

標準設計法 案

目次

1.	一般事項	1
2.	使用材料	5
3.	設計のフローチャート	7
4.	耐震性能評価	9
5.	風圧力に対する検討	50
6.	継手・仕口	54
7.	横架材の設計	63
8.	柱の設計	64
9.	柱脚の設計	67
10.	礎石	71
11.	基礎	74
設計資料		77
設計資料－1	材料に関連する法令	78
設計資料－2	小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧	89
設計資料－3	通し柱が折損しない条件	105
設計資料－4	柱脚の折損	108
設計資料－5	小壁が取りつく柱の折損に対する検討	110

1. 一般事項

1.1 適用範囲

1.1.1 対象建築物

本設計法で対象とする伝統的構法木造建築物は、丸太や製材した木材を使用し、木組みの特性を生かした継手・仕口によって組上げた軸組構法とする。

【解説】

伝統的構法木造建築物の主要な軸組や構造要素で使用する木材は丸太や製材であり、部材相互の接合は木組みの継手・仕口により、軸組材の破壊や割裂を避けるため金物の使用は極力避ける。壁は土壁や板壁を壁体として用い、床は板張りとする。柱脚に関しては、石場建て形式等の柱脚の滑りを許容する仕様を適用の範囲に含める。

建築物の主たる水平抵抗要素（または水平力に対する抵抗要素）は、伝統的構法に特有の大きな変形性能を生かすことができる構造要素として、土塗りや板張の全面壁（壁体のせん断抵抗）、小壁付き柱（壁体のせん断抵抗および柱の曲げ抵抗）および柱ほぞ・差鴨居・足固め・貫（仕口接合部の木材のめり込みによる回転抵抗）とする。また、柱－横架材の仕口接合部は変形性能を担保できる仕様とする。

伝統的構法は大きな変形性能を有しており、建築物全体および各構面の層間変形角 $1/15\text{rad}$ 以下なら崩壊・倒壊の恐れがないことは実大振動台実験等で確認されていることを踏まえて、本設計法では、極めて稀に発生する地震動時に建築物全体としての層間変形角が崩壊・倒壊の恐れがない $1/20\text{rad}$ 以下に留まるとして耐震性能を検証している。本設計法では、極めて稀に発生する地震動時に層間変形角が安全限界変形角 $1/20\text{rad}$ 以下に留まるために、各層に必要なせん断耐力を設定している。このように各層に設定されたせん断耐力を有する場合、稀に発生する地震動時においても建築物全体の層間変形角として構造耐力上主要な部分に耐力低下がなく補修を要する損傷が生じない損傷限界変形角 $1/90\text{rad}$ 以下に留まることが地震応答計算により検証されている。

そのため、本設計法で用いる構造要素は、要素実験で変形角 $1/10\text{rad}$ まで繰り返し載荷を行い、変形角 $1/90\text{rad}$ まで構造耐力上主要な部分に耐力低下がなく補修を要する損傷が生じないこと、また $1/15\text{rad}$ まで顕著な損傷がなく、急激な耐力低下がないことを確認して使用することとしている。従って、上記の変形性能が確認できない筋かいや木ねじで留めつける面材は用いないこととする。

1.1.2 適用の範囲

本設計法は、伝統的構法木造建築物で2以下の階数を有し、延べ面積が 500 m^2 以下、高さが 13m 以下、軒の高さが 9m 以下の規模のものに適用する。整形な平面形を基本とし、積載荷重が住宅の居室と同程度のものに限る。

【解説】

本設計法が適用できる範囲を示している。「積載荷重が住宅の居室と同程度のもの」とは、令85条1項の表中、室の種類(1)「住宅の居室、住宅以外の建築物における寝室又は病室」と同程度のものである。必ずしも住宅だけの用途に限られるわけではなく、積載荷重は実況に応じて判断する。例えば、兼用住宅の内、小規模な店舗で使用する実態が住宅と変わらないもの等は、「積載荷重が住宅の居室と同程度のもの」に該当する。

1.2 柱脚の仕様の分類

柱脚の仕様は、水平方向、上下方向の移動に関する拘束条件により、以下の A、B、C に分けて扱う。

- (1) 柱脚の拘束条件 A：水平方向および上下方向の移動を拘束
- (2) 柱脚の拘束条件 B：水平方向の移動を拘束、上下方向の移動を拘束しない
- (3) 柱脚の拘束条件 C：水平方向および上下方向の移動を拘束しない

【解説】

柱脚の仕様、特に柱脚の拘束条件は、柱脚の設計だけではなく上部構造にも影響が及ぶため、その条件によって A、B、C と分類する。一般に用いられる「柱脚固定」の表現は、水平・上下の移動を拘束する他に回転も拘束（剛節）する場合に用いられるが、ここでは、柱脚の回転までを拘束しないので、上記の拘束条件に分類する。

柱脚の水平方向の移動は、主に柱脚の滑りであり、柱脚の上下方向の移動は、主に柱脚の浮き上がりである。本設計法では、柱脚の拘束条件によって、柱脚の滑りや柱脚の浮き上がりを考慮した規定としている。

1.3 設計法の内容

本設計法では、各章に示された計算および仕様規定に従って設計すれば、法で規定された荷重・外力に対して安全性を担保できる内容としている。

【解説】

1章では、本設計法を適用する対象建築物、伝統的構法木造建築物の範囲、柱脚の仕様の分類および用語を示している。

2章は、本設計法で使用する材料について規定している。

3章では、本設計法での耐震性能評価の流れを分かりやすくするために主としてそのフローを示している。水平構面（床）の仕様、偏心率、柱脚の拘束条件（A、B、C）によるせん断耐力の低減などを示している。

4章は、最も重要な部分である耐震性能評価の方法を示している。耐震性能評価の基本的な考え方は「標準設計法」と「詳細設計法」は同じであるが、「詳細設計法」では近似応答計算により直接、地震時の応答変形を求め、結果がクライテリアを満足することを確認するのに対して、「標準設計法」は応答計算によらず、簡易な計算と仕様規定により設計できるようにするために、予め近似応答計算により建築物の耐力と応答変形の関係を求め、必要な耐力を「作用せん断力」として一覧表から求められるようにしている。建築物の水平方向の耐力としては、性能検証実験結果に基づいた構造要素の特性値を、一定のルールにより加算することで求めるせん断耐力とし、建築物のせん断耐力が作用せん断力を上回ることを確認する方法としている。また偏心が大きい場合や水平構面の剛性が小さい場合の規定を設けている。

5章は、風圧力に対する検討で、風圧力の算定方法を示し、風圧力に対する安全性は風圧力が建築物のせん断耐力より小さいことを確認すればよいとしている。また、柱脚の拘束条件C（水平方向の移動を拘束しない）の場合は、風圧力に対しては柱脚が水平方向に移動しないことを条件とし、その確認方法を提示している。

6章は、建築物の変形性能を担保するための継手・仕口接合部に関する規定を示している。

7章は、横架材に関する規定で、固定・積載荷重および積雪荷重（多雪区域）の他に地震時の安全性についても記述している。

8章は、柱に関する規定で、鉛直荷重に対しては支持力を確保するために、座屈が起きないための規定を設け、地震時には垂れ壁・腰壁付き柱や通し柱および柱脚が折損しないことを条件としている。このため、地震時の柱の折損を防ぐために、4章で対象としている垂れ壁付き柱等の構造要素には柱が折損しないで十分な変形性能を有することを条件に特性値を提示している。

9章は、柱脚に関する規定で、柱脚の拘束条件に応じて規定を定めている。柱脚及び上部構造の安全性を担保するために、柱脚の拘束条件A（水平方向および上下方向の移動を拘束）、柱脚の拘束条件B（水平方向の移動を拘束、上下方向の移動を拘束しない）、柱脚の拘束条件C（水平方向および上下方向の移動を拘束しない）のように3種類の柱脚の拘束条件に応じて仕様規定を設けている。

10章は、礎石に関する規定であるが、石場建ての場合に礎石上に柱が設置された際の安全性を担保するために必要な規定を示している。この場合、礎石は原則としてコンクリート基礎上に設置し、礎石には曲げモーメントが作用しないことを前提条件としている。

11章は、基礎構造に関する規定で、上部構造を安全に支持できる基礎とするために規定を設けている。具体的な計算をしなくても、地盤の状態に応じて支持力を確保するための基礎形式および仕様等に関する仕様規定を設けている。

設計資料は、標準設計法に関する規定で、建築基準法施行令の材料に関連する法令や4章の小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧、通し柱、柱脚、小壁が取りつく柱のなど標準設計法で必要な資料を示している。

1.4 用語

本設計法で用いる主な用語と記号は、下記のように定義する。記載なき用語については建築基準法・同施行令および関連告示による。

【用語】

構造要素：構造要素は、全面壁、小壁、柱、横架材、接合部、基礎などの総称として用いられるが、特に復元力やせん断耐力に寄与する構造要素として、土塗りや板張の全面壁（壁体のせん断抵抗）、小壁付き柱（壁体のせん断抵抗および柱の曲げ抵抗）および柱ほぞ・差鴨居・足固め・貫（仕口接合部の木材のめり込みによる回転抵抗）などを耐震要素として用いる。

土壁：土塗りの壁。特に、全面壁の土塗り壁を土壁と呼ぶ。

板壁：板張の壁。特に、全面壁の板張の壁を板壁と呼ぶ。

小壁：垂れ壁や腰壁、また垂れ壁と腰壁が併用された壁を総称する。土塗りの小壁を土壁小壁、板張の小壁を板壁小壁と呼ぶ。

柱脚仕様：柱脚の仕様は、柱脚の拘束条件によって、水平方向、上下方向とも移動を拘束する仕様、柱脚の水平方向のみ移動を拘束し、柱脚の上下方向の移動を拘束しない仕様、柱脚の水平方向、上下方向とも移動を拘束しない仕様の3種類の仕様がある。

土台形式：柱と基礎の間に土台を設ける仕様である。土台とは、柱の下部に配置して、柱から伝えられる荷重を下部に伝える横材である。土台形式には、および柱脚を水平方向、上下方向とも拘束する仕様や、基礎上で土台を水平方向のみ拘束し、柱脚の上下方向を拘束しない仕様、土台の水平方向、上下方向とも拘束し柱脚の上下方向を拘束しない仕様、土台の水平方向、上下方向とも拘束しない仕様がある。

石場建て、石場建て形式：礎石上に直接、柱を設置して、柱脚の水平方向、上下方向とも拘束しない仕様である。礎石建てとも呼ばれる。なお、柱脚の水平方向のみ拘束し、柱脚の上下方向を拘束しない仕様もある。

礎石：石場建て形式の柱脚を支持する基礎となる石。

摩擦係数：二つの物体が接触しながら静止または運動しているとき、接触面に働く摩擦力と接触面に垂直に働く力（垂直荷重）との比。静止している物体を動かそうとする際に働く摩擦力を静止摩擦力（最大静止摩擦力）。物体が動いているとき、その物体の進行方向の逆向きに働く

力を動摩擦力。柱脚の滑りの場合には、柱の柱脚部と礎石との摩擦係数を μ で表す。

仕口：柱と横架材との木組みによる接合部を仕口と呼ぶ。

継手：材を長さ方向に継ぐ木組みによる接合部を継手と呼ぶ。

層間変形角：層間変形を層の高さで除した値。

復元力特性：構造物や構造要素は作用する荷重によって変形するが、この荷重と変形の間係を示す。
 一般に、荷重－変形関係は、変形が小さい領域では弾性（線形）であるが、変形が大きな弾塑性領域では、非線形かつ履歴特性を有する復元力特性となる。

せん断耐力：各階、各方向（けた行方向、張り間方向）において建築物が保有する耐力。本設計法では、せん断耐力は層間変形角が $1/20\text{rad}$ 時の復元力の値（せん断耐力）を用いる。ただし、偏心率を求めるために $1/90\text{rad}$ 時のせん断耐力も用いる。せん断耐力を Q_u で表し、 $1/90\text{rad}$ 時、 $1/20\text{rad}$ 時のせん断耐力を $Q_u (1/90)$ 、 $Q_u (1/20)$ とする。また、1 層のせん断耐力を Q_{u1} 、2 層のせん断耐力を Q_{u2} と表す。

作用せん断力：極めて稀に発生する地震動時に建築物の各階、各方向に作用するせん断力。作用するせん断力を Q 、特に 1 層のせん断力を Q_1 、2 層のせん断力を Q_2 と表す。

層せん断力係数：層に作用する層せん断力を当該層より上層の重量の総和で除して無次元化したものである。1 層のせん断力係数を C_b 、2 層のせん断力係数を C_2 と表す。

【記号】

μ ：柱の柱脚部と礎石との摩擦係数を表す。

Q_u ：各階、各方向（けた行方向、張り間方向）において建築物が保有するせん断耐力を表す。 $1/90\text{rad}$ 時、 $1/20\text{rad}$ 時のせん断耐力を $Q_u (1/90)$ 、 $Q_u (1/20)$ とする。また、1 層のせん断耐力を Q_{u1} 、2 層のせん断耐力を Q_{u2} と表す。(単位 kN)

Q ：地震時に建築物の各階、各方向に作用するせん断力を表す。1 層のせん断力を Q_1 、2 層のせん断力を Q_2 と表す。(単位 kN)

C_u ：層せん断耐力係数を表す。層のせん断耐力を当該層より上層の重量の総和で除して無次元化したものであり、 $1/90\text{rad}$ 時、 $1/20\text{rad}$ 時の層せん断耐力係数を $C_u (1/90)$ 、 $C_u (1/20)$ とする。また、1 層のせん断耐力係数を C_{ub} 、2 層のせん断耐力係数を C_{u2} とする。

C_b ：1 層のせん断力係数を表す。

C_2 ：2 層のせん断力係数を表す。

W_i ：建築物を質点系振動モデルで表現した時の各階の重量を表す。

W_0 ：1 階床レベルの重量、 W_1 ：1 階の重量、 W_2 ：2 層の重量。(単位 kN)

R_{C0} ：極めて稀に発生する地震動に対して 1 階と 2 階の層間変形角が同じになる時の C_{u2} / C_{ub} の比率

R_w ：1 階と 2 階の重量比。2 階の重量/1 階の重量

R_h ：1 階と 2 階の階高比。2 階の階高/1 階の階高

2. 使用材料

2.1 木材

2.1.1 木材の品質及び防腐措置

- | |
|--|
| (1) 構造耐力上主要な部分に使用する木材の品質について、令 41 条の規定による。
(2) 木材の防腐、防蟻措置は令 49 条の規定による。 |
|--|

【解説】

構造耐力上主要な部分に使用する木材の品質について、令 41 条で定めている。条文中の「耐力上の欠点」とは、使用に耐えられない欠点という意味であり、構造耐力上問題にならないような節等については、本規定に抵触するものではない。

構造耐力上主要な部分に用いる木材の防腐、防蟻措置について、最低限の基準を令 49 条で定めている。腐朽菌やシロアリは湿潤状態にある木材を好むため、構法上の工夫により木材を常に乾燥した状態に保つことが防腐、防蟻対策の基本となる。令 49 条 2 項では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、有効な防腐措置を講ずることとしているが、具体的な措置方法は建築基準法で示されていない。「住宅の品質確保の促進等に関する法律」の評価方法基準（H13 国交告 1347 号）の劣化対策に関する事項が参考になろう。

木材の品質などを確認するに当たっては、日本農林規格（JAS）のほか、日本集成材工業協同組合による規格証票の添付なども行われている場合があるため、併せて参考にされたい。

2.1.2 木材の許容応力度、材料強度及び木材の基準強度

- | |
|---|
| (1) 木材の繊維方向の許容応力度は、令 89 条の規定による。
(2) 木材のめりこみの許容応力度、圧縮材の座屈の許容応力度は H13 国交告 1024 号の規定による。
(3) 木材の基準強度は、H12 建告 1452 号の規定による。
(4) 木材のめりこみの基準強度は H13 国交告 1024 号の規定による。 |
|---|

【解説】

令 89 条では、製材の基準強度から許容応力度を求める方法が規定されている。製材の基準強度は、その材料規格において、格付けされる等級ごとに、H12 建告 1452 号により与えられている。構造計算に用いる製材は、欠点等が品質管理され、格付けされた日本農林規格で定められた構造用製材を用いることが望ましい。

しかしながら、市場に流通している木材の中には、日本農林規格に定められていない木材があり、令 41 条に定める基準を満たす場合には、無等級材の基準強度を用いて構造計算を行うことができる。この場合、無等級材の数値の根拠は旧製材の日本農林規格（S42 年農水告 1842 号）において 1 等に格付けされる木材の強度に基づいた数値であるため、これと同等以上の品質を有する材料について適用できる。

無等級材のヤング係数に関しては、建築基準法に定めはない。「木質構造設計規準・同解説-許容応力度・許容耐力設計法- 日本建築学会」に設計資料として示されている数値を参考とすることができる。

2.2 鋼材

2.2.1 鋼材等の品質

構造用鋼材及び鋳鋼、ボルト等について、H12 建告 1446 号に定められた規格によるか、国土交通大臣が認定したものをを用いること。

2.2.2 鋼材等の許容応力度及び材料強度

- (1) 鋼材等の許容応力度は、令 90 条の規定による。
- (2) 鋼材等の材料強度は、令 96 条の規定による。

【解説】

令 90 条では、鋼材等の基準強度から許容応力度を求める方法が規定されている。鋼材等の基準強度は、令 96 条により与えられている。

2.3 コンクリート

2.3.1 コンクリートの品質、規格

- (1) コンクリートについて、H12 建告 1446 号に定められた規格によるか、国土交通大臣が認定したものをを用いること。
- (2) コンクリートの調合、品質は、令 72 条の規定による。
- (3) コンクリートと設計基準強度との関係は、令 74 条の規定による。
- (4) コンクリートの養生、型枠の規定は、令 75 条、76 条の規定による。
- (5) 鉄筋の耐久性確保の規定は、令 79 条の規定による。

【解説】

コンクリートは指定建築材料であるので、告示で定められた規格のものをを用いるか国土交通大臣の認定を受けたものを使用する必要がある。

コンクリートの調合、品質に関しては、令 72 条で、コンクリートと設計基準強度との関係を令 74 条で、コンクリートの養生、型枠の規定を令 75 条、令 76 条で、鉄筋の耐久性確保の規定を令 79 条で定めている。具体的なコンクリートの調合、製造、運搬、打ち込み、養生、型枠、および品質管理技術基準に関しては、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事（日本建築学会）」等に準拠することとなる。

2.3.2 コンクリートの許容応力度及び材料強度

- (1) コンクリートの許容応力度は、令 91 条の規定による。
- (2) コンクリートの材料強度は、令 97 条の規定による。

【解説】

令 91 条では、コンクリートの基準強度から許容応力度を求める方法が規定されている。コンクリートの基準強度は、令 97 条により与えられている。

具体的な計算は「2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書」、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010 日本建築学会」（以下 RC 規準という。）等に準拠して行われることが一般的であるが、コンクリートの許容応力度の内「引張、せん断」に関しては建築基準法と RC 規準では相違があるので留意する必要がある。RC 規準により検討する場合は、許容応力度に関しても RC 規準に準拠する必要がある。

なお、使用する材料に関連する法令は、設計資料－1 材料に関連する法令に掲載する。

3. 設計のフローチャート

3.1 適用範囲

対象建築物が、階数、延べ面積、最高高さ、軒の高さおよび用途で 1.1 に示す適用範囲を満足した場合に用いることができる。

【解説】

建築物の規模等によって、1.1 の適用範囲に適合する場合、具体的には、階数が 2 階建て以下、延べ面積が 500m^2 以下、最高高さが 13m 以下、軒の高さが 9m 以下、積載荷重が住宅の居室と同程度の木造建築物の場合、標準設計法を用いることが可能となる。

3.2 設計のフロー

対象建築物の床仕様、偏心率、柱脚の拘束条件を確認してせん断耐力の低減を行い、せん断耐力が作用せん断力以上であることを確認する。

【解説】

図 3.1 の設計のフローは、伝統的構法の設計法（標準設計法、詳細設計法、汎用設計法）のフローを示す。

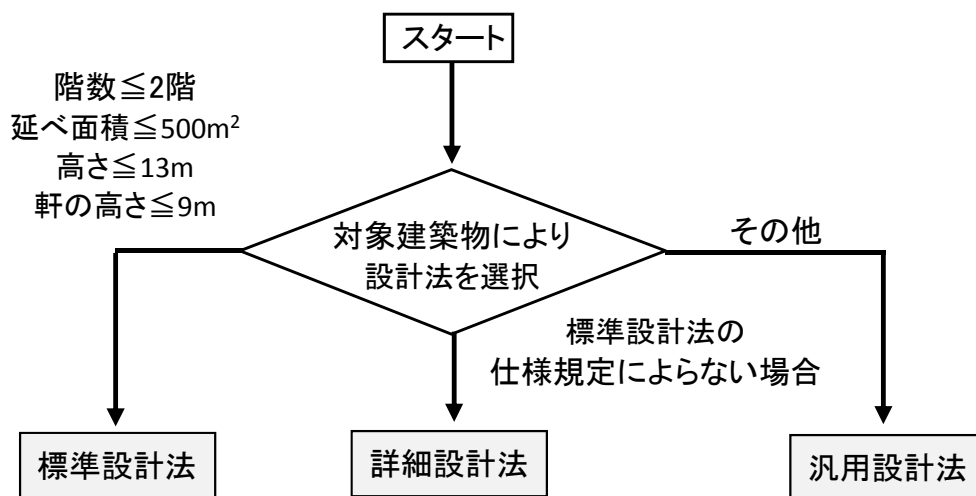


図 3.1 設計法（標準設計法、詳細設計法、汎用設計法）のフロー

図 3.2 の設計のフローは、標準設計法の耐震性能評価に関する部分について示す。対象建築物の床仕様、偏心率、柱脚の拘束条件によって、せん断耐力の低減を行い、せん断耐力が作用せん断力以上であることを確認する。柱脚の拘束条件は 1.2 に示したように拘束条件 A、B、C による。

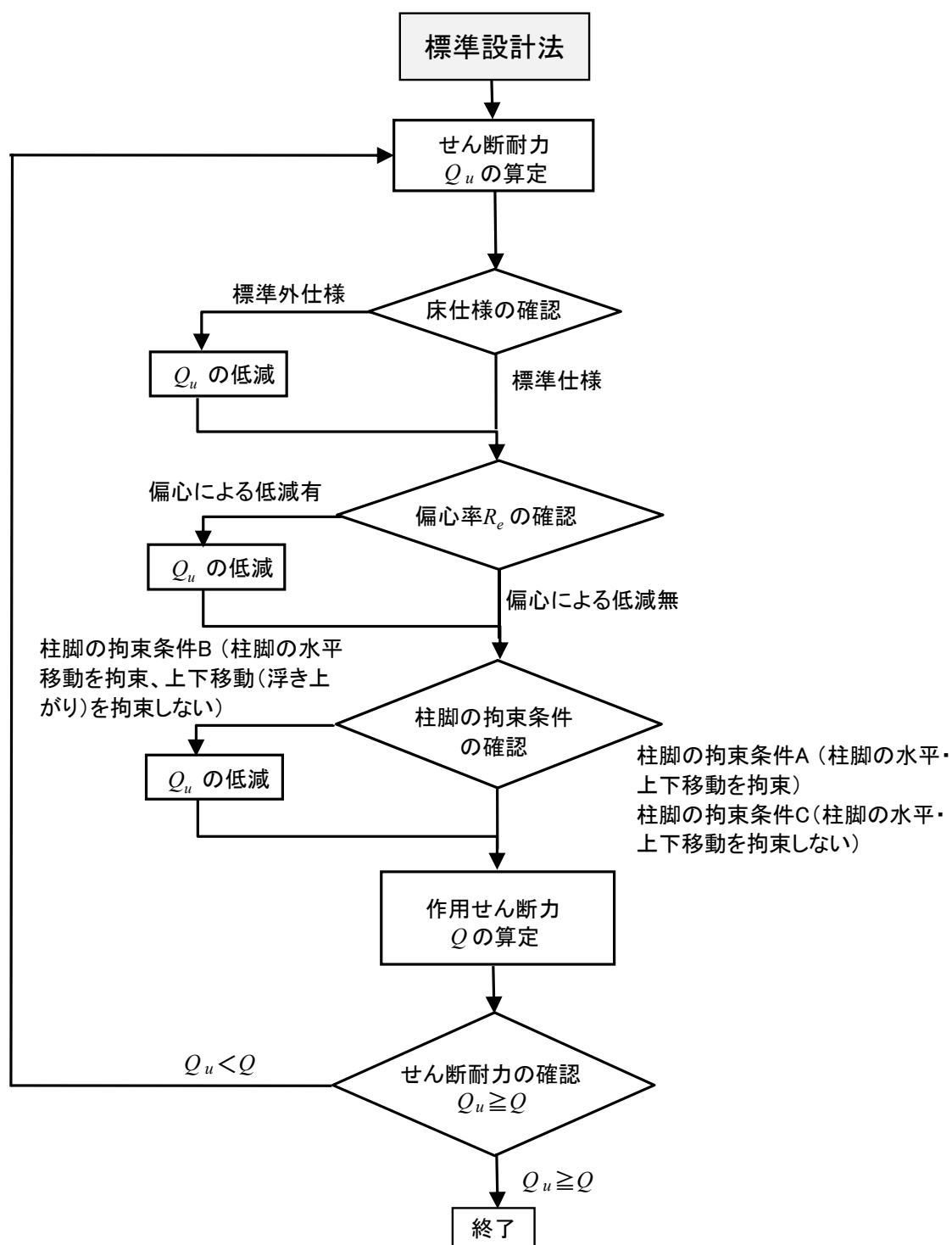


図 3.2 標準設計法のフロー

4. 耐震性能評価

4.1 によって計算した建築物の各階各方向のせん断耐力(Q_u)が、4.2 によって計算した建築物の作用せん断力(Q)以上であることを確かめなければならない。

$$Q_u \geq Q$$

Q_u : 各階・各方向のせん断耐力(単位 kN)

Q : 各階・各方向の作用せん断力(単位 kN)

4.1 建築物のせん断耐力 (Q_u)

4.1.1 構造要素のせん断耐力

- (1) せん断耐力の計算に用いることのできる構造要素は、原則として設計用データベースに記載されている要素とする。
- (2) せん断耐力は層間変形角が 1/20rad 時のせん断耐力を用いる。ただし、偏心率の計算には 1/90rad 時のせん断耐力も用いる。
- (3) 計算する架構について設計用データベースに対応するものがあれば、そのデータを直接に用いることができるが、計算の便宜を考慮して、実験データに基づいて作成されたせん断耐力計算式といくつかの計算結果をせん断耐力表として示す。この表に対応する条件がない場合は、直接に算定式で計算する。

【解説】

せん断耐力計算式およびせん断耐力表として、1)全面壁、2)小壁、3)柱ほぞ、4)柱－横架材の4つの要素についてまとめる。計算式は何れも詳細設計法で説明される評価式を用いて、層間変形角が 1/20rad 時および 1/90rad 時の値を計算式としてまとめたものである。

- 1) 全面壁：土壁（土壁内の貫を含むが、柱ほぞ・横架材を除く）および板壁のせん断耐力
- 2) 小壁：垂れ壁のみ、腰壁のみ、垂れ壁＋腰壁は、壁のみと柱（1本あるいは2本）の曲げを考慮したせん断耐力
- 3) 柱ほぞ：柱頭・柱脚の長ほぞ接合部の曲げモーメント
- 4) 柱－横架材：柱と横架材（貫、差鴨居、足固めなど）との接合部のせん断耐力

1) 全面壁

①土壁

土壁の標準仕様は以下のとおりである。

- 1) 片面もしくは両面に中塗りを施工し、総壁厚は 50mm 以上とする。
- 2) 高さの範囲は、横架材芯々（1階の場合は土台芯－桁芯もしくは足固め芯－桁芯）間距離（図 4.2 の h_w に相当）で 2000mm～3900mm とする。高さによるせん断応力度の補正は行わない。
- 3) 貫の厚みは 15mm 以上、貫の高さは 105mm 以上で段数は 3 段以上とする。
- 4) 壁土の圧縮強度は、荒壁土と中塗り土を壁厚の割合で補正した値が 0.5N/mm^2 以上とする。補正は、それぞれの圧縮強度に各壁厚の割合を乗じた値の加算値とする。圧縮強度の違いによるせん断応力度の補正は行わない。
- 5) 竹小舞の内法距離は、35mm～55mm とする。
- 6) 小舞下地の材料として、竹の代わりに施工実績のある工法で葦やススキを用いてもよい。

土壁については、図 4.1.1 と表 4.1.2 のように、壁長が 1P（柱芯々間距離で 900mm～1000mm）の場合と 2P（柱芯々間距離で 1800mm～2000mm）の場合のせん断応力度—層間変形角関係から 1/90rad 時、1/20rad 時を用意する。1P と 2P とで異なるせん断応力度—層間変形角関係を設定しているのは、破壊形式が異なるためである。

留意事項や適用範囲は以下のとおりである。

- ・せん断応力度に壁長と壁厚さを乗じることで、軸組を除いた土壁部分のみで負担するせん断耐力を求めることができる。
- ・軸組の 3)ほぞ、4)横架材によるせん断耐力は含まれていないので別途加算する。
- ・土壁内の貫一柱仕口による曲げモーメント抵抗の層の復元力への影響は考慮しない。
- ・壁長による補正
 - ・壁長が 1P 未満の場合は、実験による検証例が少なく、現状の知見ではせん断応力度—層間変形角関係を適切に設定できないため、そのせん断耐力は評価しないこととする。
 - ・壁長が 1P 以上 1.5P 未満の場合は 1P のせん断応力度—層間変形角関係を用いる。
 - ・壁長が 1.5P 以上 2P 以下の場合は 2P のせん断応力度—層間変形角関係を用いる。
 - ・壁長が 2P を超える場合は、実験による検証例が少ないこともあり、現状では 2P のせん断応力度—層間変形角関係を用いる。

表 4.1.1 土壁の壁長とせん断耐力

壁長	1P 未満	1P 以上 1.5P 未満	1.5P 以上 2P 以下	2P を超える
使用するせん断耐力	評価しない	1P と同じ	2P と同じ	2P と同じ

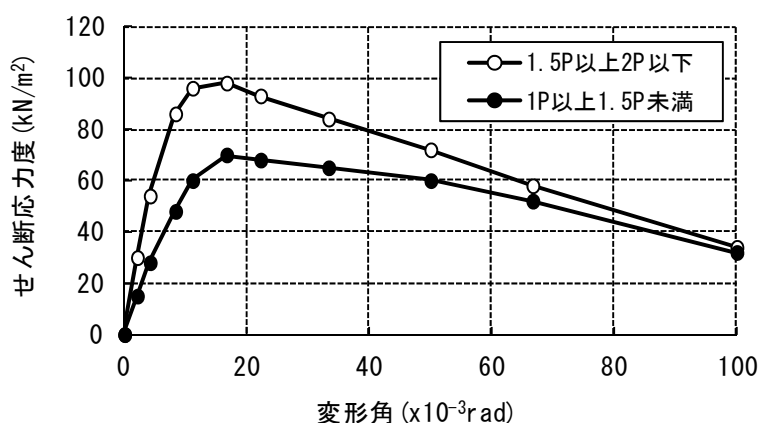


図 4.1.1 土壁のせん断応力度—層間変形角関係

表 4.1.2 特定変形角時の土壁のせん断応力度 (kN/m²)

(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	1P 以上 1.5P 未満	1.5P 以上 2P 以下
1/90	11.11	60	96
1/20	50.00	60	72

壁厚と壁長で補正を行い、せん断耐力とすること。

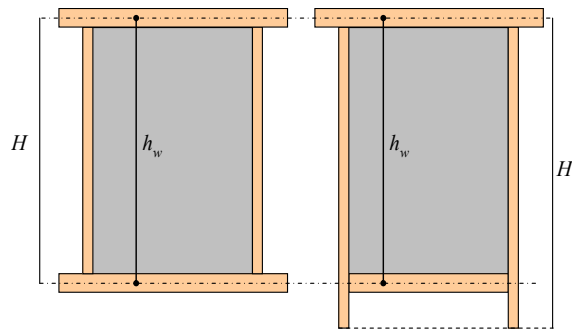


図 4.1.2 土壁の高さの規定

壁土や土壁仕様については地域でバラツキがあるので、地域の壁土と土壁仕様のもとに性能評価試験を行い、設計用データベースを作成することが望ましい。

② 板壁

板壁は、板の張り方などの多くの仕様があるが、2012 年 E-ディフェンス実大振動台実験の試験体 No.5 および No.6 に使用した板壁の板壁試験体 1P を図 4.2.1 に示す。表 4.2.1 に特定変形角時の設計用せん断耐力を示す。

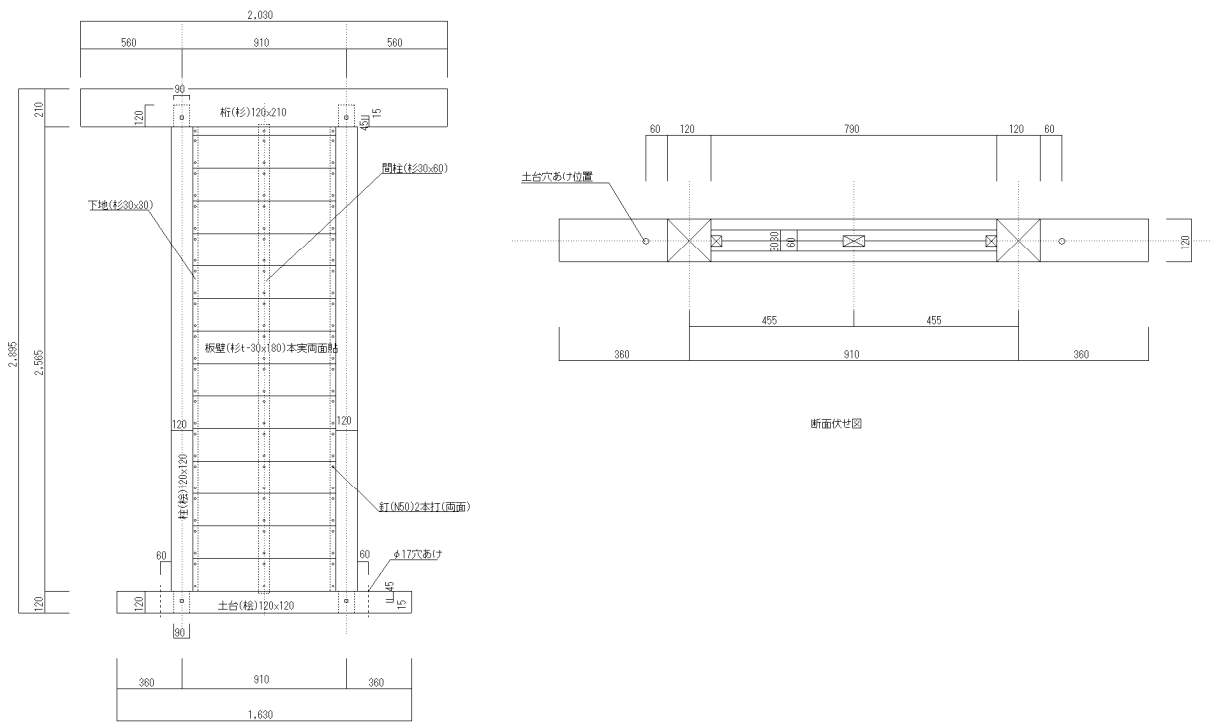


図 4.2.1 板壁試験体 1P

表 4.2.1 特定変形角時の土壁のせん断応力度 (kN)

(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	1P
1/90	11.11	4.59
1/20	50.00	11.62

2) 小壁

小壁は、垂れ壁や腰壁、また垂れ壁と腰壁が併用された壁を総称する。小壁のせん断耐力は、大きく分けて垂れ壁と同一の軸組架構に差鴨居を有する場合（2本の柱が有効な場合：図4.3(a)）と、それ以外の場合（1本の柱のみ有効な場合：図4.3(b)）とがある。これは、垂れ壁を含む軸組のせん断耐力は、両柱間を繋ぐ部材（（差）鴨居、長押、窓台、貫等）と柱との仕口の引張（引抜き）剛性や耐力に大きく影響されるためである。差鴨居など、比較的、引張剛性の高い場合には、図4.3(a)のように、垂れ壁が負担するせん断耐力が2本の柱に伝達される。大入れ・斜め釘打ちなど、ほとんど引張力を負担できないような仕様の場合には、図4.3(b)のように、せん断耐力を1本の柱で負担することになり、垂れ壁で負担するせん断耐力が同じでも、柱2本で負担できる場合より、層間変形角が大きくなる。

小壁を含む軸組架構のせん断耐力は、壁長、垂れ壁および腰壁の内法高さ（横架材のせいを含まない土壁部分の高さ）、壁厚、柱の径などを考慮して、表4.4～4.7に示す内より該当するものを選び、建築物の各層せん断耐力に加算する。なお、同表は、柱のヤング係数が 7kN/mm^2 で、階高が 2730mm の場合である（ 2275mm と 3185mm のせん断耐力は、設計資料-2の付表参照）。なお、小壁付き独立柱の曲げによる折損が生じないことの確認は8章に規定する。

