

静岡県

# 建築構造設計指針・同解説

2009年版

監修 静岡県県民部建築確認検査室  
財団法人日本建築防災協会  
発行 社団法人静岡県建築士事務所協会

## はじめに

静岡県では、昭和54年に大規模地震対策特別措置法に基づく地震防災対策強化地域に指定されて以来、「静岡県建築構造設計指針・同解説」等により建築物等の地震に対する安全性の確保に努め、30年が経過しました。この間、平成7年の兵庫県南部地震をはじめとして、日本各地において大規模な地震が発生し、そのたびごとに建築物の耐震性の確保の重要性が繰り返し指摘されています。

また、平成17年には構造計算書偽装問題が発覚し、建築物の構造安全性に対する信頼が大きく損なわれることになりました。さらに、その後行われた構造計算書の再点検作業においても不適切な設計が行われている事例が数多く発見されました。このため、建築基準法における構造関係規定の大幅な見直しが行われるとともに、新たに、一定規模以上等の建築物については構造計算適合性判定制度や構造設計一級建築士による法適合チェックの義務化が追加されるなど、確認審査の厳格化や設計の適正化が図られてきました。さらには、今後、木造建築物の建築確認審査の特例制度の見直しも予定されています。

このような背景を受け、以下の方針により旧指針（2002年版）の改訂を行いました。

- (1) 改正建築基準法（平成19年6月20日施行）関連規定、2007年版建築物の構造関係技術基準解説書との整合を図る
- (2) 木造建築物については、解説等内容を充実する
- (3) 改正宅地造成等規制法等に関連する内容を追加する

東海地震の切迫性が叫ばれている中、構造設計を行う際はこの指針を活用され、県内建築物のより一層の耐震性向上にお役立ていただければ幸いです。

最後に、改訂作業を進めるにあたり、（財）日本建築防災協会のSPRC委員会（委員長：岡田恒男 日本建築防災協会理事長）内に設置された「静岡県建築構造設計指針改訂検討部会」の諸先生方（別記）には懇切丁寧な御指導をいただきました。

また、社団法人静岡県建築士事務所協会の皆様にも、改訂作業に多大な御協力をいただきました。指針改訂に御協力いただきました皆様には、ここに、厚く御礼申し上げます。

平成21年10月

静岡県県民部理事兼建築住宅局長  
鈴木 行 雄

## S P R C委員会

### 静岡県建築構造設計指針改訂検討部会

財団法人日本建築防災協会

部会長	小谷 俊介	東京大学名誉教授
委員	新井 洋	独立行政法人建築研究所構造研究グループ主任研究員
〃	和泉 信之	千葉大学大学院工学研究科建築・都市科学専攻建築学コース教授
〃	太田 勤	(株)堀江建築工学研究所取締役所長
〃	大橋 好光	武蔵工業大学工学部建築学科教授
〃	壁谷澤 寿海	東京大学地震研究所地震火山災害部門教授
〃	河合 直人	独立行政法人建築研究所構造研究グループ上席研究員
〃	木村 秀雄	(有)万建築設計事務所代表取締役所長
〃	楠 浩一	横浜国立大学大学院工学研究院准教授
〃	久保 哲夫	東京大学大学院工学系研究科建築学専攻教授
〃	勅使川原 正臣	名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻教授
〃	中埜 良昭	東京大学生産技術研究所基礎部門教授
〃	福山 洋	(独)建築研究所構造研究グループ上席研究員
〃	二木 幹夫	(財)ベターリビングつくば建築試験研究センター理事/所長
〃	向井 昭義	国土技術政策総合研究所建築研究部建築新技術研究官
〃	森田 耕次	千葉大学名誉教授
〃	山崎 善利	(社)静岡県建築士事務所協会会長
協力委員	川口 達次	(社)静岡県建築士事務所協会 ((有)イーエス工房)
〃	鈴木 芳泰	(社)静岡県建築士事務所協会 ((株)小倉建築設計事務所)
〃	望月 滋人	(社)静岡県建築士事務所協会 ((株)望月建築設計事務所)
〃	中山 幹康	(社)静岡県建築士事務所協会 ((株)中山建築設計事務所)
作業協力	小野田 卓司	(社)静岡県建築士事務所協会 (構造スタジオ (株) )
〃	堀野 哲幸	(社)静岡県建築士事務所協会 ((有)西井構造設計事務所)
〃	渡辺 広幸	(社)静岡県建築士事務所協会 (渡辺広幸建築構造事務所)
静岡県	石井 高	静岡県県民部建築確認検査室長
〃	土屋 卓	静岡県県民部建築確認検査室主幹
〃	足立 桂子	静岡県県民部建築確認検査室主任
〃	松長 健一郎	静岡県県民部建築確認検査室副主任

(委員は五十音順)

## 構造別WG

### RC・SRC構造WG

委員	壁谷澤 寿海	東京大学地震研究所地震火山災害部門教授
〃	木村 秀雄	(有)万建築設計事務所代表取締役所長
〃	楠 浩一	横浜国立大学大学院工学研究院准教授
〃	勅使川原 正臣	名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻教授
〃	中埜 良昭	東京大学生産技術研究所第一部教授
〃	福山 洋	(独)建築研究所構造研究グループ上席研究員
協力委員	鈴木 芳泰	(社)静岡県建築士事務所協会 ((株)小倉建築設計事務所)
〃	望月 滋人	(社)静岡県建築士事務所協会 ((株)望月建築設計事務所)

### 鉄骨造WG

委員	森田 耕次	千葉大学名誉教授
〃	太田 勤	(株)堀江建築工学研究所取締役所長
〃	向井 昭義	国土技術政策総合研究所建築研究部構造基準研究室長
協力委員	中山 幹康	(社)静岡県建築士事務所協会 ((株)中山建築設計事務所)
〃	望月 滋人	(社)静岡県建築士事務所協会 ((株)望月建築設計事務所)

### 木造WG

委員	大橋 好光	武蔵工業大学工学部建築学科教授
〃	河合 直人	独立行政法人建築研究所構造研究グループ上席研究員
協力委員	川口 達次	(社)静岡県建築士事務所協会 ((有)イーエス工房)
〃	鈴木 芳泰	(社)静岡県建築士事務所協会 ((株)小倉建築設計事務所)

### 地盤基礎WG

委員	二木 幹夫	(財)ベターリビングつくば建築試験研究センター理事/所長
〃	新井 洋	独立行政法人建築研究所構造研究グループ主任研究員
協力委員	川口 達次	(社)静岡県建築士事務所協会 ((有)イーエス工房)
〃	中山 幹康	(社)静岡県建築士事務所協会 ((株)中山建築設計事務所)

### 荷重、外力、特殊構造等WG

委員	久保 哲夫	東京大学大学院工学系研究科建築学専攻教授
〃	和泉 信之	千葉大学大学院工学研究科建築・都市科学専攻建築学コース教授
〃	太田 勤	(株)堀江建築工学研究所取締役所長
協力委員	川口 達次	(社)静岡県建築士事務所協会 ((有)イーエス工房)
〃	鈴木 芳泰	(社)静岡県建築士事務所協会 ((株)小倉建築設計事務所)
〃	望月 滋人	(社)静岡県建築士事務所協会 ((株)望月建築設計事務所)
〃	中山 幹康	(社)静岡県建築士事務所協会 ((株)中山建築設計事務所)

### 作業協力

小野田 卓司	(社)静岡県建築士事務所協会 (構造スタジオ (株) )
堀野 哲幸	(社)静岡県建築士事務所協会 ((有)西井構造設計事務所)
渡辺 広幸	(社)静岡県建築士事務所協会 (渡辺広幸建築構造事務所)

# 目 次

## 第1章 総則

1.1	趣旨	1-1
1.2	適用範囲	1-2
1.3	本指針の適用時期	1-3
1.4	用語の定義	1-3

## 第2章 荷重及び外力

2.1	積載荷重	2-1
2.2	積雪荷重	2-2
2.3	風圧力	2-3
2.4	土圧力	2-3
2.5	地震力	2-7
2.7.1	構造計算における地震力	2-7
2.5.2	静岡県地震地域係数 ( $Z_s$ )	2-10
2.5.3	用途係数 (I)	2-11
2.5.4	地下部分の地震力	2-11
2.5.5	建築物の各種付属部分の地震力	2-12
2.6	その他の荷重	2-12
2.7	荷重組合せ	2-15
2.7.1	保有水平耐力計算等及び限界耐力計算の荷重組合せ	2-15

## 第3章 鉄骨造の耐震計算

3.1	構造計画の方針	3-1
3.1.1	平面計画	3-1
3.1.2	立面計画	3-1
3.1.3	筋かいの配置	3-2
3.1.4	水平面内剛性	3-2
3.1.5	エキスパンション・ジョイント	3-3
3.2	構造計算の方針	3-4
3.2.1	構造計算のフロー	3-4
3.2.2	許容応力度等計算の各ルートの適用範囲	3-7
3.2.3	トラスを含む骨組み	3-9
3.3	塑性変形能力の確保	3-11
3.3.1	平板要素の幅厚比及び鋼管の径厚比	3-11
3.3.2	横座屈に対する補剛	3-14
3.3.3	柱の細長比の制限	3-16
3.4	各部の設計	3-19
3.4.1	軸組筋かい	3-19
1)	筋かい端部、接合部の強度の確保	3-19
2)	構造の細則	3-20
3.4.2	柱とはりの仕口	3-21
1)	強度の確保	3-21
2)	構造の細則	3-22

3.4.3	柱及びはりの継手	3-23
1)	強度の確保	3-23
2)	構造の細則	3-25
3.4.4	柱脚	3-25
1)	総則	3-25
2)	露出型柱脚	3-26
3)	根巻型柱脚	3-28
4)	埋込型柱脚	3-29
3.4.5	基礎ばり	3-30
3.5	保有水平耐力の確認	3-31
3.6	限界耐力計算	3-32
3.6.1	限界耐力計算における静岡県地震地域係数( $Z_s$ )及び用途係数(I)の取り扱い	3-32
3.6.2	鉄骨部材の変形能力の算定方法	3-32
3.7	鉄骨の製作・施工・検査等	3-34
3.8	天井材等、二次部材の落下防止	3-35

#### 第4章 鉄筋コンクリート造の耐震計算

4.1	構造計画の方針	4-1
4.1.1	平面計画	4-1
4.1.2	立面計画	4-1
4.1.3	壁の配置	4-2
4.1.4	柱の配置	4-3
4.1.5	柱の剛性の均一化	4-3
4.1.6	基礎ばり	4-3
4.1.7	エキスパンション・ジョイント等	4-3
4.2	構造計算の方針	4-6
4.2.1	構造計算のフロー	4-6
4.2.2	構造計算の各ルートの概要	4-8
4.3	応力計算	4-11
4.3.1	骨組みのモデル化	4-11
4.3.2	応力計算、変形計算の原則	4-11
4.3.3	ラーメンの剛性評価	4-11
4.3.4	不整形ラーメンの取扱い	4-12
4.3.5	耐力壁の剛性評価	4-13
4.3.6	雑壁の取扱い	4-13
4.3.7	ピロティ構造の設計	4-14
4.4	部材の設計	4-15
4.4.1	基本方針	4-15
1)	はり	4-15
2)	柱	4-16
4.4.2	はりの設計	4-18
1)	はりのせん断設計	4-18
2)	はりの配筋	4-19
3)	耐力壁に接続するはりの取扱い	4-20

4)	スパン長が10mを超えるはりの取扱い	4-21
4.4.3	柱の設計	4-22
1)	柱の曲げ設計	4-22
2)	柱のせん断設計	4-22
3)	柱の配筋	4-24
4)	すみ柱	4-24
4.4.4	耐力壁の設計	4-25
1)	耐力壁のせん断設計	4-25
2)	耐力壁の開口補強	4-25
4.4.5	接合部の設計	4-26
4.4.6	床スラブの設計	4-27
1)	床スラブの厚さ	4-27
2)	片持ちスラブ	4-28
3)	床スラブのせん断伝達	4-28
4.5	保有水平耐力	4-29
4.5.1	保有水平耐力の算定の基本方針	4-29
4.5.2	部材の終局強度	4-30
4.5.3	構造特性係数 (Ds) 算出方法	4-31
4.5.4	保有水平耐力時の保証設計	4-32
4.5.5	R C造の限界耐力、限界変形の算定	4-33

## 第5章 鉄骨鉄筋コンクリート造の耐震計算

5.1	構造計画の方針	5-1
5.2	構造計算の方針	5-1
5.2.1	構造計算のフロー	5-1
5.2.2	各ルートの適用範囲	5-1
5.2.3	柱脚の設計	5-1
5.2.4	鉄骨継手の設計	5-1
5.2.5	鉄骨鉄筋コンクリート造と鉄筋コンクリート造を混用する場合	5-2

## 第6章 木造の耐震計算

6.1	軸組工法建築物の構造計画	6-1
6.1.1	敷地	6-1
6.1.2	平面計画	6-1
6.1.3	地盤・基礎	6-2
6.1.4	土台	6-6
6.1.5	床組	6-8
6.1.6	柱	6-10
6.1.7	はり・胴差	6-11
6.1.8	耐力壁	6-14
6.1.9	小屋組	6-24
6.1.10	屋根	6-25
6.1.11	梁端部の接合金物	6-26
6.1.12	防腐・防蟻	6-27

6.2	枠組壁工法、丸太組構法、プレハブ工法建築物の構造計画	6-28
6.3	構造計算を必要とする軸組木造建築物の構造計画	6-29
6.3.1	軒高9m以下かつ高さ13m以下で階数3以上 又は延面積500m <sup>2</sup> を超える木造建築物の構造計算	6-29
6.3.2	軒高9m又は高さ13mを超える木造建築物の構造計画	6-31
6.3.3	混構造建築物の構造計画	6-32
6.3.4	校舎、事務所等の木造建築物の構造計画	6-37
6.4	限界耐力計算	6-38
6.4.1	木造建築物の限界状態	6-38

## 第7章 基礎の設計

7.1	基本方針	7-1
7.1.1	地盤の調査	7-1
7.1.2	異種の基礎	7-3
7.1.3	偏心基礎	7-4
7.1.4	基礎まわりの補強	7-5
7.1.5	地盤の液状化	7-6
7.1.6	地盤改良	7-7
7.2	直接基礎の設計	7-9
7.2.1	地盤の許容応力度	7-9
7.3	杭基礎の設計	7-11
7.3.1	杭の許容支持力	7-11
7.3.2	摩擦杭	7-11
7.3.3	水平力に対する検討	7-12
7.3.4	場所打ちコンクリート杭の構造	7-14
7.3.5	負の摩擦力	7-15
7.3.6	杭の施工	7-15

## 第8章 その他

8.1	高層建築物の取扱い	8-1
8.2	塔状建築物の取扱い	8-7
8.3	免震構造及び制震構造	8-9
8.4	時刻歴応答解析	8-10
8.5	併用構造の取扱い	8-11
8.6	工作物の構造計算	8-12



# 第1章 総 則

## 1. 1 趣旨

- 1 この指針は、建築基準法施行令（以下「令」という。）第3章の技術基準を補完し、建築物の構造的安全性を高めるためのものである。
- 2 この指針において、特別な規定がないことがらについては、（財）日本建築センター及び（社）日本建築学会等発行の指針及び規準等によるものとする。

（解 説）

- 1 建築物の構造的安全性を確保するための基本的な考え方は、建築基準法（以下「法」という。）第20条及び令第36条の3に次のように述べられている。

建築基準法

（構造耐力）

第20条 建築物は、自重、積載荷重、積雪荷重、風圧、土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して安全な構造のものとして、次の各号に掲げる建築物の区分に応じ、それぞれ当該各号に定める基準に適合するものでなければならない。

（略）

建築基準法施行令

（構造設計の原則）

第36条の3 建築物の構造設計に当たっては、その用途、規模及び構造の種別並びに土地の状況に応じて柱、はり、床、壁等を有効に配置して、建築物全体が、これに作用する自重、積載荷重、積雪荷重、風圧、土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して、一様に構造耐力上安全であるようにすべきものとする。

2 構造耐力上主要な部分は、建築物に作用する水平力に耐えるように、釣合い良く配置すべきものとする。

3 建築物の構造耐力上主要な部分には、使用上の支障となる変形又は振動が生じないような剛性及び瞬間的破壊が生じないような靱じん性をもたすべきものとする。

このような考え方のもとに、各種構造の構造方法及び構造計算の方法に関する具体的な規定が法第20条後段及び令第3章に設けられている。しかしながら静岡県は、大規模地震対策特別措置法に基づく地震防災対策強化地域に指定され、県内の建築物は、より耐震的な構造にすることが望まれることから、建築物の耐震性能水準を引き上げるとともに、安全性をより確実に達成させるために、この指針を策定したものである。

- 2 この指針に規定されていない内容については、（財）日本建築センター、（社）日本建築学会等が発行する指針及び規準等により設計を行うことし、この指針発行後に建築基準法及び国土交通省住宅局建築指導課他監修の「2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書」等が改正となった場合は、最新の基準や考え方で設計を行うものとする。

## 1. 2 適用範囲

この指針は、高さ60m以下の下記の建物に適用する。

- (1) 小規模建築物及び仮設建築物を除く鉄骨造建築物で、主要構造部に400N/mm<sup>2</sup>級及び490N/mm<sup>2</sup>級の鋼材を使用した建築物
- (2) 鉄筋コンクリート造建築物
- (3) 仮設建築物を除く木造建築物
- (4) 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物
- (5) 2種類以上の構造を併用する建築物の上記(1)～(4)に該当する部分

### (解 説)

この指針は、平面、立面とも比較的整形な高さ60m以下の建築物のうち、鉄骨造、鉄筋コンクリート造、木造、鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物及びこれらの構造を併用する建築物の当該構造部分に適用する。

また、著しく不整形な建築物、混構造建築物等にこの指針を適用する場合は、適宜、応力を割り増す等の配慮を加えながら活用することが望ましい。

各種構造種別ごとの適用範囲は、以下による。

#### (1) 鉄骨造建築物

小規模建築物及び仮設建築物を除く鉄骨造建築物のうち、主要構造部に以下の鋼材を使用するもの

- ・「400N/mm<sup>2</sup>級炭素鋼」(SS400, SM400, SN400等)
- ・「490N/mm<sup>2</sup>級炭素鋼」(SM490, SN490等)
- ・「235N/mm<sup>2</sup>級ステンレス鋼」
- ・「325N/mm<sup>2</sup>級ステンレス鋼」
- ・その他国土交通大臣の指定によりF値が別途定められた鋼材等(冷間成形角形鋼管等)

#### (2) 鉄筋コンクリート造建築物

一般の現場打ち鉄筋コンクリート造建築物に適用するものであるが、壁式鉄筋コンクリート造建築物、壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物、プレストレストコンクリート造建築物、壁式ラーメン鉄筋コンクリート造建築物等についても本指針を適用する。

壁式鉄筋コンクリート造建築物の告示には、令第88条第1項に規定するZの数値及びコンクリートの設計基準強度評価による壁量の緩和が示されているが、本指針2.5の地震力、地震地域係数を考慮すると壁量及び平均せん断応力度等が増加する傾向となるので注意が必要である。ただし、各構造特性に合わせた規定は、各学会規準及び技術基準解説書によるものとする。

特別な調査・研究に基づいて設計する特殊な構造等(その部分も含む)については、この指針によらなくてもよい。

また、以下の場合、原則として第2章(荷重及び外力)を適用するほか、各章の構造特性を判断したうえで、各規定を適宜採用することが望ましい。

- ・特殊な構造等について、令第80条の2の規定により国土交通大臣が一般的な検証法として告示を定めた場合
- ・工業化住宅など型式適合認定を受ける場合
- ・品確法における耐震等級(構造躯体の倒壊等防止及び損傷防止)を取得する場合

### 1. 3 本指針の適用時期

本指針は、平成22年1月1日から適用する。

### 1. 4 用語の定義

この指針において、次の各号に掲げる用語の定義は、次のとおりとする。

- |               |  |
|---------------|--|
| (1) $Z_s$     | 静岡県地震地域係数  |
| (2) $I$       | 用途係数   |
| (3) $S_p$     | 鉄筋コンクリート及び鉄骨鉄筋コンクリート造建築物を強度抵抗型の建築物にするための係数                               |
| (4) 層間変形角     | 令第82条の2の規定による。   |
| (5) 剛性率       | 令第82条の6第二号イの規定による。   |
| (6) 偏心率       | 令第82条の6第二号ロの規定による。   |
| (7) 保有水平耐力計算  | 令第82条の規定による。   |
| (8) 許容応力度等計算  | 令第82条の6の規定による。   |
| (9) 一次設計      | 令第82条各号、令第82条の4の規定に基づく設計をいう。   |
| (10) 二次設計     | 令第82条の2、令第82条の3、令第82条の6の規定に基づく設計をいう。                                     |
| (11) 限界耐力計算   | 令第82条の5の規定による。   |
| (12) 時刻歴応答解析  | 令第81条第1項各号の規定による「超高層建築物の構造計算」をいう。  |
| (13) 耐久性等関係規定 | 令第36条第1項による規定及び令80条の2による国土交通大臣により指定された部分をいう。                             |
| (14) 小規模建築物   | 法第6条第1項第四号に該当する鉄骨造の建築物のうち、居室の無い、渡り廊下、畜舎、物置等の建築物をいう。                      |
| (15) 高層建築物    | 高さが31mを超える建築物をいう。  |
| (16) 型式適合認定   | 法第68条の10の規定による。  |
| (17) 品確法      | 「住宅の品質確保の促進等に関する法律」をいう。  |
| (18) 技術基準解説書  | 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書<br>(国交省住宅局建築指導課、日本建築行政会議、(財)日本建築防災協会、(財)日本建築センター) |

アンダーライン部分は、今回の改訂で変更・追加等の部分を示す。

## 第2章 荷重及び外力

### 2. 1 積載荷重

積載荷重は、令第85条によるが、表2. 1-1に掲げるものについては、同表によることを原則とする。

表2. 1-1 床の積載荷重 (単位 N/m<sup>2</sup>)

建物の用途及び室の種類		計算の対象		
		床	大梁柱基礎	地震力
小・中・高校の一般教室、管理室、便所		2900	2100	1100
小・中・高校の特別教室・固定席の講堂		2900	2600	1600
小・中・高校の体育館格技場・可動席の講堂		3500	3200	2100
倉庫（特に重量保管用を除く）		3900以上	2900以上	2000以上
書庫	階の途中に床を設けないもの	5400以上	4400以上	3900以上
	2段床式	9800以上	8800以上	7800以上
常時人が上がらない陸屋根の屋上		900以上	650以上	300以上

倉庫業を営む倉庫における床の積載荷重は、令第85条第1項の規定によって実況に応じて計算した数値が3,900N/m<sup>2</sup>未満の場合においても、3,900N/m<sup>2</sup>としなければならない。

#### (解説)

建築物各部の積載荷重は、令第85条第1項に定められているように実況によるべきであるが、ただし書により室の種類に応じて同項の表を使用してよいことになっている。同表では、不明確なもの及び静岡県の現状による望ましい荷重の数値を表2. 1-1に掲げた。

常時人が上がらない陸屋根の屋上の積載荷重の取扱いについては特に定めがないが、将来の使用形態の予測ができないため、屋上広場の1/2以上を見込むこととする。また、作業の目的以外に人が登る可能性のない屋根については、屋根上の構造物等の実荷重を基として屋根葺、修理等の際の荷重を適切に判断した数値を採用すればよい。

設計の便を図り、表2. 1-1に令第85条第1項の表を加えたものを表2. 1-2に示す。(単位 N/m<sup>2</sup>)

表2. 1-2 床の積載荷重

建物の用途及び室の種類		計算の対象			
		床	大梁柱基礎	地震力	
(1)	住宅の居室、住宅以外の建物の寝室・病室	1800	1300	600	
(2)	事務室・研究室	2900	1800	800	
(3)	小・中・高校以外の教室	2300	2100	1100	
(3a)	小・中・高校の一般教室・管理室・便所	2900	2100	1100	
(3b)	小・中・高校の特別教室・固定席の講堂	2900	2600	1600	
(3c)	小・中・高校の体育館格技場・可動席の講堂	3500	3200	2100	
(4)	百貨店又は店舗の売場	2900	2400	1300	
(5)	劇場、映画館、演芸、観覧場、公会堂、集会場その他これらに類する用途に供する建築物の客席又は集会室	固定席	2900	2600	1600
		その他	3500	3200	2100
(6)	自動車車庫及び自動車通路	5400	3900	2000	
(6a)	倉庫（特に重量保管用を除く）	3900以上	2900以上	2000以上	
(6b)	書庫	階の途中に床を設けないもの	5400以上	4400以上	3900以上
		2段床式	9800以上	8800以上	7800以上
(7)	(1)(2)以外の廊下玄関又は階段	3500	3200	2100	
(8)	屋上広場又はバルコニー	(イ)	1800	1300	600
		(ロ)	2900	2400	1300

(9)	常時人が上がらない陸屋根の屋上	900以上	650以上	300以上
	(イ) (ロ)以外の用途の場合			
	(ハ) 学校又は百貨店の場合			

## 2. 2 積雪荷重

1	積雪荷重は、令第86条による。
2	積雪単位荷重は、同令第2項の規定により、20N/cm/m <sup>2</sup> 以上とする。
3	同令第3項の規定により、県内各特定行政庁が規則で定める垂直積雪量は表2. 2-1のとおり。
4	垂直積雪量は上記3によるほか、平成12年告示第1455号第2に掲げる式又は同告示第2ただし書に規定する手法により、建築物の敷地の区域を同告示第2本文に規定する市町村の区域又は同告示第2ただし書に規定する当該区域とみなして計算できる場合にあつては、当該式又は手法により計算した数値とすることができる。

表2. 2-1 垂直積雪量

特定行政庁名	区域	数値
静岡市	(1) 都市計画区域	0.30m以上
	(2) 都市計画区域以外の区域(ただし、(3)の区域を除く。)	0.40m以上
	(3) 口坂本 井川 岩崎 上坂本 田代 小河内 入島 梅ヶ島	0.55m以上
浜松市	下記以外の区域内	0.30m以上
	春野地域自治区、佐久間地域自治区及び龍山地域自治区の区域内	0.35m以上
	水窪地域自治区の区域内	0.45m以上
沼津市	全域	0.30m以上
富士宮市	全域	0.35m以上
富士市	全域	0.30m以上
焼津市	全域	0.30m以上
静岡県	伊東市 下田市 御前崎市(平成16年3月31日における行政区画による浜岡町(以下「旧浜岡町」という。)の区域に限る。) 牧之原市(平成17年10月10日における行政区画による相良町(以下「旧相良町」という。)の区域に限る。) 東伊豆町 河津町 南伊豆町 松崎町 西伊豆町	0.25m以上
	熱海市 三島市 島田市(平成20年3月31日における行政区画による島田市(以下「旧島田市」という。)の区域に限る。) 磐田市 掛川市 藤枝市 袋井市 湖西市 伊豆市(平成16年3月31日における行政区画による修善寺町及び土肥町(以下それぞれ「旧修善寺町」及び「旧土肥町」という。)の区域に限る。) 御前崎市(旧浜岡町の区域を除く。) 菊川市 伊豆の国市 牧之原市(旧相良町の区域を除く。) 函南町 清水町 長泉町 吉田町 森町 新居町	0.30m以上
	裾野市 伊豆市(旧修善寺町及び旧土肥町の区域を除く。) 芝川町	0.35m以上
	島田市(旧島田市の区域を除く。) 川根本町(平成17年9月19日における行政区画による中川根町(以下「旧中川根町」という。)の区域に限る。)	0.40m以上
	小山町 川根本町(旧中川根町の区域を除く。)	0.45m以上
	御殿場市	0.55m以上

## 2. 3 風圧力

- 1 風圧力は、令第 87 条による。
- 2 平成 12 年告示第 1454 号第 1 第 2 項に規定する地表面粗度区分Ⅰ及びⅣの区域については、現在（平成 21 年 4 月現在）のところ県内各特定行政庁で定めていないため、建築物の高さ及び建設地の海岸線又は湖岸線までの距離によって、区分Ⅱ又はⅢを採用する。
- 3 基準風速  $V_0$  は、平成 12 年告示第 1454 号第 2 の規定による。

## 2. 4 土圧力

建築物に生じる土圧は次のように扱う。また、地下水圧が作用する場合には、同時にこの影響を考慮する。

- 1 建築物全体の水平抵抗力の検討に使用する土圧
  - (1) 長期荷重時(常時)は静止土圧とし、建築物が偏土圧を受ける場合も同様とする。
  - (2) 短期用地震時土圧は、地震時主働土圧とする。
- 2 建築物の部分(地下壁など)の設計用土圧
  - (1) 長期荷重時(常時)は静止土圧とし、建築物が偏土圧を受ける場合も同様とする。
  - (2) 短期用地震時土圧は、地震時主働土圧に地下部分を含む建築物慣性力を考慮する。
- 3 土圧が偏土圧となる場合、建築物の地震時の安全性を確保するため、各ルートに応じて以下の式を満足させる。

ルート 1 の場合

$$\Sigma 2.5\alpha \cdot Aw + \Sigma 0.7\alpha \cdot Ac \geq Z_s \cdot I \cdot W \cdot A_i \cdot Sp + WF \quad (2.4-1) \text{ 式}$$

ルート 2-1 の場合

$$\Sigma 2.5\alpha \cdot Aw + \Sigma 0.7\alpha \cdot Ac \geq 0.75 (Z_s \cdot I \cdot W \cdot A_i \cdot Sp + WF) \quad (2.4-2) \text{ 式}$$

ルート 2-2 の場合

$$\Sigma 1.8\alpha \cdot Aw + \Sigma 1.8\alpha \cdot Ac \geq Z_s \cdot I \cdot W \cdot A_i \cdot Sp + WF \quad (2.4-3) \text{ 式}$$

ルート 3 の場合

$$Q_u \geq Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} + WF \quad (2.4-4) \text{ 式}$$

この式において

$\alpha$ 、 $Aw$ 、 $Ac$ 、 $W$ 、 $A_i$  : 昭和 55 年告示第 1791 号第 3 第 1 号による

$Z_s$  : 静岡県地震地域係数 2.5.2 の規定による

$I$  : 用途係数 2.5.3 の規定による

$WF$  : 地震時土圧

$Sp$  : 強度抵抗型の建築物にするための係数 4.2.2 の規定による

$Q_u$  : 保有水平耐力 令第 82 条の 3 による

$Q_{un}$ 、 $D_s$ 、 $F_{es}$  : 令第 82 条の 3 による

$Q_{ud}$  : 2.5.1 の規定による

(解 説)

- 1 地下壁に作用する静止土圧を求める時の静止土圧係数( $k_0$ )は、土の内部摩擦角から、次式によって求める。

$$k_0 = 1 - \frac{\sin \phi'}{2} \quad \phi' : \text{有効応力時の土の内部摩擦角}$$

静止土圧係数は、周囲の地盤の状態によって変化し、概ね、0.2~0.6 程度の値が得られているが、壁の周囲を良く締める時などではこの値が 1.0 を超えるようなこともある。このようなときには、壁体のひび

割れ等に注意しなければならない。これまでの試験結果から、土の有効摩擦角に対して、ヤーキーが提案した式が概ね良い近似を示すことが確認されている。土の内部摩擦角（有効応力に関する値）が30度を超えると考えられる砂、礫及びこれらを含む土質については、通常使用されている 0.5 としても良い。

2 建築物の部分(地下壁など)の短期地震時設計用土圧は、地震時主働土圧に地下部分を含む建築物慣性力を加えた値( $W_k$ )から、基礎底面での抵抗力  $W_p$  (直接基礎の場合には、底面摩擦抵抗力、杭基礎の場合には、基準変位時：1 cm の時の杭の水平抵抗力) を差し引いた値 ( $W_k - W_p$ ,  $< 0$  の場合は 0) とし、静止土圧を下回る場合には静止土圧とする。また、地震時受働土圧による反力  $R_p$  を超える場合は、 $R_p$  とする。なお、設計震度は、 $0.2 \times Z_s \cdot I$  とする。

3 建築物が偏土圧を受ける場合は、耐力壁、柱、耐力壁以外の壁の水平断面積の各ルート適合判定式や必要保有水平耐力に土圧による水平力を加える。土圧は地震時主働土圧とし、設計震度は、 $0.35 \times Z_s \cdot I$  とする。

また、地盤が緩い砂地盤である場合を除き、根入れが十分な場合には、抵抗力として前面の地震時受働土圧を考慮しても良い。

#### ・地震時主働土圧

$$\omega_{AE} = \left\{ \gamma \cdot h \cdot K_{AE} + \frac{q}{\cos \beta} K_{AE} \right\}$$

$$P_{AE} = \left\{ \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot K_{AE} + \frac{q}{\cos \beta} h \cdot K_{AE} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{1}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta)} \cdot \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos \beta}} \right\}^2}$$

$$\theta = \tan^{-1} K_h$$

ただし、 $90^\circ \leq \delta + \theta$  となる場合は適用できない。

また、 $\phi - \beta - \theta < 0$  となる場合には、 $\phi - \beta - \theta = 0$  として計算する。

$\omega_{AE}$  : 地震時主働土圧力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{AE}$  : 地震時主働土圧力 (kN/m)

$K_{AE}$  : 地震時主働土圧係数

$K_h$  : 設計震度

$\gamma$  : 背面土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  : 地表面から、土圧力度(又は土圧力)を求めようとする位置までの深さ (m)

$q$  : 単位斜面面積あたりの等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\beta$  : 構造物背面の地表面が水平面となす角 (°) 図中矢印の方向を正とする。

$\phi$  : 背面土の内部摩擦角 (°)

$\delta$  : 構造物背面と土との摩擦角又は仮想背面における摩擦角 (°)

図中矢印の方向を正とする。

地下水面以下の場合は、上記  $\gamma$  は水中単位体積重量  $\gamma'$ 、 $\theta$  は  $\theta'$  と読み替える。

$$\theta' = \tan \left( K_h \frac{\gamma'}{\gamma} \right)$$

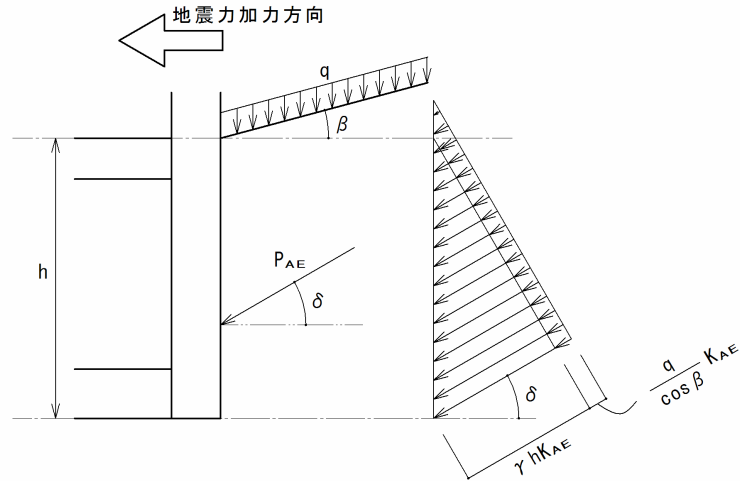


図 2. 4 - 1 地震時主働土圧

・地震時受働土圧

$$\omega_{PE} = \left\{ \gamma \cdot h \cdot K_{PE} + \frac{q}{\cos \beta} K_{PE} \right\}$$

$$P_{PE} = \left\{ \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot K_{PE} + \frac{q}{\cos \beta} h \cdot K_{PE} \right\}$$

$$K_{PE} = \frac{1}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta)} \cdot \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos \beta}} \right\}^2}$$

$$\theta = \tan^{-1} K_h$$

ただし、 $\phi + \beta - \theta < 0$  となる場合には適用できない。

$\omega_{PE}$  : 地震時受働土圧力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{PE}$  : 地震時受働土圧力 (kN/m)

$K_{PE}$  : 地震時受働土圧係数

$\phi$  : 背面土の内部摩擦角 (°)  $\phi \leq 30^\circ$

そのほかの記号は全て地震時主働土圧に同じ。



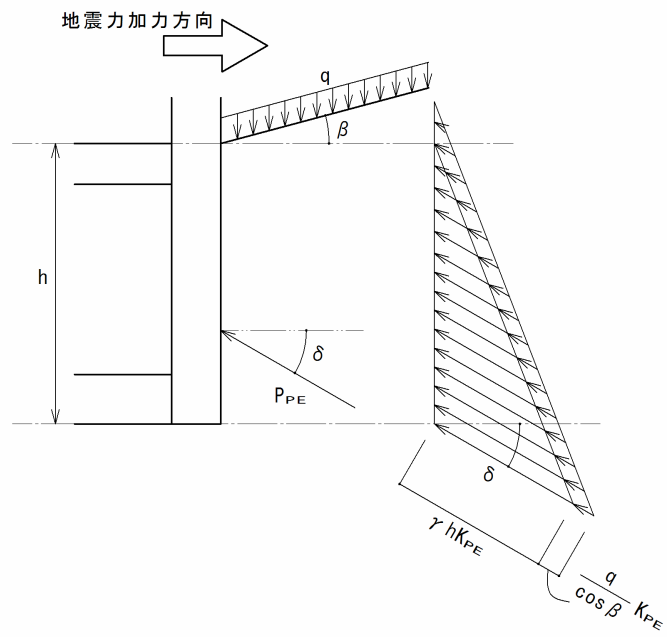


图 2. 4 - 2 地震時受働土圧

## 2. 5 地震力

### 2. 5. 1 構造計算における地震力

#### 1 保有水平耐力計算等における地震力

(1) 許容応力度計算における地震層せん断力係数は、次の(2. 5-1)式によって計算する。

$$C_i = Z_s \cdot I \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \quad (2. 5-1) \text{ 式}$$

この式において

$C_i$  : 静岡県地震層せん断力係数

$Z_s$  : 静岡県地震地域係数 2. 5. 2の規定による

$I$  : 用途係数 2. 5. 3の規定による

$R_t$  : 振動特性係数 昭和55年告示第1793号による

$A_i$  : 高さ方向の層せん断力分布係数 昭和55年告示第1793号による

$C_o$  : 標準せん断力係数 0.2以上の数値でそれぞれの構造フローの値による

(2) 保有水平耐力計算における建築物の各階の保有水平耐力は、次の(2. 5-2)式から(2. 5-4)式により計算する。

$$Q_u \geq Q_{un} \quad (2. 5-2) \text{ 式}$$

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (2. 5-3) \text{ 式}$$

$$Q_{nd} = Z_s \cdot I \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \cdot W \quad (2. 5-4) \text{ 式}$$

この式において

$Q_u$  : 各階の保有水平耐力

$Q_{un}$  : 各階の必要保有水平耐力

$D_s$  : 構造特性係数 昭和55年告示第1792号による

$F_{es}$  : 形状係数 昭和55年告示第1792号による

$Z_s$ 、 $I$ 、 $R_t$ 、 $A_i$  : 上記(1)と同じ

$C_o$  : 標準せん断力係数 1.0以上の数値とする

$W$  : 当該階が支える部分の重量 昭和55年告示第1791号による

#### (解 説)

- 1 予想される東海地震及び神奈川県西部地震に対応するため、静岡県地震地域係数( $Z_s$ )及び用途係数( $I$ )により、保有水平耐力計算等における地震層せん断力係数を割り増す。

## 2 限界耐力計算における地震力

(1) 損傷限界時の  $i$  階の地震層せん断力係数  $C_i$  は、(2.5-5) 式から (2.5-7) 式により計算するものとする。

$$C_i = \frac{\sum_{j=1}^N B_{dj} \cdot m_j}{\sum_{j=1}^N m_j} \cdot (M/Mud) \cdot Co \quad (2.5-5) \text{ 式}$$

$$Co = (Z_s \cdot I \cdot G_s \cdot Sol) \cdot (Mud/M) \quad (2.5-6) \text{ 式}$$

ただし、地階を除く階数が 5 以下の場合は、(2.5-6) 式の  $Co$  を使用して、

$$C_i = A_i \cdot Co \quad (2.5-7) \text{ 式}$$

とすることができる。

この式において

$B_{dj}$  : 損傷限界時における  $j$  階に生じる加速度の分布係数

$m_j$  : 第  $j$  階の質量

$M$  : 全質量

$Mud$  : 建築物の損傷限界における有効質量 平成 12 年告示第 1457 号による

$Z_s$  : 静岡県地震地域係数 2.5.2 の規定による

$I$  : 用途係数 2.5.3 の規定による

$G_s$  : 表層地盤による加速度増幅率 平成 12 年告示第 1457 号による

$Sol$  : 損傷限界時における工学的基盤の応答加速度スペクトルで以下の表 2.5-1 による

$Td$  : 建築物の損傷限界固有周期 平成 12 年告示第 1457 号による

$$= 2\pi \sqrt{Mud \frac{\Delta d}{Qd}}$$

$\Delta d$  : 建築物の損傷限界時の代表変位 平成 12 年告示第 1457 号による

$Qd$  : 建築物の損傷限界耐力 平成 12 年告示第 1457 号による

表 2.5-1 損傷限界時における工学的基盤の応答加速度スペクトル (単位:  $m/s^2$ )

$Td < 0.16$	$Sol = 0.64 + 6Td$
$0.16 \leq Td < 0.64$	$Sol = 1.6$
$0.64 \leq Td$	$Sol = \frac{1.024}{Td}$

(2)安全限界時の i 階の地震層せん断力係数  $C_i$  は、(2. 5-8) 式から (2. 5-10) 式により計算するものとする。

$$C_i = \frac{\sum_{j=i}^N B_{sj} \cdot m_j}{\sum_{j=i}^N m_j} \cdot (M/M_{us}) \cdot C_o \quad (2. 5-8) \text{ 式}$$

$$C_o = (Z_s \cdot I \cdot G_s \cdot S_{o2}) \cdot (M_{us}/M) \cdot F_h \quad (2. 5-9) \text{ 式}$$

ただし、地階を除く階数が5以下の場合は、(2. 5-9) 式の  $C_o$  を使用して、

$$C_i = A_i \cdot C_o \quad (2. 5-10) \text{ 式}$$

とすることができる。

この式において

$B_{sj}$  : 安全限界時における j 階に生じる加速度の分布係数

$m_j$  : 第 j 階の質量

$M$  : 全質量

$M_{us}$  : 安全限界における有効質量 平成 12 年告示第 1457 号による

$Z_s$  : 静岡県地震地域係数 2. 5. 2 の規定による

$I$  : 用途係数 2. 5. 3 の規定による

$G_s$  : 表層地盤による加速度増幅率 平成 12 年告示第 1457 号による

$S_{o2}$  : 安全限界時における工学的基盤の応答加速度スペクトルで以下の表 2. 5-2 による

$F_h$  : 振動の減衰による加速度の低減率 平成 12 年告示第 1457 号による

$T_s$  : 建築物の安全限界固有周期 平成 12 年告示第 1457 号による

$$= 2\pi \sqrt{M_{us} \frac{\Delta_s}{Q_s}}$$

$\Delta_s$  : 建築物の安全限界時の代表変位 平成 12 年告示第 1457 号による

$Q_s$  : 建築物の安全限界耐力 平成 12 年告示第 1457 号による

表 2. 5-2 安全限界時における工学的基盤の応答加速度スペクトル (単位:  $m/s^2$ )

$T_s < 0.16$	$S_{o2} = 3.2 + 30 T_s$
$0.16 \leq T_s < 0.64$	$S_{o2} = 8$
$0.64 \leq T_s$	$S_{o2} = \frac{5.12}{T_s}$

(解 説)

2 限界耐力計算は、地震動による建築物の応答を、応答スペクトル法を基本として求め、その応答値が建築物の耐力(強度と変形)以下になっていることを確認するものである。したがって、限界耐力計算における計算手順は、許容応力度計算のように設計用地震力が与えられ、それに対して断面を算定していくものではないが、便宜的に結果として得られる地震力(応答値)を許容応力度等計算と同様の形式で表現すると本文のようになる。

なお、本指針では保有水平耐力計算等と同様に静岡県地震地域係数( $Z_s$ )及び用途係数( $I$ )により、地震層せん断力係数を割り増す。

## 2. 5. 2 静岡県地震地域係数 (Zs)

静岡県地震地域係数Zsは、全域1.2以上とする。ただし、発震機構や伝播機構を考慮した詳細検討により当該地域の地震動が推定可能と判断される場合は、1.0以上の数値で適宜設定してよい。

(解 説)

従来、静岡県地震地域係数は、近い将来発生する可能性が高いと考えられている東海地震や神奈川県西部地震を対象に、その想定される震源域や地震の規模、震源距離、地震被害想定時における予想地動レベル等に基づき、AからE地域までのゾーニングを行い、各地域ごとに表2.5-3のように設定されていた。

一方、東海地震を対象とした静岡県の第3次被害想定結果(2001年5月)、中央防災会議における検討結果(2001年6月)では、従来想定されていた震源域に加え、新たな震源域の影響についても検討された。その結果、中央防災会議における地震動の予測(2001年11月)では、県内のほぼ全域において震度6弱以上が予想され、また、極めて広い範囲において震度6強以上に予想されるなど、強い揺れを予想される地域が、従来の想定結果よりも大きく拡大した。

以上のように、強い地震動が県内の広範囲に渡り予想される現状を考慮すると、県内地域を細分化し、それぞれに地域係数を個別に設定するよりは、むしろ全域で一律に地域係数を設定する方が適切であると考えられる。そこで、2002年の改定より、原則として静岡県地震地域係数を県内全域において1.2以上(従来のA地域に相当)となった。

なお、想定地震に対する発震機構や伝播機構などの詳細なデータに基づいて、当該地域の地震動が推定可能な場合においては、1.0以上の数値で適宜設定しても良いものとした。

また、品確法による耐震等級(構造躯体の倒壊等防止及び損傷防止)において等級2、等級3のように保有水平耐力計算等で要求される値の1.2倍以上の地震力が、設定されている場合、本指針の静岡県地震地域係数Zsによる地震力の割増は満足されているものと判断する。

表2.5-3 旧指針(1998年版) Zs

静岡県地震地域係数 Zs	
地域	Zs
A 地 域	1.2以上
B 地 域	1.1以上
その他の地域 (C~E地域)	1.0以上

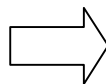


表2.5-4 静岡県地震地域係数 Zs

静岡県地震地域係数 Zs	
地域	Zs
<u>全 域</u>	<u>1.2以上</u>

### 2. 5. 3 用途係数 (I)

用途係数は、表 2. 5-5 の数値を用いる。

表 2. 5-5 用途係数 (I)

建築物の用途	I
公共的建築物	1.25以上
その他の建築物	1.0以上

#### (解 説)

地震動は、建築物の用途によって大きさが変わるわけではないが、用途によって地震力を割り増すことにより、その建築物の損傷の度合いを少なくすることができる。

特に、震災直後でも使用が可能となるべき用途の建築物、地震時でもその中に留まらざるを得ない建築物等は、公共的建築物として扱うものとする。

次の(1)～(4)に該当する建築物は、公共的建築物として扱うものとする。

(1) 災害時に機能を特に保持する必要がある建築物

庁舎、学校（体育館を含む）、病院、診療所、公民館、警察署、消防署、発電所、変電所、放送局、電話交換所等

(2) 災害時の被害によって周囲に影響を与えるおそれのある建築物

危険物倉庫等

(3) 避難が困難な者を収容している建築物

児童福祉施設、老人福祉施設等

(4) 災害時に避難所となる建築物

(1)の建築物以外の建築物で、地域防災計画で災害時には避難所になると指定された建築物

これらに加えて、官公庁施設の設計にあたっては、以下の文献も参考にされたい。

〈文献〉

建設大臣官房官庁営繕部監修：官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説（平成8年版）

### 2. 5. 4 地下部分の地震力

建築物の地下部分の各部分に作用する地震力は、当該部分の固定荷重と積載荷重との和に(2. 5-11)式に規定する水平震度を乗じて算定する。

$$k \geq 0.1 (1 - H/40) Z_s \cdot I \quad (2. 5-11) \text{ 式}$$

k：水平震度

H：建築物の地下部分の各部分の地盤面からの深さ（20を超える場合は20とする）（単位 m）

#### (解 説)

地下部分に作用する地震力に対しても、静岡県地震地域係数（Zs）及び用途係数（I）により、割り増しを行うこととする

## 2. 5. 5 建築物の各種付属部分の地震力

建築物の各種付属部分の設計震度は、表 2. 5 - 6 の数値を用いる。

表 2. 5 - 6 各種付属部分の設計震度

各種付属部分	設計震度
屋上水槽、広告塔、塔屋	水平震度 $1.0 \cdot Z_s \cdot I$ 以上
屋上から突出する煙突	
パラペット、屋外装飾物	
片持支持の帳壁	
上記以外の帳壁	水平震度 $0.5 \cdot Z_s \cdot I$ 以上
片持ばり、片持スラブ	上下震度 $1.0 \cdot Z_s \cdot I$ 以上

### (解 説)

平成 19 年告示第 594 号第 2 では、地階を除く階数が 4 階以上または高さが 20m 以上の建築物の屋上から突出する部分や片持スラブ等で外壁から 2 m を超えて突出する部分について、構造計算し安全を確認するよう規定されているが、本指針では従前どおり表 2. 5 - 6 の各種付属部分について、階数や諸寸法等にかかわらず、すべて検討する。

建築物の付属部分は、その局部的破壊が構造体本体の耐震性に直接影響を与えることは少ないにしても、何らかの重大な支障をもたらすおそれがある場合や周辺に著しい危険をもたらすおそれがある場合には、局部的破壊といえども許されない。

付属部分は、構造体本体に対して質量、剛性が著しく不連続な場合が多く、それに起因して、地震時において局部的に振動が増幅されやすいので注意を要する。

屋上から突出する水槽や煙突等の水平震度は、平成 12 年告示第 1389 号で規定されているが、予想される東海地震に対応するため、静岡県地震地域係数 ( $Z_s$ ) 及び用途係数 ( $I$ ) により水平震度を割り増すものとする。

なお、建築物本体と付属部分との接続部の設計に十分な配慮をする必要がある。

## 2. 6 その他の荷重

- 1 季節変動、経年変動を把握し、常時の地下水位及び豪雨、洪水等の一時的気象による地下水位を適切に想定し、建築物に作用する水平方向の水圧、上向きの浮力を考慮する。
- 2 温度変化により部材応力が大きく変動する場合には、その応力を考慮する。
- 3 土砂災害特別警戒区域においては、地域ごとに土砂法により定められた衝撃力、土圧を考慮する。
- 4 津波避難ビルの設計にあたっては、津波荷重を考慮する。

### (解 説)

1 地盤調査により地下水位を調べるほか、季節変動・経年変動や自然環境による地下水位の変動幅を考慮する。

(1) 地下外壁に作用する水圧

$$\underline{h P_w = \gamma_w (z - H)} \quad \underline{(2.6-1) 式}$$

$\underline{h P_w}$  : 地下外壁に作用する水圧

$\underline{\gamma_w}$  : 水の単位体積重量

$\underline{z}$  : 地表面から水圧を求める位置までの深さ

$\underline{H}$  : 地表面から地下水位までの深さ

(2) 基礎底面に作用する浮力

$$\underline{v P_w = \gamma_w (z - H)} \quad \underline{(2.6-2) 式}$$

$\underline{v P_w}$  : 基礎底面に作用する浮力

$\underline{\gamma_w}$  : 水の単位体積重量

$\underline{z}$  : 地表面から浮力を求める位置までの深さ

$\underline{H}$  : 地表面から地下水位までの深さ

砂質土地盤が液状化した場合、過剰間隙水により浮力が発生し、地下外壁の側面摩擦、杭上部の周面摩擦等が期待できなので注意する。

2 温度変化によって大きな伸縮の生ずる長大建築物、大スパン建築物及び建築物内で温度変化の大きい冷凍倉庫、蓄熱層、サイロや煙突等では、温度分布状態を設定し、部材の諸特性に応じた温度応力を考慮する必要がある。

3 土砂災害特別警戒区域内において居室を有する建築物は、土砂の崩壊等に対し安全なものとする。土砂崩壊による土石等の移動による衝撃力と高さ、土砂崩壊による土石等の堆積による土圧と高さ、土石流による衝撃力と高さ、地滑りによる土石等の堆積による土圧と高さに関し、土砂法の規定により県知事が地域ごとに定めているのでその値を用いて計算する。令第80条の3、平成13年告示第383号を満足した構造とする。

4 津波避難ビルは、「津波荷重と津波避難ビルの構造設計法について」((財)日本建築センター)に基づき設計する。設計用浸水深さは、静岡県が発表している第3次地震被害想定 推定津波浸水域図を参考に決定する。なお、避難階における避難時に想定する床の積載荷重も適切に考慮して設計する。以下に津波荷重に関する式を示す。

(1) 津波波圧算定式

構造設計用の進行方向の津波波圧は、下式により算定する。

$$\underline{qz = \rho g (3\eta - Z)} \quad \underline{(2.6-3) 式}$$

$\underline{qz}$  : 構造設計用の進行方向の津波波圧 (k N/m<sup>2</sup>)

$\underline{\rho}$  : 水の単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)

$\underline{g}$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$\underline{\eta}$  : 設計用浸水深 (m)

$\underline{Z}$  : 当該部分の地盤面からの高さ (0 ≤ Z ≤ 3 η) (m)



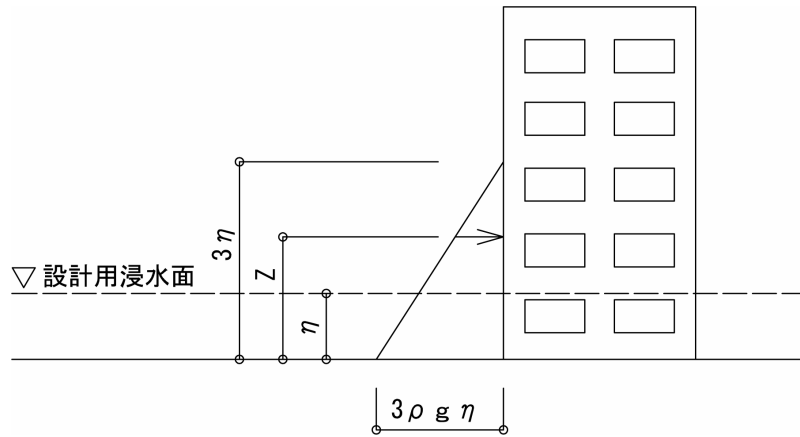


図 2. 6 - 1 津波波圧算定

(2) 津波波力算定式

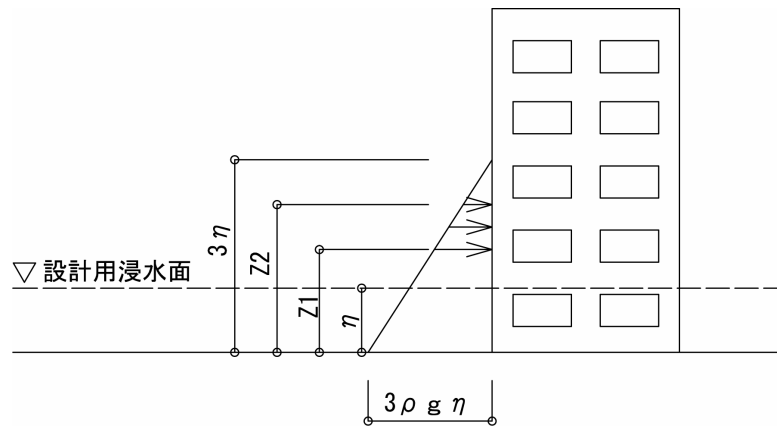
$$\begin{aligned}
 Qz &= \rho g B \int_{Z1}^{Z2} (3\eta - z) dz \\
 &= \frac{1}{2} \rho g B \left\{ (6\eta Z2 - Z2^2) - (6\eta Z1 - Z1^2) \right\} \quad \text{(2. 6 - 4) 式}
 \end{aligned}$$

$Qz$  :  $Z1 \sim Z2$ 間の構造設計用の進行方向の津波波力 (k N)

$B$  : 当該部分の幅 (m)

$Z1$  : 津波波力を算定する部分の下側の高さ (m)

$Z2$  : 津波波力を算定する部分の上側の高さ (m)



2. 6 - 2 津波波力算定

〈文献〉

日本建築センター：津波荷重と津波避難ビルの構造設計法について

## 2. 7 荷重組合せ

### 2. 7. 1 保有水平耐力計算等及び限界耐力計算の荷重組合せ

#### 1 保有水平耐力計算等の荷重組合せ

表 2. 7-1 保有水平耐力計算等の荷重組合せ

荷重及び外力について想定する状態		荷重の組合せ	備 考
常 時		$G + P$	
稀に発生する力	積 雪 時	$G + P + S$	
	暴 風 時	$G + P + W$	建築物の転倒、柱の引抜き等を検討する場合、Pについては、 <u>実況に応じて積載荷重を減らした数値とする</u>
	地 震 時	$G + P + K1$	
極めて稀に発生する地震時		$G + P + K2$	

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84条に規定する積載荷重によって生ずる力

S 令第84条に規定する積雪荷重によって生ずる力

W 令第87条に規定する風圧力によって生ずる力

K1 2. 5. 1-1 (1)の規定による

K2 2. 5. 1-1 (2)の規定による

## 2 限界耐力計算の荷重の組合せ

表 2. 7-2 限界耐力計算の荷重の組合せ

荷重及び外力について想定する状態		荷重の組合せ	備 考
常 時		表 2. 7-1 による	
稀に発生する力	積 雪 時	表 2. 7-1 による	
	暴 風 時	表 2-7-1 による	
	地 震 時	$G + P + K_d$	
極めて稀に発生する力	積雪時	$G + P + 1.4 S$	
	暴風時	$G + P + 1.6W$	建築物の転倒、柱の引抜き等を検討する場合、Pについては、 <u>実況に応じて積載荷重を減らした数値とする</u>
	地震時	$G + P + K_s$	

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84条に規定する積載荷重によって生ずる力

S 令第84条に規定する積雪荷重によって生ずる力

W 令第87条に規定する風圧力によって生ずる力

$K_d$  2. 5. 1-2 (1)の規定による

$K_s$  2. 5. 1-2 (1)の規定による

### (解 説)

保有水平耐力計算等と限界耐力計算の荷重の組合せについて上表に示したが、限界耐力計算の極めて稀に発生する暴風時は、「 $G + P + 1.6W$ 」となっており、1.6が荷重効果を示していることから、荷重の組合せには、荷重効果の組合せの意味も含まれている。常時の「 $G + P$ 」は、建築物に固定荷重「G」と積載荷重「P」が同時に作用した時の状態を示す。

保有水平耐力計算等と限界耐力計算の荷重組合せにおける大きな相違点は、限界耐力計算においては極めて稀に発生する積雪、暴風に対し建築物が倒壊・崩壊しないことを検証することが要求されているが、保有水平耐力計算等では、要求されていないことである。これは、仕様規定に適合させているため、極めて稀な積雪や暴風に対して建築物が倒壊・崩壊しないことを推定できるためである。

