

小規模な農林水産業用施設の開発

古 屋 剛¹⁾ 掘 江 秀 夫
宮 野 博 米 田 昌 世

目 次

1. はじめに	1
2. NF型ハウスの構造	1
2.1 概 要	1
2.2 構造設計	4
3. NF型ハウスの耐力試験	5
3.1 材料の性質	5
3.2 接合部の部分実験	6
3.2.1 実験の目的	6
3.2.2 試験体の概要と実験方法	6
3.2.3 結果と考察	8
3.3 実大フレームの水平加力実験	10
3.3.1 実験の目的	10
3.3.2 試験体の概要	11
3.3.3 実験方法	11
3.3.4 結果と考察	14
4. NF型ハウスの実証試験	19
4.1 シイタケ栽培用簡易ハウスの設計	23
4.2 シイタケ栽培用簡易ハウスの施工概要	24
4.3 ハウスの使用状況	31
4.4 経済性の検討	33
4.5 まとめ	33
5. 総 括	35
謝 辞	36
文 献	36
Resume	37
付 録 NF型ハウス構造計算書	39

注 1) 道立寒地建築研究所(元林産試験場強度科)

1. はじめに

農林水産業用の畜舎，農機具格納庫，漁具，製材置場，キノコ栽培小屋等の施設における小径材（間伐材）の利用はかねてより開発が進められており，特にPT型ハウス¹⁾は農業分野ではかなり普及している。これは，防腐処理丸太をそのまま柱として地中に埋め込み，小径製材からなるトラスを小屋組に用いたポールコンストラクション構造で，間口3間（5.4m）～8間（14.4m）の中規模の農林水産業用施設を対象に道立の林産試験場，寒地建築研究所，中央農業試験場により開発されたものである。この開発にあたっては，実大構造物の耐力試験を行ってその構造安全性を確認している²⁾³⁾⁴⁾。PT型ハウスの例にみられるように，第一次産業が主産業である北海道のような地域では，農家等が自前で容易に建設できる施設は普及の可能性が大きい。

本研究は，部材長3.6mの道産材で継手を設けることなく建設可能な規模で，しかも施工が容易な『小規模な農林水産業用施設（以下NF型ハウスと呼ぶ）』の開発を行ったものである。開発にあたっては，(1) 接合部の施工を簡素化する，(2) 使用部材の種類をできる限り少なくする，など施工性の向上に重点を置いた。またNF型ハウスは，小規模な農林水産業用施設に用途を限定しているので，許容応力度設計は行わず，耐力試験に基づいて構造設計することとした。

NF型ハウス開発のフローを第1図に示す。NF型ハウスの用途・施工性・経済性等を考慮して躯体フレームの形状，部材・接合部の仕様等を定め，設計条件として本道の広い地域を占める最深積雪量1m以下の地域を想定し，フレーム間隔をモジュール上使い易いと思われる90cmとした構造設計を行った。この構造設計の安全性を確認するため，接合部及び建物の耐力試験を行った。具体的には，薄板銅板をガセットとしてボルト締めした接合部の耐力を部分実験により求め，その耐力を基準に構造物としての梁間方向の許容耐力をフレームの実大実験により確認した。さらに，実大のNF型ハウスを建設し，安全性・施工性の検討及びコスト試算を行った。また，この建物をシイタケ栽培用簡易ハウスとして利用することにより，四季を通じた構築物の経時変化及び耐久性等を確認し，「農林水産業用NF型ハウス標準設計仕様書（案）」¹³⁾を作成した。

2. NF型ハウスの構造

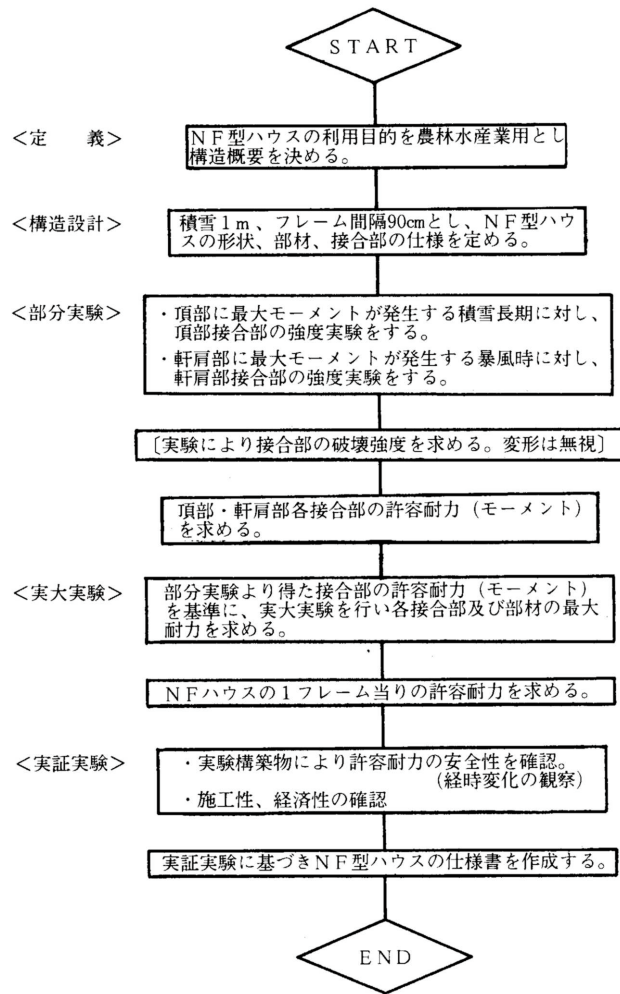
2.1 概要

NF型ハウスの架構図を第2図に示す。これは，柱・屋根梁・タイバーの3部材からなるフレームを桁行方向に一定間隔で並べた枠組壁工法に準じた構造で，市販製材の長さ3.6mで容易に建設可能な間口5.4m以下の規模である。梁間方向の外力（ F_A ）はこのフレームが負担し，桁行方向の外力（ F_B ）に対しては，並行するフレーム間に筋違を入れ負担させる。第3図に，接合部の詳細図を示す。柱・屋根梁・タイバーの3部材をボルトと鋼板ガセットを用いて接合したもので，製材2枚が対となって1部材を構成している。

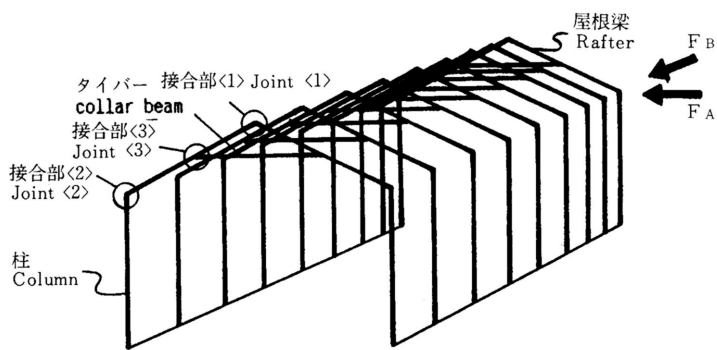
なお，フレームと土台の緊結には枠組壁工法用あおり止め金物TSを使用し，木造在来工法にみられるような複雑な仕口・継手は一切使用していない。

各部材の規格は第1表のとおりである。このNF型ハウスには，小規模な農林水産業用施設として，構造・施工上次のような特徴を持たせている。

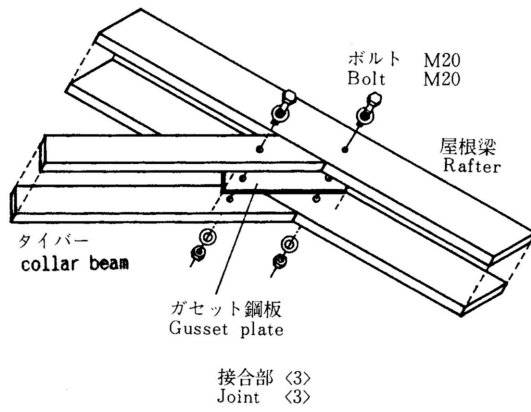
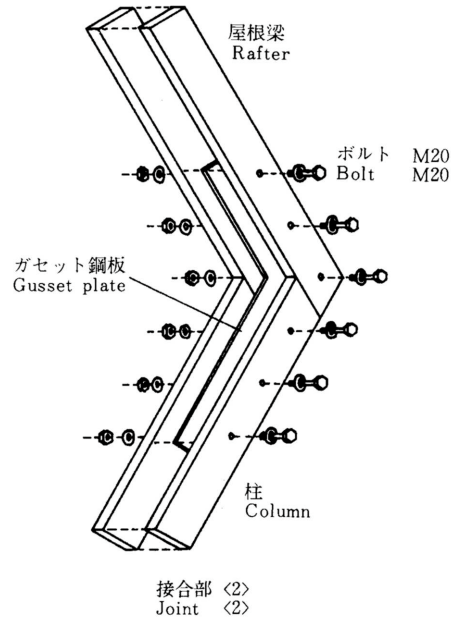
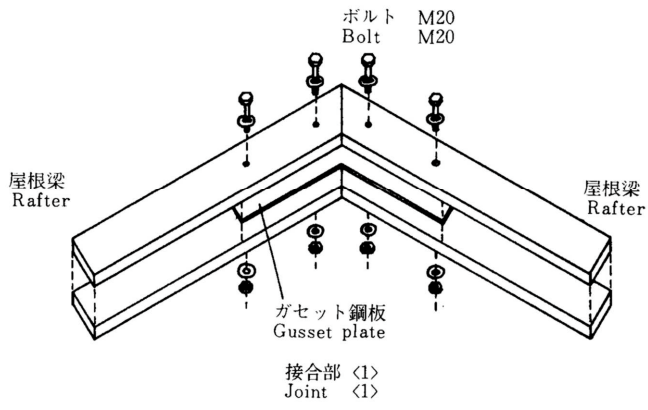
- 1) NF型ハウスの用途は，畜舎・乾草舎，堆肥舎，農機具格納庫，漁具・製材置場，キノコ栽培小屋，苗木作業舎，その他これらに類する小規模な農林水産業用施設に限定する。
- 2) NF型ハウスの規模・形状は，間口5.4m以下，フレームの柱長3.6m以下，屋根勾配



第1図 NF型ハウス開発のフロー
Fig. 1 Flow chart for developing NF -House.



第2図 NF型ハウスの架構
Fig. 2 Construction method of NF -House



第3図 接合部詳細図
Fig. 3 Details of Joints

第1表 使用部材の規格
Table.1 A standard of members

<製材>

Lumber

使用部位	断面寸法		等級
	エゾマツ・トドマツ	カラマツ	
柱材	30mm×135mm-2	26mm×135mm-2	JAS特級
梁材	30mm×135mm-2	26mm×135mm-2	
タイバー	30mm×90mm-2	26mm×90mm-2	

<ボルト>

Bolt

Unit: mm

	呼称	直径	首下長さ	ナット厚さ	丸座金厚さ	丸座金外径
エゾマツ	M20	20	90	16	4	40
トドマツ			80			
カラマツ			80			

30.02°一定、床面積50㎡以内とする。

- 3) 製材その他の部材はすべて入手しやすいものを用い、部材供給が容易である。
- 4) フレームを構成する部材の種類が少なく、接合部はボルト締めなので、誰でも容易にフレームの組立ができる。
- 5) フレームが軽量なので、少人数の人手で建て上げることができる。

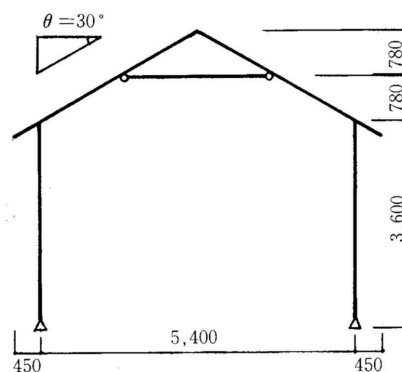
2.2 構造設計

北海道においては日本海側及び山岳の一部を除いて広い地域にわたり、最深積雪量は1mを超えていない。今後NF型ハウスの普及をはかるために最低限必要と思われる最深積雪量1mと、使用上・施工上最も都合良いと思われるフレーム間隔90cm、規模は最大の間口5.4mかつ柱長3.6mを基本として、積雪時・暴風時・地震時について有限要素法⁹⁾によりNF型ハウスの接合部に発生するモーメントを算出した。なお、この時用いたフレームの構造計算モデルを第4図に示す。頂部・軒肩部の接合は剛、タイバー及び柱脚の接合はピン、と仮定して計算した。また荷重条件は、屋根荷重24kgf/㎡(水平面に対して)、壁荷重10kgf/㎡(鉛直面に対して)、地震層せん断力係数0.2、速度圧96kgf/㎡である。

構造計算の内容は、付録の構造計算書に示す。なおこの構造計算書は、本試験により確認されたNF型ハウスの許容耐力から使用部材等の許容応力度を逆算し、現行の木構造の設計手法に従ってNF型ハウスの許容応力度設計を行ったものである。

構造計算の結果、フレームの各接合部に発生するモーメントは第2表のようになった。頂部の最大モーメントは積雪時に発生し、その値は18,646kgf・cmである。軒肩部の最大モーメントは片側桁行面開放の暴風時に発生し、その値は52,989kgf・cmである。

これらの検討から、NF型ハウスの構造仕様を第2図及び第3図のように設計した。この構造設計の妥当性を、(1)フレームの接合



第4図 構造計算時の架構モデル

Fig. 4 Structural model for calculating stresses

部分だけを取り上げた部分実験，(2)実際の建て方を想定し組み立てた実大フレームの水平加力実験，(3)実大のNF型ハウス建設による実証試験，等により確認する。

3. NF型ハウスの耐力試験

3.1 材料の性質

接合部分の部分実験と実大フレームの水平加力実験に用いた部材には，エゾマツ・トドマツ乾燥材を用いた。人工乾燥後四面ほう削し，柱，屋根梁は断面を30mm×135mm，タイバーは30mm×90mmとした。ほう削した製材は長さ3.65mで曲げ剛性試験（スパン2.7m，3等分点2点荷重方式）を行った。加力はエッジワイズ面について行った。これにより，各製材の曲げヤング係数を求め，差の大きいもの同士が部材の対をなさないように配慮した。接合部及び実大フレームの実験用材料は同一ロットから採取した。部材の性質を第3表に示す。部材の比重，含水率，平均年輪幅は実大フレームの水平加力実験の部材から採取した小片により測定した。また，実大フレームの水平加力実験に用いた土台は断面100mm×135mmのエゾマツ・トドマツ製材で，人工乾燥後インサイジング処理をし，CCA防腐剤を加圧注入したものである。

ガセット用鋼板は，厚さ6mmの鋼板（一般構造用圧延鋼材SS41）を所定の大きさにガス切断し，切口は研磨して仕上げた。ボルトは，直径20mmの亜鉛メッキした六角ボルトを用いた。実大実験におけるフレーム柱脚部固定用金物は，あおり止め金物TS（枠組壁工法用Cマーク金物）を用い，取り付けにはZN40釘を使用した。

第2表 各荷重条件における計算結果（モーメント）
Table.2 Moment of each joint under various conditions

Unit: kg f · cm		
	頂 部	軒 肩 部
積 雪 長 期	* 18,646	26,814
暴 風 時 - 1	5,676	47,856
地 震 時	11,902	39,263
暴 風 時 - 2	7,243	* 52,989

* 印は各接合部の最大モーメント

* max moment of each joint

第3表 部材の性質

Table.3 Basic mechanical properties of members

供試材No. Specimens	材 巾 (mm)	材 せい (mm)	気 乾 比 重 S.G.	含 水 率 M.C. (%)	年 輪 幅 A.R.W. (mm)	ヤング係数 E ($\times 10^3$ kg f/cm ²)
C-1	134.6	30.27	0.41	10.5	2.9	113.5
2	133.9	30.05	0.47	11.0	2.3	107.5
3	134.6	30.22	0.47	10.8	1.7	138.5
4	134.6	30.23	0.44	10.1	2.4	103.0
5	133.5	30.08	0.43	10.5	1.3	122.5
6	134.9	30.17	0.43	10.7	2.1	120.5
7	133.0	30.13	0.38	10.4	2.8	107.5
8	133.9	30.15	0.40	10.1	3.1	103.5
R-1	134.5	30.15	0.46	10.4	2.1	110.5
2	133.8	30.20	0.35	9.7	1.8	88.5
3	134.4	30.09	0.39	9.6	1.6	78.5
4	133.8	30.11	0.39	9.9	2.5	109.0
5	134.2	30.18	0.43	10.5	2.3	105.5
6	132.1	30.06	0.44	10.8	2.3	115.0
7	134.1	30.19	0.37	9.4	4.0	97.0
8	134.0	30.21	0.45	10.8	2.2	125.5

S.G. : Specific gravity

M.C. : Moisture content

A.R.W. : Annual ring width

E : Young's modulus

C : Column R : Rafter

3.2 接合部の部分実験

3.2.1 実験の目的

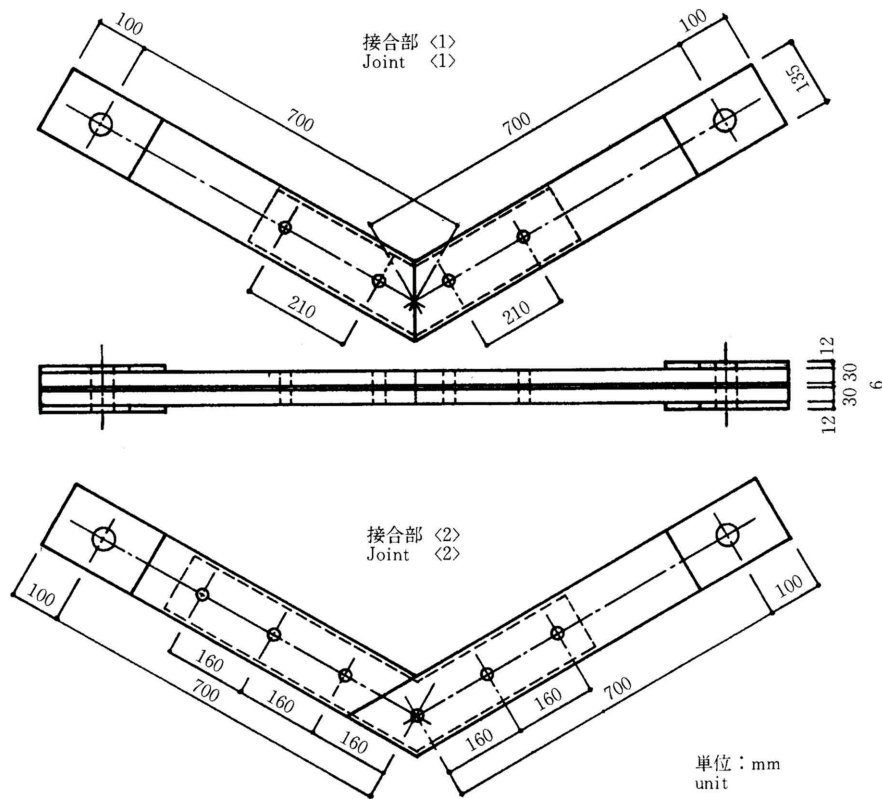
フレームの接合部はすべて鋼板ガセットを木材で挟み込み、ボルトを用いて接合している。NF型ハウスの用途から、木構造計算基準⁷⁾に従った許容値より大きな値を設計に用いることができると考えられる。ここでは、強度実験により接合部の許容耐力を求めることを目的とする。

3.2.2 試験体の概要と実験方法

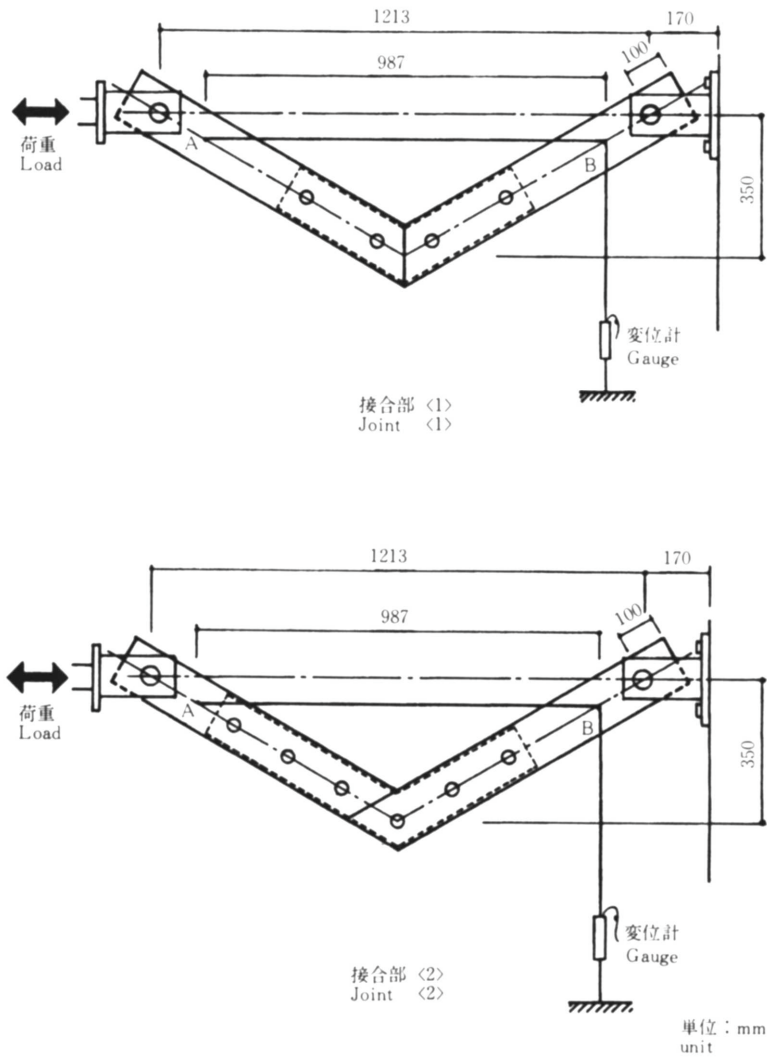
前述の材料を用いた試験体の概要を第5図に示す。

試験体は実大サイズで頂部（接合部<1>）1体、軒肩部（接合部<2>）2体である。断面30mm×135mmのエゾマツ・トドマツ製材を2枚重ね合わせ、その間にガセットを挿入し六角ボルトで締め付けたものである。なお、ボルト径20mm、ボルト穴径はガセット22mm、製材21mmである。実験方法を第6図に、実験風景を写真1に示す。

能力10tonfの油圧荷重試験機（正負繰り返し型）を用い、くの字型の試験体に加力した。頂部の試験体は、引張と圧縮を正負繰り返した後破壊まで引張荷重を加えることとし（試験体A：積雪荷重により頂部が開く方向に接合部に力が働くことを想定）、軒肩部の試験体は



第5図 接合部部分実験の試験体
Fig. 5 Knee joint specimens



第6図 接合部部分実験の方法
Fig. 6 Loading method and location of measuring device for knee joint specimens

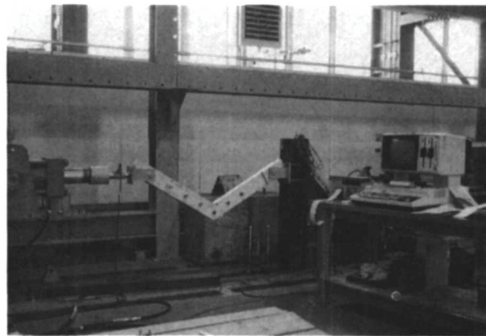
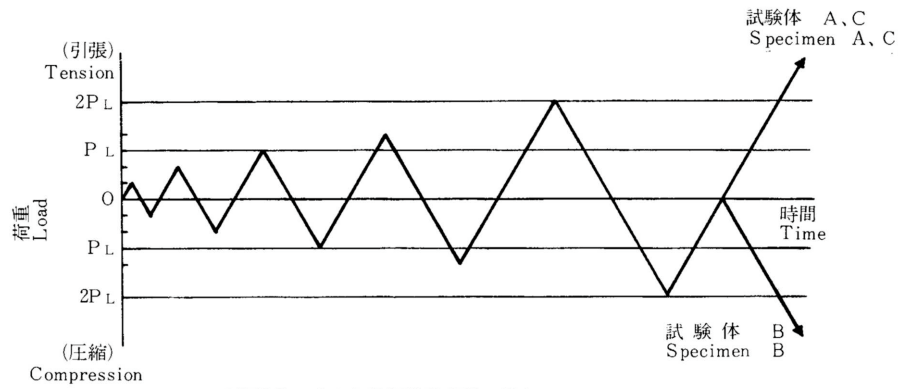


