

詳細設計法 案

目次

1. 一般事項	1
1.1 適用範囲	1
1.2 設計法の概要	2
1.3 設計法での構造力学的に重要な事項の扱い	4
1.4 実大振動台実験の目的と設計法への反映	5
1.5 設計法と構造計画	7
1.6 用語	8
2. 使用材料	11
2.1 木材	11
2.2 鋼材	12
2.3 コンクリート	12
2.4 礎石	13
3. 荷重・外力	16
3.1 荷重と外力の組み合わせ	16
3.2 常時荷重	16
3.3 積雪荷重	20
3.4 風圧力	21
3.5 地震力	22
3.6 荷重・外力に対する安全性の検討方法	25
4. 準備計算	26
4.1 柱軸力の算定	26
4.2 建物重量の算定	26
5. 地震応答計算	28
5.1 設計のクライテリア	28
5.2 計算の流れ	29
5.3 構造計算対象の構造要素	31
5.4 各層の復元力特性の設定	33
5.5 近似応答計算	35
5.6 偏心率と水平構面による補正	39
5.7 柱脚の滑り量の計算	40
6. 建築物全体および部材の検討	41
6.1 長期、短期ならびに最大級の荷重・外力に対する安全性の確認	41
6.2 個別部材の検討	41
7. 柱脚の設計	55
7.1 柱脚の移動（水平・上下）を拘束する場合	55
7.2 柱脚の移動（水平）を拘束する場合	57

7.3 柱脚の移動（水平・上下）を拘束しない場合	60
8. 基礎の設計	63
8.1 地盤調査	63
8.2 地盤の調査結果と地盤の許容応力度の算定	63
8.3 軟弱地盤対策	64
8.4 基礎の設計と注意点	65
設計資料	68
設計資料－1 材料に関連する法令	69
設計資料－2 近似応答計算	79
1. 近似応答計算による地震応答計算	
2. 近似応答計算の改良	
3. 柱脚の滑りを考慮した近似応答計算	
設計資料－3 各層の復元力に関する資料	99
1. 各層の復元力の評価	
2. 付表 1－8 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧	
設計資料－4 偏心率と水平構面による補正	133
設計資料－5 柱の折損に対する検討	144
1. 通し柱が折損しない条件（付表 1－3）	
2. 小壁が取りつく柱の折損に対する検討（付図 1－10）	

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。

本設計法の耐震設計クライテリアは、稀に発生する地震動時に対して、構造耐力上主要な部分に耐力低下がなく、補修を要するような損傷が生じない損傷限界変形角として、建築物全体の最大層間変形角を $1/90\text{rad}$ 以下に留まることとし、極めて稀に発生する地震動時に崩壊・倒壊の恐れがない安全限界層間変形角として、建築物全体の最大層間変形角を $1/20\text{rad}$ 以下とし、偏心等を考慮した各構面の最大層間変形角を $1/15\text{rad}$ 以下に留まることとしている。

耐震設計クライテリアは、伝統的構法が大きな変形性能を有するために、建築物全体および各構面の層間変形角が $1/15\text{rad}$ 以下なら崩壊・倒壊の恐れがないことが実大振動台実験等で確認されていることを踏まえて設定されている。

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 $1/10\text{rad}$ まで繰り返し载荷を行い、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ような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。なお、本設計法では設計された建築物の最大応答層間変形角が耐震設計クライテリアを満足することを検証するために地震応答計算を行うこととしている。

1.1.2 適用の範囲

本設計法は、伝統的構法木造建築物で、整形な平面形を基本とし、2以下の階数を有し、延べ面積が 500m^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。

【解説】対象建築物は住宅、社寺建築物などで、1.1.2 に記述している範囲に該当する建築物であれば、用途を制限しない。

1.2 設計法の概要

1.2.1 設計法の基本方針と詳細設計法の位置づけ

本設計法は、実大振動台実験結果や構造要素実験の結果を十分精査し、詳細な時刻歴解析を行った上で、設計に必要な事項を設計法に反映させた、個々の建築物の耐震性能を詳細に検討できる設計法と位置付ける。

【解説】

3 種類の設計法の中で、個々の建築物の耐震性能を詳細に検討できる設計法として位置付けている。汎用設計法はさらに詳細な検討が可能であるがより高度な手法によるため、詳細設計法は、実務者が比較的使いやすい設計法として伝統的構法木造建築物の設計において一度は使ってほしい設計法である。そのことにより伝統的構法木造建築物の構造的な特性を理解する有力な手段となり得る。そのために、ただ単に設計法の手続きではなく、内容が十分理解できる形としている。具体的には下記の事項について特に配慮した内容となっている。

- 1) この設計法に記載されている事項により伝統的構法木造建築物を設計するための基礎知識が得られ、伝統的構法木造建築物への理解が深まる内容とする。
- 2) 実務者にわかりやすく使いやすい設計法とするために、上部構造から基礎構造まで構造設計に必要な事項を網羅し解説を加えている。
- 3) 伝統的構法木造建築物に使用されている構造要素は変形性能に優れたものが多く、特に木のめり込みにより抵抗力を発揮する場合は大変形時まで極めて安定した性能を維持できるため、その性能を考慮でき伝統的構法木造建築物の特徴を生かせる設計法としている。
- 4) 検討委員会で実施された実大振動台実験結果や構造要素実験の結果を十分精査した上で、設計に必要な事項を設計法に反映させている。
- 5) 構造力学的な課題については、実験結果の他に詳細モデルによる時刻歴解析により建築物の地震時挙動について検討し、分かりやすい形で設計法に反映させている。
- 6) 柱脚については石場建て形式を含めた伝統的構法木造建築物独自の設計法とする。柱脚の移動を許容する等これまでの設計法にはない事項については、設計法の基本的な考え方について十分な解説を加えている。
- 7) 対象となる建築物は一定の規模以下とし、詳細に耐震性能を検証したい場合に用いることを想定している。

建築物の規模は 2 以下の階数を有し、延べ面積が 500 m²以下、高さが 13m 以下、軒の高さが 9m 以下とし、住宅の他に社寺建築を含む。

1.2.2 設計の基本的な考え方

本設計法に基づいて設計すれば、必要な耐震性能が得られることを前提として設計法は構築されているが、耐震性能を担保するためには必要な計算が適切に行われていることその他、設計図書に示された性能が保障されるよう施工されることが必要である。特に伝統的構法木造建築物は、耐震性能を発揮するためには接合部が大変形時まで性能を保持することが必要になるが、金物は極力使用せず木組みによっているため、この部分で大工棟梁の伝承されてきた技術と知恵が結集されていることを忘れてはならない。

【解説】

- 1) 設計法には安全性を確保するための計算手法が盛り込まれているが、常に計算と設計は同じではないことを認識すべきである。計算はあくまでも設計された建築物の耐震性能を検証するための

もので、たとえば計算を簡単にするために設計を計算に合わせるのは本末転倒である。近似的な応答計算では、建築物を1質点系に置換して計算するために、2階の剛性を大きくして文字通り1質点系に近い形にすることを推奨しているケースが見受けられるが、必ずしも耐震性能が向上するわけではない。

- 2) 本設計法の特徴の一つとして石場建て形式の設計法を扱っている。石場建て形式で柱脚の移動（水平方向、上下方向）を拘束しない場合は極めて稀に発生する地震時には柱脚が移動する可能性が大きい。柱脚の移動を考慮することで免震構造と同様の扱いができるとの考え方があるが、免震構造は柱脚の移動を前提に建物への入力を大幅に低減することを考慮した設計法であるのに対して、本設計法は免震構造とは異なり柱脚の移動による免震効果を取り入れて設計法を構築しようとしている訳ではない。柱脚が移動することにより柱脚の移動を拘束する場合と比較して上部構造への入力が大きくなることを確認し、一方で柱脚が移動することによる上部構造の安全性への影響をできる限り少なくする必要がある、そのための柱脚の設計法を検討しているが、このために実大振動台実験の他に膨大な時刻歴解析をも実施し、その結果を参考に設計法として提示している。

1.2.3 設計法の構成と概要

本設計法は、基礎から上部構造まですべてについて設計が可能になるよう必要事項を網羅している。本文と解説から構成され、設計法の内容をより理解しやすくするためにできるだけ具体例を示し、計算方法・検討方法等について解説する。

【解説】

- 1) 設計法は耐震設計法が中心となるが、その他の建築基準法に規定されている荷重・外力に対する設計法についても必要な基本事項を記述する。設計用荷重・外力については、個々の荷重・外力の他に設計に必要な荷重の組み合わせについて規定しているが、特徴としては、地震力だけではなく積雪荷重・風圧力についても再現期間500年に相当する荷重・外力を設定している。
- 2) 設計のクライテリアについては、対象とする建築物の耐震性能を検討する上で大変重要で、伝統的構法木造建築物に相応しいクライテリアを設定している。クライテリアの特徴として、近似的応答計算では1質点系の応答（代表変位）から各階の最大層間変形角を求めているが、代表層間変形角の他に偏心の影響等を考慮するために鉛直構面の最大層間変形角を設定している。さらに入力地震動のレベルに応じて各部の損傷の程度を想定している。
- 3) 地震時の安全性の検討では、近似的手法により地震時の応答（最大層間変形角等）を求め、応答値が設計のクライテリアを満足することを確認することで、耐震性能を検証する手法を用いる。（稀に発生する地震動時および極めて稀に発生する地震動時）
計算手法は限界耐力計算と同様で、想定された地表面における入力地震動の加速度応答スペクトルと建築物を1質点系に置換したモデルの等価周期、等価減衰から近似的に応答を求める手法である。これまで「限界耐力計算」で用いられてきた手法について、その計算精度の向上のために、特に固有値計算および各ステップでの変形モードの算定方法について検討を行い、新たに耐震性能を検証するための計算法として示している。
- 4) 設計用データベースの扱いと特徴について
近似的応答計算に必要な構造要素の復元力特性（スケルトンカーブ）を提供するため、検討委員会では膨大な構造要素実験（図1はその一例）を行っており、その結果を収納するための実験データライブラリー（実験の生データ）を構築して、そのデータをもとに設計用データベースを作成している。設計用データベースを使用する際には、実験条件等を十分検討した上で使用する

ことが望まれる。

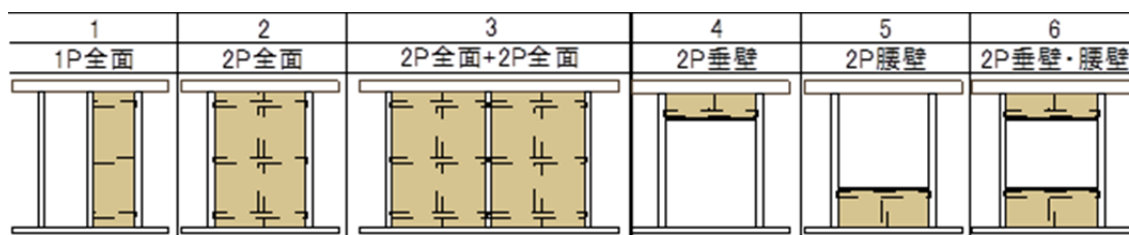


図1 検討委員会で実施した構造要素実験の一例

1.3 設計法での構造力学的に重要な事項の扱い

実大振動台実験および詳細モデルによる時刻歴解析等により、詳細な検討を行った結果を反映させている。

【解説】

- 1) 地震時の石場建て形式の柱脚挙動については、要素実験・実大振動台実験・時刻歴解析等によりその解明を行ってきた。それらの結果をもとに柱脚の滑りに関して総合的に判断し設計法として提示したものがある。
- 2) 柱脚の滑り量に関しては、近似的応答計算により算定する手法を示しているが、計算で使用するパラメータには不確定要素が存在する場合もあり、最大滑り量は大きめに設定することが望ましい。重要なことは、実際の建築物において各柱脚の摩擦係数や上部構造の耐力のバラツキ（計算誤差を含む）を考慮すると、柱脚が礎石から落下しないための礎石の大きさについては、設計法での算定値に若干の余裕を持たせた値とすることが望ましい。
- 3) 柱脚が滑ることで生じる上部構造への影響のうち、最も大きいと考えられるのは柱脚間の広がり（所謂、股裂き状態）による上部構造の損傷である。このため、1階水平構面は一定の剛性を確保する必要があり、柱間は足固め等で緊結する他、柱・足固め仕口接合部は変形性能に優れた接合方法とする。また特に浮き上がりが生じやすく滑り量が大きくなりやすい部位（建物4隅の柱脚）では、足固め位置で柱に損傷が生じないように配慮が必要である。
- 4) 振れ振動が顕著な建物は地震時に大きな損傷を受ける可能性がある。このために、現行の一般の建築物に対する設計法では「偏心率」を規定していて、できるだけ構造要素の偏在を小さくすることを推奨している。「偏心率」は剛床仮定が成り立つとして $X \cdot Y$ 両方向の剛心を求め、重心位置との距離である偏心距離を建築物全体の捩じり剛性で除した値としている。また、この場合の各鉛直構面の剛性は一般に弾性剛性に基づいている。鉛直構面の剛性は塑性域に入ると変化するが、RC造等、一般には層間変形角で $1/100\text{rad}$ 程度の変形までしか考慮していないため、弾性剛性に基づいて求めた剛心位置が大きく変化することがないという前提で計算を行っている。また、偏心が大きい場合の処置として偏心率が 0.15 を上回る場合は耐力の割増が必要になる。この場合、偏心率 0.3 まで直線的に必要保有水平耐力の増大を求めている。
 伝統的構法木造建築物の場合は、安全限界時には大変形まで考慮しているために、偏心率は弾性時の剛性に基づいた場合と大変形時では大きく異なる場合がある。そのため、大変形時の偏心率は、その時の各鉛直構面の剛性に基づいて求める必要があるが、直接的に求めるのは難しい為に、偏心率が一定値を超えた場合は偏心により変形が大きくなる側の鉛直構面の最大層間変形角を、代表変位に対する割り増しにより算定する手法を提示している。また偏心が過大になることを防ぐために、偏心率の許容最大値を規定している。
- 5) 水平構面については、水平構面(床、屋根)の要素実験および釘のせん断試験結果に基づいて水平

構面のせん断耐力算定方法を提示している。実大振動台実験等から水平構面が大きな損傷を受ける可能性は小さいと考えられるが、床面に特に大きな吹き抜けが存在する場合や下屋については水平構面を介して安全に水平力の伝達が可能かの検討が必要になる。

- 6) 水平構面の剛性が低い場合の扱いについては、偏心が小さい場合でも水平構面の剛性が低い場合に、剛性が低い鉛直構面の変形が大きくなることが実験・解析で明らかになっており、偏心率と同様に代表変位に対する割り増しにより鉛直構面の最大層間変形角を算定する手法を提示している。
- 7) 1階・2階の剛性・耐力バランスを考慮できる設計法としている。近年の地震被害から、1階の損傷が顕著に表れている。このために、1階の層間変形角を小さくする手法として、1・2階の剛性・耐力バランスを適正に設計することが考えられる。

1階と2階の耐力比等を変えることで、1・2階の層間変形角がどのように変化するかを近似的応答計算と時刻歴解析により検討しているが、計算では1・2階の変形が同一になる場合に C_b (1階のせん断耐力を建築物の重量で除して無次元化した値) がかなり小さくなることもあるが、耐力のバラツキ・計算の精度を考慮すると耐力を一定値より小さくすることには問題がある。標準設計法は直接応答計算を行わないので、1階が先行降伏することを条件に作用せん断力を提示しているが、詳細設計法は2階先行降伏も考慮できるようにするために、固有値計算や変形モードの計算方法を検討し精度よく応答計算できる手法を提示している。

1.4 実大振動台実験の目的と設計法への反映

2010年度および2012年度に設計法の構築を目的とした6体の実大振動台実験を行った。実験結果は、重要な事例として詳細な分析、検討を行い、設計法へ具体的に反映させた。



試験体 No.1 および No.2



試験体 No.3



試験体 No.4



試験体 No.5、No.6

【解説】

設計法構築のために、実大振動台実験および 3 次元立体モデルによる時刻歴解析により伝統的構法木造建築物の地震時挙動を明らかにし、設計法の構築を行った。ここでは、2010 年度（試験体 No.1～No.4）および 2012 年度（試験体 No.5、No.6）に実施した実験の目的と概要を記す。設計への具体的な反映事項および方法については、関係する事項の中で解説している。

1) 2010 年度実験の目的

(1) 柱脚の地震時挙動の解明

柱脚の移動を拘束しない石場建て形式の設計法の構築のためには、柱脚の地震時挙動を明らかにすることが必要である。このために試験体 No.1、No.2、No.4 は石場建て形式の柱脚とし、特に試験体 No.1、No.2 は柱脚の滑りに上部構造の特性がどのように影響するかを検証している。

具体的には実験前の 3 次元立体詳細モデルによる時刻歴解析結果から、柱脚の挙動に影響を与えると考えられる諸要素、具体的には下記の事項を明らかにするための試験体の構造要素の量および配置を検討している。このため、試験体 No.1 および No.2 の壁は取り換えが可能な乾式土壁パネルを使用している。実験結果から柱脚の滑りに関する以下の定性的・定量的な検証を行った上で設計法の構築を行っている。

- ・滑りに関係する柱脚と礎石との摩擦係数
- ・上部構造の C_b 換算耐力と柱脚の滑りの関係
- ・構造要素の配置に偏心がある場合の柱脚の滑りに与える影響
- ・短辺方向と長辺方向の滑りの違い
- ・ m_0 （1 階床面レベルの質量）の大小が滑りに与える影響
- ・1 階床（水平構面）の剛性の影響
- ・入力地震動の違いが柱脚の滑りに与える影響
- ・柱脚の滑りによる上部構造への影響

本設計法は近似的手法により地震応答を求めているが、地震応答計算では柱脚の移動を拘束して上部構造の応答を求めている。このため柱脚の移動を拘束しない石場建て形式では、その挙動を実験により解明する一方で、柱脚の滑りに伴う上部構造への入力、柱脚の移動を拘束する場合と比較して大きくならないことを検証している。

(2) 上部構造の地震時挙動の解明

上部構造の以下の地震時挙動について検討した。

- ・石場建て形式の場合、柱脚が滑ることによる上部構造への影響
- ・鉛直構面の偏心および水平構面の変形が応答に与える影響の解明
- ・1・2 階の耐力・剛性バランスが応答に与える影響

試験体 No.3 は柱脚を土台形式として、柱脚の移動による上部構造の挙動への影響を排除した試験体としている。また上部構造については 1 階の壁配置を変えて偏心の影響を検証したほか、2 階の耐力・剛性を変化させて層間変形角の変化（特に 1 階の変形）を検証した。同時に通し柱の効果（2 階の剛性が大きい場合の曲げ戻し効果等）についても検証した。

(3) 設計のクライテリアの検証

試験体 No.3 および No.4 で設定した設計のクライテリアと実験結果を比較し、クライテリアを検証。試験体に対して設計のクライテリアを設定し、損傷限界時・安全限界時の最大層間変形角や構造要素および各部の損傷の程度を検証した。

2) 2012 年度実験の目的

2012 年度の実験は、伝統的構法木造建築物で建設されている実際の建築物に近い形状の試験体とするために、部分 2 階建てで下屋付きの試験体としている。柱脚については 2 種類の仕様（石

場建てで地長押のある、なし)として実験を行っている。地長押のない場合は柱脚の移動は拘束せず、地長押がある場合は極めて稀に発生する地震動時に柱脚の移動を拘束しない場合と柱脚の移動(水平方向・上下方向)を拘束する場合の二つのケースについて実験を行っている。

実験の主要目的は次の通りである。

- ・設計法の検証
- ・試験体の設計のクライテリアの検証
- ・柱脚条件の違いによる上部構造の地震時挙動の解明
2種類の柱脚仕様(試験体 No.5 は柱脚の移動を拘束しない、試験体 No.6 は柱脚の移動を拘束する場合と拘束しない場合)より、その挙動の違いを検証。
- ・2階床レベルでの水平構面の挙動
2階のある部分と1階のみ(2階床レベルが屋根)の部分の水平構面が同じレベルにないためこの場合の安全性と水平力の伝達を解明。
- ・2階床および1階床に開口を設け、水平構面および上部構造全体への影響の解明。
- ・下屋部分の挙動の解明
- ・柱脚の滑りの再検証
 - ・1階床の開口が及ぼす柱脚の滑りへの影響の解明

上記の目的に沿って実施された実大振動台実験実験結果を整理分析することで、伝統的構法木造建築物の特性を新たに明らかにできたと考えている。

実大振動台実験実験を行って設計法の構築を行う手法は他に例がなく大変有用で、実験結果はデータライブラリーに収納されているので常に設計の参考として活用されることが望ましい。

1.5 設計法と構造計画

伝統的構法木造建築物を設計する際、構造計画は1.3に示した「構造力学的に重要な事項」の内容を踏まえて行う。また、建築計画(平面・立面計画)された後に構造要素の配置・量等を決めるよりも、建築計画と構造計画を一体的に検討することが望ましい。特に伝統的構法は構造要素を見せるのが一般的なので、構造的に明快な建築物は建築計画的にも耐震性能上もすぐれた建築物として評価されるはずである。

【解説】

耐震性能を検討するための構造計算は必要であるが、その前に何よりも構造計画が重要である。近年の木造建築物の地震被害を見ても、損傷が大きい建物にほぼ共通しているのが構造計画のまずさである。その代表的な例と構造計画で検討すべき課題について以下に述べる。

建築主の要望等により平面・立面・断面的に複雑な建物も見受けられるが、軸組構造であるので両方向ともにできる限り構造軸線を揃え、地震時の水平力の伝達を明快にすることが必要であり、水平構面も同様にできるだけ同一レベルとする方が良い。また水平構面の開口位置および大きさについては、建築物全体の地震時挙動に大きな影響を与える場合があるので、注意が必要である。

- ・全ての建築物で耐震性能上重要視されているのは、偏心率および剛性率である。特に偏心が大きいと、大きな捩じれ振動が起き倒壊・崩壊の原因になりやすい。木造住宅の場合は方位と居住性の関係から土壁等の構造要素の偏在は避けられないが、偏心率を望ましいとされる0.15以下に設計することは十分可能であるので、建築計画時に偏心が小さくなるよう壁配置等の計画を合わせて行うことが重要である。さらに、石場建ての場合は偏心が大きいと柱脚の滑り量の増大に繋がる可能性が大きいため注意が必要である。部分2階建ての場合は1階で重量偏心を伴うことが多いために、重心と剛心をできるだけ一致するよう構造計画を行えば総2階建てよりも偏心を小さく

くすることも可能である（2012 年度実大振動台実験の部分 2 階建て試験体 No.5、No.6 はそのように設計されている）。また、偏心がなくても構造要素が偏っている場合は、剛性・耐力の低い鉛直構面の変形が大きくなることがあるので、平面計画が少し複雑な場合も含めて、各ゾーンで構造要素が偏在しないよう構造計画することが望ましい。

- ・剛性率については、本設計法では直接規定を設けていないが、1 階と 2 階の剛性・耐力バランスを考慮して設計することは大変重要である。近年の地震被害では 1 階の損傷が目立つが、一般に建築計画に合わせて構造計画すれば 2 階の剛性・耐力が大きくなることが多く、1 階だけが大きく変形し被害が集中することになる。1 階と 2 階の剛性・耐力バランスを考慮することで 1 階の変形を減らすことは可能で、2012 年度に行われた実大振動台実験で検証されており、2 階の剛性・耐力を大きくしすぎない構造計画が望ましい。

1.6 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。

【解説】

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、小壁などの壁系、柱ほぞ、差鴨居、足固め、貫などの軸組系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：柱脚の水平方向、上下方向とも拘束する仕様、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、柱脚の水平方向、上下方向とも拘束しない仕様の 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、柱脚を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。

層間変形角：層間変位を層の高さで除した値。

損傷限界変形角：地震時に構造耐力上主要な部分の変形によって補修を要するような損傷が生じない変形角。

安全限界変形角：地震時に各階の倒壊・崩壊が生じない変形角。

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、この荷重と変形の関係を示す。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、非線形でかつ履歴特性を有する復元力特性となる。

履歴減衰：荷重－変形関係が履歴復元力特性を示す場合、履歴曲線で囲まれた面積によって評価される減衰性能である。

等価線形化法：履歴復元力特性のように非線形な復元力特性を等価剛性と等価粘性減衰を用いて線形な復元力特性に近似的に取り扱う手法のこと。

等価剛性：非線形復元力を等価な線形の復元力と減衰力に置き換えたときの剛性。簡便に等価剛性を求める手法として、荷重－変形関係（復元力特性）において骨格曲線上の点と原点を結ぶ直線の傾き（割線剛性）として近似的に求める方法がある。

等価粘性減衰係数：建築物の減衰には、内部粘性減衰、履歴減衰、地盤へのエネルギー逸散減衰などがあるが、ここでは、履歴減衰を考える。定常振動として履歴減衰によって1サイクル間に消費されるエネルギーを粘性減衰で等価になるように置き換えたもの。 C_{eq} と表す。

等価粘性減衰定数：等価粘性減衰係数を臨界減衰係数との比として表したもの。 h_{eq} と表す。

有効質量(M_u)：多質点系（多層）の建築物を等価な一質点系のモデルに置き換えた時の質量。

代表高さ：多質点系（多層）の建築物を等価な一質点系のモデルに置き換えた時の一質点系のモデルの質点の基礎から（土台形式の場合は土台中心から）の高さ。

代表変位：多質点系（多層）の建築物の各階の変位に対し、建築物を等価な一質点モデルに置き換えた時の質点位置（代表高さ）での変位。

等価周期：建築物の固有周期は、剛性と質量から算出できる（ $T = 2\pi\sqrt{M/K}$ ）。この時の M と K

に一質点モデルに置き換えた時の有効質量と等価剛性の値を用いて求めた周期を等価周期と呼ぶ。

加速度応答スペクトル：地震動を受ける建築物を一質点線形系とした時の応答加速度の最大値を建築物の固有周期を横軸に、減衰定数をパラメータとして表示したもの。減衰定数にも依存し、一般に減衰定数が大きくなれば応答加速度は小さくなる。本設計法では、稀に発生する地震動、極めて稀に発生する地震動毎に、解放工学的基盤における加速度応答スペクトルに表層地盤の加速度の増幅率と地域係数により求めた地表面での加速度応答スペクトルを用いて応答を求める（H12 建告第 1457 号第 10）

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 層のせん断力を Q_{u1} 、2 層のせん断力を 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。なお、石場建て形式の場合は柱脚位置での層せん断力係数を C_o 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 層のせん断力を Q_{u1} 、2 層のせん断力を 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 ：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 : 建築物の重量を表す。1 階の重量を W_1 、2 階の重量を W_2 と表す。(単位 kN)

m_i : 各階の質量。特に、 m_0 を 1 層の階高の $1/2$ から下部の質量とする。 m_0 は、一般に、上部の建築物の応答を計算する際には無視されるが、柱脚の滑り等を検討する場合に 1 階床位置での質量として検討する。

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. 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 1 メートル以内の部分には、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 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) コンクリートの材料、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。

コンクリートの材料に関しては、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。

2.4 礎石

2.4.1 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。

2.4.2 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。

【解説】

JIS A 5003 では、「石材は、その圧縮強さにより表 2.1 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 2.1 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 2.1 硬石、準硬石及び軟石の区分

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

2.4.3 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。

2.4.4 石材の形状

- (1) 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。
(2) 板石のうち、厚さは 60mm 以上のものを用いることとする。

【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 2.2 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 2.3 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		

2.4.5 石材の仕上げ

柱脚の水平移動を拘束しない設計をする場合は、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。

3. 荷重・外力

3.1 荷重と外力の組み合わせ

常時荷重（固定荷重、積載荷重）、積雪荷重、風圧力によって構造耐力上主要な部分に生じる力を令82条の5の規定に基づき、表3.1の荷重・外力の組み合わせにより求める。

【解説】

地震時を除き、建築物に作用する常時、積雪、暴風の荷重・外力については下表による。

表 3.1 荷重・外力の組み合わせ

力の種類	荷重及び外力について 想定する状態	荷重・外力の組み合わせ	
		一般の場合	特定行政庁が指定する 多雪区域における場合
長期に生ずる力 (令 82 条 2 項)	常時	$G+P$	$G+P$
	積雪時		$G+P+0.7S$
短期に生ずる力 (令 82 条 2 項)	積雪時	$G+P+S$	$G+P+S$
	暴風時 ^{*1}	$G+P+W$	$G+P+W$
			$G+P+0.35S+W$
最大級の荷重・外力 (令 82 条の 5 2 項)	積雪時	$G+P+1.4S$	$G+P+1.4S$
	暴風時 ^{*1}	$G+P+1.6W$	$G+P+1.6W$
			$G+P+0.35S+1.6W$

この表において、 G 、 P 、 S 及び W は、それぞれ次の力(軸方向力、曲げモーメント、せん断力等をいう)を表すものとする。

G ：令第 84 条に規定する固定荷重によって生ずる力
 P ：令第 85 条に規定する積載荷重によって生ずる力
 S ：令第 86 条に規定する積雪荷重によって生ずる力^{*2}
 W ：令第 87 条に規定する風圧力によって生ずる力

^{*1}：建築物の転倒、柱の引抜き等を検討する場合においては、暴風時の P については、建築物の実況に応じて積載荷重を減らした数値によるものとする。

^{*2}：積雪荷重によって生ずる力 S については、地域によって異なるため、特定行政庁に確認すること。

上記の荷重・外力に対する安全性の検討方法は、3.6 に示す。

3.2 常時荷重

3.2.1 固定荷重

建築物の各部の固定荷重は、当該建築物の実況に応じて計算する。ただし、表3.2に掲げる建築物の部分の固定荷重については、それぞれ同表の単位面積当たり荷重の欄に定める数値に面積を乗じて計算することができる。

【解説】

表は、木造に関する部分を記載している。小屋組、床組等で木材の材積が小屋伏図、床伏図等で計算ができる場合は、樹種の比重に材積を乗じた値で荷重を求めることもできる。また、木造の建築物の小舞壁（土塗り壁）については、土壁の厚さによって異なるため、実況に応じて土塗り壁の厚さにより補正を行う。

表 3.2 建築物の部分と固定荷重(令 84 条)

建築物の部分	種 別		単位面積 当たり荷重 (単位: N/m ²)	備 考
屋根	瓦ぶき	ふき土がない場合	640	下地及びたるきを含み、もやを含まない。
		ふき土がある場合	980	下地及びたるきを含み、もやを含まない。
	波形鉄板 ぶき	もやに直接ふく場合	50	もやを含まない。
	薄鉄板ぶき		200	下地及びたるきを含み、もやを含まない。
	ガラス屋根		290	鉄製枠を含み、もやを含まない。
	厚形スレートぶき		440	下地及びたるきを含み、もやを含まない。
木造 のもや	もやの支点間の距離が 2m 以下の場合		50	
	もやの支点間の距離が 4m 以下の場合		100	
天井	さお縁		100	つり木、受木及び その他の下地を含む。
	繊維板張、打上げ板張、合板張 又は金属板張		150	
	木毛セメント板張		200	
	格縁		290	
	しっくい塗		390	
	モルタル塗		590	
床	木造の床	板張	150	根太を含む。
		畳敷	340	床版及び根太を含む。
		床張り間が 4m 以下の場合	100	
		床張り間が 6m 以下の場合	170	
		床張り間が 8m 以下の場合	250	
壁	木造の建築物の壁の軸組		150	柱、間柱及び筋かいを含む。
	木造建築物 の壁の仕上 げ	下見板張、羽目板張 又は繊維板張	100	下地を含み、軸組を含まない。
		木ずりしっくい塗	340	
		鉄網モルタル塗り	640	
	木造の建築物の小舞壁		830	軸組を含む。

表 3.3 固定荷重の参考値(1/2)

使用 部位	材料	N/ m ²	備考
屋根	瓦	516	5 寸の場合は 1.118 を乗じる 熨斗瓦 5 段を含む
	ガルバニウム 鋼板	50	下屋や庇に使用
	ルーフィング	12	5 寸の場合は 1.118 を乗じる 22 キロルーフィングを想定
	野地板 15mm	60	比重 0.4

	野地板 30mm	120	比重 0.4
	垂木 45mm×45mm	40	303mm ピッチ
	垂木 45mm×120mm	60	380mm ピッチ
	垂木 120mm×120mm	60	910mm ピッチ
	母屋 120mm×120mm	65	910 ピッチ
	小屋梁	270	比重 0.4 地棟、受梁を含む
床 ・ 天井	天井下地組	60	300mm×300mm 45mm×45mm 材
	重い天井 (下地込み)	390	モルタル天井を想定している。下地込み
	断熱材	30	軽い断熱材 厚さ 200mm
	断熱材	15	軽い断熱材 厚さ 100mm
	木質断熱材 50mm	120	木質は比重が 0.23 なので 50mm だと 120N/m ²
	木質断熱材 25mm	60	木質は比重が 0.23 なので 25mm だと 60N/m ²
	板 12mm	50	比重 0.4
	板 15mm	60	比重 0.4
	板 30mm	120	比重 0.4
	根太 45mm×60mm	35	303mm ピッチ
	竿縁天井	50	天井板 9mm＋竿縁
	下地 45mm	25	非常に軽い天井組下地
	石膏ボード 12.5mm	100	
	塗り 4mm	10	
	下地 45mm×45mm 縦横	50	303mm～450mm ピッチ
	わら畳	180	
	床梁	250	比重 0.4 梁形状 120×270 120×300

表 3.3 固定荷重の参考値 (2/2)

使用 部位	材料	N/m ²	備考
壁	石膏ボード 12.5mm	100	比重 0.95 の普通石膏ボード
	塗り 4mm	10	
	下地 45mm	25	45mm 材 303mm ピッチ 片方下地 石膏ボード下地
	壁下地 45mm 縦横	50	45mm×45mm 303mm ピッチ ボード下地材
	漆喰 2mm	5	塗り壁や土壁等で仕上げ材を含んで計算してもよい
	土壁 50mm	590	貫、木舞、土
	土壁 60mm	707	貫、木舞、土
	土壁 65mm	766	貫、木舞、土
	土壁 70mm	825	貫、木舞、土

	土壁 80mm	942	貫、木舞、土
	軸組み	150	主に柱 120mm 角、大黒柱の平均
	差し鴨居等	-	差し鴨居等は土壁と同面積で拾ってもよい
	下地 45mm 縦横	50	45mm×45mm 303～450mm ピッチ 縦横下地
	保護モルタル 15mm	300	20mm の場合は 400N/m ² となる。
	モルタル下地板 12mm	50	比重 0.4
	木ずり漆喰 15mm	140	プラスター+漆喰共 15mm
	木ずり 8mm	30	同上下地材 8mm×40mm 材
	下地 45mm 材	25	木ずり下地として 45mm 材を縦使用 303mm ピッチ
	ラスボードへ漆喰 15mm	140	漆喰、聚楽、プラスター珪藻土等 15mm の総重量
	ラスボード 7.5mm	60	同上下地ラスボード 7.5mm
	下地貫・下地 45mm 縦	25	21mm 貫 5 段を下地として兼用したもの
建具	内部建具	50	襖、障子が主体
	ガラス (5mm シングル)	130	木枠、框を含む
	ガラス (5mm+5mm ペア)	260	木枠、框を含む
	ガラス (3mm+3mm ペア)	150	木枠、框を含む

3.2.2 積載荷重

建築物の各部の積載荷重は、当該建築物の実況に応じて計算する。ただし、表3.3に掲げる室の床の積載荷重については、それぞれ同表の（い）、（ろ）又は（は）欄に定める数値に床面積を乗じて計算することができる。

【解説】

表 3.4 室の種類と積載荷重（令 85 条）

構造計算の対象 室の種類		(い)	(ろ)	(は)
		床の構造計算をする場合 (単位：N/m ²)	大げり、柱又は基礎の構造計算をする場合 (単位：N/m ²)	地震力を計算する場合 (単位：N/m ²)
(1)	住宅の居室、住宅以外の建築物における寝室又は病室	1800	1300	600

3.3 積雪荷重

屋根やバルコニーに加わる積雪荷重は、令 86 条の規定による。

【解説】

積雪荷重 S

$$S = \mu_b \cdot h_s \cdot \rho$$

S : 積雪荷重 (屋根の水平投影面積当たり) (N/m^2)

μ_b : 屋根形状係数

屋根に雪止めがある場合を除き、屋根勾配が 60° 以下の場合においては下式で計算する。

$$\mu_b = \sqrt{\cos(1.5\beta)}$$

β : 屋根勾配(度)

h_s : 建設地の垂直積雪量(cm)

雪下ろしを行う慣習のある地方においては、1m を超える場合においても、雪下ろしの実況に応じて 1m まで減らして計算することができる。

ρ : 積雪の単位荷重 (N/cm^2) : 一般の地域では 20N/cm^2 とする。多雪区域では特定行政庁の定める値による。

積雪の扱いは表 3.1 のとおり、一般の場合と多雪区域とで扱いが異なる。令 86 条 2 項より多雪区域では積雪の単位荷重を特定行政庁が定めている。また、垂直積雪量は特定行政庁が独自に区域毎に定めている。

垂木や母屋など積雪荷重を直接受ける部材の検討では、屋根雪が偏在することを勘案して積雪荷重を割増すことが望ましい。また軒先やけらば部分などは積雪荷重が増えることがあるので注意する必要がある。

多雪区域では、地震応答計算で積雪荷重を考慮しなければならないとされている。その際、積雪荷重は各階の固定荷重及び積載荷重の和に加え、質量とすることとなっている。

なお、積雪荷重と地震荷重との組合せについては、令 82 条の 5 では記載されていないが、「建築物の構造関係技術基準解説書(黄色本)2007 年版」P.221 表 4.4-1 では、限界耐力計算時における積雪荷重に関して、「最大級の地震時の計算をするに当たっての積雪荷重は、短期積雪荷重に 0.35 を乗じた値を用いることとする」との記述がある。多雪区域では、地震時の検討として固定荷重及び積載荷重に積雪荷重を加えたものを質量として作用せん断力を算出すること。

また、多雪区域での鉛直荷重の検討として、本設計法では大きな変形を想定しているため、大変形領域では $P\Delta$ 効果を加味して耐震性能を評価することとしている。固定荷重及び積載荷重に積雪荷重 (短期積雪荷重に 0.35 を乗じた値) を加えて鉛直荷重とし、当該、鉛直荷重によって生じる $P\Delta$ 効果を考慮して各層のせん断耐力の低減をすること等が考えられる。

3.4 風圧力

建築物の*i* 階に加わる風圧力 Q_{wi} は、短辺・長辺方向について以下の式により計算する。

【解説】

令 87 条、H12 建告 1464 号に定める計算を行う。

風圧力の計算

風圧力＝速度圧×風力係数×見付面積

q ：速度圧〔N/m²〕、以下の式で計算する

$$q=0.6EV_o^2=0.6E_r^2 \cdot Gf \cdot V_o^2$$

$$E=E_r^2 \cdot Gf$$

E ：風速の鉛直方向分布係数

Gf ：ガスト影響係数。地表面粗度区分に応じて H12 建告 1454 号第 1 第 3 項の表の数値

V_o ：H12 建告 1454 号第 2 に定める風速〔m/s〕

E_r ：平均風速の高さ方向の分布を示す係数

$$H \leq Z_b \text{ のとき } E_r = 1.7 \left(\frac{Z_b}{Z_G} \right)^\alpha$$

$$H > Z_b \text{ のとき } E_r = 1.7 \left(\frac{H}{Z_G} \right)^\alpha$$

H ：建築物の高さと軒の高さとの平均〔m〕

Z_b ：地表面粗度区分に応じて以下の表 3.6 に揚げる数値

Z_G ：地表面粗度区分に応じて以下の表 3.6 に揚げる数値

α 、 Z_b 、 Z_G ：地表面粗度区分に応じた係数（H12 建告 1454 号第 1 第 2 項の表の数値）

C_f ：風力係数 以下の式で計算する。ただし勾配面(屋根面)を鉛直面(壁面)とみなしてよい。

$$C_f = C_{pe} - C_{pi}$$

C_{pe} ：閉鎖型及び開放型の建築物の外圧係数（H12 建告 1454 号）

C_{pi} ：閉鎖型及び開放型の建築物の内圧係数（H12 建告 1454 号）

表 3.5 地表面粗度区分

地表面粗度区分	I	II	III	IV
Z_b	5	5	5	10
Z_G	250	350	450	550
α	0.10	0.15	0.20	0.27

3.5 地震力

建築物の耐震性能評価は近似応答計算により行う。近似応答計算に基づく耐震性能の評価を行うには、建築物の復元力特性を算定するとともに、建築物に作用する地震力を加速度応答スペクトルから算定する必要がある。

稀に発生する地震動に対して建築物が損傷しないこと、極めて稀に発生する地震動に対して建築物が倒壊・崩壊しないことを検証するために、稀に発生する地震動及び極めて稀に発生する地震動に対する地表面の設計用地震動の加速度応答スペクトルをそれぞれ算定する。まず、稀に発生する地震動及び極めて稀に発生する地震動に対する解放工学的基盤の加速度応答スペクトル (S_{0d} 、 S_{0s}) を求め、それに表層地盤による加速度の地盤増幅率等を掛け合わせて、地表面の設計用地震動の加速度応答スペクトルを算定する。

【解説】

地震力は5章地震応答計算に示すように加速度応答スペクトルで評価し、解放工学的基盤における加速度応答スペクトル (S_{0d} 、 S_{0s})、表層地盤における加速度増幅率 (G_s)、減衰による加速度低減率 (F_h)、調整係数 (p 、 q)、地震地域係数 (Z) の項から計算ステップごとに計算する。

$$S_{Ad} = S_{0d} \cdot G_s \cdot F_h \cdot p \cdot q \cdot Z \quad (3.1)$$

$$S_{As} = S_{0s} \cdot G_s \cdot F_h \cdot p \cdot q \cdot Z \quad (3.2)$$

3.5.1 解放工学的基盤における加速度応答スペクトルの計算

建築物の等価周期 (T_e) に応じて解放工学的基盤における加速度応答スペクトルを計算する。

【解説】

表 3.6 建築物の等価周期と加速度応答スペクトル

等価周期(T_e)	加速度応答スペクトル	
	S_{0d}	S_{0s}
$T_e < 0.16$	$0.64 + 6T_e$	$3.2 + 30T_e$
$0.16 \leq T_e < 0.64$	1.6	8
$0.64 \leq T_e$	$1.024 / T_e$	$5.12 / T_e$

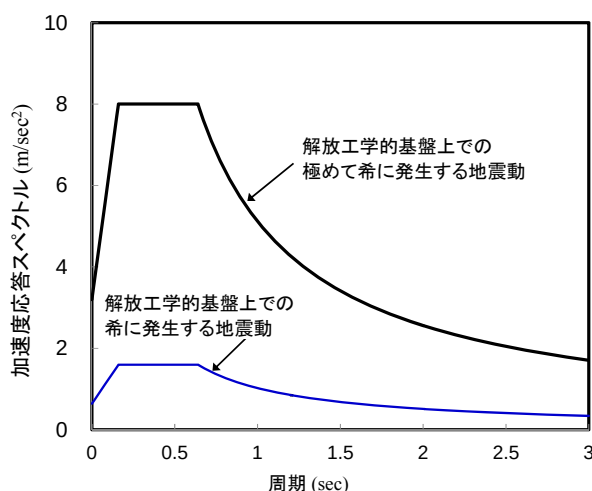


図 3.1 解放工学的基盤における加速度応答スペクトル

3.5.2 表層地盤における加速度増幅率の計算

表層地盤における加速度増幅率は、H12建告1457号第10に示されており、地盤調査に基づいて計算する精算法と地盤種別に応じて計算する簡略法がある。

【解説】

ここではH12 建告 1457 号第 10 第 1 項の簡略法による計算方法を示す。なお、極めて稀に発生する地震動時に対しては同第 2 項の精算法によることもできるが、地震によって地盤が液状化することにより表層地盤の変形による影響が G_s の計算に支障をきたす場合、がけ地など傾斜した地盤又はその近傍にある場合は、増幅特性が変化するため精算法によって計算することは出来ない。

表 3.7 地盤種別とその特徴

第 1 種地盤	岩盤、硬質砂れき層その他主として第 3 紀以前の地層によって構成されているもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき、これと同程度の地盤周期を有すると認められるもの
第 2 種地盤	第 1 種地盤及び第 3 種地盤以外のもの
第 3 種地盤	腐植土、泥土その他これらに類するもので大部分が構成されている沖積層(盛土がある場合においてはこれを含む。)で、その深さがおおむね 30m 以上のもの、沼沢、泥海等を埋め立てた地盤の深さがおおむね 3m 以上であり、かつ、これらで埋め立てられてから 30 年経過していないもの又は地盤周期等について調査若しくは研究の結果に基づき、これらと同程度の地盤周期を有すると認められるもの

表 3.8 第 1 種地盤の加速度増幅率

等価固有周期(T_e)	加速度増幅率(G_s)
$T_e < 0.576$	1.5
$0.576 \leq T_e < 0.64$	$0.864 / T_e$
$0.64 \leq T_e$	1.35

表 3.9 第 2 種地盤、第 3 種地盤の加速度増幅率

等価固有周期(T_e)	加速度増幅率(G_s)
$T_e < 0.64$	1.5
$0.64 \leq T_e < T_u$	$1.5 (T_e / 0.64)$
$T_u \leq T_e$	g_v

表 3.10

T_u	$0.64(g_v / 1.5)$
g_v (第 2 種地盤)	2.025
g_v (第 3 種地盤)	2.7

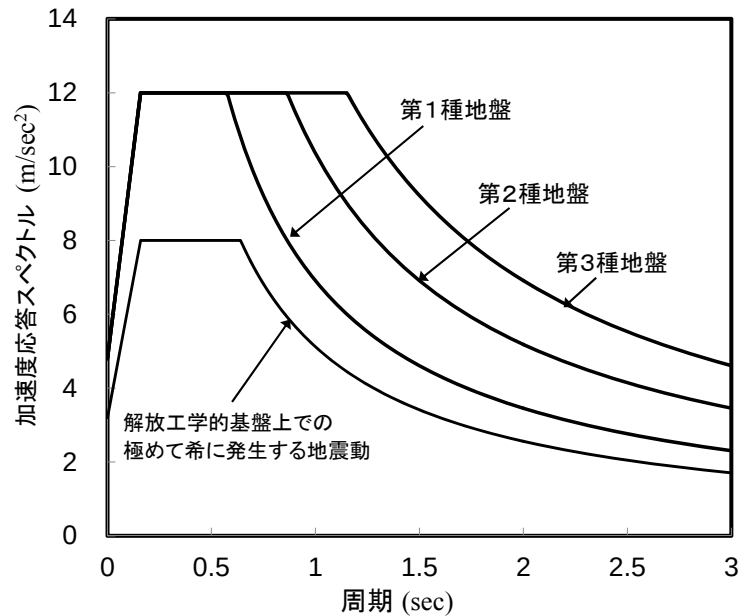


図 3.2 表層地盤における加速度応答スペクトル(略算法)

3.5.3 減衰による加速度の低減率の計算

建築物の減衰性能によって応答加速度が低減される効果を評価する。減衰定数 h に応じて加速度の低減率 F_h を計算する。

【解説】

減衰定数は、建築物の等価な一質点系の復元力特性をスリップモデルとみなし算定する。エネルギーを吸収して揺れを抑える性能を減衰定数 h という形で評価する。

$$F_h = \frac{1.5}{1+10h} \quad (3.3)$$

3.5.4 調整係数の計算

調整係数 p は建築物の階数および等価周期に応じて計算し、調整係数 q は建築物の有効質量比（有効質量/全質量）に応じて計算する。

【解説】

表 3.11 調整係数 p

階数	等価周期(T_e)	
	0.16 秒以下	0.16 秒を超える
1	$1.00-(0.20/0.16)T_e$	0.80
2	$1.00-(0.15/0.16)T_e$	0.85
3	$1.00-(0.10/0.16)T_e$	0.90
4	$1.00-(0.05/0.16)T_e$	0.95
5 以上	1.00	1.00

