

文化財建造物構造実験データ集 2023 年度登録リスト

※整理番号 23××は、2023 年度登録データの××番目を示す。

<材料試験>

○木材

- ・ 2301 阿蘇神社楼門における柱材（スギ、ケヤキ）の材料試験

○煉瓦

- ・ 2302 小岩井農場施設第一号サイロ及び第二号サイロにおける煉瓦及びコンクリートの材料試験
- ・ 2303 旧田中家住宅洋館及び煉瓦塀における煉瓦の材料試験
- ・ 2304 京都府庁旧本館における煉瓦の材料試験

○石材

- ・ 2305 旧集成館機械工場における石積壁の石材（溶結凝灰岩）及び目地の材料試験
- ・ 2306 旧オルト住宅主屋、附属屋における石材（砂岩）及び煉瓦の材料試験
- ・ 2307 豊橋ハリストス正教会聖使徒福音者馬太聖堂における石積基礎の石材（花崗岩）及び目地の材料試験

○コンクリート←新設

- ・ 2308 大宜味村役場旧庁舎におけるコンクリートの材料試験
- ・ 2309 小岩井農場施設第一号牛舎、第二号牛舎及び第四号牛舎附属サイロにおけるコンクリートの材料試験

<要素試験>

○壁

- ・ 2310 旧網走監獄舎房ほかにおける横板落とし込み板壁、石膏ボード壁、縦格子仕口の性能及び補強性能試験

<補強材料性能試験>

○壁

- ・ 2311 旧織田屋形大書院及び玄関におけるガラス耐震壁の性能試験
- ・ 2312 龍谷大学南翼及び北翼の土壁＋木摺漆喰壁及び筋違座屈拘束補強の性能試験

○非構造部材←新設、京都御所のもこちらに移動

- ・ 2313 大徳寺方丈におけるアングル鋼枠付舞良戸補強の性能試験
- ・ 2314 旧函館区公会堂における木摺漆喰天井の現状及び補強の引張試験

○その他

- ・ 2315 旧開智学校校舎における梁上支圧板設置のための樹脂モルタル製飼物の支圧耐力試験

阿蘇神社楼門における柱材（スギ、ケヤキ）の材料試験

- 種別：材料試験〔木材〕・煉瓦・鉄・コンクリート・その他〕、重量測定、
要素試験〔接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他〕、
補強性能試験〔接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他〕

- 基本情報

文化財名称：重要文化財 阿蘇神社楼門
所在地：熊本県阿蘇市一の宮町宮地
所有者：宗教法人阿蘇神社
構造形式：三間一戸二階二重門、入母屋造、一階正面軒唐破風付、銅板葺
建築年：嘉永 2 年（1849）
事業名称：重要文化財 阿蘇神社楼門 保存修理工事（災害復旧）
事業期間：2016 年 8 月～2023 年 12 月
工事種別：解体修理（災害復旧）
事業者：宗教法人阿蘇神社
設計監理：公益財団法人文化財建造物保存技術協会
実験計画者：（有）安芸構造計画事務所
実験機関：熊本県林業研究・研修センター
実験年月日：2022 年 7 月～
引用・参考文献：

- 実験に至る経緯と目的

阿蘇神社楼門は熊本地震（2016 年 4 月 16 日）で倒壊し、組物に取り付く柱頭部が大きく破損した。上層柱 10 本のうち隅柱は破損がひどく 4 本全てを新材に取り替え、2 本は柱頭部を新材で継木した。初層柱 12 本のうち 8 本（スギ 4 本、ケヤキ 4 本）の柱頭部を新材で継木した。破棄された柱頭部を利用して、200 年以上前の大径材の材料強度を確認することを目的として、小試験体を採取して材料試験を行った。



写真 1 破棄された柱頭部と板材の採取

● 姿図・寸法

【使用材料】新材に置き換えた柱 10 本のうち試験片が採取できそうな 6 本（スギ 2 本、ケヤキ 4 本）より、破棄された柱頭の中央部分から板材を採取した。

【試験体寸法】試験体寸法は JIS Z2101 に定める範囲内の寸法の大きさとした。

試験体	寸法	試験体数
曲げ試験体	20mmx20mmx320mm	スギ：21、ケヤキ：44
横圧縮試験体	20mmx20mmx50mm	スギ：4、ケヤキ：15
部分圧縮試験体	曲げ試験体の非破壊部分	スギ：16、ケヤキ：25

● 概要

写真 2 に示すように、採取した板材から髄からの距離を測定ながら、20mmx20mm 角の小試験体を切り出し、曲げ試験体と横圧縮試験体、含水率確認用のピースを作成した。各試験体の動的ヤング係数を縦振動法で求めた後、万能試験機（島津製作所、最大容量 100kN）用いて加力試験を行った。曲げ試験後の試験体の非破壊部分を利用して、部分圧縮試験を実施した。



写真 2 小試験片の採取

● 実験方法

(1) 曲げ試験

曲げ試験は試験体の支点間距離を 280mm とし、中央集中加力方式で荷重速度 5mm/分 で加力し、試験体中央の変位を測定した。測定した最大荷重より曲げ強度を (1 式) より算出し、P-δ 曲線より比例域における荷重とそれに対応する変位を求め、曲げヤング係数を (2 式) より算出した。

$$\cdot \text{曲げ強度} : \sigma_b (\text{N/mm}^2) = P_m \cdot L / (4 \cdot Z), \quad Z = bh^2 / 6 \cdots \cdots (1)$$

$$\cdot \text{曲げヤング係数} : E_b (\text{N/mm}^2) = \Delta P \cdot L^3 / (48 I \cdot \Delta y), \quad I = bh^3 / 12 \cdots \cdots (2)$$

P_m : 最大荷重 (N)、 L : スパン (280mm)、 b : 試験体幅 (mm)、 h : 試験体高 (mm)

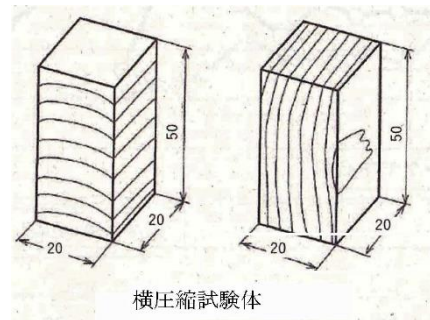
ΔP : 比例域における上限荷重 (0.4P) と下限荷重 (0.1P_m) の差

Δy : AP に対応するスパン中央のたわみ (mm)

(2) 繊維直交方向の全面及び部分圧縮試験

繊維直交方向の全面圧縮試験体（＝横圧縮試験体）は同じ採取位置から加力方向が接線方向と半径方向の試験体を採取した。部分圧縮試験体は曲げ試験の非破壊部を利用して、征目面を荷重面として、加圧用鋼板（幅 30x 厚 16mm）を試験体に直交して設置し、圧縮力は容量 20kN のロードセル（島津製作所）を用いて測定し、万能試験機のクロスヘッドの動きを加力盤と見なし

て、クロスヘッドの下面の動きを変位計で測定した。荷重速度は 0.7mm/分とし、試験体の縮み（めり込み）を測定した。測定した P-δ 曲線より試験体厚の 5 % に縮んだ時点の荷重を算出し、それを P_{5%} とし、(3) 式より算出した。また比例限度の荷重は試験体毎に作成した荷重変形曲線図より、弾性域に一致する直線と実測値から判断した。



横圧縮試験体

$$\text{辺長(試験体高さ)5 \%の部分圧縮強度(N/mm}^2\text{)} = P_{5\%}/A \quad \cdots (3)$$

P_{5%}: 縮みが辺長 5 % のときの荷重(N)、A ; 荷重面積(mm²)

(3) 含水率

105° C に設定した恒温乾燥機で試験体を乾燥し、その質量が恒量に達した時の全乾質量を測定し、(4) 式より 算出した。

$$\text{含水率(\%)} = (m_1 - m_2)/m_2 \times 100 \quad \cdots (4)$$

m₁: 乾燥前の質量(g)、m₂: 全乾質量(g)

(4) 密度

気乾時の質量及び体積を測定し、(5) 式より算出した。

$$\text{密度(g/cm}^3\text{)} = m/v \quad \cdots (5)$$

m ; 試験体の質量(g)、v : 質量測定時の試験体の体積(cm³)

●試験結果

表 1 にスギ材を、表 2 にケヤキ材の曲げ試験と部分圧縮試験の結果を、表 3 にスギ材を、表 4 にケヤキ材の全面圧縮の結果を示した。曲げ試験体については平均年輪幅前や密度、全乾法により求めた含水率、縦振動法による動的ヤング率の測定結果も示した。また、曲げ試験体と繊維直交の圧縮試験結果については密度を併記した。それぞれの全試験結果の平均値、標準偏差、変動係数、ばらつき係数より、信頼水準 75% の 95% 下

2301 阿蘇神社楼門における柱材（スギ・ケヤキ）の材料試験
文化財建造物構造実験データ集

限許容値の基準強度特性値、50%下限許容値のヤング係数を求めて表中に示した。但し、スギ材の全面圧縮については試験体数が2体のために平均値のみ記載した。
さらに、「木質構造設計基準・同解説」日本建築学会1980年版に準じて、欠点低減係数、曲げ試験0.45、圧縮試験0.62を準じて基準強度特性値を算定した。併せて、現行建築基準法、告示平12建告第1452号の無等級製材の基準強度を示した。繊維直交方向の全面圧縮強度については、木質構造設計基準・同解説」日本建築学会2006改定の基準材料強度を記載した。

表 1 柱 スギ材の曲げ強度、部分圧縮試験結果											
樹種&供試材番号	採取位置	曲げ試験							部分圧縮試験		
		平均年輪幅	密度	含水率	動的ヤング係数	見かけ曲げヤング係数	曲げ比例限度	曲げ強度	密度	比例限度	5%変位応力
		mm	kg/m ³	%	kN/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kg/m ³	N/mm ²	N/mm ²
スギ 1	+15	2. 1	343	12. 5		5. 78	25. 7	47. 3	327	4. 35	6. 24
	+13. 5	1. 5	359	12. 5	5. 5	5. 62	29. 2	47. 1			
	+12. 0	3. 8	380	12. 6	5. 9	5. 40	28. 9	50. 6			
	+9	3. 5	380	12. 8	5. 9	5. 29	27. 9	45. 4	348	7. 05	9. 10
	+7	4. 2	355	12. 8	5. 6	4. 82	24. 3	49. 0	344	5. 27	6. 72
	+3	3. 9	314	13. 0	4. 7	4. 18	24. 3	43. 5	316	3. 92	5. 09
	0								344	5. 38	7. 80
	-2	6. 1	360	13. 0	6. 1	4. 46	18. 5	49. 6	402	4. 99	5. 18
	-5	6. 1	382	12. 8	5. 7	5. 28	24. 4	56. 7			
	-7	6. 4	342	12. 9	5. 7	4. 71	21. 6	42. 6			
	-10	4. 3	374	12. 7	5. 2	5. 66	18. 4	54. 7	368	6. 80	7. 80
	-13	5. 5	367	12. 8	6. 4	5. 80	28. 9	57. 0	351	5. 05	7. 91
	-15	6. 0	377	12. 8	6. 2	7. 22	29. 8	55. 3	353	5. 46	8. 08
	-18	2. 7	379	12. 8	6. 2	5. 82	28. 6	60. 2	376	4. 54	6. 09
	-20	3. 2	364	12. 7	6. 8	6. 56	36. 4	62. 9	351	4. 21	4. 96
スギ2	-8	3. 7	385	12. 7	5. 6	7. 05	33. 8	64. 1			
	-10	2. 1	356	12. 7	5. 5	5. 64	33. 9	58. 3	357	5. 62	8. 87
	-12	4. 4	348	12. 9	5. 4	4. 95	26. 0	54. 8	348	8. 68	10. 83
	-15	3. 7	372	12. 9	6. 8	6. 15	33. 2	62. 1	355	9. 29	10. 58
	-17	2. 5	377	13. 0	6. 9	5. 75	28. 9	62. 7	365	5. 86	8. 72
	-20	3. 3	355	12. 8	5. 6	4. 76	25. 9	53. 5	340	7. 46	8. 58
平均		3. 8	346	12. 2	5. 9	5. 3	26. 1	51. 3	353	5. 87	7. 66
標準偏差		1. 42	17. 30	0. 14	0. 56	0. 78	4. 71	6. 57	18. 96	1. 53	1. 76
変動係数(%) (Cv)		37. 64	5. 00	1. 14	9. 50	14. 73	18. 04	12. 80	5. 37	26. 01	23. 03
ばらつき係数:1-Cv・K					0. 99	0. 98	0. 65	0. 75		0. 49	0. 54
無欠点少試験体のヤング率、基準強度特性値					5. 8	5. 2		38. 6		2. 85	4. 17
欠点低減係数								0. 45		0. 62	0. 62
基準強度								17. 4		1. 77	2. 59
基準強度(現行基準法、無等級)						7. 0		22. 2		4. 80	6. 00
* 髓部分は無視											
* 試験体数に応じ		曲げ強度	n=20 K=	1. 932	部分圧縮	n=16 K=	1. 977	信頼水準75%の95%下限許容値			
た係数 : K		ヤング率	n=20 K=	0. 154		n=16 K=	0. 174	信頼水準75%の50%下限許容値			
* 欠点低減係数は「木質構造設計基準・同解説」日本建築学会1980年版に準ずる. 部分圧縮強度は圧縮強度に準じた。											

2301 阿蘇神社楼門における柱材（スギ・ケヤキ）の材料試験
文化財建造物構造実験データ集

表2 柱 ケヤキ材の曲げ強度、部分圧縮試験結果												
樹種&供 試材番号	採取位置	曲げ試験						部分圧縮試験				
		平均年輪 幅	密度	含水率	動的ヤング 係数	見かけ曲げ ヤング係数	曲げ比例 限度	曲げ強度	密度	比例限度	5%変位 応力	
		mm	kg/m ³	%	kN/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kg/m ³	N/mm ²	N/mm ²	
ケヤキ3	+9.5	3.2	724	11.6	13.6	11.8	51.4	103.4	705	15.60	17.87	
	+7	4.2	718	12.0	11.5	11.0	46.5	93.2	690	15.69	17.57	
	+2	5.1	763	12.3	11.6	11.6	41.6	97.3	764	19.93	25.27	
	0	6.2	777	12.6	12.5	12.1	39.8	106.2	752	21.24	21.84	
	-2.5	6.7	791	12.6	12.3	10.6	45.2	106.3	774	22.49	25.24	
	-24.5	2.2	714	11.8	9.9	12.1	38.2	89.1	691	18.10	20.68	
	-27.5	5.1	736	11.7	11.7	13.1	45.6	121.7	703	18.93	21.85	
	-29.5	3.6	752	11.5	7.7	11.5	41.8	76.2	722	14.63	19.70	
ケヤキ4	+17	3.2	654	11.3		10.0	44.6	101.0	636	10.19	19.67	
	+15	2.5	661	11.5	8.0	9.8	41.9	94.5	657	12.21	20.40	
	+12.5	2.5	704	11.6	10.6	12.7	46.7	123.0	646	14.35	21.63	
	-8	2.3	690	12.5	12.5	10.9	52.3	100.9				
	-10	3.4	687	12.8	12.7	10.9	55.1	120.2				
	-15	3.1	682	11.9	12.3	11.7	51.0	129.6				
	-17.5	2.9	681	11.7	12.3	11.1	58.0	121.3				
	-20	3.0	668	10.2	10.9	10.3	52.2	109.5				
	-22.5	3.7	683	11.5	10.5	9.9	51.9	112.6				
	-23.5	3.6	689	11.2	10.7	10.9	58.2	118.9				
	-27	2.1	631	10.8	9.7			103.9				
ケヤキ5	0	3.4	703	12.8		10.2	43.6	67.5				
	-2	2.7	702	12.8	11.2	10.6	65.5	98.2				
	-4.5	4.0	704	12.7	10.8	11.2	65.8	121.6				
	-7	3.6	700	12.9	11.5	11.1	63.7	129.0				
	-9	3.6	702	12.8	11.1	11.0	69.7	113.9	668	13.43	18.13	
	-11.5	4.4	713	12.8	10.6	11.1	69.4	121.4				
	-14	4.1	685	12.6	10.6	10.5	54.6	118.1	649	11.85	20.61	
	-16	6.0	694	12.5	11.0	10.4	59.4	114.2	657	15.12	21.53	
	-18.5	3.4	675	12.5	11.6	11.1	61.0	127.3				
	-21	3.1	637	12.6	11.0	10.2	59.2	111.0	593	10.99	18.00	
	-23	2.4	629	12.4	11.0	10.0	59.2	105.1	590	10.14	19.08	
	-26	2.2	615	12.5	10.7	9.8	54.2	101.7	596	13.71	19.40	
	-28	3.2	628	12.3	10.4	9.4	58.4	100.2	611	13.58	19.50	
	-30.5	3.0	621	11.9	10.2	9.3	56.2	98.9				
ケヤキ6	+7	1.7	706	12.3	12.8	11.8	52.0	106.6	667	14.96	20.89	
	+9.5	2.9	690	12.1	12.2	11.0	50.3	108.4	665	13.93	20.02	
	+12	3.1	686	12.0	13.6	11.6	53.0	105.9				
	+14	3.1	676	11.9	14.0	12.1	50.6	108.6	663	14.19	19.79	
	+16.5	3.6	668	11.9	13.6	10.6	53.2	97.0	657	11.35	20.11	
	+19	2.5	694	11.8	14.3	12.1	53.0	113.0	647	11.16	18.61	
	+21	2.8	711	11.6	14.1	13.1	56.3	125.9	665	10.72	19.34	
	+23.5	5.1	705	11.9	12.0	11.5	57.0	119.6	673	11.61	19.62	
	+26	3.5	662	11.7	11.1	9.3	53.7	85.0				
	+30.5	4.3	677	11.3	11.3	10.8	58.7	112.2				
	+33	2.3	650	11.1	12.2	10.3	57.3	107.5				
	平均		3.5	689	12.0	11.5	11.0	53.4	107.9	670	14.40	20.25
	標準偏差		1.10	38.24	0.60	1.42	0.93	7.61	13.33	47.69	3.37	1.89
変動係数(%) (Cv)		31.65	5.55	4.97	12.31	8.43	14.24	12.36	7.12	23.37	9.34	
ばらつき係数:1-Cv・K					0.99	0.99	0.74	0.77		0.56	0.82	
無欠点少試験体のヤング率、基準強度特性値					11.4	10.9		83.5		8.02	16.67	
欠点低減係数*								0.45		0.62	0.62	
基準強度								37.6		4.98	10.34	
基準強度(現行基準法、無等級)						8.0		29.4		8.64	10.80	
* 試験体数に応じ		曲げ強度	n=44 K=	1.825	部分圧縮	n=25 K=	1.895	信頼水準75%の95%下限許容値				
た係数: K		ヤング率	n=44 K=	0.103		n=25 K=	0.137	信頼水準75%の50%下限許容値				
*: 欠点低減係数は「木質構造設計基準・同解説」日本建築学会1980年版に準ずる。部分圧縮強度は圧縮強度に準じた。												

2301 阿蘇神社楼門における柱材（スギ・ケヤキ）の材料試験
文化財建造物構造実験データ集

表3 スギ材の繊維直交方向の全面圧縮試験結果							
試験体	密度	加力方向：R			加力方向：T		
		横圧縮強さ	比例限度応力	横圧縮ヤング係数	横圧縮強さ	比例限度応力	横圧縮ヤング係数
	kg/m ³	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²
スギ1-120-T	353				2.4	1.5	0.14
スギ1-0-R	343	3.7	2.9	0.44			
スギ2-150-R	362	3.3	2.4	0.49			
スギ2-130-T	334				2.1	1.6	0.15
平均	348	3.47	2.65	0.47	2.22	1.53	0.14
標準偏差							
表4 ケヤキ材の繊維直交方向の全面圧縮試験結果							
試験体	密度	加力方向：R			加力方向：T		
		横圧縮強さ	比例限度応力	横圧縮ヤング係数	横圧縮強さ	比例限度応力	横圧縮ヤング係数
	kg/m ³	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²
ケヤキ6-50-T	720				11.5	8.1	0.68
ケヤキ6-50-R	715	13.4	10.5	0.73			
ケヤキ6-150-R	702	14.1	11.0	0.83			
ケヤキ6-250-T	639				10.5	7.1	0.69
ケヤキ6-250-R	662	14.0	8.1	0.93			
ケヤキ3-90-T	783				13.0	9.0	0.78
ケヤキ3-90-R	790	16.4	11.6	1.01			
ケヤキ3-200-T	735				13.6	8.4	0.74
ケヤキ3-300-R	750	18.0	12.4	1.12			
ケヤキ3-300-T	750					9.3	0.82
ケヤキ5-100-T	705				13.0	8.9	0.62
ケヤキ5-210-T	622				10.7	6.4	0.58
ケヤキ5-180-R	676	13.1	8.4	0.93			
ケヤキ5-250-T	621				10.4	6.8	0.60
ケヤキ5-250-R	630	13.5	9.0	0.95			
平均	700	14.7	10.1	0.93	11.8	8.0	0.69
標準偏差		1.72	1.52	0.12	1.27	1.04	0.08
変動係数(%) (Cv)		11.71	15.02	12.43	10.72	12.98	11.84
ばらつき係数:1-Cv・K		0.74	0.66	0.97	0.76	0.72	0.97
無欠点小試験体のヤング率、基準強度特性値		10.79	6.71	0.90	8.97	5.72	0.67
欠点低減係数		0.62			0.62		
基準強度		6.69			5.56		
基準強度(日本建築学会全面圧縮強度)		4.2			4.2		
* 試験体数に応じた係数：K	圧縮強度：n=7(8) K=	2.251	2.189	信頼水準75%の95%下限許容値			
	ヤング率：n=7(8) K=	0.271	0.251	信頼水準75%の50%下限許容値			

●考察

髓からの距離と曲げ強度の分布をスギ材、ケヤキ材の試験体それぞれを図 1 に示す。また、静的加力試験の見かけの曲げヤング係数と曲げ強度、縦振動法で測定した動的ヤング係数と曲げ強度の相関性を図 2、図 3 に、密度と部分圧縮試験の 5%変位応力の相関性を図 4 に示す。試験の結果より以下のことが確認できた。

- (1) スギ材のヤング係数、曲げ強度共に、現行基準法の基準強度に比べて低い値となった。ケヤキ材のヤング係数、曲げ強度、繊維直交方向の圧縮強度は共に大きな値となった。曲げ強度は低減係数 0.42 を乗じて現行法規の基準強度の 1.28 倍となった。
- (2) 髓からの距離に対する曲げ強度分布を見ると、スギ材は髓付近の強度低下が明確には現れたが、ケヤキ材は髓の強度低下は認められなかった。
- (3) 曲げ強度と見かけのヤング率や動的ヤング係数の相関性を見ると、スギ材に関しては $R^2=0.44$ 、 $R^2=0.35$ と比較的高い相関性が認められ、非破壊検査として動的ヤング係数から曲げ強度を推定することは可能と判断できる。ケヤキ材に関しては見かけのヤング率でも曲げ強度との相関性が低く、動的ヤング係数から曲げ強度を推定することは難しいと判断した。
- (4) 密度と 5%変位応力との相関性はスギ材に関しては低い、ケヤキ材に関しては $R^2=0.39$ と相関性は認められた。

スギ材の曲げ強度が現行基準法の基準強度よりも低いことについては、スギ材の平均密度が平均値で 365kg/m^3 と低いことが確認できたが、その原因を特定できていない。曲げヤング係数の平均値 $E_0=7.0\text{kN/mm}^2$ に対して 5%下限値は $E_{0.05}=4.5\text{kN/mm}^2$ で、この試験結果の 5%下限値を算定すると $E_{0.05}=3.8\text{kN/mm}^2$ と算定され、正規分布と想定すると約 85%は $E=4.5\text{kN/mm}^2$ を超えていることが確認できる。

また、ここでは図示はできなかったが、ケヤキ材の繊維直交方向の全面圧縮試験の半径方向の加力の祭に、最大荷重付近に達すると潰れて除荷と加力の増加を繰り返しながら変形の進行が確認できた。スギ材に関してはそのような傾向は認められなかった。

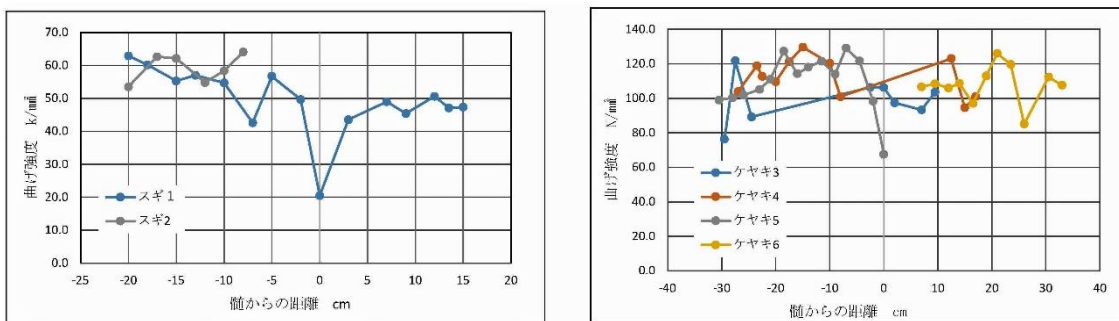


図 1 髓からの距離と曲げ強度分布

2301 阿蘇神社楼門における柱材（スギ・ケヤキ）の材料試験
文化財建造物構造実験データ集

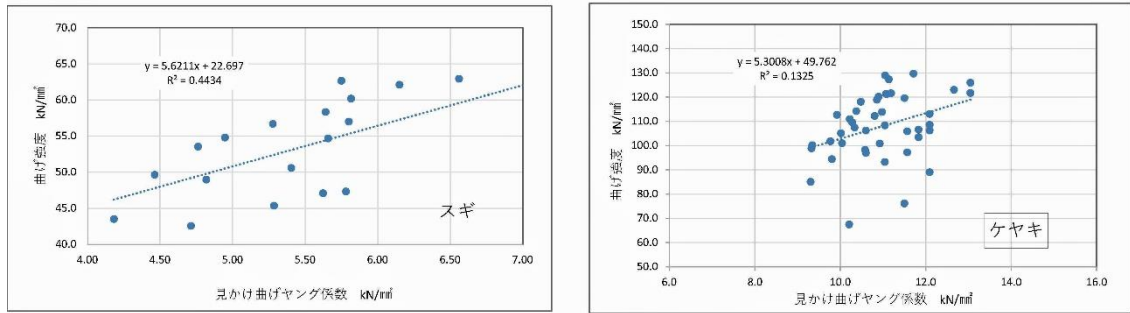


図 2 曲げ強度と見かけ曲げヤング係数の相関性

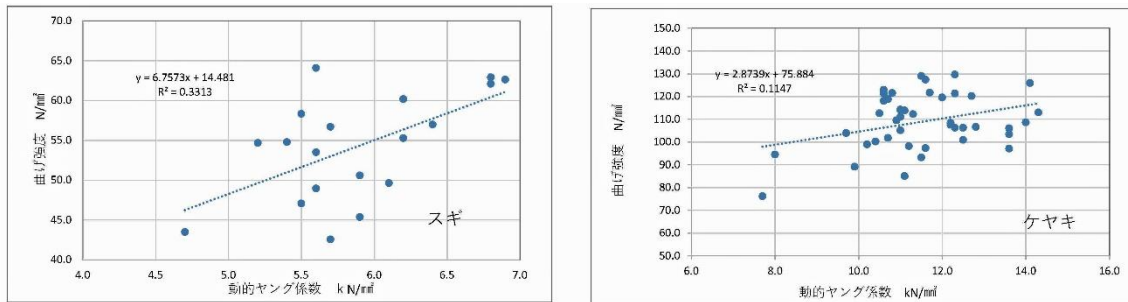


図 3 曲げ強度と動的ヤング係数の相関性

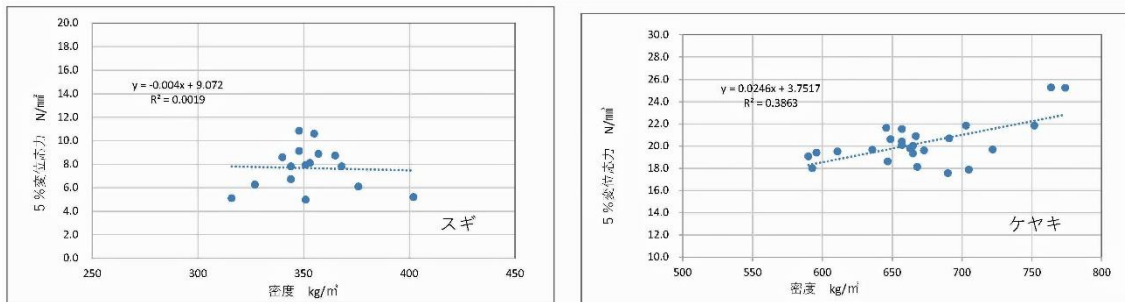


図 4 繊維直交方向の端部圧縮強度と密度の相関性

小岩井農場施設第一号サイロ及び第二号サイロにおける煉瓦及びコンクリートの材料試験

- 種別：材料試験 [木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他]、重量測定、
要素試験 [接合部・軸組・壁・水平構面 (床・天井・小屋組・屋根)・非構造部材・その他]、
補強性能試験 [接合部・軸組・壁・水平構面 (床・天井・小屋組・屋根)・非構造部材・その他]

●基本情報

文化財名称：小岩井農場施設 第一号サイロ、第二号サイロ
文化財種別（指定年月日）：重要文化財（平成 29 年 2 月 23 日）
所在地：岩手県岩手郡雫石町丸谷地 68-145 上丸地区
所有者（管理団体）：公益財団法人 小岩井農場財団
構造形式：第一号サイロ 煉瓦造、建築面積 25.24 m²、鉄板葺
第二号サイロ 煉瓦造、建築面積 26.68 m²、鉄板葺
建築年：第一号サイロ 明治 40 年(1907)、内部のコンクリート補強は昭和 13 年(1938)、
外部の基部コンクリート被覆（時期不明）
第二号サイロ 明治 41 年(1908)、外部の基部コンクリート被覆（時期不明）
事業名称：重要文化財小岩井農場施設第一号サイロほか 3 棟耐震診断業務
事業期間：2022 年 4 月～2024 年 3 月
工事種別：耐震診断
事業者：公益財団法人 小岩井農場財団
設計監理：株式会社 三菱地所設計
実験計画者：株式会社 三菱地所設計
実験機関：【煉瓦】株式会社八洋コンサルタント技術センター
【コンクリート】建築研究振興協会
【コア採取】株式会社 東京ソイルリサーチ
実験年月日：R4. 5. 23～27（コア採取日）
R4. 7. 19（コンクリート試験日）
R4. 7. 21（煉瓦試験日）
引用・参考文献：－

●実験に至る経緯と目的

- ・第一号サイロは、明治 40 年に建設された日本に現存する最も古い煉瓦サイロである。昭和 13 年に改修を行った際に内壁をコンクリートで覆ったものと推定される。
- ・第二号サイロは、第一号サイロの翌年に建設された。
- ・第一号サイロ・第二号サイロ共に、建設当初は基部まで煉瓦造であったが、現在は基部が外部よりコンクリートでおおわれている。補強時期は不明である。
- ・サイロの耐震診断に当たり、煉瓦コアのせん断強度・目地の引張試験、コンクリートコアの強度・中性化試験を行った。

●概要

煉瓦:煉瓦壁よりコアボーリングマシンを用いて目地を含んだ煉瓦供試体($\phi 80$)を採取し、一面せん断試験および目地の引張試験を行った。

コンクリート:コンクリート内壁よりコアボーリングマシンを用いてコンクリートコア供試体($\phi 100$)を採取し、圧縮強度試験および中性化試験を行った。

●調査方法

【煉瓦せん断試験方法】

煉瓦コアの採取は、均等かつ復旧の容易な箇所を選定し、各々のサイロで 4 箇所とした。ただし、第一号サイロの煉瓦コア採取位置のうち調査記号 1 サーB-4 で採取したコアは、煉瓦と目地が分断した状態で採取されたため、一面せん断試験ならびに目地の引張試験結果ともに試験不適であった。第二号サイロの煉瓦コア採取位置のうち調査記号 2 サーB-3 で採取したコアは、煉瓦と目地が分断した状態で採取されたため、一面せん断試験は試験不適となったが、目地の引張試験は内部側の先端 105mm で試験可能であった。また、調査記号 2 サーB-4 で採取したコアは、煉瓦と目地が分断し、途中折れの状態で採取されたため、一面せん断試験ならびに目地の引張試験結果ともに試験不適であった。

試験体には、現場から採取したコア供試体を端面整形したものを用いた。試験体のサイズは、 $\phi 80 \times 200\text{mm}$ 程度とし、1 本の目地が円の中心辺りを通るものを用いた。

煉瓦目地せん断試験は一面せん断試験とし、目地が水平になるよう煉瓦の上部と下部に治具をモルタルで固定して、目地に対して水平な荷重となるように上部の治具に載荷した。

【煉瓦の引張試験方法】

試験体には、現場から採取したコア供試体を直方体に切断成形して用いた。

試験は、直接引張試験とし、目地部分を挟んだ両端に直接引張用の鋼製治具をエポキシ系接着剤を用いて接着し、その治具にユニバーサルジョイントを介し、万能試験機により載荷した。

【コンクリートの圧縮試験方法】

コンクリートコアの採取は、均等かつ復旧の容易な箇所を選定し、第一号サイロは内壁より 5 箇所、第二号サイロは基部から 3 箇所とした。ただし、第一号サイロのコンクリートコア採取位置

のうち調査記号 1 サーC-4 と 1 サーC-5 で採取したコアは、コンクリートに豆板が生じていたため、試験不適とし、コア供試体 3 本で試験を実施した。

コア供試体の採取は「JIS A 1107 コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法」に基づき、コアボーリングマシンにてできるだけ高さが直径の 2 倍になるように円柱状の供試体を壁面から採取した。

採取したコア供試体は「JIS A 1132 コンクリートの強度試験用供試体の作り方」に基づき、採取されたコアを切断・整形して両端をキャッピングした。コンクリートの圧縮強度試験は「JIS A 1108 コンクリートの圧縮強度試験方法」に基づき試験を実施した。但し、供試体の高さ(h)がその径(d)の 1.9 倍より小さい場合には、試験で得られた圧縮強度に表-1 に示す補正係数を乗じて直径の 2 倍の高さをもつ供試体の強度に換算して求めた。

表-1 圧縮強度の補正係数

高さ と 直径 の 比 h/d	補正係数	備考
2.00	1.00	h/d がこの表にあら わす値の中間にある 場合、補正係数は補間 して求める。
1.75	0.98	
1.50	0.96	
1.25	0.93	
1.00	0.87	

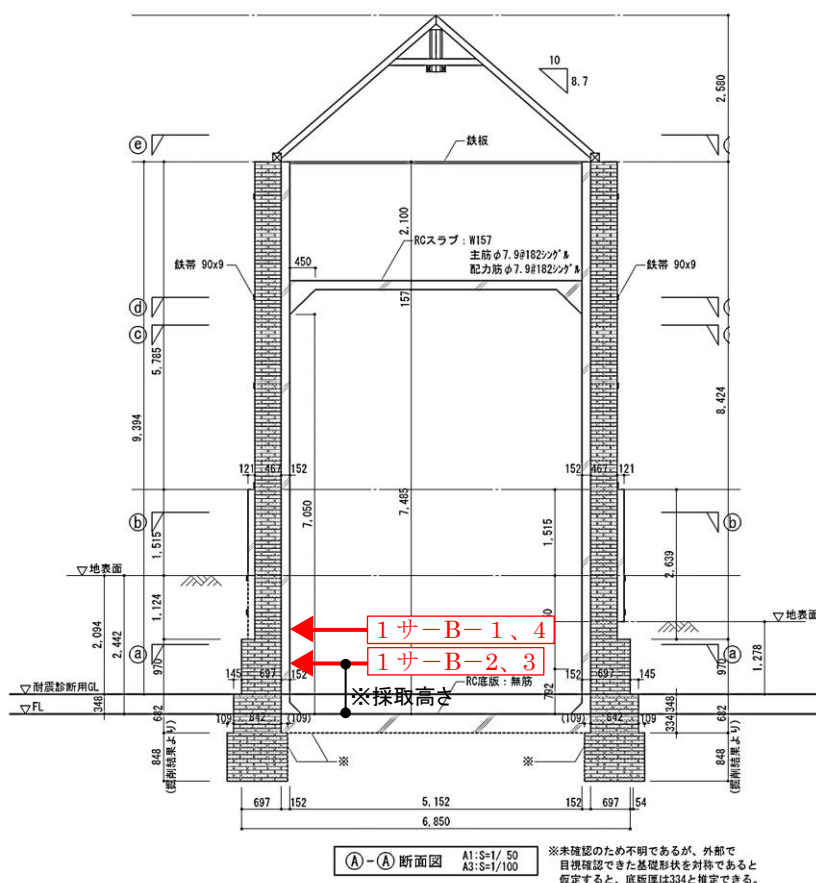
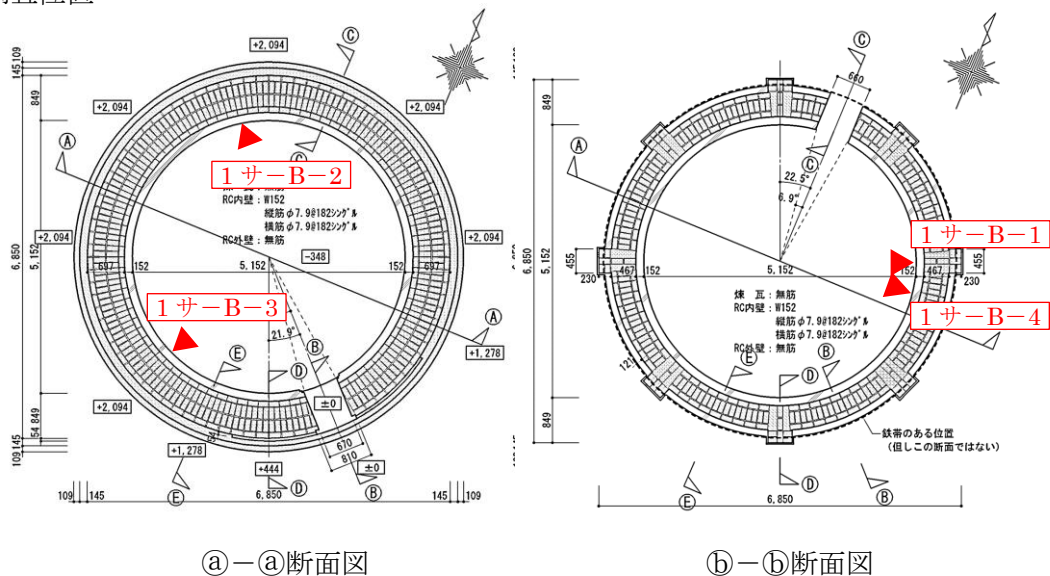
・表中に示す補正係数は、補正後の値が 100N/mm^2 以下のコンクリートに適用する。

【中性化試験】

試験体には、圧縮強度試験終了後の供試体を用いた。

試験は「JIS A 1152 コンクリートの中性化深さの測定方法」に準拠して行った。圧縮強度試験後のコンクリートコア供試体を軸方向に割裂し、その割裂面にフェノールフタレイン1%溶液を噴霧して行った。

●調査位置



①-①断面図

◀ : 煉瓦壁のコア採取位置

煉瓦コアの採取高さ

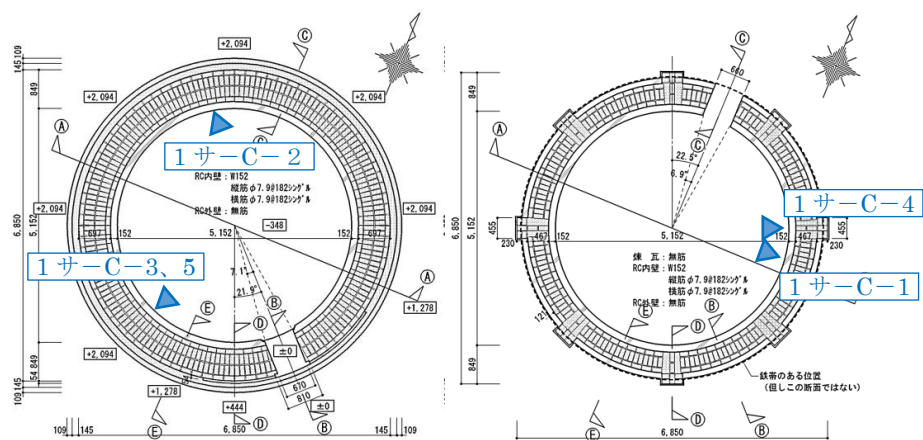
※1 サ-B-1: 底版+1.35m

※1 サ-B-2: 底版+1.15m

※1 サ-B-3: 底版+1.05m

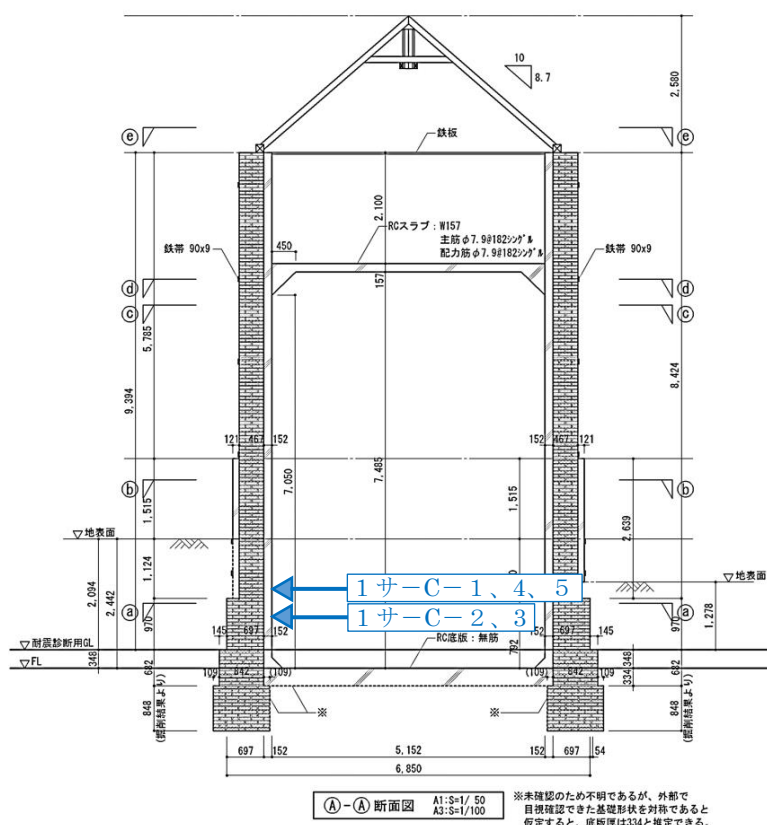
※1 サ-B-4: 底版+1.35m

図-1 第一号サイロ 煉瓦コア採取位置図



①-①断面図

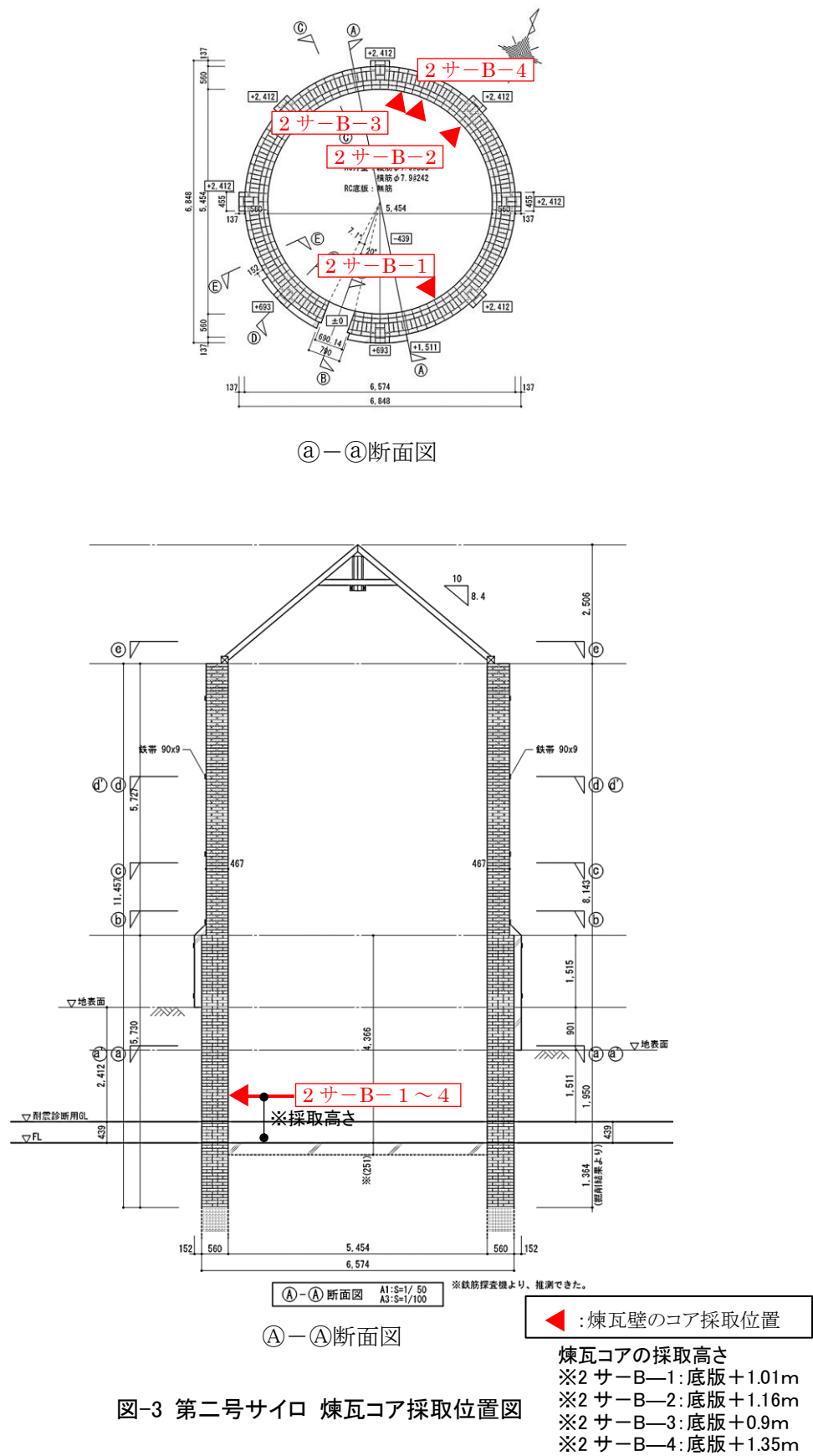
②-②断面図

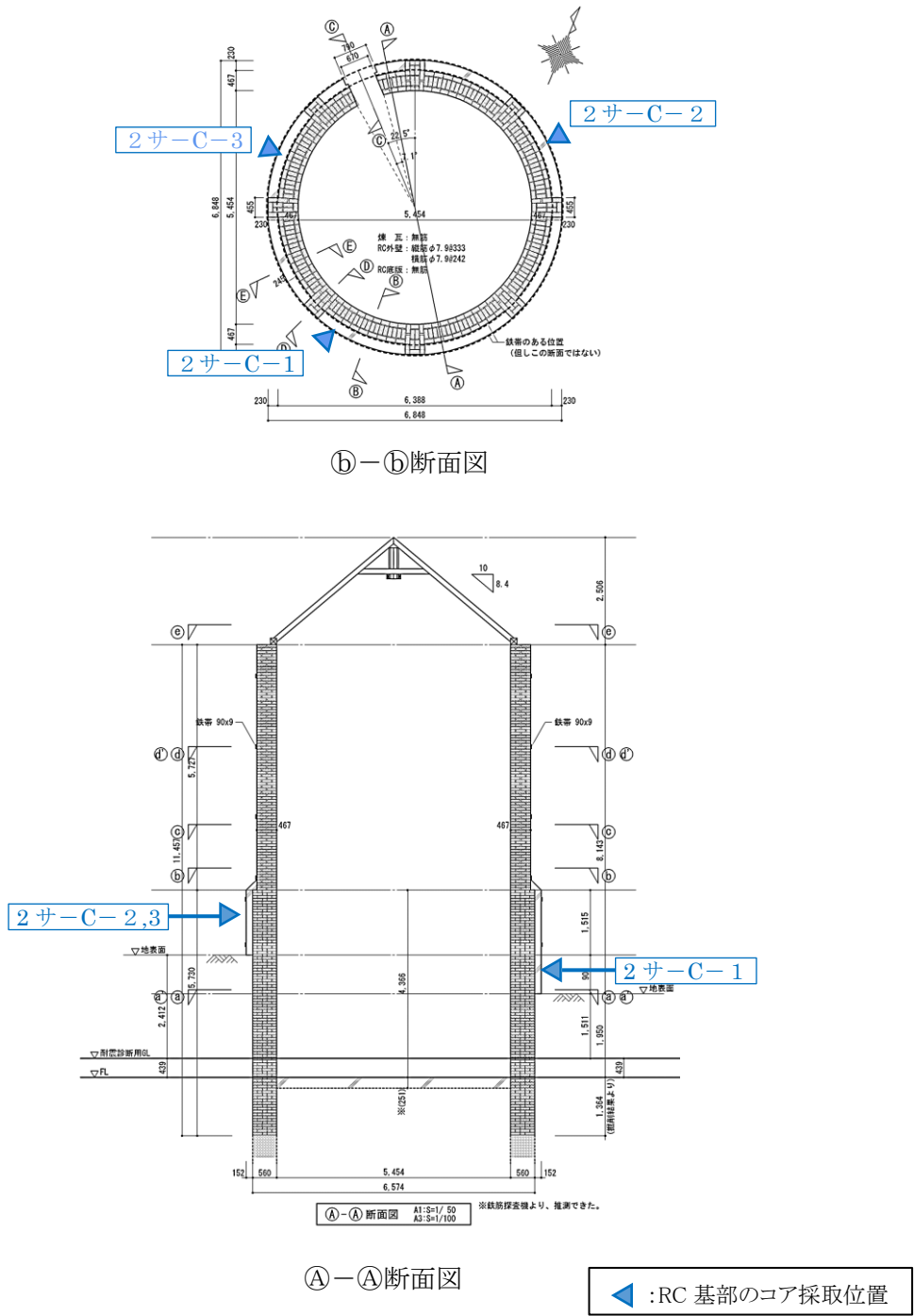


③-③断面図

◀:RC 壁のコア採取位置

図-2 第一号サイロ コンクリートコア採取位置図





●調査結果

【煉瓦せん断試験・引張強度試験】

第一号サイロ 供試体形状

1 サ-B-1 : $\phi 80$ 、全長 $L=705\text{mm}$	せん断用 $L_S=201.2\text{mm}$ 引張用 $L_T=90.7\text{mm}$
1 サ-B-2 : $\phi 80$ 、全長 $L=695\text{mm}$	せん断用 $L_S=201.7\text{mm}$ 引張用 $L_T=96.6\text{mm}$
1 サ-B-3 : $\phi 80$ 、全長 $L=700\text{mm}$	せん断用 $L_S=201.6\text{mm}$ 引張用 $L_T=98.2\text{mm}$
1 サ-B-4 : $\phi 80$ 、全長 $L=600\text{mm}$	煉瓦と目地が分断していたため試験は実施できず

