

大阪府構造計算適合性判定 指摘事例集

— よくある指摘事例とその解説 —

2021年版

(2023年一部改正版)

大 阪 府

一般財団法人 大阪建築防災センター

一般財団法人 日本建築総合試験所

一般財団法人 日本建築センター

協力:大 阪 府 内 建 築 行 政 連 絡 協 議 会
一般社団法人 日本建築構造技術者協会 関西支部

[令和6年1月11日]

2021 年版 改定にあたって

平成 17 年 11 月に発覚した構造計算書偽装問題を受け、平成 18 年に建築基準法が改正され、構造計算適合性判定制度の導入により、建築確認手続きが厳格化されました。また、平成 26 年の同法改正においては、建築確認と構造計算適合性判定の並行審査制度が導入され、手続きの合理化・適正化が行われてきたところです。

大阪府及び大阪府内で業務する指定構造計算適合性判定機関（一般財団法人大阪建築防災センター、一般財団法人日本建築総合試験所、一般財団法人日本建築センター）は、構造計算適合性判定をより円滑に行うという観点から、蓄積された判定事例をもとに、平成 25 年 3 月に「大阪府内の構造計算適合性判定に係る『よくある質疑事項の解説』」を策定しました。

平成 28 年 3 月には、建築基準法の構造関係規定の解説書である「2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書」の発行などにより改定する必要が生じたため、大阪府内建築行政連絡協議会及び一般社団法人日本建築構造技術者協会関西支部の協力のもと、「大阪府構造計算適合性判定 指摘事例集―よくある指摘事例とその解説―」に名称を変更し、改定しました。

今回の改定では、国土交通省国土技術政策総合研究所他監修の「2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書」が改訂されたことや、一般社団法人日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018」等が発刊されたことに伴い、これらとの整合を図り、また、近年の判定事例のうち必要なものを新たに追加いたしました。

本書「第 1 部 構造計算適合性判定指摘事例」は、判定においてよくある指摘事例の紹介及びその解説を行うことを趣旨とし、構造計算適合性判定員の指摘のバラツキの防止及び設計者と構造計算適合性判定員との意思疎通を図ることを目的に、構造計算適合性判定員の指摘の趣旨を明確化し、その趣旨を類型化して、ランク付けを行っています。

本書「第 2 部 設計補助資料」は、構造設計において有益であろう情報を提供することを趣旨とし、構造計算適合性判定の現場において構造設計者と構造計算適合性判定員との間でよく議論される事項のうち、当該設計に関する知見が少ないものについて大阪府内で業務する指定構造計算適合性判定機関が自主的に検討し、設計者の手助けになるであろう情報を取りまとめて提供しています。

建築物を取り巻く行政が多様化・複雑化する中で、この事例集が構造設計者をはじめ、構造計算適合性判定制度に関わる多くの方々に活用していただくことにより、さらなる構造計算適合性判定の円滑化、ひいては建築物の品質・信頼性向上に貢献することを願っております。

令和 3 年 10 月
大阪府住宅まちづくり部建築指導室

2023 年一部改正版について

2021 年度に改定した本事例集につきまして、翌年度に 第 1 部「構造計算適合性判定指摘事例」A. よくある指摘事例とその解説のうち、基準等が混在し指摘にバラつきが生じそうな項目及び大阪府が独自の運用をしている項目の指摘の実行性について、改めて検証しました。その結果、次の 4 項目について、指摘のバラツキがないように一部改正を行いました。

【一部改正を行った項目】

3. 構造計算の方法

- ・ 3.2.4 塔状比が 4 を超える際の保有水平耐力時の直接基礎の検討 [A-2]

5. 地盤及び基礎構造

- ・ 5.10 杭頭接合部の設計 [A-2]
- ・ 5.13 基礎スラブの許容せん断力 [A-2]
- ・ 5.15 1 本打ち杭の偏心に対する基礎のせん断設計

上記 4 項目以外に軽微な変更・修正も行い、巻末に正誤表を追加しました。また、付録「構造計算適合性判定における指摘事例等について」（日本建築行政会議）について、令和 4 年 11 月改訂版に差替えをしました。

今後も、法令、告示あるいは参考文献等の改訂等を踏まえ、必要に応じ、解説項目の追加や見直しを行うなど、本事例集の充実を図ってまいりますので、策定の趣旨をご理解いただいたうえで、ご活用ください。

令和 5 年 8 月
大阪府都市整備部住宅建築局建築指導室

【2023 年一部改正版（令和 5 年 8 月版）以降の追加・見直し等の履歴】

追加・見直し等を行った日	箇所	内容
令和 5 年 9 月 5 日	D. 軽微な変更事例	参考文献の改訂に伴う表の差替え
令和 6 年 1 月 11 日	B-6 3.4 柱梁接合部の帯筋比 05,07	関係法令等の追加及びその内容に関わる修正 ・ 05 「2020 年技術基準 Q&A No.17」の追加 ・ 07 上記 Q&A No.17 の内容を追記

目 次

本書を使う上での留意事項

第 1 部「構造計算適合性判定指摘事例」

A. よくある指摘事例とその解説

1. 基本事項

- 1.1 剛床仮定成立にかかる検証について [B]
- 1.2 構造計算上地下部分とみなす部分の片面が地盤と十分に接していない場合の耐震設計上の考え方
- 1.3 部分地下を有する建物の分担せん断力
- 1.4 EXP.J 間隔設定方法 [A-1]
- 1.5 本体架構から突出する屋外階段、EV シャフト壁等の検討 [B]
- 1.6 自走式駐車場設計の留意点

2. 荷重及び外力

- 2.1 クレーン荷重の考え方
- 2.2 鉛直震度による突出部分などの検討 [A-2]

3. 構造計算の方法

3.1 応力と変形

- 3.1.1 RC 梁の曲げ剛性に及ぼすスラブの影響
- 3.1.2 片持部材端部の評価
- 3.1.3 増打による剛性と重量が応力や荷重に与える影響
- 3.1.4 柱の軸方向変形が応力解析に及ぼす影響
- 3.1.5 2 軸曲げが作用する柱の断面検討
- 3.1.6 中廊下スラブ（中廊下形式等）の検討

3.2 保有水平耐力

- 3.2.1 増分解析時の外力分布の設定方法について [A-1]
- 3.2.2 保有水平耐力算定時の FD 部材と部材群の種別 D の扱い [A-1]
- 3.2.3 RC 基礎梁に塑性ヒンジが発生する S 造の D_s 値 [A-2]
- ★3.2.4 塔状比が 4 を超える際の保有水平耐力時の直接基礎の検討 [A-2]
- 3.2.5 耐力壁設置階の下階に耐力壁がない階の柱梁接合部の定着の検討方法 [A-2]
- 3.2.6 RC 梁の付着割裂破壊の防止

4. 各種構造の設計

4.1 鉄骨構造

- 4.1.1 冷間成形角形鋼管柱を用いる場合の保有水平耐力算定方法 [A-1]
- 4.1.2 角形鋼管柱に接合される H 形断面梁の保有耐力接合条件 [B]
- 4.1.3 圧縮側筋かいの耐力を期待する場合の保有水平耐力 [B]
- 4.1.4 鉄骨筋かい周辺部材の応力と筋かい接合部 [B]
- 4.1.5 合成梁の剛性増大率 [B]
- 4.1.6 横補剛材の強度及び剛性の検討（保有耐力横補剛条件） [B]
- 4.1.7 露出柱脚アンカーボルトのせん断力伝達及び回転剛性について [B]
- 4.1.8 根巻型柱脚をもつ柱の剛性評価
- 4.1.9 組立柱やトラス梁のモデル化方法と D_s の設定方法について [B]

4.2 鉄筋コンクリート構造

- 4.2.1 耐力壁のモデル化と曲げ降伏の判定 [B]
- 4.2.2 構造スリットを設けていない壁に関する留意事項 [B]
- 4.2.3 構造スリットを設けた壁に関する留意事項
- 4.2.4 3 辺スリット壁に取り付く階段や直交壁の影響
- 4.2.5 RC 大梁の曲げ強度に及ぼすスラブ効果の評価
- 4.2.6 長期荷重に対する RC 造梁貫通孔補強の検討
- 4.2.7 長大スパンスラブ（ボイドスラブ等）が取り付く大梁のねじり検討
- 4.2.8 耐力壁付大梁の主筋断面積 [B]
- 4.2.9 偏心や梁段差のある柱梁接合部の検討
- 4.2.10 1 階柱より基礎梁のコンクリート強度が低い場合の検討

4.3 木造

- 4.3.1 木造の限界耐力計算に関する留意事項 [A-1]

4.4 非構造部材

- 4.4.1 ALC 外壁開口部の風圧力に対する補強方法
- 4.4.2 バルコニー先端や建物外周に取り付く非構造部材の設計

5. 地盤及び基礎構造

- 5.1 液状化の判定と対策 [B]
- 5.2 直接基礎の接地圧
- 5.3 直接基礎の地盤支持力算定における地盤定数 $c \cdot \phi$ の取扱い [A-2]
- 5.4 直接基礎の支持力の算定における D_f の設定
- 5.5 直接基礎の支持力に及ぼす荷重の傾斜角の影響 [A-1]

- 5.6 杭先端の地盤と支持力 [B]
- 5.7 杭の水平荷重時応力算定 [B]
- 5.8 支持地盤の傾斜による杭の水平剛性への影響
- 5.9 外部階段等を支持する杭の水平力に対する検討
- ★5.10 杭頭接合部の設計 [A-2]
 - 5.11 フーチングが下がっている場合の杭頭曲げ応力の伝達
 - 5.12 杭頭曲げによるフーチングのねじり [B]
- ★5.13 基礎スラブの許容せん断力 [A-2]
 - 5.14 3 本打ちの杭基礎フーチングの設計
- ★5.15 1 本打ち杭の偏心に対する基礎のせん断設計
- 5.16 地震時における地盤の鉛直ばね

[★…一部改正をした項目]

B. 注意喚起事項

1. 共通

- 1.1 材料強度の設定
- 1.2 梁の断面算定位置
- 1.3 屋根ふき材等の耐風設計

2. 鉄骨造

- 2.1 角形鋼管柱の柱梁接合部
- 2.2 鉄骨ブレースの有効断面積
- 2.3 アンカーボルトの断面積
- 2.4 大梁の降伏ヒンジ位置

3. 鉄筋コンクリート造

- 3.1 パネルゾーンの範囲
- 3.2 柱・梁部材の内法寸法
- 3.3 耐力壁のせん断耐力
- 3.4 柱梁接合部の帯筋比

4. 地盤及び基礎構造

- 4.1 杭の引抜き許容支持力の算定
- 4.2 場所打ちコンクリート杭の許容応力度の設定

5. その他

5.1 架構の不静定次数が低い建築物の基礎の取扱いについて

C. 構造計算適合性判定における明示漏れ事例

D. 軽微な変更事例

第2部「設計補助資料」

資料1 耐震壁のひび割れ誘発目地が剛性および耐力に与える影響

資料2 下層階に高い剛性を有する建物の F_s 値の評価

資料3 基礎梁にヒンジが生じる架構の保有水平耐力に及ぼす杭頭曲げモーメントの影響

付録

「構造計算適合性判定における指摘事例等について」（日本建築行政会議）

〈令和4年11月改訂版〉

2023年追加

「正誤表」（2023年版）

本書を使う上での留意事項

1. 第1部「構造計算適合性判定指摘事例」に関する留意点

第1部はA～Dにより構成されており、その趣旨は下記のとおりです。

- A. よくある指摘事例とその解説
- B. 注意喚起事項
- C. 構造計算適合性判定における明示漏れ事例
- D. 軽微な変更事例

趣旨：下記の項目を目的として、建築基準法第6条の3に規定する構造計算適合性判定において構造計算適合性判定員が判定図書にかかる指摘をした事例のうち、指摘の内容が建築物の安全性の観点から重要なものや指摘の頻度の高いものについて解説を行う。

また、判定図書の作成において注意すべき事項、判定図書の明示漏れの事例や軽微な変更の事例も併せて示す。

- ・指摘事項の内容、趣旨及び根拠条文を客観的に整理することによる判定員の指摘のバラツキ防止及び設計者と判定員との意思疎通の円滑化
- ・設計者が構造計算適合性判定員からの指摘を予見し、あらかじめ対応することによる判定の円滑化
- ・構造設計図書（判定図書）の質と精度の向上

なお、「A. よくある指摘事例とその解説」では、構造計算適合性判定員の指摘のバラツキ防止及び構造設計者と構造計算適合性判定員との意思疎通を円滑にするために、指摘事例の趣旨を分類し、下表のとおりランク分けをしていますので、構造設計図書の作成にあたっては、指摘の趣旨をご理解いただいた上で、ご対応お願いいたします。

ランク	趣旨	判定員の対応	設計者の対応
A-1	法令、技術基準 ^{※1} 、J C B A事例集 ^{※2} で明記されているにもかかわらず間違い・漏れが多い事項	建築計画に該当部分がある場合は、原則として指摘	本書に従って設計。 その内容を判定図書に反映。 (参考部分除く)
A-2	法令、技術基準、J C B A事例集の運用・解釈について、大阪府の構造計算適合性判定における取扱いを定める事項		本書と別の方法で設計しても可。 その内容を判定図書に反映。
B	法令上検討が必要な事項や構造計算上のモデル化等について、判定図書において設計者の説明が要求される事項		
無	建築物の特徴によって、個別に検討が必要となる可能性がある事項	案件に応じて、設計者へ指摘又はヒアリング	考え方や検討内容を判定図書に反映又は判定員に説明

※1 技術基準：「2020年版 建築物の構造関係技術基準解説書」、国土交通省国土技術政策総合研究所他監修

※2 JCBA 事例集：「構造計算適合性判定における指摘事例等について」、日本建築行政会議 構造計算適合性判定部会・構造部会

2. 第2部「設計補助資料」に関する留意点

第2部の趣旨は、下記のとおりであり、構造設計に係る推奨事項の採用を指導するものではありません。構造計算適合性判定員との調整を円滑にすすめていただくため、構造設計者の方々が個々の問題に対する考え方を導くにあたっての補助資料としてご活用ください。

趣旨：構造計算適合性判定において構造計算適合性判定員と構造設計者との間でよく議論になる事項のうち、当該設計に関する知見が少ないものについて大阪府委任構造計算適合性判定機関が自主的な検討を行い、設計の補助資料として設計者へ提供することが有益であろう事項をとりまとめたものである。

この設計補助資料により、構造適判の現場において構造計算適合性判定員と構造設計者との意思疎通の助けとなり、ひいては構造適判の円滑化に資する。

3. 参考文献等の略称について（共通）

解説中における参考文献の略称は次のとおりです。

- ① 法・令・規則：建築基準法・建築基準法施行令・建築基準法施行規則
- ② 2020年技術基準：「2020年版建築物の構造関係技術基準解説書」，国土交通省国土技術政策総合研究所他監修
- ③ RC規準2018：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」，日本建築学会，2018年
- ④ RC規準2010：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」，日本建築学会，2010年
- ⑤ RC規準1999：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」，日本建築学会，1999年
- ⑥ RC規準1991：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」，日本建築学会，1991年
- ⑦ 靱性指針：「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，1999年
- ⑧ S規準：「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」，日本建築学会，2019年
- ⑨ S接合部指針：「鋼構造接合部設計指針」，日本建築学会，2012年
- ⑩ S塑性指針：「鋼構造塑性設計指針」，日本建築学会，2019年
- ⑪ S座屈指針：「鋼構造座屈設計指針」，日本建築学会，2018年
- ⑫ S合成指針：「各種合成構造設計指針・同解説」，日本建築学会，2010年
- ⑬ S限界指針：「鋼構造限界状態設計指針・同解説」，日本建築学会，2010年
- ⑭ 冷間マニュアル：「2018年版 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」，独立行政法人建築研究所監修
- ⑮ 基礎指針2019：「建築基礎構造設計指針」，日本建築学会，2019年
- ⑯ 基礎指針2001：「建築基礎構造設計指針」，日本建築学会，2001年
- ⑰ 荷重指針：「建築物荷重指針・同解説（2015）」，日本建築学会，2015年
- ⑱ 保有耐力と変形性能：「建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990）」，日本建築学会，1990年
- ⑲ スリット指針：「鉄筋コンクリート造建築物における構造スリット設計指針」，日本建築構造技術者協会，2009年
- ⑳ 建築構造審査・検査要領：「建築構造審査・検査要領（確認審査等に関する指針 運用解説編 2016年版）」，日本建築行政会議，2016年
- ㉑ S造，RC造，SRC造：鉄骨造，鉄筋コンクリート造，鉄骨鉄筋コンクリート造

第 1 部

「構造計算適合性判定指摘事例」

A. よくある指摘事例とその解説

1. 基本事項

1.1 剛床仮定成立にかかる検証について

B

【よくある指摘事例】

剛床仮定の成立していることの検証についての説明・検討が不十分な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 3, 第 5
2020 年技術基準 p.338

【指摘の趣旨】

地震力を受ける骨組では、水平力は RC 造床や水平ブレースを介して柱や壁に伝わる。このとき、床は水平面内に変形するが、一般に層間変位に比べてかなり小さいために無視できる。これが剛床仮定である。この仮定により、建物にねじりが生じない限り各平面構面の層間変位は等しいことになり、応力変形解析が簡略化される。構造計算上有効な仮定であるが、剛床仮定が成立しているかどうかの検証を十分行わずに構造計算が進められている事例も散見される。

ここでは、剛床仮定の検討に関して特に注意が必要な事例を取り上げ、解説を行う。

【解説】

1. 大きな吹抜け等で床がない部分が存在する建物

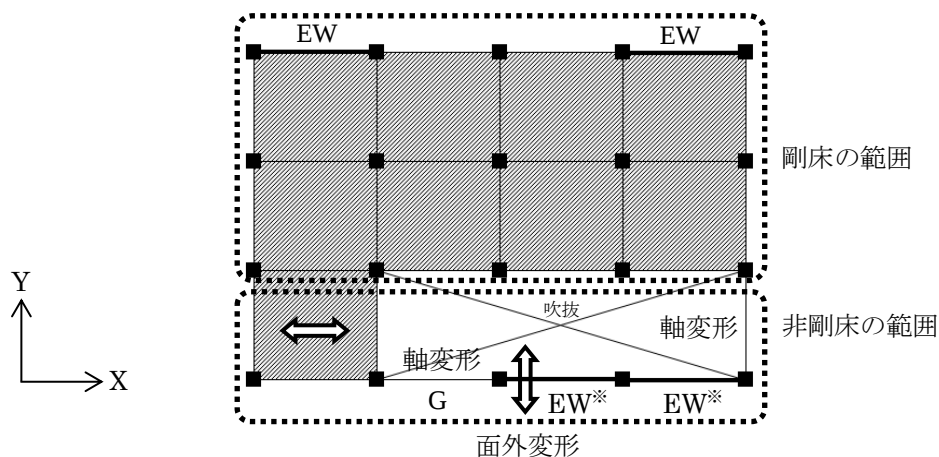


図-1 吹抜けを有する建物（伏図）

図-1 に吹抜けを有する建物の例を示す。X 方向の地震力がスラブと梁を介して耐震要素（EW※）に伝達できるかの検討が必要である。図-1 の建物では、地震時に矢印部（⇔）のスラブが十分な耐力と剛性を有していることを確認する必要がある。また、地震力は、スラブが取り付けられない梁（G）によって伝達されなければならないため、梁の軸耐力と剛性の検討も必要となる。

吹抜けなどにより部分的に剛床仮定が成立しない場合に非剛床の条件（節点の剛床解除）で応力解析する際には、非剛床の範囲、考慮する変形、床部分のモデル化が重要である。

図-1 の建物で地震時に矢印部（⇔）のスラブが十分な耐力と剛性を有していると見なせない場合の検討の一例として、以下のような方法が考えられる。

- (1) 図-1 の矢印部（⇔）のスラブをブレースあるいはシェル要素などで置換して、床の面内せん断変形と梁の軸変形を考慮して非剛床としてモデル化し、剛床と非剛床の範囲を明確にする。
- (2) 応力解析を行って、非剛床部分のスラブに生じる面内せん断力や梁に生じる軸力を考慮して、そ

それぞれの部材の断面を設計する。

- (3) 保有水平耐力の検討にあたっては、梁に生じる軸力が小さく、梁の部材耐力に影響しないことを確認する。もし軸力の影響が無視できない場合には、軸力を考慮して梁の部材耐力を算定し、保有水平耐力の検討に反映する。

- (4) 吹抜けに面する部材が Y 方向地震時に面外変形した場合の安全性については別途検討する。

なお、偏心率は並進架構を想定した計算方法を用いることが原則であるが、立体解析の方法による場合など、剛床仮定が成り立つか否かによらず、1 次設計の地震力作用時の応力状態で計算することができる¹⁾。

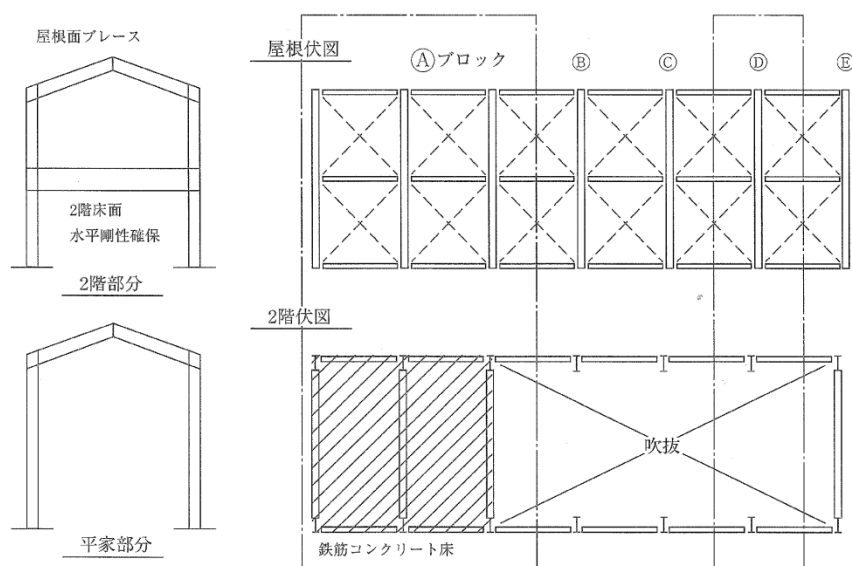


図-2 勾配屋根と吹抜けを有する建物¹⁾

図-2 に示す建物は、屋根面の剛床仮定が成立しないと仮定した場合で、2 階に吹抜けと RC 造の床がある建物である。短辺方向の地震力に対する構造計算にあたっては、A～E のブロックごとに分割して考える。ブロック A は 2 層建物、ブロック B, C, D, E は平家として各々個別に設計する。

2. 耐震要素が偏在した配置となっている建物

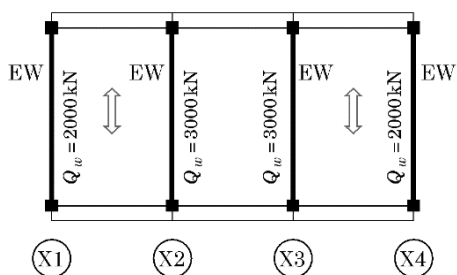


図-3 2階せん断力分担

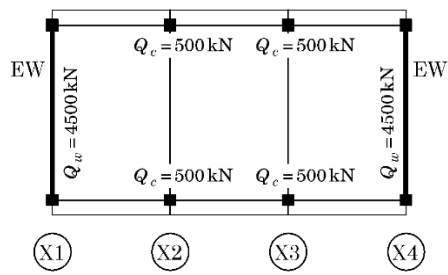


図-4 1階せん断力分担

1階がピロティで、連層耐力壁をもつ中層建物の一次設計時の2階せん断力分担を図-3に、1階のせん断力分担を図-4に示す。

ピロティ構面2階㊸通り、㊹通りの耐力壁が負担するせん断力は、2階矢印部（↓）のスラブを介して1階の耐力壁へと伝達される。2階㊸通り、㊹通りの耐力壁の負担せん断力はそれぞれ3000kN、1階㊸通り㊹通りの柱の負担せん断力はそれぞれ $500 \times 2 = 1000\text{kN}$ となっているため、 $3000\text{kN} - 1000\text{kN} = 2000\text{kN}$ のせん断力がスラブを介して、1階㊸通り、㊹通りの耐力壁に伝達される。なお、それ以外に㊸通り、㊹通りには自重および周辺床の2階慣性力によるせん断力が500kN付加されている。

1階の耐力壁が有効に働くためには、2階のスラブが十分な耐力と剛性を有していることを確認する必要がある。

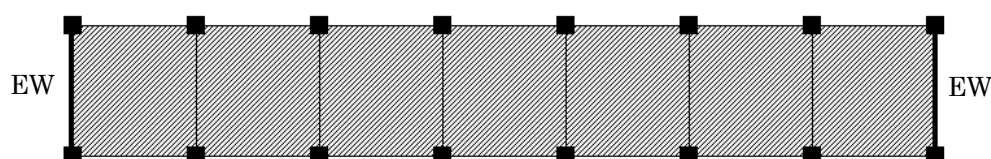


図-5 建物端部に耐震要素を有する建物

図-5に示すように、建物が長く両妻面に耐力壁がある建物では、建物中央部の地震力を耐力壁に伝達させるため、スラブが十分な耐力と剛性を有している必要がある。スラブの剛性や耐力が不足する場合は、柱と耐力壁の地震力分担を考慮して設計する必要がある。

3. 屋根面ブレースをもつ建物

屋根面ブレースをもつ1層のブレース構造の建物の設計において、屋根面の剛床仮定が成立するためには、地震時にも各フレームが一体として挙動するように屋根ブレースや周辺部材が十分な強度と剛性を持つ必要がある。

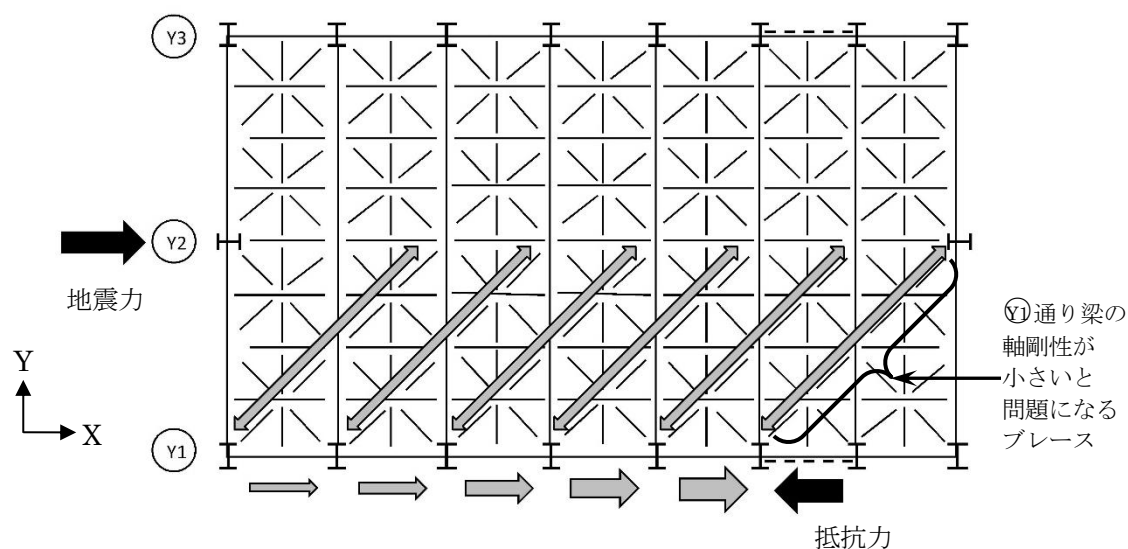


図-6 屋根面の応力伝達の概念図

X方向地震時の屋根面の応力伝達の概念図を図-6に示す。屋根面に作用する地震力を、Y1、Y3通りに配置された鉛直ブレースに伝達する必要がある。まず屋根面ブレースによりY1、Y3通りに伝達さ

れた後、⑤1、⑤3通りの大梁によって鉛直ブレースに伝達される。

屋根面ブレースの耐力や剛性が十分でない場合には、屋根中央部の地震力が⑤1、⑤3フレームに伝達されないため、⑤2フレームの変形が⑤1、⑤3フレームに比べて大きくなり、剛床仮定のもとに算定したものと異なる地震力の分担となる。また⑤1、⑤3通りの梁の耐力や剛性が十分でない場合には、屋根ブレースによって伝達された水平力が、梁を介して鉛直ブレースに伝達することができないため、鉛直ブレース構面に直接取り付け屋根面ブレースに応力が集中し、その屋根面ブレースの軸力が他の屋根面ブレースに比べて局所的に増大する可能性がある。特に大きな平面のもの、また鉛直ブレースが少ないものについては注意が必要である。

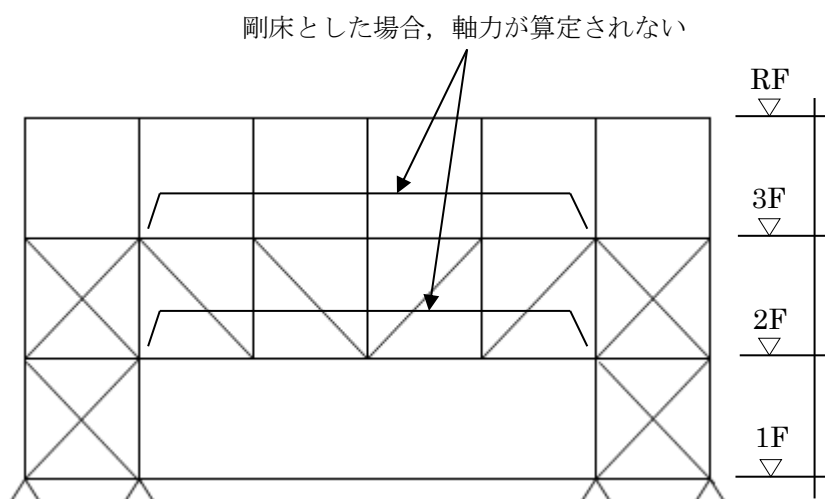
性状を正確に把握するためには、剛床仮定を適用せずに屋根面ブレースおよび梁の軸変形を考慮できる解析により応力と変形を算定し、⑤1、⑤3フレームまで地震力が伝達できる耐力と剛性を持った断面とする必要がある。このときの地震力は、一次設計時、保有水平耐力計算時ともに検討する。また、端部をピン接合としている場合には、母材同様、接合部の検討が必要である。

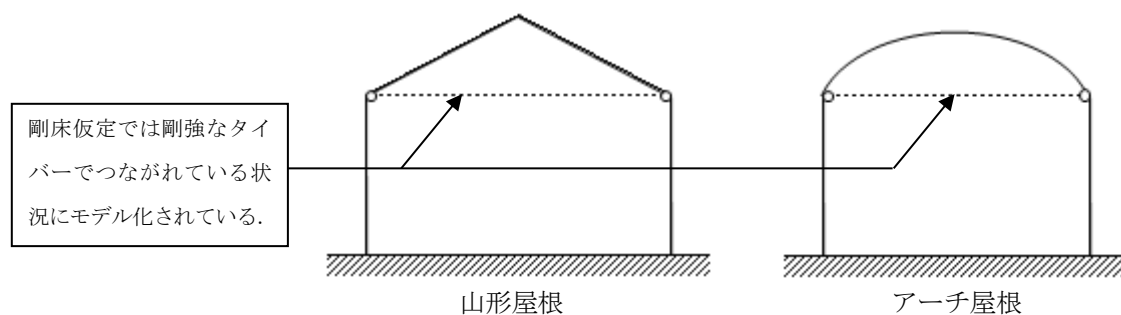
4. 注意が必要なその他の建物

図－7 に示すように、多層にわたり床を支持しているトラス梁やフィーレンディール梁は、組立材全体として梁部材となる。剛床仮定のもとで一貫計算を行った場合には、上弦材や下弦材の軸力が計算されないプログラムが多い。曲げ応力だけでなく軸力の検討を行い、また鉛直変形を正確に評価するためにも、非剛床解析を併せて行う等の対応が必要である。

図－8 に示すように、勾配のある山形屋根やアーチ屋根では、長期荷重時に柱頭にスラスト力が発生する。タイバーや剛強な水平部材が柱頭間に設けられていない場合は、斜めに架けられた梁やアーチの軸力を介して柱頭に水平力が作用する。また、地震時には柱頭に作用する水平力は、山形の梁またはアーチの軸力を介して隣接する柱に伝達される。

屋根面を剛床と仮定した場合はこのようなスラスト力による変形や応力は生ぜず、実際と異なる変形や応力となる。モデル化に留意し剛床を解除するなどして、柱頭に作用する水平力を考慮した検討や、作用する軸力を考慮した屋根材の設計を行う必要がある。





図－8 架構図

5. 剛床の確認方法

剛床仮定成立を確認する手法として、部材に生じる応力の検討で代用する方法が考えられる。例えば RC 造床の場合は、一次設計時にはコンクリートの短期許容せん断応力度以内、保有水平耐力算定時には $0.1F_c$ 以内に抑える。原則として RC 造床を耐力壁とみなし、鉄筋を考慮した壁の耐力式は適用できない。これは鉄筋を考慮した壁の耐力式はひび割れの発生を前提としているためである。

また S 造水平ブレースの場合は強度が高いことから RC 造に比べ水平剛性が不足する可能性が高いため、許容応力度を低く設定する必要が想定できる。そこで一次設計時は長期許容応力度以内、保有水平耐力算定時には短期許容応力度以内に抑えるなどの方法も考えられる。なお、剛性に影響の少ない接合部の設計では、許容応力度を低く抑えることおよび保有耐力接合とする必要はない。

上記の制限を超える場合には剛床仮定が成立しない場合もあるので、変形する床をモデル化して立体解析を行い、耐震部材の水平力分担や偏心率などを確認するなどの対応が必要になる場合がある。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，6.2.3 剛性率・偏心率等

1.2 構造計算上地下部分とみなす部分の片面が地盤と十分に接していない場合の耐震設計上の考え方

【よくある指摘事例】

地階の壁面が地盤と十分に接していない場合において、地震力の考え方や地下部分の設定が不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第 82 条，第 88 条

平成 19 年国交省告示第 592 号

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

2020 年技術基準 p.297

【指摘の趣旨】

2020 年技術基準¹⁾によれば、構造計算上地下部分とみなす判断基準は次のようになっている。「地階の階高の $\frac{2}{3}$ 以上がすべて地盤と接している場合、または右図のように地階の全周面積の 75% 以上が地盤と接している場合」。したがって、当該条件を満足すれば地下部分と判断し、満足しなければ地上部分と判断する。

しかし、地階全周面積の 75% 以上が地盤と接している場合にあっても、片面が地盤と十分に接していない場合、あるいはドライエリアを設けた場合など地震力の考え方が不明確な事例があるため、その解説を行う。

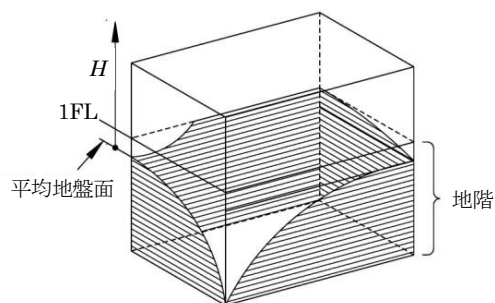


図-1 地下部分とみなす場合の判断基準¹⁾

【解説】

1. 片面が地盤と十分に接していない事例

地階全周面積の 75% 以上が地盤と接していて構造計算上地下部分と扱える場合にあっても、図-2 に示すように X 方向で片面が地盤と十分に接していない場合は、地震時の土圧、周面摩擦等の正確な評価が難しいため、X 方向の地震力を割り増すなどして設計することが望ましい。割り増しの一例として、設計用一次固有周期算定用高さは H_2 を採用し、X 方向については地上部分相当の地震力に対して設計を行うことが考えられる。この事例の場合、構造計算上地下部分とみなすことができることから、剛性率・偏心率の算定および保有水平耐力計算については不要であるが、相当の安全性を確保することが望ましい。

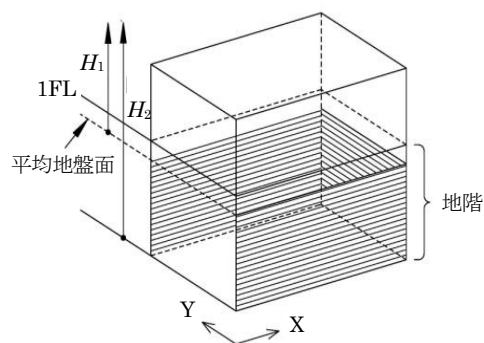


図-2 片面が地盤と十分に接していない事例

2. ドライエリアがある事例²⁾

ドライエリア外周の壁を，建物が地盤と接している壁としてみなすか否かを判断する事例を以下に示す．

図-3 に示すドライエリア壁 (W_1) のように剛強な梁等で一体となって挙動すると考えられる壁は，建物が地盤に接している壁と判断できる．しかし，ドライエリア壁 (W_2) については建物と一体となっているとは見なされないで，この壁は建物が地盤に接していない壁と判断する．

上記の判断により，ドライエリアを含む外壁全面に対して建物が地盤と接しているか否かを見極め，前述した判断基準に基づき地下部分としてみなすことの可否を判断する．

なお，剛強な梁等により剛床仮定が成り立ち，かつ耐力壁としての条件が確認できれば，ドライエリア壁を耐力壁として扱うこともできる．

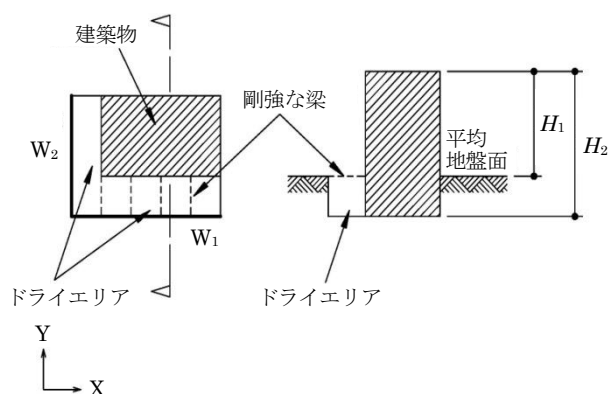


図-3 ドライエリアがある事例

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，5.5 地震力
- 2) 文献 1)，p.302

1.3 部分地下を有する建物の分担せん断力

【よくある指摘事例】

部分地下を有する建物の負担せん断力の設定が不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第 82 条, 第 88 条

平成 19 年国交省告示第 592 号

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号, 第二号

2020 年技術基準 pp.431～434

【指摘の趣旨】

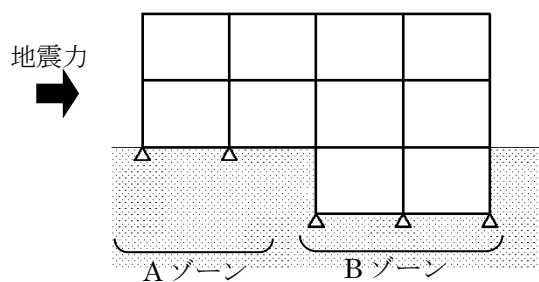


図-1 部分地下を有する建物

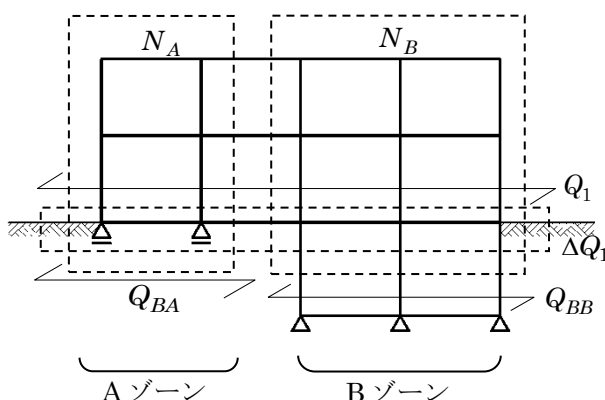
図-1 のような部分地下を有する建物の設計を行う場合、地震時に A ゾーンの基礎と B ゾーンの地下階および基礎の分担せん断力をどのようにして決定するかということが、設計上の課題のひとつとなる。A ゾーンの支点条件をピン支点とすると、地震力はすべて A ゾーンの基礎が分担することになり、A ゾーンにとっては安全側となるが、B ゾーンの地下および基礎にとっては危険側となる。また A ゾーンの支点条件をローラー支点とすると、地震力はすべて地下

階および基礎が分担することとなり、B ゾーンにとっては安全側となるが、A ゾーンにとっては危険側となる。地下部分の占める割合に応じて、構造モデルの支点条件を上述のように単純化することが工学的な判断として妥当な場合もあるが、地下部分の占める割合によっては実状に即した設計上の判断が必要となる場合もあり、以下に分担せん断力の決定方法について解説する。

【解説】

部分地下を有する建物の分担せん断力は設計者の多様な判断により決定されているが、主として採用されている地震時重量比による方法および基礎の水平バネ評価による方法について述べ、両者に共通する地下階外力について後述する。

1. 地震時重量比により分担せん断力を決定する方法



$$Q_{BA} = \frac{N_A}{N_A + N_B} \times (Q_1 + \Delta Q_1) \quad (1)$$

$$Q_{BB} = (Q_1 + \Delta Q_1) - Q_{BA} \quad (2)$$

Q_{BA} : A ゾーン基礎が分担するせん断力
 Q_{BB} : B ゾーン地下階が分担するせん断力
 N_A : A ゾーン地震時重量
 N_B : B ゾーン地震時重量
 Q_1 : 1 階の層せん断力
 ΔQ_1 : 1 階床・基礎の付加せん断力

図-2 地震時重量比による分担せん断力の算出

- ① 構造モデルの A ゾーンの支点をローラー支点、B ゾーンの支点をピン支点とする。
- ② 各ゾーンの地震時重量 N_A , N_B を算出する。
- ③ 地上階のせん断力 Q_1 , ΔQ_1 を算出する。（ ΔQ_1 については震度 $k=0.1$ を考慮する。）
- ④ A ゾーン支点が分担するせん断力 Q_{BA} を地震時重量比により算出する。→ (1) 式
- ⑤ B ゾーンが分担するせん断力 Q_{BB} を算出する。→ (2) 式
- ⑥ 地下階のせん断力が Q_{BB} となるよう架構外力を設定する。

分担せん断力を地震時重量比で分担させるということは、A、B 各ゾーンに生じた地震力は各ゾーンの基礎で分担させることを前提としている。したがって当該方法は、純ラーメン架構等、ゾーン間のせん断力の移行が少ない建物に適した方法であることに留意する。

K_{Ai} : A ゾーン基礎の水平バネ
 K_{Bi} : B ゾーン基礎の水平バネ
 Q_{BA} : A ゾーン基礎が分担するせん断力
 Q_{BB} : B ゾーン地下階が分担するせん断力
 Q_1 : 1 階の層せん断力
 ΔQ_1 : 1 階床・基礎の付加せん断力

図-3 基礎バネ評価による分担せん断力の算出

- ① A ゾーン、B ゾーンの基礎の分担せん断力を仮定する。
- ② 当該分担せん断力を用いて、基礎の概略設計を行い、各ゾーン基礎の水平バネを算出する。
- ③ 水平バネ支点モデルにより、応力解析を行い、分担せん断力を算出する。

当該方法は、A、B各ゾーン間のせん断力の移行が想定される建物に適した方法であり、以下の項目について留意する。

地上 1 階に生じるせん断力は、1 階床を介して A ゾーン基礎および地下階に伝達されるため、伝達せん断力に対する床の検討が重要となる。特に、吹抜け、階段、EV 等による床の開口部がある場合には注意する。

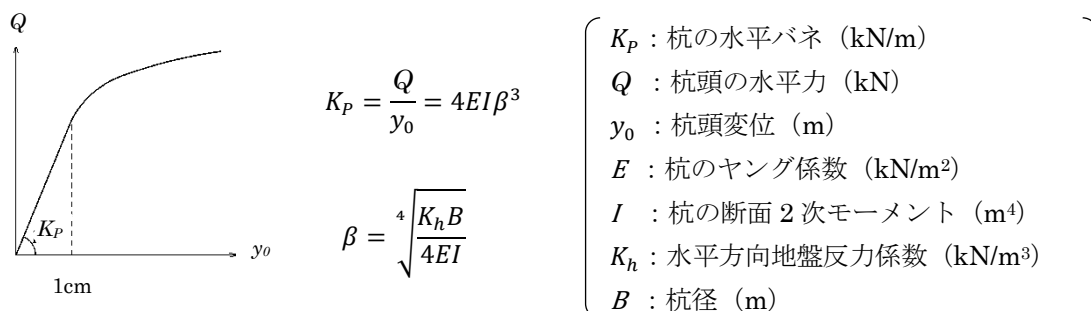
地下壁の配置が不均質な場合には、A ゾーン基礎と地下階の剛性差に起因するねじり挙動に対する安全性の検討が重要となる。

2.2.3 水平バネの評価

水平バネの評価に際しては、地盤定数に依存する部分が大きいので、ある一定の幅をもたせた定数設定を行い、安全率に配慮することが望ましい。

(1) 杭基礎の場合

杭および地盤を弾性とする方法を以下に示す¹⁾。杭の水平バネは K_p として与えられるが、水平地盤反力係数は杭頭変位が 1cm の時の値を基準として求められているので、1cm 以上の変位が生じる時には水平地盤反力係数の低減が必要である。また、液状化が予測される地盤の場合についても水平地盤反力係数の低減を行う²⁾。杭頭変位が 1cm 以下の場合等、水平地盤反力係数の評価には杭周地盤の非線形性を考慮した方法もあるので参考にすることができる³⁾。

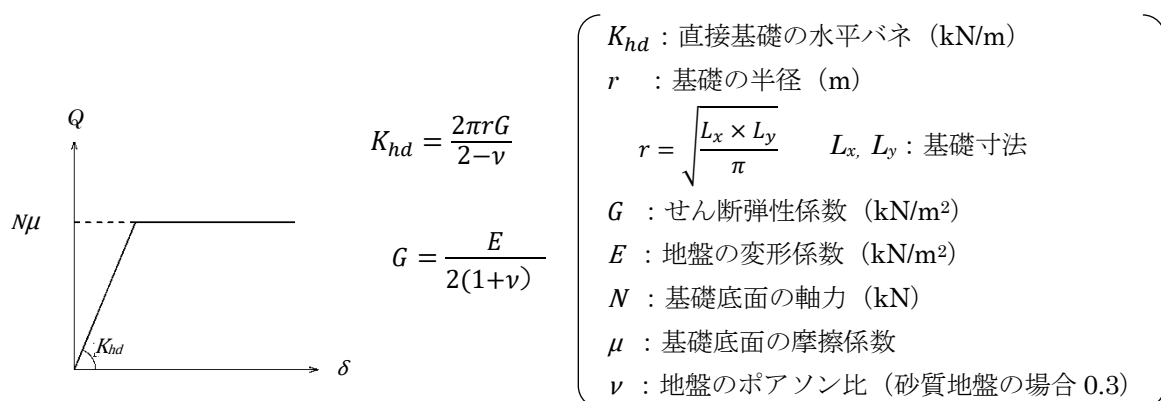


図－4 杭基礎の水平バネ

(2) 直接基礎の場合

直接基礎の水平バネについては、半無限弾性体上の円形基礎を仮定し、一様荷重分布とした場合の弾性論に基づく算定式を用いた事例がある。抵抗せん断力の最大値は最大摩擦力とし、軸力に基礎スラブ底面の摩擦係数を乗じた値とする考えに基づき評価している⁴⁾。土質試験等を実施しない場合、摩擦係数はおおむね 0.4～0.6 の値を採用して良いとしている（砂質土の場合）⁵⁾。

地上階基礎が直接基礎の場合、地下壁近傍の基礎については施工法の影響を受けやすく、支持地盤を乱すことも考えられるので、実状に即した水平バネの評価が必要である。



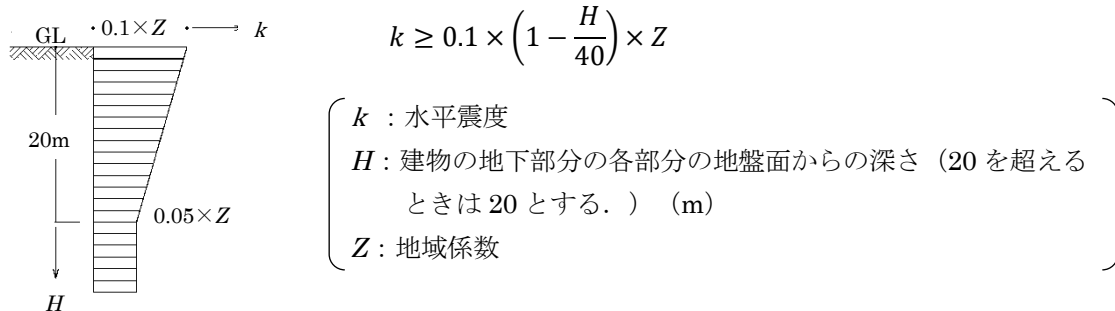
図－5 直接基礎の水平バネ

【補足事項】

地下階に作用する外力に関する補足事項として、地下部分の地震力の評価、杭基礎における基礎スラブの根入れ効果による水平力の低減、および土圧・水圧等を考慮する方法について以下に示す。

1. 地下部分の地震力の評価（令第88条第4項）

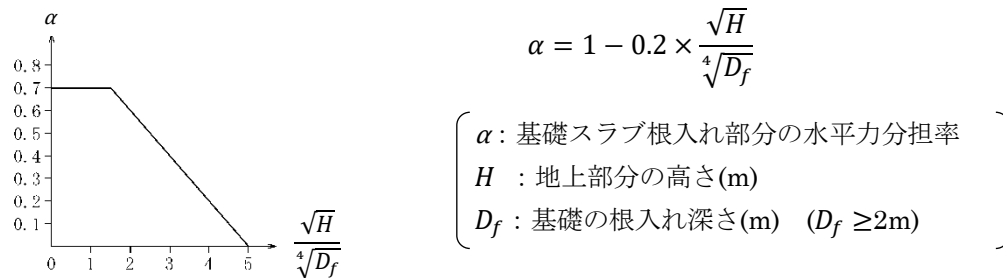
地下階および地上階基礎に考慮する地震力は下記に示す水平震度を考慮の上決定する⁶⁾。



図－6 地下部分の地震力⁶⁾

2. 杭基礎における基礎スラブの根入れ効果による水平力の低減

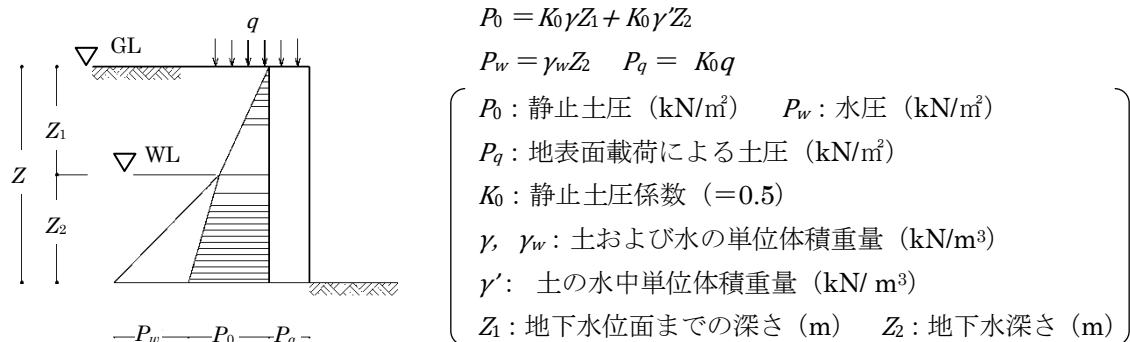
地下部分の基礎が杭基礎の場合、地下の根入れ効果を適宜判断の上、水平力を低減できる。低減した場合、低減した水平力は地下外壁等に対して深さ方向に等分布荷重の外力として考慮する⁷⁾。



図－7 杭基礎の根入れ効果による水平力低減率⁷⁾

3. 土圧・水圧等の考慮

地下壁には土圧・水圧・地表面載荷による土圧等を考慮することとし、場合によっては地震時土圧を考慮する⁸⁾。



図－8 土圧・水圧・地表面載荷による土圧

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.270～271，2019
- 2) 文献1)，p.69
- 3) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，p.183，2006
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計例集，p.313，2004
- 5) 文献1)，p.157
- 6) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，5.5
地震力
- 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，6.7.1
基礎の耐震計算の原則
- 8) 文献1)，pp.21～28

【よくある指摘事例】

EXP.J 間隔に対する検討がなされていない事例がある。

【関係法令等】

法第 20 条第 2 項，令第 36 条の 4

2020 年技術基準 pp.23～24，pp.765～772

【指摘の趣旨】

法第 20 条第 2 項及び令第 36 条の 4 により，構造計算の規定を EXP.J 等を設けた棟ごとに適用し，それぞれ独立に安全性を確認してよいことになった。しかし，EXP.J 寸法が適切に決定され，建築物相互に応力を伝えない構造として機能することにより，建物相互を独立して設計することが可能となるが，設計図書に寸法の未記入や寸法算出根拠が示されていない事例が見受けられる。以下に EXP.J を設けた建築物に関する留意事項について解説する。

【解説】

1. EXP.J に要求される性能

許容応力度計算レベル（中地震時程度）の荷重・水平力の変形に対しては，建築物の衝突による損傷が生じないことが必要となる。したがって，令第 88 条第 1 項に規定する地震力が作用する場合の建築物の各部分の層間変位を計算し，地上部分の相互の間隔が当該部分の高さまでの累積の数値以上であること（衝突しないこと）を確かめる。

保有水平耐力計算レベル（大地震時程度）の荷重・水平力の変形に対しては，建物が倒壊・崩壊しないことが求められている。したがって建築物の衝突に対する検討は要求されていないが，衝突時における外壁等の落下や屋外避難階段等の損傷などは人命に関わる可能性があることの配慮や，設計上想定した架構の変形性能が十分に発揮されるような建築物の隣棟間隔の確保等の配慮をしておく必要がある。

2. EXP.J 寸法の決定方法および設計上の留意事項

2.1 構造体の隣棟間隔

構造体に必要な隣棟間隔は，保有水平耐力時において，外壁等の落下や屋外避難階段等の損傷を防止できること，架構の変形性能が十分発揮できることに配慮して決定する。

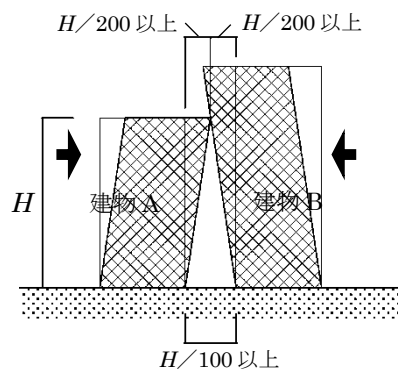


図-1 隣棟間隔に考慮する変位

保有水平耐力時の最大変位は，構造種別や部材断面の余裕度等，建物固有の条件により決定される。隣棟間隔は建物相互の変位に基づき設定することが原則であるが，RC 造では，建物高さを H とした場合，簡便的に $H/100$ 以上とする方法がある。これは建物 A，B の当該高さでの最大変位がそれぞれ $H/200$ となることを想定したものである（図-1）。

S 造等，RC 造と比較して剛性の低い建物，あるいは RC 造であっても D_s 値の小さな靱性型の建物については，建物固有の条件を考慮し， $H/100$ の隣棟間隔を適切に割り増す必要がある。その影響による建物全体変形の割り増しを考慮する必要がある。

ある。偏心率の大きな建物に対してはねじり振動に伴う回転変形による変形量の割り増し、アスペクト比の大きい建物に対しては連層耐力壁等を設けた場合などにおいて建物全体の曲げ変形の回転成分による割り増し、軟弱地盤上の建物に対しては杭頭部での水平変形の影響等に配慮して全体変形を想定することが望ましい。

2.2 歩廊等の脱落防止

歩廊を設ける場合にあっては、保有水平耐力時に EXP.J 部分が接近して衝突することの他、建物相互が離反することにより、歩廊が脱落することを防止する必要がある。保有水平耐力時における最大変位は建物高さを H とした場合、原則として各建物が $H/100$ 程度変位するものとする（図-2）。

特に歩廊の先端をローラー支承で支持するような形式の場合には歩廊が支承から脱落した際に歩廊全体が落下するおそれが高く、非常に危険であることから、保有水平耐力時の変形量に対して十分余裕のある塑性変形能力を有するストッパー等を設けて落下防止を図る等の設計上の配慮が必要である。

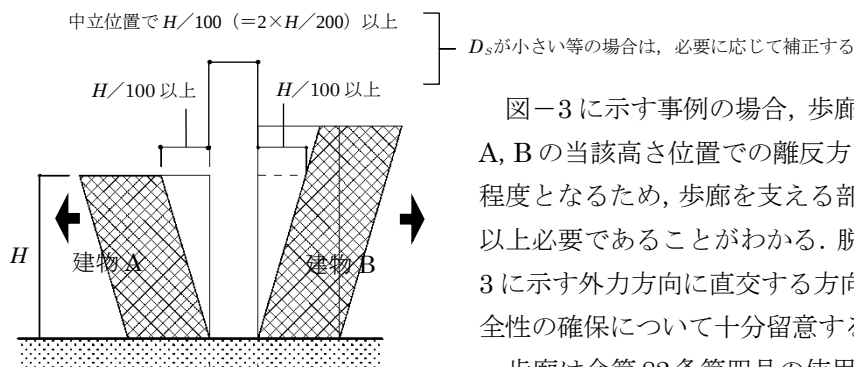


図-2 脱落防止に考慮する変位

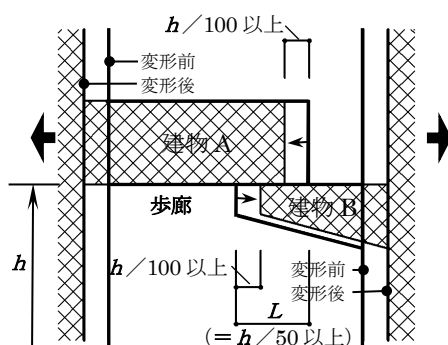


図-3 歩廊の事例

図-3 に示す事例の場合、歩廊の高さを h とすると、建物 A, B の当該高さ位置での離反方向の変位はそれぞれ $h/100$ 程度となるため、歩廊を支える部材のかかりしろ L は $h/50$ 以上必要であることがわかる。脱落防止については、図-2, 3 に示す外力方向に直交する方向についても検討を行い、安全性の確保について十分留意することが必要である。

歩廊は令第 82 条第四号の使用上の支障の検討の対象となる。また、歩廊が平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第三号ハおよびニの「外壁から突出する部分」に該当する場合には、付加的な水平震度・鉛直震度に対して取り付く建物およびその接合部等に支障のないことを確かめる必要がある。このとき、跳ね出し部分の先端が隣棟に適切に支持（ローラー支持など）がされている場合は、同号への鉛直震度の検討は省略できる。

2.3 EXP.J 関連の仕上材に対する配慮

EXP.J 部分が避難経路となる等、災害時に人の通行を想定する場合には、少なくとも中地震では金具等も衝突しないようにする必要がある。それ以外の場合は、EXP.J カバーを含めて、令 39 条第 1 項の規定に従い「風圧並びに地震

その他の震動及び衝撃によって脱落しないように」設計をしなければならない。このとき、隣棟間中心位置での $H/100$ および離間する方向の $H/50$ は最低限の目安の値としてとらえ、鉄骨造や D_s の小さな靱性型の設計とする場合には、接近時の衝突や離間時の変形を考慮した脱落防止の検討にあたり、さらに大きな変形を想定すべきことに注意が必要である。

【よくある指摘事例】

屋外階段その他これに類する建物の外壁から突出する部分を設ける場合の水平震度 1.0 に対する説明・検討が不十分な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第三号ハ
2020 年技術基準 pp.324～325

【指摘の趣旨】

地上 4 階以上又は高さが 20m を超える建物では、屋外階段その他これに類する建物の外壁から突出する部分を設ける場合、突出直交方向の水平震度を $1.0Z$ (Z は地震地域係数) 以上に割り増して、当該部分および当該部分が接続される構造耐力上主要な部分が安全であることを確かめる必要がある(平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第三号ハ)。しかし、水平震度 1.0 に対する突出部に関する説明・検討が不十分な事例があるため、以下では、本体との接続部分の水平力伝達および突出部の変形追従性について、日本建築センター「高層建築物の構造設計実務」¹⁾に記載されている設計例を転載して示す。

【設計例】**1. 設計方法**

屋外階段その他これに類する建物の外壁から突出する部分を設ける場合は、平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第三号ハの規定に基づく安全性の確認が必要である。告示では突出直交方向について、局部震度による割り増した一次設計用地震力に対する安全性の確認を要求しているため、短期許容応力度に基づく安全性の検討が必要である。突出方向については、局部震度による地震力の割増しは必要ないが、階段壁、EV シャフト壁等の当該部分の安全性の確認が必要である。一般的には、一次設計地震力に対する検討として、本体建物と同じ強制変形を与えたときに、階段壁、基礎梁等の各部が短期許容応力度以下であることを確認することが行われている。

屋外階段等は避難経路として重要な機能を持っているので、二次設計地震力に対しても本体に先行して倒壊等が生じないように、接続部の引張耐力の確保、階段壁や基礎梁のせん断破壊防止等に配慮した設計が望ましい。また、高さが 20m 以下の建物でも、建物の性状によっては同様な検討が望まれる。

2. 屋外階段**2.1 検討方針**

集合住宅などで本体より外部側に突出して配置された外部階段の検討例¹⁾である。建物は 11 階建て、図-1 に建物平面図、図-2 に階段平面図を示す。本体との接続部には梁を設けず、廊下片持ちスラブと階段の踊り場で接続されている。鉛直荷重は階段壁で基礎部に伝達し、水平荷重は廊下スラブを介して本体に負担させている。X 方向は突出直交方向なので告示に準拠して地震力を割り増し、水平震度 $K=1.0$ として接合部の安全性を検討する。Y 方向は地震力を割り増す必要が無いので、本体の変形を強制変形として与えて各部材の応力が短期許容応力度以内にあることを確認する。

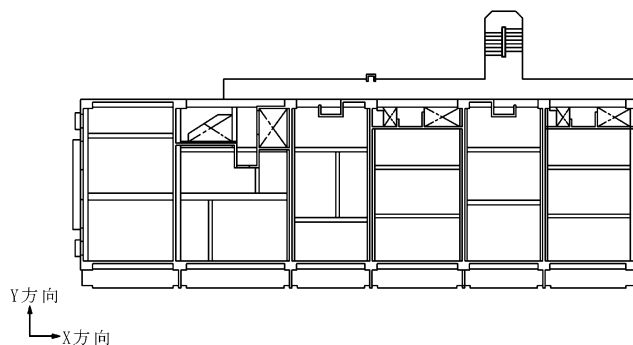


図-1 建物平面図¹⁾

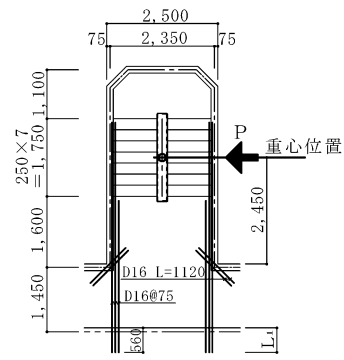


図-2 階段平面図¹⁾

2.2 X方向水平力伝達の確認

水平震度 $K=1.0$ として階段踊り場スラブから本体廊下スラブに応力を伝達させる.

階段部重量 $W=144\text{kN/階}$, 地震力 $P=144\text{kN}$, せん断力 $Q=144\text{kN}$, 接合部曲げモーメント $M=144 \times 2.45 = 353\text{kN} \cdot \text{m}$, スラブ厚さ $t=15\text{cm}$, 踊り場幅 $L=250\text{cm}$

踊り場のせん断応力度 $\tau = 144000 / (150 \times 2350 \times 0.875) = 0.467\text{N/mm}^2$

$< f_s$ (短期許容せん断応力度)

接合部必要補強筋 $a_t = 35300 / (29.5 \times 235 \times 0.875) = 5.82\text{cm}^2 \rightarrow 3-D16 (5.97\text{cm}^2)$

廊下スラブへの定着は安全側の配慮として, 大梁まで延ばし定着する.

なお, 廊下スラブの接続部だけではなく, 階段室自体の中でも伝達経路に沿ってそれぞれの位置で曲げ, せん断応力が伝達可能なことを確認する必要があるが, ここでは省略している.

2.3 Y方向変形追従性の確認

本体架構の変形を強制変形として与えて応力を計算し, 各部応力度が短期許容応力度以下となっていることを確認するが, 応力度の検討結果は省略する. 図-3に計算モデル図, および応力図を示す. 突出方向の水平力は局部震度の割増しを要求されないが, 通常の A_i 分布による地震力に加えて, 図-3に示す応力変動に伴う付加力を考慮して, 接続部の引張筋等は余裕ある設計が望ましい.

階段壁 厚さ $t=25\text{cm}$ 長さ $L=175\text{cm}$ 断面二次モーメント $I=11.2 \times 10^6\text{cm}^4$

断面積 $A=4375.0\text{cm}^2$

基礎小梁 $b \times D=40 \times 200\text{cm}$ 断面二次モーメント $I=26.7 \times 10^6\text{cm}^4$ 断面積 $A=8000.0\text{cm}^2$

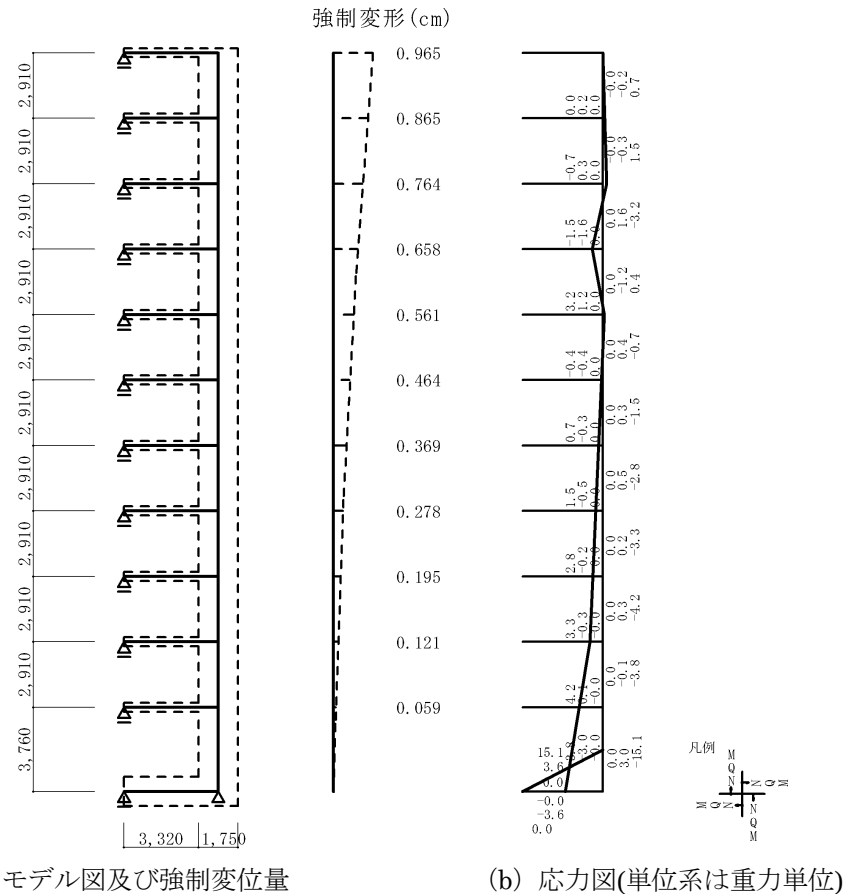


図-3

3. EV シャフト壁

図-4 に突出した EV シャフトの事例を示す. 水平力は EV シャフトの重心位置に作用するものと考えて, EV ホールスラブとの接続部および廊下スラブとの接続部の検討が必要であるが, EV シャフト壁自身の安全性の検討も必要な場合がある. 壁構造の EV シャフト壁では, EV ホールスラブとの接続部は接合部の詳細次第でピン接合, 剛接合およびその中間の場合が考えられるが, 適切な接続条件を安全側に設定することが必要である. また, EV シャフト壁自身の安全性の検討では曲げモーメントの分布形 (図-4 では接続部をピン接合と仮定), 仮想水平梁の幅等の設定も安全側の配慮が必要である.

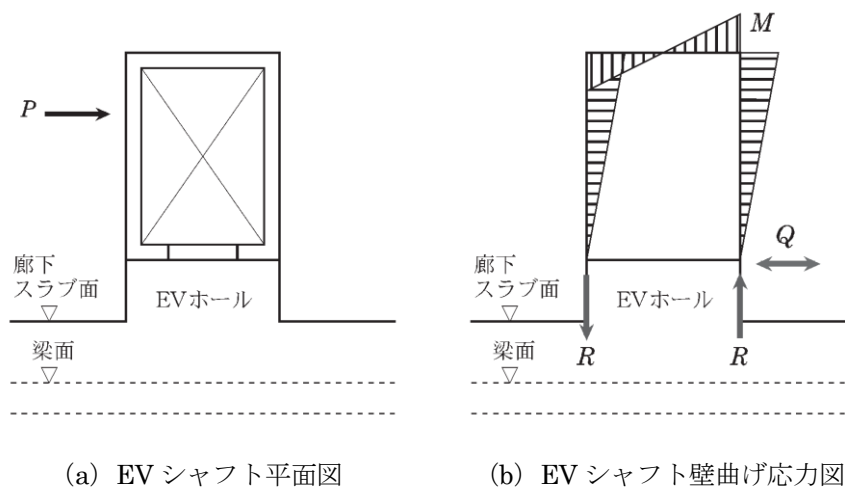


図-4 EV シャフト壁

【補足事項】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第三号ハで対象とする屋外階段以外の突出部分には、EV シャフト壁は含まれるものと考えられる。「突出する」とある趣旨は、形状以外に局部震度による振動の励起のおそれがあるということであり、そのような観点から規定の適用を考える必要がある。振動の励起のおそれがある水平突出部の長さについては具体的な数値は示されていないが、屋上からの突出が 2m 以下の場合には振動の励起が生じ難いものとされているので、水平突出部の長さが 2m を超える屋外階段等が対象になるものと考えられる。

入隅部で周囲に緊結されている場合や突出部に直交する昇降路を設ける等によって二方向に有効に拘束されている屋外階段や、本体架構と同等の振動特性を有する部分で地震時におおむね一体として挙動することが期待できる場合は、この適用を受けない。

外壁から突出する部分の水平震度は、原則 $1.0Z$ (Z は地震地域係数) 以上とするが、突出する部分が取り付く部分の高さに応じて地震動の増幅を考慮して定めた数値に Z を乗じた数値としてもよいこととされている²⁾。

【参考文献】

- 1) 日本建築センター：性能評価を踏まえた高層建築物の構造設計実務，12.1 本体架構から突出した部分の設計，2019
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，6.1 許容応力度計算の方法

1.6 自走式駐車場設計の留意点

【よくある指摘事例】

自走式駐車場のモデル化等，設計の考え方が不明確な事例がある．

【関係法令等】

令第 82 条

平成 19 年国交省告示第 592 号

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

2020 年技術基準 p.312

【指摘の趣旨】

自走式駐車場においてはスロープの形式により，解析方法，モデル化，部材剛性の評価等，構造計算上のいくつかの問題があり，自走式駐車場のモデル化等，設計の考え方が不明確な事例がある．ここではスロープの形式に応じてこれらの扱い方について解説する．

【解説】

1. 自走式駐車場の形式

自走式駐車場はスロープの形式により次の 3 形式に分類できる．①スロープ部分が取り付く形式，あるいは独立スロープ棟が取り付く形式，②部分的傾斜床の形式，③全体が傾斜床（スパイラル）の形式がある．

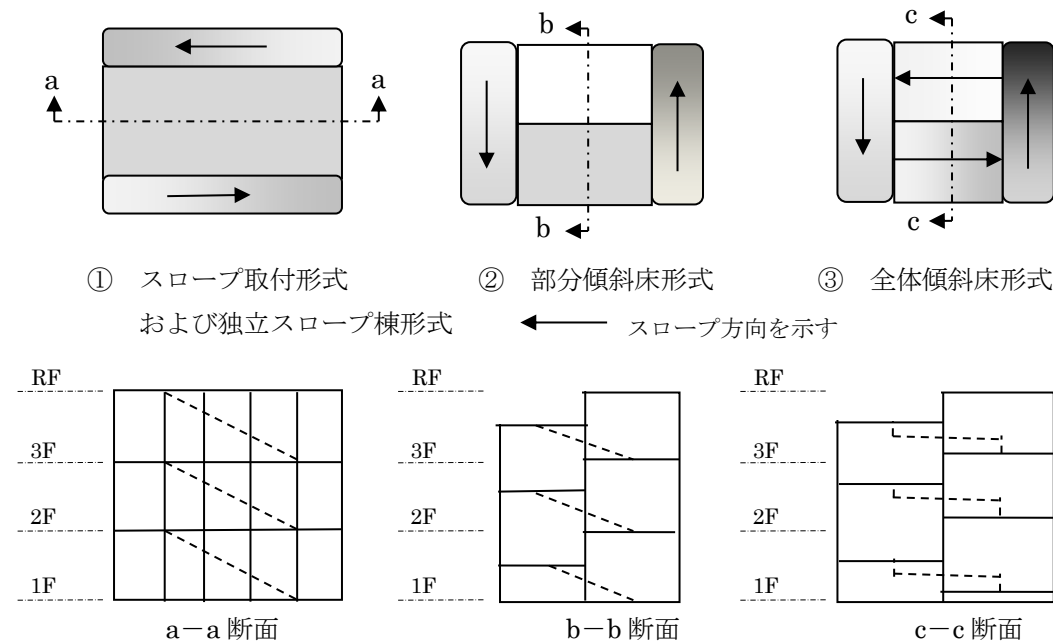


図-1 形式の分類

①は大部分がフラットな床となっている．②は各階でほぼ 1/2 の床面積が半階高さ分ずれている．③は 1 周で 1 階分の高さに変化する傾斜床となる．

2. 架構の特徴

2.1 スロープ取付形式および独立スロープ棟形式

一般に大規模なもので、フラットな部分の面積が大きく、架構の特性は通常の骨組と変わらない。しかしスロープ部分には斜めの梁が層間をつなぐように通るためブレース効果をもつ。またスロープ床とフラット床が隣り合う部分の柱では、フラット部梁と高さの異なるスロープ部梁が取り付く。また、柱によってはスロープを上がるにつれて柱長が長くなり剛性が変化する。

上記のようなスロープ部分を本体から切り離し、独立したスロープ棟を取り付ける形式がある。この場合は本体建物に問題はない。スロープ棟ではスロープ方向にすべての梁が斜め梁となりブレース効果があるが、偏心が生じることはない。なお1階の柱長さはスロープを上がるにつれて長くなり剛性は変化する。

2.2 部分傾斜床形式

この形式は同一階のほぼ1/2の面積で半階分高さがずれている。したがって同一階の剛床として扱うには無理がある。傾斜床部分（スロープ部）では斜め梁が1/2階高さの間に取付いていて、柱長さが変化する。また半階ずれている部分が接する中央の通りでは柱に高さの違う梁が両側から取り付くことになり、柱の剛性が変化する。

2.3 全体傾斜床形式

床全面で傾斜床となり1周で1階分の高さ変化がある形式である。この場合も同一階として扱うには無理がある。またスロープに沿ってすべての梁が斜め梁となるが、その傾斜は上記2形式に比べて小さい。内部の各柱では取り付く梁の高さが徐々に変化し、平面中央部分では複雑な柱梁接合部となる。1階と最上階を除く中間階はそれぞれ同じ骨組となるが、1階と最上階では階の範囲を定める必要がある等の特徴が現れ、1階ではスロープを上がるにつれて柱長さが変化するとともに、基礎梁の高さも床スロープに応じて変化する。

3. モデル化と応力解析

2. で示したように、このような複雑な架構では以下のように扱うことが望ましい。

- (1) 形状通りに各節点位置を線材でつなぐ任意形状の応力解析を行う。なお床の面内剛性を考慮することで、より精度を高める事ができる。
- (2) 水平荷重は各柱節点位置に支配鉛直荷重相当分に水平震度をかけた値を与える。水平震度は適切に想定した層に相当する A_i 分布から設定した震度をその層に属する各節点に共通の値を採用してよい。
- (3) 保有水平耐力を求めるには任意形状弾塑性増分解析が必要となる。

当然ではあるが、設計者は使用する解析ツールの内容をよく理解しておく必要がある。

しかし設計者によっては、必ずしも上記のような任意形状解析ツールが使用可能とは限らない。一般の一貫計算ツールを使用して、フラットな床を設定して解析する場合は3.1～3.3に示すような便宜的な方法が考えられる。この場合も一貫計算ツールの内容を熟知しておく必要がある。

なお、上記のように実状に応じた解析をしても法的に要求される層間変形角、偏心率、剛性率は明確にする必要がある。

3.1 スロープ取付形式

スロープ部分の斜め梁は層間をつなぐ等価なブレースとしてモデル化し、全体の剛性、偏心に配慮

する。スロープ部とフラット部の境界の柱では、スロープ直交方向に高さが異なる梁が取り付くことになり、柱長さが短くなり剛性が増大し、かつ柱に中間荷重が作用することになる。スロープ部分のスロープ直交方向の梁はウェブのみ接合してピン接合とすることも多い。この場合には図-2に示すようにスロープ床の水平変位と取り付く柱位置の変位が異なり、接合部が面外方向に強制変形を受け、破損した例もある。接合部詳細には配慮することが望ましい。

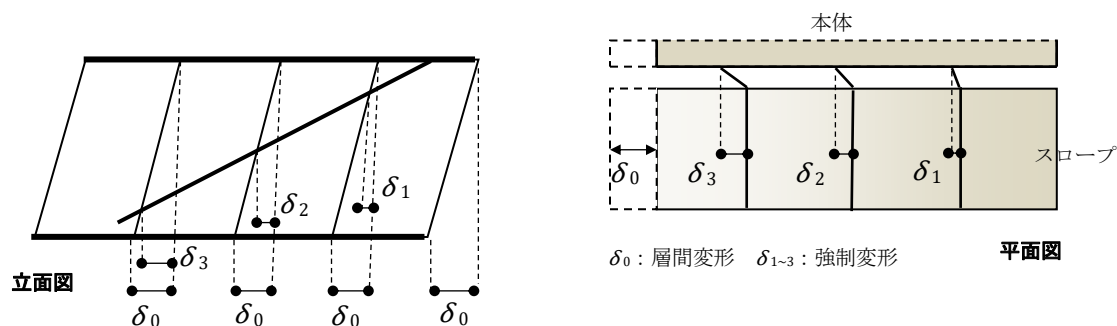


図-2 スロープ床による強制変形

またスロープ勾配に沿って柱の長さが変化し、せん断力は短い柱に集中する。このような影響は部分骨組を取り出し、解析する等、適切に評価する必要がある。独立したスロープ棟の場合はフラットな内部梁との関係はないが、その他は同様の配慮が必要である。

3.2 部分傾斜床形式の場合

半階分ずれるフラットな床間をそれぞれ階として設定し、床のない部分を吹抜け部として扱う。傾斜する床の部分もいずれかの階に分割してフラットな床としてモデル化する。傾斜床の斜め梁は想定された階の間をつなぐブレースとしてモデル化する。1階スロープ部分等で柱長さが変化する部分では、3.1と同様に適切に剛性、応力を補正して安全側の計算を行う。

偏心率の計算では吹抜け部分を無視した場合と、一体とした場合を比較して安全側となる対応が必要である。剛性率、層間変形角、地震荷重についても法的な階の設定で求めたものと比較して安全側の値を採用する必要がある。

3.3 全体傾斜床形式の場合

1周をフラットな床（階）として扱う場合は骨組の形が異なるため、そのままでは設計できない。各方向で形状の異なる代表的な骨組を選択し、支配面積当たりの荷重に対して平面解析を行い、それぞれの変形、応力を求める。この際、各架構の剛性の違いを確認してせん断力の分担が妥当かどうか繰り返し計算して確認する必要がある。以上の計算においても、骨組を分割した平面解析であるため実際の応力とは違いがある。したがって部材断面設計では適正な安全率を見ることが望ましい。

4. 床スラブの水平力伝達

自走式駐車場はブレース架構を採用することが多い。集中的に配置したブレースでは、分担水平力を床スラブで伝達することが困難となる場合がある。ブレースはできるだけ分散かつ均等配置として、床を介しての水平力伝達が円滑化されるように配慮する。傾斜床形式では特に水平力伝達経路が複雑なため分散かつ均等配置を行い、明確な方法で水平力伝達能力を確認する必要がある。また確実に水平力伝達能力を得るために梁フランジ上の頭付きスタッドの設置が望ましい。

5. 斜め梁のブレース効果

層間をつなぐ斜め梁では軸剛性が働いてブレース効果を発揮し、偏心が生じるなどの問題が生じる。また梁ウェブの高力ボルト接合部が破断する事例もあるため、慎重な配慮が望ましい。この影響を小さくするためには軸剛性の影響が相対的に小さくなるように、鉛直ブレースを十分に配置し剛性の高い構造計画とする方法がある。あるいは斜め梁に軸力が作用しないように接合部を工夫する、などの方法もある。

スロープ床のブレース効果も大きな影響を生じる。圧縮力が働く方向では剛性は高くなるが、引張方向ではひび割れが生じて剛性は低下し、複雑な挙動を示すと想定できる。圧縮力が働く方向ではスラブ剛性も考慮し、引張方向ではスラブ剛性は無視し、スラブにひび割れが生じることを許容するが、ひび割れ幅が過大にならないようスラブ筋を十分に配置する。スラブに完全スリットを設ける方法も考えられるが、スロープ床は常時に過酷な荷重を受けるためスリット部分に損傷を生じる可能性が高い。建築主との協議により個々に判断されることでよい。

6. 保有水平耐力計算

弾塑性解析を任意形で行わない場合は応力の補正はもちろん、ヒンジ発生についても実骨組での状態を想定して適切に補正していく必要がある。

7. 基礎、基礎梁の荷重伝達

スロープ部分では床高さが徐々に上昇していき、スロープ途中で RC 造から S 造に変化する。また 1 階床はアスファルト舗装で水平力の伝達が不可能な場合もある。このように地上階の地震力が基礎に伝達する経路は一般建物に比べて複雑である。力の伝達を十分に考慮して設計すべきである。

8. 鉄骨詳細の検討

自走式駐車場ではブレースや梁が柱に複雑に接合される。また梁の高さは複雑に変化する。高さの異なる梁同士が接合される場合も多い。スロープの回転する部分では鉄骨梁高さの取り方によっては、床のコンクリート増打厚さが異常に大きくなる。設計者は計算だけではなく、溶接性、寸法納まり等、十分な鉄骨詳細の検討が必要である。

【補足事項】

自走式駐車場では 2020 年技術基準¹⁾により落下防止柵の設計が求められる。ここでは設計用の衝撃荷重を定めて、部材設計は終局耐力を想定した（短期許容応力度の 1.5 倍）設計が示されている。防止柵が直接取付く部材に対しても同様な終局状態を想定した設計が必要となる。例えば防止柵が外力方向に直交する大梁フランジに取付く場合は該当梁の面外方向曲げとねじれの検討を行う。またこの位置に大梁に直交する剛接合の小梁がある場合には小梁の曲げ設計を行えばよい。なお、部材の接合部では保有耐力接合や保有耐力継手が必要となる。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，p.312

2. 荷重及び外力

2.1 クレーン荷重の考え方

【よくある指摘事例】

クレーン荷重の設定方法や建物の設計方法が不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第 82 条, 第 83 条, 第 84 条

平成 19 年国交省告示第 592 号

【指摘の趣旨】

クレーンを有する建物の構造設計を行うにあたり、2020 年技術基準¹⁾にはクレーン荷重の設定方法や考え方（長期、地震時）が示されておらず、また設計上の注意事項も記載されていない。そのため、クレーン荷重の設定方法や建物の設計方法に関して不明確な事例がある。

ここでは荷重指針²⁾ 他に従って、クレーン荷重の設定方法と建物設計上の注意事項について解説する。

【解説】

1. クレーン荷重の設定方法

荷重指針²⁾ 及び S 規準³⁾ にクレーンの鉛直荷重と水平荷重の考え方が示されている。

長期荷重については、クレーン走行時の鉛直荷重として、最大車輪荷重（吊り荷重を含む）と衝撃力とを移動荷重として取扱う。最大車輪荷重 P はカタログデータなどをもとに設定すること。衝撃力はクレーン走行速度 60m/min 以下の場合は最大車輪荷重 P の 10%、60m/min を超える場合はその 20% とする。

クレーン走行方向の走路に作用する水平荷重は、制動による衝撃力を考慮した最大車輪荷重 P の 15% の $0.15P$ がレール上端に作用するものとする。図-1 左側の図はクレーンの立面を示したものである。図中「動輪」と記された制動側の車輪に水平荷重 $0.15P$ を作用させることを示している。また走行方向と直角に作用する水平荷重は、両側受梁に同時に車輪荷重の $0.1P$ が作用するものとする。図-1 右側の図はクレーンの平面を示したものであり、各車輪に水平荷重 $0.1P$ を作用させることを示している。

一方、クレーン荷重による地震時荷重は、特別な場合を除き、吊り荷の重量を無視した自重のみでよいとされている。

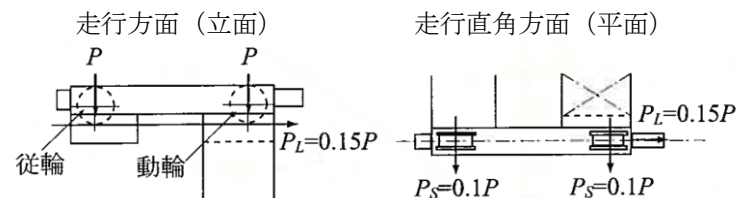


図-1 クレーン走行時の水平荷重²⁾

クレーンガーダー等のクレーン支持構造物の検討を行う場合は、ガーダー上でクレーンを移動させて考え、曲げモーメントが支持構造物にとって最も不利となるときの値を設計応力として採用する。

なお、水平力 $0.1P$ による直交方向走行時の曲げ応力についても最も不利となる車輪位置で算定を行い、鉛直方向とのクレーン同時作動を想定した応力に対して安全性の確認を行う。

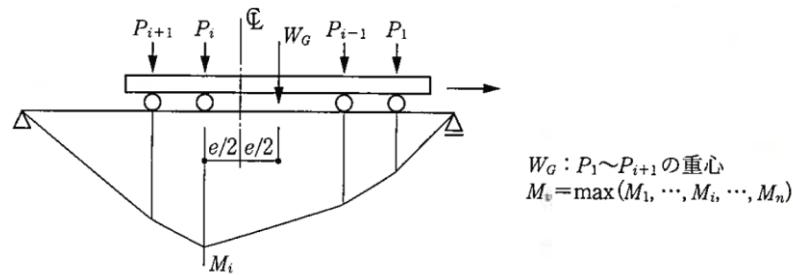


図-2 クレーンガーダーの最大曲げモーメント (M_b) の計算方法⁴⁾

例えば図-2のように、4つの車輪をもつクレーンを考えた場合、ガーダー上にある車輪圧の重心位置(W_G)と隣接する車輪 i との偏心距離 (e) の中心がガーダーの中央に一致したとき、その注目車輪 i について曲げモーメントが最大となる。車輪を移動させながら、上記の計算を繰り返し行えばガーダーの最大曲げモーメント (M_b) を算定することができる(文献4) 参照)。2台以上のクレーンが同時に支持構造物に影響を与える場合には、最も不利となる荷重の組合せを採用する。またクレーン走行時のガーダーのたわみ制限も厳しいため、必ずたわみの検討を行う。

なお、ここではクレーンの鉛直荷重と水平荷重の考え方について荷重指針²⁾ 及びS 規準³⁾ の記述を引用しているが、実状に応じてS 建築構造の設計⁴⁾ の記述を適用してもよい。制動による衝撃力が仕様書で荷重が明確になっているものについてはその値を用いてもよい。

2. 建物設計上の注意事項

2.1 層せん断力について

クレーンを有する建物の地震時の層せん断力について、文献5) ではクレーンを建物への付加荷重とみなし、平屋として扱ってよいとする考え方が示されている(図-3 参照)。

ただしクレーンの荷重や位置によっては、クレーンの荷重が作用する部分を構造上の階として小屋面とは別の層として扱い、各階の層せん断力係数を算出する方が適切な場合も考えられる。

建物の構造計画や計算のモデル化なども考慮して、どちらの取扱いが適切かを判断することが望ましい。

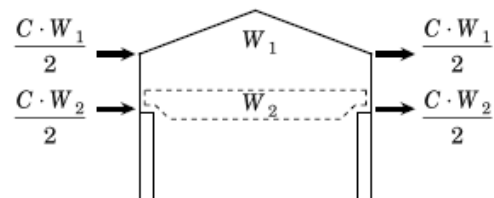


図-3 層せん断力の取り方例⁵⁾

2.2 偏心率の算定について

クレーンを有する建物では、小屋面の水平ブレースが軽微であり、剛床仮定が成立しないため、建物を構成する各フレームが負担幅分の荷重を受け持つゾーニングの手法で設計する必要がある。しかしながら、建物全体として法令上偏心率の算定が要求される場合は、偏心率の検討を省略することはできない。このような場合は、偏心率の値が最も大きくなる位置にクレーンが来た場合を想定して偏心率を算定する。

2.3 クレーンガーダーからの水平力の伝達について

クレーンの水平荷重は、クレーンの車輪が走行するランウェイガーダーからバックガーダーを通して建物の軸組架構に伝達される。そのため図-4 (a) のように、軸ブレースをクレーンガーダーと取

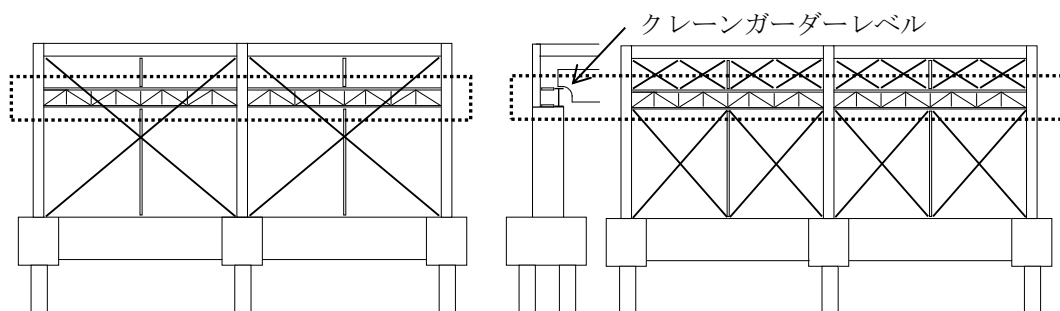
り合わない節点に設けると、中間荷重が作用してガーダーレベルで柱に曲げモーメントが発生する。そのため (b) のように、ガーダーレベルの上下に分けて軸ブレースを設置することが望ましい。この場合一貫計算プログラムによっては、ガーダーレベルに階を設定する必要もあるので注意する。

2.4 荷重組合せについて

建物ごとのクレーン使用状況に応じて、令第 82 条第二号の積雪時、暴風時および地震時応力とクレーン荷重時応力との組合せを必要と判断した場合は、構造計算書に想定する状態および応力の組合せを記載し安全性を確認することが望ましい。

2.5 柱、基礎の設計について

クレーンを有する建物の柱や基礎の設計は、クレーンガーダー等のクレーン支持構造物と同様に、クレーンが柱や基礎に対して最も厳しい位置に来た場合を想定して行う必要がある。柱や基礎に作用する応力の算出は、クレーン以外の荷重に対する架構応力解析の結果に、クレーン荷重による最大応力を足し合わせて求める方法が考えられる。



(a) 柱の中間曲げを考慮する軸ブレース配置例

(b) 適切な軸ブレース配置例

図-4 軸ブレース配置の例

2.6 基礎梁がない場合の取扱いについて

クレーンを有する建物では、張間方向に基礎梁を設けない設計もある。このような場合は実状に応じて柱脚の固定度を考慮して設計する。この場合は、柱脚に生じる応力を基礎、地盤に伝達できることを確認する必要がある。保有水平耐力時には柱脚応力の基礎への伝達を考慮することが望ましい。また上部架構の安全性を高めるために、柱脚をピンとモデル化して応力計算を行ってもよい。

建物が杭基礎の場合は杭を複数本打ちとして、地震時の杭頭曲げモーメントは基礎で処理することが望ましい。

図-5 にその概念図を示す。

また、1 階床が基礎梁と緊結されない土間コンクリートのような場合は剛床仮定が成立しないと判断され、1 階床での水平力伝達ができない。この場合は、上部架構の水平力を当該架構の基礎で処理する必要がある。

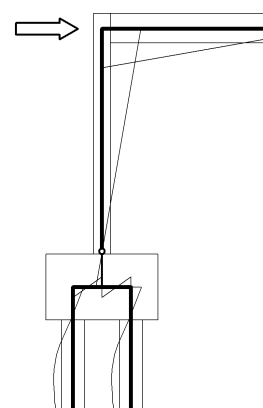


図-5 杭の水平力の処理方法概念図

2.7 疲労設計に対する取扱い

重量物を扱うクレーン等はその使用目的および予想される使用状況に応じて疲労設計が必要な場合は、日本鋼構造協会「鋼構造物の疲労設計指針」⁶⁾等を参考に該当部材の安全性の確認を行うことが望ましい。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書
- 2) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説（2015），12.1.3 その他の荷重の設定方針 5) 天井クレーンの荷重，2015
- 3) 日本建築学会：鋼構造設計規準－許容応力度設計法－，3.2 衝撃力，3.3 天井クレーン走路に作用する水平力，2019
- 4) 日本建築構造技術者協会：S 建築構造の設計，pp.178～181，2018
- 5) 日本建築士事務所協会連合会：2015年構造設計 Q&A 集，2.5.4 クレーンのある建物の地震力，2015
- 6) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説－付・設計例－，2012

【よくある指摘事例】

突出部の長さが 2m を超える跳ね出し部の鉛直震度 1.0 に対する検討において、採用した設計荷重に不適切な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第三号ニ
2020 年技術基準 p.325

【指摘の趣旨】

片持梁や片持ちのバルコニーなどの 2.0m を超える突出物は告示に定める鉛直震度を考慮した検討が必要となるが、鉛直震度を考慮した片持梁や片持ちスラブの短期許容応力度設計に際し、採用すべき積載荷重の値に関して不適切な事例がある。

鉛直震度に対する短期設計時の検討では、積載荷重は局所的に荷重が集中するおそれがあることから、ひび割れやたわみの安全性を考えて、設計荷重として下図の「①の組合せ」を採用するものと取扱う。これについて、以下に解説をする。

【解説】

1. 短期設計時の設計荷重の考え方

平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第三号ニには「片持ちのバルコニーその他これに類する建築物の外壁から突出する部分（建築物の外壁から突出する部分の長さが 2m 以下のものを除く。）を設ける場合 作用する荷重及び外力（地震力にあっては、当該部分の鉛直震度（令第 88 条第 1 項に規定する Z の数値に 1.0 以上の数値を乗じて得た数値とする。）に基づき計算した数値とする。）に対して、当該部分及び当該部分が接続される構造耐力上主要な部分に生ずる力を計算して令第 82 条第一号から第三号までに規定する構造計算を行い安全であることを確かめること。」と規定されている。

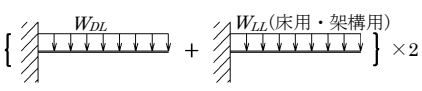
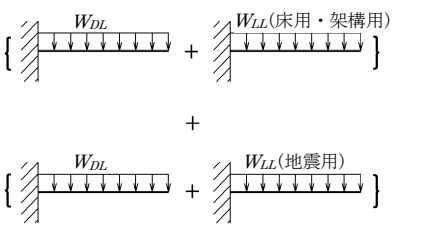
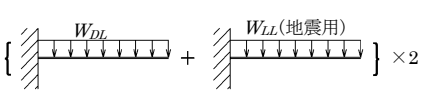
それに基づいて技術的助言（平成 19 年 6 月 20 日国住指第 1335 号）や 2020 年技術基準¹⁾では鉛直震度に対する検討法の具体的な方法の一つとして、短期の許容耐力が長期の 1.5 倍である場合には常時荷重を 1.33 倍（ $=2/1.5$ ）して長期の許容応力度の確認を行う方法が示されている。

しかし、鉛直震度に対し地震用積載荷重を採用して短期設計を行う事例があった。右図に短期設計時に考えられる設計荷重の組合せ①～③を示し以下の計算例で検証する。

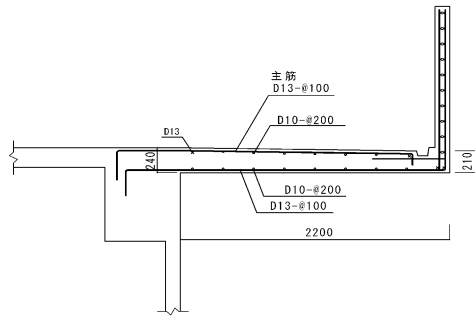
ここで符号は、以下とする。

W_{DL} ：固定荷重

W_{LL} ：積載荷重（床用、架構用または地震用）

①	
②	
③	

【設計例】



＜計算条件＞

$$F_c = 27 \text{ N/mm}^2$$

$$f_t = 195 \text{ N/mm}^2 (\text{長期}), f_t = 295 \text{ N/mm}^2 (\text{短期})$$

$$f_s = 0.76 \text{ N/mm}^2 (\text{長期}), f_s = 1.14 \text{ N/mm}^2 (\text{短期})$$

$$w_{DL} = 6.1 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{LL} (\text{床用}) = 1.8 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{LL} (\text{地震用}) = 0.6 \text{ kN/m}^2 \quad \text{先端手摺} \quad 5.0 \text{ kN/m}$$

$$D = 240 \text{ mm}, \quad d_t = 50 \text{ mm}$$

$$d = 190 \text{ mm}, \quad j = 166.25 \text{ mm}$$

1.1 長期設計時

$$M_A = 127 \times 10 \times 195 \times 166.25 = 41.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_A = 1000 \times 166.25 \times 0.76 = 126.3 \text{ kN}$$

$$M_D = \left(\frac{1}{2} \times 7.9 \times 2.2^2 + 5 \times 2.2 \right) = 30.2 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{検定比 } 0.74) \text{ OK}$$

$$Q_D = (7.9 \times 2.2 + 5) = 22.4 \text{ kN} \quad (\text{検定比 } 0.18) \text{ OK}$$

1.2 短期設計時

$$M_A = 127 \times 10 \times 295 \times 166.25 = 62.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_A = 1000 \times 166.25 \times 1.14 = 189.5 \text{ kN}$$

$$\textcircled{1} \quad M_D = \left(\frac{1}{2} \times 7.9 \times 2.2^2 + 5 \times 2.2 \right) \times 2 = 60.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{検定比 } 0.97) \text{ OK}$$

$$Q_D = (7.9 \times 2.2 + 5) \times 2 = 44.8 \text{ kN} \quad (\text{検定比 } 0.24) \text{ OK}$$

$$\textcircled{2} \quad M_D = \left(\frac{1}{2} \times 7.9 \times 2.2^2 + 5 \times 2.2 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 6.7 \times 2.2^2 + 5 \times 2.2 \right) = 57.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{検定比 } 0.92) \text{ OK}$$

$$Q_D = (7.9 \times 2.2 + 5) + (6.7 \times 2.2 + 5) = 42.1 \text{ kN} \quad (\text{検定比 } 0.22) \text{ OK}$$

$$\textcircled{3} \quad M_D = \left(\frac{1}{2} \times 6.7 \times 2.2^2 + 5 \times 2.2 \right) \times 2 = 54.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{検定比 } 0.87) \text{ OK}$$

$$Q_D = (6.7 \times 2.2 + 5) \times 2 = 39.4 \text{ kN} \quad (\text{検定比 } 0.21) \text{ OK}$$

