

南極昭和基地無電棟外壁パネルの曲げ強度試験

半貫敏夫¹・平山善吉¹・斎藤俊一¹・坪内信朗²・高橋 拡²Bending strength tests of a wooden wall panel used in the wireless hut
built in 1957 at Syowa Station, AntarcticaToshio Hannuki¹, Zenkichi Hirayama¹, Toshikazu Saito¹,
Nobuo Tsubouchi² and Hiromu Takahashi²

Abstract: Durability tests of the old wireless hut were performed in 1997. The prefabricated wooden hut had been built at Syowa Station in 40 years ago. It was dismantled and brought back to Japan for many kinds of durability test.

The results of the durability test on the mechanical behavior of wooden wall panels used in the old wireless hut are as follows: (1) Required performance in the mechanical property of the wall panel at the original design is retained sufficiently at present. (2) Among the structural properties of the wooden panel, bending stiffness and bending strength were weakened gradually by decay of plywood exposed to the outside. The inner component parts of the wall panel preserved by the surface plywood boards have retained their initial high performance until now.

The wooden panel surface coating technique will be very important to prevent weakening of structural performance.

要旨: 1957年に昭和基地に建設され、40年経過した木質プレハブ建物一式を日本に持帰り、各種の耐久性試験を行った。壁パネルについての剛性、強度を実験的に調査した結果、次のようなことがわかった。(1) 設計荷重範囲でのパネルの挙動は弾性的であり、構造部材としての設計要求性能がまだ保持されている。(2) パネルの面外曲げ剛性、曲げ強度ともにわずかではあるが劣化が認められる。パネル構成材のうち、檜の芯材、桧材は直接外気に接することが少ないために保存状態が良く、ほとんど材料性能の劣化は見られなかった。合板も水に冒されない限り性能に大きな変化はない。しかし外装ペイントの保護層だけでは合板接着層の劣化は完全に押さえられず、経年による性能低下は建物外部の合板から徐々に進行していると推測できる。1982年に行われた同形式の壁パネル試験結果と比較したパネル剛性のわずかな変化は、この表面合板の性能劣化が原因と考えられる。

¹ 日本大学理工学部建築学科。Department of Architecture, College of Science and Technology, Nihon University, 8-14, Kanda-Surugadai 1-chome, Chiyoda-ku, Tokyo 101-8308.

² (株) 竹中工務店。Takenaka Corporation, 21-1, Ginza 8-chome, Chuo-ku, Tokyo 104-8182.

1. はじめに

日本建築学会南極建築委員会が設計し、竹中工務店が製作した第1次日本南極観測隊用建物：「無電棟」資材一式を持ち帰り、「南極展」(1997.7.19～11.16：東京上野，国立科学博物館)において復元・展示した(図1)。この建物は，その使われ方に幾多の変遷があったものの，補修を受けつつ昭和基地で40年を経過した歴史的な木質プレハブ建築である。国立極地研究所設営専門委員会建築分科会では，この機会に，日本のプレハブ建築草創期に製作されたこの歴史的建築物の耐久性を調査することになった。本報告はその分担課題の一部として実施した木質外壁パネルの面外曲げ強度について調査検討した結果である。

無電棟と同型式のプレハブ建築：「旧地学棟」(設計：日本建築学会，製作：竹中工務店)について，25年間南極で使用した後，1981年に日本に持ち帰ってその耐久性を調べた結果が佐藤ら(1983)によって報告されている。そこで，築後40年の耐久性を調査した今回の試験もこれと比較できる形で行った。なお，本建物は1957年2月，昭和基地に建設され，40年後の1997年2月に解体，観測船「しらせ」で日本に輸送・持ち帰られた。輸送中は船倉に格納されていたので，昭和基地から日本に至る輸送中の気温，湿度変動の影響は受けているものの直接，雨にあたることはなく，国内でも倉庫内に保管されたので，輸送中の建築部品の品質劣化はほとんど考慮しなくてよいと思われる。部品輸送中の保管条件は佐藤ら(1983)の実験とほぼ同じと判断される。



図1 復元された無電棟

Fig. 1. The wireless hut that was taken from Syowa Station and reconstructed in Tokyo.

