

2015.01.14版
ver.0

J I S A 3 3 0 1 を用いた木造校舎に関する技術資料（案）

平成27年 月



目 次

はじめに

第1章 JIS A 3301による木造校舎の建築計画

1.1 配置・平面計画

- 1.1.1 防耐火に係る法規制の扱い 7
- 1.1.2 JIS A 3301のユニットの組合セルール等 8

1.2 性能確保のための基本原則

- 1.2.1 耐久性の向上と長寿命化 10
- 1.2.2 音環境 14
- 1.2.3 室内の床振動 16
- 1.2.4 断熱性能 18

第2章 JIS A 3301による木造校舎の構造設計

2.1 構造計画

- 2.1.1 建築基準法における構造設計ルート of 解説 25
- 2.1.2 荷重条件 28
- 2.1.3 使用材料 30
- 2.1.4 耐力壁の計画 31
- 2.1.5 水平構面の計画 31
- 2.1.6 接合部の計画 32
- 2.1.7 JIS A 3301の規定を超える場合の対応方法 33

2.2 JIS A 3301の各構造要素の許容耐力

- 2.2.1 軸組部材 34
- 2.2.2 耐力壁 39
- 2.2.3 水平構面 52
- 2.2.4 屋根トラス及び接合部 57
- 2.2.5 軸組接合部 69
- 2.2.6 耐風火打ち 103
- 2.2.7 JIS A 3301記載以外の各部構造 104

第3章 JIS A 3301を用いた木造校舎の設計例

3.1 設計例1（平屋建ての木造校舎）

- 3.1.1 設計概要とコンセプト 115
- 3.1.2 意匠設計 115
- 3.1.3 構造設計 127

3.2 設計例2（2階建ての木造校舎）

- 3.2.1 設計概要とコンセプト 145
- 3.2.2 意匠設計 145
- 3.2.3 構造設計 157

3.3 ユニットプランの組合せ例	
3.3.1 組合せの考え方・コンセプト	182
3.3.2 ユニットプランの組合せ例	185

第4章 JIS A 3301によらない木造校舎を設計する場合の留意事項

4.1 準耐火建築物と燃えしろ設計	
4.1.1 2,000㎡超の場合	211
4.1.2 3階建て校舎	未
4.2 JIS A 3301以外の構法による校舎	
4.2.1 ラーメン構造のもの（一方向、二方向）	未
4.2.2 鉄骨造の渡り廊下の例	
4.2.3 コア（RC造）に水平力を負担させる平面混構造	
4.2.4 立面混構造（1階をRC造とし、2階をJISを応用した木造とする場合）	

参考資料

1. 木造校舎の構造設計標準の在り方に関する検討会について	215
2. 検討経緯	217
3. JIS A 3301関係のその他根拠資料（試験データ等）	
4. 木造校舎に関する参考文献	

別冊 構造計算書

構造計算書 設計例1	未
構造計算書 設計例2	1

はじめに

1. JIS A 3301「木造校舎の構造設計標準」を改正した背景

近年の学校施設では、教育内容・方法等の多様化に柔軟に対応できるスペース等の確保や、温かみと潤いのある学習環境・生活環境等を確保した特色ある学校づくりが進められており、こうした取組の中で木材の良さが見直され、現在では、非木造校舎における内装木質化や小規模な木造校舎の整備が積極的に行われるようになってきています。

文部科学省においても、木の学校づくりを進めることによって、児童生徒等の学習環境等が豊かで健康的になることはもとより、地球温暖化の防止や、地域材を活用することで地元の林業・産業の活性化に貢献し、更には、児童生徒等と地域が一体で木の学校づくりに関わることで、新たな地域コミュニティの創出や生きた体験学習・環境教育が実施できるなどの効果が期待されることから、木材利用の促進が更に図られるよう、木の学校づくりに関する事例集等※を作成するとともに、講習会の実施や国庫補助制度の充実等を図ってきています。

また、平成 22 年 10 月には、「公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律」が施行され、木材の利用を一層促進することが求められています。特に学校施設については、国公立学校を問わず木材利用の促進に努めることとされています。

しかし、近年整備される大規模建築物は、公共・民間を問わず、鉄筋コンクリート造や鉄骨造が主流になっており、木造で整備されるものは極めて少なくなっています。このため、学校の校舎等を含む大規模木造建築物の設計経験がある技術者等も減少しており、木造での整備が敬遠される大きな要因ともなっています。

このようなことから、特に大規模木造建築物の設計経験のない技術者等でも比較的容易に木造校舎の計画・設計等が進められるよう、また、近年の学校施設に求められる機能や性能等が確保できるものとなるよう、昭和 31 年に制定されて以来、基本的には見直しが行われていない JIS A 3301 を全面改正することとなったものです。

※ 文部科学省作成の既往資料

「全国に広がる木の学校 ～木材利用の事例集～」	(平成 26 年 07 月)
「こうやって作る木の学校 ～木材利用の進め方のポイント、工夫事例～」	(平成 22 年 05 月)
(この資料は林野庁と連携により作成)	
「あたたかみとうるおいのある木の学校 早わかり木の学校」	(平成 19 年 12 月)
「あたたかみとうるおいのある木の学校」	(平成 16 年 04 月)
「木の学校づくり その構想からメンテナンスまで」	(平成 11 年 02 月)
「あたたかみとうるおいのある木の学校選集」	(平成 10 年 04 月)

2. JIS A 3301 の法令上の位置付け

JIS A 3301 は、建築基準法施行令第 48 条第 2 項第二号に規定する「国土交通大臣が指定する日本工業規格」として、国土交通省告示第 0000 号に定められた規格であるため、JIS を適用して設計した場合は、同令第 48 条第 1 項各号の規定は適用外となります。

ただし、JIS の適用範囲を超える建物については、JIS を準用して設計した場合であっても同

令同条第 1 項各号の規定が適用されます。また、それ以外の規定や法令等については、JIS を適用して設計した場合であっても建築基準法施行令第 46 条第 2 項第一号に基づく構造計算など、通常時と同様に適用を受けることになります。特に、基礎や防火壁、屋外階段等の設計など、JIS に規定されていない事項については、関係法令等に基づいて設計・施工する必要があります。

3. JIS A 3301 の適用範囲

JIS A 3301 は、耐火建築物又は準耐火建築物の適用を受けない以下の規模の木造建築物を対象としており、3 階建て以上又は 1 棟当たりの延べ床面積が 2,000 m²を超えるなど、耐火建築物又は準耐火建築物の適用を受けるものは対象外としています。

また、荷重条件が以下の数値を超える場合も対象外としています。

- 階 数：平屋建て及び 2 階建て
- 建物の高さ：軒高 9m 以下かつ最高高さ 13m 以下
- 延べ床面積：2,000 m²未満/1 棟
- 荷 重 条 件：積雪荷重 150 cm 以下
- 風圧力 $V_0 = 40\text{m/s}$ 以下
- 地震力 $C_0 = 0.25$ (重要度係数 1.25)

なお、屋根勾配や軒の出、各階床高、固定荷重、積載荷重などが、JIS に規定された数値の範囲を超える場合は、別途構造計算によって安全であることを確認する必要がありますが、JIS の対象外とはなりません。

- ⇒ 構造計算で OUT になり、部材断面を大きくしたり、新たに追加する必要があった場合でも JIS の適用範囲内と考えてよろしいでしょうか？
- ⇒ それとも、GL～土台天端、～2 階床ばり天端、～軒桁天端までの高さや、固定荷重・積載荷重が JIS の数値の範囲を超える場合は、JIS の適用外となるのでしょうか？

4. 本技術資料の位置付け・目的

本技術資料は、改正された JIS A 3301 をより使いやすくするために、JIS 改正時の考え方や実験データ、留意事項、具体的な計画例及び計算例等を取りまとめたもので、JIS A 3301 を適用して設計するための参考書となるものです。

改正 JIS A 3301 及び本技術資料が有効に活用されることで、学校施設への木材利用の促進が図られ、木材が有する優れた性能・効果等によって、温かみと潤いのある学習環境・生活環境等が確保されるとともに、平成 22 年 10 月に施行された「公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律」の目的を実現していくことを目的としています。

5. 用語の定義

- ・ 建築基準法：法
- ・ 建築基準法施行令：令
- ・ 告示：平 00 建告第 0000 号
 - 〔 元号年（平成：平 00、昭和：昭 00）
 - 〔 省庁名告示（建設省：建告、国土交通省：国告、農林水産省：農告）
 - 〔 告示番号（第 0000 号）
- ・ 公共建築木造工事標準仕様書（平成 25 年版）：木造工事標準仕様書
- ・ 公共建築工事標準仕様書（建築工事編）（平成 25 年版）：建築工事標準仕様書
- ・
- ・
- ・
- ・

第1章 JIS A 3301による木造校舎の建築計画

第1章 JIS A 3301による木造校舎の建築計画

1.1 配置・平面計画

1.1.1 防耐火に係る法規制の扱い

(1) 建物規模による防耐火構造制限

(a) 建築物の用による制限（法 27 条、法別表第一）

準耐火建築物、耐火建築物の要件にならないためには、2 階建て以下、延べ面積 2,000 m² 以下とする。

(b) 大建築物の制限（法 21 条）

主要構造部を燃えしる設計や準耐火構造・耐火構造とする必要がないよう、建物 13m 以下、軒高 9m 以下とする。

(c) 木造特殊建築物の外壁等（法 24 条）

法 22 条区域内にある場合は、延焼のおそれのある部分の外壁・軒裏を防火構造とする。

(d) 大規模木造建築物等の外壁等（法 25 条）

防火地域・区域規制によらず、延べ面積が 1,000 m² を越える場合は、延焼のおそれのある部分の外壁・軒裏を防火構造とする。

(e) 別棟扱いとした面積制限緩和

別棟とする場合は、昭和 26 年の別棟解釈の通達による別棟、渡り廊下による別棟のいずれかとする（昭和 26 年建設省通達、各行政庁等の例規集など）。

(2) 建設地域による防耐火構造制限

(a) 準防火地域・防火地域の制限（法 61 条、62 条）

準防火地域では延べ面積 500 m² を越えると準耐火建築物、防火地域では延べ面積によらず準耐火建築物、耐火建築物とする必要がある。

(b) 法 22 条区域の制限（法 22 条、23 条）

法 22 条区域では、屋根は不燃化し、延焼のおそれのある部分の外壁を準防火性能とする。

(3) 火災を一定規模に留めるための措置

(a) 防火壁による区画（法 26 条、令 113 条）

延べ面積 1,000 m² ごとに自立する耐火構造の防火壁で区画する。耐火構造とする方法は、鉄骨造、鉄筋コンクリート造の他、木造（平 26 国告示第 861 号）がある。

(b) 小屋組木造建築物の隔壁

建築面積が 300m² を越える場合は、けた行間隔 12m 以内ごとに準耐火構造の小屋裏隔壁を設ける（令 114 条 3 項）。

(c) 防火上主要な間仕切壁（令 114 条 2 項）

教室と廊下、教室間には、準耐火構造の防火上主要な間仕切壁を小屋裏、天井裏に達するように設置する。

(4) 避難・消火活動支援のための措置

(a) 大規模木造建築物の敷地内通路

延べ面積が 1,000 m²を越える場合は、建物周囲に 3m以上の敷地内通路を確保する。ただし、延べ面積が 3,000 m²以下の場合は、隣地境界線に接する通路は 1.5mとできる。

なお、この敷地内通路は前面道路までつなげる（令 128 条の 2）。

(b) 二方向避難

棟ごとに各室からの二方向避難を確保することが望ましい。

(c) 内装制限（法 35 条の 2、令 128 条の 4、令 129 条、平 12 建告 1459 号）

学校には地階、無窓居室（そこにつながる通路を含む）、火気使用室等を除き、内装制限がかからないが、出火可能性が高い部屋（火気を使う可能性がある部屋）は、天井を準不燃材料とするか、壁及び天井を難燃材料とすることが望ましい。

1.1.2 ユニットの組合せルール等

(1) 各ユニットタイプの特徴

(a) A 型（片廊下型）

片側廊下に沿って教室・特別教室・管理諸室等を配置する従来の JIS を踏襲したユニットタイプである。教室で活動が完結するような計画に加えて、明確に区画された廊下を有しながらも教室と連続した多目的スペースとして活用できる。

(b) B 型（廊下と一体となったオープンスペースをもつ型）

教室・特別教室前に廊下と一体化したオープンスペースが付設され、オープンなまま、あるいは居室の設置など、計画・利用の自由度の高いユニットプランである。教室と多目的スペースの一体的・連続的な利用が可能となる。オープンスペースは具体的には、教室・特別教室では制約のあるグループ学習や調べ学習、作業・実習系の活動、動的な活動、少人数学習等の多様な学習活動に対応する。また、それらの活動を保証するための教材やプリント、作品や具体物の提示、多様な学校家具のしつらえなどに活用される場となる。多目的スペース内に建具程度の簡便な間仕切りによって、少人数教室や収納等の完結した室を設けることもできる。また、管理諸室周りでは多目的スペースと一体的に計画・活用することで校務センターとして多様な機能空間が設置できる。

(c) C 型（中廊下型）

廊下の両側に諸室が配置されることで動線の面積効率に最も優れている。一方で、廊下を挟んで対面する諸室同士の音や視線からの保護や安定性、暗さや閉鎖感といった中廊下の環境問題等には注意を要する。3,640 mm以上の幅員の大きな中廊下は、教室と連続するオープンスペースとして、また、対面する室同士を一体的、連続的に計画・活用することなどが可能であり、活動や場の多様化につながる。

(d) D 型（大部屋型）

A～C 型の廊下と教室の間の耐力壁、あるいは 2 ユニットを連続させてその内壁・界壁を撤去し、全体を一室空間としてオープンにしたものである。多目的ホールやメディアセンター

等の広がりのある活動に対応した無壁の空間が計画できる。

(e) ユニットの寸法

今日、一般的な学級定員である 40 名に対応した 8 m × 8 m 程度の教室サイズに加えて、生徒用机の新 JIS サイズに対応しやすい 8 m × 9 m や、逆に、例えば、定常的に十数人の学級に対応する 7 m × 7 m など、学級規模（学級人数）や家具サイズを考慮して学級寸法は柔軟に計画する。

また、教室と連続して多様な学習活動に対応するオープンスペースは、概ね教室サイズと同程度以上が望ましい。

(2) ブロックプランの位置づけ、捉え方

各構成事例は、JIS で規定している A～D タイプのユニットの組合せによってどのようなブロックプランがつかれるか、その可能性を検討し、普通教室、特別教室、管理諸室周りに関する代表的なものを提示している。これらの計画事例は、設計の基準を示すものではない。計画者が自らの創意によって自由にユニットを組合せて望ましい学校空間を生み出すことが期待される。

本事例に示すブロックプランは、その考え方（コンセプト）や目指している学校活動と空間の関係等を理解する手掛かりとして活用していただきたい。また、独立柱や小空間などによる分節化された変化に富んだ多様な空間が作りやすいといった木造の特性を活かした計画が求められる。

(3) 組合せのルール

(a) 連結方法とユニットのサイズ

同一タイプのユニットを桁行方向（X 方向）に連結することで、ブロックを構成する。連結にあたって、桁行方向の寸法が異なるユニットであってもその組合せは自由にできるが、梁（はり）間方向の寸法が隣接ユニット相互で異なる場合には、小屋組やけらば等の納まりに留意する必要がある。学級人数や家具の数量・サイズ、教室の使い方等を考慮してユニットサイズを選定する必要がある。

(b) ブロックプランの面積規模と防火区画・別棟

JIS では 1,000 m²以内ごとに防火壁（防火区画）を設けること、並びに、2,000 m²以内を一棟として、それを超える場合には別棟とする考え方を採用することで、準耐火建築物を想定していない。なお、防火区画との間をエキスパンションジョイントにすることで、防火区画を境にして、異なる梁（はり）間寸法やユニットタイプを配置、連結することができる。

防火区画や別棟とする場合の計画方法や仕様に関しては、別途記載を参照のこと。

(c) 上下階でのユニットの組合せ

2階建ての場合、上下階は原則として同一のユニットの組合せとする。ただし、DA～DC タイプのみ、それぞれ同寸法の A～C タイプの 2階に配置することができる。D タイプは平屋建て、並びに 2階部分に配置することとし、2階建ての 1階部分には用いることができない。

(d) 耐力壁の変更

ユニットの組合せに際して、各ユニットプランに示されている耐力壁（梁（はり）間方向は構造用合板張り耐力壁、桁行方向は筋交い耐力壁）の位置や総数、仕様の変更が可能である。ただし、その場合には、構造的な妥当性を検証する必要がある。また、2階建てでは、上下階で耐力壁の位置を一致させる必要がある。変更の考え方や方法に関しては、「2.1.4 耐力壁の計画」を参照のこと。

(e) 間仕切り壁の追加

各ユニット内の教室と廊下・オープンスペースの間は、筋交い耐力壁が設置されているが、それ以外の箇所には、建具やそれに準ずる簡便な間仕切りを設けることができる。

ユニット内に新たにトイレや居室などを設ける際の間仕切り壁は、想定している積載荷重を超える仕様の場合には、柱や耐力壁を増設する必要があることがあり、構造的な検証が必要である。

(f) ユニット間の界壁

ユニット間で壁や柱を共有することができる。また、各ユニットの界壁のうちのいずれか一面には、2モジュール分（1,820mm、又は2,000mm）の開口を設けることができる。

(g) 階段や吹き抜けの配置方法

ユニット内に階段や吹き抜けを設けることができる。その最大寸法や構造的な対応方法に関しては、「2.1.5 水平構面の計画」「3. JIS A 3301 記載部分以外の構造詳細図（1）階段の納まり」を参照のこと。屋外階段を設置する場合には、壁・柱の増設が必要となる。

(h) 図書室の配置

図書室は、原則として、積載荷重を考慮して2階部分に配置することを想定していない。

(i) JIS A 3301 の規定を超える場合

- ・雁行（がんこう）配置や折れ曲がりなど、梁（はり）間方向にズレが生じるようなユニットの配置、
- ・JIS A 3301 で示したものと異なるサイズのユニットの計画、
- ・図書館の2階配置や積雪2mなど、荷重条件が厳しくなる場合、
- ・梁（はり）間方向の寸法が異なるユニットの連結や平屋と2階建ての連結等、異なるユニットを連結する場合、
- ・トップライトやハイサイドライトの設置、
- ・バルコニーの設置、
- ・中庇やルーバの設置

など、JIS A 3301 では想定していない計画も可能である。その場合の考え方や方法は「2.1.7 JIS A 3301 の規定を超える場合の対応方法」を参照のこと。

1.2 性能確保のための基本原則

1.2.1 耐久性の向上と長寿命化について

(1) 学校施設と耐久性

全国の公立小中学校施設のうち、建設後25年を経過した建物が保有面積の約7割を占める(図1.2.1.1)。これらの施設の更新が喫緊の課題となっている。学校施設は鉄筋コンクリート造の場合、これまで建築後40年程度で建て替えが行われてきた(図1.2.1.2)が、国・地方ともに厳しい財政状況を鑑み、今後ますます、耐久性を高め、永く使える長寿命な学校施設づくりを行うことが重要となる。

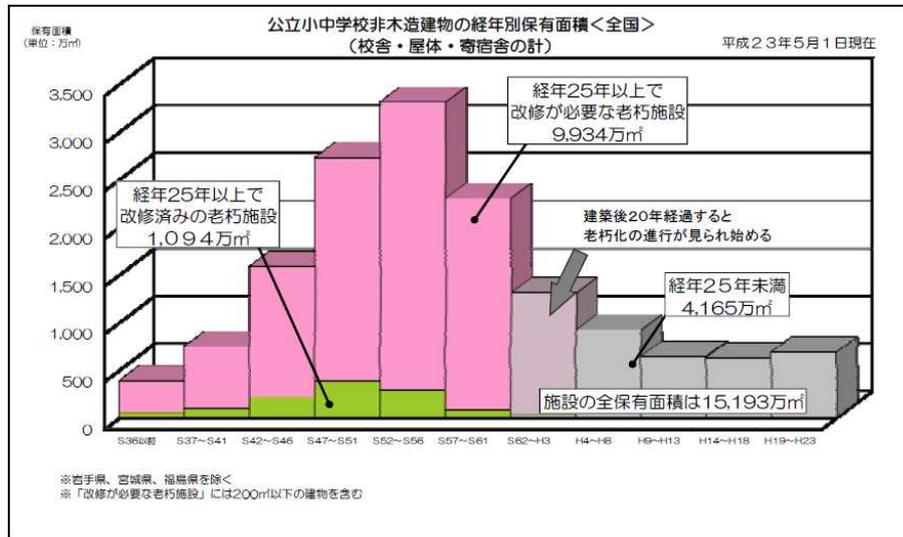


図 1.2.1.1

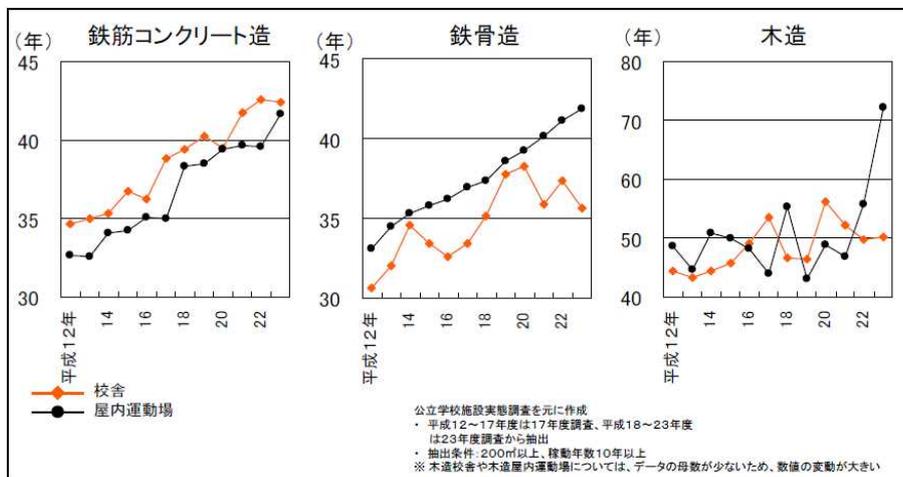


図 1.2.1.2

(2) 耐久性の向上に係る計画課題

建物の耐久性の向上・長寿命化を図るための計画・設計及び運用上の課題を整理する。

フレキシビリティのある平面計画、設備の更新などの将来対応や日常の維持管理を含めた保全計画とその実行が主な課題となる。

(a) フレキシビリティの確保

教育内容や学級数の変化に柔軟に対応でき、教師集団の創意工夫に基づく多様な教育活動が継続的に可能となる施設計画を行うことが重要である。学年等の連携が図りやすい単位で学級教室と多目的スペースを組合せた教育空間を構成すると同時に、学級数の増減に応じてまとまりが維持でき、空間が有効活用できる平面計画の工夫が求められる。

また、少子化に伴い学校施設の一部を用途変更して複合化するなどの需要が今後ますます高まることが予想される。地域の実情を踏まえて、幼稚園や保育園、放課後児童クラブ等の子供が主に利用する施設や、公民館、高齢者福祉施設等への一部転用、全面転用が考えられるが、用途変更に伴う改修が行いやすいように床荷重をあらかじめ割増しして設計したり、個室への転用も考慮して教室のサッシを割り付けておいたり、トイレや浴槽等を新設できるように教室ごとにパイプスペースを確保したりすることも有効である。

(b) 設備の更新対応

主要構造部などの他の部位より早く更新時期を迎える設備の更新に対応しやすい建築計画とすることが求められる。将来の容量増や空調新設等も見越したゆとりあるパイプスペース、ダクトスペースを確保し、縦配管は集約するなどの工夫を行い、道連れ工事が最小限となるように計画することが求められる。特にトイレや特別教室などの水まわりが必要な箇所はこうした工夫が更新費用の低減にもつながる。特別教室や給食調理室などは什器（じゅうき）を含む設備の更新に伴いレイアウトを変更することも考えられるが、それに応じて新たに配管用の床穴や梁（はり）貫通口を設けなくて済むようにしておきたい。また建設段階では想定しにくい校内 LAN、ICT 関連設備といった今後も急速に発達するシステムや、空調の新設に伴い必要となる室外機置場を想定してその荷重を見込んだ設計としておくことも大切である。

(c) 保全計画の立案と実行

建物を永く快適に使うためには保全計画とその実行が大切である。各部位やその仕上げ、機器の耐用年数を踏まえ、事後保全ではなく予防保全の考え方で更新を行うことが大切である。そして、これらの建物状況に関する情報を学校設置者が適切に整理し引き継ぐことと、保全に係るコストを計画的に予算化することが肝腎となる。

木造施設においては、日常的な維持管理の中で、木部の腐朽やシロアリの食害の有無を目視で確認したり、接合部の点検を行ったりすることが求められる。床下や小屋裏などの見えない箇所もあるため、専門業者などによる点検を定期的に行うことが望ましい。屋根や外壁等、雨露や気候変動にさらされる箇所や水まわりは定期的な美装や補修、塗装を行うとともに、防水層を含めた仕上げの更新が必要となる。

(d) 地域に愛される施設づくり

施設の長寿命化を目指すときに、耐久性の向上に係る技術的な創意工夫と同時に、その建物が関係者や地域住民に愛される施設づくりを目指すことが求められる。

データの母数が少ないため、他の構造形式と単純な比較はできないが、木造の校舎、屋内体育館については、木造校舎で 50 年程度と長寿命な傾向が見られる（図 1.2.1.2）。この理由については一概に言えないが、傷んだ部位が分かりやすく、補修も比較的行きやすいとい

う木造の性格のほか、地域に馴染（なじ）んだあたたかみのある木造校舎が子供たちや地域住民に永く愛され、結果、永く大切に使われることに繋がっていると評価することも可能であろう。

(3) 木造校舎の耐久性向上策

木造校舎の耐久性を向上させるためには、腐朽・腐食への対策と蟻害対策を十分に行う必要がある。そのためには木材や金物等を水分（湿気）から守るために、雨掛りに配慮した軒、庇、通気措置等の計画や設備配管等の結露に対する適切な施工が重要になる。また耐腐朽性、耐蟻性の高い材の使用や薬剤による防腐・防蟻処理を木材などに講じることも効果があるとされるが、正しい情報を参考文献※等により把握し、過度に依存しないことが望まれる。ここでは建物の構成やデザインに関わる事項を中心に整理する。

(a) 換気計画と通風の確保

木材や金属類を水分（湿気）から守るためには換気の計画が大切で、多雨（多雪）多湿となる日本の気候風土を十分に踏まえた建築計画を立案することが肝腎である。

木造建築では床下や小屋裏、壁面内部など見えない箇所の換気が躯体の耐久性確保の上で最も重要で、湿気が溜まりやすいトイレ等の水まわりの計画には十分留意する必要がある。また地域の気候風土を踏まえ、断熱方式などに応じた適切な措置を行うことが望まれる。

(b) 屋根勾配

JIS A 3301 では屋根形状を勾配屋根としている。屋根面からの漏水を避けるために、屋根仕上げに応じた勾配を確保するようにする必要がある。単純な屋根形状とすることが望ましい。多雪地域においては、勾配屋根は雪を地上に落とすことが前提となることから、建物の周りに落雪帯を用意しておくことを忘れてはならない。堆雪による水分のまわり込みを避けるために、小屋根などを極力設けず急勾配にするなどして堆雪しないようにしたり、軒屋根の部分急勾配として堆雪の巻垂れを防止したりすることも有効である。

(c) 基礎高さ

木部に地面からの湿気の影響を受けないようにするためには、基礎を高くして地面との距離を確保することが肝腎である。令第22条において最下階の居室の床が木造の場合は床の高さを45cm以上とすること等が定められている。更に多雪地域では積雪も考慮した基礎高さを確保することが望ましい。また地域によっては河川の氾濫などによる浸水区域に指定されていることもあるため、想定浸水高さも踏まえて基礎高さを決定する必要がある。

(d) 外壁面

外部の仕上げに木材を使用する場合や構造に係る木部を露出する場合は、その部分が雨掛かりとならないように配慮する。具体的には軒やけらば、庇の出をしっかりと確保することが求められ、紫外線劣化にも有効である。塗装は耐候性及び耐久性向上に効果的であるが、定期的にメンテナンスを実施し、その効果を継続されることが必要である。

(4) 参考文献

・木造計画・設計基準及び同資料※ 平成23年5月 国土交通省大臣官房官庁営繕部

- ・ 建築技術 No760 2013.5 特集中大規模木造建築物設計の悩み解消法 株式会社建築技術
- ・ 学校施設の老朽化対策について 平成 25 年 3 月 学校施設の在り方に関する調査研究協力者会議 文部科学省
- ・ 文教施設 56 2014 秋号 一般社団法人文教施設協会

1.2.2 音環境

(1) 学校施設に求められる音響性能

学校の教室で支障なく授業を進めていくには、教師や児童生徒の会話が明瞭に聞き取れる適度な静けさを保てる音環境が必要であり、保健室や特別支援学級関連室、通級指導教室等の外部の音の伝搬に対して特別に配慮が必要な室や、音楽室や視聴覚室等の室内から発生する音が周囲に大きな影響を及ぼさない配慮が必要な室では、更に音環境に留意した設計を行うことが求められる。音楽室や視聴覚室での楽器やスピーカー音、教室での歩行や机・椅子の引きずりは他の教室では騒音となる。教室では、教師や児童生徒の声が良好に聞こえる室内の騒音レベルは 40dB 以下、保健室や音楽室では 35dB 以下が必要とされており、これらの性能を満足させるためには隣室間の遮音や床の衝撃音への対策が望まれるとともに、適切な配置計画が、設計の段階で求められる。

また、残響が過度になると音が伝わりにくく、落ち着かない雰囲気になることもあるため、各室の要件に応じた室内の響きを調整することが求められる。残響の評価は音源が停止してから音圧レベルが 60dB 減衰するのに要する残響時間で表され、幅 8m×奥行 8m×高さ 3m程度の教室では 0.6 秒が推奨値とされている。

(2) 対策

遮音性能の確保で重要なのは配置計画である。学校では諸室の用途によって発生音や求められる静けさの度合いが異なり、大きな発生音が想定される室と静かな音環境を必要とする室との隣接は避けることが望まれる。また前室や準備室等を設けることで、隣接した室や廊下への音の伝搬を低減させることができる。

隣接する二室間の音の経路は、界壁や界床などの部材を通じてだけでなく、建具や廊下、階段などを迂回して生じる側路伝搬もある。そのため界壁の音響透過損失をあげるだけでなく、窓や扉などの遮音性能も高めていくことが望まれる。

現在、小学校を中心に教室と連続した位置に多様な教育活動の場となるオープンスペースを設ける事例が一般的となっているが、教室とオープンスペースを一体的に整備する場合は教室間の音の伝播に十分配慮した設計を行う必要がある。教室とオープンスペースの天井等は吸音仕上げとすることを必須とし、教室間に小部屋や昇降口などの空間を設けて教室間の距離を離したり、オープンスペースの幅を確保したり、教室とオープンスペースの間にパーティションを設けたりすることなどが、音の伝播を防ぐ方法として効果的である。

残響時間を適度に調整するには適切な吸音処理をすることが必要である。吸音処理の方法としてはグラスウール、ロックウール等の多孔質吸音材料を使用する方法、有孔板、スリット、

リブなどを表面仕上げとしてその背後に空気層を設け共鳴現象を利用した方法、板状材料を背後に空気層を設けて貼り共振を形成させ吸音効果をはかる板振動型吸音構造があるが、いずれの方法も吸音の原理を把握し、適正な材料を選択し、正しく施工されることが求められる。またオープンスペースと教室を一体的に設計し、特に高い天井を持つ場合には、空間の容積が大きいため残響時間が長くなるので、吸音率の高い材料を使用する必要がある。

なお、机やイス等も吸音効果をもっているため、それらが無い状態では残響音が長くなる

(3) 木造建築物の課題

木造の校舎で課題としてあげられるのが床衝撃音であり、人の歩行や本の落下等により生じる重量床衝撃と、机・椅子の引きずり等によって生じる軽量床衝撃音がある。一般的に木造の建物の場合、軽量床衝撃音については床仕上げ材の表面をやわらかくする、又は床の構造体の剛性を上げるために釘と接着剤を併用して複数の部材の一体化を図り、梁（はり）せいの増加や根太などをできる限り細かく配置させる、あるいは防振天井として天井ふところを大きくとり、内部に多孔質材料を挿入するなどの対策がとられる。しかし重量床衝撃音の対策については、床の構造体の質量を増すことが効果的であるが、木質系の床の場合、質量の増大には工法上限界がある。よって重量衝撃を発生する室の直下に静けさを要求する室を配置することは原則、避ける必要があろう。

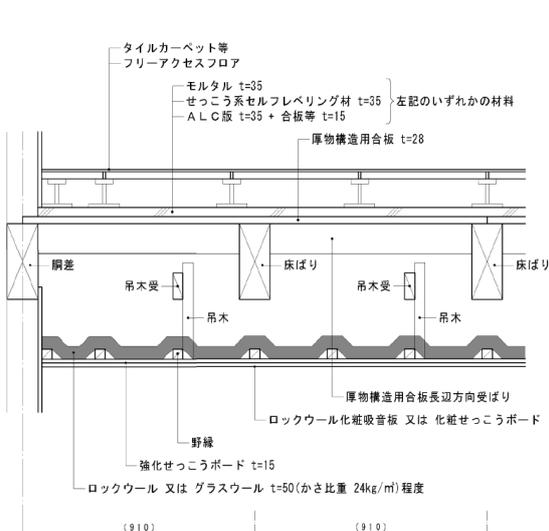


図 1.2.2.1 床衝撃音対策を考慮した床の事例 1

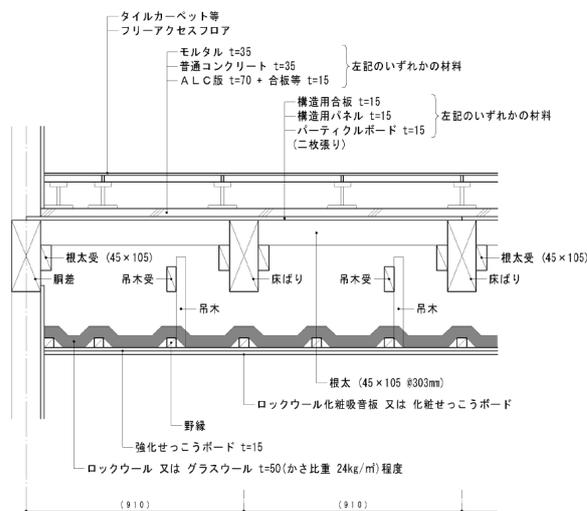


図 1.2.2.2 床衝撃音対策を考慮した床の事例 2

床衝撃音対策を考慮するためには、図 1.2.2.1、図 1.2.2.2 に示す例のように、床の上にモルタル、ALC 版などを施工し、面密度や剛性を増し、天井は吊木受を設けて独立して施工する必要がある。また机や椅子の引きずりなどに対する緩和策として、カーペットを敷くなどの簡便な方法もあるが重量衝撃に対する効果は期待できない。また机・椅子を引きずる際に発生する振動を防止するために脚部にゴムなどの緩衝材料をつけるなどの工夫も効果がある。また他室の事業時間中には机・椅子などの移動はしないなどの運用状の配慮も必要である。

床衝撃音の測定・評価法は JIS に規定され、写真 1.2.2.1、写真 1.2.2.2 に示す標準衝撃源で床を衝撃加振し、下室の受音室で発生音の測定を行う。



写真 1.2.2.1 軽量衝撃源 (タッピングマシン)



写真 1.2.2.2 重量衝撃源 (タイヤ衝撃源)

(4) 参考文献

- ・「学校施設の音環境保全規準・設計指針」((社)日本建築学会)
- ・「木造計画・設計基準及び同資料」(国土交通省大臣官房官庁営繕部)