ここには、2. 4土圧や2. 6その他の荷重の水圧、温度荷重、土砂荷重、津波荷重が示されていないが、適切に荷重を組み合わせ、実況や想定に適合したものとする。

## 第3章 鉄骨造の耐震計算

### 3. 1 構造計画の方針

#### 3. 1. 1 平面計画

- 1 平面形は、なるべく整形になるようにする。  
必要に応じエキスパンション・ジョイントを設け、不整形な平面は避ける。
- 2 平面剛性は、バランス良く計画し、偏心率が0.15を超えないことが望ましい。偏心率が0.15を超える場合は、3. 2. 1 構造計算のフローを参照して対処する。

(解 説)

- 1 平面が不整形な建築物は、局所的に応力が集中し、著しい損傷を招く恐れがあるので避けなければならない。やむを得ず不整形な平面形となる場合には、地震力の割り増し等によって適切に対処する必要がある。
- 2 偏心率の検討は、構造計算のフローのルート **1-1** による場合についても行うものとする。

#### 3. 1. 2 立面計画

- 1 立面形はなるべく整形になるようにする。
- 2 建築物の高さ方向の剛性、重量のバランスが、なるべく不連続にならないように計画し、各階の剛性率が0.6以上になることが望ましい。剛性率が0.6未満になる場合は、3. 2. 1 構造計算のフローを参照して対処する。

(解 説)

- 1 立面形は、なるべく整形になるようにし、特に鉛直方向の力の流れが滑らかになるようにする。やむを得ず上階の柱をはりで受けるような場合には、そのはりの強度及び剛性は、十分に安全なものとしなければならない。
- 2 建築物の各層の剛性に著しい差があると、地震時に剛性の小さな層に変形、損傷が集中し易いので、このような設計は、避けなければならない。  
剛性率の検討は、構造計算のフローのルート **1-1**・**1-2** による場合についても行うものとする。

### 3. 1. 3 筋かいの配置

軸組筋かいを設ける場合は、平面的及び立面的にバランス良く配置するように計画する。

(解 説)

軸組筋かいを設ける場合には、軸組筋かい材が、偏心率、剛性率に影響を与えるので、バランス良く配置するように計画する。

### 3. 1. 4 水平面内剛性

床面及び屋根面は、十分な水平面内剛性及び強度を有する構造とする。

(解 説)

十分な水平面内剛性及び強度を有する構造とするには、剛性の高い水平筋かいを設けるか、コンクリートスラブを設け、これとはりシアコネクターによって適切に緊結する等の措置が必要である。

軸組筋かいを有する構造では、建物に作用する水平力が軸組筋かい材を含む架構に円滑に伝達されるよう、床面剛性、耐力の検討を行う。

吹抜けのある建築物、大規模な建築物等剛床仮定の成立し難い場合には、それぞれの部位ごとに地震力を負担するように計画する。このような計画とした場合、仮定した通りに地震力が負担されるように注意深く平面計画を行い、特に部位と部位の中間部の荷重の処理に注意する。また、各部位の変位にあまり大きな差が生じないようにする。

### 3. 1. 5 エキスパンション・ジョイント

- 1 エキスパンション・ジョイントの離隔幅は、各部位に応じ適切な可動量が確保されるよう計画する。
- 2 構造体の離隔幅は、詳細な計算に基づくほか十分に余裕をもって設定する。敷地境界に近接して建物を配置する場合は、地震時に建物が敷地外に出ることが無い様設計する。

(解 説)

- 1 例えば、表に示すように重大な被害に直結する構造部材とそうでない非構造部材に対し適切な目標性能を設定することが必要である。

表 3. 1-1 エキスパンション・ジョイントの目標性能 (例)

	中小地震	大地震
構造部材	衝突せず	衝突せず
非構造部材	機能維持	脱落せず

- 2 構造体の離隔幅は、原則として (3. 1-1) 式による。

$$S \geq S_1 + S_2 \quad (3. 1-1) \text{ 式}$$

ここで、 $S$  : 離隔幅

$S_1$ 、 $S_2$  : 各建築物の大地震時変位

特に大地震時の変位については、弾塑性応答であり、詳細な計算によりもとめる必要があるが、計算そのものの精度や地震そのものの不確定性を踏まえると、十分な余裕を持つことも重要である。特に詳細な計算をしない場合は、大地震時の各建築物の変位 ( $S_1$ 、 $S_2$ )として $H/50$  ( $H$ : 対象部位の地上の高さ) が1つの目安となる。

## 3. 2 構造計算の方針

### 3. 2. 1 構造計算のフロー

鉄骨造建築物は、その構造計画に応じて、次の静岡県用の鉄骨造建築物の耐震計画フローにより構造計算を行い、構造耐力上安全であることを確認しなければならない。





(解説)

静岡県の鉄骨造建築物の耐震計画フローは、予想される東海地震に対応するため建築基準法施行令の規定に基づく鉄骨造建築物のフローを基本にして、各設計ルートごとに次の規定を追加した。

(1) ルート 1-1…剛性率及び偏心率の検討を追加した。

規定値を超える場合は、必要保有水平力算出時の形状係数 $F_{es}$ によって応力を割り増す事とした。

(2) ルート 1-2…剛性率の検討を追加した。

規定値を超える場合は、必要保有水平力算出時の形状係数 $F_s$ によって応力を割り増す事とした。

(3) 下記の設計ルートにおいて、静岡県地震地域係数 ( $Z_s$ ) 及び用途係数 ( $I$ ) による地震力の割り増しを行う事を追加した。

ルート 1-1の許容応力度計算

ルート 1-2の許容応力度計算

ルート 2の許容応力度計算

ルート 3の保有水平耐力計算

### 3. 2. 2 許容応力度等計算の各ルートの適用範囲

各ルートの適用範囲は、下記による。

#### 1 ルート 1-1

- ・ 地階を除く階数は3以下とする。
- ・ 高さは13m以下、かつ軒高さは9m以下とする。
- ・ スパンは6m以下とする。
- ・ 延べ面積は500㎡以内とする。
- ・ 標準せん断力係数  $C_0$  は0.3以上とする。
- ・  $Z_s$  及び  $I$  による割り増しを行う。
- ・ 剛性率  $R_s \geq 0.60$ 、偏心率  $Re \leq 0.15$  の確認を行う。規定値を超える場合は、必要保有水平力算出時の形状係数  $F_{es}$  により応力の割り増しを行う。
- ・ 水平力を負担する筋かいの端部及び柱梁接合部は保有耐力接合とする。
- ・ 局部座屈により耐力低下が生じないよう、幅厚比の規定（ルート 2）を満足することを確認する。
- ・ 柱及び梁の仕口部・継手部は保有耐力接合とする。
- ・ 梁は保有耐力横補剛とする。
- ・ 柱脚部と基礎の接合を適切に評価し、作用する力に対し十分な強度とするか、十分な靱性を確保する。
- ・ 冷間成形角形鋼管柱の応力割増しを行う。

#### 2 ルート 1-2

- ・ 地階を除く階数は2以下とする。
- ・ 高さは13m以下、かつ軒高さは9m以下とする。
- ・ スパンは12m以下とする。
- ・ 延べ面積は500㎡以内とする。平屋にあつては3,000㎡以内とする。
- ・ 薄板軽量形鋼造、又は屋上を積載荷重の大きな用途とする建築物を除く。
- ・ 標準せん断力係数  $C_0$  は0.3以上とする。
- ・  $Z_s$  及び  $I$  による割り増しを行う。
- ・ 剛性率  $R_s \geq 0.60$  の確認を行う。規定値を超える場合は、必要保有水平力算出時の形状係数  $F_s$  により応力の割り増しを行う。
- ・ 偏心率  $Re \leq 0.15$  の確認を行う。
- ・ 水平力を負担する筋かいの端部及び柱梁接合部は保有耐力接合とする。
- ・ 局部座屈により耐力低下が生じないよう、幅厚比の規定（ルート 2）を満足することを確認する。
- ・ 柱及び梁の仕口部・継手部は保有耐力接合とする。
- ・ 梁は保有耐力横補剛となることを確認する。
- ・ 柱脚部と基礎の接合を適切に評価し、作用する力に対し十分な強度とするか、十分な靱性を確保する。
- ・ 冷間成形角形鋼管柱の応力割増しを行う。

#### 3 ルート 2

- ・ 標準せん断力係数  $C_0$  は0.2以上とする。
- ・  $Z_s$  及び  $I$  による割り増しを行う。
- ・ 層間変形角  $\leq 1/200$  の確認を行う。また、変形により建築物に著しい損傷が生じるおそれのない場合は  $\leq 1/120$  として良い。（層間変形角を検討する場合には  $Z_s \geq 1.0 \cdot I \geq 1.0$  として良い。）
- ・ 剛性率  $R_s \geq 0.60$ 、偏心率  $Re \leq 0.15$  の確認を行う。

- ・地上部分の塔状比が4を超えないことを確認する。
- ・水平力を負担する筋かいを含む階は、 $\beta$ による応力の割り増しを行う。
- ・水平力を負担する筋かいの端部及び柱梁接合部は保有耐力接合とする。
- ・柱及び梁の幅厚比が規定値を満足することを確認する。
- ・柱及び梁の仕口部・継手部は保有耐力接合とする。
- ・梁は保有耐力横補剛となることを確認する。
- ・柱脚部と基礎の接合を適切に評価し、作用する力に対し十分な強度とするか、十分な靱性を確保する。
- ・冷間成形形鋼管柱の応力割増しおよび耐力比確保を行う。

#### 4 ルート3

- ・許容応力度計算時標準せん断力係数  $C_0$  は 0.2 以上とする。
- ・許容応力度計算時は  $Z_s \geq 1.0$  としても良い。ただし、用途係数  $I$  を考慮する場合は、これを考慮する。
- ・層間変形角  $\leq 1/200$  の確認を行う。ただし、変形により建築物に著しい損傷が生じるおそれのない場合は  $\leq 1/120$  として良い。（層間変形角を検討する場合には  $Z_s \geq 1.0 \cdot I \geq 1.0$  としても良い。）
- ・保有水平耐力の確認を行う際の必要保有水平耐力算出時せん断力係数  $C_0$  は 1.0 以上とする。また、必要保有水平耐力算出時には、 $Z_s$  及び  $I$  による割り増し・形状係数  $F_{es}$  による割り増しを行う。
- ・地上部分の塔状比が4を超える場合は転倒の検討を行う。
- ・冷間成形形鋼管柱を用いた場合、建物の崩壊形の確認を行い、局部崩壊となる場合には架構が十分な耐力を有していることを確認する。
- ・柱脚部において破断が生じないように、注意する。

5 規模等が対象外であっても、設計者の判断により、より詳細な検討（数字の大きなルート）を採用することができる。

#### (解説)

1 ルート1-1は、比較的小規模な建築物に対して、許容応力度設計時の強度を大きくすることにより保有水平耐力が確保されるものとし、保有水平耐力計算を省略して計算の簡略化を図るものである。この場合、許容応力度設計時の地震力を算定する際は、標準せん断力係数を 0.3 以上としさらに 2.5 の規定により静岡県地震地域係数 ( $Z_s$ ) 及び用途係数 ( $I$ ) による割り増しを行う。また、軸組筋かいの端部・接合部が筋かいの全断面降伏に先立ち破断しないこと、柱梁接合部が保有耐力接合であること、梁又は柱に塑性ヒンジが形成されるまで局部座屈・横座屈が生じないことを確かめる。

剛性率・偏心率の確認を行い、規定値を超える場合は必要保有水平力算出時の形状係数  $F_{es}$  により応力の割り増しを行う。

2 ルート1-2は、1-1と同様、比較的小規模な建築物に対して許容応力度設計時の強度を大きくすることにより保有水平耐力が確保されるものとし、保有水平耐力計算を省略して計算の簡略化を図るものである。許容応力度設計時の標準せん断力係数は 0.3 以上とし、静岡県地震地域係数及び用途係数による割り増しは、1-1と同様である。また、軸組筋かいの端部・接合部、梁・柱に対する局部座屈等への配慮についても1-1と同様である。

剛性率・偏心率の確認を行い、剛性率が規定値を超える場合は、必要保有水平力算出時の形状係数  $F_s$  により応力の割り増しを行い、偏心率が規定値を超える場合は、保有水平耐力の計算を行うルート3へ計算ルートを移行する。

3 ルート②は、平面・断面の構造計画の均整がとれた建築物に適用され、構造規定によって塑性変形能力の確認をすることにより保有水平耐力が確保されると考えるものである。

この場合、許容応力度設計時の地震力を算定する際は、標準せん断力係数を 0.2 以上とするが、2.5 の規定により静岡県用地震地域係数 (Zs) 及び用途係数 (I) による割り増しを行う。ただし、層間変形角を検討する場合には、静岡県地震地域係数 (Zs) 及び用途係数 (I) を考慮しなくてもよい。

軸組筋かいを有する構造の場合には、その負担率に応じ、許容応力度算定時の応力の割り増しを行う。また、建築物全体の塑性変形能力が十分にあることを前提とするので、軸組筋かいの端部・接合部が筋かいの全断面降伏に先立ち破断しないこと、梁又は柱に塑性ヒンジが形成されるまで局部座屈・横座屈が生じないことを確かめる。柱脚部は十分な強度を確保する。

4 ルート③は、建築物の大規模地震に対する安全性を確かめるため、塑性領域での挙動を考慮して必要保有水平耐力を計算し、それより保有水平耐力が充分にあることを確認するものである。その際、塑性変形能力に応じたDs値を採用し必要保有水平耐力を求めることになっているので、仮定した塑性変形能力を確保できる各部寸法・詳細によらなければならない。これには下記の文献を参考にするとよい。

なお、鉄骨造の場合は、塑性変形能力が優れているため、許容応力度計算時には、Zs=1.0として良い。

〈文献〉

日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説

必要保有水平耐力の算定においては、剛性率・偏心率に基づく形状係数Pesを用いて割り増しを行い、その耐震安全性の検討が行えるようになっている。しかし、このような方法は簡便法であるので剛性率が 0.3 以下、偏心率が 0.3 以上となるような構造は避けることが望ましい。やむを得ずこのような構造となる場合には、振動特性を考慮した検討等によって耐震性を検討しなければならない。

### 3. 2. 3 トラスを含む骨組み

1 主体骨組の一部又は全体がトラス形式の構造物の設計においては、保有水平耐力の確認を行う。この場合においては、原則として弾性解析結果に基づいて行う。ただし、主体骨組のほりがトラス形式で柱が充腹材の構造物において、保有水平耐力検討時の耐力が柱部材の耐力で決まる場合には、通常の骨組の設計と同様、塑性解析によってよい。

2 トラスに用いる部材の幅厚比は下記の値以下とする。

表 3. 2-1 トラスに用いる部材の幅厚比 (炭素鋼)

炭素鋼	部位	鋼材	幅厚比	鋼材	幅厚比
H 形 鋼	フランジ	400N級	15.5	490N級	13.2
	ウェブ	400N級	48	490N級	41
角形鋼管		400N級	48	490N級	41
円形鋼管		400N級	100	490N級	73
山形鋼		400N級	12.9	490N級	11.0
溝形鋼	フランジ	400N級	12.9	490N級	11.0
	ウェブ	400N級	64.5	490N級	55.0
C T形鋼	フランジ	400N級	15.5	490N級	13.2
	脚	400N級	15.5	490N級	13.2

表3. 2-2 トラスに用いる部材の幅厚比（ステンレス鋼）

ステンレス鋼	235N級ステンレス鋼	325N級ステンレス鋼
H形鋼	$((b/tf)/16)^2 + ((d/tw)/58)^2 \leq 1$	$((b/tf)/16)^2 + ((d/tw)/43)^2 \leq 1$
角形鋼管	$d/t \leq 30$	$d/t \leq 30$
円形鋼管	$D/t \leq 92$	$D/t \leq 56$
山形鋼	$b/t \leq 15$	$b/t \leq 12$
235N級ステンレス鋼：SUS304A，SUS316A，SCS13 AA-CF 325N級ステンレス鋼：SUS304N2A		

3 精算によらない場合でのトラス部材の曲げ座屈長さは、下記により求める。

(1) トラスの弦材

構面内座屈に対しては、節点間距離を曲げ座屈長さとする。ただし、材端支持条件が構面内回転に対して特に剛な時は、節点間長さの0.8倍を曲げ座屈長さとしてよい。構面外座屈に対しては、横方向の補剛点間長さを曲げ座屈長さとする。材軸方向に変化する軸力を受ける弦材については、軸力の変化を考慮した曲げ座屈長さを用いてよい。

(2) トラスの腹材

構面内座屈に対しては、節点間長さを曲げ座屈長さとする。ただし、材端支持条件が構面内回転に対して特に剛な時は、節点間長さの0.7倍を曲げ座屈長さとしてよい。構面外座屈に対しては、節点間長さを曲げ座屈長さとする。

(解説)

1 トラス形式の部材には一般に大きな塑性変形を期待できないので、塑性解析を適用して構造物の耐力を求めることができない。そこで、保有水平耐力の算定においては、必要保有水平耐力に見合う地震力を作作用させたときの部材応力を弾性解析によって求め、各部材の最大応力がその部材の弾性限耐力以下であることを確認する。トラス形式のはりを含む骨組のうち、はりの弾性限耐力が充腹材の柱の全塑性耐力より十分大きい場合は通常の塑性解析によってよいが、その場合もはりに生ずる応力は弾性限耐力以下であることを確認しておく。

### 3. 3 塑性変形能力の確保

#### 3. 3. 1 平板要素の幅厚比及び鋼管の径厚比

構造計算のフローのうちルート **1-1**・**1-2**及び**2**による場合の平板要素の幅厚比及び鋼管の径厚比は、下記によるものとする。

- 1 柱・はり（間柱及び小ばりを除く）は、技術基準解説書によるものとする。
- 2 軸組筋かい材としてH形、箱形、円形断面を用いる場合には、表3. 3-1（炭素鋼）又は表3. 3-2（ステンレス鋼）に示す値以下とする。
- 3 軸組筋かい材として山形鋼、CT形鋼、溝形鋼を用いる場合には、表3. 3-3（炭素鋼）又は表3. 3-4（ステンレス鋼）に示す値以下とする。

表3. 3-1 軸組筋かい材（H形、箱形、円形断面）の幅厚比・径厚比（炭素鋼）

断面形		部 位	鋼 材	幅 厚 比 径 厚 比
H形断面	フランジ		400N級	$b/tf \leq 9.5$
			490N級	$b/tf \leq 8$
	ウ ェ ブ		400N級	$d/tw \leq 43$
			490N級	$d/tw \leq 37$
箱形断面 (溶接組立)			400N級	$d/t \leq 33$
			490N級	$d/t \leq 27$
冷 間 成 形 材	角形断面 (コラム)		400N級	$d/t \leq 33$ (30)
			490N級	$d/t \leq 27$
	円形断面		400N級	$D/t \leq 50$
			490N級	$D/t \leq 36$

( ) 内はBCR295を示す

表3. 3-2 軸組筋かい材（H形、箱形、円形断面）の幅厚比・径厚比（ステンレス鋼）

ステンレス鋼	幅厚比及び径厚比	
断 面 形	235N級ステンレス鋼	325N級ステンレス鋼
H形断面	$((b/tf)/11)^2 + ((d/tw)/43)^2 \leq 1$	$((b/tf)/11)^2 + ((d/tw)/31)^2 \leq 1$
箱型断面 角形断面	$d/t \leq 25$	$d/t \leq 25$
円形断面	$D/t \leq 72$	$D/t \leq 44$
235N級ステンレス鋼 : SUS304A , SUS316A , SCS13 AA-CF 325N級ステンレス鋼 : SUS304N2A		

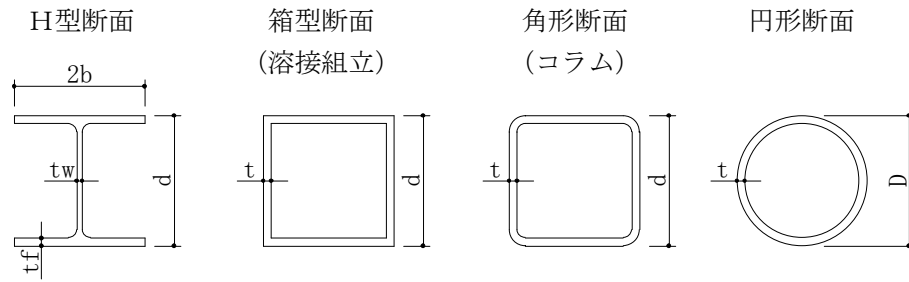


図 3. 3 - 1 各種断面の寸法

表 3. 3 - 3 軸組筋かい材 (山形鋼、C T形鋼、溝形鋼) の幅厚比 (炭素鋼)

山形鋼		400N級	$b/t \leq 11.0$
		490N級	$b/t \leq 9.4$
C T形鋼	フランジ	400N級	$b/t \leq 12.9$
		490N級	$b/t \leq 11.0$
	脚	400N級	$d/tw \leq 15.5$
		490N級	$d/tw \leq 13.2$
溝形鋼	フランジ	400N級	$b/t \leq 11.0$
		490N級	$b/t \leq 9.4$
	ウェブ	400N級	$d/tw \leq 43.0$
		490N級	$d/tw \leq 37.0$

表 3. 3 - 4 軸組筋かい材 (山形鋼) の幅厚比 (ステンレス鋼)

ステンレス鋼	鋼材	幅厚比
山形鋼	235N級	$b/t \leq 12.0$
	325N級	$b/t \leq 9.0$
235N級ステンレス鋼 : SUS304A, SUS316A, SCS13 AA-CF		
325N級ステンレス鋼 : SUS304N2A		

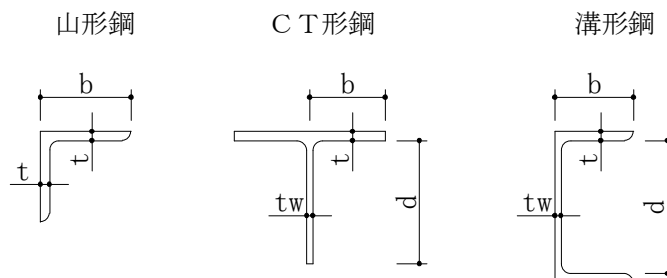


図 3. 3 - 2 各種断面の寸法

(解説)

- 1 構造計算のフローのうち、ルート 1-1・1-2 及びルート 2 では、保有水平耐力の検討を行っていない

い。そのため、保有水平耐力の検討を行っても十分それを満足する様々な要件を備えていることが前提となっている。

幅厚比の制限もその一つで、技術基準解説書の値以下であれば、塑性ヒンジが形成されても局部座屈によって耐力の劣化を起こすことがなく、十分な塑性変形が期待できる。

- 2 軸組筋かいは、地震を受けた時、曲げ座屈を起こし、圧縮曲げと引張り曲げを交互に繰り返し受けることとなり、これに伴い、断面の局部座屈の繰り返しによって、局部的に早期に破壊を起こすおそれがある。このため、できるだけ局部座屈変形が大きくならないよう幅厚比制限を用いることにした。山形鋼、C T形鋼、溝形鋼は筋かい材として用いられることが多いが、技術基準解説書には示していないので、別に表 3. 3-3 及び表 3. 3-4 を定めた。



### 3. 3. 2 横座屈に対する補剛

構造計算フローのルート 1-1・1-2、ルート2、ルート3において、はりの横座屈に対する補剛は下記によるものとする。

- 1 はりの塑性ヒンジが生ずると予想される箇所、塑性ヒンジをはさんで、表3. 3-5の値以下の間隔で、十分な剛性と強度を持った横補剛材で補剛する。
- 2 塑性ヒンジが生ずると予想される箇所以外では、表3. 3-6の値以下の間隔で横補剛材が配置されていれば、横座屈に対する検討を省略し、応力度が引張応力度以下であることを確かめればよい。

表3. 3-5 塑性ヒンジ部の横補剛間隔

		$M_2/M_1 =$	-1	-0.5	0	0.5	1
H形梁	400N級	$l_b/i_y \leq$	22	38	58	80	93
	490N級	$l_b/i_y \leq$	22	32	50	69	82

$l_b$ : はりの横補剛間隔  $i_y$ : はりの弱軸まわりの断面2次半径 (次表も同じ)

表3. 3-6 塑性ヒンジ部以外の横補剛間隔

		$M_2/M_1 =$	-1	-0.5	0	0.5	1
H形梁	400N級	$l_b/i_y \leq$	28	48	71	97	115
	490N級	$l_b/i_y \leq$	24	41	62	84	100

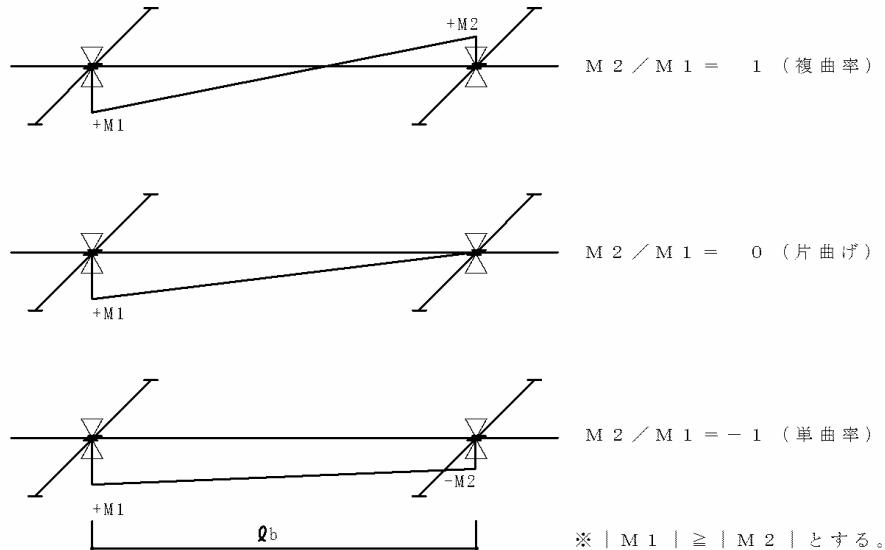


図3. 3-3 横補剛間隔

- 3 上記のほか技術基準解説書に示された方法を用いる場合には、400N級に対する  $\lambda_y \leq 170 + 20n$  は、 $\lambda_y \leq 150 + 20n$ 、490N級に対する  $\lambda_y \leq 130 + 20n$  は、 $\lambda_y \leq 110 + 20n$  と読み替えて適用することが望ましい。

4 はりに設ける横座屈補剛材の必要補剛剛性Kと必要補剛力Fは、下記の値とする。また、圧縮側フランジを十分に拘束する形状とする。

$$K \geq \frac{5M_p}{\ell_b \cdot h} \quad (3.3-1) \text{ 式}$$

$$F \geq 0.03 \frac{M_p}{h} \quad (3.3-2) \text{ 式}$$

ただし、 K : 必要補剛剛性  
 F : 必要補剛力  
 M<sub>p</sub> : はりの全塑性モーメント  
 ℓ<sub>b</sub> : 補剛区間の長さ  
 h : はりせい

5 はりの圧縮フランジ位置に横補剛材が設けられない場合には、引張フランジの横方向変形と材断面のねじり変形を拘束するように補剛部材を配して4に示す必要剛性と必要補剛力を確保する。上フランジが、スタッドコネクタなどで十分な厚さのある鉄筋コンクリートスラブに緊結されており、はりウェブが、面外に曲げ変形しないよう適切な間隔でスチフナが設けられている場合には、横座屈に対して補剛されているものとみなす事ができるが、ねじれ変形を拘束するための補剛曲げ剛性と補剛曲げモーメントの検討が必要となる。（詳しくは、鋼構造限界状態設計指針・同解説による。）その際、床版による梁剛性の増大を適切に考慮し、スタッドコネクタは2列以上とする。

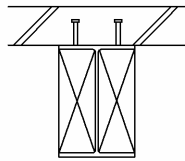


図3.3-4 スタッドコネクタによる合成床

(解説)

1 塑性ヒンジが十分な塑性変形能力を持つためには、局部座屈の防止と並んで横座屈の防止も重要である。横座屈は、座屈変形を抑制するようにはり断面の圧縮側の横移動を十分な剛性と強度を持った横補剛材で抑止すればよい。表3.3-5は、そのような横補剛材の必要間隔を与えている。横座屈は、応力分布、すなわち、はりの曲げモーメント分布に大きな影響を受ける。塑性ヒンジの近傍には、短い間隔で横補剛材を設ける必要があり、その応力状態に対する必要間隔を示した。

なお、塑性ヒンジの発生の予想される箇所は、はりの内法スパンの1/10又ははりせいの2.5倍以内の部分としてよい。

2 表3.3-6に示した補剛間隔の値は、応力状態に応じてはりが横座屈することなく全塑性状態に達するための必要値である。従って、補剛材の間隔をこの値にしておけば、塑性ヒンジの発生が予想される部分以外では改めて横座屈の検討を行う必要はない。

はりの応力状態は、正確には詳しい解析の後に判明するものであるが、補剛間隔を決めるためであれば、概略の分布を用いてよい。それゆえに表3.3-6では、5つの代表的応力状態についてだけ示した。設計においては予想される応力状態に近いものを選んでよく、また、M<sub>2</sub>/M<sub>1</sub>の値に応じて直線補間してもよい。

3 技術基準解説書により均等に補剛材を入れる場合、1本多く入ることが望ましいものとした。

4 横座屈に対する補剛は強度だけではなく剛性も必要なので、必要補剛剛性K、必要補剛力Fの規定を設けた。ここでは、はりの圧縮フランジに対して直交する水平部材による補剛を想定しているので、横座屈発生によって補剛材に生ずる軸方向力に対して軸方向の剛性と補剛力を検討しておくための規定である。はりに直交する水平部材による補剛が不可能な場合には、ここに規定する剛性と強度が確保できる架構を設けておく必要がある。

### 3. 3. 3 柱の細長比の制限

1 構造計算のフローのうち、ルート1-1・1-2及びルート2による場合は、柱の軸力比と細長比は次の制限を満たすべきものとする。

(1) 最大軸力比

$$n_y \leq 0.75 \quad (3. 3-3) \text{ 式}$$

(2) 軸力比と細長比の組合せ

$$n_y \cdot f \lambda^2 \leq 0.25 \quad (3. 3-4) \text{ 式}$$

ただし  $n_y$  : 柱の軸力比 =  $N / N_y$

$N$  : 柱の短期軸方向圧縮力

$N_y$  : 柱の降伏軸力 =  $F \cdot A$

$A$  : 柱の断面積

$F$  : F 値

$f \lambda$  : 柱の細長比 =  $\sqrt{N_y / f N_c}$

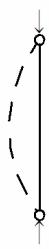
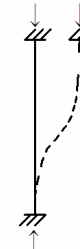
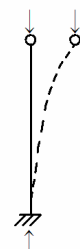
$f N_c$  : 柱の曲げ面内の弾性曲げ座屈耐力 =  $\pi^2 E I / k \ell_c^2$

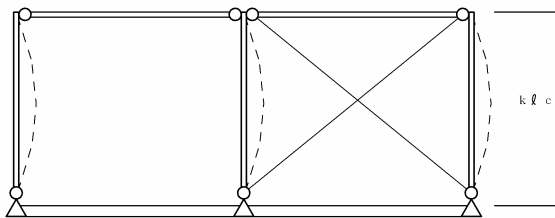
$I$  : 柱の曲げ面内の断面2次モーメント

$k \ell_c$  : 柱の曲げ面内座屈長さ

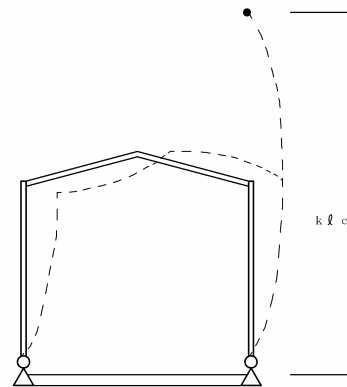
2 曲げ座屈長さ  $k \ell_c$  は骨組の座屈解析によって求める。精算によらないときは、表3. 3-7によってよい。

表3. 3-7 曲げ座屈長さ  $k \ell_c$  ( $\ell$  : 柱長)

水平移動に対する条件		拘束	自由	
回転に対する条件		両端自由	両端拘束	1端拘束 他端自由
座屈形				
$k \ell_c$	推奨値	$1.0 \ell$	$1.2 \ell$	$2.1 \ell$



移動に対する条件：拘束  
(ブレースフレーム等)



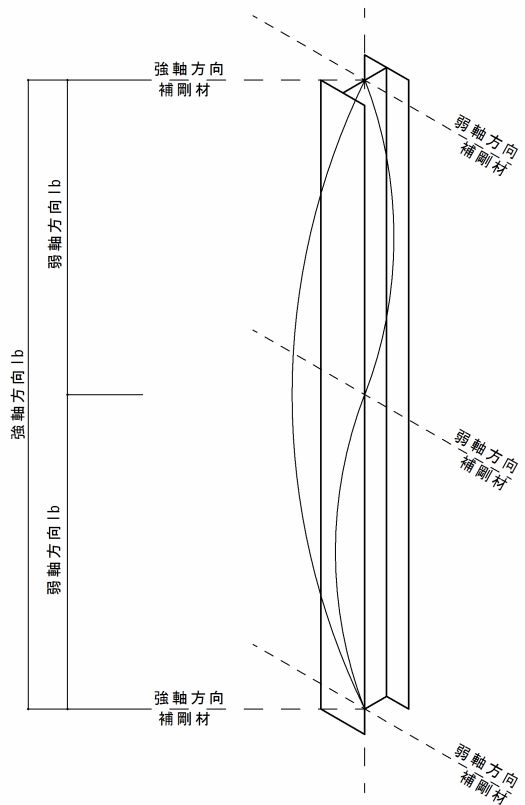
移動に対する条件：自由  
(ラーメンフレーム等)

図 3. 3. - 5 水平移動に対する条件

(解 説)

- 1 柱の軸力比、細長比が大きくなると不安定現象が起こり易くなるので定めた制限である。ここで対象としている柱は骨組の中に組み込まれた柱であり、柱の材端の拘束状態や移動によって座屈現象は大きく影響を受ける。
- 2 座屈耐力に及ぼす様々な影響を考慮して座屈長さ $k\ell_c$ を定める。柱の材端の拘束状態や移動によって座屈現象は大きく影響を受けることになるが、詳しい解析によらない場合は、表 3. 3 - 7 の値を用いてよい。柱頭の水平移動がブレース等により拘束されている柱材では座屈長さが柱の材長より長くないから、通常、座屈長さは移動が止められている節点間の距離とすればよいが、柱頭の水平移動が拘束されていないラーメンの柱材の座屈長さは、一般に節点間距離より長くなるので注意が必要である。はりの拘束効果を考慮して座屈長さを求める時には、「鋼構造塑性設計指針」（日本建築学会）などに示した方法が参考になる。

吹き抜け等により 2 層になる柱が有る場合、方向別に座屈長さが異なる場合があるので注意する。(電算のモデル化において片方向のみ大梁がある場合、梁が抜けている方向の座屈長さが階高となっている場合があるので注意する。)



節点（各横補剛材）が移動しない場合

左図において、節点（各横補剛材）が移動しない場合は各横補剛間が横座屈長さとなるが、強軸方向がラーメンフレームである場合は、移動に対する条件が自由となるので注意する。弱軸方向がラーメンフレームである場合も横補剛材（大梁）が移動するので同様である。

図 3. 3 - 6 横補剛間隔と座屈長さ

### 3. 4 各部の設計

#### 3. 4. 1 軸組筋かい

1) 筋かい端部、接合部の強度の確保

ルート 1-1・1-2、ルート 2 の場合は下記による。  
ルート 3 の場合においても、原則は下記による。

- |   |
|---|
| <ol style="list-style-type: none"><li>1 軸組筋かいの端部及び接合部（ガセットプレートを含む）の最大耐力は、筋かい材の全断面における降伏耐力の炭素鋼にあつては 1.2 倍以上、ステンレス鋼にあつては 1.5 倍以上とする。</li><li>2 ルート <u>1-1</u>・<u>1-2</u> 又はルート <u>2</u> による純筋かい構造の柱は、地震時の水平力による軸力として筋かい材が全断面降伏した場合の軸力を用いて設計し、<u>接合部の破断及び、枠材の降伏と座屈を先行させないように注意する。また、偏心荷重についても配慮する。</u></li></ol> |
|---|

(解 説)

1 軸組筋かいが、大地震時に塑性域に入っても地震のエネルギーを吸収するためには、筋かいの軸部が降伏した後も端部及び接合部が破断しないことが必要である。（この接合方法を保有耐力接合という。）そのため、接合部の最大耐力は、筋かい材の全断面における降伏耐力の炭素鋼にあつては 1.2 倍以上、ステンレス鋼にあつては 1.5 倍以上とする。

このことを確認するには、次の 5 項目について検討しなければならない。

- (1) 筋かい材の有効断面
- (2) ファスナーの軸部
- (3) 筋かい材及びガセットプレートのはしあき断面
- (4) ガセットプレートの有効断面
- (5) 溶接部

なお筋かい材の有効断面積の算定方法は、技術基準解説書によるものとする。

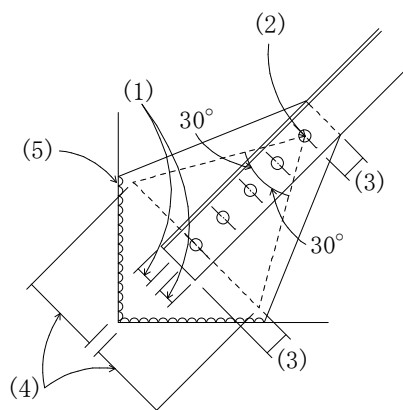


図 3. 4-1 軸組筋かいの接合部

2 軸組筋かいによって柱に生ずる軸方向力が基礎まで円滑に流れるように計画する。引張側の柱脚に引抜力が生ずるような場合には、この力を基礎に確実に伝えるように柱脚の設計を行う。基礎を含めた柱脚部に引抜きが生ずる場合には、その建物の保有水平耐力はこれによって決定されるので、保有水平耐力の算定にあたってはこの点に留意する。ルート 2 による計算を行う場合、軸組筋かいを設けた階は、昭和 55 年告示第 1791 号第 2 により、筋かいの負担率  $\beta$  によるその階の応力の割増しを行うが、この割増しは、軸力のみでなく曲げ応力についても考慮しなければならないことに留意する。

純筋かい構造の柱は保有水平耐力時に大きな軸力が作用する可能性があるので、骨組崩壊時のメカニズムを考慮して適切な設計を行うことが必要である。また、ラック倉庫のように両方向筋かいの場合は、隅柱などでその影響を考慮する。横架材及び軸組筋かい材と柱材との接合状況によっては、柱に偏心荷重のかかる場合もあるので、これに対しても安全であるように設計する。

## 2) 構造の細則

### 1 筋かい材

- (1) 山形鋼のL-65×65以下は、原則として用いない。
- (2) 筋かい材とガセットプレートとの接合は高力ボルト摩擦接合とし、JIS規格の丸鋼筋かいを用いる場合を除き、高力ボルトの本数は応力方向に対し3本以上とする。
- (3) 筋かい材の重心線は、原則として、柱及びはりの軸線の交点を通す。
- (4) 筋かい材の重心線と材端接合に用いる高力ボルトの重心線とは、なるべく一致させるようにする。

### 2 ガセットプレート

- (1) 板厚は9mm以上とする。
- (2) 形状は、原則として図3. 4-2の点線部分を包含するものとする。

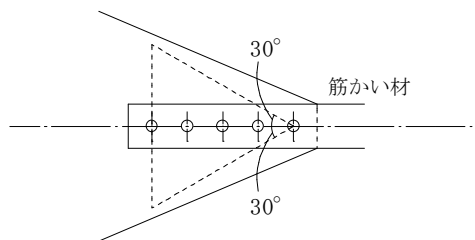


図3. 4-2 軸組筋かいの接合部

### 3 柱又ははりとガセットプレートとの接合

- (1) ガセットプレートは、できる限り柱又ははり断面の中心に配置し、かつ、2辺以上を溶接接合する。
- (2) 柱のウェブに接合する場合は、ウェブが座屈しないように適切な方法で補強する。

## (解説)

- 1 (1) 山形鋼の断面がL-50×50×6, L-65×65×6といったような小さいサイズの場合には、十分なへりあき寸法を確保することが困難で、結果的に筋かい材の全塑性耐力が期待できないことから使用しない。  
また、丸鋼を筋かいに用いる場合には、JIS規格品を用いた建築用ターンバックル筋かいを使用し、「建築用ターンバックル筋かい設計施工指針・同解説」（日本鋼構造協会編）を参考に設計するものとする。
- (3) 筋かい材の重心線と軸組の交点とがずれる場合には、偏心による付加作用力を考慮しなければならない。ただし、図3. 4-3のように偏心量が、はりせい以内である場合には、この限りではない。
- 3 (1) ガセットプレートは、できる限り部材断面の中心に配置する。(図3. 4-4)
- (2) 柱ウェブの座屈止めの方法(図3. 4-5及び図3. 4-6)

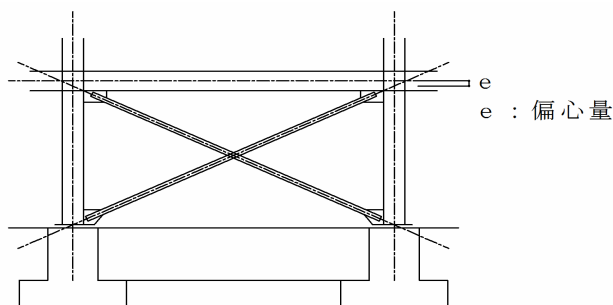


図3. 4-3 軸線の交点がはりせい以内にある場合

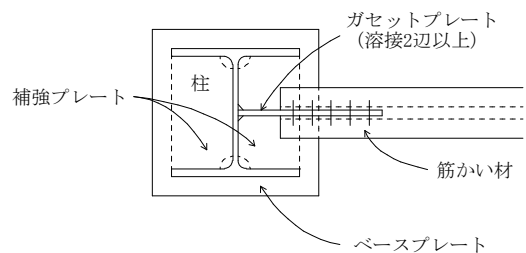


図3. 4-4 ガセットプレートの取付例

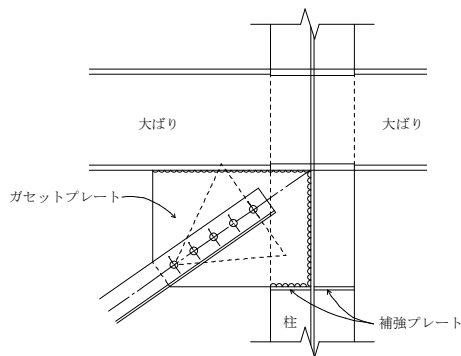


図 3. 4 - 5 柱頭部補強例

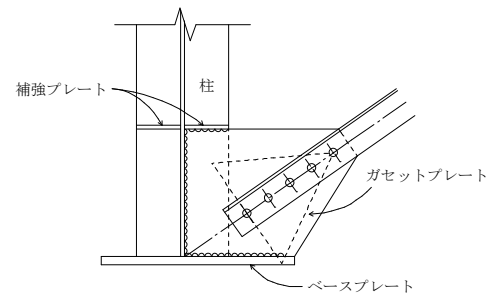


図 3. 4 - 6 柱脚部補強例

### 3. 4. 2 柱とはりの仕口

#### 1) 強度の確保

柱とはりの接合部の最大耐力は、柱貫通形にあっては、はりの全塑性耐力、はり貫通形にあっては、柱の全塑性耐力に対して余裕を持たせる。ただし、架構の終局時の応力状態を適切に評価した場合は、当該部位に作用する応力に対して設定することができる。

#### (解 説)

柱とはりの接合部（仕口）は、終局時にこれらの部材に作用する応力を安全に伝達し、かつ、部材に塑性化が想定される場合は、想定した塑性変形を生じるまで破断しないように設計しなければならない。そのため、仕口の耐力を母材の全塑性耐力の $\alpha_1$ 倍以上とするものである。 $\alpha_1$ の値としては、鋼材の降伏比を考慮して設定する必要があるが、公称耐力を用いて算定する場合、技術基準解説書に示された下記の値を用いてよい。

400N級炭素鋼	$\alpha_1=1.3$
490N級炭素鋼	$\alpha_1=1.2$
235N級ステンレス鋼	$\alpha_1=1.6$
325N級ステンレス鋼	$\alpha_1=1.6$

はりフランジ位置にはダイアフラムを設けなければならない。また、はりウェブにおけるスカラップは仕口部における破壊の起点となることが多いので、ノンスカラップ工法や複合円型スカラップ工法を採用する。



## 2) 構造の細則

- 1 (1) はり端（はり貫通形式の場合は柱端）のフランジを柱（はり貫通形式の場合ははり）に溶接接合する場合又はダイアフラムを柱フランジ若しくははりフランジに溶接接合する場合は、完全溶け込み溶接とする。ただし、フランジの板厚が6mm以下の場合は、サイズがフランジ板厚の1.3倍以上の両面すみ肉溶接とすることができる。
- (2) H形鋼を用いた3階までの中規模鉄骨造建築物では、はり端部の接合にスプリットT形式又はエンドプレート形式の高力ボルト引張接合を用いることができる。
- (3) はり端の接合部をエンドプレート形式の高力ボルト接合とする場合、エンドプレート面は、柱の面に密着するものでなければならない。
- 2 (1) 柱貫通形式の接合パネルのフランジ位置（はり貫通形式の場合は柱フランジ位置）には、ダイアフラムを設ける。
- (2) ダイアフラムの板厚は、接合するはりフランジ板厚（はり貫通形式の場合は、これに取り合う上下柱の肉厚）の2サイズ以上とする。（内ダイアフラムは同厚以上とする。）
- 3 (1) 通しダイアフラム又は内ダイアフラムで補剛する場合、通しダイアフラムの柱外面からの突出長さは、材料の性能や入熱量等を考慮して決めるものとし、特に検討しない限り鋼管板厚が28mm未満の場合は25mm、鋼管板厚が28mm以上の場合は30mm以上、かつ、ダイアフラムの板厚と以上することが望ましい。
- (2) 外ダイアフラムで補剛する場合は、計算によって鋼管及びダイアフラムが局部破壊しないことを確かめなければならない。
- 4 H形断面柱の弱軸方向をラーメン構造とする場合には、この方向のりはりダイアフラムを介して柱に接合する。
- 5 両方向ラーメン構造で両方向のりせいが異なる場合は、それぞれのはりフランジ位置にダイアフラムを設けるか鉛直ハンチを設けて対処する。
- 6 はり端部のカバープレートによる補強は溶接不良の原因となり易いので、なるべく避けるものとする。

### (解説)

- 5 鉛直ハンチを設ける場合は特に検討をしない限り図3.4-7による。

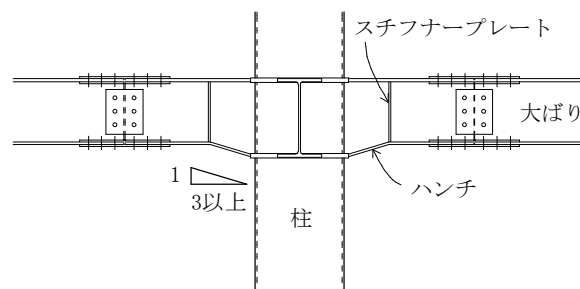


図3.4-7

### 3. 4. 3 柱及びはりの継手

#### 1) 強度の確保

1 柱及びはりの継手部の強度は、(1)又は(2)による。

(1) 継手中心位置が柱・はりの接合点から、柱にあつては内法高さの  $1/4$  以内にある場合、はりにあつては内法スパンの  $1/10$  又ははりせいの  $2.5$  倍以内にある場合の継手最大曲げ耐力は、被接合材の全塑性曲げ耐力の  $\alpha_2$  倍以上とし、かつ、柱又ははり端に最も近いボルト孔位置における有効断面積に基づく継手の最大曲げ耐力  $jMu$  は被接合部材の仕口曲げ耐力の  $\alpha_1$  値より、応力勾配を考慮した値  $\beta$  倍以上とする。継手最大せん断耐力は、被接合材の曲げ終局せん断耐力の  $\alpha_2$  倍以上とする。

(2) 架構の終局時の応力状態を適切に評価した場合は、継手の最大耐力は当該部位に作用する応力の  $\alpha_2$  倍以上とすることができる。

表 3. 4-1 継手最大曲げ耐力の  $\alpha_2$  の値

鋼材	$\alpha_2$
400N級炭素鋼	1.2
490N級炭素鋼	1.1
235N級ステンレス鋼	1.5
325N級ステンレス鋼	1.5

表 3. 4-2 継手最大せん断耐力の  $\alpha_2$  の値

鋼材	$\alpha_2$
400N級炭素鋼	1.3
490N級炭素鋼	1.2
235N級ステンレス鋼	1.5
325N級ステンレス鋼	1.5

表 3. 4-3 継手最大曲げ耐力の  $\beta$  の値

$$\beta = \alpha_1 (1 - 2\ell' / \ell)$$

$\alpha_1$  : 仕口曲げ耐力  $\alpha_1$  値

400N級炭素鋼 1.3

490N級炭素鋼 1.2

ステンレス鋼 1.6

$\ell'$  : 高力ボルト接合による継手の柱端又ははり端に最も近いボルト孔中心位置と柱端又は梁端との距離 (cm)

$\ell$  : 柱又は梁部材の内法寸法 (cm)

2 上記以外の場合の柱又ははりの高力ボルト摩擦接合による継手の許容耐力は、計算上の必要耐力以上、かつ、被接合材の許容耐力の  $1/2$  以上とする。

#### (解説)

1 大地震時に塑性ヒンジが形成される場合、はり端からはりせい程度までの領域では大きな塑性歪みが生じる。その部分にボルト孔があると断面欠損の影響でボルト孔位置の応力が大きくなり、場合によっては、はりが大きな塑性変形をする以前にこの部分で破断する恐れがある。このような事態を避けるための制限である。

継手最大曲げ耐力の計算用倍率の算定例

大梁 H-450×200×9×14 (SN 400B)

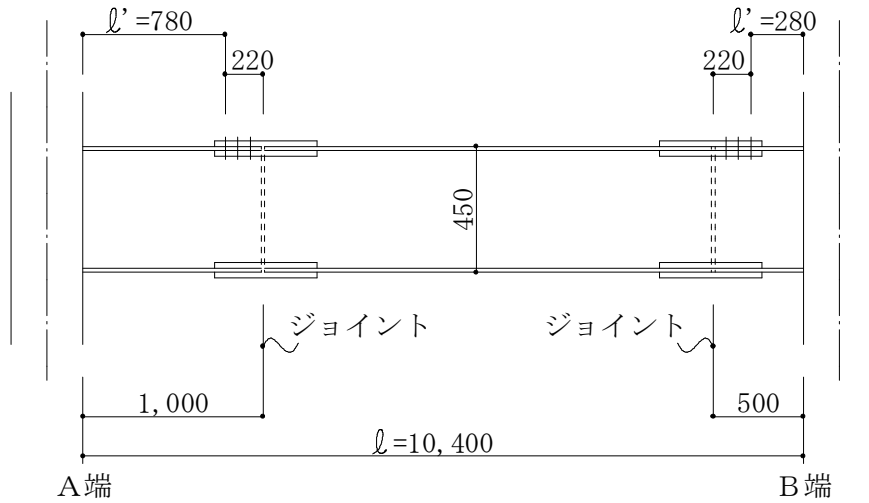


図 3. 4. - 8 算定例

A端側

はりせいの2.5倍 112.5cm > 継手中心位置 100 cm

内法スパンの1/10 104 cm > 継手中心位置 100 cm

上記より  $\alpha_2$  は1.2倍以上

$$\beta = \alpha_1 (1 - 2l' / l) = 1.3 \times (1 - 2 \times 78 / 1040) = 1.105 \text{倍以上}$$

ゆえに継手最大曲げ耐力は、全塑性曲げ耐力の1.2倍以上とする。

B端側

はりせいの2.5倍 112.5cm > 継手中心位置 50 cm

内法スパンの1/10 104 cm > 継手中心位置 50 cm

上記より  $\alpha_2$  は1.2倍以上

$$\beta = \alpha_1 (1 - 2l' / l) = 1.3 \times \frac{(1 - 2 \times 28 / 1040)}{1} = 1.23 \text{倍以上}$$

ゆえに、継手最大曲げ耐力は、全塑性曲げ耐力の1.23倍以上とする。

2 柱やはりの継手は存在応力に対して安全であることが必要であるが、それとともに、設計に当たって計算しなかった不測の応力が大地震等に生ずるおそれがあるので、1に該当しない場合でも継手の許容耐力は、少なくとも被接合部材の許容耐力の1/2以上とすることとした。

## 2) 構造の細則

- 1 はりの継手の接合方法は、原則として高力ボルト摩擦接合とする。
- 2 応力方向の高力ボルト本数は3本以上とする。また、フランジの断面欠損率は25%以下を原則とする。
- 3 材の重心軸と材端接合に用いる高力ボルトの重心軸は一致させるよう設計する。
- 4 継手における添え板は、母材の断面と同等以上になることを原則とする。
- 5 フランジ材の継手については、ちぎれ破断に十分注意して設計する。

### (解 説)

- 1 現場での溶接接合は、溶接工が安定した姿勢で溶接を行えるように、しっかりした足場を設ける必要がある。また、溶接は天候による悪影響を受けやすいので、特別な施工方法（例えば、溶接箇所毎に風防装置を設ける）等の装置を講じないと、はりの現場溶接は難しく信頼性にも乏しくなる。そのため、はりの接合方法は、原則として高力ボルト摩擦接合とする。
- 2 H形断面材の継手では、フランジの高力ボルトの本数が極端に少ないと継手部で応力が滑らかに伝達しなくなるおそれがあるので、応力方向に並ぶフランジの高力ボルトの本数は3本以上とする。
- 3 千鳥配置の場合は、スプライスプレートの最外端に位置するボルト（仮に第1ボルトと呼ぶ）がウェブ側に配置することが望ましい。  
これは、母材からスプライスプレートへの力の伝達開始点のへりあきをできるだけ大きくしておいた方が良好だろうという力学的判断からであるが、製作上の理由等で逆の方がよい場合も有り得る。

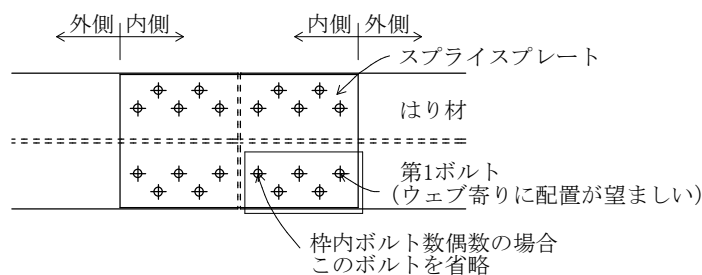


図3.4-9

## 3. 4. 4 柱脚

### 1) 総則

- 1 柱脚は、露出、根巻き、埋め込みの3形式とする。
- 2 柱脚は、柱に作用する軸方向力、曲げモーメント及びせん断力を十分伝えることができるよう設計する。

### (解 説)

- 2 柱脚は、鉄骨柱と鉄筋コンクリート基礎の異種構造からなる接合部であることから、その力学的性状も複雑であり地震被害の多い部位である。設計に際しては、その剛性と耐力の評価を適切に行うことが肝要であり、以下に記述するほか技術基準解説書の付録1-2.6 柱脚の設計の考え方、に準拠した検討を行うこと。また、柱脚の仕様規定（令第66条、平成12年告示第1456号）の規定を遵守すること。

## 2) 露出型柱脚

- 1 柱脚の弾性回転剛性（回転バネ定数）を適切に考慮する。
- 2 アンカーボルトは、原則のび能力のあるものを用いる。
- 3 鉄骨造の柱脚は、平成 12 年告示第 1456 号に規定されている仕様以上とする。ただし、令第 82 条第一号から第三号までに規定する構造計算を行なった場合においては、適用しないものとするができる。
- 4 ベースプレートと柱下部モルタルを密着させるため無収縮モルタル等をグラウトする。
- 5 プレース下部における柱脚はブレース接合部として設計を行う。
- 6 露出型柱脚を使った建築物の計算ルート別の設計フローは、技術基準解説書の付録 1-2.6 柱脚の設計の考え方、付図 1.2-25 による。

### (解 説)

- 1 露出型固定柱脚の固定度評価として、弾性回転剛性（回転バネ定数）を用いて行う方法がある。近年の研究で破壊モード・復元力特性の形態等が明らかにされつつある。的確な評価式は、まだ確立されていないが、弾性回転剛性式として下式が、一般に用いられている。

$$K_o = \frac{E \cdot N_t \cdot A_b \cdot (d_t + d_c)^2}{2 L_b} \quad (3.4-1) \text{ 式}$$

E : アンカーボルトのヤング係数（炭素鋼では  $205 \times 10^3$ ）（N/mm<sup>2</sup>）

N<sub>t</sub> : 引張側のアンカーボルトの本数

A<sub>b</sub> : アンカーボルトの 1 本当りの軸断面積（mm<sup>2</sup>）

L<sub>b</sub> : アンカーボルトの有効長さ（ベースプレート下面から定着板上面までの距離）（mm）

D<sub>t</sub> : 柱断面図心より引張側アンカーボルトまでの距離（mm）

D<sub>c</sub> : 柱断面図心から圧縮側柱フランジ外縁までの距離（mm）

この式の適用にあたっては、ベースプレートの十分な曲げ剛性の確保や、ベースプレート下面と基礎上面の密着確保、アンカーボルトの弛緩防止等に注意する必要がある。

- 2 本来、接合部である柱脚には十分な耐力の余裕を持たせ柱母材端部で降伏するよう設計することが望ましい。しかしながら、アンカーボルトの降伏が想定される場合は、特に軸部の降伏がねじ部の破断に先行するよう、材料の選定や転造ねじの採用を行うことが望ましい。具体的には（社）日本鋼構造協会規格として JSS II 13-2004（建築構造用転造ねじアンカーボルト）、JSS II 14-2004（建築構造用切削ねじアンカーボルト）などがある。これら仕様に関して、特に転造ネジでは軸径がよび径と異なるため、建築用アンカーボルトメーカー協議会等による規格を参照して設計されたい。
- 3 柱脚に十分な曲げ剛性と耐力を持たせるため、柱脚仕様は平成 12 年告示第 1456 号による柱脚の仕様（図 3.4-10）以上とすることが望ましい。ベースプレートはアンカーボルトより先行降伏しないよう厚くするか、リブプレートにより補剛することを原則とする。柱母材とベースプレート溶接部は保有耐力接合とする。