表 3.12 調整係数 q

有効質量比	
0.75 未満	0.75 以上
$0.75 \sum m_i / M_u$	1.0

3.5.5 地震地域係数

地震地域係数 Z は、令88条1項に規定されており、過去の地震記録等により得られた地震動の期待値の相対的な比を表す数値であり、1.0～0.7の数値として地域ごとに規定されている。当該建築物の建設地に応じて数値を設定する。

【解説】

地震地域係数を加速度応答スペクトルに乗じる。

3.6 荷重・外力に対する安全性の検討方法

建築基準法第20条に規定されている荷重・外力に対して安全な構造であることを検証するために、3.1に示す荷重・外力の組み合わせにより建築物全体および各部材の安全性の検討を行う。

【解説】

- 1) 長期に生じる力に対しては、ほぞ等の仕口接合部での木材のめり込みによる回転抵抗により生じる曲げモーメントは小さく部材端の応力にほとんど影響しないために、架構としての応力計算は省略でき、第6章の規定に従って直接力を受ける部材の検討を行うことで安全性を確認できる。確認は許容応力度計算による。
- 2) 短期に生じる力に対しては、積雪時の安全性の検討は長期に生じる力と同様に直接力を受ける部材の検討を行うことで確認できる。
地震時は、第5章の地震応答計算により稀に発生する地震動時の建築物の安全性を確認する。
暴風時は、風圧力と第5章の地震応答計算で得られた損傷限界時のせん断耐力を比較することで、せん断耐力が風圧力より大きいことを確認することで計算を省略できる。
- 3) 最大級の荷重・外力に対しては、積雪時の安全性の検討は短期に生じる力と同様に直接力を受ける部材の検討を行うことで確認できる。計算は終局強度が部材に生じる応力を上回ることを確認する。
地震時は、第5章の地震応答計算により極めて稀に発生する地震動時の建築物の安全性を検証する。
暴風時は、風圧力と第5章の地震応答計算で得られた安全限界時のせん断耐力を比較することで、せん断耐力が風圧力より大きいことを確認することで計算を省略できる。
- 4) 柱・横架材・小屋組部材等各部材の検討は6章に示す方法により安全性を検討する。
地震力に対しては、建築物全体の安全性は5章によるが、小壁付き独立柱および通し柱が極めて稀に発生する地震動時に折損しないことを6章に示す方法により確認する。

4. 準備計算

4.1 柱軸力の算定

柱軸力の算定は横架材の掛け方に応じた荷重の流れに即した方法で、固定荷重に積載荷重（架構用）を加えた値より適切に算定する。

【解説】

固定荷重＋積載荷重（架構用）により適切に各柱軸力を算定する。柱軸力の算定は横架材の掛け方に応じた荷重の流れに即した方法で行う必要がある。横架材の掛け方が複雑な木造軸組構法の場合、柱軸力を適切に算定するためには柱軸力の大きさを当該柱が負担する面積として表現した荷重分布図を作成することが望ましい。

荷重分布図を作成することにより、鉛直荷重に対する横架材の検定、柱の座屈に対する検討、基礎梁断面の検定、及び柱脚の浮き上がり検討のための柱軸力の算定等において、最も条件が厳しい場合を把握することが容易となる。同一断面の部材が複数あるものにあつては最も条件が厳しい部材のみを断面検定し、その他の部材について省略する際には荷重分布図を根拠とすることができる。

偏心率に係る重心位置の算出を柱軸力により精算する場合は、全ての柱に対して柱の軸力を算定する必要がある。しかしながら、木造建築物では柱の数が多く計算に多くの労力を要するため、偏心率に係る重心位置を略算する方法として、屋根、床、壁の荷重を屋根、床面積当たりの単位荷重にならし、荷重分布図の負担面積を乗じることにより柱軸力を算出することもできる。

なお、荷重分布図の作成方法に関しては、(財)日本住宅・木材技術センター「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008年版）」を参考とすることができる。

4.2 建築物重量の算定

建築物重量の算定で使用する各部の固定荷重及び積載荷重は実況に応じて計算することを原則とする。各階の質量は、各階の固定荷重及び積載荷重の和を重力加速度で除したものとする。地震応答計算ではこの各階の質量を用いる。

【解説】

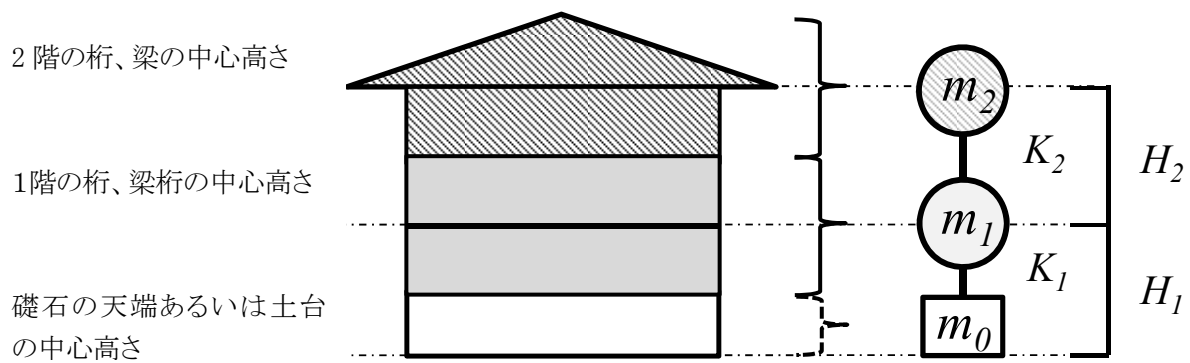
固定荷重、積載荷重ともに実況に応じて計算することを原則とする。固定荷重は令 84 条の表に示す建築物各部の単位荷重の数値とすることができるが、伝統的構法木造建築物の軸組の大きさ等が令 84 条に示される単位荷重と差異がないかどうか十分検討する必要がある。また、積載荷重については、令 85 条の表に示す床面積あたりの数値に各部の面積を乗じて計算することができる。

上部構造の地震応答計算では、建築物の質量は各層の質量に振り分けて計算を行うため、2 階建て建築物の場合、2 階部分の質量と 1 階部分の質量を計算する。各層の質量は、当該層の階高の 1/2 で分割し、上半分を当該階の質量、下半分を当該階の下階の質量に含めるものとして計算する。よって 2 階建て建築物の場合、2 階の質量は、2 層の階高の 1/2 から上部とし、1 階の質量は、2 層の階高の 1/2 から下部と 1 層の階高の 1/2 から上部となり、1 層の階高の 1/2 から下部の質量は上部構造の応答計算の際には建築物の質量に含めない。また、1 階の屋根のうち 2 階の高さの 1/2 を超える部分の質量は、地震時の荷重の流れに応じ、設計者が適切に判断して計算する。

石場建てで柱脚の水平方向の移動を拘束しない場合、柱脚の滑り量の計算の際には、上部構造の地震応答計算の際の建築物質量の算出の方法に加えて、1 層の階高の 1/2 から下部の質量を 1 階床質量として計算する必要がある。この際、1 階床質量は柱脚部まで（礎石の天端まで、土台がある場合は土台まで）を計算することとする。

多雪区域における各階の質量 m_i は各階の固定荷重及び積載荷重との和に積雪荷重を加えたもの

とする。加える積雪荷重は特定行政庁の定める値とする。



m_2 : 2 層の階高の 1/2 から上部の質量

m_1 : 1 層の階高の 1/2 から 2 層の階高の 1/2 までの質量

m_0 : 1 層の階高の 1/2 から下部の質量

図 4.1 各質点への振り分け

5. 地震応答計算

5.1 設計のクライテリア

近似応答計算では、地震時の損傷限界層間変形角および安全限界層間変形角を適切に設定する。

【解説】

設計用入力地震動のレベルと構造体に対する要求性能を表 5.1 に示す。表 5.1 に示す要求性能を満足するための設計のクライテリアを表 5.2 に示す。

表 5.1 設計用入力地震動のレベルと構造体に対する要求性能

要求性能		地震動の入力レベル	構造骨組の要求性能
①損傷 限界	損傷防止	中地震動：稀に発生する地震動。 建設地において、建築物の存在期間中に 1 度以上遭遇する事を想定する地震	地震時に構造耐力上主要な部分の変形によって補修を要する損傷が生じない。
②安全 限界	人命保護	大地震動：極めて稀に発生する地震動。建設地における、建築物の構造安全性への影響度が最大級のレベル。	人命の保護。地震時に各階の倒壊・崩壊が生じないこと、即ち、人間が生存可能な空間を維持すること。補修により再使用可能である。

表 5.2 設計のクライテリア

地震動レベル	変形	損傷の程度
稀に発生する地震動	損傷限界層間変形角 $1/90\text{rad}$ 以下	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。
極めて稀に発生する地震動	安全限界層間変形角 代表層間変形角 $1/20\text{rad}$ 以下 最大層間変形角 $1/15\text{rad}$ 以下	修復可能な損傷。 柱に折損を生じない。

損傷限界層間変形角は、稀に発生する地震動に対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層間変形角として $1/90\text{rad}$ 以下とし、用いる構造要素などの損傷を考慮して $1/120\text{rad} \sim 1/90\text{rad}$ 内で設定する。

安全限界変形角は、限界耐力計算の規定として平 12 建告 1457 号第 6 第 2 項により木造建築物においては極めて稀に発生する地震動に対して $1/30\text{rad}$ 以下と定められているが、ただし書きとして「特別な調査又は研究の結果に基づき安全限界変位に相当する変位が生じる建築物の各階が当該建築物に作用する荷重及び外力に耐えることが確かめられた場合にあってはこの限りでない。」と記載されている。

これまでの実験及び調査により、伝統的構法木造建築物に用いられる構造耐力要素や仕口接合部の性能検証実験では、ほとんどが層間変形角 $1/15\text{rad}$ 程度までは十分変形性能を保持している。ここでは、十分な変形性能（層間変形角が $1/15\text{rad}$ 以上まで担保できる性能）を有する構造耐力要素を用い、継手・仕口はそれ以上の変形性能を担保できるものを使用することを条件とし、設計用データベースから選択することになる。

安全限界層間変形角として、代表層間変形角と最大層間変形角を設定しているのは、代表層間変形角は近似応答計算により直接求まる質点系の応答として、安全性を担保するために必要であり、そのための層間変形角として $1/20\text{rad}$ 以下としている。用いる構造要素などの損傷を考慮して $1/30\text{rad}$ ～ $1/20\text{rad}$ 内で設定する。

一方で偏心等によるねじれ振動によって最大となる鉛直構面の変形も損傷の程度を修復可能な損傷に留めるために必要であり、その場合の最大層間変形角として $1/15\text{rad}$ 以下としている。地震時の応答計算は近似的応答計算であって、設計では、計算結果を踏まえて損傷限界変形角および安全限界変形角について検討することが求められる。そのため、使用する構造要素や建築物各部の変形性能に十分な検証がされない場合は、安全限界層間変形角は余裕を持って代表層間変形角や最大層間変形角を設定する。

5.2 計算の流れ

地震応答計算は、検証用地震動に対して各層の最大応答変形角を求めて、地震時の安全性を検定する。

【解説】

検証用地震動は、令 82 条の 5 第 3 号に定める地震力に相当するレベル（損傷限界検証用地震動、稀に発生する地震動）と同条第 5 号に定める地震力に相当するレベル（安全限界検証用地震動、極めて稀に発生する地震動）とし、建築物重量の算定方法は前章までに記した通りであり、建築物の復元力特性の算定方法は 5.4 で示す。各層の復元力特性と建築物の重量から変位増分法を用いて等価な固有周期と減衰特性を持つ一質点系に縮約して、加速度応答スペクトルに対して応答値を算定する。一般的に、伝統的構法木造建築物の復元力特性は塑性領域が長く、変形性能が高いため、降伏後の剛性が 0 や負勾配となることがある。そこで構造体を一質点系へ縮約する際の変形モードは変位増分による計算方法としている。計算によって求めた応答値が、それぞれ限界変形角以下であることを検定し、安全性を確認する。以下に計算の流れを示す。

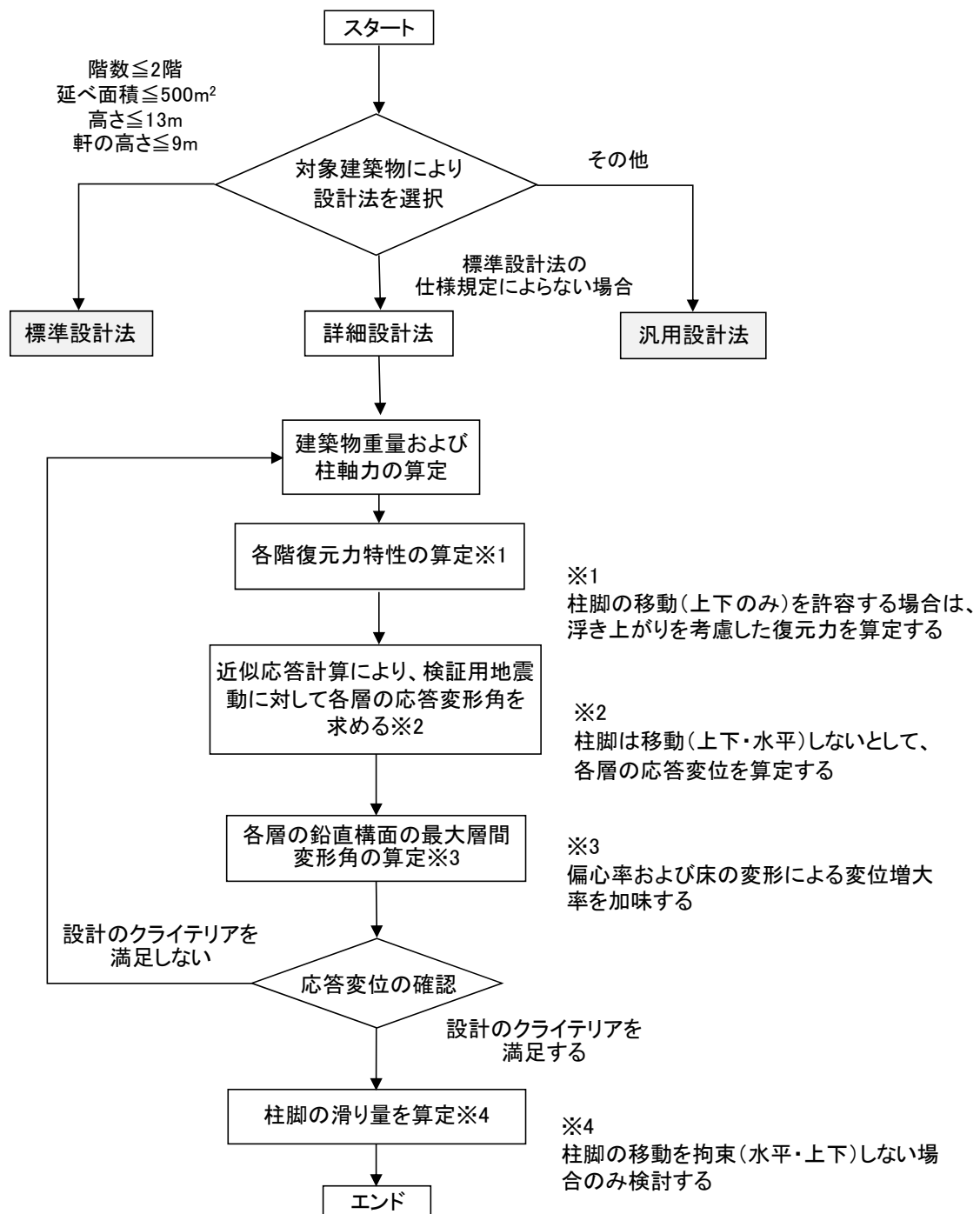


図 5.1 地震応答計算の流れ

5.3 構造計算対象の構造要素

5.3.1 構造要素の種類と復元力特性

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、柱一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。

構造要素の実験等で構造的性能を確認した上で、構造要素の設計用復元力特性を設定する。なお、構造要素の寸法など仕様が個々の建築物ごとに異なるため、基準となる復元力特性に対して、寸法や仕様に応じた補正を行う。

【解説】

本設計法では、建築物の主たる水平抵抗要素として伝統的構法の標準的な構造要素である下記の4つの構造要素を取り扱う。

- 1) 全面壁：土壁（土壁内の貫を含むが、ほぞ・横架材を除く）および板壁の復元力
- 2) 小壁：垂壁のみ、腰壁のみ、垂壁と腰壁は、壁のみと柱（1本あるいは2本）の曲げを考慮した復元力
- 3) ほぞ：柱頭・柱脚の長ほぞ接合部の曲げモーメントから求めた復元力
- 4) 柱一横架材：柱と横架材（貫、差鴨居、足固めなど）との接合部の復元力

これらの構造要素は、要素実験で変形角 $1/10\text{rad}$ まで繰り返し載荷を行い、構造的性能（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）を確認することとしている。

伝統的構法木造建築物に用いられる構造要素として、検討委員会で実験を実施して検証されている全面壁（土壁、板壁）、小壁（垂れ壁、腰壁）、ほぞ、柱一横架材（貫、差し鴨居、足固めなど）の4種類について、詳細設計法の計算に必要な復元力を以下の文献を参考に定式化を行い、設計資料－3 各層の復元力に関する資料に、各層の復元力の評価方法、また小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧（付表1－8）を掲載している。

構造要素の実験では、スパン、階高、接合部使用、材料仕様などに応じて設計用復元力特性が異なるが、これら多岐にわたるパラメータを網羅していないので、設計する構造要素に応じた補正が必要であり、実験で確認された構造要素の仕様と補正方法を設計資料－3に示す。

このように構造要素の復元力特性は、実験結果に基づいて設定することを基本としているが、上記以外に、実験あるいは解析によって構造的性能を確かめられれば、設計者の判断において用いることはできる。また、各種の構造耐力要素の実験に基づいて設計用復元力特性のデータベースを構築しつつあり、今後、適用範囲は広がる予定である。

参考文献

- 1) 木造軸組構法建築物の耐震設計マニュアル編集委員会「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」、2004年、学芸出版社
- 2) 日本防災協会「木造住宅の耐震診断と補強方法」2004年
- 3) 文化庁「重要文化財(建造物)基礎診断実施要領」2012年
- 4) 「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討」委員会 WG 各種実験データ

5.3.2 構造高さの計算方法

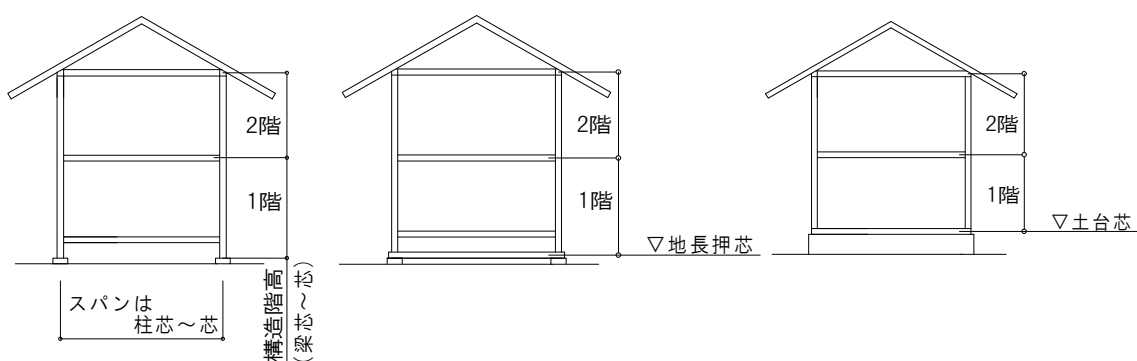
(1) 土台形式の場合

土台の中心から1階の桁あるいは梁の中心までを1階の階高とし、1階の桁あるいは梁の中心から2階の桁あるいは梁の中心までを2階の階高とする。また桁あるいは梁が桁行・張り間方向によって高さが異なる場合は、各レベルの平均的な高さを求めて、レベル間を階高とする。

(2) 石場建て形式の場合

礎石の天端から1階の桁あるいは梁の中心までを1階の階高とし、1階の桁あるいは梁の中心から2階の桁あるいは梁の中心までを2階の階高とする。桁あるいは梁が桁行・張り間方向によって異なる場合は、1)の場合と同様とする。

【解説】



a) 石場建て形式

b) 石場建て形式（地長押有り）

c) 土台形式

図 5.2 階高の設定

梁に段差が有る場合

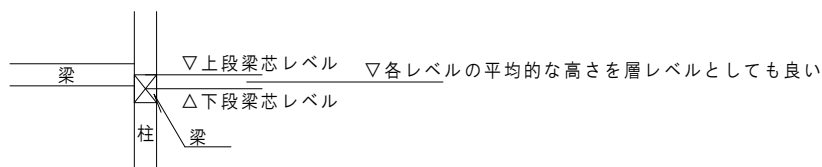


図 5.3 梁に段差が有る場合の階高

5.4 各層のせん断耐力の設定

5.4.1 建築物の形状と各層のせん断耐力の求め方

建築物の各階・各方向の復元力（せん断耐力）はそれぞれの鉛直構面の復元力の加算から求める。が、具体的には建築物の形状に応じて以下に示すように算定する。

(1) 総 2 階建て

各階・各方向の復元力は、それぞれの鉛直構面の復元力を単純加算して求める。

(2) 部分 2 階建て

下屋部分のスパンが 1.5m 以下の場合、建築物全体の復元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 1.5m 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の復元力も求める。

(3) 平家建て

各階・各方向の復元力は、それぞれの鉛直構面の復元力を単純加算して求める。

(4) 極端に細長い平面形状

上の(1)～(3)において建築物の平面形が極端に細長い場合、ゾーンに分けした場合の復元力も求める。

【解説】

各階・各方向の復元力は各特定層間変形角において、鉛直構面の復元力を単純加算することで求めるが、部分 2 階建てや平面形が極端に細長い場合等では水平構面の変形が大きくなる場合があり、その影響を考慮するためにゾーン分けした場合の復元力も求めるとしている。各構造要素の復元力は、設計資料-3 各層の復元力に関する資料で示した方法より求める。

5.4.2 柱脚の浮き上がりを考慮した復元力の算定

柱脚の移動（上下のみ）を許容する場合は、浮き上がりを考慮し、復元力を算定する。

【解説】

柱脚の浮き上がりを許容する場合の復元力は、以下の方法によって算定してよい。

- 1) 柱脚の浮き上がりによる低減は、軸組に全面壁が存在する場合のみとする。
- 2) 柱脚が浮き上がらないと仮定した近似応答計算を行い、当該応答から得られた最大層間変形角時の壁のせん断力が各階壁に作用するとして、全面壁について柱脚に生じる引拔力を算定する。
この場合、横架材による曲げ戻しは考慮しなくてよい。
- 3) 柱脚での柱軸力と引拔力を比較して、柱軸力が大きい場合は、浮き上がりが生じないので、この場合は壁付き架構の耐力低減はしなくてよい。
- 4) 引拔力の方が大きい場合は、全面壁に作用するせん断力は、浮き上がりが生じた時の耐力を維持するとして、耐力低減を行う。この場合の全面壁の耐力は（柱軸力）/（引拔力）を乗じた耐力とする。
- 5) 浮き上がりが生じた全面壁は非弾性型の復元力特性となり、履歴ループを有しないので履歴消費エネルギーがない。よって、等価粘性減衰定数の算出では注意を要する。

5.4.3 P Δ 効果

P Δ 効果は建築物重量に依存する。実験等で示される復元力は、個々の実験における P Δ の影響を除外しているものが多いので扱いに注意する。

【解説】

$P\Delta$ の影響を除外した構造要素の復元力の重ね合わせ結果に、以下のようにして $P\Delta$ を考慮する。図 5.4 に示す変形状態では、鉛直力 ΣW が γ 変形した部材で負担されるので、 $P=\gamma\Sigma W$ の水平力が見かけ上加算される。この水平力は γ すなわち水平変形 δ に比例するので、マイナス剛性に置き換えることができる。 $P\Delta$ による付加剛性 $K_{P\Delta}$ は、

$$K_{P\Delta} = -\frac{P}{\delta} = -\frac{\gamma\Sigma W}{\delta} = -\frac{\Sigma W}{H} \quad (5.1)$$

すなわち $P\Delta$ による付加剛性は当該階が支える鉛直力を当該階の階高で除した値となる。伝統構法の近似応答計算では、各変形角ステップで定義される耐力 $Q(\gamma)$ を用いて復元力が定義されるので、より直接的に $P\Delta$ を考慮した耐力 $Q^*(\gamma)$ として次のように計算できる。

$$Q^*(\gamma) = Q(\gamma) - \gamma\Sigma W \quad (5.2)$$

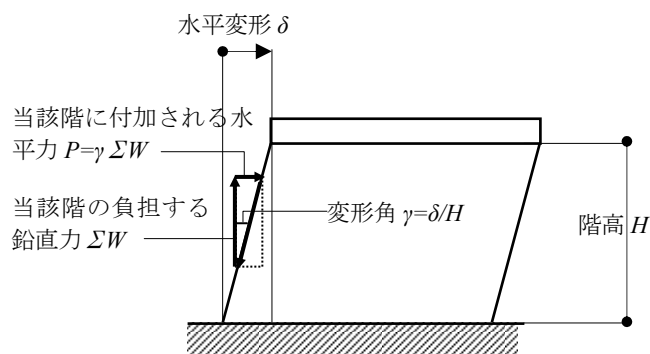


図 5.4 $P\Delta$ 効果の考え方

例題として、2 階建て建築物の $P\Delta$ を考慮した復元力の作成例を図 5.5 に示す。ここで、2 階重量 95.41kN、1 階重量 192.85kN であるので、 ΣW は 2 階用 95.41kN、1 階用 95.41+192.85= 288.26kN となる。

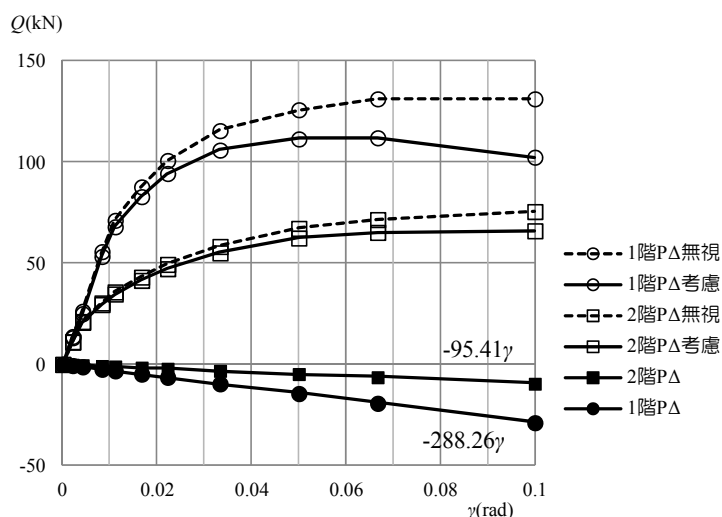


図 5.5 $P\Delta$ 効果の計算例

5.5 近似応答計算

平家建ておよび2階建ての地震時応答量は近似応答計算により求める。計算は変位増分法により行うが、2階建ての場合は各階の変形モードを適切に設定できる近似応答計算法を用いる。建築物の形状に応じて、以下に示す応答計算によりクライテリアを満足することを確認する。

(1) 総2階建て

各階・各方向について応答計算を行い、各階・各方向がクライテリアを満足することを確認する。

(2) 部分2階建て

下屋部分のスパンが1.5m以下の場合、建築物全体としての各階・各方向について応答計算を行い、下屋部分のスパンが1.5m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応答計算も行い、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

各方向について応答計算を行い、各方向がクライテリアを満足することを確認する。

(4) 極端に細長い平面形状

上の(1)～(3)において建築物の平面形が極端に細長い場合、ゾーンに分けた場合の応答計算も行い、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】

木造2階建て建築物の近似応答計算では、2質点モデルを等価な1質点モデルへ縮約するために、2質点モデル変形モードの設定が必要となる。この変形モードの設定によって計算結果が大きく異なることがある。図5.6のように1階、2階の復元力特性は、通常、1/120、1/60、1/40、1/30、1/20、1/15など共通の変形角で与えられる。1階、2階が同じ変形角となるようなモードを図5.7に示すが、このような変形は、通常、起こらない。少なくとも図5.7の1次モードに近い形の変形となる。

1階と2階のせん断力係数で表した耐力比 C_2/C_b と重量比、階高比によって与えられるせん断力係数比 R_{co} の大小関係によって、図5.8のように、いろいろな変形モードとなる。従って変形モードの設定方法により近似応答計算による応答結果は大きく変わることになる。表5.1のように変形モードの設定方法によってこれまで4つの方法が提案されている。

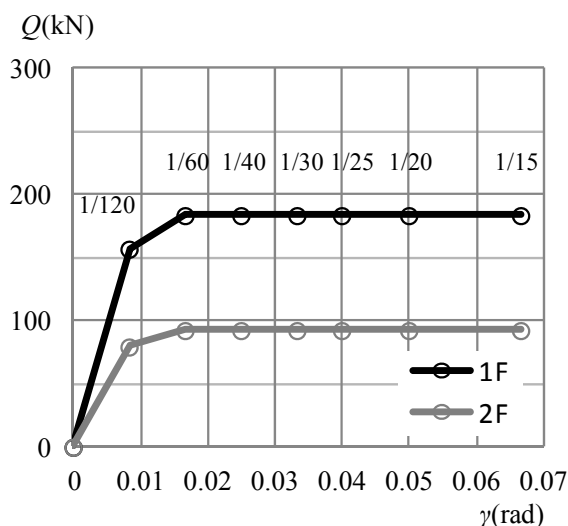


図 5.6 等変形モードで与えられる復元力

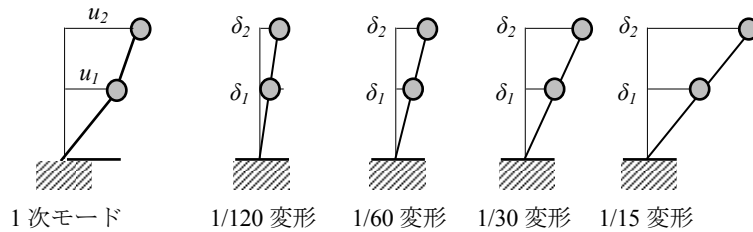


図 5.7 1 階・2 階の等変形モード

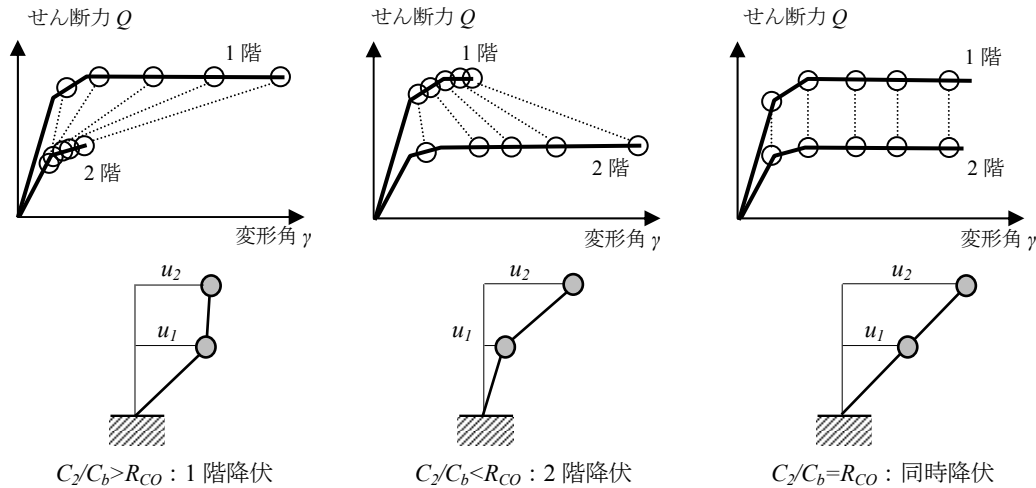


図 5.8 1 階・2 階の変形モードとせん断力-変形角の関係

表 5.1 近似応答計算の変形モード算出に関する 4 つの方法

方 法	出 典	固有値計算	1 階変形と等価剛性の計算法
変位増分法 1	2004 年「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」	初期剛性のみ	初期剛性に対する固有モードから最初のステップの 1, 2 階変形を計算する。次ステップの 2 階剛性は、前ステップの変形よりも大きい最も近傍の変位点の等価剛性を用いる。
変位増分法 2	2010 年「JSCA 関西レビュー委員会」	各ステップ毎の収斂計算はしない	2 階について、前ステップの変形よりも大きい最も近傍の変位点の等価剛性を用いて各ステップで固有値解析を行い固有モード u_2/u_1 から 2 階変形を計算する。
収斂計算法 1	-	各ステップ毎の収斂計算する	変位増分法 2 では 2 階剛性を前ステップの変形で決めるため、当該ステップでは剛性と変形が整合しない。収斂計算法では、各ステップ毎に、2 階変形と等価剛性が整合するように、繰り返して固有値計算を行い、固有モード u_2/u_1 から 2 階変形を計算する。
収斂計算法 2	-	各ステップ毎の収斂計算する	2 階変形の計算法は収斂計算法 1 に同じ。減衰評価を縮約 1 質点系ではなく、1, 2 階それぞれで行い、ひずみエネルギーで重み付けして減衰定数を与える。

何れの方法も、1 階、2 階の変形モードは固有値計算による固有モードを基本としている。従って、固有値計算に用いる 1 階、2 階の等価剛性の設定方法が 4 つの方法の差となっている。また収斂計算法 2 は減衰評価も縮約系ではなく、1 階、2 階それぞれで計算する手法である。

もともと木造 2 階建て建築物の近似応答計算では手計算レベルが想定されたため、繰り返し計算

を行わない、計算量の少ない変位増分法 1 が提案されていた。この方法では、例えば 1/120 変形時の初期剛性によるモード形を基本とするので、2 階変形を 1 階変形相当に見積もるため、2 階の剛性・耐力が小さい場合などには 2 階降伏先行となって、時刻歴応答解析結果と大きく異なることが明らかとなり、ステップ毎に固有モードを計算する変位増分法 2 の提案へ至った。

固有モード→変位計算→等価剛性という計算の順から当然であるが、変位増分法 2 の固有モードは当該ステップの等価剛性とは対応していない。厳密に対応させるためには、もう一度計算された等価剛性を用いた固有値計算が必要となり、結局、収束までの繰り返し計算となる。このように、固有モードと等価剛性が整合するように繰り返して固有値解析を行って、計算変位増分法 2 をさらに改良した方法を収斂計算法と呼ぶことにする。

2 質点であれば、固有値計算の繰り返しもエクセルなどで対応できるので、変位増分法 2 あるいは収斂計算法も十分に実用的である。多くの計算によって、変位増分法 2 と収斂計算法はほぼ同等であることが確認されているが、2 階先行降伏の場合など変位増分法 2 では精度よく計算できないことがあるので、計算の基準ステップを 1 階ではなく 2 階で設定することで、従来の計算法でも計算が可能である。

近似応答計算の詳細な手順は、設計資料-2 近似応答計算に掲載する。

(1)部分 2 階建ての応答計算方法

部分 2 階建ての場合、平家部分（以下、下屋部分も含めて下屋と呼ぶ？）が大きい場合には、各階の応答に影響を及ぼすので、以下のように応答計算を行う。

- 1.下屋部分のスパンが 1.5m 以下の場合、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
- 2.下屋部分のスパン(L1 等)が 1.5m を超える場合の計算手順（短辺方向）

図 5.9 の平面の場合には、

- 1) 全鉛直構面の復元力を単純加算し、建築物全体の応答計算を行う
- 2) 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
- 3) 2 階建て部分の応答計算を行う

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）

鉛直構面の復元力は 2 階建て部分にある構面の単純加算とする

- 4)下屋部分の応答計算を行う

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

- 5)建築物全体と 2 階建て部分および 2 つの下屋部分の応答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) 下屋部分を平家として応答計算をすると、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、応答結果が過小評価にはならない。

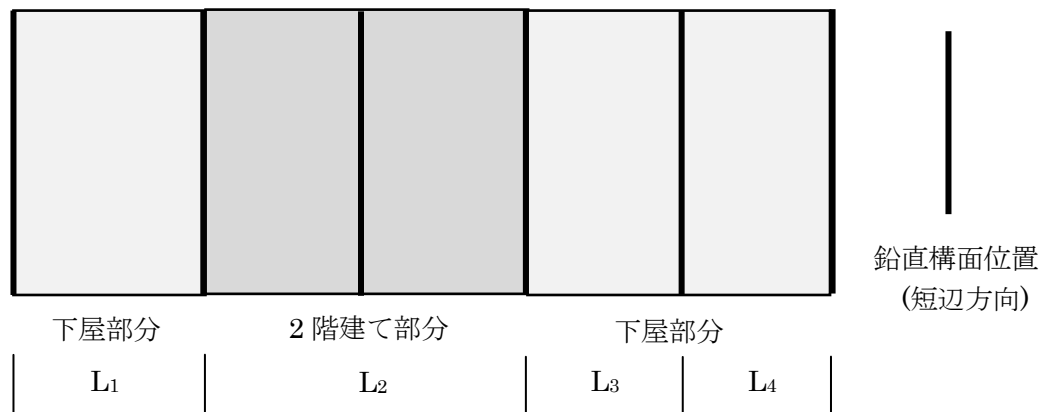


図 5.9 部分 2 階建ての平面 (2 階建て部分と下屋部分の例)

(2) 極端に平面形が細長い場合の応答計算方法

極端に平面形が細長い場合などでは、構造要素の配置によっては鉛直構面間の変形差が大きくなりやすく、建築物を全体的に扱うことが難しい場合には、以下のように応答計算を行う。

(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、応答計算はゾーン分けをして検討する。

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

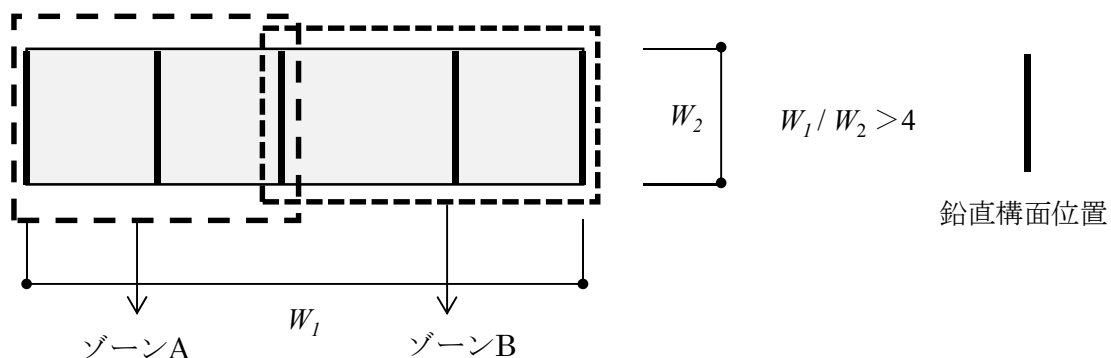


図 5.10 平家建ての平面 (極端に平面形が細長い場合の例)

応答計算の方法

- 1) 建築物全体としての応答計算を行う
- 2) 図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応答計算を行う
- 3) 建築物全体および 2 つのゾーンでの応答結果がクライテリアを満足することを確認する

5.6 偏心率と水平構面による補正

- (1) 鉛直構面の各階変形は、偏心率と水平構面の剛性を考慮して次のように計算する。
- 1) まず、水平構面を剛床とみなした場合に、偏心により変形が増大する鉛直構面の変形計算(最大層間変形角)を行う。
 - 2) 次に、さらに偏心率 R_e と水平構面の仕様とに応じた割増を行う。
- (2) 床剛性が非常に小さい場合でかつ鉛直構面の剛性が小さい場合は、内部の鉛直構面の変形が増大するため、水平構面の変形の影響を考慮して鉛直構面の変形計算(最大層間変形角)を行う。

【解説】

近似応答計算のような近似的な応答計算によって求められる変形には、偏心や床面の変形が考慮されていないので、これらを考慮して変形を割り増す。偏心が生じる場合は、偏心によって変形が増大する側の鉛直方面の変形を計算し、その最大変形が $1/15\text{rad}$ 以下に収まることを確認する。

5.6.1 偏心率の計算

偏心率の算定方法は、令 82 条の 6 による。

【解説】

偏心率計算に用いる各鉛直構面の剛性は、設定された復元力特性から計算される等価剛性（割線剛性）を用いる。この時、算定方向は層間変形角が $1/20\text{rad}$ 時、直交方向は $1/90\text{rad}$ 時の剛性とする。

5.6.2 偏心による変位増大率

剛床とみなした偏心による各方向の変位増大率の計算は次式による。

$$\frac{\delta_s}{\delta_m} = 1 + \frac{L}{e} R_e^2 = 1 + \frac{L}{r_e} R_e$$

ここで、 δ_s =偏心を考慮した変位、 δ_m =偏心を無視した変位、 L =計算する構面の剛心からの距離、 e_x =偏心距離、 r_e =弾力半径、 R_e =偏心率であり、計算する方向に対応した数値とする。

【解説】

剛床モデルの偏心補正を計算する一般的な式であり、導出の方法は設計資料－4 に詳述している。

5.6.3 床の変形による変位増大率

剛床モデルで計算された変位を偏心率 R_e と水平構面の仕様により以下の割増率を乗じて割ります。

$0 < R_e \leq 0.15$: 割増率=1.0

$0.15 < R_e \leq 0.3$: 割増率=標準仕様の床 $0.9 + (2/3)R_e$ 、標準仕様でない床 $0.8 + (4/3)R_e$

【解説】

水平構面による変形の増大についても、偏心率と関連させて考慮する。設計資料編に示すように、簡単なモデルを用いた検討結果に基づいて、建築基準法による RC や S 造等一般の建築物では、偏心率が 0.15 を超えた場合に必要保有水平耐力を割り増すが、偏心率が 0.15 以下の場合は割り増しは行っていないことや、これまでの時刻歴応答解析結果では偏心率が 0.15 以下であれば多くの場合、最大変形が $1/15\text{rad}$ (代表変位 $1/20\text{rad}$ に対して 1.33 倍)に収まるので特に問題とならないことも考慮して割増率を設定している。ここで標準的な床仕様は 6.2.4 による。また標準仕様から外れる床についての扱いは設計資料－4 によるが、過度に柔らかい床は想定していないので注意を要する。

5.7 柱脚の滑り量の計算

柱脚の滑り量は滑りを考慮した近似応答計算を用いて算出する。

【解説】

詳細設計法では、柱脚の滑りを考慮した近似応答計算を提案している。等価縮約モデルを用いた近似応答計算法で滑りを扱うことはこれまで難しいと考えられていたが、限界耐力計算の定式化に含まれる基礎地盤連成の考え方を参考にして、滑りによる周期の伸びや、滑りによる減衰の評価を行うことにより、滑り量の計算が可能である。(設計資料－2 近似応答計算 3. 柱脚の滑りを考慮した近似応答計算)

この近似応答計算で求められた滑り量は平均的なものである。しかし、これまでの実大振動台実験では、加振方向の構面毎に異なっており、構面毎の滑りは平均値に対して 0.5 倍から 2.0 倍と大きく変動しているケースもあった。滑り量の変動の原因としては、次の項目が実大振動台実験や立体モデルによる時刻歴解析結果から考えられる。

1. 摩擦係数：摩擦係数の小さなものほど滑りやすい。
2. 建築物の耐力：耐力の大きい建築物ほど滑りやすい。
3. 負担重量の差：負担重量の小さい構面ほど滑りやすい。下屋などの外周部は負担重量の小さいので、滑り量が大きくなる要因になっている。
4. 偏心による増大：上部構造全体の回転変形が滑りを増幅させる可能性がある。
5. 1 階床の変形：1 階床は剛床ではなく変形するため滑り量に違いが出る。

以上の要因による滑り量のばらつきについては、定量化に至るまでの十分な実験・解析データはまだ蓄積されていないので、ここでは、滑り量の計算は、標準状態として摩擦係数 $\mu=0.4$ 、極めて稀に発生する地震動時に 1 階床レベルでの質量 m_o に作用する地動加速度 $0.4G$ を想定しているが、滑り量のばらつきを考慮し、滑り量を

- ・ 摩擦係数は、ばらつきを考慮して $\mu=0.4 \times 0.9=0.36$ 、
- ・ 1 階床レベルに作用する応答加速度は実大振動台実験結果から若干増幅されることを考慮して $0.4G \times 1.2=0.48G$

として計算し、滑りのばらつきを考慮した安全側の滑り量とする。

また、上部構造については、同様な考え方で、

摩擦係数 $\mu=0.4 \times 1.2=0.48$ 、地動加速度 $0.4G \times 0.9=0.36G$

として計算される応答が、変動を考慮した大き目の結果を与えるが、上部構造についてはさらに厳しい基礎固定とした近似応答計算を採用する。

提案した滑りを考慮した近似応答計算は、追加検討 4 近似計算による柱脚の滑りの検証において、これまでの実大振動台実験結果と比較検証されている。滑り量の計算には、摩擦係数 μ や滑り減衰に関するパラメータ β などの設定に十分な検討が必要とされるが、パラメータ設定の問題は上部建築物と同様であり、設計的な考え方からすると、上下限をおさえることが重要である。滑りを考慮した近似応答計算の結果は、実大振動台実験での試験体 No.4、5、6 の上部建築物の変形、滑り量とも実験結果とほぼ良好に対応しており、 $\mu=0.36$ 、 $\beta=0.25$ を用いた滑り量計算結果は全て実験の最大滑り量を上回っていることから、提案手法は滑り量を安全側に評価しており十分に実用的であると考えられる。

6. 部材の検討

6.1 長期、短期ならびに最大級の荷重・外力に対する安全性の確認

長期、短期ならびに最大級の荷重・外力に対する安全性の確認として、積雪、風圧力、地震力に関する部材の検討を行う。

【解説】

3章で示されている荷重・外力の組み合わせにより建築物全体および個々の部材に生じる力に対して安全性の検討を行う。

- 1)固定荷重、積載荷重および積雪荷重に対しては、部材接合部端に生じる応力は小さく架構としての応力計算を含む建築物全体に対する検討は省略してよい。鉛直荷重に対しては、伝統的構法はこれまでの長期に渡る実績から倒壊・崩壊に至ることはなく、直接荷重が作用する部材の安全性および使用上支障が生じないこと（令 82 条第四号の規定、H12 建告 1459 号）を確認すればよい。
- 2)地震力および風圧力に対しては建築物全体および個々の部材に対する検討を行う。地震力に対しては 5 章の地震応答計算により安全性を検証する。

風圧力に対しては、建築物全体が倒壊・崩壊しないことを検討する他、柱脚の水平移動を拘束しない場合は、柱脚が移動しないことを確認する。短期および最大級の風圧力と、近似応答計算で得られた損傷限界時・安全限界時のせん断耐力を比較することで、せん断耐力が風圧力より大きい場合には、【せん断耐力 $\geq$ 風圧力】を計算で証明したとして計算を省略できる。

6.2 個別部材の検討

長期、短期ならびに最大級の荷重・外力に対する個別部材の検討として、柱、横架材、小屋組部材、水平構面、屋根葺き材、接合部の検討を行う。

【解説】

稀に発生する地震動、極めて稀に発生する地震動に対して、建築物の地上部分が倒壊・崩壊しないことは 5 章で確認できる。ここでは、建築物を構成する個別部材に対する検討を行う。検討では 6.1 で定めた荷重・外力を用いる検討を行う部材は、表 6.12 に示す柱、横架材、小屋組部材、水平構面、屋根葺き材、接合部である。

表 6.1 個別部材の検討を行う部材

部材	柱
	横架材
	小屋組部材
	水平構面
	屋根葺き材
	接合部

6.2.1 柱

- (1) 柱に作用する長期、短期ならびに最大級の荷重・外力の 3 つの荷重ケースで柱に生じる軸力および曲げに対する柱の断面応力度の検討を行う。
- (2) 階段廻りや吹き抜けに面する柱など水平構面がなく、柱支点間距離の長い柱は風圧力により面外方向に生じる曲げモーメントについての検討も行わなければならない。ただし、風を受ける柱面に直交する壁が取り付く柱は、壁土の亀裂、小舞の膨らみ、壁土の剥落が生じる可能性があるが、柱の折損を招いていないことは実験によって確かめられていることから検討の対象から除く。
- (3) 小壁（垂れ壁、腰壁）が取り付く柱や通し柱は、稀に発生する地震動時（損傷限界時）、極めて稀に発生する地震動時（安全限界時）に作用する水平力や層の変形から求めた曲げ応力により検定する。その場合の検討は断面欠損を考慮した実断面で検討する。
- (4) 1 階柱脚（柱脚の移動を拘束する場合）については、めり込み応力度の検討および引き抜きの検討も行う。
- (5) 以上の計算を行うためには各柱の軸力の計算が欠かせないが、木造建築物は柱の数が多く計算に多くの労力を要する。同一の材種、寸法の柱であって全面壁が付いていない柱は計算を省略することができる。