2. 無電棟外壁パネルの構成

外壁パネルは基本寸法：幅 1212 mm × 長さ 2424 mm，厚さ 100 mm の木質サンドイッチパネルである。図 2 に示すように，よく吟味・選定された尾州檜無節材で作られた枠材を組み合わせて構成した格子構造の両面に，カバ材を原材とする 6 プライ 6 mm 厚の合板を貼ったものである。使用された接着剤はレゾルシノール，ホルムアルデヒド樹脂系「プライオーフェン No. 6000」である（佐藤ら，1983）。この南極観測用プレハブ建築が設計された当時，1956 年には合板が市場に流通していなかったのでここで使用した合板は特注品である。格子間には断熱材（フォームポリスチレン系「スチロポール P」；ドイツからの輸入品）が隙間なく充填されている。南極では雨の可能性を考えなかったため，パネル両面の内・外装は塗装仕上げである。持帰ったパネルには 40 年の間に何回も補修塗装を行った跡が見られた。

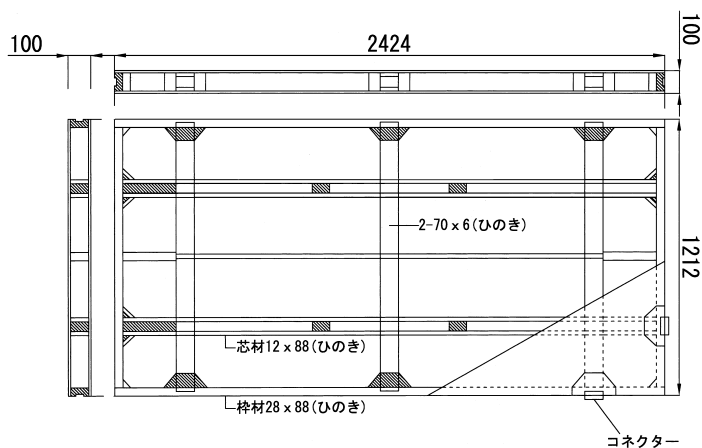


図 2 無電棟外壁パネルの構成

Fig. 2. The composition of the wooden wall panel used in the wireless hut.

3. 外壁パネルの曲げ試験

佐藤ら (1983) の報告によると，剛性の高いパネル周辺枠材の影響を除いて，表面合板と，相欠きで格子組みした幅 12 mm の芯材で構成される木質サンドイッチ板としての壁パネルの基本性能を調べるために，幅 1212 mm のパネル両サイドを切りつめて幅 1000 mm，長さ 2424 mm の試験体を製作して曲げ試験を行っている。そこで本実験でもこれに倣って試験体パネルを加工した (図 3, 4)。

外壁パネル試験体の構造性能を調べる試験では，最も不利な荷重条件として壁パネルが壁面に直角に風荷重を受ける場合を想定して，設計用風荷重の最大値に相当する等分布荷重 (3.14 kN/m²) を目安にして 3.92 kN/m² までの分布荷重を外壁面側から加える試験を行っ

