木造建築物の一歩進んだ構造設計入門

(一社)北海道建築技術協会　平井卓郎

はじめに

わが国の木造建築は、2 階建て以下、延床面積 500m^2 以下の小規模建築が大半を占めている。この規模の木造建築（4 号建築物）は、建築基準法施行令や告示に示されている構造規定（仕様規定）を充たすことで、水平力に対する安全性を簡易的に確認できる。また、鉛直荷重に対する安全性や使用性も建築士が責任を持って確認することを前提に、確認申請時の構造計算書等の添付が免除されている。

一方、木造建築でも上記の範囲を超える場合や、仕様規定の想定範囲外の構造方法を用いる場合は、許容応力度計算またはそれ以上の構造計算が求められる。

そのうち木造壁式構造については、告示等に示されている壁倍率を許容せん断耐力に換算し、それに基づいて引抜力の計算などを行うことができる。その他の計算項目は規模の割に作業量が多いが、安全性、使用性に直接かかわる部分は、梁の曲げ、柱の座屈とめり込みなどが主で、特に専門知識を要するものは少ない。その意味では、荷重・外力を個々に計算する必要があるかどうかという点を除いて、建築基準法施行令 3 章 3 節に示されている壁量、偏心、主要接合部の検討と基本的な考え方には大きな違いがない。

しかし、その他の構造形式については、より詳細な検討が求められる。その場合、木造に特有の次のような点に注意が必要である。

(1)木材は異方性材料であり、力の加わる方向によって強度、剛性、破壊特性に大きな違いがある。特に接合部などの応力集中部では、力の加わり方によって木材が脆性的な割裂破壊やせん断破壊を生じることがある。また、乾燥による狂いや割れの発生も収縮膨潤異方性によっている。このような木材の特性は、かつては現場の施工技術者がよく知っていた。しかし現在、それを施工現場に期待することは難しく、設計者の知識、判断の重要性が増して来ている。

(2)木材は鋼材やコンクリートに比べて軟らく、木材どうしや接合具（釘、ボルトなど）と木材の接触部で、めり込み（つぶれ）による接合部変形を生じる。このため、木造構造要素は接合部で回転やすべりを生じる半剛節構造となり、一般的な構造力学の教科書にあるピン接合、剛接合仮定では正確な変形計算ができない。特に木造ラーメンなどでは、層間変形角が剛節仮定に比べてかなり大きくなることを考慮する必要がある。

現状を見ると、実務構造計算で詳細な半剛節構造解析を行っていることはまだ少ないようである。しかし、地震時の層間変形角の抑制や脆性破壊の防止には、少なくとも半剛節構造の定性的な変形原理や異方性材料の脆性破壊を防ぐための注意点は知っておくべきである。設計者が基本原理を定性的に理解していれば、数値的に正確な構造計算を行わない場合も、合理的な力の伝え方や工学的判断による安全余裕の確保には有効だと考えられるからである。

1. 木造建築の構造的特性と主要構造形式

1.1 木造構造要素の構造的特性（RC 造、鉄骨造との違い）

木造構造要素の構造的特性は、主に接合部の変形・耐力特性によって決まる。木造建築に用いられる接合法をモーメント伝達に注目して分けると、(1)ピン接合（回転自由）、(2)半剛接合（回転部分拘束）、(3)剛接合（回転完全拘束）の 3 種類になる。それぞれの特徴は以下の通りである。

(1)ピン接合（回転自由）

木材どうしや木材と鋼板をボルトやドリフトピンなどの接合具 1 本で図-1(a)のように接合すると、回転自由なピン接合となる。しかし、木材接合部では接合具が曲がりながら木材にめり込むため、軸方向にも変位を生じる(半剛節)ピン接合となる。木材端部と鋼板を複数の接合具で接合し、鋼板どうしを 1 本の接合具で接合する場合も同様である（図-1(b)）。このため、この接合法で軸力部材間を接合した構造要素（トラスなど）では、標準的なピン接合による構造要素よりも変形が大きくなる。

木造建築で標準的なピン接合を実現するには、図-1(b)の接合法を応用し、木材と鋼板を接着する方法がある（図-1(c)）。ただし、接着接合のみによる接合は、現状では一般工法として認められていないので、接合具を用いた機械的接合で耐力の確認を行い、接着接合により剛性を向上させる接合法が有効であると考えられる。木材と鋼板を接着接合のみで接合したい場合は、個別の認定、評価等が必要になる。

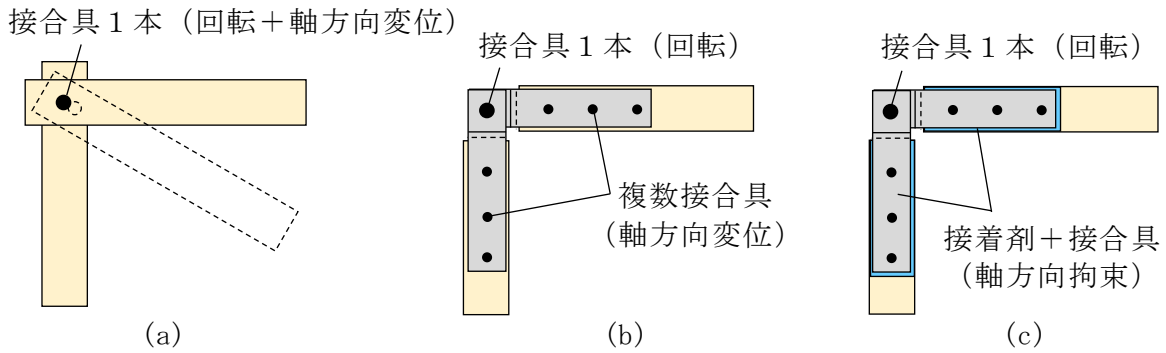

図-1　木材の(半剛節)ピン接合（回転自由＋軸方向変位部分拘束）

(2)半剛接合（回転部分拘束）

木材を図-2(a)のように複数の接合具や図-2(b)のように各種の仕口・継手（手加工による仕口・継手、プレカットによる仕口・継手など）で接合すると、モーメント抵抗接合として働かせることができる。ただし、接合具-木材間や木材どうしのめり込み、接合具の曲げ変形、接合具径と先孔径の差や木材間の隙間などによって、接合部に有限な回転の生じる半剛接合となる。このような接合部には、軸力、せん断力も加わるが、曲げが主となる梁やラーメンなどの設計では、回転のみを考えることも多い(⇒2.1(2)、2.2(2))。

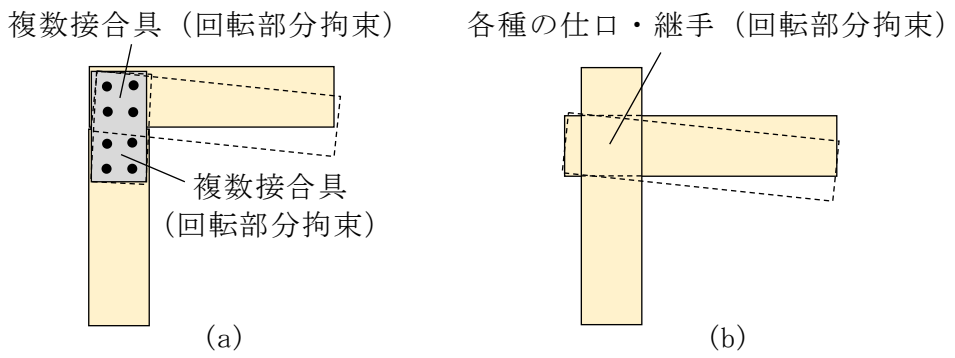

図-2　木材の半剛接合（回転部分拘束）

上記のような半剛節構造要素の荷重―変形曲線の定性的イメージを示すと、図-3 のようになる。図のような荷重－変形曲線の特徴は次のように整理できる。

1) 構造要素の破壊は、大半の場合、接合部で生じる（終局耐力は接合耐力で決まる）。梁や柱などの骨組部材は、接合部付近を除いて破壊時までほぼ弾性範囲にあることが多い。

2) 構造要素の変形は部材変形と接合部変形の和となる。これらの比は、接合仕様や曲げ材の曲げ剛性、スパンによって異なるが、一般的な接合仕様の場合、接合部変形が全体変形の過半を占める。また、接合部の降伏や部分損傷の生じた後は、図-3 に見られるように、接合部変形の比率が更に高くなる。

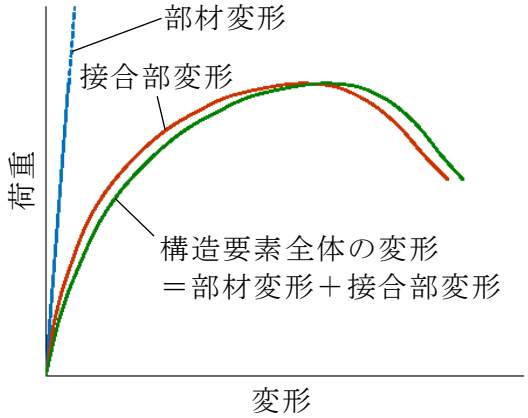

図-3　木造半剛節構造要素の変形

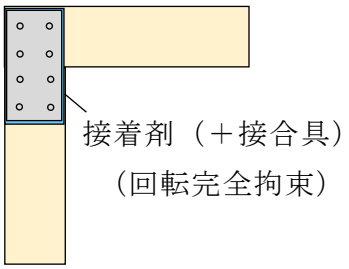

図-4　木材の剛接合（回転拘束）

(3) 剛接合（回転完全拘束）

木材どうしや木材と鋼板、合板などを図-4 のように接着接合すると、木造でも剛節骨組構造を実現することができる。ただし、前出のように接着（特に現場接着）のみによる接合は一般工法として認められていないため、あらかじめ個別認定を取得済みの場合以外は、接着接合のみに耐力依存した構造要素を使用することは難しい。現実的な選択肢としては、安全性能（耐力）は機械的接合で確保し、使用性能の向上（剛性補強）のために接着接合を併用する方法が、建物の実質性能を高める有効な方法の一つになると考えられる。

接着接合を併用する場合は、次の点に注意が必要である。

1)木材の接着接合は側面接着か、繊維方向に対する角度の小さい傾斜面での接着（スカーフジョイントやフィンガージョイントなど）としなければならない。

木材は内部に空隙のある小さな紡錘状の繊維を束ねたような構造となっているため、木口面は細いパイプを束ねたような断面となる。木材の実質比重は樹種によらずほぼ 1.5 で、木材比重の違いは空隙率の違いによるので、各樹種の比重（絶乾比重）を 1.5 で割ったものが、木口断面における空隙部を除いた実質面積比率となる。一般に構造用材として用いられている針葉樹材では、この比率が 20%～35%程度（木口どうしでは有効接触面の比率が 4%～12%程度）となり、木口接着では十分な有効接着面積を期待できない。

2)化学的接合法である接着接合は、接着作業時の水分、温度、接着面への粉塵や油分の付着の有無などによって硬化時間や硬化後の強度に差が生じる。このため、接着工程の管理を適切に行う必要がある。

3)接着接合部では、断面形状が急激に変わることが多い。そのような場合は、応力の流れが一様ではなくなるため、その近くでは部分的に有効剛性が低下する。変形計算を行う際には、この点に配慮して多少余裕を見ておくのが安全である。

4)接着接合は部材を一体化して剛性・耐力を高めるという点では優れているが、改修、解体、部材再利用が行いにくくなるというマイナス面も持っている。木造建築は他材料に比べ、これらの作業が行いやすいことが利点の一つとなっていることを考えると、接着接合による一体化を積極的に行うかどうかは、設計者の総合的な判断によると思われる。また、接着接合を取り入れる場合も、将来の改修や解体の手順を想定しながら計画することが望ましい。

鋼構造などでは、高力ボルトによる摩擦接合が一般的な接合法として使われている。一方、木材は顕著な応力緩和（⇔クリープ変形）を生じるため、ボルト接合などの初期締め付け力は最初の数か月で大幅に低下してしまうことが知られている。締め付け力（∝摩擦抵抗）の維持は定期的な締め直しによって一定程度改善可能であるが、接合部の位置によっては作業経費が高くなるため、維持管理の容易な特殊な条件を除いて、主要接合法としては考えない方がよい。

上記は 1 次応力に関する結論であるが、応力緩和が生じて締め付け力がゼロとなっても、部材間の密着度が保たれていれば、接合部変形に伴って生じる 2 次摩擦力は期待できる。この 2 次摩擦力は、変形が進んだ後の剛性、摩擦減衰、靭性などに寄与するので、適切な初期締め付けが重要であることは変わらない。また、常時鉛直荷重の加わっている接合部には一定の摩擦抵抗が期待できるが、地震時には有効鉛直荷重が変動することを考慮する必要がある。

1.2 木造建築の主要構造形式

木造建築の構造形式は多様であるが、水平力（地震力、風圧力）に対する 2 次元的な抵抗要素に着目して、主要なものを整理すると次のようになる。

(1)木造ラーメン構造

現在一般的に見られる木造ラーメン構造の主要な形式を図-5 に示す。同図(a)の 3 ピン(ヒンジ)静定ラーメンは、かつては体育館などで良く見られた形態である。この種のラーメンは、柱と上り梁を一体化した湾曲集成材を製作し、施工時に上下端をピン接合して組み立てるのが普

通である。同じ構造原理によるボールト型のフレームや非対称湾曲フレームなども各種見られる。

同図(b)の方杖ラーメンも代表的な形態であるが、その剛性・耐力は柱・梁と方杖の接合法に大きく依存する。この構造形態は、歴史的木造建造物の補強にもしばしば用いられているが、方杖端部を数本の釘で留め付けただけの、実質的にあまり補強効果の無いものも見かけることがある。方杖材を鋼材とし、木材の柱、梁と適切に接合する方法も有効であるが、その場合は意匠的な工夫が重要になろう。

同図(c)の支点と肩部をボルトやドリフトピンなどの接合具を用いて機械的に接合した半剛節ラーメンは、木造半剛節ラーメンの最も一般的な形態である（この資料では便宜的に半剛接合部を二重丸、半剛支点を二重三角で示している)。同図(a)の 3 ピン静定ラーメンの肩部を一体接着成型ではなくボルトなどで機械的に接合し、支点と頂部をピン接合した形態も見られるが、構造原理としては(c)の半剛節ラーメンに含まれる。同様の形状でも接合部に接着接合を併用して剛節とした場合は(a)と考えることができるが、肩部の耐力は機械的接合のみで確保する必要がある。(c)の半剛節ラーメンは節点部を強固に接合しても、機械的接合である限りは、ある程度の回転角（傾斜角）を生じる。木造半剛節ラーメンの層間変形角は接合仕様によって異なり、画一的には評価できないが、接合部を剛節点と仮定した計算値に比べ、かなり大きくなると考えておく必要がある。