計算例から, ① ② ③

$$60.4 > 57.4 > 54.4$$

①, ②, ③と設計応力は小さくなっており危険側の設定といえる。

【取扱い】

鉛直震度に対する短期設計時の検討では、積載荷重は局所的に荷重が集中するおそれがあることから、ひび割れやたわみの安全性を考えて、採用すべき荷重として「①の組合せ」とする。

また、突出する部材の控え部材についても鉛直震度による応力との釣合を考えて安全を確認する必要がある。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，6.1 許容応力度計算の方法

3. 構造計算の方法

3.1 応力と変形

3.1.1 RC 梁の曲げ剛性に及ぼすスラブの影響

【よくある指摘事例】

RC 梁の曲げ剛性増大率として一律の概略値を採用するなど、曲げ剛性に及ぼすスラブの影響が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

スラブの影響を考慮した RC 梁の曲げ剛性評価法は，RC 規準 2018¹⁾ 8 条に示されている。しかし，RC 梁の曲げ剛性にスラブ効果を評価する際，曲げ剛性増大率としてスパン・梁せい・スラブ下がりの有無に関わらず一律片側スラブ付 $\phi = 1.5$ ，両側スラブ付 $\phi = 2.0$ の略算値を採用している事例がある。また，スラブ下がりの影響については規準では触れていないためその扱いが不明確な事例がある。

以下に，スラブが梁天端に付く場合およびスラブ下がりがある場合を対象として，ケーススタディによりスラブが RC 梁の曲げ剛性に及ぼす影響について解説する。

【解説】

1. 想定する梁・スラブ

ここで規定する梁・スラブを表-1 に示す。

表-1 梁とスラブの諸元

番号	①	②	③
タイプ	大スパン	小スパン	基礎梁
梁幅×梁せい(mm)	500×1000	400×600	500×1500
スパン(mm)	10000	7000	7000
スラブ厚(mm)	150	150	150
スラブ片側有効長(mm)	1000	700	700

スラブ有効幅は RC 規準 8 条 (8.1) 式 (剛接梁) に従い， $0.1L$ としている。

2. スラブが梁天端付きの場合

梁天端にスラブがある場合の上記の想定梁①②の断面 2 次モーメントを算定すると，両側にスラブが付く梁の曲げ剛性増大率 ϕ (長方形断面に対する断面 2 次モーメントの増大率) は，大スパンで 1.83 倍，小スパンで 1.84 倍となり，2.0 と比べて約 10% の違いとなる。片側スラブが付く梁では大スパンで 1.51 倍，小スパンで 1.54 倍となり，1.5 と比べると約 5% の違いとなる。RC 規準 2018¹⁾ では「剛性の多少の変化は骨組みの応力に大きな影響を与えないので，もっと大まかな値をとることも許されよう。例えば，普通規模の梁の場合には，両側にスラブをもつ場合 $\phi = 2.0$ ，片側にスラブをもつ場合 $\phi = 1.5$ と仮定してもよい」と記載されているので，この程度の変動はその影響を無視できる範囲と考えることができる。

想定梁③について断面 2 次モーメントを算定すると，両側スラブが付く梁の曲げ剛性増大率 ϕ は 1.53 倍となり，2.0 と比べて約 25% の違いとなる。片側スラブが付く梁では 1.30 倍となり，1.5 と比べて約 15% の違いとなる。いずれも略算値との差が大きいことから，一般的な断面と異なるものについては精算値を採用する必要がある。ただし，基礎梁は柱に対して断面が大きく，次ページの検討結果より，長方形断面での柱に対する基礎梁の剛比が 5 倍程度の場合は上部構造に与える影響が少ない

ことから、特に精算値を採用する必要はない。

梁の曲げ剛性の評価の違いが架構に及ぼす影響について確認する。モデル架構を図-1に示す。

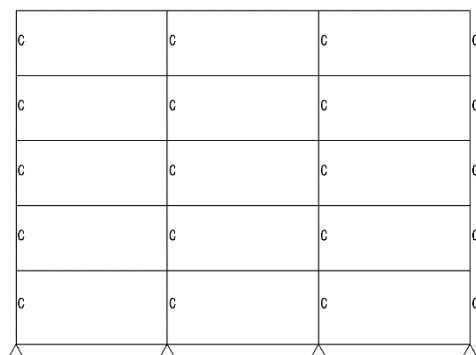


図-1 モデル架構

スパン : 7.0m×3

階高 : 3.0m×5

柱 : 700×700mm

梁 : 400×600mm

基礎梁 : 500×1500mm

大梁には両側にスラブが取り付け
ものとする

スラブ : 150mm (有効幅 0.1L)

すべての梁について曲げ剛性増大率を $\phi = 2.0$ とした場合の応力図を図-2, $\phi = 1.84, 1.53$ とした場合の応力図を図-3に示す。各部の曲げモーメントは最大 1.04 倍の違いであり大きな差がないことが確認できる。変形については最上層で 1.06 倍の違いとなり、変形についてもおおむね無視できる範囲と言える。

また、最下階について比較すると、応力変動の最大となる側柱で曲げモーメントの違いは 1.06 倍であり、基礎梁の曲げ剛性増大率の差が約 25%であっても上部架構への影響は少ないことが確認できる。

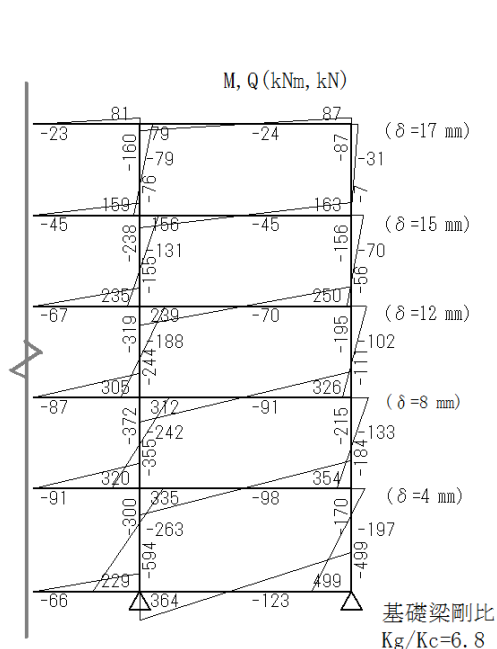


図-2 応力図 ($\phi = 2.0$)

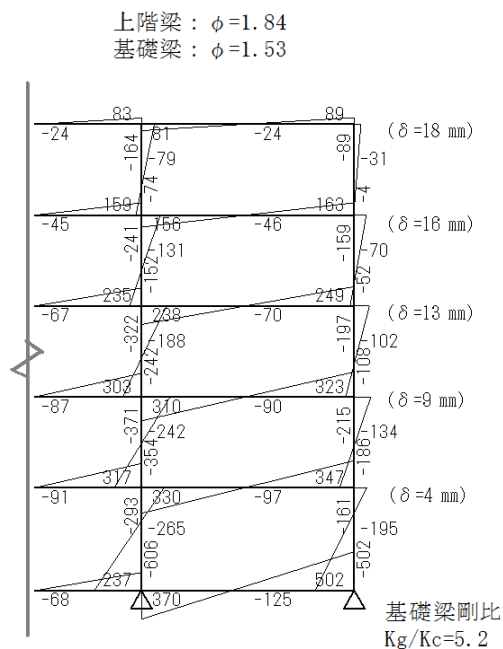


図-3 応力図 ($\phi = 1.84, 1.53$)

3. スラブ下がりの場合

3.1 スパン全長で床下がりがある場合

想定梁①②で、両側のスラブが梁天端より下がった場合の曲げ剛性低下率（梁天端にスラブが取り

付く場合に対する断面 2 次モーメントの低下率) を図-4 に示す。スラブ下がり寸法が梁せいの 10% で曲げ剛性低下率が 0.80 倍程度, 20% で 0.70 倍程度となる。スラブの下がり寸法が梁せいの 10% 程度であってもその影響は大きい。片側スラブのみ下がる場合の曲げ剛性低下率を図-5 に示す。梁せいに対するスラブ下がり寸法比が 10% で曲げ剛性低下率は 0.90 倍程度, 20% で 0.85 倍程度となる。2. で述べたように曲げ剛性が 10% 程度異なっても曲げモーメントに与える影響が小さいことより, 片側スラブのみ下がる場合, 梁せいの 10% 程度のスラブ下がりは無視できる範囲であるが, 20% 程度では影響が大きい。

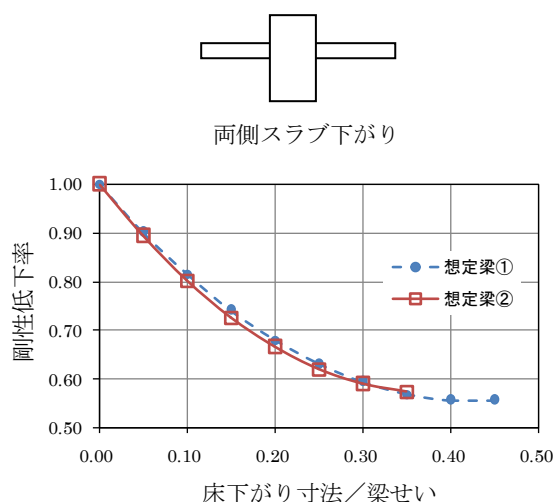


図-4 両側スラブ下がり

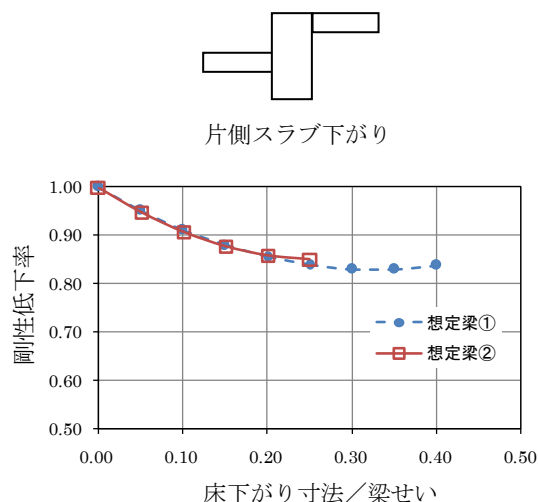


図-5 片側スラブ下がり

次に架構に対する影響について確認する。

図-1 に示すモデル架構の中央スパンの梁について, 両側のスラブが 100mm 下がる場合 ($\phi = 1.84 \times 0.70 = 1.29$) の応力図を図-6, 200mm 下がる場合 ($\phi = 1.84 \times 0.58 = 1.07$) の応力図を図-7 に示す。曲げモーメントの変動は図-2 と比較して 100mm 下がりでは 0.78~1.15 倍, 200mm 下がりでは 0.68~1.22 倍となる。最上層の変位については 100mm 下がりでは 1.12 倍, 200mm 下がりでは 1.18 倍の違いとなる。

また, 中央スパンの梁について片側のスラブが 200mm 下がる場合 ($\phi = 1.84 \times 0.86 = 1.58$) の応力図を図-8 に示す。曲げモーメントの変動は図-2 と比較して 0.90~1.15 倍となる。

このことから, 一部のスパンにスラブ下がりがあり, 部分的に梁剛性が低下する架構では, 他部材との曲げ剛性の相対関係により曲げモーメントが危険側となる場合があるため, 設計において配慮が必要である。

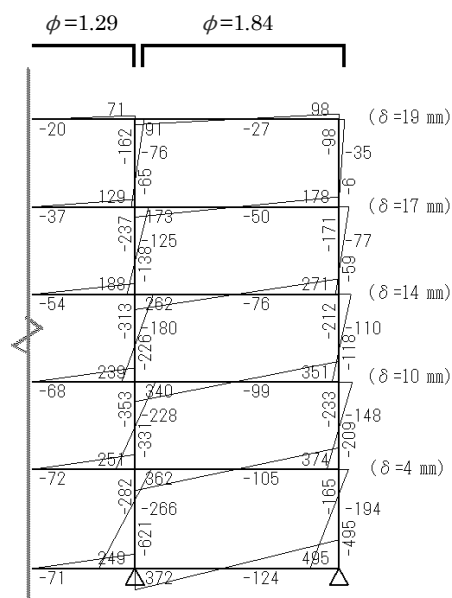
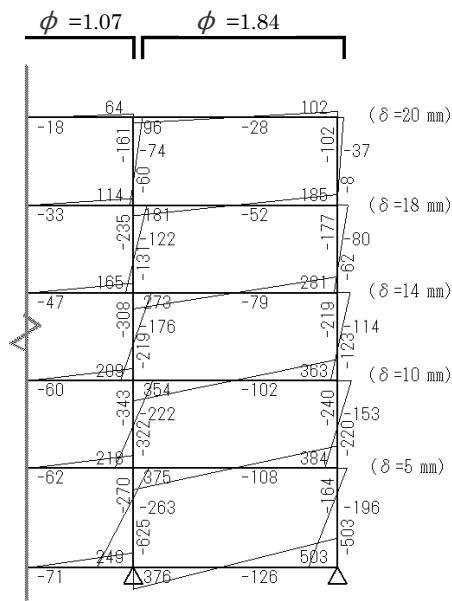
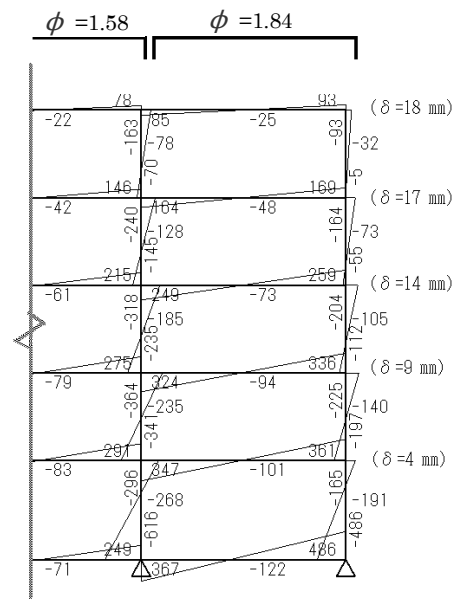


図-6 応力図 (両側 100mm)



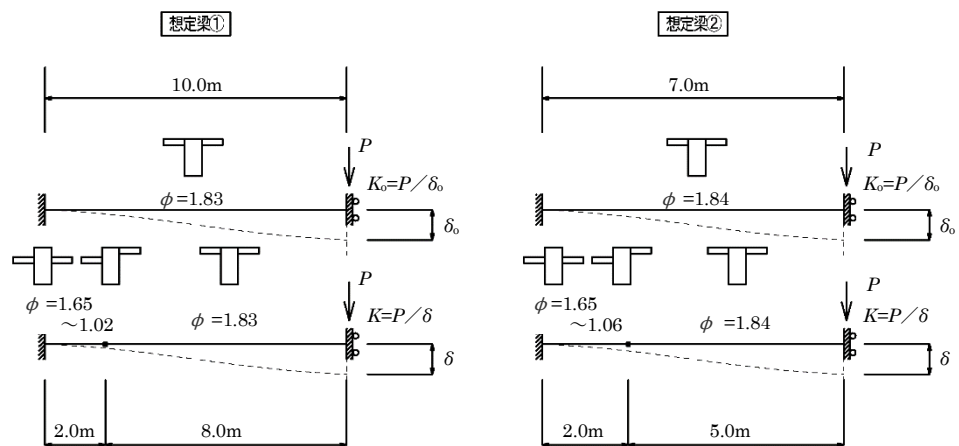
図－7 応力図（両側 200mm）



図－8 応力図（片側 200mm）

3.2 スパンの一部に床下がりがある場合

スラブ下がり範囲が梁スパン内で部分的な場合について検討する．想定梁①②についてスラブの下がる範囲を検討する上で仮に梁端部より 2.0m とし，図－9 に示す変断面梁として曲げ剛性を求めた．ここで，スラブ下がり範囲の梁の曲げ剛性は図－4，図－5 に示す曲げ剛性低下率を考慮したものである．変断面梁の曲げ剛性低下率は K/K_0 としている．両側スラブが下がる場合の曲げ剛性低下率と梁せいに対する下がり寸法比の関係を図－10 に示す．下がり寸法が梁せいの 10～15% で曲げ剛性低下率は 0.9 程度となり，25% で 0.8 程度となる．片側スラブのみ下がる場合の曲げ剛性低下率と梁せいに対する下がり寸法比の関係を図－11 に示す．下がり寸法が梁せいの 25～35% でも剛性低下率は 0.95 程度となる．



図－9 変断面梁の剛性

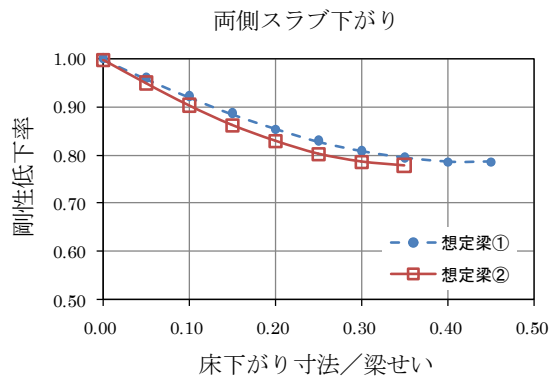


図-10 両側スラブ下がりが 2.0m の範囲

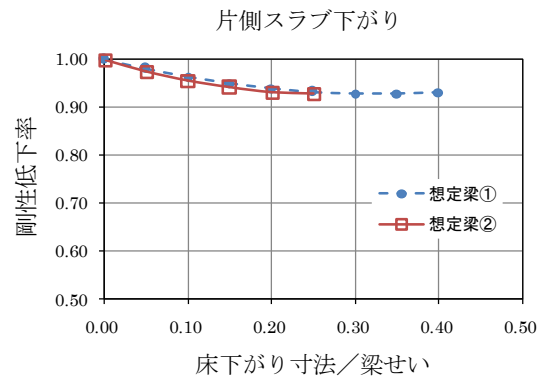


図-11 片側スラブ下がりが 2.0m の範囲

2.で述べたように曲げ剛性が 10%程度異なっても曲げモーメントに与える影響が小さいことより、スラブがスパン内で部分的に下がる場合、両側スラブではスラブの下がり寸法が梁せいの 10～15%程度、片側スラブでは下がり寸法が 35%程度でもその影響は小さく、無視できると考えられる。

4. 設計上の留意事項

- ・ スラブが梁天端付きの場合、梁曲げ剛性の精算値と略算値の差は両側スラブ付の場合 10%程度、片側スラブ付の場合 5%程度以下となる。曲げ剛性の差が 10%程度であれば応力解析結果の曲げモーメントに与える影響は 3%程度であるため、略算値を使用しても架構剛性への影響は少ないと考えられる。
- ・ 通常より断面が大きな梁についてはスラブの効果が相対的に小さくなるため、精算値を採用した方がよい。ただし、基礎梁は長方形断面としての柱に対する剛比が 5 倍以上ある場合は、梁曲げ剛性の精算値と略算値の差が 25%であっても上部架構に与える影響は小さく、応力解析結果の曲げモーメントに与える影響は 6%程度であるため、略算値を使用しても架構剛性への影響は少ないと考えられる。
- ・ スパン全長で両側のスラブが下がる場合、スラブの下がり寸法が梁せいの 5%を超えると、床下がりのない精算値に対する曲げ剛性低下率が大きいいため、スラブ下がり进行を考慮した方がよい。片側スラブのみが下がる場合、梁せいに対するスラブの下がり寸法が 10%を超えると床下がりのない精算値に対する曲げ剛性低下が大きくなるため、スラブ下がり进行を考慮した方がよい。
- ・ スパンの一部（スパンの 1/3 程度の範囲）で両側のスラブが下がる場合、スラブの下がり寸法が梁せいの 15%を超えると床下がりのない精算値に対する曲げ剛性低下率が大きいいため、スラブ下がり进行を考慮した方がよい。片側スラブのみが下がる場合、下がり寸法が梁せいの 35%以上でも曲げ剛性低下率に与える影響は少ないと考えられる。

設計においては以上の検討結果を参考にして、建物ごとに安全率との比較検討を行い、慎重に判断されることが望まれる。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 8 条 構造解析の基本事項，2018

3.1.2 片持部材端部の評価

【よくある指摘事例】

片持ち部材に連続する部材の検討や取り付く直交部材のねじれ検討など、片持ち部材の端部の状況の考慮が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

片持部材の応力は元端固定として算定できるが，たわみについては片持梁や片持スラブを支持する部材（柱，梁）の鉛直変形（梁のたわみ）および回転変形（柱の曲げ，梁のねじり）の影響を受ける。しかし，片持部材の先端たわみは元端完全固定の先端たわみに加えて，実況に応じて，これら元端の鉛直変位と回転角により生じる先端鉛直変位が不明確な事例がある。

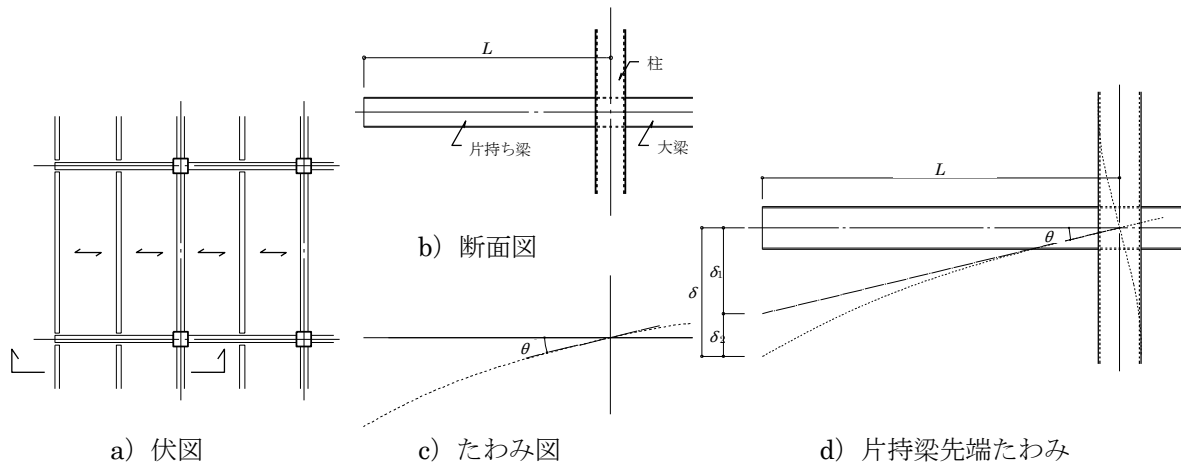
また，片持部材に連続した支持部材には片持部材元端と同等の応力が生じるので当該応力に対して設計することが必要である。

以下に，支持部材の変形を考慮した片持部材のたわみ，片持部材に連続した支持部材に生じる応力について解説する。

【解説】

1. 片持梁のたわみ

S 造を想定し，図－1 a) 伏図 b) 断面図に示す柱に取り付く片持梁で，片持梁の出長さが大きく大梁側のスパン長とのバランスの悪い場合を例に挙げて説明する。たわみ図 c) に示すように片持梁元端の節点には，片持梁を支持する柱梁部材の変形により回転角 θ が生じる。



図－1 柱に取り付く片持梁

片持梁の先端たわみは d) に示すように以下となる。

片持梁先端たわみ： $\delta = \delta_1 + \delta_2$

δ_1 ：元端節点回転角による先端鉛直変位 $\delta_1 = L\theta$

δ_2 ：元端を完全固定としたときの先端たわみ

L ：片持梁スパン

次に図-2 a) 伏図 b) 断面図に示す梁に取り付く片持ち小梁を例に挙げる．長期荷重時曲げモーメント図を c) に示す．片持梁元端でのモーメントの釣合式は以下となる．

$$M = M_T + M'$$

M ：片持梁元端曲げモーメント， M_T ：直交支持梁ねじりモーメント，

M' ：控え梁曲げモーメント

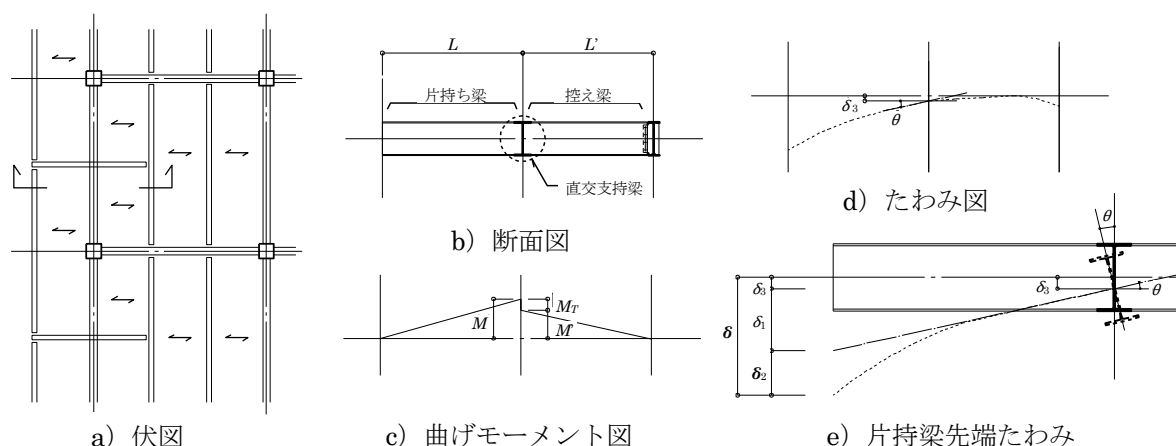


図-2 梁に取り付く片持梁

d) たわみ図に示すように片持梁元端の節点には，直交支持梁のたわみによる鉛直変位 δ_3 と直交支持梁のねじり変形および控え梁の曲げ変形により回転角 θ が生じる．控え梁の曲げ剛性が直交支持梁のねじり剛性に比べて十分大きければ，前述した曲げモーメントの釣合式は， $M=M'$ ($M_T \approx 0$) となる．控え梁に片持梁元端曲げモーメントのみが作用し，控え梁他端の鉛直変位が δ_3 (片持梁元端と同じ鉛直変位) である場合，回転角 θ は以下と表せる．

$$\theta = ML'/3EI'$$

L' ：控え梁スパン， I' ：控え梁断面二次モーメント

片持梁の先端たわみは e) に示すように，元端節点の鉛直変位を加えて以下となる．

片持梁先端たわみ： $\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$

δ_3 ：元端節点の鉛直変位， δ_1 ， δ_2 については前述の通り．

2. 片持スラブに連続するスラブ

図-3 a) 伏図 b) 断面図に片持スラブと連続する内側スラブの例を示す．長期荷重時曲げモーメント図を c) に示す．片持スラブ元端でのモーメントの釣合は以下となる．

$$M = M_T + M'$$

M ：片持スラブ元端曲げモーメント

M_T ：直交支持梁ねじりモーメント

M' ：内側スラブ曲げモーメント

内側スラブの曲げモーメントは片持スラブの元端曲げモーメントの影響を受け

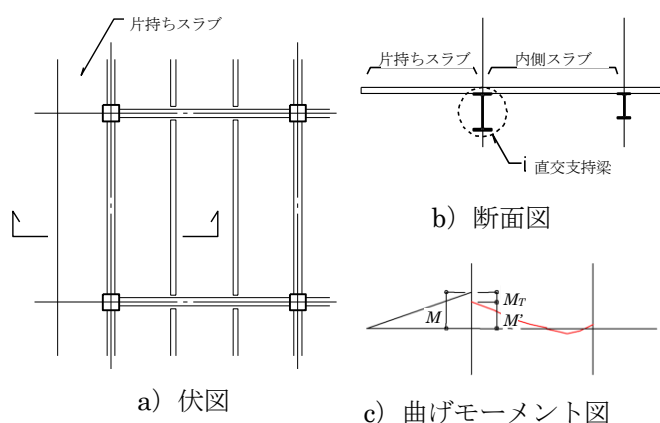


図-3 片持スラブに連続するスラブ

るため、これを考慮した設計が重要である。直交支持梁が H 形鋼であれば、ねじり剛性はほとんど無視できるため、上式を $M=M'$ とし、内側スラブの片持スラブ連続端を片持スラブ元端曲げモーメントに対して設計してもよい。また、直交支持梁のねじり剛性が大きい場合は、直交支持梁のねじりに対する検討が必要となる。

3. 設計上の留意事項

片持部材のたわみは支持部材や控え部材の剛性に大きく依存する。片持部材の跳ね出し長さが大きい場合や支持部材、控え部材の剛性が相対的に小さい場合にはこの影響を考慮する。また、支持部材や控え部材には片持部材元端と同等の応力が生じるのでこれを考慮して検討する。直交支持梁のねじり剛性が大きい場合には片持部材元端の回転角を小さくする効果があるが、ねじりモーメントに対する直交支持梁の検討が必要である。

3.1.3 増打による剛性と重量が応力や荷重に与える影響

【よくある指摘事例】

増打ちによる剛性と重量の変化が応力や荷重に与える影響についての考慮が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

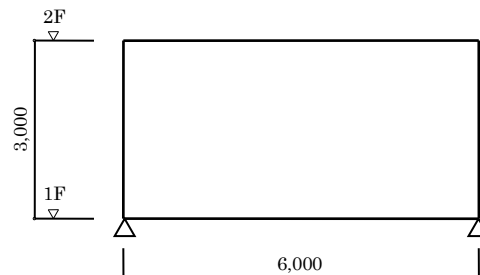
柱・梁の増打による剛性と重量の変化が応力や荷重に与える影響についての考慮が不明確な事例がある。ここでは，簡単な架構モデルを用いたケーススタディにより，梁の側面，上面増打の場合を対象として，架構応力に及ぼす増打による剛性の変化の影響について解説する。

【解説】

1. 架構モデル

平屋の架構モデルを作成し，梁の側面，上面の増打を行った場合の剛性の変化を考え，反曲点高さの変化により，応力への影響度合を検討する。

なお，検討を行う架構モデルは図－1 に示すスパン 6m，高さ 3m の 1 スパン 1 層フレームとする。このとき，床スラブの剛性評価や重量増は無視する。



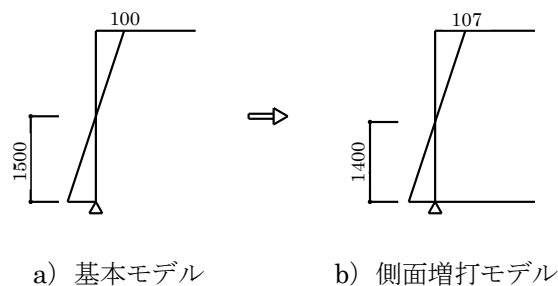
図－1 架構モデル

2. RC 造

架構モデルの部材断面は，柱 60cm×60cm，基礎梁 30cm×60cm，2 階大梁 30cm×60cm とする。

2.1 梁側面の増打

増打量を 2 階大梁の側面に 10cm とした場合，梁幅が 30cm から 40cm になるため，断面二次モーメントは 1.33 倍となる。その結果，図－2 に示すように，反曲点は柱の中央の 1.50m にあったものが，1 階の支点から 1.40m の位置となり，柱頭の応力は 1.07 倍となる。



図－2 曲げモーメント図

2.2 梁せいの増打

増打量を2階大梁の上面に10cmとした場合、梁せいが60cmから70cmになるため、断面二次モーメントは1.59倍となる。その結果、図-3に示すように、反曲点は柱の中央の1.50mにあったものが、1階の支点から1.33mの位置となる。これにより、柱頭の応力は1.11倍となり、増打厚さが同量であっても側面より上面への増打の影響が大きい。

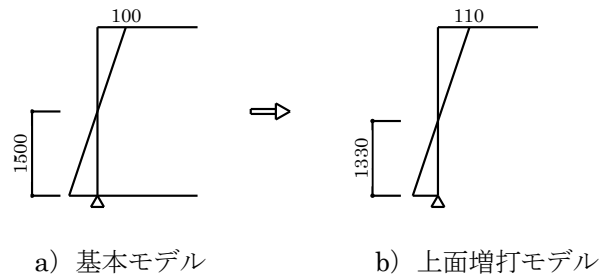


図-3 曲げモーメント図

2.3 剛性増大率が柱応力に及ぼす影響

2階大梁の断面二次モーメントが、図-4に示すように、1.1倍、1.2倍、1.3倍、1.4倍、1.5倍と変化した場合の柱頭曲げモーメントの増加を検討する。梁の断面二次モーメントが10%増加することにより、柱頭曲げモーメントは3%の増加となる。断面二次モーメントがさらに10%増加することにより、1～2%程度の柱頭曲げモーメントの増加となり、梁の断面二次モーメント増加は、曲げ応力の増加に影響を及ぼす。

反曲点高さおよび柱頭モーメントと梁剛性の増加率との関係を図-5に示す。

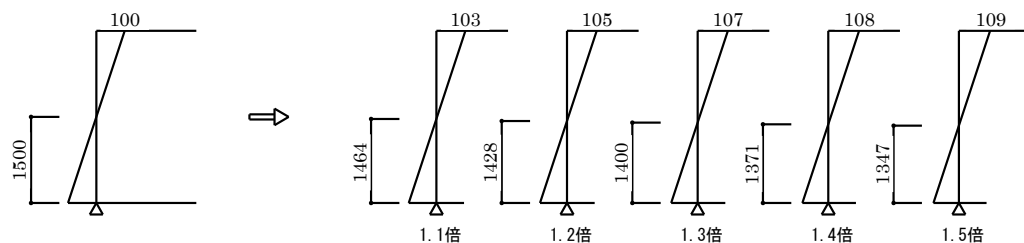


図-4 曲げモーメント図

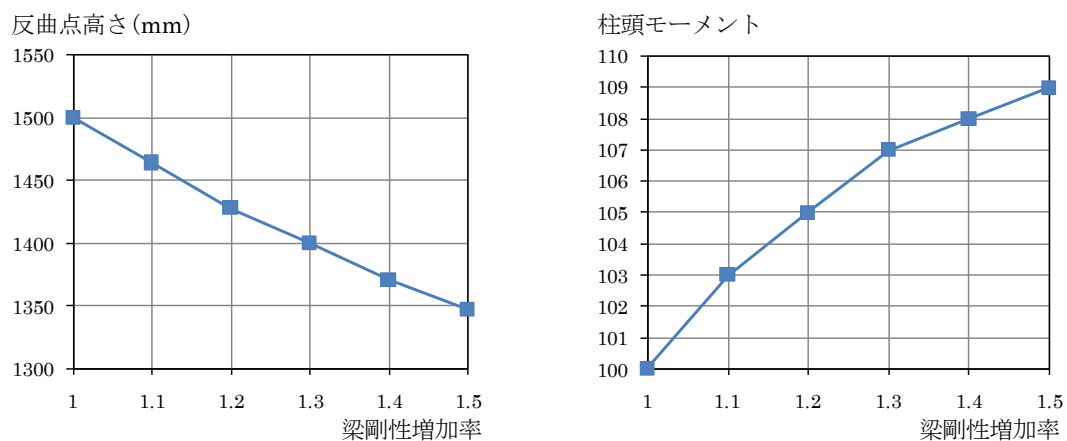


図-5 梁剛性と反曲点高さおよび柱頭曲げモーメント

3. S 造

架構モデルの部材断面は、柱 □-200×200×6、基礎梁 30cm×60cm、2 階大梁 H-200×200×8×12 とする。なお、柱脚は固定とする。

増打量を基礎梁の上面に 20cm とした場合、梁せいが 60cm から 80cm になる。断面二次モーメントは 2.37 倍となるが、鉄骨柱や鉄骨梁に比べて基礎梁の断面二次モーメントが大きいいため、反曲点位置の変化は小さく、図-6 に示すように、柱脚部の応力変化は 0.3% である。

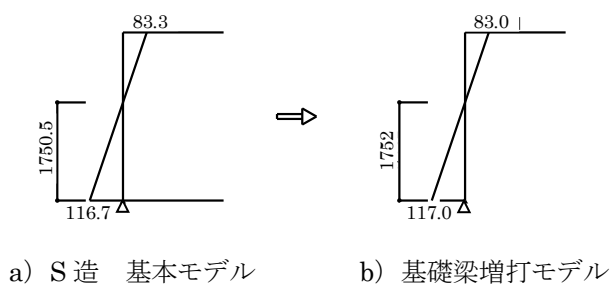


図-6 曲げモーメント図

4. 設計上の留意事項

1 スパン 1 層フレームモデルによる検討では、架構の応力算定や断面の設計に際しては、梁の増打による影響を考慮したほうがよい場合がある。

RC 造の場合、梁の剛性増加に伴い反曲点が変わり、曲げモーメントも変化する。ただし、増打部分が元の梁の剛性からの変化に影響する程度により曲げモーメントへの影響が異なる。剛性変化が 20% 以下の場合の応力変化は 5% 程度となり、断面設計時に適切な余裕を確保しておけば安全性を保つことができる。

S 造建物の基礎梁の場合は、上屋部材と基礎梁部材との剛性に元々大きな差があるため、応力は微小で、基礎梁の増打の影響は RC 造に比べて小さい。

重量については、建物重量に対する増打による重量増の割合を考慮して、断面設計時に適切な余裕を確保することが考えられる。

3.1.4 柱の軸方向変形が応力解析に及ぼす影響

【よくある指摘事例】

建築物の高層部が大きくセットバックしており、軸剛性の異なる柱が並存する場合など、柱の長期軸方向変形の考慮が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

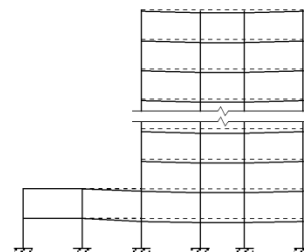
【指摘の趣旨】

水平荷重に対する応力解析では柱の軸方向変形は考慮するが、鉛直荷重に対する応力解析では柱の軸方向変形に対する扱いが不明確な事例がある。ここでは、鉛直荷重時の軸方向変形を考慮する建物、柱軸方向変形が応力解析結果に及ぼす影響について解説する。

【解説】

1. 高層建物等で軸剛性の異なる柱が併存する場合

図－1 に示すように高層部に低層部が取り付けられる場合には、施工の段階で徐々に軸方向変形が増加し、柱間に軸方向変形の差が現れ、取り付く梁や床に比較的大きな部材角が発生する可能性がある¹⁾。そのため、緩衝材等を設けない場合、鉛直荷重に対する解析では柱の軸方向変形を考慮する。



2. 上下階に連続しない柱を設ける場合

図－1 セットバックした建物¹⁾

上下階に連続しない柱では梁の剛性や床荷重の大小により、柱の長期時応力が異なってくる。このような柱では長期の軸方向変形を考慮する。

3. 接合部の軸変形

高層 RC 造（例えば、45m を超える場合）を対象とした水平力に対する解析において、柱梁接合部は解析上、軸方向変形しないとして扱っている場合もあるが、実際は柱梁接合部においても軸方向変形すると考えられる。このため、柱の軸方向剛性に対応する断面積に「柱の材長／階高」を乗じて低減するなどの補正方法を導入し、柱梁接合部における軸方向変形分を柱の軸方向変形分に評価する方法もある¹⁾。

【設計例】

1. 柱軸方向変形の影響

最初に、7 層建物を対象として、柱軸方向変形が鉛直荷重時応力に及ぼす影響について検討する。鉛直荷重時のラーメン架構の応力解析結果の曲げモーメントの分布を図－2 に、1) 柱軸方向変形を考慮しない場合と 2) 柱軸方向変形を考慮した場合をそれぞれ示す。柱軸方向変形を無視した曲げモーメントは柱軸方向変形を考慮した曲げモーメントに対して、最上階の梁外端部、内端部で 0.78, 1.23 倍となり、4 階梁外端部、内端部で 0.83, 1.19 倍となり、上階ほど影響が大きくなる。また、柱軸方向変形の影響は柱も同様である。建物の層数、柱断面等の影響はあるが、柱の軸方向変形を考慮すると、高層になるほど上層部の梁外端部および外柱の曲げモーメントは大きくなり、梁内端部の曲げモーメントは小さくなる。

ただし、7層建物の応力状態は建物の鉛直方向の荷重が全層同時に作用した場合を示している。RC造ではコンクリートは1層ずつ打設され、躯体重量に対する軸方向変形は、1層ずつ不陸を修正しつつ施工されるので、鉛直荷重に対する解析では特別な場合を除いて軸方向変形を考慮しなくても問題ない²⁾と考えられる。

次に、高層建物を対象に設計荷重に及ぼす鉛直荷重の影響を検討する。図-3に示す1スパンのN層骨組を用いて、鉛直荷重時と地震荷重時の柱の曲げモーメントを比較する。

簡単のため下記の仮定を設ける。

- ・骨組重量は梁上に等分布する
- ・地震荷重時の柱の反曲点は中央とする
- ・鉛直荷重時と地震荷重時の骨組重量は同じとする
- ・長期荷重時の梁端は固定端モーメントとする
- ・柱が負担する地震時荷重はスパン比とする
- ・柱の軸方向変形を無視する

各荷重時の第1層の曲げモーメント分布を図-3に示す。ここで、

$${}_cM_1^L = \frac{1}{24} w \cdot l^2$$

$${}_cQ_1^E = \frac{1}{2} C_B \cdot N \cdot w \cdot l$$

$${}_cM_1^E = \frac{1}{4} C_B \cdot N \cdot w \cdot l \cdot h$$

1階の柱端モーメントに関して鉛直荷重時と地震荷重時の比 m_{VH} をとると

$$m_{VH} = \frac{wl^2/24}{C_B \cdot N \cdot w \cdot l \cdot h/4} = \frac{1}{6C_B \cdot N \cdot h/l}$$

ここで、 $C_B=0.2$ 、 $N=14$ 、 $h/l=0.5$ とすると $m_{VH}=0.119$ となる。

つまり、柱端モーメントに関しては、鉛直荷重時は地震荷重時の十数%である。ここでは軸方向変形を無視しているため、外柱の曲げモーメント比 m_{VH} は均等スパンであれば多スパンになっても同じである。多スパンの高層骨組において、柱軸方向変形考慮の有無により鉛直荷重時の柱曲げモーメン

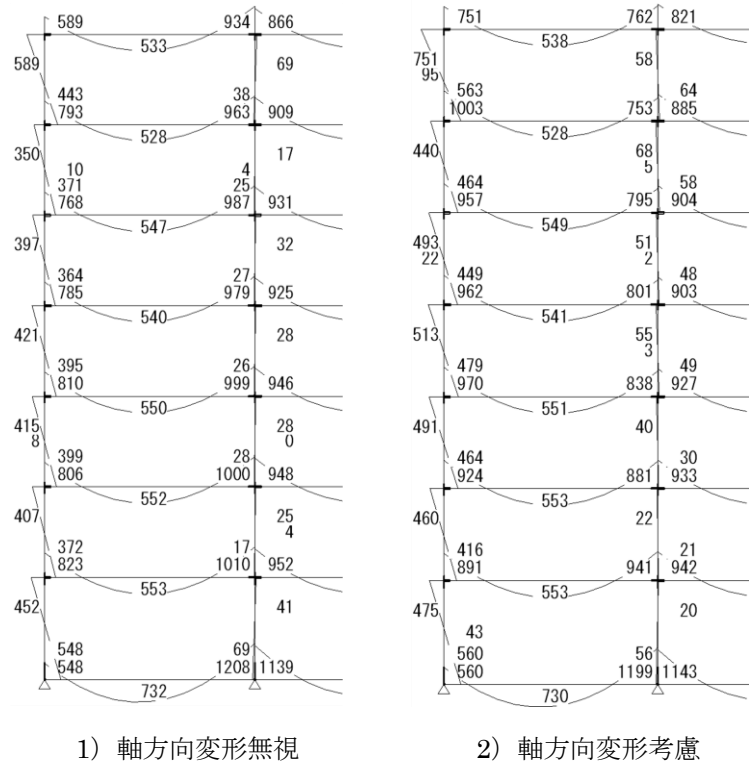
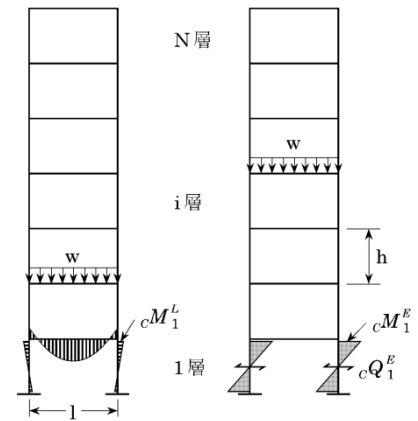


図-2 ラーメン架構の解析結果



1) 鉛直荷重時 2) 地震荷重時

図-3 解析モデル

トが 20～30%相違したとしても，鉛直荷重時と地震荷重時の柱曲げモーメント比 m_{VH} が十数%であれば，短期荷重時の柱の曲げモーメントの相違も数%にすぎないことになる．また，同様に梁の曲げモーメントの相違も数%にすぎないことになる．高層建物では短期荷重時の柱の曲げモーメントに及ぼす長期荷重時の柱軸方向変形の影響は小さいことがわかる．

一方，水平荷重に対する解析では，柱の軸方向変形を考慮することが必要である．

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.95～96，2018
- 2) 文献 1)，p.76

3.1.5 2軸曲げが作用する柱の断面検討

【よくある指摘事例】

架構の方向が検討する地震力の方向とずれている場合など、2軸応力による安全性が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成19年国交省告示第594号第1第一号，第二号

【指摘の趣旨】

通常の設計においては，鉄骨柱では長期応力に対する2軸応力の検討は行われているが，鉄筋コンクリート柱では長期荷重で支配される場合は少ないこと，および，地震力は2方向から別々に作用すると考えて，断面計算では，一般に2方向の応力に対してそれぞれ独立に行うこととしている．しかしながら，長期荷重による応力が許容応力度に近い場合や，梁の取り付く方向が検討する地震力の方向とずれている場合などでは，検討方向と直交する方向の柱の応力が無視しえないレベルで同時に生じることになるため，2軸応力に対する断面検討が必要と考えられる．ここでは，2軸応力に対する断面検討が必要な事例およびその検討方法について解説する．

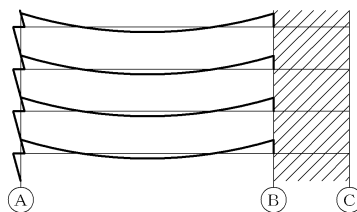
【解説】

1. 2軸応力に対する断面検討が必要な事例

2軸応力に対する検討は，応力解析によって求められる部材に生じる力をもとに設計者がその要否を判断するべきであるが，少なくとも，下記に該当する場合は，柱に生じる2軸応力が無視しえないケースが多いため，2軸応力に対する断面検討が必要と考えられる．

- ① 柱の曲げ設計が長期応力で決定する場合（図－1）
- ② 柱に取り付く大梁が直交していない場合（図－2）
- ③ 柱主軸が架構方向と異なる場合（図－3）
- ④ 架構方向と主軸方向が異なる場合（図－4）

図－1に示すように柱の長期応力が大きい場合，直交方向の地震時の検討に際し柱の2軸応力に対する検討が必要である．また，図－4に示した平面形がL字形の建物の場合，山形鋼においてフランジ方向に対して45度方向の断面諸定数が小さいように，建物を一部材だと考えると架構方向に対して45度方向の地震力に対する水平変形が大きくなることが推察される．このような場合，45度方向（U方向）の検討が必要となる．地震力方向（U方向）と架構方法が異なり柱に2軸応力が生じるため，2軸応力に対する検討は不可欠である．



図－1 長期設計で決まる場合

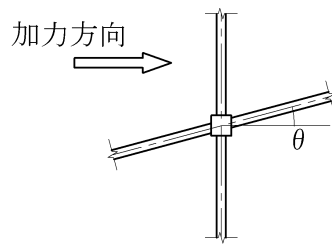


図-2 大梁が直交していない場合

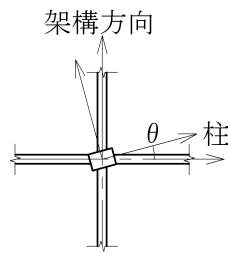


図-3 柱と架構方向が異なる場合

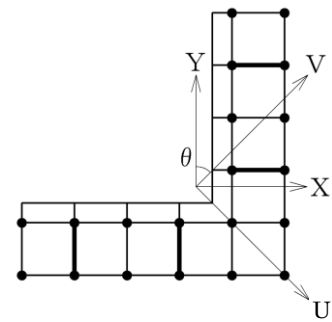


図-4 主軸と架構が異なる場合

平面応力解析を用いた一貫計算プログラムの旧認定版では、適用範囲として架構の軸ブレ角度を 15° 以内としていたので、上記②～③については、軸ブレ角度 θ が 15° 以上回転している場合を目安とすればよい。ただし、この点に関しては使用する解析ソフトの適用範囲を確認する必要がある。

2. 検討方法

2.1 鉄筋コンクリート柱、鉄骨鉄筋コンクリート柱の場合

2 軸曲げの計算式は RC 基準 2018¹⁾ の (解 14.13 式) を基本とする。断面座標系を $y-z$ 系とすれば同式は (1) 式となる。

$$\left(\frac{M_y}{\alpha M_y}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{\alpha M_z}\right)^\alpha \leq 1 \quad (1)$$

ここで M_y, M_z : 2 軸状態での曲げモーメントの y 軸, z 軸周りの成分

$\alpha M_y, \alpha M_z$: 1 軸曲げ状態での各方向の軸力を考慮した許容曲げモーメント

設計用 2 軸曲げおよび 2 軸せん断応力の相関係数 α としては、角部の主筋の応力に注目すれば $\alpha = 1$ (直線) となる。しかし、RC 造では複数段配筋を鉄筋の重心に集約して考えることを認めていること、および終局曲げ強度の α の値は軸力に応じて変動し、軸力が小さい範囲では 1 に近く、軸力の大きい範囲では 2 に近づくことが知られている。したがって、短期許容応力度に対する検定に際しても α の値として 1 以上の値を適用してもよいと考える。靱性指針²⁾ の解説図 5.2.10 によると、長方形柱の 45° 方向の曲げ耐力は、 0° 方向の 0.85 程度と近似できると示されていて、これを α に換算すると $\alpha = 1.36$ となるため、以下の値を推奨する。

長方形断面 $\alpha = 1 \sim 1.36$

円形断面 $\alpha = 2$

なお、終局強度の検討では靱性指針²⁾ を参照するとよい。

2.2 鉄骨柱の場合

2 軸曲げの計算式は、角形断面や H 型断面の場合では単純に (2) 式を確認すればよい。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_{by}}{f_{by}} + \frac{\sigma_{bz}}{f_{bz}} \leq 1.0 \quad (2)$$

ここで σ_c : 圧縮応力度 f_c : 許容圧縮応力度
 σ_{by}, σ_{bz} : 各方向の曲げ応力度 f_{by}, f_{bz} : 各方向の許容曲げ応力度

2 軸曲げを受ける鉄骨部材の全塑性モーメントは S 塑性指針³⁾ を参照するとよい。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，「14 条」解説の 2.iii) 断面が二軸曲げを受ける場合，2018
- 2) 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，「5.2」解説の 7) 2 方向曲げを受ける場合，1999
- 3) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，3.4 二軸曲げを受ける断面の全塑性相関式，2019

3.1.6 中廊下スラブ（中廊下形式等）の検討

【よくある指摘事例】

中廊下スラブのモデル化について不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第一号イ

【指摘の趣旨】

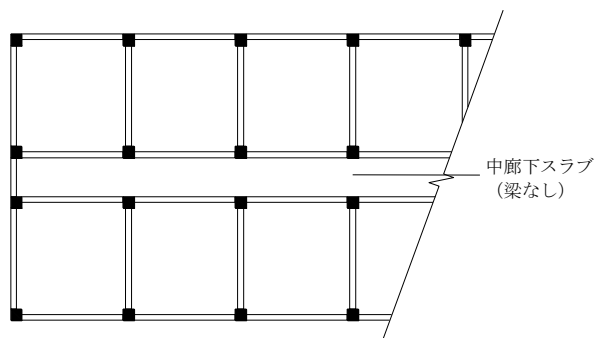
中廊下型のプランにおいて，平面形状が整形な場合，中廊下部分が短スパンとなるため，梁を設けずにスラブで計画する事例が多い．その場合，解析モデルにおいて，スラブを梁としてモデル化する場合があるが，ひび割れによる剛性低下を考慮しないと計画が成り立たない場合があり，一次設計から非線形増分解析を用いる必要も出てくる．

ここでは，スラブを梁としてモデル化する場合の手法や，その剛性低下率算定の方法を解説する．

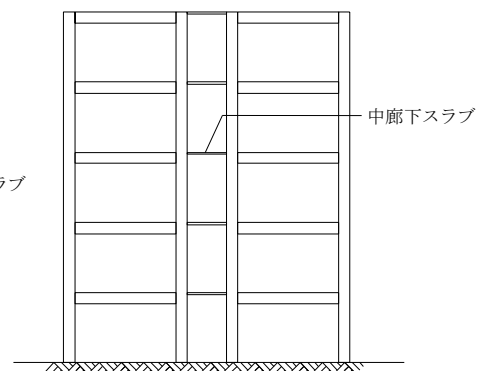
【解説】

1. 検討の考え方

対象とする中廊下型プランの伏図例を図－1 に示し，その軸組図例を図－2 に示す．図のように中廊下のスパンが短いため，梁を設けずにスラブのみで構造的には成立する形状となっている．しかし，中廊下のスラブが境界梁のような働きをし，地震時に柱梁節点回転角およびスラブ両端の柱の軸方向変形差によりスラブは変形する．中高層建物の場合，スラブ両端の柱の鉛直変位差が大きくなり，柱近傍のスラブの部材角による曲げモーメントは無視できないので注意を要する．このような場合，スラブを梁としてモデル化する場合も考えられる．図－3 にスラブを梁としてモデル化した場合としない場合の解析モデル図を示す．



図－1 中廊下プラン伏図例



図－2 中廊下プラン軸組図例

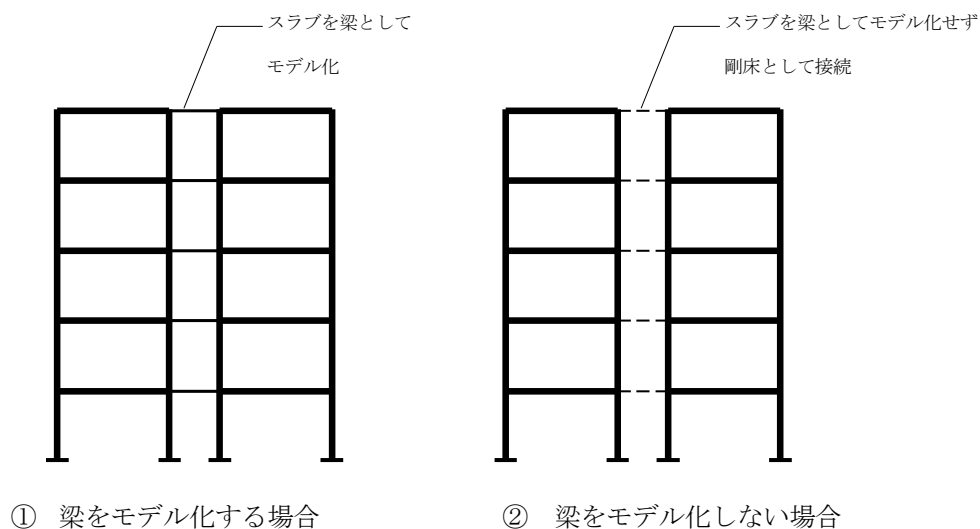


図-3 解析モデル図

2. 検討手順（フロー）

スラブを梁としてモデル化する場合の検討は以下の①～③の手順による。

- ① スラブを置換梁としてモデル化
- ② 応力解析（部材の剛性低下率を適切に考慮する）
- ③ スラブの断面算定

以下に具体的な検討方法を示す。

2.1 スラブを梁にモデル化する場合について

スラブを梁としてモデル化する手法は、FEM 解析モデルによる手法、柱幅からスラブの影響幅を仮定する方法等、種々の方法が考えられるが、ここでは RC 規準 2018「11 条 フラットスラブ構造・フラットプレート構造」の考え方を例として示す。図-4 のように中廊下スラブのスパンを l_x 、スラブと接続する柱梁構面の配置ピッチを l_y 、スラブ厚を t とすると、水平力に対する応力解析では断面幅を $(3/4)l_y$ 、せいを t とした梁（線材）要素に置換することでモデル化できる。図-4 に置換梁のモデル化を示す。

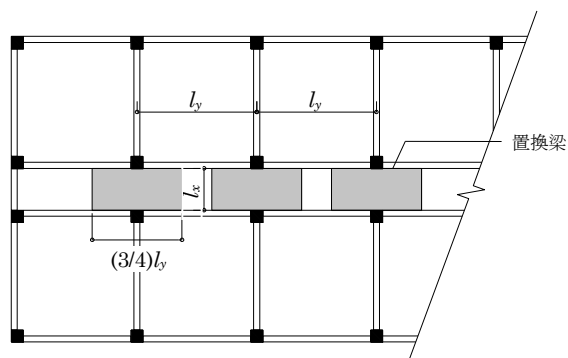


図-4 置換梁のモデル化

2.2 解析手法（部材の剛性低下率）について

2.2.1 非線形増分解析を用いる方法

RC 規準 2018 で示されているフラットスラブ構造の梁置換の手法は弾性理論に基づいて導かれているが、実際には水平力が作用した場合、ひび割れにより急激な剛性低下を生じると指摘されている。そこで、2.1 の方法でスラブを梁に置換し、有効幅内のスラブ主筋分を梁主筋として設定した上で非線形増分解析を実施すれば、ひび割れによる剛性低下を評価することができる。剛性低下の評価方法は各構造計算プログラムによるが、矩形梁の降伏時の剛性低下率： α_y として RC 規準 2018「8 条 構造解析の基本事項」の（解 8.23）を用いることが一般的である。

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64np_t + \frac{0.043a}{D} + 0.33\eta_0 \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (1)$$

ここで、 D ：梁せい、 d ：有効せい、 n ：ヤング係数比、 $p_t = a_t/(bD)$ 、 a ：シアスパン長さ $\left(= \frac{M}{Q}\right)$ 、 η_0 ：軸力比（本検討では 0 とする。）

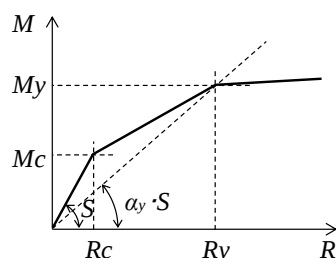


図-5 材端モーメント・材端部回転角関係

2.2.2 弾性解析において剛性低下率を考慮する方法

スラブの剛性評価がラーメン架構に与える影響が大きい場合は、2.2.1 に記したようにひび割れによる剛性低下を評価して弾塑性解析を実施した方がよい。（1）式を用いてスラブの剛性低下率を算定し、弾性解析モデルで置換梁の剛性低下を予め考慮して応力解析を実施する方法も考えられる。解析で梁と仮定したスラブ幅については負曲げも発生するため、スラブ下端筋を定着する必要がある。

2.2.3 スラブを梁としてモデル化しない場合の検討方法

境界のスラブには柱の節点回転角および両側柱の鉛直方向変形差による部材角が変形として生じる。したがって安全側の検討として、スラブを梁としてモデル化せずにスラブ両側柱の節点回転角と両側柱の鉛直変位差をスラブ両端に強制変形として与えてスラブに発生する応力を算出する方法もある。この方法により大きな応力が生じないことが確かめられた場合は、スラブを梁としてモデル化する必要はない。

2.3 スラブの断面算定について

解析結果の応力に対してスラブ断面を算定する場合の有効幅は柱幅とすることができる。また、断面算定結果の主筋は柱内に定着することが望ましい。主筋が全て柱内に定着できず一部を直交梁に定着する場合は、定着長を確保すること。また、定着された鉄筋により生じる曲げモーメントは直交梁の振りモーメントとして柱へ伝達されるため、直交梁の振りモーメントに対する検討が必要である。

2.4 注意事項

非線形増分解析を実施した場合は他の部材もひび割れによって剛性バランスが変化するため、弾性

解析の場合と比べて置換梁に発生する曲げ応力が増加する可能性もある。(1)式の基となる実験資料は $a/D=2.0\sim 5.0$ の範囲にあり、 a/D (又は a/t) が10程度以上となるようなスラブは本来適用範囲ではない。そのような場合は、平面保持および曲率分布を仮定し、ひび割れを考慮した断面解析により曲げモーメントー回転角関係をモデル化する方法もある。

スラブ両端の曲げひび割れあるいは曲げ降伏の早期発生が懸念される場合は、スラブ中央下端の配筋に十分な余力を確保する等、適切な配慮により安全性を確保するのも一つの方法である。

3.2.1 増分解析時の外力分布の設定方法について

A-1

【よくある指摘事例】

保有水平耐力 Q_u の算定において、 A_i 分布ではなく Q_{un} 分布を採用して増分解析を行っていることについて説明がなされていない事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 4 第二号
2020 年版技術基準 pp.342～346

【指摘の趣旨】

増分解析法によって Q_u を求める場合、外力分布（高さ方向分布をいう）は、 A_i 分布に従って算定することが原則である。一方、 Q_{un} は構造特性係数 D_s と剛性率・偏心率 F_{es} を A_i に乗じた Q_{un} 分布となることから、「崩壊層」において A_i 分布による外力で $Q_u/Q_{un} \geq 1.0$ を確認できたとしても、その他の「崩壊層以外の層」では、本来十分な耐力が見込まれる場合でも見かけ上の耐力が低くなり、 Q_u が Q_{un} を下回る不合理な場合がある。これに対し、平成 19 年国交省告示第 594 号第 4 第二号ただし書きにおいて、保有水平耐力 Q_u の算定において Q_{un} 分布を採用してよい条件が示されている。適合性判定において Q_{un} 分布を採用して増分解析を行っていることについて説明がない事例があり、ここでは、 Q_{un} 分布を採用できる条件について解説する。

【解説】

1. Q_{un} 分布の適用について

2020 年技術基準に示された Q_{un} 分布を採用できる条件は大きく下記のいずれかである¹⁾。

① A_i 分布の荷重増分解析結果が「全体崩壊形」である場合。（図－1（a）参照）

A_i 分布で全体崩壊形が確認されていれば、 Q_{un} 分布を採用してよいことを述べている。ただし、 D_s 算定時の外力分布は、 A_i 分布によるものとする。

② A_i 分布の荷重増分解析結果が「部分崩壊形・局部崩壊形」である場合。（図－1（b）参照）

A_i 分布に基づく外力分布により特定層のみの崩壊が進む場合で、非崩壊層部分の保有水平耐力 Q_u が崩壊層の保有水平耐力に左右されるため、本来十分な耐力が見込まれる場合でも見かけ上の耐力が低くなる場合の適用である。この場合、崩壊層以外の部分について、部材の応力と耐力比による方法や A_i 分布に基づく外力分布に対する増分解析結果が全体崩壊形であることを確認できれば、保有水平耐力の算定に Q_{un} 分布を採用することができる。なお、部分崩壊、局部崩壊する層の Q_u は A_i 分布に基づく外力分布としなければならない。

③ 特別な調査・研究（平成 19 年国交省告示第 594 号第 4 第二号ハ）による場合。（図－1（c）参照）

特別な調査・研究の一例として、 A_i 分布に基づく外力分布で 3 層以上に崩壊形ができて 1 層、2 層が未崩壊層となる場合を示す。このとき、1 層、2 層の D_s 値に最大値を用いた場合には、保有水平耐力の算定における外力分布形として Q_{un} 分布を採用することができる。

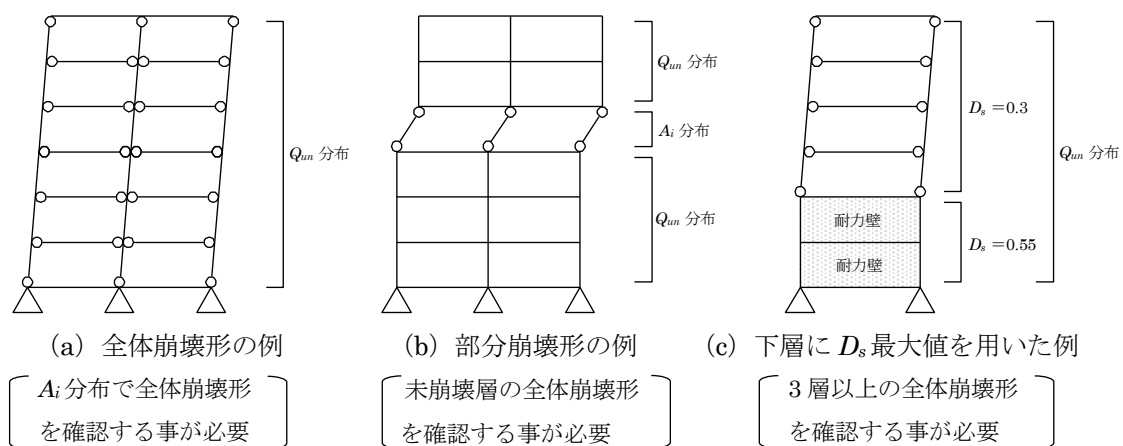
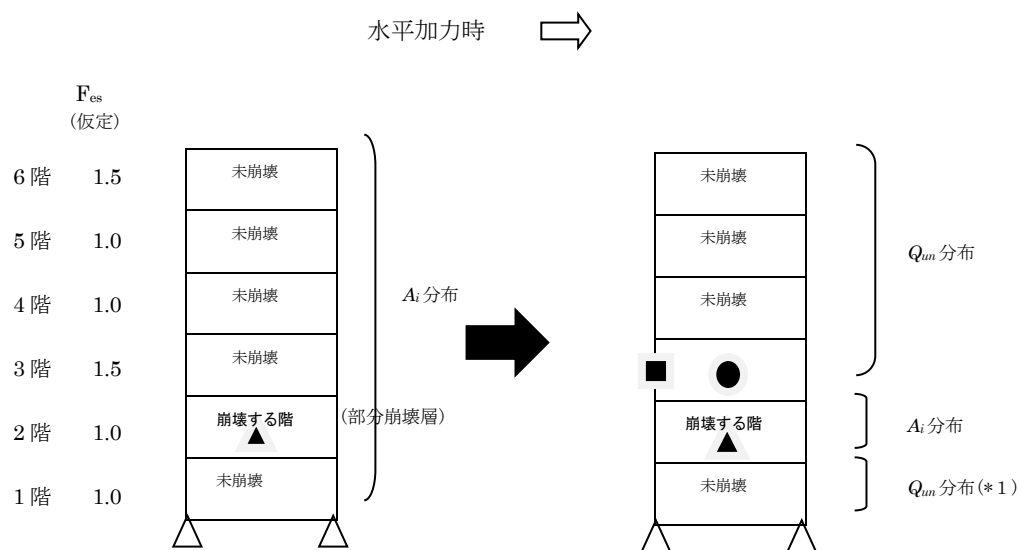


図-1 Q_{un} 分布採用例

②の特定層で「部分崩壊形」となる場合に関して、連層耐震壁の場合について、②の条件を適用して Q_{un} 分布が採用できることを以下の事例を挙げて解説する。

〈事例〉連層耐震壁架構の水平加力時、2 階の耐力壁にせん断破壊による部分崩壊形が生じる場合



A_i 外力分布を用いて増分解析した結果、2 階耐力壁がせん断破壊（部分崩壊）しているが、3 階以上の階が全体崩壊形になっていることが確認できていないため、3 階以上の階に Q_{un} 分布の適用はできない。 A_i 外力分布を用いて保有水平耐力 Q_u を求める。

左の解析後、3 階壁脚で曲げ崩壊することで 3 階以上が全体崩壊形になっていることを確認できているため、3 階以上の階に Q_{un} 分布の適用ができる。

なお、1 階に対しては③を適用して D_s 最大値を用いた場合は Q_{un} 分布を適用することもできる。(*1)

【補足事項】

外力分布と保有水平耐力との関係についての補足として、以下に外力分布によって保有水平耐力 Q_u と崩壊形が異なることの例を示す。

1. 外力分布によって保有水平耐力 Q_u と崩壊形が異なることの例示

外力分布形によって耐力が異なることが、2020 年技術基準¹⁾に片持梁の耐力を例にとって記されているが、ここでは 2 層 1 スパンの単純な架構について、塑性解析による Q_u の算定法を説明する。（以下、塑性理論については文献 2）による）

架構モデルを図-2 に示す。各部材の塑性モーメントは M_0 を基準とした係数で示し、階高は h とする。荷重は、各階床面に働く水平力のみ（以下、層せん断力として考慮する）とし、鉛直荷重は考慮しない。

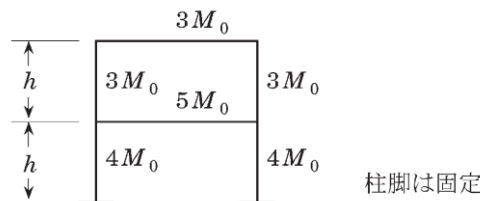


図-2 モデル架構図

本モデルで仮定される崩壊形は、1 階または 2 階の層崩壊と、2 階梁端降伏の全体崩壊である。以下にそれぞれの仮定崩壊形に対応する層せん断力を求める。

図-3 では、1 階、2 階の各層が層崩壊すると仮定したメカニズムより、それぞれの各層せん断力を M_0/h の関数として求めている。

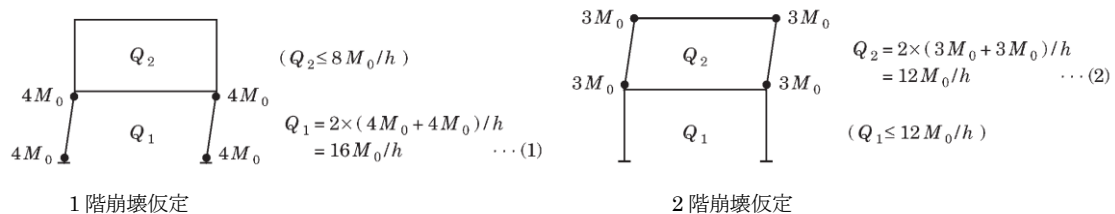


図-3 層崩壊メカニズム：（ ）内は仮定崩壊層以外の静的許容条件

同様に、図-4 の全体崩壊形を仮定した時のメカニズム図についても求める。

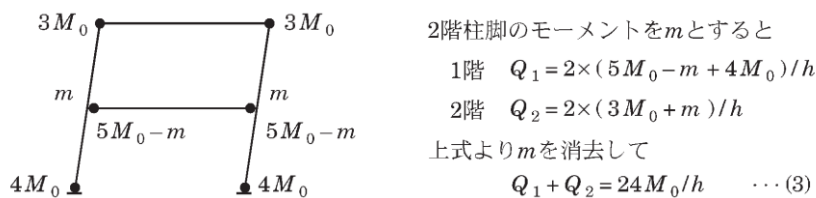


図-4 全体崩壊メカニズム

以上の仮定崩壊形より得られた (1) ~ (3) 式を図-5 に、横軸に 1 階の層せん断力 Q_1 を、縦軸に 2 階層せん断力 Q_2 を、それぞれに M_0/h で基準化して示す。

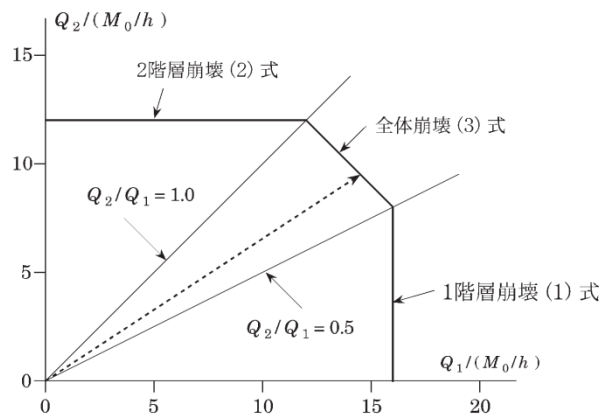


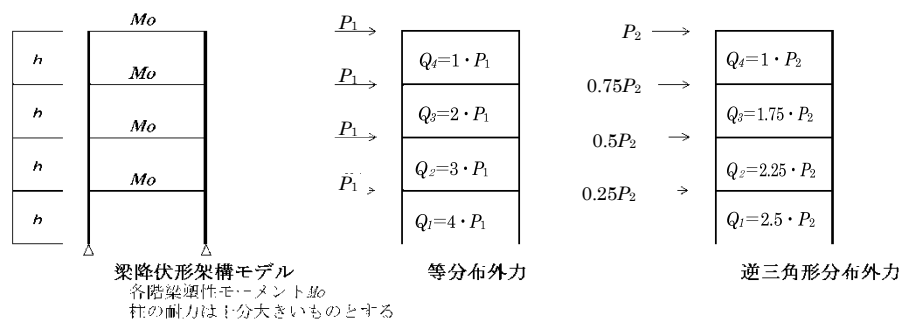
図-5 崩壊形と降伏曲面

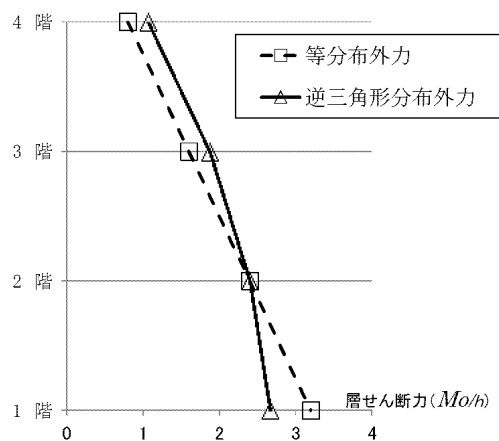
(1) ～ (3) 式で示される線上は架構の降伏曲面といい、この線上のすべての状態がメカニズム状態を示している。また、降伏曲面の内部（原点を含む側）は安全荷重域（あるいは静的許容場）といい、メカニズムに達していない状態に対応する。図中の破線は層せん断力の比 (Q_2/Q_1) を一定にして（すなわち、外力分布形を一定にして）荷重を漸増した時の状態、言い換えれば、荷重増分解析でのステップの増加を示しており、その崩壊形は破線が降伏曲面に達したときの領域（図中の式番号）で決まる。

この破線の例では、(3) 式の全体崩壊形となる外力分布形であることを示している。同様に、この建物モデルでは、層せん断力の比が $Q_2/Q_1=0.5\sim1.0$ の範囲で全体崩壊形となり、それ以外では、式 (1) または式 (2) の領域となる層崩壊形（部分崩壊形）であることを示している。

このように外力分布形によって崩壊形が異なるため、好ましい崩壊形である全体崩壊形とするためには、設計者は、図中の式 (3) の領域が広がるように柱耐力を大きくした余裕のある計画を行う必要がある。

次に、全体崩壊形であっても、外力分布形によって保有水平耐力 Q_u が異なることを説明する。柱脚がピンで、それより上の柱の耐力が十分に大きくした 4 層の全体崩壊形モデル架構に、それぞれ等分布と逆三角形分布の外力が作用した場合の保有水平耐力を図-6 に示す。





等分布外力

外力による仕事

$$P_1 \times (4+3+2+1) \delta = 10 \cdot P_1 \cdot \delta$$

内力による仕事

$$8M_o\theta = 8M_o \frac{\delta}{h}$$

外力による仕事=内力による仕事より

$$P_1 = 0.8 \frac{M_o}{h}$$

逆三角形分布

外力による仕事

$$P_2 \times (4 \times 1 + 3 \times 0.75 + 2 \times 0.5 + 1 \times 0.25) \delta = 7.5 P_2 \delta$$

内力による仕事

$$8M_o\theta = 8M_o \frac{\delta}{h}$$

外力による仕事=内力による仕事より

$$P_2 = 1.07 \frac{M_o}{h}$$

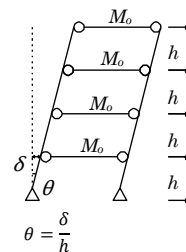


図-6 外力分布形による保有耐力の違い

このように全体崩壊形の架構においても、外力分布が変わると層の耐力が変化し、その結果、 Q_u の余裕率 (Q_{um} との比) が変わることがわかる。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，6.2.4 保有水平耐力 イ) 保有水平耐力の計算方法 2) 保有水平耐力の計算の原則①，pp. 342～346
- 2) 井上一朗・吹田啓一郎：建築鋼構造—その理論と設計—，第2部 5 骨組の塑性崩壊荷重の計算法，鹿島出版会，2015

【よくある指摘事例】

- ・脆性部材とすべき部材を FD 部材として扱っていない，または階における部材群としての種別を D とすべき場合にそうしていない事例がある．
- ・FD 部材が存在する場合の保有水平耐力の設定が不適切な事例がある．FD 部材が存在する場合は，原則として，FD 部材が最大耐力に達した時点を保有水平耐力とする．

【関係法令等】

平成 19 年国土交通省告示第 594 号第 4 第三号
2020 年技術基準 p.347

【指摘の趣旨】

ある変形に達すると急激な耐力低下を生じる構造部材を脆性部材とよび，その部材の種別を FD (FD 部材) とする必要がある．適合性判定では，脆性部材にもかかわらず部材を FD 部材として扱っていない，また階における部材群種別を D としていないことにより， D_s 値の設定が不適切で必要保有水平耐力を低く評価している事例がある．

また，保有水平耐力確認時に FD 部材の破壊が生じた後も増分解析を続けている例，あるいは FD 部材の負担水平力を根拠なく取り除いて保有水平耐力を決定し，周辺部材との応力の釣合条件が成立していない例がある．

ここでは脆性部材が存在する場合や接合部が急激な耐力低下生じる場合など，脆性破壊の危険性のある建築物の保有水平耐力算定に関する留意点について解説する．

【解説】

1. FD 部材（脆性部材）と部材群の種別 D について

・S 造では柱・梁部材の板要素幅厚比が規定値を満たさない場合は早期に局部座屈が生じ FD 部材となる．また，FD 部材を取り除いた建築物の架構に局部崩壊が生じる場合や以下の①～③に該当する場合は部材群としての種別を D として， D_s 値を決定し必要保有水平耐力を定める¹⁾．

- ① 梁の保有耐力横補剛の条件を満たしていない．
- ② 仕口部，継手部，筋かいの端部および接合部が保有耐力接合でない．
- ③ 伸び能力のないアンカーボルトを使った柱脚が降伏する．

・RC 造では，以下に該当する部材は FD (WD) 部材となる²⁾ ．

- ① h_0/D ， σ_0/F_c ， p_t および τ_u/F_c が規定値以上となる柱
- ② τ_u/F_c が規定値以上となる梁，壁
- ③ せん断破壊，付着割裂破壊および圧縮破壊を生じる柱
- ④ せん断破壊および付着割裂破壊を生じる梁
- ⑤ せん断破壊を生じる壁
- ⑥ 曲げ圧縮破壊を生じる壁
- ⑦ せん断破壊を生じる柱梁接合部に接する柱

SRC 造では柱のみに FD 部材が定義されており，①軸力比が大きい場合，②せん断破壊する部材で軸力比が大きく鉄骨の曲げ分担比が小さい場合，となっている³⁾．

RC 造, SRC 造ともに FD 部材を取り除いた建築物の架構に局部崩壊が生じる場合は部材群としての種別を D として, D_s 値を決定し必要保有水平耐力を定める.

2. FD 部材を考慮した保有水平耐力の扱い

2020 年技術基準⁴⁾に示されているように, 脆性的な破壊をする部材 (FD 部材) を持つ建築物の保有水平耐力は, それらが破壊するときの変形状態において各部材が負担する水平せん断力の和として求めてよい. しかし, 脆性部材においても最大応力を保持しながら, ある程度の変形は許容できるが, 現状では精度よくこれを保証することはできない. したがって, 図-1 に示すように, 原則として FD 部材が最大耐力に達した時点を保保有水平耐力時としなければならない.

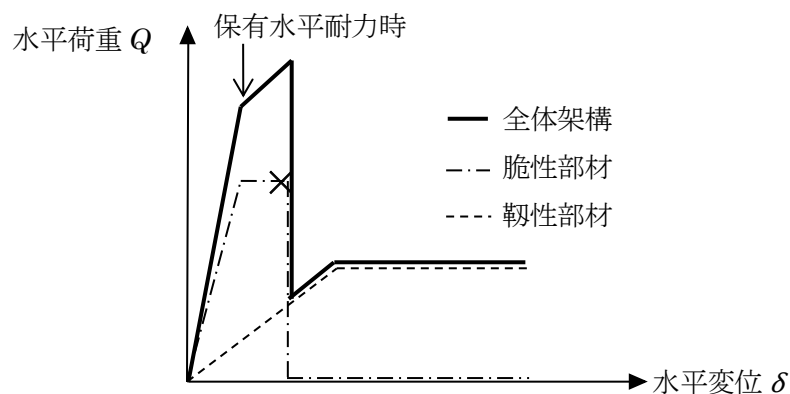


図-1 部材および架構の復元力特性

3. FD 部材を除いた保有水平耐力の扱い

昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 3 第三号ロおよび同第 4 第三号では「(部材の種別が FD および WD である) 部材を取り除いた建築物の架構に局部崩壊が生じる場合にあっては, 柱及びはりの部材群としての種別は D としなければならない.」とある. ここで, 局部崩壊とは, 常時荷重に対して架構の一部が耐えられない状態を言う (平成 19 年国交省告示第 594 号第 4 第一号ハ).

「局部崩壊が生じない」とは, 以下のような状態が考えられ, このような場合には FD 部材を無視して保有水平耐力を求めてよい⁵⁾.

- ・梁が脆性部材でも, 鉛直荷重は伝達できる.
- ・柱が脆性部材でも, 取り付く梁が鉛直荷重を隣接する柱に伝達できる.
- ・柱が脆性部材でも, 直交方向に鉛直荷重を支持できる壁がある.

ただし, S 造では 1. の ①, ②, ③の場合は個々の部材を FD とするのではなく部材群を D とするということなので, これを取り除くことはできない.

また, FD 部材を取り除く場合も, FD 部材の脆性破壊が生じたまま増分解析を続けて, D_s を見直し, FD 部材の分担せん断力を取り除いて保有水平耐力とすることは許容されない. なぜならば, FD 部材は脆性破壊が生じた時点で, 耐力が急激に低下し水平力を分担しなくなるため, 力の釣合状態が変わり, 周辺部材の応力が変化するためである.

増分解析において復元力特性に耐力劣化を評価したモデルを採用し, 連続して解析できる場合は問題ないが, 現状では一般の一貫計算ソフトでは対応できない. したがって, この場合には, 脆性部材を取り外した新しい構造モデルを作成し, 増分解析を再計算し, 保有水平耐力を求める必要がある.

もちろん一次設計ではこの部材を無視することはできない.

脆性破壊が生じる建物での, 保有水平耐力の求め方について示したが, 設計では脆性破壊部材を避

けることが肝要であることは論をまたない。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，6.3.4
(2) 鉄骨造の構造特性係数 D_s の算出
- 2) 文献1)，6.4.4 (2) 鉄筋コンクリート造の構造特性係数 D_s の算出方法
- 3) 文献1)，6.5.4 (2) 鉄骨鉄筋コンクリート造の構造特性係数 D_s の算出
- 4) 文献1)，p.347
- 5) 文献1)，p.347

【よくある指摘事例】

RC 造基礎梁に塑性ヒンジが発生する S 造の 1 階の D_s 値の設定について、基礎梁の塑性ヒンジの影響を考慮した数値が採用されていない事例がある。

【関係法令等】

昭和 55 年建設省告示第 1792 号

【指摘の趣旨】

S 造の場合にも基礎梁は通常 RC 造で構築される。S 造の最下層の保有水平耐力を考える場合、RC 基礎梁に塑性ヒンジが発生すれば、最下層の塑性変形能力は RC 基礎梁の影響を受けることとなり、 D_s 値の設定においてその影響を考慮する必要がある。このような場合の D_s 値の設定方法について、2020 年技術基準等で具体的な手法は示されていないが、RC 造基礎梁に塑性ヒンジが発生する S 造の 1 階の D_s 値の設定については、「2. D_s 値の設定方法」に従うものとする。

以下では、S 造建物で RC 基礎梁に塑性ヒンジが発生する場合の D_s 値の設定例を示すとともに、RC 基礎梁に塑性ヒンジが発生する場合について、応力解析モデル作成上の注意点について解説する。

【解説】

1. 問題の要点

S 造において、最下層の D_s 値を設定する場合、柱または柱脚部に塑性ヒンジが発生する場合は、S 造としての D_s 値を用いることができる。一方、図-1 の例のように、柱と取り合う RC 基礎梁の耐力が低く、RC 基礎梁に塑性ヒンジが発生する場合は、RC 基礎梁の塑性変形能力に応じた D_s 値を設定する必要がある。

しかし、このような混合構造となる場合の D_s 値の設定方法については、明確な判断基準が示されていないのが実状である。S 造と RC 造では、基本的な塑性変形能力が異なることを前提として D_s 値が設定されており、同じ部材種別であっても保有する変形能力は異なる。そのため、設計者は構造種別と部材種別に応じた各部材の塑性変形能力を勘案した上で、 D_s 値を設定しなければならない。

また、図-2 の例のように、基礎部分を剛とした上で、柱脚部を固定、または回転ばねのみを考慮した応力解析モデルを用いる場合、RC 基礎梁に塑性ヒンジが発生すると、モデル化の前提条件を満足しなくなるため、適用には注意を要する。

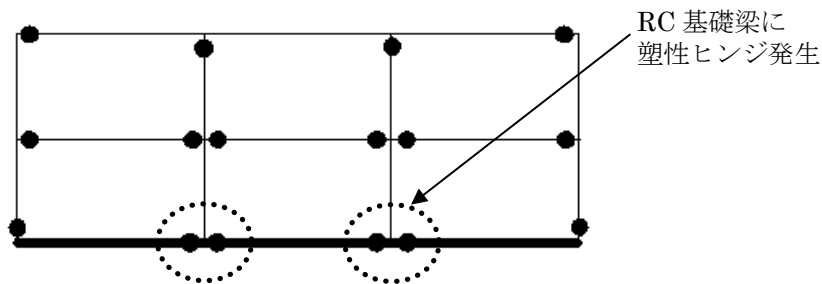


図-1 想定するメカニズムの例（軸組図）

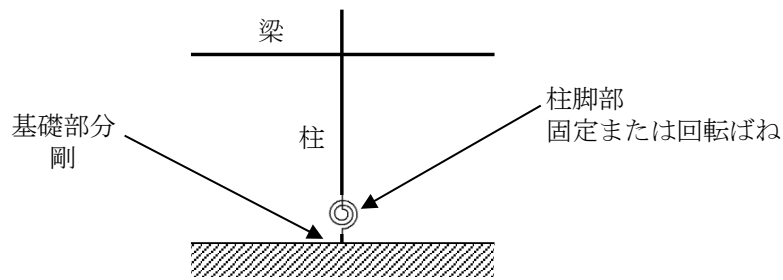


図-2 応力解析モデルの例

2. D_s 値の設定方法

RC 基礎梁に塑性ヒンジが発生する場合の最下層の D_s 値の設定方法例を以下に示す。なお、杭基礎の場合は、「資料 3 基礎梁にヒンジが生じる架構の保有水平耐力に及ぼす杭頭曲げモーメントの影響」を参照することができる。

一般に RC 部材は S 部材と比較して塑性変形能力が小さい。昭和 55 建設省告示第 1792 号第 3 に示される筋かいが無視できる場合の S 造柱および梁の部材種別と S 造建物 D_s の関係、および同告示第 4 に示される耐力壁が無視できる場合の RC 造柱および梁の部材種別と RC 造建物 D_s の関係を表-1 に比較する。これから同じ D_s の場合の部材ランクを比較すると S 造は RC 造に比べ 1 ランク低下している。

表-1 部材種別と D_s の比較

D_s \ ランク	柱・梁の部材種別			
	A	B	C	D
S 造 (筋かい A の場合)	0.25	0.30	0.35	0.40
RC 造 (耐力壁 A, $\beta \leq 0.3$ の場合)	0.30	0.35	0.40	0.45

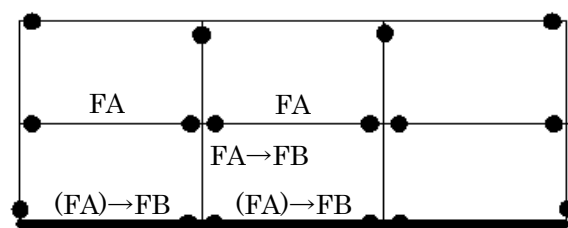
このことを勘案して、RC 基礎梁については RC 部材としての部材種別から 1 ランク下の部材種別として取扱い、S 造建物としての D_s 値を設定することとする。具体的には、以下の手順で D_s 値を設定する。

- ① S 造の柱・梁、筋かいを S 造としての部材種別ごとに分類する (FA~FD, BA~BC)
- ② 基礎梁の部材種別は RC 部材としての部材種別に分類 (FA~FD) した後、1 ランク下位の S 造としての部材種別に読み替える。(FA であれば FB)
- ③ 柱の種別を隣接する梁の種別等を考慮して修正する。具体的には塑性ヒンジが形成される柱または梁の種別とするか、どちらか低位の種別とする。
- ④ 全体を S 造として D_s 値を設定する。

ただし、この場合には RC 基礎梁が FD 部材となると対応する S 部材ランクがないことになるため、FD とならないようにせん断破壊防止の保証設計を行うことが求められる。

もうひとつの方法として、RC 基礎梁の部材種別から定まる RC 造としての D_s 値と、基礎梁以外の部材種別から定まる S 造としての D_s 値とを比較し、安全側となる D_s 値を採用する方法もある。この場合はヒンジ位置が混在する場合、部材ランクが混在する場合および筋かいの分担比によって危険側

の設定とならないよう配慮することが望まれる。



図－3 S造として D_s 値を設定する例
()はRCとしての種別

【取扱い】

RC造基礎梁に塑性ヒンジが発生するS造の1階の D_s 値の設定については、「2. D_s 値の設定方法」のとおり取扱うものとする。

【補足事項】

応力解析時に基礎部分は剛とした上で、柱脚部を固定、または回転ばねのみをモデル化するケースがみられる。これは、基礎部分の剛性が上部鉄骨架構と比較して十分に大きいことを前提としたものである。一方、RC基礎梁に塑性ヒンジが発生する場合は、塑性ヒンジの発生により基礎梁の剛性が低下するため、応力解析モデルの前提条件を満足しない。そのため、RC基礎梁に塑性ヒンジが発生する可能性がある場合には、RC基礎梁も含めた応力解析モデルを用い、RC基礎梁の塑性化の影響も適切に評価する必要がある。

【よくある指摘事例】

塔状比が4を超える場合の保有水平耐力計算において、直接基礎の検討が不適切な事例がある。

【関係法令等】

平成19年国交省告示第594号第4第五号
2020年技術基準 pp.435～436

【指摘の趣旨】

平成19年国交省告示第594号第4第五号では、建築物の地上部分の塔状比が4を超える場合には地盤、基礎杭、地盤アンカーに生じる力が、それぞれ地盤の極限支持力、基礎杭及び地盤アンカーの耐力、極限支持力を超えないことを確かめることが要求されているが、保有水平耐力時の直接基礎の検討は要求されていない。

保有水平耐力時の直接基礎の検討は以下の2項目の方針に従い、図-1の検討フローにより行うものとする。

- ・塔状比4を超える場合のみ保有水平耐力時の直接基礎の検討を行う。
- ・支持地盤が液状化する場合は、地盤改良などの液状化対策を行うことを原則とする。

【解説】**1. 保有水平耐力検討時の直接基礎の検討の必要性**

2020年技術基準¹⁾には「大地震時の地震動が作用する場合の地盤とくい（基礎）の挙動については各方面で研究が進められているが、地盤の非線形性やくい頭の固定度等、モデル化の難しい要素が絡むため、簡便で一般的な計算方法は提案されるに至っていない。したがって、現状では、上部構造の耐震設計ルート（二次設計）に相当するような区分は地下部分にはなく、地上部分について保有水平耐力を確認する場合にも対応する基礎の設計は要求されていない。」と記載されている。

しかし、塔状比が4を超える場合には、平成19年国交省告示第594号第4第五号の規定により、 C_0 を0.30以上とした地震力あるいは保有水平耐力に相当する地震力のいずれかを用いて建物の構造計算を行った時の支点反力に対し、局所的な浮上りはあるとしても、建物全体が転倒する崩壊メカニズムとならないことを確認し、地盤の圧壊あるいは杭の引抜きと圧壊に対して検討する。

また、2020年技術基準²⁾ ② c) でも「基礎スラブやくい等のいわゆる基礎・地下構造についても、保有水平耐力時の検討を行うことで、構造耐力上余裕のある設計とすることができる。」とあり、これは基礎部分に関して、保有水平耐力および構造特性係数等の算出において仮定した上部構造の崩壊メカニズムが確実に形成されることを保証できるような設計とすべきことを趣旨としている。

以上の趣旨に照らして考えると、塔状比が4を超える場合には地盤の圧壊などにより転倒が生じないことを検討する必要がある。更に、転倒検討時の応力に対して、直接基礎の検討を行うこととする。

2. 検討方法

保有水平耐力時の直接基礎の検討フローを図-1に示す。フロー中の[判定1][判定2][検討1]について2.1～2.3で解説する。支持地盤が液状化する場合、直接基礎においては杭基礎の場合と異なり支持力を担保できないため、地盤改良などにより液状化対策を行うことを原則とする。しかし、液状化の程度が軽微あるいは液状化する層厚が薄い等の場合は、限界耐力計算において示されている、「液

状化の恐れがないこと」の確認方法の b), c) ³⁾ を判断根拠として扱うことができ、建物に与える影響がどの程度かを検討し設計者が判断するとともに、建築主へ説明することも考えられる。

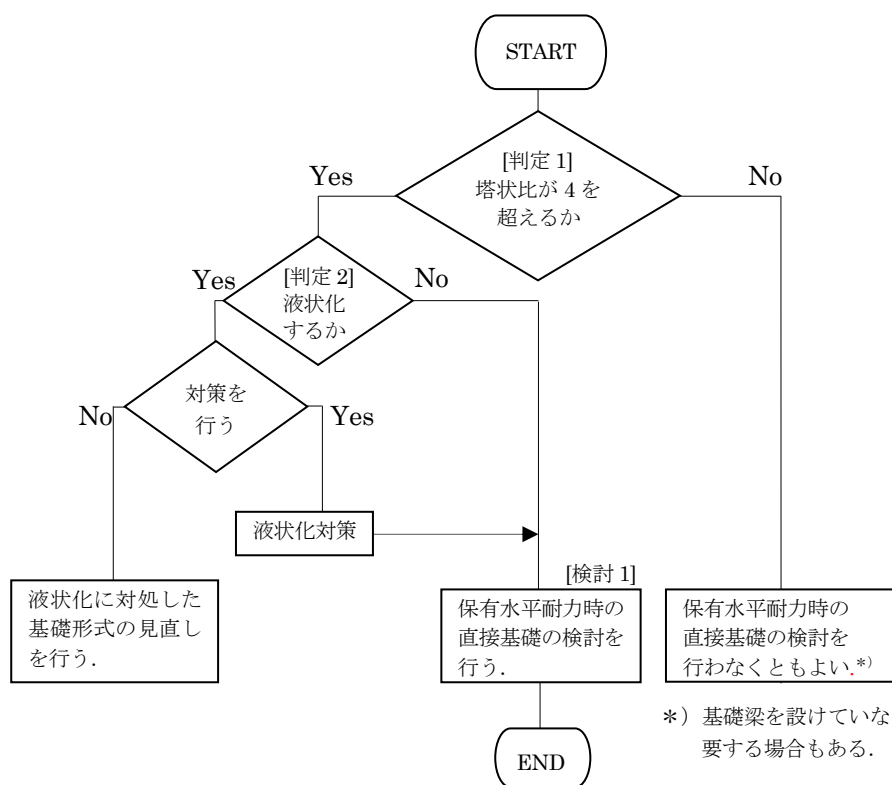


図-1 直接基礎の検討フロー

2.1 判定 1

平成 19 年国交省告示第 594 号第 4 に従い、地上部分の塔状比を算出して 4 を超えるか否かを判定する。

2.2 判定 2

2020 年技術基準³⁾ 及び本指摘事例集 5.1 を参考に、表-1 に従って支持地盤が液状化するか否かを判定する。その際、想定する地表面加速度は、通常の基礎設計では大地震時の要求は法的にはないため 150gal も考えられるが、当該告示の主旨は保有耐力時の転倒防止を求められているため 350gal が本来求められている。350gal に対して F_l 値を算出し、対象層の F_l 値がすべて 1 を超えれば液状化しないと判定する。液状化の程度については、 F_l 値が 1 以下の場合であっても、 P_L 値若しくは D_{cy} 値が 5 以下であれば液状化の危険度や程度は低いと考えられ、建物への影響を別途検討する。保有水平耐力時の検討は建物の倒壊を回避し、人命を守ることが目的であることから、表-2, 3 で P_L 値若しくは D_{cy} 値が 5 以下の領域を許容することが考えられる。

表－1 液状化に対する安全率（ F_l 値）

F_l 値	液状化の発生
1 以下	液状化の可能性がある
1 を超える	液状化の可能性が少ない

表－2 P_L 値と液状化の危険度の関係⁴⁾

P_L	液状化の危険度
0	かなり低い
5 以下	低い
5 を超え 15 以下	高い
15 を超える	極めて高い

表－3 D_{cy} 値と液状化の程度⁴⁾

D_{cy} (cm)	液状化の程度
0	なし
5 以下	軽微
5 を超え 10 以下	小
10 を超え 20 以下	中
20 を超え 40 以下	大
40 を超える	甚大

2.3 検討 1

(1) 検討方針

保有水平耐力時の直接基礎の検討では、鉛直力に対して地盤が破壊しないこと、基礎に大きな損傷が発生しないことを確かめる。具体的には以下の 4 点について確認する。

- ① 接地圧が終局時の地耐力以下であること
- ② 基礎の全体転倒に対する検討を行う場合は過度の浮上りを生じないこと
- ③ 水平力に対して基礎が滑動しないこと
- ④ 基礎部材の応力検討を行うこと

(2) 転倒検討用層せん断力

転倒に対する検討用層せん断力に関しては、平成 19 年国交省告示第 594 号第 4 に準じ、標準せん断力係数を 0.3 以上として計算した層せん断力、または保有水平耐力相当の層せん断力のうちいずれかの数値に対して転倒の検討を行う。また、基礎部分の水平震度は、標準せん断力係数に相応する $K = 0.15$ 以上を採用する。

転倒に際して、上部構造から地盤に伝達されるべき力は上部構造の崩壊メカニズム時の数値まで上昇する可能性があり、保有水平耐力が標準せん断力係数を 0.3 とした場合より小さく評価されていた場合は危険側の検討となる恐れがある⁵⁾。上記の確認を行う場合は標準せん断力係数 0.3 以上を用いることを推奨する。

(3) 保有水平耐力時の直接基礎の検討方法

①基礎構造の破壊が上部構造に与える影響の重要性を考えると、ある程度の沈下は許容するが、上部構造が大きく傾斜することや転倒することは避けるべきである。したがって、基礎に作用する鉛直荷重は地盤の極限鉛直支持力を超えないこととして設計するのが望ましい。地盤の極限支持力度の値としては告示第 1113 号第 2 に記載されている長期許容応力度の 3 倍を採用する。

$$R_u = (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad (1)$$

R_u : 直接基礎の極限鉛直支持力度(kN/m²)
 N_c, N_γ, N_q : 支持力係数
 c : 支持地盤の粘着力
 γ_1 : 支持地盤の単位体積重量(kN/m³)
 γ_2 : 根入れ部分の土の単位体積重量(kN/m³)
 α, β : 基礎の形状係数
 i_c, i_r, i_q : 荷重の傾斜に対する補正係数
 B : 基礎幅(m)
 D_f : 根入れ深さ(m)

②基礎の浮上りを想定しない場合は基礎部分の重量を増すか、地盤アンカーを設けるなどの措置をとる。一般に、建物端部の基礎反力が、地盤の終局鉛直支持力を超えていなければ、内側の基礎には余力があるので、上部構造が大きく傾斜することはないと考えられる。ただし、1 スパンまたはこれに近い少数スパン構造の場合には、終局鉛直支持力に対する余力が少ない場合が多々あり、地盤の終局時の地耐力を低減して検討するなどして安全余裕度を確保することが望ましい。

③水平力に対しては剛強な基礎梁および床スラブなどで上部構造と連結されているのが一般的であり、剛床仮定が成立すると考えられるため、建物全体としての水平抵抗を考慮すればよい。その場合、水平力に対しては、基礎底面と地盤との摩擦力によって十分抵抗できるため、地盤沈下などが発生しなければ、特に問題はなく改めて検討する必要はない。ただし、建物が片土圧を受けるような場合は、滑りに寄与する水平力は地震力と土圧との合力となるため、基礎と支持地盤との摩擦係数を適切に評価し、滑りに対する検討が必要となる場合がある。

④基礎に作用する応力については、支持地盤の剛性を考慮したばね要素をモデル化し算出する方法もあるが、ばね要素に関する明確な指針などはない。直接基礎部材の断面検討では、曲げ強度は梁部材と同様に算出する。せん断強度はスタラップ配筋がある場合は梁部材と同様とし、そうでなければ令第 91 条に記載されるコンクリートの短期許容せん断応力度以下とするなどの方法がある。

【取扱い】

塔状比が 4 を超える場合の保有水平耐力計算において、直接基礎の検討については、図－1 の検討フローに基づき検討を行うものとして取扱う。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，p.434
- 2) 文献 1)，p.347
- 3) 文献 1)，p.477
- 4) 文献 1)，p.478
- 5) 文献 1)，p.348

【よくある指摘事例】

ピロティ階のように、耐力壁の直下に耐力壁がない部分の柱の主筋の定着長さ，定着方法が不適切な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号イ

【指摘の趣旨】

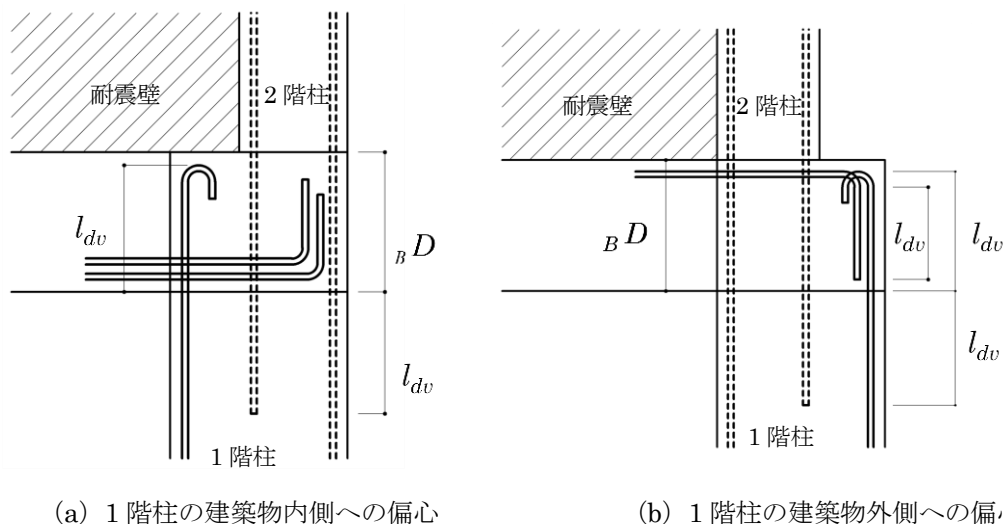
耐力壁下部の独立柱は上階との柱断面寸法に大きな差が生じ，柱梁接合部近傍で断面を急激に絞るため，応力伝達が不明確な事例がある．この耐力壁の直下に壁がない部分の柱の主筋の定着長さ，定着方法については，RC 規準 2018 に従うこととする。

【解説】

1. 独立柱の柱梁接合部の設計

耐力壁設置階の下階で壁がなくなる部分の柱梁接合部において，1 次設計時あるいは保有水平耐力時の耐力壁より生じる引張力を 2 階柱主筋から 1 階柱主筋に伝達できることを確認する．また，1 階は柱の応力が 2 階の柱・梁に確実に伝達されるように主筋の定着に配慮することが重要である¹⁾．

図－1 に示すように梁せいは 1 階柱主筋の必要定着長さを確保できる²⁾ 寸法とし，また，2 階柱筋の 1 階柱への定着は梁下端から必要定着長を確保する．定着長さは RC 規準 2018 に従って算定することとし，(1) 式による³⁾．2 階柱の絞りが大きい場合には，最上階 L 形接合部に準じた配筋上の配慮，並びに図示することが必要である⁴⁾．



図－1 柱梁接合部

$$l_{dv} = \alpha \frac{S \cdot \sigma_t \cdot d_b}{10 \cdot f_b} \quad (1)$$

l_{dv} : 主筋の定着長さ, α : 1.0,
 S : 0.7 (標準フックまたは機械式定着具) , 1.25 (直線定着)
 σ_t : 主筋の短期許容応力度, d_b : 異形鉄筋の呼び名の数値
 f_b : 付着割裂の基準となる強度

定着長さの計算例をコンクリート強度, 鉄筋強度を F_c36, SD390 とし, フック有, 無の場合を表－1 に示す.