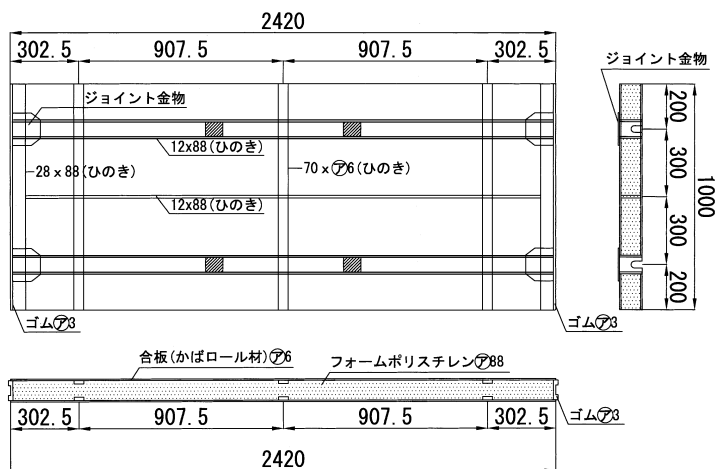


図3 加工した壁パネル試験体
Fig. 3. The test specimen cut off from the wall panel.



図4 両端 106 mm を切断した壁パネル試験体
Fig. 4. The test specimen of the wall panel cut from 1.212 m to 1 m width.

た(図5). 試験体パネルはスパン 2380 mm で単純支持し, 砂袋を用いて漸増等分布荷重を加え, 図6に示す3点のパネル変位 δ_1 , δ_2 , δ_3 を測定した. 試験結果の荷重-変位関係を図6に示す. 佐藤ら(1983)の実験結果と比較すると, やや剛性が低い結果となったが, 荷重が 3.92 kN/m^2 に達するまで弾性的な応答を示している. これよりまだ構造材としての性能が保持されていることが確かめられた. 図6に示した対称な測定点の変位 δ_2 と δ_3 を比較すると, 理想的には等しい挙動を示すべきものが $w = 1.5 \sim 1.96 \text{ kN/m}^2$ を超える範囲で $\delta_2 < \delta_3$ となってパネル曲げたわみの非対称性が早期に現れている. 実験結果のまとめを表1に示す.



図5 壁パネルの等分布荷重裁荷試験

Fig. 5. Uniformly distributed loading test of the wall panel specimen.

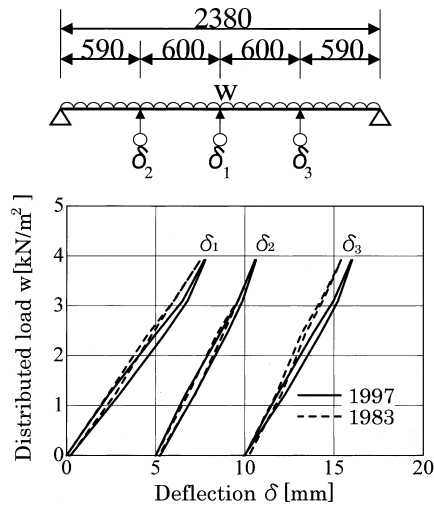


図6 壁パネル試験体の等分布荷重裁荷試験結果

Fig. 6. Load-deflection curves of simply supported specimen under uniformly distributed load condition.

表1 壁パネルの曲げ性能試験結果一覧

Table 1. Bending characteristics of the wall panel obtained from the test.

試験項目	試験体記号	w=3.1kN/m ² 時			w=3.9kN/m ² 時			w=3.9kN/m ² 時の 破損の有無
		全荷重[kN]	中央曲げ モーメント [kN・mm]	中央たわみ [mm]	全荷重[kN]	中央曲げ モーメント [kN・mm]	中央たわみ [mm]	
等分布荷重試験	A-1	7.45	2235	6.5	9.41	2822	7.7	なし
試験項目	試験体記号	最大荷重時						破壊状況
集中荷重試験	A-2	全荷重 [kN]	中央曲げモーメント [kN・mm]		中央たわみ [mm]		荷重点のめり込み 荷重点の(圧縮側) の曲げ破壊	
		25.32	11394		35.4			

