

中層・大規模 木造建築物への 合板利用マニュアル ver.2



◆ 目 次

1. はじめに	2
1.1 合板の基礎知識	2
1.2 構造用合板とは	3
1.3 環境にやさしい合板	7
2. ダイアフラム	10
2.1 木質構造とダイアフラム	10
2.2 ダイアフラムのメカニズム	10
2.3 ダイアフラムのせん断要素モデルと耐力の算定式	12
2.4 耐力壁の許容せん断耐力の評価方法	13
2.5 水平構面の許容せん断耐力の評価方法	14
2.6 ダイアフラムユニットのせん断耐力	14
2.7 注意すべき事項	16
3. 高強度耐力壁	20
3.1 基本設計	20
3.2 無開口耐力壁の実験データ	23
3.3 開口を有する場合の設計と実験データ	28
3.4 開口を有する耐力壁の実験データ	32
4. 高強度床構面	36
4.1 基本設計	36
4.2 無開口床構面の実験データ	39
4.3 開口を有する床構面の設計	41
4.4 開口を有する床構面の実験データ	45
5. 高強度屋根構面	49
5.1 基本設計	49
5.2 小屋内の鉛直構面	49
6. 構面間の接合と鉛直構面の浮き沈み防止	51
6.1 鉛直構面と水平構面の接合	51
6.2 浮き沈み防止	51
7. その他の合板利用 —合板くぎ打ちボックスビーム—	54
7.1 特徴	54
7.2 許容耐力と剛性の算定方法	54
7.3 合板くぎ打ちボックスビームの実験データ	56
8. 構造用合板と許容応力度	61
8.1 構造用合板の許容応力度と弾性係数	61
8.2 構造用合板のくぎ接合許容せん断耐力	64
9. 構造用合板の実験データ	65
9.1 構造用合板の曲げ実験データ	65
9.2 構造用合板のせん断実験データ	67
9.3 構造用合板のくぎ接合せん断強度実験データ	68
10. 木造建築物に関連した防耐火設計基準と合板利用	70
10.1 防火法規の概要	70
10.2 準耐火構造における合板利用	75
11. 設計事例の写真	77

1

はじめに

1.1 合板の基礎知識

1.1.1. 合板の製造と仕組み

日本の合板業界は、合板用原木を輸入材から国産材への原料転換を積極的に進めており、製材用には使われない原木（間伐材・やや曲りのある材・小径木等）を安定的に使用している。合板の製造工程は、**図 1-1** のようになっている。

工場に運ばれた原木は、皮を剥き所定の長さに玉切り（切断）し、針葉樹材は切削しやすくするため蒸煮処理する。玉切りおよび蒸煮処理をした原木は、大根のカツラ剥きのように原木を回転させながら切削機で剥いて、厚さ数 mm の薄い単板（ベニヤ）にする。切削した単板は、表・裏板用および中板用に分類し、乾燥機で乾燥させる。

乾燥した単板は、板面品質基準に従って選別し、中板用単板は、節・腐れ・穴等の欠点部分を取り除き補修する。表・裏板用、中板用と仕分けした単板は、繊維方向を互い違いに重ねて仕組みを行い、接着剤を塗布する。接着剤を塗布し重ね合わせた単板は、常温で圧縮して仮接着させた後に、加圧・加熱し、接着剤を硬化させて『合板（ごうはん）』に成形する（**図 1-2**）。

接着成形された合板は、四方の端を切断し所定の寸法にした後、上面・下面を研磨して仕上げ、JAS 規格に基づく検査を一枚一枚実施している。



図 1-1 合板の製造工程

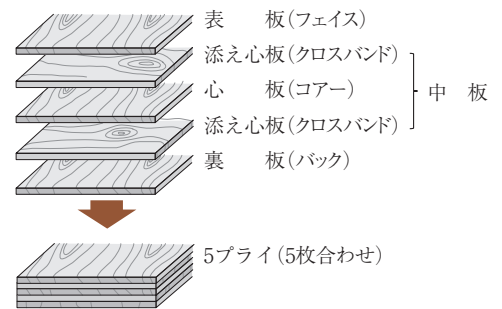


図 1-2 合板の構成 (5プライ合板の場合)

1.1.2. 合板の特徴

木材は、古代から人間の生活と密着して利用されてきた。人々の生活に和やかな住環境を与え、特に日本のような高温・多湿の環境では欠かせない材料であった。そんな木材の優れた特性をすべて備え、さらに、木材の持ついくつかの欠点を製造技術で補正して、木材より強い・幅が広い・伸び縮みの少ない優れた材料に作り上げたのが『合板』である。

- ① 重さの割にその強さが大きい
- ② 広い面積が得られる
- ③ 伸び縮みが少ない
- ④ 切断、くぎ打ちが容易である
- ⑤ 面としての強さが得られる
- ⑥ 木材だから熱伝導率=小、比熱=大
- ⑦ 乾燥木材だから電気伝導性が少ない
- ⑧ 木材だから音・機械的振動の吸収性がある
- ⑨ 木材だから視覚・触感に優しい
- ⑩ 木材だから和らかな感覚を与える

以上が合板の一般的特長だが、合板を使用するにあたって特に注意することはその接着耐久性である。合板は単板を接着剤で貼り合わせて作るが、合板の種類によって耐久性の異なる接着剤が使用されている。そのため、使用環境や使用目的に合致した合板を選んで使うことが重要で、住宅の構造部位では必ず JAS 規格にもとづく構造用合板を使用する必要がある。

1.1.3. 合板の種類

JAS 規格（日本農林規格）に規定される合板には次のものがある。

- ・ 構造用合板
- ・ 化粧ばり構造用合板
- ・ コンクリート型枠用合板
- ・ 普通合板
- ・ 天然木化粧合板
- ・ 特殊加工化粧合板

1.2 構造用合板とは

1.2.1. 構造用合板の種類

構造用合板とは、建築物の構造上重要な部位に使用する合板をいう。板面の品質は 9 つに分類され、アルファベット 2 文字 (A ~ D) の記号によって、表板・裏板の板面の品質を表している (表 1-1)。品質の基準による板面の一例を図 1-3 に示す。また、規定される強度試験の種類によって 1 級と 2 級の等級があり、接着剤の耐久性によって特類と 1 類の類別がある。JAS の基準に合格した構造用合板には JAS マークが印字されている。国内で製造している構造用合板の標準寸法と生産品目は表 1-2 の通りである。3 × 6 = 910 × 1,820mm サイズは、全ての合板製造メーカーで生産しているが、3 × 8 = 910 × 2,430mm 以上の長尺と言われるサイズを生産している製造メーカーは限られている (P.86 の構造用合板メーカー一覧を参照)。

表 1-1 JAS 構造用合板の板面の品質に関する記号

等級	板面の品質	
	表板	裏板
A-B	A	B
A-C	A	C
A-D	A	D
B-B	B	B
B-C	B	C
B-D	B	D
C-C	C	C
C-D	C	D
D-D	D	D



(a) スギ(赤)



(b) スギ(白)



(c) スギ(赤白)



(d) カラマツ



(e) ヒノキ



(f) アカマツ



(g) トドマツ



(h) ラーチ



(i) ベイマツ

図1-3 構造用合板の板面の例
(Cグレードの板面)

表 1-2 JAS 構造用合板の標準寸法と生産品目

樹種	国産材	スギ、カラマツ、アカマツ、トドマツ、ヒノキ	これらの樹種の複合 例) カラマツ・スギなど
	外国産材	ラーチ、バイマツ、ラジアータパイン、ラワン	
強度等級	1 級、2 級		
接着耐久性	特類、1 類		
ホルムアルデヒド放散量	F☆☆☆☆ (平均値 0.3mg / L 以下、最大値 0.4mg / L 以下)		
	F☆☆☆ (平均値 0.5mg / L 以下、最大値 0.7mg / L 以下)		
標準寸法	厚さ	5mm、5.5mm、7.5mm、9mm、12mm、15mm、18mm、24mm、28mm、30mm	
	幅×長さ	910mm × 1,820mm、910mm × 2,430mm、910mm × 2,730mm、910mm × 3,030mm 1,000mm × 2,000mm、1,000mm × 2,430mm、1,000mm × 2,730mm、1,000mm × 3,030mm 1,220mm × 2,440mm、1,220mm × 2,730mm、1,220mm × 3,030mm	
さね加工	あり、なし		

注* 下記の生産品目以外は、基本的には受注生産になります。

・ほとんどのメーカーで製造している一般流通品

2 級 : 910mm × 1,820mm × 9mm、12mm、24mm、28mm

・多くのメーカーで製造している一般流通品

EF 1 級 : 910mm × 1,820mm × 12mm、15mm

2 級 : 910mm × 1,820mm × 9mm、12mm、15mm、18mm、24mm、28mm、30mm

910mm × 2,430mm × 9mm、12mm

910mm × 2,730mm × 9mm、12mm

910mm × 3,030mm × 9mm、12mm

1,000mm × 2,000mm × 9mm、12mm、15mm、24mm、28mm

1,000mm × 2,430mm × 9mm

1,000mm × 2,730mm × 9mm

1,000mm × 3,030mm × 9mm、12mm

1,220mm × 2,440mm × 9mm、12mm

・販売経路が限られている製品

1 級 : 910mm × 1,820mm × 5.5mm、9mm、12mm、18mm、24mm

EF 1 級 : 910mm × 2,430mm × 9mm

910mm × 2,730mm × 9mm

910mm × 3,030mm × 9mm

1,000mm × 2,730mm × 9mm

1,000mm × 3,030mm × 9mm

2 級 : 1,220mm × 2,730mm × 12mm

注** 原木事情や市況により、生産可能な品目は変わります。取扱い樹種・サイズ等は、日合連、各地区組合または傘下メーカーにお問い合わせください。

1.2.2. 強度等級 (1 級と 2 級)

JAS 規格の上では、1 級と 2 級の違いは、規定されている強度試験などの種類である。現在、市販で流通している構造用合板は、壁・床・屋根の下地板などの用途を考慮して基準が作られている 2 級であり、一般的な使い方では強度は十分な余裕があるため、義務付けられている強度試験は、0° 方向 (長手方向) の曲げ剛性試験のみとなっている。表 1-3 に、JAS 構造用合板 2 級の曲げヤング係数の基準を示す。

特注で製造している 1 級の構造用合板は、高度な構造的利用を考慮して基準が作られており、各種の強度を保証するため、0° 方向および 90° 方向 (短手方向) のそれぞれに関する曲げ剛性試験・曲げ強度試験に加え、面内せん断試験が義務付けられている。また、1 級には曲げ強さを表面品質によって基準値が作られているもの (主としてラワン合板用) と、板面の品質によらず担保する曲げヤング係数と曲げ強さを記号 E と F で表示するものがある。なお、強度等級によっては、特注であっても製造出来ないものもある。表 1-4 に、JAS 構造用合板 1 級の曲げヤング係数、曲げ強さ、面内せん断強さの基準を、表 1-5 に、強度等級を E と F で表す JAS 構造用合板 1 級の曲げヤング係数、曲げ強さ、面内せん断強さの基準を示す。

表 1-3 JAS 構造用合板 2 級の基準

厚さ (mm)	曲げヤング係数 (10^3N/mm^2)
6.0 未満	6.5
6.0 以上 7.5 未満	6.0
7.5 以上 9.0 未満	5.5
9.0 以上 12.0 未満	5.0
12.0 以上 24.0 未満	4.0
24.0 以上 28.0 未満	3.5
28.0 以上	3.3

表 1-4 強度等級を記号 A、B、C、D で表わす JAS 構造用合板 1 級の基準

厚さ (mm)	0° 方向				90° 方向				面内せん断強度 (N/mm^2)
	曲げ強度 (N/mm^2)			曲げヤング係数 (10^3N/mm^2)	曲げ強度 (N/mm^2)			曲げヤング係数 (10^3N/mm^2)	
	A-B B-B	A-C B-C C-C	A-D B-D C-D D-D		A-B B-B	A-C B-C C-C	A-D B-D C-D D-D		
6.0 未満	42.0	38.0	34.0	8.5	8.0	8.0	8.0	0.5	3.2
6.0 以上 7.5 未満	38.0	36.0	32.0	8.0	14.0	14.0	14.0	1.0	
7.5 以上 9.0 未満	34.0	32.0	28.0	7.0	12.0	12.0	12.0	2.0	
9.0 以上 12.0 未満	32.0	28.0	26.0	6.5	16.0	16.0	16.0	2.5	
12.0 以上 15.0 未満	26.0	24.0	22.0	5.5	20.0	20.0	20.0	3.5	
15.0 以上 18.0 未満	24.0	22.0	20.0	5.0	20.0	20.0	20.0	4.0	
18.0 以上 21.0 未満	24.0	22.0	20.0	5.0	20.0	20.0	20.0	4.0	
21.0 以上	26.0	24.0	22.0	5.5	18.0	18.0	18.0	3.5	

A-B~D-D：合板の等級（板面の品質による）。

0°、90°：表板の繊維方向がスパン方向または荷重方向にそれぞれ平行および直交する場合。

表 1-5 強度等級を記号 E と F で表わす JAS 構造用合板 1 級の基準

強度等級	曲げ強度 (N/mm^2)		曲げヤング係数 (10^3N/mm^2)	
	曲げ		0° 方向	90° 方向
	0° 方向	90° 方向		
E50-F160	16.0	単板数が 3 の場合：5.0, 単板数が 4 の場合：6.5, 単板数が 5 の場合：9.0, 単板数が 6 以上の場合：10.0	5.0	単板数が 3 の場合：0.4, 単板数が 4 の場合：1.1, 単板数が 5 の場合：1.8, 単板数が 6 以上の場合：2.2
E55-F175	17.5		5.5	
E60-F190	19.0		6.0	
E65-F205	20.5		6.5	
E70-F220	22.0		7.0	
E75-F245	24.5		7.5	
E80-F270	27.0		8.0	

0°、90°：表板の繊維方向がスパン方向または荷重方向にそれぞれ平行および直交する場合。

1.2.3. 接着耐久性（特類と1類）

合板の接着部分の耐久性には、特類、1類、2類の類別がある。構造用合板は、特類または1類のいずれかとなっているが、現在国内で製造されている構造用合板は、ホルムアルデヒド放出量の規制の影響もあり、特類が主流となっている。断続的に湿潤状態となる場所において使用する場合は1類、常時湿潤状態となる場所において使用する場合は特類の接着耐久性が確保されている必要がある。したがって、特類の構造用合板は、室内の間仕切壁、床の下地板だけでなく、外壁や屋根の下地材板にも用いることが出来る。

構造用合板は、時間が経つと接着剤が剥がれてしまうので住宅の重要な部分には使うべきではないという大きな誤解もあるが、剥がれる合板は、水分や湿気の多い環境では剥がれてしまうタイプの接着剤を用いた合板である。なお、軸組構法の床や屋根下地には、「火打ちばり」という部材を設ければ必ずしも構造用合板を張る必要がないため、1990年以前は軸組構法住宅にJAS規格にも適合しない耐水性に乏しい合板が多用されてきた経緯がある。しかし、JAS規格に適合した構造用合板の接着耐久性は、特類または1類といわれる非常に高いもので、JAS規格で定める連続煮沸試験、スチーミング繰り返し試験、減圧加圧試験に合格するものとなっている。

1.3 環境にやさしい合板

1.3.1. 国産材の積極的な活用

地球温暖化による環境への様々な影響が問題になっているが、日本の合板業界は、地球環境の保全のため南洋材等の外材から、最近ではスキ間伐材等の国産材への転換を積極的に進めてきた(図1-4, 図1-5)。

森林の持つ水土保全等の役割を維持するためには、間伐が必要だが、2015年には、合板製造用の間伐材等国産材丸太の使用量(LVL等を除く)は約335万m³(2000年の24倍)となりその後も増加し続けている。

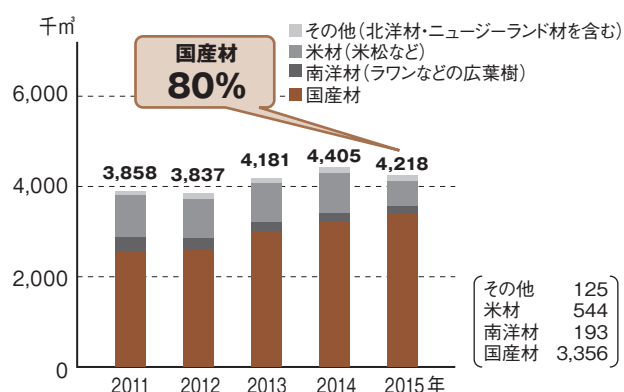
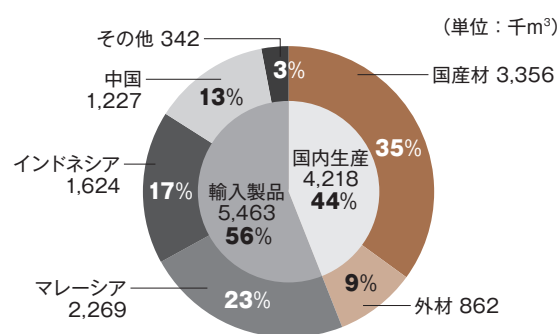


図1-4 合板生産用丸太の消費量



出典：農林水産省「木材統計」、財務省「日本貿易統計」を基に日合連で推計

図1-5 合板の供給量の状況(2015年)(丸太換算ベース)

◆ 国産材マークの推進

日本合板工業組合連合会(日合連)は、「国産材マーク」の推進のため(一社)日本プロジェクト産業協議会(JAPIC)の国産材マーク推進会使用許諾会員となり、傘下の組合員企業の「国産材マーク」使用促進を通じて国産材利用促進のため積極的な取組を行っている。(詳細は、日合連のホームページ参照。 <http://www.jpma.jp/>)

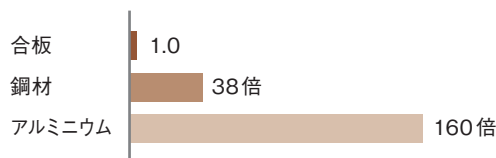
1.3.2. 木質資源の循環

石油や石炭などの化石エネルギーや、鉱物資源は人の手で生み出すことはできない。木材は再生産できる持続可能な資源であり、「伐ったら植える」という原則を守り、半永久的に循環サイクルを構築することが必要である。

住宅や家具などに利用された合板は、廃棄されてもその役割を終えるわけではない。それらは再生可能な資源として、パーティクルボード (PB) や中密度繊維板 (MDF) に加工・再利用されている。さらに、再利用のできない廃材や丸太の皮 (バーク)、使用済の PB や MDF などは、バイオマスエネルギーとして熱源や発電資源として利用されている。

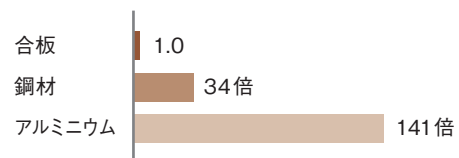
1.3.3. 地球温暖化抑制への貢献

合板を製造するのに消費するエネルギーは、鋼材の 1/38、アルミニウムの 1/160 と非常に少ないエネルギーで製造が可能である (図 1-6)。また製造時の二酸化炭素 (CO₂) の排出量は、鋼材の 1/34、アルミニウムの 1/141 と、合板はまさに環境にやさしい素材といえる (図 1-7)。*同体積 (1m³) 製造する場合の比較



出典：岡崎 他：炭素ストック、CO₂放出の観点から見た木造住宅建設の評価、木材工業、53.161-165 (1998)

図 1-6 製造時の消費エネルギー比較



出典：国土交通省建設経済局労働資材対策室：建設労働資材需要実態調査報告書 P.114-121 (1990)

図 1-7 製造時のCO₂の排出量比較

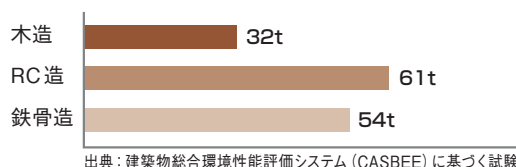
合板は、その製品の中に炭素をストックしている。例えば厚物合板 (ネダノン) 1 枚 (24mm厚の 3 × 6) の重量は約 17.9kg (比重 0.45 として計算) で、炭素量はその 45% の 8.1kg となる。CO₂ 換算量ではその 3.66 倍の 29.6kg/ 枚となる。

住宅の一戸当たりの建設時の工法別 CO₂ 排出量を比較すると、木造住宅は鉄筋コンクリート造の約 1/2 となっている (図 1-8)。

また、木造住宅 (延べ床面積 136m²) が貯蔵している炭素ストック量は、平均して約 6ton にも及ぶ。また RC 造や鉄骨プレハブ住宅ではそれぞれ 1.6ton と 1.5ton と、木造の 1/4 となっている (図 1-9)。

我が国のすべての住宅がストックしている炭素量は、日本の全森林がストックしている量の 18% を占めている。まさに住宅は第二の森林といえる。積極的に木を使うことは、森林・樹木を生き生きとさせ、地球温暖化を抑制する。

2011 年に開かれた COP17 (気候変動枠組条約 第 17 回締結国会議 於：南アフリカ共和国・ダーバン) において、国内の森林から生産された伐採木材製品 (HWP : Harvested Wood Products) の炭素については、これまでの伐採時排出というルールから、木材製品として使用された後、廃棄された時点で排出量を計上できるルールに変更して合意され、木材製品が CO₂ の吸収源対策として有効であるということが国際的に認められた (図 1-10)。



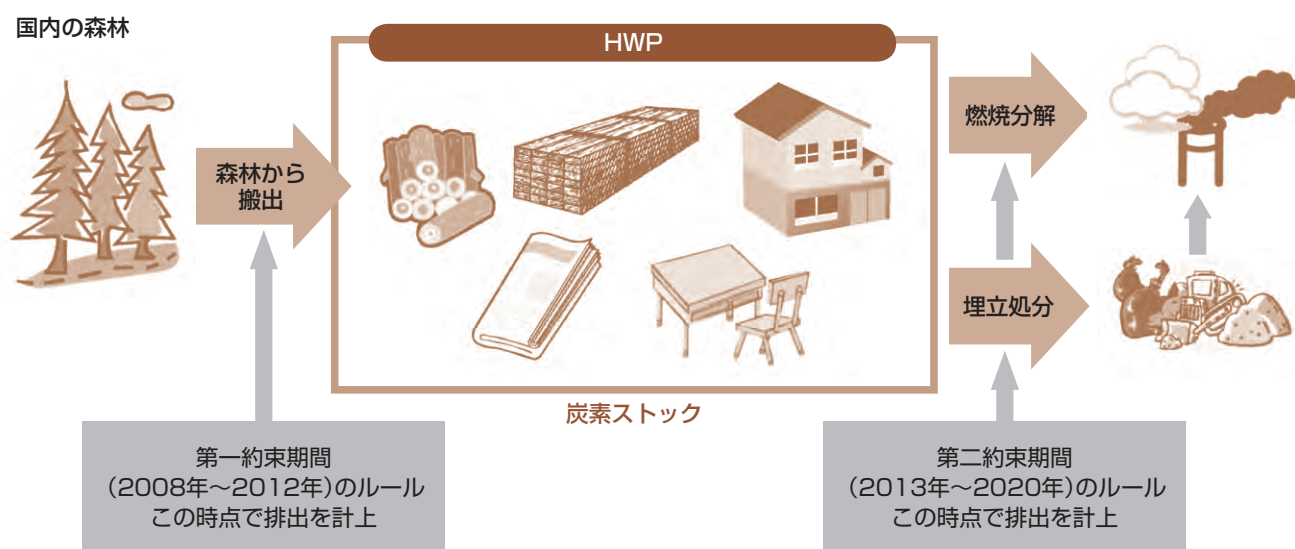
出典：建築物総合環境性能評価システム (CASBEE) に基づく試験

図 1-8 住宅 1 戸当たりの建設時の工法別 CO₂ 排出量



出典：国土交通省建設経済局労働資材対策室：建設労働資材需要実態調査報告書 P.114-121 (1990)

図 1-9 炭素ストック量



林野庁資料

図 1-10 伐採木材製品 (HWP)

2015年のCOP21では、先進国、開発途上国を問わず全ての締約国が参加する法的枠組みである「パリ協定」が採択され2016年11月に発効した。

2016年5月に閣議決定された「地球温暖化対策計画」では、2020年度の温室効果ガス削減目標を2005年度比3.8%減以上、2030年度の温室効果ガス削減目標を2013年度比26%減と設定した。各削減目標のうち、それぞれ約3,800万CO₂ ton (2.7%)以上、約2,780万CO₂ ton (2.0%)を森林吸収量で確保することを目標としている。このため、2013年度から2020年度までの間において年平均52万ha、2021年度から2030年度までの間において年平均45万haの間伐の実施や地域材の利用等の森林吸収源対策を着実に実施する必要がある。

このため間伐材等の利用拡大が重要となっている。

パリ協定の概要

- 世界全体の平均気温上昇を工業化以前と比較して2℃より十分下方に抑制及び1.5℃までに抑える努力を継続。
- 各国は削減目標を提出し、対策を実施。(削減目標には森林等の吸収源による吸収量を計上することができる)
- 削減目標は5年ごとに提出・更新。
- 今世紀後半に温室効果ガス的人為的な排出と吸収の均衡を達成。
- 開発途上国への資金支援について、先進国は義務、開発途上国は自主的に提供することを奨励。

森林関連分野の概要

- 森林等の吸収源及び貯蔵庫を保全し、強化する行動を実施。
- 開発途上国の森林減少・劣化に由来する排出の削減等 (REDD+) の実施及び支援を奨励。

資料：林野庁森林利用課作成。

2

ダイアフラム

2.1 木質構造とダイアフラム

木質構造の古くからの構造形式は「骨組形式」である。建物に作用する荷重・外力に対し、建物内に配置された線材で構成されたラーメン・トラス（不完全ではあるが）などの骨組みにより抵抗する形式である。

一方、柱・梁に製材板を斜め張りして壁や床を構成すれば、面で抵抗する面構造ができる。このような構造では必ずしも太い柱や梁は必要としないので、北米では、住宅・非住宅を問わず発達してきた。それがライトフレーム構法である。そして合板が登場し、製材板が合板に代わることによって、強力な面構造となった。

北米ではこのような構面をダイアフラムといい、水平構面を単にダイアフラムあるいは水平ダイアフラム、耐力壁を鉛直ダイアフラムという。

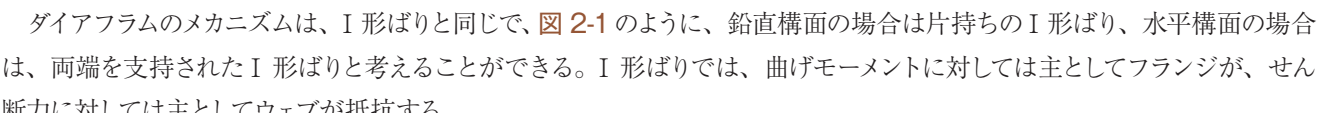
この構造方法は枠組壁工法の名で日本に導入されたが、木質プレハブ工法や、今日の合板で壁・床・屋根を構成する軸組構法も、ダイアフラムによる構造といえる。

ダイアフラム構造では、厚い合板に太いくぎを多数打つことにより、非常に高い耐力を得ることができる。北米では、製材に代わって集成材を用い、くぎを多数打つことで、中層・大規模の建築物が建てられており、非住宅市場の一つの典型的な構法となっている。

ダイアフラムについては多くの理論的研究と実験がなされ、簡略化された実用式も提案されている。ダイアフラムの大きな特徴としては、ラーメンなどの他構造と比べて構面のせん断性能が著しく高いことや、くぎを打つことで構造が一体となり強度性能が施工精度に比較的左右されないことなどがあげられる。

ダイアフラムは、他構造と組み合わせることが可能である。例えば、鉛直構面をトラスやラーメンとしても、水平構面はダイアフラムとすることが多い。また、鉛直構面を二方向ともラーメンとするのは設計上容易でないことが多いので、一方向ラーメン・一方向ダイアフラムとすることは構造的・経済的に有利である。さらに、鉛直構面の主体はダイアフラムとしながらも、一部の開口を大きくとるためにラーメンを部分的に併用することも可能である。

2.2 ダイアフラムのメカニズム

ダイアフラムのメカニズムは、I形ばりと同じで、のように、鉛直構面の場合は片持ちのI形ばり、水平構面の場合は、両端を支持されたI形ばりと考えることができる。I形ばりでは、曲げモーメントに対しては主としてフランジが、せん断力に対しては主としてウェブが抵抗する。

I形ばりのフランジに相当する部材は、鉛直構面の柱や水平構面の胴差し・桁・はりなどの軸材であり、ウェブに相当する部材は合板である。ただし、ウェブは一枚の連続した材料ではなく複数の合板で構成されることになるので、合板と合板とは受材を介してくぎで接合される。つまり、ウェブにはくぎによる多数の継ぎ目があることになる。

ウェブだけを取り出して引っ張ると、くぎで接合されているウェブは、胴差し・桁・はりなどの軸部材と比べてはるかに小さな力で変形を生じる。従ってウェブは曲げ応力（引張・圧縮）を負担することはできない。このため、ウェブのせん断応力の分布は放物線ではなく、ほぼ等分布の形になる。以上から、ダイアフラムの設計では、一般的に、ウェブはせん断力のみを負担し、フランジは曲げ（引張・圧縮）のみを負担すると仮定する。

ダイアフラムは、スパンが短くはりせいが大きいはりであるから、その変形は、せん断変形が主体となる。せん断変形は、合板自体のせん断変形と、合板を軸材に留めているくぎ接合部（以下、合板くぎ接合部という）のせん断変形（slip、スリップと言われる）である。耐力壁では、曲げ変形は無視されることが多いが、高強度水平構面で奥行きに対してスパンが大きい場合、フランジ相当部材に継手がある場合などでは、曲げ変形を計算する必要がある。