表－1 定着長さの計算例

鉄筋の 呼び名	l_{dv} (F _c 36,SD390)	
	フック有 (mm)	フック無 (mm)
25	380	680
29	440	785
32	485	870
35	535	950

【取扱い】

耐力壁の直下に耐力壁がない部分の柱の主筋の定着長さ, 定着方法については, RC 規準 2018 を採用するものと取扱う.

【補足事項】

以下に, ピロティ階を有する建築物に関する設計上の留意事項について補足説明する. 耐力壁直下で壁がなくなる 2 階梁について, 4.2.8 に設計上の留意事項を解説している.

1. ピロティ階を有する建築物の設計上の留意事項

1.1 ピロティ階の扱いに関する問題点

2020 年技術基準⁵⁾ では「当該階において, 耐力壁, そで壁, 腰壁, たれ壁, 方立て壁等の量が上階と比較して急激に少なくなっている階をピロティ階と呼ぶ」ことが示されており, また, 「ピロティ形式の建築物を数値的に定義することは難しい」とされている. このようにピロティ階の扱いが定量的に定められていないことから, 剛性率が 0.6 以上であれば剛性の急変に該当しないため, ピロティ階と扱わない等, ピロティ階の扱いにばらつきがあるのが現状である.

1.2 ピロティ階の扱いに関する考え方

ピロティ階と扱うか否かの判断にあたり, ピロティ階の剛性率, ピロティ階と上層の耐力壁階の強度比に関する下記の知見が参考となる.

文献 6) によれば, 阪神・淡路大震災の地震被害があったピロティ階を有する建築物の剛性率を検討した結果によると, ピロティ階の剛性率は 0.6 を超えており, 弾性剛性に基づく剛性率ではピロティ階への変形集中を表すことができない場合がある. そのためピロティ階の判断には, 剛性率のような剛性評価に基づく方法ではなく, メカニズムに直接関係する強度評価に基づくことが必要であると指摘されている.

文献 2) では, ピロティ階に対する上層の耐力壁階の強度比に着目し, ピロティ階の応答をエネルギーの釣合から予測し, ピロティ階への塑性変形の集中を検討している. この結果によれば, 塑性変形は 1 階に対する 2 階以上の強度比が 1.2 倍辺りから 1 階に集中する傾向がみられ, 1.35 倍辺りで 1

階だけに損傷が集中することが指摘されている。

これらの知見を参考にすると、一部耐力壁付きピロティ型建築物（ピロティ通りと耐力壁通りが混在した建築物）では、独立柱と耐力壁の配置状況をふまえ、剛性率だけでなく、ピロティ階と上層の耐力壁階の強度比を参考に総合的にピロティ階の扱いを検討することが妥当と考えられる。例えば、1階より上階に壁が多く、1階の水平剛性と水平強度が上階に比べて著しく低く、大地震時には1階柱の降伏が上階の降伏よりも先行し、1階に過度の水平変形が集中するような架構の1階はピロティ階と考えられる。

【参考文献】

- 1) 花井 伸明, 後藤 康明, 市之瀬 敏勝: 断面が急変するピロティ柱梁接合部における柱主筋の定着性状, 日本建築学会技術報告集, 第15巻, 第29号, pp.143~146, 2009. 2
- 2) 花井 伸明, 市之瀬 敏勝, 神林 宏之: 層降伏型 RC ピロティ建物の応答変位予測, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, 1999, pp.1153~1158
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, p.28, 2018
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造設計基準・同解説, pp.261~262, 2018
- 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修: 2020年版建築物の構造関係技術基準解説書, 付録1-6 ピロティ形式の建築物に対する耐震設計上の留意点
- 6) 芳村 学, 岩淵一徳: 1995年兵庫県南部地震により崩壊したピロティを有する鉄筋コンクリート建物の非線形解析, 日本建築学会構造系論文集, 第486号, pp.75~84, 1996. 8

3.2.6 RC 梁の付着割裂破壊の防止

【よくある指摘事例】

RC はり部材種別が FA～FC に区分される条件の一つに付着割裂破壊による急激な耐力の低下のおそれがある破壊を生じさせないことを確認する必要がある、その結果によっては D_s 値に大きな影響を与える。終局時の付着割裂破壊の規準には、日本建築学会 RC 規準 2010¹⁾ および 2018²⁾、並びに靱性指針³⁾ および技術基準解説書⁴⁾ があり、いずれかの規準に準拠し検討を行う必要があるが、複数の規準を混在させる計算事例がある。

ここでは基本的な付着応力度の解説を行い、RC 規準 2010¹⁾、靱性指針³⁾、および RC 規準 2018²⁾ の順で各規準の付着割裂破壊について解説を行う。

【関係法令等】

昭 55 年建告示 1792 号第 4

【解説】

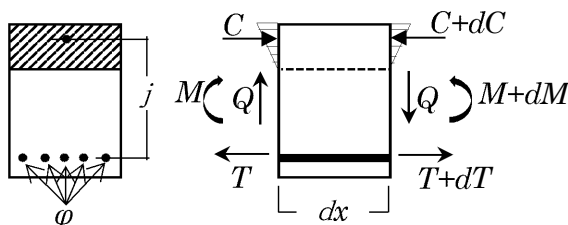
1. 付着応力度

1.1 曲げ付着応力度に対する許容応力度設計

曲げ付着応力度とは図－1 に示すように、平面保持仮定が成立するとした場合、曲げ応力が変化する（せん断力が作用する）と、引張り鉄筋の応力が変化する、その差分が曲げ付着応力度 τ_{a1} となる。この曲げ付着応力度が許容付着応力度 f_a 以内であれば平面保持の仮定が成り立つ。

$$dT = \frac{dM}{j} \quad dT = \tau_{a1} \cdot \phi \cdot dx \quad Q = \frac{dM}{dx} \quad \text{より} \quad \tau_{a1} = \frac{Q}{\sum \phi \cdot j} \leq f_a \quad (1)$$

f_a : 許容付着応力度 ϕ : 鉄筋周長 j : 応力中心間距離



図－1 曲げ付着応力度の原理¹⁾

1.2 平均付着応力度に対する許容応力度設計

局所的に曲げ付着応力度が損なわれても、そのスパン内で鉄筋が十分な長さで定着されていれば曲げ耐力を発揮できることは実験的にも確認されている。そこで鉄筋の最大応力位置から鉄筋の定着長さの中で平均的に一定の付着応力レベルであれば、曲げ性能は発揮できるとして平均付着応力度の設計法が考えられている。

この際、せん断力が大きい場合には材端にせん断ひび割れが発生し、最大鉄筋応力度 σ_t は有効せい d だけ離れた位置まで一定となり、図－2 に示すように $(l_d - d)$ を有効な長さとする平均付着応力度で確認する必要がある。許容付着応力度は曲げ付着応力度の許容値を低減して 0.8 倍としている。この検定式を (2) 式に示す。RC 規準 2010¹⁾、RC 規準 2018²⁾ では長期、中地震時の付着の検定は曲げ付着応力度の検定と平均付着応力度の検定のいずれでもよいとしている。

$$\tau_{a2} = \frac{\sigma_t \cdot a}{\phi(l_d - d)} = \frac{\sigma_t(\pi d_b^2/4)}{\pi d_b(l_d - d)} = \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4(l_d - d)} \leq 0.8f_a \quad (2)$$

l_d : 付着長さ d : 有効せい d_b : 鉄筋径 σ_t : 付着検定断面での鉄筋存在応力

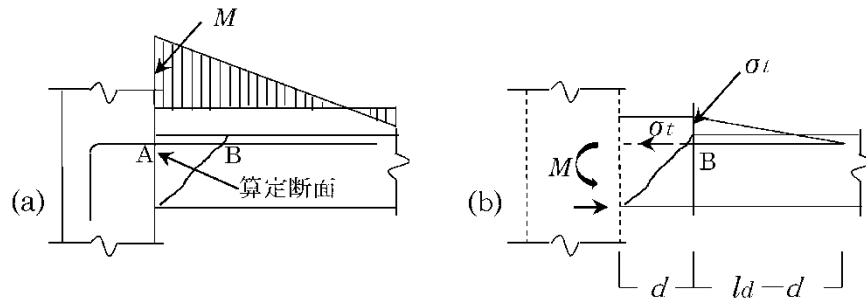


図-2 部材スパン内での主筋の定着¹⁾

2. RC 規準 2010, 技術基準解説書

2.1 付着割裂破壊防止のための設計

1.1 および 1.2 で使用される許容付着応力度は十分に大きなコンクリート中に定着された鉄筋の引き抜き試験より定められたものであるが、異形鉄筋が多く並ぶ一定の大きさの部材内では鉄筋節が押し広げるくさび効果で図-3に示すように鉄筋を結ぶ割裂ひび割れやかぶりコンクリートの割裂きにより付着力を失い、剛性やエネルギー吸収能力、曲げ耐力の低下を生じる。この付着割裂強度の算定式(藤井・森田式)は、終局強度型指針⁵⁾でも紹介されているが、水平上端筋以外に対する原式⁶⁾は以下の通りであり、水平上端筋に対しては係数 1.22 を 1 とする。

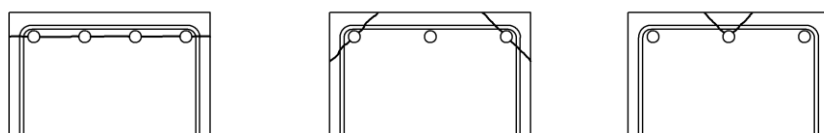
$$\tau_{bu} = 1.22 \left(0.307b_i + 0.427 + 24.9 \frac{k \cdot A_{st}}{sNd_b} \right) \sqrt{\sigma_B}$$

RC 規準では、上記の τ_{bu} に 0.8 を乗じて簡略化したものを付着割裂強度 $K \cdot f_b$ とし、鉄筋配置と横補強筋による修正係数 K と付着割裂の基準となる強度 f_b を定めている。RC 規準 2010 では、この考え方を大地震時の安全性検討のためとして、鉄筋応力は降伏強度 σ_y を用いることとしているが、付着割裂破壊による急激な耐力の低下のおそれがある破壊を生じさせないことを確認する場合は、鉄筋応力は降伏強度 $1.1 \cdot \sigma_y$ を用いる。この検定式を (3) 式に示す。

$$\tau_y = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4(l_d - d)} \leq K \cdot f_b \quad K = 0.3 \left(\frac{C + W}{d_b} \right) + 0.4 \leq 2.5 \quad W = 80 \frac{A_{st}}{s \cdot N} \leq 2.5d_b \quad (3)$$

C : 鉄筋間のあき A_{st} : 付着割裂面を横切る 1 組の横補強筋全断面積

s : 1 組の横補強筋の間隔 N : 付着割裂面における鉄筋本数



(a) サイドスプリット (b) コーナースプリット (c) Vノッチスプリット

図-3 付着割裂パターン¹⁾

2.2 付着長さ l_d の設定

平均付着応力度設計や付着割裂防止設計を行う場合は付着長さの設定が必要となる。RC 規準 2010 の p.203, p.204, pp.213～215 には、①カットオフする鉄筋の付着長さ、②部材全長にわたる通し配筋の付着長さの定め方を示している。カットオフする鉄筋は図-4 に示すように、鉄筋が最大引張り応力を生じる位置から鉄筋末端部までを付着長さ l_d とし、かつ曲げ設計でカットオフ筋が不要となる位置を超えて、有効せい d 以上延長することとしている。通し配筋の場合は図-5 に示すように両端に曲げ降伏が生じる場合には鉄筋応力は一端が引張り降伏、他端が圧縮降伏するため、付着長は $(L+d)/2$ となる。一端のみ降伏の場合の付着長さ l_d は部材長さ L とできる。いずれの場合も部材端部にせん断ひび割れが入る場合は鉄筋応力がその間で一定となるテンションシフトが起こることを考慮して、平均付着応力度は付着長さ l_d から有効せい d を減じて算定する。また、せん断ひび割れが生じない部材ではテンションシフトを考慮しなくてよいこととしている。2015 技術基準解説書 Q&A⁷⁾ ではせん断ひび割れ強度に RC 規準 2010 (解 15.1) 式以下の値を用いてよいこととしている。

2020 技術基準付録 1-3 では、はりのせん断終局強度 Q_{su} の推定式 (付 1.3-6) 式、(付 1.3-7) 式 (荒川式) は付着破壊した試験体を含む実験結果から導出された式であることから、それぞれの式による計算値は付着割裂破壊に対する安全性の検討に用いることを可能としている。荒川式 (荒川 min 式) を以下に示すが、荒川 mean 式は下式の第 1 項の係数を 0.068 としたものである。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} \right\} bj$$

保有耐力と変形性能⁸⁾の中でも、「荒川 min 式はせん断破壊時の強度だけでなく、付着割裂破壊時の強度も近似的に表す傾向がある」と記載されている。ただし、荒川式は、梁の引張鉄筋比 p_t が大きいほど、あばら筋の降伏強度 σ_{wy} が高いほど、せん断スパン比 M/Qd が小さいほどせん断強度が増大する傾向があることを表している。一方、前述の藤井・森田式や後述の前田・小谷式には p_t , σ_{wy} , M/Qd に関する項が無く、付着割裂破壊の強度は、荒川式のように p_t , σ_{wy} , M/Qd に応じて増大する傾向が見られない。そのため、例えば p_t が大きくて 1 段に多数の主筋を並べた梁や、 σ_{wy} が高くあばら筋比 p_w が小さい梁、 M/Qd が小さくて主筋の付着長さが短い梁などは、付着割裂破壊の強度が荒川式による強度の計算値を下回る可能性があるため、注意を要する。また、カットオフ筋を有するはりでは荒川式の適用性が検証されていないことから、付着割裂破壊に関する検討には使用出来ないこととしている。

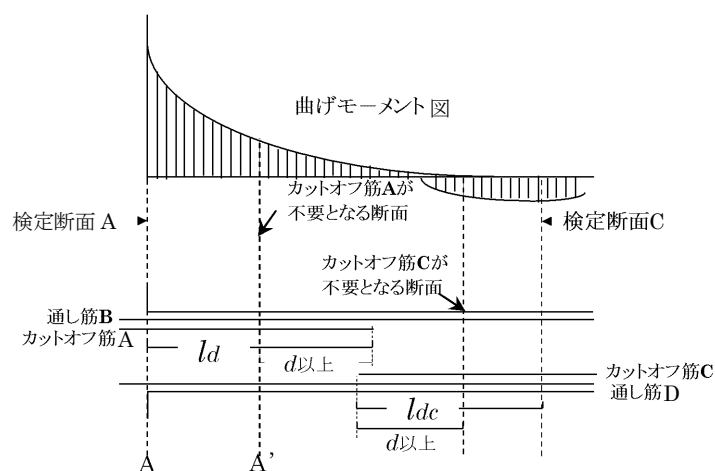


図-4 カットオフ筋の付着長さ¹⁾

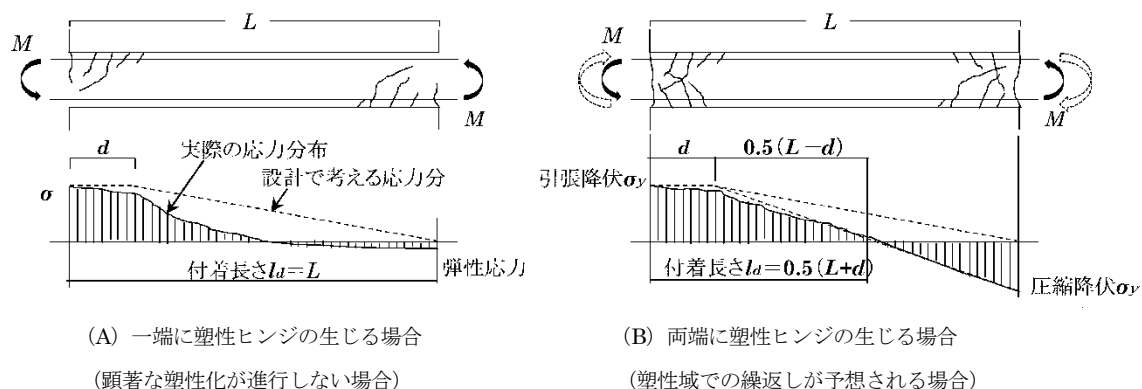


図-5 通し筋の付着長さ¹⁾

3. 靱性指針

付着割裂破壊の検討に靱性指針³⁾を適用する場合は、設計用付着応力度 τ_f が付着信頼強度 τ_{bu} を下回ること（付着強度の確保）を確認する。これより付着強度が確保されていれば、終局限界状態に至るまで主筋の付着割裂が生じず、付着すべりの増大あるいは付着応力度の低下は起こらないものとされている。靱性指針は、前述の藤井・森田式⁶⁾ではなく、前田・小谷式と呼ばれる付着割裂強度式⁹⁾に基づいている。この前田・小谷式は、藤井・森田式では考慮されていなかった中子筋の効果を取り入れ、1000kgf/cm²クラスの高強度コンクリートを用いた部材にも適用可能とされている。

3.1 設計用付着応力度

設計用付着応力度 τ_f は式(6.8.1)による。

$$\tau_f = d_b \Delta \sigma / \{4(L - d)\} \quad (6.8.1)$$

$\Delta \sigma = 2\sigma_{yu}$ ($\Delta \sigma$ は両端に正負繰返しの降伏ヒンジを計画する部材の値を採用する。)

梁の2段目主筋においては、 $\Delta \sigma = 1.5\sigma_{yu}$ としてよい

σ_{yu} および σ_y は、それぞれ鉄筋の上限強度算定用強度および信頼強度算定用強度

d_b は鉄筋径、 L 、 d は、それぞれ部材のクリアスパン長さ、有効せいである。

終局限界状態における部材両端部の主筋の応力の差より生じる付着応力度を設計用付着応力度と考える。

3.2 付着信頼強度

付着信頼強度式は「図-3 付着割裂パターン」の(a)，(b)破壊を対象に定められており、前田・小谷式⁹⁾を簡略化して導かれている。

1段目の付着信頼強度は、式(6.8.4)による。

$$\tau_{bu} = \alpha_t \{ (0.085b_i + 0.10) \sqrt{\sigma_B} + k_{st} \} \quad (6.8.4)$$

ここで α_t は上端筋に対する付着強度低減係数で次式による。

$$\alpha_t = 0.75 + \sigma_B / 400 \quad (\text{梁の上端主筋}), 1.0 \quad (\text{左記以外の主筋}) \quad (6.8.5)$$

b_i は、割裂長さ比で次式による。

$$b_i = \min(b_{si}, b_{ci}) \quad (6.8.6)$$

$$b_{si} = (b - N_1 d_b) / (N_1 d_b) \quad (6.8.7)$$

$$b_{ci} = \{\sqrt{2}(d_{cs} + d_{ct}) - d_b\} / d_b \quad (6.8.8)$$

k_{st} は横補強筋の効果で次式による.

$$k_{st} = (54 + 45N_w/N_1)(b_{si} + 1)p_w \quad (b_{ci} \geq b_{si} \text{ のとき}) \quad (6.8.9)$$

$$k_{st} = 140A_w/(d_b s) \quad (b_{ci} < b_{si} \text{ のとき}) \quad (6.8.9)$$

2 段目の付着信頼強度 τ_{bu2} は, 式 (6.8.10) によることが出来る.

$$\tau_{bu2} = \alpha_2 \cdot \alpha_t \{(0.085b_{si2} + 0.10)\sqrt{\sigma_B} + k_{st2}\} \quad (6.8.10)$$

強度低減係数は, 原則, 主筋に生じる付着力の関係から求めるが, $\alpha_2=0.6$ としてもよい.

割裂線長さ比 b_{si2} および k_{st2} はそれぞれ式 (6.8.11) 及び式 (6.8.12) による.

$$b_{si2} = (b - N_2 d_b) / (N_2 d_b) \quad (6.8.11)$$

$$k_{st2} = 99(b_{si2} + 1)p_w \quad (6.8.12)$$

3.3 カットオフ筋の定着

2 段目をカットオフ配筋とする場合で, 付着信頼強度式 (6.8.10) に $\alpha_2=0.6$ を採用すると長い定着長が必要となるため, 部材スパンによっては, カットオフすることが困難になることがある. その場合は, $\alpha_2=0.6$ のかわりに, (解 6.8.13) 式による低減係数 α_2 を採用してもよい.

$$\alpha_2 = \sum \Delta T_2 / (\sum \Delta T_1 + \sum \Delta T_2) \quad (\text{解 6.8.13})$$

$\sum \Delta T_1, \sum \Delta T_2$ はそれぞれ, 1 段目主筋およびカットオフ筋 (2 段目主筋) の終局限界状態における部材端部の引張合力で $\sigma_{yu} \sum A_{s1}$ 及び $\sigma_{yu} \sum A_{s2}$ としてよい.

3.4 付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度

付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度 V_{bu} は式 (6.8.14) および式 (6.8.15) による値のうち最小値とする.

$$V_{bu} = T_x j_e + \left\{ v \sigma_B - \frac{2.5 T_x}{\lambda b_e} \right\} \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (6.8.14)$$

$$V_{bu} = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (6.8.15)$$

ここで, T_x は部材単位長さあたりに負担できる付着力であり, 次式による.

$$\text{降伏ヒンジを計画しない部材: } T_x = \tau_{bu} \sum \phi_1 + \tau_{bu2} \sum \phi_2$$

$$\text{降伏ヒンジを計画する部材: } T_x = (1 - 10R_p)(\tau_{bu} \sum \phi_1 + \tau_{bu2} \sum \phi_2)$$

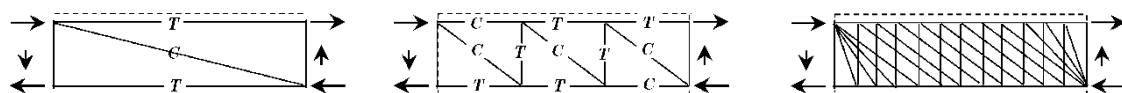
ここに, $\sum \phi_1$: 1 段目主筋の周長の合計, $\sum \phi_2$: 2 段目主筋の周長の合計

v : コンクリートの有効圧縮強度係数 R_p : 降伏ヒンジ領域の塑性変形角

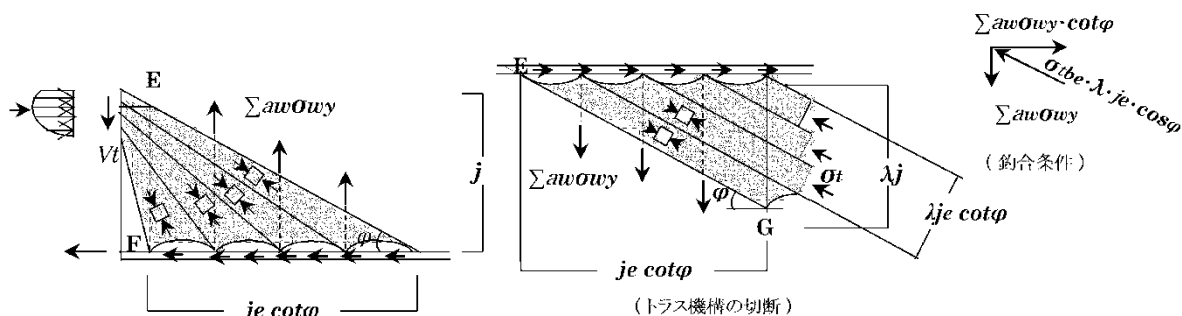
付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度 V_{bu} 式は図-6 トラス・アーチ機構に基づき求める. せん断信頼強度 V_{bu} は, 主筋の付着応力度が付着信頼強度 τ_{bu} に達したときのトラス機構の負担せん断力 V_{bt} およびアーチ機構が負担するせん断力 V_{ba} の和として与えられる.

$$V_{bu} = V_{bt} + V_{ba}$$

付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度 V_{bu} が終局時のせん断力を上廻る場合は, 主筋の付着応力が主筋の付着信頼強度 τ_{bu} に達していない状態を意味する. ただし, トラス・アーチ機構が成り立つことが必要なことから, カットオフ配筋がある梁の検討にせん断信頼強度 V_{bu} を用いることはできない.



(A) アーチ機構のイメージ (B) トラス機構のイメージ (C) トラス機構のやや詳細なイメージ



(D) トラス機構におけるせん断力の釣合い

(E) トラス機構における圧縮力の釣合い

図-6 トラス・アーチ機構

4. RC 規準 2018

終局強度型指針⁵⁾，RC 規準 2010¹⁾，RC 規準 2018²⁾ の付着の検討は，いずれも藤井・森田式⁶⁾に基づいているのに対して，靱性指針³⁾ の付着の検討は，前田・小谷式⁹⁾ に基づいている．両式はいずれも実験結果に基づく実験式であり，付着割裂強度をコンクリートの寄与分とせん断補強筋の効果の累加としている点は共通であるが，式の構成や個々の係数などは異なっている．そのため，RC 規準 2018（2010 も同様）と靱性指針では，算定される付着割裂強度が相違している．

RC 規準の 2018 年版の 16 条付着では，2010 年版から以下のような改定が行われている．

- (1) 付着検定断面は，スパン内で最大曲げモーメントとなる断面に限定する．
- (2) スパン内に通し配筋される鉄筋の付着長さは，曲げ材の内法長さ L とする．
- (3) 付着検定断面からカットオフ筋が計算上不要となる断面までの距離は略算式を用いてよい．
- (4) 短期荷重の損傷制御のための検討は省略不可とする．
- (5) 付着割裂強度の算定に用いる鉄筋のあき C は略算式を用いてよい．
- (6) 曲げ材の引張鉄筋の部材内への定着は，重ね継手長さの検定式を適用する．

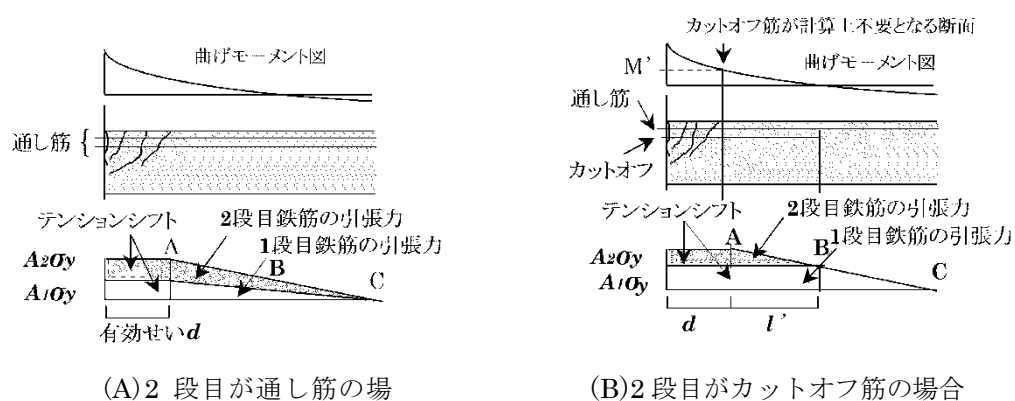
その他の主要な改定について，以下に記述する．

4.1 2 段配筋梁の付着性状

RC 規準 2018 の付着の改定では特に多段配筋部材の付着検定について見直しが行われた．2 段配筋梁の付着性状，鉄筋軸応力について実験研究から模式図として図-7 が示され，これに基づき変更内容を解説する．模式図では 1 段目および 2 段目の鉄筋量が同程度で，(A) は 1 段目，2 段目が通し筋の梁，(B) は 1 段目が通し筋，2 段目がカットオフ筋の梁を表しており，いずれの梁も斜めひび割れによるテンションシフトが起こり，付着応力が生じない領域がそれぞれ示されている．(A) 2 段目が通し筋の場合は，1 段目，2 段目の鉄筋応力は材端から有効せい d 迄の領域はテンションシフトによ

って応力が一定，有効せい d を超え中央に向けては，付着により鉄筋応力は減少する．(B) 2 段目がカットオフ筋の場合，1 段目と 2 段目では応力一定範囲が異なる．2 段目の鉄筋応力はテンションシフト内では応力が一定，有効せい d を超えると付着により鉄筋応力は減少しカットオフ端で応力が 0 になる．一方，1 段目の通し筋の鉄筋応力の一定領域は有効せい d を超えスパン中央側へ進展し，付着応力が生じる範囲が減少する．このため A-B 間では，1 段目鉄筋の付着応力が小さくなり，2 段目が通し筋の場合に比べて，2 段目鉄筋の付着割裂面に作用するせん断応力度が小さくなり，2 段目カットオフ筋の付着強度が高くなる．このときカットオフ筋の付着長さは通し筋のみを考えた断面の許容曲げモーメントと要求される設計用曲げモーメントが等しくなる断面位置（カットオフ筋が計算上不要となる断面）から部材端までの距離 l' にテンションシフトする有効せい d を加えた長さになる．また A-B 間以外では 1 段目の付着応力が大きくなり，その結果，1 段目で付着割裂破壊を生じる危険性が高まる．以上の付着性状を考慮して大地震動に対する安全性のための検討式が規定された．

また，一般的には断面外側の 1 段目の配筋量が多く，存在応力も高いため 1 段目の鉄筋列で付着割裂破壊を生じる場合が多いと思われる．ただし，各段とも同じ鉄筋量とした場合には外側鉄筋列の付着力（せん断力）の影響を受け，内側鉄筋列の付着強度が低下するため 2 段目の鉄筋列位置で付着割裂破壊を生じた事例が既往の実験研究で確認されている．これより多段配筋の 1 段目以外の鉄筋に対しては，「付着割裂の基準強度 f_b 」を 0.6 倍に減ずることが必要とされた．



※鉄筋応力の勾配が付着応力に相当する

図ー7 2 段配筋梁の付着性状の模式図

4.2 大地震動に対する安全性確保のための検討

大地震動に対する安全性のための検討式は，通し筋が (16.5) 式，カットオフ筋が (16.6) 式に区分され，有効付着区間の領域における平均付着応力度 τ_D が付着割裂強度 $K f_b$ 以下であることを確認する．

$$\tau_D = \alpha_1 \times \frac{\sigma_D \cdot d_b}{4(L' - d)} \leq K f_b \quad (16.5)$$

$$\tau_D = \alpha_2 \times \frac{\sigma_D \cdot d_b}{4(l_d - d)} \leq K f_b \quad (16.6)$$

ただし， $l_d \geq l' + d$

τ_D ：安全性検討用の平均付着応力度

τ_D を鉄筋の降伏強度 σ_y にて算出する場合，実降伏強度の上昇分 1.1 倍等を考慮する．

α_1 : 通し筋の応力状態を表す係数で表-1 による.

α_2 : カットオフ筋の応力状態を表す係数で表-2 による.

表-1 通し筋の応力状態を表す係数 α_1

両端が曲げ降伏する 部 材 の 通 し 筋	1 段目の鉄筋	2
	多段配筋の 2 段目以降の鉄筋	1.5
一端曲げ降伏で他端弾性の部材の通し筋		1

表-2 カットオフ筋の応力状態を表す係数 α_2

付着長さが $L/2$ 以下 の カ ッ ト オ フ 筋	1 段目の鉄筋	1
	多段配筋の 2 段目以降の鉄筋	0.75
付着長さが $L/2$ を超えるカットオフ筋		1

l_d : 引張鉄筋の付着長さで, (16.6) 式において, せん断ひび割れを生じないことを確かめられた場合には $l_d - d$ を l_d としてよい.

L' : 通し筋の付着長さで, 通し筋のみの場合は $L' = L$, カットオフ筋と通し筋の両方がある場合は $L' = L - l'$ とする. なお, (16.5) 式において, せん断ひび割れを生じないことを確かめられた場合には $L' - d$ を L' としてよい.

L : 曲げ材の内法長さ d : 曲げ材の有効せい

l' : 付着検定断面からカットオフ筋が計算上不要となる断面までの距離で, 引張鉄筋の総断面積 A_{total} に対するカットオフされる引張鉄筋の断面積 A_{cut} との比を基に (16.7) 式, (16.8) 式で計算してよい.

$$\text{両端が曲げ降伏する部材} \quad l' = \frac{A_{cut}}{A_{total}} \times \frac{L}{2} \quad (16.7)$$

$$\text{一端が曲げ降伏・他端が弾性部材} \quad l' = \frac{A_{cut}}{A_{total}} \times L \quad (16.8)$$

K は鉄筋間隔と横補強筋による補正係数で (16.9) 式により, C は鉄筋間のあき, またはかぶりの関係から (16.10) 式で計算する. W は付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで (16.11) 式による.

$$K = 0.3 \left(\frac{C + W}{d_b} \right) + 0.4 \leq 2.5 \quad (16.9)$$

$$C = \frac{b - N \cdot d_b}{N} \leq \min(3C_{min}, 5d_b) \quad (16.10)$$

$$W = 80 \frac{A_{st}}{sN} \leq 2.5d_b \quad (16.11)$$

f_b : 付着割裂の基準となる強度（下表）

	安全性確保のための検討	
	上 端 筋	その他の鉄筋
普通コンクリート	$0.8 \times \left(\frac{F_c}{40} + 0.9 \right)$	$\frac{F_c}{40} + 0.9$
軽量コンクリート	普通コンクリートに対する値の 0.8 倍	

※多段配筋の 1 段目（断面外側）以外の鉄筋に対しては上表の値に 0.6 を乗じる。

4.3 その他取り扱い

- (1) 大地震動に対して曲げ降伏しないことが確かめられた部材で全て通し配筋とする場合は、荒川 mean 式を用いせん断の安全性を確認した場合は、付着の安全性の検討を省略してもよい。ただし、曲げ降伏後の付着割裂破壊を完全に防止することはできないため、大地震動に対して曲げ降伏しないことを確認することが必要とされる。
- (2) 長期許容せん断力 (15.1) 式によりせん断ひび割れを生じないことを確かめられた場合は、(16.5) 式、(16.6) 式において、付着長さ L' および l_d からテンションシフト領域にあたる有効せい d を減じなくてよい。ただし、カットオフ筋は計算上不要となる断面を超えて部材有効せい d 以上延長する。
- (3) 基礎梁のように部材せいが大きく曲げ降伏しない部材のカットオフ筋は、次の三つの式を満足する場合には、(16.6) 式の付着検討を省略してもよい。
 - 3-1) 区間 d 内のカットオフ筋の付着力とせん断補強筋の引張力の釣合いから導かれたせん断補強量の条件式である（解 16.6）式を満足すること。

$$p_w \sigma_{wy} \geq \frac{2 \cdot N_{cut} \cdot \pi d_b \cdot \tau_y}{b} \quad (\text{解 16.6 式})$$

- 3-2) 区間 d 内のカットオフ筋の付着力を考慮した場合に、カットオフ筋が一端で降伏応力度 σ_y に達し他端で応力度が 0 とした場合の平均付着応力度 τ_y を（解 16.7）式で算定する。

$$\tau_y = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4 \left(l_d - \frac{d}{2} \right)} \quad (\text{解 16.7 式})$$

- 3-3) （解 16.6）式、（解 16.7）式の結果を用いて（解 16.8）式を確認する。

$$\tau_D = \alpha_2 \times \tau_y \leq K f_b \quad (\text{解 16.8 式})$$

5. 採用する設計法について

5.1 長期と中地震に対する付着設計

長期には使用限界内、中地震には損傷限界内を確認するために、1.1 の曲げ付着応力度設計あるいは 1.2 の平均付着応力度設計を行うとしてよい。これは RC 規準 1991 の付着設計と基本的には同じであるが、中地震に対する設計では、地震時のせん断力を割り増さずに短期設計用せん断力を $Q_L + Q_E$ とする。曲げ付着応力度設計の場合は、ほぼ平面保持仮定の範囲を想定している。

5.2 大地震に対する付着割裂防止設計

大地震時には部材端

部では鉄筋が降伏すると想定して、付着割裂破壊を防ぐ設計が必要である。RC 規準 1999 では鉄筋応力度 σ_D を短期の存在応力度としていたが、RC 規準 2010 では σ_D を降伏強度 σ_y とすることに改められた。さらに、RC 規準 2018 では、曲げ降伏する部材では $\sigma_D = \sigma_y$ とし、それ以外の部材では $\sigma_D = {}_L\sigma_t + n \times {}_E\sigma_t \leq \sigma_y$ 、ただし、 ${}_L\sigma_t$ は長期荷重時の鉄筋存在応力度、 ${}_E\sigma_t$ は水平荷重時の鉄筋存在応力度、 n は水平荷重時せん断力の割増係数で 1.5 以上の数値、とすることに改められた。

RC 規準 2010 では、大地震時の設計を RC 規準 2010 によって行えば、中地震時に対する設計は省略できるとされていたが、許容付着応力度に基づく短期設計が法令上必要であるため、RC 規準 2018 では中地震時に対する設計は省略不可としている。現時点では保有耐力計算を行う場合には、RC 規準 2010 16 条、RC 規準 2018 16 条及び靱性指針 6.8 章の三つの規準を選択することが可能とされているが、設計者は、各規準における定義、適応範囲、条件等の違いを理解して検討を行うことが必要である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説 2010
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説 2018
- 3) 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 1999
- 4) 国交省住宅局建築指導課他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書
- 5) 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 1990
- 6) 藤井栄・森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究，第 1 報，第 2 報，日本建築学会論文報告集，第 319 号 1982. 9，第 324 号 1983. 2
- 7) 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書の質疑 (Q&A) No33 ③
- 8) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能 1990
- 9) 前田匡樹・小谷俊介：異形鉄筋とコンクリートの付着応力伝達機構に基づいた付着割裂強度式 (その 1) (その 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，1994. 9

4. 各種構造の設計

4.1 鉄骨構造

4.1.1 冷間成形角形鋼管柱を用いる場合の保有水平耐力算定方法

A-1

【よくある指摘事例】

BCP, BCR 材を用いる建物で全体崩壊形が保証されない場合、保有水平耐力算定時に柱耐力を低減していない事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 4 第三号ロ (2)

2020 年技術基準 pp.366～369

【指摘の趣旨】

主として柱に使用される冷間成形角形鋼管は、製造過程で断面全体または断面の一部で塑性変形を受けているため、強度が高くなる一方で塑性変形性能が素材（原板）に比べて低下している。したがって、柱の塑性変形量に制限を課す意味で柱梁耐力比などに制限が課せられている。しかし、冷間成形角形鋼管の素材や製法が異なる製品が存在するため、製品ごとに設計上の扱いが異なるという複雑な体系となっている。具体的には、保有水平耐力算定に必要な地震時の柱の応力割増係数や耐力低減率などが柱の種類によって異なっている。

上記指摘事例のように冷間成形角形鋼管柱を用いる場合の保有水平耐力に関する指摘がよくあることから、ここでは、まず冷間成形角形鋼管の分類について解説したうえで、これを柱に使用する場合の保有水平耐力算定上の要点を示すことにする。

【解説】

1. 冷間成形角形鋼管の分類

1995 年頃まで、STKR 材（従来の一般構造用角形鋼管）や日本鋼構造協会規格の STKC 材が柱材として使用されていた。兵庫県南部地震が発生した 1995 年以降になると、靱性向上を目的として化学成分を改善した大臣認定品（BCR, BCP）が製造されるようになった。この経緯については文献 1, 2）を参照されたい。以下、製法による分類と鋼材種による分類に分けて各製品の特徴を解説する。

1.1 製法による分類

冷間成形角形鋼管を製法で分類すれば、ロール成形角形鋼管（BCR）とプレス成形角形鋼管（BCP）の 2 種類に大別され、BCP では 1 シームと 2 シームの 2 種類がある。図-1, 2 に冷間成形角形

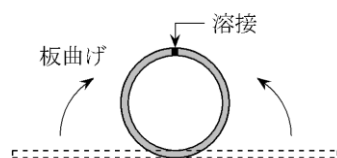
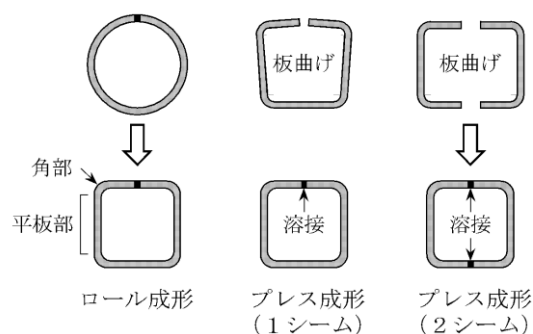


図-1 円形鋼管の製造



(a) BCR

(b) BCP

図-2 角形鋼管の製造

鋼管 BCR と BCP の製法の概要を示す。BCR は、鋼板を一旦円形に加工した後、角形にサイジングされる。したがって、BCR は角部だけでなく平板部も塑性加工を受けている。一方、プレス成形角形鋼管 (BCP) は鋼板をプレスして曲げ加工し、シーム部をサブマージアーク溶接して製造される。したがって、塑性加工を受けるのは角部だけであり、平板部は元の鋼板 (素材) と同じ性質を有している。

1.2 鋼材種による分類

BCR と BCP は SN 材をベースにした鋼板を用いて製造され、STKR 材は SS400 あるいは SM 材の鋼板から製造されている。BCR、BCP の機械的性質を素材の SN B 材および STKR と比較して表-1¹⁾ に示す。素材の強度区分に従って、大きくは 400N 級鋼と 490N 級鋼に分類される。BCR295 は素材が SN400B 級の鋼材であるため 400N 級鋼に含まれるが、降伏点が他の 400N 級鋼に比べて 295N/mm² と高く設定されている。これは、1.1 節で述べたように、製造過程で全断面が塑性加工を受けていて、角部だけでなく平板部も強度が高くなっていることを反映しているからである。

BCR と BCP の化学成分は SN400B または SN490B と同等であるが、冷間加工による時効硬化の影響を低減するために窒素の含有量に制限が設けられている¹⁾。また、BCP325T では鋼管角部に高い靱性を賦与するために、りん (P) と硫黄 (S) の制限値が素材 (SN490B) より厳しく設定されている¹⁾。その結果、シャルピー吸収エネルギーの下限値が 70J と大きい。

2. 柱梁耐力比

2.1 目標となる崩壊機構と柱および接合部パネルの全塑性モーメント

保有水平耐力算定の対象となる建物で、JIS 規格材である STKR 材が使用されることは今日ではほとんどない。したがって、以下では BCR 材と BCP 材に限定して解説する。

前述のように、角形鋼管は製造過程で断面の一部もしくは全体が塑性加工を受けていて、素材に比べて変形能力が幾分劣化しているので、柱の大きな塑性変形を伴う図-3 (a) のような部分崩壊機構を避けて図-3 (b), (c) の全体崩壊機構を設計の目標としている³⁾。図-3 (b) は梁端に塑性ヒンジが形成される場合の崩壊機構であるが、図-3 (c) のように一部の柱梁接合部

表-1 STKR, BCR, BCP の機械的性質比較

区分	JIS 規格	種類の 記 号	降伏点または耐力 N/mm ² 下限/上限		引張強さ N/mm ² 下限/上限	降伏比 % 上限	伸び % 下限			シャルピー 衝撃吸収 エネルギー J 下限(注)
			厚さ <12mm	厚さ ≥ 12mm		厚さ ≥ 12mm	厚さ ≤ 16mm	厚さ		
400N 級鋼	G3136	SN400B	235/	235/355	400/510	80	18	22	27	
	G3466	STKR400	245/		400/	—	23		—	
	認定品	BCR295	295/	295/445	400/550	90	23	27	27	
	認定品	BCP235	235/	235/355	400/510	80	18	22	27	
490N 級鋼	G3136	SN490B	325/	325/445	490/610	80	17	21	27	
	G3466	STKR490	325/		490/	—	23		—	
	認定品	BCP325	325/	325/445	490/610	80	17	21	27	
	認定品	BCP325T	—	325/445	490/610	80	17	21	70	

注) シャルピー吸収エネルギーは 0°C の値。厚さ 12mm 超に適用し、3 個の試験片の平均値。

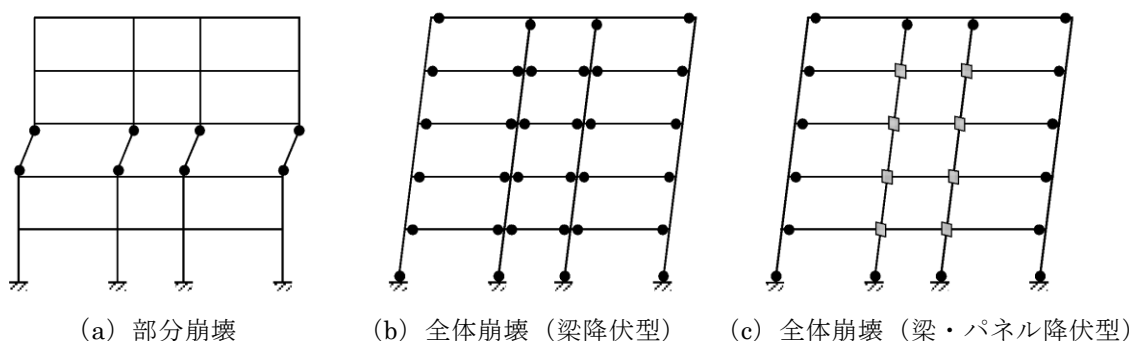


図-3 崩壊機構

パネルがせん断による塑性変形を生じる場合も全体崩壊機構が形成される。なお、図-3 (b), (c) のような全体崩壊機構においては、最下層柱脚側と最上層柱頭側の塑性ヒンジの形成は許容される。

図-3 (b), (c) のような全体崩壊機構を保証するためには、各床レベルで柱の曲げ耐力和が梁や接合部パネルの曲げ耐力和より大きいことが必要であり、(1) 式の条件が要求される^{2) 4)}。

$$\sum cM_{pn} \geq \sum \min\{1.5 {}_bM_p, 1.3 {}_pM_{pn}\} \quad (1)$$

記号

cM_{pn} : 各階の柱および梁の接合部において、柱の材端に生じうる最大の曲げモーメント

${}_bM_p$: 各階の柱および梁の接合部において、梁の材端に生じうる最大の曲げモーメント (筋かいが設置されていない場合は軸力が 0 のときの値を用いる。ただし、ウェブを考慮する)

${}_pM_{pn}$: 各階の柱および梁の接合部において、パネルの材端に生じうる最大の曲げモーメント

上記 cM_{pn} と ${}_pM_{pn}$ の値は軸力を考慮した全塑性モーメント

であり、それぞれ下式で算定する。

$$0 \leq |n| \leq 0.5 \quad : \quad cM_{pn} = \left(1 - \frac{4}{3}n^2\right) cM_p \quad (2a)$$

$$0.5 < |n| \leq 1 \quad : \quad cM_{pn} = \frac{4}{3}(1 - |n|) cM_p \quad (2b)$$

$$0 \leq |n| \leq 0.5 \quad : \quad {}_pM_{pn} = {}_pM_p = V_e \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (3a)$$

$$0.5 < |n| \leq 1 \quad : \quad {}_pM_{pn} = 2\sqrt{|n|(1 - |n|)} {}_pM_p \quad (3b)$$

(3) 式は文献 5) による。(2), (3) 式において、

$n = N/N_y$ (n : 軸力比, N : 軸力, N_y : 降伏軸力)

cM_p : 軸力が 0 のときの柱の全塑性モーメント

${}_pM_p$: 軸力が 0 のときのパネルの全塑性モーメント

V_e : パネルの有効体積 (段違いパネルの場合も含めて文献 5) に算定方法が記されている)

σ_y : 柱 (パネル) の降伏点 (F 値に相当)

(2), (3) 式による柱とパネルの全塑性モーメント (cM_{pn} , ${}_pM_{pn}$) と軸力比 n の関係を図-4 に示す。横軸の全塑性モーメントはどちらも軸力が 0 のときの値で無次元化されている。柱に比

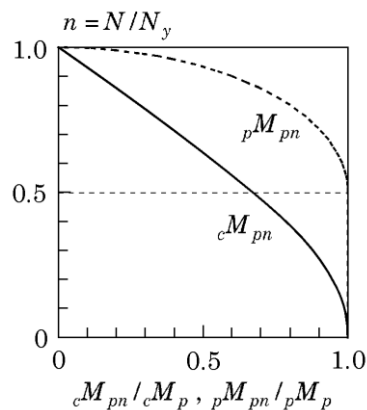


図-4 柱とパネルの全塑性モーメント

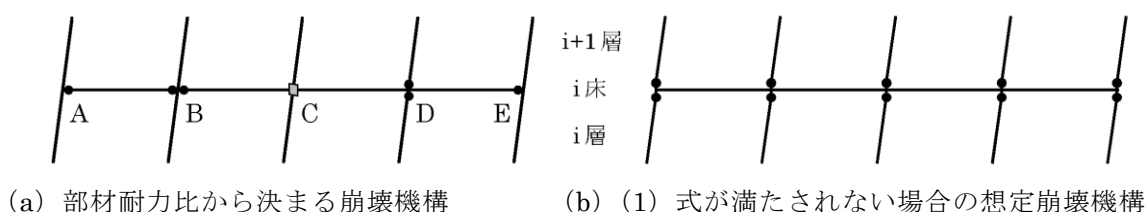
べると接合部パネルの全塑性モーメントのほうが軸力の影響は少ない。

2.2 崩壊機構の判定と柱の耐力低減率

図－5 (a) には i 床レベルにおける塑性ヒンジ形成状況の一例を示している。節点 A, B, E では梁端が塑性化しているが、節点 C では接合部パネルが塑性化し、節点 D では柱が塑性化している。このように一部の柱に塑性ヒンジが形成されても、 i 床レベルで (1) 式が満足され、さらに最下層柱脚側と最上層柱頭側を除いて全床レベルで (1) 式が満足されていれば、図－3 (b), (c) の全体崩壊機構が形成されると見なすことができ、通常の方法による保有水平耐力の算定を行う。

他方 (1) 式が満たされない場合、図－5 (a) の機構ではなく図－5 (b) のように柱に塑性ヒンジが形成される機構を想定し、柱の全塑性モーメントとして表－2 に示す柱耐力低減率を乗じた値を用いた保有水平耐力の算定と通常の方法による保有水平耐力の算定を行い、いずれも必要保有水平耐力を上回ることを確認する。

表－2 の柱耐力低減率が BCR と BCP で異なっているのは、両者の塑性変形能力の差を反映したものである。1.1 節の製法で記したように、角部だけ塑性加工を受けている BCP に比べると BCR のほうが断面全体にわたって塑性加工を受けているので、塑性変形能力に関しては BCP 材のほうが高いと見なされている。その結果、表－2 のように BCP より BCR のほうが柱耐力をより低減するように設定されている⁴⁾。



図－5 節点まわりの各部材の塑性化状況

表－2 柱耐力低減率

鋼種	柱梁接合部の構造方法	
	(a)	(b)
BCR	0.80	0.75
BCP	0.85	0.80

(注)

(a) 内ダイヤフラム形式（落とし込み形式の内ダイヤフラムを除く）

(b) 通しダイヤフラム形式または外ダイヤフラム形式

【補足事項】

柱に用いられる冷間成形角形鋼管には鋼種による分類と製法（図－1, 2 参照）による分類がある。SN 材をベースにした角形鋼管は製法によって BCR あるいは BCP に区別され、降伏点（表－1）や保有水平耐力算定上の扱い（表－2）が異なる。したがって、設計者は柱に使用する鋼種（BCR あるいは BCP）、さらには柱梁接合詳細をあらかじめ決定しておく必要がある。鋼種の決定要因の一つとして、使用する柱の外径や板厚の寸法範囲がある。外径や板厚に関する製造可能寸法の範囲を製造メーカーのカタログなどで確認しておく必要がある。

【参考文献】

- 1) 森田耕次監修, (社) 日本鉄鋼連盟建築専門委員会／建設用鋼材研究会編集: 新しい建築構造用鋼材 2.4, 鋼構造出版, 2008
- 2) (独) 建築研究所監修: 2018 年版 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル, 序章 2
- 3) 文献 2), 2.2.4
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修: 2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 6.3.4 鉄骨造のルート 3 の計算
- 5) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 5 章, 2012

【よくある指摘事例】

保有耐力接合の検討が不十分な事例がある。

【関係法令等】

昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 3 第三号イ (2)

昭和 55 年建設省告示第 1791 号第 2 第七号イ

2020 年技術基準 pp.625～629

【指摘の趣旨】

建物が所要の地震エネルギー吸収能力を保持するためには、梁に十分な塑性変形能力が要求される。そのために柱梁接合部（柱梁仕口）は、保有耐力接合の条件を満足しなければならない。柱が角形鋼管のような中空断面に H 形断面梁が剛接合される場合（例えば図－1），鋼管壁の面外変形の影響で梁ウェブ接合部の耐力はウェブ断面が保有する値より小さくなる。保有耐力接合の条件はこのことを考慮して検定する必要がある。

適合性判定においては、角形鋼管柱・H 形断面梁接合部の曲げ耐力に関するウェブの効果に対する指摘が多い。これは、保有耐力接合の条件に直接影響する問題であり、接合部のウェブ耐力の評価方法が一貫していないことに起因している。以下、S 接合部指針¹⁾に従ってその評価方法を解説する。

【解説】

1. 保有耐力接合条件

梁端溶接接合部の早期の脆性破断を防止して梁の塑性変形能力を確保するためには、梁端接合部の最大曲げ耐力は梁の曲げ耐力より大きく、梁端の塑性化が十分進展する必要がある。これを保証するのが保有耐力接合の条件であり、梁端接合部における保有耐力接合とは次式が満足される接合条件を意味する。

$${}_jM_u \geq \alpha \cdot {}_bM_p \quad (1)$$

ここで、 ${}_jM_u$ ：梁端接合部の最大曲げ耐力、 ${}_bM_p$ ：梁全断面の全塑性モーメント、 α ：接合部係数であり、 α は次の値とする²⁾。

・ 400N/mm² 級鋼： $\alpha = 1.30$ ， 490N/mm² 級鋼： $\alpha = 1.20$

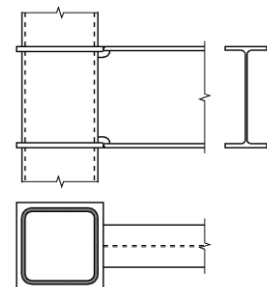
角形鋼管柱・H 形断面梁接合部の場合、梁ウェブの曲げ耐力は鋼管の面外変形の影響を受けるので、これを考慮して ${}_jM_u$ を算定する必要がある。以下その概略と算定例を示す。

2. 梁端接合部の最大曲げ耐力

図－2 に梁ウェブが接合する鋼管壁の崩壊機構を示す。鋼管壁の面外曲げ降伏と梁ウェブ上下縁端のヒンジ場とが複合した崩壊機構モデルから、梁ウェブ接合部の塑性崩壊荷重が得られる。

図－2 の崩壊機構では、梁フランジの応力が引張強さに達した時点で梁ウェブ断面の大部分はそれほど大きな歪に達しないので、梁ウェブに作用する応力は高々降伏応力程度と考えて、終局時の梁端応力分布を図－2 (c) のように想定する。図－2 (c) において、

F_{fu} ：梁フランジの引張強さ， F_{wy} ：梁ウェブの降伏応力（どちらも公称値）



図－1 柱梁接合部の例

図-2 (c) から、接合部の最大曲げ耐力は次式から算定される。

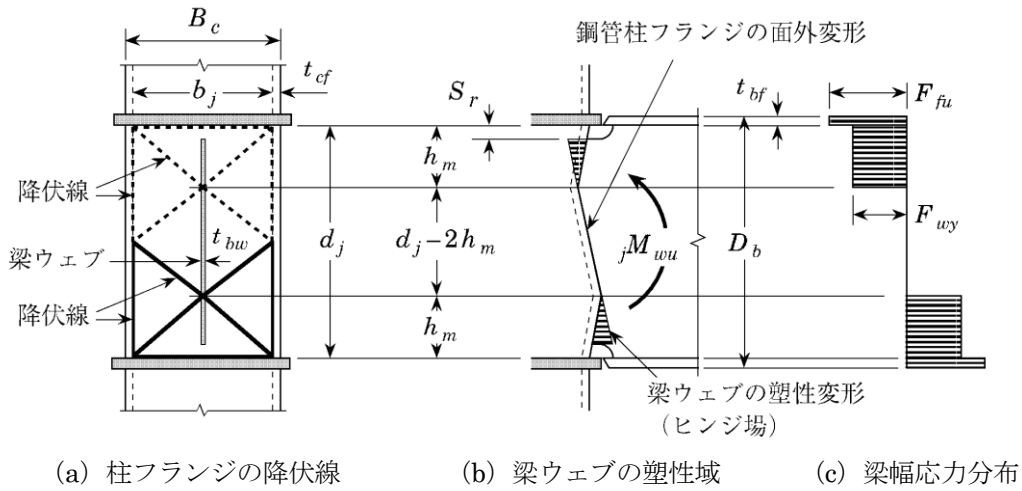


図-2 梁ウェブ接合部の崩壊機構

$${}_jM_u = {}_jM_{fu} + {}_jM_{wu} \quad (2)$$

$${}_jM_{fu} = A_f \cdot d_b \cdot F_{fu} : \text{梁フランジ接合部の最大曲げ耐力} \quad (3)$$

$${}_jM_{wu} = m \cdot Z_{wpe} \cdot F_{wy} : \text{梁ウェブ接合部の最大曲げ耐力} \quad (4)$$

ここで、 A_f : 梁の片側フランジ断面積、 d_b : 梁のフランジ中心間距離、 Z_{wpe} : 梁ウェブ有効断面の塑性断面形数（断面欠損を考慮；下式）である。

$$Z_{wpe} = \frac{1}{4} (D_b - 2t_{bf} - 2S_r)^2 t_{bw} \quad (5)$$

式中の記号は図-2 参照。

(4) 式における係数 m は図-2 の崩壊機構を反映したもので、 ${}_jM_{wu}$ を最小化するという条件下で得られる梁ウェブ上下縁端のヒンジ場の深さ h_m に対して次式のように与えられる。

$$m = 4 \frac{t_{cf}}{d_j} \sqrt{\frac{b_j \cdot F_{cy}}{t_{bw} \cdot F_{wy}}} \quad \text{ただし} \quad m \leq 1 \quad (6)$$

上式で、 F_{cy} : 柱の降伏応力。その他の記号は図-2 参照。

以下、梁と柱の断面が次に示す場合の接合部最大曲げ耐力の算定例を示す

梁 : H-600×200×11×17 , 柱 : □-450×450×16

ただし、柱は BCR295 ($F_y = 295\text{N/mm}^2$) とし、梁については引張強さが 400N/mm^2 級と 490N/mm^2 級の 2 種類を考える。表-1 に計算結果をまとめる。スカラップの寸法 S_r は 35mm の場合とノンスカラップ ($S_r = 0$) の場合を示している。表-1 の α^* は、接合部の最大曲げ耐力と梁材の曲げ耐力（全塑性モーメント）の比 ${}_jM_u / {}_bM_p$ を表す。400N 級の梁では S_r の値にかかわらず α^* は接合部係数 α の必要値 1.3 以上となって保有耐力接合の条件を満足している。490N 級の梁に対しては、スカラップ形式の場合 $\alpha^* = 1.19 (< 1.20)$ で、保有耐力接合の条件を満足していないが、ノンスカラップ形式では α^* は 1.2 以上で保有耐力接合の条件が満足されている。どちらの鋼種に対しても、スカラップ形式よりノンスカラップ形式のほうが α^* 値は大きくなる。

参考までに、ウェブの曲げ耐力を無視した場合のフランジだけの最大曲げ耐力と梁の全塑性

モーメントの比 ${}_jM_u/{}_bM_p$ を表－１の最下段に示す．この例では，フランジの曲げ耐力のみでは，すなわちウェブ曲げ耐力の寄与を考慮しなければ，400N 級および 490N 級のどちらの場合も保有耐力接合の条件を満足していない．

表－１ 接合部と梁材の曲げ耐力比

梁 F_u	400 N/mm ²		490 N/mm ²	
${}_bM_p$ [kN・m]	682		943	
S_r [mm]	35	0	35	0
${}_jM_{fu} = A_f \cdot d_b \cdot F_{fu}$ [kN・m]	793		971	
m	0.795		0.676	
Z_{wpe} [cm ³]	677	881	677	881
${}_jM_{wu} = m \cdot Z_{wpe} \cdot F_{wy}$ [kN・m]	126	165	149	194
${}_jM_u = {}_jM_{fu} + {}_jM_{wu}$ [kN・m]	919	957	1120	1165
$\alpha^* = {}_jM_u / {}_bM_p$	1.35	1.40	1.19	1.24
${}_jM_{fu} / {}_bM_p$	1.16		1.03	

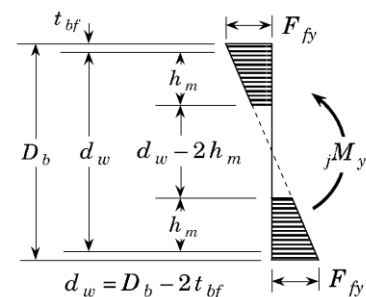
3. 梁端の短期許容曲げ耐力

梁端の短期許容曲げ耐力は，ウェブを無視した値とするか，あるいはウェブを考慮する場合には図－３の応力分布を想定した次式による．

$${}_jM_y = {}_jZ_e \cdot F_{fy} \quad (7)$$

$${}_jZ_e = \frac{2}{D_b} \left\{ I_e - \frac{1}{12} t_{bw} (d_w - 2h_m)^3 \right\} \quad (8)$$

$$h_m = \frac{b_j}{\sqrt{\frac{b_j \cdot t_{bw} \cdot F_{wy}}{t_{cf}^2 \cdot F_{cy}} - 4}} \quad (9)$$



図－３ 梁端弾性応力分布

(7) 式は，図－２における梁ウェブの有効な領域を弾性域にも拡張適用したもので，その妥当性は実験結果や数値解析結果との対比から検証されている¹⁾．

4. まとめ

柱が角形鋼管で梁が細幅の H 形鋼である仕口部においては梁ウェブのモーメント伝達効率が低いために (1) 式を満足しない場合がある．しかし，この場合多少の塑性変形能力を有することが実験的に確かめられている²⁾．したがって，接合部係数 α が 1.0 以上 1.30 (1.20) 未満であればルート 3 では保有耐力接合の範囲内とみなし，柱および梁の部材群としての種別を C 相当としてよい²⁾．ただし，保有水平耐力の算定ではモーメント伝達効率を考慮してウェブの寄与を無視する等の安全側の曲げ耐力設定を前提とする． ${}_jM_u < {}_bM_p$ の場合には D ランクが適用され，梁端曲げ耐力としては ${}_jM_u$ を適用すればよい．

他方，ルート 2 では部材種別を FA とすることを基本としているため，ルート 2 における昭和 55 年建設省告示第 1791 号第 2 第七号，およびこれを引用するルート 1－2 における平

成 19 年国交省告示第 593 号第一号ロ (6) の適用にあたっては (1) 式を満足する必要がある。

以上、柱が角形鋼管の仕口部曲げ耐力について解説したが、その他、梁ウェブを高力ボルト摩擦接合とする場合や柱が円形鋼管の場合の検討方法が S 接合部指針¹⁾ に記されている。

【補足事項】

告示 (平成 12 年建設省告示第 1464 号) に、「通しダイヤフラムと梁フランジの溶接部にあっては、梁フランジは通しダイヤフラムを構成する鋼板の厚みの内部で溶接しなければならない。」と規定されており、ダイヤフラムと梁フランジの食い違いがないようにしなければならない。H 形鋼の精度、溶接におけるダイヤフラムの傘折れなどの施工誤差を考慮すると、ダイヤフラムの板厚は梁フランジ厚の 2 サイズアップとすることが望ましい。

梁フランジの軸方向応力は直接ダイヤフラムに伝達されるが、梁ウェブの曲げモーメントに対応した軸方向応力は柱フランジの曲げ抵抗により、主としてダイヤフラムに伝達され、残りは柱フランジから柱ウェブに伝達される。したがって、ダイヤフラムは梁フランジの軸方向応力と梁ウェブの曲げモーメントに対応した力も伝達しなければならない。柱フランジを介して伝達されるウェブのモーメントは柱の幅厚比の影響を大きく受ける。各種のケースを考えた場合、ダイヤフラムの板厚はほぼ梁フランジ厚の 2 サイズアップ程度となる³⁾。

上記の理由から、通しダイヤフラムの板厚は梁フランジ厚の 2 サイズアップ程度が採用されている。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 2012, 4.2.1 柱梁接合部の耐力
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，付録 1-2.4 (3) 柱・はり仕口・継手部の強度確保について (保有耐力接合)
- 3) 独立行政法人建築研究所：2018 年版 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル，3.1 柱はり接合部，pp.87～89

【よくある指摘事例】

圧縮側筋かいの耐力を期待する場合、保有水平耐力の設定方法に関する説明が不十分な事例がある。

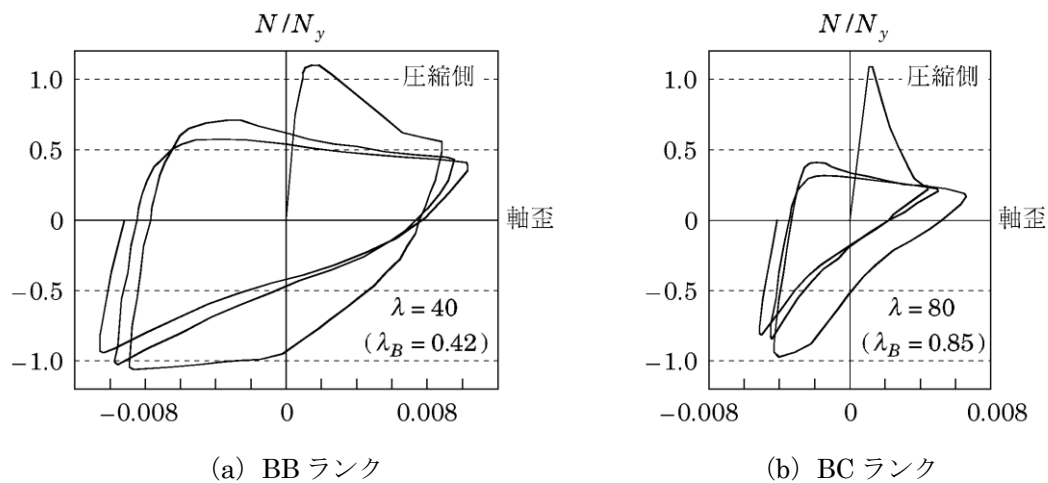
【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 4 第一号，第二号

2020 年技術基準 pp.368～369

【指摘の趣旨】

耐震部材として用いられる筋かいの座屈後の挙動は細長比の影響を受ける（図－1；無次元化軸力（ N/N_y ）と軸歪の関係）。座屈後挙動の特徴的な点は、座屈して材中央が塑性化すると耐力が低下することであり、特に中間的な細長比（BC ランク）の場合、耐力低下は急激である。また、繰返し軸力に対して履歴ループの面積は徐々に減少していく。このような筋かいが設置された骨組の D_s 値は、筋かいの細長比や水平耐力分担率によって異なる値をとるように規定されている¹⁾。上記のような荷重変形挙動を呈する筋かい付骨組の保有水平耐力は、圧縮筋かいの耐力および軸力－軸方向変形関係をどのようにモデル化するかに依存していて、指摘もほとんどがこの問題に関係している。以下、圧縮側筋かいの耐力を考慮する場合の保有水平耐力の評価方法を解説する。

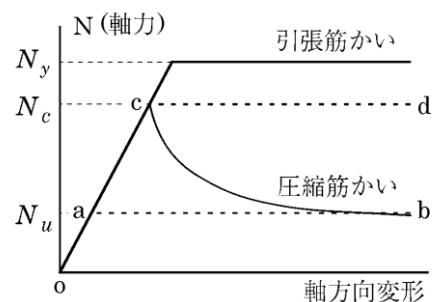


図－1 繰返し軸力を受ける正方形断面筋かいの履歴挙動²⁾

【解説】

1. 筋かい材の軸力－軸方向変形関係

図－1 に示すように、筋かい材の座屈後の耐力低下は急激であるが、変形の進行に伴って低下量は小さくなり、ある一定値に漸近するような挙動を呈する（図－2）。この一定と見なせる値を座屈後安定耐力 N_u と呼ぶ³⁾。その他、図－2 において、 N_y は降伏軸力、 N_c は座屈耐力⁴⁾である。筋かい付きラーメンでは、圧縮筋かいの耐力として N_u を用いるかあるいは N_c を用いる



図－2 筋かいの軸力－軸方向変形関係

かによって保有水平耐力の算定方法が異なる。

2. 筋かい材の座屈後安定耐力

座屈後安定耐力 N_u は次式で算定する³⁾。

$$N_u = N_y = F_y \cdot BA \quad \lambda_B \leq 0.15 \quad (1a)$$

$$N_u = \frac{1}{11\lambda_B - 0.65} N_y \quad 0.15 < \lambda_B \leq 0.3 \quad (1b)$$

$$N_u = \frac{1}{6\lambda_B + 0.85} N_y \quad 0.3 < \lambda_B \quad (1c)$$

記号：

F_y ：筋かい材の降伏応力（基準強度）， BA ：筋かい材の断面積， λ_B ：筋かい材の一般化有効細長比

$$\lambda_B = \frac{k_B \cdot l_B}{i_B} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (2)$$

k_B ：有効長さ係数， l_B ：筋かい材の節点間長さ， i_B ：筋かい材の最小断面二次半径
有効長さ係数 k_B の値は，筋かいが骨組に剛に接合されている場合は $k_B = 0.55$ ，筋かいと骨組がガセットプレートなどで軽微な接合となっている場合は $k_B = 0.75$ とする³⁾。

(1) 式で与えられる座屈後安定耐力 N_u と一般化細長比 λ_B の関係を実験値（軸歪 1.0%時）とともに図-3 に示す。図中には短期許容圧縮耐力 N_c と S 限界指針³⁾ による曲げ座屈限界耐力の両者も参考までに示し，細長比で決まる筋かいの種別の範囲も記載している。

3. 筋かい付きラーメンの保有水平耐力

骨組中の筋かいが座屈あるいは引張降伏するときの層間変位角は，筋かいの傾き，降伏歪，柱の伸縮による骨組の曲げ変形などに左右されるが，骨組に崩壊機構が形成されて崩壊荷重に達するほどの変形領域では，圧縮筋かいの軸力はほぼ座屈後安定耐力に達していると考えてよい。

筋かい付きラーメンの層せん断力 (Q)－層間変位 (Δ) 関係の典型的な一例を図-4 に示す。

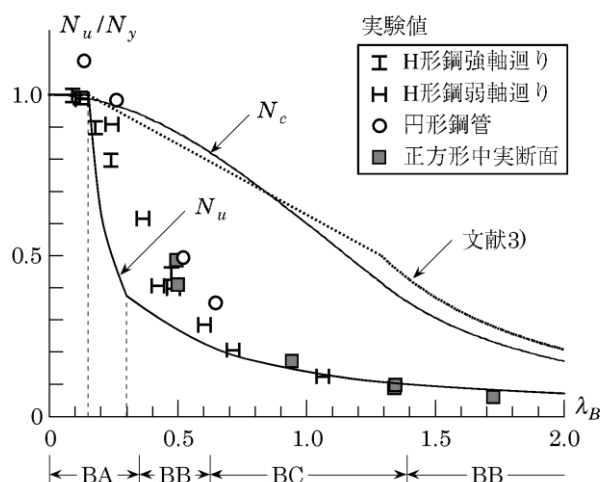


図-3 座屈後安定耐力

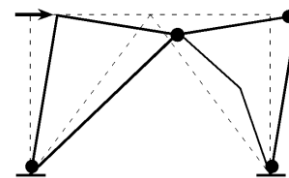
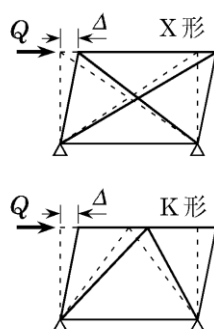
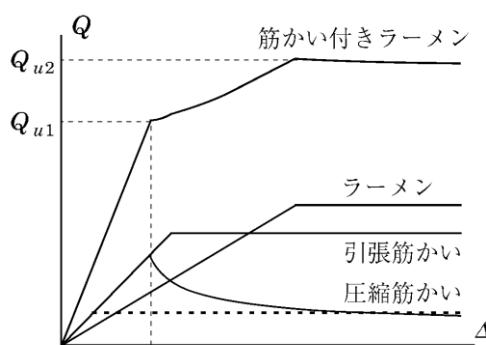


図-4 筋かい付きラーメンの層せん断力 (Q) - 層間変位 (Δ) 関係 図-5 K 形筋かい架構の崩壊機構

(1) 式によれば、 $\lambda_B > 0.15$ の細長比の筋かい材では、必ず図-4 のように座屈後に耐力が低下する。この図における水平の太点線は、圧縮筋かいの座屈後安定耐力レベルを表す。この図で Q_{u1} は、圧縮筋かいの軸力が短期許容圧縮耐力 N_c に達したときの層せん断力、 Q_{u2} は、圧縮筋かいの軸力-軸方向変形関係を図-2 の oab として増分解析結果から定めた保有水平耐力である。図-4 では $Q_{u1} < Q_{u2}$ の場合を例示しているが、 Q_{u1} と Q_{u2} の大きさは、筋かい材の細長比と分担率によっては逆転する場合もある。

図-4 に示すような X 形筋かい付きラーメンの水平耐力は、ラーメンと筋かいの各水平耐力の和で与えられる。他方、K 形筋かい付骨組では、圧縮筋かいが座屈してその耐力が低下すると、引張筋かいと圧縮筋かいの軸力差の鉛直成分が梁に鉛直荷重として作用する。この鉛直荷重の大きさによって、図-5 に示すような崩壊機構となる場合がある。これは圧縮筋かいの軸力-軸方向変形関係を図-2 の oab として増分解析を実行すれば自動的に結果に反映される。ただし、K 形筋かい架構の崩壊機構が図-5 の場合、引張筋かいは降伏軸力に達していないので、増分解析の結果から軸力を求めて保有水平耐力に占める筋かい部分の水平耐力の比 β_u を算定する必要がある。

4. まとめ

- ・圧縮筋かいの軸方向耐力を座屈後安定耐力 N_u とし、軸力-軸方向変形関係として図-2 の oab を採用する場合、保有水平耐力は増分解析結果による (図-4 の Q_{u2})。
- ・圧縮筋かいの軸方向耐力を座屈耐力 N_c とする場合は、軸力-軸方向変形関係として図-2 の ocd を採用し、必要保有水平力算定時の β_u は N_c に達した時点とする。なお、ラーメン部材の崩壊形は確認する必要がある。保有水平耐力は圧縮筋かいの軸力が N_c に達したときの層せん断力 (図-4 の Q_{u1}) とする。

【補足事項】

S 造連層ブレース架構などでは、基礎が引き抜きにより浮き上がることや、圧縮側が沈んだりする回転型の崩壊形式となることがある。この破壊形式を無視することで、建築物の保有水平耐力を過大に評価する危険側の算定となることがあるので、注意が必要である⁵⁾。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，
6.3.4 (2) 鉄骨造の構造特性係数 D_s の算出
- 2) 若林 実，野中泰二郎，中村 武，森野捷輔，吉田 望：繰返し軸方向力を受ける部材の挙
動に関する実験（その 1），京都大学防災研究所年報，第 16 号 B, pp.113～125, 1973. 4.
- 3) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説 pp.133～148, 2010
- 4) 文献 1)，9.2 平成 13 年国交省告示第 1024 号 第 2 の表 2 圧縮材の座屈の材料強度
- 5) 文献 1)，p.347

【よくある指摘事例】

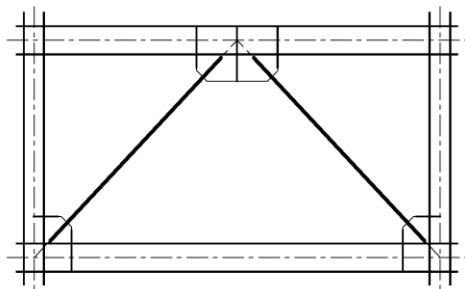
- ・筋かいが接合される鉄骨梁の付加軸力に対する検討が不十分な事例がある。
- ・ブレース交点の梁の構面外座屈の検討が不十分な事例がある。

【関係法令等】

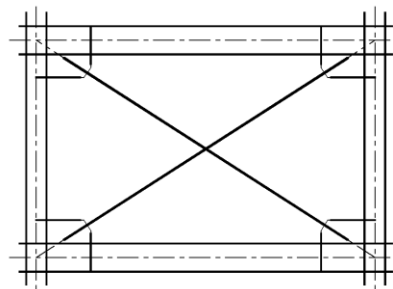
平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号
2020 年技術基準 pp.375～376，pp.620～625

【指摘の趣旨】

ここでは，図－1 に示す K 形筋かいと図－2 に示す X 形筋かいを対象として解説する．このような筋かいが設置されている構面の梁に作用する軸力評価の問題，特に K 形筋かいの梁側接合部における横補剛の問題，保有耐力接合の確認の問題など，指摘は多岐にわたっている．鉄骨筋かい接合部の設計に関しては 2020 年技術基準¹⁾ 及び S 接合部指針²⁾ に詳細に記載されているので，ここでは，適合性判定において指摘が多い事項について記述しておく．



図－1 K 形筋かい



図－2 X 形筋かい

【解説】

1. 問題の要点

剛床仮定を適用した応力解析の結果では，梁の軸方向変形は 0 であるから，梁に軸力は作用しないことになる．しかし，図－1，図－2 に示す筋かい構面の梁には筋かいからの付加軸力が作用する．この軸力の評価に剛床仮定をはずしてまで計算する必要はなく，簡単な釣合条件から安全側の軸力算定方法を提示する．この軸力を考慮して梁部材や柱梁接合部を設計することが必要である．柱への付加軸力は応力計算の過程で自動的に考慮されるので，配慮する必要はない．

特に，図－1 の K 形筋かいの交点である梁側接合部（図－4 参照）では，梁の横座屈や筋かいの構面外座屈（図－5 参照）を防止するためにも横座屈補剛が必要となる．

保有耐力接合の条件は，筋かいとガセットプレートだけでなく，ガセットプレートと骨組本体（柱や梁）との接合部にも適用されなければならない．

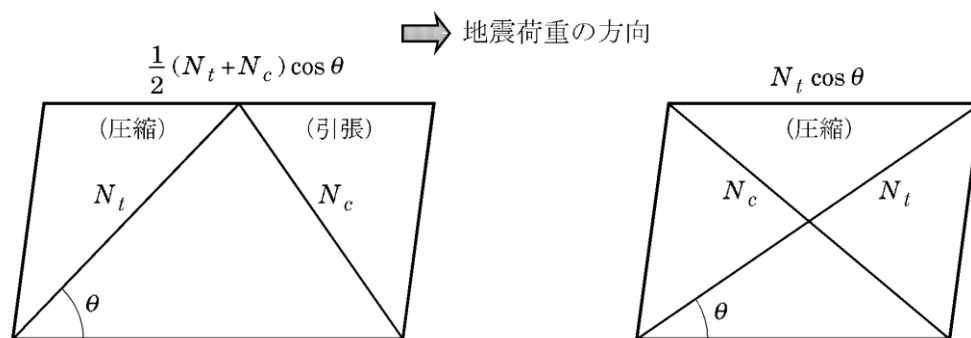
2. 筋かいが接合される鉄骨梁の付加軸力

筋かいからの梁の付加軸力は，釣合条件から図－3 のように考えることができる．これらの軸力は，上下層の筋かいの効果や同一層の隣接構面の軸力負担などを無視しているので，過大評価の値となっている．図－3 において， N_t は引張筋かいの軸力， N_c は圧縮筋かいの軸力， θ は筋かいの傾斜角である．K 形筋かいの場合では引張，圧縮筋かいの軸力の水平成分の平均値，X 形

筋かいでは引張筋かいの水平成分を圧縮力として付加する．ただし，X 形筋かいの場合， $N_t \geq N_c$ としている．

N_t と N_c の値は設計条件によって異なる．短期設計の場合はそれぞれ存在応力を用い，保有水平耐力算定の場合には，それぞれの終局耐力を適用する．

なお，図－4 に示すように，大梁が床スラブと頭付スタッドで結合されている場合には，梁の軸力がスタッドを介して床スラブに伝わる．しかし，接合部の近傍で梁の軸力は図－3 の値に近いので，床スラブによる軸力負担は無視すべきである．



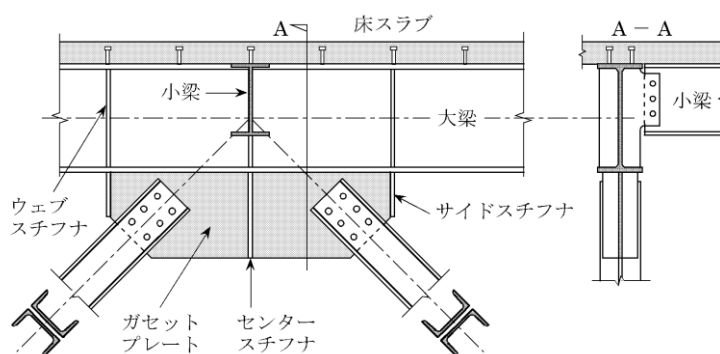
図－3 筋かいによる梁の付加軸力

3. K 型ブレース交点の横補剛（構面外座屈防止）

溝形鋼を用いた K 形筋かい交点の接合部の例を図－4 に示す．図－5 に示すような接合部における大梁の横座屈防止策として，図－4 に示すような横座屈補剛材（小梁ないし孫梁等）の設置が必要である．

図－4 におけるセンタースチフナやサイドスチフナはガセットプレートの構面外剛性を高める機能を果たす．また，これらは，筋かい接合部におけるガセットプレートのせん断座屈や筋かいの構面外座屈を防止するうえで有効である．

端部で柱とピン接合（ウェブのみを高力ボルト接合）されている梁（図－6 (a)）の場合，梁中央の K 形筋かい交点に塑性ヒンジが形成されると，図－6 (b) に示すように梁が変形して引張側筋かいが有効に機能しなくなる．したがって，崩壊メカニズム時の応力状態に対しても K 形筋かいが接合される梁は弾性を保つように許容応力度の検討を行う．この場合，横座屈を生じないことを確認する必要があるが，少なくとも K 形筋かい交点の接合部における横座屈補剛材の設置が必要である．



図－4 K 筋かい接合部



図－5 梁の横座屈

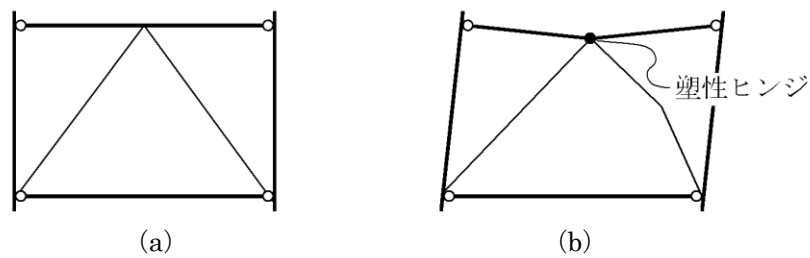


図-6 両端ピン接合の梁

また、図-6 (a) における梁端ピン接合部には、長期鉛直荷重による応力に加えて、図-3 に示した筋かいによる梁の付加軸力も同時に作用する。これらの適切な組合せ応力に対して、ピン接合部に十分な耐力を保有させておくことが必要である。

4. 保有耐力接合の確認

4.1 筋かいの保有耐力接合条件

2020 年技術基準では、保有耐力接合の条件は次式で与えられる¹⁾。

$$A_j \cdot \sigma_u \geq \alpha \cdot A_g \cdot F \quad (1)$$

記号 A_j : 接合部の破断形式に応じた接合部の有効断面積

σ_u : 接合部の破断形式に応じた接合部の破断応力度

A_g : 筋かい材の全断面積

F : 筋かい材の基準強度

α : 安全率 (接合部係数 ; 炭素鋼で 1.2, ステンレス鋼で 1.5)

上記 α の値 (炭素鋼で 1.2, ステンレス鋼で 1.5) は、筋かい材にある程度の塑性変形を期待し、かつ接合部の設計が現実的に可能となるように設定されている¹⁾。

なお、ここで対象としたのは通常の鉄骨筋かいであるが、座屈拘束ブレースのような制振ブレースの場合、接合部は弾性に留めることが設計クライテリアとなるので、接合部設計に用いられる安全率 (接合部係数 ; (1) 式の α 値) にはより大きな値が設定されている²⁾。

4.2 接合部設計の注意事項

高力ボルトや溶接を用いた筋かい接合部の様々な破断形式に対して、(1) 式による保有耐力接合の検討事項については 2020 年技術基準¹⁾ 及び S 接合部指針²⁾ に詳しいのでここでは省略するが、ここでは接合部に関する他の注意事項をいくつか記しておく。

はじめに、H 形鋼を用いた X 形筋かいの交叉部 (図-7) をとりあげる。この筋かい交叉部のウェブ (◀ の領域) は引張と圧縮の組合せ応力を受け、降伏点は F 値の 6 割程度に低下している。また、片側の筋かいフランジを一方のフランジに溶接するためにウェブにスカラップが設けられ、断面欠損が生じている。これらの接合部耐力の低下因子をカバーして保有耐力接合条件を満たすためには、図-7 に示す補強プレートの設置が必要となる。

次に、図-8 は、図-7 と同様に H 断面の筋かいの場合で、柱梁側接合部のブラケットフランジを折り曲げて軸組部材フランジと直角に接合する形式の接合部を表す。ブラケットフランジが図-8 (a) のように折り曲げられている場合、引張が作用すると、補強がなければ図-8 (b) のような破壊形式となり、所要の接合部耐力が発揮されない可能性が高い³⁾。筋かいのフランジ軸力を円滑にブラケットウェブに伝達して図-8 (b) のような破壊を避けるためには、折曲部に

図-8 (c) に示す補強スチフナの設置が不可欠である²⁾。

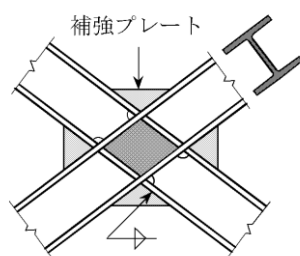


図-7 X 形筋かい交叉部

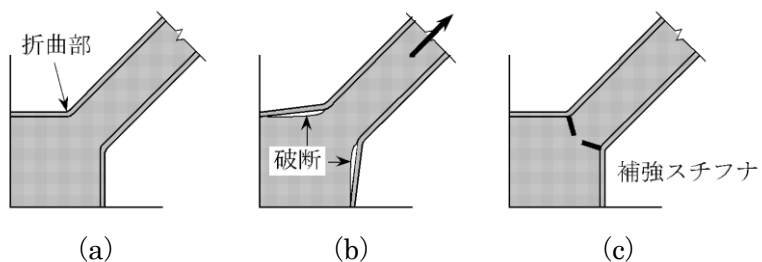


図-8 ブラケット形式の H 断面筋かい接合部

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，付録 1-2.4 (2) 筋かい端部及び接合部の強度確保について（保有耐力接合）
- 2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，6 章 ブレース接合部，2012
- 3) 田中淳夫，榎本憲正：H 形鋼を用いた軸組筋かい材端接合部の力学的性状，日本建築学会構造系論文報告集，第 404 号，pp.51～63, 1989.10

【よくある指摘事例】

完全合成梁，不完全合成梁の剛性評価に係る説明が不十分な事例がある。

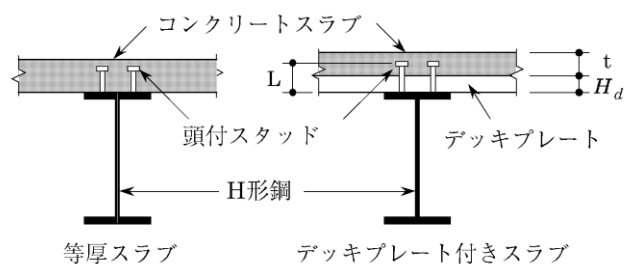
【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

合成梁とは鉄筋コンクリートスラブ（以下 RC スラブ）と鉄骨梁を頭付きスタッド（以下単にスタッドと呼ぶ）で結合した梁を指す（図－1）。RC スラブと鉄骨梁の合成効果によって，合成梁の曲げ耐力や剛性は鉄骨梁に比べて増大するが，増大率はスラブ厚さやスタッド本数によって決まる。

適合性判定においては，合成梁のスタッド本数の算定根拠や合成梁の曲げ剛性の評価方法に関する指摘事例がある。ここでは，スタッド本数の算定の考え方やスタッド本数と合成梁の曲げ剛性の関係について解説する。

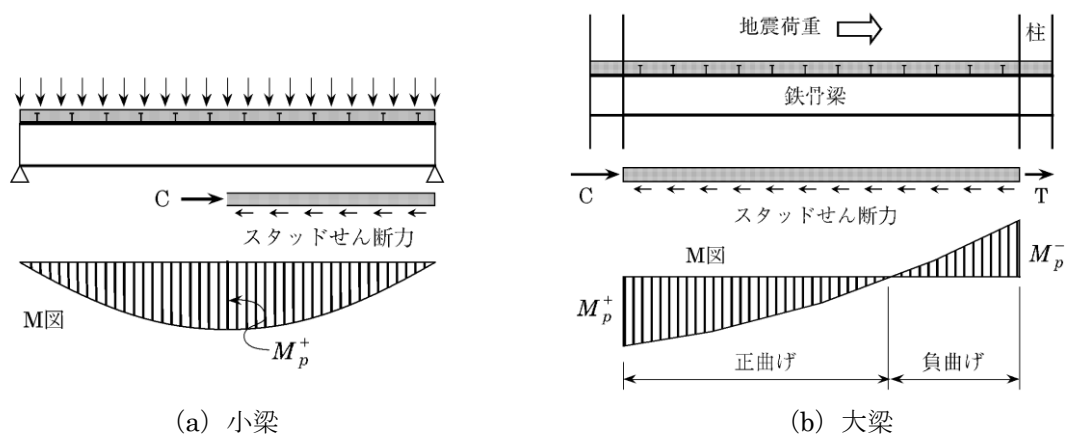


図－1 合成梁断面

【解説】

1. 合成梁の曲げモーメント分布とスタッドのせん断力分布

合成梁に作用する曲げモーメントの方向によって RC スラブが圧縮側になる場合と引張側になる場合があり，RC スラブが圧縮側の場合を正曲げ，引張側を負曲げという。鉛直荷重のみを支持する両端ピン支持の小梁は全域で正曲げを受ける（図－2（a））が，地震荷重時の大梁には正曲げ域と負曲げ域が混在する（図－2（b））。



図－2 合成梁の曲げモーメント分布とスタッドのせん断力分布

図-2 (a) , (b) に示す曲げモーメント分布の相違に対応してスタッド本数算定の考え方が小梁と大梁では多少異なる。ただし、どちらも合成梁に塑性ヒンジが生じた終局状態を基準にしてスタッド本数が算定される。必要なスタッド本数は、スラブに作用する軸力（図-2 の C や T ）とスタッドに作用するせん断力との釣合条件から算定される。この場合、スラブに作用する軸力、およびスタッドのせん断耐力の算定方法が必要になる。

2. スタッド本数の算定

2.1 スタッドのせん断耐力

押抜き試験から得られたスタッドのせん断力-ずれ関係の一例を図-3 に示す。(1) 式で与えられるスタッドのせん断耐力 q_s は、押抜き試験結果の最大値 q_s から得られた実験式である¹⁾。

$$q_s = 0.5_{sc} a \sqrt{F_c \cdot E_c} \quad (1)$$

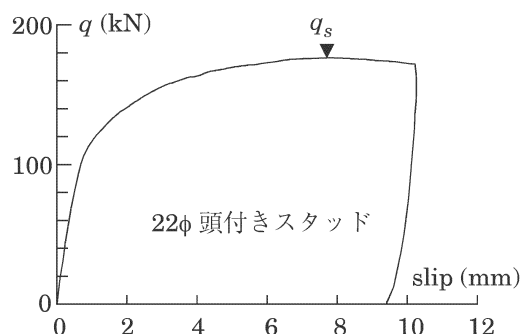


図-3 スタッドのせん断力-ずれ関係
(押抜き試験結果の例)

ただし、 $\sqrt{F_c \cdot E_c} \leq 900 \text{ N/mm}^2$

$_{sc} a$: スタッドの軸部断面積

F_c : スラブコンクリートの設計基準強度

E_c : スラブコンクリートのヤング係数

(1) 式は、等厚スラブに適用される耐力式である。鉄骨梁に対してデッキプレートの溝が直交しかつデッキプレートが連続している場合、これを貫通して溶接される頭付きスタッド 1 本当りのせん断耐力は次式による¹⁾。

$$q_s = \left(\frac{0.85}{\sqrt{n_d}} \right) \left(\frac{b_d}{H_d} \right) \left(\frac{L}{H_d} - 1 \right) (0.5_{sc} a \sqrt{F_c \cdot E_c}) \quad (2)$$

ただし、 $\sqrt{F_c \cdot E_c} \leq 900 \text{ N/mm}^2$

記号 (図-1 参照)

b_d : デッキプレートの溝の平均幅

H_d : デッキプレートの全せい

L : 頭付きスタッドの溶接後の長さ

n_d : 1 本の溝の中のスタッド本数。ただし 3 本を超えるときは 3 本として計算する。

その他、(2) 式の適用に際しての細則に関しては文献 1) を参照。

図-3 に示すように、せん断力に対するスタッドの塑性変形能力は高い。これによる応力の再配分を考慮して、図-2 (a) , (b) の終局状態におけるスタッドのせん断力は一様分布と仮定することができる。この結果、スタッド本数の算定が著しく単純化される。

2.2 小梁

ここでは両端が単純支持されている図-2 (a) の小梁の場合について解説する。この図で M_p^+ は正曲げ側の全塑性モーメントを表す。 M_p^+ に達した断面の全塑性応力分布の一例を図-4 に示す。この図は中立軸が鉄骨梁ウェブ内にある場合を示しているが、この他に中立軸の位置としては上フランジ内、あるいは RC スラブ内の場合がある。

図-4 で C は床スラブの有効圧縮耐力算定用の有効幅 B_e 内の RC スラブに作用する圧縮力であり、(3) 式による²⁾。

$$C = \min\{0.85F_c \cdot A_c, {}_sN_y\} \quad (3)$$

ここで、 ${}_sN_y$ は鉄骨梁の降伏軸力（短期許容軸耐力）である．合成梁に作用する軸力が 0 と見なせる場合，RC スラブに作用する圧縮力 C は，その耐力 $0.85F_c \cdot A_c$ あるいは ${}_sN_y$ を超えることはできない．有効幅 B_e の算出は文献 2）による．

前述のように，図-2（a）のスタッドに作用するせん断力は部材軸方向に一様分布を仮定する．この場合，半スパンに必要なスタッド本数 n_r ，および小梁のスパン全長にわたって必要な本数 n_f は次式から得られる．

$$n_r = \frac{C}{q_s}, \quad n_f = 2n_r \quad (4)$$

2.3 大梁

図-2（b）において， M_p^+ は正曲げ側の全塑性モーメント， M_p^- は負曲げ側の全塑性モーメントを表す．この図に示す応力状態に対して全スタッドが一様にせん断耐力に達している状態を想定すると，スラブ両端の軸力和とスタッドのせん断耐力の総和との釣合条件から，必要なスタッド本数は次式で表される．

$$n_r = \frac{C + T}{q_s} \quad (5)$$

ここで， $T = {}_r a_r \sigma_y$ であり， T は有効幅内の引張に有効な全鉄筋の降伏軸力を表す．この場合，完全合成梁に必要なスタッド本数は $n_f = n_r$ であり，この本数を合成梁全長にわたって配置すればよい．