第二号サイロ 供試体形状

2 サ-B-1 : $\phi 80$ 、全長 $L=560\text{mm}$	せん断用 $L_S=102.0\text{mm}$ 引張用 $L_T=97.7\text{mm}$
2 サ-B-2 : $\phi 80$ 、全長 $L=690\text{mm}$	せん断用 $L_S=201.3\text{mm}$ 引張用 $L_T=99.0\text{mm}$
2 サ-B-3 : $\phi 80$ 、全長 $L=560\text{mm}$	せん断用 $L_S=\times\text{mm}$ 引張用 $L_T=88.8\text{mm}$
2 サ-B-4 : $\phi 80$ 、全長 $L=210\text{mm}$	途中折れで採取されたため試験は実施できず

※「2 サ-B-3」は、煉瓦と目地が分断していたためせん断用供試体が切り取れなかったことから、せん断強度試験は実施できなかった

第一号サイロの煉瓦コアのせん断強度は $0.38\text{N/mm}^2 \sim 0.84\text{N/mm}^2$ 、平均 0.56N/mm^2 で、引張強度は $0.0211\text{N/mm}^2 \sim 0.425\text{N/mm}^2$ 、平均 0.238N/mm^2 であった。第二号サイロの煉瓦コアのせん断強度は $0.12\text{N/mm}^2 \sim 0.22\text{N/mm}^2$ 、平均 0.17N/mm^2 で、引張強度は $0.00544\text{N/mm}^2 \sim 0.0371\text{N/mm}^2$ 、平均 0.02127N/mm^2 であった。

表-2 煉瓦試験結果一覧

		第一号サイロ			第二号サイロ		
		1 サ-B-1	1 サ-B-2	1 サ-B-3	2 サ-B-1	2 サ-B-2	2 サ-B-3
最大荷重	$P[\text{N}]$	7.28	5.97	12.9	18.0	18.9	—
せん断面積	$A_S[\text{mm}^2]$	15894.8	15793.1	15422.4	8149.8	16184.5	—
せん断強度	$\tau [\text{N/mm}^2]$	0.46	0.38	0.84	0.22	0.12	—
最大荷重の 1/3 に応じた応力	$S_1[\text{N/mm}^2]$	0.153	0.148	0.279	0.076	0.040	—
	$S_2[\text{N/mm}^2]$	0.077	0.063	0.140	0.038	0.020	—
最大荷重の 1/6 に応じたひずみ	ε_1	2007	1184	2093	3468	469	—
	ε_2	1318	333	1198	2683	186	—
静弾性係数	$E_c[\text{kN/mm}^2]$	0.111	0.100	0.156	0.048	0.071	—
最大荷重	$T[\text{kN}]$	0.143	1.88	3.16	※	0.295	0.0388
断面積	$A_T[\text{mm}^2]$	6793	7032	7434	7806	7950	7131
引張強度	$\sigma_t[\text{N/mm}^2]$	0.0211	0.267	0.425	※	0.0371	0.00544

— は、試験を実施していないことを示している。

※「2 サ-B-1」は、試験機に設置した直後に破断したため、最大荷重が測定出来なかった。

2302 小岩井農場施設第一号サイロ及び第二号サイロにおける煉瓦及びコンクリートの材料試験
文化財建造物構造実験データ集

【コンクリートの圧縮試験結果】

第一号サイロのコンクリートコアの圧縮強度は、 $9.69\text{N/mm}^2 \sim 21.3\text{N/mm}^2$ 、平均 14.8N/mm^2 、第二号サイロのコンクリートコアの圧縮強度は、 $17.6\text{N/mm}^2 \sim 38.8\text{N/mm}^2$ 、平均 31.2N/mm^2 であった。

表-3 第一号サイロ コンクリート圧縮強度試験結果一覧

JIS A 1107 に基づく

コンクリートの種類	調査記号	採取階	部材	直径 d [mm]	高さ h [mm]	断面積 [mm ²]	気乾単位 容積質量 [t/m ³]	h/d	補正係数 A	圧縮荷重 [kN]	見かけ 圧縮強度B [N/mm ²]	補正 圧縮強度 [N/mm ²]	各階平均 圧縮強度X [N/mm ²]
普通 Fc=不明	1サ-C-1	底版 +1.35m	壁	103.1	111.5	8348	2.14	1.08	0.889	90.6	10.9	9.69	14.8
	1サ-C-2	底版 +1.15m	壁	102.9	111.6	8316	2.21	1.08	0.889	199.7	24.0	21.3	
	1サ-C-3	底版 +1.05m	壁	103.0	112.5	8332	2.20	1.09	0.892	125.9	15.1	13.5	

* 推定設計基準強度:建設年度から $F_c=135\text{kgf/cm}^2$ (13.2N/mm^2)と推定した。

* 普通コア(φ103)の補正圧縮強度は、「補正圧縮強度=補正係数A×見かけ圧縮強度B」により算出した。

* 1サ-C-4と1サ-C-5は、コアに豆板が生じていたため、試験は実施できなかった。

表-4 第二号サイロ コンクリート圧縮強度試験結果一覧

JIS A 1107 に基づく

コンクリートの種類	調査記号	採取位置	部材	直径 d [mm]	高さ h [mm]	断面積 [mm ²]	気乾単位 容積質量 [t/m ³]	h/d	補正係数 A	圧縮荷重 [kN]	見かけ 圧縮強度B [N/mm ²]	補正 圧縮強度 [N/mm ²]	各階平均 圧縮強度X [N/mm ²]
普通 Fc=不明	2サ-C-1	基部天端 -3.11m	基部	102.9	110.1	8316	2.13	1.07	0.887	164.9	19.8	17.6	31.2
	2サ-C-2	基部天端 -1.28m	基部	102.9	108.8	8316	2.20	1.06	0.884	350.0	42.1	37.2	
	2サ-C-3	基部天端 -1.04m	基部	102.9	116.1	8316	2.19	1.13	0.901	358.8	43.1	38.8	

* 推定設計基準強度:建設年度から $F_c=135\text{kgf/cm}^2$ (13.2N/mm^2)と推定した。

* 普通コア(φ103)の補正圧縮強度は、「補正圧縮強度=補正係数A×見かけ圧縮強度B」により算出した。

【コンクリートの中性化試験結果】

第一号サイロから採取したコンクリートコアの中性化深さは、呈色が不鮮明なため、中性化深さ測定不能となり、屋内側は採取したコア長さの全面が中性化していると判断した(最大 76 mm以上)。

第二号サイロのコンクリートコアの中性化深さは、3 本の内 1 本で呈色が不鮮明なため、中性化深さ測定不能となり、コア長さの全面が中性化していると判断した(最大 76 mm以上)。コンクリートコアの採取位置における環境の違いはないが、呈色が不鮮明なコア(2 サ-C-1)は、気乾単位容積質量及びコンクリート強度が他のコアに比べ低かった。このように、コンクリートの品質にばらつきがあることから、コンクリートコアの中性化深さは、採取位置でばらつきが大きく、最小 0 mm～最大 76 mm以上(全面中性化)で、平均 29.9 mmとなった。

表-5 第一号サイロ コンクリート中性化試験結果一覧

調査方法	コンクリートの種類	調査記号	階	部材	環境 ^{*1}	仕上げ材		RC 壁厚 [mm]	中性化深さ ^{*2} 最小値～最大値 (平均値) [mm]	中性化深さの 全体での平均値 [mm]
						種類	厚さ [mm]			
コアによる	普通 Fc=不明	1サ-C-1	底版 +1.35m	壁	採取側 [屋内]	モルタル	4	152	全面中性化 (76.0)	76.0
					採取先 [屋内]	打放しの先に煉瓦	0		全面中性化 (76.0)	
		1サ-C-2	底版 +1.15m	壁	採取側 [屋内]	モルタル	10	152	全面中性化 (76.0)	
					採取先 [屋内]	打放しの先に煉瓦	0		全面中性化 (76.0)	
		1サ-C-3	底版 +1.05m	壁	採取側 [屋内]	モルタル	9	152	全面中性化 (76.0)	
					採取先 [屋内]	打放しの先に煉瓦	0		全面中性化 (76.0)	

*1 位置：採取側 → コア採取方向 → 採取先

*2 中性化深さ：全面中性化している場合は、便宜的に壁厚さ×1/2の長さを中性化深さとし、採取側と採取先に代入した。

*3 1サ-C-4と1サ-C-5は、コアに豆板が生じていたため、試験は実施できなかった。

表-6 第二号サイロ コンクリート中性化試験結果一覧

調査方法	コンクリートの種類	調査記号	採取位置	部材	環境 ^{*1}	仕上げ材		RC 壁厚 [mm]	中性化深さ ^{*2} 最小値～最大値 (平均値) [mm]	中性化深さの 全体での平均値 [mm]
						種類	厚さ [mm]			
コアによる	普通 Fc=不明	2サ-C-1	基部天端 -3.11m	基部	採取側 [屋外]	モルタル	10	152	全面中性化 (76.0)	29.9
					採取側 [屋内]	打放しの先に煉瓦	0		全面中性化 (76.0)	
		2サ-C-2	基部天端 -1.28m	基部	採取側 [屋外]	モルタル	8	152	0.0 ～ 4.5 (1.1)	
					採取側 [屋内]	打放しの先に煉瓦	0		0.0 ～ 1.0 (0.3)	
		2サ-C-3	基部天端 -1.04m	基部	採取側 [屋外]	モルタル	10	152	0.0 ～ 11.0 (3.6)	
					採取側 [屋内]	打放しの先に煉瓦	0		5.0 ～ 44.0 (22.4)	

*1 位置：採取側 → コア採取方向 → 採取先

*2 中性化深さ：全面中性化している場合は、便宜的に壁厚さ×1/2の長さを中性化深さとし、採取側と採取先に代入した。

以上

旧田中家住宅洋館及び煉瓦塀における煉瓦の材料試験

- 種別：材料試験 [木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他]、重量測定、
要素試験 [接合部・軸組・壁・水平構面 (床・天井・小屋組・屋根)・非構造部材・その他]、
補強性能試験 [接合部・軸組・壁・水平構面 (床・天井・小屋組・屋根)・非構造部材・その他]

●基本情報

文化財名称：旧田中家住宅 洋館、煉瓦塀

文化財種別 (指定年月日)：重要文化財 (2018 年 12 月 25 日)

所在地：埼玉県川口市末広一丁目 7 番 2 号

所有者 (管理団体)：川口市

構造形式：洋館主体部 煉瓦造及び木造 建築面積 93.41 m² 三階建

洋館台所部 煉瓦造及び木造 建築面積 64.43 m² 二階建

煉瓦塀 煉瓦造

建築年：洋館 大正 10 年 (1921 年)、煉瓦塀 大正後期

事業名称：重要文化旧田中家住宅洋館ほか 4 棟耐震診断業務委託

事業期間：令和 2 年 5 月 25 日～令和 4 年 3 月 31 日

工事種別：耐震診断

事業者：川口市

設計監理：一般社団法人 日本メインストリートセンター

実験計画者：一般社団法人 日本メインストリートセンター

実験機関：

株式会社 計測リサーチコンサルタント (目地せん断試験)

一般財団法人 建材試験センター中央試験所 (煉瓦圧縮試験、目地引張試験)

北海道生コンクリート工業組合 コンクリート技術センター道央試験所 (要素圧縮試験)

実験年月日：令和 2 年 7 月 8 日～8 月 28 日、9 月 23 日～11 月 05 日

引用・参考文献：－

●実験に至る経緯と目的

煉瓦造建物の耐震診断を行うにあたり、材料の力学的特性を把握する目的で材料強度試験を行った。

●姿図・寸法

【使用材料】

構造体から採取した煉瓦単体供試体及び目地を含む煉瓦要素供試体

【試験体寸法】

表 1 煉瓦塀の材料強度試験体寸法

名 称	採取位置	直径(mm)	長さ(mm)	試 験
①－1	煉瓦塀控壁	45.2 φ	91.9	煉瓦単体圧縮
②－1	煉瓦塀控壁	44.9 φ	91.7	煉瓦単体圧縮
③－1	煉瓦塀控壁	45.1 φ	92.0	煉瓦単体圧縮
①－2	煉瓦塀控壁	78.4 φ	200.9	目地せん断
②－2	煉瓦塀控壁	78.4 φ	200.2	目地せん断
③－2	煉瓦塀控壁	78.4 φ	200.6	目地せん断
①－3	煉瓦塀控壁	78.5 φ	101.1	目地引張
②－3	煉瓦塀控壁	78.4 φ	101.2	目地引張
③－3	煉瓦塀控壁	78.3 φ	102.3	目地引張

表 2 洋館の材料強度試験体寸法（煉瓦単体）

名 称	採取位置	直径(mm)	長さ(mm)	試 験
R1－1	洋館主体部・壁	44.3 φ	91.0	圧縮・静弾性係数・ポアソン比
R1－2	洋館主体部・壁	45.3 φ	91.0	圧縮・静弾性係数・ポアソン比
R1－3	洋館主体部・壁	45.4 φ	89.2	圧縮・静弾性係数・ポアソン比
R2－2	洋館台所部・壁	45.3 φ	90.5	圧縮・静弾性係数・ポアソン比

※平成 28 年に採取済みの煉瓦コアより試験体を採取した。

表 3 洋館の材料強度試験体寸法（煉瓦要素）

名 称	採取位置	目地込み煉瓦寸法 (mm)	試 験
R1－①	洋館主体部・壁	102.1×103.2×126.4	圧縮・静弾性係数・ポアソン比
R2－①	洋館台所部・壁	107.2×106.9×123.7	圧縮・静弾性係数・ポアソン比

●概要

旧田中家住宅洋館は、以前に煉瓦材料試験が実施されているが、建物の耐震診断にあたり補足試験を実施する必要があったため、煉瓦単体の静弾性係数・ポアソン比の測定、及び煉瓦要素(煉瓦・目地からなる組積体)の強度試験を行った。

煉瓦塀については、煉瓦単体の圧縮強度試験、目地の引張試験、目地のせん断強度試験を行った。

●実験方法

(1) 煉瓦塀の材料強度試験

①煉瓦単体の圧縮強度試験

煉瓦壁体から採取したコアをコンクリートカッター及び研磨機により整形して試料とした。500kN 万能試験機を使用して、JIS A 1107(コンクリートからのコア採取及び圧縮強度試験法)に準じて煉瓦単体の圧縮強度試験を行った。圧縮強度は次式により算出した。

$$\text{圧縮強度(N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{最大荷重(N)}}{\text{加圧面積(mm}^2\text{)}}$$

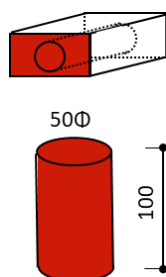


図1 煉瓦単体の圧縮強度試験体概要

②目地のせん断強度試験

煉瓦壁体から採取したコアをコンクリートカッターにて整形したのち、目地を挟んだ両側の煉瓦に箱状の治具を目地と平行になるようにモルタルで接着固定し試料とした。目地が水平になるように片方の治具(下部煉瓦)を試験機に固定して、もう片方の治具(上部煉瓦)に荷重を加えて一面せん断試験を行った。せん断力载荷方向と直行する軸力方向には、煉瓦の面外方向へのズレ防止のため固定を行うが、荷重を加えないものとした。せん断強度は次式により算出した。また、破壊後に破壊面の位置と目地モルタルの充填率を目視観察により調査した。

$$\text{目地せん断強度(N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{最大荷重(N)}}{\text{付着面積(mm}^2\text{)}}$$

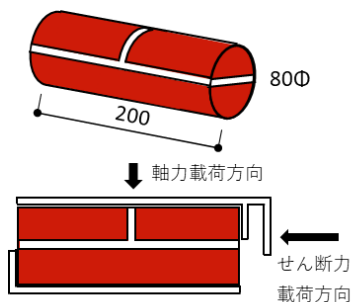


図2 煉瓦目地のせん断強度試験体概要

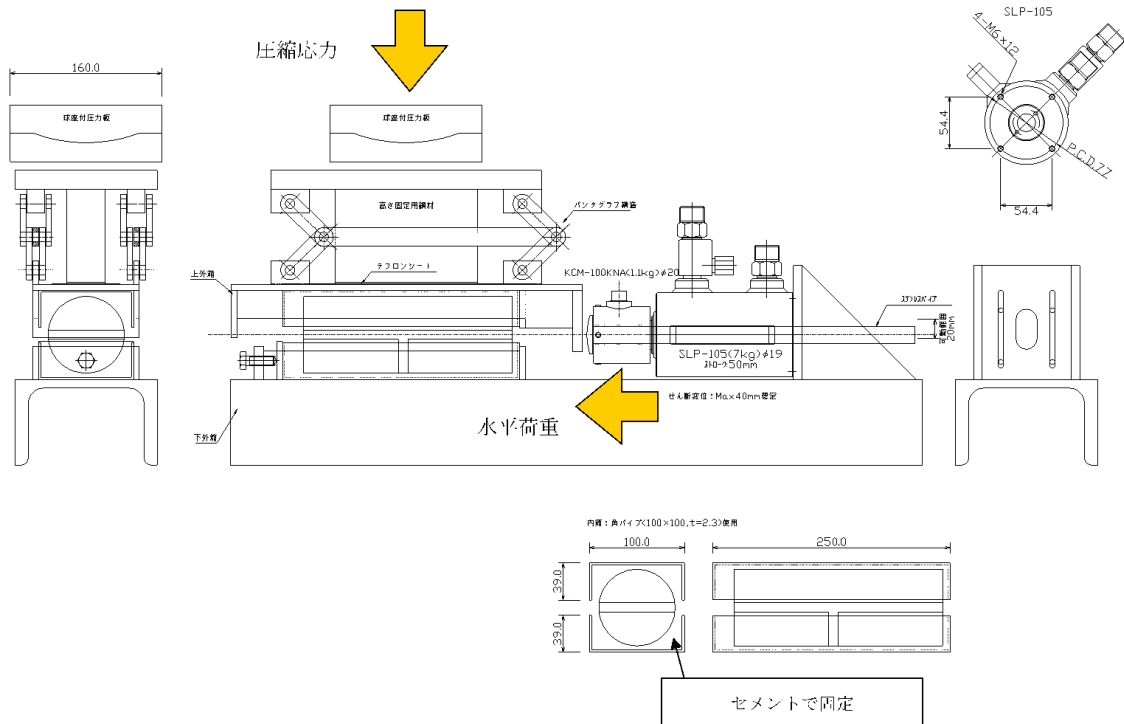


図3 煉瓦目地のせん断強度試験方法概要

③目地の引張強度試験

煉瓦壁体から採取したコアをコンクリートカッターにて整形したのち、目地を挟んだ両側の煉瓦に半円状の治具をエポキシ樹脂にて接着し、治具にユニバーサルジョイントを取り付け、20kN 定速型万能試験機を用いて目地の引張強度試験を行った。引張強度は次式により算出した。また、破壊後に破壊面の位置と目地モルタルの充填率を目視観察により調査した。

$$\text{目地引張強度(N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{最大荷重(N)}}{\text{破断面積(mm}^2\text{)}}$$

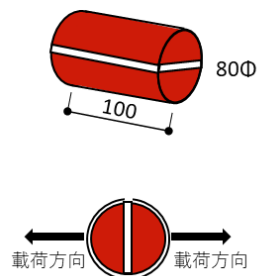


図4 煉瓦目地の引張強度試験体概要

(2) 洋館煉瓦の材料強度試験

①煉瓦単体の圧縮強度試験・静弾性係数及びポアソン比測定

以前(平成 28 年)に実施した強度試験の残存試験体から採取した 50φ コアをコンクリートカッター及び研磨機により整形して試料とした。500kN 万能試験機を使用して、JIS A 1107(コンクリートからのコア採取及び圧縮強度試験法)に準じて煉瓦単体の圧縮強度試験を行った。圧縮強度は次式により算出した。

$$\text{圧縮強度(N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{最大荷重(N)}}{\text{加圧面積(mm}^2\text{)}}$$

圧縮強度試験時に JIS A 1149(コンクリートの静弾性係数試験方法)に準じて供試体のひずみを測定した。ひずみゲージ(縦ひずみ 検長 30mm、横ひずみ 検長 20mm)を供試体に貼り付け、デジタルひずみ測定器を用いて、ひずみの計測を行った。静弾性係数とポアソン比は次式により算出した。

$$E_c = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - 50 \times 10^{-6}} \times 10^{-3}$$

E_c : 静弾性係数 (kN/mm²)

S_1 : 最大荷重の 1/3 に相当する応力(N/mm²)

S_2 : 供試体の縦ひずみ 50×10^{-6} のときの応力(N/mm²)

ε_1 : S_1 の応力によって生じる供試体の縦ひずみ

$$\nu = \left| \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{\varepsilon_1 - 50 \times 10^{-6}} \right|$$

ν : ポアソン比

ε_1 : 最大荷重の 1/3 に相当する応力における縦ひずみ

ε_2 : 最大荷重の 1/3 に相当する応力における横ひずみ

ε_3 : 縦ひずみ 50×10^{-6} の時の応力における横ひずみ

②煉瓦要素供試体(煉瓦・目地からなる組積体)の強度試験

目地を挟んだ 2 段の煉瓦コアを煉瓦壁体から採取して、コンクリートカッターにて整形し、加圧面をキャッピングして供試体とした。下図のと通りの位置にひずみゲージを貼り、圧縮強度試験と共に JIS A 1149(コンクリートの静弾性係数試験方法)に準じて各所ひずみを測定し、静弾性係数及びポアソン比の測定を行った。

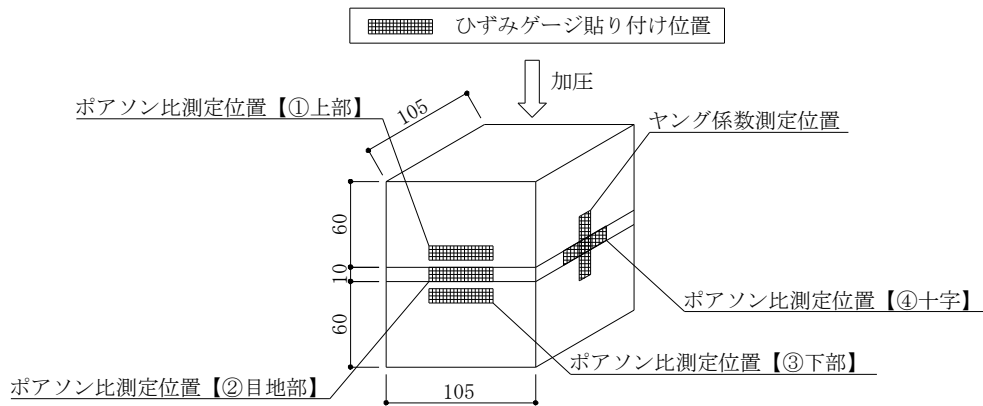


図 5 煉瓦要素供試体のひずみゲージ貼り付け位置

圧縮強度、静弾性係数及びポアソン比は次式により算出した。

$$\text{圧縮強度(N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{最大荷重(N)}}{\text{加圧面積(mm}^2\text{)}}$$

$$E_c = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - 50 \times 10^{-6}} \times 10^{-3}$$

E_c : 静弾性係数 (kN/mm²)

S_1 : 最大荷重の 1/3 に相当する応力(N/mm²)

S_2 : 供試体の縦ひずみ 50×10^{-6} のときの応力(N/mm²)

ε_1 : S_1 の応力によって生じる供試体の縦ひずみ

$$\nu = \left| \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{\varepsilon_1 - 50 \times 10^{-6}} \right|$$

ν : ポアソン比

ε_1 : 最大荷重の 1/3 に相当する応力における縦ひずみ

ε_2 : 最大荷重の 1/3 に相当する応力における横ひずみ

ε_3 : 縦ひずみ 50×10^{-6} の時の応力における横ひずみ

●特性値

表 1 煉瓦単体圧縮強度試験結果

採取箇所	試験結果		最大応力 平均値	標準偏差	推定強度 (平均値 - $\sigma/2$)
	最大荷重	最大応力			
	(kN)	(N/mm ²)			
①-1	23.0	14.3	11.2	2.74	9.82
②-1	14.5	9.16			
③-1	16.1	10.1			

表 2 煉瓦目地のせん断強度試験結果

採取箇所	試験結果		最大応力 平均値	標準偏差	推定強度 (平均値 - $\sigma/2$)	破壊面の分類(%)			破断位置
	最大荷重	最大応力				目地	界面	煉瓦	
	(kN)	(N/mm ²)							
①-2	46.95	3.01	2.15	0.79	1.75	10%	0%	90%	煉瓦母材
②-2	30.38	1.96				15%	55%	30%	煉瓦母材及び界面
③-2	22.63	1.47				15%	35%	50%	煉瓦母材及び界面

表 3 煉瓦目地の引張強度試験結果

採取箇所	試験結果		最大応力 平均値	標準偏差	推定強度 (平均値 - $\sigma/2$)	破壊面の分類(%)			破断位置
	最大荷重	最大応力				目地	界面	煉瓦	
	(kN)	(N/mm ²)							
①-3	5.38	0.696	0.78	0.08	0.74	0%	0%	100%	煉瓦母材
②-3	6.66	0.841				0%	40%	60%	煉瓦母材及び界面
③-3	6.50	0.812				0%	20%	80%	煉瓦母材及び界面

表 4 煉瓦単体の圧縮強度・静弾性係数・ポアソン比

採取箇所	試験結果		圧縮強度 平均値	標準偏差	推定強度 (平均値 - $\sigma/2$)	静弾性係数	静弾性係数 平均値	ポアソン比	ポアソン比 平均値
	最大荷重	圧縮強度							
	(kN)	(N/mm ²)							
R1-1	23.3	15.1	11.5	4.55	9.24	8.84	5.95	0.158	0.121
R1-1	25.5	15.8				8.37		0.121	
R1-3	12.1	7.47				3.36		0.123	
R2-2	12.4	7.69				3.22		0.0809	

表 5 煉瓦要素供試体(煉瓦・目地からなる組積体)の圧縮強度・静弾性係数・ポアソン比

採取箇所	試験結果		圧縮強度 平均値	静弾性係数	静弾性係数 平均値	ポアソン比 【①上部】	ポアソン比 【②目地部】	ポアソン比 【③下部】	ポアソン比 【④十字】
	最大荷重	圧縮強度							
	(kN)	(N/mm ²)							
R1-①	71.6	6.80	6.79	4.13	4.04	0.295	0.196	0.147	0.183
R2-①	77.6	6.77		3.94		0.667	0.516	0.279	0.279
平均値						平均値: 0.481	平均値: 0.356	平均値: 0.213	平均値: 0.231

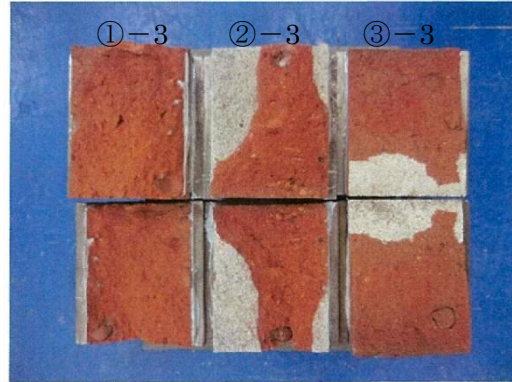
※【 】内はポアソン比測定用ひずみゲージ貼り付け位置を示す。

※目視確認によると目地材の充填性は良好であり、目地充填率は100%である。

●破壊形状



煉瓦単体圧縮強度供試体の破壊状況



目地引張強度供試体の破壊状況



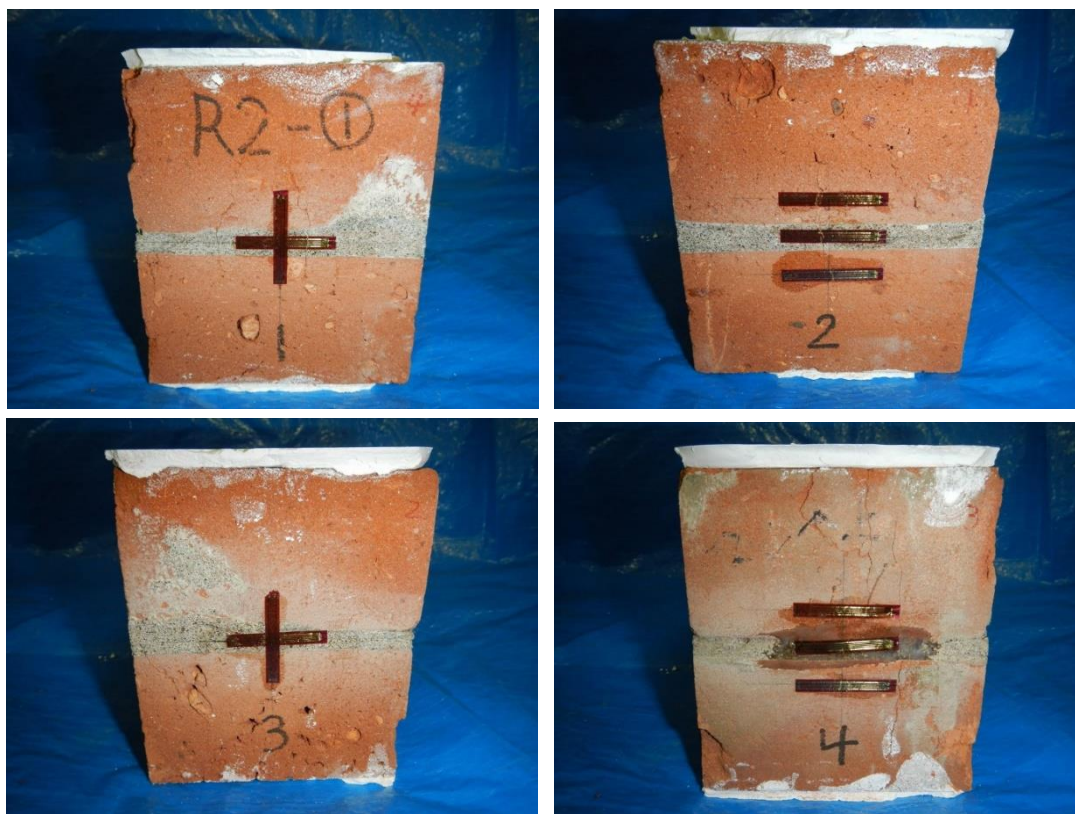
目地せん断強度供試体の破壊状況



煉瓦単体の圧縮強度・静弾性係数・ポアソン比測定供試体の破壊状況



煉瓦要素供試体の破壊状況 R1-①



煉瓦要素供試体の破壊状況 R2-①

●考察

(1) 煉瓦塀の材料強度

煉瓦単体の推定圧縮強度(平均値- $\sigma/2$)は 9.82N/mm^2 であり、煉瓦単体の圧縮強度は低い。

煉瓦目地のせん断強度(平均値- $\sigma/2$)は 1.75N/mm^2 、煉瓦目地の引張強度(平均値- $\sigma/2$)は 0.74N/mm^2 である。採取コアの目地詰めは良好であり、目地せん断・目地引張試験では、煉瓦母材または煉瓦と目地材の界面で破断する割合が高く、目地材が破断する割合は低かった。煉瓦塀の目地は強度が比較的高く施工も良好であるが、煉瓦単体の品質は低いとみられる。

(2) 洋館煉瓦の材料強度

①煉瓦単体の圧縮試験・静弾性係数及びポアソン比

煉瓦単体の圧縮強度試験値は $7.69\sim 15.8\text{N/mm}^2$ である。推定強度(平均値- $\sigma/2$)は 9.24N/mm^2 である。

静弾性係数は $3.22\sim 8.84\text{ kN/mm}^2$ (平均 5.95 kN/mm^2)で圧縮強度が高くなる程高い値となっている。

ポアソン比は $0.0809\sim 0.158$ (平均 0.121)である。

②煉瓦要素供試体の圧縮試験・静弾性係数及びポアソン比

煉瓦要素供試体の圧縮強度は $6.77, 6.80\text{ N/mm}^2$ (平均 6.79 N/mm^2)、静弾性係数は $3.94, 4.13\text{ kN/mm}^2$ (平均 4.04 kN/mm^2)である。煉瓦要素供試体の圧縮強度・静弾性係数共に煉瓦単体の値より低くなっている。また、煉瓦要素供試体は、試験体中央付近に目地を挟んで縦ひび割れが発生する形で破壊している。目地材と煉瓦面の微細な凹凸により応力差が生じて部分的な割裂破壊が生じやすくなっている影響により、煉瓦単体よりも煉瓦要素供試体の圧縮強度が低くなった可能性が考えられる。

ポアソン比については $0.147\sim 0.667$ とバラツキが大きい。試験体番号 R2-①の目地部と目地上部のポアソン比は $0.516, 0.667$ と大きすぎるため異常値と推定される。2 測点を除外するとポアソン比は $0.147\sim 0.295$ (平均 0.230)となる。

京都府庁旧本館における煉瓦の材料試験

- 種別：材料試験 [木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他]、重量測定、
要素試験 [接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他]、
補強性能試験 [接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他]

- 基本情報

文化財名称：重要文化財京都府庁旧本館
文化財種別（指定年月日）：重要文化財（平成 16 年 12 月 10 日指定）
所在地：京都市上京区下立売通新町西入藪之内町
所有者（管理団体）：京都府
構造形式：煉瓦造一部石造、建築面積 2822.43 m²、二階建、正面及び背面車寄付、スレー
ト葺
建築年：明治 37 年（1904 年）
事業名称：重要文化財（建造物）京都府庁旧本館 耐震診断事業
事業期間：令和 4 年 4 月～令和 6 年 3 月
工事種別：耐震診断
事業者：京都府
設計監理：－
実験計画者：一般財団法人 建築研究協会
実験機関：株式会社計測リサーチコンサルタント
実験年月日：令和 4 年 12 月
引用・参考文献：(財) 文化財建造物保存技術協会
「歴史的煉瓦造建造物の構造検討のための調査方法」

- 実験に至る経緯と目的

構造検討上必要となる、構造要素の力学的特性や材料特性などの物性を把握するため、煉
瓦や目地の材料強度や組積体としての強度を実験的に調査した。

●寸法

採取位置 名称	サイズ	供試体番号			
		組積体			単体
		圧縮試験	引張試験	せん断試験	圧縮試験 密度吸水試験
A-1	φ 80×360mm	-	-	A-1	-
A-2	φ 80×230mm	-	A-2	-	-
A-3	φ 80×355mm	-	-	A-3	-
A-4	φ 80×430mm	-	A-4	-	-
A-6	φ 80×230mm	-	-	A-6	-
A-7	φ 80×320mm	-	-	A-7	-
A-8	φ 80×460mm	-	A-8	-	-
A-9	φ 80×350mm	-	-	A-9	-
A-10	φ 80×230mm	-	-	A-10	-
B-1	φ 195×590mm	B-1	-	-	B-1-1, B-1-2
B-2	φ 195×585mm	B-2	-	-	B-2-1, B-2-2
B-3	φ 195×580mm	B-3	-	-	B-3-1, B-3-2
試験数量		3 検体	3 検体	6 検体	6 検体

●実験方法

試験方法は、基本的に（財）文化財建造物保存技術協会「歴史的煉瓦造建造物の構造検討のための調査方法」に準じて実施した。

1. 煉瓦単体試験

①密度及び吸水率試験

密度及び吸水率試験に用いる供試体は、付着モルタルを除去後試験に供する。

密度及び吸水試験は、試料を 105℃±5℃の乾燥機内で 24 時間以上乾燥し、室温まで放冷後に秤量しこれを乾燥質量（g）とする。この試料を直ちに 20±3℃の水中に 24 時間以上浸せきする。吸水後、供試体の水中質量（g）を測定したのち、手早く表面の水分をぬぐい取り直ちに飽水質量（g）を測定する。

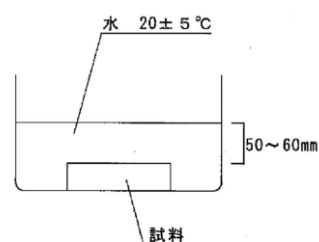
密度および吸水率は、次式によって算出し、四捨五入によって小数点以下 2 けた（密度）又は小数点以下 1 けた（吸水率）に丸める。

（密度試験は JIS Z 8807 8 液中ひょう量法による密度及び比重の測定方法に準拠）

（吸水試験は JIS R 1250 7.4 吸水率試験に準拠）

$$\text{密度(g/cm}^3\text{)} = \frac{\text{乾燥質量(g)} \times \text{水の密度(g/cm}^3\text{)}}{\text{飽水質量(g)} - \text{水中質量(g)}}$$

$$\text{吸水率(\%)} = \frac{\text{飽水質量(g)} \times \text{乾燥質量(g)}}{\text{乾燥質量(g)}} \times 100$$

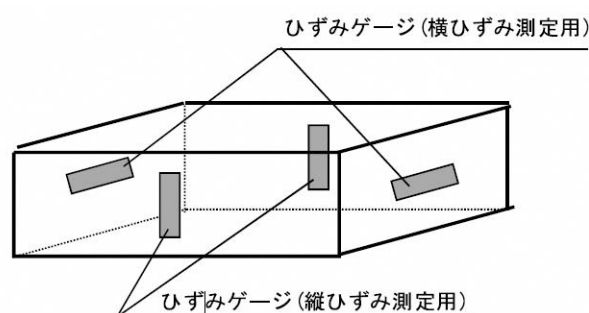


②圧縮強度試験

JIS R 1250（普通れんが及び化粧れんが）に従う。圧縮強度を求める場合には、煉瓦の平面を加圧面とし、予め試料ごとに加圧面積を求めた。加圧面及び底面をキャッピング（石膏およびセメントを使用）して平面調整を行い均一に加圧する。加圧速度は毎秒 0.49 ～0.98N/mm² とし、試料が破壊した時の最大荷重を測定する。

$$\text{圧縮強度(N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{最大荷重(N)}}{\text{加圧面積(mm}^2\text{)}}$$

また、あらかじめ試験体厚さ $t(\text{mm})$ を求め、圧縮強度と同時にひずみゲージを設置してひずみの変化量を 2 方向測定することにより、静弾性係数とポアソン比を求める。



* 試験体には煉瓦の平面の長さ方向を半分にしたものを用いた

静弾性係数は、以下の式にて算出する。

$$E_c = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - 400 \times 10^{-6}} \times 10^{-3}$$

ここに、 E_c ：静弾性係数（kN/mm²）

S_1 ：最大荷重の 1/3 に相当する応力（N/mm²）

S_2 ：供試体の縦ひずみ 400×10^{-6} の時の応力（N/mm²）

ε_1 ：応力 S_1 によって生じる供試体の縦ひずみ

ポアソン比は、以下の式にて算出する。

$$\nu = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{\varepsilon_1 - 400 \times 10^{-6}}$$

ここに、 ν ：ポアソン比

ε_1 ：最大荷重の 1/3 に相当する応力における縦ひずみ

ε_2 ：最大荷重の 1/3 に相当する応力における横ひずみ

ε_3 ：縦ひずみ 400×10^{-6} の時の応力における横ひずみ

2. 煉瓦組積体試験

①圧縮強度試験

試験体には、煉瓦の平面の長さ方向を半分に切断したものに目地 1 段を介して 2 段に積んだものを用いる。煉瓦切断の際に目地部が濡れたり剥離したりすることが考えられる場合は、煉瓦は切断せず断面積は重なり部の寸法から算出して試験するものとする。

試験方法は、煉瓦の平面を加圧面として載荷を行う。加圧面には必要に応じて紙片を挟むか、石こうによる平面調整を行って均一に加圧する。試料が破壊した時の最大荷重を測定する。また、圧縮強度と同時に、縦方向に変位計を設置して、変位量を測定することにより、弾性係数を求める。

$$\text{加圧面積}(\text{mm}^2) = \frac{\text{供試体上面積}(\text{mm}^2) + \text{供試体下面積}(\text{mm}^2)}{2}$$

$$\text{圧縮強度}(\text{N/mm}^2) = \frac{\text{最大荷重}(\text{N})}{\text{加圧面積}(\text{mm}^2)}$$

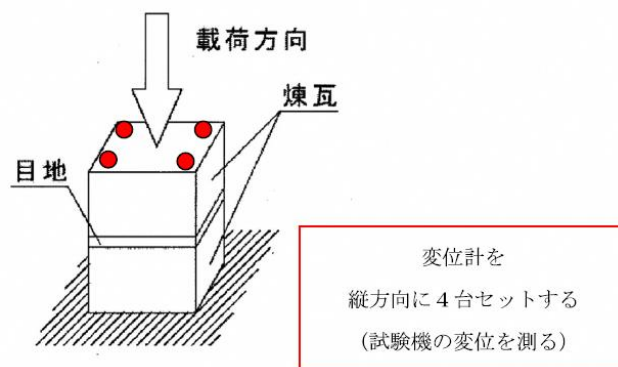
$$E_c = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - 1000 \times 10^{-6}} \times 10^{-3}$$

ここに、 E_c ：圧縮弾性係数（ kN/mm^2 ）

S_1 ：最大荷重の 1/3 に相当する応力（ N/mm^2 ）

S_2 ：供試体の縦ひずみ 400×10^{-6} の時の応力（ N/mm^2 ）

ε_1 ：応力 S_1 によって生じる供試体の縦ひずみ



②引張強度試験

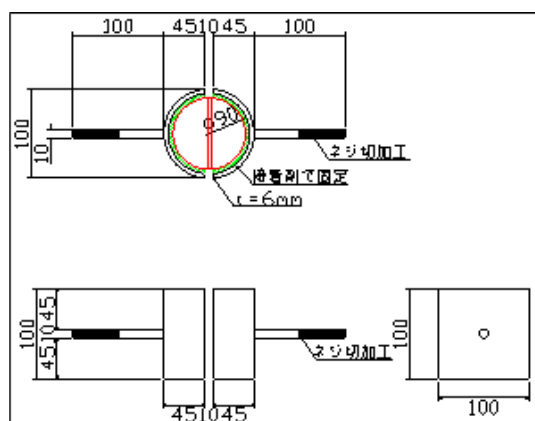
試験体には、φ80mm×100mm 程度の円柱形で、1本の目地がそれぞれの底面の円の中心を通るものを用いる。

試験方法は、直接引張試験を採用する。予め試料ごとに試験体の長さ、幅、目地の幅を計測する。円柱の側面に治具を接着し、引張治具を介して引張力を加える。引張強度は試料が破壊した時の最大荷重を測定するものとする。

$$\text{引張強度(N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{最大荷重(N)}}{\text{破断面積(mm}^2\text{)}}$$

試験体の加工は以下の通りである。

- 1) 煉瓦コアをグラインダー等により、必要長さにカットする。
- 2) 煉瓦と引張り試験用治具をエポキシ樹脂等により固定する。



③せん断強度試験

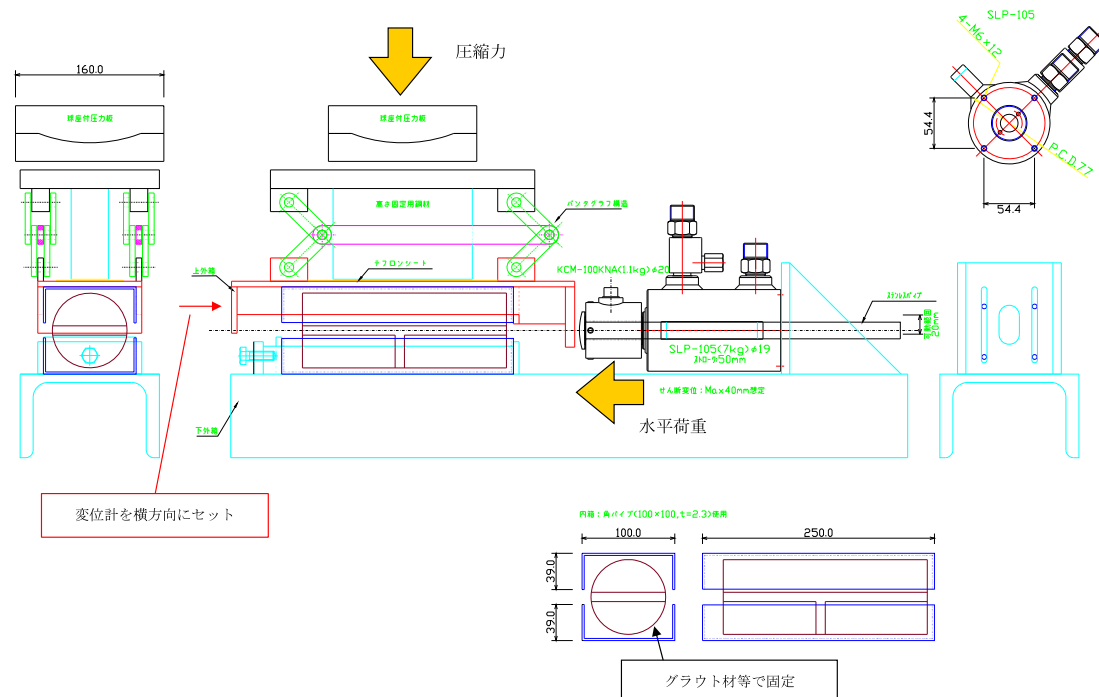
試験体には、φ80mm×200mm 程度の円柱形で、1本の目地がそれぞれの底面の円の中心を通るものを用いる。