写真1 接合部部分実験
Photo.1 Test of joints



PL : 予備設計で求めた長期設計荷重に相当
 PL : Equal to design load of long term by pre design

第7図 接合部部分実験の荷重サイクル

Fig. 7 Test sequence used for cyclic loading of knee joint specimens

正負繰り返した後1体は破壊まで圧縮荷重を加え（試験体B：圧縮型）、1体は破壊まで引張荷重を加え続けた（試験体C：引張型 地震または暴風時の水平力により、左右の軒肩部の接合部に力が働くことを想定）。加力サイクルを第7図に示す。

変位計は試験体の両側面にセットし、第6図に示すAとBの直線距離の変位を測定することにより、接合部の変形を観察した。

なお、変位計は精度1 / 100mmの電気式変位計を用いた。変位の測定は、荷重値20kgfごとに行った。

3.2.3 結果と考察

実験した3体の荷重—変位曲線を第8図に示す。3試験体とも荷重—変位の履歴曲線は、正荷重側で上に向かって（負荷重側では下に向かって）凹型を呈している。これは加力直後は製材とガセットの接触摩擦だけで変位を押さえているが、ボルト穴径が製材で2mm、ガセットで1mmそれぞれボルト径より大きいため生じるガタにより、ある荷重点から滑りが発生するからである。破壊荷重は頂部試験体が730kgf（試験体A）、軒肩部試験体が圧縮型では2,430kgf（試験体B）、引張型では1,405kgf（試験体C）であった。破壊時接合部に発生したモーメントは次式により求めることができる⁸⁾。

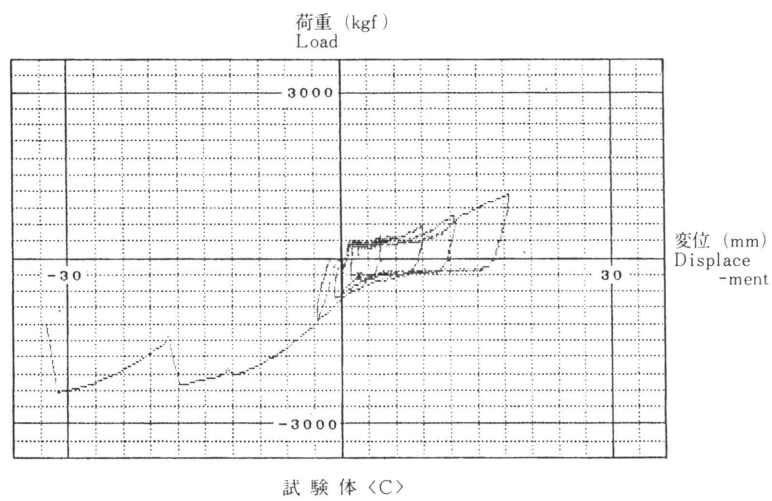
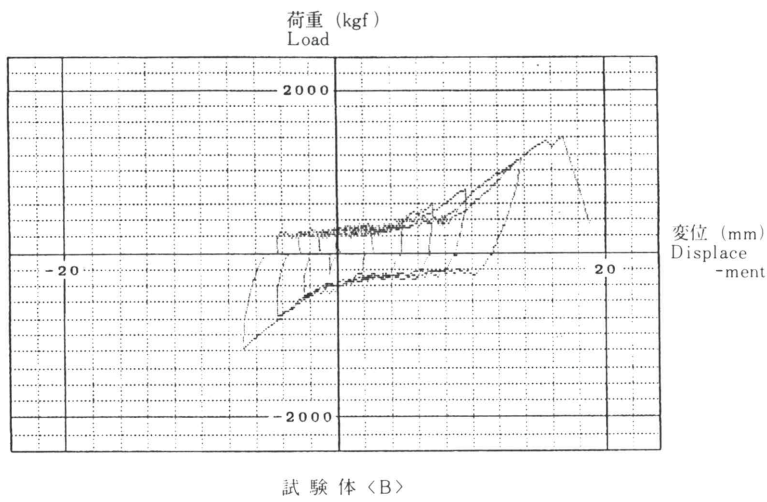
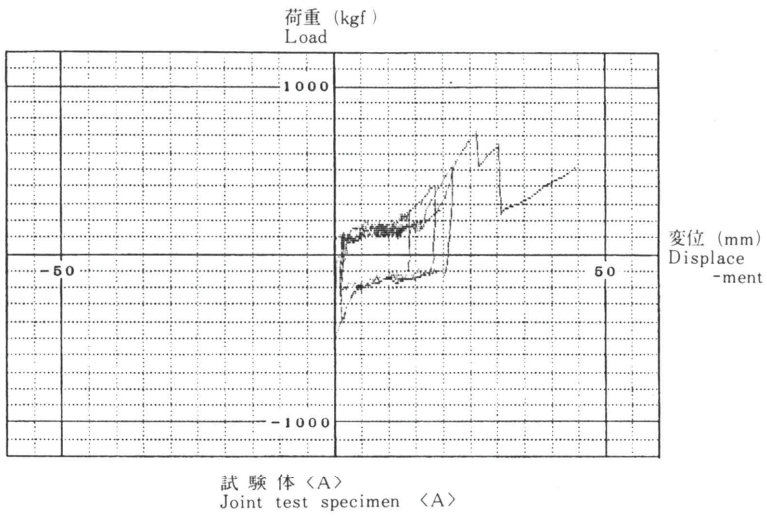
< 頂部 >

$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= L_{\text{arm}} \times P + 1/2 \times P \times LA \\ \text{より} \quad &= 35 \times 730 + 1/2 \times 730 \times 18.5 \\ &= 32,303 \text{kgf} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

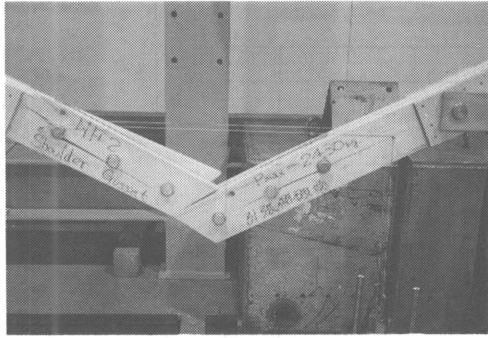
< 軒肩部 >

$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= L_{\text{arm}} \times sP + 1/2 \times sP \times LA \\ \text{より} \quad &= 35 \times 1405 + 1/2 \times 1405 \times 24.0 \\ &= 66,035 \text{kgf} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

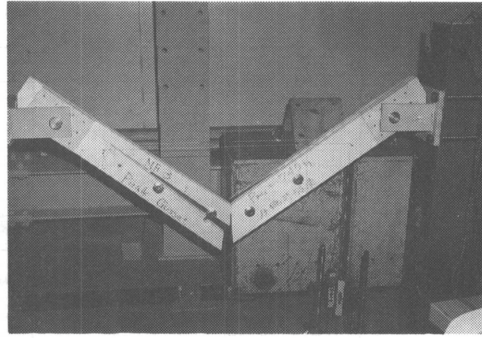
M_{max} : 頂部の破壊モーメント (kgf · cm) sP : 軒肩部の破壊荷重 (kgf)
 TP : 頂部の破壊荷重 (kgf) L_{arm} : モーメントアーム (cm)
 sM_{max} : 軒肩部の破壊モーメント (kgf · cm) LA : ボルトの配置の中心から材端までの距離 (cm)



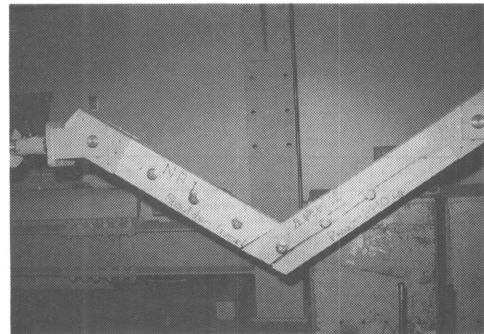
第8図 接合部分実験の荷重～変位曲線
Fig. 8 Load deflection behaviour of knee joint specimens



(軒肩部：引張型)
(eaves: tension type)



(頂部)
(top)



(軒肩部：圧縮型)
(eaves: compression type)

写真2 接合部の破壊
Photo.2 Failure of knee joints

頂部の接合部に発生した破壊モーメントは、 $32,303\text{kgf}\cdot\text{cm}$ である。軒肩部の接合部に発生した破壊モーメントは、 $66,035\text{kgf}\cdot\text{cm}$ である。この破壊モーメントは、予備設計で各接合部に発生するとした最大モーメントと比較すると、頂部で1.73倍、軒肩部で1.25倍の値である。破壊の形態は、いずれも接合部の部材木口面からボルト穴に沿って割れが入る形であった。軒肩部試験体の圧縮型は屋根梁部材に、引張型は柱部材に割れが生じた。この破壊形態から、端あきをより大きく取ることにより耐力を向上することができる。なお、各試験体の破壊状況を写真2に示す。

この結果から、前章の構造設計における接合部の仕様を変更する必要はなく、構造設計で各接合部に発生するとした最大モーメントを、接合部の許容耐力とする。

3.3 実大フレームの水平加力実験

3.3.1 実験の目的

本実験の目的は、フレームの躯体としての構造耐力を確認することである。接合部の部分実験から軒肩部の接合部がフレームの弱点となることが想定されるため、この部分に最大のモーメントが発生する水平加力（風上側の片側桁行面開放での暴風時に相当）によりフレームの構造耐力を確認する。また、この構造の特徴であるガセット鋼板を用いた接合部及びフレームと土台の緊結部の安全性を確認し、水平力を受けた躯体の挙動を見る。

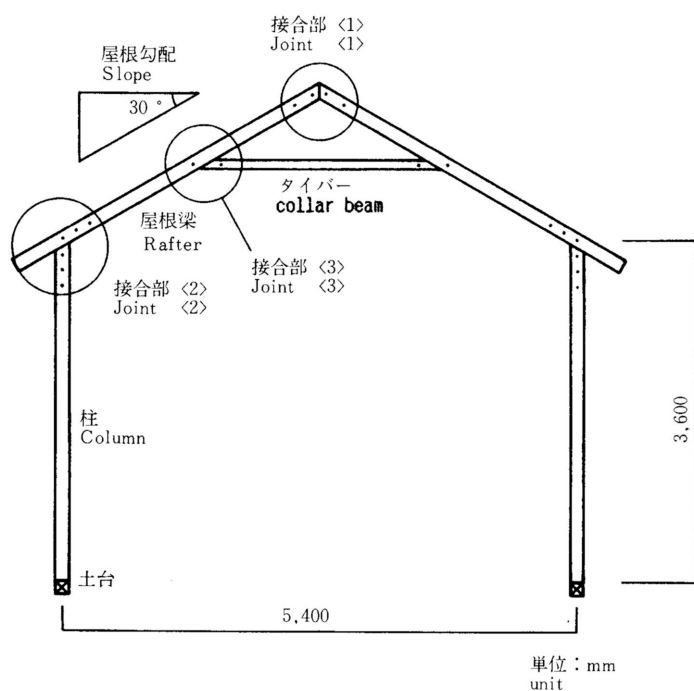
接合部の部分実験で求めた許容耐力とフレーム全体の耐力の関係について、NF型ハウスの実大フレームで確認した。柱脚部の固定には施工性の向上という視点から、また材料の入手のし易さも考慮してあおり止め金物TSを用いた。この部分には、水平力によるフレームの転倒モーメントにより大きな引き抜き力が生じる。この引き抜き力に対する柱脚部の安全性も確認する。

3.3.2 試験体の概要

試験体を第9図に示す。試験体は、NF型ハウスで設計し得る最大規模のものとした。フレームの間口は5.4m、フレームの柱長（土台上端から軒肩部までの高さ）は3.6mである。タイバーは屋根梁の軒肩部と頂部の中間に取り付けられている。ボルト穴径は、ガセット・製材とも21mmである。部分実験ではガセットのボルト穴径は22mmとしたが、施工性が予想以上に良かったことから、接合部の剛性を高めるためボルト穴径を小さくして実験した。フレーム柱脚部の接合部金物（あおり止め金物TS）は各接合部に2枚ずつ1フレーム4枚用い、取り付けはZN40釘を使用した。

3.3.3 実験方法

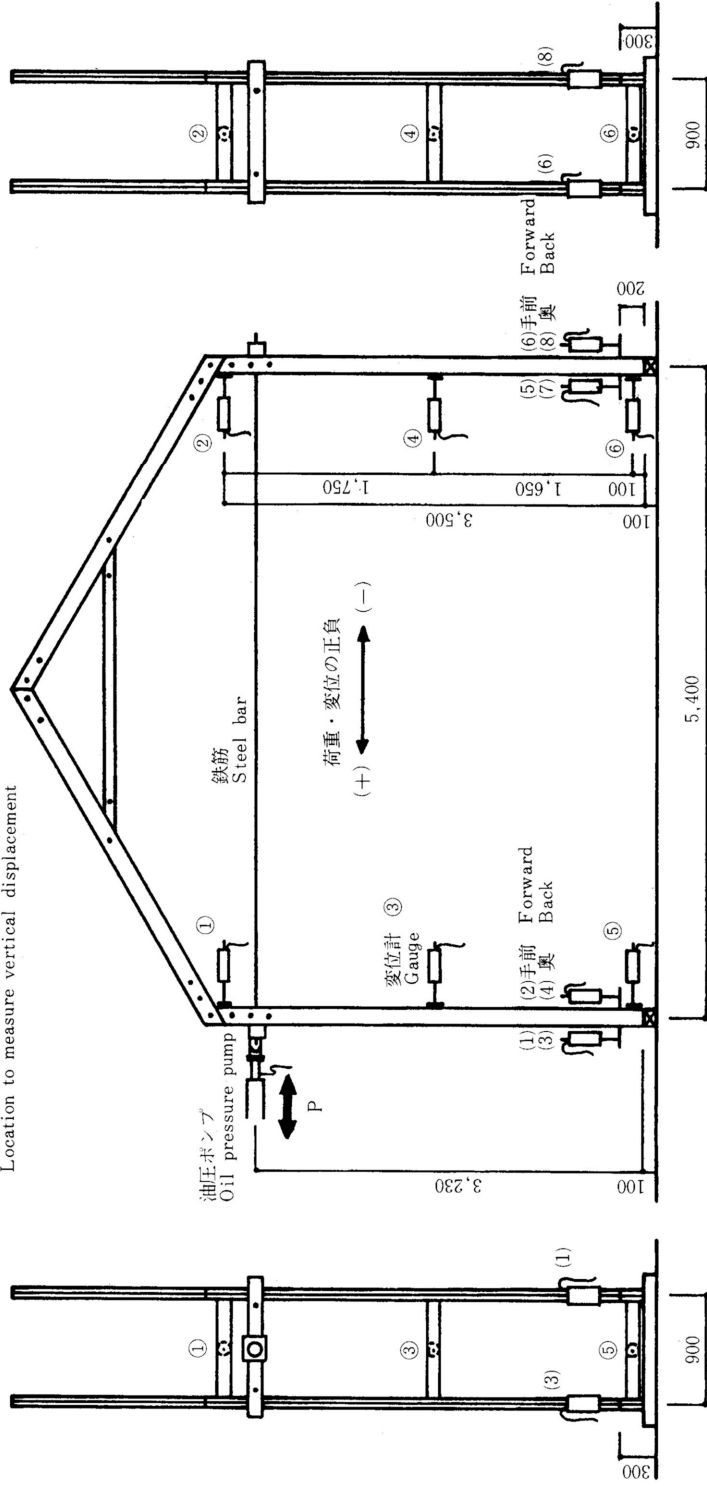
実大フレームの水平加力実験方法を第10図に、実験風景を写真3に示す。フレームの面外



第9図 実大水平加力実験の試験体
Fig. 9 Full scale frame for horizontal load testing

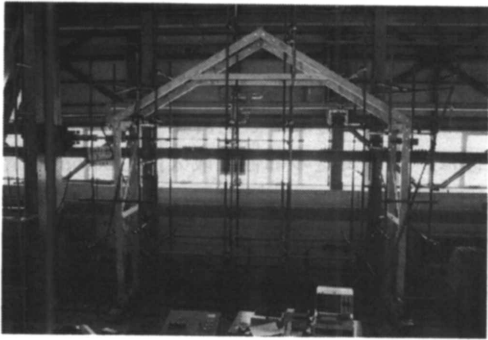
座屈を防ぐため、試験体2連を1対として試験した。試験体は90cm間隔で土台上にあおり止め金物を用いて固定し、屋根タルキ・壁つなぎ・筋違をNF型ハウスの使用時を想定して施工し、土台上端から323cmの高さに荷重ブロック（集成材）を取り付けた。このブロックをフレームの左右肩部を挟むように2本の鉄筋で結び、油圧ジャッキで右に押すときは左の荷重ブロックが、左に引くときは右の荷重ブロックがフレームに力を伝えるようにした。前

- ①~⑥ : 水平変位測定点
Location to measure horizontal displacement
- (1)~(8) : 鉛直変位測定点
Location to measure vertical displacement

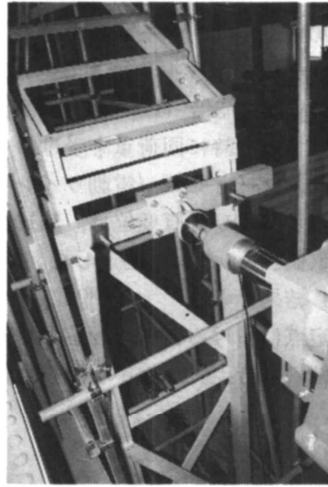


単位 : mm
unit

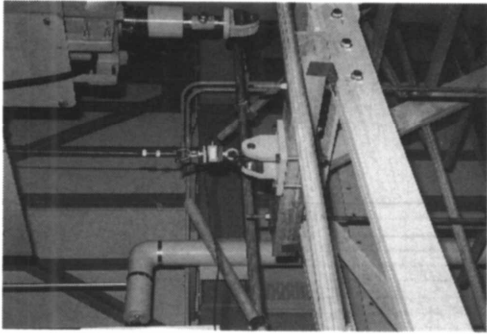
第 10 図 実大水平加力実験方法
Fig. 10 Method of loading and measuring displacement



(全景)

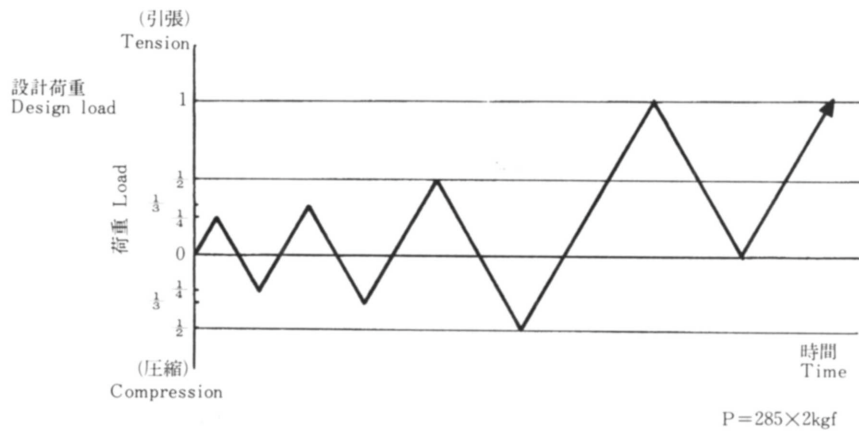


(正負繰り返し時の加力)



(引っ張りのみの時の加力)

写真3 実大水平加力実験
Photo.3 Test view of a full scale frame

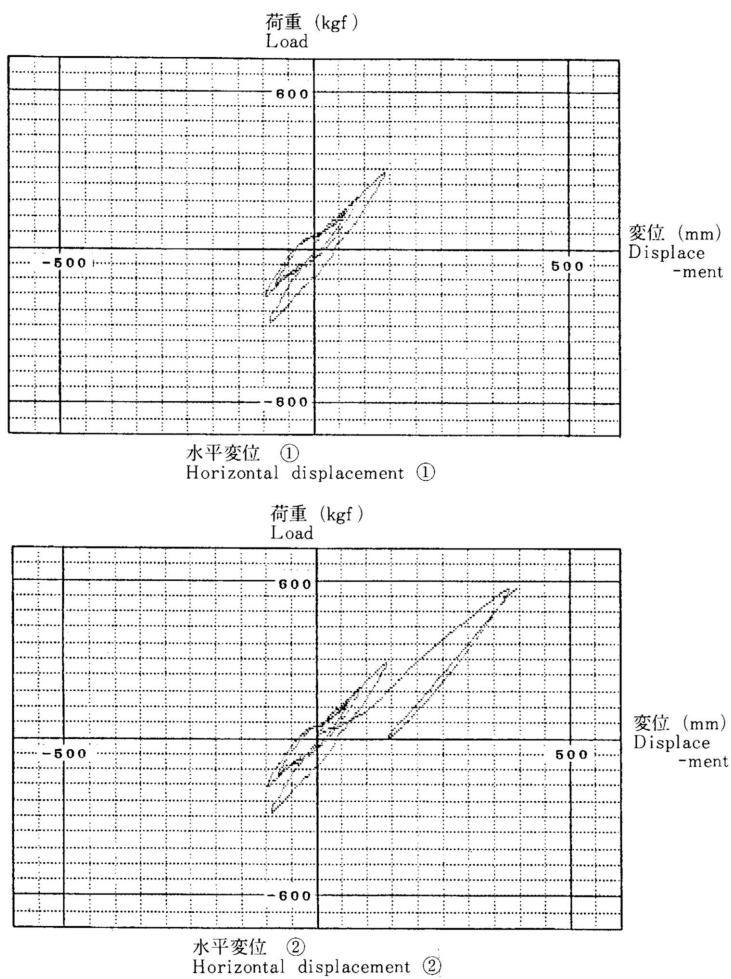


第 11 図 実大水平加力実験の荷重サイクル
Fig. 11 Test sequence used for cyclic loading of full scale frame

章の構造設計から、水平力により最大モーメントが発生するのは片側桁行面開放時（暴風時）の軒肩部である。実大フレームの水平加力実験においてこの最大モーメントを軒肩部に発生させる荷重は、1フレーム当り $P = 285\text{kgf}$ である。この荷重値 285kgf を、実大フレームの水平加力実験における設計荷重とした。加力は設計荷重の $1/2$ までは正負繰り返してし、最大能力 10tonf の油圧ジャッキを使用した。その後は、加力装置の都合上最大能力 20tonf の電動ウインチによる片振り加力とした。繰り返しはその荷重点を目安にした。設計荷重の $1/4$ 倍（ 150kgf ） $1/3$ 倍（ 190kgf ）、 $1/2$ 倍（ 290kgf ）1倍（引張のみ 570kgf ）、破壊まで（引張）。試験体は2連同時に同荷重を受けるものと仮定した。荷重は、油圧ジャッキ先端に取り付けた容量 10tonf ロードセル（電動ウインチのときは容量 1tonf ロードセル）により測定した。フレームの水平及び鉛直変位は、第10図に示す位置に取り付けた電気式変位計によりロードセルの荷重値 10kgf ごとに測定した。加力サイクルを第11図に示す。

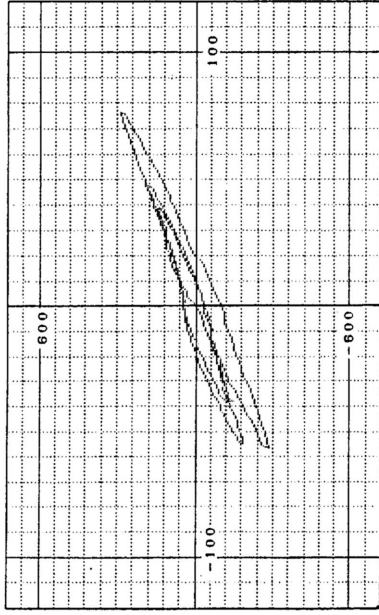
3.3.4 結果と考察

各測定点における荷重～変位曲線を第12図に示す。なお、水平変位 Δ_1 、 Δ_2 、 Δ_3 については実験設備の都合上実験途中までの変位しか測定できなかった。



第12-1図 実大水平加力実験の荷重～水平変位曲線
Fig. 12-1 Load deflection behaviour of full scale frame