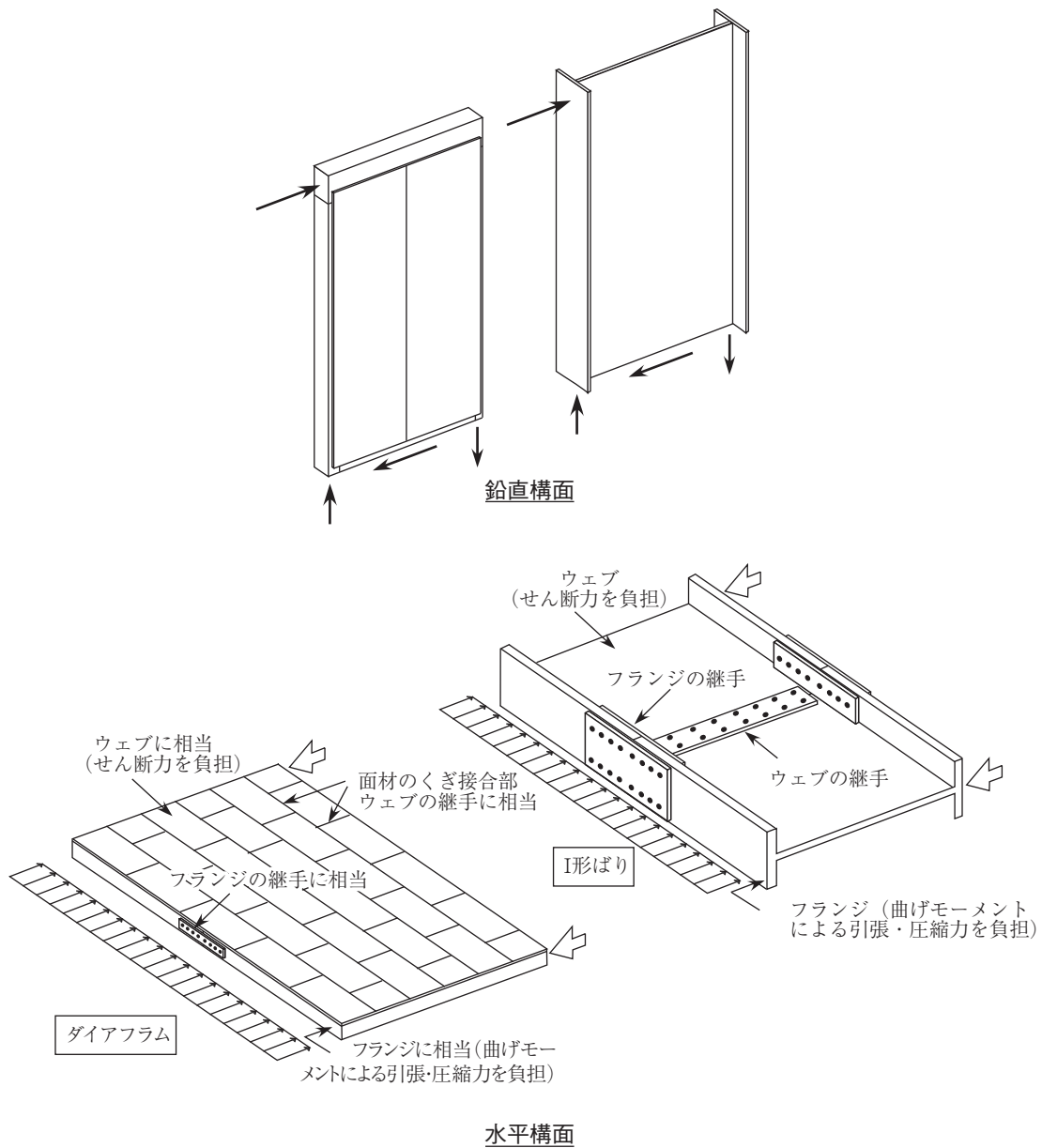


図2-1 ダイアフラムのI形ばりへのモデル化

2.3 ダイアフラムのせん断要素モデルと耐力の算定式

せん断力は合板の周囲をとめているくぎを介してフランジなどの軸材から合板へ、逆に言えば合板から軸材へと伝達される。1枚の合板を張った要素（以後ダイアフラムユニットと称す）についてみると、くぎの応力の方向は、**図 2-2** 左のように、基本的に、せん断力の方向と平行になると考えることができる。

しかし、このモデルはくぎ応力の主力だけを取り上げたもので、実際は幾何学的変形条件から、くぎ応力の方向は、**図 2-2** 右のようにせん断力の方向に対してやや角度をもつことになる。

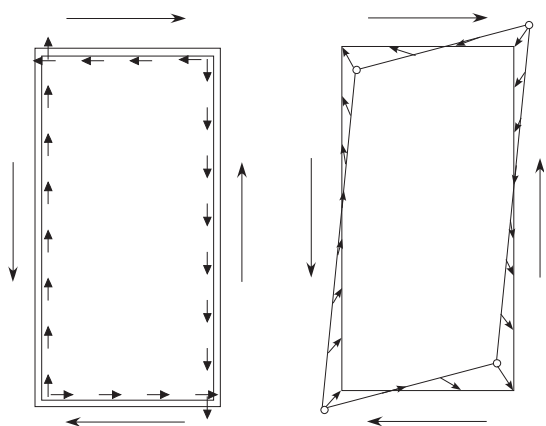


図2-2 ダイアフラムユニットに作用するせん断力と合板を留めているくぎ応力の方向

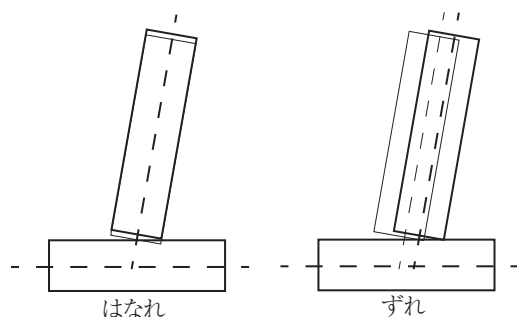


図2-3 軸組相互のはなれとずれ

○ 緑本の算定方法

図 2-2 左に示すモデルをベースとした設計式は、北米の APA (旧称：アメリカ合板協会) より提唱され、長期間の使用実績がある。(一社) 日本ツーバイフォー建築協会編「2007 年枠組壁工法建築物構造計算指針」(以後緑本) では、この式をベースとし、合板くぎ接合部の降伏耐力と剛性から耐力壁の降伏耐力と剛性を算定している。しかし、許容せん断耐力の算定には、靱性による低減係数 K_d が必要であり、これは実験から求めることになっている。なお、くぎ間隔だけが異なる構面の実験データがあれば、その靱性と計算した剛性などから換算できるとしている。ただし、くぎ間隔をかなり狭くする高強度構面に適用可能か否かの検証は必ずしもされていない。

○ グレー本の算定方法

図 2-2 右のモデルをベースとする設計式が、(公財) 日本住宅・木材技術センター「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」(以後グレー本) に示されている。グレー本式は、本来、非線形(曲線)である合板くぎ接合部の荷重-変形関係をバイリニア(2直線)化しており、実験から求めた係数を使用している。さらに、合板くぎ接合部の荷重-変形関係は合板を側材として中央に軸材を配置したいわゆるロケット型のくぎ接合試験ではなく、小型のダイアフラムユニットの加力試験から逆算して求めるので、理論式と実験式からなるハイブリッド法であるともいえる。

グレー本の算定式は、計算で許容耐力を算定できるメリットがあるが、実験で得た係数を使用していること等から、適用範囲として、くぎの太さ、縁端距離、間隔などの制限を設けているため、高強度構面はカバーされていない。

○ 実験的検証の必要性

図 2-2 右の変形条件が成立するには、軸材相互のピン接合部が横ずれやかい離を生じてはならないが、現実的には、図 2-3 のように、はなれ、めり込み、ずれを生じる。また、後述するように、他にも考慮すべき変形や破壊があるので、特に耐力壁の設計においては、実験的に評価された耐力壁を用いるか、新たに設計する場合は、グレー本や緑本の算定式を参考にするとともに、実験を行って性能の検証を行う必要がある。

2.4 耐力壁の許容せん断耐力の評価方法

耐力壁の大臣認定では、実験的评价方法が定められている。すなわち、柱脚固定式またはタイロッド式で面内せん断試験を行い、得られた荷重-変形関係をバイリニア化し(図 2-4)、降伏荷重 P_y 、終局荷重 P_u 、塑性率 μ 等から、下記 4 項目の試験荷重を算出し、その平均値(信頼水準 75% の 50% 下側許容限界値)の最小値をせん断耐力とする。

- (a) P_y (降伏荷重)
- (b) $0.2 \sqrt{2 \mu - 1} P_u$ (靱性を評価する項目)
- (c) $2/3 P_{\max}$ (最大荷重)
- (d) P_{120} (柱脚固定式の場合) 又は P_{150} (タイロッド式の場合)

P_{120} : 見かけの変形量 1/120 の荷重

P_{150} : 真の変形量 1/150 の荷重

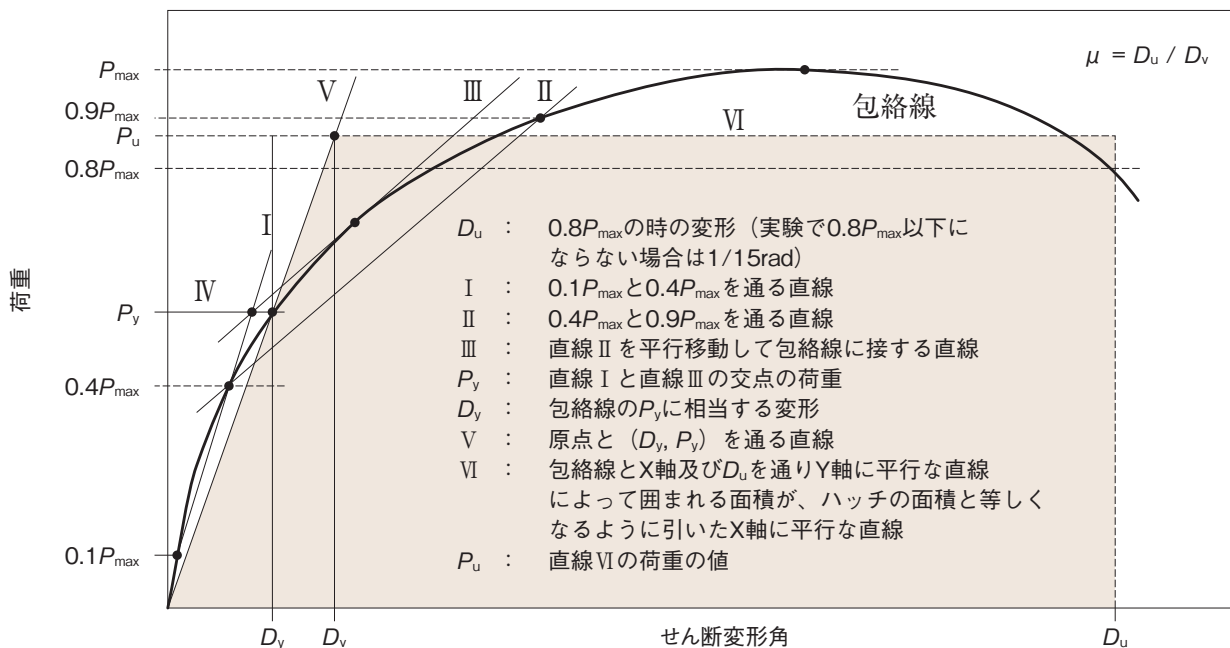


図 2-4 荷重-変形関係のバイリニア化

これは、基本的に壁量計算に用いる耐力壁を対象とした評価方法で、高強度耐力壁の場合の評価基準はないが、基本的にはこれを基準とする。

2.5 水平構面の許容せん断耐力の評価方法

水平構面に必要な性能は、構面に加わる地震力・風圧力を耐力壁に適切に伝達することである。つまり、十分な強度と剛性である。

グレー本では、水平構面の許容せん断耐力の評価方法は、耐力壁のそれと同じとしており、靱性に関する評価項目が入っている。しかし、耐力壁において靱性に関する評価項目があるのは、建物の地震入力耐力壁の靱性によって決定されるからであるが、通常の設計では、水平構面の靱性は地震入力に無関係であるとされている。実際、CLT パネル工法告示 (H28 国交告第 611 号) や、CLT を床版とする枠組壁工法の告示では、靱性の確保は要求されていない。

そこで、本書では、水平構面の許容せん断耐力の算定方法として、耐力壁の算定方法から靱性を評価する項目を除き、以下の最小値をせん断耐力とすることを推奨する。

- (a) P_y (降伏荷重)
- (b) $2/3 P_{max}$ (最大荷重)
- (c) P_{120} (見かけの変形量 1/120 の荷重)

なお緑本では、水平構面の評価方法については言及されていない。これは、枠組壁工法では、水平構面は仕様規定によることとなっているためである。

また、構面スパンが一定以上に長いと水平構面の振動により水平方向の A_i 分布を考慮する必要がある。これについては、(一財) 建築行政情報センター・(一財) 日本建築防災協会編「2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書」の付録 1-5.3 を参照されたい。

2.6 ダイアフラムユニットのせん断耐力

本書では、基本的に、 2-2 左のモデルに基づき計算する。ダイアフラムユニットのせん断耐力は、

- ① 合板を留めるくぎ接合部のせん断耐力から決定される耐力
- ② 合板のせん断強度から決定される耐力

の二つの耐力のうち、低い方の値となる。

① 合板を留めるくぎ接合部のせん断耐力から決定される耐力 Q_N

APA 式によれば、ユニットの許容耐力 Q_N (kN/m) は、くぎのせん断耐力を q_N (kN)、くぎ間隔を s (m) として

$$Q_N = \frac{q_N}{s}$$

で求められる。合板を留めるくぎ 1 本の許容せん断耐力は、緑本では表 8-6 (P.64) のように示されている。従って、いくつかのくぎ間隔に応じてユニットの耐力を計算した例は、表 2-1 のようになる。

なお、緑本式の耐力壁の計算では、 Q_N を 1.5 倍した値を降伏せん断耐力 Q_y としている。

$$Q_y = 1.5Q_N$$

② 合板の許容せん断応力度から求められる耐力 Q_{PW}

合板の許容せん断応力度から決定される耐力 Q_{PW} (kN/m) は、合板の短期許容せん断応力度を f_{PW} 、合板の厚さを t_{PW} として、

$$Q_{PW} = f_{PW} \times t_{PW}$$

で求められる。

合板の短期許容せん断応力度は、日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」によれば $f_{PW} = 1.6\text{N/mm}^2$ である。

以上から主なユニットのせん断耐力は表 2-1 の値となる。ただし、合板のせん断で決定される場合は、ユニットの性状が脆性的になるおそれがあるので除外した。

表 2-1 ダイアフラムユニットの許容せん断耐力 (kN/m)

(降伏耐力は表の 1.5 倍の値とする)

合板厚さ (mm)	くぎ 種類	くぎ間隔														
		@100mm			@75mm			@50mm			2列-@75mm		2列-@50mm			
		軸材の種類														
		スギ、 エゾマツ、 スプルース など	ヒノキ、 ベイツガ、 ヒバなど	カラマツ、 ペイマツ など	スギ、 エゾマツ、 スプルース など	ヒノキ、 ベイツガ、 ヒバなど	カラマツ、 ペイマツ など	スギ、 エゾマツ、 スプルース など	ヒノキ、 ベイツガ、 ヒバなど	カラマツ、 ペイマツ など	スギ、 エゾマツ、 スプルース など	ヒノキ、 ベイツガ、 ヒバなど	カラマツ、 ペイマツ など	スギ、 エゾマツ、 スプルース など	ヒノキ、 ベイツガ、 ヒバなど	カラマツ、 ペイマツ など
12	N50	4.1	4.2	4.3	5.5	5.6	5.7	8.2	8.4	8.6	10.9	11.2	11.5	16.4	16.8	17.2
	CN50	4.4	4.5	4.6	5.9	6.0	6.1	8.8	9.0	9.2	11.7	12.0	12.3	17.6	18.0	18.4
	N65	4.8	4.9	5.0	6.4	6.5	6.7	9.6	9.8	10.0	12.8	13.1	13.3			
	CN65	5.3	5.4	5.5	7.1	7.2	7.3	10.6	10.8	11.0	14.1	14.4	14.7			
15	N65	5.3	5.5	5.6	7.1	7.3	7.5	10.6	11.0	11.2	14.1	14.7	14.9	21.2	22.0	22.4
	CN65	5.9	6.0	6.1	7.9	8.0	8.1	11.8	12.0	12.2	15.7	16.0	16.3	23.6		
	N75	6.0	6.2	6.3	8.0	8.3	8.4	12.0	12.4	12.6	16.0	16.5	16.8			
	CN75	7.0	7.2	7.4	9.3	9.6	9.9	14.0	14.4	14.8	18.7	19.2	19.7			
24	N65	5.8	6.0	6.2	7.7	8.0	8.3	11.6	12.0	12.4	15.5	16.0	16.5	23.2	24.0	24.8
	CN65	6.4	6.6	6.8	8.5	8.8	9.1	12.8	13.2	13.6	17.1	17.6	18.1	25.6	26.4	27.2
	N75	6.6	6.9	7.1	8.8	9.2	9.5	13.2	13.8	14.2	17.6	18.4	18.9	26.4	27.6	28.4
	CN75	8.1	8.4	8.7	10.8	11.2	11.6	16.2	16.8	17.4	21.6	22.4	23.2	32.4	33.6	34.8
28	N75	6.6	6.9	7.1	8.8	9.2	9.5	13.2	13.8	14.2	17.6	18.4	18.9	26.4	27.6	28.4
	CN75	8.1	8.4	8.7	10.8	11.2	11.6	16.2	16.8	17.4	21.6	22.4	23.2	32.4	33.6	34.8
	N90	8.1	8.4	8.6	10.8	11.2	11.5	16.2	16.8	17.2	21.6	22.4	22.9	32.4	33.6	34.4
	CN90	9.7	10.0	10.3	12.9	13.3	13.7	19.4	20.0	20.6	25.9	26.7	27.5	38.8	40.0	41.2
35	N75	6.6	6.9	7.1	8.8	9.2	9.5	13.2	13.8	14.2	17.6	18.4	18.9	26.4	27.6	28.4
	CN75	8.1	8.4	8.7	10.8	11.2	11.6	16.2	16.8	17.4	21.6	22.4	23.2	32.4	33.6	34.8
	N90	8.1	8.4	8.6	10.8	11.2	11.5	16.2	16.8	17.2	21.6	22.4	22.9	32.4	33.6	34.4
	CN90	9.7	10.0	10.3	12.9	13.3	13.7	19.4	20.0	20.6	25.9	26.7	27.5	38.8	40.0	41.2

空白の仕様は合板のせん断で決定されるため推奨しない。

2.7 注意すべき事項

2.7.1. 設計上の注意すべき事項

○ くぎの縁端距離 (ダイアフラムユニット)

厚物合板を使い CN75 くぎを多数打ち込むような水平構面であれば、合板の縁距離は 20mm 程度を確保したい。そうすると受材の幅は 80mm 以上が必要となり、くぎの打ち込み深さも考慮すると 90mm 角程度となる (図 2-5)。さらに、くぎを 2 列打ちするような場合は、くぎの列間隔も 20mm 程度確保する必要があり、材幅は 120mm 程度となる。

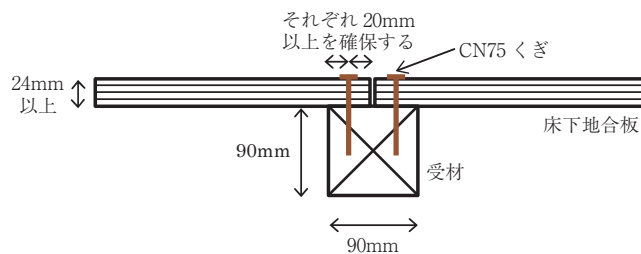


図 2-5 くぎの縁端距離と受材の断面寸法

○ 合板目地の受材のせん断破壊 (ダイアフラムユニット)

受材には、図 2-6 に示すように長手方向にせん断応力が発生するので、高強度の場合は受材の断面設計が必要である。ただし、応力が合板側に集中するので、受材の全高さが有効に働くわけではない。これまでの実験では、くぎ CN75、2 列 @50mm で、受材が 120mm 角の場合、構面が最大荷重に到達してしばらくすると、せん断破壊が始まっている。これから逆算すると、受材の有効高さはくぎの打ちこみ深さとなるが、踏み込んだ研究はないので、あくまで参考にとどめておいていただきたい。

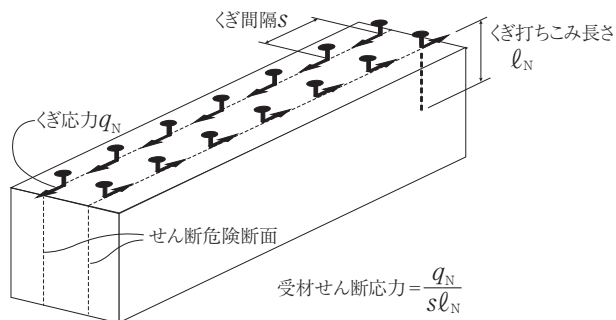


図 2-6 受材のせん断破壊



図 2-7 柱の横架材へのめり込み



図2-8 柱の引張破壊



図2-9 耐圧プレートのめり込み



図2-10 土台の割れ

○ 合板の面外座屈 (ダイアフラムユニット)

合板張りの水平構面できぎを特に多数打ち込む場合、合板に作用する面内せん断力によって終局時に合板が面外に孕み、他の部分より先に局部的なくぎの引き抜けや面外座屈を生じる危険性がある。そのため、厚さが薄い合板を用いる場合できぎを密に打ち込む場合にはこのような破壊性状に対する安全性の確保が必要で、検定方法についてはグレー本の詳細計算法 (p.200 ~ 203) を参照されたい。

○ 柱の横架材へのめり込み (耐力壁)

横架材勝ちとする耐力壁では、柱が横架材へめり込むため、めり込み変形が大きい場合は、表 2-1 の性能は得られない。高強度で横架材勝ちとする耐力壁では、耐力壁の変形・強度・靱性に及ぼすめり込みの影響を考慮する必要がある (図 2-7)。

○ 柱頭柱脚接合強度及び柱の強度

柱頭柱脚接合部は一般にピンとして設計されるが、完全なピン接合を構成しない場合は、耐力壁のせん断変形に伴う回転変形によって接合強度を低下させることがある。また、これにともない、柱の主力である引張・圧縮応力に加えて2次応力として曲げ応力が加わる。さらに、柱が長い場合は、座屈を生じる場合がある。従って、柱頭柱脚接合部と柱の設計ではこれらのことに注意する必要がある (図 2-8)。

○ タイダウン方式での耐圧プレートのめり込み (耐力壁)

タイダウン方式では、耐圧プレートの横架材へのめり込み変形と強度を考慮する必要がある (図 2-9)。

○ タイダウン方式でのタイダウンの伸びと土台等の割裂 (耐力壁)

タイダウン方式では、タイダウンの伸びを考慮するとともに、伸びが大きく柱は浮き上がるが土台等がアンカーボルトにより浮き上がらなくなっている場合は、合板きぎによる土台等の割れ裂きを考慮する必要がある (図 2-10)。

○ 建築物の平面的不整形 (水平構面)

建築物に平面的な突出部、くびれ、雁行型などの不整形がある場合は (図 2-11)、水平構面の接続部に大きな軸力が発生し、構面のせん断応力が集中する。このような場合は、グレー本の 3.8.1 や、(一財) 建築行政情報センター・(一財) 日本建築防災協会編「2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書」の付録 1-5.4 を参照されたい。

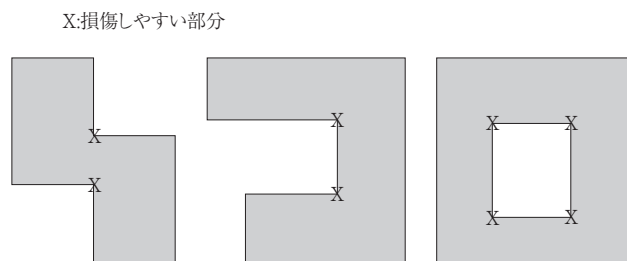


図2-11 建物の平面的不整形

○ 構面全体の座屈（水平構面）

水平構面のスパンが長い場合、水平構面全体の面外座屈が危惧される。しかし、この問題についての研究はほとんど行われていない。北米ではスパンが100mを超える水平構面が設計されているが、それらの設計指針を見ると、検討の方法は確立していないとした上で、構面全体の面外座屈は皆無であるというこれまでの経験から、スパンが長くなるとそれに比例して横架材の曲げ剛性（構面全体の面外剛性）が高くなるので、安全性が確保されているのだろうとしている。

2.7.2. 施工上の注意すべき事項

○ 水平構面の合板の張り方

合板の長手方向は、原則として、はり、根太、垂木などに直交して張るのが望ましい。この理由は、水平構面としての性能に違いはないものの、合板の長手方向の曲げヤング係数が、短手方向の曲げヤング係数より高いために、鉛直荷重に対するたわみが平行張りの場合と比べて小さくなるからである。

合板は、千鳥に張ることを推奨する。水平構面に大きな水平力が加わった場合、合板を留めているくぎには変形（スリップ）が生じるが、合板が互いに接触するとスリップを小さくする効果がある。目地が通っていない千鳥目地の方が、通っているイモ目地の場合と比べ、その効果がより大きいからである。また、千鳥張りの場合は、合板が不完全ながら直交ばりの役目を果たし、たわみが多少なりとも小さくなる効果もある。

○ 合板のくぎ打ち

くぎ頭は合板にめり込まないように、くぎ打ち機の空気圧力を調整する。めり込みが大きい場合は、打ち直または打ち増しを行う。合板を切り欠く場合は、本来打つべきくぎを近辺に移動して打ち、くぎの本数が減らないようにする。

○ 水平構面における床用現場接着剤の併用

くぎ打ちの際に接着剤を併用すると、一般に初期剛性が格段に向上する。また、床鳴りの対策にも有効である。床用接着剤には色々の種類があるが、剛性・強度の増強を目的とする場合には、（公財）日本住宅・木材技術センター認定の床用接着剤または同等品を用いる。

ただし、ダイアフラムユニットの耐力が高い場合は、接着層（合板と横架材との接着層、または合板の第1層と第2層間の接着層）が先行破壊して、急激な剛性低下を招くおそれがあるので、構造設計では、このことによる悪影響がないことを確認するとともに、原則として強度向上の効果を見込んではいならない。さらに、耐力壁では、その製造工程の管理と効果を工学的に見込む場合を除いて、接着剤の併用を行ってはならない。

○ 養生

雨ぬれを生じないように養生はしっかりと行う。合板は木材と同様に水分を吸収・放出する性質があり、それに伴って、木材ほどではないが寸法変化を生じる。雨ぬれによって多くの水分を吸収すると、膨らみやねじれを生じる。雨ぬれの程度が軽微であればほぼ元の状態に戻るが、程度が激しいと戻らないことがある。

強度は水分によって変化するが、乾けばほぼ元の値に戻る。構造用合板の製造では、JAS 規格に規定された特類（屋外又は常時湿潤状態となる場所で使用）または1類（断続的に湿潤状態となる場所で使用）の接着剤が使用されているため、水分によって単板がはがれるようなことはない（雨や湿気で単板がはがれた合板を見ることがあるが、このような合板は、耐水性の低い接着剤を使用した造作用の合板である）。なお、今日、国内で生産されている構造用合板のほとんどには、特類の接着剤が使用されている。

なお、雨ぬれによってスギやカラマツなどに含まれる化学成分が反応し、板面が褐色や黒色に変色することがあるが、そのために強度が低下することはない。

3

高強度耐力壁

3.1 基本設計

以下は、柱の横架材（土台、桁など）へのめり込み変形・強度が無視できる場合の設計法である。柱の横架材へのめり込みが無視できない場合は、これらを考慮した解析が必要である。なお、靱性による低減係数 K_d を別途求める必要がある。

チェック項目

- ① ダイアフラムユニットの許容せん断耐力
- ② 柱の応力
- ③ 柱脚接合部の応力
- ④ 変形量

① 許容せん断耐力

靱性による低減係数 K_d を考慮して、降伏耐力 Q_y (kN/m) をダイアフラムユニットの降伏耐力の表 2-1 (P.15) から選択する。この表にない仕様の場合は、2.6 の方法で算定する。

許容せん断耐力 Q_a (kN/m) は、以下により算定する。

$$Q_a = K_d Q_y$$

$$\text{ここで、 } K_d = \frac{0.2\sqrt{2\mu-1} P_u}{P_y}$$

$$\mu = \frac{D_u}{D_v}$$

ただし、 P_u は耐力壁の終局耐力、 P_y は耐力壁の降伏耐力、 D_u はバイリニア化した耐力壁の終局変位、 D_v はバイリニア化した耐力壁の降伏変位で、これらは実験又は理論等により別途求める必要がある。

② 柱の応力のチェック

せん断力 Q (以下は kN) による耐力壁の下部のモーメント M は、壁高さを H (m) として (図 3-1 参照)、

$$M = \alpha QH \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

ここで、 α は耐力壁とその上部にある胴差し・はり・桁・上下階の壁等とのモーメント接合効果（ラーメン効果）による低減係数（反曲点高さの比）で、接合効果の大きさにより $0.5 \leq \alpha \leq 1$ であり、個々の建物の設計条件により決定する。耐力に余裕がある場合は、安全性を考慮して $\alpha = 1$ とするのが無難である。

柱の下部の軸力（引張又は圧縮） N は、壁長さを L (m) として、

$$N = \frac{M}{L} \quad (\text{kN})$$

せん断力 Q による柱の下部の応力（引張又は圧縮） σ は、柱の断面積を A (単位： m^2) として、

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{M}{AL} \quad (\text{kN}/\text{m}^2)$$

柱にこの値（地震力・風圧力による短期応力）と、上階からの短期応力及び鉛直荷重等による長期応力が加わったとき

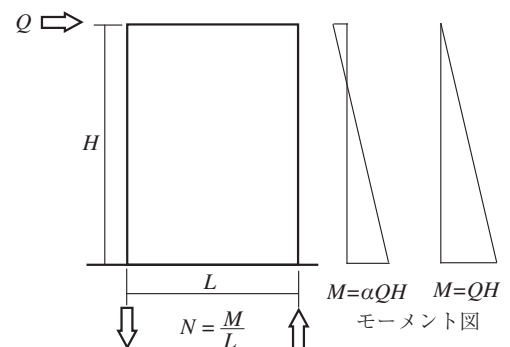


図 3-1 耐力壁の設計の参考図

の値が柱の許容応力度以下であることを確認する。

③ 柱脚・柱頭接合部の応力のチェック

柱脚接合部には、上記の柱の下部の軸力がかかる。この軸力が接合部の許容耐力以下であることを確認する。また、柱頭接合部には上階からの短期応力及び鉛直荷重等による長期応力が加わるので、これらによる応力が接合部の許容耐力以下であることを確認する。さらに、耐力壁が最大耐力に達するときの接合部応力が、接合部の最大耐力以下であること（接合部が先行破壊しないこと）を確認する。

④ 変形量のチェック

耐力壁の頂部の水平変形 δ (mm) は、合板のせん断変形 δ_{PW} 、合板を留めているくぎ接合部の変形（スリップによる柱・横架材骨組の変形） δ_N 、曲げ変形（柱の引張・圧縮） δ_F 、転倒変形（柱脚接合部の変形） δ_R の合計となる（図 3-2 参照）。

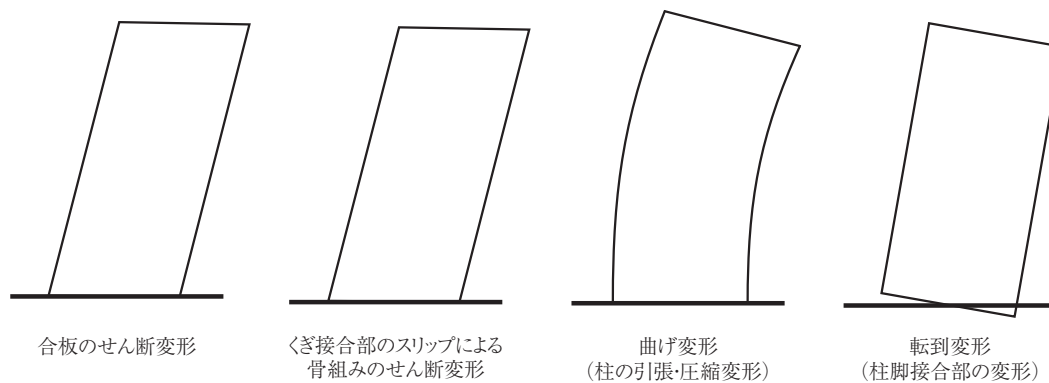


図 3-2 耐力壁の変形

$$\delta = \delta_{PW} + \delta_N + \delta_F + \delta_R \quad (\text{mm})$$

δ_{PW} は合板のせん断ひずみを γ_{PW} 、合板のせん断弾性係数を G 、合板の厚さを t_{PW} 、合板の有効長さ（くぎ打ちの縁あきを除く）を L_e として、

$$\delta_{PW} = \gamma_{PW} H = \frac{QH}{t_{PW} L_e G} \quad (\text{mm})$$

G の値としては、日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」から合板の樹種によらず 400N/mm^2 が提案されている。なお、ネダノンの樹種ごとの実験値については本書の 9.2 に掲載してあるので参考とされたい。

