

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 リスク評価手法を用いた制振補強による費用対効果に関する研究

費用対効果、ライフサイクルコスト
 既存超高層建築、制振補強

中西真子* 久田嘉章**
 山下哲郎***

1. はじめに

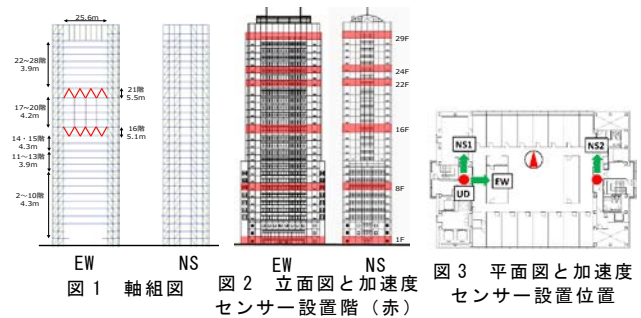
近年、首都圏に代表される都市部の大規模建築では従来の大地震時の安全性能に加えて、事業継続性や帰宅困難者等の対策が急務となっており、L1・L2地震動に対してより高い耐震性能を付加し、更にはL3地震動にも余裕度を検証することが求められている（表 1¹⁾）ことより、2017 年度において、東京・新宿に建つ既存超高層建築である工学院大学新宿校舎（以下、新宿校舎）を対象とし、様々なタイプのL1～L3地震による設計クライテリアを設定し現在の耐震性能とダンパー補強効果の評価を行った。

一方、FEMA 等の政府機関と関連学会が連携し、コンセンサスモデルによる確率的なリスク評価手法を用いた性能設計手法とレジリエンスベースドデザインの考えを取り入れ、安全性だけでなく経済性・復旧性を見込んだ耐震性能評価法が提案され、優良な建物を積極的に評価・認証する制度が始まっている例えば 2³⁾。そこで 2018 年度においては更に制振による耐震性能向上を経済性によって評価する試みとして、まず 2017 年度に作成を行った非制振状態の現状モデルと制振補強モデル⁴⁾を用いて直接費及び間接費による損傷費用の比較を行い、地震リスクの評価を行う⁵⁾⁶⁾。次に地震発生確率を考慮し、供用期間を通じて間接費を含む総支出の少ないようなライフサイクルコストを評価した。

2. 対象建物及び 3 次元立体フレームモデル概要

2.1 対象建物概要

図 1 に示す対象建物である新宿校舎は東京・新宿に建つ、1989 年に施工された地下 6 階・地上 28 階の鉄骨造超高層建築である。図 1 の軸組図に示すように東西コアはブレースを有し、2 つのコアは 25.6m の大スパン梁で接続されている。16 階と 21 階は階高が他の階よりも高く 5m を超えており、東西方向にブレースによるスーパートラスを配置し、その階では東西方向に高い層剛性を有している。一方、図 2、3 の立面・平面図に赤で示す位置に強震計（加速度センサー）が設置されており、竣工以来、強震観測を行っている。



2.2 3 次元立体フレームモデル概要

既存の立体フレームモデル⁸⁾及び構造計算書に基づいて地震応答解析ソフト SNAP Ver. 7(構造システム社)を用いて 3 次元立体フレームモデルを作成した。地

表 1 東京都による東京臨海部に建設される超高層建築物等の設計目標の目安^{1) 7)}

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	部材の状態
中地震 (L1)	既往波(25cm/s)	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
	告示波(稀)						
大地震 (L2)	既往波(50cm/s)	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
	告示波(極稀) サイト波						
極大地震 (L3)	告示波(極稀)の1.5倍程度	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性状を把握した上で判断)			

* : 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まちづくり学科教授

*** : 工学院大学建築学部建築学科教授

下部は SRC/RC 造の非常に高い剛性となっているため、本モデルでは 1 階柱脚を固定端とし、地上部の構造部材のみモデル化する。建物重量は構造図及び構造計算書により算出したが、2011 年東北地方太平洋沖地震（以下、311 地震）の観測記録の固有周期と適合させるため構造計算書による重量を 1 割増した（表 2）。梁は床スラブを考慮した合成梁とし、断面二次モーメント及び正負で異なる全塑性モーメントを合成構造設計指針⁹⁾の数式より算出した。柱は曲げと軸力による塑性化を考慮している。ブレースは座屈を考慮した柴田・若林の履歴特性¹⁰⁾を、柱・梁のパネルゾーンは弾性範囲内でのせん断変形をそれぞれ考慮した。また、減衰定数は 311 地震の観測記録から同定した NS1 次 1.9%、3 次 3.0%、EW1 次 1.2%、3 次 3.0% のレーリー型減衰とした¹¹⁾。立体モデルの妥当性は過去最大の応答値を観測した 311 地震の観測記録と応答解析結果の比較により位相・振幅共に一致することを確認した⁸⁾。

表 2 固有周期と減衰定数

方向	次数	固有周期 (s)		減衰定数
		立体モデル	311 地震観測	
NS	1	3.038	3.080	0.019
	2	0.966	0.950	0.012
	3	0.496	0.470	0.030
EW	1	2.936	2.960	0.012
	2	1.015	0.990	0.012
	3	0.543	0.502	0.030

3. 損傷費用算出方法

文献の手法⁵⁾⁶⁾を参考に式(1)から損傷費用期待値 $E[C_D]$ を算出する。ここで式中の $P[Safe]$ 、 $E[C_D|Safe]$ はそれぞれ、建物が修理可能な場合、 $P[Fail]$ 、 $E[C_D|Fail]$ は修理不可能な場合の確率と損傷費用である。いずれかの層の構造部材の損傷状態が大破に達したら層崩壊として建物全体が修理不可能とし、 $P[Fail]$ 、 $P[Safe]$ は図 4 のように定めるものとする。なおバラツキを考慮し、複数サンプルの $E[C_D]$ を算出し、それらを平均化して評価する。

$$E[C_D] = P[Safe]E[C_D|Safe] + P[Fail]E[C_D|Fail] \quad \dots(1)$$

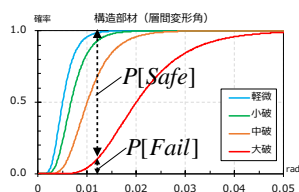


図 4 構造部材の fragility 曲線と修理可能・不可能な確率

3.1 修理可能な場合の損傷費用 ($E[C_D|Safe]$)

修理可能な損傷費用は直接・間接被害によるものとし、建物の損傷費用 ($C_{建物}$) と収容物の損傷費用 ($C_{収容物}$)、建物復旧期間中の収益損失額 ($C_{収益損失}$) の合計で評価するものとする（式 2）。

$$C_D = C_{建物} + C_{収容物} + C_{収益損失} \quad \dots(2)$$

3.1.1 建物の損傷費用 ($C_{建物}$)

修理可能な場合の建物の損傷費用は、建物の修理・再調達費用と fragility 曲線、建物の修理・再調達費用、入力地震動（複数サンプル）を設定して応答解析を行う。解析結果の最大応答値を fragility 曲線へ適用させることで得られる各層の「損傷状態確率」と対象建物の「修理・再調達費用」、「損傷状態と修理・再調達費用率⁵⁾」の 3 つを乗じることによって各層の損傷費用が算出される。以上より全層の損傷費用を合計し、損傷費用期待値を得る。損傷状態と修理・再調達費用率との関係は文献 5)12)13)を参考に表 3 の値とした。

表 3 損傷状態と修理・再調達費用率の関係

修理・再調達費用率 ⁵⁾	0%	2%	10%	50%	100%
被害度 ⁵⁾¹²⁾¹³⁾	無被害	軽微	小破	中破	大破
損傷度 ¹²⁾	—	損傷度 1	損傷度 2	損傷度 3	—

3.1.1.1 対象建物の修理・再調達費用

修理・再調達費用は文献¹²⁾を参照し、対象建物の新築工事の請負代金書より表 4 のように設定した（地下部分は除外し地上部のみを対象）。「非構造部材（加速度）」は fragility 曲線が最大加速度に依存する部材であり、ここでは天井の代金を各階面積に比例分配する。一方、「非構造部材（変形）」は層間変形角に依存する部材であり、外壁・内壁の代金を各階面積に、「各種設備」は加速度依存として電気設備工事・空調設備工事・給排水衛生工事の代金を各階面積に、「構造部材」は層間変形角依存として地上躯体・鉄骨の代金を各階面積と部材数に応じそれぞれ比例して分布するものとした（表 4）。図 5 に本研究で用いる各費用の構成比と修理・再調達費用を示す。

本研究ではさらに、高層建築に特有な修理・再調達費用の割り増しを考慮する。既存の地震時の修理・再調達費用に関する資料（例えば 5)6)14)15)）を対象と

している建物は、住宅や中低層建物で階高は高くても 10 階程度である。タワーマンションなどの超高層建築の大規模修繕工事では、一般に 30 階程度を超えると施工方法が大きく異なり、より高額になる¹⁶⁾。例えば、国土交通省が示す修繕積立の見込み金額は 15 階未満のマンションと 20 階以上のマンションとを比較したとき、後者が平均で 16%ほど高額となる¹⁷⁾。以上を踏まえ本研究では、得られた修理・再調達費用を 2 割増した金額を用いる。

表 4 修理・再調達費用 代金内訳

	判定の指標	請負代金書項目	各階比例
非構造部材 (加速度)	加速度	天井	面積
非構造部材 (変形)	層間変形角	外壁・内壁	面積
各種設備	加速度	電気・空調・給排衛生設備	面積
構造部材	層間変形角	地上躯体・鉄骨	面積+部材数

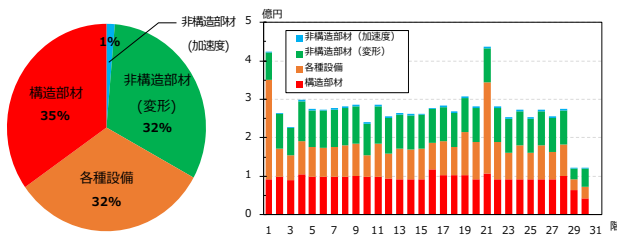


図 5 修理・再調達費用構成比(左)と各階費用(右)

3.1.2 収容物の損傷費用 (C_{収容物})

修理可能な場合の収容物の損傷費用 (C_{収容物}) は建物の損傷費用 (C_{建物}) と同様の方法で算出する。修理・再調達費用は建物と収容物とで同額とし、 fragility 曲線は図 6-(c)の各種設備 (加速度) を用いる。また、損傷状態と修理・再調達費用率は表 7⁶⁾ とする。

表 7 損傷状態と修理・再調達費用率の関係⁶⁾

損傷度	無被害	軽微	小破	中破	大破
修理・再調達費用率(%)	0	0.01	0.05	0.25	0.5

3.1.3 収益損失額 (C_{収益損失})

修理可能な場合の収益損失額 (C_{収益損失}) は、対象建物がオフィスビルであると仮定し、地震被害で生じる修復期間中の使用不可による賃料の収益損失額を用い、式(3)より算出する。ここで、式中の E₀

は平常時の一日あたりの収益、D_{lost} は建物の損傷による累積喪失日数である。

$$C_{\text{収益損失}} = E_0 \times D_{\text{lost}} \quad \dots(3)$$

収益 E₀ は、2019 年 1 月現在の東京・新宿のオフィスビル家賃相場が約 3 万円/坪程度²⁰⁾であり、対象建物の収益面積は約 200 坪/階で 28 階建であることから、平常時の一日あたりの売上高 E₀ = 0.056 億円/日とする。一方、累積喪失日数 D_{lost} は、損傷比率 DF (Damage Factor = 建物の損傷費用 / 建物の再調達費用) から文献 6)21)を参考に作成した図 9 より算出する。なお、図 9 は対象建物の新築施工日数が 2 年であること、解体期間を 2 年²²⁾と仮定し DF=100%となる点が 1500 日となるように設定した。

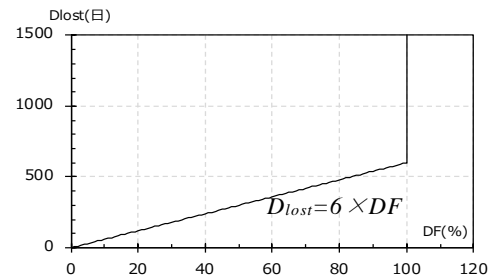


図 9 本研究で用いる損傷費用—累積喪失日数

3.2 修理不可能な場合の損傷費用 (E[C_D|Fail])

修理不可能な場合、建物と収容物を全て再調達する必要がある。さらに建物修復期間中の収益も損失されるので、損傷費用 E[C_D|Fail] は、建物の再調達費用+収容物の再調達費用+修復期間 (1500 日) × 売上高 E₀ (0.056 億円/日) より算出される。

4. 応答解析による損傷費用期待値算出

以上の方法により制振ダンパーによる補強無しの現状モデルと、文献 4)で作成した制振補強を行ったモデルを用いて損傷費用期待値の比較を行う。

4.1 使用モデル

ダンパー無しモデル (以下、D00) と文献 4)で設定した 44 本・64 本・88 本のダンパーで制振補強を行ったモデル (以下、D44、D64、D88) を用いる。D44 は L2 地震動で層間変形角を 1/100 以内に抑えるモデル、また D64・D88 は余裕度を見込んだモデルであり、それぞれ D44 の 1.5 倍・2 倍のダンパー本数のモデルである。図 10 に軸組図とダンパー設置位置を赤色で示す。

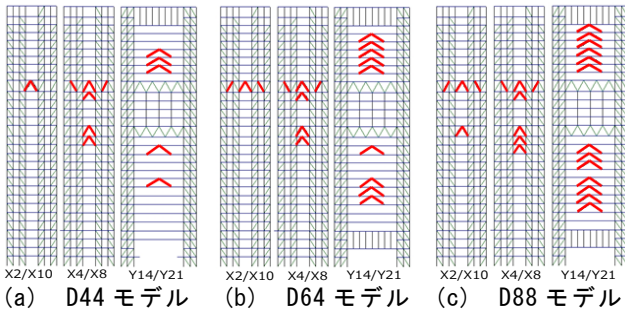


図 10 軸組図 ダンパー設置位置（赤色）

4.2 入力地震動

既往研究⁴⁾より、本対象建物では告示波と長周期・長時間地震動とでは最大応答値に大きな差は見受けられなかった。従って本研究ではランダム位相を用いて、確率的リスク評価を行うために振幅を変化させた告示スペクトルと、Jennings 型の包絡関数に適合する模擬地震動²³⁾を用いた。地震動レベルは従来の L1（希に発生する地震）と L1 の 5 倍の数値とした L2（極めて希に発生する地震）に加え、東京都が示す構造設計指針¹⁷⁾を参考に L2 の 1.5 倍である L3 地震動とした。また、ランダム位相と振幅なバラツキを考慮するため、12 種類の乱数を用い、文献^{例えば 24)}を参考に対数正規分布（標準偏差 $\sigma = 0.4$ ）で振幅にバラツキを与えた 50 波を用いて検証を行った。図 11 に L2 地震動の加速度応答スペクトル（ $h=0.05$ ）の分布図と、加速度波形の中央値を示す。

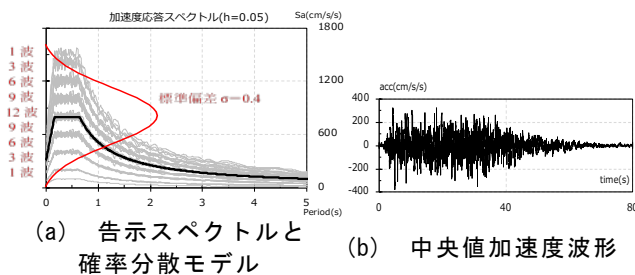


図 11 入力地震動（L2）

4.3 応答解析結果

以上のモデルと入力地震動を用いて応答解析を行った。結果の一例として、図 12 に L2 地震動の各モデルの最大層間変形角を示す。ダンパー本数増大に伴い、最大応答値が減少しており、特に D00 と D44 の間で最も顕著に表れている。この傾向は L1・L3 地震動も同様であった。また、図 13 に最大層間変形角が最大となる 21 階の 50 波解析結果（D00・D44）とフラジリティ曲線（構造部材）との対応を示す。

ダンパーを設置することで大破確率が小さくなり、損傷度レベルが小さくなっていることが良く分かる。

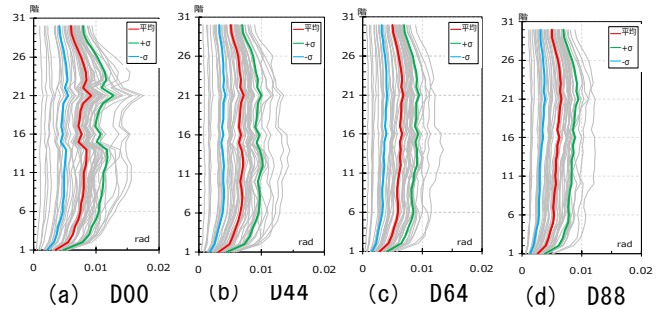


図 12 L2 地震動 最大層間変形角と平均値・±σ

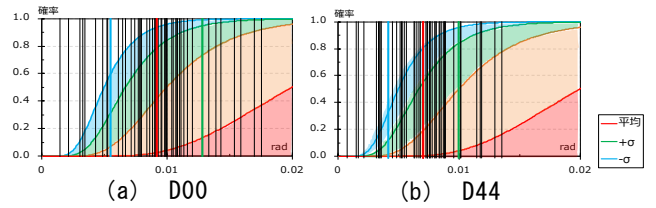


図 13 21 階最大層間変形角とフラジリティ曲線（構造部材）の対応

4.4 損傷費用期待値の算出結果

損傷費用期待値の算出結果を図 14、表 8 に示す。どの地震動レベルにおいても制振補強を行うことで損傷費用期待値が低減している。L1 地震動が最も顕著に表れており、価格は小さいがどのモデルにおいても D00 から 7~8 割減少している。一方、L2 地震動では 4~6 割、L3 地震動では 2~4 割減少しており、地震動レベルが大きくなるにつれて低減率は小さくなっている。これは、地震動レベルが大きくなると修理不可能な確率が大きくなり、修理不可能な損傷費用が増大するためであると思われる。また、制振化費用をダンパー基当たり 1,000 万円と仮定すると、制振化費用を見込んだ場合でもコスト面で補強のメリットがあることが分かった。D00 から D44 は費用が大きく低減したが、D64・D88 は D44 と比較して大きな低減差は見受けられない。よって、今後ダンパー本数を設定する際には、安全性の余裕度とコストのバランスを考えて検討する必要がある。

図 15 に修理可能な場合の各損傷費用の内訳を示す。L1 地震動では各種設備や収容物の占める割合が大きいが、L2、L3 地震動では構造部材の占める割合が大きい。これは L1 地震動では構造部材（変形）が大破にまで至らないが、L2、L3 地震動になると層間変形角が大きくなり、構造部材（変形）の損傷度レベルが大きくなった影響で層間変形角依存の損傷

費用が高くなったと思われる。また、どのモデルにおいても構造部材のみならず、各種設備や収容物の損傷費用も大きな割合を占めていることが分かる。

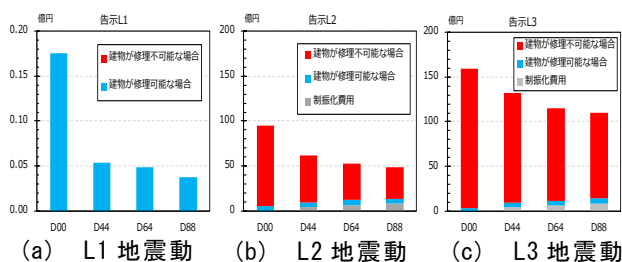


図 14 損傷費用期待値算出結果（億円）

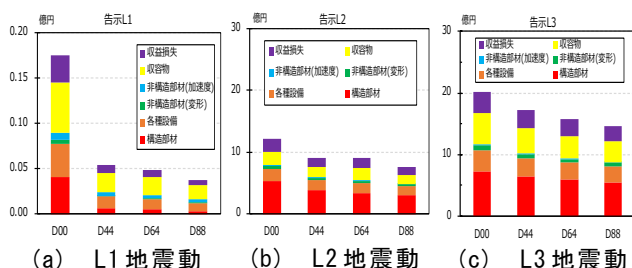


図 15 修理可能な場合の各損傷費用内訳（億円）

5. ライフサイクルコスト評価

次に、式(4)⁹⁾を用い建物の供用期間を通じた損傷費用の累積値を考慮し、ライフサイクルコスト（以下、LCC）の観点から制振補強の費用対効果を検討する。すなわち、既に得られた損傷費用期待値と地震発生確率から建物の供用期間 (t_{life}) と期待 LCC ($E[C_L]$) 関係を算出する⁹⁾。ここで式(4)中の $E[a]$ は確率変数 a の期待値、 C_1 は制振化費用、 $C_D(L_j)$ は地震動レベル L_j の地震に対する損傷費用、 $v(L_j)$ は地震動レベル L_j の地震の年超過確率であり、表 9 に示しており、図 16²⁶⁾等を参考に次のように設定する。L1~L3 地震の発生確率を一般的な数十年、数百年、数千年に一度程度の地震と仮定したポアソンモデルを用いる。表 7 に示す

ように、その超過確率は設計用地震動の世界標準とされる約 475 年に 1 度（50 年超過確率が 10%）を L2 地震動とし²⁵⁾、L1 地震動は約 72.6 年に 1 度（50 年超過確率が 50%）とする²⁶⁾。一方、L3 地震動は、L2 地震動の約 1/5 の確率である約 2475 年に 1 度（50 年超過確率が 2%）とする。この値は、米国の基準地震動（ASCE7）における、最大級地震（MCE、Maximum Considered Earthquake）に相当する。

$$E[C_L] = C_1 + t_{life} \times \sum_{allsources} \sum_{j=1}^K v(L_j) \cdot E[C_D(L_j)] \quad \dots(4)$$

表 9 地震動レベル別 年超過確率

地震動レベル	年超過確率
L1	0.0138 (72.6 年)
L2	0.002 (475 年)
L3	0.000404 (2475 年)

表 9 の年超過確率を用い、供用期間一期待 LCC 関係を算出した。図 16 に L1~L3 地震動の結果を全て合わせた総合評価を示す。総合評価では、約 50 年間の間ではダンパー補強によるメリットは見受けられないが、50 年~65 年間、建物を使い続けると 44 本の補強でメリットが見受けられる結果となった。さらに、65 年以上使い続けると 64 本の補強でメリットが見受けられる。また、供用期間 100 年以内で 88 本の補強でのメリットは見受けられなかった。

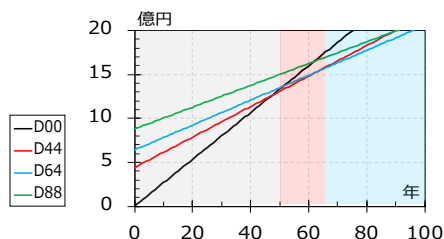


図 16 L1~L3 地震動の総合評価

表 8 損傷費用期待値算出結果

地震動レベル	L1 地震動				L2 地震動				L3 地震動			
	D00	D44	D64	D88	D00	D44	D64	D88	D00	D44	D64	D88
モデル名	D00	D44	D64	D88	D00	D44	D64	D88	D00	D44	D64	D88
制振化費用（億円）	0	4.4	6.4	8.8	0	4.4	6.4	8.8	0	4.4	6.4	8.8
修理可能な確率：P[Safe]	1	1	1	1	0.64	0.79	0.84	0.86	0.37	0.50	0.58	0.63
建物の損傷費用： $C_{建物}$ （億円）	0.090	0.024	0.021	0.016	7.86	5.96	5.44	4.85	11.7	10.2	9.41	8.81
収容物の損傷費用： $C_{収容物}$ （億円）	0.055	0.021	0.019	0.015	2.16	1.61	2.01	1.40	5.11	4.16	3.58	3.34
収益損失額： $C_{収益損失}$ （億円）	0.030	0.009	0.008	0.007	2.07	1.56	1.54	1.29	3.46	2.95	2.68	2.51
損傷費用： C_D （億円）	0.175	0.054	0.048	0.038	12.1	9.13	8.99	7.54	20.2	17.3	15.7	14.7
$P[Safe]E[C_D Safe]$ （億円）	0.175	0.054	0.048	0.038	5.36	5.40	6.25	5.17	3.85	4.81	5.42	5.74
$P[Fail]E[C_D Fail]$ （億円）	0	0	0	0	89.8	52.4	40.2	34.3	155.8	123.1	103.0	95.0
損傷費用期待値： $E[C_D]$ （億円）	0.175	0.054	0.048	0.038	95.1	57.8	46.5	39.5	159.6	127.9	108.2	100.7
D00 からの低減率	—	69%	72%	78%	—	39%	51%	58%	—	20%	32%	37%

6. まとめ

東京・新宿に建つ既存超高層建築を対象とし、非制振状態の現状モデルと制振補強モデルを用いて損傷費用期待値を算出し、補強による低減効果を評価した。その結果、最大応答値・損傷費用ともにダンパー本数増大に伴い、低減することを確認した。損傷費用別では構造部材の他、設備類や収容物等も大きな割合を占めており、設備類の固定化や非構造部材の耐震対策も伏せて実施することが効果的であると考えられる。次に、得た損傷費用を用いて地震発生確率を考慮したLCC評価を行った。今後、ダンパー補強を検討する際には、安全性の余裕度とコストのバランスを考えたダンパー本数の設定が必要である。

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、2018.
- 2) Febral Emergency Management Agency：HAZUS99 technical manual、1999.
- 3) U.S. Resiliency Council：Implementation Manual USRC Building Rating System for Earthquake Hazards、2017.
- 4) 中西真子、久田嘉章、山下哲郎、笠井和彦：長周期・長時間地震動や活断層近傍の強震動など極大地震動を考慮した都心に建つ既存超高層建築の制振補強に関する研究、日本地震工学会論文集、第18巻第2号、2018.
- 5) 高橋雄司他：地震危険度の高い地域の建物を対象とした地震リスクマネジメント、日本建築学会構造系論文集第591号 pp.25-33、2005.
- 6) 高橋雄司：簡易シミュレーションによる建築物の地震リスク分析、日本建築学会構造工学論文集 Vol.50B、2004.
- 7) 加藤研一他：東京臨海部を対象とした想定地震に基づく設計用地震動評価例：日本建築学会技術報告集 第23巻第53号 pp.53-58、2017.
- 8) 笠井和彦他：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.85-97）、2016.
- 9) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説、2010.
- 10) 柴田道生、中村武、若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化 その1 定式化関数の誘導、日本建築学会論文集 第316号 pp.18-24、1982.
- 11) 笠井和彦他：首都圏で想定される多様な地震動に対する超高層建物の制振補強の検討 その1～その3 2014年度日本建築学会（近畿）（学術講演梗概集 B-2 pp.887-892）、2014.
- 12) 日本建築学会：長周期地震動と超高層建築の対応策—専門家として知っておきたいこと—、2003.
- 13) 北村春幸他：性能設計における性能判断基準値に関する研究 時刻歴応答解析に基づく JSCA 耐震性能メニューの検証、日本建築学会構造系論文集 第576号、pp.47-57、2004.
- 14) 諏訪仁、神田順：兵庫県南部地震の被害データを用いた建物補修期間の統計的検討、構造工学論文集 Vol.53B、2007.
- 15) 奈良岡浩二他：供用期間を考慮した費用対効果に基づく耐震改修優先度評価、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿） pp.527-528、2005.
- 16) SUUMO ジャーナル：タワーマンションの大規模修繕、<http://news.livedoor.com/article/detail/10285733/>
- 17) 国土交通省：マンションの修繕積立金に関するガイドライン 2011.
- 18) 小泉秀斗、久田嘉章、山下哲郎、坂本有奈利：振動台を用いたシングルライン天井の天井版落下実験～その2：天井落下と加速度の関係、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）構造 I、pp.1001-1002、2013.
- 19) 久保智弘、久田嘉章、相澤幸治、大宮憲司、小泉秀斗：東日本大震災における首都圏超高層建築における被害調査と震度アンケート調査、日本地震工学会論文集 第12巻、第5号（特集号）、2012.
- 20) 仲介手数料無料の賃貸オフィス探し「office」：新宿区の賃料相場、<https://office.jp/price/tokyo/area/shinjuku-ku/>
- 21) Yuji takahashi, Armen Der Kiureghian and Alfredo H-S. Ang: Life-cycle cost analysis based on a renewal model of earthquake occurrences, EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS pp.859-880、2004.
- 22) リフォマ：ビルの解体にはどんな方法があるの？、<https://reform-market.com/house-dismantling/contents/building-demolition>
- 23) 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>
- 24) 翠川三郎、大竹雄：地震動強さの距離減衰式にみられるバラツキに関する基礎的分析、日本地震工学会、第3巻第1号、2003
- 25) 石山祐二：建築構造を知るための基礎知識 耐震規定と構造動力学、2009.
- 26) SEAOC：Vision 2000—Performance based seismic engineering of buildings、Vision 2000 Committee、Final Report、1995.

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

2.2 既存超高層建築の地震時損傷評価

既存超高層建築、制振補強
 地震時損傷評価、H 形鋼大梁、H 形鋼ブレース

中西真子* 井口佳織**
 山下哲郎*** 久田嘉章****

1. はじめに

2017 年度では、オイルダンパーによる制振補強を行うことが検討されている工学院大学新宿校舎（以下、新宿校舎）を対象として、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¹⁾。さらにその解析結果を用いて構造体だけでなく部材に着目し、梁端部とブレース部分の有限要素解析を実施し、低サイクル疲労による破断リスクを試算した。

そこで 2018 年度は 2017 年度を踏まえ、新宿校舎を例に、部材の耐震性をより詳細に評価・分析する。具体的には

① 制振ダンパーが接合される大スパン H 形鋼大梁の有限要素解析

ダンパーを設置し強震動を受けた際、H 形鋼大梁がダンパーの軸力に耐えられるかどうか未だ検討されていない。よって、大梁の挙動・変形の確認を行い、解析により検討を行った。

② H 形鋼ブレースの地震時損傷評価

2017 年度に引き続き、新宿校舎を対象に H 形鋼ブレースの破断リスクの評価を行う。さらに、地震後のブレース損傷度について分析を行い、損傷度の指標の作成を行った。

2. 研究成果概要

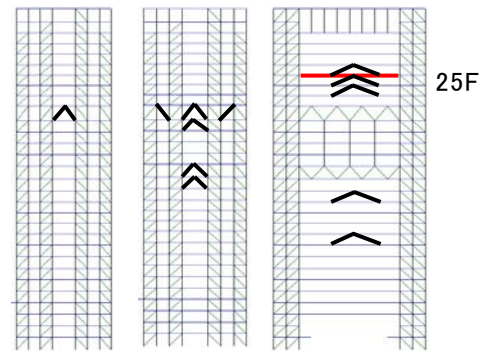
2.1 制振ダンパーが接合される大スパン H 形鋼大梁の有限要素解析

2.1.1 概要

有限要素解析ソフト MarcMentat2017²⁾を用いて解析を行い、ダンパーを設置し強震動を受けた際の大梁の挙動・変形の確認を行う。

2.1.3 解析対象及び解析モデル

Y14 通り 25 階の大梁を解析対象とする。大梁位置を図 1 に示す。大梁はシェル要素、小梁・座屈止めは梁要素でモデル化する。表 1 に大梁部材概要を、表 2 に機械的性質を示す。また、図 2 に大梁の詳細を、図 3 に詳細解析モデル・境界条件を示す。降伏後の二次勾配はヤング係数 E の E/100 とする。



X2/X10 通り X4/X8 通り Y14/Y21 通り
 図 1 対象大梁・ダンパー設置予定位置¹⁾

表 1 部材概要

部材	全体	断面(mm)		厚さ(mm)	
	長さ(mm)	幅	せい	ウェブ	フランジ
大梁(H形鋼)	25100	350	1000	19	25
小梁(H形鋼)	3112	175	350	7	11
座屈止め(山形鋼)	1006	75	75	6	

表 2 機械的性質

部材	鋼材種類	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	ポアソン比
大梁(H形鋼)	SM490A	2.05×10 ⁵	330	0.3
小梁(H形鋼)	SS400		235	
座屈止め(山形鋼)			235	

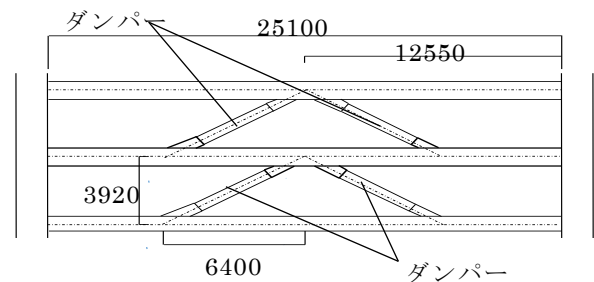


図 2 大梁詳細

* : 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
 *** : 工学院大学建築学部建築学科学部教授, **** : 工学院大学建築学部まちづくり学科教授

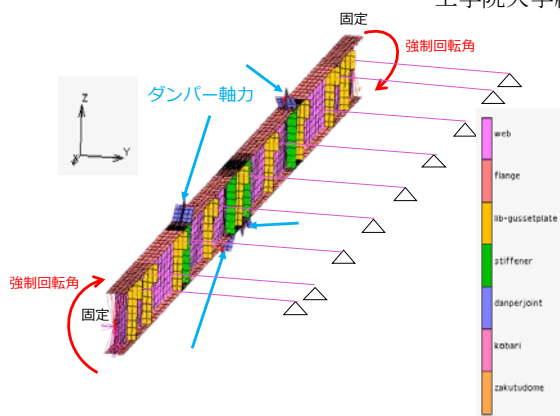


図 3 解析モデルと境界条件

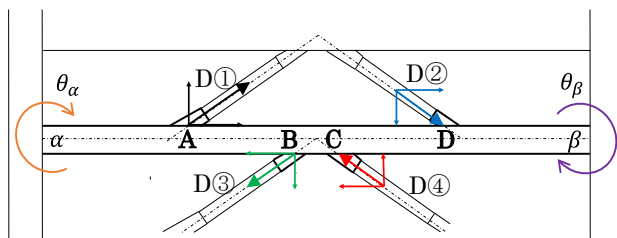


図 4 回転角・ダンパー軸力入力位置

表 3 分布荷重詳細

荷重	D.L-G (梁自重)	LL (常時荷重用 積載荷重)	D.L (床荷重)	FULL (壁荷重)	金属 (壁荷重)	小梁	合計
分布荷重(kN/m)	2.74	2.03	4.4	8.27	1.92	0.29	19.65

2.1.2 ダンパー軸力による影響

大梁がダンパー軸力に耐えることができるかどうか文献 3)より、式(1)、(2)を用いて上フランジに接合するダンパー近傍(ダンパー接合部より 30mm)の左右 L 点・R 点における圧縮力と曲げモーメントに対する許容応力度検定比を算定し確認する。検定比が 1 を超えていれば、塑性化する。検定比を求める際に、式(3)～(6)で許容圧縮応力度、許容引張応力度、許容曲げ応力度を算定する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{c^{\sigma_b}}{f_b} \leq 1 \quad (1)$$

$$\frac{t^{\sigma_b} - \sigma_c}{f_t} \leq 1 \quad (2)$$

$$f_t = \frac{F}{1.5} \quad (3)$$

$$f_c = \frac{\left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} F}{\nu} \quad (4)$$

$$f_b = \frac{F}{\nu} \quad (5)$$

$$\nu = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda_b}{e^{\lambda_b}} \right)^2 \quad (6)$$

F: 基準強度
 f_c : 許容圧縮応力度
 λ : 圧縮材の細長比
 Λ : 限界細長比
 f_b : 許容曲げ応力度
 f_t : 許容引張応力度
 σ_c : 平均圧縮応力度
 c^{σ_b} : 圧縮側曲げ応力度
 t^{σ_b} : 引張側曲げ応力度
 e^{λ_b} : 弾性限界細長比
 λ_b : 曲げ材の細長比

2.1.4 地震動による時刻歴強制回転解析

既往研究 1)のダンパー付き 3次元立体フレームモデル地震応答解析結果である 25 階大梁の両端回転角及びダンパー軸力を解析モデルに強制回転角、集中荷重として入力し解析を行う。また、大梁自重や積載荷重などを分布荷重として 19.65kN/m を H 形鋼上フランジに与える。表 3 に分布荷重詳細、図 4 にダンパー軸力及び大梁回転角入力位置を示す。入力波形として、図 5 に各地震波の回転角を、図 6 にダンパー軸力を示す。

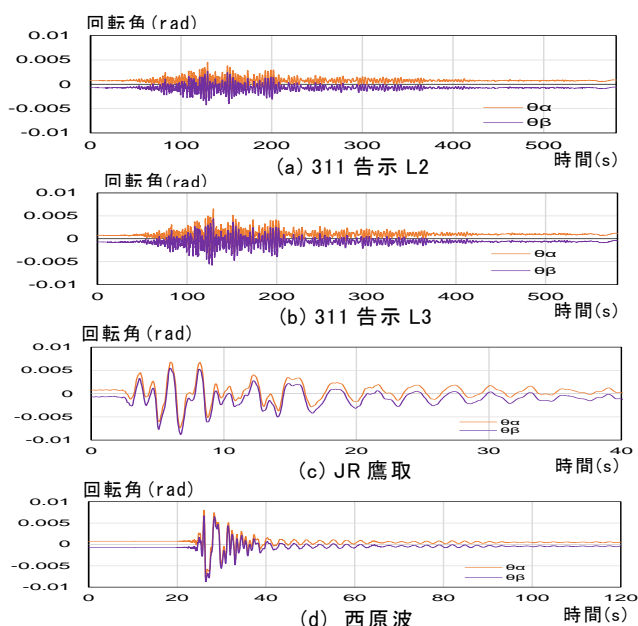


図 5 入力波形 回転角

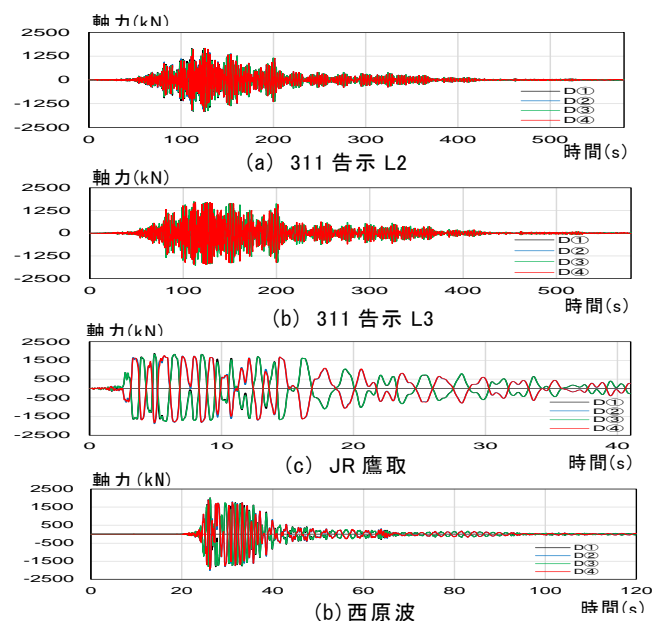


図 6 入力波形 軸力

解析結果として、表 4 に L・R 点の曲げと圧縮力に対する許容応力度検定比を算定したものを、図 7 に JR 鷹取塑性ひずみ変形図を、図 8 に各地震波における両端の支点反力(曲げモーメント)、図 9 に A 点の鉛直方向相対変位を示す。表 4 より、ダンパー接合部近傍の許容応力度検定比を確認し、全地震動で応力度が弾性域にとどまることを確認した。また、全地震動で大梁両端は塑性化するが、横座屈・局部座屈などの致命的損傷は生じないことがわかった。

表 4 各地震波の許容応力度検定比

地震動	西原波		JR鷹取		311告示L2		311告示L3	
	L	R	L	R	L	R	L	R
(1)圧縮側	0.758	0.788	0.768	0.786	0.521	0.534	0.768	0.786
(2)引張側	0.674	0.725	0.704	0.687	0.472	0.48	0.704	0.687

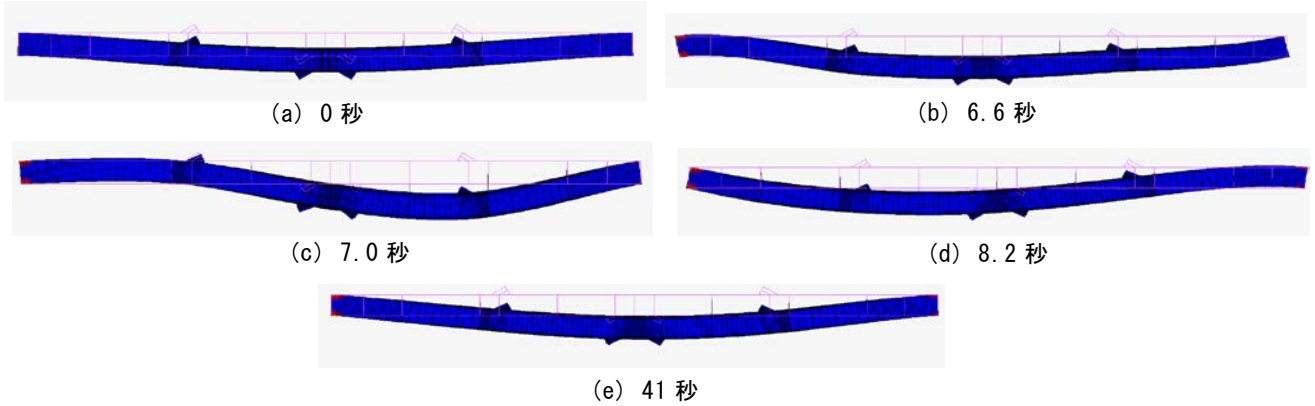
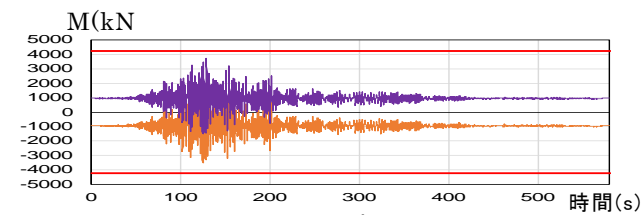
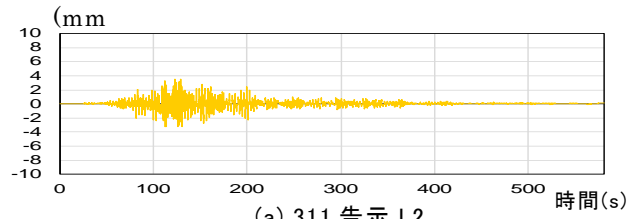


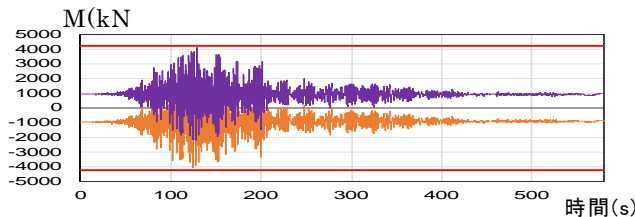
図 7 JR 鷹取 塑性ひずみ変形図



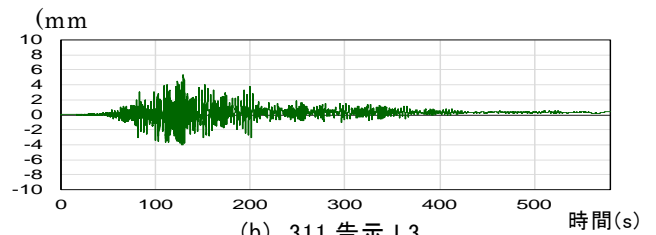
(a)311 告示 L2



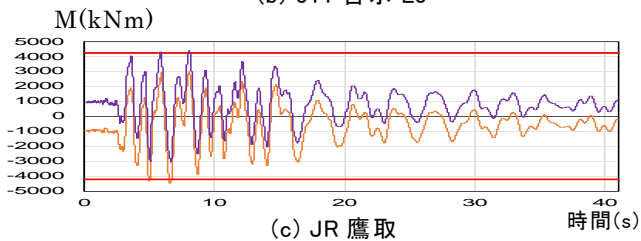
(a) 311 告示 L2



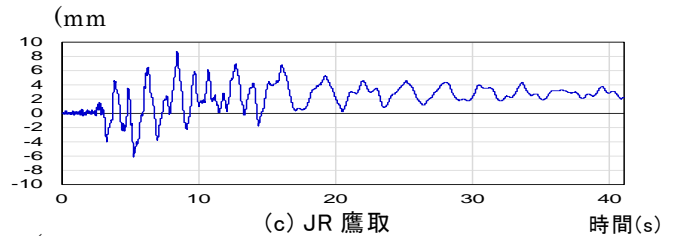
(b) 311 告示 L3



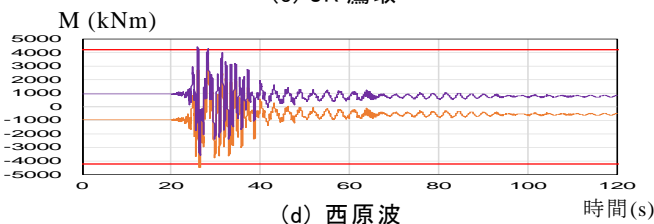
(b) 311 告示 L3



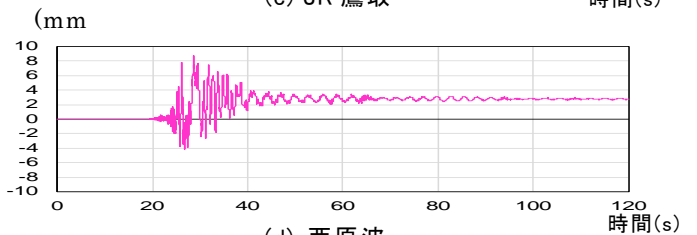
(c) JR 鷹取



(c) JR 鷹取



(d) 西原波



(d) 西原波

図 8 解析結果 両端曲げモーメント

図 9 解析結果 A 点鉛直方向相対変位

2.2 H形鋼ブレースの地震時損傷評価

2.2.1 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、昨年度に引続き有限要素解析ソフト MarcMentat2017²⁾ を用いて解析し、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。更に今年度は、地震後にブレースの継続使用が可能かなどの判断材料として、地震後のブレースの残留変形量を計測することで、剛性低下率を推定する提案を行う。

2.2.2 解析対象及び解析モデル

Y14通り X3-X4間 12階(以下、12F)、X2通り Y14-Y15間 13階(以下、13F)、X2通り Y14-Y15間 21階(以下、21F)の3つのH形鋼を解析対象とする(図10)。

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倍かつ正方形に近い形)、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5、6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12に示す。