半剛節ラーメンは同図(d)のように差鴨居的な部材を配置して節点を増やすと、水平剛性を高めることができる。このような並列的な横架材配置は、伝統構法でも見られる効果的な方法の一つである。

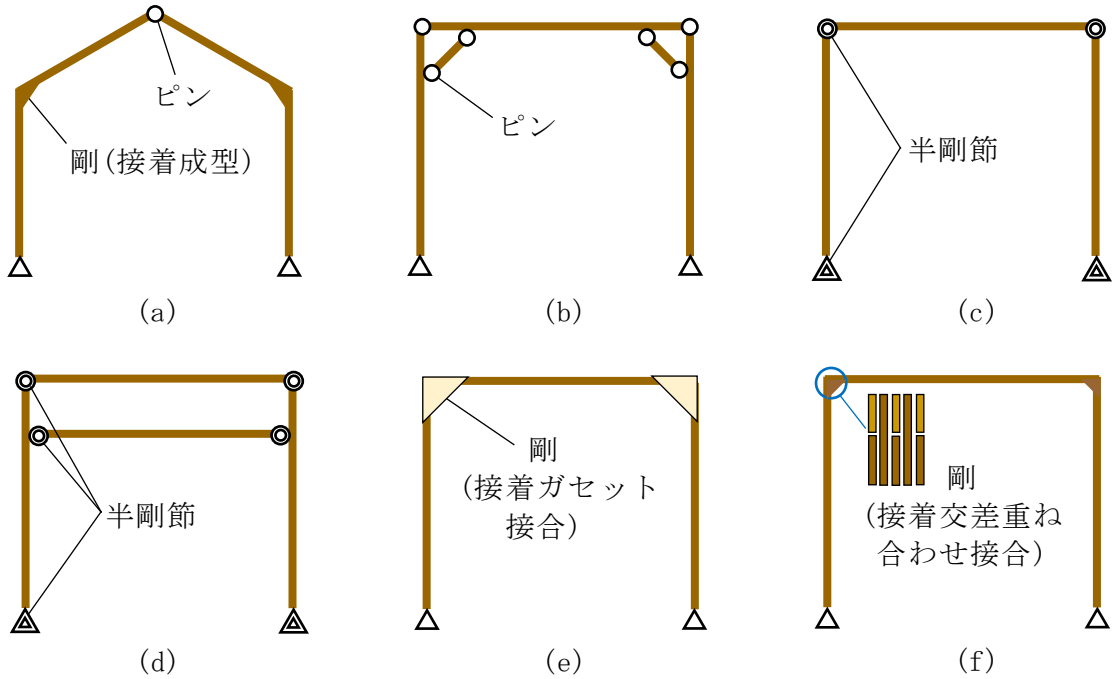

図-5　水平力に対する木造ラーメン構造の主要形式

同図(e)のように肩部に合板や鋼板などのガセット板を接着接合すると剛節ラーメンとすることができるが、前出のように接着のみの現場接合は認められていないで、接合具との併用が現実的である。

同様の形状で、接着剤を使用せずにガセット板を柱、梁に機械的に接合した場合は同図(c)と同様な半剛節ラーメンとなる。同図(e)と類似の接合法として、同図(f)のように肩部を交差接着重ね合わせ接合とする方法がある。交差部の接着面積を十分確保できれば合理的な接合法であり、海外の一部では木造ラーメン構造の 1 形式として一般化されている。現在のところ国内では認められていないが、接着層の脆性破壊に対するフェイルセーフの考え方（機械的接合との併用）を含めて実務的な検討が進めば、有効な方法の一つになり得ると考えられる。同様な接合法は、家具や工芸品などでは普通に用いられている。

(2)木造トラス構造

木造トラス構造の主要な形式を図-6 に示す。同図(a)は木造建築の主要な水平耐力要素の一つである筋かい軸組の基本形である。トラス構造は原則的に骨組部材が節点で不連続となる構造形式であるが、木造建築の筋かい軸組や小屋組トラスでは、上下の横架材や上弦・下弦材に連続部材が配置され、曲げモーメントを受けるものが多い。この点で本来のトラス構造とは異なるが、設計上はトラス構造と見なしても、それほど大きな支障はない。ただし、横架材の節点に接する部分には曲げモーメントが生じるので、別途、連続梁としての検討を行う必要がある。また、前出のように接合部では軸方向に変位を生じることにも注意が必要である。筋かい軸組は筋かいに圧縮力が加わる場合と引張力が加わる場合で変形・耐力特性に違いが生じるので、同図(a)のように対称配置することが推奨されている。

木造建築では、図-1 のようなピン接合ではなく、図-2(a)のように節点部分が複数の接合具で接合されたトラス（釘打ち合板ガセットトラス、ネイルプレートトラスその他）がよく見られる。このようなトラスは、節点で軸力の他にモーメントやせん断力も伝えるので、厳密にはトラス形半剛節フレームとして計算する必要がある。しかし、実際にはこのような接合形態に対しても、モーメント抵抗を無視した簡易トラス計算を行うことが多い。モーメント抵抗に比べ、軸力抵抗の寄与率が十分高い場合は、この簡易計算でも大きな問題は生じないと思われるが、その場合は安全余裕を多めに取ることが前提となる。

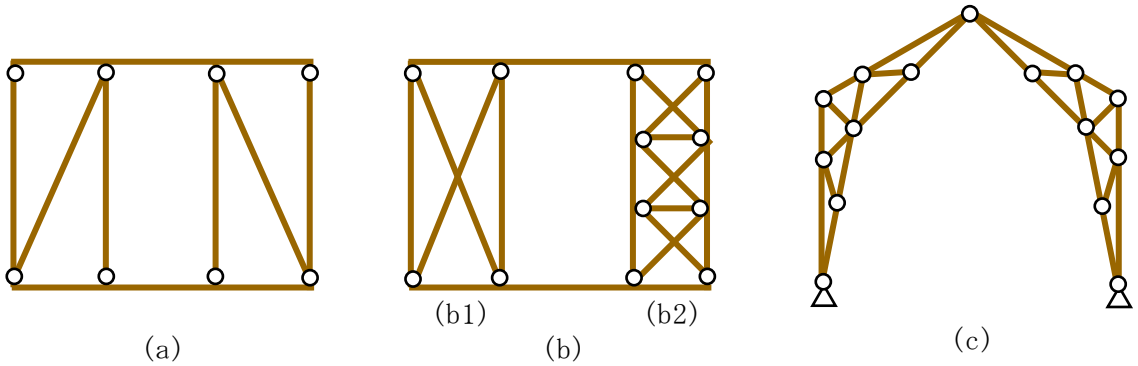

図-6　水平力に対する木造トラス構造の主要形式

複数の接合具を用いた接合部の設計に際しては、次の点に注意が必要である。この種の接合部には必ずモーメントが加わるので、それに抵抗する接合具の一部に、木材繊維直交方向に近い方向の力が働き、その部分の木材に横引張応力（割裂応力）を生じさせることがある。部材端部に近い接合具にこのような応力が生じると、繊維方向の軸力を受ける場合に比べ、はるかに小さな荷重で脆性破壊を生じる危険がある（⇒2.2(2)、3.1、3.2,3.3)。モーメント抵抗の生じる接合部に複数の接合具を配置する場合はこの点を考え、木材の木口に近い接合具に対して適切な端距離、縁距離を確保すること、脆性的な割裂破壊を生じさせやすい径長比（接合具有効長 l/接合具径 d）の小さい（曲がりにくい）ボルトやドリフトピンの使用を避けるなどの注意を払う必要がある（⇒3.2、3.3)。

木造トラスの変形は、部材変形と接合部変形の合成されたものとなる。接合部変形と部材変形の比率は接合仕様や部材長さによって異なるので一概には言えないが、一般的な仕様の場合、接合部変形が全体変形の過半を占めるのが普通である。このため、木造トラスの変形は、接合部をピン接合と仮定した計算値よりもかなり大きくなる。

軸力の寄与率の高いトラスの変形は、梁やラーメンのように曲げが主な構造要素に比べると小さい。このため、小屋組を木造トラスとするような場合は、仮に計算値よりもかなり大きな変形が生じたとしても、それが直接建物の使用性能を損なうことは比較的少ない。しかしフラットルーフのような場合は、長期たわみによって水勾配が不足または逆転し、雨や融雪の処理に支障をきたすことがある。木造小屋組トラスの詳細な変形計算を行うには、接合部の軸方向変位（節点に複数の接合具を配置する場合はモーメント抵抗接合としての変形）を考慮する必要があるが、それが難しい場合は、実際のたわみがピン接合仮定の数倍となっても、実用上支障の生じない初期勾配としておくのが安全である。

一方、使用者がたわみや不陸、振動を感じやすい床梁をトラス梁とするような場合は、特に慎重なたわみの検討が求められる。床のたわみや振動は床梁単体の剛性だけではなく、床組全体としての一体性にも影響されるので、厚物合板や CLT、トラス梁と直交配置した長スパンの厚板や根太などとの組み合わせも重要になる。

図-6(b)は同図(a)の応用であるが、(b1)のような筋かい配置とすると、水平力に対する対称性が保たれる。(b1)の配置では、丸鋼を引張材として使用することもできる。(a)または(b1)を応用し、例えば(b2)のような耐力要素を、意匠的な視点も考慮して現しで配置することもある。この場合も斜材（筋かい）は木材、鋼材どちらも使用可能である。同図(c)は鉛直部材と小屋組部材を一体化したトラス構造の一例である。この場合も、個々の骨組部材を節点で接合する方法と外周側の山形部分を連続した柱材と上り梁材（曲げ部材）とし、内側にトラス部材（軸力部材）を取り付ける方法とがある。構造設計上の注意点は、同図(a)、(b)と同様である。これらの平面トラスの他に、各種の木造立体トラスも開発・施工されているが、それらには節点部分に特殊な鋼製ジョイント部材を使用しているものが多い。

現在は各種の骨組構造解析ソフトウェアが市販されているので、いずれの場合も、実態に合った条件で応力解析を行うことができる（⇒2.2)。

(3)木造壁式構造

木造壁式構造の主要な形式を図-7 に示す。現在最も普及しているのは、同図(a)のように各種の面材を柱、横架材に釘打ちした大壁型の面材釘打ち耐力壁である。面材には構造用合板、OSB、各種繊維板、石膏ボードその他の無機系面材など様々なものがある。告示では一般木造（在来構法)、枠組壁工法それぞれの標準仕様に対し、壁倍率（短期許容せん断耐力）が与えられている。釘の代わりに木ねじ類も使われるが、告示や個別認定で指定された耐力壁仕様に限定されるので、個々に確認が必要である。同図(b)は柱、横架材の内側に受け材を取り付け、その受け材に面材を釘打ちした真壁型の面材釘打ち耐力壁である。この他に、上下横架材の一部に柱、横架材と面を揃えて受け材を取り付け、柱、横架材、受け材に釘打ちした、受け材仕様の大壁型耐力壁もある。この仕様は主に壁勝ちの在来構法で、面材を下階の横架材に直接釘打ちできない場合に対応したものである。

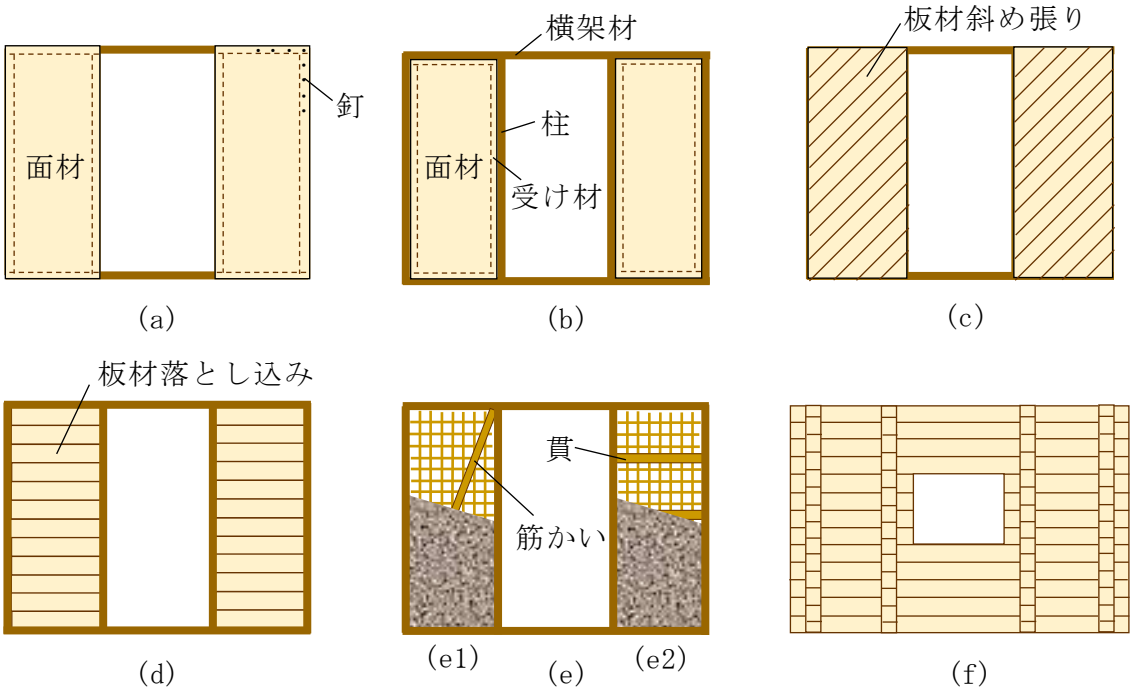

図-7　水平力に対する木造壁式構造の主要形式

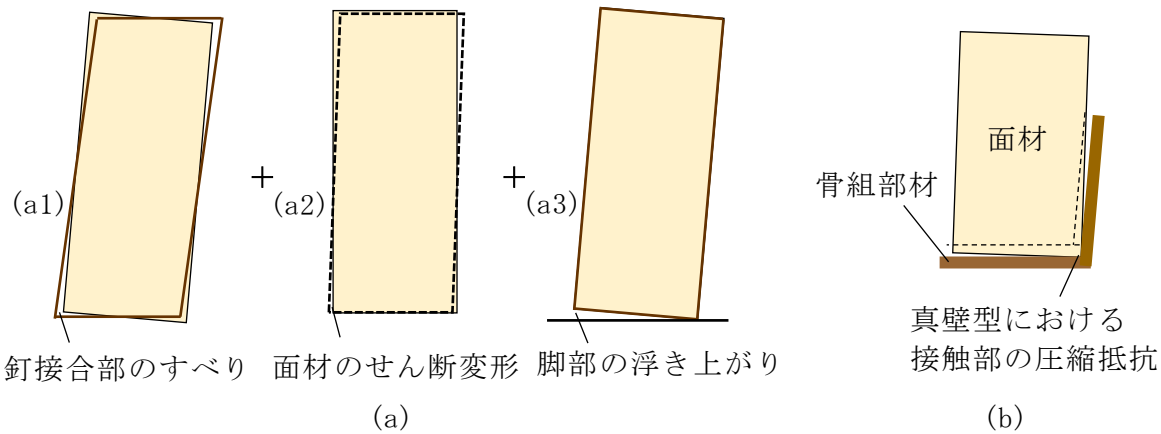

図-8　面材釘打ち耐力壁の変形機構

面材釘打ち耐力壁を用いた木造壁式構造は、わが国ではその大半が小規模住宅に留まっているが、海外では同様の構造形式による中規模建築物が多数見られる。

面材釘打ち耐力壁の見かけのせん断変形は、図-8(a)に示すように、面材－軸組部材間の釘接合部すべりと面材自体の面内せん断変形からなる真のせん断変形に、脚部の浮き上がりを加えたものとなる。一般的な仕様の場合、真のせん断変形に占める釘接合部すべりの比は 70%前後から 90%を超える範囲にある。また、耐震設計で重要な耐力壁の靭性も、大半が釘接合部の靭性で決まると考えてよい。ただし、面材が薄く、間柱や縦枠にしっかり固定されていない場合は、面材が座屈する危険がある。

