

平成 27 年度

建築物の安全確保のための体制の整備を行う者に対する補助事業

構造計算に係る課題の整理取りまとめ

報告書

平成 28 年 1 月

実施機関 一般社団法人 建築性能基準推進協会

連携機関 耐震改修支援センター・一般財団法人 日本建築防災協会

まえがき

本報告書は、(一財)日本建築防災協会に設置された「構造計算調査委員会」に於いて設計図書内で整合がとられて構造計算が適切に実施されているかを調査した過程において、構造計算に係わる課題として取りあげられた事項をまとめたものである。本報告書は、過年の平成23年度、24年度、25年度に継続し、平成26年度に行われた調査において課題とされた事項を整理する。

本課題整理では、指定確認検査機関ならびに構造計算適合性判定機関等の構造計算の審査に携わる機関・人を対象に据え、確認、判定の業務に係わるところの構造計算書の構成および構造設計に関する計算内容について注意喚起を必要とする事項を取りあげ、内容概説を加えて法令規定に係わる問題事項を整理する。取りあげた課題は、(i) 設計図書間の不整合等の複数調査物件にわたり認められた事項、(ii) 原設計の構造計算に法令解釈等に係わる誤りや計算モデル化に係わる誤り等が認められ事項の二類別である。ここで(ii)項は、(ii-a) 当該誤り等を是正した構造計算調査が法令基準を満たさない結果となった場合と(ii-b) 当該誤り等を是正した構造計算調査が法令基準を満たす結果となった場合の二つに細類別される。項(ii-b)は、調査対象建築物においては重大な問題にはつながらないが、別の建築物において同様な構造計算が行われた場合に法令基準を満たさない等の内容として重大な問題を励起する可能性を内包する。

近年、構造設計に係わる計算が電算プログラムにより行われることが多い。この場合、プログラムによる計算実行に当たって入力値が一つに確定されることに基因し、構造設計が構造解析としての思考に沿って行われる傾向が認められる。例の一つとして、壁要素が構面線をやや外れて構面外に設けられていた事例では、その構造設計において壁厚、構面の柱・はり部材との接合詳細に係わらずに構面外雑壁として剛性、耐力の値が計算されている。電算プログラムでは、計算は壁種別を定め、コード化されたフローに従って計算が実行される。一方、構造設計に立った思考体系では、壁厚等の構造ならびに周辺架構との接合詳細等により壁剛性・耐力等は確定した一つの特定値により評価するのではなく、ある幅を有する範囲内におさまるものと判断した上で応力計算、断面設計等を行うこととなる。構造計算の電算プログラム化により、設計時において不確実さによる評価の幅が計算に反映されることなく、特性が一つに特定される建築物の解析を行うが如くの評価に取って代わってしまう傾向が認められるようにあるように思われる。

本報告では、以下の項目分類に則して課題事項を整理する：

1. 設計図書；
2. 鉄筋コンクリート造；
3. 鉄骨造；
4. 一貫計算プログラム；および
5. その他

本報告で取りあげた課題は必ずしも一つの項目に分類されるものではない。課題は複数の項目分類に属することもある。ここでは、主要な属性を判定し、課題の分類属性を定めた。

本課題整理は、実設計例よりサンプリングされた事例に基づき構造計算図書として構成、内容について検討を行った調査の結果より抽出された課題事項を取りまとめた。本成果が、構造計算図書の確認、判定を行う機関における適正・適切な審査に資されることを期待する。

目次

1. 設計図書

1.1. 計算書と構造図の不整合

- ・ 計算書と構造図の不整合がある。 p. 1

1.2. 意匠図と構造図の不整合

- ・ 意匠図と構造図に不整合がある。 p. 4

1.3. 構造図間の不整合

- ・ 構造図間に不整合がある。 p. 6

1.4. 構造図の不備

- ・ 構造図に不備がある。 p. 8

2. 鉄筋コンクリート造

2.1. 柱・大梁

- ・ ピロティ架構の1階柱頭主筋の定着に疑問がある。 p. 11

2.2. 大梁のねじれ

- ・ 基礎の偏心による基礎梁のねじれ応力の検討方法に疑問がある。 p. 13

2.3. そで壁付き柱

- ・ 高強度せん断補強筋を用いたそで壁付き柱の検討が適切でない。 p. 15

2.4. 基礎梁

- ・ 基礎梁のカットオフ主筋の定着長さが適切でない。 p. 17

2.5. 柱梁接合部

- ・ 雁行して左右の梁が取付く接合部の検討方法が適切でない。 p. 19

2.6. スリット付壁

- ・ 三方スリットを設けた雑壁の剛性評価が適切でない。 p. 23

2.7. 壁のモデル化

- ・ フレーム外の壁とした評価に疑問がある。 p. 25

2.8. 設計ルート

- ・ 壁と同厚の柱・梁を用いた壁式構造のような建物を耐震計算ルート1で設計している。 p. 27

2.9. 水平力伝達

- ・ 開口の多い床で繋がれた2つのゾーンの水平力伝達に関する検討が不十分である。 p. 29

2. 10.	保有水平耐力計算	
	・脆性破壊が発生したと出力されていたが、 D_s 値を 0.30 としている事の説明が無かった。	p. 31
	・せん断破壊した耐震壁の耐力を保持したまま解析を続け、 D_s 値算定用の βu を小さく評価している。	p. 33
3.	鉄骨造	
3. 1.	スロープ	
	・スロープに係わる検討が十分でない。	p. 36
3. 2.	アンカーボルト	
	・アンカーボルトの長さの定義が構造図・計算書で不明確である。	p. 39
4.	一貫計算プログラム	
4. 1.	単位床面積あたりの建物重量	
	・単位床面積あたりの建物重量が大きく表示される。	p. 40
4. 2.	そで壁付き柱	
	・そで壁付き柱の評価方法は一貫計算プログラムにより異なる。	p. 41
4. 3.	ねじれ	
	・ねじれ応力を考慮した断面検討は行われない。	p. 43
4. 4.	偏心率・剛性率	
	・セットバックを有する建物の偏心率・剛性率は、解析条件によって異なる。	p. 45
5.	その他	
5. 1.	建設実績の極めて少ない構法	
	・スラブデッキプレートを柱材に用い、耐震計算ルート 1-1 で設計している。	p. 48
5. 2.	構造計算結果の検証が困難な構造計算	
	・FEM 解析コードを用いて計算を行っているが、解析条件、適用部位、モデル化に疑問がある。	p. 53
5. 3.	4 本柱	
	・4 本柱の検定比を用いた検討方法に疑問がある。	p. 55
5. 4.	エスカレーター	
	・構造図にエスカレーター取合い部の詳細図が示されていない。	p. 57

1. 設計図書

1.1. 計算書と構造図の不整合

- ・ 計算書と構造図に不整合がある。

【事例】

平成 26 年度構造計算調査を行った 56 事例のうち 20 事例（RC 造 12 事例、S 造 8 事例）で計算書と構造図に不整合があった。表 1.1.1 にその内訳を示す。計算書と構造図に不整合のあった 20 事例のうち 14 事例は、柱・梁の配筋や横補剛数など一貫計算結果に影響する不整合であったため、構造図を正として再計算を行った。その結果、1) RC 造 1 事例は一次設計での短期応力検定や二次設計の保有水平耐力検定を満足せず、また、2) S 造 1 事例は耐震計算ルート 1-2 の適用条件を満足しなかった。この 2 事例以外の 12 事例については、3) 構造図を正として再計算しても、一次設計・二次設計ともに問題ないことが確認された。なお、計算書と構造図に不整合のあった 20 物件のうちの残り 6 事例は、4) 一貫計算結果に影響のない不整合であったため、再計算を行わなかった。