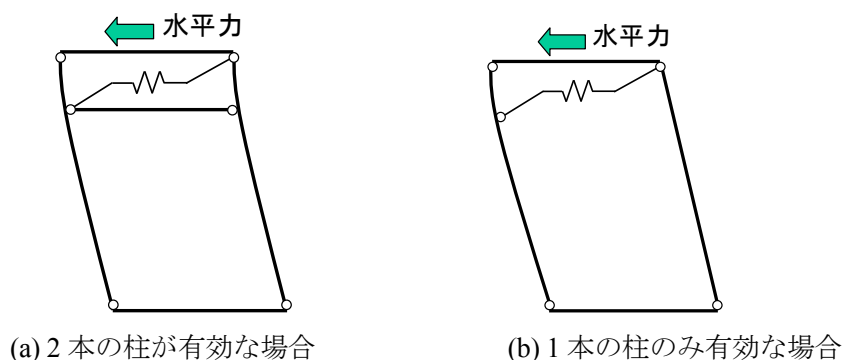


図4.3 小壁（垂れ壁、腰壁）を含む軸組架構の柱の曲げ変形性状

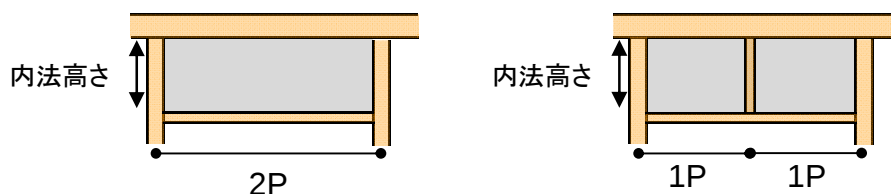
その他、留意事項や適用範囲は以下のとおりである。

- ・小壁の仕様は、全面土壁と同等とする。
- ・腰壁の場合も、垂れ壁と同じせん断耐力を用いる。
- ・同一軸組架構に垂れ壁と腰壁の両方が存在する場合は、垂れ壁のみを含む軸組架構と腰壁のみを含む軸組架構とに分け、それぞれのせん断耐力で「柱が1本有効な場合のせん断耐力」を用いて加算する。
- ・小壁の壁長による補正

小壁のせん断耐力は、柱の折損が生じない範囲とする。小壁の壁長さによる補正方法を表4.3に示す。小壁の壁長が1P以上2P未満の場合は1Pのせん断耐力を用いる。壁長が2P以上で4P未満の場合は2Pのせん断耐力を用いる。4Pの場合は4Pのせん断耐力を用いる。1P未満の場合は、小壁としてのせん断耐力を評価しない。なお、小壁の中央に束がある場合は、束ありのせん断耐力を用いる。例えば、図4.4のような2Pの小壁の場合、(a)の場合は2Pのせん断耐力、(b)の場合は2P束ありのせん断耐力を用いる。

表 4.3 小壁の壁長と使用するせん断耐力

壁長	1P 未満	1P 以上 2P 未満	2P 以上 4P 未満	4P 以上
使用するせん断耐力	評価しない	1P と同じ	2P または 2P 束あり	4P または 4P 束あり



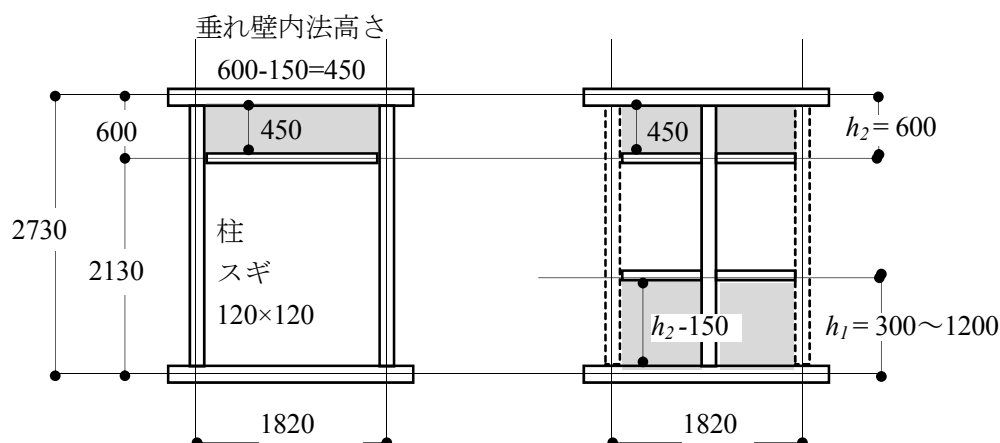
(a) 2P のせん断耐力を使用する場合

(b) 2P 束ありのせん断耐力を使用する場合

図 4.4 束の有無によるせん断耐力の違い（垂れ壁・腰壁とも同様）

・垂れ壁と腰壁付き柱のせん断耐力

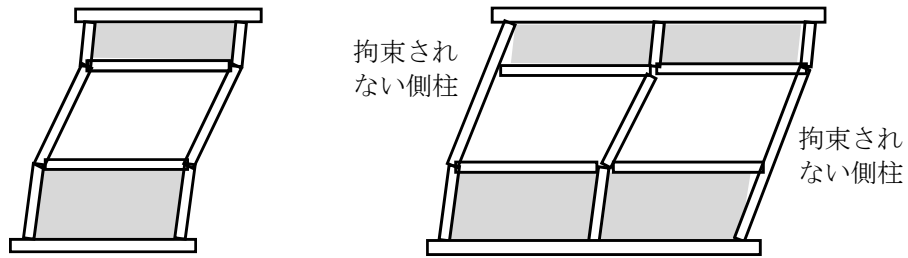
図 4.5 (a)に示す垂れ壁を含む軸組架構のせん断耐力を基に、図 4.5 (b)に示されるような、上下を垂れ壁と腰壁で拘束された柱のせん断耐力を求める。計算例として図 4.5 (a)に示す小壁(1本の柱のみ有効)に図 4.5 (b)のようにいろいろな高さの腰壁を付加した場合の結果を図 4.6 にまとめた。最大耐力は、腰れ壁と垂れ壁の高さに比例して増大するが、さらに、柱下部が腰壁によって拘束されることによる初期剛性の増加が顕著である。当然であるが、腰壁の高さを小さくすると垂れ壁を含む軸組架構の計算結果に一致する。垂れ壁と腰壁付き柱のせん断耐力は、壁長、垂れ壁・腰壁の内法高さ（横架材のせいを含まない土壁部分の高さ）、壁厚、柱の径などを考慮して、表 4.8(図 4.5(b))または表 4.9(図 4.5(c)) から該当するものを選び、建物の各層せん断耐力に加算する。なお、同表は、柱のヤング係数が 7kN/mm^2 で、階高が 2730mm の場合である (2275mm と 3185mm のせん断耐力は、付表参照)。



小壁は $L=1820\text{mm}$, $t=60\text{mm}$, 垂れ壁 630mm , 腰壁 900mm
 柱諸元: 径 $D=120\text{mm}$, 樹種スギ, $E=686\text{kN/cm}^2$, $F_b=2.22\text{kN/cm}^2$
 腰壁追加モデルは両側の柱は加算しない (計算結果は図 4.6)

(a) 垂れ壁

(b) 腰壁・垂れ壁 (中柱 1 本で計算)



差し鴨居で拘束された側柱 2 本

中柱 1 本+1 端が拘束されない側柱 2 本

(c) 腰壁・垂れ壁 (中柱 2 本で計算)

図 4.5 垂れ壁と腰壁付き柱の例

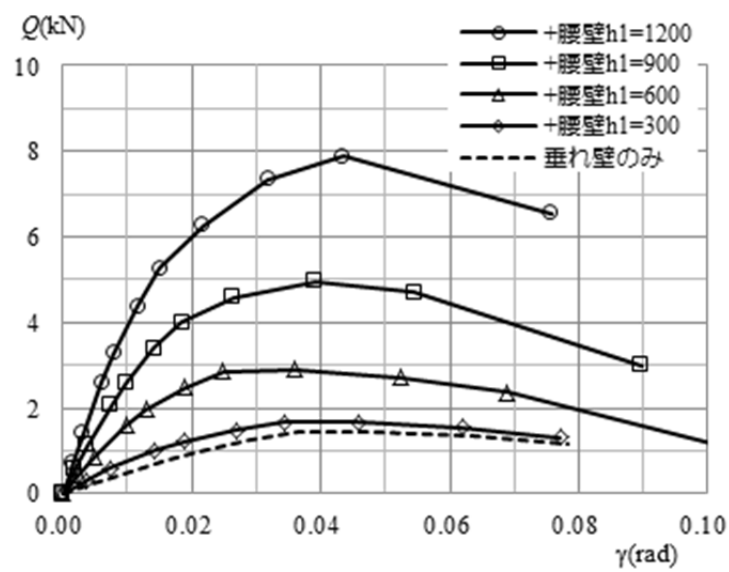


図 4.6 図 4.5 (b) の垂れ壁と腰壁付き柱のせん断耐力—層間変形角関係

表 4.4 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (1/2)
(2本の柱が有効な場合、1P および 2P、階高 $H=2730\text{mm}$)

柱2本(1P, $H=2730\text{mm}$)															
壁長(mm)	910					910					910				
	300					500					700				
壁高さ(mm)	60 60 75 75 90 90 90					60 60 60 75 75 90 90 90					60 60 60 75 75 90 90 90				
	120 150 180 120 150 180 120 150 180					120 150 180 120 150 180 120 150 180					120 150 180 120 150 180 120 150 180				
柱径(mm)	(kN)					(kN)					(kN)				
	$(\times 10^{-3} \text{rad})$					$(\times 10^{-3} \text{rad})$					$(\times 10^{-3} \text{rad})$				
1/90	0.20	0.21	0.21	0.24	0.26	0.27	0.28	0.31	0.32	0.47	0.55	0.58	0.67	0.71	0.84
1/20	0.31	0.30	0.30	0.38	0.38	0.38	0.46	0.46	0.46	0.86	0.85	0.84	1.06	1.06	1.27
柱2本(2P, $H=2730\text{mm}$)															
壁長(mm)	1820					1820					1820				
	300					500					700				
壁高さ(mm)	60 60 75 75 90 90 90					60 60 60 75 75 90 90 90					60 60 60 75 75 90 90 90				
	120 150 180 120 150 180 120 150 180					120 150 180 120 150 180 120 150 180					120 150 180 120 150 180 120 150 180				
柱径(mm)	(kN)					(kN)					(kN)				
	$(\times 10^{-3} \text{rad})$					$(\times 10^{-3} \text{rad})$					$(\times 10^{-3} \text{rad})$				
1/90	0.28	0.31	0.32	0.33	0.37	0.39	0.38	0.44	0.47	0.62	0.77	0.84	0.71	0.93	1.08
1/20	0.46	0.46	0.46	0.58	0.57	0.57	0.70	0.69	0.69	1.31	1.28	1.27	1.65	1.61	1.91
柱2本(2P(束あり), $H=2730\text{mm}$)															
壁長(mm)	1820					1820					1820				
	300					500					700				
壁高さ(mm)	60 60 75 75 90 90 90					60 60 60 75 75 90 90 90					60 60 60 75 75 90 90 90				
	120 150 180 120 150 180 120 150 180					120 150 180 120 150 180 120 150 180					120 150 180 120 150 180 120 150 180				
柱径(mm)	(kN)					(kN)					(kN)				
	$(\times 10^{-3} \text{rad})$					$(\times 10^{-3} \text{rad})$					$(\times 10^{-3} \text{rad})$				
1/90	0.35	0.40	0.42	0.42	0.49	0.52	0.47	0.57	0.61	0.74	0.99	1.10	0.84	1.17	1.34
1/20	0.62	0.61	0.61	0.78	0.76	0.76	0.93	0.92	0.91	1.76	1.71	1.70	2.23	2.15	2.68

表 4.4 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (2/2)
(2本の柱が有効な場合、1P および 2P、階高 $H=2730\text{mm}$)

柱2本(1P, H=2730mm)																												
壁長(mm)		910						910						910														
壁高さ(mm)		900						1100						1300														
壁厚(mm)		60	60	60	75	75	90	90	90	60	60	60	75	75	90	90	90	60	60	60	75	75	90	90	90			
柱径(mm)		120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180			
(rad)		(kN)						(kN)						(kN)														
1/90	11.1	1.16	1.57	1.76	1.31	1.85	2.14	1.43	2.10	2.50	1.60	2.24	2.58	1.79	2.62	3.12	1.93	2.96	3.64	2.16	3.07	3.57	2.40	3.58	4.31	2.58	4.02	5.01
1/20	50.0	2.86	2.78	2.75	3.63	3.49	3.45	4.34	4.21	4.15	4.32	4.17	4.12	5.40	5.24	5.16	6.45	6.33	6.21	6.05	5.83	5.75	7.53	7.34	7.22	8.99	8.87	8.69
柱2本(2P, H=2730mm)																												
壁長(mm)		1820						1820						1820														
壁高さ(mm)		900						1100						1300														
壁厚(mm)		60	60	60	75	75	90	90	90	60	60	60	75	75	90	90	90	60	60	60	75	75	90	90	90			
柱径(mm)		120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180			
(rad)		(kN)						(kN)						(kN)														
1/90	11.1	1.42	2.09	2.49	1.56	2.41	2.99	1.66	2.69	3.44	1.92	2.94	3.61	2.08	3.37	4.30	2.20	3.73	4.90	2.57	4.00	4.98	2.77	4.56	5.89	2.92	5.03	6.70
1/20	50.0	4.34	4.22	4.16	5.39	5.32	5.21	6.27	6.43	6.28	6.45	6.34	6.22	7.84	8.00	7.81	8.70	9.70	9.42	8.98	8.89	8.70	10.63	11.22	10.93	11.76	13.60	13.18
柱2本(2P(束あり), H=2730mm)																												
壁長(mm)		1820						1820						1820														
壁高さ(mm)		900						1100						1300														
壁厚(mm)		60	60	60	75	75	90	90	90	60	60	60	75	75	90	90	90	60	60	60	75	75	90	90	90			
柱径(mm)		120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180			
(rad)		(kN)						(kN)						(kN)														
1/90	11.1	1.60	2.52	3.17	1.72	2.87	3.74	1.81	3.16	4.25	2.13	3.51	4.53	2.27	3.96	5.31	2.38	4.33	5.99	2.83	4.75	6.20	3.01	5.34	7.24	3.14	5.82	8.15
1/20	50.0	5.74	5.68	5.56	6.66	7.17	6.98	7.33	8.70	8.42	8.15	8.55	8.33	9.19	10.82	10.47	9.92	12.96	12.64	11.03	11.98	11.65	12.32	15.12	14.66	13.26	18.08	17.71

表 4.5 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (1/2)
(2本の柱が有効な場合、4P、階高 $H=2730\text{mm}$)

柱2本(4P, H=2730mm)																												
壁長(mm)		3640										3640										3640						
壁高さ(mm)		300										500										700						
壁厚(mm)		60	60	60	75	75	75	90	90	90	60	60	60	75	75	75	90	90	90	60	60	60	75	75	75	90	90	90
柱径(mm)		120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kN)										(kN)										(kN)						
1/90	11.1	0.38	0.44	0.47	0.45	0.54	0.58	0.51	0.63	0.68	0.79	1.08	1.21	0.89	1.27	1.47	0.97	1.44	1.72	1.22	1.83	2.22	1.32	2.10	2.65	1.40	2.33	3.03
1/20	50.0	0.70	0.69	0.69	0.88	0.86	0.86	1.06	1.04	1.03	2.00	1.94	1.92	2.53	2.43	2.40	3.02	2.94	2.89	3.93	3.85	3.78	4.87	4.85	4.74	5.43	5.88	5.72

柱2本(4P(束あり), H=2730mm)																												
壁長(mm)		3640										3640										3640						
壁高さ(mm)		300										500										700						
壁厚(mm)		60	60	60	75	75	75	90	90	90	60	60	60	75	75	75	90	90	90	60	60	60	75	75	75	90	90	90
柱径(mm)		120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kN)										(kN)										(kN)						
1/90	11.1	0.47	0.57	0.61	0.54	0.69	0.75	0.61	0.80	0.89	0.92	1.32	1.56	1.01	1.54	1.88	1.08	1.72	2.17	1.34	2.18	2.78	1.44	2.46	3.26	1.51	2.70	3.69
1/20	50.0	0.94	0.92	0.92	1.18	1.15	1.15	1.43	1.39	1.38	2.69	2.60	2.56	3.33	3.27	3.21	3.98	3.96	3.87	5.07	5.19	5.06	5.75	6.56	6.37	6.24	7.90	7.68

表 4.5 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (2/2)
(2本の柱が有効な場合、4P、階高 $H=2730\text{mm}$)

柱2本(4P, H=2730mm)																																									
		3640										3640										3640										3640									
壁長(mm)		900										1100										1300																			
壁高さ(mm)																																									
壁厚(mm)		60	60	60	75	75	75	90	90	90	90	60	60	60	75	75	75	90	90	90	90	60	60	60	75	75	75	90	90	90	60	60	60	75	75	75	90	90	90		
柱径(mm)		120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180		
(rad)		(kN)										(kN)										(kN)										(kN)									
1/90	11.1	1.66	2.70	3.44	1.77	3.05	4.04	1.86	3.35	4.57	2.20	3.74	4.91	2.34	4.19	5.72	2.43	4.56	6.43	2.92	5.05	6.71	3.09	5.64	7.79	3.21	6.10	8.73	11.76	13.62	13.19	12.92	17.01	16.61	13.82	20.30	20.08				
1/20	500	6.27	6.44	6.28	7.11	8.15	7.90	7.71	9.80	9.53	8.71	9.71	9.42	9.66	12.20	11.86	10.37	14.57	14.33																						

柱2本(4P(束あり), H=2730mm)																																									
		3640										3640										3640										3640									
壁長(mm)		900										1100										1300																			
壁高さ(mm)																																									
壁厚(mm)		60	60	60	75	75	75	90	90	90	90	60	60	60	75	75	75	90	90	90	90	60	60	60	75	75	75	90	90	90	60	60	60	75	75	75	90	90	90		
柱径(mm)		120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180		
(rad)		(kN)										(kN)										(kN)										(kN)									
1/90	11.1	1.81	3.15	4.22	1.91	3.50	4.89	1.98	3.78	5.46	2.37	4.31	5.96	2.49	4.74	6.84	2.57	5.05	7.58	3.14	5.78	8.10	3.27	6.32	9.26	3.37	6.72	10.24	13.25	18.09	17.75	14.20	22.44	22.40	14.81	25.69	27.14				
1/20	500	7.33	8.72	8.44	8.03	10.84	10.62	8.54	12.94	12.85	9.92	12.98	12.67	10.73	16.11	15.98	11.22	18.95	19.35																						

表 4.6 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (1/2)
(1本の柱が有効な場合、1P および 2P、階高 $H=2730\text{mm}$)

柱1本(1P, H=2730mm)																												
		910									910									910								
		壁長(mm)									壁高さ(mm)									700								
		300									500									700								
		60			75			90			60			75			90			60			75			90		
		120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180
		(kN)									(kN)									(kN)								
(rad)		(×10 ⁻³ ·rad)									(kN)									(kN)								
1/90	11.1	0.18	0.20	0.21	0.21	0.24	0.26	0.24	0.29	0.31	0.37	0.49	0.55	0.42	0.58	0.67	0.46	0.67	0.78	0.58	0.85	1.01	0.63	0.98	1.22	0.67	1.09	1.40
1/20	50.0	0.31	0.31	0.30	0.39	0.38	0.38	0.47	0.46	0.46	0.88	0.86	0.85	1.11	1.08	1.06	1.34	1.30	1.28	1.75	1.70	1.67	2.17	2.14	2.10	2.54	2.59	2.53

		1820										1820									
		壁長(mm)										壁高さ(mm)									
		300										500									
		60					90					60					90				
		120					150					120					150				
(rad)	(×10 ⁻³ ・rad)	(kN)										(kN)									
		0.24					0.29					0.31					0.27				
		0.47					0.46					0.58					0.57				
1/90	11.1	0.24					0.29					0.31					0.27				
1/20	50.0	0.47					0.46					0.58					0.57				

柱1本(2P(東あり), H=2730mm)																												
壁長(mm)		1820									1820									1820								
壁高さ(mm)		300									500									700								
壁厚(mm)		60	60	60	75	75	90	90	90	60	60	60	75	75	75	90	90	90	60	60	60	75	75	75	90	90	90	
柱径(mm)		120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kN)									(kN)									(kN)								
1/90	11.1	0.29	0.37	0.40	0.33	0.44	0.49	0.36	0.50	0.58	0.52	0.81	1.00	0.56	0.92	1.18	0.59	1.02	1.35	0.73	1.28	1.72	0.77	1.43	1.99	0.80	1.54	2.22
1/20	50.0	0.63	0.62	0.61	0.79	0.77	0.76	0.96	0.93	0.92	1.78	1.75	1.71	2.13	2.20	2.15	2.37	2.67	2.59	2.97	3.51	3.39	3.26	4.37	4.27	3.47	5.22	5.17

表 4.6 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (2/2)
(1本の柱が有効な場合、1P および 2P、階高 $H=2730\text{mm}$)

柱1本(1P, H=2730mm)																												
壁長(mm)		910						910						910						910								
壁高さ(mm)		900						1100						1100						1300								
壁厚(mm)		60 60 60 75 75 90 90 90						60 60 60 75 75 90 90 90						60 60 60 75 75 90 90 90						60 60 60 75 75 90 90 90								
柱径(mm)		120 150 180 120 150 180 120 150 180						120 150 180 120 150 180 120 150 180						120 150 180 120 150 180 120 150 180						120 150 180 120 150 180 120 150 180								
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kN)						(kN)						(kN)						(kN)								
1/90	11.1	0.80	1.26	1.58	0.86	1.44	1.87	0.90	1.58	2.12	1.07	1.76	2.27	1.14	1.98	2.65	1.19	2.17	3.00	1.42	2.38	3.10	1.50	2.67	3.62	1.57	2.91	4.07
1/20	50.0	2.87	2.84	2.78	3.33	3.59	3.49	3.67	4.35	4.21	4.07	4.27	4.16	4.60	5.41	5.24	4.96	6.48	6.32	5.52	5.99	5.83	6.16	7.56	7.33	6.63	9.04	8.85

柱1本(2P, H=2730mm)																												
壁長(mm)		1820						1820						1820						1820								
壁高さ(mm)		900						1100						1100						1300								
壁厚(mm)		60 60 60 75 75 90 90 90						60 60 60 75 75 90 90 90						60 60 60 75 75 90 90 90						60 60 60 75 75 90 90 90								
柱径(mm)		120 150 180 120 150 180 120 150 180						120 150 180 120 150 180 120 150 180						120 150 180 120 150 180 120 150 180						120 150 180 120 150 180 120 150 180								
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kN)						(kN)						(kN)						(kN)								
1/90	11.1	0.90	1.57	2.11	0.95	1.75	2.44	0.99	1.89	2.73	1.19	2.15	2.98	1.24	2.37	3.42	1.28	2.53	3.79	1.57	2.89	4.05	1.64	3.16	4.63	1.69	3.36	5.12
1/20	50.0	3.67	4.36	4.22	4.02	5.42	5.31	4.27	6.47	6.42	4.96	6.49	6.34	5.37	8.05	7.99	5.61	9.47	9.68	6.62	9.04	8.87	7.10	11.22	11.20	7.41	12.85	13.57

柱1本(2P(束あり), H=2730mm)																												
壁長(mm)		1820						1820						1820						1820								
壁高さ(mm)		900						1100						1100						1300								
壁厚(mm)		60 60 60 75 75 90 90 90						60 60 60 75 75 90 90 90						60 60 60 75 75 90 90 90						60 60 60 75 75 90 90 90								
柱径(mm)		120 150 180 120 150 180 120 150 180						120 150 180 120 150 180 120 150 180						120 150 180 120 150 180 120 150 180						120 150 180 120 150 180 120 150 180								
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kN)						(kN)						(kN)						(kN)								
1/90	11.1	0.97	1.81	2.56	1.01	1.97	2.92	1.04	2.09	3.22	1.26	2.44	3.57	1.30	2.62	4.03	1.33	2.76	4.42	1.65	3.25	4.83	1.71	3.48	5.44	1.75	3.66	5.93
1/20	50.0	4.12	5.77	5.67	4.39	7.17	7.16	4.57	8.06	8.68	5.46	8.58	8.53	5.74	10.08	10.79	5.92	11.14	12.97	7.22	11.96	11.96	7.55	13.65	15.13	7.77	14.94	18.09

表 4.7 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (1/2)
(1本の柱が有効な場合、4P、階高 $H=2730\text{mm}$)

柱1本(4P, $H=2730\text{mm}$)		3640										3640										3640									
壁長(mm)		300										500										700									
壁高さ(mm)																															
壁厚(mm)		60	60	60	75	75	75	90	90	90	90	60	60	60	60	75	75	75	90	90	90	60	60	60	60	75	75	75	90	90	90
柱径(mm)		120	150	180	120	150	180	120	150	180	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	180
(rad)	($\times 10^{-3}\text{rad}$)	(kN)										(kN)										(kN)									
1/90	11.1	0.31	0.40	0.44	0.35	0.48	0.54	0.38	0.54	0.63	0.63	0.54	0.86	1.09	0.58	0.98	1.28	0.61	1.08	1.45		0.75	1.35	1.85	0.79	1.50	2.13	0.82	1.60	2.37	
1/20	50.0	0.71	0.70	0.69	0.90	0.87	0.86	1.09	1.05	1.04		1.99	1.98	1.94	2.28	2.50	2.43	2.50	3.03	2.93		3.12	3.95	3.84	3.40	4.91	4.85	3.57	5.85	5.87	

柱1本(4P(束あり), $H=2730\text{mm}$)		3640										3640										3640									
壁長(mm)		300										500										700									
壁高さ(mm)																															
壁厚(mm)		60	60	60	75	75	75	90	90	90	90	60	60	60	60	75	75	75	90	90	90	60	60	60	60	75	75	75	90	90	90
柱径(mm)		120	150	180	120	150	180	120	150	180	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	180
(rad)	($\times 10^{-3}\text{rad}$)	(kN)										(kN)										(kN)									
1/90	11.1	0.36	0.50	0.57	0.40	0.58	0.69	0.43	0.66	0.81		0.59	1.01	1.34	0.63	1.13	1.56	0.66	1.23	1.75		0.80	1.53	2.21	0.83	1.65	2.51	0.85	1.75	2.75	
1/20	50.0	0.97	0.93	0.92	1.21	1.17	1.15	1.44	1.42	1.39		2.36	2.68	2.60	2.61	3.35	3.27	2.80	4.00	3.95		3.46	5.22	5.18	3.66	6.28	6.55	3.77	6.96	7.90	

表 4.7 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (2/2)
(1本の柱が有効な場合、4P、階高 $H=2730\text{mm}$)

柱1本(4P, $H=2730\text{mm}$)														
(rad)	壁厚(mm)		3640					3640					3640	
	壁高さ(mm)		900					1100					1300	
(rad)	$(\times 10^{-3} \text{ rad})$		(kN)					(kN)					(kN)	
			0.99	1.89	2.74	1.02	2.04	3.10	1.05	2.16	3.41	1.28	2.53	3.80
1/90	11.1		4.27	6.48	6.43	4.51	7.76	8.13	4.65	8.60	9.81	5.61	9.48	9.69
1/20	500													
柱1本(4P(束あり), $H=2730\text{mm}$)														
(rad)	壁厚(mm)		3640					3640					3640	
	壁高さ(mm)		900					1100					1300	
(rad)	$(\times 10^{-3} \text{ rad})$		(kN)					(kN)					(kN)	
			1.04	2.08	3.20	1.07	2.22	3.57	1.09	2.32	3.86	1.33	2.76	4.39
1/90	11.1		4.56	8.05	8.70	4.72	9.04	10.85	4.84	9.74	12.95	5.91	11.14	12.99
1/20	500													
			1.75	3.65	5.90	1.79	3.85	6.47	1.82	3.99	6.89	7.76	14.93	18.11
			7.41	12.85	13.59	7.69	14.52	17.03	7.89	15.67	20.32	7.76	14.93	18.11
			1.77	3.75	6.24	1.77	3.75	6.24	1.77	3.75	6.24	1.77	3.75	6.24
			7.89	15.67	20.32	7.89	15.67	20.32	7.89	15.67	20.32	7.89	15.67	20.32

表 4.8 垂れ壁と腰壁付き柱のせん断耐力一覧 (柱 1 本)
(階高さ H=2730mm, 柱スギ, 1P, 2P, 2P 束, 4P, 4P 束, 柱は 1 本) 着色は柱折損を示す

H=2730mm スギ 腰壁, 垂れ壁耐力は内法高さを h_1 -150, h_2 -150 として計算													
腰壁	垂れ壁	壁厚	柱径	1P		2P		2P 束		4P		4P 束	
h_1	h_2	t	D	$Q_{1/90}$	$Q_{1/20}$	$Q_{1/90}$	$Q_{1/20}$	$Q_{1/90}$	$Q_{1/20}$	$Q_{1/90}$	$Q_{1/20}$	$Q_{1/90}$	$Q_{1/20}$
mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
300	300	60	120	0.21	0.30	0.31	0.46	0.41	0.61	0.44	0.69	0.59	0.92
			150	0.22	0.30	0.32	0.46	0.43	0.61	0.46	0.68	0.63	0.91
			180	0.22	0.30	0.32	0.46	0.43	0.61	0.47	0.68	0.64	0.91
		75	120	0.26	0.38	0.38	0.57	0.50	0.76	0.55	0.86	0.72	1.15
			150	0.27	0.38	0.40	0.57	0.53	0.76	0.57	0.86	0.78	1.14
			180	0.27	0.38	0.40	0.57	0.54	0.76	0.58	0.85	0.80	1.14
		90	120	0.31	0.46	0.45	0.69	0.59	0.92	0.65	1.03	0.85	1.38
			150	0.32	0.45	0.48	0.68	0.63	0.91	0.68	1.03	0.92	1.37
			180	0.33	0.45	0.48	0.68	0.64	0.91	0.70	1.03	0.96	1.37
600	600	60	120	1.22	1.83	1.75	2.76	2.26	3.68	2.47	4.16	3.16	5.56
			150	1.27	1.82	1.87	2.74	2.47	3.65	2.68	4.12	3.59	5.49
			180	1.30	1.82	1.92	2.73	2.55	3.64	2.76	4.11	3.77	5.47
		75	120	1.49	2.29	2.13	3.45	2.73	4.62	2.99	5.22	3.72	6.98
			150	1.58	2.28	2.31	3.43	3.04	4.57	3.30	5.16	4.38	6.88
			180	1.61	2.27	2.39	3.42	3.16	4.55	3.43	5.14	4.65	6.84
		90	120	1.76	2.75	2.49	4.16	3.16	5.56	3.43	6.28	4.23	8.42
			150	1.88	2.73	2.74	4.12	3.59	5.49	3.90	6.20	5.14	8.27
			180	1.93	2.73	2.85	4.11	3.77	5.47	4.09	6.17	5.52	8.22
900	900	60	120	3.15	4.56	4.60	6.86	6.03	9.15	6.56	10.32	8.67	13.77
			150	3.23	4.55	4.79	6.84	6.35	9.11	6.88	10.27	9.35	13.68
			180	3.26	4.54	4.86	6.83	6.47	9.09	7.00	10.25	9.62	13.65
		75	120	3.89	5.70	5.66	8.59	7.38	11.45	8.03	12.93	10.52	17.26
			150	4.02	5.69	5.94	8.55	7.86	11.39	8.52	12.85	11.53	17.12
			180	4.07	5.68	6.05	8.54	8.05	11.37	8.72	12.82	11.94	17.07
		90	120	4.62	6.85	6.68	10.32	8.67	13.77	9.46	15.55	12.26	20.77
			150	4.80	6.82	7.08	10.27	9.35	13.68	10.14	15.43	13.65	20.57
			180	4.87	6.82	7.24	10.25	9.62	13.65	10.42	15.39	14.23	20.50
600	300	60	120	0.60	1.08	0.82	1.62	1.02	2.18	1.10	2.47	1.36	3.22
			150	0.68	1.06	0.97	1.60	1.25	2.14	1.35	2.42	1.73	3.25
			180	0.72	1.06	1.05	1.59	1.37	2.12	1.50	2.40	1.97	3.19
		75	120	0.72	1.35	0.97	2.04	1.20	2.73	1.29	3.04	1.58	3.72
			150	0.83	1.33	1.18	2.01	1.50	2.69	1.63	3.05	2.05	4.05
			180	0.89	1.33	1.29	1.99	1.67	2.66	1.82	3.00	2.38	4.00
		90	120	0.83	1.62	1.11	2.46	1.36	3.22	1.46	3.47	1.79	4.22
			150	0.98	1.60	1.37	2.42	1.73	3.25	1.88	3.66	2.35	4.89
			180	1.06	1.59	1.52	2.39	1.97	3.19	2.13	3.61	2.76	4.83
900	300	60	120	1.13	2.52	1.83	3.66	2.16	4.56	2.31	5.04	2.71	6.10
			150	1.42	2.44	1.95	3.72	2.40	4.97	2.60	5.64	3.98	7.47
			180	1.56	2.42	2.23	3.65	2.85	4.88	3.10	5.53	3.95	7.43
		75	120	1.65	3.11	2.07	4.32	2.45	5.56	2.62	5.89	3.06	6.68
			150	1.70	3.08	2.29	4.66	2.80	6.32	3.83	7.07	4.53	9.08
			180	1.91	3.03	2.69	4.58	3.43	6.15	3.74	6.97	4.64	9.29
		90	120	1.83	3.66	2.30	5.05	2.71	6.10	2.89	6.39	3.38	7.11
			150	1.96	3.71	2.59	5.64	3.98	7.47	4.26	8.31	5.03	10.39
			180	2.24	3.64	3.13	5.52	3.95	7.43	4.28	8.37	5.27	11.23
900	600	60	120	1.98	3.20	2.82	4.79	3.63	6.39	3.95	7.08	5.08	8.89
			150	2.14	3.17	3.10	4.77	4.05	6.37	4.41	7.20	5.81	9.58
			180	2.21	3.17	3.24	4.77	4.28	6.34	4.69	7.15	6.24	9.52
		75	120	2.42	3.99	3.42	6.02	4.38	7.77	4.74	8.48	6.07	10.31
			150	2.63	3.97	3.81	5.97	4.95	8.01	5.39	9.00	7.07	11.97
			180	2.73	3.97	4.01	5.96	5.27	7.93	5.77	8.94	7.67	11.93
		90	120	2.84	4.78	4.00	7.07	5.08	8.89	5.48	9.65	6.98	11.51
			150	3.11	4.76	4.48	7.19	5.81	9.58	6.33	10.78	8.27	14.45
			180	3.25	4.76	4.76	7.15	6.24	9.52	6.82	10.75	9.04	14.35

表 4.9 垂れ壁と腰壁付き柱のせん断耐力一覧 (柱 2 本)
(階高さ H=2730mm, 柱スギ, 1P, 2P, 2P 束, 4P, 4P 束, 柱は 2 本) 着色は柱折損を示す