【解説】

曲げに対する検討を行わないでよい柱については柱径と座屈長さから求めた許容座屈荷重と柱の最大軸力を比較することで安全性の確認を行なっても良い。

1) 小壁（垂れ壁、腰壁）付き独立柱

図 6.1 および図 6.2 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 6.1 で、柱に生じる最大曲げモーメント $M_{\max}$ は式 6.2 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 6.3）に小壁高さ（ h_2 ）と壁厚 t_w を乗じた値とした。

$$Q_c = Q_w \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (6.1)$$

$$M_{\max} = Q_c h_2 \quad (6.2)$$

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 6.3 で得られる。なお、曲げ基準強度 F_b は 22.2N/mm^2 とした。

$$M_u = 0.75 F_b \frac{D^3}{4} \times n \quad (6.3)$$

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した。

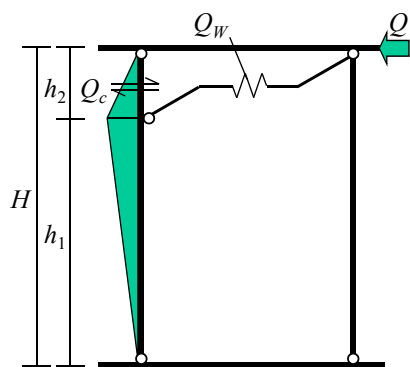


図 6.1 1本の柱が有効な場合

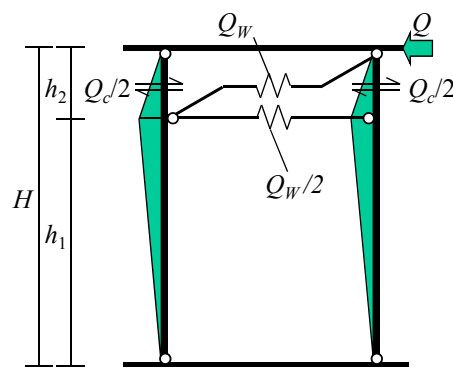


図 6.2 2本の柱が有効な場合

表 6.2 最大の単位壁高さ・壁厚あたりのせん断力 $q_{\max}$

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

小壁が取りつく柱の折損に対して、2本の柱が有効な場合、1本の柱が有効な場合、2P、4P、束の有無の組合せについて検討結果を設計資料-5の付図1～10に示す。

2) 通し柱

通し柱や小壁付き独立柱など、連続する柱が強制変形を受けて、部材角が柱の途中で変化する位置での折損を検討する。指定された部材角のもとで、たわみ角法を用いて曲げモーメントを計算する。

簡単のため図 6.3 のようなモデルを対象とする。変形角 R_1 、 R_2 を与えて、各点でのモーメントの釣り合いから節点回転角 θ_1 、 θ_2 、 θ_3 を求めることができる。なお3つ以上の変形角を有する柱の検討も同様に行うことができる。

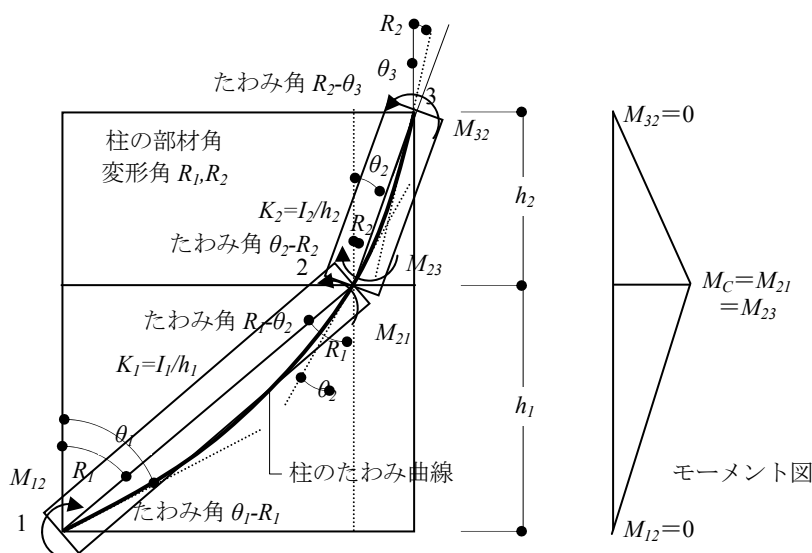


図 6.3 強制変形を受ける柱

たわみ角公式を用いて図 6.3 のモーメントが以下のように表される。

$$M_{12} = 2EK_1 \{2(\theta_1 - R_1) + (R_1 - \theta_2)\} \quad (6.4)$$

$$M_{21} = 2EK_1 \{2(R_1 - \theta_2) + (\theta_1 - R_1)\} \quad (6.5)$$

$$M_{23} = 2EK_2 \{2(\theta_2 - R_2) + (R_2 - \theta_3)\} \quad (6.6)$$

$$M_{32} = 2EK_2 \{2(R_2 - \theta_3) + (\theta_2 - R_2)\} \quad (6.7)$$

ここで、剛度 $K_1 = I_1/h_1$ 、 $K_2 = I_2/h_2$ を表す。通常の場合、柱と横架材とはモーメント伝達しないので、モーメントの釣合いは以下のように書ける。

$$M_{12} = 0, \quad M_{32} = 0 \quad (6.8)$$

$$M_{21} = M_{23} \quad (6.9)$$

式 6.8 より、 θ_1 、 θ_3 が R_1 、 R_2 、 θ_2 によって以下のように表される。

$$\theta_1 = \frac{1}{2}(R_1 + \theta_2), \quad \theta_3 = \frac{1}{2}(R_2 + \theta_2) \quad (6.10)$$

式 6.10 を式 6.5、式 6.6 に代入して、式 6.9 を用いれば、

$$\begin{aligned} 2EK_1 \left(R_1 - 2\theta_2 + \frac{1}{2}(R_1 + \theta_2) \right) &= 2EK_2 \left(2\theta_2 - \frac{1}{2}(R_2 + \theta_2) - R_2 \right) \\ 3EK_1 (R_1 - \theta_2) &= 3EK_2 (\theta_2 - R_2) \\ \theta_2 &= \frac{K_1 R_1 + K_2 R_2}{K_1 + K_2} \end{aligned} \quad (6.11)$$

以上より、柱中央部のモーメント $M_c = M_{21} = M_{23}$ は次式となる。

$$M_c = M_{23} = 3EK_2 (\theta_2 - R_2) = 3EK_2 \left(\frac{K_1 R_1 + K_2 R_2}{K_1 + K_2} - R_2 \right) = \frac{3EK_1 K_2}{K_1 + K_2} (R_1 - R_2)$$

従って、

$$M_c = \frac{3E \frac{I_1}{h_1} \frac{I_2}{h_2}}{\frac{I_1}{h_1} + \frac{I_2}{h_2}} (R_1 - R_2) = \frac{3EI_1 I_2}{h_2 I_1 + h_1 I_2} (R_1 - R_2)$$

一般に上下で断面は変わらないので、 $I_1 = I_2 = I$ とし、対象部分の全高さを $H = h_1 + h_2$ とすれば

$$M_c = \frac{3EI}{H} (R_1 - R_2) \quad (6.12)$$

柱の曲げ耐力 M_u は、材料強度を F_b 、断面有効率を α とすれば、

$$M_u = \alpha Z F_b = \alpha \frac{2I}{D} F_b \quad (6.13)$$

ここで、 D は柱径を表す。柱が折損しないためには $M_u \leq M_c$ であるので、変形角の差 $\Delta R = R_1 - R_2$ が以下の範囲であればよい。

$$\Delta R \leq \alpha \frac{2H}{3D} \frac{F_b}{E} \quad (6.14)$$

また、実験から最大荷重時の変形量は弾性剛性を用いた変形量より大きくなることが分かっている。変形量の増大率を β とすれば、

$$\Delta R \leq \alpha \beta \frac{2H}{3D} \frac{F_b}{E} \quad (6.15)$$

で示される。

安全限界時の変形角の差 $\Delta R = R_1 - R_2$ は式 6.15 の範囲であればよい。

断面有効率 α は、断面欠損を考慮した断面形状に応じ算定するか、表 6.3 を用いてもよい。

変形量の増大率 β はスギでは 1.5、ヒノキでは 1.2 としてよい。

なお、損傷限界時には、式 6.15 のうち、材料強度 F_b を短期許容応力度 $2/3F_b$ 、変形量の増大率 β は 1.0 と読み替えて適用する。

表 6.3 α (断面係数の有効率)

柱小径 (mm)	四方差し	二方差 (対辺)	二方差 (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

設計資料－5 に、二方差対辺、四方差、二方差隣辺の各場合の通し柱が折損しない条件付表 1－3 に示す。

6.2.2 横架材

- (1) 横架材の長期荷重に対する検討を行う。また、水平力により短期（地震時は損傷限界および安全限界の水平力により検定。）の鉛直付加軸力が加わる陸立ち柱が取り付けられている場合も同様に検討する。その際、鉛直付加軸力は復元力特性の上限値によって算出する。
- (2) 横架材には、ほぞやあご、蟻、根太彫りなどの欠き込みがあるので断面性能の評価に適切に反映させる。また、横架材端部の接合部（仕口）は既述した接合のための欠き込みのほかに、柱接合部にはほぞ（あるいは雇いほぞ）差しのための加工による断面欠損があるので考慮して検討する。
- (3) 曲げ応力度の検討において、横架材引張側（下部分）に切り欠きがある場合は断面係数を低減して、曲げ応力度を検討する。

参考として、日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」では有効 $Z_e = 0.45 \times$ 正味断面係数 Z_0 となっている。

- (4) 柱梁仕口においては、後の 6.2.4 で述べるような、損傷限界時に損傷がなく、安全限界時に大きな損傷がない接合部とした場合には接合部（仕口）の検討は省略できる。
- (5) 外部に面した耐風梁は長期、短期、最大級の風圧荷重に対する安全の検討を行う。
- (6) 令 82 条 4 項に基づく使用上の支障が起こらないことの検討は、H12 建告 1459 号に定められている。固定荷重および積載荷重によっては又は床に生ずるたわみの最大値を計算し、たわみ量が当該部材の有効長さの $1/250$ 以下であることを確認する。その場合の積載荷重は、令 85 条の地震用積載荷重でよい。計算にあたっては木材の長期間の荷重に対する変形増大係数 2.0 を考慮する。

なお H12 建告 1459 号第 1 の規定により、 $\frac{D}{l} > \frac{1}{12}$ の場合は検討を省略できる。

D : 梁のせい (mm) l : 梁の有効長さ (mm)

- 7) 以上の検討は同スパン・同寸法の部材がある場合は、最も不利な（受ける荷重が最も大きい）部材について、検討することにより。

【解説】

横架材の検定については、計算を行わずスパン表を用いる方法もある。(財)日本住宅・木材技術センター発行の「木造軸組工法住宅の横架材及び基礎のスパン表」の他、都道府県が横架材のスパン表を公開している場合もある。

6.2.3 小屋組部材

- (1) 小屋組部材の検討は長期荷重、積雪荷重、風荷重について行う。個々の部材の検討は短期および最大級の積雪荷重・風荷重の大きさと、長期荷重の大きさを、それぞれに対応する材料の短期許容応力度又は部材強度と長期許容応力度の比を比較することによって安全を確認することができれば、直接的な応力計算および断面の検討を省略できる。
- (2) 風吹き上げ荷重は屋根が軽い場合には、検討を省略できるかどうかには注意しなければならない。特に軒垂木や小屋束については負圧力によって浮上り力を生じる事があるので計算によって確かめ、必要な補強を行わなければならない。

【解説】

垂木、母屋、小屋梁等について、横架材の検討に準じて検討を行う。小屋組部材は、部材が傾斜していることが多いため、荷重のかかり方を考慮し、検討を行う必要がある。また、伝統的構法木造建築物では軒、けらばを大きく張り出すことが多いため、片持ち部分については連続梁としての

検討や風吹き上げ荷重に対する検討について注意を要する。また、当該片持ち部分の吹上検討時の接合部については特に留意する。

6.2.4 水平構面

- (1) 水平構面の検討は地震動時について行う
- (2) 検討対象は1階床を除く水平構面とする。
- (3) 水平構面に作用するせん断力が、せん断耐力以下であることを確認する。
- (4) 水平構面のせん断耐力は、水平構面の面内せん断耐力と水平構面を支持する横架材と柱仕口のモーメント（弱軸曲げ）から得られるせん断耐力の和として求めることができる。
- (5) 水平構面を介して伝達されるせん断力は、水平構面を挟む両側の鉛直構面が負担できるせん断力以下であることから、両側の鉛直構面が負担できるせん断力のうち大きい方のせん断力を検討対象とする。
- (6) 鉛直構面が負担できるせん断力は、せん断耐力から鉛直構面自身が負担する重量（固定＋積載）に見合う水平力（地震時に作用する水平力）を差し引いたものとしてよい。
- (7) 1階床への対応は以下の通りとする。
柱脚固定（移動（水平・上下）を拘束）および柱脚非固定（水平のみ移動を拘束）の場合、土台形式では1階床は変形しないので、検討の必要はない。また、石場建て形式の場合も1階床面より下部の柱の変形が小さく、従って鉛直構面間の柱の変形差も小さく床の変形も非常に小さいために検討を要しない。
柱脚非固定（移動（水平・上下）を拘束しない）の場合は、床を標準仕様とすることで、検討を省略できる。

【解説】

- ・水平構面（1階床を除く）については、標準仕様であれば実大振動台実験で極めて稀に発生する地震動時に変形角がすべて $1/30\text{rad}$ 以下に収まっており、全く損傷は見られていない。
- ・3次元立体モデルによる時刻歴解析（河合：2012.3.10 標準設計 WG 資料または平成23年度報告書 2.2.2）においても、標準床で最大変形角が $1/30\text{rad}$ 以下になっており水平構面が大きく変形することはない。
- ・水平構面は要素実験により変形角が $1/10\text{rad}$ まで変形性能が確認されているため、その安全性が問題になる可能性は極めて低いが、念のため安全性の検討方法を示している。
- ・水平構面の評価法については、平成24年度検討委員会報告書に記載されているので、この手法に準じて水平構面のせん断耐力を算定する。
この場合、鉛直構面間の変形差を小さくするために、水平構面のクライテリアとして変形角を $1/30\text{rad}$ 以下とする。
- ・2階床の検討は水平構面が標準仕様の場合は、部屋の大きさに応じた計算表（表1）の値を用いて算定することができる。
- ・2階床が標準仕様の場合で、1階鉛直構面の土壁が標準仕様で厚さが 60mm 以下の場合は、2階床面の検討を省略できる。
- ・下屋屋根については、評価式に基づいて算定することを基本とするが、標準仕様の場合は算定例を表6.5および表6.6に示しているので、この値から推定することは可能である。
- ・1階床については、石場建て仕様の場合は床面の安全性とともに柱脚の滑りへの影響に配慮する必要がある。
安全性に関しては、床を標準仕様とした場合に実大振動台実験や3次元立体モデルによる時刻歴

解析から問題のない結果となっている。また柱脚の滑りに関しては時刻歴解析から床剛性を大きくした場合の方が柱脚の滑り量が大きくなる結果が得られており、標準仕様程度の剛性・耐力を持つ床が滑り量が小さく最も適切であると考えられる。

なお、3次元立体モデルによる時刻歴解析結果から、上部構造の応答は水平構面を剛と仮定した場合と比較して、水平構面の変形を考慮した方が小さくなる。伝統的構法木造建築物では地震時に水平構面の変形を伴うが、水平構面が適切な剛性を保持している場合（ここでは標準仕様）は、水平構面での履歴減衰が期待できる。しかし耐震性能評価においては、安全性に配慮して水平構面の変形による応答低減効果は考慮していない。

以下に水平構面のせん断耐力等の具体的な算定方法を示す。

(1)水平構面の安全性検討方法（床面・屋根面の検討）

水平構面の安全性を担保するためには、水平構面を介して鉛直構面に伝達されるせん断力（水平力）が水平構面のせん断耐力以下である必要がある。

鉛直構面に作用する水平力は鉛直構面が負担する重量見合う水平力と水平構面を介して伝達される水平力の合計であるので、検討は以下の方法による。

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2} \quad (6.16)$$

Q_{su} ：水平構面を介して伝達可能なせん断力

Q_{su1} ：水平構面（釘のせん断抵抗による）せん断耐力

Q_{su2} ：水平構面周りの柱－横架材仕口のモーメントによるせん断耐力

Q_{su1} 、 Q_{su2} はいずれも変形角 $1/30\text{rad}$ 時のせん断耐力とする。

$$Q = W \cdot C_b \quad (6.17)$$

Q ：検討対象水平構面に取り付く鉛直構面に直接作用するせん断力（鉛直構面が負担する重量(W)に見合うせん断力）

Q_u ：検討対象水平構面に取り付く鉛直構面の1階せん断耐力（層間変形角 $1/20\text{rad}$ 時）

(6.18)式により水平構面の安全性を確認

$$Q_{su} \geq Q_u - Q \quad (6.18)$$

(2)水平構面のせん断耐力算定方法

1)床のせん断耐力算定方法

釘の許容せん断耐力から(6.19)式～(6.21)式により算定する

$$\Delta PaF = Mfa / (Lx \cdot Ly) \quad (6.19)$$

$$Mfa = 2 \cdot Pna \cdot d \cdot N \quad (6.20)$$

$$N = (Ly/p + 1) (Lx/w) \quad (6.21)$$

ここで、 ΔPaF ：床の単位長さあたりのせん断耐力、 Lx ：X方向スパン、 Ly ：Y方向スパン、 Mfa ：面内せん断方向の許容モーメント、 Pna ：釘の許容せん断耐力、 d ：釘間の距離、 N ：釘の接合点数、 p ：根太ピッチ（図 6.4、図 6.5 参照）

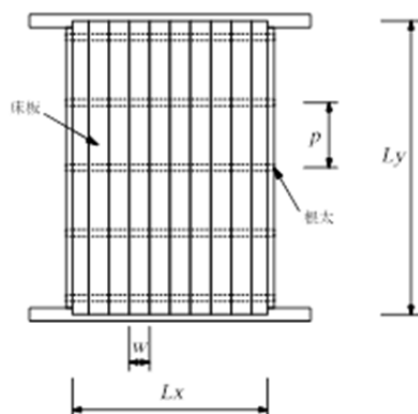


図 6.4 記号の定義（床の図と記号の関係を示す）

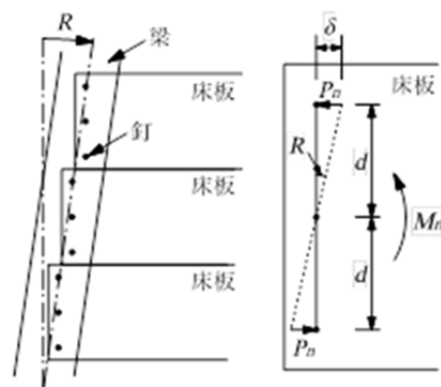


図 6.5 釘接合点の挙動

標準床（床板：スギ床板／30×190×1820／本実加工、釘：N90×3 本（1 箇所あたり））の場合について、部屋の大きさを想定して算定した単位長さあたりのせん断耐力を表 6.4 に示す。

表 6.4 床面積毎の剛性とせん断耐力の一覧表

部屋の大きさ	Lx (m)	Ly (m)	ΔK_F (kN/rad.m)	ΔP_{aF} (kN/m)
4 畳半	2.73	2.73	652.9	3.09
6 畳	2.73	3.64	630.9	2.99
8 畳	3.64	3.64	772.2	3.66
10 畳	4.55	3.64	913.5	4.33
12 畳	4.55	4.55	866.5	4.11

床の仕様が同様の仕様であれば、表 6.4 の値を用いて算定することができる。

2) 屋根のせん断耐力の算定方法

$$\Delta PaF = Mfa / (Lx \cdot Ly) \quad (6.22)$$

$$Mfa = 2 \cdot Pna \cdot d \cdot N \cdot \cos\theta \quad (6.23)$$

$$N = (Lx / p + 1) \times (Lr / B) \quad (6.24)$$

ここで、 ΔPaF ：屋根の単位長さ（投影長さ）あたりのせん断耐力、 Lx ：X 方向スパン、 Ly ：Y 方向スパン、 Mfa ：面内せん断方向の許容モーメント、 Pna ：釘の許容せん断耐力、 d ：釘間の距離、 N ：釘の接合点数、 $\cos\theta$ ：勾配屋根の補正係数、 p ：垂木ピッチ、 Lr ： Ly 方向の屋根長さ、 B ：板幅

屋根の場合は、床面と評価の方法は同じであるが、勾配があるのと庇が張り出しているところが床面と異なっていて、この点を考慮した評価式となっている。

次に、試験体 No.5 を例に、せん断耐力の算定例を示す。

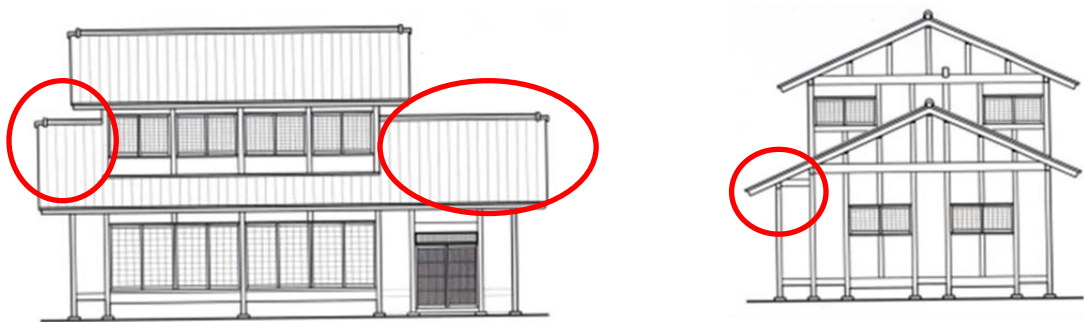


図 6.6 No. 5 試験体の下屋（○印：左図が切妻屋根、右図が片流れ屋根）

切妻屋根のせん断耐力（算定例）を表に示す。

表 6.5 切妻屋根のせん断耐力（4 寸勾配）

Lx (m)	Ly (m)	ΔK_F (kN/rad.m)	ΔP_{aF} (kN/m)
0.91	7.28	217.8	1.44
1.365	7.28	193.6	1.28
1.82	7.28	181.5	1.20
2.73	7.28	169.4	1.12
3.64	7.28	163.4	1.08

表 6.5 の算定条件は、4 寸勾配で（屋根勾配は 4 寸～5 寸が多くこの範囲では ΔP_{aF} がわずかな違いなので、4 分勾配の値を用いてよい）、Ly（屋根勾配方向スパン：No.5 では短辺方向）は No.5 試験体と同じ 7.28m としている。なお Lx は屋根の出の長さで、Lx が短いほど底の影響が大きくなるので、部屋の大きさから 5 種類の計算を行っている。いずれも底の出を 900mm としている。

片流れ屋根のせん断耐力（算定例）を表 6.6 に示す。

表 6.6 片流れ屋根のせん断耐力（5 寸勾配）

Lx (m)	Ly (m)	ΔK_F (kN/rad.m)	ΔP_{aF} (kN/m)
1.81	0.91	297.5	2.04
2.73	0.91	276.1	1.90
3.64	0.91	266.3	1.83
7.28	0.91	251.5	1.73
11.8	0.91	246.4	1.69

この場合、屋根勾配直交方向のスパンを Lx とし、Ly は一定 (0.91m) とした場合である。

表 6.6 の算定条件は切妻屋根と同様であるが、片流れ屋根の場合は屋根勾配と並行方向のせん断耐力を示す。5 寸勾配の場合垂木の本数が 4 寸勾配と同じで、 ΔP_{aF} は 4 寸勾配より若干小さくなるので、4 寸勾配の場合もこの算定結果を用いてよい。

表 6.5、6.6 の条件と異なる場合（スパン・底の出が異なる場合）の対応

個々のケースにより(4)式～(6)式から算定することになるが、表 6.5、6.6 をもとに釘の接合点数から推定することができる。屋根勾配方向の底の出が 600mm の場合は、垂木の本数が 1～2 本減ること、表の ΔP_{aF} の 0.9 倍として計算してよい。また底の出は同じ 900mm の場合、Ly が大きくなると Lx は表の値と比較して比例倍より小さくなり、Ly が 8.1m で ΔP_{aF} は 0.97 倍、逆に小さくなると

大きくなり、 L_y が 6.3m で 1.03 倍としてよい。

(3)梁-柱仕口 1 箇所あたりの曲げモーメント-回転角関係

梁-柱仕口 1 箇所あたりの曲げモーメント-回転角関係を図 6.7 および表 6.7 に示す。なお、完全弾塑性近似は 1/30rad までのデータを用いて行っている。弱軸方向の梁-柱仕口の曲げモーメント-回転角関係の剛性と耐力は、1/30rad の割線剛性を用いている。弱軸方向の梁-柱仕口の曲げモーメント-回転角関係は、本来、接合部単体の曲げせん断の要素試験結果から求めることとなるが、現段階で要素試験を実施できていないため、表 6.7 では 3P×4P の軸組のみの面内せん断試験結果から軸材を剛体と仮定して評価した値を用いている。評価に使用した軸組のみの試験体形状を図 6.8 に、仕口の詳細を図 6.9 に示す。

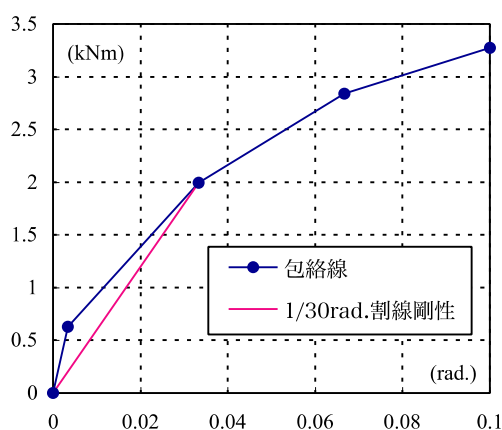


図 6.7 梁-柱仕口 1 箇所あたりの曲げモーメント-回転角関係（弱軸曲げ）

表 6.7 梁-柱仕口のモーメント-回転角関係（弱軸曲げ）

（仕様 柱：ヒノキ/150×150mm、梁：スギ/120×270mm 雇いぼぞ）

変形角(rad)	1/300	1/30	1/15	1/10	1/30rad 割線剛性 (kNm/rad.)
モーメント(kNm)	0.63	1.99	2.84	3.28	59.8

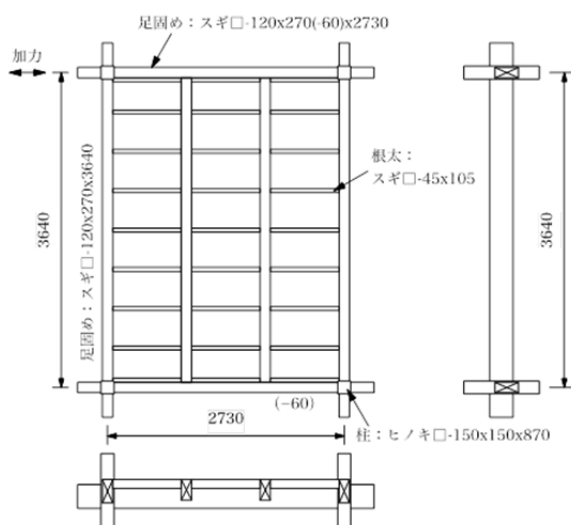


図 6.8 軸組のみ試験体

（柱：ヒノキ/150×150mm、梁：スギ/120×270mm 雇いぼぞ）

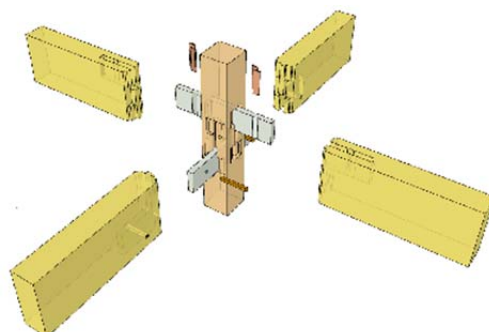


図 6.9 仕口の仕様

水平構面の標準仕様は次に示す通りとする。

(1) 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

(2) 床の標準仕様

スギ、ヒノキ、マツ材等（幅 120mm、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 本以上とする。

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。

(3) 部分 2 階で下屋部分の屋根の標準仕様

- ・野地板・釘は屋根（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または束柱を設ける。
- ・母屋と柱の仕口接合部には込み栓を設ける。

6.2.5 屋根葺き材

屋根葺き材の構造計算は、令 82 条の 4 に従い、屋根葺き材の短期許容吹き上げ荷重が、屋根葺き材に作用する風圧力 W を上回っていることを確認する。

【解説】

屋根葺き材に作用する風圧力 W (N/m^2) は、以下の式によって計算する (H12 建告 1458 号)。

ただし、屋根葺き材の許容引き上げ荷重は、屋根葺き材のメーカーや各種団体などが用意している資料を使用することで計算を省略することができる(表 6.5)。

$$W = \bar{q} \cdot \bar{C}_f \quad (6.25)$$

$\bar{q}$: 平均速度圧 [N/m^2]

$$\bar{q} = 0.6 E_r V_0^2 \quad (6.26)$$

E_r : 平均速度の高さ方向の分布を示す係数で(6.27)式、(6.28)式による。

ただし、地表面粗度区分がⅣの場合においては、地表面粗度区分がⅢの場合における数値を用いるものとする。

$$H \leq Z_b \text{ のとき } E_r = 1.7 \left(\frac{Z_b}{Z_G} \right)^\alpha \quad (6.27)$$

$$H > Z_b \text{ のとき } E_r = 1.7 \left(\frac{H}{Z_G} \right)^\alpha \quad (6.28)$$

H : 建築物の高さと軒の高さとの平均(m)

Z_b : 地表面粗度区分に応じて表 6.8 に掲げる数値

Z_G : 地表面粗度区分に応じて表 6.8 に掲げる数値

表 6.8 地表面粗度区分

地表面粗度区分	I	II	III	IV
Z_b	5	5	5	10
Z_G	250	350	450	550
α	0.10	0.15	0.20	0.27

α 、 Z_b 、 Z_G ：地表面粗度区分に応じた係数
(H12 建告 1454 号第 1 第 2 項の表の数値)
 G_f ：ガスト影響係数 (H12 建告 1454 号第 1 第 3 項の表の数値)

表 6.9 屋根葺き材の検討を省略するための資料

瓦屋根	瓦屋根標準設計・施工 ガイドライン (社団法人 全日本瓦工事業連盟他 発行)
スレート屋根	住宅屋根用化粧スレート葺き屋根耐風性能 設計施工ガイドライン (NPO 法人 住宅外装テクニカルセンター編)
鋼板屋根	鋼板屋根構法標準 (社団法人 日本金属屋根協会、社団法人 日本鋼構造協会発行)

6.2.6 接合部

- (1) 接合部の検討が必要な箇所は柱・横架材の仕口、横架材間の継手等とする。
- (2) 接合部は伝統的木造建築物の変形性能が発揮できるよう設定したクライテリアを確保する以前の早期破壊をしてはならない。
- (3) 接合部の検討を行わない場合は、標準設計法で示されている接合部の規定を準用することができる。

【解説】

接合部の検討が必要な箇所として柱・横架材の仕口、横架材間の継手が挙げられる。伝統的木造建築物は高い変形性能を有しているが、その変形性能を発揮するためには接合部の早期破壊は避けなければならない。接合部は部位ごとに求められる性能が異なることに留意すること。

6.2.6.1 柱頭、柱脚接合部について

柱頭柱脚接合部は損傷限界時、安全限界時に生じる引張力、曲げに対して、それぞれ短期許容応力度以下、終局耐力以下であることを確認する。

【解説】

柱頭柱脚接合部に生じる引張力はN値計算法に準拠した方法、ラーメン置換モデルによる計算法、剛梁モデルによる計算法等が考えられる。これらの計算法については「木造軸組構法住宅の許容応力度設計 (2008 年版)」等が参考となるが、引張力算出の際には耐力壁、小壁、貫等により生じる付加軸力を加味する必要がある。なお、浮き上がりを許容する設計については、7 章による。圧縮力により生じる土台のめり込みに関してはめり込みによる損傷が建築物の損傷、倒壊に対してクリティカルになることはないと考えられるため特に検討を要しない。

曲げについては曲げ抵抗要素を構造耐力として加算する場合は検討を要するが、実験結果により分かっている架構自体の構造耐力を加算している場合は検討を要しない。

実験結果による他、「木質構造接合部設計マニュアル (日本建築学会)」により算出することも可能である。

6.2.6.2 横架材の継手について

- (1) 横架材の継手には鉛直荷重時に生じる、せん断に対してそれぞれ長期許容耐力以下であることの検討をする。継手は原則として曲げを負担しないように設計する。
- (2) 損傷限界時、安全限界時に生じる引張力に対して、それぞれ短期許容耐力、終局耐力以下であることの検討をする。

【解説】

1) 鉛直荷重時について

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とする。

2) 損傷限界時、安全限界時について

損傷限界時、安全限界時は引張力の検討を要する。外周の梁の継手は水平荷重時に生じる引張力を上回る耐力が必要となるため、安定的に大きな耐力を期待できる継手を選択する。構造計算により横架材に生じる引張力を算出する場合は、水平構面を連続梁と仮定して算出してよい。水平構面に生じるせん断力から水平構面に生じるモーメントを求め、横架材間の距離で除することにより求めることができる。計算方法については「木造軸組構法住宅の許容応力度設計（2008 年版）」等が参考となる。

耐力については、実験結果による他、「木質構造接合部設計マニュアル（日本建築学会）」により算出することも可能である。

なお、下記の省略できる条件を満たしていれば検討を省略することができる。

- ・継手の引張力の検討を省略できる条件
- ・継手の仕様は追掛け大栓継ぎ、金輪継ぎ、又は表 6.10 の条件を満足する継手

表 6.10 仕口の検討省略条件

階高 (mm)	鉛直構面間距離 (mm)	短期許容耐力 (kN)	終局耐力 (kN)	継手・仕口の仕様
2500	3000	1.13	2.53	短期許容耐力以上 かつ 終局耐力以上
	4000	2.00	4.50	
	5000	3.13	7.03	
	6000	4.50	10.13	
	7000	6.13	13.78	
	8000	8.00	18.00	
3000	3000	1.35	2.53	
	4000	2.40	4.50	
	5000	3.75	7.03	
	6000	5.40	10.13	
	7000	7.35	13.78	
	8000	9.60	18.00	
3500	3000	1.58	2.53	
	4000	2.80	4.50	
	5000	4.38	7.03	
	6000	6.30	10.13	
	7000	8.58	13.78	
	8000	11.20		

※ 上記の省略条件の数値表は、水平構面奥行 3600mm～7000mm、鉛直構面間隔は 3000mm～8000mm の範囲を想定し、仮定した外力は建物地震時重量 $W_t=2.5\text{kN/m}^2$ 、損傷限界時 $C_t=0.3\sim0.5$ 、速度圧 $q=1.2\text{kN/m}^2$ 、風力係数 $C_f=1.2$ 、安全限界時 $C_t=0.67\sim0.9$ 、速度圧 $q=1.92\text{kN/m}^2$ 、風力係数 $C_f=1.2$ とし、水平構面を単純梁とみなして横架材に生じる引抜力を算出したものである。

7. 柱脚の設計

7.1 柱脚の移動（水平・上下）を拘束する場合

- (1) 柱脚の形式として、土台形式がある。
- (2) 柱脚の移動を水平、上下方向に対して拘束し、基礎に水平、上下方向の力を伝達する仕様である。
- (3) 長期に生じる力、短期生じる力および最大級の荷重・外力により柱に生じる応力を基礎に伝達できることを確認する。

【解説】

(1) 土台形式

土台が設けられ、土台が礎石上に設置される形式を対象とする。柱脚を土台に込み栓などで緊結し、土台はアンカーボルト等で基礎に緊結する仕様である。柱からの軸力を一度土台で受けてから基礎に伝達することとなる。土台、アンカーボルト、柱脚のほぞに対する検討を要する。

- 1) 土台に対する検討として、水平荷重時(図 7.1)には、柱脚の引張力により生じる曲げ(図 7.2)及びせん断に対する検討を行う。

$$\text{曲げ} \quad \frac{{}_sT \cdot L_d}{Z_d} \leq {}_sf_b \quad (7.1)$$

$$\text{せん断} \quad k \frac{{}_sT}{A_e} \leq {}_sf_s \quad (7.2)$$

${}_sT$: 損傷限界、安全限界時の引張力

L_d : 柱とアンカーボルトの距離

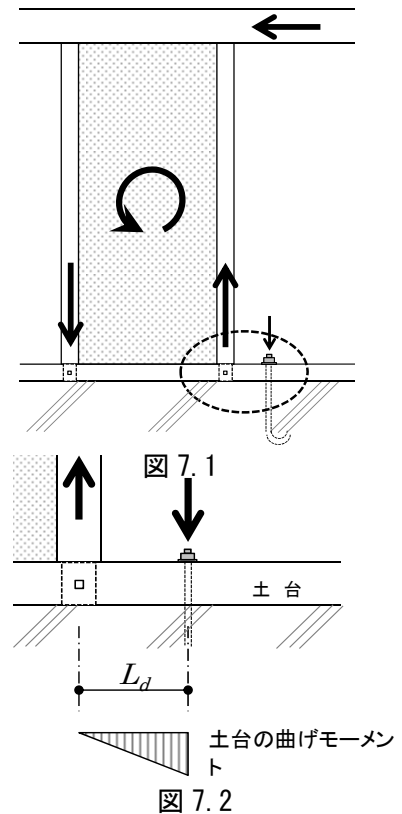
Z_d : 土台の有効断面係数（損傷限界時、安全限界時）

k : 損傷限界時は 1.5、安全限界時は 1.0

${}_sf_b$: 短期曲げ許容応力度、又は曲げ材料強度

A_e : 土台の有効断面積

${}_sf_s$: 短期せん断許容応力度、又はせん断材料強度



- 2) 土台に定着する座金の部分に生じるめり込み(図 7.3)の検討を行う。

$$\text{座金} \quad \frac{{}_sT}{A_{\text{座}}} \leq {}_sf_{cv} \quad (7.3)$$

$$\text{柱脚} \quad \frac{{}_sC}{A_e} \leq {}_sf_{cv} \quad (7.4)$$

${}_sT$: 損傷限界時、安全限界時の引張力

$A_{\text{座}}$: 座金のめり込みに対する有効面積

${}_sC$: 損傷限界時、安全限界時の圧縮力

A_e : 柱脚のホゾなどを除いためり込みに対する有効面積

${}_sf_{cv}$: 短期めり込み許容応力度、又はめり込み材料強度

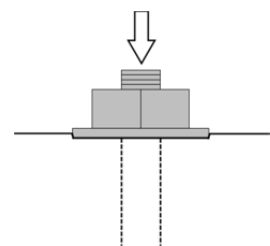


図 7.3

- 3) アンカーボルトに対する検討として水平荷重時に作用するせん断及び引張に対する検討を行う。アンカーボルトのせん断耐力は、「各種合成構造設計指針・同解説」又は「木造軸組~~み~~工法住宅の許容応力度設計(2008)」にすることができる。
アンカーボルトの引張耐力は定着を考慮する必要がある。

$$\text{せん断} \quad Q \leq \sum P_a \quad (7.5)$$

$$\text{引張} \quad {}_sT \leq T_a \quad (7.6)$$

$$T_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} \pi \cdot d \cdot l \cdot {}_s f_a \\ \textcircled{2} A_e \cdot {}_s f_t \\ \textcircled{3} 0.6 A_c \sqrt{\frac{9.8 F_c}{100}} \end{array} \right\}$$

① コンクリートとの付着耐力 ②ボルト鋼材の引張耐力 ③短期許容コンクリート破壊耐力

T_a に関する記号は「木造軸組~~み~~工法住宅の許容応力度設計(2008)」参照

Q : 鉛直構面が損傷限界時、安全限界時に負担するせん断力

P_a : アンカーボルトのせん断耐力

${}_sT$: 損傷限界時、安全限界時の引張力

T_a : アンカーボルトの引張耐力

- 4) 柱脚のほぞ部分に作用する引張に対する検討を行う。柱とほぞの接合部に引張力が作用する柱は、土台から抜け出さないことが必要になるため、柱と土台の接合部の引張耐力が引張力を上回ることを確認する。長ほぞ込み栓によって接合部を設計する場合は、せん断耐力等を実験による他「木質構造接合部設計マニュアル（日本建築学会）」により算出することもできる。

$$\text{引張} \quad {}_sT \leq {}_hT_a \quad (7.7)$$

${}_sT$: 安全限界時の引張力

${}_hT_a$: 土台と柱の接合部の引張耐力

- 5) 復元力特性に長ほぞ等の曲げモーメント抵抗を期待する場合は、生じる曲げモーメントに抵抗できることの検討を行う。長ほぞ等の曲げモーメントに関しては実験による他「木質構造接合部設計マニュアル（日本建築学会）」により算出することもできる。

$$\text{曲げ} \quad {}_sM \leq M_a \quad (7.8)$$

記号

${}_sM$: 損傷限界時、安全限界時に作用する曲げ

M_a : 土台と柱の接合部の曲げ耐力

7.2 柱脚移動（上下）を拘束しない場合

- (1) 柱脚の形式として、土台形式、石場建て形式がある。
- (2) 柱脚の移動を水平方向に対して拘束し、上下方向に対して拘束しない仕様である。
- (3) 基礎に対して水平方向の力を伝達し、柱の引抜き力を伝達しない仕様である。
- (4) 長期荷重、損傷限界時、安全限界時に生じる各応力の内、水平方向の力を基礎に伝達できることを確認する。

【解説】

(1) 土台形式（柱脚と土台を緊結しない場合）

柱脚を土台にほぞ差とするが、込み栓等を設けずに引抜き力に対して抵抗させない仕様である。土台はアンカーボルトによって基礎に固定される。柱からの荷重を一度土台で受けてから基礎に伝達することとなる。土台、アンカーボルト、柱脚のほぞに対する検討を要する。ほぞが抜けだすことで土壁に損傷が生じる可能性があり、土壁の耐力低減についても検討が必要になる。土壁の耐力低減は実験で確かめられた場合を除き 0.9 とする。

- 1) アンカーボルトに対する検討として、式 7.5 より水平荷重時に作用するせん断に対する検討を行う。
- 2) 柱脚のほぞについて、引拔が生じた場合、柱脚の鉛直方向に対する変位が生じるためほぞ長さを十分長くし柱が浮き上がった後も元に戻るようにすることが必要になる。ほぞ長さは実大振動台実験の結果から 150mm 以上必要である。したがって、土台のせいは 150mm 以上必要である。

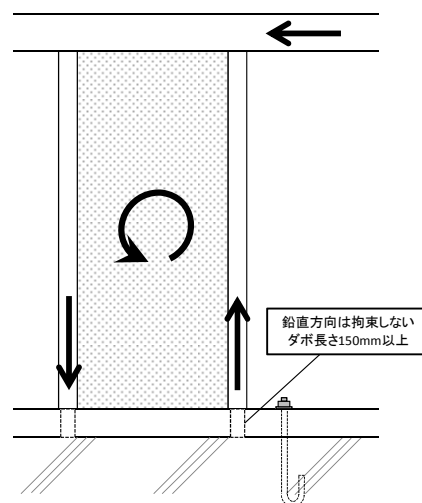


図 7.4

(2) 土台形式（柱脚と土台を緊結する場合）

柱脚を土台にほぞ差とし、込み栓等を設け土台とは緊結される。土台はアンカーボルト等によって基礎に緊結することなく、ダボ筋に差し込むことによって水平方向のみ拘束し引拔に対しては抵抗しない仕様である。柱からの荷重を一度土台で受けてから基礎に伝達することとなる。土台、ダボ筋、柱脚のほぞに対する検討を要する。

- 1) ダボ筋に対する検討として水平荷重時に作用するせん断に対する検討を行う。せん断耐力は「各種合成構造設計指針・同解説」による。コンクリートに対する定着は同指針に基づき算定する(式 7.5)。引拔が生じた場合、鉛直方向に対する変位が生じるため浮き上がった後も元に戻るようにすることが必要になるため、ダボ筋が土台に差し込まれる部分の長さは 150mm 以上必要である。
- 2) 柱脚のほぞ部分に対する検討を行う。引張力が作用する柱は、土台から抜け出さないことが必要になるので、柱と土台の接合部を長ほぞ込み栓で緊結する。柱と土台の接合部の引抜耐力が引張力を上回ることを確認する。この際、浮き上がり後は長ほぞ込み栓は土台を吊っている状態となるため長ほぞ込み栓に生じる引張力は土台の自重及び壁の自重が作用することとしてよい (式 7.7)。

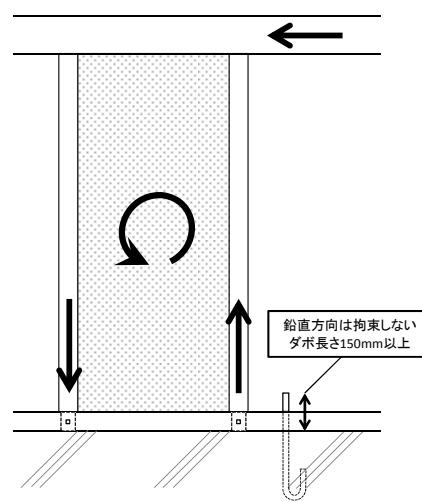


図 7.5

- 3) 復元力特性に長ほぞ等の曲げモーメント抵抗を期待する場合は、生じる曲げモーメントに抵抗できることの検討を行う(式 7.8)。

(3) 石場建て形式

柱脚が直接、礎石上に設置される形式を対象とする。柱脚部に地長押、地貫を取り付ける形式を含む。柱脚にダボ筋を設置して水平方向への移動を拘束する。上下方向はダボ筋に差し込むだけの状態とし拘束しない。地長押を取り付ける場合は、地長押にダボ筋を差し込むことも可能である。地長押の設置位置は、耐久性を考慮して下端と基礎、礎石の間を 100mm 程度の間隔を確保する。柱からの荷重を直接、基礎に伝達することとなる。ダボ筋、柱脚、地長押に対する検討を要する。

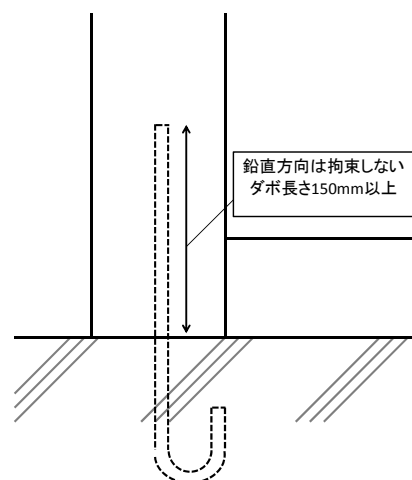


図 7.6 柱脚のダボ筋による
水平移動の拘束

- 1) ダボ筋に対する検討として水平荷重時に作用するせん断に対する検討を行う。せん断耐力は「各種合成構造設計指針・同解説」による。コンクリートに対する定着は同指針に基づき算定する(式 7.5)。ダボ筋が柱脚、地長押に差し込まれる部分の長さは 150mm 以上必要である。
- 2) 柱脚に作用する圧縮に対する検討を行う。地長押にダボ筋を差し込む場合は、柱脚との仕口について、めり込み、せん断に対する検討を行う
- 3) 復元力特性に足固め等の曲げモーメント抵抗を期待する場合は、生じる曲げモーメントに抵抗できることの検討を行う(式 7.8)。
- 4) 1 階水平構面と柱脚底部に距離のある仕様の場合は、柱脚部分の折損に対して検討を行う。この際、柱脚のモデルは底部をピンとし、足固めなどの横架材中心に水平力が生じるものとして検討を行う。足固めなど横架材中心に生じる力は、建築物の 1 階に生じる層せん断力と 1 階下半分に生じる水平力を加算したものとする。1 層下半分に生じる水平力は 1 層下半分の質量に応答加速度を乗じて得られる。1 層下半分に生じる応答加速度は地表面加速度 400cm/s² が増幅すると考える。この際、加速度増幅率は 1.2 とする。