組積体せん断試験は、圧縮応力を載荷しながら行う一面せん断試験とする。あらかじめ試験体の径、長さ、目地の幅を計測する。目地を水平に設置し、煉瓦上部と下部にそれぞれ治具を設置して、目地に直角になるように圧縮力を載荷する。圧縮力は、建物の荷重を想定して設定するものとする。

圧縮力を載荷した状態で、目地に水平な荷重を載荷し、試料が破壊した最大荷重を測定する。また、変位計を設置して変位量を測定し、弾性係数を求める。

試験体の加工は以下の通りである。

- 1) 煉瓦コアをグラインダー等により、必要長さにカットする。
- 2) 煉瓦をせん断試験用治具（内箱）の中にセットし、グラウト材等により固定する。
- 3) 内箱を外箱にセットする。



●結果

1. 煉瓦単体試験

①密度

供試体 No.	乾燥質量 g	水中質量 g	飽水質量 g	密度 g/cm ³
B-1-1	1,267.1	723.3	1,358.7	1.99
B-1-2	2,635.5	1,507.7	2,850.7	1.96
B-2-1	2,747.6	1,549.6	2,920.7	2.00
B-2-2	2,821.7	1,610.1	3,049.9	1.96
B-3-1	1,348.8	768.3	1,476.5	1.90
B-3-2	2,951.0	1,650.2	3,113.8	2.01
[備考]水の密度は、0.998704g/cm ³ とした。(水温 17.4℃)				

②吸水率

供試体 No.	乾燥質量 g	飽水質量 g	密度 g/cm ³
B-1-1	1,267.1	1,358.7	7.2
B-1-2	2,635.5	2,850.7	8.2
B-2-1	2,747.6	2,920.7	6.3
B-2-2	2,821.7	3,049.9	8.1
B-3-1	1,348.8	1,476.5	9.5
B-3-2	2,951.0	3,113.8	5.5

③圧縮強度

供試体 No.	供試体の寸法 mm			断面積 mm ²	最大荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²
	平均幅	平均長さ	平均厚さ			
B-1-1	93.2	94.7	62.7	8,826.0	689	78.1
B-1-2	101.0	101.0	62.8	10,201.0	466	45.7
B-2-1	102.4	102.7	60.2	10,516.5	945	89.9
B-2-2	102.0	99.6	62.6	10,159.2	667	65.7
B-3-1	98.6	100.4	63.6	9,899.4	526	53.1
B-3-2	102.6	99.9	63.7	10,249.7	908	88.6

④圧縮弾性係数

供試体 No.	最大荷重の 1/3 に 相当する応力 S ₁ N/mm ²	縦ひずみ 400×10 ⁻⁶ の時の応力 S ₂ N/mm ²	応力 S ₁ のよって 生じる縦ひずみ ×10 ⁻⁶	圧縮弾性係数 kN/mm ²
B-1-1	26.00	12.30	1,004	22.7
B-1-2	15.20	7.30	936	14.7
B-2-1	30.00	23.10	648	27.8
B-2-2	21.90	10.70	986	19.1
B-3-1	17.70	6.85	1,165	14.2
B-3-2	29.50	11.40	1,068	27.1

⑤ポアソン比

供試体 No.	最大荷重の 1/3 に 相当する応力に おける縦ひずみ (ε_1) ×10 ⁻⁶	最大荷重の 1/3 に 相当する応力に おける横ひずみ (ε_2) ×10 ⁻⁶	縦ひずみ 400×10 ⁻⁶ のときの応力に おける横ひずみ (ε_3) ×10 ⁻⁶	ポアソン比
B-1-1	1,004	-252	-155	0.161
B-1-2	936	-180	-114	0.123
B-2-1	648	-413	-368	0.181
B-2-2	986	-222	-135	0.148
B-3-1	1,165	-175	-95	0.105
B-3-2	1,068	-136	-60	0.114

2.煉瓦組積体試験

①圧縮強度

供試体 No.	供試体の寸法 mm					目地幅 mm	平均 断面積 mm ²	最大 荷重 kN	圧縮 強度 N/mm ₂	目地モルタル 充填率 %
	上面寸法		下面寸法		平均 高さ					
	平均幅	平均長さ	平均幅	平均長さ						
B-1	104.5	108.2	106.1	106.9	129.00	8.8	11,324.5	257	22.7	- ¹⁾
B-2	108.3	105.2	108.1	107.1	130.80	8.7	11,485.4	420	36.6	- ¹⁾
B-3	110.8	103.5	108.7	103.2	133.70	9.9	11,342.8	373	32.9	- ¹⁾

1) 目地部で破壊しなかったため、目地充填率は確認できなかった。

②圧縮弾性係数

供試体 No.	最大荷重の 1/3 に 相当する応力 S_1 N/mm^2	縦ひずみ 400×10^{-6} の時の応力 S_2 N/mm^2	応力 S_1 のよって 生じる縦ひずみ $\times 10^{-6}$	圧縮弾性係数 kN/mm^2
B-1	7.57	1.06 ¹⁾	3,366	4.77 ²⁾
B-2	12.20	2.02	2,589	6.41
B-3	11.00	2.13	2,403	6.32




1) B-1 は、縦ひずみ 2000×10^{-6} の時の応力 S_2 とした。

2) B-1 は、縦ひずみ 2000×10^{-6} の時の応力 S_2 と最大荷重の 1/3 に相当する応力 S_1 および S_1 によって生じる縦ひずみ ϵ_1 から圧縮弾性係数を算出した。




③引張強度

供試体 No.	供試体の寸法 mm		目地部の寸法 mm			付着面積 mm^2	最大荷重 N	引張強度 N/mm^2	目地モルタル 充填率 %
	平均 幅	平均 長さ	平均 幅	平均 長さ	平均 厚さ				
A-2	79.7	102.0	79.2	101.4	10.4	8,031	8,760	1.090	100
A-4	79.8	99.8	79.7	99.5	11.4	7,930	3,480	0.439	100
A-8	80.0	100.3	79.9	101.2	7.3	8,086	900	0.111	90

④せん断強度（その 1）

	A-1	A-3	A-6
平均コア長さ $L(mm)$	201.0	199.3	202.3
目地幅 $d(mm)$	77.4	78.0	79.0
せん断面積 $A(mm^2)$	15,557.4	15,545.4	15,981.7
破壊荷重 $P(kN)$	13.65	8.06	21.53
目地せん断強度 $\tau(N/mm^2)$	0.88	0.52	1.35
側面載荷応力 (N/mm^2)	0.10	0.10	0.10
破壊形態	目地 + 境界面	目地 + 境界面	目地 + 境界面
			
目地充填率 (%)	100.0	68.9	89.1

⑤せん断強度（その2）

	A-7	A-9	A-10
平均コア長さ L(mm)	200.9	202.3	204.0
目地幅 d(mm)	79.0	78.2	78.5
せん断面積 A(mm ²)	15,871.1	15,819.9	16,014.0
破壊荷重 P(kN)	29.76	7.38	29.62
目地せん断強度 τ (N/mm ²)	1.88	0.47	1.85
側面載荷応力 (N/mm ²)	0.18	0.18	0.18
破壊形態	目地 + 境界面	目地 + 境界面	目地 + 境界面
			
目地充填率 (%)	100.0	95.4	96.9

⑥せん断弾性係数

供試体 No.	最大荷重の 1/3 に 相当する応力 S ₁ N/mm ²	縦ひずみ ε_0	縦ひずみ $\varepsilon_0 \times 10^{-6}$ の時の応力 S ₂ N/mm ²	応力 S ₁ のよって 生じる縦ひずみ $\times 10^{-6}$	せん断弾性係数 kN/mm ²
A-1	0.292	100	0.054	933	0.286
A-3	0.173	100	0.060	471	0.305
A-6	0.449	200	0.103	2,002	0.192
A-7	0.625	900	0.141	3,155	0.215
A-9	0.156	80	0.054	683	0.169
A-10	0.611	100	0.119	1,848	0.281

※目地モルタル充填率 100%とした場合の値を適用した。

旧集成館機械工場における石積壁の石材（溶結凝灰岩）及び 目地の材料試験

- 種別：材料試験〔木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他〕、重量測定、
要素試験〔接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他〕、
補強性能試験〔接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他〕

- 基本情報

文化財名称：旧集成館機械工場

文化財種別（指定年月日）：重要文化財（昭和 37 年 6 月 21 日）

所在地：鹿児島県鹿児島市吉野町 9700 番 1

所有者（管理団体）：株式会社島津興業

構造形式：石造、建築面積 979.8 m²、一階建、棧瓦葺

建築年：慶応元年（1865 年）

事業名称：重要文化財 旧集成館機械工場耐震診断事業

事業期間：平成 29 年 4 月～平成 31 年 3 月

工事種別：耐震診断

事業者：株式会社島津興業

設計監理：（公財）文化財建造物保存技術協会

実験計画者：日本診断設計株式会社 長谷川哲也

実験機関：国立大学法人 三重大学 工学研究科

実験年月日：平成 30 年 6 月～9 月

引用・参考文献：

- 実験に至る経緯と目的

建物の主な耐震要素は石材であり、耐震診断に必要な各石材強度を把握するために石材・石材+目地の圧縮、引張、せん断強度試験、石材同士・石材と木材の摩擦強度試験を行った。

● 姿図・寸法

【使用材料】

石材：溶結凝灰岩（建物よりコア採取 石材単体：4 本、石材+目地 3 本）

目 1 - 1 下側



石材+目地コア



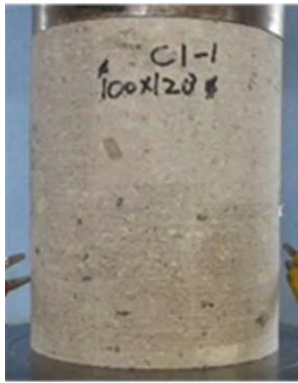
コア採取孔内部

【試験体】

・ 圧縮強度試験	No.1	石材単体	圧縮強度試験	3 体
	No.2	石材+目地	圧縮強度試験	5 体
・ 引張強度試験	No.3	石材単体	割裂引張強度試験	3 体
	No.4	石材+目地	引張強度試験	3 体
・ せん断強度試験	No.5	石材単体	せん断強度試験	3 体
	No.6	石材+目地	せん断強度試験	4 体
・ 摩擦試験	No.7	石材-石材	摩擦試験（割裂面*1）	4 体
	No.8	石材-石材	摩擦試験（切断面*2）	2 体
	No.9	石材-木材	摩擦試験（切断面*2）	4 体

*1：石材の割れによる摩擦面

*2：機械カットによる摩擦面



No.1 石材単体 圧縮強度試験
($\phi 100 \times 120$)



No.2 石材+目地 圧縮強度試験
($40 \times 40 \times 50$)



No.3 石材単体 割裂引張強度試験
($\phi 100 \times 120$)



No.4 石材+目地 引張強度試験
($40 \times 40 \times 50$)



No.5 石材単体 せん断強度試験
($220 \times 70 \times 70$)



No.6 石材+目地 せん断強度試験
($40 \times 40 \times 50$)



No.7 石材-石材 摩擦試験（割裂面）



No.8 石材-石材（切断面）

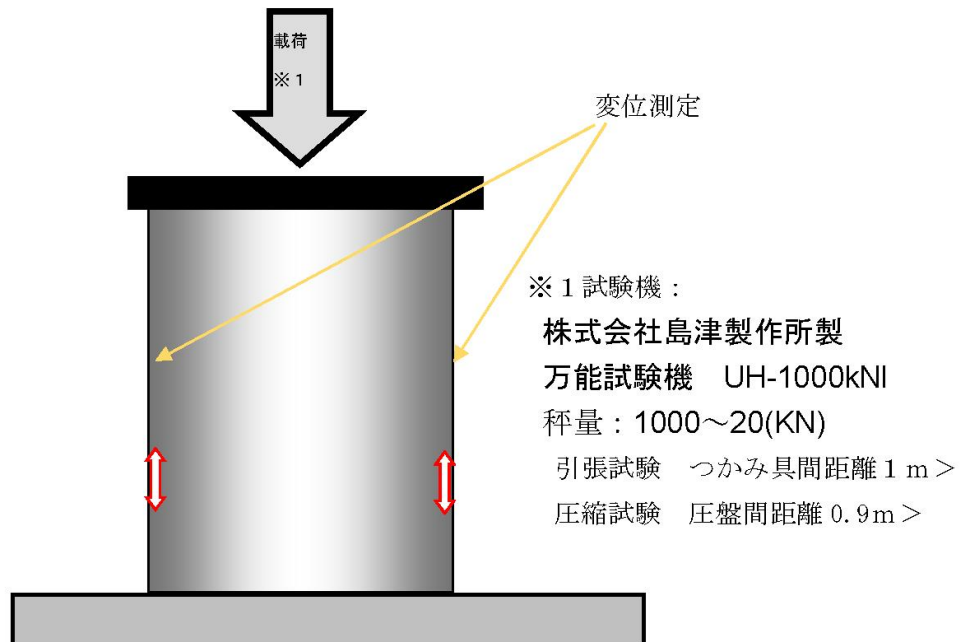


No.9 石材-木材（切断面）

●実験方法

No.1 石材単体 圧縮強度試験 (JIS A 1107 準拠)

石材の圧縮試験のイメージ図を下記に示す。



圧縮試験イメージ図



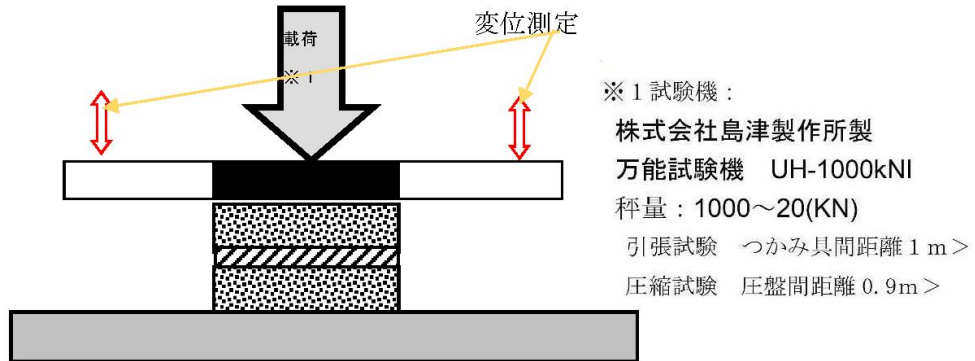
試験状況

破壊状況



No.2 石材+目地 圧縮強度試験 (JIS R2206-1 準拠)

目地+石材の圧縮試験のイメージ図を下記に示す。



圧縮試験イメージ図



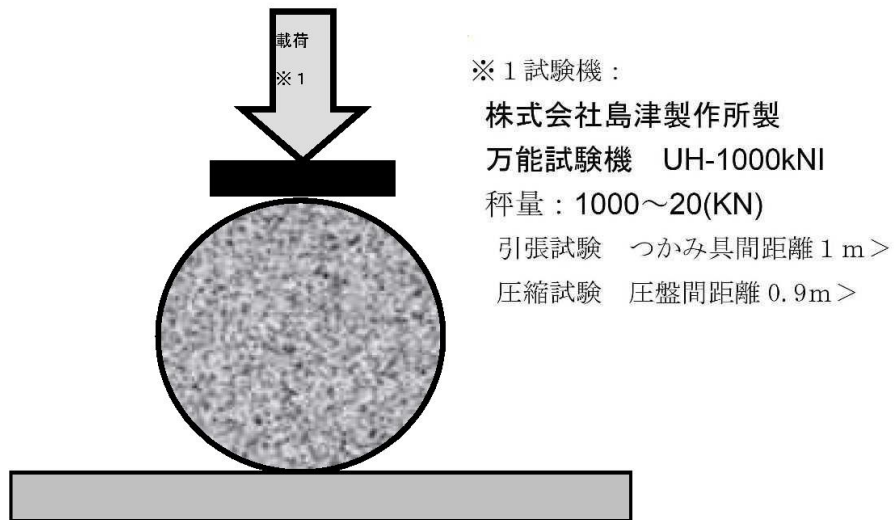
試験状況



破壊状況

No.3 石材単体 割裂引張強度試験 (JIS A 1113 準拠)

石材の割裂引張試験のイメージ図を下記に示す。



圧縮試験イメージ図



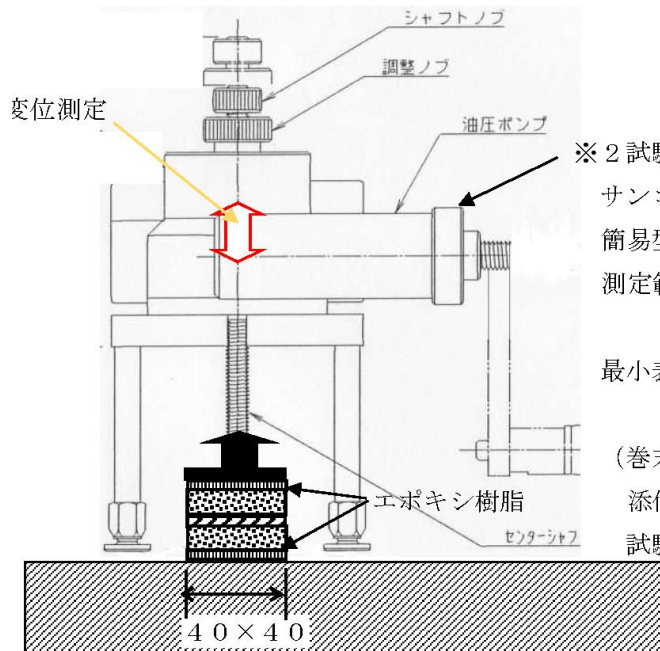
試験状況



破壊状況

No.4 石材+目地 引張強度試験 (JASS19 引張試験方法・JIS A 5548 準拠)

目地の引張（接着力）試験のイメージを下記に示す



※ 2 試験機：

サンコーテクノ（株）製

簡易型引張試験機 テクノスター RT-1000LD

測定範囲 荷重:0～10.00KN

変位:0～18 mm

最小表示 荷重:0.01KN

変位:0.05 mm

（巻末に RT-1000D の校正証明書を
添付：現地にて RT-1000LD と同じ
試験値である事を確認）

コンクリート版



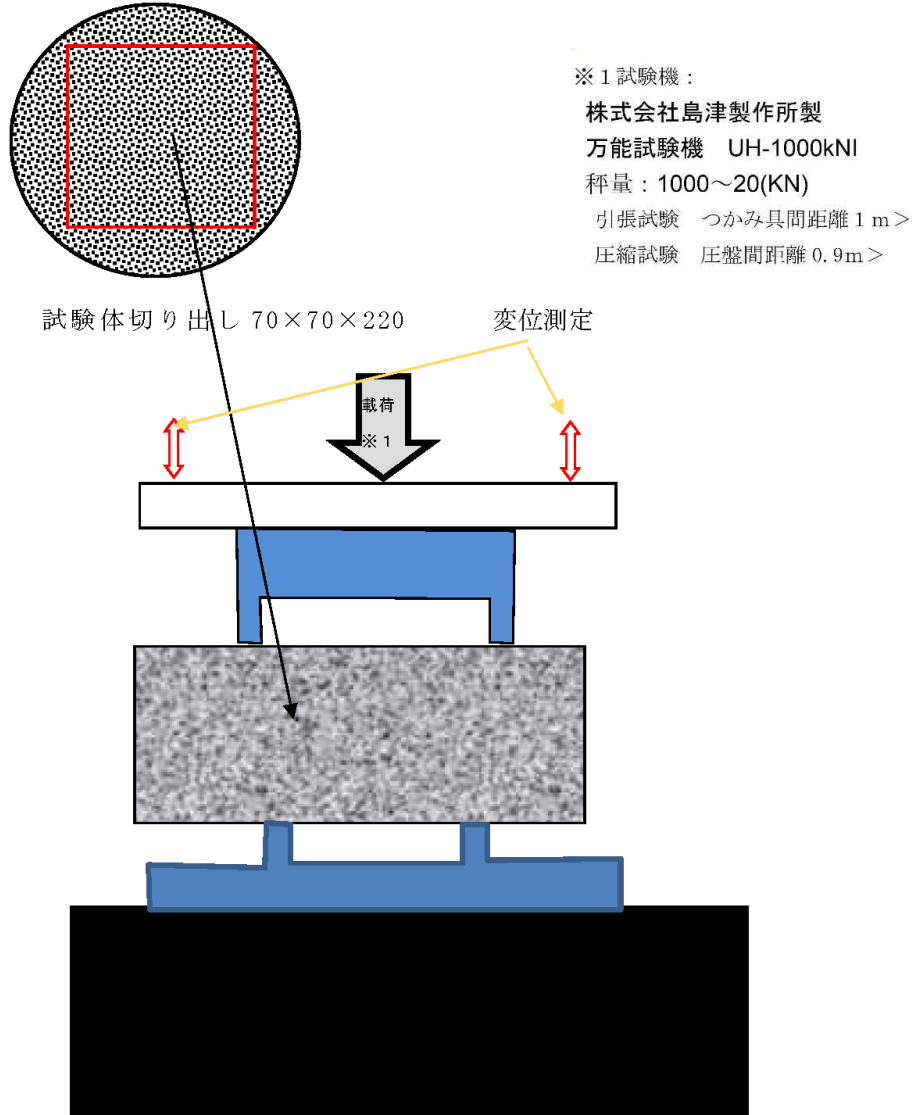
試験状況



破壊状況

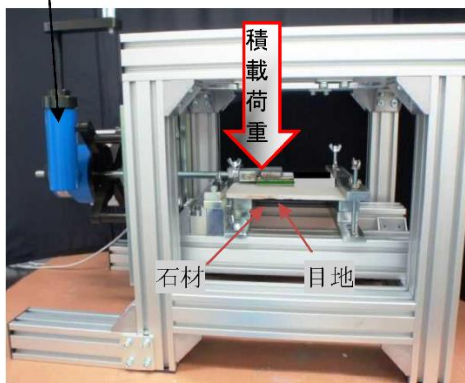
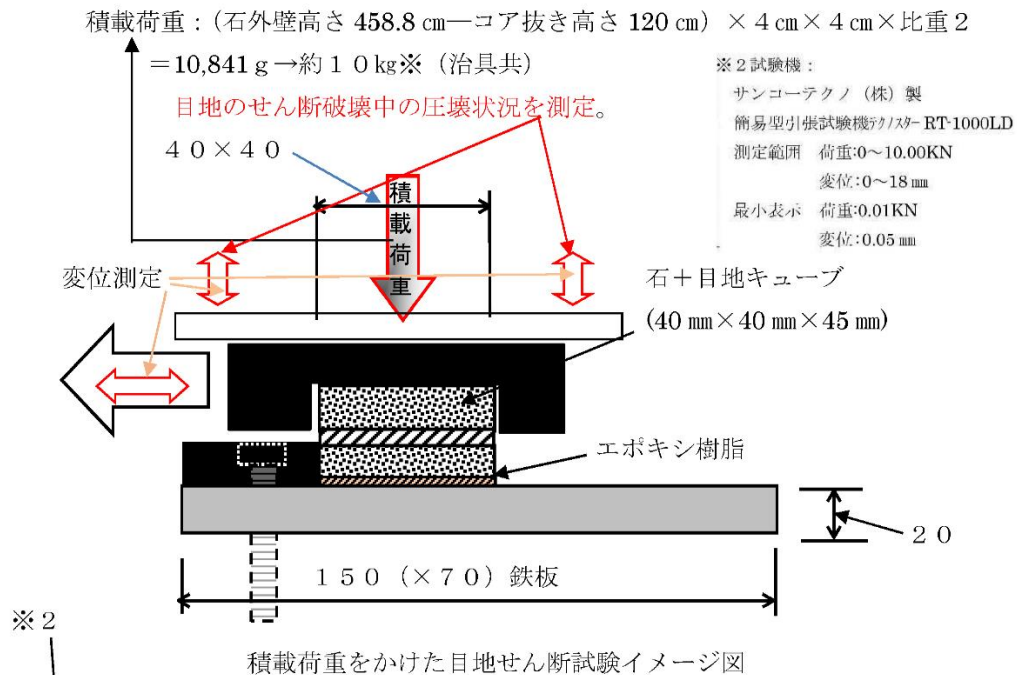
No.5 石材単体 せん断強度試験（土木学会基準 JSCE-G553 準拠）

下写真のようなせん断試験を行う。

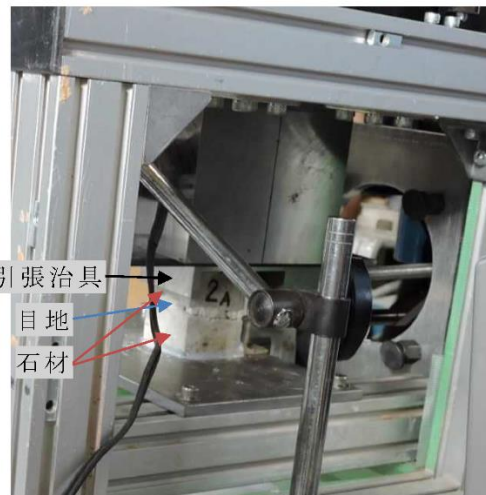


No.6 石材+目地 せん断強度試験

目地（水平）せん断強度試験のイメージ図を下記に示す。



試験状況（全体）



試験状況（石材+目地）

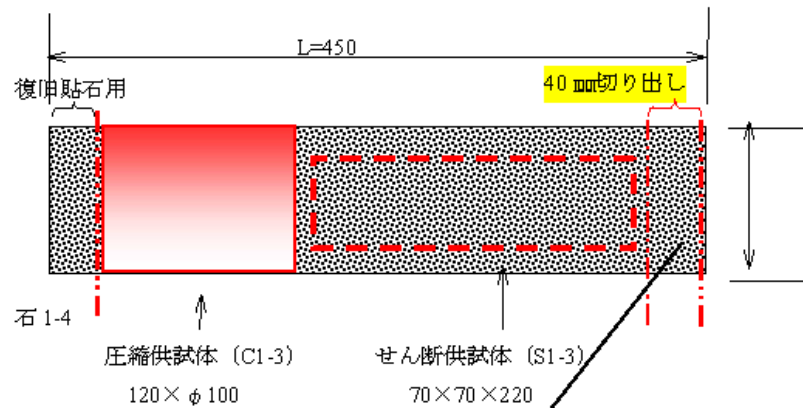


破壊状況

※割裂面の作成手順

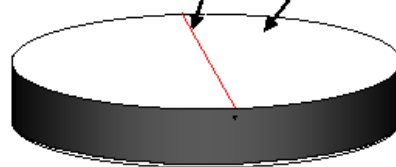
※₁摩擦係数用切出し手順

手順①：厚さ4mmの円版を切り出す

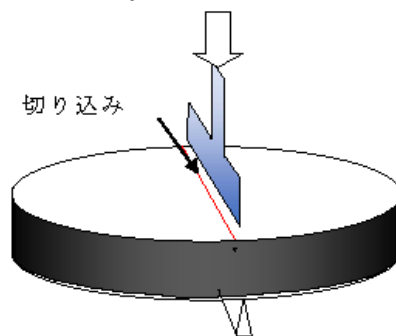


手順②：厚さ40mmの円版の平面の中心を通る直線状に深さ1mmの溝を入れる。この溝は裏表同じ位置に入れる。

切り込みを入れる（表裏同じ位置）

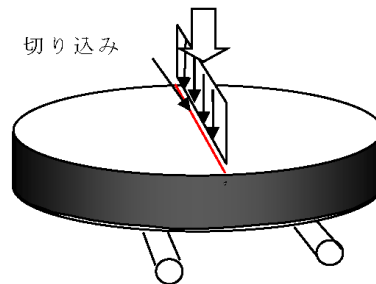


手順③の1：下側の溝の下にくさびを入れ、上の溝から垂直方向に幅広タガネを使って円板の直径方向に割れ面を作る。

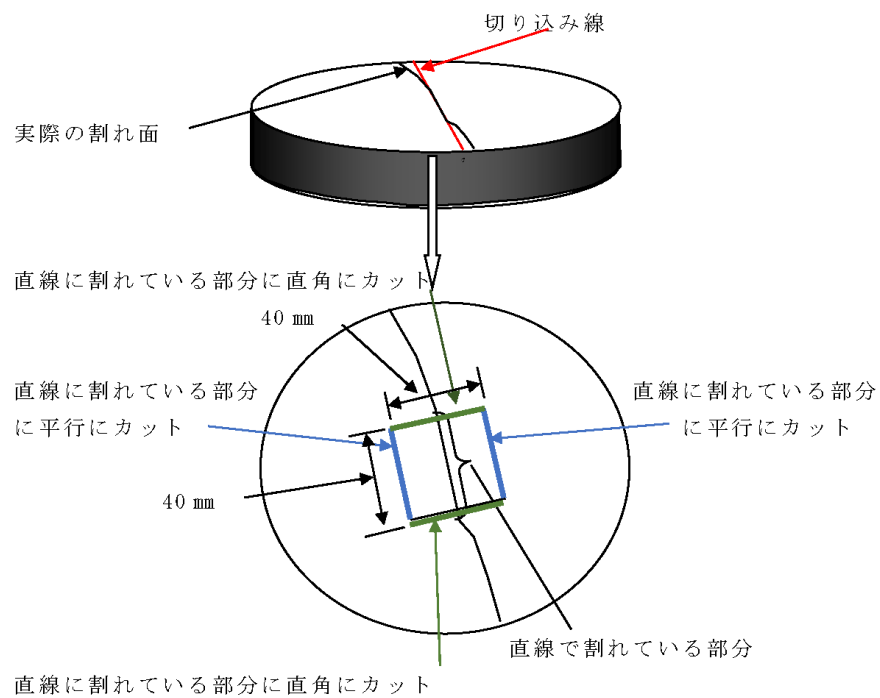


手順③の 2（前述手順③の 1 が出来なかった場合）

：円板下面に切り込みに平行な反力を置き、切り込みの上から線荷重をかけ、切り込み線の延長上に曲げの破断面を作る。

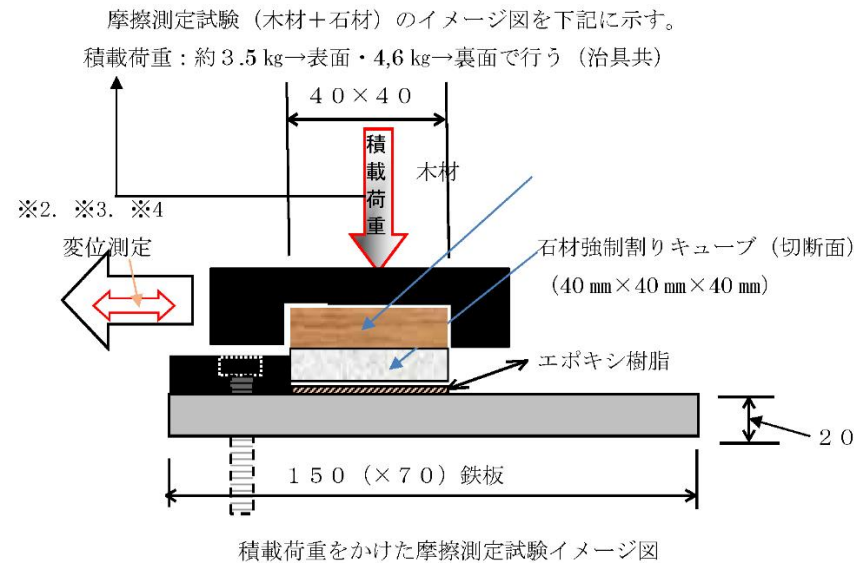


手順④：実際の割れ面で直線に割れた部分を中心に 40 mm のキューブを作成する。



No.9 石材-木材 摩擦試験（切断面*2）

*2：機械カットによる摩擦面



試験全体及び試験パーツ写真と載荷手順は7）摩擦測定試験（石材+石材）と同じ

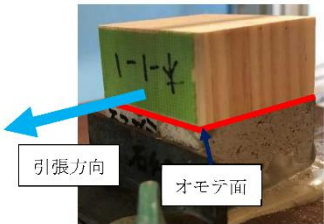
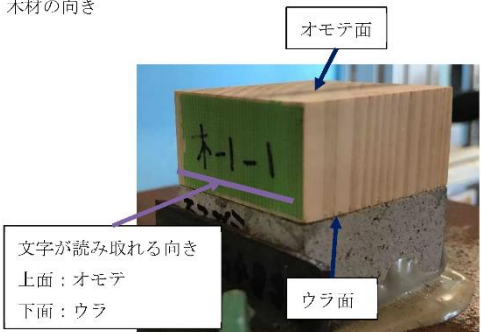
a) 試験体 概要



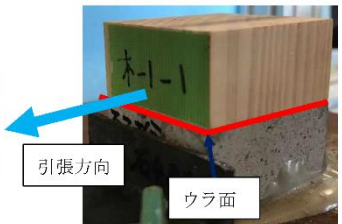
木材の種類	向き	積載荷重
木 1-1：ヒノキ	オモテ	3.5kg
	ウラ	4.6kg
木 2-1：スギ	オモテ	3.5kg
	ウラ	4.6kg
木 3-1：ツガ	オモテ	3.5kg
	ウラ	4.6kg
木 4-1：マツ	オモテ	3.5kg
	ウラ	4.6kg

石材：3 ま②（切断面：上端平滑）

b) 木材の向き



オモテ面 せん断試験



ウラ面 せん断試験

●特性値

【No.1 石材単体 圧縮強度試験】

石材圧縮強度

試験体名	縦 (mm)	横 (mm)	高さ (mm)	重量 (g)	密度 (g/cm ³)	面積 (mm ²)	荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	補正後強度 (N/mm ²)
C1-1	100.0	99.9	120.0	1838	1.95	7842	414.0	52.8	48.0
C1-2	100.0	99.9	120.0	1839	1.95	7842	346.0	44.1	40.1
C1-3	99.9	99.9	120.0	1812	1.93	7834	320.5	40.9	37.2
平均値								41.8	

【No.2 石材+目地 圧縮強度試験】

石材+目地圧縮強度

試験体名	縦 (mm)	横 (mm)	平均 (mm)	高さ (mm)	重量 (g)	面積 (mm ²)	荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	平均強度 (N/mm ²)
1A	39.8	40.1	40.0	49.5	141.4	1596	22.9	14.3	12.6
4A	39.9	39.9	39.9	49.5	136.5	1592	16.0	10.1	
5A	39.7	40.0	39.9	49.8	138.5	1588	20.5	12.9	
6A	40.1	40.0	40.1	49.4	140.5	1604	20.9	13.0	
8A	40.1	39.7	39.9	49.7	141.8	1592	20.0	12.5	

【No.3 石材単体 割裂引張強度試験】

石材引張強度

試験体名	縦 (mm)	横 (mm)	平均 (mm)	高さ (mm)	重量 (g)	密度 (g/cm ³)	荷重 (kN)	引張強度 (N/mm ²)
T1	100.0	100.0	100.0	119.9	1841	1.96	76.2	4.05
T2	100.0	99.9	100.0	119.4	1823	1.95	54.3	2.90
T3	99.9	100.0	100.0	120.3	1765	1.87	53.2	2.82
平均値								3.26

【No.4 石材+目地 引張強度試験】

石材+目地引張強度

試験体名	縦 (mm)	横 (mm)	高さ (mm)	重量 (g)	面積 (mm ²)	荷重 (kN)	引張強度 (N/mm ²)
1B	39.8	36.7	49.5	133.3	1461	0.30	0.21
2B	40.0	36.6	50.1	130.3	1464	0.23	0.16
3B	39.8	39.5	49.7	136.2	1572	0.18	0.11
平均値							0.16

【No.5 石材単体 せん断強度試験】

石材せん断強度

試験体名	縦 (mm)	横 (mm)	高さ (mm)	重量 (g)	密度 (g/cm ³)	面積 (mm ²)	荷重 (kN)	せん断強度 (N/mm ²)
S1-1	69.9	70.0	220.0	2074	1.93	9786	53.3	5.4
S1-2	69.9	69.4	220.5	1978	1.85	9702	53.1	5.5
S1-3	69.9	69.4	220.5	2019	1.89	9702	59.0	6.1
							平均値	5.7

【No.6 石材+目地 せん断強度試験】

石材+目地せん断強度

試験体名	縦 (mm)	横 (mm)	高さ (mm)	重量 (g)	破壊時の荷重※ ² (kN)	破壊時の変位※ ² (mm)
2A	39.8	40.0	49.8	142.8	0.32	1.4
3A	39.7	30.4	49.5	107.6	0.30	1.1
7A	40.0	40.0	49.6	135.8	0.38※	1.5※
9A	40.6	40.2	50.3	145.8	0.32	1.2

特異点（始めのピーク）を目視で判断し、破壊時の荷重としその変位をグラフから読み取った。※参考値（載荷 10 kgの前に 4.5 kg他を行ったため、この試験時にモルタルの破壊があった可能性がある。）

【No.7 石材-石材 摩擦試験（割裂面）】

石材-石材（割裂面） 摩擦係数

面の状況	供試体 No.	載荷 (g)	滑りだし荷 重 (g)	静止摩擦 係数	滑り時の平均 荷重 (g)	動摩擦係 数	備考
割裂面	1 ま①	3561.2	4201	1.18	3893	1.09	—
		4661.2	4549	0.98	4691	1.01	—
		平均	—	1.08	—	1.05	—
	2 ま②	3560.2	4622	1.30	3122	0.88	—
		4660.2	—	—	—	—	機器計測範囲超え
		平均	—	1.30	—	0.88	—
	3 ま①	2058.1	3881	1.89	2724	1.32	—
		3558.1	—	—	—	—	機器計測範囲超え
		平均	—	1.89	—	1.32	—
	4 ま①	2059.9	2110	1.02	1304	0.63	—
		3559.9	4355	1.22	3342	0.94	—
		4659.9	4889	1.05	4520	0.97	—
		平均	—	1.10	—	0.85	—

【No.8 石材-石材 摩擦試験（切断面）】

石材-石材（切断面） 摩擦係数

切断面	3 ま②	3557.7	1726	0.49	1716	0.48	—
		6557.7	3037	0.46	3162	0.48	—
		平均	—	0.47	—	0.48	—
	4 ま②	3559.9	1619	0.45	1617	0.45	—
		7259.9	3940	0.54	3873	0.53	—
		平均	—	0.50	—	0.49	—

【No.9 石材-木材 摩擦試験（切断面）】

石材-木材（切断面） 摩擦係数

供試体No.	樹種	面	載荷 (g)	滑りだし荷重 (g)	静止摩擦係数	滑り時の平均荷重 (g)	動摩擦係数
木1-1	ヒノキ	表	3500	1616	0.46	1728	0.49
		裏	4600	2801	0.61	2482	0.54
		平均	—	—	0.54	—	0.52
木2-1	スギ	表	3500	1883	0.54	1560	0.45
		裏	4600	3318	0.72	2842	0.62
		平均	—	—	0.63	—	0.53
木3-1	ツガ	表	3500	1886	0.54	1773	0.51
		裏	4600	2123	0.46	1914	0.42
		平均	—	—	0.50	—	0.46
木4-1	マツ	表	3500	1024	0.29	758	0.22
		裏	4600	1602	0.35	994	0.22
		平均	—	—	0.32	—	0.22

試験後の状況

	オモテ	ウラ		オモテ	ウラ
木1-1:ヒノキ			木3-1:ツガ		
木2-1:スギ			木4-1:マツ		

●理論式

—

●モデル化

—

●考察

- ・耐震診断に必要な石材の各強度を把握した。
- ・採取コアより、上下の石材が目地により充填されている範囲は壁表面から 5～10 cm程度であることが分かった。
- ・石材の強度は圧縮強度比で普通コンクリートに対して 1.5～2 倍の強度を持つことが分かった。
- ・石材の各強度よりも目地強度の方が値が小さい結果となった。
- ・石材と石材の滑り面が平滑な場合の摩擦係数は静止摩擦と動摩擦はほとんど変わらず、これは積載荷重を変えても変わらなかった。これに対し石材と石材の滑り面が粗面であった場合は静止摩擦が動摩擦より大きくかつ積載荷重が小さい方が摩擦係数は大きい傾向があった。木材と石材に関しては両材料とも滑り面が平滑であったためか動摩擦の方が小さかった、しかし木材の樹種の違いによって摩擦係数はかなりバラついていた。

旧オルト住宅主屋、附属屋における石材（砂岩）及び煉瓦の 材料試験

- 種別：材料試験〔木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他〕、重量測定、
要素試験〔接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他〕、
補強性能試験〔接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他〕

●基本情報

文化財名称：旧オルト住宅主屋、附属屋

文化財種別（指定年月日）：重要文化財（昭和 47 年 5 月 15 日）

所在地：長崎県長崎市南山手町 8-1(グラバー園構内)

所有者：長崎市

構造形式：（主屋） 木及び石造、一階建、棧瓦葺、建築面積 504.1 m²

（附属屋）煉瓦造、一階建、棧瓦葺、建築面積 108.1 m²

建築年：慶応元年（1865 年）

事業名称：重要文化財旧オルト住宅主屋ほか 2 棟耐震診断事業

事業期間：令和元年 12 月 3 日～令和 3 年 2 月 26 日

工事種別：耐震診断

事業者：長崎市

設計監理：（公財）文化財建造物保存技術協会

実験計画者：（株）計測リサーチコンサルタント

実験機関：（一財）建材試験センター中央試験場(要素せん断試験以外)

（株）計測リサーチコンサルタント(要素せん断試験)

実験年月日：令和 2 年 6 月

引用・参考文献：

●実験に至る経緯と目的

構造検討上必要となる、構造要素の力学的特性や材料特性などの物性を把握するため、
石材及び煉瓦や目地の材料としての強度や組積体としての強度を実験的に調査した。

● 姿図・寸法

【使用材料】

石材：砂岩（階段部、GL 下基礎部よりコア採取）

煉瓦：（付属屋壁面よりコア採取及び煉瓦単体採取）



採取された石材コア(φ 80×170～230)



採取された煉瓦要素コア(φ 80×105～110)



採取された煉瓦単体(230×110×60)

【試験体】

試験体

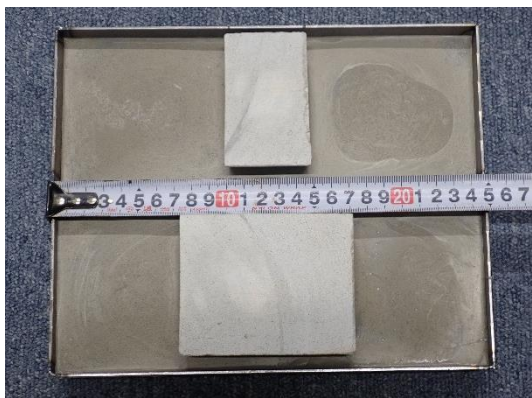
	No	調査項目	主屋	附属屋	倉庫	合計
石材	1	密度・吸水率試験	2 体	—	—	2 体
	2	石材単体 圧縮	2 体	—	—	2 体
	3	石材単体 せん断	2 体	—	—	2 体
	4	石材摩擦試験	2 体	—	—	2 体
煉瓦	5	密度・吸水率試験	—	2 体	—	2 体
	6	煉瓦単体 圧縮	—	2 体	—	2 体
	7	煉瓦単体 引張	—	2 体	—	2 体
	8	煉瓦単体 せん断	—	2 体	—	2 体
	9	煉瓦要素 圧縮	—	2 体	—	2 体
	10	煉瓦要素 引張	—	2 体	—	2 体
	11	煉瓦要素 せん断	—	2 体	—	2 体



No.1, 2 試験体 (φ 80×160 程度)



No.3 試験体 (53×60×140 程度)



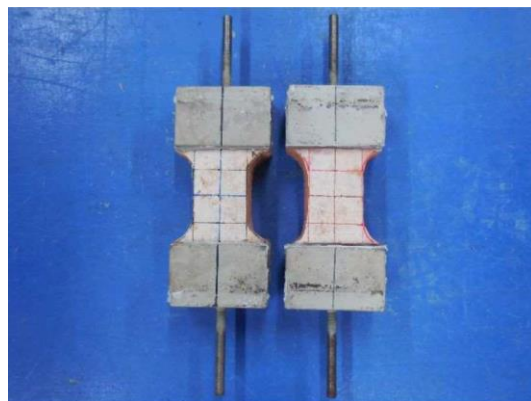
No.4 試験体 (摩擦面 45×80 程度)



No.5 試験体 (230×110×60)



No.6 試験体(断面積 100×100 程度)



No.7 試験体 (断面積 60×110 程度)



No.8 試験体 (230×110×60)



No.9 試験体 (断面積 100×100 程度)



No.10 試験体 (断面積 80×100)



No.11 試験体 (摩擦面 100×80 程度)

●実験方法

No.1, 5【密度・吸水率試験】

○No.1 石材

供試体は、供試材からコンクリートカッター及び研磨機を使用して採取及び整形したのち、試験に供した。

見掛比重及び吸水率試験は、JIS A 5003（石材）の 5.2 見掛比重及び 5.3 吸水率に準じて行った。

整形後の供試体の寸法をノギスで測定したのち、 $105\pm5^{\circ}\text{C}$ の乾燥機内で恒量になるまで乾燥し、室温まで冷却後に質量を測定した（乾燥時の質量）。続いて、その供試体を $20\pm3^{\circ}\text{C}$ の水中に 48 時間浸せきしたのち取り出し、水分を拭い取り直ちに質量を測定した（吸水後の質量）。

見掛比重及び吸水率は、次式によって算出し、見掛比重は小数点以下 2 けた、吸水率は小数点以下 1 けたに、四捨五入によって丸めた。

$$\text{見掛比重} = \frac{\text{乾燥時の質量 (g)}}{\text{正味体積 (cm}^3\text{)}}$$

$$\text{吸水率 (\%)} = \frac{\text{吸水後の質量 (g)} - \text{乾燥時の質量 (g)}}{\text{乾燥時の質量 (g)}} \times 100$$

○No.5 煉瓦（単体）

供試体は、供試材からブラシを用いて余分なモルタルを除去したのち、試験に供した。

密度及び吸水率試験は、JIS R 1250（普通れんが及び化粧れんが）の 7.4 吸水率試験に準じて行った。整形後の供試体の寸法をノギスで測定したのち、 $105\pm5^{\circ}\text{C}$ の乾燥機内で 24 時間以上乾燥し、室温まで冷却後に質量を測定した（乾燥質量）。続いて、その供試体を $20\pm3^{\circ}\text{C}$ の水中に 24 時間以上浸せきしたのち取り出し、水分を拭い取り直ちに質量を測定した（飽水質量）。