δ_N は、くぎ接合部の存在応力に対するすべりを ε_N (mm)、壁高さ方向の合板の長さを H_{PW} (mm)、壁長方向の合板の長さを L_{PW} (mm) として、仮想仕事法から、

$$\delta_N = 2\varepsilon_N \left(\frac{1}{H_{PW}} + \frac{1}{L_{PW}} \right) H \quad (\text{mm})$$

ここで、合板を上下方向に張り継ぐ場合は、括弧内の値として、 $\frac{1}{H_{PW}} + \frac{1}{L_{PW}}$ を各合板について求め、各合板の高さを重みとする加重平均値とする。 ε_N は実験的または理論的に求める。これらによらない場合は、許容耐力時のすべりを 0.4mm として、存在応力に対する比例配分で求めてもよい。

曲げ変形は、耐力壁両側の柱のヤング係数を E_{C1} , E_{C2} (いずれも単位: N/mm^2)、断面積を A_{C1} , A_{C2} (いずれも単位: mm^2) として、

$$\delta_F = \frac{QH^3}{3L^2} \left(\frac{1}{E_{C1}A_{C1}} + \frac{1}{E_{C2}A_{C2}} \right) \quad (\text{mm})$$

柱の断面とヤング係数が同じの場合は、次のように片持ちばりと同じ式になる。

$$\delta_F = \frac{QH^3}{3EI}$$

ただし、 $E = E_{C1} = E_{C2}$, $A = A_{C1} = A_{C2}$, $I \doteq \frac{AL^2}{2}$

なお、 δ_F は非常に小さく無視できる場合が多い。

転倒変形は、耐力壁両側の柱脚接合部の浮き沈みを ε_{C1} , ε_{C2} (いずれも mm) として、

$$\delta_R = (\varepsilon_{C1} + \varepsilon_{C2}) \frac{H}{L} \quad (\text{mm})$$

ここで、 ε_{C1} , ε_{C2} は実験的または理論的に求める。

設計方針としては、できるだけ転倒変形が生じないような強固な柱脚接合法を採用することが肝要である。

以上の変形計算の結果、水平変形角が許容範囲 ($1/200\text{rad}$ あるいは $1/120\text{rad}$ など) を超える場合、あるいは、範囲以下であっても仕上げ等に有害である場合は、合板の厚さ、くぎ種類と間隔を変えるか、柱脚接合部を強固にするなどの対策を行う。

3.2 無開口耐力壁の実験データ

3.2.1. タイロッド方式の実験データ

(1) 試験体の概要

厚さ24mmの全層スギのJAS 2級構造用合板、あるいは、厚さ28mmの全層スギまたは全層カラマツのJAS 2級構造用合板を、くぎCN75で2列@50mmに打ち付けた壁長1,820mm×壁高3,500mmの耐力壁3体(図3-3)。

軸材は、断面寸法が柱:240×150mm、間柱:120×150mm、土台:120×150mm、桁:240×150mm、胴つなぎ:120×150mmで、JAS構造用集成材(カラマツ対称異等級構成、E95-F270)あるいは(スギ対称異等級構成、E55-F225)である。

試験方法はタイロッド方式(図3-4)とした。

本実験は、青木謙治、杉本健一、神谷文夫「厚物構造用合板を用いた高強度耐力壁の開発」、日本建築学会技術報告集、第20巻、第44号、111-114、2014.2に報告されている。

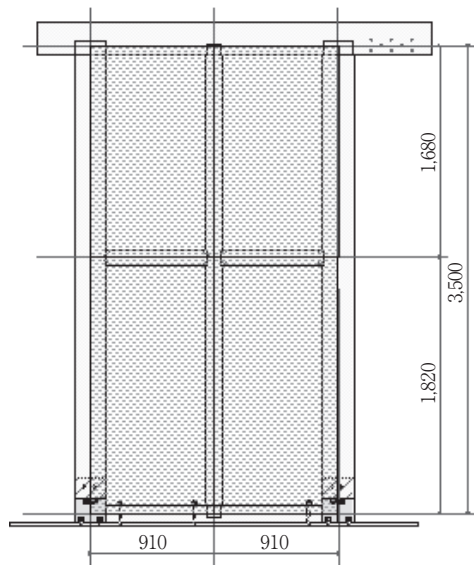


図3-3 タイロッド式高強度耐力壁試験体



図3-4 タイロッド式試験方法

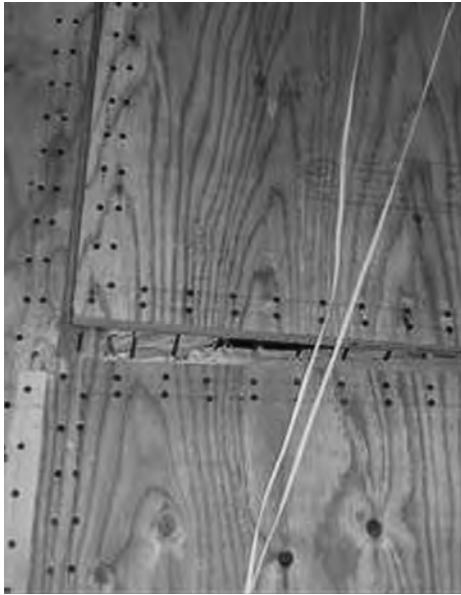


図3-5 胴つなぎの割裂



図3-6 合板のせん断破壊

(2) 破壊形態

24SSはアンカーボルトで固定された土台が引き裂かれた。タイロッド方式であっても柱の浮き上がりが生じたためである。このため28SK、28KKでは、アンカーボルトを締め付けずに、土台が柱の浮き上がりとともに持ち上がるようにした。28SKでは、間柱と胴つなぎが割裂(図3-5)を生じるとともに合板がせん断破壊を生じた(図3-6)。この時の合板のせん断応力度は 3.38N/mm^2 で建築学会の基準強度である 3.2N/mm^2 を上回った。28KKは、間柱と胴つなぎが割裂を生じた。

(3) 耐力

荷重-変形関係を図3-7に、結果の概要を表3-1に示す。実験の降伏耐力は、計算値とほぼ近い値、変形は計算値よりやや小さめの値で、計算式の適合性は良好であった。

軸組構法耐力壁と同様の耐力評価を行うと、表3-2のように、アンカーボルトの締め付けが土台割裂の要因となった24SSを除けば、相当倍率で20倍以上の耐力であった(ただし、低減係数なしの値)。

表3-1 タイロッド試験による高強度耐力壁の計算値と実験値との比較

試験体	合板	軸材	計算値		実験値		実験 / 計算 比較	
			① 降伏耐力 (kN/m)	② 降伏耐力時の 変形 (10^{-3})	③ 降伏耐力 P_y (kN/m)	④ 計算降伏耐力 時の変形 (10^{-3})	③ / ①	④ / ②
24SS	24mm スギ	スギ集成材	48.6	7.53	46.0	7.00	1.057	0.930
28SK	28mm スギ	カラマツ集成材	52.6	7.10	57.1	6.53	0.921	0.920
28KK	28mm カラマツ	カラマツ集成材	52.6	7.10	64.4	5.57	0.817	0.785

注：耐力壁の設計法と計算方法は、本マニュアルの2章及び3.1節に記載しており、降伏耐力(構面ユニットの許容せん断耐力)の具体的な値は2.6節に掲載している。

表3-2 タイロッド試験による高強度耐力壁の耐力評価

試験体	P_u (kN/m)	$\frac{1}{\sqrt{2\mu-1}}$ (-)	P_y (kN/m)	$0.2\sqrt{2\mu-1} P_u$ (kN/m)	$2/3 P_{max}$ (kN/m)	$P_{(1/120)}$ (kN/m)	基準耐力 (kN/m)	相当倍率
24SS	73.8	0.47	46.0	31.6	57.6	46.9	31.6	16.1
28SK	46.7	0.45	57.1	42.6	72.4	53.0	42.6	21.8
28KK	112.5	0.39	64.4	58.3	85.7	61.8	58.3	29.8

試験体数は各1体。基準耐力は低減係数を乗じない値。

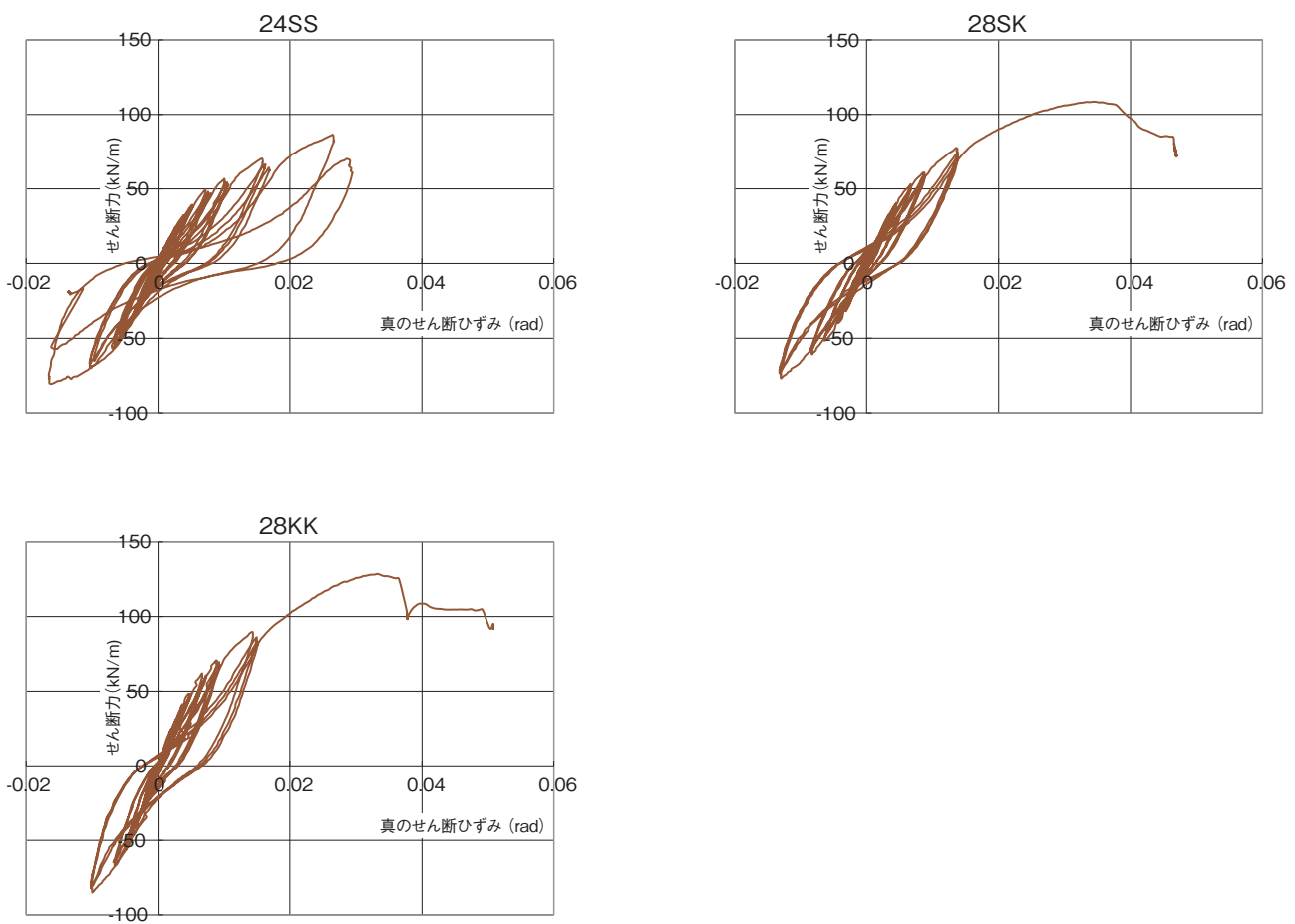


図3-7 タイロッド試験による高強度耐力壁の荷重—変形関係

3.2.2. 柱脚固定方式の実験データ（公的評価機関による試験）

（1）試験体の概要

厚さ24mmの表層アカマツ・内層スギによるJAS 2級構造用合板を、くぎCN75で2列@50mm又は2列@75mmに打ち付けた壁長1,820mm×壁高2,960mm（張付け合板の寸法）の耐力壁各3体（図3-8）。

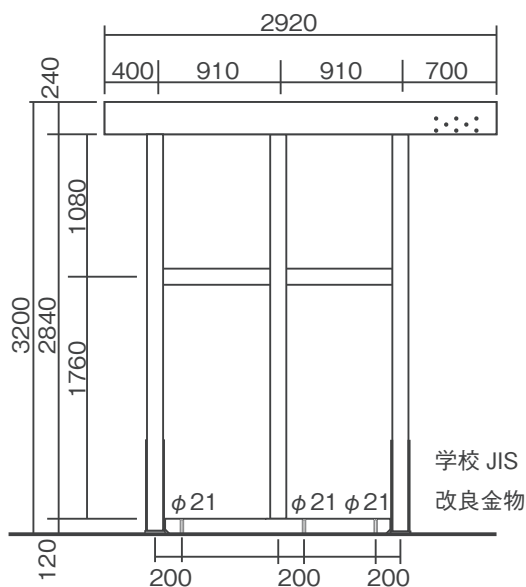


図3-8 柱脚固定式高強度耐力壁試験体



図3-9 柱脚固定方法

軸材は、断面寸法が柱、間柱、土台、胴つなぎ：120×120mm、桁：120×240mmのJAS構造用集成材（カラマツ対称異等級構成、E95-F270）である。

試験方法は柱脚固定式とし、柱脚金物には、鋼板と多数のビスからなる学校JIS用金物を若干改良したものを使用した（図3-9）。

試験は、（公財）日本住宅・木材技術センターにて実施した。

（2）破壊形態

くぎ2列@75mm仕様では、3体中1体は、くぎ接合部が破壊し、それにともなって柱頭仕口が破壊した。この試験体の柱頭接合部では羽子板ボルトを使用していなかった。残りの2体（羽子板ボルトを取り付け）は、くぎ接合部が破壊し、引き続いて中央柱又は胴つなぎが割裂した（図3-10）。

くぎ2列@50mm仕様では、くぎ接合部が破壊し、引き続いて柱及び胴つなぎがくぎ応力によって割裂した。1体は、最大荷重に達した辺りで柱の引張破壊を生じた（図3-11）。



図3-10 通常の破壊形態

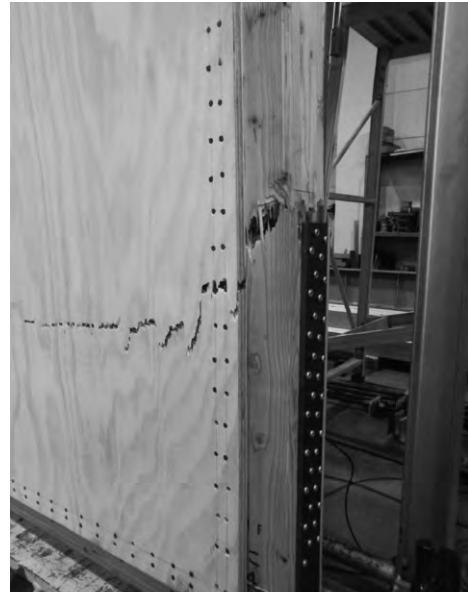


図3-11 柱の引張破壊

(3) 耐力

荷重-変形関係を図3-12に、結果の概要を表3-3, 3-4に示す。実験の降伏耐力は、計算値とほぼ近い値、変形は計算値よりやや小さめの値で、計算式の適合性は良好であった。なお、柱脚金物の変形成分の計算では、浮き上がり側のみを考慮し、降伏耐力時の浮き上がりを5mmとした。

軸組構法住宅と同様の基準耐力評価を行うと、くぎ2列@75mm仕様では33.1kN/m(16.9倍相当)、くぎ2列@50mm仕様では37.6kN/m(19.2倍相当)となった(ただし低減係数を乗じない値)。

表3-3 柱脚固定式による高強度耐力壁の計算値と実験値(評価機関による試験)

合板くぎ打ち仕様	計算値		実験値		比較	
	降伏耐力、 P_v ①	降伏耐力時の変形 ②	降伏耐力、 P_v ③	①の荷重時の変形 ④	③ / ①	④ / ②
CN75 2列@75mm	34.8	9.25	40.9	7.98	1.175	0.86
CN75 2列@50mm	52.2	11.43	52.7	11.66	1.010	1.02

注：耐力壁の設計法と計算方法は、本マニュアルの2章及び3.1節に記載しており、降伏耐力(横断面ユニットの許容せん断耐力)の具体的な値は2.6節に掲載している。

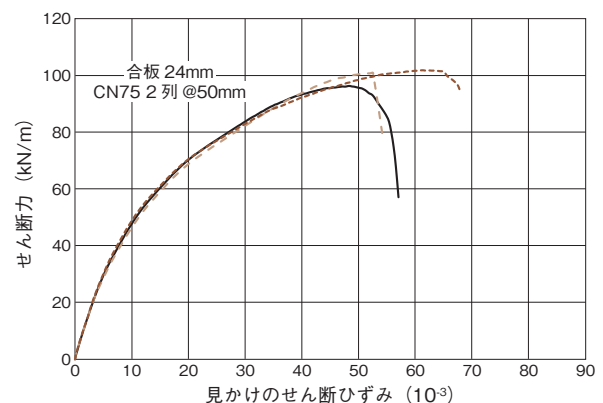
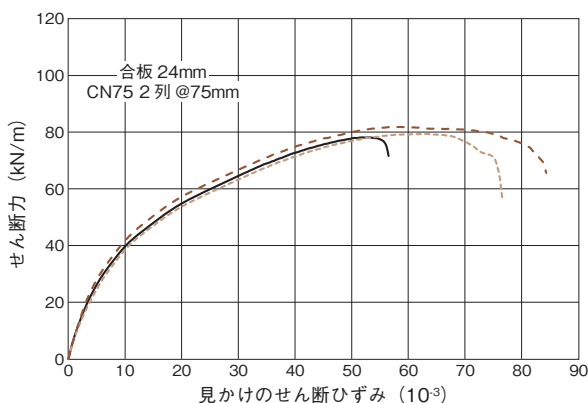


図3-12 柱脚固定式高強度耐力壁の荷重-変形関係(包絡線)

表3-4 柱脚固定式による高強度耐力壁の倍率評価（評価機関による試験）

合板くぎ打ち仕様	P_u (kN/m)	$1/\sqrt{2\mu-1}$ (-)	P_y (kN/m)	$0.2\sqrt{2\mu-1}P_u$ (kN/m)	$2/3 P_{max}$ (kN/m)	$P_{(1/120)}$ (kN/m)	基準耐力 (kN/m)	相当倍率
CN75 2列 @75mm	69.6	0.413	40.9	33.1	52.6	34.9	33.1	16.9
CN75 2列 @50mm	88.7	0.457	52.7	37.6	66.3	41.8	37.6	19.2

$1/\sqrt{2\mu-1}$ は3体の平均値。それ以外は信頼水準75%における50%下限値。

3.3 開口を有する場合の設計と実験データ

3.3.1. 設計の基本

開口を有する耐力壁の設計では、垂れ壁・腰壁部分を無視し、全壁部分だけを耐力壁とする方法がある。この場合、腰壁と垂壁は、その存在によって耐力壁部分に影響が出ないように、できるだけせん断抵抗力が低くなるように（例えばカーテンウォールとするなど）施工する必要がある。

もう一つの設計方法は、開口の存在によって生じるせん断応力の集中や、軸材に発生する応力を解析し、それらの応力に見合うくぎ打ちや接合部の設計を行う方法である。これを行わないと、**図3-13**に示す有害な変形が生じることとなる。ここでは後者の方法について述べる。設計では次を基本とする。

- ① 開口によってせん断応力が増加するエリアではくぎの打ち増しを行うこと。
- ② すべての主要な柱脚を応力に応じてホールダウン金物で接合すること。
- ③ 開口上下の横架材は、隣接するエリアへの延長線に胴つなぎを設置し、当該横架材と胴つなぎを存在応力に対して接合すること。

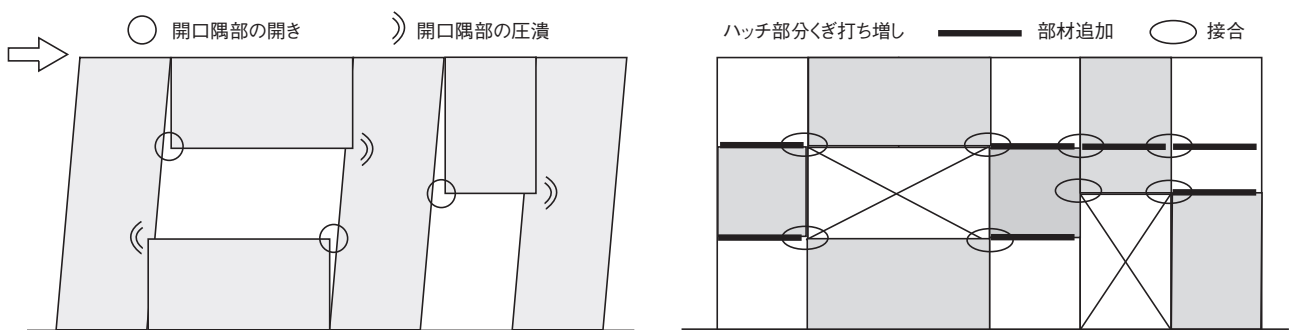


図3-13 開口周りの有害な変形(左)と対処法(右)

3.3.2. ブレース置換法

せん断応力の解析は、ブレース置換 (図 3-14) により剛性マトリックス法による骨組解析プログラムによって行うことができる。ただし、ブレース以外の骨組みの剛性 (EA) はブレースの剛性 (EA) に対して十分に大きく (例えば 1000 倍) する。

1回目の解析では、ブレース剛性は一律に同じとする。せん断応力は、ブレース応力 (軸力) に $\cos \theta$ (θ はブレース角度) を乗じればよい。

次に、計算結果に基づいて、各エリアのくぎの増し打ちを決定し、くぎ間隔に反比例させてブレース剛性を増加させ、2回目の解析を行う。計算結果に対して、補強が十分であれば計算を終了し、不十分な場合は十分になるまでこれを繰り返す。なお、計算された変形は、等価剛性を用いない限り正しくないので無視すること。

等価剛性を用いて計算すれば、変形も計算できるが、開口隅部の接合部の変形成分は含まれていないので、仮想仕事法等を用いて別途計算する必要がある。

なお、応力解析で合板自体のせん断変形を含めた等価剛性でなく、くぎ間隔に応じて剛性を決めているのは、終局においてはくぎの変形が主体になるからである。

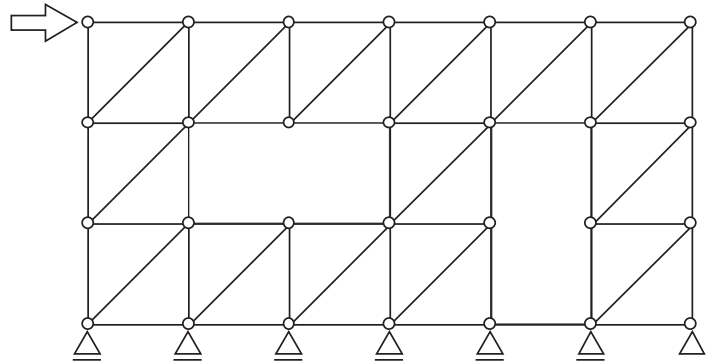


図 3-14 ブレース置換の例

3.3.3. 机上解法

(1) せん断応力の解法

図 3-15 の耐力壁を例にとる。図に示すように各エリア (簡単のため正方形とする) のせん断応力 (kN) を記号 $a \sim f$ で表す。なお境界条件から明らかに同じと分かるものは同じ記号としている。横方向のせん断力のつり合いから、次式が成立する。

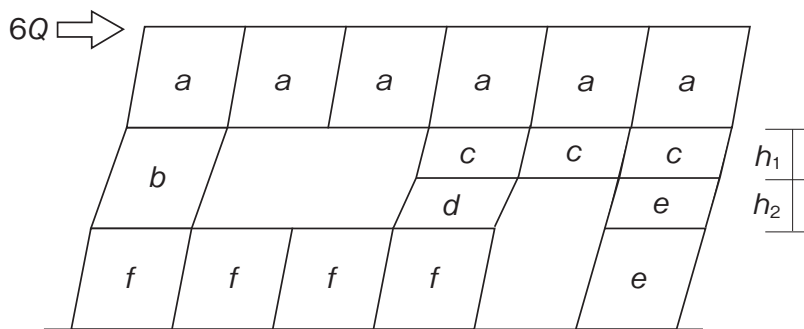


図 3-15 各エリアのせん断応力を記号で表す

$$6a = 6Q \quad \dots\dots (1)$$

$$b + 3c = 6Q \quad \dots\dots (2)$$

$$b + d + e = 6Q \quad \dots\dots (3)$$

$$4f + e = 6Q \quad \dots\dots (4)$$

以上では未知数が 6 個、式が 4 個だから、式があと 2 個必要である。各エリアではせん断応力に応じてくぎを打ち増しするから、各エリアのせん断剛性は同じと考えられる。従って、図 3-16 左で、 b の部分と c, d の部分に着目すると、外側の 4 点の変位は同じであるから、これら 4 点を結ぶ矩形の見かけのせん断変形は同じであるといえる。すなわち、

$$b = (h_1 c + h_2 d) / (h_1 + h_2) \quad \dots\dots (5)$$

図 3-16 右についても同様に

$$h_2 d / (h_1 + h_2) + f = h_2 e / (h_1 + h_2) + e \quad \dots\dots (6)$$

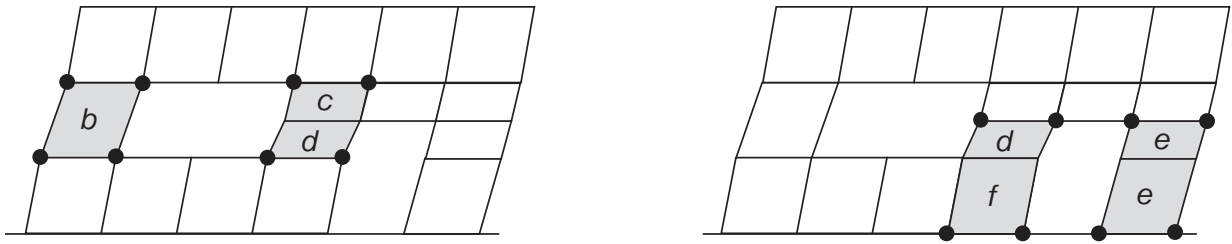


図3-16 見かけのせん断変形が同じエリア

以上を連立に解くと全エリアのせん断力が求まる。計算結果を図3-17に示す。

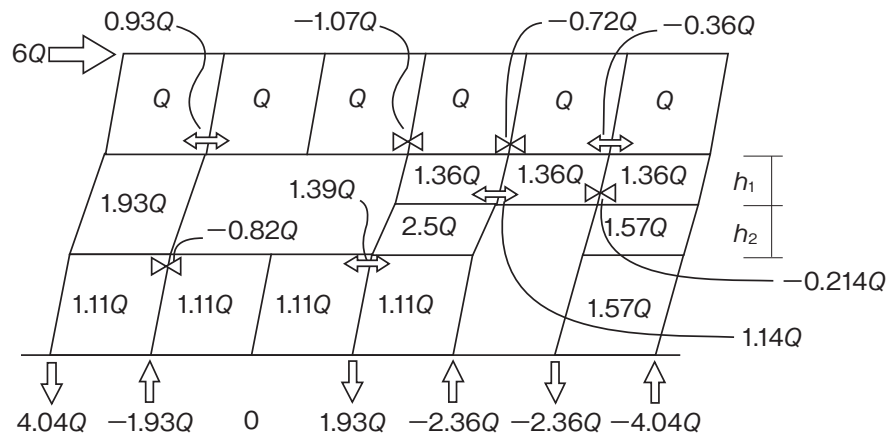


図3-17 解析結果(簡単のため、 $h_1=h_2$ とした)

(2) 柱脚応力の求め方

図3-18は後述する開口壁試験体について求めたせん断応力である。柱脚応力は、柱ごとに柱を挟む両エリアのせん断力の総和として計算することができる。次に①、②の例を示す。

$$\textcircled{1} \quad Q + 2.18Q + 1.09Q = 4.27Q$$

$$\textcircled{2} \quad Q + (-Q) - 2.18Q + 1.09Q + (-1.09Q) = -2.18Q$$

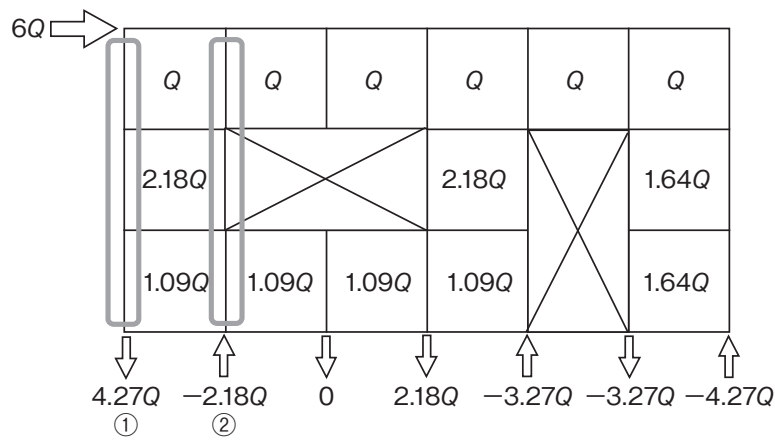


図3-18 柱脚応力の計算方法

(3) 開口隅部接合応力の求め方

開口隅部の接合応力は、横方向軸材の両側のせん断力の総和として求めることができる(図3-19)。

- ① $2.18Q - Q = 1.18Q$
- ② $1.18Q - 2 \times Q = -0.82Q$
- ③ $-0.82Q + 2.18Q - Q = 0.36Q$
- ④ $0.36Q - Q = -0.64Q$

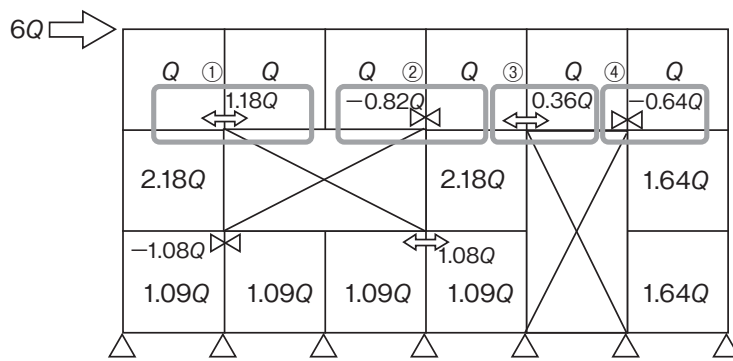


図3-19 開口隅部の接合応力の計算法

なお③は右端から次のようにも計算できる。

- ③ $2 \times Q - 1.64Q = 0.36Q$

3.4 開口を有する耐力壁の実験データ

(1) 試験体の概要

厚さ24mmの全層スギのJAS 2級構造用合板を、くぎCN75で打ち付けた高さ2,730mm×長さ1,820、3,640、5,460、7,280mmの耐力壁6体。試験体2B、8Bは無開口の比較対照試験体。試験体4H、4M、6F、8Hは開口を設け、本書に従って応力を計算し(図3-20)、開口周りの合板をくぎ打ち補強している(図3-21)。くぎ打ち間隔は基本@100mmで、補強部分は@90mm、@60mm、@50mm、@45mm、2列@50mmである。

