間変形角を示す。L2 地震動では、D44 で 1/100 以下となり、設計クライテリアを満足する。また、L3 地震動を含む全ての地震動において、ダンパー数を増やすことにより最大応答値の低減が見られる。

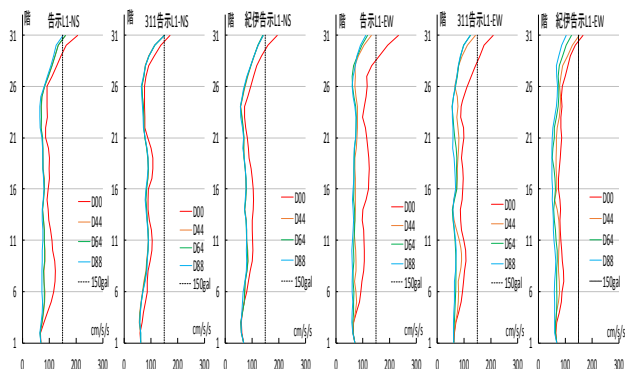


図 6 L1 地震動に対する最大応答加速度

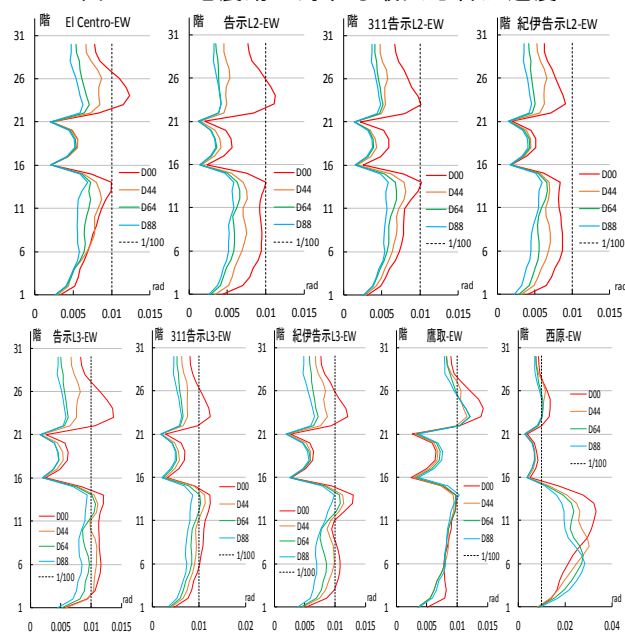


図 7 EW 方向における最大加速度（上 L2、下 L3）

2.2 地震時の梁端部の破断リスク評価

1) 概要

2017 年度は、マイナー則をもとに、地震時の梁端部の低サイクル疲労による破断リスクを試算した。なお、評価にあたり、前述の 3 次元モデルによる解析で得られた部材の応答履歴を用いた。

2) 塑性率による評価

最初に、文献 6) で示されている手法を用いて、塑性率 μ による評価を行った。評価には以下の式 (1) ⁶⁾⁷⁾ を用いて、ある塑性率振幅 μ_i に対する繰返し数 n_i と式 (2) により定める疲労寿命 N_i との比である疲労損傷比 $D_i (=n_i/N_i)$ を塑性率振幅毎に求め、その和である疲労損傷度 D を算出する。疲労損傷度 D が 1 に達したときに破断に至ると考える ⁶⁾⁷⁾。

$$D = \sum D_i = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad (1) \quad N_i = \left(\frac{C}{\mu_i} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (2)$$

β は式 (2) の勾配、 C は梁端部の接合形式に応じて定める値で、いずれも実験に基づき定められる ⁶⁾。想定地震動は El Centro 波、鷹取、311 告示 L2・L3 とし、前述の D00、D44、D88 について評価を行った。評価対象梁位置を図 8 に、評価結果を図 9 に示す。D00 の 311 告示 L3 にて 7 階梁の D が最大値 0.75 となったが、1 を超えるものは見当たらない。

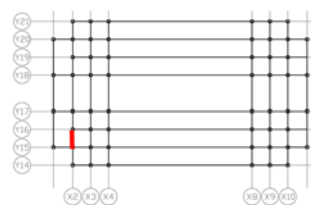


図 8 評価対象梁位置

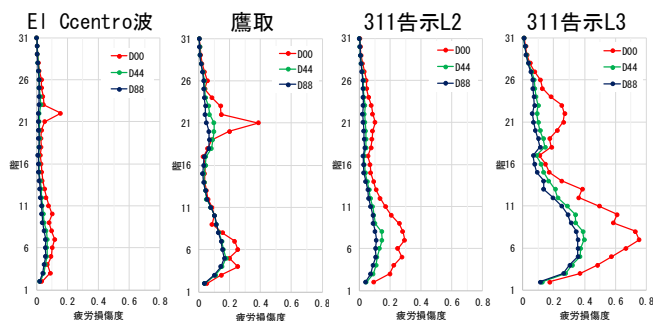


図 9 塑性率による疲労損傷度評価

しかしながら、新宿校舎の梁は鉄骨梁に床スラブが取り付けいた合成梁である。床スラブが取り付けることにより中立軸が上昇し、下フランジの歪が増幅される影響が塑性率による評価法で考慮できているか不明瞭である。そこで、次は下フランジの歪に着目した評価を試みる。

3) 歪による評価

下フランジの歪に着目した評価法の考案のため、有限要素解析ソフト MarcMentat2013（以下、Marc）⁸⁾ を用いて文献 ⁹⁾¹⁰⁾ による実大実験の試験体をモデル化して追解析を行い、塑性率 μ と、下フランジのスカラップ底（柱梁接合部から 35mm）のフランジ軸方向全歪

（以下、全歪） ε との関係を選めた式（3）。なお、 ε_p は降伏歪の計算値である。

$$\begin{aligned} \mu &= 50\varepsilon - 0.7 \quad (\varepsilon < -0.8\varepsilon_p) \\ \mu &= 500\varepsilon \quad (|\varepsilon| \leq 0.8\varepsilon_p) \\ \mu &= 50\varepsilon + 0.7 \quad (\varepsilon > 0.8\varepsilon_p) \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、Manson-Coffin 型の塑性率を評価パラメータとした鋼材の低サイクル疲労破断式である式（4）⁶ を示す。

$$\mu = CN_i^{-\beta} \quad (4)$$

式（3）に示す塑性率と全歪の関係を式（4）に代入し、全歪の値から破断寿命の N_i を計算する。

次に、前述の塑性率による疲労損傷度評価を行った梁について、式（3）（4）を用いて下フランジの歪による疲労損傷度の評価を試みる。

試算対象は、塑性率による疲労損傷度評価を行った梁の中で、総合的に高い疲労損傷度がみられた 7 階の梁である。この部位は、溶接組立箱形断面柱（ \square -522 \times 522 \times 36）に溶接組立 H 形断面梁（BH-600 \times 300 \times 19 \times 28）が接合され、厚さ 130mm の床スラブが取り付けられている¹¹。

図 10 に解析モデル概要を示す。鋼材およびコンクリート強度は構造計算書¹¹に準じて設定し、応力-歪関係は降伏後の二次勾配が $E/100$ のバイリニア型とした。地震時の入力として梁モデル先端の加力点に強制変位の時刻歴を与えた。強制変位には、3次元モデルによる解析から得られる梁端の相対回転角に梁長さの 1/2 を乗じて作成した加力点位置での梁相対変位を用いた。

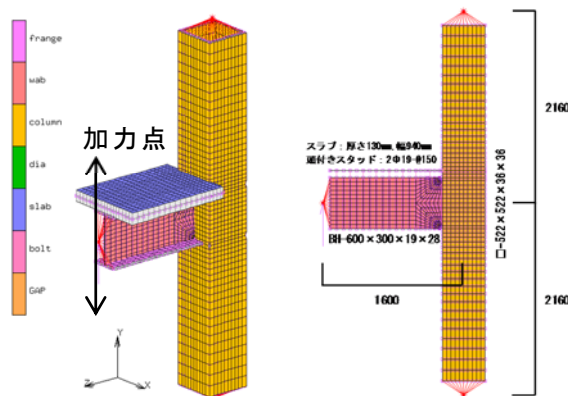


図 10 有限要素解析モデル

以上の条件で、想定地震動を El Centro 波、鷹取、311 告示 L2・L3 とし、D00 について、歪による疲労損傷度評価を試みた。

解析結果の荷重-変形関係を図 11 に示す。各想定地震動による疲労損傷度の値は、El Centro 波：0.106、

鷹取：0.178、311 告示 L2：0.164、311 告示 L3：0.489 であった。いずれの場合も疲労損傷度は 1 を超えることはなく、破断の危険は少ないと考えられる。

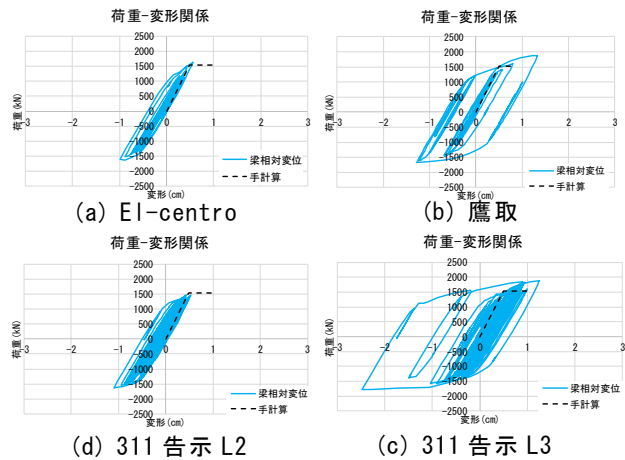


図 11 有限要素解析の荷重変形関係

2.3 H 形鋼ブレース局部座屈部の破断リスク評価

1) 概要

ここでは、繰返し変形を受ける新宿校舎の H 形鋼ブレースの座屈挙動を有限要素法で解析し、ひずみが集中する局部座屈部の破断に関する評価を行った。

2) 評価手法

破断リスクの評価には、文献 12) 及び 13) で用いられている Manson-coffin 式を用いる。有限要素解析より局部座屈部に生じる材軸方向の最大塑性歪を抽出し、累積塑性歪 $\Sigma \Delta \varepsilon_{hp}$ と平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta \varepsilon_{hp}}$ をグラフ上にプロットしたものと式（6）の Manson-coffin 式と比較し、式（6）の直線を超えたら破断が生じると考える。

$$\Sigma \Delta \varepsilon_{hp} = 3857 \times (\overline{\Delta \varepsilon_{hp}})^{-1.13} \quad (6)$$

塑性歪振幅 $\Delta \varepsilon_{hp}$ の定め方^{12, 13}) を図 12 に示す。

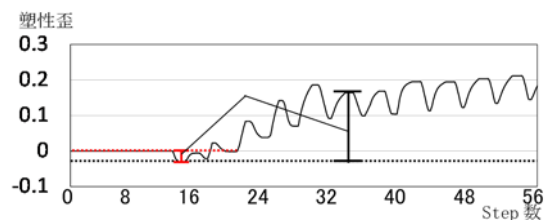


図 12 塑性歪振幅の定め方

3) 解析対象及び解析モデル

Y14 通り X3-X4 間 12 階（以下、12 階ブレース）、X2 通り Y14-Y15 間 13 階（以下、13 階ブレース）、X2 通りの Y14-Y15 間 21 階（以下、21 階ブレース）の 3 つの H 型鋼ブレースを解析対象とする（図 13）。

シェル要素でブレースをモデル化する。局部座屈が

生じる中央部の要素分割を細かくし（板厚の 2~3 倍）、かつ全長の 1/1000 の初期不整を与える。補剛材は座屈しないと考え、トラス要素でモデル化する。ボルト接合部は添板と H 形鋼の間に剛体リンクをかけ、ボルト貫通部分を一体化する。H 形鋼ブレースの部材諸元と機械的性質他を表 2、3 に示す。降伏後の二次勾配はヤング係数 E/100 とする。解析モデル・境界条件を図 14、15 に示す。

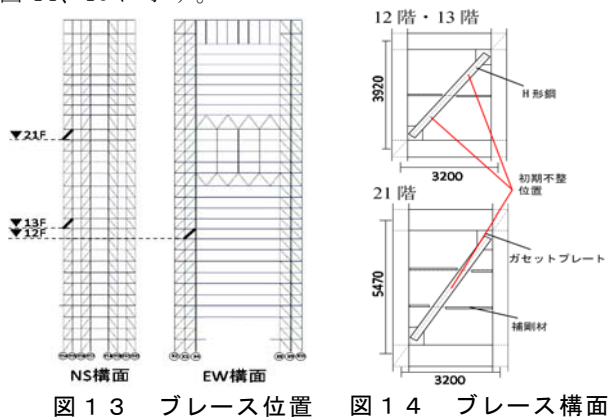


図 13 ブレース位置 図 14 ブレース構面

表 2 ブレース断面

試験体名	全体(mm)		断面(mm)		厚さ(mm)		断面積(mm ²)	縦長比		幅厚比 B/2t _v
	幅	高さ	幅	せいH	ウェブ	フランジ		ウェブ	フランジ	
12F	2725	3320	250	250	16	19	13196	20.9	26.8	6.58
13F	2694	3320	250	250	9	14	9124	19.8	26.8	8.93
21F	2706	4870	250	250	9	14	9124	24.9	29.7	8.93

表 3 鋼材強度など

試験体名	鋼材種類	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	ポアソン比	ボルト鋼種	ねじの呼び	2面摩擦(kN)	ボルト本数		ボルト耐力 (kN)
								ウェブ	フランジ	
12F	SS400	2.05 × 10 ⁵	235	0.3	F10T	M20	377	6	8	8284
4								6	6032	
4								6	6032	

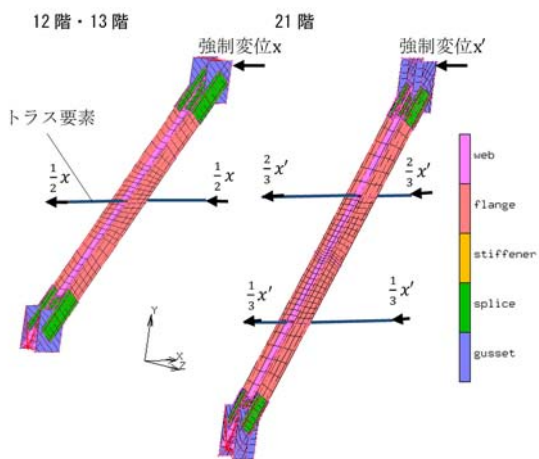


図 15 有限要素モデル

4) 地震動によるブレース構面の強制変位解析

3次元モデル(D00)による応答層間変位時刻歴を、解析モデル頂部節点に水平方向強制変位として入力し解析を行う。入力波形を図 16 に、解析結果（座屈状況）を図 17 に、破断予測を図 18 に示す。

図 18 より、311 告示 L3 と鷹取を想定地震動とした際に 21 階ブレースで破断の可能性が高いという結果

を得た。311 は継続時間が長い長時間・長周期地震動であるため、低サイクル疲労による累積塑性歪の値が大きくなる。また、活断層型でも鷹取と西原を比較すると、西原の方が最大振幅は大きい、鷹取は振幅の大きい波が連続し局部塑性歪の変動時間が長いため、累積塑性歪の値が増える。従って、鷹取のような比較的短周期・短時間の地震動でも破断に至る危険がある。

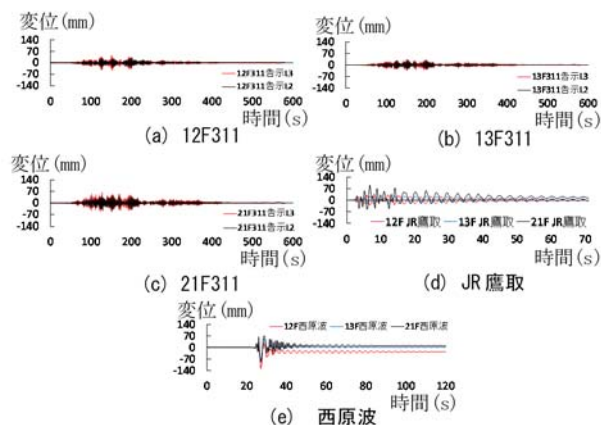


図 16 ブレース構面層間変形時刻歴 (D00)

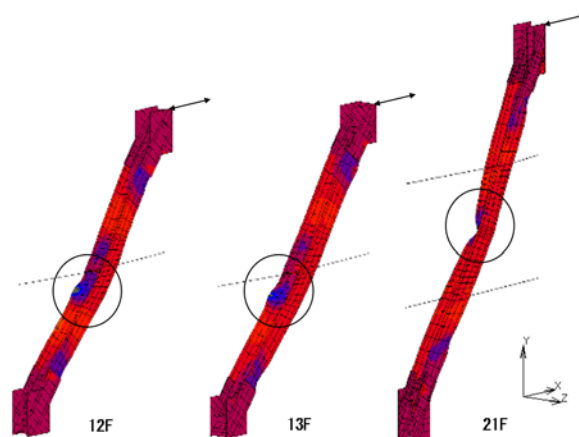


図 17 ブレース座屈状況（倍率 1 倍）

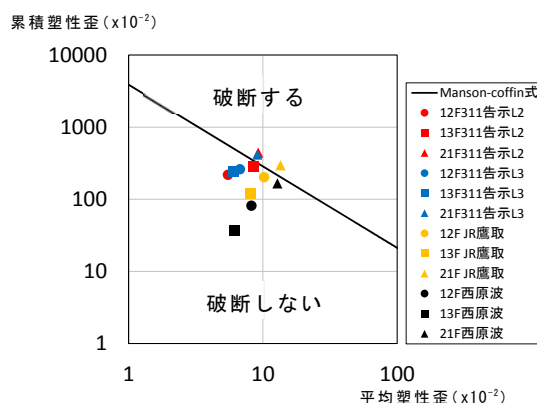


図 18 D00 における破断評価の結果

5) ダンパー補強効果の検証

次に、解析モデル (D44) による応答変位を解析モ

デルに強制変位として入力し解析を行う。各階の入力波形を図 19 に、部材の疲労破断予測を図 20 に示す。ダンパー設置により全体的に塑性歪が小さくなるが、311 告示 L3 では D44 においても破断の危険が懸念される。図 18 より、図 16 に示す波形と比較すると応答変位は減少しているが 311 は継続時間が非常に長く累積塑性歪を抑えきれないため、破断の危険は高いままである。

今後の課題として、破断を防止するために、補剛材の本数を増やす、座屈拘束化など、破断の原因となる局部座屈を防止する補強の検討が必要である。

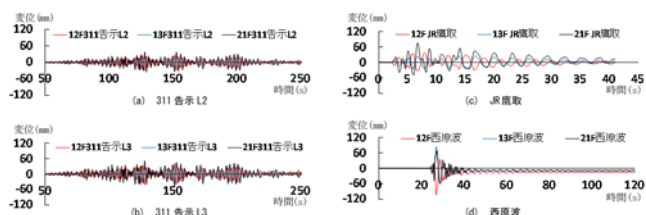


図 19 ブレース構面層間変形時刻歴 (D44)

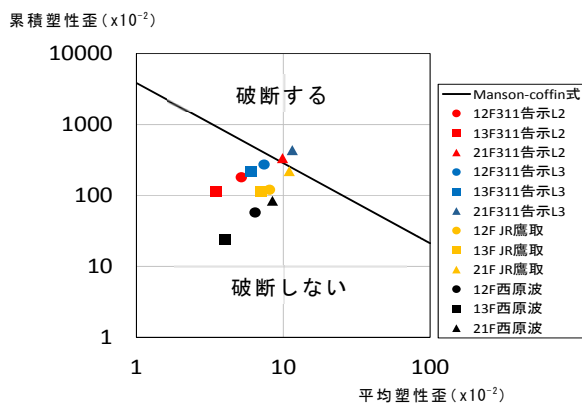


図 20 ダンパー付モデル (D44) の破断評価

3. まとめ

2017 年度においては、

- 1) 最新の観測記録も含めた様々な性質と強さの地震動を 3 次元骨組解析モデルに入力し、応答を調べ、かつダンパー補強の効果を観察した。西原波のような長周期成分を含む大振幅の地震動に対しては、下層階に非常に大きな変形が生じることが判明した。
- 2) 1) の解析結果を用いて部分的な有限要素解析を実施し、梁端部の低サイクル疲労による破断リスクを試算した。今回の試算では、L2 レベル入力では破断する可能性は低い。
- 3) 1) の解析結果を用いて部分的な有限要素解析を実施し、H 形鋼ブレース局部座屈部の低サ

イクル疲労による破断リスクを試算した。今回の試算では、地震動によってはブレースの座屈部が破断する可能性があることが示された。

しかしながら、破断についてはまだ研究が少なく、検討方法も研究途上であるため、2018 年度は、さらに応答解析および有限要素解析の精度を向上させ、部材の破断リスクについて検討を継続する。また効果的な破断回避の方法も検討する。

謝辞

2017 年度研究の一部には、工学院大学プロジェクト研究の支援を受けた。またブレースの破断の検討方法について、松井良太博士（東京工業大学）より貴重なご助言を頂いた。

参考文献

- 1) 東京都財政局：東京都臨海部に建設される超高層建築物等の設計目標の目安、構造設計指針、2016
- 2) 笠井和彦、岩崎啓介：様々な形式の制振構造における自由度縮約法と水平バネ系への変換法、日本建築学会構造系論文集 No. 605、pp. 37-46、2006
- 3) 工学院大学・久田研究室：公開プログラムデータ、<http://kouzou.cc.kogakuin.ac.jp>
- 4) 笠井和彦、久田嘉章、山下哲郎、杜 东升、白崎和幸、青木花子、中西真子、：長周期地震動等を考慮した既存超高層建築の耐震性能とダンパー補強効果の評価 その 1～その 5、2016 年度日本建築学会大会（九州）（学術講演梗概集 B-2 pp. 85-94）、2016
- 5) 石井正人、笠井和彦：多層制振構造の時刻歴解析に用いるせん断棒モデルの提案、日本建築学会構造系論文集 第 75 巻 第 647 号 pp. 103-112、2010
- 6) 長谷川隆ほか：多数回繰返し载荷を受ける梁端部の塑性変形能力と超高層鉄骨造建物の耐震安全性の検証、2015 年度日本建築学会大会、鋼構造パネルディスカッション資料、pp19-32、2015
- 7) 社団法人 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・解説（改訂案）、2014 年
- 8) MSC Software: MARC2013, Vol. A, Theory and user information, Vol. B, Element library, 2013
- 9) 成原弘之ほか：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建築物の安全性検証方法の検討(その 4, 5)、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1019-1022, 2011
- 10) 成原弘之ほか：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建築物の安全性検証方法の検討(その 11, 12)、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1053-1056, 2012
- 11) 株式会社日本設計：(仮称)KDN 街区再開発計画、構造計算書
- 12) 竹内徹、秦康、松井良太：局部座屈を伴う H 形断面ブレースの累積繰返し変形性能、日本建築学会構造系論文集 第 73 巻 第 632 号 pp. 1875-1882、2008 年 10 月
- 13) 竹内徹、西牧誠、松井良太、今村晃：種々の繰返し载荷履歴を受けるブレースの累積変形性能、日本建築学会構造系論文集 第 77 巻 第 677 号、pp1131-1140、2012 年 7 月

せん断が支配的な置屋根体育館支承部の復元力特性に関する研究

キーワード（置屋根構造、支承部
 アンカーボルト、2 軸加力実験、耐力評価）

伊藤賢治* 野原大樹*
 渡辺俊也* 山下哲郎**

1. はじめに

図 1 に示すような置屋根体育館の RC 下部構造と鉄骨屋根をつなぐ接合部を支承部と呼ぶ。2011 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震で、支承部に図 2 に示すようなモルタルの粉砕やアンカーボルトの抜け出し、破断等の被害¹⁾が多発した。

置屋根体育館の支承部の形式は、一般的な露出柱脚と類似しているが、露出柱脚に比べて鉛直荷重が小さいため、せん断力が支配的な応力となる。水平力への抵抗メカニズムは、露出柱脚が鉛直荷重による摩擦力で主に水平力に抵抗する一方、支承部は鉛直荷重が小さいため、アンカーボルトのせん断力が主な抵抗力となる。また、本研究では、図 3 に示すような屋根架構側が剛で、十分な曲げ剛性があり、ピンとできる場合の支承部を想定している。