1.2.3 室内の床振動

(1) 学校施設に求められる振動性能

居住空間で発生する振動は居住者の体感だけではなく、建物のきしみ音や照明の揺れなどの視覚などをきっかけに強く意識することになり、学校では教師や生徒が不快を感じるだけではなく、日常の活動に支障を生じ、振動の種類によっては不安を与えることもある。

床に対し直角方向に生じる鉛直振動の性状には様々なものがあるが、学校の教室等においては数人の歩行、小走りが床振動の主要因と考えられる。1人から数人の歩行、小走りなどにより発生する床振動は歩行、小走りの歩調に応じた加振振動数成分及びその倍調波成分からなる連続振動と、一步一步の着地の度に励起される床の固有振動数での減衰振動が複合された複雑な性状を示す。また連続振動の振幅や減衰振動の最大振幅は加振者の接近や移動に応じて変動する。このような複雑な床振動に対する人の感覚や評価には初期の振動の大きさと、その後の振動の続き具合の2つの要因が大きく影響する。

また、固有振動数が低く、減衰が小さな床では歩調の整数倍の振動数が床の固有振動数と一致すると共振現象を発生させ比較的長時間、不快な振動が続くことになる。そのため、通常の歩行の歩調の範囲が 1.6~2.3Hz であることを考慮すると、床梁(はり)の固有振動数を 10Hz 以上にすることが望ましい。

(2) 人の歩行、走行により発生する床振動の評価を表す物理量

人の歩行、走行により発生する床振動には、最初のかかと着地時の衝撃により励起される床

の固有振動数での減衰振動と、通常の数歩連続した歩行、走行の場合、歩調とその倍調波成分からなる連続的な振動となる。このような床振動に対する人の感覚、評価には初期の振動の大きさと、その後の振動の続き具合の2つの要因が影響する。

初期の振動の大きさに関する人の感覚は、床の最大変形量と、その変形量を着地開始から床が最大変形量に達するまでに要する時間で除した値で表すことができる。また振動の続き具合は着地開始から床の固有振動数での減衰振動が加速度振幅 14.1cm/s^2 まで減衰するのに要する時間であらわすことができる。よって床の質量を増やしたり、剛性を上げたりすることが居住性能向上に効果的であると考えられるが、木質系の床では質量を増やすには限界がある。

(3) 木質系床の特性と物理量

木造の床はこれまで一般的な8畳間程度までの住宅の床が主体であったため、学校施設で対象となる木造長スパン床の歩行振動に関しては、現状では十分なデータが蓄積されていない。また梁（はり）間に架かる根太や面材も木質系にした場合と、梁（はり）間の面材にALCやモルタル塗り合板等、比較的質量及び剛性が大きいものを使用した床では、その性状は大きく異なると予想されるが、ともに十分なデータの蓄積ができていない。そのため現状では倍調波共振を避けることが、性能向上の主眼となる。

床梁（はり）の固有振動数の算定については、梁（はり）を単純梁（はり）とみなした場合、次の式で求めることができる。

$$n = \frac{\alpha\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EIg}{\beta w}}$$

ここで、 n ：振動数

EI ：曲げ剛性

l ：スパン

g ：重力加速度

w ：荷重（自重）

α ：床板・根太の影響や仕口の梗塞などによる振動数の増大を見込んだ係数

β ：自重と通常用いる床の設計荷重に対する固定荷重並びに積載荷重の和の比

上記式で α と β の値の設定には検討の余地があるが、 α を1.2、用途を学校の教室とした場合、次の式により床の剛性の制限値の目安を立てることができる。

$$EI > \frac{wl^4}{174}$$

なお、実状に応じ、振動性能は下記のような条件で変化することに留意する必要がある。

- 1) 応力力、変形の範囲では、接合部などにおける応力伝播が十分に行われず、一部の部材が所定の働きをしない場合がある。
- 2) パンの途中に間仕切り壁などが存在すると、それによる拘束の影響で、梁（はり）の振動性状は大きく変化する。
- 3) 質系梁（はり）は軽量なので、梁（はり）に架かる根太や面材及び仕上げ材の重量、並びに床上の什器（じゅうき）、備品などの重量が、固有振動数に大きく影響する。
- 4) 上の人の影響で、振動性状は変化する。人は単なる積載物ではなく、一般に固有振動数は大きく変化しないが、減衰は大きくなる。



写真 1.2.3.1 起震機を使った床の振動実験

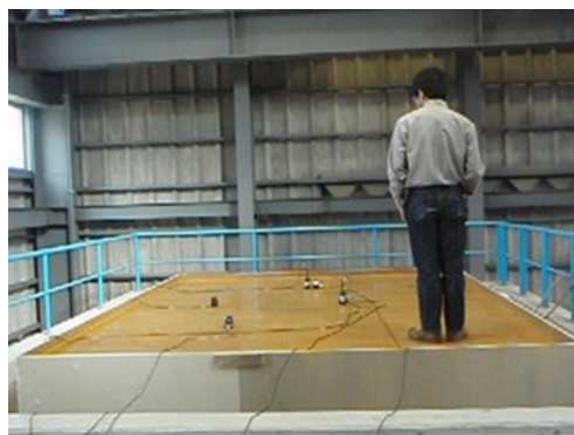


写真 1.2.3.2 人の歩行・走行による床の振動実験

床の振動特性は、写真 1.2.3.1、写真 1.2.3.2 に示すように起震機による床の加振や、人を歩行、走行させることによって受振機を使用して計測することができる。

(4) 参考資料

- ・「建築物の振動に関する居住性能評価指針」（(社) 日本建築学会）
- ・「木造計画・設計基準及び同資料」（国土交通省大臣官房官庁営繕部）
- ・「木質構造設計規準・同解説」（(社) 日本建築学会）

1.2.4 断熱性能

(1) 学校施設に求められる断熱性能

学校の教室等^{※1}の室温は、文部科学省の「学校環境衛生基準」^{※2}によると、夏は 30℃以下、冬は 10℃以上が望ましいとされ、中でも、児童生徒等に生理的、心理的に負担をかけない最も学習に望ましい条件は、冬期で 18～20℃、夏期で 25～28℃程度であるとされている。特に、冬期の暖房時に、同一空間や同一室内で温度差が生じないように計画していくことが重要である。そのためには建物の断熱性や気密性を向上させることが建物内の温熱環境の均一性を高めるこ

とに繋がる。また、冷暖房負荷を軽減し、省エネ対策ともなる。

我が国では、石油危機を契機として昭和 54 年にエネルギーの使用の合理化に関する法律（以下、省エネ法）が制定され、これまで幾度かの改正を行うことにより適用範囲を拡大するとともに省エネ対策が強化されてきた。建築分野では述べ床面積 300 m²以上の建築物が特定建築物とされ、新築、大規模改修時に省エネ措置に係る届出が義務付けられている。同法律は住宅・建築物の省エネルギー基準を定めており、学校施設を含む非住宅建築物においては、消費エネルギーを化石燃料等の一次エネルギーの消費量単位に換算して評価するとともに、外壁や窓など外皮の熱性能を年間熱負荷係数（以下、PAL：Perimeter Annual Load の略）で評価するとされている。PAL の評価基準は、建物用途別に気候風土の相違による地域^{*3}ごとに定められている。参考までに学校施設の PAL 基準値を表に示す。学校施設を設計する上で、断熱性能を検討する際の指標となる。

表 1.2.4.1 学校施設の PAL 基準値

建物 用途	PAL (MJ/m ² 年)							
	1 地域	2 地域	3 地域	4 地域	5 地域	6 地域	7 地域	8 地域
学校等	390	390	390	450	450	450	500	690

(2) 木造建築物の特殊性と対応策

木材は、コンクリートに比べて熱容量や熱拡散率が小さく、一定の断熱性能を有することから、木造の建物では、室温と床面・壁面の温度にほとんど差がない均質な室温環境を確保しやすい^{*4}。

しかし、木造であっても、外壁や屋根などに断熱材が設けられていない場合は、冷暖房を停止すると短時間のうちに室温が低下（冬）又は上昇（夏）するため、再運転しても効きが悪い、あるいは、連続運転をしても無駄にエネルギーを消費することになることから、断熱性や気密性を高めることが不可欠である。

公共施設の木造建築物の断熱仕様の規定については、木造工事標準仕様書があるほか、住宅用として木造住宅工事仕様書（住宅金融普及協会）、長期優良住宅（住宅金融支援機構 住宅技術基準規定）、品質確保に関する法律（住宅性能表示）等がある。これらを参考に経済性も考慮して決定するとよい。

次に各部位の断熱工法とその留意点を記述する。

外壁の断熱工法については、在来軸組工法の場合、壁内の構造材の間に断熱材を充填する充填断熱工法とすることが一般的である。断熱材の内部結露及びそれにより発生する木材の腐朽等を防ぐために、室内側には断熱材の内部に湿気が侵入しないように防湿層を設ける、屋外側には断熱材の湿気を外に逃がすために透湿兼防水層及び通気層を設けるといった工夫が求められる。下図に官庁施設の設計に関する技術資料である木造計画・設計基準（国土交通省）に掲載されている外壁通気構法の基本構成を例示する。→[国交省の掲載許可必要](#)

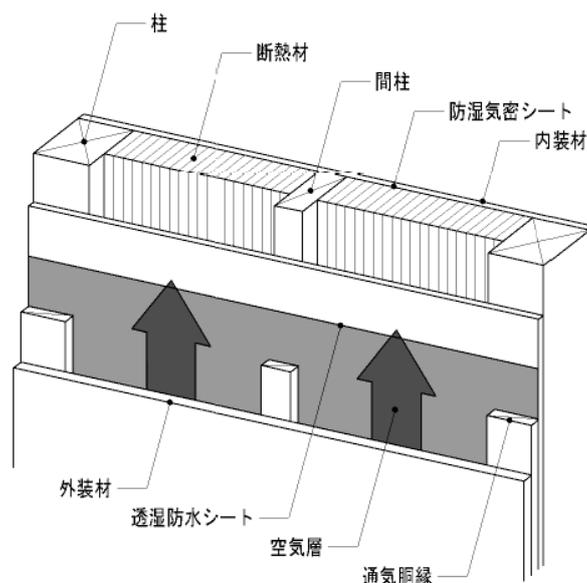


図 1.2.4.1 外壁通気構法の基本構成（充填断熱工法による）

（出典：木造計画・設計基準及び同資料）

また、壁面には、窓などの開口部や、配管、コンセント、スイッチ等の壁内埋込みが生じるため、これらによって断熱が途切れないようにすることが重要である。特に窓まわりの断熱材は入念に施工し、コンセントやスイッチ等の周辺は背面や隙間に断熱材が施されているか確認することが重要である。

なお、壁内部に冷気が侵入しないように、外壁及び間仕切壁と天井や床との取合い部分やコンセントボックスの通気止めを行うことも大切である。

開口部については、学校は特に大きな開口面積が必要となるため、熱の損失や結露、冬期のコールドドラフト等を防止する観点から、地域の気象条件に応じて複層ガラスや二重サッシ及び断熱サッシの採用を検討するとともに、日射による室温への影響も大きいことから、庇を設けるなどして夏の日射を遮断し、冬の日射を取り入れられるよう工夫する。

屋根については、屋根裏に断熱層を設ける屋根断熱工法と天井裏に断熱を敷き込む天井断熱工法がある。

いずれの工法も結露対策が重要であり、屋根断熱工法では野地板と断熱層の間に通気層を設けたり、天井断熱工法では小屋裏の熱や湿気を逃がすために換気口を設けたりする必要がある。

下図に木造計画・設計基準（国土交通省）に掲載されている屋根断熱工法及び天井断熱工法の基本構成を例示する。

→国交省の掲載許可必要

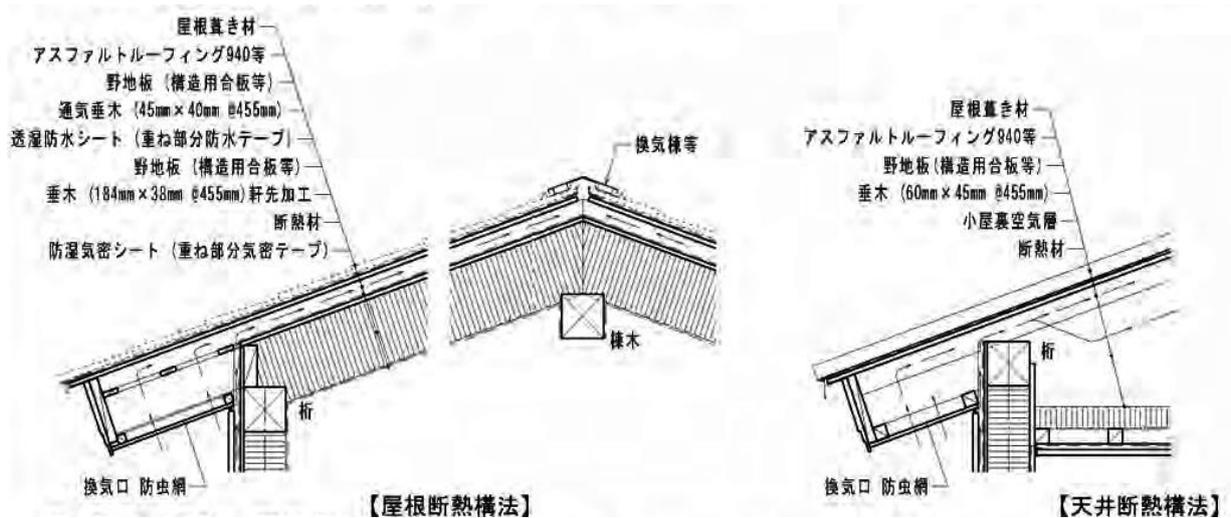


図 1.2.4.2 屋根の断熱工法の例

(出典：木造計画・設計基準及び同資料)

1 階床下については、床下断熱工法と基礎断熱工法がある。床下断熱工法は 1 階の床組内に断熱材を敷き込むとともに、基礎に通気口を設けて床下換気を行うもので、木造建築物では一般的にみられる工法である。基礎断熱工法は、土間コンクリートを施し、基礎の外周に沿って断熱を施すものである。通気口は設けず床下は室内と同じ温熱環境となるため、床下の給排水管の凍結を防止できる利点がある。この場合、地面からの湿気対策として土間コンクリートの下に防湿シートを敷き、床下の除湿対策として 1 階床に通気ガラリを設ける等の工夫を行うほか、建設地周辺におけるシロアリの生息状況や被害状況等の実情を十分勘案し、防蟻処理を施した断熱材を使用したり、シロアリの侵入を防ぐ金属メッシュを施したりする必要がある。

なお、令第 49 条第 2 項により構造耐力上主要な部分である柱、筋かい及び土台のうち、地面から 1m 以内の部分には防腐処理を講ずるとともに、必要に応じてしろありその他の防虫対策を講じることとされている。

(4) 参考文献

- ・木造計画・設計基準及び同資料 平成 23 年 5 月 国土交通省大臣官房官庁営繕部
- ・文教施設 56 2014 秋号 一般社団法人文教施設協会
- ・木の学校づくり その構想からメンテナンスまで 平成 11 年 2 月 文部省
- ・既存住宅の省エネ改修ガイドライン 平成 22 年 7 月 財団法人建築環境・省エネルギー機構
- ・こうやって作る木の学校～木材利用の進め方のポイント、工夫事例～ 平成 22 年 5 月 文部科学省

※1 教室等とは、普通教室、理科室、家庭科室、音楽室、図工室、コンピュータ室、体育館、職員室等の児童生徒・教職員等が通常使用する部屋をいう。

※2 学校環境衛生基準等とは、学校保健安全法第 6 条に基づき定められた「学校環境衛生基準」（平成 21 年

文部科学省告示第 60 号) 及び「学校環境衛生管理マニュアルー学校環境衛生基準の理論と実践ー平成 22 年 3 月文部科学省」をいう。

- ※3 いわゆる「省エネルギー基準」とは、「エネルギーの使用の合理化に関する建築主等及び特定建築物の所有者の判断の基準」(平成 25 年経済産業省、国土交通省告示第 1 号)をいい、地域区分とは、同基準別表第 4 に示す区分をいう。
- ※4 「こうやって作る木の学校～木材利用の進め方のポイント、工夫事例～」(平成 22 年 5 月 文部科学省、農林水産省)、「木造校舎と鉄筋コンクリート造校舎の比較による学校・校舎内環境の検討・科研費報告書 1992 (橘田紘洋)」参照。

第2章 JIS A 3301による木造校舎の構造設計

第2章 JIS A 3301による木造校舎の構造設計

2.1 構造計画

2.1.1 建築基準法における構造設計ルートの解説

図 2.1.1 に法における木造建築物の構造設計ルートを示す。10 m²以下の物置等を除く通常の木造建築物においては、限界耐力計算を行う場合を除き、令第3章第3節の木造の仕様規定を遵守する必要がある。また、床面積が500 m²を超える場合など一定規模以上の場合には、令第3章第3節の仕様規定の遵守に加えて、必要な構造計算を行うことが義務づけられる。

図 2.1.1 の一番下の構造計算ルートは、木造建築物の規模に応じてルート分けされる。階数 ≤ 2 、延べ面積 ≤ 500 m²、高さ ≤ 13 m、軒高 ≤ 9 mを全て満たす場合には、令第3章第3節の仕様規定を満たすことを確認すれば構造計算は不要となる（仕様規定ルート）。階数 > 2 又は延べ面積 > 500 m²の木造建築物で、高さ ≤ 13 mかつ軒高 ≤ 9 mを満たす場合には、令 82 条各号に定める許容応力度計算（ルート1）を行うだけでよい。高さ > 13 m又は軒高 > 9 mの場合に限り、ルート2以上の構造計算が必要となる。

令第3章第3節の仕様規定で想定している木造建築物は、いわゆる在来軸組工法のように柱や横架材などの軸組で荷重を支える構法による木造建築物であり、JIS A 3301 に記載された軸組構法もこれに該当する。表 2.1.1 に令第3章第3節の仕様規定の各項目の対応に関するチェックリストを添付する。表の左側の欄は仕様規定による対応を示し、表の右側の欄はただし書きによる構造計算等の対応を示す。

令第3章第3節の仕様規定のうち、学校の木造の校舎の規定を定めているのが令 48 条である。令 48 条の第1項には、9 cm角以上の筋かい耐力壁の使用、桁行方向の間隔2 m以内ごとに柱・梁・小屋組を配置、主要な柱は13.5 cm角以上とすることなどの仕様規定が定められている。令 48 条の第2項には、第1項の仕様規定を適用しなくてもよい場合について2つの方法が定められており、1つは令 46 条第2項第一号に掲げる基準を満たす場合、2つ目は国土交通大臣が指定する日本工業規格（JIS A 3301）を満たす場合となっている。

令 46 条はいわゆる壁量計算の仕様規定であり、令 46 条第2項は壁量計算を適用しなくてもよい場合について定めた条文であり、令 46 条第2項第一号はイ：主要構造材料の品質に関する規定（昭 62 建告第 1898 号）、ロ：柱脚と基礎の緊結に関する規定、ハ：構造計算方法に関する規定（昭 62 建告第 1899 号）、の3項目から構成されている。昭 62 建告第 1898 号には、構造耐力上主要な柱及び横架材には JAS 規格に適合した製材・集成材等でなければならないと規定されている。昭 62 建告第 1899 号の構造計算に関する規定は、①令 82 条各号に定める許容応力度計算を行う、②令 82 条の2に定める層間変形角の確認を行う（地震力を $C_0 \geq 0.3$ として許容応力度検定を満たす場合は不要）、③令 82 条の6 第二号ロに定める偏心率を計算し 0.15 以下であること（0.15 以上の場合は偏心率 0.3 以下かつ、ねじれ補正係数 α 又は F_e により地震力の割増を行って許容応力度検定を満たすこと）と定めている。

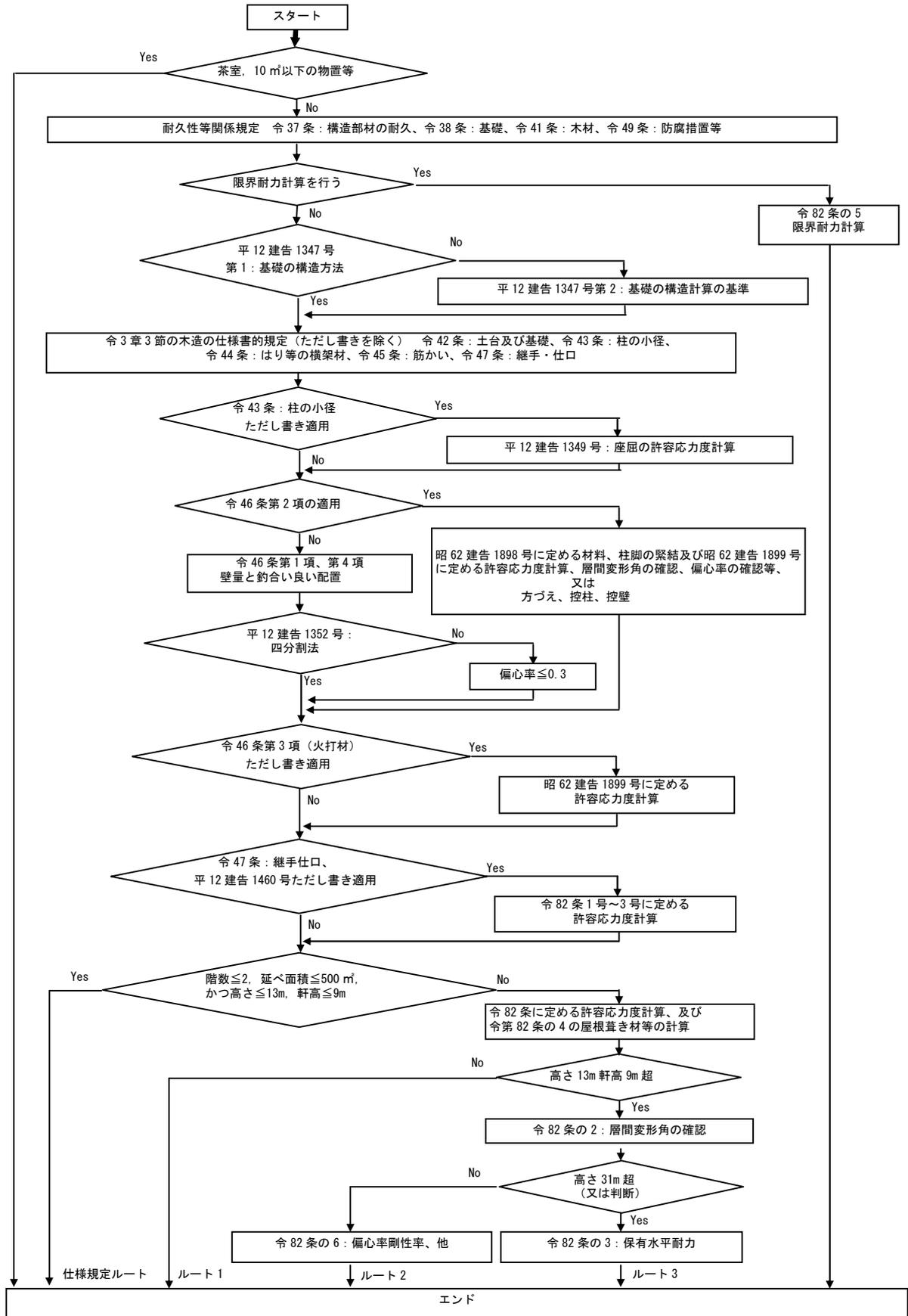


図 2.1.1 建築基準法における木造建築物の構造設計ルート

表 2.1.1 令 3 章 3 節の仕様規定チェックリスト

基準法施行令 3 章 3 節の木造仕様規定項目		ただし書きによる計算等対応
土台及び基礎 令 42 条	1 項	<input type="checkbox"/> 1 階柱脚は土台に緊結 <input type="checkbox"/> 柱脚を基礎に緊結 <input type="checkbox"/> 足固め平家建で軟弱地盤以外
	2 項	<input type="checkbox"/> 土台は基礎に緊結 <input type="checkbox"/> 50m ² 以下の平家建で軟弱地盤以外
柱の小径 令 43 条	1 項	<input type="checkbox"/> 横架材間距離×表の数値以上 (1/20～1/33) <input type="checkbox"/> 平成 12 年建告 1349 号の座屈の許容応力度計算
	2 項	<input type="checkbox"/> 3 階建の 1 階柱 13.5cm 以上 <input type="checkbox"/> 平成 12 年建告 1349 号の座屈の許容応力度計算
	4 項	<input type="checkbox"/> 柱断面の 1/3 以上かき取る場合には補強
	5 項	<input type="checkbox"/> 2 階建以上の隅柱は通し柱又は同等以上接合
	6 項	<input type="checkbox"/> 柱の有効細長比は、150 以下
はり等の横架材 令 44 条		<input type="checkbox"/> 中央部下側に耐力上支障のある欠込みなし
筋かい 令 45 条	1 項	<input type="checkbox"/> 引張筋かいは、厚さ 1.5cm 以上幅 9cm 以上の木材又は径 9mm 以上の鉄筋を使用 <input type="checkbox"/> 筋かいをういず、面材耐力壁等を使用
	2 項	<input type="checkbox"/> 圧縮筋かいは、厚さ 3cm 以上で幅 9cm 以上の木材を使用
	3 項	<input type="checkbox"/> 端部を、柱と横架材との仕口に接近して、ボルト、くぎ等の金物で緊結 (平成 12 年建告 1460 号第一号)
	4 項	<input type="checkbox"/> 欠込みをしない。ただし、筋かいをたすき掛けで、必要な補強を行なったときは可
構造耐力上必要な軸組等 令 46 条	1 項 4 項	<input type="checkbox"/> 下記の壁量計算をおこなう 表 1 (又は昭和 56 年建告 1100 号) に定める耐力壁の倍率に壁長を乗じた存在壁量の和が、その階の床面積 (小屋裏に 1/8 以上の物置等を設ける場合は平成 12 年建告 1351 号で面積加算) に表 2 の数値を乗じた地震に対する必要壁量以上、かつその階の FL+1.35m より上の見付面積に表 3 の数値を乗じた風に対する必要壁量以上となるよう、耐力壁を釣合い良く設ける 令 46 条 2 項 <input type="checkbox"/> 次に掲げる基準に適合 (第一号) イ. 昭和 62 年建告 1898 号に規定する集成材等 (含水率 20% 以下の製材も可) を使用 ロ. 柱脚が、土台又は RC 基礎に緊結 ハ. 昭和 62 年建告 1899 号に定める許容応力度計算、及び、層間変形角の検討をおこなう <input type="checkbox"/> 方づえ、控柱又は控壁 (第二号)
	3 項	<input type="checkbox"/> 小屋ばり組及び床組の隅角に火打を設け、小屋組に振れ止めを設ける <input type="checkbox"/> 構造用合板直張りによる剛床仕様 <input type="checkbox"/> 昭和 62 年建告 1899 号に定める許容応力度計算、及び、層間変形角の検討をおこなう
	4 項	<input type="checkbox"/> 1/4 法による釣合良い配置の検討 (平成 12 年建告 1352 号) <input type="checkbox"/> 令 82 条の 3 第 2 号により偏心率を計算し、0.3 以下を確認
継手又は仕口 令 47 条	1 項	<input type="checkbox"/> 国土交通大臣が定める構造方法 (平成 12 年建告 1460 号第二号に定める柱頭柱脚) <input type="checkbox"/> 構造耐力上主要な接合部は、令 82 条 1 号から 3 号の許容応力度計算をおこなう <input type="checkbox"/> 柱頭柱脚は N 値計算を行う
学校の木造の校舎 令 48 条	1 項	<input type="checkbox"/> 外壁には 9cm 角以上の筋かいを使用 <input type="checkbox"/> 桁行 12m 以内ごとに 9cm 角以上の筋かいを使用した通し壁の間仕切り壁を設ける <input type="checkbox"/> 桁行方向の間隔 2m 以内ごとに柱、はり及び小屋組を配置し、相互に緊結 <input type="checkbox"/> 主要な柱は 13.5cm 角以上 (2 階建ての 1 階で柱相互の間隔 4m 以上の場合は 13.5cm 角 2 丁合せ 又は 15cm 角以上) 令 48 条 2 項 左記の仕様規定を適用しなくてよい場合 <input type="checkbox"/> 令 46 条第 2 項第一号の基準に適合 <input type="checkbox"/> JIS A3301 に適合
防腐措置等 令 49 条	1 項	<input type="checkbox"/> ラスモルタル等の下地には防水紙等を使用
	2 項	<input type="checkbox"/> 地面から 1m 以内の主要軸組には有効な防腐防蟻措置を講ずる

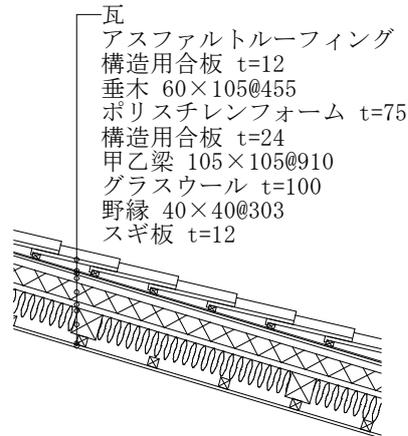
2.1.2 荷重条件

JIS A 3301 における荷重条件の各級の設定は、積雪荷重条件にもとづいて1級（一般区域、垂直積雪量 30cm 以下）、2級（一般区域、垂直積雪量 90cm 以下）、3級（多雪区域、垂直積雪量 100cm 以下）、4級（多雪区域、垂直積雪量 150cm 以下）と定めている。なお、固定荷重、積載荷重、積雪荷重、風圧力、地震力の算定基準などは現行の令第 83 条～第 88 条に準ずる。風圧力については令第 87 条及び平 12 建告第 1454 号における地表面粗度区分Ⅲで基準風速 V_0 が 40 m/s 以下の地域とした。地震力については令第 88 条及び昭 55 建告第 1793 号における地域係数 Z が 1 以下の地域で、重要度係数 1.25 に対応した標準せん断力係数 $C_0=0.25$ として問題のない地域とした。これらの条件から外れる地域については、本 JIS 規格をそのまま適用することはできない。

JIS A 3301 の表 3 の積載荷重の値のうち、室及び廊下の値は令第 85 条に基づいており、屋根の積載荷重の値については、文部科学省大臣官房文教施設企画部「建築構造設計指針（平成 21 年版）」表 4.2 積載荷重より、屋上—非歩行用—S 造の体育館、武道場の値に準ずるものとした。固定荷重の根拠については、以下に示す各部位の断面構成をもとに算出した。これらの断面構成はあくまでも一例に過ぎないが、昨今の木造校舎における実例などを参考に、遮音性や耐久性にある程度配慮して設定したものとなっている。

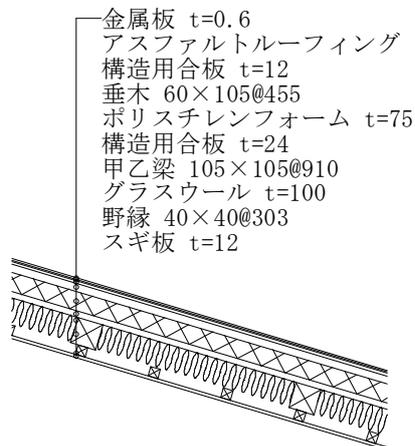
屋根(荷重条件 1 級及び 2 級)

瓦	470
アスファルトルーフィング	20
構造用合板 t=12	80
ポリスチレンフォーム t=75	30
垂木 60×105@455	70
構造用合板 t=24	150
トラス	240
小梁 105×105@910	70
グラスウール t=100	30
野縁 40×40@303	60
スギ板 t=12	60
<hr/>	
	1280
	↓
	1300 N/m ²
水平投影面に対して	1430 N/m ²



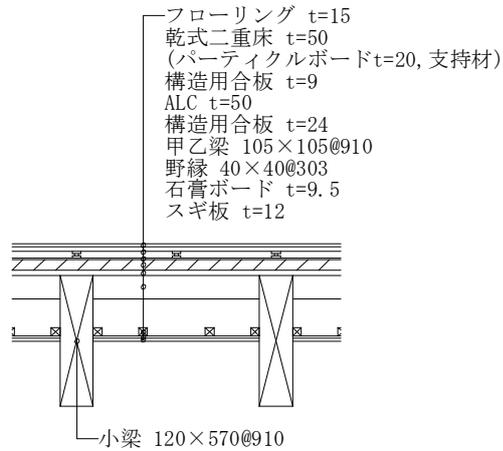
屋根(荷重条件 3 級及び 4 級)

金属板 t=0.6	60
アスファルトルーフィング	20
構造用合板 t=12	80
ポリスチレンフォーム t=75	30
垂木 60×105@455	70
構造用合板 t=24	150
トラス	240
小梁 105×105@910	70
グラスウール t=100	30
野縁 40×40@303	60
スギ板 t=12	60
<hr/>	
	870
	↓
	900 N/m ²
水平投影面に対して	990 N/m ²



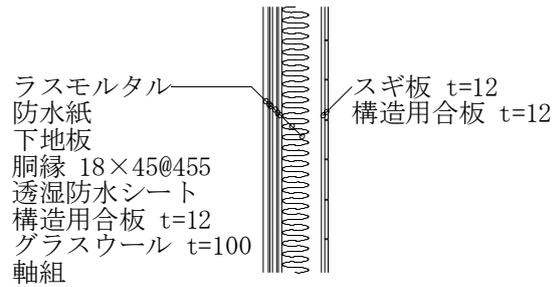
床

フローリング t=15	80
乾式二重床 t=50 (パーティクルボード t=20, 支持材)	200
構造用合板 t=9	60
ALC t=50	300
構造用合板 t=24	150
小梁 120×570@910	380
甲乙梁 105×105@910	70
野縁 40×40@303	60
石膏ボード t=9.5	70
スギ板 t=12	60
<hr/>	
	1430
	↓
	1500 N/m ²



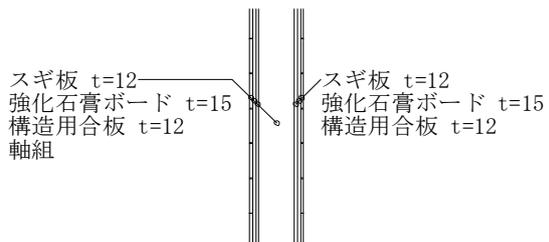
外壁

ラスモルタル	640
胴縁 18×45@455	10
透湿防水シート	10
構造用合板 t=12×2	150
グラスウール t=100	30
壁軸組	150
スギ板 t=12	60
<hr/>	
	1050
	↓
	1100 N/m ²



内壁

スギ板 t=12×2	120
強化石膏ボード t=15×2	270
構造用合板 t=12×2	150
壁軸組	150
<hr/>	
	690
	↓
	700 N/m ²



2.1.3 使用材料

今回の JIS A 3301 の改正においては、軸組材料として構造用製材とともに構造用集成材を使用するものとし、面材料には構造用合板を使用するものとした。なお、軸組部分に構造用製材を使いたい場合、令第 46 条の壁量計算の仕様規定を満たさず令第 46 条第 2 項のルートで構造計算を行う場合には、昭 62 建告第 1898 号の規定によって、構造耐力上主要な部分である柱及び横架材に用いることのできる製材は、含水率 15 %以下（乾燥割れによって耐力が低下するおそれの少ない構造の接合とした場合にあっては 20 %以下）の、JAS 目視等級区分製材の規格又は JAS 機械等級区分製材の規格のものとしなければならないことに注意する必要がある。JIS A 3301 の附属書 A 構造特記仕様書に、構造耐力上主要な部分に用いる材料の品質について規定している。ここでは、木造工事標準仕様書 6 章〔軸組構法（軸構造系）工事〕を参考に、各材料の品質を次のように規定している。