### 3) 根巻型柱脚

- 1 原則として、柱せいの3倍以上を鉄筋コンクリートで根巻きする。
- 2 根巻き部分の鉄筋コンクリートの主筋（以下「立上り主筋」という）は、4本以上とし、その頂部をかぎ状に折り曲げたものであること。この場合において、立上り主筋の定着長さは、定着位置と鉄筋の種類に応じて表3. 4-4に掲げる数値を鉄筋の径に乗じて得た数値以上の数値としなければならない。ただし、その付着力を考慮してこれと同等以上の定着効果を有することが確かめられた場合においては、この限りでない。

表3. 4-4

定着位置	鉄筋の種類
	異形鉄筋
根巻き部分	25 d
基礎	40 d

- 3 立上り主筋の周りにD10以上の帯筋を10cm以下の間隔かつ帯筋比0.3%以上で配置し、立上り主筋の頂部には、3本以上の帯筋を3cm間隔で配置する。ただし、基礎ばりの主筋よりも下の部分の帯筋の間隔に関しては、この限りではない。
- 4 根巻き部分のコンクリートの厚さは、15cm以上とし鉄筋の納りを検討し決定する。

#### (解 説)

- 1 根巻き高さは柱脚の固定度・耐力・靱性を確保するため、原則として柱せいの3倍以上とする。
- 2 立上り主筋の設計に当たっては、根巻き鉄筋コンクリート部分の短期許容曲げ耐力が、鉄骨柱の全塑性モーメントを上回るようにする。
- 3 帯筋の設計に当たっては、ベースプレート位置での曲げモーメントが鉄骨柱の全塑性モーメントになるように、根巻き頂部に集中荷重が作用する鉄筋コンクリート片持ち柱として、短期許容応力度設計をする。  
なお、根巻き頂部には集中荷重が作用するため頂部帯筋は帯筋同径を3本以上が必要である。
- 4 今日までの研究・実験結果においては、鉄骨柱と根巻きコンクリートとの応力の伝達機構は支圧抵抗説が有力になっている。鉄骨柱に対する根巻きコンクリート厚さは、応力から必要厚さが求められるが立上り主筋のフックの納りからも検討する必要がある。鉄筋の付着破壊を防ぐためにはフックの効果が大い。

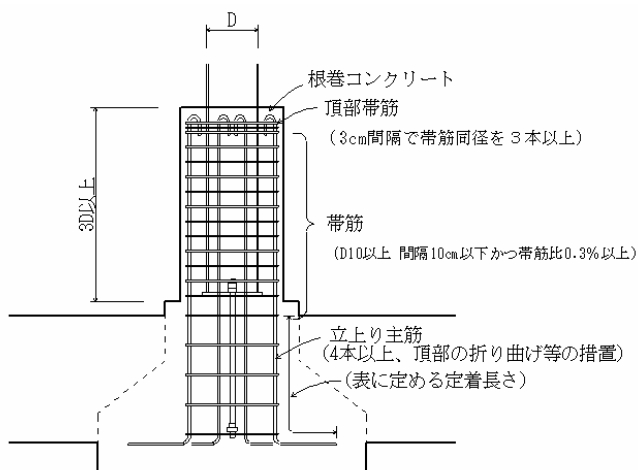


図3. 4-12 根巻柱脚例

#### 4) 埋込型柱脚

- 1 原則として、柱せいの2倍以上を基礎に埋め込む。
- 2 応力解析における柱脚の固定点、原則として埋め込み天端より鉄骨柱幅の1.2倍下がった位置とする。
- 3 柱の周囲には補強筋を配置し、D10以上の帯筋を10cm以下の間隔で配筋する。  
ただし、柱の周囲に基礎ばりの主筋がある場合の帯筋の間隔に関してはこの限りではない。
- 4 側柱又は隅柱の柱脚にあつては、基礎ばり主筋の同径、同本数以上のU字形の補強筋その他これに類するものにより補強する。
- 5 埋込み部分の鉄骨に対するコンクリートのかぶり厚さが鉄骨の柱幅以上であること。ただし、令第82条第1号から第3号までに定める構造計算を行った場合においては、この限りでない。

#### (解 説)

- 1 埋め込み深さは、鉄骨柱の形状によって必要な深さがやや異なるが、柱せいの2倍以上を原則とする。
- 3 基礎コンクリートと鉄骨柱の接合部において局部的な圧壊を起ささないような設計をしなければならない。このためには、鉄骨柱の周囲に十分な帯筋を配し、鉄骨の応力を基礎及び基礎ばりに伝達させる。また、鉄筋コンクリート埋込み部直上での、鉄骨柱の局部座屈や局部変形に対しては、リブ又はスチフナーによる補強のほか、鋼管柱では基礎ばり天端より柱幅程度の高さまで、柱内部にコンクリートを充填すると効果がある。

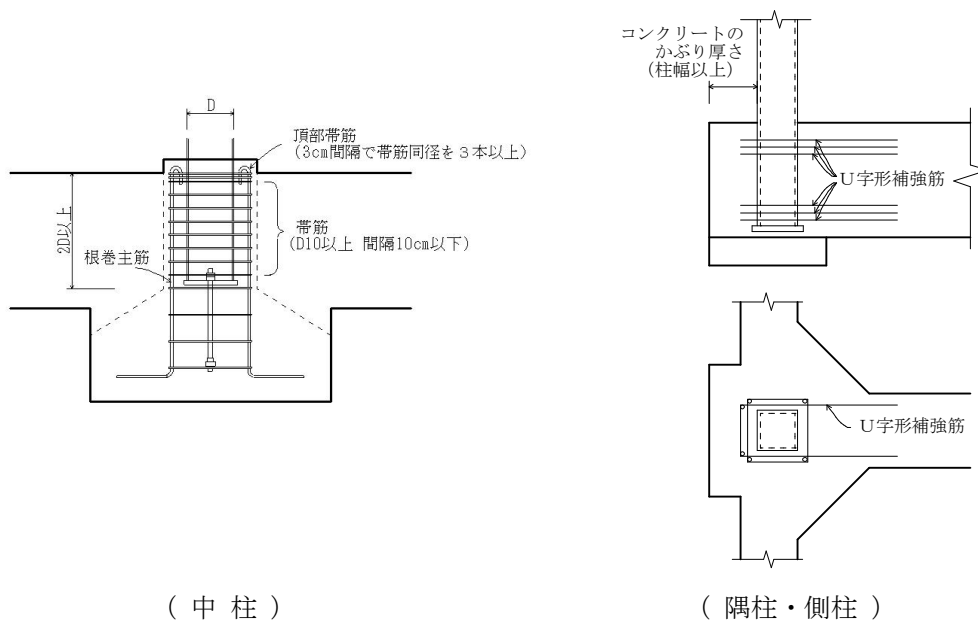


図3. 4-13 埋込柱脚例



### 3. 4. 5 基礎ばり

- 1 柱脚の型式種別にかかわらず、原則として基礎ばりを設ける。
- 2 基礎の曲げ戻し等の応力も加味した検討を行う。

(解 説)

- 1 鉄骨造の建物において、基礎ばりを設けない場合には、架構足開き等により非常に大きな被害が発生する可能性がある。また、軟弱地盤や液状化が予測される地盤では、不同沈下、基礎の回転等が生じ易いため、基礎ばりによって基礎の変形を拘束する配慮が必要である。従って、原則として基礎ばりを設けることとする。

基礎ばりの設計においては、基礎ばりの曲げ耐力が、柱の全塑性モーメントを上回ることを原則とする。ただし、やむを得ず基礎ばりの降伏が先行する場合には、曲げ降伏が先行するようにし、基礎ばりのせん断補強を十分に行う。

工場等の大スパンの建築物で、やむを得ず基礎ばりを設けられない場合には、タイロッド及び土間等を活用し、架構の足開き等を防止するよう配慮する。この場合においても建物外周部には基礎ばりを配置する。また、主架構柱脚の両方向に基礎ばりを設けない事は原則として行わない。

基礎ばりを設けない建築物の設計においては、基礎回転を考慮した詳細な検討を行うこととする。

直接基礎の場合は基礎回転抵抗に十分な余力を有するようにベースの大きさを決定する。

杭基礎の場合は複数の杭により、十分な回転抵抗を得られるように設計する。なお、1本杭等、特殊な設計を行う場合には、「線路上空建築物（低層）構造設計標準」（社）鉄道建築協会を参考に設計を行う。

- 2 基礎偏心応力、杭頭の曲げ戻し等の応力も加味した検討を行う。

### 3. 5 保有水平耐力の確認

#### 保有水平耐力の確認における原則

- 1 崩壊形は全体崩壊形とする。
- 2 ラーメン架構の部材はF A、F B材とする。
- 3 端部が塑性状態に達するまで横座屈を生じないように、横補剛を設ける。
- 4 接合部は保有耐力接合とする。
- 5 柱脚の破断防止
- 6 筋かい架構の耐力が、筋かい周りの基礎の浮き上り又は柱・はりの座屈によって決定しないようにする。
- 7 圧縮ブレースは、弾性限界を架構の保有耐力とする。
- 8 トラス架構を含む骨組で保有水平耐力がトラス架構の耐力に基づいて定められる時には、 $D_s=0.45$ とする。トラス架構の弾性限界を建物の終局とする。
- 9 基礎ばりにヒンジが生じる場合はR C架構の変形性能を考慮し、 $D_s$ を決定する。
- 10 大スパン架構の保有耐力の確認時は長期応力の影響に留意する。
- 11 保有耐力時において基礎に圧壊を生じさせない。

#### (解 説)

電算プログラムを用いた一般的な荷重増分法による解析方法においては、そのプログラムを用いる場合の前提条件を適切に考慮して用いる事が重要である。上記、保有水平耐力の確認における原則は一般的なプログラムにおける前提条件を記述したものである。これら前提条件より逸脱する場合においては、その内容に関して十分な検討を行う必要がある。なお、個々のプログラムに関して前提条件が異なるので、これら内容を熟知する必要がある。

- 1 平成19年告示594号第4第一号においては、全体崩壊：部分崩壊形：局部崩壊形が示されているが、建物のエネルギー吸収量は全体崩壊が最も有利となるため、これを原則とする。
- 2 一般的なプログラムでは局部座屈耐力の検証はなされないため、原則、F A、F B材を用いることとする。  
ただし、特別な検証を行った場合はこの限りでない。
- 3 横補剛間隔の検証は3. 3. 2による事を原則とするが、技術基準解説書によっても良い。横補剛を満足しない場合は、はりの耐力は全塑性耐力となることは期待できないので、横座屈モーメントを求め、この値がはりの限界耐力になるものとして保有水平耐力の確認を行う。この梁の限界耐力をもって建物の終局とするか、この梁が建物の一部分である場合には、当該梁を単純梁として床（屋根）荷重を支える事ができる場合には、この耐力を無視して保有耐力を算出しても良い。ただし、この場合もF D材は無視できない。柱に関して一般的にプログラムは、横座屈を考慮していないので、吹き抜け柱等の座屈長さが長いものは特に注意を要する。
- 4 柱梁接合部、継手、筋かい接合部は保有耐力接合とする。保有耐力接合の検討方法は技術基準解説書等によること。
- 5 柱脚はせん断破壊等のぜい性的な破壊を生じさせない。
- 6 筋かい架構において一般的なプログラムでは柱、梁枠材の圧縮耐力の検討を行っていない。したがって、手計算等で再度検証を行う必要がある。プログラムでのモデル化は柱、梁枠材の先行座屈、枠材接合部の先行降伏は想定していないため、このモデル化に合った柱、梁枠材の設計を行う事。

基礎の浮上りに関して、軸力の少ない位置に大きな耐力を有する筋かい架構を配置した場合や、筋かい

スパンに対して高さを有する筋かい架構の場合は仮定した耐力を発揮する以前に基礎が浮上る可能性がある。変動軸力に対抗できる大きな基礎（カウンターウェイト）を設ける等の配慮が必要である。また、XY方向とも筋かい構造の場合、隅柱には大きな変動軸力が生じることに注意が必要である。

筋かい架構の耐力が、筋かい周りの基礎の浮き上り又は柱・はりの座屈によって限界に達する場合には、その時点での筋かいの耐力をもって架構の保有水平耐力とする。

7 圧縮ブレースは圧縮座屈後に急激に耐力低下を生じるので、弾性圧縮限界耐力をもって、この架構の保有耐力とする。したがって、建物の保有耐力決定時の層間変形角も、この圧縮ブレースの座屈時点とする。ただし、座屈安定後耐力を適切に評価し、詳細な検討を行う場合はこの限りではない。

また、K形ブレースを用いる場合、交点（梁中央位置）に不均等な応力が生じるので、この点にも留意する。

8 トラス架構の弦材、ラチス材の圧縮座屈で決定される場合は、座屈後に急激な耐力低下を生じるので、このトラス架構の弾性限界を建物の終局とする。

9 基礎ばり等のRC架構にヒンジが生じる場合はRC架構の変形性能を考慮し、 $D_s$ を決定する事。

また、RC部材には変形性能の確認（せん断余裕度）の確認も必要である。

10 一般的なプログラムでは、部材端部にしかヒンジを想定しておらず、部材中央部にヒンジが生じる可能性がある大架構スパンの建物は電算結果を別の検証によって、確かめる必要がある。

11 建物の形状によっては保有耐力時において基礎に過大な圧縮力が生じる場合がある。基礎に圧壊が生じる場合には進行性のある破壊となる為、基礎に圧壊を生じさせない。

### 3. 6 限界耐力計算

#### 3. 6. 1 限界耐力計算における静岡県地震地域係数（ $Z_s$ ）及び用途係数（ $I$ ）の取り扱い

基本的には鉄骨造の保有耐力計算と同様の考え方とする。つまり、損傷限界時の応力計算においては、静岡県地震地域係数  $Z_s=1.0$  としてよいができるが、用途係数  $I$  は考慮する。また、各階の層間変形角の検討では  $Z_s \geq 1.0$  及び  $I \geq 1.0$  としてもよい。安全限界時においては、 $Z_s$ 、 $I$  ともに考慮する。

#### 3. 6. 2 鉄骨部材の変形能力の算定方法

限界耐力計算を行うにあたっては、部材の変形能力に応じて、建築物全体の限界状態を検証しなければならない。

#### (解 説)

鉄骨部材の変形能力を限界づけるものとしては、大きく分けて座屈と破断がある。座屈は、主に圧縮応力によって生ずる現象で、座屈の開始が直ちに部材の最大耐力や変形能力の限界となるとは限らないが、一般には、座屈変形が増大して、いずれ耐力や変形能力の限界となる。

主として以下の座屈を考慮するのが一般的である。

- a) 局部座屈…柱、はり、筋かい材等の構成要素（フランジやウェブ等）が圧縮応力によって局部的に板要素の面外に変形するもの
- b) 横座屈（曲げねじれ座屈）…はり材（場合によっては柱材）が曲げモーメント（場合によっては軸力との組み合わせ）を受けて、圧縮側が曲げの面外に変形するもの
- c) 曲げ座屈…筋かい材や柱材が主に圧縮力によって、横に大きくたわむ変形を生ずるもの

このほか、大きなせん断力を受ける部材では、せん断座屈を、また、個々の構成部材というよりも骨組全体の座屈を考慮することが必要になる場合もある。

破断は、主に引張応力によって生ずる現象である。均一な部材が破断を生ずるまでは、（通常の設計では期待していない）大きな変形を伴うので、一般には、部材と部材とを接合する部分（接合部）の破断が対象となる。

許容応力度等計算のルート③においては、柱材とはり材の幅厚比、筋かい材の細長比、はり材の横補剛、筋かい材の端部接合部耐力、柱はりの仕口接合部の耐力によって $D_s$ 値が判定されている。これらは、各々柱材とはり材の局部座屈、筋かいの曲げ座屈、はりの横座屈、筋かい材、柱材及びはり材の接合部の破断を考慮したものと考えられる。

限界耐力計算においても、最低限これらの要因を考慮する必要がある。ただし、一般の鉄骨造建築物では、接合部耐力については、部材が十分塑性変形をするまでは破断しないようにする保有耐力接合を、はり材については、はり材が十分塑性変形をするまでは横座屈が生じないようにする、いわゆる保有耐力横補剛とすることが一般的である。その結果、変形能力等は、主に局部座屈、曲げ座屈によって限界づけられるものと考えられることになる。

これについては、限界耐力計算においてもこの考え方を踏襲することができる。以下の参考文献1の鉄骨造建築物の設計例においては、柱材とはり材について局部座屈を、筋かい材について曲げ座屈、局部座屈等を主な対象として検討を行っている。個々の限界変形の算定式の詳細については、それぞれの参考文献を参照のこと。

鉄骨造部材の特徴として繰り返し載荷実験等から求めた限界変形は、見かけの変形（塑性率）ではなく、吸収できるエネルギー量に対応する変形（累積塑性変形）として与えられることが多い。一方、限界耐力計算では、累積変形ではなく見かけの変形で検討を行うので、累積値を塑性率等に変換して限界変形の検討を行う必要があることに注意を要する。これには、塑性率と累積塑性変形倍率との関係やバウシinger効果分をどの程度見込むか等の検討が必要となる。

なお、バウシinger効果とは、(社)日本建築学会「建築学用語辞典」によると、“鋼材に塑性変形を生じさせた後、逆方向に変形させたときに応力度-ひずみ度曲線の比例限度が著しく低下する現象”である。この効果によって、一般に単調載荷あるいは骨格曲線の変形能力よりも繰り返し載荷時の累積変形能力が大きくなる。よって、参考文献の設計例では、バウシinger効果による割り増し係数 $a$   $b$ を乗じて変形を割り増している。また、これらの数字を2で割っている式は、累積変形を見かけの応答変形に換算するためのものである。2で割っていない式は、累積変形と見かけの変形が一致する場合（例えば、スリップ型の履歴性状を示すもの等）のものである。

#### 〈文献〉

編集 国土交通省住宅局建築指導課 他「2001年版 限界耐力計算法の計算例とその解説」

編著 国土交通省建築研究所「改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景」

「これならわかる限界耐力計算 ここが知りたいQ&A」建築技術No. 623

### 3. 7 鉄骨の製作・施工・検査等

- 1 鉄骨工事にかかる標準的仕様は、原則として日本建築学会「建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事」（最新版）によるものとする。
- 2 継手、仕口の構造方法は平成 12 年告示第 1464 号による。

(解 説)

1 鉄骨造建築物は完備された設計図書に基づき、材料の生産・流通から工場製作、工事現場施工及び各段階で行われる各種検査を経て完成するものであり、いずれに不備があっても被害に結びつくことが阪神大震災をはじめとした多くの地震から得られた教訓である。

設計者は、これらのことを十分認識し設計図書を作成する必要がある、日本建築学会「建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事」をはじめとした学会諸基準等を参照する事をすすめるものである。

2 平成 12 年告示 1464 号に突合せ継手の食い違いが規定されている。溶接部分は重要な接合部分となる場合が多いので、ずれ及び食い違いが生じないように留意する。

### 3. 8 天井材等、二次部材の落下防止

- 1 建物の変形、振動等により天井が落下しないよう適切な防止策を講じる。
- 2 終局時においても外壁、建具が落下しないよう適切な防止策を講じる。

(解説)

1 鉄骨造建築物は変形量が大きく、過去の地震被害でも天井が落下した事例が数多く見られた。天井が落下した場合には、人命の安全性に大きく影響するため、適切な防止策を講じる必要がある。

防止策については、対策の取られた吊りボルト支持具・振れ止め交差金具を用いる。従来品の金具を用いる場合には、適切な防止策を講じる。

防止策

「実務者のための既存鉄骨造体育館等の耐震改修の手引きと事例」(財)日本建築防災協会より

#### (1) ブレース材の配置

天井の面剛性を向上させ、天井に有害な振動を生じさせない処置を講じる。

つりボルト部分にブレースを配置して、剛性を向上させる。

ブレースの平面配置は偏らず、できるだけ均一になるように配置する。

また、天井懐が非常に深い場合には、適切に構造部材(水平ブレース付き鉄骨梁等)を配置して、この部分に有害な振動が生じないように配慮すること。

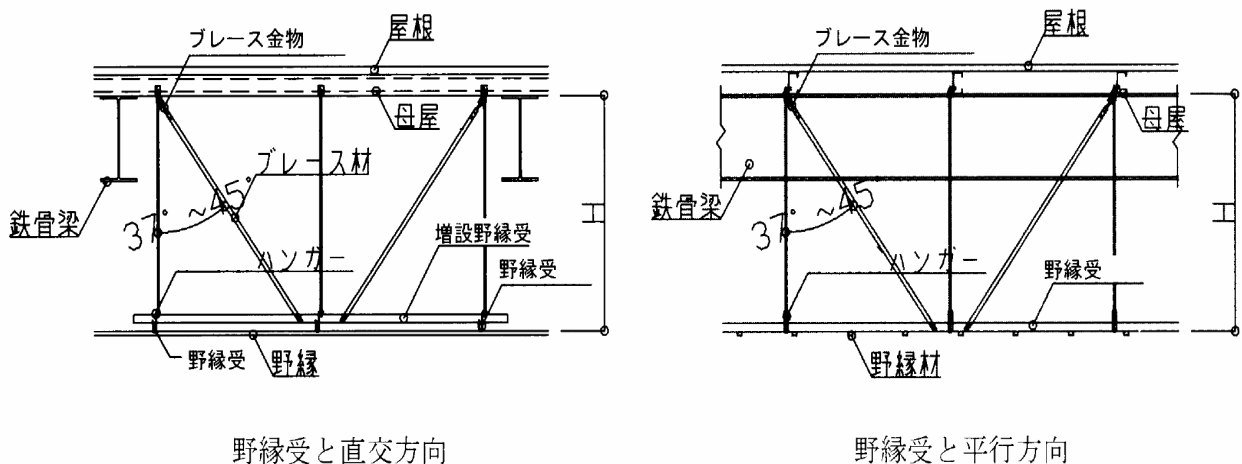


図3. 8-1 天井懐H=1500mm以下の場合のブレース配置の断面例

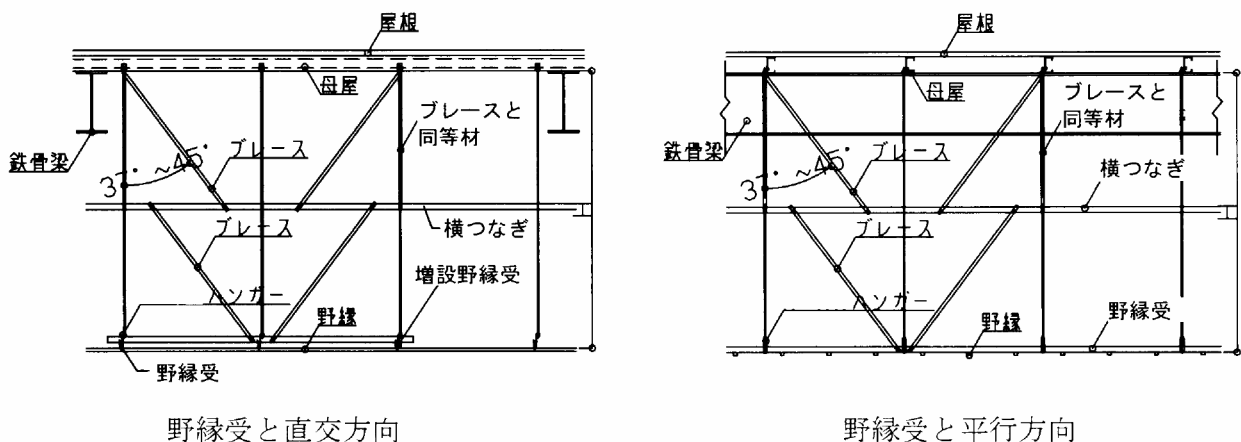


図3. 8-2 天井懐H=1500mmを越える場合のブレース配置の断面例

## (2)ハンガーの設計

ハンガーから野縁受が外れると連鎖的に次々とはずれ大被害になるので、天井に使用する全てのハンガーにビス固定できるハンガーを使用することを原則とする。

通常のハンガーは図に示すようにM4ビスでハンガーと野縁受けを固定すること。

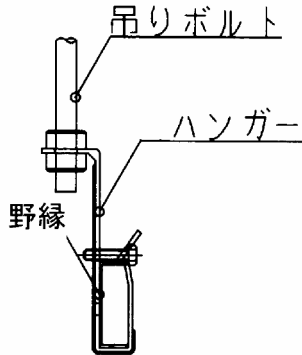


図3. 8-3 ビス固定式のハンガー

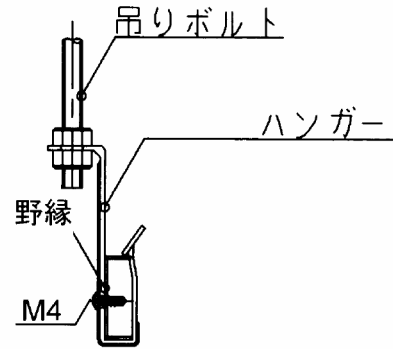


図3. 8-4 ハンガーのビスによる固定

## (3)クリップの設計

野縁を野縁受けに取付けるためのワンタッチクリップは、地震時の水平力を摩擦力だけで伝達させているため地震力が大きいと滑り、野縁を含む天井部材を波打たせ、天井が野縁ごと落下する危険性がある。この被害を防止するためには、ビス式クリップにより野縁受けに固定する方法が考えられる。

内曲げ野縁に用いるビス式クリップは、野縁と平行の水平力は強度があるが、直交方向はそれに比べかなり弱い。しかし、ワンタッチクリップのように滑ってもクリップに変形はない。

外曲げ野縁に用いるビス式クリップは、野縁がビス2本で固定されるので両方向ともに強度があり、大きな地震力を受ける天井下地に適している。大空間天井では、必要に応じてこれらのビス止めクリップを用いて野縁を固定することが望ましい。

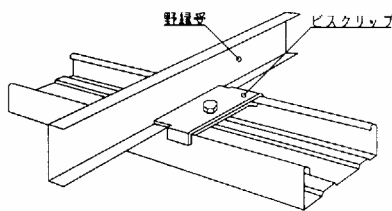


図3. 8-5 内曲げ野縁用ビスクリップ姿図

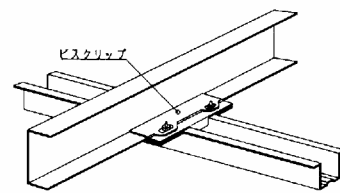


図3. 8-6 外曲げ用ビスクリップ姿図

## (4)Tバーの落下防止

システム天井の野縁として用いられているTバーは、地震時の揺れに対しTバーの格子組部のジョイント部が外れるとTバー自身が落下し危険なので、固定用のアングルを用いてビスを2本ずつ打ち、補強する等の対応が必要である。

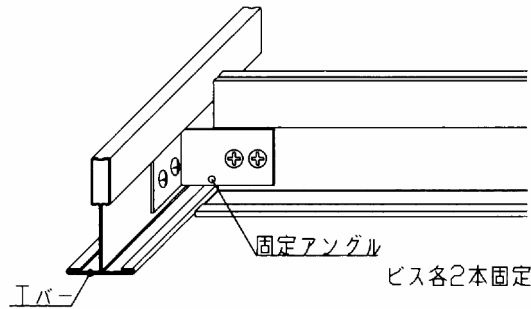
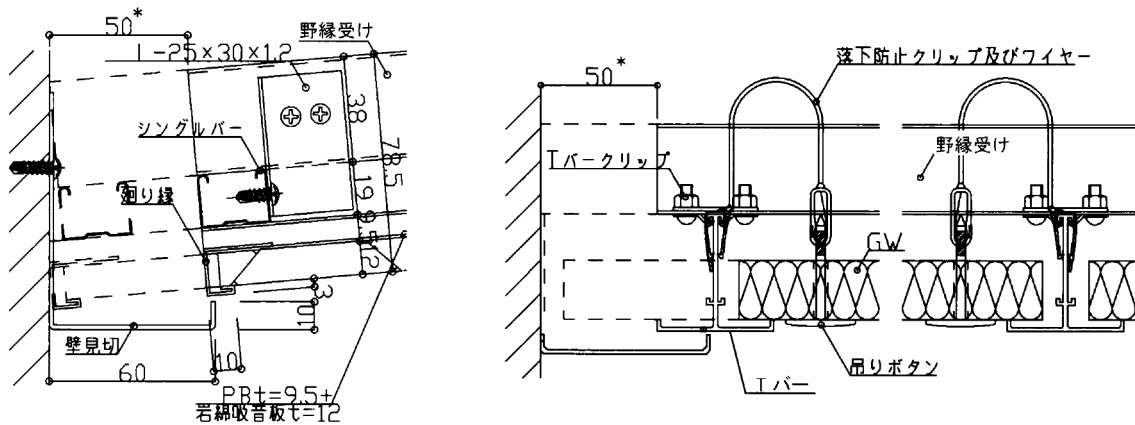


図3. 8-7 Tバージョイント固定

(5) 壁際取り合い部の設計

天井と壁および天井と柱の取合い部など地震時に変形状態が異なる材が取合う部分は、天井がぶつかり、落下する恐れがあるため、所定のクリアランスを設けて天井材を施工する。壁際における天井の変位量は、天井ふところ寸法と大地震時の層間変位角により異なるが、天井部材の変形も考慮して50mm程度の隙間を設けることが望ましい。下地材が壁際に固定又は接触している場合は図に示すように下地・ボードとも50mm以上離して切断し、端部には廻り縁や野縁、Tバーを入れて補強し、壁見切り等と接触させないように取付ける。



\*ハンガー、クリップ等の強度、剛性を増さない仕様では100とする。

図3. 8-8 壁際取り合い部の処置(点線部は天井を設けない部分を示す)

2 鉄骨造建築物は変形量が大きく、過去の地震被害で外壁が落下した事例が見られた。

終局変形量に見合った、外壁を用いること。また、建具等でガラスが損傷し落下した場合には、人命の安全性に大きく影響する。したがって適切な防止策を講じる必要がある。

防止策の例は、以下のとおり。

A L C等の乾式外壁材はロッキング構法、スライディング構法等の変形追従性のある工法を採用する。



ガラス飛散防止フィルム、網入りガラス等の落下防止策を講じる。

変形追従性の無い外装材建物は構造材の剛性を上げ、終局変形量を制御する。

風圧力により、面外に大きな変形を生じる場合にも、外装材が落下する危険を生じるため、これら性能に見合った変形量の剛性を有する構造材を適切に配置する。

軸組ブレース材の圧縮側ブレースが面外にはみ出し、外壁を損傷する恐れがあるため、これに対する対策を行うことが望ましい。引張りブレースは圧縮剛性が低いので、この点に留意する必要がある。

## 第4章 鉄筋コンクリート造の耐震計算

### 4. 1 構造計画の方針

#### 4. 1. 1 平面計画

- |   |
|---|
| <ol style="list-style-type: none"><li>1 地震時の力が、水平方向に単純で円滑に伝わる計画とする。</li><li>2 著しく不整形な平面形を避け、構造上の欠陥となる計画をしないよう努める。</li><li>3 <u>原則として偏心率が0.3を超えるような計画をしてはならない。</u></li></ol> |
|---|

(解 説)

L字形、T字形、U字形、Y字形などで著しく不整形な建築物は地震時に複雑な振動を生じて、隅角部に大きな応力を発生するおそれがある。このようなものは、エキスパンション・ジョイントによって構造的に分割しても、その位置や幅によっては有効とならない場合があるので注意を要する。

極短柱、極短ばり、吹抜け、著しくはね出した庇等は構造上の欠陥となりやすいのでできるだけ計画しないことが望ましい。

建築物の各階における耐震上の有効な要素である耐力壁や柱の配置が適切でないと、地震時にねじれを起こして大きな損傷を受けやすくなる。このため、偏心率はできるだけ小さくする必要があり、0.15以下となるよう計画することが望ましい。ルート3で設計する場合でも、偏心率が0.3以下となるように計画する。ただし、建物最上階において、塔屋等の配置により偏心率が大きくなる場合は、この限りではない。

#### 4. 1. 2 立面計画

- |   |
|---|
| <ol style="list-style-type: none"><li>1 地震時の力が、鉛直方向に単純で円滑に伝わる計画とする。</li><li>2 著しく不整形な立面形を避け、構造上の欠陥となる計画をしないよう努める。</li><li>3 <u>原則として剛性率が0.3を下回るような計画をしてはならない。</u></li></ol> |
|---|

(解 説)

極短柱、極短ばり、吹抜け、異形ラーメン、スキップフロア、ピロティ、著しくはね出した庇、屋上突出物等は構造上の欠陥となりやすい。

塔屋は原則として2層以下とし、やむを得ず3層以上となる場合は、動的解析等十分な検討を必要とする。

建築物の各階の間に剛性の偏りがあると、地震時に剛性の低い階に変形、損傷が集中しやすい。

また、水平耐力の偏りがある場合も同様の傾向がある。このため各階の剛性をできるだけ均質化する必要があり、0.6以上となるよう計画することが望ましい。ルート3で設計する場合でも剛性率が0.3以上となるように計画する。

剛性率が規定値を下回る場合は、当該層に変形が集中する事を考慮して、十分な変形性能を確保する。

#### 4. 1. 3 壁の配置

- 1 耐力壁を設ける場合は、平面及び立面計画上、建築物全体に釣り合いよく配置する。
- 2 耐力壁は、できるだけ最下階から最上階まで連続して設けるようにする。特に、最下階がピロティ形式となるような計画は避けることが望ましい。(図4. 1-1)
- 3 耐力壁には、原則として付帯ラーメンを設けること。

(解 説)

図4. 1-1に示すような架構では、耐力壁が下層に不連続となる柱(図中の×印)に大きな変動軸力が地震時に作用して層崩壊する可能性が高くなるので、原則としてこのような架構は計画しない。やむを得ず計画する場合は、これに平行する架構へのスラブによる応力伝達効果(図4. 1-2)、境界ばりや直交ばりの抵抗効果などの立体架構効果(図4. 1-3)、地震時の変動軸力が構造耐力及び破壊形式の変動に与える影響などを考慮して、架構に十分な耐震性能を付与する。

耐力壁の壁板が周辺から十分な付帯ラーメンによって補強されていない場合には、壁板のせん断ひび割れが付帯ラーメン部材の端部を貫通して負担せん断力が急激に低下する。このため、耐力壁周囲には十分な剛性のある付帯ラーメンを設けることとする。

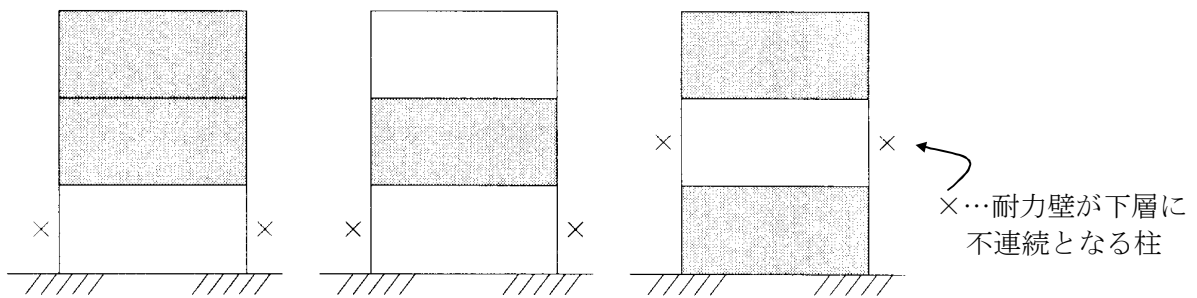


図4. 1-1 不連続の壁があるフレームの例

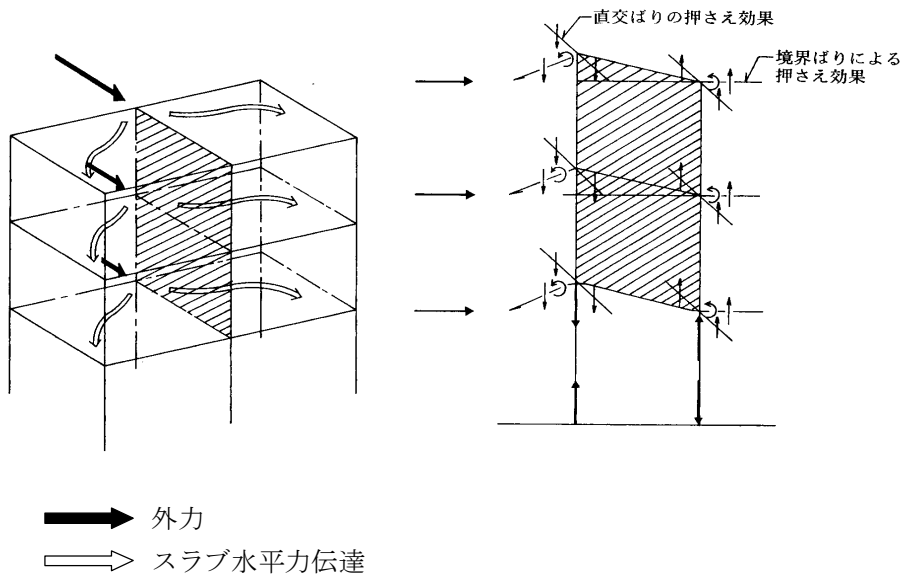


図4. 1-2 スラブを介した周辺架構への地震力の伝達

図4. 1-3 境界ばりおよび直交ばりの抵抗メカニズム

#### 4. 1. 4 柱の配置

- 1 柱はできるだけ均等に配置する。
- 2 下階で柱が抜けるような計画はできるだけ避ける。
- 3 単スパンはできるだけ避ける。

(解 説)

平面的及び断面的に柱を均等に配置した建築物は、地震の際に被害が少ないという結果が得られている。  
単スパンの建築物は、片方の柱の崩壊が建築物全体の崩壊につながるので、できるだけ計画しないことが望ましい。やむを得ず単スパンにする場合は、十分ゆとりのある設計を行う必要がある。

#### 4. 1. 5 柱の剛性の均一化

柱の剛性は、できるだけ建築物全体について均一になるようにする。また、腰壁、たれ壁を設ける場合には、その高さを不揃いにしない。

(解 説)

柱の剛性にばらつきがあると、地震時に一部の柱に応力が集中して大きな損害を受けやすい。  
このため、同一階の柱は、その断面を揃え、また、腰壁やたれ壁を設ける場合にはその高さを揃えるなどして、柱の剛性の均一化を計る必要がある。

#### 4. 1. 6 基礎ばり

- 1 基礎ばりの剛性は、なるべく高くする。
- 2 杭基礎の場合、基礎ばりの設計においては杭の曲げ戻し応力を考慮する。

(解 説)

基礎ばりには、不同沈下に対処する効果と地震時に柱脚を拘束する効果があり、計算上柱脚を固定とみなすか否かにかかわらず、標準的な柱（最下層内柱など）の2倍以上の剛度と標準的な柱以上の耐力を確保するようにしたい。

杭基礎の場合は杭の負担する応力を適切に計算し、基礎ばりに曲げ戻し応力や偏心応力を負担させる。

#### 4. 1. 7 エキスパンション・ジョイント等

- 1 エキスパンション・ジョイントの離隔幅は、各部位に応じた適切な可動間隔を確保するように計画する。
- 2 各部位に必要な離隔幅は、原則として計算によって算定するものとする。
- 3 敷地境界に近接して建物を配置する場合は、地震時に建物が敷地外に出ることが無い様設計する。

(解 説)

エキスパンション・ジョイントを設けるか否か、設けるとすればどの位置にするかなどは、建築物全体の

構造計画とあわせて慎重な検討が必要である。一般的に形状、重量、剛性の不連続な場所へ設けるのが普通であり、また、建築物が長過ぎる場合には、60m程度に1か所入れるのが通例となっている。例えば形状の不連続なところとして、下図の点線部分などがある。

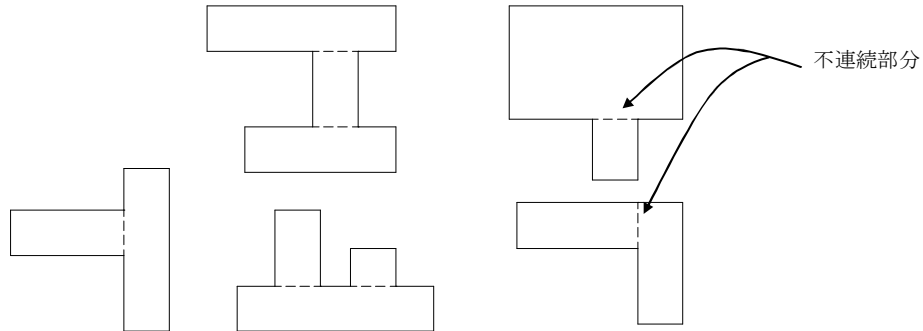


図4. 1-4 エクスパンション・ジョイントを設ける位置の例

離隔幅  $\underline{S}$  は、以下の算定式によるものとする。

$$\underline{S} \geq S_1 + S_2 \quad (4. 1-1) \text{ 式}$$

$\underline{S}$  : 離隔幅

$S_1, S_2$  : 隣接する建物1, 2の大地震時の当該部位におけるそれぞれの変位で、以下の式を参考にして求める

$$S_1, S_2 = (C_{op}/C_{oe}) \delta e \quad (4. 1-2) \text{ 式}$$

$$= (C_{op}/2C_{oe}) (D_s+1/D_s) \delta e \quad (4. 1-3) \text{ 式}$$

$C_{op}$  : 2次設計用標準せん断力係数 ( $\geq 1.0$ )

$C_{oe}$  : 1次設計用標準せん断力係数 (2. 5の規定による)

$\delta e$  : 1次設計用地震力による水平変形

$D_s$  : 構造特性係数で、計算ルートに応じ以下表4. 1-1の値を目安にする。

表4. 1-1

計算ルート	$D_s$	(参考 : $(1/2) (D_s+1/D_s)$ )
ルート <span style="border: 1px solid black; padding: 0 2px;">1</span>	1.0	1.00
ルート <span style="border: 1px solid black; padding: 0 2px;">2</span> -1	0.75	1.04
<span style="border: 1px solid black; padding: 0 2px;">2</span> -2	0.50	1.25
<span style="border: 1px solid black; padding: 0 2px;">2</span> -3	0.30	1.82

地震時において建物に生じる水平変形は、その構造特性に応じて異なるが、比較的建物高さが高い(すなわち長周期)建築物においては変位一定則が、建物高さが低い(すなわち短周期)建築物においてはエネルギー一定則が成り立つとされており、(4. 1-2)式及び(4. 1-3)式はそれぞれ変位一定則及びエネルギー一定則に基づき導かれたものである。

したがって、中低層建築物においては（4. 1 - 3）式による値を、高層建築物においては（4. 1 - 2）式による値を参考に離隔幅  $S$  を設定する。

ただし、これらの式は、特定層に損傷が集中せず一様に塑性化する場合を想定しているので、特定層への損傷集中が予想される建物においては、別途詳細な検討によるものとする。

なお、特に計算によらない場合は、大地震の変位 ( $S_1, S_2$ ) は当該部分の高さ  $\times 1/100$  以上が 1つの目安 となる。

市街地等で敷地境界までの距離が小さい場合は、エキスパンション・ジョイントと同様に地震時に有効な間隔を確保し、隣接建物等との衝突を防止する。

## 4. 2 構造計算の方針

### 4. 2. 1 構造計算のフロー

鉄筋コンクリート造建築物は、その構造計画に応じて、次の静岡県用の鉄筋コンクリート造建築物の耐震計画フローにより構造計算を行い、構造耐力上安全であることを確認しなければならない。

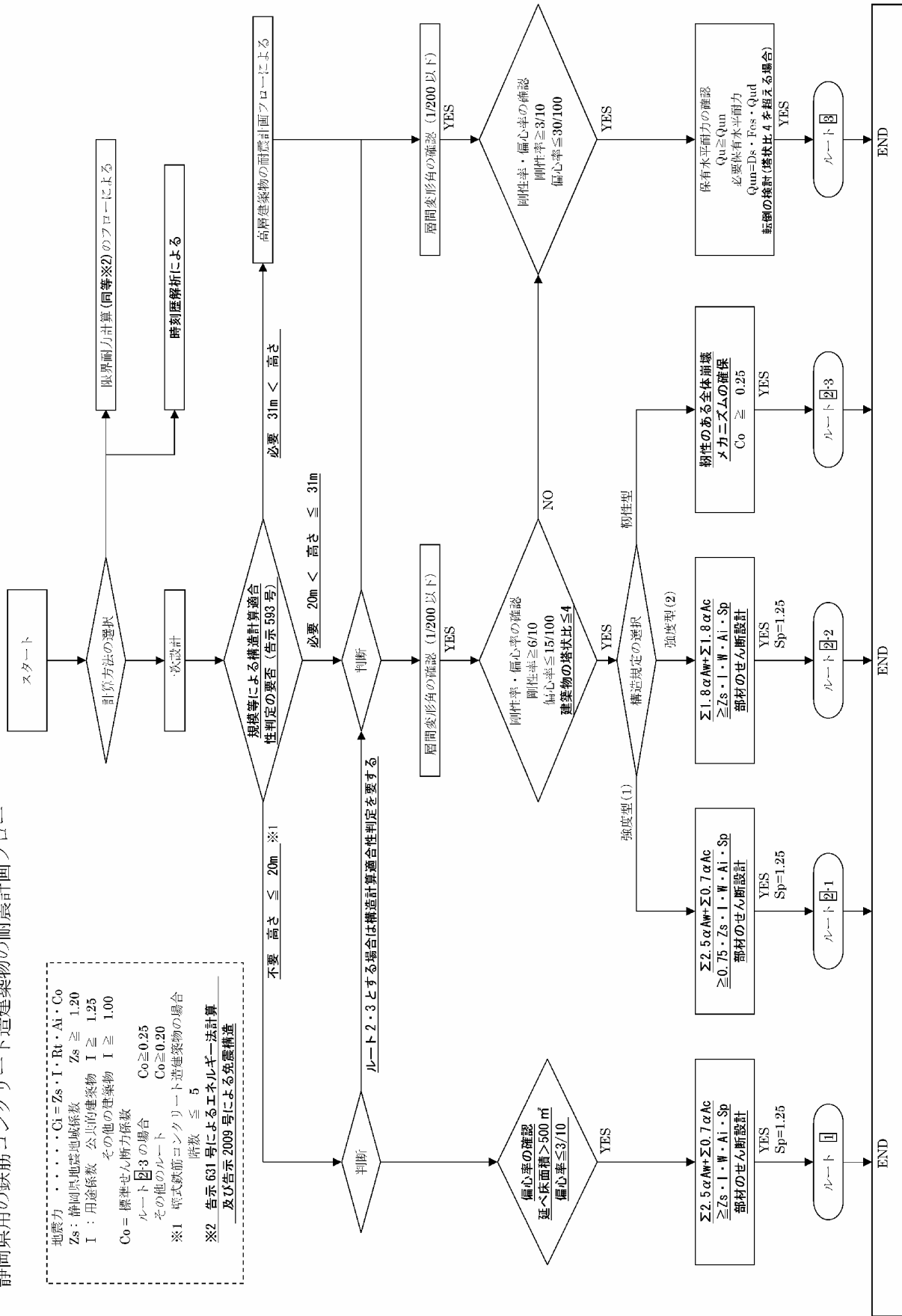
(解 説)

静岡県用の鉄筋コンクリート造建築物の耐震計画フローは、予想される東海地震に対応するため、建築基準法施行令の規定に基づく鉄筋コンクリート造建築物のフローを基本にして、次の規定を追加して作成したものである。

- (1) 地震力の割り増し…静岡県地震地域係数 ( $Z_s$ ) 及び用途係数 ( $I$ ) による割り増し  
各ルートの一次設計及び二次設計  
(ただし、ルート $\boxed{2}$ -3の場合のみ  $C_0 \geq 0.25$  とする)
- (2) 強度抵抗型の建築物にするための係数  $S_p$  による壁量等の割り増し  
ルート $\boxed{1}$ ・ルート $\boxed{2}$ -1・ルート $\boxed{2}$ -2
- (3) ルート $\boxed{3}$ …剛性率の下限値及び偏心率の上限値を規定
- (4) 高層建築物の耐震計画フロー…高さが31mを超える建築物

静岡県用の鉄筋コンクリート造建築物の耐震計画フロー

地震力  $\dots \dots C_i = Z_s \cdot I \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$   
 $Z_s$ : 構造地震係数  $Z_s \geq 1.20$   
 $I$ : 用途係数 公共的建築物  $I \geq 1.25$   
 その他の建築物  $I \geq 1.00$   
 $C_o$  = 標準せん断力係数  $C_o \geq 0.25$   
 ルート 2-3 の場合  $C_o \geq 0.20$   
 その他のルート  
 ※1 壁式鉄筋コンクリート造建築物の場合  
 階数  $\leq 5$   
 ※2 告示 631 号によるエネルギー法計算  
 及び告示 2009 号による免震構造





#### 4. 2. 2 構造計算の各ルートの概要

各ルートの概要は下記による。

1 ルート[1]…比較的小規模で高さが20m以下である建築物（ただし、壁式ラーメン鉄筋コンクリート造、鉄筋コンクリート組積造を除く。）

- (1) 1次設計地震力  $C_0 \geq 0.20$ 、 $Z_s$  及び  $I$  による割り増し
- (2)  $\Sigma 2.5\alpha A_w + \Sigma 0.7\alpha A_c \geq Z_s \cdot I \cdot W \cdot A_i \cdot S_p$  (4. 2-1) 式  
 $A_w$ 、 $A_c$ 、 $W$ 、 $A_i$ 、 $\alpha$  : 平成19年告示第593号による  
 $Z_s$ 、 $I$  : 2.5の規定による  
 $S_p$  : 強度抵抗型の建築物にするための係数、 $S_p \geq 1.25$   
ただし、 $\Sigma 2.5\alpha A_w$  は  $0.3 \cdot Z_s \cdot I \cdot W \cdot A_i \cdot S_p$  以上とする
- (3) 柱、梁、耐力壁のせん断設計を満足すること
- (4) 延べ床面積  $> 500 \text{ m}^2$  の場合は偏心率  $\leq 0.30$  とする

2 ルート[2]…高さ31m以下、塔状比4以下の整形な建築物

- (1) 1次設計地震力  $C_0 \geq 0.20$ 、 $Z_s$  及び  $I$  による割り増し
- (2) 層間変形角  $\leq 1/200$  (又は  $1/120$ )
- (3) 剛性率  $R_s \geq 0.60$ 、偏心率  $R_e \leq 0.15$

・ルート[2]-1…強度型(1)の建築物

- (1)  $\Sigma 2.5\alpha A_w + \Sigma 0.7\alpha A_c \geq 0.75Z_s \cdot I \cdot W \cdot A_i \cdot S_p$  (4. 2-2) 式  
 $A_w$ 、 $A_c$ 、 $W$ 、 $A_i$ 、 $\alpha$  : 平成19年告示第593号による  
 $Z_s$ 、 $I$  : 2.5の規定による  
 $S_p$  : 強度抵抗型の建築物にするための係数、 $S_p \geq 1.25$   
ただし、 $\Sigma 2.5\alpha A_w$  は  $0.3 \cdot Z_s \cdot I \cdot W \cdot A_i \cdot S_p$  以上とする
- (2) 柱、梁、耐力壁のせん断設計を満足すること

・ルート[2]-2…強度型(2)の建築物

- (1)  $\Sigma 1.8\alpha A_w + \Sigma 1.8\alpha A_c \geq Z_s \cdot I \cdot W \cdot A_i \cdot S_p$  (4. 2-3) 式  
記号はルート[2]-1と同じ。  
(柱に付いたそで壁等が多い建築物)
- (2) 柱、梁、耐力壁のせん断設計を満足すること

・ルート[2]-3…靱性型の建築物

- (1) 柱、はり及び耐力壁にせん断破壊防止
- (2) はり降伏先行型の確認

3 ルート[3]

- (1) 1次設計地震力  $C_0 \geq 0.2$ 、 $Z_s$  及び  $I$  による割り増し
- (2) 層間変形角  $\leq 1/200$  (又は  $1/120$ )
- (3) 保有水平耐力地震力  $C_0 \geq 1.0$ 、 $Z_s$  及び  $I$  による割り増し
- (4) 塔状比が4を超える場合の転倒に対する検討

4 規模等が対象外であっても、設計者の判断により、より詳細な検討（数字の大きなルート）を採用することができる。

(解説)

構造計画を行う際には、あらかじめ目標とすべきルートを選定し、それに基づいて行うことが望ましい。

1 ルート①は、比較的小規模な建築物で、耐力壁を含めて壁量が多く、相当の強度が期待できる建築物を対象とする。（鉄筋コンクリート組積造とは、平成 15 年告示第 463 号に該当する補強コンクリートブロック造等を示す。）

なお、このルートによる場合は（4. 2-1）式のとおり、静岡県地震地域係数 ( $Z_s$ ) 及び用途係数 ( $I$ ) による地震力の割り増しを行うほか、強度抵抗型の建築物にするための係数 ( $S_p \geq 1.25$ ) により壁量等を割増している。その際、一定量の壁量を確保するため、壁量のみの検討も行う。

また、靱性確保のため設計用せん断力の割増し規定が追加された。

延べ床面積が 500  $m^2$  を超える場合は、偏心率が 0.30 以下である事を確認する。

2 ルート②-1 は、耐力壁を含めて壁量が多く、相当の強度とある程度のねばりを期待できる建築物を対象とする。ルート①と同様に一定量を確保するため、壁量のみの検討も行う。

ルート②-2 は、耐力壁とは認められない大きな開口のある壁やそで壁付きの柱が多く、かなりの強度とある程度のねばりを期待できる建築物を対象とする。このため、純ラーメン構造のような建築物はこのルートでは設計できない。このルートで設計できる建築物の平面の例を図 4. 2-1 に示す。そで壁を有しない建築物にこのルートは用いてはならない。

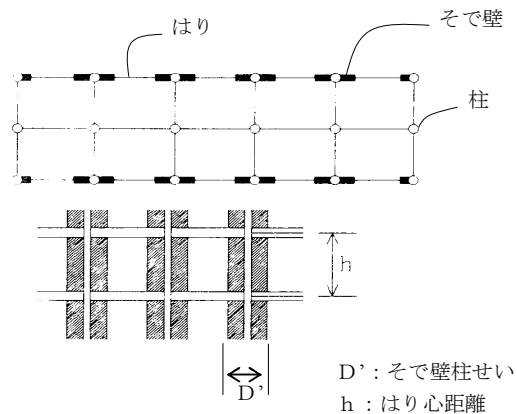


図 4. 2-1

柱部分の設計を行う際には、そで壁の存在を考慮した応力解析及び断面算定を行い、そで壁については厚さを 15 cm 以上とするほか、壁配筋は原則として、壁筋比を 0.4% 以上とする。

なお、できるだけ建築物が強度型となるようにそで壁付き柱の断面の全せい ( $D'$ ) は階高の  $2/3$  以上であることを原則とする。

ルート②-3 は、壁の量が少なく、強度はそれほど大きくはないが、十分なねばりが期待できる建築物を対象とする。このため、これらのルートで設計する場合は、一次設計時におけるはり、柱の短期設計用せん断力は他のルートで設計する場合より大きくなっている。また、ルート②-3 で設計する場合は、耐力壁もせん断破壊しないことを要求している。

②-1, ②-2 は、靱性確保のため設計用せん断力の割増規定が追加された。

又、地上部分の塔状比が 4 以下である事を確かめる。塔状比の算出の際建物幅は柱の外面寸法とする。

3 ルート③は、高さ 31m を超える建築物の大規模な地震に対する安全性を確かめるため、保有水平耐力の検討を行うものである。必要保有水平耐力の算定においては剛性率・偏心率に基づく形状係数  $F_{es}$  を用いて割増しを行い、その耐震安全性の確認を行う構造計算方法である。しかし、保有水平の計算を行い安全性の確認を行っても、平面・立面計画上の問題が解消されるわけでは無いため、剛性率が 0.3 未満、偏心率が 0.3 を超えるような構造は避けることが望ましい。

塔状比が4を超える場合は  $C_0$  を 0.30 以上とした地震力作用時か、又は、上部の保有水平耐力時に基礎の浮き上がり耐力及び圧縮耐力に対する検討を行い転倒しない事を確認する。

- 4 剛性率及び偏心率の規定を満たしていても他のルートの検討をせずに最初からルート③で設計してもよい。

## 4. 3 応力計算

### 4. 3. 1 骨組みのモデル化

構造計画を行う際には、建築物をできるだけ忠実にモデル化し、過度の理想化を避ける。また、構造計算書には各階伏図のほか軸組図を添付し、腰壁、たれ壁、そで壁等を記入する。

(解説)

軸組図は水平力の伝達の様子を把握するためのものであるため、腰壁やたれ壁、そで壁、無開口・有開口耐力壁、雑壁などを記載して、各柱、はりの内法スパンや危険断面位置を明示する。伏図には、耐力壁、袖壁等のほかラーメン外の雑壁、スラブ開口等を明示する。これらをもとに骨組みをモデル化し、構造解析を行う。

### 4. 3. 2 応力計算、変形計算の原則

応力計算、変形計算は原則として部材の弾性剛性に立脚し、一次設計においては原則として剛性低下率を考慮しない。剛性低下を考慮する場合には詳細な検討を行わなければならない。

(解説)

地震時の水平力が小さく、骨組みが弾性範囲にある場合には、応力、変形の計算は、部材の弾性剛性に立脚して求める。又、各部材について復元力特性を設定し、ひび割れを考慮した非線形増分解析を行い、応力を算定する方法によることもできる。

### 4. 3. 3 ラーメンの剛性評価

- 1 水平荷重時のラーメンの応力計算を行う際は、ラーメン内のはりや柱に接続する鉄筋コンクリート造の腰壁、たれ壁及びそで壁の剛性を、その接合形式に応じて適切に評価する。
- 2 腰壁、たれ壁及びそで壁に構造スリットを設ける場合は、完全スリットとし、その壁が構造体に及ぼす影響を極力小さくする。

(解説)

- 1 実際に存在する腰壁、たれ壁及びそで壁等（以下「腰壁等」と言う。）を無視した略算によった場合、剛性率・偏心率の算定について危険側の結果になり、また柱のじん性を損なうことになる場合がある。  
したがって、腰壁等のあるラーメンの応力計算は、腰壁等を考慮して部材の剛性を算定し、かつ、剛域を考慮のうえ弾性剛性に立脚して評価する。なお、短スパンばり等が応力集中により塑性化すると予想される場合には剛性低下を考慮してよいが、この点を断面設計に反映する必要がある。
- 2 構造スリットを設け、これらが周辺の柱及びはりなどに及ぼす影響を無視する非構造壁の場合には、完全スリットを設けるとともに、骨組に想定する変形角（ $R$ ）とその対象となる壁高さ（ $h$ ）の積（ $R \cdot h$ ）以上のスリット幅を確保する。

スリット位置は、構造物に設定する全体降伏機構の降伏ヒンジ領域に腰壁・垂れ壁・袖壁等の非構造壁が施工される場合には、原則として、柱または梁の曲げモーメントに対する危険断面と同じ位置とし、そ