H=2730mm スギ 腰壁, 垂れ壁耐力は内法高さを h_1-150, h_2-150 として計算													
腰壁	垂れ壁	壁厚	柱径	1P		2P		2P 束		4P		4P 束	
h_1	h_2	t	D	$Q_{1/90}$	$Q_{1/20}$	$Q_{1/90}$	$Q_{1/20}$	$Q_{1/90}$	$Q_{1/20}$	$Q_{1/90}$	$Q_{1/20}$	$Q_{1/90}$	$Q_{1/20}$
mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
300	300	60	120	0.22	0.30	0.32	0.46	0.42	0.61	0.46	0.68	0.62	0.91
			150	0.22	0.30	0.32	0.46	0.43	0.61	0.47	0.68	0.64	0.91
			180	0.22	0.30	0.33	0.46	0.44	0.61	0.47	0.68	0.65	0.91
		75	120	0.27	0.38	0.40	0.57	0.52	0.76	0.57	0.86	0.77	1.14
			150	0.27	0.38	0.40	0.57	0.54	0.76	0.58	0.85	0.80	1.14
			180	0.27	0.38	0.41	0.57	0.54	0.76	0.59	0.85	0.81	1.14
		90	120	0.32	0.45	0.47	0.68	0.62	0.91	0.68	1.03	0.91	1.37
			150	0.33	0.45	0.48	0.68	0.64	0.91	0.70	1.03	0.96	1.37
			180	0.33	0.45	0.49	0.68	0.65	0.91	0.70	1.02	0.97	1.36
600	600	60	120	1.27	1.82	1.85	2.74	2.43	3.66	2.65	4.13	3.52	5.50
			150	1.30	1.82	1.92	2.74	2.55	3.64	2.76	4.11	3.76	5.47
			180	1.31	1.82	1.95	2.73	2.59	3.64	2.81	4.10	3.86	5.46
		75	120	1.57	2.28	2.28	3.43	2.98	4.58	3.25	5.17	4.28	6.89
			150	1.61	2.27	2.39	3.42	3.16	4.55	3.43	5.14	4.64	6.84
			180	1.63	2.27	2.42	3.42	3.23	4.55	3.49	5.13	4.79	6.83
		90	120	1.86	2.74	2.70	4.12	3.52	5.50	3.83	6.21	5.00	8.29
			150	1.93	2.73	2.84	4.11	3.76	5.47	4.08	6.17	5.51	8.22
			180	1.95	2.73	2.90	4.10	3.86	5.46	4.18	6.16	5.72	8.20
900	900	60	120	3.22	4.55	4.76	6.84	6.29	9.11	6.83	10.28	9.24	13.69
			150	3.26	4.54	4.85	6.83	6.46	9.09	7.00	10.25	9.61	13.65
			180	3.28	4.54	4.89	6.83	6.53	9.09	7.06	10.24	9.75	13.63
		75	120	4.00	5.69	5.90	8.56	7.78	11.40	8.45	12.86	11.36	17.14
			150	4.07	5.68	6.05	8.54	8.04	11.37	8.71	12.82	11.92	17.07
			180	4.09	5.68	6.10	8.54	8.14	11.36	8.81	12.81	12.14	17.05
		90	120	4.77	6.83	7.02	10.28	9.24	13.69	10.03	15.45	13.42	20.60
			150	4.87	6.82	7.23	10.25	9.61	13.65	10.41	15.39	14.21	20.50
			180	4.91	6.81	7.31	10.24	9.75	13.63	10.55	15.37	14.52	20.46
600	300	60	120	0.67	1.06	0.94	1.60	1.20	2.15	1.31	2.44	1.65	3.24
			150	0.72	1.06	1.05	1.59	1.37	2.12	1.49	2.40	1.96	3.20
			180	0.74	1.06	1.09	1.59	1.44	2.12	1.58	2.39	2.11	3.18
		75	120	0.81	1.33	1.14	2.02	1.44	2.71	1.56	3.05	1.95	4.07
			150	0.89	1.33	1.29	1.99	1.67	2.66	1.82	3.00	2.36	4.01
			180	0.92	1.32	1.35	1.99	1.78	2.65	1.95	2.99	2.59	3.98
		90	120	0.95	1.60	1.32	2.44	1.65	3.24	1.79	3.66	2.22	4.92
			150	1.05	1.59	1.51	2.39	1.96	3.20	2.12	3.61	2.75	4.83
			180	1.10	1.59	1.61	2.39	2.11	3.18	2.32	3.59	3.05	4.78
900	300	60	120	1.37	2.46	1.84	3.72	2.26	5.04	3.09	5.68	3.66	7.32
			150	1.56	2.42	2.22	3.65	2.83	4.89	3.08	5.53	3.91	7.43
			180	1.64	2.42	2.39	3.64	3.13	4.85	3.42	5.47	4.48	7.29
		75	120	1.62	3.09	2.15	4.71	3.30	6.21	3.53	6.91	4.16	8.63
			150	1.90	3.03	2.67	4.58	3.40	6.16	3.71	6.98	4.60	9.30
			180	2.03	3.03	2.94	4.55	3.82	6.06	4.15	6.84	5.41	9.14
		90	120	1.85	3.72	3.08	5.67	3.66	7.32	3.91	7.97	4.62	10.10
			150	2.23	3.65	3.11	5.53	3.91	7.43	4.24	8.37	5.21	11.26
			180	2.40	3.63	3.46	5.46	4.48	7.29	4.85	8.23	6.29	11.02
900	600	60	120	2.11	3.17	3.05	4.78	3.97	6.40	4.32	7.21	5.67	9.57
			150	2.20	3.17	3.24	4.77	4.27	6.34	4.68	7.15	6.23	9.53
			180	2.25	3.17	3.33	4.77	4.41	6.35	4.83	7.15	6.51	9.51
		75	120	2.59	3.97	3.73	6.00	4.84	7.98	5.27	8.98	6.88	12.03
			150	2.73	3.97	4.00	5.96	5.26	7.93	5.75	8.95	7.64	11.93
			180	2.80	3.97	4.13	5.96	5.47	7.93	5.99	8.94	8.05	11.89
		90	120	3.06	4.77	4.39	7.20	5.67	9.57	6.18	10.82	8.02	14.16
			150	3.25	4.76	4.75	7.15	6.23	9.53	6.79	10.75	9.00	14.37
			180	3.34	4.76	4.92	7.15	6.51	9.51	7.14	10.73	9.56	14.27

3) 柱ほぞ

長ほぞ仕口 1 箇所あたりのほぞの強軸方向 (図 4.7) の曲げモーメントー回転角関係を図 4.8 に、 $1/90\text{rad}$ 時および $1/20\text{rad}$ 時の曲げモーメントを表 4.10 に示す。ほぞの弱軸方向 (強軸方向の直交方向) への曲げに対しては、強軸方向に比べて生じる曲げモーメントが小さいため、評価の対象としない。

図 4.9 より、曲げモーメント M と階高 H から、回転角毎に柱 1 本あたりの負担せん断力を計算する。なお、回転角と層間変形角は等しいとみなす。

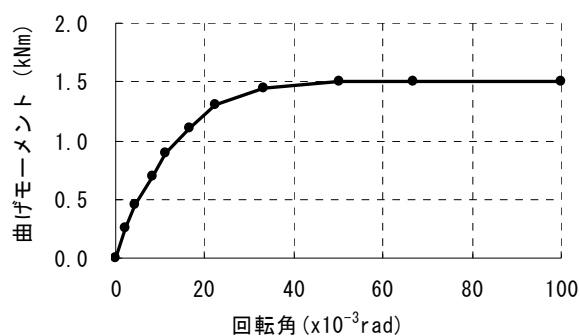
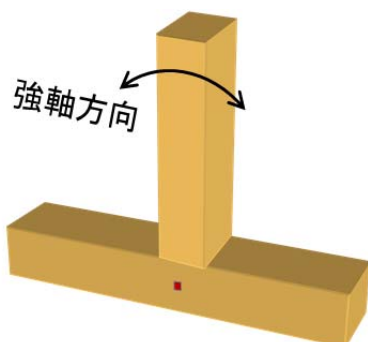


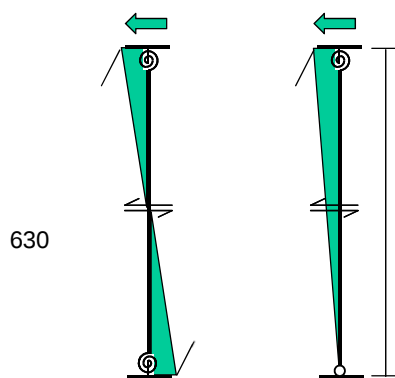
図 4.7 柱ほぞの強軸方向曲げ

図 4.8 長ほぞ仕口の曲げモーメントー回転角関係

表 4.10 特定回転角時の長ほぞ仕口の曲げモーメント

(rad)	($\times 10^{-3} \text{rad}$)	曲げモーメント (kNm)
1/90	11.11	0.9
1/20	50.00	1.5

階高で補正を行い、せん断耐力とすること



a) 土台仕様の場合 b) 石場建ての場合

図 4.9 長ほぞ仕口の曲げモーメントとせん断耐力

4) 柱－横架材（差し鴨居、足固め、貫など）

差し鴨居、足固め、貫等の仕口での曲げモーメント抵抗要素の設計用復元力特性としては、各部材 1 本あたりの曲げモーメント－回転角関係を示している。層せん断力と曲げモーメントとの関係を図 4.10 に示す。各要素について、仕様毎の曲げモーメントと回転角との関係を以下に示す。適用に当たっては、適用範囲を順守すること。なお、回転角と層間変形角は等しいとみなしてよい。

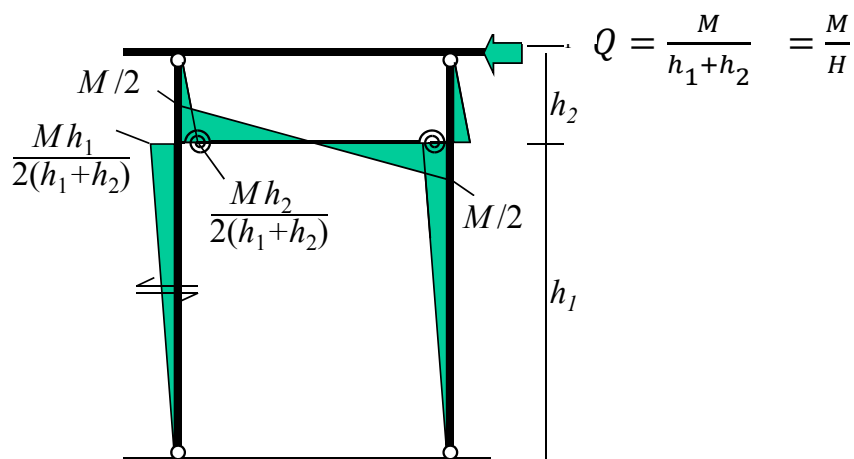


図 4.10 差し鴨居、足固め、貫等の仕口の曲げモーメント分布とせん断力

以下に実験的に検証された柱－横架材の仕口について、適用範囲（仕口の仕様）と設計用せん断耐力を示す。

① 通し貫

適用範囲

- ・ 貫のせい：105mm～120mm
- ・ 貫の厚さ：15mm～30mm

表 4.11 通し貫を有する軸組架構の特定変形角時の曲げモーメント (kNm)

貫厚さ(mm)		15	15	15	18	18	18	21	21	21
柱径 L (mm)		120	135	150	120	135	150	120	135	150
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kNm)								
1/90	11.11	0.19	0.24	0.28	0.24	0.30	0.36	0.28	0.35	0.43
1/20	50.00	0.28	0.35	0.42	0.35	0.43	0.52	0.42	0.52	0.62

貫厚さ(mm)		24	24	24	27	27	27	30	30	30
柱径 L (mm)		120	135	150	120	135	150	120	135	150
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kNm)								
1/90	11.11	0.32	0.40	0.50	0.36	0.45	0.56	0.40	0.51	0.63
1/20	50.00	0.49	0.60	0.73	0.56	0.69	0.84	0.63	0.78	0.95

階高で補正を行い、せん断耐力とすること。

② 雇いほぞ込み栓打ち

適用範囲を表 4.12 に、特定回転角時の曲げモーメントを表 4.13 に示す。図 4.11 に雇いほぞ込み栓打ち仕口の曲げモーメントー回転角関係を示す。

表 4.12 雇いほぞ込み栓打ちの適用範囲

梁幅	120mm 以上
梁せい(<i>h</i>)	150mm～300mm
栓径	15mm～18mm
栓の本数	柱の左右毎に 1 本
雇いほぞせい	梁せいの 1/2 程度
雇いほぞ幅	30mm～36mm
雇いほぞ端部から込み栓までの距離	60mm 以上
込み栓から梁端部までの距離	60mm 以上

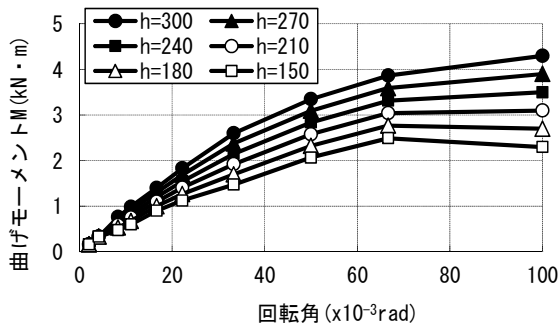


図 4.11 雇いほぞ込み栓打ち仕口の曲げモーメントー回転角関係（*h*:梁せい）

表 4.13 雇いほぞ込み栓打ち仕口の特定回転角時の曲げモーメント（kNm）

梁せい(mm)		150	180	210	240	270	300
(rad)	(×10 ⁻³ rad)	(kNm)					
1/90	11.11	0.60	0.68	0.76	0.83	0.91	0.99
1/20	50.00	2.07	2.33	2.58	2.84	3.09	3.35

階高で補正を行い、せん断耐力とすること。

雇いほぞせい、雇いほぞ幅、雇いほぞ端部から込み栓までの距離および込み栓から梁端部までの距離などは、梁の寸法に応じて増減すること。特に、雇いほぞ端部から込み栓までの距離については、ほぞの割裂や抜けに注意する。

③ 雇いほぞ車知打ち（雇い竿車知）

適用範囲を表 4.14 に、特定回転角時の曲げモーメントを表 4.15 に示す。

表 4.14 雇いほぞ車知打ちの適用範囲

梁幅	120mm 以上
梁せい(<i>h</i>)	150mm～300mm 以上
雇いほぞせい	梁せいの 1/2 以下
雇いほぞ幅・小根ほぞ幅	30mm 程度
目違いほぞ・襟輪の深さ	15mm 以上

車知の欠落を防ぐために、車知は梁上側から打ち込むものとする。
 雇いほぞ幅は、梁幅の 1/3 以下かつ柱幅の 1/4 以下。

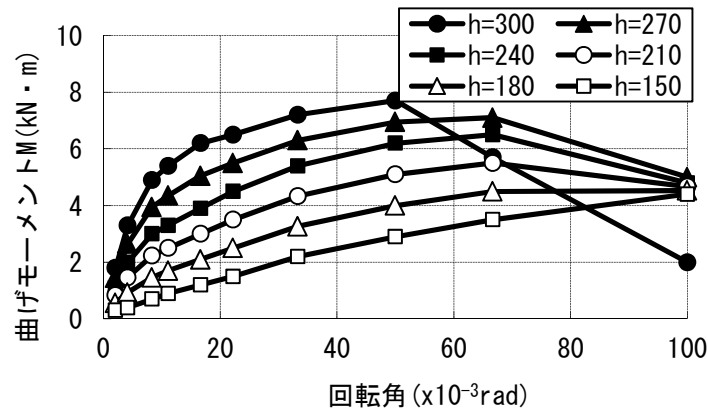
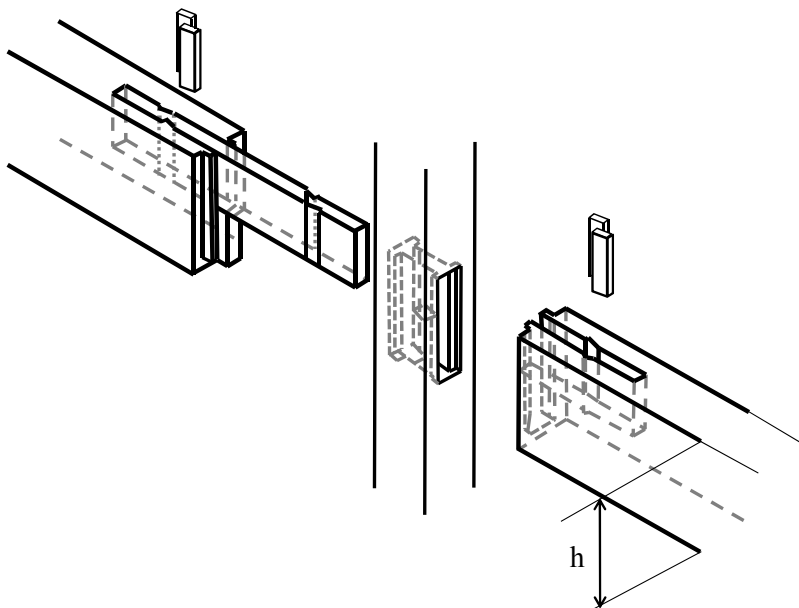


図 4.12 雇いほぞ車知打ち仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h : 梁せい)

表 4.15 雇いほぞ車知打ち仕口の特定回転角時の曲げモーメント (kNm)

梁せい(mm)		150	180	210	240	270	300
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kNm)					
1/90	11.11	0.90	1.70	2.50	3.30	4.35	5.40
1/20	50.00	2.90	4.00	5.10	6.20	6.95	7.70

階高で補正を行い、せん断耐力とすること。



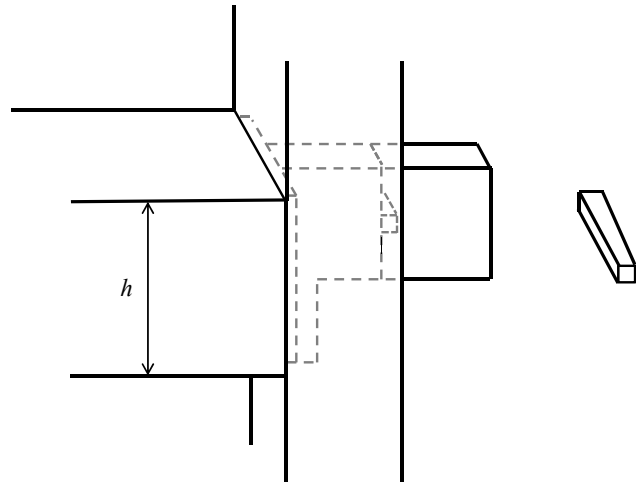
※梁せいが 300mm のとき、
 1/15rad 時以降の曲げモーメントを小さく評価しているのは、梁端部の目違いほぞや襟輪が柱から外れ、女木が車知の回転によって押し広げられることを考慮したためである。梁せいを大きくする場合、目違いほぞや襟輪の深さを大きくするなど柱から外れることを防ぐ必要がある。

④ 小根ほぞ鼻栓打ち (胴付き小根ほぞ鼻栓止め)
 適用範囲

梁幅 : 120mm 以上
 梁せい(h) : 150mm~300mm
 栓径 : 栓径が大きい場合、小根ほぞのせん断破壊が早期に生じて、靱性が低下する可能性がある。

栓の本数 : 1箇所につき1本
 小根ほぞせい : 梁せいの1/2程度
 小根ほぞ幅 : 30mm~36mm
 ほぞの余長 : 105mm以上

※この範囲においては、1/10radまで、
 梁せいの違いによる復元力への影響は顕著ではなかった。従って、
 設計用復元力特性は、梁せいによらず同じとした。



曲げモーメントー回転角関係を図4.13に、特定回転角時の曲げモーメントを表4.16に示す。

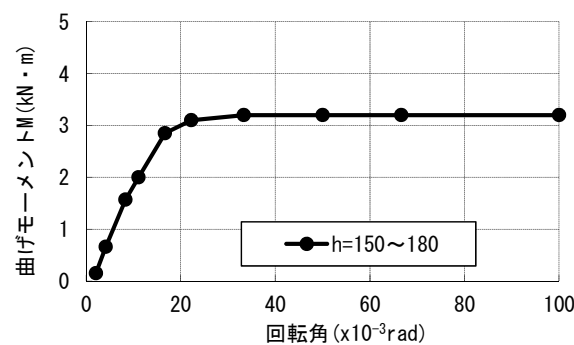


図 4.13 小根ほぞ鼻栓打ち仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h : 梁せい)

表 4.16 小根ほぞ鼻栓打ち仕口の特定回転角時の曲げモーメント (kNm)

梁せい(mm)		150	180	210	240	270	300
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kNm)					
1/90	11.11	2.00					
1/20	50.00	3.20					

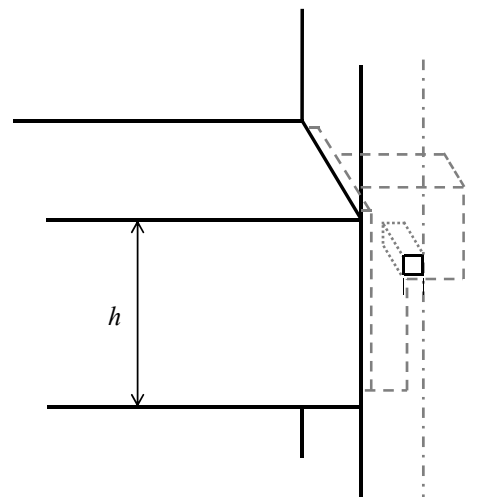
階高で補正を行い、せん断耐力とすること。

⑤ 小根ほぞ込み栓打ち(胴付き小根ほぞ込み栓止め)

適用範囲

梁幅 : 120mm以上
 梁せい(h) : 150mm~300mm
 栓径 : 栓径が大きい場合、靱性が低下する可能性がある。
 栓の本数 : 1箇所につき1本
 小根ほぞせい : 梁せいの1/2程度
 小根ほぞ幅 : 30mm~36mm

曲げモーメントー回転角関係を図4.14に、特定回転角時の曲げモーメントを表4.17に示す。



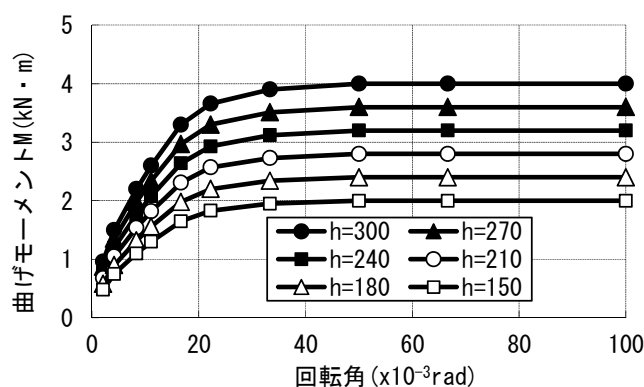


図 4.14 小根ほぞ込み栓打ち仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h : 梁せい)

表 4.17 小根ほぞ込み栓打ち仕口の特定回転角時の曲げモーメント (kNm)

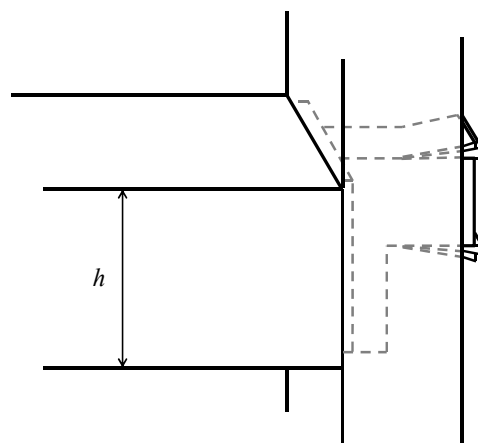
梁せい(mm)		150	180	210	240	270	300
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kNm)					
1/90	11.11	1.30	1.56	1.82	2.08	2.34	2.60
1/20	50.00	2.00	2.40	2.80	3.20	3.60	4.00

階高で補正を行い、せん断耐力とすること。

⑥ 小根ほぞ割り楔締め (胴付き小根ほぞ割り楔締め)

適用範囲

- 梁幅 : 120mm 以上
- 梁せい(h) : 150mm~300mm
- くさび先端角度 : 5° 以上
- 小根ほぞせい : 梁せいの 1/2 程度
- 小根ほぞ幅 : 30mm~36mm



曲げモーメントー回転角関係を図 4.15 に、特定回転角時の曲げモーメントを表 4.18 に示す。

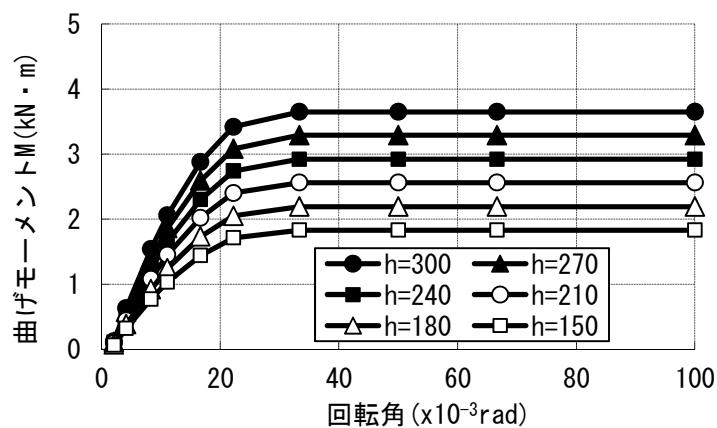


図 4.15 小根ほぞ割り楔締め仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h : 梁せい)

表 4.18 小根ほぞ割り楔締め仕口の特定回転角時の曲げモーメント (kNm)

梁せい(mm)		150	180	210	240	270	300
(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kNm)					
1/90	11.11	1.03	1.24	1.45	1.65	1.86	2.06
1/20	50.00	1.83	2.19	2.56	2.92	3.29	3.65

階高で補正を行い、せん断耐力とすること。

4.1.2 層のせん断耐力

建築物の各階・各方向のせん断耐力はそれぞれの鉛直構面のせん断耐力の加算から求め、 PA 効果を考慮したせん断耐力とする。各鉛直構面のせん断耐力は以下に示す加算則により算定する。

(1) 総2階建て

各階・各方向のせん断耐力は、それぞれの鉛直構面せん断耐力の単純加算から求める。

(2) 部分2階建て

下屋部分のスパンが 1500mm 以下の場合、建築物全体のせん断耐力はそれぞれの鉛直構面の単純加算から求める。下屋部分のスパンが 1500mm を超える場合は、建築物を2階建て部分と下屋部分にゾーン分けした場合も計算し、建築物全体と各ゾーンがすべてクライテリアを満足することを確認する。

(3) 平家建て

各階・各方向のせん断耐力は、それぞれの鉛直構面せん断耐力の単純加算から求める。

(4) 平面形状

上の(1)～(3)において建築物の平面形が極端に細長い場合、ゾーン分けした場合も計算し、建築物全体と各ゾーンがすべてクライテリアを満足することを確認する。

【解説】

各特定変形角時において、存在する耐力要素のせん断耐力を単純加算することで求める。各耐力要素の復元力は、4.1.1 で示した方法より求める。

層のせん断耐力=①全面壁のせん断耐力+ ②小壁のせん断耐力+ ③軸組のせん断耐力+
④横架材のせん断耐力+⑤貫のせん断耐力

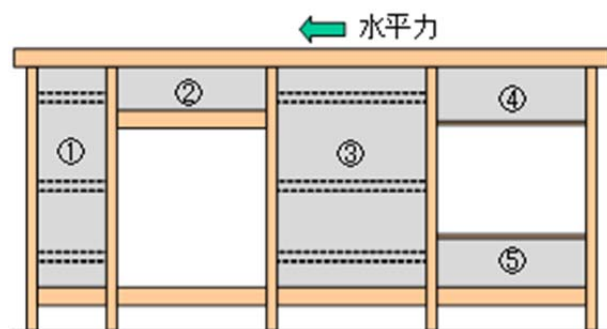


図 4.16 建築物内の構面における加算例

例えば図 4.14 の例の場合、以下の耐力要素のせん断耐力を加算することになる。

- 1) 1P 土壁（図 4.16 の①、図 4.17 a）：1 箇所
- 2) 2P 垂れ壁を含む軸組架構（両柱間開き止め効果あり、図 4.17 の②、図 4.17 b）：1 箇所
- 3) 2P 土壁（図 4.16 の③、図 4.13 d）：1 箇所
- 4) 2P 垂れ壁を含む軸組架構（両柱間開き止め効果なし、図 4.16 の④、図 4.17 d）：1 箇所
- 5) 2P 腰壁を含む軸組架構（両柱間開き止め効果なし、図 4.16 の⑤、図 4.17 e）：1 箇所
- 6) 長ほぞ仕口（図 4.17 f）：5 箇所
- 7) 差鴨居を含む軸組架構（図 4.17 g）：1 箇所
- 8) 足固めを含む軸組架構（図 4.17 h）：4 箇所

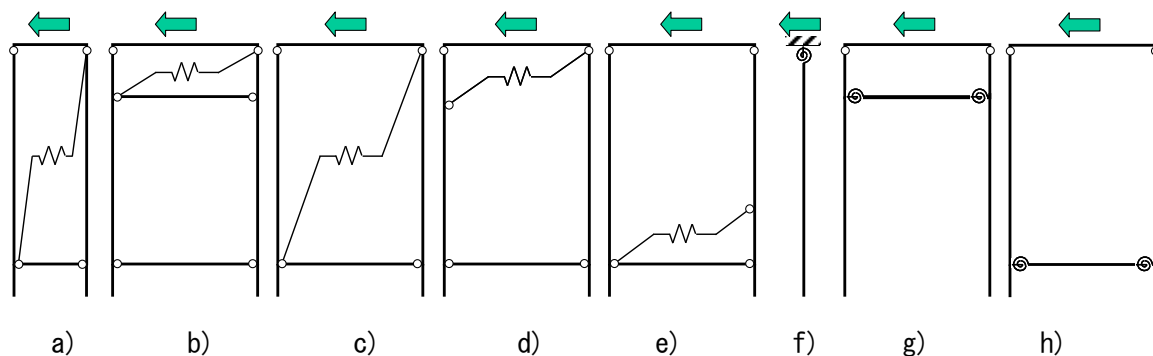


図 4.17 軸組架構の構造モデル

4.1.3 PA 効果

建築物の各階・各方向のせん断耐力は PA 効果を考慮したせん断耐力とする。

【解説】

PA 効果とは、図 4.18 に示す変形状態を考える。建築物が変形した場合、 $P=\gamma\Sigma W$ (γ : 変形角、 ΣW : 当該階を含む上層の重量の総和) の水平力が見かけ上、建築物に加算される。この水平力は水平変形 δ に比例し大きくなるので、負の剛性に置き換えることができる。

各層・各方向で構造要素のせん断耐力を加算した結果に、表 4.19 のようにして PA を考慮する。

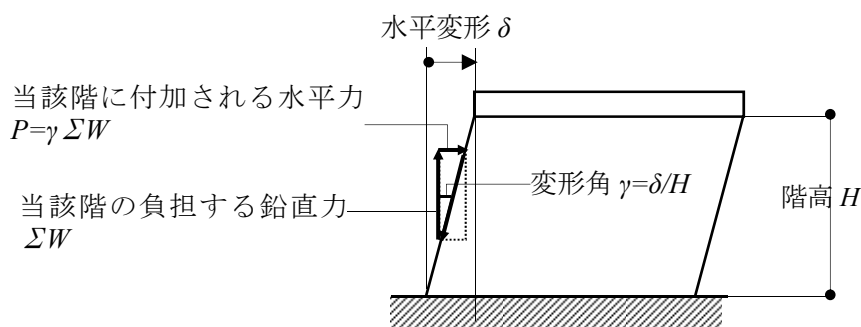


図 4.18 PA 効果の概念

表 4.19 PA 効果によって減じるせん断耐力

変形角	(rad)	1/90	1/20
	($\times 10^{-3}$ rad)	11.11	50.00
減じるせん断耐力 (kN)	2 階耐力	$W_2/90$	$W_2/20$
	1 階耐力	$(W_1+W_2)/90$	$(W_1+W_2)/20$

W_1 : 1 階の重量 (kN), W_2 : 2 階の重量 (kN)

4.1.1 で示した構造要素のせん断耐力は、実験時の PA の影響を除外しているが、実験等で示されるせん断耐力は個々の実験における PA の影響を含んでいるものが多いので扱いに注意する。

4.1.4 部分 2 階建ての計算方法

- ・下屋部分のスパンが 1500mm 以下の場合は、建築物全体のせん断耐力を各鉛直構面の単純加算として計算してよい。
- ・下屋部分のスパン(L_1 等)が 1500mm を超える場合の計算手順 (短辺方向) を図 4.19 の平面の場合について示す。

- ・建築物を2階建て部分と2つの下屋部分の3つにゾーン分けする。
- ・全構面のせん断耐力を単純加算し、建築物全体の計算を行う。
- ・2階建て部分の計算を行う。

この場合の2階床レベルの重量の算定は、建築物の幅として $(\frac{L_1}{2} + L_2 + \frac{L_3}{2})$ とする

(下屋部分で2階建てに最も近い構面との間の重量の内半分を加える)

鉛直構面のせん断耐力は2階建て部分にある構面の単純加算とする。

- ・下屋部分の計算を行う

この場合の2階床レベルの重量は、左側の下屋部分は建物幅を $\frac{2L_1}{3}$ 、右側は $(\frac{2L_3}{3} + L_4)$ とし
て計算する。

- ・建築物全体と2階建て部分および2つの下屋部分の結果がすべてクライテリアを満足することを確認する。

注) 下屋部分を平家建てとして計算をすると、2階建ての場合より変形が少し小さくなるが、負担重量を大きくしていることで、結果が過小評価にはならない。

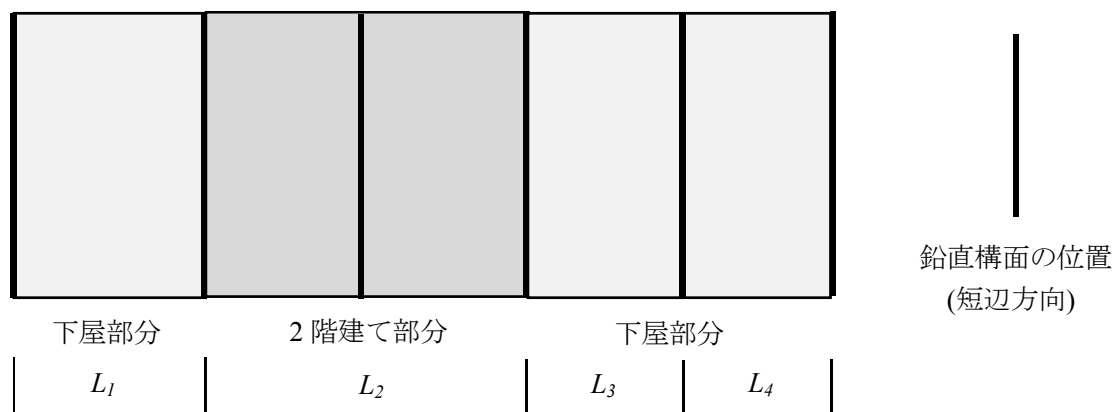


図 4.19 部分2階建ての平面（2階建て部分と下屋部分のゾーン分けの例）

極端に平面形が細長い場合の計算方法

(水平構面によるせん断耐力の低減：解説で「極端に平面形が細長い場合」が出てくるが、具体的には以下の場合とし、計算はゾーン分けをして検討する。

建築物の平面形が極端に細長い場合とは、 W_1/W_2 が4を超える場合（H12 建告 2009 号第4 第二号ハの規定を準用）。

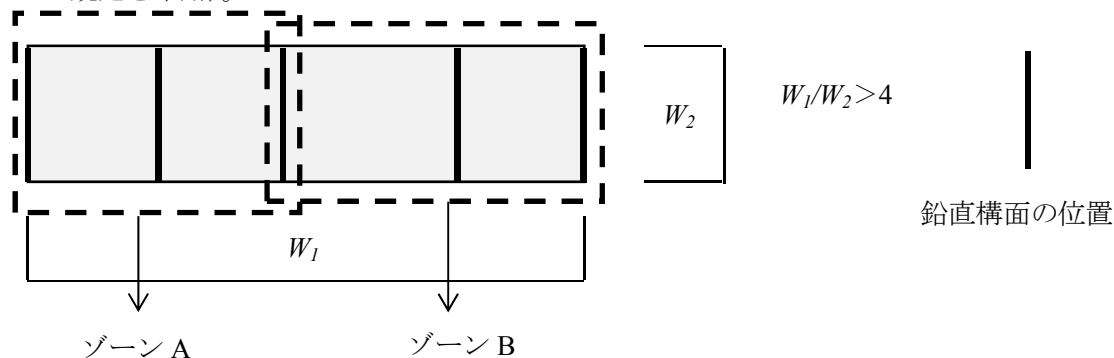


図 4.20 平家建て建ての平面（極端に平面形が細長い場合のゾーン分けの例）

計算の方法

- 1) 建築物全体としての計算を行う。
- 2) 図 4.18 のように建築物の最も中央に近い鉛直構面を含む 2 つのゾーン（ゾーン A・B）に分けてそれぞれで計算を行う。
- 3) 建築物全体および 2 つのゾーンでの結果がクライテリアを満足することを確認する。

4.1.5 せん断耐力の低減

4.1.2 で示したせん断耐力の算定方法を適用できるのは以下の条件を満たした場合であり、条件を満たさない場合は、その特性に応じてせん断耐力を低減する。

- (1) 柱脚に浮き上がりが生じない（設計法柱脚の拘束条件 B の場合）
- (2) 偏心が大きくない（偏心率が 0.15 以下）
- (3) 水平構面（屋根・床）の剛性が確保されている（標準外仕様の場合）。

1～3 の複数を同時に満たさない場合、1～3 で求まる複数の低減係数を乗じた値を採用する。

【解説】

本設計法では、建築物を質点系に置換し、柱脚を固定として求めた地震時の応答から耐震性能評価を行っている。その結果に基づいて、標準設計法では簡易な計算と仕様規定により耐震性能を担保できる形としている。このため、この条件に適合する場合は応答結果に基づいて判断すればよいが、偏心が大きい場合や水平構面の剛性が低い場合等は、建物の重心位置での応答と比較して最大変形が生じる鉛直構面の応答が大きくなるため、その応答値により耐震性能を評価する必要がある。そのために最大変形がクライテリアを満足するようせん断耐力の低減が必要になる。

(1) 柱脚の浮き上がりによるせん断耐力の低減

1) 柱脚の拘束条件 A

柱脚の水平・上下方向の移動は拘束されているので、柱脚の浮き上がりによる低減の必要はない。

2) 柱脚の拘束条件 B

柱脚の拘束は水平方向のみで上下方向の移動を拘束していないので、柱脚に浮き上がりによる低減を行う。柱脚の浮き上がりによる低減係数は 0.9 とする。ただし、浮き上がりが生じないことを確認した場合はこの限りではない。