- 1) 製材については、JAS 材だけでなく適切に管理された無等級材の使用も考慮した。適切に管理されたものとしては、木造工事標準仕様書の 6 章〔軸組構法（軸構造系）工事〕の 2 節（材料）6.2.2（木材）（c）（製材）（V）（無等級材）などを参考とすることとした。
- 2) 構造上主要な柱、はりについては、構造用集成材を標準としているが、柱・筋かい・屋根トラス（陸っぱりシングルタイプは、構造用集成材）については、JAS 製材の使用も可としている。ただし、耐力壁に使用する柱については、より安定した強度性能を確保する必要があることから、JAS 製材は機械等級区分製材とした。なお、土台については、耐久性を重視し無等級材でもよいこととした。
- 3) 接合金物については、製作金物と規格金物に分けその品質を規定した。製作金物の適切な表面処理としては、公共建築木造工事標準仕様書（平成 25 年版）の 6 章〔軸組構法（軸構造系）工事〕の 2 節（材料）6.2.4（接合金物・接合具等）などを参考とすることとした。また、規格金物については、それらに使用される接合具もセットで耐力を担保しているので注意が必要である。
- 4) 市場に流通しているこれらのビスは、メーカーごとに用途に特化した独自の仕様で作られているため、JIS 製品のねじのように仕様を明記することが難しい。このため、木質構造用ビスについては、材料と熱処理及び表面処理においては JIS B 1125 の規定によるもの又は同等以上の品質をもつものとして規定したが、形状・寸法については、呼び径・呼び長さを必須表記項目とし、これ以外の項目（ねじ部長さ・頭部径・頭部の形状など）については構造性能に必要な項目の値を、使用部位ごとに各附属書に記載している。
- 5) 溶接接合については、接合部位に応じて必要な強度が確保できるよう、適切な方法と監理を施すものとした。溶接接合の適切な方法と監理としては、建築工事標準仕様書 7 章（鉄骨工事）6 節（溶接接合）などを参考とすることとした。
- 6) JIS A 5531（木構造用金物）とは別に、木造住宅用の標準的な規格金物として、公益財団法人日本住宅・木材技術センターによる“接合金物規格（Z マーク表示金物・C マーク表示金物）”及び“同等認定金物（D マーク表示金物）”“性能認定金物（S マーク表示金物）”がある。附属書の接合部に用いているホールダウン金物もその一つである。ホールダウン金物については、Z マーク金物以外にもビス止めタイプのメーカー品が数多く存在するので、この規格の附属書においては、ホールダウン金物（Z マーク金物又は同等性能以上の金物）という表記方法をとることとした。
- 7) ボルト、アンカーボルト、ナット及び座金において、附属書 E～附属書 J に特記がない場合

の適切なものとしては、公共建築木造工事標準仕様書（平成 25 年版）の 6 章〔軸組構法（軸構造系）工事〕の 2 節（材料）6.2.4（接合金物・接合具等）（c）（ボルト、アンカーボルト、ナット及び座金）に規定される品質及び形状を参考とすることとした。

- 8) ドリフトピン、ラグスクリュー、木栓及び木ダボの適切なものとしては、木造工事標準仕様書の 6 章〔軸組構法（軸構造系）工事〕の 2 節（材料）6.2.4（接合金物・接合具等）を参考とすることとした。なお、各項において規定される品質以上の材料を使用することは問題ない。また、各材料の形状及び寸法などの詳細は各附属書によるとした。また、本解説書で引用している仕様書については、最新版によるものとする。

2.1.1 耐力壁の計画

JIS A 3301 における耐力壁の仕様は、高耐力を有する筋かい耐力壁（短期許容せん断耐力 21.6 kN/m）及び構造用合板張り耐力壁（短期許容せん断耐力 29.6 kN/m）を用意した。いずれも指定性能評価機関において耐力壁の面内せん断試験を行い、試験結果に基づき短期許容せん断耐力を評価したものである。JIS A 3301 における筋かい耐力壁を使用する場合は、附属書 G 筋かい耐力壁詳細図に記載された条件と仕様を遵守しなければならない。同様に、JIS A 3301 における構造用合板張り耐力壁を使用する場合は、附属書 H 面材耐力壁詳細図に記載された条件と仕様を遵守しなければならない。なお、これらの耐力壁を令第 46 条の壁量計算に用いる場合には、筋かい耐力壁については令第 46 条第 4 項表 1(7)の仕様による耐力壁として、構造用合板張り耐力壁については昭 56 建告第 1100 号別表第 1(1)を両面張りとした仕様による耐力壁として適用することが可能である。

- 1) 耐力壁を間引く条件：構造計算により短期許容水平耐力の検定を満たす場合であれば、耐力壁を間引くことができる。ただし耐力壁を間引く場合、偏心率が悪化しないように平面上の壁のつり合いよい配置を崩さないよう気をつけながら壁を間引くことが重要である。
- 2) 耐力壁を横移動させる条件：同一ユニット内において、耐力壁線上であれば、耐力壁を横移動させることができる。ただし移動によって 2 階建ての 1 階の X 方向の耐力壁線上の C2 柱の間隔が 3 m を超えるようになった場合には、C2 柱の間隔が 3 m 以内となるよう C2 柱を設けなければならない。
- 3) 耐力壁の変更に関して、X 方向の耐力壁を JIS A 3301 の筋かい耐力壁から構造用合板張り耐力壁に変更することができる。その場合は、JIS A 3301 の附属書 H 面材耐力壁詳細図の規定に従って、C2 柱に受け材 75×120 を木質構造用ビス $\phi 6$ 、L150@100 2 列打ちし、その両面に構造用合板を釘止めする。

2.1.5 水平構面の計画

JIS A 3301 における水平構面の仕様は、2 階床水平構面、屋根水平構面とも、厚物の構造用合板を横架材（屋根水平構面の場合は登り梁と母屋）に直張りする構造の水平構面とした。2 階床水平構面は、910mm ピッチ（又は 1 m ピッチ）に配置された 2 階床小梁の間に、断面 90mm 角以上（又は幅 120mm×成 75mm 以上）の甲乙梁を 910mm ピッチ（又は 1 m ピッチ）に落とし込み

接合し、梁と甲乙梁の上端に構造用合板 24mm（又は 28mm）を N75@75 日の字打ちした仕様とすることによって、短期許容せん断耐力 14.1 kN/m を確保している。勾配屋根水平構面は、1,820mm ピッチ（又は 2 m ピッチ）に配置された屋根トラス登り梁の間に、断面 120mm 角（多雪地域は幅 120mm×成 150mm）の母屋を勾配面に 910mm ピッチ（又は 1 m ピッチ）に落とし込み接合し、登り梁及び母屋の上端に構造用合板 24mm を N75@75 日の字打ちした仕様とすることによって短期許容せん断耐力 13.5 kN/m（N75@50 日の字打ちした仕様の場合は短期許容せん断耐力 19.1 kN/m）を確保している。これら JIS A 3301 における 2 階床水平構面及び勾配屋根水平構面を使用する場合は、附属書 I 水平構面詳細図に記載された条件と仕様を遵守しなければならない。

- 1) 水平構面の仕様の変更に関して：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（2008 年版）」に記載の詳細計算法によって、JIS A 3301 と異なる仕様の構造用合板張り水平構面の短期許容せん断耐力を計算により求めて使用することができる。
- 2) 吹抜・階段室の設定条件：吹抜・階段室の最大平面寸法は、ユニットの Y 方向長さの 1/2 以下とする。

2.1.6 接合部の計画

JIS A 3301 における軸組の接合部の仕様は、附属書 F 軸組接合詳細図の本文にあるとおり、各部材に生じる応力を伝達可能な継手・仕口又は接合金物を用いた納まりとする。附属書 F の図及び F2 に記載された内容は、あくまでも在来仕口プレカット加工を前提とした例示仕様であるため、実際の設計においては、構造計算によって各部材に生じる存在応力を伝達可能な構造耐力性能を有していれば、附属書 F の図と異なる継手仕口＋補強金物による接合方法や、金物工法プレカットによる接合方法等とすることができる。また、附属書 F の例示仕様の接合部寸法は、誤差や加工機械等による差異を含まない寸法であるため、これら誤差や製造上の多少の差異については許容するものとしている。具体的には、大入れ蟻掛け仕口の蟻や腰掛け鎌継ぎの鎌などのテーパー角度や各部寸法については、プレカット機械や刃物のメーカーによって異なるため、ここに記載されたものとの多少の差異については許容するものとしている。

最上階の梁間方向に掛け渡す小屋トラスの接合部については、附属書 E トラス詳細図に記載されている。附属書 E に記載された図についても軸組接合部同様にあくまでも在来仕口プレカット加工を前提とした例示仕様であるため、実際の設計においては、構造計算によって各部材に生じる存在応力を伝達可能な構造耐力性能及び剛性を有していれば、附属書 E の図と異なる接合方法とすることができる。また同様に附属書 E の例示仕様の仕口寸法は、誤差や加工機械等による差異を含まない寸法であるため、これら誤差や製造上の多少の差異については許容するものとしている。

JIS A 3301 における耐力壁の接合部については、耐力壁の許容せん断耐力が壁倍率換算で 11 倍ないし 15 倍と非常に高耐力であることから、耐力壁の柱脚柱頭接合部には非常に大きな引張力が作用することになるため通常の住宅用ホールダウン金物程度では構造計算で必要とされる耐力を満たすことが難しいということに注意すべきである。JIS A 3301 では附属書 G 筋かい耐力壁詳細図及び附属書 H 面材耐力壁詳細図のいずれにおいても、1 階耐力壁の柱脚と基礎の接合部につ

いては例示仕様として附属書 F 軸組接合詳細図に詳細仕様が記載された「ビス止め柱脚金物 WHDB-160」を用いた納まりとし、2 階耐力壁の柱脚と 1 階耐力壁の柱頭の接合部については例示仕様として附属書 F 軸組接合詳細図に詳細仕様が記載された「上下柱緊結・大ばり緊結プレート NHDP-40」を用いた納まりとしている。この 2 種類の金物は、JIS A 3301 の高耐力壁のための接合金物として用意されたもので、いずれも指定性能評価機関において接合部の引張試験を行い、試験結果に基づき短期許容引張耐力を評価したものである。

水平構面の接合部は、JIS A 3301 の附属書 I に記載された水平構面の許容せん断耐力を満たすための水平構面各部の接合部の仕様については附属書 I に記載の仕様を遵守すればよいが、建物における水平構面の外周部横架材の接合部については、構造計算によって接合部に生じる引張応力を伝達可能な構造耐力性能を有する接合金物とする必要がある。附属書 F 軸組接合詳細図に詳細仕様が記載された「上下柱緊結・大ばり緊結プレート NHDP-40」は、この水平構面の外周部横架材の接合部に用いられることも想定して用意された金物となっている。

2.1.7 JIS A 3301 の規定を超える場合の対応方法

JIS A 3301 の規定を超える場合については、以下の対応をする場合に限り適用可とする。

1) ユニットプランが折れ曲がって組み合わされるもの：エキスパンションジョイントで縁を切る。

2) JIS A 3301 で示した寸法と異なる場合

室の間口や奥行きの変更：耐力壁の量と配置を変えなければ、規定寸法より小さくする変更は可。

軒の出の変更・階高の変更・屋根勾配の変更：JIS A 3301 本文 4.3 の規定の範囲内とする。

なお、構造計算によって安全であることが確認された場合についてはこの限りでない。

3) 荷重条件の変更（図書館 2 階配置や居室を廊下に変更する場合、積雪 2m など）：構造計算を行って全ての検定が OK となるように耐力壁を増設したり部材断面を大きくするなどの対応。

4) ユニットの組合せルールを超える場合

梁間方向の幅が異なるユニットを並べる場合：境界壁線上の部材中間部に横架材が取り付く部分の接合部及び部材の構造検討を行い、切妻屋根が 2 段に重なる妻壁部分の納まりを検討すれば可能。

1 階と 2 階を並べる場合：同上の検討対応を行えば可能。

5) トップライト、ハイサイドライトを設ける場合

切妻屋根の勾配屋根水平構面の構造用合板を切り欠いてトップライトを設けることは可能。切妻の片方の登り梁が延びて棟をずらしたハイサイドライトを設ける場合は、棟木を受ける束をトラスの登り梁中間部に立てることになるため、その形状と荷重条件でのトラスの構造計算を別途行うことが必要。

6) バルコニーを設ける場合

バルコニーの鉛直荷重（固定＋積載＋積雪）に対するバルコニー支持部材及び接合部の

構造計算を行うことと、バルコニー荷重分の増加水平力に対する1階耐力壁の増設を行うこと。なお、バルコニーを木造でつくる場合には主要構造部材を直接屋外に露出させず雨水に触れさせない納まりとすることが望ましい（そうでない場合にはバルコニー支持部材は建物本体から切り離し経年劣化に対して交換可能な納まりとすること）。

7) 中庇やルーバーを設ける場合

外壁の仮定荷重を超えない範囲内であれば設置可能。

8) JAS 材を使用しない場合

JIS A 3301 の附属書 A 構造特記仕様書の表 A. 1 において無等級材と記載されている部材（土台、2階床甲乙梁、受け材、間柱など）については JAS 材でなくてもよい。

2.2 JIS A 3301 の各構造要素の許容耐力

2.2.1 軸組部材

(1) 仕口の欠損による梁断面性能の低減

(a) 低減率一覧表

仕口の欠損による梁断面性能の低減率一覧を表 2.2.1.1 に示す。

表 2.2.1.1 断面欠損による低減率

		大梁	小梁
断面積 A	片側仕口	0.9	0.95
	両側仕口	0.8	0.9
断面係数 Z	片側仕口	0.8	0.9
	両側仕口	0.65	0.8
断面 2 次モーメント I	両側仕口	0.95	0.95

※ 大梁は小梁仕口による断面欠損、小梁は甲乙梁仕口による断面欠損を考慮した低減率

(b) 断面積 A、断面係数 Z の低減率の算出

梁に大きな曲げやせん断力が作用する場合には、梁に大きな欠き込みを設けないことが望ましいが、小梁や甲乙梁を受けるために梁に欠き込みを設ける場合がある。そのため、梁の断面検定を行う際には、仕口による断面欠損を考慮する必要がある。断面欠損による断面積 A、断面係数 Z の低減は、梁の断面寸法及び仕口による欠損部の寸法をもとに実状に応じて適切に定めることが望ましい。そこで、JIS A 3301 で用いられている大梁又は小梁に小梁又は甲乙梁を受ける仕口を設ける場合の断面積 A、断面係数 Z の低減率を表 2.2.1.2、表 2.2.1.3 に示す。低減率を算出するにあたっての条件は下記の通りである。

低減率算出の条件

- ・大梁の幅は 150mm、小梁の幅は 120mm とする。
- ・大梁の小梁を受ける仕口は、大梁せいより 30mm 短いせいの小梁の大入れ蟻掛けとし、大入

れ蟻掛けは JIS A 3301 「附属書 F 軸組接合詳細図」に規定する寸法の最大値とする。

- ・小梁の甲乙梁を受ける仕口は、90mm 角の甲乙梁の大入れとし、大入れは 15mm とする。
- ・小梁又は甲乙梁を受ける仕口は、片側及び両側の場合の 2 パターンとする。

表 2.2.1.2 小梁仕口による大梁の断面積 A、断面係数 Z の低減率

大梁せい(mm)		450	480	540	600
片側仕口	A低減率	0.899	0.901	0.905	0.907
	Z低減率	0.840	0.843	0.849	0.854
両側仕口	A低減率	0.868	0.872	0.875	0.879
	Z低減率	0.754	0.760	0.767	0.772

表 2.2.1.3 甲乙梁仕口による小梁の断面積 A、断面係数 Z の低減率

小梁せい(mm)		210	240	270	330	450	510	570
片側仕口	A低減率	0.946	0.953	0.958	0.966	0.975	0.978	0.980
	Z低減率	0.905	0.908	0.911	0.918	0.931	0.936	0.941
両側仕口	A低減率	0.893	0.906	0.917	0.932	0.950	0.956	0.961
	Z低減率	0.807	0.813	0.820	0.834	0.861	0.872	0.881

(c) 断面 2 次モーメント I の低減率の算出

梁が鉛直荷重を受けたときのたわみ量は、小梁や甲乙梁を受けるために梁に欠き込みを設けている場合と欠き込みがない場合と比べて異なる。そこで、JIS A 3301 で用いられている大梁又は小梁に小梁又は甲乙梁を受ける仕口を設ける場合と仕口を設けない場合のたわみ量を解析により求め、その得られたたわみ量から算出した断面 2 次モーメント I の低減率を表 2.2.1.4、表 2.2.1.5 に示す。低減率を求めるにあたっての条件は下記の通りである。

低減率算出の条件

- ・大梁の幅は 150mm、小梁の幅は 120mm とする。
- ・大梁の小梁を受ける仕口は、大梁せいより 30mm 短いせいの小梁の大入れ蟻掛けとし、大入れ蟻掛けは JIS A 3301 「附属書 F 軸組接合詳細図」に規定する寸法の最大値とする。
- ・小梁の甲乙梁を受ける仕口は、90mm 角の甲乙梁の大入れとし、大入れは 15mm とする。
- ・小梁又は甲乙梁を受ける仕口のピッチは 910mm 又は 1000mm とする。
- ・大梁の小梁を受ける仕口による欠損部の長さは 120mm とする。
- ・小梁の甲乙梁を受ける仕口による欠損部の長さは 90mm とする。
- ・小梁又は甲乙梁を受ける仕口は、両側の場合の 1 パターンとする。

表 2.2.1.4 小梁仕口による大梁の断面 2 次モーメント I の低減率

大梁 せい (mm)	大梁 スパン (mm)	I低減率		大梁 せい (mm)	大梁 スパン (mm)	I低減率	
		中央集中 荷重の場合	等分布 荷重の場合			中央集中 荷重の場合	等分布 荷重の場合
450	1820	0.942	0.950	540	1820	0.946	0.955
	2275	0.959	0.958		2275	0.962	0.961
	2730	0.962	0.959		2730	0.965	0.962
	2000	0.945	0.955		2000	0.950	0.958
	2500	0.962	0.962		2500	0.966	0.965
	3000	0.965	0.963		3000	0.968	0.966
480	1820	0.942	0.952	570	1820	0.947	0.956
	2275	0.960	0.959		2275	0.963	0.962
	2730	0.963	0.960		2730	0.965	0.963
	2000	0.947	0.956		2000	0.951	0.959
	2500	0.963	0.963		2500	0.966	0.965
	3000	0.966	0.964		3000	0.969	0.967
510	1820	0.943	0.954	600	1820	0.948	0.957
	2275	0.961	0.960		2275	0.964	0.963
	2730	0.964	0.961		2730	0.967	0.964
	2000	0.949	0.957		2000	0.953	0.960
	2500	0.964	0.964		2500	0.966	0.966
	3000	0.967	0.965		3000	0.969	0.967

表 2.2.1.5 甲乙梁仕口による小梁の断面 2 次モーメント I の低減率

小梁 せい (mm)	小梁 スパン (mm)	I低減率		小梁 せい (mm)	小梁 スパン (mm)	I低減率	
		中央集中 荷重の場合	等分布 荷重の場合			中央集中 荷重の場合	等分布 荷重の場合
150	1820	0.978	0.982	450	1820	0.984	0.987
	2730	0.986	0.985		2730	0.990	0.989
	3640	0.983	0.984		3640	0.988	0.988
	4550	0.985	0.985		4550	0.989	0.989
	5460	0.984	0.984		5460	0.988	0.989
	6370	0.985	0.984		6370	0.989	0.989
	7280	0.984	0.984		7280	0.988	0.989
	8190	0.985	0.984		8190	0.989	0.989
	2000	0.980	0.983		2000	0.985	0.988
	3000	0.987	0.986		3000	0.991	0.990
	4000	0.984	0.985		4000	0.989	0.989
	5000	0.986	0.986		5000	0.990	0.990
	6000	0.985	0.985		6000	0.989	0.990
	7000	0.986	0.986		7000	0.990	0.990
8000	0.985	0.986	8000	0.989	0.990		
300	1820	0.980	0.984	600	1820	0.987	0.989
	2730	0.988	0.987		2730	0.992	0.992
	3640	0.984	0.985		3640	0.990	0.990
	4550	0.986	0.986		4550	0.991	0.991
	5460	0.985	0.986		5460	0.990	0.991
	6370	0.986	0.986		6370	0.991	0.991
	7280	0.986	0.986		7280	0.991	0.991
	8190	0.986	0.986		8190	0.991	0.991
	2000	0.982	0.985		2000	0.988	0.990
	3000	0.989	0.988		3000	0.992	0.992
	4000	0.986	0.987		4000	0.991	0.991
	5000	0.988	0.987		5000	0.992	0.992
	6000	0.987	0.987		6000	0.991	0.992
	7000	0.987	0.987		7000	0.992	0.992
8000	0.987	0.987	8000	0.991	0.992		

(2) 貫通孔の欠損による梁断面性能の低減

(a) 低減率一覧表

貫通孔の欠損による梁断面性能の低減率一覧を表 2.2.1.6 に示す。断面 2 次モーメント I の低減率に関しては、貫通孔による低減がほとんどないと考えられるので示さない。

表 2.2.1.6 断面欠損による低減率

		大梁又は小梁
断面積 A	大貫通孔	0.75
	小貫通孔	0.85
	縦小貫通孔	0.8
断面係数 Z	大貫通孔	0.95
	小貫通孔	0.95
	縦小貫通孔	0.8

(b) 断面積 A 、断面係数 Z の低減率

梁に大きな曲げやせん断の応力が作用する場合には、梁に大きな欠損を設けないことが望ましいが、配線や配管などにより梁に貫通孔を設ける場合があるため、JIS A 3301 の附属書 F の解説に梁貫通孔の基準 (図 2.2.1.1) を記載している。

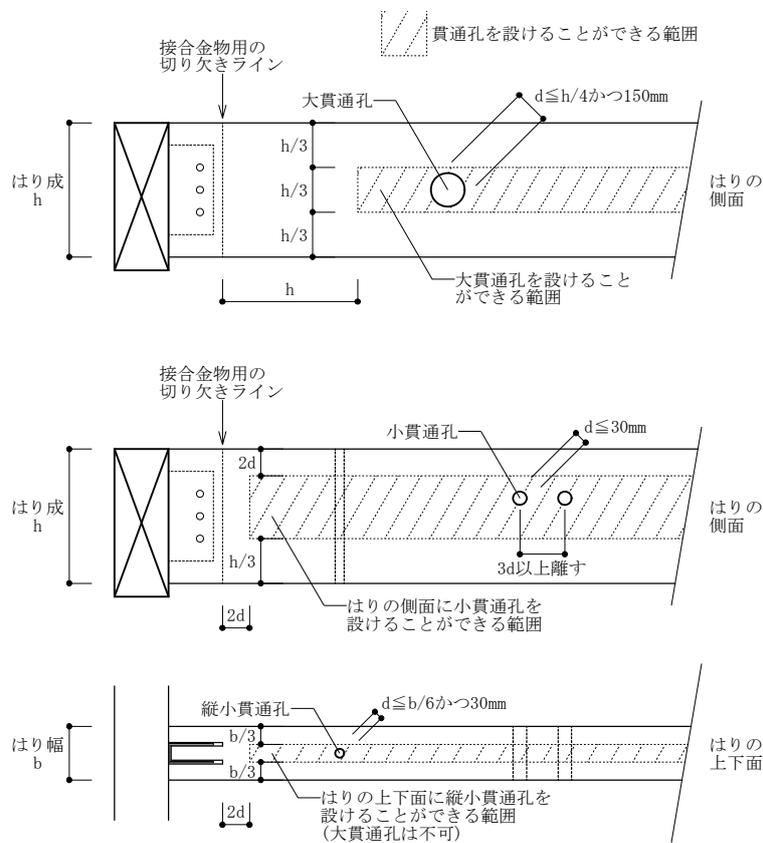


図 2.2.1.1 梁貫通孔の基準

図 2.2.1.1 の梁貫通孔の基準の範囲で貫通孔を設けた場合の梁の断面積 A、断面係数 Z の低減率を表 2.2.1.7、表 2.2.1.8、表 2.2.1.9 に示す。

表 2.2.1.7 大貫通孔による梁の断面積 A、断面係数 Z の低減率

梁せい(mm)		210	240	270	330	450	480	510	540	570	600
貫通孔が 上部にある場合	A低減率	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750
	Z低減率	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951
貫通孔が 中央部にある場合	A低減率	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750
	Z低減率	0.984	0.984	0.984	0.984	0.984	0.984	0.984	0.984	0.984	0.984
貫通孔が 下部にある場合	A低減率	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750
	Z低減率	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951	0.951

表 2.2.1.8 小貫通孔による梁の断面積 A、断面係数 Z の低減率

梁せい(mm)		210	240	270	330	450	480	510	540	570	600
貫通孔が 上部にある場合	A低減率	0.857	0.875	0.888	0.909	0.933	0.937	0.941	0.944	0.947	0.950
	Z低減率	0.948	0.951	0.953	0.958	0.966	0.967	0.969	0.970	0.971	0.972
貫通孔が 中央部にある場合	A低減率	0.857	0.875	0.888	0.909	0.933	0.937	0.941	0.944	0.947	0.950
	Z低減率	0.997	0.998	0.998	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
貫通孔が 下部にある場合	A低減率	0.857	0.875	0.888	0.909	0.933	0.937	0.941	0.944	0.947	0.950
	Z低減率	0.948	0.951	0.953	0.958	0.966	0.967	0.969	0.970	0.971	0.972

表 2.2.1.9 縦小貫通孔による梁の断面積 A、断面係数 Z の低減率 (梁幅 180mm 以下の場合)

梁せい(mm)	210	240	270	330	450	480	510	540	570	600
A低減率	0.833	0.833	0.833	0.833	0.833	0.833	0.833	0.833	0.833	0.833
Z低減率	0.833	0.833	0.833	0.833	0.833	0.833	0.833	0.833	0.833	0.833

2.2.2 耐力壁

(1) 筋かい耐力壁

(a) 適用範囲

本筋かい耐力壁の階高は 3,650mm 以下を想定し、実験によって耐力を確認したものである。

耐力壁 1P の柱間隔は、900mm~1,000mm とし、耐力壁を連続して用いる場合は、1P ごとに柱を設けて 1P 耐力壁が複数並ぶ形状とし、中柱も含め全ての柱にビス止め柱脚金物 WHDB-160 を設ける。耐力壁の上下の横架材の内法寸法は 1,800mm~3,350mm とし、筋かいの水平に対する角度は、 $45^\circ \pm 5^\circ$ 以内とし、各段の角度は全て同一とする。内法寸法 2,810mm 以上が 3 段、内法寸法 2,810mm 未満が 2 段と考える。

(b) 特性値と短期基準せん断耐力

本書で使用する筋かい耐力壁は、財団法人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」(2008 年版)に示されている鉛直構面の面内せん断試験を行い、実測データに基づいて高耐力たすき掛け筋かい壁の短期許容せん断耐力を定めたものである。

表 2.2.2.1 短期基準せん断耐力の算出

試験体番号	降伏耐力 Py [kN]	終局耐力 $P_u \times 0.2 \sqrt{2\mu - 1}$ [kN]	最大荷重 Pmax の 2/3 2/3Pmax [kN]	$\gamma = 1/120$ rad 時 の荷重 P _{1/120} [kN]
No.1	30.7	26.5	33.5	27.6
No.2	28.9	19.8	35.6	27.5
No.3	30.4	26.1	36.5	26.2
平均	30.0	24.1	35.2	27.1
標準偏差	0.96	3.76	1.54	0.78
50%下限値	29.55	22.34	34.46	26.72

表 2.2.2.2 試験結果の特性値一覧

試験体 番号	試験の荷重-変形関係		完全弾塑性モデル				
	降伏耐力 Py [kN]	降伏変位 γy [10 ⁻³ rad]	終局耐力 Pu [kN]	終局変形角 γu [10 ⁻³ rad]	降伏点変形角 γv [10 ⁻³ rad]	剛性 K [10 ³ kN/rad]	塑性率 μ = $\gamma u / \gamma v$
No.1	30.7	9.80	47.3	66.67	15.10	3.13	4.42
No.2	28.9	8.92	49.1	38.41	15.16	3.24	2.53
No.3	30.4	10.45	50.4	66.67	17.35	2.91	3.84
平均	30.0	9.72	48.9	57.25	15.87	3.09	3.60

短期基準せん断耐力は、Py、 $P_u \times 0.2 \sqrt{2\mu - 1}$ 、2/3Pmax、P_{1/120}の平均値にそれぞれのバラツキ係数を乗じた最小値によって評価すると $P_u \times 0.2 \sqrt{2\mu - 1}$ で決まり、50%下限値で 22.34kN となった。

(c) α の評価と短期許容せん断耐力

耐力壁の短期許容せん断耐力の評価にあたっては、これに加えて材料の耐久性、使用環境の影響、施工性の影響を考慮した低減係数 α を次のように定めている。

1) 耐力壁の用途に伴う影響を評価する係数 $\alpha 1$

当該耐力壁は屋外に直接木部が接する使い方はしないものとする。よって、 $\alpha 1 = 1.0$ とする。

2) 耐力壁の耐久性の影響を評価する係数 $\alpha 2$

当該耐力壁の柱材は含水率 20%以下のKD材又は構造用集成材とする。筋かい材についても原則として含水率 20%以下のKD材に限るものとする。よって、 $\alpha 2 = 0.95$ とする。

3) 施工性の影響を評価する係数 $\alpha 3$

当該耐力壁の初期剛性は筋かい端部仕口の加工精度に影響される。ただし耐力については、筋かい端部仕口の面圧部の隙間が小さければ、最大耐力には影響しないものと考えら

れる（最大耐力は材料強度のばらつきに依存する。材料のばらつきに関しては3体の実験結果処理におけるばらつき係数に含まれる）。これより、加工精度によっては、1/120rad時の耐力及び δv と塑性率 μ が試験結果よりやや低下するものと考えられる。よって、 $\alpha_3=0.93$ とする。

以上より、低減係数 $\alpha = \min(\alpha_1, \alpha_2) \times \alpha_3 = 0.8835$ とする。

これより、高耐力たすき掛け筋かい壁の短期許容せん断耐力は、

長さ0.91mで $sPa = 22.34\text{kN} \times 0.8835 = 19.74\text{kN}$ 、長さ1mで $sPa = 19.74 / 0.91 = 21.6\text{kN/m}$ とする。

(d) 令46の壁量計算における壁倍率

本筋かい耐力壁は、断面9cm×9cm以上の木材の筋かいたすき掛けとなっており、令46条の仕様規定における5倍の筋かい耐力壁と見なすことができる。

(e) 筋かい耐力壁の試験

筋かい耐力壁の試験体、試験結果、破壊状況を示す。

終局時の変形と破壊性状は、3体の内2体は1/15rad 以上まで粘ったが残り1体は1/26radで破壊し、いずれも筋かい端部のめり込み変形と柱上部の捩れせん断破壊しながらの変形によって粘った後、1体は上段、2体は下段の角座金による柱の断面欠損部より柱が曲げ引張破壊した。

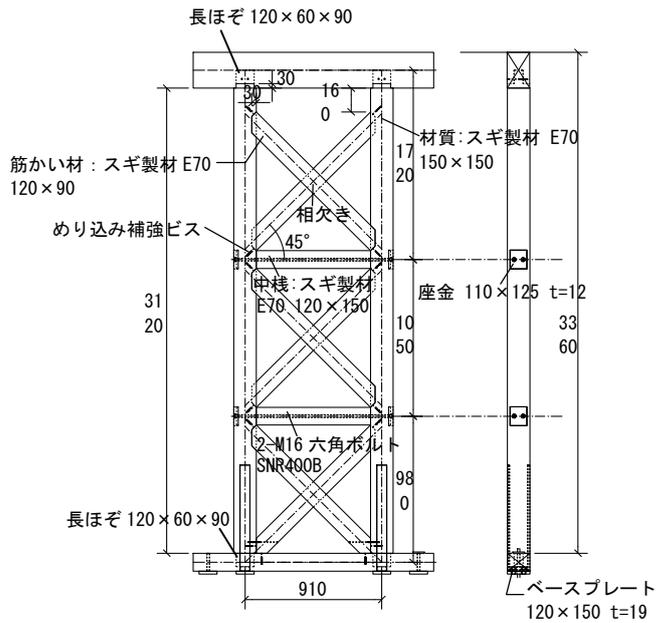


図 2.2.2.1 筋かい耐力壁の試験体



写真 2.2.2.1 破壊状況

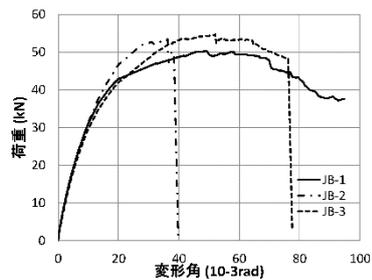
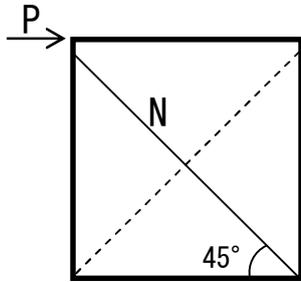


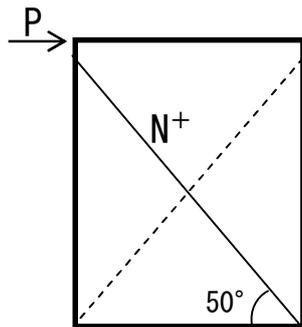
図 2.2.2.2 耐力壁の荷重-変位包絡線

(f) 筋かい角度の影響

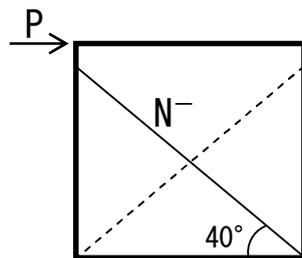
筋かい角度は $45^\circ \pm 5^\circ$ と設定している。筋かい角度により筋かい軸力の影響及び筋かい端部に生じる応力の影響を示す。破壊性状が柱の断面欠損部の曲げ引張破壊であることと、バラツキ係数を考慮していることから、筋かい角度に $\pm 5^\circ$ の許容範囲を設けることを妥当と考える。



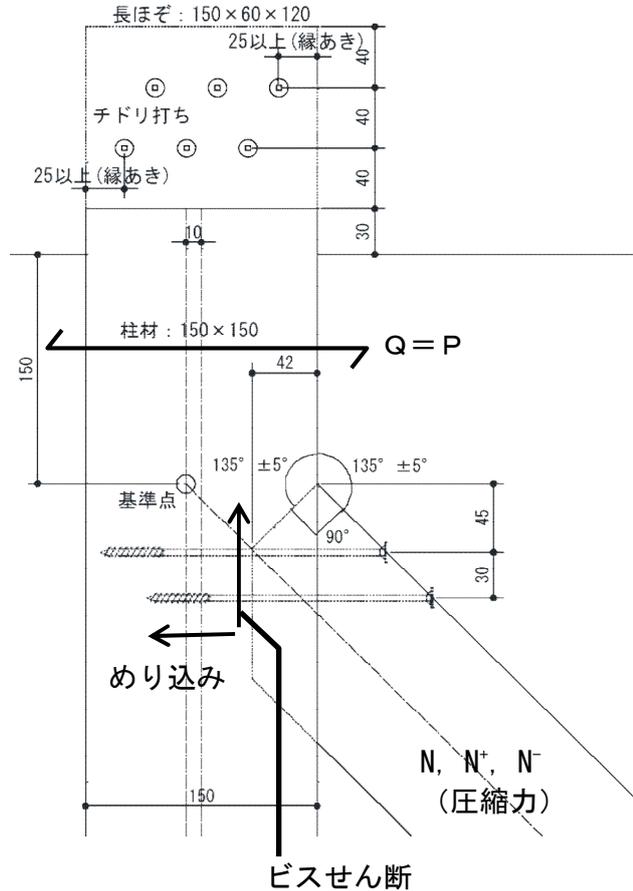
$$N = P / \cos 45^\circ = 1.414 P \quad (\text{圧縮力})$$



$$N^+ = P / \cos 50^\circ = 1.556 P \quad (\text{圧縮力}) = 1.100 N$$



$$N^- = P / \cos 40^\circ = 1.305 P \quad (\text{圧縮力}) = 0.923 N$$



tan $50^\circ = 1.19$ より 50° の場合、
ビスに作用するせん断力は、約
20%増加する。

図 2.2.2.3 筋かい角度による筋かい軸力の影響

図 2.2.2.4 筋かい角度により端部に生じる応力の影響

(g) 筋かい耐力壁の剛性評価

筋かい耐力壁の剛性においては、試験成績書より 1/150rad 荷重時の力がほぼ等しいので（短期許容せん断耐力/剛性 K [平均値] = $19.74 / (3.09 \times 10^3) = 1/157 \approx 1/150$ ）、筋かい耐力壁の短期許容せん断耐力時の変形を 1/150 として割り戻すことができるものとする。