真壁型面材釘打ち耐力壁は、面材が受け材を介して間接的に軸組部材に接合されているため、初期剛性は大壁型に比べて低くなる傾向がある。しかし、大壁型では釘接合部の変形が進み、釘の軸組材からの引き抜けや釘頭の面材貫通が生じると、急激に荷重が低下するのに対し、真壁型では、図-8(b)のように面材と軸組部材の接触部で圧縮抵抗（めり込み抵抗）が働くようになるため、大壁型よりも高い靭性を示す。この点で真壁型は、既存建物の壁内に納められることと併せ、耐震補強に際しても有効な仕様であると考えられる。

壁式構造の設計では、図-9(a)、(b)のような耐力壁構面全体としての抵抗機構を理解して、部材配置や接合部仕様を考えることが重要である。壁量計算に基づく小規模木造建築の設計では、ともすれば個々の耐力壁のせん断耐力（壁倍率）を単純加算するだけでよいと誤解されることがあるが、壁式構造の基本原理は、耐力壁構面が一体として水平力に抵抗することである。壁式鉄筋コンクリート構造の耐力壁構面などと異なり、木造壁式構造は耐力壁要素や独立柱、横架材などの構造要素を、施工時に組み立てることで成り立っている。このため、計算上は余裕の有る耐力壁配置でも、短尺の横架材が多用されて、曲げ材（壁梁）として必要な連続性が保持されていない場合、横架材の曲げ剛性が耐力壁のせん断剛性と釣り合っていない場合、柱脚・柱頭接合部の剛性・耐力が不足している場合などは、実際には計算上の水平剛性・耐力が発揮されない。逆に、各部材、接合部のバランスが最適な構面構成であれば、実質的に計算値以上の安全性を期待できることもある。

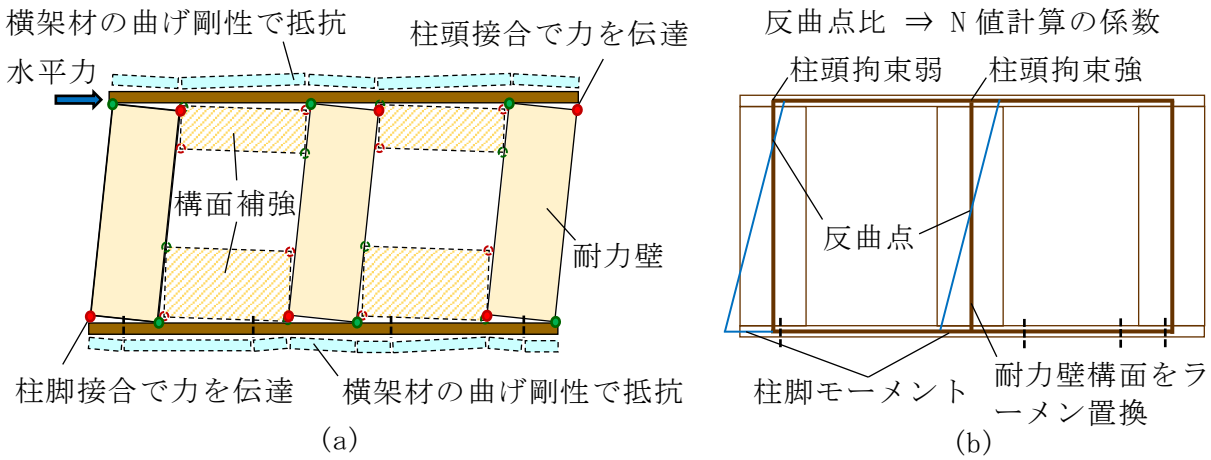

図-9 耐力壁構面の抵抗イメージ

現在一般的に使われている面材が普及する以前は、図-7(c)のように製材を斜めに配置する方法が使われていた。この方法はせん断耐力、施工手間の両面から、現在はほとんど使われていないが、意匠的意図を併せた内部耐力壁の一部などとして使われる可能性は残されている。個別耐力評価が必要になると思われるが、同図(a)の大壁型、(b)の真壁型いずれにも対応可能である。また、構造計算上は耐力を見込まず、付加的構造要素（余力要素）として配置する方法もあるが、その場合も実際には剛性に応じて力が分配されるので、基礎、下階耐力壁等との連結は必要になる。

図-7(d)は太い柱に切り込み（めざね）を入れ、そこに横板を落とし込んだ耐力壁である。この種の壁仕様では、施工上、柱と横板の木口面を密着させることは難しく、初期剛性はあまり期待できない。しかし、変形が進むと同図(b)と類似の抵抗機構で高い靭性を維持できるので、倒壊防止策として効果がある。この方法は、歴史的建造物等ではよく見られるが、告示等に示されている標準的な耐力壁ではなく、個別耐力評価が必要なため、一般の建物では使用事例が少ない。同図(d)の方法で横板の上下端面にさね加工を行い、現場接着して一体化すると剛性を高めることができ、耐力壁としての有用性が増す。

歴史的建造物や伝統構法の建物でよく見られる、漆喰壁や土塗壁などの湿式壁要素も、壁式構造の主要な形態の一つである。これらの湿式壁要素は、比較的初期剛性は高いが、靭性の低いものが多い。しかし、断面が大きく仕口がしっかり接合された軸組や、木ずり、圧縮筋かい、貫などと組み合わせた複合的構成の耐力壁には、湿式壁要素が変形限界に達しても、他の構造要素に荷重が再分配され、倒壊しにくい耐力壁として機能するものがある。そのような耐力壁は歴史的建造物でしばしば見られる。特に図-7(e)のように、壁内に複数の貫を配置した湿式耐力壁は、湿式壁要素の初期剛性と、図-5(d)のように同一層に複数の横架材が配置された、多節点半剛節ラーメンの特性を併せ持った耐力壁として興味深い。

上記の他、特殊な壁式構造として図-7(f)の丸太組構造がある。丸太組構造は直交壁の交差部分で各方向の壁が相互に力を伝える構造となっているが、交差部分の形状（ノッチ形状）は様々で、画一的な耐力評価が行いにくいことから、上下のログ材間に木製や鋼製のダボ材を配置して、安全性を確保する考え方が取られている。丸太組構造はその部材構成と施工方法から一般に初期剛性は低いが、各ログ材の浮き上がりによる分離を防ぐための有効な対策（通しボルトによる緊結など）が取られていれば、倒壊の起こりにくい構造形態である。

丸太組構造はその名称が誤解を招くことがあるが、構造形態としての便宜的な名称であり、実際の部材断面は多様である。また、手加工による皮むき丸太や円柱加工材、製材の平角材の他、複数の厚板を接着した積層材も使われている。丸太組構造では建物の鉛直方向が、木材が乾燥収縮を生じやすい繊維直交方向と同方向となる。このため、未乾燥ログ材を使用すると、施工後に大きな鉛直方向の収縮（セトリング）を生じるが、乾燥材を接着した積層材を使用すると、この点はかなり改善される。丸太組構造は木材の存在感を感じさせる構造形態の一つであり、これまでにも中規模宿泊施設や商業施設の事例が多数見られる。

部材として丸太材を使用していても、主要構造部が柱、梁、筋かい、面材耐力壁、漆喰などの湿式壁で構成されている建物は、一般木造（在来構法）の範疇に入る。また、1 階は丸太組構

造、2 階は丸太材を使用した一般木造となっている建物もある。このような建物は、構造原理から見れば立面混構造として捉えるのが妥当である。

(4)木造複合構造

木造壁式構造は、無理のない平面計画であれば、最も水平剛性を確保しやすい構造形式であるが、耐力壁線間隔が広くなると、水平構面を介した耐力壁構面への力の有効な伝達が行いにくくなる。一方、ラーメン構造は一般的には比較的広い空間を作りやすいが、木造半剛節ラーメンで水平剛性を確保しようとすると、部材断面が大きくなりがちである。これは、部材の曲げ剛性を確保することの他に、接合部にボルトやドリフトピンを配置する際に、適切な端縁距離や接合具間隔を確保するために生じる制約でもある（⇒3.3）。

また、半剛節ラーメンの変形角を求めるには、仕口部の回転を考慮した変形計算が必要となり、専門知識が無いとすぐには対応しにくいことがある（⇒2.1）。そのような場合、図-10(a)や(b)のように面材張り耐力壁や筋かい軸組、CLT パネルなどの上部に長尺集成梁を緊結した、壁柱方式の準ラーメン架構を一定間隔で配置するという方法がある。ただし、このような構造では耐力壁の柱脚・柱頭に大きな引抜力が生じ、高耐力の金物や上下横架材のボルト緊結などが必要になることがある。このため、個別の金物製作などで経費的制約の生じることがあるが、市販金物で対応できる範囲であれば、簡便で有効な方法の一つとなる。標準的な面材張り耐力壁や筋かい軸組の短期許容せん断耐力(壁倍率)は許容変形角も考慮して定められているので、告示仕様に合致する耐力壁を使用すれば、変形角が一定範囲に納まると見なすことができる（⇒2.3）。この種の準ラーメン構造は、半剛節集成材ラーメンの柱などに比べ、壁柱部分の幅が広くなることが平面計画上の難点となることがあるので、この部分を計画・意匠上どのように有効活用できるかが要点となる。各種小面積ブース、収納、設備機器の設置その他について、計画、構造両面からの検討が重要になろう。

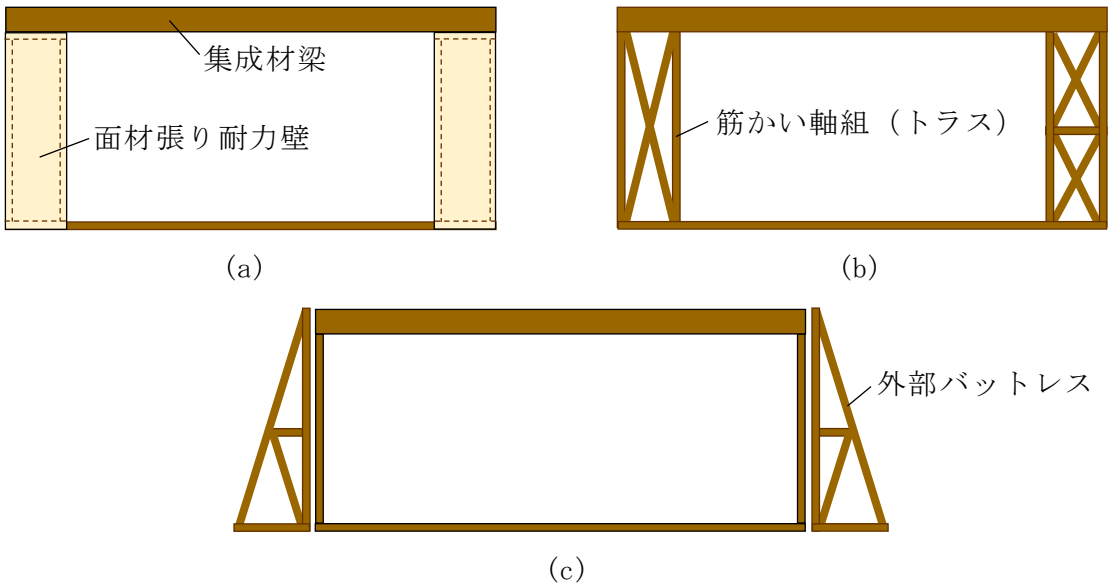

図-10　水平力に対する複合的な構造形式の例

上記とは別に、かつての木造体育館などでは、外壁外部に図-10(c)のようなバットレスを設ける方法がよく用いられていた。最近はあまり見られない構造形態であるが、新たな視点でもう一度見直してみる価値はあるように思われる。

(5)異なる構造形式の併用

木造建築で用いられる各種の構造耐力要素は、それぞれ少しずつ変形・耐力特性（振動特性）が異なる。このため、一般には異なる構造耐力要素の併用を避けることが推奨されている。既存建物の構造補強などで、異なる構造耐力要素の併用が避けられない場合は、単純な許容耐力加算は行わず、それぞれの荷重－変形曲線（復元力曲線）を合成し、改めて許容耐力を求めるのが安全である。

異なる構造耐力要素の併用に対する一般的な見解は上記の通りであるが、主要構造要素を明確にした上で、付加的構造要素（余力要素）を配置することについては、構造全体としての冗長性を高め、倒壊を防ぐ効果があると考えられる。その方法には次の二通りある。

1)1つの構造要素に複数の抵抗機構を持たせる（⇒1.2(3)、図-7(e)）。

2)1つの建物に異なる構造要素を配置する。

いずれの場合も許容応力度計算では、剛性が高く、初期負担力の大きい構造要素のみで最低限の必要耐力を満たすようにするのが原則である。

木造建築は小規模低層建築が大半を占めることから、構造設計の基本的視野が許容応力度設計の範囲内に留まっていることが多い。しかし、実際には様々な部材が荷重を分担しているため、変形や部分損傷の進行に応じて、各部材に力が再分配されながら、終局破壊に達するという抵抗機構を持っている。このような抵抗機構を持つ構造物は、許容応力度設計（損傷限界設計、使用限界設計）としての耐力が同じでも、終局耐力の実質的な余裕度には幅がある。この点を考えると、木造建築では損傷限界（使用限界）を超えた後の構造全体の実際の挙動も想像しながら、数値的な構造検討を行うという視点を持つことが望ましい（⇒2.1(3)）。