3) 柱脚の拘束条件 C

柱脚に浮き上がりが生じることはあるが、浮き上がりによる建築物のせん断耐力の低減は行わなくてよい。

【解説】

柱脚の拘束条件 B の場合、柱脚に浮き上がりが生じるのは、土壁付き軸組架構に水平力が作用し柱脚に大きな引抜力が生じる場合である。柱脚での柱軸力が引抜力より小さければ、柱脚に浮き上がりが生じる。柱脚に浮き上がりが生じると、土壁に作用する水平力はその時の水平力で頭打ちとなり、それ以上の耐力を発揮できないことになる。このために、浮き上がりが生じる場合は土壁のせん断耐力を低減する必要がある。低減すべきせん断耐力は建築物の階高、土壁の壁長・配置、柱軸力等によって異なるが、一定の条件で浮き上がりによるせん断耐力の低減係数について検討し、個別の計算を省略するため一律にせん断耐力の 0.9 倍としている。

柱脚の拘束条件 C の場合は、柱脚に浮き上がりが生じることはあるが、浮き上がりによる建築物のせん断耐力の低減は行わなくてよい。詳細解析で、柱脚の移動（水平・上下方向）を拘束しない柱脚の拘束条件 C とした場合の上部構造の応答変位と、柱脚の移動（水平・上下方向）を拘束する柱脚の拘束条件 A とした場合の応答変位を比較すると、柱脚の拘束条件 C の応答変位が大きくなることはない。つまり柱脚の拘束条件 A として計算した場合と同等とみなして検討しても問題ないと判断できる。（柱脚の滑りによる応答低減効果が、柱脚が浮き上がることによるせん断耐力の低減と同等以上の効果がある。）

(2) 偏心によるせん断耐力の低減

建築物には鉛直構面の構造要素の偏在や、重心位置の偏りにより偏心が生じる。偏心が大きい場合はせん断耐力の低減を行う。

偏心率の制限と低減率は以下の規定による（水平構面は標準仕様とする）。

- 1) 偏心率は 0.3 以下とする。
- 2) 偏心率が 0.15 以下の場合は低減の必要はない。
- 3) 低減係数は偏心率が 0.3 で 0.75 とし、偏心率が 0.15～0.3 の間は線形補完により算定する。

偏心率の算定方法

- 1) 令 82 条の 6 による。
- 2) 偏心率計算における各鉛直構面の剛性評価の方法は 4.1.2 に示したせん断耐力に基づき、加力方向は層間変形角が 1/20rad 時、直交方向は 1/90rad 時の割線剛性より計算する。
- 3) 重心の算定方法として、平家建ての場合は図芯としてよい。2 階建ての場合は、1 階および 2 階単独の重心は図芯とし、1 階の重心は 1 階・2 階の図芯位置を求め、1 階と 2 階の面積により按分して求めてよい。（総 2 階の場合は 1 階・2 階とも図芯としてよい）。ただし、柱の軸力計算から重心位置を算定してもよい。

【解説】

設計者が現行の四分割法に慣れていること、四分割法が簡易な計算手法であることから四分割法に基づいた検討も行ったが、偏心率との関係が必ずしも明確でないこと、詳細設計法で偏心率が用いられていることおよび、すべての鉛直構面の剛性を評価した方が、伝統的構法木造建築物には偏心の影響を精度よく算定できると判断し、偏心率を採用した。偏心率の算定方法で、各鉛直構面の剛性評価については、設計法で大変形まで考慮しており、安全限界層間変形角を 1/20rad 時としているので、この時の値を用いることにした。重心位置については整形な平面の場合は図芯としても正確に求めた場合と比較して誤差は小さく、図芯としてよいことにした。

標準設計法においても偏心率の計算が求められているので、計算に用いる耐力要素の等価剛性を以下にまとめる。計算する方向の耐力要素の等価剛性は、1/20rad 時の割線剛性を用いる。回転剛性には直交方向の耐力要素の割線剛性も必要であるが、直交方向には変形が大きくないことから、1/90rad 時の割線剛性を用いる。

1/90rad 時および 1/20rad 時の割線剛性 $K(1/90)$ 、 $K(1/20)$ は、構面毎に作成された 1/90rad 時せん断耐力 $Q_u(1/90)$ および 1/20rad 時せん断耐力 $Q_u(1/20)$ をそれぞれの変位である $H/90$ 、 $H/20$ で除することで行われる。

$$K(1/90)=90 \frac{Q_u(1/90)}{H}, K(1/20)=20 \frac{Q_u(1/20)}{H} \quad (4.1)$$

偏心を有する建築物は、偏心がない建築物と比べて地震力時に振れながら振動し、部分的に大きな層間変形角が生じる。この、部分的に大きくなる層間変形角の大きさを表したのが偏心率である。偏心率の計算には、重心、剛心、偏心距離、振り剛性、弾力半径の計算を行い、偏心率を求める。

図 4.21 のような構造階高 2730mm の平家建ての建築物を例として計算手順を紹介する。計算では、X1-Y1 の位置を座標原点(0、0)とし、構面間距離は 3640mm、構造要素のせん断耐力(単位 kN)は括弧外が 1/20rad 時、括弧内を 1/90rad 時とする。

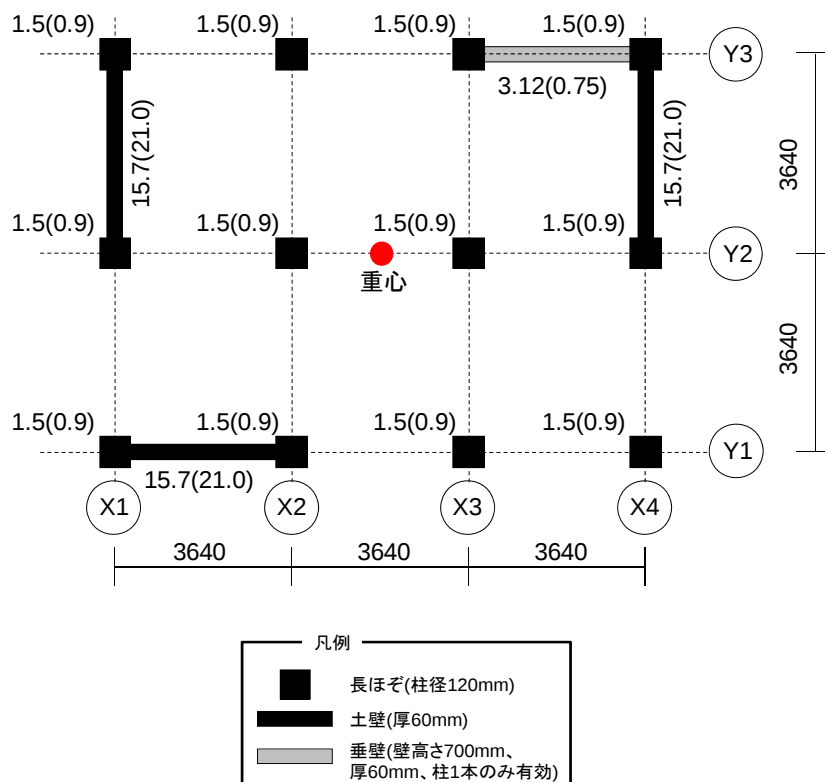


図 4.21 平家建ての構造平面図（偏心率の計算例）

・ 重心の計算

座標原点からの重心距離(g_x, g_y)を求める。ここでは、平家建てのため図芯とする。

$$g_x = 5460 \text{ mm}, \quad g_y = 3640 \text{ mm}$$

・ 剛心の計算

剛心とは、その点に水平力を加えると、建築物が振れずに変形だけが生じる箇所である。各構面の $1/90\text{rad}$ 時、 $1/20\text{rad}$ 時割線剛性を式(4.1.1)より求める(表 4.20～表 4.21)。

表 4.20 X 方向剛心計算($H=2730\text{mm}$)

構面	座標原点までの距離 (mm)	$Q_u(1/90)$ (kN)	$Q_u(1/20)$ (kN)	$K_y(1/90)$ (kN/mm)	$K_y(1/20)$ (kN/mm)
X1	0.0	21.0	-	0.69	-
X2	3640	0.0	-	0.0	-
X3	7280	0.0	-	0.0	-
X4	10920	21	-	0.69	-
Y1	0.0	-	21.7	-	0.16
Y2	3640	-	6.0	-	0.04
Y3	7280	-	9.12	-	0.07
Σ	-	-	-	1.38	0.27

表 4.21 Y 方向剛心計算(H=2730mm)

構面	座標原点までの距離 (mm)	$Q_u(1/90)$ (kN)	$Q_u(1/20)$ (kN)	$K_x(1/90)$ (kN/mm)	$K_x(1/20)$ (kN/mm)
X1	0.0	-	15.7	-	0.12
X2	3640	-	0.0	-	0.0
X3	7280	-	0.0	-	0.0
X4	10920	-	15.7	-	0.12
Y1	0.0	24.6	-	0.81	-
Y2	3640	3.6	-	0.12	-
Y3	7280	4.4	-	0.14	-
Σ	-	-	-	1.07	0.24

次に各構面の割線剛性と座標原点までの距離から、1/20rad 時の剛心位置(L_x 、 L_y)を算出する。

X 方向剛心

$$L_x = \frac{\sum K_y x}{\sum K_y} = \frac{0.69 \cdot 0 + 0.0 \cdot 3640 + 0.0 \cdot 7280 + 0.69 \cdot 10920}{0.69 + 0.0 + 0.0 + 0.69} = 5460 \text{ mm}$$

$$L_y = \frac{\sum K_x y}{\sum K_x} = \frac{0.16 \cdot 0 + 0.04 \cdot 3640 + 0.07 \cdot 7280}{0.16 + 0.04 + 0.07} = 2427 \text{ mm}$$

Y 方向剛心

$$L_x = \frac{\sum K_y x}{\sum K_y} = \frac{0.12 \cdot 0 + 0.0 \cdot 3640 + 0.0 \cdot 7280 + 0.12 \cdot 10920}{0.12 + 0.0 + 0.0 + 0.12} = 5460 \text{ mm}$$

$$L_y = \frac{\sum K_x y}{\sum K_x} = \frac{0.81 \cdot 0 + 0.12 \cdot 3640 + 0.14 \cdot 7280}{0.81 + 0.12 + 0.14} = 1361 \text{ mm}$$

・ 偏心距離の計算

重心位置と剛心位置の違いから偏心距離(e_x 、 e_y)を求める。

$$e_x = |L_x - g_x| = |5460 - 5460| = 0 \text{ mm} \quad , \quad e_y = |L_y - g_y| = |2427 - 3640| = 1213 \text{ mm}$$

・ 振り剛性の計算

剛心を座標原点とした断面 2 次モーメントである振り剛性(K_R)を求める。

X 方向計算用振り剛性

$$K_R = \sum K_x (y - L_y)^2 + \sum K_y (x - L_x)^2 = 0.16(0 - 2427)^2 + 0.04(3640 - 2427)^2 + 0.07(7280 - 2427)^2 + 0.69(0 - 5460)^2 + 0.0(3640 - 5460)^2 + 0.0(7280 - 5460)^2 + 0.69(10920 - 5460)^2 = 4.38 \times 10^7 \text{ kNmm}$$

Y 方向計算用振り剛性

$$K_R = \sum K_x (y - L_y)^2 + \sum K_y (x - L_x)^2 = 0.81(0 - 1361)^2 + 0.12(3640 - 1361)^2 + 0.14(7280 - 1361)^2 + 0.12(0 - 5460)^2 + 0.0(3640 - 5460)^2 + 0.0(7280 - 5460)^2 + 0.12(10920 - 5460)^2 = 1.42 \times 10^7 \text{ kNmm}$$

・弾力半径の計算の計算

剛心を座標原点とした振り剛性の楕円半径である弾力半径(r_{ex} 、 r_{ey})を求める。

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{K_R}{\sum K_{x1/20}}} = \sqrt{\frac{4.38 \times 10^7}{0.16 + 0.04 + 0.07}} = 12737mm$$

$$r_{ey} = \sqrt{\frac{K_R}{\sum K_{y1/20}}} = \sqrt{\frac{1.42 \times 10^7}{0.12 + 0.0 + 0.0 + 0.12}} = 7692mm$$

・偏心率の計算

重心、剛心、偏心距離、振り剛性、弾力半径の計算結果より、偏心率を求める。

$$R_{ex} = \frac{e_y}{r_{ex}} = \frac{1213}{12737} = 0.095$$

$$R_{ey} = \frac{e_x}{r_{ey}} = \frac{0}{7692} = 0.0$$

(3) 水平構面の仕様とせん断耐力の低減

1) 水平構面の標準仕様は次に示す通りとする。

・屋根の標準仕様

野地板（最上階の屋根）は厚さ 15mm 以上で、釘は脳天打ちとし N50 を用いる。

・床の標準仕様

スギ、ヒノキ、マツ材等（幅 120mm 以上、厚さ 30mm 以上）を使用し、釘は脳天打ちとする。

使用する釘は N90（板厚 30mm）および N125（板厚 38mm 以上）とし、各根太（または梁）に一箇所あたり 2 本以上接合する。

釘の縁あきを 25mm とし、間隔は 70mm 以上とする。

根太（又は梁）間隔は板厚 30mm の場合は 500mm 以下とする。

床板の長手方向は本実とする。

2) 部分 2 階で下屋部分の屋根については次の規定による。

・野地板は屋根（最上階）と同等以上の性能とする。

・下屋部分の屋根を受ける母屋については、母屋を受ける位置には必ず柱か小屋束を設ける。

・母屋と柱の仕口接合部には込み栓を設ける。

・下屋の出が 1.5m 以下の場合は、下屋の鉛直構面のせん断耐力を 3.0kN/m 以下とする。

ただし、屋根下に 2 階床と同等の補強を施す場合は、特に耐力制限を設けない。

3) 1 階床の仕様

・柱脚の拘束条件 C の場合の 1 階床は標準仕様による。

・柱脚の拘束条件 A 及び B の場合は特に仕様を規定しない。

4) 床開口に関する規定

・階段、吹き抜け等による床開口の最大長さは、建物の短辺方向(下屋部分を含む)長さの 40% 以下とする。

・開口を挟む鉛直構面のせん断耐力を 3.5kN/m 以下とする。

5) その他

・最上階屋根は建物の平面が整形で屋根面に大きな開口がなければせん断耐力の低減は必要とし

ない。

- ・2 階水平構面については下記のいずれかに適合しない場合はせん断耐力の低減を行う。低減係数は 0.9 とする
 - ・水平構面の性能が標準仕様と同等以上の場合。
 - ・床開口が一定割合以下の場合。

【解説】

水平構面に適切な剛性を持たせるため、標準仕様を設定した。

床開口について検討するため、実大振動台実験において試験体 No.5 の 2 階床に吹き抜けを設けたところ、実験結果では特に全体の応答および床開口による損傷への影響は見られなかった。さらに床開口の影響について時刻歴応答解析により検討を行ったが、開口の大きさが規定値以下であれば応答への影響は軽微であることが確認できている。しかし、床開口の位置や大きさ及び両側の鉛直構面の耐力によっては、残りの床を介して移動するせん断力が大きくなる可能性がある。そのため、床開口がある場合に残りの床面にて床に作用するせん断力が床のせん断耐力を上回ることがないように、床開口を挟む鉛直構面に耐力制限を加えた。

水平構面の安全性について、屋根（下屋部分を除く）は建築物の平面形が整形であれば、地震時や実大実験において、瓦の落下を除いて損傷はほとんど見られないが、下屋部分の屋根は下屋部分に大きな残留変形が残るなどの損傷が見られる場合がある。構造要素が偏在している場合には、鉛直構面と水平構面の剛性比により、水平構面に大きな変形が生じる可能性がある。水平構面の变形については、要素実験および実大振動台実験結果から変形角が $1/15\text{rad}$ 程度までほとんど損傷は生じないが、下屋部分の屋根は 2 階床と高さのレベルが異なるなど、水平力の流れが複雑であるため、この部分に関する規定を設けた。平成 24 年度に行った実大振動台実験において、部分 2 階建て試験体（試験体 No.5）では、2 階の屋根面では最大で層間変形角 $1/35\text{rad}$ 程度の変形が生じたが、実験後に解体し、観察したところ、接合部に損傷は全く見られなかった。ただし、試験体は下屋部分の屋根下部を 2 階床と同仕様で補強しており、その効果である可能性がある。下屋を支持する鉛直構面の剛性・耐力が大きいと下屋部分の屋根を介して移動するせん断力が大きくなるが、下屋部分の屋根のせん断耐力を上回ることがないように耐力制限を加えている。

建築物の耐震性能評価は各鉛直構面が同位相で振動するという前提条件で検討しているもので、ある程度の水平構面の剛性が必要であるが、ここで対象としている建築物は整形な平面であり、極端に平面形が細長い場合を除いては同位相で振動すると考え、低減の必要はなしとしている。水平構面の剛性が一定より小さいと、鉛直構面の剛性に偏在がない（偏心率が極めて小さい）場合でも、剛性の小さな鉛直構面の変形が大きくなるため、せん断耐力の低減を行うこととした。

4.2 建築物の作用せん断力 (Q)

4.2.1 建築物の作用せん断力の算定手順

(1) 平家建ての場合

- 1) 4.2.2 に示す方法により建築物の重量(W_1)を算定する。
- 2) 階高との関係で C_b が表 4.24～表 4.27 で与えられる。
- 3) 建築物の作用せん断力(Q)は建築物の重量(W_1) $\times C_b$ により求める。

(2) 2 階建ての場合

- 1) 4.2.2 に示す方法により建築物の重量(W_1 、 W_2)を算定する。
- 2) 1 階の階高との関係で C_b が表 4.28～表 4.31 で与えられる。
- 3) 1 階と 2 階の地震時の層間変形角が同じになる時の C_{u2} / C_{ub} (R_{C0}) を式 4.1.7 より求める。
 R_{C0} は 1 階・2 階の重量比と 1・2 階の階高比から計算できる。
- 4) 4.1 で求めたせん断耐力を 4.2.2 で求めた建築物の重量(W_2 、 W_1)で除し、 C_{u2} および C_{ub} を求める。
- 5) C_{u2} / C_{ub} を計算し、 R_{C0} を上回ることを確認する。
- 6) C_{u2} / C_{ub} が一定の範囲にあれば C_b を低減できる。
- 7) 建築物の作用せん断力(Q)は「建築物の重量」(ΣW_i) $\times C_b$ により求める。

【解説】

平家建ておよび 2 階建ての作用せん断力の算定方法を提示している。平家建ての場合は階高との関係で一覧表に示された C_b から算定することができる。2 階建ての場合は、1 階の階高との関係で一覧表に C_b が示されているが、計算精度の関係から 1 階が先行して降伏することを条件としている。そのために 1 階と 2 階の層間変形角が同じになる時 (R_{C0}) の C_{u2} / C_{ub} の算定式を設定している。1 階と 2 階の耐力バランスを考慮することで C_b を低減できる。2 階については C_{u2} / C_{ub} を計算し、 R_{C0} を上回ることを確認すれば、2 階の作用せん断力を求めずともクライテリアにおさまる。したがって、1 階の作用せん断力と 1 階のせん断耐力を比較することとなる。

4.2.2 建築物重量の算定方法

建築物の重量を算定は、次のいずれかの方法による

- (1) 以下に提示する方法（各部の単位面積重量、屋根面積、建物外周面積、使用材料等）による。
- (2) 各部位ごとの重量を実状に則して計算し、それらの合計として建築物の重量を算定する。

【解説】

(1) 建築物の重量の算定条件

本方法は、建築物の作用せん断力 (Q) を求めるために建築物の重量（固定荷重＋積載荷重）を簡易かつ精度よく算定できる手法として検討したものである。建築物の重量はその耐震性能を検討する上で最も基本になる指標の一つであるため精度よく求めることが重要である。

建築物の重量を比較的簡易で精度よく計算できる方法として、屋根面積、外周長、延べ面積等から算定する手法を以下に提示する。各部位の単位重量は、実験等で実測した単位重量から算出しているので、令第 84 条の固定荷重とは違いがある部分もあるが、より実状に近い値としている。また外皮断熱の場合にも精度よく計算できるよう検討している。

1) 算出項目

図 4.22 に示す部分 2 階建ての建築物を例として、建築物の重量を 2 階部分、1 階部分および 1 階床部分に分けて示す。

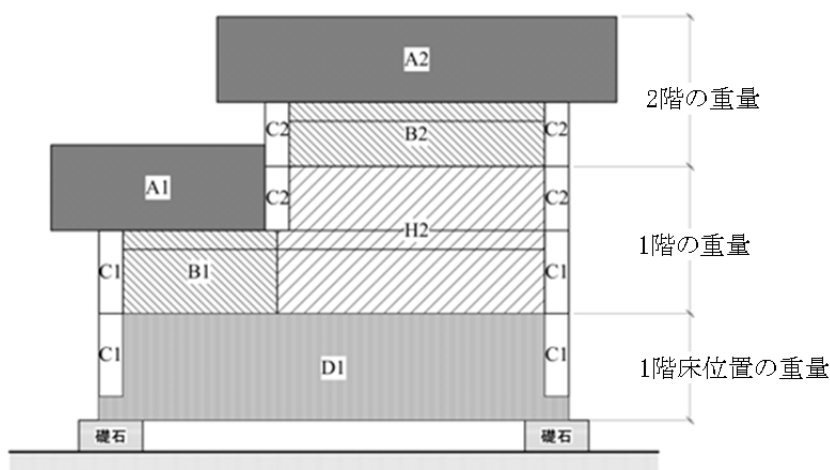


図 4.22 建築物の重量算定立面

- ・ A1、A2 には、瓦、(熨斗瓦 5 段)、防水紙、垂木、野地板が含まれている。
- ・ B1、B2 には、小屋組、間仕切、壁仕上げ、天井材、内部建具が含まれている。
- ・ C1、C2 には、土壁、外部建具（ペアガラス）が含まれている。C を算定する場合は、建築物の土壁の内法高さを基準算定高さ 2700mm で除した補正値を C に乗じる。たとえば、土壁の内法高さ 2200mm の C 補正値は 0.81 となる。
- ・ H2 には、床板、床梁、間仕切、壁仕上げ、差鴨居、内部建具、2 階の積載荷重が含まれている。
- ・ D1 には、1 階床梁、足固め、床板、根太、束、壁、1 階の積載荷重が含まれている。

① 2 階の重量

2 階部分の重量は、図 4.22 に示すような A2：屋根、B2：2 階の小屋梁＋内装壁の半分、C2：2 階の外壁の半分から算定する。

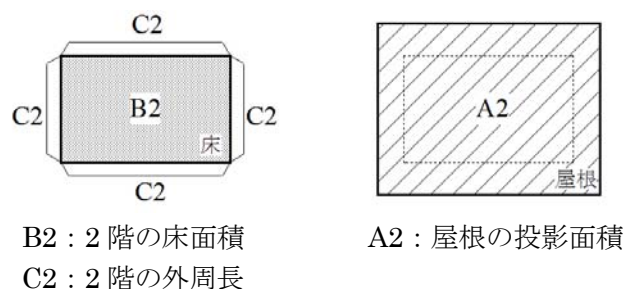


図 4.23 2 階の重量に関わる基準の面積、長さ

表 4.22 2 階部分の重量算定項目

記号	算定する重量	基準	単位
A2	屋根	屋根の投影面積	m ²
B2	2 階小屋梁＋2 階内装壁半分	2 階の床面積	m ²
C2	2 階外壁の半分	2 階の外周長	m

C2 の算定には補正を行う。

② 1階の重量

1階部分の重量は、図 4.22 に示すような A1：下屋（2階床高さ）の屋根、B1：1階の小屋梁＋内装壁の下半分、C2：2階の外壁の半分、C1：1階の外壁上半分、H2：2階の内装壁半分＋1階の内装壁半分＋床梁＋積載荷重から算定する。

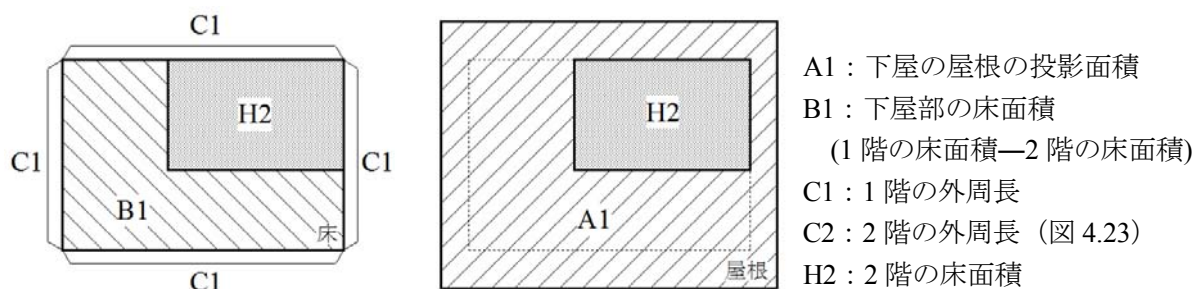


図 4.24 1階の重量に関わる基準の面積、長さ

表 4.23 1階部分の重量算定項目

記号	算定する重量	基準	単位
A1	下屋の屋根	屋根の投影面積	m ²
B1	1階小屋梁＋内装壁半分	1階の床面積－2階の床面積	m ²
C2	2階外壁の半分	2階の外周長	m
C1	1階外壁の半分	1階の外周長	m
H2	2階の内装壁半分＋1階の内装壁半分＋ 床梁＋2階の積載荷重	2階の床面積	m ²

C1、C2の算定には補正を行う。

③ 1階床位置の重量

1階床位置の重量は、C1：1階の外壁下半分、D1：1階床梁＋足固め＋床板＋根太＋束＋内部壁＋1階の積載荷重から算定する。

表 4.24 荷重項目と単位重量

	項目	仕様	単位重量 kN/m ² 又は kN/m	単位	備考
A2	2階屋根面積	瓦屋根	0.73	m ²	*1
		スレート	0.38		
		鉄板	0.26		
B2	2階小屋組・内壁	土壁	0.88	m ²	*2
		木づくり	0.77		
C2	2階外周壁	土壁	0.94	m	*3
		モルタル	0.81		
		板張	0.53		
A1	1階屋根面積	瓦屋根	0.73	m ²	*1
		スレート	0.38		
		鉄板	0.26		

B1	1 階小屋組・内壁	土壁	0.81	m ²	
		木ずり	0.71		
C1	1 階外周壁	土壁	0.94	m	*3
		モルタル	0.81		
		板張	0.53		
H2	2 階床・積載・内壁	土壁	1.44	m ²	*4
		木ずり	1.29		
D1	1 階床	土壁	1.33	m ²	*5
		木ずり	1.23		

備考*1 ・5 寸勾配までを考慮。(×1.118) 熨斗瓦 5 段、ルーフィング、垂木、野地板を含む。
 ・垂木 45×120mm@380mm と 120×120mm @910mm は同荷重。
 ・屋根荷重には、表 4.22 を実情に応じて適宜加算する。
 ・平面荷重は瓦 0.648kN/ m²、スレート 0.332kN/ m²、鉄板 0.232kN/ m²。異勾配の場合は、これらを換算して使用。

備考*2 ・木ずり仕様は、木仕上げ、ボード下地塗り壁、ボード下地クロス張りも同荷重。
 ・石膏ボード下地塗天井の場合は 0.16 kN/ m² を加算。
 ・内部の建具は襖、障子を基本としている。
 ・重い断熱材（フォレストボード 50mm）の場合は差 0.12 kN/ m² を加算。

備考*3 ・梁せいの大きい差鴨居等是小屋組や床梁ではなく、壁重さで拾っていることになる。
 ・土壁は 65mm 厚を基本としている。
 ・開口率 35%としている。軽い壁の場合は開口率の影響が少ない。
 ・土壁の外に断熱材＋モルタルの場合は 0.37 kN/m を加算
 ・土壁の外に断熱材＋板仕上げの場合は 0.1 kN/m を加算
 ・C の算定には壁高さの補正を行う。
 ・梁背が高い差鴨居等は C で考慮。
 ・小屋梁は B1、B2 で、床梁は H2 で考慮。

備考*4 ・階段部分を吹き抜けとして積載荷重を 1 割減じている。
 ・吹き抜けが大きい場合、吹き抜け面積は H2 ではなく、階段を除いた吹き抜け部面積に 0.25kN/ m² を乗じる。
 ・石膏ボード下地塗天井の場合は 0.16 kN/ m² を加算。
 ・2 階床下は天井表しを想定。

備考*5 ・120×270mm の足固め材を想定。
 ・浴室、玄関、土間等の面積は 1 階床面積から減じる(荷重が床組材にかからないため)。

注) *1 建築物の重量には、二次部材重量も含む。

*2 屋根荷重の加算

表 4.25 屋根荷重 (A1、A2) に加算する項目と単位面積重量

項目	単位面積重量 (kN/ m ²)	備考
太陽熱温水器	1.00	一般的には 4 m ²
太陽光発電	0.25	一般的には 30 m ² (3kW) ～40 m ² (5kW)
ロフト	0.32	平均天井高 700mm 以下 (積載・床板)
土壁矢切	0.84	面積より計算
モルタル矢切	0.65	面積より計算

- ・二重屋根や付け庇も、A1、A2 の荷重に加算
- ・入母屋は重なる瓦面積を加算
- ・野地板 30mm の場合は、差 0.06 kN/ m² を加算

＊3 土壁は厚さ 65mm を基準にしているので、厚みが違う場合の単位重量は次表を使うこと。

表 4. 26 土壁の厚さによる単位重量

	単位	65m m	70m m	75m m	80m m	85m m
B2	m ²	0.88	0.89	0.90	0.91	0.92
C2	m	0.94	1.00	1.05	1.10	1.15
B1	m ²	0.81	0.82	0.83	0.84	0.85
C1	m	0.94	1.00	1.05	1.10	1.15
H2	m ²	1.44	1.45	1.46	1.47	1.48
D1	m ²	1.33	1.34	1.35	1.36	1.37
矢切	m ²	0.84	0.90	0.96	1.02	1.08

2) 建築物の重量算定式

- ・算出した項目に表 4.21 単位荷重を乗じる。
- ・算出した荷重から地震荷重を算定する(表 4.27)。

表 4. 27 地震荷重算定用

層	荷重（固定・積載）算定項目	積雪荷重
2 階用 W_2	A2+B2+C2	積雪荷重を加算
1 階用 W_1	A1+B1+C2+C1+H2	
1 階床位置 W_0	C1+D1	

- ・積雪荷重は令第 86 条による。多雪区域においては特定行政庁の定めによる。

4.2.3 1階の作用せん断力 (Q_1) の算定

Q_1 は次式より求める。

$$Q_1 = (W_2 + W_1) \cdot C_b$$

ここで、

W_1 : 1 階の重量

W_2 : 2 階の重量

C_b : 1 階の作用せん断力を層せん断力係数の形で無次元化した値

【解説】

1) 平家建ての場合

建築物の階高との関係から表 4.28～表 4.31 に示す地震地域係数 Z ごとの C_b を用いる。階高が表の表示と異なる場合は、該当する区間で表の値から線形補間して求める。階高が 3900mm より大きい場合は、 C_b は階高 3900 mm の値とする。

計算は、トリリニア形のせん断耐力を持つ 1 質点系の応答を近似的手法により求め、最大応答層間変形角が、極めて稀に発生する地震動時（安全限界時）に $1/20\text{rad}$ 以下に収まるために必要なせん断耐力を求めている。値の設定方法については、計算結果に基づいているが、若干安全側の値（直接計算で求めるより大き目の値）としている。

近似応答計算における地盤種別の影響は地盤増幅係数 G_s で評価できる。十分に長い周期域では第 2 種地盤の地盤増幅率 $G_s = 2.025$ に対して、第 1 種地盤では $2/3$ 倍、第 3 種地盤では $4/3$ 倍される。しかしながら、第 3 種地盤では階高が小さく、 C_b が大きくなると等価周期も短くなるので、 C_b は一様に増加しないで一定となる傾向がある。

表 4.28 平家建て建築物の階高と C_b ($Z=1.0$)

階高(mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
第1種地盤	0.29	0.26	0.24	0.22	0.20	0.18
第2種地盤	0.43	0.39	0.36	0.33	0.30	0.28
第3種地盤	0.57	0.53	0.48	0.44	0.40	0.37

表 4.29 平家建て建築物の階高と C_b ($Z=0.9$)

階高(mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
第1種地盤	0.23	0.21	0.19	0.18	0.16	0.15
第2種地盤	0.35	0.32	0.29	0.26	0.24	0.22
第3種地盤	0.47	0.43	0.39	0.35	0.32	0.30

表 4.30 平家建て建築物の階高と C_b ($Z=0.8$)

階高(mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
第1種地盤	0.18	0.17	0.15	0.14	0.13	0.12
第2種地盤	0.28	0.25	0.23	0.21	0.19	0.18
第3種地盤	0.37	0.33	0.30	0.28	0.25	0.23

表 4.31 平家建て建築物の階高と C_b ($Z=0.7$)

階高(mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
第1種地盤	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09
第2種地盤	0.21	0.19	0.18	0.16	0.15	0.13
第3種地盤	0.28	0.26	0.23	0.21	0.19	0.18

2) 2 階建ての場合

建築物の 1 階階高との関係から表 4.32～表 4.35 に示す C_b を用いる。

2 階のせん断耐力が十分大きい場合は、ほぼ 1 階のみで地震時のエネルギー吸収を行うため、 C_b 換算せん断耐力が、1 階と 2 階のせん断耐力、剛性バランスを考慮した場合と比較して大きくなる。これまでの地震時の被害では、1 階に大きな損傷を受けた建築物が多く、一般に C_{u2} / C_{ub} が大きいことが主要な原因の一つになっている。

本設計法では 1 階と 2 階のバランスを考慮したせん断耐力を算定するための検討を行っている。2 階建ての場合は、 R_w (1 階、2 階の重量比) と R_h (1 階、2 階の階高比) と C_{u2} / C_{ub} により応答値は複雑に変化する。そのためにこれらをパラメータとした膨大な応答計算を行っているが、2 階が先行して降伏する場合は重量計算を含めてより精度の高い計算が必要なため、 $C_{u2} / C_{ub} \geq R_{C0}$ (1 階が先行降伏する) の条件を設定している。

$C_{u2} / C_{ub} \geq R_{C0}$ の条件を満足すれば 2 階の層間変形角が 1 階より大きくなることはないため、2 階のせん断耐力と 2 階の作用せん断力を比較検討する必要はない。

ただし、次の判定式に基づいて R_{C0} を求め、 $C_{u2} / C_{ub} \geq R_{C0}$ を確認する。

$$R_{C0} = \frac{(1 + R_w)(1 + R_h)}{1 + R_w + R_w R_h} \quad (4.2)$$

ここで

R_{C0} : R_w や R_h の値に対して 1 階と 2 階の層間変形角が同じになる時の C_{u2} / C_{ub}

R_w : 2 階の重量/1 階の重量

R_h : 2 階の階高/1 階の階高

C_{u2} : Q_{u2} / W_2 (Q_{u2} は 4.1 で求めた値)

C_{ub} : $Q_{u1} / (W_1 + W_2)$ (Q_{u1} は 4.1 で求めた値)

R_{C0} は $R_w \geq 0.2$ の場合に適用する。

$R_w < 0.2$ の場合は $C_{u2} / C_{ub} \geq 2$ とし、 C_b は平家建ての場合を適用してよい。

表 4.32 2 階建て建築物の 1 階の階高と C_b ($Z=1.0$)

1階の階高 (mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
第1種地盤	0.35	0.33	0.29	0.27	0.25	0.23
第2種地盤	0.52	0.49	0.43	0.40	0.37	0.35
第3種地盤	0.70	0.66	0.57	0.53	0.50	0.46

ただし、 $C_{u2} / C_{ub} \leq R_{C0} + 0.2$ の条件を満たす場合は、 C_b を 0.02 低減してよい。

表 4. 33 2 階建て建築物の 1 階の階高と C_b ($Z=0.9$)

1階階高(mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
第1種地盤	0.29	0.27	0.25	0.23	0.21	0.19
第2種地盤	0.43	0.40	0.37	0.34	0.31	0.28
第3種地盤	0.57	0.53	0.49	0.45	0.41	0.38

ただし、 $C_{u2}/C_{ub} \leq R_{C0} + 0.2$ の条件を満たす場合は、 C_b を 0.02 低減してよい。

表 4. 34 2 階建て建築物の 1 階の階高と C_b ($Z=0.8$)

1階階高(mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
第1種地盤	0.23	0.21	0.20	0.18	0.16	0.14
第2種地盤	0.35	0.32	0.29	0.27	0.25	0.22
第3種地盤	0.46	0.43	0.39	0.36	0.33	0.29

ただし、 $C_{u2}/C_{ub} \leq R_{C0} + 0.2$ の条件を満たす場合は、 C_b を 0.02 低減してよい。

表 4. 35 2 階建て建築物の 1 階の階高と C_b ($Z=0.7$)