密度及び吸水率は、次式によって算出し、四捨五入によって小数点以下 2 けた（密度）又は小数点以下 1 けた（吸水率）に丸めた。

$$\text{密度 (g/cm}^3\text{)} = \frac{\text{乾燥質量 (g)}}{\text{供試体の幅 (mm)} \times \text{供試体の長さ (mm)} \times \text{供試体の厚さ (mm)}} \times 1000$$

$$\text{吸水率 (\%)} = \frac{\text{飽水質量 (g)} - \text{乾燥質量 (g)}}{\text{乾燥質量 (g)}} \times 100$$

No.2 【石材圧縮強度試験】

見掛比重及び吸水率試験後の供試体を乾燥させたのち、圧縮強度試験に用いた。圧縮強度試験は、500kN 万能試験機を用いて、JIS A 1107（コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法）に準じて行った。

圧縮弾性係数及びポアソン比試験は、圧縮強度試験時に JIS A 1149（コンクリートの静弾性係数）に準じて行った。供試体のひずみの測定は、下図のようにひずみゲージ（検長：縦 60mm，横 30mm，抵抗値：120Ω）を供試体に貼り付け、デジタルひずみ測定器を用いて行った。圧縮弾性係数及びポアソン比は、次式によって有効数字 3 けたまで求めた。

$$E_c = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - 100 \times 10^{-6}} \times 10^{-3}$$

ここに、 E_c : 圧縮弾性係数 (kN/mm²)

S_1 : 最大荷重の1/3に相当する応力 (N/mm²)

S_2 : 供試体の縦ひずみ100×10⁻⁶のときの応力 (N/mm²)

ε_1 : S_1 の応力によって生じる供試体の縦ひずみ

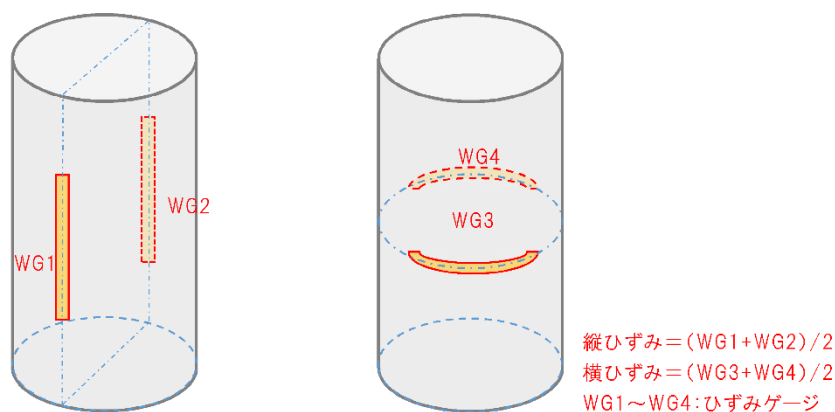
$$\nu = \left| \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{\varepsilon_1 - 100 \times 10^{-6}} \right|$$

ここに、 ν : ポアソン比

ε_1 : 最大荷重の1/3に相当する応力における縦ひずみ

ε_2 : 最大荷重の1/3に相当する応力における横ひずみ

ε_3 : 縦ひずみ100×10⁻⁶の時の応力における横ひずみ



No.3【石材せん断強度試験】

供試体は、供試材からコンクリートカッターを使用して採取及び整形したのち、試験に供した。

せん断強度試験は、500kN 万能試験機及び二面せん断ジグを用いて、日本コンクリート工学協会・規準集 JCI-SF6（繊維補強コンクリートのせん断強度試験方法）に準じて行った。せん断強度は次式によって算出し、四捨五入によって有効数字 3 けたに丸めた。

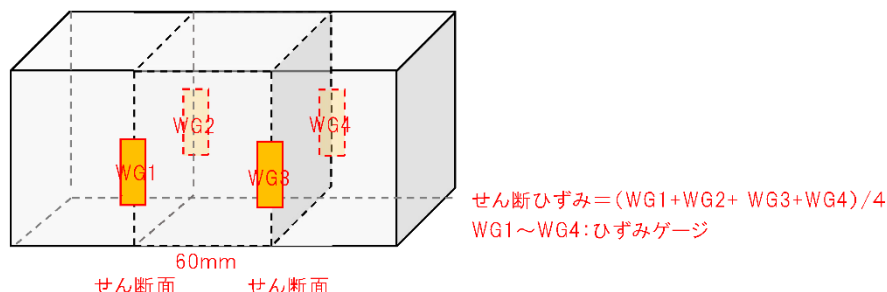
$$\tau = \frac{P}{2 \times b \times h}$$

ここに、 τ : せん断強度 (N/mm²)
 P : 最大荷重 (N)
 b : 供試体の幅 (mm)
 h : 供試体の高さ (mm)

せん断弾性係数試験は、せん断強度試験時に供試体のひずみを測定して行った。供試体のひずみの測定は、ひずみゲージ（検長：20mm，抵抗値：120Ω）を下図のように貼り付け、デジタルひずみ測定器を用いて行った。せん断弾性係数は次式によって算出し、四捨五入によって有効数字 3 けたに丸めた。

$$E_s = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - 100 \times 10^{-6}} \times 10^{-3}$$

ここに、 E_s : せん断弾性係数 (kN/mm²)
 S_1 : 最大荷重の1/3に相当する応力 (N/mm²)
 S_2 : 供試体のせん断ひずみ 100×10^{-6} のときの応力 (N/mm²)
 ε_1 : S_1 の応力によって生じる供試体の縦ひずみ



No.4 【石材摩擦試験】

摩擦係数試験は、JIS K 7125 を参考とし、垂直荷重を掛けながら行う試験とした。あらかじめ試験体の寸法及び重量を計測する。切断面を水平に設置し、上部と下部にそれぞれ治具を設置して、切断面に直角になるように載荷する。載荷する荷重は 11.2kg と 22.4kg に設定した。

荷重を掛けた状態で、目地に水平な荷重を載荷し、試料が移動した際の荷重と変位を測定した。

試験体の加工は以下の通りである。

- 1) 石材をグラインダー等により、必要寸法にカット。
- 2) 供試体を試験用治具（内箱）の中にセットし、セメントにより固定。
- 3) 内箱を外箱にセットする。

摩擦係数は、以下の式にて算出する。

$$\mu_s = F_s / F_p$$

μ_s : 静摩擦係数

F_s : 静摩擦力 (N)

F_p : 上部供試体+治具の質量 (N)

※変位が出る際の最大荷重を静摩擦力 (N) とする。

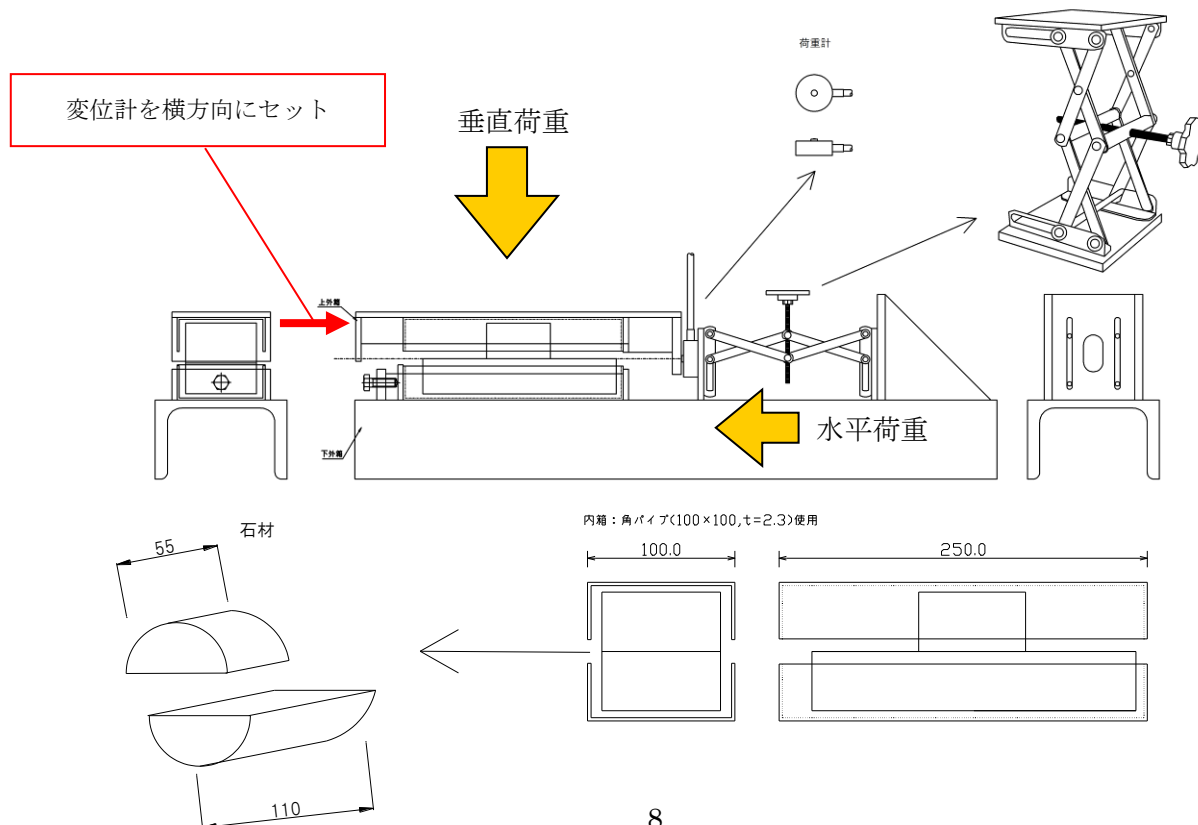
$$\mu_D = F_D / F_p$$

μ_D : 動摩擦係数

F_D : 動摩擦力 (N)

F_p : 上部供試体+治具の質量 (N)

※最大荷重後、変位が 10mm から 15mm までの平均荷重を動摩擦力 (N) とする。



No.6【煉瓦単体 圧縮強度試験】

供試体は、供試材からコンクリートカッターを使用して採取及び整形したのち、せっこう及びセメントを用いて加圧面をキャッピングし、試験に供した。

圧縮強度試験は、3000kN 圧縮試験機を用いて、JIS R 1250 の 7.5 圧縮強度試験に準じて行った。

圧縮強度は次式によって算出し、四捨五入によって有効数字 3 けたに丸めた。

$$\text{圧縮強度 (N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{最大荷重 (N)}}{\text{加圧面積 (mm}^2\text{)}}$$

圧縮弾性係数及びポアソン比試験は、圧縮強度試験時に供試体のひずみを測定して行った。供試体のひずみの測定は、ひずみゲージ（検長：30mm，抵抗値：120Ω）を下図のように貼り付け、デジタルひずみ測定器を用いて行った。圧縮弾性係数及びポアソン比は次式によって算出し、四捨五入によって有効数字 3 けたに丸めた。ひずみの符号は圧縮方向を正、引張方向を負とした。

$$E_c = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - 400 \times 10^{-6}} \times 10^{-3}$$

ここに、 E_c : 圧縮弾性係数 (kN/mm²)

S_1 : 最大荷重の1/3に相当する応力 (N/mm²)

S_2 : 供試体の縦ひずみ400×10⁻⁶のときの応力 (N/mm²)

ε_1 : S_1 の応力によって生じる供試体の縦ひずみ

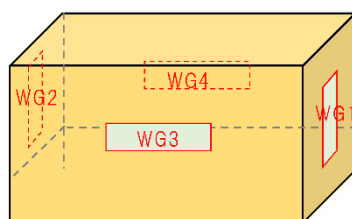
$$\nu = \left| \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{\varepsilon_1 - 400 \times 10^{-6}} \right|$$

ここに、 ν : ポアソン比

ε_1 : 最大荷重の1/3に相当する応力における縦ひずみ

ε_2 : 最大荷重の1/3に相当する応力における横ひずみ

ε_3 : 縦ひずみ400×10⁻⁶の時の応力における横ひずみ



縦ひずみ = (WG1 + WG2) / 2

横ひずみ = (WG3 + WG4) / 2

WG1～WG4: ひずみゲージ

No.7【煉瓦単体 引張強度試験】

供試体は、供試材からコンクリートカッター及び切断砥石等を使用して採取及び整形したのち、供試体両側面にエポキシ樹脂系接着剤を用いて引張試験用ジグを接着し、試験に供した。

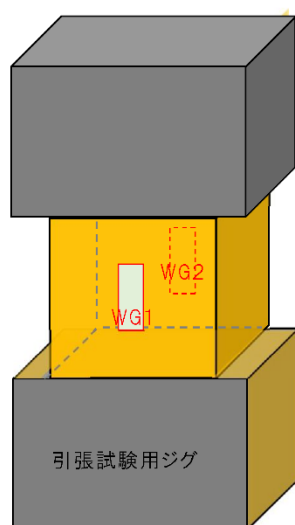
引張強度試験は、試験用ジグにユニバーサルジョイントを取り付け、20kN 定速型万能試験機を用いて連続的に载荷を行った。引張強度は次式によって算出し、四捨五入によって有効数字 3 けたに丸めた。

$$\text{引張強度 (N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{最大荷重 (N)}}{\text{供試体破壊面の幅 (mm)} \times \text{供試体破壊面の厚さ (mm)}}$$

引張弾性係数試験は、引張強度試験時に供試体のひずみを測定して行った。供試体のひずみの測定は、ひずみゲージ（検長：30mm，抵抗値：120Ω）を下図のように貼り付け、デジタルひずみ測定器を用いて行った。引張弾性係数は次式によって算出し、四捨五入によって有効数字 3 けたに丸めた。

$$E_t = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - 25 \times 10^{-6}} \times 10^{-3}$$

ここに、
 E_t : 引張弾性係数 (kN/mm²)
 S_1 : 最大荷重の1/3に相当する応力 (N/mm²)
 S_2 : 供試体の縦ひずみ 25×10^{-6} のときの応力 (N/mm²)
 ε_1 : S_1 の応力によって生じる供試体の縦ひずみ



縦ひずみ = (WG1 + WG2) / 2
 WG1～WG2: ひずみゲージ

No.8【煉瓦単体 せん断強度試験】

供試体は、供試材からコンクリートカッターを使用して整形したのち、試験に供した。

せん断強度試験は、500kN 万能試験機及び二面せん断ジグを用いて、JCI-SF6（繊維補強コンクリートのせん断強度試験方法）に準じて行った。せん断強度は次式によって算出し、四捨五入によって有効数字 3 けたに丸めた。

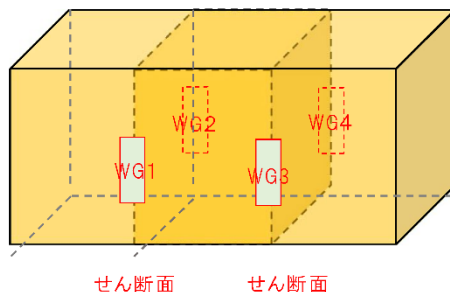
$$\tau = \frac{P}{2 \times b \times h}$$

ここに、 τ : せん断強度 (N/mm²)
 P : 最大荷重 (N)
 b : 供試体破壊面の幅 (mm)
 h : 供試体破壊面の厚さ (mm)

せん断弾性係数試験は、せん断強度試験時に供試体のひずみを測定して行った。供試体のひずみの測定は、ひずみゲージ（検長：20mm，抵抗値：120Ω）を下図のように貼り付け、デジタルひずみ測定器を用いて行った。せん断弾性係数は次式によって算出し、四捨五入によって有効数字 3 けたに丸めた。

$$E_s = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - 100 \times 10^{-6}} \times 10^{-3}$$

ここに、 E_s : せん断弾性係数 (kN/mm²)
 S_1 : 最大荷重の1/3に相当する応力 (N/mm²)
 S_2 : 供試体のせん断ひずみ100×10⁻⁶のときの応力 (N/mm²)
 ε_1 : S_1 の応力によって生じる供試体のせん断ひずみ



せん断ひずみ = (WG1 + WG2 + WG3 + WG4) / 4
 WG1～WG4: ひずみゲージ

No.9【煉瓦要素 圧縮強度試験】

供試体は、供試材からコンクリートカッターを使用して採取及び整形し、せっこう及びセメントを用いて加圧面をキャッピングしたのち、試験に供した。

なお、供試体番号 9 の供試体は、整形時に目地部で破損したため、試験結果に影響がない範囲で補修した。

圧縮強度試験は、500kN 万能試験機を用いて、JIS R 1250 の 7.5 の圧縮強度試験に準じて行った。

圧縮強度は次式によって算出し、四捨五入によって有効数字 3 けたに丸めた。また、破壊後に目地モルタルの充填率を目視観察で求めた。

$$\text{加圧面積 (mm}^2\text{)} = \frac{\text{供試体上面積 (mm}^2\text{)} + \text{供試体下面積 (mm}^2\text{)}}{2}$$

$$\text{圧縮強度 (N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{最大荷重 (N)}}{\text{加圧面積 (mm}^2\text{)}}$$

圧縮弾性係数試験は、圧縮強度試験時に変位量を測定して行った。変位量の測定は、圧縮試験機上側の加圧板の 4 方向に電気式変位計（検長：25 mm）を取り付け、デジタルひずみ測定器を用いて行った。ただし、試験機加圧板とのクリアランスを除くために、荷重 1kN 時を変位量のイニシャル値とした。

圧縮弾性係数は次式によって算出し、四捨五入によって有効数字 3 けたに丸めた。

$$\varepsilon = \frac{(DG1+DG2+DG3+DG4)}{4h}$$

$$E_c = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - 1000 \times 10^{-6}} \times 10^{-3}$$

ここに、 ε : 供試体の縦ひずみ

$DG1 \sim DG4$: 各変位計の変位量（供試体の圧縮変位） (mm)

h : 供試体の高さ (mm)

E_c : 圧縮弾性係数 (kN/mm²)

S_1 : 最大荷重の1/3に相当する応力 (N/mm²)

S_2 : 供試体の縦ひずみ 1000×10^{-6} のときの応力 (N/mm²)

ε_1 : S_1 の応力によって生じる供試体の縦ひずみ

No.10【煉瓦要素 引張強度試験】

供試体は、供試材からコンクリートカッターを使用して採取及び整形したのち、供試体両側面にエポキシ樹脂系接着剤を用いて引張試験用ジグを接着し、試験に供した。

引張強度試験は、試験用ジグにユニバーサルジョイントを取り付け、20kN 定速型万能試験機を用いて連続的に載荷を行った。

引張強度は次式によって算出し、四捨五入によって有効数字 3 けたに丸めた。また、破壊後に目地モルタルの充填率を目視観察で求めた。

$$\text{引張強度 (N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{最大荷重 (N)}}{\text{破壊面積 (mm}^2\text{)}}$$

No.11【煉瓦要素 せん断強度試験】

試験体には、直径 80mm、長さ煉瓦 1 枚分の円柱形を基本とし、1 本の目地がそれぞれの底面の円の中心を通るものを用いた。

煉瓦目地せん断試験は、圧縮応力を載荷しながら行う一面せん断試験とした。あらかじめ試験体の径、長さ、目地の幅を計測した。目地を水平に設置し、煉瓦上部と下部にそれぞれ治具を設置して、目地に直角になるように圧縮力を載荷する。圧縮力は、建物の荷重を想定して、 0.04N/mm^2 を載荷した。

圧縮力を載荷した状態で、目地に水平な荷重を載荷し、試料が破壊した最大荷重を測定する。また、変位計を設置して変位量を測定し、静弾性係数を求める。

試験体の加工は以下の通りである。

- 1) 煉瓦コアをグラインダーにより、必要長さにカット。
- 2) 煉瓦をせん断試験用治具（内箱）の中にセットし、セメントにより固定。
- 3) 内箱を外箱にセットする。

静弾性係数は、以下の式にて算出した。

$$Es = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2 \times 10^{-6}} \times 10^{-3}$$

ここに、 Es : 静弾性係数 (kN/mm^2)

S_1 : 最大荷重の1/3に相当する応力 (N/mm^2)

S_2 : 縦ひずみ 1000×10^{-6} 時に相当する応力 (N/mm^2)

ε_1 : 応力 S_1 によって生じる供試体の縦ひずみ

ε_2 : 応力 S_2 によって生じる供試体の縦ひずみ

●特性値

No.1【密度・吸水率試験】

石材 密度

供試体 番 号	寸 法 (mm)		正味体積 (cm ³)	乾燥時の質量 (g)	見掛比重
	平均直径	平均高さ			
1	79.8	158.8	794.2	1912.4	2.41
2	83.1	159.0	862.4	2075.3	2.41
平均	—	—	—	—	2.41

石材 吸水率

供試体 番 号	乾燥時の質量 (g)	吸水後の質量 (g)	吸 水 率 (%)
1	1912.4	1976.4	3.3
2	2075.3	2145.3	3.4
平均	—	—	3.4

No.2【石材圧縮強度試験】

石材圧縮強度

供試体 番 号	供試体の寸法 (mm)		最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)
	平均直径	平均高さ		
1	79.8	158.8	360	72.0
2	83.1	159.0	384	70.8
平均	—	—	—	71.4

石材圧縮弾性係数

供試体 番 号	最大荷重の 1/3 に 相当する応力：S ₁ (N/mm ²)	縦ひずみ 100×10 ⁻⁶ のときの応力：S ₂ (N/mm ²)	最大荷重の 1/3 に 相当する応力に おける縦ひずみ：ε ₁ (×10 ⁻⁶)	圧縮弾性係数 (kN/mm ²)
1	24.0	0.76	3418	7.00
2	23.6	0.87	3059	7.68
平均	—	—	—	7.34

ポアソン比

供試体 番 号	最大荷重の 1/3 に 相当する応力に おける縦ひずみ： ε_1 ($\times 10^{-6}$)	最大荷重の 1/3 に 相当する応力に おける横ひずみ： ε_2 ($\times 10^{-6}$)	縦ひずみ 100×10^{-6} のときの応力に おける横ひずみ： ε_3 ($\times 10^{-6}$)	ポアソン比
1	3418	-312	-3	0.093
2	3059	-354	-3	0.119
平均	—	—	—	0.106

No.3 【石材せん断強度試験】

石材せん断強度

供試体 番 号	供試体の寸法 (mm)		最大荷重 (kN)	せん断強度 (N/mm ²)
	平均幅	平均厚さ		
3	53.4	61.1	57.7	8.84
4	52.9	57.8	61.3	10.0
平均	—	—	—	9.42

石材せん断弾性係数

供試体 番 号	最大荷重の 1/3 に 相当する応力： S_1 (N/mm ²)	ひずみ 100×10^{-6} のときの応力： S_2 (N/mm ²)	応力 S_1 によって 生じるひずみ ($\times 10^{-6}$)	せん断弾性係数 (kN/mm ²)
3	3.33	0.968	530	5.49
4	2.95	0.479	1297	2.06
平均	—	—	—	3.78

No.4 【石材摩擦試験】

石材-石材摩擦係数

位置	荷重 (kg)	静摩擦力 (N)	静摩擦係数	動摩擦力 (N)	動摩擦係数
No. 1-1 1回	11.20	59.00	0.54	60.37	0.55
No. 1-1 2回	11.20	76.00	0.69	77.13	0.70
No. 1-1 3回	22.40	132.00	0.60	133.36	0.61
No. 1-2 1回	11.20	88.00	0.80	82.58	0.75
No. 1-2 2回	11.20	76.00	0.69	76.60	0.70
No. 1-2 3回	22.40	157.00	0.71	145.33	0.71

※動摩擦力は 10～15mm までの平均荷重としている。

※上材と下材の間には微妙な不陸があり、全面積が接地していない状況であった。接触跡から推測すると接地面の中心、約 4cm 角が実際の接地面と考えられる。

No.5 【密度・吸水率試験】

煉瓦（単体） 密度

供試体 番 号	供試体の寸法 (mm)			乾燥質量 (g)	密 度 (g/cm ³)
	平均幅	平均長さ	平均厚さ		
1	107.4	228.1	61.4	2711	1.80
2	109.1	227.4	60.5	2669	1.78
平 均	—	—	—	—	1.79

煉瓦（単体） 吸水率

供試体 番 号	乾燥質量 (g)	飽水質量 (g)	吸 水 率 (%)
1	2711	3002	10.7
2	2669	3000	12.4
平 均	—	—	11.6

No.6 【煉瓦単体 圧縮強度試験】

煉瓦単体圧縮強度

供試体 番 号	供試体の寸法 (mm)			加圧面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)
	平均幅	平均長さ	平均厚さ			
3	102.0	102.5	64.5	10455.0	394	37.7
4	105.2	105.3	66.2	11077.6	269	24.3
平 均	—	—	—	—	—	31.0

煉瓦単体圧縮弾性係数

供試体 番 号	最大荷重の 1/3 に 相当する応力:S ₁ (N/mm ²)	縦ひずみ 400×10 ⁻⁶ のときの応力:S ₂ (N/mm ²)	応力 S ₁ によって 生じる縦ひずみ (×10 ⁻⁶)	圧縮弾性係数 (kN/mm ²)
3	12.6	3.16	1316	10.3
4	8.1	3.59	1176	5.81
平 均	—	—	—	8.06

煉瓦単体ポアソン比

供試体 番 号	最大荷重の 1/3 に 相当する応力に おける縦ひずみ: ϵ_1 ($\times 10^{-6}$)	最大荷重の 1/3 に 相当する応力に おける横ひずみ: ϵ_2 ($\times 10^{-6}$)	縦ひずみ 400×10^{-6} のときの応力に おける横ひずみ: ϵ_3 ($\times 10^{-6}$)	ポアソン比
3	1316	-167	-44	0.1340
4	1176	-232	-116	0.1490
平 均	—	—	—	0.1415

No.7 【煉瓦単体 引張強度試験】

煉瓦単体引張強度

供試体 番 号	破壊面の寸法 (mm)		最大荷重 (kN)	引張強度 (N/mm ²)
	平均幅	平均厚さ		
5	65.6	61.9	10.2	2.51
6	65.2	62.1	8.62	2.13
平 均	—	—	—	2.32

No.8 【煉瓦単体 せん断強度試験】

煉瓦単体せん断強度

供試体 番 号	破壊面の寸法 (mm)		最大荷重 (kN)	せん断強度 (N/mm ²)
	平均厚さ	平均幅		
7	61.1	107.8	32.2	2.44
8	62.9	109.3	46.0	3.35
平 均	—	—	—	2.90

No.9【煉瓦要素 圧縮強度試験】

煉瓦要素圧縮強度

供試体 番 号	上面の寸法 (mm)		下面の寸法 (mm)		平均 高さ (mm)	目地 厚さ (mm)	加圧面積 (mm ²)			最大 荷重 (kN)	圧縮 強度 (N/mm ²)	目地 充填率 (%)
	平均 幅	平均 長さ	平均 幅	平均 長さ			上面	下面	平均			
9 ¹⁾	103.9	111.0	104.5	113.7	142.9	10.7	11532.9	11881.7	11707.3	123	10.5	75
10	101.4	102.4	100.9	100.4	135.4	6.2	10383.4	10130.4	10256.9	217	21.2	100
平 均	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	15.9	—
注 ¹⁾ 供試体番号9の供試体は、整形時に目地で破損したため、試験結果に影響がない範囲で補修した。												

※参考として加圧面積に目地充填率を掛けた値で最大荷重を除すと NO.9 の圧縮強度は
14.0N/mm²となる。

煉瓦要素圧縮弾性係数

供試体 番 号	最大荷重の 1/3 に 相当する応力:S ₁ (N/mm ²)	縦ひずみ 1000×10 ⁻⁶ のときの応力:S ₂ (N/mm ²)	応力 S ₁ によって 生じる縦ひずみ (×10 ⁻⁶)	圧縮弾性係数 (kN/mm ²)
9	3.50	0.478	5926	0.61
10	7.07	3.190	1664	5.84
平 均	—	—	—	3.23

No.10【煉瓦要素 引張強度試験】

煉瓦要素引張強度


供試体 番 号	供試体の寸法 (mm)			破壊面の寸法 (mm)		破壊面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	引張強度 (N/mm ²)	目地 充填率 (%)
	平均 直径	平均 長さ	目地 厚さ	平均 幅	平均 長さ				
11	80.2	100.5	8.6	79.7	100.3	7993.9	2.21	0.276	90
12	80.2	100.5	9.9	79.9	100.3	8014.0	1.07	0.134	85
平 均	—	—	—	—	—	—	—	0.205	—

煉瓦要素引張強度試験破壊面結果

供試体 番 号	破壊面の分類 (%)			
	目地モルタルの 凝集破壊	目地モルタルと煉瓦の 界面破壊	煉瓦の凝集破壊	未充填部
11	90	0	0	10
12	50	35	0	15

No.11 【煉瓦要素 せん断強度試験】

煉瓦要素せん断強度

	No. 9
平均コア長さ L(mm)	102.4
目地幅 d(mm)	79.8
せん断面積 A (mm ²)	8171.5
破壊荷重 P (kN)	5.97
目地せん断強度 τ (N/mm ²)	0.73
側面載荷応力 (N/mm ²)	0.04
破壊形態	目地+境界
	
目地充填率 (%)	100

●破壊形状

【圧縮強度試験】



No.2 【石材圧縮強度試験】

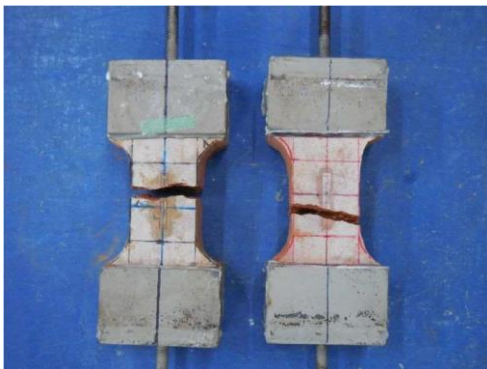


No.7 【煉瓦単体 引張強度試験】



No.9 【煉瓦要素 圧縮強度試験】

【引張強度試験】



No.7 【煉瓦単体 引張強度試験】



No.10 【煉瓦要素 引張強度試験】

【せん断強度試験】

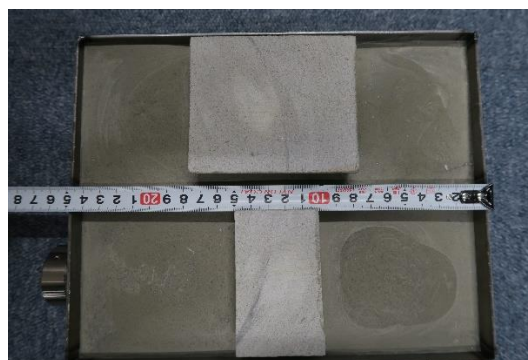
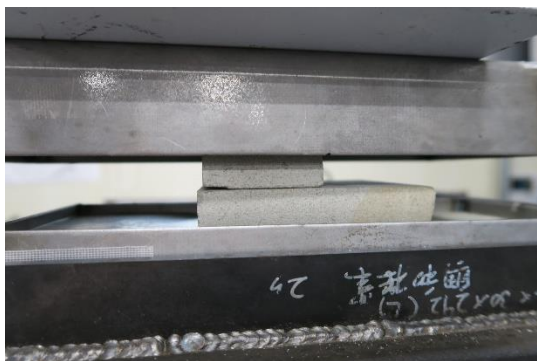


No.8 【煉瓦単体 せん断強度試験】



No.11 【煉瓦要素 せん断強度試験】

【摩擦係数試験】



No.4 【石材摩擦試験】

●理論式

—

●モデル化

—

●考察

- ・耐震診断に必要な石材及び煉瓦の各強度を把握した。
- ・石材（砂岩）の強度は圧縮強度比で普通コンクリートに対して 2 倍程度以上の強度を持つことが分かった。
- ・石材の機械切断面における静止・動摩擦係数はともに 0.5～0.7 程度であった。
- ・目地を含む煉瓦要素試験結果は、引張強度・せん断強度がともに得られた。またどの単体試験結果よりも低い値となった。

豊橋ハリストス正教会聖使徒福音者馬太聖堂における石積 基礎の石材（花崗岩）及び目地の材料試験

- 種別：材料試験〔木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他〕、重量測定、
要素試験〔接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他〕、
補強性能試験〔接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他〕

●基本情報

文化財名称：豊橋ハリストス正教会聖使徒福音者馬太聖堂

文化財種別（指定年月日）：重要文化財（平成 20 年 6 月 9 日）

所在地：愛知県豊橋市八町通三丁目 15 番地

所有者（管理団体）：豊橋ハリストス正教会

構造形式：木造、建築面積 182.03 m²、一階建、正面八角鐘楼付、銅板葺、聖障付

建築年：大正 2 年（1913 年）

事業名称：重要文化財 豊橋ハリストス正教会聖使徒福音者馬太聖堂保存修理工事

事業期間：令和 2 年 9 月 1 日～令和 6 年 9 月 30 日

工事種別：保存修理

事業者：豊橋ハリストス正教会

設計監理：（公財）文化財建造物保存技術協会

実験計画者：（株）計測リサーチコンサルタント

実験機関：（一財）建材試験センター中央試験場（要素せん断試験以外）

（株）計測リサーチコンサルタント（要素せん断試験）

実験年月日：令和 3 年 5 月～7 月

引用・参考文献：

●実験に至る経緯と目的

建物の土台を受ける石積基礎が、耐震診断において地震時の荷重を地盤まで伝達が可能か検討するため石材及び目地の強度試験を行った。

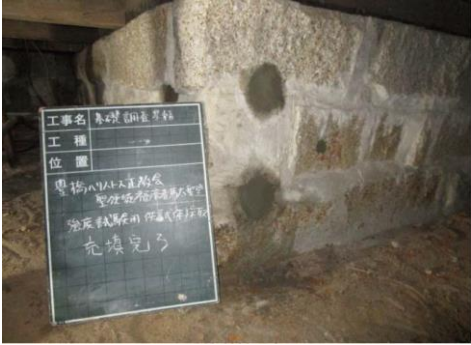
● 姿図・寸法

【使用材料】

石材：花崗岩（建物床下よりコア採取 4 本）



採取コア



採取コア部の補修完了状況

【試験体】

試験体

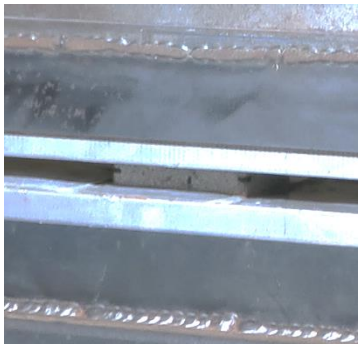
試験項目	試験数量
石材-目地モルタルの要素圧縮強度試験	2 体
石材の単体圧縮試験	1 体
目地モルタルの単体せん断強度試験	2 体



要素圧縮強度試験体
(断面積 70×70 程度)



単体圧縮強度試験体
(34×34×66)



目地単体せん断強度試験体
(断面積 50×35 程度)

●実験方法

【石材・目地モルタルの要素圧縮強度試験】

供試体は、供試材からコンクリートカッターを使用して採取及び整形したのち、試験に供した。

圧縮強度試験は、3000kN 圧縮試験機を用いて、JIS R 1250 の 7.5 圧縮強度試験に準じて行った。

圧縮強度は次式によって算出し、四捨五入によって有効数字 3 桁に丸めた。また、目地コンクリートについては破壊後に目地モルタルの充填率を目視観察で求めた。

$$\text{加圧面積 (mm}^2\text{)} = \frac{\text{供試体上面積 (mm}^2\text{)} + \text{供試体下面積 (mm}^2\text{)}}{2}$$

$$\text{圧縮強度 (N/mm}^2\text{)} = \frac{\text{最大荷重 (N)}}{\text{加圧面積 (mm}^2\text{)}}$$

圧縮弾性係数は、圧縮強度試験時に変位量を測定して行った。変位量の測定は、圧縮試験機上側の加圧板の 4 方向に電気式変位計(検長:25 mm)を設置し、デジタルひずみ測定器を用いて行った。圧縮弾性係数は次式によって算出し、四捨五入によって有効数字 3 けたに丸めた。

$$\varepsilon = \frac{(DGI+DG2+DG3+DG4)}{4h}$$

$$E_c = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - 500 \times 10^{-6}} \times 10^{-3}$$

ここに、 ε : 供試体の縦ひずみ

$DGI \sim DG4$: 各変位計の変位量（供試体の圧縮変位） (mm)

h : 供試体の高さ (mm)

E_c : 圧縮弾性係数 (kN/mm²)

S_1 : 最大荷重の1/3に相当する応力 (N/mm²)

S_2 : 供試体の縦ひずみ 500×10^{-6} のときの応力 (N/mm²)

ε_1 : S_1 の応力によって生じる供試体の縦ひずみ

【石材の単体圧縮強度試験】

供試体は、供試材からコンクリートカッターを使用して整形したのち、試験に供した。圧縮強度試験は、500kN 万能試験機を用いて、JIS A 1107（コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法）に準じて行った。

圧縮弾性係数は、圧縮強度試験時に JIS A 1149（コンクリートの静弾性係数）に準じて行った。供試体のひずみの測定は、ひずみゲージ（検長：縦 60mm，横 30mm，抵抗値：120Ω）を供試体に貼り付け、デジタルひずみ測定器を用いて行った。圧縮弾性係数及びポアソン比は、次式によって有効数字 3 けたまで求めた。

$$E_c = \frac{S_f - S_2}{\varepsilon_f - 100 \times 10^{-6}} \times 10^{-3}$$

ここに、 E_c : 圧縮弾性係数 (kN/mm²)

S_f : 最大荷重の1/3に相当する応力 (N/mm²)

S_2 : 供試体の縦ひずみ100×10⁻⁶のときの応力 (N/mm²)

ε_f : S_f の応力によって生じる供試体の縦ひずみ

【目地モルタルの単体せん断強度試験】

供試体は、供試材からコンクリートカッターを使用して整形したのち、試験に供した。せん断強度試験は、圧縮応力を載荷しながら行う一面せん断試験とした。圧縮力は試験器具の自重分となる 200N の他に、1 回目は側圧無載荷設定のための 3 mmの緩衝材を挟み試験実施、2 回目は緩衝材無しで試験機の最小載荷重である 20N を追加载荷した。

圧縮力を載荷した状態で、目地に水平な荷重を載荷し、試料が破壊した最大荷重を測定する。また、変位計を設置して変位量を測定し、静弾性係数を求める。

せん断強度は次式によって算出し、四捨五入によって有効数字 3 けたに丸めた。

$$\tau = \frac{P}{2 \times W \times L}$$

ここに、 τ : せん断強度 (N/mm²)

P : 最大荷重 (N)

W : 供試体破壊面の幅 (mm)

L : 供試体破壊面の長さ (mm)

静弾性係数は、以下の式にて算出した。

$$E_s = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2 \times 10^{-6}} \times 10^{-3}$$

ここに、 E_s : 静弾性係数 (kN/mm²)

S_1 : 最大荷重の1/3に相当する応力 (N/mm²)

S_2 : 縦ひずみ1000×10⁻⁶時に相当する応力 (N/mm²)

ε_1 : 応力 S_1 によって生じる供試体の縦ひずみ

ε_2 : 応力 S_2 によって生じる供試体の縦ひずみ

●特性値

【石材・目地モルタルの要素圧縮強度試験】

石材+目地圧縮強度

供試体 番 号	上面の寸法 (mm)		下面の寸法 (mm)		平均 高さ (mm)	目地 厚さ (mm)	加圧面積 (mm ²)			最大 荷重 (kN)	圧縮 強度 (N/mm ²)	目地モ ルタル 充填率 (%)
	平均 幅	平均 長さ	平均 幅	平均 長さ			上面	下面	平均			
1	68.8	71.6	68.3	71.4	70.9	19.7	4926.1	4876.6	4901.4	178	36.3	100
2	72.3	71.2	72.2	70.7	72.8	24.4	5147.8	5104.5	5126.2	110	21.5	100
平 均	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	28.9	—

石材+目地 要素圧縮弾性係数

供試体 番 号	最大荷重の 1/3 に 相当する応力: S_1 (N/mm ²)	縦ひずみ 500×10^{-6} のときの応力: S_2 (N/mm ²)	応力 S_1 によって 生じる縦ひずみ ($\times 10^{-6}$)	圧縮弾性係数 (kN/mm ²)
1	12.1	0.966	5561	2.20
2	7.16	0.508	4398	1.71
平 均	—	—	—	1.96

【石材の単体圧縮強度試験】

石材圧縮強度


供試体の寸法 (mm)			最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)
縦	横	高さ		
33.7	33.9	65.9	134	117

石材 単体圧縮弾性係数

最大荷重の 1/3 に 相当する応力: S_1 (N/mm ²)	縦ひずみ 100×10^{-6} のときの応力: S_2 (N/mm ²)	最大荷重の 1/3 に 相当する応力に おける縦ひずみ: ε_1 ($\times 10^{-6}$)	圧縮弾性係数 (kN/mm ²)
39.1	2.50	1232	32.3

【目地モルタルの単体せん断強度試験】

目地せん断強度

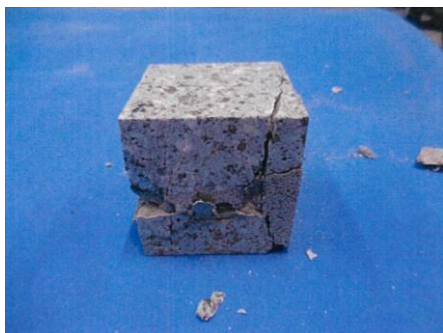
	右上①	左上①
平均コア長さ L(mm)	50.3	49.3
コア幅 d(mm)	34.7	34.6
せん断面積 A (mm ²)	1745.4	1705.8
破壊荷重 P (kN)	10.86	15.46
目地せん断強度 τ (N/mm ²)	6.22	9.06
側面載荷応力 (N/mm ²)	0.115	0.129
破壊形態	目地	目地
		
目地充填率 (%)	100	100

目地 せん断弾性係数

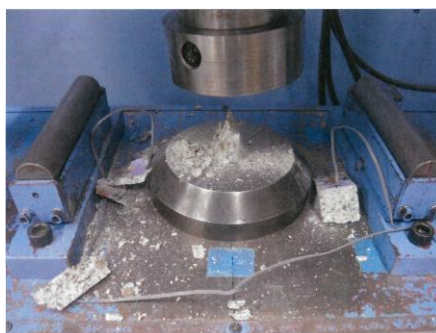
供試体 No.	最大荷重の 1/3 に 相当する応力 S_1 N/mm ²	縦ひずみ 1000×10^{-6} の時の応力 S_2 N/mm ²	応力 S_1 によって 生じる縦ひずみ $\times 10^{-6}$	せん断弾性係数 kN/mm ²
右上①	2.016	0.365	4668	0.450
左上①	3.021	0.490	6608	0.451

●破壊形状

【圧縮強度試験】



石材・目地モルタル

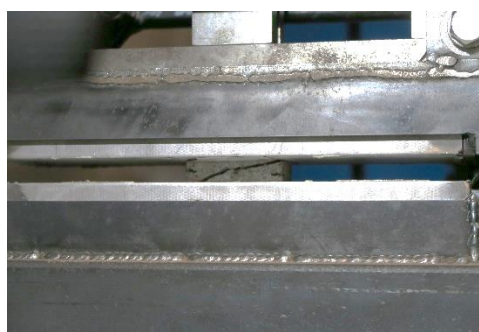


石材単体

【せん断強度試験】



目地モルタル単体



目地モルタル単体

●理論式

—

●モデル化

—

●考察

- ・石材の単体圧縮強度試験において、圧縮強度は 117 N/mm^2 であり、破壊形状は圧壊を示している。
- ・石材・目地モルタルの要素圧縮試験において、圧縮強度は平均で 28.9 N/mm^2 であった。破壊形状は石材の目が圧縮方向と平行に入っており、目地部の圧壊に応じて剥離する様に石材が破壊された。石材の破壊は、石目が圧縮方向に平行に入っていたためモルタルの圧壊に応じて剥落したと考えられる。
- ・目地の単体せん断試験結果によるせん断強度は平均値で 7.64 N/mm^2 を示した。

大宜味村役場旧庁舎におけるコンクリートの材料試験

- 種別 材料試験 [木材・煉瓦・鉄・コンクリート その他]、重量測定、
要素試験 [接合部・軸組・壁・水平構面 (床・天井・小屋組・屋根)・非構造部材・その他]、
補強性能試験 [接合部・軸組・壁・水平構面 (床・天井・小屋組・屋根)・非構造部材・その他]

●基本情報

文化財名称：大宜味村役場旧庁舎

文化財種別（指定年月日）：重要文化財（平成 29 年 2 月 23 日）

所在地：沖縄県国頭郡大宜味村字大兼久 157 番地 2

所有者（管理団体）：大宜味村

構造形式：鉄筋コンクリート造、建築面積 169.98 m²、一部二階建

建築年：大正 14 年（1925）

事業名称：重要文化財大宜味村役場旧庁舎 建造物保存修理（耐震診断）

事業期間：令和 4 年 6 月から令和 5 年 3 月まで

工事種別：耐震診断

事業者：大宜味村

受託事業者：m3 那覇建築事務所、技術指導：（公財）文化財建造物保存技術協会

実験計画者：m3 那覇建築事務所

東京理科大学今本研究室

実験機関：（財）沖縄県建設技術センター

東京理科大学今本研究室

実験年月日（試験体採取日）：令和 4 年 10 月 14 日

引用・参考文献：

『大宜味村役場旧庁舎の構・工法に関する調査研究』 田中・今本・遠藤・多賀・清原 2023. 2
（2022 年度日本建築学会関東支部研究報告書 掲載）

2017 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説

●実験に至る経緯と目的

大宜味村役場旧庁舎は、大正 14 年に建設されて以来、記録に残る限り大規模な増築・改修等は行われておらず、建具取替や修理などを行い今日に至る。詳細な記録が残る直近の修理は、沖縄県指定文化財時の平成 13 年頃から数年間に行われている。この頃から鉄筋爆裂やクラック等が見られこれらの修理が行われたが、その後現在までに一部再び劣化が進

んだ。また天井や壁のクラック等から一時大量の雨漏りが生じていたため、令和 2 年度に屋根部に防水を施す修理を行っている。

当該文化財は今後保存活用計画を検討・策定し、計画に則って一般への公開や活用を行うことを検討している。修理等を進めるにあたり、耐震安全性の確認及び必要な工事項目等を調査・検討するため、耐震診断事業を行うこととなった。診断にはコンクリート強度や中性化、塩化物イオン濃度による劣化具合を確認する必要があることから、本材料試験を実施した。

同時に、東京理科大学工学部今本啓一教授及び同教授の研究室より、本事業についての助言及びコンクリートに関する調査への協力が得られたことから、事業内の調査とあわせて調査・実験を行った。

● 姿図・寸法

【使用材料・試験箇所】

コンクリートコア

コア採取にあたっては、技術指導者の（公財）文化財建造物保存技術協会と相談し、壁面貫通を避け、かつ今後の修理・公開時に外観に影響を及ぼさない地中の基礎部分から採取した。また、当該建造物は北西側が海に面しており、海側と陸側の塩化物イオン濃度や中性化の差なども検証する必要があることから、海側 2 か所、陸側から 1 箇所採取する箇所として選定した（図 1 コア採取 No.1～No.3）。