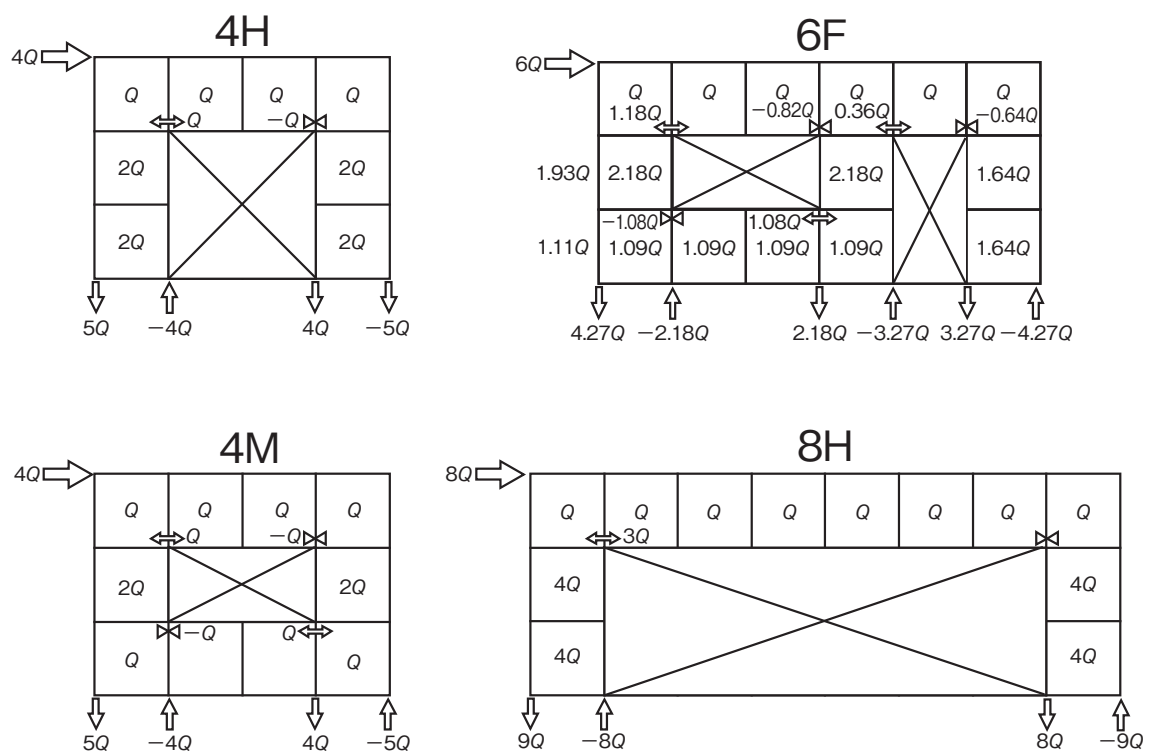


図3-20 開口を有する耐力壁試験体の応力

開口上下のレベルでは無開口部分に胴つなぎを配し、横架材隅部の接合は解析結果に基づいて1対のホールダウン金物(引き寄せ金物)で構成した。この際、設計応力に応じてビス本数を減らした(ビス本数と耐力とが比例関係にあるとみなした)。

桁材はJAS 構造用集成材(対称異等級構成 E120-F330、 120×240 mm、ベイマツ)、土台・柱・胴つなぎはJAS 構造用製材(E70以上、SD20、120角、スギ)、合板はJAS 構造用合板(特類2級、 $24 \times 910 \times 1,820$ mm、全層スギ)である。

柱仕口は短ほぞ+2列N90、胴つなぎ端部は10mm大入れ+2列N90斜め打ちとした。

なお、試験体8Hは、土台の留め付け不良により面外座屈を生じたので、アンカーボルトを増やして追加実験を行った(8H-1, -2)。

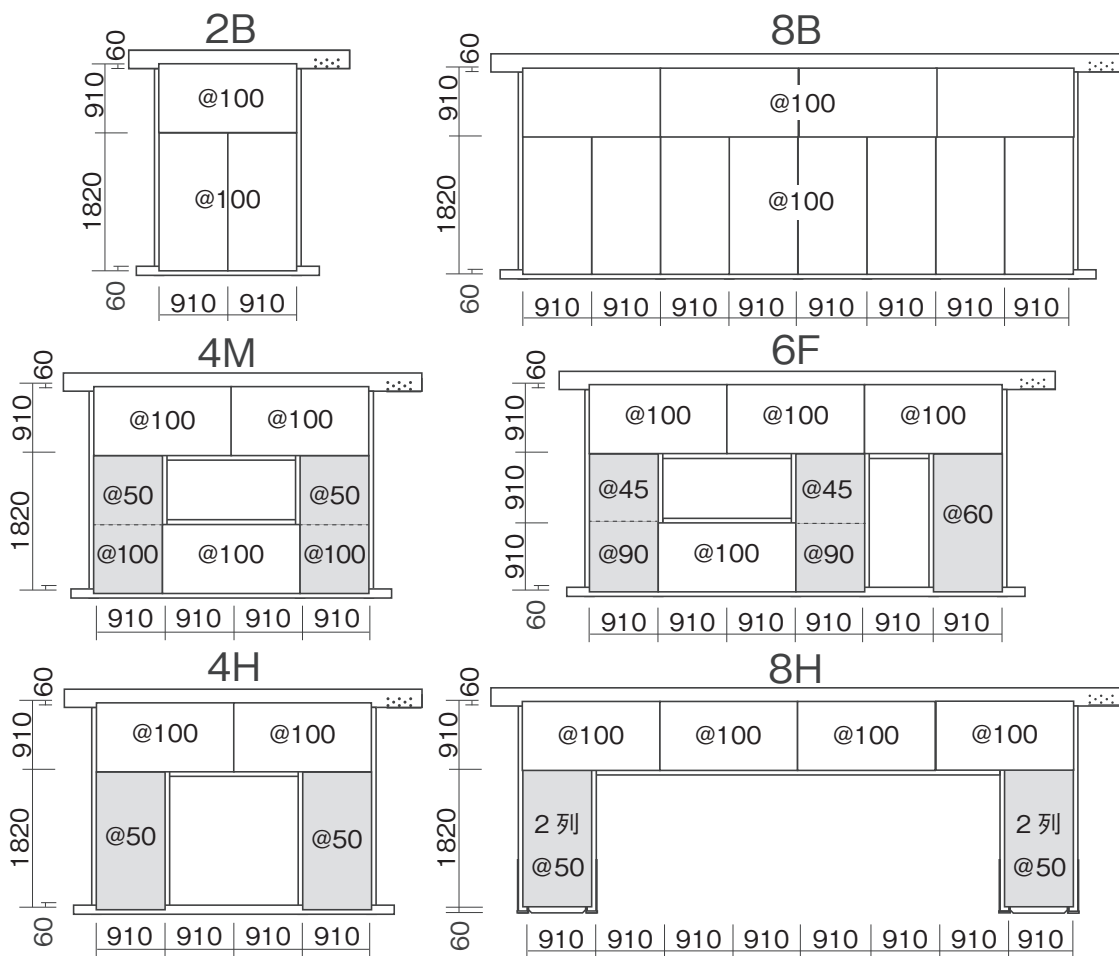


図3-21 開口壁試験体

(2) 加力方法

加力方法は、(公財)日本住宅・木材技術センターが定める耐力壁の試験方法(方法書)に準拠し、アクチュエータを用いた正負交番加力(同一変形角3回繰り返し)とした。加力速度は1mm/secとした。試験特性値や基準耐力の算定も方法書に準拠した。

柱脚のホールダウン金物は、試験体 8H 以外では市販のものを使用し、試験体 8H では学校 JIS の柱脚金物を若干改良したものを使用した。試験は、森林総合研究所で実験した。

(3) 破壊形態

代表的な破壊の様子を図 3-22 に示す。試験体 8H 以外は、合板を留めているくぎ接合部で破壊した。8H-1 は土台の留めつけが不完全のため、面外座屈を生じて柱が裂けた。また、再試験を行った 8H-2 では、合板自体がせん断破壊を生じた。この時の合板のせん断応力度は、 4.07N/mm^2 で、JAS 1 級のせん断強度 3.2N/mm^2 より 27% 高い値となっており、JAS 1 級の値を満たしている。これまで、くぎ CN75、2 列 @50mm の耐力壁及び床構面の実験では、合板がせん断破壊することはなかったことが、今回の実験では合板自体のせん断破壊が生じた。



試験体4H 全景



試験体6F 上部



試験体6F 全景



試験体8B 下部



試験体8H-1 面外座屈と柱の破壊



試験体8H-2 合板のせん断破壊

図3-22 開口壁の試験と破壊の状況

(4) 耐力

荷重—変形関係の包絡線を図 3-23 に、評価した耐力を表 3-5 に示す。

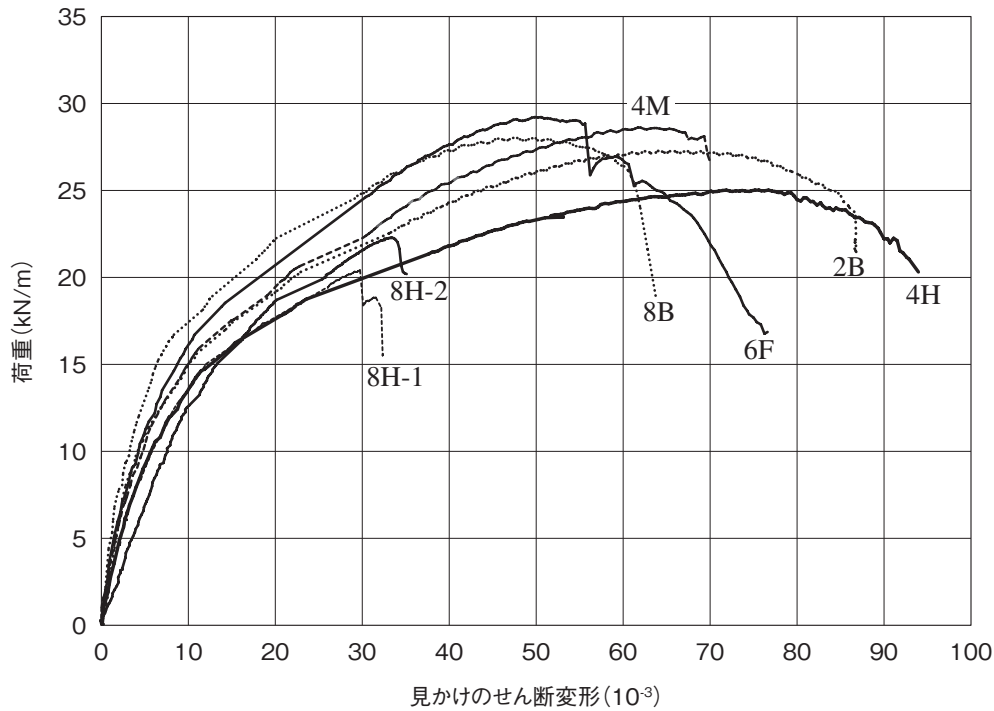


図3-23 開口壁の荷重—変形角関係の比較

試験体 8H を除き、壁長さによらず、開口壁は無開口壁とほぼ同じ耐力があった。なお、試験体 8H も破壊直前までの荷重—変形関係は無開口とほぼ同じであった。これにより、開口を設けても無開口と同じ耐力を持たせる設計方法が有効であることが確認された。

表3-5 開口壁の試験特性値と倍率評価

試験体	P_u (kN/m)	$1/\sqrt{2\mu-1}$ (-)	P_y (kN/m)	$0.2\sqrt{2\mu-1} P_u$ (kN/m)	$2/3 P_{max}$ (kN/m)	$P_{(1/120)}$ (kN/m)	基準耐力 (kN/m)	相当倍率
2B-1	24.9	0.32	14.5	15.4	18.4	13.5	13.5	6.9
2B-2	26.8	0.30	15.1	17.9	20.0	15.7	15.1	7.7
4H	22.5	0.31	13.9	14.4	16.7	12.4	12.4	6.3
4M	25.1	0.36	14.5	13.9	19.1	13.7	13.7	7.0
6F	25.7	0.35	15.2	14.5	19.5	14.7	14.5	7.4
8B	25.1	0.31	15.1	16.3	18.7	16.7	15.1	7.7
8H-1	18.2	0.47	11.7	7.7	13.6	12.4	7.7	3.9
8H-2	19.9	0.50	12.5	8.0	14.8	11.0	8.0	4.1

4 高強度床構面

4.1 基本設計

4.1.1. ゾーニング設計と剛床仮定による設計

ダイアフラム構造の設計法として、二つがある。

○ ゾーニング設計

水平構面が耐力壁線（鉛直構面）で単純支持され、水平構面に生じる外力は、左右の鉛直構面に単純に分配されるとい
う解析。柔床の場合でも用いられる設計法であるが、直交壁や内外装の損傷を防ぐために、水平構面はできるだけ剛床と
する。

○ 剛床仮定による設計

建物の水平構面全体を剛床とし、上下階の鉛直構面の負担力と水平構面に作用する外力から水平構面のせん断応力を求
める解析。

どちらの設計法を採用するかによって、鉛直構面の設計は、連動して変える必要がある。また、いずれの場合であっても、
水平構面は鉛直構面より先行して破壊しないことが重要である。

耐力壁の許容耐力の評価では、大地震時の性能として靱性が重要な因子であるが、本書の水平構面の設計においては、
2.5で述べたように、靱性は考慮しなくてもよいというフィロソフィーを取ることにする。従って、基本的にダイアフラムユニッ
トの降伏耐力を許容耐力とすればよい。

ただし、水平構面が細長く、大地震時に、水平構面そのものの水平方向のたわみ振動が懸念される場合は、（一財）建
築行政情報センター・（一財）日本建築防災協会編「2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書」の付録 1-5.3「比較的
大規模な木造建築物における水平構面の安全性確保の考え方」に従う必要がある。この「考え方」では、多層階建築物の
ように水平構面に加わる地震力の算定に A_i 分布（但し水平方向）を考慮する方法と、地震力（せん断力）の分布が構面全
体で一樣（最大せん断力を用いる）とする方法の二つが推奨されている。本書では、北米のような構面間距離が 100m にも
及ぶ水平構面でない限り、計算が簡単な後者を推奨したい。後者には、有開口水平構面の応力解析が非常に簡単になると
いうメリットもある。

4.1.2. 設計式

次の項目について設計を行う。

チェック項目

- ① ダイアフラムユニットの許容せん断耐力
- ② フランジ相当部材の応力
- ③ フランジ相当部材の継手の応力（継手がある場合）
- ④ 変形量

① ダイアフラムユニットの許容せん断耐力

表 2-1 (P.15) から選択する。この表にない仕様とした場合は、2.6 の方法で算定する。

② フランジ相当部材の応力のチェック

地震力または風圧力による等分布荷重 w (N/mm) が加わっている場合の例で示す。

構面中央のモーメント M_C (図 4-1 参照) は、

$$M_C = \frac{wL^2}{8} \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

構面中央におけるフランジ相当部材 (胴差し・桁) の軸力 N_C は、構面の奥行きを D (mm) として、

$$N_C = \frac{M_C}{D} = \frac{wL^2}{8D} \quad (\text{N})$$

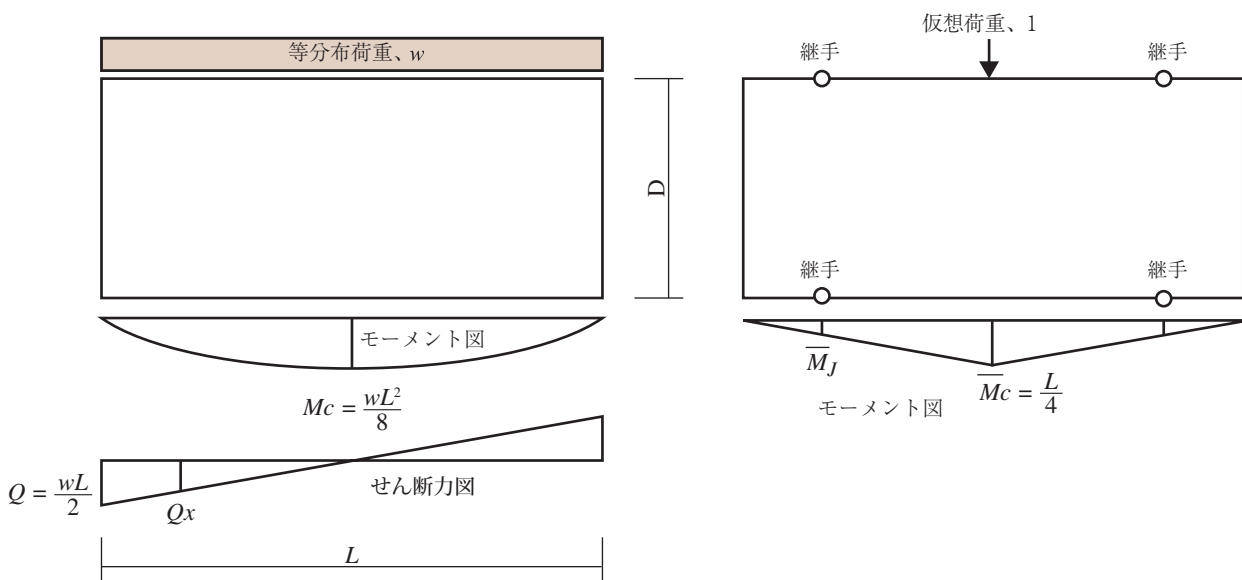


図 4-1 水平構面の設計の参考図

構面中央におけるフランジ相当部材の引張又は圧縮応力 σ_F は、フランジ相当部材の断面積を A_F (mm²) として、

$$\sigma_F = \frac{N_C}{A_F} = \frac{wL^2}{8DA_F} \quad (\text{N/mm}^2)$$

フランジ相当部材にこの短期応力と鉛直荷重等による存在応力が加わったときの安全性をフランジ相当部材の基準強度から確認する。

③ フランジ相当部材の継手の応力のチェック (継手がある場合)

継手の引張・圧縮応力 N_J は、継手の位置でのモーメントを M_J として

$$N_J = \frac{M_J}{D} \quad (\text{N})$$

この値が、継手の許容耐力を超えていないか確認する。

④ 変形量のチェック

水平構面中央の水平変形 δ は、合板自身のせん断変形 δ_{PW} 、合板を留めているくぎ接合部の変形 (すべり) による変形 δ_N 、曲げ変形 (フランジ相当部材の引張, 圧縮) δ_F 、フランジ接合部の変形による変形 δ_J の合計となる。

$$\delta = \delta_{PW} + \delta_N + \delta_F + \delta_J \quad (\text{mm})$$

ここで、 δ_{PW} は、合板のせん断弾性係数を G として、

$$\delta_{PW} = \frac{wL^2}{8Gt_{PW}D} \quad (\text{mm})$$

G の値としては、日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」から合板の樹種によらず 400N/mm^2 が提案されている。なお、様々な樹種によるネダノンの実験値については本書の 9 を参照。

δ_N は、構面端部のくぎ接合部のすべりを ε_N (mm)、合板の辺長を H_{PW} 、 L_{PW} (mm) とすると、

$$\delta_N = \frac{\varepsilon_N}{2} \left(\frac{1}{H_{PW}} + \frac{1}{L_{PW}} \right) L \quad (\text{mm})$$

ここで、 ε_N は実験的または理論的に求める。これらによらない場合は、許容耐力時のすべりを 0.4mm とし、存在応力に対する比例配分で求めてもよい。

δ_F は、フランジ相当部材のヤング係数を E_F (N/mm^2)、断面積を A_F (mm^2) として、

$$\delta_F = \frac{5wL^4}{384E_F I} = \frac{5wL^4}{192E_F A_F D^2} \quad (\text{mm})$$

δ_J は、水平構面中央に仮想荷重 1 を加えたときの継手のモーメントを \bar{M}_J (mm)、軸力を \bar{N}_J (単位なし)、その継手の伸びまたは縮みを ε_J (mm) とし、次の仮想仕事法で求める。

$$\delta_J = \sum \bar{N}_J \varepsilon_J = \sum \frac{\bar{M}_J}{d} \varepsilon_J \quad (\text{mm})$$

以上の変形計算の結果、水平変形量が許容量を超える場合、あるいは、これ以下であっても仕上げ等に有害であると判断される場合は、合板の厚さ、くぎ種類と間隔を変える、あるいはフランジ相当部材の継手を強固にするなどの対策を行う。

4.2 無開口床構面の実験データ

4.2.1. 試験体の概要

厚さ24mm、28mmの全層スギのJAS 2級構造用合板、あるいは厚さ28mmのスギ・カラマツ複合のJAS 2級構造用合板をくぎCN75の2列@75mmまたは2列@50mm(図4-2)で打ち付けた長さ7,280mm×奥行き3,640mmの無開口床構面3体(表4-1)。

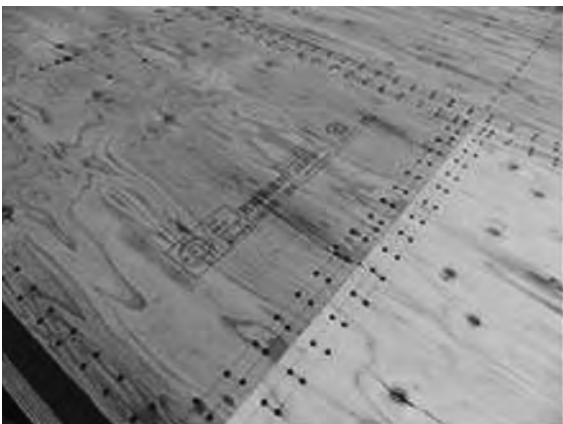


図4-2 くぎ打ちの状況



図4-3 加力の状況

軸材は、断面寸法がはり・桁:120×240mm、小はり:120×120mmのJAS 構造用集成材(カラマツ対称異等級構成、E105-F300)である。

試験方法は、両端を水平方向に単純支持し、中央及び中央から910mmの3カ所に水平力を加えた(図4-3, 4-4)。試験は森林総合研究所にて実施した。

4.2.2. 破壊形態

No.1、3は引張側の桁が引張破壊を生じた(図4-5)。No.2は、加力点のめり込みが大きく途中で加力を中止した。

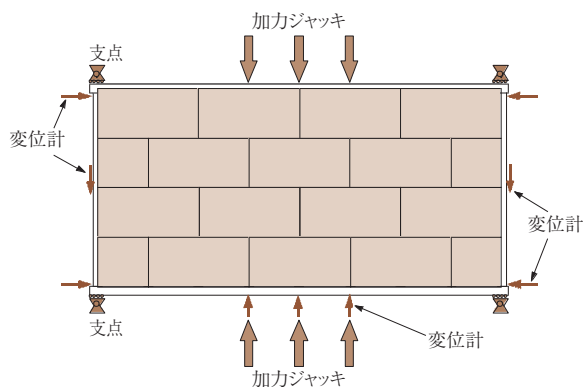


図4-4 無開口床構面試験体



図4-5 破壊の状況

4.2.3. 耐力

荷重-変形関係を図4-6に、結果の概要を表4-1に示す。変形は端部より2730mmのせん断力一定区間の変形である。加力を中止したNo.2を除き、実験の降伏耐力は、計算値より14、15%高い値、変形は計算値よりやや大きめの値であったが、計算式の適合性は良好であった。最大耐力は実験の降伏耐力の2倍以上であった。

軸組構法耐力壁と同様に、靱性による評価因子を加えて基準耐力評価を行うと、表4-2のように、24mm全層スギ合板、CN75、2列@75mmで相当倍率13.5、28mmカラマツ・スギ複合合板、CN75、2列@50mmで相当倍率23.7の耐力であった(ただし、低減係数なしの値)。

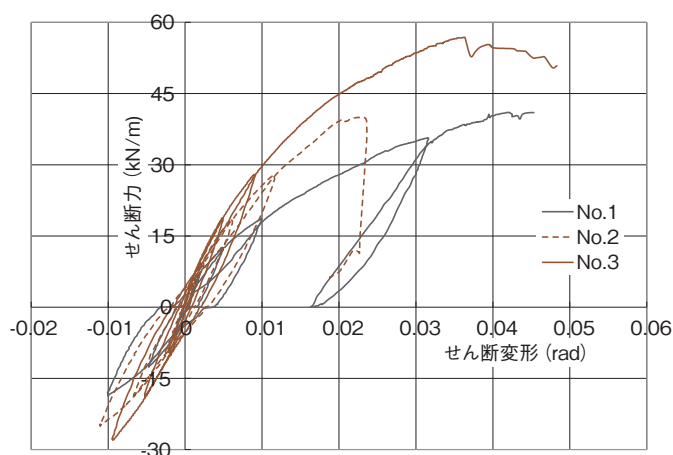


図4-6 無開口床構面の荷重-変形関係

表4-1 無開口床構面の計算値と実験値 軸材はカラマツ集成材

試験体	くぎ間隔	合板	計算値		実験値			比較		
			① 降伏耐力 P_y (kN/m)	② 降伏耐力 時の変形 (10^{-3} rad)	③ 降伏耐力 P_y (kN/m)	④ ①の荷重 時の変形 (10^{-3} rad)	⑤ 最大耐力 P_{max} (kN/m)	③ / ①	④ / ②	⑤ / ③
No.1	2-@75	24mm 全層スギ	34.8	5.96	40.5	8.18	82.0	1.16	1.37	2.02
No.2	2-@50	28mm 全層スギ	52.2	6.86	38.3	9.73	80.2	0.73	1.42	2.09
No.3	2-@50	28mm カラマツ・スギ複合	52.2	6.86	59.5	7.58	114.0	1.14	1.10	1.92

注：耐力壁の設計法と計算方法は、本マニュアルの2章及び3.1節に記載しており、降伏耐力（構面ユニットの許容せん断耐力）の具体的な値は2.6節に掲載している。

表4-2 無開口床構面の基準耐力評価（靱性を考慮する場合）

試験体	実験値 (kN/m)						基準耐力 (kN/m)	相当倍率
	P_u	$1/\sqrt{2\mu-1}$	P_y	$0.2\sqrt{2\mu-1}P_u$	$2/3 P_{max}$	$P_{(1/150)}$		
No.1	72.7	0.55	40.5	26.5	54.7	29.1	26.5	13.5
No.2	70.2	0.57	38.0	24.6	53.4	38.8	24.6	12.6
No.3	104.3	0.44	60.2	47.2	75.8	46.4	46.4	23.7

4.3 開口を有する床構面の設計

4.3.1. 設計のポイント

開口を有する場合の設計では次の2点について考慮しなければならない(図4-7 参照)。

開口周囲におけるせん断応力の集中

図4-7 でせん断応力がエリア b, g に集中するほか、エリア d, e にも集中する。エリア a, c, f, h のせん断応力は減少する。

開口部の横架材における軸力の発生

無開口のダイアフラムでは、一般に内部に配置された横架材に軸力は発生しないが、開口があるとダイアフラム内部に配置された横架材に軸力が発生する。特に、開口隅部における横架材の仕口が、この軸力に抵抗できるように設計されてないと、ダイアフラムの耐力は非常に脆弱になってしまう。

4.3.2. メカニズム

開口を有するダイアフラムにおけるせん断応力の集中と横架材の軸力発生メカニズムは、以下のように考えられる。

無開口の場合、内部に配置された横架材は、面材と面材を継ぐためのスプラインの役割を果たし、横架材が一方の面材からくぎ等の接合具を介して受ける応力は、もう一方の面材へくぎ等を介して伝えられていくため、図4-8a のようにくぎ応力はキャンセルされて横架材には軸力は発生しない。しかし、開口があると一方の面材からくぎ等を介して受けた応力は、次に伝える面材がないため図4-8b のように軸力が発生する。この軸力は、図4-8c のように力学的釣合から隣接エリアで横架材を境にしてせん断応力に差を生じさせることとなる。つまり、せん断応力の集中を生じさせることとなる。

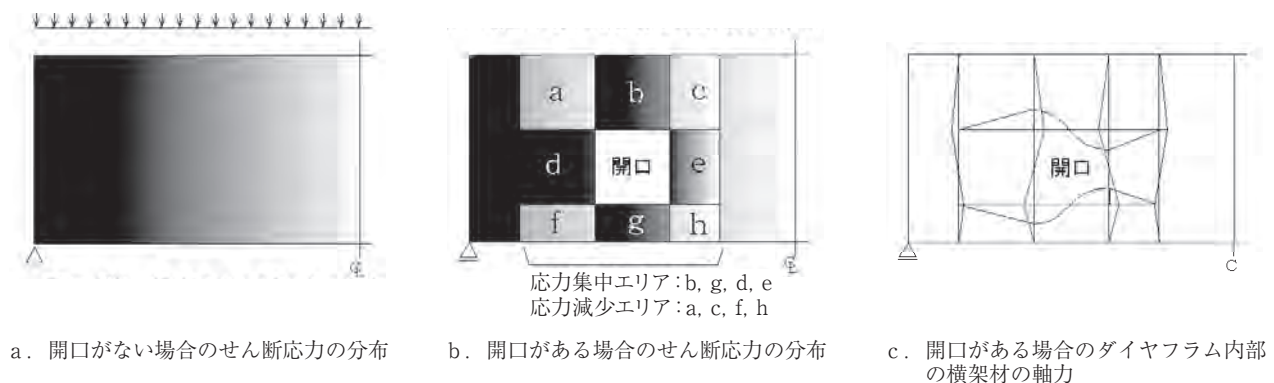


図4-7 開口がある場合のせん断応力と開口周辺横架材の軸力

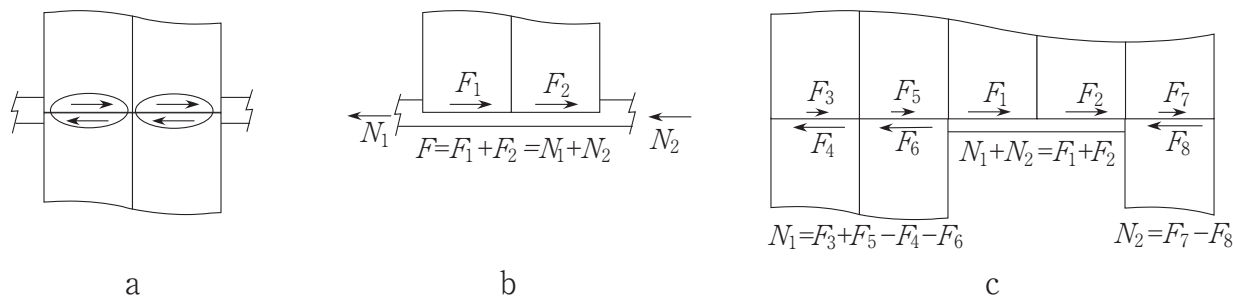


図4-8 開口による軸力発生メカニズム

4.3.3. 補強範囲の設定と解析の方法

設計においては、開口の存在によって発生した軸力を吸収させるエリア（補強エリア）を決めることが第一の作業になる。補強エリア内では、開口部に配置された横架材は力学的に連続（継手がある場合は存在軸力を伝達できる継手構造）でなければならない。