1.3 木造建築の水平構面

木造建築の水平構面の面内せん断剛性の重要度は、水平耐力要素の配置計画によって異なる。水平耐力要素が一定間隔で並べられ、それぞれの負担範囲ごとに構造計算を行う場合は、水平力が水平構面を伝わる距離が短いので、面内せん断剛性がそれほど高くなくても大きな問題は生じにくい。一方、広い部屋の両側端の耐力壁線に、その間に加わるすべての水平力を負担させるような設計に対しては、水平構面に十分な面内せん断剛性を持たせることが必須となる。木造の水平構面は、鉄筋コンクリートスラブなどに比べるとはるかに面内せん断剛性が低いことが多いので、この点についての十分な注意が必要である。

現在の木造建築で最も一般的な水平構面は、合板などの面材を床梁（床根太）に釘打ちしたものである。この種の水平構面の面内せん断変形機構は面材釘打ち耐力壁と同様で、釘接合部のすべりがせん断変形全体の多くの部分を占める。このため、吹抜や階段、エレベーター用の床開口を設ける場合は、その周辺の釘を打ち増しすることが、最も簡単で有効な補強法となる。

最近の木造床では厚物合板の使用が増えている。厚物合板を長い釘で打ち付けると、釘先端の木材からの引き抜けや釘頭部の合板打ち抜きが生じにくくなり、終局耐力が増加する。しかし、合板中の釘の長さが増すと、その分だけ釘の曲げ変形が大きくなるため、せん断剛性は耐力ほどには増加しない。耐力と剛性の関係は釘の剛度（断面 2 次モーメント/有効長）に影響されるので、面内せん断剛性を高めるには、太い釘を使用するのが有利である。また、釘本数を増やして、釘 1 本あたりの負担力を減らすと、構面のせん断剛性は向上する（⇒2. 1、図-16(b)）。

2. 木造半剛節構造の構造原理と構造設計

2. 1 木造半剛節ラーメン構造

(1) 木造半剛節ラーメンの構造原理

木造半剛節ラーメンの構造原理を理解するための基本的なモデルとして、脚部と肩部が機械的に接合された図-11(a)のような門形ラーメンが、水平力 P(N)を受ける場合を考える。計算の流れを簡略化するため、下記のように最も簡単な計算条件を仮定する。

1) 左右の柱の曲げ剛性 EI_{AB} (N·mm²)と EI_{CD} は等しい。

2) 両脚部の半剛接合部 A と D の接合部回転剛性 R_{JA}(=接合部回転モーメント M_{JA} (N·mm)/接合部回転角 θ_{JA} (rad)) (N·mm)と R_{JD} (=M_{JD}/θ_{JD})は等しい。

3) 両肩部の半剛接合部 B と C の接合部回転剛性 R_{JB} と R_{JC} は等しい。

以上のように仮定すると、逆対象ラーメンとして取り扱うことができるので、両側の柱下端接合部に加わる回転モーメント（=材端モーメント）M_{JA}(=M_{AB})と M_{JD}(=M_{DC})、両側の柱上端接合部に加わる回転モーメント（=材端モーメント）M_{JB}(=M_{BA})と M_{JC}(=M_{CD})はそれぞれ大きさが等しくなる。柱 AB 下端の曲げモーメント M_A は M_{JA}(=M_{AB})と、上端の曲げモーメント M_B は M_{JB}(=M_{BA})と大きさが等しいので、この柱に加わる曲げモーメントは図-11(b)のように与えられる（⇒層方程式）。したがって、図中の M_A、M_B のどちらか一方、または柱の反曲点比 β が決まれば、各接合部に加わる回転モーメントと柱、梁の曲げモーメント分布すべてが決まる。

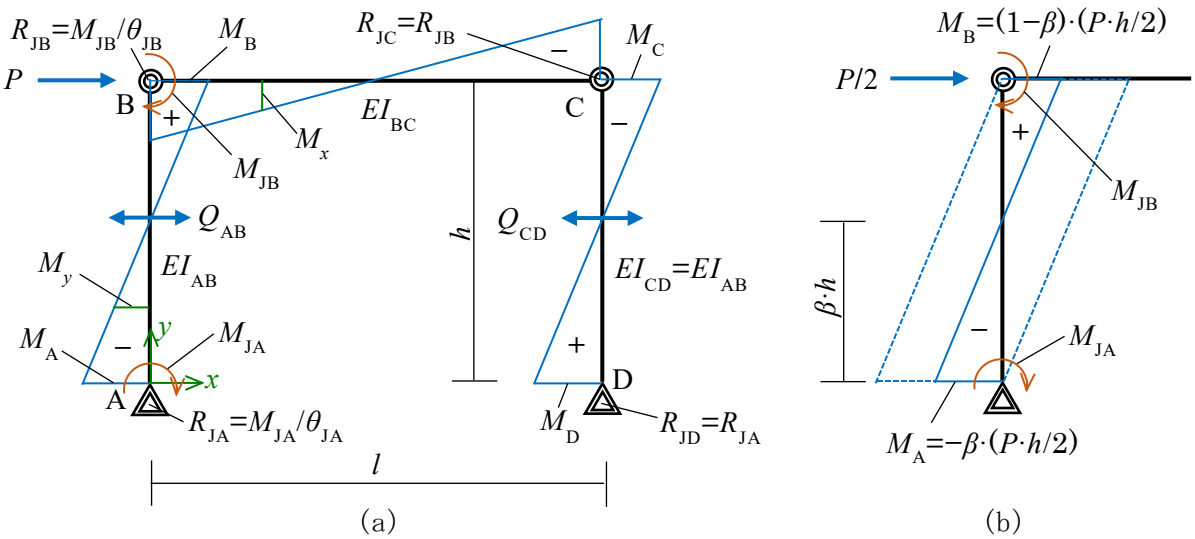

図-11 木造半剛節門形ラーメン

この半剛節ラーメンに水平力 P が加わるときのコンプリメンタリーエネルギー（＝ひずみエネルギー:線形の場合）の総和 U_T (N·mm)は、簡略化のために軸力、せん断力を無視し、柱 AB と柱 CD の曲げコンプリメンタリーエネルギーの和を U_C、梁 BC の曲げコンプリメンタリーエネルギーを U_B、接合部 A、B、C、D の回転によるコンプリメンタリーエネルギーの和を U_J とすると、

$$U_T = U_C + U_B + U_J \qquad (1)$$

$$U_C = 2\int_0^h \frac{M_y^2}{2EI_{AB}}dy \qquad (2)$$

$$U_B = \int_0^l \frac{M_x^2}{2EI_{BC}}dx \qquad (3)$$

$$U_J = 2\frac{M_{JA}^2}{2R_{JA}} + 2\frac{M_{JB}^2}{2R_{JB}} \qquad (4)$$

U_C、U_B、U_J はいずれも図-11(b)の M_A、M_B のどちらか、または反曲点比 β の関数となるので、U_T を最小とする条件は次式のいずれか一つで与えられる（⇒最小コンプリメンタリーエネルギーの原理）。

$$\frac{\partial U_T}{\partial M_A} = 0, \quad \frac{\partial U_T}{\partial M_B} = 0, \quad \frac{\partial U_T}{\partial \beta} = 0 \qquad (5)$$

前出 1)、2)、3)の仮定が成立しない一般の場合は、未知数が複数となるので、各未知数について上記のような条件式を立て、それらの連立方程式を解くことになる。

上式から M_A、M_B、β のいずれかが決まれば、図-11(a)の柱、梁に加わる曲げモーメント M_y、M_x の分布と接合部回転モーメント M_{JA} (=M_{JD})、M_{JB} (=M_{JC})がすべて決まる。

柱上端の水平変位 δ_h は、B 点の荷重 P(N)を仮想荷重単位 1（無次元）に置き換えた$\bar{M}$図を描き、次式で計算できる。

$$\delta_h = 2\int_0^h \frac{M_y\bar{M}_y}{EI_{AB}} + \int_0^l \frac{M_x\bar{M}_x}{EI_{BC}} + 2\frac{M_{JA}\bar{M}_{JA}}{R_{JA}} + 2\frac{M_{JB}\bar{M}_{JB}}{R_{JB}} \qquad (6)$$

このラーメンの層間変形角 γ は、柱高さと柱上端の水平変位から、次式のようになる。

$$\gamma = \delta_h/h \qquad (7)$$

両脚部 A、D、両肩部 B、C の接合特性により、図-11(a)のラーメンは次の 7 種に区分される。

1) $\beta = 0$、$R_{JA} = 0$ (M_{JA}=0)、$R_{JB} = \infty$ (θ_{JB}=0)：脚部ピン支持の一般的なラーメン構造。

2) $\beta = 1.0$、$R_{JA} = \infty$ (θ_{JA}=0)、$R_{JB} = 0$ (M_{JB}=0)：脚部剛支持の柱の上に単純梁を載せた掘立柱構造。

3) $0 < \beta < 1.0$、$R_{JA} = \infty$ (θ_{JA}=0)、$R_{JB} = \infty$ (θ_{JB}=0)：脚部剛支持の一般的なラーメン構造。

4) $\beta = 0$、$R_{JA} = 0$ (M_{JA}=0)、R_{JB} = 有限値（M_{JB}、θ_{JB}=有限値)：脚部ピン支持の半剛節ラーメン構造。

5) $\beta = 1.0$、R_{JA} = 有限値（M_{JB}、θ_{JB}=有限値)、$R_{JB} = 0$ (M_{JB}=0)：脚部半剛節支持の柱の上に単純梁を載せた半剛節掘立柱構造。

6) 0< β <1.0、R_{JA}= 有限値（M_{JB}、θ_{JB}=有限値）、R_{JB}= 有限値（M_{JB}、θ_{JB}=有限値）：脚部、肩部とも半剛節の半剛節ラーメン構造。

7) R_{JA} = 0 (M_{JA}=0)、R_{JB} = 0 (M_{JB}=0)：構造として成立しない不安定構造。

(2) 接合部回転剛性の求め方

上記の計算に必要な接合部回転剛性 $R_J = M_J/\theta_J$ を求めるには次のような方法がある。

1) 実大接合部試験から回転剛性を求める方法

図-12(a)のように設計仕様に合わせて作製した接合部試験体の実大モーメント加力試験を行い、同図(b)のように接合部回転剛性 R_J(N·mm)を直接求める。実際の接合部では、厳密に見ると回転モーメント、せん断力、軸力のバランスによって回転中心と見かけの回転剛性が変わる（⇒2.2(2)、図-19(a)）。しかし、実務設計ではその影響を無視し、接合部の図心を回転中心と仮定して概算的に回転剛性を計算することが多い。各種伝統仕口（嵌合接合）など、抵抗機構を明確に把握しにくい接合法にも適用できるが、接合部の形状寸法によっては実験を行うための経費や時間の関係で、制約の生じることがある。

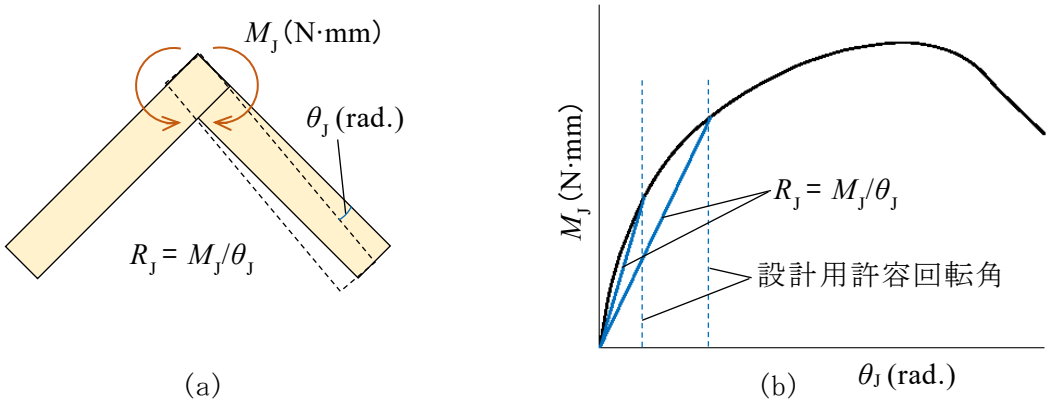

図-12　各種仕口の回転剛性

2) 接合具 1 本あたりのすべり係数から回転剛性を求める方法

図-13(a)のように接合具 1 本あたりのせん断試験を行い、同図(b)のように接合具 1 本あたりのすべり係数 k_s(N/mm)を求めて、回転剛性 R_J(N·mm)を計算する。

例として図-14(a)の梁左端の接合部を考える。実務的な簡便さを優先して、軸力、せん断力の影響を無視し、接合部回転中心 c（同図(b)）を簡易的に図心と仮定する。この接合部を構成する i 番目の接合具に加わるせん断力（接合具の軸に直交方向に加わる力）を f_i(N)、それによって生じる主材－側材間のすべりを s_i(mm)、接合具から回転中心（図心）c までの距離を r_i(mm)とする（同図(b)）。この接合部が c を中心に θ(rad.)だけ回転する場合を考えると、f_i、s_i、r_i との間には次の関係が成り立つ。

$$s_i = \theta \cdot r_i, \quad f_i = k_{si} \cdot s_i = k_{si} \cdot \theta \cdot r_i \qquad (8)$$

ここで、k_{si} は i 番目の接合具 1 本あたりのすべり係数（図-13(b)）である。このときに生じる接合部回転モーメント M_J(N·mm)は、

$$M_J = \sum_{i=1}^{n} f_i \cdot r_i = \sum_{i=1}^{n} k_{si} \cdot \theta \cdot r_i^2 = \theta \cdot \sum_{i=1}^{n} k_{si} \cdot r_i^2 \qquad (9)$$

接合部回転剛性 R_J（図-12）は、

$$R_J = \frac{M_J}{\theta} = \sum_{i=1}^{n} k_{si} \cdot r_i^2 \qquad (10)$$

すべり係数 k_{si} は、木材の材質、接合具の種類と径、有効長、接合具に加わるせん断力の方向（木材繊維方向に対する角度）によって異なる。個々の接合具に加わるせん断力の方向は、同じ木材、接合具でも、接合具の配置によって変わることに注意が必要である（図-14(c)）。

この方法は、釘、木ねじ、ボルト、ドリフトピン等の接合具を用いた接合部に適用できる。

このうち、径長比（接合具の有効長/接合具径）が比較的小さく、2 面せん断で使用されることの多いボルト接合やドリフトピン接合などでは、接合耐力の異方性を考慮して設計計算を行う必要がある（⇒3.2）。接合具の形状や配置によっては、個々の接合具に対する加力方向によって、終局耐力、靭性に顕著な違いが生じる（⇒3.3）。