支承部では、屋根荷重によるスラストを逃がす等のために支承部に図 4 に示すようなスライド機構を設けているものがある。このような支承部をスライド支承と呼ぶ。また、図 5 に示すように、スライド機構がなく、ベースプレートのアンカーボルト孔がルーズホールではない支承部をピン支承と呼ぶ。

本研究では、地震力がスライド支承のルーズホール方向もしくはその直交方向に作用した場合を想定して繰り返し水平加力を行い、支承部の破壊挙動の違いを観察し、耐力の評価を行う。また、ピン支承ではモルタル高さを変化させて繰り返し水平加力を行い、モルタル高さの違いによる支承部の耐力の違いを評価する。また、アンカーボルト周りにモルタルを打設せず、アンカーボルトに標点を打つことで、アンカーボルトの変形や伸びを確認する。

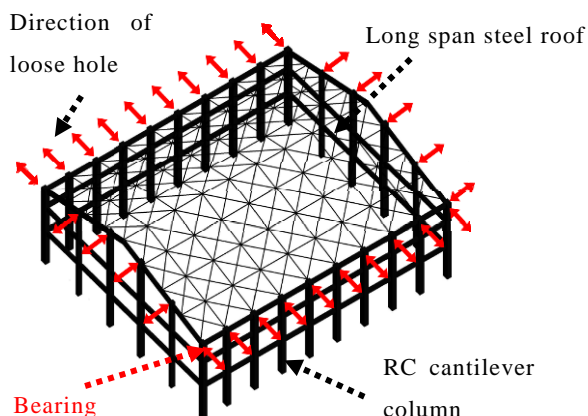


図 1 置屋根体育館

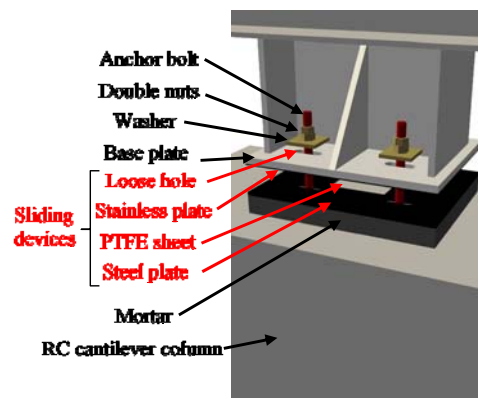


図 4 スライド支承の詳細



図 2 支承部の被害例

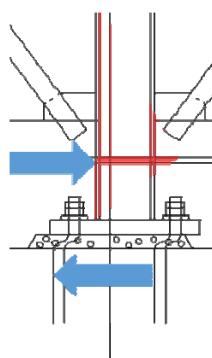


図 3 モーメント分布

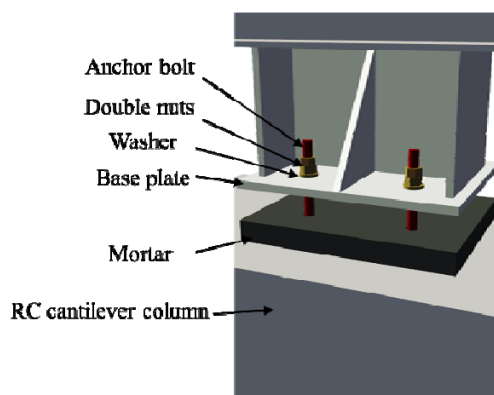


図 5 ピン支承の詳細

* : 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生

** : 工学院大学建築学部建築学科 教授

2. 実験概要

2.1 実験装置

図 5 に実験装置の概要を示す。スライド支承の試験体では、M20 のアンカーボルトを埋め込んだ鉄筋コンクリートボックスの上にモルタルを打設し、モルタルの上に図 6(a) のようなアンカーボルト孔をあけたスライディングパッド(図. 4 に示す PTFE sheet と Steel plate)を乗せ、その上にベースプレートを乗せ、支承部を再現した。ピン支承の試験体ではスライディングパッドを用いずにベースプレートをモルタルの上に直接置く。試験体は PC 鋼棒で床に固定し、試験体上方に設置した鉛直加力ジャッキで鉛直荷重を与えつつ、ベースプレートに直接水平加力ジャッキで繰り返し水平加力を行った。試験体上方の鉛直加力ジャッキはスライダを介して設置することで、ベースプレートの水平変位に対応する。

図 7 にベースプレートの概要を示す。ベースプレートはアンカーボルト以外で大きな変形が生じないように厚さを 40mm とし、十分な強度と剛性を確保した。

ピン支承は、図 7(a) に示すように、アンカーボルト径+2.5mm(Φ25)のアンカーボルト孔が開いたベースプレートを用いる。スライド支承のルーズホール方向の実験では、図 7(b) に示すようなアンカーボルト芯位置で±50mm のルーズホールを設けた。ルーズホール直交方向はピン支承と同様の挙動を示す

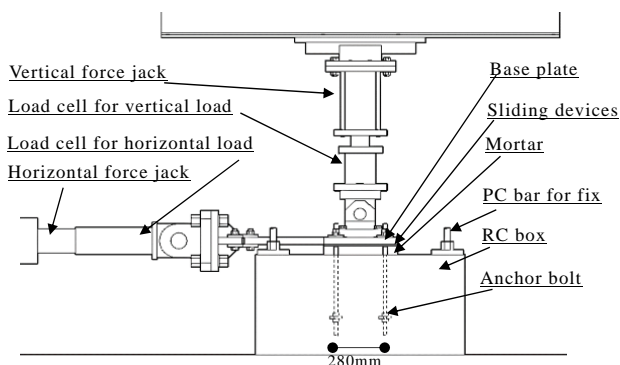


図 5 実験装置



(a) スライディングパッド (b) ステンレスシート
 図 6 スライド機構

として、図 7(a) に示すようなアンカーボルト孔がΦ25 のベースプレートをを用いて実験を行った。スライド支承の実験で使用するベースプレートでは、スライディングパッドに接触する面にステンレスシートを溶接した(図 6(b))。

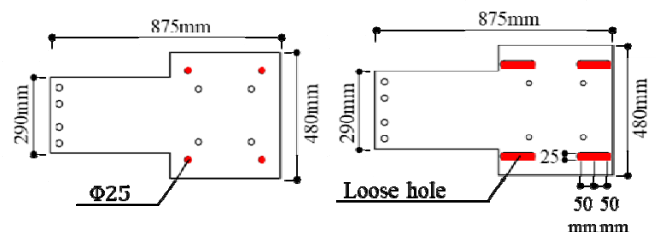
2.2 試験体

実験はスライド支承 2 回、ピン支承 2 回の計 4 回を行った。表 1 にアンカーボルトの機械的性質、表 2 にコンクリートとモルタルの強度を示す。

スライド支承のモルタル高さは、標準仕様書²⁾に記載されている高さ 50mm とし、ピン支承ではモルタル高さが異なる場合の支承部の耐力評価を行うために 50mm を一体、20mm を一体作成した。

また、既往の研究³⁾でモルタルが小変形時に損傷していたことから、支承部における耐力にモルタルの耐力がほとんど影響しないと推定し、アンカーボルトの変形を確認するためにモルタルをアンカーボルト周辺に打設しなかった。

鉄筋コンクリートボックスは側方破壊しないように十分な端あき距離と帯筋を配置した。



(a) ピン支承とスライド (b) スライド支承ルーズ
 支承ルーズホール直 ホール方向
 交方向

図 7 ベースプレート

表 1 アンカーボルトの機械的性質

Steel	SNR400
Yield strength [N/mm ²]	335
Tensile strength [N/mm ²]	465
Elongation [%]	31
Yield ratio [%]	72

表 2 コンクリートとモルタルの材料強度

	Concrete	Mortar
Test age [days]	29	14
Compressive strength [N/mm ²]	30.2	36.7
Spitting strength [N/mm ²]	2.4	2.6

2.3 計測計画

鉛直荷重 P_V と水平荷重 P_H は加力ジャッキに取り付けたロードセルで計測を行った。図 8 に示すように、ベースプレートの 2 か所に設置した変位計の平均値 δ_{BP} を水平変位(式 1)とし、変位制御で実験を行った。

$$\delta_{BP} = (\delta_A + \delta_B) / 2 \quad (1)$$

2.4 加力計画

加力サイクルを表 3 に示す。図 9 に示すようにアンカーボルトのせん断変形角 $\bar{\gamma}$ (式(2)) から加力サイクルを定めた。

実験開始前に、鉛直加力ジャッキで屋根荷重を想定した 100kN の鉛直荷重を与えて油圧をロックしたまま、水平加力ジャッキで繰り返し水平加力を与えた。

$$\bar{\gamma} = \delta_{BP} / h_m \quad (2)$$

3 実験結果

各実験ごとに荷重変形曲線と荷重変形曲線内に示した位置での実験の様子を示す。荷重変形曲線は横軸を水平変位 δ_{BP} 、縦軸を鉛直荷重 P_V 、水平荷重 P_H とする。

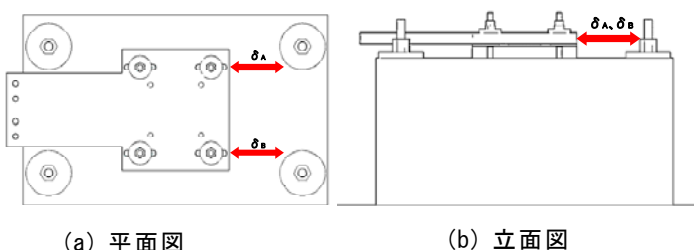


図 8 変位計について

表 3 加力プロトコル

Pin bearing					
Mortar height "50mm"			Mortar height "20mm"		
$\bar{\gamma}$	δ_{BP}	Cycle	$\bar{\gamma}$	δ_{BP}	Cycle
+0.15	+9mm	2	+0.05	+3.5mm	2
-0.1	-7.5mm	2	+0.1	+4.5mm	2
+0.2	+12.5mm	2	+0.2	+6.5mm	2
+0.3	+17.5mm	2	+0.3	+8.5mm	2
+0.5	+27.5mm	2	+0.5	+12.5mm	2
+1.0	+52.5mm	2	+1.0	+22.5mm	2
+1.5	+77.5mm	1	+1.5	+32.5mm	2
			+2.0	+42.5mm	2
Slide bearing					
Loose hole direction			Perpendicular direction of Loose hole		
$\bar{\gamma}$	δ_{BP}	Cycle	$\bar{\gamma}$	δ_{BP}	Cycle
+0	+10mm	1	+0.05	+5mm	2
+0	+30mm	1	+0.1	+7.5mm	2
+0	+50mm	1	+0.2	+12.5mm	2
+0	+52.5mm	2	+0.3	+17.5mm	2
+0.1	+57.5mm	2	+0.5	+27.5mm	2
+0.2	+62.5mm	2	+1.0	+52.5mm	1
+0.5	+77.5mm	2			
+1.0	+102.5mm	1			

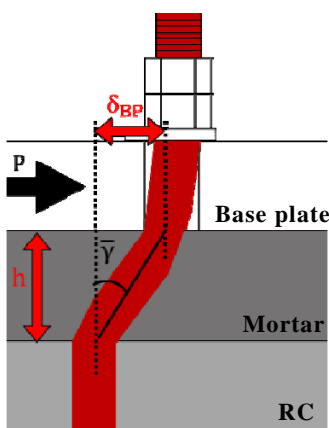


図 9 せん断変形角 γ

3.1 スライド支承[ルーズホール方向]

図 10 に荷重変形曲線を示す。図 10 に示す有効可動域 $\pm 50\text{mm}$ までは、使用した PTFE シートの公称摩擦係数 0.06 と鉛直荷重から求める摩擦力だけ荷重が増加しており、PTFE シートによってベースプレートが滑っていることが分かった。また、加力プロトコルに従い、有効可動域内の加力を行った後、+57.5mm, 1 サイクル目でルーズホールの端がアンカーボルトに接触し、アンカーボルトの傾きが確認できた(図 11(a))。アンカーボルトが傾き、スライディングパッドがアンカーボルトに接触したため、スライディングパッドが加力方向にずれた(図 11(b))。+102.5mm, 1 サイクル目の加力中にアンカーボルトが 1 本破断し、-102.5mm, 1 サイクル目でアンカーボルトが 2 本破断した。破断箇所はスライディングパッドとベースプレートの境界面であった(図 11(c))。実験終了後、モルタル表面に摩擦の跡が残っていたことから、スライディングパッドとモルタル間に摩擦が生じていたことが分かった。

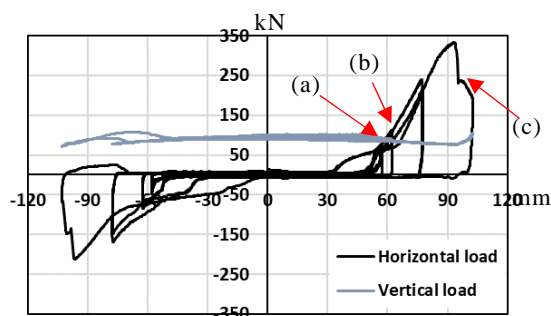


図 10 スライド支承[ルーズホール方向]



(a) アンカーボルトの傾き (b) スライディングパッドのずれ



(c) アンカーボルト破断

図 11 試験体の様子

3.2 スライド支承[ルーズホール直交方向]

図 12 に荷重変形曲線を示す。+5mm, 1 サイクル途中で、ベースプレートのアンカーボルト孔縁がアンカーボルトに接触し、アンカーボルトが傾いた。有効可動域±2.5mm内の水平荷重はPTFEシートの摩擦係数と鉛直荷重から求める摩擦力と概ね一致した。ルーズホール方向の実験同様、スライディングパッドがアンカーボルトに接触してスライディングパッドが加力方向にずれた。アンカーボルトは、+42.7mmで3本、その後のサイクルの-7.86mmで1本破断した(図 13(d))。ルーズホール直交方向においても、モルタル表面に摩擦の跡が残っており、スライディングパッドとモルタル間に摩擦が生じていたことが分かった(図 13(e))。

3.3 ピン支承[モルタル高さ 50mm]

図 14 に荷重変形曲線を示す。ベースプレートのアンカーボルト孔の有効可動域内では、鉛直荷重と水平荷重から摩擦係数を求めると 0.52 であり、学会指針⁴⁾で示されているモルタルとベースプレート間の摩擦係数 0.5 と概ね一致する値であった。+9mm, -7.5mm のサイクルで加力方向のモルタル側面が剥離した。荷重変形曲線より、+12.5mm のサイクル途中でアンカーボルトが降伏したと考えられ、+12.5mm, 1 サイクル目のアンカーボルトの傾いた様子を図 15(f) に示す。+66.8mm でベースプレートが傾いたため、加力を中断し、次のサイクル(-77.5mm)の加力中にアンカーボルトが2本破断した。この時のアンカーボルトの破断箇所は、ベースプレートの下端であった(図 15(g))。実験終了後、加力方向側面のモルタルは損傷しており、モルタル表面には摩擦の跡が残っていた。

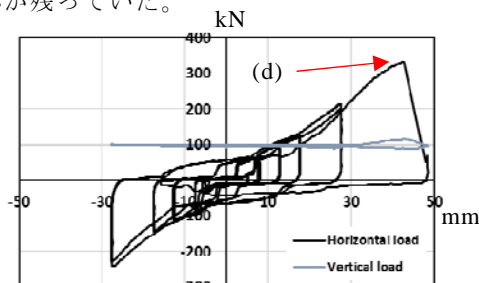


図 12 スライド支承[ルーズホール直交方向]



(d) アンカーボルト破断 (e) モルタル表面[実験後]

図 13 試験体の様子

3.4 ピン支承[モルタル高さ 20mm]

図 16 に荷重変形曲線を示す。+4.5mm, 1 サイクル目からアンカーボルトの傾きが確認できた。また、モルタル高さ 20mm の実験においても、加力方向のモルタル側面に剥離が見られた。+6.5mm, 1 サイクル目の加力後にナットの弛緩が確認できた(図 17(h))。荷重変形曲線より、+12.5mm のサイクル途中でアンカーボルトが降伏したと考えられる。実験終了後、アンカーボルトは破断しなかった。その後、破断するまで荷重を与えて引いたところ、-49.3mm でアンカーボルトが2本破断した。この時の破断箇所は鉄筋コンクリートボックス内で破断していた(図 17(i))。また、モルタルはモルタル高さ 50mm のピン支承実験に比べ軽微な損傷であった。

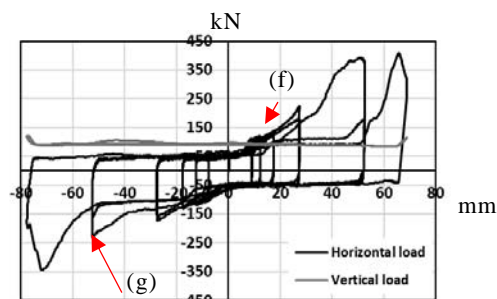


図 14 ピン支承[モルタル高さ 50mm]



(f) アンカーボルトの傾き (g) アンカーボルト破断

図 15 試験体の様子

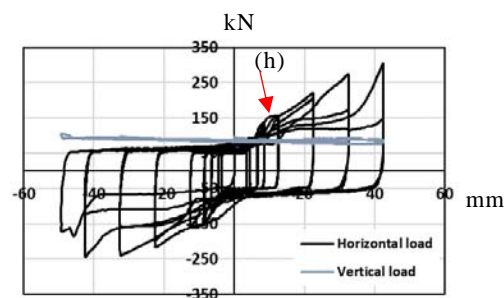
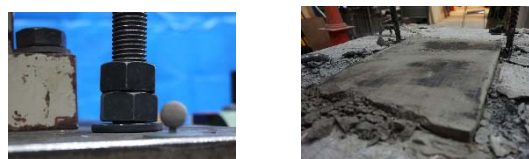


図 16 ピン支承[モルタル高さ 20mm]



(h) ナットとワッシ (i) アンカーボルト破断
 ヤーの空き

図 17 試験体の様子

4. 分析

4.1 アンカーボルト周囲のモルタルの影響

本研究では、アンカーボルトの変形を確認するためにモルタルをアンカーボルトの周囲に打設しなかった。2016 年度の実験では、アンカーボルトの周囲までモルタルを打設したモルタル高さ 50mm のピン支承実験を行っており、今回実施したモルタル高さ 50mm のピン支承と比較することで、モルタルが支承部耐力に与える影響について考察する。また、2016 年度と 2017 年度では鉛直荷重 P_V が異なっているため、式(3)にて実験値の水平荷重 P_H から摩擦荷重分を除いた水平荷重 P_{nf} にて比較を行い、図 18 に示す。摩擦係数 μ は学会指針⁴⁾に記載されている 0.5 とし、鉛直荷重 P_V は実測値を用いる。

$$P_{nf} = P_H - \mu \times P_V \quad (3)$$

小変形時において、アンカーボルト周囲にモルタルがある 2016 年度の実験値が 2017 年度の実験値よりも高い値となった。この差がアンカーボルト周囲のモルタルが支承部に及ぼす影響であると考えられる。また、大変形域では耐力が概ね一致していることから、モルタルの影響があるのは損傷の少ない小変形域のみであると推測できる。

4.2 スライド支承の比較

スライド支承実験ではルーズホール方向とルーズホール直交方向に加力を行った。図 19 にて、アンカーボルトがベースプレートのルーズホール孔縁に接触してからの荷重変形曲線を比較し、支承部耐力の違いを分析する。この時横軸は式(4)に示すアンカーボルトのせん断変形角 γ とする。

$$\gamma = \tan^{-1} \frac{\delta}{h_m} \quad (4)$$

図 19 に示すようにアンカーボルトがルーズホール孔縁に接触してからの荷重変形曲線は概ね一致した。このことから、ルーズホール方向もしくはその直交方向に地震力が生じた際、支承部は同様の復元力特性を示すことがわかった。

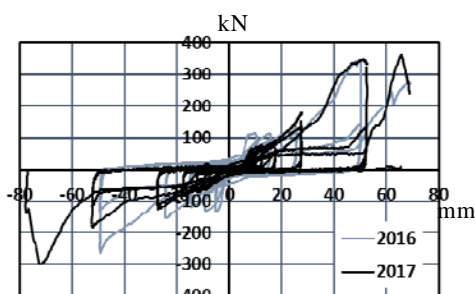


図 18 モルタルの影響の有無

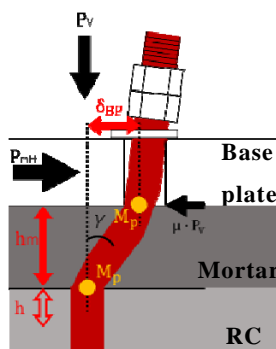


図 20 塑性ヒンジ

4.3 支承部の水平力の評価

4.3.1 曲げ降伏耐力

実験において、アンカーボルトがせん断降伏である場合、今年度の荷重変形曲線のようなスリップ型にはならないはずである。そのため、アンカーボルトの曲げによる降伏を仮定する。降伏したと思われる時のピン支承実験の結果とアンカーボルトの曲げ降伏耐力を用いた水平力を比較する。

アンカーボルトの変形と水平力 P の関係を図 20 のように仮定する。支承部の曲げ降伏耐力を用いた水平力 P_{mH} を式(5)に示す。

$$P_{mH} = n \times \frac{2M_p}{h_m} + \mu \times P_V \quad (5)$$

$$P_{mH} = n \times \frac{2M_p}{h_m + h} + \mu \times P_V \quad (6)$$

n : アンカーボルト本数, M_p : 全塑性モーメント, h_m : モルタル高さ

図 20(a) に示すようにモルタル高さ 50mm の実験では、式(5)で算定した値と降伏時の水平荷重が概ね一致している。モルタル高さ 20mm の実験では、算定値が実験値を上回っており、式(6)として、鉄筋コンクリートボックスの内部で塑性ヒンジが生じるとすると、折れ点深さ h が 5mm の時に算定値と実験値が概ね一致した。モルタル高さが低い支承部では、鉄筋コンクリートボックス内部からアンカーボルトが変形していると推測することができる。

また、実験値と算定値が概ね一致しており、アンカーボルトは初め、曲げによって降伏したことがなかった

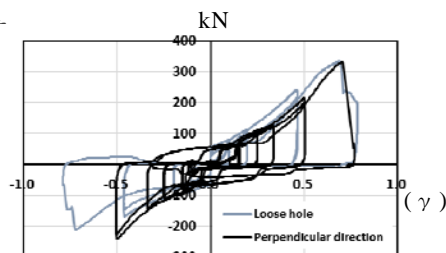
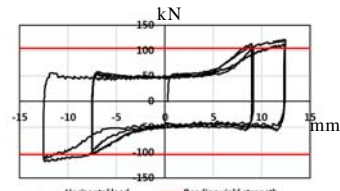
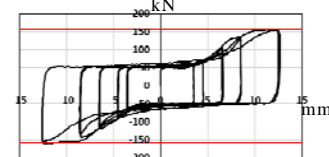


図 19 スライド支承の比較



(a) モルタル高さ 50mm



(b) モルタル高さ 20mm

図 21 曲げ耐力との比較

4.3.2 アンカーボルト軸耐力

大変形領域において、図 22 に示すようにアンカーボルトが変形し、アンカーボルトに軸力 N が生じると仮定した場合の、アンカーボルトの軸耐力による水平力の評価を行う。その時、アンカーボルトが降伏軸力 N_y もしくは最大軸力 N_u に達したとしてそれぞれ式 (7)、式 (8) とする。この時、アンカーボルトのせん断変形角 γ は式 (4) とし、摩擦係数 0.5 と各実験における鉛直荷重の平均値 P_v による摩擦荷重を加える。

$$P_y = n \times N_y \sin \gamma + \mu \times P_v \quad (7)$$

$$P_u = n \times N_u \sin \gamma + \mu \times P_v \quad (8)$$

$$\gamma' = \tan^{-1} \left(\frac{\delta_{BP}}{h_m + h} \right) \quad (9)$$

図 23, 24 に荷重変形曲線と式 (7)、式 (8) で算定した値を示す。モルタル高さ 50mm の実験では、大変形時において概ね一致した (図 23) が、モルタル高さ 20mm の実験では、算定値が実験値よりも大きくなってしまった (図 24)。そのため、鉄筋コンクリートボックス内部でアンカーボルトが変形していると仮定して、せん断変形角 γ を求めると、折れ点深さ h が約 30mm の際に、実験値と概ね一致した (図 25)。このことから、モルタル高さの低い支承部では、アンカーボルトは曲げ降伏時よりもさらに低い位置で変形していると考えられる。また以上より、大変形領域ではアンカーボルトの軸耐力で支