図6のたわみは、ほとんどパネル構造の曲げ変形成分と解釈できるので、等分布荷重 w を受ける弾性単純梁の曲げたわみ式： $\delta = 5wL^4/(384EI)$ ，ここに δ ：梁中央点のたわみ， L ：単純支持スパン， EI ：曲げ剛性，を用いて，設計荷重の1/2に相当する荷重 $w = 1.96 \text{ kN/m}^2$ 時点のたわみの実測値 (δ_1) からパネルの曲げ剛性 EI を算出すると， $EI = 22.7 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{cm}$ (佐藤ら，1983の実験記録による)， $EI = 21.4 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{cm}$ (今回の実験) が得られた．また，表面合板と芯材の曲げ剛性を累加したパネルの曲げ剛性 EI は，それぞれの断面すべてを有効として計算すると $24.1 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{cm}$ となる．

続いて，同じ試験体を用いてスパン 2380 mm の単純支持条件で外壁パネルの曲げ破壊強度を調べる試験を行った．ここではH形鋼を組み合わせた加力治具を用いてパネルのスパン中央から 300 mm 振り分けで対称な2点に漸増線荷重を加えた(図7)．試験結果の荷重-変位関係を図8に示す．測定したパネルのたわみは中央点の δ_1 ，荷重作用点直下の δ_2 ， δ_3 である．全荷重 P が 12.75 kN 付近に達したとき，パネル長辺方向に対称に配置された芯材のうちの1本が破壊音と共に破損したため，パネル全体のねじり変形が急増する現象が生じた．表面合板と芯材の接着が完全であれば，合板と芯材は一体の断面として働き，曲げ中立軸から最も遠い合板応力のほうが高い筈なので，合板と芯材との接着層の局所的欠陥か，あるいは芯材交差部の断面欠損が直接的な原因となってパネルに局所的な損傷が発生したと思われる．佐藤ら(1983)の試験データが25 kNを越えても対称な変形を維持しているのに対して，本実験では荷重 $P = 5.9 \text{ kN}$ 付近からパネルの対称位置のたわみ δ_2 ， δ_3 に非対称性が現れている．

芯材の一部が破損した後もパネルの曲げ性能は急激に低下することなく，荷重が増加して，最大で $P = 25.34 \text{ kN}$ に達した．その後，荷重がほぼ一定のまま変形が増大した．実験ではパ

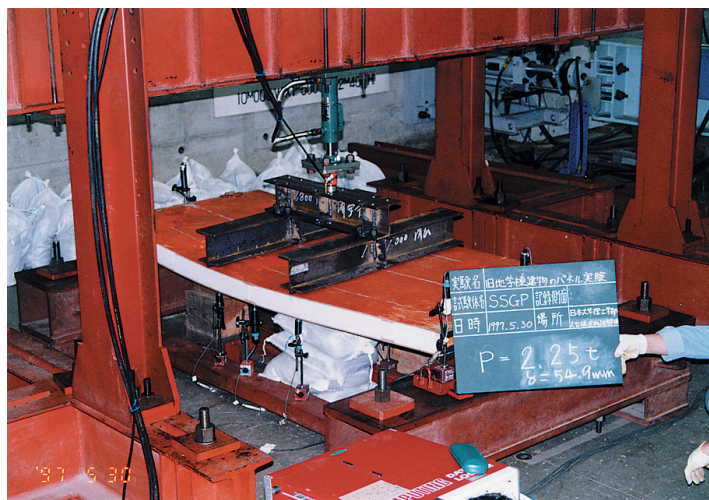


図7 2点線荷重による壁パネルの曲げ試験

Fig. 7. Bending strength test of the wall panel specimen under concentrated loading condition at two points.