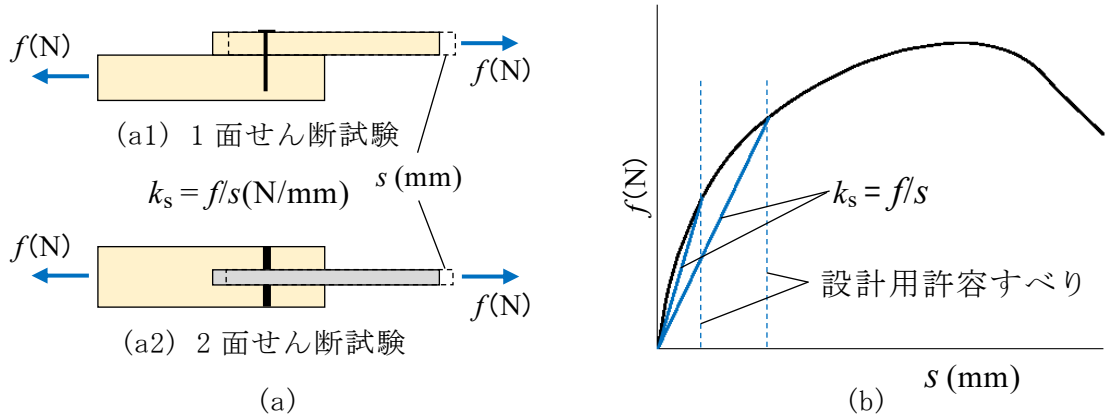

図-13 接合具による機械的接合部のせん断剛性（すべり係数）

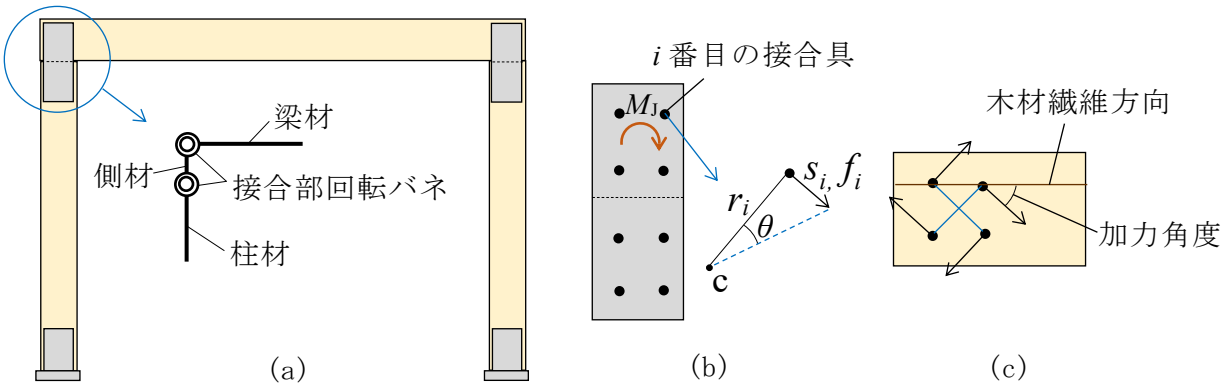

図-14 接合具を用いた半剛節接合部のモデル化の例

また、施工上の必要性から先孔径を接合具径よりも大きくするのが一般的である。この接合具径と先孔径の差によって初期すべりを生じるとともに、各接合具の負担力にも偏りが生じ、

接合部の有効剛性・耐力が低下する。この剛性・耐力の低下は、先孔径だけではなく、接合具の曲がりやすさにも大きく影響される。径長比(接合具の有効長/接合具径)の大きな接合具は、曲げ変形（たわみ）が大きくなるため、初めは一部の接合具しか有効に働かない場合も、それらの曲げ変形が進むと、他の接合具も順次木材と接触するようになり、最終的には多くの接合具がそれなりに力を分担するようになる。しかし、径長比（接合具の有効長/接合具径）の小さな接合具を使用すると、破壊時の変位が小さいため有効に働く接合具の比率が増す前に、一部の接合具に接する木材が先行破壊してしまうことがある。このような接合部の終局耐力は、計算値の半分以下まで低下してしまう危険がある。接合部設計に際してはこの点を考慮し、数値シミュレーションによる有効剛性・耐力の推定や、剛性・耐力に十分余裕のある設計を行うことが望ましいが、何よりもそのような危険性を生じにくい接合部仕様を選択するのが基本であると考えられる。

一方、釘や木ねじなどは先孔無しで施工されることが多く、初期すべりの影響はあまり生じない。また、これらは径長比(接合具の有効長/接合具径)の大きい1面せん断接合であるため、実務設計では接合部剛性の異方性を無視する（すべり係数 k_s を加力方向によらず一定とする）ことが多い。ただし、接合具の材質や形状、配置によっては、終局耐力や靭性に加力方向で大きな差が生じることがあるので、耐力の検討を行う際には、これに対する配慮が必要である(⇒3.2、3.3)。

3)数値解析で求めた接合具1本あたりのすべり係数から回転剛性を求める方法

接合具1本あたりのすべり係数を実験的に求める他に、木材を弾性床（弾塑性床)、接合具を弾性梁（弾塑性梁）と仮定し、弾性床上の梁理論に基づく増分解析によって、すべり係数（荷重―すべり曲線）を求める方法もある。この方法によれば、木材の面圧定数（接合具面圧応力―めり込み曲線）と接合具の曲げ剛性（曲げモーメント―曲率曲線）が分かれば、様々な径長比や支持条件の接合具1本あたりのすべり係数を計算することができる。これまでにも研究レベルでは多数の報告があるが、この方法を用いた実務設計例はまだ少ない。

(3)半剛節ラーメンと剛節ラーメンの等価性と半剛節ラーメンの変形・破壊イメージ

図-11(a)の半剛節門形ラーメンの曲げモーメント分布は、図-15(a)、(b)のような一般的な剛節ラーメンの曲げモーメント分布と等価的な関係がある。図-15(a)、(b)の門形ラーメンの梁中央に集中荷重の加わる場合を考えると、柱の剛度が低く梁に比べて曲がりやすい場合は、柱が梁両端の傾斜角を抑える効果が低いため、梁の曲げモーメント分布は同図(a)のようになり、単純梁に近くなる。一方、柱の剛度が高く梁に比べて曲がりにくい場合、梁の曲げモーメント分布は同図(b)のようになり、両端固定梁に近くなる。

肩部が半剛節の門形ラーメンでは、同図(b)と同様に柱が曲がりにくくても、曲げモーメントを効果的に柱に伝えることができないので、肩部の曲げモーメントが相対的に小さくなり、同図(a)に近づく。荷重が増え、肩部の半剛接合部が降伏して塑性ヒンジ状態に近づくと、それ以上の曲げモーメントを柱に伝えられなくなる。更に荷重が増え、接合部に破壊が生じて伝達できる曲げモーメントが低下すると、梁の曲げモーメント分布が単純梁に近づき、梁が曲げ破壊

するか、その前に門形ラーメンが転倒崩壊する。これに対応する梁（単純梁、半剛支持梁、剛支持梁）の曲げモーメント分布のイメージ図を同図(c)、(d)、(e)に示す。

半剛接合部が降伏した後の変形・破壊挙動は、接合部の靭性によって大きく異なるが、現行の接合部設計法は許容応力度設計の視点に基づいており、降伏以降の挙動はあまり考慮されていない。このため、終局安全性の程度は、接合部の詳細仕様の適否と設計者の工学的判断に依存することになる。このような変形・破壊挙動を示す木造半剛節ラーメンは、実務設計としてはやや難しい対象に見えるが、構造的な弱点部を限定して崩壊過程の想定がしやすいという点では、終局耐力設計のイメージをつかみやすい構造であるともいえる。

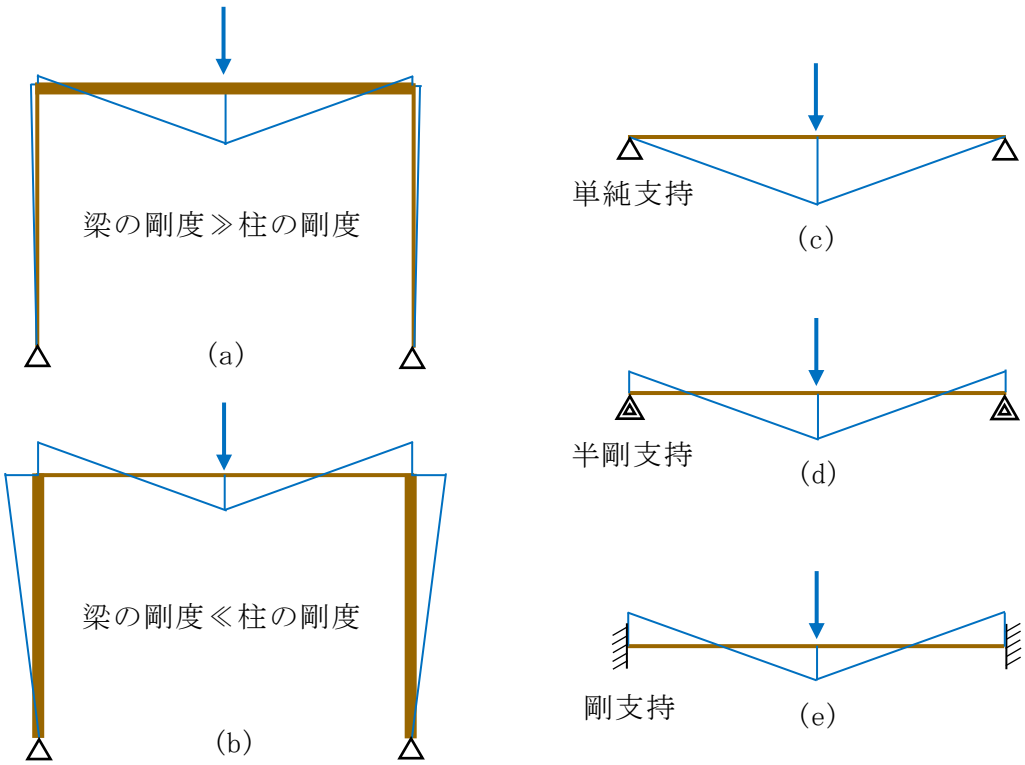

図-15　ラーメンの部材剛比と梁部分の曲げモーメント分布

(4)市販骨組構造解析ソフトを用いた半剛節ラーメンの簡易計算法

(1)で示した半剛節ラーメンの解法は、基本原理の理解には有効であるが、少し形状が複雑になると、手計算で連立方程式を解くのが困難になる。このため、実務設計では有限要素法(FEM)による市販骨組構造解析ソフトを用いるのが現実的である。(1)の解法と有限要素法による数値解法は、閉解（closed solution）と開解（open solution）の違いはあるが、エネルギー原理を適用して応力解析を行うという基本原理は共通である。

市販骨組構造解析ソフトには、各種のバネ要素（バネの変形によるひずみエネルギーを計算するための大きさの無い要素）が標準的に用意されているものがあるので、その場合は、マニュアルに従って計算を行えばよい。

ここでは、バネ要素の用意されていない簡易版解析ソフトで計算を行うための、等価バネ要素の作成例を示す。構造解析ソフトで設定されているバネ要素は、大きさが無く、回転バネ、せん断バネ、軸バネそれぞれに対応するひずみエネルギー(＝コンプリメンタリーエネルギー)

を、他から独立して計算できる仮想要素となっている。一方、有限寸法を持つ等価バネ要素を設定すると、曲げモーメント、せん断力、軸力のうち 1 つだけを受け持つ専用要素として、個々に独立して機能させることはできない（等価バネ要素には期待しない応力や変形も同時に生じてしまう）。そのため、これらを併用して、許容誤差範囲内の計算結果を保証するには、綿密な事前検討が必要になる。したがって、等価バネ要素を用いて簡易計算を行う場合は、最も寄与率の高い 1 種類のバネ（実際には回転バネまたは軸バネ）に限定する方が、不測の誤差を生じさせる危険性を排除できる。

半剛節ラーメンでは回転バネを設定することになるが、等価回転バネには様々な形態が有り、部材端部の回転挙動を力学的に等価置換できれば、どのようなものでも差支えない。

(2)、2)では、図-14(b)のような n 本の接合具を配置した接合部の回転剛性 R_J が(10)式で与えられているので、これを等価置換するための回転バネの簡単な作成法の一つとして、図-16 の仮想要素を考え、次のように設定する。

1) 各骨組要素の端部節点を同一座標に配置し、ピン節点とする（同一座標に複数節点を配置できない市販ソフトの場合は、そのソフトの制約に合わせた何らかの工夫が必要になる。）
2) 各骨組要素の端部に剛接合された仮想モーメント伝達要素（片持ち梁要素）を配置する。この要素は曲げ変形の影響がごくわずかとなるように、曲げ剛性を十分大きく設定する。
3) 2 つの仮想モーメント伝達要素（片持ち梁要素）の自由端側の節点をピン節点とし、これら 2 つのピン節点間を仮想軸バネ要素（トラス要素）でつなぐ。
4) n 本の接合具の負担力が接合部の回転中心 c に与えるモーメントを、部材要素 A、B の節点から等価距離（モーメントアーム）r_{eq} だけ離れた軸バネ要素がこの節点に与えるモーメントに等価置換（縮約）する。

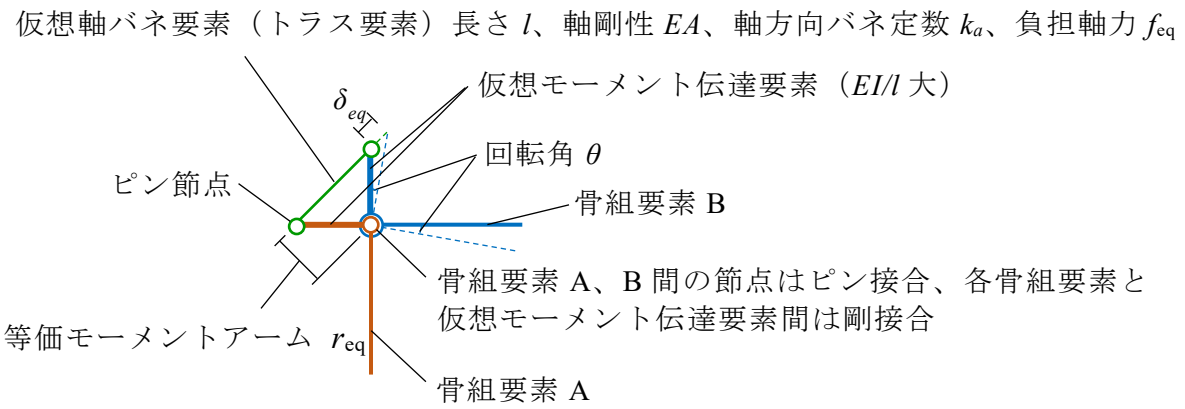

図-16　接合具を用いた半剛節接合部に対する等価回転バネ要素の作成例

図-16 で、仮想バネ要素に等価軸力 f_{eq} が加わったときの軸方向変位 δ_{eq} と、f_{eq} が部材要素 A と B の節点に与えるモーメント M_J は、

$$\delta_{eq} = \theta \cdot r_{eq} = \frac{f_{eq} \cdot l}{EA}, \quad M_J = f_{eq} \cdot r_{eq} \qquad (11)$$