(h) 柱脚におけるせん断力の処理

耐力壁に生じる水平せん断力は、圧縮側の柱脚（アンカーボルト）で全て負担するものとする。耐力壁を連続して用いる場合は、1P ごとに圧縮側の柱脚で処理されるものと考え、1P ごとに水平せん断力を処理する 1 つの柱脚が存在することになる。筋かい耐力壁のアンカーボルト（2-M20 (SNR490B)）の短期許容せん断耐力は、端部の場合 36kN、中央の場合 110.2kN となる。

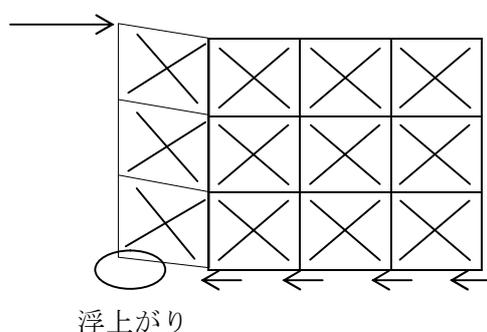


図 2.2.2.5 柱脚におけるせん断力の処理

(2) 面材耐力壁

(a) 適用範囲

耐力壁の高さは下記の範囲について適用可能とする。

$$1,800\text{mm} \leq \text{高さ } H \leq 3,650\text{mm}$$

本耐力壁は高さ 3,650mm の階高を想定した試験体を作成し、実験によって耐力を確認したものである。従って試験体と大きく異なるプロポーションの壁に対して本試験結果を適用することは不可能である。高さ 3,650mm 以下の範囲であれば、面材に作用するモーメントに対して釘配列 2 次モーメントが一定と見なせるため高さの違いが耐力壁の性能に及ぼす影響は小さいと考えられる。ただし、面材寸法が試験時と大きく異なる場合には性能を同一と見なすことができないため、3×6 版の合板寸法から、高さの最小寸法を 1,800mm としている。耐力壁の幅については、幅が小さくなると柱等周辺部材の影響を受けることから、最小寸法を 900mm としている。最大寸法については、耐力壁の土台を緊結する M16 アンカーボルトと、

圧縮側の WHDB-160 のアンカーボルトのせん断耐力の和が当該耐力壁の負担せん断力を下回ることがないように注意が必要であるが、耐力壁 1P あたり 2 本の M16 アンカーボルトを配置すれば、1 本あたりの M16 ボルトのせん断耐力が 15.51kN（ひのきの場合）であることから、合計のせん断耐力は 31.02kN となり、WHDB-160 のアンカーボルトの耐力を算入せずとも耐力壁の許容せん断耐力を上回る仕様となる。構造用合板一枚の寸法は幅、高さともに 600mm 以上かつ長辺寸法/短辺寸法 ≤ 5 とする。

(b) 特性値と短期基準せん断耐力

本書で使用する面材耐力壁は、財団法人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」（2008）に示される耐力壁の面内せん断試験を行い、実測データに基づいて短期許容せん断耐力を定めたものである。

表 2.2.2.3 許容耐力算定用荷重値

試験体番号	$P_{1/120}$ [kN]	P_y [kN]	$2/3P_{max}$ [kN]	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ [kN]
No.1	36.1	44.6	56.8	28.2
No.2	36.3	45.3	56.7	29.0
No.3	38.7	48.3	61.7	29.9
平均	37.0	46.1	58.4	29.0
CV	0.04	0.04	0.05	0.03
50%下限値	36.3	45.2	57.0	28.7

表 2.2.2.4 試験結果の特性値一覧

試験体 番号	試験の荷重-変形関係			完全弾塑性モデル				
	最大 耐力 P_{max} [kN]	降伏 耐力 P_y [kN]	降伏 変形角 γ_y [10^{-3} rad]	終局 変形角 γ_u [10^{-3} rad]	降伏点 変形角 γ_v [10^{-3} rad]	終局 耐力 P_u [kN]	剛性 K [10^3 kN/rad]	塑性率 μ
No.1	68.2	44.6	11.7	44.1	19.6	74.6	3.812	2.25
No.2	68.1	45.3	11.7	45.7	19.5	75.4	3.872	2.34
No.3	74.1	48.3	11.8	44.1	19.7	80.7	4.093	2.24
平均	70.1	46.1	11.7	44.6	19.6	76.9	3.926	2.28

表 2.2.2.5 破壊性状

試験体 番号	破壊状況
No.1	面材くぎの抜け
No.2	面材くぎの抜け
No.3	面材くぎの抜け

短期基準せん断耐力は $P_{1/120}$ 、 P_y 、 $2/3P_{max}$ 、 $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ の平均値にそれぞれのバラツキ係数を乗じた最小値によって評価すると $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ で決まり、50%下限値で 28.7kN、単位長さあ

たりで 31.5kN/m となった。

(c) α の評価と短期許容せん断耐力

耐力壁の短期許容せん断耐力の評価にあたっては、これに加えて材料の耐久性、使用環境の影響、施工性の影響を考慮した低減係数 α を次のように定めている。

1) 耐力壁の用途に伴う影響を評価する係数 α_1

当該耐力壁を外壁に用いる場合は合板の外部側は防水紙等を用いて直接屋外に露出する使い方はしないものとして、 $\alpha_1=1.0$ とする。

2) 耐力壁の耐久性の影響を評価する係数 α_2

当該耐力壁の柱材は含水率 20%に人工乾燥した製材の又は構造用集成材とする。構造用合板については厚さ 12mm の JAS 特類 2 級以上とし、くぎも JIS A5508 の N50 くぎとする。以上から材料の耐久性に関わる品質を勘案し、 $\alpha_2=0.98$ とする。

3) 施工性の影響を評価する係数 α_3

当該耐力壁の耐力及び靱性はくぎの施工性に影響される。くぎの配置位置については、くぎ本数やピッチを試験時どおりに施工することを前提とする。また、くぎの施工については、自動くぎ打ち機の空気圧を適切に調整し、くぎ頭がめり込まないようにする。これより、 $\alpha_3=0.96$ とする。

上記 1)～3) の低減を考慮して、低減係数 $\alpha = \min(\alpha_1, \alpha_2) \times \alpha_3 = 0.9408$ とする。

以上から面材耐力壁の短期許容せん断耐力は、 $sP_a = 31.5\text{kN/m} \times 0.9408 = 29.6\text{kN/m}$ とする。

層間変形角等を算定する際の耐力壁の剛性は、許容耐力時を 1/150rad と見なして求めることができる。実験結果による初期剛性の平均値 $3.926 \times 10^3\text{kN/rad}$ を短期許容せん断耐力の 50%下限値 $29.6 \times 0.91=26.94\text{kN}$ から、短期基準せん断耐力時の変形角を算出すると 1/145rad であり、1/150rad にほぼ一致することから、この仮定は妥当と考えることができる。

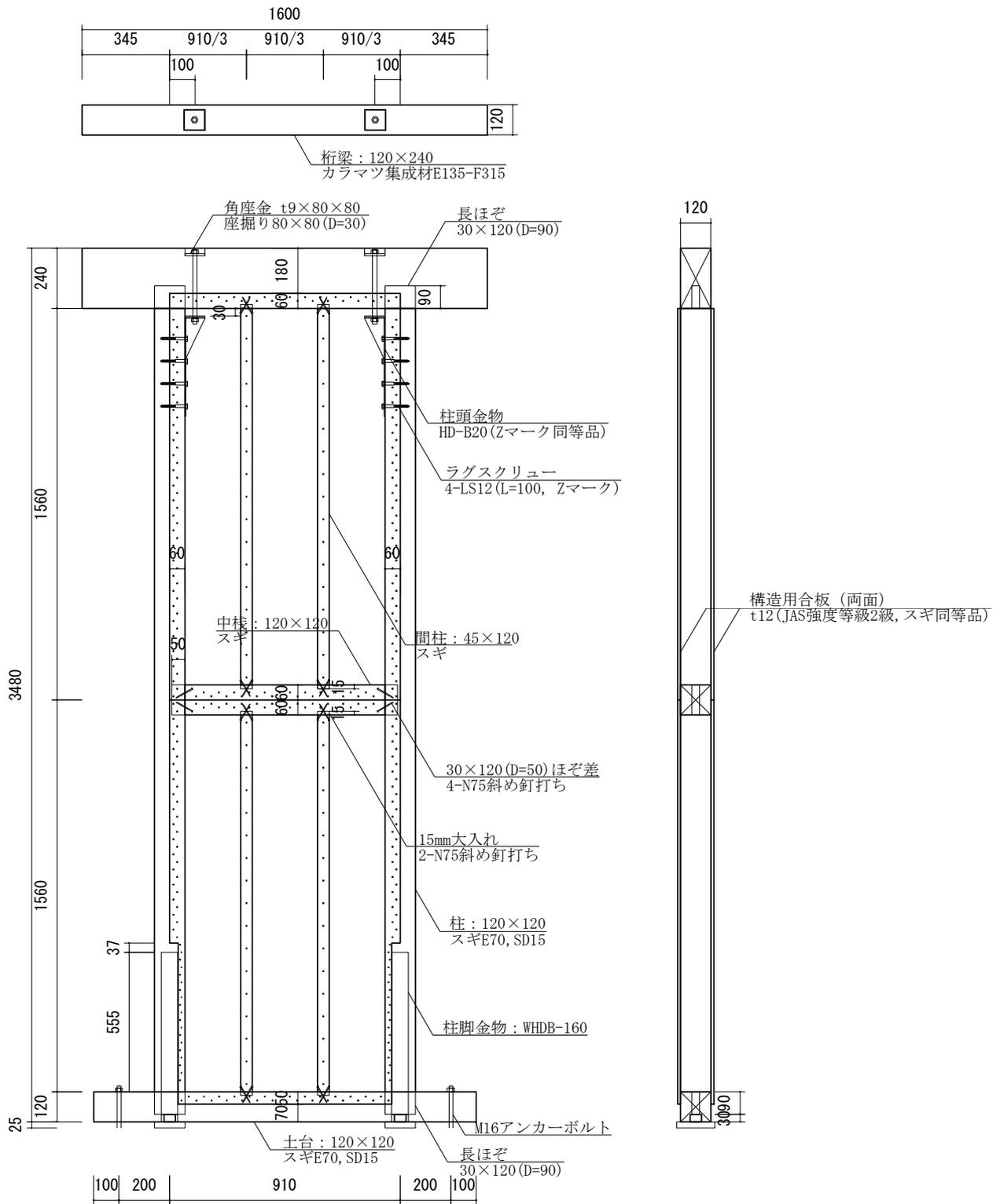


図 2.2.2.6 面材耐力壁試験体図

図 2.2.2.7 面材耐力壁の面材寸法と釘配置



写真 2.2.2.2 破壊状況 (左：耐力壁の変形の様子と右：面材釘の引き抜け)

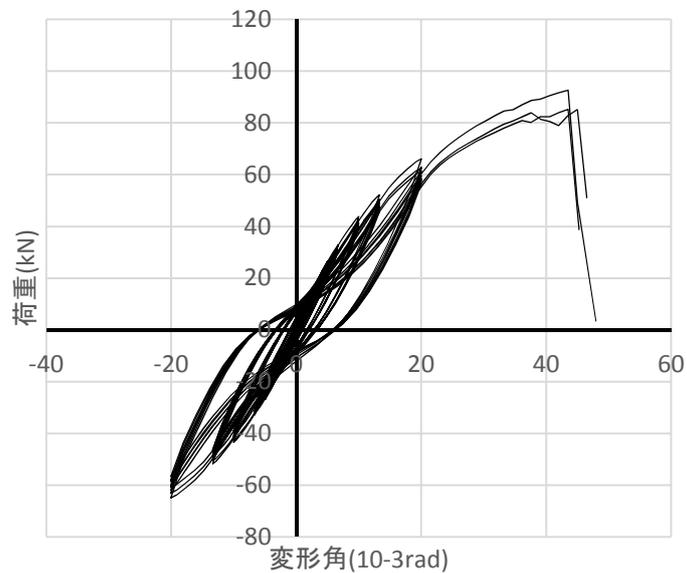


図 2.2.2.8 荷重変形曲線

(d) 令 46 条で読む場合の取り扱いについて

本耐力壁は令 46 条に示す軸組の種類のうち、昭 56 建告 1100 号別表第 1、第一号の構造用合板張り大壁耐力壁の両面張りに該当することから、壁量計算にあたっては壁倍率 5 倍の耐力壁と見なすことができる。

(e) 釘の止めつけ

本耐力壁は 12mm 厚の構造用合板を柱梁と間柱に両面から N50 釘@60 で千鳥打ちとした両面張り大壁耐力壁である。合板や柱梁のへりあきの不足によってくぎのせん断抵抗が終局に達するまでに失われることがないように、原則として合板及び柱梁に対して 20mm 以上の縁距離を確保する必要がある。ただし、柱脚金物や上下階の管柱を緊結する金物と合板が干渉する部分は合板を切り欠くこととし、切り欠き部分は合板の柱に対するかかり代が十分に確保できないため、合板に対する縁距離を 12mm 以上で釘打ちとした。また、2 階耐力壁の下列の釘は、合板の 2 階床大梁に対するかかり代が 50mm 程度となることから、合板の縁距離を 20mm、床梁の縁距離を 15mm 以上とした。

耐力壁両端が 150 角の柱に取り付く場合は、妻面で 150 幅の小屋梁に取り付く場合は、受け材 75×120 を 150 幅の柱又は梁に木質構造用ビス ϕ 6L、150 でビス止めとし、受け材に対して構造用合板と止めつけることとする。小屋組耐力壁については N50 釘@75 以下で柱梁に釘打ちとすればよい。

(f) 合板に設ける開口等の切り欠き

耐力壁の合板には原則として開口を設けることはできない。ただし、やむを得ず開口を設ける必要がある場合は、対角線の長さが 240mm までの小開口であれば開けることが可能である。ただし、柱はり中棧、間柱等を切り欠かず、合板を柱はりに止めつける面材くぎの性能に影響を及ぼすことがない範囲として下図斜線に示す範囲内に限るものとする。また、開口は終局時に耐力壁の欠陥となることがないように、適切に補強する必要がある。補強方法の一例を下図に示した。

2.2.3 水平構面

(1) 2階床水平構面

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（2008年版）」に記載の詳細計算法により、2階床水平構面の短期許容せん断耐力を求める。

(a) 面材釘の1面せん断データ

面材及び釘の仕様：構造用合板 $t=24\text{mm}$ 、鉄丸釘 N75@75 日の字配列

「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008)」表 4.2.1 より、上記仕様の場合における、釘一本当りの一面せん断の剛性・耐力の諸元値を、以下に示す。

$$k = 6.51\text{kN/cm}, \quad \delta_v = 0.25\text{cm}, \quad \delta_u = 1.71\text{cm}, \quad \Delta P_v = 1.62 \text{ kN}$$

(b) 面材のせん断弾性係数及び寸法

「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008)」表 4.2.1、及び日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」資料表 4.8 より、

せん断弾性係数： $G_B = 39.2\text{kN/cm}^2$ (面材樹種：ラワン(その他))

基準許容せん断応力度： $f_s = 0.8\text{N/mm}^2$ (構造用合板 2級、面内せん断)

面材厚： $t = 2.4\text{cm}$

面材断面積： $A_w = 91.0\text{cm} \times 182.0\text{cm} = 16562\text{cm}^2$

(c) 釘の配列による係数

釘配列に応じた諸定数を、以下のように求める。

単位面積当りの釘配列二次モーメント： $I_{xy} = 5.129\text{cm}^2/\text{cm}^2$

単位面積当りの釘配列係数： $Z_{xy} = 0.128\text{cm}/\text{cm}^2$

釘配列降伏終局比： $C_{xy} = 1.092$

(d) 面材釘による単位面積当りの回転剛性 ΔK_0

$$\Delta K_0 = ((I_{xy} \cdot k)^{-1} + (G_B \cdot t)^{-1})^{-1} = ((5.129 \times 6.51)^{-1} + (39.2 \times 2.4)^{-1})^{-1} = 24.64\text{kNcm/radcm}^2$$

(e) 水平構面の単位長さ当りのせん断剛性 K_R

$$K_R = \Delta K_0 = 24.64\text{kN/radcm}$$

(f) 水平構面の変形角 1/150 時の単位長さ当り耐力 P_{150}

$$P_{150} = K_R/150 = 0.164\text{kN/cm} \quad \dots \textcircled{1}$$

(g) 面材釘による単位面積当たりの降伏耐力 ΔM_y

$$\Delta M_y = Z_{xy} \cdot \Delta P_v = 0.207\text{kNcm}/\text{cm}^2$$

(h) 水平構面の単位長さ当り降伏耐力 P_y

$$P_y = \Delta M_y = 0.207\text{kN/cm} \quad \dots \textcircled{2}$$

(i) 水平構面の降伏変形角 R_y

$$R_y = P_y/K_R = 0.207/24.64 = 0.00841\text{rad}$$

(j) 面材釘による単位面積当りの終局耐力 ΔM_u

$$\Delta M_u = C_{xy} \cdot \Delta M_y = 0.226\text{kNcm}/\text{cm}^2$$

(k) 水平構面の単位長さ当りの終局耐力 P_u

$$P_u = \Delta M_u = 0.226\text{kN/cm}$$

(l) 水平構面の塑性率

$$\mu = (\delta_u \cdot G_B \cdot t + \delta_v \cdot I_{xy} \cdot k) / (\delta_v \cdot (G_B \cdot t + I_{xy} \cdot k)) = 5.310$$

(m) 水平構面の単位長さ当りの $0.2\sqrt{(2\mu-1)} \times P_u$

$$0.2\sqrt{(2\mu-1)} \times P_u = 0.2 \times \sqrt{(2 \cdot 5.310 - 1)} \times 0.226 = 0.140\text{kN/cm} \quad \dots \textcircled{3}$$

(n) 水平構面の単位長さ当りの短期許容せん断耐力 ΔP_a

$$\Delta P_a = \min\{\text{①}, \text{②}, \text{③}\} = 0.140 \text{ kN/cm} = 14.0 \text{ kN/m}$$

(o) 面材の先行破壊なきことの確認

面材の短期許容せん断耐力 P_s が水平構面の短期許容せん断耐力 ΔP_a を上回ることを確認する。

$$P_s = f_s \cdot t \cdot l = 2 \times 0.8 \text{ N/mm}^2 \times 24 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} / 1000 = 38.4 \text{ kN/m} \geq \Delta P_a = 14.0 \text{ kN/m}$$

より、OK.

1mモジュールの場合についても同様に、水平構面の許容せん断耐力を求められる。以下に、算出した値を示す。

	モジュール:	910モジュール	1000モジュール
■水平構面の仕様			
合板厚		24 mm	24 mm
合板幅		910 mm	1000 mm
合板高さ		1820 mm	2000 mm
釘ピッチ・配列		N75@75, 日型	N75@75, 日型
■面材釘の一面せん断データ			
	k	6.51 kN/cm	6.51 kN/cm
	δv	0.25 cm	0.25 cm
	δu	1.71 cm	1.71 cm
	ΔPv	1.62 kN	1.62 kN
■面材のデータ			
せん断弾性係数	Gb	39.2 kN/cm ²	39.2 kN/cm ²
基準許容せん断応力度	fs	0.8 N/mm ²	0.8 N/mm ²
面材厚	t	2.4 cm	2.4 cm
面材断面積	Aw	16562 cm ²	20000 cm ²
■釘の配列による係数			
	lxy	5.129 cm ² /cm ²	5.987 cm ² /cm ²
	Zxy	0.128 cm/cm ²	0.136 cm/cm ²
	Cxy	1.092	1.08
■水平構面の性能値			
面材釘による単位面積当り回転剛性	$\Delta K \theta$	24.64 kNcm/radcm ²	27.56 kNcm/radcm ²
水平構面の単位長さ当りのせん断剛性	Kr	24.64 kN/radcm	27.56 kN/radcm
水平構面の変形角1/150時の単位長さ当り耐力	P150 …①	0.164 kN/cm	0.184 kN/cm
面材釘による単位面積当りの降伏耐力	ΔMy	0.207 kNcm/cm ²	0.220 kNcm/cm ²
水平構面の単位長さ当りの降伏耐力	Py …②	0.207 kNcm/cm	0.220 kNcm/cm
水平構面の降伏変形角	Ry	8.41E-03 rad	7.99E-03 rad
面材釘による単位面積当りの終局耐力	ΔMu	0.226 kNcm/cm ²	0.238 kNcm/cm ²
水平構面の単位長さ当りの終局耐力	Pu	0.226 kNcm/cm	0.238 kNcm/cm
水平構面の塑性率	μ	5.310	5.129
水平構面の単位長さ当り	$0.2\sqrt{(2\mu-1)Pu}$ …③	0.140 kN/cm	0.145 kN/cm
水平構面の単位長さ当り許容せん断耐力	$\Delta pa = \min(\text{①}, \text{②}, \text{③})$	0.140 kN/cm → 14.05 kN/m	0.145 kN/cm → 14.48 kN/m
■面材の先行破壊なきことの確認			
面材の単位長さ当り短期許容せん断耐力	ps	38.4 kN/m	38.4 kN/m
psと Δpa の比較		→ ps > Δpa よりOK	→ ps > Δpa よりOK

(2) 勾配屋根水平構面

前項と同様に、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（2008年版）」に記載の詳細計算法により、勾配屋根水平構面の短期許容せん断耐力を求める。

(a) 面材釘の1面せん断データ

面材及び釘の仕様、釘配列：構造用合板 $t=24\text{mm}$ 、鉄丸釘 N75@75 の字型配列「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008)」表 4.2.1 より、上記仕様の場合における、釘一本当りの一面せん断の剛性・耐力の諸元値を、以下に示す。

$$k = 6.51\text{kN/cm}, \quad \delta_v = 0.25\text{cm}, \quad \delta_u = 1.71\text{cm}, \quad \Delta P_v = 1.62 \text{ kN}$$

(b) 面材のせん断弾性係数及び寸法

「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008)」表 4.2.1、及び日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」資料表 4.8 より、

せん断弾性係数： $G_B = 39.2\text{kN/cm}^2$ (面材樹種：ラワン(その他))

基準許容せん断応力度： $f_s = 0.8\text{N/mm}^2$ (構造用合板 2 級、面内せん断)

面材厚： $t = 2.4\text{cm}$

面材断面積： $A_w = 91.0\text{cm} \times 182.0\text{cm} = 16562\text{cm}^2$

(c) 釘の配列による係数

釘配列に応じた諸定数を、以下のように求める。

単位面積当りの釘配列二次モーメント： $I_{xy} = 4.923\text{cm}^2/\text{cm}^2$

単位面積当りの釘配列係数： $Z_{xy} = 0.123\text{cm}/\text{cm}^2$

釘配列降伏終局比： $C_{xy} = 1.083$

(d) 面材釘による単位面積当りの回転剛性 ΔK_0

$$\Delta K_0 = ((I_{xy} \cdot k)^{-1} + (G_B \cdot t)^{-1})^{-1} = ((4.923 \times 6.51)^{-1} + (39.2 \times 2.4)^{-1})^{-1} = 23.91\text{kNcm/radcm}^2$$

(e) 水平構面の単位長さ当りのせん断剛性 K_R

$$K_R = \Delta K_0 = 23.91\text{kN/radcm}$$

(f) 水平構面の変形角 1/150 時の単位長さ当り耐力 P_{150}

$$P_{150} = K_R/150 = 0.159\text{kN/cm} \quad \dots \textcircled{1}$$

(g) 面材釘による単位面積当たりの降伏耐力 ΔM_y

$$\Delta M_y = Z_{xy} \cdot \Delta P_v = 0.199\text{kNcm/cm}^2$$

(h) 水平構面の単位長さ当り降伏耐力 P_y

$$P_y = \Delta M_y = 0.199\text{kN/cm} \quad \dots \textcircled{2}$$

(i) 水平構面の降伏変形角 R_y

$$R_y = P_y/K_R = 0.199/23.91 = 0.00834\text{rad}$$

(j) 面材釘による単位面積当りの終局耐力 ΔM_u

$$\Delta M_u = C_{xy} \cdot \Delta M_y = 0.216\text{kNcm/cm}^2$$

(k) 水平構面の単位長さ当りの終局耐力 P_u

$$P_u = \Delta M_u = 0.216\text{kN/cm}$$

(l) 水平構面の塑性率

$$\mu = (\delta_u \cdot G_B \cdot t + \delta_v \cdot I_{xy} \cdot k) / (\delta_v \cdot (G_B \cdot t + I_{xy} \cdot k)) = 5.356$$

(m) 水平構面の単位長さ当りの $0.2\sqrt{2\mu-1} \times P_u$

$$0.2\sqrt{2\mu-1} \times P_u = 0.2 \times \sqrt{2 \cdot 5.310 - 1} \times 0.226 = 0.135\text{kN/cm} \quad \dots \textcircled{3}$$

(n) 水平構面の単位長さ当りの短期許容せん断耐力 ΔP_a

$$\Delta P_a = \min\{①、②、③\} = 0.135\text{kN/cm} = 13.5\text{kN/m}$$

※X方向（梁間方向）の地震力については、勾配屋根の傾斜方向に加わる力となる為、許容せん断耐力を求める際には、上記の値に勾配 θ の余弦 $\cos \theta$ を乗じる。

例：3寸勾配の場合、 $\theta=16.7^\circ$ より $\cos \theta=0.96$

4.5寸勾配の場合、 $\theta=24.2^\circ$ より $\cos \theta=0.91$

(o) 面材の先行破壊なきことの確認

面材の短期許容せん断耐力 P_s が水平構面の短期許容せん断耐力 ΔP_a を上回ることを確認する。

$$P_s = f_s \cdot t \cdot l = 2 \times 0.8\text{N/mm}^2 \times 24\text{mm} \times 1000\text{mm}/1000 = 38.4\text{kN/m} \geq \Delta P_a = 13.5\text{kN/m}$$

より、OK.

1mモジュールの場合についても同様に、屋根構面の許容せん断耐力を求められる。以下に、算出した値を示す。

	モジュール:	910モジュール	1000モジュール
■水平構面の仕様			
合板厚		24 mm	24 mm
合板幅		910 mm	1000 mm
合板高さ		1820 mm	2000 mm
釘ピッチ・配列		N75@75, 口型	N75@75, 口型
■面材釘の一面せん断データ			
	k	6.51 kN/cm	6.51 kN/cm
	δv	0.25 cm	0.25 cm
	δu	1.71 cm	1.71 cm
	ΔP_v	1.62 kN	1.62 kN
■面材のデータ			
せん断弾性係数	Gb	39.2 kN/cm ²	39.2 kN/cm ²
基準許容せん断応力度	f_s	0.8 N/mm ²	0.8 N/mm ²
面材厚	t	2.4 cm	2.4 cm
面材断面積	Aw	16562 cm ²	20000 cm ²
■釘の配列による係数			
	I_{xy}	4.923 cm ² /cm ²	5.704 cm ² /cm ²
	Z _{xy}	0.123 cm/cm ²	0.13 cm/cm ²
	C _{xy}	1.083	1.072
■水平構面の性能値			
面材釘による単位面積当り回転剛性	$\Delta K \theta$	23.91 kNcm/radcm ²	26.62 kNcm/radcm ²
水平構面の単位長さ当りのせん断剛性	Kr	23.91 kN/radcm	26.62 kN/radcm
水平構面の変形角1/150時の単位長さ当り耐力	P150 …①	0.159 kN/cm	0.177 kN/cm
面材釘による単位面積当りの降伏耐力	ΔM_y	0.199 kNcm/cm ²	0.211 kNcm/cm ²
水平構面の単位長さ当りの降伏耐力	P _y …②	0.199 kNcm/cm	0.211 kNcm/cm
水平構面の降伏変形角	R _y	8.34E-03 rad	7.91E-03 rad
面材釘による単位面積当りの終局耐力	ΔM_u	0.216 kNcm/cm ²	0.226 kNcm/cm ²
水平構面の単位長さ当りの終局耐力	P _u	0.216 kNcm/cm	0.226 kNcm/cm
水平構面の塑性率	μ	5.356	5.187
水平構面の単位長さ当り	$0.2\sqrt{(2\mu-1)P_u}$ …③	0.135 kN/cm	0.138 kN/cm
水平構面の単位長さ当り許容せん断耐力	$\Delta p_a = \min(①, ②, ③)$	0.135 kN/cm	0.138 kN/cm
		→ 13.45 kN/m	→ 13.82 kN/m
■面材の先行破壊なきことの確認			
面材の単位長さ当り短期許容せん断耐力	p _s	38.4 kN/m	38.4 kN/m
p _s と Δp_a の比較		→ p _s > Δp_a よりOK	→ p _s > Δp_a よりOK

DA、DB、DC タイプに架ける屋根構面については、面材釘のピッチを@50 と密にしている。この場合の屋根構面の許容せん断耐力を、下表に求める。

	モジュール:	910モジュール	1000モジュール
■水平構面の仕様			
合板厚		24 mm	24 mm
合板幅		910 mm	1000 mm
合板高さ		1820 mm	2000 mm
釘ピッチ・配列		N75@50, 口型	N75@50, 口型
■面材釘の一面せん断データ			
	k	6.51 kN/cm	6.51 kN/cm
	δv	0.25 cm	0.25 cm
	δu	1.71 cm	1.71 cm
	$\angle Pv$	1.62 kN	1.62 kN
■面材のデータ			
せん断弾性係数	Gb	39.2 kN/cm ²	39.2 kN/cm ²
基準許容せん断応力度	fs	0.8 N/mm ²	0.8 N/mm ²
面材厚	t	2.4 cm	2.4 cm
面材断面積	Aw	16562 cm ²	20000 cm ²
■釘の配列による係数			
	Ixy	7.38 cm ² /cm ²	8.271 cm ² /cm ²
	Zxy	0.185 cm/cm ²	0.188 cm/cm ²
	Cxy	1.083	1.08
■水平構面の性能値			
面材釘による単位面積当り回転剛性	$\angle K \theta$	31.80 kNcm/radcm ²	34.24 kNcm/radcm ²
水平構面の単位長さ当りのせん断剛性	Kr	31.80 kN/radcm	34.24 kN/radcm
水平構面の変形角1/150時の単位長さ当り耐力	P150 …①	0.212 kN/cm	0.228 kN/cm
面材釘による単位面積当りの降伏耐力	$\angle My$	0.300 kNcm/cm ²	0.305 kNcm/cm ²
水平構面の単位長さ当りの降伏耐力	Py …②	0.300 kNcm/cm	0.305 kNcm/cm
水平構面の降伏変形角	Ry	9.42E-03 rad	8.89E-03 rad
面材釘による単位面積当りの終局耐力	$\angle Mu$	0.325 kNcm/cm ²	0.329 kNcm/cm ²
水平構面の単位長さ当りの終局耐力	Pu	0.325 kNcm/cm	0.329 kNcm/cm
水平構面の塑性率	μ	4.866	4.714
水平構面の単位長さ当り	$0.2\sqrt{(2\mu-1)Pu} \dots \textcircled{3}$	0.192 kN/cm	0.191 kN/cm
水平構面の単位長さ当り許容せん断耐力	$\Delta pa = \min(\textcircled{1}, \textcircled{2}, \textcircled{3})$	0.192 kN/cm → 19.18 kN/m	0.191 kN/cm → 19.1 kN/m
■面材の先行破壊なきことの確認			
面材の単位長さ当り短期許容せん断耐力	ps	38.4 kN/m	38.4 kN/m
psと Δpa の比較		→ ps > Δpa よりOK	→ ps > Δpa よりOK

2.2.4 屋根トラス部材及び接合部

※屋根トラス部材および接合部の許容耐力は、屋根勾配等によって各トラス毎に異なるので本章では屋根トラス梁の一連の計算例を示す。

(1) 屋根トラス梁の計算例

計算例に示す屋根トラスは、附属書Dに示すトラスリストのうち、TG3c（キングポストトラス／トラスの最大支点間距離；10.92m）とする。また、屋根勾配は4寸、陸梁はシングルタイプ、屋根トラスの配置間隔は、1.82mとする。荷重条件の級別は、2級（積雪荷重区域；一般／垂直積雪量；30cm）とする。

(a) トラスの断面寸法および使用材料

TG3c/陸梁シングルタイプ/荷重級別；2級の断面寸法および樹種・強度等級を以下に示す。

使用部位	断面寸法 (mm)	樹種・強度等級
陸梁	120×240	スギ 集成材 E65-F225
登り梁	120×240	スギ製材 E70
束材・斜材	120×120	スギ製材 E70

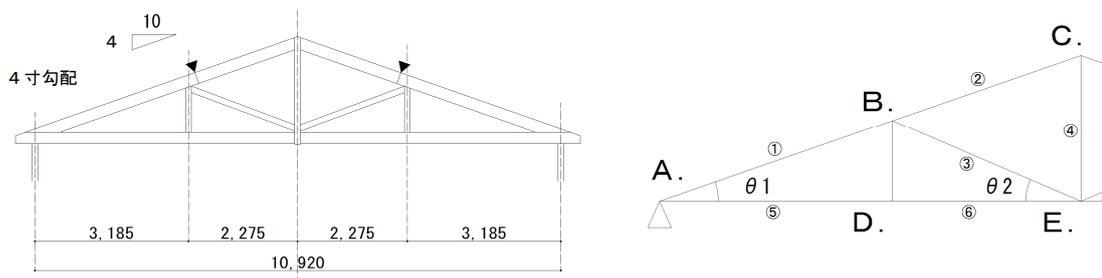
(b) 使用材料の基準強度 および 基準弾性係数

計算例で使用する TG3c トラス梁の使用材料は以下のとおりとする。

		(N/mm ²)
スギ製材 E70	基準強度	$F_c = 23.4$
		$F_t = 17.4$
	基準支圧強度 スギ → J 3	$F_b = 29.4$
		$F_s = 1.8$
	基準弾性係数	繊維方向； $F_{bs} = 19.4$
		繊維直交方向； $F_{bs} = 9.7$
スギ 集成材 E65-F225	基準強度	$F_c = 16.7$
		$F_t = 14.6$
	基準支圧強度 スギ → J 3	$F_b = 22.5$
		$F_s = 2.1$
	基準弾性係数	繊維方向； $F_{bs} = 19.4$
		繊維直交方向； $F_{bs} = 9.7$
		$E_o = 6900$
		$E_o = 6500$

(c) 屋根トラス梁の形状および各部材寸法

TG3c トラス梁の形状および各部材の寸法等を以下に示す。



1) 屋根勾配 および 合掌尻角度

$$\begin{aligned} \text{屋根勾配 } X \text{ 寸勾配 } &; & X &= 4.0 \text{ 寸} \\ \text{合掌尻の部材角度 } \theta 1 &; & 4.0 \text{ 寸勾配} &\rightarrow \theta 1 = 21.8^\circ \\ && \text{※} X \text{ 寸勾配のとき、} &\theta 1 = \tan^{-1}(X/10) \end{aligned}$$