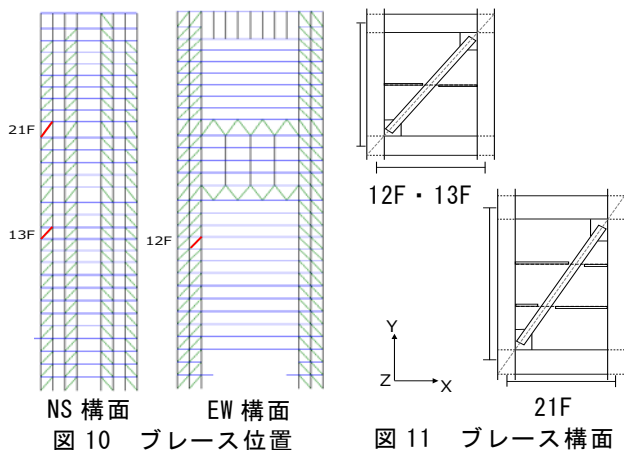


表5 ブレース断面

試験体名	全体(mm)		断面(mm)		厚さ(mm)		細長比	
	幅	高さ	幅:B	せい:H	ウェブ:tw	フランジ:tr	強軸	弱軸
12F	2725	3320	250	250	16	19	20.9	26.8
13F	2694	3320	250	250	9	14	19.8	26.8
21F	2706	4870	250	250	9	14	24.9	29.7

表6 鋼材強度など

試験体名	鋼材種類	ヤング係数(N/m ²)	降伏強度(N/m 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	8294
4								6	6032	
4								6	6032	

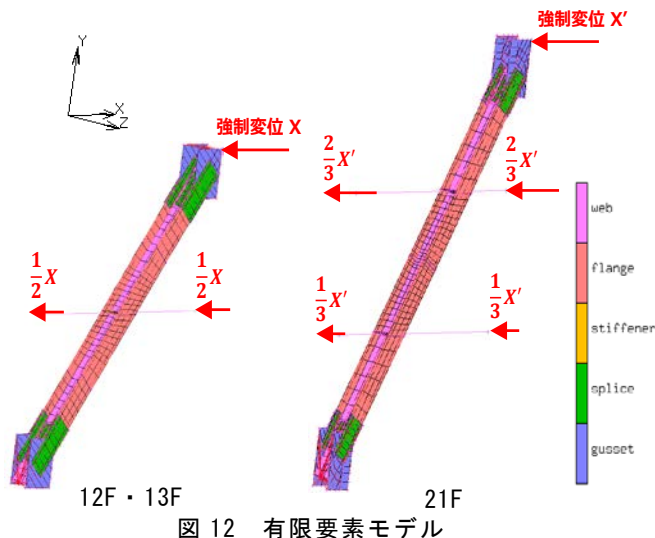


図12 有限要素モデル

2.2.3 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)による対象ブレース変位時刻歴を、解析モデル頂部接点に図13に示す水平方向強制変位として入力し解析を行う。座屈状況(西原)を図14に、ブレースの剛性低下率を図15に示す。

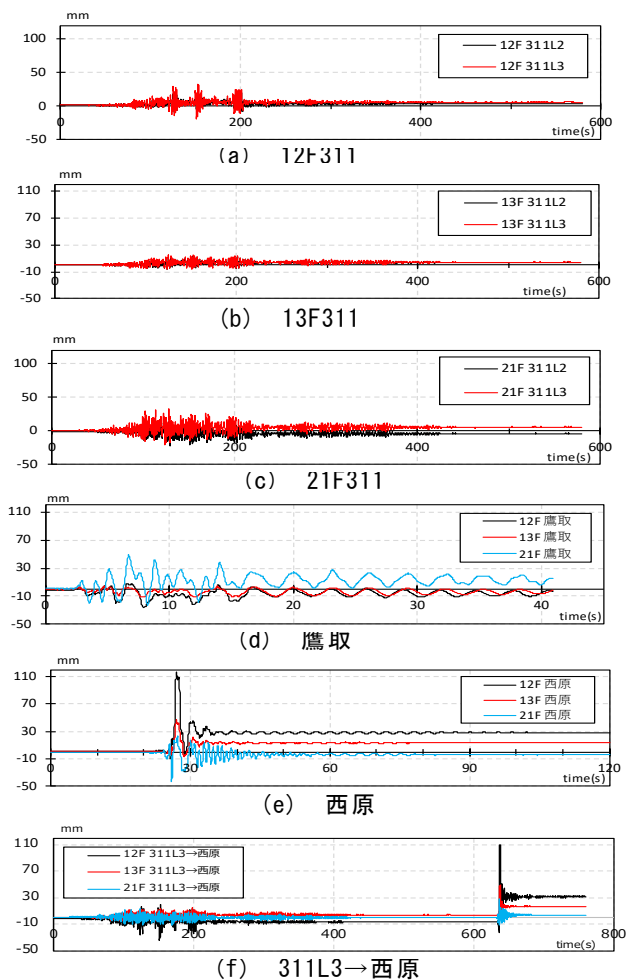


図13 ブレース変位時刻歴

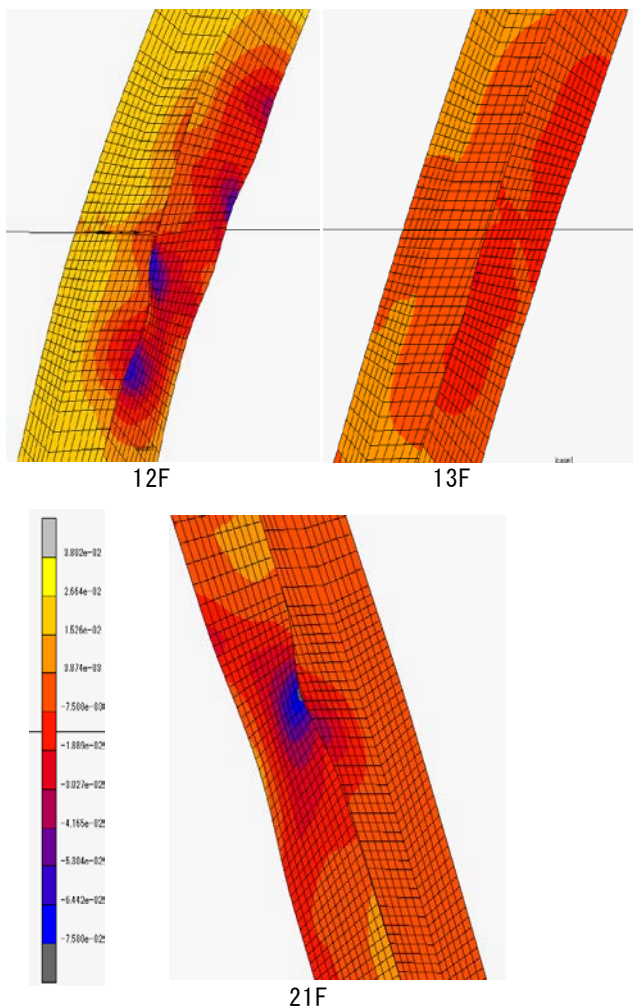


図 14 西原 ブレース座屈状況（倍率 1 倍）

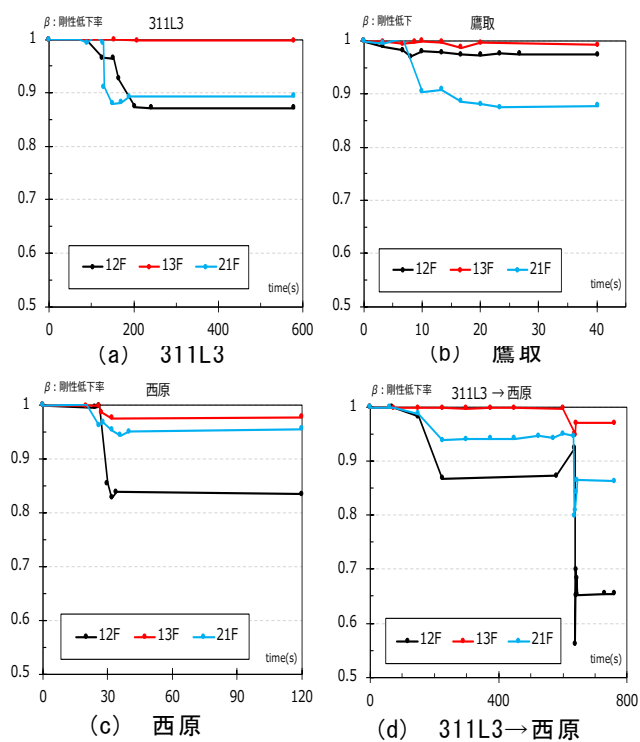


図 15 剛性低下率

2.2.4 破断リスク評価手法

破断リスクの評価には文献 4) 5) で用いられている Manson-coffin 式を用いる。有限要素解析に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 $\sum \Delta \varepsilon_{hp}$ 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 (7) の Manson-coffin 式と比較し、式 (7) の直線を超えたら破断が生じると考える。

$$\sum \Delta \varepsilon_{hp} = 3857 \times (\overline{\Delta \varepsilon_{hp}})^{-1.13} \quad (7)$$

ここで、塑性歪振幅 $\sum \Delta \varepsilon_{hp}$ はレインフロー法⁶⁾を用いて図 16 のように定め、両振幅を 1 として平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta \varepsilon_{hp}}$ を算出する。破断評価の結果を図 17 に示す。

最大変位が大きい地震波（西原）の方が継続時間の長い地震波（311L3）よりも破断線に近い結果となり、破断が生じる原因は、ブレースに入力される変位量の方が蓄積される累積損傷よりも影響が大きいことが分かる。また、今回解析を行った地震波においては破断の可能性は低いことが分かった。

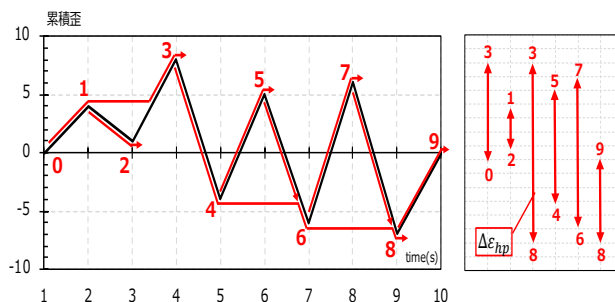


図 16 塑性歪振幅の定め方

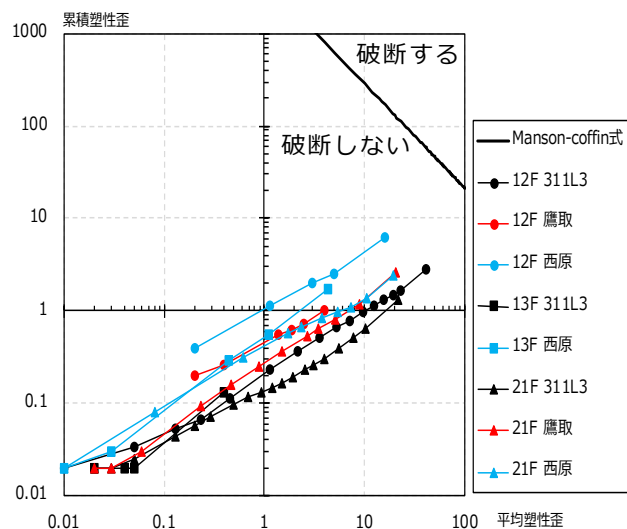


図 17 破断評価の結果 (D00)

2.2.5 地震後の変形量による剛性低下率推定

ブレース破断の危険性は少ないことが判明したが、地震によってブレースがどれほどの損傷を受けたのか、ブレース断面性能や長さに依存せずに推定することが可能であれば、地震後にブレースの継続使用が可能かどうかなどの判断材料になる。ここでは、式(8)を用いてブレースの長さ L と断面二次半径 i 、さらに地震後に計測可能であるブレース面外変位量 $(Dis(z))$ より、ブレースの剛性低下率 (β) を推定する。ここで、 L はガセットプレート分を含んだブレース長さとし、 i は強軸の断面二次モーメントであり式 (9) より算出する。

$$\alpha = \frac{Dis(z)}{L} \times \frac{Dis(z)}{i} \quad (8)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (9)$$

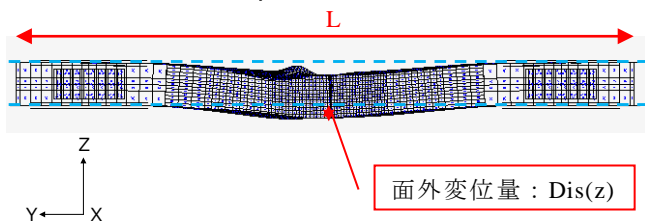


図 18 式 (8) の記号の定義

式(8)から得られる値 (α) と剛性低下率 (β) の関係を図 19 に、回帰直線式を式 (10) に示す。良い相関性を示しており、地震後にブレースの面外変位量を計測すれば、式(10)を用いて剛性低下率が推定可能である。

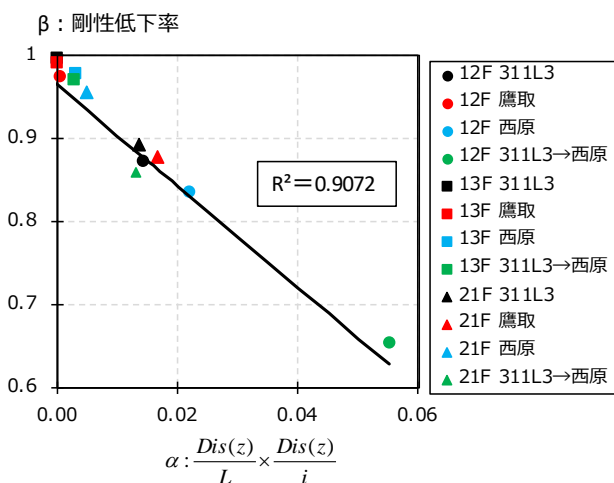


図 19 式 (8) から得る値 (α) と剛性低下率 (β) の関係

$$\beta = -6.11\alpha + 0.96 \quad (10)$$

3. まとめ

2018 年度においては、梁やブレースといった部材に着目し、有限要素解析を実施した。

1) H 形鋼大梁

今回入力した全波形において、大梁両端は塑性化するが、横座屈・局部座屈などの致命的損傷は生じないことが分かったが、鉛直方向相対変位が最大で 35mm、残留変形が 10mm 程度生じており、カーテンウォール落下等の危険性が考えられる。

2019 年度は境界梁 (NS 構面) の破断の危険性の有無や、RBS 工法 (梁フランジの一部を切り取り、梁母材の曲げ耐力を意図的に小さくすることで梁端溶接部に作用する応力を減らし、塑性化部分を切り取り部に移行するもの) の検討などを行う。

2) H 形鋼ブレース

今回入力した波形において、新宿校舎の H 形鋼ブレースは破断する危険性は低く、また、継続時間の長い地震波に比べ、最大変位が大きい地震波の方が損傷度が高いことが分かった。

さらに地震後、ブレースの面外変位量を計測することで剛性低下率の推定式を提案した。

2019 年度は剛性が低下したブレースをそのまま使い続けることは可能なのか、また、使い続けた際、次の地震へ与える影響など、詳細な分析を行う。

参考文献

- 1) 中西真子、久田嘉章、山下哲郎、笠井和彦：長周期・長時間地震動や活断層近傍の強震動など極大地震動を考慮した都心に建つ既存超高層建築の制振補強に関する研究、日本地震工学会論文集、第 18 巻第 2 号、2018.
- 2) MSC Software : Marc-Mentat 2017.0.0
- 3) 日本建築学会：鋼構造設計規準—許容応力度設計法—、2005.
- 4) 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
- 5) 竹内徹、西牧誠、松井良太、今村晃：種々の繰返し載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、pp.1131-1140、2012
- 6) 遠藤達雄ほか：「Rain Flow Method」の提案とその応用、九州工業大学研究報告 (工学) No.28、1974

天井実験用振動台を用いたシステムライン天井の動的実験

ライン天井 天井実験用振動台 照明器具
ブレース TH クリップ

* 山下哲郎

** 石黒翔生 *** 萱沼賢太郎 *** 茂呂浩太郎

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」では、都心の大空間のオフィスビルとなる高層の鉄骨造建築や、避難所として用いられる体育館について、構造だけでなく天井設備なども含めた総合的な耐震性の向上を目的とする。

2011 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震により、工学院大学新宿校舎の一部で天井の落下、脱落（写真 1）が発生した。2014 年 4 月に天井脱落対策に関わる告示¹⁾が施行され、在来工法の特定天井に関しては力学的な検討及び対策が要求されることになった。しかし、システム天井に関しては各メーカーの設計基準²⁾が示されているものの、天井落下メカニズムも未だ明らかではない。

本校新宿校舎で広く用いられているシステムライン天井（以下ライン天井）は、在来天井やシステムグリッド天井（以下グリッド天井）に比べて研究例³⁾は少ない。システム天井は在来天井と異なり、天井板が一体ではなく、天井面は十分な面内剛性を有していないことから、在来天井とは異なる手法での評価が求められる。

ライン天井は、天井板に作用する慣性力を端部の壁を介して構造躯体に伝達するが、その衝撃に対して、非構造材の壁が十分な剛性や強度を有さない可能性が高い。そのため、近年のメーカーの設計基準³⁾では、壁に期待せず、ブレースに慣性力を負担させる耐震対策が設けられている。しかし、ブレースを配置しても、面内剛性の低さからブレース間で天井面は弓形に面内変形を生じる。その結果、壁際をはじめとして随所に隙間が生じ、支持材からの天井板の脱落が発生すると推定される。

そこで、ブレースで支持されたユニット実験を実施し、天井の落下に影響する要因を調査した。

1. T バーの面内変形によって H バーが脱落し、同時に天井板が落下することを防ぐため、メーカーの設計基準³⁾で示されている、T バーと H バーを繋ぐ TH クリップ（写真 3）の数の影響を調べる。（図 2, 3）。
2. T バーの面内変形を抑えるため、照明器具と T バーをビスで固定して一種の梁とし、天井面ユニットのブレース間の変形抑制を試みる（図 4）。



写真 1 天井板の落下被害 28 階会議室

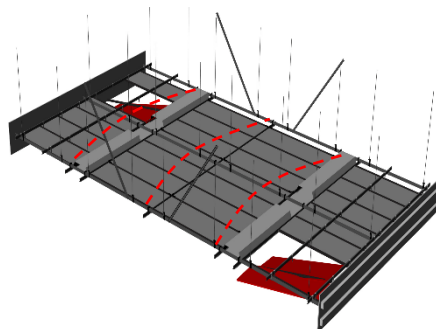


図 1 天井面の面内変形

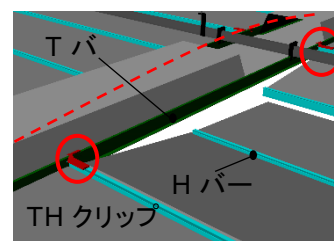


図 2 H バーの脱落

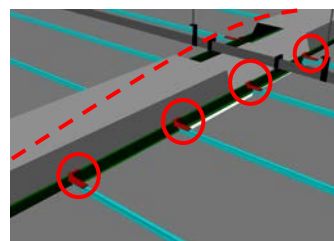


図 3 TH クリップ追加



写真 2 天井実験用振動台

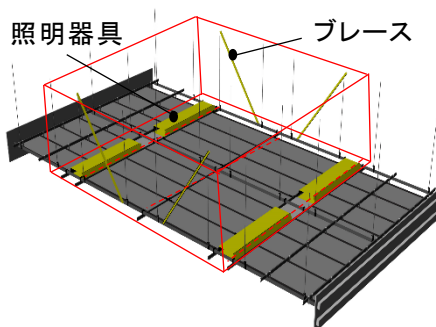


図 4 天井面のユニット



写真 3 TH クリップ

* 工学院大学建築学部建築学科教授
** 工学院大学大学院工学研究科建築学専攻
*** 工学院大学建築学部建築学科

2. 実験概要

2.1 実験装置

加振には 2018 年 3 月に新たに完成した天井実験用振動台(以下、振動装置)を使用する(写真 2)⁴⁾。天井を吊り下げる振動装置の架台は桁行方向 7.5m、梁間方向 5m、吊り長さ 2.5m、重量 4500kg である。動的アクチュエータの仕様は、最大荷重 100kN、ストローク±50 cm であり、最大加速度 2G による加振が可能である。

本振動装置の構造は、架台とそれを支える支持構造から構成され(図 6)、架台と支持構造の間にスライダーを設置することで振動装置を直接加振する。試験体の天井は架台から吊るされる。また、加振時の計測データより算出した上部構造自体の 1 次固有周期は加振方向で 15Hz となった(図 7)。

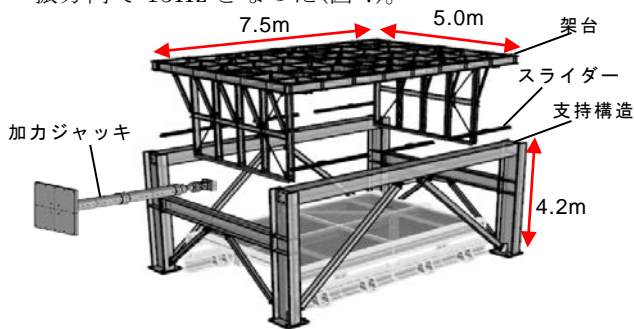


図 6 天井実験用振動台

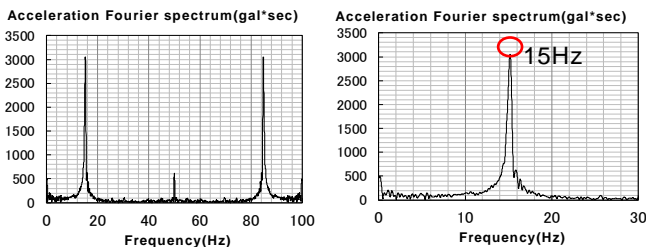


図 a 全体

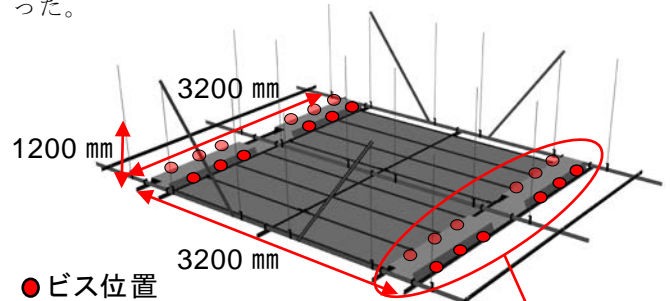
図 b 詳細

図 7 振動装置 固有周期(100Hz,date8192)

2.2 試験体

図 8 にライン天井の構成を示す。野縁受けには「C チャンネル」を使用し、野縁には「T バー」を用いる。C チャンネルと T バーは「CT ハンガー」によって接続される。天井板は T バー間で支持されるが、壁端部においては「L バー」を壁にビスで固定し、T バーと L バーが天井板の支持部材となる。天井板は側面の窪みにはめ込む「H バー」と接合し、H バーを支持部材のフランジに載せることで支持部材間を架け渡している。H バーと支持部材の接合について、T バーは「TH クリップ」によって固定される。また、天井板には岩綿吸音板を使用する。

図 9 に作成した試験体寸法とビス位置、図 10 に各試験体の平面図を示す。試験体は全て大きさ 3200mm × 3200mm とし、工学院大学新宿キャンパスのライン天井の照明器具間を 1 ユニットの寸法とした。桁行方向に 2 対のブレースを設置し、ユニットの慣性力を負担するモデルとした。試験体 1-1 は設計基準通りに TH クリップを 2 つ飛ばしに設置した。試験体 1-2 は設計基準通りに加えて TH クリップを 12 個追加した。試験体 1-3 は TH クリップを全箇所を設置した。試験体 2-1 は、設計基準に加えて照明補強を行った。試験体 2-2 は、TH クリップ全箇所設置と照明補強を行った。



●ビス位置

図 9 試験体寸法とビス位置

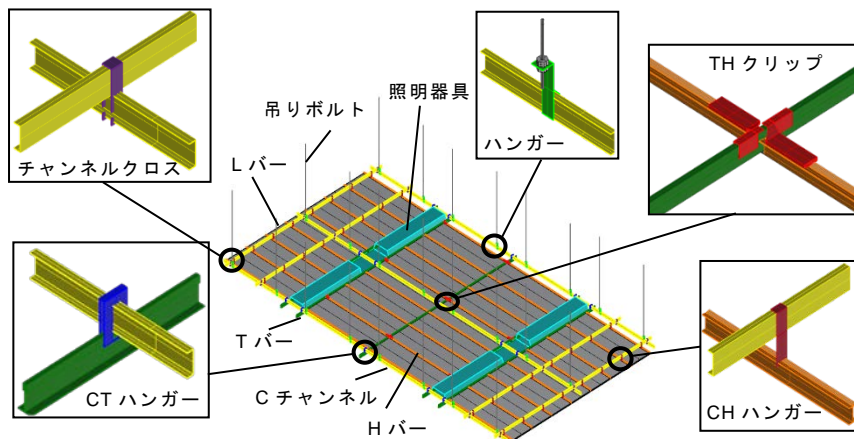


図 8 システムライン天井の構成

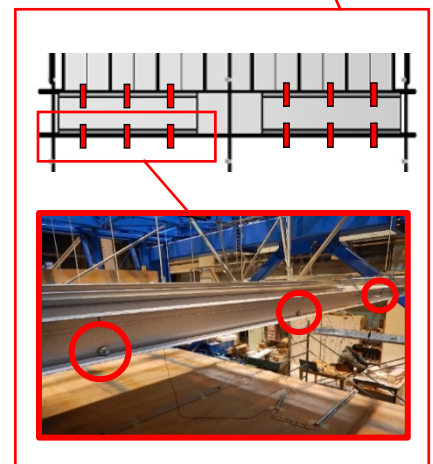


図 10 ビスによる照明補強

表 3 主要部材諸元³⁾

部材名	JISチャンネル	Tバー	Hバー	ブレース材
品番		NS01120W	NS11800K	
材質	本体:亜鉛めっき t=1.2 化粧材:亜鉛めっき t=0.3	本体:亜鉛めっき t=0.48 化粧材:亜鉛めっき t=0.3	本体:亜鉛めっき t=0.5	本体:亜鉛めっき t=1.6
備考	C38×10×1.2	スチール		C40×20×1.6
詳細図				
部材名	CT40ハンガー	THクリップ	チャンネルハンガー	金ネジ
品番	NS02020	NS02015		
材質	本体:亜鉛めっき t=1.2	本体:亜鉛めっき t=0.6	本体:亜鉛めっき t=2.0	JIS G 3505
備考	JISチャンネルからTバーを 固定するハンガー	TバーとHバーを 固定するクリップ	Tバー受けチャンネルを 固定するハンガー	3/8"吊りボルト・3/8"ナット
詳細図				

表 4 試験体重量

部位	部材	単位質量(kg/m)	長さ(m)	数量	合計長さ(m)	質量(kg)
仕上げ材	断熱吸音板	2.28	1.5	14	21	47.9
	小計					47.9
下地材	Hバー	0.44	1.5	16	24	10.5
	Tバー	0.50	3.2	3	9.6	5.0
	Lバー	0.20	3.2	2	6.4	1.2
	Cチャンネル	0.55	4	5	22.0	12.4
	吊りボルト	0.37	1.2	18	21.6	7.9
	斜め部材	0.95	1.5	4	6	5.7
	小計					45.7
器具等	断熱吸音板等	1.28	3.2	4	12.8	16.4
	取付金物	0.17			5.3	0.9
小計					17.3	
総合計		6.72				110.8
						断面積(m ²): 10.6
						総質量(kg/m ²): 10.5

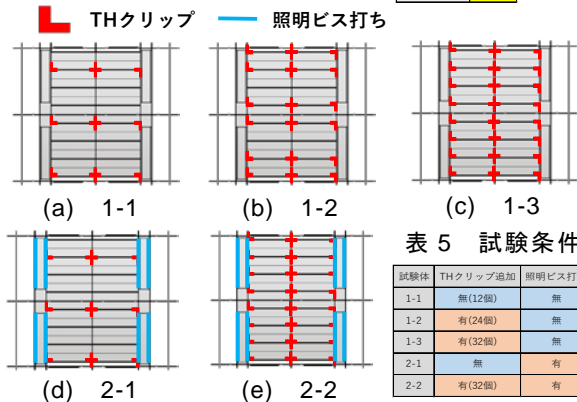


図 11 各試験体

2.3 加振計画

振動装置の入力を「入力波」、架台の振動を「実入力」、試験体の応答を「応答波」とする。本実験で使用する入力波において、正弦波は周期 1 秒の振幅一定の波とした。振幅漸増波は周期 0.5 秒の振幅が段階的に増幅する波とした(図 12)。

最初に正弦波による加振を行い、各加速度によるライン天井の損傷状況を確認する。損傷状況に応じて次に入力するレベルを決定する。正弦波 400gal まで落下が見られなかった場合、振幅漸増波による加振を実施し、天井板が落下し始める加速度の確認を行う。

表 6 入力波概要

入力波	最大加速度[gal]	最大速度[kine]	最大変位[cm]	試験体1-1	試験体1-2	試験体1-3	試験体2-1	試験体2-2
sin波周期1秒	25.0	4.0	0.6					
sin波周期1秒	50.0	7.9	1.3					
sin波周期1秒	75.0	12	1.9					
sin波周期1秒	100.0	15.9	2.5					
sin波周期1秒	150.0	23.9	3.8					
sin波周期1秒	200.0	31.8	5.1					
sin波周期1秒	300.0	47.8	7.6					
sin波周期1秒	400.0	63.7	10.1					
漸増波周期0.5秒	目標800.0	目標63.7	目標5.0					

2.4 計測計画

図 11 に計測器の配置を示す。加速度計を振動装置の入力を計測するために架台上に 2 カ所、天井面の応答を計測するために試験体の T バー受け C チャンネル上に 3 カ所、T バー上に 3 カ所の計 8 カ所に設置した。ひずみゲージにより、吊りボルト 4 本および溝形ブレース 4 本に加わる軸力を計測した。吊りボルトには 1 本につき向き合うように 2 カ所の全本数で計 8 カ所、ブレースは 1 本につきウェブ 1 カ所とフランジ上下 1 カ所の計 3 カ所、全本数で計 12 カ所に設置した。T バーの変形を計測するために、モーションキャプチャソフト「VENUS 3DR」を用いて計測した。計測に用いるマーカーを 1 本の T バー上に 5 カ所の計 10 カ所設置した。サンプリング周波数は加速度計、ひずみゲージ、変位計は 1000Hz、VENUS 3DR は 100Hz とした。

計測したデータにおいて、正弦波は 0.3Hz~1.5Hz、振幅漸増波は 0.3Hz~2.5Hz のバンドパスフィルタによるノイズ処理を行った。

また、図 13 と図 14 に、C チャンネル上(ch3)で計測された加速度を 2 回積分して得た変位と、同計測点に設置した VENUS(chA)によって計測された変位を示す。両者の最大変位を比較すると、積分結果は 6.3cm、VENUS は 6.2cm とほぼ一致していることが確認できた。

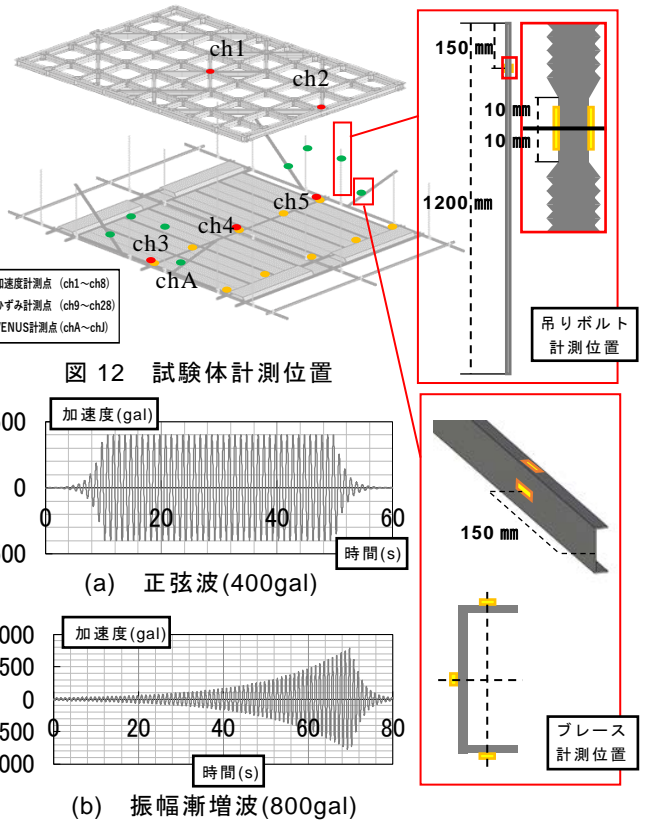


図 12 試験体計測位置

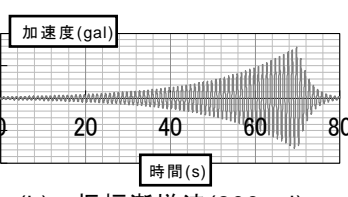
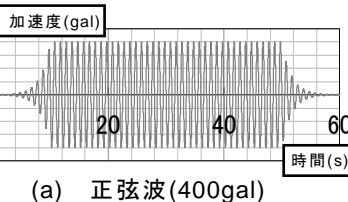


図 13 入力波

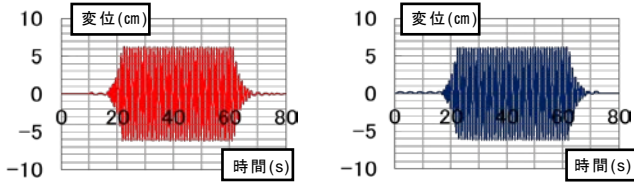


図 14 変位の比較

3. 実験結果

3.1 実入力について

図 15 と図 16 に、入力波と振動台上(ch1)で計測された加速度(実入力)を示す。両者を比較すると、入力波 200gal に対し、実入力は 280gal と 1.4 倍程度動きに違いがある。原因は明らかではなく、また入力する加速度が大きいほど倍率は小さくなる傾向がある。

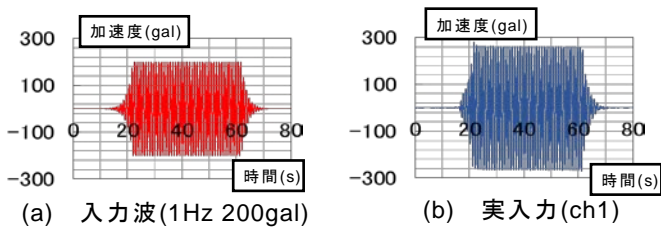


図 15 加速度の比較

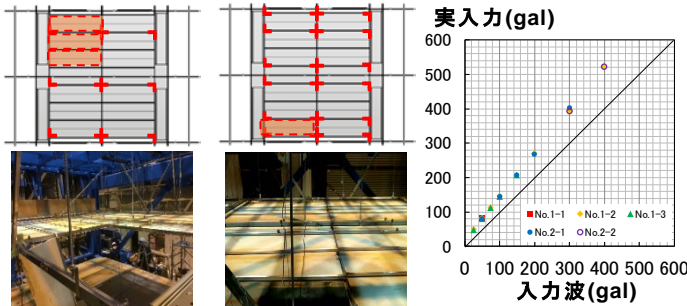


図 16 入力倍率

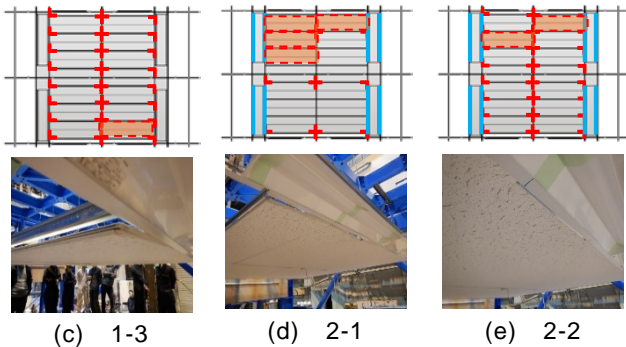


図 17 各試験体損傷状況

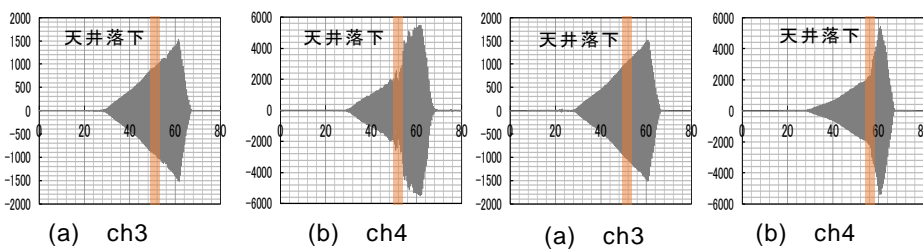


図 18 振幅漸増波(試験体 1-3)

図 19 振幅漸増波(試験体 2-2)

表 7 試験体損傷状況一覧

試験体 加速度 (gal)	1-1			1-2			1-3			2-1			2-2		
	ずれ	脱落	落下	ずれ	脱落	落下	ずれ	脱落	落下	ずれ	脱落	落下	ずれ	脱落	落下
25															
50															
75															
100															
150															
200															
300															
400															
目標800															

3.2 正弦波加振による損傷状況

正弦波加振による実験後の試験体の損傷状況を表 7 に示す。試験体 1-1 において、50gal で加振した際、天井板は H バーが T バーから外れ、天井板と H バーが一体となって落下した。これは TH クリップがない箇所から脱落し、連鎖的に落下したためである。TH クリップは、H バーが T バーから脱落することを防ぐ役割があるが、H バーと天井板が一体となった脱落には強度不足であり、TH クリップの設置数が少ないと連鎖的な落下が発生しやすくなる。試験体 1-2 において、150gal で加振した際、片側にしか天井板がない H バーが加振直交方向に移動し、天井板は H バーと T バーから外れたことで脱落している。しかし、実際は壁が存在し、加振直交方向に H バーが動くことはほぼない。試験体 1-3 において、400gal で天井板の脱落が 2 カ所で見られた。天井面端部に位置する H バーと T バーから天井板が外れことで脱落している。試験体 2-1 において、400gal で加振した際、T バーと照明器具をビスで固定したことで T バーが照明器具側に寄せられるように変形し、H バーが T バーに載る掛かり代が小さくなったことで脱落した。また試験体 1-3 と同じく、端部の天井板は H バーと T バーから外れたことで脱落している。

このように、TH クリップには H バーの脱落による天井板の連鎖的な落下を防ぐ効果があり、TH クリップの個数を増やす重要性を確認することができた。

3.3 天井板の落下開始加速度

振幅漸増波加振による天井落下加速度及び落下順について図 21 に示す。試験体 1-3 において、最初の

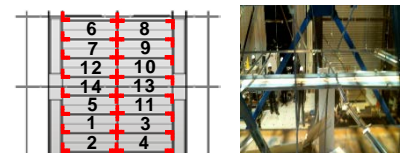


図 20 試験体 1-3 損傷状況

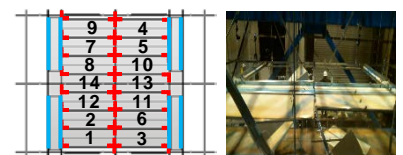


図 21 試験体 2-2 損傷状況

落下は入力 450gal 程度で、実入力 900gal 程度であった。落下位置はブレース構面がある天井面端部であり、天井は天井面両端部から天井の中央部分に向かう順で落下した。天井面の加速度応答はブレース列で 1000gal 程度、ブレースがない列で 2000gal 程度であり、応答加速度が大きいブレースがない列に位置する天井板が後に落下する結果となった。試験体 2-2 において、最初の落下は入力 650gal 程度で、実入力 1300gal 程度であった。落下位置及び順番は試験体 1-3 と同様で、天井面の加速度応答はブレース列で 1300gal 程度、ブレースがない列で 3500gal 程度であった。

試験体 1-3 と試験体 2-2 を比較すると、照明補強により天井面の面内変形を抑えたことで、落下開始加速度は 200gal 程度増加した。照明補強による天井面の面内変形を抑える方法は、各ユニットで変形を抑制する事が可能であり、大空間の天井面でも有効であると考えられる。

4. 実験結果の分析

4.1 ブレース軸力と天井面の慣性力

ブレースに設置したひずみゲージ(図 23-a)から、軸力の算出を行った。計測値は軸ひずみと曲げひずみの合力であるため、各ひずみゲージの計測値を ε_1 、 ε_2 、 ε_3 とすると、以下の式となる。

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_n + \varepsilon_{mx1} + \varepsilon_{my1} \quad (1)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_n + \varepsilon_{mx2} \quad (2)$$

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_n + \varepsilon_{mx1} + \varepsilon_{my2} \quad (3)$$

ε_n : 中立軸の軸ひずみ、 ε_{mx1} , ε_{mx2} : 弱軸による曲げひずみ、

ε_{my1} , ε_{my2} : 強軸による曲げひずみ

式(1)、(3)より、式(4)となる。

$$\varepsilon_{my1} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2} \quad (4)$$

また、弱軸方向の曲げひずみ分布は図 18-b のようになる。 ε_{mx1} , ε_{mx2} を通る直線の式は式(5)を得る。

$$y = \frac{\varepsilon_{mx1} - \varepsilon_{mx2}}{a} x - \varepsilon_{mx2} \quad (5)$$

式(5)の(x,y)にそれぞれ中立軸の値($x_1, 0$)を代入し、整理すると、

$$-a\varepsilon_{mx2} = (\varepsilon_{mx1} - \varepsilon_{mx2})x_1 \quad (6)$$

整理した式(1)、(2)を式(6)に代入すると、

$$\varepsilon_n = -\frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3 - \varepsilon_2)x_1}{a} + \varepsilon_2 \quad (7)$$

式(7)に式(4)を代入して整理すると

$$\varepsilon_n = \frac{(-\varepsilon_1 + 2\varepsilon_2 - \varepsilon_3)x_1}{2a} + \varepsilon_2 \quad (8)$$

よって、軸力 N はブレース断面積 A とスチールのヤング係数 E を用いて、式(9)となる。

$$N = \varepsilon_n EA = \left(\frac{-\varepsilon_1 + 2\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{2a} x_1 + \varepsilon_2 \right) EA \quad (9)$$

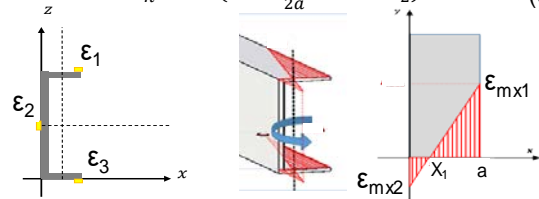


図 a ひずみゲージ 図 b 弱軸曲げひずみ分布

図 22 ブレース断面

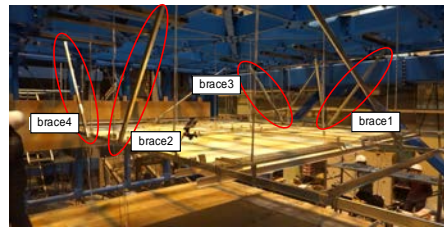


写真 6 ブレース位置

試験体 1-3(TH クリップ全箇所+照明補強有)に振幅漸増波(2Hz,最大 800gal)を入力した際の軸力を式(9)より算出した結果を図 24 に示す。50 秒程度の位置で計測が乱れているが、これは実入力 900gal 程度で天井板が落下し始め、質量が軽減し、慣性力も減少したため、軸力もその分減少したと考えられる。また、V 字ブレース 1 組の軸力の平均を取り、水平方向に分解し 2 組分合計した値を質量 84.6 kg で除すことで天井面の有効加速度を求めた。表 8 に各実入力に対するブレースが負担した慣性力から、天井面の有効加速度を求めた結果を示す。

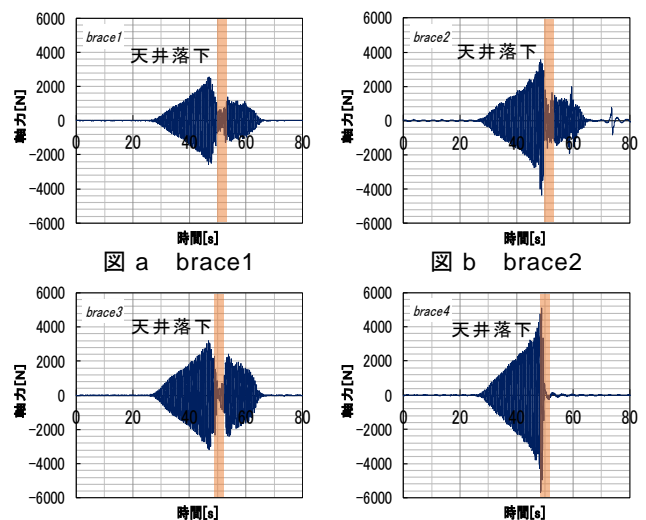


図 a brace1

図 b brace2

図 c brace3

図 d brace4

図 23 振幅漸増波(軸力)

また、振動台上の加速度計 ch1 と C チャンネル上の加速度計 ch3~ch5 で計測した結果を図 25 に示す。

実入力である ch1 に対して、有効加速度は平均で 2.7 倍程度であり、実入力 900gal 程度で天井面に慣性力 2kN 程度作用した時、天井板が落下し始めた(表 8 の②/①)。また、実入力はブレース構面に位置する ch3 と ch5 と近い値となり、天井中央に位置する ch4 は、ブレース構面の加速度計に比べ平均で 2.40 倍程度の値となった(表 8 の④/③)。ブレースがない列(ch4)の加速度は、有効加速度と比較すると 0.94 倍程度とほぼ等しい値となった(表 8 の④/②)。

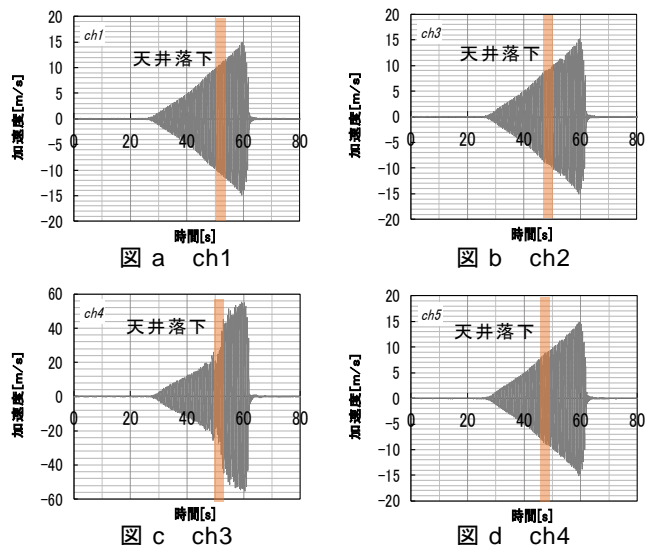


図 24 振幅漸増波(加速度)