1階階高(mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
第1種地盤	0.18	0.16	0.14	0.14	0.13	0.12
第2種地盤	0.28	0.25	0.22	0.22	0.19	0.18
第3種地盤	0.37	0.33	0.29	0.29	0.25	0.25

ただし、 $C_{u2}/C_{ub} \leq R_{C0} + 0.2$ の条件を満たす場合は、 C_b を 0.02 低減してよい。

5. 風圧力に対する検討

- (1) 建築物が令 87 条に規定する風圧力に対して安全である事を確認する。安全の確認方法は、各階、各方向の風圧力が 4 章で求めた建築物のせん断耐力より小さいことを次式より確認する。

$$Q_u \geq 1.6W$$

Q_u : 4 章で求めた建築物のせん断耐力

W : 暴風時の風圧力(令 87 条)

- (2) 柱脚の拘束条件 C の場合には、風圧力に対して建築物が水平移動しない事を次式より確認する。

$$F_u \geq 1.6 W$$

F_u : 柱脚の摩擦力

W : 暴風時の風圧力(令 87 条)

【解説】

- (1) 風圧力を受ける要素として壁面と屋根面を考える。地表面粗度区分に応じて表 5.1 からは壁見付面積に対する風圧力、表 5.2、表 5.3 からは屋根勾配面に対する風圧力を算定できる。

壁見付面積には底等により隠れた壁部分も面積に算入する。風圧力がせん断耐力よりも小さいことを確認する場合の見付面積の範囲を図 5.1 に示す。部分 2 階の場合もその見付面積にて計算する。

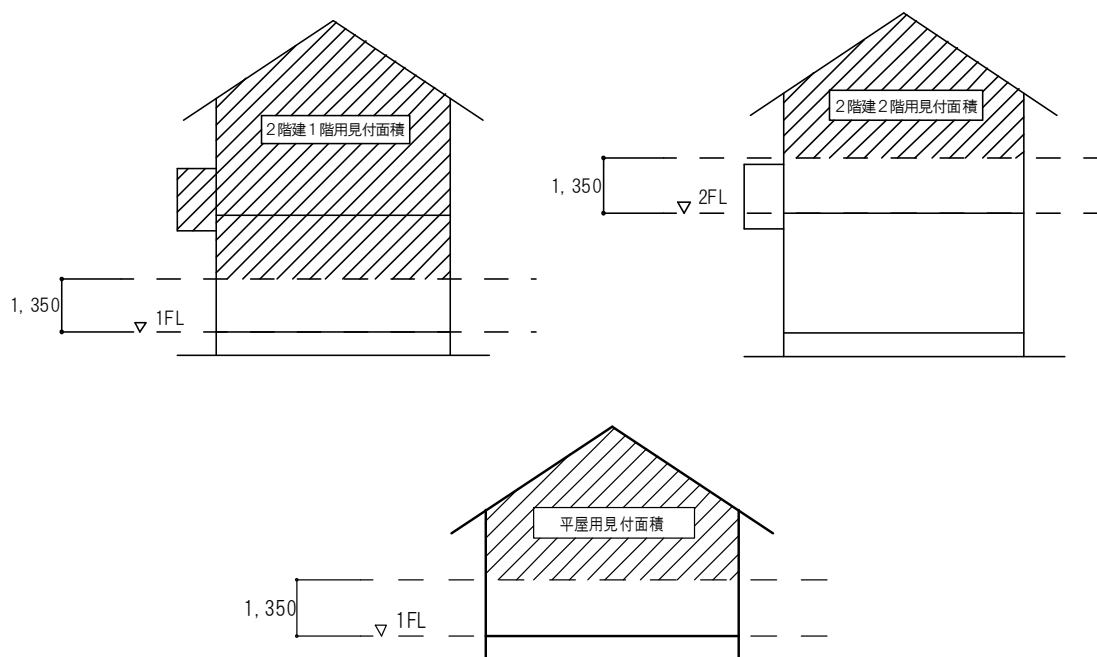


図 5.1 妻面に作用する場合の壁の見付面積

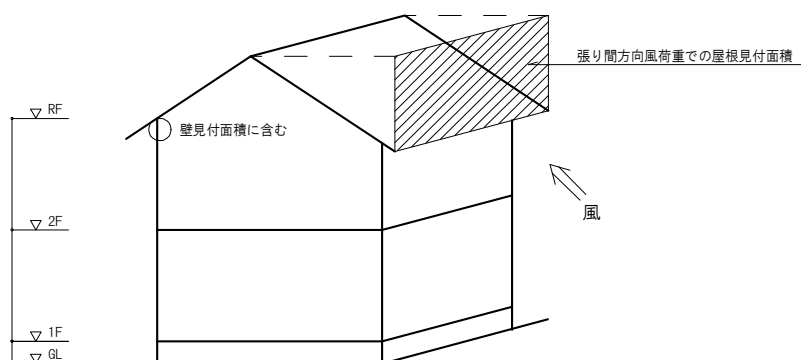


図 5.2 屋根勾配面見付面積

表 5.1 壁の見付面積に乘ずる値 $(\times 10^{-3}) \text{ kN/m}^2$ (H=5.5m、9.5m)

地表面 粗度区分	2 階建て	平家建て
I	$2.17V_o^2$	$1.94V_o^2$
II	$1.56V_o^2$	$1.32V_o^2$
III	$1.12V_o^2$	$0.90V_o^2$
IV	$0.75V_o^2$	$0.75V_o^2$

2 階建ては建物高さとは軒高の平均値が 9.5m まで対応可能
平家建て建ては建物高さとは軒高の平均値が 5.5m まで対応可能

表 5.2 屋根の見付面積に乘ずる値 $(\times 10^{-3}) \text{ kN/m}^2$ (H=5.5m)

地表面 粗度区分	3/10	4/10	5/10	6/10	7/10
I	$0.92V_o^2$	$1.00V_o^2$	$1.08V_o^2$	$1.16V_o^2$	$1.24V_o^2$
II	$0.63V_o^2$	$0.68V_o^2$	$0.74V_o^2$	$0.79V_o^2$	$0.85V_o^2$
III	$0.43V_o^2$	$0.47V_o^2$	$0.50V_o^2$	$0.54V_o^2$	$0.58V_o^2$
IV	$0.36V_o^2$	$0.39V_o^2$	$0.42V_o^2$	$0.45V_o^2$	$0.48V_o^2$

屋根勾配中間値は大きい方の値を採用する

表 5.3 屋根の見付面積に乘ずる値 $(\times 10^{-3}) \text{ kN/m}^2$ (H=9.5m)

地表面 粗度区分	3/10	4/10	5/10	6/10	7/10
I	$1.03V_o^2$	$1.12V_o^2$	$1.21V_o^2$	$1.29V_o^2$	$1.39V_o^2$
II	$0.74V_o^2$	$0.80V_o^2$	$0.87V_o^2$	$0.93V_o^2$	$1.00V_o^2$
III	$0.53V_o^2$	$0.58V_o^2$	$0.62V_o^2$	$0.67V_o^2$	$0.72V_o^2$
IV	$0.36V_o^2$	$0.39V_o^2$	$0.42V_o^2$	$0.45V_o^2$	$0.48V_o^2$

屋根勾配中間値は大きい方の値を採用する

令 87 条に規定する風圧力 (W) は、壁と屋根の見付面積に見付面積に乗ずる値 (表 5.1～表 5.3) とする。 V_o は令 87 条第 2 項に規定された基準風速 (m/s) を示す。

$Q_u \geq 1.6W$ を確認する。

令 87 条より $W = q \cdot Cf \cdot A_n$

q : 速度圧 (N/m^2)

Cf : 風力係数 (1.2)

A_n : 見付面積 (m^2)

$q \cdot Cf$ を基準風速と地表面粗度区分に応じて計算する。

V_o : H12 建告 1454 号第 2 による (m/s)

地表面粗度区分 (I～IV) (H12 建告 1454 号第 1 第 2 項による)

計算結果をもとに、風圧力の算定方法を示したのが表 5.1 である。

屋根の勾配に変化が有る場合は、勾配により分割して計算し加算する等、適宜対応する。

又、屋根勾配が風上、風下側で極端に違う場合や片流れ屋根は別途風圧力を精算する。

建物高さ 13m、軒高 9m としての平均高さ: $H=11\text{m}$ についての風圧力算定表として表 5.4 に壁面の風圧力算定表、表 5.5 に屋根面の風圧力算定表を示す。

表 5.4 風圧力算定表 $H=11.0\text{m}$

地表面 粗度区分	壁の見付面積に乗ずる値 ($\times 10^{-3}$) kN/m^2
	2 階建て
I	$2.22 V_o^2$
II	$1.62 V_o^2$
III	$1.18 V_o^2$
IV	$0.78 V_o^2$

表 5.5 屋根の見付面積に乗ずる値 ($\times 10^{-3}$) kN/m^2 ($H=11.0\text{m}$)

地表面 粗度区分	3/10	4/10	5/10	6/10	7/10
I	$1.05 V_o^2$	$1.15 V_o^2$	$1.24 V_o^2$	$1.32 V_o^2$	$1.42 V_o^2$
II	$0.77 V_o^2$	$0.84 V_o^2$	$0.90 V_o^2$	$0.97 V_o^2$	$1.04 V_o^2$
III	$0.56 V_o^2$	$0.61 V_o^2$	$0.66 V_o^2$	$0.70 V_o^2$	$0.75 V_o^2$
IV	$0.37 V_o^2$	$0.40 V_o^2$	$0.43 V_o^2$	$0.46 V_o^2$	$0.50 V_o^2$

屋根勾配中間値は大きい方の値を採用する

(2) 柱脚の摩擦力の算定方法

$F_u \geq 1.6W$ を確認する。

$$F_u = \mu \Sigma W_i$$

F_u : 柱脚の摩擦力

柱脚の摩擦力は、平家建てと2階建ての場合

- ・平家建ての場合: $\mu (W_1 + W_0)$
- ・2階建ての場合: $\mu (W_2 + W_1 + W_0)$

W_0, W_1, W_2 : 4章で求めた建築物の各階重量

ΣW_i : W_0 を含む柱脚レベルでの重量

W_0 : 1階の階高の1/2から下部柱脚までの重量 (kN)

1階の床面積に 1.5kN/m^2 を乗じる略算値を用いても良い。

μ : 摩擦係数は安全係数0.9を乗じて評価する ($0.4 \times 0.9 = 0.36$ とする。)

- ・建築物の水平移動有無の検討に用いる風荷重は、1階下部の風荷重も加える。
 - ・1階下部の風荷重計算用見付面積は、図5.1の1FL+1350mmから柱脚まで。
 - ・柱脚まわりに外壁がなく開いている場合は、実状に応じた見付面積とする。
- この1階下部の見付面積に乗ずる値として、表5.6を用いても良い。これは、地盤面からの高さに応じて風力係数を低減した値を用いている。

表 5.6 風圧力算定表

地表面 粗度区分	壁の見付面積に乗ずる値 ($\times 10^{-3}$) kN/m^2
	1階下部
I	$2.00 V_o^2$
II	$1.39 V_o^2$
III	$0.97 V_o^2$
IV	$0.75 V_o^2$

6. 継手・仕口

- (1) 継手・仕口は木組み、込み栓などにより構成される伝統的な仕様によるとし、原則として金物に頼らないこととする。
- (2) 小屋組は折置組または京呂組とする。それぞれの仕口と補足接合部を下記に記す。
折置組の仕口：梁を柱で受け、柱を重ほぞにして桁まで通す。桁は渡り顎とする。
京呂組の仕口：桁を柱で受け、梁は兜蟻*、渡り顎等でとめつける。
差付け：梁を柱に込み栓で受け、桁は柱で受ける。
平ほぞ：桁に平ほぞでとめつける。
- (3) 床梁は柱優先または梁優先に分類される。それぞれの仕口は下記を原則とする。
柱優先の仕口：通し柱に桁と梁を込み栓、車知等でとめる。梁と桁は渡り顎、差付け、平ほぞ、蟻掛け*の仕口にする。
梁優先の仕口：柱と桁は長ほぞ込み栓でとめ、梁と桁は渡り顎でとめる。
- (4) 継手・仕口の仕様は、地震力時、風圧力時に十分な耐力、変形性能を保持できる継手・仕口を用いること。
- (5) 継手位置は、荷重により大きな曲げモーメントが発生しない場所を選定する。

*は引張に対して耐力、変形が小さいため用いる箇所には注意が必要である。

【解説】

継手・仕口は伝統的構法木造建築物の最大の特徴の一つで、長年にわたって大工棟梁が経験と知恵により考案したものと考えられる。地震力時、風圧力時に十分な耐力、変形性能を保持できる性能が求められる。

小屋組みは伝統的構法木造建築物で用いられるものとして折置組、京呂組に分類される。小屋梁の最小寸法を 120mm×180mm とする。折置組は梁を柱で受け、柱を重ほぞにして桁まで通す。桁は渡り顎を用いる。渡り顎は鉛直方向に外れる可能性があるため、十分に嵌合させることや、重ほぞ天端に楔を打つ等、鉛直方向に外れることを防止する配慮が望まれる。京呂組は、桁を柱で受け、梁は引張に抵抗できる仕口（渡り顎、差し付け、平ほぞ）で接合する。兜蟻については引張耐力、変形性能が低いいため用いる際は次の注意が必要である。

（兜蟻*の注意事項Ⅰ）

- ・ 兜により 60mm 以上の十分なかかり代を確保する。
- ・ 引張に抵抗できる仕口の区画 4000mm 以内にあること（図 6.1 a）。
- ・ 小屋梁と直交する地棟、受梁等を概ね 4000mm 以下の位置に設ける。これらは兜蟻を用いた小屋梁の落下防止措置である（図 6.1 b）。
- ・ 頭つなぎ、梁つなぎ等は仕口の規制をかけない。
- ・ 内部の受梁の最小寸法を 120mm×240mm とする。

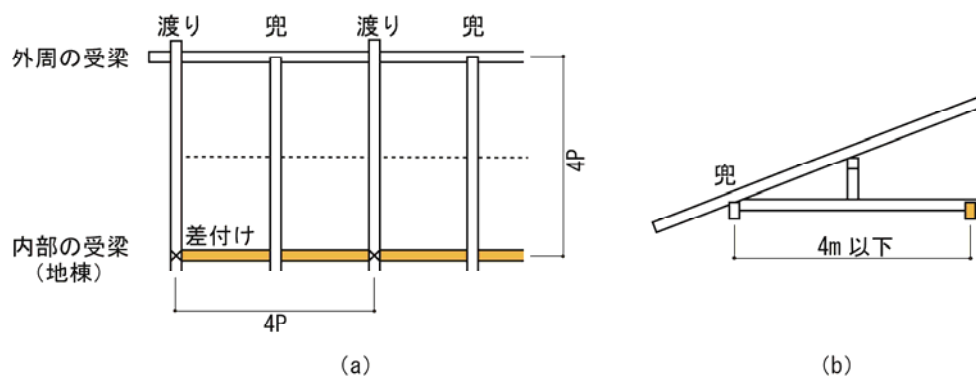


図 6.1 兜蟻の注意事項 I

(兜蟻＊の注意事項 II)

引張に抵抗できる仕口の区画が 6000mm 以内の場合。(図 6.2)

小屋梁と直交する地棟、受梁等を概ね 4000mm 以下の位置に設ける。

受梁の柱支点の差ほぞ部の損傷が発生する。4000mm 間に柱 3 本設置又は柱を 135mm×135mm にする

内部の受梁の最小寸法を 165mm×240mm とする。

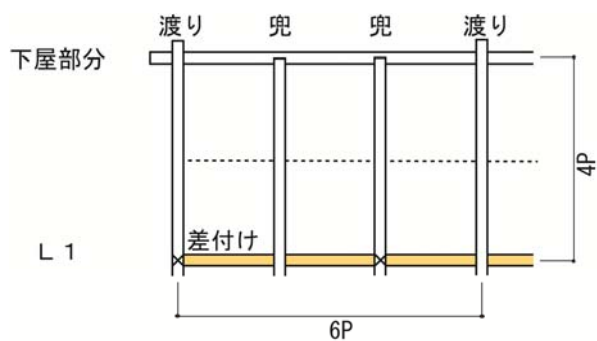


図 6.2 兜蟻の注意事項 II

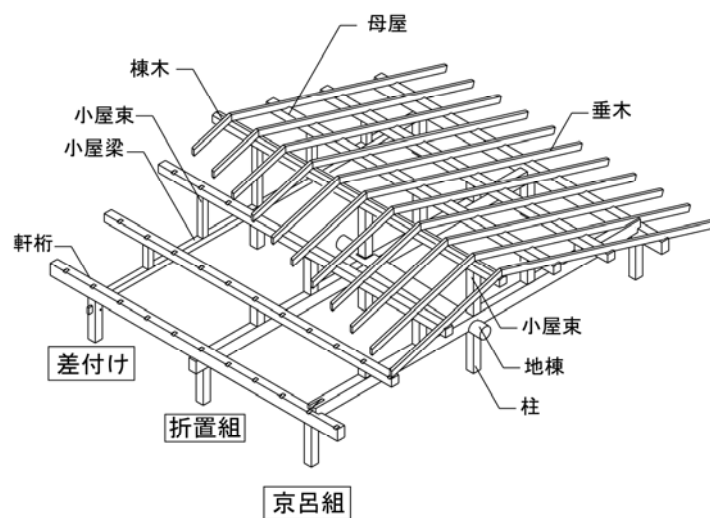
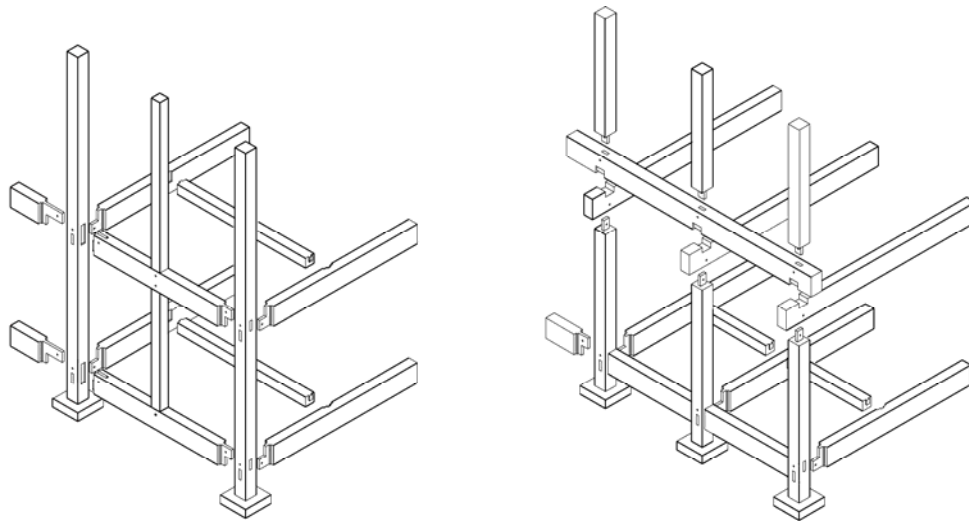


図 6.3 小屋組図 (説明用の図であり、施工可能なものではない)

床梁は柱優先の形式、梁優先の形式に分類される。



a) 柱優先

b) 梁優先

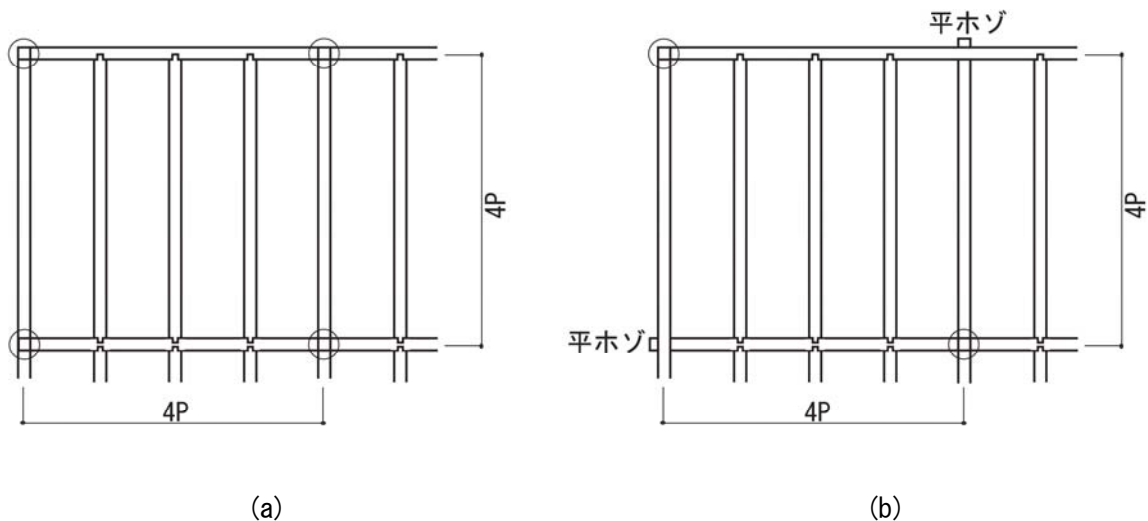
図 6.4 柱優先・梁優先の場合の継手・仕口の例

・柱優先の形式

柱―梁の仕口は、通し柱に桁と梁を込み栓・車知・鼻栓等とめる。梁―梁は、引張に抵抗できる仕口（渡り顎、差し付け、平ほぞ）で接合すること。蟻については引張耐力、変形性能が低いいため用いる際は次の注意が必要である。

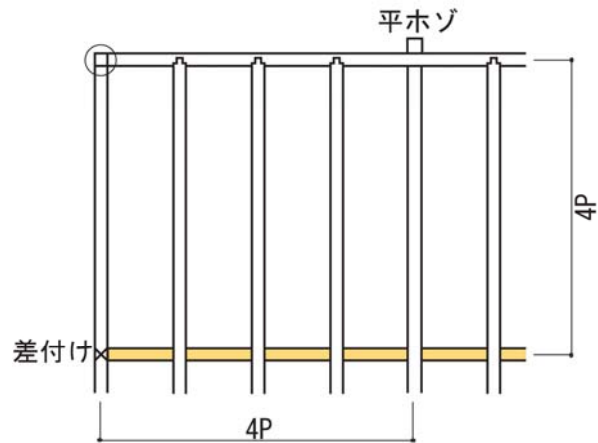
（蟻掛けの注意事項 I）

通し柱又は引張に抵抗できる仕口の区画 $4000\text{mm} \times 4000\text{mm}$ 以内にあること（図 6.5）。市販のスパン表を使用する場合は、蟻掛けの受け梁は断面欠損が大きいのので受け梁記載のものを使用すること。梁の最小寸法を $120\text{mm} \times 240\text{mm}$ とする。



(a)

(b)



(c)

図 6.5 床梁（蟻掛けの注意事項Ⅰ）

（蟻掛けの注意事項Ⅱ）

引張に抵抗できる仕口の区画が $4000\text{mm} \times 6000\text{mm}$ 以内の場合（図 6.6）。受梁の柱支点の差ほど部の損傷が発生する。 4000mm 間に柱 3 本設置又は柱を $135\text{mm} \times 135\text{mm}$ にすること。受梁の最小寸法を $165\text{mm} \times 240\text{mm}$ とする（区画内が全部蟻掛けの場合）。

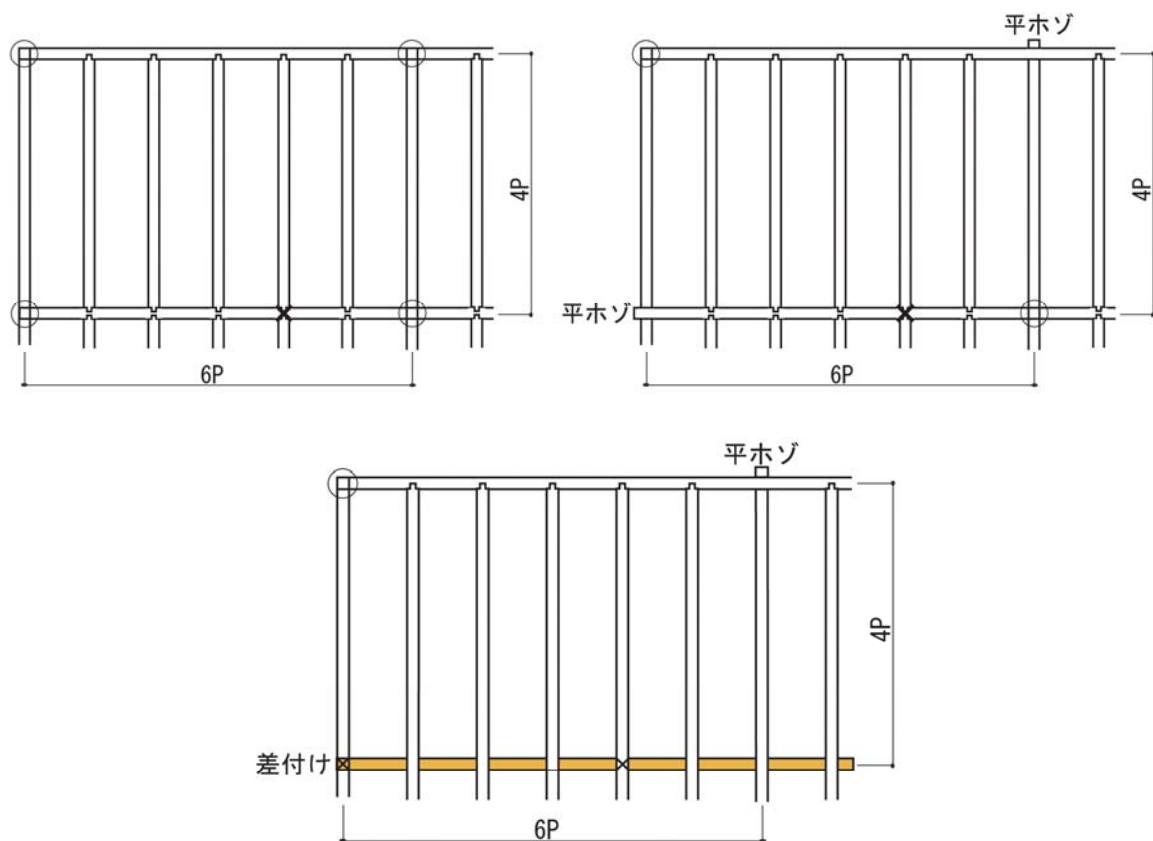


図 6.6 床梁（蟻掛けの注意事項Ⅱ）

・ 梁優先の形式

梁優先の仕口は、込み栓梁と桁は渡り顎で接合する。柱に断面欠損が生じない利点がある。

継手・仕口

表 6.1、表 6.2 は非常に多くの継手・仕口から代表的なものを選定して要素実験を実施し、その結果に基づいて十分な耐力を保持できる継手や大変形時にも変形性能を維持できる仕口を選定したものである。長年にわたって大工棟梁が経験と知恵で継承されてきた継手、仕口の詳細については、多くの仕様があり、また地域的な差もある。図 6.8～図 6.11 に示す継手・仕口は、例である。

表 6.1 継手の選定表

部位		仕様
小屋組（外周部）	外周部	金輪、追掛大栓
小屋組（内部）	内部	金輪、追掛大栓、台持ち
軸組（外周部）	外周部	金輪、追掛大栓
軸組（内部）	内部	金輪、追掛大栓、台持ち
土台		腰掛蟻継

表 6.2 仕口の選定表

部位		仕様
小屋組		渡り顎、差し付け、平ほぞ、兜蟻※
軸組（梁、梁）	梁－梁	渡り顎、差し付け、平ほぞ、蟻掛け※
軸組（柱、梁）	柱－梁	小根ほぞ差、車知、鼻栓
軸組（柱、足固め）	柱－足固め	小根ほぞ差、車知、鼻栓
* 下記の注意点を参照のこと		

外周部の梁継手、柱と梁の仕口には特に大きな引抜力が生じるため、引抜力により破壊が生じない仕様とする必要がある。外周部の継手・仕口についてはこれと同様以上を工夫すること。渡り顎や兜蟻の即近に構造要素がある場合、梁間や梁中央での台持ち継ぎは好ましくない。金輪継ぎ、追掛大栓継ぎにすること(図 6.7)。梁－梁継手は金輪、追っかけ大栓、台持ち等引張に抵抗できる接合にすることを原則とする。

梁－梁継手の位置については曲げモーメントの影響を受けない仕様として、大きな曲げモーメントが生じない位置にする。

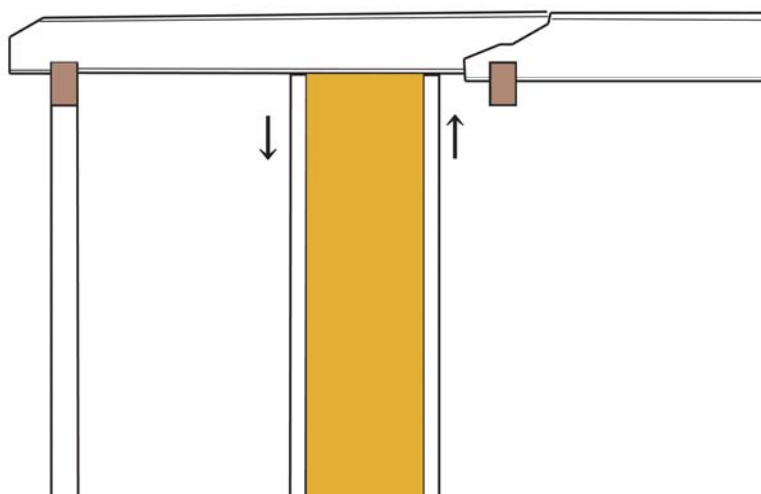
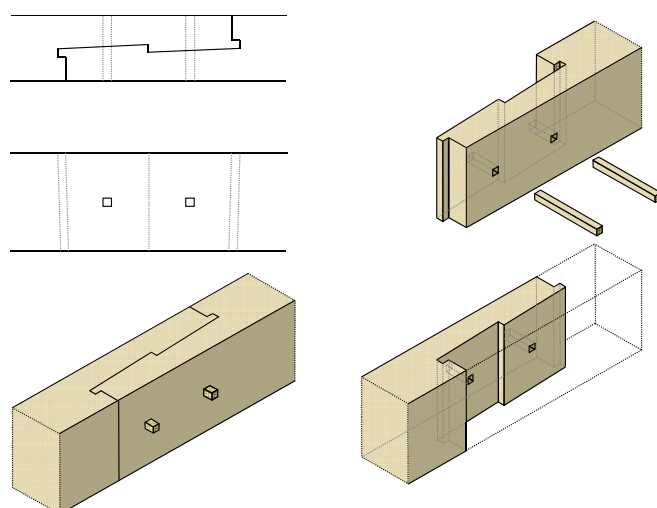
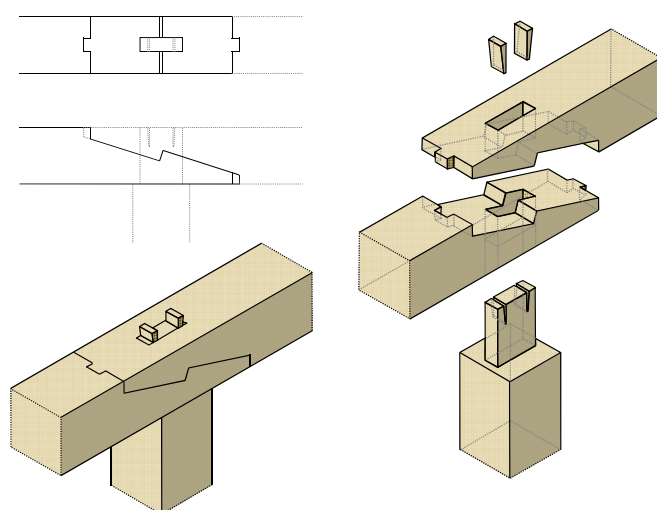


図 6.7 構造要素近傍での継手例

追掛け大栓継ぎ



台持ち継ぎ



金輪継ぎ

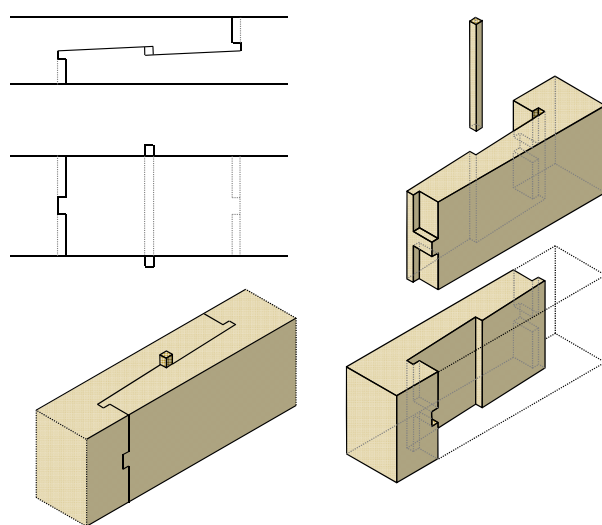
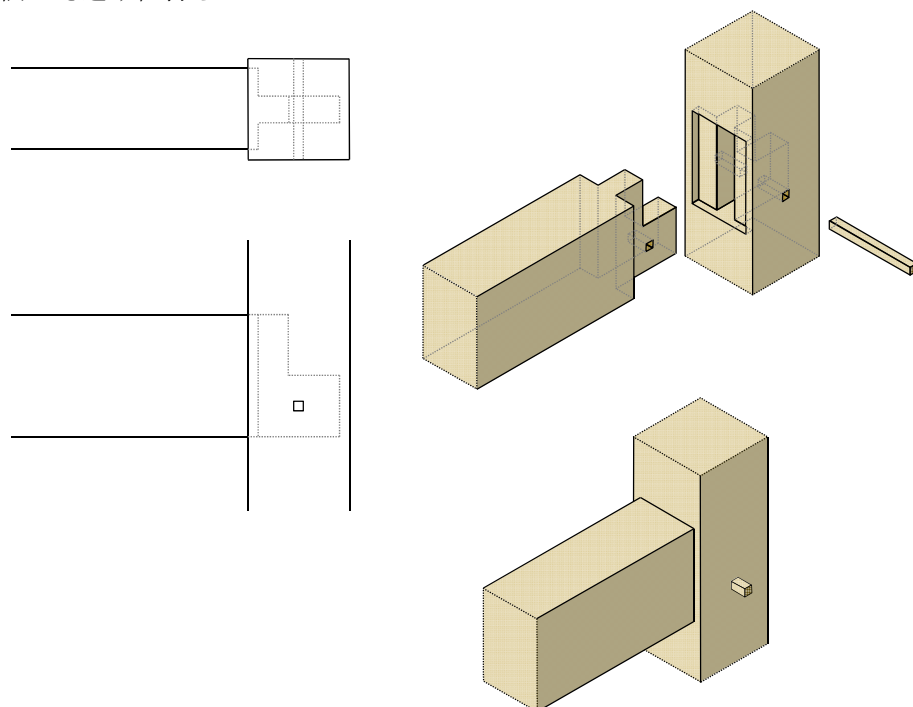