スパンが長い，あるいは中間荷重が大きい大梁の場合には，図-5 に示すように，終局状態で中間に最大曲げモーメント（正曲げ耐力）が生じることがある．この場合，長さ l_{BC} の区間 BC に対して（5）式が適用できる．残りの区間 AB に対しても区間 BC と同じピッチでスタッドを配置しておけばよい．すなわち，全スパンで必要なスタッド本数 n_f は次式で与えられる²⁾．

$$n_f = \frac{l}{l_{BC}} n_r \quad (6)$$

3. 曲げ剛性増大率

3.1 完全合成梁

合成梁の様々な曲げモーメント分布に対して（4）～（6）式のいずれかで算定される必要本数以上のスタッドを配置したものを完全合成梁という．完全合成梁の断面二次モーメント eI は平面保持が成立するものとして算定できる³⁾．

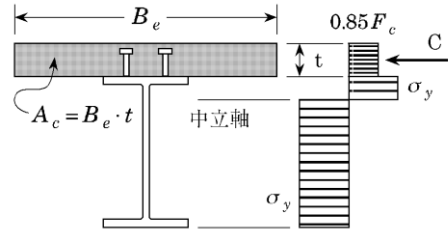


図-4 合成梁の全塑性応力分布の一例

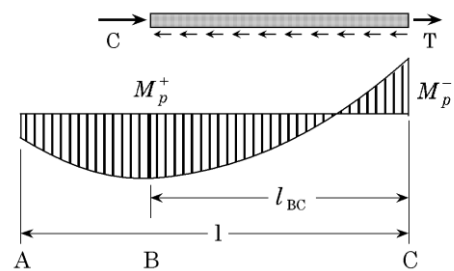


図-5 曲げモーメント分布

合成梁の曲げ剛性増大率の算定例を図-6 に示す。縦軸は cI と鉄骨梁の断面二次モーメント sI の比、横軸は H 形断面の鉄骨梁せいである。図中、●印は有効幅 B_e が 2.0m の場合、○印は $B_e = 1.0$ m の場合を表す。それぞれ 3 個ずつのデータがプロットされているが、これらは同一せいの外法一定 H 形鋼において、断面二次モーメント sI が最小値、最大値、中間値の 3 断面を対象として算定した結果を表している。

実務設計においては、剛性増大率として両側スラブの場合 2.0、片側スラブの場合 1.5 という値が慣用的に用いられている。図-6 によれば、鉄骨梁せいが大きくなると、上記慣用値は剛性増大率を過大評価する場合があることに注意を要する。

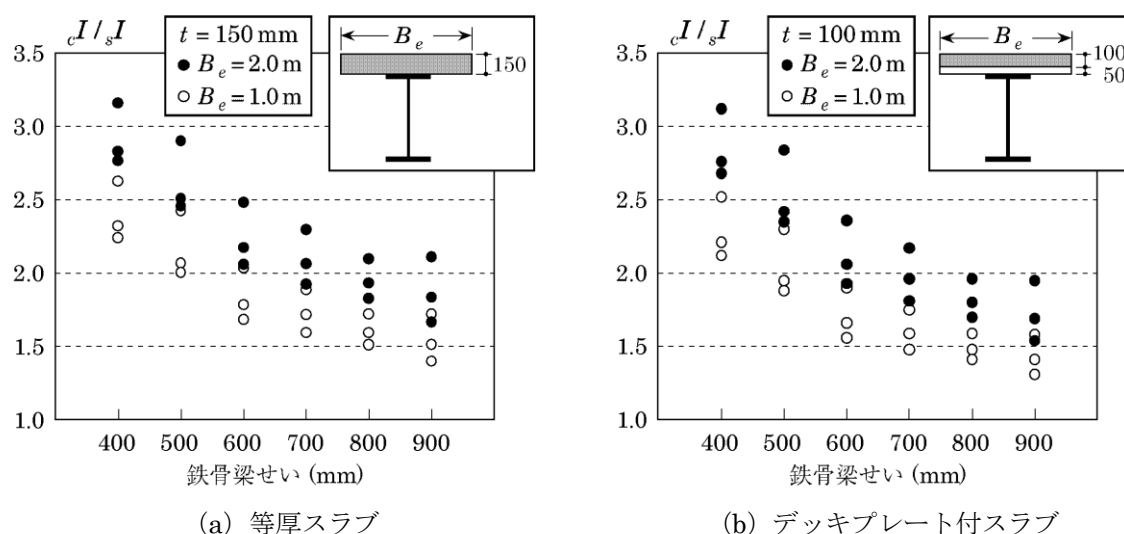


図-6 完全合成梁の曲げ剛性増大率

3.2 不完全合成梁

完全合成梁に必要とされるスタッド本数 n_f 以下の場合を不完全合成梁という。不完全合成梁のスタッド本数を n_p とすると、 n_p は次式を満たさなければならない²⁾。

$$n_p \geq 0.5n_f \quad (7)$$

不完全合成梁の断面二次モーメント eI は (8) 式で与えられる⁴⁾。

$$eI = sI + \sqrt{\frac{n_p}{n_f}} (cI - sI) \quad (8)$$

ただし、 $n_p > n_f$ のときは計算上 $n_p = n_f$ とする。

例えば $n_p = 0.5n_f$ で $cI/sI = 2.0$ の場合、 $eI = 0.85cI$ となる。すなわち、スタッド本数を半減しても剛性増大率の減少は比較的少ない。

【補足事項】

合成梁のスタッド本数は、(3) 式によってコンクリートスラブに作用する圧縮力（場合によっては鉄筋の引張力も）を求めれば、(4) ～ (6) 式のいずれかによって簡単に算定できる。

合成梁の曲げ剛性が鉄骨梁に比べて増大する比率（剛性増大率）は、スタッド本数が確定すれば算定することができる。完全合成梁では平面保持状態の断面二次モーメントを用いることができ、不完全合成梁の場合には (8) 式によって算定される。なお、実務設計で慣用的に用いられ

ている剛性増大率（片側スラブ 1.5，両側スラブ 2.0）は，鉄骨梁せいが大きくなると過大評価となる可能性があることに注意を要する．

地震荷重などの水平荷重に対して，大梁では正曲げと負曲げが混在する（図－2（b））ので，合成梁の曲げ剛性には正・負の平均値を用いられていて，剛性増大率の慣用値として片側スラブ 1.2，両側スラブ 1.5 を採用する場合もある．

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説 第 1 編合成梁構造設計指針・解説，6 章，2010
- 2) 文献 1)，5 章
- 3) 文献 1)，4 章
- 4) 文献 1)，7 章

【よくある指摘事例】

保有耐力横補剛の検討において、横補剛材の強度及び剛性の検討が不十分な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

平成 19 年国交省告示第 593 号第一号ロ（6）

昭和 55 年建設省告示第 1791 号第 2

平成 19 年国交省告示第 594 第 4

2020 年技術基準 pp.630～633

【指摘の趣旨】

S 造の設計において、ルート 1-1 以外の設計ルートでは、「構造耐力上支障のある急激な耐力の低下が生ずるおそれのない」ことを確かめる必要がある（平成 19 年国交省告示第 593 号第一号ロ（6），昭和 55 年建設省告示第 1791 号第 2，平成 19 年国交省告示第 594 第 4）。すなわち梁の場合は、横座屈を防止して十分な塑性変形能力を有するように保有耐力横補剛とすることが要求される。

一方で、適合性判定においては、梁の横補剛に関する指摘が多い。内容は横補剛設計の記述が不十分なものに対する指摘が大部分である。横補剛設計のポイントは横座屈止めである補剛材（通常は小梁）の配置と補剛性能（強度と剛性）の確保、および梁と補剛材との接合部設計であり、以下では、この算定方法や設計方法について解説する。

【解説】

1. H 形断面梁の横座屈

曲げを受ける H 形断面梁の圧縮側フランジは、直交方向の移動が拘束されていなければ横方向（材軸と直交方向）にはらみ出す。これが横座屈である（図-1 参照）。棒の曲げ座屈との違いは、部材のねじり抵抗も関与することである。また、曲げモーメントの材軸方向の変化に伴ってフランジの圧縮軸力も変化するので、横座屈耐力には曲げモーメント分布が大きく影響する。

なお、「横」とは材軸と直交方向という意味である。横座屈は、H 形断面のような開断面部材に生じる現象であり、鋼管のようにねじり剛性が高い閉断面部材では発生しない。

適合性判定においては、梁の横補剛に関する指摘が多い。内容は横補剛設計の記述が不十分なものに対する指摘が大部分である。横補剛設計のポイントは横座屈止めである補剛材（通常は小梁）の配置と補剛性能（強度と剛性）の確保、および梁と補剛材との接合部設計であり、以下では、この算定方法や設計方法について解説する。

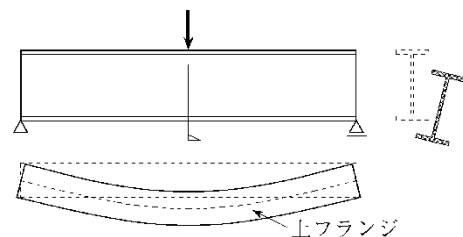


図-1 H 形断面梁の横座屈

2. 補剛間隔

S 塑性指針¹⁾では、塑性変形能力を保持するのに必要な横補剛間隔 l_b が次式で与えられている。

・ 400N 級鋼の梁

$$-1.0 \leq \kappa \leq -0.5 \quad \frac{l_b \cdot h}{A_f} \leq 250 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 65 \quad (1a)$$

$$-0.5 < \kappa \leq 1.0 \quad \frac{l_b \cdot h}{A_f} \leq 375 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 95 \quad (1b)$$

・ 490N 級鋼の梁

$$-1.0 \leq \kappa \leq -0.5 \quad \frac{l_b \cdot h}{A_f} \leq 200 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 50 \quad (2a)$$

$$-0.5 < \kappa \leq 1.0 \quad \frac{l_b \cdot h}{A_f} \leq 300 \quad \text{かつ} \quad \frac{l_b}{i_y} \leq 75 \quad (2b)$$

上式中、 κ は補剛区間内の曲げモーメント分布を表す係数であり（図-2 参照）、複曲率の場合（図-2 (b)）を正とする。その他、 A_f ：圧縮側フランジ断面積、 h ：梁せい、 i_y ：梁の弱軸まわりの断面二次半径。

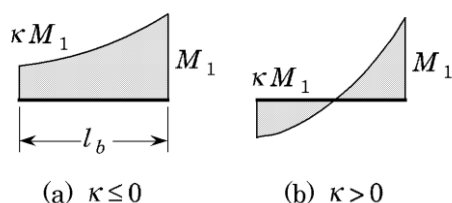


図-2 モーメント比 κ

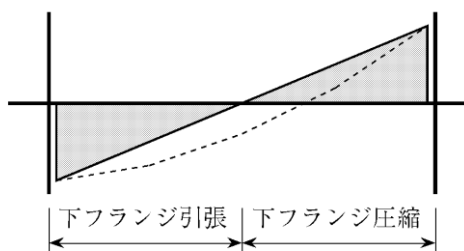


図-3 梁の曲げモーメント分布

(1) 式や (2) 式の横補剛間隔 l_b は降伏曲げモーメントを超える塑性化領域に適用されるものであり、弾性域に対しては 2020 年技術基準²⁾ 及び S 基準³⁾ の許容曲げ応力度を考慮して決定すればよい。ただし、塑性化領域の決定に際しては曲げモーメント分布を α 倍することとしている²⁾。ここで、400N 級鋼の梁では $\alpha = 1.2$ 、490N 級鋼の梁では $\alpha = 1.1$ である。なお、2020 年技術基準²⁾ では、安全側をとって (1a) 式あるいは (2a) 式による補剛間隔のみが記述されている。また、梁全長にわたって均等間隔で横補剛を設ける場合には次式による補剛材配置も可能としている。

$$400\text{N 級鋼の梁} \quad \lambda_y = \frac{l}{i_y} \leq 170 + 20n \quad (3a)$$

$$490\text{N 級鋼の梁} \quad \lambda_y = \frac{l}{i_y} \leq 130 + 20n \quad (3b)$$

ここで、 λ_y ：梁の弱軸まわりの細長比、 l ：梁の長さ (mm)、 n ：横補剛の箇所数。 l は柱間の内法長さ（梁の実長）であるが、節点間距離としてもよい。

梁の両端が全塑性モーメントに達している図-3 の梁を考える。長期荷重による応力が支配的な場合を除いて、その影響（図-3 の点線）は無視して直線分布の曲げモーメントを想定しても、下側フランジの圧縮域を長く評価することになるため安全側である。

図-4 に示すように、上フランジが頭付きスタッドでコンクリートスラブと結合されている場

合、上フランジの横移動は拘束されている。また、デッキプレート合成床板で焼抜き栓溶接されている場合も上フランジの横移動は拘束されていると見なすことができる。このような場合には、横座屈補剛は下側フランジが圧縮となる領域を対象として考えればよい。

3. 補剛材の必要性能

横補剛材としての性能としてはその強度と剛性に条件が課せられる。2020 年技術基準²⁾には、以下に示す S 塑性指針¹⁾の規定が記されている。

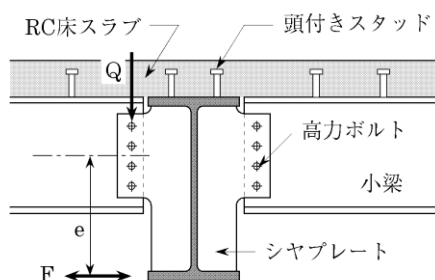


図-4 小梁端接合部で伝達すべきせん断力 Q と横補剛力 F

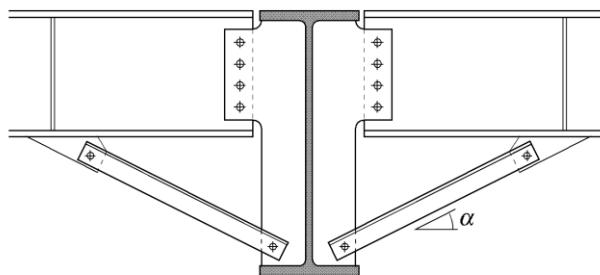


図-5 方杖材を用いた横補剛の例

- ・必要強度 F （想定される横補剛力）

$$F = 0.02C, \quad C = \frac{\sigma_y \cdot A}{2} : \text{梁の降伏軸力の } 1/2 \quad (4)$$

（注 1）保有水平耐力算定時に材料強度を 1.1 倍している場合には、（4）式の σ_y にその値を用いる。

- ・必要剛性 K （補剛力方向の補剛材剛性）

$$K \geq 5.0 \frac{C}{l_b} \quad l_b : \text{横補剛間隔} \quad (5)$$

小梁端部の高力ボルト摩擦接合部は、長期荷重によるせん断力 Q と横補剛力によるモーメント $F_e/2$ （小梁が片側しか存在しない場合は F_e とする）の組合せ荷重に対してすべり耐力以下となるように短期許容応力度設計する⁴⁾。大梁と小梁のせいの差が大きく、上記荷重に対して高力ボルト接合部の設計が困難な場合には、例えば図-5 のような方杖を設置することで解決できる。この場合、高力ボルト接合部に作用するせん断力は次式による。

$$Q + \frac{F}{2} \tan \alpha \quad (\text{小梁が片側しか存在しない場合 : } Q + F \tan \alpha) \quad (6)$$

（5）式の必要剛性に関しては、図-4 の場合には図-6 に示すようなモデルで検討すればよい。高力ボルト接合部は通常ピン接合と見なされるが、ボルトのすべりが発生するまでは剛接合と見なすことができる。図-6 において、

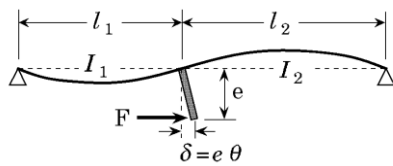
$$\theta = \frac{F_e}{\sum 3EI/l} \quad (7)$$

である。ここで、 Σ は左右の小梁の EI/l 値の和を表す。 $F=K\delta$ すなわち $K=F/\delta$ であるから、補剛材の剛性が次式で得られる。

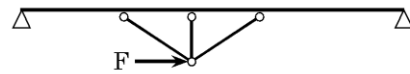
$$K = \frac{\sum 3EI/l}{e^2} \quad (8)$$

図－５の場合には図－７のようなモデルを用いて補剛材の剛性を検討する。

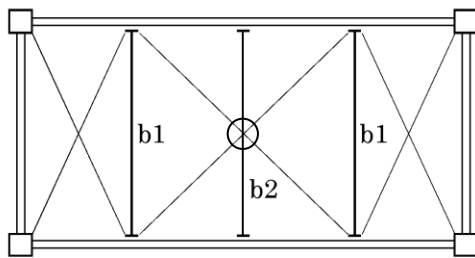
図－４のように小梁上に床スラブが打設されている場合には，補剛力 F は床スラブによって支持・伝達される．他方，体育館や倉庫の屋根のように，床スラブが無い場合には，図－８に示すように，補剛力 F が屋根面で伝達されるように水平ブレースを配置する必要がある．図－８（a）の場合，○印の箇所で中央の水平ブレースと小梁 $b2$ を接合する必要はないが，接合した場合には小梁 $b2$ を横補剛材として利用することができる．



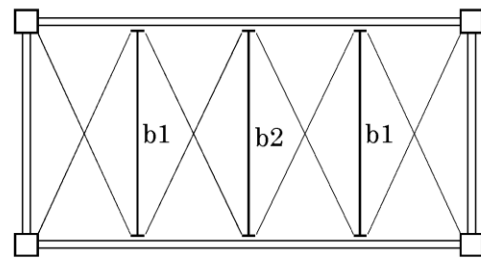
図－６ 図－４の剛性算定モデル



図－７ 図－５の剛性算定モデル



(a) b1のみ横補剛材



(b) b1, b2ともに横補剛材

図－８ 床スラブがない場合の横補剛材と水平ブレースの配置

4. 小梁（補剛材）端部高力ボルト接合部設計の補足

前章で，補剛力に対する小梁端の高力ボルト接合部（図－４）の設計について記した．ここでは，長期鉛直荷重（固定・積載荷重）に対する設計の考え方を補足する．

鉛直荷重に対する小梁の設計では，設計スパンは小梁を支持する大梁の心々間距離をとるのが一般的である．この場合の曲げモーメント分布には，図－９の線 $a-a$ で表される．一方で高力ボルト接合部をピン接合とみなせば，小梁の曲げモーメント分布は図－９の線 $b-b$ に対応する．この場合の小梁端（大梁芯）の曲げモーメントは $Q \cdot e_1$ であり，これは大梁のねじれモーメントで支持される必要がある．しかし， H 形断面の大梁ではねじり剛性が小さく，小梁端部はピン，すなわち線 $a-a$ の分布と考えるのが妥当である．このとき，高力ボルト接合部には下記のモーメントが作用することになる．

$$M = Q \cdot e_1 \quad (9)$$

以下，図－９に示すように，小梁・大梁ともに合成梁とみなされる場合を対象とする．高力ボルト接合位置における小梁の曲げ抵抗機構を図－９に示すように想定する．このとき，各ボルトにはせん断力による q_Q ，および（９）式で与えられる曲げによる q_p が図－１０のように作用し，これらは次式で表される．

$$q_Q = \frac{Q}{n}, \quad q_P = \frac{P}{n}, \quad P = \frac{Q \cdot e_1}{e_2} \quad (10)$$

上式で、 n はボルト本数、 e_2 は偶力 P の腕の長さ（図－9 参照）である。小梁天端から RC 床スラブの中心までの距離は一般に 75mm 以上となるので、 e_2 は控えめに見て次式で与える。

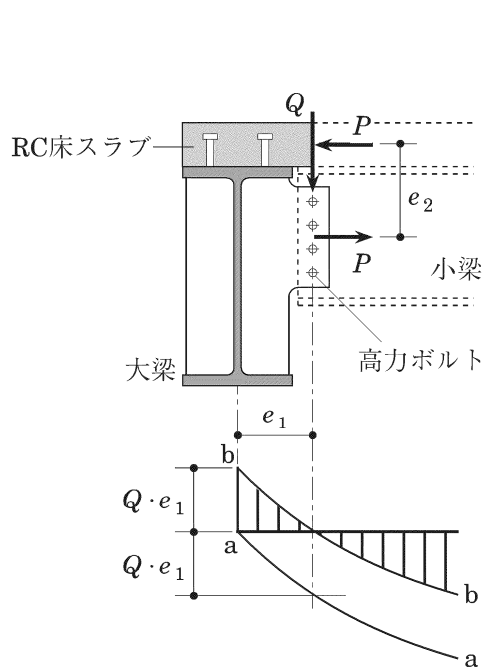
$$e_2 = \frac{n+1}{2}p + 75 \quad (\text{mm}) \quad (11)$$

図－10 における q_Q と q_P の合力 q_R は次式で表される。

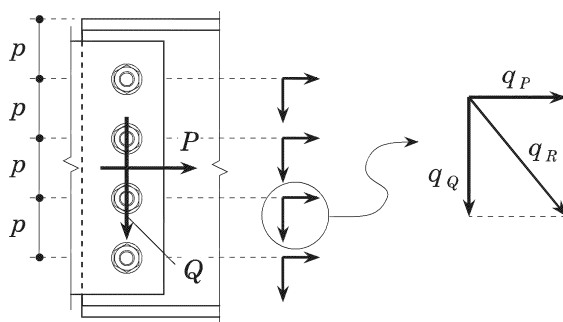
$$\frac{q_R}{q_Q} = \sqrt{1 + \left(\frac{q_P}{q_Q}\right)^2} = \sqrt{1 + \left(\frac{e_1}{e_2}\right)^2} \quad (12)$$

梁フランジ幅が 300mm の場合を対象とし、 $e_1=200\text{mm}$ としてボルト本数 n と q_R/q_Q の関係を図示すると図－11 のようになる。ボルトピッチ p は 70mm と 80mm の場合を図示している。 q_R は q_Q に比べてわずかに大きいだけであり、S 接合部指針⁵⁾に記載のように、(9) 式によるモーメントを無視して設計しても差し支えないといえる。

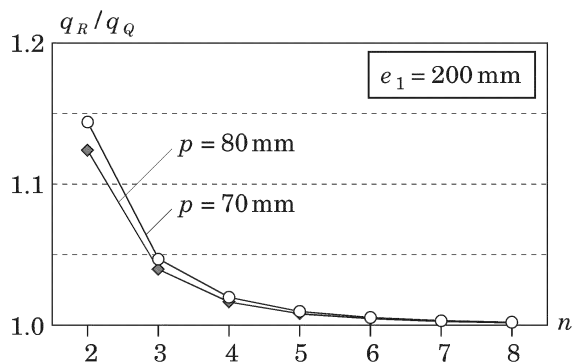
小梁が合成梁ではない場合、(9) 式のモーメントを考慮して小梁端ボルト接合部を設計することになる。ただしこの場合、鉛直荷重は小さく、(9) 式における Q が小さくなる。



図－9 小梁の曲げモーメント分布



図－10 ボルトの作用せん断力



図－11 ボルトの作用せん断力

5. まとめ

横補剛間隔、補剛材の強度と剛性に関する諸条件を満たす梁は保有耐力横補剛されているという。この場合、梁の曲げ耐力は全塑性モーメントとすることができる。S 造の設計ルート 1-2 およびルート 2 では無条件に保有耐力横補剛としなければならない。一方ルート 3 の場合、保有耐力横補剛の条件が満足されない場合は、塑性変形能力に乏しい構造ランク D として D_s 値を

決定する必要がある。また横座屈発生時をメカニズムとして保有水平耐力を決定する。

長期荷重時の補剛材（小梁）接合部では、大梁芯の距離に対して曲げモーメントが作用することになるが、小梁・大梁ともに合成梁であればこのモーメントの影響は無視できる。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針 5.2 横座屈補剛，5.3 指定規定…変形能力，2019
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，
付録 1-2.4 (4) はりの横補剛による変形能力の確保について（保有耐力横補剛）
- 3) 日本建築学会：鋼構造設計規準－許容応力度設計法－5 章，2019
- 4) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 2.1.2，2012
- 5) 文献 4)，3.4 小梁端部の設計

【よくある指摘事例】

露出柱脚のアンカーボルトがせん断力を負担する場合の当該せん断力の伝達方法，および回転剛性に関する説明が不十分な事例がある．

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号イ，ロ
2020 年技術基準 pp.633～643

【指摘の趣旨】

柱脚に作用するせん断力がベースプレート下面の摩擦力を超える場合，あるいは柱脚に引張力が作用する場合には，アンカーボルトにせん断力が作用することになる．適合性判定では，この場合の柱脚のせん断力の伝達方法，および露出柱脚の回転剛性に関する説明が不十分な事例がある．

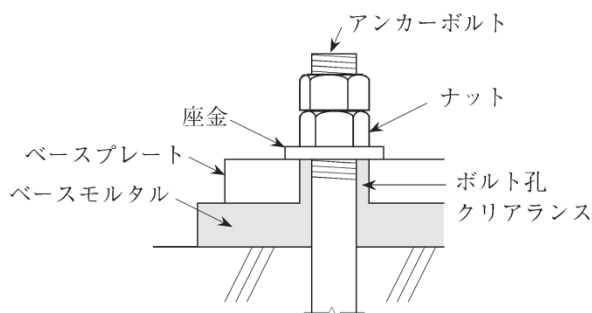
ここでは，アンカーボルトにせん断力を負担させる柱脚の設計例と露出柱脚の回転剛性について解説する．

【解説】

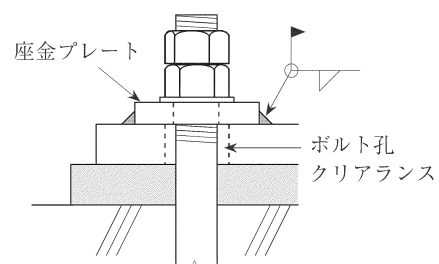
1. アンカーボルトにせん断力を負担させる柱脚

アンカーボルトにせん断力を負担させる場合，アンカーボルト孔のクリアランスは 5mm まで許容されているので，ベースプレートの水平移動が拘束されていなければこの柱脚に接続している柱や筋違の応力が大きく変動する可能性がある．

図－1 に示すように，ボルト孔クリアランスにもモルタルが充填される既製品柱脚では，ベースプレートの移動は拘束される．しかし，ボルト孔クリアランスにモルタルが充填されていない場合，図－2 のように座金プレートをベースプレートに隅肉溶接してその移動を拘束し，せん断力の伝達をはかる必要がある¹⁾．



図－1 モルタル充填されたボルト孔



図－2 座金プレートをベースプレートに溶接

2. 露出柱脚における問題の要点

露出型柱脚は，その回転剛性の大きさが固定に近いものからピンに近いものまで様々であるが，基本的には半剛接合と見なされる部位である．回転剛性はアンカーボルトの径や配置，ベースプレートの板厚など，接合詳細の影響を受ける．また，特に 1 階柱の曲げモーメント分布や層間変形も柱脚の回転剛性に左右されることになる．

この問題に関する指摘事項は、柱脚固定度（回転剛性）を考慮した安全性の検討、回転剛性の算出根拠に関連している。回転剛性の算定式は 2020 年技術基準²⁾ や S 接合部指針¹⁾ その他³⁾ に示されている。これらの算定式は文献 4) の提示式を踏襲したものであり、ここではその算定式の考え方の背景を述べ、適用に際して配慮すべき事項を記す。

2.1 露出柱脚の回転剛性

露出型柱脚において、ピン柱脚というのは実際上実現が困難である。例えば図-3 に示す H 断面柱の柱脚においても、ベースプレート下面の反力分布は右側の図に示すようになり、必ず何らかの曲げ抵抗機構が働く。ただし、図-3 に示すようなアンカーボルト配置の場合、柱脚に生じる曲げモーメントは小さいので、ピン柱脚と見なしても差し支えない。この場合、柱脚の回転に伴ってアンカーボルトに軸方向変形が生じるので、伸び能力の高いものを用いるなど、ボルトが破断しないための配慮が必要である。

通常は図-4 に示すように 4 本以上のアンカーボルトが使用され、柱脚は半剛接合と見なされる。骨組応力解析では、ベースプレート下面位置に回転バネを導入した柱脚モデル（図-4）を用いることになる。

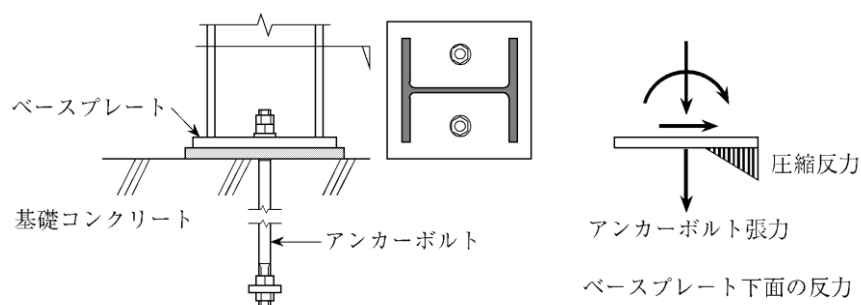


図-3 軽微な露出型柱脚の例

図-4 に示す露出型柱脚の回転剛性 K_{BS} は次式で算定する。

$$K_{BS} = \frac{E \cdot n_t \cdot A_b (d_t + d_c)^2}{2l_e} \quad (1)$$

上式で、

E : アンカーボルトのヤング係数

n_t : 引張側アンカーボルトの本数

A_b : アンカーボルト軸部の断面積

d_t : 柱断面図心より引張側アンカーボルト群図心までの距離

d_c : 柱断面図心より圧縮側の柱フランジ外縁までの距離（図-4 参照）

l_e : アンカーボルトの有効長さ（図-5 参照）

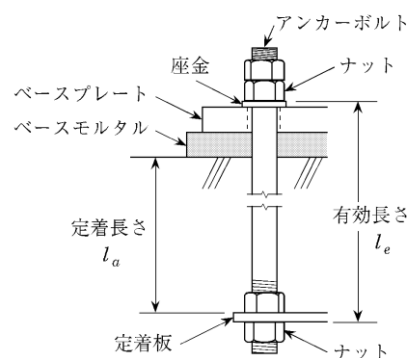


図-4 露出型柱脚の構成と柱脚モデル

2020 年技術基準²⁾によれば、露出型柱脚の設計で考慮すべき事項として以下の 2 点が挙げられている。

- ①に関しては、柱脚の固定度（回転剛性）を（1）式で算定し、これを反映した骨組解析結果を用いて対処できる．②に関しては、伸び能力の高いアンカーボルトの使用、アンカーボルトの抜け出しや基礎コンクリートのコーン状破壊の防止などの対策が必要となる．露出型柱脚の詳細な設計方法や設計例については 2020 年技術基準²⁾ 及び文献 3) に記載されている．

アンカーボルトの基礎コンクリートへの定着長さ l_a は $20d_b$ (d_b : アンカーボルト径) 以上とする。ただし、アンカーボルトの抜け出しやコンクリートの破壊が生じないことを確認できれば、この限りではない。

露出型柱脚の回転剛性 K_{BS} は、アンカーボルトねじ部の局所的変形、ベースプレートの面外曲げ変形、コンクリートの圧縮変形などの影響を受ける。(1)式は実験結果を勘案し、理論式を0.5倍して得られたものである。

- 1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 7.2, 2012
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，付録 1-2.6 (2) 露出型柱脚
- 3) 日本鋼構造協会：建築構造用アンカーボルトを用いた露出柱脚設計施工指針・同解説，2011.9
- 4) 秋山 宏：鉄骨柱脚の耐震設計，技法堂出版，1985

4.1.8 根巻型柱脚をもつ柱の剛性評価

【よくある指摘事例】

根巻型柱脚をもつ柱の剛性評価が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号イ，ロ
2020 年技術基準 pp.643～644

【指摘の趣旨】

図－1 に根巻型柱脚の典型例を示す．このような根巻型柱脚をもつ柱の脚部の固定度を含む剛性は，根巻高さや鉄筋コンクリート部分の剛性・耐力に依存している．この問題に関する主な指摘は，根巻高さや柱の固定点（柱の剛性評価）に関する根拠を問うものが多い．必要な根巻高さや根巻型柱脚を有する柱の剛性評価については 2020 年技術基準¹⁾ 及び S 接合部指針²⁾ に提示されているので，ここではその考え方を解説する．

【解説】

1. 根巻型柱脚における力の伝達

鉄骨柱の応力のうち，圧縮軸力はベースプレートを通して基礎に直接伝達されるが，せん断力と曲げモーメントは根巻鉄筋コンクリートに伝達されるように設計する．曲げモーメント分布を図－1 の右側に示す．せん断力は根巻頂部での支圧力として伝達される．この支圧力は頂部に集中して作用し，この合力を Q_r とすると，次式で表される．記号は図－1 参照．

$$Q_r = \frac{l}{rl} Q = \frac{M_r}{rl} \quad (1)$$

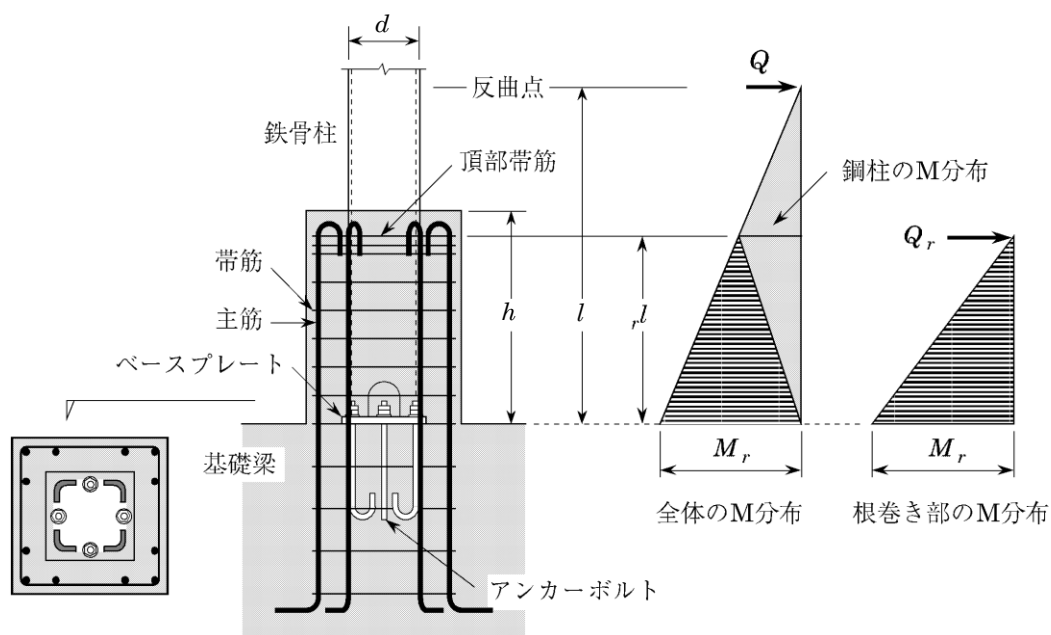
根巻鉄筋コンクリートはせん断破壊しないことが前提である．根巻高さ h ，ひいては rl が小さいと根巻鉄筋コンクリートのせん断力 Q_r が大きくなり，せん断破壊の可能性が大きくなるので，根巻高さには $h \geq 2.5d$ という制限が設けられている^{1) 2)}．

2. 設計のポイントと柱の剛性

設計上の主な留意点は下記のとおりである^{1) 2)}．

- ・根巻部分の高さは柱幅の 2.5 倍以上とする ($h \geq 2.5d$)．
- ・根巻鉄筋コンクリートの主筋は 4 本以上とする．
- ・帯筋は鉄筋コンクリート柱に準じて配置する．主筋頂部の帯筋は 2 段以上配置することとし，その間隔は 30～50mm 程度とする．

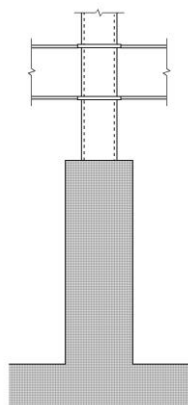
以上の条件を満たし，根巻鉄筋コンクリートが曲げ降伏する場合には，根巻型柱脚部を含む柱の初期剛性は，根巻高さが $2.5d$ 程度以上あれば，根巻鉄筋コンクリート部を無視し，鉄骨柱のベースプレート下面位置を固定点とする固定柱脚として評価できる．実際には，根巻部の剛性は鉄骨柱と鉄筋コンクリート部の剛性の和になるので，実験結果によれば，初期剛性は上記の剛性をやや上まわる²⁾．



図－1 根巻型柱脚

意匠上の都合から、根巻部が図－2 のように非常に長い場合がある。また、図－3 のように、腰壁が設置される場合がある。図－2 は、例えば根巻高さが $2.5d$ を大きく超える場合、図－3 は腰壁が剛強な鉄筋コンクリート造の場合であり、このような場合には実状を反映したモデルを設定して解析・設計を実施する必要がある。

その他、根巻型柱脚は露出型柱脚のベースプレート、アンカーボルトなどで構成される基礎への定着部に比べて一般的に軽微である。したがって鉛直ブレースを根巻型柱脚に接続する場合には、この点に十分注意してブレース応力の基礎への伝達を確認することが必要である。



図－2 根巻部が長い柱



図－3 腰壁付根巻型柱脚

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，付録 1-2.6 (3) 根巻型柱脚
- 2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，7.3 根巻き柱脚の設計，2012

【よくある指摘事例】

組立柱やトラス梁のモデル化方法や D_s の設定方法が不適切な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

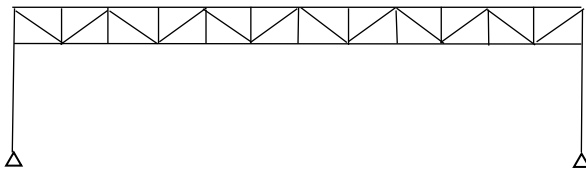
現行法の設計では，1 次設計で許容応力度設計を行い，2 次設計で終局強度設計（保有水平耐力の確認）を行うことになっている．その際，建物の靱性（エネルギー吸収能力）に応じた D_s 値を用い，必要保有水平耐力を設定する． D_s 値は建築基準法施行令第 82 条の 3 第二号の規定に基づき算出するが，鉄骨造建物の場合は使用する部材の形状に対して部材種別が定められている．しかし柱や梁がトラスの場合はその部材種別が明確となっていない．鉄骨造の組立柱やトラス梁を採用した時のモデル化方法や D_s の設定方法について解説する．

【解説】

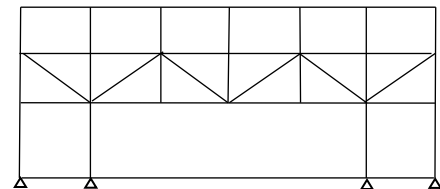
1. トラス梁のモデル化と D_s の設定方法

トラス梁のモデル化や D_s の設定方法など設計の考え方が，文献 1)，文献 2) に紹介されている．ここではその内容も含んで考え方を示す．

トラス梁には図－1 に示す床梁形式と，図－2 のようにトラスが層を構成するトラス架構がある．



図－1 床梁形式のトラス梁



図－2 トラス架構

1.1 床梁形式のトラス梁

(1) トラス梁を FD 部材とする場合

保有耐力と変形性能³⁾ や，S 座屈指針⁴⁾ には，斜材を W 形に配したワーレントラスや N 形に配したプラットトラスを対象として，トラス梁の終局耐力や変形性能の考え方が詳しく記載されている．しかしながら，これらの文献を基にして部材種別を独自に設定することは現状の設計では一般的ではない．

そのため図－3 に示すようにトラス梁の曲げ剛性やせん断剛性が等価となるように線材置換した解析モデルを用いて，トラス梁の部材種別を安全側に FD と評価して，層の D_s は 0.4 以上とする．塑性ヒンジは柱に確実に発生させて終局状態においてトラス梁の構成部材が短期許容応力度以内とする¹⁾．トラス梁に塑性ヒンジを発生させる設計とする場合は，トラス部材に座屈が起こるときの最大荷重を弾性解析から求めて，これを架構の保有水平耐力とする設計方法もある．

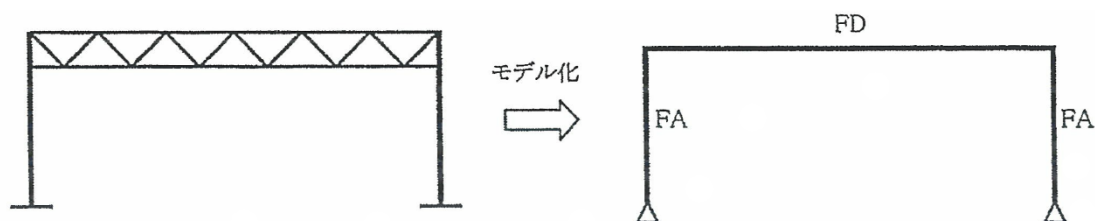


図-3 トラス梁の線材置換モデル

(2) トラス梁にヒンジを確実に発生させない場合

一方、トラス梁は終局応力状態まで短期許容応力度以内とする場合に、塑性ヒンジが発生する柱の部材ランクで D_s を設定する考え方もある。この場合のトラス梁は、短期余裕度 1.5 程度とするなど十分な安全性を確保する必要がある。そのため線材置換だけでなくトラス形状で各部材の発生応力を正しく評価することや、(1)式のように、接点位置で柱、梁の曲げ終局耐力比を比較し、柱に確実にヒンジを生じさせる設計とすることが必要である。

$${}_bM_u \geq \alpha {}_cM_u \quad , \quad \alpha \geq 1.2 \quad (1)$$

${}_bM_u$: 梁の曲げ終局耐力 , ${}_cM_u$: 柱の曲げ終局耐力

多層ラーメン架構においても、上記のように終局状態にトラス梁が弾性を保つことが確かめられている場合、かつ柱、梁の終局曲げ耐力比を検討し、梁にヒンジが発生しないことが確かめられている場合には、柱の部材種別から層の D_s を決定することも可能である。ただし、この場合は外力分布の変動、解析方法による応力の変動など、複雑な変動要因を考え、トラス梁が降伏しないよう、格段の余裕を持つことが必要である。なお、このような判断は法的には「特別な調査または研究」に該当する扱いとなる。

(3) D_s の評価例

鉛直ブレースに大半の水平力を負担させ、長期部材としてトラス梁を計画する場合の D_s の扱いの例を示す。まず初めにトラス梁の変形性能を保証しない設計方針とする場合、柱及びはり部材群としての種別を FD と考える。例えばブレースの種別が BB ($\beta_u > 0.7$) の場合、層の D_s は 0.5 となる。保有水平耐力時のトラス梁には安全性を担保する観点から長期応力に保有水平耐力時の応力を加えた値に対してトラス梁を短期許容応力度設計とすることが望ましい。

次に柱にヒンジを保証する設計方針の場合、FA 部材の柱では BB ($\beta_u > 0.7$) との組合せから層の D_s は 0.35 となる。この場合は (2) に示すように梁の安全性を確保するとともに、柱ヒンジを確実に発生させる柱梁耐力比も確保する。

(4) 計算ルート 2 の場合

次に保有水平耐力計算ではなく、計算ルート 2 を適用することについて考察する。

鉄骨造のルート 2 は局部座屈を制限し (幅厚比 FA)、靱性に富んだ部材を用い、保有耐力接合や保有耐力横補剛を満足させることで、骨組に十分な塑性変形能力を確保する設計法である。

これに対してトラス梁は、部材全体としては梁部材となり、曲げ変形する部材として設計されるが、各構成部材は主として軸力に抵抗する部材となっている。そのためトラス梁の上下弦材に梁の幅厚比規定を単純に当てはめて部材種別を判定することは適切とはいえない。

したがって、トラス梁を使用してルート 2 を適用する場合は、特別な調査または研究結果に基づいて設計を行うか、上述の保有水平耐力計算における参考事例に準じて、終局状態においてトラス梁の構成

(1) ヒンジ位置の設定

図-6 に示す通り、本建物の塑性ヒンジ位置として①トラス梁、②単材柱の柱頭、③単材柱の柱脚、④組立柱内側柱脚部、⑤組立柱外側柱脚部、⑥組立柱の柱脚部斜材の 6 か所が候補になる。

(2) 組立柱の部材種別

組立柱の D_s 値の考え方は、トラス梁の場合よりもさらに明確ではないため、個々の設計において安全側に判断していくことが必要である。現状では、組立柱のエネルギー吸収能力について D_s 値を適切に評価する研究はなく、FD 部材と評価することが妥当である。

また、現行の設計方法からも、下部組立柱の H 形鋼は FA ランクであったとしても、圧縮座屈でその耐力が決定するような場合は靱性のない部材として扱い、柱の部材種別を FD と考えた方が安全側である。

一方桁行方向は組立柱を構成するそれぞれの柱材の部材種別を採用する。

(3) メカニズムと層の D_s 値

現在では基礎固定の条件でメカニズムを確認し層の D_s 値を求める必要がある。本建物の場合、図-7 と図-8 の 2 通りのメカニズムが想定されるが、どちらの場合でも柱に塑性ヒンジが生じるため層の D_s 値は FD 部材である柱の部材種別に従うことになる。

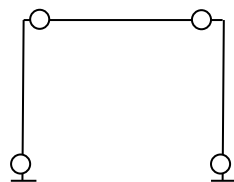


図-7 メカニズム A

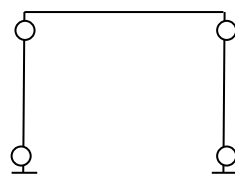


図-8 メカニズム B

このことから組立柱脚部の圧縮降伏の場合 D_s 値は 0.4 となる。また、組立柱の柱脚部斜材の圧縮降伏を許容した場合には斜材をブレースとみなすと D_s 値は 0.4~0.5 となる。

4. その他の注意事項

- (1) トラス梁に塑性ヒンジを発生させない場合（弾性状態）、終局時応力に対してトラス梁を短期許容応力度設計する。その際は十分な安全率 α を考慮する。
- (2) トラス梁に塑性ヒンジを発生させる場合、保有耐力と変形性能³⁾ にトラス梁にも充腹材に匹敵する弾塑性挙動を与えるための設計方針が記載されているので参考にするとよい。
- (3) 組立柱は圧縮座屈でその耐力が決定するため、H 形鋼は FB ランク以上の部材が望ましく、FD ランク部材は用いるべきではない（なお斜材は BA ランクが望ましい）。また、上部単材の H 形鋼も FB ランク以上の部材とすることが望ましい。
- (4) 柱脚アンカーボルトの設計に関する D_s 値の割り増しや RC 基礎梁に塑性ヒンジが発生する場合の D_s の設定方法も考慮して、層の D_s 値を最終決定する。

【参考文献】

- 1) 日本建築センター：ビルディングレター，2010. 11
- 2) 日本建築士事務所協会連合会：2015 年 構造設計 Q&A 集，5.6.2，2015
- 3) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990），鋼構造 3.3 トラス梁の耐力と構造ランク，1990
- 4) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，7.5 平面トラス部材の終局耐力と変形能力，2018

4.2.1 耐力壁のモデル化と曲げ降伏の判定

B

【よくある指摘事例】

耐力壁の曲げ崩壊判定についての説明・検討が不十分な事例がある。（耐力壁の崩壊形が確認できない）

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号
2020 年技術基準 pp.317～319，p.669

【指摘の趣旨】

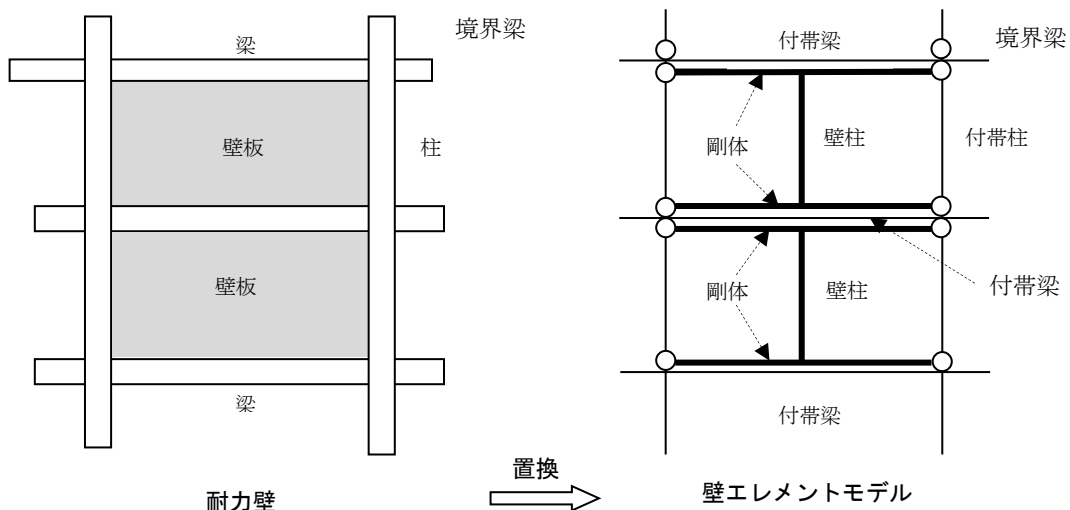
一貫計算ソフトでは耐力壁は壁エレメントモデルに置換するが多い。この耐力壁モデルにおける曲げ崩壊発生 の判定条件を正しく理解していない事例が見受けられる。またこのモデルが連続スパンで使われる場合には，その特徴をよく理解して使用する必要がある。ここでは，耐力壁モデルにおける曲げ崩壊発生 の判定条件について解説する。

【解説】

1. 耐力壁のモデル化

耐力壁を壁エレメントモデルに置換する場合は図－1 のようにモデル化する場合が多い。

柱は両端ピンで軸剛性のみを持つ付帯柱に置換し，耐力壁の曲げ剛性を表す。またその軸力が偶力により耐力壁の曲げ応力を表す。壁板は壁柱として柱要素に置換し，軸剛性，せん断剛性および曲げ剛性を与える。なお，せん断剛性は付帯柱も含めた剛性とする。壁柱に曲げ変形に対する平面保持を成立させるために両端には剛体の水平部を与え，付帯柱とピン接合としている。付帯梁は耐力壁に取り付く境界梁に端部拘束を与えるために曲げ剛性，せん断剛性はともに実断面の 100 倍程度に増大した剛性を与えている。



図－1 耐力壁の壁エレメントモデル

なお、壁エレメント置換法は水平荷重に対して解析モデルに組み込みやすく、非線形範囲も含めて、耐力壁の剛性・耐力を比較的忠実に評価できる方法であるが、上記のモデル化では、鉛直荷重による応力・変形状態に対しては等価に置換されていないことに留意する必要がある。その点について、次項に例示する。

2. 耐力壁曲げ崩壊の判定

壁エレメントにモデル化された耐力壁の曲げ崩壊は付帯柱の軸降伏と壁柱の軸降伏あるいは曲げ降伏が生じることで表される。したがって、図-2 (b) のように降伏が生じていることで壁の曲げ崩壊発生と判定できる。ところが図-2 (a) のように壁柱に曲げ降伏と軸降伏が生じるだけで、壁の曲げ崩壊発生と判定している例がある。これは付帯柱が軸降伏していないため壁の曲げ崩壊発生とは判定できない。

したがって、さらに荷重増分解析を続行し付帯柱の軸降伏を生じて耐力壁が曲げ破壊型になることを確認する必要がある。また、その解析続行の過程で、すべての耐力壁がせん断破壊を起こさないことを確認することも必要である。なお、解析上、耐力壁の曲げ破壊先行が確認されても、せん断保証設計で求められる余裕率 ($Q_u/Q_m \geq 1.25$) がない場合、 D_s 値はせん断による脆性破壊を想定したものとなる。

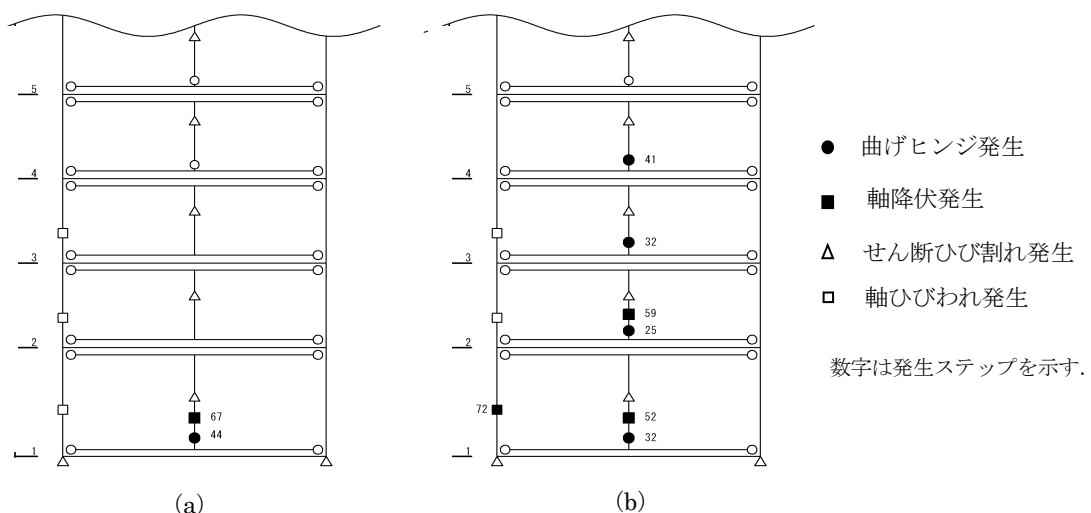


図-2 壁のヒンジ図 計算例

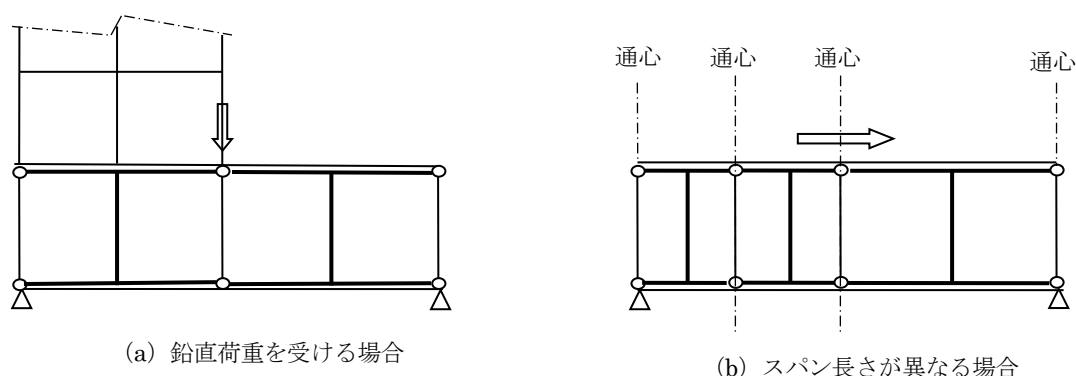
3. 耐力壁が連続する場合のモデル化

耐力壁が連続して設置される場合は、上下に連続する連層タイプと横に連続する連続スパンタイプがある。連層タイプの場合は上記に示したモデルで問題ないが、図-3 に示す連続スパンタイプの場合は注意が必要である。図-3 (a) は上階から鉛直荷重を受けて、壁に上下方向の変形が生じる場合で、低層部で広がりがある場合にはよく見る事例である。この場合は剛床仮定を解除しても、剛体が無限大の軸剛性を持っていること、および付帯梁の曲げ剛性、せん断剛性が 100 倍となっているため、実際の壁の挙動とは異なる解析結果となる。図-3 (b) は耐力壁の長さの異なるスパンが連続する場合で、隣接する部分には上下変位が生じる、(a) 同様に付帯梁が 100 倍の剛性を持っている等のため実際の挙動とは異なる結果となる。このように上下方向に変形を生じる場合には、このモデル化では実態を正しく表現することはできない。現実的な方法としては上下の付帯梁の曲げせん断剛性を

壁と梁を含んだ階全体の 1/2 分の剛性となるように与えることで、近似解とすることができる。

また、耐力壁の剛性をブレース置換法で評価して別途解析する方法や階高分の成を持つ I 型断面の梁として線材置換により評価する方法も考えられる。いずれの方法にあっても実態の挙動を捉えていることが重要である。

壁の設計では曲げとせん断の算定が必要となるが、せん断の検定について補足する。例えば、最下層で地中梁の断面積が壁面積に比べてかなり大きい場合、実務的に以下のような方法が考えられる。長期のせん断力に対する設計では地中梁と壁部分のせん断応力度分布を算定し、それぞれの平均せん断応力度が、コンクリートの長期許容せん断応力度以下を確認することが望ましいが、簡便に上下端の梁を含む全高さをせいとする壁面積でせん断力を除して評価してもよいと考えられる¹⁾。また、地震時のせん断力との組み合わせでは、せん断応力度が壁内で一様と見なせる場合は、鉛直方向のせん断力を壁の辺長比により水平方向のせん断力に換算して組み合わせることが考えられる。同様に保有水平耐力の算定に当たっても、鉛直荷重によるせん断力が加算されることによる影響を考慮しておく必要がある。さらに、壁に開口がある場合は耐力に対する影響を適切に評価する必要がある。



図ー3 連続スパンタイプの問題

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，19条壁部材の算定 p.301，2018

【よくある指摘事例】

架構内に構造スリットを設けていない RC 造の袖壁、腰壁等が存在する場合に、袖壁、腰壁が取付く部材の剛性評価や剛域長さについての説明・検討が不十分な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号
2020 年技術基準 p.695

【指摘の趣旨】

RC 造の建物を設計する場合，架構内に RC 造の袖壁，腰壁等が存在し，構造スリットを設けない場合がある。しかし袖壁，腰壁が取り付く部材の剛性評価あるいは袖壁，腰壁の存在による剛域長さに与える影響等，不明確な点が多い。

2020 年技術基準¹⁾ の付録 1-3.2 の付表 1.3-3 によれば，架構内の袖壁，腰壁等については「構造壁として設計する」と記述されている。したがって，非構造壁とする場合には何らかの根拠が必要となる。例えば，ルート 1 やルート 2-1，2-2 に該当する壁量が多く耐力壁などで十分な耐震要素の量が確保できている場合，あるいはルート 3 を適用するような壁量の少ない建物において，中小地震に対して（一次設計時）壁の損傷が許容でき，柱，梁に及ぼす影響が少なく安全側の断面設計を行う場合などは，架構内の袖壁，腰壁等について非構造壁と扱うことも可能と考えられる。ただし，安全性の検討（保有水平耐力検討時等）に際しては，袖壁，腰壁等を正しく評価すべきであり，特に変形能力に関しては慎重な配慮が必要である。また，架構内の袖壁，腰壁等を「構造壁とするか」あるいは「非構造壁とするか」，設計者はその取扱いを設計方針に明記する必要がある。

架構内の袖壁，腰壁等に関して，構造壁あるいは非構造壁とする場合について以下に解説を示す。また，方立壁に関して 2. に，架構外の壁に関して 3. に解説を示す。

【解説】

1. 袖壁，腰壁の取扱い

1.1 構造壁として取り扱う場合

剛性・耐力ともに考慮することを基本とする。ただし，剛性および耐力の評価方法ともに必ずしも確立された評価方法があるわけではないが，2020 年技術基準あるいは RC 規準 2018 に示されている考え方を示す。

1.1.1 弾性解析における部材剛性の評価法

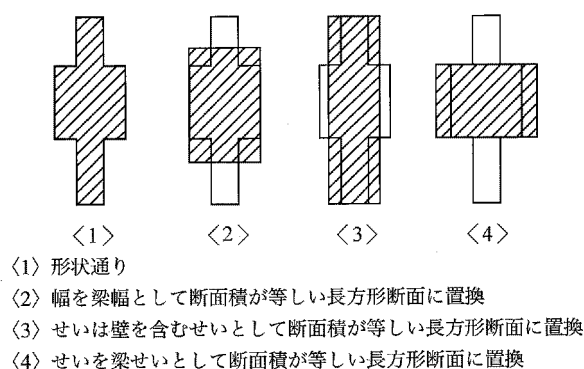
部材の剛性は，剛域と壁を考慮した部材剛性とする。

剛域の算出方法は，2020 年技術基準²⁾ では，剛域端は壁端部から $l_w/4 \sim l_w/4 + D/8$ (l_w は壁を含む当該部材の全せい， D は壁を含まない長方形断面のせい) 入った部分とすると良いとされている文献が紹介されている（柱，梁ともに共通）。実際の RC 造構造物では壁と柱，梁の隅角部には乾燥収縮割れが生じやすく剛域までの距離が上記の値よりも大きくなる（ $l_w/3 \sim 2l_w/3$ ）ことについても指摘されている。RC 規準 2018³⁾ では，材端が剛接合される縁端より部材せいの 1/4 入った位置までを剛域とすることとしている。

部材剛性については，厚さが柱梁の幅に比べて十分に薄く強度や靱性に対する影響が少ない場合には剛性を無視できる場合もあるが，それ以外の場合には柱梁の剛性を適切に増大させる必要がある。

部材剛性の評価方法としては、一般的に精算法と略算法があり、いずれを選択するかは設計者に委ねられている。図－1に剛性評価方法の例を示す。

弾性解析に用いる部材剛性は、図－1〈1〉に示すように形状通りに全断面有効とした弾性剛性とするのが原則である。図－1〈1〉もしくは図－1〈3〉が 2020 年技術基準²⁾に示されている。ただし妥当な剛性低下率を採用することは可能である。例えば、ひび割れ耐力およびひび割れ後の剛性を適切に考慮した非線形解析により算定した剛性低下率を使用するなど一つの方法と考えられる。



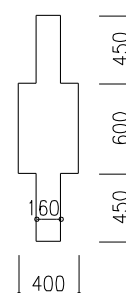
図－1 剛性評価方法の例⁴⁾

[評価方法による部材剛性の差異]

右図の場合の断面 2 次モーメントの比率

$$\langle 1 \rangle : \langle 2 \rangle : \langle 3 \rangle : \langle 4 \rangle = 6.85 : 4.10 : 10.00 : 1.60$$

(梁のみの断面 2 次モーメントを 1.0 とした場合の)

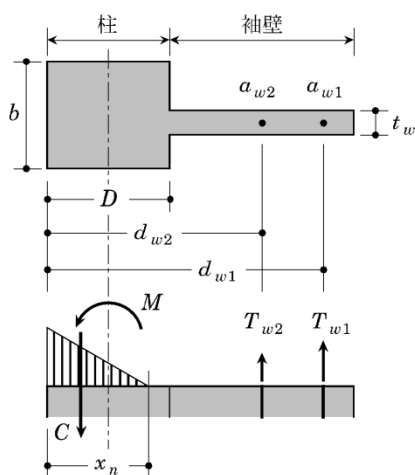


1.1.2 断面算定の方法

一次設計時の断面算定では、各部材に生じる力が、構造壁を含む全断面を考慮して算出した許容耐力以下であることを確認する。断面算定を行う危険断面位置は、構造壁が取り付く位置を考慮して適切に定める必要がある。

軸力と曲げモーメントを受ける変断面柱の許容曲げモーメントの算出方法の一例が RC 規準 2018⁵⁾の付 10 に示されている。その他、平面保持を仮定し、断面形状と各鉄筋の位置を考慮した解析により算出することもできる。せん断力に対する設計は 2020 年技術基準²⁾の付録 1－3.1 に示されている。

以下に RC 規準 2018⁶⁾解説図 19.2 (a1) に示される袖壁付き柱の許容曲げモーメントの算定例を示す。



$$C = \frac{1}{2} b \cdot \frac{f_{w1}}{n} \cdot \frac{x_n^2}{d_{w1} - x_n}$$

$$T_{w1} = a_{w1} \cdot f_{w1}$$

$$T_{w2} = a_{w2} \cdot \frac{d_{w2} - x_n}{d_{w1} - x_n} \cdot f_{w1}$$

$$N = C - T_{w1} - T_{w2}$$

$$M = C \left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) + T_{w1} \left(d_{w1} - \frac{D}{2} \right) + T_{w2} \left(d_{w2} - \frac{D}{2} \right)$$

f_{w1} : 袖壁端部補強筋の許容引張応力度

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比

図－2 柱枠内のコンクリートのみが圧縮になる場合の許容曲げモーメント

1.1.3 保有水平耐力計算の方法

(1) 剛性

初期剛性は剛性低下を考慮しない弾性剛性を使用する．算出の考え方は 1.1 に示したものと同じである．

降伏時の剛性低下率は 2020 年技術基準²⁾によると，降伏時剛性低下率を現状では精度よく算定するのは難しく，当面は平面保持を仮定した断面解析により降伏時の剛性を求めることとしている．袖壁長さが短い場合には柱単体の剛性低下率も参考にしながら構造耐力上安全になるように設定することも考えられるとしている．RC 規準 2018⁵⁾では，菅野式をベースとして剛性低下率の算出方法を提示している．

(2) ひび割れ強度

2020 年技術基準²⁾によると，曲げひび割れ強度を精度よく算定するのは現状では難しく，今後の研究が望まれるとし，当面は，構造壁の取り付けかない部材の曲げひび割れ強度算出式を構造壁に取り付く部材に準用できるとしている．RC 規準 2018⁵⁾には曲げひび割れ強度の算出式が提示されている．

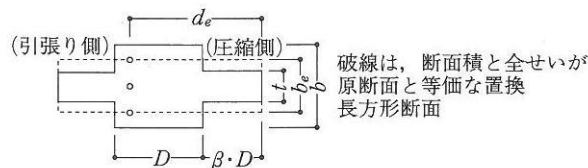
せん断ひび割れ強度は 2020 年技術基準²⁾によると，現状では精度よく算定するのは曲げひび割れ強度と同様に難しく，今後の研究が望まれるとしている．当面は構造壁を考慮した断面積を用いて，構造壁の取り付けかない柱，梁のせん断ひび割れ強度算出式を準用できるとしている．

(3) 終局強度

2020 年技術基準²⁾によると，柱の曲げ終局強度については等価な長方形断面と引張側柱主筋のみを考慮した終局強度式が提示されている．梁については引張側梁主筋と壁の横筋を考慮した終局強度算出式が提示されている．RC 規準 2018⁵⁾付 10.4.1 には中立軸より引張り側にある鉄筋を考慮した終局強度算出式が提案されている．その他，平面保持を仮定し，断面形状と鉄筋位置，材料の非線形性を考慮した解析により算出することもできる．以下に 2020 年技術基準²⁾に示されている袖壁つき柱の曲げ終局強度の算定例を示す．

$$M_u = (0.9 + \beta)a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{b_e \cdot D \cdot F_c} \left(1 + \frac{a_t \cdot \sigma_y}{N} \right)^2 \right\}$$

ここで， a_t ：柱の引張主筋断面積， σ_y ：引張主筋の降伏強度， D ：柱せい，
 β ：圧縮側袖壁の張出し長さ比， b_e ：置換長方形断面柱の幅，
 F_c ：コンクリートの圧縮強度， N ：軸方向力



図－3 袖壁つき柱の曲げ強度算定用の記号

せん断終局強度は 2020 年技術基準²⁾によると，長方形断面材のせん断終局強度と類似の形で表した終局強度算出式が提示されている．この終局強度式を適用する場合，壁厚は 150mm 以上を原則とする，などの仕様規定を満足させることが提案されている．

1.2 非構造壁として取り扱う場合

剛性のみを考慮し、耐力は考慮しないこととする。剛性の評価方法については 1.1 に示したものと同じである。以下、非構造壁として剛性のみを考慮した場合に設計上注意すべき点について記載する。

1.2.1 袖壁、腰壁等が取り付く部材

一次設計時ならびに保有水平耐力計算において袖壁、腰壁等が取り付く部材については、部材の剛性には袖壁、腰壁等を評価し、部材耐力には袖壁、腰壁等は算定せずにその部材の断面のみで評価する。

一次設計時においては、袖壁、腰壁等が取り付く部材は相対的に剛性が高くなるため、応力が増大する。断面設計はその部材の断面のみで評価するため安全側の評価となる。

保有水平耐力計算においては、その部材の断面のみで終局耐力を評価するために建物の保有水平耐力としては過小評価となる。ただし、曲げヒンジを想定している部材については袖壁、腰壁の影響により実際の終局曲げ耐力が計算値より大きい可能性があり、せん断破壊が先行することのないよう、余裕を持ったせん断設計を行うなどの配慮が必要である。

1.2.2 袖壁、腰壁等が取り付く部材に接続する部材（可とう長さが変わる部材）とその周辺部材

袖壁、腰壁等が取り付く部材に接続する部材（可とう長さが変わる部材）については、一次設計時ならびに保有水平耐力計算において、構造壁として取り扱う場合と同様に剛域を考慮して部材応力を算定する必要がある。また、図-4 に示すように袖壁、腰壁等の損傷に伴い危険断面位置が移動する可能性があるため、端部と中央で断面を切り替えている場合には注意が必要である。

保有水平耐力計算においては袖壁、腰壁等を考慮した可とう長さでせん断保証設計を行う必要がある。

一次設計時ならびに保有水平耐力計算において、袖壁、腰壁等が損傷していない状態では周辺部材の剛性を相対的に低く評価していることになる。図-4 に示すように袖壁、腰壁等の損傷に伴い周辺部材は負担応力が増大するため、袖壁、腰壁等が多い建物では、周辺部材の応力を過小評価しないよう特に注意が必要である。

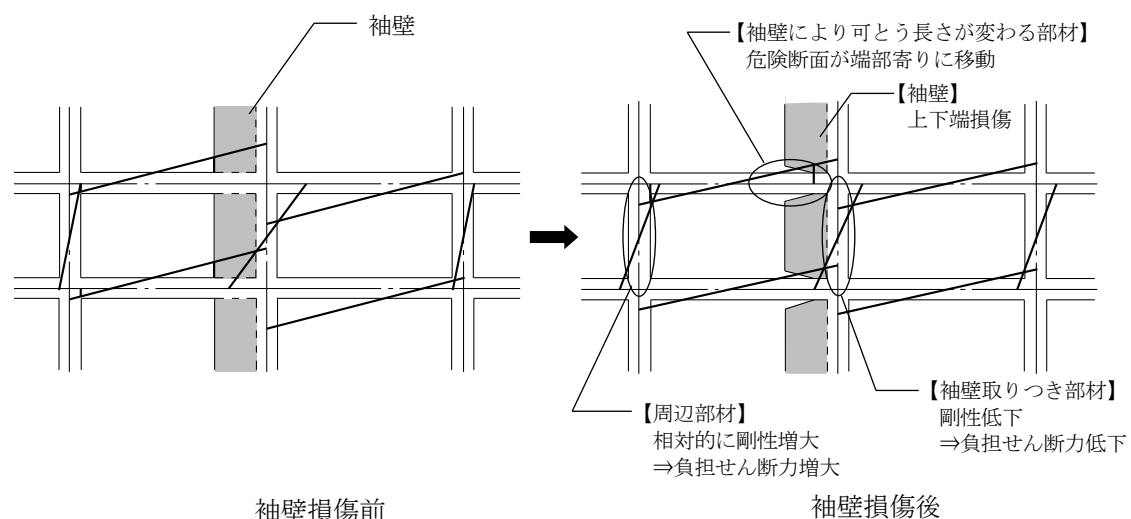


図-4 袖壁を有する架構の応力状態

2. 方立壁の取り扱い

2020 年技術基準¹⁾によれば，架構内の方立壁は「構造壁として設計する」と記述されている。

2.1 方立壁を構造壁として取り扱う場合

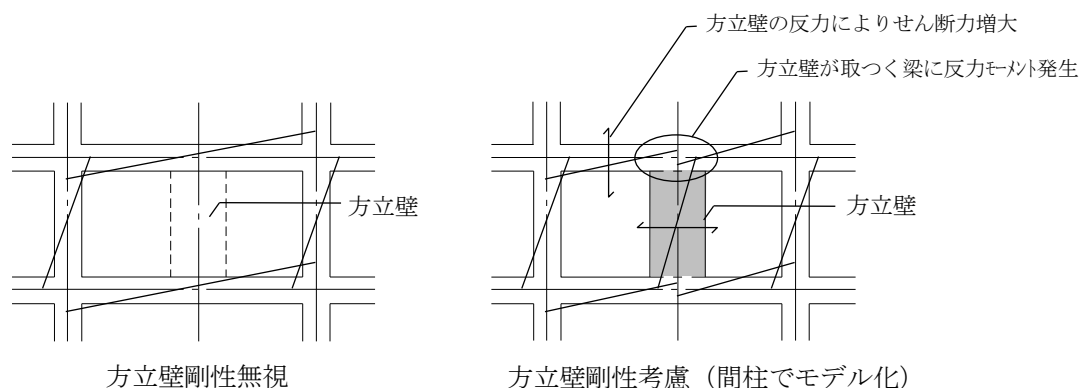
一次設計時ならびに保有水平耐力計算の応力解析において，方立壁を 1 本の間柱とするモデル化や両側に柱を設けた壁とするモデル化などが考えられる．この時，実際の方立壁はモデル化と整合する配筋が必要となる．また，方立壁の剛性を過大評価すれば周辺架構の断面設計において危険側の評価となり，過小評価すれば方立壁の断面設計において危険側の評価となるため，剛性評価のばらつきに対する配慮が必要である．

なお，架構内に幅広の方立壁を有する場合は，方立壁を柱として入力し，部材剛性のほかに梁の剛域長さを適切に考慮することで剛性を評価できる．

保有水平耐力計算においては，構造壁である方立壁は鉛直荷重を支持する部材ではない場合でも構造体の一部であり，崩壊形の判定にも影響がある．具体的には，全体崩壊形となる架構の設計においては，方立壁のせん断破壊を防ぐせん断設計が必要となる．鉛直荷重を支持しない方立壁がせん断破壊をした場合は，その他の架構で必要保有水平耐力を満足させる設計も考えられる．

2.2 方立壁を非構造壁として取り扱う場合

方立壁の水平耐力を考慮しないのに加えて，応力解析でも剛性を考慮しないことが多い．この場合においても方立壁が取り付く部材の設計では方立壁の剛性と耐力を考慮した設計とすることが望ましい．特に方立壁の剛性と耐力のために図－5 に示すように取り付く梁のせん断力が大きくなり，早期にせん断破壊しないことを確認する必要がある．



図－5 方立壁を有する架構の応力状態

3. 架構外の壁の剛性評価

2020 年技術基準²⁾によると，架構外の壁には「地震力を負担させないことが通例である」とことと，架構外の壁の剛性が「建物全体の剛性分布に対して大きな影響を及ぼす傾向があることに注意しなければならない」ことが示されている．また，剛性の評価法については「耐力壁の剛性の評価よりもなお一層複雑な問題となる」としつつ，以下に示す n 倍法による評価が提案されている．

$$D_w = n \cdot A_w \cdot D_c / A_c$$

ここで， D_w ：架構外の壁の D 値 n ：1 以上の値 A_w ：架構外の壁の断面積
 D_c ：代表的な内柱の D 値 A_c ：代表的な内柱の断面積

この n についての具体的な値は 2020 年技術基準²⁾ には示されておらず、柱や耐力壁との剛性バランス等を考慮して、設計者が危険側の判断とならないように適切に設定する必要がある。

2020 年技術基準²⁾ には、偏心率と剛性率の計算では架構外の壁の剛性を考慮する必要があると記されており、層間変形角の計算では架構外の壁の剛性を考慮してよいと記されている。偏心率と剛性率の計算においては、架構外の壁の考慮が危険側の評価とならないよう、架構外の壁を考慮した場合と無視した場合の偏心率と剛性率をそれぞれ算定し、偏心率がより大きいほうの値、剛性率がより小さいほうの値を採用するといった設計も考えられる。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，付録 1－3.2 剛節架構内の鉄筋コンクリート造腰壁・そで壁等の構造計算上の取扱い
- 2) 文献 1)，付録 1－3.1 鉄筋コンクリート造部材の力学モデルに関する技術資料
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，「9 条」解説の 5.骨組のモデル化，2018
- 4) 日本建築構造技術者協会：鉄筋コンクリート造建築物における構造スリット設計指針，2.1 解析プログラムにおける壁を含む柱・梁の剛性評価方法，2009
- 5) 文献 3)，付 10 壁付き部材の復元力モデルと許容曲げモーメント
- 6) 文献 3)，p.300

4.2.3 構造スリットを設けた壁に関する留意事項

【よくある指摘事例】

構造スリットを設けた雑壁の高さが大きい場合の剛性増大率の妥当性や面外方向の安全性が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号
2020 年技術基準 p.678

【指摘の趣旨】

RC 造（SRC 造も含む）建物の設計において，一般壁，特に無開口壁にスリットを設けることは，構造体の剛性に大きな影響を及ぼす。

垂れ壁，腰壁，袖壁等，いわゆる架構内雑壁付き部材の剛性評価に対する告示や条文などは特に無く，2020 年技術基準¹⁾で精算法による場合と略算法による場合を一例として挙げているのみである。特に 3 辺スリットの長い垂れ壁を形状通りに計算すると剛性増大率が大きくなり壁が取り付く梁の剛性増大率の評価が問題になる場合がある。ここでは，剛性評価方法のひとつであるスリット指針²⁾による方法を参考にして以下に解説する。また，3 辺スリットを設けた雑壁の面外方向の検討方法を解説する。

【解説】

1. スリット付壁が部材剛性に与える影響

1.1 無開口壁に 3 辺スリットが有る場合

スリット指針²⁾ではスリット付壁を含む梁の剛性評価法として，FEM 解析結果に基づき，壁が取り付けられないとした梁（長方形断面梁）のみの曲げせん断剛性 G_0 に対するスリット付き垂壁または腰壁を含む梁の曲げせん断剛性 G の剛性増大率 G/G_0 を提案している。この曲げせん断剛性増大率 G/G_0 は「壁高さ」「内法スパン」「梁せい」「壁厚と梁幅」の 4 つのパラメータを設定し，それぞれが曲げせん断剛性増大率に及ぼす影響を FEM 解析結果より算出し，それぞれのパラメータによる影響： G_B/G_0 をもとに算出している。曲げせん断剛性増大率： G/G_0 は曲げ剛性およびせん断剛性に乘じる共通の剛性増大率である。

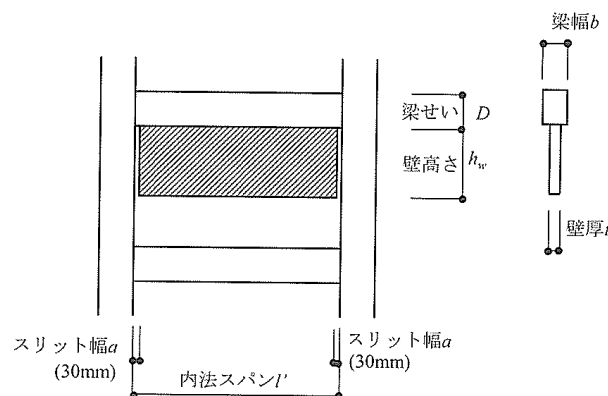


図-1 パラメータ説明図

(1) 壁高さ (h_w) が曲げせん断剛性増大率 (G_B/G_0) に及ぼす影響

: 内法スパン ($l': 7\text{m}$), 梁断面 ($b \times D: 500 \times 800$), 壁厚 ($t: 18\text{cm}$) を一定とし, 壁高さを $0.1 \sim 3.0\text{m}$ とした FEM 解析結果より

$$h_w \geq 1.0\text{m} \text{ の時 } G_B/G_0 = 2.13$$

$$h_w < 1.0\text{m} \text{ の時 } G_B/G_0 = 2.13h_w + (1 - h_w) = 2.13h_w/h_0 + (1 - h_w/h_0) \quad h_0 = 1.0\text{m}$$

(2) 内法スパン (l') が曲げせん断剛性増大率に及ぼす影響: α_1

: 壁高さ ($h_w: 2\text{m}$), 梁断面 ($b \times D: 500 \times 800$), 壁厚 ($t: 18\text{cm}$) を一定とし, 内法スパンを $2.0\text{m} \sim 10.0\text{m}$ とした FEM 解析結果より

$$\alpha_1 = l'/10 + 0.3 = l'/l_0 + 0.3 \quad l_0 = 10\text{m}$$

(3) 梁せい (D) が曲げせん断剛性増大率に及ぼす影響: α_2

: 内法スパン ($l': 7\text{m}$), 壁高さ ($h_w: 2\text{m}$), 梁幅 ($b: 500$), 壁厚 ($t: 18\text{cm}$) を一定とし, 梁せいを $500 \sim 1000\text{mm}$ とした FEM 解析結果より

$$\alpha_2 = 0.8/D = D_0/D \quad D_0 = 0.8\text{m}$$

(4) 壁厚 (t) と梁幅 (b) が曲げせん断剛性増大率に及ぼす影響: α_3

: 内法スパン ($l': 7\text{m}$), 壁高さ ($h_w: 2\text{m}$), 梁断面 ($b \times D: 500 \times 800$) を一定とし, 壁厚を $100 \sim 500\text{mm}$ とした FEM 解析結果より

$$\alpha_3 = (2.78t/b)^{0.24}$$

以上 (1) ~ (4) より, 曲げせん断剛性増大率: G/G_0 は下式で表すことができる.

・壁高さ 1m 以上の壁の場合

$$\begin{aligned} G/G_0 &= G_B/G_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \\ &= 2.13 \times (l'/10 + 0.3) \times 0.8/D \times (2.78t/b)^{0.24} = 2.13 \times (l'/l_0 + 0.3) \times D_0/D \times (2.78t/b)^{0.24} \\ &= (0.17 l' + 0.51)/D \times (2.78 t / b)^{0.24} \end{aligned}$$

実用的な範囲で壁厚 $150 \sim 200\text{mm}$, 梁幅 $400 \sim 500$ の時, $(2.78t/b)^{0.24} = 0.96 \sim 1.08$ であるため, $(2.78 t / b)^{0.24} = 1.0$ とすると,

$$G/G_0 = (0.17 l' + 0.51)/D \quad (1)$$

・壁高さ 1m 以下の場合

壁高さ 1m 以下の場合は, 壁高さに比例するため, (1) 式の値を k とすると,

$$\begin{aligned} G/G_0 &= k \cdot h_w + (1 - h_w) \text{ と表現できる.} \\ &= 2.13 (l'/l_0 + 0.3) D_0 (h_w/h_0)/D + (1 - (h_w/h_0)) \quad D_0 = 0.8\text{m} \quad h_0 = 1.0\text{m} \quad l_0 = 10.0\text{m} \end{aligned}$$

したがって,

$$G/G_0 = (0.17 l' + 0.51) h_w / D + (1 - h_w) \quad \text{ただし } h_w > 1.0 \text{ の場合は } h_w = 1.0 \quad (2)$$

となる.

このように壁高さが 1m を超えると, 曲げせん断剛性増大率は増加しないとしている.

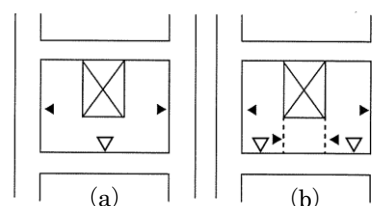
また, 開口を有する 3 辺スリット壁を含む梁の剛性評価は, 開口の大きさ, 位置により異なるが, 等価な壁高さを想定する等の方法が考えられる.

なお, 同指針ではスラブ付き梁の剛性評価として, スラブによる剛性増大率 ϕ_s を G/G_0 に乗じて算定することとなっているが, ここでは「スリット付壁」による影響の検討であるため割愛する.

2. スリット付壁の面外方向に対する検討

2.1 3 辺スリットを設けた雑壁の面外方向の検討

完全スリットは雑壁と柱、梁を切り離すことを目的としているため、スリット部分は無筋であることが望ましい。しかし、無筋とした場合、地震時に雑壁が面外に動き出す可能性があるため、一般的には振れ止め筋（かんざし筋）を設けている。振れ止め筋は雑壁を面外方向に拘束するだけでなく、面内方向にも拘束するため、過度の鉄筋を入れるとスリット効果を阻害するおそれがある。振れ止め筋の配筋は一般的には D10@400 程度である。



▼ --- 完全スリット（振れ止め筋無し）

▽ --- 振れ止め筋D10@400

図-2 完全スリットの例

開口形状によるスリット設置例および検討方針

①図-2 (a)：袖壁部分は上端固定下端ピンの1辺固定他端ピン支持として検討する。

ただし、窓下は1端ピン他端自由となるため、地震力を両側の袖壁に負担させる必要がある。

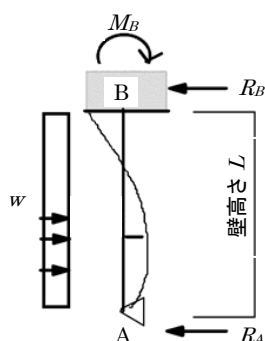
②図-2 (b)：袖壁部分は(a)と同様、1辺固定他端ピン支持として検討し、窓下部分はスリットを設けず下端固定の片持ちとして検討する。また、窓下部分の腰壁は突出部となるため、壁高さが2.0m以上の場合は水平震度に対して損傷しないよう設計する。

2.2 振れ止め筋の設計例

スリット指針²⁾に示される方法に従い、図-2 (b)の袖壁部分について振れ止め筋の設計例を示す。

壁厚	$t=150\text{mm}$	水平震度	$K_H=0.5$ (建物の低層部分)
壁高さ	$L=2.0\text{m}$	鉄筋	SD295
スリット幅	25mm	普通コンクリート	F_c24
壁重量	3600N/m^2		
仕上げ	1200N/m^2		

$$\text{合計} \quad 4800\text{N/m}^2 \quad \rightarrow \quad w = 4.8 \times 0.5 = 2.4\text{kN/m/m}$$



一端固定他端ピンとして

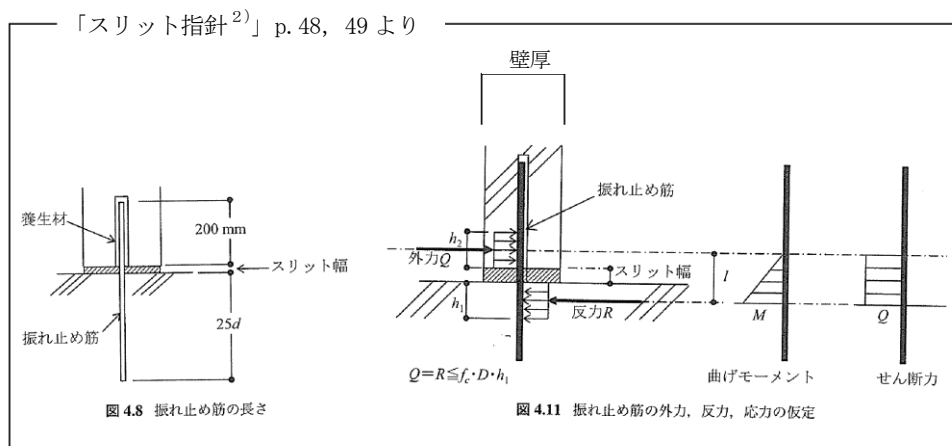
$$R_A = 3/8 wL = 1.8 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = 9/128 wL^2 = 0.68 \text{ kNm/m}$$

$$R_B = 5/8 wL = 3.0 \text{ kN/m}$$

$$M_B = 1/8 wL^2 = 1.2 \text{ kNm/m}$$

$$f_t = 295\text{N/mm}^2 \quad f_c = 16\text{N/mm}^2 \quad d = 100\text{mm} \quad j = 87\text{mm}$$



固定端筋の検討

$$a_t = M / f_t \cdot j = 120 / 29.5 \times 8.7 = 0.47 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{D10@200} \quad (3.55 \text{ cm}^2)$$

振れ止め筋の検討

D10@400 とすると、1 本当たりのせん断力 Q は、 $Q = 1.8 \times 0.4 = 0.72 \text{ kN/本}$

$$Q = R \leq f_c \cdot D \cdot h_1 \text{ より} \quad D: \text{鉄筋径 mm}$$

$$h_1 = h_2 > Q / f_c / D = 720 / 16 / 10 = 4.5 \text{ mm}$$

$$L = \text{スリット幅} + (h_1 + h_2) / 2 = 25 + 4.5 = 29.5 \text{ mm}$$

$$M = QL = 720 \times 29.5 = 21240 \text{ Nmm}$$

$$Z = \pi D^3 / 32 = 98 \text{ mm}^3 \quad A = 71 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_b = 21240 / 98 = 216.7 \text{ N/mm}^2 \quad \tau = 720 / 71 = 10.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3\tau^2} = \sqrt{216.7^2 + 3 \times 10.1^2} = 217.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma / f_t = 217.4 / 295 = 0.74 < 1.0 \quad \text{OK}$$

図-2 (a) の袖壁部分については上記の方法と同様にして検討を行うが、窓下の腰壁に作用する地震力を袖壁に負担させて検討を行う必要がある。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，p.678
- 2) 日本建築構造技術者協会：鉄筋コンクリート造建築物における構造スリット設計指針，p.20, p.48, 2009

4.2.4 3 辺スリット壁に取り付く階段や直交壁の影響

【よくある指摘事例】

3 辺スリット壁に取り付く階段や直交壁による変形拘束，追随性に対する検討が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

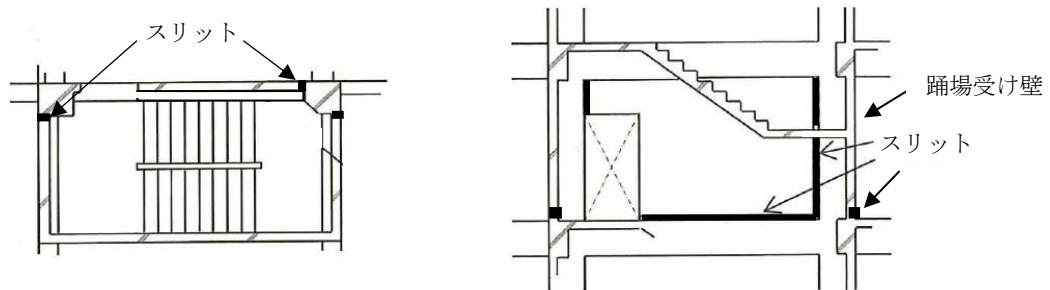
【指摘の趣旨】

線材モデルによる構造解析手法では，複雑な形状を有する非構造壁を忠実に評価することが難しいこともあり，スリットを設けて非構造壁の存在を無視する設計が行われることが多い。しかし，スリットを設けた壁に階段や直交壁が取り付け場合，階段や直交壁による変形拘束，追随性に対する検討が不明確な事例がある。ここでは，そのディテールによっては変形を拘束してスリットが有効に機能せず，構造計算上の解析モデルに適合しなくなること，またスリット付壁の変形に追随できないために生じる損傷について解説する。

【解説】

1. 階段室壁について

図－1 に示す階段室では，周囲の壁に 3 辺スリットを設ける場合がある。しかし，スリット壁と階段段床および踊場と柱が一体となっており，階段床は上の階の床と繋がっているため，スリット壁の変形を拘束する可能性がある。



図－1 階段室の壁

1.1 段床スリットを設ける場合

3 辺スリット壁の挙動を明解にするため，壁と階段，踊場および柱との間にも，段床スリットを設けて，一方向スラブ階段にすることが行われる場合がある（図－2）。この際，架構内壁だけでなく，架構外壁にも設けることもある。スリット指針¹⁾ではこの方法が推奨されている。

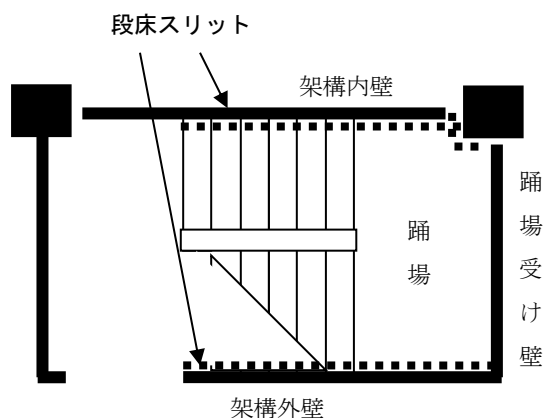
しかしこの場合でも，昇降方向の地震時では段床が踊場床を介してトラスの効果を発揮して上下床間の層間変形に抵抗することが考えられる。また，昇降直交方向の地震時では，段床と踊場床の面内曲げせん断抵抗が働き，層間変形に抵抗し，踊場受け壁の変形を拘束して 3 辺スリットの効果が少なくなる可能性が考えられる。

一方で一方向スラブ階段となると，踊場受け壁が鉛直荷重を支持することになり，この壁が 3 辺スリット壁となれば鉛直荷重を壁の引張抵抗に頼ることになる。地震力について明解にすることが，鉛直力に対して不静定次数を低下させる結果になると言わざるを得ない。設計者は力の伝達経路が変わったことを十分認識しておくことが必要である。

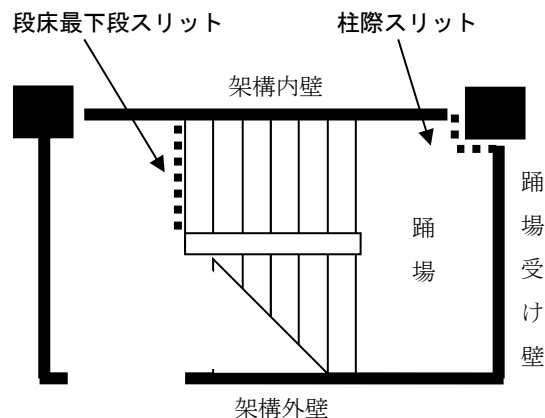
1.2 段床最下段スリットおよび柱際スリットを設ける場合

段床スリットを設けずに各階床に段床最下段スリットと踊場床に柱際スリットを設けた場合には（図－3）、スリット壁も階段段床も下階床の変形と切り離されて、階段床は上下床間の層間変形に抵抗できなくなり、スリットを設けた壁は所期の性能を発揮できる。

この場合は、3辺スリット壁は、はね出し階段段床から常時面外曲げを受けることになり、設計で十分な配慮が必要となる。またスリットの意匠上の納まりにも注意が必要である。



図－2 段床スリット

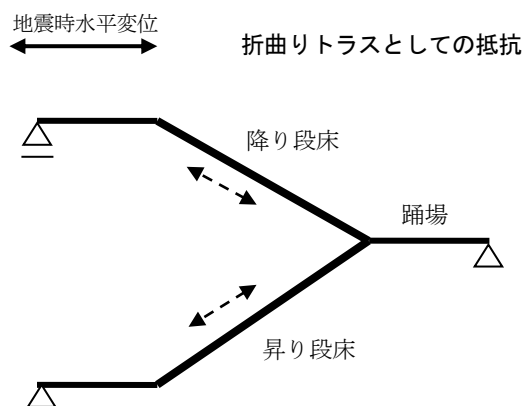


図－3 段床最下段スリット

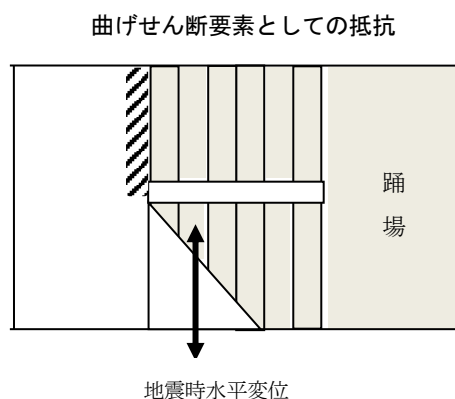
1.3 階段床の剛性について

階段床は昇降方向地震時では中間に踊場床のある上下床間をつなぐ折曲げトラスとなり水平変形に抵抗する（図－4）。しかし、このトラスは折曲り点（踊場床部分）が上下に変形すれば抵抗力は小さくなる。また引張側となる段床はひび割れが入り軸剛性は低下する。したがって階段床の抵抗はそれほど大きくないと判断できる。このことは地震被害においても、一方向に昇りきる階段がトラス効果で被害を受けている事例は多く観察されているが、踊場付きの階段の被害は報告されていないことから推測できる。

昇降直交方向の地震時には階段床は層間変形に対して面内曲げせん断剛性により抵抗する（図－5）。しかし階段幅のデプスのある段床全長の長さの変形で抵抗するため耐力壁のような高い剛性とは考えられない。



図－4 階段床の昇降方向抵抗機構



図－5 階段床の昇降直交方向抵抗機構

2. 直交壁が取り付く場合

図-6に示すように、3辺スリット壁に直交する壁が取り付く場合を考える。直交する壁は3辺スリット壁の変形を拘束するほどの面外剛性は一般にはない。したがって、スリット部分に生じる層間変形が直交する壁の壁脚面外方向に集中して起こり、局部的な損傷を生じることが想定できる(図-7)。実際に、震度5程度で3辺スリット壁に取り付く袖壁の壁脚が壊された事例が見聞されている。

このような現象を避けるために直交する鉛直面に構造スリットを設ける、あるいは床に取りあう水平面に構造スリットを設ける対策が考えられる。

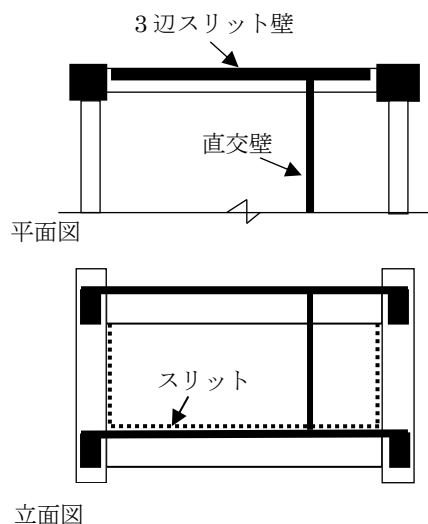


図-6 3辺スリット壁に取り付く直交壁

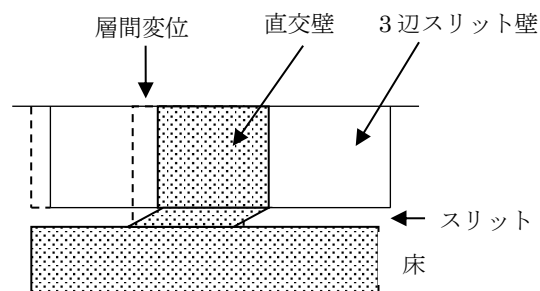


図-7 直交壁スリット部局部変形

3. まとめ

階段版に設けるスリットについて2種類の方法および段床の剛性について考察した。この考察はより詳細な解析によって建物ごとに確認することが望ましい。段板スリットを設けることが必ずしも最善の方法とは言えず、段床最下段スリットと踊場柱際スリットも一つの方法である。特別なスリットを設けない場合は階段段床の剛性により3辺スリット壁の変形が拘束されるが、その影響は1.3で示したように、それほど明解ではない。

一方、階段室壁に3辺スリットを設けることが妥当かどうかに戻って考える必要がある。階段室は避難時の重要な通路であることを考えれば、スリットの無い剛強な壁に囲まれていることは建物機能上、非常に重要なポイントである。建物の規模、特徴を考慮して総合的に考えて最善の策が採用されることが望まれる。

3辺スリット壁に直交して取り付く壁については直交壁の壁脚に局部的な損傷が発生しやすい。中地震時での損傷を避けるためには注意の必要な部分であり、垂直あるいは水平スリットで直交壁を守る対策が考えられる。しかし、「スリットがスリットを呼ぶ」ことで非構造壁とはいえ、大地震時の余力として働くかもしれない壁をむやみに切断することは避けるべきと考える。

【参考文献】

- 1) 日本建築構造技術者協会：鉄筋コンクリート造建築物における構造スリット設計指針，4.1.1，スリットの設置位置，2009

4.2.5 RC 大梁の曲げ強度に及ぼすスラブ効果の評価

【よくある指摘事例】

床下がりのあるスラブが取り付く梁の曲げ強度に対するスラブの考慮が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

RC 梁の曲げ終局強度にスラブ効果を評価する際に，床下がりがある場合やスラブ筋の評価法について不明確な事例がある．スラブの効果を見込んだ梁の曲げ終局強度については 2020 年技術基準付録 1-3¹⁾ で示しているが，スラブ下がりの影響については触れていない．

ここでは，典型的な梁・スラブを想定して，ケーススタディによりスラブ筋が曲げ終局強度に及ぼす影響について解説する．

【解説】

1. 想定する梁・スラブ

大スパン想定：梁幅 $B \times$ 梁せい $D = 500 \times 1000 \text{ mm}$

スパン長さ $L = 10 \text{ m}$ スラブ厚さ $t = 150 \text{ mm}$

梁主筋 上下共 5+2-D32 (SD390) $P_t = 1.3\%$

片側スラブの主筋 ダブル D10@200 の場合と D13@200 (SD295)