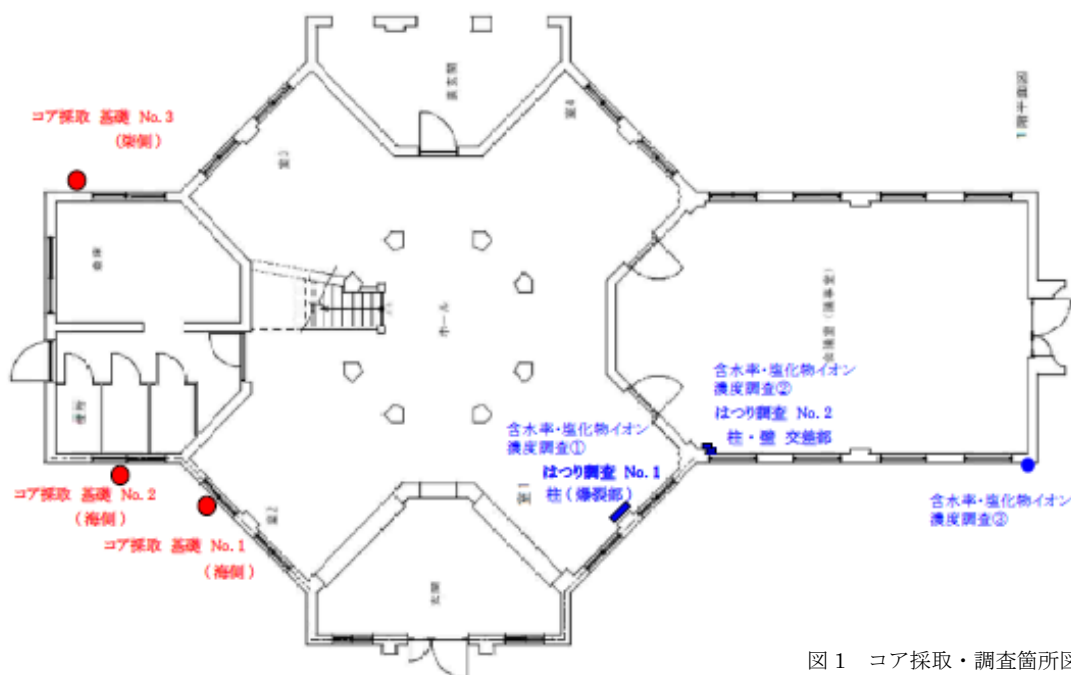


図 1 コア採取・調査箇所図

なお、本耐震診断では鉄筋腐食度を確認する調査を行う必要があるため、修理履歴があるまたは今後修理が見込まれる付近 2 箇所ではつり調査を行い、同箇所についてもはつりを

行って露出した面について中性化試験を行っている（図 1 はつり調査 No.1・No.2）。

東京理科大学今本研究室は、はつり調査箇所及び海側外壁の 1 箇所においてコンクリート含水率・塩化物イオン濃度の試験を行った（図 1 含水率・塩化イオン濃度調査①～③）。

【試験体寸法】

コンクリートコアの試験体寸法は以下の表の通りである。

表 1 コンクリートコア寸法一覧

	採取場所 (詳細は図 1)	直径mm	高さmm	断面積mm ²	高さ と 直径 の 比
No.1	海側基礎	104.0	185.4	8495	1.78
No.2	海側基礎	103.9	157.2	8479	1.51
No.3	陸側基礎	103.9	184.0	8479	1.77

●実験概要

本実験は耐震診断の中で実施するものであり、診断に必要な調査項目を中心に試験する。採取した 3 つのコアについて、それぞれ (1) 圧縮強度 (2) 中性化調査 (3) 塩化物イオン濃度の試験を行った。(1) 及び (3) については、(公財) 沖縄県建設技術センターに試験を依頼した。

また耐震診断調査内で鉄筋腐食度を確認するはつり調査箇所 2 か所についても中性化深さを調査すると同時に、東京理科大学今本研究室によりはつり調査箇所 2 か所及び外壁 1 において、コンクリート含水率調査及び塩化物イオン濃度測定を行った。

●実験方法

各実験方法は以下の通りである。

(1) コンクリート圧縮強度

建物コンクリートの劣化の度合と耐力を検討する為に、コアボーリング法によりコア供試体を採取し最大圧縮荷重を測定する。最大圧縮荷重から 1 平米あたりの耐力を計算して求めたコンクリート圧縮強度が設計基準の参考強度を上回っているかどうかを確認する。

コンクリートの圧縮強度は、JIS規格 (JIS A 1108) により以下の式で計算される。

圧縮強度 $f_c = p / \pi \times (d/2)^2$ ※

f_c : 圧縮強度 (N/mm²)

p : 供試体に載荷した最大荷重

π : 円周率

d : 供試体の直径

また、JIS規格 (JIS A 1107) により、高さ と 直径 と の 比 が 1.00 以上 1.90 未満 の 場合 は、

試験で得られた圧縮強度に補正係数（供試体の高さとの比を用いて、表より定められた係数を求める）を乗じて直径の2倍の高さをもつ供試体の強度に換算することとなっているため試験体ごとに係数による補正後圧縮強度を求める。

上記より算出した補正後圧縮強度より、数値の各コアの平均値（ X_{mean} ）から標準偏差（ σ ）の 1/2を差し引いた値により、推定強度（ σ_B ）として算定する。式は以下の通りである。

$$\text{平均値} : X_{\text{mean}} = (X_1 + X_2 \cdots + X_n) / n$$

$$\text{標準偏差} : \sigma = \sqrt{\sum (X_i - X_{\text{mean}})^2 / (n - 1)}$$

$$\text{推定強度} : \sigma_B = X_{\text{mean}} - (\sigma / 2)$$

設計基準の参考強度は参考資料より、以下のとおり設定する。

$$\text{昭和 28 年以前の推定値} = 135 \text{kgf/cm}^2 * 0.098 = 13.23 \text{ N/mm}^2$$

（2）中性化

アルカリ性を調べるため、試験体及びはつり調査箇所付近にフェノールフタレイン溶剤を噴霧し、色変化により判別する。試験体全体に噴霧し、色変化が躯体表面側及び内部側からそれぞれどの程度変化したかを計測する。

（3）塩化物イオン濃度

採取したコンクリートコアのうち No. 1（海側）と No. 3（陸側）を試験して塩化物イオン濃度を算出し、算出したから濃度から各部単位容量あたりの塩分量を換算する。塩化物イオン濃度の測定は以下の手順である。

①まずコアの表面側から 3cm、中心部 3cm、残り内部側に分類する。各位置から採取した微粉末にした資料 10g と硝酸溶剤 70ml をビーカーに入れて 30 分攪拌後、5 分間静かに煮沸して塩化物イオンを抽出する。

②冷却後、吸引ろ過にてコンクリート残部と試験用材に分離させ、電位差測定装置を用いて塩化物イオン濃度（Cl%）を算出する。

（4）東京理科大学 今本研究室による調査

東京理科大学の実験については、試験箇所の項目でも述べた通り、はつり調査箇所に付近及び海側外壁にて以下の試験を行った。

① 含水率調査

はつり調査を行う付近にて 7mm 径深さ 5cm の穴を 3cm ピッチで 2 か所にあけ、それぞれ電極を差し込んで電気抵抗を確認する。またさらに詳細に調査するため、はつり調査付近の 2 か所については電気抵抗調査後試験穴を飲み込むような形で 50φ の乾式コアを採取する。

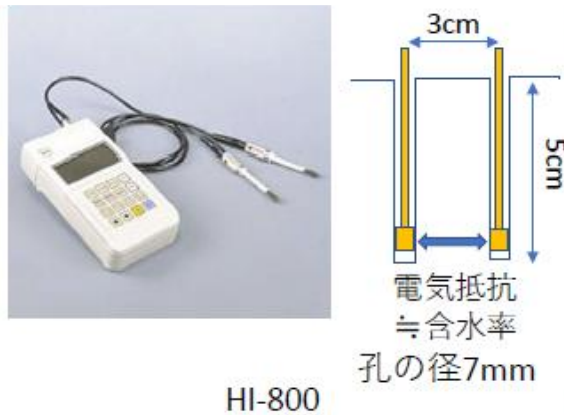


図 1 調査機器 (HI-800) 及び試験イメージ (今本教授より提供)

調査付近の 2 か所については電気抵抗調査後試験穴を飲み込むような形で 50φ の乾式コアを採取する。

②塩化物イオン調査

電極用の穴をあける際に発生するコンクリート粉末を深さ 0～2cm、2～4 cm ごとに採取し、塩化物イオン濃度の試験を行う。

③中性化深さ調査

含水率調査を行った箇所付近でも中性化の確認をするため、当該箇所についてもフェノールフタレイン溶剤による中性化試験を行った。

●結果

(1) コンクリート圧縮強度

測定の結果、各箇所の圧縮強度試験結果は以下のとおりとなった。

試験体番号	最大荷重	補正係数	補正前圧縮強度 (N/mm ²)	補正後圧縮強度 (N/mm ²)
基礎 No.1	169	0.98	19.9	19.5
基礎 No.2	193	0.96	22.8	21.9
基礎 No.3	122	0.98	14.4	14.1

表 2 コンクリート圧縮強度試験結果

表 2 で確認した補正後圧縮強度を算定式にあてはめると、

平均値 18.5 N/mm²

標準偏差 4.0 N/mm²

推定強度 16.5 N/mm² との結果が得られた。

このことから、すべての地点及び推定強度が参考強度 (13.23 N/mm²) を上回っていることが確認できた。

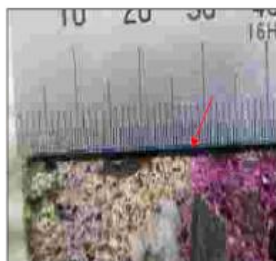
(2) 中性化試験

すべてのコアは建設当初は打ちっぱなしだったと思われるが、長期間土砂に接しており、浸食討によりコンクリート表面に骨材が露出していると推察される状態であった。また地中の基礎から抜いたため、表面側については軽い水洗いを施した上で試験を行っている。各コアの状態及び色変化は以下のとおりである。

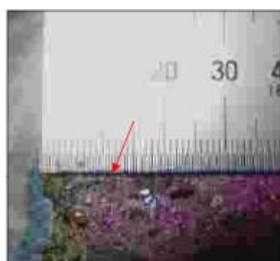
①コア No.1 (写真左が表面側)



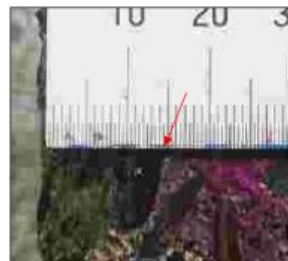
(ア) 表面側 (左側) : 先端から色が変わっている＝中性化深度を3点計測した。3点の著しい差がなかったため、平均値を中性化深度とした。



地点①28.0 mm



地点②12.0 mm



地点③14.5 mm

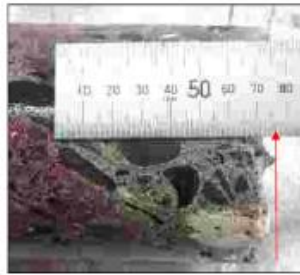
3点平均中性化深度：18.2 mm

(イ) 躯体内部側（右側）：色変化が大きく偏る結果が確認できたため、3点計測し最大値を確認した。特に豆板部からの中性化深度が深くなっている。

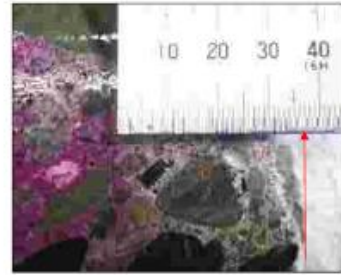


①107.0 mm

最大値：107.0 mm

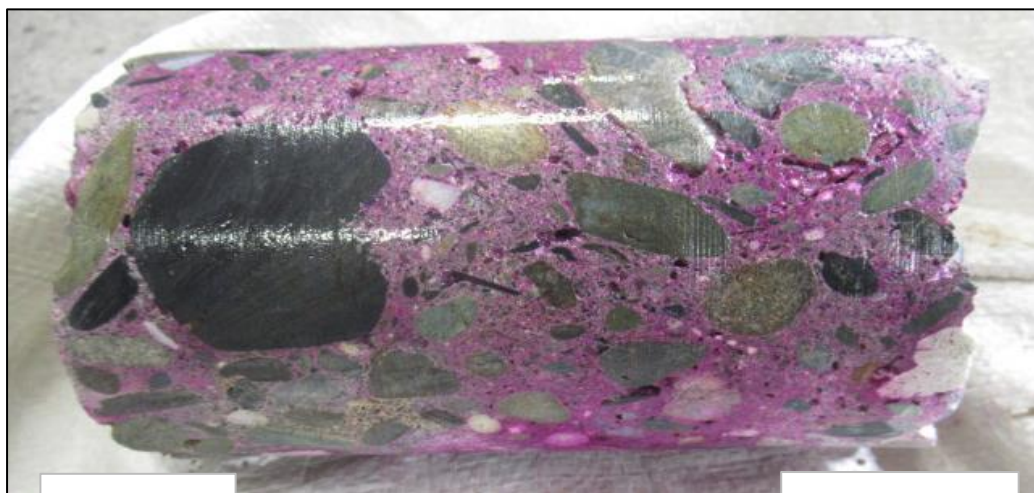


②75.5 mm

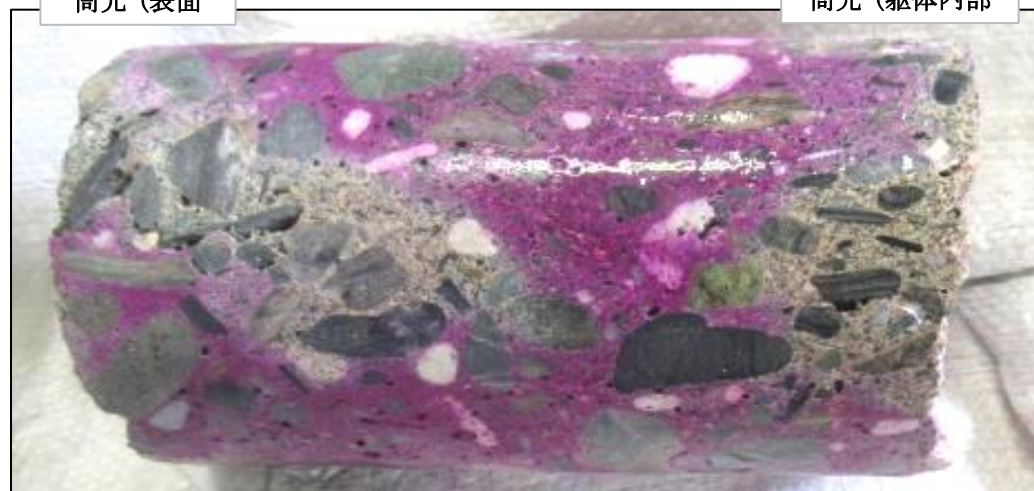


③37.0mm

②コア No.2



筒元（表面）

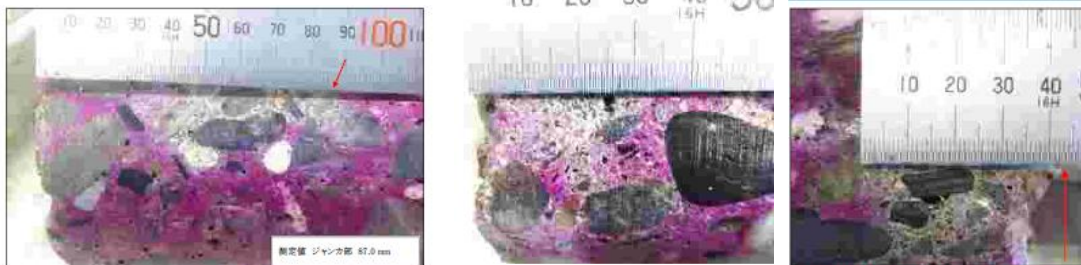


筒先（躯体内部）

全体的に、豆板部から内側に伸びるように中性化など、端からの中性化にばらつきがあった。

(ア) 表面側（左側）：豆板部からの範囲で 2 点に中性化が確認できたため、該当箇所 2 か所を計測した。

(イ) 躯体内部側（右側）：1 か所から偏って中性化が見られたため、該当部を計測した。



表面側①：87.0 mm

表面側②：32.0 mm

躯体内部側：43.0 mm

表面側最大中性化深度：87.0 mm

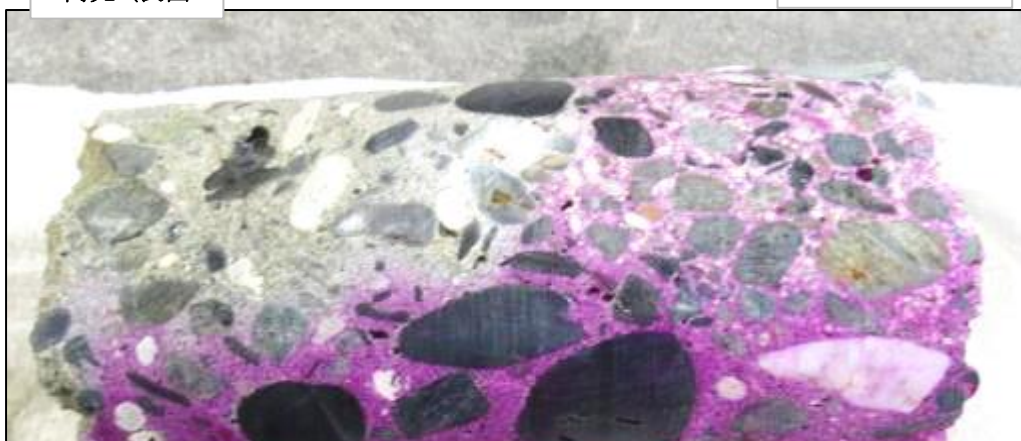
躯体内部側最大中性化深度：43.0 mm

③ コア No.3



筒元（表面）

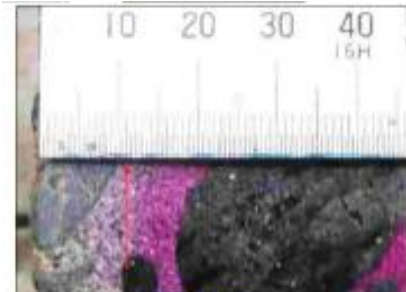
筒先（躯体内部）



中
性化

試験より前に、他部分と色が違う部分が確認できた。

(ア) 表面側 (写真左)：先端から一部と色が変わっている部分において中性化が確認できたため、それぞれ計測した。



先端部の中性化



色の相違がある部分

先端からの中性化深度：11.0 mm

相違部分の中性化深度：115.0 mm

(イ) 躯体内部側 (写真右)：こちら側は反応の差はあるもののほとんど中性化が確認できなかった。

このように、全体的に豆板部から中性化がみられた。なお、今回試験体を採取した基礎部分については、採取時調査にて無筋であることが判明したため、試験体の中性化結果からは鉄筋腐食への影響は不明である。なお、今本研究室の実験で行った乾式コアでは、はつり No.1 付近の柱では中性化深さ 29 mm (コアの長さ分)、はつり No.2 付近の柱では中性化なしという結果であった。また、はつり調査で鉄筋腐食を確認した周辺でも中性化深度が 52 mm (はつった部分まで) という結果を確認している。

(3) 塩化物イオン濃度

試験結果及び試験結果より換算した塩化物イオン濃度は以下の通りである。

採取位置	コアの部位	試験結果 (NaCl%)	容量あたりの濃度 (Cl kg/m ³)
基礎 No.1 (海側)	表面側 3cm	0.013	0.185
	中心部 3cm	0.065	0.927
	残り内側部	0.065	0.927
基礎 No.3 (陸側)	表面側 3cm	0.039	0.566
	中心部 3cm	0.074	1.055
	残り内側部	0.097	1.383

表 3 塩化物イオン濃度試験

2 つの試験体どちらも、表面に近い側よりも内部側の濃度が高い結果となった。ただし、土木学会監修のコンクリート標準示方書によれば、コンクリート中の塩化物イオン濃度が

1.75 kg/m³ を超えると鉄筋の腐食が始まるとされているが、この基準についてはすべての箇所では数値を下回っている。

(4) 東京理科大学によるコンクリート含水率及び塩化物イオン濃度

東京理科大学今本研究室による実験では、以下の塩化物イオン濃度と含水率の結果が得られた。

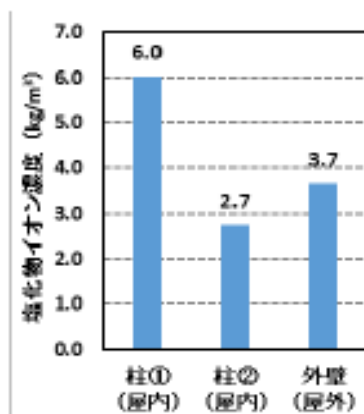


図-6 塩化物イオン濃度

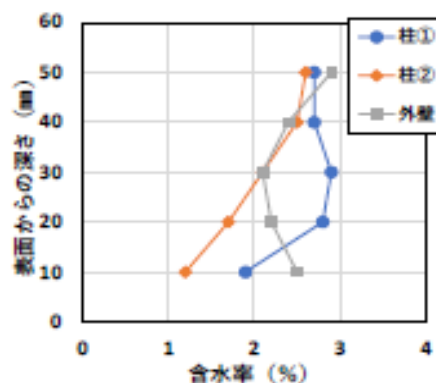


図-7 含水率

『大宜味村役場旧庁舎の構・工法に関する調査研究』2022 年度日本建築学会関東支部研究報告書 (2023. 2)) より抜粋

この結果からの考察については、報告済の『大宜味村役場旧庁舎の構・工法に関する調査研究』(田中・今本・遠藤・多賀・清原 2023) より関係箇所を抜粋し、下記のとおり一部補足・要約し記載する。

①含水率

含水率が 3.5%を超えると鉄筋腐食が起こると言われているが、今回調査した箇所においては鉄筋腐食との相関関係は見られなかった。

②塩化物イオン濃度

南側外壁部からの表層から以深約 4cm の鉄筋かぶり付近の削孔紛による塩化物イオン量は約 3.7kg/m³であった。このことから基礎 No.3 コアの内側部の塩化物イオン 1.383kg/m³ を内在塩分量と仮定すると、飛来塩分による塩化物イオン量の浸透は (3.7-1.383) ≒ 約 2.3 kg/m³ 強と推察され、約 100 年間に渡る塩分の浸透量としては相当程度に抑制されていたものと判断できる。一方、含水率は先に示されるように、概ね 3.5%以下と鉄筋の腐食リスクを下回るものであり、以上のことから塩害環境下において、海砂であっても丁寧な洗浄を行うとともに、高炉セメントを用いたことにより飛来塩分の浸透を抑制し、本建築物は健全な状態を維持し得たものと考えられる。

また施工当時の証言として、“大宜味村役場旧庁舎を設計と同時に施工の指導をし

た清村勉が、施工時に地元大工に指導し骨材を何度も水洗いして使用した。さらに使用した材料について清村自身の舌で塩分が除去できていることを確認した” という証言があるため、その成果であるとも考えられる。

③中性化試験

調査箇所①の鉄筋腐食が進んでいる箇所については中性化が進んでおり、②の比較的健全な部分については中性化なしという結果となった。

このような結果から、報告では②と③の結果より、塩化物イオン濃度と中性化が鉄筋腐食の原因であると推察している。

●考察

コンクリート圧縮強度については、すべての地点で設計基準強度を上回る結果となった。当該建造物はレーダーによる鉄筋探査の結果、鉄筋ピッチがかなり広いことが判明している。鉄筋は少ないものの、建物そのものがそれほど大きくなく、コンクリート壁全体の厚さや鉄筋へのかぶり厚がしっかり確保されていることから、鉄筋が少ないながらも建物全体の強度がある程度保たれている、ととらえることができる。

中性化については、豆板部からの中性化がみられた。今回試験体を採取した基礎部分については、採取時の調査にて無筋であることが判明したため、試験体の中性化結果からは鉄筋腐食への影響は不明である。

塩分濃度については、コア試験体すべてで鉄筋腐食限界値を下回っており、また東京理科大学の実験・考察においても爆裂が進んでいる 1 箇所以外は比較的低い数値を示している。含水率調査も合わせた今本研究室の所見から、塩化物イオン量の多さが鉄筋腐食の一因であると考えられるという考察がされる結果となった。ただし、約 100 年間に渡る塩分の浸透量としては相当程度に抑制されていたものと判断できる。一方、含水率は概ね 3.5%以下と鉄筋の腐食リスクを下回るものであり、以上のことから塩害環境下において、海砂であっても丁寧な洗浄を行うとともに、高炉セメントを用いたことにより飛来塩分の浸透を抑制し、本建築物は健全な状態を維持し得たものと考えられる。

これら試験結果から、今後の修理時には現在健全を保っている部分について現状を維持しつつ、既に劣化が始まっている箇所や亀裂等の破損及び水分や塩分の侵入口となる窓枠付近において、雨水等による含水率上昇や飛来塩分等による塩化物イオン量の増加を抑える対策が有効であると考ええる。ただし、一見健全に見える部分についても鉄筋が腐食しているケースもあり、鉄筋の腐食が生じていないかの確認は何らかの機会をみて必要であると考ええる。

なお、飛来塩分量については、年間通しての季節変化や台風等による変化などの要因も探っていく必要があることから中長期的に継続的な調査を行う必要があるため、現在も今本研究室の協力のもと試験体による飛来塩分測定を行っている。

さらに、今回基礎から採取したコンクリートコアの色及び東京理科大学今本研究室の分析により、高炉セメントが使用された可能性が高いことが指摘されたが、今回の結果の補足や今後の修理及び健全部分における劣化対策の検討における参考条件として、また当該文化財が建設された当時の沖縄近代建築の状況などの歴史を知る上でこの情報を深化させることは重要と考えられる。今後機会を得られれば、これについても継続して調査したいと考える。また今回、外部の鉄筋腐食状態については塩分浸透量や含水率からの間接評価となっているが、できれば部分的なはつりによる目視確認ができることが望ましい。

小岩井農場施設第一号牛舎、第二号牛舎及び第四号牛舎附属 サイロにおけるコンクリートの材料試験

- 種別：材料試験 [木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他]、重量測定、
要素試験 [接合部・軸組・壁・水平構面 (床・天井・小屋組・屋根)・非構造部材・その他]、
補強性能試験 [接合部・軸組・壁・水平構面 (床・天井・小屋組・屋根)・非構造部材・その他]

- 基本情報

文化財名称：小岩井農場施設 第一号牛舎附属サイロ、第二号牛舎附属サイロ、第四号牛舎附属サイロ

文化財種別 (指定年月日)：重要文化財 (平成 29 年 2 月 23 日)

所在地：岩手県岩手郡雫石町丸谷地 68-145 上丸地区

所有者 (管理団体)：公益財団法人 小岩井農場財団

構造形式：第一号牛舎附属サイロ 鉄筋コンクリート造及び木造、建築面積 31.04 m²、鉄板葺

第二号牛舎附属サイロ 鉄筋コンクリート造及び木造、建築面積 19.13 m²、鉄板葺

第四号牛舎附属サイロ 鉄筋コンクリート造及び木造、建築面積 18.87 m²、鉄板葺

建築年：第一号牛舎附属サイロ 昭和 11 年 (1936)

第二号牛舎附属サイロ 昭和 12 年 (1937)

第四号牛舎附属サイロ 昭和 13 年 (1938)

事業名称：重要文化財小岩井農場施設第一号牛舎ほか 3 棟耐震診断業務

事業期間：2021 年 4 月～2023 年 3 月

工事種別：耐震診断

事業者：公益財団法人 小岩井農場財団

設計監理：株式会社 三菱地所設計

実験計画者：株式会社 三菱地所設計

実験機関：建築研究振興協会 戸田試験所 (コア採取 株式会社 東京ソイルリサーチ)

実験年月日：R4.5.23～27、R5.1.16 (コア採取日)、R4.7.19・R5.1.20 (試験日)

引用・参考文献：－

●実験に至る経緯と目的

第一号牛舎附属サイロは、昭和 9 年に建設された木造の牛舎に昭和 11 年に増築した鉄筋コンクリート造の附属サイロである。第二号牛舎附属サイロは、明治 41 年に建設された木造の牛舎に昭和 12 年に増築した鉄筋コンクリート造の附属サイロである。第四号牛舎附属サイロは、明治 41 年に建設された木造の牛舎に昭和 13 年に増築した鉄筋コンクリート造の附属サイロである。これらのサイロの耐震診断に当たり、コンクリートコアの強度・中性化試験を行った。

コンクリート強度調査は、建物の主要構成材料であるコンクリートの圧縮強度を把握し、耐震安全性を把握するための基礎資料とすることを目的とした。

コンクリート中性化調査は、このコンクリートの中性化の程度を把握し、内部鉄筋の耐久性を把握するための基礎資料とすることを目的とした。

●概要

サイロ壁よりコアボーリングマシンを用いてコンクリートコア供試体($\phi 80$)を採取し、圧縮強度試験および中性化試験を行った。

●調査方法

【圧縮試験方法】

コアの採取は、均等かつ復旧の容易な箇所を選定し、各サイロの壁より採取した。

第一号牛舎附属サイロからは当初 4 箇所でコアを採取したが、調査記号 1 牛-C-4 で採取したコアは、内部鉄筋が腐食して鉄筋膨張によるコンクリートの浮きと考えられる影響でコアが層状に割れ、長さが不足していたため、試験不適とし、コア供試体 3 本で試験を実施した。

さらに追加で、令和 5 年 1 月 16 日にコア供試体 3 本を追加採取した。ただし、コンクリートコア採取位置の内、調査記号 1 牛-C-5 と 1 牛-C-7 で採取したコアは、コアが層状に割れたことやコンクリート内部に豆板が生じたことで長さが不足していたため、試験不適とし、コア供試体 1 本で試験を実施した。

第二号牛舎附属サイロからはコアを 4 箇所採取したが、採取位置の内、調査記号 2 牛-C-3 と 2 牛-C-4 で採取したコアは、コンクリートに豆板が生じていたことに加えて内部鉄筋が腐食して鉄筋膨張によるコンクリートの浮きと考えられる影響でコアが途中で割れたため、試験不適とし、コア供試体 2 本で試験を実施した。

第三号牛舎附属サイロからはコアを 3 箇所採取した。

コア供試体の採取は「JIS A 1107 コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法」に基づき、コアボーリングマシンにてできるだけ高さが直径の 2 倍になるように円柱状の供試体を壁面から採取した。

採取したコア供試体は「JIS A 1132 コンクリートの強度試験用供試体の作り方」に基づき、採取されたコアを切断・整形して両端をキャッピングした。コンクリートの圧縮強度試験は「JIS A 1108 コンクリートの圧縮強度試験方法」に基づき試験を実施した。但し、供試体の高さ(h)がその径(d)の 1.9 倍より小さい場合には、試験で得られた圧縮強度に表-1 に示す補正係数を乗じて直径の 2 倍の高さをもつ供試体の強度に換算して求めた。

表-1 圧縮強度の補正係数

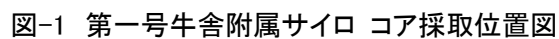
高さ と 直径 の 比 h/d	補正係数	備考
2.00	1.00	h/d がこの表にあら わす値の中間にある 場合、補正係数は補間 して求める。
1.75	0.98	
1.50	0.96	
1.25	0.93	
1.00	0.87	

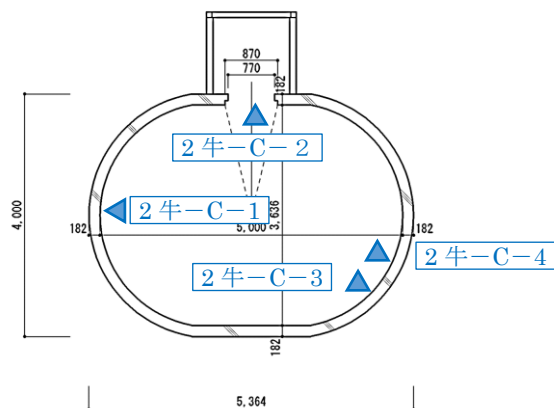
・表中に示す補正係数は、補正後の値が 100N/mm^2 以下のコンクリートに適用する。

【中性化試験】

試験体には、圧縮強度試験終了後の供試体を用いた。

試験は「JIS A 1152 コンクリートの中性化深さの測定方法」に準拠して行った。圧縮強度試験後のコンクリートコア供試体を軸方向に割裂し、その割裂面にフェノールフタレイン1%溶液を噴霧して行った。





⑥—⑥断面图

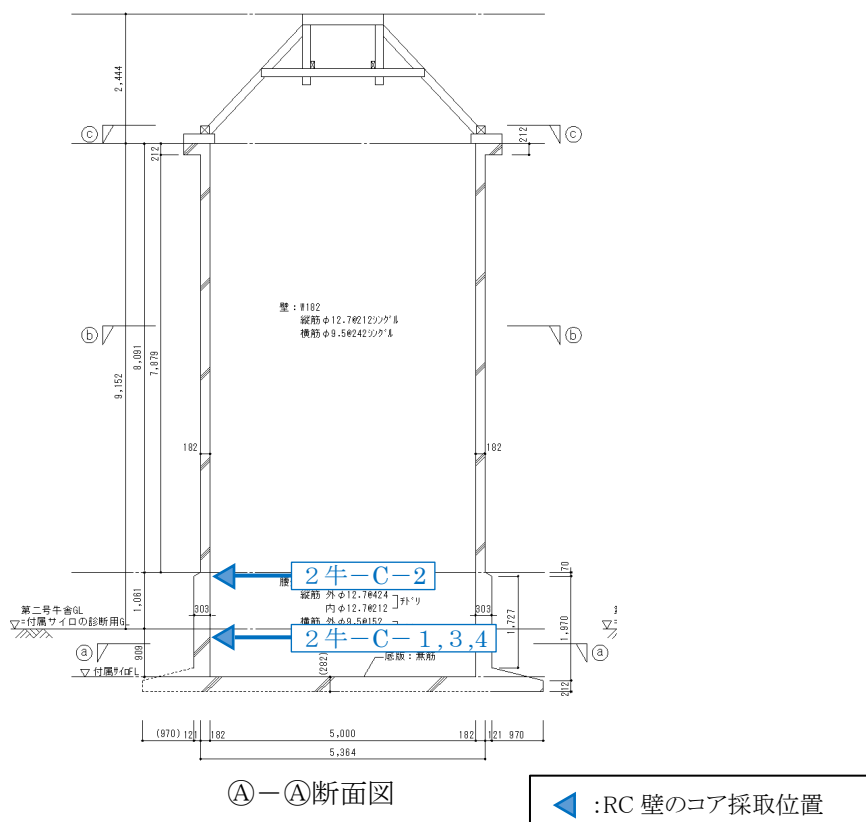
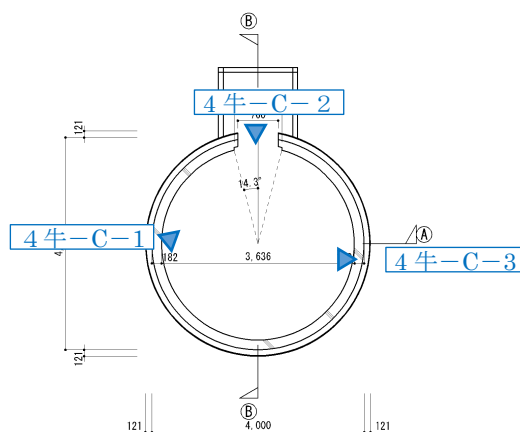
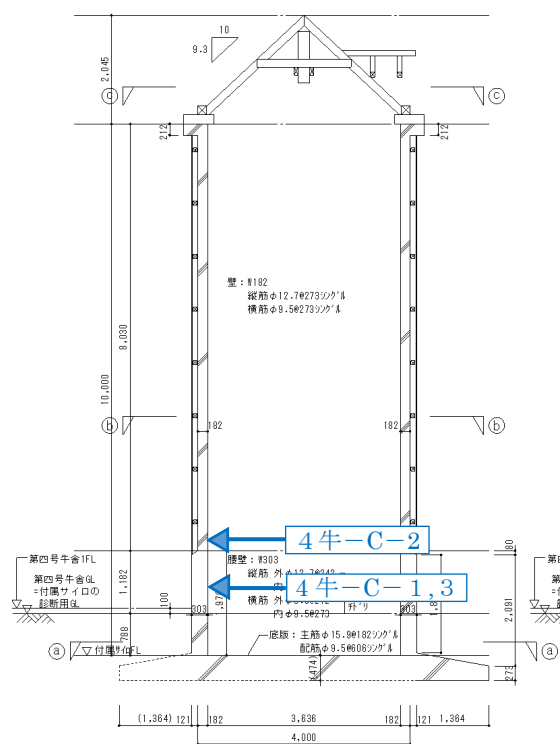


図-2 第二号牛舎附属サイロ コア採取位置図



⑥-⑥断面図



①-①断面図

◀: RC 壁のコア採取位置

図-3 第四号牛舎附属サイロ コア採取位置図

●調査結果

【圧縮試験結果】

第一号牛舎附属サイロのコンクリートコア 4 本の圧縮強度は、ばらつきが見られ、 4.96N/mm^2 ～ 14.0N/mm^2 であった。

表-2 第一号牛舎附属サイロ コンクリート圧縮強度試験結果一覧

JIS A 1107 に基づく

コンクリートの種類	調査記号	採取位置	部材	直径 d [mm]	高さ h [mm]	断面積 [mm ²]	気乾単位 容積質量 [t/m ³]	h/d	補正係数 A	圧縮荷重 [kN]	見かけ 圧縮強度B [N/mm ²]	補正 圧縮強度 [N/mm ²]	各階平均 圧縮強度X [N/mm ²]
普通 Fc=不明	1牛-C-1	底版 +1.35m	壁	76.6	116.2	4608	2.08	1.52	0.962	31.4	6.81	6.55	8.83
	1牛-C-2	底版 +1.40m	壁	76.4	125.7	4584	2.08	1.65	0.972	23.4	5.10	4.96	
	1牛-C-3	底版 +1.05m	壁	76.4	116.1	4584	2.15	1.52	0.962	46.7	10.2	9.81	
	1牛-C-6	底版 +1.1m	壁	75.4	100.9	4465	2.20	1.34	0.941	66.7	14.9	14.0	

* 推定設計基準強度:建設年度から $F_c=135\text{kgf/cm}^2$ (13.2N/mm^2)と推定した。

* 普通コア(φ76)の補正圧縮強度は、「補正圧縮強度=補正係数A×見かけ圧縮強度B」により算出した。

※1牛-C-4、1牛-C-5、1牛-C-7の3本は、コアが層状に割れたことやコンクリート内部に豆板が生じていたため試験は実施できなかった。

第二号牛舎附属サイロのコンクリートコアの圧縮強度は、 8.72N/mm^2 、 17.5N/mm^2 であり、ばらつきが見られた。

表-3 第二号牛舎附属サイロ コンクリート圧縮強度試験結果一覧

JIS A 1107 に基づく

コンクリートの種類	調査記号	採取位置	部材	直径 d [mm]	高さ h [mm]	断面積 [mm ²]	気乾単位 容積質量 [t/m ³]	h/d	補正係数 A	圧縮荷重 [kN]	見かけ 圧縮強度B [N/mm ²]	補正 圧縮強度 [N/mm ²]	各階平均 圧縮強度X [N/mm ²]
普通 Fc=不明	2牛-C-1	底版 +1.00m	壁	76.5	100.0	4596	2.15	1.31	0.937	42.8	9.31	8.72	13.1
	2牛-C-2	底版 +2.49m	壁	76.4	83.3	4584	2.12	1.09	0.892	89.7	19.6	17.5	

* 推定設計基準強度:建設年度から $F_c=135\text{kgf/cm}^2$ (13.2N/mm^2)と推定した。

* 普通コア(φ76)の補正圧縮強度は、「補正圧縮強度=補正係数A×見かけ圧縮強度B」により算出した。

※2牛-C-3と2牛-C-4は、コアが途中で割れたため試験は実施できなかった。

第四号牛舎附属サイロのコンクリートコア 3 本の圧縮強度は、 20.0N/mm^2 ～ 21.6N/mm^2 であった。

表-4 第四号牛舎附属サイロ コンクリート圧縮強度試験結果一覧

JIS A 1107 に基づく

コンクリートの種類	調査記号	採取位置	部材	直径 d [mm]	高さ h [mm]	断面積 [mm ²]	気乾単位 容積質量 [t/m ³]	h/d	補正係数 A	圧縮荷重 [kN]	見かけ 圧縮強度B [N/mm ²]	補正 圧縮強度 [N/mm ²]	各階平均 圧縮強度X [N/mm ²]
普通 Fc=不明	4牛-C-1	底版 +1.17m	壁	76.5	151.9	4596	2.21	1.99	1.000	93.1	20.3	20.3	20.6
	4牛-C-2	底版 +2.43m	壁	76.5	152.6	4596	2.13	1.99	1.000	91.9	20.0	20.0	
	4牛-C-3	底版 +1.20m	壁	76.5	126.5	4596	2.23	1.65	0.972	102.1	22.2	21.6	

* 推定設計基準強度:時代背景より $F_c=135\text{kgf/cm}^2$ (13.2N/mm^2)と推定した。

* 普通コア(φ76)の補正圧縮強度は、「補正圧縮強度=補正係数A×見かけ圧縮強度B」により算出した。

【中性化試験結果】

第一号牛舎附属サイロのコンクリートコアの中性化深さは、呈色が不鮮明なため、中性化深さ測定不能となり、屋内側は採取したコア長さの全面が中性化していると判断した（最大 151.5mm）。

表-5 コンクリート中性化試験結果一覧

調査方法	コンクリートの種類	調査記号	採取位置	部材	環境 ^{*1}	仕上げ材		RC 壁厚 [mm]	中性化深さ ^{*2} 最小値～最大値 (平均値) [mm]	中性化深さの 全体での平均値 [mm]
						種類	厚さ [mm]			
コアによる	普通 Fc=不明	1牛-C-1	底版 +1.35m	壁	採取側 [屋内]	モルタル	15	303	全面中性化 (151.5)	132.6
					採取先 [屋外]	途中折	—		—	
		1牛-C-2	底版 +1.40m	壁	採取側 [屋内]	モルタル	20	303	全面中性化 (151.5)	
					採取先 [屋外]	途中折	—		—	
		1牛-C-3	底版 +1.05m	壁	採取側 [屋内]	モルタル	20	303	全面中性化 (151.5)	
					採取先 [屋外]	途中折	—		—	
		1牛-C-6	底版 +1.1m	壁	採取側 [屋内]	モルタル	20	303	全面中性化 (76.0)	
					採取先 [屋外]	途中折	—		—	

*1 位置：採取側 → コア採取方向 → 採取先

*2 中性化深さ：全面中性化している場合は、便宜的に壁厚×1/2の長さを中性化深さとし、採取側と採取先に代入した。

※1牛-C-4、1牛-C-5、1牛-C-7の3本は、コアが層状に割れたことやコンクリート内部に豆板が生じていたため試験は実施できなかった。

第二号牛舎附属サイロのコンクリートコアの中性化深さは、呈色が不鮮明なため、中性化深さ測定不能となり、屋内側は採取したコア長さの全面が中性化していると判断した（最大 145mm 以上）。

表-6 コンクリート中性化試験結果一覧

調査方法	コンクリートの種類	調査記号	採取位置	部材	環境 ^{*1}	仕上げ材		RC 壁厚 [mm]	中性化深さ ^{*2} 最小値～最大値 (平均値) [mm]	中性化深さの 全体での平均値 [mm]
						種類	厚さ [mm]			
コアによる	普通 Fc=不明	2牛-C-1	底版 +1.00m	壁	採取側 [屋内]	モルタル	25	145 (折取)	全面中性化 (145.0)	109.0
					採取先 [屋外]	途中折	—		—	
		2牛C-2	底版 +2.49m	#N/A	採取側 [屋内]	モルタル	20	182	全面中性化 (91.0)	
					採取先 [屋内]	モルタル	8		全面中性化 (91.0)	

*1 位置：採取側 → コア採取方向 → 採取先

*2 中性化深さ：全面中性化している場合は、便宜的に壁厚×1/2の長さを中性化深さとし、採取側と採取先に代入した。

※2牛-C-3と2牛-C-4は、コアが途中で割れたため試験は実施できなかった。

第四号牛舎附属サイロのコンクリートコアの中性化深さは、呈色が不鮮明なため、中性化深さ測定不能となり、屋内側は採取したコア長さの全面が中性化していると判断した（最大 151.5mm）。

表-7 コンクリート中性化試験結果一覧

調査方法	コンクリートの種類	調査記号	採取位置	部材	環境*1	仕上げ材		RC 壁厚 [mm]	中性化深さ*2 最小値～最大値 (平均値) [mm]	中性化深さの 全体での平均値 [mm]
						種類	厚さ [mm]			
コアによる	普通 Fc=不明	4牛-C-1	底版 +1.17m	壁	採取側 [屋内]	モルタル	6	303	全面中性化 (151.5)	121.3
					採取先 [屋外]	途中折	—		—	
		4牛-C-2	底版 +2.43m	壁	採取側 [屋外]	モルタル	15	182	全面中性化 (91.0)	
					採取先 [屋内]	モルタル	47		全面中性化 (91.0)	
		4牛-C-3	底版 +1.20m	壁	採取側 [屋内]	モルタル	6	303	全面中性化 (151.5)	
					採取先 [屋外]	途中折	—		—	

*1 位置：採取側 → コア採取方向 → 採取先

*2 中性化深さ：全面中性化している場合は、便宜的に壁厚さ×1/2の長さを中性化深さとし、採取側と採取先に代入した。

以上

旧網走監獄舎房ほかにおける横板落とし込み板壁、石膏ボード壁、縦格子仕口の性能及び補強性能試験

- 種別：材料試験 [木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他]、重量測定、
要素試験 [接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他]、
補強性能試験 [接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他]

●基本情報

文化財名称：旧網走監獄、旧網走刑務所二見ヶ岡刑務支所（二見ヶ岡農場）
文化財種別（指定年月日）：重要文化財（平成 28 年 2 月 9 日）
所在地：北海道網走市呼人一番地
所有者（管理団体）：公益財団法人網走監獄保存財団
構造形式：（旧網走監獄舎房）木造、建築面積 3,333.84 m²、一階建、鉄板葺
建築年：明治 45 年（1912）
事業名称：重要文化財旧網走監獄庁舎ほか 7 棟耐震診断業務
事業期間：平成 29 年 6 月～令和 2 年 3 月
工事種別：耐震診断
事業者：公益財団法人網走監獄保存財団
設計監理：（公財）文化財建造物保存技術協会
実験計画者：（公財）文化財建造物保存技術協会
実験機関：地方独立行政法人北海道立総合研究機構 森林研究本部 林産試験場
実験年月日：平成 30 年（2018）5 月 30 日～6 月 4 日、8 月 5 日～9 日
引用・参考文献：－

●実験に至る経緯と目的

旧網走監獄の舎房や旧網走刑務所二見ヶ岡刑務支所の舎房では、既存壁に横板落とし込み板壁、舎房の雑居房、庁舎や教誨堂において石膏ボード壁が用いられ、柱梁の材種や、下地の枠組み及び板の納まり等について既往実験研究等のデータを用いることが困難であった。また、舎房においては、木の縦格子の壁が用いられ、格子の断面や端部は特殊な形状で構成されていた。さらに、構成部材の樹種はタモが用いられ、材料強度が不明であった。

以上より、既存壁のせん断性能や、木格子接合部の性能を把握し、既存の性能をできるだけ見込み、補強量を減らすために、数種類の既存壁のせん断性能試験を実施し、その結果を耐震診断に利用した。

さらに、性能試験結果を見込んだ現状建物の診断の結果、目標値を満足できないことが分かったため、既存の壁下地や納まりを生かした数種類の補強壁を考案し、水平加力試験を行い、補強壁の施工性やせん断性能等を確認し補強案策定時に利用した。