表 1.1.1 計算書と構造図の不整合

		事例数
不整合あり	1) 構造図を正とした再計算で RC 造の一次設計・二次設計の検定比を満足しない	1
	2) 構造図を正とした再計算で S 造の耐震計算ルート 1-2 の適用条件を満足しない	1
	3) 構造図を正とした再計算で一次設計・二次設計ともに問題なし	12
	4) 一貫計算結果に影響のない不整合	6
不整合なし		36

以下に、1) 構造図を正とした再計算で一次設計での短期応力検定や二次設計の保有水平耐力検定を満足しなかった RC 造 1 事例と、2) 構造図を正とした再計算で耐震計算ルート 1-2 の適用条件を満足しなかった S 造 1 事例について、具体的な不整合内容を示す。3)及び 4)は、計算結果に問題がないためここでは省略する。

1) 本事例は、図 1.1.1 に示す構造図では柱に取り付くそで壁の柱際・梁際に完全スリットが配置されていなかったが、図 1.1.2 に示す計算書では完全スリットが配置されていた。構造図を正として構造計算を行うと、一次設計ではそで壁付き柱の曲げ検定比とそで壁付き柱に接続する大梁の曲げ及びせん断の検定比が 1.0 を超えた。また、二次設計ではそで壁付き柱にせん断破壊が生じるため、 D_s が 0.3 から 0.45 となり、この時点で保有水平耐力を算定すると、保有水平耐力は必要保有水平耐力を下回った。

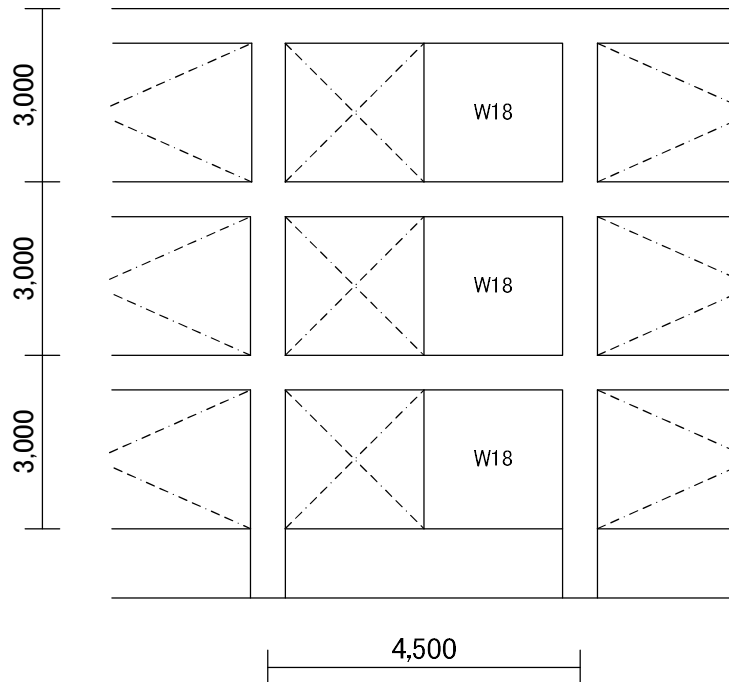


図 1.1.1 軸組図（構造図）

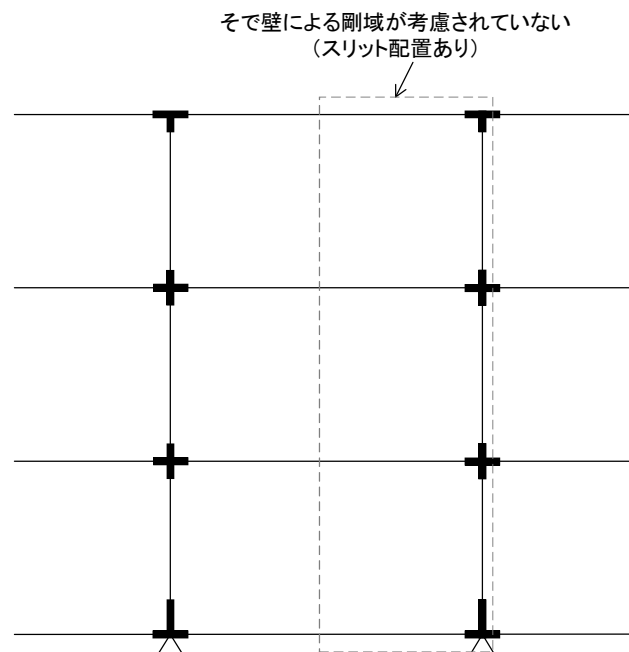


図 1.1.2 解析モデル（計算書）

2) 本事例は、R 階 X 方向大梁 RG2 の横補剛箇所数を構造図より多く、2 本と一貫計算に入力し、鉄骨造の耐震計算ルート 1-2 の適用条件である保有耐力横補剛を満足するとして、構造設計されていた。図 1.1.3 に示すように構造図通りの横補剛箇所数 1 本とすると、必要数より不足することとなり、保有耐力横補剛とはならず、本事例は、耐震計算ルート 1-2 の適用条件を満たさなかった。