スラブ片側有効長さ 1000mm とする

小スパン想定：梁幅 $B \times$ 梁せい $D = 400 \times 600 \text{ mm}$

スパン長さ $L = 7 \text{ m}$ スラブ厚さ $t = 150 \text{ mm}$

梁主筋 上下共 4+2-D25 (SD345) $P_t = 1.5\%$

片側スラブの主筋 ダブル D10@200 の場合と D13@200 (SD295)

スラブ片側有効長さ 700mm とする

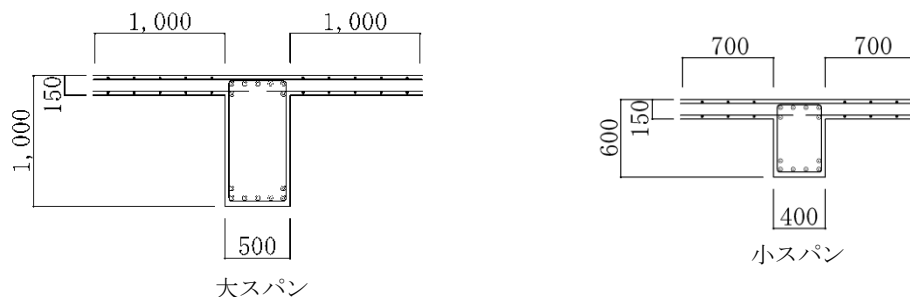


図-1 想定梁の形状と配筋

2. 梁の曲げ強度に与えるスラブの効果

2020 年技術基準¹⁾ に従い，スラブの有効幅はいずれの梁も $0.1 \times L$ (1000, 700mm) とし，スラブ配筋はモチアミダブル@200mm の配筋と考え，片側のスラブで，大スパンは 5-D10 および 5-D13 のシングル，小スパンで 3-D10 および 3-D13 のシングルを考慮する．スラブ筋はダブル配筋とし，文献 2) にあるようにスラブ下端筋の定着長さは「 $10d$ かつ 150mm 以上」(図-2) とする．この場合は下端筋を考慮できないため上端筋のみのシングル配筋としている．しかし，下端筋も通して配筋する場合にはダブル配筋と考えるべきである．

図-3, 4にスラブ付き梁の曲げ強度増加率を示す。縦軸はスラブ付き梁の曲げ強度 M_s とスラブなしの梁曲げ強度 M_o の比を、横軸にはスラブの下がり寸法を示す。図-3の片側にスラブがある場合はスラブがない場合に比べて曲げ強度の増大率は1.05～1.13程度となり、図-4の両側スラブでの曲げ強度の増大率は1.11～1.25程度となる。両側スラブでは梁せいの違いにより5%程度の差がある。またスラブ筋がD10からD13に変化すると10%程度曲げ強度が増加する。片側スラブでは梁せいの影響もスラブ筋径の影響も、両側スラブの半分程度である。

設計ではこの程度の差異があることを理解したうえで、スラブの設計変更の可能性も考えむやみに複雑にならない程度に扱うことが望ましい。

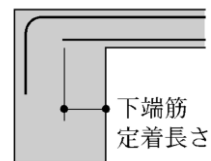
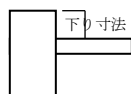
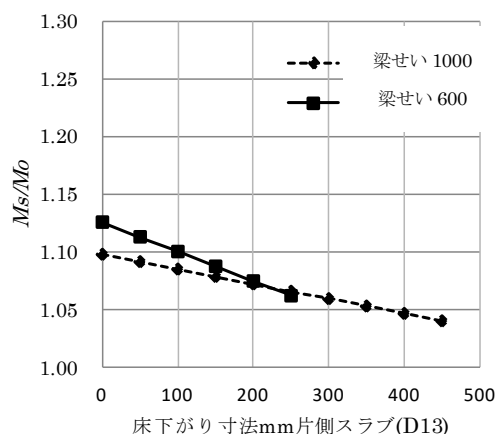
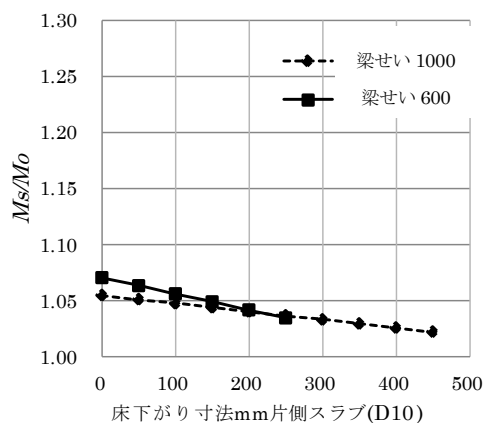
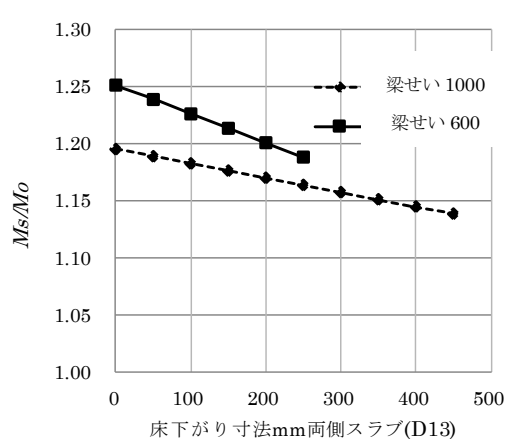
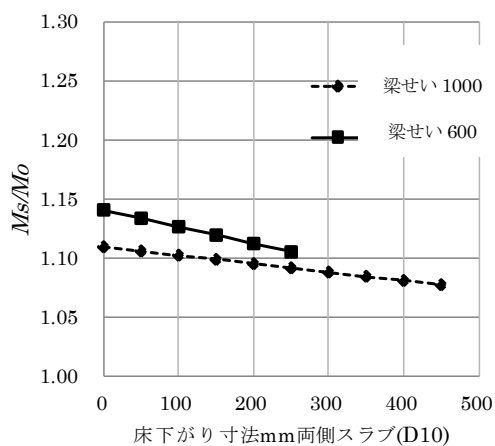


図-2 スラブ下端筋の定着



M_s : スラブ付き梁の曲げ強度 M_o : 梁のみの曲げ強度

図-3 片側スラブ付き梁の曲げ強度増加率と床下がりの関係



M_s : スラブ付き梁の曲げ強度 M_o : 梁のみの曲げ強度

図-4 両側スラブ付き梁の曲げ強度増加率と床下がりの影響

3. スラブ下がりの影響

図-3, 4 からわかるように梁の曲げ強度に与える影響は床下がりによって影響を受ける。図-5, 6 ではスラブ下がりがない場合の曲げ強度 M_{so} に対するスラブ下がりがある場合の曲げ強度 M_{ss} の比（曲げ強度低下率）と床下がり寸法との関係を示す。スラブ下がりの影響はいずれの場合も 5% 程度未満であり、大きな値ではない。また梁の曲げ強度は端部の曲げヒンジ領域の配筋で決まるため、スラブ下がりの梁スパン方向での範囲は端部から $1.5 \times$ 梁せい程度の長さまでが影響範囲であり、それを超えた範囲では影響はない。

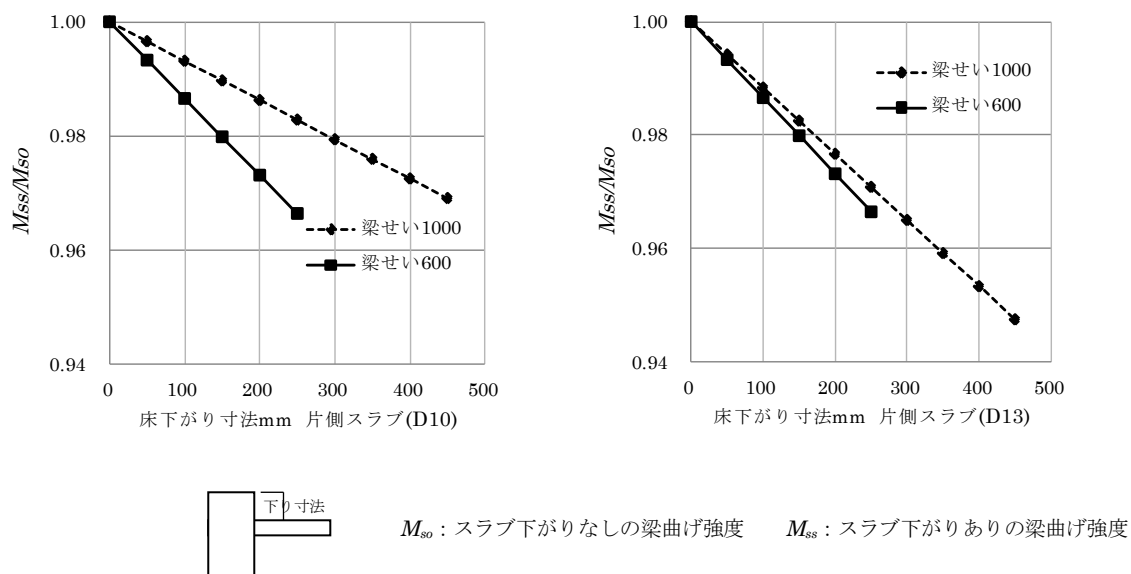


図-5 片側スラブ付き梁の曲げ強度低下率と床下がりの影響

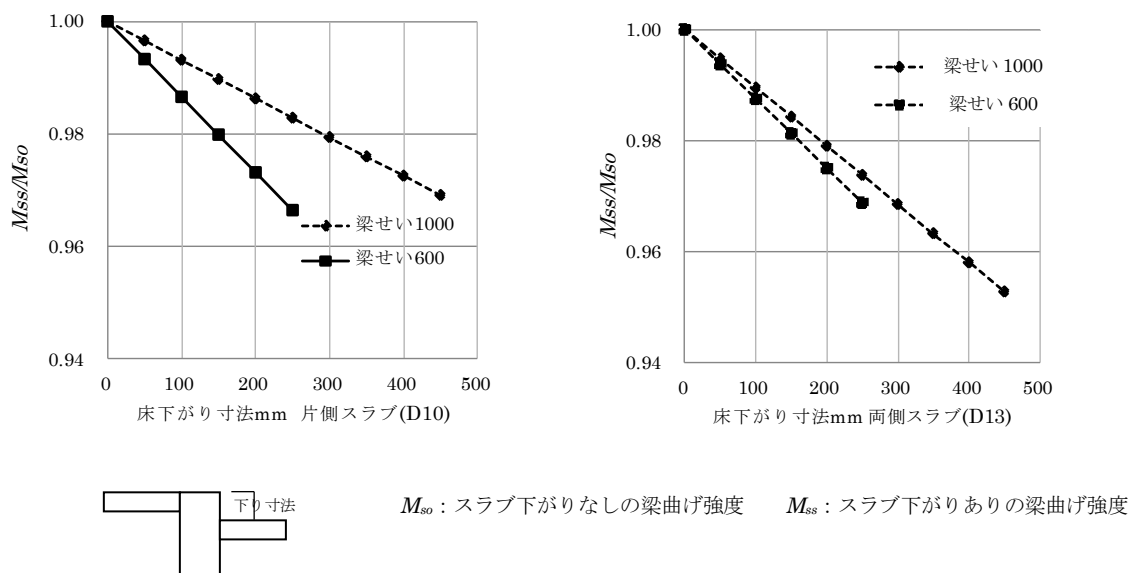


図-6 両側スラブ付き梁の曲げ強度低下率に対する床下がりの影響

4. まとめ

スラブが取り付くことで梁の曲げ強度は 5～25%増加する。梁せいの違いで 5%程度、スラブ鉄筋量の違いで 10%程度の影響を受ける。実際の建物では配筋量も梁断面も様々であり、この検討で確定的な判断はできないが、特殊な場合を除けばこの程度の影響であることを理解しておけばよく、不必要に複雑な扱いをする必要はない。

スラブ下がりの曲げ強度に与える影響は 5%程度であり、影響がある範囲も限定されることを考えれば、保有水平耐力の余裕度によっては部分的なスラブ下がりの影響は無視できると言える。

一方で、長大スパンスラブのボイドスラブや合成スラブ等の特殊なスラブは、設計者が実況に即してその効果を考える必要がある。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，付録 1－3.1 鉄筋コンクリート造部材の力学モデルに関する技術資料
- 2) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事，p.341，2018

4.2.6 長期荷重に対する RC 造梁貫通孔補強の検討

【よくある指摘事例】

固定荷重や積載荷重の大きい梁において、長期荷重に対する貫通孔の安全性が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

RC 造梁貫通孔補強設計は一般には貫通孔位置でのせん断終局強度が梁の地震時終局状態のせん断力を上回るように設計している。地震力が支配的な場合は大地震時を想定した，このような検討方法で問題ない。しかし地震力を受けない小梁や長期荷重が卓越する倉庫や工場など重量物がかかる梁で，貫通孔位置の設計が不適切であれば，ひび割れの発生により耐久性や使用性が損なわれるおそれがある。長期荷重に対する RC 造梁の貫通孔補強設計法について以下に解説する。

【解説】

1. 長期の RC 造梁貫通孔補強設計について

RC 規準 2018¹⁾ によれば貫通孔部分の長期許容せん断力は (1) 式となる。

$$Q_{AO} = bj \left\{ \alpha f_s \left(1 - \frac{H}{D} \right) + 0.5_w f_t (p_s - 0.002) \right\} \quad (1)$$

b : 梁幅 j : 応力中心間距離 α : せん断スパン比による割増係数

f_s : コンクリートの長期許容せん断応力度 H : 孔の直径 D : 梁せい

$_w f_t$: 孔周囲の補強筋長期許容応力度 p_s : 孔周囲補強筋比 $p_s = \Sigma \{ a_s (\sin \theta + \cos \theta) \} / (bc)$

a_s : 孔の片側 c の範囲内にある 1 組の補強筋断面積 θ : 補強筋の梁材軸となす角度

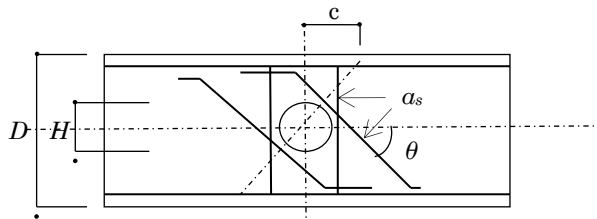


図-1 孔周囲補強図

斜め筋 $a_{s1} (\sin 45^\circ + \cos 45^\circ) = \sqrt{2} a_{s1}$

あばら筋 $a_{s2} (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ) = a_{s2}$

$$p_s = \left(\sqrt{2} a_{s1} + a_{s2} \right) / (bc)$$

c : 孔周囲補強筋の有効範囲。孔中心から 45° の直線が主筋重心位置と交わる範囲

(1) 式を開孔のない一般梁の長期設計式と比較すると，第 1 項のコンクリート負担部分が孔断面積を除いた値となり，第 2 項の鉄筋寄与分は p_w が p_s に代わっている。したがって，長期設計されている一般部の梁の場合には孔部分の追加補強筋は (2) 式で求めることができる。

開孔部許容せん断力

一般部許容せん断力

$$bj \left\{ \alpha f_s \left(1 - \frac{H}{D} \right) + 0.5_w f_t (p_s - 0.002) \right\} \geq bj \left\{ \alpha f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002) \right\}$$

$$p_s \geq \frac{\alpha f_s}{0.5_w f_t} \left(\frac{H}{D} \right) + p_w \quad (2)$$

(2) 式より，孔部分の長期許容耐力は，一般部で必要な p_w のあばら筋量が C 範囲に入っていれば，斜め筋で (2) 式の第 1 項の補強を確認すればよい。簡便には以下のように推定できる。

①一般部で長期せん断力に対して鉄筋による補強が必要ない場合は，開孔により許容耐力が H/D だ

け低下する。したがって梁の一般部の長期せん断力検定比が $(1-H/D)$ よりも小さければ、開孔があっても許容応力度の範囲内であり問題はない。ただし、Cの範囲に0.2%のあばら筋は必要である。

上記が成立しない場合は以下となる。

②孔径があばら筋ピッチよりも小さい場合、あばら筋は孔により切れていないから(2)式第1項の H/D だけ耐力が低下している分を斜め補強筋 p_s で補えばよい。

③孔径があばら筋ピッチよりも大きい場合は(3)式で補強範囲に入れるあばら筋の組数 n を計算して(p_w 相当分)補強し、かつ(2)式第1項の H/D だけ耐力が低下している分を斜め補強筋 p_s で補えばよい。

$$\frac{p_w bc}{a_s} \leq n \quad (3)$$

2. 算定例

梁断面は $b \times D = 400 \times 600 \text{ mm}$ $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $\alpha = 1.0$ $f_t = 195 \text{ N/mm}^2$ で以下のケースを検討する。

①あばら筋がD10-@175 ($p_w = 0.002$) でコンクリート負担分のみで長期設計が可能で、せん断余裕が大きい梁に150φの孔があく場合

$1-H/D = 0.75$ となる。一般部のせん断検定比が0.75より小さい場合は、せん断設計に問題はない。念のために最小の斜め補強筋程度を補強する。

②あばら筋がD13@200 ($p_w = 0.003$) の場合で150φの孔があく場合

孔径があばら筋ピッチより小さいため、あばら筋は一般部同様にC部でも p_w で配筋できる。したがってコンクリート低減分のみについて斜め筋補強($\theta = 45^\circ$)を行う。(2)式の第1項より、

$$p_s = \frac{1.0 \times 0.73}{0.5 \times 195} \times 0.25 = 0.00187 \quad a_s = 400 \times 300 \times 0.00187 / \sqrt{2} = 158.6 \text{ mm}^2$$

したがって、斜め補強筋2-D13 $a_s = 254 \text{ mm}^2$ とする。

③あばら筋がD10-@175 ($p_w = 0.002$) で、200φの孔があく場合

(3)式より、あばら筋組数 $n = 0.002 \times 400 \times 300 / 142 = 1.69$

2組のあばら筋をCの範囲に入れる。(2)式第1項より斜め筋は

$$p_s = \frac{1.0 \times 0.73}{0.5 \times 195} \times 0.33 = 0.00247 \quad a_s = 400 \times 300 \times 0.00247 / \sqrt{2} = 209.6 \text{ mm}^2$$

したがって、斜め筋2-D13 $a_s = 254 \text{ mm}^2$ とする。

3. まとめ

長期荷重に対するRC造梁の開孔補強について検討事例を示した。地震時で配筋が決まる梁については、ほとんどが終局時のせん断力に対して終局強度で開孔補強すれば安全と考えられるが、倉庫や工場のように長期の固定荷重や積載荷重が卓越する場合で、大きな開孔がある梁では長期荷重に注意する必要がある。

コンクリート負担分を超えるせん断力を受ける場合はせん断ひび割れの発生を前提としている。したがって可能ならばコンクリートの長期許容せん断耐力の範囲内で設計することが望まれる。

技術証明を受けた既成の開孔補強筋では、地震時の終局せん断状態で検定しているのがほとんどである。これらについて長期設計が必要な場合は本文と同様に、相当する p_s を設定して適切に検討することが望まれる。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 「22 条」解説の 1. (3) 梁の貫通孔周囲の補強, 2018

4.2.7 長大スパンスラブ（ボイドスラブ等）が取り付く大梁のねじり検討

【よくある指摘事例】

長大スパンスラブに取り付く大梁の捩れに対する安全性が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

RC 造の建物において，小梁を設けず長大スパンのボイドスラブなどの床形式をもつ構造が多くなっている．このような構造においては，一般的なねじりを受ける大梁（例えば外周梁）と比べて，床スラブを支持する大梁に比較的大きなねじり応力が生じる場合がある．断面算定上その影響を無視できない場合には，ねじり応力に起因する斜めひび割れの発生を防止する等，ねじり応力を適切に考慮した設計を行う必要がある．

一方，ボイドスラブの設計においては，端部の境界条件（固定～ピン）の違いにより応力やたわみの変動が大きいため，実状に応じた適切なモデル化の必要がある．

以下に，上記応力（特にねじり）に関する設計の考え方を解説する．

【設計例】

1. 長大スパンスラブと大梁の境界条件との整合性

1.1 ねじりを受ける部材の設計の原則

RC 規準 2018¹⁾において，大梁のねじりは図-1 のように，変形適合ねじりとして作用するように計画することを原則としている．控えスラブのない跳ね出しスラブのような場合を除いて，両端が支持されているスラブの場合，変形適合ねじりとして計画されることが多い．

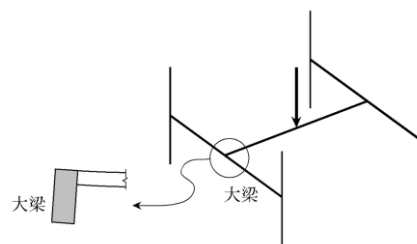


図-1 変形適合ねじり

スラブの応力やたわみを算定する際の設計手法として，スラブ両端の大梁のねじり剛性を考慮する場合としない場

合が考えられるが，特に，長大スパンスラブでは両者に大きな差が生じることになる．大梁のねじり剛性を考慮する場合は，弾性剛性を用いたモデル化が一般的であるが，大梁に生じるねじり応力が大きい場合には，ねじり剛性低下を考慮することや，大梁に発生するねじり応力に対する検討を行うなどして，設計で仮定した境界条件との整合性を確認することが必要である．

1.2 ボイドスラブと大梁の境界条件

ねじり応力に基づく斜張力によって大梁には斜めひび割れが生じる可能性があり，斜めひび割れの発生後は，斜張力を負担するねじり補強筋が必要となる．また大梁のねじり剛性が大幅に低下するため，解析モデルの境界条件によっては応力やたわみが解析結果と実情とで大きく変動することが考えられる．

解析モデルの作成にあたっては，大梁のねじり応力による影響を適切に評価し，解析条件と結果に連続性が保たれていることを確認する必要がある．斜めひび割れ発生後の剛性は，斜めひび割れに交差する鉄筋であるあばら筋や軸方向筋の量に依存するが，既往の資料²⁾によるとねじりとせん断を受ける場合，ねじり剛性は最大耐力の 60%程度で弾性時の 30%～20%程度に低下し，最大耐力時には弾

性時の 20%～5%程度に低下する。大梁のねじり剛性の低下により応力の再配分が行われ、ボイドスラブ中央の応力やたわみが増大することが考えられる。

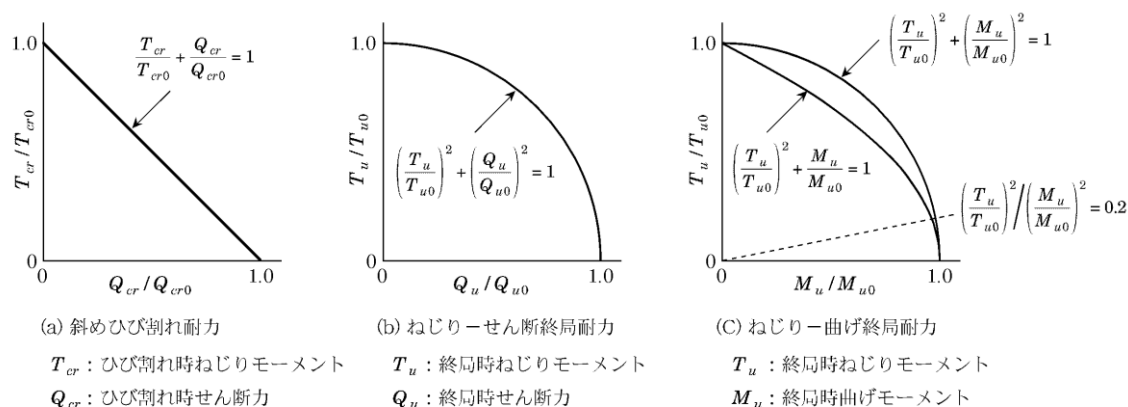
設計用応力が斜めひび割れ耐力を超えないようにすることが望ましいが、斜めひび割れが生じるおそれのある場合は、例えば、ねじり剛性が大幅に低下することを考慮しても、ボイドスラブには耐力上、変形上支障のないことを確認する必要がある。具体的には長大スパンスラブ端部の境界条件をピン支持と仮定し、耐力に問題がなくたわみ障害が生じないことを確認することなどが挙げられる。なお、長期荷重で斜めひび割れの発生しない大梁であっても、地震時に付加せん断力が加わることで斜めひび割れが生じることも考えられるため注意が必要である。

2. ねじりモーメントを受ける大梁の断面算定

2.1 曲げとせん断と同時にねじりを受ける部材の耐力

ねじりを受ける鉄筋コンクリート梁の挙動については、文献 2) に詳しく記載されている。曲げとねじりの組合せ応力を受ける場合、曲げせん断によるせん断応力とねじりによるせん断応力が同じ向きになる面で斜めひび割れが進展する。斜めひび割れが生じたあと、さらに大きな応力を伝えるためには、ひび割れに交差する補強筋が必要となり、あばら筋と軸方向筋を組み合わせる必要がある。

また、ねじりモーメントとせん断力および曲げモーメントの間には図-2 に示すように相関関係があり、斜めひび割れ強度および終局強度をともに低下させることになり、ねじりを含む組合せ応力に対して補強をする場合は、これらの相関関係を適切に考慮する必要がある。



(注) $T_{cr0}, Q_{cr0}, T_{u0}, Q_{u0}, M_{u0}$: 相互作用がない場合の各耐力

図-2 長方形断面梁における相関曲線

ねじりモーメントが小さく $(T_u/T_{u0}) / (M_u/M_{u0})$ の値が 0.2 以下となる場合は、(c) 図のねじり-曲げ終局耐力の相関図に示すように、ねじりモーメントによる曲げ耐力の低下を無視することができる。ねじりモーメントの影響を無視できない場合に、ねじり材に曲げ・せん断に対する十分な靱性を期待する場合の簡便的な方法として、RC 規準 2018¹⁾ では、短期設計用せん断力の数値をねじりが作用しない場合より 10～20%程度割り増しておく方法が推奨されている。なお、せん断補強筋がなくコンクリートのみで抵抗する場合の方法としては Hsu の式が提案されている³⁾。ここでは一般の梁を対象としているため、せん断補強筋が無い場合の解説は省略する。詳しくは本解説第 2 部「5.12 杭頭曲げによるフーチングのねじり」を参照されたい。

2.2 最小補強筋を配置した梁で許容し得る応力の組合せ¹⁾

最小あばら筋比 (0.2%) を有する大梁がねじりとせん断を同時に受けるときに、(1) 式を満足する必要がある。なお、(2) 式を満足できない場合は、(3) 式で算出する断面積 a_s を軸方向筋の断面積に付加して配置するものとする。

$$(T/T_0)^2 + (Q/Q_0)^2 \leq 1 \quad (1)$$

ここに、 $T_0 = b_T^2 \cdot D_T \cdot 1.15 \cdot f_s / 3$

$$Q_0 = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$$

$$T/M \leq 0.4/(1 + \omega) \quad (2)$$

$$a_s = 0.0016 \cdot b \cdot D(1 + 1/\omega)(w_{ft}/s_{ft}) \quad (3)$$

記号 (図-3 参照)

b_T : 梁と幅とせいのうち、小さい方の長さ

D_T : 梁と幅とせいのうち、大きい方の長さ

b : 梁の幅

j : 応力中心距離で、 $(7/8)d$ としてよい。

d : 梁の有効せい

α : $\alpha = 4/(M/Qd + 1)$ かつ $1 \leq \alpha \leq 2$

ω : あばら筋の中心線で囲まれたコンクリートの長辺長さ d_0 のあばら筋の中心線で囲まれたコンクリートの短辺長さ b_0 に対する比 ($=d_0/b_0$)

D : 梁せい

f_s : コンクリートの許容せん断応力度

w_{ft} : あばら筋のせん断補強用許容応力度

s_{ft} : 軸方向筋の許容応力度

T : 設計用ねじりモーメント

M : 設計用曲げモーメント

Q : 設計用せん断力

T_0 : 許容ねじりモーメント

Q_0 : 許容せん断力

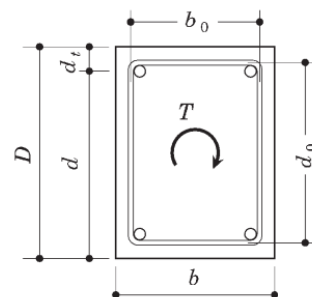


図-3 長方形梁の記号

(1) 式によって得られる長期許容耐力の上限値は、斜めひび割れ発生耐力を安全側に表現している。¹⁾ 地震時の付加せん断力を考慮したときに、 T_0 , Q_0 を長期許容ねじりモーメント、長期許容せん断力とした (1) 式を満たさない大梁は、地震時の斜めひび割れ発生によりねじり剛性が低下し、ボイドスラブ中央の応力やたわみが増大することが考えられる。

2.3 ねじり補強筋の算定¹⁾

上記 (1) 式を満足できない場合は、Rausch の簡易公式より補強筋を算定し、曲げモーメント、せん断力に対してそれぞれ算定される補強筋に加算して配筋する。なお、設計用ねじりモーメントが (4) 式を満たさない場合は断面の変更が必要となる。

$$T \leq b_T^2 \cdot D_T \cdot f_s \cdot (4/3) \quad (4)$$

記号 T , b_T , D_T , f_s : 2.2 項の説明を参照

・必要な閉鎖形あばら筋 1 本の断面積

$$a_1 = T \cdot x / (2 \cdot w_{ft} \cdot A_0) \quad (5)$$

記号 a_1 : ねじりモーメントに対して必要な閉鎖形あばら筋 1 本の断面積

x : 閉鎖形あばら筋の間隔

A_0 : 閉鎖形あばら筋の中心で囲まれているコンクリート核の断面積 ($=b_0 \times d_0$)

T, w_{ft} : 2.2 項の説明を参照

ここで、せん断に対して必要なあばら筋比の値 p_{ws} は 0.1% 以上とし、必要なあばら筋の総量は 1.2% を超えてはならない。

・必要な軸方向筋断面積

断面の外周に沿って 300mm 以下の間隔で均等に配筋する必要があるため、腹筋の間隔に注意を要する。

$$a_s = T \cdot \phi_0 / (2 \cdot s_{ft} \cdot A_0) \quad (6)$$

記号

a_s : ねじりモーメントに対して必要な軸方向筋全断面積

ϕ_0 : 閉鎖形あばら筋の中心で囲まれるコンクリート核の周長
 $= 2 \times (b_0 + d_0)$

T, s_{ft}, A_0 : 上記の説明を参照

2.4 計算例

本計算例は図-4 に示す共同住宅の妻面の梁で、詳細は下記による。

ボイドスラブ厚 250mm

梁スパン $L = 7500$ mm

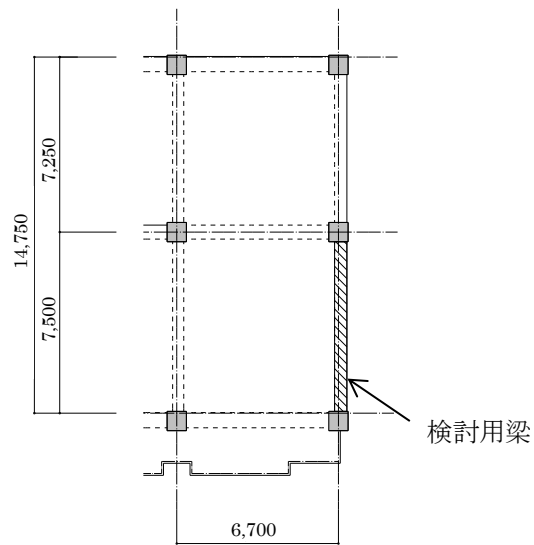
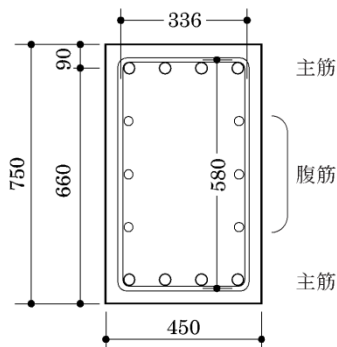


図-4 検討用伏図

ねじりを考慮しない断面に対して、ねじりモーメントによるせん断応力度と軸方向応力度の増加を計算し、補強を行うものとする。せん断応力度はあばら筋によって、軸方向応力度は腹筋によって補強する。

・設計仮定 (図-5)



$$F_c = 30 : f_s = 0.49 + 30/100 = 0.79 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{あばら筋 } 2-D13@200 \quad (p_{ws} = 0.282\%)$$

$$SD295 : w_{ft} = 195 \text{ N/mm}^2, s_{ft} = 195 \text{ N/mm}^2$$

長期設計用曲げモーメント M およびせん断力 Q

$$M = 226 \text{ kN}\cdot\text{m}, Q = 130 \text{ kN}$$

短期設計用せん断力 Q_s

$$Q_s = 260 \text{ kN}$$

図-5 計算例の長方形梁断面

スラブから受けるねじりモーメントはボイドスラブの FEM 解析結果より求める。

FEM 解析結果のスラブ端部曲げモーメントは梁中央で最大となり、最大曲げモーメント $M_{tmax} = 15.3 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ 。大梁のねじりモーメントは梁中央から端部までのスラブ端部曲げモーメントを合計して $\Sigma M_t = 33.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ となる。

・断面算定

スラブ端部曲げモーメント $M_{max}=15.3\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

$$T=33.6\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$b=b_T=450\text{mm}, D=D_T=750\text{mm}$$

$$d=660\text{mm}, j=660\times 7/8=577\text{mm}$$

$$b_0=450-(57+57)=336\text{mm}$$

$$d_0=750-(65+105)=580\text{mm}$$

$$T_0=450^2\times 750\times (1.15)\times 0.79/3\times 10^{-6}=46.0\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_0=450\times 577\times 1.0\times 0.79\times 10^{-3}=205.1\text{kN} \quad (\alpha=1.0 \text{ と仮定する.})$$

$$(1) \text{ 式より } (T/T_0)^2+(Q/Q_0)^2=(33.6/46.0)^2+(130/205.1)^2=0.94<1 \quad (7)$$

$$(2) \text{ 式より } T/M=33.6/226=0.149$$

$$\omega=d_0/b_0=580/336=1.73$$

$$0.4/(1+\omega)=0.4/(1+1.73)=0.147<T/M=0.149$$

ゆえに、ねじりに対して下式によって補強する必要がある。

・軸方向筋断面積（腹筋 6-D16）

$$\begin{aligned} (3) \text{ 式より } \alpha_s &= 0.0016 \cdot b \cdot D \cdot (1+1/\omega) \cdot (w_{ft}/s_{ft}) \\ &= 0.0016 \times 450 \times 750 \times (1+1/1.73) \times (195/195) \\ &= 852\text{mm}^2 < 6\text{-D16} = 6 \times 199 = 1194\text{mm}^2 \end{aligned}$$

よって、腹筋 6-D16 は、柱へ定着させるものとする。

本計算例では 2.2 に従って検討した結果、あばら筋までの補強は不要であったが、必要となる場合でも、あらかじめ短期設計用せん断力を 10～20%程度割増しておけば配筋の変更が不要になる可能性が高い。

上記(7)式における $Q=130$ （長期）を $Q_s=260$ （短期）に置き換えると、以下のとおり左辺が 1 を超える。

$$(T/T_0)^2+(Q/Q_0)^2=(33.6/46.0)^2+(260/205.1)^2=2.14>1$$

このことは地震時せん断力が加わるとこの大梁には斜めひび割れ発生の可能性あることを示している。このような場合、ボイドスラブの設計においてはスラブ端部の境界条件をピン支持と仮定するなどして応力、たわみの検討を行えばよい。なお、短期の検討として、(7) 式において Q に 260 を、 T_0 、 Q_0 にそれぞれ短期許容耐力を代入すると、左辺=0.95<1 で (1) 式を満足している。

3. 設計上の留意点

(1) 長大スパンスラブと大梁の境界条件との整合性

長大スパンスラブによって大梁に生じるねじりは、基本的には「変形適合ねじり」として釣合条件を満足させることになるが、スラブの応力やたわみを算定する際の設計手法として、境界部分の大梁のねじり剛性を考慮する場合としない場合が考えられる。

(2) 長大スパンスラブの設計の留意点

特に、長大スパンスラブでは、解析モデルにおいて大梁のねじり剛性を考慮する場合としない場合で、結果に大きな差が生じる。長大スパンスラブを支持する大梁は、ねじり応力による斜めひび割れのためにねじり剛性が大幅に低下する可能性がある。また、ねじりモーメントとせん断力との間にある相関関係により、せん断力が地震時に増加することで大梁に斜めひび割れが発生する可能性もあるため、解析モデルにおける端部境界条件の設定には注意が必要である。

解析モデルの作成にあたっては、大梁のねじり剛性による影響を適切に評価し、解析条件と結果に連続性が保たれていることを確認することが望ましいが、大梁のねじり剛性低下を評価し、解析モデルに反映することは実用的には難しい。大梁のねじり剛性の低下がないとし長大スパンスラブの応力計算において、大梁のねじりモーメントとせん断力による設計用応力が斜めひび割れ耐力を超える場合には、斜めひび割れによりねじり剛性が大幅に低下したとしても長大スパンスラブには変形上、耐力上支障のないことを確認するなどの設計上の配慮が必要であろう。

(3) ねじり応力を受ける大梁の設計の留意点

大梁が曲げとねじりの組合せ応力を受ける場合、ねじりモーメントとせん断力および曲げモーメントの間には相互作用があるため、斜めひび割れ強度および終局強度がともに低下する場合がある。斜めひび割れが生じたあと、更に大きな応力を伝えるためには、ひび割れに交差する補強筋が必要となる。この場合、コンクリート断面を大きくするか、あばら筋と軸方向筋を組み合わせることで補強することが有効である。具体的な断面算定の方法としては、RC 規準 2018¹⁾等を参考にすればよい。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、「22 条」解説の 1. (4) ねじり応力について，2018
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，35 鉄筋コンクリートばりの捩り耐力 (1)，1987
- 3) 日本建築学会ホームページ：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 Q&ANo.53 回答，2011.6.29 掲載

【よくある指摘事例】

耐力壁の枠梁（梁または梁型拘束域）についての説明・検討が不十分な事例がある。

【関係法令等】

2020 年技術基準 p.677

【指摘の趣旨】

耐力壁付大梁の主筋の必要断面積については、法的に明確に規定されていない。また耐力壁付大梁に発生する応力を把握することは難しく、断面算定の対象になっていない。一方、RC 規準 2018¹⁾ の 19 条の構造規定において、梁型拘束域の主筋は、13 条 5 項 (2) ～ (5)、14 条 4 項 (2) ～ (4) の構造規定に従うこととある。適合性判定では、梁型拘束域の主筋断面積に対する検討が不十分な事例が見受けられるため、当該梁主筋の計算方法について解説する。また、連層耐力壁の中間階の梁主筋についても解説する。

【解説】

1. 耐力壁の付帯ラーメン

耐力壁に取り付く柱および大梁（以下、付帯ラーメン）は、壁板を拘束する役割を果たす。一般に連層耐力壁を除き、耐力壁は大地震時にせん断破壊することが多い。耐力壁のせん断破壊形式としては、急激な耐力低下を伴う「壁板のスリップ破壊することなく、付帯ラーメンがせん断破壊する場合」、あるいは比較的靱性能が期待できる「壁板のスリップ破壊が先行する場合」に大別される。

耐力壁のせん断破壊を許容する設計においても、ある程度の靱性能を期待しているので、一般的に急激な耐力低下となる破壊形式を避けることが望ましい。急激な耐力低下を抑制するには、付帯ラーメンのせん断破壊を抑制し、壁板のスリップ破壊を先行させ壁板の広がり付帯ラーメンで拘束することが必要である^{2) 3)}。

RC 規準では断面と配筋の検討が必要になる枠柱および枠梁を図-1 のように定義した上で、付帯ラーメンの断面形状、主筋比、せん断補強筋比を規定している。

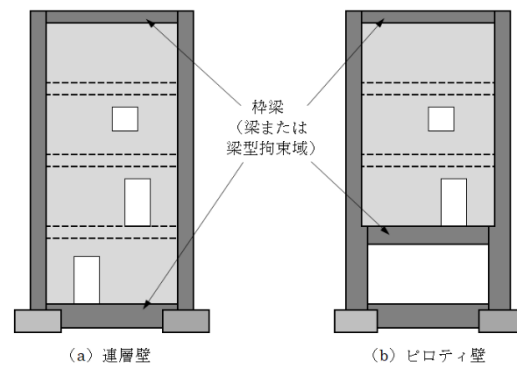


図-1 断面と配筋の検討が必要になる
枠柱および枠梁

2. 梁型拘束域

RC 規準では、枠柱および枠梁の主筋は壁板のせん断ひび割れ後の広がりを抑制する補強筋としての役割があるとし、梁型拘束域の主筋の必要量に関して特に検討しない場合、梁型拘束域の必要断面積の 0.008 倍以上と規定している。ただし、詳細な検討を行った場合はその限りではなく、詳細検討には RC 規準 1999「付 11. 壁板周辺の柱および梁のせん断破壊を防止または抑制した耐震壁の構造計算法」⁴⁾ 等の適用が考えられる。RC 規準 1999⁴⁾ は付帯ラーメンのせん断破壊防止、抑制により耐力壁の水平せん断耐力を確保しようとするものであり、せん断破壊型の耐力壁の設計に適している。

壁の梁型拘束域（壁直下の基礎梁を含む）で梁せいが大きい場合に、「主筋の配置は、特別の場合を

除き，2 段以下とする」との RC 規準の規定を適用すると，壁板の横筋と梁型拘束域の軸方向鉄筋の配筋量が局所的に不均一になる恐れがあることに対し，RC 規準では，必要に応じて壁筋量と同等以上（壁横筋の断面積，強度および間隔を含む）の軸方向鉄筋を配筋するなどの配慮が望ましいとしている。

2.1 下階が柱となる耐力壁の下枠梁

下階が柱のみとなる耐力壁の下枠梁について，終局強度による検討を行わない場合の主筋量算定の目安として，RC 規準には，下枠梁には上部耐力壁のせん断力の一定割合（例えば 1/2 程度）の引張軸力が生じ，下枠梁の端部曲げモーメントは下階引張側柱の柱頭曲げモーメントと等しいと考えるとの記述がある。これは，例えば図

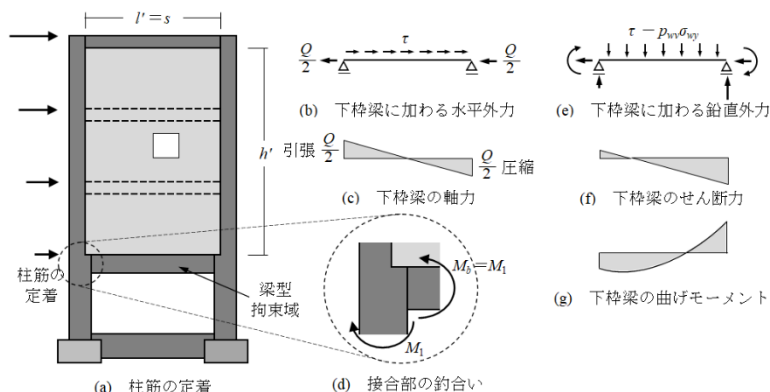


図-2 下階が柱となる耐力壁の下枠梁の応力伝達機構

を拘束する梁には，圧縮側および引張側に 1/2 程度の軸力が生じ，引張側の柱主筋と耐力壁の壁筋は，引張力を負担する必要があるため，耐力壁下部の梁が，下階柱頭に生じる曲げモーメントに抵抗する必要があるためと考えられる。また，下枠梁直上の壁では横筋比と縦筋比を同量とすることが望ましいとの記述がある。これは横筋より縦筋（ p_{wy} ：壁縦筋比）を減らすと図-2（e）における下枠梁に加わる鉛直外力が大きくなり，梁のせん断力や曲げモーメントが増大する危険があるためである。

RC 規準では，耐力壁下の基礎梁は枠梁として設計する必要がある，上記と同様に梁主筋が耐力壁のせん断力の 1/2 程度を負担し得ることを確認することが望ましいとされている。

3. 連層耐力壁の中間階の梁

RC 規準 2018 においては，「連層耐震壁の中間階の梁：上下階の耐震壁により拘束効果が期待できるので，上階のせん断力の下階への伝達，境界梁主筋，小梁主筋やスラブ筋の定着などに問題がなければ，各層ごとの枠の効果は上下に連続する壁板によって十分期待できる。したがって，連層耐震壁の中間層では，一般に単独の壁板の周辺部材として拘束効果を期待するような梁は必要ない。」との記述がある。また一方で，「上下階に耐震壁が連続する連層耐震壁の中間階では必ずしも梁は設けなくてもよい。あるいは，梁を設ける場合でも必ずしも枠梁として必要な断面寸法（断面幅および断面せい）を満足しなくてもよい」と，記述されている。ただし，壁に開口がある場合の中間階の梁については梁型を省略できることが実験により確かめられていないため，梁型を省略してはならない⁵⁾。

この梁型に関しては，梁に含まれる軸方向筋量の総和 Σa は，壁横筋量 $p_{sh} \cdot t \cdot D$ 以上とし，上下の壁の連続性を確保する必要がある^{6) 7)}。

また，連層耐力壁においては，層間のせん断力の伝達の検討において連層アーチ機構によるせん断耐力と連層トラス機構によるせん断耐力の和が，地震時に発生するせん断力を上回る必要がある。トラス機構によるせん断耐力 V_t は，壁筋と梁主筋およびスラブ筋による引張力の和として，下記の（2）式で求められる。すなわち，梁の主筋は連層耐力壁のせん断力を負担するため，その寄与に必要な主筋

量を確保する必要がある。

図-3 に連層耐力壁における連層トラス機構を、図-4 に壁の横筋と共に、トラス機構に考慮できる梁主筋およびスラブ筋を示す。

$$V_t = L_{wb} / h_w \cdot \Sigma A_t \cdot \sigma_y \quad (2)$$

L_{wb} : トラス機構に有効な壁長さ

h_w : 階高

A_t : 1 層分壁横筋・梁筋・スラブ筋断面積

σ_y : 壁横筋・梁筋・スラブ筋材料強度

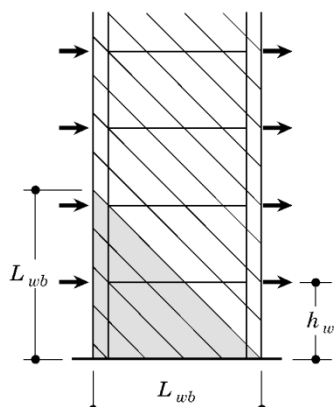


図-3 連層トラス機構

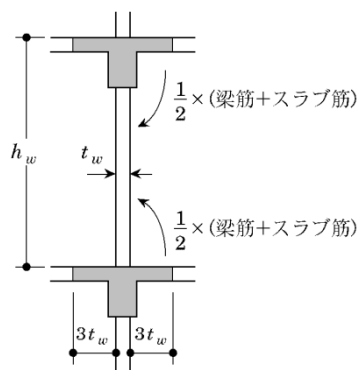


図-4 連層トラス機構に考慮できる鉄筋

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，p.293，2018
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，30 セン断破壊を起こす耐震壁の力学特性 (1)，1987
- 3) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，p.353，1990
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，付 11 壁板周辺の柱および梁のせん断破壊を防止または抑制した耐震壁の構造計算法，1999
- 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，p.677
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，p.322，2010
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018，Q&A No.38

4.2.9 偏心や梁段差のある柱梁接合部の検討

【よくある指摘事例】

偏心や梁段差が接合部耐力に及ぼす影響の検討が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号
昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 4 第一号，第二号
2020 年技術基準 pp.688～690

【指摘の趣旨】

架構の変形性能および梁の曲げ耐力を確保するため，原則として柱梁接合部は破壊させてはならない。したがって梁の靱性能力を期待する設計法では接合部の検討を行う必要がある。2020 年技術基準¹⁾には柱と梁が偏心して取り付く場合について，「はりが柱に極端に偏心して取り付くような偏心量の大きい柱はり接合部の場合は，ねじりモーメントがせん断強度に与える影響が大きく，（靱性指針）式による有効幅によるせん断強度は危険側の評価となるので，ねじりモーメントの影響を考慮した特別な検討が必要である。また，柱はり接合部に接続する左右のはりに極端な段差がある場合や，直交ばりが逆ばりの場合等，柱はり接合部が特殊な形状となる場合も，特別な検討が必要となる。」と注意喚起が示されている。

以下に，ケーススタディにより梁の偏心，梁の段差が接合部に及ぼす影響について解説する。

【解説】

1. 設計ルートによる接合部の検討

昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 4 第一号および第二号の表²⁾では，構造耐力上主要な部分である柱，梁もしくは壁，またはこれらの接合部について，せん断破壊等による急激な耐力低下が生ずるおそれのないことを確認する必要がある，と規定されている。

一次設計時の柱梁接合部の検討については，2020 年技術基準¹⁾に「終局強度の確認を行うことにより，許容応力度計算に替えることができる。」と記されており，ルート 3 において接合部の終局検討を行えば一次設計時の許容応力度検討は省略することができる。

2. 梁の偏心の影響

靱性指針による梁の柱に対する偏心の影響は，接合部の有効幅という形で考慮されているが，これは梁から離れた位置の柱断面の一部が接合部せん断強度に協力しないことを考慮したにすぎず，梁が柱に対して偏心して取り付くことにより生じるねじりモーメント（図－1 参照）の影響は考慮していない。

この影響については，文献 3）に「ねじりモーメントの作用による偏心接合部せん断耐力の耐力低下率」という形で次のように提案されている。

ねじりモーメントの作用による偏心接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{jt} は次式による。

$$\beta_{jt} = \left\{ 1 + \left(\frac{e \cdot V_{ju}}{T_{ju}} \right)^2 \right\}^{-0.5} \quad (1)$$

ここに，

T_{ju} : 接合部純ねじり耐力 $T_{jy} = (0.25\sqrt{\sigma_b} + 0.45p_j \cdot \sigma_{jy})B^2 \cdot D$

V_{ju} : 接合部せん断耐力 $V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j$

B, D : それぞれ柱幅とせいのうち、小径と大径

b_j, D_j : 柱梁接合部の有効幅と有効せい

F_c, F_j : コンクリートの設計基準強度と接合部の単位強度 ($F_j = 0.8 \cdot F_c^{0.7}$)

e : 偏心距離

p_j : 柱梁接合部の外周部のせん断補強筋の補強筋比

σ_{jy} : 柱梁接合部の外周部のせん断補強筋の降伏点強度

(上記の式は重量単位系の式を示している.)

κ : 柱梁接合部の形状による係数 (十字形 : 1.0, ト形 : 0.7, L形 : 0.4)

ϕ : 直交梁有無による補正係数 (両側直交梁付 : 1.0, 左記以外 : 0.85)

(1) 式は $e_1 = e/B$ とおけば下式となる.

$$\beta_{jt} = \left\{ 1 + \left(\frac{e_1 \cdot K_{ju}}{K_T} \right)^2 \right\}^{-0.5} \quad (2)$$

$K_{ju} : K_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j / B \cdot D_j / D$

$K_T : K_T = 0.25\sqrt{\sigma_b} + 0.45p_j \cdot \sigma_{jy}$

p : 梁幅/柱幅

注 : (1) 式, (2) 式の単位系は N, mm とする.

接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{jt} は e_1 ($=e/B$) の関数となり、偏心の比率を表す e_1 は柱幅と柱せいのうちの小さいほうの寸法 B により求まる。柱幅が柱せいより小さい場合は β_{jt} は p (梁幅/柱幅) の関数となるが、柱せいの方が柱幅よりも小さい場合は柱幅と柱せいの比によって値が異なるため、①柱幅が柱せいより小さい場合と②柱せいの方が柱幅よりも小さい場合でその比が (柱幅) : (柱せい) = 3 : 2 となる場合の接合部の耐力低下率について、パラメトリックスタディを行う。

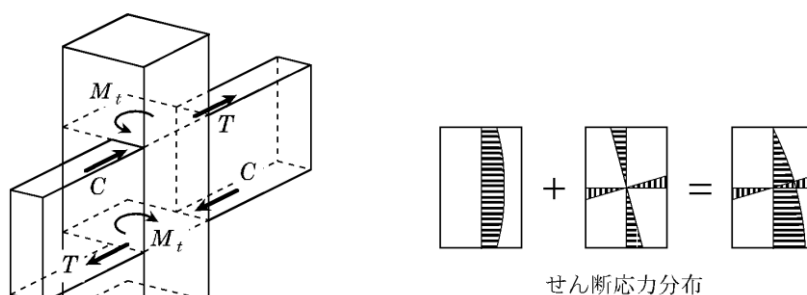


図-1 偏心をもつ接合部に働く各応力

2.1 柱幅が柱せいより小さい場合の接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{jt}

柱幅が柱せいより小さい場合の接合部形式がト形、十字形、L形となる場合について、それぞれ偏心の比率を表す e_1 とせん断耐力の耐力低下率 β_{jt} の関係を図-2～4 に示す。接合部形式、直交梁の有無、コンクリート強度および接合部せん断補強筋量を変数とし比較を行う。これらの検討のベースと

なる組合せは「直交梁あり，コンクリート強度 24 N/mm^2 ， $p_j \cdot \sigma_{jy} = 0.6 \text{ N/mm}^2$ （SD295A， $p_j = 0.2\%$ 等）」とする。

(1) 接合部形式：ト形の場合

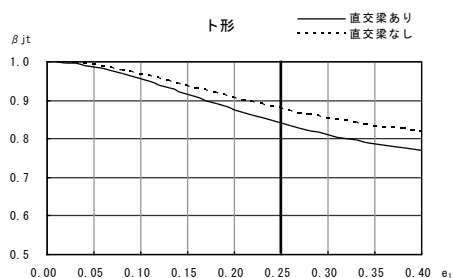


図-2 (a) ト形-パラメータ：直交

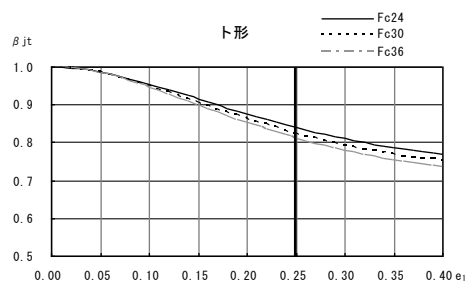


図-2 (b) ト形-パラメータ： F_c

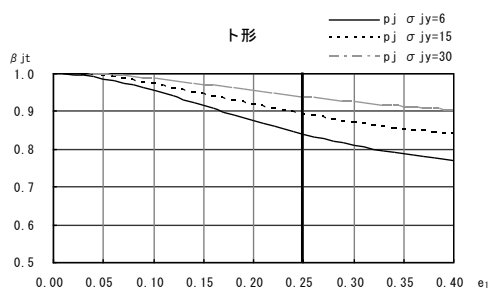


図-2 (c) ト形-パラメータ： $p_j \cdot \sigma_{jy}$

(2) 接合部形式：十字形の場合

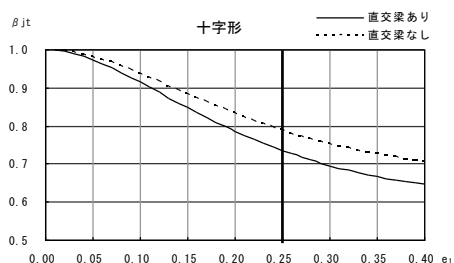


図-3 (a) 十字形-パラメータ：直交梁

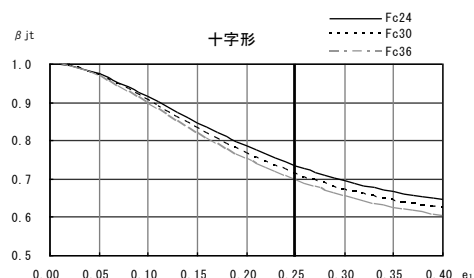


図-3 (b) 十字形-パラメータ： F_c

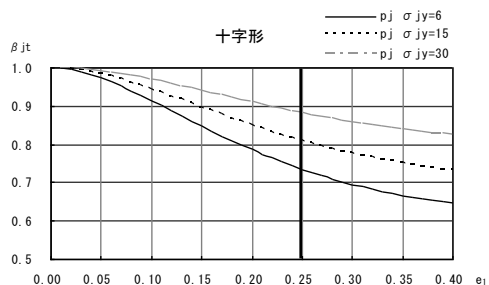


図-3 (c) 十字形-パラメータ： $p_j \cdot \sigma_{jy}$

(3) 接合部形式：L 形の場合

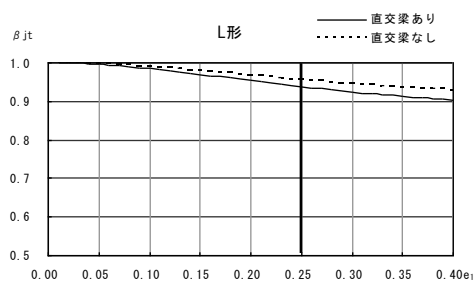


図-4 (a) L形-パラメータ：直交

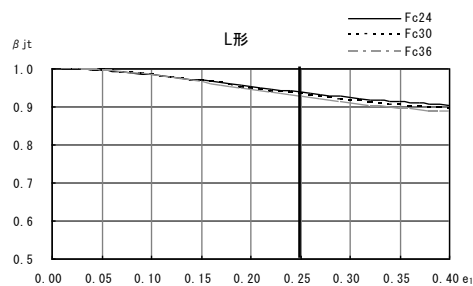


図-4 (b) L形-パラメータ： F_c

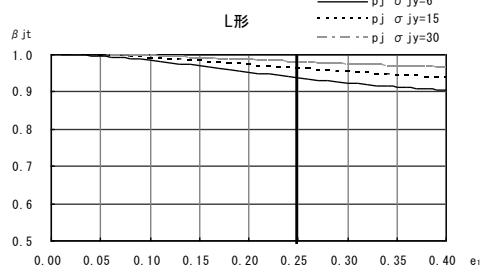


図-4 (c) L形-パラメータ： $p_j \cdot \sigma_{jy}$

2.2 柱せいが柱幅より小さい場合で（柱幅）：（柱せい）＝3：2となる場合の接合部せん断耐力の耐力低下率 β_R

柱せいが柱幅より小さい場合で（柱幅）：（柱せい）＝3：2となる場合の接合部形式がト形，十字形，L形となる場合について，それぞれ偏心の比率を表す e_1 とせん断耐力の耐力低下率 β_R の関係を図-5～7に示す．これらの検討のベースとなる組合せは「接合部形式：ト形，直交梁あり，コンクリート強度 24 N/mm²， $p_j \cdot \sigma_{jy} = 0.6$ N/mm²（SD295A， $p_j = 0.2\%$ 等）」とする．

(1) 接合部形式：ト形の場合

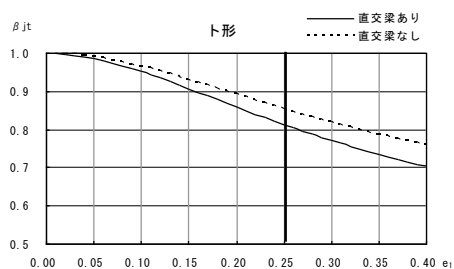


図-5 (a) ト形-パラメータ：直交梁

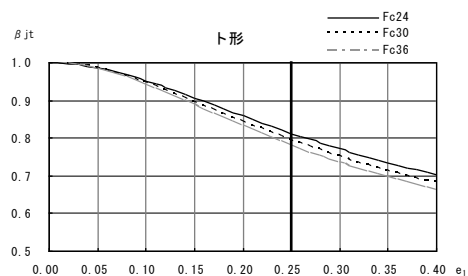


図-5 (b) ト形-パラメータ： F_c

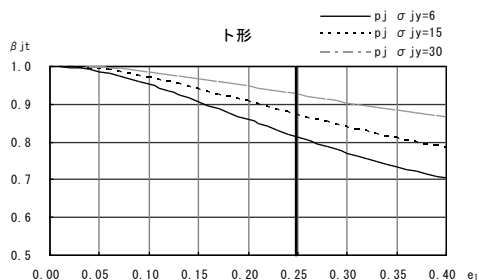


図-5 (c) ト形-パラメータ： $p_j \cdot \sigma_{jy}$

(2) 接合部形式：十字形の場合

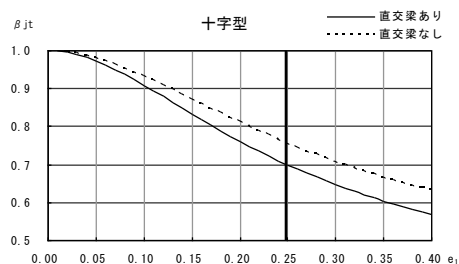


図-6 (a) 十字形-パラメータ：直交梁

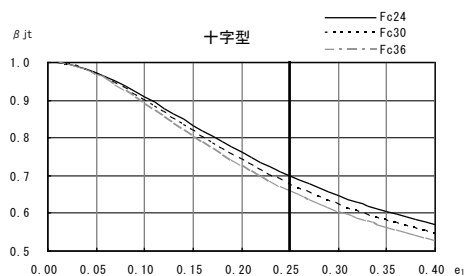


図-6 (b) 十字形-パラメータ： F_c

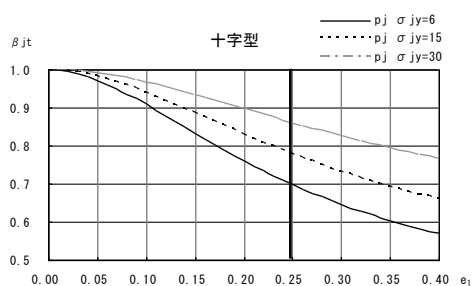


図-6 (c) 十字形-パラメータ： $p_j \cdot \sigma_{jy}$

(3) 接合部形式：L 形の場合

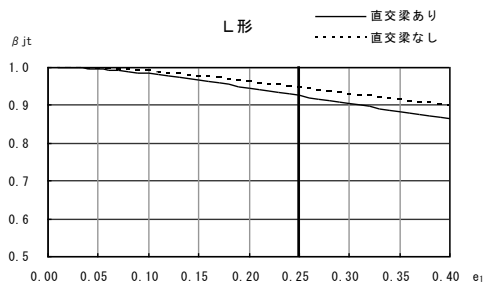


図-7 (a) L形-パラメータ：直交梁

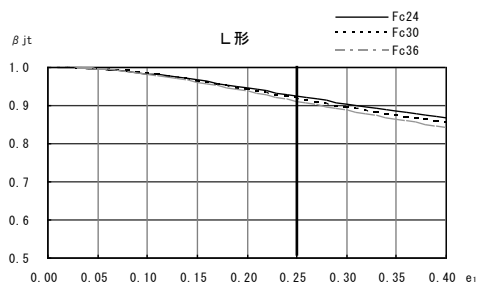


図-7 (b) L形-パラメータ： F_c

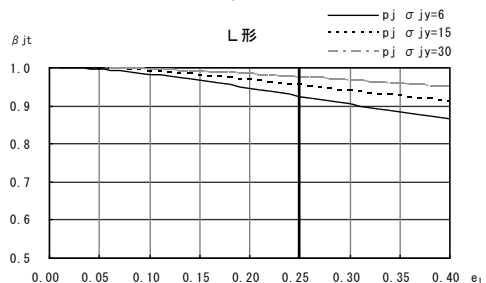


図-7 (c) L形-パラメータ： $p_j \cdot \sigma_{jy}$

パラメトリックスタディの結果，2.1と同様に以下のような傾向がある．

- ・ 接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{it} は直交梁がない方がある場合よりも大きな値となる．ただし，その値の比（直交梁がある場合／直交梁がない場合）は接合部せん断耐力の補正係数 ϕ の値（せん断耐力低減値）である 0.85 よりは大い．
- ・ コンクリート強度が大きい方が接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{it} は小さな値となる．
- ・ 接合部せん断補強筋量が多い方が接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{it} は大きな値となる．
- ・ 接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{it} は L 形よりも T 形，T 形よりも十字形の方が小さな値となる．

2.3 考察

検討方向の柱幅が柱せいより小さい場合および柱幅が柱せいより大きく，その比が 1.5 程度の場合では，偏心の比率を表す e_1 が 0.25 程度であれば，せん断耐力低下率は T 形接合部で約 0.8～0.9 程度，十字形接合部で約 0.7～0.9 程度となっている．したがって検定比が T 形接合部で約 0.8～0.9 程度以下，十字形接合部で約 0.7～0.9 程度以下となる接合部耐力の余裕がある場合， $e_1 (=e/B)$ の値が 0.25 以下であれば耐力上問題ないと考えられる．接合部の耐力余裕度にもよるが，偏心量の割合 e_1 が 0.25 を超えるような場合は，梁が柱に対して偏心して取り付くことにより生じるねじりモーメントの影響について検討が必要な場合がある．この場合，接合部の偏心の程度に応じて設計用せん断力を適宜割り増すなどして余裕のある設計を行うことが望ましい．

検討結果のうち，ベースとなる組合せの場合の接合部せん断耐力低下率から求まる望ましい接合部耐力の余裕度について参考値として表－1 に示す．

表－1 望ましい接合部耐力の余裕度（検定比）の目安

e_1	T 形	十字形	L 形
0.25	1.2 以上 (0.85 以下)	1.4 以上 (0.7 以下)	1.08 以上 (0.93 以下)
0.35	1.25 以上 (0.8 以下)	1.7 以上 (0.6 以下)	1.1 以上 (0.9 以下)

3. 接合部に取り付く梁のレベル差の影響

3.1 段違い梁

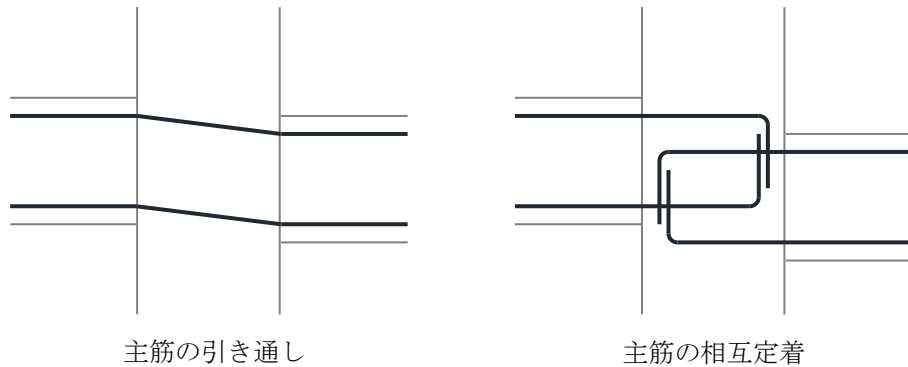
柱に取り付く左右の梁レベル差が接合部耐力に及ぼす影響について記された文献や実験結果は今のところ見当たらない．

方法としては

- ① 梁主筋が引き通せる程度のレベル差であれば無視する．
- ② 梁主筋が接合部内に相互定着される場合は十字形接合部であっても D_j に梁主筋の水平投影長さをを用いて接合部耐力を低減する．
- ③ 十字形接合部であっても T 形接合部であると見なし，接合部耐力を低減する．

等が考えられるが，どの程度のレベル差から接合部耐力の算定方法を T 形接合部として算定するかは設計者の判断に委ねられる．

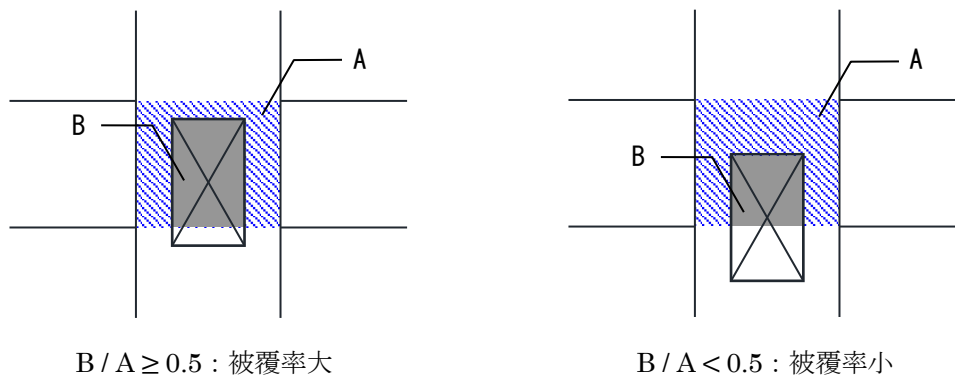
また，RC 規準 2018⁴⁾ には「接合部の左右の梁のせいが大きく異なる場合は，例えば十字形接合部と T 形接合部のいずれによってモデル化するかなどを含めた設計上の注意が必要である．」と記載されている．



図－8 段違い梁

3.2 逆梁（直交する梁とのレベル差がある場合）

靱性指針⁵⁾の両側直交梁付き接合部($\phi=1.0$)とは「加力方向に平行な接合部側面の見付面積の 50% 以上が両側ともにそれぞれ直交梁により被覆された状態にあるものを対象とし、直交梁による被覆率がこれ以下の場合や直交梁が片側のみの場合の接合部については、直交梁によるせん断強度の増大を考慮しないこととする。」とあることから、逆梁等で直交梁による被覆率が大きくない場合は、 $\phi=0.85$ として接合部耐力を算出する必要がある。



図－9 逆梁

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，pp.688～690
- 2) 文献 1)， pp.399～401
- 3) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計—特徴的被害の原因と設計への提案—，第Ⅱ編 付録 3 ねじりモーメントの影響による柱梁接合部せん断耐力の耐力低下についての考察,1998
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説， p.189， 2018
- 5) 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， p.247， 1999

4.2.10 1 階柱より基礎梁のコンクリート強度が低い場合の検討

【よくある指摘事例】

1 階柱より基礎梁のコンクリート強度が低い場合の安全性の検討が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

コンクリートの設計基準強度 F_c は RC 部材の軸力・曲げ性能，せん断性能を決定する重要な設計因子である。特に柱の設計では重要であり，高層建物では軸力の増加に応じて柱断面を大きくせずに，高強度のコンクリートを使うことが多い。一方，基礎や基礎梁では①断面の制約が少なく大きい断面が可能，②高強度にするとコンクリートの発熱が大きくひびわれやすい，等により，コンクリート強度は 1 階柱の強度より低く設定する場合がある。以下に，柱から基礎への応力伝達について，検討すべき内容について解説する。

【解説】

1. 応力伝達について

1.1 軸力・曲げモーメントの伝達

柱の軸力・曲げモーメントの伝達のために基礎部分のコンクリート圧縮応力度について検討する必要がある。この際，図-1 に示すように①柱幅が基礎梁幅よりも小さく，柱断面が基礎梁の中に貫入する場合，②柱幅が基礎梁幅より大きい場合，③側柱で柱面と基礎梁の面が同一の場合，で検討方法は異なる。①では柱の圧縮力は周囲から拘束された基礎梁コンクリート内に伝達されるため，支圧強度や割裂強度の確認を行えば，低いコンクリート強度でも圧縮力の伝達は可能である。②，③では柱の圧縮力は周囲からの拘束のない基礎梁接合部の断面で負担するためこの部分のコンクリート強度で応力負担が可能かどうか確認する必要がある。したがって軸力・曲げの設計で柱のコンクリート強度が決定する場合は，②，③は基礎部分でコンクリート強度の低減はできない。少なくとも接合部は同一強度にする必要がある。①の場合については 2. において検討方法を示す。

1.2 せん断力の伝達

柱のせん断強度はコンクリート圧縮束の圧縮強度かせん断補強筋の降伏強度により決定される。圧縮束の耐力は部材形状と部材のコンクリート強度により決まる。荒川式においてもコンクリート負担せん断力は部材の形状（せん断スパン比）と部材のコンクリート強度により決まる。したがって RC 部材のせん断強度はせん断変形を生じる部材側で決定され，柱が取り付く部分（柱梁接合部等）のコンクリート強度の寄与は少ないと考えられる。以上から 1.1 で示した軸力・曲げモーメント伝達が可能であれば，コンクリート強度の低下はせん断強度には特に問題はないと考える。

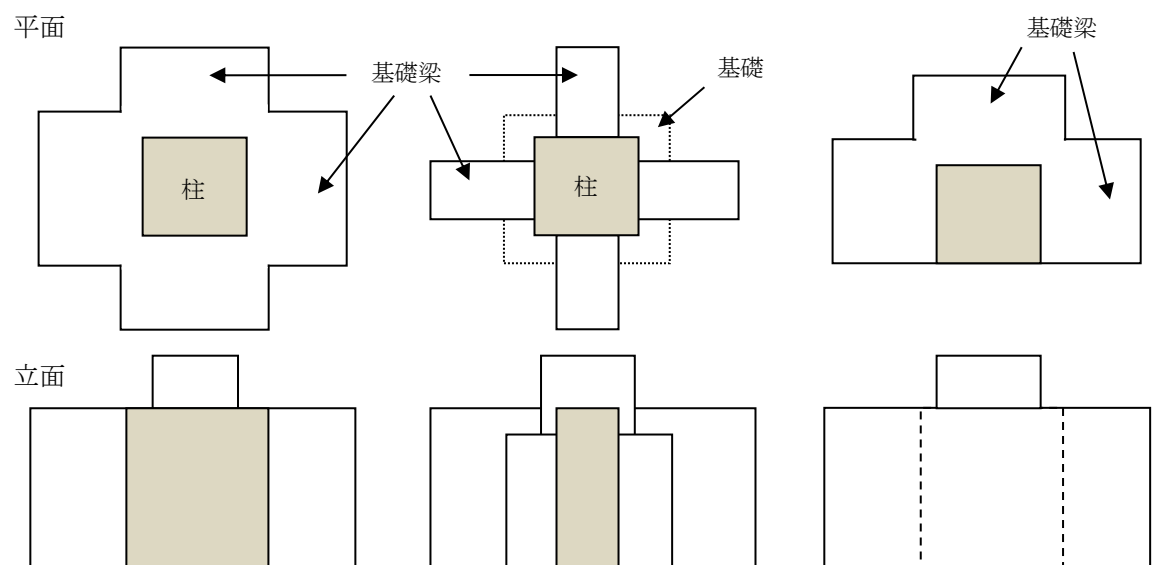


図-1 柱と基礎梁の取り合い

2. 軸力・曲げモーメントの検討

日本建築センター「高層建築物の構造設計実務」¹⁾において、以下に示す提案がされている。ここでは当文献に従い、検討方法を解説する。

2.1 支圧強度の確認

図-2に示すように、地震力を受けた柱では圧縮ストレスブロック範囲とこれを受ける基礎梁の支承範囲の面積比により支圧強度を(1)式により確認する。この支圧強度が柱のコンクリート強度を超えていれば、曲げ圧縮力の伝達が可能である。これらは文献2)の定着部の支圧設計の考え方によったものである。

ストレスブロックの範囲は中立軸の位置から決まる。ルート3の設計ではメカニズム時の応力状態で検討すればよい。

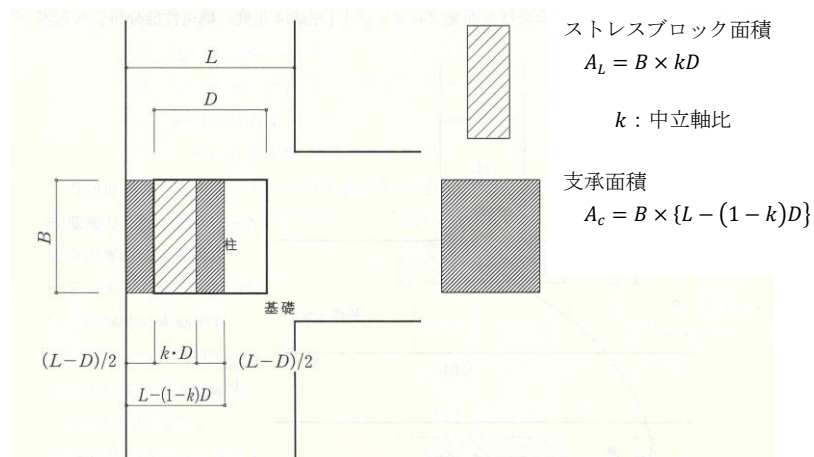


図-2 柱の支圧強度¹⁾

$$\begin{aligned} {}_c\sigma_B &\leq {}_F F_n \\ {}_F F_n &= {}_F \sigma_B \sqrt{(A_c/A_L)} \end{aligned} \quad (1)$$

$$\text{かつ } {}_F F_n \leq 2 {}_F \sigma_B$$

${}_c\sigma_B$: 柱のコンクリート強度 (N/mm²) ${}_F \sigma_B$: 基礎のコンクリート強度 (N/mm²)

${}_F F_n$: 基礎の支圧強度 (N/mm²) A_c : 支承面積 (mm²) A_L : ストレスブロック面積 (mm²)

2.2 割裂応力の確認

局所的な圧縮力を受けると図-3に示すような割裂応力（引張応力）が働き割り裂き破壊が生じる．文献2）ではこれらの引張応力に対する補強設計が示されている．ここでは文献1）に従い，引張応力がコンクリートの引張強度以内で，補強の必要がないように基礎のコンクリート強度を決めるための（2）式を示す．

$$\gamma \geq \{3.8(1-\beta)k\} / \{L/D - (1-k)\} \quad (2)$$

$$\gamma = {}_F \sigma_B / {}_c \sigma_B$$

$$\beta = kD / \{L - (1-k)D\}$$

L, k, D (mm) は図-2による．

ここで γ は基礎のコンクリート強度／柱のコンクリート強度であり，この値以上の基礎コンクリート強度とすれば割裂応力は安全な範囲となる．

図-2の L/D と k を変化させて（2）

式の γ を算定した結果を図-4に示す．これよりストレスブロックの面積が小さいほど基礎のコンクリート強度を高くする必要があるが，一方，支圧強度はストレスブロックが小さいほど高くなり，ある値以下になるとコンクリート強度を落としても良いことがわかる．

3. まとめ

高層建物の設計では基礎のコンクリートを柱のコンクリートよりも低強度にする場合が散見される．この場合，柱の断面設計がコンクリート圧縮応力により決定しないことを確かめる．あるいは柱と基礎梁の関係が図-1の①のようになっておりかつ（1）式と（2）式の関係が成り立つことを確認する必要がある．なお、最近の設計例では，強度低減が 3N/mm² 程度では上記の検討でほとんどの場合，問題とはなっていない．

【参考文献】

- 1) 日本建築センター：性能評価を踏まえた高層建築物の構造設計実務，6.3.7 コンクリートの強度差の検討，2019
- 2) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，68条 局部応力の計算と補強，1998

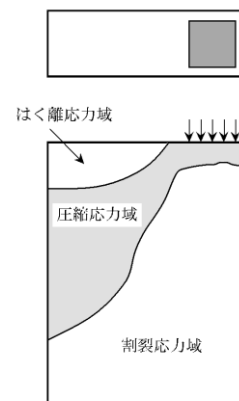


図-3 引張応力

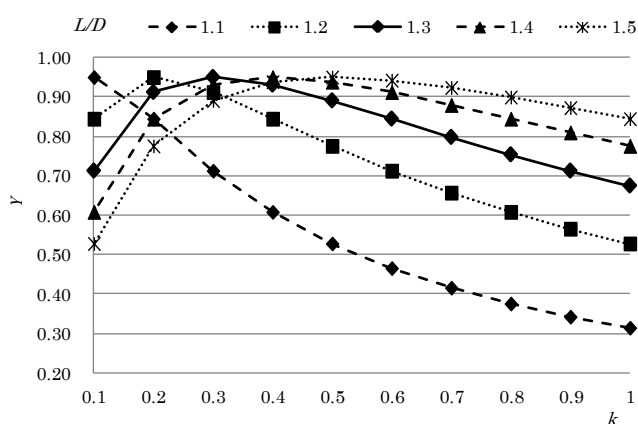


図-4 γ の算定

4.3.1 木造の限界耐力計算に関する留意事項

A-1

【よくある指摘事例】

多質点計算法による各階各方向の応答を算出する必要があるが、木造において応答計算シートによる簡易計算が実施されている事例がある。

【関係法令等】

令第 82 条の 5

平成 12 年建設省告示第 1457 号

2020 年技術基準 pp.741～743（付録 1-5.6）

【指摘の趣旨】

木造住宅等の耐震設計に限界耐力計算を適用する場合、「大阪府 木造住宅の限界耐力計算による耐震診断・耐震改修に関する簡易計算マニュアル」を参考として計算している場合があるが、簡易計算手法による応答計算¹⁾（応答計算シート）では建築基準法施行規則第 1 条の 3 第 1 項表 3 に規定する明示すべき事項を算出することができないので、多質点計算手法²⁾を用いて各階、各方向の応答値を算定する必要がある。（平成 12 年建設省告示第 1457 号）

以下では、限界耐力計算による木造住宅等の耐震設計に関する留意事項を解説する。

【解説】

1. 限界耐力計算の計算手法について

建築基準法施行規則第 1 条の 3 第 1 項表 3 に規定する「損傷限界に関する計算書」を例にとれば、当該計算書に明示すべき事項として「各階及び各方向の損傷限界変位の数値及びその算出方法」を明示することとなっている。したがって計算方法として、簡易計算手法による応答計算ではなく多質点計算手法により各階および各方向の応答を算出する必要がある。

木造軸組は、一部の耐震要素が破壊し耐力低下しても架構全体としては倒壊せずに変形を増やしつつエネルギーを吸収するような特性を持つため、荷重増分解析では耐力低下に追従できない。変位を増分させることで負勾配剛性の架構にも対応できる変位増分法は、文献 3) から、文献 4) に計算手法として引き継がれている。平成 19 年 6 月 20 日国住指第 1335 号において、変位増分法が平成 12 年建設省告示第 1457 号に含まれていて、また、木造の安全限界変形は実験により確認した耐力壁の終局耐力時の変形を超えない範囲で定めるとされている。以下に取り扱いを述べる。

2. 告示における技術基準の取り扱いについて

平成 12 年建設省告示第 1457 号において工学的判断を要する点とその取扱いを、2020 技術基準⁵⁾や文献 6) 等に基づいて解説する。

2.1 平成 12 年建設省告示第 1457 号 第 1

（中略）安全限界変位に達するまでに当該各階における有害な耐力の低下がないことを確かめなければならない。

2020 技術基準⁵⁾ p.461 に「実験等によって安定した耐力が得られることが確かめられた範囲であれば、構造計算上の支障が生じないものとして、各階での若干の耐力低下を生じてもよい。また、実験によって評価された各階の荷重変形関係を同等のバイリニア履歴等に置換して等価線形化法に基づく

検討を行うことも、本規定で想定する増分解析と考えて良い。」と記されている。木造を構成する各要素の実験結果によれば $1/15\text{rad}$ を超える大変形領域まで大きな耐力低下はなく、この変形領域まで復元力特性を設定することができる。

2.2 平成12年建設省告示第1457号 第6第二号

(中略) 安全限界変位の当該各階の高さに対する割合はそれぞれ $1/75$ (木造である階にあっては、 $1/30$) を超えないものとしなければならない、ただし、特別な調査又は研究の結果に基づき安全限界変位に相当する変位が (中略) 耐えることができることが確かめられた場合にあっては、この限りでない。

文献7) によれば、 $1/15$ を超えるまで変形させた架構実験や実大実験は現在までに多く実施されており、実験結果によると変形能力のある伝統的な建物であれば基本的に $1/15$ を安全限界変形角と設定しても良い (柱が損傷する場合は別途検討が必要)。また軸力を受ける実大架構についての大変形時の実験結果を用いて復元力特性を定めているため、 $P-\Delta$ 効果についても、その影響は復元力特性に含まれている。

2.3 平成12年建設省告示第1457号 第10第2項

前項の規定にかかわらず、令第82条の5第五号ハの表に規定する G_s の数値は地盤の液化化による表層地盤の変形による影響が G_s の計算に支障を生じるおそれのない場合で、(中略) 第一号から第三号までに定めるところにより計算することができるものとする。

安全限界時に G_s を精算で算出する場合は、地盤のせん断波速度が約 400m 毎秒以上、層の厚さが 5m 以上、また、工学的基盤の傾斜は表層地盤の厚さの5倍程度の範囲において5度以下の場合が対象となる。ただし、工学的基盤の傾斜が10度以下の場合の扱いは文献8) 参照すること。

工学的基盤の傾斜の確認は多くの場合、建設地の敷地を越える調査となる可能性が高い。このような敷地を越える範囲での地盤調査結果や地盤調査資料が直接得られない場合、例えば、以下の方法により傾斜の確認を行っても良い⁹⁾。

- ・常時微動観測の結果から得られる H/V スペクトルを用いる
- ・地盤構造を把握できる公表された地盤資料等を参考とする
- ・工学的基盤より深いと考えられる地盤 (例えば、 700m/s 程度のせん断波速度を有する地盤) の情報を参考とする
- ・ N 値=50 以上となる層の傾斜を参考とする

住宅のように小規模な木造建物の場合、詳細な地盤調査に基づいて工学的基盤の確認をすることが困難であり、また、限界耐力計算は保有耐力計算と比べて地盤種別による外力 (必要耐力) の差が大きいことから、現実的には G_s マップ¹⁰⁾ や地震ハザードステーション「全国地震動予測地図」(J-SHIS Map)¹¹⁾ の地盤増幅率等、公的な機関が公表している地盤資料等を参考にした地盤種別毎の G_s (p , q 考慮) を用いるのがよい。液化化の検討についても支持力確保の観点から、判断根拠を添付する。

【補足事項】

1. 構造計算適合性判定における木造の限界耐力計算についての留意事項⁶⁾

適合性判定において問題になった点や注意すべき点を留意事項として下記に示す。

1.1 構造設計図書に関する留意事項

- ①構造図が構造計算書とは独立した形で整っていること（使用材料・基礎伏図・各階伏図・軸組図（耐震要素記載）・部材リスト（仕口の仕様を明記））．特に基礎（石場建て形式にあつては礎石）および柱脚部ならびに足固め（または根がらみ）の取合いを示す詳細図が記載されていること．
- ②構造上の特徴，構造計算方針，適用する構造計算，および，使用プログラムの概要，また，マニュアル等がない耐力特性を使用する場合は根拠となる実験データとその所見が添付されていること．

1.2 構造計算適合性判定における限界耐力計算に関わる留意事項

『石場建て基礎に関する検討』

- ①柱脚部を基礎に緊結もしくは工学的に効果ある処理（判定による）をしていない場合，木造柱と礎石の摩擦係数を適切に設定*して地震時に滑らないことが確認されていること．
*「適切に設定」とは実験結果に基づく学術論文等による根拠を指す．文献 12)，13) では摩擦係数 0.6 程度の値（上下動を考慮してさらに余裕を見ること）としている．ただし，礎石の仕様として，実験における条件を適用範囲とし，滑り余裕幅（5cm 以上）を設定するなどの安全性を考慮すること．また石場建ての隣り合う柱脚部は一体性を保つために横連結（足固め・根がらみなど）が必要である．
- ②接地圧（地耐力）の検討は長期および損傷限界（短期）で行っていること．ただし，礎石下部に RC 版のある戸建て住宅の場合は，例えば応力の拡散を考慮した独立フーチング基礎と見なして底版を設計してよい．
- ③構造計算書内に各柱の軸力分布が示されていること．

『部材レベルの検討』（地震力以外の風圧力および積雪荷重などについては許容応力度計算などで検討されていることを前提とする．）

- ④鉛直荷重に対する梁の曲げ検討（両端ピン），柱の圧縮（座屈）検討（上下端をピン）は必要であり，梁のたわみはクリープが考慮されていること．
- ⑤小壁付きの独立柱は安全限界時の曲げ耐力（終局）の検討が必要．
- ⑥構造計算書の概要に木材料の仕様・規格（基準強度）が明記されていること．

『限界耐力計算』

- ⑦安全限界変位角が 1/30 を超える場合は，原則として耐力低下が生じるような破壊部材がないこと．ただし耐力低下を考慮して応答値が計算されている場合，この制限は適用されない．
- ⑧チェックすべき数値：
 - ・地震荷重（小屋組の荷重に注意）・・・一般的傾向の数値
 - ・復元力特性（1/30 破壊部材の有無および石場建て柱脚部における摩擦耐力）
 - ・階高（1 階は礎石天から 2 階梁天まで，2 階は 2 階梁天から小屋桁梁天まで）
 - ・ G_s 値（精算法でない限り安全限界時 min.1.35）
 - ・安全限界時の h （10～17%） $h=h_{eq}+0.05$
- ⑨構造計算書の概要に設計方針が明記されていて，かつ構造計算のモデル化が適切であること．すなわち，応力の釣合条件（応力伝達）および変形の適合条件に関する記述内容の論理が正しいこと．
- ⑩特殊な耐震要素を用いている場合は，引用された文献（実験結果）から設計用復元力特性へのモデル化のプロセスが明記されていること．特に実験時の材料および加力条件と設計建物とが適合していることが確認できること．

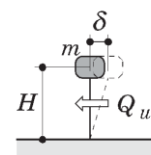
参考資料 一般的傾向の数値

表－1

木造建物の重さ（一般的傾向）	
一般住宅	: 2.0～3.0kN/m ²
伝統構法の民家	: 2.5～4.0kN/m ²
社寺本堂	: 5.0～7.0kN/m ²
学校校舎・公民館	: 2.5～4.0kN/m ²

表－2

震度 6 以上で倒壊しないための耐力		
安全限界変形 1/30rad : $h_{eq}=5\sim10\%$		
1 種地盤	→	$C_B=0.3\sim0.4$
2 種地盤	→	$C_B=0.5\sim0.6$
3 種地盤	→	$C_B=0.6\sim0.7$
安全限界変形 1/15rad : $h_{eq}=15\sim20\%$		
1 種地盤	→	$C_B=0.15\sim0.2$
2 種地盤	→	$C_B=0.3\sim0.5$
3 種地盤	→	$C_B=0.5\sim0.7$



$$\text{変形角} = \frac{\delta}{H}$$

$$C_B = \frac{Q_u}{m \cdot g}$$

$$H = 3\sim4m$$

せん断変形卓越型

図－1

「伝統的な木造に関する一般的傾向の数値を表－1，表－2 に示す．また，記号の説明については図－1 を参照」

【参考文献】

- 1) (社) 大阪府建築士会：大阪府 木造住宅の限界耐力計算による耐震診断・耐震改修に関する簡易計算マニュアル（増訂版），p.1－23，2019
- 2) 文献 1)，p.1－3
- 3) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル，p.22，学芸出版社，2004
- 4) 文献 1)，p.1－14
- 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，p.453
- 6) (社) 日本建築構造技術者協会関西支部：伝統的な軸組構法を主体とした木造住宅・建築物の耐震性能評価・耐震補強マニュアル，5 部 pp.122～123，2014
- 7) 文献 3) の第 2 部 3 耐震要素と復元力特性
- 8) 平19年6月20日 国住指第1335号「建築物の安全性の確保を図るための建築基準法等の一部を改正する法律等に関する構造関係告示の施行について（技術的助言）」
- 9) 文献 5)，p.480
- 10) 文献 1)，p.4－1
- 11) 独立行政法人 防災科学技術研究所：地震ハザードステーション；
<http://www.j-shis.bosai.go.jp/>
- 12) 上谷宏二，荒木慶一，家倉優人，吉田亘利：「伝統木造建築物柱脚の平面接触モデルに関する実験的研究」日本建築学会構造系論文集，pp.117～122，2004.8
- 13) 荒木慶一，李 東潤，遠藤俊貴，吉田亘利，上谷宏二：「伝統木造柱脚-礎石間の静摩擦係数」日本建築学会技術報告集，pp. 405～4094，2009.6

4.4 非構造部材

4.4.1 ALC 外壁開口部の風圧力に対する補強方法

【よくある指摘事例】

ALC 外壁に大きな開口がある場合の下地等の安全性が不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第 82 条の 4, 平成 12 年建設省告示第 1458 号

【指摘の趣旨】

ALC 外壁に大きな開口がある場合の下地等が設計されていないことがある。壁面に開口を設ける場合は、開口部および開口周りのパネルに加わる外力を開口補強鋼材により支持構造部材に伝達しなければならない。また、開口補強鋼材は外力に対して十分な強度を有し、有害な変形を生じないように配置すると共に、パネルの層間変位追従性能が低下しないように取り付けなければならない。ALC 工事の一部として行われる開口補強工事には等辺山形鋼を用いることが多い。ただし開口規模、風圧力によっては、これらの部材で対応できない場合があるので、壁面としての安全性（地震、風）を設計段階で検討し、開口補強鋼材の部材寸法を設計図書に明示する必要がある。

標準的開口補強は、メーカー各社が資料化しているので参考にすることができる。以下に、開口補強の考え方および算定方法について解説する。

【解説】

1. 開口補強鋼材の部材算定

1.1 部材算定の考え方

部材算定の考え方を図-1 に示す。ここでは縦張り壁について、腰壁用パネル及び開口、まぐさ用パネルの高さが等しい場合¹⁾で解説する。

1.1.1 横材の応力算定

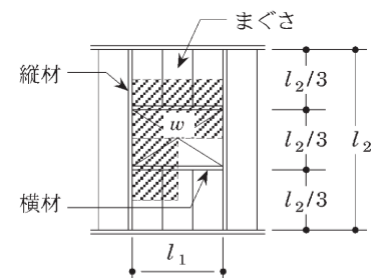
上部横材は両側の縦材に支持された単純梁として、まぐさ用パネルの下半分と開口上半分に受ける風荷重 w が、等分布荷重として作用した状態を考える。また、まぐさ用パネルの寸法が大きい場合には、鉛直荷重も考慮する。下部横材も同様に、腰壁用パネルの上半分と開口下半分に受ける風荷重 w を作用させる。

1.1.2 縦材の応力算定

縦材は上下の躯体に支持された単純梁として、上下の横材に作用した風荷重の半が集中荷重 P として作用した状態を考える。

1.1.3 必要断面の算定

① 曲げモーメントに関して



l_1 の採り方

横壁：梁上-梁上間

縦壁：柱-柱間

l_2 の採り方

横壁：開口部

縦壁：開口高さ

$$M_1 = \frac{w l_1^2}{8}$$

$$\delta_1 = \frac{5 w l_1^4}{384 E I_1}$$

$$M_2 = \frac{P l_2}{3}$$

$$\delta_2 = \frac{23 P l_2^3}{648 E I_2}$$

P : 横材から伝わる荷重

l : 支点間距離

M : 曲げモーメント

w : 単位長さ当り荷重

E : ヤング係数

I : 断面二次モーメント

Z : 断面係数

f_b : 許容曲げ応力度

図-1 開口補強鋼材の構造計算の考え方

次式により補強鋼材の必要な断面係数を算定する。

$$\text{横材： } Z_1 \geq \frac{M_{1\max}}{f_b} \quad , \quad \text{縦材： } Z_2 \geq \frac{M_{2\max}}{f_b}$$

②たわみに関して

外壁パネルのたわみの制限値より、次式により必要な断面二次モーメントを算定する。補強材のたわみは $L/300$ 程度とするのが望ましい。

$$\text{横材} \quad : \quad \delta_1 = \frac{5wl_1^4}{384EI_1} \leq \frac{l_1}{300}$$

$$\text{縦材} \quad : \quad \delta_2 = \frac{23Pl_2^3}{648EI_2} \leq \frac{l_2}{300}$$

1.2 排煙窓や連窓開口の場合

排煙窓や連窓開口などの大型開口の場合には、山形鋼では強度および剛性が不足するため、壁面のたわみが大きくなり、パネル相互の競合いによるひび割れ、シーリング切れなどによる漏水などが懸念される。開口サイズ、荷重状態に応じて、あらかじめ十分な検討が必要となる。補強方法としては、図-2 および図-3 に示すように、階の中間に梁を設けるか、あるいは柱間に間柱を設けて、それらに荷重を伝達させる。

1.3 その他

風荷重以外に、地震時にパネルなどに作用する面外方向の慣性力を考慮して補強鋼材を算定する。

屋根および床に開口部を設ける場合には、パネル自重・仕上げ荷重・積載荷重・積雪荷重などの鉛直荷重を考慮して、補強鋼材を算定する。

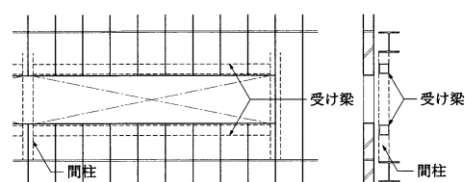


図-2 連窓開口の補強鋼材の配置例

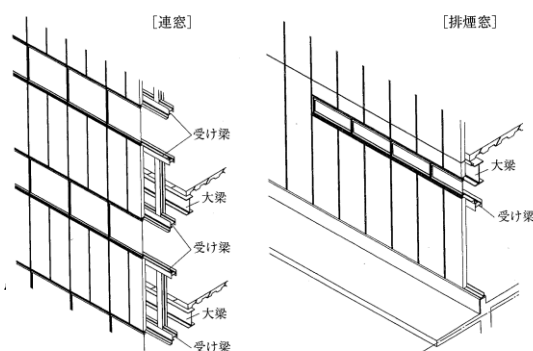


図-3 連窓および排煙窓の下地の例

2. JASS 21 による算定例

開口補強鋼材の算定事例は、文献2) に示されている。図-4 は、その算定事例から抜粋した図である。腰壁用パネル及び開口、まぐさ用パネルの高さがそれぞれ異なる事例であり、計算の詳細が示されている。

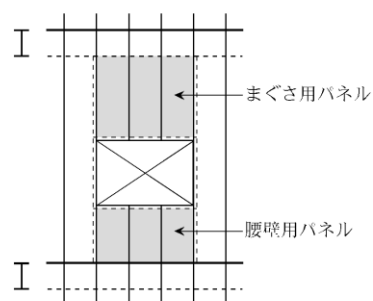
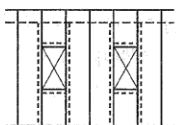
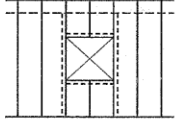
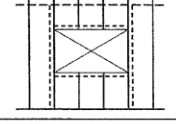
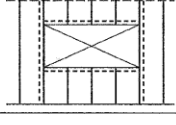


図-4 算定事例

3. 標準開口補強例

標準的開口補強は、メーカー各社が資料化している。表－1 に国土交通省大臣官房官庁営繕部監修「建築工事監理指針」からの抜粋を参考に示す。

表－1 開口補強鋼材の部材寸法選定の目安
(建築工事監理指針¹⁾ より抜粋)

開口幅(mm)	補 強 方 法	風圧力 (N/㎡)		
		1,200	1,600	2,000
600 ^{(注)1}		縦 材 L-50×50×6	L-65×65×6	L-65×65×6
	横 材	L-50×50×6	L-50×50×6	L-50×50×6
1,200 ^{(注)1}		縦 材 L-65×65×6	L-65×65×6	L-75×75×6
	横 材	L-50×50×6	L-50×50×6	L-50×50×6
1,800		縦 材 L-65×65×6	L-75×75×6	L-75×75×9
	横 材	L-50×50×6	L-50×50×6	L-65×65×6
2,400		縦 材 L-75×75×6	L-75×75×9	L-75×75×9
	横 材	L-65×65×6	L-65×65×6	L-75×75×6

- (注) 1. スライド構法の場合、表の風圧力の範囲において、開口幅600はすみ金物 (L-50×2.3) を、開口幅1,200はU形金物 (FB-50×6) を、それぞれ適用することができる。
2. 風圧力が2,000N/㎡超の場合は、部材断面の設計により決定する。

【参考文献】

- 1) 国土交通省大臣官房官庁営繕部監修：建築工事監理指針（上巻），p.768，令和元年度版，2019
- 2) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS21 ALC パネル工事，付9 開口補強鋼材およびパラペット部補強鋼材の部材算定例，2018

4.4.2 バルコニー先端や建物外周に取り付く非構造部材の設計

【よくある指摘事例】

バルコニー先端や建物外周に取り付く非構造部材の安全性が不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第 82 条の 4, 平成 12 年建設省告示第 1458 号

【指摘の趣旨】

バルコニー先端のマリオン等は、その損傷により脱落すれば人命に係る被害の危険があり、地震時や風荷重時の部材に作用する荷重のみならず変形追従性の確保も必要である。マリオン等、非構造部材は、在来工法や PCa 板の場合があるが、接合部の固定条件により部材の応力状態が異なる。また面内方向、面外方向に対しても支持方法により応力状態が異なるため、適切な支持（境界）条件による応力を算出することが重要であり、接合部に発生する応力に対しても安全性の検討が必要になる場合がある。以下に、バルコニー先端や建物外周に取り付く非構造部材の設計の留意点について解説する。

【解説】

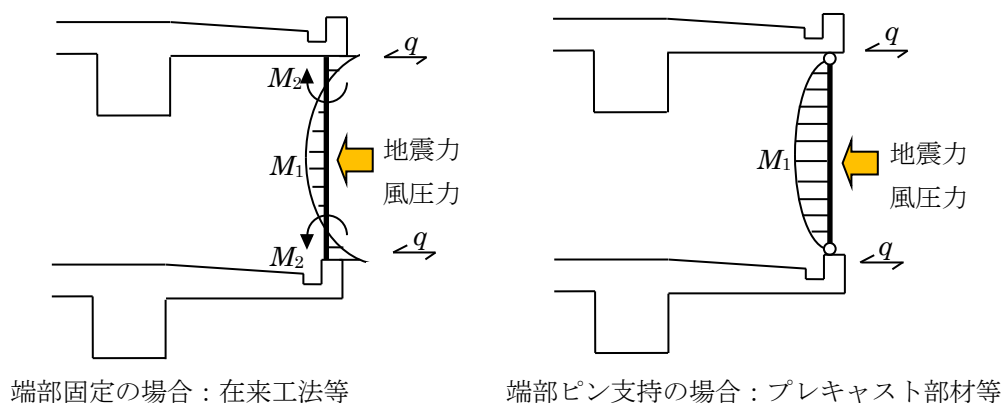
1. 応力算出について

検討は主として地震力、風圧力に対して行う。地震力は建物の規模、階数によって異なり、建築基準法に非構造部材の水平震度の規定はないが平成 12 年建設省告示 1389 号を準用し、水平震度 1.0G を採用することができる。また、文献 1) を参考とした震度法や、地震応答解析に基づく動的計算法により算出する方法もある。

風圧力は令により算定する。部材に発生する応力は、建物の層間変形により発生する強制変形応力および、地震力により個材に発生する応力の足し合わせにより求める。

応力の算定にあたっては端部の境界条件を考慮し、プレキャスト部材の場合は端部がピン支持に近いが、適宜固定度を考慮するなどして安全側となるように設計する。また、算出応力が大きい場合は周辺部材への影響を考慮する。

図－1 に接合部支持条件の違うタイプについての応力算定の例を示す。



図－1 応力算定の例

2. 変形追従性について

部材の変形に対する検討は、設計目標として、中地震時では部材が損傷せず、大地震時では部材が落下しないことを原則とするが、建物の重要性や、避難に及ぼす影響に応じて文献 1) を参考に設定することもできる。また、端部固定支持の場合、建物の層間変位を強制変位として部材に与えて部材の破壊程度が設計目標以下である事を確認し、接合部の安全性も確認する必要がある。また端部ピン支持の場合は採用工法の変形追従性を確認する。

3. 部材及び接合部の安全性について

1.で算出した応力に対して取り付く部材の安全性を確認し、接合部についても発生する応力に対して躯体および接合金物の安全性を確認する。また、変形追従性については 2.で設定した設計目標に対して安全性を確認することが重要である。

4. 部材の具体的設計方法

(1) 端部固定の場合

図-2 に在来工法等で端部固定の場合を示す。変形角は構造計算にて算出するほか、文献 1) を参考に設定する。

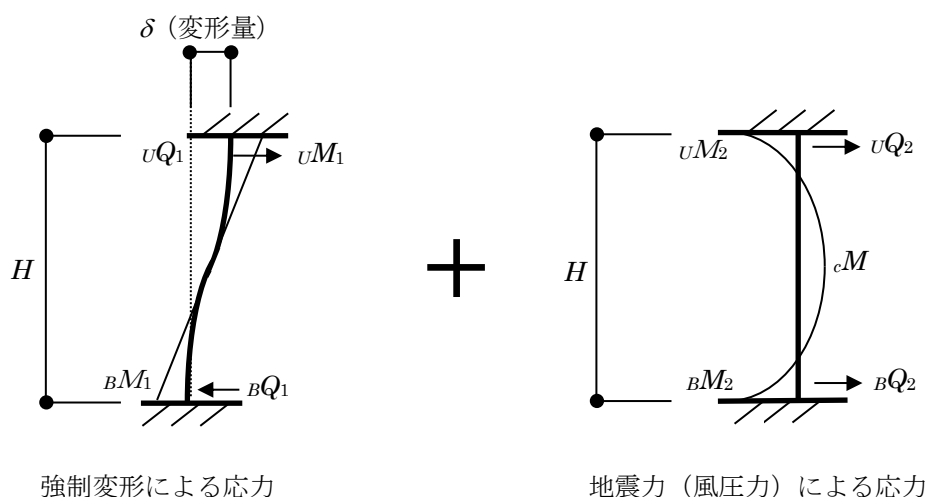


図-2 在来工法 端部固定の例

設計用応力の算出は強制変形による応力と地震力（風圧力）による応力を足し合わせて算出する。軸力等の長期応力が大きい場合は、その応力も考慮する。

$$M_D = \max(UM_1 + UM_2, BM_1 + BM_2, cM)$$

$$Q_D = \max(UQ_1 + UQ_2, BQ_1 + BQ_2)$$

M_D : 設計用モーメント Q_D : 設計用せん断力

面内方向、面外方向とも同様の計算とする。

見付け幅が大きく、面内変形時にせん断ひび割れの発生や、せん断破壊のおそれのある RC 部材の場合は、上部あるいは下部に水平スリットを設け、上下固定を避ける形状とする方法もある。その場合は上下片側が自由となった応力を想定して検討を行う。

(2) 端部ピンの場合

図-3 にプレキャスト部材等で端部ピン支持の場合を示す。

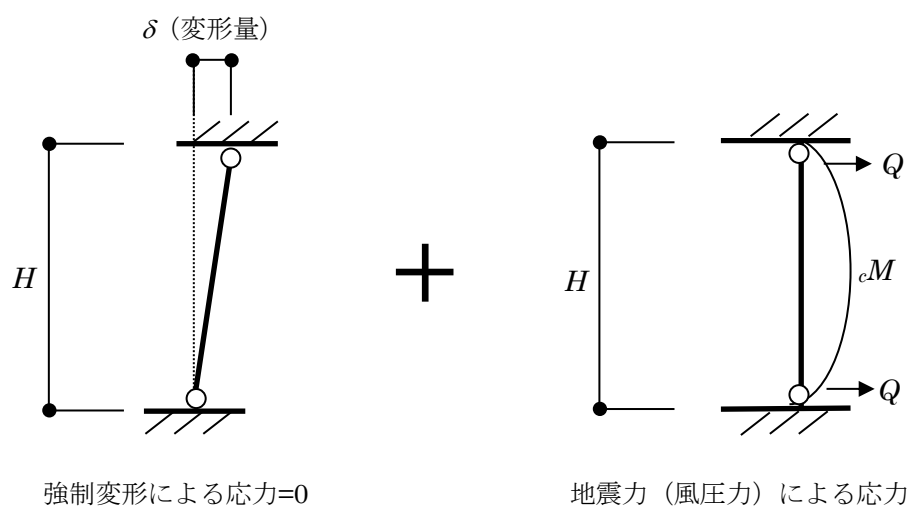


図-3 プレキャスト工法 端部ピンの例

設計応力は以下となる。

$$M_D = cM \quad Q_D = Q$$

面内方向，面外方向とも同様の計算とする。

上記のようなピン支持とした応力は，マリオン等の部材としての検討には安全側であるが，端部接合部については実状に応じて固定度を設定し，設計することが重要である。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領，2003

5.1 液状化の判定と対策 B
【よくある指摘事例】 地盤及び基礎の設計において、地盤の液状化の影響についての説明が不十分な事例がある。 【関係法令等】 令第 93 条 2020 年技術基準 p.562
【指摘の趣旨】 地盤の液状化は、地盤の支持力の検討や杭の水平力に対する設計など考慮する必要がある。構造計算適合性判定において、液状化の可能性についての設計者の判断が示されていないことや、液状化の判定結果を杭や基礎の検討にどのように考慮したか等、説明不足が多くみられ指摘されている。これらは、主に液状化判定のためのマグニチュードや入力加速度レベルの設定が明確でないことや、設計における液状化の取扱いが明確に定められていないことなどが主な原因と考えられる。以下では液状化のおそれのある地盤の条件や、液状化の判定方法、液状化のおそれのある地盤での対策について解説する。 【解説】 1. 問題の要点 地震時に液状化のおそれがある地盤については、以下の点に留意が必要である。 ・直接基礎の支持力が確保できなくなる。 ・杭の支持力を確保できなくなる。 ・杭の水平抵抗力が低下する（失われる）。 ・設備インフラ等に障害が起こる。 2. 液状化のおそれのある地盤条件および液状化の判定について 2020 年技術基準¹⁾ 及び基礎指針 2019²⁾ では、液状化のおそれのある地盤条件は以下の条件に該当する洪積層及び沖積層の砂質地盤とされている。 ① 地表面から 20m 以浅の地層¹⁾。ただし基礎指針 2019 では、さらに造成地盤等で連続している場合はその深さまでとなっている²⁾。 ② 砂質土で粒径が比較的均一な中粒砂等¹⁾ 基礎指針では細粒分「0.075mm 未満」の含有率が 35% 以下、ただし、粘土分「0.005mm 未満」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を含む²⁾ となっている。 ③ 地下水で飽和していること¹⁾。 ④ N値が概ね 15 以下であること¹⁾。 なお、液状化の判定に用いる細粒分含有率は細粒度試験結果によることを原則とする。 液状化の判定を行う場合の地表面水平加速度について以下に示す¹⁾。 ・液状化の判定は、地表面加速度 150gal に対して F_h 値で行うことを原則とする。 ・加速度は地中の等価な繰返しせん断力を求めるための指標で、「限界耐力計算を行う場合の液状化の検討に際しては、最大加速度 150gal 以上、最大加速度 350gal 以上というレベルの異なる 2 種類の地震動を対象としている。建築物の周辺にがけ面が存在する場合や最大加速度 150gal に対す

る液状化の検討において F_l 値が 1 未満の層が厚く堆積している場合など、液状化による地盤の沈下・変形が著しいと考えられる場合は、最大加速度 350gal に対しても液状化の検討を行い、必要な対策を講じることが望ましい。」と記載されている¹⁾。したがって、現行法規では保有水平耐力計算時に液状化の検討は必須ではないが、保有水平耐力時にも検討することが望ましい。

- ・大地震時の検討を直接行わない代わりに中地震時の液状化の検討において最大加速度 200gal と設定することができる¹⁾。

また、マグニチュードは等価な繰返し回数を求めるための指標で、通常は $M=7.5$ を使用する²⁾。これは液状化抵抗曲線が等価繰返し回数 $n=15$ に基づき作成されているためである。繰返し回数が多い地震を想定する場合は、マグニチュードを大きくすることができる。また、告示で定められている地域係数とマグニチュードとの関連は示されていない。

2.1 F_l 値（液状化抵抗率）による液状化の判定²⁾

2.1.1 液状化判定式

各深さにおける液状化の判定は、(1) 式により行う。

$$F_l = \frac{\tau_l / \sigma'_z}{\tau_d / \sigma'_z} \quad (1)$$

τ_l / σ'_z : 液状化抵抗比 ((6) 式参照)

τ_d / σ'_z : 等価な繰返しせん断応力比 ((2) 式参照)

(1) 式から求めた F_l 値が 1 より大きくなる土層は液状化の可能性はないと判断し、 F_l が 1 以下となる場合は可能性があるとして判断する。 F_l の値が小さいほど液状化に対する抵抗力が小さく、また F_l 値が 1 を切る土層が厚いほど液状化による危険度が高くなると判断する。

2.1.2 等価な繰返しせん断応力比

検討地点の地盤内の各深さに発生する等価な繰返しせん断応力比は (2) 式から求める。

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = r_n \frac{\alpha_{max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} r_d \quad (2)$$

τ_d : 水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅 (kN/m²)

σ'_z : 検討深さにおける有効土被り圧 (鉛直有効応力) (kN/m²)

σ_z : 検討深さにおける全土被り圧 (鉛直全応力) (kN/m²)

α_{max} : 地表面における設計用水平加速度 (m/s²)

g : 重力加速度 (9.8m/s²)

r_n : 等価の繰返し回数に関する補正係数

$$r_n = 0.1(M-1) \quad M: \text{マグニチュード}$$

r_d : 地盤が剛体でないことによる低減係数

$$r_d = 1 - 0.015z \quad z: \text{地表面からの検討深さ}$$

2.1.3 補正 N 値

対応する深度の補正 N 値 (N_a) は (3) 式から求める。

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \quad (3)$$

N_1 : 換算 N 値

ΔN_f : 細粒分含有率 F_c に応じた補正 N 値増分

(図-1 より求める)

ここに,

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (4)$$

$$C_N = \sqrt{100/\sigma'_z} \quad (5)$$

C_N : 拘束圧に関する換算係数

N : N 値

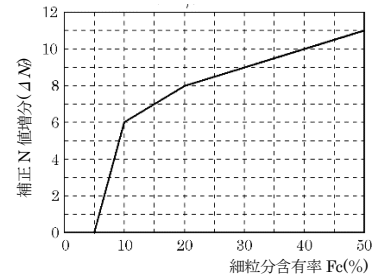


図-1 細粒分含有率と補正 N 値増分の関係

2.1.4 液状化抵抗比

液状化抵抗比 τ_l/σ'_z は補正 N 値 (N_a) を用いて (6) 式のように算定できる. (6) 式^{2) 3)} は飽和土層のせん断ひずみ

振幅 5% 時の実験結果より求められたものである. 文献 3) では (6) 式が図で示されている.

$$\frac{\tau_l}{\sigma'_z} = \alpha C_v \left\{ \frac{16\sqrt{N_a}}{100} + \left(\frac{16\sqrt{N_a}}{C_s} \right)^n \right\} \quad (6)$$

$\alpha = 0.45, \quad C_v = 0.57, \quad n = 14, \quad C_s = 94 - 19 \log \gamma, \quad \gamma = 5\%$

2.2 地表変位 D_{cy} と液状化の程度^{1) 2)}

以下の検討方法は, 液状化による地盤変位を予測する方法である. 限界耐力計算において, その適用範囲を定めるものとして 350gal の地震に対して液状化の程度を判断するものである.