● 姿図・寸法

【使用材料】

使用した木部の材種を以下に示す。各試験体の壁仕様等は下記表及び試験体図に示す。

- ・ 壁試験体：トドマツ
- ・ 接合部試験体：タモ

【試験体寸法】

以下表に示す 8 種類の壁試験体（現状の壁 4 種類、補強の壁 4 種類）と 3 種類の接合部試験体を用いた。

< 壁試験体（現状） >

試験体名	内容			試験体数	実験データ名	備考
試験体1	壁1	横板落とし込み	現状	1	absr_01	横板厚:24mm
試験体2	壁2	石膏ボード（雑居房）	現状	1	absr_04	石膏ボード厚:9mm
試験体3	壁3	石膏ボード（一般建屋）	現状	1	absr_03	石膏ボード厚:12.5mm
試験体4	壁4	柱梁の軸組のみ	現状	1	absr_02	

< 壁試験体（補強） >

試験体名	内容			試験体数	実験データ名	備考
試験体5	壁5	横板落とし込み①	補強	1	absr_06	受材を追加し横板を釘留め
試験体6	壁6	横板落とし込み②	補強	1	absr_05	横板を柱に釘留め
試験体7	壁7	横板落とし込み③	補強	1	absr_08	厚物合板（厚さ28mm）を柱間にはめ込む。実験では横板はなしとし、合板のみ試験体に設置した。
試験体8	壁8	石膏ボード（雑居房）	補強	1	absr_07	構造用石膏ボード（厚さ9.5mm）を使用

※試験体 7 では補強材として厚物合板（厚さ 28mm）3 枚を真鍮プレートで一体化し、柱梁間にはめ込む形状とした。

＜接合部 試験体＞

試験体名	内容			試験体数	実験データ名
試験体a	接合部1	格子（菱形）	補強	3	absrc_1_01, 02, 03
試験体b	接合部2	格子（矢羽形）	補強	3	absrc_3_01, 02, 03
試験体c	接合部3	柱（長ぼぞ）	補強	3	absrc_2_01, 02, 03

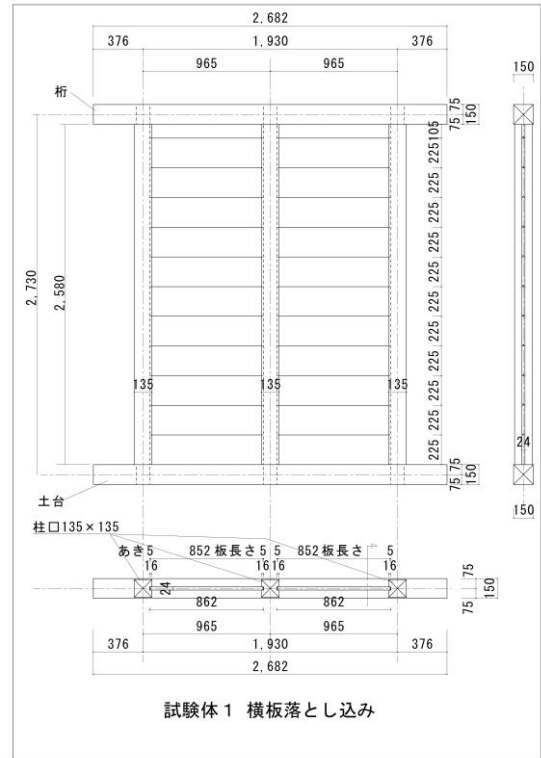


図 試験体 1

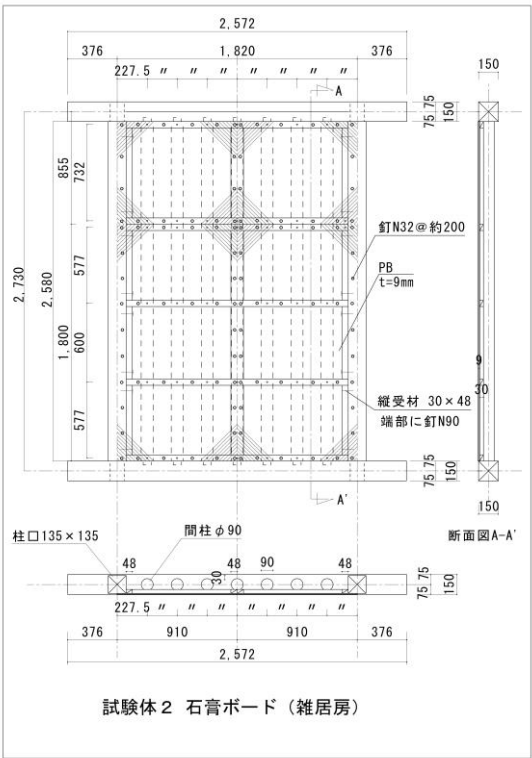


図 試験体 2

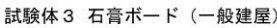


図 試験体 3



図 試験体 4

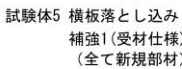


図 試験体 5

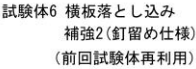


図 試験体 6

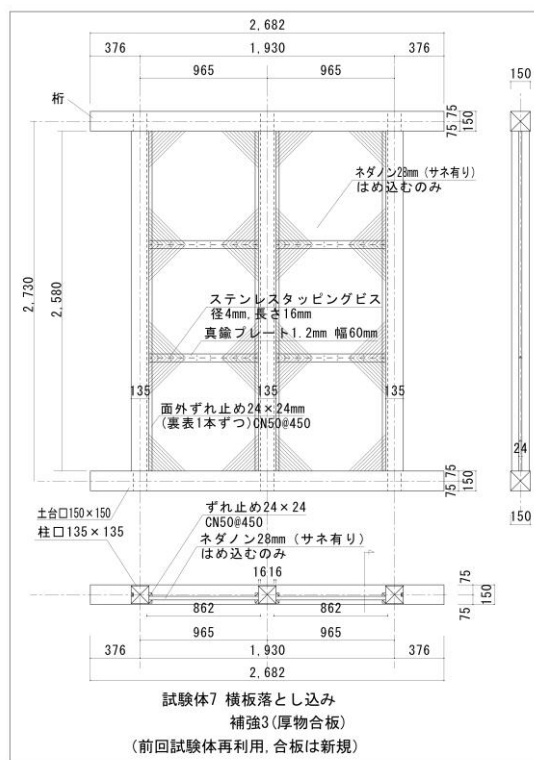


図 試験体 7

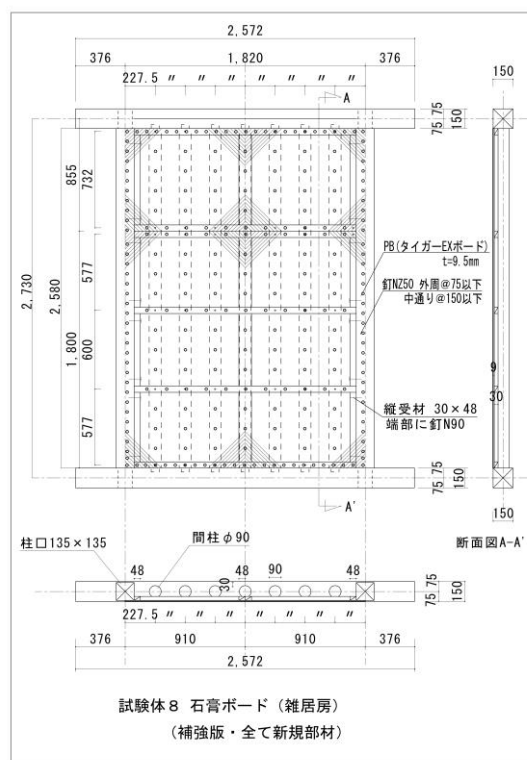


図 試験体 8

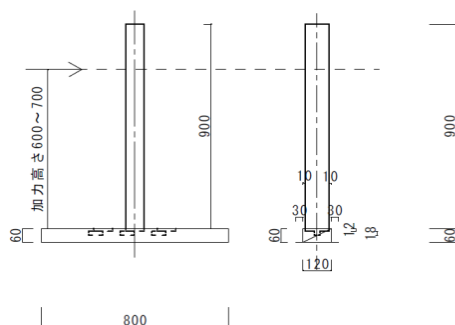
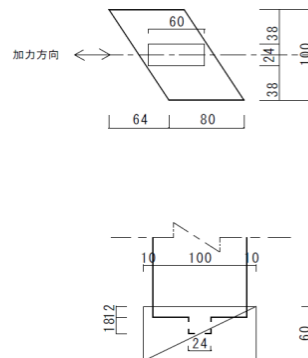


図 試験体 a (菱形)



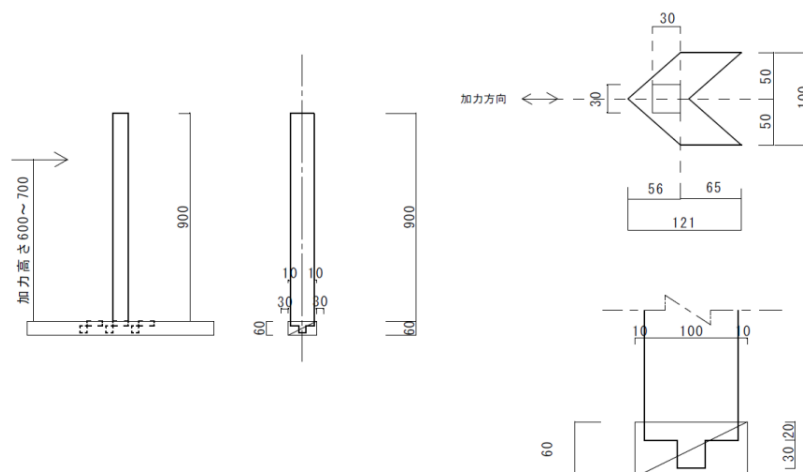


図 試験体 b (矢羽形)



図 試験体 c (柱ほぞ)

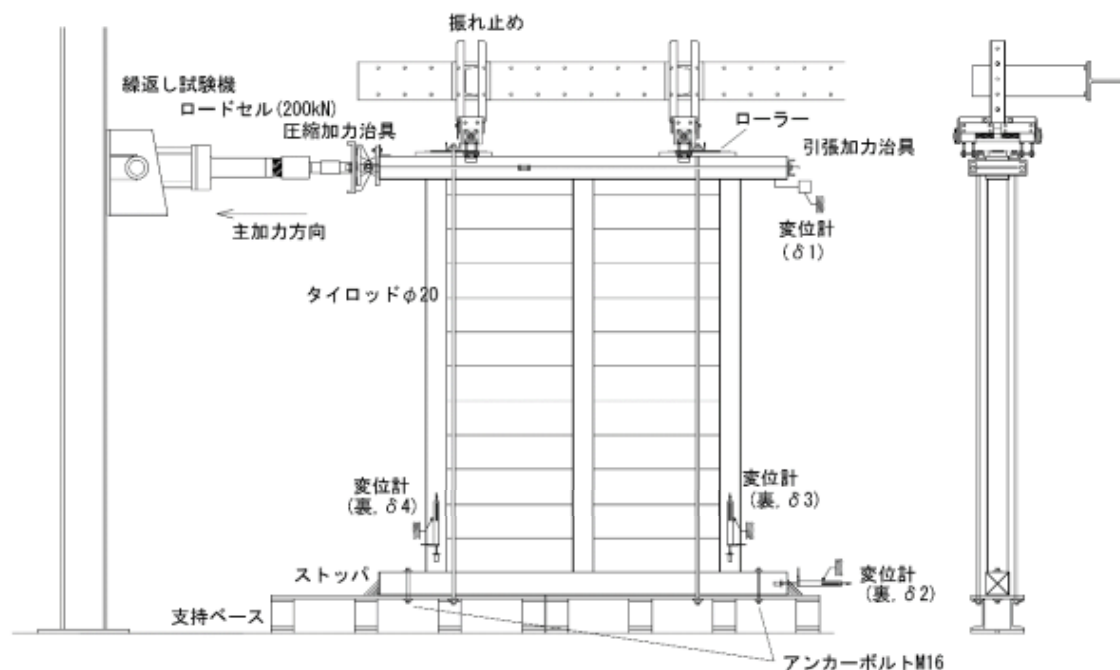
●概要

現状で使用されている 4 種類の壁についてせん断性能を確認した。また、試験体 1 の横板落とし込み板壁について 3 種類の方法で補強した壁と、試験体 2 について構造用石膏ボードで補強した壁について、せん断性能を確認した。試験体 6、7、8 の試験体の柱梁の軸組は、試験体 5 の軸組を再利用し試験を実施した。いずれも各試験 1 体ずつ加力した。

さらに、舎房に利用されている格子の端部の接合部の形状は、矩形のほぞではなく菱形や矢羽形であったことや、格子の樹種がタモであったため、3 種類（各 3 試験体ずつ）の接合部についてめり込み剛性と耐力を確認した。

●実験方法

・壁試験



試験方法（壁試験）

「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（編集：木造軸組工法住宅の許容応力度設計改訂委員会，企画発行：公益財団法人日本住宅・木材技術センター，発行：平成29年5月（第1版2刷））」に記載の「鉛直構面及び水平構面の剛性と許容耐力を算定するための試験」に従い、タイロッド式で実施した。正負交番繰り返し試験とし、真のせん断変形角が $\pm 1/600$ 、 $1/450$ 、 $1/300$ 、 $1/200$ 、 $1/150$ 、 $1/100$ 、 $1/75$ 、 $1/50\text{rad}$ 、各3回ずつ加力し、その後最大荷重の80%まで低下するか、または変形角が $1/15\text{rad}$ 以上に達するまで加力した。

ただし、試験体7については、変位計測の際に生じたノイズを繰返し履歴制御プログラムが繰返し履歴の目標変位とみなして次の加力ステップに移行したため、繰返し履歴が $\pm 1/600$ 、 $1/450\text{rad}$ 、各3回ずつ、 $+1/300\text{rad}$ が2回、 $-1/300\text{rad}$ が3回、 $\pm 1/200$ 、 $1/150$ 、 $1/100$ 、 $1/75\text{rad}$ 、各3回ずつ、 $+1/50\text{rad}$ が2回、 $-1/50\text{rad}$ が3回で実施した。

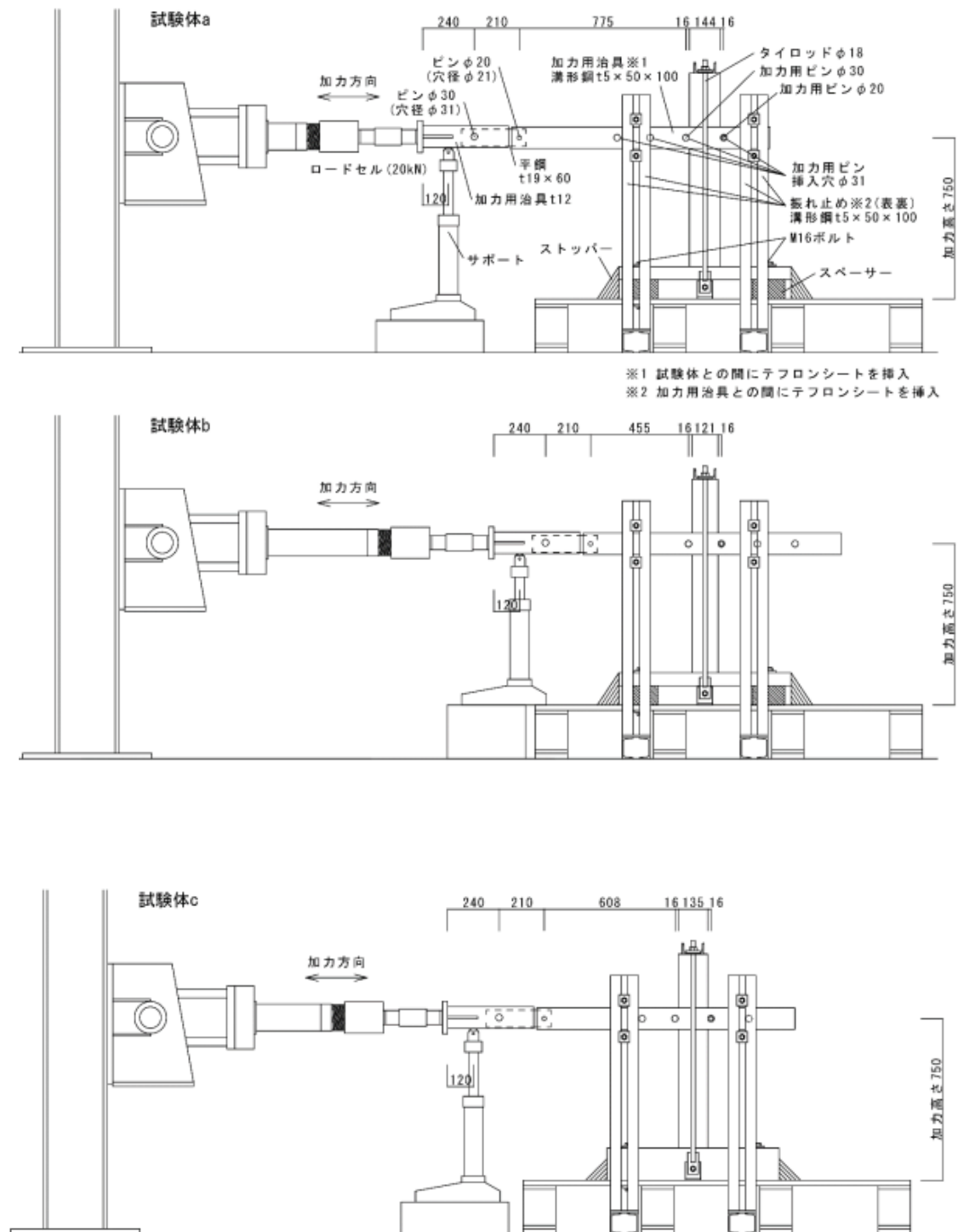
なお真のせん断変形角は以下の式により算出した。

$$\text{真のせん断変形角} = (\delta 1 - \delta 2) / H - (\delta 3 - \delta 4) / V \quad (\text{rad})$$

ここで、 H ： $\delta 1$ と $\delta 2$ の標点間距離（mm）、 V ： $\delta 3$ と $\delta 4$ の標点間距離（mm）

試験体a～bを用いた接合部試験は、浮き上がりが想定されたため、浮き上がり防止の補強を施すことを想定し、柱芯にタイロッドを用いて浮き上がりを拘束することによりめり込み耐力を確認した。

・接合部試験



加力は柱上部を、加力用治具を用いて押し引きすることによって行い、加力シリンダに取付けた容量 20kN のロードセルで荷重値を検出した。変位はひずみゲージ式変位変換器を用いて、柱の水平方向 変位 (δ1 および δ2)、土台の水平変位 (δ3) を計測した。なお、試験体と加力用治具の間、ならびに加力用治具と振れ止めの間に生じる摩擦を低減する目的でテフロンシートを挿入した。

繰り返し履歴は、見かけのせん断変形角が $\pm 1/480, 1/240, 1/120, 1/90, 1/60, 1/45, 1/30, 1/20, 1/15\text{rad}$ 、各 3 回ずつとし、その後最大荷重の 80%まで低下するかまたは変形角が $1/10\text{rad}$ 以上に達するまで加力した。ただし、試験体 c_1～3 については、変位計測の際に生じたノイズを繰り返し履歴制御プログラムが繰り返し履歴の目標変位とみなして次の加力ステップに移行したため、下記の繰り返し履歴で実施した。

試験体 c_1: $\pm 1/480, 1/240, 1/120, 1/90, 1/60\text{rad}$ を各 3 回ずつ, $\pm 1/45\text{rad}$ を 4 回,
 $\pm 1/30, 1/20, 1/15\text{rad}$ を各 3 回ずつ

試験体 c_2: $\pm 1/480, 1/240, 1/120, 1/90, 1/60, 1/30, 1/20\text{rad}$ を各 3 回ずつ, $\pm 1/15\text{rad}$
を 4 回

試験体 c_3: $\pm 1/480\text{rad}$ を 3 回, $+1/240\text{rad}$ を 1 回, $-1/40\text{rad}$ を 1 回, $\pm 1/240\text{rad}$ を
2 回, $\pm 1/120, 1/90, 1/60, 1/30, 1/20, 1/15\text{rad}$ を各 3 回ずつ

なお見かけのせん断変形角は以下の式により算出した。

見かけのせん断変形角 = $(\delta 1 - \delta 2) / H$ (rad) ここで、H: δ1 と δ2 の標点間距離(mm)

●特性値

・壁試験

試験結果を以下表に示す。試験体 7 については、真のせん断変形角が $1/17.05\text{rad}$ 付近で試験体を拘束する治具が外れ、タイロッドに過剰な軸力が生じたため、真のせん断変形角が $1/17.05\text{rad}$ で荷重を頭打ちとした試験結果(試験体 7※)を参考として併記する。

壁倍率は以下の式により試算した。

(木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2017 年版) (平成 29 年 5 月第 1 版 2 刷))

壁倍率 = $P_a \times (1/1.96) \times (1/L)$

ただし、 P_a : 短期許容せん断耐力 = 短期基準せん断耐力 $P_0 \times \alpha$

1.96 : 壁倍率 = 1 を算定する数値 (kN/m)

L : 壁の長さ

α : 耐力に影響を及ぼす係数で、耐力壁の構成材料の耐久性・使用環境の影響、施工性
の影響、壁量計算の前提条件を満たさない場合の影響等を勘案して定める係数。

ここでは $\alpha=1$ とした。

短期基準せん断耐力は、(a),(b),(c),(d)のうちの最小値とする。

表 試験結果（壁試験）

試験方法	タイロッド式					
試験体名	試験体4	試験体5	試験体6	試験体7	試験体7※	試験体8
最大耐力 P_{max} (kN)	2.30	11.74	8.42	32.95	28.30	24.82
最大耐力時変形角 γ_{Pmax} ($\times 10^{-3}rad$)	66.67	66.67	66.67	65.11	58.40	19.03
降伏耐力 P_y (kN) (a)	1.39	6.09	4.20	15.93	13.92	14.03
降伏変形角 γ_y ($\times 10^{-3}rad$)	11.93	31.24	30.09	23.44	18.75	5.43
終局耐力 P_u (kN)	2.14	12.10	—	26.53	24.42	21.75
終局変形角 γ_u ($\times 10^{-3}rad$)	66.67	66.67	66.67	66.67	66.67	31.27
降伏点変形角 γ_v ($\times 10^{-3}rad$)	18.39	62.05	—	39.06	32.89	8.42
剛性 K (kN/rad)	116	195	140	679	743	2584
塑性率 μ	3.62	1.07	—	1.71	2.03	3.71
構造特性係数 D_s	0.40	0.93	—	0.64	0.57	0.39
$P_u \cdot (0.2/D_s)$ (kN) (b)	1.07	2.59	—	8.24	8.54	11.03
$2/3P_{max}$ (kN) (c)	1.53	7.83	5.61	21.96	18.87	16.55
特定変形時(1/150rad)耐力 (kN) (d)	0.92	2.88	2.79	5.70	5.70	16.46
短期基準せん断耐力 (kN)	0.92	2.59	2.79	5.70	5.70	11.03
壁長さ (m)	1.82	1.93	1.93	1.93	1.93	1.82
壁倍率(試算値)	0.26	0.69	0.74	1.51	1.51	3.09

・接合部試験

試験結果を以下表に示す。信頼水準 75%における 95%下側許容限界値（5%下限値）は、各特性値の平均値に、それぞれのばらつき係数を乗じて算出した。ばらつき係数は以下の式より計算した。

$$\text{ばらつき係数} = 1 - CV \times k$$

ここで、CV：変動係数，k：信頼水準 75%における 95%下側許容限界値を求めるための係数（試験体数が 3 の場合は 3.152）。

表 試験結果（接合部試験）

	最大耐力 P_{\max} (kN)	最大耐力時の変形角 $\theta_{P_{\max}}$ (10^{-3}rad)	最大耐力の2/3 $2/3P_{\max}$ (kN)	降伏耐力 P_y (kN)
試験体a_1	0.88	99.87	0.59	0.50
試験体a_2	1.23	99.84	0.82	0.83
試験体a_3	1.14	99.73	0.76	
平均	1.08		0.72	0.66
変動係数	0.17		0.17	0.35
ばらつき係数	0.48		0.48	—
5%下限値	0.52		0.34	—
試験体b_1	0.82	99.01	0.54	0.61
試験体b_2	0.92	100.00	0.61	
試験体b_3	0.66	100.00	0.44	0.42
平均	0.80		0.53	0.51
変動係数	0.16		0.16	0.27
ばらつき係数	0.48		0.48	—
5%下限値	0.39		0.26	—
試験体c_1	5.21	100.00	3.47	2.67
試験体c_2	5.13	100.00	3.42	3.09
試験体c_3	5.20	99.98	3.47	2.73
平均	5.18		3.45	2.83
変動係数	0.01		0.01	0.08
ばらつき係数	0.97		0.97	0.75
5%下限値	5.05		3.36	2.12

● 荷重変形

・ 壁試験

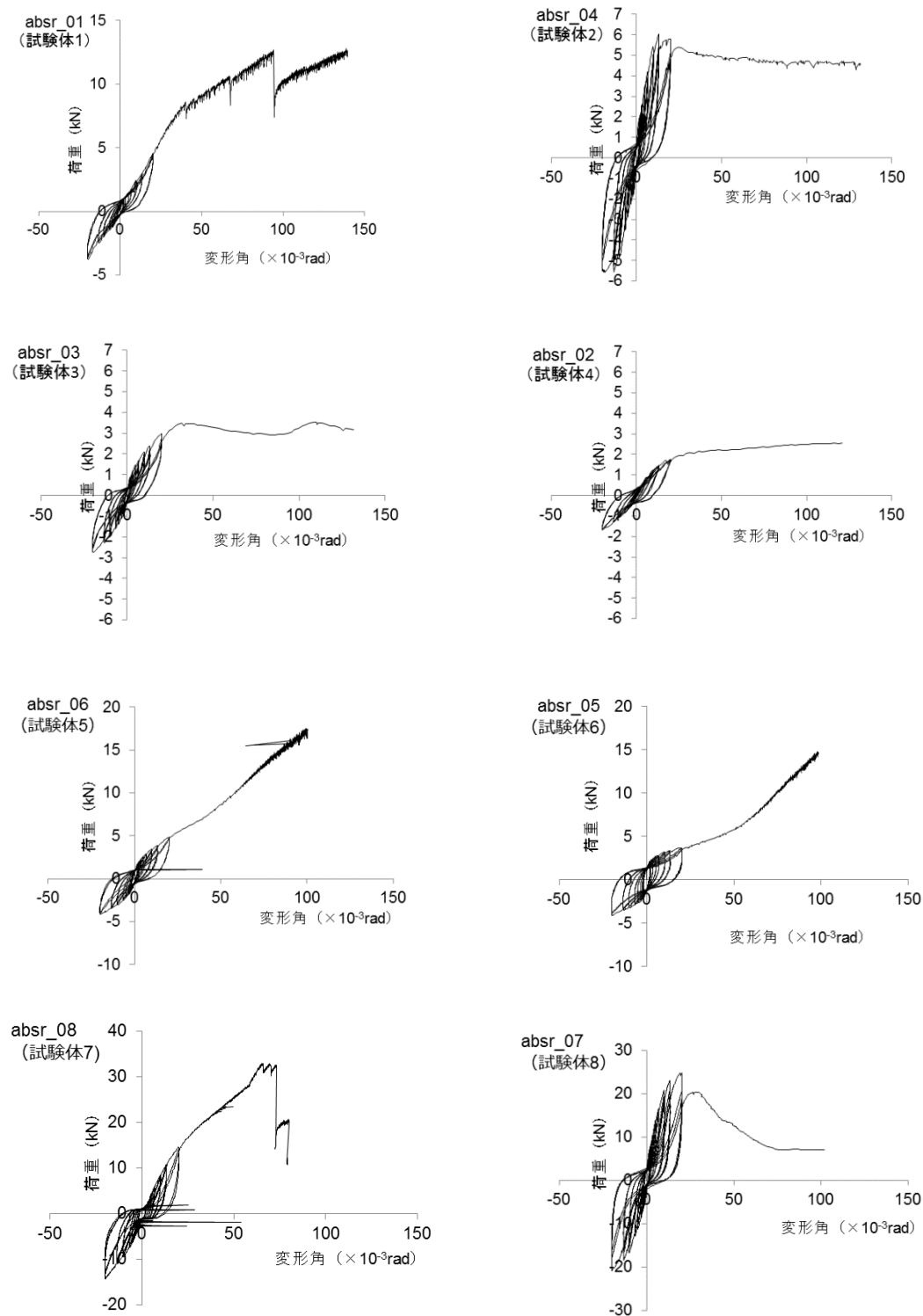


図 荷重変形曲線 (試験体 1~8)

・ 接合部試験

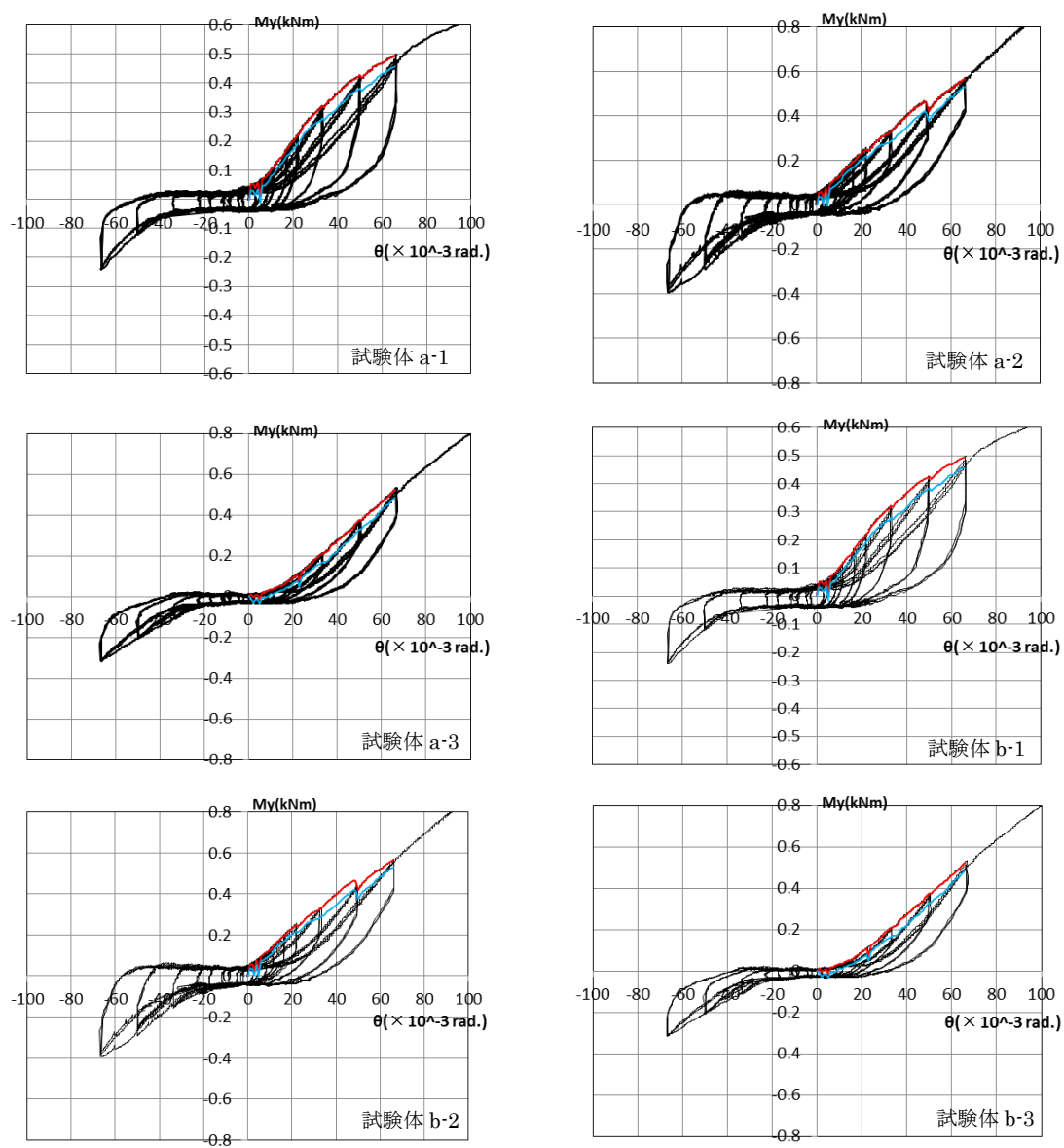


図 荷重変形曲線 (試験体 a,b)

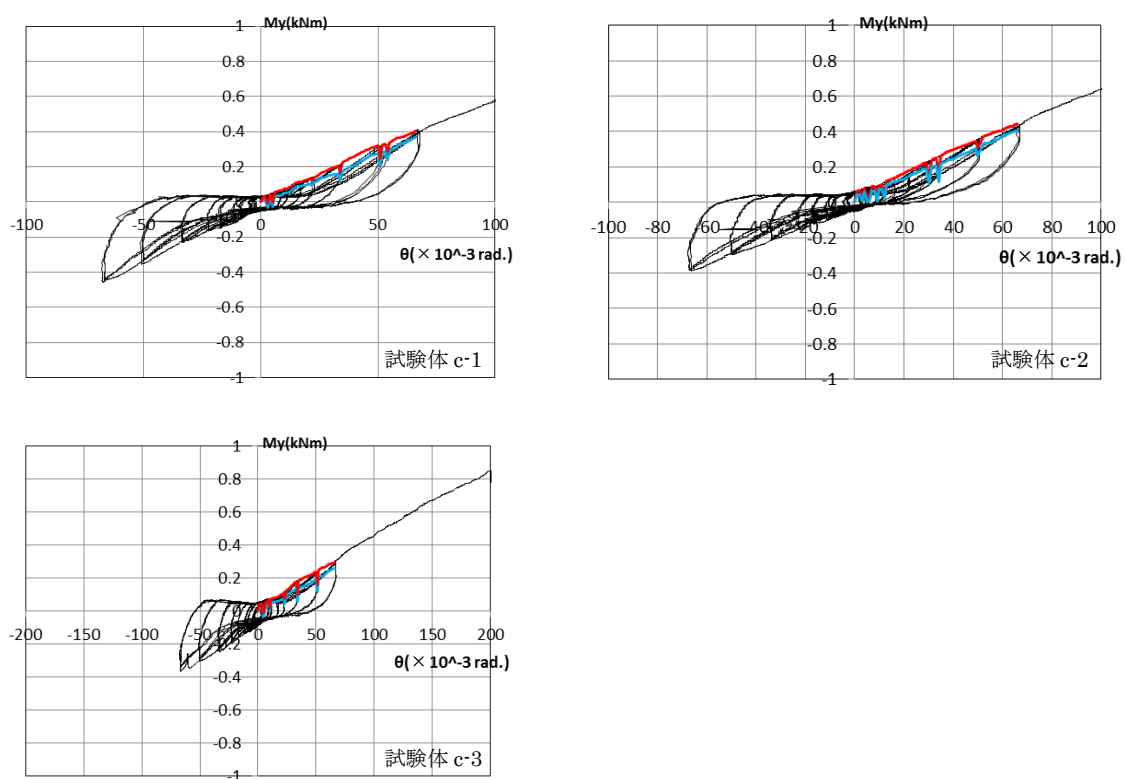


図 荷重変形曲線（試験 c）

●破壊形状

・壁試験

試験体 1：大変形に至るほど壁全体が圧縮力を受ける側で横板同士がめり込み、 $1/15\text{rad.}$ までせん断耐力の低下は見られなかった。

試験体 2：変形が進むにつれて大壁として柱梁に貼られた石膏ボードの釘周囲が変形し、約 $1/50\text{rad.}$ で石膏ボードの一部が脱落し、耐力が低下した。丸太の間柱の端部は短ホゾであったため柱脚に引抜の変形は見られたが、ホゾの全長が抜けだすことはなかった。

試験体 3：約 $1/30\text{rad.}$ で最大耐力が確認され、その後、石膏ボードの一部が脱力し耐力が低下した。

試験体 4 : 柱頭柱脚のホゾは長ホゾであったので、大変形時に柱頭、柱脚の浮き上がりは見られたが、ホゾが抜けだすことはなく、約 $1/15\text{rad.}$ で最大耐力を維持するような荷重変形関係が確認された。

試験体 5 : 横板の両端を釘で枠材に留め付けたことにより、横板同士が離れることなく変形が進み、 $1/15\text{rad.}$ を超えて変形しても耐力の増加が見られた。

試験体 6 : 横板の両端を直接柱に釘留めしたことにより横板同士の離れはなくなったが、変形が進むにつれて、釘の頭が水平に移動し、横板の変形が見られた。 $1/15\text{rad.}$ を超えて変形しても大きな耐力の低下は見られなかった。

試験体 7 : 補強材として柱あるいは間柱と梁、土台にはめ込んだ厚物合板（厚さ 28mm ）の角が梁や土台にめり込むことにより、耐力に上昇が見られた。変形が進むにつれて、柱頭柱脚に浮き上がりが見られ、耐力の上昇率は下がる傾向にあったが、約 $1/15\text{rad.}$ で最大耐力が確認された。

試験体 8 : 約 $1/50\text{rad.}$ を過ぎたあたりで、一部の石膏ボードの角が破壊され耐力の低下が見られた。

・接合部試験

試験体 a : 初期に滑りのような変形が見られる試験体もあったが、 $1/15\sim 1/10\text{rad.}$ まで、急激な耐力の低下はなく、ほぼ線形の荷重変形が得られた。

試験体 b : $1/10\text{rad.}$ 程度まで、急激な耐力の低下はなく、ほぼ線形の荷重変形関係が得られた。

試験体 c : 初期に滑りのような変形が見られ、降伏変形角は $1/20\text{rad.}$ 程度であったが、その後も耐力は上昇し、 $1/10\sim 1/5\text{rad.}$ まで加力し、ほぞのめり込み耐力が得られた。



試験体 1



試験体 2



試験体 3



試験体 4



試験体 5



試験体 6



試験体 7



試験体 8

各試験体の試験終了後の様子



試験体 a_1



試験体 a_1



試験体 a_2



試験体 a_3



試験体 b_1



試験体 b_1



試験体 b_2



試験体 b_3

各試験体の試験終了後の様子



試験体 c_1



試験体 c_1



試験体 c_2



試験体 c_3

各試験体の試験終了後の様子

●理論式

—

●モデル化

—

●考察

試験体 1～4 を用いて、現状の壁せん断性能を確認した。試験体 3 の横板落とし込み板壁に対する補強として試験体 4, 5 にて、横板の両端を拘束する補強方法を考案した。受材を介して柱に釘留めする試験体 4 のほうが、柱に直接釘留めする試験体 5 よりも両端の拘束効果は高いことが確認された。試験体補強方法については、試験体 5～7 のうち、試験体 7 が最もせん断耐力が高く補強の効果が高かったため、試験体 7 を設計用モデルとして採用した。

試験体 a～c の接合部試験では浮き上がりが想定されたため、浮き上がり防止の補強を施すことを想定し、柱芯にタイロッドを用いて浮き上がりを拘束することにより格子端部のめり込み耐力を確認した。また、現状の建物では、柱頭柱脚には長ほぞがあると思われ、実験からも柱頭柱脚の接合部にて、ある一定のめり込み耐力が見込まれることが分かった。しかし、浮き上がりが生じた場合の耐力は実験値と異なるため、モデル化には含まず、診断、補強設計では余力として考慮することとした。

旧織田屋形大書院及び玄関におけるガラス耐震壁の性能試験

- 種別：材料試験 [木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他]、重量測定、
要素試験 [接合部・軸組・壁・水平構面 (床・天井・小屋組・屋根)・非構造部材・その他]、
補強性能試験 [接合部・軸組・壁・水平構面 (床・天井・小屋組・屋根)・非構造部材・その他]

●基本情報

文化財名称：旧織田屋形大書院及び玄関

文化財種別（指定年月日）：重要文化財（昭和 42 年 6 月 15 日）

所在地：奈良県橿原市久米町

所有者（管理団体）：宗教法人橿原神宮

構造形式：大書院 七畳半（床、棚、附書院付）、十畳、十五畳、九畳、十二畳、九畳（床付）、入側、縁より成る、一重、入母屋造、棧瓦葺、
玄関 二十畳（床付）、十二畳、八畳、六畳、入側、玄関式台、内玄関等より成る、一重、入母屋造、棧瓦葺

建築年：天保 15 年（1844）

事業名称：重要文化財旧織田屋形大書院及び玄関建造物保存修理事業

事業期間：令和 2 年 6 月 1 日～令和 8 年 3 月 31 日

工事種別：半解体修理

事業者：宗教法人橿原神宮

設計監理：奈良県文化財保存事務所

実験計画者：竹中工務店 江原勇介、渋谷朋典

実験機関：大阪工業大学 瀧野敦夫

実験年月日：令和 5 年 1 月 26、27 日、2 月 3 日

引用・参考文献：1) 稲山 正弘：木材のめりこみに関する研究 その 4：等変位めりこみの弾性剛性の計算式の提案、日本建築学会学術講演梗概集，1993.07

●実験に至る経緯と目的

旧織田屋形大書院及び玄関は、開放的な空間を有しており庭園への眺望を確保することが求められた。保存修理事業において耐震基礎診断を実施した結果、水平耐力が不足しており、特に大書院の南面には耐震要素が要求された。そこでガラス材による耐震壁の採用を検討した。耐震壁は内法高さとし、ガラスは縦長あるいは横長に分割し、回転変形あるいはせん断変形をさせる機構とした。ガラス耐震壁の耐力および変形性能を確認することを実験の目的とした。

● 姿図・寸法

【使用材料】

柱・桁・土台：ヒノキ

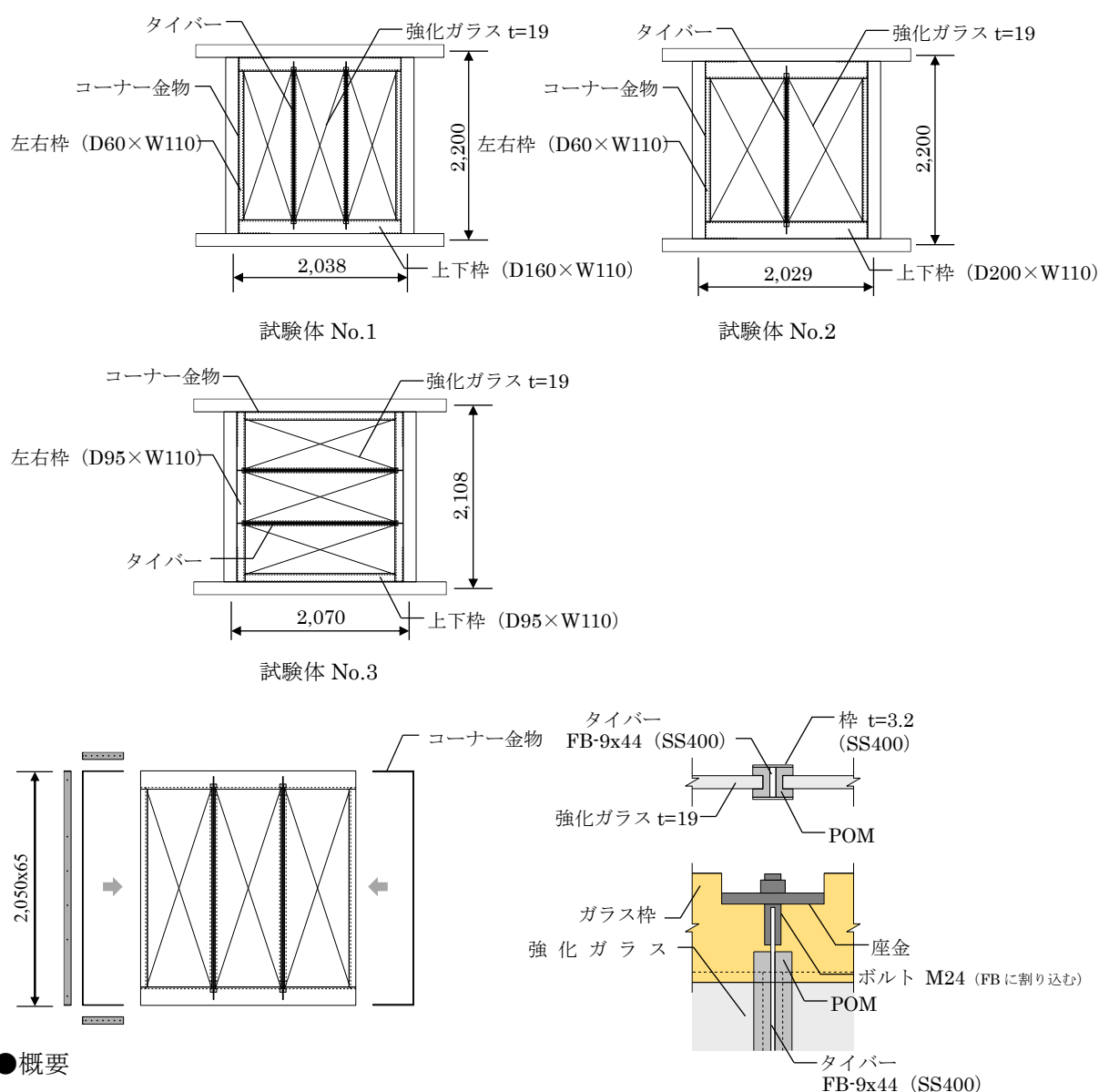
ガラス枠：ヒノキ

ガラス：強化ガラス 19mm、両面飛散防止フィルム貼り

タイバー：FB SS400、普通ボルト M24、ポリアセタールコポリマー(POM)

コーナー金物：SS400

【試験体寸法】



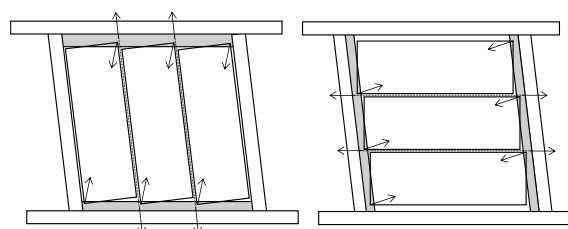
● 概要

周囲に設けた枠材へガラスをめり込ませることで、ガラスを損傷させずに耐力と剛性を発揮する機構を採用した。変形性能を確保するため、ガラスは縦長あるいは横長に分割し、

回転変形あるいはせん断変形をさせることで大きな層間変形に追従させた。分割したガラスの間にはタイバーを設け、周囲の枠材の変形を拘束した。

試験体は3体とし、試験体 No.1 はガラスを縦に3分割し、ガラスが上下枠にめり込むため、上下枠の成を160 mm とした。試験体 No.2 はガラスを縦に2分割し、ガラスが上下枠にめり込むため、上下枠の成を No.1 より大きく200 mm とした。試験体 No.3 は横に3分割し、ガラスは左右枠にめり込むが、左右枠及び上下枠の成を統一した。

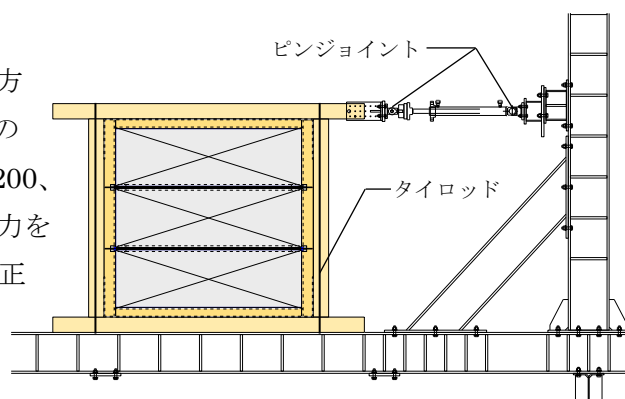
分割したガラスの間には、フラットバー (SS400) によるタイバーを設けた。タイバーにより軸部の変形を拘束するため、タイバーの両端には全ねじボルトを溶接し、枠材に締め付けられるようにした。フラットバーの小口には t3.2 の枠材をビス止めし、ガラスの面外方向の拘束にも利用した。タイバーの側面には、C 型形状に加工したポリアセタールコポリマー (POM) で作成された樹脂を設け、ガラスとタイバーが接触することを防いだ。