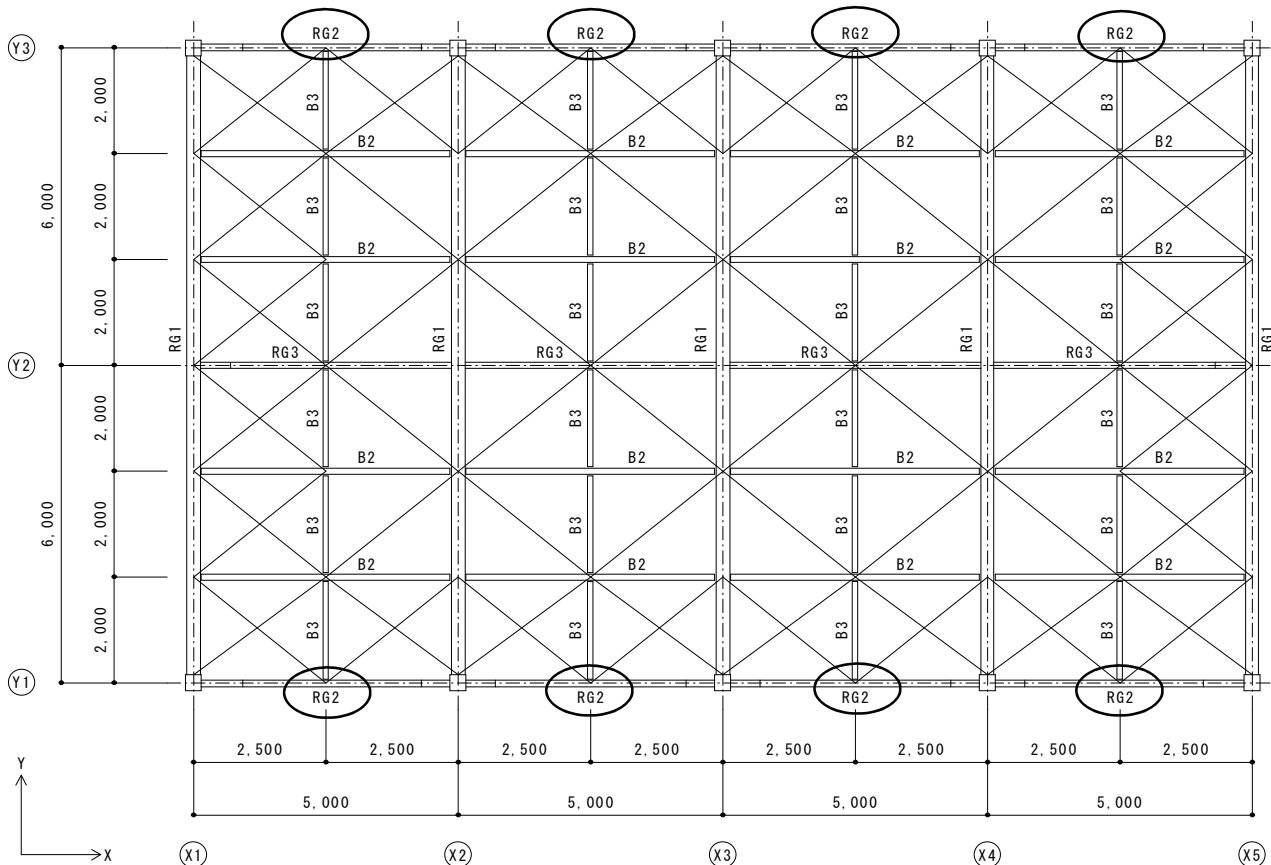


図 1.1.3 R 階伏図

【留意事項】

ここで取り上げた事例のように、計算書と構造図の不整合が構造計算に大きな影響を与えることがあるため、留意する必要がある。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 835 号 確認審査等に関する指針 第 2 一号

「これらに添えた図書及び書類（第 5 項第三号において「申請書等」という。）の記載事項が相互に整合していることを確かめること。」

1.2. 意匠図と構造図の不整合

・意匠図と構造図に不整合がある。

【事例】

本建物は RC 造建築物である。図 1.2.1(a)意匠図では、壁は黒塗りの壁と白抜きの壁に区別されて表現されており、黒塗りの壁である X1 通り Y1-Y2 間壁は RC 造壁、白抜きの壁である X1 通り Y2-Y3 壁は非 RC 造壁と推察される。しかしながら、図 1.2.1(b)構造図では、X1 通り Y1-Y2 間壁は RC 造壁（耐震壁 EW18）と整合しているが、X1 通り Y2-Y3 壁は RC 造壁（耐震壁 EW18）と整合していなかった。なお、計算書は構造図と整合していた。

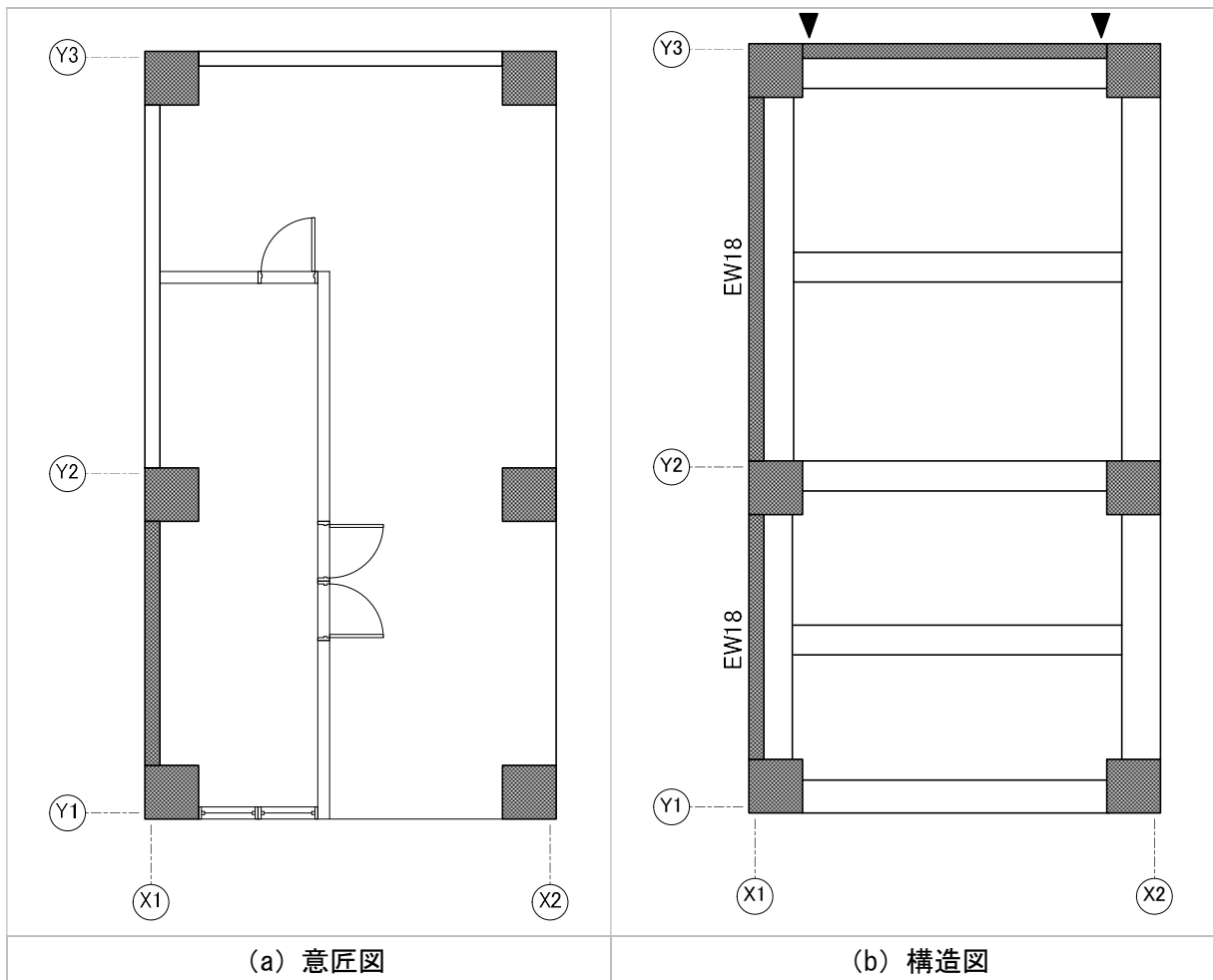


図 1.2.1 意匠図と構造図の不整合

【留意事項】

通常は、意匠図では RC 造壁と非 RC 造壁を区別して壁を表記し、構造図では RC 造壁を耐震壁と非耐震壁（RC 造雑壁やスリット付き壁）に区別して表記し、非 RC 造壁は表記しないのが一般的である。この事例では、意匠図で非 RC 造壁と表記されている壁が、構造図では RC 造耐震壁と表記されており、壁