上式から回転剛性 R_J は、

$$R_J = \frac{M_J}{\theta} = \frac{EA \cdot r_{eq}^2}{l} = \sum_{i=1}^{n} k_{si} \cdot r_i^2 \qquad (12)$$

したがって、仮想等価軸バネ要素の軸方向バネ定数 $k_a = EA/l$ は、

$$k_a = \frac{EA}{l} = \frac{1}{r_{eq}^2} \cdot \sum_{i=1}^{n} k_{si} \cdot r_i^2 \qquad (13)$$

バネ定数を決める 3 つの変数のうち、要素長さ l は仮想モーメント伝達要素の形状寸法が決まれば幾何学的に決まるので、未知数は EA のみとなる。

(5)木造ラーメンの耐力設計と剛性設計

木造半剛節ラーメンは上記のように解くことができるが、実際に計算を行うためには、対象となる接合部の回転剛性または接合具 1 本あたりのすべり係数が必要になる。詳細な半剛節解析を行う前の目安を決めるには、次のような手順で概算的な検討を行うのがよい。

1)例として図-11(a)の半剛節門形ラーメンを考えると、回転剛性の高い接合部ほど負担モーメントが大きくなる。そこで初めに接合部を剛節点として、接合部の耐力検定を行う。計算仮定には次の 2 つが考えられる。

(a)接合部 A、D（脚部）の検定では、A、D（脚部）を剛、B、C（肩部）をピンする。同様に接合部 B、C（肩部）の検定では、A、D（脚部）をピン、B、C（肩部）を剛と仮定する。

(b)接合部 A、D（脚部）、B、C（肩部）のすべてを剛と仮定する。

どちらの仮定を採用するかは設計者の判断によるが、一般的には(a)の仮定とするのが安全である。図-11(a)の門形ラーメンは、部材・接合部構成の最も単純なモデルであるが、複数の層とスパンからなる一般のラーメン構造では、各部材に加わる曲げモーメントと各接合部に加わる回転モーメントが最大となるような、ピン接合と剛接合の組み合わせについて検討することになる。

2)部材の曲げの検討は、次のように行う。梁材に対しては曲げモーメントが最も大きくなるように、梁両端（柱上端）をピン節点（単純梁仮定）、柱脚部を剛支点とする。このように梁両端をピン節点と仮定しても、半剛節とする場合に比べて極端な過剰設計となることは少ない。また、接合部が損傷限界を超えた後の曲げ挙動を推定する意味でも、ピン節点としておくのが安全である。

柱の曲げについては、上端を剛節点、下端をピン節点とする仮定と、上端をピン節点、下端を剛節点とする仮定の両方について検討しておくのが安全であるが、経験的に不利となる仮定が明確な場合は、一方でも差支えないと思われる。

3)接合部と部材の耐力検定については、特に経済性を重視しなければ、上記 1)、2)の方法で安全性を確認できる。一方、変形計算については、接合部をすべて剛と仮定すると、計算結果が必然的に過小評価（危険側）となるので、できるだけ実際に近い変形予測（特に層間変形角の予測）が必要となる。

層間変形角の増大はそれ自体が直接安全性を低下させる訳ではないが、室内備品の転倒や外壁材の落下などを生じやすくする。特に、木造半剛節ラーメンで構成された建物の外壁面

に大きな窓（全面ガラスのカーテンウォールなど）を取り付けるような場合は、接合部回転を考慮した適切な変形予測を行わないと、窓が変形追従限界を超えて大きな事故につながる危険がある。

上記の点をおおまかに捉えるため、参考までに市販骨組構造解析ソフトを用いて、各種の節点仮定に対する門形ラーメンの応力と変形を試算してみた結果を表-1 に示す。ただし、この表は定性的な比較参考例で、計算仮定や数値は実設計を想定したものではない。表-1 を見ると、ピン節点と剛節点を適切に組み合わせて部材応力の検討を行えば、部材応力、接合部耐力だけではなく、梁のたわみについても確認可能なことが分かる。接合部の詳細設計では、その位置の曲げモーメント（＝接合部回転モーメント）の最も大きい数値に対して、必要な接合具配置を行えばよい。

表-1　各種の節点仮定と応力・変形の試算結果比較参考例

節点仮定	柱脚・柱頭半剛			柱脚ピン 柱頭剛	柱脚剛 柱頭ピン	柱脚剛 柱頭剛
	回転剛性 30 （×10^6N・mm）	回転剛性 90 （×10^6N・mm）	回転剛性 150 （×10^6N・mm）			
梁曲げモーメント	36,614,731	35,150,827	34,363,049	32,795,227	37,993,195	31,537,044
梁曲げ応力	6.28	6.03	5.89	5.62	6.51	5.41
柱曲げモーメント	8,232,040	9,767,258	10,586,218	19,482,002	14,289,935	13,491,975
柱曲げ応力	7.15	8.48	9.19	16.91	12.40	11.71
梁たわみ	15.6	14.6	14.5	13.7	16.3	13.0
梁スパン/たわみ	514	547	554	586	491	614
上端変位	105.6	45.4	33.4	60.0	55.3	15.3
1/層間変形角	37.9	88.1	119.9	66.7	72.4	261.2
層間変形角比	6.90	2.97	2.18	3.91	3.61	1.00

柱：b120×h240（mm）、梁：b120×h480（mm）、高さ：4,000（mm）、梁スパン：8,000（mm）、部材 E：10,000（N/mm^2）、鉛直荷重：2,500（N/m^2）、ベースシア：0.2

一方、層間変形角は接合部回転剛性によって大きく変わる。表-1 の接合部回転剛性の範囲を広げて変化させ、剛節ラーメンの層間変形角に対する半剛節ラーメンの層間変形角の比を図示すると、図-17(a)のようになる。図中には、表-1 の柱脚・柱頭部節点仮定に対応する層間変形角比も示してある。この図を見ると、各部材の曲げ剛性に対する接合部回転剛性の比がある程度以上大きくなると、ピン節点と剛節点を適切に組み合わせた計算値が半剛節の計算値を下回り、安全側の評価となるようである。この点については、まだ明確な資料が示されていないが、今後具体的な検討例が蓄積されて行けば、半剛節骨組構造の設計簡略化を図れる可能性がある。ただし、必要な接合部回転剛性の範囲を設定可能で、かつ施工上接合具配置が可能なことが前提となる。

接合部回転剛性は、接合具 1 本あたりの設計負担力を小さくするほど（安全余裕を大きく取るほど)、大きく設定することができる。参考のため、9mm 厚カラマツ構造用合板を CN50 釘でトドマツ材に接合した場合の荷重―すべり曲線と、短期許容耐力の 0.5、0.75、1.0、1.25、1.5 倍に相当する割線すべり係数の例を図-17(b)に示す。

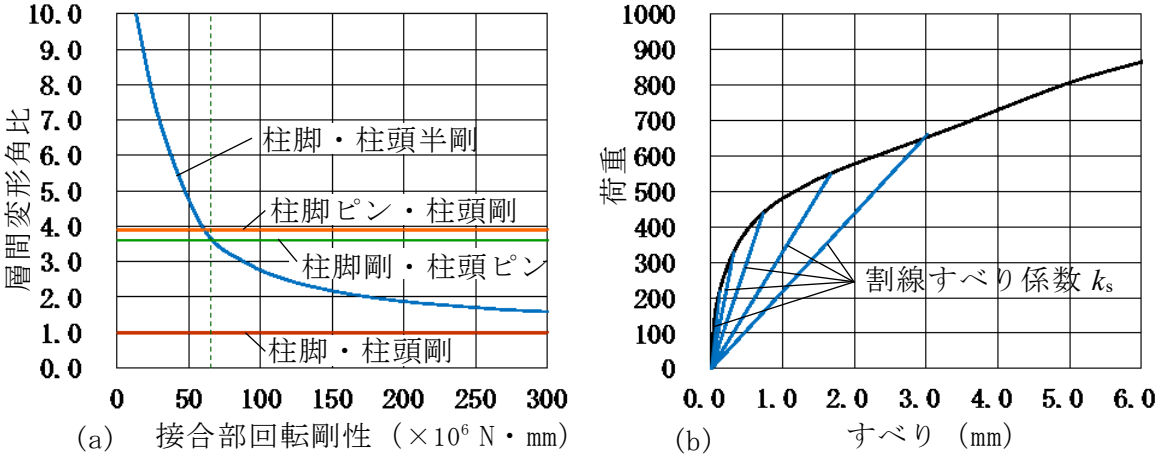

図-17　(a)接合部回転剛性と層間変形角比の比較参考例
(b)設計用耐力に応じた割線すべり係数の較参考例

前出のように、安全性は機械的接合耐力で確保し、剛性（使用性能）を高める方策として接着接合を併用する場合は、適切に接合部耐力を確保した上で、剛節点仮定で変形計算を行う方法も選択肢となるかも知れない。また、表-1、図-17(a)の柱脚ピン節点・柱頭剛節点、または柱脚剛節点・柱頭ピン節点の不利な方で計算を行い、構造計算とは別に接着剤を併用する方法も、施工手順に無理がない場合は有効であろう。

2.2 木造トラス構造

(1)木造ピン接合トラスの耐力設計と剛性設計

節点が図-1 のようにピン接合された木造トラスの耐力設計は、特殊な場合を除いて静定トラスとして扱える。一方、剛性設計では接合部変形を考慮する必要があるが、静定トラスでは不静定の半剛節ラーメンのような複雑な計算は不要で、単に接合部変形を加算するだけでよい。市販骨組構造解析ソフトを使用して計算する方法には、次のようなものがある。

1)仮想等価軸方向バネ要素を作成する方法

接合部に図-18(a)または(b)のような仮想等価軸方向バネ要素を配置する。使用ソフトによって同一座標に複数節点を配置することができない場合は、剛性の高い仮想微小要素を挟み込んで対応する。図のように仮想的な梁要素（単純梁/片持ち梁）を対称に配置すると、長さの無い等価バネ要素を作成することができる。この梁要素に加わる集中荷重を f(N)、接合部変位に相当する等価たわみ（対称配置された両側の梁のたわみの合計）を δ_{eq}(mm)、接合部の軸バネ定数（すべり係数など）を k_J(N/mm)とすると、次式から等価バネ要素の寸法、ヤング係数を定めることができる。

$$k_J = \frac{f}{\delta_{eq}} \qquad (14)$$

上記の方法の他に、接合部と接する骨組部材端部に、ごく短い仮想等価軸要素を配置し、その要素のヤング係数をバネ定数に合わせて設定する方法もよく用いられている。

2)接合部変形を考慮して骨組部材のヤング係数を等価低減する方法

両端接合部に軸方向変位を生じる骨組部材の節点間変位 δ_t(mm)は、軸力 f(N)に対する部材の伸び（縮み）δ_m と両端接合部 J1、J2 の変位 δ_{J1}、δ_{J2} の和（$\delta_t = \delta_m + \delta_{J1} + \delta_{J2}$）となる。これを考慮し、骨組部材のヤング係数を仮想的に（δ_m/δ_t）倍に低減して、通常のトラス計算を行う。この方法は、手計算でトラスのたわみを求める場合にも適用できる。

小屋組トラスなど、たわみが使用性能に大きな影響を与えることが比較的少ない構造要素に対しては、通常のトラス計算によるたわみを十分小さく抑えることで、使用性能を担保する簡易的な方法もある。ただし、木造トラスでは大半の場合、接合部変位が部材の伸び（縮み）を上回ることに注意が必要である。図-1(c)のように接着剤を併用する場合は、この考慮は不要になる。

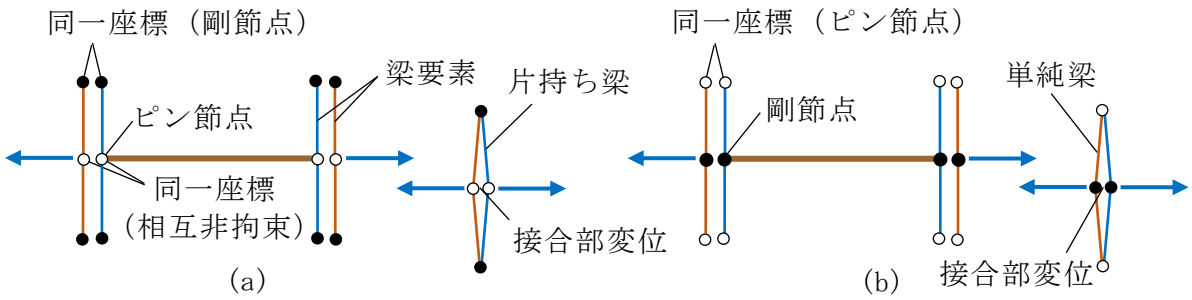

図-18　等価軸方向バネの作成例

(2)節点が複数の接合具で構成される木造トラスの耐力設計と剛性設計

節点が図-2(a)のように複数の接合具で構成される場合は、軸力の他に回転モーメントとせん断力も加わるので、厳密には半剛節ラーメンと同様な計算が必要である。しかし、軸力に比べて回転モーメントやせん断力が相対的に小さい場合は、それらの影響を無視して、安全余裕を大きく取ることで対応している例が多い。

取り扱いを簡単にするために、せん断力の影響を無視し、接合部に加わる回転モーメントと軸力だけを合成した定性的なイメージを示すと、図-19 のようになる。ラーメン構造の半剛節接合部のように回転モーメントが支配的な場合、同図(a)のようにモーメントと軸力を合成した回転中心 c の図心からのずれは比較的少ないため、簡易的に回転中心を図心としても、それほど大きな誤差は生じない。もし、接合部に回転モーメントしか加わらない場合は、回転中心と図心が一致する。

一方、軸力が支配的な場合は、同図(b)のように回転中心 c が図心から大きくずれ、部材の外側となる。軸力のみしか加わらない場合は、仮想的に回転中心が無限遠方にあると見なすことができる。半剛節トラスの接合部に加わる力の割合は仕様によって幅があり、明確な判断はできないが、どちらかと言えば(b)に近いことが多いと考えられる。この点について概算的に判断