変形図

●実験方法

試験方式はタイロッド式とした。加力方法は正負交番繰り返し加力とし、見かけのせん断変形角が 1/600、1/450、1/300、1/200、1/100、1/75、1/50rad の3回繰り返し加力を行った後、1/30、1/20、1/15、1/10rad の正側加力を実施した。

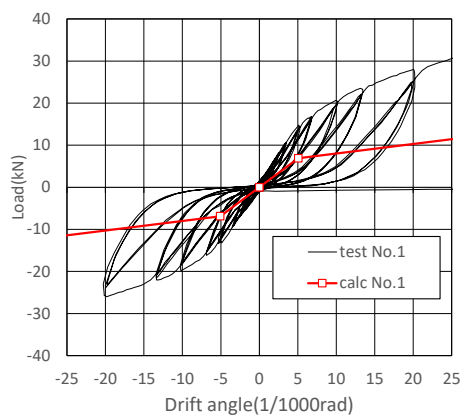


セットアップ図

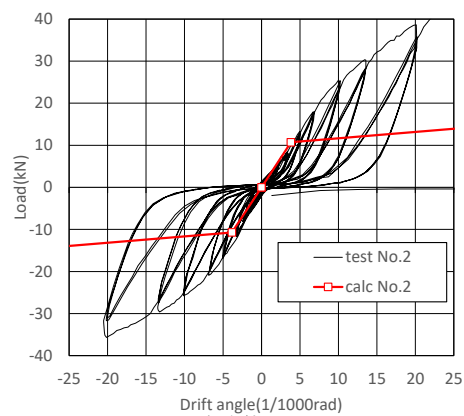
●特性値

試験 体名	初期剛性 (kN/mm)	最大耐力(kN) (1/10rad 時)	二次勾配 (kN/mm)
No1	1.04	59.9	0.20
No2	1.20	89.2	0.33
No3	0.90	62.7	0.23

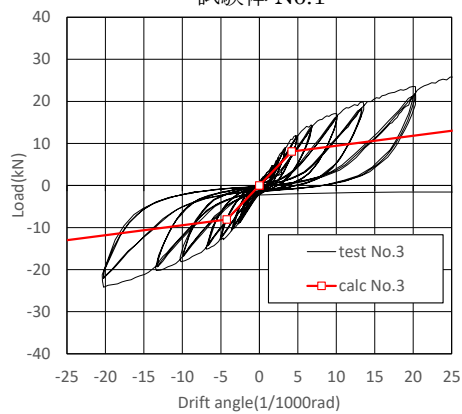
●荷重変形



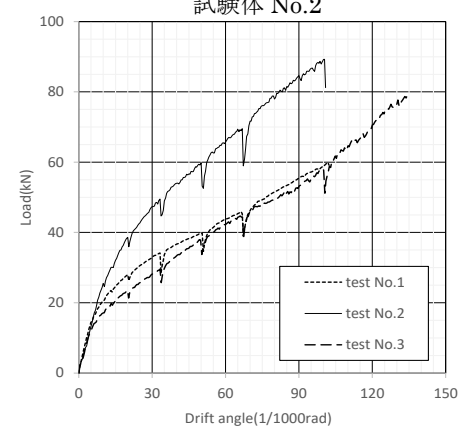
試験体 No.1



試験体 No.2

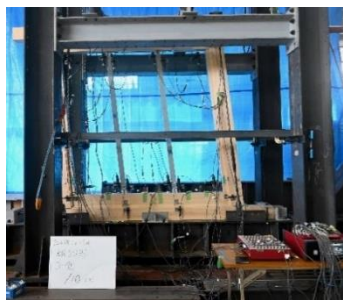


試験体 No.3

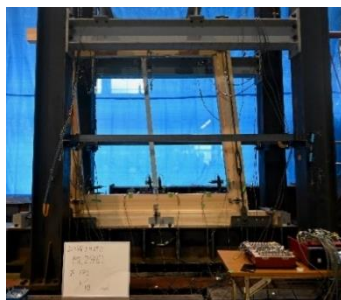


包絡線図

●破壊形状



試験体 No.1



試験体 No.2



試験体 No.3



めり込み状況

●理論式

めり込み式¹⁾を用いた。

●モデル化

荷重変形図にめり込み式¹⁾を用いた理論値を併記した。

●考察

ガラスは最終の変形状態であっても割れることなく、健全な状態であった。枠材については No.1 および No.2 の試験体において、ガラス設置用の溝端部で木材の繊維に沿ったせん断破壊が見られた。しかし、コーナー金物を設置していたことでせん断破壊による急激な耐力低下を防止できたと考えられる。ガラスの分割数の多い試験体 (No.1、No.3) の剛性が理論値よりも大きくなる傾向にある。原因としてタイバーの剛性への寄与が推定される。

実験結果より、ガラス耐震壁は想定通りの機構を形成し、高い耐力と変形性能を有する耐震要素であることを確認した。

龍谷大学南龕及び北龕の土壁＋木摺漆喰壁及び筋違座屈拘束補強の性能試験

●種別：材料試験 [木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他]、重量測定、

要素試験 [接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他]、

補強性能試験 [接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他]

●基本情報

文化財名称：龍谷大学南龕及び北龕

文化財種別（指定年月日）：重要文化財（平成 10 年 5 月 1 日）

所在地：京都府京都市下京区猪熊通七条上る大工町 125 番地の 1

所有者（管理団体）：学校法人龍谷大学（学校法人龍谷大学）

構造形式：（南龕）木造、建築面積 694.8 m²、二階建、棧瓦葺（内装を除く）

（北龕）木造、建築面積 683.6 m²、二階建、棧瓦葺（内装を除く）

建築年：明治 12 年

事業名称：重要文化財（建造物）龍谷大学南龕及び北龕耐震対策工事事業

事業期間：令和 4 年 6 月～令和 7 年 3 月

工事種別：耐震対策工事

事業者：学校法人龍谷大学

設計監理：株式会社日建設計

実験計画者：株式会社日建設計

実験機関：大阪工業大学 工学部 建築学科 瀧野研究室

実験年月日：令和 5 年 3 月 8 日～29 日

引用・参考文献：「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」（木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会 2004 年）

「座屈拘束された筋かいをもつ壁構面の耐震性能」（2015 年 10 月_日本建築学会技術報告集第 21 巻第 49 号 信州大学五十田教授ら）

「伝統的構法のための木造耐震設計法」（伝統的構法木造建築物設計マニュアル編集委員会 2019 年）

●実験に至る経緯と目的

龍谷大学南翼及び北翼の外壁は、外部側を土壁漆喰仕上げ、内側を木摺漆喰としている。また、平成3年～8年にかけて基礎の鉄筋コンクリート造布基礎化や筋違補強などの耐震改修を行っている。耐震診断を行うにあたり、高い階高を有する土壁・木摺漆喰壁の耐力および筋違を $R=1/15$ の大変形まで座屈しないようにするための座屈拘束補強の効果を確認する必要がある。既存の実験データの少ない壁形状および補強方法について、耐力・補強効果を確認することを目的に実験を行った。

●姿図・寸法

【使用材料】

柱・梁・土台：ヒノキ

筋違・木格子・木摺：スギ

土：深草産土

生漆喰：消石灰、麻苧(17mm)、粉糊（角又）、1mm 珪砂

砂漆喰：消石灰、麻苧(17mm)、粉糊（角又）、4.5mm 砂

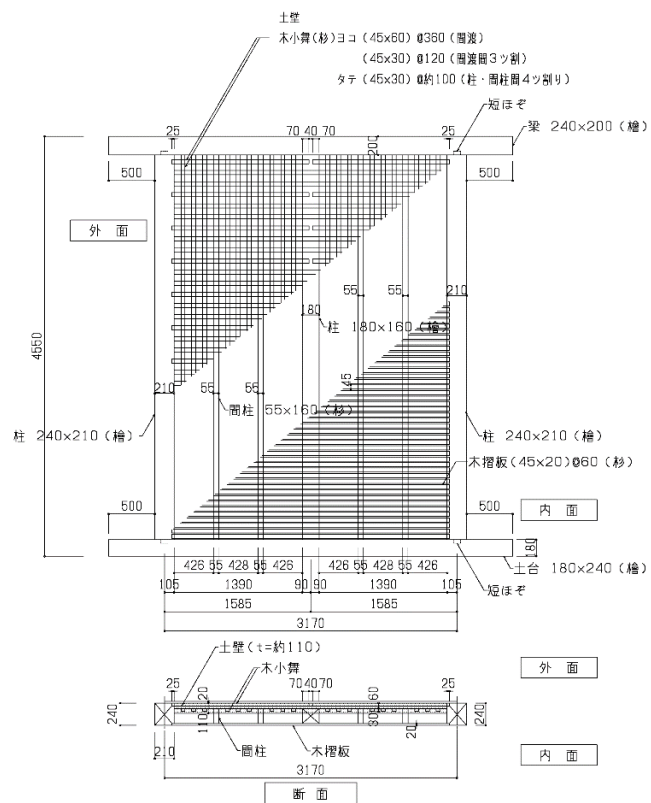
荒壁パネル

【試験体寸法】

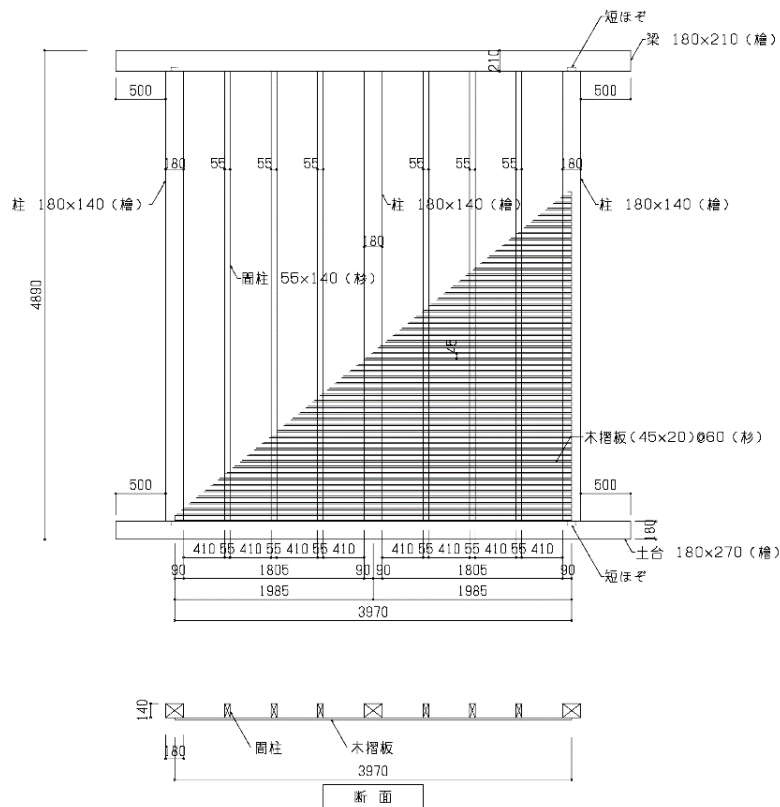
試験体名称		仕様	寸法（高さ×幅）mm
試験体 1	A-1	木摺り漆喰+土壁※ （木小舞／t=約 110mm/裏返し有）	4360×3170
試験体 2	A-2	木摺り漆喰	4695×3970
試験体 3	B	木摺り漆喰+土壁※ （竹小舞／t=約 40mm/裏返し無）	3730×1970
試験体 4	C-1a	筋違+木格子	3980×6055
試験体 5	C-1b	筋違+木格子+荒壁パネル	3980×6055
試験体 6	C-2	筋違+木格子+荒壁パネル+金物補強	3980×6055

※土壁は柱面外側に 20mm ふかして製作しているが、構造上有効な土壁厚さは柱断面内の範囲とし、上記土壁厚さにふかし部分は含んでいない。

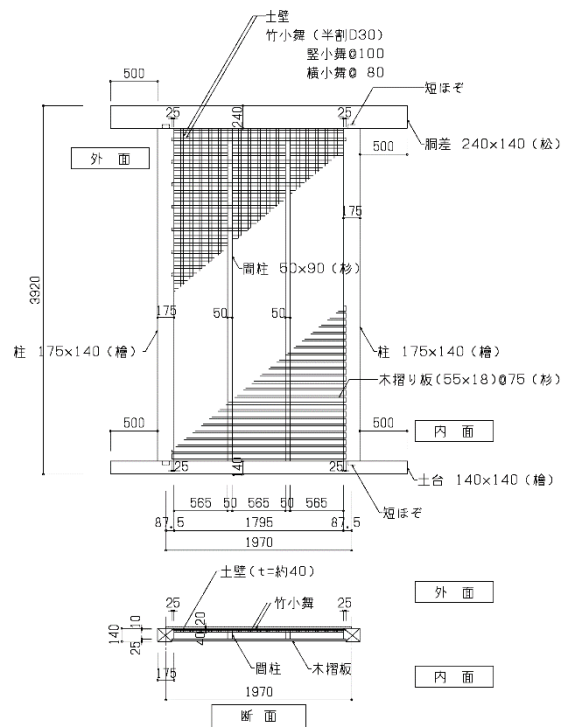
以下に試験体姿図を示す。



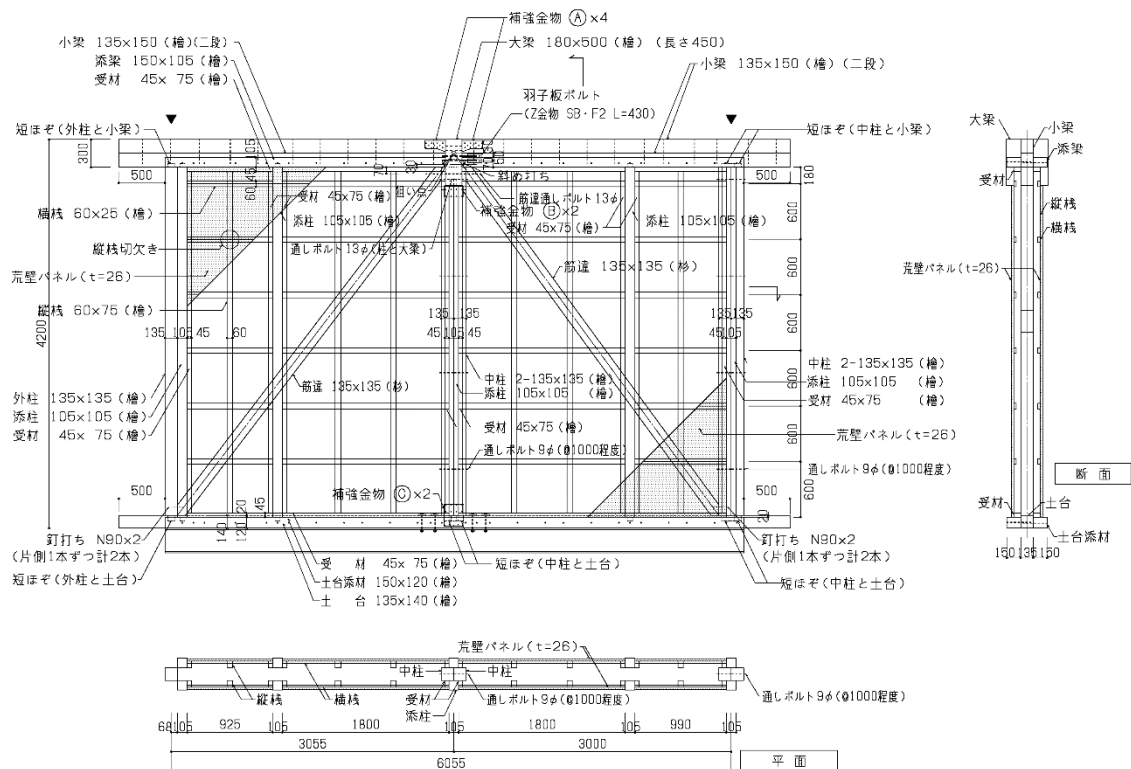
試験体 1 (A-1)



試験体 2 (A-2)



試験体 3 (B)



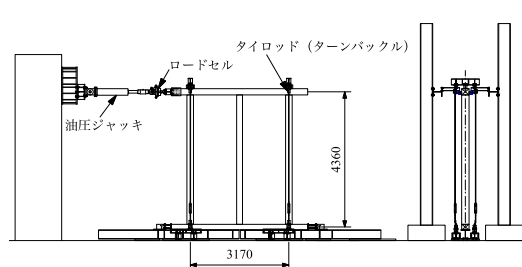
試験体 6 (C-2)

●概要

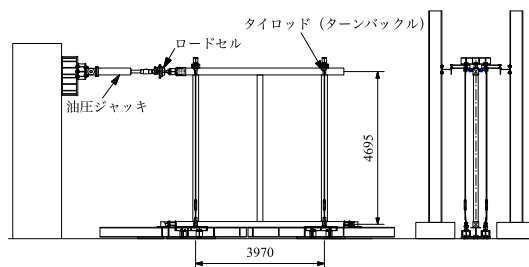
既存の土壁および木摺漆喰壁の耐力性能及び筋違の座屈拘束補強効果を確認するためそれぞれ試験体を作成し、水平加力試験を行った。試験体は、土壁+木摺漆喰壁試験について寸法を変えた 2 体、木摺漆喰壁を 1 体、筋違試験体を 3 体作成した。

●実験方法

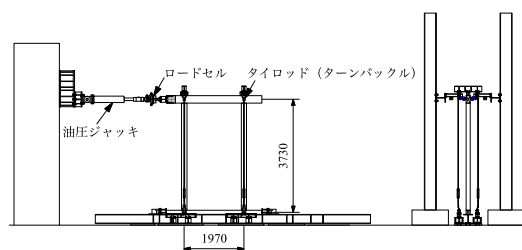
加力方法を下図に示す。鉄骨フレームに試験体を設置し、タイロッド式により試験体上部の梁に連結した油圧ジャッキにより水平力を加えた。加力は見かけのせん断変形角による変位制御とし、変形角が $1/600$ 、 $1/450$ 、 $1/300$ 、 $1/200$ 、 $1/150$ 、 $1/100$ 、 $1/75$ 、 $1/50\text{rad}$ となるような正負交番繰り返し加力とした。同一変形角での繰り返し回数は 2 回とし、最後に加力限界まで片側加力を行った。なお、紙面の右側に変形する方向（油圧ジャッキ：押し側）を正側加力とした。また、試験体 6（C-2）では、中柱の柱頭部・柱脚部に設ける補強金物の性能を確認するため、中央のタイロッドを取り外して加力を行った。



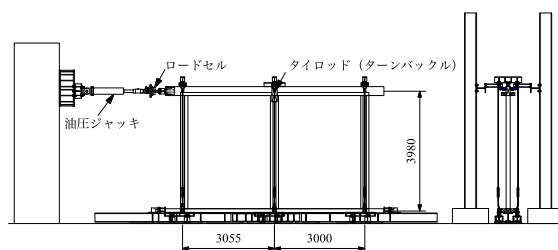
試験体 1/A-1



試験体 2/A-2



試験体 3/B



試験体 4～6/C-1a・C-1b・C-2

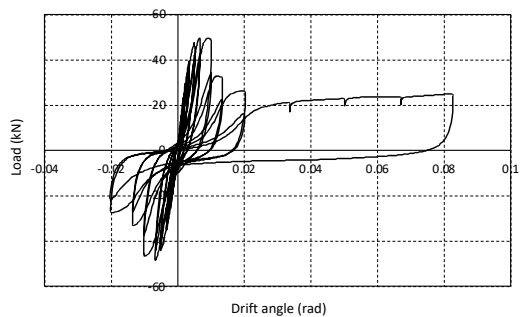
加力方法

●特性値

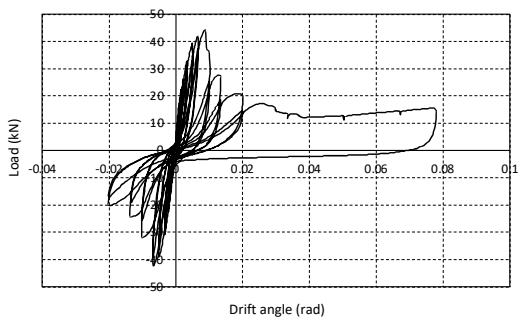
変形角	A-1	A-2	B	C-1a	C-1b	C-2
	荷重 (kN)	荷重 (kN)	荷重 (kN)	荷重 (kN)	荷重 (kN)	荷重 (kN)
1/600	22.7	19.3	8.6	9.1	32.5	34.7
1/450	29.3	23.2	10.5	13.2	40.3	42
1/300	39	30.2	13.7	21.6	54.2	55.1
1/200	46.8	34.7	16.9	36	72.2	71.9
1/150	50	39.3	18.5	48.3	87.1	78.9
1/100	48.7	34.1	19.1	63	112.7	105.9
1/75	32.3	24.6	15.7	75.1	136.7	126
1/50	26.2	17.5	14.5	78.1	169.9	156.3
1/30	21.2	11	10.6	61.4	208.4	198.7
1/20	22.9	10.3	1.3	28.4	233.9	227
1/15	23.8	11.8	9.3	24.3	-	92.2
1/10	25.1	12.4	8.7	-	-	-

●荷重変形

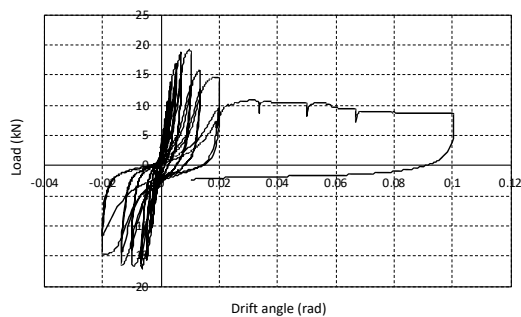
実験で得られた荷重変形関係のグラフを以下に示す。



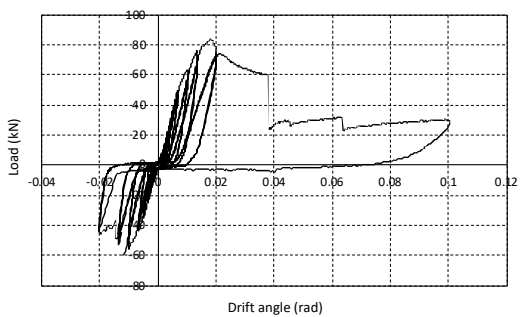
試験体 1 (A-1)



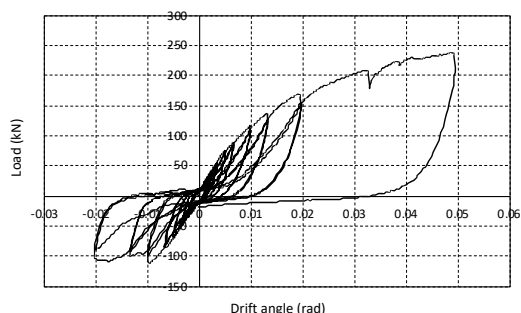
試験体 2 (A-2)



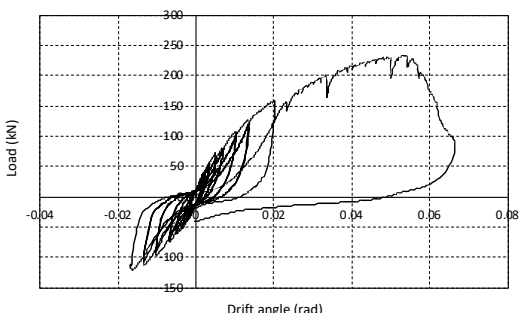
試験体 3 (B)



試験体 4 (C-1a)



試験体 5 (C-1b)



試験体 6 (C-2)

●破壊形状

・試験体 1 (A-1)

試験体の破壊の様子を写真 1 に示す。1/100rad 時から漆喰壁表面に亀裂が生じ始め、1/75rad 時には一部表面が浮き上がる様子を確認することができ、1/50rad の加力までに漆喰壁の表面部分が大きく崩れ落ちた。また、1/30rad 時には、次の層の漆喰壁も崩れ始め、一部では木摺りを表面にて確認することができた。また、反対側の土壁にも 1/100rad 時から水平方向の亀裂が生じ始めた。漆喰壁表面の崩落に伴い荷重も低下したが、1/50rad を超えたあたりから荷重低下は止まり、変形の進行に関わらずほぼ一定の荷重を保持した。これは、タイロッドにより柱の浮き上がり変形を抑え込んでいるため、柱の傾斜復元力特性のような効果が生じたことが原因であると考えられる。他の試験体でも同様の傾向が見受けられた。



写真 1 破壊の様子（試験体 1/A-1）／左：終局時／中央：1/75rad 時／右：1/30rad 時

・試験体 2 (A-2)

試験体の破壊の様子を写真 2 に示す。1/100rad の正側加力の際に漆喰壁表面に亀裂が生じるとともに一部表面が隆起している様子を確認し、その後の負側加力の際に隆起した漆喰壁表面の一部が崩れ落ちた。その後も加力の進展に伴い、漆喰が崩れ落ちるとともに、下

の層の漆喰壁に木摺りに沿った亀裂が徐々に発生していった。荷重も、亀裂が生じた1/100rad 付近でピークを迎え、1/50rad にむけて大きく荷重低下が生じている。1/50rad 以降は荷重低下が止まり、1/30rad を超えるあたりから若干の荷重上昇が見受けられた。



写真 2 破壊の様子（試験体 2/A-2）左：1/100rad 時負側／中：1/50rad 時／右終局時

・試験体 3 (B)

試験体の破壊の様子を写真 3 に示す。1/100rad の正側加力の際に漆喰壁表面に亀裂が生じ、その後の負側加力の際に漆喰壁表面が大きく崩れ落ちた。その後も加力の進展に伴い、漆喰が崩れ落ちるとともに、下の層の漆喰壁に木摺りに沿った亀裂が徐々に発生していった。また、試験体の裏側は土壁が塗られているが、1/100rad 時から土壁表層部（柱表面より外側に出ている部分）が剥離するような亀裂が少しずつ確認でき、加力の進行に伴い剥離する様子が顕著になっていった。また、1/15rad 時には剥離とともに表面に大きな亀裂も生じ始めた。1/10rad までの加力を終えた際に、土壁の表面を一部剥がして内部の様子を確認したところ、部分的に亀裂が生じているものの、大きく崩れた様子などは見受けられなかった。荷重は 1/100rad 付近をピークに徐々に荷重低下が生じており、試験体 1、試験体 2 とほぼ同様の復元力特性を示した。

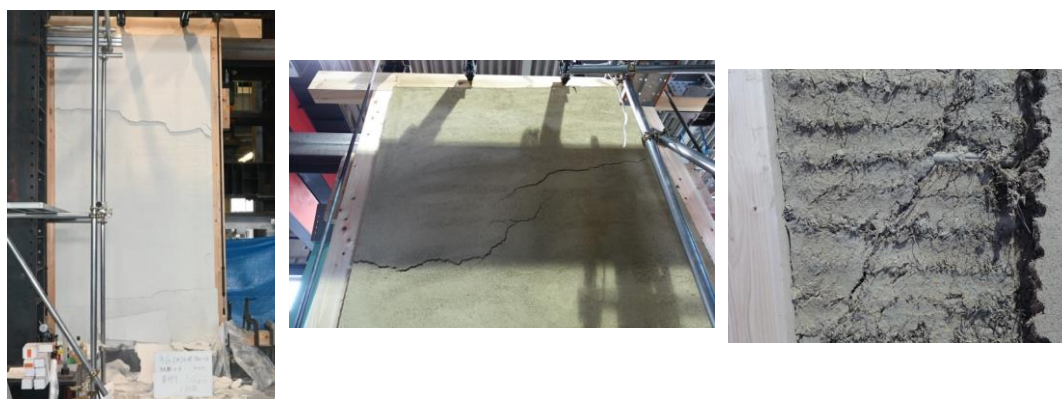


写真 3 破壊の様子（試験体 3/B）／左：1/100rad 負／中：終局時／右：終局時土壁内部

・試験体 4 (C-1a)

試験体の破壊の様子を写真 4 に示す。筋かい端部は斜め打ちの釘が 2 本つけられているだけの仕様であるため、引張側の筋かいはほとんど機能せず、ほとんどが圧縮筋かいによる抵抗であった。1/100rad 時には圧縮筋かい側の柱脚が土台に対して大きくずれ始めていることを確認し、1/50rad 時には 60mm 程度もずれていることを目視により確認した。また、1/50rad 時には圧縮筋かいに座屈変形が生じ始めていることを目視により確認でき、最後の片側加力の途中 (1/25rad 付近) で座屈による曲げ破壊が発生し、大きく荷重低下が生じた。



写真 4 破壊の様子 (試験体 4/C-1a) / 左：終局時 / 右：1/50rad 時柱脚

・試験体 5 (C-1b)

試験体の様子を写真 5 に示す。なお、本試験体では正側加力の際に圧縮筋かいとなる側に筋かいは面内に座屈しないためのボルトと合板を用いた座屈補剛を施している。1/75rad 時から荒壁パネルの端部に亀裂が発生していることを目視により確認し、加力の進行に伴いほとんどの荒壁パネル端部に亀裂が発生したが、荒壁パネルが大きく損傷することはない。なお、負側加力では試験体上部の梁の中央部の継手が破壊したことにより 1/100rad を超えたあたりから荷重が 100kN 付より大きな加力ができなかった。また、座屈による荷重低下は見られなかったが、正側加力で 1/50rad を超えたあたりから試験体全体の荷重上昇による面外変形が抑えきることができなかったため、1/20rad の手前で実験終了とした。試験体 4 と同様に、柱脚が土台に対してずれる様子が確認でき、特に 1/50rad を超えたあたりから変形がさらに進行している様子が確認できた。



写真 5 試験体 (試験体 5/C-1b) / 左：面内座屈補剛状況 / 右：上部梁継手部の破壊

・試験体 6 (C-2)

試験体の破壊の様子を写真 6 に示す。なお、本試験体では正側加力の際に圧縮筋かいとなる側に面内への座屈補剛を目的としたボルトと合板による補強を施している。1/150rad 時から上部の梁継手の鉛直方向のずれ変形を目視により確認でき、1/100rad 時から、土台中央部が浮き上がる様子も目視により確認できた。その後も変形の進行に伴い、中央部の柱脚が土台から離間するとともに、土台自体の浮き上がりも確認でき、上部の梁継手の鉛直方向のずれ変形も進行した。1/15rad 時には、中央部の柱脚が完全に浮き上がり、ほぞが全て目視で確認できた。さらに、終局時には中央部の柱脚金物が破壊する様子も確認することができた。荒壁パネルは、1/50rad 時から端部に亀裂が生じ始め、変形の進行に伴い徐々に端部の亀裂が発生した箇所が増えるとともに、荒壁パネル自体のせん断亀裂も生じ始めた。また、1/15rad 時には荒壁パネルが大きく波打ち、崩落寸前のパネルも生じ始めた。

荷重は、初期から緩やかな非線形性を示し、1/20rad を超えたあたりで最大荷重を迎え、その後は急激に荷重低下が生じ、1/15rad で加力終了とした。荷重低下は荒壁パネルの破壊や柱脚金物の破損に起因しているものであり、筋かいの座屈は生じていない。

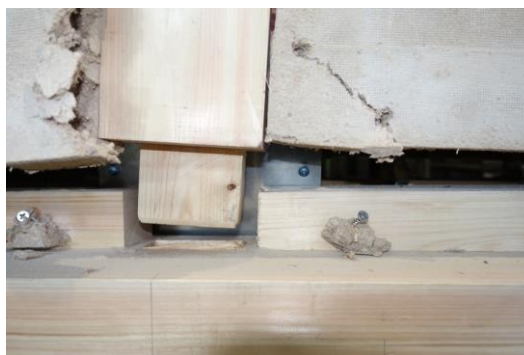
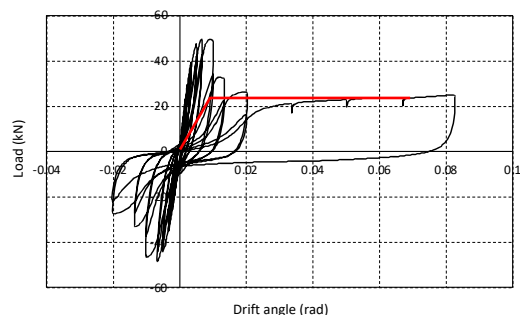


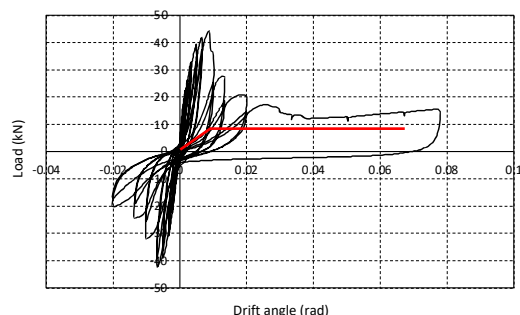
写真 6 破壊の様子 (試験体 6/C-2) / 左: 終局時 / 右: 1/15rad 時中央柱脚浮上り

●モデル化



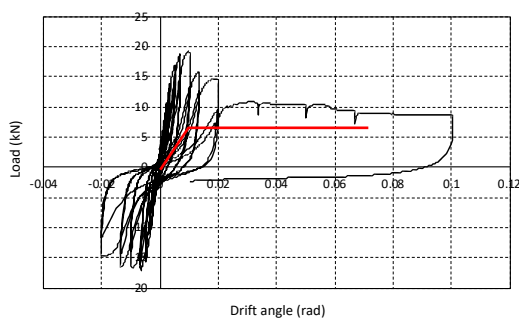
試験体 1 (A-1)

土壁 (t=110, 裏返し有) + 木摺漆喰壁 (H=4550)



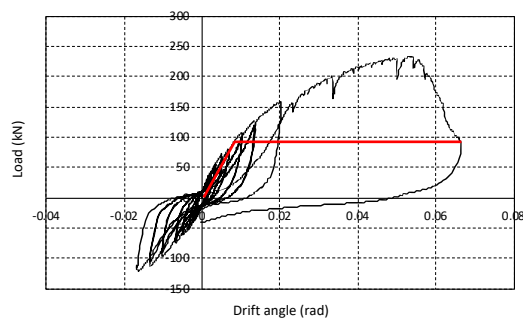
試験体 2 (A-2)

木摺漆喰壁 (H=4890)



試験体 3 (B)

土壁 (t=40, 裏返し無)+木摺漆喰壁 (H=3920)



試験体 6 (C-2)

荒壁パネル+筋違 (補強)

●考察

試験体 1・2・3 の結果より、木摺漆喰壁の耐力は $R=1/100$ 以下程度の変形が小さい領域では木摺漆喰壁の耐力は大きい、 $R=1/100$ を超えひび割れが生じると大きく耐力低下し、表層の漆喰が剥落した。

試験体 1 (A-1) の結果より、高さ約 4.4m×長さ約 3.2m (2 スパン) の土壁 (裏返し有) について、層間変形角 $R=1/15$ に対して 40kN/m² 程度の耐力を有することを確認した。

試験体 2 (A-2) の結果より、高さ約 4.7m×長さ約 4m (2 スパン) の木摺漆喰壁について層間変形角 $R=1/15$ に対して 2.5kN/m 程度の耐力を有することを確認した。

試験体 3 (B) の結果より、高さ約 3.7m×長さ約 2m (1 スパン) の土壁 (裏返し無) について、層間変形角 $R=1/15$ に対して 44kN/m² 程度の耐力を有することを確認した。

試験体 1 および試験体 3 の結果は、「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」に示される土壁耐力 (82kN/m²) より小さい値となっている。この原因として、試験体 1 については土壁の辺長比による影響、試験体 3 については裏返しが無いことによる影響と推定される。

本実験で採用した筋違の座屈拘束補強は、 $R=1/15$ まで筋違の構面外座屈を生じさせない効果があることが確認できた。柱脚の補強金物が終局時に土台から抜け出す破壊性状を示したが、上部梁の接合部の補強金物は損傷せずに架構として一定の耐力を保持 ($R=1/15$ で 90kN 程度) できることを確認した。

大徳寺方丈におけるアングル鋼枠付舞良戸補強の性能試験

●種別：材料試験 [木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他]、重量測定、

要素試験 [接合部・軸組・壁・水平構面 (床・天井・小屋組・屋根)・非構造部材・その他]、

補強性能試験 [接合部・軸組・壁・水平構面 (床・天井・小屋組・屋根)・非構造部材・その他]

●基本情報

文化財名称：大徳寺方丈及び玄関

文化財種別（指定年月日）：国宝（明治 42 年 4 月 5 日、昭和 32 年 6 月 18 日）

所在地：京都府京都市北区紫野大徳寺町

所有者（管理団体）：宗教法人大本山大徳寺

構造形式：(方丈) 桁行 29.8m、梁間 17.0m、一重、入母屋造、棧瓦葺、背面雲門庵附属

建築年：寛永 12 年（1635）

事業名称：国宝大徳寺方丈及び玄関ほか 3 棟保存修理強化対策事業

事業期間：令和 2 年 11 月 2 日～令和 8 年 10 月 31 日

工事種別：半解体修理

事業者：宗教法人大本山大徳寺

設計監理：京都府教育委員会

実験計画者：株式会社立石構造設計（香川大学創造工学部創造工学科宮本研究室、近畿職業能力開発大学校建築施工システム技術科学部宮研究室）

実験機関：近畿職業能力開発大学校

実験年月日：令和 5 年 3 月 7、8、9 日

引用・参考文献：『重要文化財金剛三昧院客殿及び台所ほか 1 基修理工事報告書』（財団法人高野山文化財保存会、平成 25 年 3 月）

『国宝大徳寺方丈及び庫裏附廊下耐震調査診断業務報告書』（株式会社立石構造設計、令和 4 年 3 月）

●実験に至る経緯と目的

令和 3 年度に実施した耐震調査診断の結果、現況では大地震時の応答層間変形角が建物隅部で 1/11（重心位置で 1/16）、かつ、幾つかの柱で曲げ基準強度に達する事が確認された。曲げ基準強度に達する柱は特に正面入側通の柱に多く、補強案の一つとして、柱際に立つ舞良戸を構造用合板で製作した舞良戸状の壁に置換する案が提示された。一方、解体に伴う調査により、正面側通り及び入側通りには、舞良戸を含む各部材とも特に良材が使用されている事が判明した。そこで外観を出来る限り維持する事を重視し、代替案と

して舞良戸の大きさに合わせたアングル鋼枠を柱際に立て込む案を検討したが、枠のみを耐震要素にすると、部材厚が大きくなり他の建具に干渉する事が懸念された。以上の事から、アングル鋼枠付舞良戸のせん断性能の定量的把握を目的として、実験を実施した。なお、他の建具への干渉が少なくなるよう、アングル鋼枠は最小サイズとした。

● 姿図・寸法

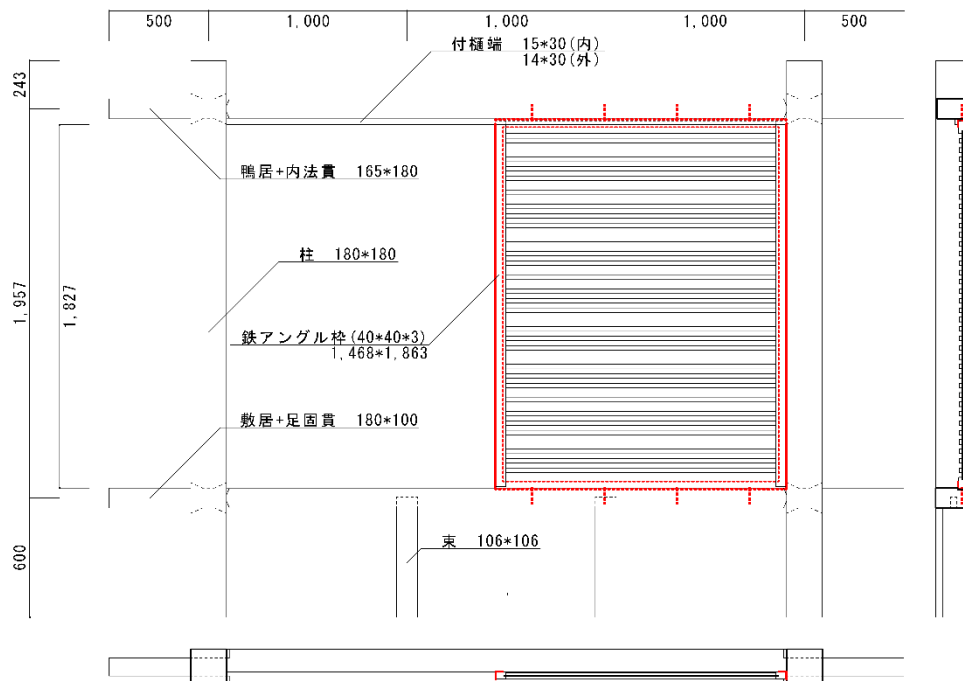
【使用材料】

(軸組) 柱 : 杉 180*180*2,800 mm、床束 : 杉 106*106*604 mm、敷居 : 杉 180*100*4,000 mm (F 試験体・M 試験体溝 : 36*4 mm、RM 試験体溝 : 39*7 mm)、鴨居 : 杉 165*180*4,000 mm、付樋端 : 杉 15(14)* 30*2,820 mm

(建具) 堅框 : 桧 52*35*1,837 mm、下棧 : 桧 58*35*1,461 mm、上棧 : 桧 61*35*1,436 mm、力子 : 桧 23*13*1461 mm、舞良子 : 桧 23*13*1,448 mm、嵌板 : 桧 4.5*876 mm、堅框と下棧・上棧は鎌ホゾ仕口、嵌板(内側)から舞良子(外側)に向かって N13 釘で 28 箇所、舞良子(内側)から舞良子(外側)に向かって N25 釘で 13 ないし 14 箇所釘止

(補強材) アングル鋼枠 : SS400、L3*40*40 mm、敷居・鴨居に M6*75 コーチスクリューで 4 箇所止

【試験体寸法】



● 概要

木造軸組に舞良戸を立てた試験体を新規に製作し、水平加力試験を行った。

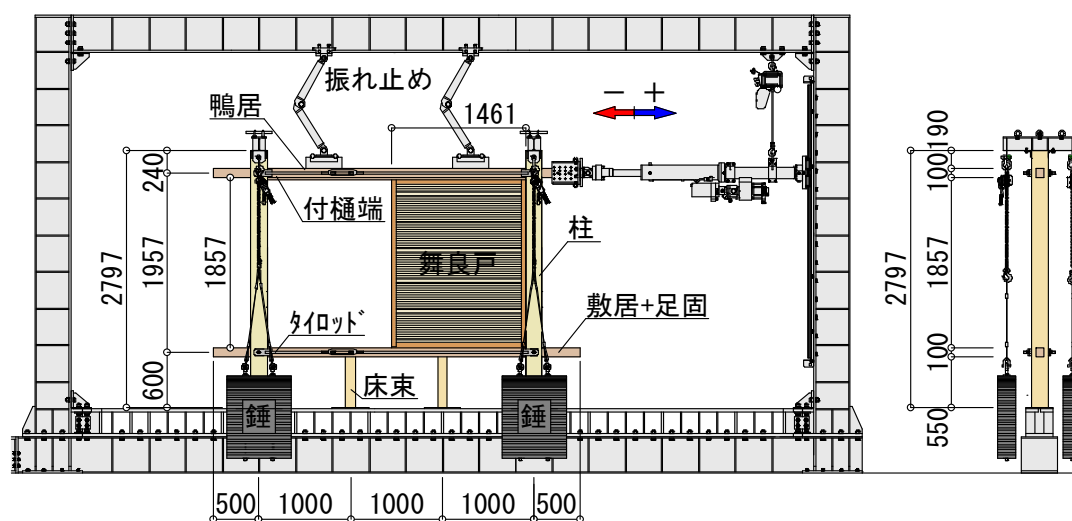
●実験方法

F 試験体：木造軸組のみから成る試験体

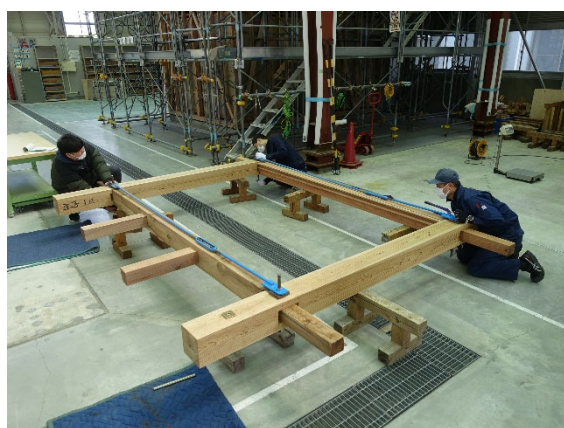
M 試験体：F 試験体に舞良戸を立てた試験体

RM 試験体：F 試験体にアングル鋼枠を取り付け、枠内に舞良戸を組み入れた試験体

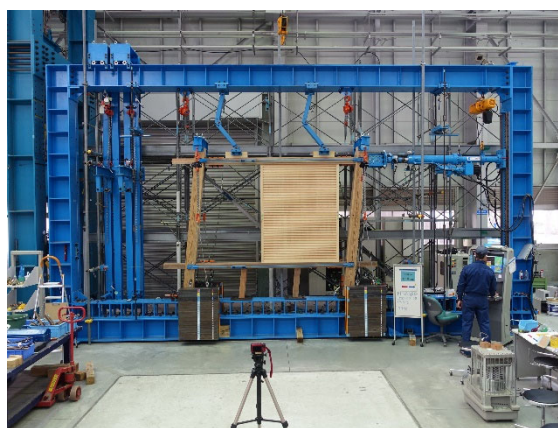
柱と鴨居・敷居の接合部はモーメントが極力生じない形状とした。鋼製ダボ（ $\phi 18\text{ mm}$ ）を取り付けた鉄板を載荷フレームに固定し、柱脚断面中央に設けたダボ穴と接合した。鉛直軸力は柱頭部から鋼製錘を用いて柱 1 本あたり 20kN を与えた。水平荷重はアクチュエーターにより鴨居に与え、タイロッドを介して左右の柱の変形が同一となるように加力