表 8 計測結果

①実入力 (ch1) [gal]		100	200	300	400	500	600	700	800	900	
②有効加速度(ブレース軸力ch9~28) [gal]		270	584	831	1054	1313	1576	1866	2207	2353	
Cチャンネル上 加速度[gal]	③ブレースあり構面 (ch3,5)	116	212	323	413	507	624	732	845	916	
	④ブレースなし構面 (ch4)	246	538	789	992	1248	1452	1676	1981	2412	平均
③/①		1.16	1.06	1.08	1.03	1.01	1.04	1.05	1.06	1.02	1.06
④/③		2.12	2.54	2.44	2.40	2.46	2.33	2.29	2.34	2.63	2.40
④/②		0.91	0.92	0.95	0.94	0.95	0.92	0.90	0.90	1.03	0.94
②/①		2.70	2.92	2.77	2.64	2.63	2.63	2.67	2.76	2.61	2.70

4.2 Tバーの変形と落下の関係

図 26 に加速度 300gal を入力した試験体 1-2、2-1、2-2 で計測された Tバー変形量を示す。天井面端部に位置するブレース構面は変位が著しく小さいが、ブレースのない天井の中央部分は大きく変位するため、Tバーが弓なりに変形する傾向にある。試験体 1-2 と 2-2 を比較すると、ビスによる簡易的な補強ではあるが、照明器具の補強により Tバー変形量を抑えていることが確認できた。また、試験体 2-1 と 2-2 を比較すると、THクリップ追加によって Tバー変形量を抑えている。これは、THクリップには Hバー脱落防止だけでなく、Hバーによる Tバーの変形抑制を補助する効果があることを示している。THクリップは脆弱であるため、Tバーと Hバーはピン接合のように固定され

ているが、THクリップより強度がある金物で剛接合できれば、さらに Tバーの変形を抑えられると考える。

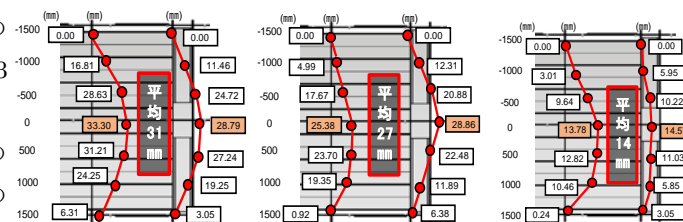


図 a 試験体 1-3 図 b 試験体 2-1 図 c 試験体 2-2
図 25 Tバー変形量

図 18 に示すように、天井面端部での脱落、落下が見られた。しかし、端部に損傷が集中した原因として、両端ピンの Tバーに天井板が衝突した際、等分布荷重により端部に大きいせん断応力がかかる(図 27)。そのため、Tバーは端部にいくにつれ、大きな回転変形を起こしたと推測している(図 28)。

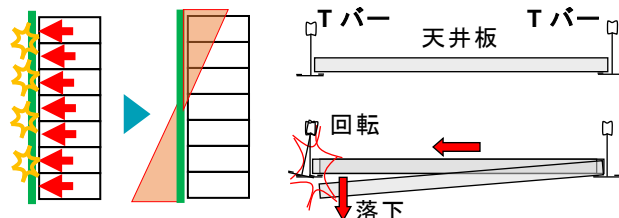


図 26 せん断応力

図 27 Tバーの回転

5. まとめ

当研究では、システムライン天井の地震動による天井板落下に影響する要因として、THクリップと照明器具に着目した実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) ブレースが負担する軸力と Cチャンネルに設置した加速度計から、天井面に作用する慣性力を算出した。実入力約 1G に対して天井面に慣性力 2kN が作用した時、天井落下が発生した。
- 2) THクリップは、Hバーの脱落だけでなく、Tバーの面内変形も抑制する。脆弱な現状の THクリップを強化することで、落下しにくいライン天井ができると予想される。
- 3) 天井面のユニットのブレース間の面内変形は、照明器具を補強し変形を抑える梁とすれば抑制される。今回、Tバーと照明器具をビスで固定するだけの簡易な補強では強度不足であったため、より高い剛性を実現できる現実的な補強方法の考案が必要である。

参考文献

- 1) 国土交通省：建築物における天井脱落対策に係る技術基準の解説, 2013. 10
- 2) 元結正次郎、上條楓、他：動的外乱を受けるグリッドタイプシステム天井の力学特性状に関する研究(その 1, 2), 2018 年度日本建築学会大会(東北)(学術講演梗概集, pp989-992), 2018
- 3) パナソニック株式会社エコソリューションズ社：複合天井システム, 21-27, 2017. 8
- 4) 羽鳥稔也：天井実験用振動台の設計、工学院大学建築系学科卒業論文梗概集山下哲郎研究, 2017

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，耐力評価）

伊藤賢治* 山下哲郎**
 関根 諒***

1. はじめに

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では、置屋根体育館の支承部(図1)にアンカーボルトの破断や抜け出し、ベースモルタルのひび割れ等の被害が多発した¹⁾。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、支承部では鉄骨屋根版自重による軸力は小さく、支配的な応力はアンカーボルトで直接支持されるせん断力である。

既往の露出柱脚のせん断耐力に関する研究では、アンカーボルトそのものと側方破壊耐力を対象とした研究²⁾³⁾や、ベースプレートとモルタルの摩擦に関する研究⁴⁾がある。また支承部に関する研究では、システムトラス構造のような、せん断力と曲げモーメントを受ける支承部を想定した研究などがあるが、支承側をピンと想定した場合の破壊挙動の再現や復元力特性に関する研究は少ない。

ここで図2に示すように、支承部にはモルタル上に直接ベースプレートが載ったピン支承と、屋根版自重によるスラストを逃がす等のためにベースプレートーベースモルタル間に摩擦力を低減させるスライド機構を設け、構面外方向のボルト孔をルーズホールとしたスライド支承がある。

上記の背景を基に本研究では、図3のように屋根

架構側で偏心モーメントを負担でき、支承側がせん断力の支配的な場合を想定した繰返しせん断加力を行った。ピン支承では、アンカーボルトの公称径を変化させ、モルタル厚に対するアンカーボルト径の違いによる破壊挙動の再現と復元力特性の評価を行う。またスライド支承では、スライド機構により摩擦力が低減することを確認する。

2. 実験計画

2. 1 実験装置

図4に実験装置の全容を示す。左の水平油圧ジャッキでベースプレートに直接繰返しせん断加力を与え、偏心モーメントが極力生じない支承を再現した。

2. 2 試験体

表1に試験体の詳細を示し、図5に試験体記号を示す。アンカーボルトを埋め込んだRCボックス上

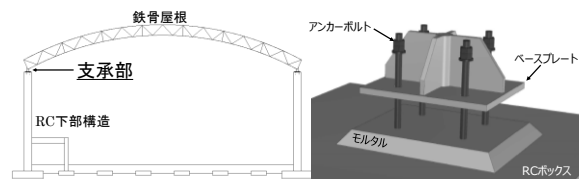
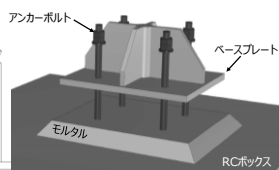


図1 置屋根体育館



(a) ピン支承

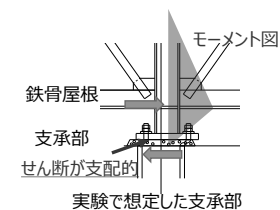
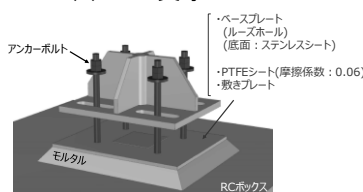
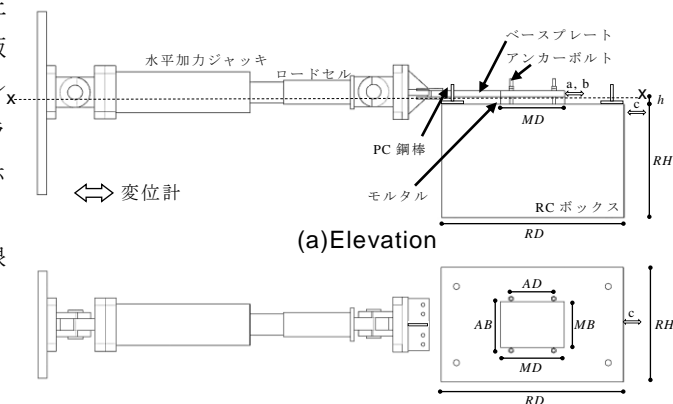


図3 モーメント分布



(b) スライド支承

図2 支承部の形式



(b) Plan x-x

図4 実験装置

表1 試験体概要

試験体	アンカーボルト公称径	AB間距離 AB[mm]	AD間距離 AD[mm]	モルタル厚 t[mm]	モルタル幅 M[mm]	モルタル奥行 M _c [mm]	RC高さ R[mm]	RC幅 RB[mm]	RC奥行 RD[mm]
PA20-50-0	M20	340	280		240	420	750		
PA27-50-0	M27		500	50	290	310	740	750	1200
PA30-50-0	M30								
SPA20-50-0	M20	340	280		240	420	736		

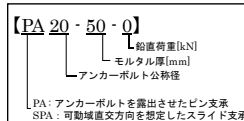


図5 試験体記号

* : 工学院大学大学院 工学研究科 建築学専攻 (所属: 山下哲郎研究室)

** : 工学院大学建築学科教授・博士(工学)

*** : 工学院大学 建築学部 建築学科 (所属: 山下哲郎研究室)

にモルタルを打設し、モルタルの上にベースプレートを設置する。アンカーボルトは ABR400 規格の転造ねじを使用し、アンカーボルトの有効埋め込み深さは公称径 d の 20 倍⁶⁾とした。PA20-50-0, SPA20-50-0 では図 4 のようにアンカーボルトを 4 本使用するが、PA27-50-0, PA30-50-0 では試験体 1 体あたりアンカーボルト 2 本を加力芯上に配置した。また PA20-50-0 では加力前に、トルク回転法⁷⁾に従い、下ナットにトルクレンチを用いて 70Nm を導入してから 30 度ナットを回転させて締め付けて上ナットを指締めする。その他の実験では下ナット、上ナットの順で指締めする。さらに SPA20-50-0 ではベースプレート下ナット間にほぼ摩擦力が生じないように PTFE シートを挟む。

モルタル層の厚さは、標準的な 50mm⁵⁾とする。図 6 に示すように、アンカーボルトのひずみゲージの損傷を避けるため、モルタルでアンカーボルトを被覆しない。また SPA20-50-0 ではモルタルの上に PTFE シートを貼った敷きプレートを置き、底面にステンレスシートを溶接したベースプレートを設置する。この時、敷きプレートはモルタルと同様に幅を縮小させモルタルの上に設置する。RC ボックス内には十分なせん断補強筋を配して側方破壊を防止する。

ベースプレートの厚さは PA27-50-0, PA30-50-0 では 60mm とし、PA20-50-0, SPA20-50-0 では 40mm とするが、座屈防止のために T 形鋼をベースプレート上面に取り付ける。アンカーボルト孔径はアンカーボルト呼び径+5mm とする。表 2 に引張試験で得たアンカーボルトの下降伏点・引張強さと、圧縮試験で得たコンクリートとモルタルの材料強度を示す。

2. 3 計測と荷重

荷重はロードセル、変位はピストン変位計で計測する。ベースプレートの水平変位とアンカーボルトの見かけのせん断変形角を式(1)(2)で定める。

$$\delta_{BP} = \frac{A+B}{2} - C \quad (1)$$

$$\bar{\gamma} = \frac{\delta_{BP} - \delta_{cl}}{h} \quad (2)$$

表 2 機械的性質・材料強度

試験体	降伏強度 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	モルタル圧縮強度 (材齢(日)) [N/mm ²]	コンクリート圧縮 強度(材齢(日)) [N/mm ²]
PA20-50-0	344	442	32.4(14)	35.9(28)
PA27-50-0	303	444		
PA30-50-0	291	429		
SPA20-50-0	317	442		

ここで例えば図 4 の変位計 A の計測位置を A と表記した。 h はモルタル厚、 δ_{cl} はボルト孔のクリアランスの 1/2(2.5mm)である。

さらに図 7 に示した位置に貼ったひずみゲージによりモルタル層や RC ボックス内のアンカーボルトの軸ひずみの計測も行う。

図 8 に加力プロトコルを示す。加力プロトコルは式(2)の $\bar{\gamma}$ を用いて定める。水平加力は正負交番漸増繰り返し変位となるように $\bar{\gamma}$ の値をモニターしながら手動で制御する。

3. 実験結果

図 9 に荷重変位曲線を示し、写真 1 に図中の(a)での損傷を示し、(b)は実験終了後のアンカーボルトの様子を示す。正側が処女載荷であるが、特に大変形域で負側は正側よりも耐力が低い。これは正側加力によるアンカーボルトの塑性伸びや抜け出しなどが影響していると考えられる。

PA20-50-0 ではアンカーボルトに初期張力を導入しており、水平変位が増加した時、水平荷重が摩擦力に到達したとするときのベースプレート底面—モルタル表面間の摩擦係数は 0.46 であり、鋼構造接合部設計⁶⁾と概ね一致した。図 10 にモルタル層に貼り付けたひずみゲージから算定した軸力を示す。 $\delta_{BP}=30\text{mm}$ 付近までは軸力は小さいが、30mm 付近になると軸力が急激に増加し降伏軸力に到達した。また PA20-50-0 では除荷する度にアンカーボルトの伸びや抜け出しによって張力が抜けていき $\delta_{BP}=12.5\text{mm}$ 付近で軸力が一旦 0 になった後、同様

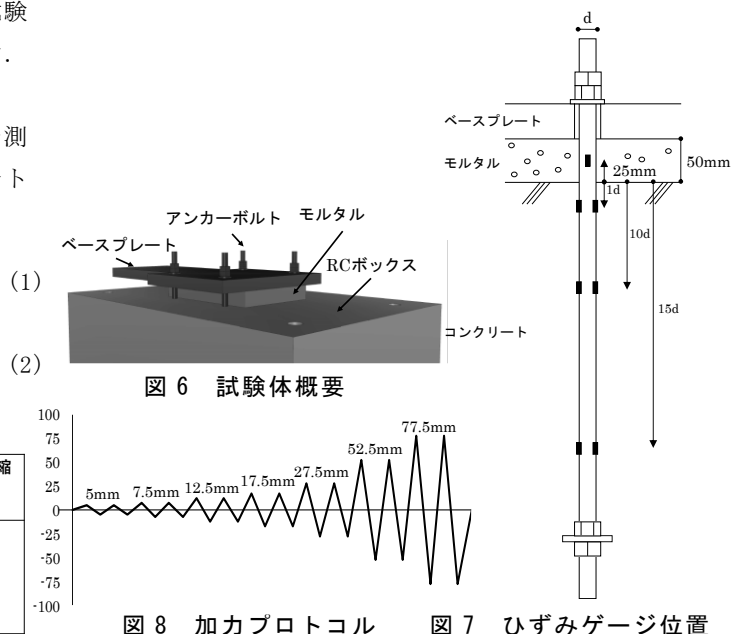


図 6 試験体概要 図 7 ひずみゲージ位置 図 8 加力プロトコル

に軸力が増加し降伏軸力に到達した。

またボルト孔のクリアランス δ_{cl} を超え、ベースプレートがアンカーボルトに接触するとアンカーボルトが傾いた。その後水平荷重 P_H は上昇し変位 $\delta_{BP} = \pm 10\text{mm}$ 付近で荷重変形曲線が一旦平坦になった。振幅の増加に伴い、アンカーボルトがコンクリート内で折れ曲がり、アンカーボルト周辺のコンクリート表面が剥離した(写真(a))。実験終了後、アンカーボルト周辺を掘ると、コンクリート表面から約 $1d$ 深い位置でアンカーボルトがくびれていることがわかった(写真 1(b))。

4. 耐力評価 4. 1 せん断耐力との比較

支承部のせん断力をアンカーボルトで負担する場合、鋼構造接合部設計⁶⁾をそのまま適用すれば、摩擦力和アンカーボルト耐力の加算はないが、既往の研究において、支承耐力は摩擦力とアンカーボルト耐力の重ね合わせであると示したため式(3)とする。

$$P_{xy}^* = nq_{by}^* + \mu P_v \quad (3)$$

ここに P_{by}^* は支承部の降伏耐力、 n はアンカーボルト本数である。また PA20-50-0 は初期張力を与えたことによってモルタル表面—ベースプレート底面間に摩擦力が生じたが、式(3)に到達する前に初期張力が抜けたため、初期張力による摩擦力は考慮しない。

図 11 にて、式(3)で示すアンカーボルトのせん断降伏を仮定して算定する降伏耐力を PA20-50-0、PA30-50-0 と比較し、写真 2 に図中の(c)(d)に示す降伏耐力に降伏耐力に到達する前一つ前のサイクルの試験体の損傷を示す。全ての実験でせん断降伏を仮定した降伏耐力に到達したが、その時点でアンカーボルトの変形は明らかに弾性限界を超えており、モルタルの損傷も著しい。以上より降伏耐力が弾性限界であると考えると、せん断降伏を仮定した耐力評価は過大であると考えられる。

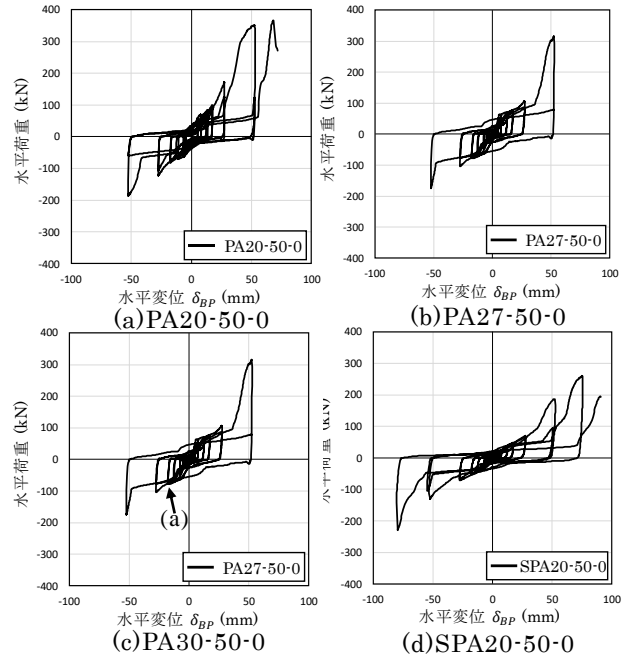


図 9 荷重変位曲線

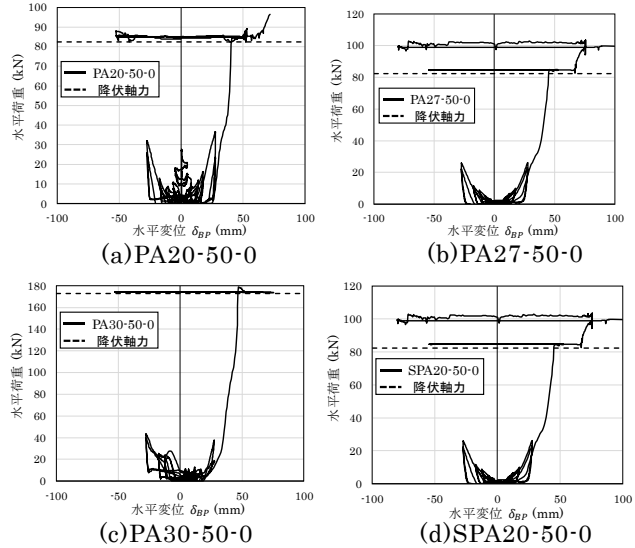


図 10 アンカーボルト軸力

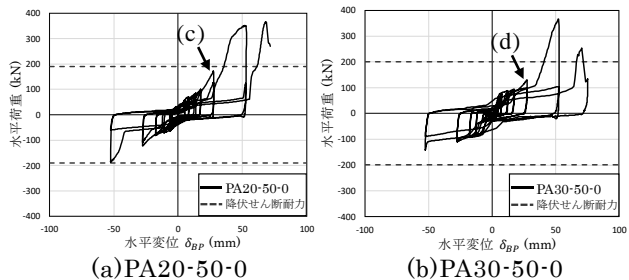


図 11 せん断耐力

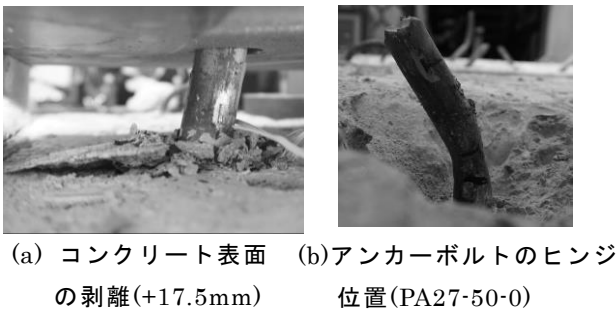


写真 1 破壊挙動

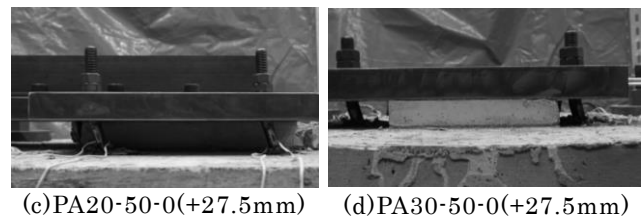


写真 2 アンカーボルトの塑性変形

4. 2 小変形域における耐力評価

ラチスシェル屋根構造設計指針⁸⁾ではモルタル厚がアンカーボルト径 3 倍を超える細長いアンカーボルトは曲げ降伏し、コンクリート表面とベースプレート下端にヒンジが生じるとして耐力を算定するよう推奨している(図 12). アンカーボルトの引張力が小さいときのアンカーボルト 1 本あたりの曲げ降伏耐力は式(4)で表される.

$$P_{bmy}^* = \frac{2M_p}{h} \quad (4)$$

M_p はアンカーボルトの全塑性モーメントである. PA 試験体の初期の荷重変位曲線を拡大し図 13 に示す. ボルト孔のクリアランス内では, 水平荷重は摩擦力和ほぼ等しい. しかし $\delta_{BP} = \pm 10\text{mm}$ 付近で水平荷重が一旦平坦となっており, この平坦部が曲げ降伏によるものと仮定する. 式(4)で曲げ降伏耐力を試算すると, 図 13 に示すように曲げ降伏耐力は平坦部荷重と概ね一致した. なお, PA20-50-0 では初期張力を導入しており, 平坦となった付近の軸力が一本当たり約 13kN であったため, 摩擦力 4 本 $\times 13\text{kN} \times 0.5 = 26\text{kN}$ を式(4)に加算し比較した.

一方, 文献⁹⁾ではせん断力を受けるアンカーボルトがコンクリート表面より深い位置で曲げ降伏することが示されているが, 本研究においても公称径の約 1 倍程度深い位置でヒンジが形成されていた. そこで, 文献に基づいて弾性床土上梁理論の微分方程式を解き, 曲げモーメントが最大となるコンクリート表面からのヒンジ深さ l_m を考慮して式(6)より曲げ降伏耐力を求める(図 14).

$$l_m = \frac{I}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{I}{I + 2h\beta} \right) \quad (5)$$

$$P_{by}^* = n \frac{2M_p}{h + l_m} + \mu P_v \quad (6)$$

β は基礎の特性値で, 文献⁹⁾で示されているコンクリート反力係数 k' とアンカーボルト直径 d , アンカーボルト曲げ剛性 EI を含んでいる. 図 13 に示すように, ヒンジ深さ l_m を考慮した曲げ降伏耐力は実

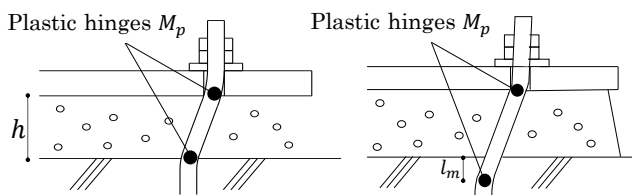


図 12 曲げ降伏耐力

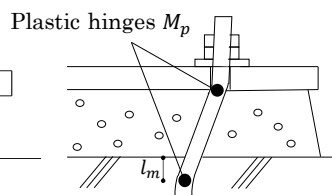


図 14 ヒンジ深さを考慮した曲げ降伏耐力

験値を下回るが本論文では, すべての実験で平坦部荷重を安全側に推定でき, アンカーボルトの変形も小さかった.

また白井ら⁹⁾によると, 可動域を超えて曲げ降伏耐力に到達するまでの水平変位は, 弾性床土上梁理論に基づくコンクリート表面での変位と, 弾性論に基づく曲げ変形及び回転による変位の加算であるとされており, 弾性域の水平荷重は式(7)で表される.

$$P_H = n \frac{3EI\beta^3}{(I + \beta h)^3 + 0.5} \delta_{BP} \quad (7)$$

PA 試験体の曲げ降伏耐力に到達するまでの荷重変位曲線と式(7)を比較して図 15 に示す. 概して比較的良好に近似した.

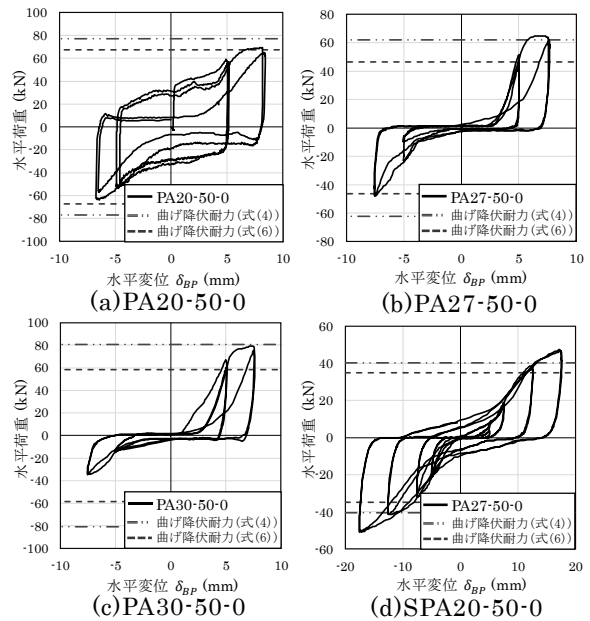


図 13 曲げ降伏耐力の比較

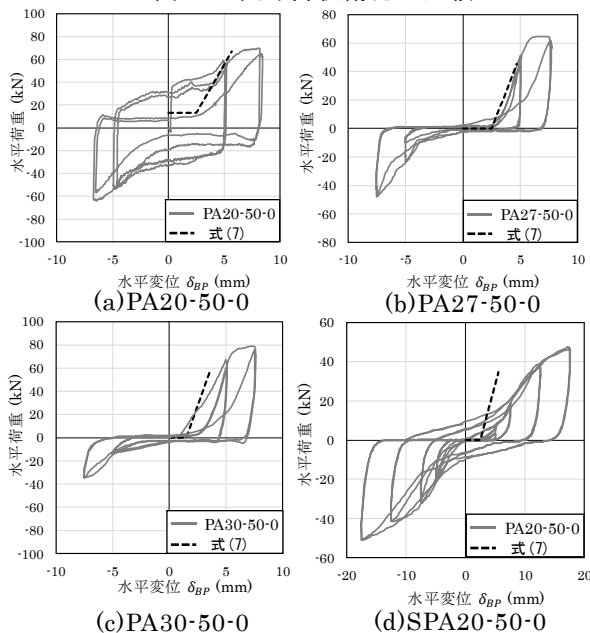


図 15 小変形域の荷重変位関係

4. 3 大変形域における耐力評価

曲げ降伏耐力到達後の大変形域ではアンカーボルトの変形角は大きく、アンカーボルト軸力による耐力式(8)が仮定できる(図 16)。

$$P_H = nN \sin \gamma + \frac{2M}{h+l_m} + \mu(nN \cos \gamma + P_v) \quad (8)$$

$$\gamma = \tan^{-1} \frac{\delta_{BP} - \delta_{cl}}{h+l_m} \quad (9)$$

N はモルタル層のアンカーボルト軸力、 M は塑性ヒンジ 1 か所あたりの曲げモーメント、 γ はヒンジ深さ l_m を考慮したアンカーボルト変形角である。

ここで、実験の水平荷重と鉛直荷重を式(8)に代入してアンカーボルト軸力を逆算し、モルタル層のアンカーボルトに貼り付けたひずみゲージから算定した軸力と比較する。この時大変形域において NM 相関を考慮する。まず歪硬化を無視して降伏関数を式(10)で仮定する。

$$\phi = \left(\frac{N}{N_p} \right)^2 + \frac{M}{M_p} - 1 = 0 \quad (10)$$

ここに N_p は降伏軸力である。降伏関数 ϕ を M について解き、式(8)に代入して軸力 N を求める。なお実験では特にモルタル層上部の塑性ヒンジで断面に比較的大きな変形が見られたが円形断面を保つものとする。摩擦係数は 0.5⁶⁾ とする。図 17 に PA20-50-0 と PA30-50-0 のモルタル層のひずみゲージから算定した軸力と式(8)より求めた軸力を示す。モルタル層のアンカーボルト軸力は小変形域において、前述のようにアンカーボルトの 2 点に曲げヒンジが形成されるため NM 相関を考慮すると軸力は小さいが、変形が大きくなると軸力も増加した。以上より式(8)で大変形域の耐力は概ね近似できると考えられる。

4. 4 一般化塑性ヒンジ理論による骨格曲線の算定

以下では、文献¹⁰⁾に示されている一般化塑性ヒンジ理論を基に大変形域におけるアンカーボルト軸力と塑性ヒンジ部の曲げモーメントを算定し、骨格曲線の算定を試みる。図 18 に示すようにアンカーボルト変形角の増大や歪硬化に伴う応力増分は、2 点に塑性ヒンジが生じた際の水平変位 δ_{by} 以降の状態について算定する。この時、塑性ヒンジのせん断変形及びせん断力は無視する。

図 19 に示すように、アンカーボルトが式(7)に示した曲げ降伏耐力に到達し水平変位が v 増加した後、 dv だけ微小水平変位が増加した際のアンカーボルト

トの変形増分 $\{\Delta d\}$ を考える。この時、2 つの塑性ヒンジはほぼ同時に生じたと仮定し両端の変形角 γ は等しいものとする。 v だけ水平変位が増加した際のヒンジ間のアンカーボルト長さは L_{trg} 、変形角 γ_{trg} であり、さらに dv だけ水平変位が増加するとアンカーボルトは軸方向に du 伸び、変形角は $d\gamma_{trg}$ 増加する。このアンカーボルトの変形増分と微小水平変位の関係は式(11)で表すことができる。なお、軸方向伸びは両端の塑性ヒンジによる軸方向伸びの合計である。

$$\{\Delta d\} = \begin{Bmatrix} du \\ d\gamma_{trg} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} dv \sin \gamma_{trg} \\ dv \cos \gamma_{trg} / L_{trg} \end{Bmatrix} \quad (11)$$

ここで、NM 相関に Prager の移動硬化則を適用した一般化硬化塑性ヒンジ理論¹⁰⁾によって求めた塑性剛性行列 $[K^p]$ を用いて、式(12)にアンカーボルトの変形増分 $\{\Delta d\}$ と応力増分 $\{\Delta P\}$ の関係を得る。なお、アンカーボルトのヤング係数は $E = 205000 \text{ N/mm}^2$ と

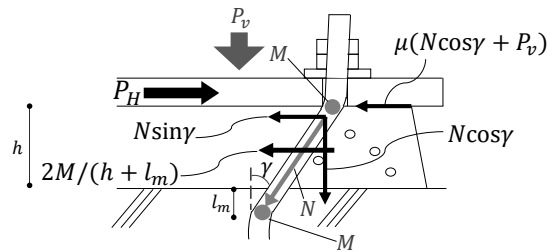


図 16 水平力とアンカーボルト軸力の釣り合い

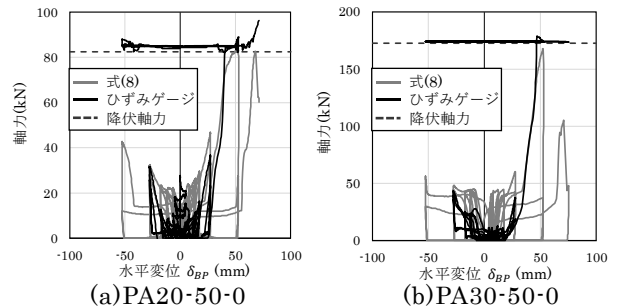


図 17 アンカーボルト軸力の比較

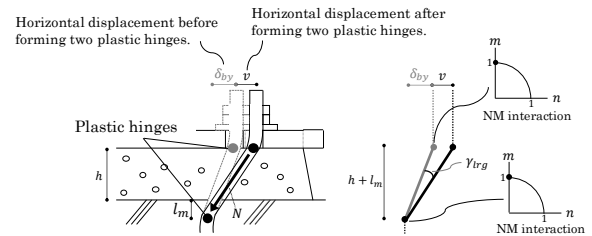


図 18 NM 相関を考慮したヒンジモデル

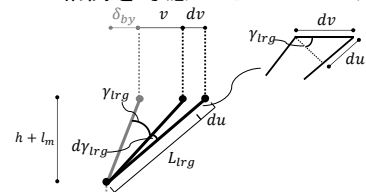


図 19 アンカーボルトの変形増分

し、歪硬化係数 e_t はアンカーボルト引張試験で得られた応力ひずみ線図の下降伏点 σ_y における歪と一様伸び ε_u までを直線で近似し 2 次勾配がヤング係数 E の歪硬化係数 e_t 倍となるようにし求める。

$$\{\Delta P\} = [K^p] \{\Delta d\} \quad (12)$$

以上より、アンカーボルトの応力増分を軸力と曲げモーメントに加算式(8)に代入して降伏後の耐力を評価する。

小変形域及び大変形域の荷重変位関係を式(7)(8)から求め、実験で得られた繰返し履歴から骨格曲線を抽出し図 20 に示す。全ての実験で耐力式が実験を高めに評価した。これは式(5)で求めたヒンジ深さが計測したヒンジ深さの約 0.6 倍であったためと考えられる。また、PA27-50-0, PA30-50-0 の場合、変位 5mm から 20mm 付近まで水平荷重が平坦となっていた。これは図 17(b)のひずみゲージから算定した軸力に示すように小変形域においてアンカーボルトの抜け出しにより軸力が増加していないためと考えられる。しかし、式(8)では抜け出しを考慮できないため、図 20 のような平坦部荷重は推定できない。

しかし、概して大変形域の骨格曲線に関しては比較的良好的に近似できており、せん断降伏モデルより幾何学的非線形性を考慮した曲げと軸力による 2 ヒンジの NM 相関モデルがより適切であるといえる。

5. 実験結果

当研究では、置屋根体育館に用いられるせん断力が支配的である支承の繰返しせん断加力実験を行い、

- 1) 破壊挙動を再現し、モルタルやアンカーボルトの破壊メカニズムを説明した。
- 2) せん断降伏を仮定した耐力にアンカーボルト耐力が達する時点は明らかに弾性限界を超過していることを実験で明らかにした。また曲げ降伏を仮定することでアンカーボルトの降伏耐力が良好に近似できることを示した。
- 3) 曲げ降伏後の大変形域では、アンカーボルトの幾何学的非線形性を考慮した耐力式を提案し、Prager の移動硬化則を用いた一般化硬化塑性ヒンジ理論を適用することで、支承耐力の骨格曲線を概ね推定できることを示した。

参考文献

- 1) 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，2012.3
- 2) 河野久夫他：埋込みアンカーボルトの変形挙動に関する実験的

研究 その 1：せん断力を受けるアンカーボルトの変形挙動，日本建築学会中国・九州支部研究報告，第 5 号，pp.333-336，1981.3

- 3) 大橋芳郎他：引張力・せん断力・組み合わせ応力を受けるアンカーボルト露出部の力学的性状に関する実験的研究，平成 8 年度日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.285-288，1996
- 4) 池永昌容，長江拓也，ジェイソン マコーミック，勝尾美香，中島正愛：鋼構造露出柱脚と基礎モルタル間の摩擦性状に関する振動台実験，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 629 号，pp.1185-1191，2008.7
- 5) 日本建築学会：建築工事標準仕様書 6 鉄骨工事，2015.3
- 6) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2012.7
- 7) 日本鋼構造協会：建築構造用アンカーボルトを用いた露出柱脚設計施工指針・同解説，2009.10
- 8) 日本建築学会：ラチスシェル屋根構造設計指針，2016.11
- 9) 白井佑樹他：一方向せん断力を受ける頭付きアンカーボルトと接着系アンカーボルトへの弾性床土上梁理論の適応とその整合性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 81 巻，第 724 号，pp.993-1003，2016.6
- 10) 日本建築学会：応用科学シリーズ 4 構造物の崩壊解析 基礎編，1998.7

謝辞

当研究は、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。

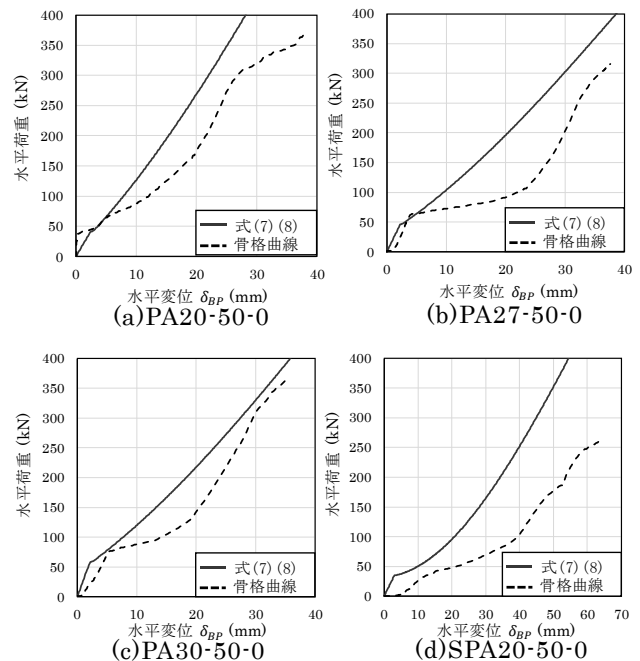


図 20 骨格曲線と式(7)(8)の比較

下部構造と支承部の非線形復元力特性を考慮した鉄骨置屋根構造の地震応答解析

鉄骨置屋根体育館 地震応答評価

渡辺俊也*

山下哲郎**

屋根支承部 履歴特性 RC 片持壁

1. はじめに

図 1 に示されるような、RC 片持架構で鉄骨大スパン屋根を支持する体育館は、鉄骨置屋根体育館と呼ばれる。2011 年の東北地方太平洋沖地震では、RC 片持架構が地震時に構面外応答し、RC 躯体と鉄骨屋根を接合する支承部が強制変形を受け、被害が多発したことが報告されている¹⁾。体育館は、災害後の避難施設として継続使用できることが要求され、東北地方太平洋沖地震後、精力的に地震応答の研究が進められており、耐震診断についての成果がガイドライン²⁾にまとめられている。

鉄骨置屋根構造の地震応答に関する研究としては、伊藤ら³⁾の支承部せん断加力実験、また成田ら⁴⁾の独立壁構面外応答および支承部せん断応力の評価が挙げられる。ただし、支承部の復元力特性を考慮した数値解析を用いて、支承部せん断応力を評価した研究はほとんどない。例えば、文献 4) では柱頭と屋根を一体とした数値解析モデルにより支承部せん断応力を評価しており、ルーズホールによる支承部可動域の影響を考慮した応答評価はされていない。

本研究では、伊藤ら³⁾の支承部耐力の評価法に基づき、支承部履歴特性モデルの提案を行う。また、下部構造と支承部の非線形復元力特性を考慮した鉄骨置屋根体育館の地震応答解析を行い、支承部せん断応力の評価を行う。特に、支承部可動域の増大による支承部せん断応力の増減について評価を試みる。

2. 被災体育館と実被害

検討建物は、東北地方太平洋沖地震で被災した岩手県の体育館¹⁾である（図 1）。地上 2 階建てで、X 方向 44.9m、Y 方向 28m の耐震壁付ラーメン架構である。屋根版は斜交立体トラス構造で、高い曲げ剛性を有する。また屋根版は全周ピン支承で支持されている。

図 2 に損傷が視認できた箇所を重ねた屋根伏図を示す。写真 1 は被害写真の抜粋である。H 通りに注目すると、桁壁中央付近にアンカーボルト引き抜き、モルタル破砕等の損傷が集中し、四隅の 9 通りでは損傷が見られない。2 通りでアンカーボルト破断が生じているが、1,2 通り間にエントランス架構が付い

ており、9 通りと比較して下部構造の剛性が高く、応力が集中した可能性が考えられる。

下部構造の損傷としては、構面外応答による RC 片持柱の柱脚曲げひび割れや、柱頭をつなぐ梁の面外曲げによるものと思われるひび割れが確認された。

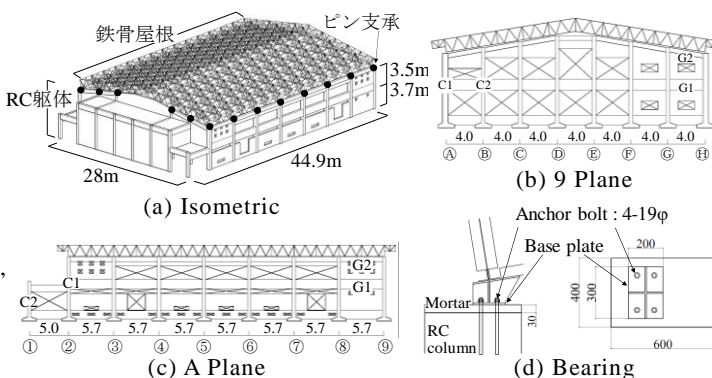


図 1 検討体育館

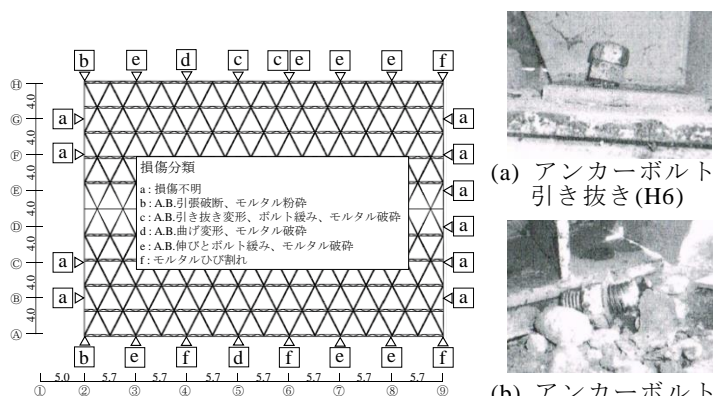


図 2 屋根伏図

写真 1 被害概要

3. 数値解析モデルの設定

3. 1 建物モデルの設定

解析には有限要素解析ソフト Marc⁵⁾を用いた。数値解析モデルを図 3 に示す。エントランス部を除く等、モデルの簡略化を行っている。RC 躯体重量は 24kN/m^3 として質量密度で与え、屋根部重量は 1kN/m^2 として計算し、節点質量に換算して設定する。

表 1 に主要部材諸元を示す。柱梁部材は梁要素、壁はトラス要素でモデル化する。壁は等価なせん断剛性を持つブレースに置換し、弾性体とする。梁はコンクリートの曲げひび割れと主筋の曲げ耐力を持つトリリニア型の復元力特性を設定する。使用主筋は

* : 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)

SD295, コンクリート圧縮強度は 24N/mm^2 とする。
 柱は剛体とし, 柱脚に剛性劣化型トリリニアの復元力特性を持つ回転バネを設定する。

屋根部材は弾性梁要素でモデル化し, 山形鋼と等価な断面積と断面二次モーメントを設定する。

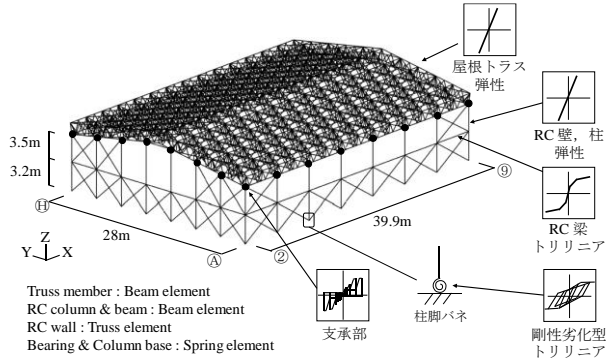


図 3 数値解析モデル

表 1 主要部材緒元

(a) 柱部材

L _c 倍率	C1			C2		
	断面[mm]	ひび割れ Mc[kNm]	主筋降伏 My[kNm]	断面[mm]	ひび割れ Mc[kNm]	主筋降伏 My[kNm]
1	400×600	66	302	400×400	29	176
2	500×700	112	358	400×500	46	232
3	500×800	146	421	400×580	62	283
4	600×830	189	528	500×590	80	289
5	600×900	222	580	500×630	91	314
7.5	600×1030	291	738	500×730	122	377
10	600×1130	350	984	500×750	154	390
15	600×1290	457	1332	500×860	203	598
20	600×1420	553	1481	600×950	478	672
30	700×1550	769	1864	600×1090	326	944
40	700×1700	925	2061	600×1200	395	1053

(b) 梁・壁部材

	断面[mm]	ひび割れ Mc[kNm]	主筋降伏 My[kNm]
G1	400×1150	242	647
G2	400×600	66	241
W1	t=200		

(c) 屋根・支承部材

	トラスT1[mm]	L-90×90×7
アンカーボルト		4-M20, ABR400
アンカーボルト降伏強度[N/mm ²]		235
モルタル厚h[mm]		50

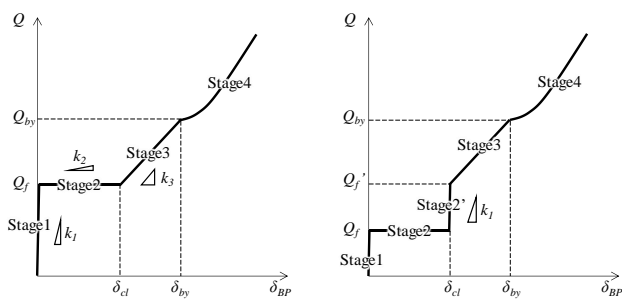


図 4 支承部耐力変位関係の骨格曲線モデル

3. 2 支承部モデルの設定

検討建物の屋根は高い剛性を有する斜交立体トラス屋根であり, 伊藤らの実験³⁾で想定する支承部と同様, 支承部に回転が生じないと仮定できる。文献3)に基づき, ピン支承とスライド支承の耐力 Q —水平変位 δ_{BP} 関係の骨格曲線を図4のように設定する。本研究では骨格曲線を4つの段階で表す。