このとき、一般的に開口部に配置された横架材の一方ははりであり力学的に連続であるため、特別な施工は必要としないが、他方（小ばり）ははりと直交する部分で不連続となるため、はりをまたいで延長線上にある受材等と接合し、その接合部が軸力を伝達できる構造とする必要がある。従って、図4-9のように補強エリアを大きくすれば、せん断応力の集中は緩やかになるものの、横架材の継手の数が増えることになる。

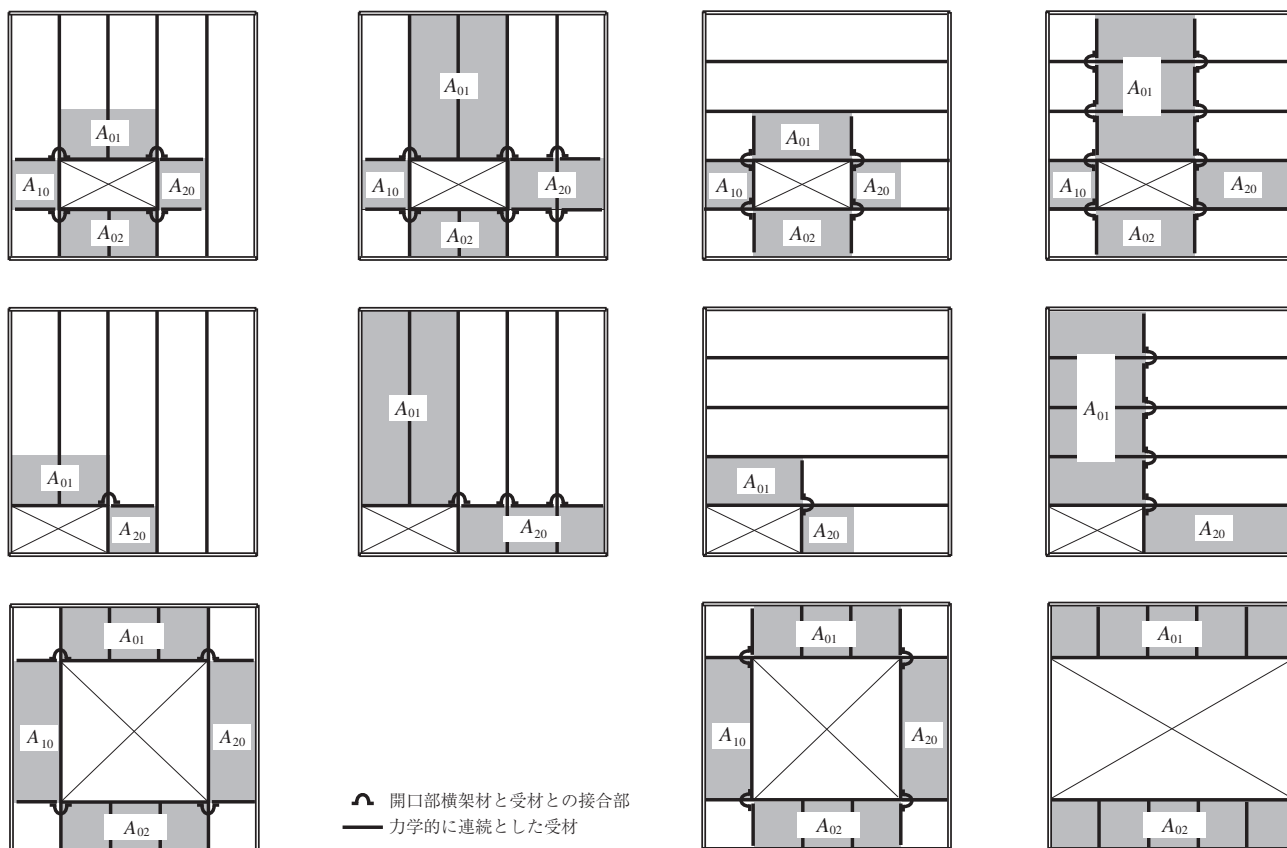


図4-9 横架材の配置と補強エリアの選択

補強エリアの大きさとせん断応力の集中の度合いは後に式で示すように明快で、補強エリア全体長さを開口エリアの長さの n 倍にとればせん断応力はおおよそ $\left(1 + \frac{1}{n-1}\right)$ 倍、例えば、2, 3, 4 倍にとればせん断応力は約 2, 1.5, 1.33 倍となる。

実務的な応力解析の方法として次が提案されている。

- ・デークマンの方法
- ・神谷式
- ・ブレース置換法

3つの方法ともほぼ同じ解が得られる。デークマンの方法は、緑本に紹介されているが計算結果を重ね合わせるなど解法が複雑である。ここでは、簡単な式で計算できる神谷式 (Fumio Kamiya and Rafik Y.Itani "Design of Wood Diaphragms with Openings" Journal of Structural Engineering, 839-848, July 1998) を紹介する。

4.3.4. せん断応力の集中

補強部分のせん断応力は、無開口時のせん断応力度 (N/m) を q_x (値は座標の位置によって異なる), q_0 (開口中央) とすると、各補強部分のせん断応力度 q は次式で算定できる。なお、 q_x は全エリアの最大値 (通常は耐力壁線位置での値) を用いれば、計算は簡単になり、かつ安全側の設計となる。

$$\text{エリア 01, 02 : } q = (1 + \beta) q_x$$

$$\text{エリア 10, 20 : } q = q_x + \alpha q_0$$

$$\text{エリア 11, 12, 21, 22 : } q = q_x - \alpha\beta q_0$$

$$\text{ここで、 } \alpha = \ell_0 / (\ell_1 + \ell_2), \beta = d_0 / (d_1 + d_2)$$

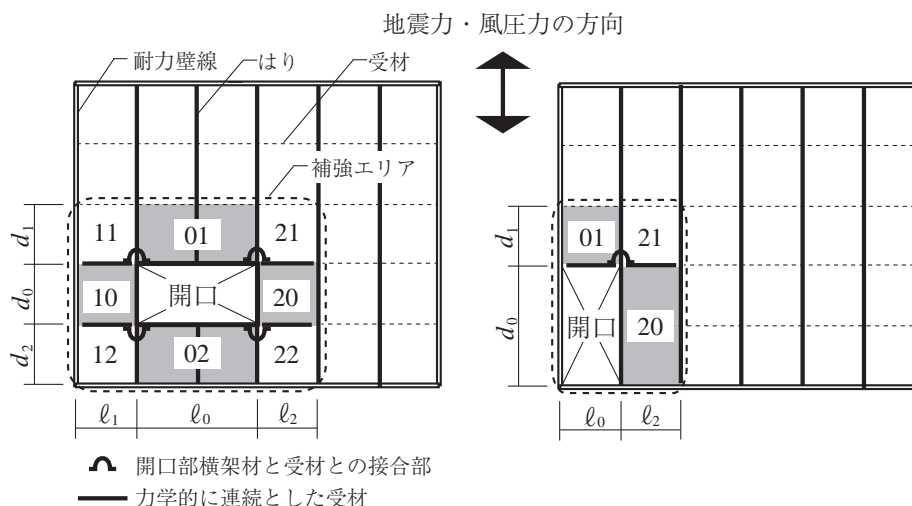


図4-10 せん断応力算定の参考図

4.3.5. 軸力と接合部応力

開口隅部に発生する軸力 J は次式で算定できる。

$$\begin{aligned}
 J_1 &= -\alpha (1 + \beta) \ell_1 q_0 \\
 J_2 &= \alpha (1 + \beta) \ell_2 q_0 \\
 J_3 &= \alpha (1 + \beta) \ell_1 q_0 \\
 J_4 &= -\alpha (1 + \beta) \ell_2 q_0 \\
 J_5 &= \beta d_2 (q_b + \alpha q_0) \\
 J_6 &= -\beta d_1 (q_b + \alpha q_0) \\
 J_7 &= -\beta d_2 (q_c + \alpha q_0) \\
 J_8 &= \beta d_1 (q_c + \alpha q_0)
 \end{aligned}$$

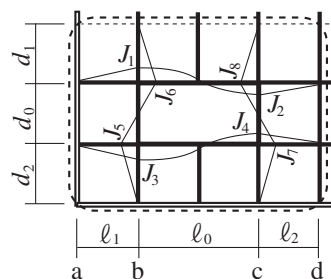


図4-11 接合部算定の参考図

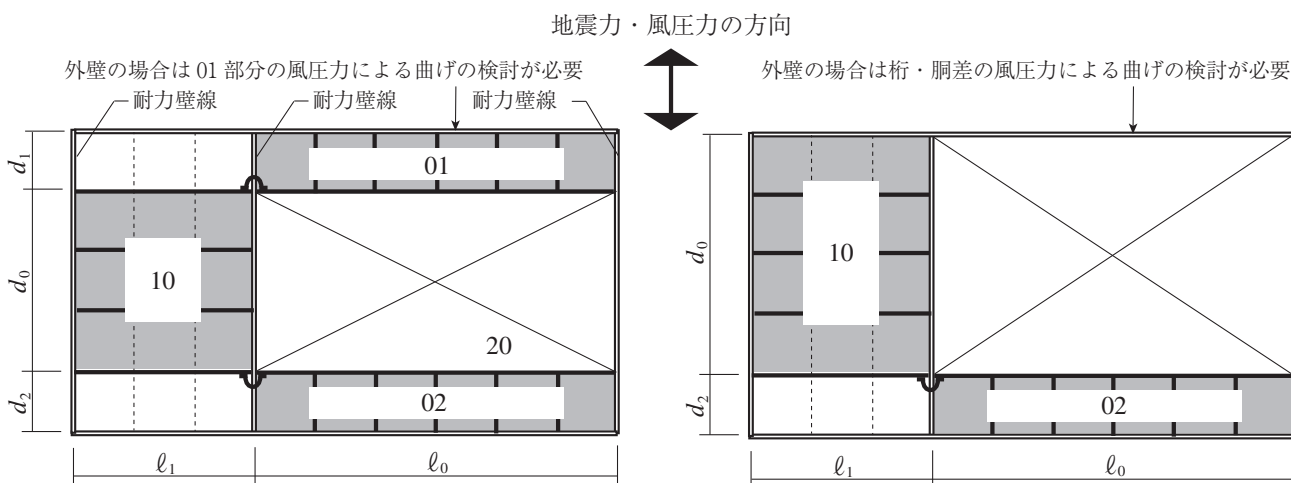


図4-12 吹き抜けが大きい場合

軸力は、隅部からエリアの境界（ゼロ）に向かって直線的に減少する。この間に継手を設ける場合は、直線補完で軸力を算定する（図4-11）。

両端部が耐力壁（鉛直構面）線まで達するような大きな吹き抜けの場合は、耐力壁線を越えて補強エリアを設定し、せん断応力と横架材の接合部の検定を行う。

なお、図4-10の開口の対角方向にあるエリア11、12、21、22では、せん断応力は無開口の場合より減少するが、原則的に構面強度を下げてはならない。開口隅部における小ばりと受材等との接合には、耐力が評価された引き寄せ金物等を使用するとよい（図4-13）。

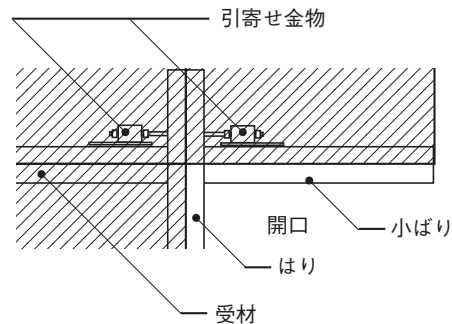


図4-13 引き寄せ金物による接合

さらに、外壁や外壁近くに吹き抜けを設ける場合は、胴差し・桁・細長い水平構面部分の風圧力による曲げに対する検討（耐風ばりとしての検討）を忘れてはならない（図4-12）。

4.4 開口を有する床構面の実験データ

4.4.1. 試験体の概要

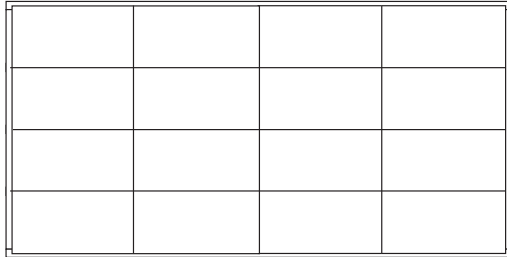
厚さ24mmの全層スギのJAS 2級構造用合板を、くぎCN75@75mmで打ち付けた長さ7,280mm×奥行き3,640mmの床構面4体。試験体Aは無開口の比較対照試験体。試験体B、C、Dは1,820mm×1,820mmの開口を設け、本マニュアルに従って開口周りの合板のくぎ打ちを補強している（図4-14）。

くぎ打ち補強エリアは、試験体B、Cでは開口の左右の910mm区間にとり、試験体Dでは開口より端部側の910mm区間とした。開口隅部における接合部は本マニュアルに従って設計し、引き寄せ金物を使用した。試験体Dでは、加力点に近い側の開口隅部は、接合設計が不十分だったケースを想定して、単に羽子板ボルト留めとした。

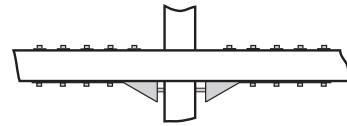
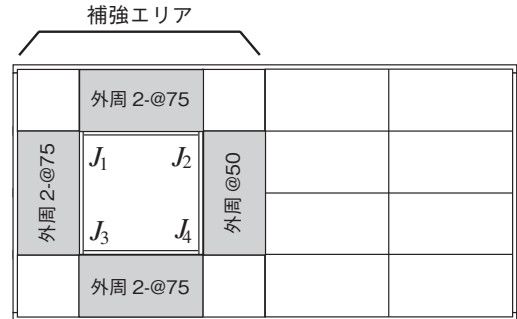
軸材は、断面寸法がはり・桁：120×240mm、小ばり：120×120mmのJAS構造用集成材（カラマツ対称異等級構成、E105-F300）を用いた。

試験方法は、両端を水平方向に単純支持し、中央及び中央から910mmの3カ所に水平力を加えた。試験は森林総合研究所にて実施した。

試験体 A



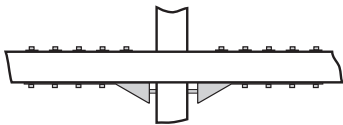
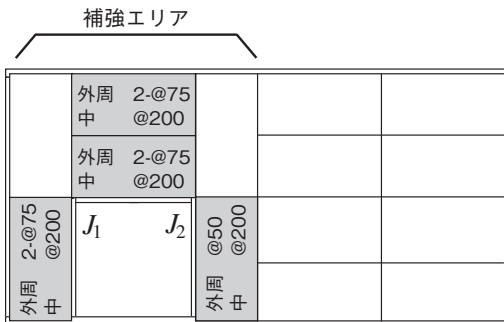
試験体 B



25kN ホールダウン 2 個

J_1 、 J_2 、 J_3 、 J_4

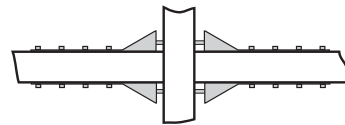
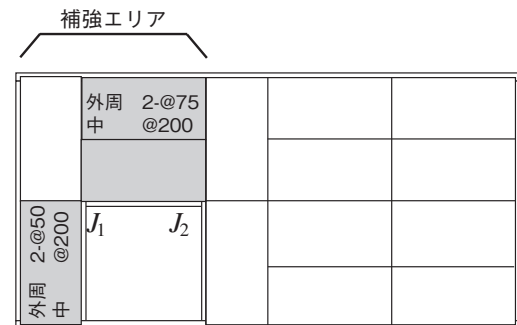
試験体 C



25kN ホールダウン 2 個

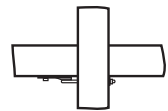
J_1 、 J_2

試験体 D



25kN ホールダウン 4 個

J_1



羽子板ボルト

J_2

図4-14 床構面試験体

4.4.2. 破壊形態

試験体 A (無開口) と試験体 B、C は無開口部分の合板を留めているくぎ接合部がくぎの引き抜けで破壊し、開口部周辺は破壊しなかった (図 4-15 左)。試験体 D では、開口隅部の羽子板ボルトが引張破断を生じ、ついで、くぎによるはり・桁の集合破壊を生じた (図 4-15 右)。



図 4-15 床構面試験体の破壊形態

左：無開口部の破壊、右：開口側の破壊 (試験体 D)

4.4.3. 耐力

荷重-変形関係を図 4-16 に、結果の概要を表 4-3 に示す。変形は端部より 2,730mm のせん断力一定区間の変形である。

最大耐力は開口の有無と位置によらずほぼ同じであり、実験の降伏耐力のほぼ 2 倍であった。試験体 D は、開口隅部の接合を正しく設計していないにもかかわらず、他と同様の耐力が出たが、これは、耐力を見込んでいない仕口の蟻と合板を留めているくぎが軸力を負担したためと推定される。ただし荷重の低下は急で、靱性はやや乏しかった。

実験の降伏耐力は、計算値より 5~44% 高い値、変形は計算値よりやや大きめの値であった。計算式の適合性は良好であった。最大耐力は実験の降伏耐力の 2 倍以上であった。

軸組構法耐力壁と同様に、靱性による評価因子を加えて基準耐力評価を行うと、表 4-4 のように、17~18kN/m (相当倍率でほぼ 9 倍) であり (ただし低減係数は乗じていない)、計算の降伏耐力よりやや高めの値であった。

以上から本書の開口付き水平構面の設計法が安全であることが確認された。

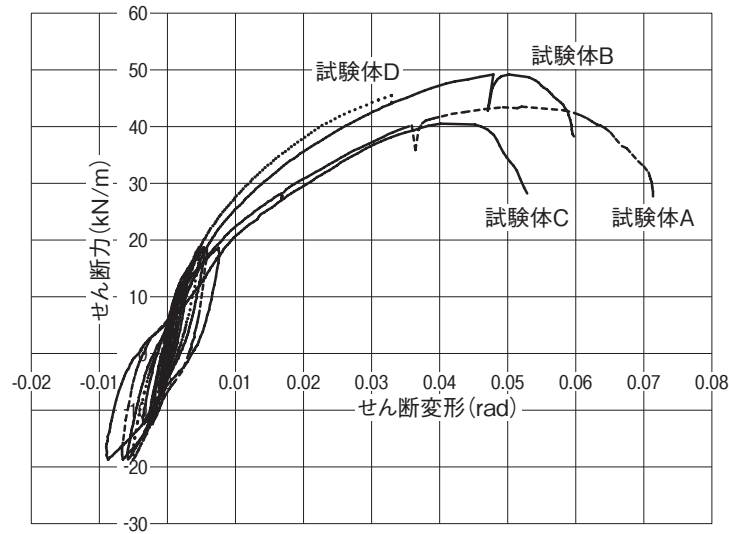


図4-16 床構面試験体の荷重—変形関係
(せん断変形は端部から2.73m部分の平均値)

表4-3 床構面試験結果の概要

試験体	開口隅部の接合	計算値		実験値			比較		
		① 降伏耐力 P_y (kN/m)	② 降伏耐力 時の変形 (10^{-3} rad)	③ 降伏耐力 P_y (kN/m)	④ ①の荷重 時の変形 (10^{-3} rad)	⑤ 最大耐力 P_{max} (kN/m)	③ / ①	④ / ②	⑤ / ③
A (無開口)	—	17.4	3.86	20.0	4.83	43.4	1.15	1.25	2.17
B (開口)	25kNHD 金物	17.4	3.86	25.0	4.74	49.1	1.44	1.23	1.96
C (開口)	25kNHD 金物	17.4	3.86	18.3	6.44	40.4	1.05	1.67	2.21
D (開口)	25kNHD 金物+羽子板ボルト	17.4	3.86	22.9	4.15	45.4	1.32	1.08	1.98

注：耐力壁の設計法と計算方法は、本マニュアルの2章及び3.1節に記載しており、降伏耐力（構面ユニットの許容せん断耐力）の具体的な値は2.6節に掲載している。

表4-4 床構面の基準耐力評価（靱性を考慮する場合）

試験体	実験値						基準耐力 (kN/m)	相当倍率
	P_u (kN/m)	$1/\sqrt{2\mu-1}$ (-)	P_y (kN/m)	$0.2\sqrt{2\mu-1} P_u$ (kN/m)	$2/3 P_{max}$ (kN/m)	$P_{(1/120)}$ (kN/m)		
A (無開口)	44.8	0.36	20.0	24.6	28.9	17.7	17.7	9.0
B (開口)	37.5	0.41	25.0	18.3	32.7	19.7	18.3	9.3
C (開口)	35.8	0.40	18.3	17.9	26.9	17.4	17.4	8.9
D (開口)	38.7	0.47	22.9	16.3	30.2	21.9	16.3	8.3

5

高強度屋根構面

5.1 基本設計

最上階のトップの構面としては、屋根勾配が緩い場合は、小屋ばり面に合板を張って水平構面を構成し、屋根面に加わる水平力はこの水平構面に伝達する方式がよい(図5-1左)。

小屋ばり面ではなく屋根面で水平構面を構成する場合は、登りばり方式か、断面の大きな垂木方式とする。設計の方法は床構面と同じである。ただし、軒先には鼻隠しを構造材として配置し、フランジ応力を負担させる(図5-1右)。鼻隠しに継手を施す場合は、フランジ応力に対して接合設計を行う。屋根構面から桁へのせん断力の伝達は、桁上に倒れ止めを設け、屋根下地合板を倒れ止めにくぎ打ちするとともに、倒れ止めをくぎ打ち合板ガセットや金物で桁と緊結することによって行う。陸屋根で軒を出す場合も、同様に鼻隠しと倒れ止めを用いる。妻側についても同様に、フランジ相当部材を設ける。

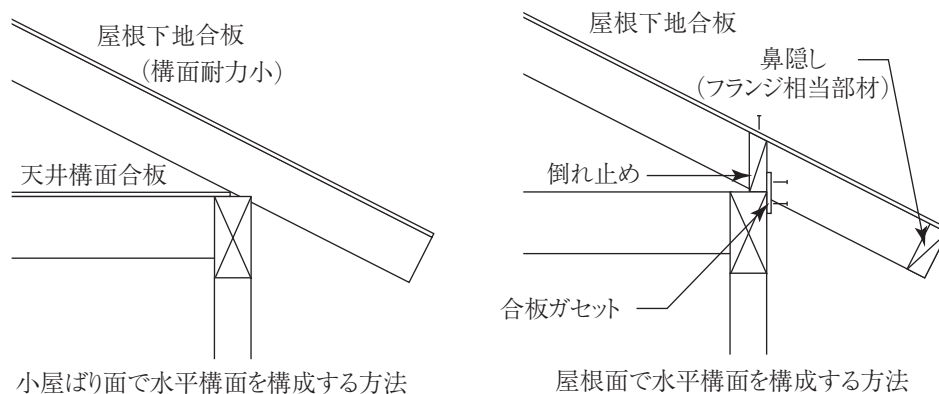


図5-1 桁側に軒を出す場合の仕様

5.2 小屋内の鉛直構面

小屋ばり面で水平構面を設けず屋根を水平構面とする場合、建物内部の鉛直構面上に小屋内鉛直構面を設けて屋根構面と接合する必要がある。

建物内部に桁行方向鉛直構面がある場合は、小屋内に鉛直構面を設けて屋根構面と接合する(図5-2)。

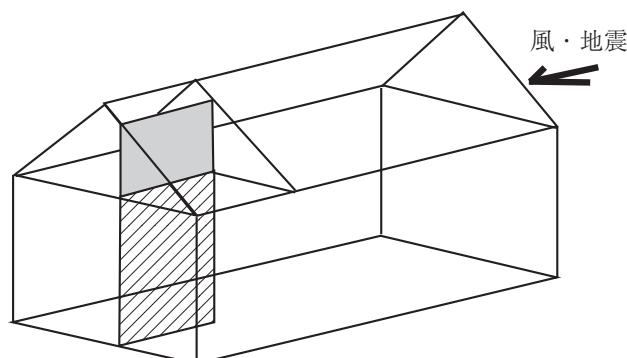
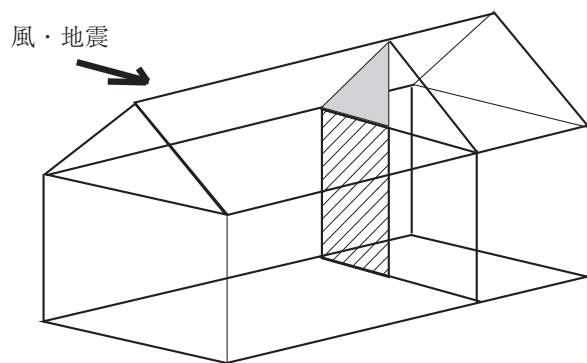


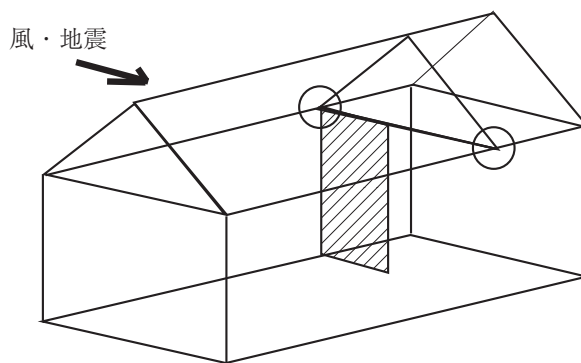
図5-2 建物内部の桁行方向鉛直構面と水平構面との接合

建物内部に張間方向鉛直構面がある場合も、基本的に小屋内鉛直構面を設けて屋根構面と接合する(図5-3左)。ただし、鉛直構面の耐力が低い場合は、小屋内鉛直構面は必ずしも設けなくともよい(図5-3右)。この場合、鉛直構面上の小屋フレームの剛性・強度と、はり-桁接合部強度を確認する。

なお、屋根構面については、当連合会発行の「国産厚物合板屋根の手引き ver.2」を参照されたい。



原則的に小屋内鉛直構面を設ける



鉛直構面耐力が低い場合は、小屋内鉛直構面は省略可
ただし、はり-桁接合部設計と小屋フレームの耐力チェックが必要

図5-3 建物内部の張間方向鉛直構面と水平構面との接合

6

構面間の接合と鉛直構面の浮き沈み防止

6.1 鉛直構面と水平構面の接合

鉛直構面と水平構面の接合は、鉛直構面が耐力壁の場合、鉛直構面の合板と水平構面の合板を、同じ横架材にくぎ打ちするようにして行うのが理想である(図 6-1)。鉛直構面がラーメンなどの場合は、水平構面の合板はラーメンフレームに直接くぎ打ちするのがよい。

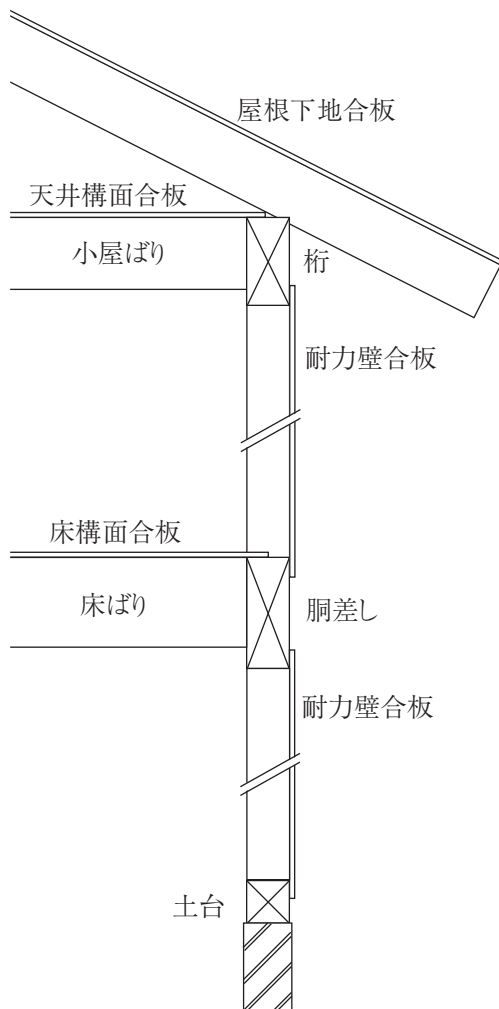


図 6-1 耐力壁と水平構面との接合

6.2 浮き沈み防止

日本では、まだ木質構造の中層階建物の実績・経験が少なく、時間経過による建物の沈み込み防止技術や、地震力・風圧力による柱の浮き沈み防止技術は、これからの主要な課題の一つである。海外ではツーバイフォー工法や CLT 工法の多層建築物が増加しており、それらで使用されている技術が参考になろう。

6.2.1. 建物の沈み込み

建物は建設後の時間経過とともに沈み込む。その主たる原因は、材料加工や施工で生じる「隙間」を別とすれば、横架材の①乾燥による収縮と②長期荷重によるめり込み（横圧縮）のクリープ変形である。

①を防止する方法としては、横架材として、平衡含水率（日本では、季節と地域によるがおよそ10～14%）以下の材を使用する方法がある。

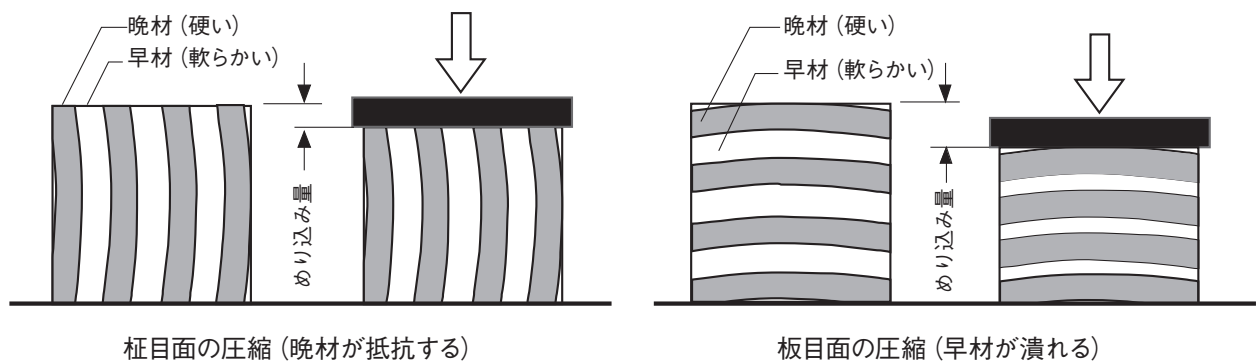


図6-2 柱目面と板目面の圧縮の違いの模式図
(LVLの縦使いは柱目面の圧縮になる)

②を防止する方法としては、まず、めり込み剛性の高い横架材を使用することである。木材のめり込み抵抗は板目面より柱目面の方が高い(図6-2)。硬い晩材が有効に抵抗するからである。LVLのめり込み抵抗は、横使い(板目面の圧縮となる)より縦使い(柱目面の圧縮となる)の方が高い。また、柱-横架材間に鋼製等の耐圧プレートを挟むことも有効である。耐圧プレートの面積は大きい方が良いが、柱断面と同じ面積でも、めり込み変形を25%程度抑える効果がある。耐圧プレートがないと、晩材どうしの接触になるが、耐圧プレートを挟むことにより、有効な接触面積が増加するためである(図6-3)。