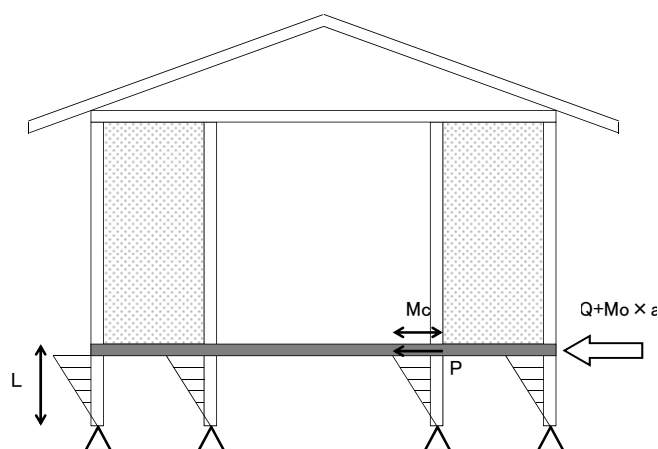


図 7.7

柱脚の曲げ検討

$$M_c = P \cdot L \quad (7.9)$$

$$P = k_1 \frac{Q+m_0 a}{\Sigma(EI)} E' I' \quad (7.10)$$

M_c : 柱脚に作用する曲げ

Z_c : 柱脚の有効断面係数

f_b : 曲げ応力度

N_c : 損傷限界時、又は安全限界時の圧縮力
 f_k : 短期座屈許容応力度、又は座屈強度
 f_b : 短期曲げ許容応力度、又は曲げ材料強度
 P : 柱脚に作用する水平力
 L : 柱脚底部から足固め等の横架材までの距離
 Q : 建築物の 1 階に生じる層せん断力
 m_0 : 1 階下半分の質量
 a : 1 層下半分に生じる加速度 ($1.2 \times 0.4G$)
 E : 柱のヤング係数
 I : 柱の断面二次モーメント
 E' : 検討する柱のヤング係数
 I' : 検討する柱の断面二次モーメント
 k_l : 柱脚に作用する水平力の割増係数(1.2)

7.3 柱脚移動（水平・上下）を拘束しない場合

- (1) 柱脚の形式として、土台形式、石場建て形式がある。
 (2) 柱脚と基礎及び土台と基礎は柱脚の移動を拘束する接合部材は設けない。

【解説】

(1) 石場建て形式

柱脚が直接、礎石上に設置される形式を対象とする。柱脚部に地長押、地貫を取り付ける形式を含む。地長押の設置位置は、耐久性を考慮して下端と基礎、礎石の間を 10cm 程度の間隔を確保する。柱脚は礎石上に載っている状態であり移動を拘束しない。柱からの荷重を直接、基礎に伝達することとなる。柱脚の滑りによる水平方向の移動が生じるかどうかを判定し、極めて稀に発生する地震動に対して移動が生じない場合は柱脚の仕様及び礎石の仕様により設計を行う。移動が生じる場合は、柱脚の仕様、礎石の仕様及び滑り量の検討を行い、礎石から柱脚が落下しないよう礎石の設計を行う。

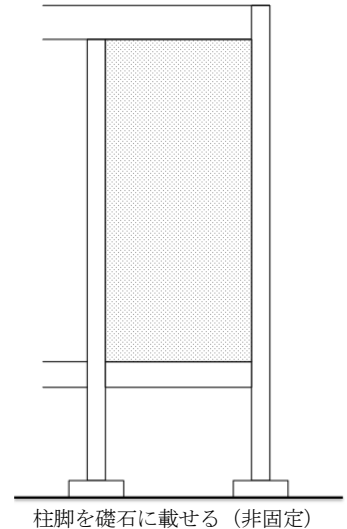


図 7.8

1) 柱脚の移動の判定

柱脚の滑りによる移動が生じないことは、下記の式により判定することができる。(7.11 式) を満足しない場合は柱脚の滑りによる移動が生じると判断する。建築物の存在期間中に数度遭遇する可能性のある地震動時（稀に発生する地震動）、及び 極めて稀に発生する最大級の暴風時に対しては柱脚が移動しないことを確認する。石場建ての平家および総 2 階建て試験体を用いた平成 22 年度実大振動台実験や部分 2 階建て試験体を用いた平成 24 年度実大振動台実験および時刻歴応答解析では、稀に発生する地震動時に柱脚は移動しないことが確認されている。

柱脚部が有する摩擦力 (F_0) は、礎石に作用する建築物の重量（各階の固定荷重及び積載荷重の和）に摩擦係数 μ を乗じて計算する。その際に建築物の重量は、地震力に対する応答変形角を求める際の質点系にモデル化した場合と異なり、最下階の下半分の重量を含めた総重量とする。柱脚と礎石の摩擦係数 μ は平均的に 0.4 であるが、ばらつきを加味して 0.36 とする。

地震力によって建築物の柱脚部に作用するせん断力は、地震力によって各層に作用する水平力の総和とする。柱脚部に作用する最大せん断力 (Q_0) は 1 層に作用する最大せん断力 (Q_1) と 0 層（1 階床 **レベル** 以下）に作用する最大せん断力との和とする。ただし、地震応答計算で用いる復元力特性は安全側に設定しており、最大せん断力ではない。水平移動の判定においては、各層の最大せん断力は、復元力特性の上限値とする。0 層の最大応答加速度 (α_0) は、若干の増幅を考慮して入力地震動の最大加速度の 1.2 倍とする。

$$\frac{F_0}{Q_0} \geq 1 \quad (7.11)$$

$$F_0 = \mu \cdot \sum W \quad (7.12)$$

$$Q_0 = Q_1 + m_0 \cdot \alpha_0 \quad (7.13)$$

F_0 : 柱脚部が有する摩擦力

Q_0 : 柱脚部に作用する最大せん断力

μ : 柱脚と礎石の摩擦係数 0.36

ΣW : 礎石に作用する建築物の重量

Q_1 : 1 層に作用する最大せん断力

m_0 : 最下階の下半分の質量

α_0 : 0 層の最大応答加速度は、以下を想定する。

稀に発生する地震動の場合 $\alpha_{d0} : = 1.2 \times 0.1G$

極めて稀に発生する地震動の場合 $\alpha_{s0} : = 1.2 \times 0.4G$

W : 令 87 条により算出される風圧力に見付面積を乗じて算出した数値

2) 柱脚の仕様

柱脚の移動を拘束しない仕様は地震時に各柱脚がばらばらに挙動することを防止することが肝要である。地震時に各柱脚がばらばらに挙動することのないよう以下のような構造的な対策を行うこととする。

- ・偏心によるねじれ振動が大きいと柱脚の滑りも大きくなるので、偏心率を 0.15 以下とすることが望ましい。
- ・柱脚がばらばらに動くことや柱脚間が広がることを防止するために、足固め、地貫、地長押などを設け、柱脚間を緊結し、離間しないようにしなければならない。仕口接合部の実験結果に基づく評価式から耐力・変形性能の大きい形式とする。
- ・1 階の床は標準仕様（標準設計法参照）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）および立体モデルによる時刻歴解析で確認されている。
- ・足固めより下部の柱については、足固め位置で柱に作用する応力を算定し、柱が損傷を受けないことを確認する（式 7.9）。この場合において、柱脚に作用する水平力は式 7.14 によることとする。

$$P = k_2 \frac{F_0}{\Sigma(EI)} E'I' \quad (7.14)$$

k_2 : 柱脚に作用する水平力の割増係数（隅角部は 4.4、外周部は 3.3、その他は 1.3 とする。

ただし、当該柱脚がないとしても足固めなどにより、軸力を支持できる場合は 1.3 とすることが出来る。）

3) 礎石の仕様

礎石は柱脚から受ける圧縮力に対して破壊しないものとしなければならない。また、原則として圧縮力のみ受けるものとし、曲げ、引張が生じないように礎石を設置することとする。

- ・礎石の平面形状は、水平方向の移動の判定により、移動が生じる場合は、「5.7 柱脚の滑り量の計算」により算出された滑り量以上の寸法を確保することとする。この場合において柱断面の中心が礎石上に載っていなければならない。礎石の小径が 400mm 以上であれば滑り量の算出は省略しても良い。移動が生じない場合は、柱径+30mm 以上の寸法を確保することとする。平成 22 年度実大振動台実験や時刻歴応答解析では、極めて稀に発生する地震動時には柱脚の移動が認められたが、上部構造物には大きな損傷は認められなかった。2010 年度の実大振動台実験での柱脚の移動量については、極めて稀に発生する地震動（BCJ-L2）では、最大 100mm（柱径 150mm 以内）、建築基準法のレベルを超える巨大な地震動（JMA Kobe 波 3 方向加振）では、200mm

前後の移動量となっている。2012 年度の実大振動台実験での柱脚の最大滑り量は、BCJ-L2 時、JMA 神戸時でほぼ同様の十数センチである。

- ・礎石の厚さについては、柱脚が浮き上がりや、滑りが生じても割れない厚さとする。特に検討をしない場合は 60mm 以上とする。
- ・礎石の表面に傾斜がないように設置する。また、礎石の天端から周囲の地面等の高さは万一礎石から脱落した場合も柱や接合部が破壊されない高さとしなければならない。特に検討を行わない場合は 100mm 以下とする。100mm であれば落下したとしても衝撃力によって、柱や接合部が破壊されないことが検証されている。

(2) 土台形式

土台を設け、柱脚は土台に長ぼぞ込み栓などで緊結し、土台によって柱間を接続する。

土台は礎石上に載っている状態であり移動を拘束しない。柱からの荷重は土台を介して礎石に伝達することとなる。石場建て仕様に準じて設計する。

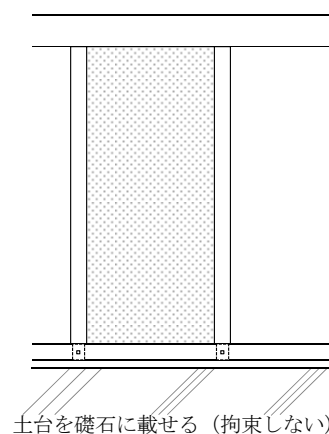


図 7.9

8. 地盤と基礎の検討

8.1 地盤調査

基礎の設計にあたっては適切な手法により地盤調査を行う。

【解説】

地盤調査の主なものに、スウェーデン式サウンディング試験、標準貫入試験などがあり、直接地盤の支持力を確認する方法として平板載荷試験などがある。その他それらの試験を補うものとして周辺敷地の条件の観察も重要である。河川の位置、池沼の存在、田畑の位置の確認は設計しようとしている地盤の地下水位の高さ、土質や地盤の形成時期等を判断する大事な資料となる。また過去の地形などもその地盤が埋土、盛土、切土の何れであるかの判断する材料となる。地盤調査以外にもできるかぎり広く観察することが望ましい。

標準貫入試験は地層構成や土質を正確に知るうえで良い方法であるが、住宅基礎の基礎は通常、地表面から比較的浅い位置に設置されることから、建築物の中央と周辺部における地盤構成強度の差が基礎の不同沈下となって表れやすいので、建築物全体について一様な地盤で無い可能性があるときは、スウェーデン式サウンディング試験と併用することも考えられる。

8.2 地盤の調査結果と地盤の許容応力度の算定

- (1) 地盤の許容応力度は H13 年国交告 1113 号にもとづいて求める。
- (2) 長期荷重による基礎下地盤の接地圧が地盤の長期許容応力度以下であることを確認する。
- (3) 損傷限界時の基礎下地盤の接地圧が地盤の短期許容応力度以下であることを確認する。

【解説】

地盤の許容応力度を求める方法は、H13 国交告 1113 号に定められている。

1) H13 国交告 1113 号第 2、表（一）による方法

長期許容応力度 $qa=1/3 \times (ic \cdot \alpha \cdot C \cdot Nc + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + iq \cdot \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq)$

短期許容応力度 $qa=2/3 \times (ic \cdot \alpha \cdot C \cdot Nc + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + iq \cdot \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq)$

qa : 許容応力度 (kN/m²) $ic=iq=(1-\theta/90)^2$ $i_\gamma=(1-\theta/\phi)^2$

α 、 β : 基礎の形状による係数で表 8.1 に表される。

表 8.1 基礎の形状による係数

係数	基礎形状	
	円形	円形以外の形状
α	1.2	$1+0.2 \times B/L$
β	0.3	$0.5-0.2 \times B/L$

C : 基礎直下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

B : 基礎面の短辺または短径 (m)

Nc 、 N_γ 、 Nq : 地盤内部の摩擦角による支持力係数(表 8.2)

表 8.2 地盤内部の摩擦角による支持力係数

係数	内部摩擦角									
	0 度	5 度	10 度	15 度	20 度	25 度	28 度	32 度	36 度	40 度以上
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	25.8	35.5	50.6	75.3
N_γ	0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	11.2	22.0	44.4	93.7
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	14.7	23.2	37.8	64.2

γ_1 : 基礎下端より下部にある地盤の単位体積重量又は水中単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 基礎下端より上部にある地盤の平均単位体積重量又は水中単位体積重量 (kN/m³)

なお、基礎荷重面の短辺は、べた基礎の場合大きな値となり N 値が低い場合でも、許容応力度が大きくなるが剛版として考えられる範囲を基礎荷重面の短辺の長さとするのが望まれる。

2) H13 国交告 1113 号第 2、表 (3) による方法

(スウェーデン式サウンディング試験による方法)

$$\text{長期許容応力度 } q_a = 30 + 0.6 \overline{N_{sw}} \quad \text{短期許容応力度 } q_a = 60 + 1.2 \overline{N_{sw}}$$

N_{sw} : 基礎の底部から 2.0m 以内の距離にある地盤のスウェーデン式サウンディングにおける 1m あたりの半回転数 (150 を超える場合は 150 とする) の平均回数

なお、以下の場合、沈下その他の地盤の変形などを考慮して建築物に有害な損傷、変形及び沈下が生じないことを確認することが H13 国交告 1113 号では求められている。

基礎底より 2m 以内の地盤で荷重が 1kN 以下で自沈する層が存在する。

基礎底より 2m を超え 5m 以内の地盤で荷重が 500N 以下で自沈する層が存在する。

また、告示式では N_{sw} が 0 でも $q_a = 30.0 \text{ kN/m}^2$ の計算結果になるが、その場合には沈下に対する検討が必要となるので注意しなければならない。

8.3 軟弱地盤対策

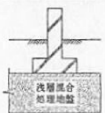
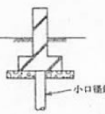
- (1) 軟弱地盤は不同沈下を引き起こし建築物の使用上、構造耐力上の損傷をもたらす可能性があるため十分な対策を行う。
- (2) 軟弱地盤は液状化を起こす可能性があるため、対策を行う。

【解説】

限界耐力計算においては、H12 建告 1457 号第 10 で表層地盤を第 1 種地盤、第 2 種地盤、第 3 種地盤の 3 種類に分類し、それぞれに応じて表層地盤による加速度応答倍率 G_s を算定する方法が示されている、地盤種別の分類方法や G_s の計算式は H12 建告 1457 号第 10 に示されている。

表 8.3 は、日本建築学会の小規模建築物基礎設計指針などから引用した不同沈下対策のまとめであるが、軟弱地盤は不同沈下を引き起こし建物に障害をもたらすことがあり、耐震設計以前の問題として対策を講じることが求められる。また、軟弱地盤で粘性が低く地下水位が高い場合には地盤が液状化する可能性があるが、限界耐力計算法においては、液状化しないか液状化の程度が「軽微」であることを前提としている (2007 年版:建築物の構造関係技術基準解説書 7.3.2)。表 8.3 の不同沈下対策は同時に液状化対策ともなるので参考とされたい。

表 8.3 不同沈下対策

直接基礎 + 地盤補強	基礎スラブ / 布基礎または べた基礎	地盤改良	浅層混合処理工法	支持力の増加および沈下量の低減を目的として、建物周囲を含め、基礎スラブまたは基礎フーチング直下を全面的にセメント系固化材と原位置土を攪拌混合して薄層状に改良する。改良深さは、基礎スラブ直下 2m 以内である。固化材の添加方式には、粉体状とスラリー状があり、混合方式にもそれぞれ原位置混合方式と事前混合方式がある。	
		地盤改良	深層混合処理工法	支持力の増加および沈下量の低減を目的として、円形断面を有する柱状改良体を、基礎スラブまたは基礎フーチング直下に杭のように配置する。攪拌混合方式には機械式攪拌や噴射ジェット式攪拌などがあり、スラリー状の固化材を用いた機械式攪拌混合工法が多用されている。攪拌装置や攪拌方法の違いによって多くの工法がある。	
		小口径杭	小口径鋼管杭	支持力は基礎フーチングで確保し、沈下量の低減を目的として、鋼管杭を回転貫入または圧入によって設置する工法である。	

出典：小規模建築物基礎設計指針 (日本建築学会)

8.4 基礎の設計と注意点

基礎の形式に応じた接地圧による地盤の応力度等を算出し、長期許容応力度、短期許容応力度以下であることを確認する。

8.4.1 基礎の形式

基礎形式は建築物の荷重、地盤の支持力、沈下（即時沈下および粘性土の圧密沈下）の性状等を勘案し選定する。

【解説】

2階建て以下の建物基礎としては、べた基礎、布基礎、杭基礎など挙げられる。

それぞれの基礎の具体的な設計方法については、日本建築学会「建築基礎構造設計指針」、「小規模建築物の基礎設計指針」や（財）日本住宅・木材技術センター「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008年版）」、そのほかに詳細に述べられているので参考にするとよい。

ここでは、各基礎形式における注意点を記述する。

8.4.2 ベタ基礎

- (1) 基礎スラブの断面算定は断面算定用基礎反力を用いて、地中梁で区画されたスラブごとに行う。
- (2) 地中梁のねじり剛性、強度による固定度を計算によって確かめられない場合は、地中梁の固定度は無いものとして計算する。
- (3) 中間スラブは4辺固定、外周部スラブは3辺固定1辺単純支持、コーナースラブは2辺固定2辺単純支持スラブとして応力を求める。
- (4) スラブ応力の連続性を考慮して断面算定用応力を決定する。
- (5) スラブ周辺の固定度が小さい場合には、スラブ中央の曲げモーメントが、得られた応力よりも大きくなり得ることから、上端の鉄筋量には余裕を持たせる。

【解説】

- 1) ベタ基礎の接地圧の計算は、地中梁や土台で囲まれた区画ごとに

$$\sigma_e = W / (L_x \cdot L_y) \quad \text{で接地圧を求め} \quad \sigma_e \leq \text{許容応力度} \quad \text{を確認する。}$$

σ_e : 基礎の接地圧 (kN/m²)

W : その区画の基礎版自重を含む合計重量 (kN)

L_x, L_y : その区画のたて横距離 (m)

2階建て部分と平家建て部分の境界付近では、重量の偏在を考慮しながら計算する。

- 2) 基礎スラブの断面算定

・断面算定用基礎反力 $\sigma' = \sigma_e - \gamma \cdot D$

D : 基礎スラブ厚さ (m)

γ : 基礎比重 (kN/m³ 鉄筋コンクリート 24.0)

σ', σ_e : (kN/m²)

- ・基礎スラブの断面算定は断面算定用基礎反力 σ' を用いて、地中梁で区画されたスラブごとに行う。
- ・地中梁のねじり剛性、強度による固定度を計算によって確かめられない場合は、地中梁の固定度は無いものとして計算する。中間スラブは4辺固定、外周部スラブは3辺固定1辺単純支持、コーナースラブは2辺固定2辺単純支持スラブとして応力を求める。そのうえでスラブ応力の連

続性を考慮して断面算定用応力を決定する。

具体的には接するスラブ応力どうしを比較し最大の値を設計用応力にするなどの方法が考えられる。考えられる最大応力を得てスラブの設計を行うという意味から、全てのスラブを四辺単純支持スラブとして応力を計算することも行われている。

スラブ周辺の固定度が小さい場合には、スラブ中央の曲げモーメントが、最初の方法で得られた応力よりも大きくなることから、上端の鉄筋量には余裕を持たせる。

・基礎スラブの

許容曲げモーメントは $Ma = at \cdot ft \cdot j$

許容せん断力は $Qa = fs \cdot B \cdot j$ で求めることができる。

付着に必要な鉄筋の周長 $\psi = Q/fa/j$

Ma : 許容曲げモーメント (N・mm) Qa : 許容せん断力(N)

B : せん断力を計算している単位幅(mm)

at : 曲げ鉄筋断面積(mm²)

ft : 鉄筋の許容引張応力度(N/mm²)

fs : コンクリートの許容せん断応力度(N/mm²)

ψ : せん断力に対し必要な鉄筋の周長(mm)

fa : 鉄筋の許容付着応力度(N/mm²)

j : 応力中心距離(mm)

$j = 7/8 \cdot d$ 、 $d = D - dt$

D : スラブ厚(mm)、 dt : スラブ引張縁から引張鉄筋中心までの距離(mm)

dt については、施工時の鉄筋位置の乱れを考慮し余裕を持たせる。

区画面積が大きいスラブがある場合は、版の剛性が小さくなり一体のべた基礎としての効果が下がるので、スラブ厚を増してダブル配筋にするなどの配慮が必要となる。

3) 短期に生じる応力の検討

対象としている2階建て以下の建築物では、短期の圧縮応力度についてはあまり問題にならないことが多いが、地震時などの軸力変動が設計に用いた接地圧と比較して大きい場合には、局部的な圧縮、引張応力について検討を加えなければならない。

このことは、以下の他の基礎形式の場合も同じである。

8.4.3 布基礎

偏心布基礎は地中梁に対するねじれモーメントおよびせん断応力を考慮した設計を行うか、または偏心接地圧を考慮した基礎の設計を行う。

【解説】

1) 布基礎の接地圧の計算は、基礎に偏心がない場合

$\sigma_e = W/(L \cdot B)$ で求め $\sigma_e \leq$ 許容応力度 を確認する。

σ_e : 基礎の接地圧 (kN/m²)

W : 布基礎各通りの建物重量+基礎、立上りコンクリート重量+基礎盤上部の土の重量

L : 布基礎の長さ(m)

B : 布基礎の幅(m)

偏心布基礎は地中梁に対するねじれモーメントおよびせん断応力を考慮した設計を行うか、または偏心接地圧を考慮した基礎の設計を行う。

2) 基礎スラブの断面算定

- ・断面算定用基礎反力 $\sigma' = \sigma_e - \gamma \times D$ - かぶり土重量
 D : 基礎スラブ厚さ (m)
 γ : 基礎比重 (kN/m^3 鉄筋コンクリート 24.0)
 σ' 、 σ_e : (kN/m^2)
- ・基礎スラブの断面算定は、断面算定用基礎反力 σ' を用いて地中梁からの片持ちスラブとして行う。
- ・許容曲げモーメントの算出方法はべた基礎の場合と同じである。

8.4.4 地盤改良

地盤調査結果から支持力不足や不同沈下が懸念される場合には、建築物に有害な沈下・変形及び損傷が生じないように地盤改良を施すことも検討する。

【解説】

べた基礎、布基礎のような直接基礎を採用するにあたって、地盤調査結果から支持力不足や不同沈下が懸念される場合には、建築物に有害な沈下・変形及び損傷が生じないように、直接基礎底面以深の地盤に地盤改良を施す必要がある。

地盤改良工法は以下の2工法に大別され、補強を施す深度等により工法を決定する。

- ・基礎底面から深さ2m程度を平面的に連続して補強する工法
- ・基礎底面の地盤を杭状に深さ方向に連続して補強する工法

地盤改良による支持力の算定方法は、H13 国交告 1113 号による。

地盤改良の安全検討方法は、日本建築学会「建築基礎のための地盤改良設計指針案」、日本建築センター「建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針」を参考とすることができる。

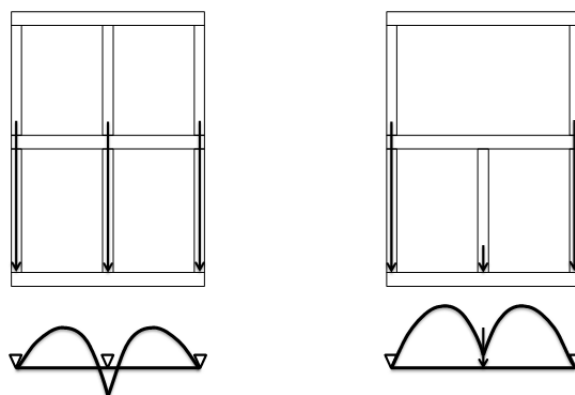
8.4.5 地中梁

柱軸力の十分な抑え効果が見込めない場合には、荷重状態に注意しながら設計しなければならない。

【解説】

地中梁の詳細な設計方法は（財）日本住宅・木材技術センター「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008年版）」に述べられている方法を参考とできる。

同設計方法では、基礎梁設計スパンを上部の柱間距離を用いて計算する方法が記述してあるが一般的に柱が分散している図 8.1 a) の場合にはこのような方法で良いが、図 8.1 b) のように中央部応力あるいは連続する端部応力が大きくなることもあるので、中間柱が1階にのみ存在し地中梁に対し十分な抑え効果が見込めない場合には、荷重状態に注意しながら設計しなければならない。



a) 十分な軸力がある場合 b) 十分な軸力がない場合

図 8.1 軸力による地中梁の曲げモーメント

設 計 資 料

設計資料－１ 材料に関連する法令

設計資料－２ 近似応答計算

1. 近似応答計算による地震応答計算
2. 近似応答計算の改良
3. 柱脚の滑りを考慮した近似応答計算

設計資料－３ 各層の復元力に関する資料

1. 各層の復元力の評価
2. 付表 1～8 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧

設計資料－４ 偏心率と水平構面による補正

設計資料－５ 柱の折損に対する検討

1. 通し柱が折損しない条件（付表 1～3）
2. 小壁が取りつく柱の折損に対する検討（付図 1～10）

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、シロアリ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 及び 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 及び 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には

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 及び 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/mm²)

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、からまつ及びひのきに限る。）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
広 葉 樹	かし	27.0	24.0	38.4	4.2
	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_{ov} 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ース	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

種 類 許容応力度			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		—	—	—	—				

	鑄鋼	$\frac{F}{1.5}$	—	—	—	
	鑄鋼	$\frac{F}{1.5}$	—	—	—	

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 を超える場合には、215）	$\frac{F}{1.5}$ （当該数値が 215 を超える場合には、215）	$\frac{F}{1.5}$ （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）
	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。			

設計資料－２ 近似応答計算

１．近似応答計算による地震応答計算

１） 計算の流れ

近似応答計算は限界耐力計算に基づくもので、検証用地震動に対して一質点系に縮約された構造体の応答変形角を求めて、地震時の安全性を検定する。検証用地震動は、建築基準法施行令 82 条の 5 第 3 号に定める地震力に相当するレベル（損傷限界検証用地震動、稀に発生する地震動）と同条第 5 号に定める地震力に相当するレベル（安全限界検証用地震動、極めて稀に発生する地震動）とし、建築物重量および建築物の復元力特性の算定方法は、設計法本文に記した通りである。各層の復元力特性と建築物重量から変位増分法を用いて等価な固有周期と減衰特性を持つ一質点系に縮約して、加速度応答スペクトルに対して応答値を算定する。一般的に、伝統的構法による木造建築物の復元力特性は塑性領域が長く、変形性能が高いため、降伏後の剛性が 0 や負勾配となることがある。そこで応答計算は変位増分による計算方法としている。計算によって求めた応答値が、それぞれ限界変形角以下であることを検定し、安全性を確認する。以下に計算の流れを示す。

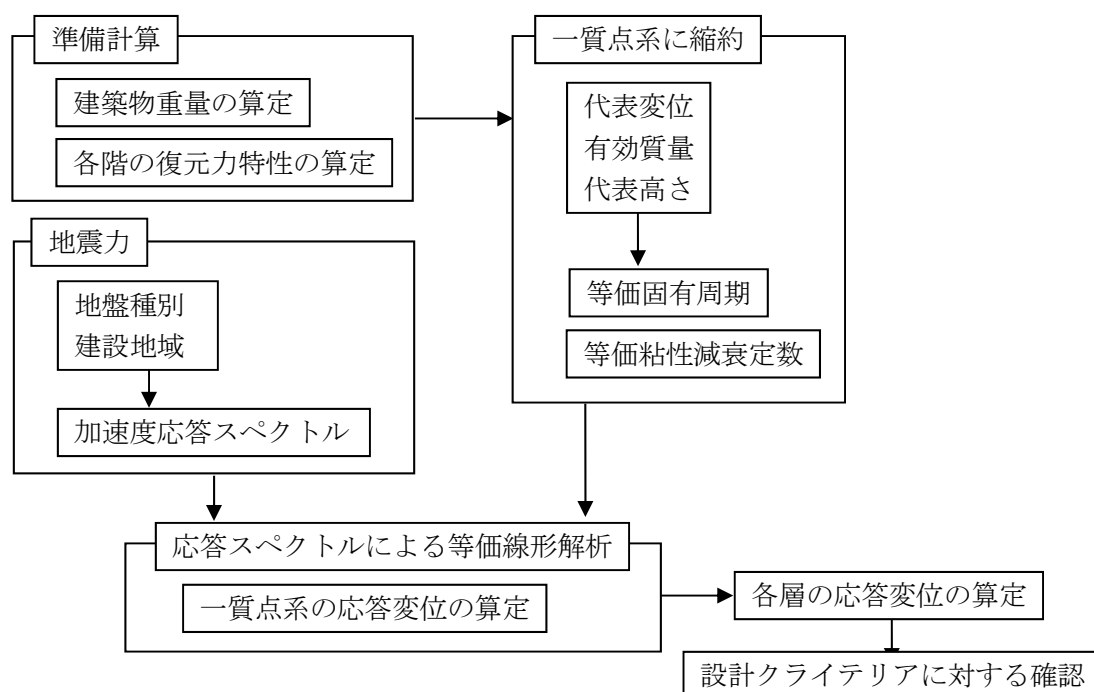


図１ 地震応答計算の流れ

２）計算の準備

（１）各階の質量

各階の質量は、各階の固定荷重及び積載荷重との和を重力加速度で除したものとする。特定行政庁が指定する多雪区域においては、令 86 条 2 項ただし書の規定によって更に積雪荷重を加えたものとする。固定荷重、積載荷重ともに実況に応じて計算することとする。ただし、固定荷重については、令 84 条の表に示す建築物各部の単位荷重の数値、積載荷重については、令 85 条の表に示す床面積あたりの数値に各部の面積を乗じて計算することができる。

限界耐力計算では建築物の質量は各階の質量に分けて計算を行うため、2 階建て建築物の場合、2 階部分の質量と 1 階部分の質量を計算する。各階の質量は、当該層の階高の 1/2 で分割し、上半分を当該階の質量、下半分を当該階の下階の質量に含めるものとして計算を行う。よって 2 階建て建

建築物の場合、2 階の質量は、2 層の階高の 1/2 から上部とし、1 階の質量は、2 層の階高の 1/2 から下部と 1 層の階高の 1/2 から上部となり、1 層の階高の 1/2 から下部は地震時の計算に含めない。

(2) 復元力特性

建築物が有する各構造要素の特性から建築物の各層、各方向の復元力特性を算定する。

各計算ステップを定めて、各層の復元力特性から各層のせん断耐力、変形角を用いて、変位、等価剛性を計算する。

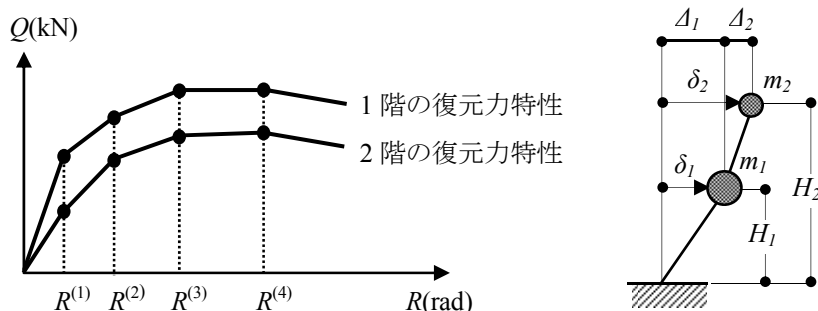


図2 各層の復元力特性

1) 計算ステップの設定

例えば 1/120、1/60、1/50、1/40、1/30、1/25、1/20、1/15rad 等、復元力特性を算定する際に、あらかじめ変位点 ($R^{(n)}$, $n=1,2,3,\dots$) を設定する。

2) 各階の変位の計算

各計算ステップにおいて、変形角に対応する 1、2 階の変位を計算する。

$$\Delta_1 = H_1 R^{(n)}, \quad \Delta_2 = (H_2 - H_1) R^{(n)} \quad (1)$$

3) 各階の等価剛性の計算

各計算ステップの 1、2 階の剛性を計算する。

$$ke_1 = \frac{Q_1}{\Delta_1}, \quad ke_2 = \frac{Q_2}{\Delta_2} \quad (2)$$

ここで、 $R^{(n)}$: n ステップ目の変形角、 Δ_1 、 Δ_2 : 1、2 階の層間変位、 H_1 、 H_2 : 1、2 階の地上高さ、 ke_1 、 ke_2 : 1、2 階の等価剛性、 Q_1 、 Q_2 : 1、2 階のせん断耐力。

(3) 損傷限界及び安全限界の層間変形角の設定

限界耐力計算では、地震時の損傷限界変形角および安全限界変形角を設定し、応答変形角がそれぞれの検証用地震動に対して限界変形角を超えない事を確認する (5.1 設計のクライテリア)。

限界変形角は、地震時の最大層間変形と損傷の関係を見極めて設定しなければならない。損傷限界は、構造体に損傷が無く仕上げ材の補修もほとんど無い状況であり、仕上げ材などの変形性能を考慮して設定する。

3) 計算の手順

2004 年「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」による変位増分法 1 による計算手順を以下に示す。

(1) 一質点系への縮約

1) 固有モードの計算

初期剛性に対し、固有方程式

$$m_1 m_2 \omega^4 - (m_1 k e_2 + m_2 k e_1 + m_2 k e_2) \omega^2 + k e_1 k e_2 = 0 \quad (3)$$

から、1 次の固有値 ω^2 及び固有モード u_2/u_1 を求める。

$$\omega^2 = \frac{m_1 k_2 + m_2 k_1 + m_2 k_2 - \sqrt{(m_1 k_2 + m_2 k_1 + m_2 k_2)^2 - 4 m_1 m_2 k_1 k_2}}{2 m_1 m_2} \quad (4)$$

$$\frac{u_2}{u_1} = \frac{(k e_1 + k e_2) - m_1 \omega^2}{k e_2} \quad (5)$$

ここで m_i : i 階の質量、 $k e_i$: i 階の等価剛性 ($i=1, 2$)。

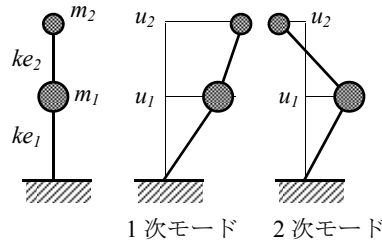


図3 2 質点系モデルの固有モード

2) 各階の水平変位の計算

1 階の水平変位は、計算ステップで設定した変位点上を増分させる。1 ステップ目の 2 階の水平変位は上記の初期剛性に基づく固有モードによって計算する。

2 ステップ目以降は、2 階の層間変位の増分値を 1 階と同じ増分とせず、各計算ステップにおける 1 階と 2 階の等価剛性比によって補正した増分値とする。このとき、当該計算ステップ時における 2 階の等価剛性は、2 階の層間変位が決定されていないので計算に用いることができない。そこで当該計算ステップの前のステップで求めた層間変位を参照して、その層間変位よりも大きく、かつ最も近傍の変位点の等価剛性を用いる。

この方法で計算精度を向上させるためには、設定する計算ステップをあらかじめ細かく設定する。

$$\Delta_2^{(1)} = \delta_2^{(1)} - \delta_1^{(1)} = \delta_1^{(1)} \left(\frac{u_2}{u_1} - 1 \right) = \Delta_1^{(1)} \left(\frac{u_2}{u_1} - 1 \right) \quad (6)$$

$$\Delta_2^{(n)} = \delta_2^{(n)} - \delta_1^{(n)} = \left(\delta_2^{(1)} - \delta_1^{(1)} \right) \times \frac{\delta_1^{(n)}}{\delta_1^{(1)}} \times \frac{k e_1^{(n)}}{k e_2^{(n')}} = \Delta_2^{(1)} \times \frac{\Delta_1^{(n)}}{\Delta_1^{(1)}} \times \frac{k e_1^{(n)}}{k e_2^{(n')}} \quad (7)$$

ここで $\delta_1^{(n)}$ 、 $\delta_2^{(n)}$: n ステップ目の 1、2 階の基礎からの水平変位、 $\Delta_1^{(n)}$ 、 $\Delta_2^{(n)}$: n ステップ目の 1、2 階の層間変位、 $k e_1^{(n)}$: n ステップにおける 1 階の等価剛性、 $k e_2^{(n')}$: ($n-1$) ステップで求めた (2 階層間変位 $\leq$ 変位点) を満たす変位点のうち最も小さい変位点での 2 階の等価剛性。

各階の変形モードから多層建築物を等価な固有周期と減衰特性を持つ一質点系に縮約した時の有効質量 M_u 、代表変位 A 、等価高さ H_e を計算ステップごとに計算する。ただし以降の計算式は、ステップ数を示す上付きの添え字 n を省略している。

3) 有効質量の計算

$$M_u = \frac{(m_1\delta_1 + m_2\delta_2)^2}{m_1\delta_1^2 + m_2\delta_2^2}$$

4) 代表変位の計算

$$\Delta = \frac{m_1\delta_1^2 + m_2\delta_2^2}{m_1\delta_1 + m_2\delta_2}$$

5) 等価高さの計算

$$H_e = \frac{m_1\delta_1 H_1 + m_2\delta_2 H_2}{m_1\delta_1 + m_2\delta_2}$$

(2) 等価固有周期の計算

$$K_e = \frac{Q_1}{\Delta}$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_u}{K_e}}$$

(8)

(9)

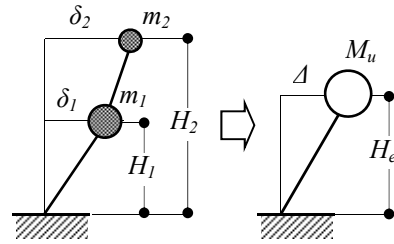


図4 1質点系への縮約

(10)

(11)

(12)

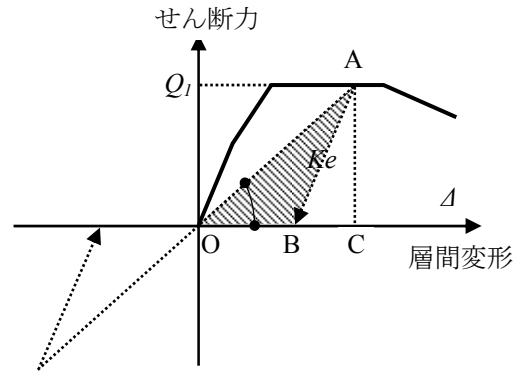


図5 1質点系の復元力特性

(3) 等価粘性減衰定数の計算

建築物の減衰定数 h は履歴減衰 h_{eq} に 5% の減衰 h_0 を付加したものとしている。これは検証用地震動として定められている加速度応答スペクトルが、減衰 5% に相当するためである。

履歴減衰の計算は、1 層のせん断耐力と代表変位による復元力特性から履歴面積を求めて計算する。その際の戻り剛性は、初期剛性に等しいとしている。

$$h = h_{eq} + h_0 \quad (13)$$

$$h_{eq} = \frac{\Delta W}{4\pi W} \quad (14)$$

ここで、 ΔW ：一サイクルの消費エネルギー＝三角形 OAB の面積×2、 W ：ポテンシャルエネルギー＝三角形 OAC の面積。

(4) 応答値の計算

応答値の計算は、計算ステップごとに有効質量と加速度応答スペクトルから応答せん断力 Q_n を計算し、周期と加速度応答スペクトルから応答変位 S_D を計算する。計算ステップごとに応答値（応答せん断力、応答変位）を結んだ線 $M_u S_A - S_D$ を必要性能スペクトルとし、この曲線と建築物全体の復元力特性の交点を一質点系の真の応答値 S_{DR} として図より読み取る。

1) 応答せん断力の計算

$$Q_n = M_u S_A$$

(15)

2) 応答変位の計算

$$S_D = \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 S_A$$

(16)

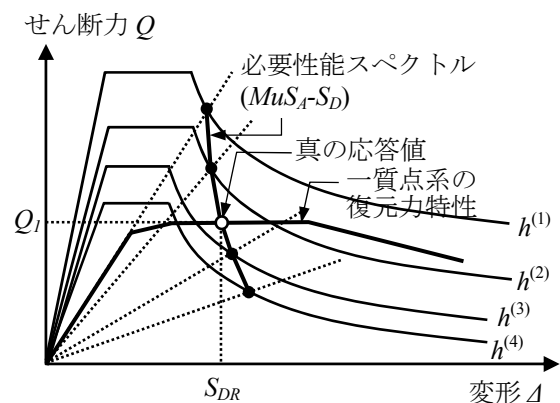


図6 1質点系の応答値

(5) 各階の応答変位の計算

求めた一質点系の真の応答値 S_{DR} から、真の応答値に最も近い計算ステップの変形モード δ_2/δ_1 を用いて、2 階の応答変位 δR_2 および 1 階の応答変位 δR_1 を計算する。

$$\delta R_2 = \frac{S_{DR} \times \frac{\delta_2}{\delta_1}}{U_h} \quad (17)$$

$$\delta R_1 = \delta R_2 \times \frac{\delta_1}{\delta_2} \quad (18)$$

ここで、

$$U_h = \frac{\left(\frac{\delta_2}{\delta_1} - 1\right)(H_e - H_1)}{H_2 - H_1} + 1 \quad (19)$$

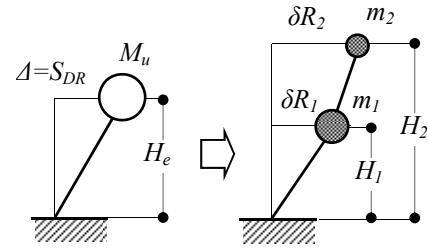


図7 1 質点系の応答値から各階の応答変位を算出

(6) 各層の応答変形角の計算

求めた各層の変位から、当該高さを用いて各層の変形角を計算する。

$$R_{DR} = \frac{S_{DR}}{H_e} \quad (20)$$

$$R_1 = \frac{\delta R_1}{H_1} \quad (21)$$

$$R_2 = \frac{\delta R_2 - \delta R_1}{H_2 - H_1} \quad (22)$$

ここで、 R_{DR} ：一質点系の応答変形角、 R_1 ：1 階の応答変形角、 R_2 ：2 階の応答変形角

2. 近似応答計算の改良

2階建て建築物を対象とした、限界耐力計算に基づく近似応答計算では、1階の変形を基準として順次増分させて対応する2階変形を仮定することで2階の等価剛性を与えて応答計算を行う。この2階の変形の設定方法として、5.5 近似応答計算で説明されたようにこれまで、変位増分法1(2004年「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」)および変位増分法2(2010年「JSCA 関西レビュー委員会」)の2つが採用されてきた。今回、2階先行降伏の場合も精度よく計算できる方法として、収斂計算法1、収斂計算法2を提案する。

変位増分法1については前節で詳述されているので以下に、変位増分法2、収斂計算法1、収斂計算法2の3つについて、2階変形および2階等価剛性の計算方法を概説する。

1) 変位増分法2

2階の変形は次のように計算する。最初に指定した変形角の各ステップに対応した等価剛性 $Q_2/(\delta_2-\delta_1)$ 、 Q_1/δ_1 を用意しておく。1階の変形ステップは当初指定の変形ステップであるので、各ステップの1階の等価剛性 ke_1 は計算の途中更新されない。2階の等価剛性は当初の $ke_2=Q_2/(\delta_2-\delta_1)$ を次のように新たな2階の等価剛性 ke_2^* とする。

- ・ 初期ステップは当初指定ステップの ke_2 とする。
- ・ 初期ステップの ke_1 と $ke_2^*(=ke_2)$ を用いて固有値 ω^2 、固有モード u_2/u_1 を求める。

このステップの2階変形は

$$\delta_2 - \delta_1 = \delta_1 \frac{u_2}{u_1} - \delta_1 = \left(\frac{u_2}{u_1} - 1 \right) \delta_1 \quad (23)$$

- ・ 第2ステップの2階等価剛性は、上式で計算された変形を超える最小の変形となるステップの剛性を用いる。これは、こうすることにより次ステップの変形に最も近いと変形時の剛性を与えることができるという考えによる。
- ・ こうして設定された等価剛性を用いて固有値計算を行い、同様にして、2階変形を求め、第3ステップへ進む。
- ・ 以下同様に繰り返して順次2階の変形と等価剛性を計算する。

すなわち、変位増分法1も変位増分法2も予め1階と同様の増分で用意された2階剛性 Ke_2 から、前ステップの2階変形以上となる最小の変形に対応する剛性を選んで ke_2^* とするものである。この2階変形の計算を、変位増分法1では、(7)式のように、初期剛性の固有モード $\Delta_2^{(1)}/\Delta_1^{(1)}=(u_2/u_1-1)$ を全ステップで共通に用いて、さらに剛性による補正 $ke_1^{(n)}/ke_2^{(n)}$ を加えているのに対して、変位増分法2では、前ステップの剛性を用いた固有値解析を毎回行って剛性に整合した固有モード u_2/u_1 から(23)式で直接に2階変形を評価するように改良されている。

2) 収斂計算法1

変位増分法1を変形と等価剛性が一致するように改良された変位増分法2では、前ステップの変形で評価された剛性を用いているため、変形と剛性の整合性は厳密には成立しない。同ステップで2階変形と2階剛性を対応させるには、仮定した変形(初期値)による剛性から計算される固有モードを用いて(23)式で与えられる変形が、当初仮定した変形と一致するまで、計算結果の変形を初期値に置き換えて、変形が収束するまで図8のような繰り返し計算が必要となる。

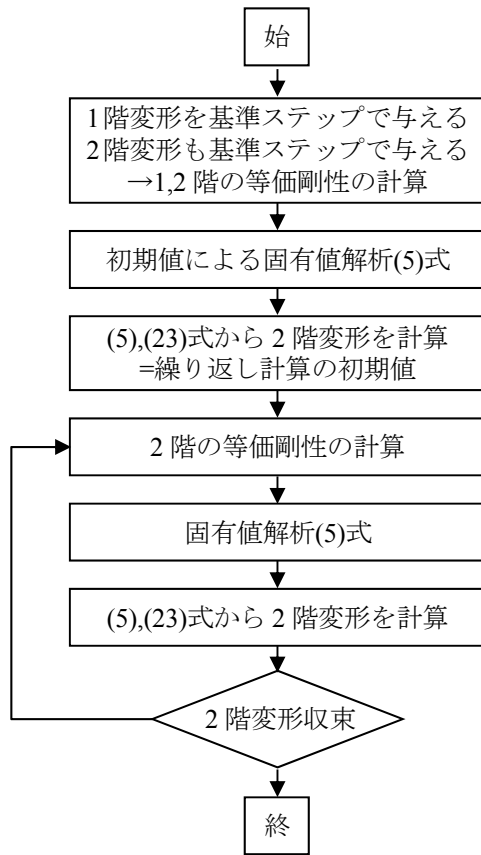


図 8 2 階変形を求める繰り返し計算

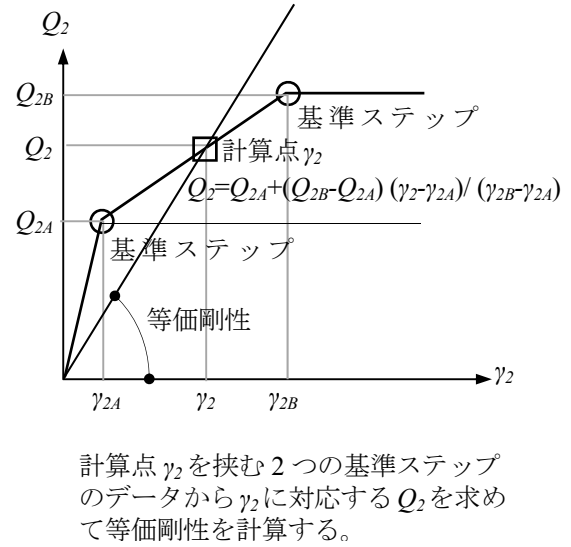


図 9 2 階復元力の内挿

ここで 2 階剛性は仮定した 2 階変形に応じて与えるが、これまでのように予め復元力として用意された変位ステップの中から選ぶには、誤差が生じて収束計算に影響するので、図 9 のように、計算された変形に対応する剛性を内挿計算こととする。