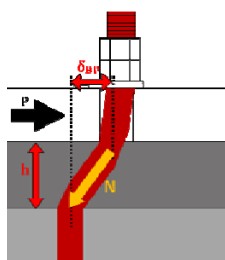


図 22 アンカーボルト軸力

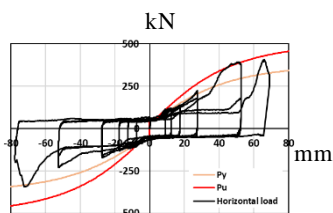


図 23 アンカーボルト軸力による比較 [モルタル高さ 50mm]

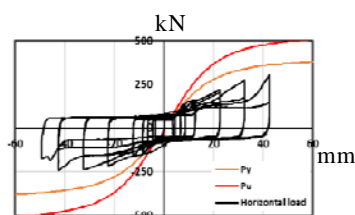


図 24 アンカーボルト軸力による比較

[モルタル高さ 20mm]

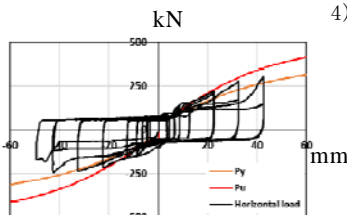


図 25 アンカーボルト軸力による比較

[モルタル高さ 20mm+30mm]

承部の復元力特性を評価することができると考えられるが、鉄筋コンクリートボックス内の折れ点深さ h はアンカーボルトによっても異なっており (図 26)、モルタル高さやアンカーボルト径による折れ点深さ h の評価は今後検討していく必要がある。

5 まとめ

鉄骨置屋根構造の支承部を再現し、ピン支承実験とスライド支承実験を実施して、耐力特性および破壊挙動を分析した。

アンカーボルト周囲のモルタルは小変形域では影響があるが、損傷の著しい大変形時は影響がほとんどないことがわかった。

また、モルタル高さの低い支承部では標準的なモルタル高さの支承部に比べて、アンカーボルトがコンクリート内部のより深い位置から変形する。

本実験のように塑性変形が累積されるようなスリップ型の荷重変形曲線を示す支承部は、基本的には曲げ降伏した後、アンカーボルトの引張で水平力に抵抗すると考えられるが、アンカーボルトがベースプレートに圧着された際の軸力の鉛直成分によるベースプレート-モルタル間の摩擦荷重は考慮できていないため、今後評価方法を検討する必要がある。

謝辞

本実験を行うにあたり、フルサト工業株式会社よりアンカーボルトの提供を受けた。また、コンクリート、モルタル打設に際し、阿部道彦教授ならびに阿部研究室の学生各位に協力を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 一般社団法人建築研究振興協会：東日本大震災における鉄骨置屋根構造の被害調査報告，pp.25-34，2012.8
- 2) 日本建築学会：建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事，pp.16-50，2015.3
- 3) 伊藤賢治、野原大樹、和田直記、山下哲郎：鉄骨置屋根構造ピン支承部の復元力特性に関する研究 その1 2軸加力実験の概要 日本建築学会大会(中国)(学術講演梗概集 p.799-800)，2017,9
- 4) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針、p.292-295、2012.7



図 26 破断後のアンカーボルト

鉄骨造体育館の H 形鋼ラーメンの非弾性地震応答による累積たわみに関する研究

学校体育館，H 形鋼ラーメン，パネルゾーンのせん断降伏，
 累積たわみ，繰返し変形

岩澤 瞭* 山下哲郎**

1. はじめに

学校体育館の梁間方向 H 形鋼ラーメンフレームについて，一定の鉛直荷重下で地震動による水平方向の繰返し変形を受けると，固定荷重の影響により塑性ヒンジの回転や梁の鉛直変位が累積し，極めて大きな鉛直方向の残留変形（累積たわみ）が発生することが指摘されている。中澤ら^{1,2)}はこの現象を数値解析により示しているが，実大体育館試験体の動的加振実験³⁾においてもこの累積たわみが計測されている。

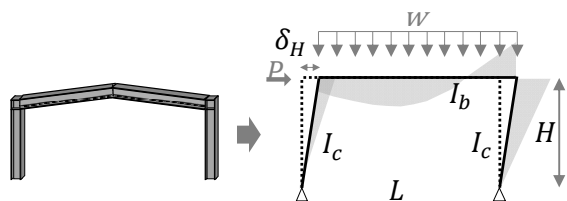
当論文では柱梁接合部パネル（以下，パネルとする）に注目し，1）一定の鉛直荷重下で水平方向の繰返し変形により梁にたわみが累積するメカニズムを説明し，その定式化を行う。2）梁端の塑性変形により累積たわみが生じる性質を利用すれば，逆に地震後の累積たわみを計測することで梁端部の塑性率を定量的に推定できる可能性があり，ここでは地震応答解析によりその可能性を論じる。

2. たわみが生じるメカニズムとその定式化

2.1 定式化における仮定

体育館の梁間方向の山形ラーメンフレームを，図 1 に示すように屋根勾配を無視し，柱脚をピン支持とした単純な力学モデル（以降，単純フレームモデルと呼ぶ）に置換える。なお，ここでは一般的な細幅から中幅系列の H 形鋼ラーメンを想定しパネルのせん断降伏を想定する。

以下に示す仮定から左右のパネルの塑性率 μ_{eqL} ， μ_{eqR} （以下，左右のパネルの属性を下添字 L ， R により表す。）と屋根頂部の水平変位 δ_H ，鉛直たわみ（累



P : 水平荷重 I_c : 柱断面2次モーメント L : スパン H : 柱高さ
 W : 等分布荷重 I_b : 梁断面2次モーメント δ_H : 水平変位

図 1 単純フレームモデルと記号の定義

積たわみ) δ_{veq} との関係定式化する。

- (1) 図 2 に示すように，層間変形角 R (柱の部材角) と水平変位 δ_H には式(1)の関係が成立つ。

$$R = \frac{\delta_H}{H} \quad (1)$$

また，パネルと柱・梁端の接合面は常に直角を保ち，パネル周囲の変形角に式(2)の適合条件が成立する。

$$\begin{cases} \gamma_L = \theta_{cL} - \theta_{bL} \\ \gamma_R = \theta_{cR} - \theta_{bR} \end{cases} \quad (2)$$

- (2) パネルは柱・梁端のモーメント M_b ， M_c による偶力を受け，せん断変形のみ生じるとする。また，左右のパネルに作用する曲げモーメント M_{pL} ， M_{pR} とパネルのせん断ひずみ γ_L ， γ_R の関係を図 2 中央に示すようなバイリニア型を仮定し，等価剛性 K_{eq} を用いた式(3)で定義する。

$$\begin{cases} M_{pL} = K_{eqL} \gamma_L \\ M_{pR} = K_{eqR} \gamma_R \end{cases} \quad (3)$$

ただし，弾性域 $K_{eqL} = K_{eqR} = GV$

$$\text{降伏後} \begin{cases} K_{eqL} = \frac{GV}{\mu_{eqL}} \{1 + \alpha(\mu_{eqL} - 1)\} \\ K_{eqR} = \frac{GV}{\mu_{eqR}} \{1 + \alpha(\mu_{eqR} - 1)\} \end{cases}$$

ここに， G : せん断弾性係数， V : パネル体積， α : 2 次剛性比， μ_{eqL} ， μ_{eqR} : 左右のパネルの塑性率である。

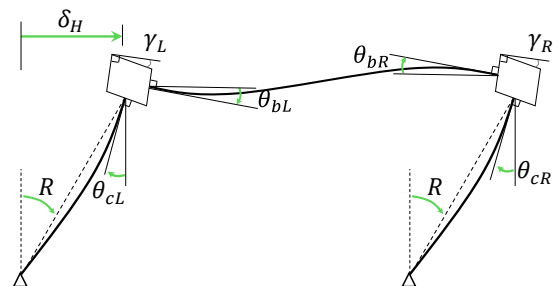


図 2 単純フレームモデルと記号の定義

* : 工学院大学大学院建築学専攻 大学院生，** : 工学院大学建築学部 教授・博士（工学）

(3) パネルの大きさを無視した式(4)が成立つと仮定する。

$$\begin{cases} M_{pL} = M_{cL} = M_{bL} \\ M_{pR} = M_{cR} = M_{bR} \end{cases} \quad (4)$$

(4) 柱脚はピンとし、式 (5) が成立する。

$$\begin{cases} R - \theta_{cL} = \frac{L}{3EI_c} M_{cL} \\ R - \theta_{cR} = \frac{L}{3EI_c} M_{cR} \end{cases} \quad (5)$$

2. 2 導出した理論式

仮定した理論から得た単純フレームモデルの荷重変形関係の概形とその時のそれぞれの曲げモーメント分布を図 3 に示す。初期状態ではパネルが弾性である状態 (以降, ①両側弾性と呼ぶ) だが, 水平荷重が加わり増加すると風下側 (右側) のパネルが先にせん断降伏し塑性ヒンジとなった状態 (以降, ②片側ヒンジと呼ぶ), さらに風上側 (左側) のパネルも降伏に至り両側のパネルが塑性化し塑性ヒンジとなった状態 (以降, ③両側ヒンジと呼ぶ) に大別することができる。この場合分けを考慮し、定式化した $\delta_H - \mu_{eqR}$, $\mu_{eqR} - \delta_{Veq}$ 関係を式(6)に示す。

$$\left. \begin{aligned} & \text{片側ヒンジのとき} \\ & \mu_{eqR} = \frac{12EI_b I_c (C_3 GV + C_2)}{H \gamma_y \{2C_1 C_3 G^2 V^2 \alpha + 2C_2^2 + C_2 GV (C_1 + C_3)(1 + \alpha)\}} \delta_H \\ & \quad - \frac{2GV \gamma_y \{2C_1 C_3 GV + C_2 (C_1 + C_3)(1 - \alpha) - (C_1 GV + C_2) I_c w L^3\}}{2\gamma_y \{2C_1 C_3 G^2 V^2 \alpha + 2C_2^2 + C_2 GV (C_1 + C_3)(1 + \alpha)\}} \\ & \delta_{Veq} = \frac{5wL^4}{384EI_b} + \frac{L^2}{16EI_b} \frac{C_2 GV}{C_3 GV + C_2} \left\{ (1 - \alpha) \gamma_y (\mu_{eqR} - 1) - \frac{wL^3}{12EI_b} \right\} \\ & \text{ただし, } 1 \leq \mu_{eqR} < \frac{I_c w L^3}{2\gamma_y (C_3 GV \alpha + C_2)} + 1 \\ & \text{両側ヒンジのとき} \\ & \mu_{eqL} = \frac{C_2}{(C_1 GV \alpha + C_2) \gamma_y H} \delta_H \\ & \quad - \frac{1}{2\alpha \gamma_y} \left\{ \gamma_y (1 - \alpha) \frac{2C_1 GV \alpha}{C_1 GV \alpha + C_2} + \frac{\alpha I_c w L^3}{2(C_3 GV \alpha + C_2)} \right\} \\ & \mu_{eqR} = \frac{C_2}{(C_1 GV \alpha + C_2) \gamma_y H} \delta_H \\ & \quad - \frac{1}{2\alpha \gamma_y} \left\{ \gamma_y (1 - \alpha) \frac{2C_1 GV \alpha}{C_1 GV \alpha + C_2} - \frac{\alpha I_c w L^3}{2(C_3 GV \alpha + C_2)} \right\} \\ & \delta_{Veq} = \frac{5wL^4}{384EI_b} - \frac{L^2}{16EI_b} \frac{GV \alpha I_c w L^3}{2(C_3 GV \alpha + C_2)} \\ & \text{ただし, } \frac{I_c w L^3}{2\gamma_y (C_3 GV \alpha + C_2)} + 1 \leq \mu_{eqR} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ただし, $C_1 = LI_c + 2HI_b$, $C_2 = 6EI_b I_c$, $C_3 = 3LI_c + 2HI_b$

3 FEM 解析による理論式の検証

3. 1 モデル概要

2 節で展開した単純フレームモデルによる理論式を 3次元 FEM 解析により検証する。解析には MARC mentat2013⁵⁾ を使用し、実際の体育館を例に梁間方向 1 スパン分のみ抽出した 3次元 FEM 解析フレームモデルを作成する。解析モデルは図 4 に示すように、パネル部を 4 節点シェル要素、それ以外の柱梁部分を 2 節点梁要素で作成し、シェル要素と梁要素の境界には剛体連結を施している。部材の降伏強度 $\sigma_y = 235 \text{N/mm}^2$, ヤング係数 $E = 205000 \text{N/mm}^2$ とし、バイリニア型の $\sigma - \epsilon$ 関係を仮定する。小梁が座屈補剛材として機能することを考慮し、図 4 中の三角記号で示すように小梁接合部位置で面外変位 (Z 方向) を、柱脚はピン支持となるように拘束している。

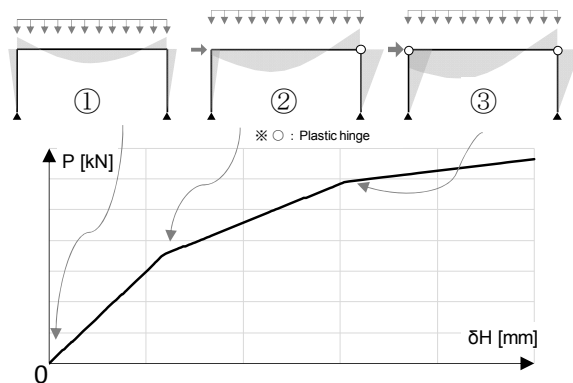


図 3 フレームの荷重変形関係と曲げモーメント図

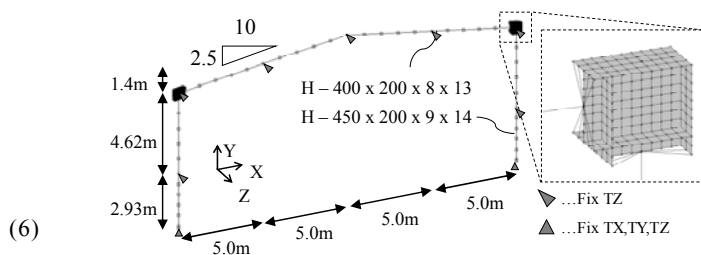


図 4 FEM 解析モデル

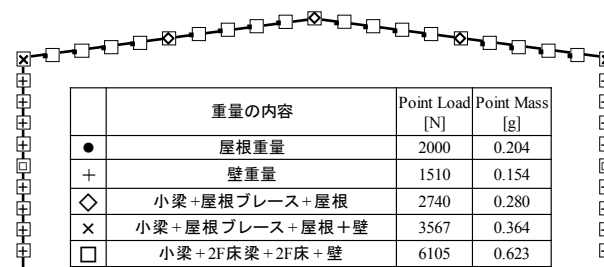


図 5 鉛直荷重条件

3. 2 荷重条件

本解析では、小梁や屋根などの負担分重量を図 5 に示すような節点荷重に置換えて鉛直下向きに一定に与え続ける。同時に、静的増分解析では地震応答解析との比較を考慮し図 6 に示すような 1 次モード比例形地震荷重を作用させる。

地震応答解析では柱脚に地動加速度として水平方向にのみ、告示スペクトル（参考文献 2015 年度版技術基準解説書）によるランダム波、JMA 神戸波、エルセントロ NS 波位相の地動加速度を与える。図 7 にこれら 3 つの入力波形を示す。なお、解析モデルの固有周期は 1 次モードで 0.978 秒であり、減衰を剛性比例型で 1 次減衰定数 $h_1=0.02$ となるように設定している。

4. 静的増分解析による理論式の検証

屋根頂部の荷重変位関係を図 8 に、パネル塑性率と累積たわみ関係を図 9 に示す。なお、解析結果におけるパネルの塑性率はパネルゾーンを構成する要素の節点におけるせん断歪みの値を平均して用いて求めている。また、パネルのせん断降伏は塑性ひずみの発生により判断し、その時点を図 8 中に風下側（右側）パネルについて A、A' 点、同様に風上側（左側）を B、B' 点により示し、せん断降伏時にヒンジが形成されたとみなす。

各図において理論式と解析結果は良く一致しており、片側ヒンジの状態である A-B 点間で右パネルの塑性化とともに累積たわみが大きく増加している

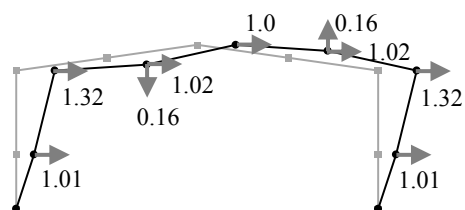


図 6 増分荷重比

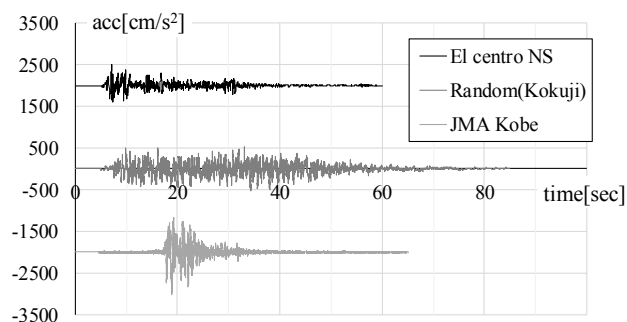


図 7 入力地動加速度

ことが確認できる。

5. 地震応答解析

全ての解析結果は座屈や急激な耐力低下を起こさず、安定したパネル降伏を示した。塑性率の高い方のパネルに注目し、パネルの塑性率と累積たわみの関係を理論式と比較したグラフを図 10 に示す。複雑な挙動でありつつも、それぞれの解析結果は概ね理論式に沿っており、パネルの塑性化とともに累積たわみが増加する傾向が確認できる。

理論式では 98.59mm を超えるとたわみは増加しないが、JMA 神戸波、ランダム位相波の結果では 120mm 近くのたわみが累積している。これは、こ

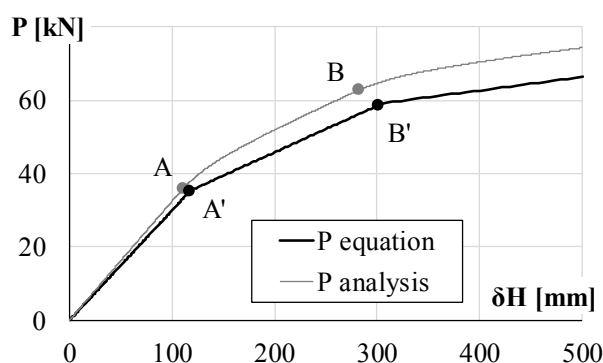


図 8 $\delta H - P$ 関係

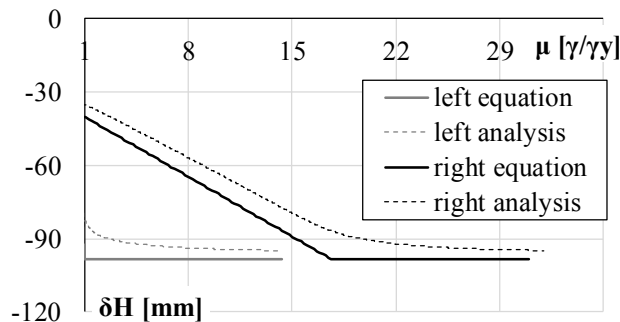


図 9 $\mu - \delta V$ 関係（静的増分解析との比較）

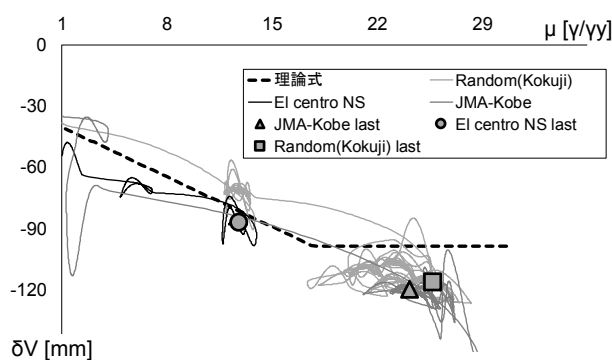


図 10 $\mu - \delta V$ 関係（地震応答解析との比較）

のときに歪み硬化によりパネルのせん断降伏応力度は初期の 135N/mm² から JMA 神戸波では 173N/mm²、ランダム位相波では 198N/mm² まで上昇することを確認しており、理論式よりも片側ヒンジとなる領域が増加したことが影響していると考えられる。

6. 地震後のたわみ量によるパネル塑性率推定

フレーム頂部のたわみ量がパネルの塑性変形と密接に関連するため、地震後のたわみ量を計測することによりパネルの塑性率（損傷）を定量的に評価できる可能性がある。前述した耐力上昇の影響を考慮し、式(7)に示す累積たわみによるパネルの塑性率の推定式を提案する。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{片側ヒンジ} \left(1 \leq \mu_{eqR} < \frac{(\beta-1)(C_3GV\alpha+C_2)}{C_3GV\alpha+C_2} + \frac{I_c w L^3}{2\gamma_y(C_3GV\alpha+C_2)} + 1 \right) \text{のとき、} \\ \delta_{v,eq} = \frac{5wL^4}{384EI_b} + \frac{L^2}{16EI_b} \frac{C_3GV}{C_3GV\alpha+C_2} \left\{ (1-\alpha)\gamma_y(\mu_{eqR}-1) - \frac{wL^3}{12EI_b} \right\} \\ \text{両側ヒンジ} \left(\frac{(\beta-1)(C_3GV\alpha+C_2)}{C_3GV\alpha+C_2} + \frac{I_c w L^3}{2\gamma_y(C_3GV\alpha+C_2)} + 1 \leq \mu_{eqR} \right) \text{のとき、} \\ \delta_{v,eq} = \frac{5wL^4}{384EI_b} - \frac{L^2}{16EI_b} \frac{GV I_c \{ \alpha w L^3 + 12EI_b(1-\alpha)(1-\beta)\gamma_y \}}{2(C_3GV\alpha+C_2)} \\ \left(\beta = \frac{\tau'_y}{\tau_y} \right) \end{array} \right. \quad (7)$$

ここに、 τ'_y ：耐力上昇したせん断降伏応力度、 τ_y ：せん断降伏応力度であり、 β は耐力上昇率を表す。

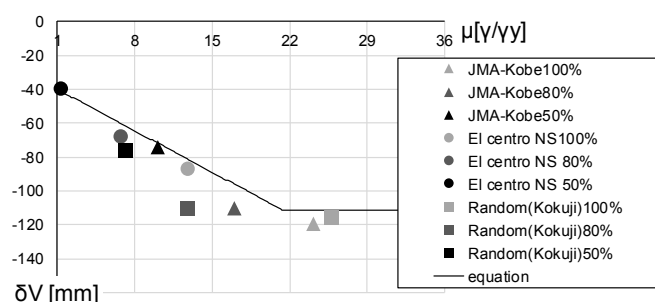


図 11 パネル塑性率(残留)と累積たわみ

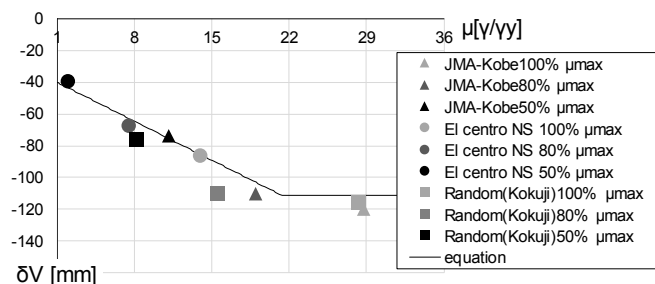


図 12 パネル塑性率(最大)と累積たわみ

塑性率が大きい方のパネルに注目し、地震応答解析の入力加速度をそれぞれ 80%、50%に低減した解析を追加し、それぞれの解析結果の最終ステップ位置（地震終了時）での累積たわみ量と塑性率（残留塑性変形）を、式(7)の推定式と比較したものを図 11 に示す。また、地震終了時での累積たわみ量に対し、地震応答中に記録した塑性率の最大値と推定式とを比較したものを図 12 に示す。なお、推定式のグラフを描く際はランダム位相波の解析結果から $\tau'_y = 198$ N/mm² とし、 $\beta = 1.46$ に設定した。図 11 と図 12 を比較すると、同じ地震終了時での累積たわみ量に対し、残留塑性変形に対する塑性率よりも最大塑性率は当然大きい。また推定式はよく最大塑性率を近似していることがわかる。

7. まとめ

当研究では、体育館の梁間方向の構造に用いられる H 形鋼フレームが、水平方向地震動を受ける際に生じる累積たわみとパネルの塑性変形に注目し、

- 1) 風下側のみに塑性ヒンジが形成される際に大梁のたわみが累積的に増加するメカニズムを説明し、パネル塑性率と累積たわみの関係を理論的に定式化した。
- 2) 地震時の降伏耐力の上昇を考慮した理論解を応用して地震後の累積たわみの計測によりパネルの塑性率を推定する方法を提案し、有限要素法による地震応答解析でその有効性を示した。

参考文献

- 1) 中澤祥二, 柳澤利昌, 加藤史郎, 柴田良一: スパン方向に地震動を受ける鋼構造体育館の靱性指標の評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol.58B, pp.507-518, 2012.3
- 2) 中澤祥二, 柳澤利昌, 加藤史郎: Pushover 解析に基づく鋼構造体育館の動的靱性指標の評価: 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, No683, pp111-118, 2013.1
- 3) 佐々木智大他: 大規模空間吊り天井の脱落被害メカニズム解明のための E-ディフェンス加振実験 報告書—大規模空間吊り天井の脱落被害再現実験および耐震吊り天井の耐震余裕度検証実験—, 防災科学技術研究所研究資料, 2015.2
- 4) MSC Software: MARC2013, Vol.A. Theory and user information, Vol.B, Element library, 2013.