種別が整合していなかったが、意匠図においても、壁種別の表記に一貫性がなく、施工時に混乱を招く恐れがある。特に RC 造壁の壁種別は、構造計算に影響するので、意匠図と構造図で必ず整合すべきである。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 835 号 確認審査等に関する指針 第 2 一号

「これらに添えた図書及び書類（第 5 項第三号において「申請書等」という。）の記載事項が相互に整合していることを確かめること。」

1.3. 構造図間の不整合

・構造図間に不整合がある。

【事例】

以下の 2 事例は、構造図の中で記載が整合していなかったり、必要な記載がなかったりしており、構造図の中に不整合があった。

1) 本事例は、図 1.3.1 大梁断面リストでは、3・4 階 G1 梁及び 3 階 G2 梁は上下端筋 6-D22 であったが、図 1.3.2 配筋詳細図では 4-D22 と記されていた。

符号	G1	G2
4 階		
B×D	400×700	400×700
上端筋 下端筋	6-D22 6-D22	4-D22 4-D22
スターラップ筋	2-D13@150	2-D13@150
腹筋	2-D10	2-D10
3 階		
B×D	400×700	400×700
上端筋 下端筋	6-D22 6-D22	6-D22 6-D22
スターラップ筋	2-D13@150	2-D13@150
腹筋	2-D10	2-D10

図 1.3.1 大梁断面リスト (内が配筋詳細図との不整合箇所)

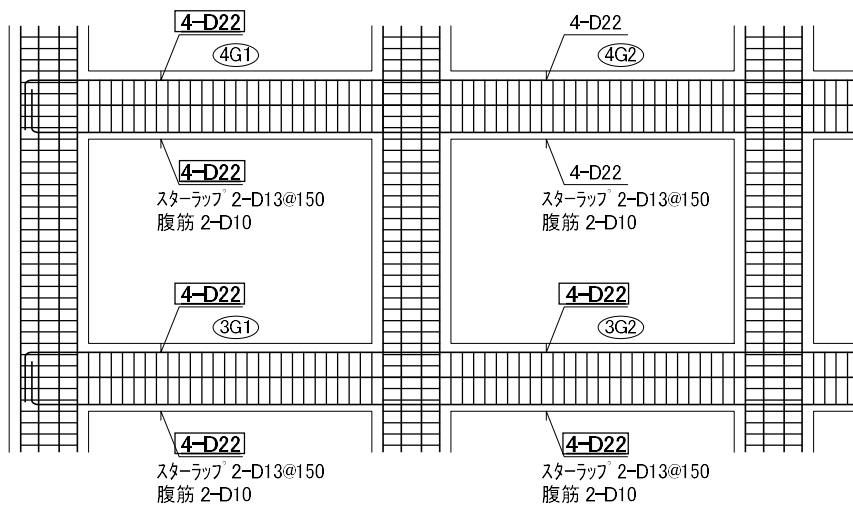


図 1.3.2 配筋詳細図 (内が大梁断面リストとの不整合箇所)

2) 本事例は、図 1.3.3 基礎梁断面リストでは基礎梁の断面寸法が基礎梁断面リストでは 700mm×2000mm であったが、図 1.3.4 配筋詳細図では 600mm×2000mm と記されていた。


符号	FG1
断面	
B×D	700 × 2000
上端筋	16-D29
下端筋	11-D29
スターラップ筋	6-D13@125
腹筋	6-D13

図 1.3.3 基礎梁断面リスト

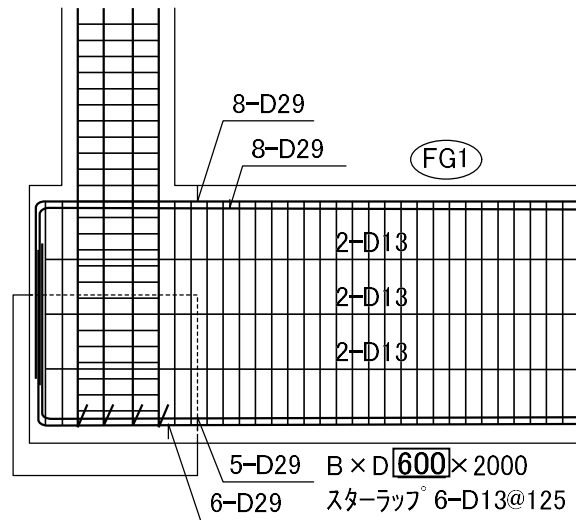




図 1.3.4 配筋詳細図

( 内が配筋詳細図との不整合箇所)

( 内が基礎梁断面リストとの不整合箇所)

【留意事項】

構造図間に不整合があると、構造計算書と整合しない施工図が作成される恐れがあるため、整合した構造図を作成することが重要である。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 835 号 確認審査等に関する指針 第 2 一号

「これらに添えた図書及び書類（第 5 項第三号において「申請書等」という。）の記載事項が相互に整合していることを確かめること。」

1.4. 構造図の不備

・構造図に不備がある。

【事例】

以下の3事例では、不適切な構造図が作成されていた。

- 1) 本事例は、図 1.4.1 に示すように、柱の芯鉄筋が帯筋で拘束されていなかった。本事例では、芯鉄筋は鉄骨と見なして SRC 規準式（単純累加強度式）により部材強度を算定して構造計算を行っており、芯鉄筋は曲げ及び引張耐力の算定時に考慮されていた。

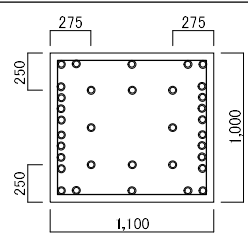
符号	C1
断面	
B×D	1100×1000
主筋	26-D32
芯鉄筋	8-D32
帯筋	D13@100

図 1.4.1 柱断面リスト

- 2) 本事例は、最上階に斜め柱があり、図 1.4.2 に示す軸組図では、その柱に接続する大梁断面が平行四辺形となっており、寸法の記入がなかったが、図 1.4.3 に示す大梁断面リストでは長方形の大梁断面となっていた。

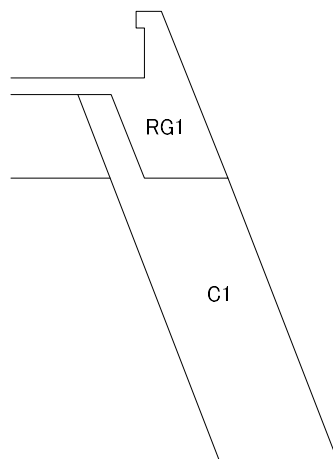


図 1.4.2 軸組図

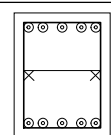
符号	RG1
断面	
B×D	500×650
上端筋	5-D25
下端筋	5-D25
スタ-ラップ筋	2-D13@200
腹筋	2-D13

図 1.4.3 大梁断面リスト

3) 本事例は RC 造建築物であるが、図 1.4.4 に示すように、軸組図において上部に開口がある柱梁フレーム内 RC 造雑壁の左右と下部の 3 方に完全スリットが配置されていた。完全スリットの詳細図には D10@400 の差筋の配筋が記されていたが、このディテールについて面外方向の応力に対する検討はなかった。