段階1では, 支承部の滑り出し荷重 $Q_f (= \mu P_V)$ に達するまで剛性 $k_1 = 1 \times 10^6 \text{N/mm}$ で荷重が上昇する。摩擦係数 μ はピン支承で 0.5, スライド支承で 0.06 とする³⁾。

段階2では, 支承部の片側可動域 δ_{cl} の範囲内を剛性 $k_2 = 1 \times 10^{-1} \text{N/mm}$ でベースプレートが撓動する。スライド支承では, 水平変位 δ_{BP} が可動域を超えた際, アンカーボルトの変形により敷プレートが押し出される様に撓動し, モルタルとの間に大きな摩擦力が生じる³⁾(段階2')。敷プレート—モルタル間の摩擦係数 μ' は 0.5 とする。

段階3では, ベースプレートがアンカーボルトに接触しアンカーボルトの曲げ変形が生じる。文献6)より, 剛性 k_3 は弾性床上梁理論に基づいて式(1)で表される。

$$k_3 = n \frac{3EI\beta^3}{(1+h\beta)^3 + 0.5} \quad (1)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k'd}{4EI}} \quad (2)$$

ここで, n はアンカーボルト本数, h はモルタル厚である。 β は基礎の特性値で, 文献6)で示されているコンクリート反力係数 k' とアンカーボルト直径 d , アンカーボルトの曲げ剛性 EI を含んでいる。

その後アンカーボルトは曲げ降伏するが, 文献6)等ではせん断力を受けるアンカーボルトでは, コンクリート表面より深い位置で塑性ヒンジが形成されることが示されている。従って, 文献6)に基づいて塑性ヒンジが形成される深さ l_m を求め, 図5のように深さ l_m を考慮して式(3)により曲げ降伏耐力 Q_{by} を算定する。

$$Q_{by} = n \frac{2M_p}{h+l_m} + \mu P_V \quad (3)$$

$$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{1}{1+2h\beta} \right) \quad (4)$$

M_p はアンカーボルトの全塑性モーメントである。

曲げ降伏耐力到達後の段階4ではアンカーボルト変形角が大きく, 幾何学的非線形性を考慮したアンカーボルトの軸力による耐力式(5)を適用する(図6)。

$$Q = nN \sin \gamma + \frac{2M}{h+l_m} + \mu(nN \cos \gamma + P_V) \quad (5)$$

$$\gamma = \tan^{-1} \left(\frac{\delta_{BP} - \delta_{cl}}{h+l_m} \right) \quad (6)$$

ここで, N はモルタル層のアンカーボルト軸力, M は塑性ヒンジ1カ所当たりの曲げモーメントである。

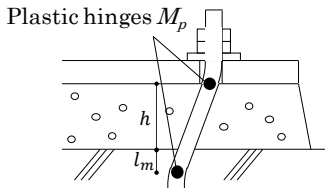


図 5 塑性ヒンジ深さ l_m

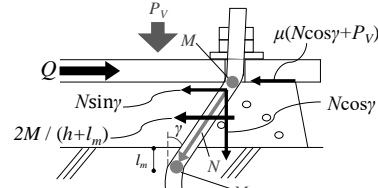


図 6 水平方向の力のつり合い

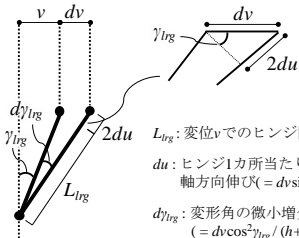
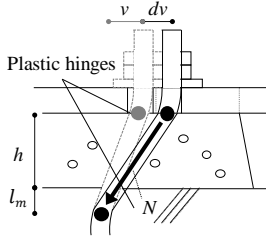


図 7 アンカーボルトの微小変形

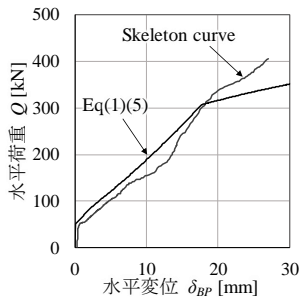


図 8 式(1)(5)と骨格曲線³⁾の比較

また γ はヒンジ深さ l_m を考慮したアンカーボルト変形角である。

伊藤ら³⁾は一般化硬化塑性ヒンジ理論を基にして式(5)中のアンカーボルト軸力 N と塑性ヒンジ部の曲げモーメント M を算定しているが、繰り返し変形を受けた際の耐力評価は行われていない。

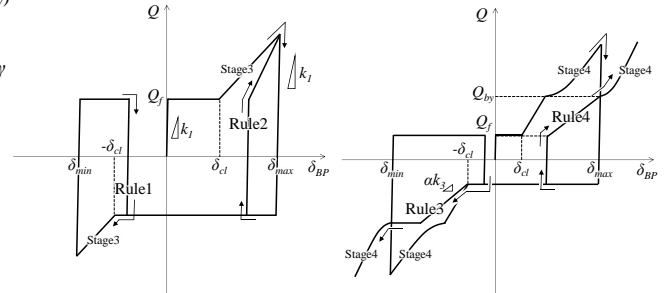
本研究では、アンカーボルトを完全弾塑性体として、降伏曲面上における塑性流れベクトルの法線則を用いて大変形時の耐力評価を行う。全塑性相関式を式(7)で仮定する。

$$\left(\frac{N}{N_y}\right)^2 + \frac{M}{M_p} = 1 \quad (7)$$

ここで、 N_y は降伏軸力である。図 7 に示すように水平変位が v 増加した後、 dv だけ微小水平変位が増加した際のアンカーボルトの変位増分を考える。変位 v 時の変形角を γ_{lrg} とし、曲げ降伏耐力到達時の変位 δ_{by} における変形角 $\gamma_{lrg} = 0$ とするために式(8)で表す。

$$\gamma_{lrg} = \tan^{-1}\left(\frac{\delta_{BP} - \delta_{by}}{h + l_m}\right) \quad (8)$$

ここで塑性流れベクトルの法線則により式(9)が得られ、式(7)、(9)より、モルタル層のアンカーボルト



(a) 曲げ降伏耐力到達前 (b) 曲げ降伏耐力到達後

図 9 支承部耐力変位関係の履歴曲線モデル

表 2 変位正側再載荷ルール

	条件1	条件2	処理
Rule1	$\delta_{max} < \delta_{by}$	$\delta_{BP} < \delta_{cl}$	骨格曲線に移行
Rule2	$\delta_{max} < \delta_{by}$	$\delta_{BP} > \delta_{cl}$	最大点指向
Rule3	$\delta_{max} > \delta_{by}$	$\delta_{BP} < \delta_{cl}$	骨格曲線に移行
Rule4	$\delta_{max} > \delta_{by}$	$\delta_{BP} > \delta_{cl}$	点(δ_{max}, Q_{by})指向

軸力 N を式(10)で、塑性ヒンジ 1 カ所当たりの曲げモーメント M を式(11)で表すことができる。

$$\frac{du}{d\gamma_{lrg}} = -\frac{dM}{dN} \quad (9)$$

$$N = \frac{N_y^2 (h + l_m) \sin \gamma_{lrg}}{4M_p \cos^2 \gamma_{lrg}} \quad (10)$$

$$M = M_p - \frac{N_y^2 (h + l_m)^2 \sin^2 \gamma_{lrg}}{16M_p \cos^4 \gamma_{lrg}} \quad (11)$$

伊藤らの実験³⁾より得られた繰り返し履歴曲線から抽出した骨格曲線と、式(1)、(5)により得られた支承部耐力-変位関係を比較して図 8 に示す。評価式による支承部耐力-変位曲線は、骨格曲線を良好に近似できている。処女載荷となる正側では耐力を良好に近似できるが、負側では過大評価となるため、支承部履歴特性モデルでは式(10)で求めた軸力に 0.8 を乗じて低減している。

耐力-変位関係の履歴曲線モデルを図 9 に、再載荷ルールを表 2 に示す。再載荷ルールでは、曲げ降伏耐力到達の有無と再載荷時のベースプレートの位置を分岐条件とする。曲げ降伏耐力到達後、再載荷ルール 3 を経て段階 3 に移行した場合、剛性 k_3 に剛性低減率 α を乗じる。低減率 α は実験結果から目視で決定し、式(12)とした。

$$\alpha = \sqrt{\frac{\delta_{by} - \delta_{cl}}{\delta_{max} - \delta_{cl}}} \quad (12)$$

δ_{max} は最大水平変位である。また、一度段階 4 を経験し、再度段階 4 に移行する場合、式(8)の δ_{by} を前サイクルまでの δ_{max} に更新する。

図 10 に伊藤らの実験結果³⁾と再載荷ルールを適用して求めた支承部の耐力-変位関係の履歴曲線を比較して示す。履歴曲線は実験結果を良好に近似できている。

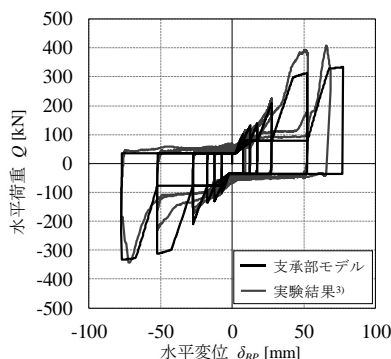


図 10 履歴曲線と実験結果³⁾の比較

3. 3 解析条件

本研究では、支承部せん断応力と下部構造の重量、剛性との関係および支承部可動域との関係について検討を行う。検討パラメータは、RC 片持柱の強軸まわりの断面二次モーメント I_c と、支承部の可動域 δ_{cl} とする。検討ケース名称を図 11 に、柱の断面諸元を表 1(a)に示す。Pin は全周をピン支承としたモデルで、Slide は四隅をピン支承、その他をスライド支承としたモデルである。

3. 4 入力地震波と固有振動特性

減衰定数はレイリー減衰を採用し 1 次、2 次共に 0.03 とする。入力地震波は El centro, Taft, Hachinohe の位相を用い、建築基準法告示に従い作成したレベル 2 地震波とし、解析時間刻みは 0.0002 秒とした。図 12 に各地震波の加速度応答スペクトルを示す。

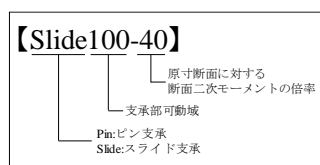


図 11 解析ケース名称

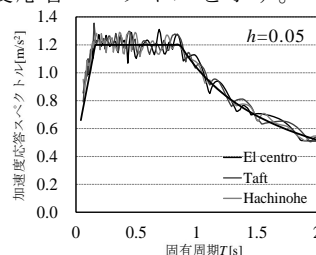


図 12 加速度応答スペクトル

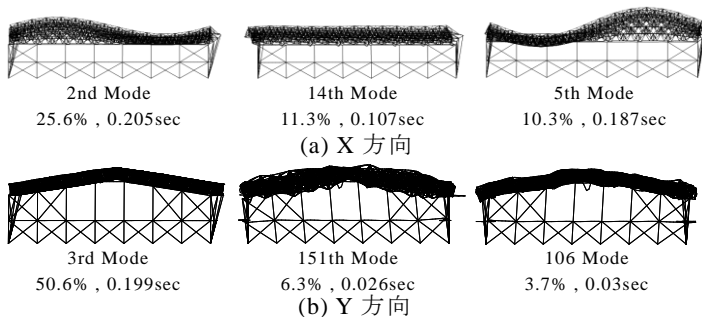


図 13 卓越固有振動モード

図 13 に Pin2.5-1 モデルの主な卓越固有振動モードを示す。X, Y 方向ともに RC 片持架構の独立振動モードが卓越する。X 方向のみ、ラチスシュル屋根構造設計指針⁷⁾で報告される屋根面逆対称 1 波モードと片持架構の独立振動モードが連成する。ただし図 13 は支承部剛性が k_l の場合の振動特性であり、ベースプレートの摺動およびアンカーボルトとの接触により振動特性は変化する。

4. 弾塑性支承時刻歴応答解析による地震被害分析

支承部の復元力特性を考慮した Pin2.5-1 モデルで、X 方向を EW, Y 方向を NS とし、El centro 告示波を 30 秒間入力する地震応答解析を行った。下部構造では、全ての RC 片持柱で、構面外応答によって生じる柱脚モーメントがひび割れモーメントに達し、剛性低減が見られた。また面外曲げを受ける桁壁、妻壁の隅梁でも、ひび割れモーメントに達していた。

妻壁、桁壁の構面外最大応答変位を図 14 に、構面外及び構面内方向の支承部最大応答せん断力を図 15 に示す。妻壁に注目すると、RC 片持架構の構面外応答の影響が大きく、中央に向かって支承部変位および構面外方向の支承部応力が増大する。一方桁壁では、屋根並進モードの影響で、隅部の屋根水平変位が大きく支承部応力も大きい。

また妻壁、桁壁ともに構面外方向より構面内方向の支承部応力が大きい。これは屋根の慣性力に加えて、RC 片持架構の構面外応答によって下部構造から屋根に伝わる力を、直交する壁の構面内方向で支持するためである。

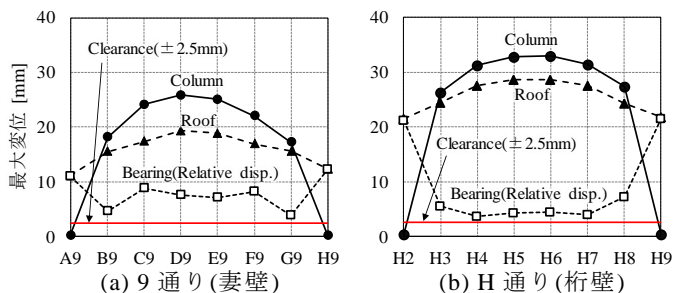


図 14 最大構面外応答変位

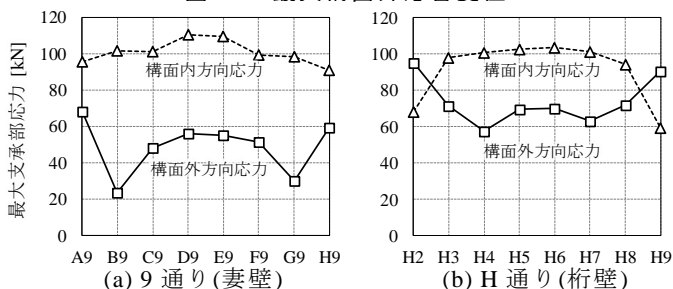


図 15 最大支承部せん断応力

代表として H5 支承部の構面内方向支承部応力-変位関係を図 16 に示す。支承部応力は曲げ降伏耐力 Q_{by} を超え、アンカーボルト変形量は約 1/5 であるため、被害例のようなアンカーボルト伸びなどが生じる可能性が高い。

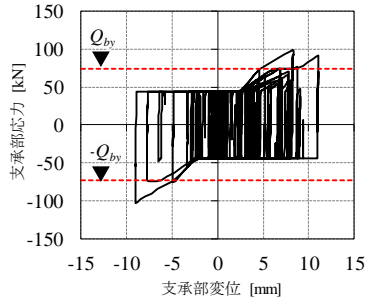


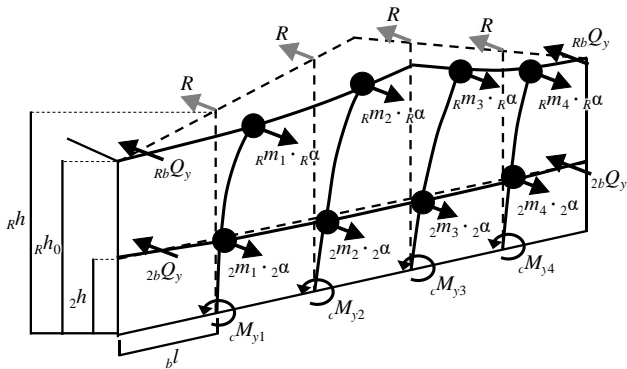
図 16 支承部応力-変位関係(H5)

5. 弾塑支承時刻歴応答解析

5. 1 支承部せん断応力の推定

曲げ降伏しない弾性支承モデルを使用して、標準 3 波の告示波を 10 秒間入力する地震応答解析を行い、支承部せん断応力を評価する。

鉄骨置屋根構造の耐震診断・改修の考え方²⁾によれば、屋根と柱頭が一体となっている場合の、RC 片



$$R = \left(\sum_i m_i \cdot R \cdot \alpha \cdot h + \sum_i m_i \cdot 2 \cdot \alpha \cdot h - 2 R_b Q_y \cdot h_0 - 2 2_b Q_y \cdot h - \sum_i c M_{y_i} \right) / (n \cdot h) \quad (13)$$

m_i : 屋根部*i*番目の質点重量 $R'h$: 屋根部質量の重心高さ $R\alpha$: 屋根棟部の加速度
 $2m_i$: 2階*i*番目の質点重量 $2'h$: 2階の高さ 2α : 2階の加速度
 n : 屋根部支点数 cM_{y_i} : 柱脚の降伏モーメント d : 隅梁長さ
 $R_b Q_y$: 屋根部梁のせん断力(= $R_b M_y / d$) $2_b Q_y$: 2階部梁のせん断力(= $2_b M_y / d$)

図 17 支承部せん断応力評価モデル²⁾

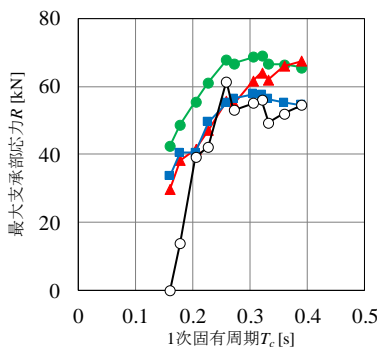
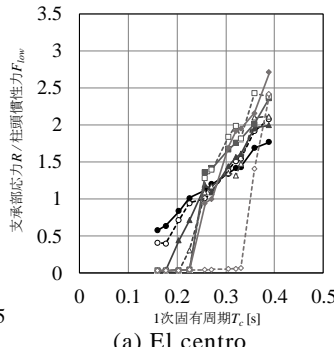
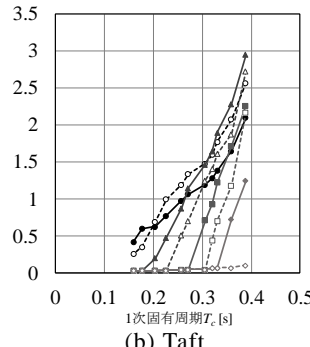


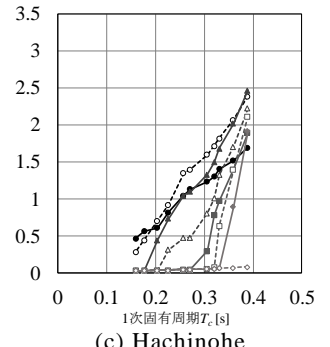
図 18 評価式(13)と解析値の比較



(a) El centro



(b) Taft



(c) Hachinohe

可動域 δ_{cd} : ●-2.5 ○-10 ▲-20 ◆-30 ◆-40 ◆-50 ◆-60 ◆-100

図 19 支承部応力 R / 柱頭慣性力 F_{low} - 固有周期 T_c 関係

持架構の構面外応答による支承部応力は、図 17 に示すような柱脚でのモーメントのつり合いによって、図中式(13)で評価できる。また、柱頭加速度 $R\alpha$ は屋根剛性・躯体剛性に依存した増幅係数 $F_{Gai}(R_T)$ を乗じた式(14)で表す。

$$R\alpha = F_{Gai}(R_T) \cdot Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot F_h \cdot C_0 \quad (14)$$

ここに、 Z は地域係数、 R_i は振動特性係数、 A_i はせん断力係数分布、 F_h は減衰による応答低減係数、 C_0 はベースシア係数である。文献 2)より $F_{Gai}(R_T)$ は 1.4、解析結果よりベースシア係数は 0.7 とする。

式(13)による支承部せん断応力評価と、断面二次モーメント I_c の倍率を 1~40 倍まで変化させた Pin2.5 モデル解析結果を比較して図 18 に示す。縦軸は妻壁中央 D9 支承部の構面外方向最大応力 R 、横軸は屋根版を除いた下部構造のみのモデルの 1 次固有周期 T_c である。評価式(13)は解析結果と概ね近似するが、固有周期が短い場合に評価式が解析結果を大きく下回る。これは、評価式では柱梁の耐力が充足し RC 片持架構が自立するとき、支承部応力は生じないと評価するのに対し、実際にはベースプレートがアンカーボルトに衝突し、応力が生じるためである。

RC 片持架構が自立する場合にも適応できる支承部せん断応力の評価手法を考える。本研究では、柱頭慣性力と支承部応力の関係に注目し、支承部せん断応力を簡易に評価することを試みる。各解析ケースの D9 柱の最大柱頭慣性力 F_{low} と最大支承部応力 R の関係を図 19 に示す。縦軸は、最大支承部応力 R を、下部構造のみのモデルで地震応答解析を行ったときの最大柱頭加速度に柱頭質量を乗じた柱頭加速度 F_{low} で除した値、横軸は下部構造モデルの 1 次固有周期 T_c である。各解析ケースではばらつきはあるが、RC 片持柱が細く固有周期が長いほど、柱頭慣性力に対する支承部応力が大きい傾向にある。

各解析より、柱頭変位が支承部可動域内に収まるケースを除いた $R/F_{low}-T_c$ 関係を使用し、図 20 に示すように最小二乗法による曲線近似を行う。近似曲線は式(15)で表される。

$$R/F_{low} = 17.5T_c^2 - 2.6T_c + 0.4 \quad (15)$$

柱頭節点質量に柱頭加速度(式(14))を乗じて柱頭慣性力 F_{low} を算定し、式(15)の $R/F_{low}-T_c$ 関係を使用することで、支承部の最大応答せん断力 R を推定できる。図 21 に式(15)を使用した支承部せん断力評価と、Pin2.5 モデル解析結果の比較を示す。提案式による評価値が解析値と概ね整合している。

5. 2 支承部可動域と支承部せん断力の関係

図 22 に、各解析ケースの D9 支承部最大応力 R - 可動域 δ_{cl} 関係を示す。いずれの地震波でも、多くの解析ケースで、Pin モデルよりも、Slide モデルの支承部せん断応力が大きくなっている。

El centro では可動域 40~60mm、Taft、Hachinohe では 10~20mm で支承部せん断応力が最大となっており、地震波の特性によって、支承部応力がピークとなる可動域の長さは変化すると考えられる。

いずれの地震波の解析結果においても、Pin モデルでの最大支承部応力に対して、Slide モデルでは最大支承部応力が最大で 4~5 割ほど増大している。従って、スライド支承として設計する際には、ピン支承として求めた支承部応力に対して、1.5 倍の安全率を乗じることで安全側な評価ができると考えられる。

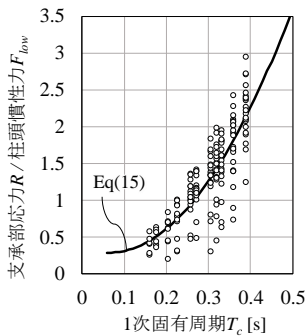


図 20 曲線近似(式(15))

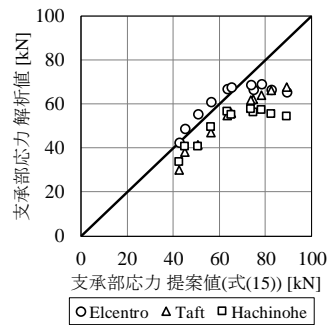


図 21 解析値と評価式の比較

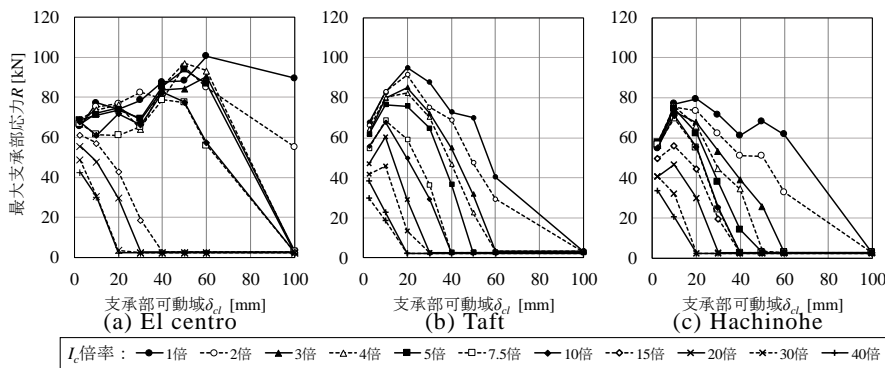


図 22 D9 支承部最大応力 R - 支承部可動域 δ_{cl} 関係

6. まとめ

- 1) 降伏曲面上における塑性流れベクトルの法線則を用いた支承部履歴特性モデルで、支承部の非線形復元力特性を再現できることを示した。
- 2) ピン支承として設計する場合の最大支承部せん断応力は、支承部応力と片持柱の柱頭慣性力との関係式(15)より推定することが可能である。
- 3) スライド支承として設計する場合、ピン支承として求めた支承部応力に安全率 1.5 を乗じることで、安全側の検討とすることができる。

なお、今回支承部せん断応力の評価を行ったが、屋根剛性や支承部剛性、下部構造の形状の変化によって、支承部応力と柱頭慣性力の関係(式(15))は変化する可能性があるため、今後の検討課題としたい。

参考文献

- 1) 建築研究振興協会東北耐震診断改修委員会鉄骨置屋根耐震検討 WG: 東日本大震災における鉄骨置屋根構造の被害調査報告, 2012. 8
- 2) 日本建設技術高度化機構: 鉄骨置屋根構造の耐震診断・改修の考え方, 技報堂出版, 2015.9
- 3) 伊藤賢治: せん断が支配的な置屋根支承部の復元力特性, 2018 年度工学院大学工学研究科建築学専攻修士論文梗概集
- 4) 成田和彦, 竹内徹, 松井良太: RC 妻面架構を有する鉄骨屋根体育館の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集 第 73 巻 第 629 号, pp.1895-1904, 2013.11
- 5) MSC Software, Marc® 2017, Volume A: Theory and User Information, Volume B: Element library, Volume D: User Subroutines and Special Routines, 2017
- 6) 白井佑樹, 山田哲, 坂田弘安: 一方向せん断力を受ける頭付きアンカーボルトと接着系アンカーボルトへの弾性床上梁理論の適応とその整合性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 第 81 巻 第 724 号, pp.993-1003, 2016.6
- 7) 日本建築学会: ラチスシェル屋根構造設計指針, 2016.11

本体建物の振動特性を考慮した大スパン片持屋根構造の地震応答評価

大スパン片持屋根，常時微動計測，地震応答
地震応答，上下応答

荒井 雄大* 山下哲郎**

1. はじめに

スタジアム屋根⁽¹⁾をはじめとして，大規模な片持屋根を有する建築物が増えている．地震時には片持屋根の上下方向に大きな加速度が生じることが予想される．構造体の設計のみならず，2011 年の東北地方太平洋沖地震で天井や照明等の落下が多発したように，非構造部材の落下防止には地震時に生じる加速度を事前に想定することは重要である．しかし，地震時の振動特性は明らかになっておらず，現在のところ大規模な片持屋根の地震荷重設定法は提案されていない．

本研究ではまず，実在するはね出し長さ 14m におよぶ片持屋根を対象に常時微動計測を実施し，片持屋根の振動特性同定を試みた．計測結果の分析から，片持屋根には屋根単体の固有振動モードに加え，主架構の水平変形に励起されるモードの存在が判明した．

解析によるスタディでは，まず，建物を片持屋根が単層構造物に支持される解析モデルに単純化し，主架構の曲げ剛性をパラメトリックに変化させることで主架構の振動特性が与える片持屋根の地震応答特性を分析する．常時微動計測で確認した屋根の主架構の水平変形によって励起される上下振動と屋根単体で振動するモードの固有周期が近接すると水平地震動のみで屋根の応答が急増することが判明した．

最後に，以上の検討を通して，大規模な片持屋根を有する架構の設計に必要な地震応答特性に関する知見を得る．

2. 大スパン片持屋根の常時微動計測例

2.1 常時微動計測概要

常時微動計測は工学院大学八王子校舎 18 号館の片持屋根(写真 1)を対象に行った．対象建物は，はね出し長さ 14m，面積約 400m²の大規模な片持屋根を有している．建物と屋根の概要を表 1 に示す．片持梁は図 1 に示すようにテーパ断面となっており，屋根の外装仕上げは鉄板である．またアルミ樹脂複合板を箱曲

加工した吊り天井を有する．

図 2 に計測位置を平面，立面図にそれぞれ示す．BF1，1F，3F，RF を計測階とし，図 1 で示した梁の先端から 1.2m 手前位置を平面，立面図にそれぞれ示す．BF1，1F，3F，RF を計測階とし，図 1 で示した梁の先端から 1.2m 手前を片持屋根の計測点とした．図 2(a) に示すように建物の東側を計測範囲とし，常時微動計測にはサーボ型速度計 VSE-15D を使用した．同時計測可能なチャンネル数の制限から，図 2(b) に示すように地下 1 階，片持屋根先端の X(水平)，Z(鉛直)の 2 方向を同時計測する 2 台 1 組の固定計測点，1F，3F，RF を移動計測点とした．移動計測点では計測回毎に X 方向と Z 方向を入れ替え，2 方向の計測終了後，計測階を移動する．基盤入力に対する各計測点の伝達関数を同定するため，各階の計測点と BF1 の計測点は同時に計測している．各計測 1 回の計測時間は 500 秒とし，サンプリング周波数は 100Hz で計測を行った．

表 1 対象建物概要

建物	
竣工	2006
建物高さ	20.24m
階	BF1～3F
構造形式	S・RC
基礎	直接基礎
片持ち屋根	
はねだし長さ	14.4m
スパン	19m
面積	400m ²



写真 1 大スパン片持屋根

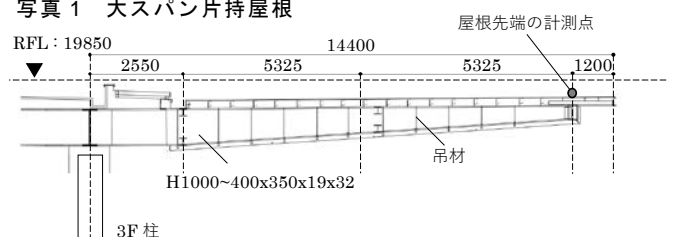


図 1 片持屋根の断面と先端の計測点

2.2 片持屋根の上下振動モード

常時微動計測によって得られた RF (右柱上) の水平成分，片持屋根先端の鉛直成分のフーリエスペクトルを図 3(a),(b)にそれぞれ示す．同図共に 3.2Hz 付近にピークがあるが，片持屋根の鉛直成分には，RF の水平成分には存在しない 4.5Hz 付近のピークが確認

* : 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）

できる．図 3(c)に上記 2つのスペクトルを重ねたもの によって励起されるモードが存在すると考えられる．

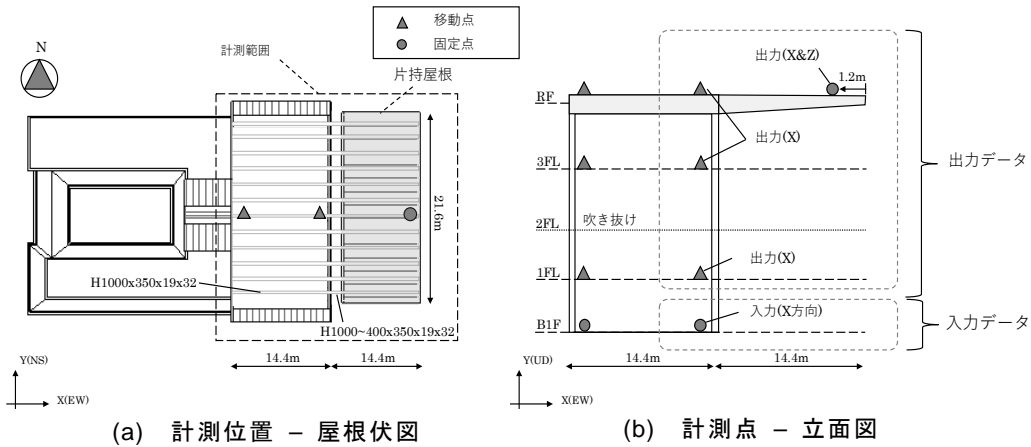


図 2 計測位置関係

を示す．なお，スペクトルの第 1 縦軸は RF の水平，第 2 縦軸は片持屋根の振幅成分にそれぞれ対応している．同図に示すように計測対象である片持屋根には，3.2Hz 付近のピークの一致から主架構の水平変形によって励起される上下振動モード，4.5Hz 付近の屋根単体の上下振動モードが存在すると考えられる．

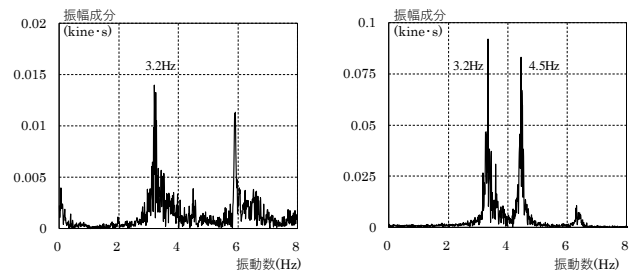
主架構の水平変形が片持屋根の振動に与える影響を分析するために，建物の 1 次固有振動モード形を同定する．振動モード同定は下式のクロス・スペクトル法⁽³⁾によって算定した．

$$\overline{H(f)} = \frac{\overline{G_{yx}}}{\overline{G_{xx}}} \quad (1)$$

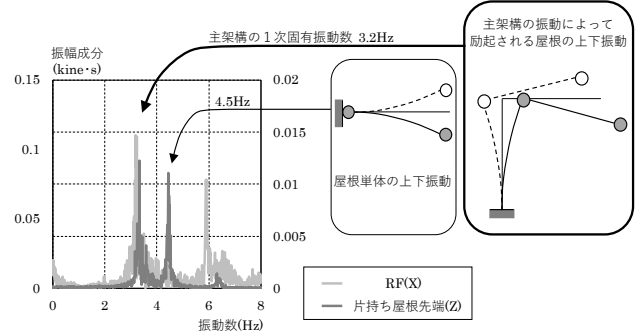
ここに， $\overline{H(f)}$ は伝達関数， $\overline{G_{yx}}$ は入力のパワースペクトル， $\overline{G_{xx}}$ は入力に対する応答のクロス・スペクトルで，周波数領域において平均化操作を行うことでノイズを除去した伝達関数を算出している．クロス・スペクトル法により算出した伝達関数にモード展開によって導出した式(2)に示す理論式⁽⁴⁾をカーブフィッティングすることで固有振動数，減衰定数，刺激関数を同定する．

$$H(f) = 1 + \frac{\beta u_i f^2}{-f^2 + 2ih_i f_i f + f_i^2} \quad (2)$$

ここに， $H(f)$ は伝達関数， f は振動数， βu_i ， h_i ， f_i はそれぞれ i 次モードでの各計測点の刺激関数，減衰定数，固有振動数である．上記の方法で同定した RF(X)と片持屋根先端(Z)の伝達関数を図 4(a)(b)に示す．最上層の計測点である RF(X)の伝達関数より，3.2Hz 付近に卓越するモードを建物の 1 次固有振動数とした．図 4(b)は基盤入力(X)に対する片持屋根先端(Z)の伝達関数を示しており，卓越するモードが建物の 1 次固有振動数と一致していることから，屋根には水平振動



(a) RF(X) (b) 片持屋根先端(Z)



(c) 振動モード

図 3 片持屋根の振動特性

各階の伝達関数にカーブフィッティングすることで得られた振動特性値を表 2 に示し，図 4(c) に同定した 1 次固有振動モードを示す．図中の値は刺激関数を表しており，主架構の水平変形が屋根の上下振動を励起している．同定した主架構の 1 次固有周期と屋根単体の固有周期が共振した場合には，主架構の水平応答によって屋根に急激な応答増幅が生じる可能性がある．

3 主架構との共振による片持屋根の地震応答

3.1 解析モデルについて

以降は，主架構の振動特性が与える片持屋根の地震応答と，主架構との共振による応答増幅を解析によって分析する．計測対象である建物を簡略化した図 5 に示す弾性解析モデルを用いて大スパン片持屋根の

地震応答特性を分析する。解析モデルは片持屋根が単層ラーメンに支持される構造体を想定し、高さ $H=5\text{m}$ 、柱間スパン $L_1=5\text{m}$ の主架構フレームに対して片持梁長さ $L_2=5\text{m}$ 、 7.5m 、 10m の 3 種類とする。柱脚は固定とし、柱頭と梁は剛接合とする。片持梁と主架構の梁の断面は同一とする。表 3 に部材諸元を示す。柱の曲げ剛性をパラメトリックに変化させることで主架構の振動特性が与える片持屋根の地震応答特性を明らかにする。解析モデル重量は主架構側の梁重量を 36kN/m 、片持屋根の重量を 5.88kN/m とした。解析コードは Opensees2.5.0⁽⁵⁾ を使用する。

3.2 固有値解析

固有値解析結果を図 6 に示す。図 6(a) は 1, 2 次モードの固有周期が互いに離れている $L_2=5\text{m}$ モデルの振動モードを示しており、1 次に主架構の水平変形が卓越し、2 次に片持屋根単体で上下に振動するモードが現れている。1, 2 次モードの固有周期を T_1 、 T_2 とし、モ

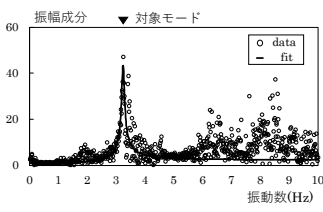
ード間の周期の近接を表す周期比 T_2/T_1 を定義すると $T_2/T_1=0.41$ となる。次に、主架構の水平変形が卓越するモードと屋根の上下振動モードの固有周期を近づけるために、主架構の水平剛性を変化させる。図 7 に T_2/T_1 と 1, 2 次モードの有効質量比 $M_1^{(eff)}$ 、 $M_2^{(eff)}$ の関係を示す。互いの周期が近接すると、2 次の有効質量比 $M_2^{(eff)}$ が増加し、最も周期比が大きくなると、有効質量比 $M_1^{(eff)}$ 、 $M_2^{(eff)}$ が共に 50% になることが分かる。このときの $L_2=5\text{m}$ モデルの 1, 2 次の振動モードは図 6(b) に示すように、主架構の水平変形と片持屋根の上下振動が組み合わさったモードが卓越している。常時微動計測結果同様に、主架構の水平変形が卓越するモードと屋根の上下振動モードが近接すると、水平入力地震動のみで屋根に大きな応答加速度が生じる可能性がある。以降は時刻歴応答解析を行い、共振による屋根の応答増幅を分析する。

3.2 共振による片持屋根の応答増幅

次に、周期比 T_2/T_1 をパラメーターとして片持屋根の地震応答特性を分析する。また、入力地震波は ElCentro NS, Taft EW, Hachinohe EW の位相特性を用い、建築基準法告示⁽⁶⁾ に従い作成したレベル 2 地震波とする(図 8)。主架構の水平応答に対する屋根の応答増幅率 F_A を下式に定義する。

$$F_A = \frac{A_{Vmax}}{A_{Hmax}} \quad (3)$$

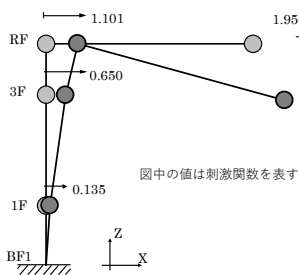
ここに、 A_{Hmax} は図 5 で示した節点 b の水平方向の最大応答加速度、 A_{Vmax} は節点 a の上下方向の最大応答加速度である。減衰定数はレイリー減衰を採用し 1 次、2 次共に 0.02 とする。 T_2/T_1 に対する応答増幅率 F_A の



(a) RF(X)/BF1(X)

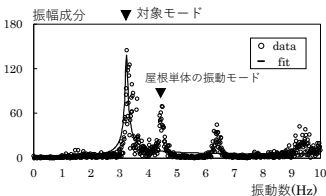
表 2 振動特性値

伝達関数	振動数	刺激関数	減衰定数
1F(X)/BF1(X)	3.19Hz	0.135	0.017
3F(X)/BF1(X)	3.21Hz	0.65	0.016
RF(X)/BF1(X)	3.23Hz	1.101	0.021
屋根先端(Z)/BF1(X)	3.21Hz	1.95	0.017



図中の値は刺激関数を表す

(c) 建物 1 次モード形



(b) 屋根先端 (Z)/BF1(X)

図 4 片持屋根の振動特性

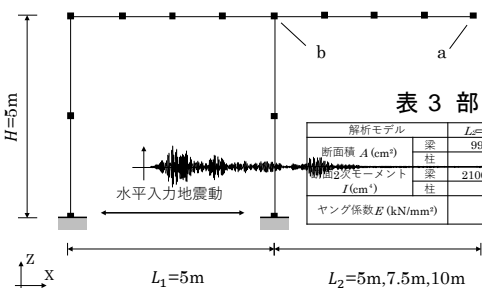


図 5 解析モデル

表 3 部材諸元

解析モデル	$L_2=5\text{m}$	$L_2=7.5\text{m}$	$L_2=10.0\text{m}$
断面積 A (cm ²)	99.5	15.9	207.5
梁	90.2~474.2		
柱	21000	68900	168000
断面 2 次モーメント I (cm ⁴)	5337~771658		
ヤング係数 E (kN/mm ²)	205		

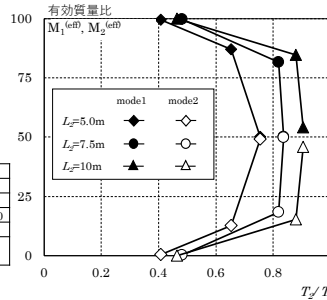


図 7 $M_1^{(eff)}$ 、 $M_2^{(eff)}$ - T_2/T_1

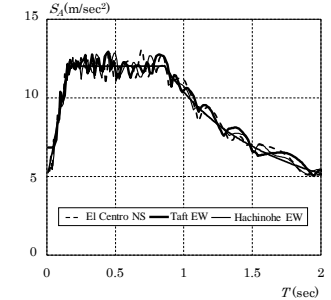
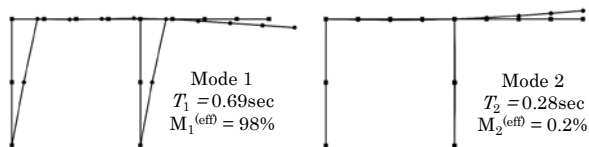
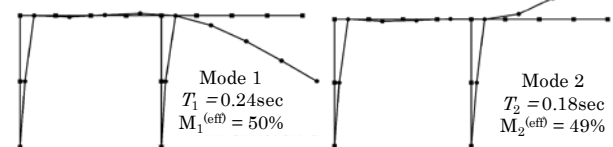


図 8 加速度スペクトル



固有周期比 $T_2/T_1=0.41$

(a) 1, 2 次モードの固有周期が離れている



固有周期比 $T_2/T_1=0.75$

(b) 1, 2 次モードの固有周期が最も近接している

図 6 片持屋根の振動特性

関係を図 9 に示す. 各モデル共通で T_2/T_1 が 1 に近づく
 と, 応答増幅率 F_A が増加していることが分かる.
 次に, 主架構と片持屋根の地震応答関係を簡単に考
 えるために, 文献(7)を参考に周期比 R_T を定義する.

$$R_T = T_{eq} / T_R \quad (4)$$

ここに, T_{eq} は建物の縮約 1 質点モデルの等価固有
 周期で, 図 10(a)に示すように層の水平剛性から求め
 た. T_R は片持屋根の固有周期で, 数値解析で求めるこ
 とも可能であるが, 図 10(b)に示すように, 支持端に
 回転バネを有する片持梁モデルに置換し, 変位関数を
 仮定して算定できる. 図中 E はヤング係数, I_b は梁
 の断面 2 次モーメント, m_R は片持梁の単位長さあた
 りの質量, y_T は先端の振幅成分である. 回転剛性 K_θ
 は建物と片持梁の建物側の接合部節点に単位曲げモ
 ーメントを与えたときの曲げモーメント—回転角の
 関係から算出する. 以上の梁モデルに式(5)に示すよ
 うに, 回転剛性 K_θ による片持梁の剛体回転項をもつ
 変位関数を仮定すると, 式(6)のように片持屋根の固
 有円振動数 ω_R を得る (8).

$$y = y_T \left(1 - \cos \frac{\pi}{2L_2} x + \frac{\pi^2 EI_b}{4K_\theta L_2^2} x \right) \sin \omega_R t \quad (5)$$

$$\omega_R = \sqrt{\frac{2 \left(\frac{EI_b \pi^4}{64L_2^3} + \frac{E^2 I_b^2 \pi^4}{32K_\theta L_2^4} \right)}{m}} \left/ \left(\left(\frac{3}{2} - \frac{4}{\pi} \right) L_2 + \frac{EI_b \pi^2}{4K_\theta} + \frac{EI_b \pi^2}{K_\theta} \left(\frac{2}{\pi^2} - \frac{1}{\pi} \right) + \frac{E^2 I_b^2 \pi^4}{48K_\theta^2 L_2} \right) \right. \quad (6)$$

図 10(c)は T_2/T_1 と式(4)で求めた R_T を比較したもの

で, $R_T=1$ 近傍で T_2/T_1 が最も大きくなっている. 図 11
 は応答増幅率 F_A と R_T の関係を描いたもので, R_T によ
 っても応答増幅のピークを捉えることが出来る. なお,
 文献(7)では, 主架構とラチスシェルの屋根の質量比を
 R_M で定義し, R_M が大きいとき, $R_T=1$ 近傍で屋根面
 の応答が極端に増幅するとしている. R_M を導入した応
 答評価については後述する.

4. 多層架構に支持された片持屋根の応答特性分析

ここでは, 屋根の応答は屋根支持層の接合部剛性
 や主架構の曲げ変形成分によって増減することを示
 す. 例えば, 柱頭ピンの単層ラーメンに支持される片
 持屋根は, 柱の伸縮を無視すると水平地震力が作用
 しても変形は生じず, 上下振動は生じない. しかし,
 屋根が高さのある重層構造で支持される場合, 支持
 層の接合条件に関わらず柱の伸縮を伴う主架構全体
 の曲げ変形により屋根の上下振動は生じる. そこで,
 重層構造物に支持された片持屋根を検証モデルに加
 え, 主架構の質量, 曲げ変形成分が屋根の地震応答に
 与える影響を分析する.