3) 収斂計算法 2

収斂計算法 2 は、収斂計算法 1 のように 1, 2 階の変形を繰り返し計算で整合させることに加えて、減衰評価も縮約系ではなく 1, 2 階それぞれで計算するものである。減衰は変形モードに影響を与えない(応答結果には影響を与える)ので、2 階変形が収束した後で計算する。従来は縮約 1 質点モデルで減衰を計算していたが、ここでは各階毎に計算して、モードエネルギーで重み付けしてモード減衰として、縮約モデルの減衰を評価する。

図 10 より、1 階の減衰定数 h_1 は

$$h_1 = \frac{\Delta W}{4\pi W} + 0.05 = \frac{\left(1 - \frac{ke_1}{k_{01}}\right) \delta_1 Q_1}{2\pi \delta_1 Q_1} + 0.05 = \frac{1}{2\pi} \left(1 - \frac{ke_1}{k_{01}}\right) + 0.05 \quad (24)$$

ここで、 ke_1 は等価剛性、 k_{01} は弾性剛性を表わす。同様に 2 階についても、

$$h_2 = \frac{1}{2\pi} \left(1 - \frac{ke_2}{k_{02}}\right) + 0.05 \quad (25)$$

第 1 項は履歴減衰で、その最大値は $1/2\pi=0.159$ である。

h_1 、 h_2 をひずみエネルギーで重み付けして縮約系の減衰 h を次式で計算する。

$$h = \frac{\frac{1}{2}k_1\delta_1^2h_1 + \frac{1}{2}k_2(\delta_2 - \delta_1)^2h_2}{\frac{1}{2}k_1\delta_1^2 + \frac{1}{2}k_2(\delta_2 - \delta_1)^2} = \frac{k_1\delta_1^2h_1 + k_2(\delta_2 - \delta_1)^2h_2}{k_1\delta_1^2 + k_2(\delta_2 - \delta_1)^2} \quad (26)$$

(24)、(25)式で明らかなように、履歴減衰の大きさは初期(弾性)剛性に依存する。すなわち、初期剛性が大きいほど履歴減衰は大きくなる。縮約系から直接に減衰を計算するこれまでの方法では初期剛性の設定について論理的な明解さに欠けるきらいがあった。今回のように各階ごとに計算する場合はそれぞれ 1/120 剛性を初期剛性とすればよいことになる。

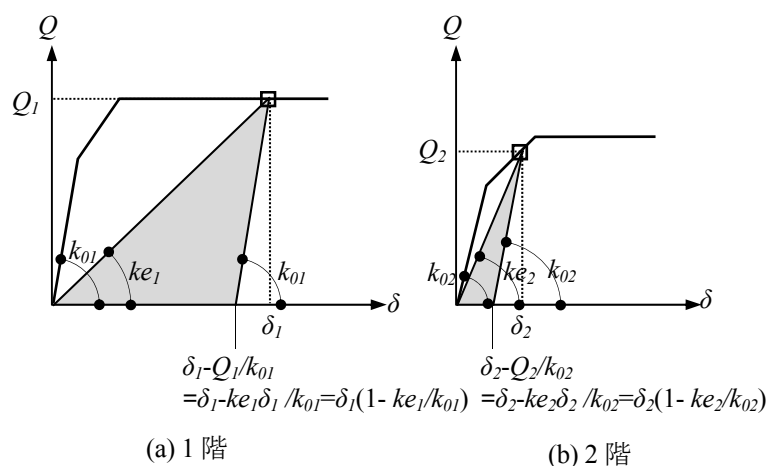


図 10 各階の減衰

4) 4つの近似応答計算法の比較

2 階建て建築物モデルについて、従来の「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」(変位増分法 1)、「JSCA 関西レビュー委員会」(変位増分法 2)、収斂計算法 1(変位)、収斂計算法 2(変位収束と各階減衰)の 4 つの手法による計算結果を比較する。モデル諸元を表 1 および図 11 に示す。モデル復元力は 3 折れ線モデルで第 3 分枝勾配を負としている。モデル諸元から $W_2/W_1=0.5$ 、 $H_2/H_1=0.8$ であるので、1、2 階同時降伏となるせん断力係数比は

$$R_{Co} = \frac{(1 + R_w)(1 + R_h)}{1 + R_w + R_w R_h} = 1.42 \quad (27)$$

となる。そこで $C_2/C_b=1.2$ 、1.42、1.6 の 3 ケースを想定する。 C_2 および C_b は 1/20 変形時の耐力を用いて計算する。

表 1 モデル諸元

(a)重量, 階高

階		2F	1F	合計
重量	kN	100	200	300
質量	t	10.2	20.4	30.6
階高	m	2.4	3	5.4

$W_2/W_1=0.5$, $H_2/H_1=0.8$

(b)復元力

γ		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
Q_2 kN	(a) $C_2/C_b=1.60$	66	88	83	77	73	66	55
	(b) $C_2/C_b=1.42$	59	78	73	68	65	59	49
	(c) $C_2/C_b=1.20$	50	66	62	58	55	50	41
Q_1 kN		124	165	155	145	136	124	103

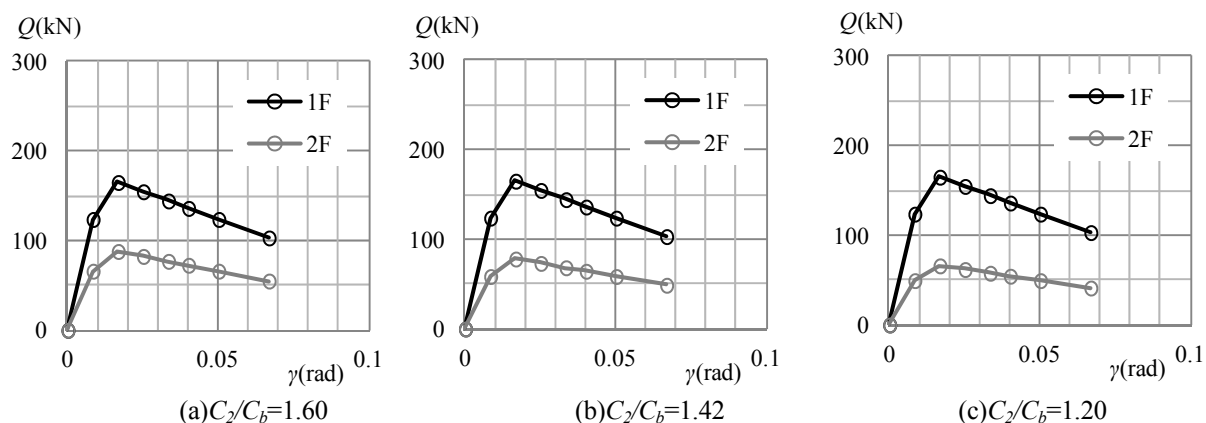


図 11 モデル復元力

計算結果の比較を表 2 と表 3 にまとめる。表 3 の応答値は極稀地震時である。表 2、3 より

1. 変位増分法 2、収斂計算法 1、収斂計算法 2 の 3 つの計算結果は、1 階降伏モデルではほぼ対応している。
2. 変位増分法 1 は他の手法に比べて精度は劣るようである。 $C_2/C_b=R_{CO}$ のケースでも 1、2 階の変形が等しくならない。
3. 2 階降伏の状況を押さえているのは収斂計算法 1 および収斂計算法 2 である。
4. 変位増分法 1 および変位増分法 2 では復元力のきざみが少し粗い場合はとくに負剛性域で変化の大きい領域では再分割すべきである。収斂計算法 1、収斂計算法 2 では復元力を内挿補間されているので誤差の問題はない。
5. 2 階先行降伏を対象にするのであれば、収斂計算法 1 または収斂計算法 2 を用いるべきである。
6. 収斂計算法 1 と収斂計算法 2 の差は、今回のモデルではあまり顕著ではない。表 3 の計算内容を見れば、収斂計算法 1 は減衰をやや大きく見積もるようである。

表 2 計算法の比較 (応答図)

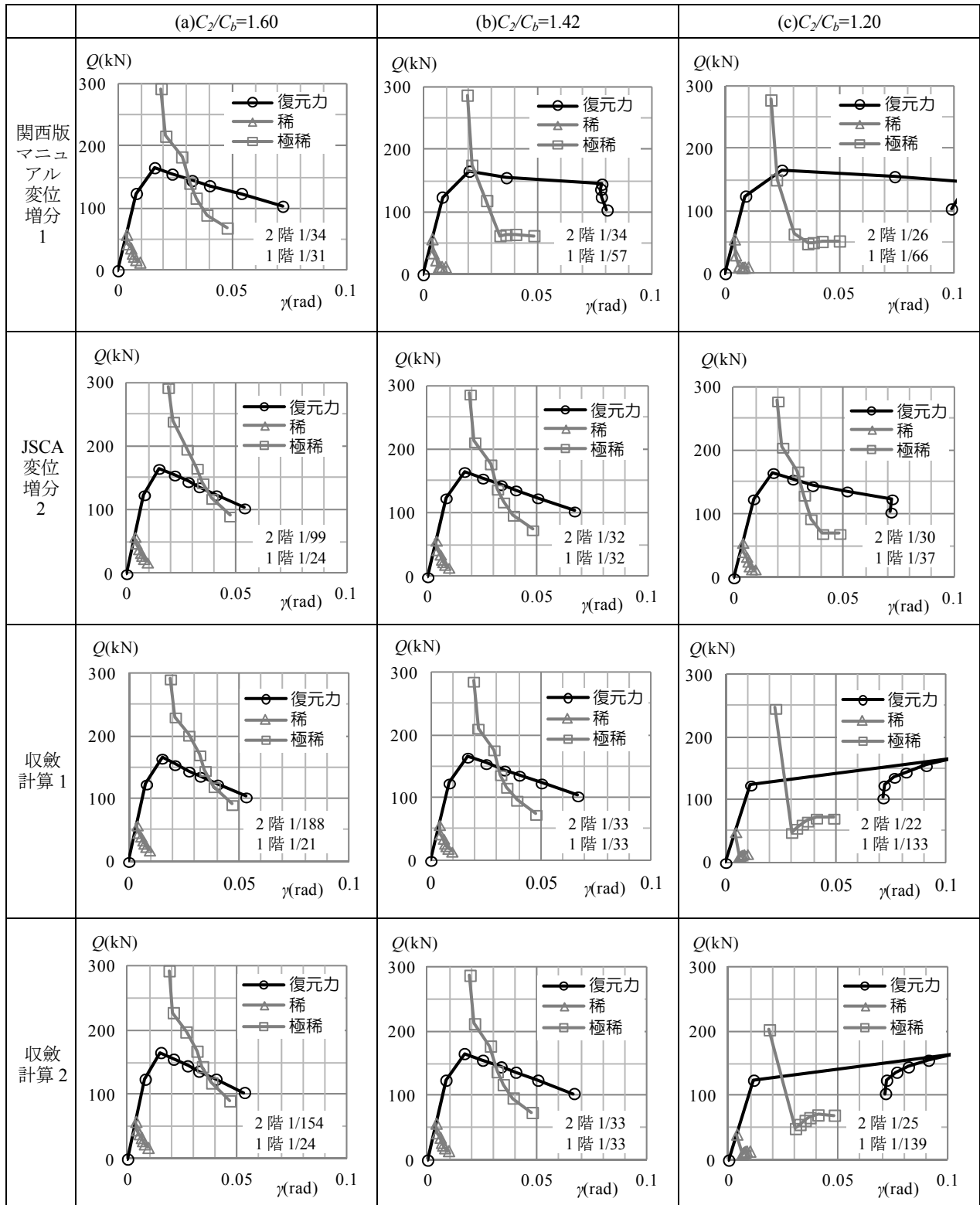


表 3 計算法の比較 (計算内容)

	(a) $C_2/C_b=1.60$								(b) $C_2/C_b=1.42$								(c) $C_2/C_b=1.20$							
関西版 マニュアル 変位増分 1		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	3304	2203	1377	964	551	344	344	k_2	1955	855	305	305	305	305	305	k_2	1652	413	258	258	258	258	258
	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	132	132	132	132	132	132	132	ω^2	128	128	128	128	128	128	128	ω^2	121	121	121	121	121	121	121
	u_2/u_I	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	1.69	u_2/u_I	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	u_2/u_I	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	T_e	0.55	0.67	0.84	1.02	1.16	1.40	1.77	T_e	0.56	0.73	0.98	1.38	1.46	1.59	1.84	T_e	0.57	0.78	1.25	1.55	1.62	1.74	1.98
	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.19	0.19	h_e	0.05	0.12	0.17	0.19	0.19	0.19	0.20	h_e	0.05	0.14	0.19	0.20	0.20	0.20	0.20
	Q_e	292	216	182	140	116	89	68	Q_e	287	175	118	62	64	64	62	Q_e	278	150	63	48	49	51	52
	γ_e	1/53	1/48	1/36	1/32	1/29	1/26	1/21	γ_e	1/52	1/47	1/36	1/30	1/28	1/25	1/21	γ_e	1/50	1/45	1/33	1/28	1/26	1/24	1/20
	2 階	1/59	1/54	1/42	1/34	1/29	1/22	1/18	2 階	1/52	1/34	1/22	1/15	1/14	1/14	1/15	2 階	1/43	1/26	1/16	1/13	1/13	1/12	1/12
	1 階	1/51	1/46	1/34	1/31	1/29	1/28	1/23	1 階	1/52	1/57	1/52	1/70	1/54	1/39	1/25	1 階	1/54	1/66	1/98	1/91	1/69	1/48	1/30
JSCA 変位増分 2		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	3304	3304	2203	2203	2203	2203	2203	k_2	2932	1955	1222	855	672	489	305	k_2	2478	1652	1033	723	413	258	258
	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	132	95	60	44	35	26	16	ω^2	128	85	53	37	29	21	13	ω^2	121	81	51	35	25	17	13
	u_2/u_I	1.69	1.41	1.38	1.25	1.19	1.14	1.08	u_2/u_I	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	u_2/u_I	2.00	2.00	2.00	2.00	2.54	2.89	2.00
	T_e	0.55	0.65	0.81	0.95	1.06	1.24	1.55	T_e	0.56	0.68	0.86	1.03	1.16	1.36	1.72	T_e	0.57	0.70	0.88	1.06	1.27	1.54	1.77
	h_e	0.05	0.09	0.13	0.15	0.16	0.18	0.19	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.18	0.19	0.19
	Q_e	292	239	195	166	143	118	90	Q_e	287	212	177	137	117	97	74	Q_e	278	205	168	130	93	69	70
	γ_e	1/53	1/47	1/36	1/31	1/29	1/26	1/21	γ_e	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21	γ_e	1/50	1/45	1/34	1/31	1/29	1/25	1/21
	2 階	1/59	1/80	1/66	1/83	1/99	1/124	1/166	2 階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21	2 階	1/43	1/39	1/30	1/27	1/19	1/15	1/18
	1 階	1/51	1/41	1/32	1/26	1/24	1/21	1/17	1 階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21	1 階	1/54	1/48	1/37	1/33	1/37	1/36	1/22
収斂 計算 1		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	3304	2849	3304	3304	3304	3304	3304	k_2	2926	1938	1209	844	662	479	305	k_2	1519	258	258	258	258	258	258
	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	132	93	62	45	36	26	17	ω^2	128	85	53	37	29	21	13	ω^2	98	23	22	20	19	17	13
	u_2/u_I	1.69	1.50	1.24	1.16	1.12	1.09	1.05	u_2/u_I	1.80	1.81	1.81	1.81	1.82	1.82	1.80	u_2/u_I	2.94	11.97	7.27	5.00	3.91	2.89	2.00
	T_e	0.55	0.65	0.79	0.94	1.05	1.23	1.54	T_e	0.56	0.68	0.86	1.03	1.16	1.36	1.72	T_e	0.62	1.30	1.35	1.40	1.45	1.54	1.77
	h_e	0.05	0.09	0.13	0.15	0.16	0.18	0.19	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19	h_e	0.05	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.19
	Q_e	292	231	202	171	146	120	91	Q_e	287	212	177	137	117	96	74	Q_e	247	48	55	61	66	71	71
	γ_e	1/53	1/47	1/37	1/31	1/29	1/26	1/21	γ_e	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21	γ_e	1/44	1/33	1/31	1/29	1/27	1/24	1/20
	2 階	1/59	1/68	1/103	1/127	1/151	1/188	1/252	2 階	1/52	1/47	1/35	1/31	1/29	1/25	1/21	2 階	1/28	1/15	1/14	1/14	1/14	1/15	1/17
	1 階	1/51	1/43	1/31	1/25	1/23	1/21	1/17	1 階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21	1 階	1/60	1/206	1/113	1/71	1/51	1/35	1/22
収斂 計算 2		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	3304	2814	3304	3304	3304	3304	3304	k_2	2926	1938	1209	844	662	479	305	k_2	1519	258	258	258	258	258	258
	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	132	92	62	45	36	26	17	ω^2	128	85	53	37	29	21	13	ω^2	98	23	22	20	19	17	13
	u_2/u_I	1.69	1.50	1.24	1.16	1.12	1.09	1.05	u_2/u_I	1.80	1.81	1.81	1.81	1.82	1.82	1.80	u_2/u_I	2.94	11.97	7.27	5.00	3.91	2.89	2.00
	T_e	0.55	0.65	0.80	0.94	1.05	1.23	1.54	T_e	0.56	0.68	0.86	1.03	1.16	1.36	1.72	T_e	0.62	1.30	1.35	1.40	1.45	1.54	1.77
	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19	h_e	0.08	0.18	0.18	0.18	0.19	0.19	0.19
	Q_e	292	227	197	167	143	118	90	Q_e	287	211	177	137	117	96	74	Q_e	202	49	55	62	66	70	70
	γ_e	1/53	1/48	1/38	1/32	1/29	1/26	1/21	γ_e	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21	γ_e	1/54	1/33	1/31	1/29	1/27	1/25	1/21
	2 階	1/59	1/68	1/104	1/129	1/154	1/190	1/254	2 階	1/52	1/47	1/35	1/31	1/29	1/25	1/21	2 階	1/34	1/15	1/14	1/14	1/14	1/15	1/18
	1 階	1/51	1/44	1/31	1/26	1/24	1/21	1/17	1 階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21	1 階	1/74	1/203	1/112	1/70	1/52	1/35	1/22

5) 2 階変形を基準ステップとする計算法

2 階建モデルの限界耐力計算に基づく近似応答計算では、せん断力係数比 C_2/C_b と R_{CO} の関係によって、各計算ステップにおける 1、2 階変形の対応を図 12 のように概念的に示すことができる。ここで 2 階先行降伏の場合は、従来の 1 階の変形を基準とした計算法の中でマニュアルの変位増分法 1 や JSCA の変位増分法 2 などでは計算精度が問題となることがある。これまでの計算方法は 1 階の変形を基準として 2 階変形を設定する方法がとられており、いずれも 1 階先行降伏では精度よく計算できている。そこで、2 階先行降伏の場合は、基準ステップを 1 階ではなく 2 階で設定することを考える。

固有モード比 $u_2/u_1 = \delta_2/\delta_1$ と 2 階変形 $\delta_2 - \delta_1$ から 1 階変形 δ_1 は次式となる

$$\delta_1 = (\delta_2 - \delta_1) \left(\frac{\delta_1}{\delta_2 - \delta_1} \right) = (\delta_2 - \delta_1) \left(\frac{1}{\delta_2/\delta_1 - 1} \right) = (\delta_2 - \delta_1) \left(\frac{1}{u_2/u_1 - 1} \right) \quad (28)$$

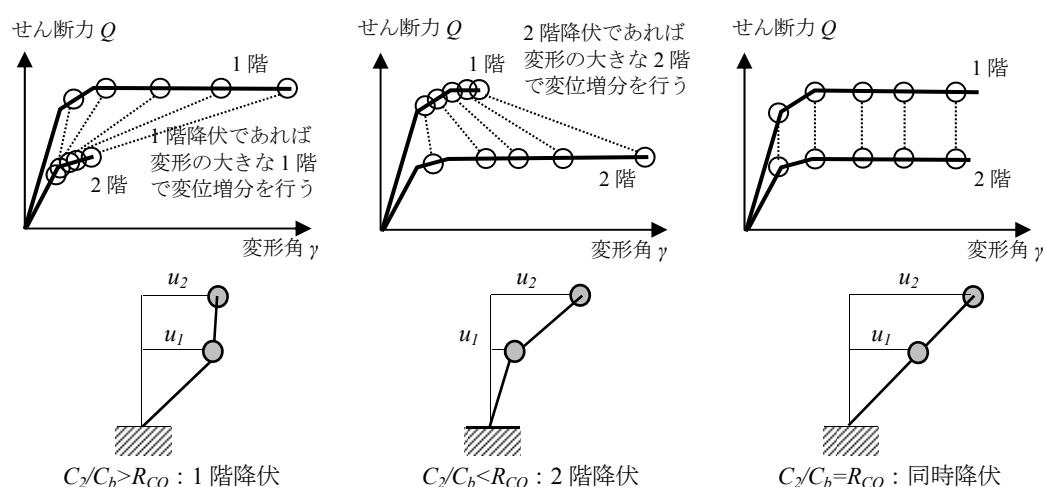


図 12 1・2 階の変形モード

表 4 2 階を基準とした 1 階変形モードの算出

方 法	出 典	固有値計算	1 階変形と等価剛性の計算法
変位増分法 1	2004 年「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」	初期剛性のみ	2 階基準変形に対応する各ステップの 1 階変形は初期剛性に対する固有モード u_2/u_1 と剛性比を用いて計算する。各ステップの 1 階等価剛性は、前ステップの変形よりも大きい最小の変位点の等価剛性を用いる。
変位増分法 2	2010 年「JSCA 関西レビュー委員会」	各ステップ毎収斂計算はしない	1 階について、前ステップの変形よりも大きい最小の変位点の等価剛性を用いて各ステップで固有値解析を行い固有モード u_2/u_1 から 2 階変形を計算する。
収斂計算法 1	-	各ステップ毎収斂計算する	変位増分法 2 では 1 階剛性を前ステップの変形で決めるため、当該ステップでは剛性と変形が整合しない。収斂計算法 1 では、各ステップ毎に、1 階変形と等価剛性が整合するように、繰り返して固有値計算を行い、固有モード u_2/u_1 から 1 階変形を計算する。
収斂計算法 2	-	各ステップ毎収斂計算する	1 階変形の計算方法は収斂計算法 1 に同じ。 減衰評価を縮約 1 質点系ではなく、1、2 階それぞれで行ない、ひずみエネルギーで重み付けして減衰定数を与える。

(28)式を用いて、表 4 にまとめられるような 4 つの計算法について計算結果を示す。計算モデルは前節と同様の耐力低下モデルを用いる。

$C_2/C_b=1.2$ の 2 階先行降伏モデル計算結果の比較を表 5 と表 6 に、 $C_2/C_b=R_{CO}=1.42$ の 1、2 階同時降伏モデル計算結果の比較を表 7 と表 8 に、それぞれ従来の 1 階変位増分による計算結果と比較して示す。なお、応答値は極稀地震時である。

表 6、7 によれば、

1. 2 階先行降伏モデルについて、2 階を基準ステップとする計算では、マニュアル、JSCA、収斂 1、収斂 2 の 4 つの方法による計算結果に大きな差は見られない。
2. 表 6 の応答図によれば、従来の 1 階を基準ステップとする場合はマニュアルと JSCA では精度が問題であったが、今回の 2 階を基準ステップとする計算では収斂 1、2 と同様な応答性状を示している。
3. 収斂 2 は収斂 1 に比べて減衰を若干小さく計算しているが、応答図の差は小さい。

表 8、9 によれば、

4. 1、2 階同時降伏モデルでは、収斂 1 および収斂 2 は 2 階変位ステップ計算と従来の 1 階変位ステップ計算結果は等しい。
5. しかし、マニュアルと JSCA の方法では 2 階変位ステップ計算では 1、2 階の変形が等しくならず、明らかに計算精度に問題がある。JSCA では 1 階変位ステップ計算では、収斂 1、収斂 2 と同様に 1、2 階変形が同じ大きさとなっている。
6. 以上から、4 つの計算法の精度は次表のようにまとめられる。

表 5 変位増分階と計算精度

変位増分 モデル	1 階を変位増分させる			2 階を変位増分させる		
	$C_2/C_b > R_{CO}$ 1 階降伏	$C_2/C_b = R_{CO}$ 1,2 階同時降伏	$C_2/C_b < R_{CO}$ 2 階降伏	$C_2/C_b > R_{CO}$ 1 階降伏	$C_2/C_b = R_{CO}$ 1,2 階同時降伏	$C_2/C_b < R_{CO}$ 2 階降伏
マニュアル	×	×	×	-	×	○
JSCA	○	○	×	-	×	○
収斂 1	○	○	○	-	○	○
収斂 2	○	○	○	-	○	○

表 6 $C_2/C_b=1.2 < R_{c0}$ の計算法の比較 (応答図)

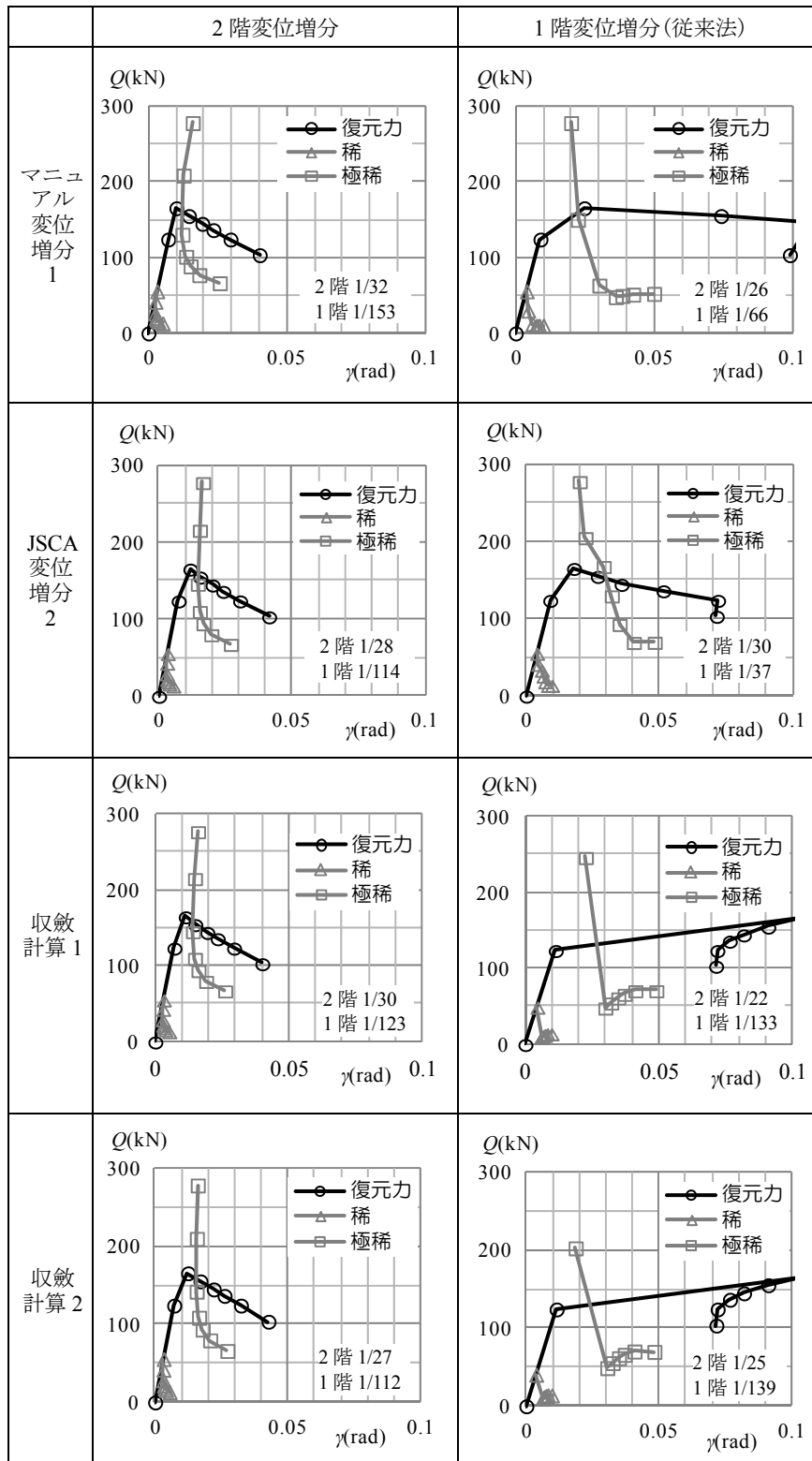


表 7 $C_2/C_b=1.2 < R_0$ の計算法の比較 (計算内容)

	2 階変位増分								1 階変位増分 (従来法)							
マニ アル 変位 増分 1		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2478	1652	1033	723	568	413	258	k_2	1652	413	258	258	258	258	258
	k_I	4956	4956	4956	4956	4956	4956	4956	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	121	121	121	121	121	121	121	ω^2	121	121	121	121	121	121	121
	u_2/u_I	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	u_2/u_I	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	T_e	0.51	0.44	0.50	0.57	0.62	0.70	0.85	T_e	0.57	0.78	1.25	1.55	1.62	1.74	1.98
	h_e	0.05	0.05	0.10	0.14	0.15	0.17	0.18	h_e	0.05	0.14	0.19	0.20	0.20	0.20	0.20
	Q_e	278	208	130	101	88	77	66	Q_e	278	150	63	48	49	51	52
	γ_e	1/62	1/79	1/81	1/73	1/66	1/54	1/39	γ_e	1/50	1/45	1/33	1/28	1/26	1/24	1/20
	2 階	1/54	1/35	1/29	1/23	1/19	1/15	1/10	2 階	1/43	1/26	1/16	1/13	1/13	1/12	1/12
	1 階	1/67	1/131	1/175	1/199	1/210	1/221	1/231	1 階	1/54	1/66	1/98	1/91	1/69	1/48	1/30
JSCA 変位 増分 2		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2478	1652	1033	723	568	413	258	k_2	2478	1652	1033	723	413	258	258
	k_I	4956	4956	4956	4956	4956	4956	4956	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	121	103	77	59	49	37	24	ω^2	121	81	51	35	25	17	13
	u_2/u_I	2.00	2.73	4.27	6.18	7.98	11.18	18.31	u_2/u_I	2.00	2.00	2.00	2.00	2.54	2.89	2.00
	T_e	0.51	0.52	0.55	0.59	0.64	0.71	0.86	T_e	0.57	0.70	0.88	1.06	1.27	1.54	1.77
	h_e	0.05	0.07	0.11	0.14	0.15	0.17	0.18	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.18	0.19	0.19
	Q_e	278	216	146	110	94	80	67	Q_e	278	205	168	130	93	69	70
	γ_e	1/61	1/65	1/69	1/65	1/60	1/51	1/37	γ_e	1/50	1/45	1/34	1/31	1/29	1/25	1/21
	2 階	1/52	1/38	1/28	1/21	1/18	1/13	1/9	2 階	1/43	1/39	1/30	1/27	1/19	1/15	1/18
	1 階	1/64	1/83	1/114	1/139	1/153	1/168	1/184	1 階	1/54	1/48	1/37	1/33	1/37	1/36	1/22
収斂 計算 1		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2478	1652	1033	723	568	413	258	k_2	1519	258	258	258	258	258	258
	k_I	4956	4956	4956	4956	4956	4956	4956	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	121	103	77	59	49	37	24	ω^2	98	23	22	20	19	17	13
	u_2/u_I	2.00	2.73	4.27	6.18	7.98	11.18	18.31	u_2/u_I	2.94	11.97	7.27	5.00	3.91	2.89	2.00
	T_e	0.51	0.52	0.55	0.59	0.64	0.71	0.86	T_e	0.62	1.30	1.35	1.40	1.45	1.54	1.77
	h_e	0.05	0.07	0.11	0.14	0.15	0.17	0.18	h_e	0.05	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.19
	Q_e	278	216	146	110	94	80	67	Q_e	247	48	55	61	66	71	71
	γ_e	1/62	1/67	1/71	1/67	1/62	1/53	1/38	γ_e	1/44	1/33	1/31	1/29	1/27	1/24	1/20
	2 階	1/54	1/41	1/30	1/23	1/19	1/15	1/10	2 階	1/28	1/15	1/14	1/14	1/14	1/15	1/17
	1 階	1/67	1/88	1/123	1/152	1/170	1/189	1/209	1 階	1/60	1/206	1/113	1/71	1/51	1/35	1/22
収斂 計算 2		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2478	1652	1033	723	568	413	258	k_2	1519	258	258	258	258	258	258
	k_I	4956	4956	4956	4956	4956	4956	4956	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	121	103	77	59	49	37	24	ω^2	98	23	22	20	19	17	13
	u_2/u_I	2.00	2.73	4.27	6.18	7.98	11.18	18.31	u_2/u_I	2.94	11.97	7.27	5.00	3.91	2.89	2.00
	T_e	0.51	0.54	0.58	0.63	0.67	0.74	0.88	T_e	0.62	1.30	1.35	1.40	1.45	1.54	1.77
	h_e	0.05	0.08	0.11	0.14	0.15	0.17	0.18	h_e	0.08	0.18	0.18	0.18	0.19	0.19	0.19
	Q_e	278	209	142	108	93	79	66	Q_e	202	49	55	62	66	70	70
	γ_e	1/62	1/64	1/64	1/61	1/56	1/48	1/37	γ_e	1/54	1/33	1/31	1/29	1/27	1/25	1/21
	2 階	1/54	1/38	1/27	1/21	1/18	1/14	1/9	2 階	1/34	1/15	1/14	1/14	1/14	1/15	1/18
	1 階	1/67	1/83	1/112	1/137	1/154	1/174	1/201	1 階	1/74	1/203	1/112	1/70	1/52	1/35	1/22

表 8 $C_2/C_0=1.42=R_{c0}$ の計算法の比較 (応答図)

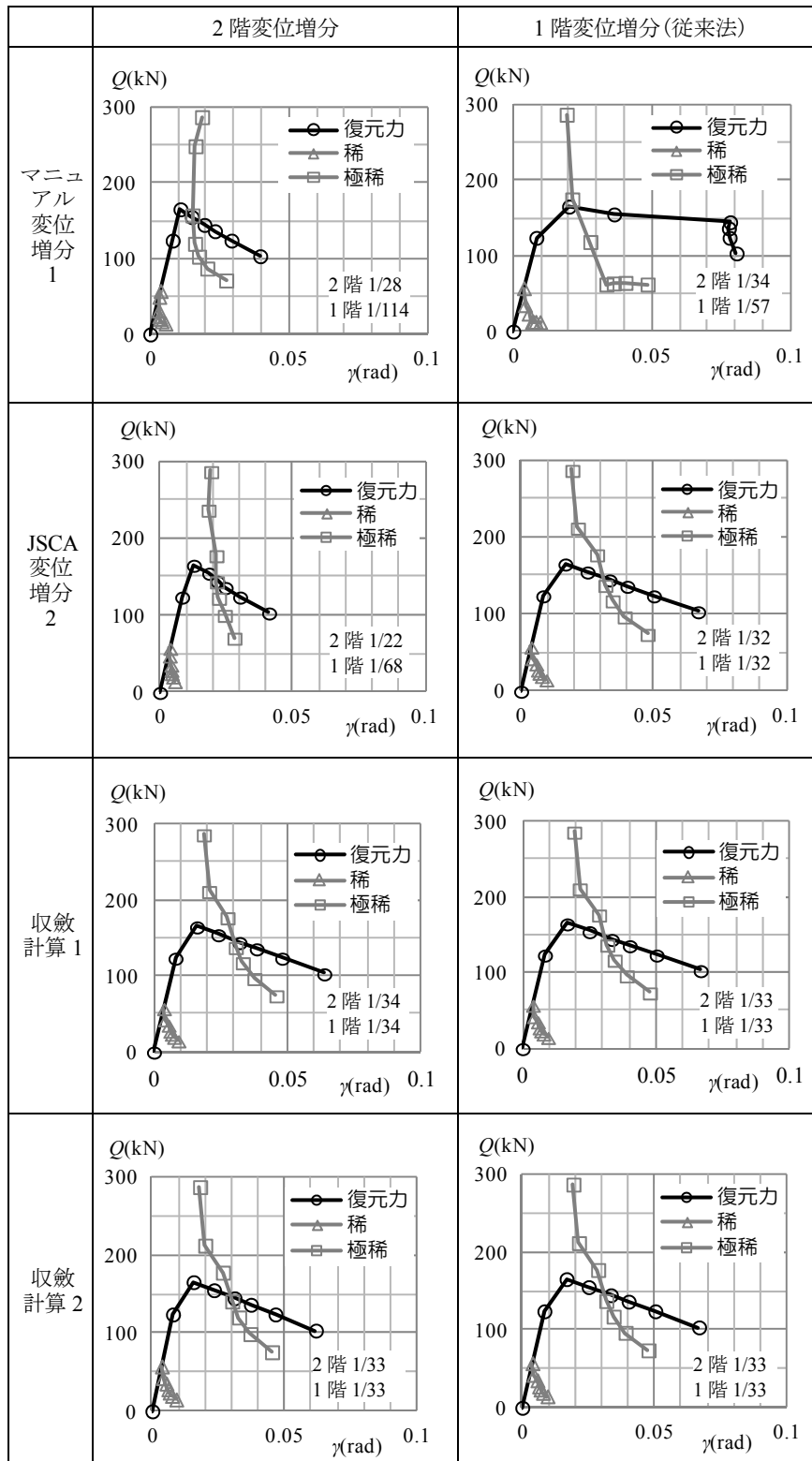


表 9 $C_2/C_b = 1.42=R_{c0}$ の計算法の比較 (計算内容)

	2 階変位増分								1 階変位増分 (従来法)							
マニュアル 変位増分 1		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2932	1955	1222	855	672	489	305	k_2	1955	855	305	305	305	305	305
	k_I	4956	4956	4956	4956	4956	4956	4956	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	128	128	128	128	128	128	128	ω^2	128	128	128	128	128	128	128
	u_2/u_I	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	u_2/u_I	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
	T_e	0.56	0.49	0.55	0.61	0.65	0.73	0.88	T_e	0.56	0.73	0.98	1.38	1.46	1.59	1.84
	h_e	0.05	0.04	0.09	0.13	0.14	0.16	0.18	h_e	0.05	0.12	0.17	0.19	0.19	0.19	0.20
	Q_e	287	248	157	120	103	87	71	Q_e	287	175	118	62	64	64	62
	γ_e	1/54	1/61	1/66	1/62	1/57	1/49	1/37	γ_e	1/52	1/47	1/36	1/30	1/28	1/25	1/21
	2 階	1/54	1/34	1/28	1/23	1/19	1/15	1/10	2 階	1/52	1/34	1/22	1/15	1/14	1/14	1/15
	1 階	1/54	1/85	1/114	1/131	1/140	1/148	1/158	1 階	1/52	1/57	1/52	1/70	1/54	1/39	1/25
JSCA 変位増分 2		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2932	1955	1222	855	672	489	305	k_2	2932	1955	1222	855	672	489	305
	k_I	4956	4956	3304	3304	3304	3304	4956	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	128	111	72	59	51	40	28	ω^2	128	85	53	37	29	21	13
	u_2/u_I	1.80	2.38	2.50	3.44	4.37	6.09	15.36	u_2/u_I	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
	T_e	0.56	0.56	0.68	0.70	0.73	0.79	0.87	T_e	0.56	0.68	0.86	1.03	1.16	1.36	1.72
	h_e	0.05	0.07	0.12	0.13	0.15	0.16	0.18	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19
	Q_e	287	237	178	144	122	100	70	Q_e	287	212	177	137	117	97	74
	γ_e	1/52	1/55	1/47	1/47	1/45	1/41	1/36	γ_e	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21
	2 階	1/52	1/37	1/30	1/22	1/18	1/14	1/9	2 階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21
	1 階	1/52	1/64	1/57	1/68	1/76	1/86	1/153	1 階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21
収斂 計算 1		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2932	1955	1222	855	672	489	305	k_2	2926	1938	1209	844	662	479	305
	k_I	4956	3308	2086	1464	1153	843	536	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	128	85	54	38	30	22	14	ω^2	128	85	53	37	29	21	13
	u_2/u_I	1.80	1.80	1.81	1.81	1.82	1.82	1.84	u_2/u_I	1.80	1.81	1.81	1.81	1.82	1.82	1.80
	T_e	0.56	0.68	0.86	1.03	1.16	1.35	1.71	T_e	0.56	0.68	0.86	1.03	1.16	1.36	1.72
	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19
	Q_e	287	212	177	138	118	97	74	Q_e	287	212	177	137	117	96	74
	γ_e	1/54	1/48	1/36	1/33	1/30	1/27	1/22	γ_e	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21
	2 階	1/54	1/48	1/36	1/32	1/30	1/26	1/21	2 階	1/52	1/47	1/35	1/31	1/29	1/25	1/21
	1 階	1/54	1/48	1/36	1/33	1/30	1/27	1/22	1 階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21
収斂 計算 2		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15		1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
	k_2	2932	1955	1222	855	672	489	305	k_2	2926	1938	1209	844	662	479	305
	k_I	4956	3308	2086	1464	1153	843	536	k_I	4956	3304	2065	1446	1136	826	516
	ω^2	128	85	54	38	30	22	14	ω^2	128	85	53	37	29	21	13
	u_2/u_I	1.80	1.80	1.81	1.81	1.82	1.82	1.84	u_2/u_I	1.80	1.81	1.81	1.81	1.82	1.82	1.80
	T_e	0.55	0.67	0.84	1.01	1.14	1.33	1.68	T_e	0.56	0.68	0.86	1.03	1.16	1.36	1.72
	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19	h_e	0.05	0.10	0.14	0.16	0.17	0.18	0.19
	Q_e	287	212	177	141	120	99	76	Q_e	287	211	177	137	117	96	74
	γ_e	1/56	1/50	1/38	1/33	1/31	1/27	1/22	γ_e	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21
	2 階	1/55	1/50	1/37	1/33	1/30	1/27	1/22	2 階	1/52	1/47	1/35	1/31	1/29	1/25	1/21
	1 階	1/56	1/50	1/38	1/33	1/31	1/27	1/22	1 階	1/52	1/47	1/35	1/32	1/29	1/26	1/21

3. 柱脚の滑りを考慮した近似応答計算

図 13 のように基礎質量(1 階床質量) m_0 を付加したモデルを考える。質点の水平方向の全体変位 x_t は次式で表される。

$$x_t = x_e + x_s \quad (29)$$

ここで、 x_e は基礎からの上部構造変位、 x_s は基礎滑りによる変位である。図 14 のように基礎固定の建築物の剛性を k_e 、滑りと全体系の等価剛性をそれぞれ k_s 、 k_t とすれば、

$$Q = k_e x_e, \quad (1 + \alpha_0)Q = k_s x_s = k_t x_t \quad (30)$$

より、

$$\frac{1 + \alpha_0}{k_t} Q = \frac{1}{k_e} Q + \frac{1 + \alpha_0}{k_s} Q \quad (31)$$

$$\frac{1 + \alpha_0}{k_t} = \frac{1}{k_e} + \frac{1 + \alpha_0}{k_s} \quad (32)$$

$$\frac{1}{k_t} = \frac{1}{k_e(1 + \alpha_0)} + \frac{1}{k_s}, \quad k_t = \frac{(1 + \alpha_0)k_e k_s}{(1 + \alpha_0)k_e + k_s} \quad (33)$$

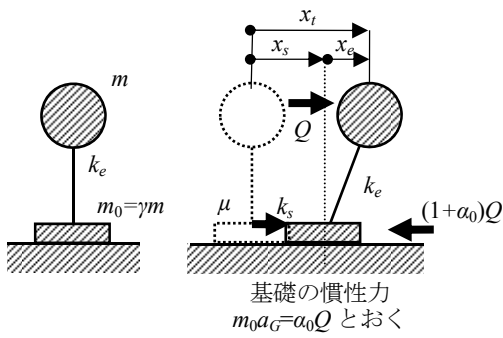


図 13 m_0 を考慮した基礎滑りモデル

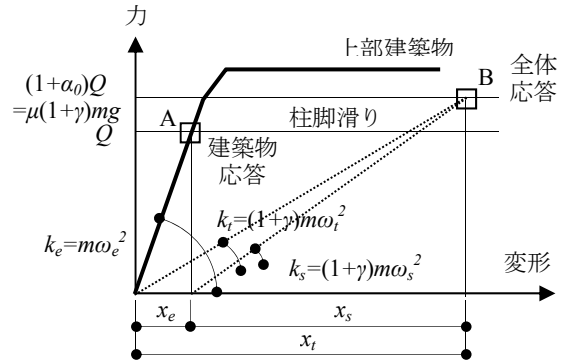


図 14 基礎滑りモデルの応答

滑りを有する連成系の周期 T_t は

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{(1 + \gamma)m}{k_t}} = 2\pi \sqrt{\frac{(1 + \gamma)m}{(1 + \alpha_0)k_e} + \frac{(1 + \gamma)m}{k_s}}, \quad k_t = (1 + \gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t} \right)^2 \quad (34)$$

ここで、図 14 のように

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_e}}, \quad k_e = m \left(\frac{2\pi}{T_e} \right)^2 \quad (35)$$

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{(1 + \gamma)m}{k_s}}, \quad k_s = (1 + \gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_s} \right)^2 \quad (36)$$

を考慮すれば、

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{(1+\gamma)m}{(1+\alpha_0)m\left(\frac{2\pi}{T_e}\right)^2} + \frac{(1+\gamma)m}{(1+\gamma)m\left(\frac{2\pi}{T_s}\right)^2}} = \sqrt{\frac{1+\gamma}{1+\alpha_0}T_e^2 + T_s^2} \quad (37)$$

$$= T_e \sqrt{\frac{1+\gamma}{1+\alpha_0} + \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2}$$

すなわち T_t は建築物周期 T_e に調整係数 r^* を乗じて与えられる。

$$T_t = r^* T_e, \quad r^* = \sqrt{\frac{1+\gamma}{1+\alpha_0} + \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2} \quad (38)$$

ここで、 γ は基礎質量 m_0 の建築物質量 m に対する比 $\gamma = m_0/m$ 、 α_0 は基礎作用する加速度を a_G として、基礎慣性力 $m_0 a_G$ の建築物せん断力 Q に対する比 $\alpha_0 = m_0 a_G / Q$ を表している。

一方、歪エネルギー W は次式となる。

$$W = \frac{1}{2}(k_e x_e^2 + k_s x_s^2) = \frac{1}{2} k_t x_t^2 \quad (39)$$

建築物減衰や滑り摩擦による消費エネルギー ΔW は図 15 を参照して次式で与えられる。

$$\Delta W = \pi \omega_t c x_e^2 + 4\beta k_s x_s^2 \quad (40)$$

ここで、 ω_t は連成円振動数、 c は基礎固定時の建築物減衰係数を示す。(39)および(40)式から

$$h_t = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{\pi \omega_t c x_e^2 + 4\beta k_s x_s^2}{2\pi k_t x_t^2} \quad (41)$$