図 6.8 梁—梁継手の例

襟輪付き小根ほぞ込み栓打ち



雇いほぞ込み栓打ち

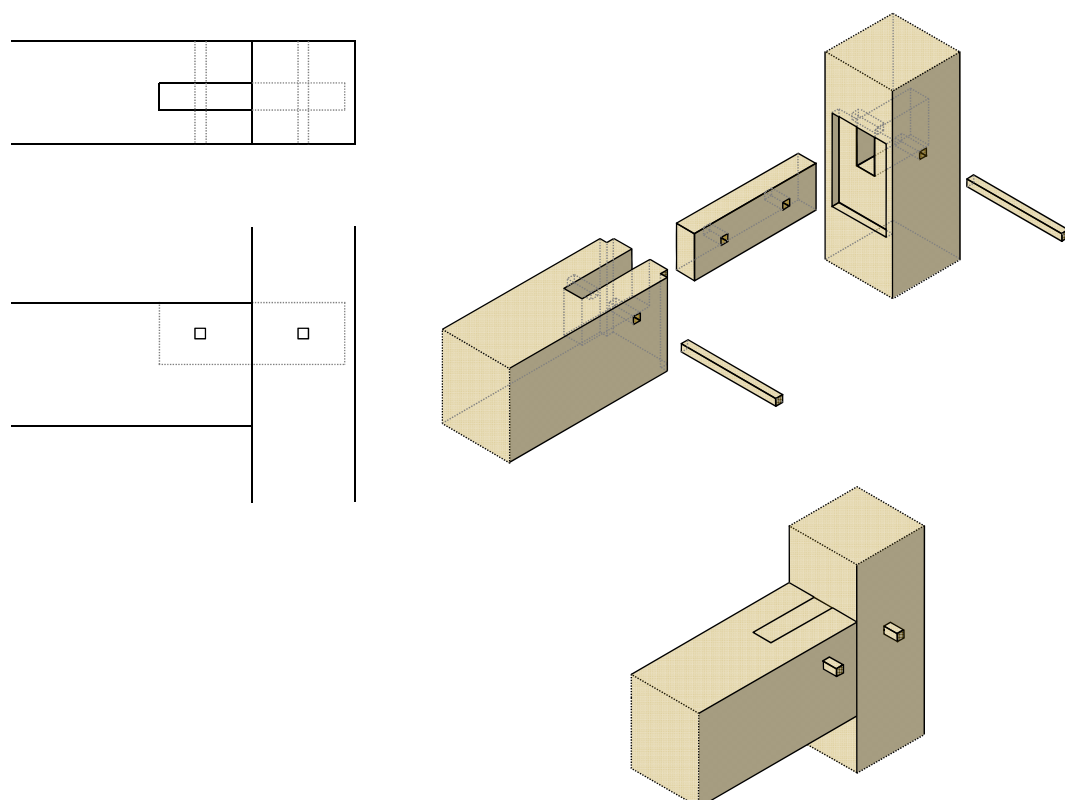
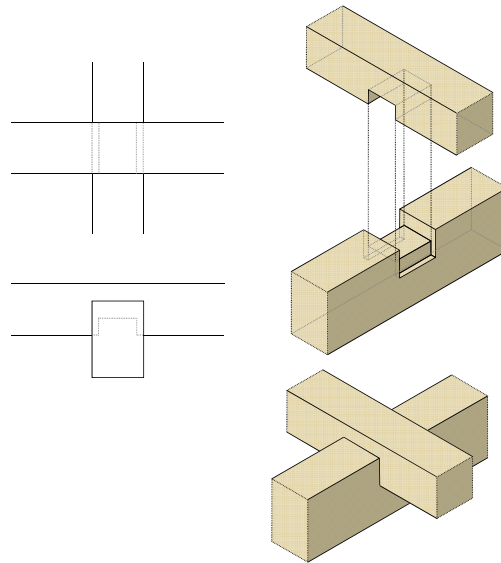
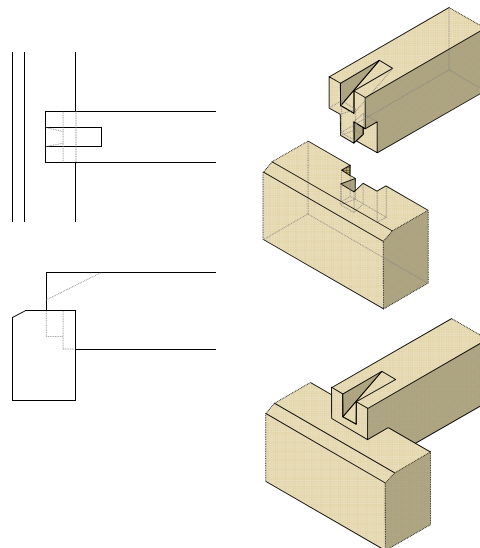


図 6.9 柱－梁継手の例

渡り顎掛け



兜蟻落し



大入れ蟻掛け

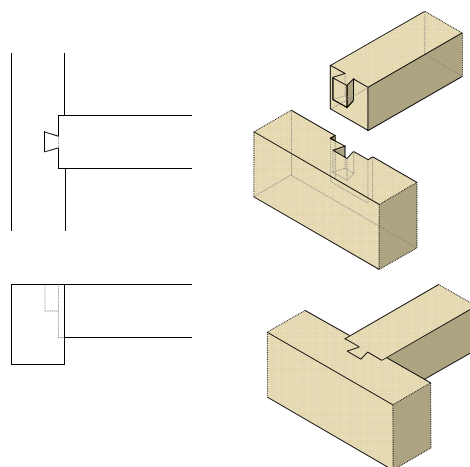


図 6.10 梁-梁仕口の例

腰掛蟻継ぎ

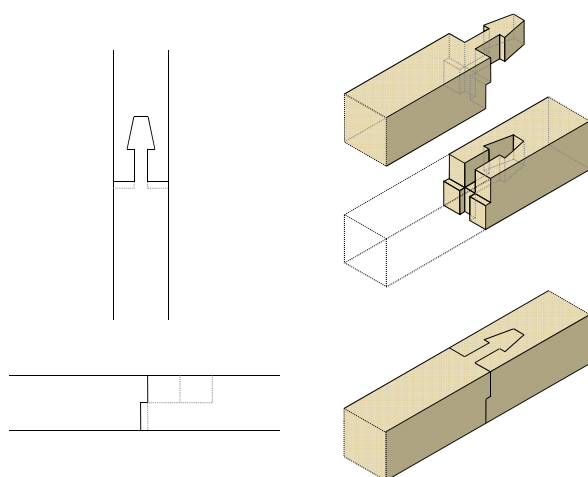


図 6.11 土台継手の例

7. 横架材の設計

- (1) 横架材は常時荷重に対して安全な断面とする他、長期的に有害なたわみが生じない断面とする。
また、部材の中央部附近の下側に耐力上支障のある欠込みをしてはならない。
- (2) 多雪区域では、屋根形状係数、垂直積雪量、積雪の単位荷重等を確認し、十分安全な断面とする。
- (3) 地震力時については、2 階横架材上に土壁が存在し、土壁の側柱が直下の 1 階で抜けている場合、横架材のスパンが大きい場合は部材断面に十分注意が必要である。

【解説】

常時荷重に対しては、一般に公開されているスパン表等が参考になるが、床組によってはさらに大きな断面が必要となる場合もあるので、実状を考慮して個別に断面を決定する必要がある。また詳細設計法の解説に部材の応力が大きくなる場合について具体的に記述されているので、参考にするといよい。

多雪区域では、積雪荷重が固定荷重よりはるかに大きな荷重となる場合もあるので、要注意である。多雪区域にある伝統的構法の建築物は多数現存し、積雪荷重に対して設計上の様々な工夫もみられるので参考になる。

2 階の梁上に土壁架構があり、直下の 1 階部分で横架材下に柱が抜けている場合は、地震時に水平力が土壁に作用することによる転倒モーメントにより生じる鉛直力により、梁が損傷を受ける可能性がある。このため 1 階での柱抜けはできるだけ避けることが望ましいが、避けられない場合は十分安全な断面とすることが必要である。柱スパンが 3000mm を超える場合は常時荷重に対して必要な断面より大きくする等注意が必要である。

8. 柱の設計

軸組を構成する主要な部材である柱は常時荷重に対して建物を安全に支持できる他、極めて稀に発生する地震動に対して折損及び座屈が生じない断面とする。

柱の最小径は横架材間の垂直距離に対して 1/25 以上および有効細長比を 150 以下とする。小壁が取りつく独立柱では、折損が生じないことを確認する。通し柱と隅部柱については、2 階床桁や足固め下の折損（石場建て形式の場合）についても注意が必要である。

【解説】

1) 常時加重に対する検討

常時荷重に対しては、柱が座屈するのを防ぐため、柱に接続する土台、足固め、胴差、梁、桁その他の軸組を構成する主要部分である横架材間の垂直距離に対して最小径を設けている。

2) 小壁が取りつく独立柱の検討

小壁が取りつく独立柱では、最大耐力時に生じる曲げモーメントによって折損が生じないことを確認する。柱に生じる最大曲げモーメントの検討は、検討する柱の小壁高さ、壁厚および階高が柱の断面寸法より求まる曲げ強度より小さいことを付図 1～付図 10 から確認すれば、計算を省略できる。なお、付図以外の場合でも、条件によっては折損しない場合もあるため、より詳細な検討を行うための方法を以下に示す。

図 8.1 および図 8.2 のように、小壁付フレームの小壁横の柱に生じるせん断力 Q_c は式 8.1 で、柱に生じる最大曲げモーメント $M_{\max}$ は式 8.2 で得られる。ここで、小壁が負担するせん断力 Q_w は、最大の単位壁高さ・壁厚あたりのせん断力 $q_{w\max}$ （表 8.1）に小壁高さ（ h_2 ）と壁厚 t_w を乗じた値とする。

$$Q_c = Q_w \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (8.1)$$

$$M_{\max} = Q_c h_2 \alpha \quad (\alpha \text{ は } 1.2 \text{ とする}) \quad (8.2)$$

柱の曲げ強度 M_u を算定するにあたり、断面係数としては $D^3/4$ （ D は柱径）、さらに、断面欠損を考慮してその 0.75 倍とした。従って、有効な柱の本数を n とすると M_u は式 8.3 で得られる。

$$M_u = 0.75 F_b \frac{D^3}{4} \times n \quad (8.3)$$

柱に生じる最大曲げモーメント $M_{\max}$ と柱の曲げ強度 M_u との比較を付図に示す。当該の小壁付フレームの壁長、有効柱本数、小壁高さ、壁厚に対応した $M_{\max}$ より当該柱径の M_u が上回っていれば、柱の曲げ破壊は生じないとする。

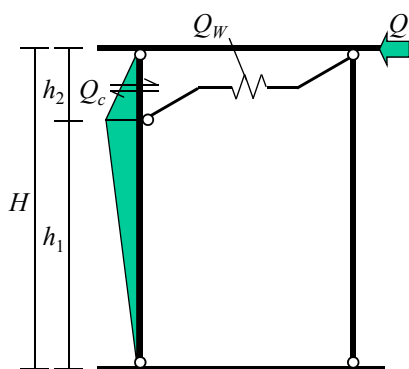


図 8.1 1本の柱が有効な場合

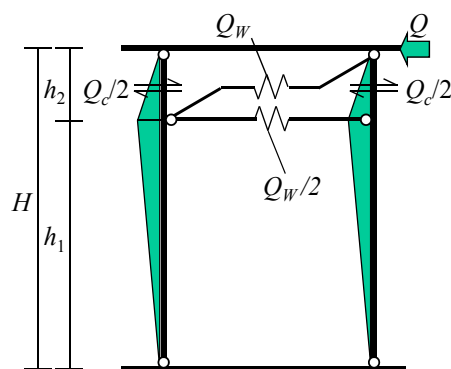


図 8.2 2本の柱が有効な場合

表 8.1 最大の単位壁高さ・壁厚あたりのせん断力(小壁)

1P	1P (束あり)	2P	2P (束あり)	4P
163 kN/m ²	326 kN/m ²	245 kN/m ²	490 kN/m ²	368 kN/m ²

3) 通し柱の検討

通し柱の折損については、個別に検討を行うことも可能であるが、一般的な仕口加工がされた柱の場合、柱の小径が下表 8.2 の範囲であれば、折損しないことが確認されている。また、下表以外の断面であっても条件によっては折損しない場合もあるため、より詳細な検討結果を設計資料－3 付表 9-11 に示す。

表 8.2 通し柱の折損が生じないとする柱径の範囲

材種	二方差	四方差
スギ	120～300mm	120～300 mm
ヒノキ	135～210 mm	135～210 mm

4) 隅部柱の足固め下の検討

隅部柱の足固め下の折損についても、一般的な仕口加工がされた柱の場合、柱の小径が表 8.3 の数値以上であれば、折損しないことが確認されている。また、表 8.3 に該当しない断面であっても条件によっては折損しない場合もあるため、より詳細な検討結果を設計資料－4 として添付している。

なお、柱径が大きくなりすぎる場合の対応として、地貫や根絡み貫を足固めより低い位置に追加すれば、表 8.3 において、礎石天端から足固め中心までの高さを礎石天端から当該地貫等までの中心までの高さとしみなしてよい。

表 8.3 柱の足固め下の折損が生じない柱径 (単位: mm)

			2階建て部分の柱						1階建て部分の柱					
			スギ			ヒノキ			スギ			ヒノキ		
隣接柱までの距離/2	L1	La	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600
	2000	2000	210	—	—	210	240	—	210	240	—	180	210	240
	2000	1500	210	240	—	180	240	240	180	210	240	180	210	240
	2000	1000	180	210	240	180	210	240	180	210	240	180	210	210
	2000	500	180	210	210	150	180	210	150	180	210	150	180	210
	1500	1500	180	210	240	180	210	240	180	210	240	180	210	210
	1500	1000	180	210	240	180	210	210	180	210	210	150	180	210
	1500	500	150	180	210	150	180	210	150	180	210	135	180	180
	1000	1000	150	180	210	150	180	210	150	180	210	135	180	180
	1000	500	135	180	180	135	180	180	135	180	180	135	150	180
	500	500	135	150	180	120	150	180	135	150	180	120	150	150

表中の h は、礎石天端から足固め中心までの高さである。

—は折損するので検討を要する。

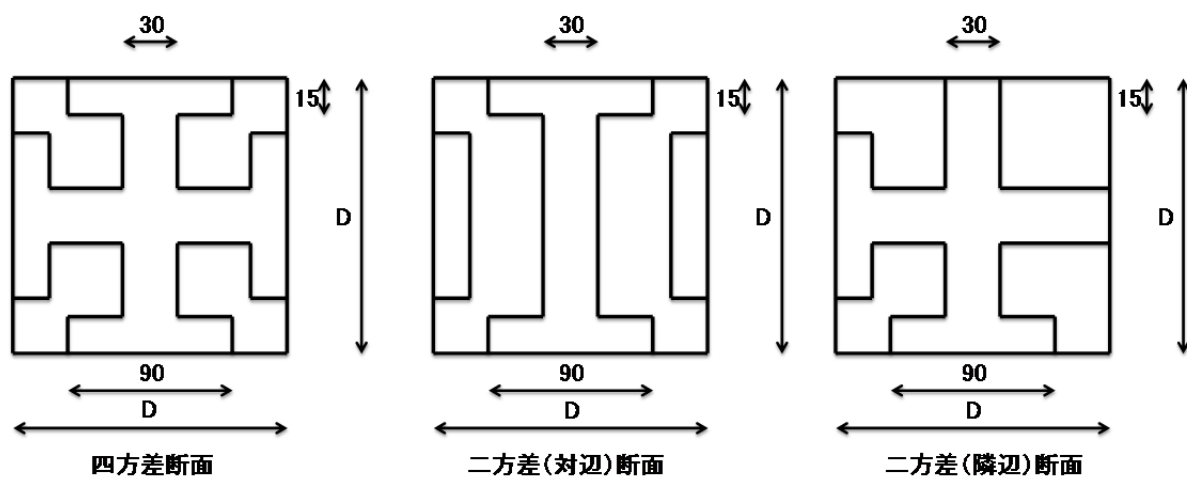


図 8.3 柱の断面形状 (単位 : mm)

二方差し、四方差しの断面欠損を図 8.3 のように仮定すると、断面係数の有効率 α は表 8.4 となる。

表 8.4 α (断面係数の有効率)

柱小径 (mm)	四方差	二方差 (対辺)	二方差 (二隣辺)
120	0.34	0.35	0.46
135	0.47	0.47	0.55
150	0.55	0.56	0.63
180	0.66	0.67	0.71
210	0.73	0.74	0.77
240	0.78	0.79	0.81
270	0.81	0.81	0.83
300	0.84	0.84	0.86

9. 柱脚の設計

柱脚の仕様により、柱脚の拘束条件 A、B、C によって柱脚仕様規定を A、B、C に分けて扱う。

- (1) 柱脚仕様規定 A：柱脚の拘束条件 A（水平方向および上下方向の移動を拘束）
- (2) 柱脚仕様規定 B：柱脚の拘束条件 B（水平方向の移動を拘束、上下方向の移動を拘束しない）
- (3) 柱脚仕様規定 C：柱脚の拘束条件 C（水平方向・上下方向の移動を拘束しない場合）

9.1 柱脚仕様規定 A

柱脚は土台形式とし、柱脚を土台に緊結し、土台は基礎に緊結する。

【解説】

土台形式で水平方向・上下方向の移動を拘束する場合

- ・柱脚と土台の仕口接合部は長ほぞ差とし、柱脚に引拔力が生じる場合は、柱脚が土台から抜け出さないよう N 値計算により込み栓または引き寄せボルトを用いる。込み栓および引き寄せボルトの仕様は、H12 告示 1460 号を準用して決定する。
 - ・土台は作用せん断力に対して移動しない様、基礎にアンカーボルトにより緊結する。アンカーボルト（φ12mm）はおよそ 2000mm 間隔以内で設置する。
- 柱脚に引拔力が生じる場合は、柱芯から 200mm 以内にアンカーボルトを設ける。

9.2 柱脚仕様規定 B

柱脚は、石場建て形式または土台形式とし、水平方向の移動を拘束し、上下方向の移動を拘束しないように設置する。

石場建て形式の場合は、柱間を足固めで緊結し柱脚は水平方向に移動しない仕様とし、柱脚に引拔力が作用して浮き上がった場合でも、もとの位置を確保できる仕様とする。

土台形式の場合は、柱脚は土台上に設置し、土台は基礎に緊結して水平・上下方向に移動しない仕様とする。また、柱脚と土台はほぞ差しとして、柱脚に引拔力が作用してもほぞが土台から抜け出さない長さを確保する

【解説】

1) 石場建て形式

- ・柱脚の移動を拘束し、浮き上がりを拘束しない仕様とするために、柱中央に孔を設け基礎に定着した丸鋼（SS400 相当：φ12mm）により、柱脚の移動を止める仕様とする。柱脚に生じる作用せん断力は丸鋼により安全に処理できる。
- ・丸鋼の長さは、柱脚が浮き上がった場合でも安全となるよう、柱内で 150mm 以上を確保する。

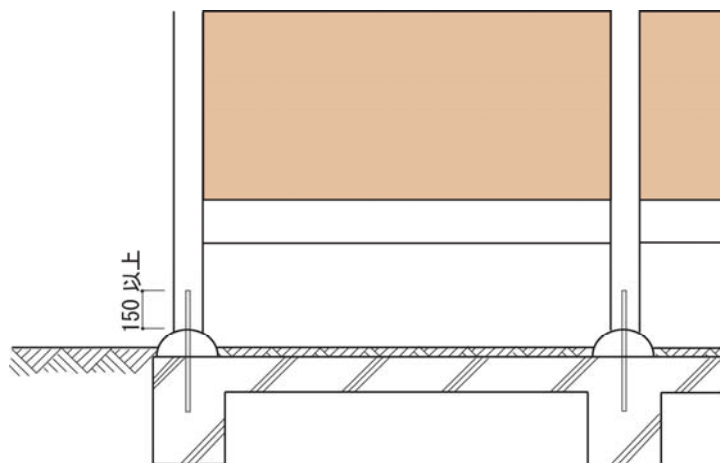


図 9.1 柱脚仕様規定 B 石場建て形式

2) 土台形式（土台を基礎に緊結）

- ・土台と基礎をアンカーボルトにより緊結する。アンカーボルトの径等の仕様は柱脚仕様規定 A に準ずる。
- ・柱脚と土台の仕口接合部は長ほぞ差しとし、込み栓は設けない。ほぞ長さは 150mm 以上確保する。

この場合は、ほぞの抜け出しに伴って土塗り壁が損傷を受ける場合があり、土塗り壁の耐力は 4.1.3(1)と同等の低減を考慮する。

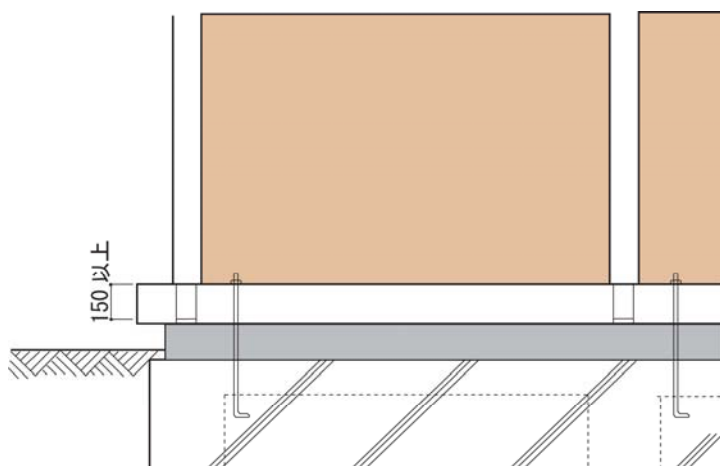


図 9.2 柱脚仕様規定 B 土台形式

3) 土台形式（柱を土台に緊結）

- ・柱を土台に緊結する
- ・土台に孔を設け基礎に定着した丸鋼（SS400 相当：φ12mm）により、柱脚の移動を止める仕様とする。

9.3 柱脚仕様規定 C

柱脚は石場建て形式または土台形式とし、柱脚の水平方向および上下方向の移動を拘束しないように設置する。

石場建て形式の場合、柱脚と基礎の間は柱脚の移動を拘束する接合部材は設けない。

土台形式の場合は、土台と基礎の間に移動を拘束する接合部材は設けない。

両形式ともに、柱脚または土台が移動することによる上部構造への損傷が起きない仕様とする。

【解説】

1) 石場建て形式

柱脚を礎石上に設置する。柱脚が移動することで上部構造に損傷が起きないための仕様は、以下のとおりである。

- ・ 柱脚間を緊結することで柱脚間の広がり防止のための規定
原則として柱間を足固めにより緊結する。柱脚に地長押を設置してもよいが、その場合は腐朽を防ぐために基礎との間に空間を設ける。ただし、出入口口に下屋が設置されている場合、出入口口横の柱には、足固めや地長押の設置なしを許容する。
- ・ 1 階の床に適切な剛性を持たせることで、鉛直構面間がばらばらに動くことを防止するための規定
1 階の床は標準仕様と同等以上の水平剛性を持つ仕様とする。
1 階床が出入口等で一部が確保できない場合は大きさを限定して許容する。この場合の大きさは建築物の短辺方向幅の 30% 以下とする。(1 階床の一部が出入口等で確保できない場合は、その大きさを限定すれば柱脚の移動に影響しないことは実大振動台実験(試験体 No.5)や立体モデルによる時刻歴解析で確認されている。)
- ・ 柱と足固め仕口接合部が変形性能を維持するための規定
柱と足固め仕口接合部は、変形性能の大きな雇いほぞ等の形式とする。(仕口接合部の実験結果から耐力・変形性能の大きい形式とし、仕口部での柱の断面欠損は有効断面積比が 75% 以上の形式を選定する。)
- ・ 柱脚の移動による上部構造への損傷を防止するためには、柱脚が礎石から落下することを防ぐための規定
柱脚が移動しても礎石から落下しない大きさとする。その場合の柱脚の最大水平移動量は 200mm としてよい。礎石径は、柱中央から礎石端までの距離が最大水平移動量以上を確保できる大きさとする。また礎石の天端の高さは、基礎(または地盤面)から 100mm 以下とする。(実大振動台実験結果および、時刻歴解析結果から極めて稀に発生する地震動時の最大水平移動量は 150mm 以下に収まっている)
- ・ 柱の足固め位置での損傷を防止するための規定
足固めより下部の柱については、足固め中央から礎石までの高さを 700mm 以下、柱径を 120mm 以上とし、隅部については、損傷を防ぐための規定として表 8.3、設計資料-4 により断面を選定する。特に、下屋の隅柱については、柱軸力が小さく浮き上がりを伴った水平移動が生じることにより、損傷が生じやすい。そのため、余裕を持った断面とするか、地貫や根絡み貫を足固めより低い位置に追加する等、損傷に配慮することが望ましい。
- ・ 礎石の設置方法に関する規定
設置した礎石に傾斜がある場合、柱脚が一方向に水平移動するのを防止するために、礎石は傾斜しないよう設置する。
礎石が地震時に移動しないように基礎に留めつける、基礎に埋め込む、据え付けモルタルで礎石

を基礎に固定するなどの対策をする。

- ・柱脚は、雨水により腐食や腐朽しない対策や蟻害を防ぐ対策を講じるための規定
軒の出を長くする。周辺部の柱脚部分に用いる柱は、腐朽や蟻害の少ない樹種や心材部分が多い
ものとする。周辺部の礎石に水切りを設ける。

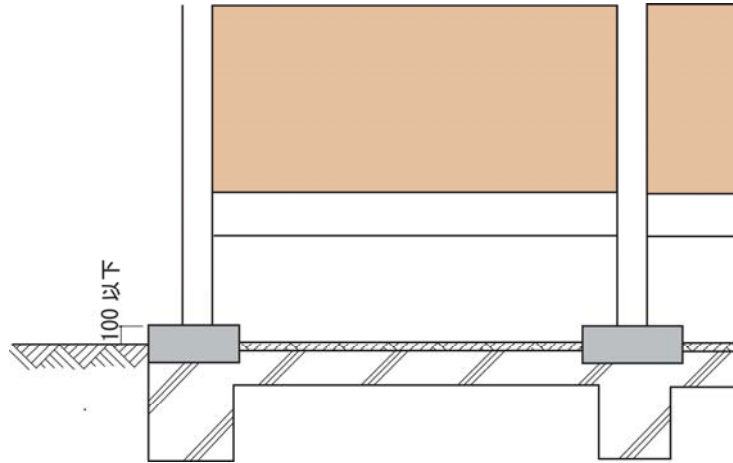


図 9.3 柱脚仕様規定 C 石場建て形式

2)土台形式

柱脚と土台の緊結方法は、柱脚仕様規定 A の該当部分を準用する。土台が移動することで上部構造に損傷が起きないための仕様は石場建て形式の規定を準用する。

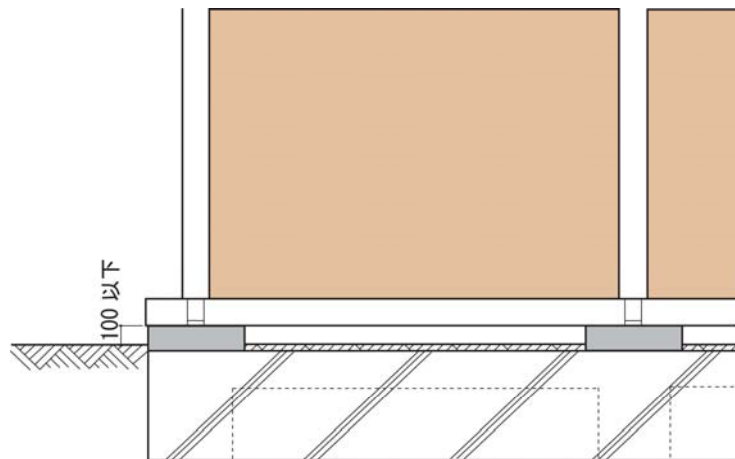


図 9.4 柱脚仕様規定 C 土台形式

10. 礎石

10.1 適用範囲

原則として、建築物に使用する天然産の石材を使用することとする。

10.2 石材の種類

- (1) 石材の種類は硬石、準硬石を用いることを原則とする。
- (2) 石材の種類は、吸水・透水性、強度、摩耗性、耐火性、耐候性、耐薬品性を考慮して選定することを原則とするが、特殊な地域等でなければ、花崗岩、安山岩を用いることとしてもよい。

【解説】

JIS A 5003 では、「石材は、その圧縮強さにより表 10.1 のとおり硬石、準硬石及び軟石に区分する。」とされている。表 10.1 を見ると硬石、準硬石の圧縮強さは、通常使用される柱の圧縮耐力と比較して十分大きいことが分かる。凝灰岩類、軽石（軟）が軟石、砂岩が準硬石に入り、他岩石の殆どは硬石といえる。ここでは強度の観点で硬石、及び準硬石を原則使用することとした。石灰岩のなかには、準硬石に含まれるものもある。軟石については、強度が不十分なもの、風雨などに劣化が早期に侵攻しやすいことから原則として用いないこととした。なお、軟石を使用する際には、強度、耐久性等について十分な検討が必要となる。

また、礎石は建築物を支持する部分であり耐久性等についても検討を要するので、下記 6 項目について考慮し、石材の種類を選定することとする。強度及び下記 6 項目の条件を満足する仕様として、花崗岩、安山岩が挙げられるため、特段の事情のない場合はこれらを用いても良いこととする。特殊な地域については、温泉地等が考えられ、石材の選定にあたっては、耐薬品性等を考慮する必要がある。

1) 吸水・透水性

石材は水分を吸い込む性質を持っており、表面、あるいは、裏面から反対側に水分が染み出す性質を持っている。一般的に軟石が吸水・透水性は高く、圧縮強度及び比重が低いと言える。凝灰岩、砂岩が非常に高く、また、石灰岩も高く、吸水・透水性の高い石材ほど染み込み易く、汚れ易い。また、長時間吸水した状態（湿った状態）が続き、カビ等の原因になる。

2) 強度

石材の強度は、圧縮強度、曲げ強度で表される。一般に、比重の大きな石ほど圧縮強度は大きくなる傾向があり、圧縮強度は大きいものの、曲げ強さは小さい性質がある。また、同じ石種であっても、組成、含水率、石目の方向により異なる。

3) 磨耗性

石灰岩、砂岩、凝灰岩は、花崗岩に比べて数倍から数十倍、磨耗しやすい性質をもっている。また、磨耗しやすい石は傷も付き易いため、使用部位への注意が必要である。

4) 耐火性

石材は石種によっては火に弱く、花崗岩は、最も火に弱い。500℃以上では急激に強度が低下する。特に、石英を多く含む石種ではこの性質が顕著となる。これに対し、安山岩、凝灰岩、砂岩では高温でも強度は低下しない。

5) 耐候性

一般に、花崗岩、安山岩は耐候性に優れているが、これに対し、砂岩、凝灰石は劣る。吸水率の大きな石種では、冬季の凍結により崩壊、剥離などが起きる場合がある。

6) 耐薬品性

花崗岩はアルカリに対しては強いが、酸には必ずしも強いとはいえないので、外部への使用、

施工時の酸洗いなど、石種によっては注意が必要である。

表 10.1 石材の種類の区分と圧縮強さ

種類	圧縮強さ (kgf/cm ²) {N/cm ² }	参考値	
		吸水率 (%)	見掛比重 (g/cm ³)
硬石	500 {4903} 以上	5 未満	約 2.7~2.5
準硬石	500 {4903} 未満 100 {981} 以上	5 以上 15 未満	約 2.5~2
軟石	100 {981} 未満	15 以上	約 2 未満

10.3 欠点

- (1) 石材の欠点は「寸法の不正確、そり、き裂、むら、くされ、欠け、へこみ」とする。
(2) 「そり、き裂、くされ、欠け」のうち、構造耐力上支障のあるものは使用してはならない。

【解説】

石材の規格について、建築基準法では規定がない。規格としては JIS A 5003 がある。JIS A 5003 によれば、石材の欠点は下記の通りとされる。

- 1) そり：石材の表面及び側面における曲がり进行をいう。
- 2) き裂：石材の表面及び側面におけるひび割れ进行をいう。
- 3) むら：石材の表面の部分的な色調の不ぞろい进行をいう。
- 4) くされ：石材中の簡単に削り取れる程度の異質部分进行をいう。
- 5) 欠け：石材のみえがかり面のりょう角部の小さい破碎进行をいう。
- 6) へこみ：石材の表面のくぼみ进行をいう。
- 7) はん点：石材の表面の部分的に生じたはん点状の色むら进行をいう。
- 8) 穴：石材の表面及び側面に現れた穴进行をいう。
- 9) しみ：石材の表面に他の材料の色の付いたものをいう。

このうち、そり、き裂、くされ、欠けののうち、構造耐力上に大きな影響を及ぼすものは使用してはならない。その他の欠点に関しては、構造耐力上に影響があると考えられるものは適切に使用することが求められる。

10.4 石材の形状

石材の形状は原則として角石、板石を用いることとする。ただし、柱脚が水平方向に移動しない場合等、礎石が平板である必要のない場合はこの限りでない。板石は、厚さ 60mm 以上のものを用いる。

【解説】

石材の形状について JIS A 5003 では、角石、板石、間知石、割石が定められている。

- 1) 角石：幅が厚さの 3 倍未満で、ある長さをもっていること。
- 2) 板石：厚さが 150mm 未満で、かつ幅が厚さの 3 倍以上であること。
- 3) 間知石：面が原則としてほぼ方形に近いもので、控えは四方落としとし、面に直角に測った控えの長さは、面の最小辺の 1.5 倍以上であること。
- 4) 割石：面が原則としてほぼ方形に近いもので、控えは二方落としとし、面に直角に測った控えの長さは、面の最小辺の 1.2 倍以上であること。

このうち、礎石として利用するものとして、角石、板石を用いることとした。

また、礎石の厚さが薄い場合は柱脚部から受ける衝撃力などにより割れるおそれがあることから、ここでは最小の厚さとして 60mm 以上であることとした。

表 10.2 JIS 規格 角石の寸法

種類	厚さ (cm) ※	幅 (cm) ※	長さ (cm)
12 の 15	12	15	91、100、150
15 の 18	15	18	
15 の 21	15	21	
15 の 24	15	24	
15 の 30	15	30	
18 の 30	18	30	

※ 厚さと幅では、長い方を幅とする。

表 10.3 JIS 規格 板石の寸法

幅 (cm)	厚さ (cm)	長さ (cm)
30	8～12	30
40		40
40	10～15	90
45		
50		
55		
60		
65		

10.5 石材の仕上げ

柱脚の上下、水平移動を拘束しない場合は、石材の仕上げは「びしゃんたたき」程度とする。

【解説】

柱脚の水平移動を拘束しない場合は、地震時に柱脚の水平移動が生じることがある。水平移動量等を検討する上で柱脚と礎石、すなわち木材と石材の摩擦係数が重要となる。実大振動台実験等で得られている礎石と柱脚のみかけの動摩擦係数は 0.4 程度であり、石材の仕上げは当該摩擦係数を確保できるものでなければならない。一方で石材の表面の粗度については、規格がない。ここでは、実大振動台実験結果の仕様が「六枚びしゃん」による「びしゃんたたき」であることから「びしゃんたたき」程度とした。

1 1. 基礎

11.1 適用範囲

- (1) 伝統的構法木造建築物とする。ただし、以下の建築物は適用範囲としない。
- 1) 茶室、あずまやその他これらに類するもの又は延べ面積が 10m^2 以内の物置、納屋その他これらに類するものに用いる基礎である場合
 - 2) 門、塀その他これらに類するものの基礎である場合
- (2) 構造計算により自重による沈下その他の地盤の変形など考慮して建築物又は建築物の部分に有害な損傷、変形、及び沈下が生じないことを確かめた場合は仕様規定によらないことができる。

【解説】

適用範囲については伝統的構法木造建築物とした。仕様規定の想定している荷重は基礎に 15kN/m^2 の長期荷重がかかる想定とした。通常の伝統的構法木造建築物であれば、この範囲で十分であると考えられるが著しく荷重が大きいと思われる建築物は基礎の検討をすることが望ましい。

茶室などについては H12 建告 1347 号にならい、軽微な建築物については仕様規定をかさないこととした。

構造計算により沈下などを把握し構造耐力上支障がないことを確認した場合は仕様規定によらず設計することができることとした。この場合の構造計算については「建築基礎構造設計指針（日本建築学会）」や「小規模建築物基礎設計指針（日本建築学会）」等を参考とすることができる。

11.2 支持地盤の許容応力度仕様規定の

- (1) 地盤の長期に生ずる力に対する許容応力度が 20kN/m^2 以上とする。
- (2) 地盤の長期に生ずる力に対する許容応力度は、地盤調査を行い H13 国交告 1113 号等に基づき算出することを原則とする。
- (3) 改良された地盤にあつては、改良後の許容応力度とする。

【解説】

支持地盤の許容応力度は基礎に 15kN/m^2 の長期荷重がかかる想定としており、基礎の自重を含めると地盤の長期に生ずる力に対する許容応力度が 20kN/m^2 以上必要となる。また、地震時の地盤変状などを考慮すると、地盤の長期に生ずる力に対する許容応力度が 50kN/m^2 以上あることが望ましい。地震時の地盤変状については、地盤調査や自治体の液状化マップなどで液状化の危険性がないことを確認し、危険性があるときは地盤改良などの対策が必要となる。

構造計算を要しない建築物については地盤の長期に生ずる力に対する許容応力度を算出する方法は規定されていないが、ここでは、地盤調査を行い H13 国交告 1113 号等に基づき算出することを原則とした。「建築基礎構造設計指針（日本建築学会）」や「小規模建築物基礎設計指針（日本建築学会）」等により算出することも可能である。

地盤改良についても、適切な設計、施工を行い地盤の長期に生ずる力に対する許容応力度が確保されているものについては適用の対象とした。

11.3 仕様規定の基礎の仕様

- (1) ベタ基礎とすること。
- (2) 一体の鉄筋コンクリート造とすること。
- (3) 1 階の耐力壁線直下及び柱の直下にあつては、連続した基礎梁を設けるものとすること。
- (4) 基礎梁の成は 450mm 以上とし、幅は 300mm 以上と、基礎の底盤の厚さは 150mm 以上とすること。
- (5) 根入れの深さは、基礎の底部を雨水等の影響を受けるおそれのない密実で良好な地盤に達したものとした場合を除き、梁底部より 150mm 以上とし、かつ、凍結深度よりも深いものとする。ことその他凍上を防止するための有効な措置を講ずること。
- (6) 基礎梁の主筋は異形鉄筋を表 11.1 に掲げる数量以上配置し、かつあばら筋で拘束したものとする。こと。
- (7) 底盤の補強筋として異形鉄筋を表 11.2 に掲げる数量以上配置すること。

【解説】

本仕様規定は下図のようなべた基礎に 15kN/m^2 の長期荷重がかかる想定として検討を行った結果である。使用コンクリートは Fc21、使用鉄筋（D13、D16）は SD295A として検討を行った。