するには、接合部をピン仮定とした計算と剛節仮定とした計算を行い、各接合具に加わる力の大きさとその方向を比較すればよい。回転モーメントと釣り合って各接合具に加わる力は、剛節仮定による計算値より必ず小さいので、回転中心がどの範囲にあるかを知る目安となる。

回転中心が部材の外側にあり、各接合具に加わる合力の木材繊維方向に対する角度が小さければ、モーメントの影響を無視しても大きな問題は生じにくい。しかし、この角度が大きくなると、木材の割裂破壊（脆性破壊）の心配が生じるので、安全余裕を大きめにとった方がよい（⇒3.2、3.3）。複数の接合具を配置しても、モーメントの影響を小さくしたい場合は、接合具間隔を必要以上に大きく取らないのも１つの方法であろう（図-14(b)）。

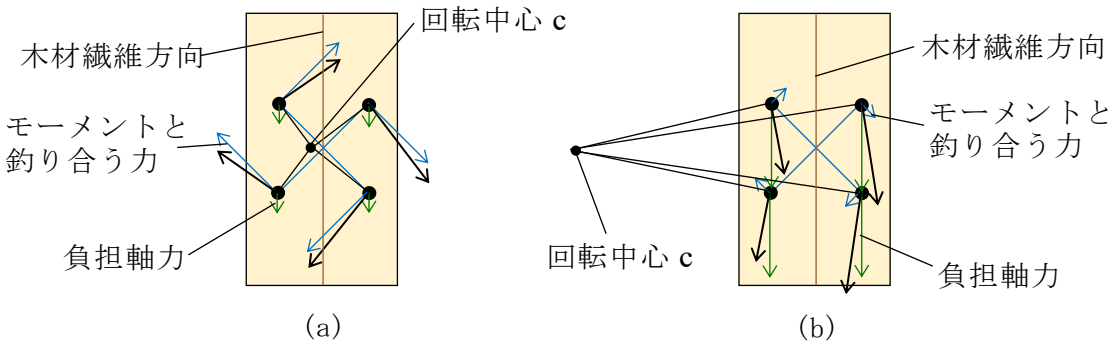

図-19　複数接合具で構成される木材接合部の回転中心

2.3 木造耐力壁構造

(1)木造耐力壁の壁倍率と許容せん断耐力

木造耐力壁の最も一般的な形態である各種の面材釘打ち耐力壁に対しては、告示で壁倍率が与えられている。壁倍率 1.0 の耐力壁は、壁長 1m あたりの短期許容せん断耐力が 1.96kN に相当するものと定義されている。したがって、壁量計算で用いられる存在壁長（実長×壁倍率）に 1.96kN/m を掛けることで、許容応力度（許容耐力）計算における存在せん断耐力に置き換えることができる。ただし、壁量計算では簡略化のために、荷重・外力として一律の標準値を用いているが、許容応力度計算では個々に荷重・外力を計算する必要がある。

一般の設計（個別認定等によらないオープン構法）で使用できる壁倍率（短期許容せん断耐力）は、他の構造要素や接合部とのバランスを考慮し、壁量計算（4 号建築物）では 5.0（9.8kN/m）以下、許容応力度計算では 7.0（13.72kN/m）以下に制限されている。

現行の壁倍率（短期許容せん断耐力）は、最大耐力に対する安全率や靭性指標とともに、下記の使用限界（損傷限界）層間変形角も考慮して定められている。

（在来構法）1/120(rad)（柱脚部の浮き上がりも含む見かけの変形角）

（枠組壁工法）1/150(rad)（同上）

したがって、告示や個別性能認定に該当する耐力壁を使用する場合は、個々に層間変形角の計算を行わなくても、上記の層間変形角の範囲内に納まると見なすことができる。図-10 に示した複合的な構造形式は、この点で構造計算の簡略化につながると考えられる。

ただし、上記の層間変形角は面材釘打ち耐力壁本体のせん断剛性だけではなく、柱脚・柱頭接合部の剛性や耐力壁構面全体の構成によって大きく異なる（図-8、図-9）。これらの施工仕様が不適切だと、実際の層間変形角が上記の範囲に納まらなくなり、使用性能に支障をきたすことがある。面材釘打ち耐力壁に比べて面内せん断剛性の高い、面材接着耐力壁や CLT 耐力壁などの接着系耐力壁は、耐力壁自体のせん断剛性が高い分、耐力壁構面全体の変形に占める柱脚・柱頭接合部や耐力壁要素間接合部の変形割合が特に高くなる。そのため、耐力壁要素単体の剛性・耐力よりも、接合部の剛性・耐力確保の重要性が更に増す。

面材釘打ち耐力壁については、釘 1 本あたりのすべり係数（図-13(a1)、(b)）から図-8(a1)のせん断変形成分を、面材の面内せん断弾性係数から図-8(a2)のせん断変形成分を計算し、それらを合成して真のせん断変形を求めることができる。また、脚部の浮き上がりを考慮する場合は、引抜力から柱脚接合部の浮き上がり（図-8(a3)）を求めて加算する。この計算に関しては、これまでにも多くの研究報告があり、初期剛性だけではなく、増分解析による荷重―変形角曲線や最大耐力も求めることができるが、実務設計ではまだ使用例が少ない。

(2)市販骨組構造解析ソフトを用いた木造耐力壁構面の簡易計算法

図-9 の耐力壁構面の各部仕様について、市販骨組構造解析ソフトを用いて検討する場合の基本手順を下記に示す。

1)耐力壁に対して面要素（壁要素）の用意されているソフトの場合はそれを使用する。それが無い場合は、耐力壁の層間変形角（上端変位/壁高さ）が等価になるように等価ブレース（筋かい）置換を行う。等価ブレースは両端ピン接合の軸力要素（トラス要素）とし、任意の断面を仮定する。計算条件に合う等価ヤング係数は壁の上端変位から逆算するか、適当な仮の数値を与えて上端変位を計算し、少しずつ目標値に近づける。

筋かい軸組のせん断剛性は壁倍率に応じて設定することになるので、実断面の筋かいを両端ピン接合したものより低い等価ヤング係数を与えることになる（⇒2.2(1)2)）。

2)腰壁、垂れ壁、準耐力壁は、耐力壁と同様にブレース置換する。仮想的な等価置換であるため、実際の耐力壁の変形機構を考慮する必要はない。

3)上部の梁は、実際の設計案や比較検討したい条件に合わせて設定する。

4)土台はアンカーボルト位置に支点を設定するのが実態に近い。支点をピン接合とするか、鉛直方向に変位を生じる支点（アンカーボルト上部の座金めり込みが大半）とするかは、設計者の判断による。実際に検討してみると、土台は張り出し連続梁となることが多く、圧縮支持だけではなく、曲げ材として働くことが分かる。土台を設置せず、柱脚部を基礎に直結する場合は、ピン接合または半剛接合とすることが多い。

5)各部材間の節点には適当な等価バネ要素を設定する。等価バネ要素の設定法としては、図-18(a)が参考例となるが、実際の支持条件に近い仮定を選択すればよい。使用ソフトによって支持条件や計算精度の設定が不適切だと、計算が上手く収束しないこともあるので、事前に簡単なモデルで予備試算を行っておくとよい。

(3)特殊な耐力壁構面

図-20(a)のような上部に連続開口を持つ構面は、現行の告示では想定されていないが、歴史的建造物ではしばしば見られ、連続開口を残したまま耐震補強が行われることも多い。耐力壁構面は、原則として下階床面から上階床面（小屋組軒面）まで耐力壁が連続している必要がある。しかし、柱が下階床面から上階床面まで連続している場合は、開口部高さが低ければ（その部分の柱の剛度が大きければ)、上階床面から耐力壁上端まで、柱の曲げで水平力を伝達できることがある。そのような抵抗形式とする場合は、耐力壁上端の柱、横架材、面材を強固に接合し、その部分をできるだけ剛節に近付けることが重要になる。更に柱上端の回転をある程度拘束できれば、連続開口部の水平剛性・耐力が向上するが、窓の納まりによっては実現が難しいかも知れない。この場合の層間変形角は［層間変形角＝（耐力壁上端の水平変位＋開口部の柱の曲げによる水平変位）/開口部上端までの高さ］となる。

在来構法の戸建て住宅や小規模集会施設（4 号建築物）などでは、壁面の全体的な形状は図-20(a)と似ていても、同図(b)のように耐力壁構面の上部に束建てして小屋組みを載せる事例も目にすることがある。このような構成は、屋根に加わる水平力を耐力壁に有効に伝えることができず、構面として成り立たない。

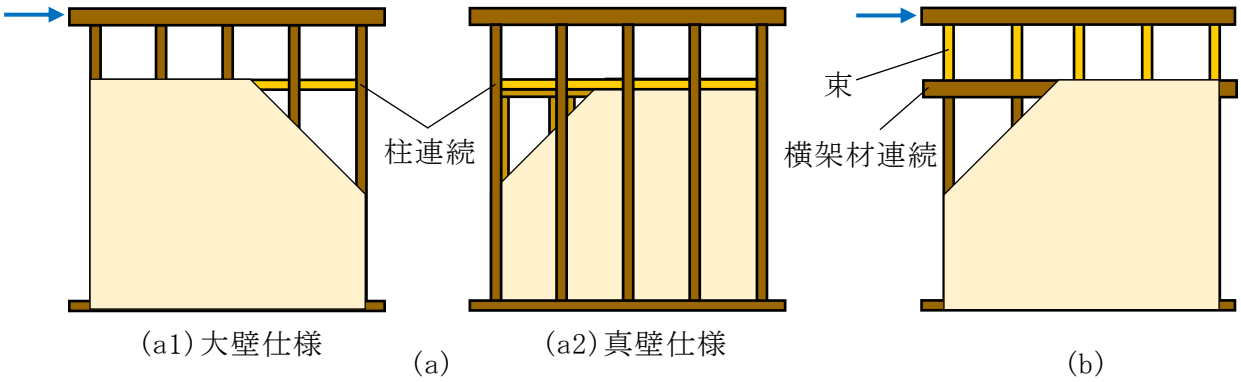

図-20　連続開口のある構面

(4)面材張り水平構面

壁式構造で重要な役割を果たす水平構面は、大半が面材釘打ち耐力壁と同様な部材構成となっている。したがって、その変形・耐力機構もほぼ同様に捉えることができる。ただし、水平構面の長さ（耐力壁線間距離）は、一般に壁高さよりも長いことに注意が必要である。構面の面内せん断剛性は、一般に変形角を指標として評価されているが、同じ変形角であれば基準となる長さが長いほど端部の変位が大きい。このため耐力壁線間隔が長い場合、床構面の面内せん断剛性を耐力壁構面の面内せん断剛性より高めにしておかないと、上階の水平力が下階の耐力壁に効果的に伝わりにくくなる。

枠組壁工法の床施工では床組を一体化してきしみを生じさせないために接着剤を併用することがあるが、この方法は床組の面内せん断剛性を高めるという点でも効果がある。ただし、接着剤の使用は改修、解体時にはマイナスになることがある（⇒1.1(3)）。

3. 木材の強度特性と設計・施工上の注意点

木材を構造部材として使用する際には、その強度特性に配慮した注意点がある。そのうちのいくつかを以下に示す。

3.1 力の加わり方と変形・破壊特性

木材は力の加わり方によって、変形・破壊特性が大きく異なるが、なかでも注意の必要なのが木材繊維に直交方向の引張である。特にクラックや切り欠き、接合部などで断面の急激に変化する部分では、木材繊維に沿った割裂（割り箸を割るような破壊）を生じやすい。木材の割裂は極めて脆性的で、局部破損にとどまらず、構造安全性に直接影響する。また、木材繊維に平行方向にずらすようなせん断に対しても弱く脆性的である。木材接合部や部材の一部に断面変化のある部分などでは、この割裂とせん断が複合的に生じることが多い。樹種によるそれらの生じ易さの比較は、各種の資料に掲載されているせん断強度が大まかな目安となる。わが国で行われている JIS の椅子型せん断試験では、実際には純粋なせん断ではなく、上記のような複合的な破壊が生じ、特に割裂が支配的であることが知られている。

合板や CLT などのように木材の繊維方向を直交させて接着積層した木質面材では、上記のような割裂やせん断は生じにくい。一方、LVL のように繊維方向が平行のまま接着積層した軸材は割裂、せん断の危険性が高いので、接合部設計に特に注意が必要である。LVL には数層に 1 層、合板のように直交単板を挟み込んだ構成もある。この構成は、接合部での割裂を防ぐ効果があるので、合理的だと考えられるが、加工工程が煩雑になること、見た目の軸方向ヤング係数や強度の数値が低下することなどのため、市販製品にはあまり見られない。

接合具を用いた機械的接合部について見ると、柱端部を箱状の鋼材の中に挿入した接合部は、仮に部分的な割裂やせん断が生じてもそのまま倒壊に結び付く危険性が低い。また、鋼板挿入型ドリフトピン接合は一旦割裂やせん断が生じるとそれが急激に木口まで広がって耐力を失うのに対し、鋼板側材型ボルト接合は、ボルトの曲げ変形が大きくなると木材と鋼板側材との間に摩擦力が生じ、先孔部分に生じた初期クラックが木口面まで進展するのをある程度抑制するため、鋼板挿入型ドリフトピン接合に比べて、終局耐力、靭性が高くなる（⇒3.3）。

接合具の径長比（有効長/径）を小さくすると剛性（すべり係数）は高くなるが、割裂、せん断を生じやすくなり靭性が低下する。各種の設計規準や設計マニュアルなどでは、この点を考慮して径長比(有効長/径)を大きめにすることを推奨している。許容耐力の数値だけを見ると、径長比の小さい接合具を使用する方が計算上有利なことがあるが、地震時の倒壊危険性の低減なども含めて総合的に判断することが望ましいと考えられる。また、複数の接合具を用いる接合部では、前出のように曲がりやすい接合具を用いる方が実際の有効耐力は高くなる。

最近の接合部設計では、意匠性や防耐火性を重視して、鋼板挿入型仕様が選択されることが多いが、かつて主流であった鋼板側材型仕様に比べ、構造耐力の面では劣っていることを認識し、その分余力を持たせることを意識しておくことが安全である。

一方、木材は圧縮力に対しては脆性破壊を生じにくい。特に木材繊維に直交方向の部分圧縮（土台や梁のめり込みなど）は、木口からの距離が適切に取られていれば靭性が高く、降伏後も少しずつ荷重が上昇することが多い。引張型ボルト接合で木材を貫通させてボルト端部を固定し、座金のめり込みで抵抗させる形式の接合法（羽子板ボルトのボルト端部など）は、脆性