2) トラススパン および 各部部材寸法、部材角度等の算出

$$\begin{aligned} \text{支点間距離 (=トラスのスパン)} &; & L &= 10.920 \text{ m} \\ \text{真束～合掌尻間距離} &; & L_{AE} &= L/2 = 5.460 \text{ m} \\ \text{側束～合掌尻間距離} &; & L_{AD} &= 3.185 \text{ m} \\ \text{真束～側束間距離} &; & L_{DE} &= L_{AE} - L_{AD} = 2.275 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{登り梁 AC 間の部材長} &; & L_{AC} &= L_{AE} \cdot (1/\cos \theta 1) = 5.88 \text{ m} \\ \text{登り梁_下流側 AB 間の部材長} &; & L_{AB} &= L_{AD} \cdot (1/\cos \theta 1) = 3.43 \text{ m} \\ \text{登り梁_上流側 BC 間の部材長} &; & L_{BC} &= L_{DE} \cdot (1/\cos \theta 1) = 2.45 \text{ m} \\ \text{真束 CE の部材長} &; & L_{CE} &= L_{AE} \cdot \tan \theta 1 = 2.18 \text{ m} \\ \text{側束 BD の部材長} &; & L_{BD} &= L_{AD} \cdot \tan \theta 1 = 1.27 \text{ m} \\ \text{斜材 BE の部材長} &; & L_{BE} &= L_{DE} \cdot (1/\cos \theta) = 2.61 \text{ m} \\ \text{陸梁～斜材間角度 } \theta 2 &; & \theta 2 &= \tan^{-1}(L_{BD}/L_{DE}) = 29.2^\circ \end{aligned}$$

(d) 設計用荷重の設定

1) 単位面積あたり屋根重量

$$\text{固定荷重+積載荷重; ※水平投影面積あたり} \quad \triangle W_G = 1.43 \text{ kN/m}^2$$

2) 単位面積あたり積雪重量

$$\begin{aligned} \text{垂直積雪量} &; & H_s &= 0.30 \text{ m} \\ \text{単位積雪重量} &; & \text{一般区域 (} H_s < 1.00\text{m)} &\triangle S = 20 \text{ N/m}^2/\text{cm} \\ \text{屋根形状係数} &; & \mu_b &= \sqrt{\cos(1.5 \cdot \theta 1)} = 0.92 \\ \text{単位積雪重量} &; & \triangle W_s &= H_s \cdot \triangle S \cdot \mu_b = 0.55 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

3) 検定比最大要因の判定

$$\begin{aligned} \text{① 長期} & \triangle W_G/1.1 = 1.30 \text{ kN/m}^2 \\ \text{② 中短期} & (\triangle W_G + \triangle W_s)/1.6 = 1.24 \text{ kN/m}^2 \\ \text{③ 中長期} & (\triangle W_G + 0.7 \cdot \triangle W_s)/1.43 = 1.27 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

※③は、 $H_s \geq 1.0$ のときのみ考慮する。

$$\triangle w = \text{MAX} \{ \text{①}, \text{②}, \text{③} \} = 1.30 \text{ kN/m}^2$$

→①により検討を行う。

4) 設計用屋根単位面積あたり重量の算出

$$\begin{aligned} \text{設計用屋根単位面積重量;} & \text{① 長期} & \triangle W &= \triangle W_G = 1.43 \text{ kN/m}^2 \quad \text{○}; \text{採用} \\ & \text{② 中短期} & \triangle W &= \triangle W_G + \triangle W_s = 1.98 \text{ kN/m}^2 \\ & \text{③ 中長期} & \triangle W &= \triangle W_G + 0.7 \triangle W_s = 1.82 \text{ kN/m}^2 \\ \text{トラス荷重負担面積} &; & B &= 1.82 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{設計用屋根重量} \quad ; \quad W=B \cdot \triangle W = 3.60 \text{ kN/m}$$

5) 重継続期間影響係数の設定

荷重継続期間影響係数 ;	① 長期	$K_d = 1.10/3$	○ ; 採用
	② 中短期	$K_d = 1.60/3$	
	③ 中長期	$K_d = 1.43/3$	

(e) 屋根トラスの部材応力の算出

静定トラスとして、節点法により求める。

1) トラスの各節点重量の算出

各節点重量 ;	$P_A =$	$W \cdot (L_{AD}/2) = 4.10 \text{ kN}$
	$P_B =$	$W \cdot \{(L_{AD}+L_{DE})/2\} = 9.84 \text{ kN}$
	$P_C =$	$W \cdot L_{DE} = 8.20 \text{ kN}$
	$V_A =$	$(W \cdot L)/2 = 19.68 \text{ kN}$

2) トラスの各部材軸力の算出

A 節点 ; $N_{AB} = (V_A - P_A) / \sin \theta = 41.95 \text{ kN}$
 $T_{AD} = T_{DE} = (V_A - P_A) / \tan \theta = 38.95 \text{ kN}$

B 節点 ; $(N_{AB} - N_{BC}) \cdot \cos \theta_1 - N_{BE} \cdot \cos \theta_2 = 0 \quad \dots \textcircled{1}$

$(N_{AB} - N_{BC}) \cdot \sin \theta_1 + N_{BE} \cdot \sin \theta_2 - P_B = 0 \quad \dots \textcircled{2}$

①式より、 $N_{BE} = (N_{AB} - N_{BC}) / (\cos \theta_1 / \cos \theta_2) \quad \dots \textcircled{1}'$

①' 式を②式へ代入し、

$(N_{AB} - N_{BC}) \{ \sin \theta_1 + (\cos \theta_1 / \cos \theta_2) \cdot \sin \theta_2 \} = P_B$

$(N_{AB} - N_{BC}) = P_B / \{ \sin \theta_1 + (\cos \theta_1 \cdot \tan \theta_2) \}$

$N_{BC} = N_{AB} - P_B / (\sin \theta_1 + \cos \theta_1 \cdot \tan \theta_2) = 30.91 \text{ kN}$

①' 式より、 $N_{BE} = (N_{AB} - N_{BC}) / (\cos \theta_1 / \cos \theta_2) = 10.37 \text{ kN}$

C 節点 ; $2 \cdot N_{BC} \cdot \sin \theta_1 - P_C - T_{CE} = 0 \quad \dots \textcircled{3}$

$T_{CE} = 2 \cdot N_{BC} \cdot \sin \theta_1 - P_C = 14.76 \text{ kN}$

3) トラスの各部材軸力一覧 ;

$N_{AB} = 41.95 \text{ kN}$

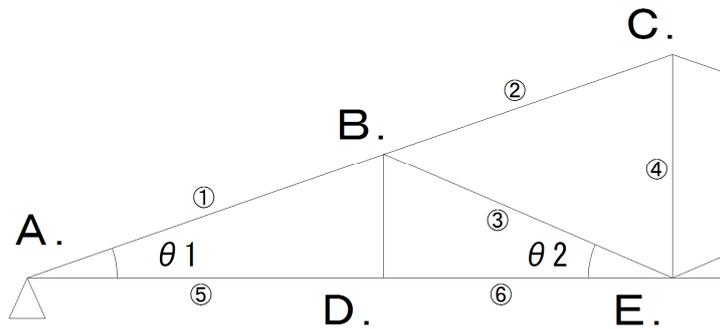
$N_{BC} = 30.91 \text{ kN}$

$N_{BE} = 10.37 \text{ kN}$

$T_{CE} = 14.76 \text{ kN}$

$T_{AD} = T_{DE} = 38.95 \text{ kN}$

(f) 屋根トラスの部材断面算定



① 登り梁 AB ; 軸力と曲げの複合応力に対する検定を行う。

・ 設計用応力 軸力 ; $N_{AB} = 41.95 \text{ kN}$

曲げ ; $M_{AB} = W \cdot \cos \theta \times (L_{AB})^2 / 8 = 4.92 \text{ kNm}$

・ 部材断面寸法 梁幅 ; $b_{AB} = 120 \text{ mm}$

梁せい ; $h_{AB} = 240 \text{ mm}$

・ 母屋接合部による低減係数

断面積低減係数 ; $C_A = 0.90$

断面係数低減係数 ; $C_Z = 0.80$

・ 有効断面積 および 有効断面係数

有効断面積 ; $A_e = C_A \times (b_{AB} \cdot h_{AB}) = 25,920 \text{ mm}^2$

有効断面係数 ; $Z_e = C_A \times (b_{AB} \cdot h_{AB}^2) / 6 = 806,400 \text{ mm}^3$

・ 細長比 λ

※ 梁断面の Y 軸方向 (弱軸方向) は、屋根水平構面に拘束されるため、X 軸方向 (強軸方向) で座屈長さを設定する。

断面二次半径 ; $i = h_{AB} / \sqrt{12} = 69 \text{ mm}$

座屈長さ ; $l_k = L_{AB} = 3,430 \text{ mm}$

細長比 ; $\lambda = l_k / i = 49.5$

・ 座屈低減係数 η

$\lambda \leq 30$ のとき $\rightarrow \eta = 1$

$30 < \lambda \leq 100$ のとき $\rightarrow \eta = 1.3 - 0.01\lambda = 0.80$ ○ ; 採用

$100 < \lambda$ のとき $\rightarrow \eta = 3,000 / \lambda^2$

・ 許容座屈応力度 f_k ; $f_k = K_d \times \eta \times F_c = 6.91 \text{ N/mm}^2$

・ 許容曲げ応力度 f_b ; $f_b = K_d \times F_b = 10.78 \text{ N/mm}^2$

以上より、座屈と曲げの複合応力に対する検定式は以下のとおり。

$$N_{AB} / (A_e \cdot f_k) + M_{AB} / (Z_e \cdot f_b) = 0.73 \leq 1.00 \dots \text{OK}$$

② 登り梁BC ; 軸力と曲げの複合応力に対する検定を行う。

- 設計用応力
 - 軸力 ; $N_{BC} = 30.91 \text{ kN}$
 - 曲げ ; $M_{BC} = W \cdot \cos \theta \times (b / \cos \theta)^2 / 8 = 1.10 \text{ kNm}$
- 部材断面寸法
 - 梁幅 ; $b_{BC} = 120 \text{ mm}$
 - 梁せい ; $h_{BC} = 240 \text{ mm}$
- 母屋接合部による低減係数
 - 断面積低減係数 ; $C_A = 0.90$
 - 断面係数低減係数 ; $C_Z = 0.80$
- 有効断面積 および 有効断面係数
 - 有効断面積 ; $A_e = C_A \times (b_{BC} \cdot h_{BC}) = 25,920 \text{ mm}^2$
 - 有効断面係数 ; $Z_e = C_A \times (b_{BC} \cdot h_{BC}^2) / 6 = 921,600 \text{ mm}^3$
- 細長比 λ
 - 断面二次半径 ; $i = h_{BC} / \sqrt{12} = 69 \text{ mm}$
 - 座屈長さ ; $l_k = a / \cos \theta = 2,280 \text{ mm}$
 - 細長比 ; $\lambda = l_k / i = 32.9$
- 座屈低減係数 η
 - $\lambda \leq 30$; $\rightarrow \eta = 1$
 - $30 < \lambda \leq 100$; $\rightarrow \eta = 1.3 - 0.01 \lambda = 0.97 \text{ O}$; 採用
 - $100 < \lambda$; $\rightarrow \eta = 3,000 / \lambda^2$
- 許容座屈応力度 f_k ; $f_k = K_d \times \eta \times F_c = 8.33 \text{ N/mm}^2$
- 許容曲げ応力度 f_b ; $f_b = K_d \times F_b = 10.78 \text{ N/mm}^2$

以上より、座屈と曲げの複合応力に対する検定式は以下のとおり。

$$N_{BC} / (A_e \cdot f_k) + M_{BC} / (Z_e \cdot f_b) = 0.25 \leq 1.00 \dots \text{OK}$$

③ 斜材BE ; 軸力に対する検定を行う。

- 設計用応力
 - 軸力 ; $N_{BE} = 10.37 \text{ kN}$
- 部材断面寸法
 - 幅 ; $b_{BE} = 120 \text{ mm}$
 - せい ; $h_{BE} = 120 \text{ mm}$
- 有効断面積
 - 有効断面積(欠損なし) ; $A_e = (b_{BE} \cdot h_{BE}) = 14,400 \text{ mm}^2$
- 細長比 λ
 - 断面二次半径 ; $i = h_{BE} / \sqrt{12} = 35 \text{ mm}$
 - 座屈長さ ; $l_k = L_{BE} = 2,607 \text{ mm}$
 - 細長比 ; $\lambda = l_k / i = 75.3$
- 座屈低減係数 η
 - $\lambda \leq 30$; $\rightarrow \eta = 1$
 - $30 < \lambda \leq 100$; $\rightarrow \eta = 1.3 - 0.01 \lambda = 0.55 \text{ O}$; 採用
 - $100 < \lambda$; $\rightarrow \eta = 3,000 / \lambda^2$
- 許容座屈応力度 f_k ; $f_k = K_d \times \eta \times F_c = 4.70 \text{ N/mm}^2$

以上より、軸力に対する検定式は以下のとおり。

$$N_{AB} / (A_e \cdot f_k) = 0.15 \leq 1.00 \dots \text{OK}$$

④ 真束CE ; 軸力に対する検定を行う。

- ・ 設計用応力 軸力 ; $T_{CE} = 14.76 \text{ kN}$
 - ・ 部材断面寸法 幅 ; $b_{CE} = 120 \text{ mm}$
 - せい ; $h_{CE} = 120 \text{ mm}$
 - ・ 有効断面積 (※欠損なし) 有効断面積 ; $A_e = (b_{CE} \cdot h_{CE}) = 14,400 \text{ mm}^2$
 - ・ 許容引張応力度 f_t ; $f_t = K_d \times F_t = 6.38 \text{ N/mm}^2$
- 以上より、軸力に対する検定式は以下のとおり。

$$\begin{aligned} T_{CE} / (A_e \cdot f_t) &= 0.16 \\ &\leq 1.00 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

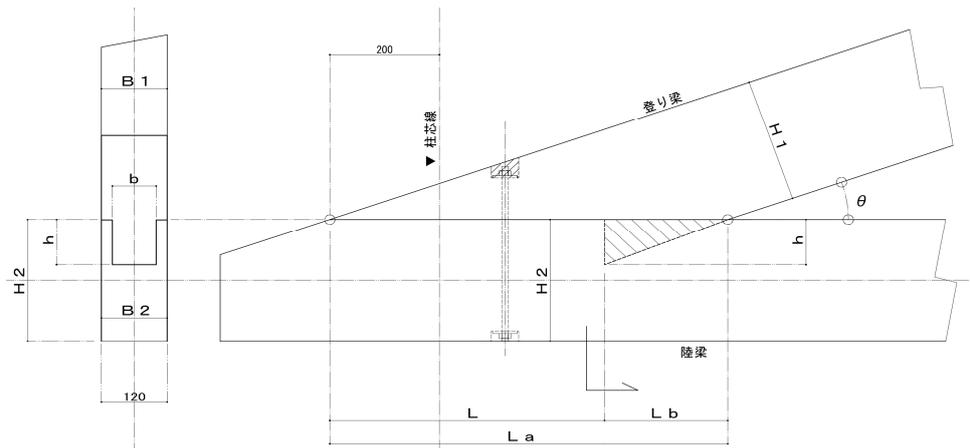
⑤⑥ 陸梁AD, DE ; 軸力に対する検定を行う。

- ・ 設計用応力 軸力 ; $T_{AD}=T_{DE} = 38.95 \text{ kN}$
 - ・ 部材断面寸法 幅 ; $b_{AD} = 120 \text{ mm}$
 - せい ; $h_{AD} = 240 \text{ mm}$
 - ・ 有効断面積 (※欠損なし) 有効断面積 ; $A_e = (b_{AD} \cdot h_{AD}) = 28,800 \text{ mm}^2$
 - ・ 許容引張応力度 f_t ; $f_t = K_d \times F_t = 5.35 \text{ N/mm}^2$
- 以上より、軸力に対する検定式は以下のとおり。

$$\begin{aligned} T_{AD} / (A_e \cdot f_t) &= 0.25 \\ &\leq 1.00 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

(g) 屋根トラスの部材接合部の検定

1) 節点A ; 合掌尻_登り梁ABと陸梁ADの接合部



- ・ 設計用応力 軸力 ; $T_{AD}=T_{DE} = 38.95 \text{ kN}$
- ・ 各部寸法 登り梁幅 ; $B1 = 120 \text{ mm}$
- 登り梁せい ; $H1 = 240 \text{ mm}$
- 登り梁小口長さ ; $La = 646 \text{ mm}$
- ※ $La = H1 \cdot (1/\sin \theta)$

陸梁胴付き面の高さ； $h = 90 \text{ mm}$
 ※90mm以上とする。
 登り梁端部ホゾ長さ； $L_b = 225 \text{ mm}$
 ※ $L_b = h \cdot (1/\tan \theta)$
 登り梁端部ホゾ幅； $b = 80 \text{ mm}$
 陸梁端部せん断面の長さ； $L = 421 \text{ mm}$

① 陸梁端部のせん断面で決まる耐力

陸梁端部せん断面の周長； $L_s = (2 \times h) + b = 260 \text{ mm}$
 陸梁端部せん断面積； $A_s = L_s \times L = 109,517 \text{ mm}^2$
 陸梁端部許容せん断耐力； $T① = K_d \times A_s \times F_s = 84 \text{ kN}$

② ホゾの胴付面の支圧で決まる耐力

ホゾ胴付面支圧面積； $A_c = b \times h = 7,200 \text{ mm}^2$
 ホゾ胴付面支圧耐力； $T② = K_d \times A_c \times F_{bs} = 51 \text{ kN}$

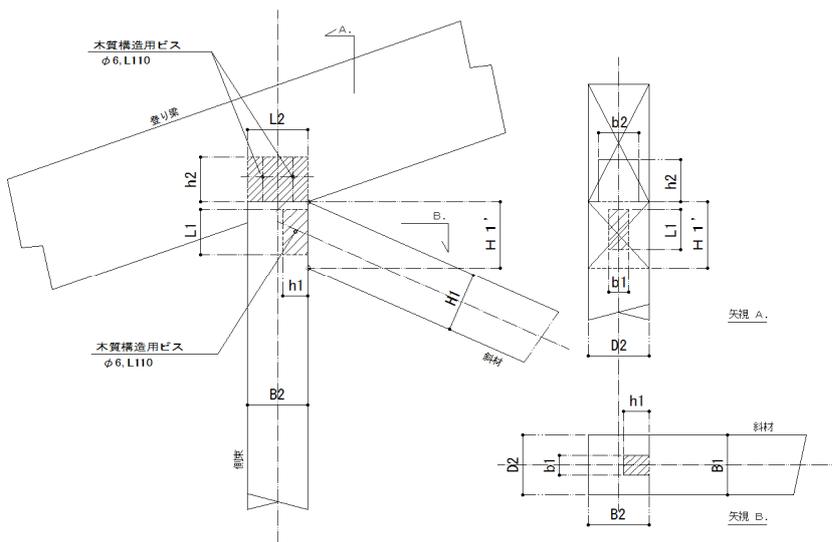
③ 陸梁端部の有効断面の引張で決まる耐力

陸梁端部有効引張面積； $A_t = (B_1 \times H_1) - (b \times h) = 21,600 \text{ mm}^2$
 陸梁端部引張耐力； $T③ = K_d \times A_t \times F_t = 116 \text{ kN}$

○合掌尻の許容耐力； $T_a = \min (①, ②, ③)$

$T_a = 51 \text{ kN}$
 $T_{AD} / T_a = 0.76$
 $\leq 1.00 \dots \text{OK}$

2) 節点 B ； 登り梁 AB と 側束 BD, 斜材 BE の接合部



・ 設計用応力 軸力； $N_{BE} = 10.37 \text{ kN}$
 水平方向成分； $N_{BE_H} = N_{BE} \cdot \cos \theta_2 = 9.05 \text{ kN}$
 鉛直方向成分； $N_{BE_V} = N_{BE} \cdot \sin \theta_2 = 5.07 \text{ kN}$
 ・ 各部寸法 斜材の幅； $B_1 = 120 \text{ mm}$

斜材のせい；	H1 = 120 mm
側束の幅；	B2 = 120 mm
側束のせい；	D2 = 120 mm
斜材端部ホゾの幅；	b1 = 40 mm
斜材端部ホゾのせい；	h1 = 90 mm
斜材端部ホゾの長さ；	L1 = 90 mm
側材端部ホゾの幅；	b2 = 80 mm
側材端部ホゾのせい；	h2 = 90 mm
側材端部ホゾの長さ；	L2 = 120 mm

・ 鉛直方向成分に対する検討

① 側束 BD 上端小口の支圧で決まる耐力

$$\text{束材端部の有効支圧面積； } Abs = (B2 \times D2) - (b2 \times L2) = 4,800 \text{ mm}^2$$

$$\text{ほぞ側面支圧耐力； } T① = Kd \times Abs \times Fbs = 17.07 \text{ kN}$$

② 斜材 BE 端部ホゾ上面の支圧で決まる耐力

$$\text{ホゾ上面支圧面積； } Ac = b1 \times h1 = 3,600 \text{ mm}^2$$

$$\text{ホゾ上面支圧耐力； } T② = Kd \times Ac \times Fbs = 12.80 \text{ kN}$$

○側束接合部の鉛直方向許容耐力； $Ta = \min (①, ②)$

$$Ta = 12.8 \text{ kN}$$

$$N_{BE,V} / Ta = 0.40$$

$$\leq 1.00 \dots \text{OK}$$

・ 水平方向成分に対する検討

① 斜材上端小口の支圧で決まる耐力

$$\text{束材小口見付け長さ； } H1' = H1 / \cos \theta 1 = 138 \text{ mm}$$

$$\text{側束端部の支圧面積； } Abs = (B1 \times H1') - (b1 \times L1) = 12,904 \text{ mm}^2$$

$$\text{側束端部支圧耐力； } T① = Kd \times Abs \times Fbs = 45.90 \text{ kN}$$

② 側束端部ホゾ側面の支圧で決まる耐力

$$\text{ホゾ側面支圧面積； } Ac = b2 \times h2 = 7,200 \text{ mm}^2$$

$$\text{ホゾ側面支圧耐力； } T② = Kd \times Ac \times Fbs = 25.61 \text{ kN}$$

○側束接合部の鉛直方向許容耐力； $Ta = \min (①, ②)$

$$Ta = 25.6 \text{ kN}$$

$$N_{BE,H} / Ta = 0.35$$

$$\leq 1.00 \dots \text{OK}$$

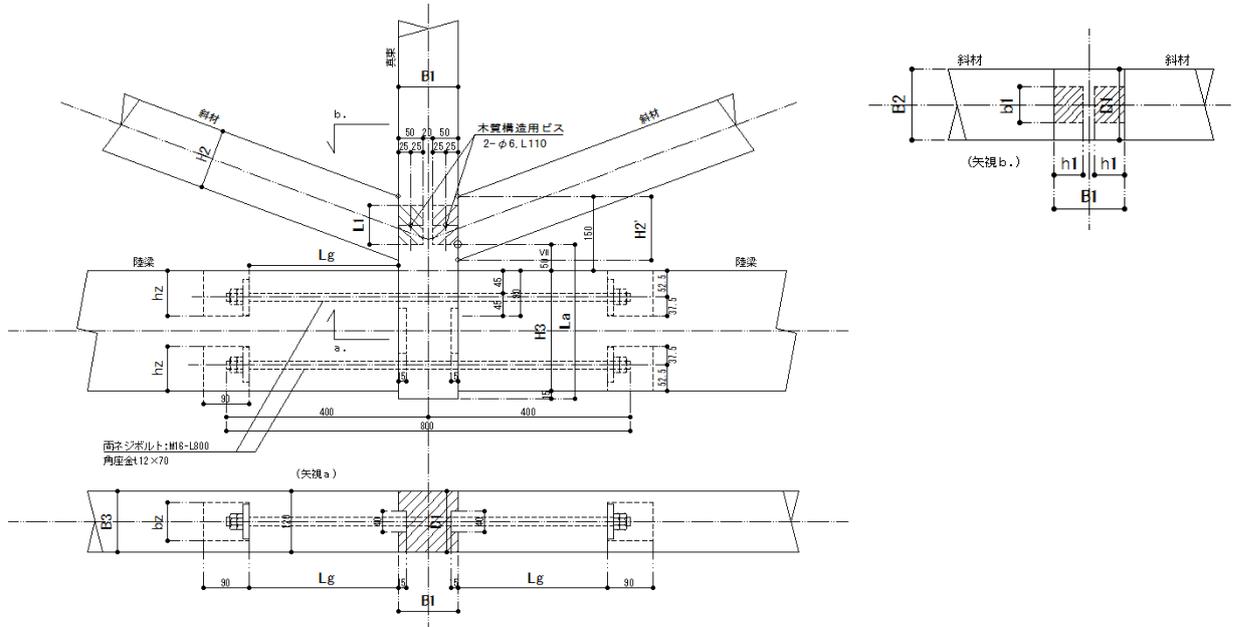
○節点C接合部の許容耐力； $T_a = \min$ (①, ②, ③)

$$T_a = 21 \text{ kN}$$

$$T_{CE} / T_a = 0.69$$

$$\leq 1.00 \dots \text{OK}$$

4) 節点E ； 真束CEと斜材BEの接合部 および、陸梁DEの継手



- ・ 設計用応力
 - 真束の軸力； $T_{CE} = 14.76 \text{ kN}$
 - 斜材の軸力； $N_{BE} = 10.37 \text{ kN}$
 - 斜材 BE の水平方向成分； $N_{BE_H} = N_{BE} \cdot \cos \theta_2 = 9.05 \text{ kN}$
 - 斜材 BE の鉛直方向成分； $N_{BE_V} = N_{BE} \cdot \sin \theta_2 = 5.07 \text{ kN}$
 - 陸梁の軸力； $T_{AD} = T_{DE} = 38.95 \text{ kN}$
- ・ 各部寸法
 - 真束の幅； $B1 = 120 \text{ mm}$
 - 真束のせい； $D1 = 120 \text{ mm}$
 - 斜材の幅； $B2 = 120 \text{ mm}$
 - 斜材のせい； $H2 = 120 \text{ mm}$
 - 陸梁の幅； $B3 = 120 \text{ mm}$
 - 陸梁のせい； $H3 = 240 \text{ mm}$
 - 斜材端部ホゾの幅； $b1 = 60 \text{ mm}$
 - 斜材端部ホゾのせい； $h1 = 50 \text{ mm}$
 - 斜材端部ホゾの長さ； $L1 = 90 \text{ mm}$
 - 真束下端部せん断面の長さ； $L_a = 305 \text{ mm}$

$$\text{※ } L_a = 50 + H3 + 15 \text{ (mm)}$$

$$\text{側束端部ホゾ幅； } b2 = 80 \text{ mm}$$

側束端部ホゾせい；

$$h_2 = 90 \text{ mm}$$

・ 真東下端部の耐力の検討

① 斜材 B E 下端小口の支圧で決まる耐力

$$\begin{aligned} \text{束材小口見付け長さ；} & H_2' = H_2 / \cos \theta_1 = 138 \text{ mm} \\ \text{側束 B E 端部の支圧面積；} & A_{bs} = (B_2 \times H_2') - (b_1 \times L_1) = 11,104 \text{ mm}^2 \\ \text{側束端部支圧耐力；} & T_{\text{①}} = K_d \times A_c \times F_{bs} = 39.49 \text{ kN} \end{aligned}$$

② 真東下端部のせん断面で決まる耐力

$$\begin{aligned} \text{真東下端部せん断面の周長；} & L_s = (2 \times h_1) + b_1 = 160 \text{ mm} \\ \text{真束端部せん断面積；} & A_s = L_s \times L_a = 48,800 \text{ mm}^2 \\ \text{真束端部許容せん断耐力；} & T_{\text{①}} = K_d \times 2 \cdot A_s \times F_s = 64.42 \text{ kN} \end{aligned}$$

③ 斜材下端部ホゾ下面の支圧で決まる耐力

$$\begin{aligned} \text{ホゾ下面支圧面積；} & A_c = b_1 \times h_1 = 3,000 \text{ mm}^2 \\ \text{ホゾ下面支圧耐力；} & T_{\text{②}} = K_d \times 2 \cdot A_c \times F_{bs} = 21.34 \text{ kN} \end{aligned}$$

④ 真東下端部の有効断面積の引張で決まる耐力

$$\begin{aligned} \text{真東有効引張断面積；} & A_t = B_1 \times (D_1 - b_1) = 7,200 \text{ mm}^2 \\ \text{真東上端部許容引張耐力；} & T_{\text{③}} = K_d \times A_t \times F_t = 45.94 \text{ kN} \end{aligned}$$

○ 節点 C 接合部の許容耐力； $T_a = \min (\text{①}, \text{②}, \text{③}, \text{④})$

$$T_a = 21 \text{ kN}$$

$$T_{CE} / T_a = 0.69$$

$$\leq 1.00 \dots \text{OK}$$

・ 陸梁 DE の継手の検討

① ボルトの引張で決まる耐力

$$\begin{aligned} \text{ボルトの長期許容引張応力度；} & f_t = 156 \text{ N/mm}^2 \\ \text{M16 ボルトのねじ部有効断面積；} & A_b = 156 \text{ mm}^2 \\ \text{ボルトの長期許容引張耐力；} & T_{\text{①}} = 2 \times f_t \times A_b = 48.67 \text{ kN} \end{aligned}$$

② ボルト座金面の支圧で決まる耐力

$$\begin{aligned} \text{座金 1 辺の長さ；} & x_b = y_b = 70 \text{ mm} \\ \text{座金 1 枚の断面積；} & A_{bs} = x_b \cdot y_b = 4,900 \text{ mm}^2 \\ \text{全座金面の許容支圧耐力；} & T_{\text{②}} = K_d \times 2 \cdot A_{bs} \times F_{bs} = 69.71 \text{ kN} \end{aligned}$$

③ 陸梁のせん断面で決まる耐力

$$\begin{aligned} \text{座堀面～小口間距離；} & L_g = 295 \\ & \rightarrow 200 < L_g \leq 400 \\ \text{有効せん断長さ；} & L_s = 200 + 0.5(L_g - 200) = 248 \\ \text{ボルト座金周長 (3 辺分)；} & x_b + 2 \cdot y_b = 210 \\ \text{せん断面積 (ボルト 1 本あたり)；} & A_s = (2 x_b + y_b) \cdot L_s = 51,975 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

せん断面 面積 (接合部全体) ; $2 \cdot A_s = 103,950 \text{ mm}^2$

許容耐力 (kN) ; $T③ = K_d \times 2 \cdot A_s \times F_s = 80.04 \text{ kN}$

④ 陸梁の有効断面の引張で決まる耐力

座金の角堀り幅 ; $b_z = 75 \text{ mm}$

座金の角堀り深さ ; $h_z = 90 \text{ mm}$

有効引張断面積 ; $A_t = (B_3 \times H_3) - 2 \cdot (b_z \times h_z) = 15,300 \text{ mm}^2$

許容耐力 (kN) ; $T④ = K_d \times A_t \times F_t = 81.91 \text{ kN}$

○陸梁継手の許容耐力 ; $T_a = \min (①, ②, ③, ④)$

$T_a = 49 \text{ kN}$

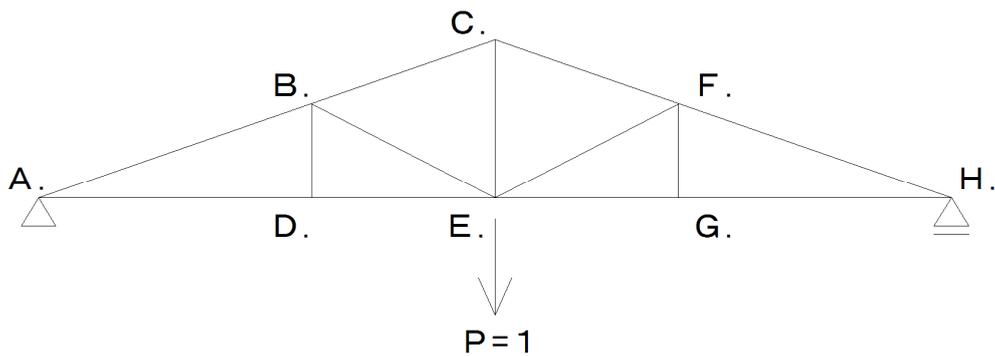
$T_{DE} / T_a = 0.80$

$\leq 1.00 \dots \text{OK}$

(h) 屋根トラスのたわみ量と変形制限の検討

1) 仮想仕事法によるトラスたわみ量の算出

仮想仕事法により、トラス部材の各節点をピン接合としてトラスのたわみ量を求める。



スパン中央E点に、単位荷重 $P = 1$ を加えたとき、各支点の反力は以下のとおり。

$V_A = V_H = 0.5$

以上より、各部材の仮想荷重 N^{\wedge} および、たわみ量の算出に必要な各数値を以下に示す。

部材	部材長 L (m)	弾性係数 E (kN/mm ²)	断面積 A (mm ²)	仮想荷重 N^{\wedge}	部材応力 N (kN)	$(N^{\wedge} \cdot N \cdot L) / (E A)$ (mm)
AB	3.43	6.9	28,800	-1.346	-64.8	1.51
BC	2.45	6.9	28,800	-1.346	-47.8	0.79
CF	2.45	6.9	28,800	-1.346	-47.8	0.79
FH	3.43	6.9	28,800	-1.346	-64.8	1.51
BE	2.61	6.9	14,400	0.000	-16.0	0.00
EF	2.61	6.9	14,400	0.000	-16.0	0.00
BD	1.27	6.9	14,400	0.000	0.0	0.00

FG	1.27	6.9	14,400	0.000	0.0	0.00
AD	3.19	6.5	28,800	1.250	60.2	1.28
DE	2.28	6.5	28,800	1.250	60.2	0.91
DG	2.28	6.5	28,800	1.250	60.2	0.91
GH	3.19	6.5	28,800	1.250	60.2	1.28
CE	2.18	6.5	28,800	1.000	22.8	0.27

上表より、トラスの各節点をピン接合として解いたトラスのたわみ量 δ は、次のとおり。

$$\delta = \sum (\hat{N} \cdot N \cdot L) / (EA) = 9.26 \text{ mm}$$

2) クリープによる変形増大係数の設定；下のとおりとする。

クリープによる変形増大係数； $C_{cp}=2.0$

3) 接合部のすべりによる変形増大係数の設定；下のとおりとする。

すべりによる変形増大係数； $C_j=2.5$

4) 最大たわみ量 δ_{\max} (= $\delta \times$ 変形増大係数) の算出

$$\delta_{\max} = C_{cp} \times C_j \times \delta = 2.0 \times 2.5 \times 9.26 = 46.3 \text{ mm}$$

5) δ_{\max} (= $\delta \times$ 変形増大係数) \leq (たわみ制限比 $\times L$) の確認

トラスの支点間距離は、 $L=10.92 \text{ m}$ ($\delta/L=1/235.9$)

たわみ制限比は、屋根等に用いる横架材の長期の値より、 $1/200$ とする。

以上より、 $\delta_{\max} = C_{cp} \times C_j \times \delta = 46.3$

$$\leq (\text{たわみ制限比} \times L) = 54.6 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

2.2.5 軸組接合部

(1) 1階柱脚－土台仕口、1階柱脚－アンカーボルト

(a) 許容耐力一覧表

許容圧縮耐力はCa1+Ca2とする。許容引張耐力はTaとする。引張に関しては、ビス止め柱脚金物 WHDB-160 がない場合でも、短期許容引張耐力 3.5kN 以上の金物を使用することとしている。アンカーボルトに関しては、引張となる柱脚では引張力のみを負担し、せん断力を負担しないものとし、せん断力はその他の柱脚で負担するものとし、下表のQaを用いる。アンカーボルトの耐力は接合金物を WHDB-160 を上回るので、下表には記載していない。