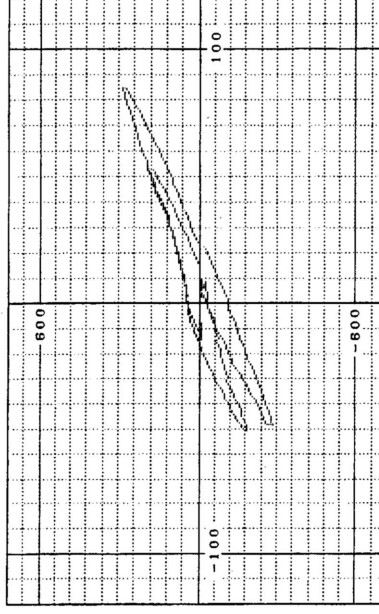
荷重 (kgf)
Load



水平変位 ③
Horizontal displacement ③

変位 (mm)
Displacement

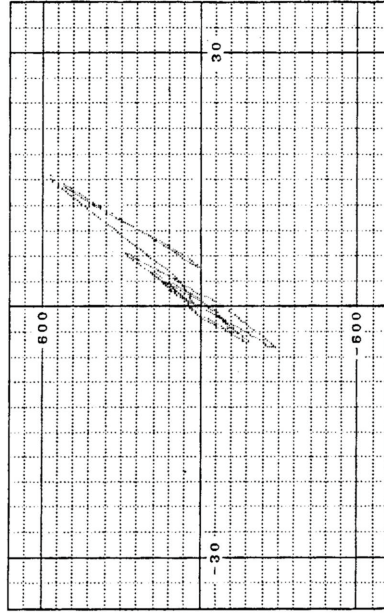
荷重 (kgf)
Load



水平変位 ④
Horizontal displacement ④

変位 (mm)
Displacement

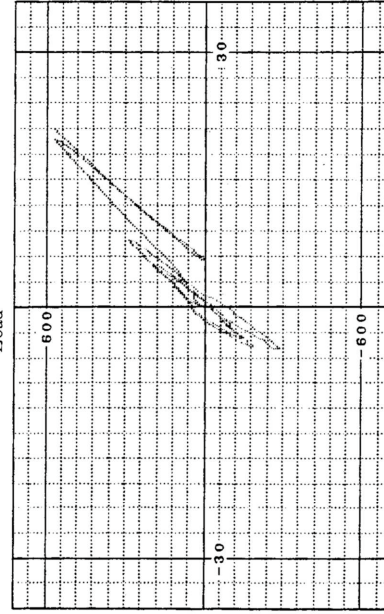
荷重 (kgf)
Load



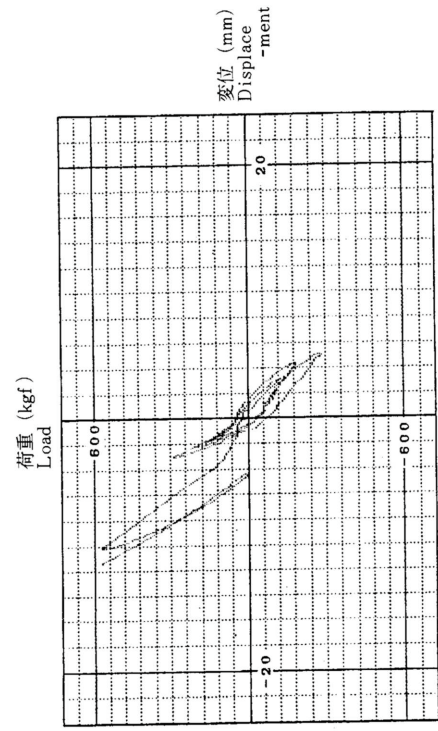
水平変位 ⑤
Horizontal displacement ⑤

変位 (mm)
Displacement

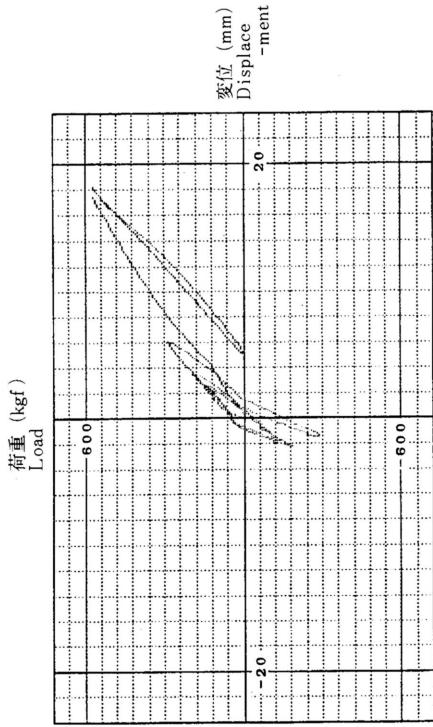
荷重 (kgf)
Load



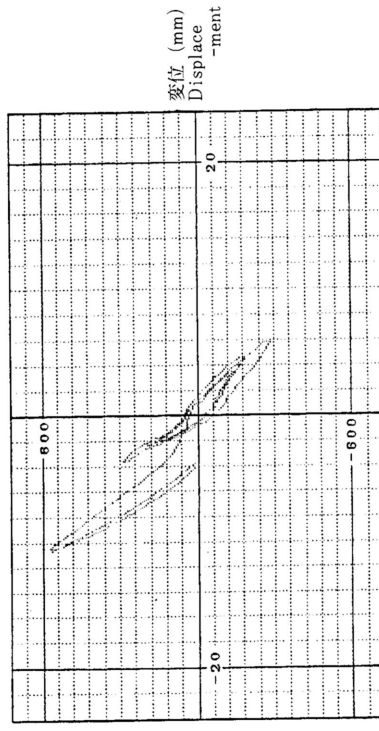
水平変位 ⑥
Horizontal displacement ⑥



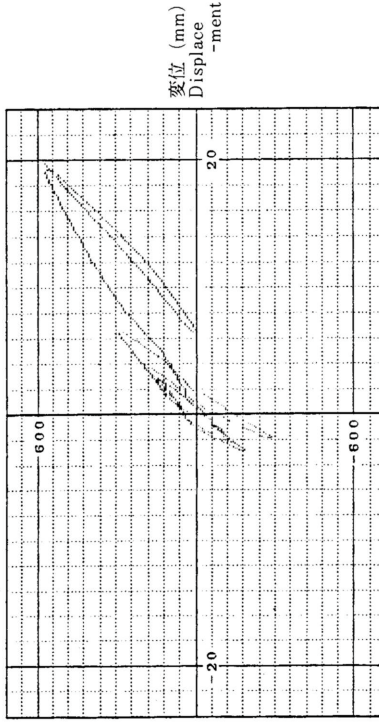
鉛直変位 (1)
Vertical displacement (1)



鉛直変位 (2)
Vertical displacement (2)



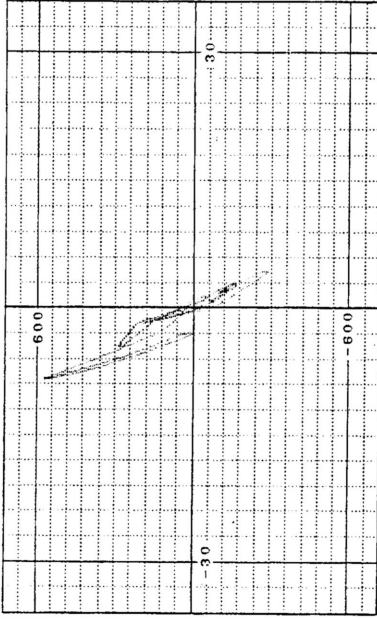
鉛直変位 (3)
Vertical displacement (3)



鉛直変位 (4)
Vertical displacement (4)

第12-2図 実大水平加力実験の荷重～鉛直変位
Fig. 12-2 Load deflection behaviour of full scale frame

荷重 (kgf)
Load



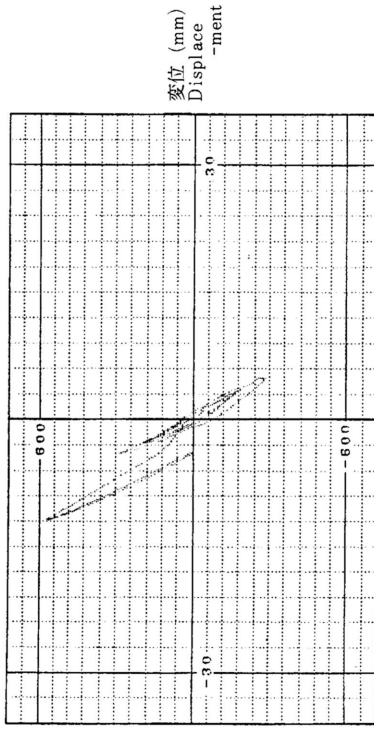
鉛直変位 (5)
Vertical displacement (5)

荷重 (kgf)
Load



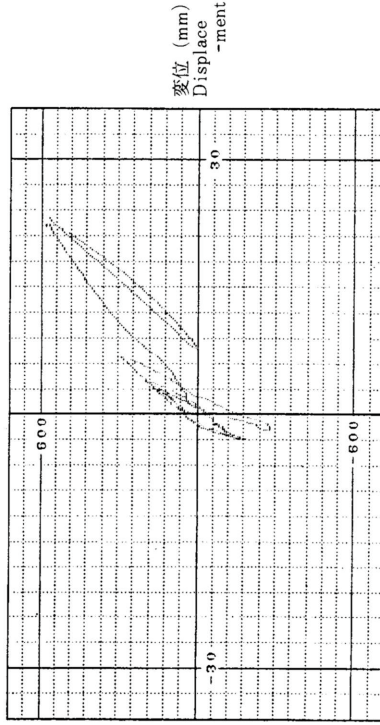
鉛直変位 (6)
Vertical displacement (6)

荷重 (kgf)
Load



鉛直変位 (7)
Vertical displacement (7)

荷重 (kgf)
Load



鉛直変位 (8)
Vertical displacement (8)

荷重値0～-285kgfの繰り返し以降水平変位が(+)側によっているが、これは誤って荷重を(-)側に100kgfまで負荷した後0kgfまで1度戻したためである。0kgf時における変位補正を行ったため曲線が図のようになった。鉛直変位についても同様である。

破壊荷重は571kgf(1フレーム当り285.5kgf)であった。これは設計荷重にほぼ等しい。

破壊時の各測定点の水平変位を第4表に示す。軒肩部では394.7mm(1.1×10^{-1} rad)と大変大きいことがわかる。柱脚部では水平変位は引張側に発生し、試験体2連の中間点で左側が15.6mm、右側が21.0mmである。鉛直変位については、変位計の都合により実験途中から正確なデータが得られなくなったため、およその傾向しか知ることができない。目測では柱中心線の浮き上がりで4～6mmである(写真4)。これらの測定データから、あおり止め金物2枚ずつでは破壊には至らないが、柱脚部の変位は著しく大きいことがわかる。

破壊形態は、軒肩部柱部材の木口からボルト穴に沿って割れが入る形であった。割れは最大160cm位入っていた。この破壊は右側の軒肩部(荷重のかかり方が部分実験による試験体Cに相当)で見られたが、端あきを大きくすることで最大耐力の向上を計ることができる。他の接合部及び部材には割れ・座屈等の破損・破壊は見られなかった。フレームの破壊状況

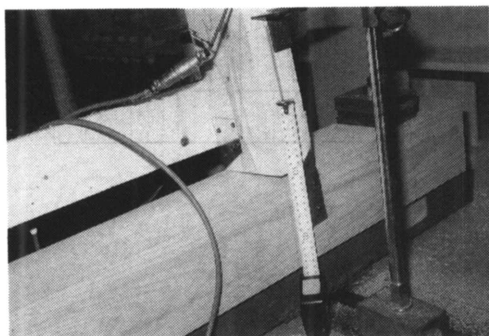


写真4 柱の浮き上がり
Photo.4 Vertical deflection at foot

第4表 破壊時の各測定点の水平変位
Table 4 Horizontal displacement on each measuring location at maximum load

Unit: mm	
測定点 No Measuring location	変位 Displacement
1	—
2	394.7
3	—
4	—
5	15.6
6	21.0

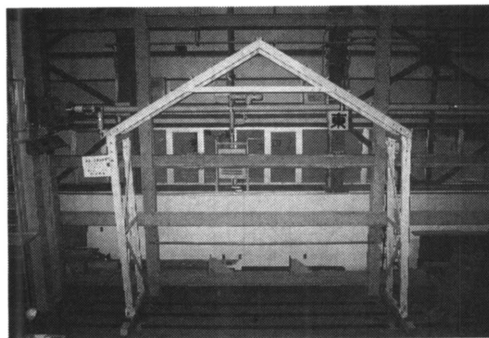


写真5 破壊後のフレーム
Photo.5 Destroyed frame

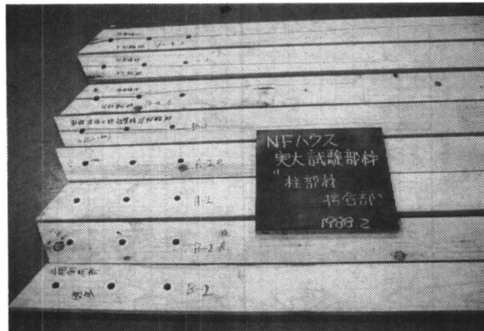
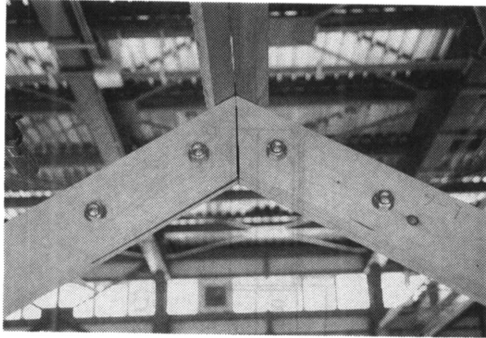
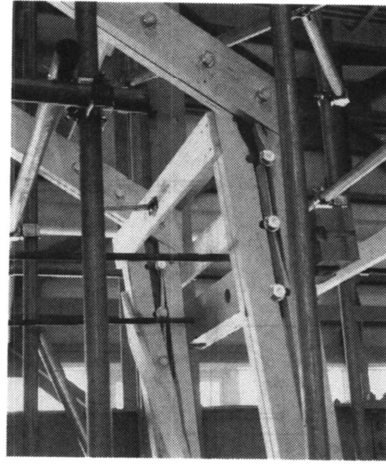


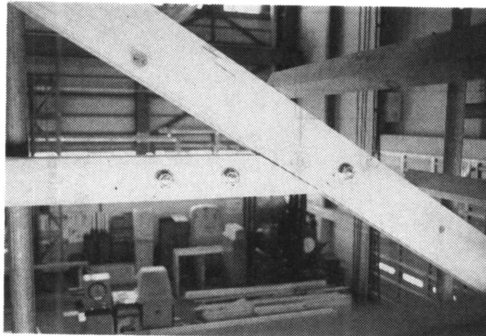
写真6 フレーム柱部材の割れ
(奥4本がフレーム右側の柱)
Photo.6 cracked column



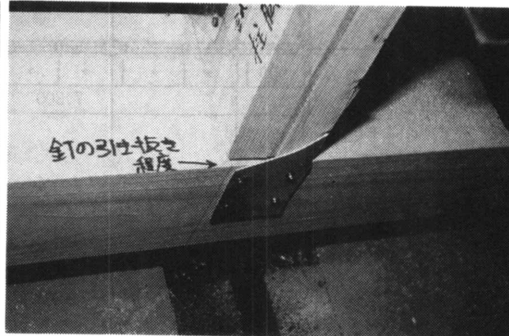
(頂部)
Knee joints (top)



(軒肩部：右側)
Knee joints (eaves: right)



(屋根梁とタイバーの接合部)
Knee joints (connection between rafter and collar beam)



(柱脚部)
(foot)

写真7 接合部
Photo.7 Joints

と各接合部の状況を写真5～7に示す。

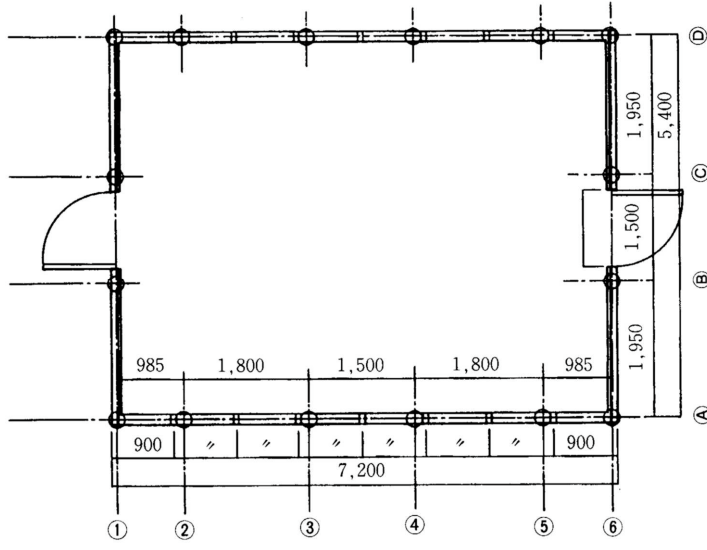
以上のように、実大フレームの水平加力実験では設計荷重とほぼ同じ値で破壊したが、アメリカで採用されているマルチプルメンバー効果（農家住宅に対し20%の割増率を与えている）¹⁰⁾¹¹⁾がNF型ハウスのようにフレームを等間隔に多数並べる構造物には適用可能であり、NF型ハウスの用途が小規模な農林水産業用施設に限定されていることも考え合わせ、この実験での設計荷重に相当する耐力をNF型ハウスの許容耐力とする。

4. NF型ハウスの実証試験

前章では、接合部及びフレーム全体の耐力を確認したが、さらにNF型ハウスの建物としての総合的な安全性を確認するため、NF型ハウスの試作による実証試験を行った。

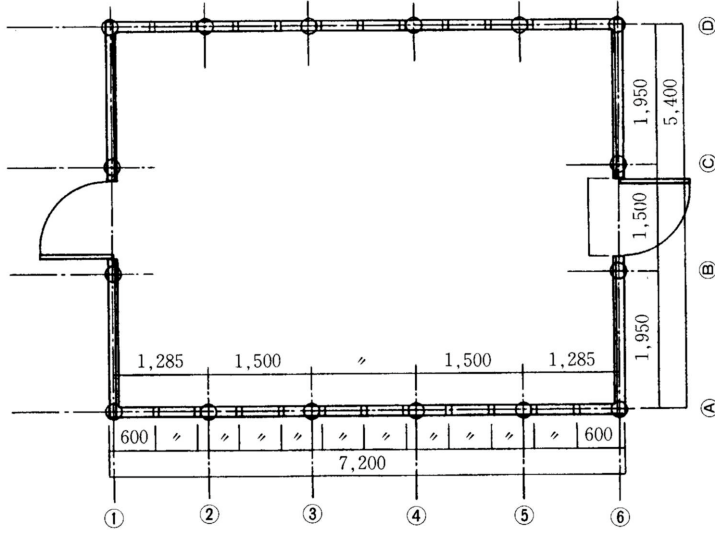
ここではNF型ハウスの試作による構造安全性の確認だけでなく、普及に際し欠くことのできないファクターである施工性・経済性・ハウスの利用のし易さの3点についても検討した。試作ハウスはシイタケ栽培用簡易ハウス（以下ハウスという）として林産試験場構内に3棟建設した。1棟はフレーム間隔を60cm（A棟）、2棟は90cm（B・C棟）とした。3棟の平面図・立面図・断面図を第13図に示す。3棟とも規模は、間口5.4m、軒高2.0mである。

○の位置には東基礎を置く



平面図 (B、C線)
Plan (B、C)

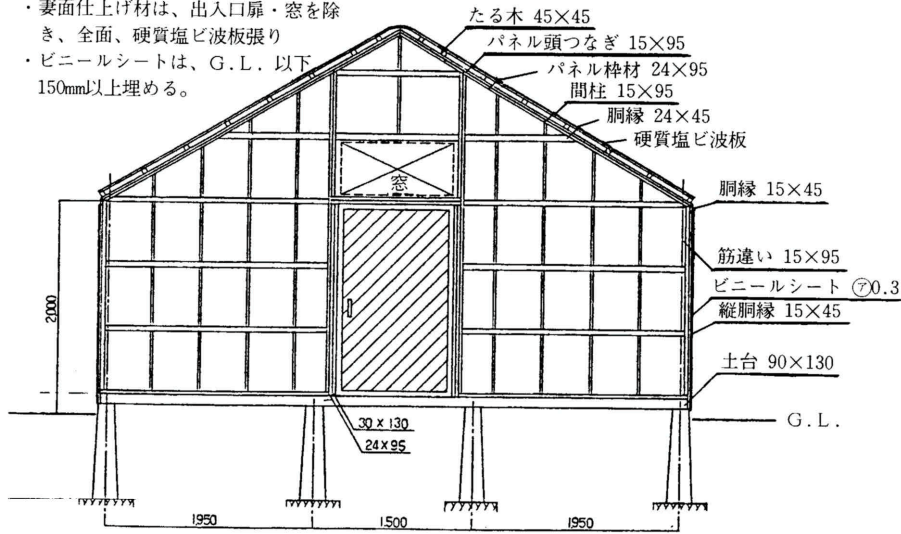
○の位置には東基礎を置く



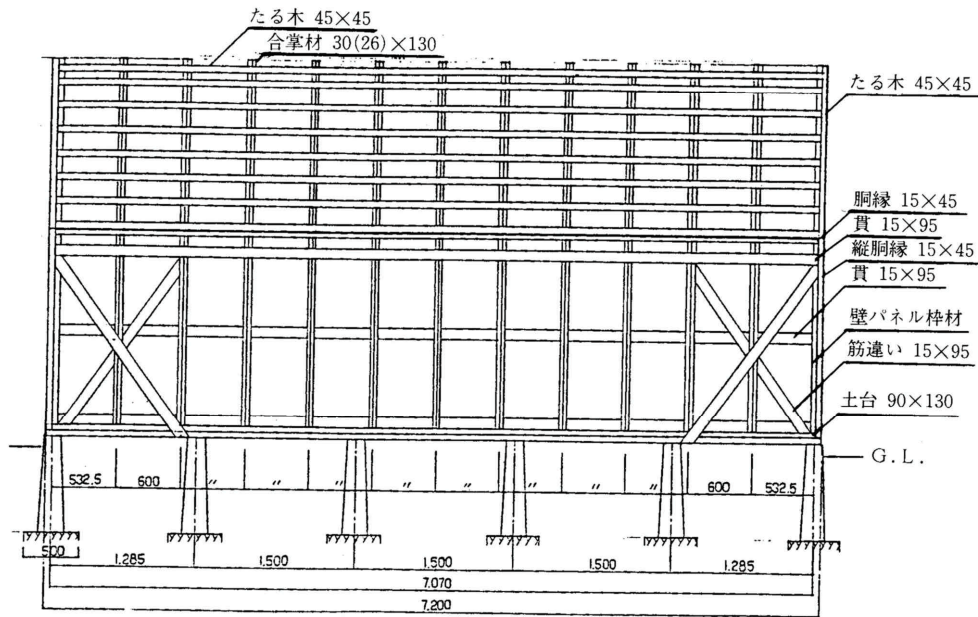
平面図 (A線)
Plan (A)

第13-1図 試作したシイタケ栽培用簡易ハウス
Fig. 13-1 Plan of a NF-House manufactured for trial

- ・妻面仕上げ材は、出入口扉・窓を除き、全面、硬質塩ビ波板張り
- ・ビニールシートは、G.L. 以下150mm以上埋める。

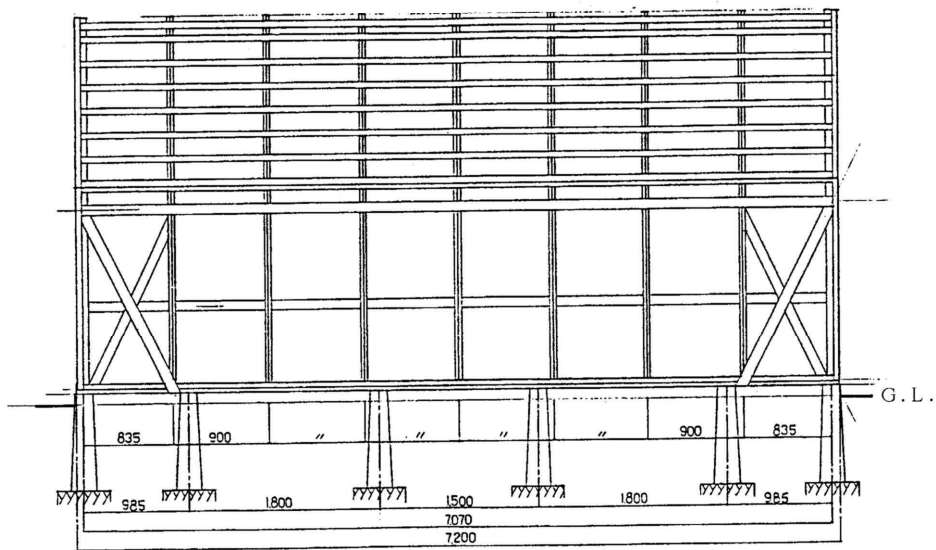
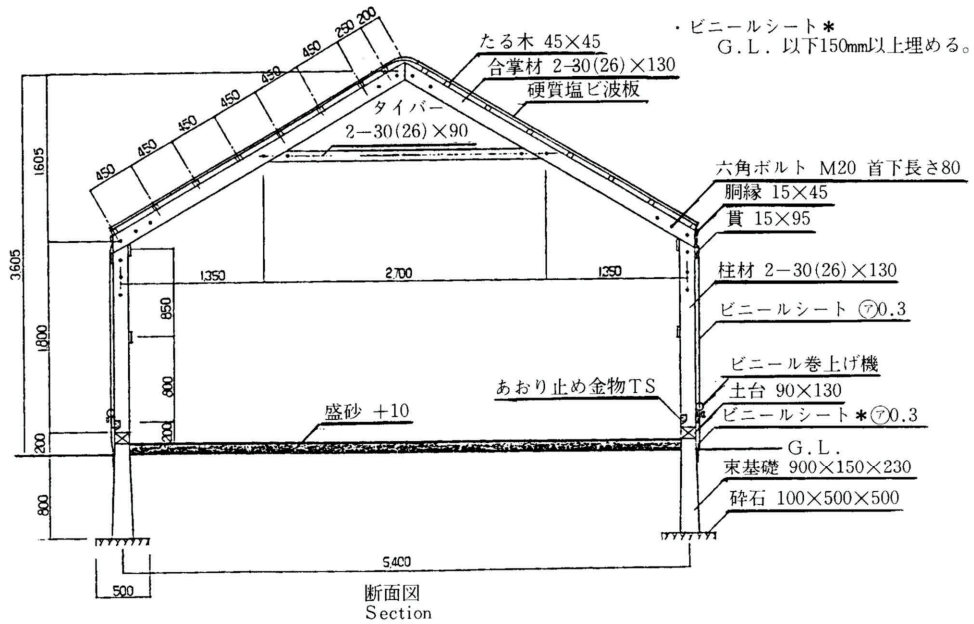