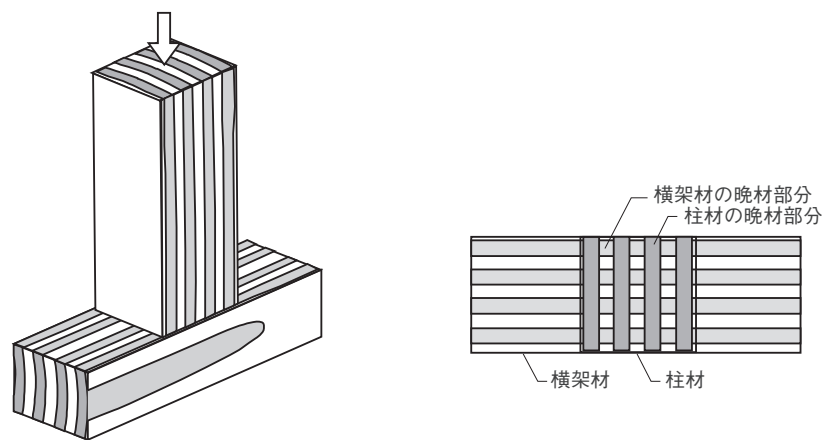


図6-3 柱目面圧縮の模式図
(鋼板がないと晩材どうしが接する部分しか有効に抵抗しない)

以上のことから、北米では、一般に過乾燥気味で供給され、かつ、めり込みに強いLVLの縦使いが多く用いられている。また、バンクーバーにあるUBCの18階建ての学生寮では、柱間に金物を挟み込むことにより、圧縮力を横架材や床部材

を介さずに、柱から柱へ直接伝達させる工夫がなされている。

6.2.2. 短期荷重による浮き沈み防止

① アンカータイダウン方式

北米で普及しているシステムで、基礎から最上階壁上部まで鋼材系ロッド（タイダウンロッド）をカプラーで連結し、階層ごとに耐圧プレートで変位を拘束する。偏心を防ぐために、圧縮用軸材はロッドの両側に配置する。各階の要所ではそこで発生した収縮等に伴うロッドの緩みを自動的に補正する変位補正金物を配置する（図 6-4）。

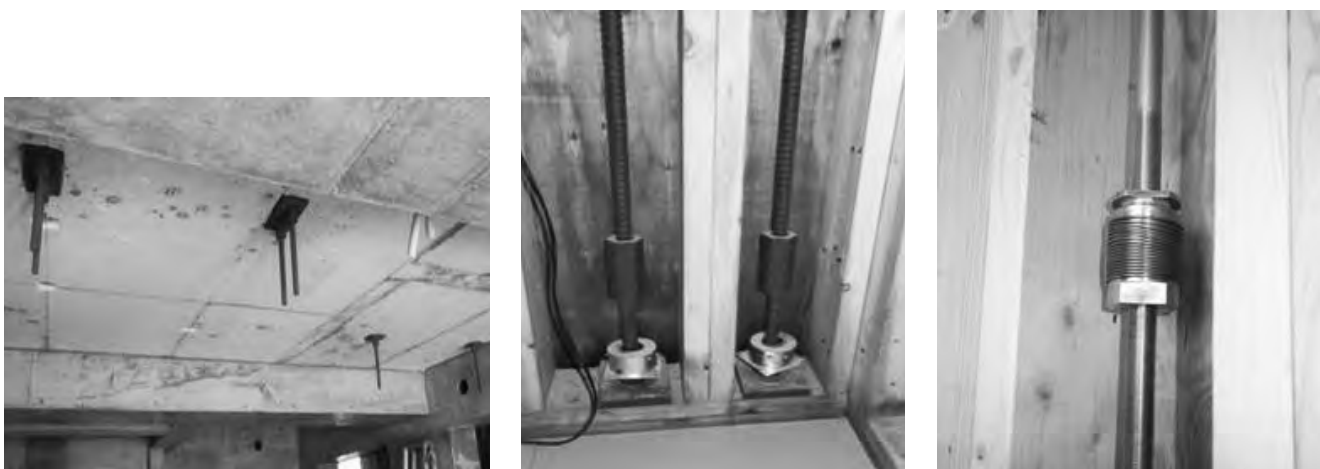


図6-4 タイダウン方式

左：RCとの緊結 中央：耐圧プレート・変位補正金具・カプラー 右：バネ式変位補正金具

② ホールドダウン方式

住宅用金物を高耐力化した柱脚を固定（hold down）する方式。基礎と1階の柱、及び上階と下階の柱を緊結する。経時変化に伴う変位の補正は難しい。図 6-5 は、高強度ホールダウン金物の事例である。接合具のスクリーボルトは抜けにくいネジ山形状、焼き入れをせずに粘りある材質、先端は鍛造型切り刃等の改良がされている。

さらに高耐力とするには、側板を長くして接合具本数を増加させる方法があるが（図 3-9 P.26 参照）、金物の固定度が上昇し、柱の傾斜によって曲げの二次応力が発生して、側板上端部が柱破壊の起点になりやすいので注意が必要。

なお、1階は別として、上階との接合部では、圧縮時に横架材のめり込みが発生するので、金物以外に、柱の横架材へのめり込みに対する設計が必要。

この他に、柱にねじこんだボルト（ラグスクリーボルト：LSB）や、柱に埋め込んで接着したロッド（グルーインロッド：GIR）による方法がある。LSB や GIR は、接合剛性が極めて高いが、最大荷重到達後の荷重低下は急激で、非常に脆性的な接合部となる。また、安定性能確保のため、現場加工でなく、工場等で製作することが肝要である。



図6-5 高強度ホールダウン金物

7

その他の合板利用 —合板くぎ打ちボックスビーム—

7.1 特徴

くぎ打ち合板ボックスビームは、法 37 条の大臣認定の対象となる接着ボックスビームと異なり、許容応力度計算で設計することができる。強度設計はくぎによるが、くぎ接合部のクリープ変形を防止するために、接着剤を併用するのが良い。ただし、接着効果は強度設計に算入しない。

軽量、長スパンを特徴とする。フランジ材を縦継ぎするか、長い集成材を使用することにより、住宅用部材の限度である 6m を超えるスパンも実現可能である。

7.2 許容耐力と剛性の算定方法

くぎ打ちボックスビームのメカニズムと算定式は、合板張りダイアフラムと全く同様である。

7.2.1. 許容耐力の算定方法

フランジに継手のあるボックスビームの許容荷重（等分線荷重） w_a は次式で求められる。

$$w_a = \min(w_f, w_w, w_{Nf}, w_{Nw}, w_j)$$

w_f : フランジの応力度がその許容引張応力度に達するときの荷重

w_w : ウェブせん断応力度がその許容せん断応力度に達するときの荷重

w_{Nf} : ウェブ-フランジ接合のくぎ応力がその許容耐力に達するときの荷重

w_{Nw} : ウェブ-ウェブ接合のくぎ応力がその許容耐力に達するときの荷重

w_j : フランジ継手がその許容耐力に達するときの荷重（ただしフランジ継手を設ける場合）

$$w_f = \frac{16I_f f_t}{l h}$$

$$w_w = \frac{2A_w f_w}{l}$$

$$w_{Nf} = \frac{2h n_N n_w f_N}{l S_n}$$

$$w_{Nw} = \frac{2n_N n_w f_N}{l}$$

ただし、

I_f : ボックスビーム中立軸に関するフランジの断面 2 次モーメントの総和

f_t : フランジの長期許容引張応力度

l : スパン

h : ビームのせい

A_w : ウェブの有効断面積（=有効高さ×厚さ）の総和。有効高さは、上下フランジの中心間距離とする。

f_w : ウェブの長期許容せん断応力度

n_N : フランジ-ウェブ接合くぎ列の数

n_w : ウェブの数

f_N : くぎ 1 本による接合の長期許容せん断耐力

S_N : フランジ-ウェブ接合くぎの間隔

フランジ継手を設ける場合、継手の方法としては、①フランジを帯金物で縦継ぎする方法、②合板ウェブを継手をまたぐように設置し、くぎを打ち増して継手のスプラインとして兼用する方法などがある。

① フランジを帯金物で縦継ぎする場合、帯金物強度より

$$w_j = \frac{2h_e n_s f_s}{x(l-x)l}$$

② 合板ウェブを継手のスプラインとして兼用する場合、合板の曲げ強度とくぎの増し打ち強度より、

$$w_j = \min(w_{j1}, w_{j2})$$

$$w_{j1} = \frac{2zf_{wb}}{x(l-x)}$$

$$w_{j2} = \frac{2h_e N_N f_N}{x(l-x)}$$

ただし、

h_e : 上下フランジ中心軸間の距離

z : ウェブ断面係数の総和

n_{Nw} : ウェブ継手 (片側) のくぎ本数

f_{wb} : ウェブの長期許容面内曲げ応力度

x : 支点から継手位置までの距離

N_N : 増し打ちくぎの本数

f_s : 帯金物の長期引張許容耐力

n_s : 帯金物の枚数

7.2.2. たわみの計算方法

許容耐力時のたわみ、 D は、次の 4 つの値の合計となる

$$D = D_f + D_w + D_N + D_J$$

ただし、

D_f : 曲げ変形によるたわみ (フランジの引張・圧縮変形によるたわみ)

D_w : せん断変形によるたわみ (ウェブのせん断変形によるたわみ)

D_N : くぎのスリップによるたわみ

D_J : 継手の変形によるたわみ

$$D_f = \frac{5w_a l^4}{384E_f I_f}$$

$$D_w = \frac{w_a l^2}{8G_w A_w}$$

$$D_N = S_{Na} \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right) \frac{l}{2} \frac{w_a}{(w_{Nf} + w_{Nw})/2}$$

D_J : 仮想仕事法によりタイプごとに求める

ただし、

- E_f : フランジのヤング係数
- G_w : ウェブのせん断弾性係数
- S_{Na} : くぎ接合の許容耐力時のスリップ
(実験による。実験データがない場合は 0.4mm とする)
- l_1 : ウェブ合板の短辺の長さ
- l_2 : ウェブ合板の長辺の長さ

なお、長期荷重によるくぎ接合部のクリープたわみを抑えるため、接着剤併用を推奨する。接着剤は、JIS A 5550 (床根太用接着剤 構造用一類)、あるいは (公財) 日本住宅・木材技術センター認定の床用現場接着剤等とする。

7.3 合板くぎ打ちボックスビームの実験データ

7.3.1. 継手のない長さ5,460mmの実験

長さ 5,460mm、はりせい 455mm の 3 タイプ (図 7-1)。各タイプは 2 体で、1 体はくぎ打ちのみ、1 体は接着剤併用くぎ打ちとした (記号 G)。

フランジとスチフナは S-P-F No.2&better (J-grade)。ウェブは、JAS 構造用 2 級、厚さ 15、18、24mm ベイマツースギ複合合板を使用した。

許容耐力は、いずれもフランジの引張で決定。3.40kN/m (タイプ-1)、2.46kN/m (タイプ-2)、3.17kN/m (タイプ-3)。

加力は、スパン 5,260mm、中央区間 1,820mm とする 4 点荷重で、長野県林業総合センターで実施した。実験データはウイング株式会社提供による。

結果の概要を表 7-1 に示した。まとめると以下のようなになる。

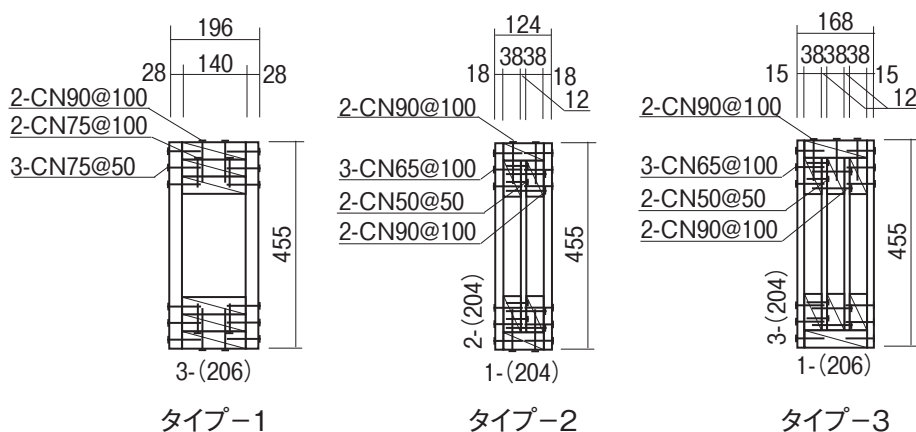


図 7-1 長さ 5,460mm 試験体断面

- 破壊形態は、全試験体とも、フランジの引張破壊であった。
- 荷重係数 (最大荷重 / 長期許容耐力) は、6.7 ~ 9.2 と高すぎる傾向にあった。フランジ材の S-P-F が高強度の樹種が混在する樹種グループであること、等級が No.2 & better であり上位等級 (better) が混じること、節等が少ない J-grade であることなどが原因であろう。

- 実験のたわみは計算値の 0.34 ~ 0.62 で、計算値より低かった。

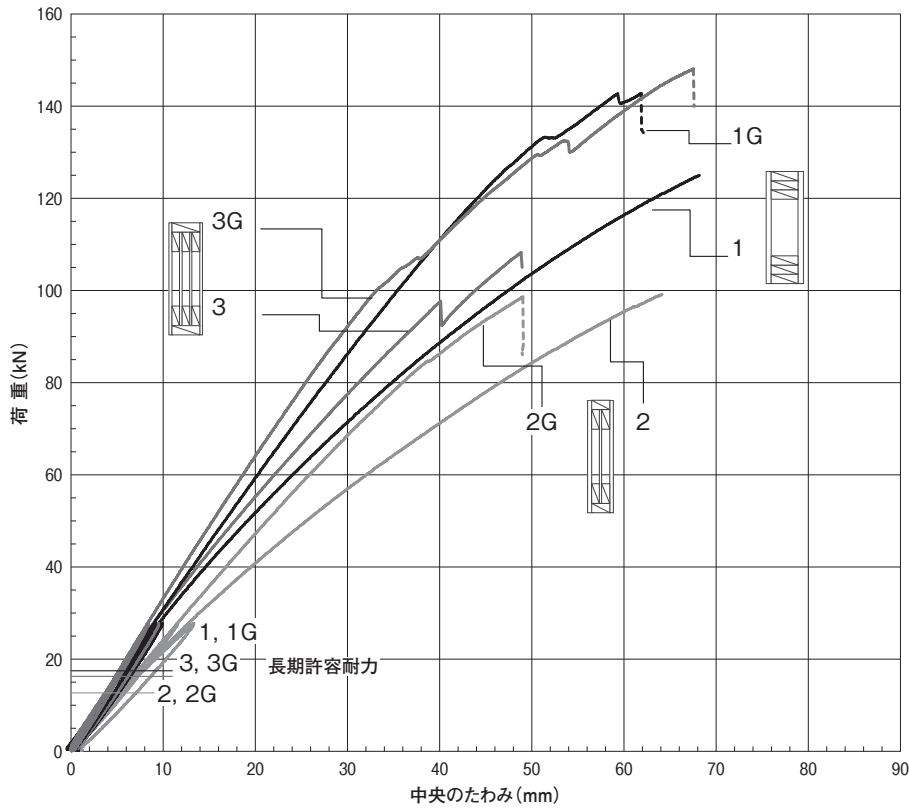


図7-2 長さ5,460mm試験体 荷重—変形関係

表7-1 長さ5,460mm試験体 結果概要

項目		タイプ-1	タイプ-1G	タイプ-2	タイプ-2G	タイプ-3	タイプ-3G
計算値	許容耐力 (長期) (kN)	フランジの引張強度より	17.3	接着剤併用 (同左)	12.5	接着剤併用 (同左)	16.1
		ウェブのせん断強度より	23.7		22.3		25.1
		くぎ接合せん断強度より	フランジ—ウェブ接合	44.2	23.3	29.1	
			ウェブ—ウェブ接合	38.9	34.2	46.0	
	上記の最小値 ①	17.3	17.3	12.5	12.5	16.1	16.1
許容耐力時たわみ (mm) ②	10.76	9.08	15.85	13.82	13.10	9.30	
実験値	最大耐力 (kN) ③	125.0	142.9	99.1	98.7	108.2	148.2
	許容耐力時たわみ (mm) ④	5.84	5.64	5.40	5.17	5.17	4.84
	破壊形態	フランジ引張	フランジ引張	フランジ引張	フランジ引張	フランジ引張	フランジ引張
比較	(最大耐力)/(長期許容耐力) ③/①	7.24	8.27	7.93	7.90	6.72	9.20
	(実験のたわみ)/(計算のたわみ) ④/②	0.54	0.62	0.34	0.37	0.39	0.52

7.3.2. 継手のある長さ9,100mmの実験

長さ9,100mm、はりせい910mmの3タイプ(図7-3)。各タイプは2体で、1体はくぎ打ちのみ、1体は接着剤併用くぎ打ちとした(記号G)

フランジとスチフナにはスギ(JSII)、ウェブにはJAS構造用2級 厚さ12、15、18、28mm ベイマツ-スギ複合合板を使用した。

継手の構成は試験体によって異なり、タイプ-Iはウェブにスプラインを兼用させる方式、タイプ-II、IIIは帯金物(山菱工業LSI-A。20本のくぎZN65で留める。短期耐力14.2kN。)による方式。

設計は、タイプ-Iではウェブ合板の強度の確認のため、ウェブの面内曲げ破壊で許容耐力が決定するように、タイプ-II、IIIはフランジの引張で決定されるようにした。

許容耐力は、3.74kN/m(タイプ-I)、2.54 kN/m(タイプ-II)、3.81 kN/m(タイプ-III)。

加力方式は、スパン8,700mm、3等分4点荷重。試験は福岡県農林業総合試験場で実施。実験データはウイング株式会社提供による。

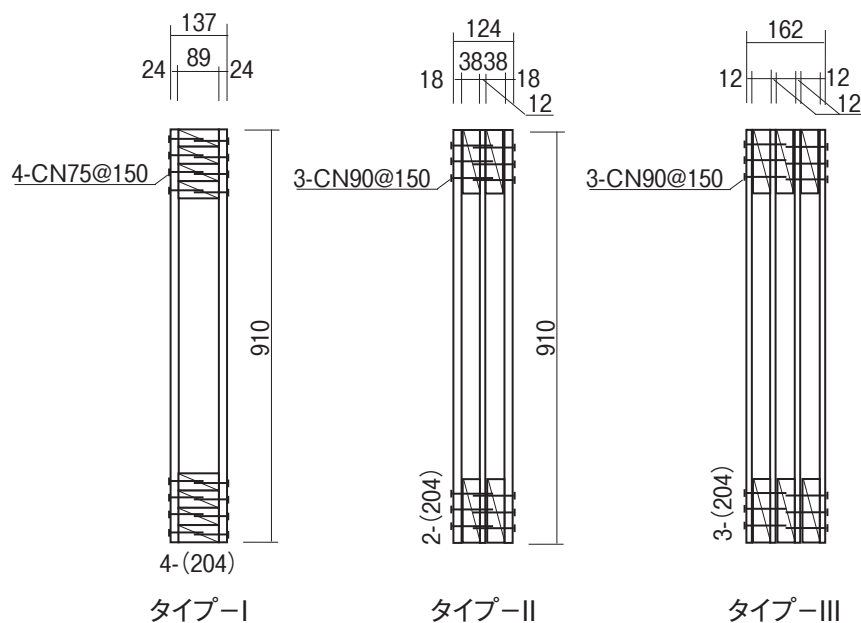


図7-3 長さ9,100mm試験体断面図

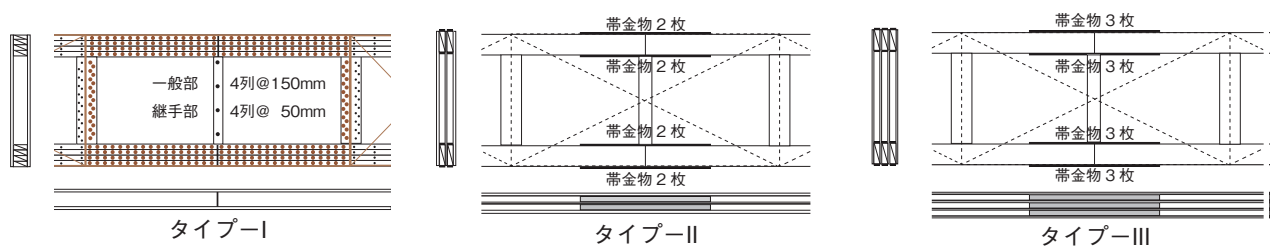


図7-4 継手の構成
(継手位置は端部より1,820mm)

結果の概要を表7-2、図7-5に示した。まとめると以下のようになる。

- 破壊形態は、設計どおり、タイプ-Iが継手位置での合板ウェブの面内曲げ破壊(図7-6)、それ以外は、継手は破壊せず、

引張側フランジの引張破壊であった。

- 荷重係数は 3.7 ~ 8.1 であった。
- 許容耐力時のたわみの実験値は、6.27 ~ 10.78mm (スパンの 1/1388 ~ 1/807) で、計算値の 0.31 ~ 0.89 で、計算値より低かった。

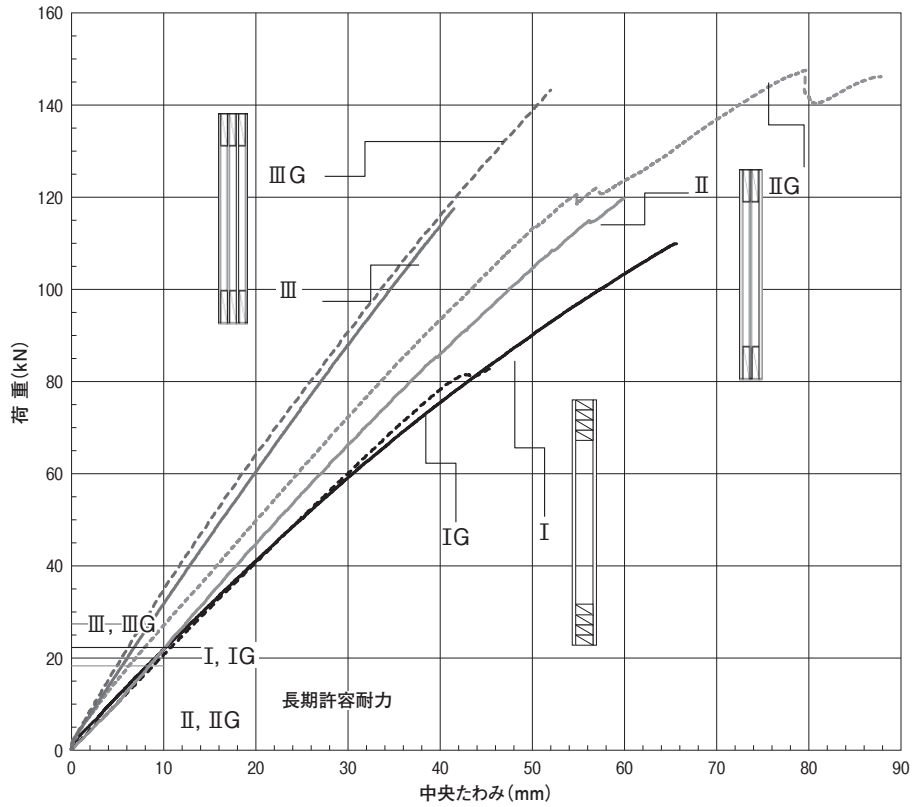


図7-5 長さ9,100mm試験体 荷重-変形関係

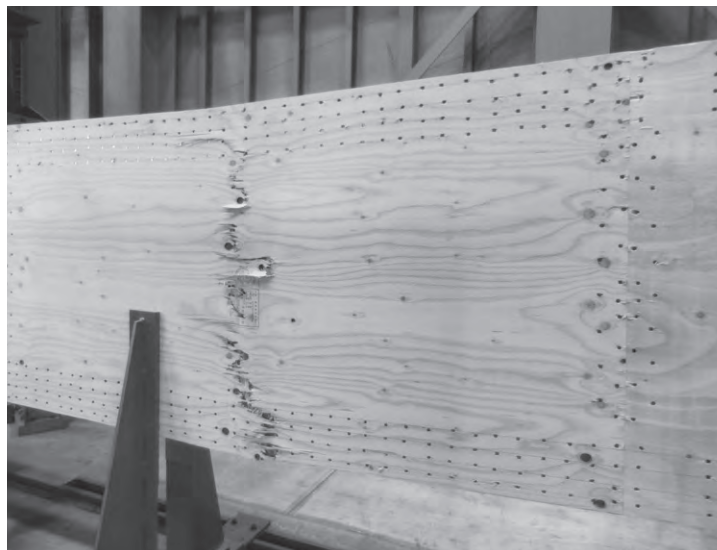


図7-6 継手合板の面内曲げ破壊

表7-2 9,100mm試験体 結果概要

項目		タイプ-I	タイプ-IG	タイプ-II	タイプ-IIG	タイプ-III	タイプ-IIIG		
計算値	許容耐力 (長期) (kN)	フランジの引張強度より	26.7	タイプ-1の 接着剤併用	18.1	タイプ-2の 接着剤併用	27.2	タイプ-3の 接着剤併用	
		ウェブのせん断強度より	43.7		59.1		58.2		
		くぎ接合せん 断強度より	フランジ-ウェブ接合		37.4		48.1		53.9
			ウェブ-ウェブ接合		38.5		55.4		62.2
		ビーム継手	合板曲げ		22.1				
	帯金物				30.6		45.9		
	長期許容耐力 (上記の最小値) ①		22.1	22.1	18.1	18.1	27.2	27.2	
たわみ (mm) (許容耐力時) ②		12.44	11.38	10.79	10.11	11.96	11.04		
実験値	最大耐力 (kN) ③	109.9	83.4	119.8	147.7	117.6	143.5		
	許容耐力時たわみ (mm) ④	10.20	10.78	8.43	6.27	8.51	7.68		
	破壊形態	ウェブ曲げ	ウェブ曲げ	フランジ引張	フランジ引張	フランジ引張	フランジ引張		
比較	(最大耐力)/(長期許容耐力) ③/①	4.98	3.78	6.61	8.15	4.33	5.28		
	(実験のたわみ)/(計算のたわみ) ④/②	0.82	0.95	0.39	0.31	0.36	0.35		

表7-1および表7-2の計算に用いた材料強度等は以下の通りである。

品目	強度	剛性
製材 SPF	引張 f_t 長期 (告示)	ヤング係数MOE 9600 N/mm ²
	(204) 4.18 N/mm ²	
	(206) 3.51 N/mm ² (208) 3.13 N/mm ²	
合板	せん断 f_s 長期 (AIJ木規準) 0.8 N/mm ²	せん断弾性係数G (AIJ木規準) 400 N/mm ²
合板-製材 釘接合	せん断 f_s 長期 (AIJ木規準, 緑本)	許容耐力時のスリップ_長期 AIJ, 米国 =0.38 mm(短期) × 1/2 = 0.19 mm
	12mm-CN50 220 N	
	15mm-CN65 295 N	
	15mm-CN75 350 N	
	18mm-CN65 320 N	
	18mm-CN75 385 N	
	24mm-CN75 405 N	
	12mm-CN90 370 N	
	15mm-CN90 405 N	
18mm-CN90 440 N		
24mm-CN90 485 N		
S帯金物 ヤマビシ	引張_長期 14.2 kN/本(短期) × 1/2 = 7.1 kN/本	合板と同じとする

8

構造用合板と許容応力度

8.1 構造用合板の許容応力度と弾性係数

建築基準法では、構造用合板の許容応力度や弾性係数に関する規定はない。

2級の構造用合板の主要な用途は、壁・床・屋根の下地であり、合板を張った壁・床・屋根の強度は実験的に評価され、特に合板の許容応力度が必要とされなかったため、その許容応力度は提案されていなかった。しかし、建築基準法の改正により構造計算で壁・床・屋根の設計を行うことが可能になったことから、日本建築学会編「木質構造設計規準・同解説」において2級の構造用合板の長期許容応力度の値が提案された。この長期許容応力度の値は、JAS規格に基づき、最も強度の低い樹種であるエンゲルマンスプルーで製造された合板を対象に、0°方向および90°方向のそれぞれについて強度が最も低くなる単板構成を仮定して誘導されているが、実際に使用される樹種は一般にエンゲルマンスプルーより強度が高いこと、0°と90°の両方向が最弱単板構成となることはありえない（例えば0°方向の最弱単板構成は90°方向の最強単板構成となる）ので、提案されている値は相当の余裕を持った値である。ここでは、製材等が告示により基準強度が示され、これに荷重継続時間に対する調整係数を乗じて許容応力度を求める方式に合わせて、基準強度に相当する値を掲載する。なお、これらの値は接着製品であることを考慮して、JAS規格に基づき前述の様に算出した曲げの長期許容応力度に対して、3/4の低減係数を乗じた値である（せん断は低減なし）。表8-1に構造用合板2級の基準強度と基準弾性係数を示す。

強度等級を記号A、B、C、Dで表す1級の構造用合板の長期許容応力度も、日本建築学会編「木質構造設計規準・同解説」において提案されている。ここでは2級と同様の方式で、許容応力度を基準強度に相当する値として掲載し、これらの値も接着製品であることを考慮して、JAS規格の強度試験の適合基準に対して、曲げで3/4、圧縮3/3.5の低減係数を乗じた値とした（せん断は低減なし）。1級の構造用合板の基準強度を表8-3に、基準弾性係数を表8-4に示す。また、1級のうち曲げヤング係数と曲げ強さを記号EとFで表示するものの基準強度と基準弾性係数については表8-5に示す。

なお、日本建築学会編「木質構造設計規準・同解説」では、2級の構造用合板において、樹種や単板構成が特定できる場合の許容応力度（長期許容応力度）は、以下の式で計算することができるとしている。

$$f_0 = FR_0 / 8$$

$$f_{90} = FR_{90} / 8$$

f_0 、 f_{90} ：0°方向、90°方向の基準許容曲げ応力度

F ：当該樹種の木材の曲げ強さの5%下限値

（不明の場合はエンゲルマンスプルーの値 43.9N/mm^2 を仮定してもよい）

R_0 ：0°方向有効断面係数比

=（繊維方向が表板のそれに平行な単板だけを有効と見なしたときの断面係数）／（見かけの断面係数）

R_{90} ：90°方向有効断面係数比

=（繊維方向が表板のそれに直角な単板だけを有効と見なしたときの断面係数）／（見かけの断面係数）

前頁の式により誘導した 24、28mm の構造用合板の基準強度を示したものが表 8-2 である。この値は、日合連傘下の全合板メーカーが製造している 24、28mm の構造用合板の単板構成を調査し、その最弱単板構成から誘導した値であり、その妥当性については、曲げ強度試験で裏付けを行っている。なお、表 8-2 の曲げヤング係数は最弱単板構成の合板の平均値である（実験データについては P.66、表 9-3 参照）。

なお、実際の設計にあたっては基準強度に荷重継続期間・寸法効果・含水率等の影響を勘案する係数を乗じて許容応力度を決定することとされている。また、各合板の基準弾性係数は、P.6 の表 1-3～表 1-5 に示した JAS 規格の適合基準の値である。