解析モデルは, 図 12 に示す 4 層ラーメンで, 主架構
 の 1 次モードに曲げ変形成分が卓越すること, 片持屋
 根と短周期で共振することを考慮しブレース構造と
 した. 屋根支持の柱頭支持条件による応答増幅特性
 を検証するため柱頭剛接合, ピン接合の 2 種類を検証
 モデルとする. モデルの重量設定は 3 章の単層ラメ
 ンと同様とし, 表 4 に部材諸元を示す. 解析モデルは
 図 13(a)に示すように主架構に A_i 分布に基づき

表 4 部材諸元

4層モデル		Rigid / Pin
断面横積 A (cm ²)	梁	187.2
	片持ち梁	263.5
	柱	656.3
断面2次モーメント I (cm ⁴)	ブレース	2~300
	梁	114000
	片持ち梁	286000
ヤング係数 E (kN/mm ²)		205

表 5 設計荷重

1層	ΣW_i	α_i	A_i	C_i	Q_i (kN)
4	343.0	0.287	1.571	0.314	107.7
3	627.2	0.525	1.281	0.256	180.6
2	911.4	0.762	1.117	0.223	244.0
1	1195.6	1.000	1.000	0.200	300.9

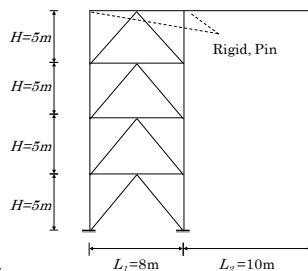


図 12 解析モデル(4層+ブレース)

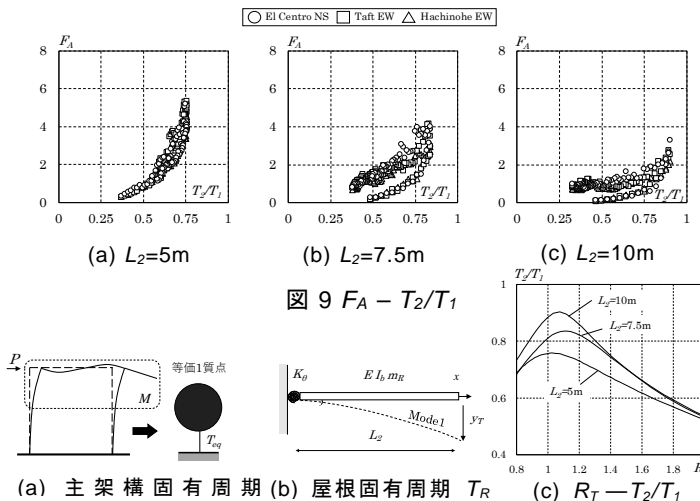


図 9 $F_A - T_2/T_1$

図 10 R_T の定義

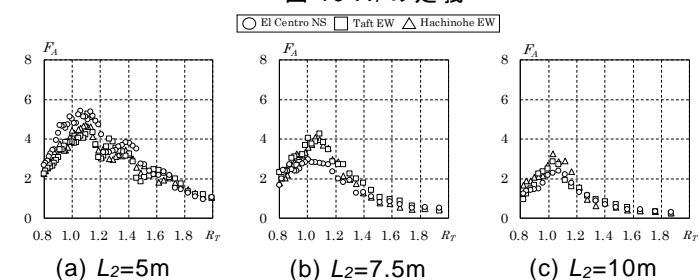


図 11 $R_T - F_A$

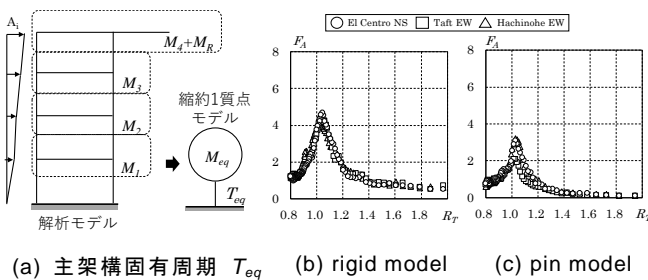


図 13 $R_T - F_A$

Pushover 解析し, 限界耐力計算法によって得られる縮約 1 質点モデルの固有周期 T_{eq} が短周期領域に収まるよう設計する. 具体的には 0.2sec~0.6sec に収まるように, ブレースの断面をパラメトリックに変化させる. 外力算定に必要な設計荷重を表 5 に示す.

得られた縮約 1 質点の固有周期 T_{eq} と屋根の固有周期 T_R で式(4)より $R_T = T_{eq} / T_R$ を求める. 以上で算出した R_T と時刻歴応答解析で得られた応答増幅率 F_A を図 13(b),(c) に示す. なお, F_A は最上層の水平応答加速度 A_{Hmax} と片持屋根先端の鉛直応答加速度 A_{Vmax} の比である. 同図から分かるように重層構造物においても R_T によって応答増幅のピークを捉えることができる. また柱頭ピン支持にすることで応答が低減していることが分かる.

上述の特性をもとに, 片持屋根の設計用加速度の設定を試みる. まず, $R_T=1$ 近傍での主架構と片持屋根の質量比の影響を分析する. 文献(7)を参考に次式で R_M を定義する.

$$R_M = M_{eq} / M_R \quad (8)$$

ここに, M_{eq} は主架構の縮約 1 質点の等価質量, M_R は本来であり, 片持屋根の等価質量であるが, 総質量で近似できるとした. 主架構の質量 M_{eq} を変化させ, 単層モデルを $4 < R_M < 11$, 4 層モデルを $15 < R_M < 25$ の範囲で R_M を変化させたときの $R_T=1$ 近傍での応答増幅率(3波平均)の関係を図 14 に示す. R_M の増加と共に応答増幅率の最大値が大きくなっている.

5. L 字 2 自由度系を用いた片持屋根の加速度推定

以上より, 片持屋根の地震応答は主架構の振動特性によって増幅し, 主架構と共振する $R_T=1$ 近傍で

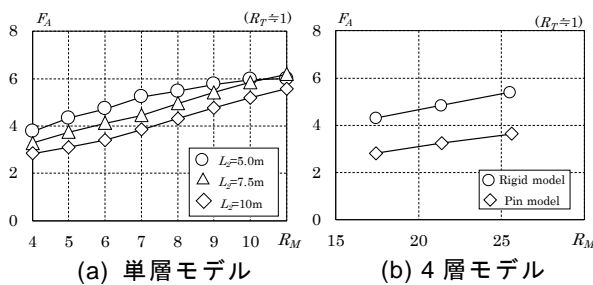


図 14 質量比 R_M を変化させたときの応答増幅率

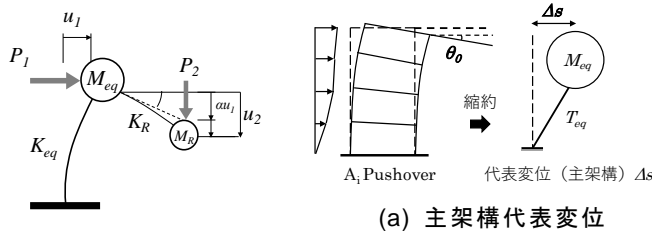


図 15 L 字 2 質点モデル

は, 質量比 R_M も地震時の応答に大きく影響を与えることが分かった. 水平地震動に対する片持屋根の応答加速度推定には, 文献(10)を参考に全体解析モデルを図 15 に示すように u_1, u_2 を自由度とする L 字 2 自由度系に簡略化し, 屋根の応答増幅率を誘導する. K_R, K_{eq} はそれぞれ片持屋根, 主架構の等価剛性で式(9)(10)で求めた.

$$K_{eq} = \frac{4\pi^2}{T_{eq}^2} M_{eq} \quad (9) \quad K_R = \frac{4\pi^2}{T_R^2} M_R \quad (10)$$

図中 au_1 は主架構の傾きによる片持屋根を剛体として仮定したときの正味の変形量で, $(u_2 - au_1)$ が片持屋根の変形量である. α を次式で定義する.

$$\alpha = \Delta R_s / \Delta s \quad (11)$$

ここに, Δs は図 16(a) に示すように Pushover 解析で得られる主架構の代表変位 Δs で自由度 u_1 に相当する. ΔR_s は Pushover 解析で得られる剛体片持屋根の代表変位で以下のように定めた. Pushover 解析で建物の 1 次モード形が決まると仮定すると, 片持屋根先端の上下変形量は図 16(b) に示すように接合部回転角 θ_0 とはね出し長さ L_2 を用いて $\theta_0 L_2$ となる. 等分布質量の逆三角形振動モードは重心位置の変形量が縮約の代表変位となるので式(12)が ΔR_s となる.

$$\Delta R_s = \frac{2}{3} \theta_0 L_2 \quad (12)$$

次に, L2DOF に外力 P_1, P_2 が作用した時の変形から剛性マトリクスを誘導する. 全ポテンシャルエネルギー Π は

$$\Pi = \frac{1}{2} K_{eq} u_1^2 + \frac{1}{2} K_R (u_2 - \alpha u_1)^2 - P_1 u_1 - P_2 u_2 \quad (13)$$

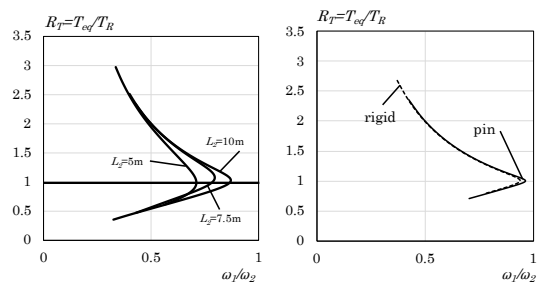
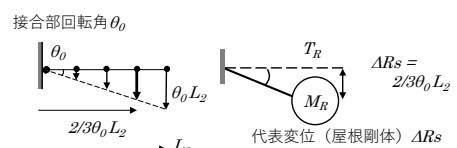


図 17 $R_T - \omega_1 / \omega_2$

(a) 単層モデル (b) 4 層モデル



(a) 主架構代表変位

(b) 屋根代表変位 ΔR_s

図 16 $\alpha = \Delta R_s / \Delta s$ の定義

II の停留条件より剛性マトリクスを誘導する.

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{eq} + \alpha^2 K_R & -\alpha K_R \\ -\alpha K_R & K_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \quad (14)$$

水平方向の入力地震動 \ddot{u}_o に対する運動方程式は

$$\begin{bmatrix} M_{eq} & 0 \\ 0 & M_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{eq} + \alpha^2 K_R & -\alpha K_R \\ -\alpha K_R & K_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M_{eq} & 0 \\ 0 & M_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} I \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_o \quad (15)$$

以上より L2DOF の固有値方程式は次式で表される.

$$\left(\begin{bmatrix} K_{eq} + \alpha^2 K_R & -\alpha K_R \\ -\alpha K_R & K_R \end{bmatrix} - \omega_i^2 \begin{bmatrix} M_{eq} & 0 \\ 0 & M_R \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \phi_{i1} \\ \phi_{i2} \end{Bmatrix} = \{0\} \quad (16)$$

ここに ϕ_{i1} , ϕ_{i2} はそれぞれ i 次の固有モードである. 固有値問題を解くことで得られる L2DOF の 1,2 次の固有円振動数比 ω_1/ω_2 と R_T の比較を図 17 に示す. $R_T=1$ のときに ω_1/ω_2 が 1 に近づいていることが分かる.

式(16)から固有モードを導出すると下式で表される.

$$\frac{\phi_{i2}}{\phi_{i1}} = \frac{\alpha}{1 - \left(\frac{\omega_i}{\omega_R}\right)^2} \quad (17)$$

ここに, ω_R は式(6)から求められ, 水平方向入力に対する i 次モードの刺激係数 β_i は

$$\beta_i = \frac{\begin{Bmatrix} \phi_{i1} \\ \phi_{i2} \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} M_{eq} & 0 \\ 0 & M_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} I \\ 0 \end{Bmatrix}}{\begin{Bmatrix} \phi_{i1} \\ \phi_{i2} \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} M_{eq} & 0 \\ 0 & M_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_{i1} \\ \phi_{i2} \end{Bmatrix}} = \frac{\phi_{i1}}{\phi_{i1}^2 + \phi_{i2}^2 / R_M} \quad (18)$$

1,2 次の固有ベクトルについて図 8 に示した加速度スペクトルに対する応答加速度 S_{A1} , S_{A2} を SRSS 法で合成し屋根質点の鉛直応答加速度 A_R を得る.

$$A_R = \sqrt{\sum_{i=1}^2 \left[\frac{\frac{\alpha}{1 - (\omega_i/\omega_R)^2} S_{A_i}(T_i, h_i)}{1 + \left\{ \frac{\alpha}{1 - (\omega_i/\omega_R)^2} \right\}^2 \frac{1}{R_M}} \right]^2} \quad (19)$$

以上によって得られた屋根質点の応答加速度 A_R を一般化座標系とすると, 全体座標系である片持屋根先端の応答加速度 A_V は下式

$$A_V = \beta_T A_R \quad (20)$$

ここに, β_T は式(5)で与えた変位関数から得られる片持屋根先端の刺激関数で本研究での代表値は概ね

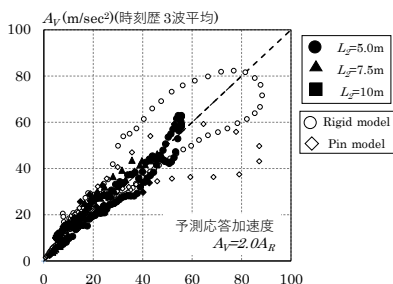


図 18 予測式の精度

$\beta_T=1.6$ である. 以上が片持屋根先端の応答加速度 A_V の誘導であるが, 図 18 に示すように安全率 $\gamma=1.25$ を与えて時刻歴応答解析に概ね一致するように片持屋根先端の設計用加速度を次式で設定する.

$$A_V = \beta_T A_R \gamma = 2.0 A_R \quad (21)$$

さらに, 得られた片持屋根先端の鉛直応答加速度から, 鉛直応答加速度分布を下式で定義する.

$$A_V(x) = 2.0 A_R \left(1 - \cos \frac{\pi}{2L_2} x \right) \quad (22)$$

上式は片持屋根接合部からの長さを関数としたもので R_T と R_M の関数となっている.

以上示したように, 大スパン片持屋根の設計荷重は, 主架構の振動特性との相関関係によって決定する必要がある. なお, 今回考慮しなかった上下方向の地震入力に対する応答は今後の課題となる.

6. まとめ

本研究では, 最初に大スパン片持屋根が重層構造物に支持された構造物の常時微動計測を行った. その計測の考察に基づき, 片持屋根が重層構造物に支持される単純な解析モデルを用いて, 主架構の固有周期をパラメトリックに変化させることで主架構との共振による応答増幅率を分析し, その推定を試みた.

建物全体を L 字 2 自由度モデルに縮約し, 屋根質点に応答スペクトル法を適用し, 得られた加速度から等価静的地震力を設定した.

本研究では, 単純な重層構造物に支持された片持屋根を解析対象としているが, サッカースタジアムのように複雑な主架構が片持で大スパン屋根を支えるような構造物への適用や, 上下動入力に対する応答評価は今後の課題とする.

参考文献

- 1) 細澤治, 水谷太朗, 河本真一郎, 村瀬正樹, 菅野貴孔, 小林裕明: 新国立競技場整備事業の耐震設計, 日本建築学会大会, 構造部門 (シェル・空間構造) パネルディスカッション資料, 2018.9
- 2) 笠井和彦, 村田真一郎, 加藤史郎, 引野剛, 大木洋司: 振動台の回転を加味した建物試験体の周期・減衰・モード形の同定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 670 号, pp.2031-2040, 2011
- 3) Open System for Earthquake Engineering Simulation <http://opensees.berkeley.edu/> (2017 年 4 月閲覧)
- 4) 建設省建築研究所, 財団法人日本建築センター: 設計用入力地震動作手法技術指針 (案), 1992
- 5) 日本建築学会: ラチス屋根構造設計指針, 2016
- 6) Anil K. Chopra: Dynamics of Structures, 3rd Edition, 2006

各種都市建築物の非構造部材における性能評価と機能継続に関する研究

一都市高層ビルにおけるドローン外壁劣化度調査と評価システム

ドローン，都市高層ビル，外壁調査，ひび割れ

川村 順平*1 田村雅紀*2 村上正浩*3

金山 直司*2 新藤敦*2

1. はじめに

既存建築の維持管理において、健全性診断と長寿命化が現在課題となっている。中でも、外壁検査に関しては建築基準法第 12 条において建築物の定期検査報告等が義務付けられており、半年～3年に一度の調査さらに竣工から 10 年を経過した建築物については全体打診等の調査が求められている。しかし、その調査では仮説の足場等が必要不可欠であり費用や時間が嵩む。さらに、検査員の調査能力によって判定精度のバラつきが生じる等の問題点が考えられる。

そこで、近年ドローンによる検査が注目されており、ドローンに搭載したカメラで建物の外壁の画像データを複数枚取得することで、従来の調査方法よりも安価で短時間、高精度に外壁劣化を判定する内容である。しかし、その手法に関する研究には都市部の高層ビル街区における実例データがない。

そこで本研究では、日本の都市部である新宿区西新宿での大規模地震などを被害後の調査を想定して、高層ビル 2 棟の低層部分および都市部外の建築物 1 棟を対象にドローンによる外壁の撮影実験を行い、壁面素材や施工の違いによる劣化種類の捕捉基準や判定基準の定量評価や定性限界の評価を行う。

2. 研究概要

図 1 に研究の流れを示す。表 1 に調査対象を、表 2 に実験要因と水準、表 3 には実験項目と方法を示す。

3. 建物 K1 のドローン外壁調査

3.1 建物 K1 のドローン調査概要と分析方法

建物の概要は表 1 に示すように、ドローン調査時期は 2017 年 9 月 8 日であり、昨年の取得したデータを使用した。所在地は、東京都の高層ビルが立ち並ぶ西新宿に位置している。外壁劣化の捕捉率の分析方法は、調査記録図および補修記録図を元に、昨年ドローンで南面の一部を間隔

表 1 調査対象

	建物 K1	建物 K2	建物 S	建物 M
経年	27	29	43	-
階数	7 階	25 階	43 階	10 階
仕上げ	磁器質タイル 45×95mm	磁器質タイル 45×95mm	吹付タイル	陶器質タイル 60×108mm 等
仕上げ工法	PC 板打込み 現場張り	PC 板打込み	PC 板打込み	PC 板打込み 現場張り
調査時期	2017 年 9 月 8 日		2018 年 10 月 8 日 2018 年 10 月 21 日	2018 年 9 月 7 日
外観				

表 2 実験要因と水準

項目	要因	水準		
研究 1	文献調査等	論文・シンポジウム、打診調査検査員		
研究 2	建物 K1	ドローン調査	ドローン	ドローン A(DJI-Matrice210)
			ドローン B(DJI-Matrice600)	
			ドローン C(DJI-MavicPro)	
	光学カメラ	光学カメラ A (DJI-FC220)	900 万画素 約 3.5MB	
		光学カメラ B (SONY ILCE-7RM2)	4240 万画素 約 11.0MB	
		光学カメラ C (DJI-X3Z)	1200 万画素 約 5.0MB	
	赤外線カメラ	赤外線カメラ A (DJI-FLIR)	34.56 万画素 約 200KB	
捕捉対象	0.2mm 以上ひび割れ、0.2mm 未満ひび割れ、欠損(大・小)、エフロレッセンス、補修跡			
研究 3	建物 M	ドローン調査	ドローン A(DJI-Matrice210)	
研究 4	建物 S	ドローン調査予備実験 ①、②	ドローン	ドローン B(DJI-Matrice600)
			ドローン C(DJI-MavicPro)	
			ドローン D(DJI-phantom4pro)	
	光学カメラ	光学カメラ D (DJI-Zenmuse Z30)	213 万画素 約 200~500KB	
		光学カメラ E (DJI-phantom4pro)	2000 万画素	
		光学カメラ A (DJI-FC220)	900 万画素 約 3.5MB	
	赤外線カメラ	赤外線カメラ A (DJI-FLIR)	34.56 万画素 約 200KB	
実証実験	ドローン	ドローン B(DJI-Matrice600)		
光学カメラ	光学カメラ D (DJI-Zenmuse Z30)	213 万画素 約 200~500KB		

*1 工学院大学・建築学科 4 年 *2 工学院大学・教授

*3 工学院大学・まちづくり学科・教授

*4 SOMPO リスクマネジメント株式会社

書とで撮影し取得した画像データからそれぞれ劣化種類、カメラ種類ごとに比較した。ただし、ドローン調査時期が外壁の補修後であったため捕捉する劣化の種類は 0.2mm 未満のひび割れ、欠損小、補修跡のみとし、実際の画像から読み取れた劣化画像の凡例を図 2A)B)C)に示す。

3.2 分析結果および考察

劣化種類別およびカメラ別の劣化捕捉のグラフを図 2 に示す。各カメラの概要は表 2 に示す。

光学カメラ B を搭載したドローン A では、取得画像の画素分解能がおおよそ 1.18mm 前後であった。光学カメラ A はドローン C の純正カメラであり、画像の画素分解能はおおよそ 1.3mm 前後であった。光学カメラ C を搭載したドローン A では、画像の画素分解能はおおよそ 1.79mm 前後であった。これから、予想通り画素分解能が小さいほど外壁劣化の捕捉率が高くなり、画素分解能が大きいほど捕捉率が低くなるのが改めて分かった。

さらに、図 2A)B)C)に示すように補修跡とタイルの欠損は色差がはっきりとしており、画素分解能が 1mm を超えても比較的捕捉可能なことが分かった。ただし、0.2mm 未満のひび割れの捕捉率は 30%や 12%と著しく低く、この画素分解能のレベルでは 0.2mm 未満または付近のひび割れ確認には不十分であることが分かった。

ただし、今回の実験で撮影した画像は歪みが大きく、撮影精度が不十分ではなかったと考え、改善点として今年度の実験に反映する。

4. 都市部高層ビルにおけるドローン外壁調査の実験

4.1 ドローン外壁調査の概要

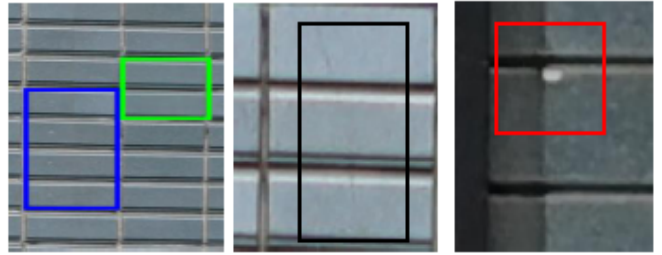
今年度を実施したドローン外壁調査全般に関する実験のプロセスを図 3 に示す。主な実験は 3 回行い、予備実験①を建物 M で、予備実験②を建物 S で、実証実験を建物 S である。それぞれの建物の概要は表 1 に、使用機材を表 2 に示す。

4.2 使用カメラの詳細

予備実験を経て、実験で使用するカメラをカメラ D に決定した。仕様は、有効画素数が 213 万画素と高解像度カメラと比べて低解像度ではあるが、光学ズーム 30 倍に加えてデジタルズームが 6 倍と高倍率が可能なドローン専用カメラであり、対象との距離を確保し安全な位置からの撮影が可能になる。そこで、図 5 に縦軸が画素分解能、横軸が倍率で 5m 間隔における撮影距離の評価システムを示す。その概念図を図 4 に示す。さらに、1 枚当たりのデータ量が 200KB~400KB と抑えられ、データ処理時の負担を軽減できる。

表 3 実験項目と方法

項目	方法
研究 1 文献調査等	ドローンによる外壁調査に関する文献調査 打診調査に関する文献・ヒアリング調査
研究 2 建物 K1 ドローン調査	南面の一部壁面を連続撮影。5 回実施(光学/赤外線) 劣化種類別や機材別の劣化捕捉率を分析する
研究 3 建物 M ドローン調査 予備実験①	実際にドローンを使用し、以下の内容を実証実験に向けて検討する ・使用機材の選定 ・当日の役割分担・配置の検討 ・撮影方法や条件の検討 ・飛行場所の環境状態の確認
研究 4 建物 S ドローン調査 予備実験②	都市部における高層ビルの北面低層部を劣化部分を抽出し撮影を行った。ドローンとカメラ機材者の役割分担を行い撮影精度の向上を試みて、より詳細な実物劣化の画像データを取得し判断基準の分析をする



A) 陶片浮き補修跡(青)

B) タイルひび割れ

C) 欠損小

タイル張替補修跡(緑)

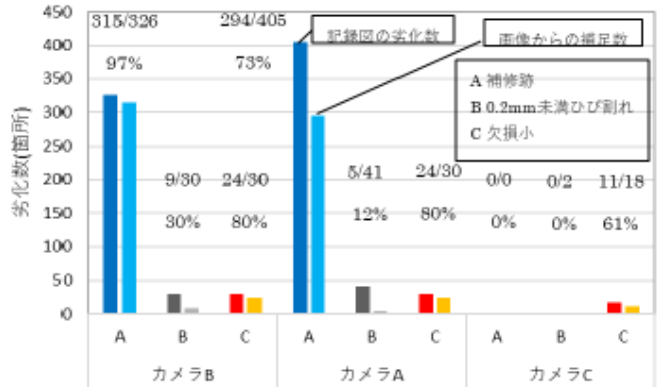


図 2 劣化種類・カメラ別の外壁劣化の捕捉率

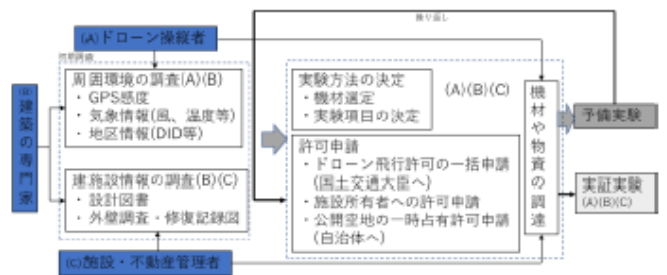


図 3 ドローン外壁調査の実験プロセス

4.3 実証実験の役割と関係

実証実験では、ドローン操縦者とカメラ操縦者はそれぞれ別の子機で操縦を行い、撮影精度の向上を図った。相互通信手段は無線を使い補助員と機体チェック員間で繋げて、随時指示をする形にした。モニター1では、複数のモニターをカメラ操縦者および建築材料と地域の専門家の 3 人で確認した。モニター2はドローン操縦者の確認用として別の位置に設置した。さらに、都市部での実験で十分な

安全を確保するため歩行者の誘導を警備員 2 人と表示物で実施した。

4.4 ドローン外壁調査の結果および考察

4.4.1 画像のひび割れによる劣化判定基準

図 5 に画素分解能別に確認できるひび割れ幅の程度を確認するため建物 M で撮影したクラックスケールの写真を示す。図 5 画素分解能 1.5mm の画像で確認できる最小幅が 0.55mm であった。対して、図 5 画素分解能 0.48mm では 0.2mm 幅まで確認することができ、修復すべき 0.2mm のひび割れは最低この画素分解能の大きさで捕捉できるとわかる。

ここで実際のひび割れ 0.1mm を図 6a) で確認する。図 6 の左四角は実際のひび割れ部分を囲い、右四角はひび割れ幅を画素分解能の大きさで見た画像である。撮影距離 21.22m、焦点距離 129mm の倍率 30 倍で画素分解能 0.48mm 撮影すると、僅かに色の変化が確認できる程度でありピクセルのレベルで確認しても同じようなことが言える。そこで、図 6a) を中間色域の黒を強調し加工した画像を図 6b) に示す。このように簡単な加工を一段階加えることでピクセルレベルでもひび割れの色差が強調され、画素分解能が 0.48mm の画像から 0.1mm のひび割れを確認することができた。

これらから、0.2mm ひび割れは 0.48mm の画素分解能で確認が可能であり、調査記録として残すべき 0.2mm 未満のひび割れも解析手段によりこの画素分解能で捕捉可能なことが分かった。尚、シーリング材の劣化判定については現在分析中である。

4.4.2 高解像度、低解像度兼高倍率カメラに関する検討

先程示した画素分解能 0.48mm を基準に、一般的にドローン調査で効率的だとされている高解像度カメラと本研究で使用した低解像度だが高倍率可能なカメラを比較する。比較対象は表 2 のカメラ B およびカメラ D である。比較項目と結果を表 4 に示す。仮定面積は、建物 S の一部分 (1279.74m²) を全面撮影すると仮定し、ラップ率を 50% と想定した面積である。カメラ D ではデータ量がおおよそ 1/2 と抑えることが可能だが、撮影枚数がおおよそ 17 倍と撮影時の作業が増加するということが分かる。

これらから、カメラ D は現場での作業時間を十分に確保できる場合、または離れた距離から撮影を必要とする場合には有用性が高いと考える。対してカメラ B 等の高解像度カメラでは、現場での作業時間が確保できない、または近い距離から安全に撮影が可能なお場合には十分な性能を持つと考えられる。ただし、作業時間に関してはさらなる実証実験の必要がある。

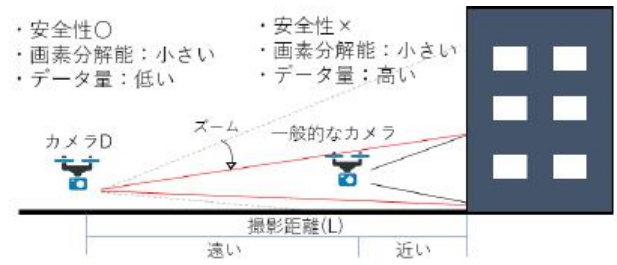


図 4 撮影距離による倍率と画素分解能の関係

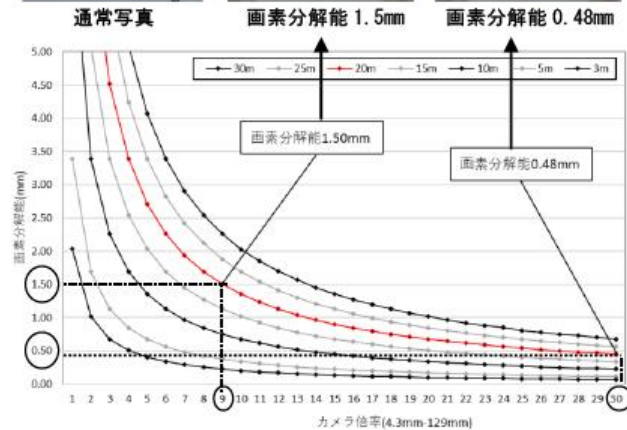
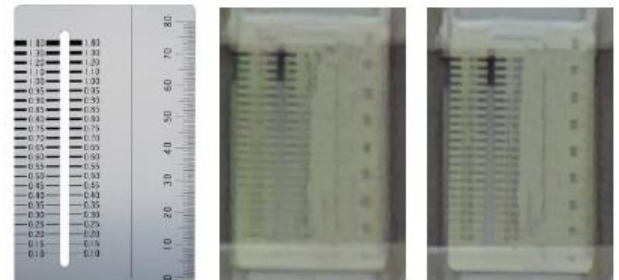


図 5 カメラ倍率 (X) と撮影距離 (L) による画素分解能の評価システム



a) 0.1mm ひび割れ (加工なし)



b) 0.1mm ひび割れ (加工有り-中間色域の黒色の強調)

図 6 画像処理による高分解能要素の識別処理 (0.1mm ひび割れ)

4.4.3 実証実験でのドローンによる撮影結果

予備実験より、カメラ D の性能を示せた。そこで実証実験で撮影した画像を図 7 に性能グラフと共に示す。図 7c)

は、撮影距離 4.6m から 20 倍率で画素分解能が 0.16mm の撮影ができ、拡大画像を確認すると、画素分解能の大きさからシーリング材の幅や細かなしわを確認することができる。図 7d)は、撮影距離 12.1m から 27 倍率で画素分解能が 0.30mm の撮影ができた。さらに、画素分解能の大きさからひび割れ幅が 1.2mm 程度あると確認できた。

4.4.4 都市部におけるドローン飛行状況と考察

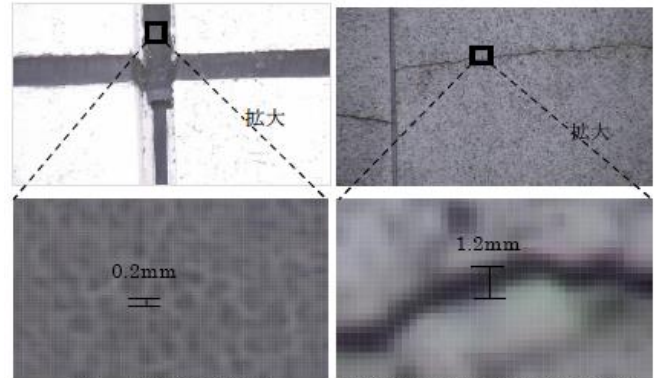
道路等で開けた場所に面した北側では、GPS 感度が良好で風による影響も許容範囲内であり、上空 65m 付近まで安定した飛行を行えた。しかし、西側では隣 2 方向に高層ビルが立ち並び、GPS 感度や通信が非常に悪く、上空ほどビル風の影響が強くなり安定した飛行が困難であった。この結果、都市部でのドローンの飛行のために、非 GPS 型のドローンを安全に飛行させる実証実験がさらに必要であると考ええる。さらに、実証実験では機体の通信ロスが発生した。都市部の高層ビルでの飛行という状況では、通信の混雑や高層ビル、そして近くに剥き出しの鉄筋や鉄骨がある場合、多くの人が同電波帯を使用している場合が多く、その潜在要因が通常の場所と比べて多く存在する。その改善点として、まだ使用されていない電波帯の使用や高周波数帯の電波の使用をすることでできると考え、来年度以降の実証実験に反映する予定である。それにより、高層ビル街区などにおいても快適な通信環境を整え、安全性の確保という問題点が解決できる可能性がある。

5. まとめ

- 1) タイル欠損や補修跡、エフロレッセンス等は色差がはっきりと表れるため画像の画素分解能が 1mm を超えても比較的容易に確認できた。
- 2) 画像の画素分解能より劣化の大きさが小さくても劣化の有無を判断することは可能であり、0.48mm の画素分解能でひび割れ幅 0.2mm を確認できた。また、0.1mm のひび割れでも画像処理で比較的確認できるようになった。
- 3) 高解像度カメラと比べて低解像度で高倍率のカメラは処理データ量が少なく、撮影距離が確保しやすいため安全性が高いが、撮影枚数が非常に多くなる。
- 4) 評価システムおよび実証実験の撮影画像より、カメラ D 等の高倍率可能なカメラで 0.2mm 幅のシーリング材のしわの程度を確認することができた。
- 5) 画素分解能の大きさから花崗岩パネルのひび割れ幅が 1.2mm と詳細に確認することができた。

表 4 高解像度カメラと低解像度カメラの比較

	カメラ D	カメラ B
有効画素数	213 万画素	4240 万画素
画素分解能	0.48mm	0.48mm
撮影範囲	921.6mm × 518.4mm	3816.96mm × 2146.56mm
データ量/1枚	約 400KB	約 11MB
仮定総撮影枚数	23,026,786 枚	1,562 枚
仮定総データ量	10.714GB	23.43GB



c) シーリング材の画像 (上: 通常、下: 拡大) d) 花崗岩パネルのひび割れ画像 (上: 通常、下: 拡大)

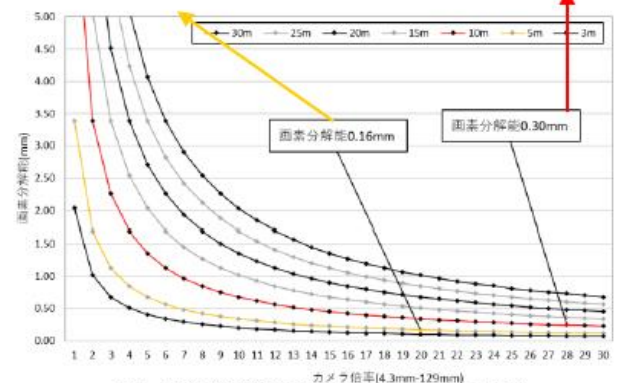


図 7 実証実験時撮影した画像と評価システム

謝辞

本研究は H30 年度私大研究ブランディング事業の一部で実施に当たり、工学院大学および守谷研修所、損保ジャパン本社ビルの施設管理者、チーム新宿の関係者各位、本学 4 年藤井和裕さんにドローン調査などで多大な助力を賜り感謝致します。また、本研究の一部は工学院大学 ISDC プログラム(株式会社フジタ)による。

参考文献

- 1) 日本ビソー株式会社、学校法人 K 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) 乙幡祐平、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特性・エネルギーと劣化性状の相関評価、2017 年
- 3) 宮内博之、ドローン技術の動向と建築維持保全への利活用の検討、2016
- 4) 日本建築学会、第 2 回ドローンシンポジウム「ドローン×建築 2017」

各種都市建築物の非構造部材における性能評価と機能継続に関する研究

一 都市非住宅用・外断熱タイル張り工法の安全・劣化性状一

外装材, 外断熱, タイル張り, 安全性

鈴木秋人 *1 田村雅紀 *2 相山朋大 *

3

岡田幸三 *4 堀幸作 *5 高本修一 *6

1. はじめに

既存の乾式外断熱タイル張りとは湿式外断熱の塗装仕上げの中間コストであり、両方の特性を併せ持つ本製品の開発により、より手軽に断熱性とデザイン性に富んだ外断熱工法を建築物に導入できるようになると考える¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。外断熱工法は、熱をため込みやすいコンクリート建築物に適用することで、コンクリートの温度変化を小さくし、温度変化によっておきる経年劣化から建築物を保護することができる。また事務所ビルやマンションといった大勢の人が長時間利用するような建築物では、外部からの熱を遮断することで室内の温度変化を小さくし、快適な室内環境を提供することができる。これらの特徴から外断熱工法は、建築物の長寿命化を図ることができ、後世により良い建築ストックを残していくことができると同時に、空調設備の稼働量を減らすことで、建築物の省エネルギー化を図ることができるなど、環境問題の観点からもより一層の活用が期待できる。また都市部で問題となっているヒートアイランド現象は、日射による建築物の外壁への蓄熱により起こるため、高層ビルへ外断熱工法を適用することでその発生を大きく低減できる。このように一建築物の室内環境から、都市環境の諸問題に至るまで、外断熱工法を適用させることで一つの解決策を講じることができるのではないかと考える。

2. 研究概要

本研究の目的は、既存の乾式外断熱タイル張り工法と湿式外断熱工法の中間コストで両方の特性を併せ持つ、安心安全な湿式外断熱タイル張り工法を開発することで、外断熱工法のより広い普及に寄与することを前提に、当工法の開発を通して、外断熱工法における各種評価基準を明確にすることである。

本試験で行うビスパンチング引抜強度試験およびタイル接着性試験では外部からの風荷重から算出した基準値を設定している²⁾。現在までに風荷重でタイルが落下した事例は挙げられないが、風荷重に対する抵抗性が保証されているのはあくまで躯体にタイルをモルタルおよび接着剤で張り付けたものに限られる。本工法においては、弾性接着剤により断熱材にタイルを張り付けているため、必ずしもこれまでの事例を引き合いに出して、同様にタイルが剥落しないとは言いきれないものであると考える。

表 1 使用材料と内容

使用材料	内容
種類	寸法 (幅 W×長 L×厚 T) (mm)
普通平板	JIS A 5371 プレキャスト無筋コンクリート製品 W300×L300×T60 (mm)
セメント	JIS R 5210 普通ポルトランドセメント
断熱材 (EPS)	JIS A 9511 ビーズ法ポリスチレンフォーム
Expanded Poly-Styrene	W300×L300×T10 (mm)
断熱材 (EFR)	JIS A 9511 EPS にフェノール樹脂を含浸させたもの
Expanded Poly-Styrene -Fire Resistance	W300×L300×T10 (mm)
断熱材 (XPS)	JIS A 9511 押出法ポリスチレンフォーム
Extruded Poly-Styrene	W300×L300×T10 (mm)
タイルシート	JIS A 5209 陶磁器質タイル 45 角 2 丁セラミックタイル W300×L300
タイル用接着剤	変成シリコーン樹脂系弾性接着剤
コンクリートビス	ステンレス製 φ6×90 (mm)
ファイバーメッシュ	ガラス繊維メッシュシート メッシュ間隔 5mm(#5), メッシュ間隔 15mm(#15)

表 2 要因と水準

項目	要因	水準
研究 1	断熱材種類	ビーズ法ポリスチレンフォーム 押出法ポリスチレンフォーム EPS フェノール耐火被膜フォーム
	ベースコート厚(mm)	2.0-4.0
	ファイバーメッシュ	ガラス繊維メッシュシート#5, #15
研究 2	接着剤種類	弾性接着剤 (EB) ポリマーセメントモルタル (PCM)
	凍結融解抵抗性	あり、なし
研究 3	変位追従性	たわみ許容値 1/300 (変位 1mm)
	タイル剥離、損傷	あり、なし

表 3 使用材料と内容

項目	実験内容	方法
研究 1	実験 1 ビスパンチング試験 (ベースコート厚)	付着試験による各部強度(kN)の測定
	実験 2 凍結融解試験	気中凍結気中融解 300 サイクル後試験体のビス引張強度(kN)の測定
	実験 3 ビスパンチング試験 (メッシュ目間隔)	付着試験による各部強度(kN)の測定
研究 2	実験 1 引張接着性試験 (タイル接着剤種類)	付着試験による各部強度(kN)の測定
	実験 2 凍結融解試験	気中凍結気中融解 300 サイクル後試験体のビス引張強度の測定
	実験 3 引張接着性試験 (メッシュ目間隔)	付着試験による各部強度(kN)の測定
研究 3	実験 1 変位追従性試験 (曲げせん断梁試験)	アムスラー式圧縮試験機(200t)による各部強度(kN)の測定

備考) 付着試験は日本仕上学会認定付着試験器(1t)を使用

表 4 実験 1、実験 2 の基準値

実験	項目	内容				
		建物高さ H	基準風速 V ₀	地表粗度区分	型式	部分
実験 1	設定条件	45(m)	34(m/s)	II	閉鎖型	隅角部
	平均速度圧 q	$q=0.6 \times E \times V_0^2=1.084(N/m^2)$				
	ピーク外圧係数	H が 45m 以下の場合、建物端部では(-2.2)				
	ピーク内圧係数	閉鎖型、ピーク外圧係数が 0 未満の場合 縦壁のピーク内圧係数は 0				
	ピーク風力係数 C _f	ピーク風力係数 C _f = (ピーク外圧係数) - (ピーク内圧係数) より、C _f = (-2.2) - 0 = (-2.2)				
実験 1	設計風圧力	設計風圧力 W = q × C _f より $W=1.084 \times (-2.2) = (-2.384)(N/m^2)$				
	基準値	ビス間隔を 500(mm) と設定すると、一つのビスが支持する面積は 250,000(mm ²)なので、ビス引抜強度は P ₁ = 596(N) ビス間隔を 400(mm) と設定すると、一つのビスが支持する面積は 160,000(mm ²)なので、ビス引抜強度は P ₂ = 382(N)				
実験 2	基準値	引張強度基準値 P ₃ = 2,384(N/m ²) ÷ 0.0024(N/mm ²) 計測値を安全率 40 倍 (計測値を 1/40) して評価 タイル直張りの試験体は、JIS A 5557 (外装タイル張り有機系接着剤)、標準養生の基準値 0.6(N/mm ²)を採用 こちらは計測値を安全率 3 倍 (計測値を 1/3) として評価				

*1 工学院大学・建築学科 4 年 *2 工学院大学・建築学科教授 *3 株式会社ツヅキ

従って、本研究では直接的要因の前段階として、最低限担保する必要がある風荷重を元にした基準値を設定し、当工法の各部位における抵抗性を実験・検討していく。3. ビス引抜試験によるビス強度の測定

3. 1 ビス引抜試験の評価の概要

本工法では、風荷重による負圧に対して、コンクリートビス、ベースコートモルタル層、ファイバーメッシュ、断熱材が抵抗力を担保すると想定される。よってまずファイバーメッシュを伏せ込むベースコートモルタルの厚みや、ファイバーメッシュの目粗さ等の各使用材料の仕様をビス引抜試験を通して決定し、引抜強度が基準値を上回るか確認する。標準状態での強度が確認できたのちに、寒冷地での使用を想定して凍結融解試験を行い、温度変化の厳しい環境下で本工法を使用した場合の影響を確認する。

3. 2 ベースコートモルタル層のビス引抜強度の結果

図2にベースコート厚2mmと4mmでの各断熱材のビス引抜強度の測定結果を示す。引抜強度はEPS(4mm)でビス間隔500mmの基準値596(N/mm²)を下回ったが、ビス間隔400mmの基準値382(N/mm²)ではすべての断熱材、すべての厚さで基準値を上回ることが確認された。

各断熱材のベースコート厚2mmと4mmで引抜強度にあまり差が生じていないことから、ビス引抜強度ではベースコートモルタルの厚さは大きな影響を与えないことが確認できる。一方でベースコートが厚くなるほど断熱材の破断までの延性に影響を与えることがわかった。

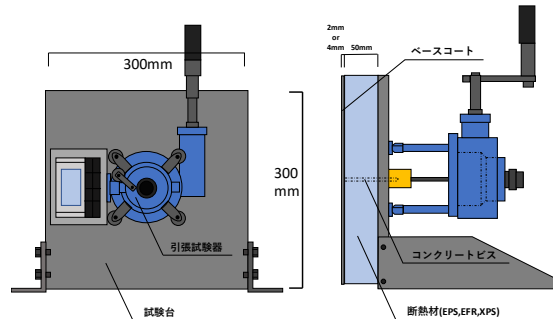
3. 3 凍結融解におけるビス引抜強度の変化と結果

図3に凍結融解後のタイル張り試験体およびベースコート試験体のビス引抜強度の測定結果を示す。EPS,EFRは凍結融解後では重量が増加し、標準養生に比べビス引抜強度が7~8割程度に減少することが確認された。また各断熱材でタイル張り試験体の方がベースコート試験体より低い強度となることがわかった。これは押出法であるXPSは内部に水分が溜まらず、ビス法であるEPSとEFRではビス界面に水分が溜まったことが原因であると考えられる。またタイルを施工したことで断熱材内部の水分が排出されづらくなったことも強度に影響していると考えられる。

3. 4 #5メッシュと#15メッシュの強度比較の結果

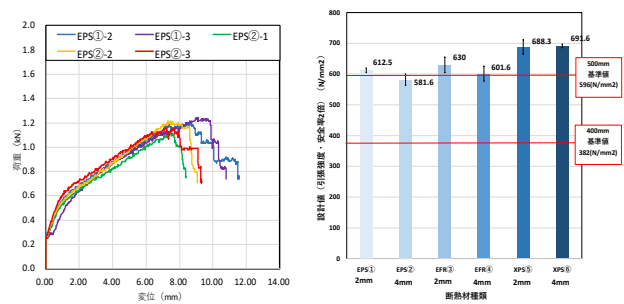
図4に#5メッシュと#15メッシュのビス引抜強度の測定結果を示す。EFRでは#5,#15ともにビス間隔500mm、ビス間隔400mmの両方で基準値を上回ったが、EPS#5ではビス間隔500mmの基準値を下回った。これはビスを打ち込んだ際にワッシャーがファイバーメッシュを断ち