メーソンリーブロック外壁の繊維補強による変形抵抗性の確保に関する研究

メーソンリー部材，簡易補修，ALC，変形抵抗性

横田 将吾* 田村 雅紀**

1. はじめに

大きな背景として、外壁材料の ALC (Autoclaved Lightweight Aerated Concrete) は軽量かつ均質であり、セルフビルドにも適している為世界中で普及した。一方で現在、日本や東南アジア諸国において地震などの自然災害による ALC 材料の被害がある。東南アジア地域では、人口増加によりインフラ投資が進み、大量に住宅の普及が行われている。住宅に使用される建材の中でも ALC は生産合理性が高く、主要な建材となっている。また、大地震なども世界的に発生しており、災害による組積造住宅の倒壊が際立っている。この現状を踏まえ、海外においても、積み重ねるのみで無く、予防保全の観点から耐震性を備える必要がある。

日本では、ALC パネルの取付け工法としてロッキング工法が利用されているが、2002 年以前に施工された建物は縦挿挿入筋工法などが採用されていた。この工法は目地部に縦筋を入れ、モルタルを充填させパネル間を固定する工法である。その為、変形追従性が乏しく剥落などが懸念される。そして今もなお日本の各地で利用されており、大掛かりな補修工事も出来ず、点在している。よって、ALC 外壁材に対し、外側から簡易的に剥落、倒壊を防ぐ補強方法が必要である。本研究では、三軸型ポリプロピレンメッシュシート (PP: Polypropylene Sheet) をポリマーセメントモルタルを用いて目地部に部分被着させる、ALC ブロック壁の新たな補強方法を研究する。

2. 研究概要

2.1 インドネシアにおける ALC ブロック造住宅の施工計画調査

表 1 に、ALC 組積造住居の施工計画地である、ロンボク島 (インドネシア東部) についてヒアリング調査した結果を記載した。インドネシアの人々は安くて信頼性の高いコンクリート構造物を好む傾向がある。理由として、鋼構造物は鉄の材料費が高額である上に防錆処理などにおける定期的なメンテナンスによる不安があることが第一に挙げられる²⁾。この事からも、鉄筋による高価な補強方法より、PP メッシュシートを用いた補強方法の優位性があると思われる。

2.2 インドネシアの SNI 規格による ALC の基準

インドネシアには SNI (Standar Nasional Indonesia) という、日本の JIS のような国家規格がある。ALC ブロック材も SNI 規格で定められており、SNI 03-2156-1991 に、記載がある。品質要件には、サイズと許容誤差、重量、含有量、膨張、圧縮強度、曲げ強度、そして保温が含まれている。

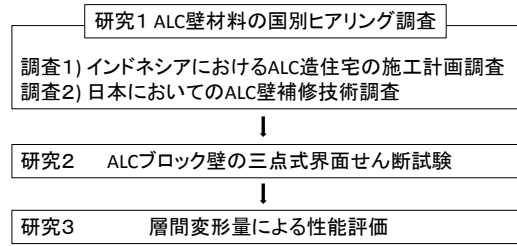


図 1 研究の流れ

表 1 ALC ブロック利用に関するロンボク島ヒアリング調査

項目	内容			
ヒアリング調査日	2017年5月~9月			
①ALCブロック (長さL×厚さT×幅W) (写真1)	製造のプロセス	①主産地	スラバヤ(インドネシア本島東部)	
	規格	②採掘方法	重機	
		600×200×W	600×400×W	600×1000×W
	単価	W=75+25n(n=0-5)	W=(n=0-5)	W=(n=2-5)
運搬方法	600×200×100size=75円/個 輸送費37円/個 主産地→船→トラック→人力			
②生活水準 住居	対象	富裕層	中層	貧困層
	収入	30万円以上	15万円以下	4.7万円以下
	家賃	5.5万円以上	2.3万円以下	8千円以下
③施工プロセス	戸建て	個人のコンストラクターにて職人を雇い施工		
④現地写真(インドネシア現地調査)				
a) スラバヤALCブロック工場		b) ロンボク島住居		

表 2 使用材料と内容

使用材料	内容	
種類	寸法 (厚 T×幅 W×長 L)	
	(mm)	
母材用 ALC パネル (mm)	100(T)×600(W)×3000(L)×10 枚	
母材用 ALC ブロック (mm)	100(W)×200(T)×600(L)×144 個	
圧縮試験用 ALC コア(mm) ³⁾	圧縮強度	3.34N/mm ²
	寸法	100×100×100×3 個
下地用現場調査モルタル(M)	圧縮強度	9.74(現地調査)N/mm ²
	質量比	セメント:砂:水=1:3.5:0.7
下地用、再乳化研粉末樹脂ポリマーセメント	ポルトランドセメント(C)	W/C=70%で一定
	ポリマーセメント(P)	W/P=28%で一定
補強用三軸型ポリプロピレン (PP)メッシュシート	坪量	36(g/m ²)
	引張強度	短手 230N 長手 110N (N/50mm)
吸水調整剤(HF)	ピッチ	5mm 間隔
	HF:水=1:4	

3. PPシート補強をした ALC 壁面の補強効果測定実験

3.1 実験計画

3.1.1 PPシートによる ALC 壁面の補強方法

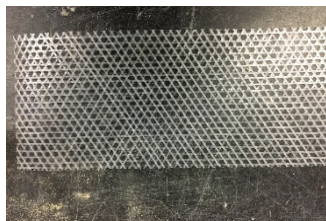
ALCブロック壁面の目地部にPPメッシュシートをポリマーセメントモルタルで部分被着させ補強する。補強方法を表3に示す。既存の部材に対して大きな変形や仕様の変更が発生することなく施工出来るので、対象建築物の持つ基礎力学的な要素を保持しながら性能付加が出来る。加えて補修工事は簡易的に行うことが出来る為、補修箇所が多い建造物も容易に補修出来る利点がある。本研究では100mmのシートを用いる。表3④の界面補強は既存建築には利用せず、新築組積住宅における補強方法として提案する。それぞれの補強方法で①のモルタルのみの施工と比較し補強効果を評価する。

3.1.2 試験体の分類

表3に明記があるように、本研究では、試験体の種類をA=水平耐力試験体、B=鉛直耐力試験体と定める。また、左官用接着セメント種類はP=ポリマーセメント、M=普通ポルトランドセメントとする。PPシート被着幅を(100mm)、PPシート被着方式を(N, S, B)で表記する。[AP100S]と表記する。

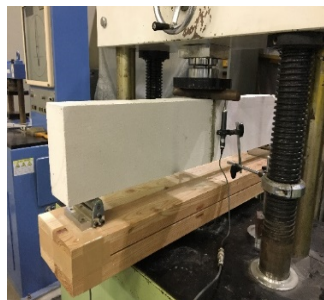
3.1.3 PPシート補強の評価方法

写真1のように壁面の一部を取り出し、アムスラー型圧縮試験機で外力を与え、三点式界面せん断試験(下部端2点を支点とし、上部中心1点に外力を加える)によりせん断抵抗力を評価する。評価方法として、外力を与えた際の左右のブロックの変位、せん断ひずみ量の差よりせん断変位量[(左変位-左ひずみ)-(右変位-右ひずみ)]を測定し、その程度の違いより、PPシートの効果を測定する。表4に曲げ強度式とせん断ひずみ式を記載する⁴⁾。



a) 補強用 PP メッシュシート

b) PP シート被着時の試験体



c) A タイプ壁面補強試験体

d) B タイプ試験体

写真1 ALC 組積試験体の作成写真及び実験風景

表3 実験水準と要因

項目	要因	水準	
研究1	文献調査・ヒアリング先	ALC材料メーカー・勤務者・海外住宅事業担当者	
研究2 ALCブロック壁の 三点式界面せん断試験	ALCブロック試験体種類	水平耐力試験体 (A) 鉛直耐力試験体 (B)	
	ビニロン貼付幅 (mm)	100	
	ビニロン貼付方式	無し (N) 片面 (S) 両面 (B)	
	左官用接着セメント種類	A	普通ポルトランドセメント、 ポリマーセメントモルタル
		B	普通ポルトランドセメント
	水P (%)	28%	
左官モルタル質量比 (セメント:砂)	1.0:3.5で一定		
試験体養生期間	2週間一定		
研究3 層間変形量による評価	層間変形 (せん断変位部材高さ)%	1/200, 1/300, 1/500, 1/700	

表4 実験項目と方法

項目	方法		
研究1 調査	日本 ALC外壁の 既存補修方法	ALCメーカー担当者へヒアリング	
	東南 アジア 施工計画地 生活水準	住宅施工会社海外事業担当者へヒアリング	
研究2 ALCブロック壁 三点式界面 せん断試験	試験部材作製	ALCパネルから規定寸法のALCブロックをALC・鉄筋籠及び電動丸鋸を用いて切り出す	
	試験体作製	2つのALCブロックをモルタルで圧着し、目地部にPPシートを被着させる	
	強度 評価	圧縮強度(N/mm ²)	圧縮試験機により、毎秒0.6±0.4N/mm ² の速度範囲で荷重する。 F _b =3PL/(2bt ²)の式により評価する
		曲げ強度(N/mm ²)	P:圧縮荷重 b:試験体の幅 L:支点間距離 t:厚さ
		変位 (mm)	変位系を各ブロック1箇所ずつ設け、測定する。
ひずみ(μ)	試験体平面中心に、ひずみゲージを各ブロックに付着させ、測定する。		
研究3 層間変形量による評価		最大荷重時のせん断変位から層間変形量を求め評価する	

表5 曲げせん断試験の試験方法

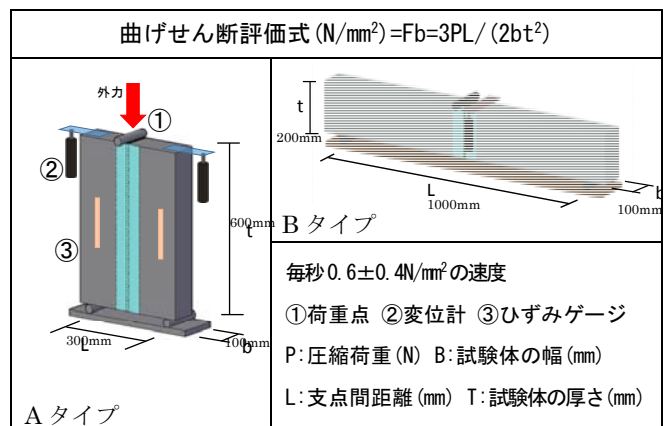


表6 ALC 組積壁の補強方法

補強方法	① 補強無し(N)	② Bタイプ壁面補強
	③ Aタイプ壁面補強	④ 界面補強
②と④は片面張りとも両面張りを検討する		
寸法	1ブロック	600×200×100 mm
	PPシート	幅 100 mm
シートによる抵抗外力	①無し	②水平、面外力 ③鉛直、面外力 ④鉛直、水平力

3.2 実験結果

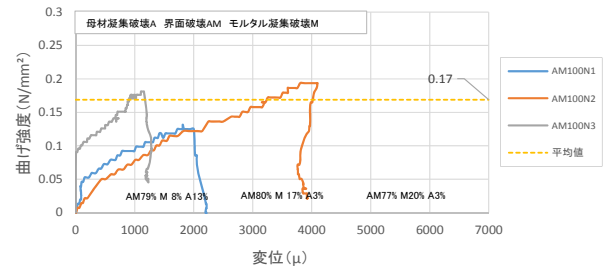
3.2.1 現場調合モルタルのフロー試験

JIS R 5201 に基づきモルタルフロー試験を行った⁵⁾。1回目の測定は 223.5 mm、2 回目の測定は 220.2 mm のフロー値を計測した。ALC 材料にはセメントと砂の容積比が 1:3.5 程度の貧調合の現場調合普通モルタルが使用されることがあり、また、インドネシアの郊外地域での施工において職人は砂の比率を多くとる事が当たり前であり、本実験でもセメント砂比を 1:3.5 とし、水セメント比を 70% にすることで施工効率を保った。

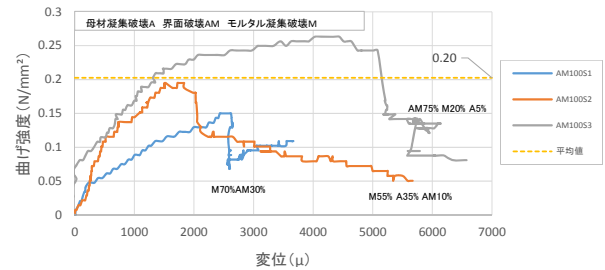
3.2.2 ALC 組積試験体の三点式界面せん断試験結果 (A タイプ)

図 1 から図 4 に試験結果である曲げ強度変位曲線を示す。AM100N, AM100S 試験体は、貧調合の現場調合モルタルを使用した。現場調合モルタルは強度、及び付着力が弱い為、破壊モードとしては、ALC に損傷が及ぶ母材凝集破壊ではなく、モルタル凝集破壊、界面破壊が見られた。構造体の破壊モードとしては母材凝集破壊>モルタル凝集破壊>界面破壊の順で安全である。補強無し AM100N は界面破壊率が平均 78% であったが、片面補強 AM100S は界面破壊率が 38% と低下しており、代わりにモルタル凝集破壊の値が増加している。この結果から、ポリプロピレンシートによる補強により、界面破壊からモルタル凝集破壊に性能が向上したと考察出来る。また最大強度に達した後の曲げ強度変位曲線を比較すると、補強無し試験体は著しく耐力が低下し 0 になるのに対し、補強あり試験体は、PP シートが抵抗するので一定の耐力を保持していることが確認でき、最大強度も上昇している。ポリマーセメントモルタルはモルタル強度が高く、ほぼすべての試験体で界面破壊であった。

AP100N, AP100S, AP100B の試験体はポリマーセメントモルタルを使用した。図 3 のグラフにおいて、最大強度後のグラフ変化は現場調合モルタルを用いた試験体と同様の変化が見られ、片面補強と、両面補強は一定の耐力を保持したまま抵抗を続ける。最大耐力も補強がしてあるほど大きくなっている。図 5 に層間変形量に対する残存曲げ強度を示した。日本の構造規定上、施行令 82 条の 2 で地震時の層間変形角は 1/200 以下となる性能を計算で確認する事を規定している。層間変形角が 1/700、1/500 のグラフでは残存曲げ強度に変化は見られないが、1/300、1/200 と変形が大きくなると、補強無し<片面補強<両面補強の順で残存曲げ強度が大きくなっている。AP100N は 1/500 で最大強度に達しているので、層間変形量 1/200、1/300 では極端に強度が低下している。一方で片面補強の AP100S と両面補強の AP100B は 1/200 の層間変形量時に最大曲げ強度となっている。組積造は復元力や抵抗力に欠けている為、一度損壊したら、急速に倒壊し、大きな変形に耐えることが出来ない構造である。しかし、この実験結果から、地震などの外力により組積造住宅に大きな変形(1/200)が生じた場合にも耐力が維持出来ていることが証明できた。図 6.7 に断面破壊率を示す。現場調合モルタル仕様は低強度の為、モルタル自身の破壊が起こりやすくシートの補強効果が表れにくい。今後はモルタル性能も考慮する必要がある。

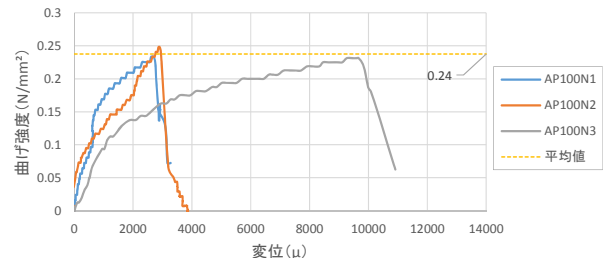


a) 補強無し (AM100N1, 2, 3)

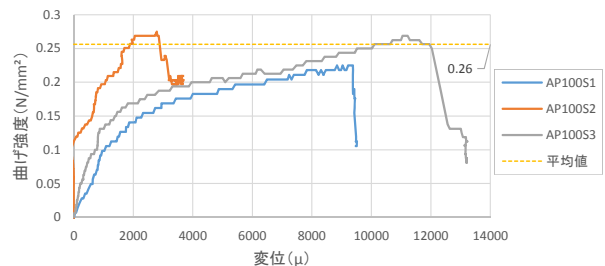


b) 片面補強 (AM100S1, 2, 3)

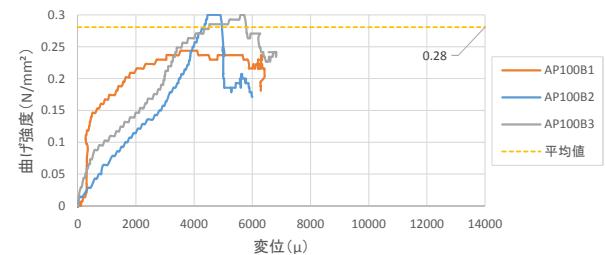
図 2 現場調合モルタル-曲げ変位曲線 (A タイプ)



a) 補強無し (AP100N1, 2, 3)



b) 片面補強 (AP100S1, 2, 3)



c) 両面補強 (AP100B1, 2, 3)

図 3 ポリマーセメントモルタル-曲げ変位曲線

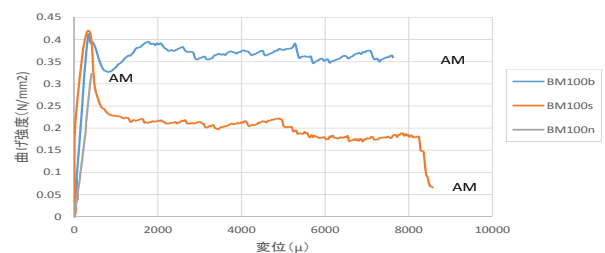


図 4 現場調合モルタル-曲げ変位曲線 (B タイプ)

3.2.3 ALC 組積試験体の三点式界面せん断試験結果 (Bタイプ)

図4にBタイプの実験データを示し、BM100b. s. nの現場調合モルタルで施工した。Bタイプの実験もPPシート両面張り>片面張り>補強無しの場合より大きい残存耐力を示した。

Bタイプは目地部に曲げ応力による負荷がかかっているため最大耐力が低下した。この影響もあり、界面破断後の残存耐力の数値が最大荷重に近い値で抵抗した。このことから、強度が低い組積造壁面ほど、PPシートによる補強効果が見込まれると推察できる。片面補強試験体に関しても最大強度の55%の残存耐力を維持した。また、図6.7には断面破壊率を示し比較した。補強なし (BM100n) は42%の母材凝集破壊率であったが、片面補強 (BM100s) は52%の破壊率を示し、性能の向上が見られた。また、片面補強の試験体断面においては、PPシートによる補強が施されている面側に母材凝集破壊が多く、見られ、このことからPPシート補強が有効であり、性能が向上していることが分かる。実壁面は曲げによる母材破壊が起こりにくい為、Bタイプにおいては一番起こりやすい界面破断した試験体のみをまとめ、母材破壊したものは取り除いた。

4. まとめ

- 2016年5月に実施した企業合同ヒアリング調査により、本研究のPPシート補強が現地の生活水準に適した補修工法であることが、現地の施工技術レベルや収入などから分かった。また、ALC材料の利用価値も確認できた。
- 現場調合モルタルを用いた水平耐力試験体 (Aタイプ) の実験において、補強無しは最大荷重到達後脆性的な破壊で耐力が0になっている。一方で片面補強は最大荷重後、PPシートが抵抗しているため一定の耐力を保持している事が確認できる。補強効果により最大平均耐力も13.5KNから16.2KNまで上昇し、破壊後の平均残存耐力も0KNから約8KN (最大荷重の49.3%) を保持している。
- ポリマーセメントモルタルを用いた水平耐力試験体 (Aタイプ) の実験。PPシートが抵抗し、片面補強は平均で0.15N/mm²、両面補強は平均0.2N/mm²の残存曲げ強度を有している。また最大耐力も同様に向上している。各層間変形時の残存強度評価は、補強無しは1/500で最大強度を示したが片面補強と両面補強は1/200時に最大曲げ強度を示した。この実験結果から、組積造住宅に大きな変形が生じた場合にも耐力が維持出来ていることが証明できた。

参考文献

- ALC協会 東北地方太平洋沖地震におけるALC外壁パネルの地震被害調査報告 建築防災 2012.4
- 日本コンクリート工学会 コンクリート工学 Vol.55 No.5 2017.5
- JIS A 5416 : 軽量気泡コンクリートパネル・ALCの圧縮強度 1997
- JIS A 1106 : 中央点荷重法によるコンクリートの曲げ強度試験方法 1999
- JIS A 1150 : コンクリートのスランプフロー試験方法 2001

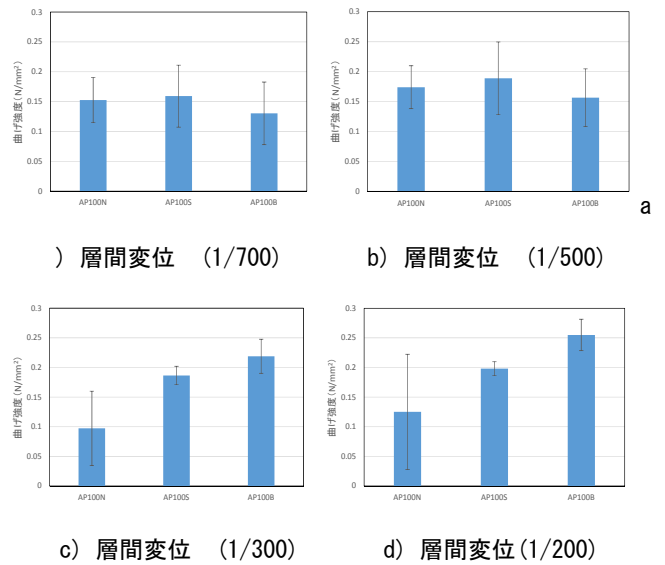


図5 ポリマーモルタル試験体・変形時の残存曲げ強度 (AP100)