各荷重継続期間に対する許容応力度は下記で求める。

長期許容応力度（50 年相当） = $1.1 / 3 \times (\text{基準強度})$

長期積雪時許容応力度（3 ヶ月相当） = $1.43 / 3 \times (\text{基準強度})$

短期積雪時許容応力度（3 日相当） = $1.6 \times / 3 (\text{基準強度})$

短期許容応力度（5 分相当） = $2.0 / 3 \times (\text{基準強度})$

表 8-1 構造用合板 2 級の基準強度と基準弾性係数

厚さ (mm)	基準強度 (単位: N/mm ²)				弾性係数 (単位: 10 ³ N/mm ²)		
	曲げ		面内 せん断	層内 せん断	曲げヤング係数		面内せん断弾性係数 (0°, 90° 方向)
	0° 方向	90° 方向			0° 方向	90° 方向	
5.0	15.6	2.4	2.4	1.2	6.5	0.4	0.4
6.0	14.4				6.5	0.3	
7.5	12.9				5.5	0.3	
9.0	11.7				5.0	0.3	
12.0	9.9				4.0	0.3	
15.0	8.1				4.0	0.6	
18.0	7.2				4.0	1.1	
21.0	6.6				4.0	1.1	
24.0	6.6				3.5	1.4	
28.0 以上	6.0				3.3	1.7	

0°, 90° : 表板の繊維方向がスパン方向または荷重方向にそれぞれ平行および直交する場合。
出典および誘導方法: 日本建築学会編「木質構造設計規準・同解説」

表 8-2 厚さ 24、28mm 構造用合板 2 級の基準強度と基準弾性係数（日合連暫定値）

厚さ (mm)	基準強度 (単位: N/mm ²)				弾性係数 (単位: 10 ³ N/mm ²)		
	曲げ		面内 せん断	層内 せん断	曲げヤング係数		面内せん断弾性係数 (0°, 90° 方向)
	0° 方向	90° 方向			0° 方向	90° 方向	
24	9.9	7.5	2.4	1.2	4.6	2.2	0.4
28	10.2	7.5			4.4	2.2	

表8-3 強度等級を記号A、B、C、Dで表わす構造用合板1級の基準強度

厚さ (mm)	積層数	0°方向									90°方向									0°, 90°方向		45°方向				めり込み
		曲げ			引張			圧縮			曲げ			引張			圧縮			せん断		引張	圧縮	せん断		
		A-B B-B	A-C B-C C-C	A-D B-D C-D D-D	A-B B-B	A-C B-C C-C	A-D B-D C-D D-D	A-B B-B	A-C B-C C-C	A-D B-D C-D D-D	A-B B-B	A-C B-C C-C	A-D B-D C-D D-D	A-B B-B	A-C B-C C-C	A-D B-D C-D D-D	A-B B-B	A-C B-C C-C	A-D B-D C-D D-D	面内 せん断	層内 せん断			面内 せん断	層内 せん断	
5.0以上6.0未満	3	31.5	28.5	25.5	19.5	18.0	16.5	13.5	12.0	12.0	6.0	6.0	6.0	10.5	10.5	10.5	7.5	7.5	7.5	A-B,B-B :1.4 A-C,B-C, C-C:1.3 A-D,B-D, C-D,D-D :1.2	1.2	A-B,B-B :1.8 A-C,B-C, C-C:1.6 A-D,B-D, C-D,D-D :1.5	A-B,B-B :2.4 A-C,B-C, C-C:2.3 A-D,B-D, C-D,D-D :2.2	A-B,B-B :2.8 A-C,B-C, C-C:2.6 A-D,B-D, C-D,D-D :2.4	1.5	6.0
6.0以上7.5未満	3	28.5	27.0	24.0	16.5	15.0	13.5	12.0	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	13.5	13.5	13.5	10.5	10.5	10.5							
7.5以上9.0未満	5	25.5	24.0	21.0	18.0	16.5	15.0	12.0	12.0	10.5	9.0	9.0	9.0	10.5	10.5	10.5	7.5	7.5	7.5							
9.0以上12.0未満	5	24.0	21.0	19.5	15.0	13.5	12.0	10.5	10.5	9.0	12.0	12.0	12.0	13.5	13.5	13.5	10.5	10.5	10.5							
12.0以上15.0未満	5	19.5	18.0	16.5	15.0	13.5	12.0	10.5	10.5	9.0	15.0	15.0	15.0	13.5	13.5	13.5	10.5	10.5	10.5							
15.0以上18.0未満	7	18.0	16.5	15.0	12.0	10.5	9.0	9.0	7.5	7.5	15.0	15.0	15.0	16.5	16.5	16.5	12.0	12.0	12.0							
18.0以上21.0未満	7	18.0	16.5	15.0	15.0	13.5	12.0	10.5	10.5	9.0	15.0	15.0	15.0	13.5	13.5	13.5	10.5	10.5	10.5							
21.0以上24.0未満	7	19.5	18.0	16.5	15.0	13.5	12.0	10.5	10.5	9.0	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	10.5	10.5	10.5							
24.0以上	9	19.5	18.0	16.5	15.0	13.5	12.0	10.5	10.5	9.0	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	10.5	10.5	10.5							

A-B~D-D:板面の品質

単位:N/mm²

0°, 90°, 45°:表板の繊維方向がスパン方向または荷重方向にそれぞれ平行、直交および45°の角度をなす場合。

めり込みは面に直角方向の場合

出典:日本建築学会編「木質構造設計規準・同解説」

表8-4 強度等級を記号A、B、C、Dで表わす構造用合板1級の基準弾性係数(強度等級によらない)

厚さ (mm)	積層数	0°方向			90°方向			45°方向
		ヤング係数		面内せん断 弾性係数	ヤング係数		面内せん断 弾性係数	面内せん断 弾性係数
		曲げ	引張および圧縮		曲げ	引張および圧縮		
5.0以上6.0未満	3	8.5	5.5	0.4	0.5	3.5	0.4	2.5
6.0以上7.5未満	3	8.0	4.5		1.0	4.5		
7.5以上9.0未満	5	7.0	5.5		2.0	3.5		
9.0以上12.0未満	5	6.5	4.5		2.5	4.5		
12.0以上15.0未満	5	5.5	4.5		3.5	4.5		
15.0以上18.0未満	7	5.0	3.5		4.0	5.5		
18.0以上21.0未満	7	5.0	4.5		4.0	4.5		
21.0以上24.0未満	7	5.5	4.5		3.5	4.5		
24.0以上	9	5.5	4.5		3.5	4.5		

単位:10³N/mm²

0°, 90°, 45°:表板の繊維方向がスパン方向または荷重方向にそれぞれ平行、直交および45°の角度をなす場合。

出典:日本建築学会編「木質構造設計規準・同解説」

表8-5 強度等級を記号EとFで表わす構造用合板1級の基準強度と基準弾性係数

強度等級	基準強度 (単位: N/mm ²)				曲げヤング係数 (単位: 10 ³ N/mm ²)		せん断弾性係数 (単位: 10 ³ N/mm ²) (0°, 90°方向)
	曲げ		面内 せん断	層内 せん断	0°方向	90°方向	
	0°方向	90°方向					
E50-F160	12.0	単板数が3の場合:3.6, 単板数が4の場合:4.8, 単板数が5の場合:6.6, 単板数が6以上の場合:7.5	2.4	1.2	5.0	単板数が3の場合:0.4, 単板数が4の場合:1.1, 単板数が5の場合:1.8, 単板数が6以上の場合:2.2	0.4
E55-F175	12.9				5.5		
E60-F190	14.1				6.0		
E65-F205	15.0				6.5		
E70-F220	16.5				7.0		
E75-F245	18.3				7.5		
E80-F270	20.1				8.0		

0°, 90°:表板の繊維方向がスパン方向または荷重方向にそれぞれ平行および直交する場合。

出典:日本建築学会編「木質構造設計規準・同解説」

8.2 構造用合板のくぎ接合許容せん断耐力

合板一軸材くぎ接合部の許容せん断耐力は、日本建築学会編「木質構造設計規準・同解説」第4版及び緑本などにより表8-6のように計算することができる。

表8-6 合板一軸材くぎ接合許容せん断耐力 (N/本)

合板厚さ (mm)	くぎ種類	軸材の種類		
		スギ、エゾマツ、 スプルースなど	ヒノキ、ベイツガ、 ヒバなど	カラマツ、 ベイマツなど
12	N50	410	420	430
	CN50	440	450	460
	N65	480	490	500
	CN65	530	540	550
	N75	540	560	570
	CN75	640	660	680
	N90	640	660	670
	CN90	720	740	760
15	N65	530	550	560
	CN65	590	600	610
	N75	600	620	630
	CN75	700	720	740
	N90	700	720	730
	CN90	790	810	830
18	N65	580	600	620
	CN65	640	660	680
	N75	660	690	700
	CN75	770	790	810
	N90	770	790	810
	CN90	860	880	900
21	N65	580	600	620
	CN65	640	660	680
	N75	660	690	710
	CN75	810	840	870
	N90	810	840	860
	CN90	930	960	990
24	N65	580	600	620
	CN65	640	660	680
	N75	660	690	710
	CN75	810	840	870
	N90	810	840	860
	CN90	930	960	990
28	N75	660	690	710
	CN75	810	840	870
	N90	810	840	860
	CN90	930	960	990
35	N75	660	690	710
	CN75	810	840	870
	N90	810	840	860
	CN90	930	960	990

9

構造用合板の実験データ

9.1

構造用合板の曲げ実験データ

表9-1 9mm厚合板の曲げ性能

樹種	試験体数	曲げ強さ (N/mm ²)	曲げヤング係数 (10 ³ N/mm ²)
ラワン	10	60.4 (4.78)	10.21 (1.791)
ラーチ	10	58.9 (23.12)	12.69 (3.909)
カナダ産針葉樹	10	57.2 (21.82)	11.19 (2.503)

かっこ内の数値は標準偏差を表す。

曲げ性能の測定は(一社)日本ツーバイフォー建築協会編「2007年枠組壁工法建築物構造計算指針」による。

出典：谷川 他：木質系構造用面材料の強度性能とその評価その4湿度環境が曲げ性能に及ぼす影響、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)。

表9-2 12mm厚合板の曲げ性能

樹種	試験体数	曲げ強さ (N/mm ²)	曲げヤング係数 (10 ³ N/mm ²)
ラジアータバイン	110	46.1 (24.9)	11.3 (15.7)
ラーチ	25	32.5 (27.1)	10.2 (17.3)
ラワン	26	41.1 (6.85)	8.00 (9.19)

かっこ内の数値は標準偏差を表す。

曲げ性能の測定はASTMD 3043による。

出典：高見：林業試験場研究報告No.225、合板工業No.118南洋材等代替原料開発促進事業報告書。

表9-3 ネダノンの曲げ性能

樹種	厚さ (mm)	0° 方向						90° 方向						
		密度		曲げ強さ		曲げヤング係数		密度		曲げ強さ		曲げヤング係数		
		平均 (g/cm ³)	変動係数 (%)	平均 (N/mm ²)	変動係数 (%)	平均 (10 ³ N/mm ²)	変動係数 (%)	平均 (g/cm ³)	変動係数 (%)	平均 (N/mm ²)	変動係数 (%)	平均 (10 ³ N/mm ²)	変動係数 (%)	
単一樹種	スギ	24	0.42	1.6	22.5	25.9	5.70	14.9	0.43	1.6	19.6	26.1	3.59	12.1
		24	0.44	3.3	20.0	12.6	4.95	9.1	0.43	3.3	18.7	23.9	3.73	11.7
		24	0.41	3.4	20.1	17.5	4.58	12.8	0.40	3.4	20.2	20.9	2.77	15.3
		24	0.41	2.1	18.9	11.9	4.79	7.6	0.41	2.1	17.9	21.6	3.10	19.5
		28	0.44	4.0	19.2	17.4	5.03	15.5	0.44	4.0	20.9	26.0	4.52	23.3
		28	0.48	3.1	20.9	12.6	5.39	9.9	0.41	3.1	20.0	14.0	3.68	10.7
		28	0.43	4.3	21.2	12.6	4.84	6.9	0.42	4.3	15.5	20.8	2.96	15.6
		28	0.42	3.3	24.3	18.1	4.90	6.3	0.42	3.3	19.2	17.8	3.29	11.6
	28	0.38	1.8	17.2	13.2	4.39	4.8	0.39	1.8	18.0	10.0	2.57	8.2	
	アカマツ	24	0.55	6.3	29.8	8.6	5.88	16.1	0.55	6.3	27.1	24.8	3.96	20.3
		24	0.54	3.8	31.9	15.1	7.57	6.2	0.55	3.8	32.3	33.2	6.28	20.2
		28	0.53	2.3	28.2	20.1	7.80	11.5	0.54	2.3	28.9	21.0	4.60	19.5
		28	0.53	1.5	33.2	10.6	7.86	9.5	0.53	1.5	29.5	22.5	4.26	9.4
	カラマツ	24	0.55	3.6	27.1	11.4	6.22	11.1	0.54	3.6	37.3	26.3	7.28	7.8
		24	0.57	2.4	25.8	22.6	6.63	10.1	0.57	2.4	21.0	31.1	4.35	14.6
		28	0.55	2.5	29.6	17.5	8.33	11.9	0.55	2.5	29.1	40.9	5.34	20.4
		28	0.56	2.7	30.0	23.7	7.95	13.3	0.56	2.7	19.8	29.5	4.76	10.3
	ヒノキ	24	0.49	1.4	35.3	10.8	7.62	6.1	0.49	1.4	21.0	9.6	3.28	7.7
		28	0.50	2.5	36.8	18.0	7.96	11.3	0.50	2.5	20.9	19.4	3.24	12.8
	トドマツ	24	0.43	3.1	25.8	5.9	6.37	10.7	0.42	3.1	19.4	22.9	3.57	11.0
		28	0.42	4.3	23.5	11.2	6.20	7.3	0.42	4.3	18.4	17.5	3.30	10.0
	ラジアータバイン	24	0.54	0.9	31.8	13.7	5.94	7.1	0.54	0.9	29.5	23.2	3.57	25.6
		28	0.50	2.2	28.5	12.3	5.64	14.6	0.53	2.2	24.9	23.2	4.76	17.3
		35	0.56	2.9	22.0	11.7	5.57	12.9	0.54	2.9	30.9	15.5	6.05	16.2
	ラーチ	24	0.59	1.9	38.4	16.2	9.19	9.4	0.60	1.9	25.1	38.9	3.42	25.9
		28	0.66	3.4	34.4	9.9	9.06	4.9	0.66	3.4	39.2	12.8	6.46	13.8
	35	0.68	1.8	34.8	16.8	9.60	11.3	0.70	1.8	33.6	11.0	6.00	14.3	
		24	0.56	3.7	29.5	22.9	7.83	16.6	0.50	3.7	22.3	33.5	6.13	14.5
	ベイマツ	28	0.60	3.1	37.6	10.3	8.45	10.1	0.60	3.1	21.4	29.8	7.09	9.7
		24	0.56	3.0	45.0	7.6	8.05	5.1	0.56	3.0	41.8	14.5	5.55	10.9
	ラワン	28	0.48	7.8	28.1	14.5	5.64	11.7	0.49	7.8	36.5	19.0	6.08	10.5
		24	0.44	1.7	19.8	12.6	5.22	8.1	0.44	1.7	31.0	12.1	5.00	15.2
	スギ、アカマツ	28	0.46	2.7	21.8	5.6	5.82	8.8	0.46	2.7	30.4	29.1	5.00	15.6
		24	0.48	4.2	20.4	16.1	5.72	8.8	0.48	4.2	31.7	16.6	5.48	12.2
	スギ、ラジアータバイン	24	0.45	1.5	22.8	18.9	5.32	10.9	0.44	1.5	19.4	18.8	2.96	15.0
		28	0.49	1.8	22.2	9.2	5.39	6.1	0.48	1.8	28.8	22.7	4.77	28.5
		28	0.52	4.5	27.8	10.1	6.49	7.0	0.52	4.5	31.1	20.0	5.65	12.9
		28	0.45	4.5	19.9	12.0	4.39	11.6	0.44	4.5	21.1	36.1	3.03	28.8
	スギ、ラーチ	24	0.54	3.6	20.7	16.0	5.74	9.5	0.53	3.6	33.2	36.8	5.86	18.4
		28	0.55	3.6	16.9	17.4	4.58	9.9	0.54	3.6	40.9	16.6	7.66	12.7
		28	0.65	3.4	34.7	12.1	7.03	7.5	0.66	3.4	38.2	18.1	6.68	15.5
	ヒノキ、スギ	24	0.45	3.8	35.3	14.9	6.86	9.5	0.44	3.8	20.9	20.6	2.16	10.6
		28	0.43	3.1	22.3	14.3	5.33	6.7	0.43	3.1	20.7	12.8	2.22	31.0
	カラマツ、スギ	24	0.43	3.5	20.6	14.0	5.78	5.8	0.43	3.5	21.4	12.2	3.45	10.8
		24	0.47	1.9	32.1	16.3	7.94	9.6	0.47	1.9	22.1	16.2	2.94	10.3
		24	0.47	3.9	23.4	22.3	6.04	13.4	0.46	3.9	22.4	27.4	2.49	29.3
		24	0.45	2.3	26.9	18.9	7.71	10.1	0.45	2.3	20.6	17.7	2.67	10.1
		24	0.49	2.6	24.2	19.2	6.05	11.8	0.49	2.6	23.0	16.4	3.94	7.6
24		0.50	3.3	21.3	12.0	6.54	9.5	0.50	3.3	22.6	20.6	5.98	8.1	
28		0.42	2.7	15.2	5.8	4.80	8.5	0.49	2.7	20.6	20.8	3.40	10.8	
28		0.47	2.4	26.3	14.2	7.06	8.3	0.47	2.4	20.7	11.7	3.07	16.8	
28		0.44	0.9	22.7	10.3	5.60	11.0	0.44	0.9	20.8	15.1	3.28	11.2	
28		0.44	2.0	23.2	30.2	6.55	10.9	0.45	2.0	18.2	20.2	3.19	8.6	
28		0.50	5.0	23.8	11.7	7.11	4.9	0.49	5.0	19.2	18.4	2.49	19.2	
24		0.53	4.2	30.7	20.2	7.2	11.7	0.52	4.2	21.8	45.1	5.45	14.7	
カラマツ、アカマツ	28	0.55	1.7	18.6	17.3	5.1	6.3	0.55	1.7	21.1	33.6	6.09	13.1	
	24	0.51	3.8	29.7	13.3	7.2	7.7	0.52	3.8	22.8	28.4	4.30	15.6	
カラマツ、ラジアータバイン	28	0.49	3.1	24.5	12.7	6.98	10.5	0.49	3.1	20.9	26.3	4.06	22.7	
	24	0.56	2.2	41.1	18.5	10.3	11.1	0.53	2.2	25.0	28.8	3.22	15.7	
アカマツ、ラジアータバイン	28	0.54	2.2	27.8	14.8	7.4	10.2	0.55	2.2	32.5	15.6	4.81	19.1	
	24	0.56	3.2	40.6	13.0	9.26	5.7	0.56	3.2	23.7	19.9	3.71	9.8	
ラーチ、スギ	24	0.53	2.2	30.6	13.8	7.03	5.0	0.54	2.2	16.2	18.3	2.87	13.5	
	24	0.47	3.2	25.2	27.9	7.12	12.7	0.46	3.2	20.7	26.1	3.94	16.4	
	28	0.45	2.6	22.1	32.1	5.84	6.8	0.44	2.6	20.8	18.5	3.71	11.0	
	24	0.44	2.4	18.5	17.7	5.21	9.8	0.44	2.4	23.1	14.9	2.94	10.6	
ベイマツ、スギ	24	0.51	3.4	17.6	24.4	5.29	5.9	0.51	3.4	23.5	17.6	4.48	13.4	
	24	0.47	2.9	27.2	30.0	6.78	10.8	0.47	2.9	21.6	15.4	3.58	9.8	
	28	0.46	4.4	22.7	21.4	5.87	9.3	0.46	4.4	21.1	15.9	3.32	13.4	
	28	0.49	4.0	21.8	20.7	6.89	17.3	0.49	4.0	20.6	23.5	3.25	16.3	
ベイマツ、ラジアータバイン	24	0.50	3.7	21.8	20.9	5.87	11.9	0.50	3.7	23.1	35.6	6.21	15.3	
	28	0.52	1.8	23.7	19.1	6.77	6.0	0.52	1.8	21.3	32.2	4.67	18.1	
ラーチ、アカマツ	24	0.60	1.8	39.5	13.2	10.9	5.5	0.59	1.8	25.1	16.4	3.64	15.9	
	28	0.60	3.5	43.1	10.7	10.4	5.4	0.63	3.5	34.2	23.2	5.81	13.3	

異樹種複合合板では、並び順に、表裏単板、中板単板の樹種を表す。

試験体数：各8体

同一の単板構成で複数の数値があるものは単板厚さが異なる。

【強度・弾性係数のSI単位は】

1N/mm² (=1MPa) =10.2kgf/cm² } 約10倍すれば従来の単位に換算できます。
 1kN/mm² (=1GPa) =10.2tf/cm² }

9.2 構造用合板のせん断実験データ

表9-4 9mm厚合板の面内せん断性能

樹種	試験体数	せん断強さ (N/mm ²)	せん断弾性係数 (10 ³ N/mm ²)
ラワン	5	5.31 (0.154)	0.446 (0.0164)
ラーチ	5	4.55 (0.381)	0.513 (0.0275)
カナダ産針葉樹	5	4.17 (0.264)	0.556 (0.102)

かっこ内の数値は標準偏差を表す。

面内せん断性能の測定はASTMD2719による。

出典：渡邊 他：木質系構造用面材の強度性能とその評価 その8ASTMに準拠したTwo-rail shear法による面内せん断性能の評価、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）。

表9-5 12mm厚合板の面内せん断性能

樹種	試験体数	せん断強さ (N/mm ²)
ラジアータバイン	27	4.34 (15.0)
ラーチ	10	5.83 (9.75)
ラワン	3	6.27 —

かっこ内の数値は標準偏差を表す。

面内せん断の測定はASTMD 2719-71による。

出典：高見：林業試験場研究報告No.225、合板工業No.118南洋材等代替原料開発促進事業報告書。

表9-6 ネダノンの面内せん断性能

樹種		厚さ (mm)	試験体数	密度 (g/cm ³)		せん断強さ (N/mm ²)		せん断弾性係数 (10 ³ N/mm ²)	
単一樹種	スギ	24	8	0.42	(0.008)	4.65	(0.248)	0.567	(0.070)
		28	8	0.45	(0.021)	5.42	(0.320)	0.623	(0.059)
		28	8	0.50	(0.026)	5.20	(0.159)	0.666	(0.051)
		28	8	0.47	(0.008)	5.64	(0.168)	0.556	(0.040)
		28	8	0.42	(0.005)	4.33	(0.061)	0.687	(0.070)
	アカマツ	28	8	0.53	(0.008)	5.69	(0.212)	0.626	(0.082)
	カラマツ	28	8	0.54	(0.009)	6.34	(0.340)	0.817	(0.066)
	ラジアータバイン	24	8	0.54	(0.004)	5.31	(0.127)	0.592	(0.032)
		28	8	0.51	(0.009)	4.18	(0.235)	0.454	(0.019)
		35	8	0.56	(0.008)	4.29	(0.283)	0.511	(0.025)
	ラーチ	24	8	0.60	(0.011)	6.11	(0.193)	0.752	(0.048)
		28	8	0.67	(0.008)	6.01	(0.233)	0.625	(0.053)
		35	8	0.68	(0.005)	6.02	(0.249)	0.650	(0.022)
	ラワン	24	8	0.58	(0.017)	5.45	(0.302)	0.504	(0.030)
28		8	0.57	(0.039)	4.73	(0.276)	0.419	(0.036)	
異樹種複合	スギ、ラジアータバイン	28	8	0.50	(0.013)	5.61	(0.370)	0.662	(0.108)
	アカマツ、ラジアータバイン	28	8	0.56	(0.012)	6.15	(0.201)	0.664	(0.050)
	ラーチ、アカマツ	28	8	0.59	(0.011)	6.10	(0.417)	0.702	(0.046)

かっこ内の数値は標準偏差を表す。

同一の樹種・厚さで複数の数値があるものは単板構成が異なる。

異樹種複合合板では並び順に、0°方向単板、90°方向単板の樹種を表す。

測定はASTM2719-96 Method Cに規定されるTwo-rail shear法による。

出典：渡邊 他：第51回日本木材学会大会研究発表要旨集、p269 (2001)。

山村 他：第51回日本木材学会大会研究発表要旨集、p270 (2001)。

山村 他：2001年度日本建築学会大会（関東）学術講演梗概集、C-1、p.49-50 (2001)。

9.3 構造用合板のくぎ接合せん断強度実験データ

試験材料: 合板は厚さ24mm、28mmのJAS 2級構造用合板。主材は製材。樹種と容積密度は表9-7のとおり。くぎはCN75、N75。

加力方法: 主材の側面に合板をくぎ打ちして主材を押し下げる方式(図9-2)。

破壊形態: 基本的にくぎの引き抜けであるが、全層スギと全層トドマツ合板では、くぎ頭によるパンチングシアも見られた。

荷重—変形関係: 図9-1、3に示す。主材の樹種による影響が大きく、同じ容積密度でも曲線の形が異なる。年輪構成などの影響と考えられる。合板の樹種による違いが認められるが、主材の樹種ほどではない。全層スギと全層トドマツ、全層カラマツと全層ヒノキは大差がないのでまとめて示した。複合樹種合板についても同様にまとめた。

注意: スギが主材の場合は、品種(産地)や原木の径級により容積密度に差がある。一般に、製材の柱や集成材は容積密度が高く、くぎ接合強度も高い(表9-7及び図9-1の主材スギのグラフを参照)。

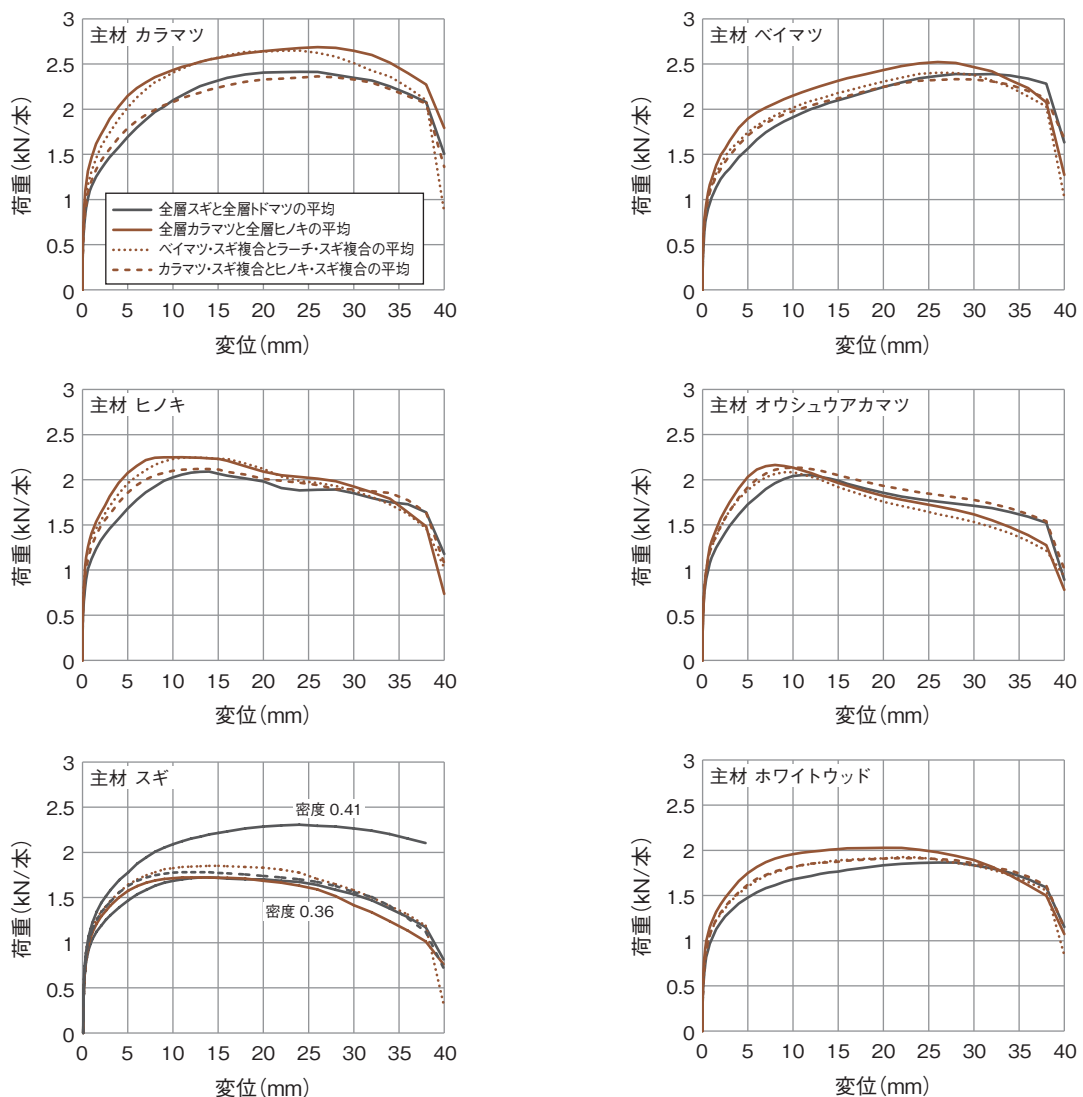


図9-1 くぎ接合部の荷重—変形関係 (くぎCN75)

表9-7 試験材料容積密度 (g/cm³)

主材樹種	容積密度	合板樹種	容積密度
カラマツ	0.52	全層スギ	0.42
ヒノキ	0.44	全層トドマツ	0.42
スギ	0.36	全層カラマツ	0.54
スギ柱材	0.41	全層ヒノキ	0.50
ベイマツ	0.57	ベイマツ・スギ複合	0.45
オウシュウアカマツ	0.58	ラーチ・スギ複合	0.45
ホワイトウッド	0.48	カラマツ・スギ複合	0.44
		ヒノキ・スギ複合	0.48