切ってしまったことが原因であると考えられる。メッシュに着目すると、EPS,EFRともに#15メッシュの方がより大きい値を示したが、その分変位が1~2mmほど大きくなってしまったことがわかった。



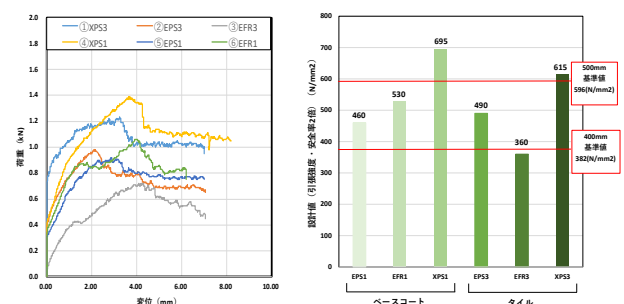
a) 引張試験 (正面) b) 引張試験 (側面)

図1 ビス引抜試験概要図



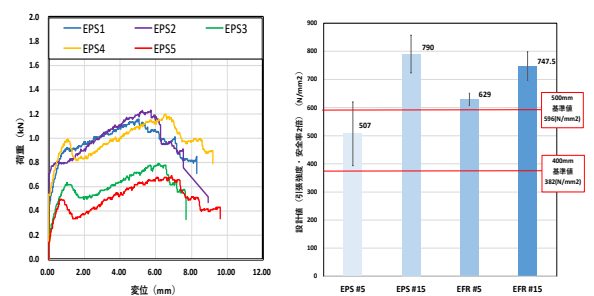
a) 荷重-変形曲線 b) 引抜強度

図2 ビス引抜強度試験結果 (ベースコート厚 2mm, 4mm 比較)



a) 荷重-変形曲線 b) 引抜強度

図3 ビス引抜強度試験結果 (気中凍結気中融解後)



a) 荷重-変形曲線 b) 引抜強度

図4 ビス引抜強度試験結果（メッシュ種類の比較）

4. 引張接着性試験によるタイル接着強度の測定

4.1 ビスパンチング試験の評価の概要

湿式外断熱タイル張り工法の開発にあたり、風荷重による負圧作用時の断熱材ユニット、特に仕上材であるタイルの強度を確保するために引抜接着性強度を確認する。これまでの建築物において風荷重でタイルが落下した事例は挙げられないが、当工法では断熱材を躯体に固定した上に更にタイルを張り付けており、接着剤には弾性接着剤を使用しているため、必ずしも通常のタイル張りの基準が適用できないと考える。従って、本研究においては直接的な剥落要因の試験の前段階として、最低基準である風荷重に対する抵抗力があるのかを検討・実験していく。

4.2 接着剤種類による強度比較試験の結果

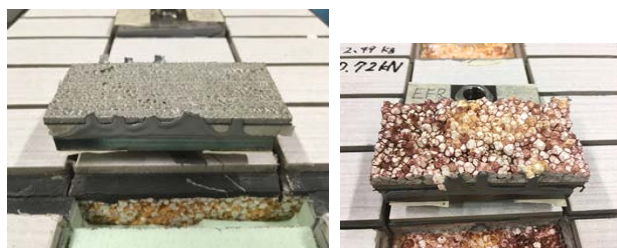
図7に接着剤種類による強度比較試験の測定結果を示す。EPS,EFR,XPSすべての断熱材でPCM、弾性接着剤ともにタイル引張強度が所定の基準値を満たすことが確認できた。しかし同時にEFRのフェノール耐火被膜のコーティングの不均一性による強度のばらつきや、XPSの界面破断率の高さが浮き彫りとなる形になった。

4.3 凍結融解による引張接着性の変化と結果

図8に凍結融解後の試験体の引張接着性試験の測定結果を示す。凍結融解により断熱材の強度が標準養生に比べ8割程度に低下することやEFRのフェノール樹脂コーティングに凍害による劣化性状が生じることがわかった。これらの特徴はビーズ法であるEPS,EFRにみられ、押出法であるXPSにはみられなかった。これはビスパンチング試験同様、養生に使用したアルミテープによって内部に凝結した水分が溜まったために起こったと推察される。

4.4 #5,#15メッシュの引張接着性試験の結果

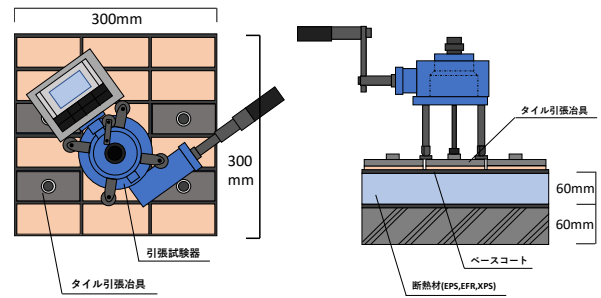
図9に#5メッシュと#15メッシュの引張接着性試験の測定結果を示す。すべての試験体で基準値を満たすことが確認できた。また#5メッシュと#15メッシュとの間で引張強度に大きな差が出ないことが確認できた。しかし、#15メッシュでは、太い網目が使用されているため、目が詰まることで接着剤との付着率が下がり、本来持っているメッシュの強度を発揮できないことがあることがわかった。



a) XPSの破断面

b) EFRの破断面

図5 凍結融解時のXPSとEFRの破断面



a) 引張試験器（上面）

b) 引張試験器（側面）

図6 タイル引張接着性試験概要図

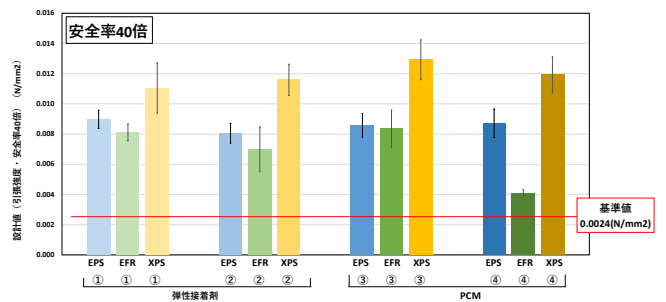


図7 平均引張接着強度（接着剤 EB, PCM 比較）

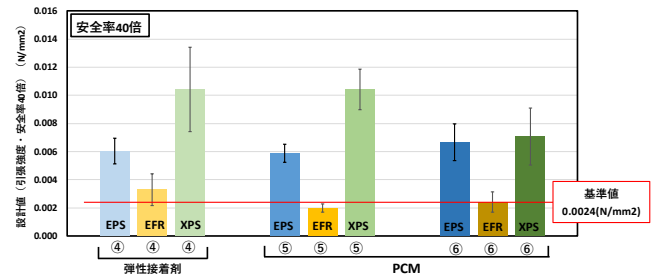


図8 平均引張接着強度（気中凍結気中融解後）

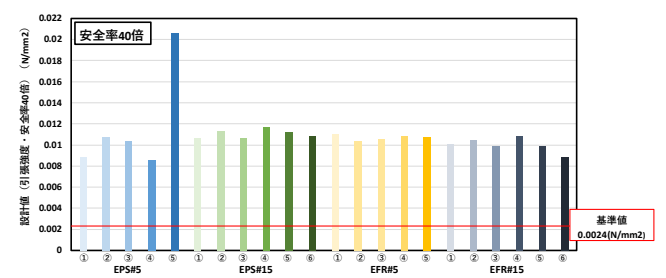
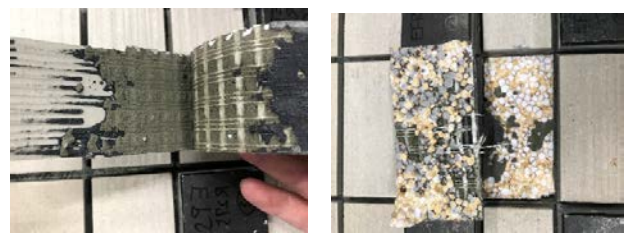


図9 平均引張接着強度（メッシュ種類の比較）



a) 弾性接着剤面での剥離

b) モルタル界面での剥離

図 10 #15 メッシュの付着性の低下

5. 曲げせん断梁試験による変位追従性の評価

5. 1 曲げせん断梁試験の評価の概要

外断熱ユニットの躯体変形に対する追従性を確認するため、曲げせん断梁による変位追従性試験を行う。当工法は表6-1のようにベースコート層のファイバーメッシュの上から打ち込んだコンクリートビスとポリマーセメントモルタルによって、外断熱ユニットをコンクリート躯体に固定している。この時、躯体側に変形が生じた際に、タイル側に同様の変形力が伝達しないことが望ましい。よって本章では、変位計とひずみゲージを用いて、躯体のたわみとタイル貼付け部たわみの比較、躯体表面とタイル表面のひずみの比較から、外断熱ユニットの変位追従性を確認していく。また梁部材のたわみ許容値である 1/300（本試験ではたわみが 1mm の時点）で断熱材およびタイルに損傷が生じないこと、躯体損傷時にタイル剥離を起こさないことを条件とする。以上のことを確認するためにアムスラー式圧縮試験機を用いて、梁試験体の曲げせん断試験を行う。

5. 2 曲げせん断梁試験の結果と考察

EPS タイル縦張り、EPS タイル横張り、EFR タイル縦張り、EFR タイル横張りの 4 種類の試験体で試験をおこなったところ、躯体の変形に対して十分に断熱材が追従することが確認できた。一方で、タイル表面に伝達される変形力は躯体表面に比較して、1/6~1/8 程度に低減されることがわかった。これは断熱材によって変形力が吸収されたためではないかと推察される。また躯体損傷後のタイルの接着について確認したところ、躯体に直接固定されている断熱材には損傷がみられたものの、タイル表面には剥離などの大きな損傷はみられなかった。これらのことから湿式外断熱タイル張り工法が躯体の変形力に対して一定の抵抗力を有し、躯体の損傷時でもタイルを保護することが確認できた。

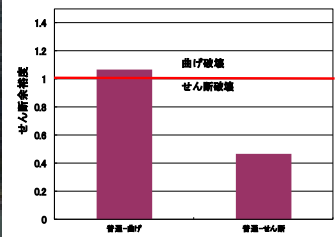
6. まとめ

- 1) ビスパンチング試験では標準養生の試験体はビス間隔 400mm で基準値を上回ることがわかった。
- 2) タイル引張接着では EPS, EFR は母材破壊を起こすが、XPS は界面破断を生じることが分かった。
- 3) #5 メッシュと #15 メッシュでは外断熱の強度に大きな影響を与えず、むしろメッシュの太さによる付着性の低下が強度に影響を与えることがわかった。
- 4) 気中凍結融解によりビーズ法の断熱材 (EPS, EFR) が強度低下し、特に EFR では凍害劣化が確認された。
- 5) 変位追従性試験では、たわみ量から躯体破断時まで断熱材が変形に追従し、剥離しないことがわかった。また躯体が大きく損傷した場合であってもタイルの

剥離、浮きが生じないことが確認できた。

表 5 曲げせん断梁の概要

湿式外断熱タイル張り工法				曲げせん断梁試験体			
No	断熱材	接着剤	タイル	養生	せん断スパン比	主筋 D10 間隔 (mm)	あばら筋 φ4.0 間隔 (mm)
			縦張り				
1	EPS	弾性接着剤	横張り	標準養生	1.5	150, 50	75
2			縦張り				
3	EFR	弾性接着剤	横張り				
4			縦張り				



a) 曲げせん断梁 b) せん断余裕度の算定

図 11 曲げせん断梁の試験概要

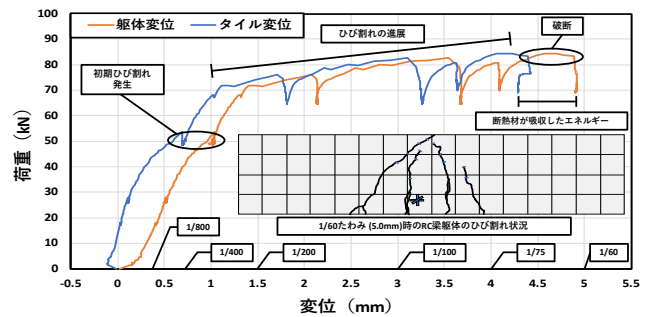


図 12 梁試験体の変形状と躯体ひび割れの状況

参考文献

- 1) INAX DD Tile Wall System 技術資料,2002,3,4
- 2) 建設省,有機系接着剤を利用した外装タイル・石張りシステムの開発,建設省官民連帯共同研究報告書,1997
- 3) 国土交通省大臣官房官庁営繕部監修建設工事管理指針,2016
- 4) 都田聖悟、山崎尚志ら,炭酸カルシウム系発砲板を使用した外断熱工法に関する研究,日本建築学会大会学術講演梗概集,2016

謝辞

本研究を進めるにあたり、株式会社ツツキ、株式会社 Danto Tile、高本コーポレーションの各位のご助力を賜った。本研究の一部は平成 30 年度工学院大学・私立大学研究ブランディング事業 (H28~H32) による。

各種都市建築物の非構造部材における性能評価と機能継続に関する研究

ー外装用・窯業系サイディング廃材を用いた再生仕上げ建材の開発ー

外装材，窯業系サイディング，廃棄物，再資源化

栗原良輔*1 田村雅紀*2

1. はじめに

近年、新設住宅の外壁素材はモルタル仕上げに代わり施工が容易なこと、デザインが豊富であること、耐火性・耐久性に優れることから、セメントに繊維質を加えることで薄いボードでも強度が得られる窯業系サイディングが主として使用されている。図 1 を見ると H21 年に急激に出荷量が減少しているが、現在では新設住宅の約 8 割近くで使用されており、年間に約 1 億 m²以上出荷されている。しかし、窯業系サイディングの廃材については有効な再利用方法が確立されておらず、各種メーカーで再利用が行われているが、ほとんどが廃棄処分されているのが現状である。これから新設住宅着工戸数は減少していくと考えられているが、今後リフォームや解体などで窯業系サイディングの廃材が大量に排出されることが予想される。そこで本研究では、窯業系サイディングの廃材の新たな再利用方法を確立し、再生資材として有効な活用方法を創り出し、資源循環や産業廃棄物削減への貢献を目的とし研究を行う。

2. リサイクル先として考えられる材料の調査（研究 1）

2.1 住宅における断熱材の使用状況

図 2 に住宅用断熱材の種類ごとの市場占有率を示す。シェア率はグラスウールが最も多いが、グラスウールは原料の 80%以上にリサイクルガラスを使用しており、現時点でリサイクルガラスを利用した資源循環の形が確立している。しかし近年、びんや建築用ガラスの減少により、カレット原料が減少しており、グラスウール製造時の再生資源利用率の維持に苦慮しているという現状がある。そのため窯業系サイディング廃材の再利用の 1 つとして考えられる。

2.2 高炉スラグの再利用可能性

高炉スラグはセメント用に最も多く利用されており、その他にロックウールや道路、コンクリートなどに利用されている。一部のセメント工場では窯業系サイディング廃材をセメント製造過程に混ぜて利用している所もあるが、有機繊維が混ざりコンクリートの強度に悪影響を与えてしまうため大量の廃材利用は難しく、現在国内のコンクリート需要も減少傾向にあり、窯業系サイディング廃材の大量

表 1 使用材料

分類	項目	内容	
窯業系サイディングの廃材	標準窯業系サイディング	F (ファイバー)	セメント、ケイ酸質原料、有機繊維【ファイバー7.8%(重量比)】、混和剤
	木チップ含有窯業系サイディング	W (ウッド)	セメント、ケイ酸質原料、有機繊維【木チップ 27%(重量比)】、混和剤

表 2 実験要因と水準

項目	実験要因	実験水準
研究 1	文献調査 ヒアリング調査	窯業系サイディング、グラスウール、ロックウールに関する調査。
研究 2 窯業系サイディング破砕	ジョークラッシャー破砕	1 回、2 回、3 回
	振動ミル破砕	20 秒一定 1 回
研究 3 ガラス系材料の作製	焼成温度	1250℃
	焼成時間	3 時間
	大きさ	30mm×30mm×20mm
	NaHCO ₃ 含有量	30%、50%、70%
	品質評価	密度(g/cm ³)、硬度、色差、
研究 4-1 表層ガラス系材料の作製	試験体寸法	100×100×10
	焼成温度	1150℃、1250℃
	焼成時間	3 時間
	厚み	1 mm、2 mm、5 mm
	NaHCO ₃ 含有量	30%、50%、70%
研究 4-2 タイルガラス被膜体のガラス色コントロール	品質評価	硬度、色差、反射率
	焼成温度	1150℃、1250℃
	焼成時間	3 時間
	含有量	30%、50%、70%
	添加物	銅スラグ、酸化コバルト、酸化鉄
品質評価	色差、反射率	

リサイクルは難しい。そのため窯業系サイディング廃材をロックウールにリサイクルする価値はあると考えられる。

3. 窯業系サイディングの再利用方法の検討（研究 2）

3.1 窯業系サイディング破砕

まず、窯業系サイディングをリサイクルするために、ジョークラッシャーでの一次破砕と振動ミルによる二次破砕を行った。写真 1 に各破砕機、振動ミルでの破砕状況を示す。ジョークラッシャーによる破砕では、F は薄く層状に、W はブロック状に破砕された。振動ミルによる破砕では F は完全な粉末状にできたが、W は含有物の木チップが粉体にならず完全な粉末状にできなかった。

*1 工学院大学・建築学科 4 年 *2 工学院大学・建築学科教授

3.2 窯業系サイディングの成分分析

次に破碎したサイディングの成分分析を行った。図3に窯業系サイディングと高炉スラグ、ソーダ石灰ガラスの成分比較を示す。蛍光X線分析を基に作成したグラフのため無機分のみとなるが、窯業系サイディングを構成する主成分は二酸化ケイ素(SiO₂)と酸化カルシウム(CaO)であり、窯業系サイディングと高炉スラグの成分を比較すると、成分がよく似ており、さらにソーダ石灰ガラスの成

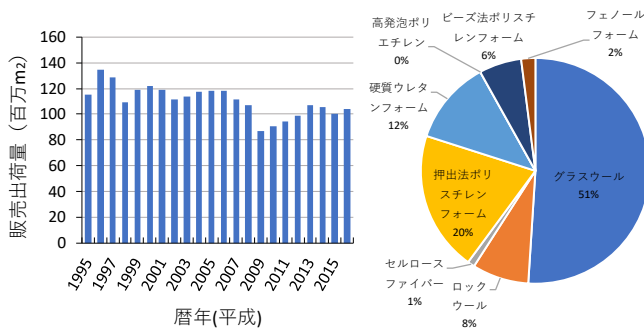


図2 年別・窯業系サイディング外装材の出荷量

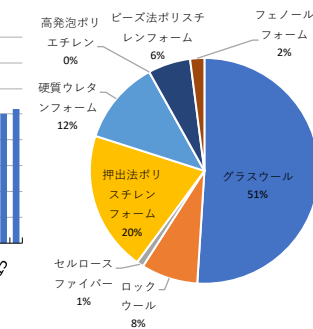


図3 住宅断熱材の種類別の市場占有率

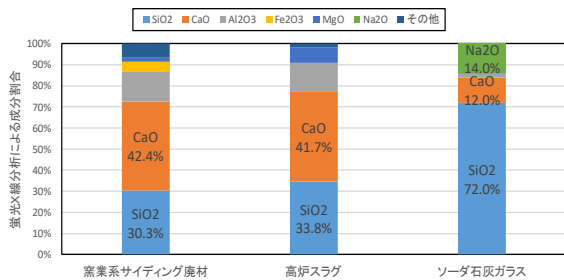


図4 蛍光X線分析での窯業系サイディングの成分分析

表3 実験項目と方法

項目		方法		
研究1	文献調査	利用量、利用統計	論文、インターネット	
研究2	破碎機による窯業系サイディング廃材の破碎	ジョークラッシャーによる破碎	窯業系サイディングFとWをジョークラッシャーにいれ、20mm以下作製	
		振動ミルによる破碎	ジョークラッシャーで破碎したFとWを振動ミルに入れ、2mm以下作製	
研究3	ガラス質系材料作製	試験体の作製	破碎したFとWにNaHCO ₃ を加え水と練り合わせたものを焼成	
		電気炉による焼成	試験体を電気炉で焼成	
		品質評価	密度 (g/cm ³)	体積法による密度 (g/cm ³)
			成分分析	蛍光X線分析器
研究4-1	表層ガラス系材料作製	試験体の作製	破碎したFとWにNaHCO ₃ を加え水と練り合わせたものをタイルの上に乗せて焼成	
		電気炉による焼成	試験体を電気炉で焼成	
		反射率	反射率測定	
研究4-2	ガラス被膜体の色のコントロール	試験体作成	破碎したFとWにNaHCO ₃ と着色料を加え水と練り合わせたものをタイルの上に乗せて焼成	
			成分分析	蛍光X線分析器
		品質評価	色差位置	色差計による色差測定
			反射率	反射率測定

分と比べると、ソーダ石灰ガラスは窯業系サイディングに

比べ二酸化ケイ素の値が大きく、酸化ナトリウム(Na₂O)が含まれているが、成分が似ているとわかる。

3.3 窯業系サイディング廃材のリサイクル先の検討

成分分析の結果を基に再生材料としての用途を建築資材に注目して部位/用途別に検討したものが表4である。ソーダ石灰ガラスや高炉スラグと成分が似ていることから、一定以上の強度や機能が求められる構造材や下地材での利用は難しいが、ガラス系材料として内壁や外壁などの仕上げ材としての利用や、高炉スラグ系材料のロックウール等の機能材としての利用ができると考える。

4. ガラスブロック体の作製 (研究3)

4.1 型の選定と作製

窯業系サイディング廃材を用いてガラスブロック体を作るための型を選んだ。まず一つ目は耐火温度が高く非鉄金属等の casting にも利用されている耐火石膏、そして二つ目に耐火温度が高く熱伝導性も非常に良いアルミナをつぼを用いることにした。耐火石膏は粉の状態から型を作る必要があったため、写真3にあるように型を作製した。

4.2 ガラスブロック体の作製 (耐火石膏)



(a) ジョークラッシャー (b) 振動ミル
写真1 破碎機器



(a) サイディングF (b) 振動ミル
写真2 振動ミル (2次破碎)

表4 再生材料の利用用途の検討

用途部位	構造材	仕上げ材	下地材	機能材 (遮断・調節)
基礎・杭	—	—	—	—
柱・梁	—	—	—	—
屋根	—	—	—	—
外壁	—	△	—	△
内壁	—	○	—	△
床	—	△	—	—
天井	—	○	—	—
開口部	—	△	—	—

耐火石膏の型に破碎したサイディングの量に対して 50%の炭酸水素ナトリウム(NaHCO_3)を混ぜたものを入れて図4のような温度でそれぞれ最高温度 1250 度を 3 時間と 10 時間維持して焼成した。

焼成結果を写真4に示す。3時間のほうは上の部分が少しだけガラス質になっているが中身が空洞状態になっており体積が非常に小さくなった。10時間のものも体積が非常に小さくなっており、長時間焼成によりほとんど焼き切れてしまっていた。

4.3 ガラスブロック体の作成 (アルミナのるつぼ)

アルミナのるつぼを用いてガラスブロック焼成実験を行った。F と W のサイディングに炭酸水素ナトリウム(NaHCO_3)をサイディングの 70%添加したものと、W のサイディングに炭酸水素ナトリウム(NaHCO_3)を 30%添加したものの 3 種類の焼成を行った。

焼成時間は図4①の最高温度 1250°Cを 3 時間維持して焼成した。結果は、まず(a)と(b)は耐火石膏で焼成した時と同様に内側が空洞化し、(c)だけ内側は空洞化してないが(a)、(b)、(c)ともに体積がかなり小さくなった。さらに炭酸水素ナトリウム添加量が 30%と少ないほうが溶けて表面が少しガラス化していた。まだ焼成温度や時間、添加物を試行錯誤していく必要がある。

5. 表層ガラス系材料へのリサイクル

5.1 タイルガラス皮膜の作製 (研究 4-1)

5.1.1 タイルガラス皮膜の焼成

研究2で破碎した標準窯業系サイディングFに添加物として炭酸ナトリウムと、(さらに着色する場合は+aの添加物を混ぜ)水で練り合わせたものを 100 角タイルの上に塗り、高温電気炉を用いて焼成する。写真6に破碎したサイディングに NaHCO_3 と銅スラグを添加し焼成した物を示す。窯業系サイディング廃材に炭酸水素ナトリウムを適量添加し高温焼成することでガラス化できた。

5.1.2 焼成温度比較

最高温度が 1150°Cではガラス化反応している部分が少ない所より少ないが、1250°Cでは 100 角タイル全体がガラス化した。

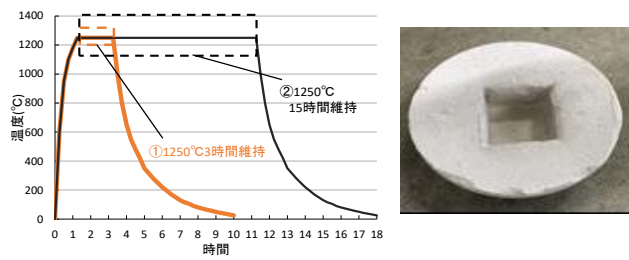


図5 ガラスブロック作製焼成温度 写真3 耐火石膏の型

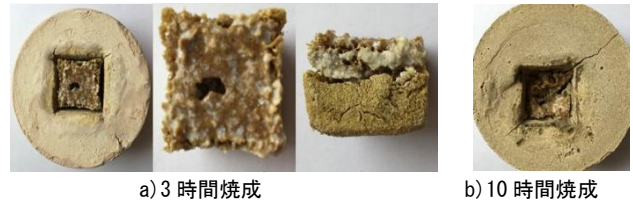


写真4 ガラスブロック作製(耐火石膏) 最高温度 1250°C焼成



a) 標準サイディング Na_2CO_3 70%
b) 木チップ Na_2CO_3 70%
c) 木チップ Na_2CO_3 30%

写真5 ガラスブロック作製(アルミナ)最高温度 1250°C 3 時間

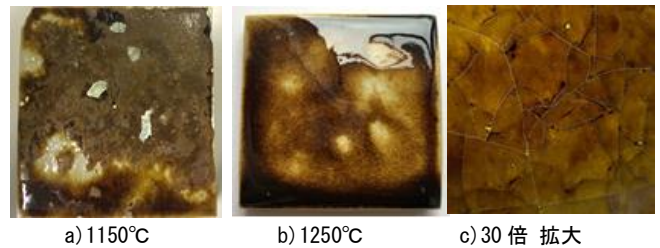
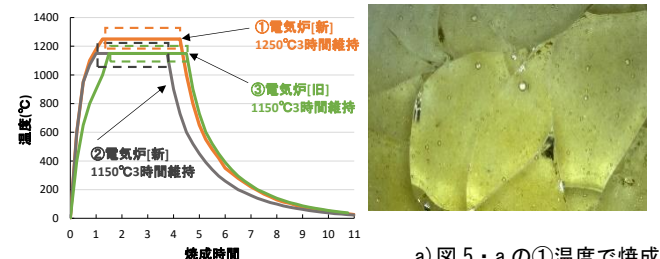
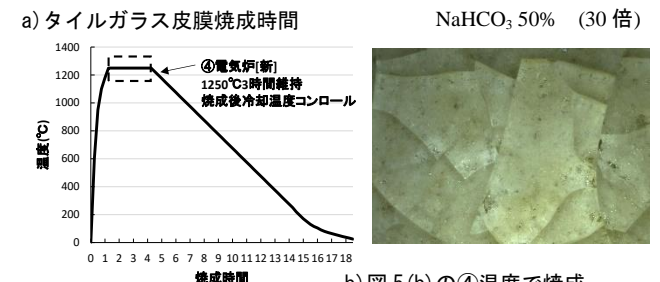


写真6 最高温度 3 時間焼成(塗厚2mm) 100 角タイル 温度比較



a) 図5・aの①温度で焼成 NaHCO_3 50% (30 倍)



b) 図5(b)の④温度で焼成

b) タイルガラス皮膜焼成時間 NaHCO_3 50% (30 倍)

図6 温度コントロール 写真7 貫入ひび割れ比較

5.1.3 冷却温度コントロール

写真6の(c)30 倍を見るとひび割れがある。このひび割れは貫入と呼ばれるもので陶芸ではわざと貫入を作るものもある。原因は冷ましが急な場合や、釉薬の部分と素地

の収縮率の違いによって発生する。そこでこの実験では冷ますスピードを調整して貫入をコントロールできないかと考えた。実験結果が写真7のa,bであるが、この実験では貫入の有無は変わらなかった。結果からまだ冷ますスピードが早いか、材料との収縮率の相性が貫入の問題だと考えられる。

5.2 廃材によるガラス色コントロール(研究4-2)

5.2.1 タイルガラス被膜の着色の結果

破砕した窯業系サイディング廃材に対して炭酸水素ナトリウムを50%混ぜ、さらに着色するために+αで酸化金属やスラグを添加し試料を作製した。右の写真5は、その試料を100角タイルの上に厚さ2mmで乗せて、高温電気炉にて最高温度1150℃を3時間維持して焼成したものである。それら試験体の色差を測定し、a*・b*の軸で作った散布図を図9に示す。添加物なしのタイルガラス被膜に比べてNiスラグと酸化クロームはあまり色の変化が見られないが、酸化コバルトを添加したものは通常よりもb*値がマイナスと低くなっており青色に近づいた。酸化鉄とCuスラグを加えるとa*値がプラスに大きくなり赤色味が強くなった。

5.2.2 着色顔料の添加量調節による色の变化

酸化コバルトと酸化クローム共に含有量をサイディングと炭酸水素ナトリウムを混ぜた量に対してそれぞれ1%・5%・10%の量を入れて木チップサイディングと、標準窯業系サイディングでわけて顔料ごとに計6種類のものの焼成を行った。結果を色差計で測定しa*(横軸)、b*(縦軸)で表したグラフを図11と図12に表す。どちらの顔料でも含有量を変えても大きな色の違いは出なかった。

6. まとめ

以上実験から再生仕上げ建材について以下の知見を得た。

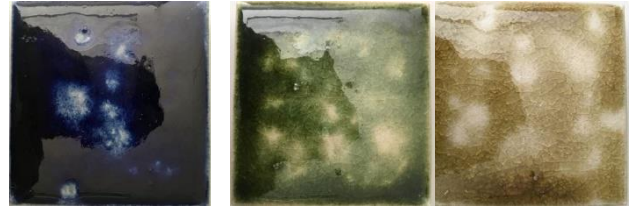
- 1) NaHCO₃添加量を減らし、長時間高温焼成することでガラス系材料を作製できる可能性がある。
- 2) タイルの材料を別の材料に変えることで貫入(ひび割れ)をなくせる可能性がある。
- 3) 酸化金属やスラグでタイルガラス被膜に着色できる。
- 4) 顔料の添加割合を1%~10%で行ったが、変化がほぼ見られなかったため、さらに広く0.1%~20%くらいで顔料の割合で調節して実験を行う必要がある。
- 5) タイルガラス被膜は顔料の量や薄さ、焼成時間の調節で再現性を高める必要がある。

謝辞

本研究はH30年度工学院大学私立ブランディング研究の一部であり、実施にあたり、NPO 法人外装エコロジーシステム関係各位、窯業系サイディングの提供、調査・議論等で多大な助力を賜り、感謝いたします。

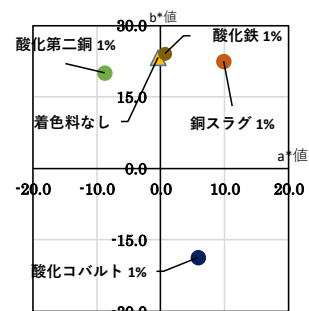


a) 添加物無し b) 酸化鉄

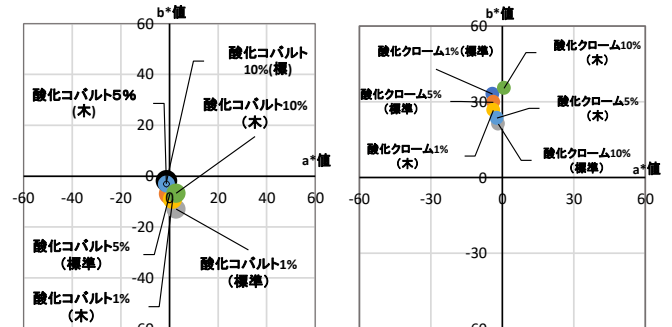


c) 酸化コバルト d) 酸化第二銅 e) 酸化鉄

写真8 タイルガラス被膜の着色



a) 写真8の試験体の色差比較



(b) 酸化コバルト (含有量: 1%, 5%, 10%) (c) 酸化クローム (含有量: 1%, 5%, 10%)

図7 着色した試験体の色差位置比較

表5 タイルガラス被膜作成時の使用電力量

項目	1150℃(3時間維持)	1250℃(3時間維持)
使用時間(合計)[h]	11	12
積算電力量[kWh]	3.20	4.05
積算電気料金[円]※1	89.61	109.35
CO ₂ 排出量[kgCO ₂]	1.78	2.25

※1 電気料金の1kWh単価は全国家庭電気製品公正取引協議会で定められた27円とする

参考文献

- 1) 日本窯業外装材協会 統計データ「年別・窯業外装材出荷量」・「新設着工戸数」・「住宅建材使用状況」参照
- 2) 経済産業省「硬質ウレタンフォーム断熱材の現状及び検討の方向性について(案)」参照
- 3) 梅原優 窯業系サイディングの資源循環を可能にする再生材の研究 2016年度日本建築学会関東支部研究報告書
- 4) 鈴木悠人 窯業系サイディング廃材を用いた再生ガラス系資材への水平リサイクル化 2017年建築学会関東支部

各種都市建築物の非構造部材における性能評価と機能継続に関する研究 一木質外装材へのアクリルシリコン系透明保護塗材を用いた退色防止性一

非住宅，外装材，紫外線劣化，表面保護

下地 啓太 *1 田村雅紀 *2 奈良利男 *3

内藤真弘 *4 島袋省三 *5

1. はじめに

日本では古来より国産材の木が建築に多く用いられてきた。しかしながら国内に豊富な資源を有するにもかかわらず、現代では伝統的建築でよく見られる外装木材の文化は失われつつある。その理由の一つとして、木材を窯業系サイディングやモルタル外壁のスタッコといった住宅への普及率の高い材料と比較した場合、耐候性能だけでなく寸法安定性や施工性が劣っていることが挙げられる。そのため、外装木材における劣化の一般的な解決策として、表面に保護塗装を施し、材料そのものに耐久性能を付与する方法が存在する。そういった塗料の多くは塗材自身が様々な色を持っていることが一般的だが、無垢材や CLT といった木質材料の素地をそのまま使用した、あらわし仕上げが好まれている事実も存在する。

図 1 に本研究のフローを示す。研究 1,2 は既往の研究にて作成された屋外暴露試験体を計測し、こけら葺き屋根の劣化傾向の観察を行った。この結果から外装材として木が退色してゆく過程を把握し、研究 3 として杉板にアクリルシリコン系のクリア塗装を施した試験体を屋外にて半年間の暴露試験を行い、JISZ8730 表色系 XYZ 三刺激値に基づき L^* 、 a^* 、 b^* 値と色差 ΔC^*ab にて退色の評価を行う。さらに研究 4 では、木材の屋外暴露初期に見られる黄色変化について検証を行う。

2. アクリルシリコン系クリア塗装を用いた木材の退色防止の検証

2.1 使用材料と実験概要

表 1 に研究 3 の使用材料と試験体の暴露条件を示す。試験体に杉を選択したのは、建造物に使用される木材として一般的であり、使用量が多いためである。また、実際に外装材として使用される場面を想定して試験体は柾目、追い柾、板目の水準を設け、色の比較のため辺材、心材と分けた。ここでは未塗装とアクリルシリコン系透明塗装標準仕様の柾目辺材試験体の劣化進行に着目し、比較・評価を行う。

*1 工学院大学・建築学科 4 年 *2 工学院大学・教授

*4 株式会社セブンケミカル

表 2 試験体測定項目 (研究 3)

項目	実験要因	実験水準
研究 3 アクリルシリコン系クリア塗材を用いた木材の退色劣化防止の検証	退色経過測定	L^* , a^* , b^* $\Delta C^*ab = \sqrt{(\Delta a^*)^2 + (\Delta b^*)^2}$
	退色経過特性	0-6 ヶ月
	曝露 角度	0°, 45°, 90°
	曝露 水分量	水分量 (%)
	曝露 紫外線量	紫外線量 (mw/cm ²)
	曝露 質量変化	質量 (g)

表 1 曝露試験の使用材料と条件 (研究 3)

試験体	角度	塗装条件	
杉板 (寸法 : mm) 300×60×14 辺材、心材	0° 45° 90°	未塗装	
		市販木材保護塗料(乳白色)	
		アルキド樹脂塗料(ブラウン)	
		アクリルシリコン系透明保護塗料	UV 吸収剤 0.3%
			UV 吸収剤 0%
			UV 吸収剤 1%
防腐・防カビ材 防水材無し			
こけら板 さわら 天然杉 人工杉	0° 45° 90°	未塗装	
		アクリルシリコン系透明保護塗料	UV 吸収剤 0.3%

表 3 初期劣化促進試験の材料と試験項目

試験体	要素	促進試験項目	時間 (h)
杉 (寸法 : mm) 30×30×5	光 空気 水分 (試験 A)	紫外線 (UV-A365nm)	1.5 / 3
		浸水	2
		水蒸気	2
		O ₂ 養生	36
	熱 (試験 B)	乾燥 (160°C加熱)	24 / 48

*3 奈良研究所

*3 奈良研究所

2. 2 実験内容与方法

表2に試験体の測定項目、図2に曝露試験体と測定箇所を示す。研究3の試験項目は、継続的な屋外曝露により試験体の退色を観察するため、色差計を用いて計測を行い、色彩値(L*,a*,b*)にて評価する。その際、重量と含水率も共に計測する。また、研究1,2から木が退色する主な要因は紫外線であると考え、月ごとに紫外線量の測定を正午を行う。角度によって受ける紫外線量も異なるため、0°、45°、90°のそれぞれの角度にて紫外線量の測定を行う。

本研究の実験は半年間の曝露試験にて行い、定期的に試験体の色彩値、含水率、試験体重量の測定に加え、時期ごとの紫外線量(UV-A)を測定する。今回は試験体辺材と心材それぞれ三カ所の色彩値の平均を算出し、評価を行う。

2. 3 曝露実験結果

2. 3. 1 八王子での紫外線量測定

図3に本研究の屋外曝露試験を実施した工学院大学八王子キャンパスにて測定した、快晴時月ごとの紫外線量グラフを示す。このグラフはX軸を測定月、Y軸をUV-A(315nm~400nm)の照射量を表し、グラフより0°と45°の角度において強い紫外線を受けていることがわかる。紫外線量照射量のピークは6月にあり、12月になると全体量が減少する。加えて、9月ごろになると太陽高度が下がる影響で0°と90°の照射量の逆転が見られる。グラフ中空欄の9月は台風などで測定日の天候が雨や曇りの日が多く、快晴時の紫外線測定が出来なかった。

2. 3. 2 曝露26週間杉試験体の目視による退色確認

図4に屋外曝露26週間が経過したa)未塗装とc)UV吸収剤を0.3%含有したアクリルシリコンクリア塗装を施した杉試験体の写真と、b)、d)にそれぞれの拡大写真を示す。図中左から曝露をしていない保存試験体、曝露0°、45°、90°で並べている。図a)とb)の双方を比較すると、塗装を施したものは黄色く木質色を残している一方で、未塗装のものは黒く無彩色に近い色に変化していることが明らかである。加えて屋外曝露によって、辺材と心材の色の差がほとんど無くなっていることが確認できる。

未塗装の試験体に注目すると、辺材と心材の区別がわからないほど退色が進行し、シルバーグレーに変色している。90°で曝露を行った試験体のみ劣化の進行が遅いことに加え、心材と辺材で劣化の速度が異なることがわかる。未塗装拡大写真より、紫外線や雨によってダメージを受けた表面が荒れ、隙間にチリ・ホコリの付着が確認できる。次にアクリルシリコンクリア塗装を施した試験体に注目すると、角度によって大きな差は見られないものの、曝露を行っていない保存試験体と比較すると黄色が強くなり変色

しており、辺材と心材の色の違いがあいまいになるように変化している。拡大画像からは、塗装を施すことにより、木材表面が保護され、曝露約半年が経過した段階でも細胞をはっきり観察することが出来る。



図2 曝露試験体の様子と測定箇所

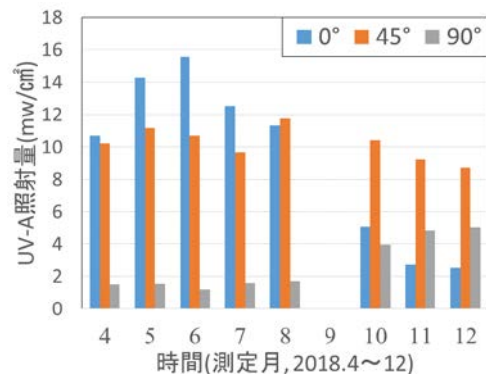
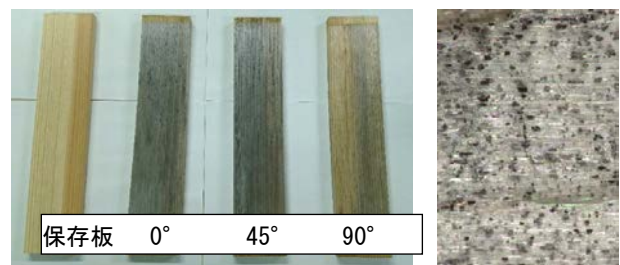


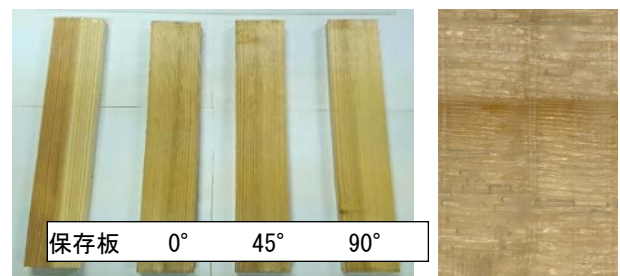
図3 4~12月快晴時 UV-A 照射量 (測定場所:八王子)



a) 未塗装柁目材



b) 未塗装拡大写真



c) アクリルシリコンクリア塗装柁目材



d) 塗装拡大写真

図4 屋外曝露26週間経過の杉試験体

2. 3. 3 曝露26週間杉試験体の色彩値による退色確認

図5に曝露26週目における未塗装柁目材とアクリルシリコンクリア保護塗装柁目材の色彩値をまとめたグラフ

を示す。X軸に屋外曝露の経過時間(週)、Y軸にそれぞれの色彩値をとる。表2に示した ΔC^*ab を用いて色彩値 a^* と b^* の初期値からの変化量を求める。

はじめに、図5a),b)より、未塗装の L^* 値は減少していくのに対し、塗装を施した試験体は屋外曝露による大きな変化は見受けられない。また塗装の有無に関わらず、 L^* は異なる曝露角度による数値の違いは確認できない。

次に図5c),d)より、未塗装試験体は曝露開始約1週間で赤みが強くなり、その後減少傾向に転じている。塗装試験体は a^* 値+5.0前後にて一定になるのに対し、未塗装試験体は約10週目でマイナスとなり緑に変色する動きを見せた。また、 a^* 値において 90° で曝露した未塗装試験体は他のものと比べて変化量が小さいことがわかる。

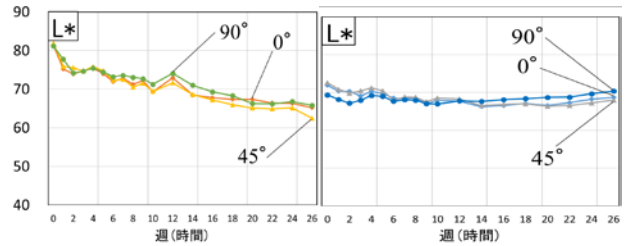
図5e),f)より、木質色の黄色の変化は曝露条件によって大きく異なることがわかる。未塗装試験体は曝露1週間で b^* 値が大きく上昇し、次第に下がっていることが見て取れる。一方で塗装試験体は初期色からわずかに上昇がみられるが、およそ曝露5週目に b^* 値がピークとなり、そこから大きな数値の変動は見られない。また、 b^* 値においても 90° の変化量は少ないことがわかる。

最後に図5g),h)より、未塗装試験体の色彩値の変化量は塗装試験体に比べて大きく、バラつきがあることが分かる。未塗装試験体の ΔC^*ab が曝露開始1週間で急激に変化し、その後5週目で塗装試験体とほぼ同じ数値まで減少しているのは、 a^* 、 b^* のグラフより、初期劣化により急上昇した色彩値が退色することで初期色に近い色に変化しているということが分かる。

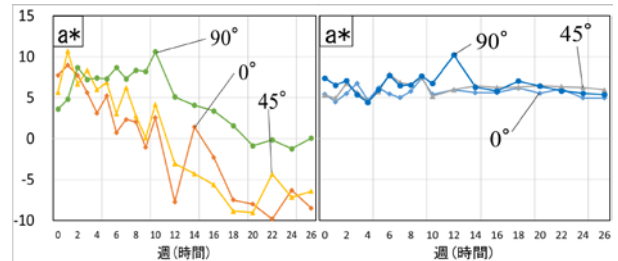
これらのグラフを比較し、未塗装試験体の色彩値は曝露経過とともに減少していくが、塗装試験体の色は全体的に安定していることが分かる。加えて 90° の角度にて曝露を行った未塗装試験体は他角度と比較すると a^* と b^* の色味を示す数値のみ変化量が小さいことがわかる。

2. 3. 4 曝露26週間こけら材の色彩値による退色確認

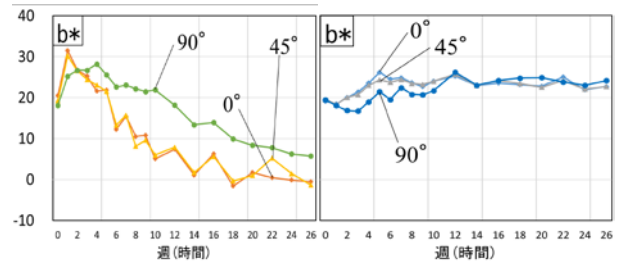
図6に伝統建築物仕様であるこけら板を26週間屋外曝露した結果を示す。こけら板試験体は作製から数年間の保存期間があり、黄色変化した状態から曝露を開始した。a), b)より、屋外曝露によって未塗装試験体は白く変色していく傾向があり、 90° のみ数値が大きく変化している。またc), d)より、こけら板も杉板と同じように、塗装によって表面色の退色が抑制されていることが分かる。塗装を施した試験体の ΔC^*ab は曝露開始2週間で初期劣化が終了し、その後表面色を保っていることがグラフより見て取れる。