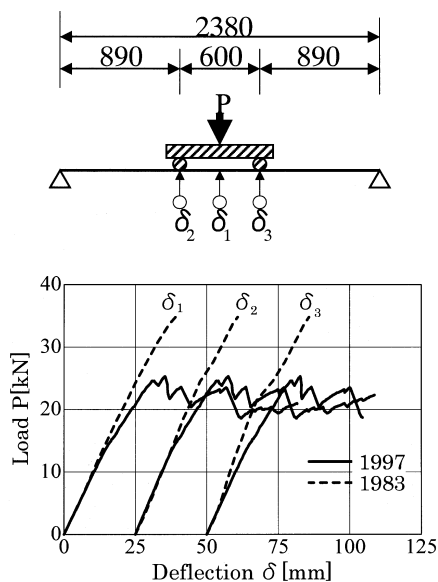


図8 壁パネル試験体の曲げ強度試験結果

Fig. 8. Load-deflection curves of simply supported specimen under concentrated loads at two points.

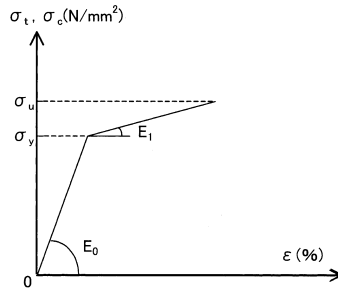
ネルのねじり変形が著しくなって、パネルに乗せた加力治具がすべりはじめたところで加力を中止した。佐藤ら (1983) の試験結果と比べると、最大荷重比で $25.34 \text{ kN}/34.81 \text{ kN} = 0.73$ 、最大荷重時のパネル中央たわみ比で $35.4 \text{ mm}/39.1 \text{ mm} = 0.91$ という結果になった。今回の試験では曲げ強度、剛性ともにやや低い値であったが、強度については、たまたま今回の試験体パネルの芯材に欠陥があったための強度低下とみるべきもので、経年による材質劣化とは考えにくい。

一般に木材格子に合板を接着接合した木質パネルでは、表面合板の材質劣化が最も構造的な性能に影響する因子である。この意味では塗装による補修が丁寧に行われていたとはいえ、表面合板の品質がわずかに経年劣化したため、パネル剛性がやや低下していると見ることも可能である。表1に試験結果のまとめを示した。

試験終了後の目視観察によると、曲げモーメントが最大となる位置でも、引っ張り側表面合板の破壊はなく、治具加力点の木部へのめり込み、および加力点位置での圧縮側合板の局部的剥離破壊、支点の局部的変形が顕著であった。

4. 簡単な数値解析による検討

上の実験を簡単な数値モデルで再現し、材料劣化の可能性を検討した。合板、芯材の材料試験結果 (ミサワホーム総合研究所技術開発部, 1999 及び平山ら, 1999) を参考にして、これらをバイリニア形応力ひずみ関係にモデル化した (図9, 10)。図中のモデル No. 1 は材料試



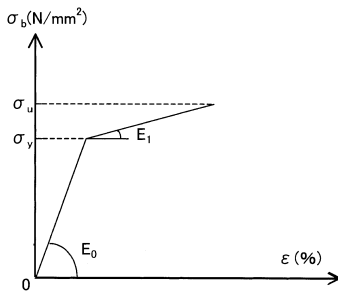
Analytical models	No.1	No.2	No.3	No.4
$E_0(\text{N/mm}^2)$	5490	5490	4410	4410
$E_1(\text{N/mm}^2)$	$0.046E_0$	$0.046E_0$	$0.046E_0$	$0.046E_0$
$\sigma_u(\text{N/mm}^2)$	21.6	21.6	21.6	21.6
$\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	$0.7\sigma_u$	$0.7\sigma_u$	$0.7\sigma_u$	$0.7\sigma_u$

σ_t : 引張応力度, σ_c : 圧縮応力度, σ_u : 終局強度, σ_y : 降伏応力度, E_0 : 初期弾性係数, E_1 : 第2係数

図9 合板の応力-ひずみモデル

Fig. 9. Stress-strain models of plywood used in the wall panel.

σ_t : Tensile stress, σ_c : compressive stress, σ_u : ultimate strength, σ_y : yield stress, E_0 : the intinal elastic-modulus, E_1 : the second modulus.