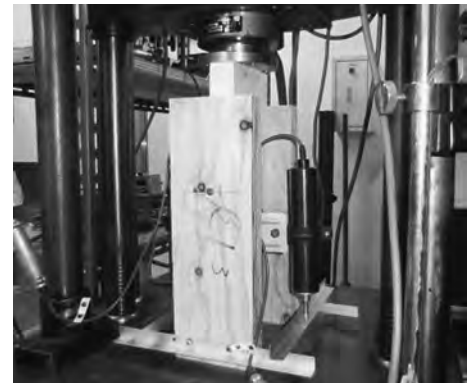


図9-2 くぎ接合せん断試験

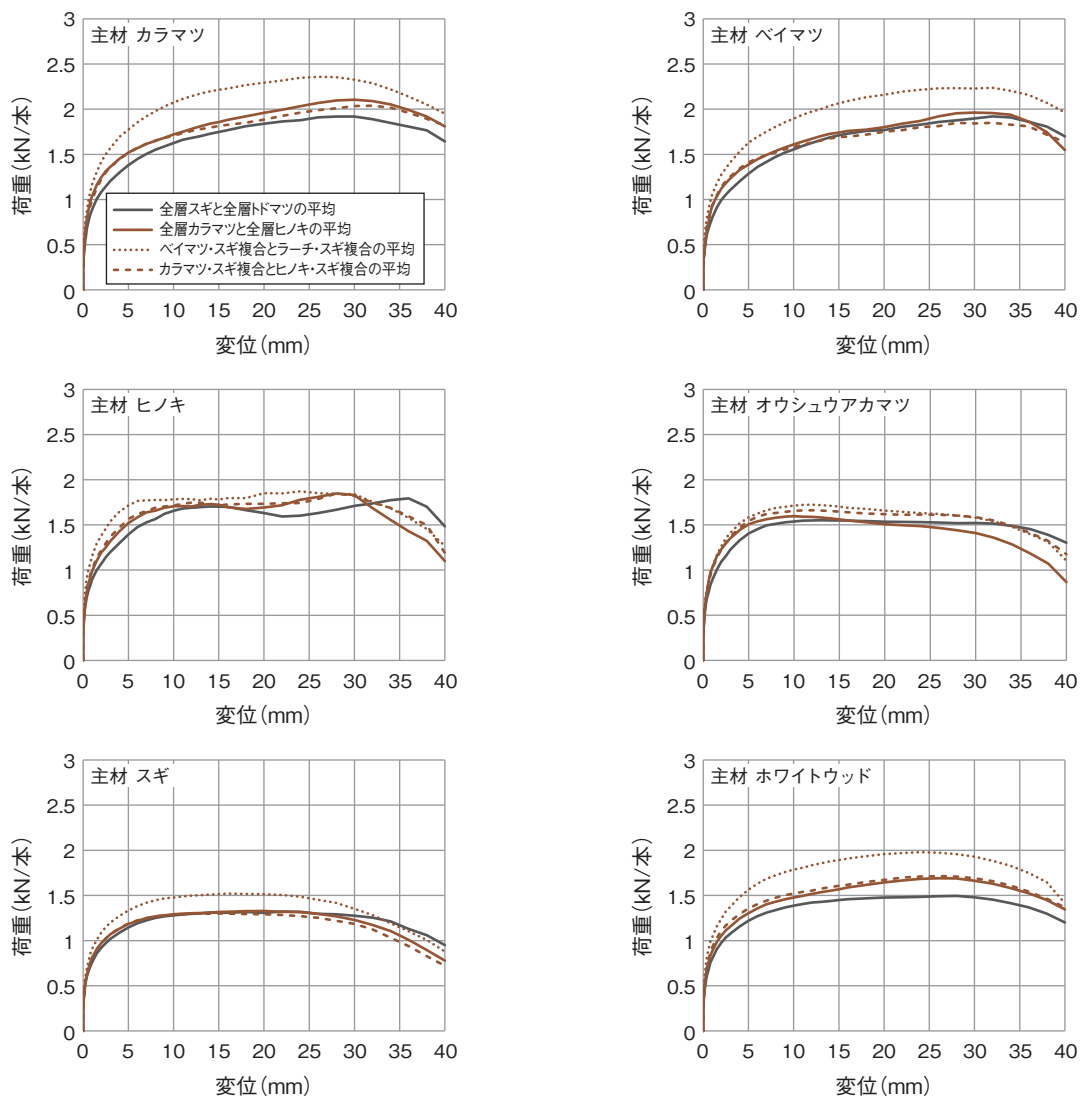


図9-3 くぎ接合部の荷重－変形関係 (くぎN75)

10

木造建築物に関連した防耐火設計基準と合板利用

10.1 防火法規の概要

大規模な木造建築物は、いったん火災になると被害が大きくなることなど防火上の見地から、建築物の高さや延べ面積に対する制限を受ける。又、建物の規模以外にも不特定多数の者が利用する特殊建築物や市街地における火災の延焼と拡大の防止を目的とする集団的な防火規定が設けられている。

10.1.1. 高さ制限 (法第21条)

法第21条では、建築物の高さと延べ面積に対する主要構造部（床、屋根及び階段を除く）の構造制限が設けられている。

(1) 高さ制限 (第1項)

高さ13m又は軒の高さが9mを超える木造建築物の主要構造部（床、屋根及び階段を除く）は、耐火構造としなければならない。ただし、政令に定める構造方式や防火措置などの技術的基準に適合させた場合は、高さ制限が緩和される。政令に定める技術的基準（施行令第129条の2の3）では、主要構造部を1時間準耐火構造とした準耐火建築物（階数3以下）と柱・はりの燃えしろ設計を行った集成材等建築物（階数2以下）の2種類が規定されている。

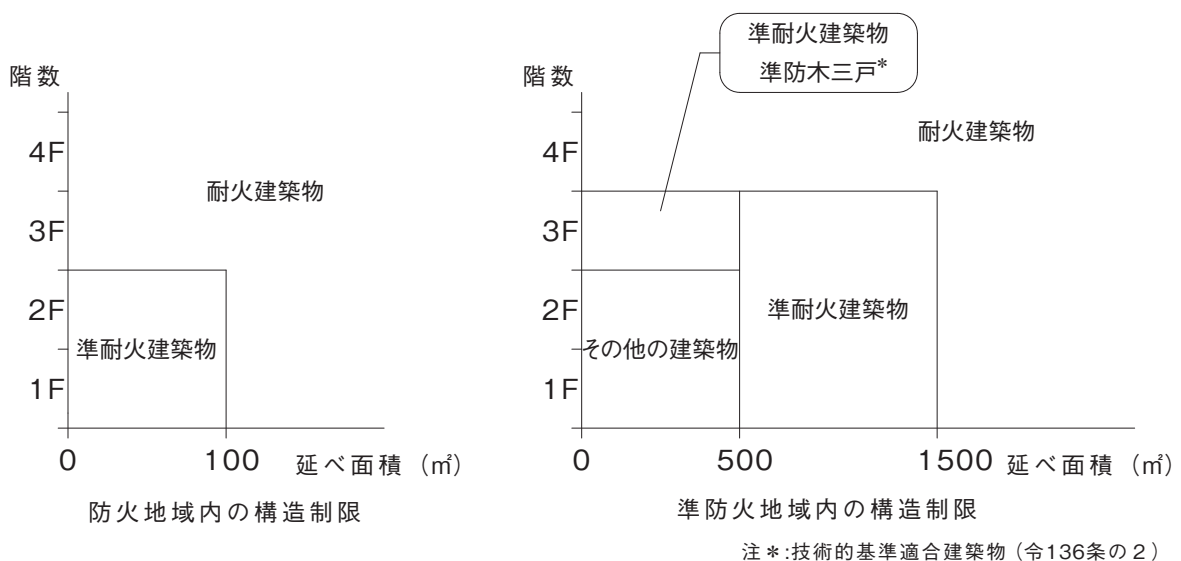


図10-1 防火地域及び準防火地域内の構造制限

(2) 延べ面積制限 (第2項)

延べ面積が3,000㎡を超える木造建築物の主要構造部（床、屋根及び階段を除く）は、耐火構造としなければならない。ただし、延べ面積が3,000㎡を超える場合であっても、「壁等」によって有効に区画し、各区画の床面積の合計がそれぞれ3,000㎡以内とすることで、主要構造部を耐火構造としなくともよい。

10.1.2. 用途による規制（法第27条）

不特定多数の者が利用する建築物や就寝用途に供する建築物などの特殊建築物に対して、用途別に設置される階や床面積などの条件ごとに、耐火建築物等の構造制限が設けられている。平成 27 年 6 月施行された改正建築基準法で、特定避難時間（特殊建築物の構造、建築設備及び用途に応じて当該特殊建築物に存する者の全てが当該特殊建築物から地上までの避難を終了するまでに要する時間で、在館者が自力で避難する場合だけでなく逃げ遅れた者が他者の援助により避難する場合も含め算定）が導入され、避難時間に応じた性能設計が可能になった。第 1 項では特定避難時間倒壊・延焼を防止する準耐火建築物（特定準耐火建築物）が定められ、法改正前から建築できた木造 3 階建て共同住宅に加え、学校なども特定準耐火建築物で建築できることになった。

法 27 条第 1 項により別表(イ)欄(一)項から(四)項までに掲げる用途の特殊建築物は、令 110 条第 1 号の基準に適合する「特定避難時間倒壊等防止建築物」（令 109 条の 2 の 2 において定義）と令 110 条第 2 号の基準に適合する「耐火構造建築物」（規則別記第 2 号様式において定義）の 2 種類が規定されているが、平 27 国交告第 255 号に基づく仕様で建築する場合は、いずれも準耐火建築物または耐火建築物となる。

平 27 国交告第 255 号に基づく用途別特殊建築物の主要構造部と開口部における防火設備に求められる告示仕様（平 27 国交告第 255 号）の構造方式を表 10-1 に示す。尚、別表(イ)欄(五)項と(六)項の用途が倉庫その他これに類するもの、及び自動車車庫、自動車修理工場その他これらに類するものについては、法改正されずに階数や床面積に従い耐火建築物若しくは準耐火建築物とすることが求められている。

表 10-1 特殊建築物の主要構造部と開口部の構造方式

用途	規模	主要構造部	開口部に於ける防火設備	
			延焼の恐れのある部分	特定開口部
劇場、映画館、演芸場、観覧場、公会堂、集会場	・3階以上の階を用途に供するもの ・客席の床面積の合計が200m ² 以上 ・主階が1階にないもの（劇場、映画館、演芸場）	・耐火構造等*	・法第2条第九号の二口に規定する防火設備（両面遮炎性能**）	・防火設備等***
病院、診療所（患者の収容施設があるものに限る。）、ホテル、旅館、下宿、共同住宅、寄宿舎、児童福祉施設等	・3階以上の階を用途に供するもの	・耐火構造等*	・法第2条第九号の二口に規定する防火設備（両面遮炎性能**）	・防火設備等***
	・3階建ての3階を用途に供するもの（下宿、共同住宅、寄宿舎）	・1時間準耐火構造（バルコニー設置等一定の要件に該当するもの）		—
	・用途に供する部分の床面積300m ² 以上（2階かつ病院・診療所については患者の収容施設に限る）	・準耐火構造（口準耐含む）		—
学校、体育館、博物館、美術館、図書館、ボーリング場、スキー場、スケート場、水泳場、スポーツの練習場	・3階以上の階を用途に供するもの ・4階建て以上の3階を用途に供するもの	・耐火構造等*	・法第2条第九号の二口に規定する防火設備（両面遮炎性能**）	・防火設備等***
	・3階建ての3階を用途に供するもの	・1時間準耐火構造（周囲の一定部分に幅員3mの通路を設ける）		・法第2条第九号の二口に規定する防火設備、又は開口部のある室の天井の不燃化
	・用途に供する部分（2階以下）の床面積2,000m ² 以上	・準耐火構造（口準耐含む）		—
百貨店、マーケット、展示場、キャバレー、カフェ、ナイトクラブ、バー、ダンスホール、遊技場、公衆浴場、待合、料理店、飲食店、物品販売店を含む店舗	・3階以上の階を用途に供するもの ・用途に供する床面積の合計が3,000m ² 以上	・耐火構造等*	・法第2条第九号の二口に規定する防火設備（両面遮炎性能**）	・防火設備等***
	・用途に供する部分（2階以下）の床面積が500m ² 以上	・準耐火構造（口準耐含む）		—

注* 耐火構造等は、主要構造部が耐火構造又は耐火性能検証法で耐火性能を確認されたもの。

注** 3階以上の階を用途に供する場合、主要構造部を告示仕様によらず大臣認定を受けて建築する場合には、法第2条第九号の二口に規定する防火設備、若しくは室内への遮炎性能を有するものとして大臣が認定した防火設備、又は他の外壁の開口部のある室の天井の不燃化などが必要。

注*** 両面遮炎性能は、両面より加熱後20分間の遮炎性能を有する防火設備。

(1) 木造3階建共同住宅

防火地域、準防火地域以外の区域で、延べ面積 3,000m² 以下の3階建ての3階部分を共同住宅、寄宿舍および下宿の用途に供する建築物は、表 10-2 に示す技術的基準を満たすことにより、準耐火建築物（主要構造部を1時間準耐火構造）で建築することができる。（平 27 年国土交通省告示第 255 号）

表 10-2 木造3階建共同住宅の技術的基準

技術的基準	防火地域、準防火地域以外	準防火地域内
	延べ面積 3,000m ² 以下	延べ面積 1,500m ² 以下
①避難上有効なバルコニーを設置など。 (告示第 255 号第 1 第二号イ)	○	○
②建物の周囲に十分な空地を設置など。 (告示第 255 号第 1 第二号ロ)	○	○
③火災時の延焼拡大防止と避難上の安全性確保の為に、3階の住戸などの外壁開口部に防火設備を設ける。 (告示第 255 号第 1 第二号ハ)	—	○

(2) 木造3階建学校・体育館など

3階建ての3階部分を学校、体育館、博物館、美術館および図書館の用途に供する建築物で、次の技術的基準を満たすことにより、準耐火建築物（主要構造部を1時間準耐火構造）で建築することができる。（平 27 年国土交通省告示第 255 号）

- ①建物の周囲に3 m以上の通路の設置（告示第 255 号第 1 第三号）
- ②延焼するおそれがある外壁の窓の防火措置（告示第 255 号第 3）
- ③ひさしやバルコニーの設置、天井の不燃化、窓の大きさ・窓の離間距離、窓の防火措置による延焼防止（告示第 255 号第 3 各号）

10.1.3. 地域による防火規制（法第22条、第61条、62条）

建物が集合している市街地における火災の延焼と拡大を防止する目的で、防火地域と準防火地域内の集団的な防火規制として一定の耐火性能を持つ建築物を建築することを規定している。又、防火地域と準防火地域以外の市街地についても、22条区域（屋根不燃地域）に指定された地域では、屋根や外壁の防火性能が要求される。

(1) 防火地域内の構造制限（法第 61 条）

都市中心部の商業地などの防火地域では、階数が地下部分を含み3以上ある建築物と階数が2以下であっても延べ面積が100m²を超える建築物は、耐火建築物としなければならない。階数が2以下で、かつ、延べ面積が100m²以下の建築物は、準耐火建築物でも建築可能で、物置などの附属建築物は平屋で延べ面積が50m²以内の場合は、外壁と軒裏を防火構造とすれば木造でも建築できる。

(2) 準防火地域内の構造制限（法第 62 条）

準防火地域内の建築物は、階数4以上の建築物と延べ面積が1,500m²を超える建築物は、耐火建築物としなければならない。延べ面積が500m²を超え、1,500m²以下の場合は準耐火建築物でもよく、階数が2以下、かつ、延べ面積が500m²以下の場合は、外壁や軒裏などを防火構造とすることにより木造でも建築できる。

高さ，軒高	階数	
13m，9m超	4～	耐火建築物
	3	①1時間準耐火の措置等
	2	①1時間準耐火の措置等 または
	1	②30分加熱に耐える措置等
13m，9m以下	0	上記①，②以外の建築物
		1500 延べ面積 (㎡)

図10-2 大規模木造建築物の構造制限

(3) 法22条区域内の木造建築物の規制(法第22条第1項)

屋根の不燃化等によって延焼を抑えるために特定行政庁が指定した区域(22条区域)では、屋根は飛び火に対して燃え広がらないことや燃え抜けないことが必要となり、一般的には、瓦などの不燃材料の屋根材が採用されている。

10.1.4. 防火壁と防火区画

(1) 防火壁の設置(法第26条)

延べ面積が1,000m²をこえる木造建築物は、防火上有効な構造の防火壁を設けて1,000m²以内ごとに有効に区画しなければならない。ただし、耐火建築物もしくは準耐火建築物とした場合、および体育館など火災の発生の恐れが少ない用途に供する建築物で主要構造部の構造方法など防火上必要な政令で定める技術基準に適合する場合は、防火壁の設置が緩和できる。具体的な防火壁の構造は施行令第113条に規定され、自立する耐火構造が求められている。

(2) 防火区画(令第112条)

耐火建築物と準耐火建築物に対して、大規模な建築物で火災が発生した場合、火災を局部的なものにとどめ火災の拡大を防止する目的で、一定の面積ごとに防火区画を設ける「面積区画」、吹抜けや階段室など建築物内の垂直方向に通じている空間とその他の部分とを区画する「たて穴区画」、異なる用途で相互に防火区画する「異種用途区画」、及び11階以上の階で100m²以内ごとに区画する「高層区画」が義務づけられている。

10.1.5. 木造建築物に対するその他の防火規制

(1) 共同住宅などの界壁(令第114条第1項)

長屋又は共同住宅の各戸の界壁は、小屋裏及び天井裏に達する準耐火構造としなければならない。界壁の防火被覆は、小屋裏及び天井裏においても連続して設けることが原則であるが、壁式工法など防火被覆が連続しない場合は十分なファイヤーストップを設ける*。

更に、長屋又は共同住宅の各戸の界壁は、法第30条の規定に基づき、令第22条の3の技術的基準を満足する遮音性

能を有する構造（昭 45 建告第 1827 号）としなくてはならない。

注＊ 平成 5 年 6 月 25 日施行 改正建築基準法「準耐火建築物の防火設計指針」講習会テキスト 55P

監修 建設省住宅局建築指導課・日本建築主事会議（日本建築センター発行、平成 6 年 6 月）

(2) 小屋裏隔壁（令第 114 条第 3 項及び第 4 項）

小屋組が木造で建築面積が 300m^2 を超える建築物は、桁行間隔 12 m 以内ごとに小屋裏に準耐火構造の隔壁を設けなければならない。ただし、耐火建築物、建築物の各室および各通路の壁および天井の室内に面する部分の仕上げを難燃材料で行うか、スプリンクラー設備などで自動式のものおよび排煙設備を設けた場合（令第 115 条の 2 第 1 項第 7 号）、もしくは直下の天井を強化天井とした場合は設置しなくともよい。

又、延べ面積がそれぞれ 200m^2 を超える木造建築物を連結する渡り廊下の場合、小屋組が木造であり、かつ、桁行が 4 m を超えるものは、小屋裏に準耐火構造の隔壁を設けなければならない。

(3) 木造建築物等の外壁（法第 23 条）

22 条区域内にある木造建築物は、その外壁で延焼のおそれのある部分の構造を、準防火性能に関して政令で定める技術的基準に適合した土塗壁その他の構造としなければならない。

(4) 木造建築物等である特殊建築物の外壁（法第 24 条）

法 22 条区域内にある木造建築物の特殊建築物は、その外壁及び軒裏で延焼のおそれのある部分を防火構造としなければならない。規制を受ける特殊建築物は、学校、劇場、映画館、演芸場、観覧場、公会堂、集会場、マーケット又は公衆浴場用途に供する木造建築物など。

(5) 大規模の木造建築物等の外壁（法第 25 条）

延べ面積（同一敷地内に 2 以上の木造建築物等がある場合は、その延べ面積の合計）が $1,000\text{m}^2$ を超える木造建築物等は、その外壁及び軒裏で延焼のおそれのある部分を防火構造とし、その屋根の構造を法第 22 条第 1 項に規定する構造としなければならない。

10.2 準耐火構造における合板利用

10.2.1. 準耐火構造とそれが求められる地域と規模

法第2条第七号の二に定義された準耐火構造と準耐火建築物については、その性能が令第107条の2に、加熱開始後45分間（屋根及び階段は30分間）の非損傷性、遮熱性、及び遮炎性を有するものと規定され、その仕様（例示仕様）が、平12建告第1358号に示されている。

また、高さ制限を超える3階建て木造建築物、及び木造3階建て共同住宅と木造3階建て学校などの主要構造部には、1時間準耐火構造が要求され、その例示仕様が平27国交告第253号で示されている。

なお、これらの例示と異なる仕様であっても、大臣認定を取得することによって、45分準耐火構造や1時間耐火構造とすることが可能である。

表10-3は、共同住宅と戸建て住宅の主要構造部に準耐火構造が求められる建設地域と建物の規模を纏めたもので、表中の1時間準耐火構造及び45分準耐火構造の主要構造部の床に構造用合板が使用可能である。

表 10-3 建築物の主要構造部に準耐火構造が求められる建設地域と規模

用途	地域	階数	延べ床面積 S (m ²)					
			S ≤ 100	100 < S ≤ 500	500 < S ≤ 1000	1000 < S ≤ 1500	1500 < S ≤ 3000	3000 < S
共同住宅	防火地域	3階	耐火構造					
		1、2階	45分準耐火構造					
	準防火地域	3階	1時間準耐火構造					
		1、2階	防火構造		45分準耐火構造			
	22条地域	3階	1時間準耐火構造					
		1、2階	土塗壁その他の構造	2階のS ≥ 300m ² 45分準耐火構造				
1・2階の合計S > 200m ² 防火構造				防火構造				
戸建て住宅	防火地域	3階	耐火構造					
		1、2階	45分準耐火構造					
	準防火地域	3階	準防火3階仕様		45分準耐火構造			
		1、2階	防火構造					
	22条地域	3階	土塗壁その他の構造			防火構造		
		1、2階				防火構造		

10.2.2. 合板による45分準耐火構造（床）（平12建告第1358号）

平12建告第1358号では、床の表側（床上側）の防火被覆は、次の(1)から(4)のいずれかによることとなっている。

- (1) 厚さ12mm以上の合板等の上に、厚さ9mm以上のせっこうボード、若しくは軽量気泡コンクリート、又は厚さ8mm以上の硬質木片セメント板を張ったもの。
- (2) 厚さ12mm以上の合板等の上に、厚さ9mm以上のモルタル、コンクリート（軽量コンクリート及びシンダーコンクリートを含む。）、又はせっこうを塗ったもの。
- (3) 厚さ30mm以上の木材。
- (4) 畳（ポリスチレンフォームの畳床を用いたものを除く）。

従って、(1)、(2)及び(4)畳の荒床として厚さ12mm以上の構造用合板が使用できるほか、(3)の厚さ30mm以上の木材(木材荒床の厚さを含む)の場合は、合板、木材など何枚か重ねて、その総厚が30mm以上であれば良いとされている**、***。

なお、床の裏側(天井側)についても、同告示に示された仕様(厚さ15mm以上の強化せっこうボード等)としなければならない。

また、規定により、床上側及び天井側の防火被覆の取り付け部分から床内部への炎の侵入を有効に防止するために、取り付け部分の裏面に当て木等を設けなければならない。従って、合板の長辺方向の目地は、受材を設けた突き付け目地とするか、さね加工を施した構造用合板によるさね目地とする必要がある。

注** 平成5年6月25日施行 改正建築基準法「準耐火建築物の防火設計指針」講習会テキスト40p

監修 建設省住宅局建築指導課・日本建築主事会議(日本建築センター発行、平成6年6月)

注*** 平成12年6月1日施行「改正建築基準法・施行令の解説」講習会における質問と回答

第2章防火に関する基準の見直し、質問15の回答、ビルディングレター 2001年2月

10.2.3. 合板による1時間準耐火構造(床)(平27国交告第253号)

平27国交告第253号では、床の表側(床上側)の防火被覆は、次の(1)から(4)のいずれかによることとなっている。

- (1) 厚さ12mm以上の合板等の上に、厚さ12mm以上のせっこうボード、若しくは軽量気泡コンクリート、又は厚さ8mm以上の硬質木片セメント板を張ったもの。
- (2) 厚さ12mm以上の合板等の上に、厚さ12mm以上のモルタル、コンクリート(軽量コンクリート及びシンダーコンクリートを含む)又はせっこうを塗ったもの。
- (3) 厚さ40mm以上の木材。
- (4) 畳(ポリスチレンフォームの畳床を用いたものを除く)。

45分準耐火の場合と同様に、(3)の厚さ40mm以上の木材では、合板、木材などの重ね合せて、その総厚が40mm以上であれば良い。

床の裏側(天井側)については、厚さ12mm以上のせっこうボードの2枚重ね張り等が示されている。

防火被覆の取り付け部分については、45分準耐火構造と同様である。

10.2.4. 合板による45分準耐火構造(床)の大臣認定

東京合板工業組合と東北合板工業組合は、床上被覆材として厚さ28mm、又は30mmの合板(ネダノン QF45)を用いた45分準耐火構造(床)について、国土交通大臣の認定を取得している。(平成17年9月27日、認定番号 QF045FL-0010、QF045BM-0001)

特徴は、木質系以外の床仕上げ材、例えばビニールタイルやカーペット仕上げでも、厚さ28mmの構造用合板(ネダノン QF45)を床下地材として使用することにより、45分準耐火構造(床)となることにある。

なお、使用できる構造用合板は、比重等の規定から、東京合板工業組合・東北合板工業組合の規格に従って製造され、板面に「ネダノン QF45」のロゴマークが印字されたものに限られる。詳細については、当組合の「ネダノンマニュアル」を参照されたい。

参考図書：(公財)日本住宅・木材技術センター発行「図解 木造住宅・建築物の防耐火設計の手引き」がおすすめです。

11

設計事例の写真

桐朋学園大学仙川キャンパス 木造校舎 (株ホルツストラ 提供)



外観 (木造4階建て)



大講義室



厚物構造用合板による水平構面の施工現場



厚さ24mm構造用合板による耐力壁の施工現場 (CN75@50mm 両面張り 許容耐力47.6kN/m)

ポラス建築技術訓練校 (株)ポラス暮し科学研究所 提供)



全景



厚物構造用合板による耐力壁と水平構面の施工現場



内観

道の駅びんご府中 (株)アルセッド建築研究所 提供)



遠景



近景

東松山農産物直売所 (株)アルセッド建築研究所 提供)



全景



内観

オガールプラザ (株)ホルツストラ 提供)



全景



図書館



厚さ24mm構造用合板による耐力壁と屋根構面の施工現場



厚さ24mm構造用合板による耐力壁と床構面の施工現場

高山市立中山中学校 (株)井上工務店 提供)



全景



芸術科棟



厚さ 12mm 構造用合板による耐力壁の施工現場



教室

構造用合板メーカー一覧

企業名	住 所・URL	TEL	FAX
* 丸玉産業株式会社	〒092-0203 北海道網走郡津別町字達美162番地 http://www.marutama-ind.com/	0152-75-5061	0152-75-5065
(本 社)	〒113-0033 東京都文京区本郷1-25-5 合板ビル	03-3816-3041	03-3817-0425
ホクヨープライウッド株式会社 (宮古工場)	〒027-0024 岩手県宮古市磯鶏2-3-1 http://www.hokuyo-group.co.jp/	0193-62-3333	0193-63-3664
北上プライウッド株式会社	〒024-0335 岩手県北上市和賀町後藤2地割112番の1	0197-73-5500	0197-73-5505
(本 社)	〒986-0842 宮城県石巻市潮見町4-3	0225-96-3315	0225-96-3116
* 石巻合板工業株式会社 (東京営業所)	〒111-8533 東京都台東区浅草橋5-13-6 三朋ビル http://www.ishinomaki.co.jp/	03-5829-6691	03-5823-1215
(本 社)	〒113-0033 東京都文京区本郷1-25-5 合板ビル	03-3816-1037	03-3814-1625
* セイホク株式会社 (総合事務所)	〒986-0844 宮城県石巻市重吉町1-7 http://www.seihoku.gr.jp/	0225-22-6511	0225-95-5867
(本 社)	〒113-0033 東京都文京区本郷1-25-5 合板ビル	03-3816-1037	03-3814-1625
* 西北プライウッド株式会社 (総合事務所)	〒986-0844 宮城県石巻市重吉町1-7 http://www.seihoku.gr.jp/	0225-22-6511	0225-95-5867
(本 社)	〒010-0941 秋田県秋田市川尻町字大川反232 http://www.aplywood.co.jp/	018-823-8511	018-862-1513
秋田プライウッド株式会社 (東京事務所)	〒113-0033 東京都文京区本郷1-25-5 合板ビル	03-3818-1935	03-3817-0425
(本 社)	〒113-0033 東京都文京区本郷1-25-5 合板ビル	03-3814-1621	03-3817-0425
新秋木工業株式会社 (秋田工場)	〒010-1601 秋田県秋田市向浜1-8-2 http://www.s-akimoku.co.jp	018-823-7265	018-864-8397
株式会社キーテック	〒136-0082 東京都江東区新木場1-7-22 http://www.key-tec.co.jp/	03-5534-3741	03-5534-3750
* 大新合板工業株式会社	〒950-0886 新潟県新潟市東区中木戸167 http://www.daishin-ply.co.jp	025-273-4456	025-273-4491
新潟合板振興株式会社	〒950-0886 新潟県新潟市東区中木戸401 http://www.oshika.co.jp/niigatagohan/	025-274-2291	025-274-2295
林ベニヤ産業株式会社	〒541-0041 大阪府大阪市中央区北浜4-8-4 http://www.hayashi-hys.co.jp/	06-6228-1401	06-6228-1400
森の合板協同組合	〒508-0421 岐阜県中津川市加子母5371番地17	0573-79-5120	0573-79-5121
(本 社)	〒111-8533 東京都台東区浅草橋5-13-16	03-5687-6622	03-5687-6225
株式会社ノダ (富士川事務所)	〒421-3306 静岡県富士市中之郷648-1	0545-81-1031	0545-81-0074
湖北ベニヤ株式会社	〒690-0026 島根県松江市富士見町3-13 http://www.nisshin.gr.jp/	0852-37-0301	0852-37-2174
島根合板株式会社	〒697-1326 島根県浜田市治和町口895-2 http://www.nisshin.gr.jp/	0855-27-1625	0855-27-3685
松江エヌエル工業株式会社	〒690-1401 島根県松江市八束町江島1376-2 http://www.matsue-nl.co.jp	0852-76-3730	0852-76-3900
* 株式会社日新	〒684-0075 鳥取県境港市西工業団地100番地 http://www.nisshin.gr.jp/	0859-47-0303	0859-47-0313
(本 社)	〒113-0033 東京都文京区本郷1-25-5 合板ビル	03-3816-2548	03-3817-0425
新栄合板工業株式会社 (水俣工場)	〒867-0034 熊本県水俣市袋赤岸海50 http://www.shin-ei-style.co.jp	0966-63-2141	0966-63-2145

3×6=910×1,820mmサイズは全てのメーカーで生産しています。3×8=910×2,430mm以上の長尺サイズは*で表示したメーカーのみ生産可能です。

中層・大規模 木造建築物への合板利用マニュアル

企画・編集・指導

神谷 文夫 セイホク株式会社 (TEL 080-5910-4019)
稲山 正弘 東京大学大学院 農学生命科学研究科
腰原 幹雄 東京大学 生産技術研究所
渋沢 龍也 国立研究開発法人 森林研究・整備機構 森林総合研究所
杉本 健一 国立研究開発法人 森林研究・整備機構 森林総合研究所
青木 謙治 東京大学大学院 農学生命科学研究科
鈴木 秀三 独立行政法人 高齢・障害・求職者雇用支援機構
職業能力開発総合大学校
槌本 敬大 国立研究開発法人 建築研究所
岡田 恒 公益財団法人 日本住宅・木材技術センター
鷲海 四郎 公益財団法人 日本住宅・木材技術センター
大倉 清彦 株式会社アルセッド建築研究所
宮林 正幸 有限会社ティー・イー・コンサルティング
平野 茂 株式会社一条工務店
照井 清貴 株式会社ポラス暮らし科学研究所
谷川 信江 セイホク株式会社
川喜多 進 日本合板工業組合連合会
佐々木祐子 東京・東北合板工業組合
(敬称略・順不同)

編集・著作

日本合板工業組合連合会
東京・東北合板工業組合

デザイン・印刷

株式会社デジタルアート

本マニュアルのデータおよび内容についての無断転載転用を禁止します。

本書の一部の図表等は、日本合板工業組合連合会編「構造用合板の手引き」、「合板のはなし」
及び東京・東北合板工業組合編「ネダノンマニュアル」から転載した。

中層・大規模木造建築物への 合板利用マニュアル ver.2

日本合板工業組合連合会

〒101-0061 東京都千代田区三崎町 2-21-2
TEL.03 (5226) 6677 FAX.03 (5226) 6678
URL <http://www.jpma.jp/>
E-mail info@jpma.jp

東京合板工業組合

〒101-0061 東京都千代田区三崎町 2-21-2
TEL.03 (5214) 3636 FAX.03 (5214) 3660
URL <http://www.ply-wood.net/>
E-mail info@ply-wood.net