次の関係を用いて上式を整理する。

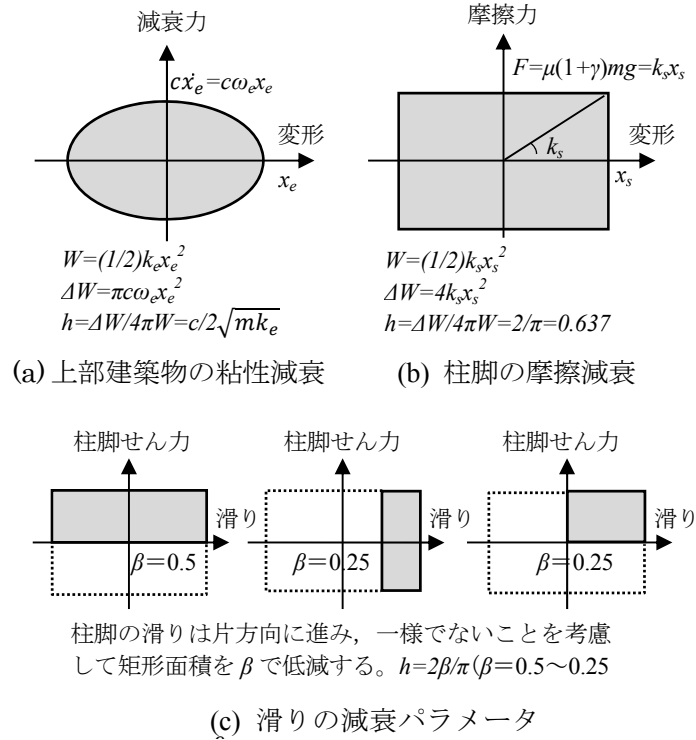


図 15 減衰による消費エネルギー ΔW と等価減衰定数

$$c = 2h\sqrt{mk_e}, \quad \frac{x_e}{x_t} = \frac{Q}{k_e(1+\alpha_0)Q} = \frac{k_t}{(1+\alpha_0)k_e} \quad (42)$$

$$= (1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2 \frac{1}{(1+\alpha_0)m} \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 = \frac{1+\gamma}{1+\alpha_0} \left(\frac{T_e}{T_t}\right)^2$$

$$\frac{x_s}{x_t} = \frac{k_t}{k_s} = (1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2 \frac{1}{(1+\gamma)m} \left(\frac{T_s}{2\pi}\right)^2 = \left(\frac{T_s}{T_t}\right)^2 \quad (43)$$

$$x_e = \frac{Q}{k_e}, \quad x_s = \frac{(1+\alpha_0)Q}{k_s}, \quad x_t = x_e + x_s = Q \left(\frac{1}{k_e} + \frac{1+\alpha_0}{k_s} \right) \quad (44)$$

$$x_e = \frac{k_t x_t}{(1+\alpha_0)k_e} = \frac{(1+\alpha_0)k_e k_s}{(1+\alpha_0)k_e + k_s} x_t = \frac{k_s}{(1+\alpha_0)k_e + k_s} x_t \quad (45)$$

$$x_s = \frac{k_t x_t}{k_s} = \frac{(1+\alpha_0)k_e k_s}{(1+\alpha_0)k_e + k_s} x_t = \frac{(1+\alpha_0)k_e}{(1+\alpha_0)k_e + k_s} x_t \quad (46)$$

(41)式右辺の第1項、第2項はそれぞれ

$$\begin{aligned} \frac{\pi\omega_t c x_e^2}{2\pi k_t x_t^2} &= \frac{\sqrt{\frac{k_t}{(1+\gamma)m}} 2h\sqrt{mk_e} x_e^2}{2k_t x_t^2} = \frac{\sqrt{\frac{k_t}{(1+\gamma)}} h\sqrt{k_e} x_e^2}{k_t x_t^2} = h \sqrt{\frac{k_e}{(1+\gamma)k_t}} \left(\frac{x_e}{x_t}\right)^2 \\ &= h \sqrt{\frac{m \left(\frac{2\pi}{T_e}\right)^2}{(1+\gamma)(1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2 \left(\frac{k_t}{(1+\alpha_0)k_e}\right)^2}} \\ &= \frac{h}{(1+\gamma)} \left(\frac{T_t}{T_e}\right) \left(\frac{(1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2}{(1+\alpha_0)m \left(\frac{2\pi}{T_e}\right)^2} \right)^2 = h \frac{1+\gamma}{(1+\alpha_0)^2} \left(\frac{T_e}{T_t}\right)^3 \end{aligned} \quad (47)$$

$$\frac{4\beta k_s x_s^2}{2\pi k_t x_t^2} = \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{k_s}{k_t}\right) \left(\frac{x_s}{x_t}\right)^2 = \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{(1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_s}\right)^2}{(1+\gamma)m \left(\frac{2\pi}{T_t}\right)^2} \right) \left(\left(\frac{T_s}{T_t}\right)^2 \right)^2 = \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{T_s}{T_t}\right)^2 \quad (48)$$

と書ける。従って全体系の等価減衰定数は次式のように表される。

$$\begin{aligned} h_t &= h \frac{1+\gamma}{(1+\alpha_0)^2} \left(\frac{T_e}{T_t}\right)^3 + \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{T_s}{T_t}\right)^2 = h \frac{1+\gamma}{(1+\alpha_0)^2} \left(\frac{T_e}{r^* T_e}\right)^3 + \frac{2\beta}{\pi} \left(\frac{T_s}{r^* T_e}\right)^2 \\ &= \frac{1+\gamma}{(1+\alpha_0)^2} \frac{h}{r^{*3}} + \frac{2\beta}{r^{*2}\pi} \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2 \end{aligned} \quad (49)$$

滑り量 x_s を想定すれば、以上のように周期 T_t 、減衰 h_t が与えられるので、応答計算により x_t が得られ、(45)式により建築物応答 x_e 、(46)式により滑り量 x_s を確認すればよい。結果の滑り量が想定した滑り量に整合するように繰り返し計算を行う。

なお、滑りの減衰を表すパラメータ β は、実験データによれば、0.25 から 0.4 程度であると考えられる。ここでは滑り量を大きめに計算する安全側の立場をとって $\beta=0.25$ を採用する。

設計資料－3 各層の復元力に関する資料

1. 各層の復元力の評価

(1) 各層の設計用せん断耐力・復元力の評価方法

建築物の各層の設計用せん断耐力および復元力（以下、復元力）の評価法は、以下に分類して加算する方法としている。全面壁、小壁と軸組架構の柱端部や柱－横架材の曲げモーメントのように以下に分類する。

- 1) 全面壁（軸組架構に関連する 3）、4)を除いた壁のみ）の復元力
- 2) 小壁（垂れ壁、腰壁、垂れ壁＋腰壁）は壁のみと柱（1本あるいは2本）を考慮した復元力
- 3) 柱端部の長ほぞ仕口接合部の復元力
- 4) 柱－横架材（貫、差し鴨居、足固めなど）の復元力
- 5) 大径柱の傾斜復元力

各層の各構面に存在する構造要素のせん断耐力や復元力を加算することで求める。詳細設計法では、変位増分法で応答計算を行うので、構造要素の設計用復元力（骨格曲線）が与えられる。標準設計法では、構造要素の設計用復元力（骨格曲線）のうち、変形角 $1/90\text{rad}$ よび $1/20\text{rad}$ での設計用せん断耐力が与えられる。以下では、設計用せん断耐力あるいは設計用復元力（骨格曲線）を復元力と呼ぶ。

各層の各構面の復元力は、以下の加算式によって評価する。

各層の各構面の復元力 = Σ （全面壁の復元力 + 小壁の復元力 + 軸組の復元力）

参考例

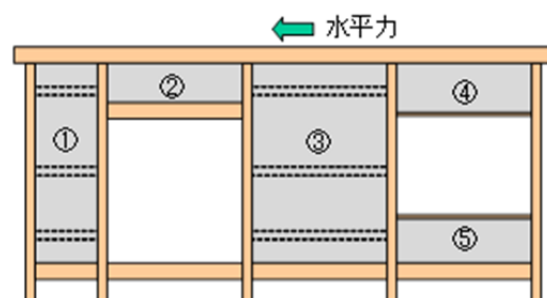


図1 1層での構面の例

図1の例の場合、以下の耐力要素の復元力を加算することになる。

- ・ 1P 全面土壁（図1の①、図1.2(a)）：1箇所
- ・ 2P 垂壁を含む単位フレーム（両柱間開き止め効果あり、図1の②、図2(b)）：1箇所
- ・ 2P 全面土壁（図1の③、図1.2(c)）：1箇所
- ・ 2P 垂壁を含む単位フレーム（両柱間開き止め効果なし、図1の④、図2(d)）：1箇所
- ・ 2P 腰壁を含む単位フレーム（両柱間開き止め効果なし、図1の⑤、図2(e)）：1箇所
- ・ 長ほぞ仕口（図2(f)）：5箇所
- ・ 差し鴨居を含む単位フレーム（図2(g)）：1箇所
- ・ 足固めを含む単位フレーム（図2(h)）：4箇所

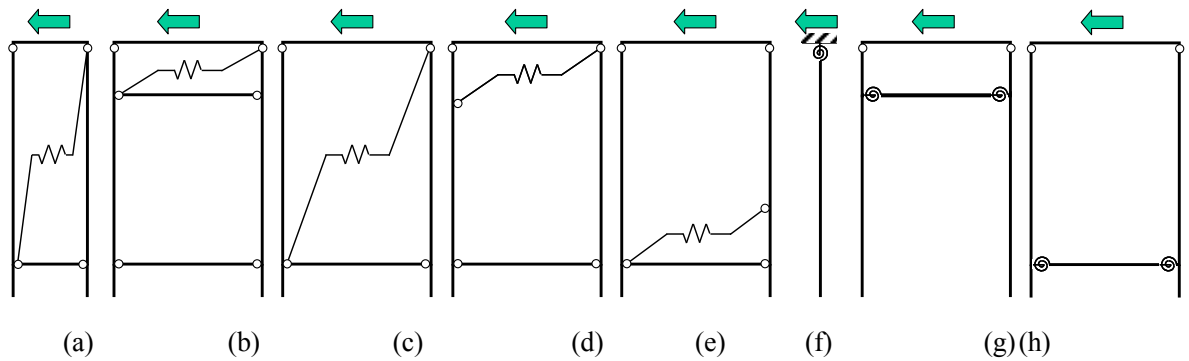


図2 単位フレームの構造モデル

(2) 各構造要素の設計用復元力

1) 全面壁の復元力

土塗りの全面壁（土壁）および板貼りの全面壁（板壁）の設計用復元力について示す。

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階の場合は土台芯一桁芯もしくは足固め芯一桁芯）間距離（図4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、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3と表1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－層間変形角関係が用意されている。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。

- ・各層間変形角時の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 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

表 2 特定変形角時のせん断応力度

変形角	(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
	($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
せん断応力度 (kN/m^2)	1P以上1.5P未満	15	28	48	60	70	68	65	60	52	32
	1.5P以上2P以下	30	54	86	96	98	93	84	72	58	34

壁厚と壁長で補正を行い、せん断耐力とすること。

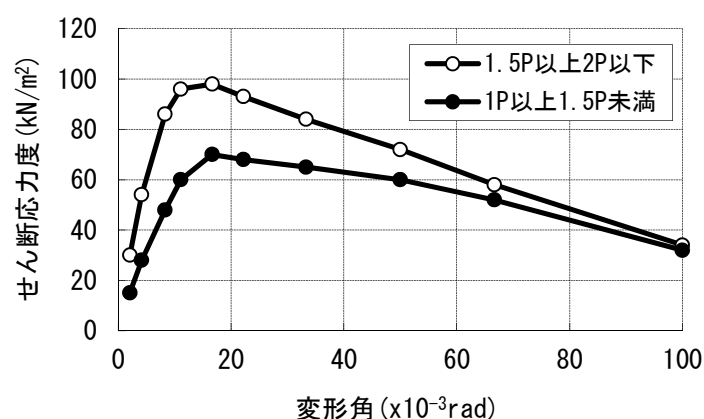


図 3 全面土壁の復元力特性

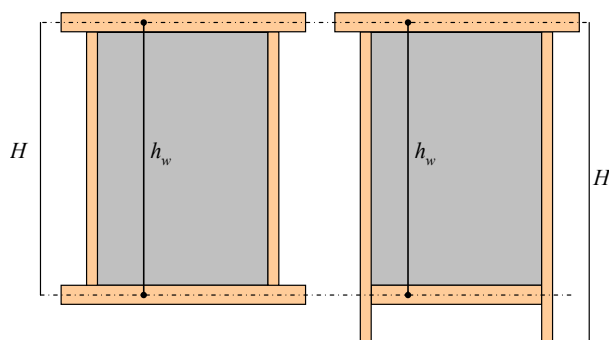


図 4 全面土壁の復元力特性

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、板の貼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 に使用した板壁の設計用復元力を示す。

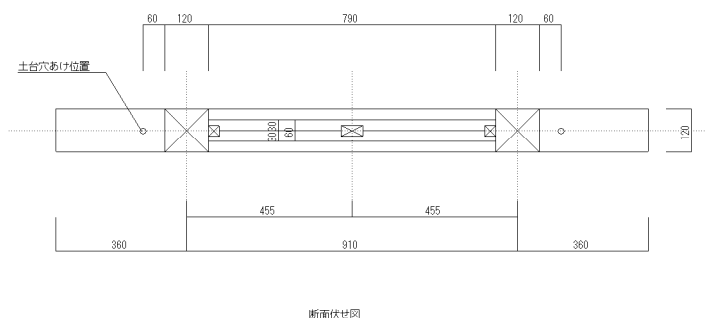


図5 板壁試験体1P

表3 板壁1Pの復元力

変形角	設計用復元力
rad.	kN
0	0.00
1/480	1.53
1/240	2.40
1/120	3.77
1/90	4.59
1/60	5.93
1/45	6.96
1/30	8.97
1/20	11.62
1/15	13.55
1/10	14.06

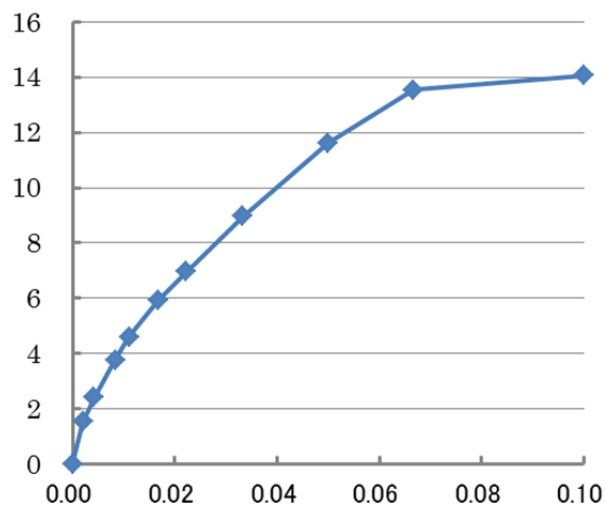


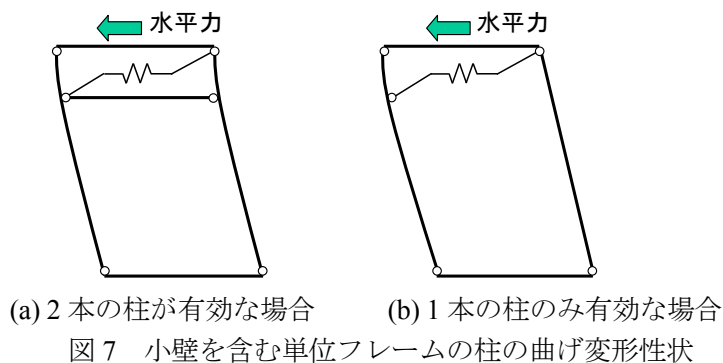
図 6 板壁 1 P の復元力

板壁は、板の貼り方などの多くの仕様があり、現在、実験中あるいは、今後、実験を予定している。

2) 小壁の復元力

小壁は、垂壁や腰壁、また垂壁と腰壁が併用された壁を総称する。小壁の復元力特性は、大きく分けて、小壁と同一の単位フレームに差し鴨居を有する場合（2本の柱が有効な場合、図7(a)）と、それ以外の場合（1本の柱のみ有効な場合、図7(b)）とがある。これは、小壁を含むフレームの復元力特性は、両柱間を繋ぐ部材（（差し）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。差し鴨居など、比較的引張剛性の高い場合には、図 7(a)のように、小壁が負担するせん断力が 2 本の柱に伝達されるが、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 7(b)のように、せん断力を 1 本の柱で負担することになり、小壁で負担するせん断力が同じでも、柱 2 本で負担できる場合より、層間変形が大きくなる。



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。
- ・垂壁の場合も腰壁の場合も、同じ復元力特性を用いる。
- ・同一軸組架構に垂壁と腰壁の両方が存在する場合は、垂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て、それぞれの復元力で「柱が 1 本有効な場合の復元力」を用いて加算する。
- ・小壁（腰壁と垂壁）が連続し、柱の変形が小壁で拘束される場合の復元力は別途、考慮する。

① 小壁付き柱

小壁の復元力は、壁長毎に図 8 および表 4 のように設定されている。建築物の層の復元力に加算するためには、小壁を含む単位フレームの層せん断力－層間変形角関係を以下に示す手順で求める必要がある。

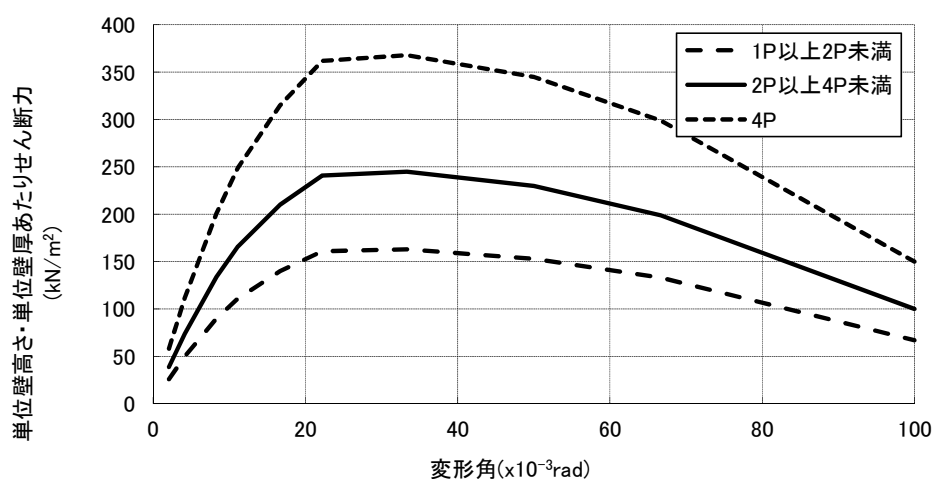


図 8 小壁の復元力特性

表4 特定変形角時のせん断応力度

変形角	(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
	($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
単位壁高さ・ 単位壁厚あたりの せん断力 (kN/m^2)	1P以上 2P未満	26	50	90	111	140	161	163	153	133	67
	2P以上 4P未満	39	74	134	166	210	241	245	230	199	100
	4P	58	112	201	249	315	362	368	345	299	150

まず、小壁の負担せん断力を求める必要があるが、同図および表は、「単位壁高さ・単位壁厚あたりのせん断力」で与えられている。該当する壁長の「単位壁高さ・単位壁厚あたりのせん断力」に小壁高さおよび壁厚を乗じることで、図9の Q_w に相当する小壁の負担せん断力を求めることができる。ここで、小壁の高さ h_2 は、横架材の幅を含まない、小壁部分のみの高さである。階高は h_1+h_2 に相当する。

表5に示すように、小壁の壁長が1P以上2P未満の場合は1Pの復元力特性を用いる。壁長が2P以上で4P未満の場合は2Pの復元力特性を用いる。4Pの場合は4Pの復元力特性を用いる。1P未満の場合は、小壁としての負担せん断力を評価しない。

小壁の中央に束がある場合は、壁長の1/2の復元力を2倍して用いる。図10のような2Pの小壁の場合、(a)の場合は「2P」の復元力、(b)の場合は「1P」の復元力の2倍を用いる。同様に、4Pで束がある場合は、「2P」の復元力を2倍して用いる。

小壁にせん断力 Q_w が作用するとき、小壁を含む単位フレームに作用する層せん断力 Q は、式(1)～(3)より求める(4)により計算することができる。

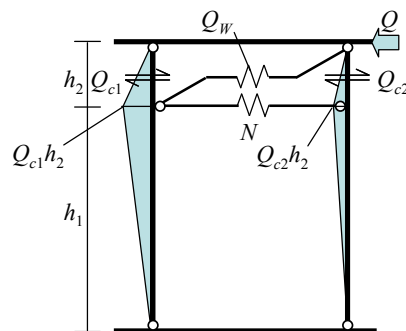
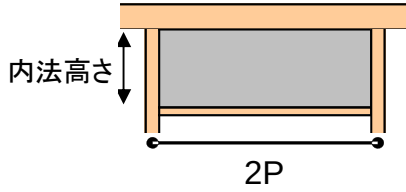


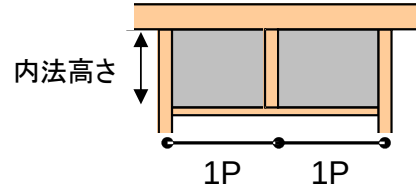
図9 垂壁の解析モデル

表5 使用する復元力特性

壁長	使用する復元力特性	耐力比
1P 未満	評価しない	0
1P 以上 2P 未満	「1P」	1.0
2P 以上 4P 未満	「2P」	1.5
	「2P 束あり」	2.0 (「1P」の2倍)
4P	「4P」	2.25
	「4P 束あり」	3.0 (「2P」の2倍)



(a) 「2P」の復元力特性を使用



(b) 「2P 束あり」の復元力特性を使用

図 10 束の有無の違い

$$Q_{C1} + Q_W + Q_{C2} = Q \quad (1)$$

$$Q_{C1} = -(Q_W - N) \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (2)$$

$$Q_{C2} = -N \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (3)$$

$$\therefore Q_W \frac{h_2}{h_1 + h_2} = Q \quad (4)$$

次に、図 11 を参照し、柱の曲げ変形を考慮した、小壁付き単位フレームの層間変位 δ を、小壁の特定変形角毎に式(5)～式(7)で求める。この式は、差し鴨居等があり、2 本の柱とも有効である場合の式であるが、式(7)の δ_c を 2 倍することで、柱 1 本のみ有効とした場合の結果を得ることができる。

このようにして得られた小壁を含む単位フレームの層せん断力－層間変形角関係は、全面壁などの標準の特定変形角とは異なっているので、標準の特定変形角時の層せん断力を線形補間などの方法で求めておく必要がある。

$$\delta = \delta_w + \delta_c \quad (5)$$

$$\delta_w = \gamma(h_1 + h_2) \quad (6)$$

$$\delta_c = \frac{\frac{Q_W}{2} h_1^2 h_2^2}{3E_c I_c (h_1 + h_2)} \cdot \frac{h_1 + h_2}{h_2} = \frac{\frac{Q_W}{2} h_1^2 h_2}{3E_c I_c}$$

δ_w : 柱を剛体とみなしたときの層間変位(mm)

γ : 小壁のせん断変形角(rad)

δ_c : 柱の曲げ変形による層間変位の増分(mm)

Q_W : 小壁の負担せん断力(kN)

E_c : 柱のヤング係数(kN/mm²)

I_c : 柱の断面二次モーメント(mm⁴)

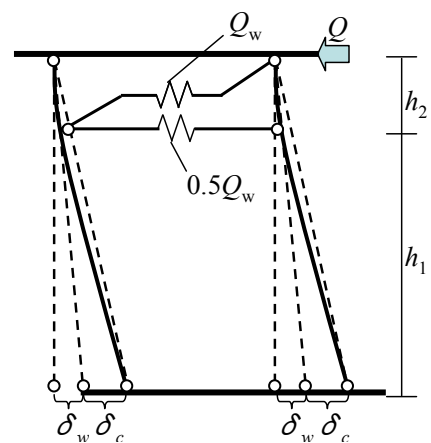


図 11 小壁付きの柱の曲げ変形

小壁を含む単位フレームの復元力特性（せん断力－層間変形角関係）は、壁長、小壁の高さ（横架材の幅を含まない土壁部分の高さ）、壁厚、柱の径などを考慮し、図 12、13 に示されており、該当するものを選び、層の復元力に加算する。なお、同図は、柱のヤング係数が 7kN/mm² で、階高が 2730mm の場合の事例である。275mm と 3185mm の復元力特性は、付表 1－8 を照。

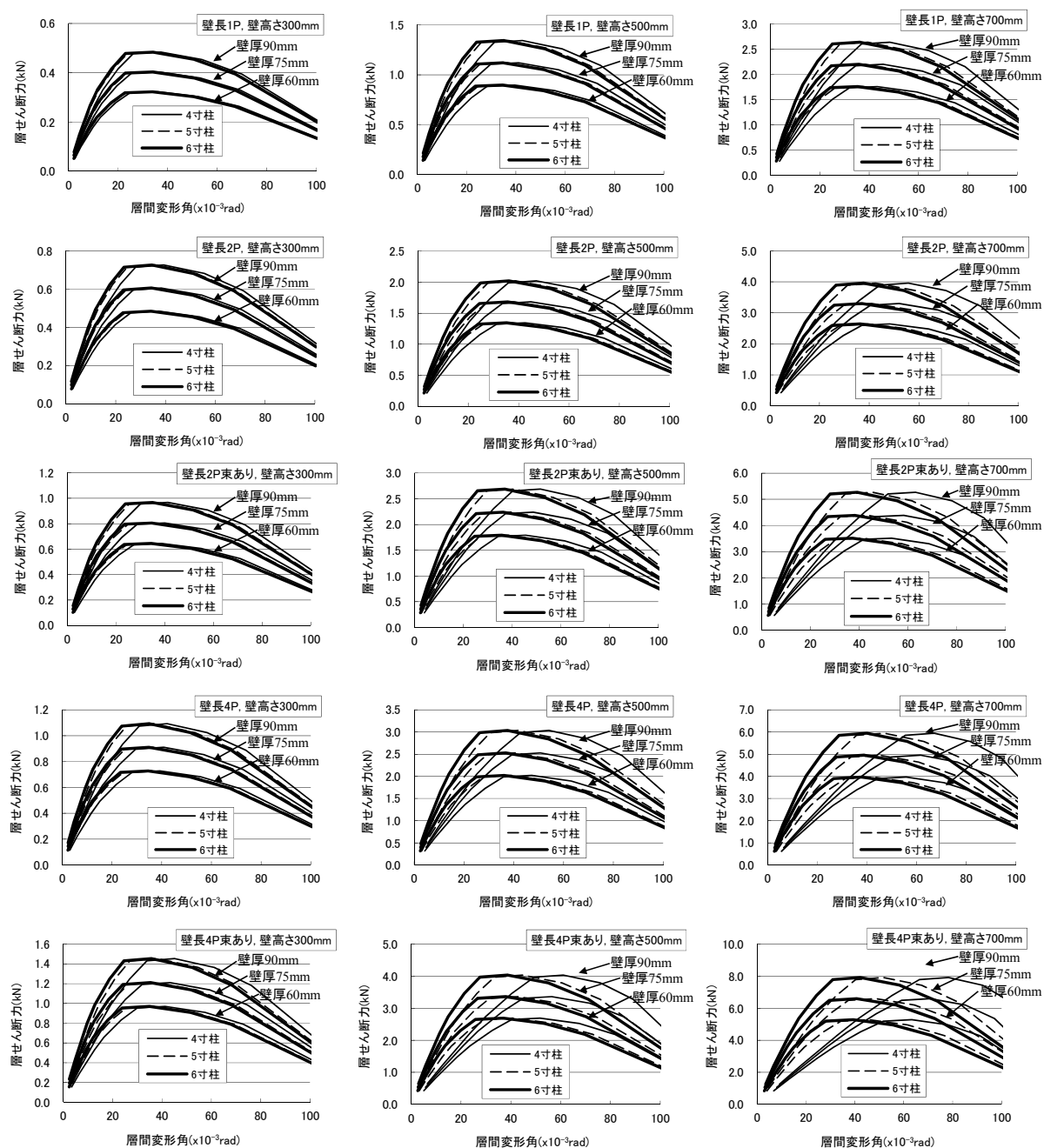


図 12 小壁を含む単位フレームの復元力特性
(2本の柱が有効な場合、階高 $H=2730\text{mm}$)

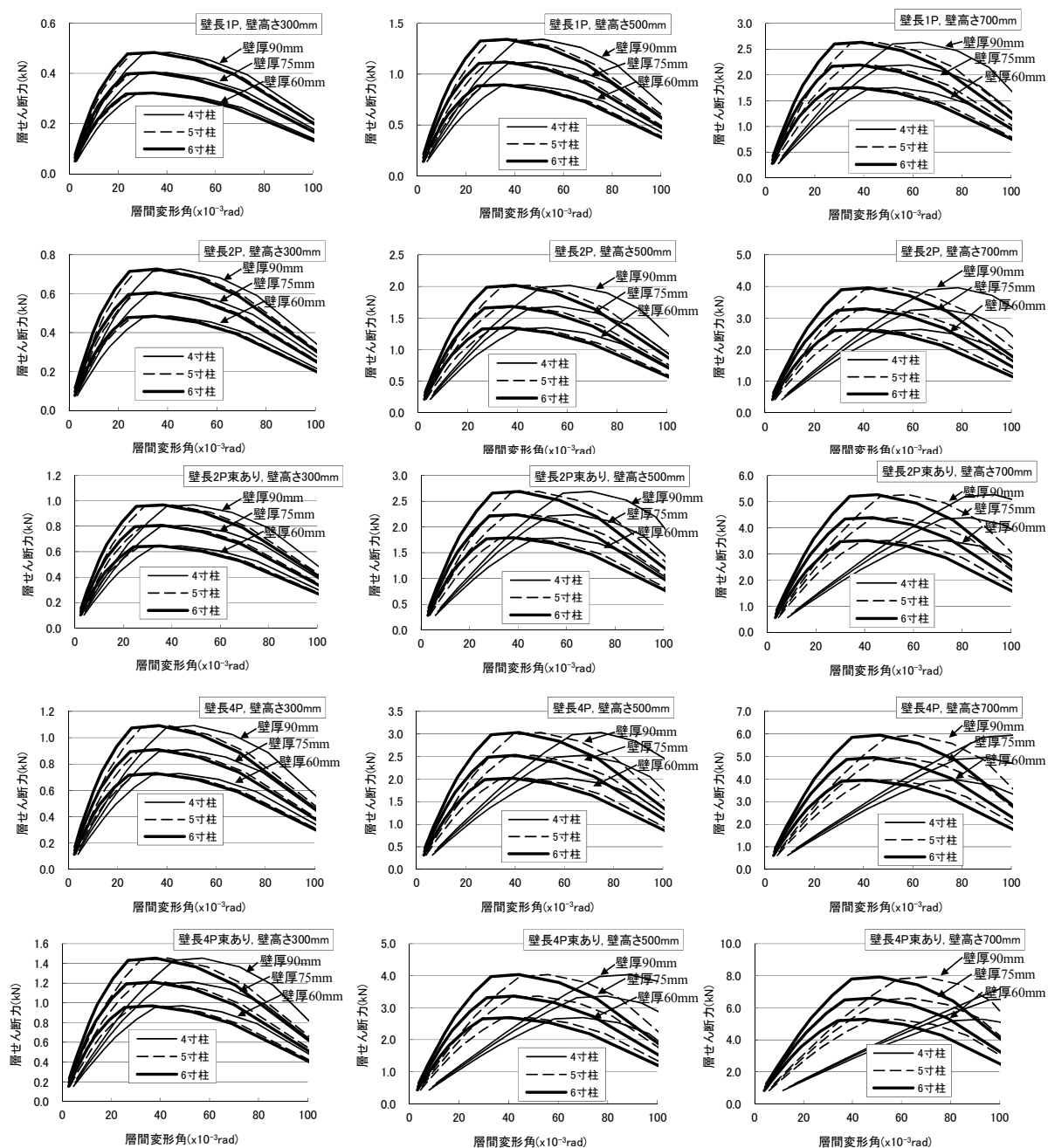


図 13 小壁を含む単位フレームの復元力特性
(1本の柱が有効な場合、階高 $H=2730\text{mm}$)

② 腰壁と垂壁で拘束された柱の復元力

小壁を含む軸組架構の復元力計算を基本として、図 14 に示されるような上下を小壁で拘束された柱の復元力をたわみ角法を用いて定式化を行う。以下では、中柱と上下小壁を対象として復元力を計算する。その変形を用いて両側の柱の耐力を加算すれば全体の復元力を近似的に作成することができる。ここでは、扱いを簡便にするため小壁内の柱は剛であると仮定する。

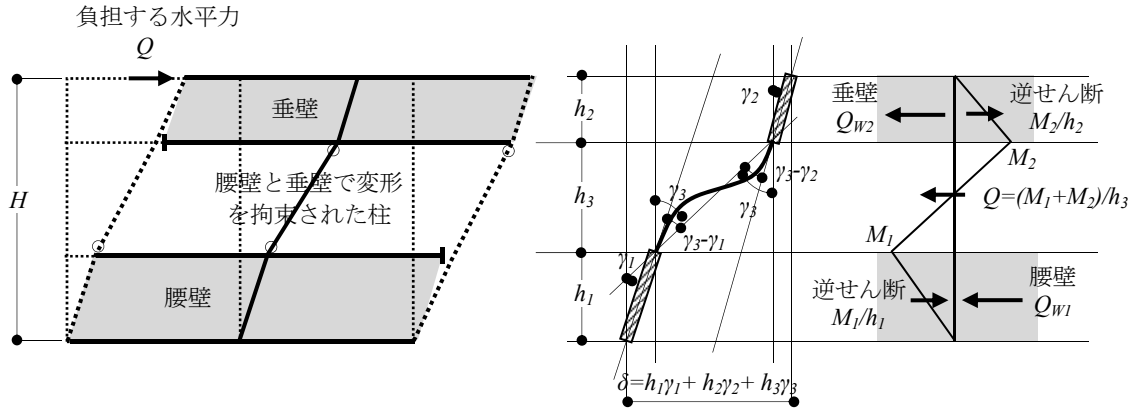


図 14 上下が小壁で拘束された柱

計算手順を以下に示す。腰壁のせん断力 Q_{w1} と変形 γ_1 および垂壁のせん断力 Q_{w2} と変形 γ_2 は小壁用に設定された復元力を用いることができる。

- ① 垂壁の変形 γ_2 を小壁用に設定された復元力から与え、垂壁の Q_{w2} を計算する。
- ② 式 8 を満足するように腰壁の変形 γ_1 およびせん断力 Q_{w1} を決定する。
- ③ 式 9 から腰壁と垂壁で拘束された柱のせん断力 Q を計算する。
- ④ 式 10 から腰壁と垂壁で拘束された柱の変形 γ_3 を計算する。
- ⑤ 式 11 から全体の変形角 γ を計算する。

$$\left(1 + \frac{h_3}{2h_2}\right)Q_{w1} - \left(1 + \frac{h_3}{2h_1}\right)Q_{w2} = \frac{h_2}{2}(2h_1 + h_3)Q_{w2} + \frac{EIH}{h_3}\gamma_2 \quad (8)$$

$$Q = \frac{Q_{w1}h_1 + Q_{w2}h_2}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{Q_{w1}h_1 + Q_{w2}h_2}{H} \quad (9)$$

$$\gamma_3 = \frac{Qh_3^2}{12EI} + \frac{1}{2}(\gamma_1 + \gamma_2) \quad (10)$$

以上より、全体の変形角は

$$\gamma = \frac{\delta}{H} = \frac{h_1\gamma_1 + h_2\gamma_2 + h_3\gamma_3}{H} \quad (11)$$

もちろん、柱が上下で折損しないためには柱径を D 、曲げ強度を F_b とした検討を行う。

$$M_c = Z_e F_b = 0.75 \frac{1}{4} D^3 F_b \quad (12)$$

$$M_1 = 2EK(3\gamma_3 - 2\gamma_1 - \gamma_2) \leq M_c \quad (13)$$

$$M_2 = 2EK(3\gamma_3 - 2\gamma_2 - \gamma_1) \leq M_c \quad (14)$$

計算例として図 15 に示す左側の垂壁付き柱(柱カウントは 1 本)に右図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 16 にまとめる。最大耐力は式 9 のように、腰壁と垂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。腰壁の高さを小さくすると垂壁付き柱の計算結果に一致する。

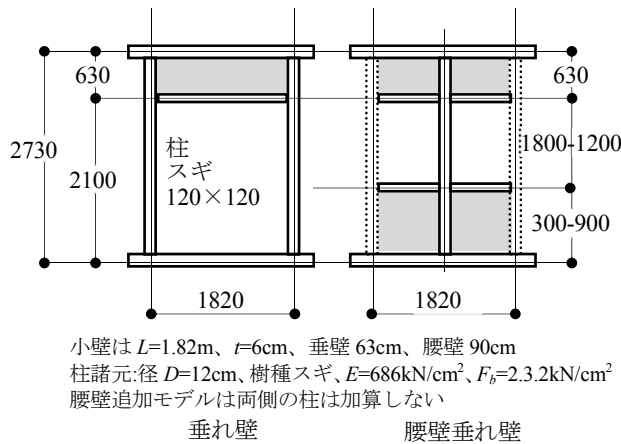


図 15 腰壁垂れ壁モデル

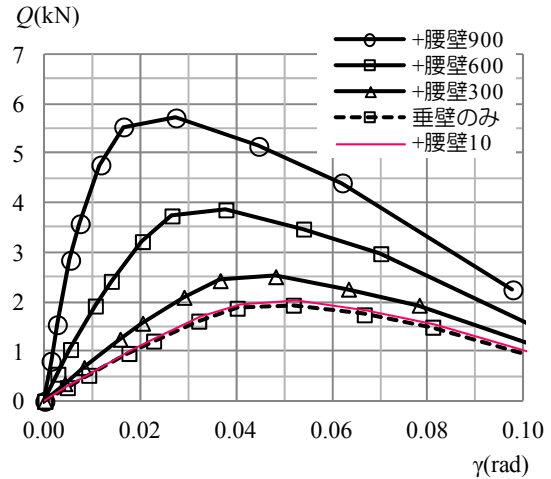


図 16 腰壁垂れ壁モデル計算結果

3) 長ほぞ仕口 (柱端部の長ほぞ)

長ほぞ仕口 1 ヶ所あたりのほぞの強軸方向 (図 17) の曲げモーメントー回転角関係を図 18 および表 6 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く、また、強軸方向より小さい回転角でほぞに曲げ破壊が生じる可能性があるため、評価の対象としない。

図 19 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。

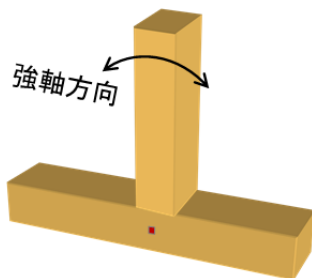


図 17 ほぞの強軸方向曲げ

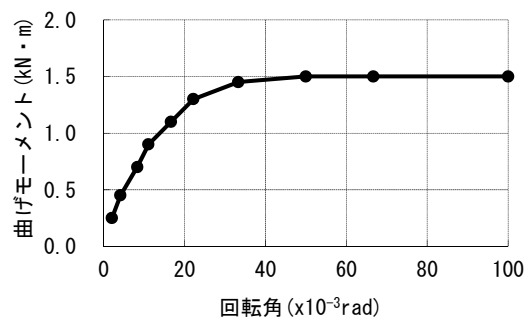
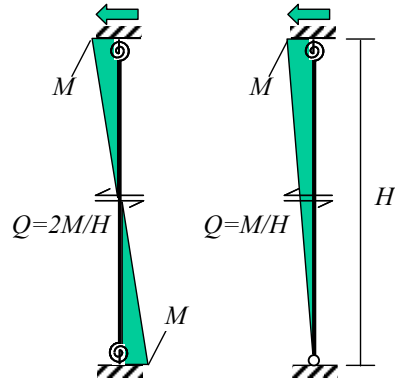


図 18 長ほぞ仕口の曲げモーメントー回転角関係

表 6 特定回転角時の曲げモーメント

回転角	(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
	(x10⁻³rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメント	(kN·m)	0.25	0.45	0.70	0.90	1.10	1.30	1.45	1.50	1.50	1.50



(a) 土台仕様の場合 (b) 石場建ての場合

図 19 長ほぞ仕口の曲げモーメントとせん断力

4) 柱－横架材（貫、差し鴨居、足固めなど）

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 20 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。復元力は、図 20 の関係から、曲げモーメントを階高で補正する。

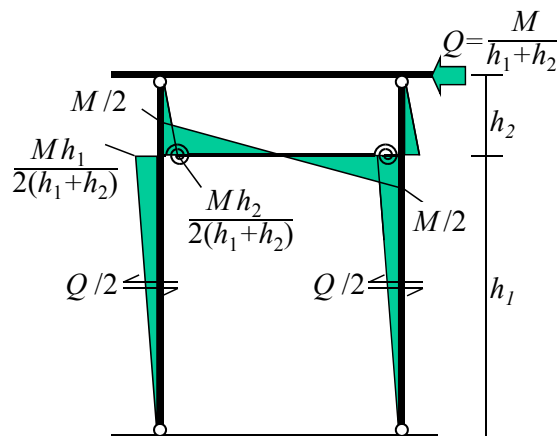


図 20 差し鴨居、足固め、貫等の仕口の曲げモーメント分布とせん断力

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）と設計用復元力特性を示す。

① 通し貫

通し貫を含む単位フレームの曲げモーメント分布は図 20 のようになるが、貫や柱の曲げ変形を無視すると、単位フレームの層せん断力－層間変形角関係は、図 21 および表 7 のようになる。なお、この結果には柱径がパラメータとなっているが、柱の曲げ変形を考慮しているのではなく、柱内で貫にめり込みが生じる部分の距離を計算するために用いられている。また、貫側面への柱や楔のめり込みは、柱 1 本につき、貫の 2 箇所が生じることになるが、ここでは、同じ通し貫が連続する場合に重複して加算しないよう、片側（フレームの内側）のめり込みによる曲げモーメントのみ考慮している。

適用範囲

- ・貫のせい：105mm～120mm
- ・貫の厚さ：15mm～30mm

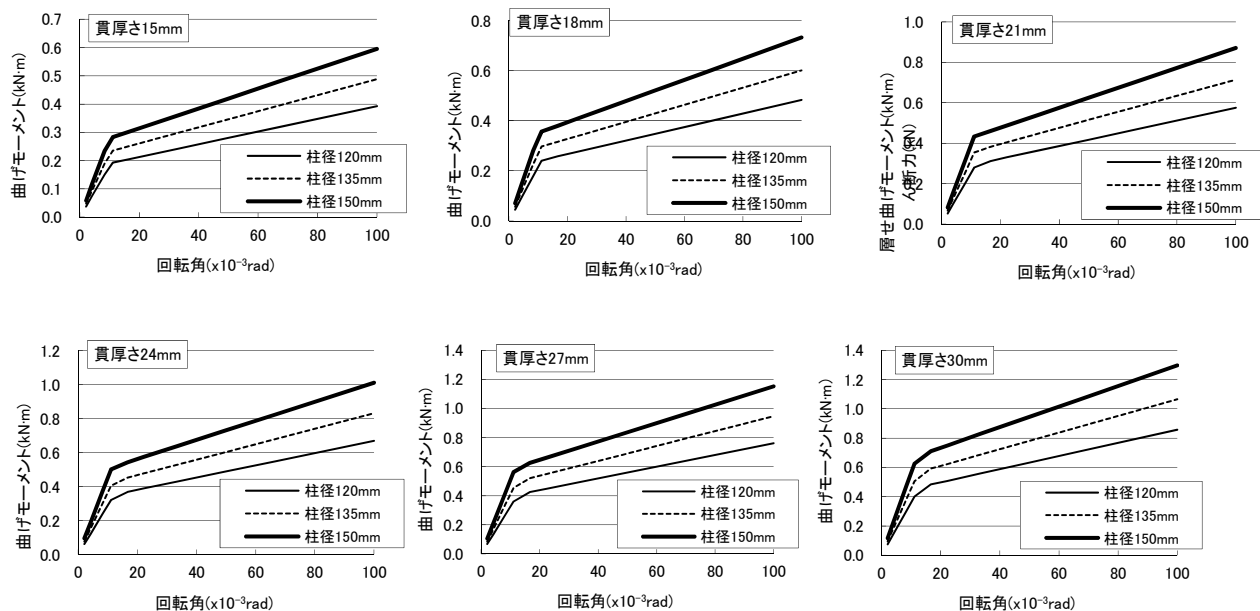


図 21 通し貫を有する単位フレームの復元力特性

表 7 特定回転角時の曲げモーメント

貫厚さW(mm)	15	15	15	18	18	18	21	21	21	24	24	24	27	27	27	30	30	30
柱径L(mm)	120	135	150	120	135	150	120	135	150	120	135	150	120	135	150	120	135	150
(x10 ⁻³ rad)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)
2.1	0.04	0.05	0.06	0.05	0.06	0.07	0.05	0.07	0.08	0.06	0.08	0.09	0.07	0.09	0.11	0.08	0.09	0.12
4.2	0.08	0.09	0.12	0.09	0.11	0.14	0.11	0.13	0.16	0.12	0.15	0.19	0.14	0.17	0.21	0.15	0.19	0.23
8.3	0.15	0.19	0.23	0.18	0.23	0.28	0.21	0.27	0.33	0.24	0.30	0.38	0.27	0.34	0.42	0.30	0.38	0.47
11.1	0.19	0.24	0.28	0.24	0.30	0.36	0.28	0.35	0.43	0.32	0.40	0.50	0.36	0.45	0.56	0.40	0.51	0.63
16.7	0.20	0.25	0.30	0.26	0.32	0.38	0.31	0.38	0.46	0.37	0.45	0.54	0.43	0.52	0.63	0.48	0.59	0.71
22.2	0.22	0.27	0.32	0.27	0.33	0.40	0.33	0.40	0.49	0.39	0.48	0.57	0.45	0.55	0.66	0.51	0.62	0.75
33.3	0.24	0.30	0.36	0.30	0.37	0.45	0.36	0.45	0.54	0.43	0.53	0.64	0.49	0.61	0.73	0.56	0.69	0.83
50.0	0.28	0.35	0.42	0.35	0.43	0.52	0.42	0.52	0.62	0.49	0.60	0.73	0.56	0.69	0.84	0.63	0.78	0.95
66.7	0.32	0.39	0.48	0.39	0.49	0.59	0.47	0.58	0.71	0.55	0.68	0.82	0.63	0.78	0.94	0.71	0.88	1.06
100.0	0.39	0.49	0.60	0.48	0.60	0.73	0.57	0.71	0.87	0.67	0.83	1.01	0.76	0.95	1.15	0.86	1.07	1.30

② 雇いほぞ込み栓打ち（雇いほぞ胴栓止め）

適用範囲を表 8 に、復元力特性を図 22 に、特定回転角時の曲げモーメントを表 9 に示す。

表 8 雇いほぞ胴栓とめの適用範囲

梁幅	120mm 以上
梁せい(h)	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栓までの距離	60mm 以上
込栓から梁端部までの距離	60mm 以上

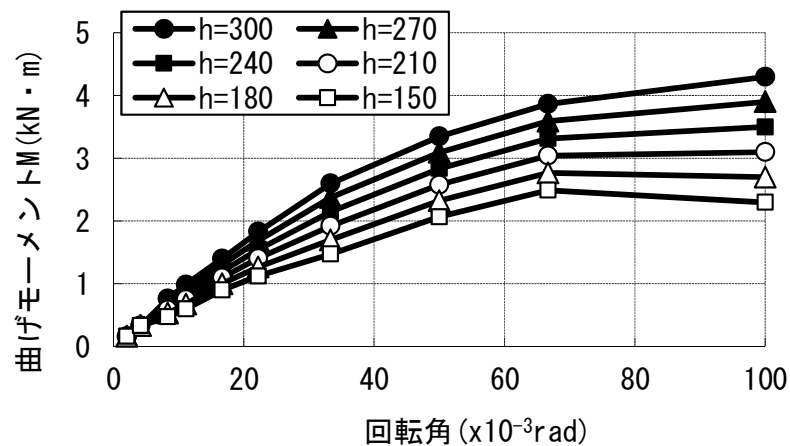


図 22 雇いほぞ込み栓打ち仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h :梁せい)