2.2.1 繰返しせん断ひずみと地表変位

地表変位 D_{cy} は各層の層厚 H および繰返しせん断歪 γ_{cy} より (7) 式で求められる. 繰返しせん断歪 γ_{cy} は補正 N 値 (N_a) と繰返しせん断応力比 τ_d/σ'_z により基礎指針 2019²⁾ より推定することができる.

$$D_{cy} = \sum(\gamma_{cy} \cdot H) \quad (7)$$

2.2.2 地表変位 D_{cy} と液状化の程度の関係

過去の事例から地表変位 D_{cy} と液状化の程度の関係は表-1 のように示されている.

表-1 地表変位と液状化の程度

D_{cy} (cm)	液状化の程度
0	なし
5 以下	軽微
5 を超え 10 以下	小
10 を超え 20 以下	中
20 を超え 40 以下	大
40 を超える	甚大

2.2.3 体積ひずみと残留沈下量

残留沈下量 S は (8) 式により求められる. 体積ひずみ ε_v は繰返しせん断ひずみ γ_{cy} を ε_v と読み替えればよい.

$$S = \sum(\varepsilon_v \cdot H) \quad (8)$$

2.3 液状化指数 (P_L 値) による危険度の評価¹⁾

以下は層毎の F_l 値の分布に基づき液状化の危険度を予測する方法である. 限界耐力計算において, その適用範囲を定めるものとして 350gal の地震に対して液状化の危険度を判断するものとして使用される.

2.3.1 P_L 値

液状化による影響度を示す指標 P_L は, F_l 値を用いて, (9) 式により求める.

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_l) \cdot w(z) dz \quad (9)$$

ここに, $w(z)$ (単位 m) は地表面からの深さに関する重み関数で, $w(z) = 10 - 0.5z$ を用いる.

2.3.2 P_L 値と液状化による危険度の関係

過去の被害事例から P_L 値と液状化の危険度の関係は, 表-2 のように示されている.

表－2 P_L 値と液状化の危険度

P_L	液状化の危険度
0	かなり低い
5 以下	低い
5 を超え15以下	高い
15 を超える	極めて高い

3. 液状化の考慮

3.1 杭基礎（水平地盤反力係数の低減および支持力）²⁾

液状化の可能性がある地盤において、杭の水平力に対する検討を行う場合、液状化層の水平地盤反力係数 k_{hL} および塑性水平地盤反力 p_{yL} を (10)、(11) 式により低減する。

$$k_{hL} = \frac{\beta_L k_{h0}}{\sqrt{\frac{y_r}{0.01}}} \quad (10)$$

$$p_{yL} = \alpha_L \cdot p_y \quad (11)$$

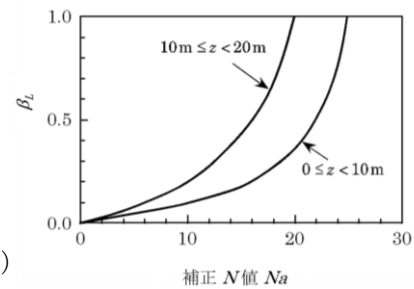
$\alpha_L = \beta_L$: 補正係数

k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (kN/m²)

y_r : 液状化を考慮した杭と地盤の相対変位 (m)

α : 塑性水平地盤反力の低減係数

p_y : 砂質土の塑性水平地盤反力度



図－2 水平地盤反力係数の低減率

β_L は図－2 より求める。 α_L は暫定的に $\alpha_L = \beta_L$ としてよいとされている。これは、液状化地盤の最大地盤反力が全上載圧の 0.2～1.0 倍程度になっていることに対応する。

杭の支持力については液状化により液状化層を含んでそれ以浅の摩擦力が失われる¹⁾ ことを考慮する必要がある。

3.2 直接基礎（地盤支持力について）

液状化により有害な損傷、変形及び沈下が生じないことを確かめなければならない。べた基礎や杭基礎等にするなど、基礎形式の変更や、締固めなどの地盤改良等の対策が必要である。

4. 加速度レベルと判定基準について

告示免震構造は液状化のおそれのないことが必要条件である。また、限界耐力計算法において平成 12 年建設省告示第 1457 号第 10 第 2 項の規定に基づき G_s を精算する際は液状化のおそれがないことを確認する必要がある。これは、これらの計算法で用いられる表層地盤による加速度増幅率 G_s の精算は液状化が生じないことを前提としており、液状化のおそれのある場合は G_s の精度が確保されないからである。以下に、限界耐力計算法において、液状化のおそれがないことを確認する方法を示す。

以下の (1) (2) の両方が満足される場合¹⁾。

(1) 地表面加速度 150gal に対して、以下の状態を満足すること。

a) 「液状化の可能性がないこと（全層 $F_l > 1.0$ ）」

(2) 地表面加速度 350gal に対して、以下のいずれかの状態を満足すること。

a) 「液状化の可能性がないこと（全層 $F_l > 1.0$ ）」

b) 「液状化の程度が軽微な範囲でおさまること（ $D_{cy} \leq 5\text{cm}$ ）」

c)「液状化による危険度が低いこと ($P_L \leq 5$)」

また、 G_s は地表面まで計算する必要があるため、液状化の判定は地表面まで行う必要がある。

5. 小規模建築物について

小規模建築物については文献4)の5.6節に示す簡易な判定法により、その影響の大きさを適切に判断することが示されている。なお、小規模建築物とは以下のすべての条件を満たすものを言う。

①地上3階以下 ②建物高さ13m以下 ③軒高9m以下 ④延べ面積500 m²以下

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，7.3 限界耐力計算，9.6 地盤及び基礎ぐい
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，3.2 地盤の液状化，6.6 水平抵抗および基礎部材の設計，2019
- 3) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y.: Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content, Soils and Foundations Vol.23, pp.56~74, 1983.12
- 4) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，5.6 地盤の液状化，2008

5.2 直接基礎の接地圧

【よくある指摘事例】

- ・基礎の接地圧に偏分布荷重を考慮していない事例がある。
- ・柱軸力が小さい基礎位置に支点を設けて基礎梁に接地圧による反力を負担させる場合、接地圧分布に関する安全性の検討が不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第38条，第93条

【指摘の趣旨】

べた基礎や布基礎の場合、基礎の図心と重心が異なると基礎底面に偏分布の接地圧が作用する。また、基礎梁の取り付けかない独立フーチング基礎で、軸力と曲げ応力を基礎で処理する場合には偏分布の接地圧を考慮しないことは柱に作用する曲げ応力を無視して設計を行うことに等しく、想定する許容地耐力を超えることがあり危険である。

高層に低層が付属するなど、部分的に階数が異なる場合にも接地圧が偏分布となることが多いので、基礎を剛体と仮定して接地圧を算定した場合には高層部直下の接地圧評価が危険側になる可能性があるため、高層部と低層部をゾーニングで検討するなどの配慮が必要となる。

基礎梁の設計応力の算出に際して、柱を支点として接地圧を作用させて算定した反力が、特に、軸力の小さな柱を支点とする場合、支点位置で柱軸力が支点反力より小さい場合がある。この場合は基礎梁中央上端の曲げ応力が危険側になることが多いため、力の釣合に配慮して不釣合力を節点反力として支点を解除したモデルに考慮するなどの配慮も必要である。

以下に直接基礎の接地圧算定方法を解説する。

【解説】

1. 接地圧の算定

RC 規準 2018¹⁾ では、地盤が一様な鉛直剛性を有し基礎が剛体であると仮定した場合で、荷重に偏心が無い場合の接地圧は $\sigma = \sigma_{max} = \sigma_{min} = N/A$ とされている。また、偏心がある場合には偏心圧縮柱の場合と同様に $x_n - g + e = I_n/S_n$ から下式で求められる。

$$\sigma_{max} = \frac{x_n N}{S_n} = \alpha \frac{N}{A} \quad \text{および} \quad \sigma_{min} = (x_n - l) \frac{N}{S_n} = \alpha' \frac{N}{A}$$

ここで α と α' は、長方形基礎ならば中立軸の位置により下記式で算出できる。(図-1)

中立軸が断面外の場合： $\alpha = 1 + 6 \frac{e}{l}$ および $\alpha' = 1 - 6 \frac{e}{l}$

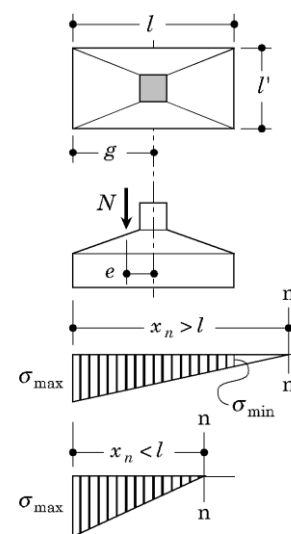


図-1 接地圧分布

中立軸が断面内の場合：
$$\alpha = \frac{2}{3\left(\frac{1}{2} - \frac{e}{l}\right)}$$

上式は平面保持の仮定が成立するものとして導かれたものである。

2. 接地圧分布

基礎下の接地圧分布は、土質、基礎の剛性、根入れ深さなどによって左右され、剛な基礎の場合には図-2 に示すように、粘性土では周辺部の、砂地盤では中央部の接地圧が大きくなる傾向にある。また実際の地盤の鉛直剛性は一様でなく、基礎も完全に剛体ではないので、地盤の鉛直剛性や基礎および建物の剛性を評価した接地圧の検討が望まれる。

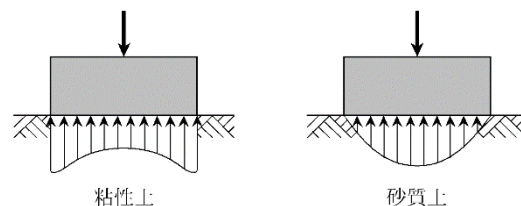


図-2 接地圧分布と土質および基礎の剛性との関係²⁾

3. べた基礎の支点反力

べた基礎などでは便宜上、基礎が剛体であると仮定して算定した接地圧を用いて、基礎を支点と見なした基礎梁モデルへ作用させ応力を算出するが、特に柱配置が不均等な場合、柱軸力に対して接地圧を支持する基礎等周辺部材の鉛直力（せん断力）との釣合いが保たれず、基礎梁応力を危険側に評価する場合があります。注意が必要とされる。簡便法として支点を解除して力の釣合条件を満足させる方法などが考えられるが、接地圧の算出時に仮定した変位の適合条件は満足しないことに留意は必要である。

力の釣合条件を満足させる場合の一例として等間隔 2 スパンの布基礎梁についての試算を図-3 に示す。

接地圧を等分布荷重と仮定して算出した応力では、梁内端のせん断力の合計が中柱の軸力よりも大きくなり力の釣合条件を満足しない。そこで不釣合力を解除するために差分荷重を考慮した応力を算定し、応力の組合せを行う。

これにより得られた応力は、力の釣合を考慮しない場合の応力に比べて、中央部の曲げモーメント M_2 は約 1.8 倍となり、梁内端の曲げモーメント M_1 は 0 となる。

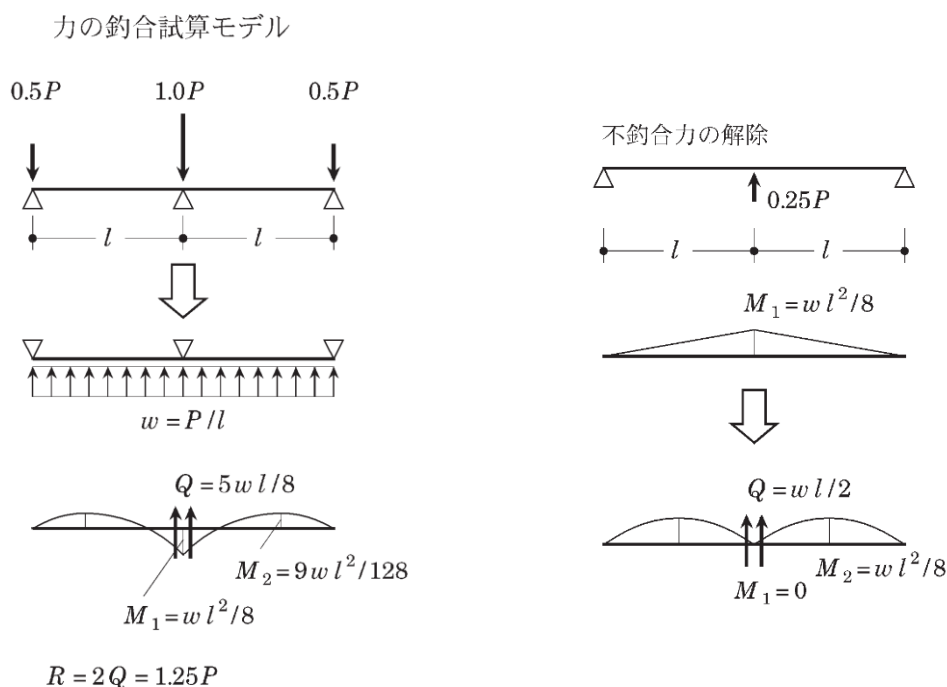
ただし、これは接地圧を等分布荷重と仮定した時点で地盤や建物の剛性を無視して、力の釣合条件のみを考慮して算出した応力であるため、この応力を設計用応力とした場合には梁内端の応力が危険側になる可能性がある。更に、地盤の剛性や耐力が非常に高く剛体とみなせる場合には、柱直下で力が釣り合うことから梁には接地圧は作用せず応力も生じないことも考えられる。

以上より、接地圧で生じる応力は、地盤や建物の剛性および荷重状態や接地圧分布などにより変化するため、力の釣合条件と変形の適合条件を満足するように算出するには多大な労力を要する。

したがって、一般的な建物の設計に際しては等分布荷重や偏分布荷重と仮定した接地圧により算

出した応力に対して、力の釣合条件や変形の適合条件を加味した応力割増率などを考慮して部材設計を行うことができる。

より詳細な検討を要する建物の設計に際しては、地盤や建物の剛性を評価した解析を行うことが望ましい。



4. ベタ基礎の転倒モーメントに対する検討

地震力等に対する転倒モーメントによって、柱および基礎の鉛直力は長期の鉛直力に対して増減することになる。地盤を弾性地盤かつ基礎が剛体と考えた場合、転倒モーメントにより基礎底面の地盤反力は三角分布となるため、短期設計用地反力をゾーン別（柱負担面積別）の基礎底版面積の平均として求めると危険側となる場合があるので、注意が必要である。（図-4）

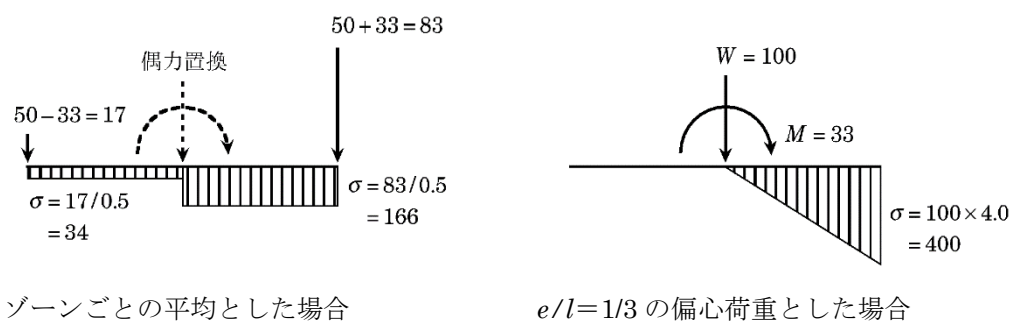


図-4 ゾーン平均と偏心荷重との比較

また、 $e/l > 1/3$ になると基礎底面の $1/2$ 以上が接地圧 0 となり、急激に α も大きくなるので、基礎底面の過大な浮上りを生じさせないためにも $e/l < 1/3$ とする必要がある。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，p.350，2018
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.173，2019

【よくある指摘事例】

粘性土において、砂質土の内部摩擦角 ϕ を求める大崎式を用いて地盤支持力を算定している場合があるなど、地盤定数 c と ϕ の取扱いが不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第93条、平成13年国交省告示第1113号第2

【指摘の趣旨】

N 値を使った ϕ の算定は砂質土に限定され、粘性土については $\phi = 0$ となることなど、粘性土と砂質土の支持力算定時の留意点を示しながら、以下に地盤定数 c と ϕ の取扱いについて解説する。

【解説】

直接基礎の長期支持力は、Terzaghi の支持力式から平成13年国交省告示第1113号第2では

$$q_a = \frac{1}{3} (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad (\text{kN/m}^2)$$

と規定している。支持力係数を決定する地盤定数に粘着力 c と内部摩擦角 ϕ があり、それらは地盤調査（土質試験を含む）を実施して求める。

1. 粘性土の場合

粘性土地盤の場合は原則として所定の深さから乱れの少ないサンプリング方法で採取し、その資料で室内力学試験からせん断強さを求める。図-1 に示すようにせん断強さは1軸圧縮強さ q_u の半分を使って粘着力（非排水せん断強さ） c を粘土のせん断強さとする（(1) 式）¹⁾。サンプリング深さが深い場合にはその影響を最小にする意味で側圧を考慮した3軸圧縮試験（UU 試験）を行う。その場合も基本的には内部摩擦角 ϕ は無視して粘着力を求める¹⁾。

$$c = \frac{q_u}{2} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (1)$$

一方、 N 値より地盤定数を推定する式として粘性土では Terzaghi・Peck により提案された (2) 式がある。

$$q_u = \frac{N}{8} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (\div 12.5 \text{ N (kN/m}^2)) \quad (2)$$

日本で多い N 値が4以下の粘性土地盤ではその相関は悪く、最近のデータでの再検証においてもこの関係は図-2 より更にバラツキの多い事が確認されている²⁾。以上の理由から粘性土の c を求める際には1軸圧縮試験の結果から算出することとし一般的には N 値からの推定方法は妥当な値として採用されて来なかった。

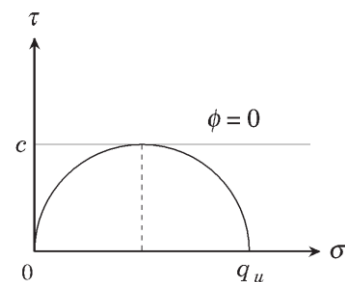


図-1 粘性土の1軸圧縮試験

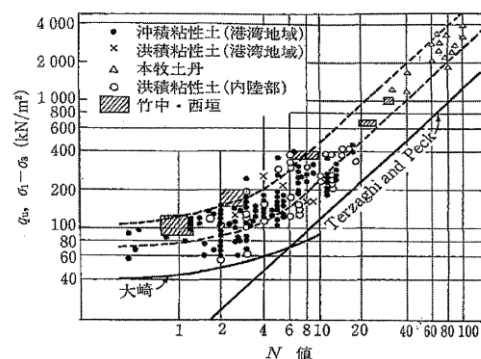


図-2 N 値と粘性土の非排水強度の関係²⁾

したがって、今後も粘着力 c は 1 軸圧縮試験の q_u から (1) 式により求めた数値または、3 軸圧縮試験によって得た c を採用することを原則とする。ただし、きわめて小規模な建物の場合（例えば、文献 3）に示された建物規模）では (2) 式も採用可とするが、スウェーデン式サウンディングによって算出された換算 N 値を用いて q_u を算出することはできないものとする。

2. 砂質土の場合

砂質土地盤の強度特性で最も重要な定数は内部摩擦角 ϕ であり、特別な条件あるいは試験結果がないかぎり粘着力 c は 0 とする。砂質土地盤の強度を精度良く求めるためには凍結サンプリングなどを用いて 3 軸圧縮試験を行ない、その結果よりモールの応力円（図－3）を作成し内部摩擦角 ϕ を算出することが最善である。しかし、一般的には砂質土地盤は地盤調査で資料を採取する時に乱さない試料の採取が困難で、内部摩擦角は土質試験から直接求め難い場合が多い。そのため過去において N 値と内部摩擦角 ϕ の関係を推定した式が多く提案されてきた。

その代表的な提案としては大崎による (3) 式がある。

$$\phi = \sqrt{20N} + 15^\circ \quad (3)$$

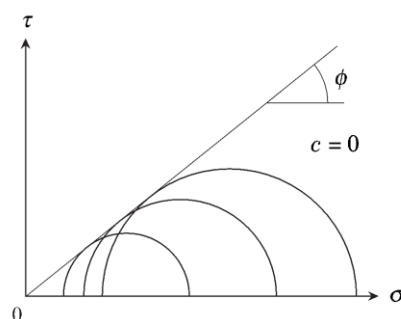
この方法は精度の高い試験結果で検証すると安全側にある¹⁾。

【取扱い】

土は、粒度分布や力学的特性から粘土や砂に分類されるが、粘土と砂の中間の性質を示す中間土も存在する。しかし、設計的には粘性土か砂質土かのどちらの性質かを判断してせん断強さを決めることが多い¹⁾。

粘性土の粘着力 c は 1 軸圧縮試験の q_u から (1) 式により求めた数値、または 3 軸圧縮試験によって得た c を採用することを原則とする。ただし、小規模な建物の場合は (2) 式も採用可とする。

また、砂質土では、大崎式などにより N 値から ϕ を算出し地耐力を算定することとする。（ N 値の適用範囲には十分留意すること。）



図－3 砂質土の 3 軸圧縮試験

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.115，2001
- 2) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，p.267，2004
- 3) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，p.1，2008

5.4 直接基礎の支持力の算定における D_f の設定

【よくある指摘事例】

直接基礎の支持力の算定における根入れ深さ D_f の設定方法が不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第 93 条，平成 13 年国交省告示第 1113 号
2020 年技術基準 pp.566～569

【指摘の趣旨】

直接基礎の設計においては，基礎直下地盤の長期及び短期応力度が地盤調査に基づく地盤の許容応力度（平成 13 年国交省告示第 1113 号）以下になっていることを確認する必要がある。地盤の許容応力度を定める方法は，同告示第 2 に 3 種類が規定されているが，木造等の軽微な建物の場合を除き，荷重の傾斜を考慮した支持力係数による算定式が一般的に採用されている。

支持力係数による算定式では，支持地盤が相対的に軟弱なほど D_f （根入れ深さ）による項の影響が大きく， D_f の設定方法によっては，設計で想定した地盤の許容支持力が発揮されない可能性がある。

告示では D_f は基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さと規定している。2020 年技術基準¹⁾ では，「根入れ深さ D_f は，建築物の供用期間に対して十分な支持性能を期待できる深さとしなければならない」こと，および「敷地境界付近での許容応力度の設定に関しては，隣地の掘削により周辺地盤の支えを失って地盤の許容応力度が低下するおそれがあること」に注意することと記載されている。敷地境界に近いべた基礎の場合の D_f の設定，2 層地盤の検討，および地盤アンカーの引き抜き耐力の設定では，隣地の掘削等に伴う荷重条件の変動に十分留意することが望まれる。以下，地盤の許容応力度と D_f の関係について解説する。

【解説】

1. 支持地盤の許容応力度

告示に定める支持力係数による長期の地盤の許容応力度を以下に示す。

$$q_a = \frac{1}{3} (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad (\text{kN/m}^2) \quad (1)$$

(1) 式の第 1 項は，地盤の粘着力に起因する支持力，第 2 項は地盤の自重に起因する支持力，第 3 項は根入れによる押え効果に起因する支持力である。 N_c ， N_γ および N_q は地盤の内部摩擦角 ϕ に応じて定められる支持力係数で，基礎指針²⁾ に図示されている。直接基礎の支持地盤は砂質地盤とすることが多く，その場合は，第 1 項の粘着力の項は無視して，第 2 項と第 3 項の和を砂質地盤の許容応力度とすることが一般的である。内部摩擦角 ϕ が 30 度以下では $N_q > N_\gamma$ で， D_f の影響が大きくなっている。図-1 に剛なフーチング基礎の破壊時の滑り線を示す。 D_f の影響は水平方向の広い範囲に及ぶので，敷地境界からの距離にも留意が必要である。

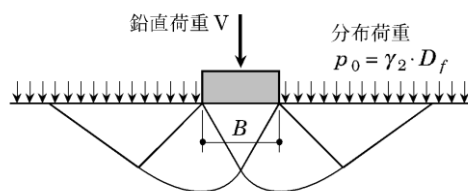


図-1 剛なフーチング基礎の破壊時の滑り線
(全般せん断破壊)

2. D_f の設定

2.1 水平地盤の場合

基礎指針²⁾では、根入れ深さ D_f については図-2 のように設定している。この D_f の設定は、支持地盤の押え効果として有効である深さを考慮したものである。敷地境界に近接した基礎では、隣地の掘削等によって D_f の効果が影響を受けることになるので、留意する必要がある。

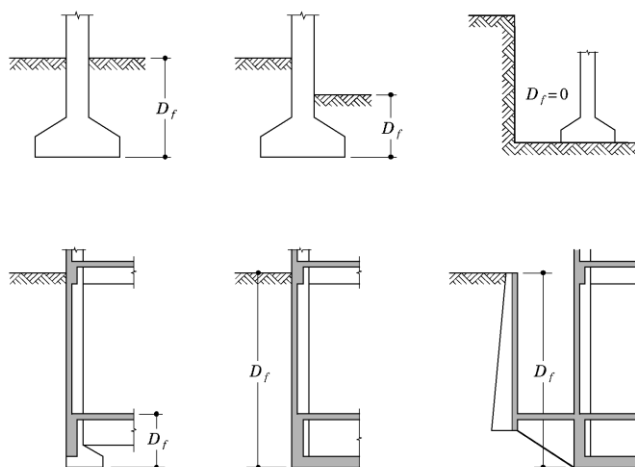


図-2 D_f の取り方²⁾

2.2 傾斜地盤の場合

傾斜地盤上に直接基礎がある場合には、水平地盤上に比較して極限支持力が低下するので、斜面角度、法肩からの距離、斜面高さを考慮した低減係数 ζ_s を (1) 式に乗じて算定する式が、基礎指針²⁾ に示されている。その場合の根入れ深さ D_f の設定方法を以下に示す。図-3 に傾斜地盤の形状と基礎の位置関係を、図-4 に傾斜地盤における根入れ効果の考え方を示す。根入れ効果については、根入れを考慮した傾斜地盤の支持力が、水平地盤上の支持力と同等の支持力となるライン (図-4 の AA') を設定し、法肩側の基礎端部がこのラインより深い場合は、その深さを D_f と設定する。A 点の位置は図-5 を参照して、速度場法の計算値と $\zeta_{s0}=1.0$ の交点の α_s を基に設定できる。 $\theta_s=25$ 度の場合には、A 点は法肩から基礎幅の 4.5 倍離れた位置である。この AA' ラインより浅い場合は有効な根入れと見做さず $D_f=0$ とする。ただし、根入れによって斜面までの距離が増大する効果を $\alpha_s^* B$ として考慮できる。

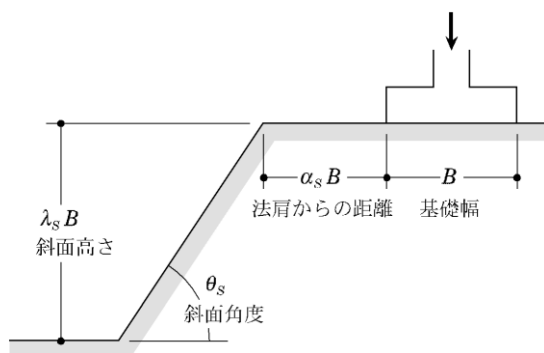
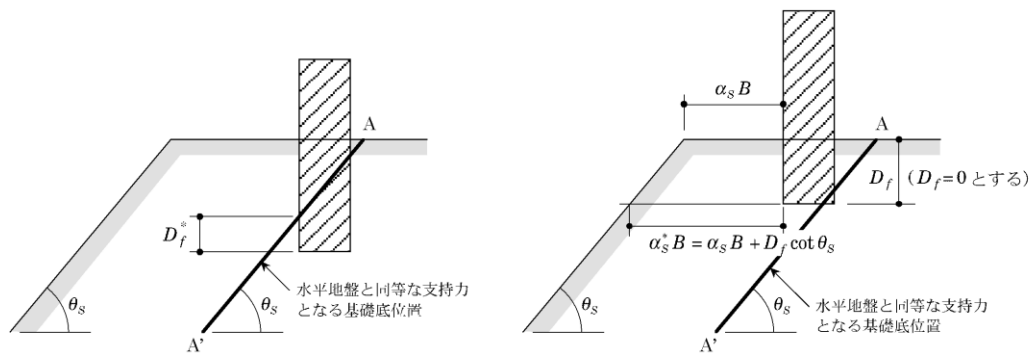


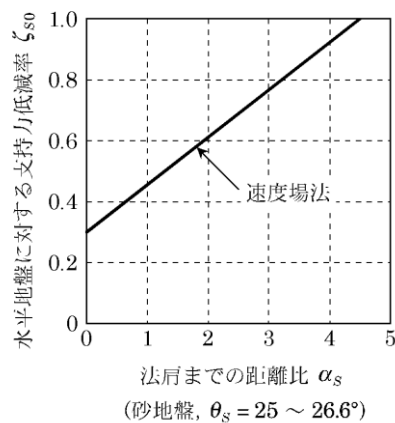
図-3 傾斜地盤の形状と基礎の位置²⁾



(a) 支持力が水平地盤と同等となる深さより基礎が下にある場合

(b) 支持力が水平地盤と同等となる深さより基礎が上にある場合

図－4 傾斜地盤における根入れの効果の考え方



図－5 法肩までの距離の影響

3. まとめ

直接基礎の地盤の支持力は、平成 13 年国交省告示第 1113 号に定める地盤調査と許容応力度を定める算定式に従って求めなければならない。地盤の許容応力度は、地層構成や層序、地質、支持層深さなどにも左右されるので、信頼できる地層構成断面図が得られるよう、基礎形式や規模に応じて適切な質・量の地盤調査を実施しなければならない。地盤調査の質・量が十分でないことなど、限られたデータのみから支持力等を計算せざるを得ない場合は、支持力に制限を設ける、十分な安全余裕度を設定する等の配慮が望まれる。 D_f の設定については、隣接地その他当該基礎の近傍の地盤が掘削されるおそれがある場合には将来の周辺環境の変化にも対応可能なように、十分な安全余裕度を確保することが望まれる。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，9.6 地盤及び基礎ぐい
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，5.2 鉛直支持力，2001

【よくある指摘事例】

直接基礎の地盤の支持力算定において、基礎に作用する荷重の傾斜による許容耐力の低減を適切に考慮していない事例がある。

【関係法令等】

令第93条，平成13年国交省告示第1113号第2

2020年技術基準 pp.566～569

【指摘の趣旨】

平成13年国交省告示第1113号第2の表中の(1)項の支持力式を用いた直接基礎の地盤の支持力計算において、水平荷重時には基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角による低減を考慮しなければならないが、当該傾斜角が適切に設定されていない事例がある。ここでは、この考え方について解説する。

【解説】

令第93条(地盤及び基礎ぐい)に示す地盤の許容応力度表では、荷重の傾斜角(基礎に作用する荷重[基礎底面に作用する基礎軸力とせん断力との合力]の鉛直方向に対する傾斜角)についての記述はなく、短期の許容応力度は長期の2倍でよいとしている。しかし、平成13年国交省告示第1113号第2の表中の(1)項に規定される地盤の許容応力度式では、荷重傾斜角を考慮しなければならない。なぜなら、荷重が傾斜して作用する場合は、鉛直時と異なり図-1に示すようにⅠの領域が二等辺三角形にならない。その結果、地盤の破壊時の滑り線が鉛直時に比べて小さくなり支持力が低減される。その時の支持力は数値計算を行えば求めることができるが、計算方法が複雑なため、Meyerhofは、鉛直荷重に対する支持力係数の次の補正式を提案している。

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$$

$$i_r = (1 - \theta/\phi)^2$$

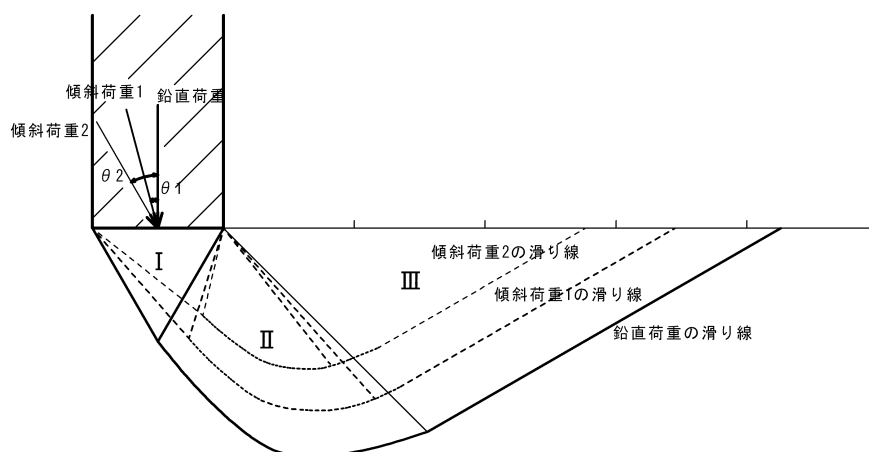


図-1 傾斜荷重が作用する際の滑り線

設計用荷重傾斜角は、設計者が個々の場合について設定する。例えば、剛床仮定が成立する建物の独立基礎において基礎底面の地震時水平力（ H ）が短期基礎軸力（ V ）に比例すると仮定し、さらに簡単のため、基礎に作用する地震力を含んで、一律 $H/V=0.2$ とする方法がある。

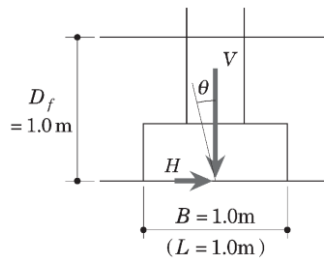
基礎指針 2019¹⁾ では水平荷重が基礎に作用する場合、荷重の傾斜による補正係数 i_c, i_r, i_q を 1 にすることが新たに示されたが、地盤の許容応力度は平成 13 年国交省告示第 1113 号第 2 に準拠して算定することが必要であり、短期時においても基礎に作用する水平荷重に基づき補正係数を評価する。

なお、長期に荷重傾斜角が生じる場合としては、以下などが考えられる。

- ① 工場、倉庫のように張間方向に基礎梁を有さない直接基礎
- ② 片土圧が作用する建物の直接基礎

【設計例】

基礎を図－2 の形状の独立基礎とし、地盤の諸定数を以下のとおり仮定する。



図－2

- γ_2 : 基礎底面上にある地盤の単位体積重量（＝16kN/m³）
- γ : 基礎底面下にある地盤の単位体積重量（＝18kN/m³）
- c : 基礎底面下にある地盤の粘着力（＝0kN/m²）
- ϕ : 地盤内部の摩擦角（＝30°）
- θ : 荷重傾斜角（＝長期 0°，短期 11°）

平成 13 年国交省告示第 1113 号第 2(1) 式より求まる地盤の許容鉛直応力度： q_a

$$Lq_a = 1/3(i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad (\text{長期})$$

$$Sq_a = 2/3(i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad (\text{短期})$$

ここに i_c, i_r, i_q : 荷重傾斜角に応じた補正係数

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2 = 1.0 (\text{長期}), 0.77 (\text{短期})$$

$$i_r = (1 - \theta/\phi)^2 = 1.0 (\text{長期}), 0.40 (\text{短期})$$

α, β : 基礎荷重面の形状に応じた係数

$$(\alpha, \beta) = (1.0 + 0.2B/L, 0.5 - 0.2B/L) = (1.2, 0.3)$$

N_c, N_r, N_q : 支持力係数

$$(N_c, N_r, N_q) = (30.7, 16.6, 19.0)$$

以上より、

$$\begin{aligned} Lq_a &= 1/3 \times (1.0 \times 1.2 \times 0 \times 30.7 + 1.0 \times 0.3 \times 18 \times 1.0 \times 16.6 + 1.0 \times 16 \times 1.0 \times 19.0) \\ &= 130 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow N \text{ 値のばらつきを考慮し、} 100 \text{ kN/m}^2 (\text{長期}) \text{ とする。} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Sq_a &= 2/3 \times (0.77 \times 1.2 \times 0 \times 30.7 + 0.40 \times 0.3 \times 18 \times 1.0 \times 16.6 + 0.77 \times 16 \times 1.0 \times 19.0) \\ &= 180 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow 150 \text{ kN/m}^2 (\text{短期}) \text{ とする。} \end{aligned}$$

上記の計算例のとおり、支持力式で荷重傾斜角を考慮すると、地盤の短期許容応力度は単純に長期許容応力度の 2 倍とはならないことに注意を要する。基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角が地盤の許容応力度へ与える影響についての詳細な記述は、2020 年技術基準²⁾、基礎指針 2001³⁾ 参照すること。

なお、傾斜地盤上の支持力評価については本解説第 2 部「5.4 直接基礎の支持力の算定における D_f の設定」を参照すること。

【補足事項】

- ・地震時だけでなく長期でも片土圧を受ける場合などは、傾斜角を考慮する必要がある。
- また、基礎梁や土間スラブが建物と一体になっている場合であっても、支持力は支持地盤に加わる力の角度によって決まることから、傾斜角を考慮する必要がある。
- ・地盤調査資料で地下水位が浅い場合には、水位に応じて適切に浮力を考慮する必要がある。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.130，2019
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，p.568
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.110，2001

5.6 杭先端の地盤と支持力	B
【よくある指摘事例】 杭の支持力算定において、十分な地盤調査が行われずに過大な支持力の採用事例や支持層直下の粘性土の影響を考慮しない事例、および短い杭の不適切な支持力採用事例がある。 【関係法令等】 令第 93 条，平成 13 年国交省告示第 1113 号第 5，第 6	
【指摘の趣旨】 構造計算適合性判定において、杭先端付近の地盤調査が不足し支持力の評価が不十分な事例や、支持層下端にある粘性土層の地盤調査が不足し、粘性土層を考慮した 2 層地盤としての検討が行われていない事例、あるいは短い杭の支持力の評価について検討が不足している事例が見受けられるため、以下に解説する。 【解説】 1. 問題の要点 杭の許容鉛直支持力は地層構成や地質、支持層深さ、支持層下部層などに影響されるため、適切な内容・箇所数の調査を行わなければならない。地盤の種類や地層構成のデータが不十分な場合、杭先端位置の決定や支持力算定の際に適切な判断ができず、場合によっては建物に沈下等の不具合をまねくおそれがある。一方で、地域によっては支持層の傾斜や不陸があり、支持層深さ等を正確に想定することが難しい場合がある。この場合には地盤構成の評価に幅を持たせて支持力算定を行うことが必要である。また諸事情により設計前に十分な調査を行うことができない場合には施工時に支持層の確認を確実にすること等の対応が必要である。地盤調査の詳細については文献 1) 等を参考にすることが望ましい。 適合性判定において指摘の多い以下の項目について留意事項等を解説する。 ・杭の支持力の算定における地盤評価について ・杭先端を層厚の薄い支持層（中間支持層という）に止め、下部に粘性土層（下部粘性土層という）がある場合の 2 層地盤の先端支持力の算定について ・杭長が短い場合の鉛直支持力の算定について 2. 杭の支持力算定における地盤評価について 杭の支持力算定式としては告示式や学会指針式等があり、それぞれに N 値の取り方と上限値、平均 N 値の算定法が示されている。これらは支持力式の考え方や適用範囲に関連して定められている。また、高支持力杭等の大径杭認定を取得した杭工法の場合については、認定内容や適用範囲に留意して支持力算定を行う必要がある。 建物を安全に支持するために杭の支持力算定に留意する事項を以下に示す。 2.1 採用 N 値の評価 杭の鉛直支持力は、一般的に標準貫入試験の結果（N 値）および室内土質試験結果から得られる土質定数に基づいて算定される。N 値は試験の生データであるため、数値を鵜呑みにせず適切に評価・判断して、算定結果が安全側となるように用いる必要がある。例えば、礫を多く含む地盤では「礫打	

ち」により N 値が過大評価される．このような場合には，10cm ごとの N 値のばらつきが一つの目安となり，大きくばらついている場合は，そのうちの最小値の 3 倍を 30cm 相当の N 値とすることも一つの方法である．また，有機質土を多く含む地層や層厚の薄い層（または薄い互層）に摩擦を期待する場合は，周辺のボーリングデータの情報などから，支持力を見込む層厚や N 値が過大評価となっていないか等，慎重に判断する必要がある．

2.2 杭周面摩擦抵抗力を算定する際の液状化の扱い

杭周面の摩擦抵抗力は，液状化層内においては大幅に低下する．中間に液状化層がある場合は，その上部層への影響も考慮する必要がある．上部非液状化層の層厚が比較的薄い場合や透水性の地層である場合には，間隙水圧の上昇によって杭周面に沿って水と土砂が噴出する懸念がある．したがって，地層構成によっては，液状化層以浅の地層の摩擦抵抗力を無視する等の設計上の配慮が必要となる．

2.3 先端支持力

先端支持力を求める際の先端平均 N 値は告示式では上 4D 下 1D 間の平均となっている²⁾．一方，基礎指針 2001³⁾ では埋込み杭，場所打ち杭では上 1D 下 1D 間の平均となっている．杭径が 1.5～2.0 m を超える大径の場所打ち杭では先端付近の平均 N 値として上 1D 下 1D 間の平均が用いられる場合が多いが，この場合の先端支持力度は告示式の 150N でなく，基礎指針 2001³⁾ の 100N（上限値は 7500kN/m²）とすることが必要である．また大径杭は先端支持力度が同一でも中小径杭と比較すると沈下が大きくなる傾向がある．大径杭を用いる場合は施工管理をより慎重に行い，沈下の検討を行うことが望まれる．

3. 2 層地盤の支持力の算定について

杭先端を層厚の薄い中間支持層で支持する場合には，先端支持力は杭先端面の検討に加えて，中間支持層下面の応力に対する下部粘性土層の強度や沈下の検討を行う必要がある．ここでは N 値は大きい薄い砂質土層を中間支持層とし，その直下で N 値が小さい粘性土の地層を下部粘性土層とする場合について述べる．このような場合には支持力と圧密沈下の両方の確認が必要となる．既往の研究では H/D (H : 杭先端から中間支持層下面までの距離， D : 杭先端径) が 2 以下ではパンチング破壊の可能性が高く，3 以上になると下部粘性土層の影響は小さくなっていくとの研究があるが，中間支持層と下部粘性土層の剛性によりその影響は異なる．基礎指針 2001 や 2020 技術基準においても明確な設計法は定められてはいない．しかし，基礎指針 2019 で初めて，この問題が取り上げられた．ここでは学会での扱いの変化も含めて解説する．

3.1 支持力の検討について

文献 4) には薄い中間層を支持層として下部に粘性土層がある場合の杭の支持力について解説が示されている．中間支持層下面の応力度は 2 層地盤での直接基礎の検討法を準用するとして図-1 に示すように杭先端応力度 p が下部粘性土層表面では応力分散により p' になると考え，粘性土層の極限支持力度 q_u との比較から先端支持力を検討している．

この考え方を踏まえ，3.2 で示す圧密沈下の検討を行う条件

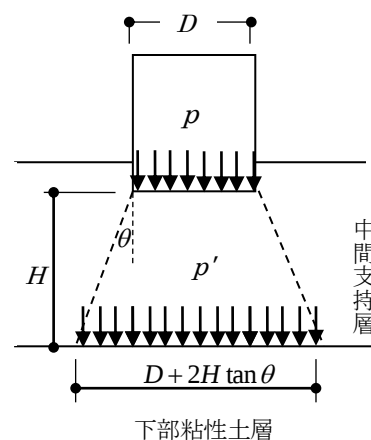


図-1 杭先端からの応力の広がり

で下記の検討式(1)を提示する。 q_u には基礎指針 2001⁵⁾ の杭先端が粘性土の場合の極限支持力度 $6c_u$ あるいは直接基礎の極限支持力度式 $5.1\alpha c_u + \gamma D_f$ を用いている。なお、文献6) に従い自重項 γD_f には安全率 β を与えていない。

$$p' \leq \beta \cdot q_u \quad (1)$$

$$\text{ここで } p' = \frac{pD^2}{(D + 2H \tan \theta)^2} \quad \tan \theta : 0.3 \sim 0.5 \quad p : \text{杭先端応力度 (kN/m}^2\text{)}$$

D : 杭径(m), H : 杭先端から支持層下端までの深さ (m) β : 安全率 (2/3 以下)

q_u : $6c_u$ あるいは $5.1\alpha c_u + \gamma D_f / \beta$ c_u : 粘性土の非排水せん断強さ (kN/m²),

α : 形状係数 1.2, γ : 地表面から支持層下端までの土の水中単位体積重量 (kN/m³),

文献4) では 2 層地盤の支持力式による先端支持力の評価と既往の実験結果との適合性が検討されているが、(1) 式に採用する数値の設定によっては危険側となるケースがあるので、慎重な判断が必要である。また、基礎指針 2001⁷⁾ によれば使用限界状態（長期）での杭頭荷重が極限支持力の 1/3 に至らなければ問題となる沈下がほとんど生じないとの過去の実績があると示されているが、2 層地盤の支持力の検討における (1) 式の安全率 β の設定にあたっては、3.2 で示す圧密沈下の検討を行い上部建物の剛性を考慮して設計者が適切に判断する必要がある。

一方、基礎指針 2019⁸⁾ では、文献4) と同様のデータから

粘土の極限支持力度は $q_u = 6c_u$

分散角は $\tan \theta = 0.3$

としている。実験結果を安全側に説明できると解説している。また基礎指針 2019⁸⁾ では安全率 β を明確に定めて、使用限界状態（長期）では 1/3 としている。

この設計法では、今までに大阪市域で設計されていた中間層支持杭も設計できなくなるケースが増し、経験的な実態と合わないことが考えられる。しかし、昨今は杭径の拡大や高支持力杭の採用など先端荷重は増大する一方であり、この問題は過去の経験だけでは心もとない現状である。学会が基礎指針 2019 で示した設計法は最新の知見を集めた現時点での最終判断であることを尊重して、設計者は本指針の採用を検討されることが望まれる。

3.2 圧密沈下の検討

圧密沈下の検討には、支持力と同様に下部粘性土層天端での杭先端の応力分散を考えるが、地表面からの土の自重による有効応力を加算する必要がある。この応力 p'' と、下部粘性土の圧密降伏応力 p_c とを比較する。

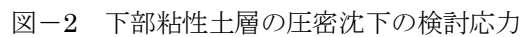
$$p'' \leq p_c \quad (2)$$

ここで

$$p'' = \frac{pD^2}{(D + 2H \tan \theta)^2} + \gamma \left(H + D_f \left(1 - \frac{D^2}{(D + 2H \tan \theta)^2} \right) \right) \quad (3)$$

D_f : 杭先端から地表面までの深さ (m) p_c : 圧密降伏応力 (kN/m²)

式 (3) の第 1 項は杭先端から下部粘性土層に作用する応力であり、第 2 項は地表面から下部粘性土層までの杭の部分を除いた土の重量である。ここで杭の自重は p に含む。 $\tan \theta$ は 0.5 とすることが基礎指針 2019 で示している。上記の支持力検討時と異なることには特に説明がない。



下部粘性土層は一般には洪積粘土層の固い粘性土である。大阪平野では **Ma12** と呼ばれる洪積粘土層であることが多く、既存のデータでは 1 軸圧縮強度は $100 \sim 400 \text{ kN/m}^2$ 程度（粘性土の非排水せん断強さ c_u は 1 軸圧縮強度の $1/2$ ）、圧密降伏応力 p_c は $400 \sim 700 \text{ kN/m}^2$ 程度にばらついている。このような粘性土のサンプリングは適切に行わないと、乱された資料となり圧縮強度はかなり低減する。したがって、サンプルリングにはトリプルチューブサンプラーを用いることが良い。また本来は地中深い層であるため拘束圧が大きい状態であるが試験方法がこれを反映していない場合は実態の強度が得られない。従って圧縮強度試験には 3 軸 UU 試験を行い、直接 c_u を求めることが良い⁴⁾。また圧縮強度試験は同一カ所で 3 回は行い、バラツキを考慮して試験結果を評価することが望ましい。一般に精度の良い調査を行うことで強度は大きな値を確認することができ、大きな支持力を採用できる。

基礎指針においては、杭長が杭径の数倍程度の短い杭基礎は直接基礎に近い挙動を示す可能性もあることから、杭基礎としての先端支持力の検討に加えて直接基礎としての検討も行い、いずれか小さな支持力値を採用することが望ましいことが示されている。

L/D が杭径の5倍程度以下で「短い杭」と考えられる場合については、杭先端地盤及び周辺地盤の状況を勘案して、より安全性に配慮した杭支持力の設定が必要と考えられる。以下では、場所打ちコンクリート杭について、杭先端地盤を杭支持力式ならびに直接基礎としての支持力式を比較して小さい方を採用する考え方を示す⁹⁾。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{長期} & {}_L R_a = q_p A_p + \frac{1}{3} R_F \\ \text{短期} & {}_s R_a = 2q_p A_p + \frac{2}{3} R_F \end{array} \right) \quad (4)$$

$$q_p = \min(\frac{K}{3}\overline{N}, q_a) \quad (5)$$

$$q_a = \frac{1}{3}(i_c \alpha c N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q) \quad (6)$$

ここで、 R_a : 地盤の許容支持力 (kN) R_F : 杭周面摩擦力 (kN)
 q_p : 先端支持力度 (kN/m²) $\bar{N}$: 杭先端の平均 N 値
 K : 告示式では 150, 学会指針式では 100 とする.
 A_p : 杭先端断面積 (m²) q_a : 杭先端における地盤の許容支持力度 (kN/m²)

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築基礎のための地盤調査計画指針，2009
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，p.577
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.205，2001
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計のための地盤評価・Q&A，pp.123～127，2015
- 5) 文献 3)，p.205
- 6) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.119～123，1988
- 7) 文献 3)，pp.202～203
- 8) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.217，2019
- 9) 大阪府下特定行政庁連絡協議会監修：建築基準法構造関係法令集 1996 年版，大阪建築士事務所協会，p.567

【よくある指摘事例】

杭の水平荷重時応力算定において、地盤の液状化を考慮した検討や地盤の非線形性を考慮した検討が行われていない事例がある。

【関係法令等】

令第 38 条

2020 年技術基準 pp.431～435

【指摘の趣旨】

基礎の耐震計算については、令第 88 条第 4 項において地下部分の地震力が規定され、これを用いて令第 82 条各号に規定する構造計算により構造耐力上の安全性の検討を行うこととされている。杭基礎の設計においては、基礎指針¹⁾等に基づき水平力によって杭体に生じる応力を算定し、応力度が杭体の短期許容応力度を超えないことを確かめる必要がある。

以下では、水平荷重時に杭体に生じる応力の算定にあたり、一般的な解法を示すと共に、

- ・杭の水平変位が 1cm を超えている場合にばねの設定は妥当か
- ・水平地盤反力係数 k_h の設定は妥当か

の 2 点について検討方法等を解説する。更に、液状化地盤における杭の水平抵抗の低減方法についても併せて解説する。

【解説】

1. 杭頭に作用する水平力に対する検討

基礎指針¹⁾では、杭頭に作用する水平力に対する応力解法として、一様地盤中の杭および地盤を弾性と仮定する方法、多層地盤中の杭および地盤を弾性と仮定する方法、多層地盤中の杭および地盤の非線形性を考慮する方法が示されている。水平力に対して杭の検討を行う場合には、地盤の状況に合わせて、上記の解法を適切に選定する必要がある。

2. 一様地盤中の杭及び地盤を弾性と仮定する方法

一般的には、杭を基礎スラブと接合させた場合、上記の一様地盤中の杭および地盤を弾性と仮定する方法が用いられ、各杭の杭頭変位が等しくなるように杭設計用水平力を分配し、杭頭に集中力として作用するものとして検討する。

具体的な計算方法は、2020 年技術基準²⁾に記述されている。一様地盤において、杭体をほぼ弾性範囲内にとどめる損傷限界水平抵抗力の評価までは本方法を適用可能である¹⁾。

3. 多層地盤中の杭及び地盤を弾性と仮定する方法

上記 2. の方法を多層地盤に拡張した方法である。杭および地盤を多層に分割して各層内の杭を上記 2. の方法で計算し、各地層境界における解の連続条件、杭頭部および杭先端部の境界条件を解くことで、杭の応力と変形を求めることができる。

杭体を弾性と仮定する制約はあるが、杭体の曲げ剛性や地層構成が杭軸方向に変化している場合に本方法を適用できる。また、上記 2. の方法と同様に損傷限界水平抵抗力の評価までは、本方法を適用可能である¹⁾。

4. 多層地盤中の杭及び地盤の非線形性を考慮する方法

十分に根入れされた単杭の杭頭に水平荷重を作用させると、その杭の杭頭水平荷重－杭頭水平変位関係は、図－1に示されるように、低荷重域のほぼ線形とみなせる状態から非線形状態を示し、ある荷重に達するとそれ以上に荷重が増加せずに水平変位が急激に増大したり、水平荷重に低下が見られるなどの性状が現れ、極限状態に至る。

このような杭の非線形挙動は、水平変位の増大に伴い、杭周辺地盤が非線形挙動すると共に地表面近傍から深部へ進行性破壊が生じることのほか、弾性状態であった杭体が塑性化することなどが相乗した現象として現れる。杭体の状態は、コンクリート系の杭では杭頭部においてひび割れ発生から最外縁鉄筋の降伏を経て塑性ヒンジ化へ進み、鋼杭では杭頭部において最外縁が降伏した後、塑性ヒンジ状態となる。

このように、杭頭変位の増加に伴い、杭体や地盤が非線形状態に至るため、基礎指針¹⁾では、多層地盤中の杭および地盤の非線形性を考慮した計算法によって限界水平抵抗力を評価することを推奨している。

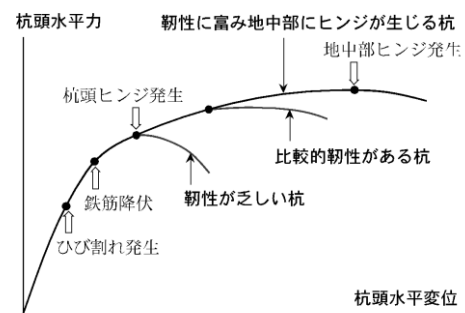
上記の計算法に用いる計算モデルの一例を図－2に示す。杭体を杭軸方向に要素分割し、地盤調査結果から判断される地層を杭体要素間に水平ばねとしてモデル化し、各要素における杭体の曲げモーメント M －曲率 ϕ 関係および地盤の水平地盤反力 P －水平変位量 y 関係を、それぞれの非線形性状を考慮して設定する。非線形性状を考慮した計算方法としては、杭頭部に水平荷重を徐々に与える荷重増分解法と、 M － ϕ 関係および P － y 関係を杭の変形量に応じた等価剛性に置き換えて弾性解析を行い、変形が適合するまで繰り返し収斂計算を行う方法がある。以下では、後者の計算方法において、地盤の P － y 関係を求めるために必要な水平地盤反力係数 k_h 値の設定方法について記述する。

地盤の非線形性状を考慮した水平地盤反力係数 k_h 値は、下式を用いて求めることができる¹⁾。ここでは、水平変位量 y が極端に小さくなると k_h 値が急増し精度が悪くなること、反対に $\bar{y}$ が大きくなると地盤は塑性破壊して一定値の塑性水平地盤反力 P_y になることを考慮している（図－3）。

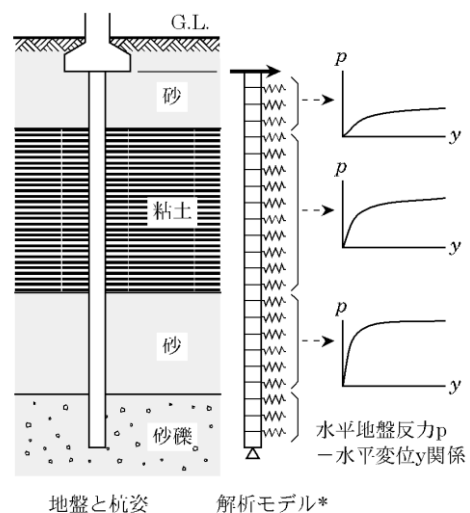
$$0.0 \leq \bar{y} \leq 0.1 : k_h = 3.16 \cdot k_{h0} \quad (1a)$$

$$0.1 < \bar{y} : k_h = k_{h0} \cdot \bar{y}^{-1/2} \quad (1b)$$

$$\text{ただし、} P = k_h \cdot y \leq P_y \quad \therefore k_h \leq P_y \cdot y^{-1}$$



図－1 杭頭の水平荷重－水平変位関係
における各状態
(コンクリート系の長い杭の例)



図－2 設計実杭と解析モデル
(*分割は各要素長が杭径
以下になるのが理想)

記号

k_h : 水平地盤反力係数

k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (=水平変位量が 1cm 時の水平地盤反力係数)

$\bar{y}$: 無次元化水平変位 (=水平変位量を cm 単位で表したうえでの無次元量)

P : 水平地盤反力

P_y : 塑性水平地盤反力

ここに、基準水平地盤反力係数 (k_{h0}) 値としては、当該現場における杭の水平載荷試験から求める方法と既往の研究成果に基づく方法があるが、両者の係数値の精度には差異がある。したがって、設計用限界水平抵抗力および設計用限界水平変位を算定する

場合、杭の水平載荷試験から求めた k_{h0} 値はそのものの値を用いることができるが、既往の研究成果に基づいた k_{h0} 値を用いる場合は、その値のばらつきを考慮した低減値を用いる必要がある。

基準水平地盤反力係数に関する評価式としては、実大杭の現場水平載荷試験結果を収集し、統計的に検討した種々の提案式がある³⁾。それらのほとんどは、杭の水平載荷試験結果における杭頭水平荷重－杭頭水平変位量関係から逆算された k_{h0} 値と当該現場の標準貫入試験による N 値との関係として表現されている。ここに、地盤の力学的性質を把握する場合、標準貫入試験の N 値はその試験方法から粘性土地盤より砂質土地盤に適しているといわれているが、粘性土地盤の k_{h0} 値－ N 値関係は砂地盤よりばらつきの多いことが報告されており、粘性土地盤の評価精度が低い結果となることに注意する必要がある¹⁾。

上述した研究成果などを総合し、かつ実用性を考慮したうえで、基準水平地盤反力係数 k_{h0} としては、下式の評価が推奨されている⁴⁾。

$$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot \bar{B}^{-3/4} \quad (2)$$

記号 k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (kN/m³)

α : 評価法によって決まる定数 (m⁻¹)

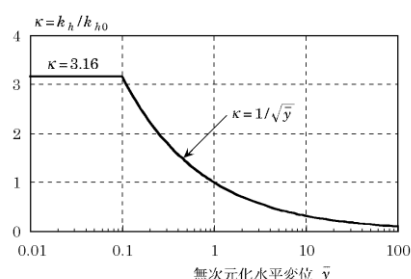
ξ : 群杭の影響を考慮した係数。単杭の場合は、 $\xi = 1.0$ とする。

E_0 : 変形係数 (kN/m²)

$\bar{B}$: 無次元化杭径 (杭径を cm で表した無次元数値：例えば、杭径 50cm は 50 とする。)

なお、上式中の変形係数 E_0 は、下記のいずれかの方法によって算出するが、上述したように、対象となる地層の土性に適した方法を適用すべきであり、このことを考慮して各方法に対する定数 α (m⁻¹) は、次の値を与える。

- | | |
|---|--|
| 1) ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数 | : 粘性土 $\alpha = 80$
砂質土 $\alpha = 80$ |
| 2) 一軸または三軸圧縮試験から求めた地盤の変形係数 | : 粘性土 $\alpha = 80$ |
| 3) 対象土層の平均 N 値より $E_0 = 700 \cdot N$ で推定した地盤の変形係数 | : 粘性土 $\alpha = 60$
砂質土 $\alpha = 80$ |



図－3 水平地盤反力係数と杭水平変位量関係

さらに液状化地盤における水平地盤反力係数 k_{h1} は、
下式によって補正して求めることができる⁵⁾。

$$k_{h1} = \beta \cdot k_h \quad (3)$$

記号

k_{h1} : 液状化地盤における水平地盤反力係数

β : 液状化による補正係数

上式中の補正係数 β は、補正 N 値 (N_a) との関係として図-4 で与えられる。補正 N 値 (N_a) の算出法は、基礎指針⁵⁾ を参照されたい。

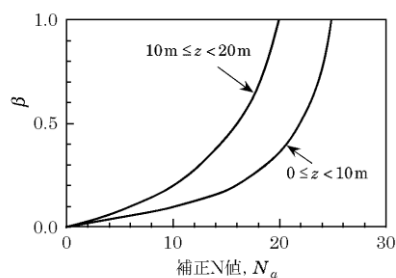


図-4 水平地盤反力係数の補正係数

【補足事項】

杭の水平変位が 1.0cm 程度を超えない場合は地盤を弾性とし、1.0cm を超えるほど大きい場合は、地盤の非線形性を考慮する必要がある。非線形性の考慮方法として既往の研究成果に基づいた水平地盤反力係数 k_h 値を用いる場合は、変形係数 E_0 値の算出に当たって地層の特性に適した方法を適用しなければならない。液状化が想定される地盤においては、液状化による補正係数を考慮して水平地盤反力係数を求める必要がある。

水平地盤反力係数を用いた計算方法は、地盤の非線形性を等価剛性に置き換えた弾性解析であるため、解析結果を求めるためには繰返し収斂計算が必要となる。すなわち、水平地盤反力係数を定めるために仮定した杭の水平変位と、それを用いた弾性解析結果の水平変位との誤差が微少になるまで繰返し計算を行うことで、杭および地盤の非線形性を考慮した解析結果を求めることができる。

なお、敷地内で平面的に地盤条件の変化がある場合等、最小の水平地盤反力係数を用いることがすべての杭にとって安全側の設計になるとは限らない。部分的に計算より大きな負担せん断力が生じることも考えられるため、各杭の水平地盤反力係数を適切に評価し、負担せん断力を求めることによってすべての杭が安全側に設計されるようにする必要がある。

その他、杭の水平荷重時応力算定で 1 階床がアスファルトの場合は剛床と見なせないが、土間コンクリートは、コンクリート強度や配筋、面積等により剛床と見なせる場合がある。この剛床とする場合は、せん断力の伝達が可能であることを確認する必要がある。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，6.6 水平抵抗力および水平変位，2001
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，6.7 基礎の耐震計算
- 3) 日本建築学会構造委員会基礎構造運営委員会：地盤の変形係数評価法に関する研究の現状，p.115，1997
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp. 253～254，1988
- 5) 文献 1)，4.5 地盤の液状化

5.8 支持地盤の傾斜による杭の水平剛性への影響

【よくある指摘事例】

傾斜地盤における杭水平剛性の評価方法が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

支持地盤の傾斜については，斜面・段差の存在，地層の傾斜，崖錐層の存在，盛土部と切土部の混在等，一般的に地形や地層構成が支持層の水平な地盤と比較して複雑である．支持層が傾斜している場合には，長い杭と短い杭の混用や，直接基礎と杭基礎の併用基礎となる場合もある．このような場合には，長い杭と短い杭の水平剛性の差異により，各杭の負担水平力に差異が生じる可能性がある．したがって杭体の検討に対してはもちろんのこと，基礎梁に対しては負担水平力の差異による杭頭モーメントの影響を考慮することが必要になる場合がある．

以下では，傾斜地盤における杭の水平剛性の差異を考慮した杭および基礎梁の設計法を解説する．

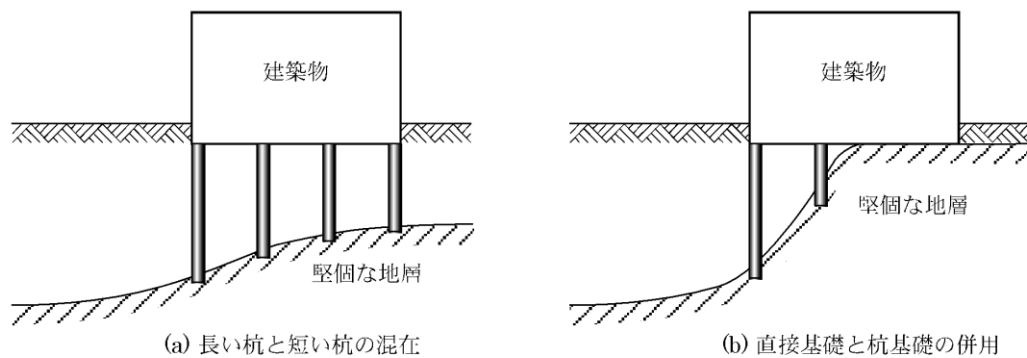


図-1 支持層が傾斜する場合の基礎

【解説】

1. 支持地盤の傾斜による杭長の差異による杭の水平剛性の影響

1.1 一様地盤中における場合

杭を基礎スラブと接合させた場合，一般的には上記の一様地盤中の杭および地盤を弾性と仮定する方法が用いられる．杭設計用水平力は，杭頭レベルの床を剛床として各杭の杭頭変位が等しくなるように分配して検討する．

通常の場合，水平力による杭頭変位 y_0 ，杭頭曲げモーメント M_0 ，杭の地中部最大曲げモーメント M_{max} 及びその発生深さ l_m は下式 (1) ～ (9) によって算出している．

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} \quad (\text{m}) \quad (1)$$

$$M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M0} \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \quad (2)$$

$$M_{max} = \frac{Q}{2\beta} R_{Mmax} \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \quad (3)$$

$$l_m = \frac{1}{\beta} R_{lm} \quad (\text{m}) \quad (4)$$

ただし,

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1}) \quad (5)$$

$$R_{y0} = 2 - \alpha_r \quad (6)$$

$$R_{M0} = \alpha_r \quad (7)$$

$$R_{Mmax} = \exp \left[-\tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - \alpha_r} \right) \right] \sqrt{(1 - \alpha_r)^2 + 1} \quad (8)$$

$$R_{tm} = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - \alpha_r} \right) \quad (9)$$

ここで, Q : 杭頭の水平力 (kN), k_h : 水平地盤反力係数 (kN/m³), B : 杭径 (m),

E : 杭のヤング係数 (kN/m²), I : 杭の断面二次モーメント (m⁴),

α_r : 杭頭の固定度 (固定のとき 1, ピンのとき 0)

なお, 杭長 L (m) に関しては, $\beta L \geq 3.0$ なる条件を満たすものとする.

設計例として杭径 800 ϕ の鋼管杭 (鋼管厚 $t=12\text{mm}$) および PHC 杭の場合における $\beta L \geq 3.0$ となる杭長は以下のとおりである. ここで, $E_0=700\text{N}$, $k_h=80 \cdot E_0 \cdot B^{-3/4}$ (kN/m³) .

表-1 砂地盤における $\beta L \geq 3.0$ となる杭長 (杭径 800 ϕ)

N 値	鋼管杭	PHC 杭
N=1	17.5m	18.3m
N=5	11.7m	12.3m
N=10	9.9m	10.3m

$\beta L \geq 3.0$ となる杭は一様地盤中の杭として設計できるので, 支持地盤の深さの差異により杭長が若干異なっても同じ長さとして水平抵抗に対する検討をすることは問題ないと判断できる. ただし, 図-2 に示すように支持地盤が傾斜していて, $\beta L \geq 3.0$ となる杭と $\beta L < 3.0$ となる杭が混在する杭基礎となる場合には, 長い杭と短い杭の水平剛性の違いから, 剛床仮定により, 短い杭の負担水平力は大きくなる. その場合には, 杭長が短い杭に余力のある設計を行う, または杭長の差異を考慮した解析モデル (図-2) により各杭の分担せん断力を算出する等の検討が必要になる場合がある.

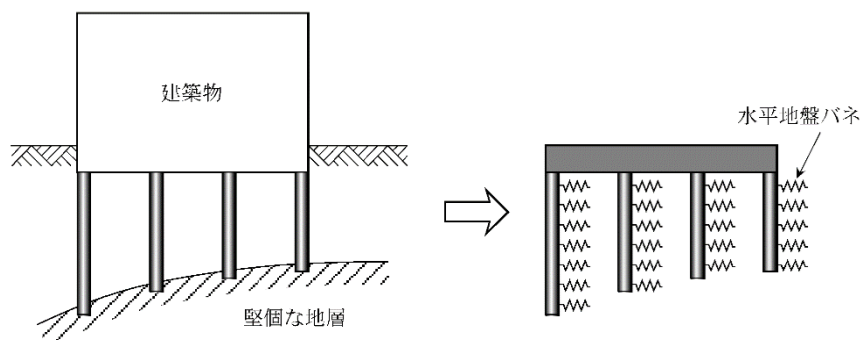


図-2 支持層が傾斜する場合の杭の水平力用検討モデル (例)

1.2 複層地盤における場合

杭頭に水平力を受ける杭の水平抵抗に支配的な影響を与える地盤の範囲は、地表面から $1/\beta$ 程度の深さまでであり、この範囲内の地盤がほぼ一様であれば、「1.1 の一様地盤中における場合」と同様の考え方で、杭の支持地盤の傾斜に対する水平剛性の影響を考慮すればよいと判断できる。一方、 $1/\beta$ 程度の深さまで、地盤が一様と見なせない場合は、杭設計用応力の算定で安全側となるように一様地盤の水平地盤反力係数 k_h の設定を行う、または、図－2 に示すように各層を適切な評価ができるようなモデル化を行う等により、杭の水平剛性の影響を適切に判断することが望まれる。

2. 地表面の傾斜地盤における杭の水平抵抗の評価法

基礎指針¹⁾ では、傾斜地盤近傍の単杭の水平抵抗に対する検討方法が示されており、傾斜地盤において杭の検討を行う場合には、地盤の状況に合わせて、上記の解法を適切に選定する必要がある。

傾斜地盤近傍の杭の水平抵抗力は、斜面の影響によって、水平地盤に設置された杭と比較して低下する（図－3）。斜面の影響は、杭から法肩までの距離が増加するに伴って小さくなり、この距離がある程度以上になると消失する。この斜面の影響が設計上ほぼ無視できる限界水平距離 L_c は、既往の模型実験や解析結果からほぼ次式で与えられる。

$$L_c = 2.5/\beta \quad (\text{m}) \quad (10)$$

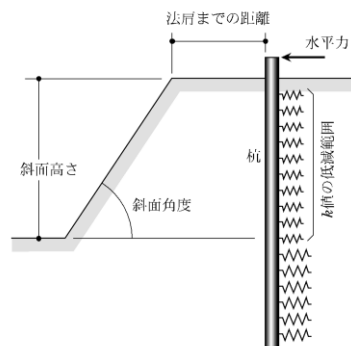
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_{h0}B}{4EI}}$$

L_c : 限界水平距離 (m)

k_{h0} : 水平地盤における基準水平地盤反力係数 (kN/m³)

傾斜地盤近傍の杭の水平抵抗に対する解析法として、傾斜の高さに相当する範囲の基準水平地盤反力係数を低減し、かつ地盤の傾斜を考慮した塑性水平地盤反力を適用する方法がある。

水平地盤における基準水平地盤反力係数に対して、図－3 中で示した低減範囲の k 値に低減係数を乗じた水平地盤反力係数を適用する。なお、低減係数は斜面の傾斜角度と杭から法肩までの距離に対応して基礎指針 2001¹⁾ に示されている。



図－3 傾斜地盤の形状と杭の位置

杭径 800φ の鋼管杭（鋼管厚 $t=12\text{mm}$ ）および PHC 杭の場合における限界水平距離 L_c の計算例を表－2 に示す。

表－2 砂地盤における限界水平距離 L_c （杭径 800φ）

N 値	鋼管杭	PHC 杭
N=1	23.4m	15.2m
N=5	15.6m	10.2m
N=10	13.2m	8.6m

3. 傾斜地盤で併用基礎とする場合の水平抵抗に対する留意点

傾斜地盤の例として、造成地のような堅い地盤が表層部分に露出している部分とやや深くなっている部分とが混在している場合がある。このような地盤では、支持地盤が浅い部分は直接基礎、深い部分は杭基礎での計画となり、併用基礎となる。

併用基礎を採用する場合には、設計上の配慮として、地震時における直接基礎部分と杭基礎部分での水平剛性の違いにより生じるねじりの影響を考慮した検討が必要となる場合がある。図-4 に直接基礎と杭基礎の併用基礎の場合のモデル化例を示す。杭には周辺地盤の水平地盤反力を考慮したばねを、直接基礎部には基礎底面の摩擦力を考慮したばねを配置しているが、基礎底面のばねのばらつきにより各部位に生じる応力にも差異が生じるため、基礎部材の設計に当たっては応力の分担・変形について安全側の評価が望まれる。（作用する水平力と直交方向の部材にも応力が生じるが、図-4 では記載を省略する）また、併用基礎の鉛直方向の変形については安全側に設計することが重要である。

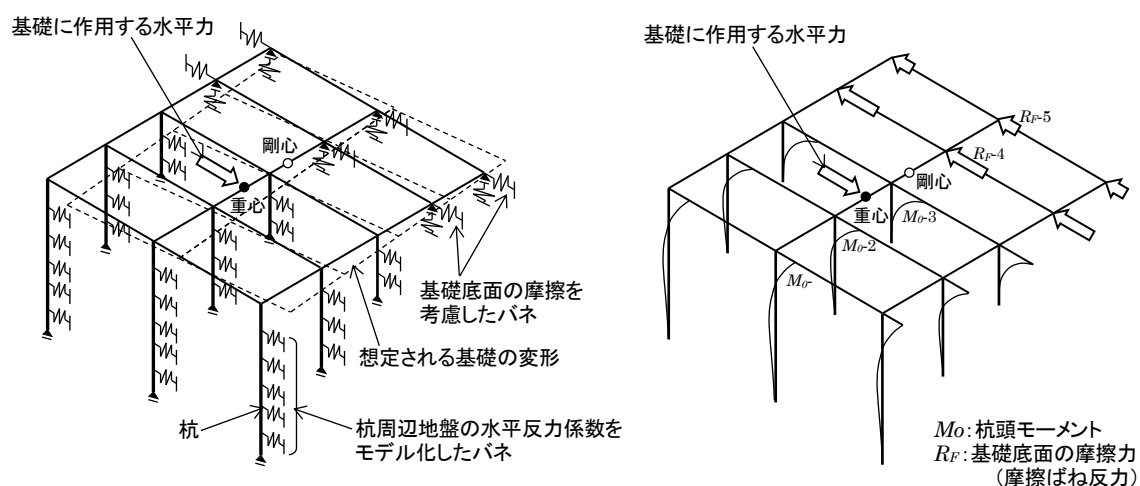


図-4 併用基礎における水平荷重時解析のモデル化例

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，6.6 水平抵抗力および水平変位，2001

5.9 外部階段等を支持する杭の水平力に対する検討

【よくある指摘事例】

建物から突出した外部階段やエレベーターシャフトを支持する杭の水平力に対する安全性が不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第 93 条

平成 13 年国交省告示第 1113 号

【指摘の趣旨】

建物から突出した外部階段やエレベーターシャフト（以下外階段等と記す）を有する建物の杭の水平力に対する検討の際、建物本体の杭のみを考慮して全水平力に対する検討を行い、外階段等の杭の検討が行われていない場合が多い。建物本体の杭に対しては安全側の評価となっているが、構造耐力上主要な部分である外階段等の杭についても水平力に対する一次設計は必須事項である。ここでは、外階段等を支持する杭の水平力に対する考え方を解説する。

【解説】

1. 杭の分担水平力について

杭の分担水平力について、1 階床レベルで建物本体と一体の場合と一体でない場合を考える。ただし、局部水平震度による各階床レベルでの地震力（平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第 3 号ハ）の伝達を確認されているものとする。

1.1 基礎梁等で建物本体と一体の場合

1 階で外階段等部分と本体の剛床仮定が成立する場合や、図-1 の Y 方向のように地震時杭頭水平変位が建物本体の杭頭変位と同一と考えられる場合には、全地震力に対して建物本体の杭と合わせて負担水平力を分担するとして検討を行う。その際、根入れ深さとその差異、杭の剛性及び杭頭部の固定度等を考慮したうえで適切に水平力を分配して計算する必要がある。

また X 方向については基礎梁で建物本体と繋がれているが構造スラブがなく剛床仮定が不確かな場合には、以下の 2 つの方法が考えられる。

- (1) 全地震力に対しては建物本体の杭のみで検討を行う。外階段等の杭については、杭頭水平変位を建物本体の杭と同一として応力を求める。
- (2) 基礎梁の水平剛性及びねじり剛性を適正に評価し、全地震力に対して建物本体の杭と合わせて水平力を分担するとして、負担水平力を分配する。なお、剛床仮定が成立する場合と同様に、根入れ深さとその差異、杭の剛性および杭頭部の固定度等を考慮する必要がある。

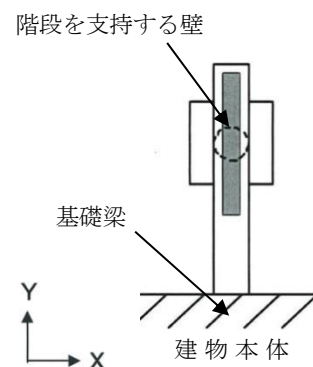


図-1 基礎梁で建物と一体の場合

1.2 建物本体と一体でない場合

全地震力に対しては建物本体の杭のみで検討を行うのがよい。外階段等が最下層で建物本体と一体となっていないので、本体杭と外階段杭の変形差を許容する構造となる。このような場合は 1 階壁重量の $1/2$ と基礎重量相当分の水平力を分担するとして杭の設計をすることが望ましい。

この際、杭頭の曲げモーメントは階段を支持する壁の面内、面外剛性により決まるため、これを適切に評価する必要がある。一つの方法として、杭頭は固定として上部構造と杭・地盤の連成された図-3 のモデルで評価することもできる。この際、2, 3 階床に本体の地震時水平変位を与えるとよい。

あるいは安全側に杭頭固定と杭頭ピンの両方を満足させる設計もある。

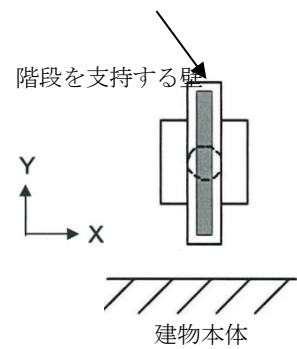


図-2 基礎部分で建物と一体でない場合

2. 建物本体および階段支持壁等の検討について

建物本体、外部階段それぞれは 1. で示した杭の分担水平力により求まる杭頭モーメントを負担できるように適切に設計する必要がある。基礎梁があり曲げを分担できる部材がある場合は、一般には従来の方法—基礎梁と上部を分離したモデル—で設計すればよい。

しかし 1.2 のように基礎梁がない外部階段や 1.1 の外部階段 X 方向では階段壁剛性や地中梁の水平剛性やねじり剛性を適切に考慮して、上部構造への応力を算出することが望ましい。一つの方法として図-3 の連成モデルにより階段壁の応力を求めることができる。上下分離モデルとする場合は、安全側に杭頭固定の曲げ応力で上部構造を設計する方法もある。

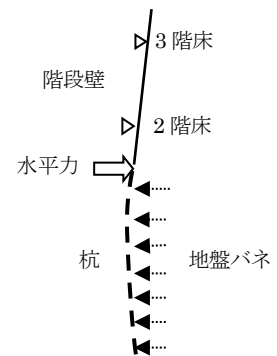


図-3 連成モデル

【よくある指摘事例】

杭頭接合方式の違いによる杭頭固定度の評価や杭頭接合部の設計法について、説明が不十分または不適切な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

杭頭接合部の設計では、杭頭に作用する設計荷重に対して接合部の強度および回転剛性を適切に評価する必要がある。しかしながら、杭頭接合部に関する実験的研究は少なく、基礎指針¹⁾に示されているような代表的な接合方法（図－1）を採用し、通常、杭頭固定と仮定して設計されている。近年、杭頭接合部の強度および回転剛性を定量的に評価する設計法が採用される場合も増えてつつあるが、この場合には杭頭接合部の強度および回転剛性を実験結果等に基づき適切に評価しなければならない。以下では、杭頭接合部の接合方法とその設計法、確認申請における取扱いや注意点について解説する。

【解説】**1. 杭頭接合部の接合条件**

杭頭接合部の設計では、杭頭接合部の接合条件を設定する必要がある。仮定する接合条件としては、剛接合、半剛接合、ピン接合が挙げられるが、一般的には剛接合と仮定して設計を行っている。杭頭固定度に関する既往の実験結果から、図－1 に示す杭頭接合方式の場合は、剛接合とみなして設計してよい。半剛接合やピン接合を採用する場合や特別な応力伝達方法を採用する場合は、杭頭接合部の強度および回転剛性を実験結果等に基づき定量的に評価する必要がある。

1.1 杭頭接合方式

一般的に杭頭接合条件として剛接合と見なせる杭頭接合方式を図－1 に示す。

i) 主筋定着方式

i - a) 杭体主筋を延長あるいははつり出し、基礎スラブ内に定着。

適用杭種：場所打ちコンクリート杭

i - b) 杭端板に鉄筋をスタッド溶接あるいはねじ接合し、基礎スラブ内に定着。

適用杭種：既成コンクリート杭（PHC 杭，PRC 杭），既成鋼管コンクリート杭（SC 杭）

i - c) 杭鋼管部に鉄筋をフレア溶接し、基礎スラブ内に定着。

適用杭種：鋼管杭，既成鋼管コンクリート杭，場所打ち鋼管コンクリート杭

ii) 中詰め補強方式

杭頭部を鉄筋あるいは中詰め鉄筋コンクリートで補強し、鉄筋を基礎スラブ内に定着。

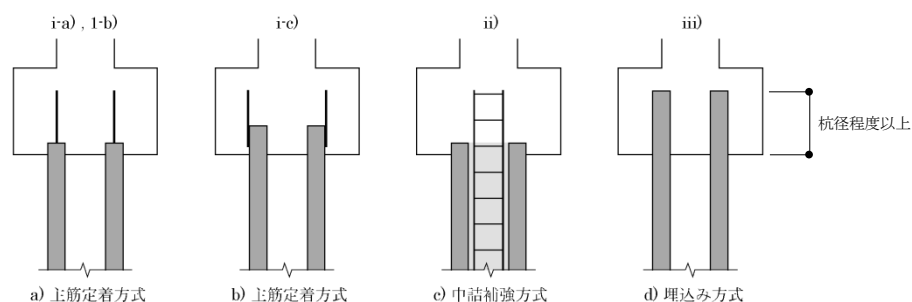
適用杭種：既成コンクリート杭，既成鋼管コンクリート杭，鋼管杭

iii) 埋込み方式

杭本体を基礎スラブ内に杭径程度以上埋め込む。埋込み部の杭中空部には基礎スラブと同等のコンクリートが打設され、かつ膨張コンクリートの採用や鋼管杭の場合は内面にずれ止めを取り付ける等、杭内面との所要の付着強度が確保されることを前提とする。負の軸力下では採用できない。

適用杭種：既成コンクリート杭，既成鋼管コンクリート杭，鋼管杭

この場合、基礎スラブ埋込み部前面、後面ならびに杭端面でのコンクリートの抵抗や、基礎スラブの補強筋の引張抵抗により曲げモーメントとせん断力に抵抗することになるが、許容支圧応力度の規定などが法にないため、文献2)を参考に設計を行う。近年多くの工法が開発されている回転埋設根固め工法の比較的小口径の鋼管杭も同様の設計を行う。埋込み長が杭径より短い場合については、実験での杭の応力分布が不明であり、杭の水平せん断力と支圧応力度の関係 (αF_c) も明確になっていないため、現状では指定性能評価機関等による技術評価を取得していることが前提となる。



注1) i)およびii)の方法では、通常、杭体を10cm程度埋め込む
 注2) これらの方法を組み合わせたものも多い

図－1 杭頭接合方式

1.2 杭頭接合方式による杭頭固定度

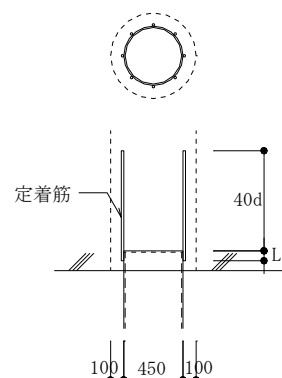
基礎指針 2001¹⁾には、杭頭接合方式と杭頭固定度の関係についての既往の実験結果が示されている。これによると、図－1に示す杭頭接合方式の場合は概ね高い固定度を有している。一方、図－1のd)埋込み方式で、埋込み長さが10cm程度と小さい場合は軸力の影響を大きく受け、軸力がない場合は固定度が0.5以下となっている。

したがって、図－1に示す杭頭接合方式を採用する場合は杭頭固定として設計してよいが、埋込み方式で埋込み長さが杭径未満の場合、あるいは半剛接合方式やピン接合方式を採用する場合は、回転剛性を実験等に基づき定量的に評価するものとして取扱う。また、杭頭の固定度が低下すると、杭頭曲げモーメントは減少するが地中部の曲げモーメントは増加するため、杭体の設計にも注意が必要である。現状では半剛接合方式やピン接合方式を採用する場合は指定性能評価機関等による技術評価を取得した半剛接合工法とする必要がある。

2. 杭頭接合筋の設計例

ここでは、一般的な杭頭接合部の設計法の一例を示す。杭頭接合部の設計用応力は杭頭の応力を採用する。杭頭の応力は杭頭を固定として弾性支承梁の曲げ理論やChang式により算定する。この時、設計用軸力には杭頭曲げにより生じる基礎梁からの付加軸力を考慮しなければならない。以下で主筋定着方式、中詰め補強方式を示す。

図－2に示すように基礎スラブ内に仮想のRC円形断面を想定し、円形柱として設計する方法が一般に行われている。仮想の円形断面は接合筋からのかぶり厚さを100mm程度考慮すればよいが、指定性能評価機関等による技術評価を取得している杭頭接合工法の場合はその評価内容に従わなければならない。例えば、パイルスタッド工法の場合の仮想円形断面は杭径+200mmとなっている。なお、中詰め補強方



図－2 仮想円形断面

式の場合は杭頭接合筋の重心位置が円形断面の中心に近いので、主筋定着方式に比べて接合筋が多く必要となる。

算定例 (SC 杭, ϕ 450mm)

使用材料 : コンクリート $F_c21 \rightarrow f_c = 2/3 \times F_c = 14\text{N/mm}^2$

鉄筋 SD345 (D19) $\rightarrow f_t, f_t = 345\text{N/mm}^2$

設計応力 : $N_{max} = 1400\text{ kN}$, $N_{min} = 200\text{ kN}$, $M = 175\text{ kNm}$

仮想円柱の径 : $D = 650\text{ mm}$ (接合筋からのかぶり厚さを考慮し,
ここでは $\phi + 200\text{ mm}$ とする.)