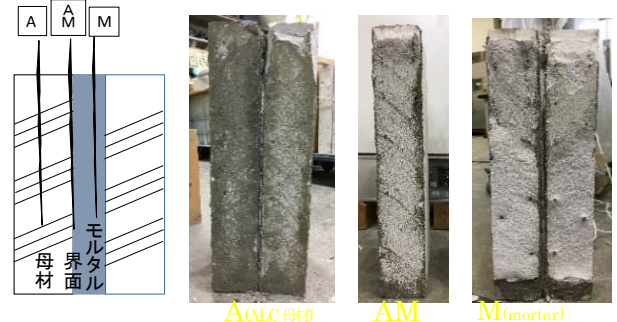


図6 現場調合モルタル・試験体破壊後断面による破壊モード

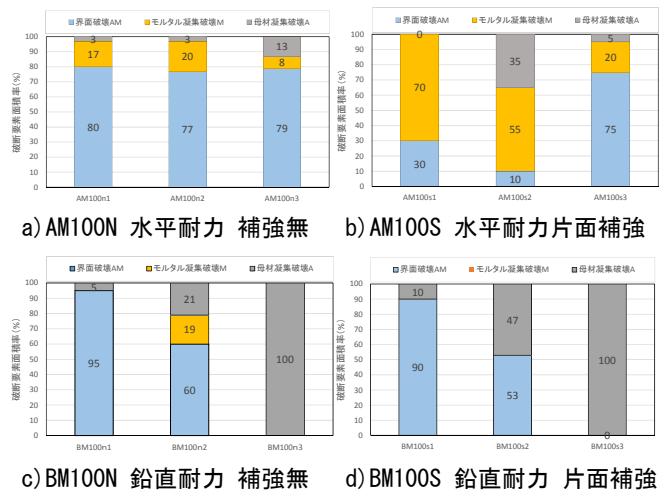


図7 現場調合モルタル A, Bタイプ破壊モード比率

謝辞

本研究は、平成29年度工学院大学私大研究ブランディング事業及び2007年度のイノベーションジャパン出展研究の一部であり、実施にあたり株式会社アーネストワン、セーレン株式会社関係各位との議論、調査等で多大な助力を賜った。

超高層ビルのタイル施工部材における打診検査時反発波の周波数特性・エネルギーと劣化性状の相関評価

超構造ビル，非構造部材，タイル外壁，非破壊試験

乙幡 祐平* 田村 雅紀**

1.はじめに

タイルの外壁は、意匠性・耐候性・躯体保護の効果が期待されているが、浮き・剥離の問題があるため、定期的な診断が義務付けられている。

しかし、現況の劣化診断方法である打診法はタイル壁面を叩き、音の高低から浮き部分を耳で聞き分け判定する方法であるため、検査員の判定精度にばらつきがある。打診法の診断精度について実験した既往の研究によると、剥離範囲を健全部と判定してしまう誤診率が検査員によっては、最大で約 40%に及ぶという結果がある¹⁾。

この現状に加え、工学院大学新宿校舎で行われた打診による浮き状況調査では、先付け工法で浮きがあることが確認されても、浮きが生じている位置がタイル側なのか、躯体側なのか不明な異音のするタイルが約 6000 枚検出された²⁾³⁾。

そこで本研究では、打診音と浮き状況の相関を求めることで、この不明点の解明を目指す。

2.研究概要

図 1 に研究の流れを示す。表 1 に実験項目と方法、表 2・3 にそれぞれ実験要因と水準、使用材料を示す。

本研究では、擬似浮き部を有するタイル試験体を剥離位置別に作製、各種試験を実施し、浮き状況と打診音の相関を評価する。また、超高層の実建造物を対象に、浮き・剥離等の劣化及び補修状況調査とドローンの画像撮影による壁面損傷状況の調査を行う。

表 1 実験項目と方法

項目	方法
研究 1	文献調査
研究 2	文献調査
	ヒアリング調査
	ドローン調査
	打診音調査
研究 3	試験体作製
	加速度測定試験
	打診音試験
	赤外線サーモグラフィ試験
	付着強度試験
	衝撃弾性波試験
研究 4	周波数特性分析
研究 5	劣化傾向分析

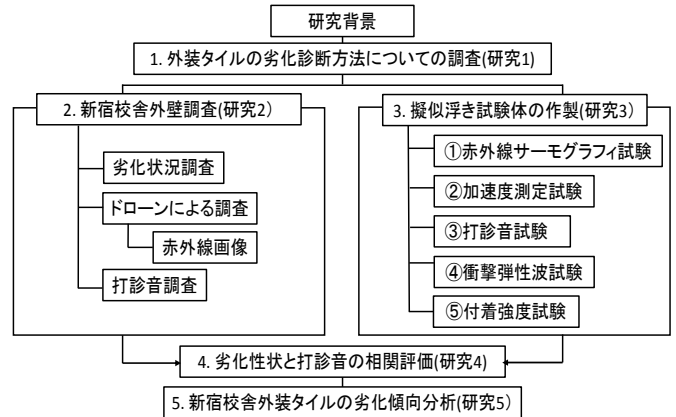


図 1 研究の流れ

表 2 実験要因と水準

項目	実験要因	水準		
研究 1	文献調査	論文、書籍、HP		
研究 2	対象建築物	工学院大学新宿校舎、築 31 年、地上 29 階、SRC 造		
	文献調査	外壁調査報告書(平成 24 年)、外壁工事報告書(平成 29 年)		
	ヒアリング調査	外装工事会社、大学施設部		
	ドローン調査	飛行機材 Mavic、Matrice100、Matrice600		
	打診音調査	打診棒 17.5φ、19φ、24φ 回数 3回、5回、10回 単位 周波数(Hz)、音圧レベル(dB)		
研究 3	試験体作製	寸法	乾式外装タイル 50 角モザイク、50 角 2 丁掛 コンクリート平板 450×600×55(mm) 発泡スチロール 10%、30%、50%	
		浮き型	(A)貫通	2mm、3mm、4mm、5mm、6mm
			(S)左官下	1mm、2mm、3mm、4mm、5mm
			(R)円形	30% 50% 1mm、2mm、3mm、4mm、5mm
	(D)モルタル	1mm		
	(N)浮きなし	2mm、4mm、6mm、8mm		
	加速度試験	回数 1回、2回、3回 単位 加速度(m/s ²)、変位(mm)、衝撃力(N/mm ²)、振動レベル(dB)		
	打診音試験	鉄球径 10mm、20mm、25mm、31.75mm 回数 1回、2回、3回 単位 周波数(Hz)、音圧レベル(dB)		
	赤外線サーモグラフィ試験	単位 温度(℃)		
	衝撃弾性波試験	回数 1回、2回、3回 単位 HLD		
付着強度試験	単位 付着強度(N/mm ²)			
研究 4	周波数特性分析	対象 試験体(研究 3) 単位 周波数(Hz)、音圧レベル(dB)		
研究 5	劣化傾向分析	対象 工学院大学新宿校舎、築 31 年、地上 29 階、SRC 造 単位 周波数(Hz)、音圧レベル(dB)		

表 3 使用材料（研究 2、研究 3）

分類	項目	記号	内容
研究 2	仕上材	磁器質タイル	45 二丁掛
	仕上げ工法	PC 板打ち込み	—
		現場張り	—
	シーリング材	変成シリコン系	—
研究 3	飛行機材	ドローン	Mavic、Matrice100、Matrice600
	仕上材	磁器質タイル	t 50 角モザイク、50 角 2 丁掛
	下地材	ポリマーセメントモルタル	m w/c = 28%
	構造材	普通コンクリート	c JIS A 5371 平板
	擬似浮き材	発泡スチロール	eps JIS A 9511
	張付け剤	弾性接着剤	p1 変成シリコン樹脂(70%) p2 w/c = 28%
治具	—	—	45mm×45mm

*工学院大学建築学部建築学科・学部 4 年 **工学院大学建築学部建築学科・教授

3. 工学院大学新宿校舎のタイル外壁劣化状況調査

3.1 外装補修状況の調査

超高層建築である、工学院大学新宿校舎(図 4)を対象にタイル壁面の浮き状況調査を実施した。仕上げ工法は、主に PC 版打ち込み工法で、低層部分と一部に現場張り工法が採用されている。図 2、3 に平成 17 年度、平成 24 年度、平成 29 年度における、三度の外壁浮き状況の調査結果を示す²⁾³⁾⁴⁾。結果を見ると、躯体コンクリート側の浮きとタイル側の浮きが、東西南北各方位による違いが表れることが確認できた。

3.2 ドローンによる壁面損傷調査(平成 29 年 9 月 8 日実施)

外壁タイルの損傷状況をドローンから確認する実証実験が工学院大学新宿校舎で行われた。今回の調査は、中層棟南側壁面(図 5)にて実施され、赤外線カメラや高解像度カメラ等、各種カメラによる外壁撮影が行われた。ドローンから撮影した赤外線画像や可視画像と、外壁補修工事の際に取得された外壁の損傷状況データ(図 6)³⁾を照合し、浮き状況の分析を今後進めていく。赤外線サーモグラフィ法⁶⁾は画像撮影時の障害物回避や規定測定角度(45 度以内)等の実施条件があるため、高層ビルの外壁調査への利用が不可能となる場合があるが、ドローンに機器を搭載し、空中から撮影することで、その点をカバーできる。また、ドローンを用いた新たな点検手法の確立は、大規模災害発生後の迅速な壁面状況の把握にも繋がる。結果の詳細は、現在分析中である。



図 4 ドローン調査関連写真

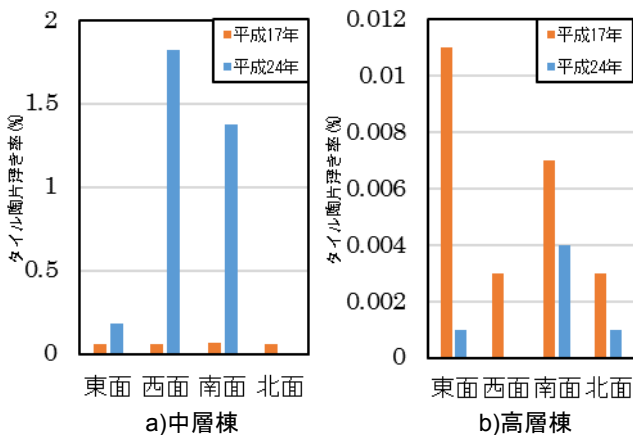


図 2 新宿校舎、PC 板先付け工法、タイル陶片浮き率



図 5 中層棟南側立面図

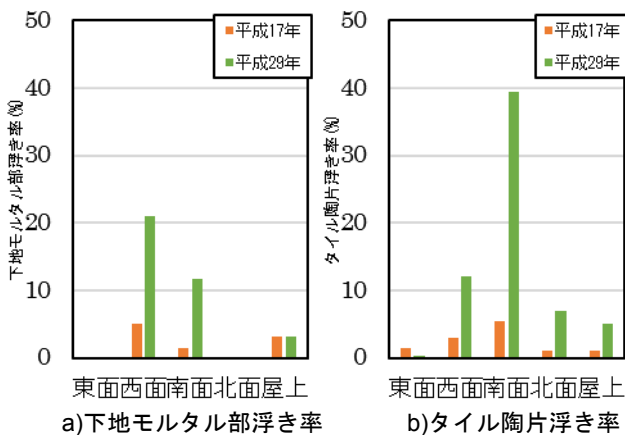


図 3 新宿校舎中層棟、現場張り工法、各種浮き率

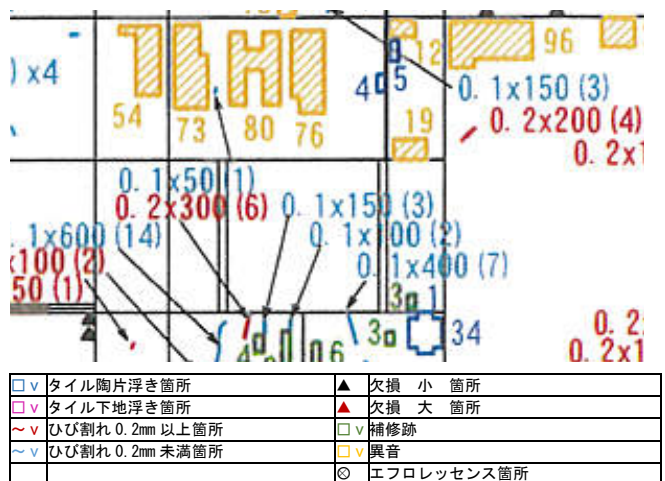


図 6 外壁損傷データ(中層棟南側壁面一部)

4. 擬似浮き部を有するタイル試験体の作製および各種試験

4.1 試験体の作製

タイルの浮き劣化状況を模した試験体を作製する(図 7-a)。発泡スチロールをタイル壁面内の空隙に見立て、タイル張付け時にモルタル内部に埋込むことで擬似浮きを再現する。タイルは 50 角と 50 角二丁を使用し、一つの浮きパターンごとに 3 個ずつ作製する。

4.2 試験体の仕様

試験体の仕様とその一例を、表 4 に示す。試験体の種類は、擬似浮きの位置別に 4 系統(図 8)と、浮きなし型の計 5 系統とする。試験体の識別記号は、貫通浮きを A、下地モルタル部浮きを B、タイル陶片浮きを C、モルタル内部浮きを D、浮きなしを N とする。それぞれのパターンごとに、貼付けモルタル厚さ、浮き材形状等を組合せ、試験体を作製する。

4.3 衝撃弾性波法による強度測定試験結果

タイル中心部の強度測定結果を図 9 に、測定機器写真を図 7-b に示す。測定結果を浮き材の平面積割合別に見ると、10%、30%、50%と浮き面積が増加するにつれ、硬さ値(HLD)の減少傾向が見られた。下地モルタル部浮き、タイル陶片浮きにおいてはそれに加え、どちらも浮き材の厚み Y_B 、 Y_C (図 8 参照)が増すにつれ、硬さ値が減少する傾向があることが分かった。モルタル内部浮き試験体では、躯体コンクリート側からの浮き材高さ位置 Y_D (図 8-D 参照)がタイル面に近づく程、硬さ値が低くなる傾向が見られた。10%浮き試験体では ABCD どの系統においても、基準となる健全な試験体の硬さ値と同様な測定結果となった。衝撃弾性波法では、浮き部分の厚さ・面積が大きいほど、欠損の状態を評価することができた。

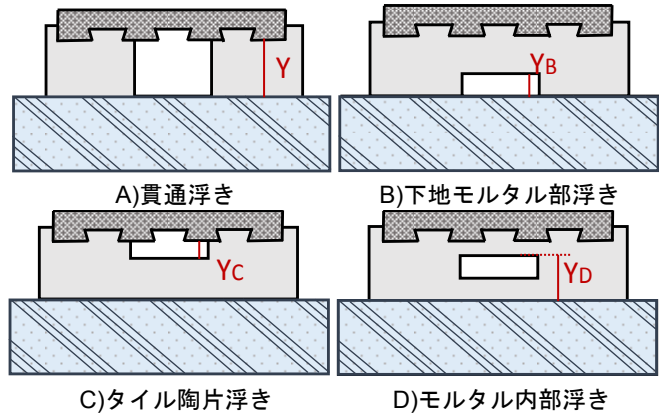


図 8 試験体のタイル浮き型別の断面図

表 4 試験体の仕様とその一例

浮き材形状	浮きパターン	モルタル厚さ(mm)	浮き材面積(%)	浮き材厚さ(mm)
(S)四角形	(A)貫通浮き	2(mm)	10%	1(mm)
(R)円形	(B)下地モルタル部浮き	3(mm)	30%	2(mm)
	(C)タイル陶片浮き	4(mm)		3(mm)
	(D)モルタル内部浮き	5(mm)	4(mm)	
		6(mm)	5(mm)	
				6(mm)

例) SC6303		
①②③④⑤		タイル面積に対して 30%



a)試験体写真

b)小型反発硬度測定器



c)打音チェッカー(PDC-100)

d)試験風景

図 7 非破壊・微破壊試験関連写真

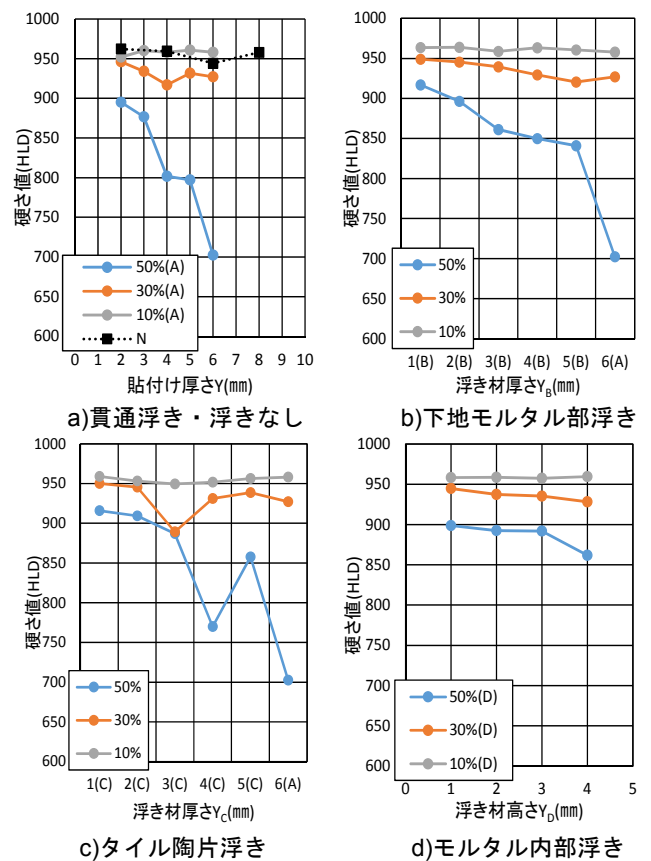


図 9 小型反発硬度測定器による硬さ値(HLD)測定結果

4.4 鉄球落下による衝突音測定試験

4.4.1 試験方法

水平に固定した試験体に鉄球を自然落下させ、その衝突音を測定する。測定機器は打音チェッカー(PDC-100)を用いる(図7-c)。鉄球径は、10mm、20mm、25mm、31.75mmの四種類、落下高さは1、3、5cmとする。

4.4.2 試験結果

球径25mmの鉄球を1、3、5cmから落下させた試験結果の一例を図10に示す。横軸は周波数レンジ(kHz)、縦軸は音圧レンジ(PWR)を表している。この結果よりタイルの反射音は、タイル面に加えたエネルギーと反発界面の状態により決まることがわかった。

次に、作製条件が同じ3つの試験体の周波数測定値のエネルギーが第一第二ピークとなる周波数の平均値と標準偏差をグラフにしたものを図11に示す。結果を見ると、浮きの無い健全な試験体と浮きの在る試験体との間に明確な差は見られなかった。

5.まとめ

本研究より以下の知見が得られた

- 1) 打診検査は、調査員により判定精度にばらつきがあり、浮きの存在自体は確認できても、剥離位置の判定が困難なタイルが一定数存在することが事前調査により分かった。
- 2) ドローンで外壁の状況を確認した。撮影画像や外壁損傷データ等から、高層ビル外壁の損傷判断手法を検討する。結果の詳細は、打診検査結果と合わせて現在分析中である。
- 3) 衝撃弾性波試験では、浮き部分の厚さ・面積が大きいほど、欠損の状態を評価できた。
- 4) タイルの反射音は、タイル面に加えたエネルギーと反発界面の状態により決まることが確認できた。周波数測定結果をエネルギーのピークから比較したが、試験体の系統ごとに明確な差は、見られなかった。

参考文献

- 1) 添田智美、藤沼智洋「外装タイル剥離診断装置の開発に関する基礎研究」フジタ技術研究報告第51号 2015年
- 2) 日本ビソー株式会社「学校法人工学院大学 新宿校舎 外壁シーリング更新他工事施工計画書」2017年2月
- 3) 日本ビソー株式会社「工学院大学新宿校舎外壁シーリング更新他工事 第1回～3回 進捗報告会資料」
- 4) 清水建設株式会社「工学院大学中層棟・高層棟(大学棟) 外壁調査報告書」平成24年2月
- 5) 日本非破壊検査協会「NDIS コンクリート構造物の弾性波による試験方法—第3部：打音法」
- 6) 日本非破壊検査協会「NDIS 赤外線サーモグラフィ法による建築・土木構造物表層部の返上評価のための試験方法」
- 7) 小野芳樹「タイル付きコンクリート外壁の資源環境負荷低

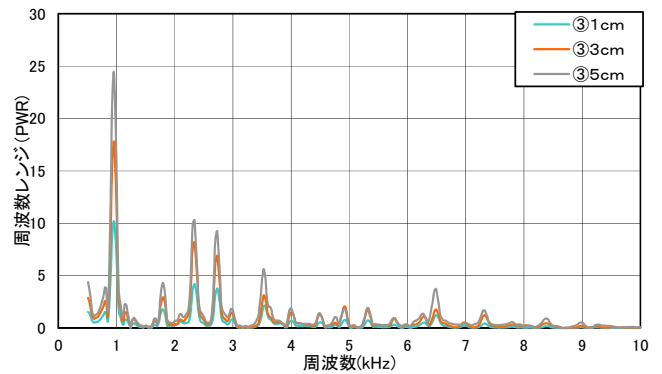
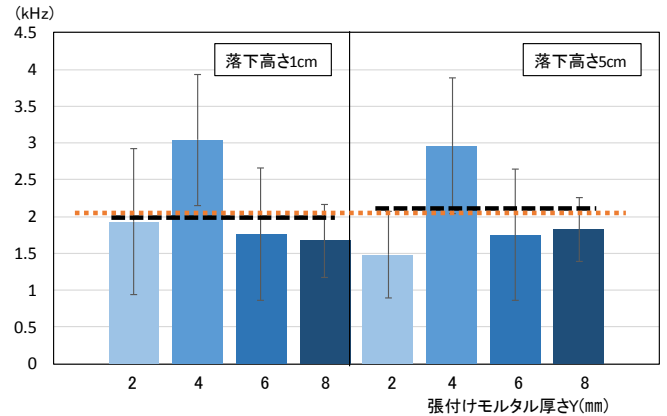
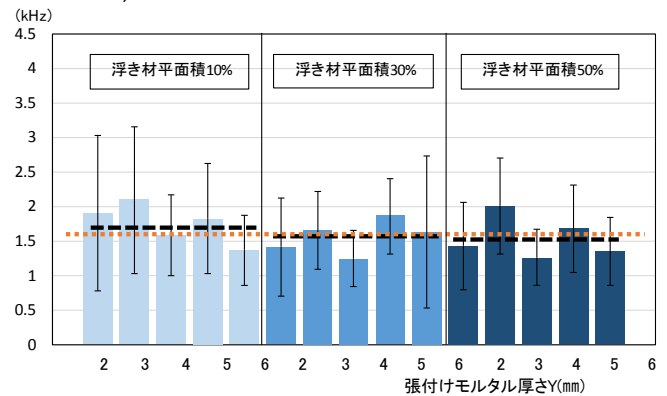


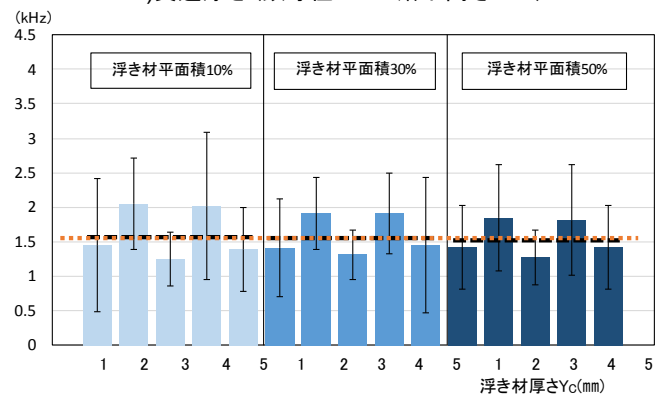
図10 鉄球衝突音測定結果(試験体 SA6-10-6 □)



a) 浮きなし(鉄球径 25 mm 落下高さ 1cm・5cm)



b) 貫通浮き(鉄球径 25 mm 落下高さ 5cm)



c) タイル陶片浮き(鉄球径 25 mm 落下高さ 5cm)

図11 鉄球衝突音の第一第二ピーク周波数平均値

謝辞

本研究は H29 年度私大研究ブランディング事業、H29 年度 ISDC プログラムの一部であり、工学院大学施設課関係各位、チーム新宿、株式会社ポート電子、株式会社フジタ、に助力を賜り感謝致します。