的な破壊を生じにくく安全性が高いと考えられる。また、座金の板曲げ剛性を調整すると、ある程度の靭性制御も可能である。同じ圧縮でも、木材繊維方向の圧縮では、力を伝達する接触部付近で木材の繊維座屈が生じるため、上記のような靭性はそれほど期待できない。その場合も、部材全体の座屈を除いて、圧縮力で急激な破壊（部材間の分離）を生じる危険性は低い。

実際の構造部材や接合部では、上記のような脆性的な変形・破壊挙動と靭性のある変形・破壊挙動のどちらも生じることも多いので、破壊挙動の推定は慎重に行う必要がある。脆性的な部材・接合部と靭性のある部材・接合部が直列的に配置された構造では、構造全体の挙動が先に破壊する側に支配されることに注意が必要である。そのような場合には、靭性のある損傷・破壊を意図的に先行させる設計を心掛けると安全性が高まる。

木造部材の変形・破壊挙動は他部材との一体化の程度でも大きく異なる。例えば、木造の構造計算では、柱の座屈や土台、梁材へのめり込みの検討が行われるが、現行の座屈やめり込みの考え方は、かつての在来構法で多く見られた独立柱を想定したものである。現在の北海道で一般的な、面材張り耐力壁に組み込まれた柱は、横架材と間柱が適切に配置され、面材が軸組部材にしっかり釘打ちされていれば、柱単体での座屈や土台へのめり込み危険性は比較的低い。独立柱や大きな開口脇の柱に鉛直荷重が集中するようなときには十分な対策が必要になるが、その場合も柱断面の検討だけではなく、一部の柱に鉛直荷重が集中しないような構造計画がより重要になる。特に、出隅部や入隅部が柱を挟んで両面開口となっているような場合は、仮に柱を取り去っても、その部分が張り出し梁として構造的に成り立つように、材長が長く曲げ剛性の高い集成梁などを、耐力壁上部から開口上部まで連続的に配置すれば、構造的な弱点を補うことができる。

床梁支点部（横架材との接合部）のめり込みや割裂、せん断などもしばしば問題となる。支点部は在来構法の弱点部の一つであるが、施工完了後に梁が隠れる場合は、割裂、せん断の生じやすい切り欠き隅部に近い部分に、梁材と繊維方向の直交した製材、強軸方向の直交した合板、薄板鋼板、繊維強化樹脂板などを接着補強すると、割裂、せん断に対する抵抗が格段に向上する。割裂、せん断の生じやすい部分の応力分布と補強方法のイメージを図-21 に示す。

また、強軸方向の直交した厚物合板を梁材上面に強固に接合する、並列配置された梁材間に倒れ止め材を挿入して強固に接合するなどの方法により、個々の梁に加わる鉛直荷重を少しでも他の梁に分散させる対策をとると、多少の補強効果は期待できる。

割裂、せん断に対する上記の補強方法は、同様な応力の生じるすべての接合部や切り欠き部、穿孔部の補強法として効果的であるが、意匠的には難点となるので、緊急補強が必要な場合などを除いては、現しとなる部分では採用が難しいかも知れない。その場合も、幅の狭い梁材を側面で２材合わせとし、中間に補強板を挟み込んで接着一体するなどの方法は可能である。

なお、枠組壁工法のように梁（床根太）端部を切り欠かずに、横架材に載せる方法を取ると、切り欠き部から生じる割裂やせん断を防ぐことができ、また接触面積が増えるので、めり込みも減少する。

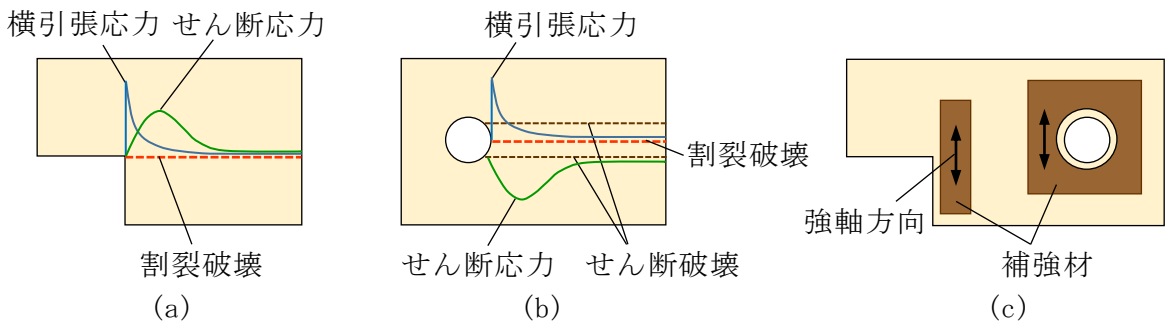

図-21 切り欠き部や接合部に生じる応力と補強方法

3.2 木材の強度異方性

木材は丸太の軸方向と半径方向、接線方向の 3 軸で弾性係数や強度が異なるが、市販の木材には正確に木取りされた柾目材や板目材は少なく、半径方向と接線方向を分けて取り扱うことはあまり現実的ではない。そこで、実務設計では木材繊維に平行方向と直交方向の 2 方向で考えるのが普通である。

木材の弾性係数や強度は樹種や木取りによって異なり、強度異方性にも幅があるが、各種の設計規準やマニュアルなどでは、繊維直交方向の強度や弾性係数を繊維方向の 1/15 としていることが多い。ただし、木口面で年輪の傾きがあると、半径方向と接線方向のヤング係数の違いにより、繊維直交方向の圧縮力を受けたときに横倒れを起こしながら変形し、見かけのヤング係数が繊維方向の 1/30 程度まで低下することがある。このような木材を横架材として使用すると大きなめり込みを生じたり、横倒れ座屈を起こしたりすることがある。横倒れ座屈の不安のある場合は、横架材間に倒れ止めを配置するか、床面材で一体化するのが効果的である。

木材接合部の強度異方性は木材自体の異方性に比べると少ない。これは次のような理由による。

(1)木材はそれ自体が構造体であるため、接合部の木材に繊維直交方向の力が加わると、重ね梁効果により変形抵抗が増大し、繊維方向との変形抵抗の差が減少する（⇒1.1(3)1)）。

(2)接合具を用いた接合部では、接合具が曲がりながら木材にめり込む弾塑性床（木材）上の弾塑性梁（接合具）として挙動する。このような変形機構では、木材のめり込み抵抗と接合具の曲げ剛性との組み合わせで、複合的に接合部変形（接合具の曲げたわみ曲線）が決まるため、接合部としての異方性、特にすべり係数の異方性が緩和される。

実際の木材接合部には、木材繊維に対して様々な方向から力が加わる。木材繊維方向に対し θ° 傾いた方向の弾性係数や強度は、木材繊維方向の値を F_L、繊維直交方向の値を F_T とすると、次の Hankinson の式（実験式）でおおまかに近似できる。

$$F_\theta = \frac{F_L \cdot F_T}{F_L \cdot \sin^2\theta + F_T \cdot \cos^2\theta} \qquad (15)$$

参考までに Hankinson の式で計算した、木材の曲げ強度、ボルト接合耐力、釘接合耐力のごく大まかな異方性の目安を示すと図-22 のようになる。釘接合は現行の木質構造設計規準など

では異方性が無視されているが、接合仕様によっては繊維直交方向の力を受けると割裂破壊を生じやすくなり、最大耐力が繊維方向の 2/3 から 1/2 程度まで低下することがある。そのような場合は、靭性も顕著に低下する。端縁距離に余裕のない場合、釘径が太く曲げ剛性の高い場合、木材が過乾燥気味の場合などに、このような破壊を生じやすい。図-22 では工学的判断の目安として、繊維直交方向の接合耐力を繊維方向耐力の 80%に低減して示してある。

ボルト接合も木質構造設計規準に示されている許容耐力の異方性はもう少し少なく、0.4 程度以上と見ればよいが、実際に破壊試験を行ってみると、最大耐力や靭性の異方性が図-22 よりも顕著になることがあるので、この程度の異方性はあると考えておいた方が安全である。

図-23 に示す柱脚接合部は、強度異方性に注意の必要な木材接合部の代表的な例である。柱脚接合部を同図(a)のようにボルトやドリフトピンなどの接合具 1 本で支えると、接合具には木材繊維方向の軸力だけが加わる。しかし、同図(b)のように 2 本の接合具を配置するとモーメント抵抗接合となり、木材を割割裂させる方向の力が生じる（⇒2.2(2)、図-19）。図-22 から推測できるように、部材の形状寸法や端縁距離によっては、接合具を 2 本使用すると、かえって接合耐力が低下してしまうことがある。特に 2 次応力による割裂抑制効果の働かない鋼板挿入型ドリフトピン接合などはそのリスクが大きい（⇒3.(1)）。このような接合法はできれば避けた方がよいが、意匠的な要求などでやむを得ない場合は、径長比を大きく取る、端縁距離を大きく取るなどの対策が必要である。また、支点をピン支持、剛支持の両方の仮定で計算し、各接合具に加わる力とその方向を確認しておくことが望ましい。

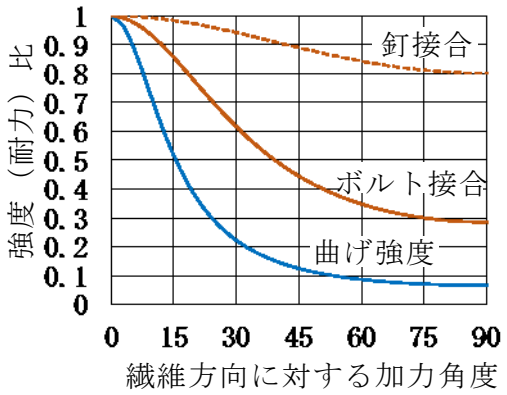

図-22　部材・接合部の強度異方性の目安

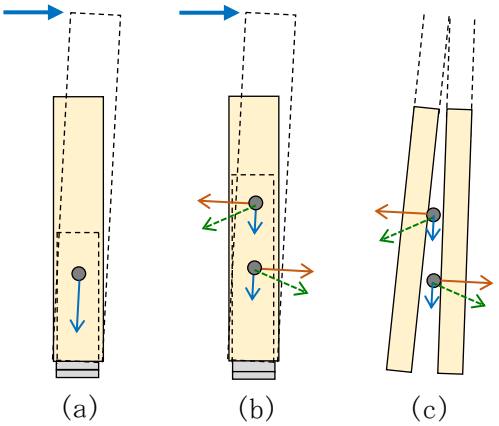

図-23　柱脚接合部の接合具配置と接合具に加わる力

3.3 部材・接合部の変形・破壊特性の定性的イメージ

これまでに述べた力の加わり方やその方向による変形・破壊特性のイメージをまとめると、図-24 のようになる。もし、部材・接合部の荷重―変形曲線の形状や最大変形が、同図(a)のように加力条件の影響をあまり受けない場合、加わる力の種類や方向による耐力の違いは、比例的に捉えることができる。しかし、木質構造部材、特に木材接合部は多くの場合、同図(b)のように荷重－変形曲線が途中で切断されるような挙動を示す。これは図のような荷重－変形挙動を生じさせている主な変形機構と破壊を生じさせる機構が異なっているためである。例えば、図-21(a)、(b)のような部分は、同図(c)のような補強を行って割裂やせん断を防止すると、図-

24(b)の荷重－変形曲線を長くたどるが、無補強だと同じ荷重－変形曲線が途中で切断され、脆性的な破壊を生じることが多い。このため、破壊時までのひずみエネルギー容量（エネルギー吸収量）の低下率は、弾性設計の視点で定められている許容耐力の低下率よりもずっと大きくなる。

木材接合部の脆性破壊を少しでも抑えるためには、図-25(a)に示す端距離、縁距離、接合具間隔をできるだけ大きく取ることが重要である。接合具に同図(b)のような繊維直交方向に近い力が加わると、最初に木材の接合具に接する部分に小さな初期クラックが発生する。この初期クラックは少しの間徐々に進展し、ある時点でいっきに木口面まで広がる。この初期クラックが進展するときの抵抗は、梁幅 b（部材厚）、梁せい d_s（縁距離）の梁の断面 2 次モーメント $b \cdot d_s^3/12$（縁距離 d_s の 3 乗）に比例する。また、初期クラック先端から木口面までの距離（端距離 d_e）が長いほど、クラックが進展して木口面まで到達するのが遅くなる（図-21(b)、図-25(b)）。接合部の端縁距離の重要性は、このようなクラックの進展機構と密接に関係している。

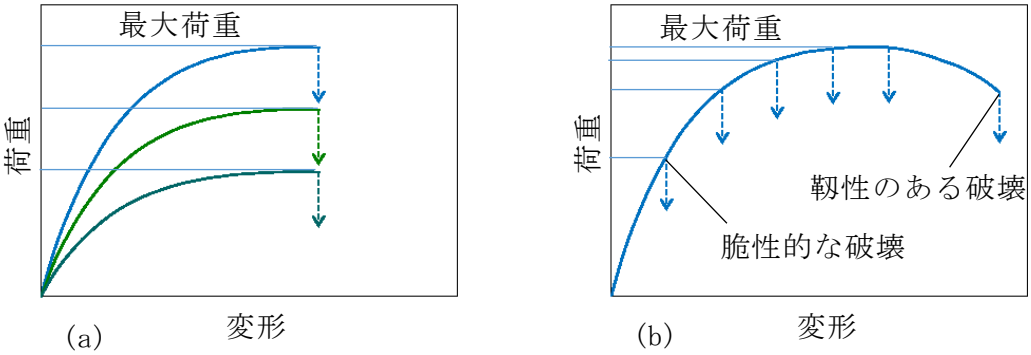

図-24　木材接合部の変形破壊特性のイメージ

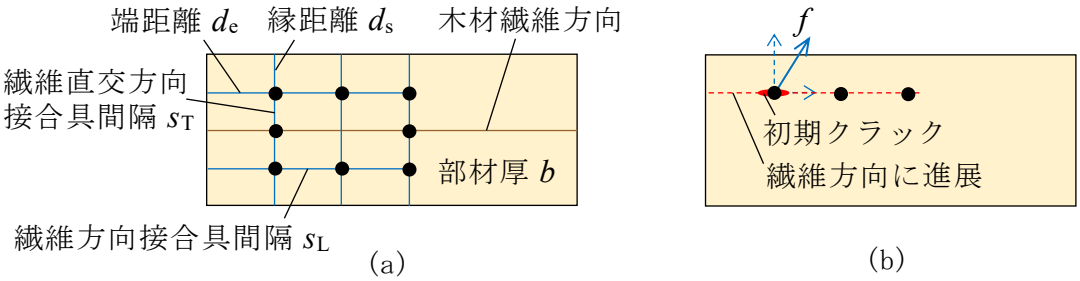

図-25　木材接合部の割裂破壊と端縁距離