表 9 特定回転角時の曲げモーメント

回転角		(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメント M	梁せい150mm	(kN·m)	0.17	0.33	0.47	0.60	0.90	1.12	1.47	2.07	2.49	2.30
	梁せい180mm	(kN·m)	0.17	0.33	0.53	0.68	1.00	1.27	1.70	2.33	2.77	2.70
	梁せい210mm	(kN·m)	0.17	0.33	0.59	0.76	1.10	1.41	1.92	2.58	3.04	3.10
	梁せい240mm	(kN·m)	0.17	0.33	0.65	0.83	1.20	1.55	2.15	2.84	3.32	3.50
	梁せい270mm	(kN·m)	0.17	0.33	0.71	0.91	1.30	1.69	2.37	3.09	3.59	3.90
	梁せい300mm	(kN·m)	0.17	0.33	0.77	0.99	1.40	1.83	2.60	3.35	3.87	4.30

雇いほぞせい、雇いほぞ幅、雇いほぞ端部から込栓までの距離および込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 10 に、曲げモーメントー回転角関係を図 23 に、特定回転角時の曲げモーメントを表 11 に示す。

表 10 雇いほぞ車知打ちの適用範囲

梁幅 (W)	120mm 以上
梁せい (h)	150mm～300mm 以上
車知の厚さ (e)	6mm～7.5mm 程度
車知の幅 (s)	30mm 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 (D)	30mm 程度
目違いほぞ・襟輪の深さ	15mm 以上

車知栓の欠落を防ぐために、車知栓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。

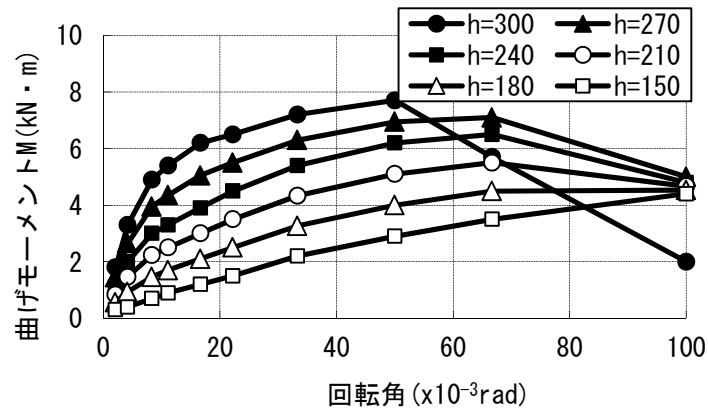


図 23 雇いほぞ車知打ち仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h : 梁せい)

表 11 特定回転角時の曲げモーメント

回転角		(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメント M	梁せい150mm	(kN·m)	0.30	0.40	0.70	0.90	1.20	1.50	2.20	2.90	3.50	4.40
	梁せい180mm	(kN·m)	0.57	0.93	1.47	1.70	2.10	2.50	3.27	4.00	4.50	4.53
	梁せい210mm	(kN·m)	0.83	1.47	2.23	2.50	3.00	3.50	4.33	5.10	5.50	4.67
	梁せい240mm	(kN·m)	1.10	2.00	3.00	3.30	3.90	4.50	5.40	6.20	6.50	4.80
	梁せい270mm	(kN·m)	1.45	2.65	3.95	4.35	5.05	5.50	6.30	6.95	7.10	5.00
	梁せい300mm	(kN·m)	1.80	3.30	4.90	5.40	6.20	6.50	7.20	7.70	5.70	2.00

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。

注. 梁せいが大きい場合については、再実験あるいは解析的に評価して、再度、図を作成し直す。

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 : 15mm 程度 (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 24 に、特定回転角時の曲げモーメントを表 12 に示す。

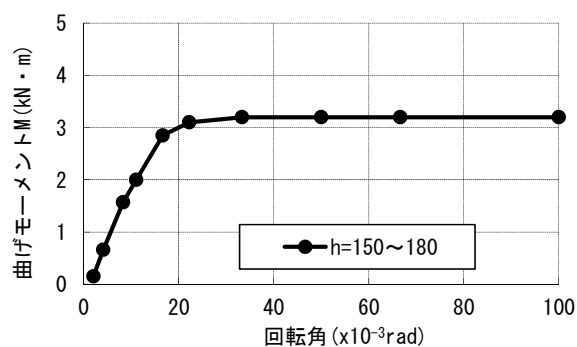


図 24 小根ほぞ鼻栓打ち仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h :梁せい)

回転角		(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		(x10 ⁻³ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメントM	梁せい150mm	(kN・m)	0.15	0.66	1.57	2.00	2.85	3.10	3.20	3.20	3.20	3.20
	梁せい180mm											
	梁せい210mm											
	梁せい240mm											
	梁せい270mm											
	梁せい300mm											

表 12 特定回転角時の曲げモーメント (詳細設計法用)

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 : 15mm 程度 (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 25 に、特定回転角時の曲げモーメントを表 13 に示す。

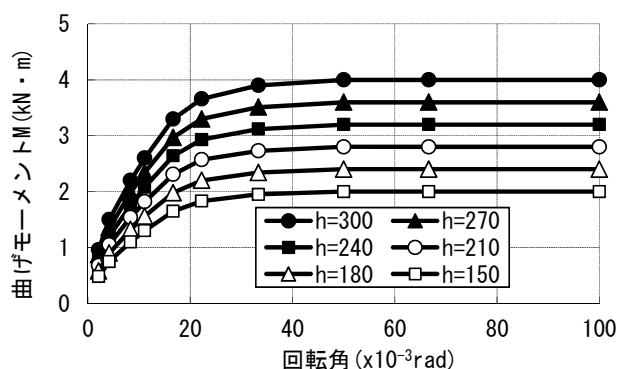


図 25 小根ほぞ込み栓打ち仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h :梁せい)

表 13 特定回転角時の曲げモーメント

回転角		(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメントM	梁せい150mm	(kN・m)	0.48	0.75	1.10	1.30	1.65	1.83	1.95	2.00	2.00	2.00
	梁せい180mm	(kN・m)	0.58	0.90	1.32	1.56	1.98	2.20	2.34	2.40	2.40	2.40
	梁せい210mm	(kN・m)	0.68	1.05	1.54	1.82	2.31	2.57	2.73	2.80	2.80	2.80
	梁せい240mm	(kN・m)	0.77	1.20	1.76	2.08	2.64	2.93	3.12	3.20	3.20	3.20
	梁せい270mm	(kN・m)	0.87	1.35	1.98	2.34	2.97	3.30	3.51	3.60	3.60	3.60
	梁せい300mm	(kN・m)	0.96	1.50	2.20	2.60	3.30	3.66	3.90	4.00	4.00	4.00

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 26 に、特定回転角時の曲げモーメントを表 14 に示す。

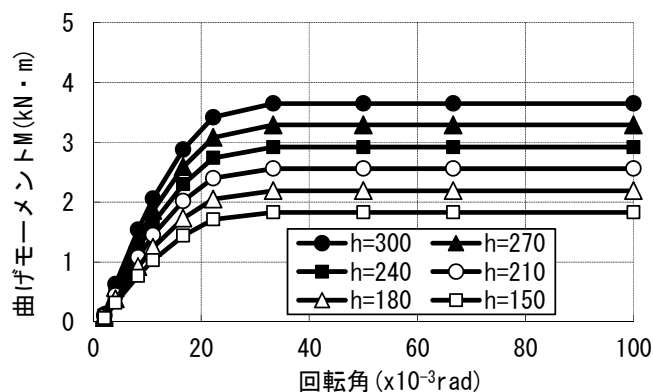


図 26 小根ほぞ割り楔締め仕口の曲げモーメントー回転角関係 (h:梁せい)

表 14 特定回転角時の曲げモーメント（詳細設計法用）

回転角		(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		($\times 10^{-3}$ rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
曲げモーメントM	梁せい150mm	(kN・m)	0.06	0.32	0.77	1.03	1.44	1.71	1.83	1.83	1.83	1.83
	梁せい180mm	(kN・m)	0.07	0.38	0.92	1.24	1.73	2.05	2.19	2.19	2.19	2.19
	梁せい210mm	(kN・m)	0.09	0.44	1.08	1.45	2.02	2.40	2.56	2.56	2.56	2.56
	梁せい240mm	(kN・m)	0.10	0.50	1.23	1.65	2.30	2.74	2.92	2.92	2.92	2.92
	梁せい270mm	(kN・m)	0.11	0.57	1.39	1.86	2.59	3.08	3.29	3.29	3.29	3.29
	梁せい300mm	(kN・m)	0.12	0.63	1.54	2.06	2.88	3.42	3.65	3.65	3.65	3.65

他の柱ー横架材の仕口仕様についても、要素実験により設計用復元力特性を検討し、追加する。

5) 大径柱の傾斜復元力

社寺建築物などの柱径が柱長さに比べて大きい場合には、図 27 に示すように水平力を受けて傾斜した柱は柱幅より小さい水平変位では上部からの鉛直荷重により元に戻ろうとする復元力が働くことが実験で確認されている¹⁻³⁾。この復元力を柱傾斜復元力と呼ぶ。

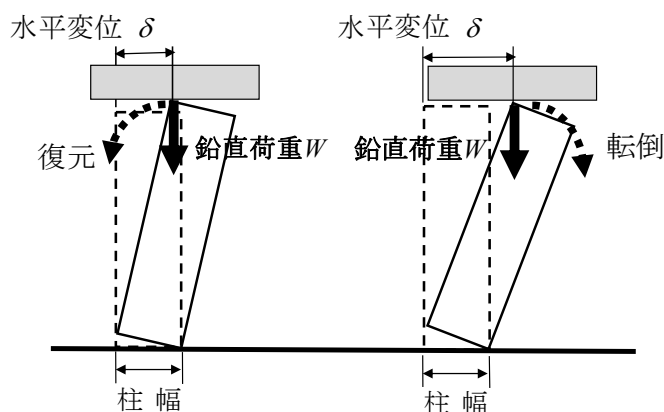


図 27 柱傾斜復元力のメカニズム

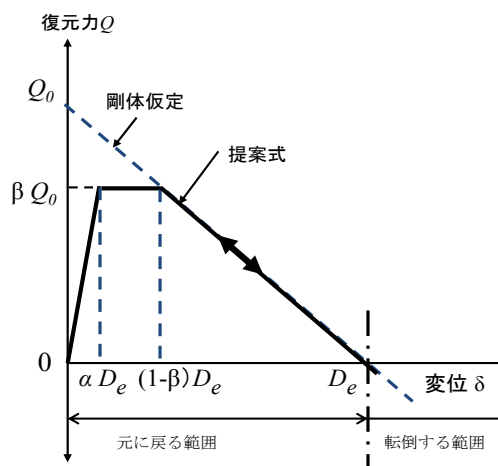


図 28 柱傾斜復元力

柱傾斜復元力 Q は、次式のような近似式で与えられる。

$$0 \leq \delta / D_e < \alpha : \quad Q = \frac{\beta W}{\alpha H} \delta$$

$$\alpha \leq \delta / D_e < 1 - \beta : \quad Q = \frac{\beta W D_e}{H}$$

$$1 - \beta \leq \delta / D_e : \quad Q = \frac{W D_e}{H} \left(1 - \frac{\delta}{D_e} \right)$$

ここで、 D_e ：柱幅（柱の有効径）、 H ：柱長さ、 W ：鉛直荷重、 α ：弾性限界変位の柱幅に対する比（0.1～0.2）、 β ：柱を剛体と仮定した場合、復元力は図 28 の点線のようにになるが、実際には柱上下端でめり込みが生じて最大耐力が低下するので、剛体仮定の復元力 $Q_0 (= \frac{D_e W}{H})$ に対する最大復元力の低減率を 0.5～0.8、平均的には 0.75 を設定する。

なお、柱傾斜復元力是非弾性で履歴ループを描かないので、履歴によるエネルギー消費はないことに留意すること。また、水平変位が柱幅（柱の有効径）を超えると柱を転倒させることになるので注意すること。

文献 3)にも提案されているので、文化庁式を用いることができる。

参考文献

- 1) 坂静雄：社寺骨組の力学的研究(第1部 柱の安定復元力)、建築学会大会論文集、pp.252-258、昭和 16 年 4 月。
- 2) 鈴木祥之、前野将輝、西塔純人、北原昭男、後藤正美、須田達、大下達哉：伝統木造軸組の実大振動実験・静的水平力載荷実験、日本建築学会構造系論文集、No.574、pp135-142、2003.12
- 3) 重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要領、文化庁文化財部建造物課、平成 13 年 4 月 10 日文化財保護部建造物課長裁定、平成 24 年 6 月 12 日改正

2. 付表 1~8 小壁を含む軸組架構のせん断耐力一覧

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 $H=2275\text{mm}$)

[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 $H \neq 2275\text{mm}$)

性1本(4F(米85%)), H=22/20mm/

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 $h \leq 3185\text{mm}$)

[illegible]

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 $h \leq 3185\text{mm}$)

[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))

付表6 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 $H=3185\text{mm}$)

[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 $h=3185\text{mm}$)

[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 $H=3185\text{mm}$)

[illegible]

(1本の柱が有効な場合、4P、階高 $H=3185\text{mm}$)

[illegible]

設計資料－４ 偏心率と水平構面による補正

剛床モデルの偏心補正

詳細設計では、まず、剛床と見なして、次のように偏心補正を行なう。

図１のように x 方向偏心 e_x を有する建築物に y 方向に静的に P_y の力が作用している場合を考える。

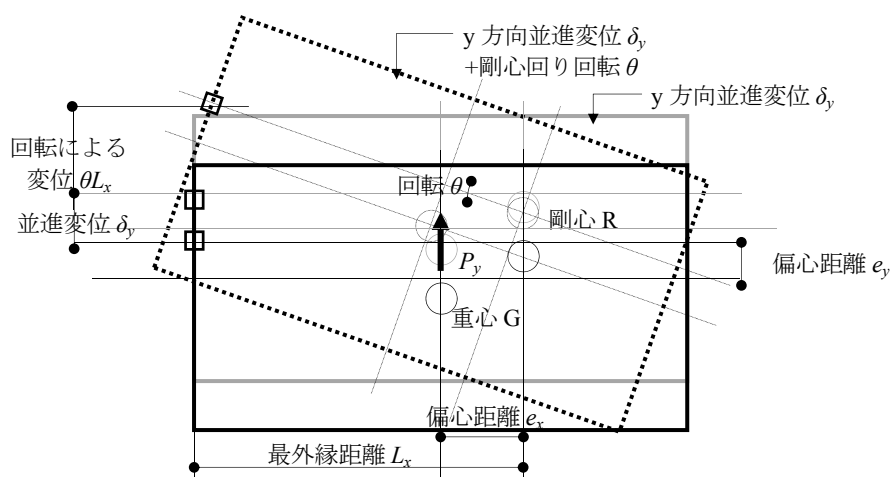


図１ 偏心を有する建築物の変形

y 方向の剛性を K_y とすれば、偏心のない建築物の変位 δ_y は

$$\delta_y = \frac{P_y}{K_y} \quad (1)$$

偏心により建築物に働く回転モーメントは $M_\theta = P_y e_x$ であるので、剛心まわりのねじり剛性を K_θ とすれば、回転角 θ は

$$\theta = \frac{M_\theta}{K_\theta} = \frac{P_y e_x}{K_\theta} \quad (2)$$

従って、回転により変位が増幅される側の外縁までの剛心からの距離を L_x とすれば、最大変位 δ_1 は

$$\delta_1 = \delta_y + L_x \theta = \delta_y + \frac{L_x P_y e_x}{K_\theta} = \delta_y + \frac{P_y}{K_y} \frac{K_y}{K_\theta} L_x e_x = \delta_y \left(1 + \frac{K_y}{K_\theta} L_x e_x \right) \quad (3)$$

一方 y 方向の偏心率 R_{ey} は、弾力半径 r_{ey} を用いて

$$R_{ey} = \frac{e_x}{r_{ey}}, \quad r_{ey} = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \quad (4)$$

以上より(3)式は

$$\delta_1 = \delta_y \left(1 + \frac{K_y}{K_\theta} L_x e_x \right) = \delta_y \left(1 + \frac{K_y}{K_\theta} L_x e_x \right) = \delta_y \left(1 + \frac{L_x}{e_x} R_{ey}^2 \right) = \delta_y \left(1 + \frac{L_x}{r_{ey}} R_{ey} \right) \quad (5)$$

すなわち変位増大率は「 $1 + \text{最外縁距離} \div \text{偏心距離} \times \text{偏心率}^2$ 」あるいは「 $1 + \text{最外縁距離} \div \text{弾力半径} \times \text{偏心率}$ 」で与えられる。ここで K_y や K_θ を計算する場合の剛性は、変形と整合した剛性とする。

例えば両方向とも単位面積あたり一様な剛性 k を有する $a \times a$ の平面を考えれば、

$$K_\theta = \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} x^2 k a dx + \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} y^2 k a dy = 2ka \left[\frac{x^3}{3} \right]_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} = 2ka \frac{a^3}{12} = \frac{ka^4}{6}, \quad K_y = ka^2 \quad (6)$$

$$\therefore r_{ey} = \sqrt{\frac{ka^4}{6ka^2}} = \frac{a}{\sqrt{6}} = 0.408a \quad (7)$$

すなわち、弾力半径は辺長の 0.4 倍となる。

偏心率を最大 $R_{ey}=0.3$ とすれば対応する偏心距離は $e_x=R_{ey}r_{ey}=0.3 \times 0.408a=0.122a$ 、最外縁までの距離は $0.5a+0.122a=0.622a$ となる。従って静的加力による変位増大率は $1+0.622a/0.408a \times 0.3=1+1.53 \times 0.3=1.46$ と計算されるので、1.5 倍程度の増幅となる。いろいろな L_x/r_e と偏心率 R_e について最外縁の変形増大率を計算すると図 2 のようになる。

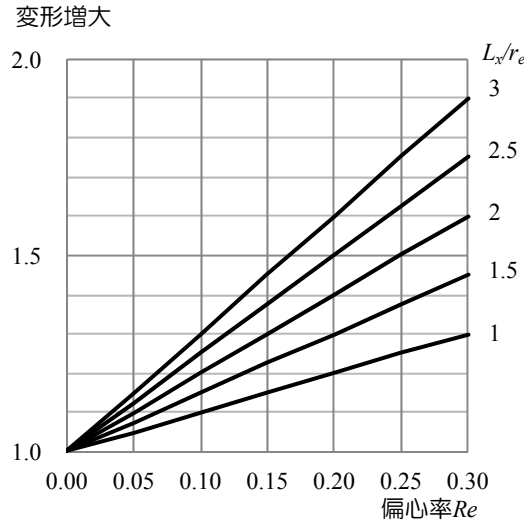


図 2 偏心補正による変形増大率

このように剛心から最外縁までの距離 L_x と弾力半径 r_e の比が重要なパラメータとなるが、この値を一般的に設定することは難しいので、詳細設計法では個々のケースに応じて計算する。

床剛性を考慮した変形の割増

次に、床面の変形を考慮した補正(割増し)は次のような検討に基づいている。

図 3 のような 3 構面モデルを考える。構面の剛性を k_i 、床面の剛性を s_{ij} として、各構面に地震力 Q_i が作用する時の各構面の変形 x_i を求める。

つなぎバネの効果は剛体変形を除いた変形を用いるため、剛体回転角を θ とすれば、つなぎバネに有効な変形は次式となる。

$$x'_1 = x_1 - (l_1 + l_R)\theta$$

$$x'_2 = x_2 - l_R\theta$$

$$x'_3 = x_3 + (l_2 - l_R)\theta$$

各構面の力の釣合いは

$$Q_1 = k_1x_1 + s_{12}(x'_1 - x'_2)$$

$$Q_2 = k_2x_2 + s_{12}(x'_2 - x'_1) + s_{23}(x'_2 - x'_3)$$

$$Q_3 = k_3x_3 + s_{23}(x'_3 - x'_2)$$

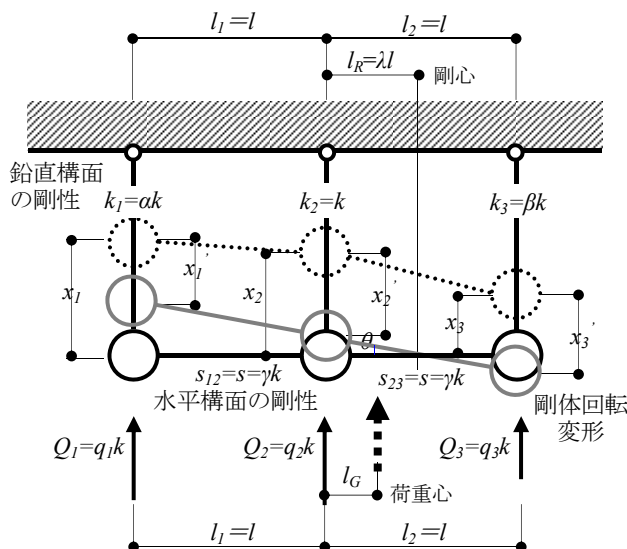
簡単のために以下では

$$l_1 = l_2 = l$$

$$k_1 = \alpha k, \quad k_2 = k, \quad k_3 = \beta k$$

$$s_{12} = s_{23} = s$$

とする。すなわち、 α 、 β によって剛性偏心を、 Q_1 、 Q_2 、 Q_3 を直接に与えることによって荷重偏心

$$\begin{aligned} l + l_R &= \frac{lk + 2l\beta k}{\alpha k + k + \beta k} = \frac{lk + 2\beta lk}{(\alpha + \beta + 1)k} = \frac{2\beta + 1}{\alpha + \beta + 1} l \\ \therefore l_R &= \frac{2\beta + 1}{\alpha + \beta + 1} l - l = \frac{\beta - \alpha}{\alpha + \beta + 1} l = \lambda l \end{aligned}$$
$$\lambda = \frac{\beta - \alpha}{\alpha + \beta + 1}$$
$$\begin{aligned}x'_1 - x'_2 &= x_1 - (l + l_R)\theta - x_2 + l_R\theta = x_1 - x_2 - l\theta \\x'_2 - x'_3 &= x_2 - l_R\theta - x_3 - (l - l_R)\theta = x_2 - x_3 - l\theta\end{aligned}$$
$$Q_1 = \alpha k x_1 + s(x_1 - x_2 - l\theta) = (\alpha k + s)x_1 - s x_2 - s l \theta \quad (8)$$

$$K_\theta = (1 + \lambda)^2 l^2 \alpha k + \lambda^2 l^2 k + (1 - \lambda)^2 l^2 \beta k = \frac{4\alpha\beta + \alpha + \beta}{\alpha + \beta + 1} l^2 k \quad (11)$$
$$M_\theta = (1 + \lambda)lQ_1 + \lambda lQ_2 - (1 - \lambda)lQ_3 = l(Q_1 - Q_3) + \lambda l(Q_1 + Q_2 + Q_3) \quad (12)$$
$$\theta = \frac{M_\theta}{K_\theta} = \frac{l(Q_1 - Q_3) + \lambda l(Q_1 + Q_2 + Q_3)}{\frac{4\alpha\beta + \alpha + \beta}{\alpha + \beta + 1} l^2 k} = \frac{(\alpha + \beta + 1)\{(Q_1 - Q_3) + \lambda(Q_1 + Q_2 + Q_3)\}}{(4\alpha\beta + \alpha + \beta)lk} \quad (13)$$

135

$$q_1 = \frac{Q_1}{k}, \quad q_2 = \frac{Q_2}{k}, \quad q_3 = \frac{Q_3}{k}, \quad \gamma = \frac{s}{k}$$

と書けば、(8)、(9)、(10) 式の釣合い式は

$$(\alpha + \gamma)x_1 - \gamma x_2 = q_1 + \gamma l\theta \quad (14)$$

$$-\gamma x_1 + (1 + 2\gamma)x_2 - \gamma x_3 = q_2 \quad (15)$$

$$-\gamma x_2 + (\beta + \gamma)x_3 = q_3 - \gamma l\theta \quad (16)$$

と書きなおせる。ここで回転変形は(6)式から、

$$l\theta = \frac{\alpha + \beta + 1}{4\alpha\beta + \alpha + \beta} \{(q_1 - q_3) + \lambda(q_1 + q_2 + q_3)\} \quad (17)$$

(14)、(15)、(16)式の釣合い式を x_1 、 x_2 、 x_3 について解く。(14)式と(16)式から

$$x_1 = \frac{1}{\alpha + \gamma}(\gamma x_2 + q_1 + \gamma l\theta), \quad x_3 = \frac{1}{\beta + \gamma}(\gamma x_2 + q_3 - \gamma l\theta) \quad (18)$$

これらを(15)式に代入して、 x_2 を求めると、

$$x_2 = \frac{\gamma(\beta + \gamma)q_1 + (\alpha + \gamma)(\beta + \gamma)q_2 + \gamma(\alpha + \gamma)q_3 + (\beta - \alpha)\gamma^2 l\theta}{(\alpha + \beta + 1)\gamma^2 + (\alpha + \beta + 2\alpha\beta)\gamma + \alpha\beta} \quad (19)$$

偏心率は以下のようになる。重心は左端から $l + l_G$ とすれば、

$$\begin{aligned} l + l_G &= \frac{lQ_2 + 2lQ_3}{Q_1 + Q_2 + Q_3} = l + \frac{-lQ_1 + lQ_3}{Q_1 + Q_2 + Q_3} \\ \therefore l_G &= \frac{Q_3 - Q_1}{Q_1 + Q_2 + Q_3} l = \frac{q_3 - q_1}{q_1 + q_2 + q_3} l \end{aligned} \quad (20)$$

偏心距離は、

$$e = l_R - l_G = \frac{\beta - \alpha}{\alpha + \beta + 1} l - \frac{q_3 - q_1}{q_1 + q_2 + q_3} l \quad (21)$$

回転半径は、

$$r_e = \sqrt{\frac{K_\theta}{K}} = \sqrt{\frac{\frac{4\alpha\beta + \alpha + \beta}{\alpha + \beta + 1} l^2 k}{(\alpha + \beta + 1)k}} = \frac{\sqrt{4\alpha\beta + \alpha + \beta}}{\alpha + \beta + 1} l \quad (22)$$

偏心率は、

$$R_e = \frac{e}{r_e} = \left(\frac{\beta - \alpha}{\alpha + \beta + 1} - \frac{q_3 - q_1}{q_1 + q_2 + q_3} \right) \frac{\alpha + \beta + 1}{\sqrt{4\alpha\beta + \alpha + \beta}} \quad (23)$$

以上の定式化を用いて、いくつかの計算を行った結果を以下に示す。

剛性偏心のある場合の計算例を表 1 に示し、この中で No.10、16、20 についての計算結果を図 4(a)(b)(c)にまとめる。

表 1 CASE1:剛性偏心のある場合

No.	荷重偏心			剛性偏心		偏心率 R_e	最大変形増大率		
	q_1	q_2	q_3	α	β		$\gamma=0.1$	$\gamma=0.5$	$\gamma=1.0$
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.1	0.039	0.988	0.994	0.996
2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.2	0.076	0.979	0.989	0.993
3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.3	0.110	0.970	0.985	0.991
4	1.0	1.0	1.0	1.0	1.4	0.141	0.963	0.981	0.989
5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.5	0.171	0.957	0.978	0.987
6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.6	0.200	0.952	0.976	0.985
7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.7	0.227	0.947	0.973	0.984
8	1.0	1.0	1.0	1.0	1.8	0.253	0.943	0.971	0.983
9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.9	0.278	0.939	0.970	0.982
10	1.0	1.0	1.0	1.0	2.0	0.302	0.936	0.968	0.981
11	1.0	1.0	1.0	0.9	1.0	0.043	1.014	1.007	1.004
12	1.0	1.0	1.0	0.8	1.0	0.089	1.031	1.016	1.010
13	1.0	1.0	1.0	0.7	1.0	0.141	1.053	1.026	1.015
14	1.0	1.0	1.0	0.6	1.0	0.200	1.081	1.038	1.022
15	1.0	1.0	1.0	0.5	1.0	0.267	1.118	1.053	1.030
16	1.0	1.0	1.0	0.4	1.0	0.346	1.171	1.071	1.040
17	1.0	1.0	1.0	0.9	1.1	0.082	1.003	1.001	1.001
18	1.0	1.0	1.0	0.8	1.2	0.166	1.010	1.005	1.003
19	1.0	1.0	1.0	0.7	1.3	0.253	1.024	1.012	1.007
20	1.0	1.0	1.0	0.6	1.4	0.346	1.046	1.021	1.012

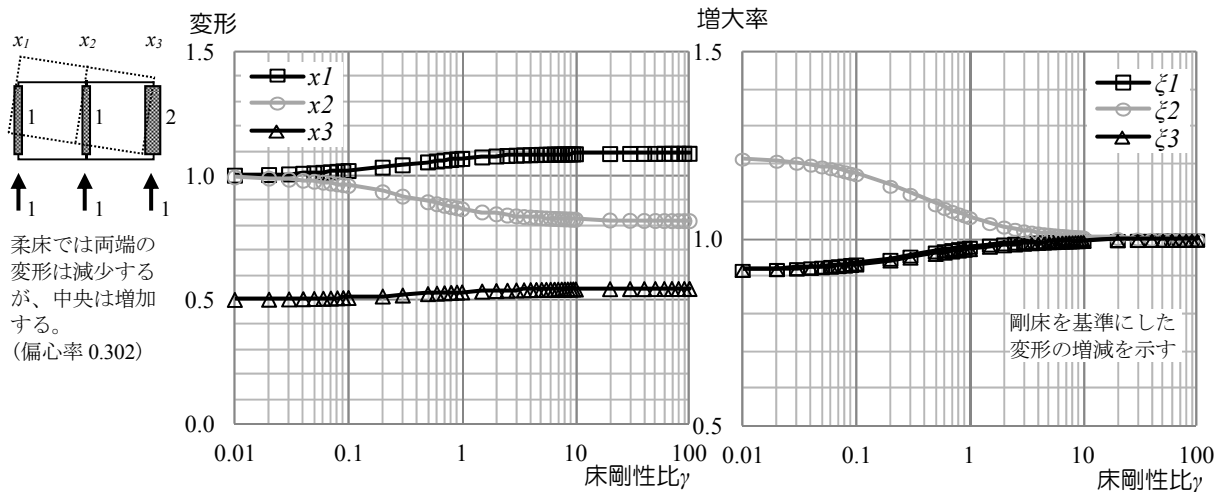


図 4(a) CASE1 の No.10

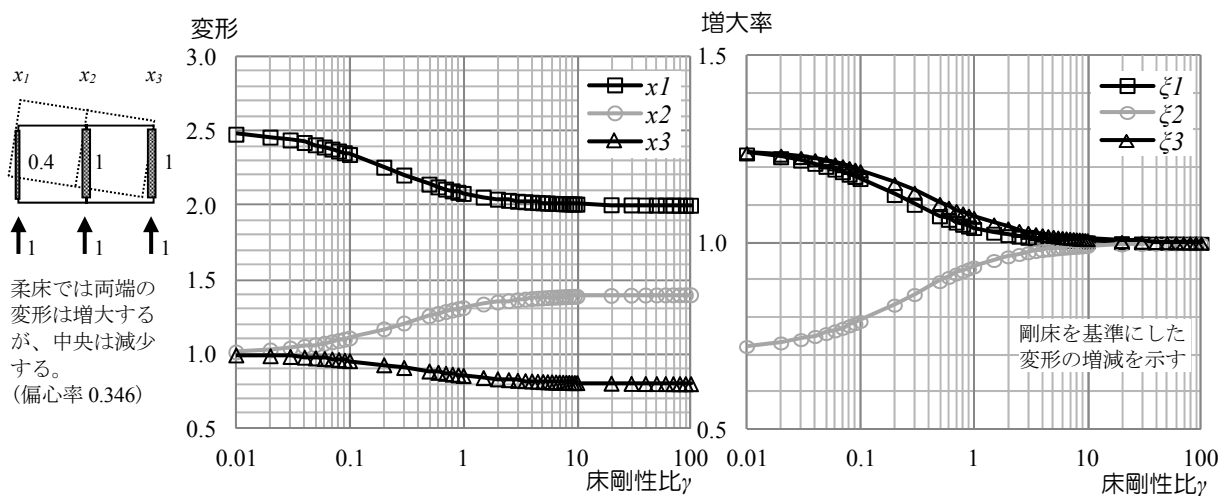


図 4(b) CASE1 の No.16

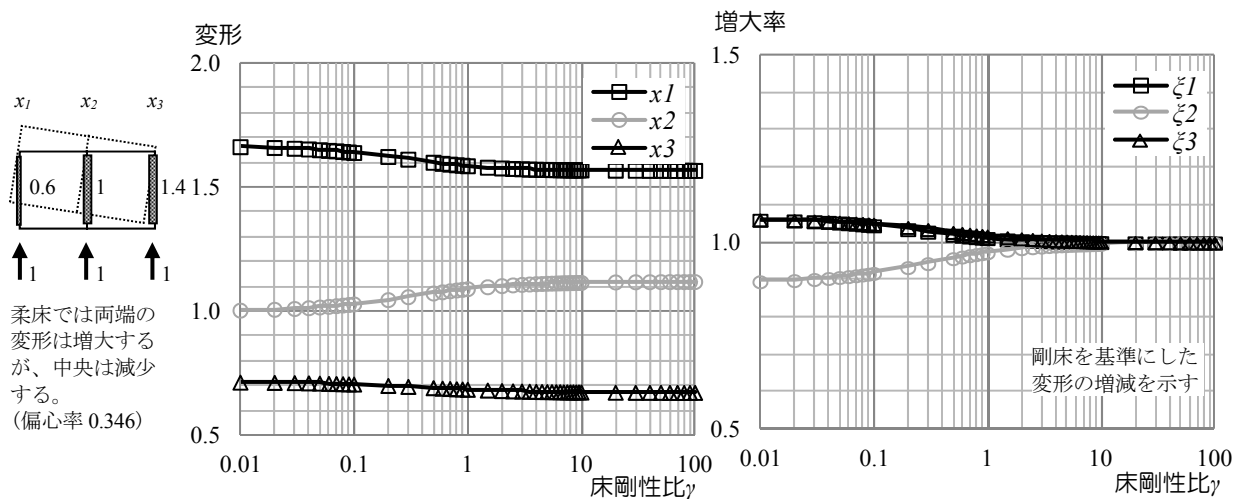
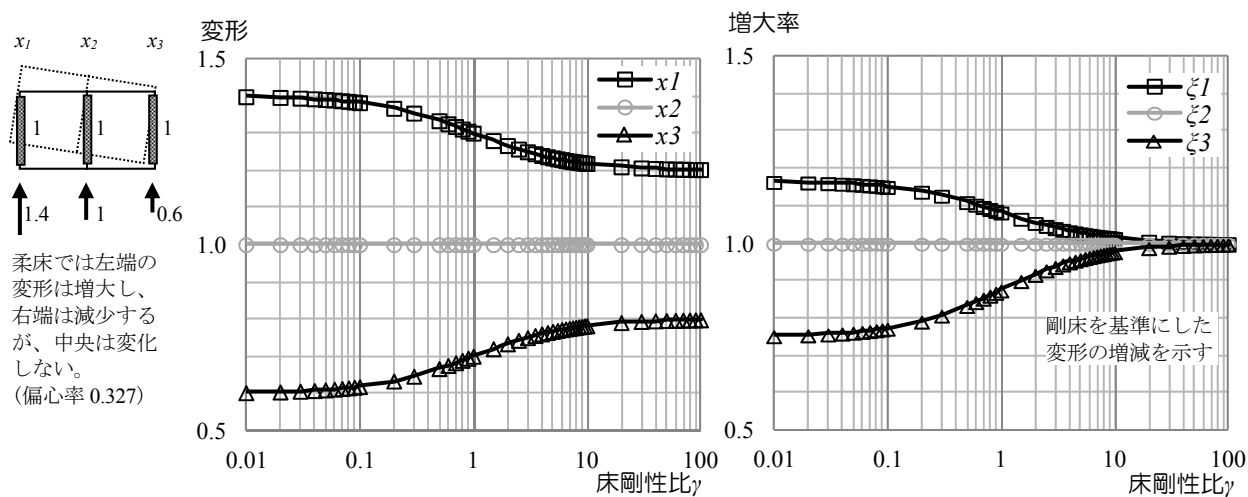
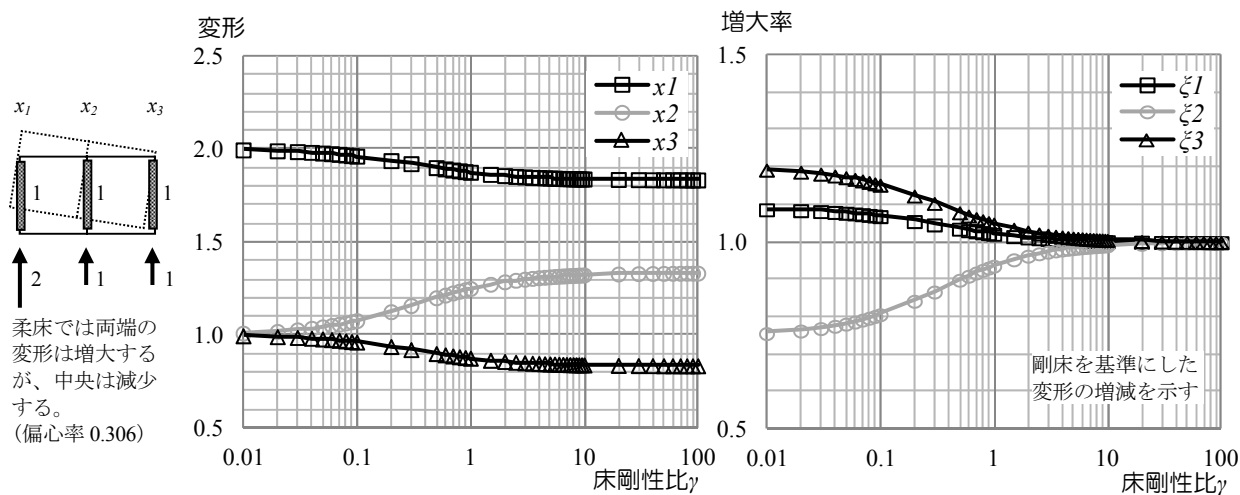
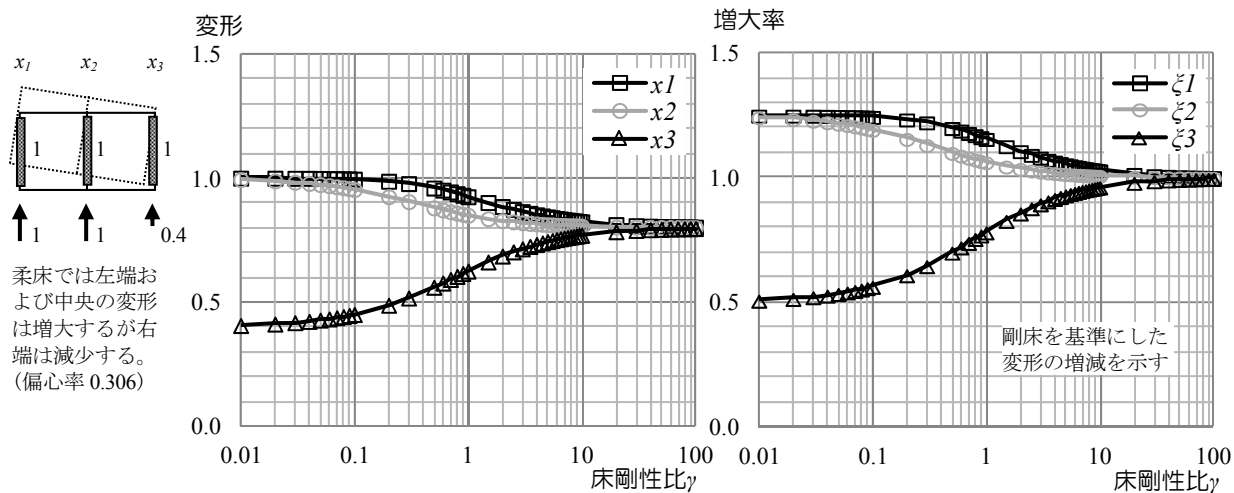


図 4(c) CASE1 の No.20

荷重偏心のある場合の計算例を表 2 に示し、この中で No.6、16、20 についての計算結果を図 5(a)(b)(c)にまとめる。

表 2 CASE2:荷重偏心のある場合

No.	荷重偏心			剛性偏心		偏心率 R_e	最大変形増大率		
	q_1	q_2	q_3	α	β		$\gamma=0.1$	$\gamma=0.5$	$\gamma=1.0$
1	1.0	1.0	0.9	1.0	1.0	0.042	1.034	1.028	1.022
2	1.0	1.0	0.8	1.0	1.0	0.087	1.070	1.057	1.045
3	1.0	1.0	0.7	1.0	1.0	0.136	1.109	1.089	1.069
4	1.0	1.0	0.6	1.0	1.0	0.188	1.151	1.123	1.096
5	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	0.245	1.196	1.160	1.125
6	1.0	1.0	0.4	1.0	1.0	0.306	1.245	1.200	1.156
7	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	0.040	1.012	1.006	1.004
8	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.077	1.022	1.011	1.007
9	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	0.111	1.031	1.016	1.010
10	1.4	1.0	1.0	1.0	1.0	0.144	1.038	1.020	1.012
11	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	0.175	1.045	1.024	1.015
12	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0	0.204	1.051	1.027	1.017
13	1.7	1.0	1.0	1.0	1.0	0.232	1.057	1.029	1.018
14	1.8	1.0	1.0	1.0	1.0	0.258	1.062	1.032	1.020
15	1.9	1.0	1.0	1.0	1.0	0.283	1.066	1.034	1.021
16	2.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.306	1.070	1.036	1.023
17	1.1	1.0	0.9	1.0	1.0	0.082	1.043	1.032	1.024
18	1.2	1.0	0.8	1.0	1.0	0.163	1.083	1.061	1.045
19	1.3	1.0	0.7	1.0	1.0	0.245	1.119	1.087	1.065
20	1.4	1.0	0.6	1.0	1.0	0.327	1.151	1.111	1.083



荷重および剛性偏心のある場合の計算例を表3に示し、この中でNo.12、17についての計算結果を図6(a)(b)にまとめる。

表3 CASE3:荷重および剛性偏心のある場合

No.	荷重偏心			剛性偏心		偏心率 R_e	最大変形増大率		
	q_1	q_2	q_3	α	β		$\gamma=0.1$	$\gamma=0.5$	$\gamma=1.0$
1	2.0	1.0	1.0	2.0	1.0	0.000	1.000	1.000	1.000
2	2.0	1.0	1.0	1.9	1.0	0.023	1.004	1.002	1.001
3	2.0	1.0	1.0	1.8	1.0	0.047	1.008	1.005	1.003
4	2.0	1.0	1.0	1.7	1.0	0.073	1.013	1.007	1.005
5	2.0	1.0	1.0	1.6	1.0	0.100	1.018	1.010	1.007
6	2.0	1.0	1.0	1.5	1.0	0.129	1.024	1.013	1.009
7	2.0	1.0	1.0	1.4	1.0	0.159	1.031	1.017	1.011
8	2.0	1.0	1.0	1.3	1.0	0.192	1.038	1.021	1.013
9	2.0	1.0	1.0	1.2	1.0	0.227	1.047	1.025	1.016
10	2.0	1.0	1.0	1.1	1.0	0.265	1.058	1.030	1.019
11	2.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.306	1.070	1.036	1.023
12	2.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.267	1.077	1.040	1.025
13	2.0	1.0	1.0	1.0	0.8	0.224	1.086	1.045	1.029
14	2.0	1.0	1.0	1.0	0.7	0.177	1.096	1.051	1.033
15	2.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.125	1.110	1.059	1.038
16	2.0	1.0	1.0	1.0	0.5	0.067	1.129	1.070	1.045
17	2.0	1.0	1.0	1.0	0.4	0.000	1.342	1.143	1.080