の非構造部材が降伏ヒンジ領域の耐震性能に影響しないようにする。

梁のスパン内に方立壁が施工される場合には、構造物に設定する全体降伏機構が保証されるように、原則として、方立壁の上端または下端にスリットを設ける。

スリット幅は施工性を考慮して3 cm以上、又は下記（図4. 3-1）以上を確保することが望ましい。また、完全スリットを設ける場合も、剛性及び応力の算定においては原則として、はりについては腰壁およびたれ壁の、柱についてはそで壁の存在を、それぞれ考慮し適切な評価を行う。

$$\delta s = R \cdot h_s \cdot \ell / L \quad (\text{スリットの見付幅})$$

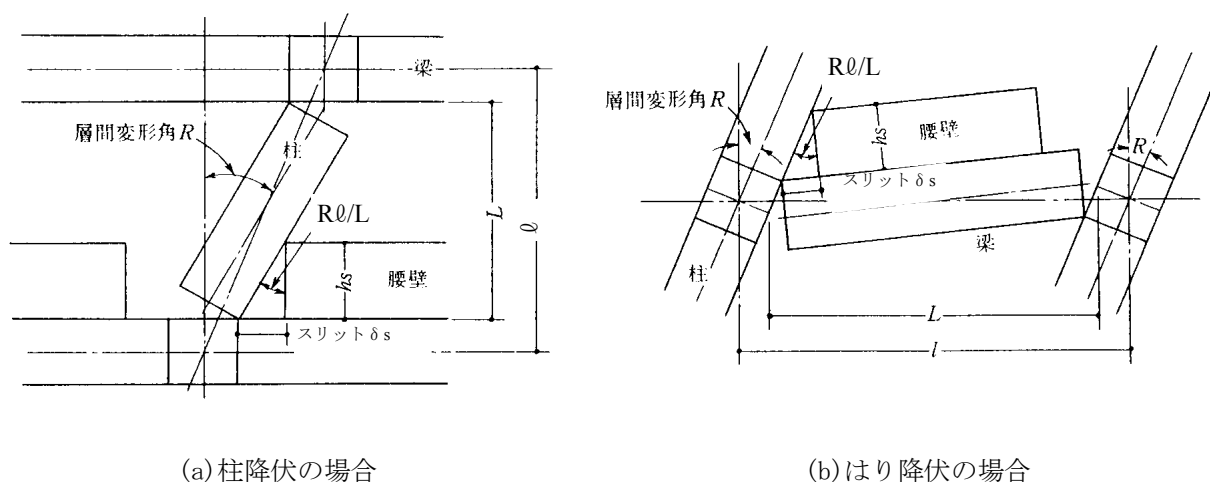
$R$  : 保証層間変形角

$h_s$  : 腰壁・垂れ壁の高さ、または袖壁の長さ

$\ell$  : 梁スパンの長さ、または柱の高さ

$L$  : 梁の内法スパン長さ、または柱の内法高さ

(鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針 1999 11章非構造部材より)



(a) 柱降伏の場合

(b) はり降伏の場合

図4. 3-1 必要スリット幅の算定例

又、スリットを設けた壁については、地震時に脱落しない様、面外方向応力に対しての検討を行う。

#### 4. 3. 4 不整形ラーメンの取扱い

平面及び骨組において、斜材、段差等、通常のラーメンと異なるものを構成する場合には、力の流れができるだけ明解であるように骨組の構成や部材の配置に心がけ、かつ、安全を見込んだゆとりのある設計とする。

(解説)

一貫計算プログラムを使用する構造計算は構造設計の一手段にすぎない。従って、不整形ラーメンのある建物を、一貫計算プログラムで解析する場合は適切なモデル化が必要であるため、設計者判断により、そのモデル化の妥当性を詳細に検討し、計算結果に対する技術的判断を行う。

#### 4. 3. 5 耐力壁の剛性評価

耐力壁の剛性は、原則として弾性剛性に立脚し、曲げ変形、せん断変形及び回転変形を考慮して計算する。

(解 説)

耐力壁の剛性評価に際しては、算定する目的に応じて結果が常に設計上安全側となるような工学的判断を行う必要がある。

耐力壁の剛性は、大地震時に剛性低下することが明らかな場合で、かつ、十分な技術的検証がなされた場合を除いて、原則として弾性剛性に基づき算定し、剛性低下率を用いないものとする。しかしながら、架構中に点在し応力集中が予想される耐力壁等においては、初期の弾性剛性に基づき偏心率及び剛性率を算定すると、大地震時において危険側の評価となることがあるので注意が必要である。

#### 4. 3. 6 雑壁の取扱い

剛性率・偏心率の算定の際には、雑壁の影響をその実情に応じ適切に考慮する。ただし、応力計算の際には、原則として水平力を負担させないものとする。

(解 説)

雑壁とは、ラーメン外の壁又はラーメン内の壁で柱に接していないものをいう。

雑壁は、配置によって、剛性率・偏心率に大きく影響する場合があるので、剛性率・偏心率を算定にあたっては、その剛性を実情に応じて適切に考慮することが必要である。

ラーメン内の壁で柱に接していないものは、方立て構造壁(図4. 3-2)として検討を行う。(スリットを設け、下あるいは上の梁に接していない壁を除く。)

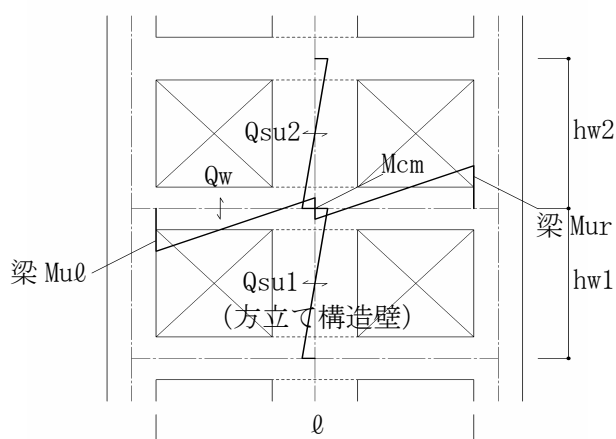


図 4. 3-2

方立て壁付き骨組で梁降伏を先行する場合の例  
(連層状に壁が配置される場合)

$$Q_w = (Mu\ell + Mur + Mcm) / \ell \quad (4. 3-1) \text{ 式}$$

$$M_{cm} = (Q_{su1} \times hw_1 / 2) + (Q_{su2} \times hw_2 / 2)$$

$Q_{su}$ : 方立て構造壁のせん断終局強度

#### 4. 3. 7 ピロティ構造の設計

下層に連続しない耐震壁を支持する柱（ピロティ構造の柱、下層壁抜け柱）では、立体架構としての応力伝達、及び変動軸力が柱部材の剛性に与える影響を適切に考慮して設計用応力を算出する。ピロティ構造の設計は、技術基準解説書 付録1-6等を参考に検討を行う。

##### (解 説)

耐震壁が下層に連続せず、独立の柱によって支持される構面をもつ構造はピロティ構造あるいは下階壁抜け柱をもつ構造といわれる。このような構造では、上層の耐震壁の負担せん断力に対応する大きな変動軸力が独立柱に作用する。また、この層が層降伏機構となって塑性変形が集中する可能性も高くなる。したがって、一般に、ピロティ構造が極大の地震動で倒壊する危険性は、他の構造形式（例えば上層の壁がない場合）に比較して大きいと考える必要がある。

このような構造は、原則として計画しないのが望ましい。やむを得ず計画する場合には、柱に十分に余裕のある断面と配筋量を確保するとともに、配筋詳細にも極力注意して設計する必要がある。設計用応力（軸力、せん断力、モーメント）は、実際に作用する可能性のある応力よりも小さく算定される場合もあるので十分注意する必要がある。

## 4. 4 部材の設計

### 4. 4. 1 基本方針

#### 1) はり

- 1 そで壁を構造体として剛性評価した場合は、次のとおり扱う。
  - (1) はりの設計用曲げモーメントを算定する位置は、原則として、節点又は柱によるはりの剛域端とする。  
そで壁に十分な配筋を行った場合は、そで壁によるはりの剛域端としてもよい。
  - (2) はりの短期設計用せん断力をはりの終局強度から求める場合は、はり長をそで壁端内法長とする。
- 2 たれ壁、腰壁を構造体として剛性評価した場合でも、たれ壁、腰壁の厚さが十分でないときのはりの断面算定は、はり形部分のみを有効として行う。
- 3 建築物の使用上の支障が起こらない事を確かめる必要がある場合の確認方法については、平成12年告示第1459号による。

#### (解 説)

- 1 (1) はりの設計用曲げモーメントを算定する位置は、図4. 4-1のとおり扱う。  
ただし、そで壁とはりの間に完全スリットを設けた場合は、原則として(a)による。  
十分な配筋を行った場合とは、技術基準解説書のそで壁、腰壁、たれ壁の耐力式を使うことのできる仕様規定を満足している場合とする。

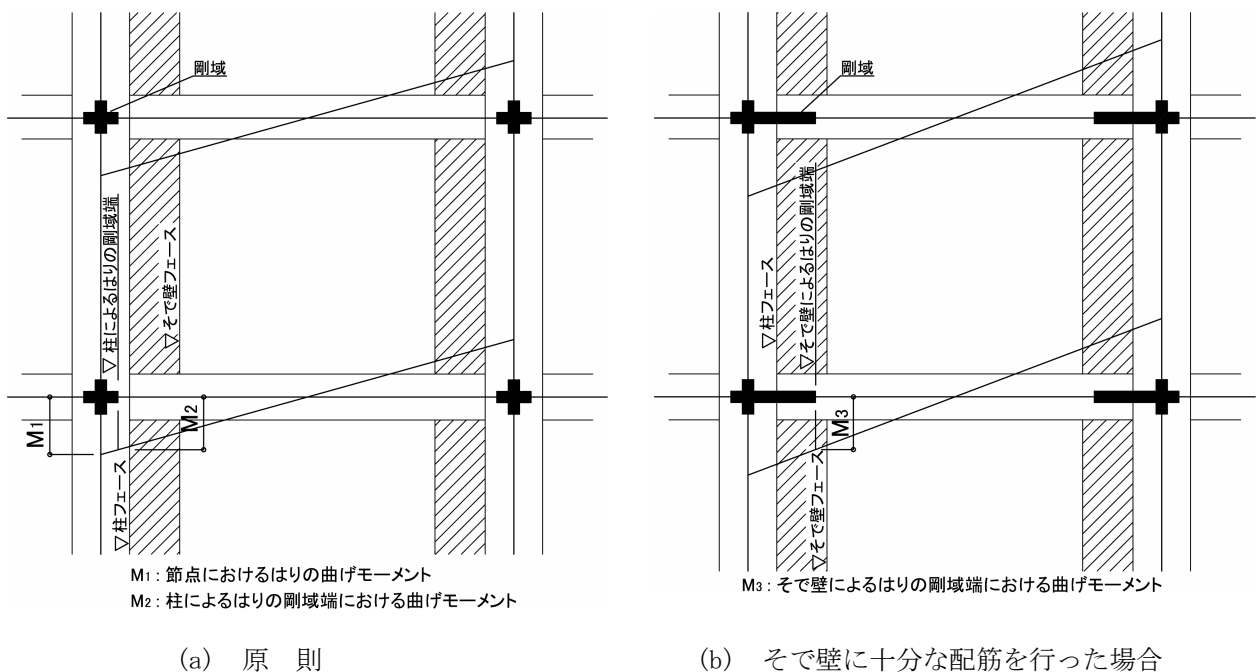
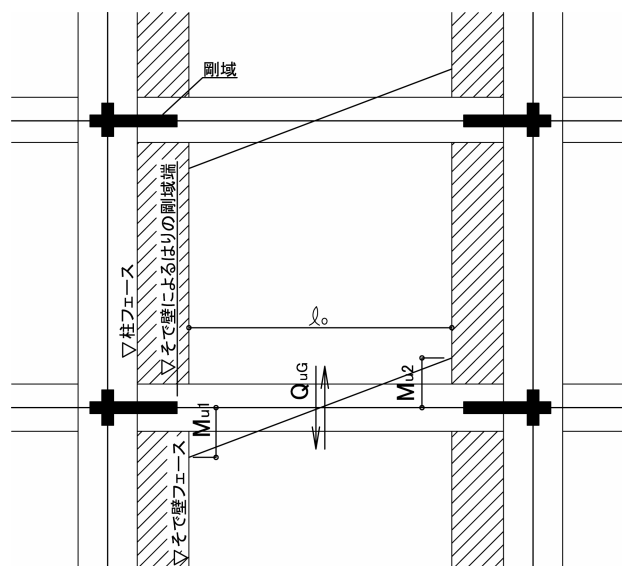


図4. 4-1 はりの設計用曲げモーメントを算定する位置

- (2) はりの短期設計用せん断力を後述の(4. 4-2)式又は(4. 4-3)式で算定する際は、そで壁の配筋や厚さにかかわらずはりの長さを図4. 4-2のように壁端の内法長 $l_0$ とする。





#### 4. 4-2 はりの短期設計用せん断力の取り方

2 はりの断面算定を行う際は、原則として、はり形部分のみを有効とするが、たれ壁、腰壁の厚さが十分なときはそれらを考慮してもよい。

#### 2) 柱

- 1 たれ壁、腰壁を構造体として剛性評価した場合は、次のとおり扱う。
  - (1) 柱の設計用曲げモーメントを算定する位置は、原則として節点または剛域端とするが、たれ壁、腰壁に十分な配筋を行った場合は、たれ壁、腰壁の剛域端としてもよい。
  - (2) 柱の短期設計用せん断力を、柱又ははりの終局強度から求める場合は、柱の高さをたれ壁、腰壁の内法高さとする。
- 2 そで壁を構造体として剛性評価した場合でも、そで壁の厚さが十分でないときの柱の断面算定は、柱形部分のみを有効として行う。

#### (解説)

- 1 (1) 柱の設計用曲げモーメントを算定する位置は、図4. 4-3のとおり扱う。  
 腰壁又はたれ壁と柱の間に完全スリットを設けた場合は原則として(a)によるが、この場合の腰壁については、表2. 5-6の設計震度により算定した面外方向外力に対して十分安全性を確保できるように配筋を行うものとする。十分な配筋を行った場合とは、技術基準解説書のそで壁、腰壁、たれ壁の耐力式を使うことのできる仕様規定を満足している場合とする。

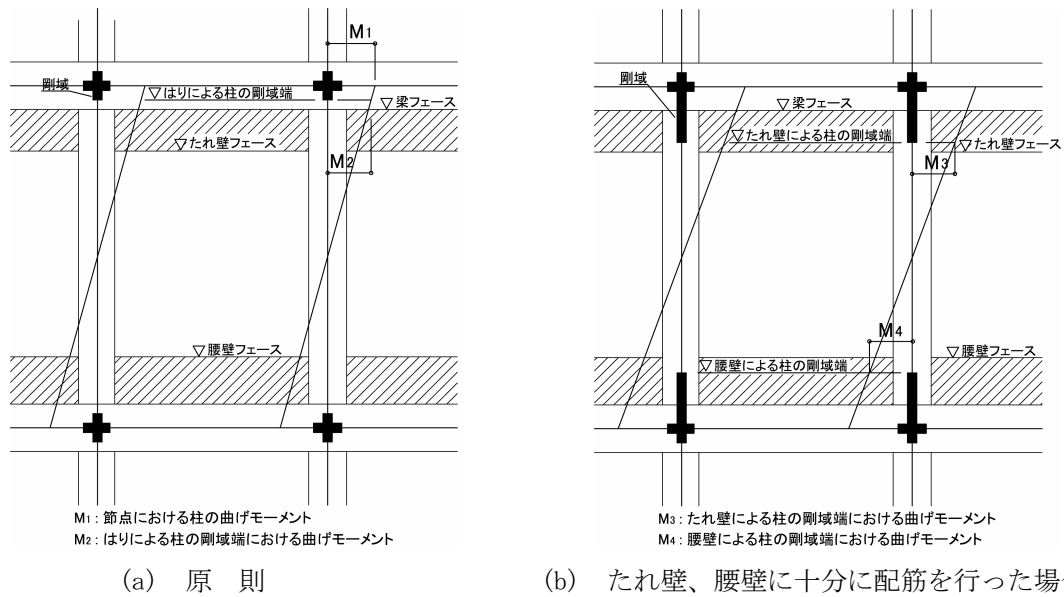


図4. 4-3 柱の設計用曲げモーメントを算定する位置

- (2) 柱の短期設計用せん断力を後述の(4. 4-6)式又は(4. 4-8)式で算定する際は、たれ壁、腰壁の配筋や厚さにかかわらず柱の高さを図4. 4-4のようにたれ壁、腰壁の内法高さ $h_0$ とする。

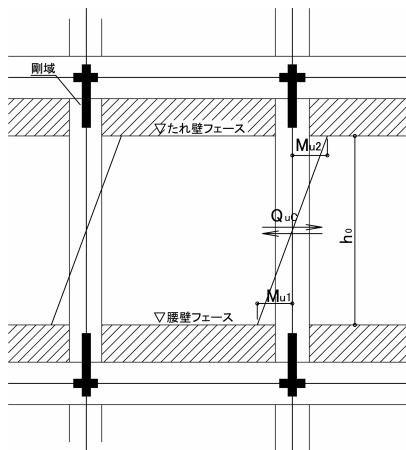


図4. 4-4 柱の短期設計用せん断力の取り方

- 2 柱の断面算定を行う際は、原則として柱形部分のみを有効とするが、そで壁の厚さが十分なときはそれらを考慮してもよい。

#### 4. 4. 2 はりの設計

##### 1) はりのせん断設計

- 1 はりのせん断設計は下記による。(限界耐力計算の場合は適用外とする)
- (1) 梁の長期許容せん断力及び長期設計用せん断力は、RC 規準 (梁・柱および柱梁接合部に対する断面算定) による。
- (2) ルート①及びルート② (ただし、ルート②-3を除く) の場合  
短期許容せん断力は、(4. 4-1) 式又は (4. 4-2) 式によるせん断力以上とする。
- $$Q_{D1} = Q_L + n \cdot Q_E \quad (4. 4-1) \text{ 式}$$
- $$Q_{D2} = Q_0 + Q_y \quad (4. 4-2) \text{ 式}$$
- $Q_L$  : 長期荷重によるせん断力  
 $n$  : 2以上の値  
 $Q_0$  : 単純支持とした時の長期荷重によるせん断力  
 $Q_E$  : 一次設計用地震力によるせん断力  
 $Q_y$  : はりの両端に曲げ降伏が生じたときのせん断力
- (3) ルート②-3の場合  
終局せん断耐力を検討する。その場合の終局せん断耐力は、(4. 4-3) 式によるせん断力以上とする。
- $$Q_D = Q_0 + \alpha Q_M \quad (4. 4-3) \text{ 式}$$
- $Q_M$  : はり両端部が曲げ終局強度に達するときのせん断力  
 $\alpha$  : せん断設計用の割増し係数で1.1以上の値とする。
- ただし、 $Q_M$ の算出に用いる曲げ終局強度を算定する際には、はり側面から有効幅内のスラブ筋をはりの引張鉄筋に加算する。また、鋼材の強度は基準強度の1.1倍とする。
- (4) ルート③の場合  
技術基準解説書による。
- 2 あばら筋比は0.3%以上とする。ただし、(4. 4-2) 式及び (4. 4-3) 式による場合は0.2%以上とすることができる。
- 3 あばら筋の間隔は下記による。
- (1) ルート①及びルート② (ただし、ルート②-3を除く)  
 $D/2$ , 25 cmのうちの最小値
- (2) ルート②-3及びルート③における降伏ヒンジ部  
 15 cm以下 (D10 程度の場合)  
 20 cm,  $D/3$ ,  $8 d_b$ のうちの最小値 (D13 程度以上の場合)  
 $D$  : はりせい、 $d_b$  : 最小主筋径
- 4 幅が広く主筋が一段に並ぶ梁などでは、必要に応じて、中子筋を使用するなど靱性を確保できるように努める。

##### (解 説)

- 1 短期許容せん断耐力は、出来るだけ、(4. 4-2) 式を用いることが望ましい。  
 ルート②-3で設計する場合は部材にせん断破壊が生じないことを前提としているので十分ねばりのある部材にする必要がある。このため、ここでは水平力によって部材に生じ得る最大せん断力を1.1倍に割増して短期設計用せん断力としている。なお、 $Q_M$ ははりの両端が曲げ終局強度に達する時のせん断力とする。

- 2 はりの靱性を確保するため、あばら筋比とあばら筋の間隔の規定を設けた。
- 4 主筋とコンクリートとの拘束を確保するため、幅が広く主筋が一段に並ぶ梁などでは、主筋の外周部に閉鎖型のあばら筋により4隅の主筋を拘束するとともに、中間主筋を拘束するよう中子筋をできるだけ多く配置する。

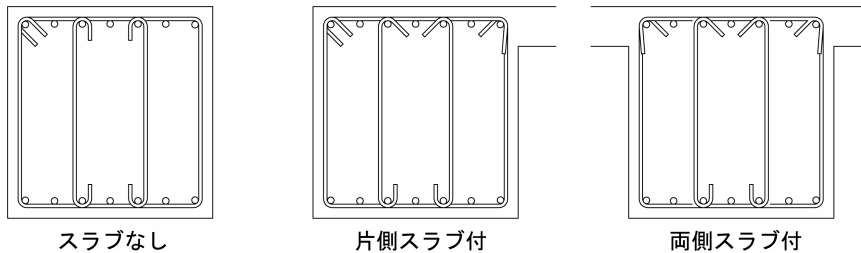


図4. 4-5 はりの中子筋配置の例

2) はりの配筋

- 1 すべてのはり、全スパンにわたり複筋ばりとし、複筋比は0.4以上とする。
- 2 主筋は、2段配筋までとする。ただし、基礎ばりの主筋は、3段配筋までとする。
- 3 配筋ならびは、RC配筋指針 帯筋・あばら筋の形状別柱・梁幅の最小寸法によるが、継手部分や柱、はりの仕口部分の配筋には十分注意する。

(解 説)

- 1 複筋比を0.4以上としたのは、圧縮鉄筋の鉛直荷重時にクリープ現象の防止と水平荷重時に対する靱性の向上を期待するためである。

また、引張鉄筋比 ( $P_t$ ) が多すぎる場合は、圧縮側コンクリートが圧壊して部材に粘りがなくなる。そこで引張鉄筋比を限界の釣り合い鉄筋比 ( $P_{tb}$ ) 以下におさえ鉄筋降伏後もコンクリート圧壊まで変形に余裕をもたせる。

$$P_{tb} = (0.45 \sim 0.5) \frac{F_c}{\sigma_y (1 - \gamma)}$$

ただし、 $P_{tb}$  : 釣り合い鉄筋比  
 $\sigma_y$  : 鉄筋の許容応力度  
 $\gamma$  : 複筋比 ( $\gamma < 1$  のとき)

- 3 RC配筋指針 帯筋・あばら筋の形状別柱・梁幅の最小寸法の表は、施工性を考えあばら筋のツメの折曲げが完全に行われるよう配慮されている。

また、この表は継手なしの場合であり、継手のある場合はこの点を十分考慮し、かつ、柱、はり接合部内の配筋状態もよく考えて最大鉄筋本数を決め、必要鉄筋量がこれを上まわる場合には、設計変更しなければならない。

3) 耐力壁に接続するはりの取扱い

- 1 境界ばり及び直交ばりとなるはりは、ルート①及びルート②（ただし、ルート②-3を除く）で設計する場合は、原則として（4.4-2）式を用いて算定する。
- 2 （4.4-1）式的设计用せん断力を用いて算定する場合ははり端部のあばら筋はD13以上とし、間隔は15cm以下とする。

(解説)

1 現在の鉄筋コンクリート中低層建築物では、壁は柱、はりと一緒に現場打ちされるので壁自体の剛性は非常に大きい。

しかし、ラーメン構造のなかで部分的に存在する壁は、周囲の拘束要素（境界ばり、直交ばり）によって壁の剛性が大きく左右されるが、これらの拘束要素を正確に評価して計算を行うことは、なかなか困難なので、当面は本文の規定により取扱う。

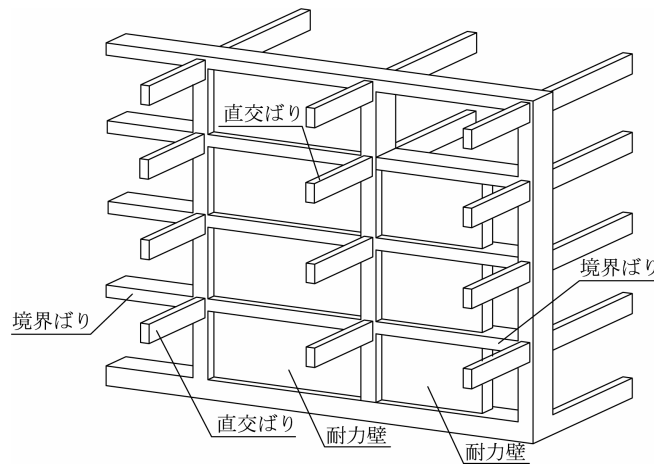
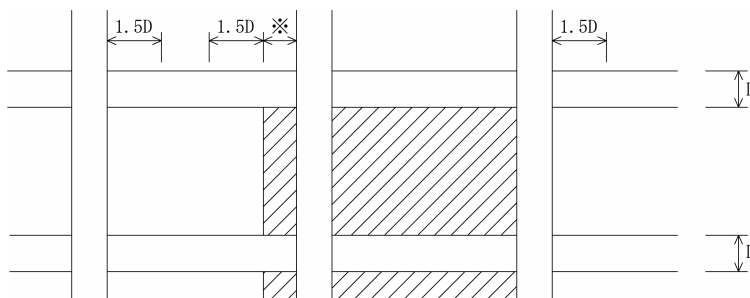


図4.4-6 境界ばり、直交ばり

2 はりの端からはり丈の1.5倍の範囲内にあるあばら筋の間隔は15cm以下とする。



※ の部分のあばら筋の間隔も15cm以下とする。

図4.4-7 あばら筋の間隔を15cm以下とする範囲

4) スパン長が10mを超えるはりの取扱い

原則として 10m を超えるはり は設計しない。やむを得ず 10m を超える場合は、ひび割れモーメント等の検討を行うか下記により設計する。

- 1 コンクリートは設計基準強度が 21N/mm<sup>2</sup> 以上のものを用いる。
- 2 ラーメン用の積載荷重は 2900N/m<sup>2</sup> 以上とする。
- 3 はりの支配面積は 50 m<sup>2</sup> 以下とする。
- 4 はり丈とスパンとの比は、1/11 以上、かつ、(4. 4-4) 式を満足するようにする。

$$\frac{\ell}{D} < \sqrt{\frac{C_c \cdot b}{a \cdot w_0}} \quad (4. 4-4) \text{ 式}$$

- ただし、 $\ell$  : スパン (mm)  
 $D$  : はり丈 (mm)  
 $b$  : はりの最小幅 (mm)  
 $C_c$  : T形ばり 1.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
           長方形ばり 0.6 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $w_0$  : はりの平均荷重 (N/mm)  
 $a$  : 両端固定 1/16、単純支持 1/8

5 その他

- (1) 主筋の柱への定着は 40 d 以上とし、末端にはフックを設ける。
- (2) あばら筋の間隔は 20 cm 以下とする。

(解 説)

はりのスパンが長大になり長期曲げモーメントに対して断面が不足すると長期荷重時にコンクリートの過大なひび割れなど建築物の使用上に障害を起こすおそれがある。この規定以外にはり中央部下端の長期曲げモーメントがその部分の曲げひび割れモーメントをあまり超えないよう設計する。

はりの長さの取り方は、柱心々で測るものとする。

また、はりの支配面積は、図 4. 4-8 による。

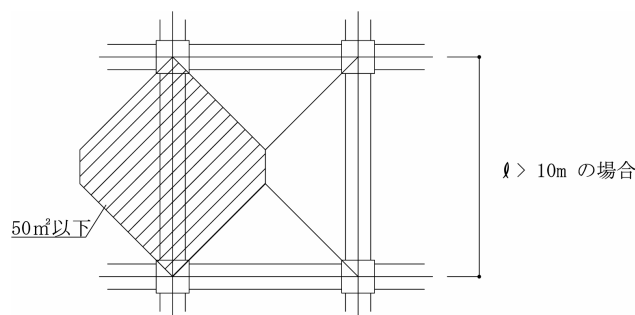


図 4. 4-8 支配面積の取り方

(4. 4-4) 式は、長期荷重にコンクリートの過大なひび割れなど建築物の使用上の障害を防止するためのはりの主要支点間距離とはり丈の比の関係式である。

#### 4. 4. 3 柱の設計

##### 1) 柱の曲げ設計

ルート[2]-3で設計する場合は、最上階の柱頭及び1階の柱脚を除き、柱頭及び柱脚の曲げ強度は(4. 4-5)式によるモーメント以上とする。

$$M_{DC} = M_{UG左} + M_{UG右} \quad (4. 4-5) \text{ 式}$$

$M_{UG左}$ 、 $M_{UG右}$ ：柱頭および柱脚でそれぞれ左右に接続するはりの曲げ強度

##### (解 説)

一般に、柱降伏による部分崩壊形では、架構の一部にしかエネルギー吸収が期待できず特定層への変形集中により層崩壊の可能性が高くなるのに対して、はり降伏先行型の全体崩壊形では架構全体にわたってエネルギー吸収が行われるため、安定した挙動が期待できる。一方、耐力壁の量を特に規定しないルート[2]-3で設計する建物の場合、十分なエネルギー吸収がなければ耐震性能を確保することは困難であるため、はり降伏先行型による全体崩壊形が実現されるように設計することが重要である。すなわち、架構の設計においては柱の耐力がはりに対して十分余裕を持つように設計することが重要である。その際、地震時におけるスラブの協同効果や腰壁、たれ壁、雑壁等による梁耐力の上昇、変動軸力や多次元地震動入力等の影響による柱耐力の低下に十分留意する。

##### 2) 柱のせん断設計

1 柱のせん断設計は下記による。(限界耐力計算の場合は適用外とする)

(1) ルート[1]及びルート[2] (ルート[2]-3を除く)

せん断力は、(4. 4-6)式又は(4. 4-7)式によるせん断力以上とする。

$$\text{Max} (Q_{D1}, Q_{D2})$$

$$\underline{Q_{D1} = Q_L + n \cdot Q_E} \quad (4. 4-6) \text{ 式}$$

$$\underline{Q_{D2} = Q_y} \quad (4. 4-7) \text{ 式}$$

ここで、 $Q_y$ ：柱の両端に曲げ降伏が生じたときのせん断力。ただし、柱頭に接続するはりの曲げ降伏を考慮した値としてもよい。

$Q_L$ ：長期荷重によるせん断力

$Q_E$ ：一次設計用地震力によるせん断力

$n$ ：2以上の値

(2) ルート[2]-3の場合

終局せん断耐力を検討すること。その場合の終局せん断耐力は、(4. 4-8)式によるせん断力以上とする。

$$Q_D = \alpha \cdot Q_M \quad (4. 4-8) \text{ 式}$$

ここで、 $Q_M$ ：柱頭及び柱脚の曲げモーメントを、それぞれに接続する左右のはりの曲げ強度の和としたときのせん断力。ただし、最上階の柱頭及び1階の柱脚においては、それぞれ柱頭及び柱脚が曲げ降伏するときのせん断力として良い

$\alpha$ ：せん断設計用の割増し係数で1.1以上の値とする

ただし、 $Q_M$ の算出に用いる曲げ終局強度を算定する際には、はり側面から有効幅内のスラブ筋をはりの引張鉄筋に加算する。また、鋼材の強度は基準強度の1.1倍とする。

(3) ルート[3]の場合

技術基準解説書による

- 2 帯筋比は0.3%以上とし帯筋の間隔は柱の全長にわたり10cm以下とする。
- 3 帯筋は原則として十分な余長を持つ135°フックを有するせん断補強筋、溶接閉鎖型せん断補強筋、又はスパイラル筋とする。特に、地上階数が5以上の建築物の柱はじん性の向上を図るため、できるだけ多くの中子筋を入れ、帯筋は溶接閉鎖型せん断補強筋又はスパイラル筋を用いる。

(解 説)

- 1 短期許容せん断力は出来るだけ(4.4-7)式を用いることが望ましい。
- (4.4-7)式の $Q_y$ の算出に用いる柱の曲げ終局強度を算定する際の軸方向力は短期軸方向力を用いてよい。
- (4.4-8)式の $Q_M$ を算出する際の柱の崩壊メカニズムは図4.4-9の(1)を原則とする。ただし、1階及び最上階においては、柱のじん性について特別な配慮をした場合、(2)・(3)でも良い。
- また、 $Q_M$ の算出に用いる柱の曲げ終局強度を算出する際の軸方向力は、はり降伏の崩壊形を仮定してフレームメカニズムの計算を行い、図4.4-10のように、そのときのはりのせん断力の和と長期軸方向力を加えたものを採用してもよい。

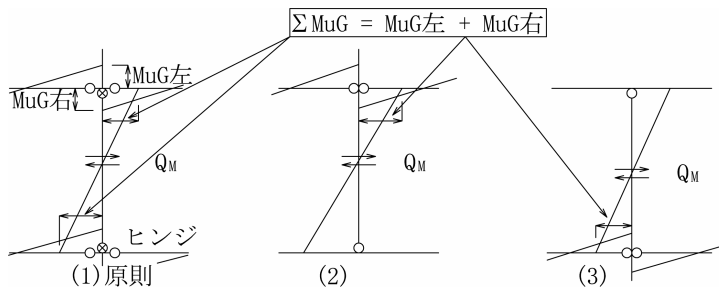


図4.4-9  $Q_M$ を算出する際の柱の崩壊メカニズム

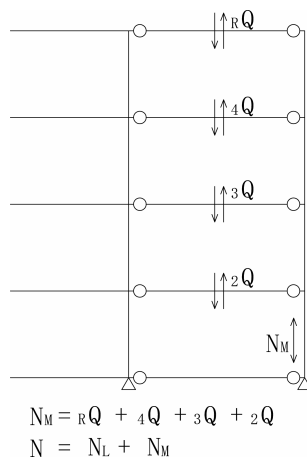


図4.4-10  $Q_M$ を算出する際の柱の軸方向力



3 過去の地震において、スパイラルフープを密に巻いたことによって大きな粘りを発揮した柱が見られる等スパイラルフープには靱性を向上させる効果があることがわかっている。

このため、せん断力や圧縮力が増大するおそれのある地上階数が5以上の建築物の柱には、できるだけ多くの中子筋を入れるとともにスパイラルフープ又は工場溶接による溶接閉鎖型フープ等を使用して靱性を確保する。

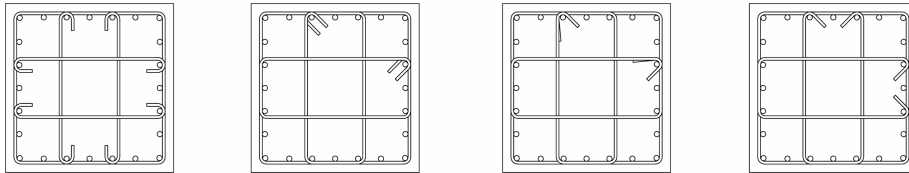


図4. 4-1-1 柱の中子筋の配置の例

### 3) 柱の配筋

- 1 2段配筋は原則として認めない。
- 2 引張鉄筋比は、ルート $\boxed{1}$ 又はルート $\boxed{2}$ （ただしルート $\boxed{2}$ -3を除く）で設計する場合は1%以下、ルート2-3で設計する場合は0.8%以下とする。
- 3 軸力の大きい部材又は太径の主筋を用いた部材では原則として中子筋を配筋する。ただし、ルート $\boxed{2}$ -3で設計する場合は、メカニズム時の柱の軸方向応力度がコンクリートの設計基準強度の $1/3$ 以下となるように設計する。

#### (解説)

- 1 施工上2段目の鉄筋は、適切な位置に配する事が困難な事が多く、また、コンクリートのまわりも悪くなりコーナー筋のかぶり量が十分に保てないなどのことから、原則として2段配筋は認めない。
- 2 引張鉄筋比の大きいものほど、せん断破壊や付着破壊を生じやすいため、引張鉄筋比の上限を定めた。なお、柱の引張鉄筋比が0.8%を超えた場合は、付着割裂破壊の検討を行う。
- 3 軸方向の応力度が大きなものほど、曲げ降伏しても小さな塑性変形下でせん断圧縮破壊を生じやすい。一方、中子筋を有する部材は有しない部材に比較して、同じせん断補強筋量でもせん断耐力、付着割裂強度、軸方向耐力、じん性に優れている。したがって、軸方向力 $0.35BDF_c$ を目安として、これを超える軸力が作用する柱については、中子筋を配筋する。なお、部材がせん断破壊しないことが前提となっているルート $\boxed{2}$ -3で設計する場合にはメカニズム時の柱の軸方向応力度をコンクリートの設計基準強度の $1/3$ 以下となるように設計するものとする。

### 4) すみ柱

すみ柱は2方向からの荷重の同時作用を考慮して、軸方向力及びじん性に対し十分ゆとりのある設計を行う。

#### (解説)

短期軸方向力に対しては柱の軸方向応力度をコンクリートの設計基準強度の $1/3$ 以下とし、じん性に対しては原則として柱の両端に曲げ降伏が生じたときのせん断力で設計し、2方向の地震力を考慮した応力に対して柱が安全であることを確認する。

なお、単スパンの柱の設計もすみ柱に準じて行うことが望ましい。

#### 4. 4. 4 耐力壁の設計

##### 1) 耐力壁のせん断設計

- 1 耐力壁のせん断設計は下記による。(限界耐力計算の場合は適用外とする)
- (1) ルート1及びルート2 (ルート2-3を除く) の場合
- $$wQ_s \geq Q_D \quad (4.4-9) \text{ 式}$$
- 短期設計用せん断力 $Q_D$ は、(4.4-10)式による。ただし、(4.4-11)式を満たす場合はこの限りでない。
- $$Q_D = n \cdot Q_E \quad (4.4-10) \text{ 式}$$
- $Q_E$  : 一次設計用地震力により耐力壁に生ずるせん断力  
 $n$  : 2以上とする
- $wQ_s$  : 耐震壁の短期許容せん断力 RC規準による
- (2) ルート2-3の場合
- $$wQ_{su} \geq n \cdot wQ_D \quad (4.4-11) \text{ 式}$$
- $wQ_{su}$  : 耐力壁の終局せん断耐力  
 $wQ_D$  : 全体崩壊メカニズム時の耐力壁のせん断力  
 $n$  : 1.5以上
- (3) ルート3の場合
- 技術解説書による。
- 2 横筋のせん断補強筋比は、0.4%以上とし、縦筋のせん断補強筋比は、0.25%以上かつ横補強筋のせん断補強筋比の1/2以上とし、鉄筋の間隔は25 cm以下とする。

##### (解 説)

耐力壁の大地震動に対する効果は境界ばりや直交ばりの有無とその耐力及び地盤やくいの耐力等によって非常に大きな範囲にわたって変動する。このような状態を明らかにするには、その保有水平耐力の計算を詳細に行うことが必要であるが、その略算法については有効な方法が明らかにされていない。

しかしながら、一般に耐力壁の多い建築物ほど震害は少なく保有水平耐力が大きいとされており、この場合、特に耐力壁の耐力が建築物の耐力のうちのかなりの部分を占めることが多くの解析例から明らかにされている。耐力壁はこのように重要な耐震要素であるので、その強度を高めると同時になるべくせん断破壊させないことが望ましい。

このため、一次設計用のせん断力を2倍以上にして耐力壁のせん断設計を行うものとする。ただし、(4.4-11)式を用いてメカニズム時にせん断破壊しないことを確認した場合はこの限りでない。

ルート2-3で設計する場合は、建築物全体のじん性を向上させるために、必ず(4.4-11)式の検討を行うものとする。

##### 2) 耐力壁の開口補強

壁板の開口周囲は、部材の設計用せん断力 $Q_D$ にもとづいて、RC規準(耐震壁 開口補強)による開口隅角部の付加斜長力 $T_d$ および開口周辺部材の曲げ応力に対しそれぞれ安全であるように設計する。

##### (解 説)

開口部に多くの補強筋を配した場合の有開口耐力壁の終局せん断応力度は無開口壁の終局せん断応力度に

近づくといい結果が得られている。

このため、できるだけゆとりのある開口補強を行う必要がある。特に、ルート[2]-3で設計する場合の開口補強筋は耐力壁のじん性を確保するうえで、適切に割増ししておくことが望ましい。

#### 4. 4. 5 接合部の設計

ルート[2]-3又はルート[3]で設計する場合は、架構の靱性確保のため原則として柱はり接合部の検討を行い、柱はり接合部を破壊させないこととする。

- 1 柱はり接合部に折曲げ定着するはりの下端筋は原則として上向きに折曲げ定着するほか、上下はり主筋の水平投影長さは柱せいの0.75倍以上とする。定着長さの検討は、RC規準(定着)による。
- 2 純ラーメン部分の柱梁接合部内に通し配筋する柱およびはりにおいて、地震時に曲げヒンジを想定する主筋の径は、次式を満たすことを基本とする。

$$\frac{d_b}{D} \leq 3.6 \frac{1.5 + 0.1 F_c}{f_t} \quad (4. 4 - 1 2) \text{ 式}$$

ここで、 $d_b$  : 純ラーメン部分の柱はり接合部内を通して配される柱主筋およびはり主筋の径(mm)

$D$  : 当該鉄筋が通し配筋される部材の全せい(mm)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度(N/mm<sup>2</sup>)

$f_t$  : 当該鉄筋の短期許容引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)

- 3 柱はり接合部の帯筋の間隔は、100mmかつ隣接する柱の帯筋間隔の1.5倍以下とする。

#### (解 説)

近年の使用コンクリートやせん断補強筋の高強度化により、柱やはりが従来と比較し小断面化の傾向があること、及び主筋量の増大や主筋の高強度化により、大地震時において柱はり接合部のぜい性的な破壊が生じる可能性が増してきている。1995年兵庫県南部地震においても、鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造建築物における接合部の被害例が報告されている。

そこで、大地震時に対して柱やはりに十分なじん性を付与し、全体崩壊形によるじん性に富んだ挙動を期待するルート[2]-3及び構造特性係数に応じた塑性変形能力が部材に要求されるルート[3]の場合には、原則として接合部のせん断設計を行うこととした。

全体降伏型を想定した骨組みにおいては、終局限界変形に至るまで、接合部における主筋の付着を良好に保ち、柱梁接合部が破壊しないよう設計する。さらに、繰返し荷重により顕著な剛性低下やスリップ形状を生じないように設計する。また、柱はり接合部は、はり降伏後のせん断破壊を発生させないように、梁端部降伏ヒンジに要求される変形性能に応じて、適切なせん断余裕度を確保する。

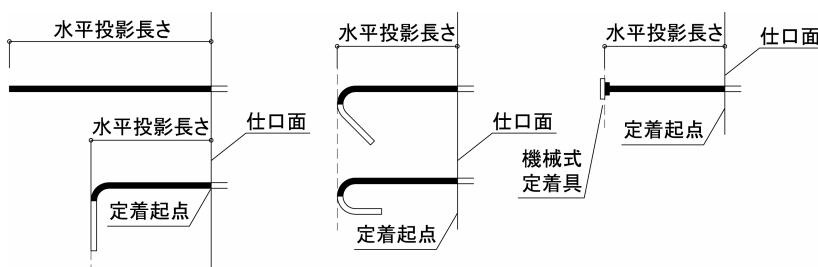


図 4. 4 - 1 2 水平投影長さの取り方

#### 4. 4. 6 床スラブの設計

##### 1) 床スラブの厚さ

1 床スラブの厚さは表4. 4-1に示す値以上、かつ、80mm以上とする。ただし、鉄筋軽量コンクリート床スラブでは表4. 4-1に示す値の1.1倍以上、かつ、100mm以上とする。

表4. 4-1 床スラブの厚さ

支持条件	スラブ厚さ $t$ (mm)
周辺固定	$t = 0.02 \left( \frac{\lambda - 0.7}{\lambda - 0.6} \right) \cdot \left( 1 + \frac{w_p}{10} + \frac{\ell_x}{10000} \right) \cdot \ell_x$
片持	$t = \frac{\ell_x}{10}$
ここで、 $\lambda = \ell_x / \ell_y$ $\ell_x$ :短辺有効スパン(mm) $\ell_y$ :長辺有効スパン(mm) $w_p$ :積載荷重と仕上荷重との和 (kN/m <sup>2</sup> )	

2 建築物の使用上の支障が起こらないことを確かめる必要がある場合の確認方法については、平成12年告示第1459号による。

##### (解説)

スラブを設計する場合は、単に応力に対してスラブの断面を決定するだけでなく、スラブの振動や遮音性能、クリープやたわみ、施工性等も考慮して決める必要がある。

なお、共同住宅の場合、表4. 4-1に用いる  $w_p$  の値としては2.6kN/m<sup>2</sup>以上を採用する事が望ましい。

一方向スラブのような辺長比の大きいスラブでは長辺方向の鉄筋が過少となりやすく、長辺方向に垂直に収縮ひび割れが発生しやすい。これを分散させるため長辺方向全断面に鉄筋を割増しておく事が望ましい。

## 2) 片持スラブ

片持スラブのはね出しは原則として2 m以下とする。また、断面算定用応力は2. 5. 5 (建築物の各種付属部分の設計震度) の規定に基づいて算定する。

### (解 説)

公共建築物以外の建築物の片持スラブについては、断面算定に用いる設計応力として、算定応力を1.5倍した値を採用すれば2. 5. 5の規定に基づく計算は省略してもよい。

なお、片持スラブの配筋は複筋としなければならない。

3辺固定1辺自由スラブで自由辺の長さがそれに直交する支持辺の長さの2倍を超えるものは、図4. 4-13に示すスラブの中央部分について片持ちスラブに準じて取り扱う。

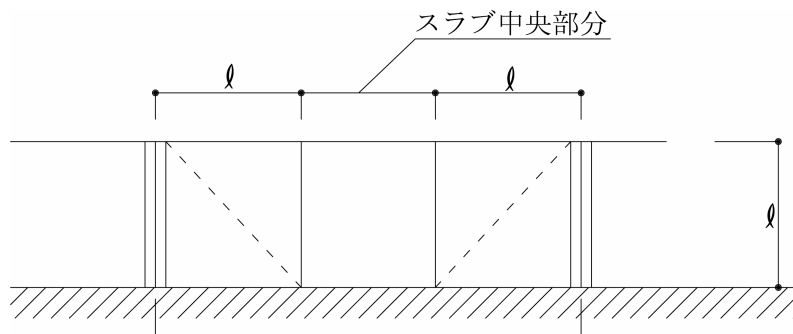


図4. 4-13 3辺固定1辺自由スラブの取扱い

## 3) 床スラブのせん断伝達

1次設計地震力によって生じるスラブの面内せん断力が許容せん断力以下であることを確認する。

### (解 説)

耐震壁に連続するスラブ等では大きな面内せん断力が生じる場合がある。剛床を仮定する構造物ではこのようなスラブのせん断力が許容せん断力以下であることを確認する。スラブの許容せん断力には耐震壁の許容水平せん断力を用いてよい。

プレキャストスラブ等でせん断力伝達を期待しない構造では、個々の構面がそれぞれの負担重量に対して安全であることを確認する (ゾーニングによる検討)。

また、変形差により落下の危険性のあるスラブについては十分な検討が必要である。

## 4. 5 保有水平耐力

### 4. 5. 1 保有水平耐力の算定の基本方針

- 1 保有水平耐力は、原則として認定プログラムもしくはそれに準ずるプログラムを使用し、荷重増分解析法により算定する。
- 2 柱及びはりの破壊モードは、原則として曲げ破壊とする。
- 3 必要保有水平耐力確認時に想定する層間変形角は、純ラーメンの場合は、1/100 程度とし、耐震壁付ラーメンの場合は、1/200 程度とする。
- 4 保有水平耐力は、正負両方向を考慮する。
- 5 ぜい性的な破壊をする部材を持つ建築物の場合は(1)又は(2)の方法による。
  - (1) ぜい性部材を無視して保有水平耐力を算定する。ただし、この方法は、ぜい性部材が支持していた軸方向力を代わって支持するじん性部材が周囲にある場合に限る。
  - (2) ぜい性部材の破壊時の耐力をもって保有水平耐力とする。
- 6 構造特性係数  $D_s$ 

以下の(1)-①、(1)-②または(2)のいずれかにより部材種別を判定し、構造特性係数  $D_s$  を決定する。

  - (1) 部材種別の判定を行う場合
    - ① すべての層が崩壊層となっている  $D_s$  算定時崩壊メカニズムを用いて部材種別を判定する。
    - ② 未崩壊層がある場合
      - (a) 崩壊メカニズムを想定する場合

その状態から崩壊メカニズムを想定し、部材種別を判定する。  
但し、この場合次の条件を満足する必要がある。  
70%以上の階で主要部材にヒンジが発生しており、層間変形角が、純ラーメンの場合は1/50 程度、耐震壁付ラーメンの場合は1/100 程度を超えている。
      - (b) 崩壊層の耐力を大きく仮定する場合

崩壊層の耐力を十分大きく仮定し、荷重増分解析を行い未崩壊層の崩壊メカニズムを形成させ、その時の応力状態から部材種別を判定する。その際ぜい性破壊が発生しても、その破壊した部材の耐力を保持して増分解析を継続し、発生したぜい性破壊等を考慮して、部材種別を判定する。
  - (2) 部材種別の判定を行わない場合

$D_s$  を0.55 とする。
- 7 保有水平耐力時の基礎の圧縮側応力が、極限支持力以下であることを確認する。

#### (解 説)

- 1 建築物の崩壊メカニズムを解析する方法には、荷重増分法、変位増分法、節点振り分け法、極限解析法がある。保有水平耐力は、原則として認定プログラムもしくはそれに準ずるプログラムを使用し、荷重増分解析法により算定する。解析時は、ひび割れ、降伏等による部材の剛性の低下を評価する。
- 2 建築物のじん性を確保するため、柱及びはりの破壊モードが曲げ破壊となることを原則とする。
- 3 鉄筋コンクリート造の増分解析時の一般的な  $Q-\delta$  曲線を考えて、必要保有水平耐力確認時に想定する層間変形角は、純ラーメンの場合は、1/100 程度とし、耐震壁付ラーメンの場合は、1/200 程度とする。
- 4 保有水平耐力は、原則として正負両方向について考慮するが、建築物の形状、耐力壁の配置、長期荷重等が、水平力の作用方向に関してほぼ対称の場合は一方向だけ算定しその耐力をもって保有水平耐力としてもよい。
- 5 (1)の方法による場合は、じん性部材の  $D_s$  を用いてぜい性部材のない建築物と同様に算定する。

- 6 Ds 算定用増分解析時に必ずしも全層が崩壊するとは、限らないので、部材種別を判定する場合（1）としない場合（2）に分ける。部材種別を判定する場合(1)のうち、全層崩壊する場合を①とし、全層崩壊しない場合を②とし、そのうち崩壊メカニズムを想定する場合を(a)とし崩壊層の耐力を大きく仮定する場合(b)とした。基礎の浮き上がりが保有水平耐力に影響を与える場合、浮き上がりが生じないものとして崩壊メカニズムを形成させ部材種別を判定する。
- 7 保有水平耐力時、基礎の圧縮側応力が、基礎の極限支持力以下であることを確認し、建物の過度な傾斜や転倒を防止する。

#### 4. 5. 2 部材の終局強度

部材の終局強度は技術基準解説書に紹介されている算定式により算定すればよいが、複数の算定式がある場合は、安全側となるものを用いることが望ましい。

(解 説)

はり、柱、耐力壁のせん断耐力を算定する際は、以下の（4. 5－1）式から（4. 5－3）式の算定式を用いることを原則とする。なお、記号は技術基準解説書による。

① はり（単位：N）

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (4. 5 - 1) \text{ 式}$$

② 柱（単位：N）

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (4. 5 - 2) \text{ 式}$$

③ 耐力壁（単位：N）

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 P_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot d) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{P_{wh} \cdot \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot t_e \cdot j \quad (4. 5 - 3) \text{ 式}$$

但し、横筋比は、縦筋比の2倍を上限とし、 $t_e$  は、壁厚 $t$ の1.5倍を上限とする。

なお、軽量コンクリートの場合は、上記算定式のコンクリート材料強度を $0.75F_c$ とする。

#### 4. 5. 3 構造特性係数 (Ds) 算出方法

構造特性係数 (Ds) は、昭和 55 年告示第 1792 号第 1 及び技術基準解説書により算出し、表 4. 5-1 による Ds 値を用いるものとする。

表 4. 5-1 構造特性係数 (Ds)

耐力壁 の種別 及びβ	WA			WB			WC			WD		
	βu ≤ 0.3	0.3 < βu ≤ 0.7	βu > 0.7	βu ≤ 0.3	0.3 < βu ≤ 0.7	βu > 0.7	βu ≤ 0.3	0.3 < βu ≤ 0.7	βu > 0.7	βu ≤ 0.3	0.3 < βu ≤ 0.7	βu > 0.7
柱・はりの種別												
FA	I (0.3)	I (0.35)	I (0.4)	II (0.35)	II (0.4)	II (0.45)	II (0.35)	II (0.4)	III (0.5)	III (0.4)	III (0.45)	IV (0.55)
FB	II (0.35)	II (0.4)	II (0.45)	II (0.35)	II (0.4)	II (0.45)	II (0.35)	II (0.45)	III (0.5)	III (0.4)	IV (0.5)	IV (0.55)
FC	III (0.4)	III (0.45)	II (0.45)	III (0.4)	III (0.45)	III (0.5)	III (0.4)	III (0.45)	III (0.5)	IV (0.45)	IV (0.5)	IV (0.55)
FD	IV (0.45)	IV (0.5)	IV (0.55)	IV (0.45)	IV (0.5)	IV (0.55)	IV (0.45)	IV (0.5)	IV (0.55)	IV (0.45)	IV (0.5)	IV (0.55)

なお、黒塗りの欄は原則として用いない。やむを得ず用いる場合は、右隣の欄（黒塗りの欄を除く）の数値を採用する。FDランクは採用しない。

#### (解 説)

構造特性係数 (Ds) は、建築物の振動減衰性及び各階のじん性に応じて必要保有水平耐力を低減するための係数で、計算を行う架構の性状によってその数値が決定される。



#### 4. 5. 4 保有水平耐力時の保証設計

##### 1 部材のせん断破壊防止

保有水平耐力算定時せん断破壊を生じないとした部材について次の表により構造耐力上主要な部分にせん断破壊が生じないことを確認する。

表4. 5-2 はり、柱、耐力壁の所要せん断耐力

使用する部分	部材の両端にヒンジが生ずる場合	部材にヒンジが生じないか片側に生ずる場合
はり	$Q_b \geq Q_0 + 1.1 Q_s$	$Q_b \geq Q_0 + 1.2 Q_s$
柱	$Q_c \geq 1.1 Q_s$	$Q_c \geq 1.25 Q_s$
耐力壁	—	$Q_w \geq 1.25 Q_s$

$Q_b$  : はりのせん断耐力 平成19年告示第594号第4による

$Q_c$  : 柱のせん断耐力 平成19年告示第594号第4による

$Q_w$  : 耐力壁のせん断耐力 平成19年告示第594号第4による

$Q_0$  : 長期に生ずるせん断力

$Q_s$  : Ds算定時メカニズム時のせん断力

##### 2 剛床仮定時の荷重伝達の確認

剛床仮定をしている場合、保有水平耐力時スラブ等が、水平力を個々の鉛直耐震要素に伝達できることを確認する。

(解説)

1 建築物の終局時、必要な変形能力を確保し、想定した崩壊メカニズム通りになるようにするため、想定外のせん断破壊が生じないよう部材の設計用せん断力を割増、せん断力に対し余裕のある設計とする。平成19年告示第594号第4では、保有水平耐力時のせん断力を割増した数値がせん断耐力以下であることを確認するよう規定されているが、本指針では保有水平耐力時のせん断力ではなく、Ds算定時メカニズム時のせん断力を採用して所要の余裕度が確保されているか確認する。また、スラブ筋のはり耐力への寄与を適切に評価することとする。

2 耐震要素が集中あるいは偏在している場合、剛床仮定を保証するため、保有水平耐力時、スラブ等が水平力を伝達できるかどうか確認する必要がある。保有水平耐力時にスラブに発生しているせん断応力度が、次式で定まるせん断強度  $\tau_{cr}$  以下であることを確認する。

$$\tau_{cr} = 0.1 F_c \quad (4. 5 - 4) \text{ 式}$$

$F_c$  : スラブコンクリートの設計基準強度

#### 4. 5. 5 R C造の限界耐力、限界変形の算定

限界耐力計算を行うにあたっては、部材の変形能力に応じて、建築物全体の限界状態を検証しなければならない。

(解 説)

- 1) 鉄筋コンクリート造建築物では、柱、はり及び耐力壁等の主要構造部材の復元力特性が、コンクリートの非線形性・ひび割れ・鉄筋の降伏等の影響で、早期に非線形性状を呈する。従って、静的解析においては、原則として損傷限界時の検討及び安全限界時の検討の両方に対して、適切な部材復元力モデルと水平力分布を仮定した非線形増分解析法を用いるものとする。ただし、損傷限界時の検討に関しては、部材が降伏する以前の挙動を解析すればよいので、ひび割れ等による部材剛性の低下と損傷限界時の各部材の応答値を適切に考慮した等価剛性を用いた線形解析によってもよい。
- 2) 限界耐力計算における鉄筋コンクリート部材のせん断に関する損傷限界においては、従来の許容応力度設計において慣用されてきた学会RC規準の許容せん断力式を用いて部材の損傷限界耐力を求めてよいこととする。

ただし、方法は同じでもこれまでとは検証の目的が異なること、この方法では必ずしも構造耐力上主要な部材の断面に生ずる応力度が材料の短期許容応力度を超えていないことの検証にはなっていないこと、及び、下記3)に示すように、これまでのような外力の割り増しは要しないことに十分注意されたい。

損傷限界の検証に関する政令では、「地震時を除く短期に生ずる力に対して、構造耐力上主要な部材の断面に生ずる応力度が許容応力度を超えないこと（令第82条の6第一号）」や、「地震時の損傷限界耐力は、建築物の各階の構造耐力上主要な部分の断面に生ずる応力度が短期許容応力度に達する場合の建築物の各階の水平力に対する耐力をいうこと（令第82条の6第三号）」が規定されている。

この損傷限界の検証では修復を要するような損傷を防止するために、全ての部材が弾性範囲であることと、過大な残留変形や残留ひび割れが生じないことが要求される。RC部材にあつては、損傷限界時におけるひび割れの発生は許容されるが、使用性や耐久性に影響を及ぼす過大なひび割れ幅は許容されない。