基礎の剛性を確保するため 1 階の耐力壁線直下及び柱の直下に基礎梁を設けることとした。基礎梁にあつては、開口部端部と基礎梁端部に柱があるものと想定し、連続梁として算出したモーメントに対して配筋を定めた。ただし、柱脚を上下方向拘束する仕様で水平荷重時に大きな引拔力が生じる基礎梁にあつては引抜力に応じた主筋量を算出し補強することが望ましい。

底盤にあつては四辺固定、三辺自由一辺固定など建築物の外縁の基礎梁の固定度はゼロとして計算を行った結果、最も応力が大きくなる場合に対して必要量を配筋した。

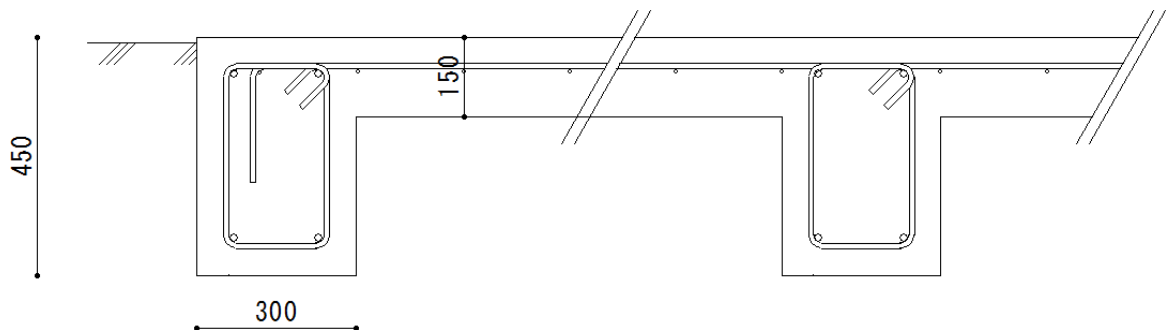


図 11.1 基礎断面図

表 11.1 基礎梁の配筋

		基礎梁の長さ(mm)			
開口幅		1820	2730	3640	4550
910	上端	2D13	2D13	2D13	2D13
	下端	2D13	2D13	2D13	2D13
	st	2D10@200	2D10@200	2D10@200	2D10@200
1820	上端	2D13	2D13	2D13	3D16
	下端	2D13	2D13	3D13	4D16
	st	2D10@200	2D10@200	2D10@200	2D10@200
2730	上端	2D13	2D13	4D13	3D16
	下端	2D13	3D13	4D13	5D16
	st	2D10@200	2D10@200	2D10@200	2D10@200
3640	上端	2D13	3D13	2D16	7D16
	下端	2D13	3D13	3D16	7D16
	st	2D10@200	2D10@200	2D10@200	2D10@200

*dtD=70mm ただし、2 段筋(5 本以上)の場合は dt=92mm

*B=300mm、D=450mm

表 11.2 底盤の厚さと補強筋

		短辺					
		1820		2730		3640	
		底盤厚さ	スラブ筋	底盤厚さ	スラブ筋	底盤厚さ	スラブ筋
長辺	1820	150	D10@200	—	—	—	—
	2730	150	D10@150	150	D13@200	—	—
	3640	150	D10@150	150	D13@200	150	D13@100
	4550	150	D10@150	150	D13@150	200	D13@150
	5460	150	D10D13@200	150	D13@150	200	D13@150

設 計 資 料

- 設計資料－ 1 材料に関連する法令
- 設計資料－ 2 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧
- 設計資料－ 3 通し柱が折損しない条件
- 設計資料－ 4 柱脚が折損しない条件
- 設計資料－ 5 小壁が取りつく柱の折損に対する検討

設計資料－１ 材料に関連する法令

令 41 条（木材）

構造耐力上主要な部分に使用する木材の品質は、節、腐れ、繊維の傾斜、丸身等による耐力上の欠点がないものでなければならない。

令 49 条（外壁内部等の防腐措置等）

1. 木造の外壁のうち、鉄網モルタル塗その他軸組が腐りやすい構造である部分の下地には、防水紙その他これに類するものを使用しなければならない。
2. 構造耐力上主要な部分である柱、筋かい及び土台のうち、地面から一メートル以内の部分には、有効な防腐措置を講ずるとともに、必要に応じて、しろありその他の虫による害を防ぐための措置を講じなければならない。

令 89 条（木材の繊維方向の許容応力度）

木材の繊維方向の許容応力度は、次の表の数値によらなければならない。ただし、第 82 条第一号から第三号までの規定によって積雪時の構造計算をするに当たっては、長期に生ずる力に対する許容応力度は同表の数値に 1.3 を乗じて得た数値と、短期に生ずる力に対する許容応力度は同表の数値に 0.8 を乗じて得た数値としなければならない。

長期に生ずる力に対する許容応力度				短期に生ずる力に対する許容応力度			
圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断
$\frac{1.1F_c}{3}$	$\frac{1.1F_t}{3}$	$\frac{1.1F_b}{3}$	$\frac{1.1F_s}{3}$	$\frac{2F_c}{3}$	$\frac{2F_t}{3}$	$\frac{2F_b}{3}$	$\frac{2F_s}{3}$
この表において、 F_c 、 F_t 、 F_b および F_s は、それぞれ木材の種類及び品質に応じて国土交通大臣が定める圧縮、引張り、曲げ及びせん断に対する基準強度(単位 N/mm^2)を表すものとする。							
※かた木で特に品質優良なものをしゃち、込み栓の類に使用する場合には、その許容応力度は、それぞれ表の数値の 2 倍まで増大することができる。							
※基礎ぐい、水槽、浴室その他これらに類する常時湿潤状態にある部分に使用する場合には、その許容応力度は、それぞれの数値の 70%に相当する数値としなければならない。							

令 95 条（木材の繊維方向の材料強度）

木材の繊維方向の材料強度は、次の表の数値によらなければならない。ただし、第 82 条の 5 第二号の規定によって積雪時の構造計算をするに当たっては、同表の数値に 0.8 を乗じて得た数値としなければならない。

材料強度（単位： N/mm^2 ）			
圧縮	引張り	曲げ	せん断
F_c	F_t	F_b	F_s
この表において、 F_c 、 F_t 、 F_b および F_s は、それぞれ令第 89 条第 1 項の表に規定する基準強度を表すものとする。			

平 13 年国土交通省告示 1024 号（木材のめりこみ、圧縮材の座屈の許容応力度）

木材のめりこみ及び木材の圧縮材（以下この号において単に「圧縮材」という。）の座屈の許容応力度は、次に掲げるものとする。

- イ 木材のめりこみの許容応力度は、その繊維方向と加力方向とのなす角度に応じて次に掲げる数値（基礎ぐい、水槽、浴室その他これらに類する常時湿潤状態にある部分に使用する場合は、

においては、当該数値の 70%に相当する数値)によらなければならない。ただし、令(以下「令」という。)第 82 条第一号から第三号までの規定によって積雪時の構造計算をするに当たっては、長期に生ずる力に対する許容応力度は当該数値に 1.3 を乗じて得た数値と、短期に生ずる力に対する許容応力度は当該数値に 0.8 を乗じて得た数値としなければならない。

- (1) 10 度以下の場合 令第 89 条第 1 項の表に掲げる圧縮の許容応力度の数値
- (2) 10 度を超え、70 度未満の場合 (1)と(3)とに掲げる数値を直線的に補間した数値
- (3) 70 度以上 90 度以下の場合 次の表に掲げる数値

建築物の区分		長期に生じる力に対する めりこみの許容応力度 (単位 N/mm ²)		短期に生じる力に対する めりこみの許容応力度 (単位 N/mm ²)	
		積雪時	積雪時以外	積雪時	積雪時以外
(1)	土台その他これに類する横架材(当該部材のめりこみによって他の部材の応力に変化が生じない場合に限る。)	$\frac{1.5F_{cv}}{3}$	$\frac{1.5F_{cv}}{3}$	$\frac{2F_{cv}}{3}$	$\frac{2F_{cv}}{3}$
(2)	(1)項に掲げる場合以外の場合	$\frac{1.43F_{cv}}{3}$	$\frac{1.1F_{cv}}{3}$	$\frac{1.6F_{cv}}{3}$	$\frac{2F_{cv}}{3}$

この表において、 F_{cv} は、木材の種類及び品質に応じて第 3 第一号に規定するめりこみに対する基準強度(単位 N/mm²)を表すものとする。

- ロ 圧縮材の座屈の許容応力度は、その有効細長比(断面の最小二次率半径に対する座屈長さの比をいう。以下同じ。)に応じて、次の表の各式によって計算した数値(基礎ぐい、水槽、浴室その他これらに類する常時湿潤状態にある部分に使用する場合には、当該数値の 70%に相当する数値)によらなければならない。ただし、令第 82 条第一号から第三号までの規定によって積雪時の構造計算をするに当たっては、長期に生ずる力に対する許容応力度は同表の数値に 1.3 を乗じて得た数値と、短期に生ずる力に対する許容応力度は同表の数値に 0.8 を乗じて得た数値としなければならない。

有効細長比	長期に生じる力に対する 座屈の許容応力度 (単位 N/mm ²)	短期に生じる力に対する 座屈の許容応力度 (単位 N/mm ²)
$\lambda \leq 30$ の場合	$\frac{1.1F_c}{3}$	$\frac{2F_c}{3}$
$30 < \lambda \leq 100$ の場合	$\frac{1.1}{3}(1.3 - 0.01\lambda)F_c$	$\frac{2}{3}(1.3 - 0.01\lambda)F_c$

$\lambda > 100$ の場合	$\frac{1.1}{3} \cdot \frac{3000}{\lambda^2} F_c$	$\frac{2}{3} \cdot \frac{3000}{\lambda^2} F_c$
この表において、 λ および F_c は、それぞれ次の数値を表すものとする。 λ 有効細長比 F_c 令第 89 条第 1 項の表に掲げる圧縮に対する基準強度（単位 N/mm ² ）		

平成 12 年建設省告示 1452 号（木材の基準強度）

製材の日本農林規格（平成 19 年農林水産省告示第 1083 号）に適合する構造用製材（ただし、円柱類にあつてはすぎ、からまつ及びひのきに限る。）の目視等級区分によるもの
その樹種、区分及び等級に応じてそれぞれ次の表の数値とする。ただし、たる木、根太その他荷重を分散して負担する目的で並列して設けた部材（以下「並列材」という。）にあつては、曲げに対する基準強度 F_b の数値について、当該部材群に構造用合板又はこれと同等以上の面材をはる場合には 1.25 を、その他の場合には 1.15 を乗じた数値とすることができる。

樹種	区分	等級	基準強度（単位：N/mm ² ）			
			F_c	F_t	F_b	F_s
あかまつ	甲種構造材	1 級	27.0	20.4	33.6	2.4
		2 級	16.8	12.6	20.4	
		3 級	11.4	9.0	14.4	
	乙種構造材	1 級	27.0	16.2	26.4	
		2 級	16.8	10.2	16.8	
		3 級	11.4	7.2	11.4	
べいまつ	甲種構造材	1 級	27.0	20.4	34.2	2.4
		2 級	18.0	13.8	22.8	
		3 級	13.8	10.8	17.4	
	乙種構造材	1 級	27.0	16.2	27.0	
		2 級	18.0	10.8	18.0	
		3 級	13.8	8.4	13.8	
からまつ	甲種構造材	1 級	23.4	18.0	29.4	2.1
		2 級	20.4	15.6	25.8	
		3 級	18.6	13.8	23.4	
	乙種構造材	1 級	23.4	14.4	23.4	
		2 級	20.4	12.6	20.4	
		3 級	18.6	10.8	17.4	
ダフリカ からまつ	甲種構造材	1 級	28.8	21.6	36.0	2.1
		2 級	25.2	18.6	31.2	
		3 級	22.2	16.8	27.6	
	乙種構造材	1 級	28.8	17.4	28.8	

		2 級	25.5	15.0	25.2	
		3 級	22.2	13.2	22.2	
ひば	甲種構造材	1 級	28.2	21.0	34.8	2.1
		2 級	27.6	21.0	34.8	
		3 級	23.4	18.0	29.4	
	乙種構造材	1 級	28.2	16.8	28.2	
		2 級	27.6	16.8	27.6	
		3 級	23.4	12.6	20.4	
ひのき	甲種構造材	1 級	30.6	22.8	38.4	2.1
		2 級	27.0	20.4	34.2	
		3 級	23.4	17.4	28.8	
	乙種構造材	1 級	30.6	18.6	30.6	
		2 級	27.0	16.2	27.0	
		3 級	23.4	13.8	23.4	
べいつが	甲種構造材	1 級	21.0	15.6	26.4	2.1
		2 級	21.0	15.6	26.4	
		3 級	17.4	13.2	21.6	
	乙種構造材	1 級	21.0	12.6	21.0	
		2 級	21.0	12.6	21.0	
		3 級	17.4	10.2	17.4	
えぞまつ 及び とどまつ	甲種構造材	1 級	27.0	20.4	34.2	1.8
		2 級	22.8	17.4	28.2	
		3 級	13.8	10.8	17.4	
	乙種構造材	1 級	27.0	16.2	27.0	
		2 級	22.8	13.8	22.8	
		3 級	13.8	5.4	9.0	
すぎ	甲種構造材	1 級	21.6	16.2	27.0	1.8
		2 級	20.4	15.6	25.8	
		3 級	18.0	13.8	22.2	
	乙種構造材	1 級	21.6	13.2	21.6	
		2 級	20.4	12.6	20.4	
		3 級	18.0	10.8	18.0	

製材の日本農林規格に適合する構造用製材（ただし、円柱類にあつてはすぎ、からまつ、およびひのきに限る。）の機械等級区分によるもの

その樹種及び等級に応じてそれぞれ次の表の数値とする。ただし、並列材にあつては、曲げに対する基準強度 F_b の数値について、当該部材群に構造用合板又はこれと同等以上の面材をはる場合には 1.15 を乗じた数値とすることができる。

樹 種	等級	基準強度（単位：N/mm ² ）			
		F_c	F_t	F_b	F_s
あかまつ、べいまつ、 ダフリカからまつ、 べいつが、えぞまつ、 及びとどまつ	E 70	9.6	7.2	12.0	樹種に応じ、前号 の表の基準強度 による。
	E 90	16.8	12.6	21.0	
	E110	24.6	18.6	30.6	
	E130	31.8	24.0	39.6	
	E150	39.0	29.4	48.6	
からまつ、ひのき、 及びひば	E 50	11.4	8.4	13.8	
	E 70	18.0	13.2	22.2	
	E 90	24.6	18.6	30.6	
	E110	31.2	23.4	38.4	
	E130	37.8	28.2	46.8	
	E150	44.4	33.0	55.2	
すぎ	E 50	19.2	14.4	24.0	
	E 70	23.4	17.4	29.4	
	E 90	28.2	21.0	34.8	
	E110	32.4	24.6	40.8	
	E130	37.2	27.6	46.2	
	E150	41.4	31.2	51.6	

無等級材（日本農林規格に定められていない木材をいう。）その樹種に応じてそれぞれ次の表に掲げる数値とする。ただし、並列材にあっては、曲げに対する基準強度 F_b の数値について、当該部材群に構造用合板又はこれと同等以上の面材をはる場合には 1.25 を、その他の場合には 1.15 を乗じた数値とすることができる。

樹 種		基準強度（単位：N/mm ² ）			
		F_c	F_t	F_b	F_s
針 葉 樹	あかまつ、くろまつ及びべいまつ	22.2	17.7	28.2	2.4
	からまつ、ひば、ひのき及びべいひ	20.7	16.2	26.7	2.1
	つが及びべいつが	19.2	14.7	25.2	2.1
	もみ、えぞまつ、とどまつ、べにまつ、 すぎ、べいすぎ及びスプルース	17.7	13.5	22.2	1.8
	かし	27.0	24.0	38.4	4.2
広 葉 樹	くり、なら、ぶな、けやき	21.0	18.0	29.4	3.0

平成 13 年国交省告示第 1024 号第 3 より、第 1 第一号イ(3)に規定する木材のめりこみに対する基準強度 F_{cv} は、その樹種に応じて、針葉樹の構造用製材の日本農林規格（平成 19 年農林水産省告示第 1083 号）に適合する目視等級区分若しくは機械等級区分によるもの又は無等級材（日本農林規格に定められていない木材をいう。）にあっては次の表 1 の数値とする。

表 1

樹種		基準強度 F_{cv} (単位 N/mm ²)
針葉樹	あかまつ、くろまつ及びべいまつ	9.0
	からまつ、ひば、ひのき及びべいひ	7.8
	つが、べいつが、もみ、えぞまつ、とどまつ、べにまつ、すぎ、べいすぎ及びスプルス	6.0
広葉樹	かし	12.0
	くり、なら、ぶな及びけやき	10.8

令 90 条（鋼材等の許容応力度）

鋼材等の許容応力度は、次の表 1 又は表 2 の数値によらなければならない。

表 1

許容応力度 種 類			長期に生ずる力に対する許容応力度 (単位 : N/mm ²)				短期に生ずる力に対する許容応力度 (単位 : N/mm ²)			
			圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断
炭 素 鋼	構造用鋼材		$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$	長期に生ずる力に対する圧縮、引張り、曲げ、又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の 1.5 倍とする。			
	ボルト	黒皮	—	$\frac{F}{1.5}$	—	—				
		仕上げ	—	$\frac{F}{1.5}$	—	$\frac{F}{2}$ (F が 240 を超えるボルトについて、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)				
	構造用ケーブル		—	$\frac{F}{1.5}$	—	—				

	リベット鋼	—	$\frac{F}{1.5}$	—	$\frac{F}{2}$	
	鋳鋼	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$	
ステンレス鋼	構造用鋼材	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$	
	ボルト	—	$\frac{F}{1.5}$	—	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$	
	構造用ケーブル	—	$\frac{F}{1.5}$	—	—	
	鋳鋼	$\frac{F}{1.5}$	—	—	—	
鋳鋼		$\frac{F}{1.5}$	—	—	—	

この表において F は鋼材等の種類及び品質に応じて国土交通大臣が定める基準強度（単位：N/mm²）を表すものとする。

表 2

許容応力度 種類		長期に生ずる力に対する許容応力度 (単位：N/mm ²)			短期に生ずる力に対する許容応力度 (単位：N/mm ²)		
		圧縮	引張り		圧縮	引張り	
			せん断補強以外に用いる場合	せん断補強に用いる場合		せん断補強以外に用いる場合	せん断補強に用いる場合
丸鋼		$\frac{F}{1.5}$ （当該数値が155を超える場合には、155）	$\frac{F}{1.5}$ （当該数値が155を超える場合には、155）	$\frac{F}{1.5}$ （当該数値が155を超える場合には、155）	F	F	F （当該数値が295を超える場合には、295）
異形鉄筋	径 28mm 以下のもの	$\frac{F}{1.5}$ （当該数値が215を超え	$\frac{F}{1.5}$ （当該数値が215を超え	$\frac{F}{1.5}$ （当該数値が195を超え	F	F	F （当該数値が390を超える場合には、390）

		る場合には、215)	る場合には、215)	る場合には、195)			
	径 28mm を超えるもの	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 195 を超える場合には、195)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 195 を超える場合には、195)	$\frac{F}{1.5}$ (当該数値が 195 を超える場合には、195)	F	F	F (当該数値が 390 を超える場合には、390)
	鉄線の径が 4mm 以上の溶接金網	—	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	—	F (ただし、床版に用いる場合に限る。)	F
この表において、 F は、表 1 に規定する基準強度を表すものとする。							

令 96 条（鋼材等の材料強度）

鋼材等の材料強度は、次の表 1 又は表 2 の数値によらなければならない。

表 1

種 類			材料強度（単位：N/mm ² ）			
			圧縮	引張り	曲げ	せん断
炭 素 鋼	構造用 鋼材		F	F	F	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
	高力ボ ルト		—	F	—	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
	ボ ルト	黒 皮	—	F	—	—
		仕 上 げ	—	F	—	$\frac{3F}{4}$ (F が 240 を超えるボルトについて、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)
	構造用 ケーブル		—	F	—	—

	リベット鋼	—	F	—	$\frac{3F}{4}$
	鋳鋼	F	F	F	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
ステンレス鋼	構造用鋼材	F	F	F	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
	高力ボルト	—	F	—	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
	ボルト	—	F	—	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
	構造用ケーブル	—	F	—	—
	鋳鋼	F	F	F	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
鋳鉄		F	—	—	—
この表において F は令第 90 条の表 1 に規定する基準強度（単位：N/mm ² ）を表すものとする。					

表 2

種 類	材料強度（単位：N/mm ² ）		
	圧 縮	引張り	
		せん断補強以外に用いる場合	せん断補強に用いる場合
丸 鋼	F	F	F （当該数値が 295 を超える場合には、295）
異形鉄筋	F	F	F （当該数値が 390 を超える場合には、390）
鉄線の径が 4mm 以上の溶接金網	—	F （ただし、床版に用いる場合に限る。）	F
この表において F は令第 90 条の表 1 に規定する基準強度（単位：N/mm ² ）を表すものとする。			

令 72 条（コンクリートの材料）

鉄筋コンクリート造に使用するコンクリートの材料は、次の各号に定めるところによらなければならない。

- 一 骨材、水及び混和材料は、鉄筋をさびさせ、又はコンクリートの凝結及び硬化を妨げるような酸、塩、有機物又は泥土を含まないこと。
- 二 骨材は、鉄筋相互間及び鉄筋とせき板との間を容易に通る大きさであること。
- 三 骨材は、適切な粒度及び粒形のもので、かつ、当該コンクリートに必要な強度、耐久性及び耐火性が得られるものであること。

令 74 条（コンクリートの強度）

- 1 鉄筋コンクリート造に使用するコンクリートの強度は、次に定めるものでなければならない。
 - 一 四週圧縮強度は、一平方ミリメートルにつき十二ニュートン（軽量骨材を使用する場合においては、九ニュートン）以上であること。
 - 二 設計基準強度（設計に際し採用する圧縮強度をいう。以下同じ。）との関係において国土交通大臣が安全上必要であると認めて定める基準に適合するものであること。
- 2 前項に規定するコンクリートの強度を求める場合においては、国土交通大臣が指定する強度試験によらなければならない。
- 3 コンクリートは、打上りが均質で密実になり、かつ、必要な強度が得られるようにその調合を定めなければならない。

令 75 条（コンクリートの養生）

コンクリート打込み中及び打込み後五日間は、コンクリートの温度が二度を下らないようにし、かつ、乾燥、震動等によってコンクリートの凝結及び硬化が妨げられないように養生しなければならない。ただし、コンクリートの凝結及び硬化を促進するための特別の措置を講ずる場合においては、この限りでない。

令 76 条（型わく及び支柱の除去）

- 1 構造耐力上主要な部分に係る型わく及び支柱は、コンクリートが自重及び工事の施工中の荷重によって著しい変形又はひび割れその他の損傷を受けない強度になるまでは、取りはずしてはならない。
- 2 前項の型わく及び支柱の取りはずしに関し必要な技術的基準は、国土交通大臣が定める。

令 79 条（鉄筋のかぶり厚さ）

- 1 鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さは、耐力壁以外の壁又は床にあつては二センチメートル以上、耐力壁、柱又ははりにあつては三センチメートル以上、直接土に接する壁、柱、床若しくははり又は布基礎の立上り部分にあつては四センチメートル以上、基礎（布基礎の立上り部分を除く。）にあつては捨コンクリートの部分を除いて六センチメートル以上としなければならない。
- 2 前項の規定は、水、空気、酸又は塩による鉄筋の腐食を防止し、かつ、鉄筋とコンクリートとを有効に付着させることにより、同項に規定するかぶり厚さとした場合と同等以上の耐久性及び強度を有するものとして、国土交通大臣が定めた構造方法を用いる部材及び国土交通大臣の認定を受けた部材については、適用しない。

令 91 条（コンクリートの許容応力度）

コンクリートの許容応力度は、次の表の数値によらなければならない。ただし、異形鉄筋を用いた付着について、国土交通大臣が異形鉄筋の種類及び品質に応じて別に数値を定めた場合は、当該数値によることができる。

長期に生ずる力に対する許容応力度 (単位：N/mm ²)				短期に生ずる力に対する許容応力度 (単位：N/mm ²)			
圧縮	引張り	せん断	付着	圧縮	引張り	せん断	付着
$\frac{F}{3}$	$\frac{F}{30}$ (F が 21 を超えるコンクリートについて、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)		0.7 (軽量骨材を使用するもの にあつては、 0.6)	長期に生ずる力に対する圧縮、引張り、せん断又は付着の許容応力度のそれぞれの数値の 2 倍 (F が 21 を超えるコンクリートの引張り及びせん断について、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)とする。			
この表において F は設計基準強度 (単位：N/mm ²) を表すものとする。							
※異形鉄筋を用いた付着について、国土交通大臣が異形鉄筋の種類及び品質に応じて別に数値を定めた場合は、当該数値によることができる。							

令 97 条 (コンクリートの材料強度)

コンクリートの材料強度は、次の表の数値によらなければならない。ただし、異形鉄筋を用いた付着について、国土交通大臣が異形鉄筋の種類及び品質に応じて別に数値を定めた場合は、当該数値によることができる。

材料強度（単位：N/mm ² ）			
圧縮	引張り	せん断	付着
F	$\frac{F}{10}$ (F が 21 を超えるコンクリートについて、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)		2.1 (軽量骨材を使用するものにあつては、1.8)
この表において F は設計基準強度（単位：N/mm ² ）を表すものとする。			
※異形鉄筋を用いた付着について、国土交通大臣が異形鉄筋の種類及び品質に応じて別に数値を定めた場合は、当該数値によることができる。			

付表1 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (1/2)
(2本の柱が有効な場合、1P および 2P、階高 $h=2275\text{mm}$)

[illegible]

付表 1 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (2/2)
(2本の柱が有効な場合、1P および 2P、階高 $H \leq 2275\text{mm}$)

[illegible]

付表2 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (1/2)
(2本の柱が有効な場合、4P、階高 $H=2275\text{mm}$)

[illegible]

付表2 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (2/2)
(2本の柱が有効な場合、4P、階高 $H=2275\text{mm}$)

[illegible]

付表3 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (1/2)
(1本の柱が有効な場合、1P および 2P、階高 $h \leq 2275\text{mm}$)

[illegible]

付表 3 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (2/2)
(1本の柱が有効な場合、1P および 2P、階高 $H=2275\text{mm}$)

[illegible]

付表 4 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (1/2)
(1本の柱が有効な場合、4P、階高 $H=2275\text{mm}$)

[illegible]

(1本の柱が有効な場合、4P、階高 $H \neq 2275\text{mm}$)

付表5 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (1/2)
(2本の柱が有効な場合、1P および 2P、階高 $h \leq 3185\text{mm}$)

柱2本(1P, H=3185mm)																	
		910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910
壁長(mm)	壁長(mm)	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910
	壁高さ(mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
	壁厚(mm)	60	60	60	75	75	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
	柱径(mm)	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120
	(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1/90	1/90	0.16	0.18	0.18	0.20	0.22	0.23	0.26	0.27	0.38	0.46	0.49	0.44	0.55	0.60	0.49	0.64
	1/20	0.26	0.26	0.26	0.33	0.33	0.40	0.39	0.39	0.74	0.73	0.72	0.93	0.91	1.13	1.10	1.09
柱2本(2P, H=3185mm)																	
壁長(mm)	壁長(mm)	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820
	壁高さ(mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
	壁厚(mm)	60	60	60	75	75	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
	柱径(mm)	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120
	(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1/90	1/90	0.23	0.26	0.27	0.27	0.32	0.33	0.31	0.37	0.40	0.49	0.64	0.71	0.56	0.76	0.86	0.61
	1/20	0.40	0.39	0.39	0.50	0.49	0.49	0.60	0.59	0.59	1.13	1.10	1.09	1.43	1.37	1.73	1.67
柱2本(2P(束あり), H=3185mm)																	
壁長(mm)	壁長(mm)	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820
	壁高さ(mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
	壁厚(mm)	60	60	60	75	75	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
	柱径(mm)	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120	150	180	120
	(rad)	($\times 10^{-3}$ rad)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1/90	1/90	0.29	0.34	0.36	0.34	0.41	0.44	0.38	0.48	0.52	0.58	0.80	0.92	0.65	0.94	1.11	0.70
	1/20	0.53	0.52	0.52	0.67	0.66	0.65	0.81	0.79	0.78	1.53	1.48	1.46	1.91	1.85	2.29	2.24

付表 5 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (2/2)
(2本の柱が有効な場合、1P および 2P、階高 $H \neq 3185\text{mm}$)

[illegible]

(2本の柱が有効な場合、4P、階高 $H \neq 3185\text{mm}$)

柱2本(4P(束あり, H=3185mm))

(2本の柱が有効な場合、4P、階高 $h=3185\text{mm}$)

[illegible]

付表 7 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (1/2)
(1本の柱が有効な場合、1P および 2P、階高 $h \leq 3185\text{mm}$)

[illegible]

付表 7 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (2/2)
(1本の柱が有効な場合、1P および 2P、階高 $h \leq 3185\text{mm}$)

[illegible]

付表 8 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (1/2)
(1本の柱が有効な場合、4P、階高 $h=3185\text{mm}$)

柱1本(4P、H=3185mm)					
壁長(mm)	3640	3640	3640	3640	3640
壁高さ(mm)	300	300	300	300	300
壁厚(mm)	60	60	75	75	90
柱径(mm)	120	150	180	120	150
(rad)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1/90	0.24	0.33	0.37	0.27	0.39
1/20	0.62	0.60	0.59	0.78	0.75
柱1本(4P(束あり)、H=3185mm)					
壁長(mm)	3640	3640	3640	3640	3640
壁高さ(mm)	300	300	300	300	300
壁厚(mm)	60	60	75	75	90
柱径(mm)	120	150	180	120	150
(rad)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1/90	0.28	0.40	0.48	0.31	0.47
1/20	0.83	0.80	0.79	1.03	1.01

付表 8 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧 (2/2)
(1本の柱が有効な場合、4P、階高 $H=3185\text{mm}$)

[illegible]

設計資料－３ 通し柱が折損しない条件

付表９ 通し柱(二方差対辺)が折損しない条件（－の条件では折損する）

スギ 120							ヒノキ 120							ケヤキ 120									
		1階階高							1階階高							1階階高							
		2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	○	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	○		2730	-	-	-	-	-	-		2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	○		3000	-	-	-	-	-	-		3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	○	○	○	○		3300	-	-	-	-	-	-		3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	○	○	○	○	○		3600	-	-	-	-	-	-		3600	-	-	-	-	-	-
	3900	○	○	○	○	○	○		3900	-	-	-	-	-	-		3900	-	-	-	-	-	-

スギ 135							ヒノキ 135							ケヤキ 135									
		1階階高							1階階高							1階階高							
		2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	○	○	○	○	○	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	○	○	○	○	○		2730	-	-	-	-	-	-		2730	-	-	-	-	-	-
	3000	○	○	○	○	○	○		3000	-	-	-	-	-	-		3000	-	-	-	-	-	-
	3300	○	○	○	○	○	○		3300	-	-	-	-	-	-		3300	-	-	-	-	-	-
	3600	○	○	○	○	○	○		3600	-	-	-	-	○	○		3600	-	-	-	-	-	-
	3900	○	○	○	○	○	○		3900	-	-	-	○	○	○		3900	-	-	-	-	-	-

スギ 150							ヒノキ 150							ケヤキ 150									
		1階階高							1階階高							1階階高							
		2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	○	○	○	○	○	○	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	○	○	○	○	○	○		2730	-	-	-	-	-	○		2730	-	-	-	-	-	-
	3000	○	○	○	○	○	○		3000	-	-	-	-	○	○		3000	-	-	-	-	-	-
	3300	○	○	○	○	○	○		3300	-	-	-	○	○	○		3300	-	-	-	-	-	-
	3600	○	○	○	○	○	○		3600	-	○	○	○	○	○		3600	-	-	-	-	-	-
	3900	○	○	○	○	○	○		3900	-	○	○	○	○	○		3900	-	-	-	-	-	-

スギ 180							ヒノキ 180							ケヤキ 180									
		1階階高							1階階高							1階階高							
		2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	○	○	○	○	○	○	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	○	○	○	○	○	○		2730	-	-	-	-	-	○		2730	-	-	-	-	-	-
	3000	○	○	○	○	○	○		3000	-	-	-	-	○	○		3000	-	-	-	-	-	-
	3300	○	○	○	○	○	○		3300	-	-	-	○	○	○		3300	-	-	-	-	-	-
	3600	○	○	○	○	○	○		3600	-	○	○	○	○	○		3600	-	-	-	-	-	-
	3900	○	○	○	○	○	○		3900	-	○	○	○	○	○		3900	-	-	-	-	-	-

スギ 210							ヒノキ 210							ケヤキ 210									
		1階階高							1階階高							1階階高							
		2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	○	○	○	○	○	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	○	○	○	○	○	○		2730	-	-	-	-	-	-		2730	-	-	-	-	-	-
	3000	○	○	○	○	○	○		3000	-	-	-	-	-	○		3000	-	-	-	-	-	-
	3300	○	○	○	○	○	○		3300	-	-	-	-	○	○		3300	-	-	-	-	-	-
	3600	○	○	○	○	○	○		3600	-	-	-	○	○	○		3600	-	-	-	-	-	-
	3900	○	○	○	○	○	○		3900	-	-	○	○	○	○		3900	-	-	-	-	-	-

スギ 240							ヒノキ 240							ケヤキ 240									
		1階階高							1階階高							1階階高							
		2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	○	○	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	○	○		2730	-	-	-	-	-	-		2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	○	○	○	○	○		3000	-	-	-	-	-	-		3000	-	-	-	-	-	-
	3300	○	○	○	○	○	○		3300	-	-	-	-	-	-		3300	-	-	-	-	-	-
	3600	○	○	○	○	○	○		3600	-	-	-	-	-	○		3600	-	-	-	-	-	-
	3900	○	○	○	○	○	○		3900	-	-	-	-	○	○		3900	-	-	-	-	-	-

スギ 270							ヒノキ 270							ケヤキ 270									
		1階階高							1階階高							1階階高							
		2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	○	○	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	○	○	○	○		2730	-	-	-	-	-	-		2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	○	○	○	○	○		3000	-	-	-	-	-	-		3000	-	-	-	-	-	-
	3300	○	○	○	○	○	○		3300	-	-	-	-	-	-		3300	-	-	-	-	-	-
	3600	○	○	○	○	○	○		3600	-	-	-	-	-	○		3600	-	-	-	-	-	-
	3900	○	○	○	○	○	○		3900	-	-	-	-	○	○		3900	-	-	-	-	-	-

スギ 300							ヒノキ 300							ケヤキ 300									
		1階階高							1階階高							1階階高							
		2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900			2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	○	○	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-	2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	○	○		2730	-	-	-	-	-	-		2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	○	○	○	○	○		3000	-	-	-	-	-	-		3000	-	-	-	-	-	-
	3300	○	○	○	○	○	○		3300	-	-	-	-	-	-		3300	-	-	-	-	-	-
	3600	○	○	○	○	○	○		3600	-	-	-	-	-	○		3600	-	-	-	-	-	-
	3900	○	○	○	○	○	○		3900	-	-	-	-	○	○		3900	-	-	-	-	-	-

付表 10 通し柱(四方差)が折損しない条件 (一の条件では折損する)

スギ 120							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	○
	3000	-	-	-	-	○	○
	3300	-	-	-	○	○	○
	3600	-	-	○	○	○	○
	3900	-	○	○	○	○	○

ヒノキ 120							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

ケヤキ 120							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

スギ 135							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	○	○	○	○	○	○
	3000	○	○	○	○	○	○
	3300	○	○	○	○	○	○
	3600	○	○	○	○	○	○
	3900	○	○	○	○	○	○

ヒノキ 135							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	○
	3600	-	-	-	-	○	○
	3900	-	-	-	○	○	○

ケヤキ 135							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

スギ 150							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	○	○	○	○	○	○
	2730	○	○	○	○	○	○
	3000	○	○	○	○	○	○
	3300	○	○	○	○	○	○
	3600	○	○	○	○	○	○
	3900	○	○	○	○	○	○

ヒノキ 150							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	○
	3000	-	-	-	-	-	○
	3300	-	-	-	-	○	○
	3600	-	-	-	○	○	○
	3900	-	○	○	○	○	○

ケヤキ 150							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

スギ 180							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	○	○	○	○	○	○
	2730	○	○	○	○	○	○
	3000	○	○	○	○	○	○
	3300	○	○	○	○	○	○
	3600	○	○	○	○	○	○
	3900	○	○	○	○	○	○

ヒノキ 180							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	○
	3000	-	-	-	-	-	○
	3300	-	-	-	-	○	○
	3600	-	-	-	○	○	○
	3900	-	○	○	○	○	○

ケヤキ 180							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

スギ 210							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	○	○	○	○	○
	2730	-	○	○	○	○	○
	3000	○	○	○	○	○	○
	3300	○	○	○	○	○	○
	3600	○	○	○	○	○	○
	3900	○	○	○	○	○	○

ヒノキ 210							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	○
	3600	-	-	-	-	○	○
	3900	-	-	-	○	○	○