妻側立面図
Front elevation



立面図 (A棟)
Elevation (A)

第13-2図 (つづき)
Fig. 13-2 (continued)



4.1 シイタケ栽培用簡易ハウスの設計

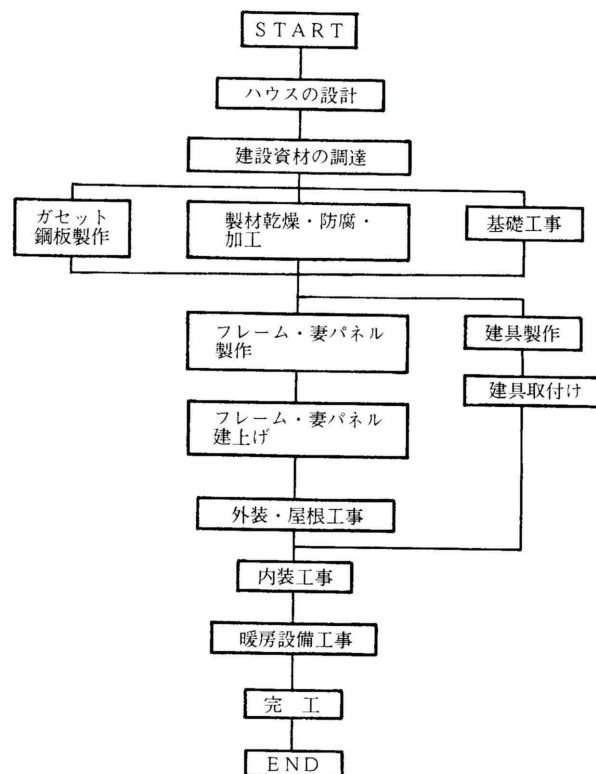
NF型ハウスの試作品となるシイタケ栽培用簡易ハウスの設計にあたっては、次のように設計条件を整理した。

<設計条件>

- 1) 冬期間の栽培が可能となるように、暖房設備を用いて室内気温20 前後に保てる構造であること。
- 2) 栽培の条件として湿度を100%に維持しなければならないこともあるので、それによってハウスが使えなくなることをないよう適切な処理をすること。
- 3) 夏期の使用の仕方として風通しがよい構築物であること。
- 4) ハウスの建設が人手でできるような構造であること。
- 5) 構造条件は最深積雪量1m、フレーム間隔90cmを基準にする。

以上の条件を踏まえて、設計上次のようなことに配慮した。

- 1) 建物の内部と外部の隙間をできるだけ小さくするために、また外装材の施工をし易いように下地表面の出入りを少なくする。
- 2) 保温効果を高めるため天井・壁はビニールカーテン二重張りとし、夏期の開放型栽培にも対応できるように側面開口部を広く設ける。
- 3) ビニールカーテンは、取り替えが容易であるように簡易金具（ビニペット）を用いて



第 14 図 シイタケ栽培用簡易ハウス建設の工程
Fig. 14 Flow chart for constructing a trial NF-House

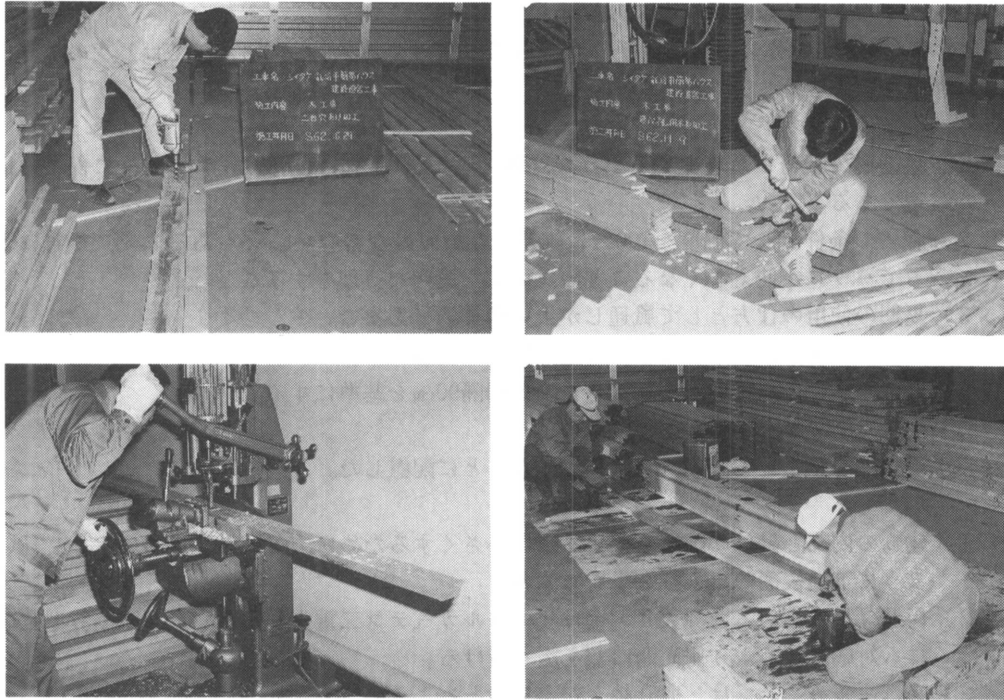


写真8 製材の加工、切り欠き部の防腐処理
Photo.8 Manufacture of lumber and preservation of joints

躯体に固定する。

- 4) 屋外工事の工期短縮と施工性の向上をめざし、主要構造部のフレーム化、妻壁のパネル化をはかる。

4.2 シイタク栽培用簡易ハウスの施工概要

ハウス建設のフローを第14図に示す。またハウスの施工の様子を写真8～16に示す。

建設工事は基礎工事の一部を除き、林産試験場職員による人手のみで行った。

工事は3棟同時進行で行った。

<製材乾燥・防腐・加工> (写真8)

建設に要する製材は土台からヌキ・タルキに至るまですべて乾燥した。その後、すべての製材を所定の断面寸法までほう削し防腐処理した。ただし、土台は防腐剤中まで深く含浸させるため、防腐処理する前に四面インサイジング処理を行った。防腐処理は注薬缶に製材を入れ、30分間真空状態にし、2時間CCA（防腐剤）加圧注入の後再び30分間真空状態にするという手順で行った。土台については材厚（100mm）が大きいので、加圧注入時間を6時間とした。防腐処理に9日間かかったが、10日間風通しの良い状態で養生し、土台、フレーム、妻パネル部材の穴あけ、木取り加工を行った。切削した部分は防腐剤の塗布によって防腐処理むらのないようにした。

<基礎工事・土台敷設> (写真9)

基礎工事は製材の防腐処理と並行して行った。基礎は束石（長さ90cm）による独立基礎とし、基礎位置ごとにコンボで深さ90cmほど掘削した。束石の底面には砕石を10cmほど敷込み、束石上面が地面より10cm高くなるようにした。土を埋め戻し、12日間の養生をした。

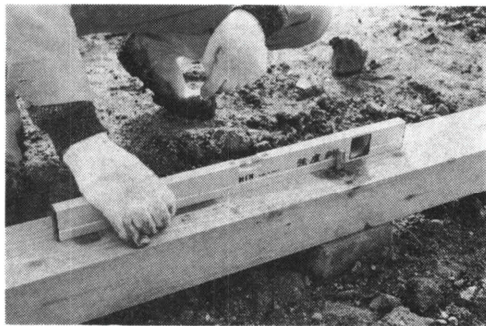
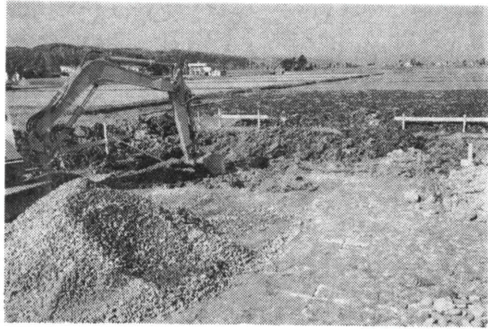


写真9 基礎工事・土台の据え付け
Photo.9 Foundation and sill setting works

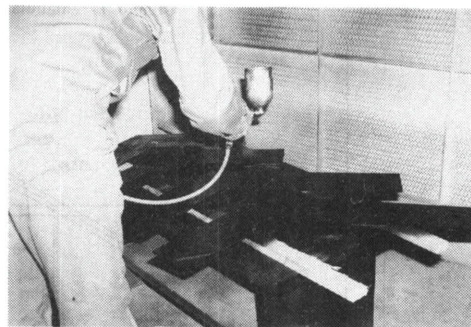
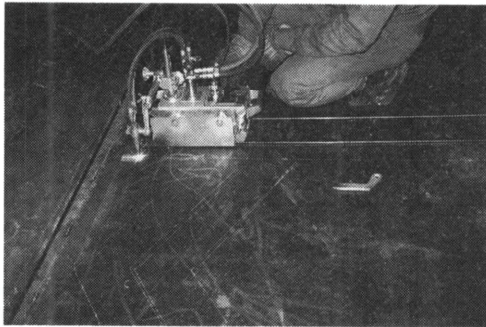


写真10 ガセット鋼板の製作
Photo.10 Manufacture of steel gusset

<ガセット鋼板製作> (写真10)

厚さ6mmで大判(914×1829mm)鋼板に所定の寸法に頂部・軒肩部の各ガセットを罫書き、ガス切断した。ボルト穴の穴あけ加工をし切口を研磨した後、防錆のため表面全体をシャースブラックで吹き付け塗装した。タイバーと屋根梁の接合部に用いるガセット板は、厚さ6mm幅50mmの平板を長さ400mmに切断し、同様に穴あけ加工・研磨・塗装した。

<フレーム・妻パネルの製作> (写真11)

フレーム材料をハウス建設地まで運び、アスファルト舗装道路上で3棟分(25連)組み立てた。各接合部はラチェットレンチを用いてワッシャーが製材に少しめり込む程度までボルトを締めた。この時、フレームの形がバラバラにならないように柱脚スパンを5.4mに固定して製作した。

妻パネルは合板でステージを作り、その上に原寸図を書いて部材を組み立てた。接合部は

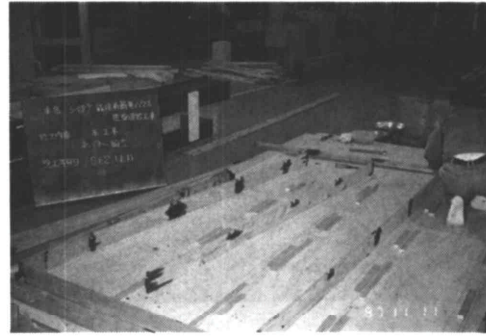
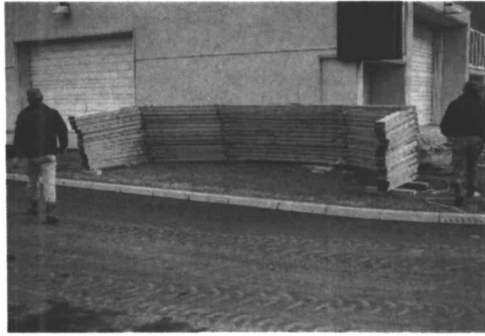
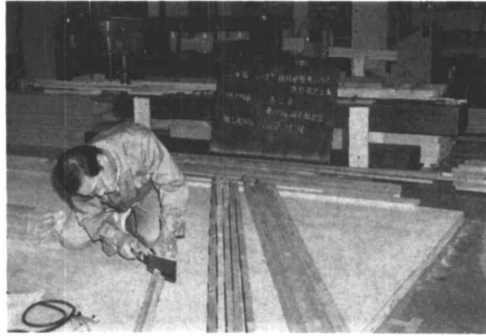
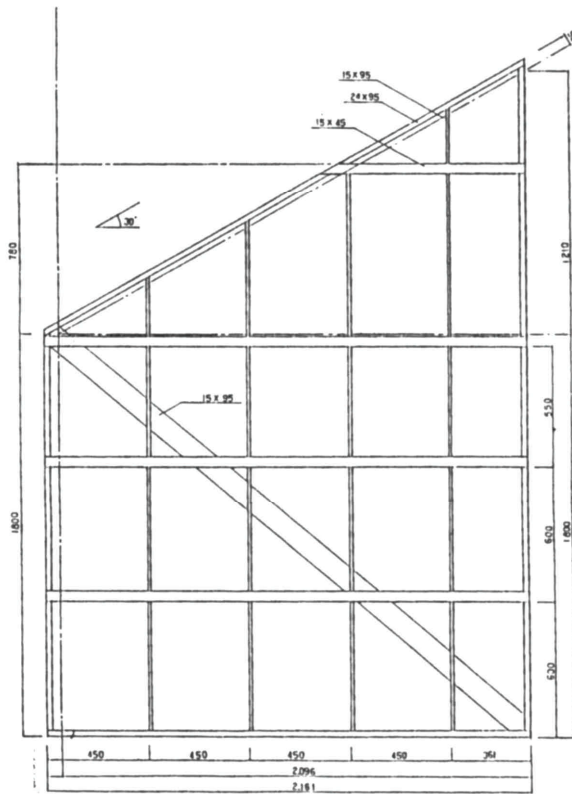
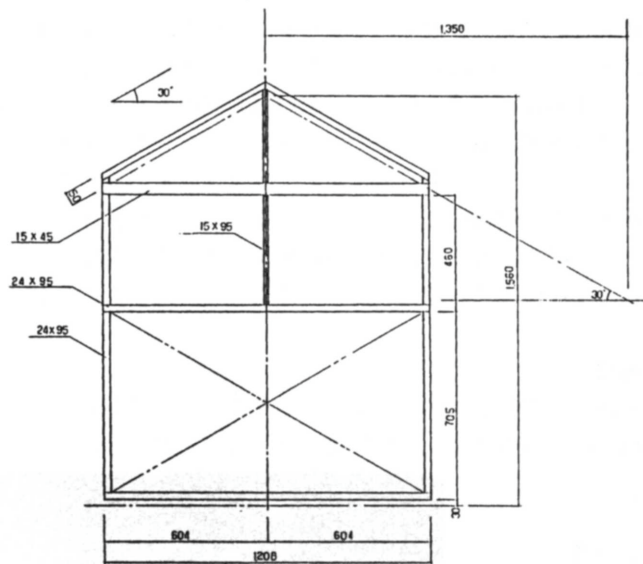


写真11 フレーム・妻パネル製作
Photo.11 Manufacture of frame and gable panel



第15-1図 妻パネル
Fig. 15-1 ▲ gable panel



第15-2図 妻パネル
Fig. 15-2 Gable panel

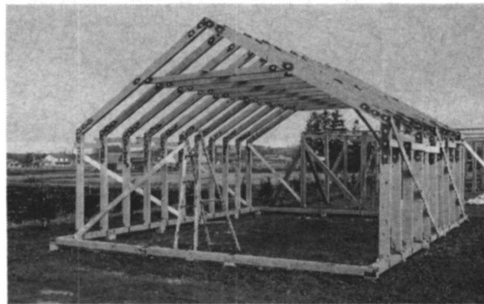


写真12 フレーム・妻パネルの建て上げ
Photo.12 Install of framework and gable panel

仕口加工し釘打ちとした。妻面は面積的に大きなパネルとなるので、開口部を境にして左側・右側と、開口部上部の3種類のパネルに分けた（第15図）。製作には、フレーム・パネルともに各3人で2日間かかった。

<フレーム・妻パネルの建て上げ> （写真12）

できたフレームをA棟から建てた。まず土台上でフレームを建てる位置に印をつけ、通

りから順に筋違・頭つなぎを仮止めしながらあおり止め金物TS2枚でフレームを建てていった。同様にしてB,C棟も建てた。フレームがすべて立ち並んでから、桁行面の出入りがないか、鉛直に立っているか、またボルトの緩んでいるところはないか確認した。フレームが3棟とも建ったところで妻パネルの建て上げを行った。開口部両側の妻パネルは、土台上にアンカーボルトで固定し、頭部は屋根下地のタルキでフレームとつないだ。タルキのつなぎ目は千鳥になるように配慮した。フレーム・妻パネル建て上げ及び屋根下地タルキ打ちは3棟を4人×3日間で終え、施工能率は比較的良かったといえる。これは躯体をなすフレームの種類が種類だけで構造的に単純であること、妻面の躯体をパネル化し現場では建て上げるだけの工程としたこと、そしてなにより木造であるため軽量で扱い易いこと等があげられる。

<外装・屋根工事> (写真13)

屋根はポリカーボネイト製の波板を電動ドライバーを使ってタルキにビス止めした。1棟ずつ施工し、2棟目からは1棟目の2倍のスピードで作業を終えることができた。コツは、

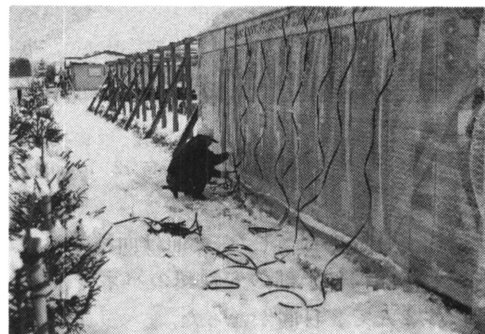
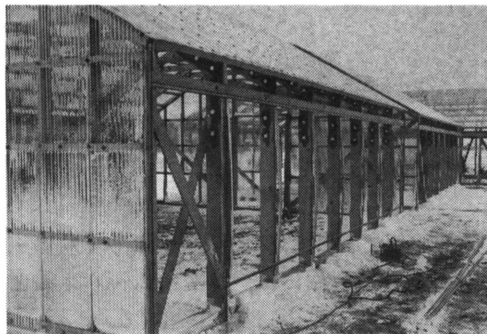
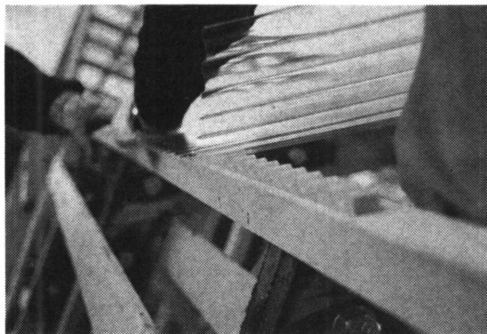
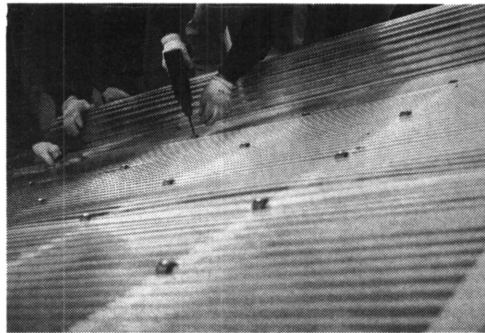
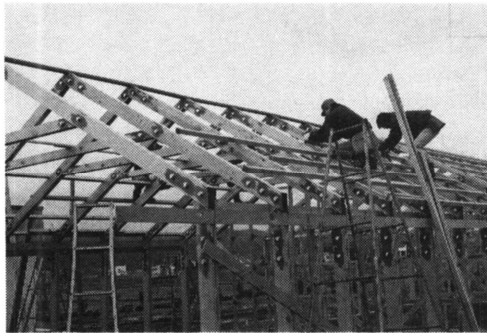


写真13 屋根工事・外装工事

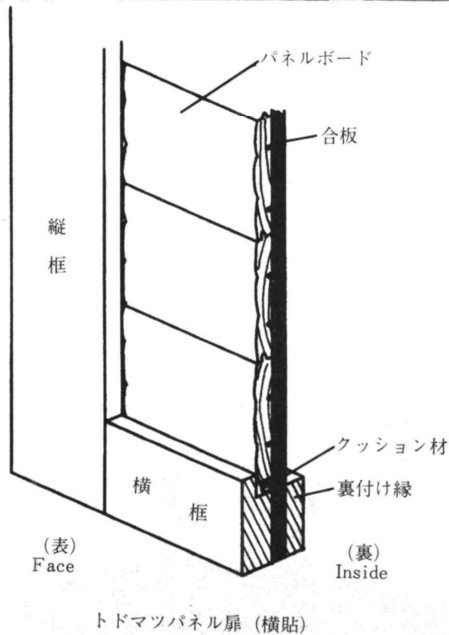
Photo.13 Roof and exterior wall finish

片側の面をすべて張ったあと、もう一方を張りながら頂部の小波板を張ることである。4人で半日あれば1棟終えることができる。この時波板のつなぎ目には隙間風を防ぐため、ポリバンドというクッション材のシールを用いた。妻壁もポリカーボネイト製の波板を外張りした。屋根同様電動ドライバーによるビス止めである。しかし、波板の施工はゆがみができやすく風にあおられると施工しづらいため、妻パネル製作時に外装を施してしまうとより施工性は向上する。妻面の開口部は、隙間を極力少なくするようにパネルの面内にはまるような設計をしたが、簡易ハウスには不向きであることがわかった。このようなハウスはたわみを軽視した建物であるため多少の変形は十分に考えられる。開口部は、外付けまたは内付けとすべきであった。桁行面はビニール張りであるが、下地の面を揃えたため納まりが良く、また交換が容易にできるように金具を用いて固定したことなどから施工性も良好であった。この面の開口部はビニール巻き上げ機による開閉方式であるが、フレームの柱にむくり板を付け、バンドで押さえることにより強風に耐えられるよう配慮した。

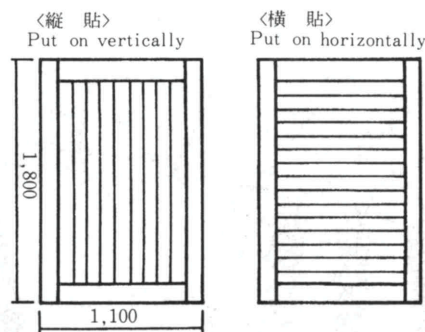
< 建具製作・取り付け > (写真14, 第16図)



写真14 建具取り付け
Photo.14 Install of fittings

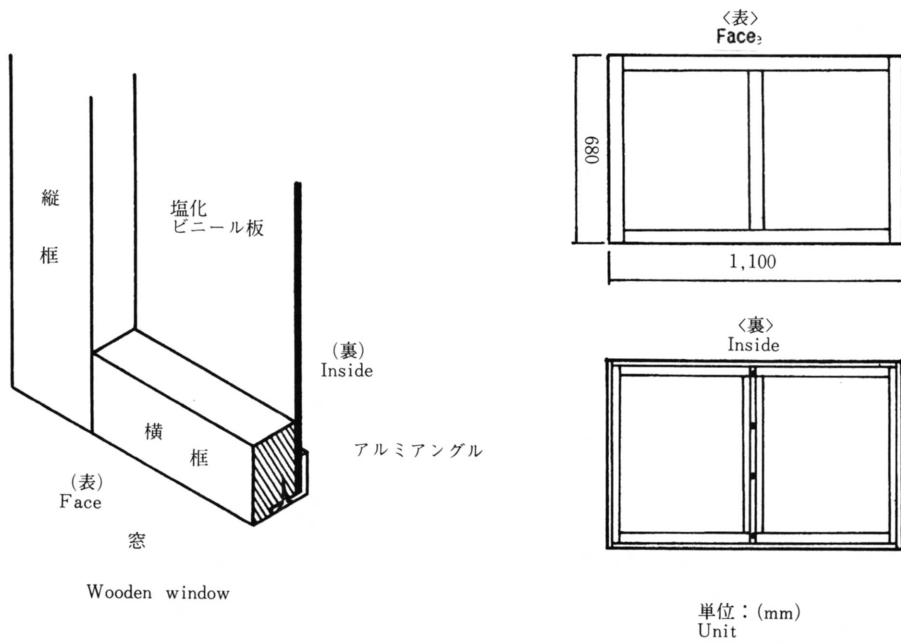


Wooden door with Todomatsu Panel board



単位：(mm)
Unit

第16-1図 木製建具
Fig. 16-1 Wooden fittings



第16-2図 木製建具
Fig. 16-2 (Continued)