学会RC規準の許容せん断力式を用いる方法は、あくまでもせん断ひび割れに係る検証であり、政令が求める全ての材料が短期許容応力度を超えていないことの検証ではないが、既往の実験による観察結果等から政令の損傷限界の要求はこの方法でほぼ満たされるものと考え、またこれまでの許容応力度設計における手法との連続性も考慮し、従来通り学会RC規準の許容せん断力式を用いても良いこととした。ただし、コンクリート断面確保の観点からも割増係数を極端に小さくすることは避けることが望ましい。

- 3) 従来の許容応力度計算においては、学会RC規準の規定に従って、柱・梁部材の両端にヒンジが出来た時のせん断力又は法令に定める荷重・外力とその組み合わせにより求められた水平荷重時せん断力を割り増したせん断力の、何れかに対して検証を行ってきた。その目的は部材のせん断破壊の防止である。限界耐力計算では部材のせん断破壊の防止は安全限界の検証に相当するものであり、損傷限界の検証とは別途行われる。従って、限界耐力計算における損傷限界の検証においては、従来のように両端ヒンジ発生時のせん断力や、損傷限界時のせん断力を割り増して用いる必要はない。
- 4) 構造耐力上主要な部材の限界変形角は、平成12年告示第1457号第3に基づいて各部材ごとに計算することが原則であるが、予め各層の安全限界変位又は各部材の限界変形角を想定して安全限界の検証を行い、その後、想定した限界変位や限界変形角を確保できるように部材の横補強筋の配筋を決定する方法でも良い。これはRC部材の塑性変形能力は、断面の曲げじん性及びせん断力の伝達機構の確保により得られることに基づく考えである。具体的には、断面の曲げ靱性は限界軸力の確認、圧縮鉄筋の座屈防止及び必要な横補強筋の配置により確保され、せん断伝達機構は、部材の曲げ降伏後のせん断破壊や付着割裂破壊を適切に防止することにより確保される。それらの具体の検証方法としては、日本建築学会「鉄筋コンクリ

ート造建築物の靱性保証型設計指針・同解説」「鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説」の方法等に依ることができる。このような場合には、検証は様々な不確定要因が存在することを勘案し、想定する部材の限界変形角に対して 1.5 倍以上程度の変形能力を確保するような配慮が必要であろう。

構造耐力上主要な部材の変形能力の検証は以下の観点に基づき行う。

曲げ降伏しない部材の破壊防止

曲げ降伏する部材の曲げ降伏後のせん断破壊の防止

- (1) 柱及びはりの変形に応じたせん断信頼強度の確保
  - (2) 耐震壁の変形に応じたせん断信頼強度の確保
- 曲げ降伏する部材の曲げ降伏後の付着割裂破壊の防止
- (3) 柱及びはりの主筋の変形に応じた付着信頼強度の確保
  - (4) 付着破壊の影響を考慮した変形に応じたせん断信頼強度の確保
- 曲げ降伏する部材の曲げ降伏後の圧縮破壊の防止
- (5) 柱の軸力制御と必要変形の検証
  - (6) 耐震壁側柱の軸力制御と必要変形の検証

具体的な手順は、以下の文献が参考となる。

〈文献〉

技術基準解説書

国土交通省住宅局建築指導課他：2001 年版限界耐力の計算法の計算例とその解説

国土交通省建築研究所：改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景

日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説

日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説

日本建築センター：ビルディングレター 2001・9

「2001 年版 建築物の構造関係技術解説書」及び「限界耐力計算法の計算例とその解説」

講習会における質問と回答

建築技術 2001 年 4 月号 「特集 限界耐力計算法の理解と活用」

建築技術 2001 年 12 月号 「特集 これならわかる限界耐力計算」

## 第5章 鉄骨鉄筋コンクリート造の耐震計算

### 5. 1 構造計画の方針

構造計画の方針は、4. 1に準ずるものとする。

### 5. 2 構造計算の方針

#### 5. 2. 1 構造計算のフロー

鉄骨鉄筋コンクリート造建築物は、その構造計画に応じて、次の静岡県鉄骨鉄筋コンクリート造建築物耐震計画フローにより構造計算を行い、構造耐力上安全であることを確認しなければならない。

規模等が対象外であっても、設計者の判断により、より詳細な検討（数字の大きなルート）採用することができる。

#### 5. 2. 2 各ルートの適用範囲

各ルートの適用範囲については、4. 2. 2に準ずるものとする。

（解説）

ルート1及び2-1において柱が鉄骨鉄筋コンクリート造である場合は壁量検討式にある $0.7\alpha A_c$ を $1.0\alpha A_c$ とする。ルート2-2においては鉄骨鉄筋コンクリート造の柱及びこれに緊結した耐力壁にあつては $1.8\alpha A$ を $2.0\alpha A$ とする。

#### 5. 2. 3 柱脚の設計

原則として、柱の柱脚は埋め込み形とする。

（解説）

非埋め込み柱脚は、SRC部分とRC部分とで剛性が不連続となり弱点となりやすい。そのため、原則として鉄骨を基礎ばりなどに埋め込むこととする。

#### 5. 2. 4 鉄骨継手の設計

原則として、柱及びはりにおける内蔵鉄骨の継手は、保有耐力接合とする。

（解説）

継手の設計方法については、3. 4. 3はり及び柱の継手を参考にする。

## 5. 2. 5 鉄骨鉄筋コンクリート造と鉄筋コンクリート造を混用する場合

地上部分で鉄骨鉄筋コンクリート造と鉄筋コンクリート造を併用する建築物において、構造の切替え階では、原則として弾塑性剛性および強度とじん性の余裕度が不連続にならないように計画する。

また、鉄骨鉄筋コンクリート造の鉄骨の応力及び鉄筋コンクリート造の主筋の応力が他の部材に伝達可能であることを確認する。

### (解 説)

鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）造と鉄筋コンクリート（RC）造を併用する建築物において、構造の切替え階で応力を連続的に伝達するためには、鉄骨をRC階の中間付近まで延長するのが簡便な解決法である。このような詳細にする場合でも、残りのRC部分あるいは直上階のせん断設計、じん性設計には十分注意が必要である。鉄骨を延長しない場合は、RC階の柱脚ではSRC柱柱頭と連続的な曲げ強度と剛性を確保するとともに、中子筋を含む十分な横補強筋によってSRC柱と同様のせん断強度の余裕度を確保する。



## 第6章 木造の耐震計算

### 6. 1 軸組工法建築物の構造計画

#### 6. 1. 1 敷地

敷地は、周囲の状況を判断し、がけ崩れ、土石流、津波、洪水、盛土地盤、地盤沈下等の恐れのある敷地及び盛土地盤は避ける。やむを得ない場合は、擁壁その他の防護措置を行う。

#### (解 説)

敷地は、がけ崩れ、土石流、津波、洪水、盛土地盤で不同沈下の恐れのあるところは避けることが望ましい。特に静岡県建築基準条例第3条の規定に基づいて指定された「災害危険区域」においては、原則として住居の用途に供する建築物の建築が禁止されており、やむを得ず建築しようとする場合は、同条ただし書の規定に基づいて、知事による建築制限解除を受けなければならない。その場合「災害危険区域内における建築制限解除の基準」(付2. 1及び付2. 2参照)に適合する必要がある。

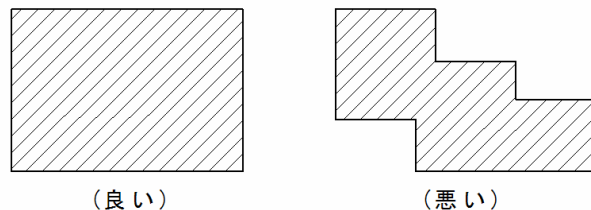
また、同条例第10条に規定する「がけ付近の建築物」については、がけが堅固な土質からなり、風化、落石等のおそれがなく、現状のままでも安全と認められる場合以外は、宅地造成等規制法に定める技術基準に適合する擁壁を設ける等建築物の安全について配慮しなければならない。

#### 6. 1. 2 平面計画

平面形は、地震力が建築物全体を平均に伝わるような単純な形が望ましい。平面に凹凸がある場合、又は一部を2階建にする場合は、取合部の仕口を補強する。

#### (解 説)

常時及び地震時において、建築物の各部に応力が均等に分布するよう計画することが必要である。従って、平面形は、単位骨組が均等に配置され応力分布が明確に掌握できるような形がよく、図6. 1-1に示すような単純なものとするのが良い。また、大きな部屋は、耐震上弱点となるので、25畳前後にとどめ、原則として隅角部には耐力壁を配置する。



(良い)

(悪い)

図6. 1-1 建物の平面形

平面に凹凸があったり、一部が2階建の場合は、それらの取合部に損傷が生じやすい。主な損傷としては、柱と横架材の仕口の破損や壁仕上材のひび割れや剥落が多い。したがって、取合部の仕口を入念に補強するとともに、壁の仕上材はひび割れや剥落が生じにくいものを使用する。なお、やむを得ずモルタル等の仕上とする場合は、材料の品質や塗り厚、下地の処理方法など、特に入念な施工をする必要がある。

### 6. 1. 3 地盤・基礎

- 1 国土交通大臣が定める方法(平成13年告示第1113号)により地盤調査を行い、地盤の許容応力度を求めらる。
- 2 基礎の構造方法は、地盤の許容応力度により、平成12年告示第1347号に従って選択する。

表6. 1-1 基礎の構造方法

地盤の長期許容応力度	建築物の基礎の構造
20kN/m <sup>2</sup> 未満	基礎ぐい
20kN/m <sup>2</sup> 以上 30kN/m <sup>2</sup> 未満	基礎ぐい、べた基礎
30kN/m <sup>2</sup> 以上	基礎ぐい、べた基礎、布基礎
下記のものを除く ・茶室、あずまやその他これらに類するもの ・延べ面積が10m <sup>2</sup> 以内の物置、納屋その他これらに類するもの ・地盤の長期許容応力度が70kN/m <sup>2</sup> 以上の場合で土台を設けないもの ・門、塀その他これらに類するもの	

- 3 同一建築物には、原則として異なる構造方法による基礎を併用してはならないが、やむをえない場合は7. 1. 2による。
- 4 建築物の外周、耐力壁の下部には布基礎(べた基礎の場合には立ち上がり)を設け、原則として、鉄筋コンクリート造とする。
- 5 建築物の内部は、布基礎(べた基礎の場合には立ち上がり)で40m<sup>2</sup>以下になるように区画する。
- 6 布基礎の構造は、国土交通大臣の定める方法による。
- 7 べた基礎の構造は、国土交通大臣の定める方法による。
- 8 基礎ぐいの構造は、国土交通大臣の定める方法による。
- 9 防腐・防蟻を考慮して、床下が湿潤にならないような対策を講じる。
- 10 基礎下の地業は地盤に応じた適切な仕様とする。

#### (解説)

- 1 建築基準法・施行令の改正により、基礎の構造は地盤の許容応力度に応じて、採用できる構造形式が定められた。そこでまず、地盤の許容応力度を求めなければならない。地盤の許容応力度(いわゆる地耐力)を適切に推定することから基礎の設計が始まる。

地盤の許容応力度の推定は、原則的に地盤調査による。ただし、戸建住宅のような比較的小規模な住宅の場合は、一般にスウェーデン式サウンディング法と呼ばれる簡易な調査法を用いることが多く、本指針においてもこの方法を用いてもよいこととした。また、周辺の地盤情報は参考程度に留め、できるだけ当該建物の敷地を直接調査することが必要である。

なお、スウェーデン式サウンディングによる調査法については、付4. 7を参照されたい。

- 2 上記1のように、建築基準法・施行令の改正により、基礎の構造は、地盤の許容応力度に応じて採用できる構造形式が定められた。許容応力度が20kN/m<sup>2</sup>未満の場合は、基礎ぐいとしなければならない。ただし、地盤改良を行った場合は、地盤自体の許容応力度が高まったと解釈することができる。

許容応力度が20kN/m<sup>2</sup>以上で30kN/m<sup>2</sup>未満の場合は、基礎ぐい又はべた基礎を採用することができる。一般的に採用されている布基礎は、許容応力度が30kN/m<sup>2</sup>以上の場合に採用できる。なお、地盤の許容応力度との関係をまとめたものに図6. 1-2があるので参考にされたい。



深度は例示			シングル配筋	ダブル配筋			
根切り下					浅層地盤改良 50kN/m <sup>2</sup> 以上		
深度1.0m		30kN/m <sup>2</sup> 未満			自沈層以外 30kN/m <sup>2</sup> 未満※	基礎杭	深層地盤改良
深度2.0m	30kN/m <sup>2</sup> 以上		30kN/m <sup>2</sup> 以上	20kN/m <sup>2</sup> 以上 ~ 30kN/m <sup>2</sup> 未満			
深度3.0m		30kN/m <sup>2</sup> 以上			30kN/m <sup>2</sup> 以上		

※改良層底の接地圧が地耐力未満となる事。

図6. 1-2 地盤の許容応力度と基礎の構造

3 建物が切土と盛土境界部に位置する場合や地下車庫の上に一部基礎が載るような場合は7. 1. 2の解説の構造計算によってその安全を確かめる。

4 過去の地震被害の事例では、地盤及び基礎に起因する倒壊例が多く、特に、耐力壁構法では、基礎の不備に起因した倒壊の率が高い。耐力壁を有効に働かせるためには、耐力壁の下部には、必ず布基礎（べた基礎の場合には立ち上がり）を設ける必要がある。

また、悪い地盤に建築物を建てる場合は、基礎の不同沈下に対処するため鉄筋コンクリート造の布基礎又はべた基礎にすることは言うまでもないが、良質地盤であっても耐力壁を設けた直下の布基礎（べた基礎の場合には立ち上がり）は、曲げモーメントを受けるため、鉄筋コンクリート造とすることが重要である。また、コーナーは、ひび割れを生じやすいので水平ハンチを設けると効果がある。

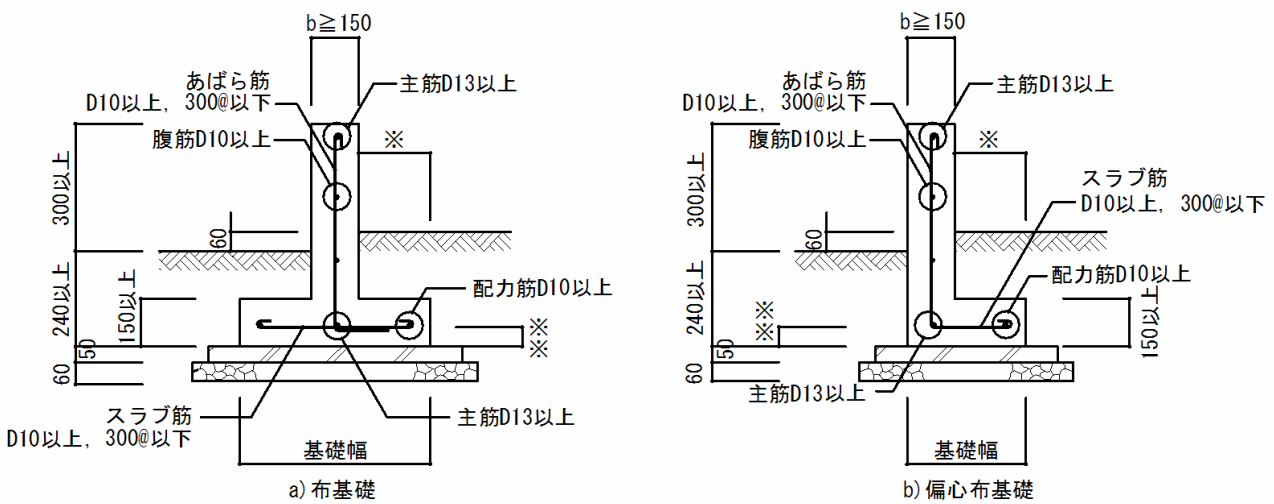
5 布基礎は、鉄筋コンクリート造建物の基礎梁に相当するので、建物の外周を布基礎で囲むとともに内部も矩形の布基礎で囲むことが重要である。

6 布基礎の構造は、平成12年告示第1347号に定める一体の鉄筋コンクリート造とする。基礎の根入れ深さは地盤面下24cm以上とし、設計地耐力の地盤まで掘り下げるとともに、十分つき固め、凍結深度以深とする。

また、布基礎底盤の幅は、階数に応じて表6. 1-2以上としなければならない。

表6. 1-2 布基礎の底盤幅

地盤の長期許容応力度	底盤の幅 (単位 cm)		
	木造又は鉄骨造その他これに類する重量の小さな建築物		その他の建築物
	平屋建て	2階建て	
30kN/m <sup>2</sup> 以上 50kN/m <sup>2</sup> 未満	30	45	60
50kN/m <sup>2</sup> 以上 70kN/m <sup>2</sup> 未満	24	36	45
70kN/m <sup>2</sup> 以上	18	24	30



※スラブの張出し長さはスラブ厚さの4倍以下を推奨する。  
 スラブの張出し長さがベース厚よりも長い場合にはスラブ筋を配筋する。  
 ※※ベース筋下端かぶり厚さ60mm  
 スラブ側面のかぶり厚さが大きくなり過ぎないように注意する。

図6. 1-3 布基礎の推奨断面例

7 ベタ基礎の構造方法は、平成12年告示第1347号に定める一体の鉄筋コンクリート造とする。基礎の根入れ深さは地盤面下12cm以上とし、設計地耐力の地盤まで掘り下げるとともに、十分つき固め、凍結深度以深とする。土台の下には、連続した立ち上がり部分を設ける。

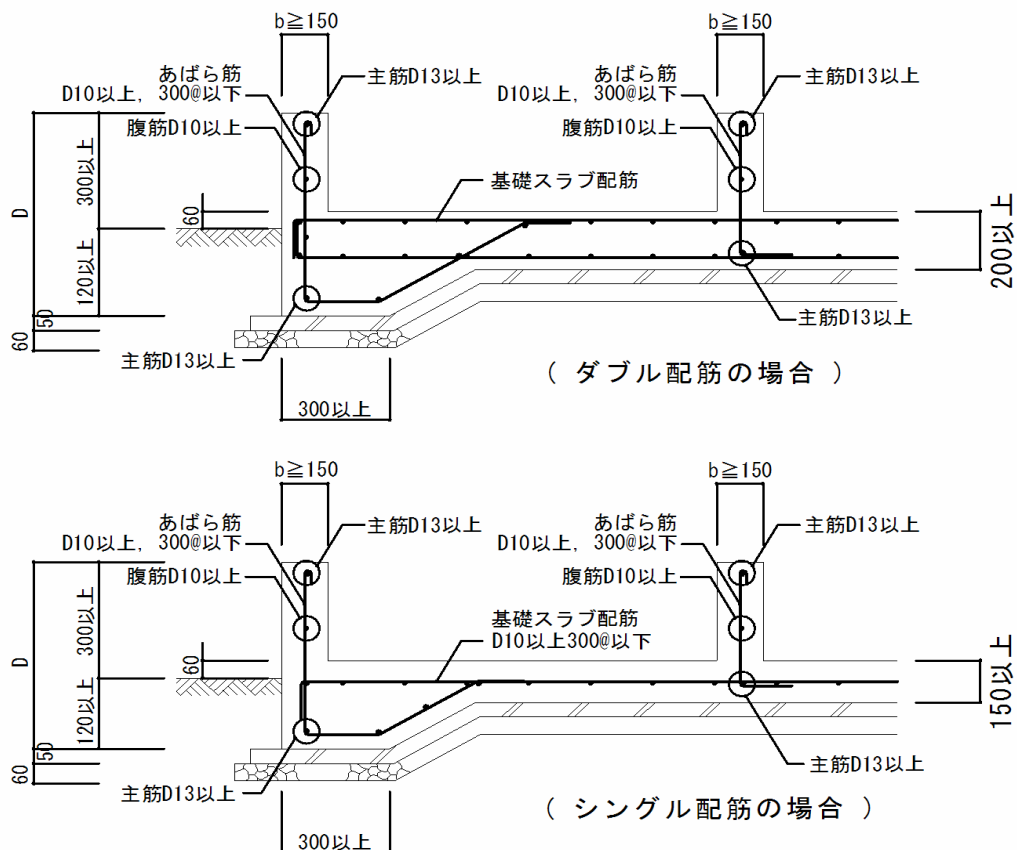


図6. 1-4 べた基礎の推奨断面例

- 8 基礎ぐいの構造は、平成12年告示第1347号に定める構造とする。  
 基礎杭の本数及び配置は建物総重量だけではなく、各部の重量を適切に考慮して決定する。  
 鋼管を杭としてでなく、地業として用いる場合は最小肉厚の規定は適用除外とするが、1mm程度の錆代を考慮した構造計算による検討を要する。

表6. 1-3 杭の構造

構造耐力上安全に上部を支えるよう配置する。 土台の下にあっては、一体の鉄筋コンクリート造の基礎ばりを設ける。 各基礎ぐいの構造は、下記によるが、同等以上の支持力を有するもの。	
鋼管ぐい	肉厚6mm以上、かつ、ぐいの直径1/100以上
場所打ちコンクリートぐいの主筋	6本以上（異形鉄筋） 帯筋と緊結 断面積の合計は、ぐい断面積に対する割合を0.4%以上
高強度プレストレストコンクリートぐい	JIS A 5337-1995に適合するもの
遠心力鉄筋コンクリートぐい	JIS A 5310-1995に適合するもの

- 9 基礎には、床下の通気を良くするための手段を講じる。特に、玄関・台所・風呂場等の周りは、土台が腐りやすいので、よく注意して設ける必要がある。縦15cm・横30cm程度の大きさの換気口を設ける場合は、少なくとも4m以下ごとに1か所設け、図6. 1-5のような補強を施す。

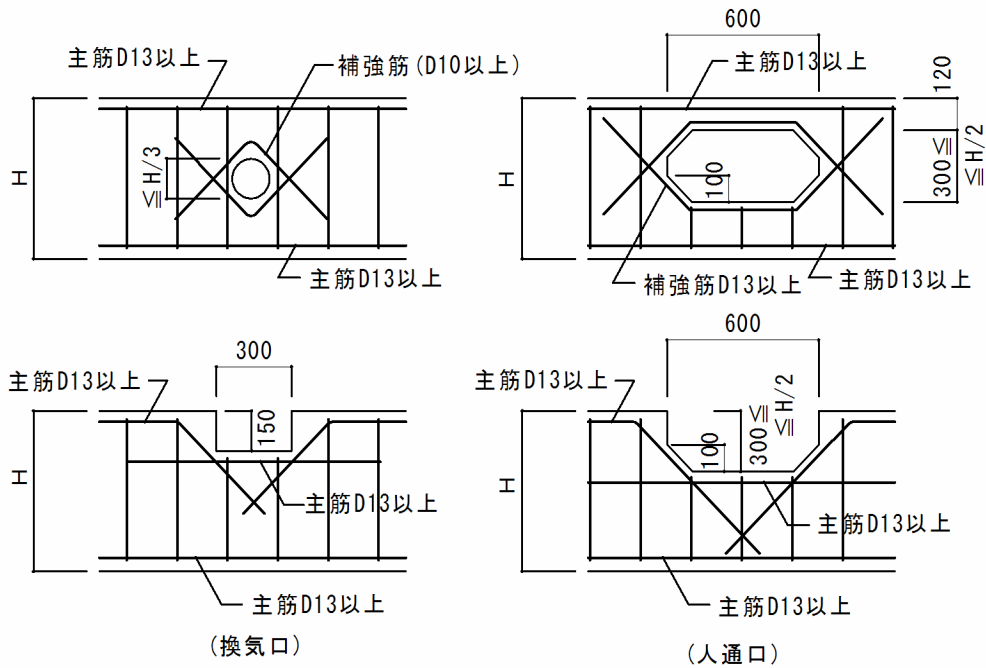


図 6. 1 - 5 基礎梁の開口部の補強例

10 直接基礎のスラブと地盤とのなじみをよくするための、砂・碎石地業は最大粒径 45mm 程度で硬質な切り込み碎石及び粒度調整碎石が望ましい。但し、岩盤や浅層混合処理がなされた表層改良地盤などの場合は、表面をならして支持面とする地肌地業でもよいが、鉄筋のかぶり厚さの確保に十分な配慮を要する。

#### 6. 1. 4 土台

- 1 土台は、防腐、防蟻の処理をする。
- 2 アンカーボルトは、耐力壁の両端部付近、土台の端部及び継手ぎわに必ず設け、その他は、約 2 m 間隔に設ける。

#### (解 説)

1 土台は、上から水が落ちてきたり、飽水性のコンクリートに接するなどの悪い条件にさらされているため、特に防腐・防蟻の処理をする必要がある。ただし、薬剤による処理は、環境上問題となる場合もあるので、例えば、建築的に腐朽しにくい構法とすべきである。例えば、まず耐久性の高い材料を選択する。土台は、ヒノキ等の耐朽性のある樹種の心材を用いることが望ましい。

また、近年、土台と基礎の間にスペーサーを設け、土台下部に水が溜まるのを防ぐ工法が普及している。

次に、防腐剤を現場塗りや前処理を行う構法を考慮する。処理木材の採用は、最終的な手段と考えるのがよい。

2 アンカーボルトは、建築物が風圧力や地震力を受けることによって布基礎からはずれたり、風圧力で持ち上げられたりしないよう土台と基礎を緊結する重要な役目をもつものである。従って、大きな応力の発生する箇所又は継手のような弱点となる箇所に設け、以下を参考に存在応力を伝達し得るよう適切に設置する。

・アンカーボルトは、品質が Z マーク表示品又はこれと同等以上のもの(直径は 12mm 以上)とし、コンク

リートへの埋込み長さ250mm以上とする。

・アンカーボルトの設置位置は、以下による。

- イ. 筋かいを設けた耐力壁の部分は、筋かいの両端の柱の下部にそれぞれ近接した位置
  - ロ. 構造用合板等を張った耐力壁の部分は、その両端の柱の下部にそれぞれ近接した位置
  - ハ. 土台切れの箇所、土台継手及び土台仕口の箇所の上木端部
- 二. 上記イ、ロ及びハ以外の部分においては、間隔2.0m以内の位置

・アンカーボルトに使用する座金の品質は、Zマーク表示品又はこれと同等以上(大きさ40mm×40mm、厚さ4.5mm)とする。

また、3階建の建築物で構造計算を行う場合のアンカーボルトの配置については、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」を参考にされたい。

なお、建築物の幅が高さに比べて小さい場合には、地震時及び暴風時の水平力により、建築物全体の転倒による引抜きが生じないことを確認する。万一、引き抜きが生ずるおそれがある場合には、存在応力を有効に伝達し得るようアンカーボルト、土台及び柱の緊結金物等の検討を行う必要がある。

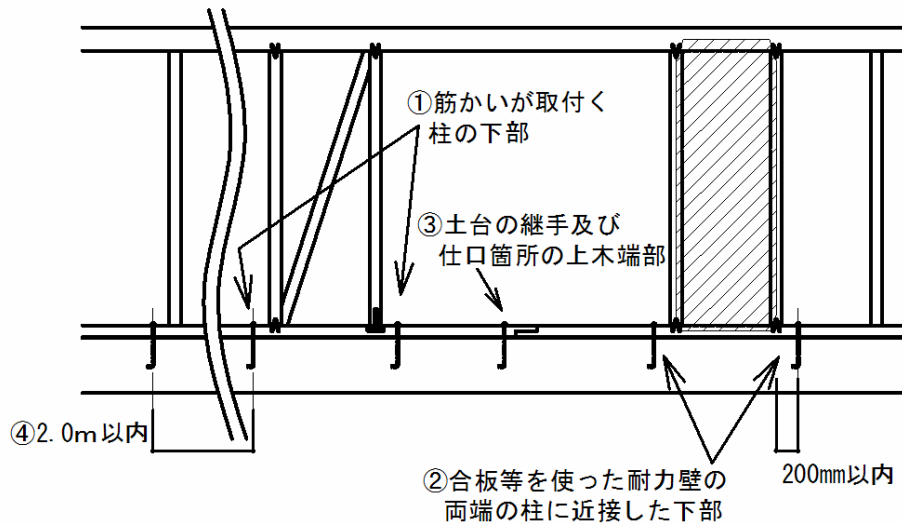


図6. 1-6 アンカーボルトの位置

アンカーボルトを正確に埋設する方法として図6. 1-7の方法がある。

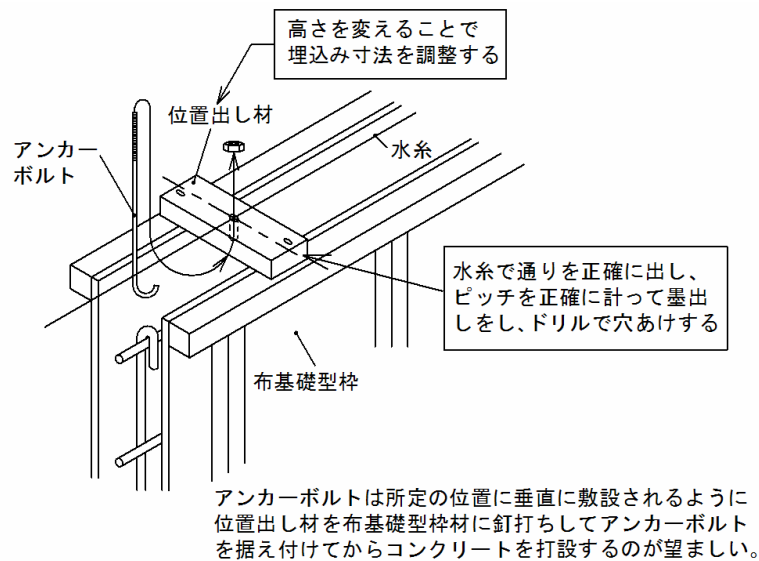


図6. 1-7 アンカーボルトの設置方法

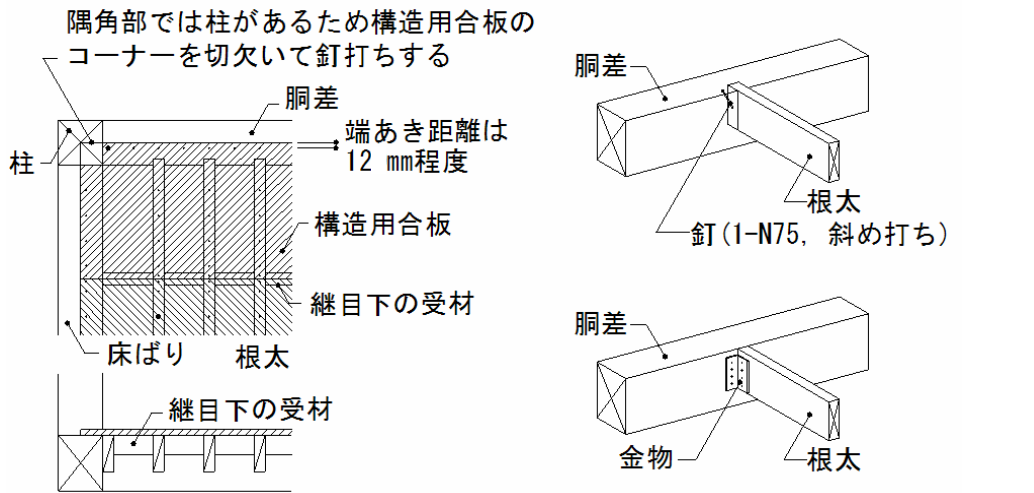
6. 1. 5 床組

- 1 床材は、厚さ 12mm 以上の構造用合板、構造用パネル又は 15mm 以上のパーティクルボードの釘打ちとする。
- 2 床組面の水平剛性を高めるため、必要に応じて、隅角部及び主要横架材端部に火打材を入れる。

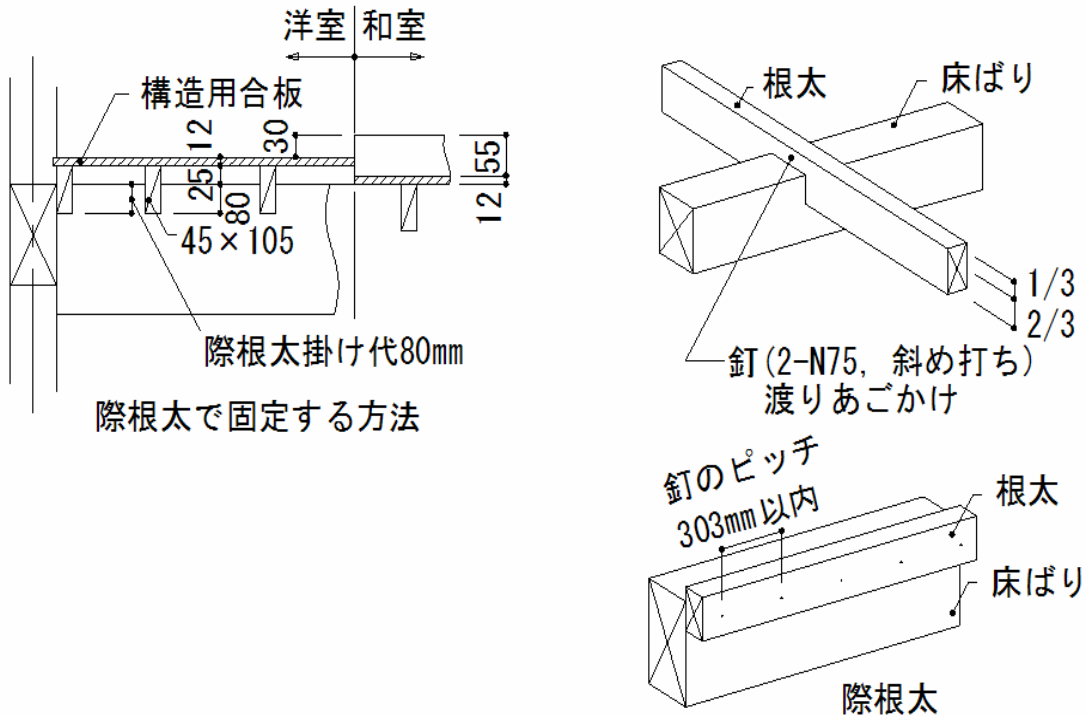
(解説)

1 水平構面を固めることは、建物の一体性を確保するために重要である。戸建住宅のような木造建築物は、いわゆる壁量設計を行っているが、壁量設計は、水平構面が十分に硬く同一変位で挙動することを前提にできている。

各種の実験から、構造用合板及び構造用パネルとパーティクルボードは、床面の剛性確保に有効である。これらの材料を、耐力壁に準じた釘寸法、間隔で打ち付けることが重要である。



根太と床梁、胴差し上端高さが同じ場合



根太と床梁、胴差し上端高さが異なる場合

図 6. 1-8 水平構面を確保できる床組の例

2 床組は、垂直荷重に対して十分な強度と剛性を確保できる構造とすべきであるが、一方、水平荷重に対しても、各骨組や耐力壁を強固に連結して剛性を確保できる構造とする。

ただし、1階床は現代的な工法では布基礎の立ち上がりやべた基礎立ち上がり部分によって囲まれており、実質上、床構面の剛性は、これらにより決定されると言えよう。いわば、基礎立ち上がり内部の鉛直荷重を直下に伝達することができれば、それで十分である。そこで、床下地を合板とすることで面の剛性も十分に確保されていることから、土台火打ちばりは、不要である。

一方、2階・3階床は、水平構面が重要である。1階と同様の床を支えるという役割に加え、床構面の一体性を確保する役割を担っている。構造用合板などの合板類を用いることで、相当の剛性を確保できる。しかし、それをいっそう確実にするために火打ち材を設けることが望ましい。火打ち材は、圧縮にも引張りにも効くことが望ましいので、なるべく柱同寸のものを使い、その端部は、かたぎ大入れボルト締めとする。

また、火打ち材の取付く付近で胴差し等の横架材に継手を設けてはならない。

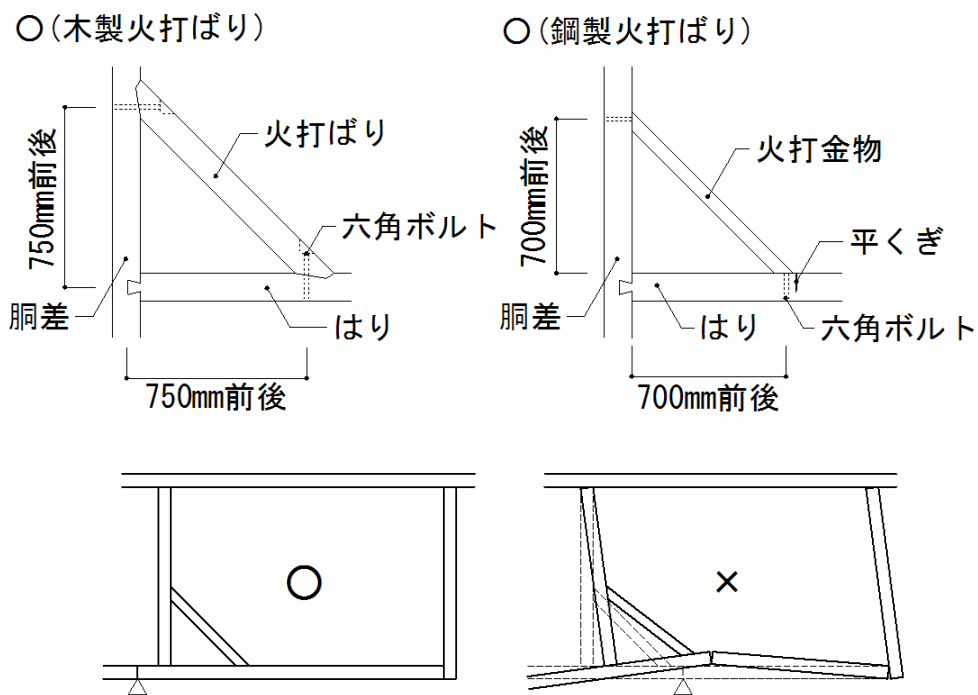


図6. 1-9 火打ち材の取り付けと火打ち周りの胴差の継手位置

## 6. 1. 6 柱

- 1 2階建、3階建の場合、柱は、上下階ともなるべく同一位置に設ける。
- 2 柱の断面は、令第43条によるほか、表6. 1-4に掲げる数値以上とする。

表6. 1-4

柱の種類	柱の寸法	単位:cm
2階建の管柱又は平家建の柱	10.5×10.5以上	
通し柱	12×12以上	

- 3 柱の欠込みは、できるだけ避け、特に、部材の中央部は、避ける。なお、所要断面の3分の1以上を欠きとる場合は、その部分を補強する。
- 4 柱の上下端は、平成12年告示第1460号により金物によって緊結する。

### (解 説)

- 1 2階建の場合、平面計画の時に2階の柱が1階の柱の上にくるよう配置する。図6. 1-10のA点のような場合は、2階の耐力壁の効果がなかりか、横架材を折る弱点となるので注意する。

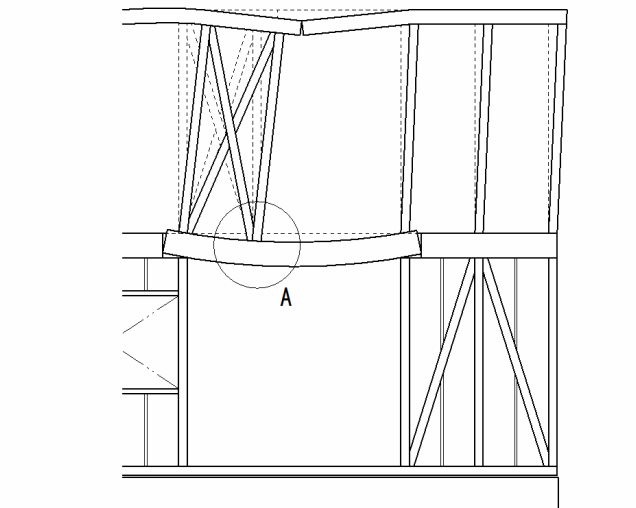


図6. 1-10 上階耐力壁の際柱が丘柱になる架構形状の例

- 2 柱の断面は、きずや欠込みを考慮して、なるべく大きくする。
- 3 柱は、表6. 1-4の数値以上の断面を持つものとするが、断面寸法が満たされていても、欠込みが大きいと実質的には弱いものとなるので、欠込みは、避けなければならない。大黒柱構法の断面の大きな柱でも仕口での欠込みが大きいため地震時に折れた例がある。  
また、2階建の場合、すみ柱は、建築基準法施行令に従い通し柱としなければならない。やむを得ず管柱とする場合には、図6. 1-11のように金物を使って上下の柱を十分補強する。



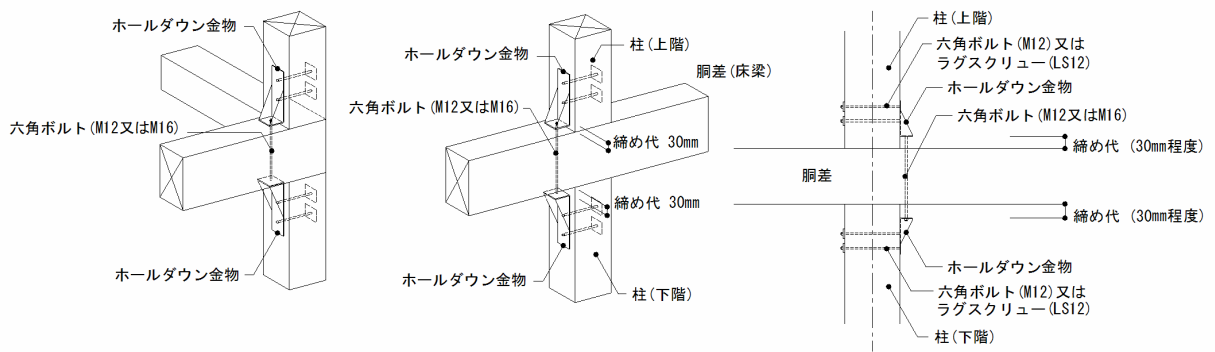


図6. 1-1.1 通し柱に代わる管柱の補強例

柱の引抜き力が小さい場合には図6. 1-1.2のような接合方法もあるが、上下の柱の接合を横架材を介して行う場合には横架材の繊維直角方向の引張の検討が必要である。また、横架材端は割り裂きが生じやすいので、この方法を使用してはならない。

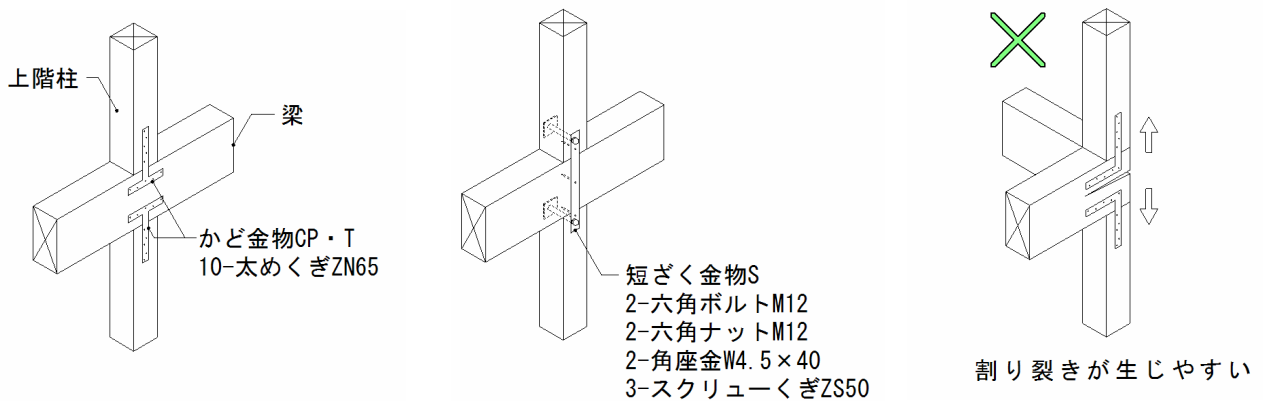


図6. 1-1.2 柱の引抜き力が小さい場合の上下柱の接合

### 6. 1. 7 はり・胴差

- 1 材料は繊維傾斜のない材を選ぶ。
- 2 切り欠きは避け、特に中央部下面には設けない。
- 3 はり両端の柱との取合いは、外れないよう傾ぎ大入れ短ほぞ差し等とし、かつ、柱とはりとの仕口は、短冊金物や羽子板ボルト等の金物を用いて緊結する。
- 4 継手は、はりを受ける柱間を避け、柱より持出し、追掛大栓継ぎ若しくは腰掛かま継ぎなどの引っ張り耐力の大きなものとするか又は金物で補強する。
- 5 3.6m を超える長い開口部を有する場合には、はり、胴差、桁の断面は大きくし、柱との仕口を金物を用いて剛強にする。
- 6 建築物外周に接する吹抜けを設けるときは、胴差を補強する。

(解説)

- 1 木材の繊維傾斜は、材の曲げなどの性能を著しく低下させることが分かっている。材料は、できるだけ繊維傾斜のない材を選択する。
- 2 はりは、曲げ材であるから下面の切り欠きは、その性能を著しく損なうこととなる。特に、中央下面の切り欠きは、引裂きをおこしやすく、極力避けなければならない。やむを得ず切り欠きを設けるときは、中央部は避け、はり丈の3分の1以下とする。図6. 1-13にその補強の方法を示すが、補強を行っても全断面積の強さまでの上昇を望めない。

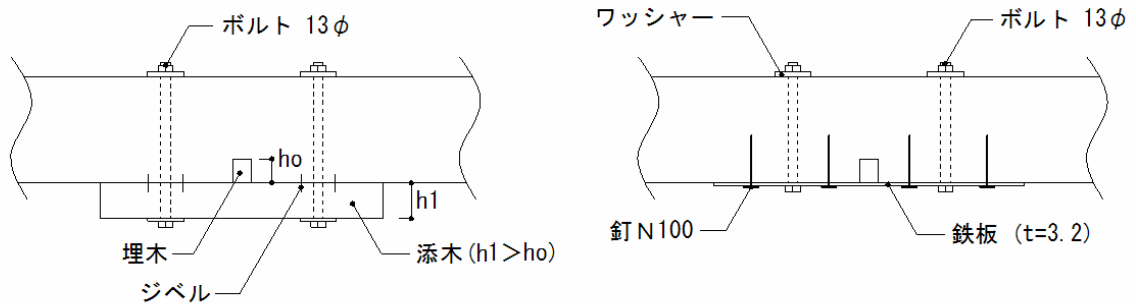


図6. 1-13 はりの切り欠きの補強方法

- 3 はりの端部は、はりにかかる荷重を全部支えているために、最も大きなせん断力が生ずるが、単なるほぞさしは、はりの有効断面を減ずるばかりでなく柱にも大きな断面欠損を生じるので、このような部分は図6. 1-14のように、かたぎ大入れ短ほぞ差しとし、金物ではずれのを防止する。

(かたぎ大入れ短ほぞ差し)

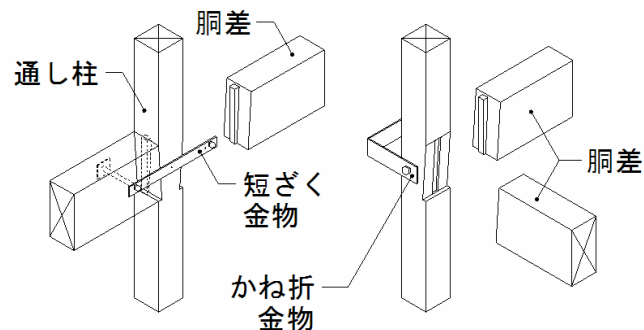


図6. 1-14 胴差の仕口例

- 5 建築物外周の開口部長さが大きいと、たれ壁やガラス戸は大きく面外に曲げ変形する。また、一般に1階と2階の開口部が完全に揃っていることは稀で、図6. 1-15のように、1階の開口部の上に壁が乗っていることも多い。この場合、地震時には、2階の壁からはりや胴差に大きな曲げモーメントが加わるので、はりや胴差は断面を大きくし、柱との仕口を剛強にしておく必要がある。また、こうした開口部の上に乗っている2階耐力壁の強度は割り引いて評価すべきである。

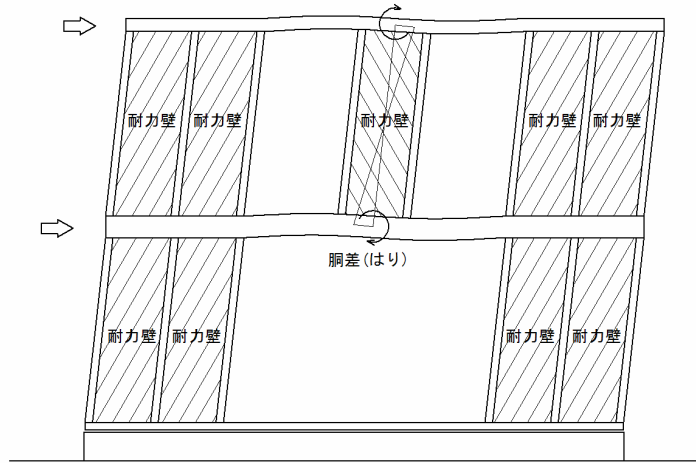


図6. 1-15 横架材上の耐力壁の影響

6 建築物外周に接して大きな吹き抜けを設けると、図6. 1-16のように洞差は水平面内で著しく曲がり、地震や台風を受けたとき外周の耐力壁が面外に倒れるおそれがあるので好ましくない。

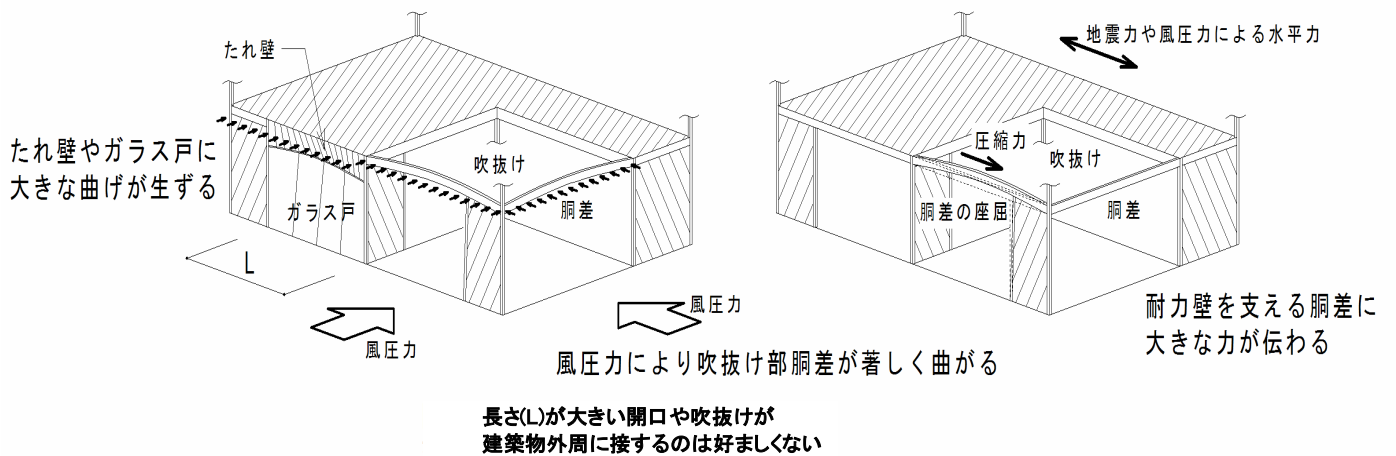


図6. 1-16 吹き抜けと建物の変形

## 6. 1. 8 耐力壁

- 1 耐力壁は、建築物全体につり合いよく入れ、原則として隅角部には設ける。各階の耐力壁の平面的つり合いは、平成 12 年告示第 1352 号に規定する四分割法の確認又は偏心率が 0.3 以下であることを確認する。
- 2 耐力壁線の間隔は、8 m以内（筋かいを含まない壁のみを用いる場合は 12m以内）とする。
- 3 筋かいは、左右対称に設ける。
- 4 2階の耐力壁は、できるだけ下階の耐力壁の上に載せる。
- 5 地震力に対する所要の壁率は、次の(1)又は(2)のいずれかによる。
  - (1) 令第 46 条第 4 項による壁量計算  
耐力壁の所要壁率は表 6. 1-5 により算出した数値に、表 6. 1-6、表 6. 1-7、表 6. 1-8 及び表 6. 1-9 の倍率をそれぞれ乗じた値以上とする。
  - (2) 品確法による壁量計算  
耐力壁の所要壁率は令第 46 条第 4 項に従い、かつ、耐力壁及び準耐力壁等の和の所要壁率は、表 6. 1-10 により算出した数値に表 6. 1-6 及び表 6. 1-7 の倍率をそれぞれ乗じた値以上とする。
- 6 筋かいの端部には、その強さに応じて、平成 12 年告示第 1460 号により接合金物を設ける。
- 7 耐力壁脇の柱の柱頭・柱脚には、平成 12 年告示第 1460 号により、引き寄せ金物（ホールダウン金物）等の接合金物を設ける。
- 8 階の床面積に加える小屋裏物置等の床面積は平成 12 年告示第 1351 号に規定する方法で算入する。
- 9 耐力壁はその接合仕様を遵守する。また、耐力壁と見なせる壁長さは、筋違いの入った壁の場合 900mm 以上、面材壁の場合 600mm 以上とする。
- 10 開口付き耐力壁、背の高い耐力壁、斜め軸耐力壁などは、その性能を適切に評価する。
- 11 スキップフロアーの建物などはその特殊性を考慮した検討を必要とする。

表 6. 1-5 令第 46 条第 4 項による耐力壁の所要壁率

建築物	階の床面積に乗ずる数値（単位 cm/m <sup>2</sup> ）					
	平屋建	階数が 2 のとき		階数が 3 のとき		
		1 階	2 階	1 階	2 階	3 階
屋根を金属板・石板・石綿板・木板等の軽い材料でふいたもの	11	29	15	46	34	18
上欄以外のかわらその他の比較的重い材料で屋根をふいたもの 木骨れんが造・土蔵造等の壁重量の大きいもの	15	33	21	50	39	24

表6. 1-6 地盤種別による壁率の倍率

地盤種別		倍率
第1種地盤	地盤が当該建築物の周囲相当の範囲にわたって、岩盤、硬質礫層その他主として第三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が0.1秒程度であるもの	1.0
第2種地盤	第1種地盤若しくは第3種地盤以外のもの又は地盤周期が0.6秒程度であるもの	1.0
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でありかつ、埋め立てられてからおおむね30年経過していないもの又は地盤周期が1.0秒程度であるもの	1.5

表6. 1-7 耐力壁のつり合いの確認方法による壁率の倍率

耐力壁のつり合いの確認方法	倍率
偏心率が0.3以下であることを確認した場合	1.0
四分割法により、壁率比がいずれも0.5以上であることを確認した場合	1.0
四分割法において、平成12年告示第1352号第3号ただし書きに基づき、側端部分の壁量充足率がいずれも1を超えることにより、壁率比の確認を行わない場合（壁率比0.5未満であるもの）。	1.5

表6. 1-8 地震力による壁率の倍率

地震力	倍率
静岡県地震地域係数 $Z_s$ による倍率	1.2

表6. 1-9 真の耐震性能のばらつきによる壁率の倍率

真の耐震性能のばらつき	倍率
真の耐震性能のばらつきによる倍率	1.1

表6. 1-10 地震に対する耐力壁と準耐力壁等の和の所要壁率

建築物	階の床面積に乗ずる数値		
	平屋建	階数が2のとき	
		1階	2階
屋根を金属板・石板・石綿板・木板等の軽い材料でふいたもの	18	45K <sub>1</sub>	18K <sub>2</sub>
上欄以外のかわらその他の比較的重い材料で屋根をふいたもの 木骨れんが造・土蔵造等の壁重量の大きいもの	25	58K <sub>1</sub>	25K <sub>2</sub>
ただし、 $K_1 = 0.4 + 0.6 \times R_f$ $K_2 = 1.3 + 0.07 / R_f$ ( $R_f = 2$ 階床面積 / $1$ 階床面積) が 0.1 未満の場合には、 $K_2 = 2.0$ とする			

(解 説)

- 1 耐力壁は、全体につり合いよく入れ、2階建の場合は、柱同様上下階の耐力壁は同一位置となるよう配置する。耐力壁の壁量が足りていても配置に偏りがあると建築物にねじれが生じ、局部的に大きな応力を発生させることとなる。従って、建築物の外周や隅角部などに耐力壁を均等に設ける必要がある。

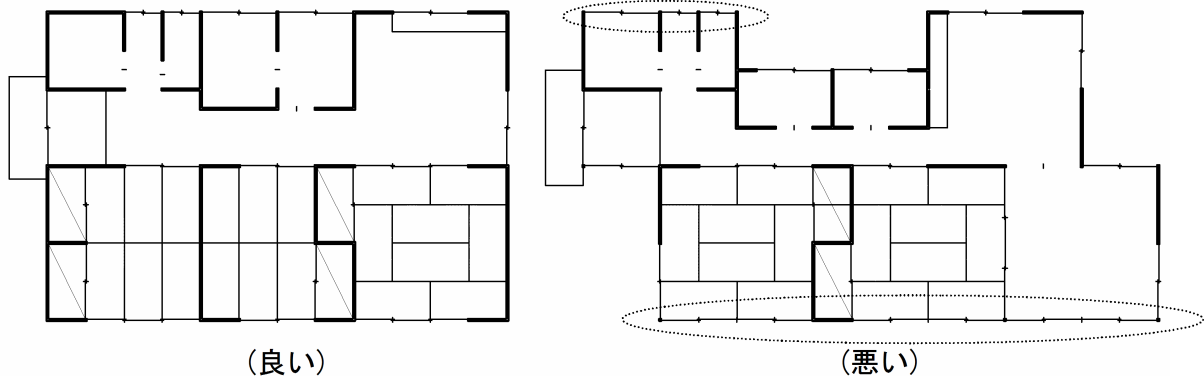


図6. 1-17 望ましい耐力壁の配置

- 2 耐力壁線の間隔は8m以内（筋かいを含まない壁のみを用いる場合は12m以内）とするが、小さいほどよい。筋かいを含まない壁とは、昭和56年告示第1100号に従い、構造用合板、構造用パネル、パーティクルボード、せっこうボードなどの面材を釘打ちした壁などで、じん性の大きいものをいう。この場合の12m以内という規定は、品確法の性能表示における評価方法基準にならったものである。さらに、耐力壁に囲まれた面積は最大40㎡までとするのが望ましく、これも同様に小さいほどよい。
- 3 筋かいは、引張り及び圧縮に対し有効になるよう施工することも可能であるが、原則として、引張り又は圧縮のいずれかに効くと考えるのが安全である。従って、設計にあたっては、建築物のはり間方向、桁行方向のいずれに対しても片筋かいの傾きが / 方向のものと、 \ 方向のもの数とが同じになるよう心掛ける必要がある。