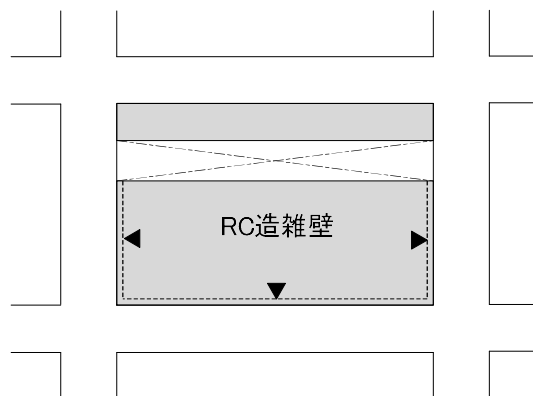


図 1.4.4 軸組図

【留意事項】

1) の事例については、「芯鉄筋が帯筋で拘束されていないことに対して、別途にその部材性能が確認されない限り、芯鉄筋は帯筋と緊結されなければならない」とされると考えられる。加え、芯鉄筋を鉄骨に置換して SRC 規準式を用いて部材強度を計算することについても、別途この計算方法の妥当性を確認しない限りは用いるべきではないと考えられる。

2) と 3) の事例については、構造図作成の段階における不備であるが、一般的には現場では構造図を元に施工図が作成されることより、不適切な構造図のままに施工図が作成されて、それに基づいて施工される場合に必要な要求構造性能が満たされることが生じる可能性があるため、各図間で整合のとれた図面を作成する必要がある。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 835 号 確認審査等に関する指針 第 2 一号

「これらに添えた図書及び書類（第 5 項第三号において「申請書等」という。）の記載事項が相互に整合していることを確かめること。」

◇政令 第 77 条（柱の構造）

構造耐力上重要な部分である柱は、次に定める構造としなければならない。

- 一 主筋は、4 本以上とすること。
- 二 主筋は、帯筋と緊結すること。
- 三 帯筋の径は、6 ミリメートル以上とし、その間隔は、15 センチメートル（柱に接着する壁、はりその他の横架材から上方又は下方に柱の小径の 2 倍以内の距離にある部分においては、10 センチメートル）以下で、かつ、最も細い主筋の径の 15 倍以下とすること。
- 四 帯筋比（柱の軸を含むコンクリートの断面の面積に対する帯筋の断面積の和の割合として国土交

- 通大臣が定める方法により算出した数値をいう。)は、0.2パーセント以上とすること。
- 五 柱の小径は、その構造耐力上主要な支点間の距離の15分の1以上とすること。
- 六 主筋の断面積の和は、コンクリートの断面積の0.8パーセント以上とすること。

◇告示 平成19年国交告第594号 第4三号

第4 保有水平耐力の計算方法

- 三 構造耐力上主要な部分である柱、はり若しくは壁又はこれらの接合部について、第一号における架構の崩壊状態の確認に当たっては、局部座屈、せん断破壊等による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、次のイからニまでに掲げる方法その他特別な調査又は研究の結果に基づき適切であることが確かめられた方法によるものとする。

2. 鉄筋コンクリート造

2.1. 柱・大梁

- ・ ピロティ架構の1階柱頭主筋の定着に疑問がある。

【事例】

本事例は、地上12階建て建物の張間方向（耐震壁付きラーメン架構）において、半数の架構が1階壁抜けのピロティ架構となり、その他の架構は連層耐震壁として設計されている（図2.1.1参照）。構造特性係数 D_s は、連層耐震壁の1階脚部の曲げ降伏と、ピロティ架構の1階独立柱の柱頭柱脚の曲げ降伏後の軸引張降伏とから、全体崩壊形となり、また1階の独立柱の部材種別がFCであることから $D_s=0.45$ としている。保有水平耐力時においても同様に降伏ヒンジが生じているため、柱主筋は全て降伏している。このような壁抜け柱において、1階柱寸法を $B \times D=1100\text{mm} \times 1400\text{mm}$ とし、2階壁付き柱寸法を $B \times D=1050\text{mm} \times 1000\text{mm}$ としているため、架構詳細図2.1.1に示すように、1階柱主筋30本（D32）のうち8本が2階柱梁接合部に定着される。一方、2階の壁付き大梁の断面寸法は $B \times D=400\text{mm} \times 750\text{mm}$ であり、1階柱断面に比べて非常に小さく、1階柱頭主筋が適切に定着できるか疑問がある。