既存の現近代建築におけるラス漆喰天井の劣化状態の評価

現近代建築物，天井，ラス漆喰，腐食状態

半座三紗子* 田村雅紀 **

1. はじめに

遺産的建造物とは文化を共有する集団の歴史、伝統、風習などを集約した象徴的な存在である。そして遺産的建造物は地域復興や観光復興において観光拠点形成となるように、日本の社会において重要な役割を果たしている。それらの洋館等における天井仕上げのひとつとしてラス漆喰天井が用いられている。図 2 で示すラスは明治時代に西洋から普及したもので、明治の終わりまではイギリスやアメリカで作られたものを輸入して使用していた。国産化がされたのは大正 3 (1914) 年であった。現在それらの使用されていたラスは経年劣化が進み、さらに震災の影響もあり、ラス漆喰天井の落下が懸念されている。2011 年に起きた東日本大震災では近現代の建造物を含む遺産的建造物にも一定の被害があった¹⁾。そのなかでも、九段会館ではラスの劣化が原因とみられる影響も見られた。こうした被害防止のために 2014 年 4 月に「天井脱落対策に係る一連の技術告示」が施工され、天井の落下防止工法を中心に概要がまとめられた。そこで、「特定天井」という概念が新たに規定された。特定天井とは脱落によって重大な危害を生ずる恐れがある天井のことで具体的には①吊り天井、②天井高さ 6m、③水平投影面積 200m²、④単位面積質量 2kg/m² 超、⑤人が日常利用する場所—といった 5 条件がすべて当てはまるものを指す。

本研究ではこの特定天井にあたるラス漆喰天井が腐食し、剥落してしまう原因を過去の剥落したラス天井漆喰から図 1 の流れで分析し表 1 の材料を使用し、表 2 の要因と水準でラスや漆喰の形や成分を研究する。遺産的建造物に使用されている古くなったラス漆喰天井の補修をすることで経年劣化に対する耐久性や固定度などの性能を向上させ、長く利用される遺産的建造物となることを目指す。

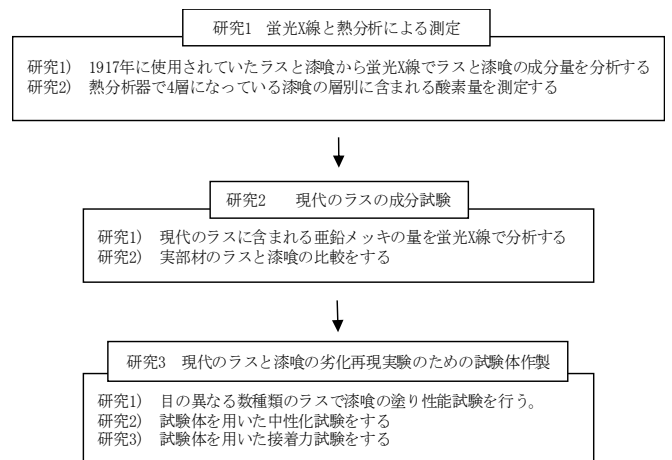


図 1 研究のフロー

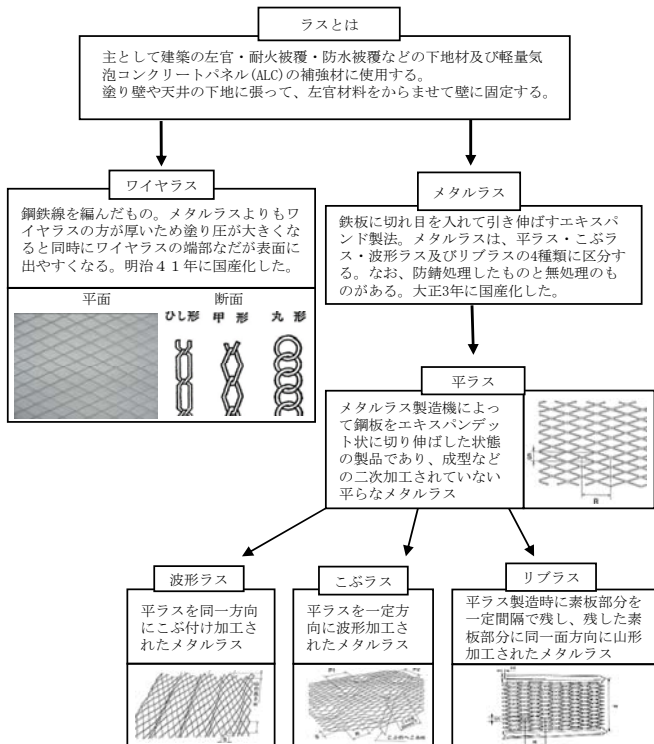


図 2 ラスの分類と特徴

実験	材料	内容
1-1	ラス漆喰	1917 年に実施工されていたラス漆喰天井部材
1-2	水	上水道水
	消石灰	JIS A 6902 左官用消石灰に準拠した消石灰
	骨材	大井川産陸砂(粒度 2.0mm 以下、絶乾密度 =2.68g/cm ³ 、吸水率=1.32%、F.M=2.83)
2-1	スサ	白毛すさ(1~3 層)、さらしすさ(南京すさ 4 層目)
2-2	メトローズ	1 袋 45g
2-3		漆喰の場合、消石灰 20kg に対し 2~3 袋使用
3-1	ラス	ハイラス (R=19, S=8.5) 薄板の厚さ 0.5mm、幅 610mm 長さ 1820mm、質量 900g/枚
3-2		平ラス 2号 (R=26, S=16) 薄板の厚さ 0.4~0.7mm、幅 610mm、長さ 1820mm、質量 0.50kg/m ²
3-3		ハッピーラス 波形 1号 (R=26, S=14.5)
		リプラス
		ニシヤマラス 厚さ 0.27~0.3mm 幅 900mm 長さ

表 1 使用材料

実験	要因	水準
1-1	剥落したラス漆喰天井 仕上面寸法：約 500mm×500mm	1917 年実施工要素
1-2		漆喰 4 層、ラス 1 層
2-1	ラス漆喰天井用ラス	ハイラス 一定
2-2		平ラス・ハイラス 一定
	ラス漆喰天井の形状	ラス漆喰天井下地を模擬
3-1	野縁・野縁受け	杉角材(幅 30×高さ 40×長さ 300mm)一定
3-2		
3-3		
	漆喰塗り厚	約 12mm 一定

*工学院大学建築学部建築学科・学部 4 年 **工学院大学建築学部建築学科・教授

表 2 実験要因と水準

2. ラス漆喰天井実部材を用いた実験の概要

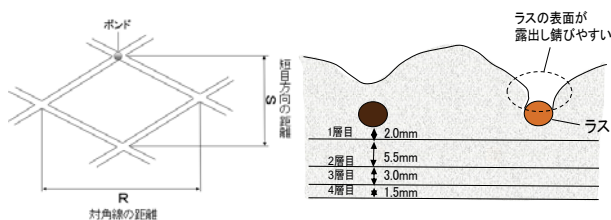
2.1 ラス漆喰実部材の分析

表 3 のラスの特徴⁵⁾と写真 2 の剥落したラス漆喰から、使用されていたラスは平ラスかハイラスで絞られる。ラスの寸法は図 3c) よりボンドの中心間距離とし、長目方向の対角線の距離を R、短目方向の距離を S としている。ラスのサイズを測ると図 3a) より S=13, R=26 ということから網目の小さいハイラスではなく、平ラスであり、そのなかでも 0 号が使われていたということが表 4a・b からわかる。図 4 に示す歴史的な流れを見ても、メタルラスは大正 3(1914)年に国産化したことから平ラスが 1917 年に使用されていたことが裏づけされ、この年代に使用されていたラスは平ラスが多いという仮説が立てられる。ラスが特定されたところで、1917 年に使用されていた漆喰天井が剥離した原因を解明する。写真を見て分かる通り、一部のラスは漆喰に付着しているが、ほとんどが完全に剥離している。これはラスの腐食が原因とみられる。ラス漆喰天井は内部や屋根裏からの CO₂ を吸収することにより、漆喰が中性化し、さらに湿度や温度の条件でラスの防錆処理が失われている場合により鉄部分が腐食し膨張することでラスが漆喰と剥離する。つまりラスが腐食する主な要因として、①漆喰の中性化によるもの。②漆喰を塗った時に完全に漆喰がラスを覆っていなかった③ラスに防錆処理がされていなかった。という 3 つが挙げられる。まず写真から分かるのは、②のラスが漆喰に覆われていないということである。漆喰の塗りこみが弱いとラスから山のように出た漆喰が隣の漆喰と重なることがない。そのためラスに対する付着面積が小さくなり、またラスも腐食しやすくなるため、剥離しやすい。ラス以外の剥落しやすい原因としては経年に伴う漆喰のひび割れ、ステーブルの腐食、木製下地材の腐食による固定度の低下等が挙げられる。



a) 採取したラス漆喰

b) ラス漆喰天井裏



c) ラスの寸法

d) ラス漆喰の断面

図 3 ラス漆喰天井実部材の構成

表 3 ラスの特徴分析と使用条件

ラス	特徴						
平ラス	JIS A 5505 製品。亜鉛鉄板によりつくられるものもある。特注品のサイズもある。						
ハイラス	網目に剛性があり、亀裂防止になる。編み目は平ラスよりも小さい。網目の形状がやや亀平型。ラス下地が不要。カーブの塗り面が自由。亜鉛鉄板からなる。機会吹付左官に適し、コテ塗りは非常に簡易に早くできる						
ハッピーラス (波型ラス)	建築基準法施工令 108 条のモルタル塗り厚 20mm を十分確保でき、耐火性能がある。モルタル質量によるラス切れを起こすことがなく、モルタル下塗り層の中心にラスが入るため、耐震性にも優れている。						
リブラス	用途は鉄骨造の内外壁、はり、柱など。建物の不燃化高層軽量化、プレハブ建築内装材として使用可能。モルタル等の付着がよく、役物に最適						
ニシヤマラス	モルタルの塗りやすい能率的な形状で手間がかからず、間柱にそのまま貼り付けるだけの 1 工程ですむため、作業人数削減につながり、経済的。モルタルの塗り厚によって木造は防火構造・鉄骨増では耐火構造となる。剛性は大きく伸縮・たるみ・継ぎ目の不揃い等による亀裂が生じない。また、クラフト紙が裏打してあり、内部からの木部の腐朽・蟻害等から壁を守る。						
種類及び記号		材料又は表面処理、及び記号	用途				
平ラス	F	溶融亜鉛めっき	建築の左官・耐火被覆・防火被覆などの下地材				
こぶラス	K						
波形ラス	W	ステンレス	ALC パネルの補強材				
リブラス A	RA						
ALC パネル用ラス	ALC	無処理					
平ラスの寸法 (単位: mm)						ハイラスの寸法 (単位: mm)	
呼び方	0 号	1 号	2 号	3 号	4 号	ハイラス	ハイラス II
薄板の厚さ	0.4 ~ 0.6	0.4 ~ 0.6	0.4 ~ 0.7	0.5 ~ 0.7	0.5 ~ 0.8	0.5~0.6	
質量 (kg/m ²)	0.35	0.45	0.5	0.7	1.05	900 (g/枚)	1100 (g/枚)
備考	R	26~32				19	
	S	13~16				8.5	

実験	実験項目	評価方法
1-1	ラス漆喰天井部材 (1917 年施工)	ラス (Fe) と漆喰 (Ca) の成分分析
1-2		漆喰の炭酸化の有無
2-1	ラス	成分分析
2-2		腐食試験
3-1	小型試験体	塗り性能試験
3-2		付着強度試験
3-3	角柱形状試験体	強度試験

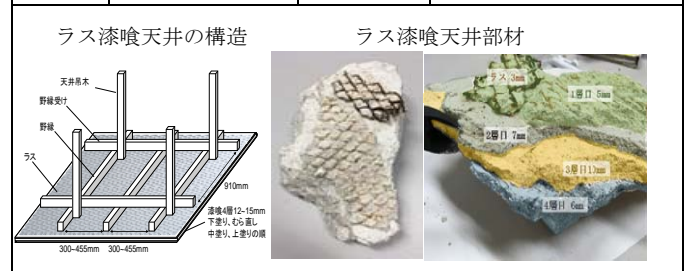


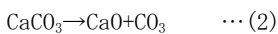
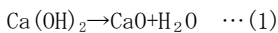
表 4 実験項目と評価方法

2.2 ラス漆喰実部材の蛍光 X 線分析装置による成分分析

図 5 に蛍光 X 線を用いた漆喰とラスの成分分析の結果を示す。値は、蛍光 X 線による強度比(cps/uA)から想定した酸化物の質量割合で求めた。使用されていたラスは大まかに 4 層に分かれており(表 4)、天井側から順に 1 層目(下塗り)、2 層目(むら直し)、3 層目(中塗り)、4 層目(上塗り)となっている。そこで 4 層に分けられた漆喰と 1 層目についていたラスを採取し、さらに現代使われているラス(ハイラス)も分析し、比較する。漆喰の 4 層分を比較してみると、図 5 からわかる通り、塗り層による材料の含有量と分析された成分との割合が一致していることが分かる。しかし、図 4 より、当時使われていたラスと現代のラスを比較すると明らかに成分と割合が異なることが分かる。当時のラスには亜鉛めっきはほとんどされていない。漆喰 1 層目(図 5a)からも付着した亜鉛はほとんど検出されなかったため、1917 年代に使用されていたラスには亜鉛メッキが使用されていなかったと裏付けられる。

2.3 漆喰実部材の熱分析装置による熱重量測定

漆喰の中性化による原因があるかを調べるため、熱分析装置で層別に含まれる構成元素量を測定する。採取した漆喰は SiO₂ 固形分を中心とした砂質量割合(%)を量り、下塗りの場合は約 10%、むら直し・中塗りには約 50~60%程度の砂含有分を除く漆喰分を測定対象とした。熱分析のグラフは質量変化率(%)と示差熱変化(μV)を表し、漆喰に含まれている成分の燃焼温度の発熱・吸熱反応とその質量によって分析する。図 6 のグラフを見ると、漆喰の 4 層共に 100℃で初期減少である水(H₂O)の蒸発が見られないことから漆喰は水分を含んでおらず、木質系の繊維であるスサが燃える温度が約 260℃であることから発熱反応が起きていることが分かる。次に約 550℃になると消石灰(Ca(OH)₂)の構造水が脱水を始める(式(1))。さらに 850℃までに漆喰が炭酸化する反応の脱炭酸化反応式(2)が起これ、最後に漆喰に含まれる砂が溶ける構造水が吸熱する反応が見られる。



また、蛍光 X 線で測定した結果だけでは漆喰の炭酸化した割合が分からないため、熱分析の結果を合わせて分析した結果、図 7 のようになり、当時の漆喰に含まれる消石灰のうち 4 層すべてが約 8 割炭酸化した炭酸カルシウム(CaCO₃)となっていた。この結果からラスは酸化しやすい状態にあったことが分かった。漆喰が中性化していたことも含め、ラスが腐食してしまう要因がすべてそろっているため、このラス漆喰天井は非常に剥離しやすい条件にあったと考えられる。

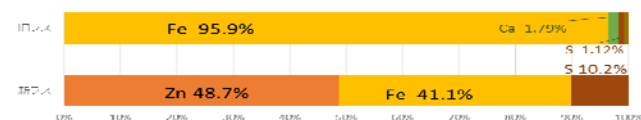


図 4 ラス実部材の化学組成比較(旧ラス、新ラス)

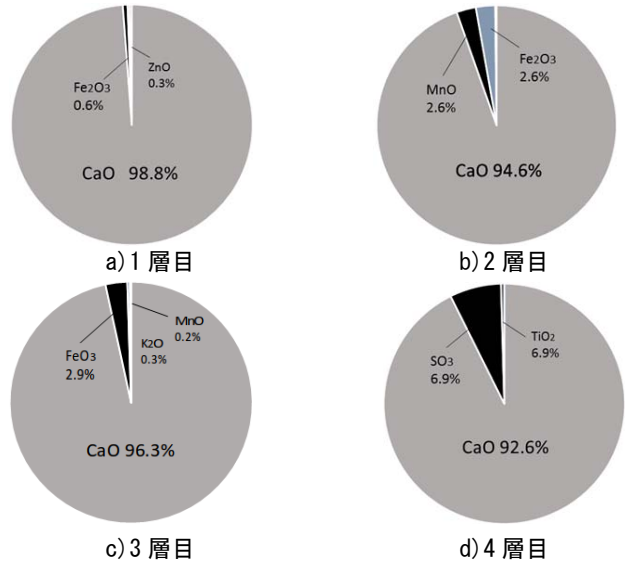
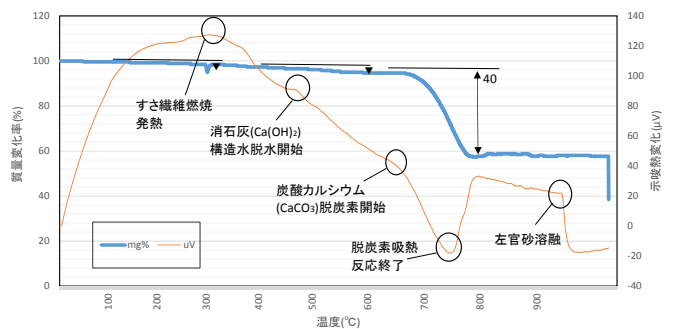
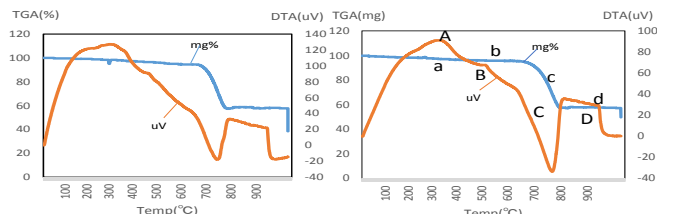


図 5 漆喰実部材の蛍光 X 線分析による層別化学組成比較

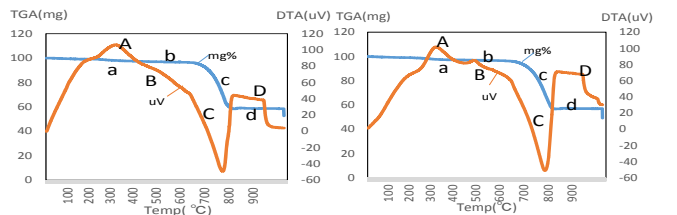


a) 1 層目 (b) 熱分析グラフの解説



b) 1 層目

c) 2 層目



d) 3 層目

e) 4 層目

図 6 漆喰実部材の示差熱・熱重量による層別構成元素量比較

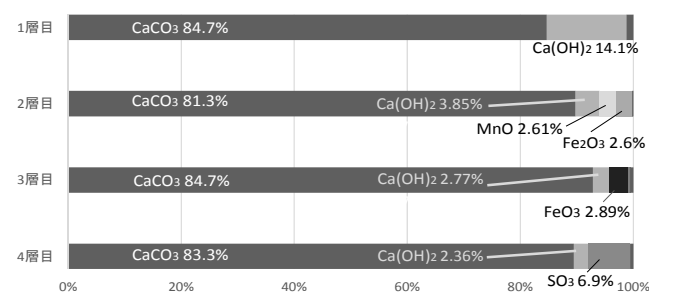


図 7 漆喰実部材の層別炭酸化割合 (1~4 層)

3. ラス漆喰試験体を用いた劣化状態の検証実験の概要

ラスが普及していた当初の防錆処理がされていないラスの耐久性を求めるために試験体を作成する。試験体は表 5 にあるように、ラスに防錆処理がされているものとしていないもの、またラスの網目の大きさを換え、ラスの打ち付ける位置を変えることで漆喰の塗り厚による付着力の変化も比較する。そして漆喰の調合は表 6 の木摺り下地の調合をもとにして、砂と水の量を調整することでラス漆喰に適した調合を分析する。さらにそのラス漆喰を中性化したものと中性化させ塩水をかけたものとで腐食試験を行う。加えて、各試験体を 3 つずつ作りそれぞれの平均をとる。試験体は表 5 の試験体全体図のように引っ張り試験を行うためのジグ(45×45mm)の大きさに合わせ野縁にあたる木枠を作成する。木枠はラスを打ち付ける高さ上(15mm)下(5mm)とし、表 5 試験体断面図にあるように漆喰を塗る。またラスを打ち付ける前に漆喰を一定の高さで塗っておくことで安定した塗り厚を確保する。平行して 40×40×160mm の鋼製三連続型枠を用いて強度試験の試験体を作製する(写真 8c)。養生は気温 20℃、相対湿度 60%の試験室環境にて実施する。試験体から引っ張り強度を測定し、漆喰の耐久性を分析する。

4. まとめ

- 1) 過去に使用されていたラス漆喰天井は漆喰の塗り厚が通常(12~15mm)の約 2 倍の厚み(約 28mm)があった。
- 2) 当時ラス漆喰天井のラスには亜鉛めっきの防錆処理がされていないかった。
- 3) 漆喰に含まれる消石灰のうち 4 層全てが約 8 割中性化していたことからラスが錆びやすい状態にあり、非常に剥落しやすい状況にあったことが分析結果でわかった。
- 4) ラス漆喰天井模擬試験体を作製するにあたり、塗り性能試験を行ったところ、形状が特殊な波形ラスでは安定したかぶり厚が確保できず、網目が細かいラスではすさが引っかかってしまった為、改良を加えた試験体を作製した。
- 5) 作製した試験体で引張試験、腐食試験、またラスの塗り厚による強度を分析することで、漆喰の接着力を比較する試験を行い、さらに天井漆喰の最適な調合を見つける。

参考文献

- 1) 日経アーキテクチャー「九段会館、天井崩落メカニズムを推定」2017 年 2 月号
- 2) 真鍋恒博 一般財団法人建材試験センター「建材試験情報」2017 年 1・2 月号「各種建築部品・構法の変遷」Vol. 3
- 3) 毛利聡他「粘着型防水紙の活用による木造ラスモルタル外壁の品質向上の検討」日本建築学会構造系論文集 Vol. 81
- 4) 岡健太郎他 建築物の LCM における維持保全と保存的活用ストラテジー 日本建築学会関東支部研究報告書 2017. 3
- 5) 西山鉄鋼製作所製品技術情報 2017 年取得
- 6) 日本規格協会「メタルラス」JIS A 5505 2014. 8

表 5 ラス漆喰劣化再現実験のための試験体作製条件

	ラスの表面処理	防錆処理有り・防錆処理無し	
	ラスの種類	平ラス 2 号・ハイラス	
試験状態	漆喰の調合	砂	水
標準 中性化 中性化+塩水	ラスの位置 上・下	多い	多い
		少ない	多い
		少ない	少ない
		なし	普通

表 6 ラス漆喰劣化再現実験のための調合・塗り厚条件

施工箇所	塗り層	消石灰		砂	つのもた または 銀杏草(g)	すさ(g)		塗り厚(mm)
		下塗り用	上塗り用			白毛	さらし	
天井 ひさし	下塗り	1	-	0.1	1000	900	-	2.0
	むら直し	1	-	0.6	900	800	-	5.5
	中塗り	-	1	0.5	800	700	-	3.0
	上塗り	-	1	-	800	-	800	1.5

※消石灰 20kg に対して

謝辞

本研究は H29 年度工学院大学ブランディング研究テーマ 2 によるものである。試験体作製に助力を頂きました富沢建材株式会社富澤英一氏および協力関係者各位の皆様へ深く御礼申し上げます。

機能継続・早期復旧を可能とする大地震対策建築モデルの開発 ～設備施設の耐震性能向上～

建築設備 ライフライン 水賦存量 水の自給率

西川 豊宏*

1. はじめに

過去の大地震では、建築構造は健全であっても、ライフライン機能を掌る建築設備の損傷やインフラ途絶により、建物を利用できないという事例が散見された。また、建物の居住者のみならず、帰宅困難者対応への配慮も発災後対応として考慮すべき事項とされている。本テーマでは、ライフライン途絶に際しての建物利用の実態を明確にすべく、西新宿エリアの水賦存特性や建築物の設備耐震性について評価し、その対策を検討する。

2. 都市・建築のライフライン設備の地震被害調査

図 1 に近年発生した主な地震（兵庫県南部地震（以下 兵庫）、新潟県中越地震（以下 新潟）、東北地方太平洋沖地震（以下 東北）、熊本地震（以下 熊本））によるライフライン被害戸数^{1)~4)}を、図 2 にライフライン被害の復旧に要した日数^{1)~4)}を示す。4つの地震で共通して、電気の被害戸数が最も多く、次いで、上水道、ガスである。一方、それらライフライン設備の復旧に要する日数は、電気が最も早く、1週間程度で復旧している。上下水道は、最長で3か月程度要している。ただし、この調査は、完全復旧に要する日数を示したものであり、上下水道では、多くの建物が早い期間で断絶が解消している。