必要鉄筋量の算定

$$p_g = 0.65\% \rightarrow A_g = 2150\text{ mm}^2 (= 8 - \text{D19})$$

接合筋の溶接長さの算定

$$\text{鉄筋の耐力} : 287 \times 345 / 1000 = 99\text{ kN}$$

溶接長さ : 長さ $L\text{ mm}$, 脚長 9 mm , 鋼管 $F = 325\text{ N/mm}^2$ とする.

$$0.7 \times 9 \times (325/\sqrt{3}) \times 2(L - 2d) / 1000 \geq 99\text{ kN}$$

$$\therefore L \geq 79.9\text{ mm}$$

杭頭にスタッドを打設する場合は 1) 杭天端プレートの安全性, 2) スタッドの引張耐力 $\leq$ 杭 PC 鋼棒の引張耐力等の検討も必要となる. ただし, これらは技術評価を取得する際に実験等で確認されているため, 技術評価の適用範囲を確認する必要がある.

【取扱い】

図-1 に示す杭頭接合方式を採用する場合, 杭頭固定として杭頭応力を算定する. 杭頭接合部が主筋定着方式, 中詰め補強方式の場合, 仮想円形断面を設定して設計する. なお, 埋込み方式で文献 2) により設計する場合, 杭埋込み部前後面に生じる損傷限界時の支圧応力度は, 基礎スラブのコンクリートの短期許容応力度以下とする必要がある.

埋込み方式で埋込み長が杭径未満の場合や, 半剛接合方式, ピン接合方式を採用する場合は, 指定性能評価機関等による技術評価が必要となる.

【補足事項】

既成杭に杭頭補強筋を取り付ける場合には, 杭頭の仕様 (PC 鋼棒本数, 杭頭鋼板, 鋼板のネジ径など) に適合していることが必要である. また, 杭頭の仕様は杭メーカーによって異なるため, 補強筋の径や本数が過大と思われる場合などには, 既成杭と杭頭補強筋との適合の検討を行う必要がある.

文献 2) では, PRC 杭の杭頭部の軸方向鉄筋と端板との応力伝達が不明瞭であることや定着筋方式での実験データがないことより, PRC 杭の杭頭接合法を埋込み方式に限定し, 埋込み長を杭径の 2 倍必要とする記載があるが, 基礎スラブせいが非常に大きくなり問題も多い. 中詰め補強方式との併用も考えられるが, 実験資料もないため注意が必要である.

また, 文献 2) は, その序に「…今後の研究の進展を受けて定期的に改訂が検討される刊行物となっている」とあるように, 設計式等の変更もあり得るため, 設計者は内容を理解し十分安全側の設定を行うことが必要である.

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，6.8 基礎スラブおよび杭頭接合部，2001
- 2) 日本建築学会：基礎部材の強度と変形性能 p.49-53, 162-180, 233-236, 283-297 等 2022

5.11 フーチングが下がっている場合の杭頭曲げ応力の伝達

【よくある指摘事例】

フーチングが基礎梁より低い位置にある場合で、杭頭曲げモーメントの基礎梁への伝達が不明確な事例がある。

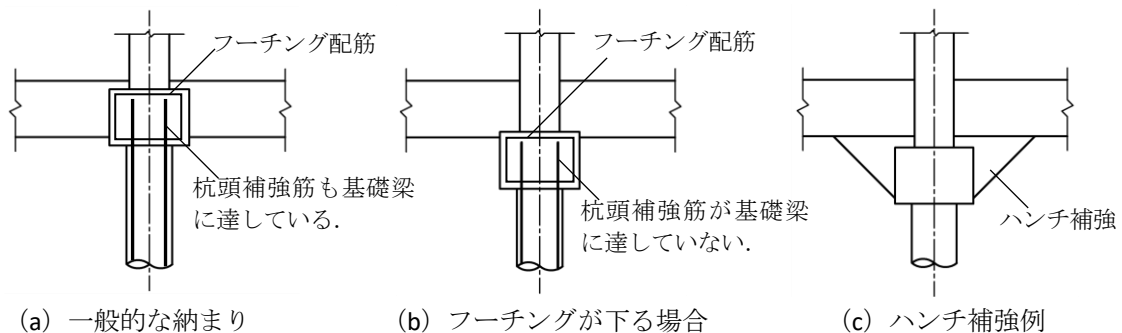
【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

一次設計においては、原則として杭頭モーメントの建物への曲げ戻しを考慮する必要がある。一般的な杭・フーチング・基礎梁の納まり（図－1 (a) 参照）の場合、杭頭を完全固定として杭頭の曲げモーメントを算定する。算定した杭頭の曲げモーメントを基礎梁芯まで戻して、上部構造の安全性確認を行う¹⁾。

実際の設計においては、EV ピットの床下がり等によりフーチング天端が下がり、結果として杭頭補強筋が基礎梁の下で止まっている場合も生じる（図－1 (b) 参照）。このような場合、杭頭の曲げモーメント等の応力を基礎梁まで伝達できなくなり、補強の為にハンチ（図－1 (c) 参照）を設けることもある。以下に、フーチングが下がる場合の杭頭曲げ応力伝達の考え方について解説する。



図－1 フーチングと基礎梁の関係

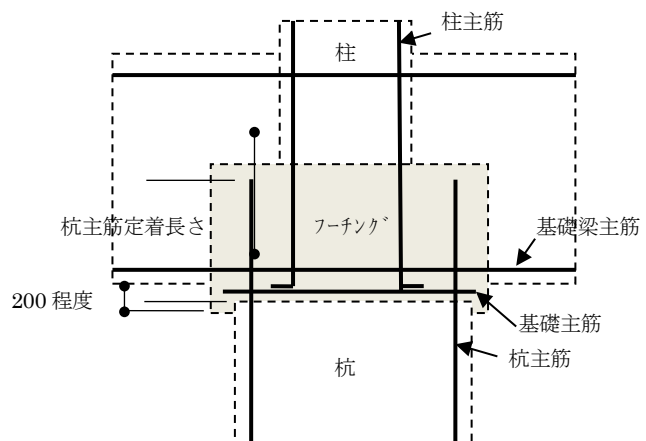
【解説】

杭頭の曲げモーメント等の応力は、杭頭曲げ補強筋によりフーチングへ伝達され、フーチングから基礎梁・柱へ伝達されて力学的に釣り合うことになる。しかしこの間の力の伝達経路は複雑である。フーチングに下がりがある場合は更に複雑化する。

ここでは 1 柱 1 本杭の一般的な基礎の納まりを基本にしてフーチングが下がる場合の考え方を示す。

1. 下がりのない一般的な基礎の納まり

図－2 に示すように杭の主筋は基礎のなかに定着長さをとって配筋され、ほぼ基礎梁の中にも定着されている。柱主筋は



図－2 下がりのない基礎の納まり

基礎主筋の上から立ち上がる。柱は基礎の外周横筋か杭のフープ筋に囲まれた基礎中に埋め込まれるようになる。柱主筋は杭主筋とあき重ね継手となって基礎梁のなかで連続し基礎梁の接合部を形成する。

杭は杭天端で断面設計し、基礎梁は柱面で断面設計している。

2. フーチングの下がり寸法が小さい場合

図-3 にフーチングが下がる場合を示す。この場合、杭主筋は基礎梁中には定着できていない。杭頭の曲げ応力は基礎梁底まで増大し、この曲げ応力に対して基礎梁底で設計された杭主筋は十分な定着長さが無いため曲げ耐力を完全には発揮できない。しかし、下がり寸法が比較的小さい場合は、短くなった定着長さでも、存在応力を伝えることができる。このように杭鉄筋本数に余裕がある場合は、補強無しでも曲げ応力を伝えることも可能と考えられる。

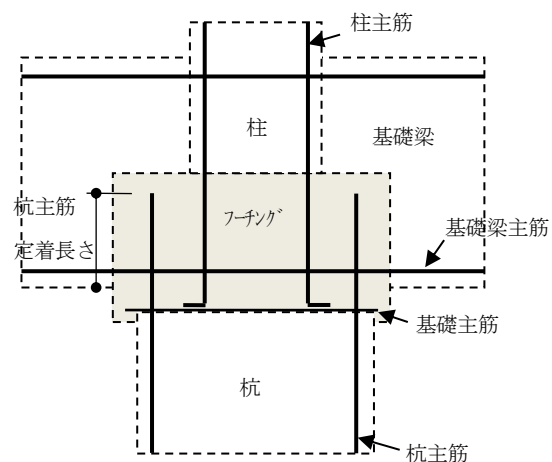


図-3 フーチングが下がる場合

3. フーチングの下がり寸法が大きい場合

下がり寸法が大きい場合は杭主筋の定着を期待するのは困難となる。この場合は柱主筋が曲げ応力に抵抗するとして、柱配筋で設計することが考えられる。この際、圧縮側は杭断面と考えることができる。また柱主筋で不足する場合は図-4 に示すように基礎梁中に配筋した追加曲げ主筋で曲げ応力を負担する方法がある。基礎梁幅の中に配筋するため断面によっては有効な方法である。追加曲げ主筋については RC 規準 2018, 17 条の解説図 17.25 にも同様の記述がある²⁾。

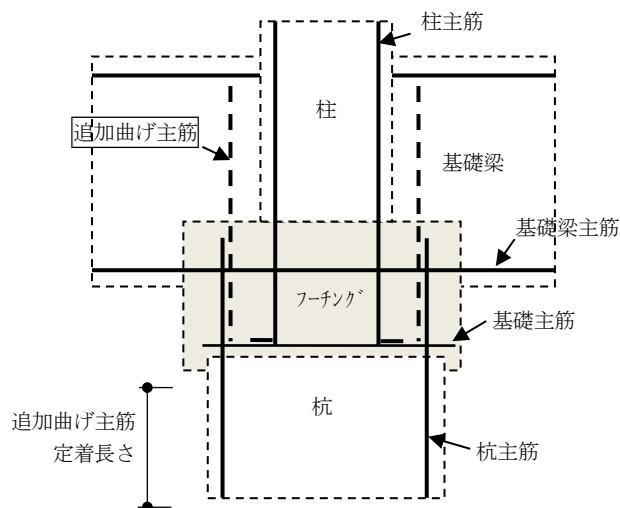


図-4 フーチングが大きく下がる場合

4. ハンチ補強を行う場合

図-5 に示すように、基礎梁に鉛直ハンチを設けて杭頭部まで基礎梁せいを大きくする。このことからフーチングと基礎梁の関係は図-2 の一般的な基礎の納まりと同様となり、杭頭モーメントの伝達は可能となる。この場合ハンチ主筋は基礎梁の主筋となり、ハンチ部梁せいをういて基礎梁応力を負担する設計となる。ただし、ハンチが部分的で比較的小さい場合は、基礎梁主

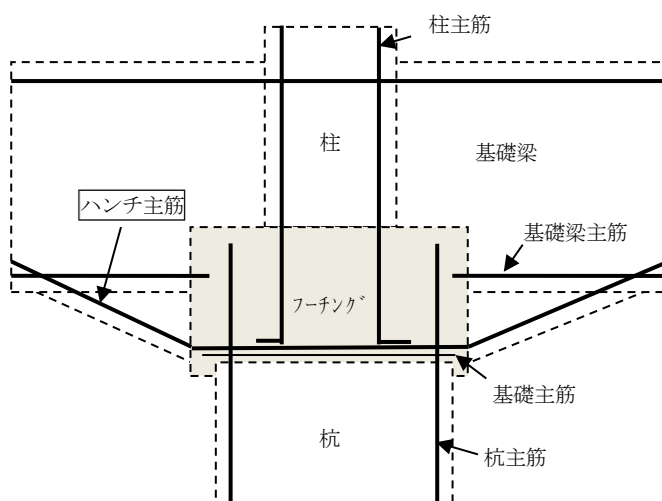


図-5 梁鉛直ハンチの補強

筋は通常の主筋位置で通し、追加でハンチ補強筋を設ける方法がある。この場合のハンチ主筋は杭頭曲げモーメントの梁分担曲げモーメント程度は負担できるような配筋とすることが望ましい。

なお、ハンチの角度は基礎梁材軸に対して 30 度から 45 度程度が望ましい。

5. フーチングの下がりりがさらに大きい場合

図-6 のようにフーチングの下がりりが非常に大きくなった場合には、ハンチを設けても角度が大きくなり、図-6 の形状から考えられるように梁ハンチよりは杭頭のハンチ補強部と考えられる。この場合は基礎梁下端の曲げ応力に対して変断面の柱としての設計となる。

もちろん、ハンチ以外にも、さまざまな設計者の工夫が期待される。

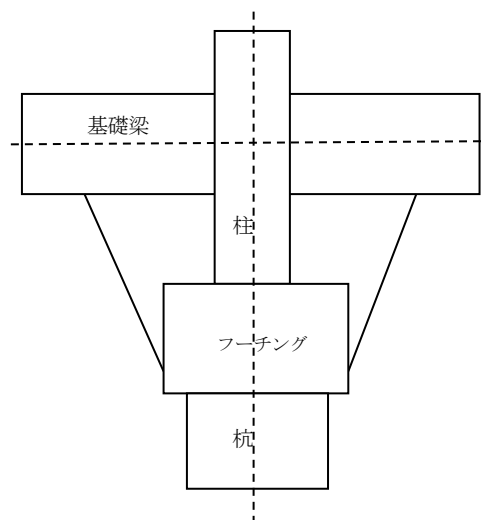


図-6 杭頭補強部ハンチ

6. まとめ

杭基礎-1 柱 1 本杭-1の場合にフーチングと基礎梁の応力伝達について注意点を述べた。下がり寸法が軽微な場合は2. で示したように杭主筋の定着余裕で対応できるが、そうでない場合は3. や4. の対応が考えられる。更に大きな下がり寸法となると5. のように変断面柱として設計することができる。

下がり寸法の範囲と最適の対策について定量的な判断はできない。また、複数本の杭の場合のフーチングではフーチングの設計も含めて複雑な問題となる。形状に応じて設計者の適切な判断が望まれる。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，p.434
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.261～262，2018

【よくある指摘事例】

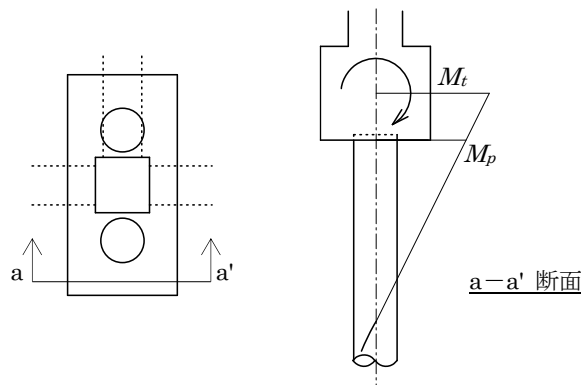
基礎梁が取り付けかない杭基礎フーチングについて、杭頭曲げモーメントを伝達させるためのねじりに対する検討が行われていない事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交告第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

複数の杭を配置し、基礎梁が取り付けしていないフーチング部分（図－1）に杭頭曲げモーメントが作用する場合、杭頭から基礎梁への曲げモーメントはフーチングのみを介して伝達される。



図－1 ねじりの検討を要するフーチングの例

この場合に、フーチングのねじりに対する検討が行われていない事例がある。過去には、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1982」（以下、RC 規準 1982）に「Bach の近似式」が記載され、フーチングのねじりの検討に用いられていたが、RC 規準 1982 の記述では、ねじりせん断応力度とせん断力によるせん断応力度の相互作用が考慮されない等の問題があった¹⁾。また、「Bach の近似式」は、弾性理論式であるため応力度が実際よりも大きく算出される。

以下では、RC 規準 2018²⁾ に示されているねじりに対する検討の考え方、「Hsu の式」によるせん断応力度の算定方法³⁾を示し、基礎梁が取り付けかない杭基礎フーチングを想定した設計の考え方について解説する。

【解説】

1. ねじりに対する検討

1.1 ねじりに対する検討の考え方

RC 規準 2018²⁾ では、ねじりとせん断、ねじりと曲げに対して相関を考慮した検討方法を示している。また、RC 規準 2010 の改訂に伴う Q&A³⁾ では、下記のように解説されている。

- ①ねじりせん断応力度とせん断応力度の和が許容応力度を超えないように設計するのが良い。
- ②「Bach の近似式」そのものに問題があるわけではなく、この式でねじりせん断応力度を算定しても構わないが、弾性理論式であるため応力度が実際よりも大きく算出される。「Hsu の式」を変形した式でねじりせん断応力度を求めてもよい。この場合は、あばら筋比の規定を順守する必要はないと考えられる。

1.2 Bach の式の妥当性について

ねじりによるせん断応力度の算定については、過去には RC 規準 1982¹⁾ に記載の「Bach の近似式」が用いられてきた。「Bach の近似式」は、弾性式であり、ねじりモーメント M_t を受ける長方形断面に関してせん断応力度を算定するもので、下式で表わされる。

$$\tau_{max} = \left(3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{D}{b}} \right) \frac{M_t}{b^2 D} \quad (\text{幅・せいのうち大なるものを } D, \text{ 小なるものを } b \text{ とする})$$

「Bach の近似式」は、1982 年まで RC 規準に掲載され、1988 年版から削除されている。1982 年版¹⁾ までの記述には、以下に示す問題があった。

- ①部材の耐力について、ねじりせん断応力度とせん断力によるせん断応力度の相互作用に関しては述べられていない。
- ②ねじりモーメントに対する補強の考え方について、1958 年版はせん断力に対する設計との整合性が取られているが、1971 年版以降はせん断力に対する設計思想が変わったため曖昧になった。
- ③ τ_{max} の制限を許容せん断応力度とせず、ひび割れせん断応力度 ($F_c/10$ 等) での検討など、検討方針が明確でない。

1.3 「Hsu の式」によるせん断応力度の算定方法³⁾

「Hsu の式」の変形式である下式によって、フーチングのねじりせん断応力度が求められる。

$$\tau_{max} = \frac{3M_t}{b^2 D} \quad (1)$$

このせん断応力度と、杭の水平、鉛直反力により生ずるせん断応力度 τ_h , τ_v のいずれか大きい方との和を算定し、コンクリートの許容せん断応力度以下であることを確認する。

1.4 RC 規準 2018 による検討方法²⁾

長方形断面の梁を対象としたねじりに対する補強筋の算定方法を紹介する。

1.4.1 最小補強筋量を配置した梁の算定方法

最小あばら筋比 (0.2%) を有する長方形断面梁が、ねじりとせん断を同時に受けるときの設計用ねじりモーメント T と設計用せん断力 Q は、(2) 式を満たす必要がある。また (3) 式が満たされない場合は、(4) 式の軸補強筋 a_s が必要となる。

$$(T/T_0)^2 + (Q/Q_0)^2 \leq 1 \quad (2)$$

ここに、 $T_0 = b_T^2 D_T (1.15) f_s / 3$

$$Q_0 = b_j a f_s$$

$$T/M \leq 0.4 / (1 + \omega) \quad (3)$$

$$a_s = 0.0016 b D (1 + 1/\omega) (w_{ft} / s_{ft}) \quad (4)$$

記号 b_T : 梁の幅とせいのうち、小さいほうの長さ

D_T : 梁の幅とせいのうち、大きいほうの長さ

b : 梁の幅

d : 梁の有効せい

a : 梁のせん断スパン比 $M/(Qd)$ による割増係数 (RC 規準 2010 15 条⁴⁾)

ω : あばら筋の中心戦で囲まれたコンクリートの長辺長さ d_0 のあばら筋の中心線で囲まれたコンクリートの短辺長さ b_0 に対する比 ($=d_0/b_0$)

D : 梁せい

f_s : コンクリートの許容せん断応力度

w_{ft} : あばら筋のせん断補強用許容引張応力度 s_{ft} : 軸方向筋の許容引張応力度

1.4.2 ねじり補強筋の算定方法

a) 計算方針

曲げ，せん断と同時にねじりを受ける部材の補強筋は，曲げモーメント，せん断力に対してそれぞれ算定される補強筋量に，b) 項で算定される補強筋量を加算して配筋する．ただし，せん断に対して必要なあばら筋比の値 p_{ws} は 0.1%以上とし，必要なあばら筋の総量は 1.2%を超えてはならない．また，設計用ねじりモーメントは，(5) 式を満たすものとする．

$$T \leq bT^2 D_T f_s (4/3) \quad (5)$$

記号 T : 設計用ねじりモーメント

b) ねじりモーメントに対する補強筋量の算定

材軸に沿い x の間隔で配置する閉鎖形あばら筋 1 本の必要断面積 a_1 は (6) 式による．

$$a_1 = Tx / (2_w f_t A_0) \quad (6)$$

x : 閉鎖型あばら筋の間隔

A_0 : 閉鎖型あばら筋の中心で囲まれるコンクリート核の断面積

軸方向筋の必要全断面積 a_s は (7) 式で求め，断面の外周に沿って 300mm 以下の間隔で均等に配筋する．

$$a_s = T\psi_0 / (2_s f_t A_0) \quad (7)$$

記号 ψ_0 : 閉鎖型あばら筋の中心で囲まれるコンクリート核の周長

【補足事項】

図-2 に示すように地中梁が配置されている場合では，通常安全率は高く，フーチングのねじりの検討は必要ないと考えられる．

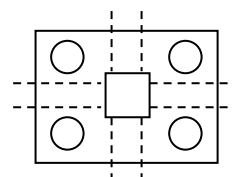


図-2

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，p.324，1982
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.402～412，2018
- 3) 日本建築学会ホームページ：RC規準Q&A No.53 回答，2011.6.29 掲載
(<http://www.kyusan-u.ac.jp/J/rcqa/answer.htm>)
- 4) 文献 2)，p.154

【よくある指摘事例】

基礎スラブの許容せん断力について算出方法が不明確，または算定結果に則した配筋がおこなわれていない事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

基礎等のせん断設計において，通常は RC 規準 2018²⁾ 20 条 5 項 (1) (2) に基づきせん断スパン比による許容せん断力の割増し係数 α を考慮せずに設計が行われているが， α を考慮する設計として，基礎スラブを梁部材とみなし RC 規準 2010¹⁾ 15 条の許容せん断力式に基づき α を考慮している事例，RC 規準 2018²⁾ 20 条 5 項 (3) に基づき基礎スラブの許容せん断力 Q_A に α を考慮している事例がある。

杭を支持する基礎スラブのせん断強度の評価は上部構造の鉛直支持性能に直接影響を与える重要な問題であり，上記のような基礎スラブの許容せん断応力に対する指摘が多いので，ここでは基礎スラブの許容せん断応力に関して解説する。

【解説】

1. 基礎スラブの許容せん断力の問題点

基礎スラブのせん断破壊機構については理論的に明確な解答がまだ得られていないため，杭基礎スラブに対して梁部材の許容せん断力式を適用する場合がある。

図-1 に示す杭基礎等のせん断設計に対して基礎スラブを片持梁にみなし，RC 規準 2010¹⁾ 15 条の許容せん断力式に基づいて (1) 式を適用した場合，通常せん断スパン比 $M/(Qd)$ が 1.0 以下になる。したがって長期時，短期時の割増係数 α は最大値 2.0 を採用することができる。

$$Q_A = bja\alpha f_s \quad (1)$$

ただし，

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{かつ } 1 \leq \alpha \leq 2$$

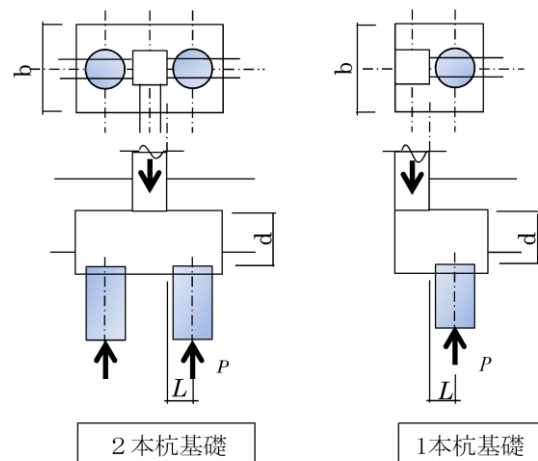
記号 b : 梁幅

j : 梁の応力中心距離で $(7/8)d$ とすることができる。

d : 梁の有効せい

α : 梁のせん断スパン比 $M/(Qd)$ による割増係数

f_s : コンクリートの許容せん断応力度



せん断スパン比 $M/Qd = L/d$

$$M = P \times L$$

$$Q = P$$

図-1 基礎スラブの概略図

RC 規準の 2018 年の改定では、複数の杭が剛接合された基礎スラブの断面算定として、従前 20 条 5 項 (1) (2) に加えて、20 条 5 項 (3) の規定を新設し、基礎スラブの許容せん断力 Q_A に α が考慮された計算式等が示された。

しかし、基礎スラブの許容せん断力に対する過大な評価はコンクリートの脆性的な破壊に繋がる可能性があり、慎重な取扱いが必要であることから、以下に基礎スラブの許容せん断力について解説する。

2. 基礎スラブの許容せん断力

2.1 梁の許容せん断力 (RC 規準 2010¹⁾ 15 条)

15 条は既往の研究により現在までに判明している範囲の事項を条文化して、安全かつ実用的なせん断設計法の一助となることを図ったもので、長方形ならびに T 形断面を有する通常の梁に適用されるものである。梁の許容せん断力式は長期荷重時を対象に (2) 式、(3) 式 (せん断ひび割れを許容)、および大地震動に対する安全性を確保のための (4) 式が以下のように示されている。

$$Q_{AL} = b j \alpha f_s \quad (2)$$

$$Q_{AL} = b j \{ \alpha f_s + 0.5 w f_s (p_w - 0.002) \} \quad (3)$$

p_w の値が 0.6% を超える場合は、0.6% として許容せん断力を計算する。

$$Q_{AS} = b j \{ \alpha f_s + 0.5 w f_s (p_w - 0.002) \} \quad (4)$$

p_w の値が 1.2% を超える場合は、1.2% として許容せん断力を計算する。

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{かつ } 1 \leq \alpha \leq 2$$

記号 p_w : 梁のせん断補強筋比 $w f_s$: せん断補強筋の許容引張応力度

2.2 基礎スラブの許容せん断力 (RC 規準 2018²⁾ 20 条 5 項 (1) (2))

杭に支持される基礎スラブの設計は地盤に支持される基礎スラブの設計に準じることとされ、幅の広い片持梁の許容せん断力規準式として (5) 式が示されている。

$$Q_A = I \cdot j \cdot f_s \text{ または } I' \cdot j \cdot f_s \quad (5)$$

記号 I または I' : 基礎スラブの全幅

d : 基礎スラブの算定断面有効せい

j : 基礎スラブの応力中心距離 $(7/8)d$ とすることができる

f_s : コンクリートの許容せん断応力度

(5) 式はせん断スパン比の小さな基礎スラブが長期・短期双方の荷重に対してせん断ひび割れをできるだけ生じさせない設計を原則として、せん断スパン比による割り増しおよびせん断補強筋による許容せん断力の増加を無視¹⁾ している。またコンクリートの許容せん断応力度 f_s は 6 条の許容せん断応力度を用いている。

2.3 基礎スラブの許容せん断力 (RC 規準 2018²⁾ 20 条 5 項 (3))

梁として設計される基礎スラブについて、ストラット機構が明確であることや実験的研究があること²⁾に鑑み、 α を考慮してよいこととしている。大築らにより行われた 4 本杭で支持された独立フーチン

グ基礎の基礎スラブの曲げおよびせん断強度に関する実験結果に対して (6) 式による短期許容せん断力が安全側の評価となっていることが示された。

$$Q_A = l \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s \text{ または } l' \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s \quad (6)$$

ただし, $0 \leq p_w \leq 0.2\%$ の場合 ; $\alpha = 1$

$$p_w \geq 0.2\% \text{ の場合 ; } \alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{かつ } 1 \leq \alpha \leq 2$$

記号 l または l' : 基礎スラブの全幅

d : 基礎スラブの算定断面有効せい

j : 基礎スラブの応力中心距離 $(7/8)d$ とすることができる

f_s : コンクリートの許容せん断応力度

p_w : 基礎スラブのせん断補強筋比

(6) 式は複数の杭が剛接合された基礎スラブを原則として, 正方形ないし長方形の平面計画を有し, 杭の配置が柱芯に対して左右対称形なものを対象とする。

α を適用するには規定に応じて算出された $p_w = 0.2\%$ 以上のせん断補強筋を基礎スラブへ配すること, 並びに上下の主筋を有する複筋梁とし, また複筋比は 0.5 以上とする。

なお, (6) 式を採用する場合, 基礎スラブに生じる曲げモーメントは, RC 規準 2018 の 20 条 5 項 (3) の (20.4) 式で示されている $d/l_p < 2.0$ かつ釣合鉄筋比以下の制限下で算定された許容曲げモーメント M_A を超えないことも併せて確認する必要がある。

【取扱い】

杭基礎のスラブに対して梁の許容せん断力式を適用することについて明確に示されていない現状では, RC 規準 2018 の 20 条 5 項 (1) (2) の主旨に従って $Q_A = l \cdot j \cdot f_s$ 又は $l' \cdot j \cdot f_s$ (5) 式を用いて安全側に基礎スラブのせん断設計を行うことを原則とする。

図-1 に示す 2 本杭基礎のように, 複数の杭配置が正方形ないし長方形の平面計画を有し, 杭の配置が柱芯に対して左右対称形である基礎スラブには, RC 規準 2018 の 20 条 5 項 (3) の構造規定 (複筋梁とし, 複筋比は 0.5 以上等) を守ることを条件として, $Q_A = l \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$ または $l' \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$ (6) 式を採用することができる。 $p_w = 0.2\%$ 以上のせん断補強筋を配置する場合には, せん断スパン比による割増係数 α を考慮することができる。(6) 式を採用できない偏心 1 本杭基礎については, ディープビームのせん断設計として「ストラット・タイモデル」による方法が新たに示されている。なお, RC 規準 2018 の 20 条 5 項は, 使用性, 損傷性制御を目的とし, 大地震動に対する安全性については明記されていない。

ただし, 図-1 に示す 2 本杭基礎, 偏心 1 本杭基礎のように応力伝達が一方向であることが明確な基礎のスラブでは, これを梁部材と見なすことも可能である。この場合は RC 規準 2010 の 15 条の構造規定 ($p_w = 0.2\%$ 以上, 末端 135° 以上の折り曲げ定着等) を守ることを条件として, せん断スパン比による割増係数 α を採用し, 長期許容せん断力は 15 条 $Q_{AL} = b j \alpha f_s$ (2) 式とし, 短期設計においては, 設計用せん断力に大地震時の安全性を確保する割増係数 ($n = 1.5$ 倍以上) を用い, 短期許容せん断力には 15 条 $Q_{AS} = b j \{ \alpha f_s + 0.5 w f_s (p_w - 0.002) \}$ (4) 式を採用することができる。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010，15 条 梁・柱および柱梁接合部のせん断に対する算定
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018，20 条 基礎

5.14 3本打ち杭基礎フーチングの設計

【よくある指摘事例】

杭基礎フーチングの平面形状が整形でない場合の設計方法が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

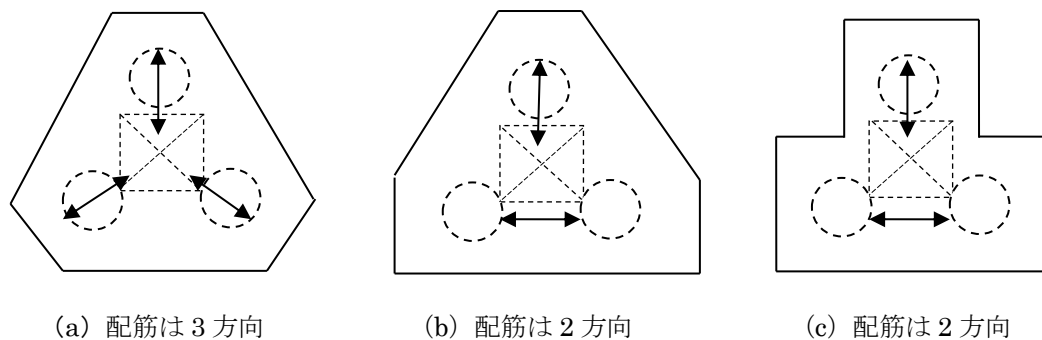
【指摘の趣旨】

3 本打ち杭の基礎フーチング平面形状は矩形でなく図－1 に示すような特徴的な形状とすることが多い。また配筋方法も種々考えられるが，それぞれについて力の流れを考え，適切な算定方法を検討する必要がある。ここでは代表的な形状について，曲げ鉄筋の付着設計に起因して生じる配筋方法の問題点について解説する。

【解説】

1. 3 本打ち杭の基礎フーチング形状

3 本打ち杭の基礎フーチングには図－1 に示すような幾つかの形状がある。また配筋法も直交 2 方向だけでなく 3 方向の場合もある。それぞれの場合で有効な曲げ鉄筋をどのように配筋するかについて検討する必要がある。ここでは，よくある事例の (b) 形状を対象として，直交 2 方向配筋をする場合の曲げ主筋の付着設計に関する留意点について解説する。



図－1 3 本打ち杭のフーチング形状

配筋方向を示す。

2. 曲げ鉄筋の付着設計法

RC 規準 2018 の 20 条基礎¹⁾ の項では，曲げモーメントに対する設計は同規準 13 条梁の曲げ設計，および 16 条付着および継手に従って設計できると記されている。

長期の付着設計は曲げ付着応力度の検定を行う (1) 式 (RC 規準 2018, (16.1) 式²⁾)，および平均付着応力度の検定を行う (2) 式 (RC 規準 2010, (16.2) 式²⁾) のいずれかによって行う。

$$\text{RC 規準 2018 (16.1) 式} \quad \tau_{a1} = \frac{Q_L}{\Sigma \phi \times j} \leq Lf_a \quad (1)$$

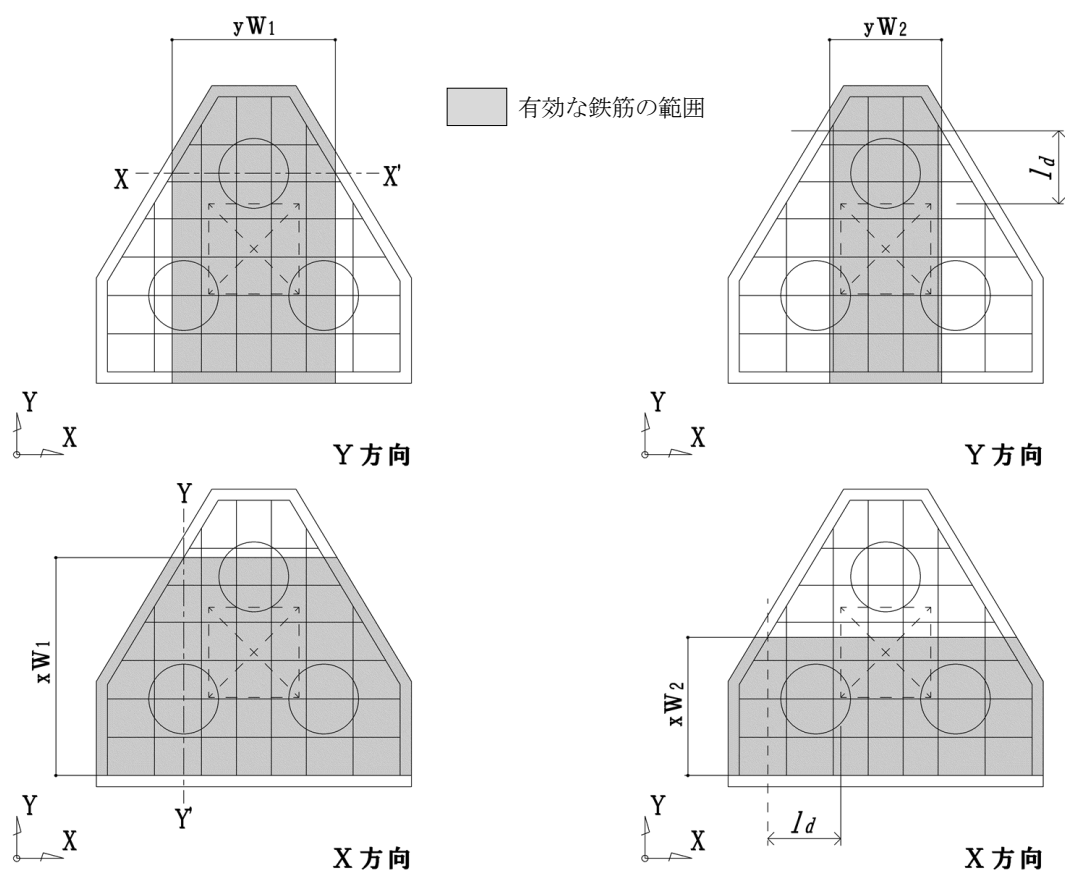
$$\text{RC 規準 2018 (16.2) 式} \quad \tau_{a2} = \frac{L\sigma_t \times d_b}{4(l_d - d)} \leq 0.8 \times Lf_a \quad (2)$$

なお，曲げせん断ひび割れが発生しない場合は (2) 式の d は無視することができる。

(1) 式は曲げモーメントの変化による鉄筋応力の変化に対して必要な付着応力度を求めるもので，単位長さ当たりの必要鉄筋周長を算定することになる。

(2) 式は (1) 式の付着応力度が過大になった場合に最大鉄筋応力発生位置から有効な鉄筋長さの中で平均の付着応力度を求めるもので、必要な鉄筋長さを算定することになる。

したがって、(1) 式では曲げモーメントが発生する位置（せん断力が作用する位置）で必要な単位長さ当たりの鉄筋周長 ϕ 、すなわち鉄筋本数を確保することになり、(2) 式では最大曲げモーメントが作用する位置から鉄筋長さ l_d を確保することになる。この違いを図-2 で示す。(a) は Y 方向では (1) 式で必要な鉄筋本数をせん断力が作用する位置 X-X' (杭芯位置) の基礎幅 yW_1 の範囲に配筋する必要があることを示す。同じく X 方向では Y-Y' (杭芯位置) の基礎幅 xW_1 の範囲に配筋する。(b) は、Y 方向では (2) 式で必要となる鉄筋長さ l_d (柱面からの長さ) を持つ鉄筋のみが有効でありこの図では基礎幅 yW_2 に配筋された鉄筋のみとなる。同じく X 方向では基礎幅 xW_2 に配筋された鉄筋のみとなる。なお構造規定²⁾ で l_d は 300mm 以上となる。



(a) 鉄筋本数（周長／長さ）を必要とする場合

(b) 鉄筋長さを必要とする場合

図-2 配筋方法

いずれも基礎フーチングは一体となって挙動し、基礎幅全体が有効であるとの前提で設計している。したがって、基礎フーチングせいを小さく、基礎幅を異常に大きくするようなフーチングでは一体性が疑わしくなるため、一般的な範囲を超えて基礎幅を拡大する等の対策には慎重な検討が必要である。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，20条 基礎，2018
- 2) 文献1)，16条 付着および継手

5.15 1 本打ち杭の偏心に対する基礎のせん断設計

【よくある指摘事例】

1 本打ち杭の偏心に対する基礎のせん断設計について不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第 38 条，平成 19 年国交省告示 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

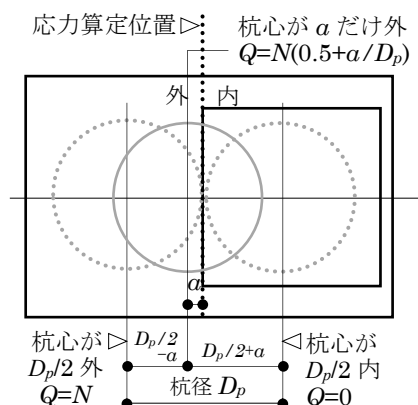
柱軸力は基礎を介して杭へ伝達される。柱軸心と偏心した杭では、柱と杭の偏心によるせん断力とモーメントの処理が基礎の設計で必要となる。基礎の設計で考慮する偏心した杭の杭反力は、図－1 に示す応力算定位置すなわち柱面と杭心の関係で決められている¹⁾。柱と杭の重なりによってこのように基礎を介して伝達される柱軸力は低減されるものの、図－2 (a) のように伝達軸力は基礎のせん断力として設計されていることが多い。これに対し図－2 (b) のように「圧縮ストラット」の考え方に基づいたせん断設計を行う場合において不明確な事例がある。以下では偏心基礎について、RC 基準 2018¹⁾ の考え方についてポイントを提示するとともに、既往の文献などに基づいた圧縮ストラットの考え方を【参考】として示す。

【解説】

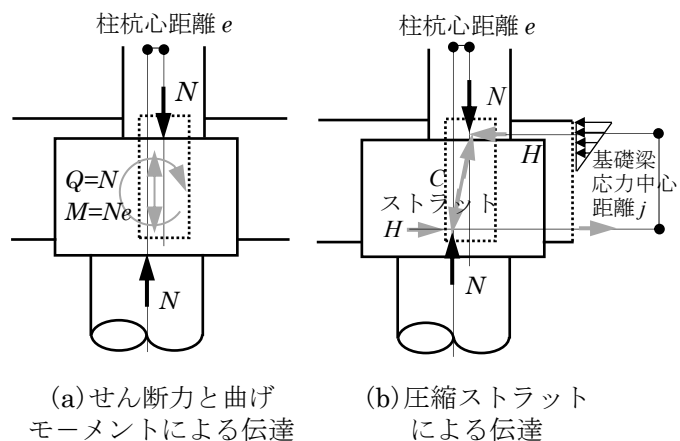
1. 偏心基礎のモデル化

偏心軸力は、柱と偏心杭を結ぶ斜め方向の圧縮力となり、鉛直力と「圧縮ストラット（圧縮束）」と称する斜め圧縮力を釣り合わせるための水平力（曲げモーメント）をこの圧縮力と組み合わせて設計することが考えられる。この圧縮ストラットの設計法については、2010 年版以前の学会 RC 規準の基礎の設計に記述がないということで、問題となる場合が多かった。

偏心杭の基礎せん断設計では、偏心距離 e がせん断スパンであり、せん断スパン e を基礎梁応力中心距離 j で割った「せん断スパン比 e/j 」は小さくなるので、いわゆるディープビームのせん断設計となる。すなわち、図－2 (a) のような偏心による曲げモーメント $M=Ne$ とせん断力 $Q=N$ による曲げせん断ではなく、図－2 (b) のように、ストラット・タイ構造が形成されると考えることができる。



図－1 学会 RC 規準¹⁾による基礎設計用せん断力



図－2 柱と杭が偏心する場合に基礎に働く力

2. 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 2018」¹⁾ の考え方

RC 規準 2018¹⁾ は 20 条基礎の解説文 (pp.356～368) および計算例 (pp.383～387) にストラット・タイモデルを取り上げている。図-3 に示すようにストラットせいは基礎梁の応力中心距離 j としており、これは圧縮水平タイを基礎梁の曲げ圧縮域と考えると妥当な考え方である。

RC 規準 2018¹⁾ の計算例では文献 2), 3), 4), 5), 6) の実験結果に基づき、圧縮ストラットの断面積 A_s を柱断面積の 0.8 倍とし、この断面積を使うことで実験結果は 1.14 倍以上の余裕を持って評価できることが示されている。ただし、一律に 0.8 倍を推奨しているわけではなく、設計者がストラット傾斜角等の実情に応じて適切に判断する必要がある⁷⁾ としている。

$$A_s = 0.8 A_c \quad (1)$$

$$C = N / \sin \theta \quad (2)$$

$$\sigma = C / (A_s \sin \theta) \quad (3)$$

$$H = C \cos \theta = N / \tan \theta = N e / j \quad (4)$$

A_c : 柱断面積 θ : ストラット傾斜角

N : ストラット上端における柱軸力

C : ストラット軸力

H : ストラット軸力の水平成分 σ : ストラットの圧縮応力度

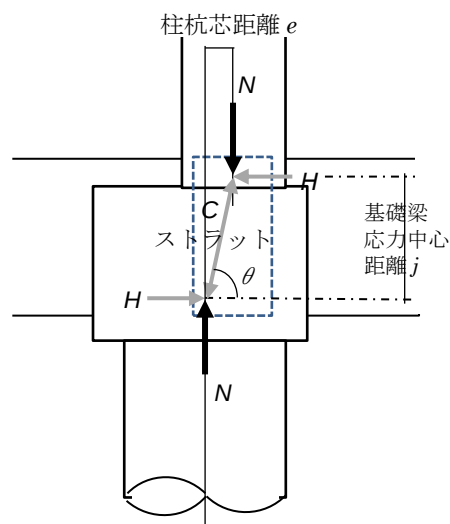


図-3 学会指針の圧縮ストラットモデル

このほか、ストラット軸力には柱と杭の重なりによる低減を考慮しないこと、水平スラストに対しては基礎梁の引張鉄筋で設計し、ストラットの圧縮応力度はコンクリートの許容圧縮応力度以下にすること、また実験研究の範囲として偏心量 e については e / j を 0.5 以下とすることなどが記されている。

なお RC 規準 2018¹⁾ では杭断面は柱断面よりも大きいと仮定しているが、杭断面が柱断面より小さい場合は (1) 式の柱断面積には杭断面積を採用すべきである。

2.1 2 方向偏心について

RC 規準 2018¹⁾ では p.385 計算例 4 及び Q&A⁸⁾ において 2 方向偏心をストラット・タイモデルで解説しているが、p.387 に付記されているように、2 方向偏心基礎には未解明の事柄が多い。当面、設計者は今後の研究の進展に注意を払うとともに、コンクリート強度に余裕を持たせ、基礎スラブの基礎筋とはかま筋、杭頭のフープ筋を多めに配することが望まれる。

3. 圧縮ストラット設計上の留意事項⁹⁾

後述の【参考】で取り上げるディープビームのせん断設計の内容と併せて、圧縮ストラットを設計する上での留意事項を記述する。

- (1) 圧縮ストラットモデルは引張りタイと合わせてストラット・タイモデルと呼ばれ、荷重および支持条件もトラスとして閉じている。ここでは引張りタイは基礎梁の引張鉄筋であり、偏心による曲げモーメントに対する対処と同様である。
- (2) 柱と杭の重なりによる低減を考慮しない柱軸力に、傾き分による補正を行ってストラット軸力

とする。

(3) ストラットのコンクリート圧縮強度は支圧強度ではなく設計基準強度を用いる。

(4) 偏心距離が基礎梁せいに対して過大となると、有効なストラットが形成されないおそれがあるため、偏心量 e は $e/j \leq 0.5$ とする。

(5) 圧縮ストラットの設計では通常はコンクリートの圧縮強度のみで抵抗できることが多く、また柱筋が基礎梁内にも配筋されるため、ストラット方向の軸鉄筋は必要としない。多くの実験では、圧縮ストラットに沿うひび割れが報告されているが、偏心基礎では、基礎梁内の柱フープや基礎による拘束によってこのようなひび割れは防止できると考えられる。偏心曲げに対する配慮はこれまでの設計と変わらないが、特に基礎の回転を拘束できるように梁引張主筋を基礎内へ定着させる。建物外側に杭が偏心する場合は、図-4 (c) に示すように基礎梁を基礎外端まで延長する等の配慮が必要である。なお、定着の詳細については RC 規準 2018¹⁾ の第 17 条定着の解説に従う。

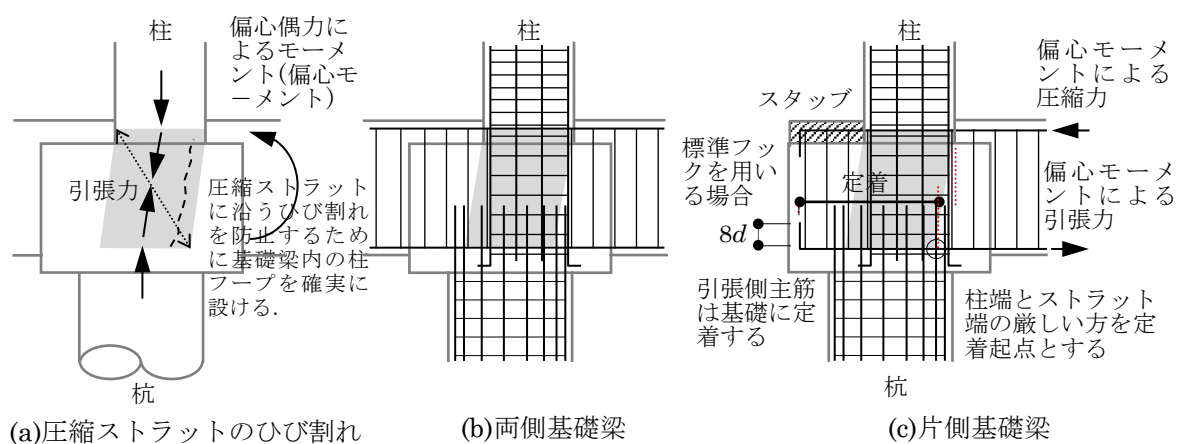


図-4 偏心基礎の配筋

(6) 地震時に大きな引抜き力が作用する場合の柱と杭の偏心については引張ストラットに応じた斜め引張筋を配置することは不可能に近いためストラット・タイモデルは困難である。柱と杭の鉄筋は鉛直・水平方向の力を負担伝達できるような配筋と定着の工夫が、設計する構造物に応じて必要である。

特に塔状比が 4 を超える建物は、市街地の狭い敷地で軟弱な地盤に計画されることが多く、大きな引抜き力に対して杭の引抜き抵抗で対処される。偏心基礎では柱外面と基礎外面が同面となることもあり、そのような場合には柱主筋が杭主筋から大きく外側にずれて配筋されることになるので、柱主筋と杭主筋の引抜き力の伝達が可能であることを確認する。

【参考】

RC 規準 2018¹⁾ は「杭の偏心実験」をもとに導いたものであり、直接的な実験結果に基づいている。ここでは短スパン梁（ディープビーム）のせん断設計の考え方から導き出した設計式と圧縮ストラットモデルから導き出した設計式が同等の結果を与えることを参考として示す。

1. ディープビームのせん断設計

せん断スパン比の小さなディープビームの破壊形態やせん断耐力については、土木工学分野では多くの実験的検討がなされており、せん断スパン a を基礎梁有効せい d で割ったせん断スパン比 a/d

が 1 以下では圧縮力が主体となるため、せん断補強筋はほとんど効果を発揮しないとの報告もある。しかしながら、建築構造における告示や 2010 年版以前の RC 規準に基づくせん断設計では、ストラット・タイモデルは一般的ではない。以下では、土木などの各種構造設計規準におけるディープビームのせん断設計を比較する。

梁のせん断耐力はコンクリート負担分とせん断補強筋による負担分の加算であらわされる。ここで、後者のせん断補強筋についてはトラス理論が用いられる。前者のコンクリート負担分についてはせん断スパン比による割増が考慮されている。この割増はストラット圧縮モデルをせん断の形に表現するための便法である。各基準の耐力式は以下のようなものである。

ACI Building Code

ACI 318-99 Deep Beam Design によれば、せん断スパン比 a/d によるせん断耐力の割増は、

$$3.5 - 2.5(a/d) \quad (5)$$

で与えられ、2.5 以下と規定されている¹⁰⁾

コンクリート標準示方書

土木学会のコンクリート標準示方書ではディープビームについて、せん断補強材を用いないせん断耐力式の中で、せん断スパン比による割増係数 β_a が、

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2} \quad (6)$$

と表される¹¹⁾。 $a_v/d=2$ で上式は 1.0、 $a_v/d=0.4$ で上式は 4.3 となる。

道路橋示方書

日本道路協会の道路橋示方書IV下部構造編によればせん断スパン比 a/d に対応させて次表のように割増係数 C_{dc} を与えている¹²⁾。

表-1 せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数 C_{dc}

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

幸左の提案式

九州工業大学の幸左らは国内外で行われた梁部材実験データをまとめて $a/d \leq 2.5$ のディープビーム部材のコンクリート負担部分を表すせん断耐力式を、割増係数 C_{dc} を用いて提案している¹³⁾。

$$C_{dc} = \frac{10.3}{1 + (a/d)^2} \quad (7)$$

$a/d=2.5$ で 1.0 となるように補正すれば、 $a/d=0.4$ で 6.25 となる。

石橋の提案式

東日本 JR の石橋らはせん断スパン比が小さい $0.95 \leq a/d \leq 2.0$ の壁式橋脚を模擬した RC 柱型試験体の水平加力試験結果のせん断耐力から次の係数で与えている¹⁴⁾。

$$\left(\frac{a_1}{d}\right)^{-1.166} \quad (8)$$

$a_1/d=2$ で 1.0 となるように補正すれば、 $a/d=0.4$ で 6.53 となる。

荒川終局 min 式

建築学会の RC 規準¹⁾ でせん断耐力を与える荒川終局 min 式に含まれる $M/Qd = a/d$ の部分を取り出すと、終局せん断耐力 min のせん断スパン比に関わる係数は、

$$0.8\mu_u = 0.8 \times \frac{0.115}{a/d + 0.115} = \frac{0.092}{a/d + 0.115} \quad 9)$$

$a/d=3$ で 1.0 となるように補正すれば, $a/d=0.4$ で 6.00 となる.

以上の各規準式におけるせん断スパン比とせん断耐力の増大率の関係を図-5 にまとめる. 荒川終局 min 式に基づく RC 規準せん断設計におけるせん断耐力の割増係数 α は

$$\alpha = \frac{4}{1 + M/Qd} = \frac{4}{1 + a/d}, \quad 1 \leq \alpha \leq 2 \quad (10)$$

と表わされるので, 整合するせん断スパン比は $1 \leq a/d$ である. これはせん断スパン比が小さくなると, 圧縮ストラット効果が支配的になって, せん断設計におけるせん断抵抗機構が異なることを除外するためであると思われる. 荒川の実験データは $a/d=0.4$ までであるので, 図-5 は $0.4 \leq a/d$ を示している.

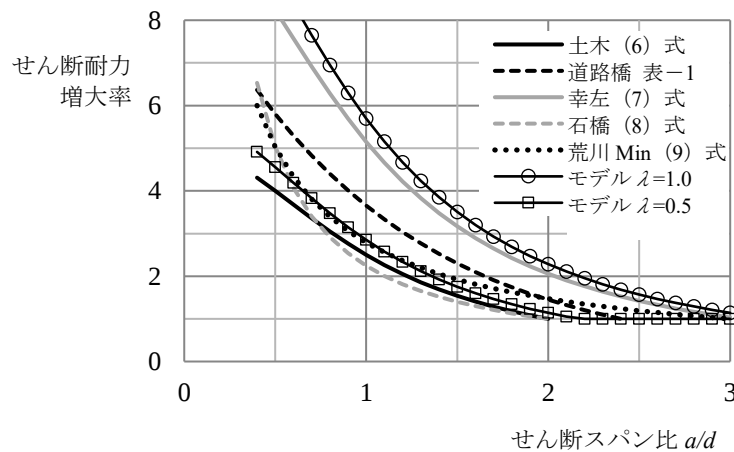


図-5 せん断スパン比によるせん断耐力の増大

2. 圧縮ストラットモデル

図-6 のストラットモデルを考える. ここでは, 上に示した規準式や実験式との比較を容易にするためストラット断面は図-2 (b) に示す梁の応力中心距離 j ではなく, 有効せい d を用いて検討を進める.

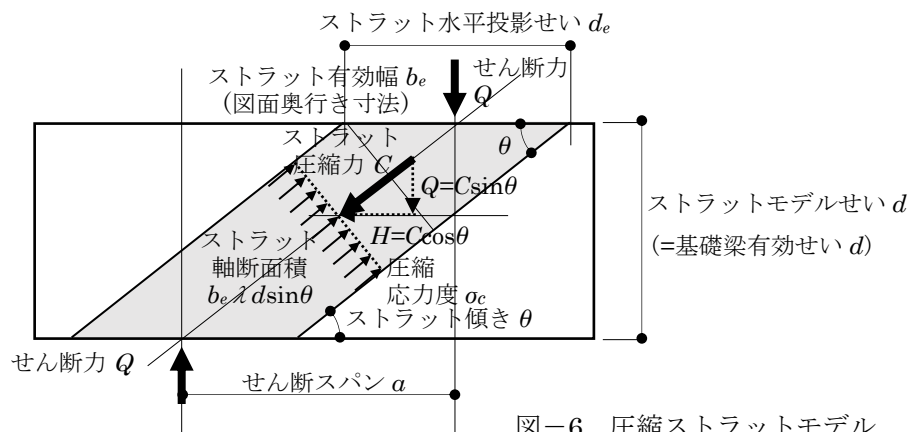


図-6 圧縮ストラットモデル

せん断スパンを a ，ストラットモデルせいを d とすればストラットの傾き θ は

$$\sin \theta = \frac{d}{\sqrt{a^2 + d^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (a/d)^2}} \quad (11)$$

ストラットの水平投影せい d_e を梁有効せいの λ 倍であるとして $d_e = \lambda d$ とし，有効幅を b_e とすれば，ストラットの軸断面積 A_c は，

$$A_c = b_e d_e \sin \theta = b_e \lambda d \sin \theta = \frac{\lambda b_e d}{\sqrt{1 + (a/d)^2}} \quad (12)$$

終局時の圧縮軸応力度を σ_c とし，ストラット軸力 C を鉛直方向のせん断力 Q に置き換えると

$$Q = C \sin \theta = \sigma_c A_c \sin \theta = \sigma_c \lambda b_e d \sin^2 \theta = \frac{\sigma_c \lambda b_e d}{1 + (a/d)^2} \quad (13)$$

せん断スパン比の大きな（おおよそ $a/d \geq 3$ ）梁のせん断耐力を Q_0 とすれば，終局のせん断応力度を τ_u とし $j=0.875d$ を用いて，

$$Q_0 = \tau_u b j = 0.875 \tau_u b d \quad (14)$$

ここで b は梁幅を表す． $b = b_e$ とし，コンクリート強度を F_c とすれば，終局軸応力度 $\sigma_c = F_c$ ，終局せん断応力度はおおよそ $\tau_u = F_c / 10$ なので，

$$Q = \frac{\sigma_c \lambda b_e d}{1 + (a/d)^2} = \frac{F_c \lambda b_e d}{1 + (a/d)^2} = \frac{10 \lambda (F_c / 10) b_e d}{1 + (a/d)^2} = \frac{11.4 \lambda}{1 + (a/d)^2} Q_0 \quad (15)$$

すなわちせん断スパン比 a/d による見かけのせん断耐力の増大率は次式で与えられる．

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{11.4 \lambda}{1 + (a/d)^2} \quad (16)$$

以上は，コンクリート強度とせん断強度の関係を終局強度として，せん断耐力の増大率を導出したが，長期あるいは短期についても同様の考察が可能である．図－5 には， $\lambda=0.5$ と 1.0 の計算結果をあわせて示している．圧縮ストラットの水平投影せいを梁有効せいの 0.5 倍（ $\lambda=0.5$ ）とすれば，荒川の **min** 式にほぼ対応しており，さらに他の規準式と比較しても安全側の評価となることがわかる．

(16) 式は， $b_e j$ を断面積としてせん断設計をする場合の許容せん断耐力の増大率である．偏心基礎の断面設計では，この増大率を用いたせん断設計に代えてストラットの圧縮耐力を直接検定すればよい．

【参考文献】

- 1) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 2) 西村泰志・馬場望: 鉄筋コンクリート柱と鋼管コンクリート杭が偏心した基礎接合部の応力伝達機構 (その1) 日本建築学会大会梗概集 C-2 構造Ⅳpp.1179~1180, 2004
- 3) 加地由未子・杉山誠・西村泰志: 柱と杭が偏心した基礎接合部の合理的な設計法の開発 (その1) 日本建築学会大会梗概集 C-2 構造Ⅳpp.327~328, 2005
- 4) 杉山誠・加地由未子・西村泰志: 柱と杭が偏心した基礎接合部の合理的な設計法の開発 (その2) 日本建築学会大会梗概集 C-2 構造Ⅳpp.329~330, 2005
- 5) 田中麻美・杉山誠・西村泰志: 柱と杭が偏心した基礎接合部の合理的な設計法の開発 (その3) 日本建築学会大会梗概集 C-2 構造Ⅳpp.423~424, 2006
- 6) 杉山誠・田中麻美・西村泰志: 柱と杭が偏心した基礎接合部の合理的な設計法の開発 (その4) 日本建築学会大会梗概集 C-2 構造Ⅳpp.425~426, 2006
- 7) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018 Q&A No.40
- 8) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018 Q&A No.17
- 9) 安井信行・遠藤千尋・長瀬正, 大口径杭の偏心に対する基礎のせん断設計について, 日本建築学会大会梗概集 (関東), pp.579~580, 2015
- 10) Gerardo Aguilar, A. B. Matamoros, G. J. Parra-Montesinos, J. A. Ramirez and J. K. Wight, Experimental Evaluation of Design Procedures for Shear Strength of Deep Reinforced Concrete Beams, ACI Structural Journal, pp.539~548, 2002.
- 11) 土木学会, コンクリート標準示方書 設計編, 1996
- 12) 道路橋示方書, Ⅳ下部構造編, pp.133~136, 2017
- 13) 幸左賢二・脇山知美・西岡勉・小林寛, せん断スパン比に着目したディープビームの破壊形態に関する実験的研究, 土木学会論文集 E Vol. 62 No. 4, pp.798~814, 2006.
- 14) 関玲子・松本浩一・石橋忠良・小林将志, 鉄筋コンクリートディープビーム部材のせん断耐力に関する評価手法の研究, コンクリート工学論文集, 第23巻第2号, pp.49~58, 2012

5.16 地震時における地盤の鉛直ばね

【よくある指摘事例】

地震時における地盤の鉛直ばねの評価方法について不明確な事例がある。

【関係法令等】

2020 年技術基準 pp.321～322

【指摘の趣旨】

建物や地盤の特性により、構造計算において、地震時における地盤の鉛直ばねを設けてその影響を考慮すべき場合がある。2020 年技術基準¹⁾には、「通常の設計においては、地盤ばねを設けずに計算を行っても問題のない結果となることが多い。」とした上で、ただし書きに、「鉄筋コンクリート造の建築物の耐力壁の脚部や剛性の低い基礎ばりの周辺では、地盤の鉛直方向の変形や基礎の浮上り（地盤からの鉛直反力がなくなる状態）が生じやすく、かつ、その場合には影響を考慮した応力解析を行う必要があることから、接地圧や支点反力などの状態を確認した上で地盤のばね（基礎直下及びくい先端の鉛直の地盤ばね、杭周辺の摩擦によるばね等）を設けるべきか判断する。」と記載されている。そして文献 1）に、地盤のばねは、地盤調査の結果に基づき設定するほか、基礎指針 2001²⁾、文献 3）などを参考にすることができていることが記されている。

長期の地盤の鉛直ばねについては、両文献に共通して、即時沈下量から算定することが示されている。一方、地震時の地盤の鉛直ばねの算定法については、様々な要因を考慮する必要がある、現在の技術レベルでは一律に定めることが困難であることが述べられている。以下では、直接基礎および杭基礎において、地震時における地盤の鉛直ばねの算定方法について解説する。

【解説】

1. 直接基礎

基礎指針⁴⁾には、使用限界状態（長期）における地盤の鉛直ばねとして、即時沈下量から算定する方法が提示されている。同文献⁵⁾で、地震時については、排水条件の違いや地震時付加応力の違いに配慮すべきことが注意書きされている。具体的には、通常の砂質土地盤では、地震時に非排水状態の仮定が成り立つと考えてよく、即時沈下量算定式の適用にあたり、排水状態では 0.25～0.35 程度のポアソン比を非排水状態では 0.5 と仮定することができる旨が記載されている（地盤剛性は長期より地震時の方が大きくなる）。また特別な場合を除き、地震時の地盤内付加応力によって地盤の変形係数が変化することは、考慮しなくてもよい旨が記載されている。

文献 6）には、地盤のばねの直接の記載はないが、基礎の弾性鉛直変形量の算定式が提示されている。算定式としては、基礎の接地圧に鉛直方向地盤反力係数の逆数を乗じる式が示されている。そして、文献 7）において、鉛直方向地盤反力係数は、常時：地震時＝1：2 としている。

文献 8）では、「常時と地震時の値は載荷状態の相違によるものであり、荷重—変位曲線の処女荷重に対する値と繰り返し曲線に対する値がそれぞれ常時、地震時に相当すると考えると、その比が 1：2～1：4 ぐらいの値を占めることが実験結果より明らかになっている。これより、その最小値として 1：2 を採用」と記載されている。

2. 杭基礎

基礎指針 2001⁹⁾ には、使用限界状態（長期）における杭のばねとして、即時沈下量から算定する方法が提示されている。一方、杭基礎の地震時鉛直ばねに関する直接の記載はない。

文献 10) には、長期及び地震時（永続作用支配状況及び変動作用支配状況）の「杭の軸方向ばね定数は、杭の鉛直載荷試験による杭頭部の荷重と沈下量の関係から、降伏支持力点に対応する割線勾配として求めるか、推定式によって求めてよい。」と記載されている。支持杭に対しては、杭工法・杭先端地盤の種類に応じた補正係数を設定した推定式が提案されている。摩擦杭に対しては既往の載荷試験に基づく推定式を用いることとしている。そして、文献 11) では、（道路橋示方書の）レベル 2 地震時の軸方向ばね特性は、長期及び地震時（永続作用支配状況及び変動作用支配状況）のばね定数を初期勾配とし、押し込み支持力の上限值 P_{NU} 、引抜き抵抗力の上限值 P_{TU} を上限値とするバイリニア型とすると述べられている。

表－1 地震時における地盤の鉛直ばねに関する各種文献における記載

	直接基礎	杭基礎
建築基礎構造設計指針	定性的に、地震時が長期より大きい値となることが記載される。地震時に関する具体的な算定方法は記載無し。	地震時に関する記載無し。
道路橋示方書	地震時／長期＝2.0 としてよい。	長期及び地震時のばね定数は、支持杭と摩擦杭それぞれに対して推定式が提案されている。

地震時鉛直ばねは、算定した長期鉛直ばねに比率を乗じて設定している。現行の構造設計においては、上記文献を踏まえ、地震時ばねと長期ばねの比率は、直接基礎においては 2 倍、杭基礎においては 1 倍とするのが一般的である。また、杭基礎にも直接基礎に対する見解を引用し、直接基礎・杭基礎ともに 2 倍とする考え方もある。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，pp.321～322
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通編 Ⅳ下部構造編）・同解説，2017.11
- 4) 文献 2)，pp.123～128，及び，計算例 3，pp.449～452，2001
- 5) 文献 2)，p.150，2001
- 6) 文献 3)，pp.219～224，2017.11
- 7) 文献 3)，pp.183～190，2017.11
- 8) 土木研究センター：土木技術資料 Vol12, No.3，p.123，1970
- 9) 文献 2)，pp.223～235，及び，計算例 5，pp.456～464
- 10) 文献 3)，pp.260～263，2017.11
- 11) 文献 3)，pp.293～298，2017.11

B. 注意喚起事項

注意喚起事項

ここでは、建築基準法施行規則第3条の7に規定する構造計算適合性判定の申請書に添付される図書や構造計算書（以下、判定図書という）の作成において見落とされがちな事例を取り上げ、「注意喚起事項」として示す。

判定図書の作成においては、当該注意喚起事項を十分確認し、適切な判定図書の作成を心がけていただきたい。

1. 共通

1.1 材料強度の設定
【注意喚起事項】 鋼材等の短期許容応力度の設定において基準強度 F を根拠なく 1.1 倍している。 【関係法令等】 鋼材等の材料強度：令第96条、平成12年建設省告示第2464号第3 鋼材等の許容応力度：令第90条、平成12年建設省告示第2464号第1
【解説】 平成12建設省告示第2464号第3により、炭素鋼の構造用鋼材、丸鋼、異型鉄筋のうちJIS適合品の材料強度の数値を計算する際には第1の F 値を 1.1 倍以下することができるが、短期許容応力度の数値を計算する際の F 値はJIS適合品であっても 1.1 倍することができない。 鋼材等の材料強度等は法令に従って設定する必要がある。なお、法第37条第二号の大臣認定を受けた鋼材等の基準強度、材料強度、許容応力度はその指定値による。
1.2 梁の断面算定位置
【注意喚起事項】 梁の断面算定において、内法長さの $(1/4)L$、$(3/4)L$ 位置での検討（RC造）や継手位置での検討（S造）が行われていない。 【解説】 RC造梁の $(1/4)L$、$(3/4)L$ 位置での断面算定において、端部と中央で配筋が異なる場合は、端部と中央で少ない方の配筋を対象とした検討が必要である。 S造梁の継手においても、ボルト孔による欠損を考慮した継手部断面の検討が必要である。
1.3 屋根ふき材等の耐風設計
【注意喚起事項】 高さが13mを超える建築物の屋外に面する帳壁として使用するガラス等について、風圧力に対する安全性の検討が行われていない。 【関係法令等】 平成12年建設省告示第1458号（2020年技術基準 pp.442～449）

【解説】

平成 12 年建設省告示第 1458 号により、建築物の高さが 13m を超える場合には、外壁に使用する帳壁及び帳壁に使用するガラスの安全性確認が必要である。

なお、検討に用いる風圧力は、構造体の風荷重検討に用いる風圧力（平成 12 年建設省告示第 1454 号）と異なるため、注意を要する。また、平均速度圧 q 、ピーク風力係数 C_f の値等の明示も必要である。

2. 鉄骨造

2.1 角形鋼管柱の柱梁接合部

【注意喚起事項】

角形鋼管柱の内ダイアフラムに取り付く梁フランジの溶接範囲が柱のアール部（コーナー部）に掛かっている。

【解説】

角形鋼管柱で、梁段差などから内ダイアフラム形式として梁フランジを柱外面合わせで溶接した場合、角形鋼管柱のコーナー部は冷間曲げ加工されているので、当該部に溶接すると割れ等の障害が発生する場合があるため、柱のアール部（コーナー部）に梁フランジの溶接部が掛からないよう注意する。

2.2 鉄骨ブレースの有効断面積

【注意喚起事項】

許容応力度計算における鉄骨ブレースの有効断面積が適正に設定されていない。
（単一の形鋼やターンバックル付ブレース材等）

【関係法令等】

平成 12 年建設省告示第 1446 号（2020 年技術基準 pp.48～58）

平成 13 年国交省告示第 1024 号（2020 年技術基準 pp.590～598）

2020 年技術基準 pp.623～624

鋼構造許容応力度設計規準 2019 年版 p.27, p.100

鋼構造接合部設計指針（2012 改定） pp.263～267

【解説】

許容応力度計算時の断面算定における単一の形鋼（山形鋼等）を用いたブレースの有効断面積は、一般的に、建築学会鋼構造設計規準及び同鋼構造接合部設計指針に基づき、その突出部の 1/2 の部分を無効断面として控除する必要がある。

2020 年技術基準（pp.623～624）の有効断面積の算定式（付 1.2-12）は、筋かい材の破断耐力を算定する時に用いる。

ターンバックル付きブレース材は呼び径と軸径が異なるため、有効断面積には軸部断面積を採用する必要がある。また、ターンバックル付きブレース材は、原則、JIS A 5540-2003（建築用ターンバックル）を使用し、それ以外のものについては、材料に関する大臣の認定を取得した上で強度の指定を受けなければならない。

2.3 アンカーボルトの断面積

【注意喚起事項】

アンカーボルト軸部やネジ部の断面積のプログラム入力が適正でない。
(転造ネジは呼び径と軸部の径が異なるため、注意が必要である。)

【関係法令等】

2020 技術基準 pp.633～643

日本産業規格：構造用転造両ねじアンカーボルトセット JIS B 1220：2015

日本産業規格：構造用切削両ねじアンカーボルトセット JIS B 1221：2015

【解説】

一般に用いる伸び能力のあるアンカーボルトには、転造ネジ（ABR）と切削ネジ（ABM）の2種類の規格がある。

アンカーボルトの採用断面積は、計算の目的に応じて下表のように使い分ける必要がある。

アンカーボルトの採用断面積

	伸び能力有り	伸び能力無し
回転剛性	軸部断面積	軸部断面積
断面算定	ネジ部断面積	ネジ部断面積
保有水平耐力	軸部断面積	ネジ部断面積

伸び能力のあるアンカーボルトは、 $A_e \cdot \sigma_u > A_g \cdot \sigma_y$ $A_e / A_g > \sigma_y / \sigma_u$

(ここに、 A_e ：ネジ部断面積、 A_g ：軸部断面積、 σ_y ：降伏強度、 σ_u ：引張強度)

となるように製造されている。すなわち、ネジ部引張強度>軸部降伏強度となり、ネジ部で破断することがないため、伸び能力がある。したがって、 D_s 算定時や保有水平耐力算定時などでは軸部断面積を用いて耐力の計算を行ってよい。

一方、伸び能力の無いボルトは軸部降伏よりネジ部で破断する可能性があるためネジ部断面積を用いて耐力の計算を行う。

(参考) $A_e / A_g = 0.95$ (ABR)、 0.84 (ABM)

$\sigma_y / \sigma_u \leq 0.8$ (ABR)、 0.75 (ABM)

2.4 大梁の降伏ヒンジ位置

【注意喚起事項】

鉄骨大梁のハンチ始端、材種や部材が異なる部分、等において

- (1) 梁端部より先行降伏しないことの検討がなされていない
- (2) 保有耐力接合の検討が行われていない

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第四の一，イ，ロ（2020 年技術基準 p.342）

2020 年技術基準 p.347

【解説】

(1) 一般に鉄骨架構のメカニズム時に梁降伏とする場合は、材端に塑性ヒンジを想定する。しかしながら、梁端部にハンチを設ける場合や、端部部材に対して中央部材が異なる場合等には、梁端部に塑性ヒンジが形成される前に、ハンチ始端や、材種や部材が異なる部分で、塑性ヒンジが形成される可能性がある。そのため、これらの部位で梁端部に先行する塑性ヒンジの形成についての検討を必要とする。

(2) ハンチを設けた梁においては、ハンチを考慮した梁部材での保有耐力接合の検討が必要である。

3. 鉄筋コンクリート造

3.1 パネルゾーンの範囲

【注意喚起事項】

X、Y 各方向でパネルゾーンの範囲が異なるが、これに対応した帯筋の明示がない。

【関係法令等】

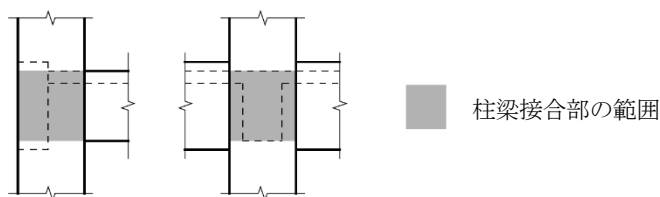
鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説 p.206, 2010

RC 規準 2018 pp.193～194

【解説】

柱の前後・左右から、せいの異なる梁が取り付く場合、柱梁接合部の範囲をどの区間とするのかが配筋計画の上で問題となるが、通常、柱梁接合部の帯筋比に比べて柱の帯筋比のほうが多い場合、柱の帯筋の割り付けを優先させる。そのため、両方向の梁と柱が同時に取り合う部分（＝両方向の梁せいが重複する範囲）を接合部の範囲とする。

よって、帯筋の割付では、原則としてせいの小さい梁を対象として第 1 帯筋の位置を定めるが、直交方向の梁筋によって所定の間隔で帯筋を配筋できない場合は、その分を梁筋の上下に追加して配置する。柱に取り付く梁が、一方向が正梁で直交方向が逆梁の場合には、柱梁接合部の範囲がスラブ厚さ程度となる場合があるので注意を要する。



3.2 柱・梁部材の内法寸法
【注意喚起事項】 RC 部材のせん断設計が危険側になっている恐れがある。 【関係法令等】 昭和 55 年建設省告示第 1791 号第 3 (2020 年技術基準 pp.386～390) 平成 19 年国交省告示第 594 号第 4 第三号ハ (2020 年技術基準 pp.403～407) RC 規準 2018 pp.154～157, p.175
【解説】 許容応力度設計時の梁の設計用せん断力は、$\min \{Q_L+n_1 \cdot Q_E, Q_0+\Sigma M_y/L_0\}$ *1 を、柱は $\min \{Q_L+n_1 \cdot Q_E, \Sigma M_y/H_0\}$ *1 を採用する。 *1 は、RC 規準 2018 によると、L_0：梁の内法長さ (H_0：柱の内法長さ) とある。 次に、保有水平耐力計算時の保証設計において、梁は $Q_{DG} = Q_0+n_2 \cdot Q_M$ を、柱は $Q_{DC} = n_2 \cdot Q_M$ を各々採用するため、内法寸法が適切でないと危険側の結果となるので注意が必要である。 ここで、RC 規準 2018 によると、せん断力算定用の降伏または終局曲げモーメント位置は、ラーメンの節点ではなく、部材端部（腰壁、たれ壁やそで壁がある場合は壁の付け根位置。さらに柱や梁に増し打ちがある場合は、これらを適切に考慮した位置）で求め、原則、柱や梁のせん断力算定の際の内法 (L_0 または H_0) は、その端部間の長さとする。 例えば、大梁の上下に構造スリット等で柱際が縁切りされていない増打ち、腰壁、垂壁等がある場合には、降伏位置としてこれらの影響を考慮した検討が必要となる。 一般に、梁面を降伏位置と考えた場合、曲げに対しては安全側（曲げ応力が大きくなる）と考えられるが、せん断に対しては危険側の設定になると考えられる。特に、設計ルート 3 における保証設計（平成 19 年国交省告示第 594 号第 4 第三号ハ）には注意が必要である。保証設計で考慮すべきせん断余裕度 ($Q_u/Q_m \geq 1.25$ 等) に対して、（実際の内法高さ）／（計算で考慮されている内法高さ）倍の余裕度を確保する等の対応が必要である。

3.3 耐力壁のせん断耐力
【注意喚起事項】 耐力壁に於いて、D_s 算定時の $M/(Q \cdot D)$ でせん断設計を行っているかが不明である。 【関係法令等】 昭和 55 年建設省告示第 1791 号第 3 (2020 年技術基準 pp. 386～390) 平成 19 年国交省告示第 594 号第 4 第三号ハ (2020 年技術基準 pp. 403～407)
【解説】 耐力壁の終局せん断耐力は $M/(Q \cdot D)$ に依存する。 増分解析による保有水平耐力計算では、耐力壁の $M/(Q \cdot D)$ は解析スタート時に或る値に仮定されている。D_s 算定時に当初仮定した値と異なれば耐力壁の終局せん断耐力を D_s 算定時の $M/(Q \cdot D)$ で補正する必要がある。柱・梁のせん断耐力についても同様である。

3.4 柱梁接合部の帯筋比
【注意喚起事項】 RC 造柱梁接合部において、帯筋比が不足している。 【関係法令等】 2020 年技術基準 p.401, 同技術基準 Q&A No.17
【解説】 2020 年技術基準 p.401 では、RC 造のせん断破壊防止の保証設計の条件として「柱梁接合部のせん断補強筋比は 0.2%以上、かつ、間隔は 150mm 以下、隣接する柱帯筋間隔の 1.5 倍以下とする」、同技術基準の Q&A No.17 では「鉄筋コンクリート造の（柱はり接合部の）検討に靱性指針を用いる場合、性能を確保するためには同指針で求められるせん断補強筋量（0.3%以上）とする必要があります」となっている。また、大梁主筋端部に機械式鉄筋定着工法を用いる場合などでは、帯筋比等についてメーカー毎の技術評価に基づく計算が必要な場合があるため、注意を要する。

4. 地盤及び基礎構造

4.1 杭の引抜き許容支持力の算定
【注意喚起事項】 杭の引抜き方向の許容支持力の算定において、地盤から求まる値のみを採用している。 【関係法令等】 平成 13 年国交省告示第 1113 号第 5 第三号
【解説】 平成 13 年国交省告示第 1113 号第 5 第三号により杭の引抜き方向の許容応力度を設定する場合、“地盤の引抜き方向の許容支持力”と“杭体の許容耐力”のいずれか小さい数値により設定することが必要である。 また、終局時の検討を要する場合の引抜耐力も同様と考える。

4.2 場所打ちコンクリート杭の許容応力度の設定
【注意喚起事項】 場所打ちコンクリート杭の杭体コンクリートの許容応力度について、空掘工法等の場合の算定式を採用しているが、該当工法であることが図面に示されていない。 【関係法令等】 平成 13 年国交省告示第 1113 号第 8 第一号 2020 年技術基準 p.583
【解説】 杭体コンクリートの許容応力度は「掘削時に水若しくは泥水を使用しない方法によって打設する場合」又は「強度、寸法及び形状をくい体の打設の状況を考慮した強度試験により確認できる場合」には異なる算定式を採用できる。この場合、前者に該当する空掘工法であること、又は後者に該当する工法（第三者の技術評価工法など）であることを図面に示すことが必要である。

5. その他

5.1 架構の不静定次数が低い建築物の基礎の取扱いについて

(四隅のみに柱を有する建築物など)

【注意喚起事項】

告示では、「地上階数 4 以上又は高さ 20m 超の建築物で、当該階が支える荷重の 20% 以上の荷重を支持する柱を端部に設ける場合は、梁間及びけた行き方向以外の水平力に対して令第 82 条第 1～3 号に基づき構造計算を行い安全性を確認する」旨規定されているが、地下部分に対する取扱いは計算方法で異なることに注意が必要である。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 2

2020 年版技術基準 p. 324, 2015 年版 Q&A (2017 年 2 月 8 日更新 No.9)

【解説】

(計算方法 1)

通常斜め方向(梁間及びけた行き方向以外)の水平力で計算する方法では、告示の規定及び ICBA の Q&A (2017 年 2 月 8 日更新 No.9) より、地下部分も含め建築物全体で令第 82 条第 1～3 号の計算を満足する必要がある。

(計算方法 2)

1 次設計せん断力係数を 1.25 倍で計算する方法(代替え法)では、地下部分については上記の計算は必要ない。この場合、地下部分とは、基礎、基礎梁、杭(地下階があればそれを含む)を指す。

なお、2020 年版技術基準解説書では、「地下部分についてこのような割り増しが必要となるのは、上部構造の耐力確保に関連する部分(たとえば柱脚における引き抜きの検討など)に限られる」と示されており、割り増しが必要なのは柱脚設計までと考える。

C. 構造計算適合性判定における明示漏れ事例

構造計算適合性判定における明示漏れ事例

建築基準法施行規則第3条の7に規定する構造計算適合性判定の申請書に添付される図書や構造計算書（以下、判定図書という）には、建築基準法施行規則第1条の3で規定される明示すべき事項の記載が義務付けられている。

しかし、構造計算適合性判定においては、建築基準法施行規則に規定される明示すべき事項が図面に明示されていない等、構造計算適合性判定員が特定構造計算基準又は特定増改築構造計算基準に適合するかどうかの判断を行うために必要な明示が漏れている事例がある。

ここでは、判定図書の明示漏れをあらかじめ防止し、構造計算適合判定の円滑化を図るため、構造計算適合性判定においてよくある明示漏れの事例を紹介する。

ブレース芯・梁芯の明示
【明示漏れ事例】 鉄骨造のブレース芯、梁芯の位置がわかる図面がない。
【明示すべき理由】 鉛直ブレースは梁芯、柱芯、間柱位置などの関係により納まりが変わり、検討内容が異なる。また、アンカーボルトとブレース位置の関係がわかる図面も添付が必要となる。ブレースのねらい点は偏心曲げモーメントの検討とも関係する。

軸組図の基礎・基礎梁の明示
【明示漏れ事例】 鉄骨造の軸組図に基礎・基礎梁の躯体が記載されていない。（レベル等の寸法を含む）
【明示すべき理由】 軸組図に明示すべき事項は「構造耐力上主要な部分である部材（接合部を含む）の位置、寸法、構造方法及び材料の種別並びに開口部の位置、形状及び寸法」等となっている。 鉄骨柱脚位置と基礎・基礎梁レベルとの関連を把握できるように鉄骨造の軸組図には基礎部分の表示が必要となる。

テーパー管の詳細の明示
【明示漏れ事例】 鉄骨造の柱梁接合部のテーパー管において、材質、製造方法の明示がない。
【明示すべき理由】 テーパー管は大臣認定品を使用するか4面ボックスが一般的である。4面ボックスの場合は溶接方法、材質を表示する必要がある。柱がBCRやBCPの場合、強度は490N級鋼以上となる。なおブレス曲げの場合は外側曲げ半径が板厚の10倍以上の曲げ加工となり応力伝達に注意が必要である。

ターンバックル付ブレース材の明示及び検討
【明示漏れ事例】 ターンバックル付ブレース材の材質および接合ボルト孔径が明示されていない。 (ターンバックル付ブレースは大臣認定品または JIS 製品のみ使用可)
【明示すべき理由】 ターンバックル付ブレースの材質は、ターンバックルボルトは SNR400B で羽子板は SN400B、孔径は高力ボルトの支圧接合ゆえに、軸径+1.0～1.5mm(ガセットプレートの孔径も同じ) となる。JIS 製品においては、ブレース接合部の検討はガセットおよびその溶接部となる。

荷重伝達方向の明示
【明示漏れ事例】 胴縁において、荷重伝達方向に対して、強軸・弱軸の方向が明確に記載されていない。
【明示すべき理由】 断面に方向性のある部材は構造図で配置方向を明示することが必要である。

基礎・杭・地盤改良等の位置の明示
【明示漏れ事例】 基礎伏図等において、基礎、杭、地盤改良体などの通り芯からの位置が明示されていない。
【明示すべき理由】 構造耐力上主要な部分の位置・寸法、および支持地盤の位置を構造図に明示する必要がある。

基礎と支持地盤の位置の明示
【明示漏れ事例】 柱状図等（基礎・地盤説明書）において設計 GL が明示されていない。
【明示すべき理由】 柱状図等に設計 GL を明示する必要がある。

D. 軽微な変更事例

軽微な変更の事例

法改正（平成 27 年 6 月 1 日施行）後、構造計算適合性判定が建築確認処分と独立した行政処分となったことから、計画の変更内容が建築基準法施行規則第 3 条の 2 に規定する「計画の変更に係る確認を要しない軽微な変更」に該当しない場合は、計画変更に係る確認申請を要するだけでなく、構造計算適合性判定においても計画変更手続きが必要となる。

ここでは、軽微な変更と計画変更の判断事例を表－1（文献 1））に示すので、参考にされたい。なお、この表の適用事例はあくまで例示であり、個別の変更内容を判断する場合は、単にこの表の記述だけで判断することなく、文献 1）「2.3 計画の変更に係る確認を要しない軽微な変更」の解説に基づき慎重に検討することが重要である。

表－1 記載内容の注意事項

「軽微な変更」：「変更後も建築物の計画が建築基準関係規定に適合することが明らかなもの」が前提条件であり、逐一の記載は省略している。構造関係規定については、全体架構モデルの再計算を行わずに適合することが確認できることが必要である。

「計画変更確認申請」：各号の規定に該当しないもの、全体架構モデルの再計算が必要となるケースなどを例示している。

「第 1 項各号」：変更内容毎に、軽微な変更に該当する場合、規則第 3 条の 2 第 1 項各号のいずれに該当するかを記載している。

表－1 軽微な変更と計画変更確認申請の判断事例

変更内容		軽微な変更	計画変更確認申請	第 1 項各号
くい基礎	くい先端位置の変更 (抗長の変更、既製ぐい杭頭レベルの変更)	①支持力が減少しない場合(引き抜きを含む) ②既製ぐいの杭頭レベルの変更	① 1 次設計の浮き上がりが生ずる場合、2 次設計のメカニズムに影響する場合等、全体架構の再計算が必要な場合	八号
	くいの偏心	①くい位置の変更（これに伴い基礎ばりやフーチングの耐力等を増加する変更を含む）	①基礎ばり・フーチング以外の部材の応力が増加する変更が伴う場合	八号
	地盤の変形係数の変更	①くい体の強度、耐力が減少しない場合	①くい体の強度、耐力が減少する場合 ② 1 次設計の浮き上がりが生ずる場合、2 次設計のメカニズムに影響する場合等、全体架構の再計算が必要な場合	九号
	くい工法・くい材料の変更	①場所打ちぐいの工法の変更でくい体の強度、耐力が減少せず、かつ支持力が減少しない場合（引き抜きを含む）（アース→リバース、アース→BH 等） ②同一材料のくいの材種の変更で強度、耐力が減少しない場合 既製 PHC ぐいで SC、A、B、C 種など、強度、耐力が減少しない場合） ③基礎ぐいの工法の変更でくい体の強度、耐力が減少せず、かつ支持力が減少しないか、同種の認定ぐいのメーカーの変更の場合	①異種材料のくい種の変更（鋼管ぐい→PHC ぐい、場所打ちぐい→PHC ぐい等） ②くい体の強度、耐力が減少する場合 ③ 1 次設計の浮き上がりが生ずる場合、2 次設計のメカニズムに影響する場合等、全体架構の再計算が必要な場合	九号

	くい径の変更	①くい体の強度、耐力が減少せず、かつ支持力が減少しない場合、	①くい体の強度、耐力が減少する場合 ②1次設計の浮き上がりが生ずる場合、2次設計のメカニズムに影響する場合等、全体架構の再計算が必要な場合	九号
	くい基礎⇔地盤改良	— ※該当する号がないため	全て	—
直接基礎	支持層の深さの変更	①ラップル（ラブル）コンクリートによる場合 ②平13国交告第1113号第3、第4の地盤改良を新たに設ける場合で地盤の強度又は耐力が減少しない場合	①地盤の強度又は耐力が減少する場合	九号
	設計地耐力の変更	①平板載荷試験結果等による地盤の強度又は耐力が地盤に生ずる応力以上であることが確認できる場合	①基礎ばり、耐圧版等の強度又は耐力が減少する場合 ②全体架構の再計算が必要な場合	九号
	地盤改良工法の変更	①平13国交告第1113号第3、第4の地盤改良の工法等を変更する場合で地盤の強度又は耐力が減少しない場合(改良体の配置若しくは長さの変更等)。 ※地質調査の結果、地盤の強度又は耐力が減少しない(当初の設計地耐力が確保されている)場合に、地盤改良を取り止める場合も同様に扱う。	①地盤の強度又は耐力が減少する場合	九号
	基礎形状の変更	①基礎ばり、耐圧版等の強度、耐力が減少しない場合(支持層位置の変更に伴い基礎ばりのせいを大きくする場合や、布基礎からベタ基礎への変更等)	①基礎ばり、耐圧版等の強度、耐力が減少する場合 ②全体架構の再計算が必要な場合	九号
小ばり	小ばり位置の変更	①小ばりの位置の変更に伴い、小ばり及び当該小ばりに接する大ばり等以外の部材（柱等）に応力の変更がない場合（当該、小ばり、大ばりの耐力等を増加する変更を含む。また、小ばりの追加又は取り止めも位置の変更と扱う。）	①小ばりの位置の変更に伴い、柱等の応力が増加する場合 ②全体架構の再計算が必要な場合	八号
	小ばり断面の変更	①小ばりの強度、耐力が減少しない変更	①小ばりの強度、耐力が減少する場合 ②全体架構の再計算が必要な場合	九号
床版、屋根版	庇、屋根版、片持ちスラブの形状の変更	①出寸法が小さくなる場合 ②出寸法が大きくなる場合で、当該スラブ等とそれに接する大ばり等以外に応力の変更がない場合	①荷重が増加する場合などで全体架構の再計算を要する場合	八号
	スラブ段差、スラブレベルの変更	①スラブ段差、レベルの変更で、スラブが接する大ばり等以外に応力度の変更がない場合	①荷重の増加やはりの剛性、大ばりのレベル変更を伴う場合など全体架構の再計算を要する場合	八号
	スラブ開口の変更	①開口寸法、開口位置の変更 ②開口の新規追加 ③開口の取り止め	①荷重の増加やはりの剛性、保有水平耐力時等にスラブ筋によるはりの終局耐力等の影響がある場合、剛床仮定が変わる場合など全体架構の再計算を要する場合	十四号
	スラブ断面（厚さ、配筋）の変更	①スラブの強度、耐力が減少しない変更	①スラブの強度、耐力が減少する変更 ②荷重の増加やはりの剛性、保有水平耐力時等にスラブ筋によるはりの終局耐力等の影響がある場合など全体架構の再計算を要する場合	九号
	スラブ工法の変更	①RC造在来工法⇔ハーフPCa工法 ②RC造在来工法からRC造Fデッキ工法への変更 ③S造デッキスラブ等の同等仕様のメーカー等の変更 ※荷重の変更がないか、あらかじめ荷重を見	①スラブの強度、耐力が減少する変更 ②RC造在来工法からフルプレキャスト工法、アンボンド、ボイドスラブ、合成ばり床構造等への変更 ③荷重の増加やはりの剛性、保有水平耐力時等にスラブ筋によるはりの終局耐力等の影響	九号

		込んでいる場合	がある場合、スラブの荷重伝達方向が変わる場合など全体架構の再計算を要する場合	
鉄骨造関係	鉄骨材料の種別や断面性能の変更	①部材の強度、耐力が減少しない場合	①部材の強度、耐力が減少する場合 ②荷重の増加やはりの剛性、柱はり耐力比、幅厚比、横補剛等に影響のある場合などで全体架構の再計算を要する場合	九号
	S造のはり・柱の継手位置、工法、接合部の変更	①継手の位置の変更(接合部の強度、耐力が減少しない場合) ②現場溶接⇔工場溶接、高力ボルト接合⇔溶接接合(接合部の強度、耐力が減少しない場合) ③ダイヤラム形式の変更(構造計算の変更が伴わない場合)	①接合部の強度、耐力が減少する場合 ②保有耐力接合を満足しなくなる場合、接合方法が変わる場合(ピン接合⇔剛接合)など全体架構の再計算を要する場合	九号
	S造柱脚の構造の変更	①露出柱脚における、在来の工法⇔既製品の変更、既製品のメーカーの変更などで、強度、耐力が減少せず、回転剛性が同等であるなど全体架構に対する影響が軽微な場合	①柱脚の形式(露出、埋込、根巻)の変更、露出柱脚で回転剛性に影響がある場合、保有耐力接合を満足しなくなる場合など全体架構の再計算を要する場合	九号
	水平ブレースの位置の変更	①水平ブレースの位置の変更に伴い、水平ブレース及び当該水平ブレースに接する大ばり等以外の部材(柱等)に応力の変更がない場合(当該水平ブレース、大ばりの耐力等を増加する変更を含む。また、水平ブレースの追加又は取り止めも位置の変更と扱う。)	①水平ブレースの位置の変更に伴い、柱等の応力が増加する場合 ②全体架構の再計算が必要な場合	八号
R C造関係	部材の配筋や断面形状の変更	①部材の強度、耐力が減少しない場合	①部材の強度、耐力が減少する場合 ②荷重の増加やはりの剛性、保有水平耐力時等の終局耐力等に影響がある場合など全体架構の再計算を要する場合	九号
	鉄筋の仕様(径、強度)の変更	①鉄筋の仕様の変更により部材の強度、耐力が減少しない場合 ②材料メーカーの変更で部材の強度、耐力が減少しない場合	①部材の強度、耐力が減少する場合 ②保有水平耐力時等の終局耐力等に影響がある場合など全体架構の再計算を要する場合	九号
	鉄筋の継手、定着方法の変更	①工法の変更 重ね⇔圧接⇔機械式継手 在来定着⇔定着板等	①全体架構の再計算を要する場合	九号
	コンクリート材料、設計基準強度の変更	①設計基準強度をあげる場合 ②法第 37 条の範囲内での使用材料の変更	①全体架構の再計算を要する場合	九号
	耐力壁の開口部の位置、大きさの変更	①適切な開口補強を行い、開口率を満たした場合(剛性が同等で、耐力が同等以上となる場合など全体架構に対する影響が軽微な場合)	①採光上有効な開口部の面積が減少するなど第 14 号に該当しない場合 ②剛性に影響があるなど全体架構の再計算を要する場合	十四号
		①躯体開口寸法の変更(意匠上の開口寸法の変更を伴わない場合等)で耐力壁の耐力が減少しない場合	①耐力壁の耐力が減少する場合 ②剛性に影響があるなど全体架構の再計算を要する場合	九号
	はり貫通孔の補強工法の変更	①補強工法の変更(在来の補強工法⇔既製品による補強) ②既製品のメーカー等の変更 ※既製品は当該評定等の内容に基づき使用する場合	①はりの強度、耐力が減少する場合	九号
	はり貫通孔の位置、大きさの変更	①適切に開口補強を行う場合 ※建築確認申請時に貫通孔の大きさ及び位置の変更等について、あらかじめ検討され、その検討範囲内での変更であれば、軽微変更及び計画変更の対象にならない。	①はりの強度、耐力が減少する場合 ②はりの剛性に影響があるなど全体架構の再計算を要する場合	十四号

構造耐力上主要な部分以外の部分	位置・高さ・厚さ・配筋、及び開口等の変更	①荷重の増加や部材の剛性の影響がないなど全体架構に対する影響が軽微な場合	①荷重の増加や部材の剛性に影響がある場合など全体架構の再計算を要する場合	十号
	材料の変更	①荷重の増加や部材の剛性の影響がないなど全体架構に対する影響が軽微な場合	①荷重の増加や部材の剛性に影響がある場合、S造の帳壁等を追従性の低いものに変更し層間変形角の再検討を行う場合など全体架構の再計算を要する場合 ②第12号の表に定める範囲以外の変更	十号
	スリットの変更	①材料の変更 ②スリット位置の変更で取付部材の剛性等の影響がない場合	①取り付け部材の剛性等が変わる場合（スリット位置の変更、部分スリット⇔完全スリット等）	十号
その他（構造関係規定以外の変更に伴う変更）	階段の蹴上踏面寸法の変更	床版の位置の変更と同様に扱う。		八号
	階段の構造の変更	①変更前後で建築材料が変わらない場合で、かつ部材の強度、耐力が減少しない場合	①建築材料が変わる場合（RC造⇔S造） ②部材の強度、耐力が減少する場合 ③荷重の増加やはりの剛性に影響がある場合など全体架構の再計算を要する場合	九号
		①構造耐力上主要な部分以外の階段（法第2条第五号における主要構造部から除かれる局部的な小階段等）の変更	①荷重が増加するなど全体架構の再計算を要する場合	十号
	高さが減少する変更	①GLの変更に伴う高さが減少する変更（土圧高さ等の変更について部分的な検討で適合性を確認できる場合） ②パラペット、屋上突出物の高さが減少する変更など全体架構に対する影響が軽微なもの	①固有周期や部材の剛性に影響があるなど全体架構の再計算を要する場合	三号
	階数が減少する変更	①構造計算が伴わない法令上の階数算定上の変更	①階数の減少に伴い、全体架構の再計算を行い部材断面の再検討を行う場合 ②浮き上がりや偏心率・剛性率の計算、固有周期や部材の剛性に影響があるなど全体架構の再計算を要する場合	四号
	建築面積が減少する場合	①構造計算が伴わない法令上の建築面積算定上の変更 ②建築物の一部を減築する場合（全体架構に対する影響が軽微な場合）	①偏心率・剛性率の計算や部材の剛性に影響があるなど全体架構の再計算を要する場合	五号
	床面積の合計が減少する場合	①構造計算が伴わない法令上の床面積算定上の変更 ②建築物の一部を減築する場合（全体架構に対する影響が軽微な場合）	①偏心率・剛性率の計算や部材の剛性に影響がある、剛床仮定が変わるなど全体架構の再計算を要する場合	六号
	用途の変更	①直前の確認での積載荷重の範囲内の場合 ②部分的な用途の変更で全体架構に対する影響が軽微な場合	①積載荷重が増加するなど全体架構の再計算を要する場合	七号
	設備機器等の変更	①荷重が直前の確認の範囲内である変更 ②一部の設備機器の変更で全体架構に対する影響が軽微な場合	①荷重が増加するなど全体架構の再計算を要する場合	十五号