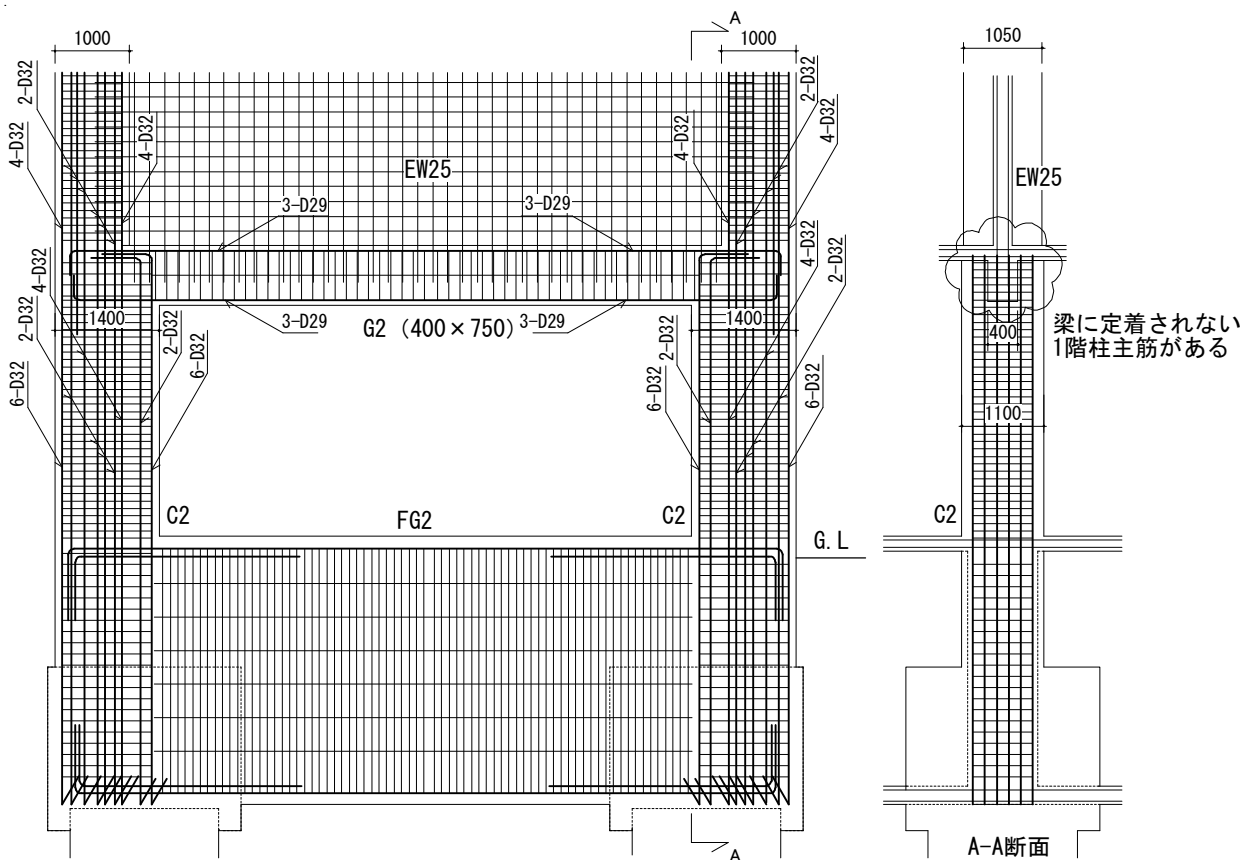


図 2.1.1 架構配筋図

【留意事項】

ピロティ架構となる壁抜け柱には、柱頭柱脚ヒンジによる大きなせん断力や上階の連層耐震壁による大きな変動軸力が作用するため、多くの主筋が必要であり、更に十分なせん断余裕度を確保することが重要である。このような壁抜け柱に生じる応力を適切に伝達し、設計で期待する曲げ強度や引張強度を確保するためには、2階柱や梁への応力伝達が重要であり、1階柱頭主筋の定着には十分に注意する必要がある。また、ピロティ架構の2階梁は、連層耐震壁の枠梁でもあり、十分な剛性と強度を確保し、壁のせん断力を1階柱へ適切に伝達する必要があるため、一般的には耐力壁のせん断力の1/2を梁主筋で伝達することや、1階柱引張時の曲げモーメントを伝達できる曲げ強度を確保すること等が必要である。以上より、壁抜け柱の部材断面や配筋が、架構解析モデルでの連続性を適切に実現できるディテールとして留意しなければならない。

【関連する条文】

◇告示 平成19年国交告第594号第1

第1 構造計算に用いる数値の設定方法

- 一 建築物の架構の寸法、耐力、剛性、剛域その他の構造計算に用いる数値については、当該建築物の実況に応じて適切に設定しなければならない。

◇技術的助言 平成19年 国住指第1335号

1. 2 全般に関わる事項

保有水平耐力計算、限界耐力計算及び許容応力度等計算などの構造計算を行う場合における基本的な考え方は、平成19年国土交通省告示第592号（建築物の構造方法が安全性を有することを確かめるための構造計算の方法）に規定されている。

構造計算に当たっては、同告示第1号イからハまでに規定する「当該建築物の性状に応じて適切に計算できる方法」を用いること、かつ、実験その他に基づく耐力算定式等を用いる場合は同告示第2号に基づき「建築物の性状に応じて適切であること」を確かめることが必要である。

①別表1の技術資料及び式等を参照して行う構造計算は、建築基準法令の主旨に適合し、要求する性能を確保できるものと考えてよい。この場合において、別表1の式等は、用いる数値の定義のほか、当該技術資料において定められた適用範囲を厳守して使用する必要がある（適用範囲が明確に規定されていない式等を用いてはならない）。また、部材の構造方法等については、法令上の規定を遵守するものとする。

②（略）

③（略）

④構造計算に当たって、仕様規定の適用除外を行う場合や、ただし書等の規定により実験その他の特別な調査又は研究の結果に基づく部材又は架構その他の建築物の耐力算定式又は構造計算上必要となる数値を用いる場合には、その根拠となる技術資料の適用範囲と整合するものとしなければならない。

2.2. 大梁のねじれ

- ・ 基礎の偏心による基礎梁のねじれ応力の検討方法に疑問がある。

【事例】

本事例は、図 2.2.1 の基礎伏図に示すように直接基礎 F2 と柱 C1 が偏心し、地盤反力により基礎梁にねじりモーメントが生じる。このため、基礎梁あばら筋をねじりモーメントに対して必要な閉鎖形あばら筋として、RC 規準 (2010) 22 条の (解 22.12) 式によって検討していたが、外周 1 組のあばら筋を誤って 2 本分として検討していたため、あばら筋によるねじり抵抗が不足した。

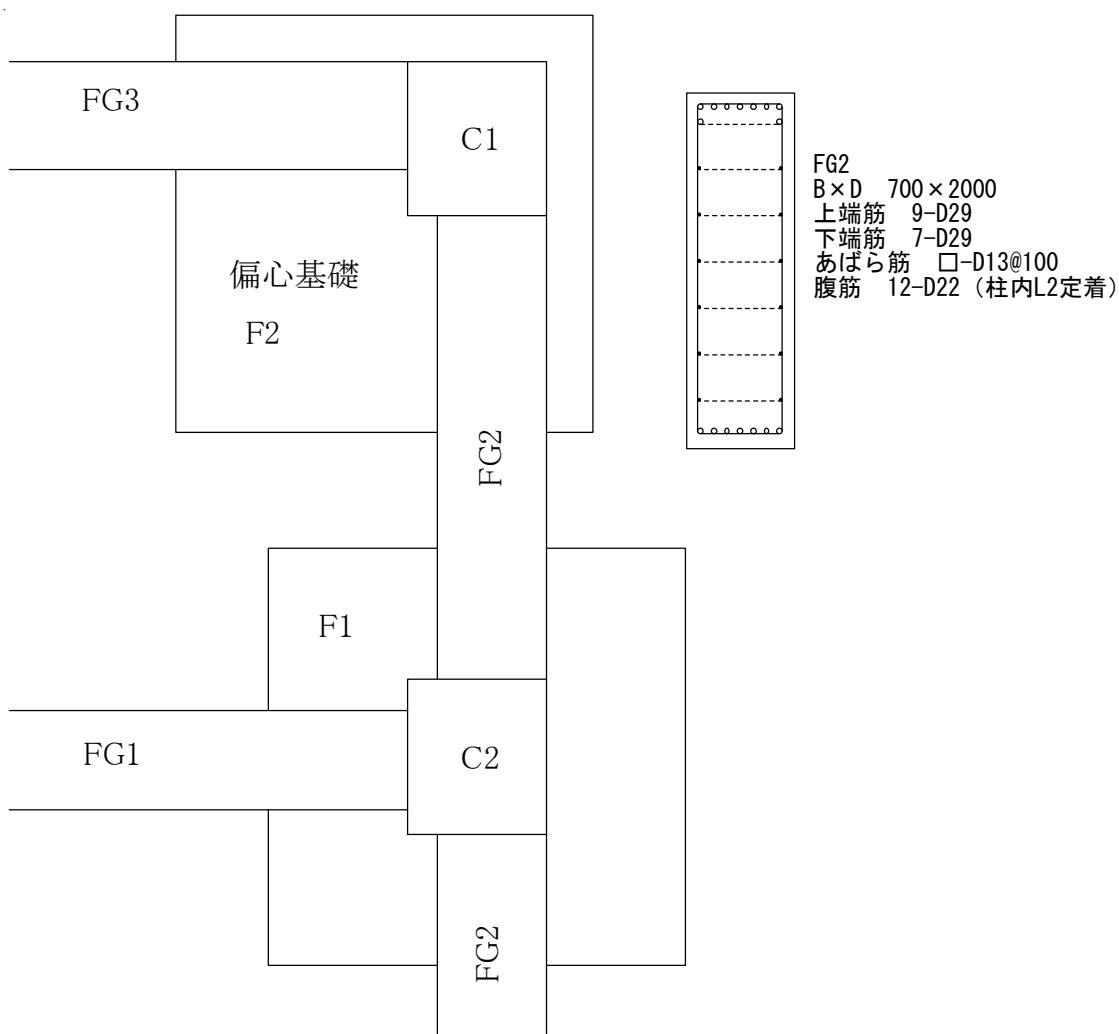


図 2.2.1 直接基礎の偏心

【留意事項】

直接基礎が柱と偏心する場合には、基礎梁にねじりモーメントが生じるため、ねじりモーメントに対する検討を行う。ねじりモーメントに対する断面算定を RC 規準 22 条に従う場合には、コンクリートに