表 2.2.5.1 1階柱脚－土台仕口、1階柱脚－アンカーボルト（せん断のみ）許容耐力一覧表

Ca1、Ta				Ca2				
柱	ビス止め柱脚金物	荷重条件	接合部の耐力		寸法と本数	荷重条件	圧縮Ca2(kN)	
			圧縮 Ca1(kN)	引張 Ta(kN)				
C 1	なし	長期	56.2	—	受け材 (面材耐力壁受け材、 柱のY方向)	75×120 1本	長期	35.1
		中長期	56.2	—			中長期	35.1
		中短期	74.9	—			中短期	46.8
		短期	74.9	3.5以上※			短期	46.8
	あり	長期	143.1	—	75×120 2本	長期	70.2	
		中長期	169.2	—		中長期	70.2	
		中短期	201.3	—		中短期	93.6	
		短期	232.9	158.0		短期	93.6	
C 2	なし	長期	79.7	—	添え柱 (柱のX方向)	150×150 1本	長期	87.8
		中長期	79.7	—			中長期	87.8
		中短期	106.2	—			中短期	117.0
		短期	106.2	3.5以上※			短期	117.0
	あり	長期	166.6	—	150×150 2本	長期	175.5	
		中長期	192.7	—		中長期	175.5	
		中短期	232.6	—		中短期	234.0	
		短期	264.2	158.0		短期	234.0	

※金物による

Qa

計算方向	部位	荷重条件	せん断 Qa(kN)
X方向	端部	短期	36.0
	中央	短期	110.2
Y方向	端部	短期	33.4
	中央	短期	110.2

表 2.2.5.2 1階柱脚—土台の配置（柱脚金物がある場合）

C 1	C 2 (Y方向大ばりなし, Y方向小ばり一方)	C 2 (Y方向大ばりなし, Y方向小ばり二方)	C 2 (四方差し, 受け材なし)
C 2 (四方差し, 受け材1本)	C 2 (四方差し, 受け材2本)	C 2 (三方差し, X方向二方, 受け材なし)	C 2 (三方差し, X方向二方, 受け材1本)
C 2 (三方差し, Y方向二方, 受け材なし)	C 2 (三方差し, Y方向二方, 受け材1本)	C 2 (三方差し, Y方向二方, 受け材2本)	
C 2 (二方差し, 受け材なし)	C 2 (二方差し, 受け材1本)		

(上表には添え柱は記載していない)

(b) 計算根拠例

材料は、柱はスギ製材、E70、又は、スギ集成材、同一等級構成 E65-F255 であり、土台・大引は、ヒノキ製材、無等級材である。受け材は、スギ、無等級材である。めり込みは、土台の繊維直交方向であるため、材料に関しては、1種類のみ検討となる。

構成する部材に関しては、柱はC 1 (120×120)とC 2 (150×150) があり、C 2 に関しては、合板耐力壁の受け材がない場合、1本もしくは2本ついている場合がある。また、全ての場合に、ビス止め柱金物 WHDB-160 がある場合とない場合とがある。また、必要に応じて添え柱を設置することも可能である。

1 階柱脚—土台仕口は、圧縮と引張のみに抵抗し、曲げ及びせん断に関しては抵抗しないものとして計算する。アンカーボルトは、引張となる柱脚に関しては引張力のみを、その他の柱脚はせん断力のみを負担するものとして検討する。

ここでは、C 2 柱、四方差し、受け材 1 本、添え柱なし、ビス止め柱脚金物ありの場合の計算例を示す。

柱断面：150×150 (WHDB-160 がある場合、2面を15×69mm ずつ欠き込み)

受け材断面：75×120

1) 圧縮耐力

① 許容応力度

めり込み基準強度 (ヒノキ) F_{cv} : 7.8N/mm²

長期、中長期許容応力度 ${}_L f_{cv}$ 、 ${}_{ML} f_{cv}$: $1.5/3 \times F_{cv} = 1.5/3 \times 7.8 = 3.9\text{N/mm}^2$

中短期、短期許容応力度 ${}_{MS} f_{cv}$ 、 ${}_S f_{cv}$: $2/3 \times F_{cv} = 2/3 \times 7.8 = 5.2\text{N/mm}^2$

② 柱の許容めり込み耐力の計算

柱と土台の接触面積 A_{cv} : $A_{cv} = 150 \times 150 - 15 \times 69 \times 2 = 20430\text{mm}^2$

長期、中長期許容めり込み耐力 ${}_L N_{cv}$ 、 ${}_{ML} N_{cv}$: $A_{cv} \times {}_L f_{cv}$ 、 ${}_{ML} f_{cv} = 20430 \times 3.9/1000 = 79.7\text{kN}$

中短期、短期許容めり込み耐力 ${}_{MS} N_{cv}$ 、 ${}_S N_{cv}$: $A_{cv} \times {}_{MS} f_{cv}$ 、 ${}_S f_{cv} = 20430 \times 5.2/1000 = 106.2\text{kN}$

③ 受け材の許容めり込み耐力の計算

受け材と土台の接触面積 A_{cv} : $A_{cv} = 75 \times 120 = 9000\text{mm}^2$

長期、中長期許容めり込み耐力 ${}_L N_{cv}$ 、 ${}_{ML} N_{cv}$: $A_{cv} \times {}_L f_{cv}$ 、 ${}_{ML} f_{cv} = 9000 \times 3.9/1000 = 35.1\text{kN}$

中短期、短期許容めり込み耐力 ${}_{MS} N_{cv}$ 、 ${}_S N_{cv}$: $A_{cv} \times {}_{MS} f_{cv}$ 、 ${}_S f_{cv} = 9000 \times 5.2/1000 = 46.8\text{kN}$

④ ビス止め柱脚金物 WHDB-160 の耐力の計算

1本あたりの短期容耐力 158kN なので、以下のように計算する。

長期許容耐力 $158 \times 1.1/2 = 86.9\text{kN}$ 中長期許容耐力 $158 \times 1.1/2 \times 1.3 = 113.0\text{kN}$

中短期許容耐力 $158 \times 2/2 \times 0.8 = 126.4\text{kN}$ 短期許容耐力 158kN

⑤ 接合部全体の耐力

長期	$79.7+35.1+86.9=201.7\text{kN}$	中長期	$79.7+35.1+113.0=227.8\text{kN}$
中短期	$106.2+46.8+126.4=279.4\text{kN}$	短期	$106.2+46.8+158=311.0\text{kN}$

2) 引張耐力

① ビス止め柱脚金物の引張耐力

ビス止め柱脚金物 WHDB-160 の短期許容耐力は 158kN である。短期のみ有効とする。

② アンカーボルトの引張耐力

アンカーボルトは JIS B1220 「構造用転造両ねじアンカーボルトセット」の ABR490 に準拠する M20 を 2 本組で使用する。この規格ではアンカーボルトとナット、座金が規定されており、アンカーボルトの材料の規格は SNR490B である。定着板に関しては規格に記載はないが、建築用アンカーボルト協議会の推奨する材質、大きさの定着板と同等以上の耐力を持つ定着板を使用することとする。推奨する定着板の材質は、SS400、大きさは $\phi 60 \times 13$ もしくは、 $60 \times 60 \times 12$ である。

コンクリートは Fc21 以上なので、Fc21 で検討する。コンクリート天端～定着板上端は 390mm となる。

$$pa = \min(pa1, pa2) = \min(79.6, 100.7) = 79.6\text{kN} \quad 2 \text{本だと、} 79.6 \times 2 = 159.2\text{kN}$$

$$pa1 = \phi 1 \cdot s \sigma pa \cdot sca = 1.0 \times 325 \times 245 / 1000 = 79.6\text{kN}$$

$$pa2 = \phi 2 \cdot c \sigma t \cdot Ac = 2/3 \times 1.42 \times 106422 / 1000 = 100.7\text{kN}$$

pa : アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力

pa1 : アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力

pa2 : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルトの 1 本あたりの許容引張力

$\phi 1$: 低減係数 1.0 (短期荷重用) 、 $\phi 2$: 低減係数 2/3 (短期荷重用)

s σ pa : アンカーボルトの引張強度 SNR490B なので、 325N/mm^2

sca : アンカーボルトの断面積 (軸部断面積とねじ部有効断面積の小なる方) M20 であり、JIS B 1220 に準拠しているものとし、 245mm^2

c σ t : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度
 $0.31\sqrt{Fc} = 0.31\sqrt{21} = 1.42\text{N/mm}^2$

Ac : コーン状破壊面の有効水平投影面積

複数本が近接しているので、作図し、決定する。隅角部が最小となり、 212845mm^2
 1 本あたりだと、 106422mm^2

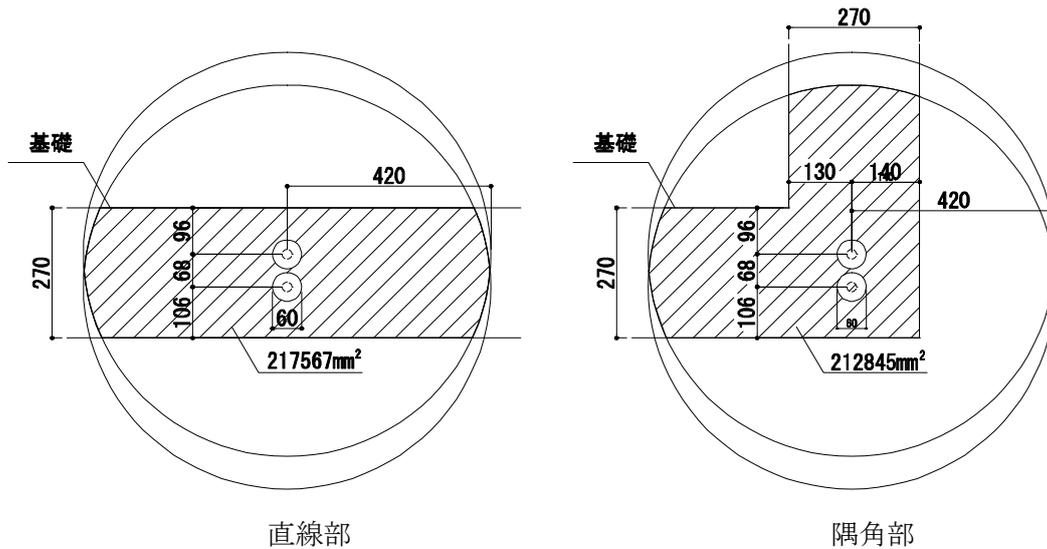


図 2.2.5.1 アンカーボルトのコーン状破壊面の有効水平投影面積

③ 接合部全体の耐力

WHDB-160 の短期許容耐力 < アンカーボルトの短期許容引張耐力のため、WHDB-160 の短期許容引張耐力である 158kN とする。短期のみ有効とする。

3) アンカーボルトのせん断耐力

① X 方向端部

アンカーボルトは 2-M20 (SNR490B) である。コンクリートは Fc21 以上なので、Fc21 で検討する。

コンクリート天端～定着板上端は 390mm となる。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}) = \min(55.7, 55.1, 18.0) = 18.0 \text{ kN} \quad \text{2本だと、} 18.0 \times 2 = 36 \text{ kN}$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s_{ca} = 1.0 \times 227.5 \times 245 / 1000 = 55.7 \text{ kN}$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s_{ca} = 2/3 \times 337.4 \times 245 / 1000 = 55.1 \text{ kN}$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc} = 2/3 \times 1.42 \times 19042 / 1000 = 18.0 \text{ kN}$$

q_a : アンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力

q_{a1} : アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力

q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルトの 1 本あたりの許容せん断力

q_{a3} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルトの 1 本あたりの許容引張力

ϕ_1 : 低減係数 1.0 (短期荷重用) 、 ϕ_2 : 低減係数 2/3 (短期荷重用)

$s \sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度 SNR490B なので、 $0.7 \times 325 = 227.5 \text{ N/mm}^2$

sca : アンカーボルトの断面積 (軸部断面積とねじ部有効断面積の小なる方)
M20 であり、JIS B 1220 に準拠しているものとし、 245mm^2
 $c\sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 $0.5\sqrt{F_c \cdot E_c} = 0.5\sqrt{21 \times 21682} = 337.4\text{N/mm}^2$
 E_c : コンクリートのヤング係数
 $3.35 \times 10^4 \times (\gamma/24)^2 \times (F_c/60)^{1/3} = 3.35 \times 10^4 \times (23/24)^2 \times (21/60)^{1/3}$
 $= 21682\text{N/mm}^2$
ここで γ : コンクリートの気乾単位体積重量 23kN/m^3
 $c\sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度
 $0.31\sqrt{F_c} = 0.31\sqrt{21} = 1.42\text{N/mm}^2$
 A_{qc} : せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効水平投影面積
複数本が近接しているため、作図し、決定する。
1本あたりだと、X方向 $38084/2 = 19042\text{mm}^2$ Y方向 17649mm^2 となる。

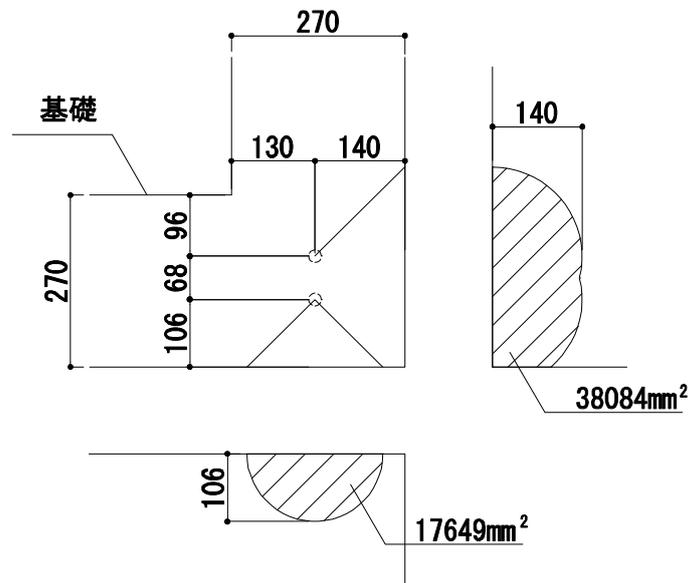


図 2.2.5.2 アンカーボルトの側面におけるコーン状破壊面の有効水平投影面積

② X方向中央

コーン破壊は生じないため、以下の計算式で計算する。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}) = \min(55.7, 55.1) = 55.1\text{kN} \quad \text{2本だと、} 55.1 \times 2 = 110.2\text{kN}$$

③ Y方向端部

X方向端部とは、 A_{qc} が異なる。

$$q_{a3} = \phi 2 \cdot c\sigma_t \cdot A_{qc} = 2/3 \times 1.42 \times 17649/1000 = 16.7\text{kN}$$

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}) = \min(55.7, 55.1, 16.7) = 16.7\text{kN} \quad \text{2本だと、} 16.7 \times 2 = 33.4\text{kN}$$

④ Y方向中央

コーン破壊は生じないため、以下の計算式で計算する。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}) = \min(55.7, 55.1) = 55.1\text{kN} \quad \text{2本だと、} 55.1 \times 2 = 110.2\text{kN}$$

⑤ まとめ

X方向 端部 36kN 中央 110.2kN Y方向 端部 33.4kN 中央 110.2kN (2)

(2) 2階柱脚－2階大ばり仕口、1階柱頭－2階大ばり仕口

(a) 許容耐力一覧表

許容圧縮耐力は Ca1+Ca2+Ca3 とする。許容引張耐力は Ta とする。上下柱緊結プレート NHDP-40 がない場合でも短期許容引張耐力 3.5kN 以上の金物をつけることとしている。

表 2.2.5.3 2階柱脚－2階大ばり仕口、1階柱頭－2階大ばり仕口 許容耐力一覧表

Ca1			Ca2			
柱	荷重条件	圧縮 Ca1(kN)	寸法と本数	荷重条件	圧縮 Ca2(kN)	
C 1	長期	56.2	受け材 (面材耐力壁受け材、 柱のY方向)	75×120 1本	長期	35.1
	中長期	56.2			中長期	35.1
	中短期	74.9			中短期	46.8
	短期	74.9			短期	46.8
C 2	長期	87.8		75×120 2本	長期	70.2
	中長期	87.8			中長期	70.2
	中短期	117.0			中短期	93.6
	短期	117.0			短期	93.6
添え柱 (柱のX方向)			150×150 1本	長期	87.8	
				中長期	87.8	
				中短期	117.0	
				短期	117.0	
			150×150 2本	長期	175.5	
				中長期	175.5	
				中短期	234.0	
				短期	234.0	

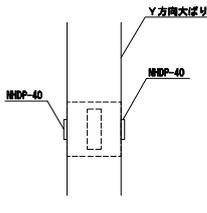
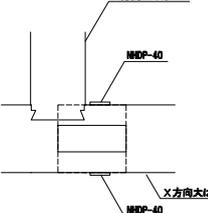
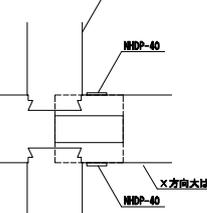
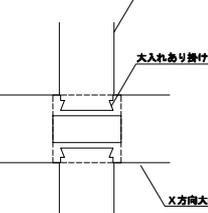
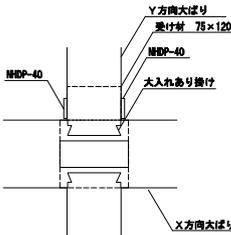
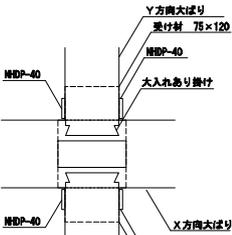
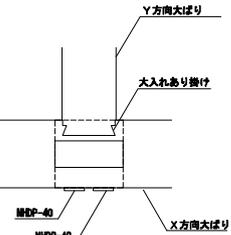
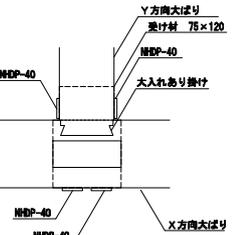
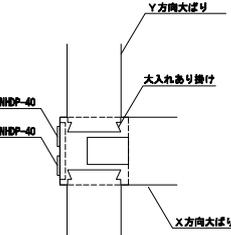
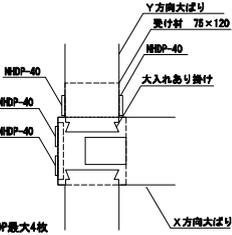
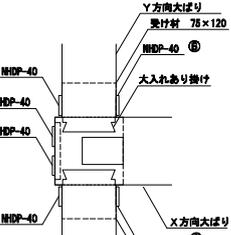
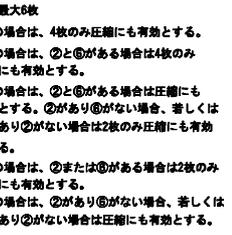
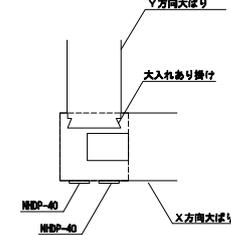
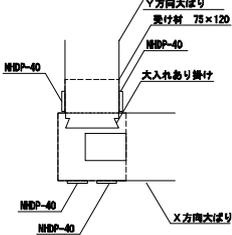
Ca3、Ta

圧縮に関しては、表 2.2.5.4 に示す圧縮に有効な枚数とし、引張に関しては有効な枚数を 4 枚までとする。

上下柱緊結 プレート NHDP-40 (枚)	荷重条件	接合部の耐力		上下柱緊結 プレート NHDP-40 (枚)	荷重条件	接合部の耐力	
		圧縮 Ca3(kN)	引張 Ta(kN)			圧縮 Ca3(kN)	引張 Ta(kN)
なし	長期	—	—	3	長期	66.0	—
	中長期	—	—		中長期	85.8	—
	中短期	—	—		中短期	96.0	—
	短期	—	3.5以上※		短期	120.0	120.0
1	長期	22.0	—	4	長期	88.0	—
	中長期	28.6	—		中長期	114.4	—
	中短期	32.0	—		中短期	128.0	—
	短期	40.0	40.0		短期	160.0	160.0
2	長期	44.0	—		長期	—	—
	中長期	57.2	—		中長期	—	—
	中短期	64.0	—		中短期	—	—
	短期	80.0	80.0		短期	—	—

※金物による

表 2.2.5.4 2階柱脚—2階大ばりの配置（1階柱頭—2階大ばりも同じ）

 <p>NIDP最大2枚 2枚の場合は、圧縮にも有効とする。</p>	 <p>NIDP最大2枚 2枚の場合は、圧縮にも有効とする。</p>	 <p>NIDP最大2枚 2枚の場合は、圧縮にも有効とする。</p>	 <p>NIDPなし</p>
<p>C 1</p>  <p>NIDP最大2枚 2枚の場合は、圧縮にも有効とする。</p>	<p>C 2 (Y方向大ばりなし, Y方向小ばり一方)</p>  <p>NIDP最大4枚 4枚の場合は、圧縮にも有効とする。 3枚の場合は、2枚のみ圧縮にも有効とする。 2枚の場合は、同一方向の面に取り付く場合を除き、圧縮にも有効とする。</p>	<p>C 2 (Y方向大ばりなし, Y方向小ばり二方)</p>  <p>NIDP最大2枚 圧縮には有効としない。</p>	<p>C 2 (四方差し, 受け材なし)</p>  <p>NIDP最大4枚 4枚の場合は、圧縮にも有効とする。 3枚の場合は、2枚のみ圧縮にも有効とする。 2枚の場合は、同一方向の面に取り付く場合を除き、圧縮にも有効とする。</p>
<p>C 2 (四方差し, 受け材1本)</p>  <p>NIDP最大2枚 圧縮には有効としない。</p>	<p>C 2 (三方差し, Y方向二方, 受け材1本)</p>  <p>NIDP最大4枚 4枚の場合は、2枚のみ圧縮にも有効とする。 3枚の場合は、全てが同一方向の面に取り付く場合を除き、2枚のみ圧縮にも有効とする。 2枚の場合は、同一方向の面に取り付く場合を除き、圧縮にも有効とする。</p>	<p>C 2 (三方差し, X方向二方, 受け材なし)</p>  <p>NIDP最大6枚 6枚の場合は、4枚のみ圧縮にも有効とする。 5枚の場合は、②と⑥がある場合は4枚のみ圧縮にも有効とする。 4枚の場合は、②と⑥がある場合は圧縮にも有効とする。②があり⑥がない場合、若しくは⑥があり②がない場合は2枚のみ圧縮にも有効とする。 3枚の場合は、②または⑥がある場合は2枚のみ圧縮にも有効とする。 2枚の場合は、②があり⑥がない場合、若しくは⑥があり②がない場合は圧縮にも有効とする。</p>	<p>C 2 (三方差し, Y方向二方, 受け材1本)</p>  <p>NIDP最大2枚 圧縮には有効としない。</p>
<p>C 2 (三方差し, Y方向二方, 受け材なし)</p>  <p>NIDP最大4枚 4枚の場合は、圧縮にも有効とする。 3枚の場合は、2枚のみ圧縮にも有効とする。 2枚の場合は、同一方向の面に取り付く場合を除き、圧縮にも有効とする。</p>	<p>C 2 (二方差し, 受け材なし)</p>  <p>NIDP最大4枚 4枚の場合は、圧縮にも有効とする。 3枚の場合は、2枚のみ圧縮にも有効とする。 2枚の場合は、同一方向の面に取り付く場合を除き、圧縮にも有効とする。</p>	<p>C 2 (二方差し, 受け材1本)</p>  <p>NIDP最大4枚 4枚の場合は、圧縮にも有効とする。 3枚の場合は、2枚のみ圧縮にも有効とする。 2枚の場合は、同一方向の面に取り付く場合を除き、圧縮にも有効とする。</p>	<p>C 2 (二方差し, 受け材なし)</p>  <p>NIDP最大4枚 4枚の場合は、圧縮にも有効とする。 3枚の場合は、2枚のみ圧縮にも有効とする。 2枚の場合は、同一方向の面に取り付く場合を除き、圧縮にも有効とする。</p>

(上表には添え柱は記載していない)

(b) 計算根拠例

材料は、柱はスギ製材、E70、又は、スギ集成材、同一等級構成 E65-F255 であり、はりは、カラマツ集成材、対称異等級構成 E95-F270 である。受け材は、スギ、無等級材である。めり込みは、はりの繊維直交方向であるため、材料に関しては、1 種類のみを検討となる。

構成する部材に関しては、柱は C 1 (120×120) と C 2 (150×150) があり、C 2 に関しては、合板耐力壁の受け材がない場合、1 本もしくは 2 本ついている場合がある。また、全ての場合に、上下柱緊結プレート NHDP-40 はある場合とない場合がある。2 階柱脚と 2 階はり、1 階柱頭と 2 階はりの耐力の計算方法は同一である。

本接合部は、圧縮と引張のみに抵抗し、曲げ及びせん断に関しては抵抗しないものとして計算する。

ここでは、2 階柱脚、C 2 柱、四方差し、受け材 1 本、上下柱緊結プレート NHDP-40 2 枚の場合の計算例を示す。

柱断面：150×150

受け材断面：75×120

1) 圧縮耐力

① 許容応力度

めり込み基準強度 (カラマツ集成材) $F_{cv} : 7.8\text{N/mm}^2$

長期、中長期許容応力度 ${}_L f_{cv}, {}_{ML} f_{cv} : 1.5/3 \times F_{cv} = 1.5/3 \times 7.8 = 3.9\text{N/mm}^2$

中短期、短期許容容応力度 ${}_{MS} f_{cv}, {}_S f_{cv} : 2/3 \times F_{cv} = 2/3 \times 7.8 = 5.2\text{N/mm}^2$

② 柱の許容めり込み耐力の計算

柱とはりの接触面積 $A_{cv} : A_{cv} = 150 \times 150 = 22500\text{mm}^2$

長期、中長期許容めり込み耐力 ${}_L N_{cv}, {}_{ML} N_{cv} : A_{cv} \times {}_L f_{cv}, {}_{ML} f_{cv} = 22500 \times 3.9/1000 = 87.8\text{kN}$

中短期、短期許容めり込み耐力 ${}_{MS} N_{cv}, {}_S N_{cv} : A_{cv} \times {}_{MS} f_{cv}, {}_S f_{cv} = 22500 \times 5.2/1000 = 117.0\text{kN}$

③ 受け材の許容めり込み耐力の計算

受け材とはりの接触面積 $A_{cv} : A_{cv} = 75 \times 120 = 9000\text{mm}^2$

長期、中長期許容めり込み耐力 ${}_L N_{cv}, {}_{ML} N_{cv} : A_{cv} \times {}_L f_{cv}, {}_{ML} f_{cv} = 9000 \times 3.9/1000 = 35.1\text{kN}$

中短期、短期許容めり込み耐力 ${}_{MS} N_{cv}, {}_S N_{cv} : A_{cv} \times {}_{MS} f_{cv}, {}_S f_{cv} = 9000 \times 5.2/1000 = 46.8\text{kN}$

④ 上下柱緊結プレート NHDP-40 の耐力の計算

C2 柱四方差し、受け材 1 本、NHDP-40 2 枚の場合は、圧縮に有効である。1 本あたりの短期容耐力 40kN なので、以下のように計算する。

長期許容耐力 $40 \times 1.1/2 \times 2 = 44\text{kN}$

中長期許容耐力 $40 \times 1.1/2 \times 1.3 \times 2 = 57.2\text{kN}$

中短期許容耐力 $40 \times 2/2 \times 0.8 \times 2 = 64\text{kN}$

短期許容耐力 $40 \times 2 = 80\text{kN}$

⑤ 接合部全体の耐力

長期 $87.8 + 35.1 + 44 = 166.9\text{kN}$

中長期 $87.8 + 35.1 + 57.2 = 180.1\text{kN}$

中短期 $117 + 46.8 + 64 = 227.8\text{kN}$

短期 $117 + 46.8 + 80 = 243.8\text{kN}$

2) 引張耐力

上下柱緊結プレート NHDP-40 2枚のみの耐力となる。短期のみ有効とする。

短期許容耐力 $40 \times 2 = 80.0 \text{ kN}$

(3) 2階柱頭－小屋大ばり仕口

(a) 許容耐力一覧表

許容圧縮耐力は $Ca1+Ca2+Ca3$ とする。許容引張耐力は Ta とする。上下柱緊結プレート NHDP-40 もしくは、25kN用ホールダウン金物がない場合でも、短期許容引張耐力 3.5kN 以上の金物をつけることとしている。

表 2.2.5.5 2階柱頭－小屋大ばり仕口 許容耐力一覧表

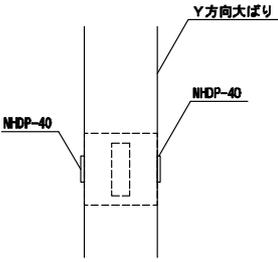
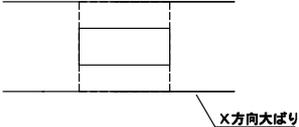
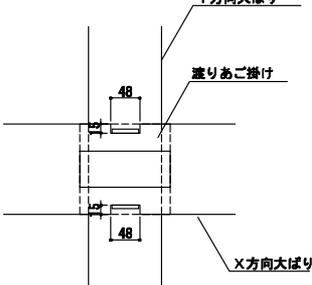
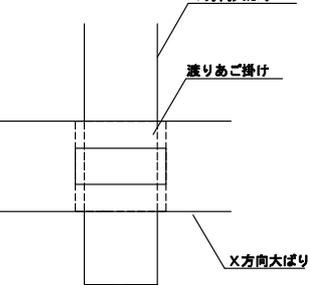
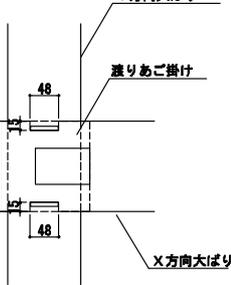
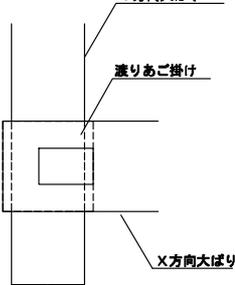
Ca1			Ca2			
柱	荷重条件	圧縮 Ca1(kN)	寸法と本数	荷重条件	圧縮 Ca2(kN)	
C 1	長期	56.2	受け材 (面材耐力壁受け材、 柱のY方向)	75×120 1本	長期	35.1
	中長期	56.2			中長期	35.1
	中短期	74.9			中短期	46.8
	短期	74.9			短期	46.8
C 2	長期	87.8	添え柱 (柱のX方向)	75×120 2本	長期	70.2
	中長期	87.8			中長期	70.2
	中短期	117.0			中短期	93.6
	短期	117.0			短期	93.6
			150×150 1本	長期	87.8	
				中長期	87.8	
				中短期	117.0	
				短期	117.0	
			150×150 2本	長期	175.5	
				中長期	175.5	
				中短期	234.0	
				短期	234.0	

Ca3、Ta

引張金物の種類	引張金物の 枚数	接合部の耐力	
		圧縮 Ca3(kN)	引張 Ta(kN)
上下柱緊結 プレート NHDP-40 (枚)	1	—	—
		—	—
		—	—
		—	40.0
	2	44.0	—
57.2		—	
64.0		—	
80.0		80.0	
25kN用ホール ダウン金物 (個)	1	—	—
		—	—
		—	—
		—	25.0
	2	—	—
—		—	
—		50.0	
NHDP-40 または 25kN用ホールダウン金物 なし		—	—
		—	—
		—	3.5kN以上※

※金物による

表 2.2.5.6 2階柱頭一小屋大ばりの配置

 <p>NHP最大2枚 2枚の場合は、圧縮にも有効とする。</p>	 <p>NHPなし</p>	 <p>NHP最大2枚 2枚の場合は、圧縮にも有効とする。</p>
<p>C 1</p>	<p>C 2 (Y方向大ばりなし)</p>	<p>C 2 (四方から大ばり)</p>
 <p>NHPなし</p>	 <p>NHP最大2枚 2枚の場合は、圧縮にも有効とする。</p>	 <p>NHPなし</p>
<p>C 2 (三方から大ばり, X方向二方)</p>	<p>C 2 (三方から大ばり, Y方向二方)</p>	<p>C 2 (X, Y二方から大ばり)</p>

(ホールダウン金物及び添え柱に関しては記載を省略している)

(b) 計算根拠例

材料は、柱はスギ製材、E70、又は、スギ集成材、同一等級構成 E65-F255 であり、はりは、カラマツ集成材、対称異等級構成 E95-F270 である。受け材は、スギ、無等級材である。めり込みは、はりの繊維直交方向であるため、材料に関しては、1種類のみ検討となる。

構成する部材に関しては、柱はC 1 (120×120)とC 2 (150×150) があり、C 2 に関しては、合板耐力壁の受け材がない場合、1本もしくは2本ついている場合がある。また、上下柱緊結プレート NHP-40 はある場合とない場合がある。

本接合部は、圧縮と引張のみに抵抗し、曲げ及びせん断に関しては抵抗しないものとして計算する。

ここでは、C 2 柱、四方から大ばり、受け材 1 本、上下柱緊結プレート NHP-40 2 枚の場合の計算例を示す。

柱断面：150×150 (NHP-40 1枚ごとに15×48の切欠き)

受け材断面：75×120

1) 圧縮耐力

① 許容応力度

めり込み基準強度 (カラマツ集成材) $F_{cv} : 7.8\text{N/mm}^2$

長期、中長期許容応力度 ${}_L f_{cv}, {}_{ML} f_{cv} : 1.5/3 \times F_{cv} = 1.5/3 \times 7.8 = 3.9\text{N/mm}^2$

中短期、短期許容容応力度 ${}_{MS} f_{cv}, {}_S f_{cv} : 2/3 \times F_{cv} = 2/3 \times 7.8 = 5.2\text{N/mm}^2$

② 柱の許容めり込み耐力の計算

柱とはりの接触面積 $A_{cv} : A_{cv} = 150 \times 150 = 22500\text{mm}^2$

長期、中長期許容めり込み耐力 ${}_L N_{cv}, {}_{ML} N_{cv} : A_{cv} \times {}_L f_{cv}, {}_{ML} f_{cv} = 22500 \times 3.9/1000 = 87.8\text{kN}$

中短期、短期許容めり込み耐力 ${}_{MS} N_{cv}, {}_S N_{cv} : A_{cv} \times {}_{MS} f_{cv}, {}_S f_{cv} = 22500 \times 5.2/1000 = 117.0\text{kN}$

③ 受け材の許容めり込み耐力の計算

受け材とはりの接触面積 $A_{cv} : A_{cv} = 75 \times 120 = 9000\text{mm}^2$

長期、中長期許容めり込み耐力 ${}_L N_{cv}, {}_{ML} N_{cv} : A_{cv} \times {}_L f_{cv}, {}_{ML} f_{cv} = 9000 \times 3.9/1000 = 35.1\text{kN}$

中短期、短期許容めり込み耐力 ${}_{MS} N_{cv}, {}_S N_{cv} : A_{cv} \times {}_{MS} f_{cv}, {}_S f_{cv} = 9000 \times 5.2/1000 = 46.8\text{kN}$

④ 上下柱緊結プレート NHDP-40 の耐力の計算

NHDP-40 2枚の場合は、圧縮に有効である。1本あたりの短期容耐力 40kNなので、以下の
ように計算する。

長期許容耐力 $40 \times 1.1/2 \times 2 = 44\text{kN}$

中長期許容耐力 $40 \times 1.1/2 \times 1.3 \times 2 = 57.2\text{kN}$

中短期許容耐力 $40 \times 2/2 \times 0.8 \times 2 = 64\text{kN}$

短期許容耐力 $40 \times 2 = 80\text{kN}$

⑤ 接合部全体の耐力

長期 $87.8 + 35.1 + 44 = 166.1\text{kN}$

中長期 $87.8 + 35.1 + 57.2 = 180.1\text{kN}$

中短期 $117.0 + 46.8 + 64 = 227.8\text{kN}$

短期 $117.0 + 46.8 + 80 = 243.8\text{kN}$

2) 引張耐力

上下柱緊結プレート NHDP-40 2枚のみの耐力となる。短期のみ有効とする。

短期許容耐力 $40 \times 2 = 80.0\text{kN}$

(4) 大ばりー大ばり継手

(a) 許容耐力一覧表

許容せん断耐力は Q_a とする。許容引張耐力は T_a とする。大ばり緊結プレートがない場合は、その他の金物（短期許容引張耐力 7.0kN 以上）を使用することとする。