Analytical models	No.1	No.2	No.3	No.4
$E_0(\text{N/mm}^2)$	9020	8830	8830	8830
$E_1(\text{N/mm}^2)$	$0.089E_0$	$0.06E_0$	$0.06E_0$	0
$\sigma_u(\text{N/mm}^2)$	67	48	48	29.4
$\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	$0.7\sigma_u$	$0.7\sigma_u$	$0.7\sigma_u$	$1.0\sigma_u$

σ_b : 曲げ応力度, σ_u : 終局強度, σ_y : 降伏応力度, E_0 : 初期弾性係数, E_1 : 第2係数

図10 芯材の応力-ひずみモデル

Fig. 10. Stress-strain models of the wooden framework of the wall panel.

Figures are same as Fig. 9 except σ_b : bending stress.

験の平均値を用いたもの、モデル No. 2 は芯材の材料欠陥を考慮して剛性、強度を低下させたもの、モデル No. 3 は合板の性能劣化を考慮して初期弾性係数を下げたもの、モデル No. 4 はさらに芯材の強度低下を加えたものである。ひずみに関しては弾・塑性全域にわたって平面保持を仮定し、曲げを受けるパネル断面を、曲げ中立軸に平行な薄層要素の重ね合わせでモデル化した。こうしてパネル部材のモーメント-曲率関係を求めると図 11 のような関係が得られる。パネルを長さ方向に均等分割した各要素にこの $M-\kappa$ 関係を適用し、各荷重条件に基づいた試験体のモーメント分布に関して積分すると荷重とたわみ δ の関係が得られる。計算では断面の 1 要素が σ_u に到達した時点と最大変形 δ_{max} とした。図 8 に示す実験と同じ条件で解析した集中荷重下の $P-\delta$ 関係 (図 12, δ : パネル中央位置の変位で実験の δ_1 に対応する) において、モデル No.1 と No. 2 を比較することによって荷重-たわみ関係に対す

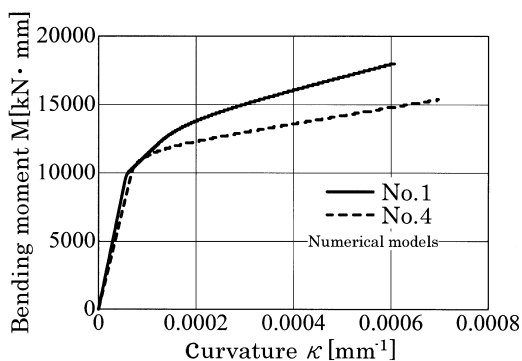


図 11 壁パネル断面の曲げモーメント-曲率関係 ($M-\kappa$) モデル

Fig. 11. Numerical $M-\kappa$ models of the wall panel specimen.

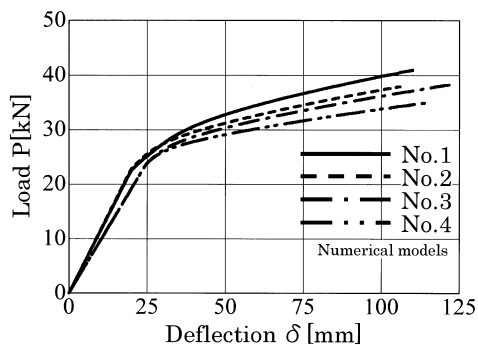


図 12 集中荷重を受ける壁パネルの荷重-変形関係 (数値解析)

Fig. 12. $P-\delta$ relations of the wall panel simulated numerically. The test condition shown in Fig. 8.