出入口の扉及び妻面の窓を製作し、外装工事と並行して取り付けを行った。扉はかまちに合板(厚さ9.0又は7.5mm)を裏から添えて一体とした。表面はトドマツ羽目板で仕上げているが、伸縮を考慮し上下5mm程度のクリアランスを見てパネルボードの収縮膨張に対応できるように接着せずに納めた。また下かまちには水切り穴を設けた。窓は、かまちの内側にエンビ板をアルミアングルを使って納めた。塗装は扉・窓とも撥水・防腐処理を兼ねて、木材保護着色剤(ガードラック)を塗布した。

<内装工事> (写真15)

内装は全面断熱膜付きビニール仕上げとした。冬季間暖房し、室温を20 前後に保つため隙間ができないように丁寧な施工をした。屋根・外壁の波板では隙間を作らないようにするのは不可能なので、ビニール張りはハウス内の環境作りには大変重要な役割をはたしている。また土台まわりからの隙間風を防ぎ、水はけを良くし、蓄熱をはかるためハウス一面に

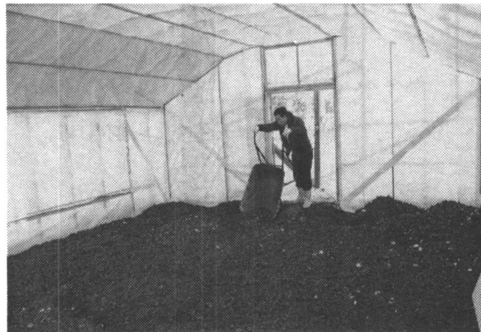


写真15 内装工事
Photo.15 Interior wall and ceiling finish

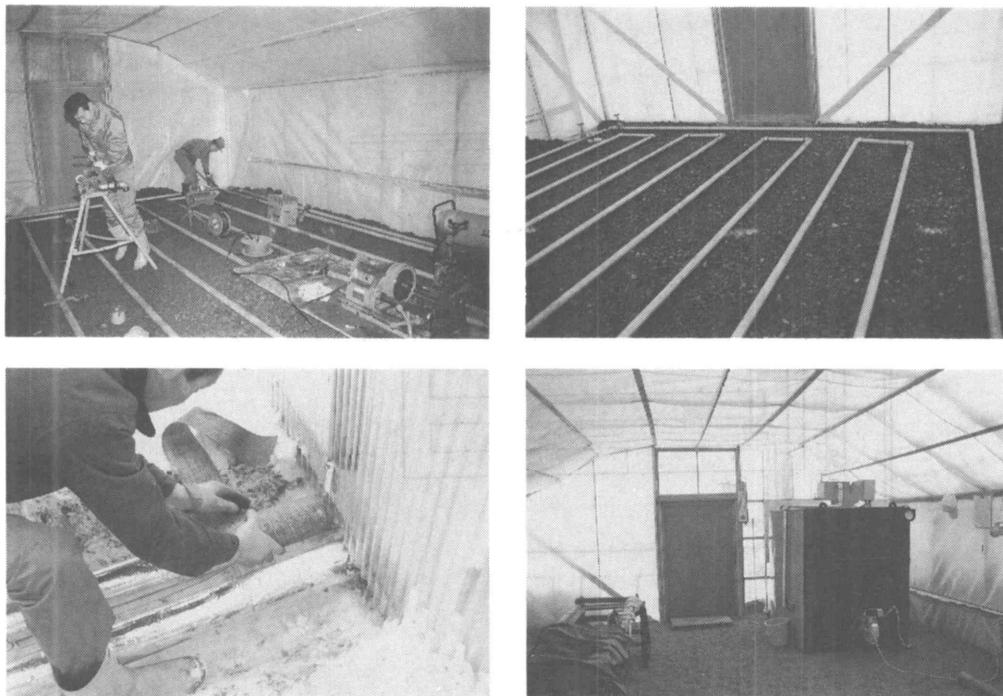


写真16 暖房設備工事
Photo.16 Piping of heat device

厚さ10cmほど砂利を敷いた。

<暖房設備工事> (写真16)

C棟に温水循環暖房機を1基設置し3棟を暖房できるように配管した。配管用炭素鋼管(40A)は延べ220mである。配管図を第17図に示す。ハウス外部の配管は、保温筒(厚さ20mm, アルミ箔付き)で包みジュートテープを巻いて、地面より深さ20cmのところに通した。3棟とも配管終了後厚さ10cmほど砂を敷き、C棟入り口脇にボイラーを設置し暖房設備工事を終えた。

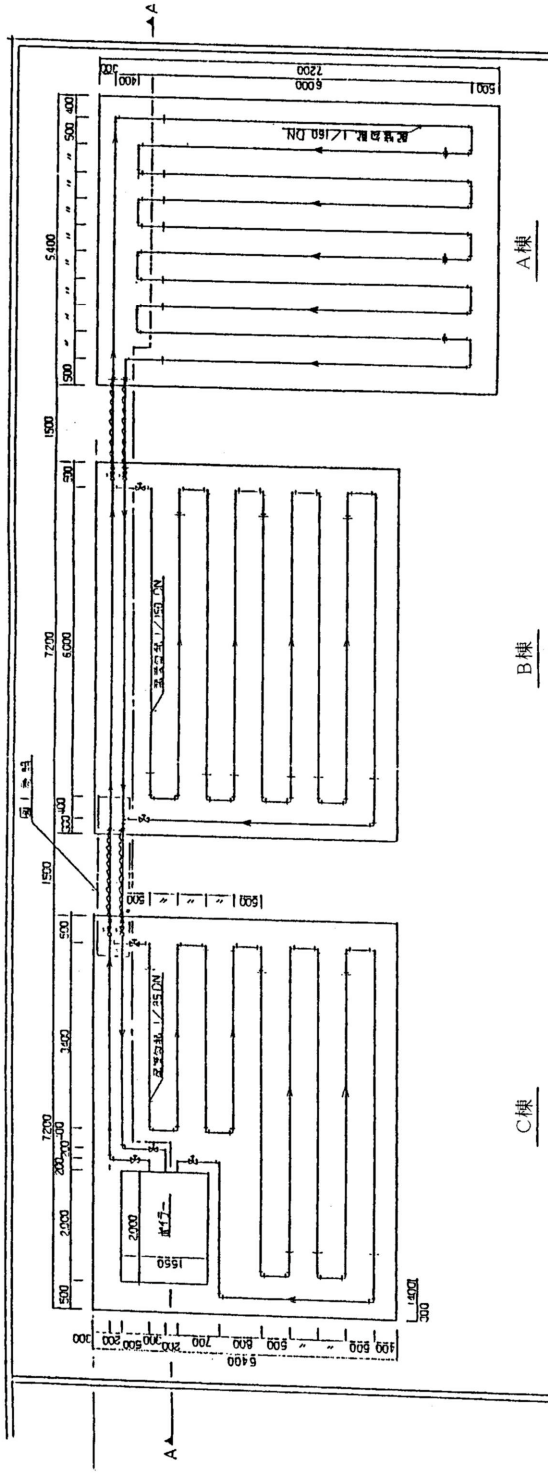
これら一連の行程には、4~5人で2ヶ月程の期間を要した。

4.3 ハウスの使用状況

ハウスは、昭和63年1月に完成し、同年2月より使用を開始した。

ハウス付近の積雪の状況は写真17からわかるように、勾配30°の屋根では積雪はほとんどない。また、底の出がないためつららの発生がなく、雪融け後の春の観察でも外装材の傷みはまったく確認されなかった。冬期間のハウス内外の気温差は30以上にもなり、さらにハウス内は湿度100%の状態が続くわけであるから建物としては過酷な状況におかれているが、それによる躯体の変形等はない。ただ、扉のトドマツ羽目板が吸湿膨張し数ヵ所に盛り上がりが発生した。これはその後合板の裏に補助材を入れ、ネジ止めしさらに羽目板の目地部には十分な余裕を見込みかまち組に納めた。

現在二冬日の建物の状況を観察中であるが肉眼による判定では部材の割れ、そり、接合部の異常などなく3棟とも構造的には問題ない。栽培試験については、夏季は既存の鉄パイプ製のハウスと比較して差はなく極めて順調に過ごした。冬季の栽培環境については現在試験



第17图 暖房用配管图
Fig. 17 Diagram of pipe for heating system

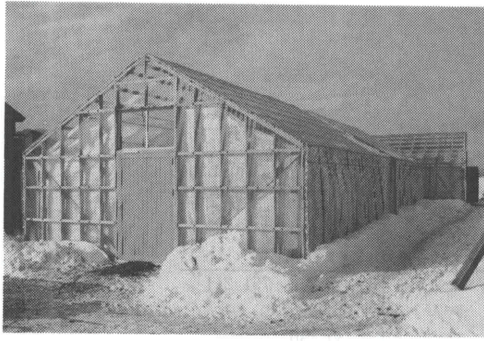


写真17 ハウスの全景
Photo.17 A whole view of shiitake cultivation house

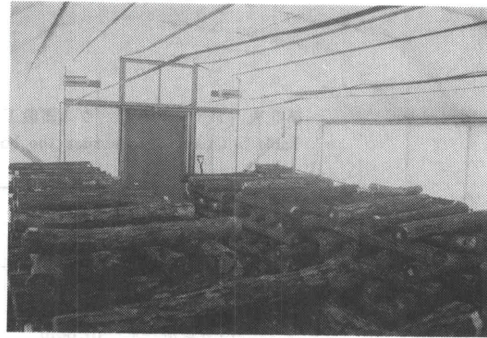


写真18 ハウス内での栽培
Photo.18 View of cultivation in the house

中でデータはないが、平成元年2月現在順調に進んでいる。ただ、ハウス内外の気温差が大きいので天井に結露が発生し、その処理が問題となっている。二冬目のハウスの栽培の様子を写真18に示す。

4.4 経済性の検討

今回のハウス建設工事費を第5表に示す。試作例から実際に要した材料費・人件費等を求め、現在普及している鉄骨製ハウスとのコスト比較を行った。

<材料費>

ハウス工事費のうち人件費を除く3棟分の材料費は2,698,857円で、1棟当たりおよそ900,000円(23,000円/㎡)である。製材の価格は当時のエゾマツ・トドマツの相場40,000円/㎡¹²⁾として計算した。防腐処理の単価は木材1㎡当り15,000円とした。乾燥経費は市場における流通価格から同10,000円として計算した。他の材料費は建設にあたって要した実費とした。材料費に占める木材費は28%である。

<人件費>

人件費の算出は1日8時間労働として、林産試験場における軽作業員の賃金6,100円/日を基にした。これに実労働時間数(人・日)を掛けて人件費とした。

人件費の算出 $6,100 \times 844 / 8 = 643,550$ 円

各工程ごとの労働時間は第6表のとおりである。

フレーム・妻パネル部材を“キット”として加工するまでに要する延べ時間数は、287時間で金額に換算すると、 $6,100 \times 287 / 8 = 218,838$ 円 およそ220,000円となる。これを材料費に上乘せると3棟で2,920,000円。単位面積当りでは、24,600円/㎡となる。

このように経済性からの検討では、フレーム・妻パネルをキット化した場合、“キット”として市販されている鉄パイプ製ハウスの28,000円/㎡前後と比較して、木製ハウスの普及の可能性は大きいと考えられる。

4.5 まとめ

以上、実際に3棟のNF型ハウスをシイタケ栽培用簡易ハウスとして建設し、設計から施工性、強度性能、経済性さらにハウスの利用のしやすさについて検討した。

設計に当たってはフレームスパンを5.4m、奥行き7.2m、軒高2.0mの栽培ハウスとして一般的に使われる大きさとした。積雪量によってフレーム間隔が変わるだけの、構造的には極めて単純なものなので仕様書にしたがって容易に構造計画できるのがNF型ハウスである。

第5表 シイタケ栽培ハウス建設工事費

Table 5 Cost to construct the house

3棟分 36坪=118.8㎡ Unit: Yen

1. 基礎工事		87,600
砂利 2㎡	6,000	
束石 48本	81,600	
2. 木工事		751,211
製材 8.7164㎡	348,656	
パネルボード 10.80㎡	30,240	
ガセット銅板	60,990	
金物類	93,415	
防腐剤	130,746	
乾燥一式	87,164	
3. 屋根・外装工事		920,676
波板	754,536	
波板用止め金具	42,500	
ビニールカーテン(糸入り)及び止め金具	85,290	
ビニール巻取り器	38,350	
4. 内装工事		43,790
断熱膜付きビニール及び止め金具	43,790	
5. 暖房工事		895,580
配管 220m	245,180	
砂利・砂 各14㎡	85,400	
温水循環暖房機	565,000	
6. 人件費		643,550
合計 Total		3,342,407
(除暖房機・人件費)		(2,133,857)

第6表 各工程の労働時間

Table 6 Time at each stage of execution works

Unit: hours

工 程	時 数
基礎工事	61.5
木 工 事	423.0
製材加工	(117)
防腐処理	(44)
ガセット銅板製作	(76)
フレーム・妻パネル製作	(40)
建て上げ・他	(74)
建具製作	(50)
同 取り付け	(22)
外装工事	150
内装工事	61.5
砂利・砂敷設	34.5
暖房設備工事	113.5
合 計	844.0

施工性について、基礎工事、フレーム・妻パネルの建て上げ、外装工事などに3人ほど必要と思われる場合があるがほとんどの工程は2人で済む。また建て上げは短期間で済むので天候に左右されて工事が滞る心配が少ない。さらに、木造なので用途・内外装の仕様に応じて適宜部材加工できるのも特徴である。

建設後1年経過し二冬経ているが、3棟とも風雪害による構造上の変化は全く見られることなく現在に至っており、今までのところ耐久性になんら心配はない。

経済性は普及に際し重要なファクターであるが、部材が工場でプレカットされキット化されれば今回の試算以上に価格低下は望めそうである。

なお、ハウスの使用に際し不便を感じることはないが、天井の結露対策が当面の課題として残っている。

5. 総括

本報告はNF型ハウスの接合部の部分実験、実大フレームの水平加力実験の結果、及び実大NF型ハウスの建設実証試験による経時変化の観察結果から、NF型ハウスの構造安全性・実用性についての検討結果をまとめたものである。

以下に試験結果等を要約する。

小規模な農林水産業用施設としてNF型ハウスを開発した。開発に当たっては、1 施工性、2 経済性、3 使い易さ、等に配慮し、4 構造性能について各種の実験・観察を行い、経時変化による確認も行った。

NF型ハウスの用途を小規模な農林水産業用施設に限定し、経済性を念頭におき安全性は強度実験によって確認することとした（第1図参照）。スパン5.4m、積雪1m、フレーム間隔90cmで各荷重条件による構造設計を行い、接合部に発生するモーメントを求めた。その結果頂部には積雪時に、軒肩部には片側桁行面開放の暴風時に最大モーメントが発生することがわかった。

そこで、部分実験により各接合部とも構造設計による最大モーメントが発生するまで正負繰り返し加力後、頂部は破壊まで引張荷重をかけ、軒肩部は破壊まで1体は引張荷重を、1体は圧縮荷重をかけ（写真1参照）、接合部の破壊モーメントを求めた。次に破壊モーメントを基に接合部の許容耐力を求めた。

さらに、スパン5.4m、軒高3.6mの実大フレームを2連で1対として水平加力実験を行い（写真3参照）その破壊耐力を求めた。フレームは正負繰り返し加力の後、軒肩部接合部の許容耐力とほぼ等しいモーメントが発生する荷重時に軒肩部に割れが入り破壊したが、フレームが多数並んだ場合のマルチプルメンバー効果を考え、接合部の許容耐力を持ってフレームの許容耐力とした。

実大のNF型ハウスを建設し、シイタケ栽培用ハウスとして実際に使用する実証試験を行った（写真17参照）。ここではフレーム間隔90cmのものと、60cmのものの2種類、計3棟建設し、耐久性・施工性・経済性・使い易さも含め検討した。二冬経過後の現在3棟とも異常はない。また、経済性では、同規模の鉄パイプ製ハウスと比較して施工も少人数ででき、部材がプレカットされていればその後の工程は短期間で済むことを確認した。耐久性及び使い易さの点でも問題はない。

現在一般的にこの種の用途で普及しているのは鉄パイプ製ハウスであるが、今回開発したNF型ハウスは、それと同等ないしはそれ以上の性能を各ファクターにおいて持ち得ることがわかった。今後この構造が認められれば、十分普及は見込めると思われる。

これら一連の実験結果に基づいて、付録に示したNF型ハウス構造計算書と、農林水産業

用NF型ハウス標準設計仕様書(案)¹³⁾を作成した。

謝 辞

実証試験の遂行に当たり、その機会を与えていただき、また実大NF型ハウスの建設に尽力いただいた北海道立林産試験場林産化学部特殊林産科(現 利用部微生物利用科)の方々、シイタケ栽培用ハウスの建設に当たり尽力いただいた北海道立林産試験場試験部製材試験科、林産機械科(現 技術部製材科、機械科)、木材部加工科(現 性能部性能開発科)、乾燥科(現 技術部乾燥科)、総務部管財課、指導部動力科(現総務部管財課)の方々に謝意を表します。

文 献

- 1) 北海道立林産試験場, 北海道立寒地建築研究所, 北海道立中央農業試験場: 農林水産業用PT型ハウス設計標準仕様書(改定版), 道立林産試験場(1986)
- 2) 丸山 武ほか4名: ポールコンストラクションに関する試験 - ポールコンストラクションによる実大建物の水平加力試験 -, 林産試研報, No72, (1983)
- 3) 森泉 周ほか6名: ポールコンストラクションに関する試験 - ポールの水平加力試験 -, 林産試研究報告, No72 (1983)
- 4) 工藤 修ほか4名: ポールコンストラクションに関する試験 - 小屋組トラスの試験 -, 林産試研究報告, No72 (1983)
- 5) 大森幹夫ほか5名, 3グループ: ボカスギ(間伐材等小径木)の用途開発 - 小規模構造物の設計と試作 -, (林業技術課題実証事業), 富山県(1982)
- 6) 後藤一雄: 木構造の計算, 鹿島出版会(1980)
- 7) 日本建築学会: 木構造計算規準, 丸善(1988)
- 8) 同: 木構造設計規準・同解説, 丸善(1973)
- 9) 戸川隼人: マイコンによる有限要素解析, 培風館(1982)
- 10) 杉山英男: 木構造, 彰国社(1971)
- 11) 飯島泰男, 吉田直隆: 枠組壁工法用材としてのシベリア産カラマツ(第3報) - 並列曲げ部材の強度性能 -, 木材と技術, No. 53 (1983)
- 12) 北海道立林産試験場: 林産試だより, 12月号(1987)
- 13) 北海道立林産試験場: 農林水産業用NF型ハウス標準設計仕様書(案)(1988)

林産試験場研究報告 第61号 正誤表

ページ	位 置	誤	正
2	第2図	colour beam	collar beam
3	第3図・下	colour beam	collar beam
4	8行目 13行目~15行目	最小限必要を思われる Kgf/cm ²	最小限必要と思われる Kgf/m ²
8	17,21,25,26行目	larm,la	larm,la
10	第7図 写真2	Fig. 7....loading of (同:引張形) (the top)	Fig. 7....loading of (軒肩部:引張型) (top)
11	第9図	colour beam	collar beam
13	写真3	同(正負繰り返し時の加力) 同(引っ張りのみの時の加力)	(正負繰り返し時の加力) (引っ張りのみの時の加力)
14	8行目	油圧ジャッキ先端に	油圧ジャッキ先端に
19	写真7	(connection...colour beam) (eaves:right)	(connection...collar beam) (eaves:right)
26	15-1図	A able panel	Gable panel
30	16-2図	<表>Fiace	<表>Face
37	12行目 16行目	Here are meter	Here is meters
40	1行目~7行目 下から4行目	Kgf/cm ² 120Kgf/cm ²	Kgf/m ² 120Kgf/m ²
41	1行目	東基礎	東基礎
42	4行目~8行目 下から6行目	Kgf/cm ² 10Kgf/cm ²	Kgf/m ² 10Kgf/m ²
43	左下の図中	96Kgf/cm ²	96Kgf/m ²
60	下から3行目	10.074	0.074

7) フレーム・東基礎間隔

フレームの自重は、床面積に面して均等に分布するものとする。
このため、この自重を、床面積に均等に分布するものとする。
計算式： $W = 0.30 \times 1.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} = 0.30 \text{ kN/m}^2$

長期自重 $W_L = 0.30 \text{ kN/m}^2$
短期自重 $W_S = 0.30 \text{ kN/m}^2$

付 録

8) NF型ハウスにおける許容耐力

a: 積雪量 (kg/cm²)

NF型ハウスは、PT型ハウスに準じて、積雪量は、 $a = 0.30 \text{ kg/cm}^2$ と仮定する。

NF型ハウスの構造計算書

材 種	厚 さ (cm)	容 積 重 (kg/cm ³)	容 積 重 (kg/cm ²)	容 積 重 (kg/cm ²)	容 積 重 (kg/cm ²)
コンクリート	15	24	36	45	45
鉄骨	10	78	78	78	78

積雪量 (kg/cm ²)	容積重 (kg/cm ²)	容積重 (kg/cm ²)
0.30	0.30	0.30

(4) 地震力の入力係数 $C_d = 0.3$

(2) 風圧力 $w = C_d \times V^2 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times K_{f1} \times K_{f2}$

(1) 風速 $V = 10 \text{ m/s}$

d: 風速 (m/s) $= 10 \text{ m/s}$

C_d : 合風時の風圧力係数 ($= 0.8$)

積雪量の自重は、次のとおりである。

表 1 NF型ハウスの構造計算書

部 位	容積重 (kg/cm ³)	容 積 重 (kg/cm ²)				容積重 (kg/cm ²)	容積重 (kg/cm ²)
		200cm	150cm	100cm	50cm		
基礎	24	24	24	24	24	24	
床	78	78	78	78	78	78	
壁	24	24	24	24	24	24	
屋根	15	15	15	15	15	15	
外装	15	15	15	15	15	15	
設備	78	78	78	78	78	78	
合計	24	24	24	24	24	24	

1. 設計条件

1) 屋根荷重 (薄鉄板葺: フレーム自重は無視) 水平面に対して 24kg/cm²

屋根勾配 $\theta = 30.02^\circ$ の場合 $20 \times \sec \theta = 23.098 = 24 \text{ kg/cm}^2$

2) 壁 荷重 (下見板張: フレーム自重は無視) 鉛直面に対して 10kg/cm²

3) 積雪荷重 (屋根勾配 $\theta = 30.02^\circ$: 積雪1.0m 地域)

長期 = $3 \text{ kg/m}^2/\text{cm} \times 100\text{cm} \times 0.75 \times 0.70 = 157.5 = 158 \text{ kg/cm}^2$

短期 = $3 \text{ kg/m}^2/\text{cm} \times 100\text{cm} \times 0.75 \times 1.00 = 225 \text{ kg/cm}^2$

地震時 = $3 \text{ kg/m}^2/\text{cm} \times 100\text{cm} \times 0.75 \times 0.35 = 78.75 = 79 \text{ kg/cm}^2$

積雪荷重 = $g \times s \times d \times i, s k$

g : 積雪単位重量 (kg/m²/cm)

$s = 50\text{cm}$ の場合 $g = 2 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$

$s > 50\text{cm}$ の場合 $g = 3 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$

s : 積雪深さ (cm)

d : 屋根勾配による低減係数

$30^\circ \geq \theta$ の場合 $d = 1.00$

$40^\circ \geq \theta > 30^\circ$ の場合 $d = 0.75$

$50^\circ \geq \theta > 40^\circ$ の場合 $d = 0.50$

$60^\circ \geq \theta > 50^\circ$ の場合 $d = 0.25$

$\theta > 60^\circ$ の場合 $d = 0.00$

$i, s k$: 長期及び短期低減係数

	$i k$	$s k$
$s = 50\text{cm}$ の場合	1.00	0.50
$s > 50\text{cm}$ の場合	0.70	0.35

4) 地震層せん断力係数 0.2

5) 風圧力 (= $c \times q \times c_z w$ kg/m²) $96 \times c$ kg/m²

c : 風力係数

q : 速度圧 (=120kg/cm²)