表 2.2.5.7 大ばりー大ばり継手 許容耐力一覧表

Qa				Ta				
大ばりの はり幅 b (mm)	大ばりの はり成 h (mm)	荷重条件	許容せん断耐力 Qa(kN)	引張金物の 種類	引張金物の 枚数	荷重条件	許容引張耐力 Ta(kN)	
120	360	長期	19.8	大ばり緊結 プレート NHDP-40 (枚)	1	長期	—	
		中長期	25.8			中長期	—	
		中短期	28.8			中短期	—	
		短期	36.1			短期	40.0	
150	300	長期	21.3		2	長期	—	
		中長期	27.7			中長期	—	
		中短期	31.0			中短期	—	
		短期	38.7			短期	80.0	
	360	長期	24.8	その他の金物	長期	—		
		中長期	32.2		中長期	—		
		中短期	36.1		中短期	—		
		短期	45.1		短期	7kN以上※		
	450	長期	30.0					
		中長期	39.0					
		中短期	43.7					
		短期	54.6					
	480	長期	31.8					
		中長期	41.3					
		中短期	46.2					
		短期	57.8					
	540	長期	35.3					
		中長期	45.9					
		中短期	51.3					
		短期	64.2					
600	長期	39.7						
	中長期	51.7						
	中短期	57.8						
	短期	72.3						

※金物による

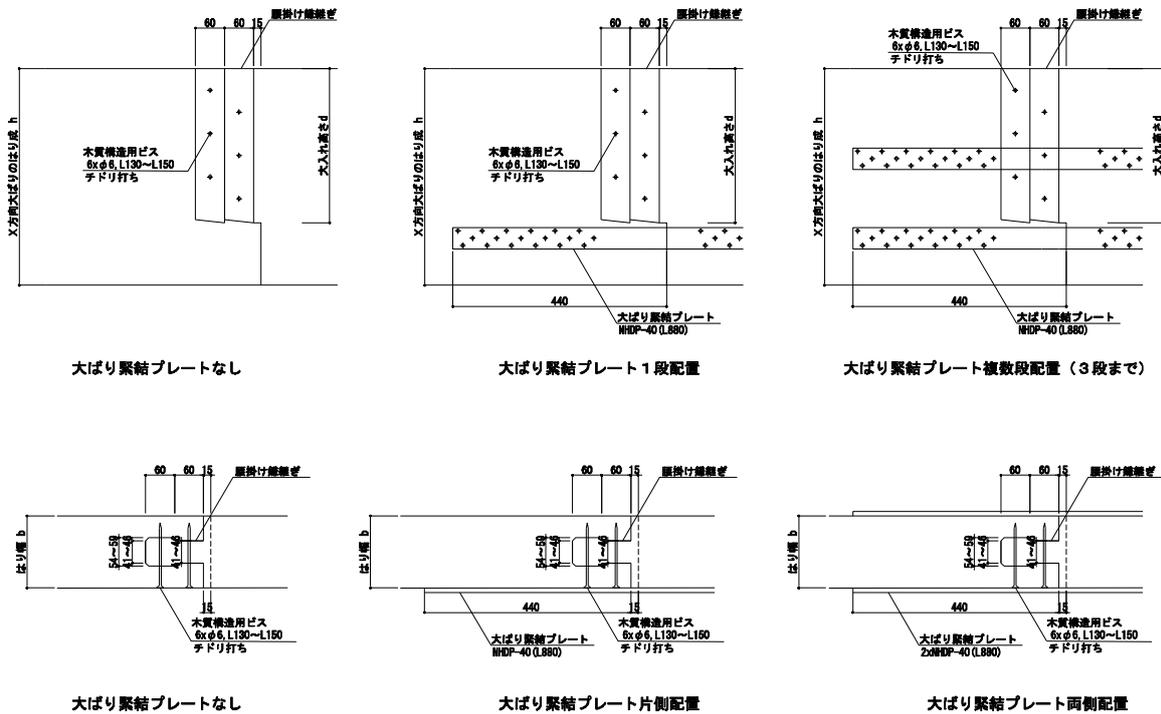


図 2.2.5.3 大ばり緊結プレート配置

(b) 計算根拠例

材料は、カラマツ集成材、対称異等級構成 E95-F270 である。1 枚もしくは 2 枚の大ばり緊結プレート NHDP-40 又はその他の金物がついている。

本接合部は、せん断と圧縮と引張に抵抗する。このうち、圧縮は繊維方向のめり込みのため、はりと同等の耐力があると考えられるので、せん断と引張のみ計算する。曲げに関しては、抵抗しないものとして計算する。

ここでは、はり幅 150mm、はり成 540mm、大ばり緊結プレート 2 枚の場合の計算例を示す。

大ばり断面：150×540

大入れ高さ、鎌高さ：380mm（最小値）～395mm（最大値）

その他の寸法：下図による。

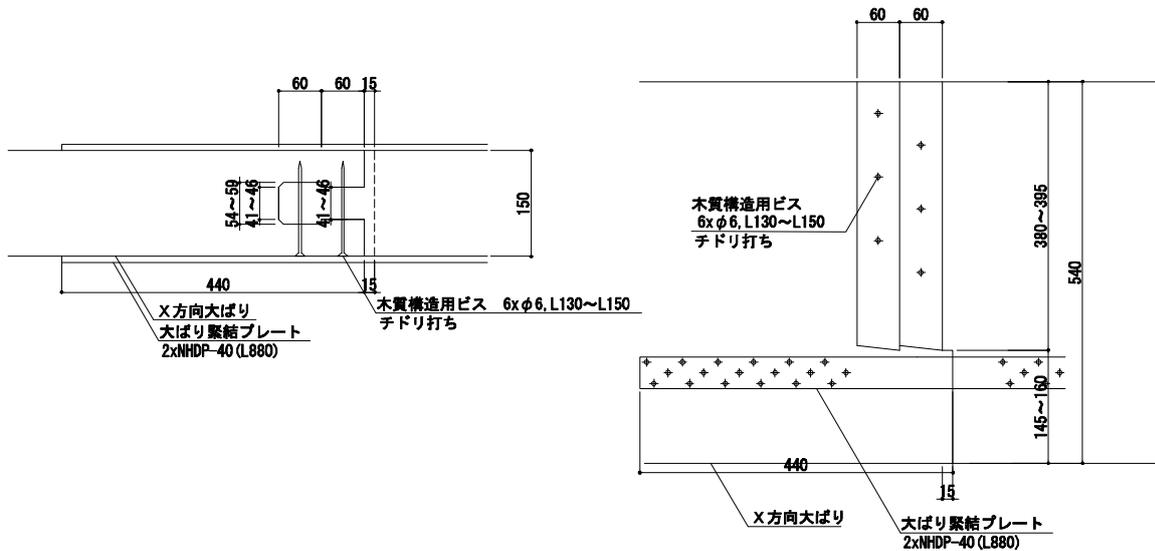


図 2.2.5.4 大ばりー大ばり継手例

1) せん断耐力

① 許容応力度

せん断基準強度（カラマツ集成材） $F_s : 3.6\text{N/mm}^2$

長期許容せん断応力度 ${}_L f_s : {}_L f_s = 1.1/3 \times F_s = 1.1/3 \times 3.6 = 1.32\text{N/mm}^2$

中長期許容せん断応力度 ${}_{ML} f_s : {}_{ML} f_s = 1.1/3 \times 1.3 \times F_s = 1.1/3 \times 3.6 = 1.716\text{N/mm}^2$

中短期許容せん断応力度 ${}_{MS} f_s : {}_{MS} f_s = 2/3 \times 0.8 \times F_s = 2/3 \times 0.8 \times 3.6 = 1.92\text{N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 ${}_S f_s : {}_S f_s = 2/3 \times F_s = 2/3 \times 3.6 = 2.4\text{N/mm}^2$

② 雄木のせん断耐力の計算

大入れ部分の断面積 $A_{01} : A_{01} = 150 \times 380 = 57000\text{mm}^2$

有効断面積 $A_{e1} : A_{e1} = A_{01} \times d' / h = 57000 \times 380 / 540 = 40111\text{mm}^2$

d' : 大入れ高さ(=380mm)、 h : はり成(=540mm)

長期許容せん断耐力 ${}_L Q_{a1} : {}_L Q_{a1} = A_{e1} \times {}_L f_s / 1.5 = 40111 \times 1.32 / 1.5 / 1000 = 35.3\text{kN}$

中長期許容せん断耐力 ${}_{ML} Q_{a1} : {}_{ML} Q_{a1} = A_{e1} \times {}_{ML} f_s / 1.5 = 40111 \times 1.716 / 1.5 / 1000 = 45.9\text{kN}$

中短期許容せん断耐力 ${}_{MS} Q_{a1} : {}_{MS} Q_{a1} = A_{e1} \times {}_{MS} f_s / 1.5 = 40111 \times 1.92 / 1.5 / 1000 = 51.3\text{kN}$

短期許容せん断耐力 ${}_sQ_{a1}$: ${}_sQ_{a1} = A_{e1} \times {}_s f_s / 1.5 = 40111 \times 2.4 / 1.5 / 1000 = 64.2 \text{ kN}$

③ 雌木のせん断耐力の計算

鎌根元の断面積 A_{02} : $A_{02} = 150 \times 540 - 59 \times 395 = 57695 \text{ mm}^2$

有効断面積 A_{e2} : $A_{e2} = A_{02} = 57695 \text{ mm}^2$

長期許容せん断耐力 ${}_L Q_{a2}$: ${}_L Q_{a1} = A_{e2} \times {}_L f_s / 1.5 = 57695 \times 1.32 / 1.5 / 1000 = 50.8 \text{ kN}$

中長期許容せん断耐力 ${}_{ML} Q_{a2}$: ${}_{ML} Q_{a1} = A_{e2} \times {}_{ML} f_s / 1.5 = 57695 \times 1.716 / 1.5 / 1000 = 70.1 \text{ kN}$

中短期許容せん断耐力 ${}_{MS} Q_{a2}$: ${}_{MS} Q_{a1} = A_{e2} \times {}_{MS} f_s / 1.5 = 57695 \times 1.92 / 1.5 / 1000 = 78.4 \text{ kN}$

短期許容せん断耐力 ${}_s Q_{a2}$: ${}_s Q_{a1} = A_{e2} \times {}_s f_s / 1.5 = 57695 \times 2.4 / 1.5 / 1000 = 98.0 \text{ kN}$

④ せん断耐力の計算

長期 : ${}_L Q_a = \min({}_L Q_{a1}, {}_L Q_{a2}) = 35.3 \text{ kN}$ 中長期 : ${}_{ML} Q_a = \min({}_{ML} Q_{a1}, {}_{ML} Q_{a2}) = 45.9 \text{ kN}$

中短期 : ${}_{MS} Q_a = \min({}_{MS} Q_{a1}, {}_{MS} Q_{a2}) = 51.3 \text{ kN}$ 短期 : ${}_s Q_a = \min({}_s Q_{a1}, {}_s Q_{a2}) = 64.2 \text{ kN}$

2) 引張耐力

上下柱緊結プレート NHDP-40 2枚のみの耐力となる。短期のみ有効とする。

短期許容耐力 $40 \times 2 = 80.0 \text{ kN}$

(5) 2階X方向大ばり-Y方向大ばり仕口

(a) 許容耐力一覧表

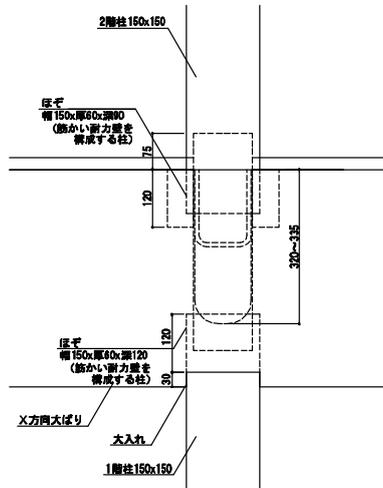
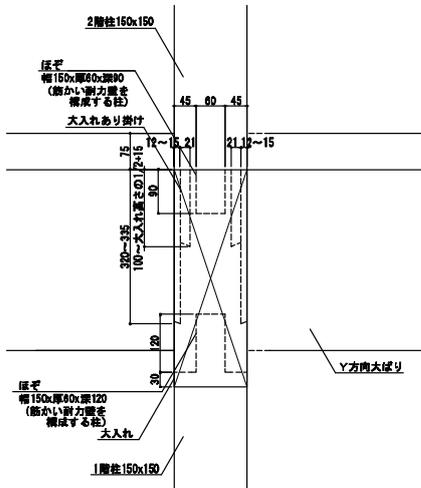
表 2.2.5.8 2階X方向大ばり-Y方向大ばり仕口 許容耐力一覧表

Y方向大 梁の梁幅 b (mm)	Y方向大 梁の梁成 h (mm)	荷重条件	許容せん断 耐力 Q_a (kN)	許容引張 耐力 T_a (kN)
120	450	長期	22.6	—
		中長期	29.3	—
		中短期	32.8	—
		短期	41.0	7kN以上※
150	450	長期	22.6	—
		中長期	29.3	—
		中短期	32.8	—
		短期	41.0	7kN以上※

※金物による

表 2.2.5.9 2階 X 方向大ばり-Y 方向大ばりの配置

Y方向大ばり120×450四方差し	Y方向大ばり120×450三方差し X方向二方	Y方向大ばり120×450三方差し Y方向二方	Y方向大ばり120×450二方差し
Y方向大ばり150×450三方差し Y方向二方	Y方向大ばり150×450二方差し		



(b) 計算根拠例

材料は、X方向、Y方向とも、カラマツ集成材、対称異等級構成 E95-F270 である。Y方向大ばりは、120×450 である。ホールダウン金物が片側についている。

計算例では、下記の寸法を用いる。ホールダウン金物は短期許容耐力 15kN とする。

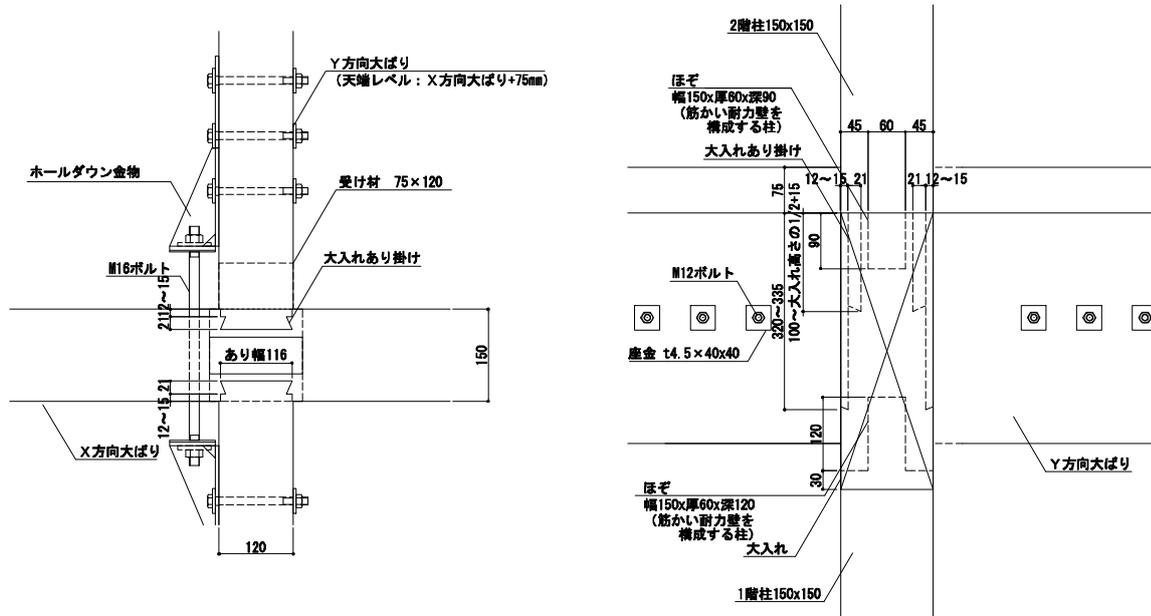


図 2.2.5.5 2階 X方向大ばり-Y方向大ばり仕口例

1) せん断耐力

① 許容応力度

せん断基準強度 (カラマツ集成材) $F_s : 3.6\text{N/mm}^2$

長期許容せん断応力度 $_L f_s : _L f_s = 1.1/3 \times F_s = 1.1/3 \times 3.6 = 1.32\text{N/mm}^2$

中長期許容せん断応力度 $_{ML} f_s : _{ML} f_s = 1.1/3 \times 1.3 \times F_s = 1.1/3 \times 3.6 = 1.716\text{N/mm}^2$

中短期許容せん断応力度 $_{MS} f_s : _{MS} f_s = 2/3 \times 0.8 \times F_s = 2/3 \times 0.8 \times 3.6 = 1.92\text{N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $_S f_s : _S f_s = 2/3 \times F_s = 2/3 \times 3.6 = 2.4\text{N/mm}^2$

② 接合部のせん断耐力

大入れ部分の断面積 A_0 :

$$A_0 = 49.5^2 \times \pi / 2 + (116 - 49.5 \times 2) \times 49.5 + 116 \times (320 - 49.5) = 36068\text{mm}^2$$

有効断面積 A_e : $A_e = A_0 \times d' / h = 36068 \times 320 / 450 = 25648\text{mm}^2$

d' : 大入れ高さ (=320mm)、 h : はり成 (=450mm)

長期許容せん断耐力 $_L Q_a$: $_L Q_a = A_e \times _L f_s / 1.5 = 25648 \times 1.32 / 1.5 / 1000 = 22.6\text{kN}$

中長期許容せん断耐力 $_{ML} Q_a$: $_{ML} Q_a = A_e \times _{ML} f_s / 1.5 = 25648 \times 1.716 / 1.5 / 1000 = 29.3\text{kN}$

中短期許容せん断耐力 $_{MS} Q_a$: $_{MS} Q_a = A_e \times _{MS} f_s / 1.5 = 25648 \times 1.92 / 1.5 / 1000 = 32.8\text{kN}$

短期許容せん断耐力 $_S Q_a$: $_S Q_a = A_e \times _S f_s / 1.5 = 25648 \times 2.4 / 1.5 / 1000 = 41.0\text{kN}$

2) 引張耐力

ホールダウン金物の短期許容耐力 15.0kN である。短期のみに有効とする。

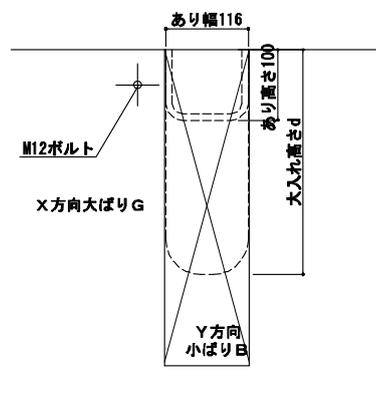
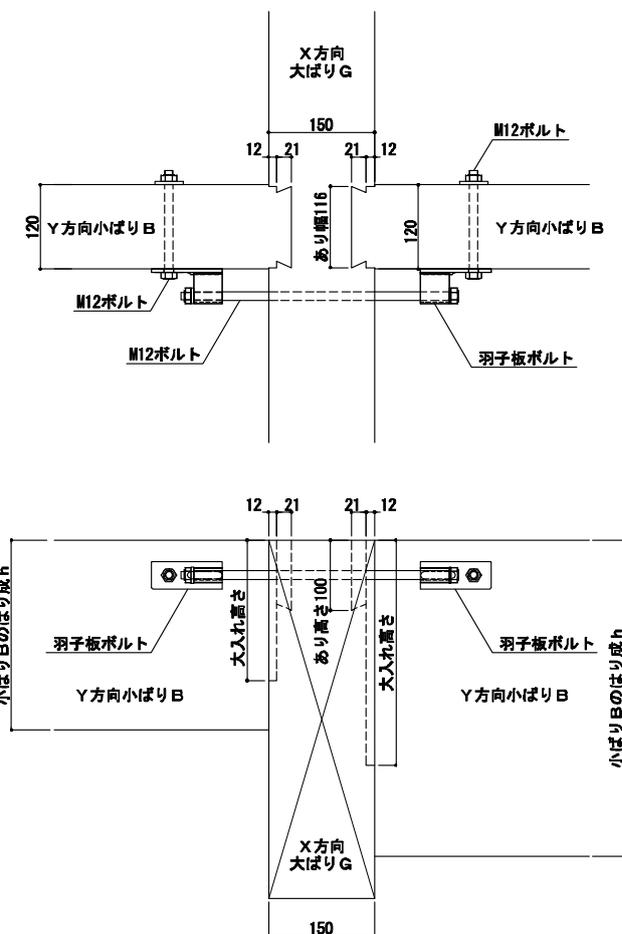
(6) 2階X方向大ばりーY方向小ばり仕口

(a) 許容耐力一覧表

表 2.2.5.10 2階X方向大ばりーY方向小ばり仕口 許容耐力一覧表

小ばりの はり成 h (mm)	荷重条件	許容せん断 耐力 Qa(kN)	許容引張 耐力 Ta(kN)
210	長期	11.7	—
	中長期	15.3	—
	中短期	17.1	—
	短期	21.3	7.5kN以上※
270	長期	14.4	—
	中長期	18.8	—
	中短期	21.0	—
	短期	26.2	7.5kN以上※
330	長期	17.1	—
	中長期	22.3	—
	中短期	24.9	—
	短期	31.2	7.5kN以上※
450	長期	22.6	—
	中長期	29.3	—
	中短期	32.8	—
	短期	41.0	7.5kN以上※
510	長期	25.3	—
	中長期	32.9	—
	中短期	36.8	—
	短期	46.0	7.5kN以上※
570	長期	28.7	—
	中長期	37.3	—
	中短期	41.8	—
	短期	52.2	7.5kN以上※

※金物による



(b) 計算根拠例

材料は、大ばり、小ばりとも、カラマツ集成材、対称異等級構成 E95-F270 である。小ばりは、幅は全て 120mm であり、成は 210、270、330、450、510、570mm の 4 種類である。また、短期許容引張耐力 7.5kN 以上の金物を使用する。

計算例では、以下の値を用いる。

小ばり断面：120×510

大入れ高さ：360mm（最小値）～375mm（最大値）

金物；引張金物

その他の寸法：下図による。

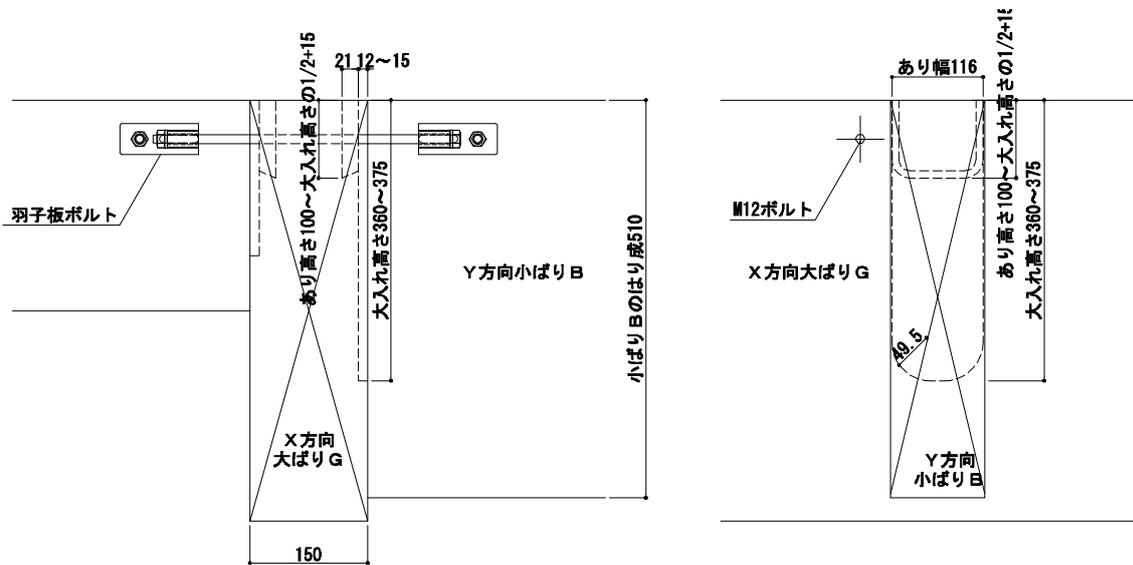


図 2.2.5.6 2階 X方向大ばり-Y方向小ばり仕口例

1) せん断耐力

① 許容応力度

せん断基準強度（カラマツ集成材） $F_s : 3.6\text{N/mm}^2$

長期許容せん断応力度 ${}_L f_s : {}_L f_s = 1.1/3 \times F_s = 1.1/3 \times 3.6 = 1.32\text{N/mm}^2$

中長期許容せん断応力度 ${}_{ML} f_s : {}_{ML} f_s = 1.1/3 \times 1.3 \times F_s = 1.1/3 \times 3.6 = 1.716\text{N/mm}^2$

中短期許容せん断応力度 ${}_{MS} f_s : {}_{MS} f_s = 2/3 \times 0.8 \times F_s = 2/3 \times 0.8 \times 3.6 = 1.92\text{N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 ${}_S f_s : {}_S f_s = 2/3 \times F_s = 2/3 \times 3.6 = 2.4\text{N/mm}^2$

② 大入れ部分のせん断耐力

大入れ部分の断面積 A_0 :

$$A_0 = 49.5^2 \times \pi / 2 + (116 - 49.5 \times 2) \times 49.5 + 116 \times (360 - 49.5) = 40708\text{mm}^2$$

有効断面積 A_e : $A_e = A_0 \times d' / h = 40708 \times 360 / 510 = 28735\text{mm}^2$

d' : 大入れ高さ (=360mm)、 h : ほり成 (=510mm)

長期許容せん断耐力 ${}_L Q_a$: ${}_L Q_a = A_e \times {}_L f_s / 1.5 = 28735 \times 1.32 / 1.5 / 1000 = 25.3\text{kN}$

中長期許容せん断耐力 ${}_{ML} Q_a$: ${}_{ML} Q_a = A_e \times {}_{ML} f_s / 1.5 = 28735 \times 1.716 / 1.5 / 1000 = 32.9\text{kN}$

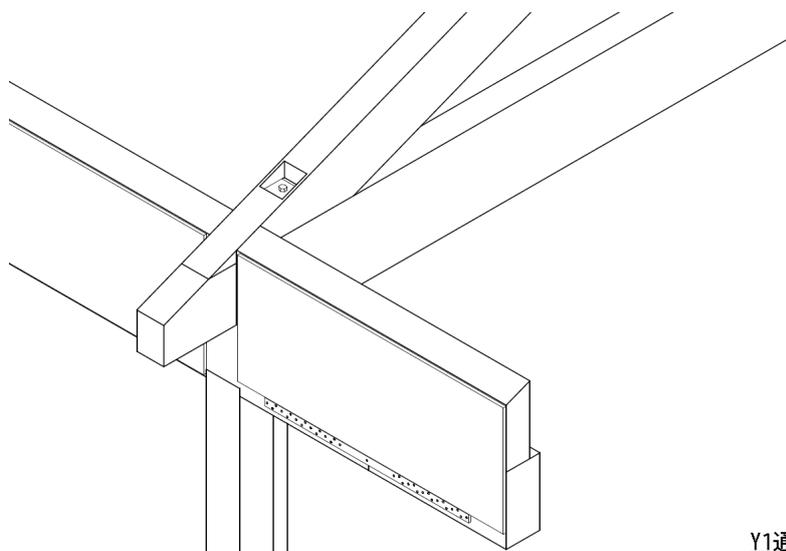
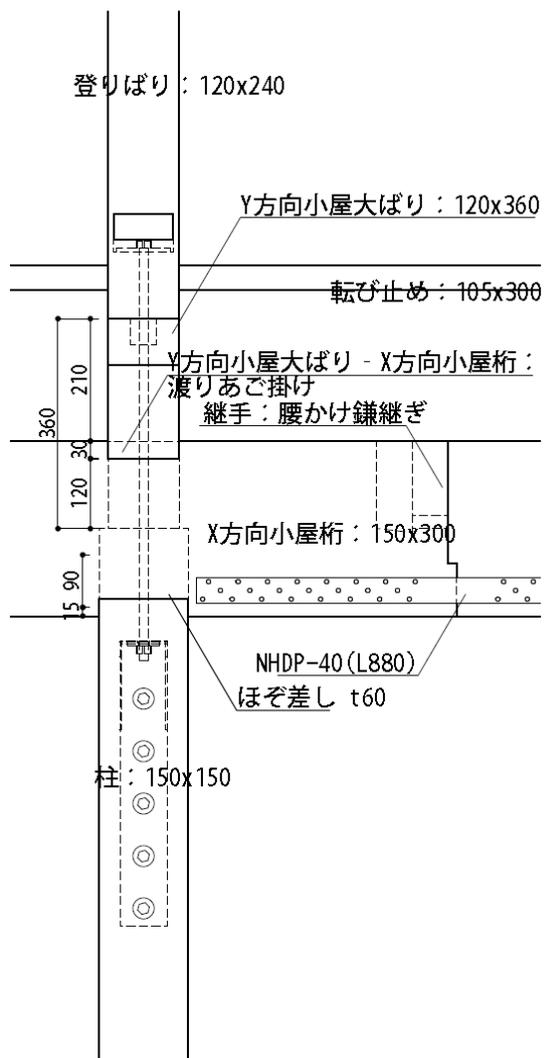
中短期許容せん断耐力 $_{MS}Q_a$: $_{MS}Q_a = A_e \times_{MS}f_s / 1.5 = 28735 \times 1.92 / 1.5 / 1000 = 36.8 \text{ kN}$

短期許容せん断耐力 $_sQ_a$: $_sQ_a = A_e \times_s f_s / 1.5 = 28735 \times 2.4 / 1.5 / 1000 = 46.0 \text{ kN}$

2) 引張耐力

羽子板ボルトは、(一財)日本住宅・木材技術センターの「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年版)」の値を用いる。短期許容耐力 7.5kN である。

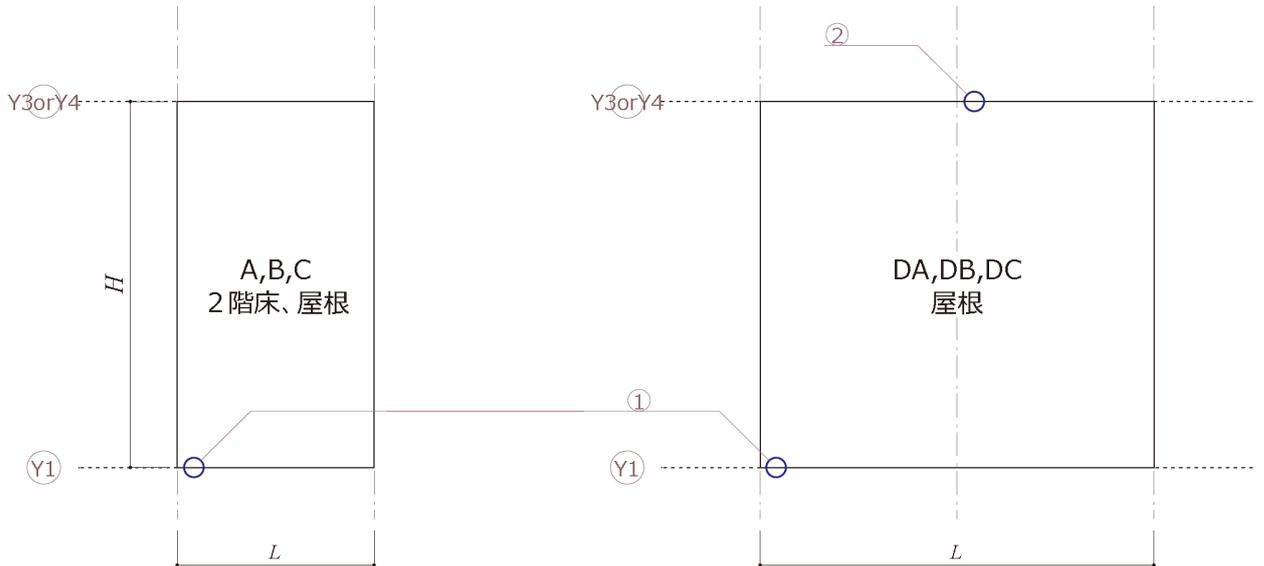
(c) X方向大ばり・X方向軒桁継手接合部



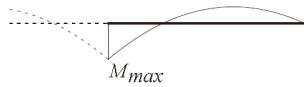
Y1通り一般部

※ X方向横架材間接合は水平構面に対して先行破壊しないよう、水平構面許容せん断耐力時に短期許容耐力以下となる設計とする							
部位：		2階床 大梁		屋根 軒桁			
タイプ：		共通		A,B,C		DA,DB,DC	
モジュール：	[mm]	910	1000	910	1000	910	1000
水平構面の単位長さあたりせん断耐力：	[kN/m]	14.05	14.48	13.45	13.82	19.18	19.10
接合仕様		1-NHDP40				水平構面のX方向スパン $L < 16.6\text{m}$ のとき 2-NHDP 水平構面のX方向スパン $L \geq 16.6\text{m}$ のとき 3-NHDP	
接合仕様の計算条件		ユニット端部モーメント（計算根拠①の場合） 最大時： $T = (14.48 \times 9.0) / 8 = 16.3 \text{ kN}$ 以下				ユニット中央モーメント（計算根拠②の場合） 2-NHDP 最大時： $T = (19.18 \times 16.6) / 4 = 79.6 \text{ kN}$ 以下 3-NHDP 最大時： $T = (19.18 \times 18.2) / 4 = 87.2 \text{ kN}$ 以下	