生じるせん断応力度が許容せん断応力度以下となることの確認に加えて、閉鎖形あばら筋や軸方向筋の必要量を算定し、曲げモーメントやせん断力に対して算定される補強筋量に加算して配筋しなければならない。このとき、1組の外周あばら筋は1本の断面積 a_1 とすることや、軸方向筋として腹筋を考慮する場合には、腹筋端部を柱内に定着すること等に留意しなければならない。また、腹筋端部の定着長さや定着方法については、配筋詳細図や断面リストに特記する必要がある。

【関連する条文】

◇鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010 22 条（解 22.22）式

$$a_1 = T_x / (2w_f A_0)$$

- 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
 T : 設計用ねじりモーメント
 x : 閉鎖形あばら筋の間隔
 w_f : あばら筋のせん断補強用許容引張応力度
 A_0 : 閉鎖形あばら筋の中心で囲まれるコンクリート核の断面積

◇告示 平成 19 年国交告第 594 号第 1

第 1 構造計算に用いる数値の設定方法

- 一 建築物の架構の寸法、耐力、剛性、剛域その他の構造計算に用いる数値については、当該建築物の実況に応じて適切に設定しなければならない。

◇技術的助言 平成 19 年 国住指第 1335 号

1. 2 全般に関わる事項

保有水平耐力計算、限界耐力計算及び許容応力度等計算などの構造計算を行う場合における基本的な考え方は、平成19年国土交通省告示第592号（建築物の構造方法が安全性を有することを確かめるための構造計算の方法）に規定されている。

構造計算に当たっては、同告示第1号イからハマまでに規定する「当該建築物の性状に応じて適切に計算できる方法」を用いること、かつ、実験その他に基づく耐力算定式等を用いる場合は同告示第2号に基づき「建築物の性状に応じて適切であること」を確かめることが必要である。

①別表1の技術資料及び式等を参照して行う構造計算は、建築基準法令の主旨に適合し、要求する性能を確保できるものと考えてよい。この場合において、別表1の式等は、用いる数値の定義のほか、当該技術資料において定められた適用範囲を厳守して使用する必要がある（適用範囲が明確に規定されていない式等を用いてはならない）。また、部材の構造方法等については、法令上の規定を遵守するものとする。

②（略）

③（略）

④構造計算に当たって、仕様規定の適用除外を行う場合や、ただし書等の規定により実験その他の特別な調査又は研究の結果に基づく部材又は架構その他の建築物の耐力算定式又は構造計算上必要となる数値を用いる場合には、その根拠となる技術資料の適用範囲と整合するものとしなければならない。

2.3. そで壁付き柱

- ・ 高強度せん断補強筋を用いたそで壁付き柱の検討が適切でない。

【事例】

図 2.3.1 に示す上部連層耐震壁を 1 階において袖壁付き柱と独立柱で支える架構において、袖壁付き柱のメカニズムの算定が不適切な事例があった。

この袖壁付き柱は、図 2.3.2 に示すように柱には高強度せん断補強筋を用いた帯筋が配され、袖壁の厚さは 200mm で長さは 2500mm であった。この事例で用いられた構造計算プログラムでは、高強度せん断補強筋が配された柱が袖壁付きとなっている場合、終局せん断耐力は袖壁を無視して独立柱として算定する仕様となっていた。

一貫計算による荷重増分解析の結果では、この袖壁付き柱がせん断破壊してメカニズムに至ったので、設計者は袖壁付き柱の終局せん断耐力を別途計算し、この値が袖壁付き柱の負担せん断力を上回ったため、この袖壁付き柱を曲げ降伏モードとみなして構造特性係数 (Ds) などの決定を行っていた。

しかしながら、設計者は袖壁付き柱が片側袖壁であるにも係らず袖壁が引張側になる場合の終局せん断耐力を計算していなかったこと、および、別途計算の終局せん断耐力が一貫計算結果よりも大きかったとしても図 2.3.3 に示すように袖壁の影響による曲げ耐力の増大に伴い袖壁付き柱の負担せん断力がさらに増大する可能性があること、について検討が不十分であった。

この点を見直してメカニズムの算定および構造特性係数 (Ds) 等の検討を行ったところ、必要保有水平耐力が増大したため、保有水平耐力が不足する結果となった。

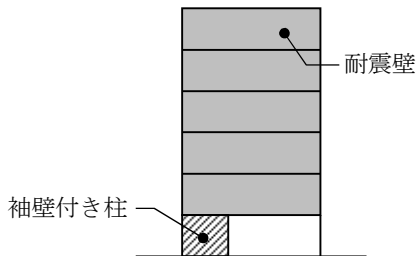


図 2.3.1 軸組図

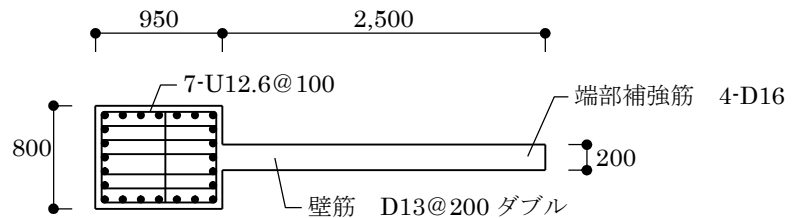


図 2.3.2 袖壁付き柱の詳細

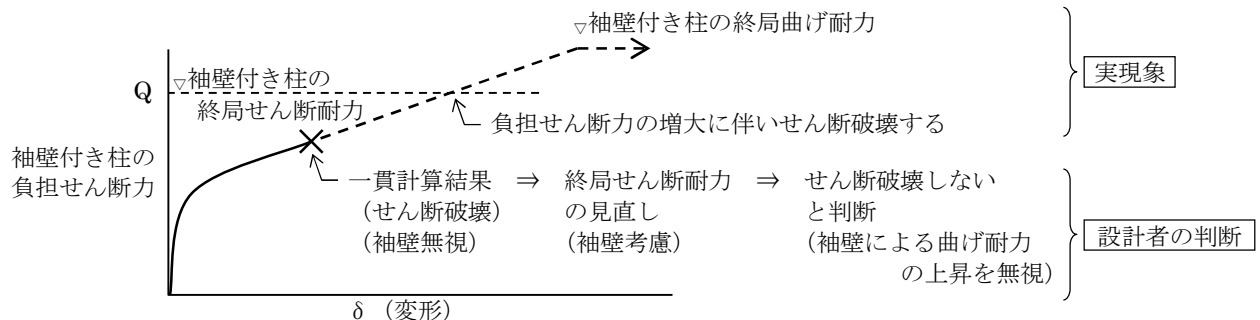


図 2.3.3 荷重増分解析結果における設計者の判断と実現象

【留意事項】

- ①片側袖壁付き柱の終局せん断耐力は、袖壁が引張側となる場合と圧縮側になる場合について、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(財団法人)日本建築防災協会、2001年」などにに基づき適切に算定する必要がある。
- ②部材の終局耐力を別途計算して構造計算プログラムの一連計算結果を見直す場合は、部材耐力の見直しによりメカニズムなどが変化することも含めて再検討する必要がある。
- ③高強度せん断補強筋を用いた袖壁付き柱の力学性状は解明されていないので、慎重な設計が必要である。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 594 号第 1