$c_z w$: 台風時 (無雪期) の地域低減係数 (=0.8)

6) 設計荷重のまとめ

NF型ハウスの設計荷重は、次のとおりである。

表-1 NF型ハウスの設計荷重

壁自重 (kg/m ²)	屋根自重 (kg/m ²)	鉛直荷重					水平荷重	
		積雪深	50cm	100cm	150cm	200cm	風圧力 (kg/m ²)	地震力
軸組の 仕上げ共 10	屋根・小屋 組共水平面 につき 24	長期	75	158	237	315	速度圧 96 (地域低減 係数0.8)	地震層せん 断力係数 0.2
		地震時	38	79	119	158		

7) フレーム・東基礎間隔

1) フレームの設計は、積雪1.0m、フレーム間隔0.90mを標準として行う。
 2) 土台の設計は、東基礎間隔1.80m、積雪1.0m、フレーム間隔0.90mを標準として行う。
 このため、建設地の積雪深によりフレーム及び東基礎間隔を下記のように調整して使用するものとする。

表-200 フレーム・東基礎間隔

積雪深 (cm)	フレーム間隔 (m)	東基礎間隔 (m)
50	0.90	1.80
100 (標準)	0.90	1.80
150	0.60	1.35
200	0.45	0.90

8) NF型ハウスにおける許容応力度

NF型ハウスは、PT型ハウスの許容応力度を使用する。

表-3 NF型ハウス用木材の長期許容応力度

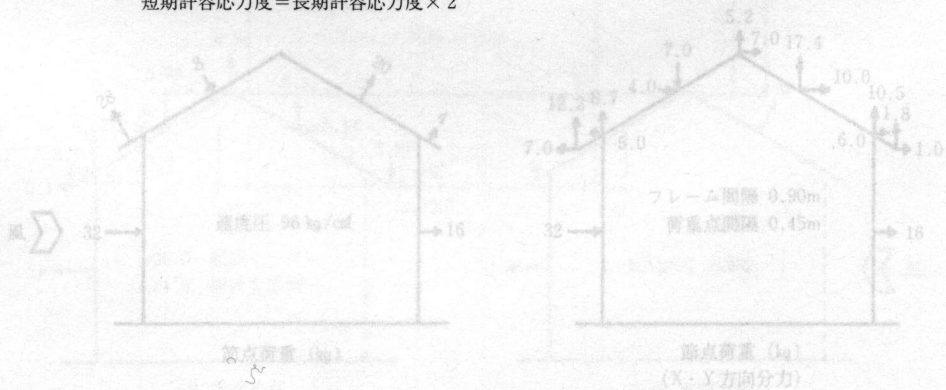
材種	樹種	ヤング係数 (ton/cnf)	圧縮 (kg/cnf)	引張 (kg/cnf)	曲げ (kg/cnf)	せん断 (kg/cnf)	めり込み (kg/cnf)
製材	エゾマツ	70	108	135	135	11	36
	トドマツ						
	スギ						
	カラマツ						
		90	126	162	162	13	45

短期許容応力度 = 長期許容応力度 × 2
 圧縮/曲げ = 0.8 (一定)

表-4 NF型ハウス川ボルト・釘の長期許容せん断耐力 (kg/本)

材種	樹種	鋼板添え板 ボルト接合用 M20ボルト	柱脚固定あおり止め金物用 ZN40釘
製材	エゾマツ	1134	33
	トドマツ		
	スギ		
	カラマツ	1404	41

短期許容応力度 = 長期許容応力度 × 2



2. 設計荷重

2.1 (屋根+積雪) 荷重

1) 長期設計荷重

常時 $1w_s = 24 + 3 \times 100 \times 0.75 \times 0.70 = 181.5 = 182 \text{ kg/cm}^2$

2) 短期設計荷重

積雪時 $sw_s = 24 + 3 \times 100 \times 0.75 \times 1.00 = 249 \text{ kg/cm}^2$

暴風時 $sw_w = 24$

地震時 $sw_e = 24 + 3 \times 100 \times 0.75 \times 0.35 = 102.75 = 103 \text{ kg/cm}^2$

3) 構造計算時の節点荷重 (フレーム間隔0.90m、荷重点間隔0.45m)

常時時 $1ps = 1w_s \times 0.90 \times 0.45 = 73.71 = 74 \text{ kg}$

積雪時 $sp_s = sw_s \times 0.90 \times 0.45 = 100.84 = 101 \text{ kg}$

暴風時 $sp_w = sw_w \times 0.90 \times 0.45 = 9.72 = 10 \text{ kg}$

地震時 $sp_e = sw_e \times 0.90 \times 0.45 = 41.71 = 42 \text{ kg}$

2.2 壁荷重

1) 長期・短期設計荷重

$w_w = 10 \text{ kg/cm}^2$

2) 構造計算時の節点荷重 (フレーム間隔0.90m、荷重点間隔0.45m)

$pw = w_w \times 0.90 \times 0.45 = 4.05 = 5 \text{ kg}$

2.3 風荷重

風力係数及び風圧力から構造計算時の節点荷重は、下図のとおりである。

(フレーム間隔0.90m、荷重点間隔0.45m、速度圧96 (=120×0.8) kg/m²、 $\theta = 30.02^\circ$)

4) 地震層せん断力係数

5) 風圧力

風力係数	風圧力 (kg/m ²)	節 構	節 材
0.2	$96 \times c \text{ kg/m}^2$	▽	△
	速度圧 (=120kg/cm ²)	▽	△
	注: 台風時(無雪期)の地域低減係数 (=0.8)	▽	△

6) 設計荷重のまとめ

NF型ハウスの設計荷重は、次のとおりである。

表-1 NF型ハウスの設計荷重

壁自重 (kg/m ²)	屋根自重 (kg/m ²)	鉛 直 荷 重				水 平 荷 重		
		積雪深	50cm	100cm	150cm	200cm	風圧力 (kg/m ²)	地震力 せん断力係数
軸組の 仕上げ共 につき 10	屋根・小屋 組共水平面 につき 24	長期	75	158	237	315	速度圧 (地域低減 係数0.8)	0.2
		地震時	38	79	119	158		

2.4 地震荷重

$1.3 - 1.3 \sin \theta = 0.64 = 0.7$

$1.3 \sin \theta - 0.5 = 0.15 = 0.2$

$0.7 \times 96 \times 0.90 \times 0.45 = 27.2 = 28 \text{ kg}$

$0.2 \times 96 \times 0.90 \times 0.45 = 7.7 = 8 \text{ kg}$

$0.5 \times 96 \times 0.90 \times 0.45 = 19.4 = 20 \text{ kg}$

$0.1 \times 96 \times 0.90 \times 0.45 = 3.8 = 4 \text{ kg}$

$0.8 \times 96 \times 0.90 \times 0.45 = 31.1 = 32 \text{ kg}$

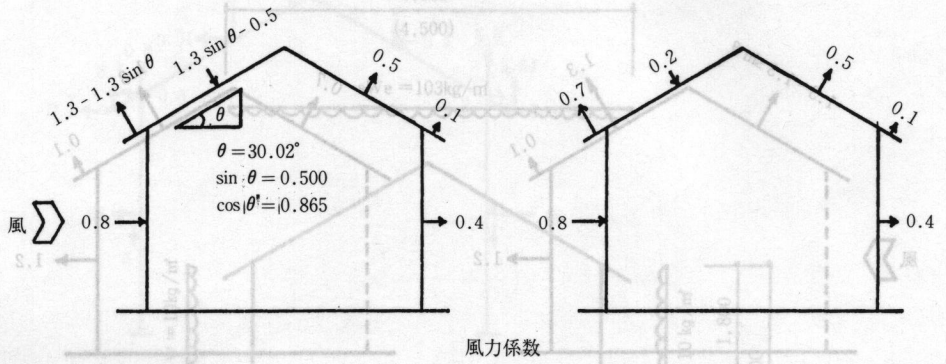
$0.4 \times 96 \times 0.90 \times 0.45 = 15.5 = 16 \text{ kg}$

$28 \times \sin \theta = 14.0 \text{ kg}$, $28 \times \cos \theta = 24.3 \text{ kg}$

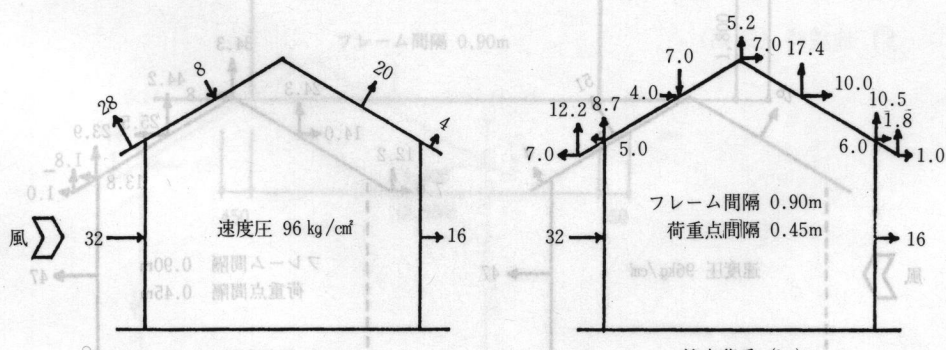
$8 \times \sin \theta = 4.0 \text{ kg}$, $8 \times \cos \theta = 7.0 \text{ kg}$

$20 \times \sin \theta = 10.0 \text{ kg}$, $20 \times \cos \theta = 17.4 \text{ kg}$

$4 \times \sin \theta = 2.0 \text{ kg}$, $4 \times \cos \theta = 3.5 \text{ kg}$



風力係数



節点荷重 (kg)

節点荷重 (kg)

(X・Y方向分力)

2. 設計荷重

1) $1.3 - 1.3 \sin \theta = 0.64 = 0.7$

1) $0.7 \times 96 \times 0.90 \times 0.45 = 27.2 = 28 \text{ kg}$

1.3 $\times 96 \times 0.90 \times 0.45 = 50.5 = 51 \text{ kg}$

0.1 $\times 96 \times 0.90 \times 0.45 = 3.8 = 4 \text{ kg}$

1.2 $\times 96 \times 0.90 \times 0.45 = 46.6 = 47 \text{ kg}$

$28 \times \sin \theta = 14.0 \text{ kg}$, $28 \times \cos \theta = 24.3 \text{ kg}$

3) $51 \times \sin \theta = 25.5 \text{ kg}$, $51 \times \cos \theta = 44.2 \text{ kg}$, 荷重点間隔0.45m

$4 \times \sin \theta = 2.0 \text{ kg}$, $4 \times \cos \theta = 3.5 \text{ kg}$

2.2 壁荷重

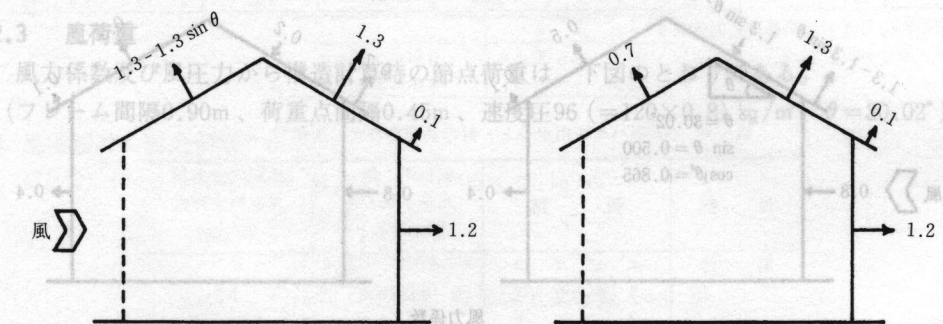
1) 長期・短期設計荷重

$w = 10 \text{ kg/cm}$

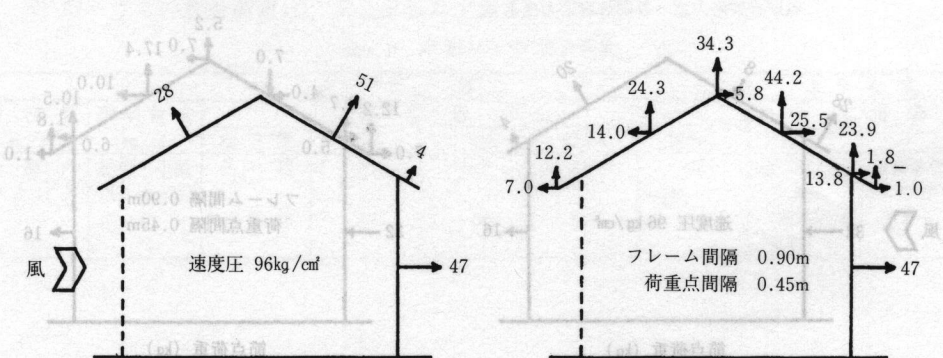
2) 構造計算時の節点荷重 (フレーム間隔0.90m、荷重点間隔0.45m)

$p_w = w \times 0.90 \times 0.45 = 4.05 = 5 \text{ kg}$

2.3 風荷重



風力係数



節点荷重 (kg)

節点荷重 (kg)
(X・Y方向分力)

2.4 地震荷重 (短期)

(例) 重荷点積の和算積算をもとに要素算定

1 フレーム当りの屋根の重量 W_r

$$\text{間口}5.40\text{mの場合 } W_r = s_w e \times 0.90 \times (5.40 + 2 \times 0.45) = 584.01 = 585 \text{ kg}$$

$$\text{間口}3.60\text{mの場合 } W_r = s_w e \times 0.90 \times (3.60 + 2 \times 0.45) = 417.15 = 418 \text{ kg}$$

1 フレーム当りの壁の重量 W_w

$$W_w = 10 \times 0.90 \times 2 (3.60/2) = 32.4 = 33 \text{ kg}$$

(壁の上半分の重量のみが地震力に寄与し、下半分の重量は直接基礎に伝わる。)

1 フレーム当りの建物の全重量 W

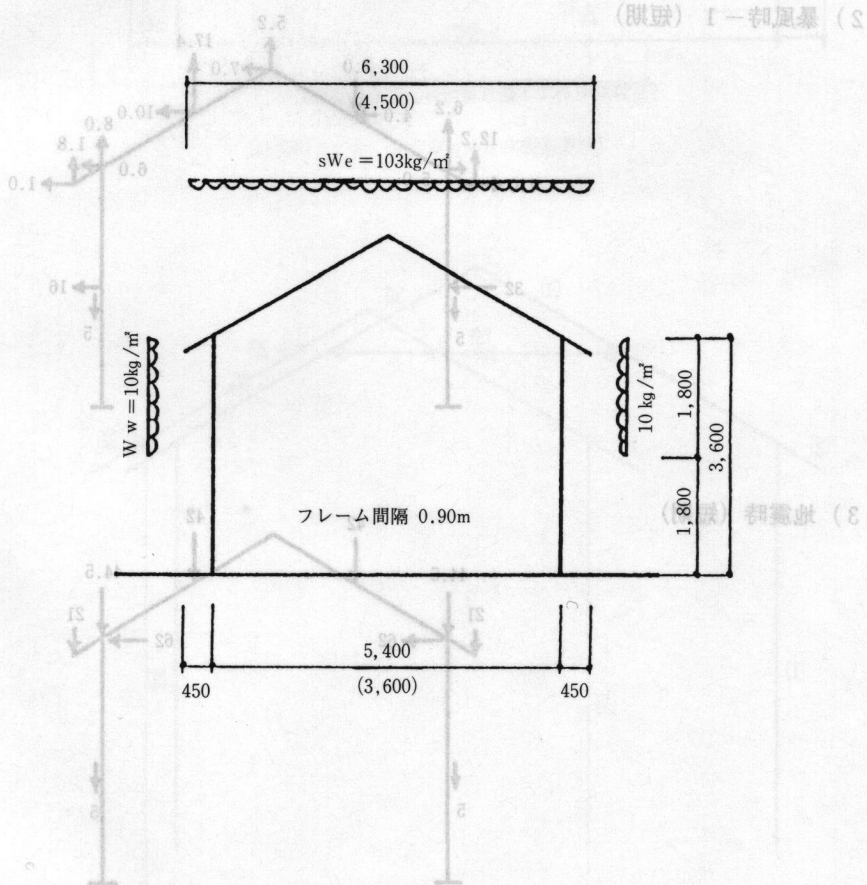
$$\text{間口}5.40\text{mの場合 } W = W_r + W_w = 585 + 33 = 618 \text{ kg}$$

$$\text{間口}3.60\text{mの場合 } W = W_r + W_w = 418 + 33 = 451 \text{ kg}$$

∴ 地震力 F (=地震層せん断力係数 $\times W$)

$$\text{間口}5.40\text{mの場合 } F = 0.2 \times 618 = 123.6 = 124 \text{ kg}$$

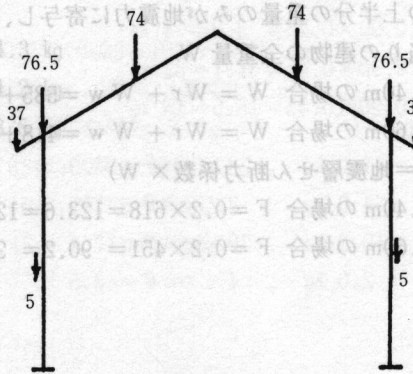
$$\text{間口}3.60\text{mの場合 } F = 0.2 \times 451 = 90.2 = 92 \text{ kg}$$



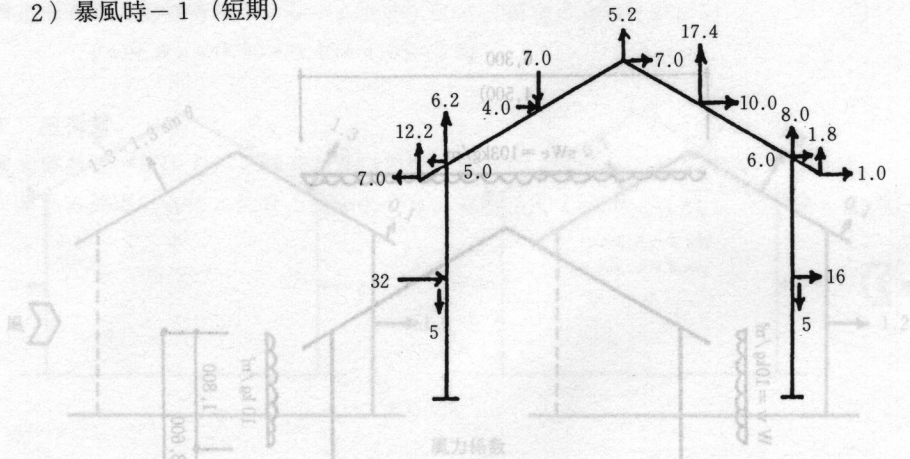
3. 有限要素法による構造計算時の節点荷重 (kg)

重荷難状 A.2

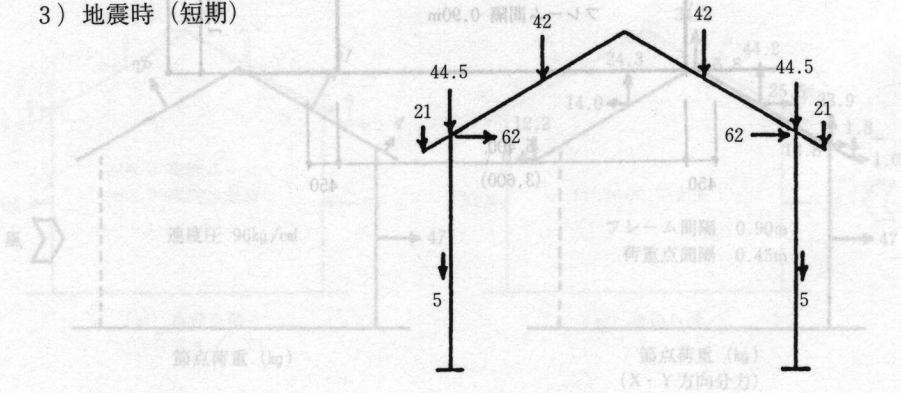
1) 常時 (長期積雪荷重時)



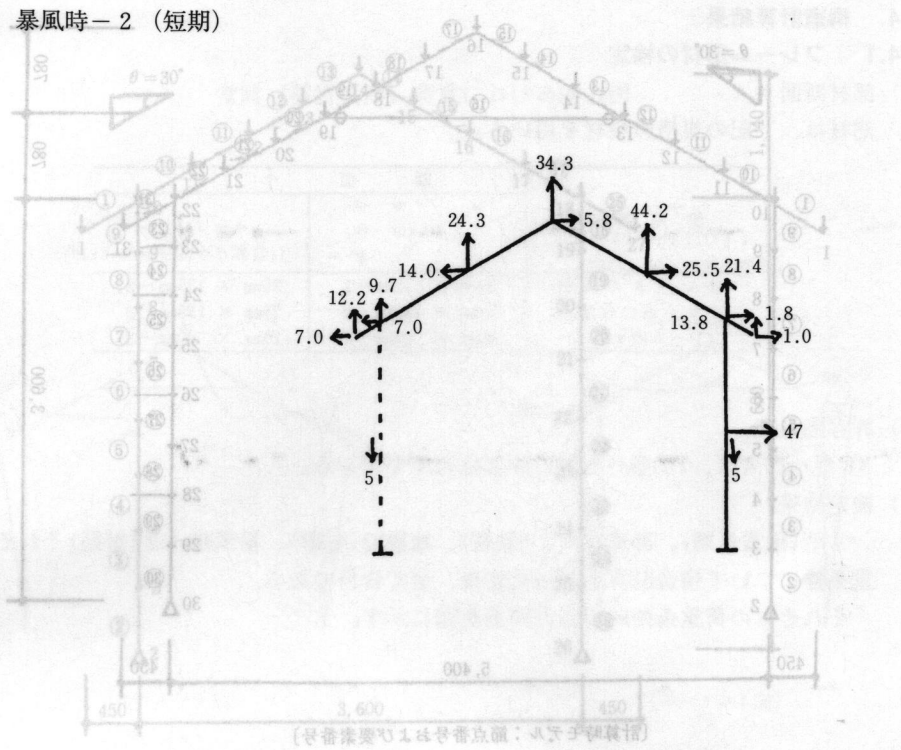
2) 暴風時 - 1 (短期)



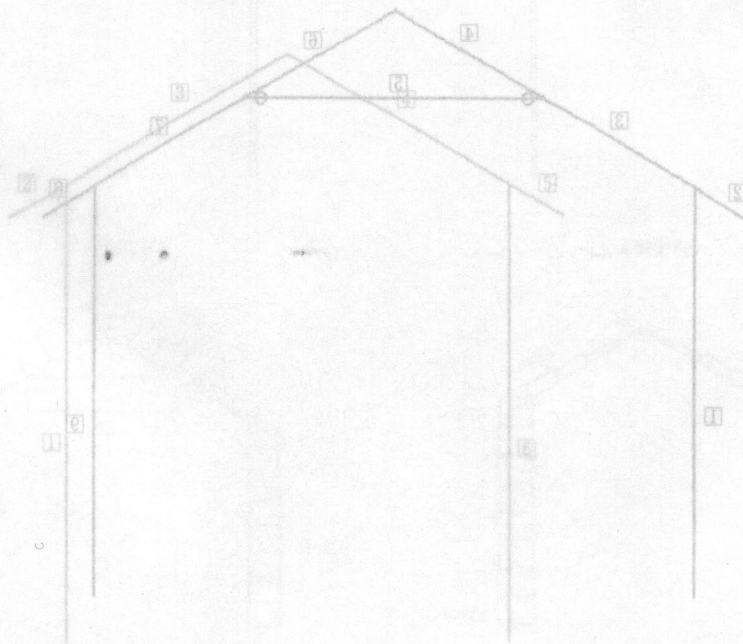
3) 地震時 (短期)



4) 暴風時-2 (短期)