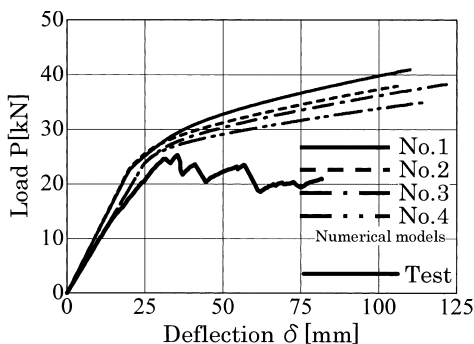


図 13 集中荷重を受ける壁パネルの荷重-変形関係 (数値解析と実験値の比較)

Fig. 13. Load-deflection curves of the wall panel under the concentrated load condition shown in Fig. 8 (comparison between the test and numerical models).

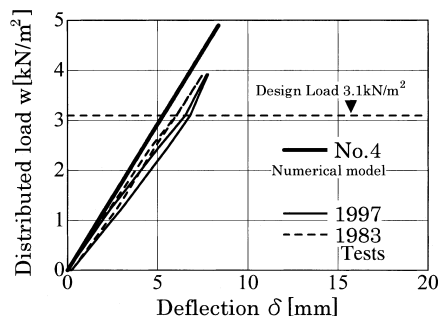


図 14 等分布荷重を受ける壁パネルの荷重-変形関係 (数値解析と実験値の比較)

Fig. 14. Load-deflection curves of the wall panel under the condition of uniformly distributed load shown in Fig. 6 (comparison between the test and a numerical model).

る芯材の材料特性の影響が、モデル No. 3 と No. 4 の比較から合板の初期弾性係数の影響が推測できる。パネル最外縁にある合板はパネル全体の剛性に大きく寄与し、芯材の強度低下はパネルの変形能力に影響することがわかる。図 12 の解析モデルの $P-\delta$ 関係と図 8 の $P-\delta_1$ 関係(実験結果)を比較すると、図 13 のようになり、モデル No. 4 の解析結果が実験に最も近い。等分布荷重の実験結果に対してもモデル 4 がよい近似値を与えている(図 14)。

以上の検討により、実験において個々の材料特性の劣化は顕著ではなかったが、パネル全体としては剛性、耐力ともに少しずつ劣化が進行しているとみることができる。

5. ま と め

極限環境で 40 年間使用されてきた木質サンドイッチパネルの曲げ性能を調べた結果は以下のようにまとめられる。

- 1) 設計荷重範囲でのパネルの応答は弾性的であり、構造部材としての性能が保持されている。
- 2) パネル構成材のうち、檜の芯材、桧材は直接外気に接することが少ないために保存状態が良く、ほとんど材料性能の劣化は見られなかった。合板も水に冒されない限り性能に大きな変化はないと思われる。しかし外装ペイントの保護層だけでは合板接着層の劣化は完全に防げないと思われるので、経年による性能低下はパネル表面合板から徐々に進行していることが推測できる。
- 3) 1982 年の試験結果と比較したパネル剛性のわずかな変化は、この表面合板の性能劣化が主な原因と考えられる。

謝 辞

本実験は日本大学理工学部船橋校舎大型構造物試験棟で行った。試験体の加工には株式会社 TAK リビングの協力を、また実験全般にわたって平成 9 年度日本大学理工学部建築学科卒業研究生の協力を得た。関係各位の協力に感謝する。

文 献

- 平山善吉・半貫敏夫・坪内信朗・高橋 拓 (1999): 昭和基地無電棟の耐久性調査報告—パネル構成要素の性能—。南極昭和基地居住施設の耐久性, 国立極地研究所設営専門委員会・建築分科会, 日本大学理工学部, 15-20。
- ミサワホーム総合研究所技術開発部 (1999): 第 10 次居住棟および放球棟の合板の性能に関する試験報告。南極昭和基地居住施設の耐久性, 国立極地研究所設営専門委員会・建築分科会, 日本大学理工学部, 59-60。
- 佐藤稔雄・平山善吉・近藤基樹・宇野隆之・生部圭助 (1983): 旧地学棟建物の性能変化に関する試験報告。南極資料, 79, 55-88。

(2001 年 12 月 10 日受付; 2002 年 2 月 6 日改訂稿受理)