ケヤキ 210							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

スギ 240							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	○	○	○
	2730	-	-	○	○	○	○
	3000	-	○	○	○	○	○
	3300	○	○	○	○	○	○
	3600	○	○	○	○	○	○
	3900	○	○	○	○	○	○

ヒノキ 240							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	○
	3900	-	-	-	-	○	○

ケヤキ 240							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

スギ 270							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	○	○	○
	2730	-	-	-	○	○	○
	3000	-	○	○	○	○	○
	3300	○	○	○	○	○	○
	3600	○	○	○	○	○	○
	3900	○	○	○	○	○	○

ヒノキ 270							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	○
	3900	-	-	-	-	○	○

ケヤキ 270							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

スギ 300							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	○	○	○
	2730	-	-	-	○	○	○
	3000	-	○	○	○	○	○
	3300	○	○	○	○	○	○
	3600	○	○	○	○	○	○
	3900	○	○	○	○	○	○

ヒノキ 300							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	○
	3900	-	-	-	-	○	○

ケヤキ 300							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

付表 11 通し柱(二方差隣辺)が折損しない条件 (一の条件では折損する)

スギ 120							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	○	○	○	○	○	○
	2730	○	○	○	○	○	○
	3000	○	○	○	○	○	○
	3300	○	○	○	○	○	○
	3600	○	○	○	○	○	○
	3900	○	○	○	○	○	○

ヒノキ 120							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	○
	2730	-	-	-	-	-	○
	3000	-	-	-	-	○	○
	3300	-	-	-	○	○	○
	3600	-	-	○	○	○	○
	3900	○	○	○	○	○	○

ケヤキ 120							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	○

スギ 135							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	○	○	○	○	○	○
	2730	○	○	○	○	○	○
	3000	○	○	○	○	○	○
	3300	○	○	○	○	○	○
	3600	○	○	○	○	○	○
	3900	○	○	○	○	○	○

ヒノキ 135							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	○	○
	2730	-	-	-	-	○	○
	3000	-	-	○	○	○	○
	3300	-	○	○	○	○	○
	3600	○	○	○	○	○	○
	3900	○	○	○	○	○	○

ケヤキ 135							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	○
	3900	-	-	-	-	○	○

スギ 150							
		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
2階階							

付表12 H1=2500

			2階建て部分の柱						1階建て部分の柱					
			スギ			ヒノキ			スギ			ヒノキ		
隣接柱までの距離/2	L1	La	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600
	2000	2000	210	－	－	210	240	－	210	240	－	180	210	240
	2000	1500	210	240	－	180	240	240	180	210	240	180	210	240
	2000	1000	180	210	240	180	210	240	180	210	240	180	210	210
	2000	500	180	210	210	150	180	210	150	180	210	150	180	210
	1500	1500	180	210	240	180	210	240	180	210	240	180	210	210
	1500	1000	180	210	240	180	210	210	180	210	210	150	180	210
	1500	500	150	180	210	150	180	210	150	180	210	135	180	180
	1000	1000	150	180	210	150	180	210	150	180	210	135	180	180
	1000	500	135	180	180	135	180	180	135	180	180	135	150	180
	500	500	135	150	180	120	150	180	135	150	180	120	150	150

H1は1階階高を示す。hは基礎天端から足固め中心までの距離を示す。

付表13 H1=2730

			2階建て部分の柱						1階建て部分の柱					
			スギ			ヒノキ			スギ			ヒノキ		
隣接柱までの距離/2	L1	La	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600
	2000	2000	210	－	－	210	240	－	210	240	－	180	210	240
	2000	1500	210	240	－	180	240	240	180	210	240	180	210	240
	2000	1000	180	210	240	180	210	240	180	210	240	180	210	210
	2000	500	180	210	210	150	180	210	150	180	210	150	180	210
	1500	1500	180	210	240	180	210	240	180	210	240	180	210	210
	1500	1000	180	210	240	180	210	210	180	210	210	150	180	210
	1500	500	150	180	210	150	180	210	150	180	210	135	180	180
	1000	1000	150	180	210	150	180	210	150	180	210	135	180	180
	1000	500	135	180	180	135	180	180	135	180	180	135	150	180
	500	500	135	150	180	120	150	180	135	150	180	120	150	150

H1は1階階高を示す。hは基礎天端から足固め中心までの距離を示す。

付表14 H1=3000

			2階建て部分の柱						1階建て部分の柱					
			スギ			ヒノキ			スギ			ヒノキ		
隣接柱までの距離/2	L1	La	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600
	2000	2000	210	－	－	210	240	－	180	240	－	180	210	240
	2000	1500	210	240	－	180	240	240	180	210	240	180	210	240
	2000	1000	180	210	240	180	210	240	180	210	240	180	210	210
	2000	500	180	210	210	150	180	210	150	180	210	150	180	210
	1500	1500	180	210	240	180	210	240	180	210	240	180	210	210
	1500	1000	180	210	240	180	210	210	150	180	210	150	180	210
	1500	500	150	180	210	150	180	210	150	180	210	135	180	180
	1000	1000	150	180	210	150	180	210	150	180	210	135	180	180
	1000	500	135	180	180	135	180	180	135	180	180	135	150	180
	500	500	135	150	180	120	150	180	135	150	180	120	135	150

H1は1階階高を示す。hは基礎天端から足固め中心までの距離を示す。

付表15 H1=3300

			2階建て部分の柱						1階建て部分の柱					
			スギ			ヒノキ			スギ			ヒノキ		
隣接柱までの距離/2	L1	La	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600
	2000	2000	210	—	—	210	240	—	180	240	—	180	210	240
	2000	1500	210	240	—	180	240	240	180	210	240	180	210	240
	2000	1000	180	210	240	180	210	240	180	210	210	150	180	210
	2000	500	180	210	210	150	180	210	150	180	210	135	180	180
	1500	1500	180	210	240	180	210	240	180	210	240	150	180	210
	1500	1000	180	210	240	180	210	210	150	180	210	150	180	210
	1500	500	150	180	210	150	180	210	135	180	180	135	180	180
	1000	1000	150	180	210	150	180	210	150	180	210	135	180	180
	1000	500	135	180	180	135	180	180	135	150	180	135	150	180
	500	500	135	150	180	120	150	180	120	150	180	120	135	150

H1は1階階高を示す。hは基礎天端から足固め中心までの距離を示す。

付表16 H1=3600

			2階建て部分の柱						1階建て部分の柱					
			スギ			ヒノキ			スギ			ヒノキ		
隣接柱までの距離/2	L1	La	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600
	2000	2000	210	—	—	210	240	—	180	240	240	180	210	240
	2000	1500	210	240	—	180	240	240	180	210	240	180	210	240
	2000	1000	180	210	240	180	210	240	180	210	210	150	180	210
	2000	500	180	210	210	150	180	210	150	180	210	135	180	180
	1500	1500	180	210	240	180	210	240	180	210	210	150	180	210
	1500	1000	180	210	240	180	210	210	150	180	210	150	180	210
	1500	500	150	180	210	150	180	210	135	180	180	135	150	180
	1000	1000	150	180	210	150	180	210	150	180	180	135	180	180
	1000	500	135	180	180	135	180	180	135	150	180	120	150	180
	500	500	135	150	180	120	150	180	120	150	150	120	135	150

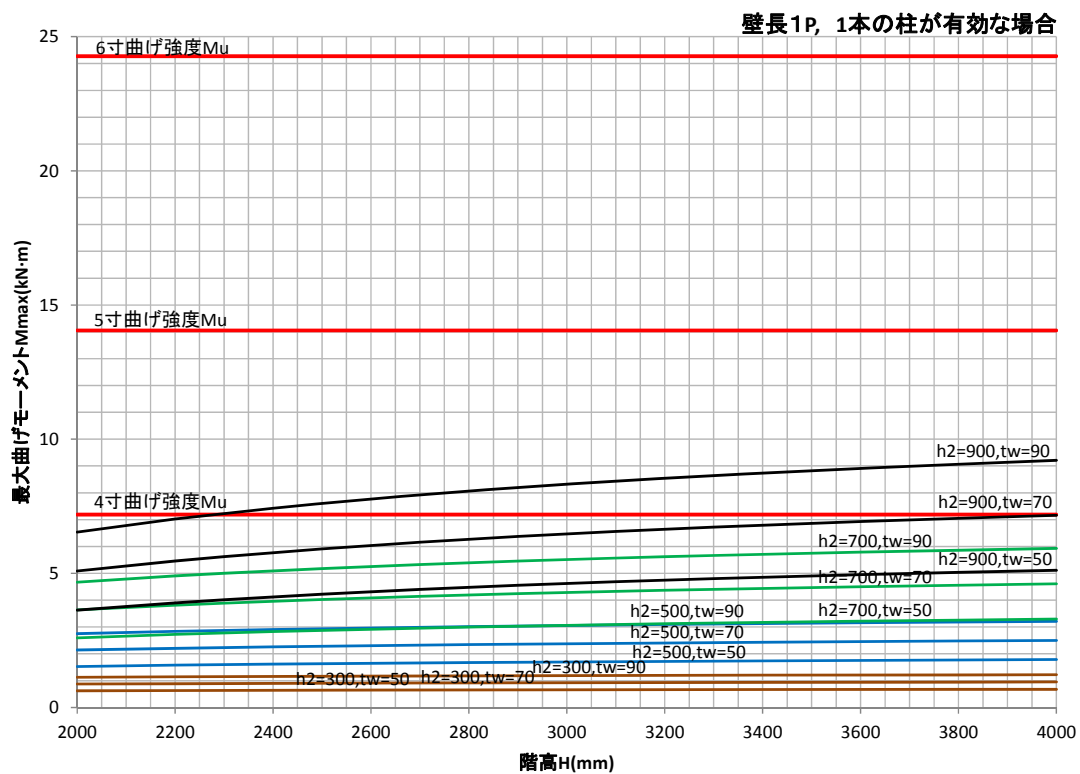
H1は1階階高を示す。hは基礎天端から足固め中心までの距離を示す。

付表17 H1=3900

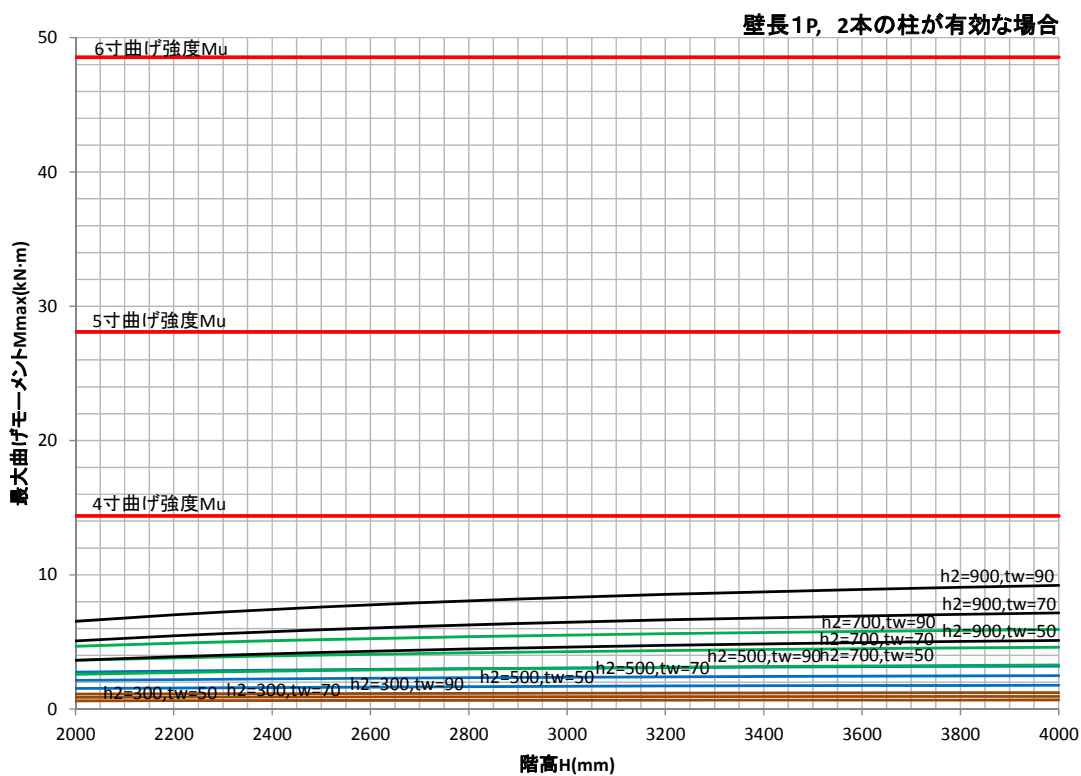
			2階建て部分の柱						1階建て部分の柱					
			スギ			ヒノキ			スギ			ヒノキ		
隣接柱までの距離/2	L1	La	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600	h=200	h=400	h=600
	2000	2000	210	240	—	210	240	—	180	210	240	180	210	240
	2000	1500	210	240	—	180	210	240	180	210	240	180	210	210
	2000	1000	180	210	240	180	210	240	180	210	210	150	180	210
	2000	500	150	180	210	150	180	210	150	180	210	135	180	180
	1500	1500	180	210	240	180	210	240	180	210	210	150	180	210
	1500	1000	180	210	240	150	180	210	150	180	210	150	180	210
	1500	500	150	180	210	135	180	180	135	180	180	135	150	180
	1000	1000	150	180	210	150	180	210	135	180	180	135	180	180
	1000	500	135	180	180	135	150	180	135	150	180	120	150	180
	500	500	135	150	180	120	150	180	120	135	150	120	135	150

H1は1階階高を示す。hは基礎天端から足固め中心までの距離を示す。

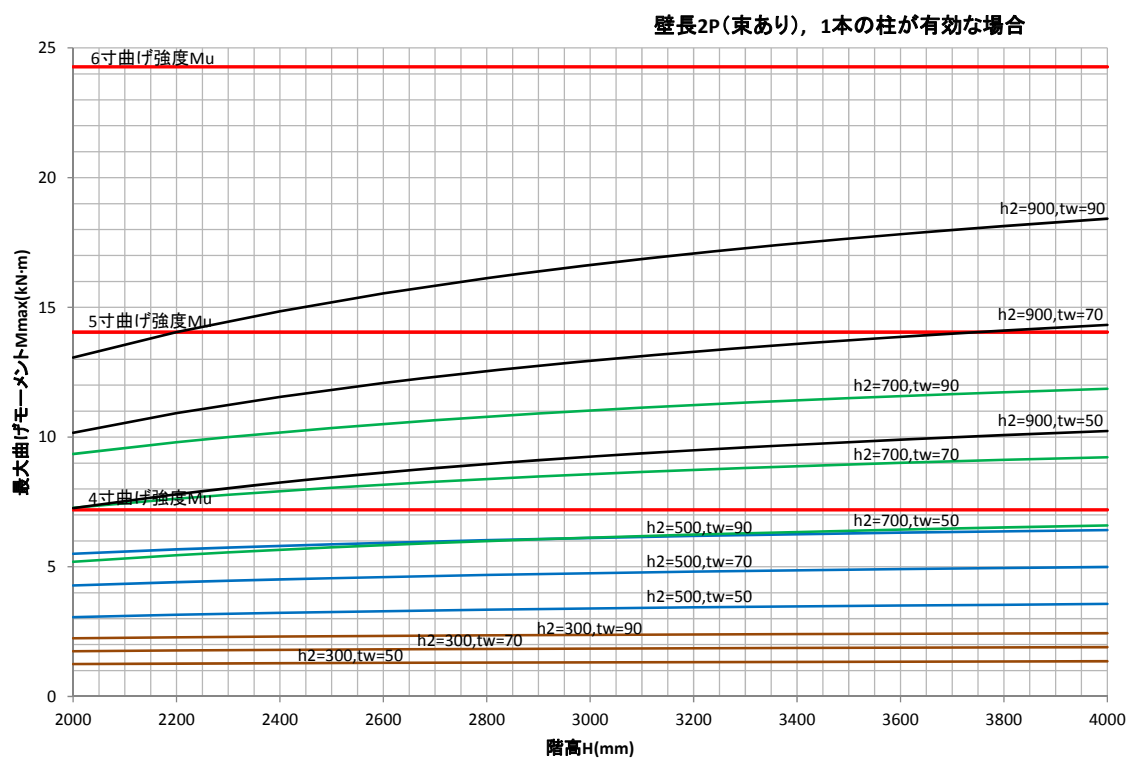
設計資料－５ 小壁が取りつく柱の折損に対する検討



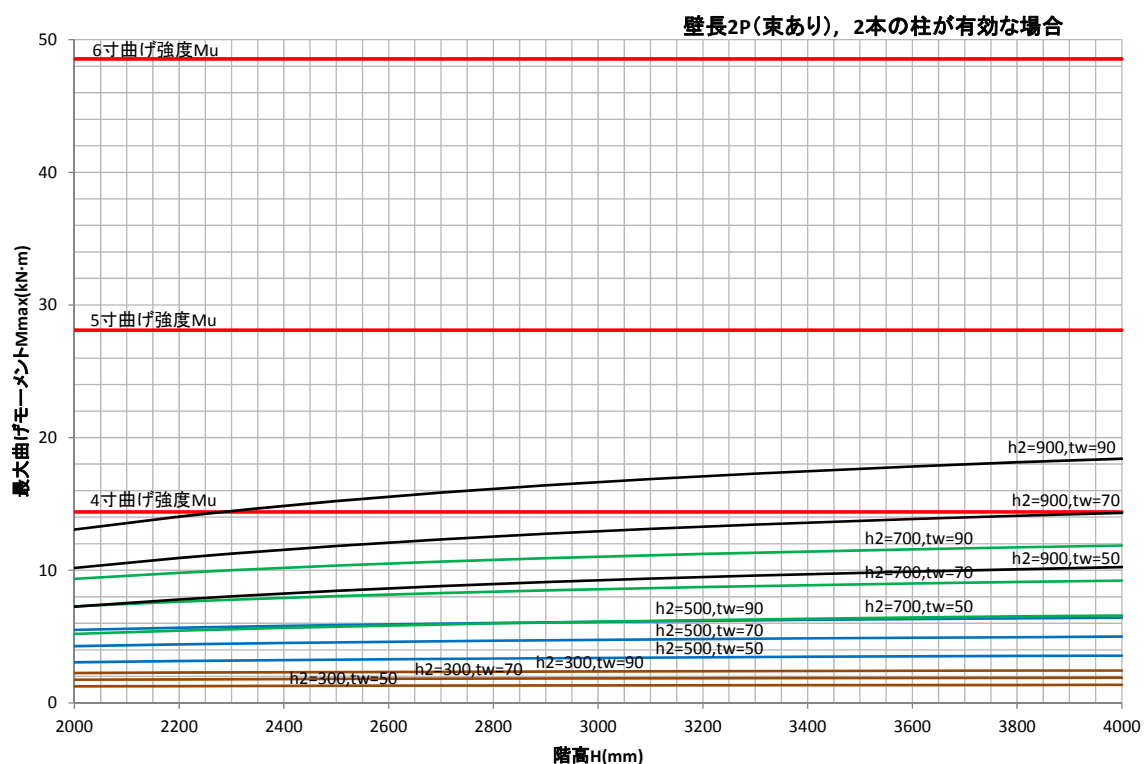
付図１ 小壁が取りつく柱の折損に対する検討
(1本の柱が有効な場合、1P)



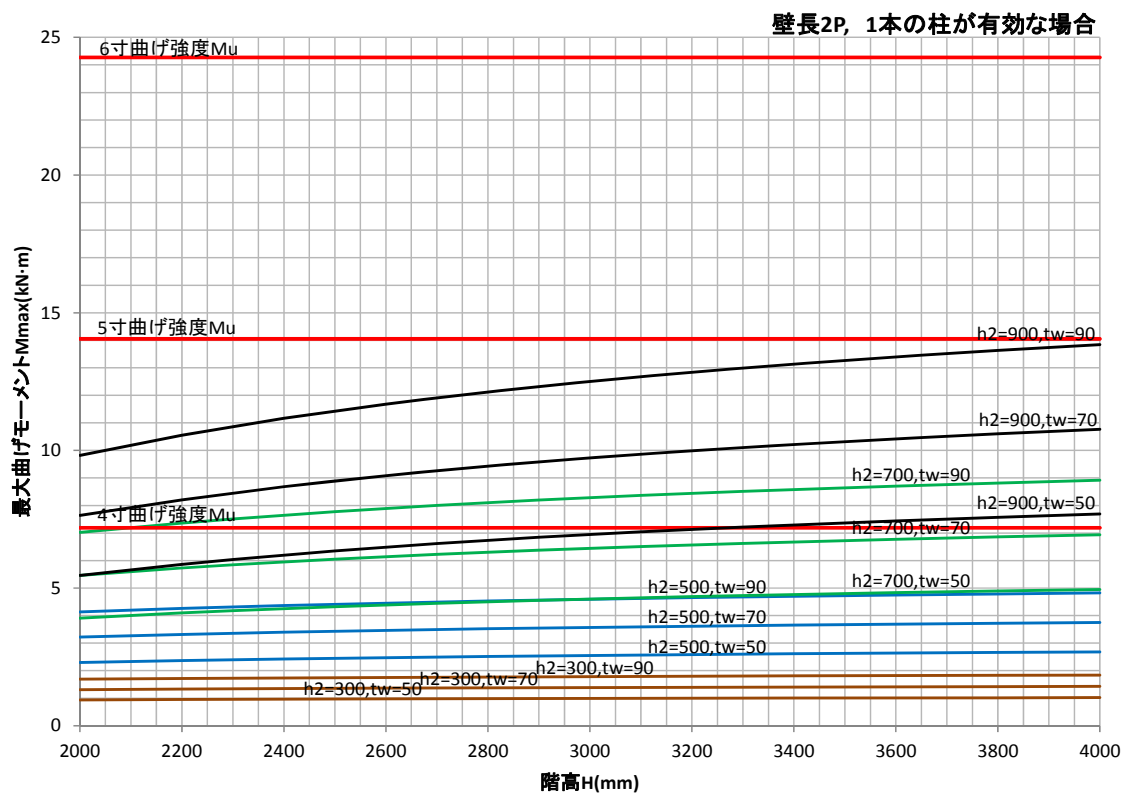
付図２ 小壁が取りつく柱の折損に対する検討
(2本の柱が有効な場合、1P)



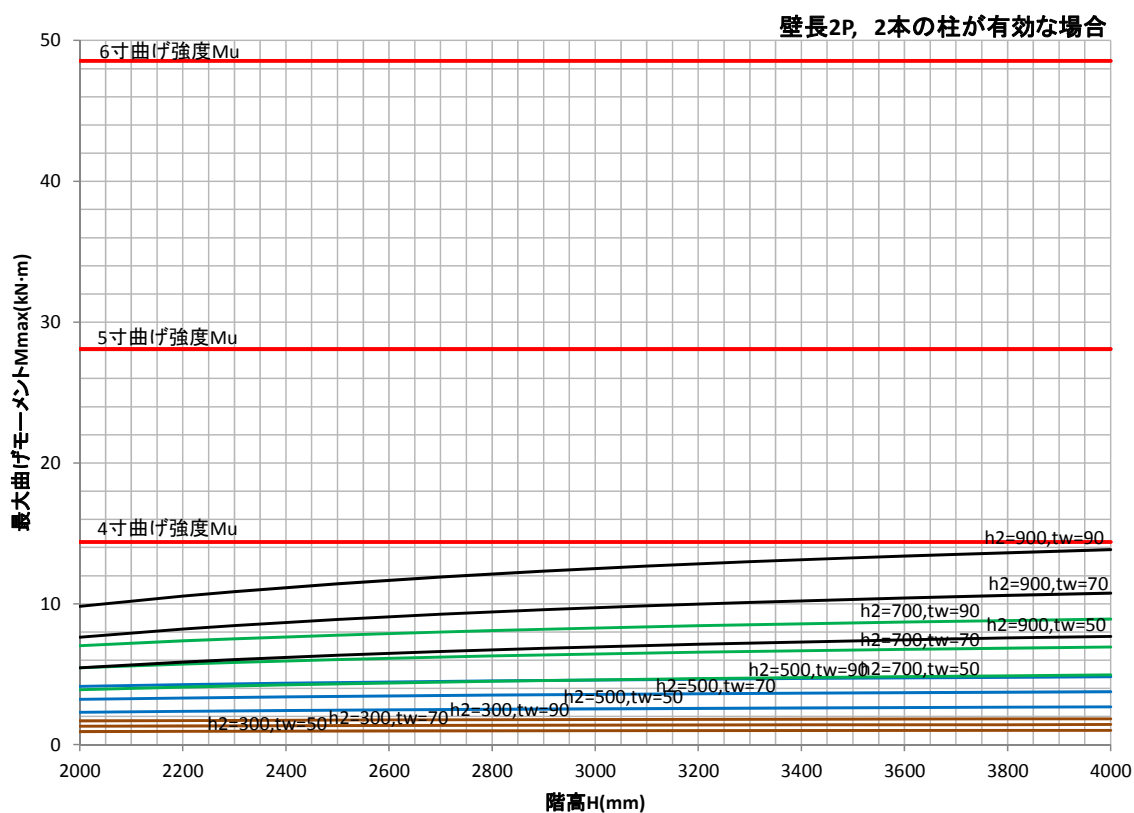
付図3 小壁が取りつく柱の折損に対する検討
(1本の柱が有効な場合(束あり)、2P)



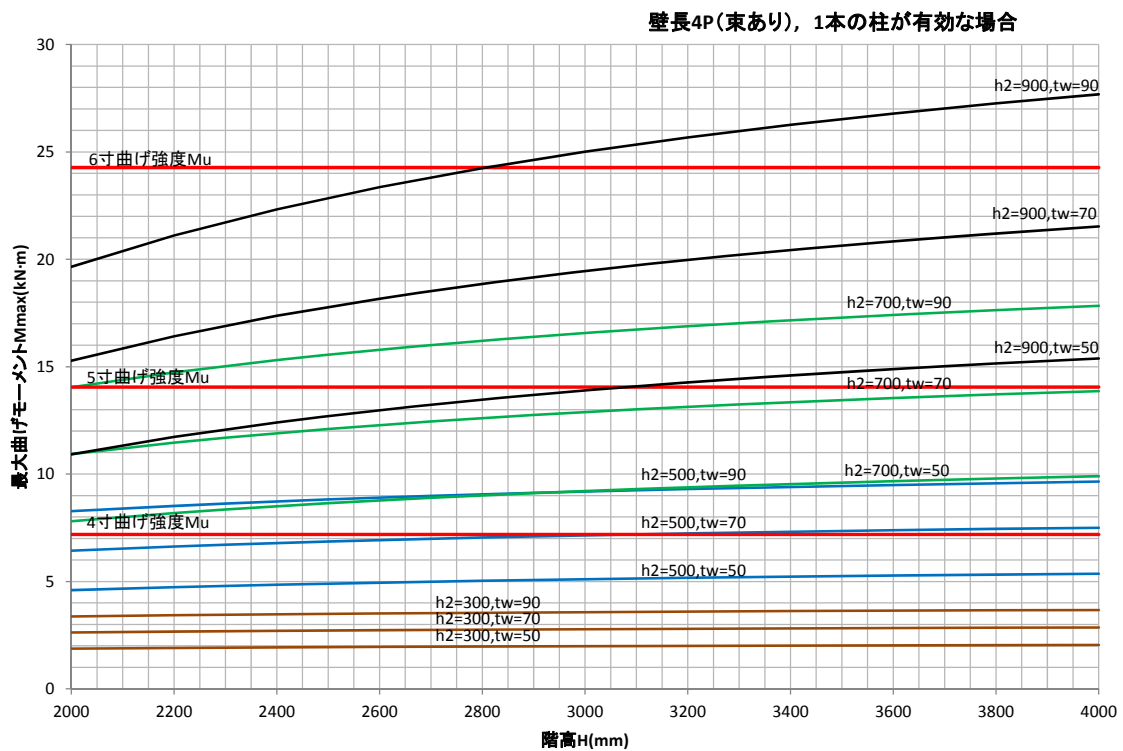
付図4 小壁が取りつく柱の折損に対する検討
(2本の柱が有効な場合(束あり)、2P)



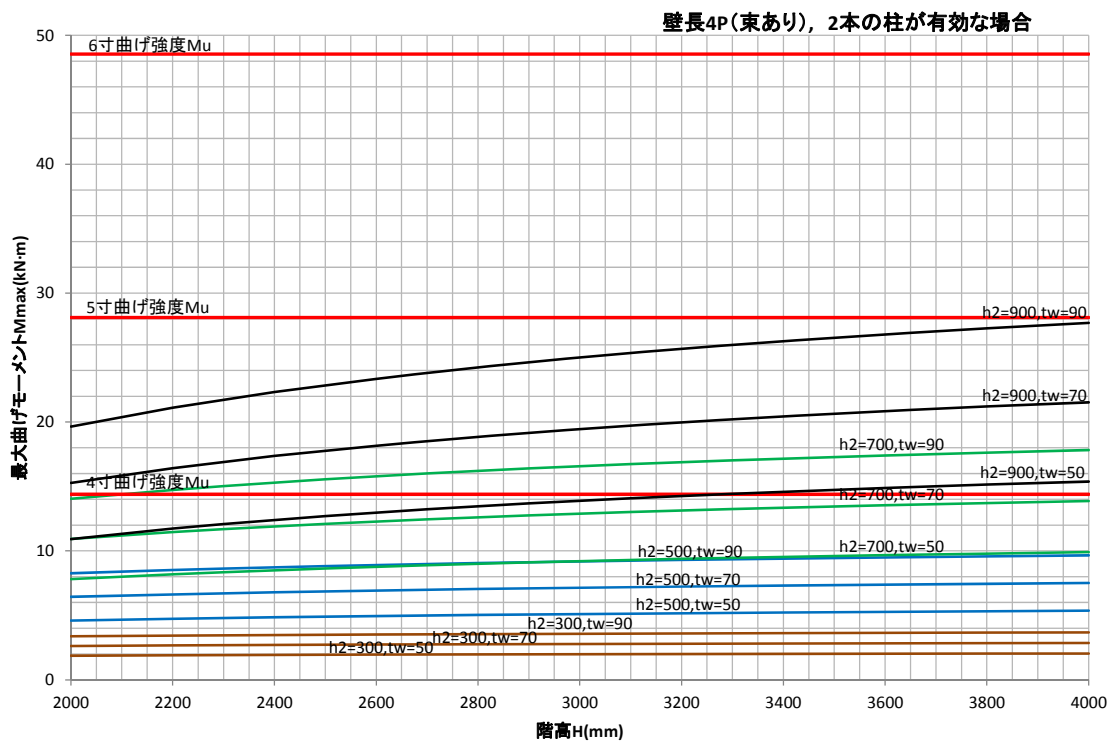
付図5 小壁が取りつく柱の折損に対する検討
(1本の柱が有効な場合、2P)



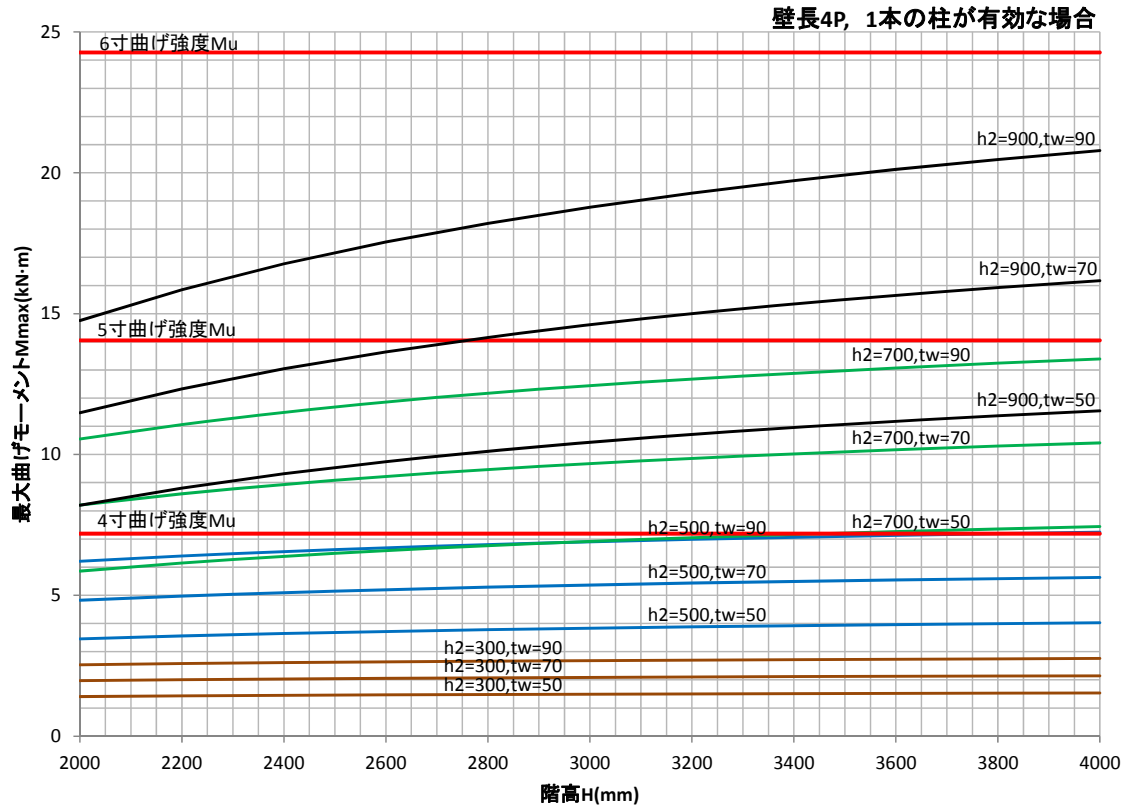
付図6 小壁が取りつく柱の折損に対する検討
(2本の柱が有効な場合、2P)



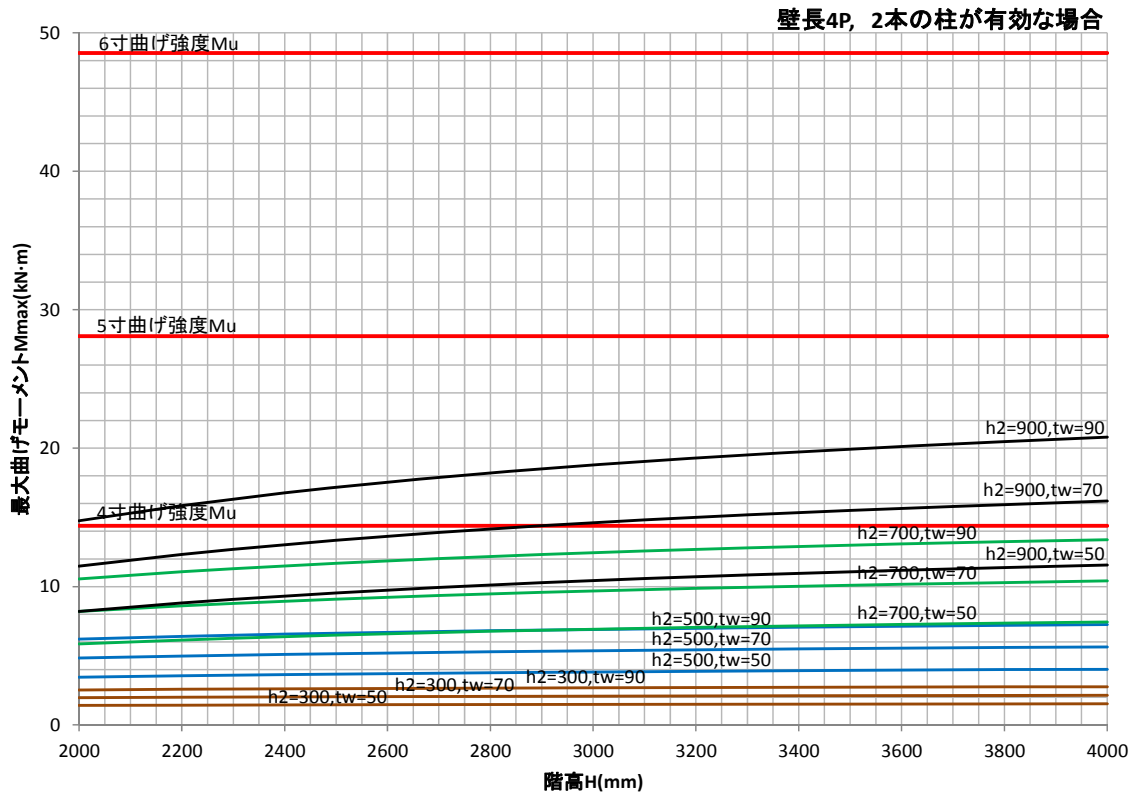
付図7 小壁が取りつく柱の折損に対する検討
(1本の柱が有効な場合(東あり)、4P)



付図8 小壁が取りつく柱の折損に対する検討
(2本の柱が有効な場合(東あり)、4P)



付図9 小壁が取りつく柱の折損に対する検討
(1本の柱が有効な場合、4P)



付図10 小壁が取りつく柱の折損に対する検討
(2本の柱が有効な場合、4P)