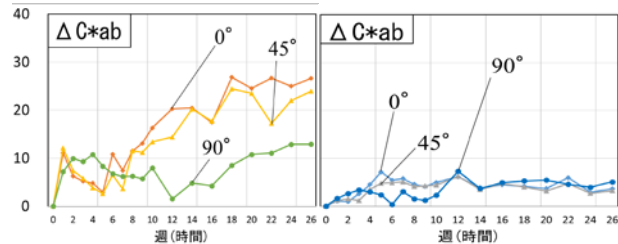
a) 柎目辺材-未塗装 L^* 値 b) 柎目辺材-塗装 L^* 値



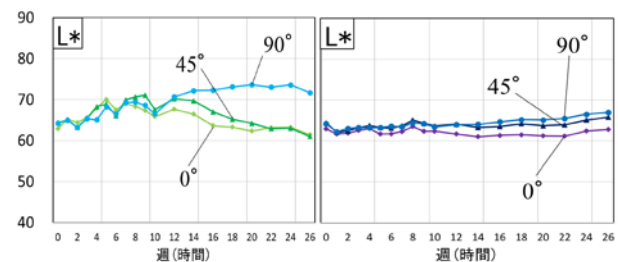
c) 柎目辺材-未塗装 a^* 値 d) 柎目辺材-塗装 a^* 値



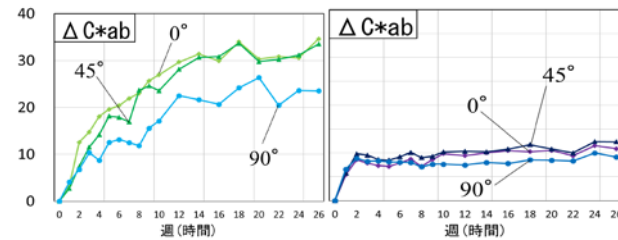
e) 柎目辺材-未塗装 b^* 値 f) 柎目辺材-塗装 b^* 値



g) 柎目辺材-未塗装 ΔC^*ab h) 柎目辺材-塗装 ΔC^*ab
図5 屋外曝露26週間経過杉試験体の色彩値グラフ



a) さわら-未塗装 L^* 値 b) さわら-塗装 L^* 値



c) さわら-未塗装 ΔC^*ab d) さわら-塗装 ΔC^*ab

図6 屋外曝露26週間経過こけら板試験体の色彩値グラフ

3. 酸化反応・紫外線照射による木材初期劣化の検証

3. 1 使用材料と実験概要

表3に研究4で使用した試験体の材料と、促進試験の項目、試験を行う時間を示す。本研究では、研究3の測定結果より得られた、紫外線や雨といった屋外環境下にて退色が進行する前の初期劣化として黄色変化を表す b^* 値の急上昇について、主にどのような屋外環境要因が初期劣化に関係しているのか検証を行う。

3. 2 実験内容与方法

促進試験の項目として、紫外線照射と水中、水蒸気中、高酸素中での養生を繰り返す試験（以下試験 A）と、 160°C 中での加熱養生試験（以下試験 B）の2つに分けて行う。試験 A では、紫外線ランプを用いて生材への照射を行い、その後表に示した項目での養生を行う。ここまでの1サイクルを計3回行うことで色の変化の確認を行う。試験 B では紫外線照射は行わず、生材を 160°C 中にて 24 時間、48 時間でそれぞれ養生を行い、色の変化を観察する。

3. 3 劣化促進試験 結果

3. 3. 1 目視による木材初期劣化の確認

図6にそれぞれの促進試験を行った後の試験体の拡大画像を示す。生材の初期色から比較を行うと、どの促進試験においても変色が見られる。紫外線照射後に水蒸気、加熱を行った試験体の変色は比較的強く、一方で高酸素養生を行ったものはほとんど変化が見られなかった。

3. 3. 2 色彩値による木材初期劣化の確認

図7に紫外線照射と各促進試験を繰り返して行った際に測定した色彩値を示す。紫外線照射と促進試験を繰り返した試験 A の結果より a^*b^* 値グラフから紫外線照射によってわずかに無彩色に近づき、促進試験を行うことで色彩値の急激な増加が確認できる。さらにグラフより、高酸素中にて養生を行った試験体はいずれの色彩値もほとんど変色を示さなかった。試験 B の結果からは、加熱により表面明度は落ちるが a^*b^* 値ともに向上が見られる。

4. まとめ

アクリルシリコン系クリア塗材による木材の退色劣化防止試験により、以下の知見が得られた。

- 1) 紫外線吸収剤含有のアクリルシリコン系クリア塗装¹⁾で木材表面を覆うことで木質外装材の退色への対抗²⁾策として有効であることが分かった。³⁾
- 2) 表面を塗装で覆うことにより、劣化して荒くなった木材表面へのチリ・ホコリの付着による汚れ防止に有効⁴⁾であることが分かった。

3) 木材の初期劣化である黄色変化は空気中の酸素濃度に依存せず、主に紫外線照射や酸化によって引き起こされるが、雨による水分や日射による熱といった要素が初期劣化を促進することを把握できた。

4) 図5の e), f) より、屋外曝露 1 週目の木材の黄色変化を示す b^* 値が増加することから、図7より紫外線と水蒸気、浸水によって劣化促進された試験体の色彩値が屋外曝露の初期劣化色に近いことが分かる。

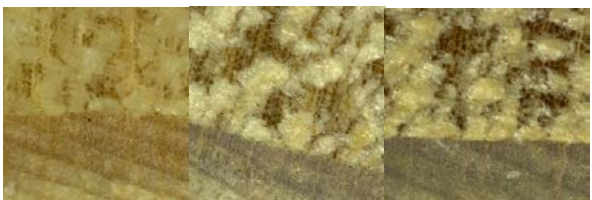
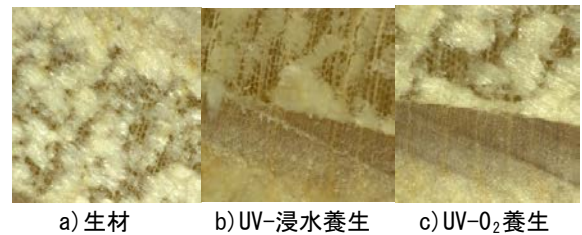
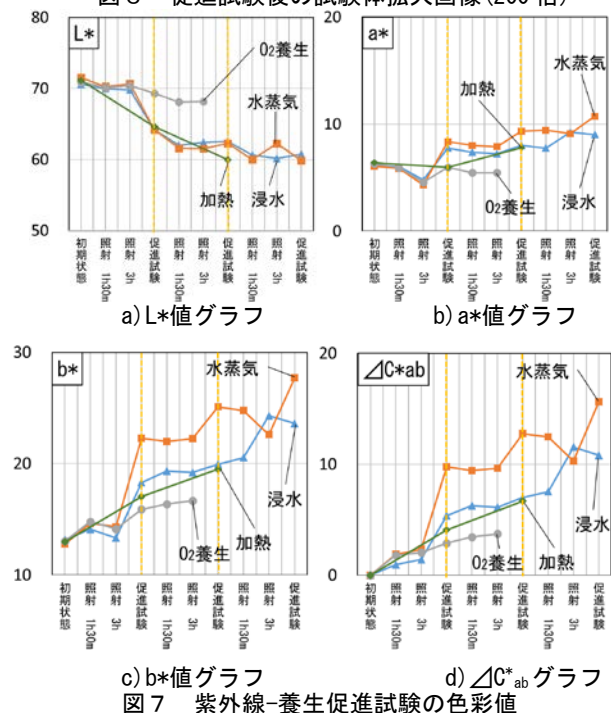


図6 促進試験後の試験体拡大画像(200倍)



参考文献

- JIS Z 8729 色の表示方法— $L^*a^*b^*$ 表色系及び $L^*u^*v^*$ 表色系
 JIS Z 8730 色の表示方法—物体色の色差
 清水美奈子, 田村雅紀, 山本博一, 後藤治: 伝統的木造建築に用いられるこけら材の高度維持・保存技法に関する研究, 日本建築士上学会学術発表学術発表論, pp.123-126, 日本建築士上学会, 2009年
 有害紫外線モニタリングネットワーク「観測データ公開」
 URL: <http://db.cger.nies.go.jp/gem/ja/uv/>

各種都市建築物の非構造部材における性能評価と機能継続に関する研究

－木質・植物系屋根に対する高粘度液体による延焼抑止効果－

非住宅，外装材，紫外線劣化，表面保護

小清水基貴 *1 田村雅紀 *2 後藤治 *3 小林直行 *4

1. 実験の背景と目的

現在、日本の歴史建造物を保全していく活動がより活発になってきている。本研究では、歴史的建造物の中の茅葺屋根建築の保全に関する研究を行う。茅葺屋根の保全活動においての問題例として挙げられることは、茅葺屋根は火災にかなり弱いことだ。茅葺屋根は非常に火災に弱い理由として飛び火による着火、延焼抑止が非常に困難であるということが挙げられる。これは過去、茅葺屋根の火災被害が大火災となってしまうことに大きく関係していた。本論文では、この茅葺屋根の延焼のリスクを削減することを目標とし、研究を進める。しかしこれまでの水による消火は、茅葺屋根の特性でもある水を屋根に保持することなく、流れて行ってしまったため、水による消火、延焼防止は不効率であると考えた。そこで私たちは水に代わる消火剤として、消火に対して有効性が高い、高粘性液体に目を向けた。高粘性液体は環境への負荷が少なく、高粘性により屋根表面に残存しやすいため、火災時の延焼を防止できるのではないかと考えた。本研究では、茅葺屋根の延焼に対する消火対策の一つとして、高粘性液体の水に対する燃焼抑制の効果、並びに物質に与える影響、液体を散布したことによる燃焼後の保持性、影響について考察する。

2. 実験概要

2.1 実験内容

表 1 に使用材料、表 2 に実験概要を示す。

茅葺屋根の模型を作成し、上部から水を散布し、浸水状態を確認。その後、高粘性液体を塗布して、高粘性液体が水よりも延焼抑止の性能が優れているかを研究する。その後高粘性液体の粘性が消火時もっとも有効的に行うことができるかを数値化して行く。その他、TA-DTA による燃焼実験を行い、温度による高粘性液体の状態変化や、炭化形態保持能力を把握する。

2.2 現存茅葺屋根建築の現地調査と茅葺屋根の工法等

a) 図 2 に現場の写真を示す。今回調査した現場では、数百年歴史を持った茅葺屋根建築の吹き替え工事を行っていた。

b) 図 2 の画像より茅葺屋根の使用材料は屋根の表面からヨシ→杉皮→茅→藁 の構成。表面腐食の進みが早いため、表面は耐久性のあるヨシを使用する。ヨシの次の層にある杉皮は飾りに相違ない。杉皮の次は、茅だがこれらはヨシに比べ安価なため、コストダウン等を目的とした配分と考えられる。屋根の吹き方として、下層部まで水が浸透はしない為、総取り換えはまずない。しかし、屋根面で水の流れが集中してしまうところが

あるので他よりも傷んでしまうところは、部分的な修復は必要である。茅葺屋根の特徴として、軒先が 1 番厚く吹かかれていて上部にむけて徐々に吹き量を減らしている。これは、軒先が傷みやすいためである。屋根の密度は軒先から棟まで一定である。

表 1 使用材料

実験項目	使用材料
1. 茅葺屋根の画像解析	現存茅葺屋根画像 5 枚
2. 水と高粘性液体の散布実験と塗布実験	1) 模擬雨の液体 2) 高粘性樹脂 2%含有の液体
3. 高粘性液体の粘性実験	高粘性樹脂 2%, 3%, 4%含有の液体
4. 高粘度処理済要素試料を用いた TA-DTA 分析	1) 無処理セルロース繊維 2) 高粘度処理セルロース繊維 (高粘度樹脂 3%液体を使用し、乾湿処理を 3 度繰り返したもの)
5. 燃焼時の破壊防止効果の燃焼実験	1) 高粘性液体・水 2) 桐、杉、桧 10×10×10 mm の木片

表 2 実験概要

実験項目	実験内容
1. 画像解析による茅葺断面割合の算出	茅葺屋根の軒先断面を画像解析ソフト (lia320378) で解析し、密度を算出する
2. 水と高粘性液体の散布実験と塗布実験	茅葺屋根の模型を作成。水と高粘性液体の屋根面、屋根内の残留状態の確認
3. 高粘性液体の粘性実験	デジタル粘度計 ¹⁾ よりせん断速度に対する粘性 (Pas) 降伏値 (N/m ²) の変化を算出する
4. 高粘度処理済要素試料を用いた TA-DTA ²⁾ 分析	燃焼時に物質に与える影響を分析する。 ・熱重量 (%), 示差熱 (μV) 測定値の比較
5. 燃焼時の破壊防止効果の燃焼実験	各木片を無処理、水、高粘性液体含浸状態にし、燃やして加圧計により圧縮強度 (N/mm ²) を算出する。



1) デジタル粘度計



2) TG-DTA

*1 工学院大学・建築学科 4 年 *2 工学院大学・教授

*3 工学院大学・総合研究所・教授

*3 工学院大学・総合研究所・客員研究員

2.3 画像解析による茅断面割合の算出

2.3.1 茅葺屋根の画像解析

図3に解析用の画像の解析画像を示す。

本研究の画像は、茅葺屋根試験体の一部を撮影した画像である。画像を4つの要素(隙間部分、乱雑部分、断面部分、表面積)に分類し、茅葺屋根面に占める4要素の割合を算出した。

2.3.2 屋根面の3要素の割合算出

図3の3要素に分けた茅の解析画像を画像解析ソフト(lia320378)で解析を行った。

図1. a)の解析画像は100×100の面積である。画像内の隙間部分、断面部分、乱雑部分の面積は、18.5mm²、201mm²、210.5mm²となった。3要素の合計から茅の表面積の画像上の面積率は57%であるが、画像に対して約120%であると仮定して、68.40%と想定できる。

図3. b)の解析画像は100×100の面積である。画像内の隙間部分、断面部分、乱雑部分の面積は25.3mm²、97.6mm²、300.6mm²となった。3要素の合計から茅の表面積の画像上の面積率は42.35%であるが、画像に対して約120%であると仮定して、69.18%と想定できる。

2.3.3 画像解析の考察

図4から、茅葺屋根の屋根表面は茅の側面がほとんどを占め、水に保持能力がほとんどないということから、水による消火では、延焼はほとんど保持することができないため、水での消火は不効率であると推測できる。

しかし、高粘性液体は、保持能力が高いことから、側面が大きくなればなるほど、能力を発揮することができると考える。さらに、隙間部分がほとんどなかったため、高粘性液体が屋根面、屋根内部に保持され延焼を抑制できると推測される。

2.4 茅葺屋根への水・高粘性液体の散布実験・塗布実験

2.4.1 試験体の画像解析

図5に試験体を示す。試験体は、現場の茅葺屋根の軒先断面画像解析により茅密度50%~60%で作成する。1層ごとと色分けし浸水度を測れるようにする。また、この実験は延焼を予防する手段の1つの方法として行う。

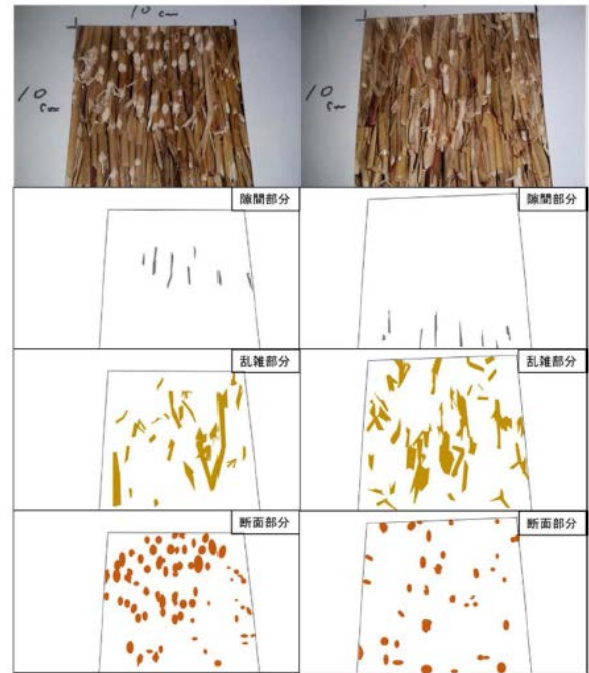
2.4.2 散布実験と塗布実験の実験結果

図6に雨だれ実験の評価方法を示す。膜厚部、充填部、流下部の要素に分け水と高粘性液体の浸透状況を把握する。濃度が高く上部に多く高粘性液体が、とどまった場合のみ、上部の充填量として区別し、評価を行う。図7に要素別の比較グラフを示す。水は充填されないと仮定しグラフを作成した。水に比べ高粘性液体の流下量は低減され保持能力があると考える。しかし今回実験した高粘性液体は高粘度樹脂2%含有であったが、まだ保持能力が低いと考える。図5に図8の概念図を示す。図5の7層の試験体で実験した結果を図8に示す。図8a)の水の散布実験では、3層目まで数値の変動が見られ、1層目、2層目は特に浸水量が多い。また、高粘性液体を上部から塗布した場合は1層目2層目までの浸水は見られた。高粘性液体の性質である、せん断速度による粘性の変化の特性がみられる。この実験においては水圧を無視した実験のため、実際の浸透度合いとは異なるが、予防策としては、十分に効果があることが分かった。



a) 現場画像 b) 軒先断面画像

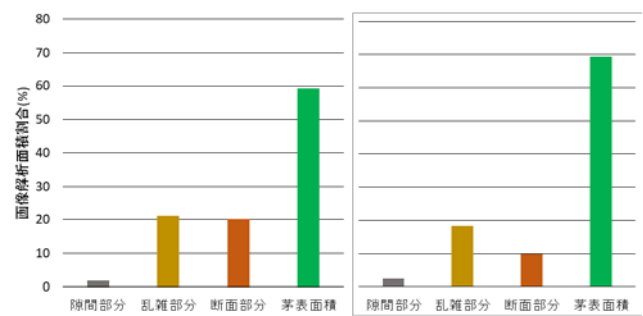
図2 茅葺屋根建築の現場調査



a) 解析画像1

b) 解析画像2

図3 解析用の画像(3要素以外は茅表面積とする)



a) 解析画像1の解析結果

b) 解析画像2の解析結果

図4 画像解析ソフト(lia320378)による解析結果

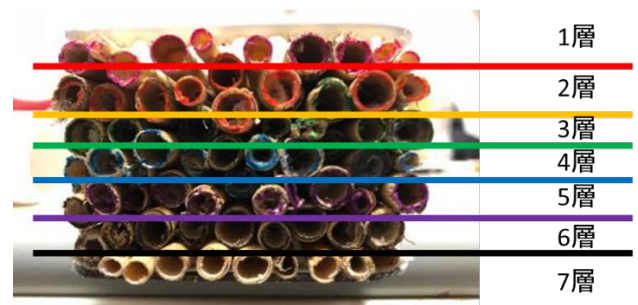


図5 散布・塗布実験の試験体画像

2.4.3 散布実験と塗布実験からの考察

高粘性液体の性質が随時見られた試験となった。高粘性液体は1層目の上部の多くとどまり、表面を覆っていた。対して水はほとんどが茅葺屋根の性質でもある保持能力の低さによって、ほとんどが流れ落ちた。このことから、高粘性液体が屋根にとどまることが出来る事が割った。高粘性液体がもたらす延焼遅延抑止効果が十分に期待することが出来るのではないかと考える。

2%濃度の高粘性液体では、粘度が低く、とどまることのできる質量が少なく流下部が多かったことから、2%濃度の液体では有効的ではないと考え、3%濃度の高粘性液体での実験が必要であると考え今後さらに実験を行っていく必要があると考える。

2.5 延焼防止に使用する高粘性液体の粘性実験

2.5.1 粘性実験の結果

図9にせん断速度に対する降伏値(左)と粘性(右)を示す。

以前より、高粘性液体はせん断速度に対して、粘性が下がり、降伏値も下がる結果が出ているため、本研究に取り入れられた。本研究ではそれらを数値化し、より精密に、分析を行った。せん断速度を与えることにより粘性は濃度に関係なく0に近い数値で粘性が下がることが確認された。さらに降伏値は、同じく大きく低下していた。

2.5.2 粘性実験からの考察

上記と図9から、高粘性液体は、せん断速度を与えることにより、大きく粘性と降伏値が低下した。さらに図9a), b), c)のグラフから高粘性液体は降伏値に大きな濃度依存性がないことから、高粘性液体の制御は容易に行うことが出来るということが分かる。これらのことから、発射時にはせん断速度が与えられ屋根面へ塗布が可能になり、塗布時にはせん断速度が与えられなくなる。保持能力を保つことができると推測できる

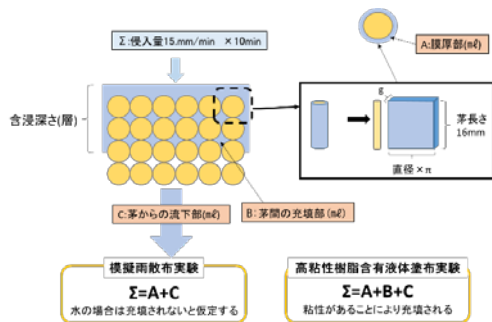


図6 散布実験と塗布実験の評価方法

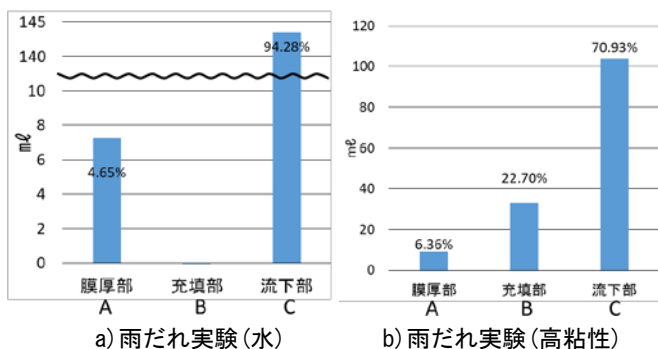


図7 散布実験と塗布実験の要素別グラフ

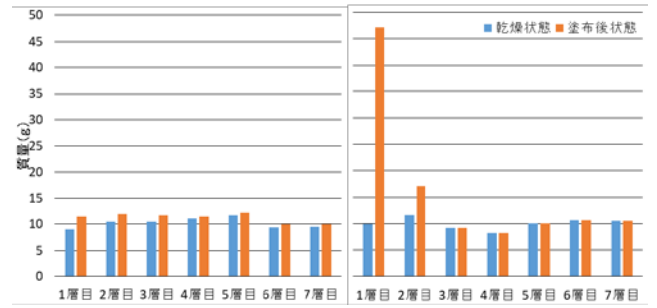
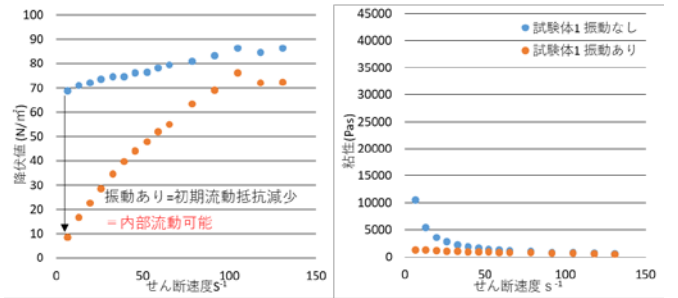
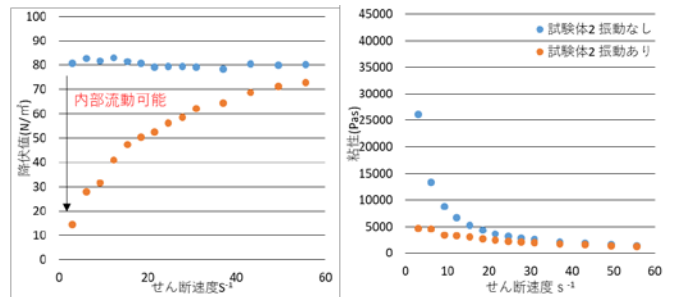


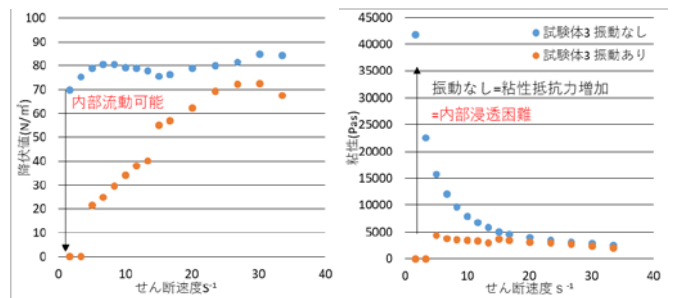
図8 試験体の各層における散布・塗布実験の結果



a) 高粘度樹脂(2%)の降伏値・粘性

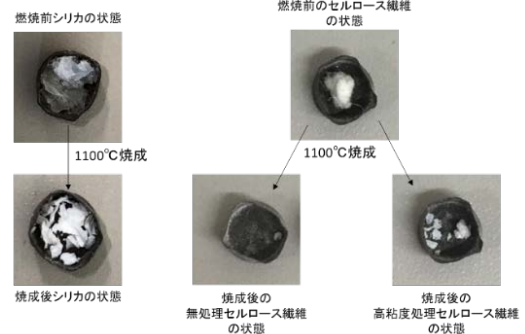


b) 高粘度樹脂(3%)の降伏値・粘性



c) 高粘度樹脂(4%)の降伏値・粘性

図9 せん断速度に対す降伏値と粘性のグラフ



a) 高粘度樹脂(シリカ) b) セルロース繊維

図10 高粘度樹脂(シリカ系成分)とセルロース繊維の燃焼後

2.6 高粘度処理済要素試料を用いた TG-DTA 分析

2.6.1 TG-DTA の結果

図 10 にセルロース繊維の燃焼前と燃焼後の無処理繊維と高粘性処理繊維の状態を示す。高粘性樹脂のシリカ Si 結晶水による水上発時間の保持、潜熱による発熱量低減、Si による炭化形態保持能力などの効果が期待される。シリカ Si により、炭化形態保持は黒ではなく白色で形態保持をした。今後この状態になった原因を実験で解明していく必要があると考える。

図 11 に温度上昇時の a) 示唆熱 (DTA)、b) 熱重量 (TG) の比較グラフを示す。結果から 450℃前後までセルロース繊維に対し Si が吸熱反応を起こし、最大発熱量を大幅に低減した。このことから、物質を完全焼失させることなく保持する能力があると想定できる。さらに a) 示唆熱変化ではシリカ Si により、吸熱効果により温度上昇が抑えられ、最高発熱量は 43%減少した。b) 熱重量変化では、上記にも示した通り、炭化形態保持がなされ、質量減を抑制した。

2.6.2 TG-DTA 分析の考察

高粘性液体に含まれるシリカ Si により、a) 示唆熱は抑制され、さらに、最大発熱量が大幅に減らすことが出来た。図 13, b) から熱重量変化も抑制された。さらに残留量が 40%残ったなどの結果から、高粘性液体の不燃化への期待や、火災時の熱上昇や、質量変化の抑制が期待でき、消火に有効的ではないかと推測できる。

2.7 高粘性液体による燃焼時破壊防止効果の燃焼実験

2.7.1 燃焼実験の試験方法

本研究では、高粘性液体の使用に対して、茅葺屋根以外の用途を模索する実験である。実際に他の材料に含浸させ、炭化保持能力の効果を見定める。

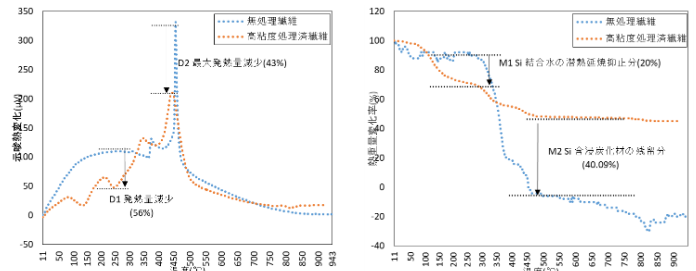
試験体は、木材を使用し、杉、桧、桐の 3 つを試験体として、10×10×10 mm で試験体を作成する。その後炭化保持能力を明らかにするため、圧縮強度を測定する。比較する対象は、液体を含浸させていない木材と、水、高粘性液体を含浸させた試験体を燃やした後に圧縮強度を測定し評価する。

2.7.2 燃焼実験の結果

水と高粘性液体の密度変化を図 12 a) に、最大荷重を図 12 b) に示す。燃焼後の試験体は 3 つ同様に高粘性液体を含有した試験体が高い数値であった。また、試験体の様子 (図 13 に a) 桐 b) 桧 c) 杉 同様に右が水含浸の試験体、左が高粘性液体含浸試験体) においても、高粘性液体の試験体は水に比べて、軽以上維持されていた。また、最大荷重においても、全試験体が高粘性液体を含浸させることにより、強度が上がっていた。特に杉、桧においては 2 倍程度、残存強度が高い結果となった。

2.7.3 燃焼実験の考察

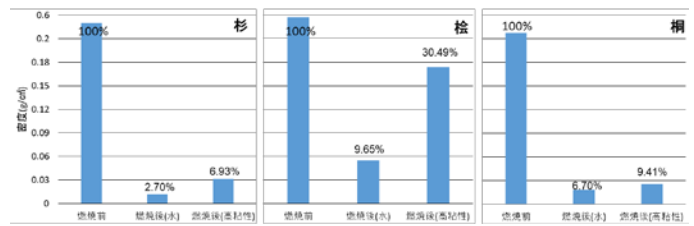
実験結果から、水に対して高粘性液体を木材に含浸させることにより、炭化形態保持能力が高いと分かり、さらに最大強度を高い状態で保持することもできた。高粘性液体が水に比べて、火に対してこれらの能力が高いことから、高粘性液体の木材に対する消火にも大変有効的であることがうかがえる。



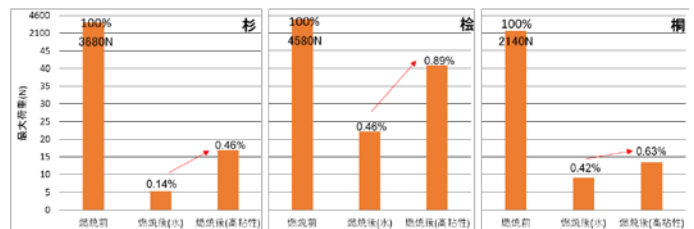
1) 示唆熱 (DTA) の比較

2) 熱重量 (TG) の比較

図 11 温度上昇時のセルロース繊維示唆熱・熱重量変化

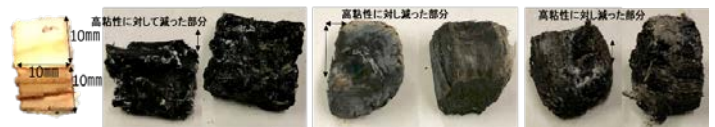


a) 燃焼前と燃焼後の密度変化率



b) 最大荷重変化率

図 12 試験体ごとの燃焼による密度・最大荷重変化



a) 杉 b) 桧 c) 桐

(※左:水含浸 右:高粘性液体含浸)

図 13 燃焼時試験体の様子

3. まとめ

- 1) 高粘性液体はせん断速度による粘性の変化により、水に対する屋根への保持能力の高さから延焼抑制効果がある。
- 2) TG-DTA 分析より、Si による炭化後の形態保持が確認され、熱量の抑制、最大発熱量の減少から消火にも有効的である。
- 3) 燃焼実験から、高粘性液体は茅以外の材料にも使用でき、炭化形態保持による強度の保持も確認され有効的である。

参考文献

- 1) 村田、石郷岡他：延焼中の茅葺き屋根に対する高粘度液体の燃焼抑制効果、平成 29 年度日本火災学会研究発表会概要集 P325~328 (2016)

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～

給水設備 ライフライン途絶 水賦存量 給水自給率

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防災後対応として考慮すべき事項とされている。また、首都圏でも今後 30 年以内に首都直下地震等が高い確率での大地震の発生が予想されており、ライフライン途絶時の人命維持や健康保持の観点から、建築物の耐震性能はもとより、非常時の水源確保は都市部における重要課題の一つと言える。今年度の課題としては、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、評価エリアを想定し、平常時の水使用特性と非常時の水賦存量を予想し、設備施設の有効な耐震対策を立案するための基礎資料を得ることとした。

2. 対象地区の概要

2.1 対象地区の選定

評価の対象とする地区を図 1 に示す。対象は新宿区西新宿と、渋谷区の甲州街道沿いとした。西新宿は新宿の中でも高層建築が多く、人口が集中しているため、災害時に多くの混乱が予想される。加えて帰宅困難者が多い場合、西新宿だけでは受け入れきれない可能性もあるため、甲州街道沿いも対象地区とした。



西新宿エリア 甲州街道エリア

図 1 評価対象地区

2.2 評価建物選定

災害時の水確保として、断水の状況下でも給水方式が高置水槽方式の場合、水槽の保有水は利用可能な水として確保することができるため、評価対象とする建物は対象地区内の高置水槽を有する建物とした。

高置水槽を有する建物を仮定するにあたって、受水槽

方式を採用する建物規定を引き込み口径が 50A 以上の建物とし、一般配管用ステンレス鋼管流量線図より算出したピーク時の給水量から建物用途ごとにおける延床面積の条件を算出した。この算出によると、対象地区内で延床面積の条件を満たす建物は 271 棟となり、その中で地上階数 10 階以上の建物が高置水槽方式だと仮定した。また、受水槽の条件を満たさない建物がいくつか存在したが、階数が 15 階を超える建物であれば高層建築であるため評価建物に加えることとした。

表 1 に用途別評価建物の棟数を示す。面的な範囲と線的な範囲で評価するため、西新宿エリアの 41 棟を面的な、甲州街道エリアの 110 棟を線的な範囲として分類し、それぞれ評価を行った。西新宿エリア 41 棟は事務所の割合が多く、全体の 3/4 を占めていた。一方、甲州街道エリア 110 棟の半分は集合住宅であり、事務所の 49 棟以上の棟数となった。

表 1 用途別評価建物の棟数

建物用途	西新宿[棟]	甲州街道[棟]
事務所	31	49
ホテル	4	55
一般家庭	4	4
教育施設	2	2
合計	41	110

3. 平常時における水利用

3.1 評価建物の給水量

図 2 に対象地区における一日の総給水量を示す。一日の給水量は式(1)を用いて建物別で算出した。その際、給水量は建物用途によって給水量や水使用時間が異なるため、表 2 に示す文献¹⁾の値を使用した。また、評価建物の延床面積の数値及び用途に関しては地理情報システム (GIS) を用いた。

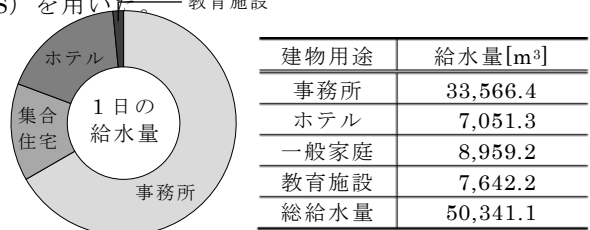


図 2 対象地区における用途別の一日給水量

$$Q_d = Q_n \cdot S / 1000 \quad \dots \text{式(1)}$$

Q_d : 一日の給水量 [m³]
 Q_n : 単位床面積当たりの給水量 [L/(m²・日)]
 S : 延床面積 [m²]

* : 工学院大学建築学部まちづくり学科,

表 2 建物種類別における単位床面積当たりの給水量¹⁾

建物用途	給水量	水使用時間
事務所	8.05 L/(m ² ・日)	9 h/日
ホテル	24.20 L/(m ² ・日)	12 h/日
一般家庭	10.80 L/(m ² ・日)	15 h/日
大学講義棟	4.00 L/(m ² ・日)	9 h/日

図 3 に示した各用途の時刻別給水量の割合²⁾に評価建物における一日の給水量を乗じて時刻別給水量を算出した。また、事務所における土曜・日曜の割合は平日の水使用時間外(18 時～8 時)の平均値、教育施設は事務所と同様の給水量割合とした。時刻別の水槽水量を求めるにあたって、給水量を 1 分間隔にするため時刻別給水量の割合を細分化し、計算を行った。

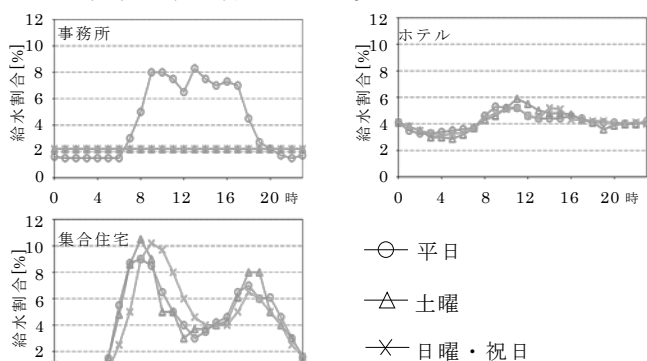


図 3 時刻別給水量の割合

図 4 に平日における西新宿エリア 41 棟の評価建物を、図 5 に平日における甲州街道エリア 110 棟の評価建物の時刻別給水量を示す。2 つのエリアの給水量は概ね等しかった。これは事務所の割合がどちらのエリアも多いため、類似する時刻変化となっている。甲州街道エリアにおける 9 時頃の給水量が他の時間帯よりも高くなっており、集合住宅の時刻別給水量の影響をうけている。事務所と集合住宅における給水量の割合の時刻変化は、類似しているが、昼間や深夜に差異が有り、それが甲州街道の給水量に表れている。

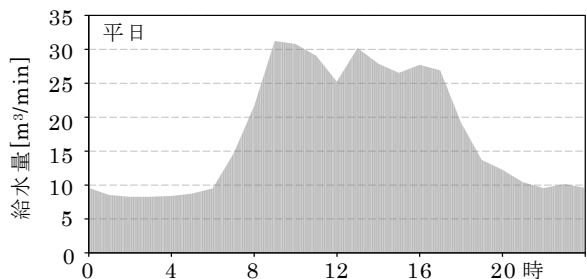


図 4 西新宿エリアにおける時刻別給水量

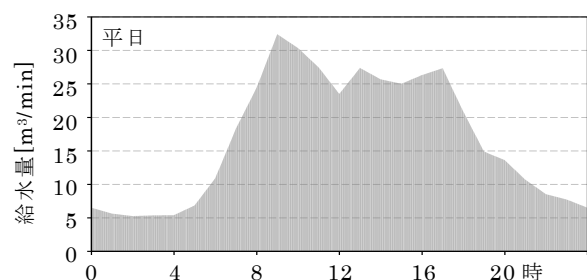


図 5 甲州街道エリアにおける時刻別給水量

3.2 評価建物の高置水槽容量及び補給水位

評価建物の災害時における給水自給率を評価するに当たり、式(2)～(4)の式³⁾を用いて高置水槽容量の仮定をした。高置水槽は給水特性(ピーク時予想給水量とその継続時間)と揚水ポンプの揚水量との関係から算出する。また、揚水ポンプの揚水量 Q_{pu} は時間最大予想給水量 Q_m とし、ピークの継続時間 T_1 は 30 分とし、揚水ポンプの最短運転継続時間 T_2 は 15 分とする。

高置水槽の揚水ポンプが起動する補給水位の仮定として、式(5)⁴⁾を用い、補給水位を下回った際に補給が開始され、満水に至るまで揚水を継続するものとした。

算出結果から西新宿エリアの高置水槽容量の合計は 2,068.4m³、甲州街道エリアの高置水槽容量の合計は 2,010.8m³ と算定した。

$$\begin{aligned}
 V_e &= (Q_p - Q_{pu}) \cdot T_1 + Q_{pu} \cdot T_2 && \dots \text{式(2)} \\
 Q_p &= Q_b \cdot k_2 / 60 && \dots \text{式(3)} \\
 Q_{pu} &= Q_m / 60 && \dots \text{式(4)} \\
 WL_{le} &= (Q_p - Q_{pu}) \cdot T_1 && \dots \text{式(5)}
 \end{aligned}$$

- V_e : 高置水槽容量 [m³]
- Q_p : ピーク時予想給水量 [m³/min]
- WL_{le} : 高置水槽補給水位 [m³]
- Q_m : 時間最大予想給水量 [m³/h]
- Q_{pu} : 揚水ポンプの揚水量 [m³/min]
- k_2 : ピーク時予想給水量のピーク率 [=] (=3.0)
- T_1 : ピークの継続時間(=30) [min]
- T_2 : 揚水ポンプの最低運転継続時間(=15) [min]

3.3 高置水槽水量の時刻変動

算定した水槽容量と時刻別給水量より、1 日における時刻別水槽水量の変動を予測した。開始は満水状態の水槽水量から 1 分間隔で時刻別給水量を求め、水槽水量が補給水位を下回った時に揚水ポンプが起動し、満水になるまで揚水し続けるものとした。

図 6 に西新宿エリア、図 7 に甲州街道エリアにおける水槽水量の時刻変動を平日、土曜、休日に分けて示す。西新宿エリア及び甲州街道エリアはどちらも平日における昼間の給水量が多いため、補給水位を下回ってから満水になるまで他の時間帯より時間を要している。

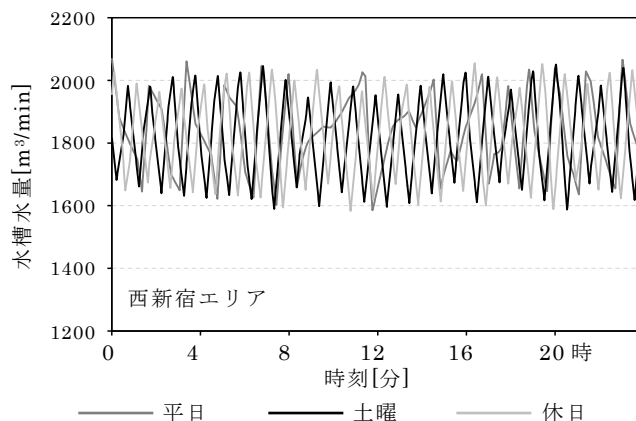


図 6 西新宿エリアの時刻別水槽水量

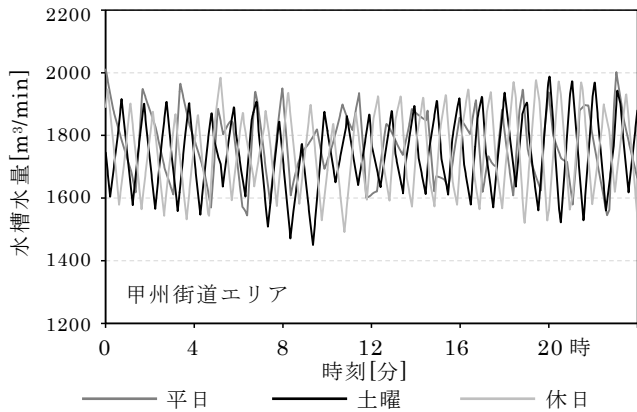


図 7 甲州街道エリア時刻別水槽水量

4. ライフライン途絶時における給水

4.1 非常時給水の想定

災害時の給水自給率を評価するにあたり、上水・雑用水別で算出をした。表 3 に使用条件及び衛生器具仕様を、表 4 に大便器の使用条件を、表 5 に水槽水量の上水・雑用水比率を示す。一日当たりの衛生器具使用回数を 5 回とし、手洗いには上水を、便器洗浄には雑用水を使用すると仮定した。また、大便器の洗浄水量は表 4 に示すように各建物における竣工年次の最も出荷台数の多い大便器を使用するものと仮定した。

表 3 使用条件・衛生器具仕様

上水使用用途	手洗い水	
雑用水使用用途	トイレ洗浄水	
トイレ使用回数 ⁵⁾	5 回/日	
トイレ使用割合 ⁶⁾	男性	大便器 1 回/日 小便器 4 回/日
	女性	大便器 5 回/日
手洗い器吐水量 ⁷⁾	1L/回	
トイレ洗浄水量 ⁷⁾	大便器	6~13L/回
	小便器	4L/回

表 4 大便器の使用条件⁸⁾

出荷年(竣工年)	大便器洗浄水量
~ 1996 年	13.0 L/回
1997 年 ~ 1999 年	10.0 L/回
2000 年 ~ 2006 年	8.0 L/回
2007 年 ~	6.0 L/回

表 5 上水と雑用水の比率⁹⁾

建物種類	上水[%]	雑用水[%]
一般建築	30	70
住宅	65	35
学校	40	60

4.2 給水対象人員の想定

給水対象人員を評価建物における在館者及び帰宅困難者の合計とし、表 6 に給水対象人員を想定するための算出式を示す。在館者数は、建物用途が事務所及び教育施設の場合、レンタル比を 0.6 とし、1 階以外の有効面積に人員密度 0.12[人/m²]¹⁰⁾を乗じて、人数を算出した。ホテルは寝床の数を人数、集合住宅は間取りから人数を算出することとし、間取りの人数は、1R・1K は 1 人、

1DK・1LDK・2K は 2 人、2DK・2LDK・3K は 3 人、3DK・3LDK は 4 人とした。在館者数の時刻変動については、文献¹¹⁾を参考に予測をした。

発災時刻は首都直下地震発生の想定¹²⁾より早朝の 5 時、昼の 12 時、夜の 17 時とした。また、評価建物内において、事務所の比率が高いことから、給水量の増加が見られる 9 時も発災時刻の想定に加えた。発災時刻が 5 時の場合、多くの人が自宅にいると想定し、給水対象人員に帰宅困難者を加えず、在館者のみとした。その他の 9・12・17 時は帰宅困難者を給水対象人員に加えて計算をした。表 7 に算出した発災時刻別の給水対象人員を示す。なお、給水対象人員の男女比は 1 : 1 と仮定した。

表 6 給水対象人員の想定

建物用途	在館者	帰宅困難者
事務所ビル 教育施設	(延床面積・建築面積)×0.6×0.12 人/m ²	1 階床面積×0.6 ×(2 人/3.3m ²)
ホテル	(1 人/床)+従業員	1 階床面積×0.6 ×(2 人/3.3m ²)
集合住宅	1R,1K	:1 人
	1DK,1LDK,2K	:2 人
	2DK,2LDK,3K	:3 人
	3DK,3LDK	:4 人
		なし