【参考文献】

- 1) 日本建築行政会議 編集：建築構造審査・検査要領 ー確認審査等に関する指針 運用解説 編一 2022年版 pp.73～79

第 2 部

「設計補助資料」

資料 1 耐震壁のひび割れ誘発目地が剛性および耐力に与える影響

【資料の趣旨】

RC 造耐震壁を外壁や壁長さの長い内壁に配置する場合には、ひび割れ対策として誘発目地を設けることが多い。ここでは、耐震壁に設置するひび割れ誘発目地が、耐震壁のせん断剛性およびせん断耐力に対する影響について解説する。

【解説】

1. ひび割れ誘発目地の深さの適用範囲について

本解説で述べる RC 造耐震壁のひび割れ誘発目地深さの適用範囲は以下とする。

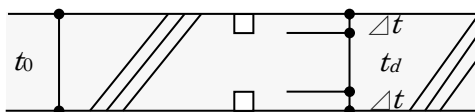
鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説¹⁾に記述されているように、一般的には、ひび割れ誘発目地へのひび割れの集中率は、壁厚欠損率を $1/5$ 以上（断面欠損率 20%以上）とし、目地間隔を 3m 以下とすることで高くなることが示されている。しかし、目地深さが深くなればなるほど耐震壁のコンクリート部分が少なくなるため、事例の多いと思われる 150 ～ 180mm の耐震壁に 20mm の深さの目地が両側にある場合を想定し $20 \times 2 / (150 \sim 180) = 1 / 3.75 \sim 1 / 4.5$ の断面欠損を考慮し、目地深さ適用範囲を壁厚の $1/5 \sim 1/4$ の範囲に限定する。

2. 問題の要点

ひび割れ誘発目地を設置する RC 造耐震壁については、構造設計を行う際に設計者判断により主に以下の 2 種類の対応がとられている。

- ① 目地部を断面欠損と考えて、目地部の欠損厚さを耐震壁側面に増し打ちをする。
- ② 配筋方法を工夫し、目地部のかぶり厚さを確保して増し打ちをしない。

上記のどちらにおいても、耐震壁をモデル化する場合、図-1 に示すように、目地を含んだ厚さ t_0 と目地を含まない厚さ t_d の 2 種類が耐震壁の厚さが考えられる。設計者は、 t_0 または t_d のどちらかの厚さを壁厚として入力し、応力解析および構造計算をおこなうことになるが、各々のモデル化については次ページ以降に示す点を配慮する必要がある。



t_0 : 耐震壁の外表面～外表面厚さ（増し打ちした場合も含む）

t_d : ひび割れ誘発目地を含まない耐震壁の厚さ

Δt : ひび割れ誘発目地の厚さ

図-1 耐震壁部位と記号の概要

3. RC 耐震壁におけるひび割れ誘発目地の剛性および耐力に与える影響について

3.1 せん断剛性

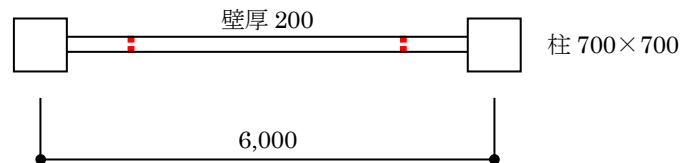
RC 耐震壁のせん断剛性については、以下の【検討例】に示すように、ひび割れ誘発目地を設けても初期剛性は目地を設けない耐震壁とほとんど変わらない。したがって、せん断剛性算出に用いる壁厚

さは t_0 とすることが望ましい。

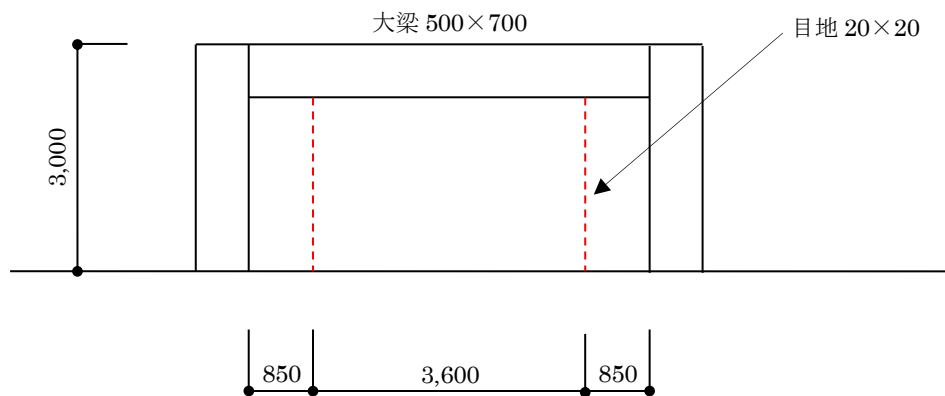
耐震壁厚さのモデル化を t_d とした場合は、目地厚さ $\angle t$ 部分の打増し重量の増加，せん断剛性増加による剛性率，偏心率，フレームと耐震壁の分担率への影響などに配慮する必要がある。

【検討例】

検討モデルは，図－2 および 3 に示すスパン 6m，両側柱 700mm×700mm，大梁 500mm×700mm，壁板厚 200mm，ひび割れ誘発目地大きさは両側共に 20×20mm を共通して用いる．設計基準強度は F_c36 とする．以下，MIDAS による FEM 弾性解析により検討する．



図－2 平面図

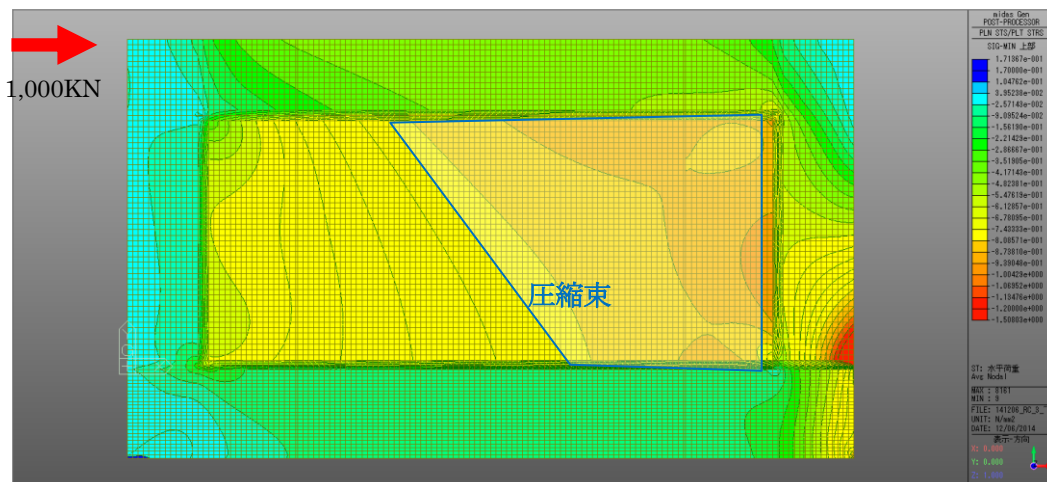


図－3 立面図

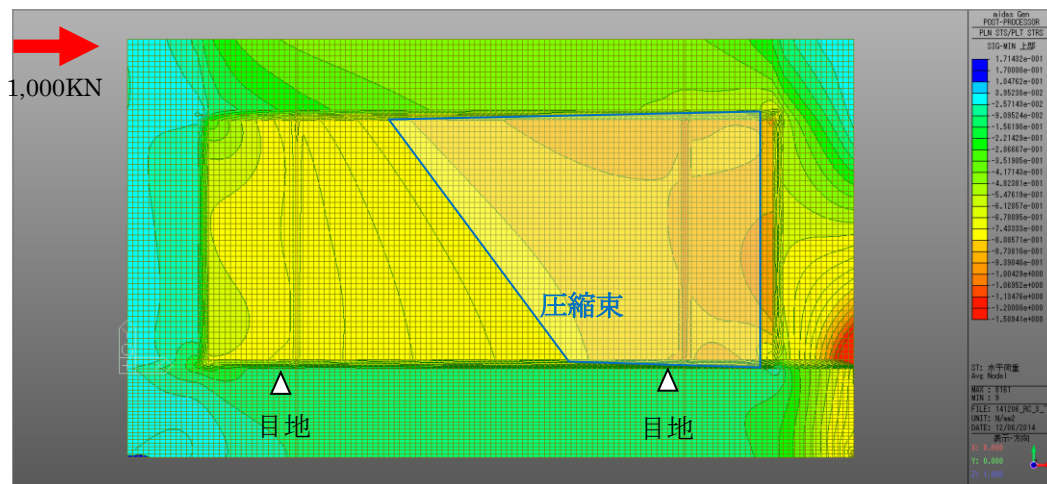
解析結果として，「耐震壁にひび割れ誘発目地が無い場合」と「耐震壁にひび割れ誘発目地を設置した場合」の主応力度分布図を図－4 に，「目地欠損分を耐震壁に増し打ちした場合」の主応力度分布図を図－5 に示す．荷重は上部を剛床とみなして，載荷方向への変形は同一とし，単位荷重として 1,000kN を最上部に作用させている．柱脚および壁板下部には，850×1,600 の基礎梁を設置した．解析におけるモデル化は，柱・大梁・壁要素ともに全て板要素を用いており，基礎梁下面の境界条件は全て固定としている．

図－4 の解析結果は単層のせん断載荷試験を模擬しているため，目地がある場合，ない場合ともに圧縮束は約 45 度方向に現れているが，主応力度分布および大きさに差はほとんどなく，目地の有無の影響は小さいことがわかる．ただし，目地部分は断面が欠損しているために応力度が大きくなり，柱際の最大主応力度（図－4 の壁板の右端部）と同程度となっていることがわかる．本解析は弾性解析であり，図に示している K は初期剛性であるが，目地の有無による剛性低下は約 0.1% となり，十分小さいと考えることができる．

図－5 により，ひび割れ誘発目地の欠損分厚さを増し打ちした場合の主応力度は図－4 と比較して明らかに小さくなっており，耐震壁の耐力が増加しせん断剛性も約 12% 程度増加している．

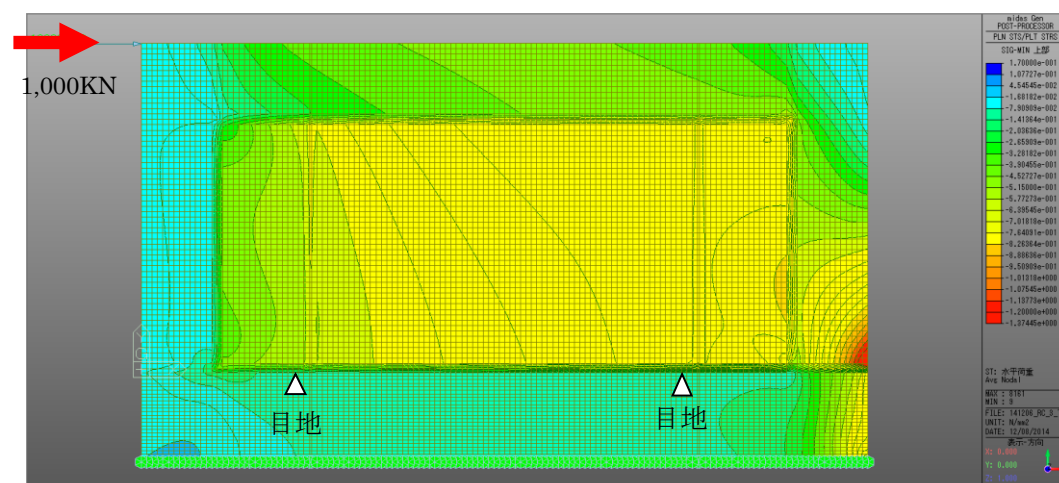


ひび割れ誘発目地が無い場合(壁厚 $t_0=200\text{mm}$)、 $K=4,291\text{kN/mm}$



ひび割れ誘発目地を設置した場合(壁厚 $t_0=200\text{mm}$, $t_d=160\text{mm}$)、 $K=4,287\text{kN/mm}$

図-4 主応力度 (圧縮側) コンター 図



目地欠損分を側面打増した場合(壁厚 $t_0=240\text{mm}$, $t_d=200\text{mm}$)、 $K=4,819\text{kN/mm}$

図-5 主応力度 (圧縮側) コンター 図

3.2 セン断耐力について

RC 耐震壁の耐力については、耐力上は安全側の判断として、ひび割れ誘発目地部を断面欠損と考え、せん断耐力の算出に用いる壁厚さは t_d とすることが望ましい。

耐震壁厚さのモデル化を t_0 とした場合には、長期設計や 1 次設計時では、許容せん断耐力が鉄筋断面ではなくコンクリート断面で決定する場合、例えば目地厚さ合計が壁厚さの $1/5$ のときには適切な安全率（80%）を考慮して検定を行なえば良い。2 次設計時の保有水平耐力を算出する際には、耐震壁がせん断破壊型の場合はせん断耐力の低減を考慮する、また、曲げ破壊型の場合はせん断耐力を低減し曲げ破壊が先行することを保証する設計等が必要である。

一方、耐震壁のせん断耐力については、参考文献 2) ～ 4) などのように、ひび割れ誘発目地による低下がほとんどないという実験報告もある。参考文献 2) ～ 4) やその他の既往実験などの結果を基に壁厚に対する目地深さ、壁配筋、目地位置、壁板を拘束する周辺フレーム等の試験体形状が設計する建物に対して安全側の評価となる場合には、耐震壁厚さを t_0 でモデル化し、せん断耐力も t_0 として算出することも考えられる。その際には、実験結果を基に設計者としての考え方を設計方針などに必ず明記し、必要保有水平耐力に対して保有水平耐力の余力を十分持たせるなどの配慮をおこなうことが望ましい。

せん断耐力上安全側となるよう壁厚さを t_d としてモデル化した場合でも、上述の参考文献 2) ～ 4) などが示すように、ひび割れ誘発目地による耐力低下がほとんどない場合があり、耐震壁のせん断耐力は終局メカニズムおよび耐震壁の水平力分担率による D_s の設定などに影響を与えることから、耐震壁のせん断耐力が増加し耐震壁の分担せん断力が大きくなったとしても、

- ・ D_s 値や終局メカニズムなどに変化がないこと
- ・ 耐震壁下部の柱や境界梁が危険側にならないこと

の確認が必要である。

4. まとめ

ひび割れ誘発目地を設置する RC 造耐震壁については、耐震壁厚さのモデル化によるせん断剛性およびせん断耐力の算定に関する考え方を、構造設計者が設計方針に明確に意思表示することが最も重要である。なお、本解説の考え方の耐震壁に用いる目地深さは、ひび割れ誘発目地を設ける本来の効果を損なわないよう壁厚さの $1/5 \sim 1/4$ の範囲としていることに留意されたい。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）同解説 2006.2
- 2) 森 浩二ほか：鉄筋コンクリート造耐力壁のひび割れ制御工法の開発 その 3 ひび割れ誘発材を有する耐力壁の加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 2009.8
- 3) 山本淳也ほか：RC 耐震壁における目地のせん断剛性・せん断強度に及ぼす影響に関する実験的研究（その 1 実験概要）2010.7
- 4) 石川俊介ほか：RC 耐震壁における目地のせん断剛性・せん断強度に及ぼす影響に関する実験的研究（その 2 実験結果と考察）2010.7

資料 2 下層階に高い剛性を有する建物の F_s 値の評価

【資料の趣旨】

昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 に規定される F_s 値は、剛性率が 0.6 を下回る層の必要保有水平耐力に対する割増係数であり、相対的な剛性が低くなるピロティ架構のような一部の層に損傷が集中することを防止するための指標である。一方、斜面地に建つ部分地下を有する建築物など下層階に多くの耐力壁が配置される計画では、耐力壁の剛性が相加平均に及ぼす影響が大きく、相対的な剛性が低くなる上層全体に F_s 値による割増しが必要となる。しかし、このことが設計上妥当であるかについて明確な根拠がないのが現状である¹⁾。ここでは、純ラーメン架構の下層階に耐力壁を配置し、剛性を変化させたモデルの地震応答解析結果を紹介し、下層階に高い剛性を有する建築物の F_s 値に対する資料を提示する。

1. 解析条件

1.1 解析モデル

ルート 3 で設計された純ラーメン方向 (X 方向) 5 スパン、耐力壁方向 (Y 方向) 1 スパンの RC 造 10, 15 および 20 層モデルを作成し、これらを標準モデル (－S モデル) とする。図－1 に標準 10 層モデルの基準階伏図および X 方向軸組図を示す。

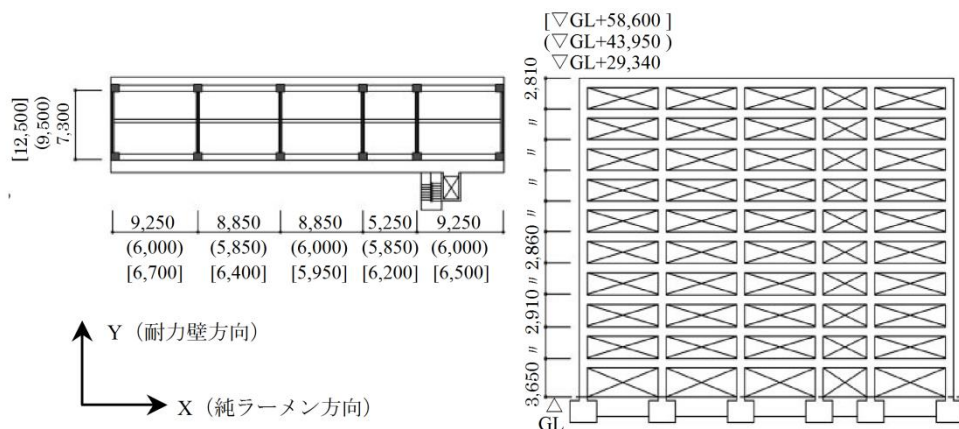
解析モデルは、標準モデルの下部 1 層および 2 層に亘って耐力壁を配置した壁付モデル (－1A, －1B, －2A, －2B モデル) を作成し、 F_s 値の最大値が 1.1～1.7 となるように壁厚を設定した。下部 2 層に亘って耐力壁を設ける場合は、下部 1 層目および 2 層目の層剛性が等しくなるような壁厚とし、剛性率は次式のように等価剛性率として評価する。

$$eqR_{s1} = \frac{eqrs_1}{(eqrs_1 + rs_3 + \dots + rs_n)/n} \quad \left(\begin{array}{l} rs_i : \text{各階の層間変形角の逆数} \\ n : \text{階数} \\ \delta_i : \text{各階の層間変位} \\ h_1 : \text{各階の階高} \end{array} \right)$$

$$eqrs_1 = \frac{h_1 + h_2}{\delta_1 + \delta_2}$$

さらに、耐力壁を設けた層の剛性増大の極限として、その層を削除し直上階柱脚を固定とした固定モデル (－1F, －2F モデル) を作成した。表－1 に解析モデルおよびその諸元を示す。

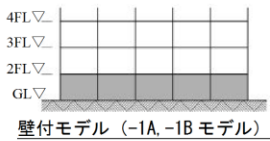
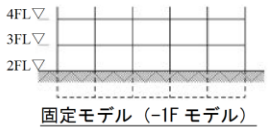
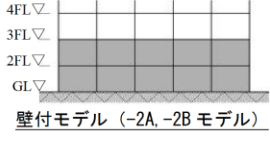
作成した各モデルは、多質点系の等価せん断型モデルとして、基礎固定で弾塑性解析を行う。なお、減衰定数は内部粘性減衰 $h=3\%$ の瞬間剛性比例型とし、復元力特性は Degrading-Tri-Linear 型とする。



註：15, 20 層モデルのスパンおよび最高高さをそれぞれ (), [] 内に示す

図－1 標準 10 層モデル基準階伏図および X 方向軸組図

表－1 解析モデルおよびその諸元

モデル名	壁厚(mm)		1次固有周期 (sec)	1階剛性率 (等価剛性率)	Fs最大値	(凡例) 壁配置
	1層目	2層目				
10層	S10-S	—	0.698	1.15	1.00	 壁付モデル（～1A, ～1Bモデル）
	S10-1A	250	0.652	6.63	1.51	
	S10-1B	600	0.651	8.08	1.72	
	S10-1F	—	0.649	10.00	1.00	
	S10-2A	120	0.606	(4.68)	1.50	
	S10-2B	275	0.600	(6.29)	1.72	
	S10-2F	—	0.596	10.00	1.00	
15層	S15-S	—	0.890	1.57	1.00	 壁付モデル（～1A, ～1Bモデル）
	S15-1A	250	0.861	6.67	1.20	
	S15-1B	600	0.859	9.33	1.43	
	S15-1F	—	0.856	15.00	1.00	
	S15-2A	120	0.829	(4.40)	1.20	
	S15-2B	275	0.821	(6.79)	1.47	
	S15-2F	—	0.814	15.00	1.00	
20層	S20-S	—	0.940	1.43	1.00	 壁付モデル（～2A, ～2Bモデル）
	S20-1A	750	0.910	8.30	1.11	
	S20-1B	1400	0.908	10.62	1.30	
	S20-1F	—	0.906	20.00	1.00	
	S20-2A	350	0.884	(5.77)	1.12	
	S20-2B	600	0.880	(7.52)	1.31	
	S20-2F	—	0.874	20.00	1.00	

註：■ は耐力壁配置位置を示す

1.2 入力地震動

入力地震動は、平成12年建設省告示第1461号に規定される解放工学的基盤スペクトルに適合する基盤模擬地震動である「極めて稀に発生する地震動のレベル」を採用し、JMA神戸NS位相、乱數位相および八戸EW位相の3波を用いた。なお、表層地盤での入力地震動の作成にあたっては、大阪府堺市某所の動的土質試験結果で得られたG-y曲線を用いて求めた。さらに、従来の設計で標準的に用いられてきたEL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EWおよびHACHINOHE 1968 NSの3波を最大速度振幅50kineに基準化し、「極めて稀に発生する地震動」として用いた。

表－2に入力地震動の最大加速度振幅および最大速度振幅を示す。

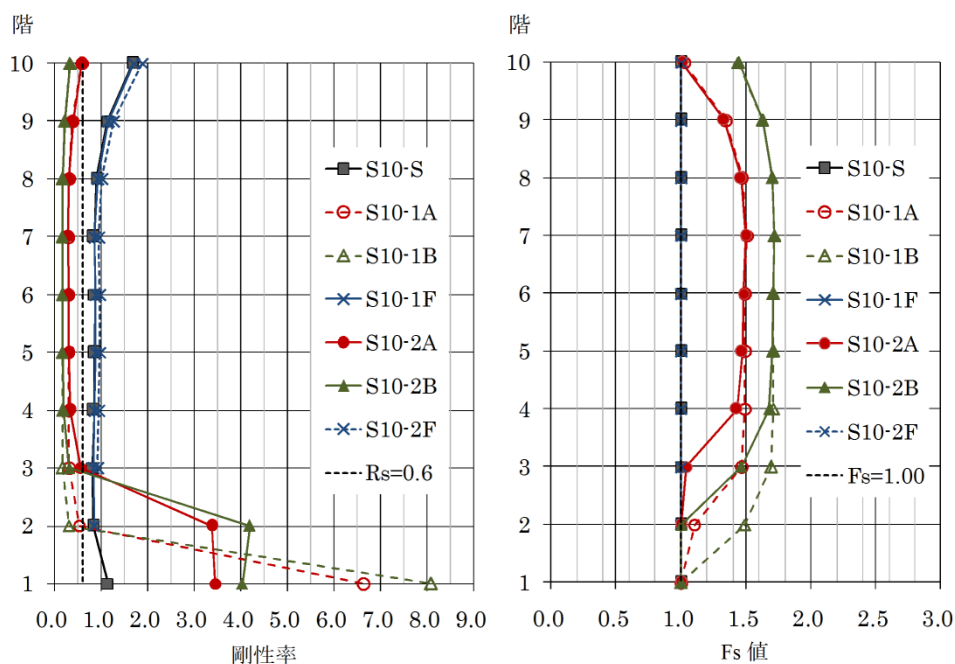
表－2 入力地震動の最大加速度振幅および最大速度

入力地震動波形		最大加速度振幅(gal)	最大速度振幅(kine)
告示波	JMA神戸NS位相	483.6(2.26)	63.39
	乱數位相	430.0(1.84)	52.78
	八戸EW位相	438.6(1.87)	43.59
標準波	EL CENTRO 1940 NS	510.8	50.0
	TAFT 1952 EW	496.6	50.0
	HACHINOHE 1968 NS	327.0	50.0

註：（ ）内は入力倍率を示す

2. 解析モデルの剛性率およびFs値

図－2に10層モデルの剛性率およびFs値分布を示す。S10-Sモデル、S10-1FおよびS10-2Fにおいて、全階で剛性率が0.6以上であり、各階の層剛性が概ね均等であることがわかる。一方、壁付モデルでは、壁を配置した層の剛性が高くなるにしたがって、上層階全体の剛性率が0.6を下回り、Fs値による必要保有水平耐力の割増しが必要となるが、本検討では当該階に有害な損傷の集中が生じるかどうか確かめることで、Fs値適用の妥当性を検討する。



図ー2 10層モデルの剛性率および F_s 値分布

3. 解析結果

10層モデルを代表モデルとして、入力地震動 JMA 神戸 NS 位相に対する最大応答層間変形角を図ー3に示す。壁付モデルの最大応答層間変形角は、S10-1B および S10-2B の6階でそれぞれ層間変形角 1/60, 1/54 となり、当該階 S10-S の層間変形角 1/65 に対して、それぞれ 1.1 倍、1.2 倍の応答値となる。このように標準モデルと比較すると、壁付モデルの応答値は上層階で多少大きくなるが、同時に固定モデルと類似した挙動を示すことがわかる。図ー2 で確認できるように、固定モデルは全階の層剛性がほぼ均等な純ラーメン架構 ($F_s=1.00$) であるから、壁付モデルに損傷の集中があるとは言いがたい。

S10-1F および S10-2F の階毎の応答値をそれぞれ収束値として、S10-S, -1A, -1B モデルおよび S10-S, -2A, -2B モデルの階毎の応答値をこれらにより基準化した層間変形角比と1階（等価）剛性率との関係を図ー4に示す。なお、S10-1F および S10-2F の1階（等価）剛性率は、剛性率の極限值である階数の値とした。図ー4 (b) によると、S10-2A の層間変形角比の最大値は 1.03 程度であり、S10-2F とほぼ同程度の層間変形角を示すことがわかる。ここで、収束値に対する層間変形角比の最大値の割合を最大差異率と呼ぶ。このとき、損傷の集中がないことの評価指標として、最大差異率を採用し許容差異率を 5% とした場合、S10-2A の最大差異率は 3% 程度であるから剛性率に起因する損傷の集中はないと判断できる。

表ー1 に示すすべてのモデルについて、固定モデルに対する最大差異率を算出し、1階（等価）剛性率との関係を図ー5に示す。なお、図ー5 の左グラフは右グラフのうち、壁付モデルのプロットのみ拡大したものである。モデル毎に最大差異率を与える入力地震動をグラフ内に示し、それらの値を包含するよう回帰曲線を作成した。この回帰曲線と許容差異率 5% との交点で与えられる境界値以上の1階（等価）剛性率を有する場合は、固定モデルと同程度の層間変形角応答を示すことから、剛性率に起因する損傷の集中はないと判断できる。

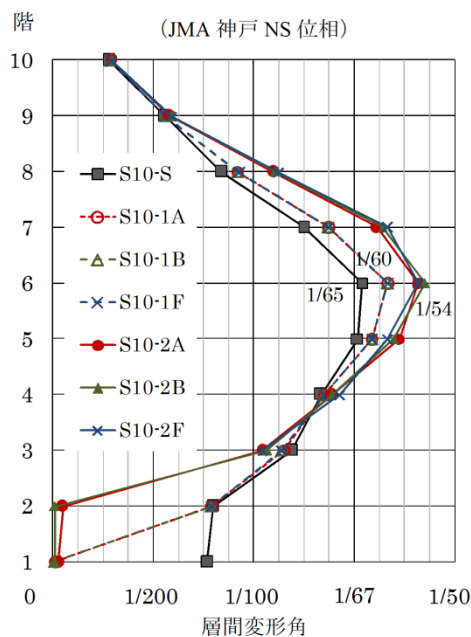
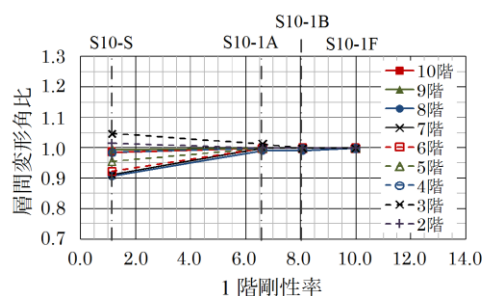
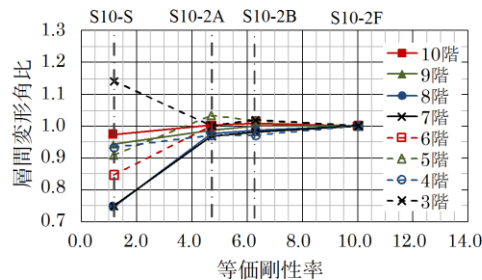


図-3 最大応答層間変形

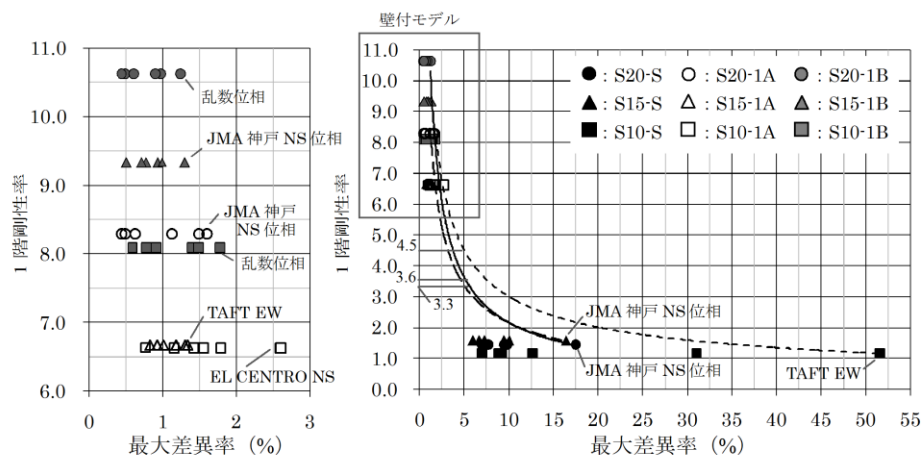


(a) S10-S, -1A, -1B, -1F モデル

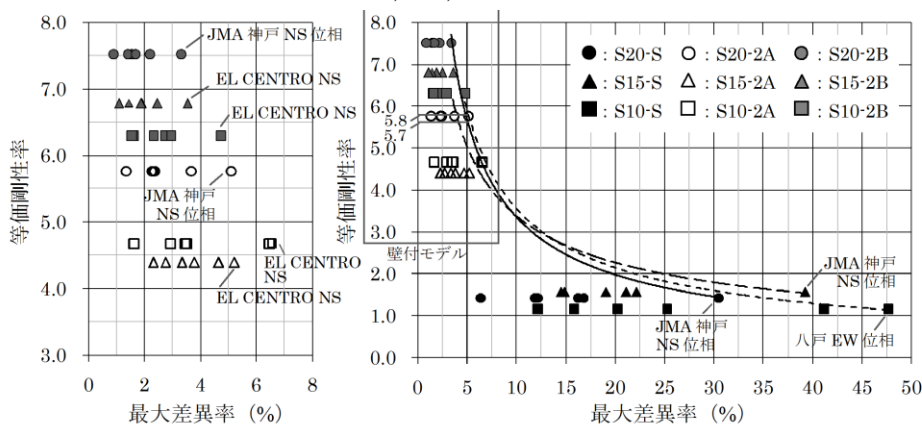


(b) S10-S, -2A, -2B, -2F モデル

図-4 層間変形角比-1 階(等価)剛性率関係



(a) -S, -1A, -1B モデル



(b) -S, -2A, -2B モデル

図-5 最大差異率-1 階(等価)剛性

4. まとめ

固定モデルの応答値との差異率を評価指標とし、許容差異率を 5%とした場合、1 階剛性率および等価剛性率がある一定以上の剛性率（解析モデルではそれぞれ、10 層で 4.5, 5.8, 15 層で 3.3, 5.0, また 20 層で 3.6, 5.7）を有すれば剛性率に起因する損傷の集中は小さく、 F_s 値による必要保有水平耐力の割増しは不要であると判断できる。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，p.351

資料 3 基礎梁にヒンジが生じる架構の保有水平耐力に及ぼす杭頭曲げモーメントの影響

【資料の趣旨】

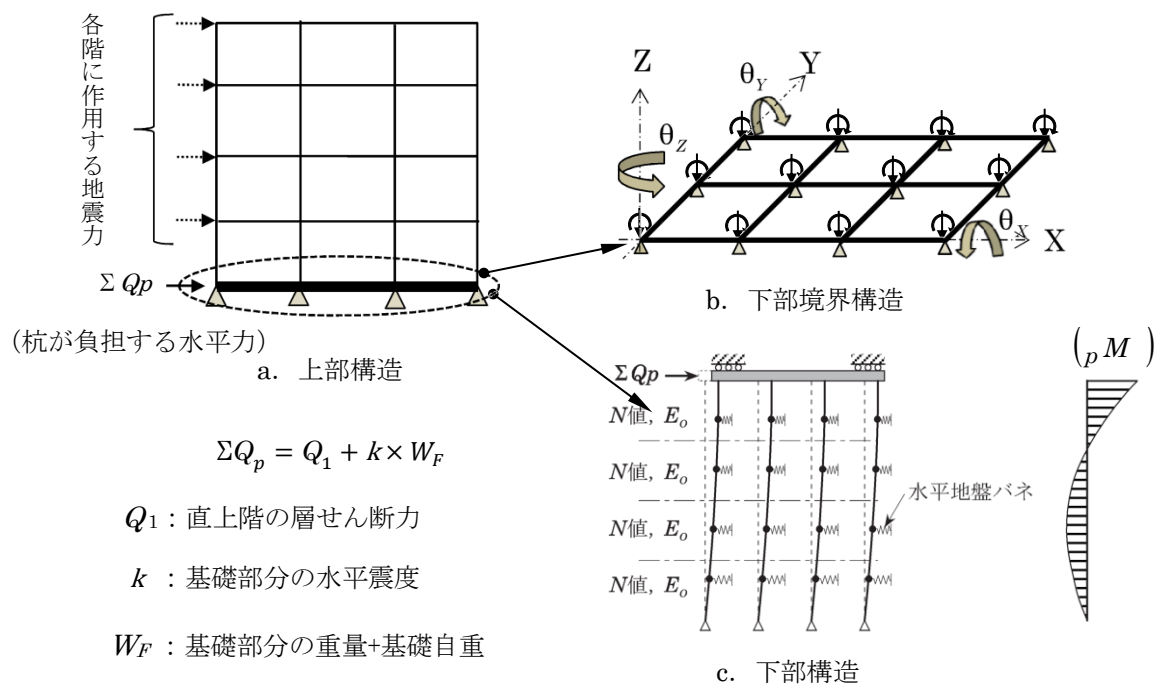
建物の設計で上部構造と下部構造を分割したモデルが採用されている。本来は杭頭曲げモーメント等の基礎に作用する応力は上下架構の剛性、耐力等の影響をうけて上部架構へ伝達されるものである。一次設計の地震時には杭頭曲げモーメント等基礎に作用する応力を考慮している。一方、転倒モーメントによる浮き上がり等が生じる場合を除き、上部構造の耐震設計ルート（二次設計）に相当するような区分は地下部分にはなく、地上部分について保有水平耐力を確認する場合にも対応する基礎の設計は要求されていない（2020 年技術基準 p.434）。

上部・下部分割モデルは上部構造および基礎構造からの応力を負担することができる剛強な基礎梁の存在を前提条件としているが、上部構造の終局時に基礎梁にヒンジが発生することを許容する事例がみられる。そこで上部・下部分割モデルに対して、基礎梁にヒンジが生じる架構に対する杭頭曲げモーメントによる影響について簡略モデルを用いて解説する。

【解説】

1. 上部・下部分割モデルによる 1 次設計時の杭～地中梁の計算

上部・下部分割モデルの計算概要を図－1 に示す。



図－1 上部・下部分割モデル

上部・下部分割モデルは上部・下部構造を切り離し別々に解析、検討が行われる。下部境界構造は基礎梁を線材にモデル化、構造心位置にピンまたは鉛直バネにモデル化した支点が実況に応じて配置される（図－1b）。また下部構造の杭頭境界条件は固定として解析が行われる（図－1c）。杭頭同一変位条件に基づく負担水平力に対して弾性支承梁解析から求めた杭頭曲げ応力 $(_p M)$ （図－1c）、および上部架構（図－1a）で求めた基礎梁応力を下部境界構造の架構条件（図－1c）に基づき加算され基礎梁の 1 次設計が行われる。

2. 終局時に基礎梁ヒンジが生じる場合の保有水平耐力への影響

2.1 架構モデル図および仮定条件

1 層 1 スパン架構（図-2b）の基礎梁に対してヒンジが生じた場合の終局時応力（図-2c）へ仮定した杭頭曲げ応力(pM_m)を杭頭接合部の節点に作用させた場合（図-2d），終局時応力状態の変化が保有水平耐力へ及ぼす影響を考える。

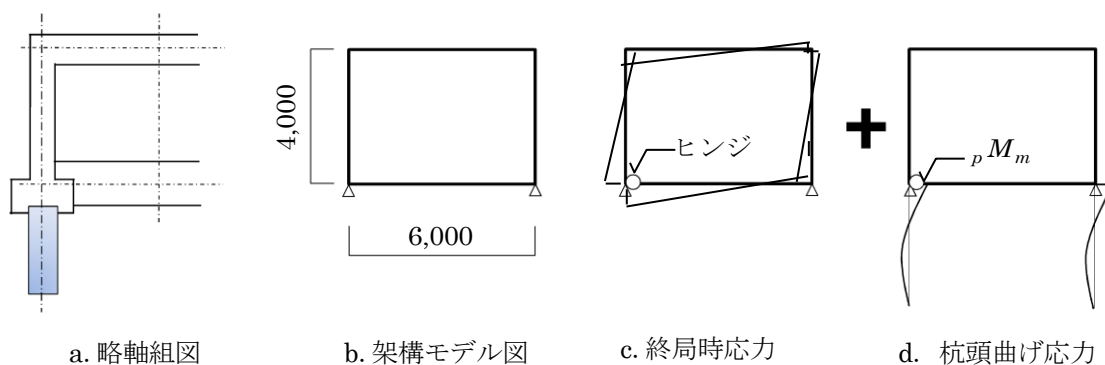


図-2 架構モデル・応力図

2.2 杭頭曲げ応力の伝達概要

基礎梁左端がヒンジ状態になっていることから，左側杭頭曲げモーメント(pM_m)は 1 階柱を通じて架構全体に伝達される（図-3a）．他方，右側杭頭曲げ応力(pM_m)は柱・基礎梁の剛性に応じて分割・伝達される（図-3b）．したがって，左右杭頭曲げ応力が同時に伝達した場合の応力は概略，図-3c の状態になる．

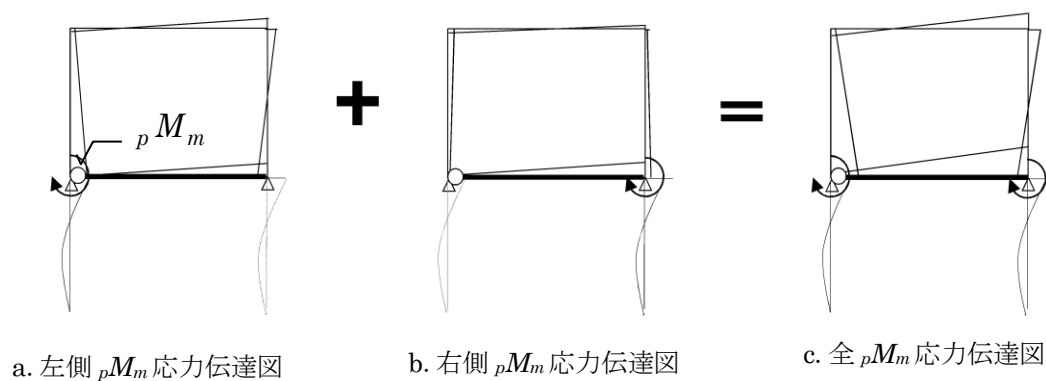


図-3 杭頭曲げ応力の伝達

杭頭曲げ応力伝達後の終局時応力とその変化を図-4 に示す．また図-4 の応力変化に伴い新たにヒンジが発生しないと仮定しているため，1 階の保有水平耐力は変化しない($Q_1+Q_2=Q_3+Q_4=P$)．応力状態の変化を以下の i) ～ iii) に示す．

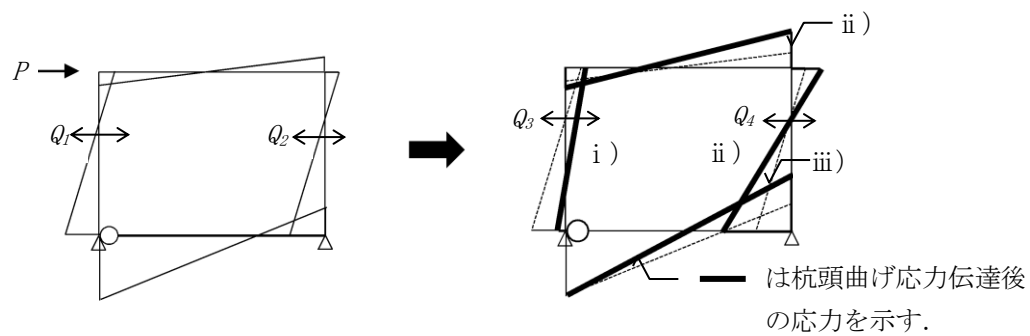


図-4 杭頭曲げ応力伝達後の応力変化

- i) 1 階左柱の曲げ応力に対して逆勾配の曲げ応力が付加される。
- ii) 1 階右柱及び 2 階大梁の曲げモーメントおよびせん断力が共に変化し、部位によっては増加する可能性がある。
- iii) 基礎梁右端曲げモーメントが増加し、せん断力の増加を伴う。

ここでは杭頭曲げ応力の伝達に伴う応力の増加による新たなヒンジ発生を考慮していないため最終の応力状態を詳細には把握していないが、基礎梁に作用する応力および上部架構柱・梁に対する剛性・耐力の相対関係によって応力状態、崩壊形および保有耐力が変化することも考えられる。

3. まとめ

上部・下部分割モデルを採用する場合の下部構造は十分な耐力と剛性を有することが重要であり、基礎梁は上部構造と杭基礎の重要な接合部としてヒンジを発生させない設計とすることが望ましい。

杭頭曲げモーメント等の応力を考慮していない上部・下部分割モデルによる保有水平耐力計算において、現実的に基礎梁のヒンジ発生が避けられない場合で杭頭曲げ応力および極端な杭偏心軸力による応力を考慮することによって崩壊形及び保有水平耐力等が危険側に変化すると判断される時には、これらの応力を考慮して保有水平耐力の安全性を確認することが必要になる場合がある。

終局時の杭応力は地盤の非線形性、杭頭の非線形性等のモデル化に関する問題が絡むため、現時点では簡便な計算方法が示されていない。しかし終局時の杭頭剛性の変化による杭頭曲げモーメントの低下等を配慮し、杭頭固定条件下で求めた一次設計時（短期時）の杭頭曲げモーメントを採用することも便法として考えられる。

構造計算適合性判定における指摘事項の事例等について

本指摘事項の事例等は、平成 19 年に構造計算適合性判定（以下「構造適判」という）業務を開始した際に両部会で共同作成したものであり、この度 5 回目の改訂を行いました。

今回の改訂は、「2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書」、「建築構造審査・検査要領実務編 審査マニュアル 2018 年版」及び両書の Q&A の内容を踏まえ見直しを行い、追加事例及び修正箇所には下線を付し、重複していた項目は整理し取り纏めました。

構造適判開始から 15 年を経過した現状でも、多くの申請案件で追加の説明や検討を求めており、それらの多くは申請図書の提出前に、申請者（構造設計者）自らが、採用した計算仮定や諸数値の工学的妥当性を再確認することや一貫計算プログラムで表現できない部分の設計の説明を追加することで対応できるものです。

そこで、本指摘事項の事例等は、申請者（構造設計者）が申請図書作成の参考にしてもらうこと、また、建築主事等と構造適判機関が共通認識を持つための手掛かりにしてもらうことを目的に公表してきました。

本指摘事項の事例等を有効に活用してもらうことで、建築確認及び構造適判が円滑に進み、手戻りの少ない審査になることを期待しています。

＜注意事項＞

本指摘事項の事例等は、これまでの構造適判で指摘された内容から、特に注意が必要な事項や典型的な事例を「よくある事例」として作成したものです。

本指摘事項の事例等は、「全ての指摘事項」を網羅しているわけではなく、ここに記載されていない指摘事項も数多くあります。また、建築確認・構造適判の際には、個々の計画内容に応じて適用される法令等を勘案し、十分な検討を行う必要があります。

本指摘事項の事例等に該当する場合でも、個別の条件により別の判断となることもあります。指摘内容や、通知を受けた後の申請者（構造設計者）側の対応によっては、補正や追加説明による措置ではなく、不適合等の対象となる場合もありますので注意が必要です。

＜改訂履歴＞

平成 20 年 1 月 : 初回公表
平成 22 年 5 月 : 1 回目の改訂、公表
平成 24 年 11 月 : 2 回目の改訂、公表
平成 27 年 3 月 : 3 回目の改訂、公表
平成 29 年 11 月 : 4 回目の改訂、公表
令和 4 年 11 月 : 5 回目の改訂、公表

構造計算書、構造図等に関する指摘事項の事例

<凡例>

- *印 : 対応しなければならない理由等を説明しています。
- () : () 内の記述は、例示等を記載しています。
- [] : [] 内の記述は、指摘の頻度や重要性を記載しています。
- ★印 : 構造適判の審査における指摘事項の頻度の多さを示しています。
 - ★★★ : かなり多い
 - ★★ : 多い
 - ★ : 若干多い

重要 : この項目は不適合又は審査の長期化の可能性が高い項目を示します。

(下線) : 下線部分は、今回（5回目）の改訂部分を示します。

1. 構造計算書、構造図等に対しての全般的な指摘事項の事例

5

- 1) 構造計算書と構造図、意匠図等の記述内容及び計算書内の数値等が各図書相互間で整合していない。〔★★★・重要〕

10

* 構造計算書と構造図、意匠図等の間で不整合が多く見られる場合がありますが、単純なミスでも構造安全性に重大な影響を与える可能性があります。構造計算に大きな影響を与える不整合については構造計算の見直しが必要になり、確認審査及び構造適判に要する時間（期間）の長期化につながります。

- 2) 構造計算書に、通しページが記載されていない。

15

* 構造計算書には、図書の落丁・整合性等を確認するために通しページ（又は通しページに準じるページ。例えば、1-1、1-2、・・・2-1、2-2、・・・等）が必要です。また、通しページ等がない場合には、複数の構造計算部分に同じページが記載されてしまい、指摘事項が関係するページを特定しにくい等の問題が生じます。

20

- 3) 構造計算書の出力の一部が申請図書に添付されていないにもかかわらず、省略する合理的な理由が示されていない。〔★★〕

* 必要な構造計算部分が添付されていない場合には、関係する部分の構造計算の適合性が判定できないため、追加説明書の提出や省略する理由の説明を求めます。

25

- 4) 図や数値が小さい、又は文字や数値が重ね書きされ読み取れないために、構造計算の適合性が判定できない。〔★★★〕

* 構造計算の内容及び結果を把握し、その適合性を判定するためには、軸組み等に出力された応力分布とその値を審査します。図や文字・数値が小さく読みにくい場合には、適切な審査を行うことができないため、その部分が読めるような図等の提出を指摘することもあります。

30

- 5) 計算条件や耐力式が準拠する基規準の適用範囲外で用いられているにもかかわらず、根拠となる資料や構造計算書が添付されていない。〔重要〕

* 技術的助言・平成19国住指発第1335号に記載されているとおり、計算条件や耐力式等については準拠する基規準の適用範囲内で用いる必要があります。また、適用す

る式が準拠する基規準の適用範囲を超える場合には、適用範囲を超えて適用することに対する設計方針等を記載し、妥当性を説明する必要があります。

2. 図書の補正や追加説明書に対しての全般的な指摘事項の事例

- 1) 補正や追加説明書と、構造計算書との関係が不明確である。（どの部分の補正・追加説明なのか不明である等）

＊ 特に、追加説明書での構造計算の目的、計算過程、数値の単位、最終結果（OK、NG 等）が明示されておらずメモ的な追加説明書の場合には、その追加説明書がどの指摘事項に対応しているのか、指摘事項に対して追加説明が妥当なのかの判定が困難な場合があります、確認審査及び構造適判に要する期間の長期化につながります。

- 2) 補正や追加説明内容に関連する部分の対応がなされていない。

＊ 審査で指摘されている部分の補正、追加説明に加えて、関連する部分についても補正、追加説明を行うことが必要な場合があります。関連する部分への対応がなされていない場合は、新たな不整合の原因となるので注意が必要です。

＊ 追加説明書での検討結果は、他の部分の構造計算や構造図等に反映させる必要がある場合があります。そのような場合には関連部分への反映結果も提出することになります。

3. 構造計算書関係の指摘事項の事例

(1) 構造上の特徴及び構造計算方針

- 1) 構造上の特徴や構造計算方針の記載事項に不備がある。〔★★〕

＊ 構造適判では、記載された設計方針等により、設計の意図や構造上の特徴を考慮して判定を行います。したがって、それらの記載が十分ではない場合や、モデル化に不明確な事項がある場合には、判定を行うことが困難となります。

（例えば、塔状建築物、隅柱の負担する常時荷重20%超え、耐力壁の負担せん断力50%超え、局部震度考慮、ピロティ形式、非剛床、腰折れ柱等の構造上の特徴や構造計算方針）

- 2) 記述されている設計方針と構造計算書の設計内容が異なっている。〔★★〕

＊ 記載された設計方針と異なる構造計算を行っている場合には、その不整合を指摘しますが、判定を行うことそのものが困難となる場合があります。

- 3) 法第 20 条第 2 項により別の建築物としてみなされた建築物の部分（以下「独立部分」という）について、独立部分ごとに平均地盤面、高さ、階数及び面積等の算定が行われていない。〔重要〕

＊ 各独立部分の構造計算ルート、地下階、塔屋等の判断に影響があるため注意が必要です。

(2) 構造計算チェックリスト

構造計算にプログラムを使用した場合には、施行規則第1条の3 表3に規定される構造計算チェックリストを添付し、審査に必要な当該プログラムの使用方法や適用範囲、当該構造計算に適用した計算条件やプログラムの出力に対する設計者の判断や補足、別途計算を行った場合にはそれらの参照ページ等を具体的に記載する必要があります。

- 1) 構造計算チェックリストに、当該プログラムを利用した計算条件や出力結果の判断等が

具体的に記載されていない。〔★〕

＊ 構造計算がプログラムの適用範囲内で行われていることが重要です。その確認を構造計算チェックリストで行います。適用範囲から外れて使用されている場合には、その対処方法や別途計算の添付が必要です。

5 ＊ また、プログラムは最新版を用いることが望まれます。

2) 当該プログラムの構造計算を補足した別途計算が添付されていても、構造計算チェックリストにそれらの参照ページが記載されていない。

10 3) 構造計算チェックリストにチェックを付けた場合、設計者の所見が必要である箇所にもかかわらず所見が未記入の箇所がある。

(3) 構造計算書(一貫構造計算プログラムを用いた計算)

構造計算書は、(財)日本建築防災協会及び(社)日本建築構造技術者協会発行の「改正建築基準法による構造計算書作成の要点と事例」等を参考に、構造計算プログラムの概要及び使用材料、建築物のモデル化、計算条件、仮定荷重、断面計算、必要保有水平耐力、保有水平耐力の計算等の妥当性について、具体的かつ分かりやすく明示する必要があります。

15 1) 構造計算プログラムで出力された構造計算書のページ番号が連続せず、最終ページまで出力されていない。

＊ 添付省略した理由について合理的な説明がされている場合は除きます。

20 2) 構造計算プログラムの出力のメッセージ(エラーメッセージ、ワーニングメッセージ)が添付されていない、又はメッセージに対する措置、設計者の判断・所見、別途計算が添付されていない。〔★〕

＊ ワーニングメッセージ等については、判定上重要な判断根拠となりますので、所見及び別途計算等の記載が必ず必要です。

25 3) 構造計算プログラムの出力が複数添付されているにもかかわらず、それぞれの計算書の目的がわかる説明が記載されていない。〔★〕

4) 現行基準に対応していない、又は構造計算結果に影響を与えるバグ(不具合)が含まれている古いバージョンの構造計算プログラムが用いられている。〔★〕

30

(4) 構造計算書(別途計算)

別途計算は、一貫構造計算プログラムによる構造計算を補足する上で重要です。しかしその別途計算の目的、計算方針、計算過程、結果・判断が明示されておらずメモ的な別途計算の場合には、その別途計算が妥当なのかの判定が困難な場合があります、確認審査及び構造適判に要する期間の長期化につながります。

1) 別途計算に、それぞれの計算の目的、計算方針、計算結果に対する設計者の判断等が記載されていない。〔★〕

35

2) 一貫構造計算プログラム以外で検討する必要がある構造計算が不足している。〔★★★〕

＊ 特に、一貫構造計算プログラムを用いた場合において構造基準関係告示の計算に不足がある場合には、補足した構造計算(別途計算)の添付が必要です。

40 (例えば、別途計算としては、二次部材、基礎・くい等、鉄骨造の横座屈補剛、横補剛材の強度と剛性、露出形柱脚、水平ブレース、保有耐力接合、耐力壁の開口補強、外部階段・ベランダ等の突出部の水平及び鉛直震度に対する構造計算、外装材

等の構造計算、モデル化の妥当性検証等)

- 3) 建築物の部分モデルを作成し別途計算を行っているが、部分モデルの境界条件等についての説明が不足している。また、部分モデルの境界部の応力が建築物本体で処理されていない。〔★★★・重要〕

- 4) 市販の表計算ソフトで自作した計算ツールを用いた計算で、算定式や数値について説明が不十分なため計算過程を確認できない。

* 表計算ソフトによる計算で結果だけ記載しているものがあり、計算過程が不明なため、審査者の確認のための計算と合わないケースが見られます。

(5) 使用材料

- 1) 使用材料の規格、材種、強度の記載が、構造図、構造計算書等で整合していない。又は記載されていない。〔★〕

(例えば、階毎に異なるコンクリート強度、鉄筋径毎の強度表示、使用部材毎の鉄骨強度、くいのコンクリート強度、ダイヤフラム、デッキプレート、溶融亜鉛めっき高力ボルト等)

- 2) 大臣認定材料が使用されているにもかかわらず、大臣認定番号が明示されていない。又は、特別な調査研究等の資料が添付されておらず、それらの適用条件が不明であったり、適用条件内で使用されていない。

(鉄筋コンクリート造用の高強度せん断補筋を鉄骨鉄筋コンクリート造に使用する等)

- 3) 異形鉄筋 SD490に基準強度の割増しを採用している。〔「2020年版建築物の構造関係技術基準解説書」P657 参照〕〔重要〕

(6) 構造計算モデル

構造適判では、建築物が適切にモデル化されていること、その内容が正しく構造計算プログラムに入力されていることを確認します。

モデル化に関する指摘事項は多く見受けられ、結果として「不適合」又は「決定することができない」と判断される理由ともなりえる事例ですので、特に注意が必要です。

また、平成19年施行の建築基準法令改正により新たに導入された事項については、構造計算プログラムにおいて対応がなされていなかったり、不適切な扱いがなされる場合もあり、特に注意して確認を行う必要があります。

- 1) 構造計算プログラムへの入力(モデル化)が、意匠図、構造図と整合しない。〔★★★・重要〕

* 構造計算のモデル化において、意匠図、構造図と整合がとれていない場合には、再計算を行うことになったり、判定が困難になることがあり、確認審査及び構造適判に要する期間の長期化につながります。

* 計算に採用されている基本寸法(例えば、同一階に部材寸法の異なる部材が配置された場合等に、解析用階高や解析用スパン)が構造図と整合がとれていない場合があります。そのような場合には整合をとるか、モデル化の影響を考慮した別途の説明・検討が必要です。(以下は、不整合のあった事例です。)

・特殊な敷地の条件(敷地段差、擁壁、傾斜等)

・架構形状、セツバック、構造スパン、階高寸法、軒高寸法、剛域長等

・部材の配置・寸法・配筋等、二次部材の配置(小ぶり位置、一方向版等の床等)

・はりの段差、逆ばり、はりの打増し

- ・ブレース及び耐力壁の配置・寸法・配筋等、耐力壁の開口及び構造スリット
- ・突出部（塔屋、バルコニー、片持ち床・はり、外部階段等）の位置・寸法
- ・基礎・くいの配置・形状・配筋等
- ・追加荷重における入力内容が不明、不備

5

2) 斜面地等で最下階を地下部分として設計されているが、周囲地盤との接地状況等、地下部分と見なした根拠が明示されていない。

3) 構造部材、非構造部材の設定が明確になっていない。構造躯体フレーム外に、建築物の剛性に影響を与えると思われる雑壁を設けているにもかかわらず、それが考慮されておらず、当該部分及び建築物全体の剛性評価の考え方が不明である。〔★〕
(例えば、剛性率・偏心率において、雑壁を考慮する場合と無視する場合の計算が必要な場合)

10

4) 架構の剛床仮定に関する計算方針が明示されていないか、説明する資料が不足している。〔★〕
(例えば、大きな吹抜けのある場合、山形ラーメン架構の場合等)

15

5) 構造躯体の剛性等のモデル化に影響を与えると思われるそで壁、垂れ壁、腰壁、はり段差、逆ばり、はりの打増し等を設けているにもかかわらず、それらの剛性等を評価していない。又は剛性等を評価していない理由が明示されていない。〔★★★〕

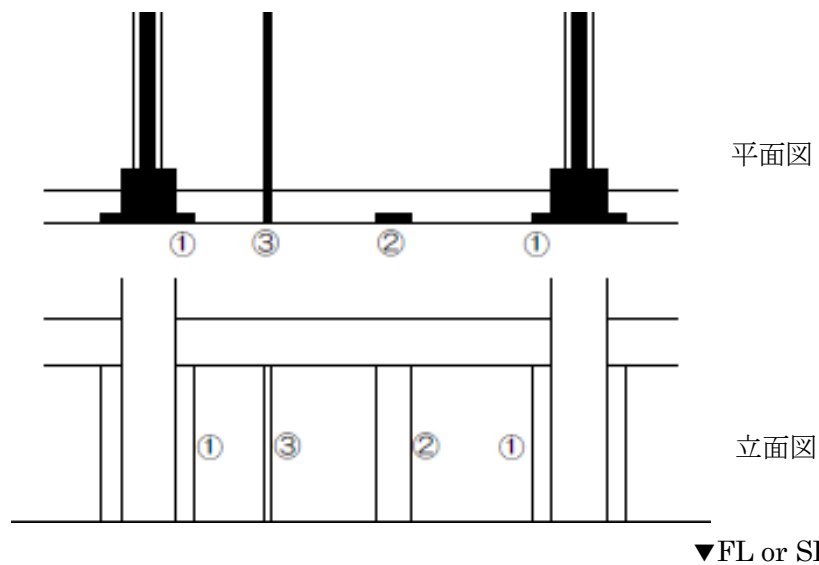
20

6) 部材の剛度増大率・剛性低下率や剛域を設定しているが、設定根拠が明示されていない。
(例えば、鉄骨造で床の合成効果を考慮しているにもかかわらず、完全合成ばり、不完全合成ばりの検討がなされていない等)

25

7) 壁に設けられたスリットの位置・構造方法について、構造図、構造計算書、構造計算プログラムの入力条件等の間で整合がとれていない。
また、下図①～③に示す壁等について、柱際及び下部水平スリットを設けることの構造上の有効性や施工精度の確保についての検討、確認が行われていない。〔★〕

30



35

40

45

- ① 幅の狭いそで壁
- ② 幅の狭い方立て壁

例えば、①で幅が小さく、配筋、コンクリートの充填が難しいもの

③ 構面に現れる壁の小口

②③で架構への影響が小さいと思われる壁に、スリットが設けられている場合等

8) 耐力壁に複数開口がある場合の開口部の取扱いが不明である。〔★・重要〕

5 (例えば、近接している複数開口を包絡して一つの開口とする、開口投影長さにより置換する、又は別々の開口として取り扱うことの判断が示されていない。)

9) 法令上及び構造計算上の階の扱いや、混合構造の計算方針等が明示されておらず、準拠する計算規準の適用等の説明が不足している。

10 10) 一の階にレベルの異なる床が多数存在する場合において、多層又は一層としてモデル化していることの妥当性が説明されていない。

11) 塔屋階の構造計算上の取扱いが説明されていない。

12) 基礎の計算方針、構造計算におけるモデル化等（基礎バネや水平力を低減する場合の計算方針）が明示されていない。〔★〕

13) モデル化における支点や部材端部の拘束条件が、実際の接合方法や納まりを反映したものとなっていない。〔★★★〕

20 (例えば、基礎ばりが取り付けられない支点の拘束条件、鉄骨造柱とRC造基礎ばりとの接合方法を考慮した拘束条件等)

14) 露出柱脚の固定度（回転剛性）を考慮した安全性の検討や回転剛性の算出根拠が明示されていない。〔★〕

25 15) 鉄骨造ブレースの取り付け位置(基礎梁と柱の交点等)が、モデル化と実況で異なっているが、ブレースからの付加応力に対する検討がなされていない。

30 (7) 荷重計算全般

構造適判では、構造計算における荷重の値が適切に設定されていること、その値が、構造計算プログラムに適切に入力されていることを確認します。

荷重の妥当性や入力状況が確認できない場合が多く見受けられ、結果として「不適合」又は「決定することができない」と判断される理由ともなりえる事例ですので、特に注意が必要です。そのため、入力する数値の根拠と入力部位が図示等にて確認できる資料の作成が有効です。

1) 構造計算書に記載されている荷重の数値と構造計算プログラムの入力値とが整合していない。（単純な入力ミス等）〔★〕

35 2) 構造計算書において荷重の項目あるいは数値の記入漏れがある。〔★〕

(例えば、構造計算プログラムに追加荷重として入力されているパラペット、庇、設備機器等の荷重)

40 3) 法令で規定する値や特定行政庁が指定する事項（積雪荷重の垂直積雪量、風圧力の V_o 、地表面粗度区分等）について、構造計算の中での扱いが不明である。

* 特定行政庁に事前に確認している場合には、その旨及び根拠となる建築基準法施行細則又は建築条例の条項を構造計算方針に記載することが望ましいと考えられます。

- 4) 設備荷重（高架水槽・EV等）や、その他特殊荷重（土圧、水圧等）の根拠となる構造計算が添付されていない。〔★★★〕

(8) 固定荷重

5

- 1) 固定荷重の根拠（積み上げ計算の積算項目・荷重）が明示されていない。また、仕上げ表と整合していない。〔★★〕

- 2) 固定荷重として必要な荷重が算入されていない。〔★〕

10

（例えば、打増し部、耐火被覆等の付加荷重、鉄骨造の外壁・間仕切り壁等で影響があると思われるもの）

(9) 積載荷重

15

- 1) 積載荷重に採用する室の種類が明示されていない、又は誤っている。
（例えば、店舗の売り場、集会室等に接する廊下・階段等、及び学校、百貨店等の屋上、バルコニー等）

20

- 2) 令第85条第1項の表に掲げられた積載荷重以外の室の種類や荷重を用いているにもかかわらず、それらの根拠となる資料が添付されていない。〔★〕

(10) 積雪荷重

25

- 1) 積雪荷重の考慮あるいは非考慮の計算方針（多雪区域以外の区域において計算を省略する場合等）、垂直積雪量等の根拠（雪下ろしを考慮する場合は、その方法等）が明示されていない。
（例えば、鉄骨造の屋根や庇等では、積雪時の検討が省略できない場合がある。）

30

- 2) 多雪区域における積雪時と暴風時の荷重の組み合わせ（ $G+P+W$ と $G+P+0.35S+W$ ）で、必ずしも安全側ではない組み合わせを採用している。

- 3) 特定緩勾配屋根部分に該当しているにもかかわらず、積雪荷重の割増しが考慮されていない。

35

(11) 風圧力

- 1) 風圧力の考慮あるいは非考慮の計算方針、当該建設地の V_o 、地表面粗度区分の設定等の根拠が明示されていない。

40

（例えば、地震力と比較し、風圧力の計算を省略する場合はその根拠を添付し、計算方針を明示する。）

また、鉄骨造の屋根や庇等では風圧力の検討が省略できない場合がある。）

(12) 地震力

45

- 1) 外力分布に、モーダルアナリシス等による精算値を用いているが、根拠となる構造計算が添付されていない。〔★・重要〕

- 2) 塔屋、屋外階段、跳ね出し部等の付加荷重の取扱い、局部震度による構造計算が添付されていない。〔★〕

- 3) 基礎ぐいの中間層支持等（「2020年版建築物の構造関係技術基準解説書」P302～304の「地盤種別の判定についての留意事項」の判断）において、地盤種別の判定の根拠が添付されていない。

- 4) 固有周期の計算において、固有値解析等を用いて計算されているにもかかわらず、その根拠となる構造計算が添付されていない。

- 5) 固有値解析により求めた R_t が、告示式による値の3/4 を下回らないことが確認されていない。

- 6) 固有値解析等を用いた固有周期により R_t 及び A_i を精算する際に、コンクリートのひび割れによる初期剛性の低下、又は基礎ぐいの変形を考慮している。

(13) 応力計算

構造適判では、応力計算結果に不自然な値がないかを確認します。

応力計算において不明確な点が多く、構造計算プログラムの入力根拠や追加説明書における検討不足がある場合には、計算の妥当性について判定が困難な場合があります。

- 1) 応力図の一部の計算や出力が省略されているにもかかわらず、その合理的な理由が明示されていない。

* 原則として、全架構の応力計算を行い、応力図の出力を添付します。また例えば、特に不整形な平面の場合、偏心率が大きい場合、中間部に直交部材を有するはりや有する架構の場合等においては、架構方向と直交方向の加力時の応力も大きい場合があるので、それらの応力（図）も確認する必要があります。

- 2) 応力等に特異値があるにもかかわらず、それを説明する別途計算が添付されていない。又は設計者の判断が記載されていない。【★★・重要】

(14) 断面計算

- 1) 断面算定の一部の計算や出力が省略されているにもかかわらず、その合理的な理由が明示されていない。【★★】

* 原則として、全部材の断面算定を行い、審査に必要な出力を添付します。耐力壁のせん断補強筋や開口補強筋を含みます。

- 2) 断面計算条件に対する計算方針が明示されていない。【★】

（応力の割増し、適用した耐力式、断面算定位置（長期荷重時や短期荷重時の設計用応力と断面算定位置）等の計算方針。また例えば、はりの中間部に直交方向の架構がある場合において、直交する架構の影響を考慮したはりの断面計算方針）

- 3) 柱、はり、床、小ばり、片持ちばり、階段、基礎、くい等の構造耐力上主要な部分の許容応力度計算が不足している。【★★★】

- 4) 基礎、基礎ばり、耐圧版、土に接するスラブ等のかぶり厚さの設定が過小である。

- 5) 部材の形状や配置により、明らかに大きなねじり応力が発生するにもかかわらず、これを考慮した検討、補強が行われていない。【★】

- 6) 人通孔など大きな径のはり貫通孔補強の算定根拠が明示されていない。 [★]
- 7) 床が取りついていない（非剛床）場合及びブレース周りの部分等のはりには軸力が生じる。一貫構造計算等において、剛床仮定のまま計算しているにもかかわらず、別途、はりの軸力を考慮した検討がなされていない。 [★★]
- 8) 建築物形状、部材の配置等により柱の断面検定時に二軸曲げの検討が必要であるにもかかわらず、一軸曲げによる計算のみとなっている。 [★★]
- 9) 2mを超える片持ち部材の基端部に連続する部材若しくは支持する部材の鉛直地震動に対する検討がなされていない。（連続する部材に生じる応力、支持する部材に生じるねじり応力等） [★★]
- 10) 鉄骨造において、冷間成形角形鋼管柱とH形鋼はりの仕口部において、はりウェブのモーメント伝達効率を考慮した保有耐力接合の検討がなされていない。 [★★]
- 11) 鉄骨造において、露出柱脚の設計ルート（「2020年版建築物の構造関係技術基準解説書」P635 付図1.2-25 の ①～⑬）が明示されていない。 [★]
- 12) ルート2 を適用する鉄骨造において、保有耐力接合、横補剛、幅厚比に対する検討が明示されていない。 [★]
- 13) 鉄骨造の部材の圧縮フランジの支点間距離、横座屈補剛間隔(Lb)や有効座屈長さ(Lk)の設定が実況に依拠していない。 [★]
- 14) 横補剛の位置の設定において、部材（小はり、横補剛材等）を配置することなく、箇所数の指定を直接行った場合に、設定内容の説明の記載が不十分である。 [★★]
- 15) はり端部に近い部分に横補剛を設ける方法を採用しているが、補剛材を配置している位置(寸法)が、構造図に明示されていない。
- 16) 鉄骨造で外周部のはりが床版等で水平方向に拘束されていない場合、風圧力による横曲げを考慮した検討がなされていない。 [★]
- 17) 耐力壁の水平せん断補強筋比として、上限値（1.2%かつ鉛直せん断補強筋比の2倍）を超えた値を採用しているにもかかわらず、特別な調査研究や別途の検討・説明が示されていない。
- 18) 鉄筋コンクリート造において、鉄筋の付着・定着の検討結果が明示されていない。また、構造図で主筋の定着工法が特定されているにもかかわらず、当該工法の評定内容に基づく検討がなされていない。 [★]
- 19) 鉄筋コンクリート造において、鉄筋の重心位置等が適切に評価されていない。 [★★]
（例えば、多段筋の場合、計算方向（X方向とY方向）によって鉄筋の配置位置が異なる場合、被りコンクリートの厚さが厚い場合等）

(15) 層間変形角

- 1) 階の高さ（上下の床版間の高さ）を用いて計算されていない。 [★]

- 2) 1/200 を超える場合において、帳壁、内外装材、設備等が著しい損傷の生じるおそれがないことの検討がなされていない。又は、採用する構法名が図書に表記されていない。

〔★〕

5

- 3) エキスパンションジョイント間隔の設定根拠が不明確である。

(16) 剛性率・偏心率計算

- 10 1) 雑壁等の非構造部材を考慮した場合と考慮しない場合の計算を行い、安全側となる方で判断がなされていない。〔★〕

(17) 保有水平耐力計算・部材種別・Ds・保証設計

- ・平成19年の改正において取扱いが変わった部分であり、不適切な申請が多く見受けられます。結果として「不適合」又は「決定することができない」と判断される理由ともなりえる事例ですので、特に注意が必要です。
- ・必要保有水平耐力 Q_{un} は、原則として、崩壊メカニズム（全体崩壊、部分崩壊、局部崩壊）時の部材種別等により、各方向について、各階のDsを判断する必要があります。
- ・鉄筋コンクリート造等において、崩壊メカニズム時にヒンジ形成状態より崩壊形が想定できない部分（未崩壊層等）がある場合には、「2020年版建築物の構造関係技術基準解説書」P398の方法（部分崩壊メカニズム時の応力分布と部材耐力をもとに判定する方法(余耐力法)又は崩壊層の耐力を大きく仮定して判定する方法）等により部材の保証設計を行い、Ds を判定する必要があります。
- ・FD（WD）部材がある場合には、原則として、その部材にせん断破壊等が生じる時点が、保有水平耐力 Q_u となります。

- 15 1) 必要保有水平耐力を算定するときのDs を設定する根拠が不明である。〔★・重要〕
（具体的な事例）
- ・鉄筋コンクリート造等において、支点を拘束した解析となっていない。
 - ・増分解析において崩壊メカニズム（全体・部分・局部崩壊）を確認しない場合に、構造種別に応じた最大Ds より小さい値をDs として設定している。
- 20
- ・鉄骨造で、柱とはりの仕口部及び継手部、筋かいの接合部、露出柱脚部等の保有耐力接合、保有耐力横補剛を確認せずにDs を判定している。
 - ・架構の靱性を確保するための柱はり接合部（鉄筋コンクリート造では柱はり接合部破壊、鉄骨造では溶接部の保有耐力接合）の検討がなされていない。また、鉄筋コンクリート造の柱・はりの付着割裂破壊、鉄骨造の架構の靱性を確保するための保有耐力
- 25 横補剛及び横補剛材の強度と剛性の検討が十分ではない。

- 2) 保有水平耐力の算定が不明である。〔★・重要〕
（具体的な事例）

- 30
- ・せん断破壊や座屈を生じた部材（FD、WD 等）を何の根拠もなく、その部材耐力を保持したまま荷重増分解析を続行している。
 - ・保有水平耐力算定時において、 A_i 分布に基づく外力分布によって崩壊形を確認せずに Q_{un} 分布を外力分布として用いている。

- 35 3) A_i 分布に基づく外力分布以外の外力分布を採用しているにもかかわらず、根拠となる資料や構造計算が添付されていない。〔★・重要〕

- 4) 基礎の計算方針（固定、ピン、基礎バネ）や浮き上がりの考慮に対する設計者の判断が

明示されていない。〔★〕

- 5) 必要保有水平耐力、保有水平耐力の計算条件が、計算方針に示されていない。

〔★・重要〕

(具体的な事例)

- ・荷重増分解析に用いる外力分布が示されていない。
- ・脆性部材 (FD、WD 等) の取扱い、未崩壊層が生じている場合の部材種別やDs の設定方法が示されていない。
- ・荷重増分解析の終了条件 (層間変形角や脆性部材が生じた場合の条件) が示されていない。

- 6) 部材耐力、支点の引抜き耐力、部材種別、Ds 等について直接入力を行っているにもかかわらず、その根拠や妥当性を説明する資料や構造計算が添付されていない。〔重要〕

- 7) 荷重増分解析において崩壊メカニズムが形成されていない場合に、崩壊メカニズムを想定した応力に対して保証設計がなされていない。また、Qun分布を用いたり、浮き上がりを考慮する等、Ds算定時と異なる条件で保有水平耐力を算定した場合、保有水平耐力時の応力に対して保証設計がなされていない。〔★・重要〕

- 8) 鉄骨造の大スパンばりにおいて長期荷重を考慮したはりの継手部や中央部での塑性ヒンジの発生に関する検討がなされていない。また、比較的スパンの大きい鉄筋コンクリート造の増分解析において大ばりに長期応力 (曲げ・せん断) を考慮せず、さらに中央部の主筋本数を端部から大きく減じているにもかかわらず、はり端部以外で降伏ヒンジが生じていないことの検証がなされていない。〔★〕

- 9) 鉄骨造で、はりの保有耐力横補剛を満足していないにもかかわらず、最大のDs が採用されていない。また、当該はりの曲げ終局耐力、部材群種別、採用Ds 等の根拠が明示されていない。

- 10) 保有水平耐力計算時の移行せん断力に対する検討 (水平ブレース、スラブ面内応力等) がなされていない。〔★★〕

- 11) 冷間成形角形鋼管で局部崩壊となる場合において、柱の耐力低減を考慮し、はりに塑性ヒンジを生じないものとした計算と、通常の保有水平耐力計算 (はりに塑性ヒンジが生じるものとした計算) のいずれか一方が行われていない。〔★〕

- 12) 鉄骨柱はり接合部の納まりを決める場合において、直交ばりを含め、接続するはりせい、ダイアフラムの溶接施工性が十分検討されていない。又はハンチを設けてダイアフラムの枚数を減らす場合、仕口部の保有耐力接合、柱はり耐力比、メカニズム時のヒンジ位置、あるいは、それらによる保有水平耐力への影響についての検討がなされていない。〔★〕

- 13) 鉄骨造で、鉄筋コンクリート造基礎ばりに塑性ヒンジが発生する場合、1階のDs の算定において、鉄筋コンクリート造としてのDs が採用されていない。〔★〕

- 14) 鉄筋コンクリート造柱はり接合部の形状係数、直交ばりの有無、有効幅の設定が実況に依拠していない。〔★★〕

- 15) 主筋をカットオフ筋としたはりにおいて、部材種別をFD 以外としているが、付着割

裂破壊防止に対する検討がなされていない。〔★★★〕

16) メカニズムを 耐力壁脚部の降伏ヒンジで曲げ降伏としているが、引張り側付帯柱の軸降伏が明確にされていない。〔★★〕

17) 耐力壁の開口補強筋の検討において、耐力壁がメカニズム時に負担するせん断力を設計用せん断力としていない。〔★〕

18) せん断破壊を許容しない耐力壁において、メカニズム時応力の1.25倍を用いた開口補強筋の検討がなされていない。

(18) 地耐力・許容支持力・基礎形式

- ・ 地盤の評価方法、くい頭応力（特に曲げモーメント）の算定根拠等基礎・くいの設計方針が不明な場合があります。
- ・ 構造適判では、基礎の設計において、地盤が適切に評価されていること、基礎の設計用外力及び生じる応力、断面算定が妥当であることを確認します。
- ・ 基礎部分は、一貫構造計算プログラムとは別に計算される場合が多く、設計用応力の根拠等や妥当性が不明な事例が多く見られます。根拠等の図書については、参照ページや設計方針を具体的に記載する必要があります。

1) 基礎ぐいや基礎の設計根拠となる基礎・地盤説明書が添付されていない。〔★〕

2) 地盤調査内容について、基礎ぐいの設計に必要な項目の不足がある。〔★〕
(例えば、地下水位、くい先端以深の地層の種類・N値等)

3) 基礎ぐいに関する必要な検討がなされていない。〔★〕
(例えば、液状化の判定、沈下の検討、負の摩擦力の検討、水平方向地盤反力係数の算定、くい頭水平変位が1cmを超過する場合の対応、支持層以深にある粘性土等の影響を考慮した二層地盤としての検討等)

4) 平13国交告第1113号第2の表(1)の支持力式を用いた地震時の直接基礎の地盤の支持力計算において、基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角による低減が考慮されていない。〔★〕

5) くい基礎で、くいから基礎ばりへの応力伝達の設計等が明示されていない。

6) くい頭曲げ戻し応力を基礎ばりに負担させる場合に、基礎ばり芯以外の位置でくい頭曲げモーメントを計算しているが、その根拠が明示されていない。〔★〕

7) 平13国交告第1113号第6による特殊な工法のくい（旧38条大臣認定くい等）の適用範囲と支持力算定式等に不明確な事項（特に、適用範囲を超えている場合）がある。

8) 「建築基礎構造設計指針-2019」（(一社)日本建築学会）を用い、くいの先端支持力が算出されているが、現行法令の設計法およびクライテリアとの関係が不明確である。
(「2020年版建築物の構造関係技術基準解説書の質疑(Q&A)について」 No.23 ①参照)

9) 基礎ばりが取り付けられない場合の基礎の設計等（回転剛性、応力等の考え方）が明示されていない。〔★〕

10) 直交する基礎ばりが取り付けられない1本ぐいにおいて、基礎・基礎ばりのねじりモーメントの処理等に不明確な事項がある。〔★〕

5 11) 複数のくいを配置し、基礎ばりが取り付けられないフーチング基礎部分にくい頭曲げモーメントが作用する場合、くい頭から基礎ばりへの曲げモーメントの伝達はフーチング基礎を介してのみ行われるが、フーチング基礎のねじりに対する安全性が確認されていない。〔★〕

10 12) 1次設計地震時に支点到引抜き力が生じているが、くいの引抜き方向の許容支持力に対する検討がなされていない。また、くい引抜き力に対するフーチング基礎のハカマ筋に対する検討が不明である。〔★〕

15 13) くいの水平力の計算によるくい頭応力（曲げモーメント等）やくいの偏心による応力、付加軸力等に対して、くい、基礎ばり、フーチング基礎が適切に計算されていない。〔★・重要〕

14) 土圧（地震時を含む）及び水圧に対して、地下外壁、せいの大きい基礎ばり（ピット周囲の基礎ばり等）及び底版（耐圧版）の計算が行われていない。〔★〕

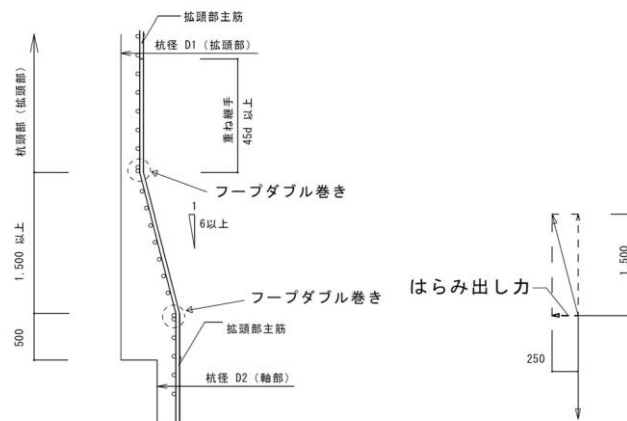
20 15) 地盤改良に対する、仕様、準拠規準、許容支持力や沈下等の検討結果が明示されていない。〔★〕

25 16) 地盤の許容応力度の算定が適切に行われていない。（有効な押さえとなり得る土の深さとしてDfの設定が適切でない、常水位の影響（土の水中単位体積重量）が適切に考慮されていない等）

30 17) くいの水平力に対する検討において、液状化の影響が地層の地盤反力係数の設定に考慮されていない。若しくは設定根拠が明示されていない。また、鉛直や引抜き方向支持力の評価に液状化の影響が考慮されているか不明である。〔★〕

18) くい先端又は基礎底面を中間層支持としているにもかかわらず、下部層の支持力や沈下に対する検討がなされていない。

35 19) 場所打ちコンクリート拡頭ぐいの主筋に太径鉄筋を用いているが、拡頭部と軸部のくい主筋折り曲げ箇所のはらみ出し力に対する補強筋の検討がなされていない。



20) べた基礎の接地圧をべた基礎を剛体と仮定し、基礎全体で負担するとして算出しているが、各柱の負担面積あたりの接地圧がほぼ一様であるなど、RC規準 20条解説に記述されている条件を満たしていない。

5 21) べた基礎形式の短期接地圧に対する基礎ばり、基礎小ばりの検討がなされていない。

(19) 屋根ふき材・外装材・突出部

- 10 1) 屋根ふき材・外装材等の構造計算が添付されていない。〔★〕
(例えば、鉄骨造の屋根材、庇及び外装材等では検討が省略出来ない場合がある。)
- 2) 屋根ふき材・外装材等に対する風圧力の設定根拠が示されていない。〔★〕
- 15 3) 本体架構から突出する屋外階段、E Vシャフト壁等の検討において、当該部分及び当該部分に接続する構造耐力上主要な部分が安全であることが確かめられていない。〔★〕
- 4) 駐車場の転落防止用腰壁と取り合う床板が、立ち上る壁の固定端部の応力伝達が出来る納まりとなっていない、若しくは、検討がなされていない。〔★〕

20 4. 構造図関係の指摘事項の事例

構造図は、構造計算書に記載のモデル化及び計算結果が正しく反映され、施工にあたり正確に読みとれる図面であることが必要になります。

構造計算書、構造図、意匠図等間での不整合、記載不足等がある場合には、図面の訂正、追加等が発生し、確認審査及び構造適判に要する時間の長期化にもつながります。

(1) 一般事項・使用材料・標準仕様書

- 25 1) 階、部位、サイズ別等による使用材料の区分、鉄筋継手や溶接工法等が明確になっていない。〔★〕
- 30 2) 認定・評定の材料・工法等を使用しているが、その名称、認定・評定の番号、使用箇所等が明示されていない。またその標準図が添付されていない。若しくは記載事項に不備や適用範囲外の内容がある。〔★〕
- 3) 土質柱状図が記載されていない。又はくい・基礎姿図、基礎底レベル・くい先端位置、設計GL・地盤面、地下水位、調査位置図（敷地内）、支持層の土質・深度・N値等が記載されていない、若しくは誤りがある。〔★★〕

35 (2) 伏図・軸組図

- 1) 伏図でX・Y基準軸が明示されておらず、構造計算に用いた方向との整合性が確認できない。
- 40 2) 伏図、軸組図で通り芯からくい芯や柱位置までの距離関係が明示されておらず、計算に用いた寸法との整合性が確認できない。〔★〕
- 45 3) 伏図で小ばりやRC雑壁等の位置、床スラブ・耐圧版等の範囲やレベル、デッキプレート等の設置方向等が不明確である。〔★〕

- 4) 伏図や軸組図で、隣棟間隔やエキスパンションジョイントの位置及び有効間隔が記載されていない。〔★〕
- 5) 軸組図で基準レベルからはり上端までの距離が記載されておらず、計算に用いた構造階高との整合性が確認できない。また腰折れ柱等の折り曲げ位置の寸法が明示されていない。〔★〕
- 6) 鉄骨造の軸組図で基礎（くい）、基礎ばり等の形状、符号及びレベルが記載されていない。また、ベースプレート下端レベルが記載されていない。〔★〕
- 7) くい伏図、基礎伏図等に敷地境界線、道路境界線が明示されていない。
- 8) バルコニーや庇等の突出部の出寸法が明示されていない。
- (3) くい・基礎・基礎ばりリスト
- 1) くい頭と基礎との接合部が、構造計算で仮定した固定度を確保しうる詳細となっていない。若しくは不明確である。〔★〕
- 2) 基礎ばりで人通孔等の大きな貫通孔の補強詳細図が記載されていない。〔★〕
- (4) 柱・はり・壁リスト(RC、SRC造等)
- 1) 伏図に対応した基準軸方向の記載がないため、柱断面の方向性が確認できない。〔★〕
- 2) 柱、はりの主筋が、その部材幅で1列に並ぶ最大本数を超過している。
- 3) 柱はり接合部のせん断補強筋量が、適用した指針、規準の規定値を満足していない。若しくは確認できない。また直交方向も含め、一部に壁ばり、段差ばりを有する場合に柱はり接合部（パネルゾーン）として扱う範囲が不明確である。
- 4) はりの1～2段目主筋、又は柱主筋の寄せ筋の間隔・あき寸法、芯鉄筋の位置が明示されていない。
- 5) 壁の構造スリットの形式、有効幅、あき寸法等が明示されていない。〔★〕
- 6) ねじり応力あるいは横曲げを受けるはりで腹筋を抵抗要素として算入した場合に、腹筋の端部定着長さが明示されていない。
- (5) 二次部材・雑詳細図(RC、SRC造等)
- 1) 片持ち形式のはり・床・階段等の（最大）出寸法が記載されていない。〔★〕
- 2) 土間コンクリート床を剛床として考慮しているにもかかわらず、基礎ばり等との接続方法が明示されていない。〔★〕
- 3) 鉄骨造階段の詳細図において、本体（受けばり、受け床等）との取り付け方法が記載されていない。〔★〕

(6) 配筋架構詳細図(RC、SRC造等)

- 1) 柱頭部で主筋の定着長さが確保されておらず、また有効な補強もなされていない。
(ピロティ階独立柱の柱はり接合部においては、耐力壁下部の独立柱は直上階の柱と断面寸法や主筋径・本数に大きな差が生じることが多い。この場合、柱はり接合部において主筋の定着長が確保されていることの確認が必要) [★]
- 2) はり柱主筋に端部定着金物を使用した場合の定着位置等の使用方法が、評定の内容と異なっている。 [★]
- 3) 鉄筋コンクリート造の柱はり接合部の詳細図において、はり主筋の定着長さ(水平投影長さ)が、構造計算書の設定と整合していない。(特に、柱はり接合部の計算において、水平投影長さを大きく設定した場合に不整合が生じやすいので注意が必要) [★★]

(7) 柱・はり・ブレースリスト(鉄骨造等)

- 1) 柱リストでダイアフラムの材質、板厚決定方法、通し形式の場合での柱外面からの出寸法等が記載されていない。またパネルの材質、サイズ等が不明確である。 [★]

(8) 二次部材・雑詳細図(鉄骨造等)

- 1) 片持ち形式の小はり端部剛接部の位置、詳細等が明示されていない。若しくは接合方法の安全性が確認できない。 [★]
- 2) 補剛材として用いている部材のガセットプレートの形状、ボルトの配置が表記されていない。 [★]

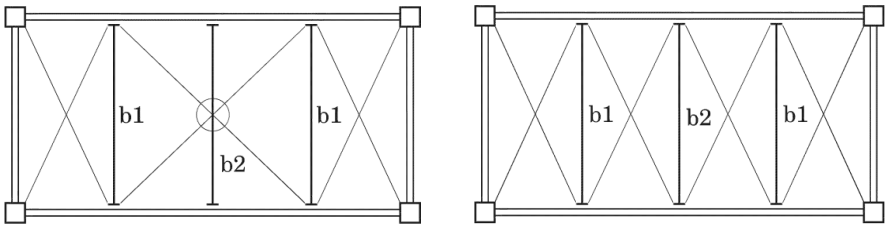
(9) 鉄骨架構詳細図(鉄骨造等)

- 1) 鉛直ブレースが構造芯に対し平面的あるいは立面的に大きく偏心して取り付けられているにもかかわらず、有効な補強や検討がなされていない。(露出形柱脚を含む) [★]
- 2) 角形鋼管柱に鉛直ブレースを接合する場合、柱ウェブへのガセットプレート取り付け部がT形の板要素となり、柱ウェブが面外曲げを受けるにもかかわらず、有効な補強や検討がなされていない。 [★]
- 3) 水平ブレースの柱やはりへの取り付け位置(縦・横方向共)が記載されていない。 [★★]

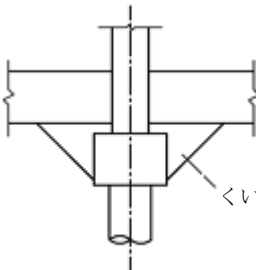
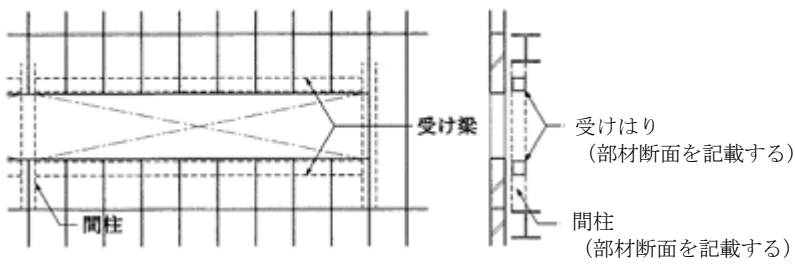
5. 構造図面に関する作成上の注意点

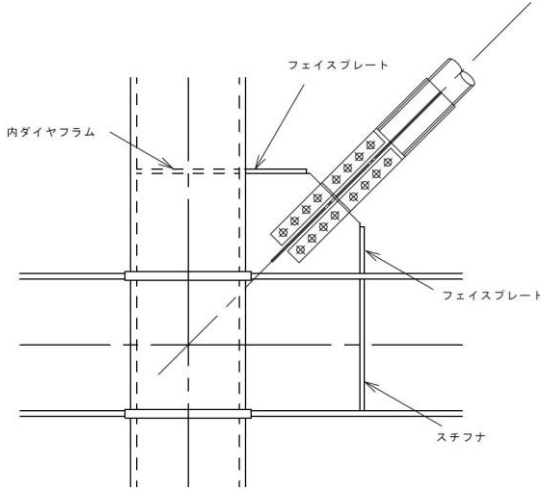
本項は、構造適判の指摘事例を踏まえ、構造図面作成上の注意点を「4. 構造図関係の指摘事項の事例」の項目立て（(1)～(9)）で分類し、下表にまとめたものです。

- 5 (1) 一般事項・使用材料・標準仕様書等
(2) 伏図・軸組図
(3) くい・基礎・基礎ばりリスト
(4) 柱・はり・壁リスト（RC、SRC 造等）
(5) 二次部材・雑詳細図（RC、SRC 造等）
10 (6) 配筋架構詳細図（RC、SRC 造等）
(7) 柱・はり・ブレースリスト（鉄骨造等）
(8) 二次部材・雑詳細図（鉄骨造等）
(9) 鉄骨架構詳細図（鉄骨造等）

No	タイトル	説明文	分類
1	設備機器等の位置等	構造計算において、その影響を考慮した屋上設備機器等の種類及び位置を図面に記載する。	(1)
2	基礎と支持地盤との位置関係	土質柱状図（基礎・地盤説明書）に、設計 GL、地盤面、地下水位、基礎下端、くい先端の位置を記載する。	
3	1 階床版と基礎ばり・周辺壁との納まり	くいの水平抵抗を各くいの剛性に応じて負担するとして計算している場合、 <u>床面により各くいにせん断力を伝達させる必要があるため</u> 、床版と接続する基礎ばり・耐力壁との配筋要領図を記載する。特に、1 階で中間構面に壁抜けがある場合には注意する。	(2)
4	スリット位置及び耐力壁の開口寸法	スリット位置を計算と構造図で整合させる。また、耐力壁の開口寸法や位置を構造図に記載する。	
5	横補剛材と水平ブレースの接合	折版屋根等で小ばりを横補剛材として扱う場合、水平ブレースと小ばりを接合する必要があるため、接合部の詳細を構造図に記載する。下の図(a)で、小ばり b2 と水平ブレースが、図の○印の箇所で接合されていないと、中央部分で 2 つの大ばりが同じ方向（下図の上下方向）に変形する可能性があり、b2 は、大ばりの横補剛材とならないので注意する。	
	図の例	 (a) b1のみ横補剛材 (b) b1, b2ともに横補剛材	

No	タイトル	説明文	分類
6	はりの横補剛材	必要横補剛の算定において、主としてはり端部に近い部分に横補剛を設ける方法を採用した場合、構造図(伏図)にその横補剛の位置(寸法)を記載する。	(2)
7	場所打ちコンクリート くい名称	採用したくい体コンクリートの許容応力度とくい工法の対応が分かるように、くい工法を構造図に記載する。	(3)
8	くい頭接合筋	くい頭接合工法、定着筋の径と本数、定着方法、溶接長さを記載する。	
9	複数くい基礎のくい頭 モーメント処理の配筋	くいの並びに直交する水平方向の荷重によって生じるくい頭曲げモーメントを基礎のねじり抵抗で処理する場合、ねじりを受けるはりと同様に、ねじりに有効と考えた鉄筋の配筋方法を構造図に記載する。	
10	はり主筋の位置	基礎はりや大はり主筋のかぶり厚さや、X方向とY方向の主筋の上下関係を構造図に記載する。	(4)
11	腹筋の定着長	ボイドスラブのような長大スパンのスラブを受けるために梁のねじり応力を腹筋等で処理する場合や、土圧による応力をはりの弱軸方向耐力で処理するために腹筋を考慮する場合は、腹筋の定着長を構造図に記載する。	
12	打増しコンクリート部 の軸方向補助筋の定着 長	柱・はりに打増しを行う場合は、軸方向補助筋の定着について記載する。 軸方向補助筋を主筋と同じ定着長とすると、曲げ強度が上昇することによる付加せん断力や付加軸力が生じ、せん断破壊に対して危険側となる場合がある。	
13	本体架構から突出する 屋外階段、EV シャフト 壁等の補強	計算書に基づき補強した配筋や定着長等を記載する。	(5)
14	片持ち床版とそれに連 なる内部の床版との間 に設計用応力差がある 時の納まり	片持ち床版の固定端処理（曲げとせん断力の伝達方法）を記載する。 具体的には、片持ち床版の配筋を内側へ所要の長さ延長する、取り付くはりの捩り抵抗で処理する等、処理の内容を構造計算書・構造図に記載する。	
15	柱はり接合部のはり主 筋の水平定着長（水平 投影長）と納まり	RC 造の側柱の柱はり接合部において、構造計算で設定したはり主筋の水平定着長（または柱せいに対するはり主筋の水平定着長の比）を構造図に記載し、その納まりに注意する。	(6)

No	タイトル	説明文	分類
16	フーチング下がりの場合の補強	くい頭曲げモーメント及びせん断力を地中梁に伝達できる納まりとする。	(6)
	図の例		
17	横補剛材の有効性を確保する納まり	横補剛材は、それが有効なものと確認できるよう接合詳細を含めて構造図に記載する。	(7)
18	胴縁の断面の配置方向	胴縁において、荷重伝達方向に対して、強軸・弱軸の方向が構造図で明確に記載されていない。断面に方向性のある部材は構造図で配置方向を記載する。	(8)
19	ALC外壁等の開口補強鋼材	横に長い開口の補強材は開口規模、風圧力によっては、一般的に用いられる等辺山形鋼では対応できない場合があるため、構造計算で安全を確認した部材断面を構造図に記載する。	
	図の例		
20	保有耐力継手	鉄骨大ばりの継手リストは、保有耐力接合を計算で確認した継手の諸元、または添付した継手諸元表と整合させる。	(9)
21	角形鋼管柱の柱はり接合部	角形鋼管柱の内ダイアフラムに取り付くはりフランジの溶接範囲が柱のアール部（コーナー部）に掛からないよう注意する。	

No	タイトル	説明文	分類
22	圧縮筋かいのガセットプレート接合部	圧縮筋かいのガセットプレートの面外曲げ変形を防止するためのスチフナプレートやフェイスプレートの設置を検討する。 	(9)

「正誤表」(2023 年版)

ページ	行	(誤)	(正)
3.1.4-2	27	各荷重時の曲げモーメント分布を図—2に示す.	各荷重時の第1層の曲げモーメント分布を図—3に示す.
3.1.4-2	36	つまり、柱端モーメントに関しては、鉛直荷重時と地震荷重時で十数%違うということである。また、軸方向変形を無視しているため、外柱に対する比 m_{VH} は均等スパンであれば多スパンになっても同じである。多スパンの高層骨組において、柱の曲げモーメントに対する比 m_{VH} が十数%異なった場合、柱軸方向変形の影響を考慮しても長期荷重時の柱曲げモーメントの相違はさらに小さくなり、結果として柱軸方向変形の影響による短期荷重時の柱の曲げモーメントの相違は数%にすぎないことになる。また、同様に梁の曲げモーメントの相違は数%にすぎないことになる。	つまり、柱端モーメントに関しては、鉛直荷重時は地震荷重時の十数%である。ここでは軸方向変形を無視しているため、外柱の曲げモーメント比 m_{VH} は均等スパンであれば多スパンになっても同じである。多スパンの高層骨組において、柱軸方向変形考慮の有無により鉛直荷重時の柱曲げモーメントが 20~30%相違したとしても、鉛直荷重時と地震荷重時の柱曲げモーメント比 m_{VH} が十数%であれば、短期荷重時の柱の曲げモーメントの相違は数%にすぎないことになる。また、同様に梁の曲げモーメントの相違も数%にすぎないことになる。
3.1.6-3	9	$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.43a/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2$	$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2$
3.2.1-5	四角 内 11	$P_2 \times (4 \times 1 + 3 \times 0.75 + 2 \times 0.5 + 1 \times 0.25) \delta = 9.75P_2 \delta$	$P_2 \times (4 \times 1 + 3 \times 0.75 + 2 \times 0.5 + 1 \times 0.25) \delta = 7.5P_2 \delta$
3.2.6-1	図-1		
3.2.6-3	図-4		

3.2.6-3	17	$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} \right\}$	$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} \right\} bj$
3.2.6-4	18	付着信頼強度式は「図-3 付着割裂パターン」の	付着信頼強度式は「図-3 付着割裂パターン」の
3.2.6-5	4	$K_{st}=140A_w/(dbs)$	$K_{st}=140A_w/(dbs)$
3.2.6-7	図-7 (A)		
3.2.6-7	図-7 (B)		
4.1.1-3	6	$\Sigma cM_{pn} \geq \min\{1.5bM_p, 1.3bM_{pn}\}$	$\Sigma cM_{pn} \geq \min\{1.5bM_p, 1.3bM_{pn}\}$
4.2.3-2	14	(4) 壁厚 (t) と梁幅 (B) が曲げせん断剛性増大率に及ぼす影響: α_3	(4) 壁厚 (t) と梁幅 (b) が曲げせん断剛性増大率に及ぼす影響: α_3
5.3-1	11	Terzaghi	Terzaghi