し、柱の見かけのせん断変形角が $1/200 \sim 1/10\text{ Rad}$ で正負 3 回ずつの交番加力とした。



架構組立状況

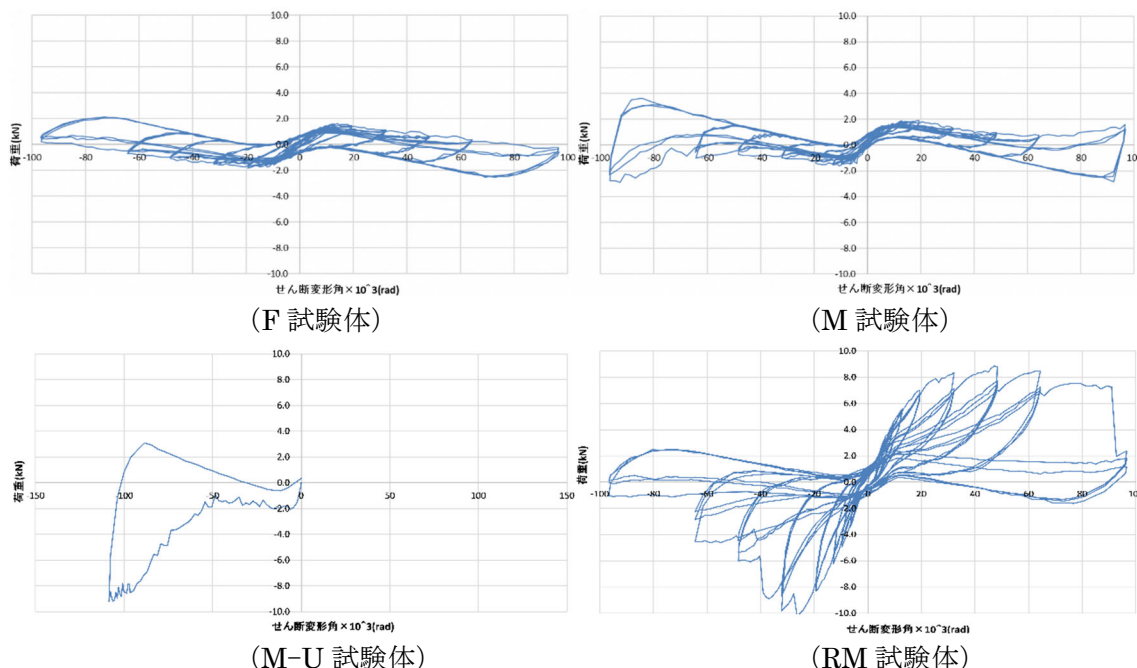


実験状況

●特性値

—

●荷重変形



F 試験体は約 $1/75 \sim 1/50$ Rad で最大荷重 (約 1.5kN) に達した後、荷重は低下し続け、約 $1/15$ Rad で荷重が 0 を下回った。PA 効果による荷重低下が生じる変形角は柱のアスペクト比から約 $1/15$ Rad と想定されるため、柱と鴨居・敷居の接合部のモーメント抵抗は非常に小さく、柱傾斜復元力の影響が大きいと考えられる。

M 試験体は約 $1/15$ Rad まで F 試験体と同様の傾向を示したが、それ以降特に負方向で荷重が増加し、 $-1/10$ Rad で最大荷重 (約 3kN) に達した。 $1/15$ Rad は鴨居と舞良戸の初期の隙間から接触すると想定される変形角と概ね一致しており、舞良戸がせん断力を負担したことが影響していると考えられる。そこで載荷終了後に鴨居と舞良戸の隙間に埋木を入れたうえで負方向に再載荷を行った (M-U 試験体)。その結果、約 $-1/20$ Rad から荷重が増加し、舞良戸の面外変形や左側の堅框の割裂破壊が確認され、約 $1/9$ Rad でジャッキのストロークの容量が限界値に達し、最大荷重 (約 9kN) で載荷を終了した。実験後に解体した試験体を観察すると、敷居に対して舞良戸がめり込んだ跡が確認された。

RM 試験体は、 $+1/100$ Rad でアングル鋼枠が浮き上がり始め、 $-1/50$ Rad で左側の堅框の割裂破壊が確認され、 $+1/30$ Rad でコーチボルトが引き抜け始め、 $-1/30$ Rad で嵌板の割裂破壊や舞良子の座屈が確認された。その後、負方向では、 $-1/30$ Rad で最大荷重 (約 10kN) に達した後、 $-1/20$ Rad 以降で舞良子および嵌板の面外座屈の進行とともに荷重が大きく低下した。一方、正方向では、 $+1/20$ Rad で最大荷重 (約 9kN) に達した後、舞良子および嵌板の面外座屈が進行しても荷重は低下せず、 $+1/10$ Rad 手前で上側と下側の嵌板が完全に分離して面外座屈したことで荷重が大きく低下した。

●破壊形状



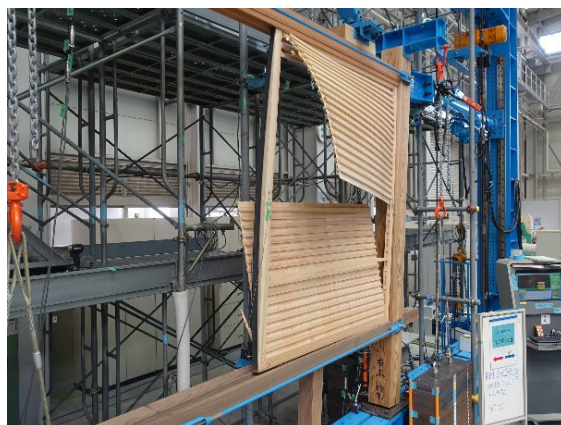
縦框の割裂破壊 (M 試験体)



敷居のめり込み (M 試験体)



アングル鋼枠の浮き上がり (RM 試験体)



舞良戸嵌板の面外座屈 (RM 試験体)

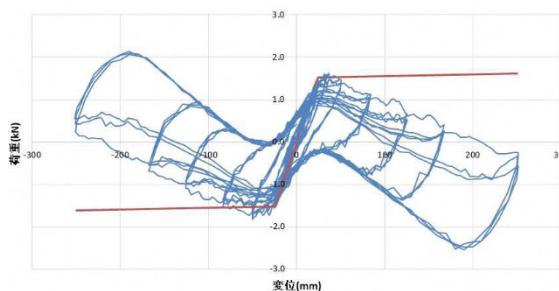
●理論式

—

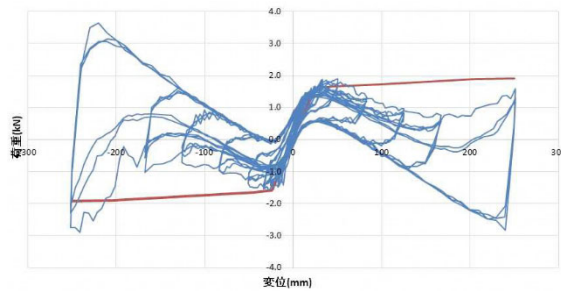
●モデル化

耐震調査診断と同じプログラムを利用して、実験結果を模擬する。その手順は以下の通り。

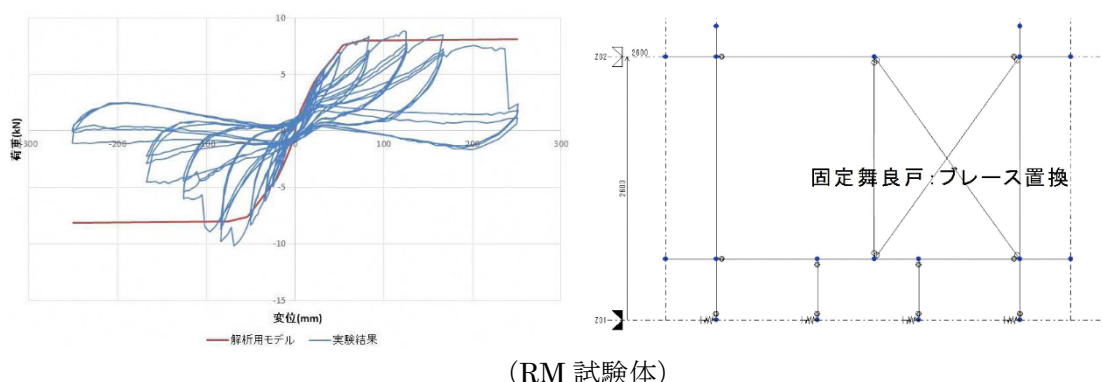
- ・舞良戸及びアングル鋼枠に収めた舞良戸は、ブレースに置換する。
- ・置換ブレースの剛性と耐力の数値を調整し、実験をおおよそ模擬できる数値になるよう静的荷重増分解析を複数回実施して、数値を収れんさせる。



(F 試験体)



(M 試験体)



● 考察

置換ブレースの剛性と耐力の数値は、収れん計算の結果、下表の通りと考える事が出来た。

	初期剛性 (kN/M/Rad)	降伏耐力 (kN/M)	降伏変形角 (Rad)
舞良戸 (非固定)	8.0	0.32	0.04 (1/25)
舞良戸 (アングル鋼枠組入)	3944.2	6.5	0.002 (1/607)
【参考】舞良戸 (固定)	33.0	1.7	0.05 (1/20)

(耐震性能確認用せん断復元力特性)

なお、【参考】の数値について。実験結果を解析で模擬するために用いた F 試験体モデルに、アングル鋼枠とコーチボルトのみを線材に置換して組み込み、静的荷重増分解析を行った。同解析結果による荷重-変位と、RM 試験体モデルの解析結果による荷重-変位の差が、舞良戸を単純に固定した際のせん断復元力特性の近似値と考えられ、その剛性と耐力の推定値を追記した。

このうち、《舞良戸(アングル鋼枠組入)》の数値を採用し、令和 3 年度に実施した耐震調査診断時の耐震性能を再度確認したところ、構造用合板で製作した舞良戸状の壁に置換する補強案に、実験で採用したアングル鋼枠材をもって代替可能であることを確認した。

旧函館区公会堂における木摺漆喰天井の現状及び補強の引張試験

●種別：材料試験 [木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他]、重量測定、

要素試験 [接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他]、

補強性能試験 [接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他]

●基本情報

文化財名称：旧函館区公会堂

文化財種別（指定年月日）：重要文化財（昭和 49 年 5 月 21 日）

所在地：北海道函館市元町 11 番 33 号

所有者（管理団体）：函館市

構造形式：木造、建築面積 886.3 m²、二階建、棧瓦葺

建築年：明治 43 年(1910 年)

事業名称：旧函館公会堂保存修理工事

事業期間：平成 30 年 10 月～令和 3 年 4 月

工事種別：保存修理

事業者：函館市

設計監理：(公財)文化財建造物保存技術協会

実験計画者：(公財)文化財建造物保存技術協会

実験機関：(公財)文化財建造物保存技術協会

実験年月日：平成 30 年（2018）12 月、平成 31 年（2019）1 月、令和元年（2019）10 月、
12 月

引用・参考文献：

●実験に至る経緯と目的

平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震で一般建築物の天井材の落下により人的被害が生じ、非構造部材である天井材についても構造的検討が必要とされるようになっていく。文化財建造物においても、大地震時に近代建築物の木摺漆喰天井の漆喰剥落の被害が多く見られ、地震時の漆喰剥落対策等の必要性が指摘されている。旧函館公会堂においても木摺漆喰天井が用いられているが、一般に公開されることから、漆喰剥落の対策を検討することとなった。そのため、漆喰の付着性能及び補強方法の性能確認のための試験を実施した。

● 姿図・寸法

【使用材料】

試験①、②：建物内の木摺漆喰天井

(木摺：幅 50mm 内外×厚 9～12mm 木摺り間隔 5～12mm 樹種 スギ)

試験③：部分模型試験体

(木摺：幅 45mm×厚 9mm 木摺り間隔 10mm 樹種 スギ)

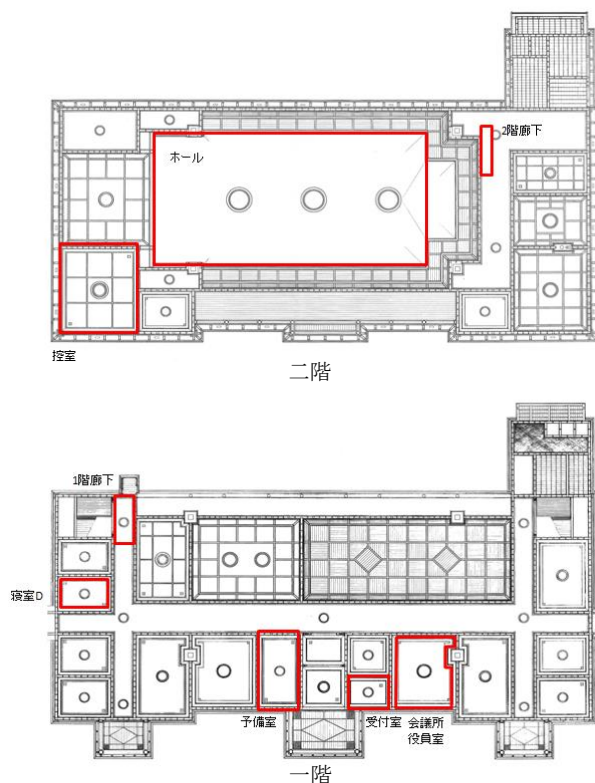
【試験体寸法】

対象の天井漆喰面に、10cm×30cm、10cm×10cm の鉄板(t=12mm)を貼り付け、以下に示す 3 種類の引張試験を実施した。

＜試験①（現状の漆喰試験）＞

試験①では、現状の漆喰天井面に雨漏り跡やひび割れ箇所が多く見られたことから、漆喰の状況を目視にて確認し、ひび割れ等がなく比較的健全な部分、ひび割れのある部分、雨染みのある部分を選定し、各部分での付着性能を確認した。また、当初の漆喰箇所と、昭和修理時に塗り直した漆喰の箇所を選別した。試験を実施した部屋と各漆喰の状況を以下図表に示す。

また、当初と昭和修理時の木摺漆喰の仕様について、試験後観察結果から確認した内容も含め以下に示す。



試験体 No.	部屋	漆喰の状態	鉄板サイズ・		切れ目寸	
			cm	cm	cm	cm
1	1F 予備室外側	新 ひびまぎ	10	× 30	10	× 30
2	1F 予備室内側	新 健全	10	× 30	10	× 30
3	2F 控え左	新	10	× 30	10	× 30
4	2F 控え右	当初	10	× 30	10	× 30
5	1F 受付室外側	新 雨じみの中	10	× 30	10	× 30
6	1F 受付室内側	新 健全	10	× 30	10	× 30
7	2F 中央右	新 雨じみの中	10	× 30	10	× 30
8	2F 中央左	新 健全	10	× 30	10	× 30
9	1F 受付室外側	新 雨じみの中	10	× 30	10	× 30
10	1F 受付室内側	新 雨じみの中	10	× 30	10	× 30
11	1F 受付室外側	新 雨じみの中	10	× 10	30	× 30
2-2	1F 予備室内側	新 健全	10	× 10	10	× 10
12	1F 寝室D	当初健全	10	× 30	10	× 30
13	1F 廊下(南側)	当初健全	10	× 30	10	× 30
13-2	1F 廊下(南側)	当初健全	10	× 30	10	× 30
14	会議所役員室	新 健全	10	× 30	10	× 30
14-2	会議所役員室	新 健全	10	× 30	10	× 30
15	2F 廊下	新 健全	10	× 30	10	× 30

「新」は昭和修理時に塗り直した箇所

図 試験体①の試験を実施した部屋と試験体寸法

当初：

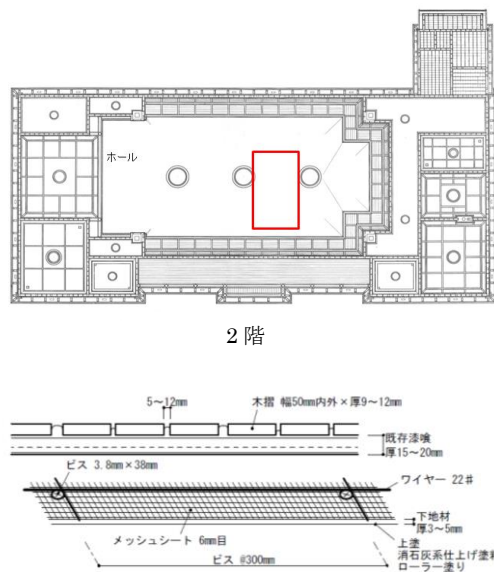
- ・ 下げ苧：本麻
- ・ 下塗：漆喰、厚さ 1～3mm 程度、木摺に摺り付けながら下げ苧を塗り込む
- ・ 斑直し～中塗：砂漆喰、層の分かれ目が不明、厚さ 10mm 程度
- ・ 上塗：漆喰、厚さ 1～1.5mm 程度
- ・ 木摺からの総厚さ 15mm 程度で仕上げている

昭和修理：

- ・ 下げ苧：マニラ麻、当初よりも密度を高めて下塗と斑直しの 2 回に分けて伏せている
- ・ 下塗：漆喰、厚さ 1～3mm 程度、木摺に摺り付けながら下げ苧を塗り込む
- ・ 斑直し：砂漆喰、厚さ 7～10mm 程度、層の分かれ目はないが、報告書では 2 回に分けて塗ったとある。下げ苧はおそらく斑直しの 1 回目に伏せ込んでいる
- ・ 鹿子摺：砂漆喰、厚さは薄く摺り付ける程度（1mm もない程度）
- ・ 中塗：砂漆喰、厚さ 6～9mm 程度
- ・ 上塗：漆喰、厚さ 1～2mm 程度
- ・ 木摺からの総厚さ 15～21mm 程度
- ・ 木摺への食い込みは、当初よりもしっかりと押し込んでいるところが多かった

<試験②（補強材検討試験）>

2 階大広間の天井面において、既存の漆喰面（上塗面）に以下に示す仕様、手順で補強材を施し、試験を実施した。



試験体 No.	部屋	漆喰の状態と 補強仕様	鉄板サイズ・		切れ目寸	
			cm	cm	cm	cm
A1-1	2階ホール	新 砂漆喰+カチオン糊	10	× 30	100	× 100
A1-2	2階ホール	新 砂漆喰+カチオン糊	10	× 30	10	× 30
A2-1	2階ホール	新 砂漆喰+カチオン糊	10	× 10	40	× 40
B1-1	2階ホール	新 カチオンタイ	10	× 30	100	× 100
B1-2	2階ホール	新 カチオンタイ	10	× 30	10	× 30
B2-1	2階ホール	新 カチオンタイ	10	× 10	40	× 40
B2-2	2階ホール	新 カチオンタイ	10	× 10	40	× 40
C1-1	2階ホール	新 ショートファイラー	10	× 30	10	× 30
C1-2	2階ホール	新 ショートファイラー	10	× 30	10	× 30
C2-1	2階ホール	新 ショートファイラー	10	× 10	40	× 40
C2-2	2階ホール	新 ショートファイラー	10	× 10	40	× 40

図 試験体②の試験を実施した部屋と試験体寸法及び仕様

補強材仕様及び施工手順：

- ①既存漆喰面清掃
- ②（既存漆喰面プライマー）*実施において行い試験時に行わなかった。
- ③下地材の下こすり（下地材の仕様は試験体ごとに⑦と同様）
- ④メッシュシート貼付（6mm 目）
- ⑤皿頭ステンレスビス（ $\phi 3.8 \times L38\text{mm}$ ）@300mm
- ⑥ビス頭にステンレスワイヤー（#22）を巻き付け碁盤目状に張り渡す。
- ⑦下地材：

試験体 A	砂漆喰+カチオン糊
試験体 B	カチオンタイト
試験体 C	ショートフィラー

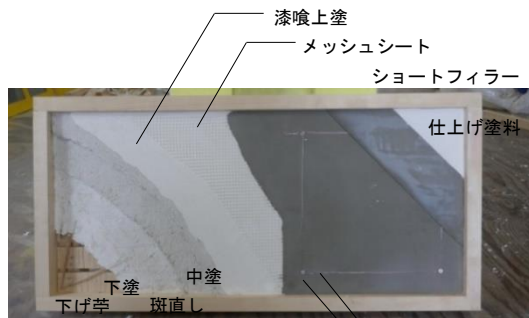
- ⑧漆喰仕上げ 厚さ 2～3mm
（実施では消石灰系仕上げ塗料をローラー仕上げ）

<試験③>

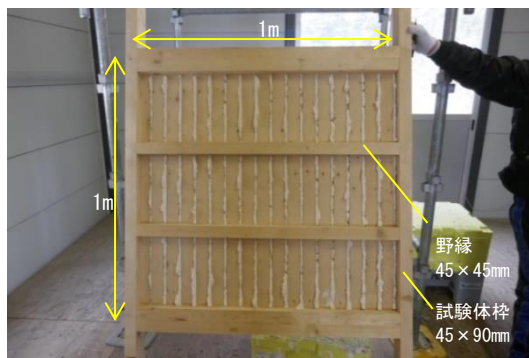
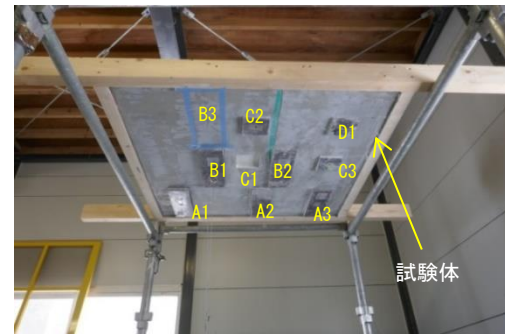
1m 角の試験体を作製し、補強材の効果を検証した。試験体作製時の左官作業は、単管サポート足場に試験体の木摺を上面にして設置し、立ちながら下向きで施工した。

試験体は、鉄板の大きさ、加力面と野縁との関係をパラメータにした。また、加力する鉄板面の周囲にある漆喰が加力面に引き連れられてくるかどうかを確認する試験（試験体 D1）も実施した。加力面と野縁との関係の試験では、野縁によって木摺への漆喰の喰いつき量が変わると考えられることから、野縁と野縁の間に鉄板を設置したものと、野縁に鉄板が重なるように設置したものの 2 種類を確認した。

2314 旧函館区公会堂における木摺漆喰天井の現状及び補強の引張試験
文化財建造物構造実験データ集



ステンレスワイヤー
ステンレスビスφ3.8mm, L=38mm



試験体 No.	試験体大きさ	試験位置	鉄板サイズ・		切れ目寸	
			cm	cm	cm	cm
A1	10X30cm角	野縁間の中央	10	× 30	10	× 30
A2	10X30cm角	野縁間の中央	10	× 30	10	× 30
A3	10X30cm角	野縁間の中央	10	× 30	10	× 30
B1	10X30cm角	野縁に重なる	10	× 30	10	× 30
B2	10X30cm角	野縁に重なる	10	× 30	10	× 30
B3-1	10X30cm角	野縁に重なる	10	× 30	10	× 30
B3-2	10X30cm角	野縁に重なる	10	× 30	10	× 30
C1	10X10cm角	野縁間の中央	10	× 10	10	× 10
C2	10X10cm角	野縁間の中央	10	× 10	10	× 10
C3	10X10cm角	野縁間の中央	10	× 10	10	× 10
D1	10X10cm角	野縁間の中央 (40cm範囲含む)	10	× 10	40	× 40

図 試験体③の試験体寸法及び仕様

●概要

旧函館公会堂の木摺漆喰天井の既存の構造性能を把握し、漆喰剥落防止のための補強方法を考案するために、以下の試験を実施した。いずれも、引張試験前（加力用鉄板を貼り付ける前）に、打診棒による打音検査及び硬度試験器による非破壊試験を実施し、非破壊試験方法についてのデータを収集した。ここでは①から③の引張試験結果を示す。

試験①（現状の漆喰試験）：

現状の木摺漆喰天井の木摺に対する漆喰の付着性能を確認するために、当初の漆喰、昭和修理にて塗り直した漆喰を対象とした漆喰の引張試験

試験②（補強材検討試験）：

2階大広間にて、漆喰落下防止のために行う補強材仕様ごとの構造性能を比較検討するために、補強材を追加した木摺漆喰天井面の漆喰の引張試験

試験③（実施補強材確認試験）：

実際に用いた補強材の構造性能を確認するために、部分模型による補強材を追加した木摺漆喰天井の漆喰の引張試験

●実験方法

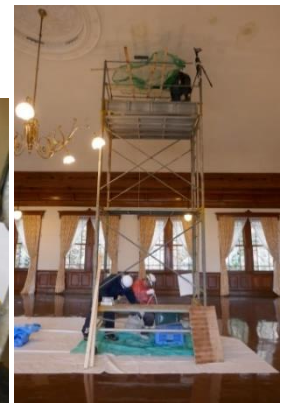
いずれの試験でも、対象の天井漆喰面に $10\text{cm} \times 30\text{cm}$ 、 $10\text{cm} \times 10\text{cm}$ の鉄板 ($t=12\text{mm}$) を貼り付け、水タンクを吊るし、漆喰が剥落するまでタンクに水を注入し、落下時点での水の重量を計測し載荷荷重とした。また、試験内容は、鉄板の大きさに漆喰面に切れ目を入れ周囲の漆喰と縁を切り、鉄板面の大きさでの性能を確認するものと、鉄板の大きさよりも大きな面（ 30cm 角、 40cm 角、 1m 角）で漆喰面に切れ目を入れ、鉄板で直接荷重がかかる面以外の周囲の漆喰が引き連られて剥落するかどうかを確認するものを実施した。



試験①



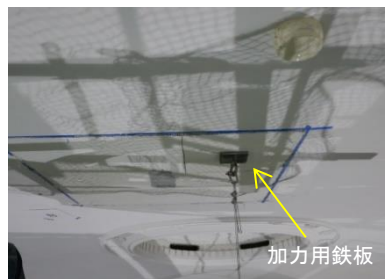
試験①（錘用水タンク）



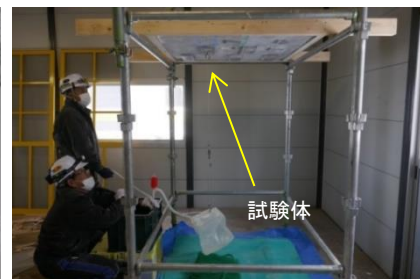
試験①
（足場及び載荷状況）



試験②



試験②



試験③

2314 旧函館区公会堂における木摺漆喰天井の現状及び補強の引張試験
文化財建造物構造実験データ集

●特性値

表 試験結果（試験①（現状の漆喰試験））

試験体 No.	部屋	漆喰の状態	鉄板サイズ・		切れ目枠		鉄板面積		切れ目面積		載荷荷重		応力度 (荷重/切目面積)	備考
			cm	cm	cm	cm	cm ²		cm ²		kgf	kN	N/mm ²	
1	1F 予備室外側	新 ひびまたぎ	10	× 30	10	× 30	300		300		0.0	0.00	0.0000	
2	1F 予備室内側	新 健全	10	× 30	10	× 30	300		300		0.0	0.00	0.0000	
3	2F 控え左	新	10	× 30	10	× 30	300		300		19.0	0.19	0.0063	
4	2F 控え右	当初	10	× 30	10	× 30	300		300		0.0	0.00	0.0000	
5	1F 受付室外側	新 雨じみの中	10	× 30	10	× 30	300		300		0.0	0.00	0.0000	
6	1F 受付室内側	新 健全	10	× 30	10	× 30	300		300		18.9	0.19	0.0062	木摺と平行で貼り付けていた
7	2F 中央右	新 雨じみの中	10	× 30	10	× 30	300		300		0.0	0.00	0.0000	
8	2F 中央左	新 健全	10	× 30	10	× 30	300		300		6.2	0.06	0.0020	
9	1F 受付室外側	新 雨じみの中	10	× 30	10	× 30	300		300		0.0	0.00	0.0000	
10	1F 受付室内側	新 雨じみの中	10	× 30	10	× 30	300		300		11.3	0.11	0.0037	
11	1F 受付室外側	新 雨じみの中	10	× 10	30	× 30	300		900		6.5	0.06	0.0021	
2-2	1F 予備室内側	新 健全	10	× 10	10	× 10	100		100		7.8	0.08	0.0077	中塗に追加で貼付
12	1F 寝室D	当初 健全	10	× 30	10	× 30	300		300		12.5	0.12	0.0041	
13	1F 廊下(南側)	当初 健全	10	× 30	10	× 30	300		300		0.0	0.00	0.0000	上面のペンキで外れた
13-2	1F 廊下(南側)	当初 健全	10	× 30	10	× 30	300		300		26.9	0.27	0.0088	ペンキで外れた後に再試験
14	会議所役員室	新 健全	10	× 30	10	× 30	300		300		0.0	0.00	0.0000	中塗で水加力前に剥離
14-2	会議所役員室	新 健全	10	× 30	10	× 30	300		300		24.0	0.24	0.0079	中塗で落下後、中塗面で再試験
15	2F 廊下	新 健全	10	× 30	10	× 30	300		300		4.8	0.05	0.0016	

「新」は昭和修理時に塗り直した箇所

0(kgf)は鉄板重量で(水加力前に)落下

表 試験結果（試験②（補強材検討試験））

試験体 No.	部屋	漆喰の状態と 補強仕様	鉄板サイズ・		切れ目枠		鉄板面積	切れ目面積	合計重量		応力度	備考
			cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	kgf	kN	N/mm ²	
A1-1	2階ホール	新 砂漆喰+カチオン糊	10	× 30	100	× 100	300	10000	93	0.9	0.0009	1m角の切目で剥落せず
A1-2	2階ホール	新 砂漆喰+カチオン糊	10	× 30	10	× 30	300	300	13	0.1	0.0042	A1-1が落下しなかったため10×30cm角で再試験
A2-1	2階ホール	新 砂漆喰+カチオン糊	10	× 10	40	× 40	100	1600	69	0.7	0.0043	補強ネットの界面で約10cm角剥落
B1-1	2階ホール	新 カチオンタイ	10	× 30	100	× 100	300	10000	39	0.4	0.0004	補強材の上面で落下
B1-2	2階ホール	新 カチオンタイ	10	× 30	10	× 30	300	300	6	0.1	0.0020	B1-1の剥落面を利用して再試験
B2-1	2階ホール	新 カチオンタイ	10	× 10	40	× 40	100	1600	45	0.4	0.0027	補強材の上面で落下
B2-2	2階ホール	新 カチオンタイ	10	× 10	40	× 40	100	1600	46	0.5	0.0028	B2-1の剥落面を利用して再試験
C1-1	2階ホール	新 ショートファイラー	10	× 30	10	× 30	300	300	0	0.0	0.0000	切り込み途中で接着面で落下
C1-2	2階ホール	新 ショートファイラー	10	× 30	10	× 30	300	300	16	0.2	0.0051	C1-1が試験前落下のため再試験
C2-1	2階ホール	新 ショートファイラー	10	× 10	40	× 40	100	1600	50	0.5	0.0031	表面で剥落
C2-2	2階ホール	新 ショートファイラー	10	× 10	40	× 40	100	1600	96	0.9	0.0059	C2-1が表面で剥落したため再試験

表 試験結果（試験③（実施補強材確認試験））

試験体 No.	試験体大きさ	試験位置	鉄板サイズ		切れ目寸		鉄板面積		切れ目面積		合計重量		応力度 (重量/切れ目面積)	備考
			cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	kgf	kN	kgf	kN		
A1	10X30cm角	野縁間の中央	10	×	30	10	×	30	300	300	11	0.11	0.0036	木摺面＋生漆喰の後の斑直しで剥落
A2	10X30cm角	野縁間の中央	10	×	30	10	×	30	300	300	17	0.17	0.0055	木摺面＋生漆喰の後の斑直しで剥落
A3	10X30cm角	野縁間の中央	10	×	30	10	×	30	300	300	19	0.18	0.0062	生漆喰の後の斑直しで剥落
B1	10X30cm角	野縁に重なる	10	×	30	10	×	30	300	300	7	0.07	0.0023	木摺面＋生漆喰の後の斑直しで剥落
B2	10X30cm角	野縁に重なる	10	×	30	10	×	30	300	300	35	0.34	0.0115	ワイヤーを留めるビスが鉄板を抑えていた
B3-1	10X30cm角	野縁に重なる	10	×	30	10	×	30	300	300	9	0.09	0.0031	B3-1ビスワイヤーで鉄板が残ったため、 B3-2として続けて載荷した
B3-2	10X30cm角	野縁に重なる	10	×	30	10	×	30	300	300	31	0.30	0.0101	B3-1で残った後に載荷
C1	10X10cm角	野縁間の中央	10	×	10	10	×	10	100	100	-	-	-	切り込み途中に接着面で落下
C2	10X10cm角	野縁間の中央	10	×	10	10	×	10	100	100	4	0.04	0.0037	木摺間の漆喰が2本抜け落ちた
C3	10X10cm角	野縁間の中央	10	×	10	10	×	10	100	100	10	0.10	0.0100	木摺間の漆喰が2本抜け落ちた
D1	10X10cm角	野縁間の中央 (40cm周囲含む)	10	×	10	40	×	40	100	1600	109	1.07	(※)0.0067	※応力度は切目に隣接試験体の鉄板が少し重なったため参考値

●荷重変形

—

●破壊形状

試験①（現状の漆喰試験）

雨染みの中で実施した試験では、健全部分と比較し、全体的に付着応力度が低い傾向が見られた。しかし、健全部分でも一部の試験箇所では加力前に鉄板で剥離する箇所も見られた。昭和修理時に塗り直した部分は、中塗で剥離するものが多く見られ、試験後に漆喰の状況を確認すると、中塗で剥離している層が確認された。雨漏りなどで下塗の喰いつきが悪くなったと考えられる箇所でも、この中塗の層で剥落するものも見られた。

一方で、当初の漆喰には、昭和修理時に比べると中塗で剥離している層は少なかった。破壊モードも、昭和修理時の化粧直し塗料で剥がれたものもあったが、その後の再加力では木摺との界面で剥落が生じた。

試験②（補強材検討試験）

試験体 A では 10cm×30cm 角の加力面に対して 1m 各の切れ目を入れたものは、約 100kgf を載荷しても落下しなかったため、10cm×30cm の大きさで切れ目を入れて再加力した。

10cm×30cm 角の試験体では、載荷荷重は試験体 B, A, C の順で高くなった。

10cm×10cm（40cm 角の切れ目）角の試験体では、載荷荷重は試験体 B, A, C の順で高くなった。試験体 A は 10cm 角で補強材上の表面の部分で剥落し、試験体 B は、約 40cm 角で剥落し加力面の周囲の漆喰を引き連れて剥落した。試験体 C も加力面の周囲の漆喰を引き連れて下塗界面で剥がれ鉄板が落下したが、ビスで留められている箇所は、下塗層が

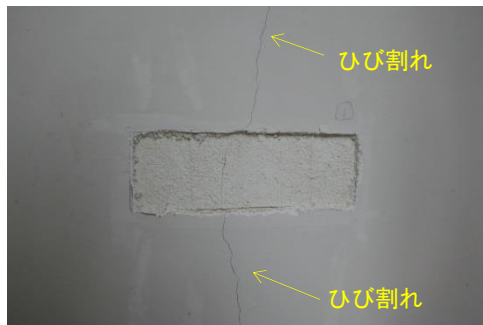
ら層厚全体でビスを貫通することではなく、木摺面から完全に漆喰面全体が剥落するものはなかった。

試験③（実施補強材確認試験）

木摺面＋下塗漆喰の後の斑直しで剥落が確認された。

10cm×30cm 角の試験では、木摺面と下塗漆喰の後の斑直し面が混在しての破壊モードが見られたが、10cm×10cm 角の試験では、木摺面のみで破壊しており、破壊モードに違いが見られた。

加力面の周囲が引き連れられてくるかどうかの試験（試験体 D1）では、最終的には、鉄板が表面の仕上げ面で剥落し、メッシュシートと中塗の界面が約 40cm 角で剥がれ、10cm 角の鉄板が貼られた箇所のみ中塗表層が剥離した。ビスは抜け落ちることなく、木摺と一体になっている漆喰面に残り、剥離した層はステンレスワイヤーで残った層と繋がった状態で、完全に下へ落下することにはなかった。



試験体 1（加力後）



試験体 2（中塗りで剥離後、中塗面にて再試験した後の様子）



試験体 3（加力後の天井面）



試験体 5（加力後）

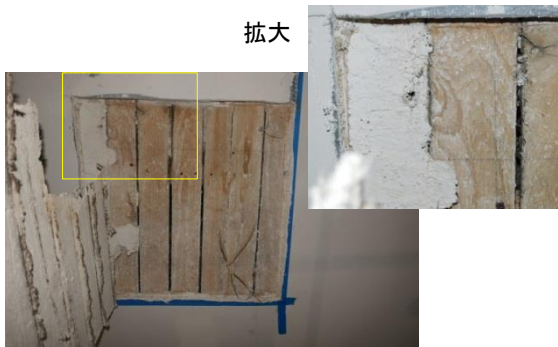




試験体 A2-1 (剥落後)



試験体 A2-1 (剥落後鉄板側)



試験体 B2-2 (剥落後)



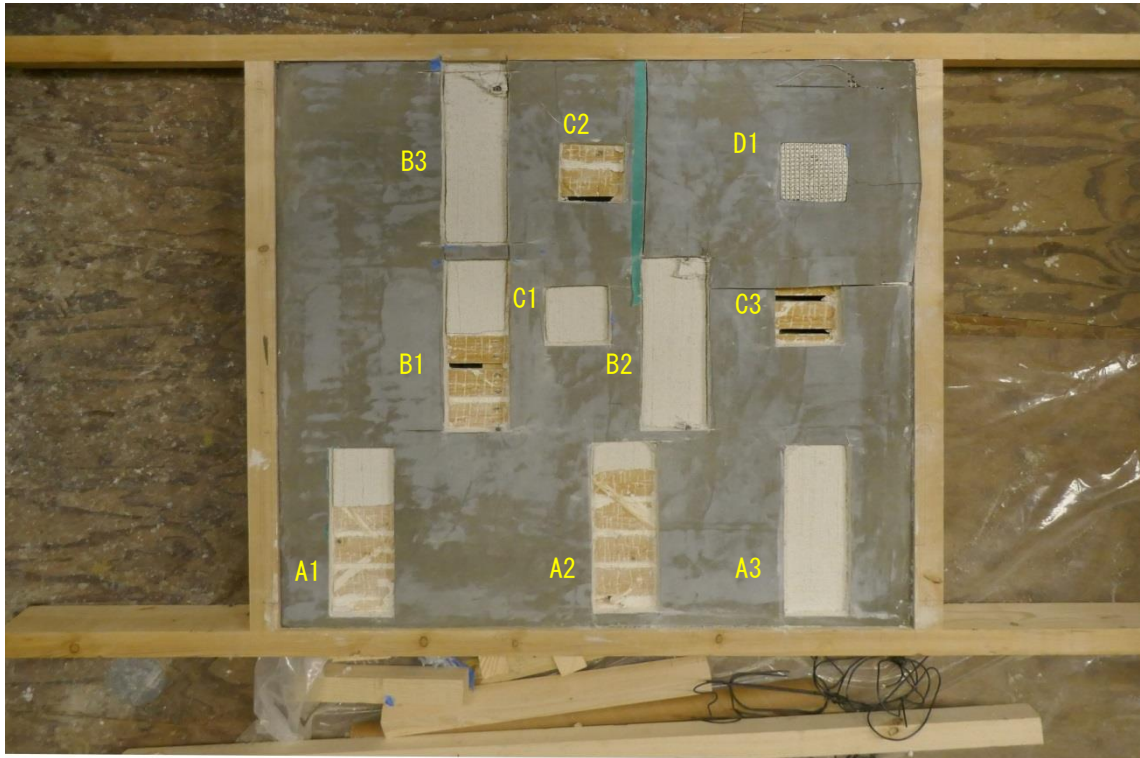
試験体 C1-2 (剥落後)



試験体 C2-1 (剥落後)



試験体 C2-1 (剥落後ビスの様子)



試験体全体（剥落後）



試験体 B1（剥落後）



試験体 C3（剥落後鉄板側）



試験体 D1（剥落後）



試験体 D1（剥落後ビスの様子）

●理論式

—

●モデル化

—

●考察

試験①（現状の漆喰試験）：

木摺間は 5～12mm と木摺間隔が少ない箇所もあり、木摺裏側の漆喰は多少飛び出すか飛び出ない程度で、木摺への漆喰の喰いつきは十分ではなかったと考えられる。そのため、木摺と漆喰下塗面の界面で剥離するものが多かったと思われる。

試験②（補強材検討試験）

いずれの試験体も斑直しと下塗の界面で剥落した。ネット部分はビス留め部分がないところだったため、ネットごと一体となり、一番弱い界面で剥落したと見られる。

試験③（実施補強材確認試験）：

同じ破壊モード（木摺面＋下塗漆喰の後の斑直しで剥落したもの）での耐力を比較すると、野縁間の中央で重なった試験体の方が耐力が低くなる傾向が見られた。野縁によって木摺裏側への喰いつきが減ることが影響していると考えられる。

今回の試験では、試験体が 1 体のみであることや、引張力のみを加えた試験であり地震時の破壊モードと異なる可能性はあるが、ビスは木摺まで留められており、ビスが木摺から抜けなければ、ステンレスワイヤーとメッシュシートは漆喰剥落防止に一定の効果があると考えられる。

旧開智学校校舎における梁上支圧板設置のための樹脂モルタル製飼物の支圧耐力試験

●種別：材料試験〔木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他〕、重量測定

要素試験〔接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他〕、

補強性能試験〔接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他〕

●基本情報

文化財名称：旧開智学校校舎

文化財種別（指定年月日）：国宝（令和元年 9 月 30 日）

所在地：長野県松本市開智 2-4-12

所有者（管理団体）：松本市（松本市丸の内 37 号）

構造形式：木造、建築面積 507.0 m²、二階建、寄棟造、棧瓦葺、中央部八角塔屋付

建築年：明治 9 年（1876）4 月、昭和 39 年（1964）現在地に移築復元

事業名称：国宝旧開智学校校舎 耐震対策工事

事業期間：令和 2 年 9 月～令和 6 年 12 月

工事種別：耐震対策工事

事業者：松本市

設計監理：（公財）文化財建造物保存技術協会

実験計画者：菊岡喜一（同上）、古川 洋（有）安芸構造計画事務所）

実験機関：信州大学工学部

実験年月日：2023 年 10 月 11 日

引用・参考文献：

●実験に至る経緯と目的

旧開智学校校舎の耐震補強において、柱の浮き上がりを拘束するために、1 階床下基礎と 2 階天井梁をタイロッドを用いて緊結した。2 階天井梁が太鼓状の加工で上部は丸太状であり、タイロッドの支圧板をセットするには木製飼物を光付け加工して水平面を設ける必要があったが、全ての部材形状が異なり狭い天井内で施工が困難であった。そこで木製飼物に代わる方法として、コンクリート建造物の補修に用いられるエポキシ樹脂系モルタル（商品名：ボンド K モルタル）を採用した。必要な支圧耐力を確認するために、ボンド K モルタルを用いて支圧試験を行った。

● 姿図・寸法

【使用材料】

1) 製材：ベイマツ、ボンド K モルタル、剥離シート：ラップフィルム

2) ボンド K モルタル（コニシ株式会社 以下カタログより転写）

・用途：コンクリート構造物の欠損部や露出鉄筋部の補修用充填剤、不陸・段差部の調整用樹脂モルタル

・JIS A 6024（建築補修用及び建築補修用エポキシ樹脂）表示認証を取得

・性状

項目	主材	硬化剤
主成分	エポキシ樹脂	ポリアミン類
外観	灰白色パテ状	灰黒色パテ状
混合比	主材：硬化剤＝2：1（質量比）	
比重	0.75± 0.05	

・ボンド K モルタル 硬化物の性能規格（社内規格値）

試験項目	規格値	試験方法
圧縮降伏強さ(N/mm ²)	24以上	JIS K 7208
曲げ強さ(N/mm ²)	10以上	JIS K 7203



写真1 混合作業状態

【試験体寸法】

試験体の寸法を図 1 に示した。天端を丸太状に加工した製材にラップフィルムを貼り、簡単な型枠を載せ、混合したボンド K モルタルを押さえるようにして充填した。硬化後天端を水平且つ平滑に仕上げた。試験体の試験を写真 2 に示した。



写真 2 支圧試験体

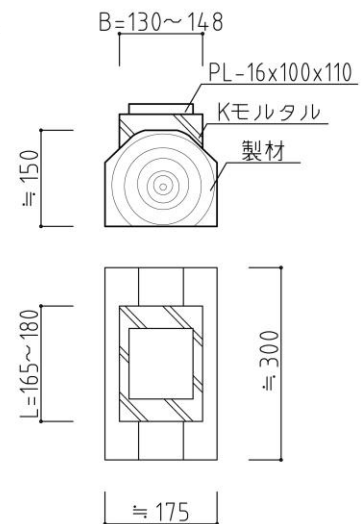


図 1 試験体の形状寸法

●実験方法

写真 3 に示すように、アムスラー型万能試験機を用い、試験体とクロスヘッドとの間にロードセルを挟んで支圧荷重を、加力支圧板の左右 2 カ所とクロスヘッドの 3 カ所の変位を測定し、加力支圧板の 2 カ所の平均値を採用した。

加力は破断に至るまでの単純増加荷重として加力した。



写真 3 加力試験の様子

●荷重変形

3 体の支圧試験の荷重－変形曲線に完全弾塑性体モデルの評価曲線を加えた結果を図 2 に示した。また、試験結果と完全弾塑性モデルの置換結果の一覧を表 1 に示した。

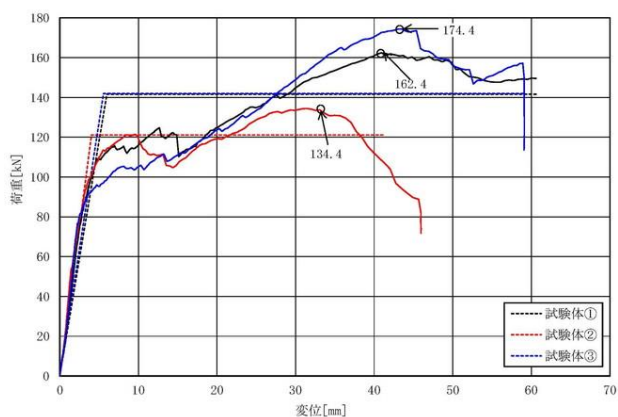


図 2 支圧試験結果

表 1 試験結果と完全弾塑性体モデルの一覧

試験体	Pmax kN	Py kN	δy mm	Ke kN/mm	Pu kN	δv mm	δu mm	塑性率 $\delta u / \delta v$	備考
①	162.4	105.9	4.5	23.5	141.6	6.0	60.6	10.1	
②	134.4	84.5	2.8	30.2	121.1	4.0	41.2	10.2	
③	174.4	90.9	3.6	25.3	142.0	5.6	59.1	10.6	

●破壊形状

試験体 3 体の破損状況を写真 4、写真 5 に示した。



写真 4 各試験体の破損状況：木口面



写真 5 破損状況：天端めり込み

いずれの試験体も同じように、モルタルが製材にめり込み始めるとモルタルの端部に割れが発生した。写真に見られるように、めり込みが進行して製材の木口に割れが認められる状況になると支圧板の外周に沿ってモルタルが破断して分離した。それ以降は支圧板と支圧板下のモルタルのみが製材にめり込むようになり、木口が大きく破損した状況となった。最終的にはモルタルを含めて支圧板は 30mm ほどめり込んだ状態になった。

●考察

試験体の製材長さが短いこともあり、天端のめり込みにより木口面が大きく割れることになった。製材の長さが確保できていればさらに大きな支圧耐力が得られたと思われる。木質構造基礎理論(日本建築学会、2010、P.98)によれば、製材の端部から 100mm は材端に当たり基準強度を低減することになり、ベイマツの材端めり込み強度： $F_{cv}=0.72\text{kN}/\text{cm}^2$ とすると支圧耐力： $nPu=10.0\times 11.0\times 0.72\text{kN}/\text{cm}^2=79.2\text{kN}$ となる。実験結果は $Pu=134.4\sim 1174.4\text{kN}$ となり、材端の低減を行わない $F_{cv}=0.90\text{kN}/\text{cm}^2$ 、 $nPu=99.0\text{kN}$ をも満足する結果となった。

丸太状の梁天端に支圧板をセットするために、エポキシ樹脂系モルタルを用いた方法は、タイロッドの張力を確保するために特に問題がないことが確認できた。また、支圧板を受けるモルタルの大きさについては、支圧試験中に製材へのめり込みによりモルタルに割れが発生したことから、支圧板の面積のみを有効にする必要があることが確認できた。