また、筋かいと各部材（柱、はり、間柱など）の交点では、筋かいを切り欠いてはならない。  
 なお、木造筋かいの場合には、厚さ4.5cmで幅9cm以上とすることが望ましい。

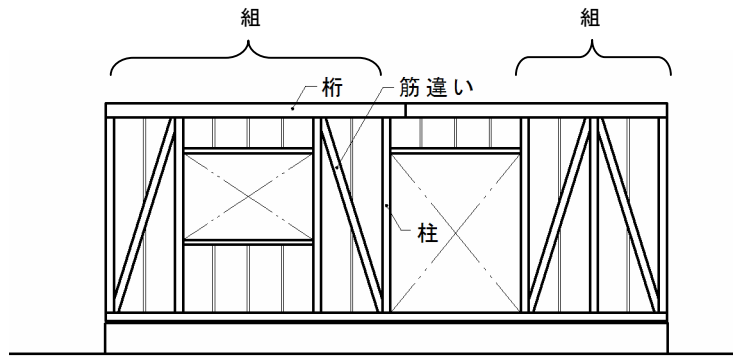


図6. 1-18 筋かいの配置

4 2階に耐力壁がある場合には、その直下の1階柱間にも耐力壁があるのが望ましい。そうでないと、図6. 1-19のように1階柱脚が浮き上がったり、横架材（図のAB材）を折ったりすることが起こる。

図6. 1-19のような軸組線（軸組通り）があるとき、2階に存在する筋かい群と同等以上の耐力をもつ筋かいが1階に必要である。在来木造構法の2階水平構面は、鉄筋コンクリート造床などと比べ面内剛性が小さいから、この軸組線の2階が負担したせん断力は、そのまま1階に伝わると考えたほうが安全である。

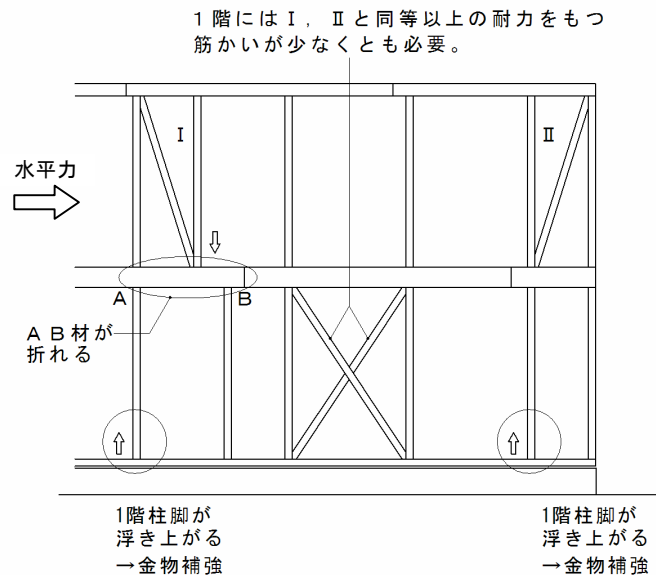


図6. 1-19 上下階の耐力壁配置と注意事項

建物の一部に2階を有する建物の2階直下には、原則としてこの部分に必要なとされる耐力壁を配置する。やむをえず平屋部分に耐力壁が集中する場合は、2階建て部分と平屋部分の間で水平力を確実に伝えられる床構面を配置する。

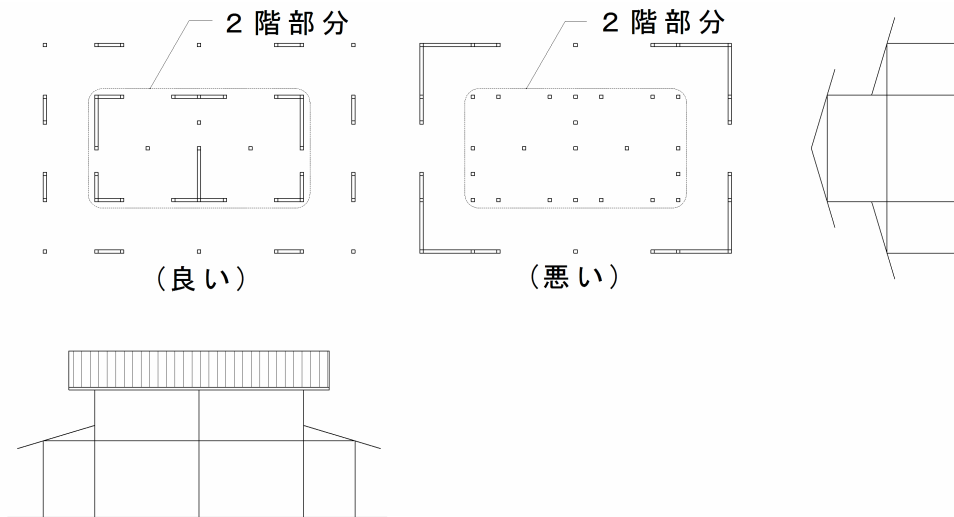


図6. 1-20 部分2階の建物の耐力壁配置

5 本指針における地震力に対する所要の壁量は、準耐力壁等の考慮の有無により、以下のように2種類の計算方法を規定している。

(1) ルートA…令第46条第4項（耐力壁のみ）による壁量計算で以下の壁量を確保する。

静岡県地震地域係数  $Z_s$  を考慮した割り増し 1.2 倍

真の耐震性能のばらつきを考慮した割り増し 1.1 倍

第Ⅲ種地盤の場合地盤による割り増し 1.5 倍

さらに、壁配置の確認方法により、以下の3種類のように分類した。

- ・ルートA-1…壁量計算（令第46条第4項）+ 偏心率計算
- ・ルートA-2…壁量計算（令第46条第4項）+ 4分割法（壁率比 $\geq 0.5$ ）
- ・ルートA-3…壁量計算（令第46条第4項）+ 4分割法（壁率比 $< 0.5$ ）

※このルートA-3は、四分割法の壁量充足率がいずれも1を超えることにより可と判定された場合であるが、壁の配置にかかわらず、もともと壁量が十分であることを持って良しとしている規定であるため、所要壁量をさらに1.5倍に割り増しする。

(2) ルートB…令第46条第4項（耐力壁のみ）+ 品確法（準耐力壁）による壁量計算で以下の壁量を確保する。

品確法における耐震等級2の壁量確保（ただし、 $Z_s \geq 1.0$  とする）

第Ⅲ種地盤の場合地盤による割り増し 1.5 倍

さらに、壁配置の確認方法により、以下の3種類のように分類した。

- ・ルートB-1…壁量計算（令第46条第4項+品確法耐震等級2）+ 偏心率計算
- ・ルートB-2…壁量計算（令第46条第4項+品確法耐震等級2）+ 4分割法（壁率比 $\geq 0.5$ ）
- ・ルートB-3…壁量計算（令第46条第4項+品確法耐震等級2）+ 4分割法（壁率比 $< 0.5$ ）

※ このルートB-3は、四分割法の壁量充足率がいずれも1を超えることにより可と判定された場合であるが、壁の配置にかかわらず、もともと壁量が十分であることを持って良しとしている規定であるため、所要壁量をさらに1.5倍に割り増しする。

上記の壁量確保と釣り合いのよい壁配置の確保のためのフローを図6. 1-21に示す。



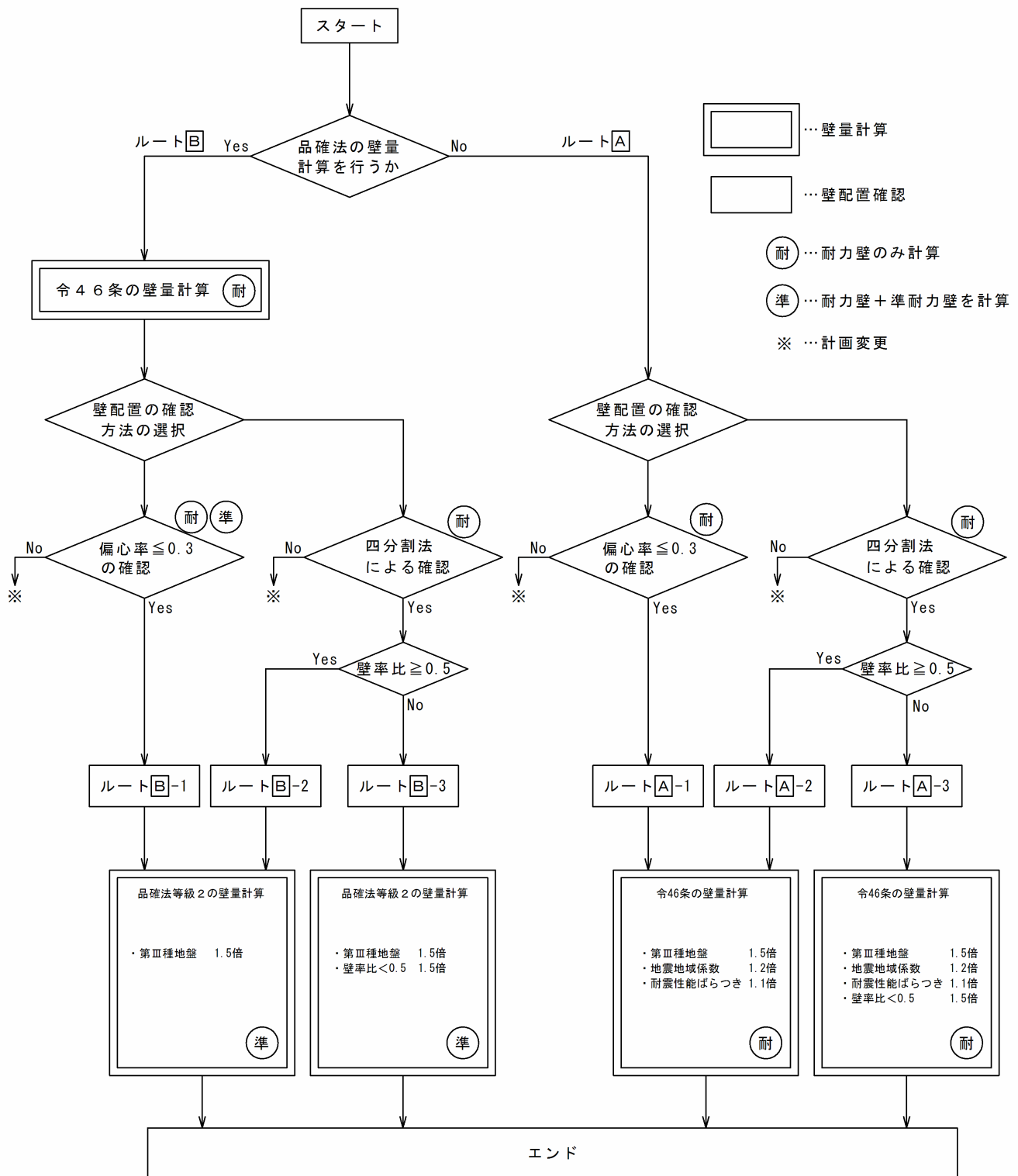


図6. 1-2-1 壁量及び釣り合いの確保のためのフロー

準耐力壁等とは、内壁仕様の石膏ボード、構造用合板、構造用パネル等の準耐力壁と、腰壁垂れ壁等を含み、いずれも品確法の評価方法基準において倍率が与えられているものをいう。準耐力壁の詳細については付4. 3 (5)を参照されたい。

地盤種別を簡便に判定するには、静岡県が作成した「第3次地震被害想定基本図集」(地震対策資料No.183-2001)のうち、「表層地盤分類図」を参考にするとよい。

偏心率は、建築物の重心からの耐力壁の偏りの度合をいう。具体的な計算方法は、付4. 1及び付4. 2を参照されたい。

6 筋かい端部の接合には、平成12年告示第1460号に従って適切な接合金物を設ける。

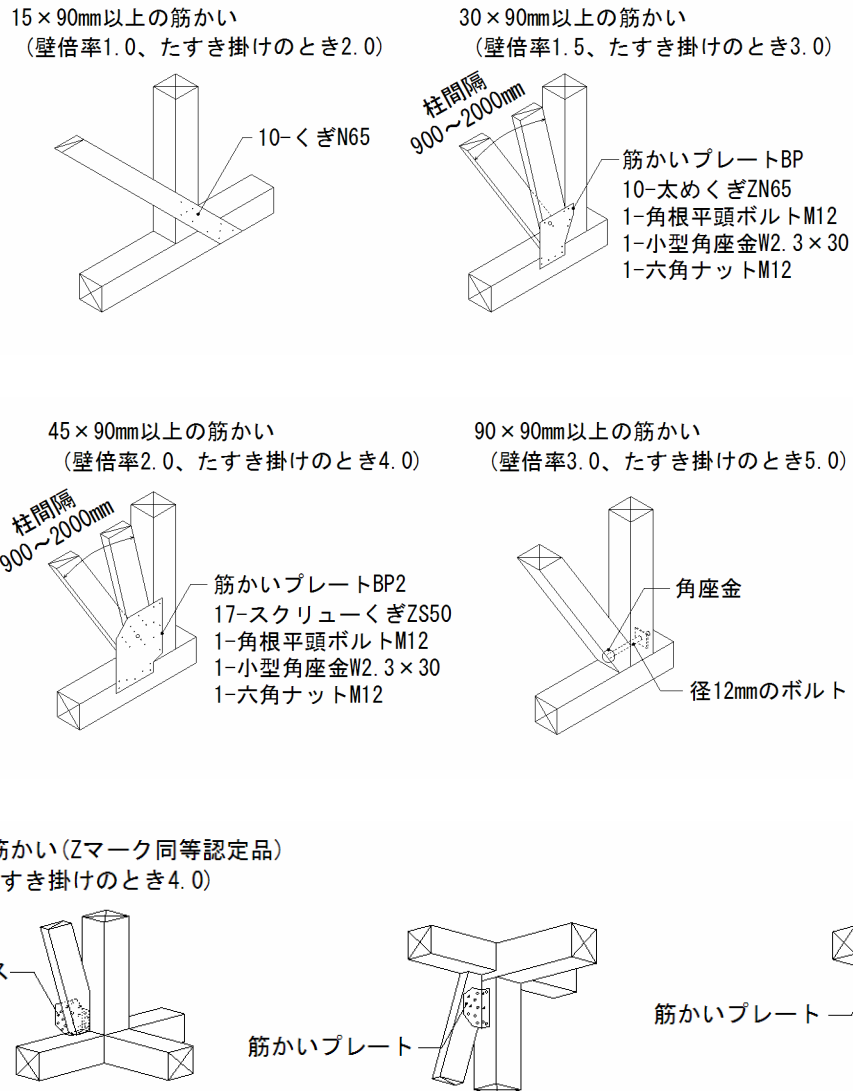
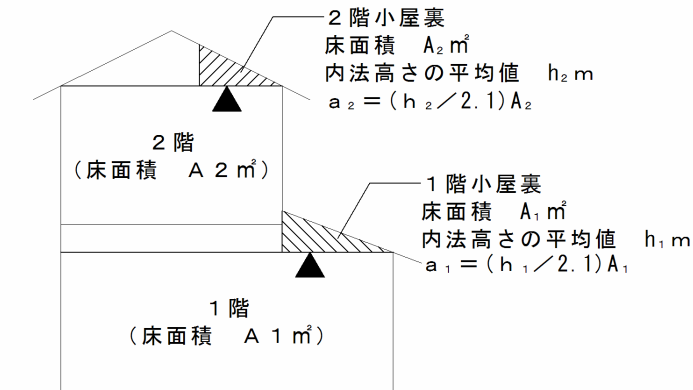


図6. 1-2.2 筋かい端部の接合の例

7 柱頭柱脚における接合部には、平成12年告示第1460号に従って適切な接合金物を設ける必要がある。同告示には、耐力壁の種類による接合部仕様の例示があるが、別途確認を行えばその他の仕様でも良いこととされており、その具体的な方法として、いわゆるN値計算法がある。N値計算法については付4. 4、金物の接合仕様については付4. 5を参照されたい。

8 階として扱わない小屋裏、天井裏その他これらに類する部分に物置等がある場合、当該物置等の水平投影面積がその存する階の床面積の1/8を超える場合は、次の式によって計算した値とする。



$a$ : 階の床面積に加える面積  $m^2$   
 $h$ : 当該物置等の内法高さの平均の値  $m$   
 (但し、同一階に物置等を複数個設ける場合には、それぞれの  $h$  のうち最大の値をとるものとする。)  
 $A$ : 当該物置等の水平投影面積  $m^2$

$\frac{1}{8} \times A_1 < A_1 < \frac{1}{2} \times A_1$   
 かつ  $h_1 \leq 1.4m$  のとき  
 1階の壁量計算用床面積  
 $A_1 + a_1 + a_2 \text{ m}^2$

$\frac{1}{8} \times A_2 < A_2 < \frac{1}{2} \times A_2$   
 かつ  $h_2 \leq 1.4m$  のとき  
 2階の壁量計算用床面積  
 $A_2 + a_2 \text{ m}^2$

図6. 1-23 小屋裏物置等が存在する階と加算面積

9 軸組工法の壁長さは一般的に柱芯から柱芯までであるが、柱間隔の小さい縦長の壁では、壁の曲げ変形の影響が大きくなるため、一般的な階高の建物の場合、筋違いの入った軸組は 900mm 以上、構造用合板などの面材壁は 600mm 以上のものを耐力壁として算入してよい。但し、隣接する壁が同じ仕様の面材耐力壁の場合には、連続した端から端までの長さを壁長さとして算入することができる。また、階高の高い建物の場合、壁高さ/壁長さ  $\leq 3.5$  の筋違いの入った軸組、壁高さ/壁長さ  $\leq 5.0$  の構造用合板などの面材壁を耐力壁として算入してよい。(壁長さとは、一続きの壁長さを指す。)

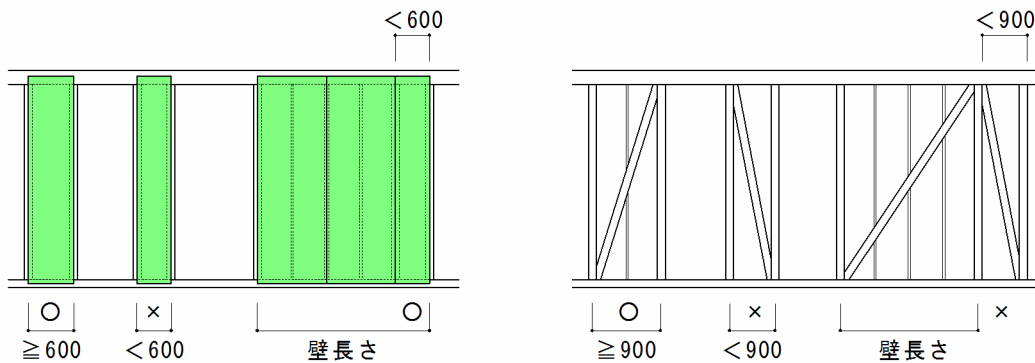


図6. 1-24 壁長さの取り方

バルコニー床上や下屋屋根小屋組みの面材耐力壁で、面材を周囲の柱梁に留め付ける事が出来ない場合には耐力壁に算入できない。

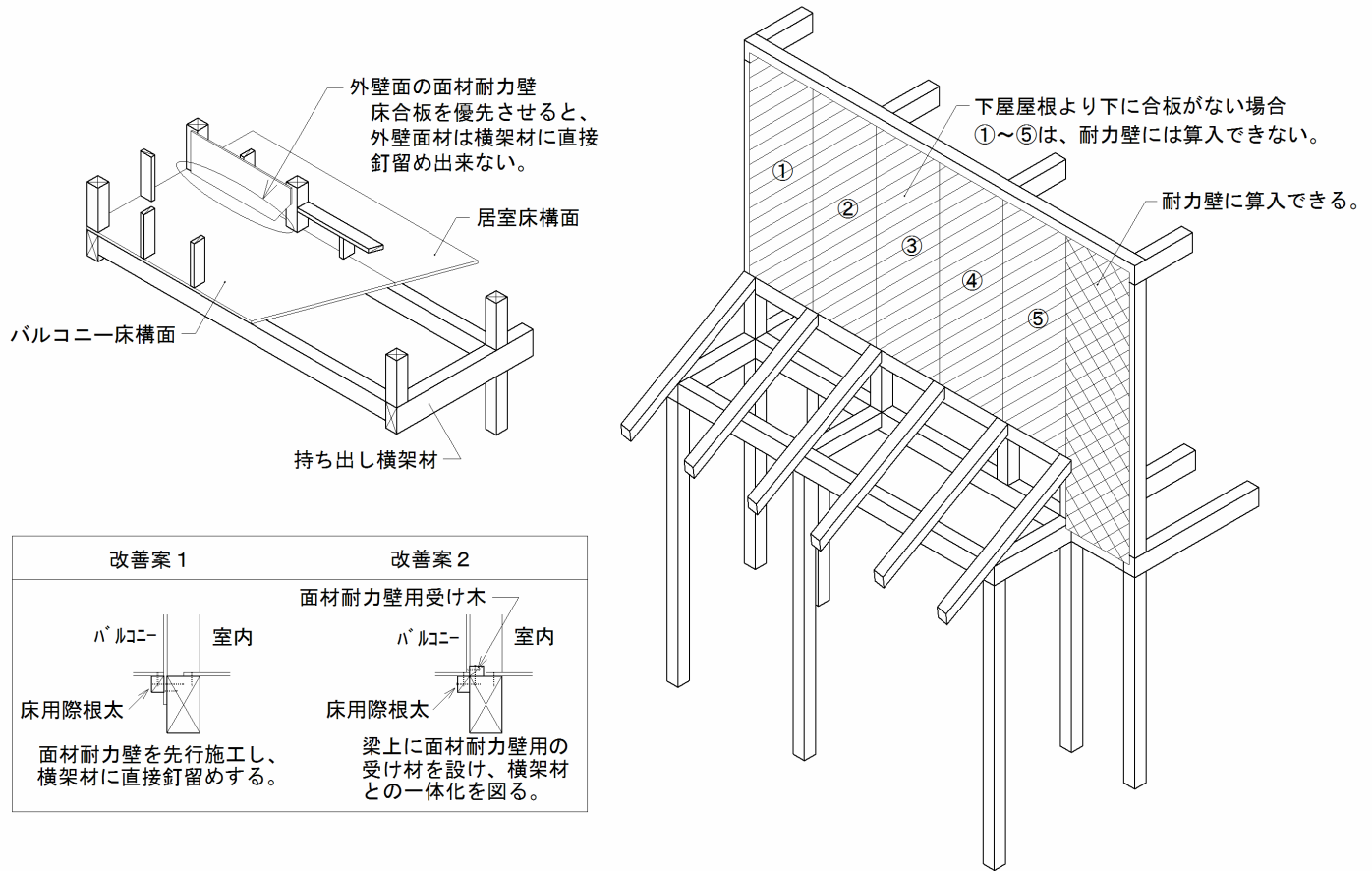


図6. 1-25 構造耐力上有効にならない耐力壁

10 耐力壁を貫通する穴は、 $\phi 150\text{mm}$ 程度のダクト貫通孔や、一辺が $300\text{mm}$ 程度の換気扇枠までとし、二つ以上設ける場合は両間を十分に離す事。また、柱・間柱・筋違いなどを欠くことは認められない。

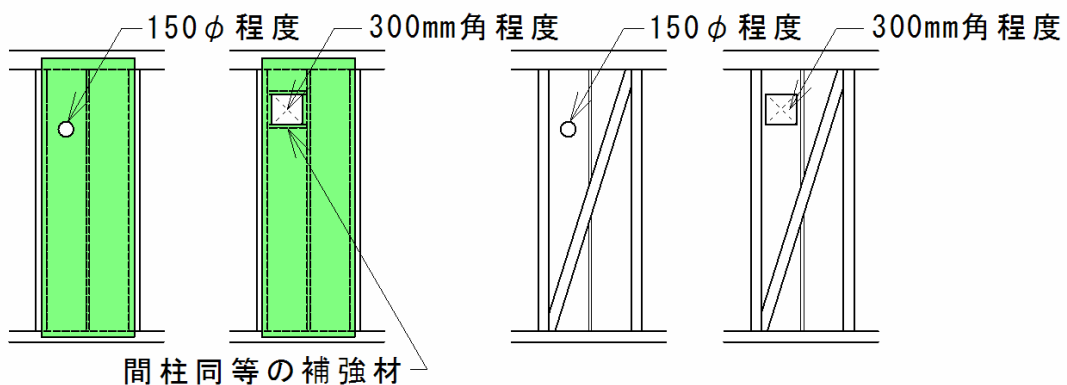


図6. 1-26 耐力壁とみなしても差し支えないと考えられる開口の範囲

吹き抜け廻りなど、背の高い耐力壁の壁倍率は、標準高さの耐力壁(2.7m~3.0m程度)よりも剛性が低下するので、その高さに応じて壁倍率を適切に補正する必要がある。逆に、鉄筋コンクリートを腰壁状に立ち上げて、その上に木造の耐力壁を設ける場合があるが、このような壁の倍率は、鉄筋コンクリートの立ち上がりの有無にかかわらず、基準法施行令等で定められた値を用いることとする。この場合、耐力壁の剛性は全面が木造の耐力壁である場合に比べて高くなると考えられるが、耐力の上昇はほとんど見込めないためである。

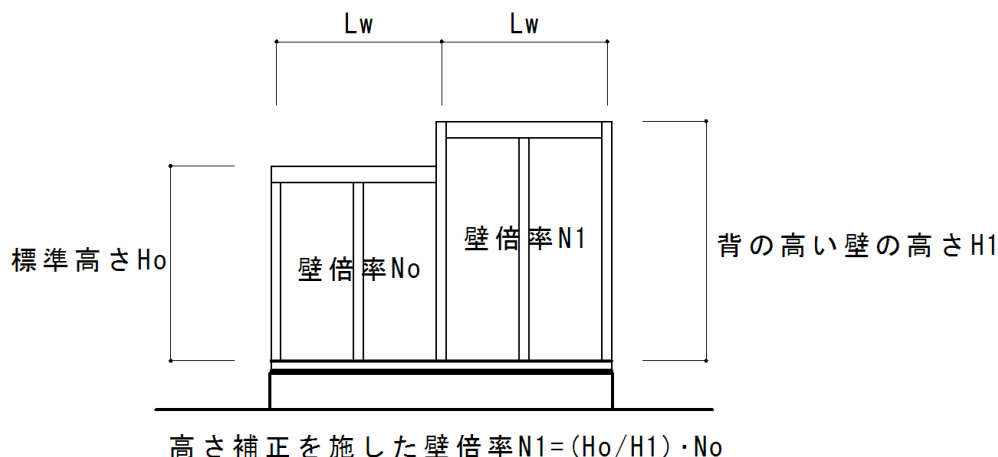
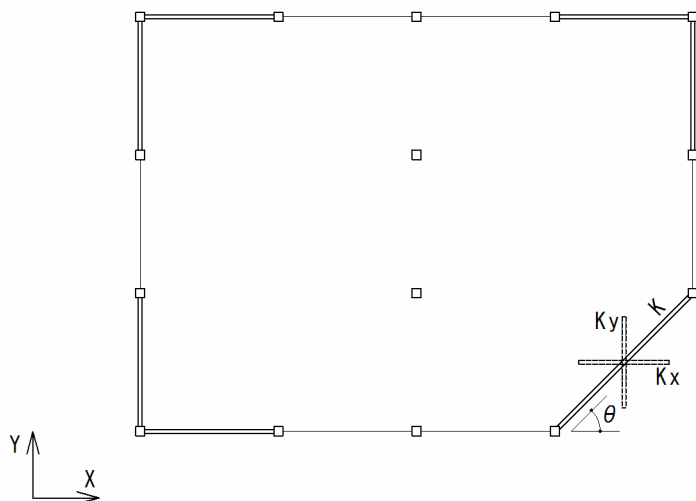


図6. 1-27 高さの高い耐力壁の壁倍率評価法

耐力壁に数枚の斜め軸耐力壁(X方向, Y方向に平行でない向きのもの)が含まれる場合は、その壁量を下式によりX方向, Y方向にそれぞれ換算して評価する。その枚数が多い場合は許容応力度計算により詳細に設計する。



$$K_x = K \cdot \cos^2 \theta$$

$$K_y = K \cdot \sin^2 \theta$$

$K$  : 斜め軸耐力壁の壁量

$K_x$  : X方向換算壁量

$K_y$  : Y方向換算壁量

換算壁量の壁位置は斜め軸耐力壁の中心位置とする。

図6. 1-28 斜め軸耐力壁の評価方法

11 スキップフロアーの建物は許容応力度設計法で設計する事が望ましい。

階数が2階以下で適切なモデル化が可能な場合には、建物全体を一体とみなして仕様規定適合を確認するとともに、フロアレベルの境界線で建物を二つのゾーンに切り分け、それぞれのゾーンごとに仕様規定適合の確認を行う方法によってもよい。(付4. 6参照)

## 6. 1. 9 小屋組

- 1 張間6 mを超える小屋組には、小屋組間に振れ止め及び小屋筋かいを設ける。
- 2 小屋はり面の要所には、火打材を設ける。
- 3 小屋組各部材の端部を金物で緊結する。
- 4 むな木・もやの継手は、つかの位置を避け、つかより持出して腰掛かま継ぎ又は腰掛あり継ぎとし、金物で補強する。
- 5 たる木の継手は乱に配置し、原則として、もや上端でそぎ継ぎとする。

### (解 説)

小屋組には、屋根と一体になって水平構面を構成することが求められる。従来の鉛直方向の屋根荷重のみを支えればよいという考え方だけでは不十分である。特に、張間の大きな場合には、小屋組間に振れ止め及び小屋筋かいを設け、屋根の変形を防ぎ、小屋はり面には火打材を入れ水平剛性を高める必要がある。

過去の地震被害の事例では、小屋組がくずれ落ちる例はほとんどない。しかし、重い屋根や複雑な形状の屋根では、各部材にずれが生じやすい。かすがい、短冊金物等の緊結金物を適切に使用することで、台風対策を兼ねた補強とすることができる。

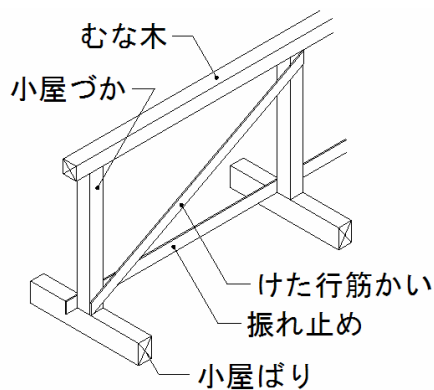


図6. 1-29 振れ止めと けた行筋かい

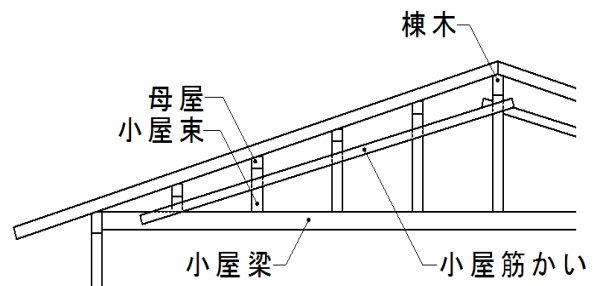


図6. 1-30 小屋筋かい

## 6. 1. 10 屋根

- 1 屋根葺材は、できるだけ軽いものが望ましい。
- 2 屋根の形は、切妻等の単純なものにして、複雑なものは、避けるようにする。
- 3 棟瓦は、横倒れに対して補強した構法とするか、または、棟瓦の高さをなるべく低くする。また、軒の出等も不必要に長くしない。
- 4 屋根瓦は、軒及びけらばから2列目までを1枚ごとに、棟瓦の部分を、1枚ごとに銅線や釘等で骨組にとめる。

### (解説)

- 1 屋根の形は、切妻などの単純なものとし、複雑なものは、できるだけ避ける。
- 2 地震力は、建築物の重量に比例して増大するので、屋根葺材を軽いものに替えることは、地震力を低減させ、建築物の耐震性を高めるうえできわめて効果があるので、できるだけ軽いものとする。以下に屋根葺材の軽いものと重いものを示す。

軽い	金属板葺 (200N/m <sup>2</sup> )
↓	石綿スレート (350N/m <sup>2</sup> )
↓	瓦葺 (650N/m <sup>2</sup> )
重い	葺土がある瓦葺 (1000N/m <sup>2</sup> )

瓦葺には、他の屋根葺材にない優れた点(遮音、断熱性、耐久性、見ばえ等)があり、瓦屋根を選ぶ場合が多い。この場合には、柱やはりを瓦の重量に耐えるように強くするとともに、棟が横倒れを生じないように補強した構法とする必要がある。また、前述のように瓦屋根自体もできるだけ軽くする。やむを得ず比較的重いものを採用した場合には、併せて耐力壁の壁量を割り増すなどの対策を講じる。

- 3 瓦屋根を軽くするには、いくつかの対策がある。例えば、入母屋造、寄せ棟造等の複雑なものや屋根が2重3重になることを避け、切妻等の単純なものにする、棟瓦の高さをなるべく低くする、軒の出を不必要に長くしない等が考えられる。

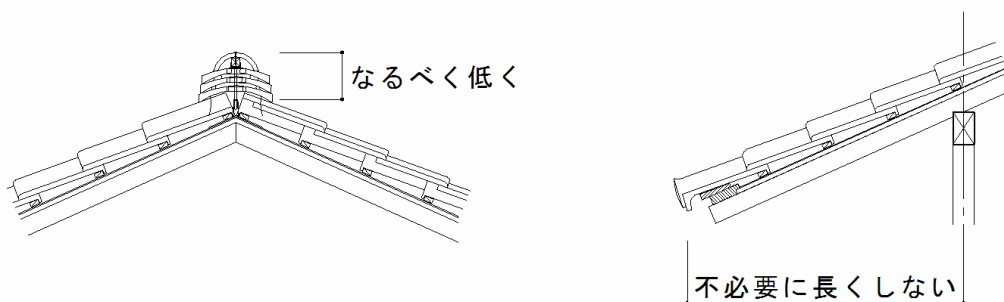


図6. 1-31 屋根の構造

- 4 屋根瓦は、軒及びけらばから2列目までを1枚ごとに、棟瓦の部分を1枚ごとに銅線、釘等で骨組にとめて、はがれたりずれ落ちたりしないようにする。なお、詳細については、社団法人 全日本瓦工事業連盟が作成した「瓦屋根標準設計・施工ガイドライン」等を参考にすると良い。

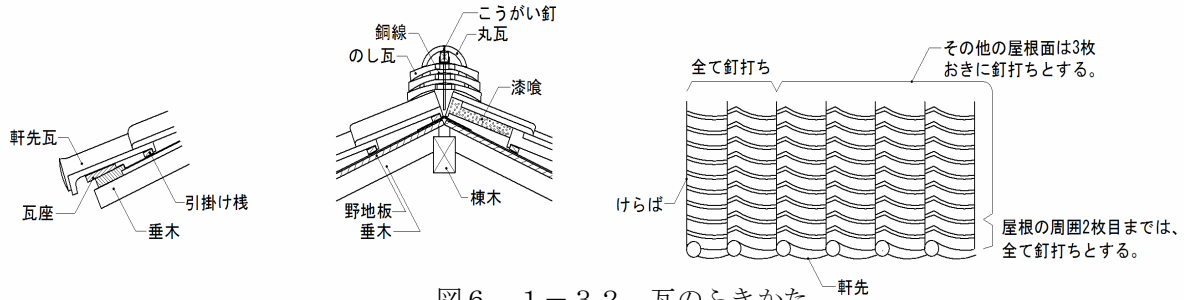


図6. 1-3.2 瓦のふきかた

### 6. 1. 1. 1 梁端部の接合金物

構造耐力上主要な部分である継ぎ手又は仕口は、金物で補強する。  
特に、入り隅の横架材の仕口は、羽子板ボルト又は同等以上の引張強度を有する金物で補強する。

#### (解説)

最近では継ぎ手又は仕口に金物を用いて補強することが一般的となっている。これには、いくつかの理由がある。例えば、建物に求められている構造性能が高くなって、接合金物による補強がないと、十分な強度が確保できない接合が多いことが分かってきたこと、また、資材不足等の影響を受けて徐々に断面が小さくなり継手・仕口部が弱くなったこと、さらに、含水率が高い木材が一般に使用され、継手・仕口部が乾燥の過程でやせてくることなどである。接合部には、十分な強度を有する接合金物を取り付ける。

なお、金物は木造住宅用優良接合金物（Zマーク金物）又はこれと同等以上のものとする。

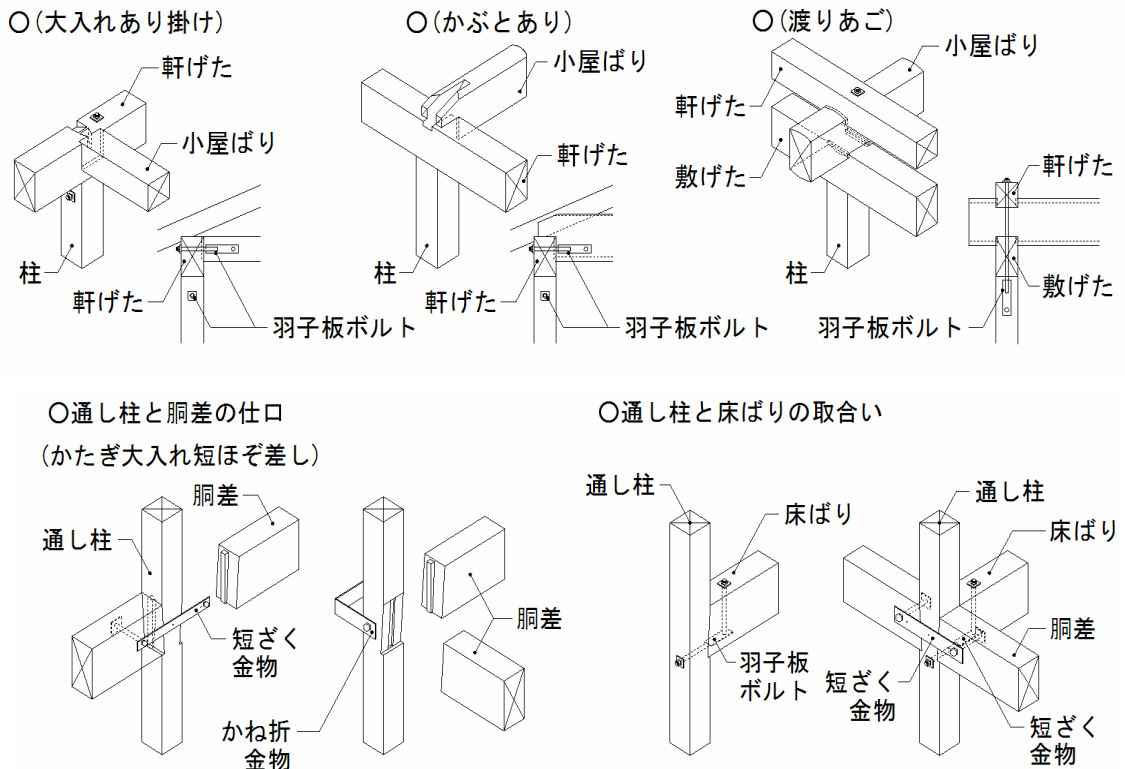


図6. 1-3.3 継手・仕口の金物



## 6. 1. 12 防腐・防蟻

土台、柱、筋かいその他で腐朽又は蟻害のおそれのある部分には防腐・防蟻処理を行う。

### (解 説)

次の部分には防腐・防蟻処理を行う。ただし、薬剤による処理は、環境上問題となる場合もあるので、まず、建築的に腐朽しにくい工法とすべきである。

- (1) 土台(木口、ほぞ及びほぞ穴を含む)の地盤面からの高さ1 m以内の部分
- (2) 外壁部の柱・間柱(木口及びほぞを含む)の地盤面からの高さ1 m以内の部分  
ただし、室内の見えがかりの部分を除く。
- (3) 筋かい(筋かいの代わりに合板等を使用する場合は、これを含む)並びに下地板(胴縁を含む)のうち、地盤面からの高さ1 m以内の部分。
- (4) 浴室にあっては、軸組(胴縁及び下地板を含む)天井下地板及び床組(床下地板・根太掛け等を含む)
- (5) 台所その他の湿気のある場所にあっては、水がかりとなるおそれのある箇所の軸組(胴縁及び下地板を含む)及び床組(床下地板・根太掛け等を含む)

なお、防蟻のため、土壌処理を行うことが望ましい。

## 6. 2 枠組壁工法、丸太組構法、プレハブ工法建築物の構造計画

- |   |
|---|
| 1 枠組壁工法、プレハブ工法及び丸太組構法については、当該国土交通省告示に従う。ただし、枠組壁工法の必要壁量は、6. 1. 8に準じた割り増しを行う。 |
| 2 丸太組構法の必要ダボ本数の算出及び枠組壁工法、プレハブ工法の構造計算における地震力は、2. 5の規定による。                    |

(解 説)

枠組壁工法及びプレハブ工法の、耐震の考え方は在来構法に準じる。枠組壁工法は、耐力線の規定等、在来構法に較べて構造計画上の規定がやや詳しいので、その点で耐震上の不備が生じる可能性は低いですが、それらの規定を満たすことのみで十分と考えるべきではない。丸太組構法は、本来壁が主体の建物であるので、大きな開口をとることは耐震上好ましくない。いずれの場合も基礎については、6. 1. 3の規定による。参考のため、以下に関係告示を掲げる。

表6. 2-1 枠組壁工法及びプレハブ工法、丸太組構法の告示及び参考文献

告示 及び 参考文献	
枠組壁工法又はプレハブ工法を用いた建築物又は建築物の構造部分の構造方法に関する安全上必要な技術的基準を定める件	平成13年告示第1540号 枠組壁工法建築物構造計算指針 (社団法人 日本ツーバイフォー建築協会)
構造耐力上主要な部分である壁及び床版に、枠組壁工法により設けられるものを用いる場合における技術的基準に適合する当該壁及び床版の構造方法を定める件	平成13年告示第1541号
丸太組構法を用いた建築物又は建築物の構造部分の構造方法に関する安全上必要な技術的基準を定める件	平成14年告示第411号 丸太組工法技術基準解説書及び計算・計算例 (日本建築センター)

## 6. 3 構造計算を必要とする軸組木造建築物の構造計画

### 6. 3. 1 軒高9m以下かつ高さ13m以下で階数3以上

又は延面積500㎡を超える木造建築物の構造計算

- 1 軒高9m以下かつ高さ13m以下で階数3以上又は延面積500㎡を超える木造建築物の構造計算は、図6.3-1のフローによる。
- 2 本構造計算における地震力は、2.5の規定による。

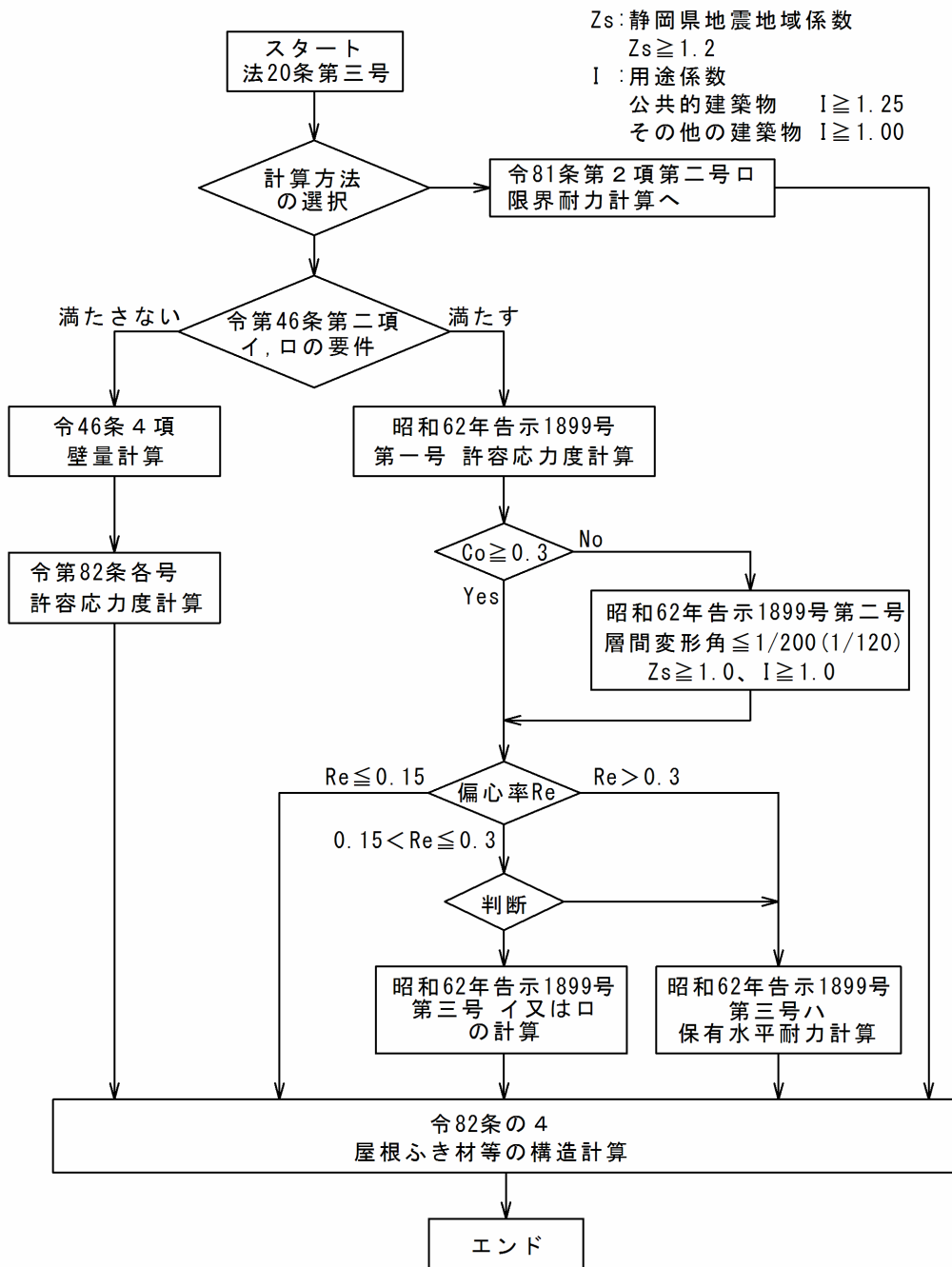


図6. 3-1 軒高9m以下かつ高さ13m以下で  
階数3以上又は延面積500㎡を超える木造建築物の構造計算フロー

(解説)

法第6条第1項第2号に規定される木造建築物は、法第20条第2項の規定により、令第81条以下に定める構造計算によってその安全を確認しなければならない。当該建築物のうち軒高9m以下及び高さ13m以下のものに適用されるのは、令第82条各号である。この場合であっても、令第46条第4項の規定による壁量の検討が必要であることに留意する。

ただし、令第46条第2項第1号イ～ハに規定する材料、構法、構造計算による場合、壁量の検討は不要になるが、これに適合するものは、昭和62年告示第1898号に定められた木材を用いた建築物に限られる。壁量の検討を省略する場合の集成材等建築物に係る構造計算の規定は、令第46条第2項第一号ハに基づく昭和62年告示第1899号に定められており、次の3つの規定を満たす必要がある。

- 1 令第82条に定めるところによること(許容応力度計算)。
- 2 令第88条第1項に規定する標準せん断力係数を0.3以上とした地震力による場合を除き令第82条の2の定めによること(層間変形角)。
- 3 張り間、けた行の両方向についての令第82条の6第二号ロ(偏心率)が0.15を超えないこと。  
ただし、偏心率が0.15を超え0.3以下の場合、次のイ・ロのいずれかとする。  
イ 標準せん断力係数を $0.2 \times F_e$ (昭和55年告示第1792号第7表2)以上として地震力を計算する。  
ロ 地震時の応力計算は床の回転を考慮して求めること。  
また、偏心率が0.3を超える場合は、  
ハ 令第82条の3(保有水平耐力)の規定に適合すること。

木造建築物について、構造計算を行う場合の考え方、手順等については、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」((財)日本住宅・木材技術センター)、「大断面木造建築物設計マニュアル」(日本建築センター)等が参考になろう。

一般的に、木造建築物の耐力壁の許容耐力は、倍率1.0の壁で、長さ1mにつき1.96kNと見なしてよい。すなわち、倍率が $\alpha$ で長さが1mの耐力壁の許容耐力 $P_a$ は、 $P_a = 1.96\alpha$  (kN)となる。

この場合、令第82条に沿った構造計算を行うと、耐力壁の所要壁量は、令第46条第4項の値よりも、概して大きくなる。これは、令第46条の値が、令第82条の考え方に基づきながらも、木造建築物の実態を勘案して決められたという経緯があるためである。令第46条の地震に対する所要値(床面積に応じた数値)は、想定している荷重を、現状の固定荷重よりもやや小さ目に見積もっている。また、風に対する所要値(見付け面積に応じた値)は、旧基準で風圧力として与えられていた $60\sqrt{h}$ を適当に低減した数値を採用して求めている。

ただし、一般の建物では、内装下地のせっこうボードや外壁サイディングが大量に入っており、これが建物全体の余力となっている。建物の水平耐力を、筋かいのみが負担しているわけではないことに留意する必要がある。

令第82条に沿って構造計算する場合には、実際の建物に即して水平力を算出する。従って、所要壁量が、令第46条の値よりも大きくなることもある。ただし、令第82条の適用に当たっては、耐力壁の強度や、壁その他の水平抵抗要素の耐力を、構造計算等により合理的な説明が可能であれば、それに応じて強度を定めることができるので、令第46条よりも大きくなるとは限らない。しかし、現状では、前述のように、集成材等建築物を除くと、仕様規定としての令第46条壁量も満足しなければならないので、令第46条の値を下回って設計することはできない。

耐力壁両端柱端部は、この転倒モーメントと鉛直荷重の合力(方向考慮)に対して、引き抜き、めりこみが許容応力度以内に収まるように設計する。特に引き抜きに対しては、必要な耐力を持つホールダウン金物等によって抵抗させる。

また、水平力の分担は、負担幅を考慮して各構面ごととすることが望ましいが、床(小屋はり面)の面内剛性が十分に期待できる場合には、各層ごととしてもよい。

木造建築物はその他の構造に比べて軽量なため、地震時( $Z_s, I$ 考慮)や暴風時の設計用水平力によって建

物が転倒しないことを計算によって確かめること。

在来工法の建物の一部に鉄骨や構造用集成材によるラーメン架構を組み込んだ建物の設計は、原則として許容応力度計算による。

### 6. 3. 2 軒高9m又は高さ13mを超える木造建築物の構造計画

- 1 軒高9m又は高さ13mを超える木造建築物の構造計算は、図6. 3-2のフローによる。
- 2 本構造計算における地震力は、2. 5の規定による。

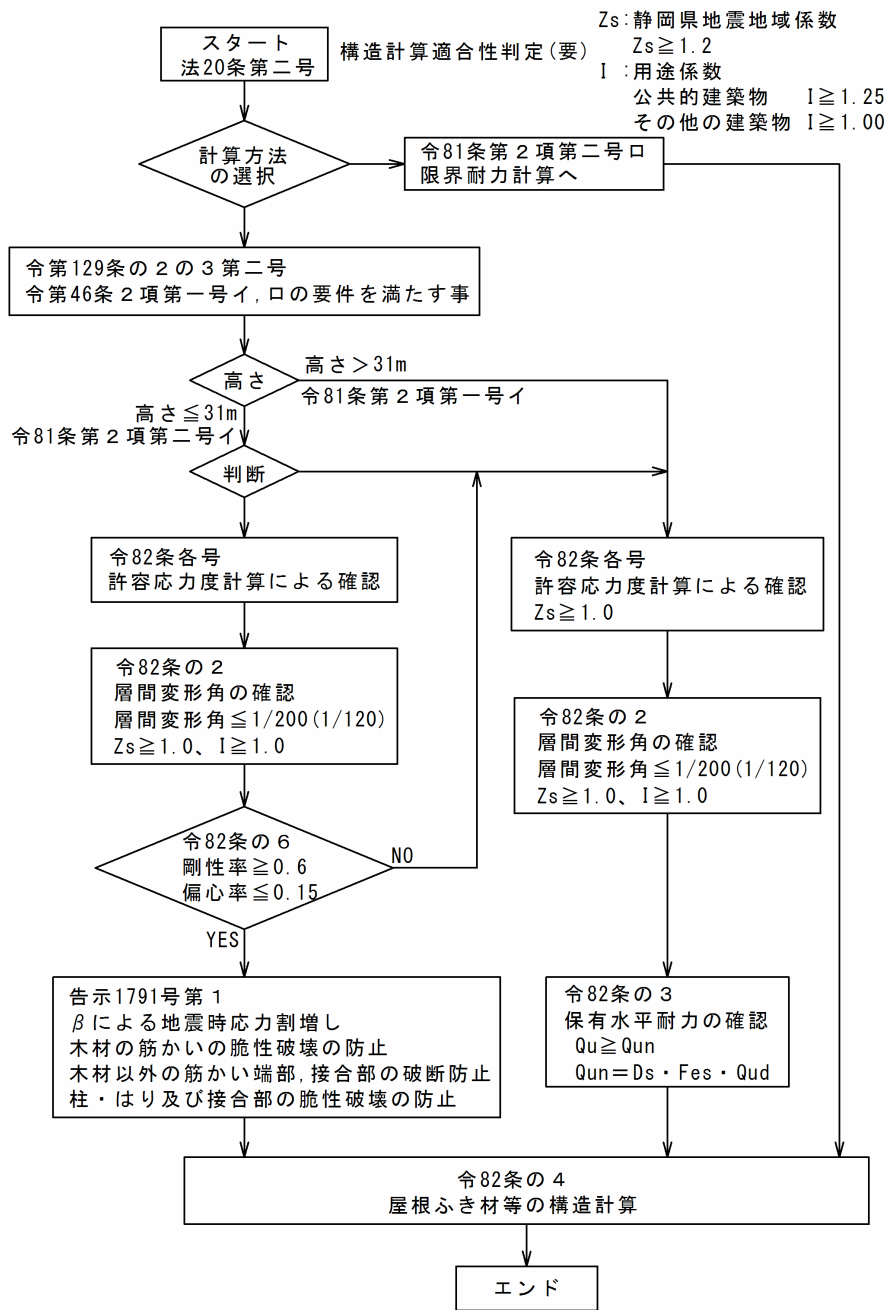


図6. 3-2 軒高9m又は高さ13mを超える木造建築物の構造計算フロー

(解 説)

軒高 9 m 又は高さ 13m を超える木造建築物は、法第 6 条第 1 項第二号に該当するので、法 20 条第二号イの規定により、原則として保有水平耐力計算を行う。但し、建物の高さが 31m 以下の場合は許容応力度計算によることが出来る。また、法第 21 条の規定により、原則として主要構造部を耐火構造とすることが要求されていて、一定の条件の元でのみ許容される。その条件は、令第 129 条の 2 の 3 に規定されており、第一号に掲げる階数 3 以下で主要構造部を準耐火構造とする等の基準によるか、又は第 2 号に掲げる令第 46 条第 2 項第一号イ及びロ並びに令第 115 条の 2 第 1 項各号(第一号及び第三号は除く)である。すなわち、準耐火構造で階数 3 以下のものか、昭和 62 年告示第 1898 号の基準に適合した材料を用いた階数が 2 以下のものに限定されている。木造建築物はその他の構造に比べて軽量なため、地震時 ( $Z_s, I$  考慮) や暴風時の設計用水平力によって建物が転倒しないことを計算によって確かめる。

### 6. 3. 3 混構造建築物の構造計画

- |   |
|---|
| <p>1 <u>混構造の構造計算において、1 階が鉄骨造で 2 階及び 3 階が木造である建築物については図 6. 3-3、1 階が鉄筋コンクリート造で 2 階及び 3 階が木造である建築物については図 6. 3-4 のそれぞれのフローによるものとする。</u></p> <p>2 <u>本構造計算における地震力は、2. 5 の規定による。また、設計用地震力の算定にあたっては、適切な <math>A_i</math> の値を採用する。</u></p> <p>3 <u>1 階部分が鉄骨造か鉄筋コンクリート造かにかかわらず原則として 2 階床にはコンクリート系の床を設ける。</u></p> <p>4 <u>木造と他の構造を高さ方向に併用する場合は異種構造の剛性の違いを勘案して設計する。</u></p> <p>5 <u>平面的に混構造とする場合においては、木造部分と他の構造部分の剛性の違いを考慮した上で、完全に一体化した構造とするか、または、両部分を完全に独立させた構造とする。</u></p> |
|---|