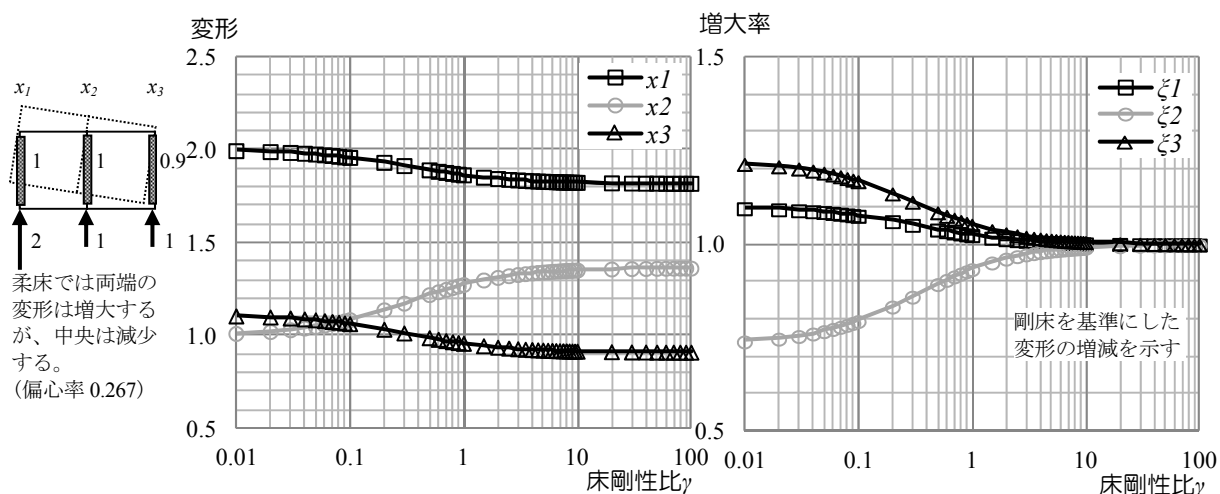


図6(a) CASE3 のNo.12

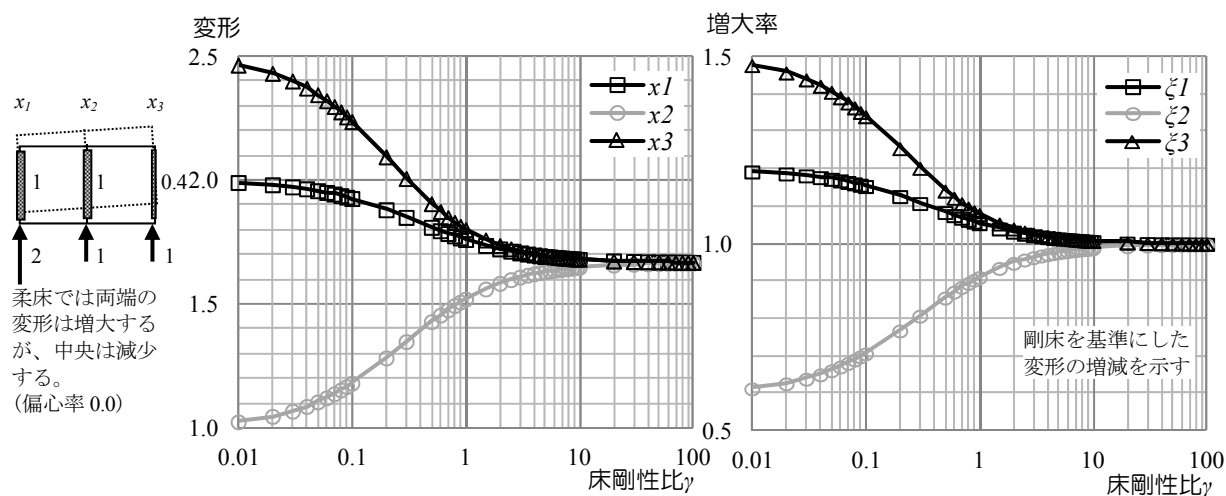


図6(b) CASE3 のNo.17

以上の結果から偏心率と最大変形増大率との関係は図7のようにまとめられる。床剛性比は $\gamma=0.1$ 、 0.5 および 1.0 としている。

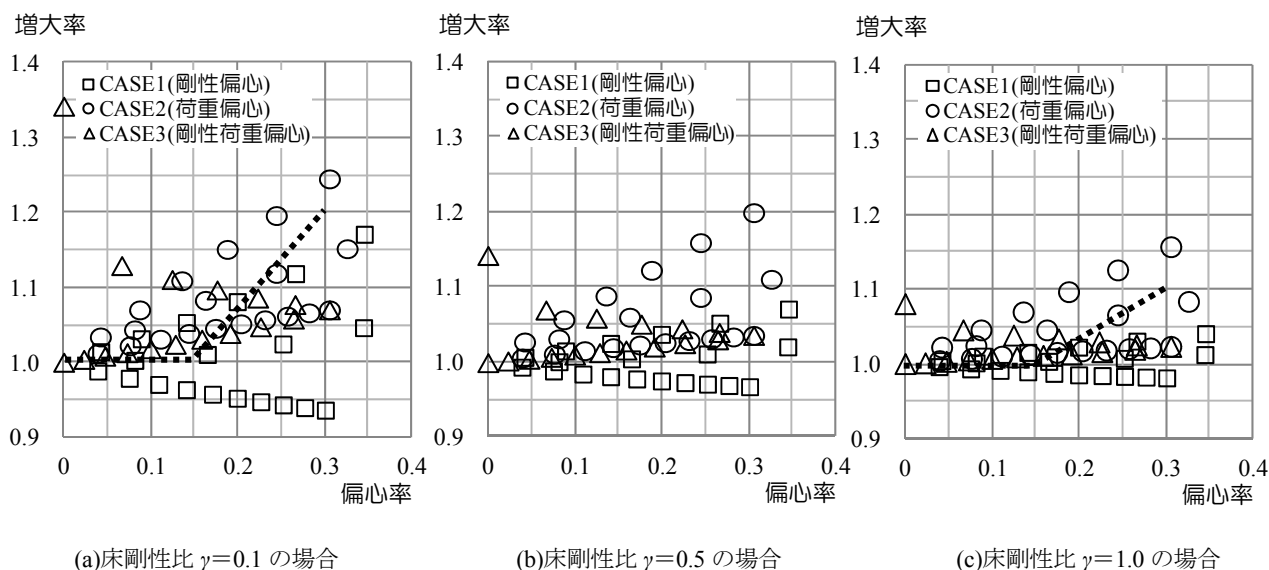


図7 偏心率と変形増大率の関係

以上の計算結果から、

1. 剛床仮定に基づく偏心補正を施した地震時変形に対して、床剛性を考慮してさらに変形が増大する場合がある。CASE1(剛性偏心)のNo.11-20、CASE2(荷重偏心)の全て、CASE3(剛性荷重偏心)の全て。とくに荷重偏心では変形が増大する。
2. この増大の程度は、例えばCASE3(剛性荷重偏心)のNo.17のように、偏心が無くても増大するので、必ずしも偏心率と対応はしない。
3. CASE1(剛性偏心)のNo.1からNo.10のように、端部剛性が大きくなって偏心率が増大しても、床が柔らかいと振られる側への地震力の伝達ができないため、偏心率に反比例して変形の減少がみられる。
4. 変形増大率の大きな、CASE1(剛性偏心)のNo.16、CASE3(剛性荷重偏心)のNo.17を見れば、本来剛性が小さいために負担重量に対応する地震力に対して大きな変形を生じる構面が、床剛性によって隣接する構面へ地震力が移行することで変形が小さくなっているの、床に十分な剛性が期待できないと地震力が移行できず変形が大きくなる。
5. 従って、床構面の剛性を考慮した端部構面変形の増大率として、偏心率が最大0.3の場合、標準仕様の場合は1.1、標準仕様でない場合は1.2を採用して、図7の破線のように設定する。

床剛性比

まず、標準的な仕様(板材くぎ打ち)による床構面がどの程度の剛性を有しているかを調べてみる。建築技術 2010 年 12 月号の特集「伝統的構法による木造住宅の性能検証」に収録されている、後藤隆洋：スギ板を用いた水平構面の構造性能のデータは耐力と剛性から、図8および表4のように3つのグループに分けることができる。すなわち、斜め張りは別にして、根太が無く雇い材などを介して小梁に取り付けた場合は、小変形(1/100)でも比較的に大きな変形(1/50)でも m あたり $K=300\text{kN/rad}$ である。その他は、小変形(1/100)では m あたり $K=150\text{kN/rad}$ 、比較的に大きな変形(1/50)では m あたり $K=100\text{kN/rad}$ 程度である。

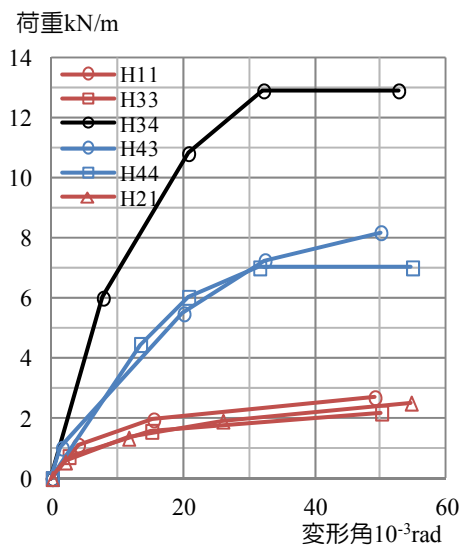


図 8 主な試験結果(後藤隆洋)

表 4 主な床面剛性 kN/m/rad(後藤隆洋)

モデル			1/100 変形	1/50 変形
1	H34	斜め張り	684	528
2	H43	落とし込み	306	274
	H44	雇い材	333	294
3	H11	ころばし根太	155	115
	H33	根太なし横張り	123	92
	H21	屋根垂木	121	84

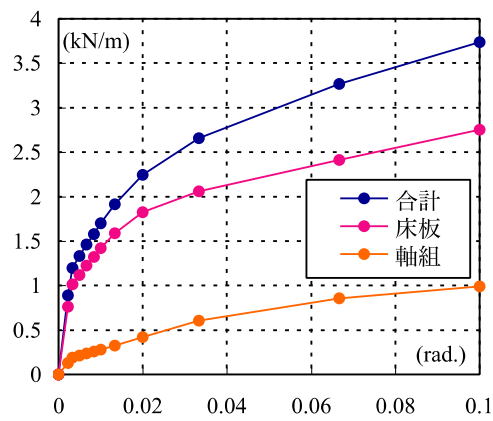
伝統構法の床は板材を根太または梁に釘打ちしたものであるから、釘のせん断剛性が床構面の剛性に支配的であると考えることができる。奈良女子大の瀧野らによる釘せん断実験と理論的考察から導かれた釘剛性を用いて計算された E-ディフェンス仕様での床構面の特性値を図 9 および図 10 に示す。図 9 の 2F 床板は図 8 のグループ 3 の結果に良く対応している。図 10 の復元力による床面剛性を表 5 にまとめる。ここでも、床は小変形(1/100)では m あたり $K=150\text{kN/rad}$ 、比較的に大きな変形(1/50)では m あたり $K=100\text{kN/rad}$ 程度である。屋根と下屋はその半分程度となっている。

以上のデータを用いて、鉛直構面剛性に対する床面剛性は次のようになる。

$L=3.64\text{m}$ で高さ 2.73m 厚さ 6cm の全面壁耐力は 1/20 変形時で $k=60 \times 0.06 \times 3.64=13.1\text{kN}$ (標準設計法表 4.1 の 1P 以上 1.5P 未満の土壁の 1/20 耐力 60kN/m^2 を採用) であるから、変形 $2.73/20=0.137\text{m}$ に対する剛性は $k=13.1/0.137=96\text{kN/m}$ となる。床の変形を 1/50 とし床面剛性を $K=100\text{kN/m/rad}$ とすれば、床の負担せん断力は $Q=100\text{kN/m/rad} \times 1/50 \times 3.64=7.28\text{kN}$ である。床変形は構面間隔を少し大きく 5.52m とし $\delta=5.52\text{m}/50=0.110\text{m}$ なので床剛性は $s=7.28/0.110=66\text{kN/m}$ となる。

従って床構面と鉛直構面の剛性比は $\gamma=s/k=66/96=0.7$ となる。これは鉛直構面を全面壁とした場合であるから、実際の鉛直構面ではこれより耐力剛性が小さいので相対的に γ は大きくなる。すなわちこの値 0.7 が γ の下限、実際は 1.0 に近いと考えられる。ただし瀧野による屋根面や下屋では $100\text{kN/m/rad} \rightarrow 40\text{kN/m/rad}$ となるので $\gamma=0.3$ となる。

以下の検討では標準的な仕様による床構面剛性比を $\gamma=1 \sim 0.5$ 程度としている。また標準仕様ではない床としては $\gamma=0.1$ 程度を想定する。



計算に用いた床仕様
 スパン：3640×3640mm
 柱-梁仕口の数：4ヶ所
 板幅：190mm
 板樹種：スギ
 釘の端距離：25mm
 釘間隔 (d)：70mm
 根太：落とし込み根太

図9 E-ディフェンス仕様の床構面特性値 2F 床(瀧野敦夫)

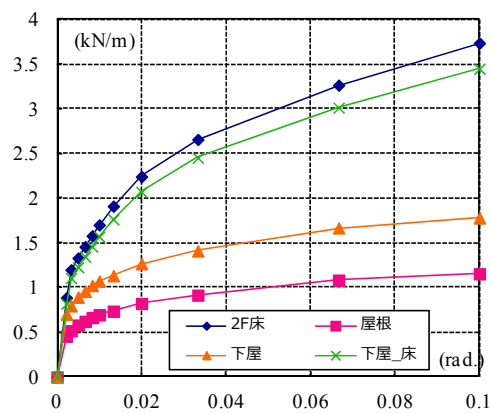


表5 床面剛性 kN/m/rad

モデル	1/100 変形	1/50 変形
2F 床	170	112
下屋床	157	104
屋根	70	41
下屋	107	63

図10 E-ディフェンス仕様の床構面特性値(瀧野敦夫)

設計資料－５ 柱の折損に対する検討

１．通し柱が折損しない条件 （付表１～４）

付表１ 通し柱(二方差対応)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					
2階階高	2500	-	-	-	-	-	1/17
	2730	-	-	-	-	1/17	1/16
	3000	-	-	-	-	1/17	1/16
	3300	-	-	1/17	1/16	1/15	1/15
	3600	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	3900	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/14

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

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

		スギ 135					
		1階階高					
2階階高	2500	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	2730	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	3000	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3300	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3600	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3900	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11

		ヒノキ 135					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	1/16
	3600	-	-	-	1/16	1/16	-
	3900	-	-	1/16	1/16	1/15	-

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

		スギ 150					
		1階階高					
2階階高	2500	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	2730	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	1/12
	3000	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12
	3300	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	1/11
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/11	1/11
	3900	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11	1/11

		ヒノキ 150					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	1/17
	3000	-	-	-	-	1/17	1/16
	3300	-	-	-	1/17	1/16	1/15
	3600	-	-	1/17	1/16	1/15	1/15
	3900	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14

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

		スギ 180					
		1階階高					
2階階高	2500	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	2730	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13
	3000	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12
	3300	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3900	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11

		ヒノキ 180					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	1/17
	3000	-	-	-	-	1/17	1/16
	3300	-	-	-	1/17	1/16	1/15
	3600	-	-	1/17	1/16	1/15	1/15
	3900	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14

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

		スギ 210					
		1階階高					
2階階高	2500	-	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14
	2730	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	3000	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3300	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3600	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3900	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11

		ヒノキ 210					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	1/17
	3300	-	-	-	-	1/17	1/16
	3600	-	-	-	1/17	1/16	1/16
	3900	-	-	1/17	1/16	1/16	1/15

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

		スギ 240					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	1/16	1/15	1/15
	2730	-	-	1/16	1/16	1/15	1/14
	3000	-	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14
	3300	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	3600	1/15	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13
	3900	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12

		ヒノキ 240					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	1/17
	3900	-	-	-	-	1/17	1/16

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

		スギ 270					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	1/16	1/15	1/15
	2730	-	-	1/16	1/16	1/15	1/14
	3000	-	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14
	3300	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	3600	1/15	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13
	3900	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12

		ヒノキ 270					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	1/17
	3900	-	-	-	-	1/17	1/16

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

付表2 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					
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	1/16
	3000	-	-	-	-	1/17	1/16
	3300	-	-	-	1/17	1/16	1/15
	3600	-	-	1/17	1/16	1/15	1/15
	3900	-	1/16	1/16	1/15	1/15	1/14

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

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

		スギ 135					
		1階階高					
2階階高	2500	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	2730	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	3000	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3300	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3600	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3900	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11

		ヒノキ 135					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	1/16
	3600	-	-	-	-	1/16	1/16
	3900	-	-	-	1/16	1/16	1/15

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

		スギ 150					
		1階階高					
2階階高	2500	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	2730	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3000	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3300	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3900	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11

		ヒノキ 150					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	1/17
	3000	-	-	-	-	-	1/16
	3300	-	-	-	-	1/16	1/16
	3600	-	-	-	1/16	1/16	1/15
	3900	-	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14

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

		スギ 180					
		1階階高					
2階階高	2500	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	2730	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3000	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3300	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3900	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11

		ヒノキ 180					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	1/17
	3000	-	-	-	-	-	1/16
	3300	-	-	-	-	1/16	1/16
	3600	-	-	-	1/16	1/16	1/15
	3900	-	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14

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

		スギ 210					
		1階階高					
2階階高	2500	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	2730	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14	1/13
	3000	1/16	1/16	1/15	1/14	1/13	1/13
	3300	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3600	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3900	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11

		ヒノキ 210					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	1/17
	3600	-	-	-	-	1/17	1/16
	3900	-	-	-	1/17	1/16	1/15

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

		スギ 240					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	1/16	1/16	1/15
	2730	-	-	1/17	1/16	1/15	1/14
	3000	-	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14
	3300	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	3600	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13
	3900	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12

		ヒノキ 240					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	1/17
	3900	-	-	-	-	1/17	1/16

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

		スギ 270					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	1/16	1/16	1/15
	2730	-	-	1/17	1/16	1/15	1/14
	3000	-	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14
	3300	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	3600	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13
	3900	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12

		ヒノキ 270					
		1階階高					
2階階高	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	1/17
	3900	-	-	-	-	1/17	1/16

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

付表3 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					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	2730	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3000	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3300	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3600	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11
	3900	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10

		ヒノキ 120					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	1/17
	2730	-	-	-	-	-	1/16
	3000	-	-	-	-	1/16	1/16
	3300	-	-	-	1/16	1/16	1/15
	3600	-	-	1/16	1/16	1/15	1/14
	3900	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14

		ケヤキ 120					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	1/17

		スギ 135					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/15	1/15	1/14	1/13	1/12	1/12
	2730	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/11
	3000	1/14	1/13	1/13	1/12	1/11	1/11
	3300	1/13	1/13	1/12	1/11	1/11	1/11
	3600	1/12	1/12	1/11	1/11	1/11	1/10
	3900	1/12	1/11	1/11	1/11	1/10	1/10

		ヒノキ 135					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	1/17	1/16
	2730	-	-	-	1/17	1/16	1/15
	3000	-	-	1/17	1/16	1/15	1/15
	3300	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	3600	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/14
	3900	1/16	1/15	1/15	1/14	1/14	1/13

		ケヤキ 135					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	1/16
	3900	-	-	-	-	1/16	1/16

		スギ 150					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/15	1/14	1/14	1/13	1/12	1/11
	2730	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3000	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11
	3300	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10
	3600	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10	1/10
	3900	1/11	1/11	1/11	1/10	1/10	1/9

		ヒノキ 150					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	1/17	1/15
	2730	-	-	-	1/16	1/16	1/15
	3000	-	-	1/16	1/16	1/15	1/14
	3300	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14
	3600	1/16	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13
	3900	1/15	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13

		ケヤキ 150					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	1/17
	3600	-	-	-	-	1/17	1/16
	3900	-	-	-	1/17	1/16	1/15

		スギ 180					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/16	1/15	1/14	1/14	1/13	1/12
	2730	1/15	1/14	1/14	1/13	1/12	1/12
	3000	1/14	1/14	1/13	1/12	1/12	1/11
	3300	1/14	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11
	3600	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10
	3900	1/12	1/12	1/11	1/11	1/10	1/10

		ヒノキ 180					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	1/16
	2730	-	-	-	-	1/17	1/16
	3000	-	-	-	1/17	1/16	1/15
	3300	-	-	1/17	1/16	1/15	1/15
	3600	-	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14
	3900	1/16	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13

		ケヤキ 180					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	1/17
	3900	-	-	-	-	1/17	1/16

		スギ 210					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	2730	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3000	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12
	3300	1/15	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12
	3600	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11
	3900	1/13	1/13	1/12	1/12	1/11	1/11

		ヒノキ 210					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	1/17
	3000	-	-	-	-	-	1/16
	3300	-	-	-	-	1/16	1/16
	3600	-	-	-	1/16	1/16	1/15
	3900	-	1/17	1/16	1/16	1/15	1/14

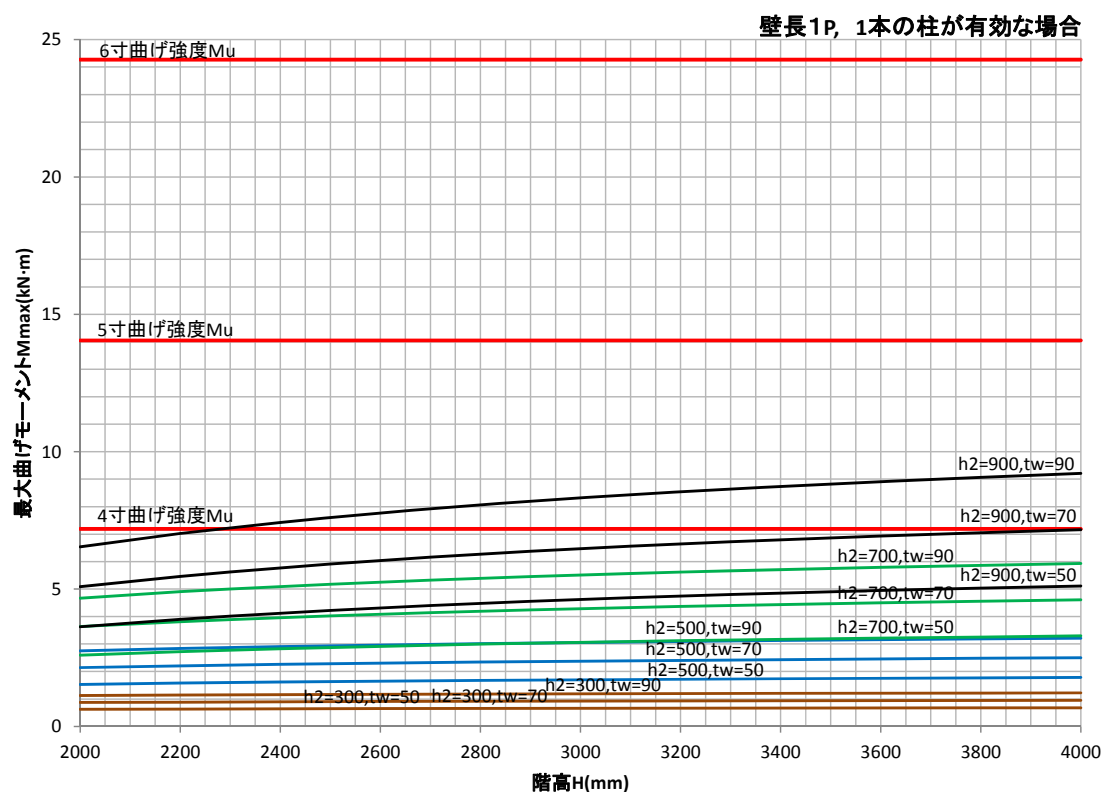
		ケヤキ 210					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	-
	3600	-	-	-	-	-	-
	3900	-	-	-	-	-	-

		スギ 240					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	1/17	1/16	1/15	1/14
	2730	-	1/17	1/16	1/15	1/14	1/14
	3000	1/17	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13
	3300	1/16	1/15	1/15	1/14	1/13	1/13
	3600	1/15	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12
	3900	1/14	1/14	1/13	1/13	1/12	1/12

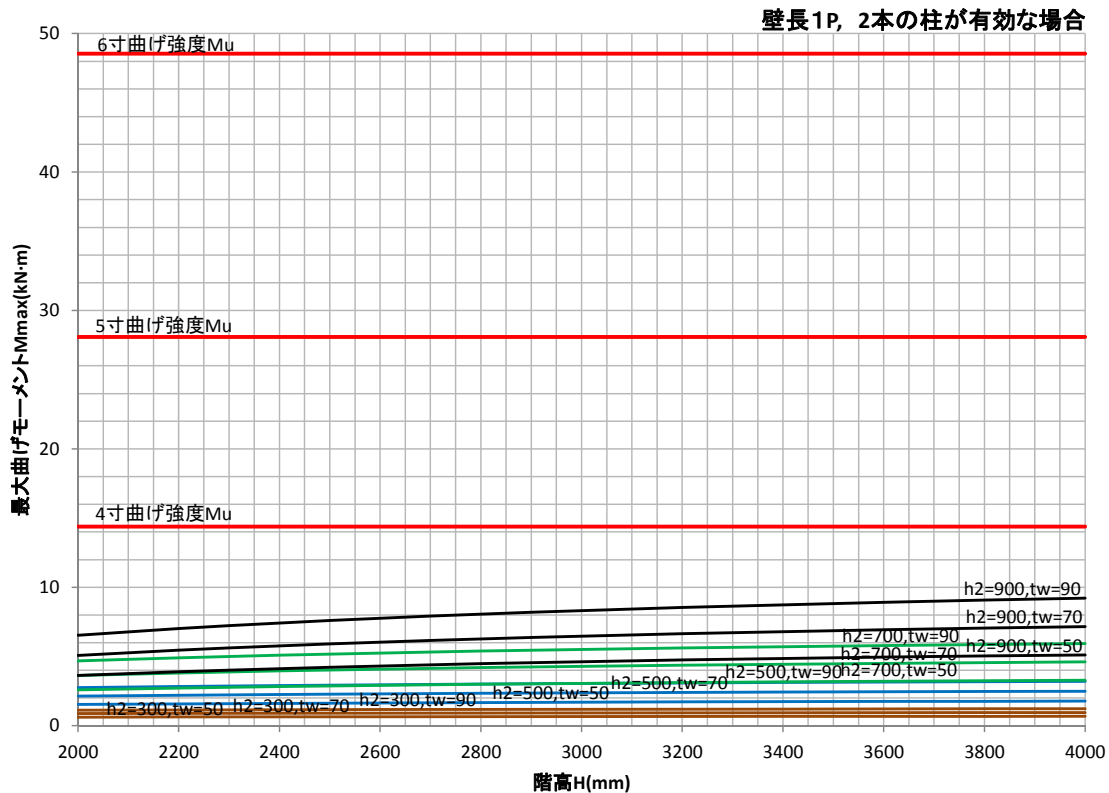
		ヒノキ 240					
2階階高		1階階高					
		2500	2730	3000	3300	3600	3900
	2500	-	-	-	-	-	-
	2730	-	-	-	-	-	-
	3000	-	-	-	-	-	-
	3300	-	-	-	-	-	1/17
	3600	-	-	-	-	1/17	1/16
	3900	-	-	-	1/17	1/16	1/16

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

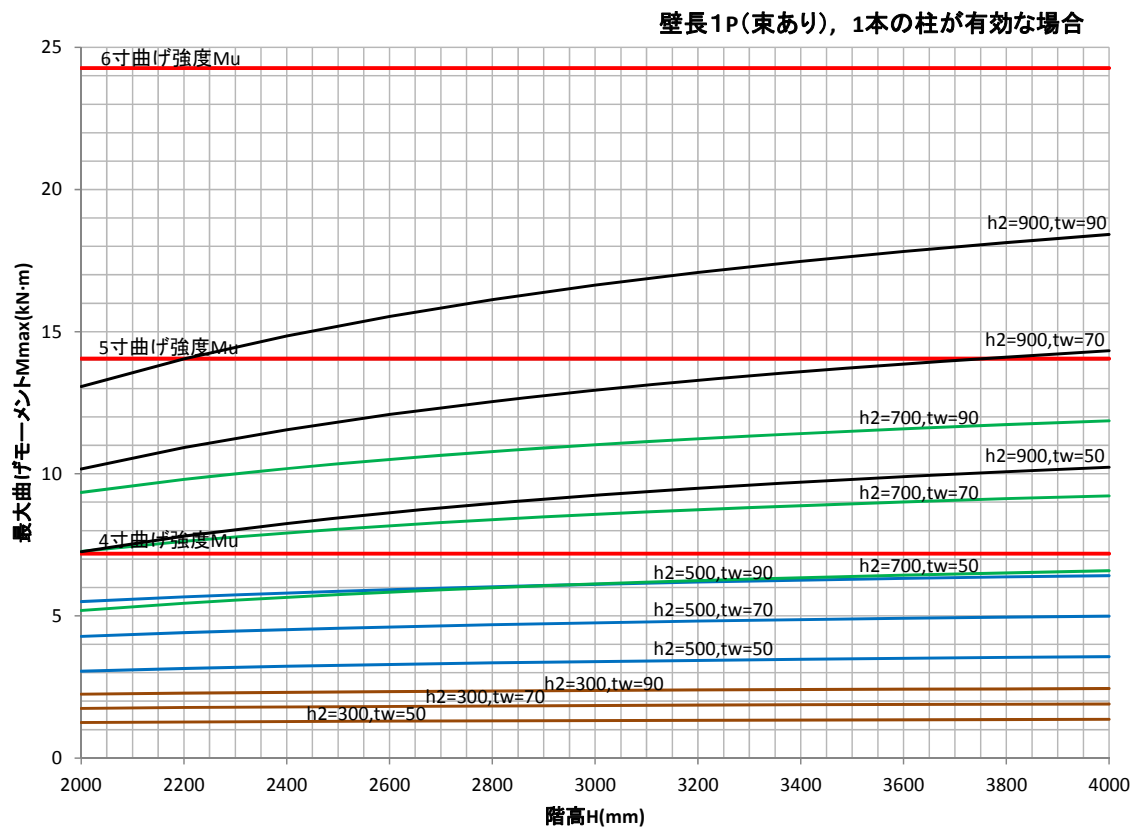
2. 小壁が取りつく柱の折損に対する検討 (付図1~10)



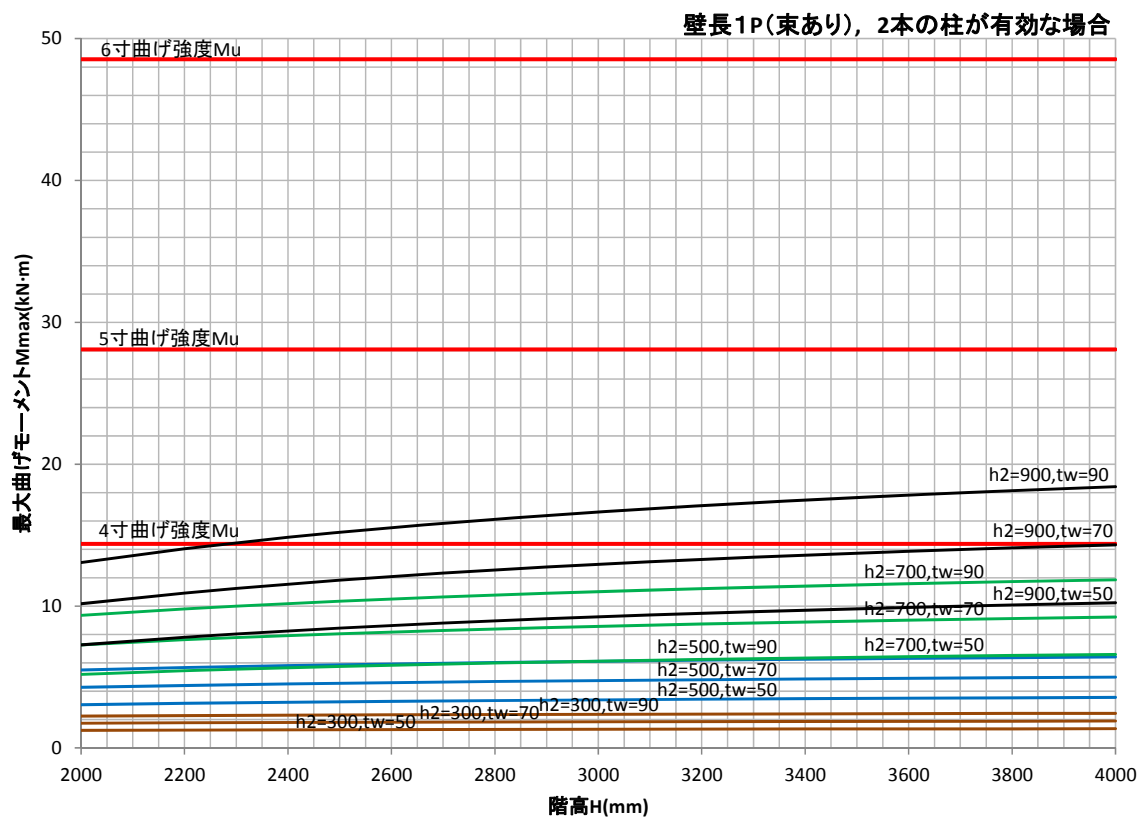
付図1 小壁が取りつく柱の折損に対する検討 (1本の柱が有効な場合、1P)



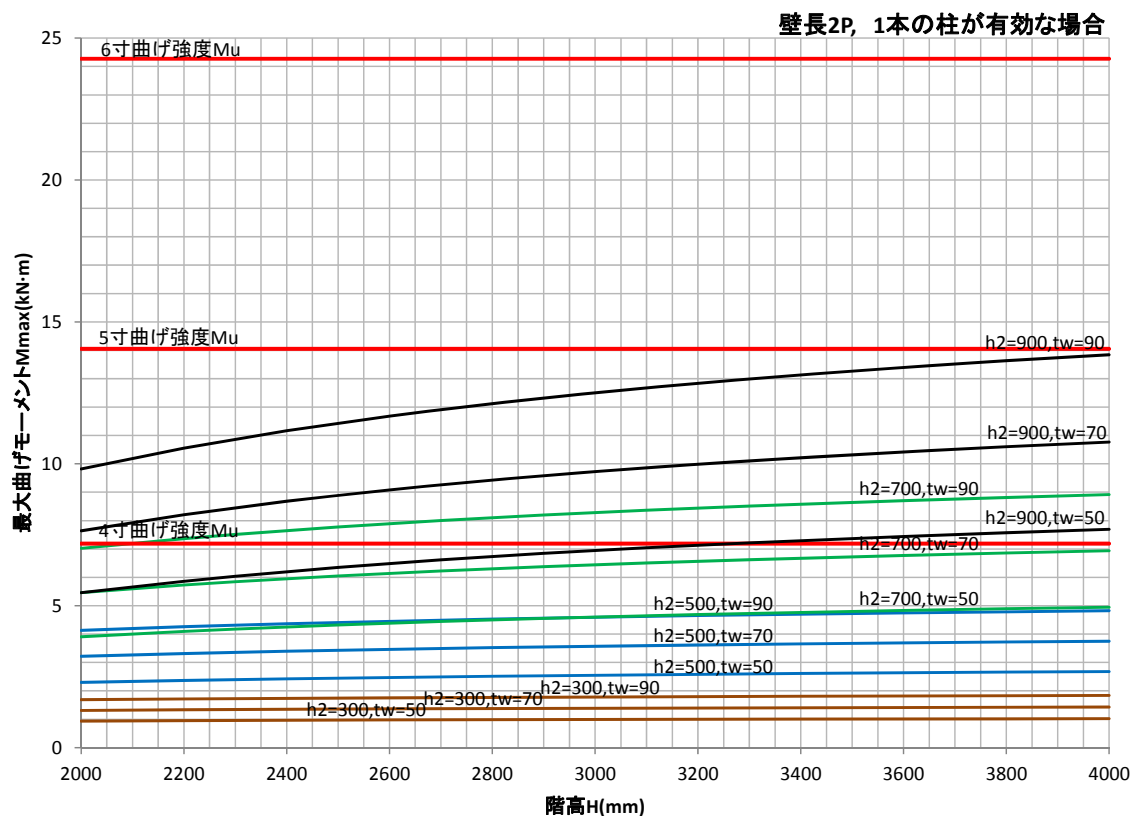
付図2 小壁が取りつく柱の折損に対する検討 (2本の柱が有効な場合、1P)



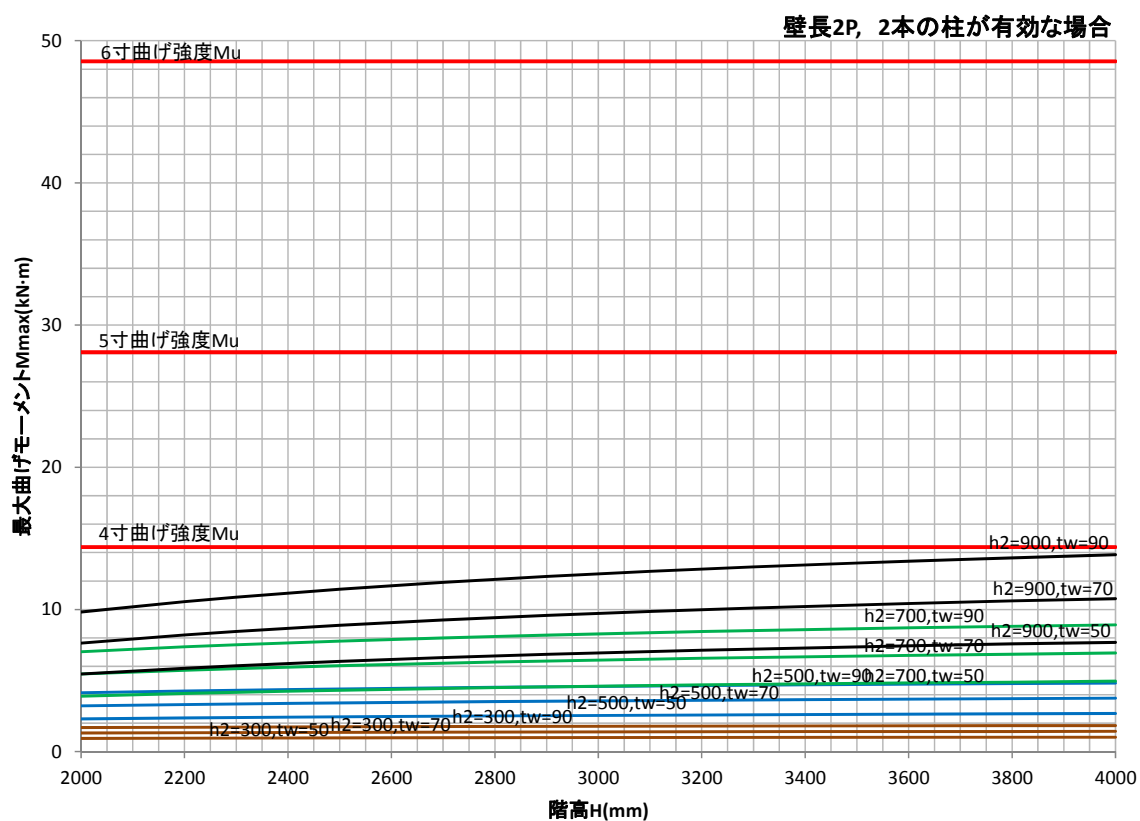
付図3 小壁が取りつく柱の折損に対する検討 (1本の柱が有効な場合 (東あり)、1P)



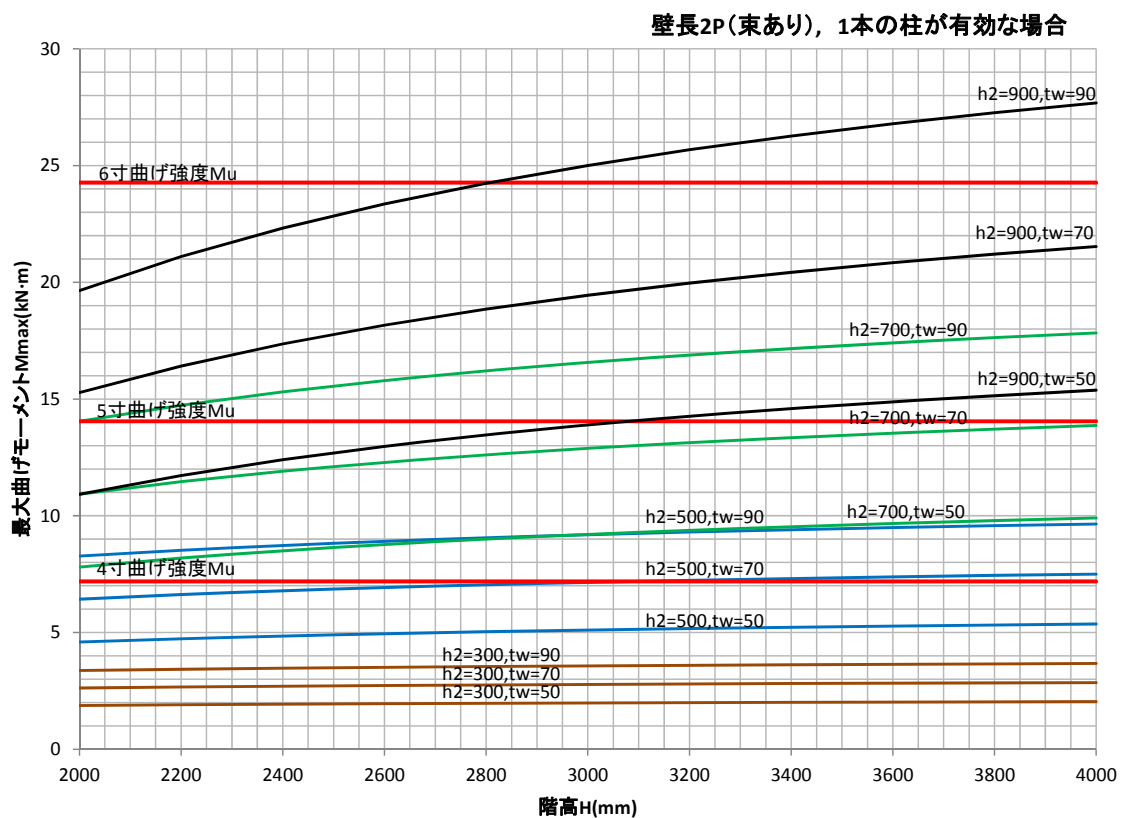
付図4 小壁が取りつく柱の折損に対する検討 (2本の柱が有効な場合 (東あり)、1P)



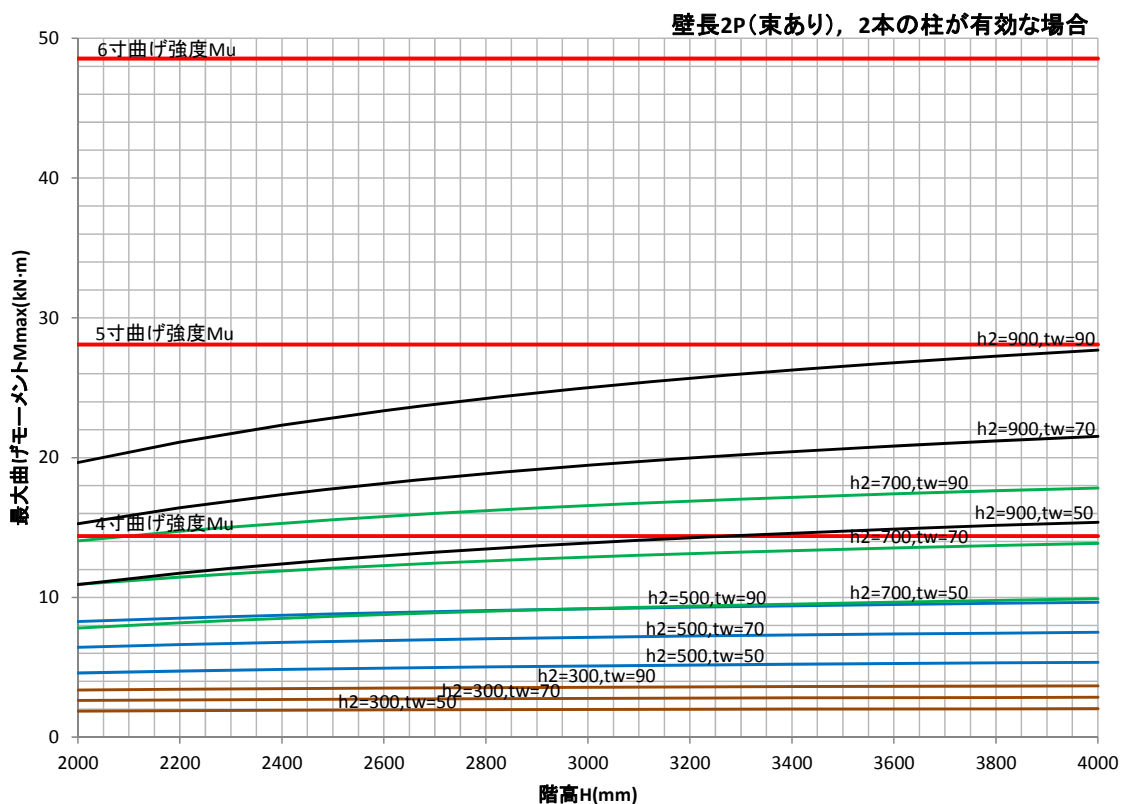
付図5 小壁が取りつく柱の折損に対する検討（1本の柱が有効な場合、2P）



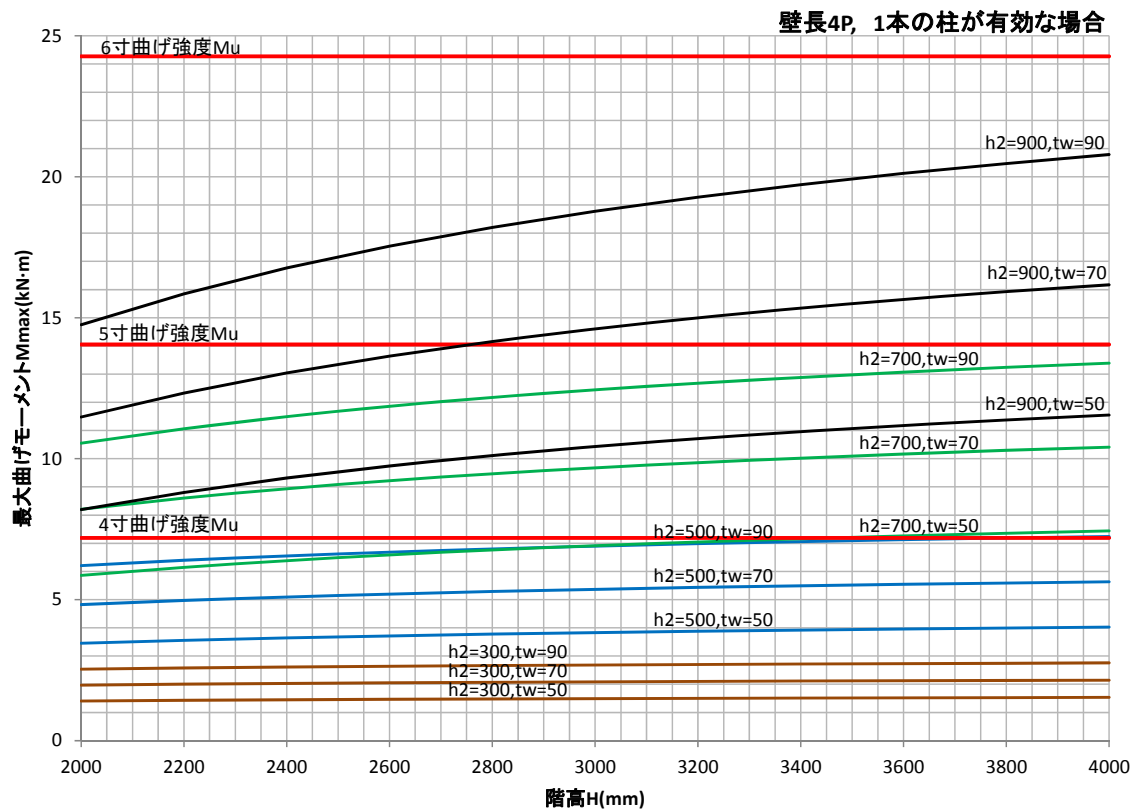
付図6 小壁が取りつく柱の折損に対する検討（2本の柱が有効な場合、2P）



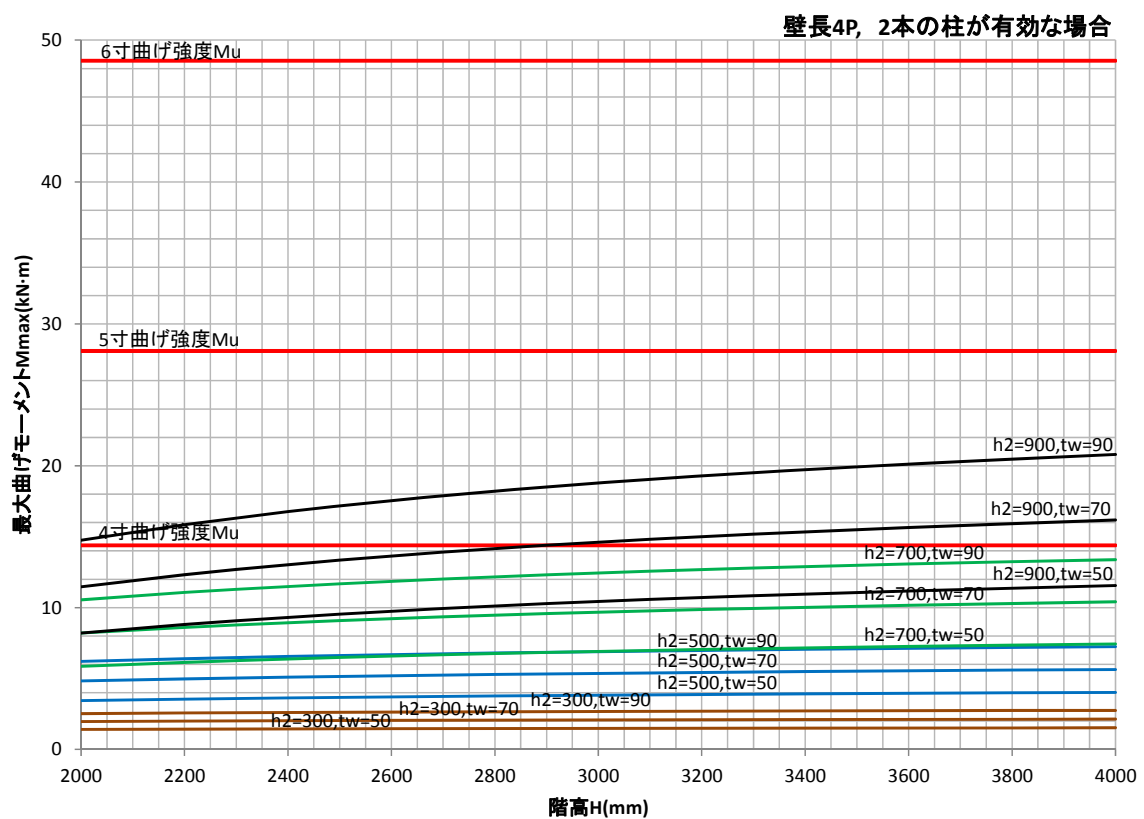
付図7 小壁が取りつく柱の折損に対する検討 (1本の柱が有効な場合 (束あり)、2P)



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 (束あり)、2P)



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）