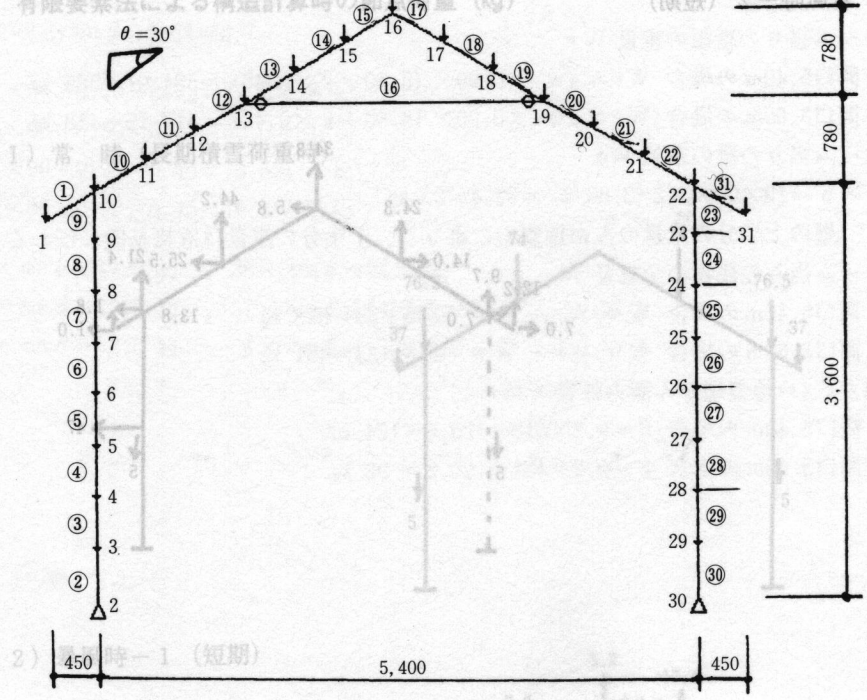


[計算時モデル：節点番号および要素番号]

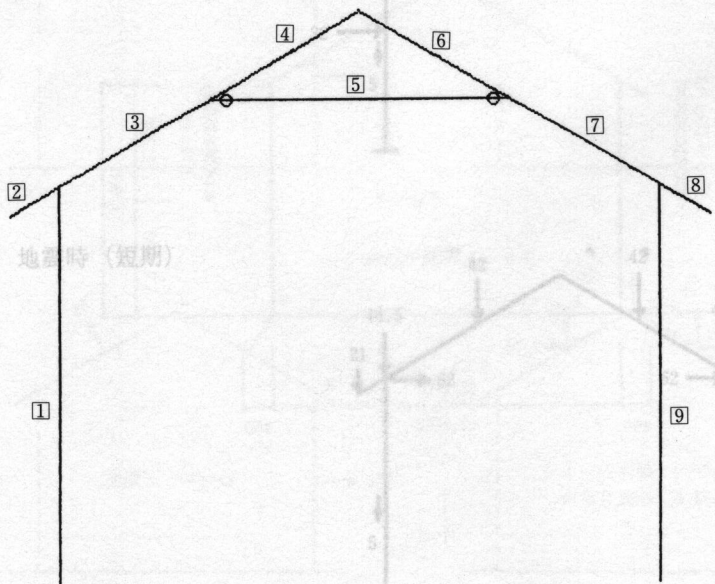


[部材番号] [要素材種]

3. 有限要素法による構造計算時の節点番号 (kg) (単位) 一部図号 (↓)

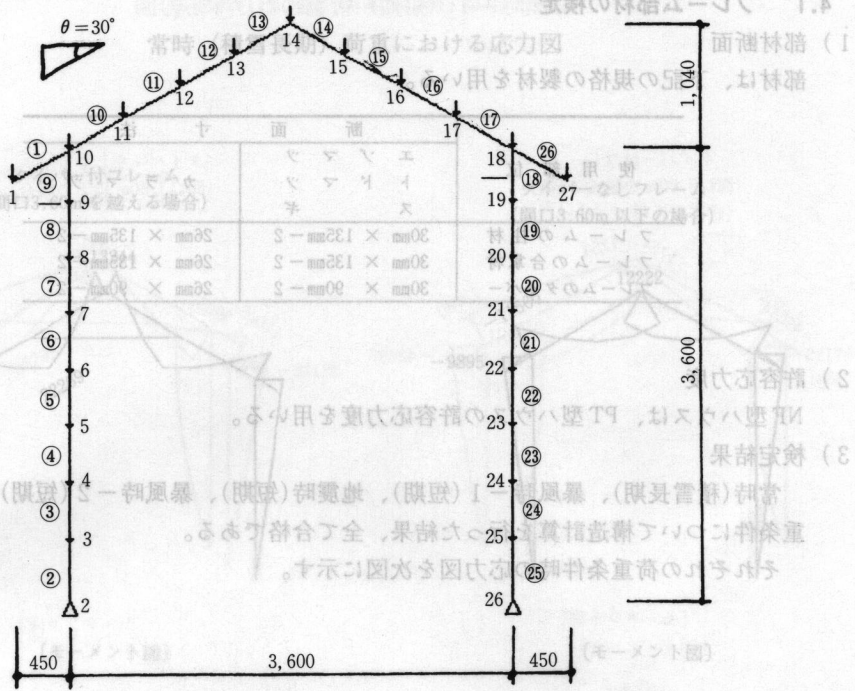


[計算時モデル：節点番号および要素番号]

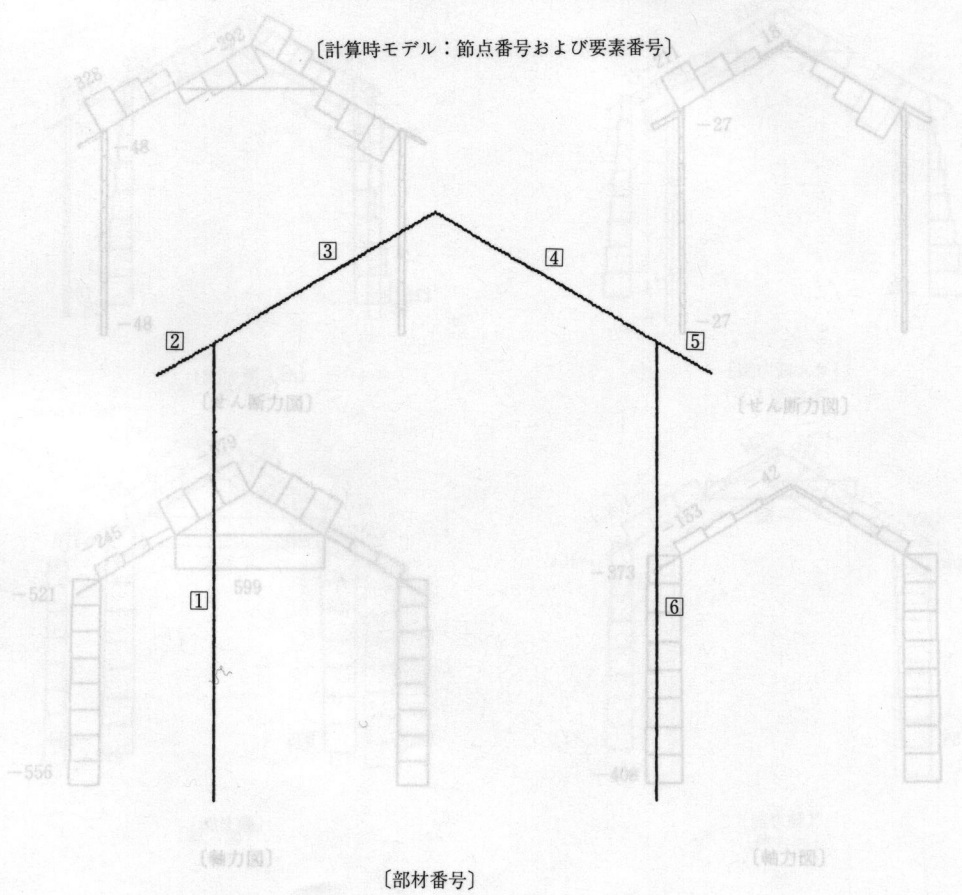


3) 地震時 (短期)

[部材番号]



[計算時モデル：節点番号および要素番号]



4. 構造計算結果

4.1 フレーム部材の検定

1) 部材断面

部材は、下記の規格の製材を用いる。

使用部位	断面寸法	
	エゾマツ トドマツ スギ	カラマツ
フレームの柱材	30mm × 135mm-2	26mm × 135mm-2
フレームの合掌材	30mm × 135mm-2	26mm × 135mm-2
フレームのタイバー	30mm × 90mm-2	26mm × 90mm-2

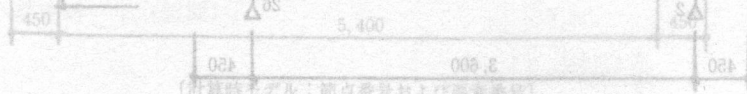
2) 許容応力度

NF型ハウスは、PT型ハウスの許容応力度を用いる。

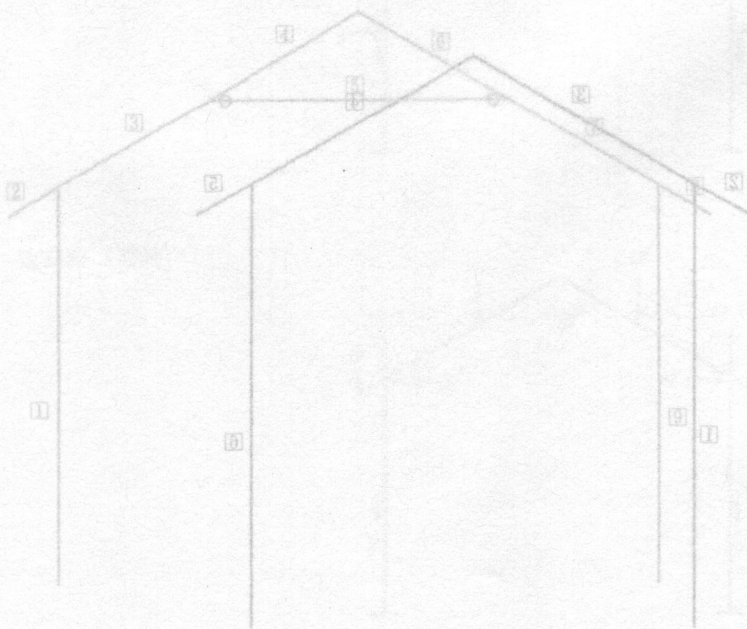
3) 検定結果

常時(積雪長期)、暴風時-1(短期)、地震時(短期)、暴風時-2(短期)それぞれの荷重条件について構造計算を行った結果、全て合格である。

それぞれの荷重条件時の応力図を次図に示す。



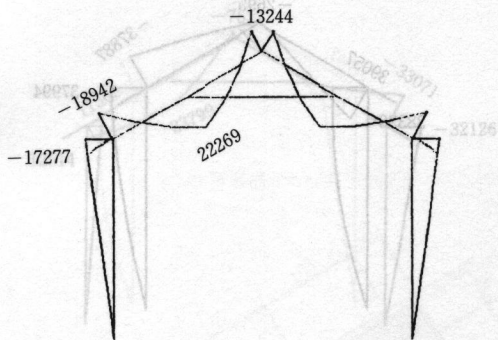
(号番要素の1は号番点番：バネ子軸線補)



(号番材番)

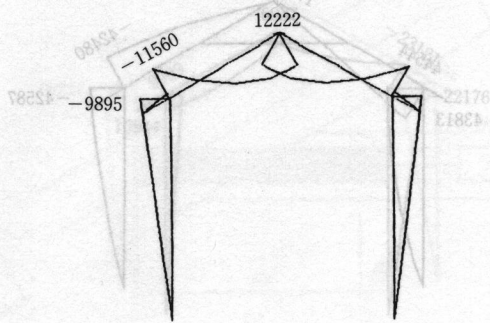
常時（積雪長期）荷重における応力図

タイバー付フレーム
(間口3.60mを越える場合)

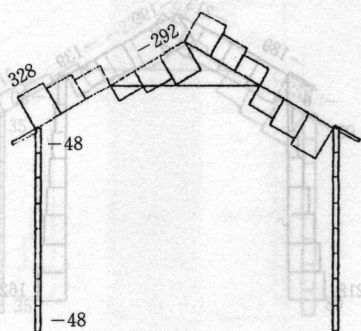


[モーメント図]

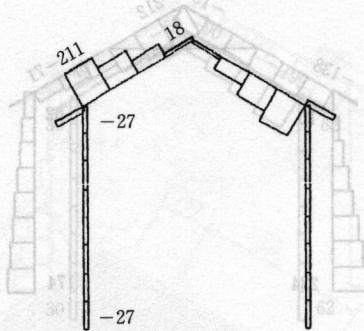
タイバーなしフレーム
(間口3.60m以下の場合)



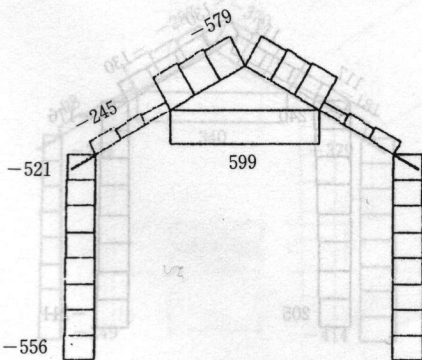
[モーメント図]



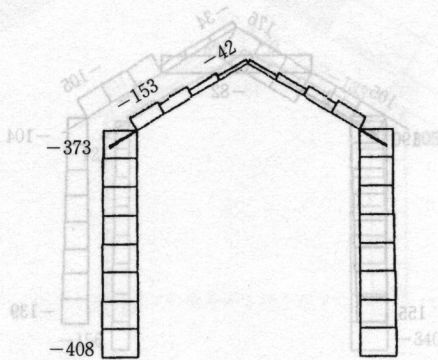
[せん断力図]



[せん断力図]



[軸力図]



[軸力図]

4. 構造計算結果

4.1 フレーム部材の暴風時-1 (短期) 荷重における応力図

- 1) 部材断面
図に示すものは、通常荷重 (積雪長期) 荷重
部材は、下記の規格の製材を用いる。

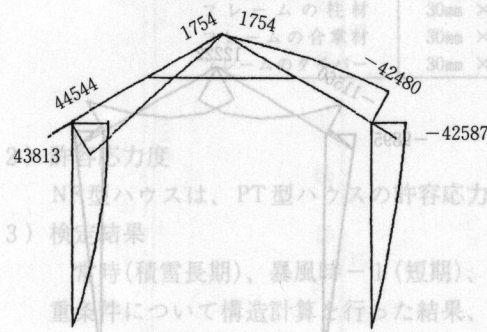
タイバー付フレーム
(間口3.60mを越える場合)

(合戦の寸法 m0.8.8.0.間)

断面寸法	
エゾマツ	30mm × 135mm - 2
トドマツ	30mm × 135mm - 2
スギ	30mm × 90mm - 2

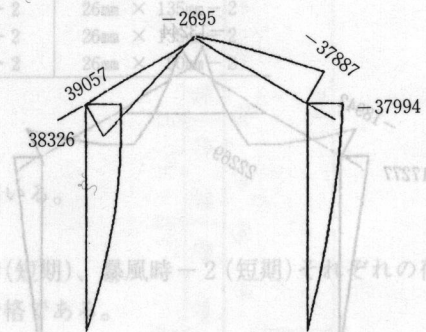
タイバーなしフレーム
(間口3.60m以下の場合)

(合戦の寸法 m0.8.8.0.間)



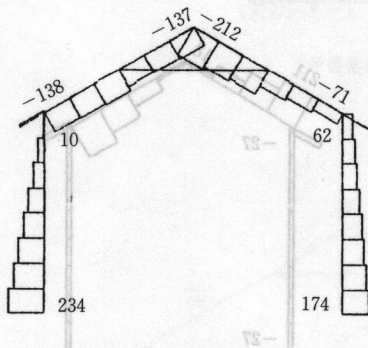
[モーメント図]

(図式参照)



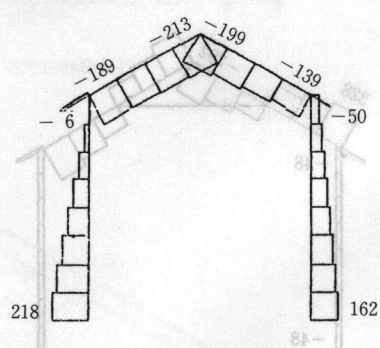
[モーメント図]

(図式参照)



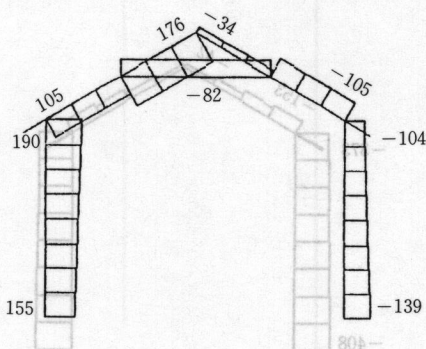
[せん断力図]

(図式参照)



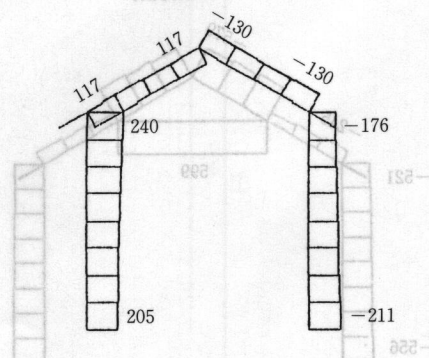
[せん断力図]

(図式参照)



[軸力図]

(図式参照)



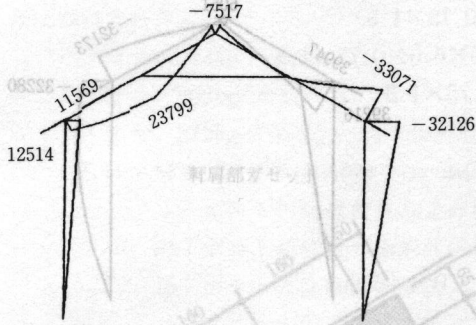
[軸力図]

(図式参照)

フレーム接合部の検定

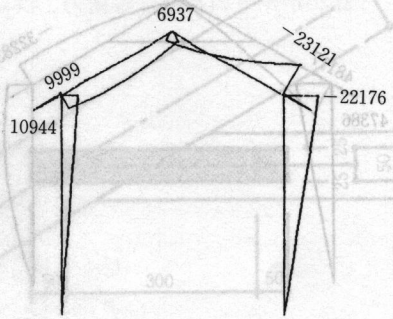
地震時（短期）荷重における応力図

タイバー付フレーム
（間口3.60mを越える場合）

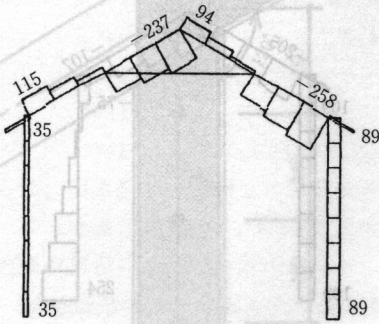


〔モーメント図〕

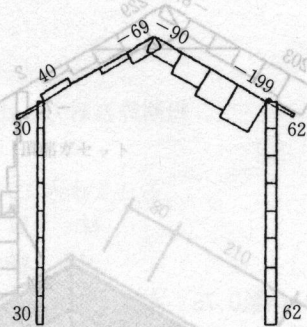
タイバーなしフレーム
（間口3.60m以下の場合）



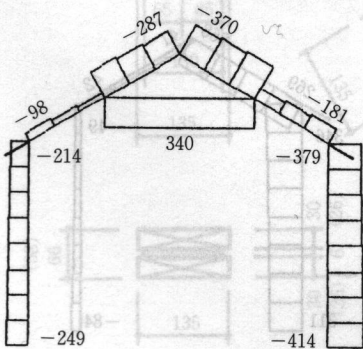
〔モーメント図〕



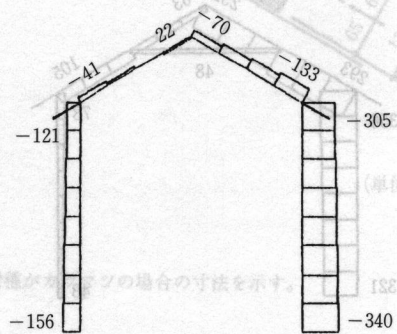
〔せん断力図〕



〔せん断力図〕



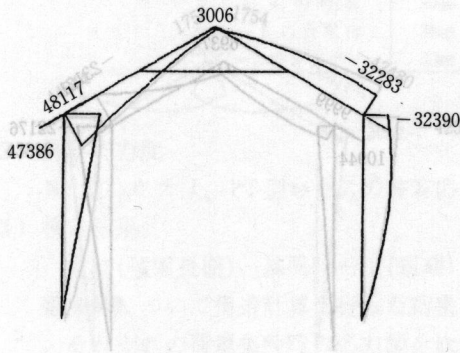
〔軸力図〕



〔軸力図〕

暴風時-2 (短期) 荷重における応力図

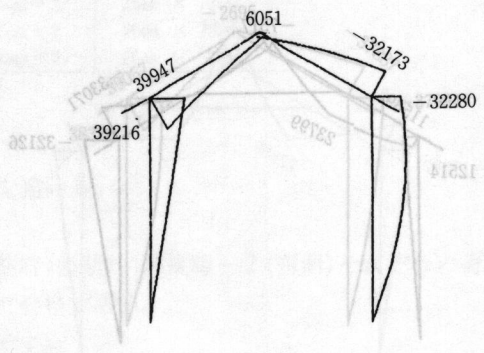
タイバー付フレーム
(間口3.60mを越える場合)
(合流の寸法はm0.8を以て間)



[モーメント図]

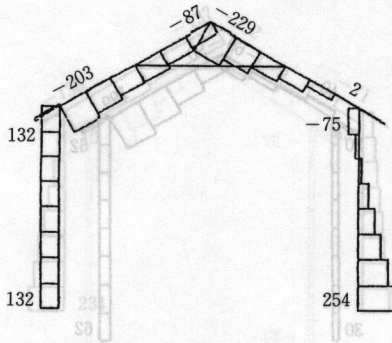
(図イノモーテ)

タイバーなしフレーム
(間口3.60m以下の場合)
(合流の寸法はm0.8を以て間)



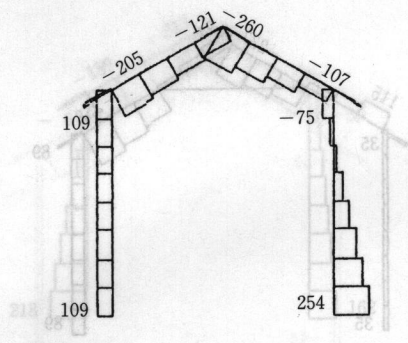
[モーメント図]

(図イノモーテ)



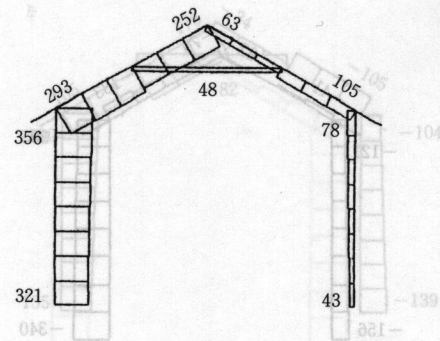
[せん断力図]

(図イノモーテ)



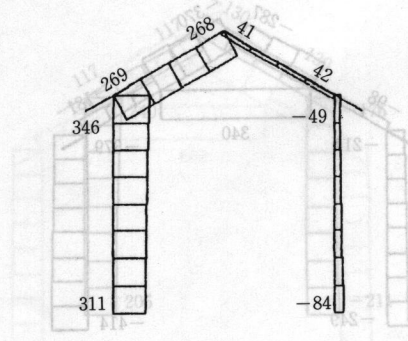
[せん断力図]

(図イノモーテ)



[軸力図]

(図イノモーテ)