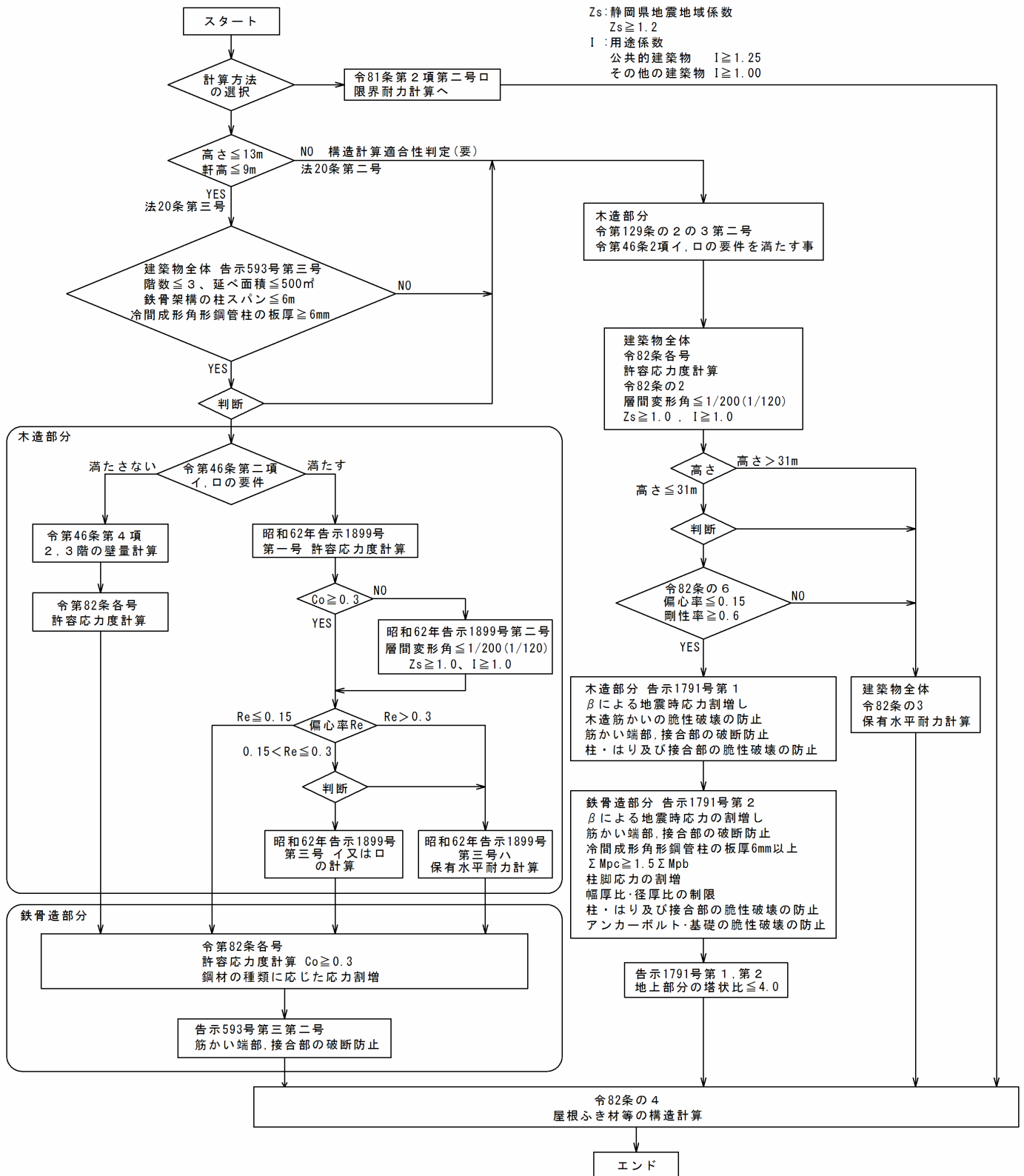


図6. 3-3 1階が鉄骨造で2階以上が木造である建築物の構造計算フロー

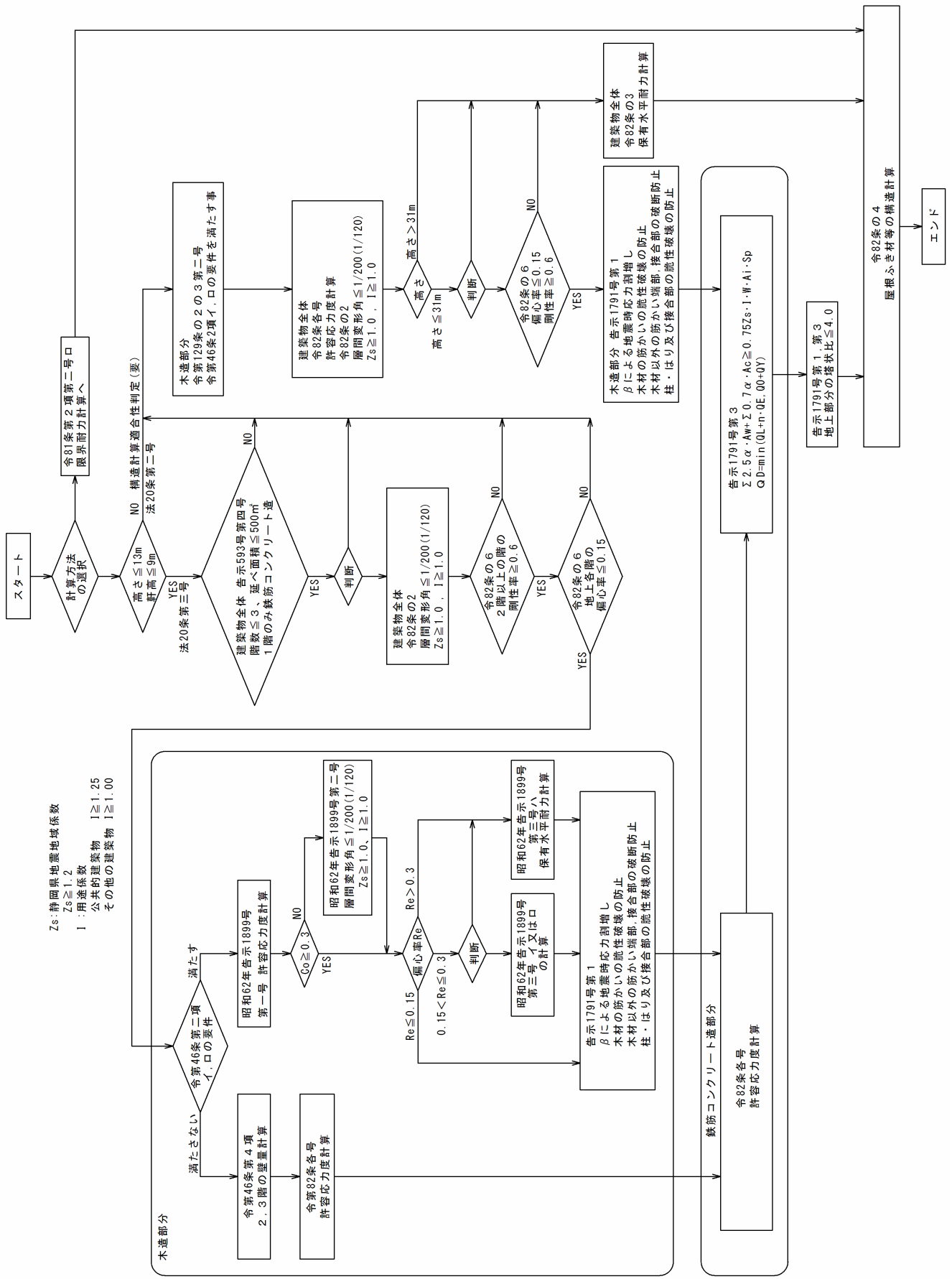


図6. 3-4 1階が鉄筋コンクリート造で2階及び3階が木造である建築物の構造計算フロー



(解 説)

1 木造と他の構造との混構造として、最も常識的に考えられるのは、1階の店舗・事務所・車庫等の部分を鉄骨造又は鉄筋コンクリート造とし、2階又は2・3階の住宅部分を木造とするものである。混構造の建築物は、法第6条第1項第三号に該当するので、法第20条第2項又は3項の規定により、令第81条以下に定める構造計算によってその安全を確認しなければならない。必要となる構造計算の種類は、建物規模その他の条件で異なる。具体的には、次の条件を満たす場合は許容応力度計算(令第82条各号)及び屋根葺き材等の構造計算(令第82条の4)を行えばよい。満たさない場合は保有水平耐力計算となり、構造計算適合性判定の対象となる(平成19年告示第593号)。

○1階が鉄骨造で2階以上が木造の場合

- ・高さ13m以下で、軒の高さ9m以下
- ・延べ面積500㎡以内
- ・鉄骨架構の柱の相互の間隔が6m以下
- ・鉄骨造部分の標準せん断力係数0.3以上として令82条第一号～第三号の計算(許容応力時計算)
- ・冷間成形角形鋼管柱は厚さ6mm以上、表6. 3-1に掲げる数値以上の地震時応力の割増
- ・水平力を負担する筋かいの端部, 接合部の破断防止

表6. 3-1 冷間角形鋼管柱を用いた架構の地震時応力割増係数

鋼材の種別		柱及びはりの接合部の構造方式	
		(い)	(ろ)
		内ダイヤフラム形式(ダイヤフラムを落とし込む形式とした物を除く)	(い)欄に掲げる形式以外の形式
(一)	日本工業規格 G3466(一般構造用角形鋼管)-2006 に適合する角形鋼管	1.3	1.4
(二)	(一)に掲げる角形鋼管以外の角形鋼管のうち、ロール成形その他断面のすべてを冷間成形により加工したもの	1.2	1.3
(三)	(一)に掲げる角形鋼管以外の角形鋼管のうち、プレス成形その他断面の一部を冷間成形により加工したもの	1.1	1.2

○1階が鉄筋コンクリート造で2階以上が木造の場合

- ・高さ13m以下で、軒の高さ9m以下
- ・延べ面積500㎡以内
- ・地上部各階の層間変形角が1/200(変形により建築物の部分に著しい損傷のおそれがない場合は1/120)以内
- ・地上部2階以上の剛性率が0.6以上
- ・地上部各階の偏心率が0.15以下
- ・1階部分が鉄筋コンクリート造の設計ルート2-1の規定を満たす
- ・木造部分の $\beta$ による地震時応力の割増し
- ・木材による筋かいの脆性破壊の防止
- ・木材以外の筋かいの端部, 接合部の破断防止

2 地震力の  $A_i$  分布は昭和 55 年告示第 1793 号によるが、鉄筋コンクリート造と併用する場合は以下のよう  
に求めることができる。

1 階部分の重量 ( $W_1$ ) が、2 階部分の重量 ( $W_2$ ) の 2 倍を超える場合、2 階及び 3 階の  $A_i$  は、1 階部分の重  
量 ( $W_1'$ ) を 2 階部分の重量 ( $W_2$ ) の 2 倍とみなして計算する。なお、1 階部分の地震力は建物総重量と  $A_i=1.0$   
より求める。

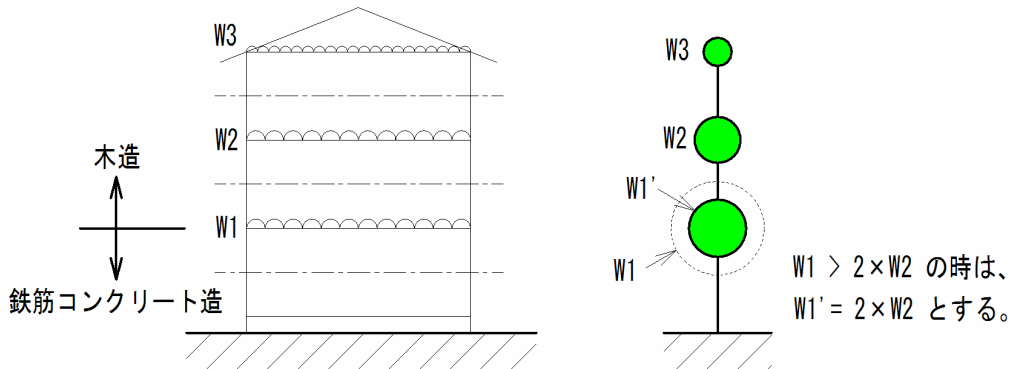
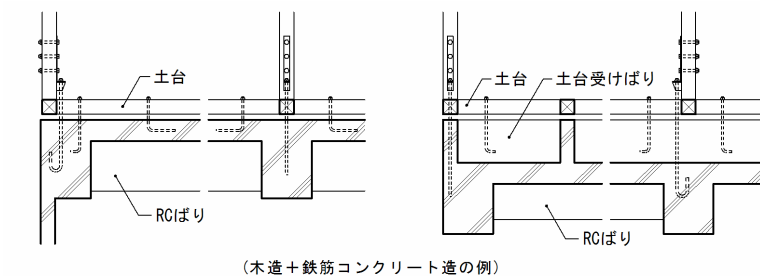


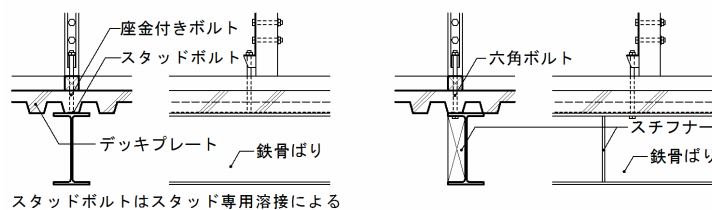
図 6. 3-4 1 階が鉄筋コンクリート造の場合の地震力の求め方

3 一般に鉄筋コンクリート造では床スラブを設けて床面の面内剛性を確保している。木造と他の構造との  
混構造においても、地震による水平力を鉛直構面にスムーズに伝達させるためコンクリート系の床スラブ  
を設ける。やむを得ず床スラブを設けない場合は、同等の水平剛性を確保するため、鉄筋コンクリート造  
では構造安全上十分な寸法の鉄筋コンクリート造の梁又はがりょうなどを、鉄骨造では構造安全上十分な  
水平ブレースなど設ける。

4 木造と他の構造を高さ方向に併用する場合は、木造部分及び他の構造部分がそれぞれの耐震規定を満足  
するように設計するとともに、木造部分と 1 階の構造が一体となるように設計しなければならない。異種  
構造間の接合部は、木造部分の鉛直荷重及び水平力がスムーズに 1 階の構造に伝わる納まりを採用し、そ  
の強度を構造計算によって確認する。



(木造+鉄筋コンクリート造の例)



(木造+鉄骨造の例)

図 6. 3-5 異種構造間の接合例

5 平面的に混構造になる例としては、木造の部分と鉄筋コンクリート造の部分が隣接して並ぶ場合や建物中央に鉄筋コンクリート造の部分がコア状にあり、その回りを木造部分が囲む場合がある。いずれにしても、重量、剛性ともに異質なものが共存することになり、振動的にも水平力の分担についても、極めて複雑な問題が生じる。したがって、この種の混構造の設計にあたっては、高度な構造計画と詳細な構造計算が必要なことを認識すべきである。少なくとも安易な一体化を避け、振動性状や力の流れが明確に把握できない限り、異種構造部分の縁を切るようにするのがよい。

#### 6. 3. 4 校舎、事務所等の木造建築物の構造計画

校舎、事務所等、戸建住宅の規模を越えるものの設計にあたっては、在来構法による場合であっても、全体及び各部の構造計画を入念に行うとともに、部材断面及び接合部については、構造計算による安全の確認を行うものとする。

##### (解 説)

戸建住宅規模の木造建築物では、常識的な設計をする限り、あまり長い（2間＝3.6mを超えるような）スパンにはりを架け渡すことや、柱なしの広い（60㎡を超えるような）空間を作ることはまず無い。しかし、校舎や事務所、あるいは展示室等では、大スパンや広い空間が要求されることが少なくないので、これに対応する構造的・耐震的配慮が必要である。これらの建物の形態や架構様式は多様であるので、耐震上の一般論は示し難いが、鉄筋コンクリート造や鉄骨造に比べて架構の自由度が大きいので、それだけ余計に構造計画的配慮が必要である。

なお、この種の建築物にあつては、たとえ延面積が500㎡以下であっても、構造計算を行うべきであり、特に接合部の計算を省略すべきではない。

## 6. 4 限界耐力計算

### 6. 4. 1 木造建築物の限界状態

限界耐力計算を行うにあたっては、部材の変形能力に応じて、建築物全体の限界状態を検証しなければならない。

#### (解 説)

地震に対する限界耐力計算は、令第82条の5第三号の規定により、地震力が損傷限界耐力を超えないこと及び層間変形角が規定値を超えないことを確認する。また、構造物の終局状態における変形性状、破壊性状を考慮した上で、令第82条の5第五号により、各階の地震力が保有水平耐力を超えないことを確かめる。

限界耐力計算においては、各階の加速度の分布が  $B_{di}$  又は  $B_{si}$  で与えられるため、この加速度分布に応じて地震力が増大していった場合に、ある部分が限界変形に達した点をもって、構造物全体の損傷（又は安全）限界変形が定義される。したがって、限界状態をどう考えるかが構造種別ごとに極めて重要となる。以下、主として木造建築物の限界状態及び減衰について地震に対する検証法を述べる。

#### ① 部材の限界状態

木質材料の曲げ、繊維方向の圧縮、引張については、破壊荷重から算出される見かけの最大応力度の5%下限値を基準強度とし、これに3分の2を乗じた値を短期許容応力度、さらに、荷重継続時間による調整係数を乗じた値を長期許容応力度とするのが一般的になってきている。これらの繊維方向の応力による破壊は、一般に鋼材を用いた接合部などに比べてはるかにぜい性的であり、破壊時の塑性変形の割合は小さい。したがって、これらの材料による部材の限界状態としては、安全限界と損傷限界をそれぞれ基準強度と許容応力度を用いて表すのが適当と考えられる。また、これらの限界状態における変形については、弾性変形と考えて大過なかるう。構造物全体の評価においては、接合部での変形に比べれば、その誤差は、無視できる程度であることが多いからである。

せん断については、従来、無欠点小試験片に対するブロックせん断試験に基づいて、欠点等を考慮して基準強度が定められてきた。やはりぜい性的な破壊であり、限界状態は、基準強度と許容応力度を用いて表し、限界状態における変形は、弾性破壊と考えるのが適当と思われる。

座屈については、短柱が縦圧縮、長柱がオイラー座屈、中間柱はそれを直線補完するという方法で、許容応力度が与えられており、これを損傷限界、その1.5倍を安全限界とすることができる。

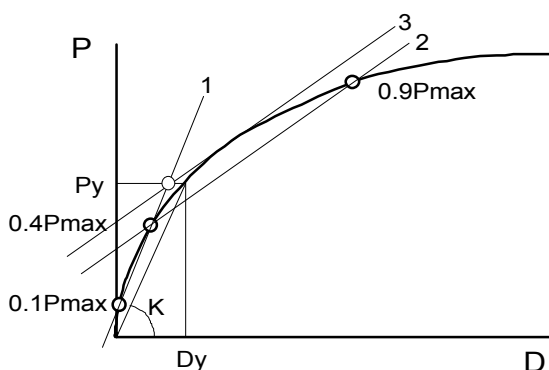
繊維直角方向の圧縮、部分圧縮（めり込み）については、塑性域に入ってから荷重が徐々に上昇し、安全限界状態が定義しづらい。変形状態を考慮して構造物全体の安全性に支障があるか否かで判断する。損傷限界については、弾性限をとることができる。

#### ② 接合部や耐力壁の限界状態

釘接合部や耐力壁に対しては、地震を想定した繰返し加力試験法が提案されており、これらによる荷重変形関係の包絡線から、降伏耐力、降伏変位、終局変位を求める方法が提案されている。地震のような瞬間的な外力に対しては、この降伏耐力、降伏変位をもって損傷限界と見なして大過ない。マクロな荷重変形関係で言えば、直線域をわずかにはずれたところであり、エネルギー吸収能力の劣化は、無視できる程度と考えられるからである。

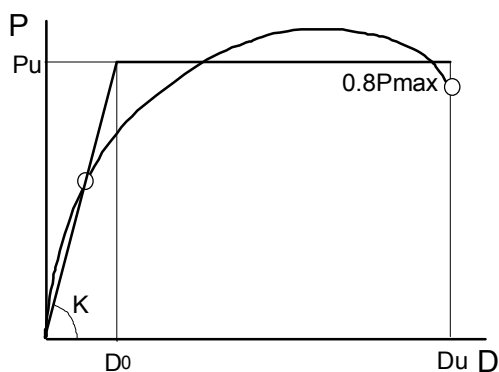
図6. 3-1に降伏耐力、降伏変位の求め方の例、図6. 3-2に終局変位の求め方の例を示す。

耐力壁等の繰返し加力試験法は、枠組壁工法建築物の材料、接合部、耐力壁の試験法評価法として1998年12月1日付け建築指導課国際基準調査官事務連絡として出されており、建築基準法施行令第46条の耐力壁の倍率についての大臣認定において必要となる指定性能評価機関の業務方法書に取り入れられている。降伏点の求め方は、欧州規格における接合部の試験法で提案された方法をベースにしている。また、終局変位の求め方については、ISO/TC165で検討されている接合部の繰返し試験法でも、ほぼ同様の方法が採られている。



- ①荷重変形曲線上の0.1Pmaxと0.4Pmaxを結ぶ(直線1)
- ②荷重変形曲線上の0.4Pmaxと0.9Pmaxを結ぶ(直線2)
- ③直線2に平行で荷重変形曲線に接する直線を引く(直線3)
- ④直線1と直線3の交点の荷重Pyを試験許容応力とする
- ⑤荷重曲線上のPyに対応する変位を降伏変位Dyとする
- ⑥原点と(Dy,Py)を結ぶ直線の傾きを試験剛性とする

図6.3-1 接合部等の降伏耐力、降伏変位を求める方法



- 原則として荷重が0.8Pmaxに低下した点の変位を終局変位Duとする
- 原点を通る傾きKの直線、X軸、直線X=Du、直線Y=Puで囲まれる面積が、X≤Duにおける荷重変形曲線の包絡線の下側の面積と一致するようなPuを試験終局耐力とする

図6.3-2 接合部等の終局変位を求める方法

### ③ 層の限界状態

木造建築物のうち、在来軸組工法や枠組壁工法などの耐力壁構造においては、層の荷重変形関係は、接合部や水平構面における先行破壊が防止されれば、概ね耐力壁の荷重変形関係の重ね合わせにより得られると考えられる。在来軸組工法の筋かいを入れた軸組、構造用合板耐力壁、枠組壁工法の構造用合板耐力壁など、主要なものの復元力特性については、多くの実験例がある。また、壁式構造でも詳細なモデル化を行う場合や、ラーメン構造などに対しては、部材と接合部とに分解してモデル化し、接合部の実験結果に基づく荷重変形モデルを用い、木材、木質材料による部材を弾性(弾性-破壊)として、増分解析等により構面の復元力特性が算出できる。

以上から、木造建築物の地震に対する限界状態についての原則としては、損傷限界は、部材、接合部、耐力壁のいずれかが降伏点(木材等からなる部材においては短期許容応力度)に達した点、安全限界は、耐力壁構造においては、耐力壁が終局変位に達した点、ラーメン構造等では、接合部が終局変位に達するか又は部材が破壊に至る点と考えることができる。

より詳細な3次元解析などにより層の荷重変形関係を求め、最大耐力の80%まで荷重が低下した点を安全限界とするという方法も考えられる。しかしながら、荷重増分法で解いた場合には、下り勾配までの解

析が不可能であり、変位増分で解くか又は適当な方法でこれに相当する点を推定する必要がある。また、水平構面での先行破壊が生じた場合や、柱の折損などで鉛直荷重支持能力を大幅に失う恐れがあるような破壊を生じたら、安全限界に達したと見なすべきである。

安全限界変位については、平成 19 年の「平成 12 年告示第 1457 号」の改正により、階の高さに対する割合が木造では 30 分の 1 を超えないこととされている。ただし特別な調査又は研究でこれを超えることも可能である。その場合には、 $P \cdot \Delta$  効果による水平耐力の低減を考慮して層の安全限界耐力を設定すること、各階の安全限界変形時の塑性率が 6 を超えるなど極端に大きくないこと、安全限界変形時に耐力要素はもちろん、耐力要素以外の部材・接合部の破断等に伴う耐力低下が生じないことを確認することが必要である。また、塑性ヒンジを生じる部材に安全限界時の 1.5 倍の層間変位において限界変形角を超えないことを確認することとされている。木造の耐力壁がこの塑性ヒンジ部材に該当するならば（柱頭柱脚の先行破壊を生じるような場合はこれに該当すると考えられる）、耐力壁の限界変形角の 3 分の 2 に収まるように建物の安全限界変位を設定しなければならない。

#### ④ 減衰による加速度の低減率 $F_h$

減衰による加速度の低減率  $F_h$  は、平成 12 年告示第 1457 号第 9 第 1 項の式によるが、その  $h$  の計算は、同第 9 第 2 項第 1 号のイの方法、又は同第 9 第 2 項第 2 号の方法によることができる。この場合、部材の構造形式に応じた減衰を表す係数  $\gamma_1$  は、変形が進むと接合部に空隙を生じる木質構造の特徴から  $\gamma_1 = 0.2$  が妥当であると言われている。

# 第7章 基礎の設計

## 7. 1 基本方針

### 7. 1. 1 地盤の調査

- 1 敷地とその周辺も含め地盤の構成及び各地層の性状を地盤調査によつて的確に把握し、基礎の設計を行う。
- 2 地盤調査の方法は、平成13年告示第1113号第1による。

(解説)

基礎の設計を行うためには、適切な地盤調査の結果が必要不可欠である。地盤の種類や性状の概略を把握し、これらの結果を基に建築物の規模や構造に見合った基礎の形式を想定し、検討に必要な地盤条件を詳細に調べることができる調査計画を立て、調査を適切に行う。そのためには、調査の段階を事前調査と本調査に分けて考察する意識を持つことが必要である。

事前調査…建物の条件（構造・規模・地下室の有無）に応じた基礎の形式を想定し、調査の深度・調査資料の種類などの計画を立てるために行う

- ・近隣を含めた既往の地盤調査資料の収集
- ・地形による地盤概況の判断
- ・付近の建築物の基礎に関する調査
- ・敷地内の大略の地盤構成、各層の土質の硬軟の推定
- ・地下水位の把握等

本調査…地形区分（山地、丘陵地、台地、低地等）及び地質タイプ（土質と地層の硬軟及びこれらによる地質の構成状況）の相互関係を基に総合的に判断したうえで調査方法等を決定し、基礎の設計に必要な敷地内の地盤構成と、基礎の支持力、沈下等を知るために行う

- ・調査箇所数、地点、間隔、深度の決定
- ・土質試験、原位置試験の有無・種類の決定
- ・敷地内の地盤構成の把握
- ・許容支持力、沈下性状等の把握等

建築物の建設に伴って、建築物の基礎の形式や規模や形状に応じた付加応力が、地盤内に発生する。この時の基礎の沈下には、地盤内の各点における増加応力によって発生する弾性沈下と圧密沈下がある。圧密沈下については、中高層の建物、鉄筋コンクリート造建築物など重量が大きな建物の場合、隣接基礎の相乗作用により垂直応力が増大する可能性もあるので、一般的に建物幅（短辺）の2倍程度以上の深さまでの調査をして、土の性状を確かめる必要がある。この場合の深さは、直接基礎のときは基礎底面、杭基礎のときは杭先端からとする。ただし、下方に砂、砂利、岩盤等均一で硬い層が資料などで確認される場合には、適宜その深さを少なくしてもよい。また、盛土地盤では、建物の荷重ではなく、盛土荷重による圧密沈下が長く続く場合があるので、盛土が行われた時期などに注意して基礎設計を行わなければならない。

また、杭基礎の場合には、地盤への応力の伝達の範囲内に、予定外の杭の支持力低下あるいは沈下を生じさせる地層が存在しないことを確認するため、あるいはその性状を考慮した支持力、沈下の設計を行うために、杭の設計に際して必要な地盤調査の深さを下記のように定めるが、地盤調査深さは余裕のある深さとすることが肝要である。

ここで、周面摩擦力あるいは先端支持力が卓越する場合とは、それぞれ杭の設計支持力の2/3以上が、杭周面あるいは杭先端部分で負担されている場合とする。

1. 原則として、敷地内において実施した地盤調査（ボーリングなど）の結果から敷地での地盤の成層状態を確認する。

2. 周面摩擦力が卓越する場合

杭先端から、杭長の $1/3$ 以上深い位置までの地層を確認する。但し、この間に砂質地盤でN値が30を超える地層あるいは粘性土地盤でN値が20を越える地層が杭直径の3倍以上続く場合には、この深さまでとしてよい。

3. 先端支持力が卓越する場合

杭先端（根固めがある場合には、根固め底）から、少なくとも杭径（根固めがある場合には根固め直径）の5倍以上と10mの短いほうよりも深い位置までの地層を確認する。

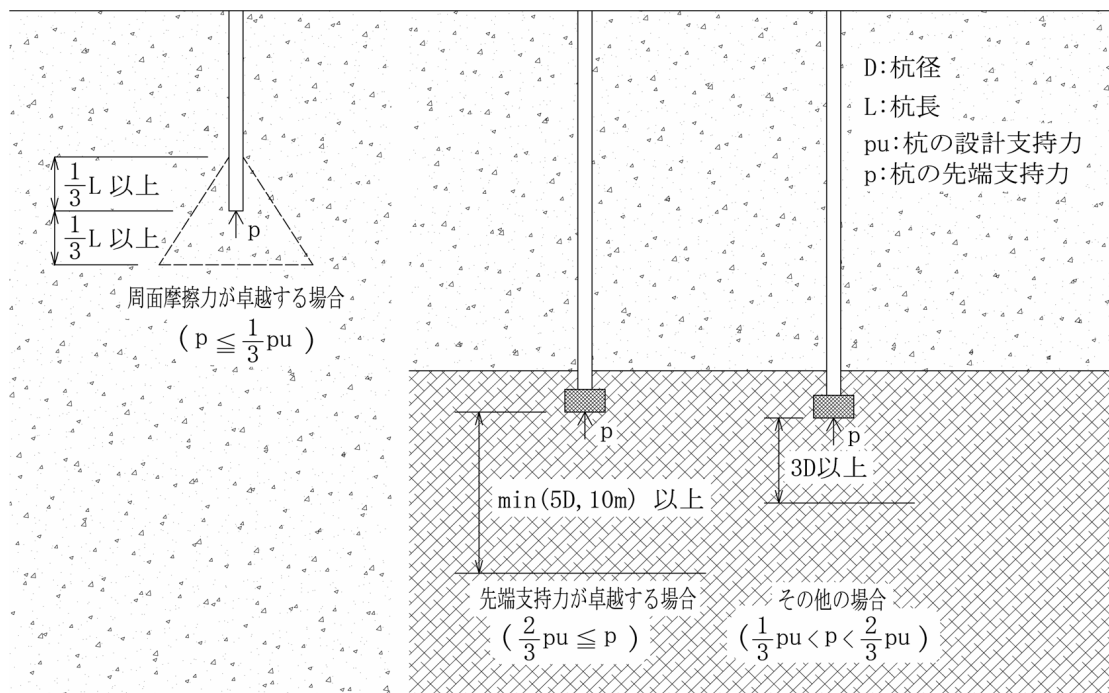
4. 上記以外の場合

杭先端（根固めがある場合には、根固め底）から、杭径（根固めがある場合には根固め直径）の3倍以上深い位置までの地層を確認する。

以上 図7. 1-1 参照。

但し、各地域において、十分に信頼性のある地盤図、地質図、近隣データを組み合わせるなどして、当該敷地の成層状態を明らかにすることが可能である場合には、これらのデータによってもよいが、設計に必要なN値などの地盤定数を得るための地盤調査は、一カ所以上で行うことが必要である。

地盤に関する情報は、基礎形式が定まらない時点において、必要な深さを決定することは困難な場合もあるが、設計に伴う事前調査である程度の精度で情報を整理していることが大切であり、本設計や建築確認の段階で、必要な地盤情報が得られていない状態が生じないように余裕のある調査深度などに留意する。



地盤調査の方法としては、地形、建築物の形状に応じた20~50m程度の適当な間隔で、試料採集と標準貫入試験を兼ねた調査を行う。なお、土質試験としては、必要に応じて簡易粒度試験（「土の標準網ふるい74  $\mu$  m通過質量試験方法による粒度試験」）、一軸圧縮試験、圧密試験等を行う。具体的な地盤調査計画及び実施にあたっては、以下の文献を参考にするとよい。

〈文献〉

「建築基礎構造設計指針」（日本建築学会、以下「学会基礎指針」という）

「建築基礎設計のための地盤調査計画指針」（日本建築学会）



## 7. 1. 2 異種の基礎

同一建築物には、原則として異なる構造方法による基礎を併用してはならない。

(解 説)

基礎構造は、鉛直荷重あるいは水平荷重に対し、静的にも動的にも地盤との相互作用の影響が無視できない場合があるので、種類の異なる基礎を同一の建築物で併用することは、基礎の変形量による差が上部構造に障害を起しやすく、また、上部構造と基礎構造の境界部分で大きな被害を生じる傾向があるため、令第38条第2項の規定により原則として禁止されている。

異種基礎の内容として、学会基礎指針（2001年版）や技術基準解説書などに以下のような事例が示されている。

- ① 直接基礎と杭基礎
- ② 基礎スラブの形式が異なる基礎
- ③ 杭基礎で支持形式又は施工法の異なる場合、支持層の傾斜などによって杭長が異なる場合、部分的に杭径が異なる場合、支持層が異なる場合
- ④ 直接基礎で盛土と切土にまたがる場合、盛土厚さが異なる場合

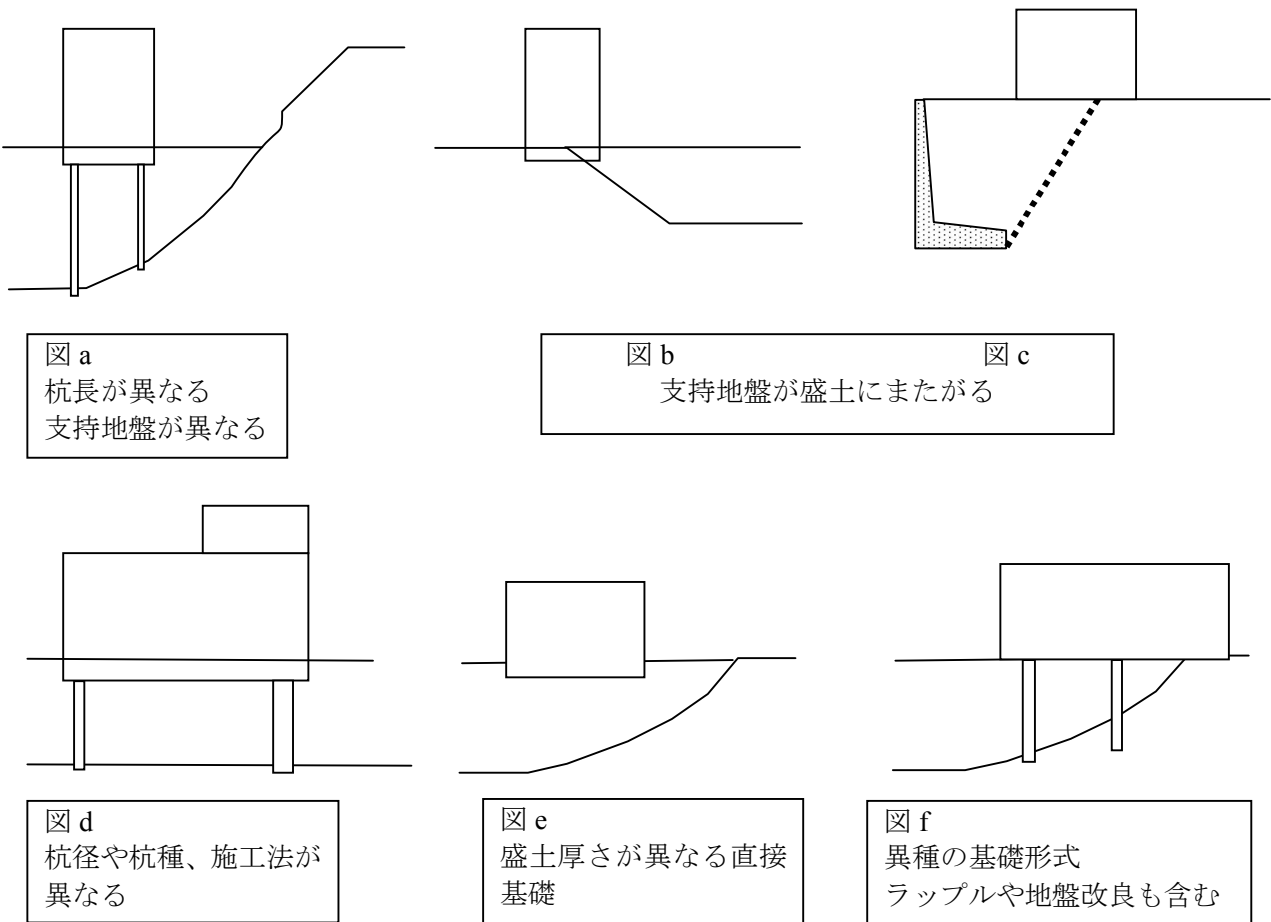


図 7. 1-2 併用基礎の例

支持杭と摩擦杭を併用した場合のように支持層が異なるときは、特に建築物に重大な障害を生じさせる原因となるので避けなければならない。ただ、支持層は同一であってもこれが極端に傾斜している(図 a)とか、

あるいは部分的に基礎底面の深さが著しく異なるなどのため、直接基礎と杭基礎を併用するような場合(図 f)、あるいは建築物の重量分布が非常に異なるため、極端に径の異なる杭基礎を採用しなければならない場合(図 d)、沖積谷などの軟弱地盤や丘陵地など支持層の深さが異なる場合(図 e)などは、基礎の変形が無視できないと考えられる。また、戸建て住宅などでは、宅地造成された土地に切土と盛土部分が存在する(図 b)ことが多く、同じ直接基礎であっても、部分的に地盤の沈下性状が異なることが原因で生じる不同沈下によって不具合を発生させることも散見される。丘陵地の造成地などの擁壁に近い位置の基礎など(図 c)では注意が必要であり、このような場合も異種基礎の範疇と考え、同様な対処が必要である。一般的に異種基礎を採用することは望ましいことではないが、現実にはどうしても避けられない場合もある。このような場合には、令第 38 条第 4 項に基づく平成 12 年告示第 1347 号に従い構造計算を行わなければならない。構造計算をするにあたっては、以下のような内容を検討する必要がある。

- ① 载荷試験等の十分な調査により、沈下量又は変形量の差が有害なものとなるおそれがないこと
- ② 異種基礎間境界部の上部構造(基礎ばりを含む)の補強
- ③ エキスパンションジョイントを設けるなどの措置
- ④ 地盤改良や小径杭(鋼管や RC 杭)

戸建て住宅等では、異種基礎に伴う構造計算を実施することは、技術的な困難を伴うことも多いので、不同沈下の問題が生じないように、柱状改良や基礎下部盛土部分の十分な地盤改良を行うなどして、構造計算に変えることも可能である。

また、柱状改良と同様な形式で、ラップルコンクリートによる補強(置換)が従来から行われてきており、これまで明確な取り扱い方針が定められていないが、ブロック形式の柱状改良の設計法(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)に準拠して安全性を検討する。

また、学会基礎指針(2001 年版)には、直接基礎で支持力を確保した上で、沈下性状などの設計上の性能を改善する目的で杭を併用する「パイルド・ラフト基礎」が紹介されている。この場合には、使用条件がこの範囲であれば、異種基礎とはみなさない。ただし、この基礎形式に対応した検討は、学会基礎指針によらなければならない。

### 7. 1. 3 偏心基礎

- 1 基礎ばりは、柱に比して充分余裕のある剛性を有する断面とする。
- 2 基礎の偏心による曲げモーメントは、すべて基礎ばりが負担するものとし、基礎と基礎ばりが一体となるような構造とする。

(解説)

- 1 鉄筋コンクリート造では通常、柱に対して数倍の剛比を持つ断面を設定するが、鉄骨造についても柱の材種、断面性能を配慮の上、余裕のある剛性を有する断面の選定が必要である。
- 2 偏心による曲げモーメントは、その柱の軸方向力に偏心距離を掛けたものとし、それにより発生する曲げモーメントは、基礎ばりに負担させる。その曲げモーメントは、上部構造体への影響をも発生するので、特に、直上部の柱脚は、余裕ある断面算定を行うことが望ましい。

また、偏心基礎フーチングの底面積算定については、基礎ばりに生ずるせん断力の影響で、接地圧が増加するため、最大接地圧を割増しするものとする。

偏心モーメント ( $M_e$ ) は、(7. 1-1) 式により計算し、偏心基礎のフーチング底面の最大接地圧 ( $\sigma_{max}$ ) の検討は、(7. 1-2) 式による。

$$M_e = N_1 \times e \quad (7.1-1) \text{式}$$

$$\sigma_{\max} = (R + N_f) / (L_a \times L_b) \leq f_e \quad (7.1-2) \text{式}$$

ここで、 $R = N_1 \cdot L / (L - e)$

$N_1, N_2$  : 柱の軸方向力

$e$  : 偏心距離  $e = (L_a - A) / 2$

$L_a, L_b$  : 基礎底面の幅

$A$  : 柱脚の幅

$N_f$  : 基礎自重

$L$  : 鉛直荷重加力支点間距離

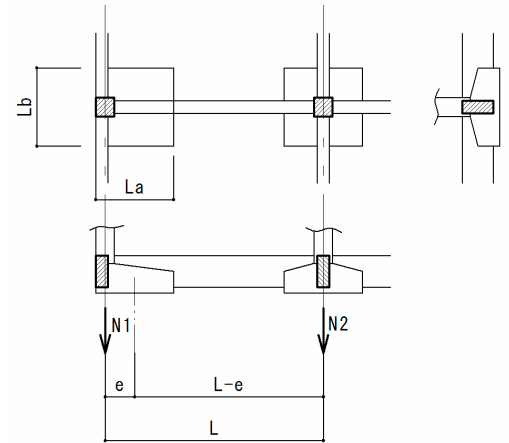


図 7. 1 - 3

#### 7. 1. 4 基礎まわりの補強

基礎と基礎ばりの接合部分は、特に検討しない場合に限り、一体となるように補強するのが望ましい。

(解 説)

地震動等の外力による変形や移動に対して基礎と基礎ばりが一体として、これに対処できるために図 7. 1 - 4 の例に示すような補強を必要とする。

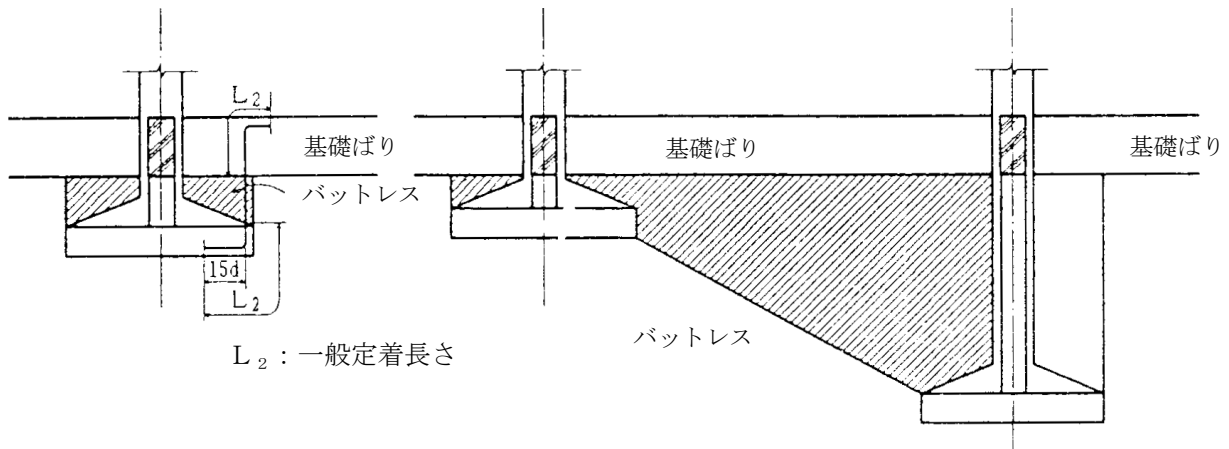


図 7. 1 - 4 バットレスによる補強の例

## 7. 1. 5 地盤の液状化

- 1 地下水位以深の砂質土層については、地震時における液状化の検討を行う。液状化発生の可能性、液状化の程度、液状化後の地盤変形・地盤物性などを、構造物の規模に応じて、適切な方法により評価する。
- 2 液状化の可能性が高い場合には、必要に応じて、地盤改良などの適切な対策を行う。そのクライテリアは、中地震時に構造物が傾斜しないこととする。

(解説)

- 1 液状化は、一般には、繰り返しせん断によって生じる地盤中の過剰間隙水圧が、土粒子の初期有効拘束圧と等しくなり、有効拘束圧がゼロとなる（せん断強さが失われる）現象と定義されており、
  - ① 飽和地盤の細粒分（粒径 0.074mm 以下の土粒子）含有率が低いほど、
  - ② 飽和地盤の N 値が小さいほど、
  - ③ 地下水位が浅いほど、
  - ④ 地震入力が大きいくほど、液状化が起りやすいとされている。

液状化の検討は、次の 3 条件のいずれかに該当する飽和土層について行う。

- 1) 一般に、地表面から 20m 程度以浅の沖積層で、細粒分含有率が 35%以下の土
- 2) （細粒分含有率が 35%以上であっても、）粘土分（0.005mm 以下の粒径を持つ土粒子）含有率が 10%以下、または塑性指数が 15%以下の埋立あるいは盛土地盤
- 3) 細粒分を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫

液状化の検討方法として、建築基礎構造設計指針（日本建築学会、2001）4.5 節に示されている方法を推奨する（付 5.1 参照）。即ち、先ず、液状化発生の可能性を評価し、次に、液状化の可能性が高いと判断された場合、液状化の程度や液状化後の地盤変形・地盤物性などを評価する。その際、地表での水平最大加速度の値は、損傷限界検討用（中地震時） $200\text{cm/s}^2$ 、安全限界検討用（大地震時） $350\text{cm/s}^2$ とする。なお、これらの検討には、少なくとも、N 値、細粒分含有率、地下水位のデータが必要で、標準貫入試験（自動落下法またはトンビ法）、粒度試験、地下水位調査を必ず実施する。

ただし、4号建築物については、対象地盤の液状化の検討方法として、小規模建築物基礎設計指針（日本建築学会、2008）5.6 節に示されている方法を用いてよい（付 5.2 参照）。即ち、地表面から深さ 5m 程度までの地盤について、先ず、微地形区分の情報に基づいて、液状化発生の可能性を大まかに判断し、次に、土質区分と地下水位のデータに基づいて、液状化により発生する地表変状の程度を推定してよい。この方法では、地表での水平最大加速度の値は、 $200\text{cm/s}^2$ （中地震時）程度を想定している。なお、検討に必要な微地形区分の情報は、縮尺 1/25,000～1/10,000 の微地形分類図や敷地の履歴・造成などに関する資料から得ることができる。また、土質区分と地下水位のデータは、スウェーデン式サウンディング（SWS）試験を利用して、乱した土試料の採取や貫入孔での水位測定を行うなど、簡便な地盤調査により求めることができる。

- 2 液状化対策の基本的な考え方は、
  - a) 液状化の発生そのものを防止する方法、
  - b) 液状化の発生は許すが、構造物に被害が生じないよう基礎や地盤を補強・改良する方法、
  - c) 液状化や基礎の損傷を積極的に利用する方法、  
に大別される。

a) には、地盤の液状化抵抗の増加や不飽和化・排水による方法があり、具体的な工法として、締め固め、固化剤混入・薬液注入、地下水位低下・空気注入、グラベルドレンなどの実績がある。ただし、固化剤や薬液を使用する場合、土壌汚染への配慮が必要とされる。また、排水やドレンによる工法では、即時沈下の可能性や最大水圧に留意する必要がある。

b) には、杭基礎、べた基礎（低層建物の場合）などの方法がある。杭基礎の地震時挙動は、上部構造からの慣性力の影響に加えて、地盤変形の影響を強く受ける場合があるため、両者を十分に考慮した設計が必要とされる。べた基礎の場合、RC造で1枚のスラブとし、さらに、不同沈下を生じないように、地盤改良と併用することが有効である。なお、4号建築物の場合、地表面から深さ5m程度までの地盤を考えればよく、べた基礎の方法のほか、小径鋼管杭の基礎下ジャッキ圧入（アンダーピーニング）を地盤改良として用いる方法や、建物外周の地盤に矢板を打ち込んで連続地中壁とし、地盤変形を抑制する方法も有効である。

c) には、液状化免震や摩擦杭などの方法がある。液状化免震は、液状化層が深い場合、その改良深度を表層の適当な深さまでに制限することで、未改良層の液状化を免震装置の一種として利用する考え方である。摩擦杭は、現在のところ、液状化対策工としての実績は少ないが、技術的には将来有望な方法の一つと考えられる。ただし、液状化による摩擦力の低下・消失の可能性など、7.3.2の規定に関する検討が必要であり、使用には未だ十分な留意が必要である。

#### 〈文献〉

- 1) 建築基礎構造設計指針：(社)日本建築学会，2001.
- 2) 小規模建築物基礎設計指針：(社)日本建築学会，2008.
- 3) 二木幹夫：液状化の検討例，特集 新基準法に基づく基礎設計の検討例，建築技術，2002年3月号，pp. 153-157，2002.
- 4) 吉見吉昭，福武毅芳：地盤液状化の物理と評価・対策技術，技報堂出版，2005.
- 5) 吉見吉昭：砂地盤の液状化（第二版），技報堂出版，1991.
- 6) 安田進：液状化の調査から対策工まで，鹿島出版会，1988.

### 7. 1. 6 地盤改良

- 1 地盤の状況に応じて地盤改良などの適切な対策を行うことができる。
- 2 改良された地盤の許容応力度は、平成13年告示第1113号第2、第3、第4により算定する。

#### (解説)

- 1 平成13年告示第1113号第3には、セメント系固化材を使用した地盤改良工法が規定されている。
  - ・深層混合処理工法
  - ・浅層混合処理工法

上記の地盤改良法について、具体的には、建築センター発行の「建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—」（以下建築センター地盤改良指針）を参照する。

旧38条による大臣認定を受けていた工法については、その後の建築センター地盤改良指針とは、基本的に考え方が異なっているので、原則、建築センター地盤改良指針によることとする。特に、設計基準強度の設定の仕方（最弱層を対象とした配合設計の考え方、施工方法によってばらつきを考慮する設計基準強度の設定など）、施工管理、品質管理、品質検査の考え方などが新たに規定されており、注意が必要である。特

に、柱状改良地盤の場合には、有機質土などの存在に注意し、その部分の改良体が未固結にならないように、地層の確認、セメント配合量、施工後の強度発現など品質管理に十分注意が必要である。また、短期荷重や場合によっては、終局状態について上部構造の設計条件に合わせて検討することが必要な場合にも、この指針の適用が可能である。

擁壁の基礎地盤に支持力不足等が生じる場合には、本来は、宅地造成の段階で処理が行われていることが望ましいが、実情は必ずしもそのような状況ではない。このような場合には、基本的に地盤改良による支持力増強、沈下の抑制を考慮し、杭基礎の使用は、以下の理由により避けるべきである。

- 1) 宅造法による滑動抵抗として、杭基礎の横抵抗支持力を使用することの問題（定義されていない）。
  - 2) 軟弱地盤での横方向地盤反力係数が十分でない場合には、杭の変形による影響が、宅地地盤上の住宅に及ぶ可能性がある。
  - 3) 地震時での地盤－擁壁－建築物間の相互作用が非常に複雑である。
  - 4) 軟弱地盤上の造成地盤では、擁壁背後の盛土造成の形状などによっては、地盤変位により作用する土圧として、主働土圧よりも大きな土圧が作用する場合があります、杭基礎の破壊につながりかねない。
  - 5) 常時水平荷重が作用することによる杭基礎の水平変位や地盤のクリープの問題が明確になっていない。
- 2 改良後の地盤については、原則として、試料採取による改良地盤の設計基準強度の確認を行わなければならない。この時の確認は、JNLA(工業標準化法試験事業者登録制度)の認証機関や公的な第3者機関による試験によることを原則とする。また、設計基準強度の確認は、日本建築センター地盤改良指針に準拠して、改良の規模などを考慮して適切な数量を行い、合格判定値以上であることを確認すること。(建築センター地盤改良指針 6.2 検査方法)

例 深層地盤改良の場合

$$X_N \geq X_L$$

$X_N$  : 採取箇所全体の平均値

$X_L$  : 合格判定値で、 $X_L = F_c + k_a \cdot \sigma_d$

$k_a$  : 合格判定係数 (表 7. 1-1)

$\sigma_d$  : 設計で想定した改良体設計基準強度の標準偏差

$$X_N = \sum X_i / N$$

$X_i$  : 抜き取り箇所ごとの一軸圧縮強さで、三個の供試体の一軸圧縮強さの平均値

$N$  : 抜き取り箇所数

表 7. 1-1 抜き取り箇所数と合格判定係数  $k_a$

抜き取り箇所数 N	1	2	3	4 ~ 6	7 ~ 8	9 ~
合格判定係数 $k_a$	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3

## 7. 2 直接基礎の設計

### 7. 2. 1 地盤の許容応力度

- 1 地盤の許容応力度は、7. 1. 1の調査結果に基づき平成13年告示第1113号第2により算定する。
- 2 令第93条ただし書の表の数値の採用は、慎重に行う。

(解説)

地盤の許容応力度を求めるために、平成13年告示第1113号第2には、次の(1)～(3)の3種類の算定方法が規定されている。

(1) 地質調査に基づき地盤の許容応力度を算定する方法 (平成13年告示第1113号第2 (1) 式)

$$q_a = 1/3 (i_c \alpha C_{Nc} + i_r \beta \gamma_1 B N_r + i_q \gamma_2 D_f N_q) \quad (\text{長期}) \quad (7. 2-1) \text{式}$$

$$q_a = 2/3 (i_c \alpha C_{Nc} + i_r \beta \gamma_1 B N_r + i_q \gamma_2 D_f N_q) \quad (\text{短期}) \quad (7. 2-2) \text{式}$$

上記の2式のカッコ内は、以下のような意味を持っている。

$$i_c = i_q = (1 - \theta / 90)^2, \quad i_r = (1 - \theta / \phi)^2 \quad \theta \leq \phi$$

第1項  $i_c \alpha C_{Nc}$  …粘土の性質

第2項  $i_r \beta \gamma_1 B N_r$  …砂の性状

第3項  $i_q \gamma_2 D_f N_q$  …基礎の根入れによる押え効果

本来、土質試験・原位置試験による粘着力Cと、内部摩擦角 $\phi$ から $N_c$ 、 $N_r$ 、 $N_q$ を求め、(7. 2-1)式及び(7. 2-2)式により許容応力度を算定すべきである。

しかしながら、十分な調査が行えず、やむを得ず簡便法により算定せざるを得ない場合もあろう。その際には粘性土・砂質土のいずれの性質が顕著な地盤であるかを設計者が判断し、粘性土の場合は①、砂質土の場合は②によることとなる。

① 砂質地盤としての性状を無視して第2項を0とし、第1項を粘着力Cと内部摩擦角 $\phi = 0$ とした $N_c$ で計算する。この場合、粘土の粘着力Cは、一軸圧縮試験を行い、求められた一軸圧縮強度 $q_u$ から(7. 2-3)式を用いて推定してよい。

$$C = q_u / 2 \quad (7. 2-3) \text{式}$$

② 第1項の粘性土地盤としての性状を無視し、第2項以降で計算する。内部摩擦角は、標準貫入試験によるN値から推定するケースが多く、種々提案されている式のうち当面は(7. 2-4)式によるものとする。

$$\phi = (15N)^{1/2} + 15^\circ \quad (7. 2-4) \text{式}$$

(2) 载荷試験に基づき地盤の許容応力度を算定する方法 (平成13年告示第1113号第2 (2) 式)

$$q_a = q_t + 1/3 (N' \gamma_2 D_f) \quad (\text{長期}) \quad (7. 2-5) \text{式}$$

$$q_a = 2q_t + 1/3 (N' \gamma_2 D_f) \quad (\text{短期}) \quad (7. 2-6) \text{式}$$

ただし、 $q_t$ ：以下の①、②のうち小さい数値

① 平板载荷試験による降伏荷重の1/2

② 平板载荷試験による極限荷重の1/3

(3) スウェーデン式サウンディングに基づき地盤の許容応力度を算定する方法

(平成13年告示第1113号第2 (2) 式)

$$q_a = 30 + 0.6 \sqrt{N_{sw}} \quad (\text{長期}) \quad (7. 2-7) \text{式}$$

$$q_a = 60 + 1.2\bar{N}_{sw} \quad (\text{短期}) \quad (7.2-8) \text{ 式}$$

ただし、許容支持力を求めるための $\bar{N}_{sw}$ は、基礎の底部から2 m以内の範囲の同試験の平均値であり、また、その上限が150と定められているなど、この調査法は、あくまでも戸建住宅等のための小さな基礎を対象とした簡易な基礎調査方法であるため、適用限界などに留意する必要がある。また、試験法自身も、ロッド摩擦あるいはロッド自重の付加など、調査深度が深くなると試験条件が変化しやすいので一般的な調査深度の限界値とされている10 m程度以内で行うことが大切である。試験範囲内に、極端に軟弱な地層が存在する場合などでは別に詳細な検討を要するケースもある。同告示には、上部構造に有害な変形や沈下による影響がないよう、別途詳細な検討を要するケースとして以下のとおり規定されている。

- ・地震時に液状化する恐れのある地盤
- ・基礎の底部から下方2 m以内の距離にある地盤にスウェーデン式サウンディングの荷重が1 kN以下で自沈する層が存在する場合
- ・基礎の底部から下方2 mを超え5 m以内の距離にある地盤にスウェーデン式サウンディングの荷重が500 N以下で自沈する層が存在する場合

この試験法では、地盤が軟弱な場合に、回転を伴わない荷重のみによる自沈現象が生じることがある。自沈を起こす最も小さい限界の荷重が1 kNであれば、この時の $N_{sw}$ を0として、告示式を適用することは可能である。しかし、この試験では、この時の荷重を最も小さな荷重(250 N)に戻して、順次、自沈を起こす荷重を増加させていき、限界の荷重を試験法に従って調査しなければならないが、告示式には、1 kN未満での自沈現象の扱い方が示されていないので、注意が必要である。ここでは、4号建築物については、1 kN未満での自沈現象が生じたときには、測定する各層で許容応力度の値を求めるが、この区間の平均値を求めるときに自沈層の値を0として(カウントせずに)、区間の平均値を求めるものとする。

表7.2-1 スウェーデン式サウンディング結果から長期許容応力度を求める計算例

基礎底からの貫入深さ	0～25cm	～50cm	～75cm	～100cm	～125cm	～150cm	～175cm	～200cm
荷重 $W_{sw}$	1kN	1kN	1kN	0.5kN	0.5kN	1kN	1kN	1kN
半回転数 $N_{sw}$	4	12	0	0	0	4	8	12
(長期許容応力度 $q_a$ )	(32.4)	(37.2)	(30)	(0)	(0)	(32.4)	(34.8)	(37.2)
備考			自沈層	自沈層	自沈層			

- ・平均  $N_{sw}$  から求めた場合  

$$\text{平均 } N_{sw} = (4+12+0+0+0+4+8+12) / 8 = 5.0 \rightarrow q_a = 33.0 \text{ 過大評価}$$
- ・各層の平均  $q_a$  から求めた場合 (この方法による)  

$$\text{平均 } q_a = (32.4+37.2+30+0+0+32.4+34.8+37.2) / 8 = 25.5$$

なお、以下の事項についても留意して地盤の許容応力度を計算する。

- 1) 次のA～Cの場合には、許容応力度計算式の押え効果の項 ( $D_f$ を含む項) は、状況に応じて無視するか低減する。
  - A. 隣地境界に接近している場合
  - B. 隣接して建設の可能性があり、その基礎の詳細が不明確な場合
  - C. 基礎底面より上方の地盤が液状化する恐れのある場合
- 2) 基礎底面からその幅の2倍程度の深さまでの地盤が一様でない場合には、一様な地盤の場合とは支持力が異なってくるので、その影響を考慮する必要がある。



- 3) 平板載荷試験を行う場合は、載荷面より載荷幅の 1.5～2 倍の範囲内における地盤の支持力特性しか調査できないので、基礎底面以深の地層が一様であることを確認する等、成層状態に注意する必要がある。