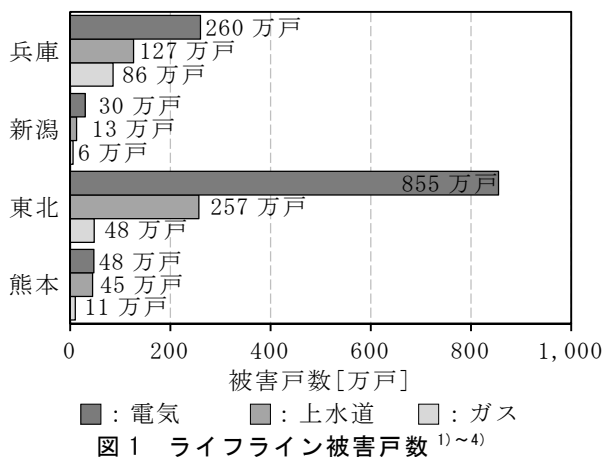


図 1 ライフライン被害戸数^{1)~4)}

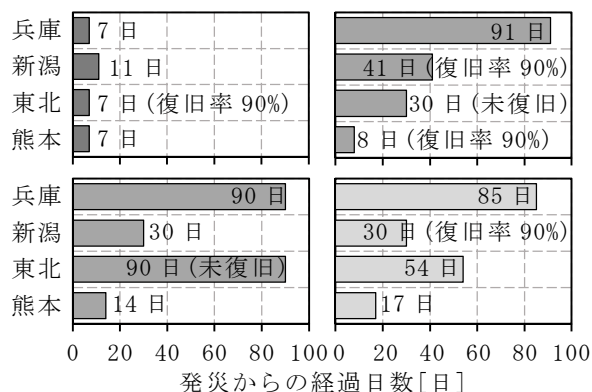


図 2 ライフライン復旧日数^{1)~4)}

3. ライフライン途絶に対する給排水衛生設備

3.1 評価エリアの概要

図 3 に本研究における評価エリアの建物概要^{注 1)}を示す。評価エリアは、新宿駅の西側であり、主にオフィスビルが立地し、新宿駅から離れるにつれて、住宅等が所在する。対象とした 44 棟の建物は、地盤面からの高さが 60m（階高 4m と仮定し、15 階）を超える建築物の超高層建築であり、5 つの用途の建物が所在する。中でも、事務所建物は、棟数では 72.7%、延床面積では 83.3%、建築面積では、77.6%と多くを占めている。また、対象とした建物のうち、10 棟が再生水を利用^{注 2)}している。

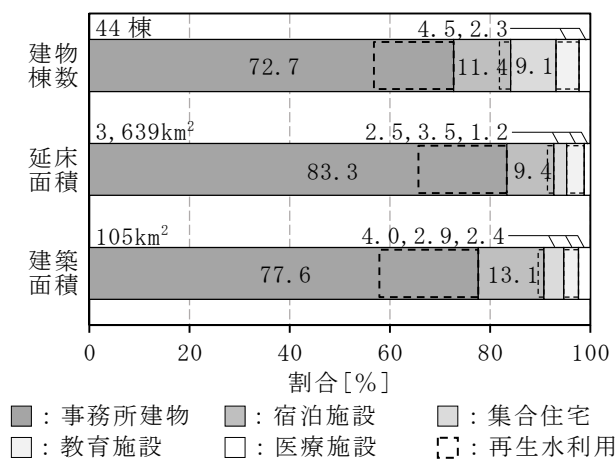


図 3 評価エリアの概要^{注 1)}

これらの建築物は、超高層大規模建築であることから、給水方式は高置水槽方式であると推測されるため、災害時において建築物へのライフライン途絶が生じて、高置水槽や受水槽が保有する水の使用が期待できる。そのため、ここでは、設計資料に基づき、建築物の水使用量と水槽容量の推算から、各時刻における水槽水位を求め、保有水量の時刻変動を予測した。

3.2 時刻別水使用量の仮定

図 4 に時刻別使用水量^{注 3)}を示す。評価エリアに所在する 44 棟の建築物の使用水量を時刻別に合計して示している。事務所建物が多く所在していることもあり、平日 9～17 時の水使用量が多い傾向にある一方で、土曜、日曜・祝日の水使用量は、平日と比較して、一日を通して変動が少ない傾向にある。

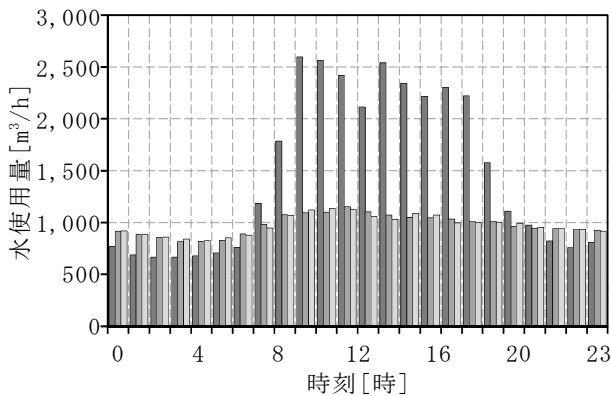
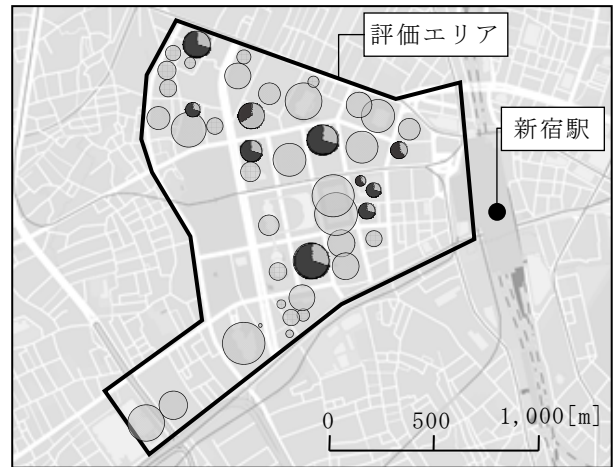


図 4 評価エリアの時刻別使用水量^{注 3)}

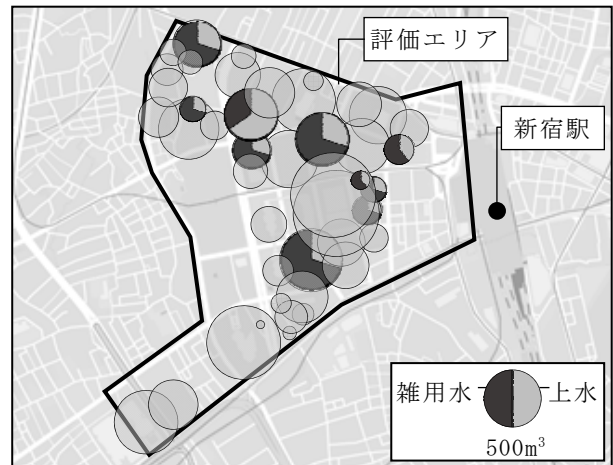
3.3 時刻別水槽水位の予測

図 5 に高置水槽、受水槽それぞれの水槽容量^{注 3)}、図 6 に時刻別水槽水位の予測結果^{注 4)}を示す。評価エリアに所在する 44 棟の建築物の受水槽と高置水槽の水槽水位をそれぞれ時刻別に合計して示している。予測計算をする際の初期条件として、水槽水位が満水の状態とし、水槽水位が補給水位を下回った際に満水まで補給されるとした。高置水槽の平日の水槽水位の時刻変動を見ると、水槽水位が最低となるのは、9 時であり、使用水量が最大となる時刻と一致した。土曜、日曜・祝日には、平日に比べて、大きな水位の低下は予測されなかった。これらの結果は、事務所建物が多くの割合を占める評価エリアの特徴であると考えられる。一方、受水槽に関しては、平日では、13 時に、土曜、日曜・祝日には、11 時に最も水槽水位が低くなる結果となった。受水槽は、高

置水槽に比べて、水槽容量が大きく、補給される回数が少ないため、水槽水位の変動に違いが生じた。



(b) 高置水槽



(b) 受水槽

図 5 評価エリアの水槽容量

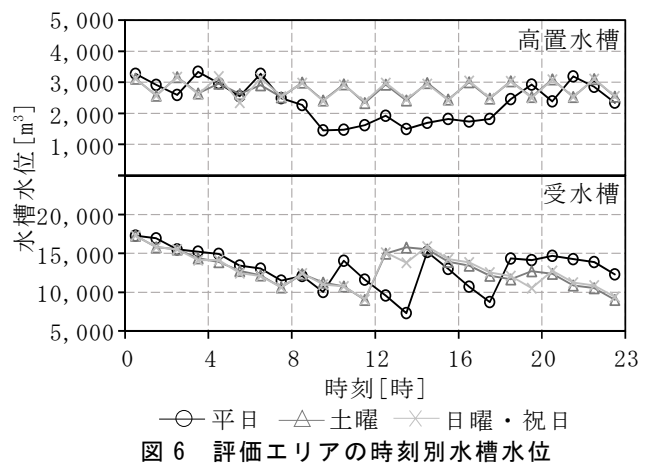


図 6 評価エリアの時刻別水槽水位

3.4 災害時の断水を想定した水利用の予測

前項までの結果を用いて、災害により上下水道が

寸断されたと仮定し、評価エリアにおける水の自給について、公的支援を望むことができない発災後 3 日間⁵⁾に関して予測を行う。

表 1 に断水時を想定した衛生器具の使用条件、表 2 に建築物に在館する人員数の算定条件を示す。本研究では、飲用水は、ペットボトルでの備蓄を想定し、水使用用途をトイレに限定した。断水を想定した際には、一日当たりのトイレの使用回数を 5 回⁶⁾と仮定し、上水を手洗いに、雑用水を便器洗浄水に使用すると予測を行った。また、建物の在館者数に関しては、評価エリアでは、災害時に自宅へ帰宅するのではなく、建物に留まることを推奨⁵⁾しているため、平常時に建物に在館している人員数を建物用途ごとに予測した上で、外部からの受け入れを事務所建物、教育施設、宿泊施設に関して、想定するものとした。なお、人員数については、文献⁷⁾の調査結果を参考に、建物用途ごとに時刻変動を考慮しており、評価エリアの 44 棟の建物の合計人員の変動を図 4 に示す。

表 1 衛生器具の使用条件

	用途	使用水量	使用回数
上水	手洗い	1L/回	5 回/日 (男：大 1 回/日 ：小 4 回/日 女：大 5 回/日)
雑用水	便器洗浄水	大：13L/回 小：4L/回	

表 2 建築物に在館する人員数の算定条件

	建物内部[人]	外部受入[人]
事務所建物 教育施設	専有面積 ^{※1} × 基準階階数 ^{※2} × 0.12 人/m ²	有効面積 ^{※1} × (2 人/3.3 m ²) ^{※3}
宿泊施設	(1 人/床) + 従業員	有効面積 ^{※1} × (2 人/3.3 m ²) ^{※3}
集合住宅	1R, 1K : 1 人 1DK, 1LDK, 2K : 2 人 2DK, 2LDK, 3K : 3 人 3DK, 3LDK : 4 人	なし
医療施設	(1 人/病床) + 医師、看護師	なし

※1 専有面積：建築面積×レントラブル比 0.6

※2 基準階：1 階を除く階数

※3 3.3m² 当たり 2 人が目安とされる¹⁾

図 5 に上水と雑用水の水自給率注 5)を示す。発災時刻を、人員数の変動を考慮し、深夜 (0 時)、朝 (9 時)、昼 (13 時)、夜 (17 時) の 4 ケースとした。深夜発災のケースでは、上水、雑用水ともに、自給率 100%を維持する結果となった。それ以外の 3 つケースでは、概ね同様な結果を示しており、上水では、40~100%を、雑用水では、10~30%を推移しており、

わずかではあるが、昼発災 (13 時) が最も自給率が低くなる結果になった。

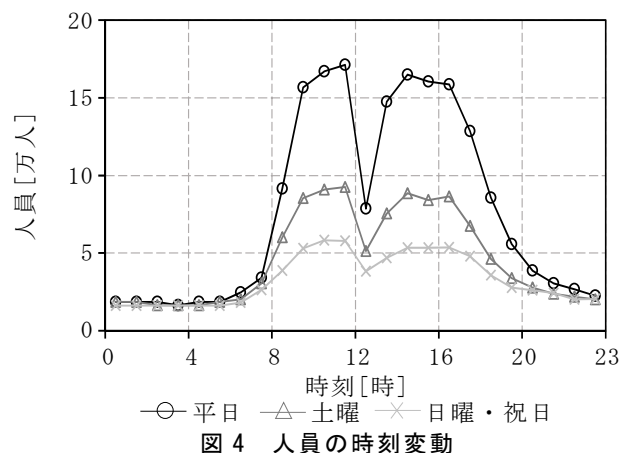


表 3 自給率向上に関する検討パターン

検討パターン	手洗い器 [L/回]	大便器 [L/回]	小便器 [L/回]
現状	1.0	13.0	4.0
節水器具への改修	節水①	0.5	8.0
	節水②	0.5	6.0
	節水③	0.5	4.8
代替利用	代替①	上水を雑用水として代替利用	

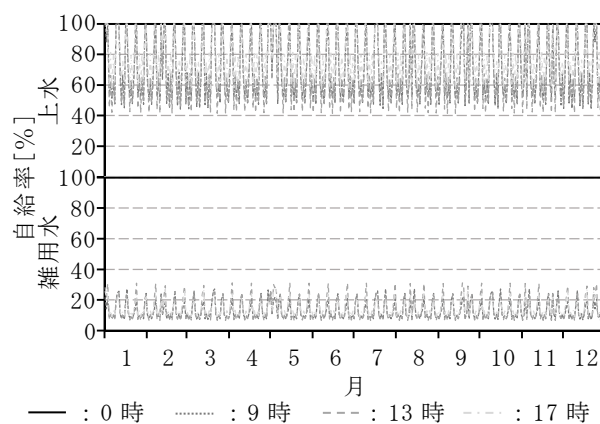


図 5 発災時刻別の水自給率注 5)

表 3 に評価エリアにおける水自給率を改善するため、その検討パターンを示す。近年の節水化の動向を考慮した節水器具への改修を行う 3 つのパターン (節水①~③) と、上水を雑用水用途に代替するパターン (代替①) の計 4 パターンで検討を行うこととした。図 6 に検討した 4 つのパターンの上水、雑用水別の水自給率を示す。図 5 の評価結果より、最も自給率が低いケースであった昼発災に対して水自給率の改善を検討した。節水器具への改修により、その使用水量が少ないほど、大きな改善の効果が予

測された。上水を雑用水へ代替利用することは、雑用水の自給率が改善された。

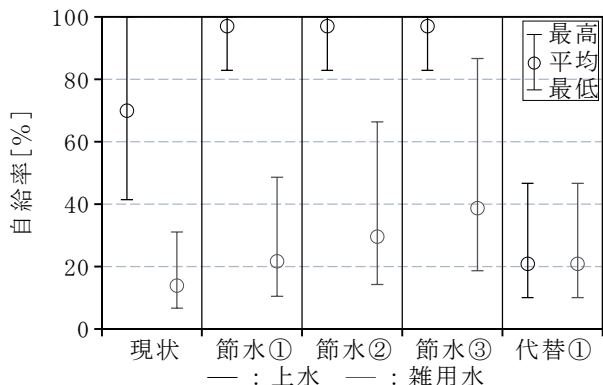


図 6 検討パターン別の水自給率（昼発災）注 4)

5. まとめ

本年度は、西新宿エリアのライフライン途絶を想定し、断水時の水賦存特性を発災時刻別に予想した。その結果、水の自給率は、上水では 40~100%、雑用水では 10~30%と推算され、非常時の水使用のあり方については一考を要する。今後は、建築設備の耐震性能を検証するとともに、常用設備としての適正容量と非常時対応について建築ハード面から評価する予定である。

謝辞

本テーマの推進にあたっては、工学院大学大学院修士 2 年 矢ヶ崎啓介君、まちづくり学科 4 年 菅野晃平君の協力がありました。記して感謝の意を表します。

注記

- 注 1) 建物情報は、建物ポイントデータ 2013 版(株)ゼンリン) を活用した。
 注 2) 東京都下水道台帳に基づき、再生水を引き込んでいる建築物を特定した。
 注 3) 時刻別水使用量は、式(2)~(3)により算出した。

$$Q_{h,t} = Q_d \cdot R \quad \dots \text{式(2)}$$

$$Q_d = Q_n \cdot S / 1000 \quad \dots \text{式(3)}$$

Q_d : 1 日の使用水量 [m³]

S : 延床面積 [m²]

Q_n : 単位床面積当たりの使用水量 [L/(m²・日)]

事務所: 8.05 ホテル: 24.20

一般家庭: 10.80 大学講義棟: 4.00

病院: 22.40

$Q_{h,t}$: 時刻別時図使用量 [m³/h]

R : 使用水量の割合 [-]

注 4) 時刻別水槽水位を算出ため、水槽容量を式(4)~(5)により算出した。

$$V_s = Q_d / 2 \quad \dots \text{式(4)}$$

$$V_e = (Q_p - Q_{pu}) \cdot T_1 + Q_{pu} \cdot T_2 \quad \dots \text{式(5)}$$

V_s : 受水槽容量 [m³]

V_e : 高置水槽容量 [m³]

Q_h : 時間平均予想給水量(= Q_d / T) [L/h]

T : 水使用時間 [h]

Q_m : 時間最大予想給水量(= $k_1 \cdot Q_h$) [m³/h]

Q_p : ピーク時予想給水量(= $k_2 \cdot Q_h / 60$) [L/min]

k_1 : 時間最大予想給水量のピーク率(=1.5) [-]

k_2 : ピーク時予想給水量のピーク率(=3.0) [-]

Q_{pu} : 揚水ポンプの揚水量 [L/min]

T_1 : ピークの継続時間(=30) [min]

T_2 : 揚水ポンプの最短運転継続時間(=15) [min]

注 5) 水の自給率は、式(6)により算出した。

$$R_w = (Q_{3d} - Q_{sh}) / Q_{3d} \times 100 \quad \dots \text{式(6)}$$

R_w : 水自給率 [%]

Q_{3d} : 発災後 3 日間の使用水量 [m³]

Q_{sh} : 発災後 3 日間の不足水量 [m³]

参考文献

- 1) 神戸新聞 NEXT : <https://www.kobe-np.co.jp/rentoku/sinsai/graph/p3.shtml> (参照年月日 2017.12.14)
- 2) 佐藤慶昇ほか: 2004 年新潟県中越地震における供給系ライフラインの機能的被害と復旧過程について, 土木学会第 60 回年次学術講演会, p.421-422, 2005.9
- 3) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会: 東日本大震災合同調査報告, 土木編 3 ライフライン施設の被害と復旧
- 4) 内閣府: 防災情報のページ, <http://www.bousai.go.jp/updates/h280414jishin/h28kumamoto/pdf/h280729sanko01.pdf> (参照年月日 2017.8.23)
- 5) 新宿区地域防災計画(平成 26 年度修正): <http://www.city.shinjuku.lg.jp/content/000165027.pdf> (参照年月日 2018.2.13)
- 6) 内閣府: 避難所におけるトイレの確保・管理ガイドライン(2012.4), http://www.bousai.go.jp/taisaku/hinanjo/pdf/1604hinanjo_toilet_guideline.pdf (参照年月日 2018.1.23)
- 7) 2015 年国民生活時間調査報告書: https://www.nhk.or.jp/bunken/research/yoron/pdf/20160217_1.pdf (参照年月日 2018.1.15)

地表地震断層近傍の長周期地震動の特性

長周期地震動、地表地震断層、FRINGINGステップ
活断層、強震動、指向性パルス

久田嘉章*

1. はじめに

2016 年熊本地震（本震）では活断層に沿って大規模な地表地震断層が出現し、その近傍の益城町や西原村で特徴的な長周期強震動が観測された。本報告では、超高層建築など長周期建物で問題となる従来型の長周期・長周期地震動と、活断層近傍に現れる長周期パルスを整理し、簡単な断層震源モデルを用いて、その特徴や成因を調査する。なお本報告の 1 部の内容は、日本建築学会・第 45 回地盤震動シンポジウム（2017 年 11 月 24 日）で発表した。

2. 長周期地震動と断層近傍の強震動特性

まず長周期地震動を分類し、次に単純な断層震源モデルを用いた計算例から、断層近傍の長周期強震動の特徴を確認し、強震動計算を行う際の注意点を説明する。

2.1 長周期地震動の分類と主な特徴

表 1 に長周期地震動の分類を示す。長周期地震動は大別して、堆積盆地（関東平野など）内で卓越する表面波である長時間型と、断層近傍で発生するパルス型がある。さらにパルス型には図 1 に示すように、震源断層の破壊伝播効果によって発生する指向性パルスと、地表地震断層など浅い断層すべりに起因するFRINGINGパルス／FRINGINGステップがあり、さらには 2 種のパルスが同位相で重なり複合型パルスとなる場合がある（例えば、文献¹⁾⁻³⁾）。

指向性パルスは、1995 年兵庫県南部地震における神戸市で観測され（JMA 神戸波など）、市内建物の大被害の一因となったため「キラーパルス」として知られている（例えば文献¹⁾）。横ずれ・縦ずれ断層ともに主に断層面に直交する方向で卓越するが、横ずれ断層で破壊伝播が上昇する場合は、断層面に平行するすべりの向きに表れる場合がある²⁾。図 1(1) に示すように速度波形では正負に大きな振幅を示すパルス波となり、一般に永久変位は生じない。

FRINGINGパルス／FRINGINGステップは 1999 年台湾・集集地震で発生した大規模の地表地震断層のごく近傍で観測され（石岡波など）、長周期地震動の卓越と同時に、断層ズレによって建物に大きな被害が生じる場合がある。図 1(2) に示すように、速度波形は片振幅に卓越し、変位波形には断層すべりに起因するステップ関数状の永久変位を示す。

2.2 単純な断層震源モデルによる断層近傍強震動の特徴

単純な断層震源モデルで断層近傍の特徴的な長周期地震動の物理的な成因と特徴を確認する。使用ソフトは著者らが開発した解析的手法（波数積分法）で、地表地震断層など浅い断層震源モデルで発生するFRINGINGステップを精度よく計算できる特徴がある³⁾。なお手法の詳細や計算ソフト、例題等は全て Web Page（工学院大学・久田研究室）で公開しているので参照されたい。

(1) 点震源による S 波放射特性

断層近傍の特徴的な強震動特性を理解するために、まず図 2 に点震源による S 波の放射特性を示す。まず図 2(1) は右横ずれ断層を上から見た地表上の平面図である。断層面の線上とそれに直交する線上では、それらの線に直交する方向で最大振幅の揺れが現れる。一方、それらの線に 45° 傾斜する線上では振幅が 0 になる。次に図 2(2) は、図 2(1) の A-A' 断面の放射特性であり、断層面に直交する線上では、紙面に直交する方向で最大振幅の揺れを示す。一方、断層面の延長線上では振幅が 0 となる。

(2) 地中断層モデルによる指向性パルス

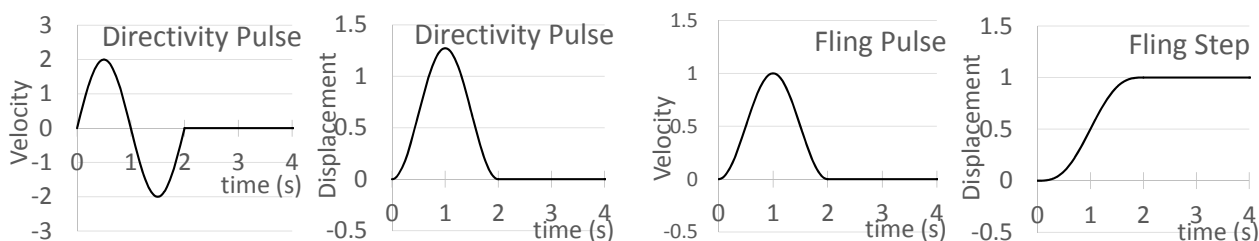
まず図 3 の単純な右横ずれの地中断層モデルで指向性パルスを確認する。地盤モデルは半無限一様地盤（密度=2.5g/cm³、Vs=3 km/s、Vp=5 km/s）とし、食い違い変位を 1m、継続時間 0.6 秒の三角形関数をすべり速度関数を用いて、3 Hz までの波を計算する。断層面は 10x4 km² であり、これを 5x2 個の小断層で