(d) 計算根拠



① 水平構面を2スパン連続梁扱いした場合の支点位置モーメントで計算



$$Q_{\max} = \Delta Q_a \bar{\gamma} H = wL$$

$$M_{\max} = wL^2/8$$

$$= \Delta Q_a \bar{\gamma} H \bar{\gamma} L/8$$

$$T_{\max} = \Delta Q_a \bar{\gamma} L/8$$

② 水平構面を単純梁扱いした場合の中央モーメントで計算



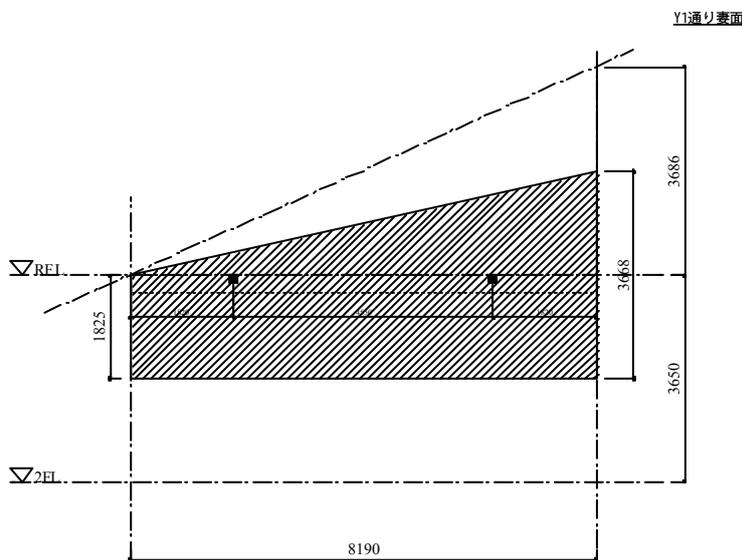
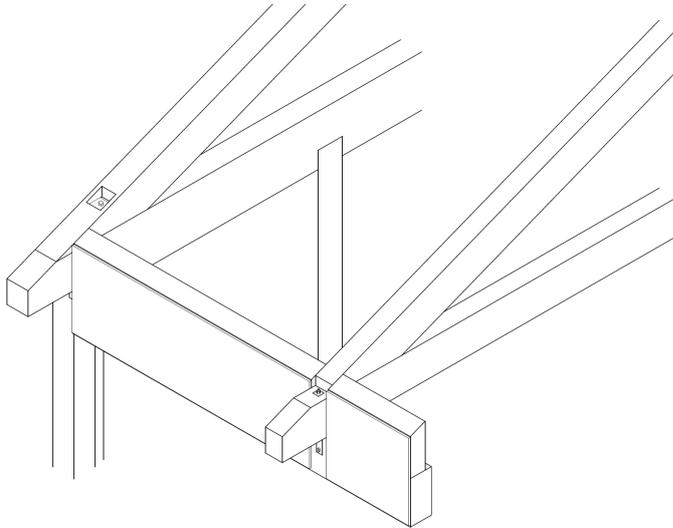
$$Q_{\max} = \Delta Q_a \bar{\gamma} H = wL/2$$

$$M_{\max} = wL^2/8$$

$$= \Delta Q_a \bar{\gamma} H \bar{\gamma} L/4$$

$$T_{\max} = \Delta Q_a \bar{\gamma} L/4$$

(e) 面外風圧力を受ける Y 方向大梁（耐風梁） - 火打ち接合部



耐風梁のグリッド間最大スパン：

8.19m

火打ち：1.82m 対角

基準風速：40m/s、地表面粗度区分Ⅲ
高さによる低減を無視し最大の高さ
の場合を考慮すると、

風圧力： $q = 1.63 \text{ kN/m}^2$

主グリッド間が最大の場合が最も厳
しいのでこの場合のみ示す。

耐風梁の曲げの検討

[150×360、カラマツ E95-F270、弱軸曲げ]

$${}_sM_a = 20.4 \cdot 2/3 \cdot 360 \cdot 150^2 / 6 \cdot 10^{-6} = 18.4 \text{ kNm}$$

耐風梁の負担する斜線部について、ならし荷重による等分布作用として計算する。

- ・ 風上（正圧）の場合

風力係数： $0.8 - (-0.2) = 1.0$

火打ちで支えられる区間を有効スパンとする単純梁

$$w = 1.63 \cdot 1.0 \cdot (3.668 + 1.825) / 2 = 4.48 \text{ kN/m} \quad l = 4.55 \text{ m}$$

$${}_sM_d = w \cdot l^2 / 8 = 4.48 \cdot 4.55^2 / 8 = 11.0 \text{ kNm} \leq 18.4 \text{ kNm} ({}_sM_a)$$

- ・風下（負圧）の場合

風力係数：0.4

主グリッド間の単純梁

$$w = 1.63 \cdot 0.4 \cdot (3.668 + 1.825) / 2 = 1.79 \text{ kN/m} \quad l = 8.19 \text{ m}$$

$${}_sM_d = w \cdot l^2 / 8 = 1.79 \cdot 8.19^2 / 8 = 15.0 \text{ kNm} \leq 18.4 \text{ kNm} ({}_sM_a)$$

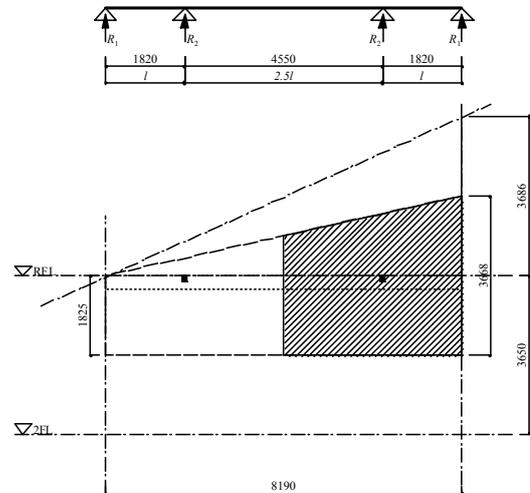
接合部の検討

主グリッド間の距離が最大の場合が火打ちの負担軸力も最大となりもっとも厳しい条件となるのでこの場合についてのみの検討を示す。

右図のような対称4支点梁に等分布荷重を仮定した場合

$$R_1 = 1/15wl = 0.54 \text{ kN}$$

となる。



十分小さいので耐風梁端部の R_1 負担を無視し、 R_2 について厳しいほうの棟側において斜線部の面積分が棟側火打ちの支点到に伝達されるものとして計算を行う。

$$\text{負担面積} : A = \{(3.668 + 1.825) / 2 + 3.668\} / 2 \cdot 8.19 / 2 = 13.13 \text{ m}^2$$

正圧（風上面）のとき

$$P_d = 13.13 \cdot 1.63 = 21.4 \text{ kN}$$

火打ちの負担軸力

$$N_d = P_d \cdot \sqrt{2} = 30.3 \text{ kN}$$

- ・火打ち材の座屈の検討

[120×120、スギ E70]

$$l = 1820 \cdot \sqrt{2} = 2574 \text{ mm} \quad i = 34.6 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \lambda = 74.4$$

$${}_sN_a = \{120^2 \cdot (1.3 - 0.01 \cdot 74.4)\} \cdot (23.4 \cdot 2/3) \cdot 10^{-3} = 124.9 \text{ kN} \geq 30.3 \text{ kN} (N_d)$$

・火打ち端部の支圧の検討

※火打ち材繊維方向支圧面のみ有効とする。

耐風梁又は軒桁

[カラマツ E95-F270]

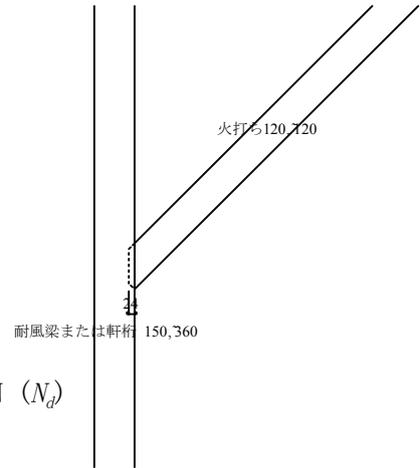
圧縮強度 : $F_c = 21.7 \text{ N/mm}^2$

めり込み強度 : $F_{cv} = 7.8 \text{ N/mm}^2$

45° の場合ハンキンソン式により

$$21.7 \cdot \cos^2 45 + 7.8 \cdot \sin^2 45 = 14.75 \text{ N/mm}^2$$

$${}_s N_a = (14.75 \cdot 2/3) \cdot 24 \cdot \sqrt{2} \cdot 120 \cdot 10^{-3} = 40.1 \text{ kN} \quad \geq 30.3 \text{ kN} (N_d)$$



(7) 棟木仕口

(a) 許容耐力一覧表

表 2.2.5.x 棟木仕口 許容耐力一覧表

断面 (mm)	荷重期間	端部仕口			
		せん断耐力 Q_a (kN)	引張耐力 T_a (kN)	せん断抵抗要素	引張抵抗要素
120 × 180	長期	1.8	—	大入れ	M12 ボルト引き
	中長期	2.3	—		
	中短期	2.6	—		
	短期	3.2	19.2		

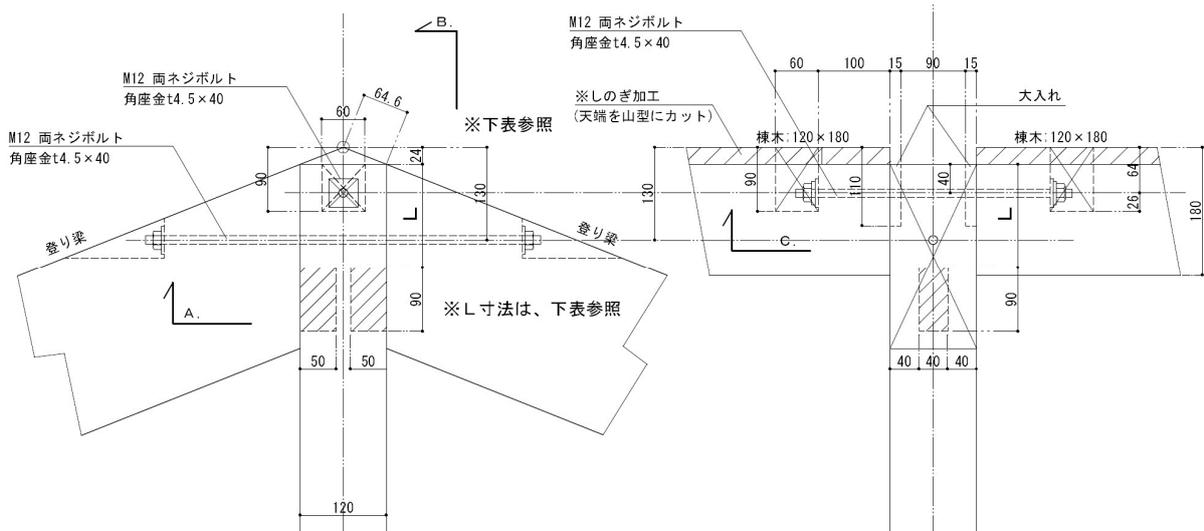


図 2.2.5.x

(b) 計算根拠例

1) 許容応力度

めり込み基準強度 (スギ) F_{cv} : 6.0 N/mm²

長期、中長期許容応力度 ${}_L f_{cv}, {}_{ML} f_{cv}$: $1.5/3 \times F_{cv} = 1.5/3 \times 6.0 = 3.0$ N/mm²

中短期、短期許容容応力度 ${}_{MS} f_{cv}, {}_S f_{cv}$: $2/3 \times F_{cv} = 2/3 \times 6.0 = 4.0$ N/mm²

せん断基準強度 (スギ) F_s : 1.8 N/mm²

長期許容応力度 ${}_L f_s$: $1.1/3 \times F_s = 1.1/3 \times 1.8 = 0.66$ N/mm²

中長期許容応力度 ${}_{ML} f_s$: $1.43/3 \times F_s = 1.43/3 \times 1.8 = 0.858$ N/mm²

中短期許容応力度 ${}_{MS} f_s$: $1.6/3 \times F_s = 1.6/3 \times 1.8 = 0.96$ N/mm²

短期許容応力度 ${}_S f_s$: $2/3 \times F_s = 2/3 \times 1.8 = 1.2$ N/mm²

許容支圧応力度 (スギ) F_e : 19.4 N/mm²

短期許容支圧応力度 ${}_S f_e$: 19.4 N/mm²

※木質構造設計規準・同解説 (2009) による。繊維方向の場合

引張基準強度 (SS400) F : 235 N/mm²

短期許容引張応力度 ${}_S f_t = F = 235$ N/mm²

2) せん断耐力

① 棟木の許容めり込み耐力の計算

真束と棟木の接触面積 A_{cv} : $A_{cv} = 60 \times 15 = 900$ mm²

長期、中長期許容めり込み耐力 ${}_L Q_{a_{cv}}, {}_{ML} Q_{a_{cv}}$:

$$A_{cv} \times {}_L f_{cv}, {}_{ML} f_{cv} = 900 \times 3.0 \times 10^{-3} = 2.70 \text{ kN}$$

中短期、短期許容めり込み耐力 ${}_{MS} Q_{a_{cv}}, {}_S Q_{a_{cv}}$:

$$A_{cv} \times {}_{MS} f_{cv}, {}_S f_{cv} = 900 \times 4.0 \times 10^{-3} = 3.60 \text{ kN}$$

② 大入れの許容せん断耐力の計算

大入れ部分の断面積 A_0 : $A_0 = 60 \times 110 = 6600$ mm²

有効断面積 A_e : $A_e = A_0 \times d' / h = 6600 \times 110 / 180 = 4033$ mm²

d' : 大入れ高さ (=110mm), h : はり成 (=180mm)

長期許容せん断耐力 ${}_L Q_a$: $A_e \times {}_L f_s / 1.5 = 4033 \times 0.66 / 1.5 \times 10^{-3} = 1.77$ kN

中長期許容せん断耐力 ${}_{ML} Q_a$: $A_e \times {}_{ML} f_s / 1.5 = 4033 \times 0.858 / 1.5 \times 10^{-3} = 2.30$ kN

中短期許容せん断耐力 ${}_{MS} Q_a$: $A_e \times {}_{MS} f_s / 1.5 = 4033 \times 0.96 / 1.5 \times 10^{-3} = 2.58$ kN

短期許容せん断耐力 ${}_S Q_a$: $A_e \times {}_S f_s / 1.5 = 4033 \times 1.2 / 1.5 \times 10^{-3} = 3.22$ kN

③ 仕口のせん断耐力の計算

以上より、すべての荷重期間の条件で大入れのせん断の方が厳しい。

長期 : ${}_L Q_a = \min({}_L Q_{a_{cv}}, {}_L Q_a) = 1.77$ kN 中長期 : ${}_{ML} Q_a = \min({}_{ML} Q_{a_{cv}}, {}_{ML} Q_a) = 2.30$ kN

中短期： ${}_{MS}Q_a = \min({}_{MS}Q_{a_cv}, {}_{MS}Q_a) = 2.58 \text{ kN}$ 短期： ${}_S Q_a = \min({}_S Q_{a_cv}, {}_S Q_a) = 3.22 \text{ kN}$

3) 引張耐力

引張耐力は短期のみの検討とする。

① ボルトの引張耐力の計算

M12 ボルトの有効断面積 $A_e = 84.3 \text{ mm}^2$

短期許容引張耐力 ${}_S T_a : A_e \times {}_S f_t = 84.3 \times 235 \times 10^{-3} = 19.8 \text{ kN}$

② 座金の許容支圧耐力の計算

座金の有効断面積 $A_e = 40^2 - \pi/4 \times 14^2 = 1446 \text{ mm}^2$

短期許容支圧耐力 ${}_S P_{a_e} = A_e \times {}_S f_e = 1446 \times 19.4 \times 10^{-3} = 28.1 \text{ kN}$

③ 支圧部分のせん断耐力の計算

想定されるせん断線のうち最小長さとなるのは座金の外周に沿う場合。

座金の外周長さ $L_p = 40 \times 4 = 160 \text{ mm}$

せん断長さ $L_s : L_s = 100 \text{ mm}$

せん断面積 $A_s : L_p \times L_s = 160 \times 100 = 16000 \text{ mm}^2$

支圧部短期許容せん断耐力 ${}_S P_{a_s} : A_s \times {}_S f_s = 16000 \times 1.2 \times 10^{-3} = 19.2 \text{ kN}$

④ 引張耐力の計算

以上より、支圧のせん断が最も厳しい。

${}_S N_a = \min({}_S T_a, {}_S P_{a_e}, {}_S P_{a_s}) = 19.2 \text{ kN}$

(8) Y 方向勾配ばり接合部

(a) 許容耐力一覧表

表 2.2.5.x Y 方向勾配梁仕口 許容耐力一覧表

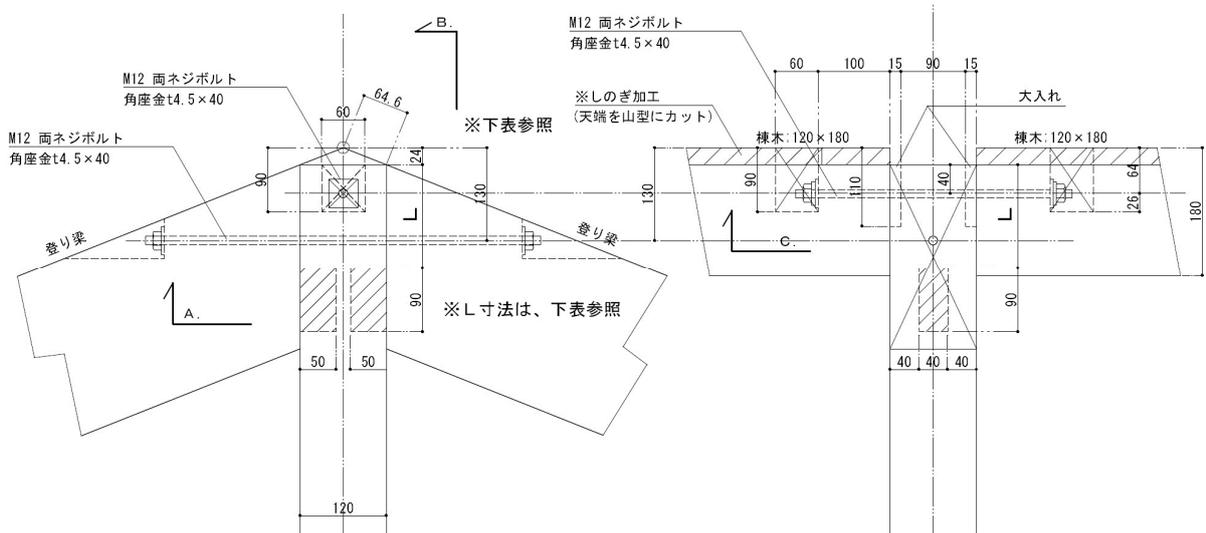
断面 (mm)	荷重期間	端部仕口			
		せん断耐力 Q_a (kN)	引張耐力 T_a (kN)	せん断抵抗要素	引張抵抗要素
120 × 240 150 × 240	長期	1.8	—	ほぞ差し	M12 ボルト引き ほぞ差し
	中長期	2.3	—		
	中短期	2.6	—		
	短期	3.2	19.8		

表 2.2.5.x Y方向勾配梁継手 許容耐力一覧表

断面 (mm)	荷重期間	端部仕口			
		せん断耐力 Q_a (kN)	引張耐力 T_a (kN)	せん断抵抗要素	引張抵抗要素
120 × 240	長期	19.8 (仮)	—	腰掛け鎌継ぎ	引抜抵抗金物 ^{※2} (NHDP-40 や短ざく冊 金物等)
	中長期	25.8	—		
	中短期	28.8	—		
	短期	36.1	7.5kN 以上 ^{※1}		

※1 金物による

※2 外周部 (150x240) は継手を設けない。



ホゾ型に変更した方がよい。
→JIS本文の付属書変更

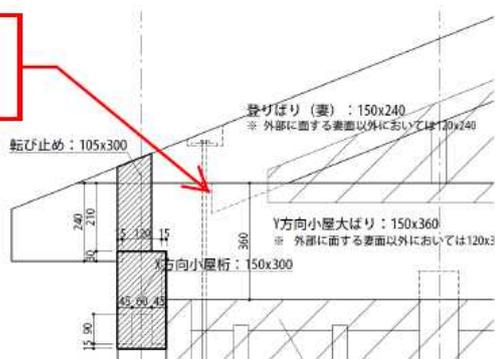


図 2.2.5.x

(b) 計算根拠例

1) 許容応力度

めり込み基準強度 (カラマツ) F_{cv} : 7.8 N/mm²

長期、中長期許容応力度 ${}_L f_{cv}, {}_{ML} f_{cv}$: $1.5/3 \times F_{cv} = 1.5/3 \times 7.8 = 3.9$ N/mm²

中短期、短期許容容応力度 ${}_{MS} f_{cv}, {}_S f_{cv}$: $2/3 \times F_{cv} = 2/3 \times 7.8 = 5.2$ N/mm²

せん断基準強度 (カラマツ集成材) F_s : 3.6 N/mm² F_{S_H} : 3.0 N/mm² (幅方向)

※端部仕口の引張の検討には幅方向の値を用いる

長期許容応力度 ${}_L f_s$: $1.1/3 \times F_{cv} = 1.1/3 \times 3.6 = 1.32$ N/mm²

中長期許容応力度 ${}_{ML} f_s$: $1.43/3 \times F_{cv} = 1.43/3 \times 3.6 = 1.716$ N/mm²

中短期許容応力度 ${}_{MS} f_s$: $1.6/3 \times F_{cv} = 1.6/3 \times 3.6 = 1.92$ N/mm²

短期許容応力度 ${}_S f_s$: $2/3 \times F_{cv} = 2/3 \times 3.6 = 2.4$ N/mm²

短期許容応力度 (幅方向) ${}_S f_s$: $2/3 \times F_{cv} = 2/3 \times 3.0 = 2.0$ N/mm²

許容支圧応力度 (カラマツ) F_{e0} : 25.4 N/mm², F_{e90} : 12.7 N/mm²

短期許容支圧応力度 ${}_S f_{e0}$: 19.4 N/mm², ${}_S f_{e90}$: 12.7 N/mm²

木質構造設計規準・同解説 (2009) による。

引張基準強度 (SS400) F : 235 N/mm²

短期許容引張応力度 ${}_S f_t = F = 235$ N/mm²

2) 仕口のせん断耐力

① 勾配梁の許容めり込み耐力の計算

真束と棟木の接触面積 A_{cv} : $A_{cv} = 40 \times 50 = 2000$ mm²

長期、中長期許容めり込み耐力 ${}_L Q_{a_{cv}}, {}_{ML} Q_{a_{cv}}$:

$A_{cv} \times {}_L f_{cv}, {}_{ML} f_{cv} = 2000 \times 3.9 \times 10^{-3} = 7.80$ kN

中短期、短期許容めり込み耐力 ${}_{MS} Q_{a_{cv}}, {}_S Q_{a_{cv}}$:

$A_{cv} \times {}_{MS} f_{cv}, {}_S f_{cv} = 2000 \times 5.2 \times 10^{-3} = 10.4$ kN

② 大入れの許容せん断耐力の計算

大入れ部分の断面積 A_0 : $A_0 = 40 \times 90 = 3600$ mm²

有効断面積 A_e : $A_e = A_0 \times d' / h = 3600 \times 200 / 240 = 3000$ mm²

d' : ホゾ下まで ($=219 \times \cos(24.2^\circ) = 200$ mm), h : はり成 ($=240$ mm)

※ $L=105$ 、勾配を最大 ($\tan^{-1}(4.5/10=24.2^\circ)$) とする。

長期許容せん断耐力 ${}_L Q_a$: $A_e \times {}_L f_s / 1.5 = 3000 \times 1.32 / 1.5 \times 10^{-3} = 2.64$ kN

中長期許容せん断耐力 ${}_{ML} Q_a$: $A_e \times {}_{ML} f_s / 1.5 = 3000 \times 1.716 / 1.5 \times 10^{-3} = 3.43$ kN

中短期許容せん断耐力 ${}_{MS} Q_a$: $A_e \times {}_{MS} f_s / 1.5 = 3000 \times 1.92 / 1.5 \times 10^{-3} = 3.84$ kN

短期許容せん断耐力 ${}_S Q_a$: $A_e \times {}_S f_s / 1.5 = 3000 \times 2.4 / 1.5 \times 10^{-3} = 4.80$ kN

③ 仕口のせん断耐力の計算

以上より、すべての荷重期間の条件で大入れのせん断の方が厳しい。

$$\text{長期： } {}_L Q_a = \min({}_L Q_{a_cv}, {}_L Q_a) = 2.64 \text{ kN} \quad \text{中長期： } {}_{ML} Q_a = \min({}_{ML} Q_{a_cv}, {}_{ML} Q_a) = 3.43 \text{ kN}$$

$$\text{中短期： } {}_{MS} Q_a = \min({}_{MS} Q_{a_cv}, {}_{MS} Q_a) = 3.84 \text{ kN} \quad \text{短期： } {}_S Q_a = \min({}_S Q_{a_cv}, {}_S Q_a) = 4.80 \text{ kN}$$

3) 仕口の引張耐力

引張耐力は短期のみの検討とする。

① ボルトの引張耐力の計算

$$\text{M12 ボルトの有効断面積 } A_e = 84.3 \text{ mm}^2$$

$$\text{短期許容引張耐力 (ボルト軸方向) } {}_S T_{a0} : A_e \times {}_S f_t = 84.3 \times 235 \times 10^{-3} = 19.8 \text{ kN}$$

$$\text{短期許容引張耐力 (材軸方向) } {}_S T_a = {}_S T_{a0} = 19.8 \text{ kN}$$

※実際には端部せん断との複合バネで耐力を発揮し、角度のみで想定される分力よりやや大きい力が作用するものと考えられ、ボルトへの作用力は材軸方向力より小さくなる。ここでは安全側に材軸方向への作用力に対してボルトの軸力によって耐力を定めるものとした。

② 座金の許容支圧耐力の計算

最も厳しい最大勾配の場合について検討する。

$$\text{座金の有効断面積 } A_e = 40^2 - \pi / 4 \times 14^2 = 1446 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{短期許容支圧応力度 } {}_S f_e &= {}_S f_{e0} \times {}_S f_{e0} / \{ {}_S f_{e0} \times \sin^2(24.2^\circ) + {}_S f_{e90} \times \cos^2(24.2^\circ) \} \\ &= 21.7 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

※ハンキンソン式による

$$\text{短期許容支圧耐力 } {}_S P_{a_e} = A_e \times {}_S f_e = 1446 \times 21.7 \times 10^{-3} = 31.4 \text{ kN}$$

③ 支圧部分のせん断耐力の計算

最も厳しい最大勾配の場合について検討する。

想定されるせん断線のうち最小長さとなるのは座金の外周に沿う場合。

$$\text{座金の外周長さ } L_p = 40 \times 2 + 40 \times \cos(24.2^\circ) \times 2 = 153 \text{ mm}$$

$$\text{せん断長さ } L_s = \{ 130 / \tan(24.2^\circ) - 150 / 2 \} / \cos(24.2^\circ) = 235 \text{ mm}$$

$$\text{せん断面積 } L_p \times L_s = 153 \times 235 = 35955 \text{ mm}$$

$$\text{支圧部短期許容せん断耐力 } {}_S P_{a_s} : A_s \times {}_S f_s = 35955 \times 2.0 \times 10^{-3} = 71.7 \text{ kN}$$

④ 引張耐力の計算

以上より、ボルトの引張が最も厳しい。

$${}_S N_a = \min({}_S T_a, {}_S P_{a_e}, {}_S P_{a_s}) = 19.8 \text{ kN}$$

(9) 柱脚金物 WHDB-160

(a) 特性値と短期基準耐力

下表に接合部引張試験の試験成績書に基づく特性値一覧を示す。短期基準耐力は P_y で決まり、5%下限値で 160.9kN となった。

項目	試験体記号	WHDB						平均値	標準偏差	5% 下限値
		1	2	3	4	5	6			
2/3 P_{max} (kN)		232.7	204.6	206.7	221.7	210.7	225.1	216.9	11.26	190.6
P_{max} (kN)		349.1	307.0	310.0	332.6	316.0	337.7	325.4	16.91	
降伏耐力 P_y (kN)		222.7	181.4	192.7	199.3	183.7	211.4	198.5	16.11	160.9
δ_y (mm)		3.25	2.76	3.50	2.99	3.10	3.78	3.23	0.37	
終局耐力 P_u (kN)		327.8	293.1	292.9	316.3	294.8	319.6	307.4	15.61	
δ_u (mm)		26.13	12.99	20.04	18.01	16.73	30.00	20.65	6.31	
初期剛性 K (kN/mm)		68.52	65.72	55.06	66.66	59.26	55.93	61.86	5.84	
降伏点変位 δ_v (mm)		4.78	4.46	5.32	4.74	4.97	5.71	5.00	0.45	
塑性率 $\mu = \delta_u / \delta_v$		5.47	2.91	3.77	3.80	3.37	5.25	4.10	1.03	
構造特性係数 D_s		0.32	0.46	0.39	0.39	0.42	0.32	0.38	0.06	

(b) 低減係数 α の評価

1) 用途に伴う影響を評価する係数 α_1

当該接合金物は屋外に接する使い方はしないものとする。よって、 $\alpha_1 = 1.0$ とする。

2) 耐久性の影響を評価する係数 α_2

当該接合金物を使用する柱材は含水率 20%以下のKD材又は構造用集成材とする。

当該接合金物の耐久性に影響する表面処理については、(公財)日本住宅・木材技術センターが規定する「接合金物規格」に適合するもので、使用環境 2 の区分のもの〔JIS H 8641(溶融亜鉛めっき) 1種 A HDZ A、JIS H 8610(電気亜鉛めっき)Ep-Fe/Zn8/CM2、又は、その他同等以上の処理〕とする。

よって、 $\alpha_2 = 1.0$ とする。

3) 施工性の影響を評価する係数 α_3

当該接合金物の耐力及び靱性は、ビスの施工及びアンカーボルトの施工に影響される。

ビスの施工については、金物の所定のビス穴に所定の本数のビスをインパクトドライバー等でねじ込むものであり、ビス頭は四角ビットであるためビス頭部穴が削られて打ち込めなくなるような不具合は起こりにくい。アンカーボルトの施工については、アジャスト座金によって所定のアンカー位置に対して半径 5mm の施工誤差を吸収できるしくみを有しており、鉄骨工事の基礎施工業者であれば問題なく施工できる精度である。

これより、 $\alpha_3 = 0.98$ とする。

以上より、

低減係数 $\alpha = \min(\alpha_1, \alpha_2) \times \alpha_3 = 0.98$ とする。

(c) 短期許容軸方向耐力

柱脚金物 WHDB160 の短期許容軸方向耐力は、
 $sPa = 160.9\text{kN} \times 0.98 = 158\text{kN}$ とする。

(10) 緊結金物 NHDP-40

(a) 特性値と短期基準耐力

下表に接合部引張試験の試験成績書に基づく特性値一覧を示す。短期基準耐力は P_y で決まり、5%下限値で 40.6kN となった。

	Pm	2/3Pm	Py
NHDP-1	72.1	48.1	45.4
NHDP-2	71.3	47.5	45.2
NHDP-3	72.5	48.3	45.5
NHDP-4	71.6	47.7	42.7
NHDP-5	71.1	47.4	43.2
NHDP-6	71.6	47.7	42.2
平均値	71.7	47.8	44.0
標準偏差	0.52	0.35	1.50
変動係数	0.007	0.007	0.034
ばらつき係数	0.984	0.984	0.921
5%下限値	70.6	47.0	40.6

(b) 低減係数 α の評価

1) 用途に伴う影響を評価する係数 α_1

当該接合金物は屋外に接する使い方はしないものとする。よって、 $\alpha_1 = 1.0$ とする。

2) 耐久性の影響を評価する係数 α_2

当該接合金物を使用する柱材・横架材は含水率 20%以下のKD材又は構造用集成材とする。

当該接合金物の耐久性に影響する表面処理については、(公財)日本住宅・木材技術センターが規定する「接合金物規格」に適合するもので、使用環境2の区分のもの〔JIS H 8641(溶融亜鉛めっき)1種A HDZ A、JIS H 8610(電気亜鉛めっき)Ep-Fe/Zn8/CM2、又は、その他同等以上の処理〕とする。

よって、 $\alpha_2 = 1.0$ とする。

3) 施工性の影響を評価する係数 α_3

当該接合金物の耐力及び靱性は、ビスの施工に影響される。

ビスの施工については、金物の所定のビス穴に所定の本数のビスをインパクトドライバー

等でねじ込むものであり、ビス頭は四角ビットであるためビス頭部穴が削られて打ち込めなくなるような不具合は起こりにくい。これより、 $\alpha_3=0.98$ とする。

以上より、

低減係数 $\alpha = \min(\alpha_1, \alpha_2) \times \alpha_3 = 0.98$ とする。

(c) 短期許容軸方向耐力

緊結金物 NHDP-40 の短期許容軸方向耐力は、

$sPa = 40.6\text{kN} \times 0.98 = 40\text{kN}$ とする。

2.2.6 耐風火打ち

2.2.7 JIS A 3301 記載以外の各部構造

(1) 階段の納まり (図 2.2.7.1～図 2.2.7.5)

- 1) 階段の踊り場には、ササラ桁受け梁を設け、更に、その受け梁は管柱で支持する構造とする。
また、踊場の床根太(甲乙梁)は、踊り場の短辺方向に掛け、2階床と同様に構造用合板で水平構面を確保する。ササラ桁受け梁の両端は、1、2階の中間部で接合する事となるが、壁内に受け梁を設けササラ桁受け梁と接合する。
- 2) 外壁面に接する階段は、階段と平行となる外壁内の床大ばりのはり幅は、面外風圧力による曲げ変形を考慮し、150mmとする。
- 3) 他の納まりと共通するが、非耐力の間仕切り壁の下地となる柱、梁は、直接屋根トラスを支持しない構造とする。

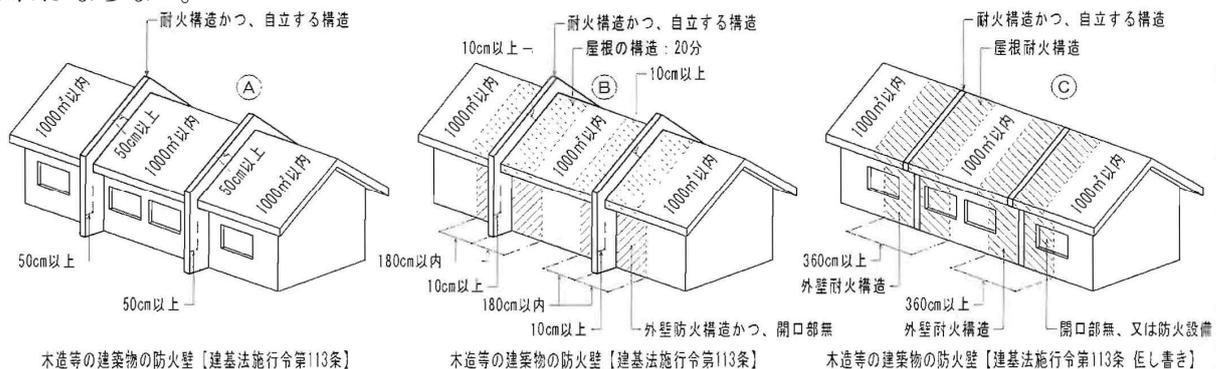
(2) 切妻屋根の軒先・ケラバの納まり (図 2.2.7.6)

- 1) 軒先、けらばともに、垂木はね出しとする。屋根内への飲み込み長さは、はね出し以上の長さとし、登り梁及び鼻母屋に、吹き上げ抵抗用にφ6-L185以上(頭部径φ13以上、ネジ長さ40以上)の木質構造用ビス2本で留め付ける。
また、ケラバはね出し垂木の受け側の垂木は2材とする。飲み込み長さが取れない隅木周りは、鼻垂木を設け、垂木先端を繋ぐ。
- 2) 隅木は垂木2材で跳ね出し、吹き上げ抵抗用にφ6L185以上(頭部径φ13以上、ネジ長さ40以上)の木質構造用ビス6本で留め付ける。

(3) 防火壁

防火壁の構造は令第113条に定められており、自立する構造とするほか、防火壁の両端及び上端を建築物の外壁面及び屋根面から50cm以上突出させる等の構造とする必要がある(但し、防火壁を設けた部分の外壁又は屋根が防火壁を含み桁行方向に幅3.6m以上にわたって耐火構造であり、かつ、これらの部分に開口がない場合又は開口がある場合は、これに法第2条第九号の2に規定する防火設備が設けられている場合は、両端及び上端を突出させる必要はない)。

また、防火壁に設ける開口部の幅及び高さは2.5m以下とし、かつ特定防火設備を設置しなければならない。



(出典：木造計画・設計基準及び同資料)

防火壁はRC造又は鉄骨造が一般的だが、上記の条件を満足すれば木造でも良く、1時間耐火構造の仕様を用い、桁行3.6m以上の建屋とすれば(その他開口の大きさ、仕様等の条件は満足させる)、木造軸組工法でも防火壁は可能である。

(4) エキスパンションジョイント (EXP. J) の納まり (図 2. 2. 7. 7)

- 1) RC 造と別棟とする場合の EXP. J の間隔は、 $1/100 \times H$ (接続する部分での高さ) 程度とする。
- 2) 1) の変形を可動域として、変位時に構造体が脱落・破壊しない仕様とする。