### 7. 3 杭基礎の設計

#### 7. 3. 1 杭の許容支持力

- 1 杭基礎の支持力は、平成 13 年告示 1113 号によるほか、運用上の観点を記した技術基準解説書による。  
また、平成 13 年告示 1113 号第 6 に示された載荷試験により許容支持力を定める場合には、(財) 日本建築センター、(財) ベタリービングなどの基礎審査委員会等の公正、かつ、技術的に信頼できる第 3 者が評価等を行った場合については、その内容によることのできるものとする。
- 2 杭先端の N 値の取り方については、原則、基礎杭の直径を  $d$  とした場合に、基礎杭の先端の下部  $1d$  から上部  $4d$  までの範囲の地盤の N 値を基本とするが、過去の試験実績や第 3 者機関による技術評価により、この基準によることが適当でない場合には、実情に則して他の範囲の平均値であってもよい。先端支持層の厚さ、根入れ深さなどについては、評価などを受けた工法の場合には、それらの評価内容に従ってよいが、一般的には、下記の基準による。
- 1) 基礎杭の先端下部の N 値が、杭先端から杭径  $d$  (根固めがある場合には、根固め径) の 5 倍以上の範囲について、基礎杭の先端下部  $1d$  部分の平均 N 値 (支持層 N 値) と同等以上の値であること。
  - 2) 基礎杭の先端下部の N 値が、杭径  $d$  (根固めがある場合には、根固め径) の 3 倍以内の範囲について基礎杭の先端下部  $1d$  部分の平均 N 値と同等以上であり、かつ 3 倍より下の地盤の N 値が基礎杭の先端下部の N 値の 60% 以上の砂質土、礫質土であること
  - 3) 上記 2) の砂質土、礫質土以外の場合には、この部分以深の地層について上部構造に有害な沈下による障害が生じないことを確かめること。

#### 7. 3. 2 摩擦杭

- 周辺摩擦力が卓越する杭では、以下の点について留意が必要である。
- 1) 支持力の検討ばかりではなく、杭周辺地盤及び杭先端下部地盤での沈下の検討を行うこと。
  - 2) 短期の支持力について、液状化による摩擦力の低下や消失、超軟弱地盤での粘性土地盤の摩擦力の低減に留意すること。
  - 3) 評価等を受けた杭についても、上記観点から短期での摩擦力に関する検討に注意すること。

#### (解 説)

杭基礎の支持力は、杭の周辺摩擦力と先端支持力 (先端面支持力及び先端周辺摩擦力で支持される支持力の和) に分けられる。一般的に周辺摩擦力が卓越する杭を摩擦杭と呼ぶことが多いが、建築基準法では、先端支持杭と摩擦杭を区別することは行われていない。杭の設計については、技術解説書などの既存の資料を参考に設計を行えばよい。

### 7. 3. 3 水平力に対する検討

- 1 法第6条第1項第2号又は第3号に掲げる建築物に用いる杭については、水平力に対する検討を行うものとする。
- 2 水平力を受ける杭については、杭材に生じる応力度が杭材の短期許容応力度を超えないことを確かめなければならない。杭材の短期許容応力度は、平成13年告示第1113号第8号による。
- 3 水平力としては、2. 5の規定により算定した上部構造物の最下階における地震層せん断力に基礎部分に作用する水平力を加えるなど、状況に応じて適切な外力を採用する。
- 4 杭材の応力の検討に当たっては、杭頭条件は、原則として固定とする。なお、杭を支持するフーチング、基礎ばりに杭頭固定の応力が働くので、基礎、基礎ばり等の断面算定時に考慮する必要がある。
- 5 高さ31mを超える建物及び杭の破壊により転倒の危険性がある建物で杭基礎を用いる場合は、杭の2次設計（保有水平耐力の検討）を行う。

#### (解 説)

##### 1 法第6条第1項

第2号：木造の建築物で3以上の階数を有し、又は述べ面積が500平方メートル、  
高さが13メートル若しくは軒の高さが9メートルを超えるもの

第3号：木造以外の建築物で2以上の階数を有し、又は、述べ面積が200平方メートルを超えるもの  
ただし、建築物の構造、形態等及び地盤の状況を適切に考慮した特別の設計計算、又は実験等によって、構造上安全であることが確かめられた場合には、本取扱いによる外力及び設計計算によらなくてもよい。  
しかし、建築物の平面及び立面形状、建物の重要性、増築予定があるものなどによっては、適用範囲外であつても検討をすることが望ましい。

##### 3 杭の1次及び2次設計で採用する水平力（上部構造物の最下階における地震層せん断力）は、原則として、2. 5の規定による静岡県地震地域係数（ $Z_s$ ）及び用途係数（ $I$ ）を考慮する。さらに、基礎部分に作用する水平力を加えるなど、状況に応じて適切な外力を採用することとしている。（ただし、鉄筋コンクリート造ルート②-3は $C_0 \geq 0.2$ として算定してよい。）

基礎部分に作用する水平力は、基礎部分（上部構造の地震力の算定の際に除かれた位置より下にある柱・壁・床・基礎ばり等）の重量及び積載荷重の和並びに上載する土等の重量の和の合計に水平震度 $k$ を乗じた値とするが、これも同様に2. 5の規定により静岡県地震地域係数 $Z_s$ 及び用途係数 $I$ を考慮する。

##### 4 杭材の応力の検討に当たっては、次の点に留意して設計する。

###### (1) 荷重分担率について

杭長が同じで杭径が異なる場合や支持層が傾斜し杭長が異なる場合は、各杭の水平荷重分担率を求めて設計する。

###### (2) 水平抵抗の解析法について

原則として、水平力を受ける杭の設計は、弾性支承ばりとしての解析を行う。

###### (3) 短杭について

$\beta \times L < 3.0$ の場合は、杭の剛性と支持地盤の強さの関係、杭先端の貫入深さなどを十分考慮して杭先端条件を設定し、別途短杭の算定方法（「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」に関する質問と回答；ビルディングレター1985. 4）等によって検討する。

###### (4) 杭頭の突出について

地盤沈下地帯にあつて、将来、杭頭部が地上部に突出するおそれがある場合は、その影響を考慮して杭頭変位、杭頭曲げモーメント等を算定する。この場合、学会基礎指針の6. 6節等により杭の変位、応力を算出する。同様に、地盤が液状化する可能性のある地層では、その影響等に十分に留意して設計

する。

(5) 外周の柱直下及び耐震壁の側柱直下の杭は、地震時の軸力変動が大きく、また、隅角部の柱の下杭は、1方向のみならず2方向の曲げせん断や軸力変動を受けやすいので、このような杭では、特に十分な配慮をして設計する。

## 5 杭の2次設計

### (1) 杭の2次設計が必要な建物

高さ31mを超える建物では、杭の破壊が先行するのは危険なので保有水平耐力の検討を行う。高さ31m以下の建物でも、杭の破壊により転倒の危険性がある建物、例えば塔状比が4を超える建物（塔状建物）や軟弱な地盤に建設する建物等では、杭の保有水平耐力の検討を行うことが望ましい。

### (2) 保有水平耐力算定法

杭の2次設計では、杭頭の固定条件（一般には回転拘束および回転自由の両方）を考慮して、杭頭に水平力・曲げモーメント・軸力を載荷することにより保有水平耐力又は応力を算定し、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ること、あるいは、杭の強度が必要保有水平耐力時に算定される応力を上回ることを確認する。ただし、2次設計で想定する大地震時には、とくに地盤が液状化する場合など、上部構造によって杭頭に作用する外力の影響よりも、地盤変形による影響が卓越する場合があるため、両者を適切に評価する必要がある。

杭の2次設計における保有水平耐力または応力の算定法は、地盤－基礎－建物系の非線形動的解析（FEM, Penzienモデルなど）によることが望ましいが、実用上は地盤が液状化する場合を含めて、応答変位法<sup>1), 2)</sup>によることを原則とする。即ち、杭・フーチング・地中梁などの部材および各種（水平・鉛直・回転など）地盤ばねによって構成された骨組みモデルに対し、上部構造からの外力（杭頭の水平力・曲げモーメント・軸力）と杭頭の回転拘束度および杭先端の状態（ピン、フリー）を境界条件として、地盤ばね先端に地盤変形（強制変位）を作用させ、弾性支承梁の曲げ理論に基づいて、各部材および地盤ばねの非線形性を適切に考慮した静的解析（等価線形化法に基づく収斂計算）を行う。この際、少なくとも震動中に①杭頭の水平力（あるいは上部構造の慣性力）が最大となる時刻および②地盤変形（地表の変位）が最大となる時刻の2つの場合を想定した検討を行い、危険側の評価となる場合を採用する。

部材の非線形性（とくに杭体の曲げモーメント－曲率関係）は、載荷試験結果に基づいて設定することが望ましいが、当面は適切な断面力解析（例えば文献3など）によって求めてよい。また、地盤バネ（とくに水平地盤反力係数）の非線形性は、原地盤での杭の水平載荷試験を行って求めることが望ましいが、実用上は道路橋示方書の方法<sup>4)</sup>によって求めることを原則とする。ただし、地盤が液状化する場合には、建築基礎構造設計指針<sup>5)</sup>など他の適切な方法によって求めてよい。解析モデルに与える外力（杭頭の水平力・曲げモーメント・軸力）および地盤の強制変位は、適切な地震応答解析（等価線形解析あるいは時刻歴非線形解析、液状化地盤では有効応力解析（例えば、文献6～9）によって求めることが望ましいが、鉄道構造物等設計標準<sup>2)</sup>など適切な簡便法によって設定してもよい。

### (3) 必要保有水平耐力

基礎構造の必要保有水平耐力は、上部構造の必要保有水平耐力以上の値とする。なおこの時、基礎杭の靱性による必要保有水平耐力の低減は行わないものとする。

また、上部構造の必要保有水平耐力時に、杭に作用する圧縮力、引張力及び水平力が、杭体の終局耐力を上回らないこと及び地盤の極限支持力、地盤の引抜き方向の極限支持力及び地盤の水平方向支持力を超えない事を確認する事。但し、地震時に杭が正負交番荷重を負担する場合、地盤の引抜き方向の極限支持力は、杭の引抜き変形量に留意し、適切な値を設定する事（引抜きについては、短期引抜き抵抗力以内に抑える事が望ましい）。

### (4) 円形断面の杭の耐力は、等価正方形断面に置換して柱と同様に算定してもよい。

- (5) 水平力によって杭頭に生じる曲げ応力は、基礎梁に伝達させる。伝達可能な配筋詳細にするとともに、基礎梁はこれらの付加応力を考慮しても降伏しないように設計する。

<文献>

- 1) 西村昭彦：地盤変位を考慮した構造物の設計，基礎工，pp. 48-56，1987.
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説，耐震設計：(財) 鉄道総合技術研究所，1999.
- 3) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能：(社) 日本建築学会，1990.
- 4) 道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編：(社) 日本道路協会，2002.
- 5) 建築基礎構造設計指針：(社) 日本建築学会，2001.
- 6) 地盤の動的解析－基礎理論から応用まで－：(社) 地盤工学会，地盤工学・基礎理論シリーズ2，2007.
- 7) 地盤・基礎構造物の耐震設計：(社) 地盤工学会，地盤工学・実務シリーズ13，2001.
- 8) 液状化地盤における基礎設計の考え方：(社) 日本建築学会構造委員会基礎構造運営委員会，建築基礎の設計施工に関する研究資料4，1998.
- 9) 動的解析の方法：(社) 土木学会，動的解析と耐震設計 第2巻，技報堂出版，1989
- 10) 地震力に対する建築物の基礎の設計指針 付・設計例題，日本建築センター，1984年

#### 7. 3. 4 場所打ちコンクリート杭の構造

- 1 杭の主筋はD22以上のものを使用し、本数は6本以上とし、帯筋と緊結させる。
- 2 主筋の断面積は、くい頭部分についてはくい断面の0.6%、その他の部分は0.4%以上とする。杭頭部分とは、上部6m又は全長の1/3程度とする。
- 3 杭の主筋のかぶり厚さは10cm以上とする。また、主筋相互のあきは10cm以上とする。
- 4 杭の帯筋はD13以上とし、間隔は30cm以下とする。ただし、杭頭部2.0m及び杭径の2倍以内は15cm以下とする。なお、杭のせん断設計を行う際には、設計用せん断力を適当に割増しておくことが望ましい。

(解 説)

このほか、場所打ちコンクリート杭の底部は支持層に到達させ、通常1m以上支持層に貫入させるものとする。また、底部を拡大掘削して先端支持面積を増大させる場合は、(財) 日本建築センター、(財) ベターリビング等の評定工法による。

### 7. 3. 5 負の摩擦力

杭長の範囲内の地盤に地盤沈下が生じている場合には、沈下によって杭周面に生ずる負の摩擦力を常時に作用する外力として扱い、建物による荷重に付加する。但し、地震時には考慮しなくてもよい。

(解説)

杭の周囲の地盤が沈下を起こすと、地盤と杭との間の相対変形に伴って、杭周に負の摩擦力が作用することがある。この大きさは杭周と地盤との間の摩擦特性に依存するが、杭の周面摩擦力が最大となる相対変位から考えると10～20mm程度で最大となるものと考えられる。また、どの深さの地盤が沈下するかによって負の摩擦力の総荷重が異なるので、沈下層の特定が大切である。一般的には、埋め立て地盤や特定中間層の地下水位低下に伴う上部層の沈下などが考えられるが、地盤調査の時点でその有無に注意を払う必要がある。

### 7. 3. 6 杭の施工

杭の施工においては、それぞれの杭工法において使用される施工管理指針に従って杭が施工されていることを確認することが大切である。一般的に杭の施工管理においては、以下の点に留意し、再度の建築確認などの手戻りが生じないように留意する。また、設計においても施工誤差を考慮した検討を行っておくこと。

- 1) 杭心ずれ
- 2) 杭の傾斜
- 3) 支持層の確認
- 4) 杭の高止まりや低く止まり
- 5) コンクリートなどの材料品質
- 6) 施工の安定性

(解説)

杭を施工する際には、できるだけ芯がずれないように心がける必要がある。芯がずれた場合には、偏心応力が発生するため基礎ばりの検討を行わなければならない。また、基礎スラブについても杭位置の変更による検討を行っておく必要がある。杭に傾斜が生じると、杭体への付加応力、水平抵抗の異方性などが生じ、その程度に応じて再度検討が必要な場合がある。傾斜の限界値としては、1/100を超えないように施工することが一般的である。

杭の中心間隔はできるだけ大きく、最低でも杭の径の2.5～3.5倍以上とすることが望ましい。なお、場所打ちコンクリート杭の場合は、杭頭部の径の2倍以上、かつ、杭頭部の径に1m加えた値以上としてもよい。

既製コンクリート杭の場合は、杭頭をそろえるため打設後に杭頭を切断することが一般的であるが、この際には、有害なひび割れが入らないよう十分注意する。また、プレストレストコンクリート杭や高強度プレストレストコンクリート杭では、杭頭を切断することにより有効プレストレスが減少し、杭の強度が低下するので杭頭を適切に補強しておく必要がある。

支持層の確認は、杭の性能を担保する上で最も重要な項目である。支持層は、地盤調査でも述べたように、先端支持力を担保するために必要な支持層の確認（掘削抵抗値など支持層を示す特性値、支持層厚さ、根入れ長など）を行わなければならない。支持層は傾斜していたり、部分的な不陸が存在することがあるので、安易に杭長を同じにするような施工には注意を要する。

場所打ち杭の施工は地盤条件に左右されやすいので、試験杭の施工に注意を払い、施工性を確認することが大切である。

その他、杭の施工については、杭一本当たりの施工時間のぶれ等が少ないなど、施工の安定性に注意する

ことも大切である。

最近では、高支持力杭を利用した一柱一基礎も見られるようになってきており、以前にも増して施工及び施工管理に注意しなければならない。特に、拡大根固め部分を有するセメントミルク杭などの出来型管理、施工品質の管理などに十分注意し、全杭に対する施工記録の確認などに留意する。

## 第8章 その他

### 8. 1 高層建築物の取扱い

高層建築物の取扱いは、静岡県の高層建築物の耐震計画フローによるものとする。

(解 説)

本取扱いでの高さとは、令第2条第1項第6号の規定で定める高さのほか工学的な判断による高さも考慮したものとする。ここでいう『工学的な判断』とは当該建築物の振動性状を適切にあらわす高さのことである。

#### (※1) 高さ31mを超え45m以下の建築物

- ・高層建築物構造設計チェックリストの作成

従来は45mを超え60m以下の建築物を対象に構造審査判定表による検討を採用していたが、31mを超える高層建築物の内、指定性能評価機関により技術評定を取得しないものは構造設計チェックリストにより設計内容の確認を行うこととする。チェックリスト内容に適合しない設計内容の場合は指定性能評価機関による技術評定を取得することが望ましい。

#### (※2) 地震時応答解析の検討追加

- ・地震時応答解析の検討手法を追加することによって設計内容の妥当性を確認する。

#### (※3) 45mを超える建築物

- ・指定性能評価機関による技術評定取得

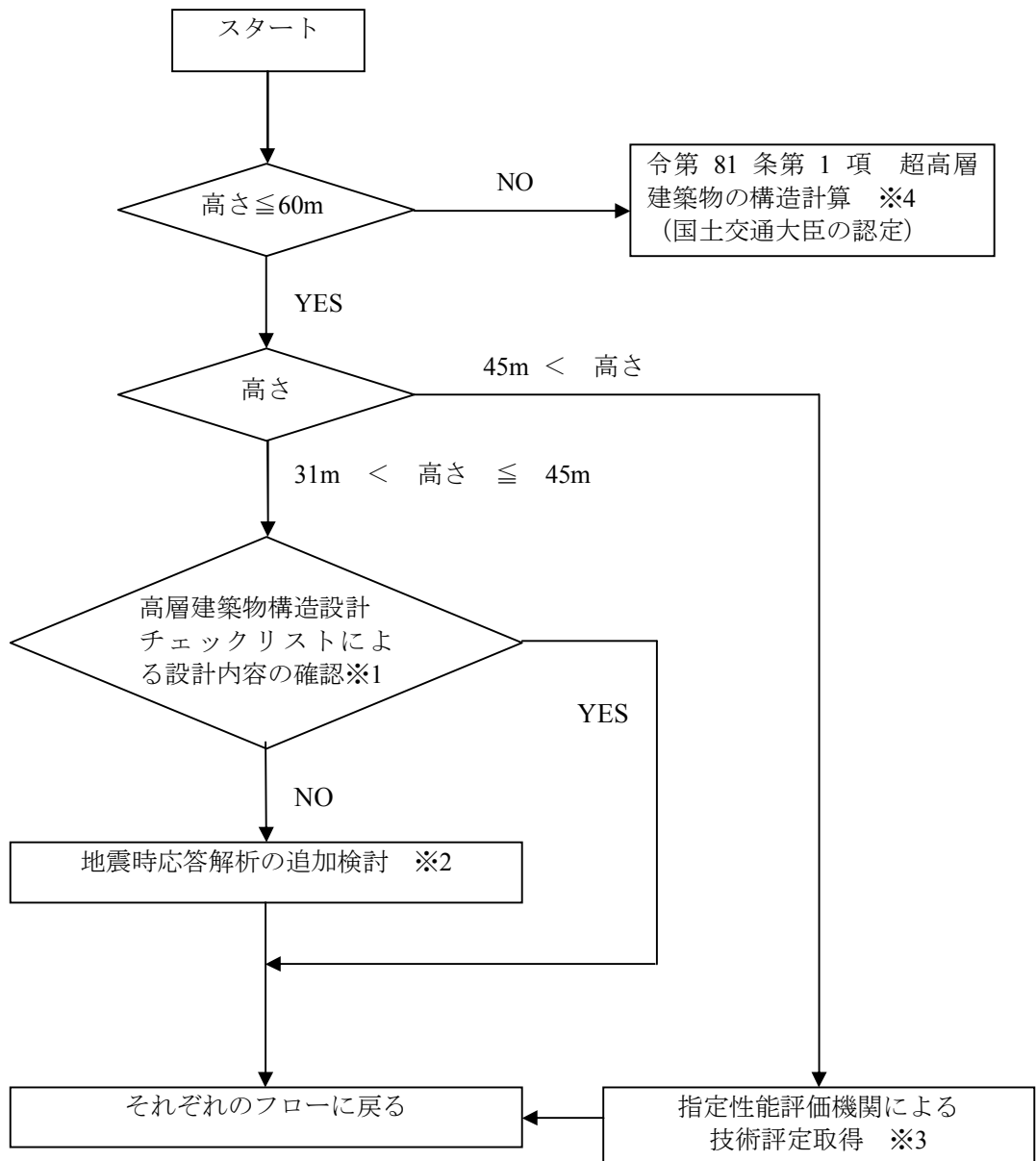
構造耐力上の安全性を確認するには高度な専門知識を必要とするため、指定性能評価機関の技術評定を受けること。

#### (※4) 高さ60mを超える建築物

- ・超高層建築物の構造計算（国土交通大臣の認定）

法第20条第1項の規定により、令第36条第1項、第81条第1項及び平成12年告示第1461号（超高層建築物の構造計算基準）に従って構造耐力上の安全性を確認しなければならない。なお、この場合における設計用地震力は8.4の規定による。

静岡県の高層建築物の耐震計画フロー



※ 規模等が対象外であっても、設計者の判断により、より詳細な検討を採用することができる。

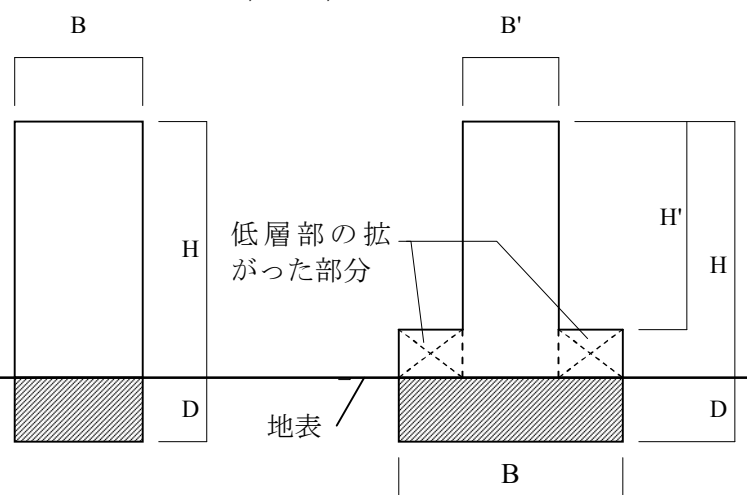
図 8. 1-1 静岡県の高層建築物の耐震計画フロー



## 高層建築物構造設計チェックリスト

チェック内容に対する判断 適合：○、不適合：× 適用せず：－（判断に記入）

※ チェックリストの欄に掲げる内容に適合しない場合は、別途その内容に対する設計について説明する。（判断欄に参照ページを記入する。）

項目	チェック内容	判断	
1 構造計画	1.1 平面形	・高層部の平面形はほぼ長方形であること。	
	1.2 立面形	・高層部の立面形は上下方向にほぼ同一の平面形が重なったものであること。（下図参照）	
		・高層部の塔状比（高さ／短辺長さ）は4以下であること。（下図参照）	
	$H/B \leq 4 \text{ かつ } H'/B' \leq 4$ $H'/H \geq 4/5$  <p style="text-align: center;">低層部の広がった部分</p> <p style="text-align: center;">地表</p> <p style="text-align: center;"><math>D \geq 4m \text{ 又は } D \geq H/10</math></p>		
	1.3 構造方法	・架構は、純ラーメン又は一般的な耐震要素（筋かい又は耐力壁）付きラーメンであること。	
	1.4 柱割り	・X、Y方向の構面はほぼ直交していること。 （角度は $90^\circ \pm 5^\circ$ 以内） ・3層以上の軸力を受ける柱を支える柱が下階において抜けていないこと。	
1.5 吹抜け	・高層部の平面の $1/8$ 以上を占め、かつ、3層以上を貫く吹抜け（階段室及びエレベーターシャフトは除く。）がないこと。		
1.6 筋かい又は耐力壁の配置	・筋かい又は耐力壁は1階から垂直方向に連続して配置されていること。		
2 地盤・基礎	2.1 地盤の液状化の検討	・加速度が $200\text{cm}/\text{sec}^2$ の地動に対する地盤の液状化の有無に関する検討が（社）日本建築学会による「建築基礎構造設計指針」に基づき行われていること。	
	2.2 地盤の液状化（基礎底以浅）	・加速度が $200\text{cm}/\text{sec}^2$ の地動に対して液状化が生ずるおそれがある場合においては、建築物の根入れ部分の土圧抵抗を含めずに建築物の水平抵抗力が評価されていること。	

	項目	チェック内容	判断
2 地盤・基礎	2.3 地盤の液状化 (基礎底面以深)	・加速度が $200\text{cm}/\text{sec}^2$ の地動に対して液状化するおそれがないこと。	
	2.4 地下水位が浅い 場合	・基礎の浮上り及び建築物の転倒の有無に関する検討において地下水による浮力が考慮されていること。	
3 一次設計について	3.1 骨組のモデル化	・はりの剛性は、はり床版との合成効果を考慮して算定されていること。 ・開口部を有する耐力壁について開口部の影響を適切に評価して剛性及び耐力が算定されていること。	
	3.2 応力解析	・マトリクス変位法による、 <u>立体骨組解析又は平面骨組解析のいずれかにより行われていること。</u>	
	3.3 杭	・引抜きが生ずるおそれがないこと又は一部に引抜きが生じていても隣接する杭により引抜きが抑止されていること。	
	3.4 ベタ基礎	・浮上りが生ずるおそれがないこと又は一部に浮上りが生じていても隣接する柱により浮上りが抑止されていること。	
4 二次設計について	4.1 層間変形角	・1次設計用地震力による層間変形角は、 $1/200$ 以下であること。	
	4.2 EXP.Jで接する 建築物の間隔	・エキスパンションジョイントで接する建築物の間隔は、一次設計用地震力によるそれぞれの建築物の変形の和の2倍以上の距離が確保されていること。	
	4.3 保有水平耐力	・各階の保有水平耐力は、標準せん断力係数を1.0とした場合の各階の必要保有水平耐力の $1.5/Z_s$ 倍以上であること。	
	4.4 偏心率	・偏心率は0.15以下であること。	
	4.5 剛性率	・剛性率は0.6以上であること。	
	4.6 Ds 値関連事項	・塑性変形を生ずる部材の種別は、FA又はFBであること。	
		・筋かいの分担する保有水平耐力の階全体の保有水平耐力に対する比は、0.5以下であること。	
		・耐力壁の分担する保有水平耐力の階全体の保有水平耐力に対する比は、0.7以下であること。	
	4.7 保有水平耐力 の算出	・増分解析法により算出されていること。	
・適切な復元力特性が採用されていること。(鉄筋コンクリート造の耐力壁のひび割れによる剛性低下等を考慮する。)			
・必要保有水平耐力時の層間変形角は、 $1/75$ 以下であること。			
・増分解析に用いる荷重分布は、一次設計用地震力の分布に基づくものであること。			
4.8 崩壊形	・中間階の接点において柱の曲げ耐力(Mpc)と梁の曲げ耐力(Mpb)に関する比率を以下の通りに設定し、建築物の崩壊形を全体崩壊形としていること。 $\Sigma Mpc / \Sigma Mpb \geq 1.4$ (この場合において、梁の曲げ耐力には床版との合成効果が考慮されていること。)		
4.9 建築物の転倒に 関する検討	・建築物の抵抗転倒モーメントが地震力による転倒モーメントを上回っていること。		

	項目	チェック内容	判断
5 柱	5.1 隅柱の応力割増	<ul style="list-style-type: none"> <li>一次設計用地震力による軸力が下記のとおりに割り増しされて部材設計がなされていること。</li> <li><math>N'_x = N_x + 0.4N_y</math>, <math>N'_y = N_y + 0.4N_x</math></li> <li>ここに、</li> <li><math>N'_x</math> : X方向に地震力が作用する場合の部材設計用軸力</li> <li><math>N'_y</math> : Y方向に地震力が作用する場合の部材設計用軸力</li> <li><math>N_x</math> : X方向の1次設計用地震力による軸力</li> <li><math>N_y</math> : Y方向の1次設計用地震力による軸力</li> </ul>	
	5.2 軸力比	<ul style="list-style-type: none"> <li>保有水平耐力時に、鉄骨造の柱では、 <math>(N/N_y) \times (F/\pi^2 E) \lambda c^2 \leq 0.25</math>、</li> <li>鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造の柱では、 <math>N/No \leq 0.4</math></li> <li>であること。</li> <li>ここに、</li> <li>N : 軸力</li> <li><math>N_y</math> : 降伏軸力</li> <li>F : 材料強度</li> <li><math>\pi</math> : 円周率</li> <li>E : ヤング係数</li> <li><math>\lambda c</math> : 細長比</li> <li>No : <u>鉄筋コンクリート</u>、鉄骨鉄筋コンクリート断面としての軸方向耐力</li> </ul>	
6 はり	6.1 スパンの長い はり	<ul style="list-style-type: none"> <li>中間部分に曲げヒンジが発生していないこと。</li> </ul>	
	6.2 鉄骨造のはりの 継ぎ手	<ul style="list-style-type: none"> <li>降伏する部分に継手がある場合は当該継手を保有耐力接合としていること。</li> </ul>	
	6.3 鉄骨造のはりの 幅厚比	<ul style="list-style-type: none"> <li>降伏するはりに用いる部材の部材種別はFA又はFBであること。ただし、ウェブの幅厚比がFA又はFBの条件を満足していない場合については当該ウェブに適切な補剛がなされていればよい。</li> </ul>	
	6.4 横補剛	<ul style="list-style-type: none"> <li>保有耐力横補剛であること。</li> </ul>	
7 筋かい等	7.1 筋かいの形状	<ul style="list-style-type: none"> <li>筋かいの形状は原則としてX型、K型又は偏心K型であること。</li> </ul>	
	7.2 筋かいの座屈 の防止	<ul style="list-style-type: none"> <li>適切な方法で筋かいの座屈長さが求められていること。</li> </ul>	
		<ul style="list-style-type: none"> <li>筋かい材は有効細長比が40以下の部材であること又は保有耐力時に座屈しないものであること。</li> </ul>	
7.3 耐力壁のせん断 破壊の防止	<ul style="list-style-type: none"> <li>鉄筋コンクリート造の耐力壁は、せん断破壊を生ずるおそれがないこと。</li> </ul>		

	項目	チェック内容	判断
8 接合部	8.1 接合方法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・柱とはり、筋かいと軸組等の接合部分は、保有耐力接合としていること。</li> <li>・鉄骨造の柱とはりの接合は、内ダイアフラム形式又は外ダイアフラム形式であること。</li> </ul>	
	8.2 高層部分の鉄骨造の柱の脚部	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鉄骨造柱の脚部は応力伝達を確実にさせる様、十分な定着長さを有していること。又は2層以上の層数あたり鉄骨鉄筋コンクリート造の柱とする<u>こと。</u></li> </ul>	
	8.3 構面内の筋かい材の鉄筋コンクリート造の部分への定着	<ul style="list-style-type: none"> <li>・筋かい材から伝わる引張り力に対して適切な処置がなされていること。</li> <li>・せん断力の伝達が検討されていること。又は1層以上の層数にわたって鉄筋コンクリート造の耐力壁に筋かいが内蔵されていること。</li> </ul>	
9 床版	9.1 応力集中	<ul style="list-style-type: none"> <li>・平面が不整形な部分、吹抜け又は途中階で断続する耐力壁の周囲等における床版について、応力集中の影響が検討されていること</li> </ul>	
	9.2 1階の床版	<ul style="list-style-type: none"> <li>・1階と地下階で耐震要素の配置にずれがある場合において、面内せん断力を耐震要素に伝達できるよう十分な面内剛性及び面内耐力が確保されていること。</li> </ul>	
10 帳壁等	10.1 帳壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>・カーテンウォール等の帳壁に十分な変形追従性が確保されていること。</li> </ul>	
	10.2 外装材等	<ul style="list-style-type: none"> <li>・外装材、広告塔等建築物に付属するものが地震時に脱落することがないよう構造耐力上主要な部分に緊結されていること。</li> </ul>	

## 8. 2 塔状建築物の取扱い

塔状建築物の取扱いは次による。

### 1 定義

塔状建築物とは、高さとの幅の比（ $H/L$ ）が4を超える建築物をいう。

H：建築物の高さ

L：建築物の幅（構造耐力上主要となる柱等の外面寸法による。）

### 2 適用範囲

1に該当する建築物に適用する。ただし、特別な調査、研究によって安全を確認した場合はこの限りでない。

### 3 構造計画

(1) 塔状建築物は鉄骨鉄筋コンクリート造または鉄骨造とすることが望ましい。

(2) 地震力を算定する際は、1次設計における標準せん断力係数（ $C_0$ ）は0.25以上とする。  
（平成12年告示594号により転倒を検討する場合も地域係数及び用途係数を考慮する。）

(3) 塔状建築物は、杭の保有水平耐力の確認をすることが望ましい。

(4) できるだけ地階を設けることが望ましい。地階を設けない場合は、基礎の根入れ深さを $H/10$ 以上かつ2m以上とする。

(5) 各構造種別により、以下の事項に注意して設計することが望ましい。

鉄 骨 造：鉄骨は充腹材とする。

柱脚は埋め込み柱脚とする。露出柱脚の場合は、十分余裕のある設計とする。

鉄骨鉄筋コンクリート造：鉄骨は充腹材とする。

柱脚の鉄骨は基礎ばりに埋め込む。

鉄筋コンクリート造：柱の帯筋は、スパイラルフープまたは工場溶接による閉鎖型溶接フープ等を用いる。

### 4 その他

高さが31mを超える場合は8. 1についても確認する。

### (解説)

塔状建築物は、立面形状が通常の構造設計で対象としているものとは異なるため、 $A_i$ 分布での地震力では過小評価の可能性がある。そこで簡便な方法として、原則として1次設計における標準せん断力係数（ $C_0$ ）は0.25以上とした。

なお、本取扱いでの高さについては、令第2条第1項第6号の規定で定める高さのほか工学的な判断による高さも考慮したものとする。建築物の高さ（H）と幅（L）の取り方の一例を図8. 2-1に示す。杭の保有水平耐力は、7. 3. 3による。

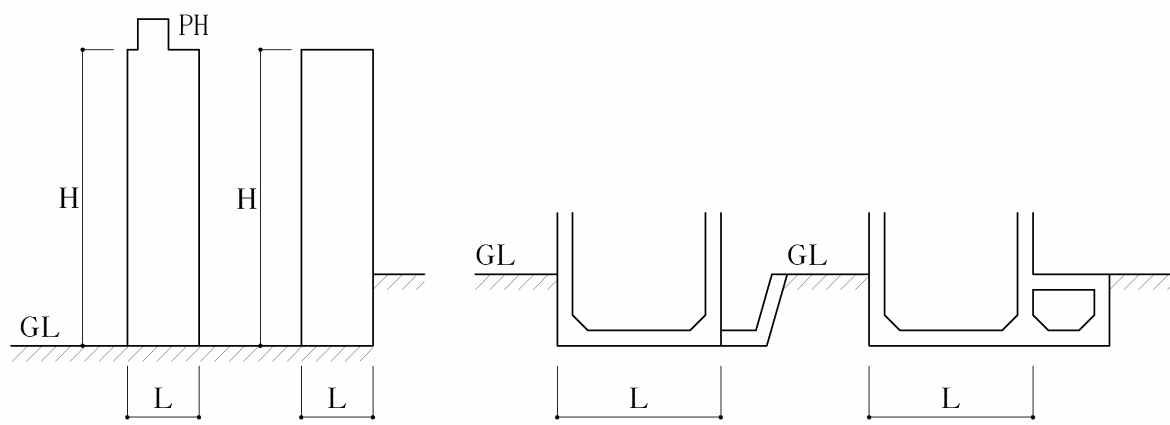


図8. 2-1 建築物の高さ (H) と幅 (L) の取り方の例

<文献>

国土交通省大臣官房官庁営繕部整備課監修 建築構造設計基準及び同解説

### 8. 3 免震構造及び制震構造

免震構造及び制震構造の建築物は、以下による。

- 1 免震構造及び制震構造を採用する場合には、その建築物に必要な性能を明確にし、それに応じた構造形式を採用する。
- 2 設計に際しては、地震、風圧力等の設計用外力、地盤特性や地域特性などを適切に評価する。
- 3 地震力に対しては、原則として時刻歴応答解析により振動性状等を確認することとする。
- 4 免震構造及び制震構造の建築物の非構造部材並びに建築設備の機器、配管等は構造体の応答に対して十分に余裕を持った設計を行う。
- 5 免震および制震の効果を保持するため、免震、制震装置について適切な維持管理を行う。

(解説)

- 1 1995年阪神・淡路震災以後、普及・開発が進んでいる免震構造及び制震構造は、従来の耐震構造と並び、構造計画の選択肢の1つとして位置付けられる。免震・制震構造は、地震時の建物の振動を抑制する特徴を有し、その特徴は地震時の機能保持が必要とされる病院施設、揺れを防ぐことが望ましい美術館等の構造計画に反映されるものである。

また、免震構造を採用する建築物については、不同沈下など基礎構造の損傷が建物全体の損傷につながる危険性が高いので、免震層下部に設けられる下部構造ならびに基礎構造の構造安全性の確保に努める。

- 3 本指針では、免震構造を適用する場合、原則として、その構造安全性を時刻歴応答解析（平成12年告示第1461号）によって確認し、国土交通大臣の認定を受けることとする。

ただし、以下の場合は、告示（平成12年告示第2009号）による構造設計を行ってもよいこととする。

- ・上部構造の剛性と強度が確保された場合
- ・小規模な構造計算が義務とされていない建築物（いわゆる第4号建築物）

さらに荷重支持・復元力機構としての免震支承やエネルギー消費機構としてのダンパーは、免震材料として平成12年告示第1446号で指定建築材料に追加されている。免震材料は現時点ではJIS（日本工業規格）に規定されていないため、法第37条第2号により国土交通大臣により認定されたものを使用しなければならない。

一方、制震構造を採用する建築物については、一般的な検証法としての告示が規定されていないので、時刻歴応答解析により国土交通大臣の認定を受ける必要がある。なお、設計にあたっては、解析上の設定条件が保証されるよう、制震部材と架構との接合部等について余裕がある設計を行うことが望ましい。

- 4 免震構造の建築物では地震時において免震層に大きな相対変位を生じるため、免震エキスパンションや免震継手、その他昇降設備等については一般の建築物に比べて特別な配慮が必要となる。それらの変位追随性能やその他要求される性能、また、設計上の留意点については以下の文献が参考となる。

〈文献〉(社)日本免震構造協会 免震建物の建築・設備標準－2001－  
国土交通省住宅局建築指導課 他 免震建築物の技術基準解説及び計算例とその解説  
独立行政法人 建築研究所 他 改正建築基準法の免震関係規定の技術的背景

## 8. 4 時刻歴応答解析

時刻歴応答解析（平成 12 年告示第 1461 号、超高層建築物の構造計算）で採用する設計用地震動は、原則として、2. 5. 2 静岡県地震地域係数 ( $Z_s$ ) 及び 2. 5. 3 用途係数 ( $I$ ) により割り増しを行う。

(解 説)

本指針を適用する場合、静岡県地震地域係数  $Z_s$  を時刻歴応答解析に使用する設計用地震動の作成時に考慮することとする。

考慮の方法としては、以下の 2 つの方法が考えられる。

(1) 平成 12 年告示第 1461 号に規定される工学的基盤位置における地震動スペクトルを係数倍する方法

(2) 告示に規定されるスペクトルを用いて評価される建物への入力位置の地震動を係数倍する方法

本指針では (1) の方法によって静岡県地震地域係数  $Z_s$  を考慮することとするが、地盤が極めて軟弱で評価される地盤の伝達係数が小さく評価される場合には、(2) の方法により地域係数  $Z_s$  を評価した場合の地震動に対する検討も併せて行うことが望ましい。

また、本指針における用途係数  $I$  については、この係数を設計用荷重算定時の荷重係数として捉える。建物への入力位置に評価される地震動を用途係数  $I$  により係数倍して入力地震動とする。

時刻歴応答解析によって建築物の構造安全性を検討する場合、解析に使用する地震動波形としては次の 3 種類の地震動波形を考慮することとする。

(a) 告示（平成 12 年告示第 1461 号）に規定されるスペクトルより作成される地震動波形  
（少なくとも、3 波形以上）

(b) 発生が想定されている東海地震（想定東海地震）により当該地域で想定される地震動波形

(c) 建設地点周辺に存在が確認されている活断層による地震動波形

他に、下記の既往の地震により観測された地震動波形を考慮することが望ましい。

(イ) E1 CENTRO NS1940

(ロ) TAFT EW1952

(ハ) HACHINOHE NS1968

想定東海地震による地震動又は建設地域周辺の活断層による地震動を、いわゆる地域波として時刻歴解析に使用する場合には、地域係数  $Z_s$  は前記のシナリオ地震作成の過程で既に考慮されることから、地震動を建物に入力する際に改めて係数倍する必要はない。

参考として静岡県庁別館で採用した設計用地震動は以下に示すので参考にされたい。

E1 CENTRO	NS	1940
TAFT	EW	1952
HACHINOHE	NS	1968
伊豆半島沖地震、静岡県庁 B I	NS	1974
伊豆半島沖地震、静岡県庁 B I	EW	1974

又、建物の固有周期が長い場合は、長周期地震動による影響が大きいため政府の地震調査委員会の「予測地図」等を参考に検討を行うこと。



## 8. 5 併用構造の取扱い

異種の構造を組み合わせた建築物の地震時の挙動は、単一の構造のものに比べて複雑で解明されていない点が多いため、併用構造としないことが望ましい。やむを得ず設計する際には、特に異種構造間の応力の伝達、剛性の違いに留意する。

(解説)

以下に想定される併用構造についての検討例を挙げるが、下記以外の項目についても工学的な判断により安全性が確保できるよう検討を行う。

### 1 X, Y方向で構造が異なる場合

1) 各方向それぞれの構造計算等の規定を適用して設計する。

### 2 高さ方向に構造が異なる場合

1) 建築物の高さと重量から周期、 $R_t$  及び  $A_i$  を求め、一次設計を行う。

2) 二次設計の耐震計算ルートは、構造が異なっても原則として同じルートとする。

3) 保有水平耐力の計算は全体として行い、必要保有水平耐力は構造ごと、かつ階ごとに求める。

### 3 平面的に構造が異なる場合

1) 原則として、エキスパンションジョイントを設け、構造種別ごとに分離して個々に設計する。

2) 分離しない場合は剛性の高い床等を配置し、異なる構造間での力の伝達が十分できる場合等には、一体として設計する。

### 4 部材ごと構造が異なる場合

1) 固有周期の計算は、部材の弾性剛性に基づき精算する事が望ましい。

2) 二次設計の耐震計算ルートは構造全体の特性を考慮して決める。

3) 保有水平耐力の計算は全体として行い、 $D_s$  は構造全体の特性を考慮して定めるが、特にヒンジの生ずる部材の構造とそのランクに重点を置く。

4) 異種の構造の部材間の接合部分における応力の伝達に注意して設計する。

## 8. 6 工作物の構造計算

工作物の構造計算は、平成 12 年告示第 1449 号により計算を行うが、荷重及び外力については2 章の規定に準ずる。

### 1 工作物（擁壁を除く）

工作物として構造計算が必要となる範囲は、煙突は高さ 6 m を超えるもの、鉄筋コンクリート造の柱等は高さ 15m を超えるもの、高さ 4 m を超える広告塔等、高さ 8 m を超える高架水槽・物見塔、乗用エレベーター又は観光用エスカレーター、高架の遊戯施設、原動機により回転運動をする遊戯施設が対象となる。

又、高さ 31m を超える場合は高層工作物として扱う。

### 2 擁壁

(1) 高さ 2 m を超えるものは構造計算を行わなければならない。(ただし、平成 12 年告示第 1449 号第 3 条ただし書きによるものを除く。)又、2 m 以下であっても構造計算を行い安全性を検証することが望ましい。

(2) 作用する常時土圧は、原則としてクーロン土圧（主働土圧、受働土圧）を採用する。

(3) 地震時土圧は、物部・岡部による地震時主働土圧、あるいは地震時主働土圧に構造物の慣性力を考慮して求める。但し、鉛直震度は考慮しなくても良い。

(4) がけ下に設けられる防護擁壁に作用する土圧は、推定される崩壊土砂量と、がけ下からの距離に応じて求められる必要防護擁壁の高さに対応した主働土圧とする。

### (解 説)

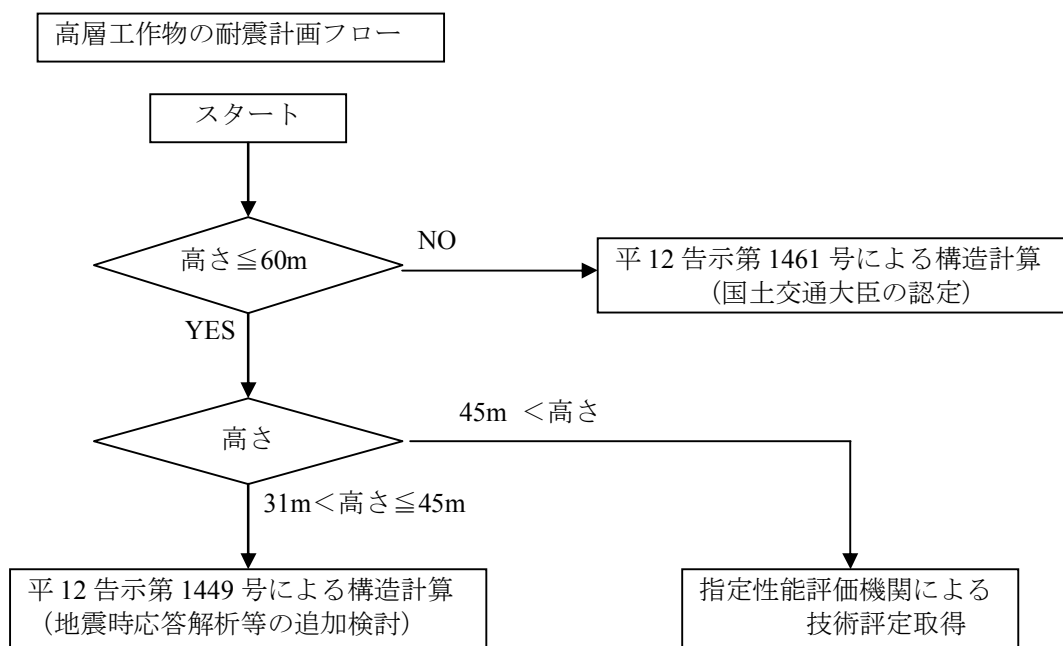
平成 12 年告示第 1449 号は、令第 139 条第 3 項（煙突等）、第 140 条（鉄筋コンクリート造の柱等）、第 141 条第 2 項（広告塔又は高架水槽等）、第 142 条（擁壁）及び第 143 条（乗用エレベーター又はエスカレーター）、144 条（遊戯施設）の規定に基づき、これらの工作物の構造計算の基準を定めている。

### 1 工作物（擁壁を除く）

各工作物の構造計算に於いて、地震荷重を算出する際は、地域係数・用途係数を考慮する。

高さ 60m を超える工作物は、建築物と同様に国土交通大臣の認定を必要とする。又、45m を超える工作物についても指定性能評価機関の技術評定を取得する。31m を超え 45m 以下の場合でも地震時応答解析等の追加検討を行うことにより構造計算内容の妥当性を確認する。

建物の屋上等に工作物(煙突、鉄塔等)を設置する際は、建物本体と工作物の各モードを算出し、その比に応じた応力の割増を行う等の検討を行う。



※ 規模等が対象外であっても、設計者の判断により、より詳細な検討を採用することができる。

図 8. 6 - 1 高層工作物の耐震計画フロー

## 2 擁壁

(1) 擁壁の設計を行う際は背面土及び支持地盤を調査し、適切な地盤条件により設計を行う。構造計算は、告示に基づき許容応力度に対する検討、及び転倒や滑動等に対する安定性の検討を行う。大臣認定による擁壁を設置する際も、支持地盤の地耐力等の設置条件を確認する。2 m以下の擁壁であっても、補強コンクリートブロック積み擁壁や既存擁壁上部の増し積み擁壁は安全性の確保が困難なため、原則として設置しない。

又、宅地造成等規制法及び都市計画法では、盛土においては1mを超えるがけ部分に擁壁の設置が義務付けられているので注意を要する。

間知ブロック等の練積み擁壁は高さ5.0mを限度とし、胴込めにコンクリートを充填する。

(2) 擁壁に作用する常時土圧を求める方法はいろいろ提案されているが、ここでは汎用性の高いクーロン土圧によって計算する。

擁壁上部の積載荷重 $q$ は、戸建て住宅であれば、最近 $10\text{kN/m}^2$ を考慮することが多い。それ以外の場合は実状に応じた荷重を考慮する。

擁壁上部に斜面がある場合は、計算上の擁壁高さをを用いて検討するか、土圧係数を補正して検討を行う。

$$P_A = P_a + P_q = K_A \cdot \gamma \cdot H^2 + K_A \cdot q \cdot H$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

ここに、 $P_A$  : 全主働土圧 (kN/m)

$P_a$  : 主働土圧 (kN/m)

$P_q$  : 積載荷重による土圧 (kN/m)

$K_A$  : 主働土圧係数

$\gamma$  : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  : 宅地擁壁高さ (ただし、仮想背面を考える場合はその高さ) (m)

$q$  : 積載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 土の内部摩擦角 (度)

$\theta$  : 宅地擁壁背面と鉛直面とのなす角 (度)

$\alpha$  : 地表面と水平面のなす角 (度)

$\delta$  : 壁面摩擦角 (度)

ただし  $\phi - \alpha < 0$  の場合には、 $\sin(\phi - \alpha) = 0$  とする。

重力式擁壁等は壁面に作用する主働土圧を計算するが、L型擁壁やT型擁壁等の場合には、背面土の一部に壁体と一体となって移動する部分があり、この境界を擁壁の仮想背面として土圧を求めることが行われている。常時の状態では、この仮想背面の考え方が複数提案されているが、地震時を考慮するとクーロンの主働崩壊線に近い仮想背面を仮定するのが合理的なため、仮想背面の仮定は下図による。この時、仮想壁面の摩擦角は、土の摩擦角とする。なお、背後の法面が複雑な場合には、試行楔法によっても良い。

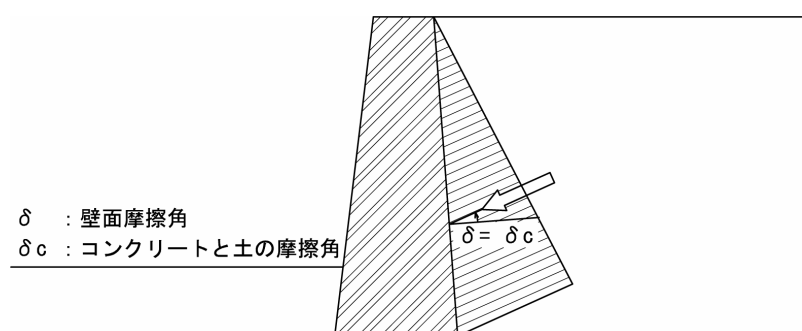


図 8. 6 - 2 重力式擁壁のクーロン土圧

$\delta$  : 壁面摩擦角  
 $\delta_c$  : コンクリートと土の摩擦角

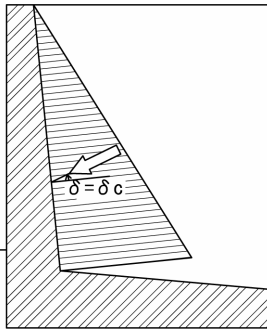


図 8. 6 - 3 構造体設計用の土圧

$\delta$  : 壁面摩擦角  
 $\phi$  : 土の摩擦角

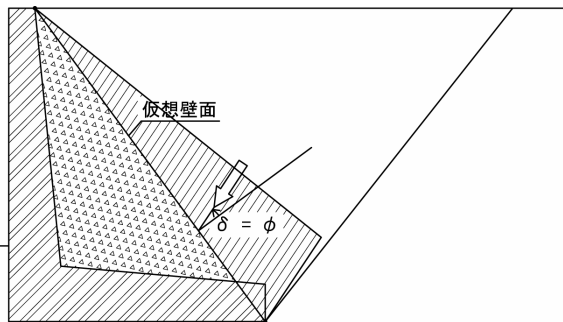


図 8. 6 - 4 安定計算用の仮想壁面の土圧

$\phi$  : 土の摩擦角

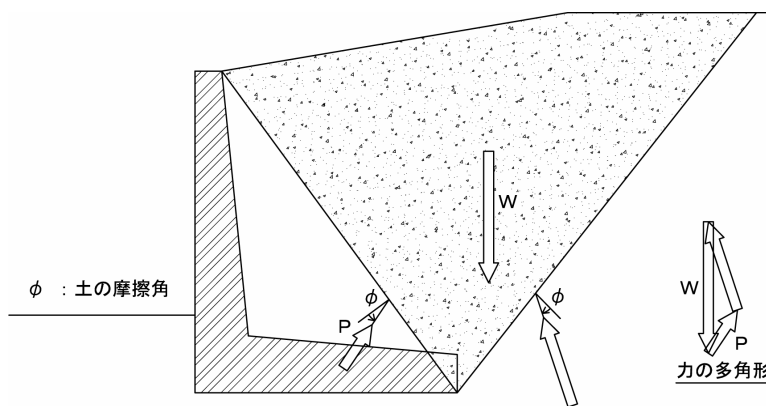


図 8. 6 - 5 試行楔法

(3) 地震時土圧は、(常時主働土圧+擁壁慣性力)と地震時主働土圧の大きい方とする。背面土が軟弱な場合等、地震動によって土圧が著しく増大する恐れがあるときは、地震時土圧係数による検討を行う。仮想背面を有する擁壁の場合には、この境界に囲まれた範囲の土塊を含む質量の慣性力を擁壁の慣性力とする。また、積載荷重が存在する場合には、積載荷重  $q$  の地震時の慣性力として  $q/\gamma$  ( $\gamma$  : 土の単位体積重量) 分の換算高さを擁壁高さに加算して地震時土圧の算定を行っても良い。

その他、設計に必要な条件は下記とする。

(a) コンクリートと土の間の摩擦角は、土の摩擦角の 1/2 とする。

(b) 地震時には、擁壁基礎前面の受働抵抗を考慮しても良いが、擁壁高さに応じた根入れを宅地造成等規制法(以下、宅造法) に準じて確保すること。

(c) 構造体の地震時短期許容応力度に対する検討用の設計震度  $K_h$  は  $0.2 \times Z_s \cdot I$  とする。

(d) 安定計算時の土塊に作用する設計震度  $K_h$  は  $0.25 \times Z_s \cdot I$  とする。

但し、地震発生後近接する建物の機能や避難路の妨げにならないような用途の擁壁については、構造体の検討・安定計算共に用途係数  $I$  を考慮しなくても良い。安定性に関する安全率は宅造法によること。すなわち、滑動、転倒については安全率をそれぞれ 1.5 とする。

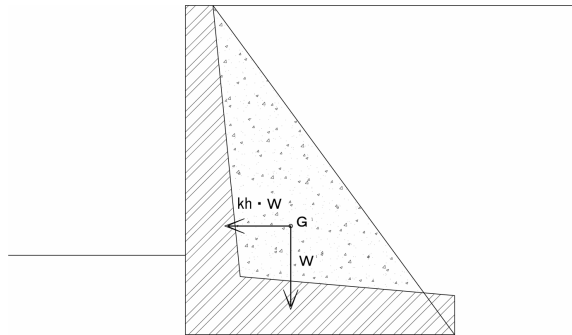


図 8. 6 - 6 地震時慣性力

(4) 防護擁壁

(a) 必要防護擁壁の高さは、「付2.2 災害危険区域内における建築制限解除の運用について」を参考に決定する。

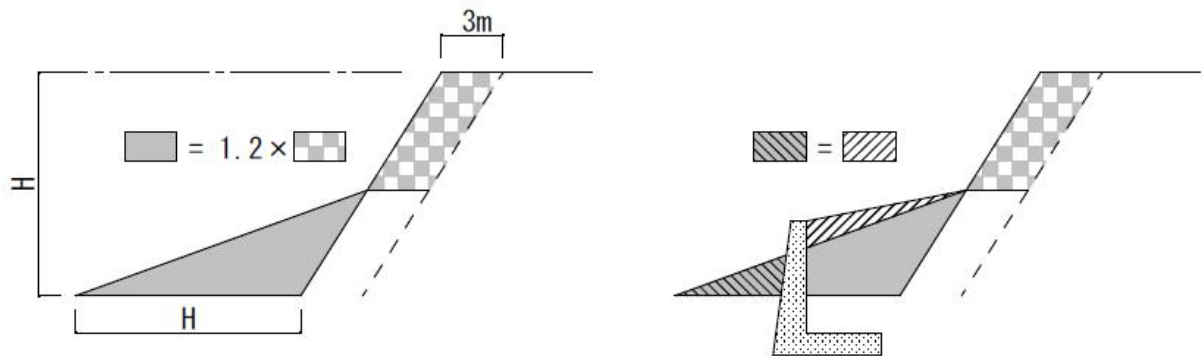


図8.6-7 防護擁壁

- ・崩壊土量は、元の土量の2割増（ときほぐしによる体積増加を見込む）とする。
  - ・崩壊線は、法勾配にそった直線滑りとするが、粘性土地盤や盛土地盤では、法尻を通る円弧滑りとしてもよい。
  - ・待ち受け擁壁の位置により、崩壊土量から必要な擁壁高さを求めて、擁壁の設計を行う。
  - ・崩壊後の土質定数は攪拌した原地土を用いた土質試験によるが、宅造法による別表を用いても良い。この時、壁面摩擦角 $\delta$ は、 $\delta = 0$ として、安定計算を行う。
  - ・この時の安定計算は、宅造法に準じて行い、衝撃荷重は考慮しなくてもよい。
- (b) 防護壁擁壁の構造は、滑落する土塊に抵抗できる重力式擁壁、あるいは杭基礎などを有する半重力式擁壁やL型擁壁等とする。但し、適用する斜面の高さは10mを限度とする。L型擁壁などは、裏込めの土塊が無い状態で滑落土砂を受けることになり、滑動や転倒が起りやすいと考えられるので、十分な安定性を確保出来る基礎形式を採用することが必要である。

〈文献〉

建設省（国土交通省）住宅局建築指導課 煙突構造設計施工指針  
建設省（国土交通省）経済局民間宅地指導室 宅地防災マニュアルの解説

---

静岡県建築構造設計指針・同解説  
2009年版

---

発行

1992年版	平成4年2月1日
1992年版第2版	平成7年2月1日
1998年版	平成10年8月1日
2002年版	平成14年9月1日
2002年版第2版	平成14年12月2日
2009年版	平成21年11月16日

監修

静岡県民部建築確認検査室  
TEL 054-221-2819  
財団法人 日本建築防災協会  
TEL 03-5512-6451

発行所

社団法人静岡県建築士事務所協会  
TEL 054-255-8931

---