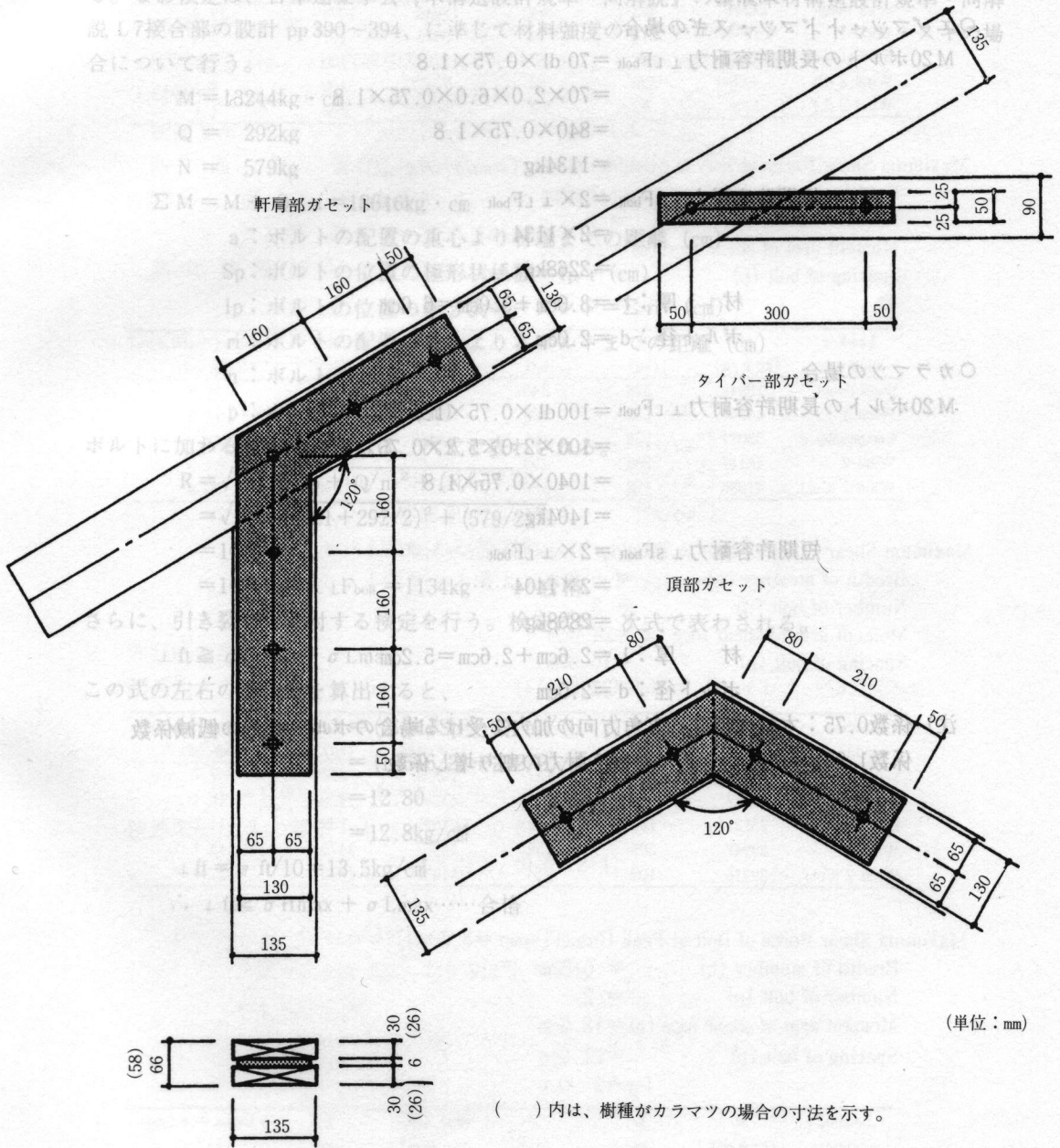


[軸力図]

(図イノモーテ)

4.2 フレーム接合部の検定

厚さ6mmの鋼板をセンターウェッジ形式で用いる添え板ボルト接合とする。ボルトは、全てM20ボルトを用いる。



フレームの断面

4.2.1 ボルトの検定

M20ボルトの許容耐力及びボルト間隔等は、木構造設計規準・同解説より下記のとおりである（ボルト径 $d=20\text{mm}$ ）。

ボルトの間隔：7 d 以上 = 140mm 以上

ボルトの端あき：4 d 以上 = 80mm 以上（接合部に生じる最大軸力が圧縮力のため）

1) ボルトの許容せん断耐力

○エゾマツ・トドマツ・スギの場合

$$\begin{aligned} \text{M20ボルトの長期許容耐力 } \perp L F_{\text{bolt}} &= 70 d l \times 0.75 \times 1.8 \\ &= 70 \times 2.0 \times 6.0 \times 0.75 \times 1.8 \\ &= 840 \times 0.75 \times 1.8 \\ &= 1134 \text{kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{短期許容耐力 } \perp s F_{\text{bolt}} &= 2 \times \perp L F_{\text{bolt}} \\ &= 2 \times 1134 \\ &= 2268 \text{kg} \end{aligned}$$

材 厚： $l = 3.0\text{cm} + 3.0\text{cm} = 6.0\text{cm}$

ボルト径： $d = 2.0\text{cm}$

○カラマツの場合

$$\begin{aligned} \text{M20ボルトの長期許容耐力 } \perp L F_{\text{bolt}} &= 100 d l \times 0.75 \times 1.8 \\ &= 100 \times 2.0 \times 5.2 \times 0.75 \times 1.8 \\ &= 1040 \times 0.75 \times 1.8 \\ &= 1404 \text{kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{短期許容耐力 } \perp s F_{\text{bolt}} &= 2 \times \perp L F_{\text{bolt}} \\ &= 2 \times 1404 \\ &= 2808 \text{kg} \end{aligned}$$

材 厚： $l = 2.6\text{cm} + 2.6\text{cm} = 5.2\text{cm}$

ボルト径： $d = 2.0\text{cm}$

注) 係数0.75：木材の繊維に直角方向の加力を受ける場合のボルト耐力の低減係数
係数1.80：NF型ハウスにおける耐力の割り増し係数



2) 検定結果

検定結果は、p55で図示したボルト配置及びガゼット寸法の場合、全て合格である。計算例を以下に示す。なお、タイバーの接合はピン接合であり、M20ボルト一本で十分安全であることが明瞭なので、タイバー接合部の検定式は省略する。

フレームの構造計算結果から、ボルトに生じるせん断力が最大となるのは、常時(積雪長期)の合掌材の頂部である。その時の曲げモーメントM、せん断力Q、軸力Nは、次のとおりである。なお検定は、日本建築学会『木構造設計規準・同解説』の集成木材構造設計規準・同解説L7接合部の設計 pp390~394、に準じて材料強度の小さいエゾマツ・トドマツ・スギの場合について行う。

M = 13244kg · cm	Wind-2 (R)	3006
Q = 292kg	Wind-2 (L)	3008
N = 579kg	Earthquake	3008
ΣM = M + Q · a = 18646kg · cm	Wind-2 (R)	3006
a : ボルトの配置の重心より材端までの距離 (cm)	Wind-2 (L)	3008
Sp : ボルトの位置の極形状係数 = Ip/r (cm)	Earthquake	3008
Ip : ボルトの位置の極2次モーメント = Σ ri ² (cm ²)	Wind-2 (R)	3006
ri : ボルトの配置の重心より各ボルトまでの距離 (cm)	Wind-2 (L)	3008
n : ボルトの本数	Earthquake	3008
p : ボルトの間隔 (cm)	Wind-2 (R)	3006

ボルトに加わる最大せん断力は、次式で表わされる。

$$R = \sqrt{(\Sigma M/Sp + Q/n)^2 + (N/n)^2}$$

$$= \sqrt{(18646/21 + 292/2)^2 + (579/2)^2}$$

$$= 1073.6$$

$$= 1074\text{kg} \leq \perp L F_{\text{bolt}} = 1134\text{kg} \dots \dots \text{合格}$$

さらに、引き裂き力に対する検定を行う。検定式は、次式で表わされる。

$$\perp ft \geq \sigma H_{\text{max}} + \sigma L_{\text{max}}$$

この式の左右の項の値を算出すると、

$$\sigma H_{\text{max}} + \sigma L_{\text{max}} = (\Sigma M/Sp + Q/n)/(b \cdot p) + N/(b \cdot p)$$

$$= (18646/21 + 292/2)/(6 \cdot 21) + 579/(6 \cdot 21)$$

$$= 12.80$$

$$= 12.8\text{kg/cm}^2$$

$$\perp ft = // ft/10 = 13.5\text{kg/cm}^2$$

$$\therefore \perp ft \geq \sigma H_{\text{max}} + \sigma L_{\text{max}} \dots \dots \text{合格}$$

Loading conditions	M (kg·cm)	Q (kg)	N (kg)	R (kg)	σ Hmax + σ Lmax (kg/cm ²)
Wind-2 (L)	6051	121	588	125	2.7
Wind-2 (R)	6051	121	588	125	2.7
Earthquake	6037	90	70	117	4.3
Wind-1	2692	213	117	127	4.3
Snow (long)	1222	18	42	122	8.1

Maximum Shear Force of Bolt at Peak Gusset [span = 5.40m]

Breth of member (b) = 6.0cm
 Number of bolt (n) = 2
 Moment arm of shear force (a) = 18.5cm
 Spacing of bolt (p) = 21.0cm
 Sp = 21.0cm

Loading conditions	M (kg * cm)	Q (kg)	N (kg)	M + Q * a (kg * cm)	R (kg)	σ Hmax + σ Lmax (kg/cm ²)
Snow (long)	13244	292	579	18646	1074	12.8
Wind-1	1754	212	34	5676	377	3.3
Earthquake	7517	237	287	11902	700	7.7
Wind-2 (R)	3006	229	63	7243	460	4.1
Wind-2 (L)	3006	87	252	4616	292	4.1

Maximum Shear Force of Bolt at Shoulder Gusset [span = 5.40m]

Breth of member (b) = 6.0cm
 Number of bolt (n) = 3
 Moment arm of shear force (a) = 24.0cm
 Spacing of bolt (p) = 16.0cm
 Sp = 32.0cm

Loading conditions	M (kg * cm)	Q (kg)	N (kg)	M + Q * a (kg * cm)	R (kg)	σ Hmax + σ Lmax (kg/cm ²)
Snow (long)	18942	328	245	26814	951	12.4
Wind-1	44544	138	105	47856	1542	17.2
Earthquake	33071	258	181	39263	1314	15.6
Wind-2	48117	203	293	52989	1726	21.0
Wind-2 (Col.)	47386	132	356	50554	1628	20.6

Maximum Shear Force of Bolt at Shoulder Gusset [span = 3.60m]

Breth of member (b) = 6.0cm
 Number of bolt (n) = 3
 Moment arm of shear force (a) = 24.0cm
 Spacing of bolt (p) = 16.0cm
 Sp = 32.0cm

Loading conditions	M (kg * cm)	Q (kg)	N (kg)	M + Q * a (kg * cm)	R (kg)	σ Hmax + σ Lmax (kg/cm ²)
Snow (long)	11560	211	153	16624	592	7.7
Wind-1	39057	189	117	43593	1426	16.1
Earthquake	23121	199	133	27897	939	11.2
Wind-2	39947	205	269	44867	1473	18.1
Wind-2 (Col.)	39216	109	346	41832	1349	17.6

Maximum Shear Force of Bolt at Peak Gusset [span = 3.60m]

Breth of member (b) = 6.0cm
 Number of bolt (n) = 2
 Moment arm of shear force (a) = 18.5cm
 Spacing of bolt (p) = 21.0cm
 Sp = 21.0cm

Loading conditions	M (kg * cm)	Q (kg)	N (kg)	M + Q * a (kg * cm)	R (kg)	σ Hmax + σ Lmax (kg/cm ²)
Snow (long)	12222	18	42	12555	607	5.1
Wind-1	2695	213	117	6636	427	4.3
Earthquake	6937	90	70	8602	456	4.2
Wind-2 (R)	6051	260	41	10861	648	5.5
Wind-2 (L)	6051	121	268	8290	475	5.7

$$R = \sqrt{(\sum M/Sp + Q/n)^2 + (N/n)^2}$$

$$\sigma_{Hmax} + \sigma_{Lmax} = (\sum M/Sp + Q/n + N)/(b * p)$$

4.2.2 ガセット板の検定

『鋼構造設計規準』 6. 1 圧縮力と曲げモーメント (p13~14) に準じて検定を行った。

1. ガセットプレートの設定条件

- 部材断面は、幅 $b = 6 \text{ mm}$ 、せい $d = 130 \text{ mm}$ である。
- 座屈長さ l は、AB 点間距離とし、 $l = l_1 + l_2 (= 160 \text{ mm})$ とする。
- 材種は、SS41 (一般構造用圧延鋼材) とする。

断面 2 次モーメント : $I = b \cdot d^3 / 12 = 109.85 \text{ (cm}^4\text{)}$

断面係数 : $Z = b \cdot d^2 / 6 = 16.9 \text{ (cm}^3\text{)}$

断面積 : $A = b \cdot d = 7.8 \text{ (cm}^2\text{)}$

ヤング係数 : $E = 2100 \text{ (t/cm}^2\text{)}$

基準強度 (F 値) : $F = 2.4 \text{ (t/cm}^2\text{)}$

検定式 $\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b \leq 1$ (1)

f_c : 許容圧縮応力度 (t/cm²)

f_b : 許容曲げ応力度 (t/cm²)

$\sigma_c = N/A$: 平均圧縮応力度 (t/cm²)

$\sigma_b = M/Z$: 圧縮側曲げ応力度 (t/cm²)

N = ガセットに加わる最大軸力 (t)

M = ガセットに加わる最大モーメント (t・cm)

2. 許容応力度の算定

細長比 λ の算定 : $\lambda = l/i$ (i は断面 2 次半径 $i = \sqrt{I/A} = 3.7528 \text{ cm}$)

$= 16.0 / 3.7528$

$= 4.2635$

$\therefore f_c = 1.60 \text{ t/cm}^2$ (付表 4.2.2-1 より)

限界細長比 Λ の算定 : $\Lambda = \pi^2 \cdot E / (0.6 \cdot F)$

$= \pi^2 \times 2100 / (0.6 \times 2.4)$

$= 119.91$

$\therefore f_b = \{1 - 0.4(\lambda/\Lambda)^2\} \cdot f_t$

$= \{1 - 0.4(4.2635/119.91)^2\} \times 1.60$

$= 1.599 \text{ t/cm}^2$

f_t : 許容引張応力度 (= $F/1.5 = 1.60 \text{ t/cm}^2$)

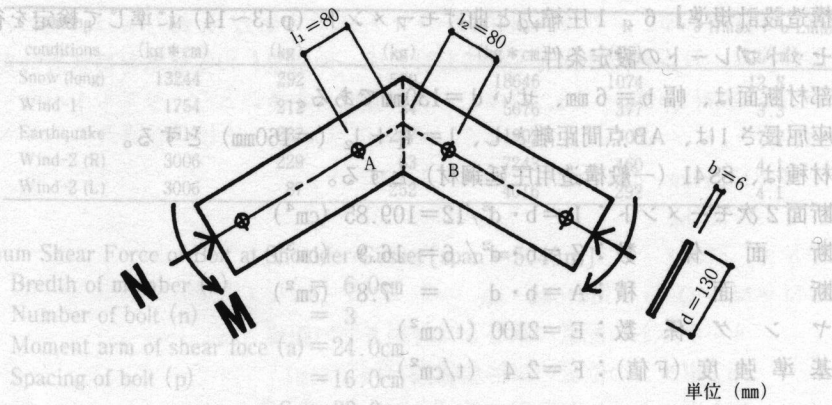
$\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b = 0.031 / 1.60 + 1.548 / 1.599$

$= 0.019 + 0.968$

$= 0.987 < 1$ 合格

3 M 頂部ガセットの検定

Breadth of member (b) = 6.0cm
 Number of bolt (n) = 2
 Moment arm of shear face (a) = 18.5cm
 Spacing of bolt (p) = 21.0cm
 Sp = 21.0cm



Loading conditions	M (kg*cm)	N (kg)	R (kg)	σ (kg/cm ²)
Snow (long)	18942	328	245	12.4
Wind-1	44544	105	1074	17.2
Earthquake	33071	181	1074	15.6
Wind-2 (R)	48117	203	293	21.0
Wind-2 (L)	39057	159	356	20.9

$\sigma_c = N/A = 0.579/7.8 = 0.074 \text{ t/cm}^2$
 $\sigma_b = M/Z = 18.5/16.9 = 1.095 \text{ t/cm}^2$

Maximum Shear Force of Bolt at Peak Gusset (span = 3.0m)
 Breadth of member (b) = 3
 Number of bolt (n) = 3
 Moment arm of shear face (a) = 24.0cm
 Spacing of bolt (p) = 16.0cm

∴ (1)式より $\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b = 10.074/1.60 + 1.095/1.599 = 0.046 + 0.685 = 0.731 < 1 \dots \dots$ 合格

Loading conditions	M (kg*cm)	N (kg)	R (kg)	σ (kg/cm ²)
Snow (long)	11560	41	153	7.7
Wind-1	39057	100	1473	18.1
Earthquake	23121	100	1349	17.0
Wind-2 (R)	39947	200	269	17.0
Wind-2 (L)	39216	100	346	17.0

Maximum Shear Force of Bolt at Peak Gusset (span = 3.0m)
 Breadth of member (b) = 3
 Number of bolt (n) = 2
 Moment arm of shear face (a) = 18.5cm
 Spacing of bolt (p) = 21.0cm
 Sp = 21.0cm

Loading conditions	M (kg*cm)	Q (kg)	N (kg)	M+Q*a (kg*cm)	R (kg)	σ (kg/cm ²)
Snow (long)	12222	18	42	12555	607	5.1
Wind-1	2695	213	117	6636	427	4.3
Earthquake	6937	90	70	9602	456	4.2
Wind-2 (R)	6051	260	41	10861	648	5.5
Wind-2 (L)	6051	121	268	8290	475	5.7

4.4 軒肩部ガセットの検定

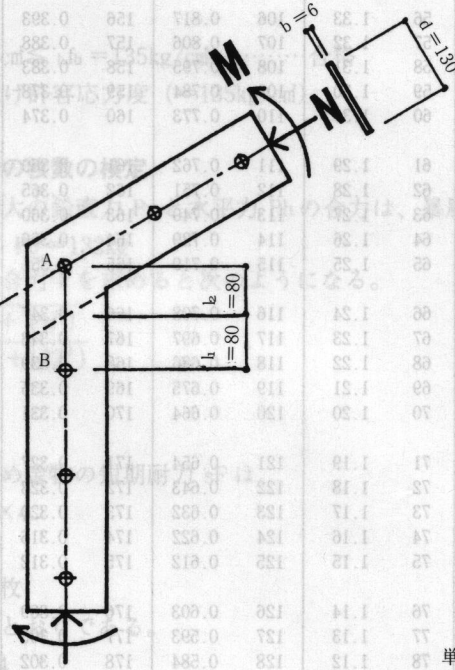
土台に加わる荷重の計算式は、 $P = 1.5 \times 2.4 \times 支脚$ (単位: t) であり、一方、土台の寸法は、

幅 $b = 13.5 \text{ cm}$ 、高さ $h = 10.5 \text{ cm}$ であり、 $\gamma = 80 \text{ kg}$ (東洋鋳造) である。

これらの数値を次式にて検定する。

$$f_b \geq \frac{M_{\max}}{I_b} \times \frac{1}{\gamma} \times \frac{1}{h} \times \frac{1}{b}$$

$$M_{\max} = P \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{h} \times \frac{1}{b}$$

$$= 556 \times 180 \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{6} \times \frac{1}{15.5} \times \frac{1}{10.5}$$


4.4 あおり止め金物の重量の検定
フレーム脚部に対する重量は、 $P = 1.5 \times 2.4 \times 支脚$ (単位: t) であり、これらからその重量は、

合力

$$P = 1.5 \times 2.4 \times 支脚$$

これに対して、あおり止め金物の重量は、 $P = 1.5 \times 2.4 \times 支脚$ であり、必要枚数は、

単位 (mm)

$$\sigma_c = N/A = 0.245/7.8 = 0.031 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_b = M/Z = 26.158/16.9 = 1.548 \text{ t/cm}^2$$

\therefore (1)式より $\sigma_c/f_c + \sigma_b/f_b = 0.031/1.60 + 1.548/1.599 = 0.019 + 0.968 = 0.987 < 1 \dots \dots \dots$ 合格

付表 4・2・2-1 $F=2.4$ t/cm²鋼材の長期応力に対する許容圧縮応力度 f_c (t/cm²) [(5.3), (5.4)式による] [SS41, SM41, STK41, STKR41, SSC41, $t \leq 40$ mm]

λ	f_c	λ	f_c	λ	f_c	λ	f_c	λ	f_c
1	1.60	51	1.37	101	0.872	151	0.420	201	0.237
2	1.60	52	1.37	102	0.861	152	0.414	202	0.235
3	1.60	53	1.36	103	0.850	153	0.409	203	0.232
4	1.60	54	1.35	104	0.839	154	0.403	204	0.230
5	1.60	55	1.34	105	0.828	155	0.398	205	0.228
6	1.60	56	1.33	106	0.817	156	0.393	206	0.225
7	1.60	57	1.32	107	0.806	157	0.388	207	0.223
8	1.59	58	1.31	108	0.795	158	0.383	208	0.221
9	1.59	59	1.30	109	0.784	159	0.378	209	0.219
10	1.59	60	1.30	110	0.773	160	0.374	210	0.217
11	1.59	61	1.29	111	0.762	161	0.369	211	0.215
12	1.59	62	1.28	112	0.751	162	0.365	212	0.213
13	1.58	63	1.27	113	0.740	163	0.360	213	0.211
14	1.58	64	1.26	114	0.729	164	0.356	214	0.209
15	1.58	65	1.25	115	0.719	165	0.351	215	0.207
16	1.58	66	1.24	116	0.708	166	0.347	216	0.205
17	1.57	67	1.23	117	0.697	167	0.343	217	0.203
18	1.57	68	1.22	118	0.686	168	0.339	218	0.201
19	1.57	69	1.21	119	0.675	169	0.335	219	0.200
20	1.56	70	1.20	120	0.664	170	0.331	220	0.198
21	1.56	71	1.19	121	0.654	171	0.327	221	0.196
22	1.56	72	1.18	122	0.643	172	0.323	222	0.194
23	1.55	73	1.17	123	0.632	173	0.320	223	0.192
24	1.55	74	1.16	124	0.622	174	0.316	224	0.191
25	1.54	75	1.15	125	0.612	175	0.312	225	0.189
26	1.54	76	1.14	126	0.603	176	0.309	226	0.187
27	1.53	77	1.13	127	0.593	177	0.305	227	0.186
28	1.53	78	1.12	128	0.584	178	0.302	228	0.184
29	1.52	79	1.11	129	0.575	179	0.299	229	0.182
30	1.52	80	1.10	130	0.566	180	0.295	230	0.181
31	1.51	81	1.09	131	0.558	181	0.292	231	0.179
32	1.51	82	1.08	132	0.549	182	0.289	232	0.178
33	1.50	83	1.07	133	0.541	183	0.286	233	0.176
34	1.50	84	1.06	134	0.533	184	0.283	234	0.175
35	1.49	85	1.05	135	0.525	185	0.280	235	0.173
36	1.48	86	1.03	136	0.517	186	0.277	236	0.172
37	1.48	87	1.02	137	0.510	187	0.274	237	0.170
38	1.47	88	1.01	138	0.502	188	0.271	238	0.169
39	1.46	89	1.00	139	0.495	189	0.268	239	0.168
40	1.46	90	0.992	140	0.488	190	0.265	240	0.166
41	1.45	91	0.981	141	0.481	191	0.262	241	0.165
42	1.44	92	0.970	142	0.475	192	0.260	242	0.163
43	1.44	93	0.959	143	0.468	193	0.257	243	0.162
44	1.43	94	0.948	144	0.461	194	0.254	244	0.161
45	1.42	95	0.937	145	0.455	195	0.252	245	0.159
46	1.41	96	0.927	146	0.449	196	0.249	246	0.158
47	1.41	97	0.916	147	0.443	197	0.247	247	0.157
48	1.40	98	0.905	148	0.437	198	0.244	248	0.156
49	1.39	99	0.894	149	0.431	199	0.242	249	0.154
50	1.38	100	0.883	150	0.425	200	0.239	250	0.153

[出典：鋼構造設計規準 付録 p100]

4.3 土台の検定

土台に加わる最大の鉛直力は、常時（積雪長期）の $P=556\text{kg}$ である。一方、土台の寸法は、幅 $b=13.5\text{cm}$ 、せい $h=10.0\text{cm}$ であり、スパン $L=180\text{cm}$ （束基礎間隔）である。

これらの数値を次式に代入して検定する。

$$l_{fb} \geq M_{\max}/Z$$

$$M_{\max}/Z = P \cdot L/4 \times 6/b \cdot h^2$$

$$= 556 \times 180/4 \times 6/13.5/10.0^2$$

$$= 111.2$$

$$= 112\text{kg}/\text{cm}^2 \leq l_{fb} = 135\text{kg}/\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{合格}$$

l_{fb} ：製材の長期曲げ許容応力度（ $=135\text{kg}/\text{cm}^2$ ）

4.4 あおり止め金物の枚数の検定

フレーム脚部に生ずる最大の鉛直力 P_v と水平力 P_h の合力は、暴風-2（短期）の

$$P_v = 321\text{kg}, P_h = 132\text{kg}$$

であり、これらからその合力 P を求めると次のようになる。

$$\text{合力 } P = \sqrt{(P_v^2 + P_h^2)}$$

$$= \sqrt{(321^2 + 132^2)}$$

$$= 347.08$$

$$= 348\text{kg}$$

これに対して、あおり止め金物の短期耐力 sF は、

$$sF = sF_{ZN40} \times 4$$

$$= 66 \times 4$$

$$= 264\text{kg}/\text{枚}$$

であり、必要枚数は次のとおりである。

$$P/sF = 348/264$$

$$= 1.31$$

$$= 2\text{枚}$$