表 7 給水対象人員の想定

エリア	5 時[人]	9 時[人]	12 時[人]	17 時[人]
西新宿	11,575	139,892	150,878	119,595
甲州街道	19,138	134,838	144,498	117,131

4.3 対象地区における給水自給率

対象建物における水備蓄を評価するにあたり、公的支援が期待できない発災後 3 日間(72 時間)を対象に給水自給率の算出を行う。評価期間は 2 月 18 日の月曜日から 2 月 24 日の日曜日までとし、給水自給率は上水・雑用水及び建物用途別に、式(6)により算出した。給水自給率は 3 日間の備蓄の必要性から、3 日間の給水ができて 100%とした。

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

V_e	: 高置水槽容量	[%]
Q_p	: ピーク時予想給水量	[m ³]
WL_{le}	: 高置水槽補給水位	[m ³]

図 8 に西新宿エリアにおける発災時刻別の給水自給率を示す。5 時に発災した場合の給水自給率は 100%となっており、3 日間の給水が可能という結果となった。9 時、12 時、17 時における上水の給水自給率は概ね 80%から 100%となった。しかし、雑用水の給水自給率は 10%程度と低く、発災後 1 日目の給水で水槽内の水がなくなる結果となった。昼間の時間帯における給水自給率が低くなっている。これは、西新宿エリアにおける評価建物の多くが事務所ビルであるため、昼間に給水対象人員が増加し、必要な給水量が大幅に増加したことが要因として考えられる。

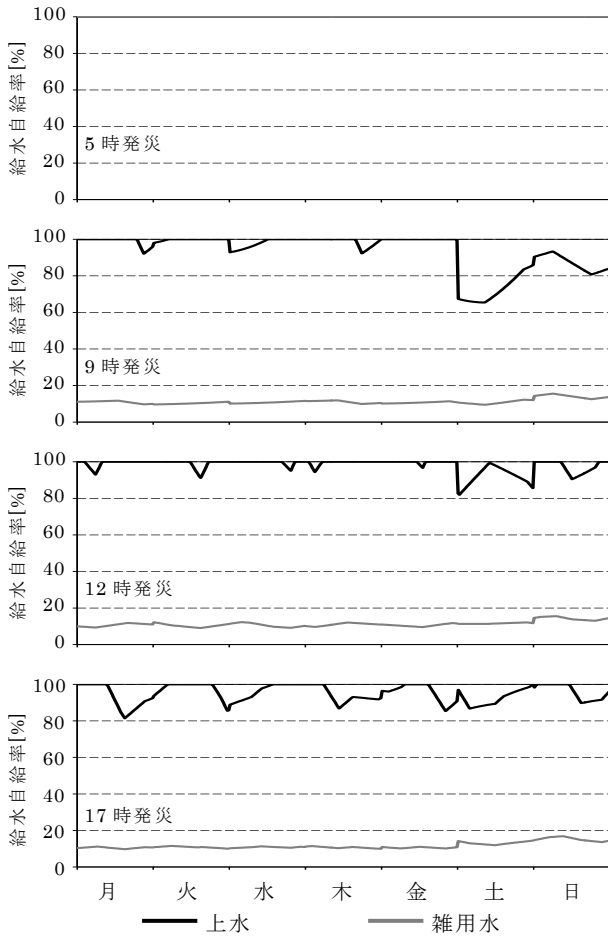


図 8 西新宿エリアの給水自給率

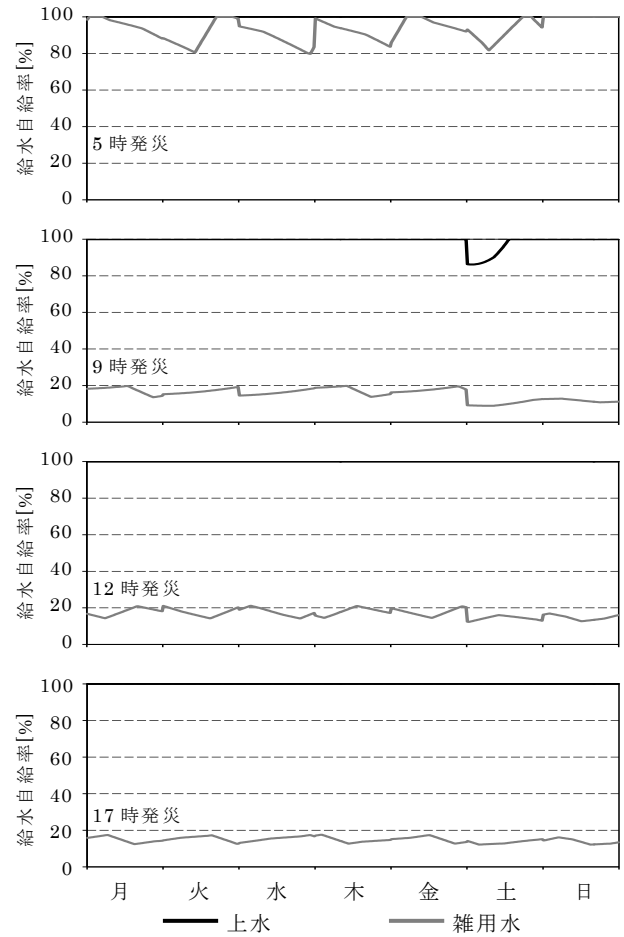


図 9 甲州街道エリアの給水自給率

図 9 に甲州街道エリアにおける発災時刻別の給水自給率を示す。上水の給水自給率は、概ね 100%という結果となった。雑用水の給水自給率は、5時が 80 から 100%という結果となった。甲州街道エリアは集合住宅が多いため、早朝や夜間の給水対象人員が多くなり、結果として 5 時の給水自給率に影響が出たと考えられる。

5. まとめ

本研究では、平常時における水槽内水量の時刻変動を把握した上で大規模地震時における発災時刻別の給水自給率を予測した。上水と雑用水を比較すると、どの発災時刻においても雑用水の給水自給率が低い結果となった。発災時刻別に見た場合、早朝の 5 時発災における上水及び雑用水の給水自給率は概ね高いが、9 時以降における雑用水の給水自給率は著しく低くなる傾向にあった。これは事務所の比率が高いため、9 時から 17 時の給水対象人員や給水量が増加したことが要因と考える。

雑用水における給水自給率の予測結果から、西新宿エリア及び甲州街道エリアの評価建物における水槽内水量のみでは、全ての給水対象人員に対して 3 日間給水を行うことは困難であるため、衛生器具の非常時利用のあり方を検討する他、災害時においても受水槽の利用を可能にする措置が必要であると考えられる。

謝辞

本課題報告文の作成にあたり本学大学院生の浅倉佑介君、赤坂昌哉様、および卒論生の山口友輔君の協力がありました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 空気調和・衛生工学会:給排水衛生設備家角の実務の知識, 改定 4 版, p39
- 2) 空気調和・衛生工学会編:給排水衛生設備計画の実務の知識, 改定 4 版 p38
- 3) 空気調和・衛生工学会:給排水衛生設備計画の実務の知識, 改定 4 版, pp,54-55
- 4) 空気調和衛生工学会:空気調和衛生工学便覧 第 14 版.4. 給排水衛生設備編, pp, 119
- 5) 内閣府、避難所におけるトイレの確保・管理ガイドライン (平成 24 年 4 月)
- 6) 内閣官房、日本のトイレ協会提出資料
www.cas.go.jp/jp/seisaku/kurashinoshitsu/bunkakail/dai3/siryoul.pdf
 (参照年月日 2019.1.15)
- 7) 坂本和彦:シミュレーションによる事務所ビルにおける給水負荷動的算定法に関する研究、空気調和・衛生工学会大会
- 8) 豊貞佳奈子ほか:節水便器普及による環境負荷削減効果の定量化研究, 空気調和・衛生工学会論文集 No.193, (2013 年 4 月)
- 9) 空気調和・衛生工学会編:空気調和・衛生工学便覧, 第 14 版, p109
- 10) 空気調和・衛生工学会編:空気調和・衛生工学便覧, 第 14 版 P24
- 11) 2015 年国民生活時間調査報告書(参照年月日 2018.11.15)
- 12) 内閣府:首都直下地震等による東京の被害想定

地表地震断層ごく近傍の強震動特性、および、断層ズレによる建物被害

キーワード 活断層、地表地震断層、長周期地震動
2016 年熊本地震、断層ずれ変位

久田嘉章*

1. はじめに

本事業では海溝型巨大地震や活断層帯の地震など極めてまれな最大級地震による強震動特性と建物被害の様相を明らかにし、巨大都市の重要構造物の耐震対策に活用することを目的とする。今年度は、2018 年熊本地震の震源近傍の強震動と、地表地震断層による断層ズレによる建物被害に着目し、調査研究を実施した。

2016 年熊本地震の本震 (M7.3) では大規模な地表地震断層が出現し、そのごく近傍で特徴あるパルス性地震動（長周期パルス）が観測された。さらに地表地震断層による断層ズレにより、その直上では地盤変状に起因する建物被害が生じた。ここではまず地表地震断層ごく近傍のパルス性地震動の特性と物理的解釈を説明し、熊本地震のパルス性地震動の解釈を行い、最後に断層ズレによる建物被害の特性と対策を説明する。なお本論文は著者らによる既往の結果^{1), 9), 13), 14)}をもとに再構成している。

2. 地表地震断層ごく近傍のパルス性地震動の特性

2.1 パルス性地震動の特性と物理的解釈

震源断層近傍で発生する特徴的なパルス性地震動である指向性パルスとフリングステップ/パルスとの特性と表現定理を用いた物理的解釈を説明する。前者は、図 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。一方、後者は、同図 (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特徴がある¹⁾。

1) 指向性パルス

指向性パルスは震源断層の近傍において断層面に直交する成分に現れるパルス性地震動であるが、最近、横ずれ断層では断層面に平行する成分にも現れる場合があることが明らかに成っている。指向性パルスは、震源断層の近傍において断層面を伝播するすべり破

壊が近づいて来る場合、断層各点から発生するパルス状の強震動（要素パルス）が建設的に重なり合うことによって発生する。1995 年兵庫県南部地震の際、神戸市では六甲断層帯の走向に直交する北北西-南南東方向に多くの建物をなぎ倒すような強烈な強震動が観測されたが、指向性パルスがその成因のひとつと考えられている^{2), 3)}（その破壊力からキラーパルスとも呼ばれた）。指向性パルスは、要素パルスの S 波の放射特性により、一般に断層面の直交成分に顕著に現れるが、横ずれ断層で破壊伝播が下方から上昇する場合は断層面の平行方向に現れる場合がある⁴⁾。但し、横ずれ断層の放射特性により、断層の延長面上では振幅が 0 であるため、断層面の直上に近い観測点では振幅は小さく、断層からある程度離れないと振幅が現れない。従って、指向性パルスは断層の直交成分により顕著に現れる。一方、断層破壊が離れる観測点や、断層の破壊過程が複雑な場合、特に短周期成分になるほど要素パルスはランダムに重なり合うため指向性パルスは生じない。

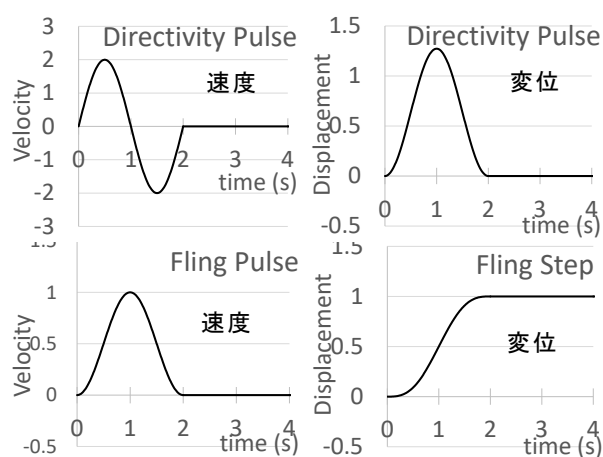


図 1 震源近傍の長周期パルスの概念図

上：指向性パルス

下：フリングパルス/ステップ

* : 工学院大学建築学部まちづくり学科

近年、構造物が活断層近傍にある場合、設計用地震動のサイト波として指向性パルスが考慮されている。強震動予測レシピを用いると、アスペリティ (または強震動生成域) から発生する指向性パルスが計算される。但し、単純な断層震源モデルに様な破壊過程を用いると、一般に特定の周期が卓越し、非常に破壊力ある指向性パルスが断層直交成分に生じる。但し、現実の断層面や破壊過程は複雑であり、それほど明瞭なパルス性状とはならない場合が多いことに注意が必要である。ちなみに現在の米国の耐震基準 (ASCE 10-16 など) では、活断層近傍では断層面に直交する成分が卓越する指向性パルスを考慮し、類似な条件の観測地震波を使用することが義務化されている。

2) フリングステップ/パルス

断層面のごく近傍において断層すべりに起因する永久変位を伴うステップ関数状の変位波形はフリングステップと呼ばれている。フリング (fling) とは「放り投げる・急に動かす」という意味であり、地震の原因となる断層面の弾性反発 (Elastic Rebound) によるイメージから命名されている⁵⁾。図1に示すように、その速度波形は片振幅が卓越する長周期のパルス波となるため、フリングパルス (あるは長周期パルス) と呼ばれることがある。フリングステップが最も顕著に観測されるのは大規模な断層ズレを生じる地表地震断層のごく近傍であり、断層を横切るライフラインや建物・土木施設に甚大な影響を与えるため、近年、工学分野で特に注目されている。フリングステップの卓越する方向は断層のすべり方向であり、横ずれ断層であれば断層面の平行成分、縦ずれ断層であれば断層走向の直交・上下成分に現れる。断層面が傾斜している場合は、上盤側の方が下盤側より大きな変位が生じる。

3) フリングステップの物理的な解釈と表現定理による定式化

ここではフリングステップの物理的な解釈を説明する。一様全無限体の点震源解を用いて、フリングステップをその近地項⁶⁾や中間項⁷⁾として説明する場合があるが、これは以下の理由で適切ではない。

- (1) 現実の地盤は半無限層構造体であり、一様な全無限体ではない。例えば、逆断層型の地表地震断層の近傍では、上盤のすべり量が下盤より大きくなるが、全無限体の解では評価できない。

- (2) 点震源解では断層面のごく近傍で振幅が増大し、強震動を正確に評価できない。すなわち、観測点 (計算点) が断層面に近づくるとグリーン関数には $1/r^2$ (r は震源からの距離) のオーダーで振幅が増幅する特異性があるため、振幅を過大に評価してしまう。フリングステップを精度よく計算するには、点震源ではなく、観測点ごく近傍の断層面のすべり変位を考慮し、観測点が震源にごく近い場合に生じるグリーン関数の特異性にも配慮した表現定理を正しく評価する必要がある。グリーン関数の特異性はその静的項によるため、グリーン関数から静的項を分離して面積分を評価すると、効率的かつ正確に地震動が計算され、かつフリングステップの物理的な意味も明快になる。上記の定式化を表現定理から説明する (詳細は文献⁸⁾、⁹⁾を参照)。

$$U_k(Y; \omega) = \int_{\Sigma} T_{ik}(X, Y; \omega) [D_i(X; \omega)] d\Sigma \quad (1)$$

ここで、 ω は円振動数、 U_k は観測点 Y の変位解の k 方向成分 (k は x, y, z に対応)、 $[D_i]$ は断層面上の点 X のすべり関数 (食い違い時間関数) の i 方向成分、 T_{ik} は震源 X 、観測点 Y とするグリーン関数の応力テンソル解、 Σ は断層面である。この式は全無限・半無限を問わず任意の地盤で成立する。

次に、断層面ごく近傍の地震動を効率よく計算するために、(1) 式のグリーン関数から動的項と静的項を分離して別々に面積分を評価する。

$$U_k(Y; \omega) = \int_{\Sigma} \{T_{ik}(X, Y; \omega) - T_{ik}^S(X, Y)\} [D_i(X; \omega)] d\Sigma + \int_{\Sigma} T_{ik}^S(X, Y) [D_i(X; \omega)] d\Sigma \quad (2)$$

ここで、 T_{ik}^S は、 T_{ik} の静的解 ($\omega=0$ の解) である。(2) 式右辺の第 1 項はグリーン関数の動的項の寄与であり、実体波・表面波で構成され、指向性パルスを含む強震動は主にこの項から生成される。また静的解を除去したことで計算点が断層面に近い場合のグリーン関数の特異性も除去されているので、断層面積分は通常的手法 (小断層に分割して、各断層に 1 ~ 数点の積分点で積分を実施) で容易に計算できる。

一方、(2) 式右辺の第 2 項はグリーン関数の静的項の寄与であり、この項によりフリングステップが正確に表現される。断層面上に観測点がある場合、グリーン関数の特異性 ($1/r^2$ のオーダー) は面積分 (r^2 のオーダー) で消え、すべり関数のそのものの波形となる。

断層面上やそのごく近傍の変位波形の最終すべり量（永久変位）は、断層面が地中の場合や地表面に対して鉛直の場合は、断層面のすべりの半分の1/2であるが、地表近くで断層面が傾斜している場合は、傾斜角に応じて上盤の方が下盤よりより大きな値となる。一方、観測点が断層面から離れると、波形はすべり関数の形状を保ち、静的グリーン関数により距離減衰する。静的グリーン関数は $1/r^2$ の幾何減衰となるため、断層面から離れると急激に振幅が小さくなる。従って、フリリングステップは断層面のごく近傍のみで顕著に現れる。

ちなみに著者が開発し、公開している強震動計算ソフトでは、計算点が断層面に近い場合は、静的グリーン関数の特異性を考慮し、積分値が収束するまで断層面の再分割を繰り返す（各小断層では $6 \times 6 = 36$ 点までのガウス積分を実施）。また半無限成層地盤のグリーン関数を波数積分法で計算しているが、観測点 Y が震源 X の深さに近い場合、波数積分が収束しなくなり、積分の計算が困難になるという問題があるが、(2)式を用いるとこの問題も容易に解決できる。すなわち、まず(2)式第一項ではグリーン関数から静的グリーン関数の項を引いているが、これを波数積分の中で実施する（波数積分の非積分関数の値は波数の増大で静的項に収束するため、静的項を引くことで非積分関数も振幅が0に収束し、容易に波数積分が実施できる¹⁾。一方、第2項では、波数積分法として最も効率的な積分路変換法を導入している⁹⁾。

2.2 理論手法による円形断層モデルによる計算例

1) 円形断層モデルによる動的・静的変位解

はじめに、図2の一樣全無限地盤における単純な円形断層モデルの理論解を用い、断層ごく近傍での点震源と面震源との振幅の差異や、断層のごく近傍の変位解は静的変位解で近似でき、これがフリリングステップの特徴を持つことを確認する。変位解は表現定理(1)式より、次式で表せる¹⁰⁾。

$$U(z, \omega) = \frac{zD(\omega)}{4} \int_0^R \frac{r}{\zeta^3} \left\{ 2u_1(z, \omega) + u_2(z, \omega) \left(\frac{r}{\zeta} \right)^2 \right\} dr \quad (3)$$

ここで、 U は断層面からの距離 z におけるすべり方向の変位解、 R は断層半径、さらに、

$$u_1(z, \omega) = \left(\frac{6}{s^2} - \frac{6}{s} + 3 - s \right) e^s - 2 \left(\frac{p}{s} \right)^2 \left(\frac{3}{p^2} - \frac{3}{p} + 1 \right) e^p$$

$$u_2(z, \omega) = -2 \left(\frac{15}{s^2} - \frac{15}{s} + 6 - s \right) e^s - \left(\frac{p}{s} \right)^2 \left(\frac{15}{p^2} - \frac{15}{p} + 6 - p \right) e^p \quad (4)$$

$$s = i\omega\zeta/\beta, \quad p = i\omega\zeta/\alpha, \quad \zeta = \sqrt{r^2 + z^2}$$

であり、 β はS波速度、 α はP波速度、 i は虚数である。ちなみに u_1 、 u_2 の（）内の第1・2項が近地項、第3項が中間項、第4項が遠地項である。

(3)式で円振動数 ω を0にすると次式の静的解を得る。

$$U^S(z) = \frac{D}{4} \left[2 - 3 \frac{z}{\Delta} + \left(\frac{z}{\Delta} \right)^3 + \left(\frac{\beta}{\alpha} \right)^2 \left\{ \frac{z}{\Delta} - \left(\frac{z}{\Delta} \right)^3 \right\} \right] \quad (5)$$

ここで、 \bar{D} は断層すべり量、 $\Delta = \sqrt{R^2 + z^2}$ である。さらに、点震源の場合は次式となる。

$$U^{S\&P}(z) \approx \frac{\bar{D}}{4} \left(\frac{\beta}{\alpha} \right)^2 \left(\frac{R}{z} \right)^2 = \frac{M_0}{4\pi\rho\alpha^2 z^2} \quad (6)$$

ここで、点震源と面震源とは、断層近傍で振幅が大きく異なることを確認する。図3に断層からの距離と、円震源・点震源による静的変位との関係を示す。ここで、断層距離 z は断層半径 R で、変位 U は、断層すべり D の半分で、それぞれ基準化している。図より、断層半径より遠方（ $z/R > 1$ ）では円震源の変位は点震源の変位と一致するが、断層半径より近い（ $z/R < 1$ ）では点震源の変位量は無限に大きくなるが、円震源の変位量は断層すべりの半分の値に漸近することが確認できる。

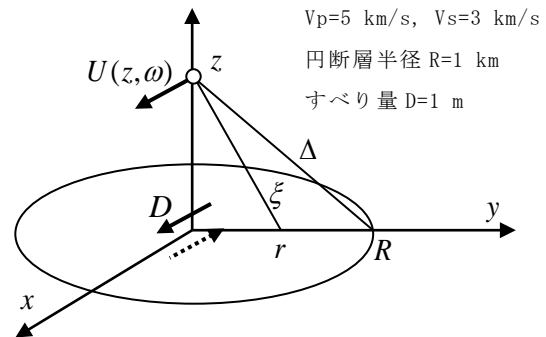


図2 円形断層モデルと観測点

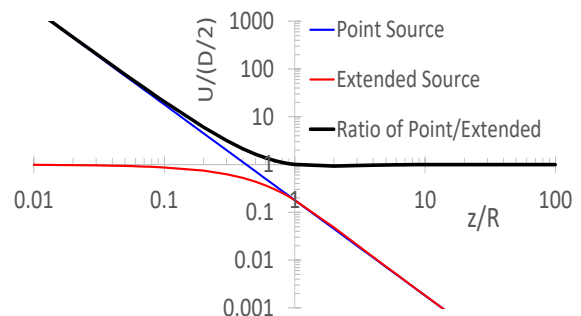


図3 円形断層による点震源と面震源の静的変位解と両者の振幅比

次に、観測点 z が断層面に近いときのグリーン関数の特異性（振幅の発散）と、その性状が静的解に漸近することを確認する。図4は(3)式における断層半径に沿う積分変数 r と被積分関数の関係であり、静的グリーン関数と動的グリーン関数の値を示している。図より、断層距離 z が小さい場合、動的グリーン関数はほぼ実部のみとなり、その値は静的グリーン関数に等しいことと、非積分関数は $z=r$ に近い値で鋭いピーク値を示すことが分かる。一方、 z の値が断層半径 R に近づく ($z/R=1$) と動的・静的グリーン関数は滑らかな形状となり、かつ両者の値は大きく異なってくる事が分かる。

2) 円震源モデルによるフリングステップ/パルスの計算例

図5は、すべり量1 m、継続時間1秒の三角形関数をすべり速度とした場合の速度波形（左列）・変位波形（右列）である。図には静的・動的グリーン関数による結果を示し、さらに動的グリーン関数は近地・中間・遠地項の寄与を別々に示している。図より z が断層面の近い場合 ($z/R=0.1$) は、静的グリーン関数の波形と動的グリーン関数は一致し、フリングステップ（永久変位量は断層すべりの約半分の0.5 m）は静的グリーン関数の寄与で正確に表現できることが分かる。さらに、 z が断層面の近い場合 ($z/R=1$) は、動的グリーン

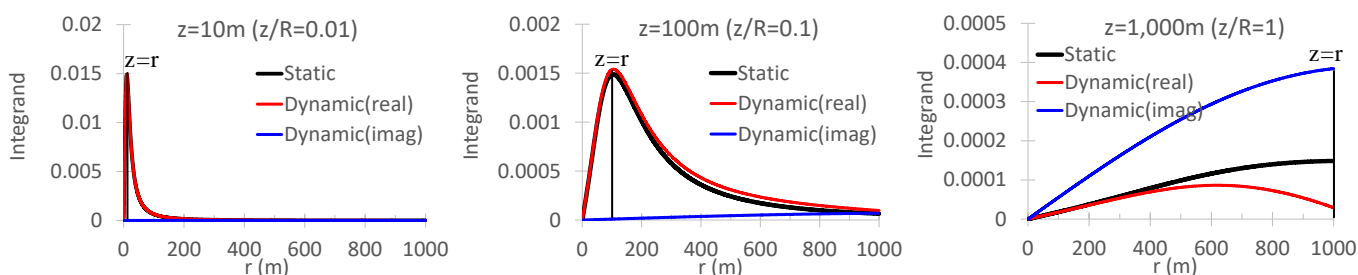


図4 円形断層モデルの被積分関数（1Hz の場合、左から $Z=10, 100, 1,000$ m の場合）
 太実線：静的グリーン関数，赤線：動的グリーン関数の実部，青線：動的グリーン関数の虚部

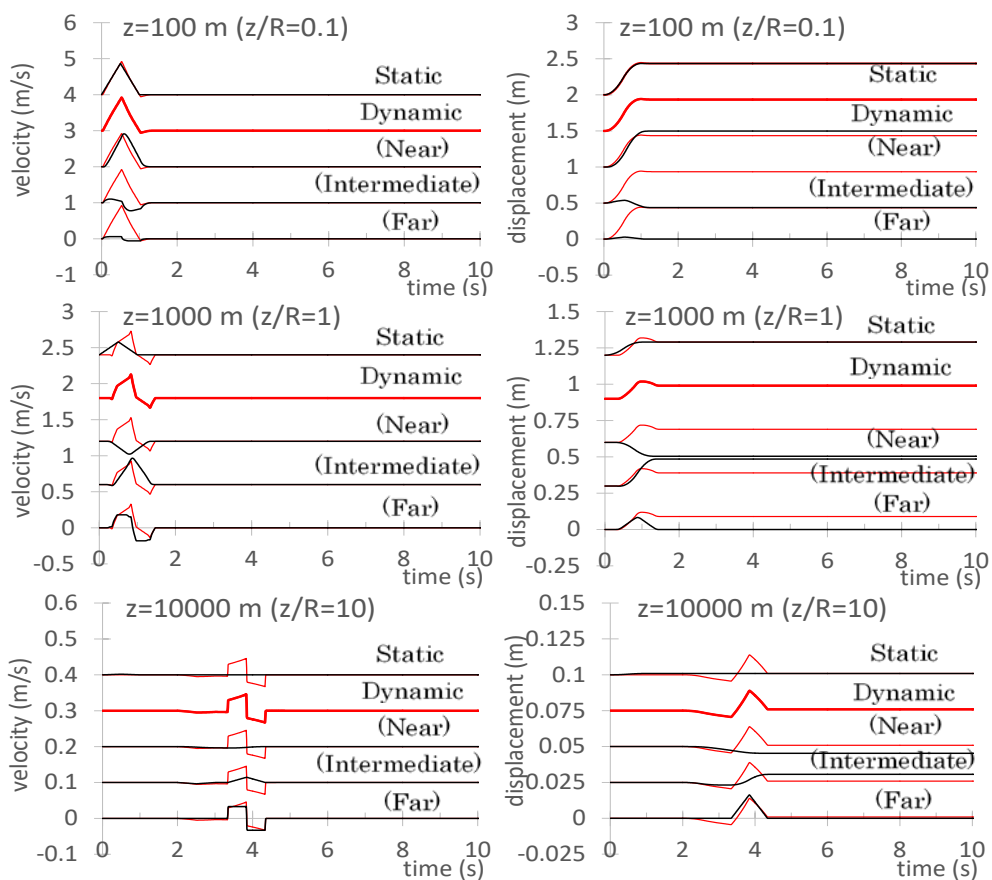


図5 円形断層モデルの速度波形(左)と変位波形(右; 上から $Z=100, 1000, 10000$ m, すべり速度は1秒の三角形)
 赤線：動的グリーン関数による波形，黒線：上は静的グリーン関数，下は動的グリーン関数の近地・中間・遠地項

関数には近地項に加えて中間項も寄与するが、遠方になる場合 ($z/R=10$)、静的グリーン関数や動的グリーン関数の近地項の寄与は消え、遠地項が支配的になることが確認できる。

2.3 修正強震動予測レシピによる2016年熊本地震の震源ごく近傍の強震動特性の再現

2016年熊本地震(本震)で得られた測地データや近地・遠地の地震動記録を用いて、多くの震源逆解析モデルが提案されている。著者らも地表地震断層近傍の断層変位を考慮した修正強震動予測レシピを提案し、図6に示すように布田川・日奈久断層に加えて、出ノ口断層を加えた断層震源モデルを用いて、活断層近傍の強震動(益城町と西原村)の再現した結果を紹介する^{1),9)}。

図7に示すように地震発生層の上端深さを3 kmとして、それより深い地震発生層内では、逆解析の震源モデル¹⁰⁾を参考にした従来の強震動レシピに準拠した震源断層モデルを設定し、すべり速度関数は中村・

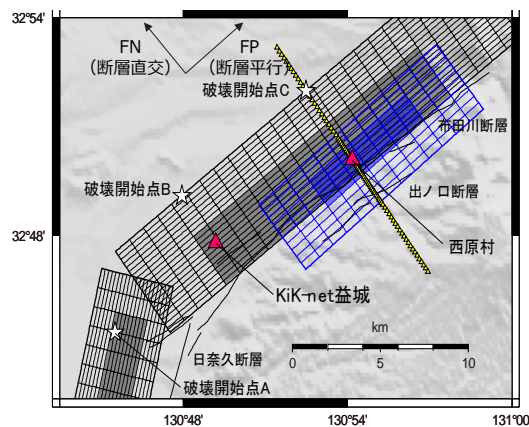


図6 布田川・日奈久断層・出ノ口断層の断層震源モデルと強震観測点

宮武関数を使用した。一方、地震発生層以浅(地表地震断層)の大すべり領域(アスペリティ)は、地震発生層内の強震動生成域と同じ長さとするべき量を持つモデルとし、すべり速度関数は経験式に基づく規格化 Yoffe 関数による滑らかな関数形を用いた⁹⁾。その他

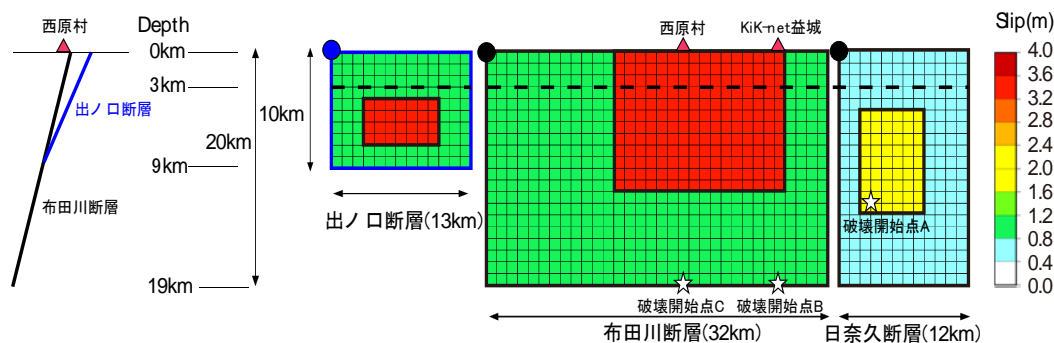


図7 修正レシピ用いた布田川・日奈久断層・出ノ口断層の断層震源モデル

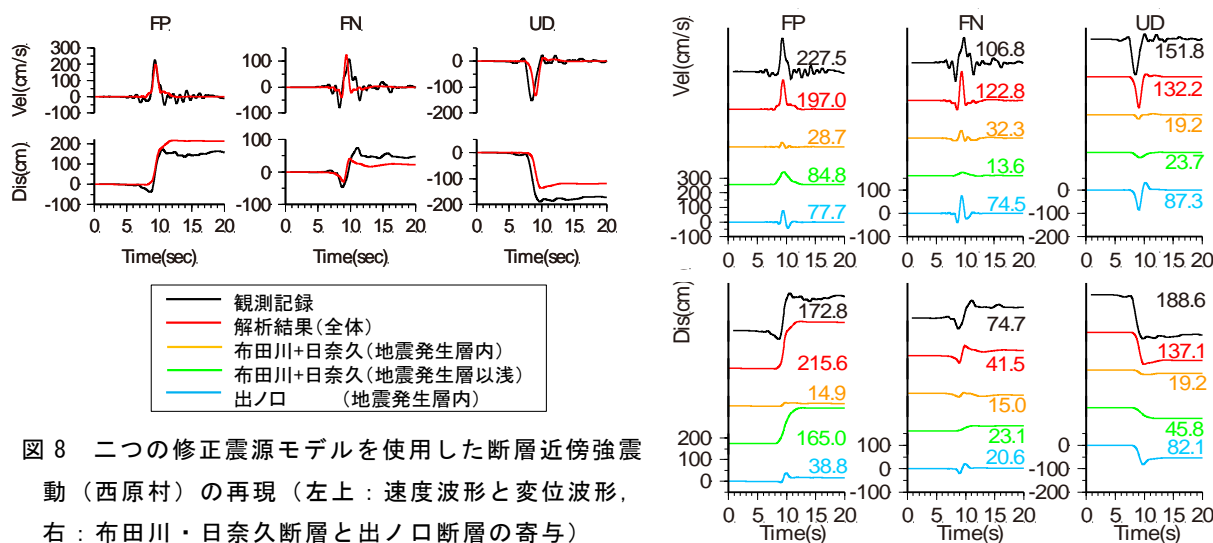


図8 二つの修正震源モデルを使用した断層近傍強震動(西原村)の再現(左上:速度波形と変位波形, 右:布田川・日奈久断層と出ノ口断層の寄与)

の背景領域では、地震発生層内の背景領域と同じすべり量とする。破壊開始点は、熊本地震の震源（破壊開始点 A）と、各観測点の深部（破壊開始点 B、破壊開始点 C）に設定した。断層震源モデルは布田川・日奈久断層に、出ノ口断層を加えたモデルとした。アスペリティーのすべりを 3.3m、出ノ口断層のすべり角を 225° である。地盤モデルは防災科学技術研究所の J-SHIS モデルから各観測点直下の速度構造を抽出し、周期 1 秒以上で計算した。強震動計算は著者が開発した理論的手法を用いる^{8),11)}。

図 8 に、西原村の観測記録との比較を示すが、観測記録が非常に良く再現されている。地震発生層以浅のフリングステップ・パルスに加えて、出ノ口断層の指向性パルスによる複合型のパルスとなっている。

3. 断層ズレによる 2018 年熊本地震の建物被害

最後に、著者らが実施した布田川・日奈久断層帯の地表地震断層ごく近傍の建物被害調査から得られた建物被害の特徴を報告する¹³⁾。図 9 に 2016 年熊本地震の活断層と地表地震断層、および建物被害調査地点を示す。

まず、横ずれの地表地震断層による典型的な建物被害事例を示す。図 10 は、上益城郡御船町・高木における 50cm 程度の横ずれ断層と、その直上の建物被害例を示す。全壊など甚大な被害を生じたのは地表地震断層の直上に集中していることが分かる。図 11 には、図 10 の①～⑥に位置を示す建物の被害写真を示す。建物①は築約 80 年という非常に古い伝統木造建築であり、建物の基礎は東基礎であるため、地盤のすべり変位が建物の躯体にそのまま伝わり大破していた（撤去を確認）。次に建物②は木造（あるいは軽量鉄骨造）の新しい住宅で、敷地の盛土で断層すべりが緩和され、建物の裏側で 30cm 程度のすべり変位が現れていた。RC 造の布基礎が有効に機能し、基礎には若干の亀裂は見られたものの、地盤のすべり変位は基礎版で遮断され、上部の建物は無被害であった（現存を確認）。建物③は古い S 造工場であり、基礎は無筋コンクリートブロックで破壊され、断層変位により躯体を变形している。内部の土間コンも断層変位で大きく損傷、全壊と判定した（撤去済）。建物④は、古い在来木造建物で、無筋のコンクリートブロックの基礎は断層すべりで破壊され、建物も大破させていた（撤去予定）。建物⑤は断層直上の新しい S 造工場で、盛土の擁壁には亀裂が発生したが、建物への変形量は緩和され、基

礎・躯体に殆ど被害は生じなかった（現存）。建物⑥は、断層直上の古い在来木造で、基礎は RC 造布基礎であり、断層ズレ変位の被害は軽微だったが、南面に壁が少なく、震動による大破となる被害が発生していた。現在は取壊され、断層線を避けて、建替え済みであった。

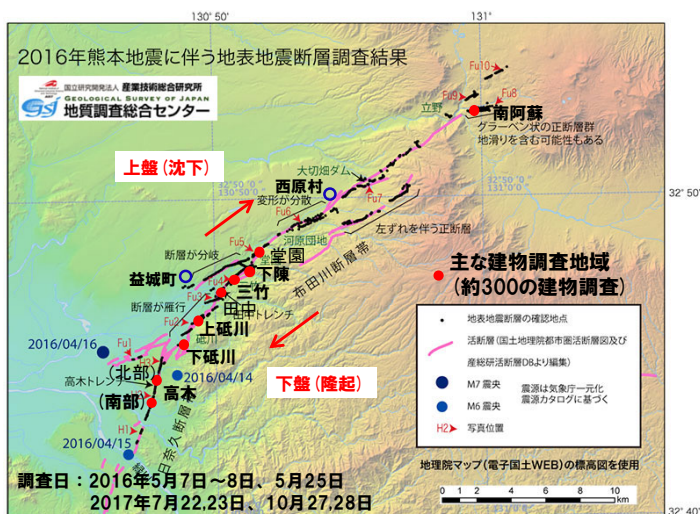


図 9 2016 年熊本地震の活断層と地表地震断層、および建物被害調査地点（地質調査総合センターの地図に重ね書き）

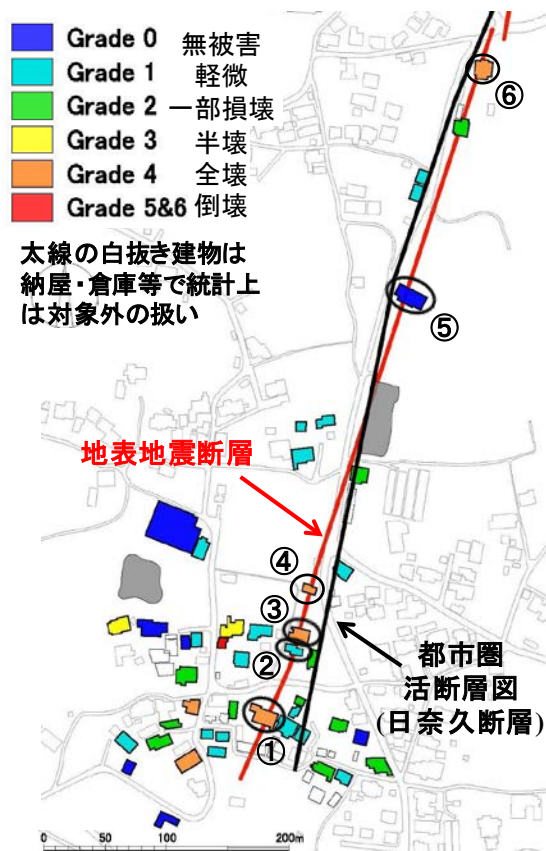


図 10 上益城郡御船町・高木（南部）の建物被害概要



図 11 高木（南部）の地表地震断層直上の建物被害例（建物の位置は図 10 を参照）

次に縦ずれ断層による建物の被害事例を紹介する。図 12 は上益城郡益城町砥川・下砥川に出現した、30～40cm 程度の縦ずれの地表地震断層と建物被害の概要、および被害事例を示す。建物①は、古い S 造整備工場であり、敷地内に約 40cm の縦ズレ変位が出現した。建物前面が沈降したが、断層ずれが建物から外れていたために大きな被害は生じなかった。建物②が古い木造建物であり、約 30cm の縦ズレ変位で建物前面が沈降していた。この場合も断層ずれが建物から外れていたために大きな被害は生じなかった。一方、建物③は比較的新しい在来木造（または軽量鉄骨造）であり、約 30cm の縦ズレ変位が建物の直下で生じたが、RC 造の布基礎等で躯体は軽微な被害であった。しかしながら、恐らく建物の全体が傾斜したために 2017 年には取り壊されていた。

同様な例は他の地域でも確認されており、2000 年以降の新しい建物は、補強された布基礎やべた基礎、上部構造の高い耐震性能、軽い屋根等の効果と併せて、地表地震断層の直上では例外なく軽微な被害であった。一方、縦ずれ断層の直上で建物が傾斜していた場合は、上部構造に殆ど被害がない場合でも取り壊されているケースがあった。熊本地震では直接死 50 名に対して、災害関連死は 271 名（2018.8 月末）であり、その多くは家屋の取り壊し後の避難所・仮設住宅で発生している。今後は、高い耐震性による被害低減策と並行し、取り壊しよりも修復を優先して「逃げる必要のない建物」を目指すべきである。

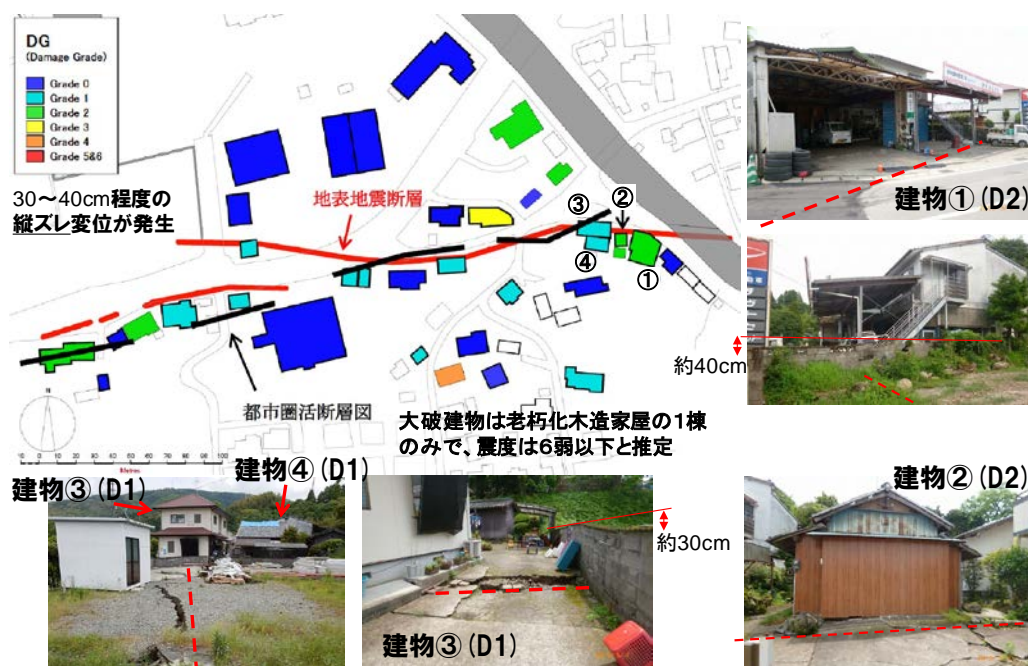


図 12 上益城郡益城町下砥川の地表地震断層と建物被害例

3. おわりに

2016年熊本地震の本震(M7.3)により出現した地表地震断層のごく近傍で観測したパルス性地震動(長周期パルス)と、地表地震断層による断層ズレによる建物被害に関する調査結果を報告した。

謝辞

本研究は文科省・科研費・基盤研究(B)「設計入力地震動作成のための強震動予測手法の適用と検証」と、工学院大学・総合研究所・都市減災研究センター(UDM)の助成で行われた。

参考文献

- 1) 久田嘉章, 田中信也: 2016年熊本地震の地表地震断層近傍の強震動特性と建物被害調査, 第45回地盤震動シンポジウム, 日本建築学会, 2017.
- 2) 久田嘉章, 山本俊六, ノースリッジ地震の地震動一類似点と相違点, 第23回地盤震動シンポジウム, 日本建築学会, 1995.10.13
- 3) 久田嘉章: 1995年兵庫県南部地震における木造家屋の倒壊方向データの数値化、及び強震記録との関係, 日本建築学会構造系論文報告集, No.512, pp.105-110, 1998.
- 4) 宮武 隆: 1948年福井地震の強震動一建築物・墓石等の倒壊方向と強震動と震源過程一, 地震II, 日本地震学会, 第52巻, pp.151-161, 1999.
- 5) Bolt, B.A. and Abrahamson, N.A.: International Handbook of Earthquake & Engineering Seismology, Part B, IASPEI, pp.983-1012, 2003.
- 6) Koketsu, K., et.al.: Widespread ground motion distribution caused by rupture directivity during the 2015 Gorkha, Nepal earthquake, Scientific Reports volume 6, Article number 28536, 2016.

- 7) Dreger, D. et.al.: Near-Field Across-Fault Seismic Ground Motions, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.101, pp.202-221, 2011.
- 8) Hisada, Y. and Bielak, J.: 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. Seism. Soc. Am., Vol.83, pp.1154-1168, 2003.
- 9) 田中信也, 引間和人, 久田嘉章: 震源インバージョン結果に基づく地震発生層以浅におけるすべり速度時間関数の評価, 日本地震工学会論文集, 17巻, 5号, pp.5_1-5_20, 2017.
- 10) 引間和人: 強震波形を用いた2016年熊本地震の本震・前震の震源過程解析, 日本地震工学会第12回年次大会梗概集, pp.4-17, 2016.
- 11) 久田嘉章, 4.2成層地盤の解析手法、地盤震動一現象と理論一、日本建築学会、pp.84-102, 2005.
- 12) 久田嘉章: 地表地震断層のごく近傍まで適応可能な統計的グリーン関数 - 円形要素地震によるグリーン関数の理論解 -, 日本地震工学会大会梗概, 2013.
- 13) Hisada, Y., et.al.: Strong Ground Motions and Damage Investigation of Buildings near the Surface Faulting of the 2016 Kumamoto Earthquake in Japan, 16th World Conf. on Earthq. Eng., Santiago Chile, 2017.
- 14) 久田嘉章, 地表地震断層ごく近傍の強震動特性, および, 断層ズレによる建物被害, 第15回日本地震工学シンポジウム, 2018