* : 工学院大学建築部まちづくり学科

は

表 1 特徴的な長周期地震動の分類例と主な特徴

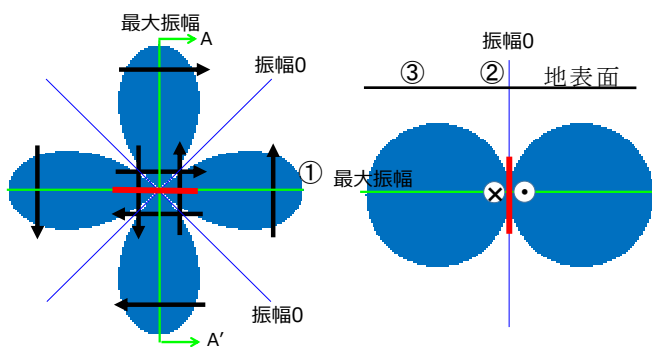
名称	特徴	主な成分	代表的な観測記録	代表的な計算法
長周期地震動	長周期・長時間地震動（やや長周期地震動）	堆積層表面波	・1923年関東大震災の東京本郷の変位波形 ・2003年十勝沖地震の苫小牧波、など	3次元差分法・有限要素法、経験的グリーン関数法など
	指向性パルス（キラーパルス）	実体波	・1994年ノースリッジ地震のNew Hall波など ・1995年兵庫県南部地震のJMA神戸波など	波数積分法、差分法、経験的グリーン関数法など
	フリングパルス（フリングステップ）	断層すべりに起因	・1999年台湾集集地震の石岡波、 ・1997年ランダース地震のLucene Valley波、など	波数積分法（静的項・面震源考慮）、有限要素法など
	複合型パルス（指向性パルスとフリングステップの複合）	実体波、断層すべりに起因	・2016年熊本地震のKiK-net益城町波、西原村役場波、など	波数積分法（静的項・面震源考慮）、有限要素法など



(1) 指向性パルス（左：速度、右：変位）

(2) フリングパルス（左：速度）とフリングステップ（右）

図 1 震源近傍の長周期パルス（指向性パルスとフリングパルス/ステップ）の概念図



(1) 平面図（上から見た場合）

(2) A-A' 断面図

図 2 点震源の S 波放射特性（右横ずれ断層の例）

分割する。破壊伝播速度は 2.5 km/s で、各小断層で 6x6=36 点のガウス積分点を配置し、最小波長でも十分な破壊フロントの連続性を確保した。震源（破壊開始点）の位置は、断層の左上端部（震源 1）と、左下端部（震源 2）の 2 ケースとする。一方、観測点は断層面の両端部近くで、断層面の地表の延長線から 0.1 km と 2 km の距離の計 4 点とした。

図 4 に計算した速度波形を示す。図中、FN 成分

断層直交 (X) 方向、FP 成分は断層平行 (Y) 方向で、上段が断層面の延長線上から 0.1 km (観測点 1A と 2A)、下段が 2 km (観測点 1B と 2B) の波形である。観測点 2A の FN 成分（特に震源 2 の場合）に大振幅の指向性パルスが現れている。観測点 2A は断層のごく近傍であり、図 2(1)の①点に相当し、断層各点から発生する要素パルス波は断層に直交する方向で最大振幅となる。断層破壊が進行する観測点 A では、これらの要素パルス波が、ほぼ同時刻に重なるため大振幅のパルス波に成長する。一方、震源 2 の場合、観測点 1A に向かって破壊伝播が上昇してくるが、FP 成分に指向性パルスが現れていない。これは図 2(2)の②点に相当し、断層面の延長線上では振幅 0 となるためである。一方、図 2(2)の③点に相当する観測点 1B では、FP 成分に指向性パルスが現れている。但し、観測点 2B の FN 成分の指向性パルスに比べて振幅が小さいが、これは破壊伝播の距離が短い（断層巾が長さより短い）ことと、観測点の位置が放射特性の最大振幅ではないためである。

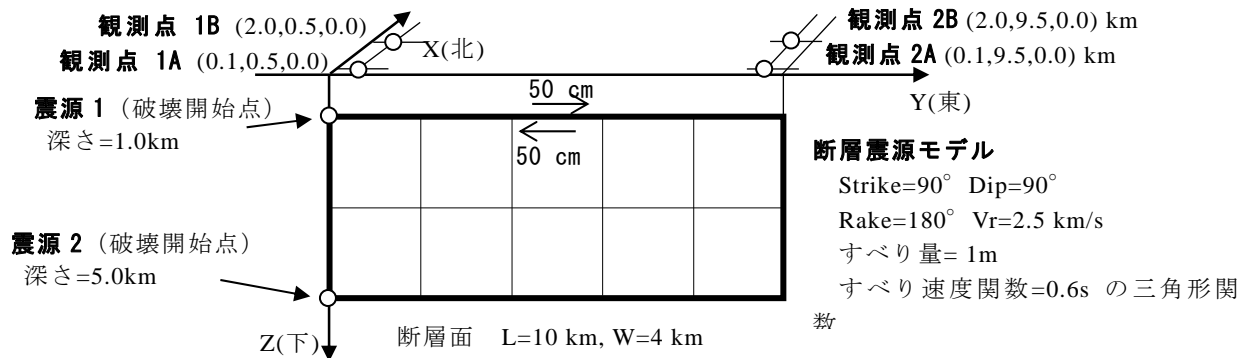


図 3 地中地震断層モデル (右横ずれ断層)

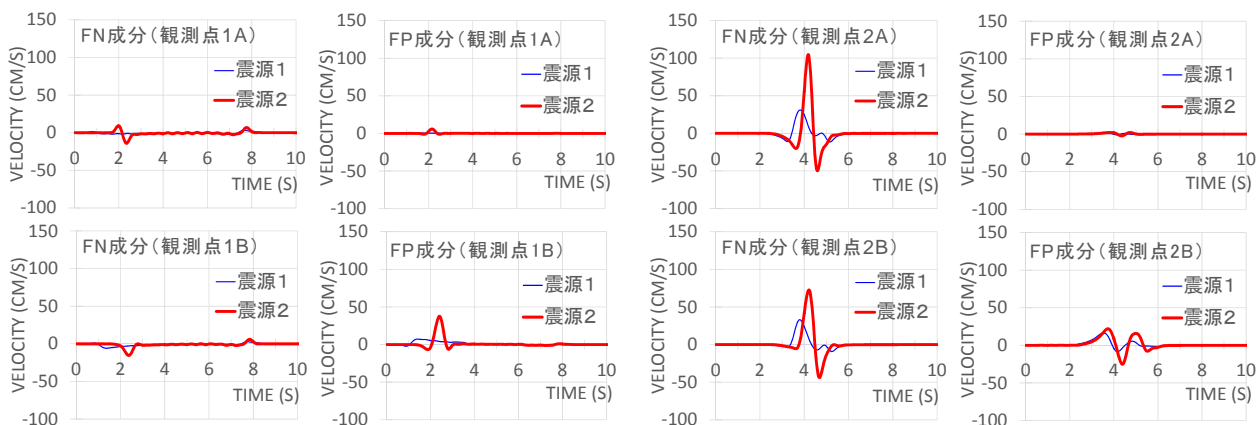


図 4 地中地震断層モデル (図 3) による指向性パルス (速度波形)

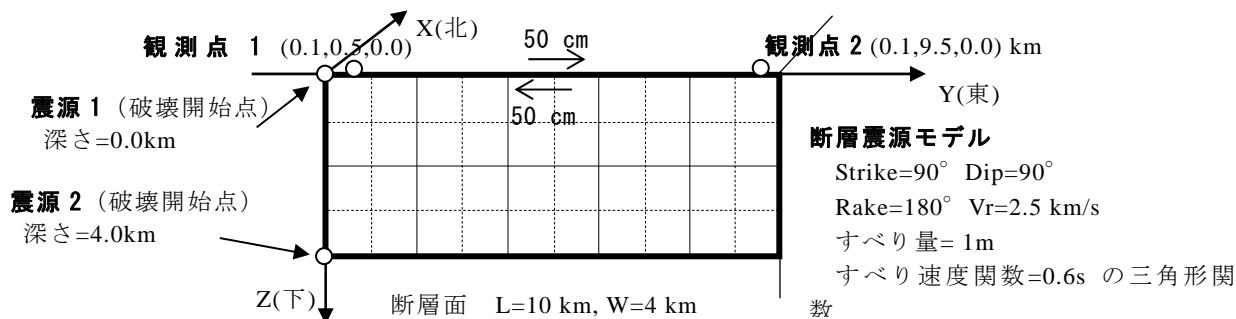


図 5 地表地震断層モデル (面震源モデル、および、5x2・10x4 分割の点震源モデル)

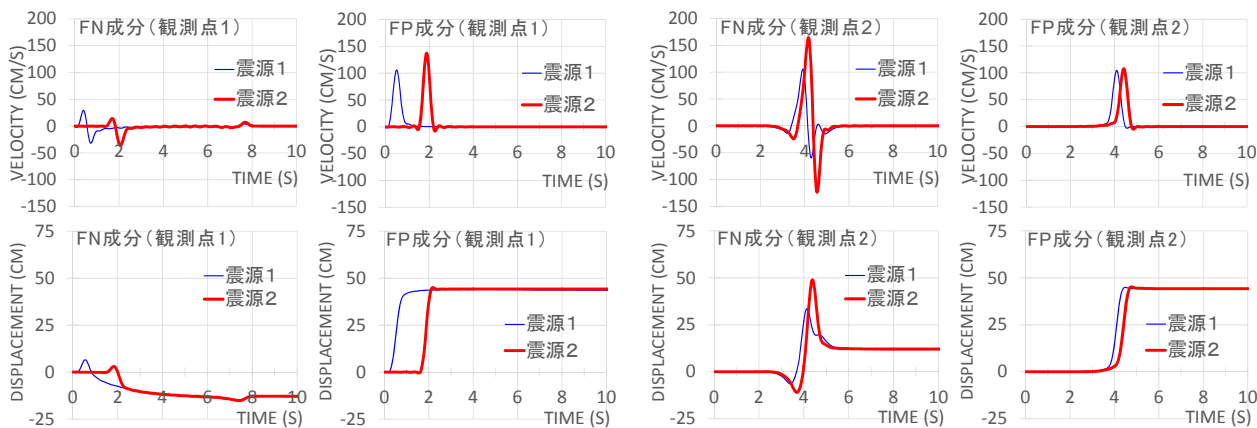


図 6 地表地震断層モデル (図 5) による指向性パルス・フリリングパルス/ステップ (上: 速度、下: 変位)

(3) 地表地震断層モデルによる指向性パルス、フリ ングパルス／フリングステップ、および複合型 パルス

次に図 5 に示す地表地震断層モデルを用い、指向性パルスとフリングパルス／フリングステップを確認する。このモデルは、断層面上端が地表に達すること以外は、図 3 と同じである。観測点は地表断層から 0.1 km 離れた断層の両端部に近い 2 点とする。

図 6 に速度波形（上段）と変位波形（下段）を示す。FN 成分では、観測点 2 で大振幅の指向性パルスが現れている。一方、FP 成分では、破壊伝播の向き（指向性）に関係なく、観測点 1 と 2 とともに速度波形に大振幅のフリングパルスが、変位波形にはフリングステップが現れている。永久変位の値はどの点でも断層面のすべり量 50 cm に近い値である。観測点 1 では、パルス波の振幅が震源 2 の方が震源 1 より大きい。これは震源 2 では破壊伝播が近づく指向性効果により、フリングパルスの幅が短くなるためである。加えて放射特性により振幅は小さいが、指向性パルスもほぼ同時刻に重なっている（表 1 の複合型パルス、図 7 の観測点 1 の FP 成分を参照）。

(4) 指向性パルスとフリングパルス／フリングス テップにおけるグリーン関数における静的・動的 項の寄与

図 6 の震源 2 に関して、グリーン関数を静的項（振動数=0 の項）と動的項（振動数=0 以外の項）の寄与を分離して波形を計算する。ちなみに、著者の手法ではフリングステップを高精度かつ効率的に計算するため、次の表現定理を用いて、グリーン関数を動的項と静的項を分離して計算している³⁾。

$$U_k(Y; \omega) = \int_{\Sigma} \left\{ T_{ik}(X, Y; \omega) - T_{ik}^S(X, Y) \right\} [D_i(X; \omega)] d\Sigma \\ + \int_{\Sigma} T_{ik}^S(X, Y) [D_i(X; \omega)] d\Sigma \quad (1)$$

ここで、 Y は観測点、 X がソース点、 ω は円振動数、 Σ は断層面、 $[D_i]$ は断層の食い違い変位である。 T_{ik} はグリーン関数で、上付き S は静的項であり、(1) 式の上段が動的項、下段が静的項の寄与による表現定理である。両者を分離する理由は、観測点が断層面に近づく（ $r=0$ 、 r は震源距離）とグリーン関数の静的項が $1/r^2$ のオーダーで発散するため、静的項を分離して r^2 のオーダーとなる厳密な面積分を実施することで、高精度な解を効率的に計算できるためである。静的項の寄与がフリングステップに対応し、

観測点が断層面に近づくと、変位波形は断層すべりに収束する³⁾。一方、上段の表現定理（動的項）ではグリーン関数の発散性が除去されるため、通常の小断層に分割する断層面積分で精度の高い解が得られる。ちなみに、動的項の寄与が指向性パルスに相当する。

図 7 が結果であり、静グリーンが静的項、動グリーンが動的項の寄与、全グリーンが両者の合計である。観測点 2 の FN 成分の指向性パルスは、ほぼ全てが動的項の寄与であり、一方、観測点 1 と 2 の FP 成分のフリングパルス／ステップはほぼ全て静的項の寄与であることが確認できる。

(5) 破壊伝播における不規則性（ランダム性）の導 入

図 6 の観測点 2 の FN 成分には非常に大きな振幅の指向性パルスが現れているが、現実の断層破壊は一定の速度で伝播することはなく、ランダム性が存在する。破壊伝播のランダム性は、短周期のランダム波を発生させ、高振動数の強震動を発生させるなど、非常に重要な役割がある（例えば文献⁴⁾）。破壊伝播のランダム性が指向性パルスとフリングパルスに与える影響を調べるため、図 5 の断層モデル（5x2 分割）の小断層にランダムな破壊開始時間の遅れを導入する。

図 8 は結果の一例であり、一様破壊モデル（破壊伝播速度が一定）と、ランダム破壊モデル（最大で 3 秒程度までの各小断層にランダムな破壊開始時間の遅れを導入）との結果を重ねている。FP 成分のフリングパルス／ステップでは、破壊開始時間の違いを除いて両者に大きな波形性状に変化は無いが、観測点 2 の FN 成分で明瞭であった指向性パルスは、ランダム破壊時間の導入により、振幅が小さく、継続時間が長いランダム性状を示す波形となっている。

(6) 面震源モデルと点震源モデルの計算波形の違い

一般に強震動計算では断層面を小断層に分割し、各小断層に点震源を仮定して計算することが多い。そこで面震源モデルと、二つの点震源モデルで波形を計算し、結果を比較検討する。面震源モデルとは先に説明したように、グリーン関数の動的項では対象周期の範囲で破壊フロントの連続性が確保され、かつ、静的項では断層近傍のグリーン関数の振幅の発散に配慮した面積分が行われているモデルである。著者の手法では、動的項は小断層ごとに最大で 36 点のガウス積分点で断層面積分が実施可能であ

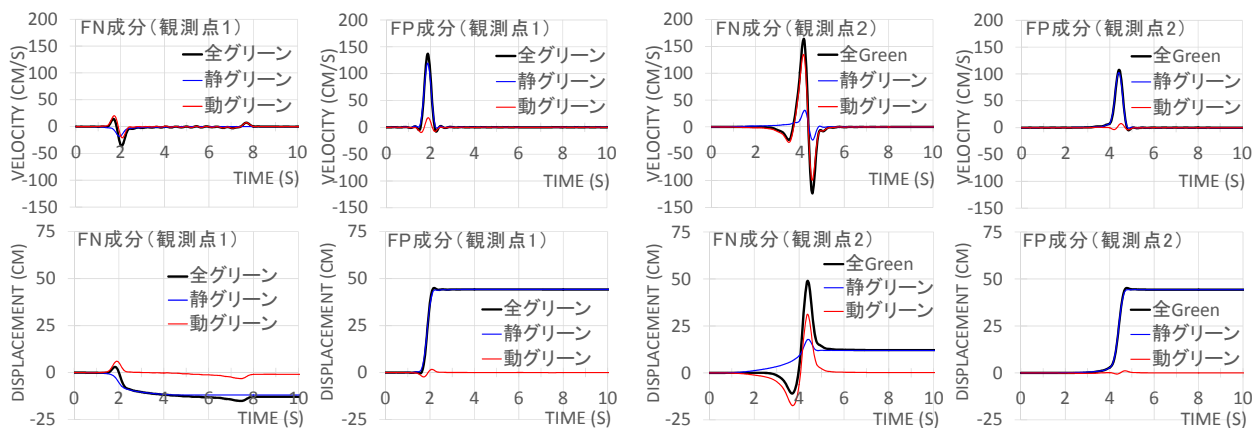


図 7 地表地震断層モデル（図 5）による指向性パルス・フリリングパルス/ステップ（上：速度、下：変位）
 グリーン関数の静的項と動的項の寄与の比較（震源 2 を使用）

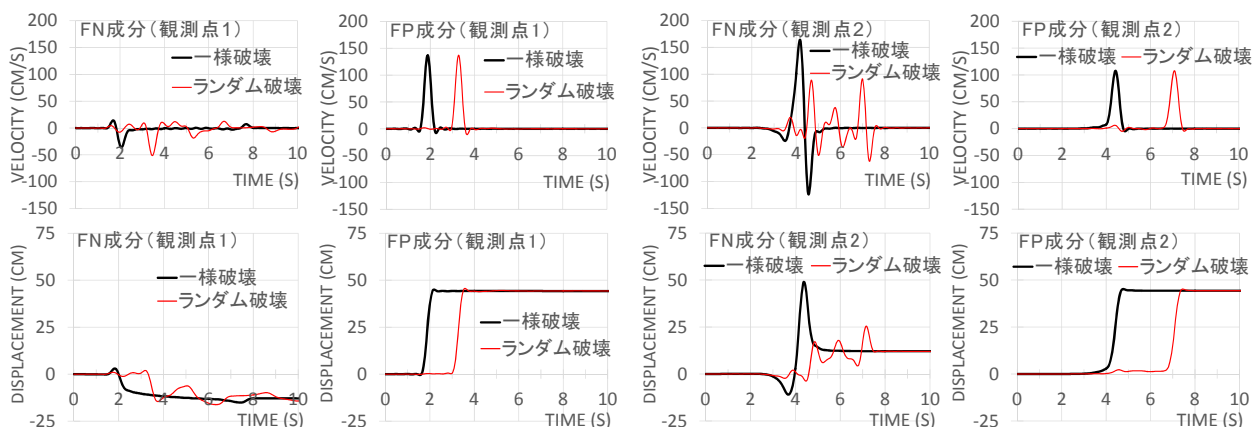


図 8 地表地震断層モデル（図 5）による指向性パルス・フリリングパルス/ステップ（上：速度、下：変位）
 様破壊伝播モデルとランダム性破壊伝播モデルの比較（震源 2 を使用）

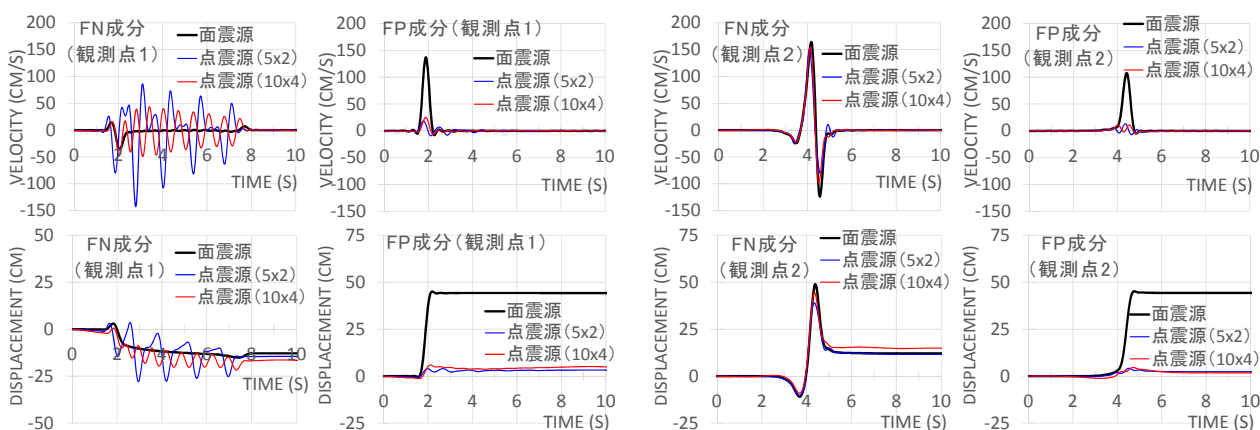


図 9 地表地震断層モデル（図 5）による指向性パルス・フリリングパルス/ステップ（上：速度、下：変位）
 面震源モデルと点震源モデルの比較（震源 2 を使用）

り、一方、静的項では観測点に近い断層面の領域では小断層の再分割を繰り返し、ガウス積分によりグリーン関数の発散性に配慮した積分を実施している

震源モデルは、図 5 に示すように、5x2 分割モデル（小断層サイズは 2x2 km²）と、10x4 分割モデル（小断層サイズは 1x1 km²）の 2 つで、いずれも点小断

層の中心点の点震源を配置し、動的項のみを用いて計算した。

図 9 に結果（震源位置は震源 2）を示す。観測点 2 の FN 成分の指向性パルスは、どのモデルでもほぼ一致するが、その他の波形では点震源モデルは面震源モデルの結果を再現できない。例えば、観測点 1 の FN 成分では点震源モデルでは各小断層の要素パルス波がバラバラに現れ、面震源の結果を過大に評価している。一方、観測点 1 と 2 の FP 成分のフリリングパルス/ステップは、点震源モデルでは全く再現できない。

観測点が断層面に近い場合、点震源モデルではグリーン関数の振幅が発散するだけでなく、図 2 に示す放射特性により、点震源と観測点の相対位置により振幅の大きさや正負の位相が大きく変化し、不安定な結果を示すことに十分注意する必要がある。

3. おわりに

本報告では、断層近傍に現れる長周期パルスである指向性パルスとフリリングパルス/ステップの成因と基本的な特性を整理した。要約は以下の通りである。

- ・長周期の建物に影響を及ぼす可能性がある長周期地震動として、長周期・長時間地震動と長周期パルスに分類し、さらに後者では、指向性パルス、フリリングパルス/ステップ、および両者の複合型パルスに分類し、その主な特徴や成因を整理した。

- ・単純な横ずれ断層震源モデルと解析的手法（波数積分法）により、断層近傍の長周期パルス地震動を計算して、その基本的な特性・注意点を確認した。例えば、指向性パルスは、主にグリーン関数の動的項の寄与であり、点震源モデル（断層面を小断層に分割し、各断層に点震源）でも破壊伝播の forward のパルス波は再現できるが、backward 側は過大評価する場合がある。一方、フリリングパルス/ステップは、地表地震断層など浅い断層モデルの断層すべりに起因し、主にグリーン関数の静的項が寄与する。フリリングパルス/ステップを正確に再現するには観測点に近い断層面部分には面積分を考慮する必要がある。

謝辞

本研究に一部は JSPS 科研費 JP16K06586 の助成を頂いています。

参考文献

- 1) 久田嘉章, 第 3 回 震源近傍の強震動、耐震の入口と出口の話、SEIN WEB、NTT ファシリティーズ総研、2011.
- 2) 宮武 隆、1948 年福井地震の強震動—建築物・墓石等の倒壊方向と強震動と震源過程—、地震 II、第 52 巻、pp.151-161、1999.
- 3) Hisada, Y, and J. Bielak, A Theoretical Method for Computing Near-Fault Strong Motions in Layered Half-Space Considering Static Offset due to Surface Faulting, with a Physical Interpretation of Fling Step and Rupture Directivity, Bull. of the Seism. Soc.of America., Vol.93, No.3,pp.1154-1168, 2003.