「第 1 構造計算に用いる数値の設定方法」

- 一 建築物の架構の寸法、耐力、剛性、剛域その他の構造計算に用いる数値については、当該建築物の実況に応じて適切に設定しなければならない。

2.4. 基礎梁

- ・ 基礎梁のカットオフ主筋の定着長さが適切でない。

【事例】

本事例では、基礎梁主筋の2段筋の一部と3段筋がカットオフされているが、そのカットオフ位置は、 $L_0/4+15d$ によって決定されている2階梁主筋のカットオフ位置と同位置となっていた（図 2.4.1 参照）。基礎梁は、スパンに対して梁せいが大きく、端部には杭や基礎フーチングも取りつくため、せん断スパンが短く潜在ヒンジ領域も大きくなることから、このような位置でカットオフするのは不適切である。

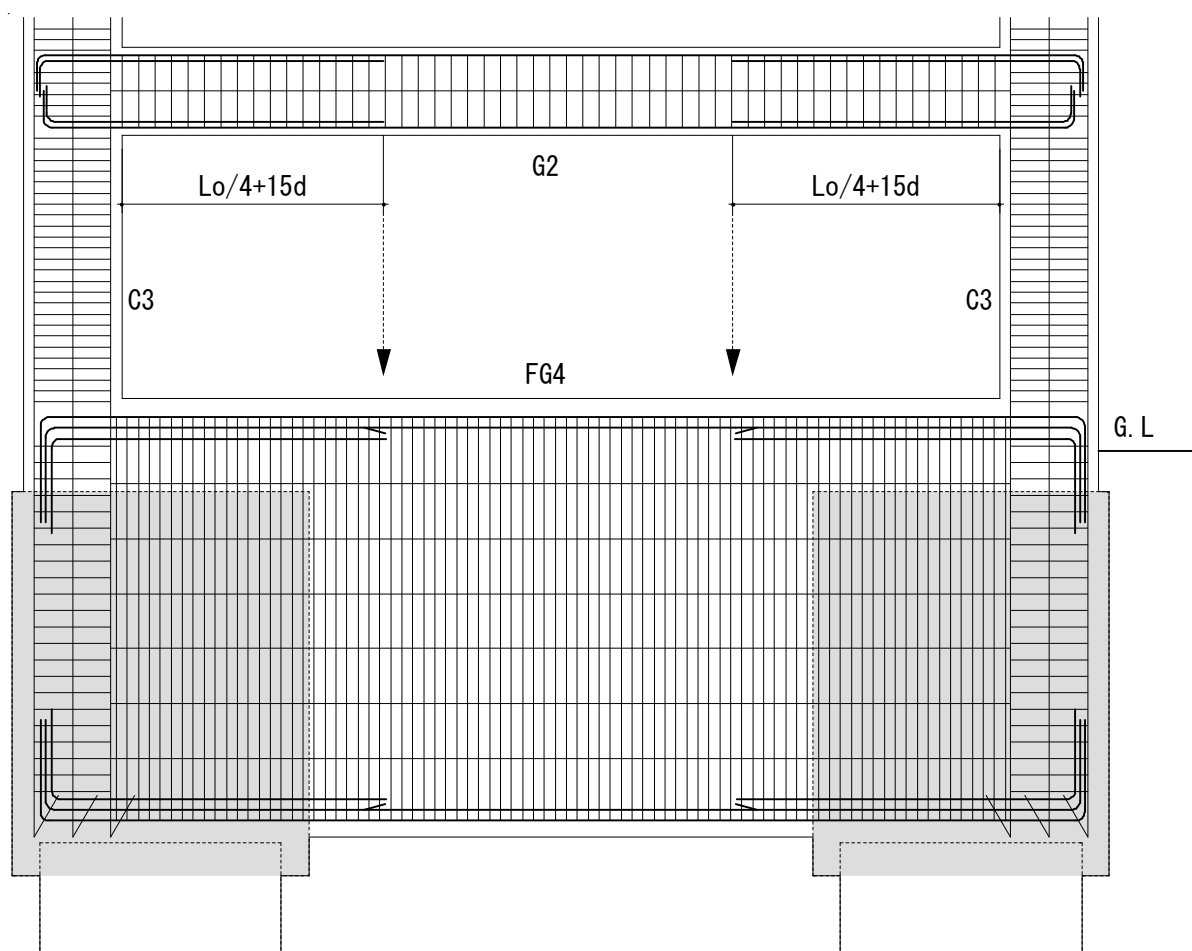


図 2.4.1 架構配筋詳細図

【留意事項】

基礎梁は梁せいが大きくせん断スパンが短いうえに、杭やフーチングによって可撓長さが短くなるため、カットオフすることは難しい。このような基礎梁主筋をカットオフすると、必要とする曲げ強度を確保できないことに注意しなければならない。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 594 号第 1

第 1 構造計算に用いる数値の設定方法

- 一 建築物の架構の寸法、耐力、剛性、剛域その他の構造計算に用いる数値については、当該建築物の実況に応じて適切に設定しなければならない。

◇技術的助言 平成 19 年 国住指第 1335 号

1. 2 全般に関わる事項

保有水平耐力計算、限界耐力計算及び許容応力度等計算などの構造計算を行う場合における基本的な考え方は、平成19年国土交通省告示第592号（建築物の構造方法が安全性を有することを確かめるための構造計算の方法）に規定されている。

構造計算に当たっては、同告示第1号イからハマまでに規定する「当該建築物の性状に応じて適切に計算できる方法」を用いること、かつ、実験その他に基づく耐力算定式等を用いる場合は同告示第2号に基づき「建築物の性状に応じて適切であること」を確かめることが必要である。

①別表1の技術資料及び式等を参照して行う構造計算は、建築基準法令の主旨に適合し、要求する性能を確保できるものと考えてよい。この場合において、別表1の式等は、用いる数値の定義のほか、当該技術資料において定められた適用範囲を厳守して使用する必要がある（適用範囲が明確に規定されていない式等を用いてはならない）。また、部材の構造方法等については、法令上の規定を遵守するものとする。

②（略）

③（略）

④構造計算に当たって、仕様規定の適用除外を行う場合や、ただし書等の規定により実験その他の特別な調査又は研究の結果に基づく部材又は架構その他の建築物の耐力算定式又は構造計算上必要となる数値を用いる場合には、その根拠となる技術資料の適用範囲と整合するものとしなければならない。

2.5. 柱梁接合部

- ・ 雁行して左右の梁が取付く接合部の検討方法が適切でない。

【事例】

X方向が純ラーメン架構、Y方向は連層耐震壁架構から成る地上13階建ての鉄筋コンクリート造建物において、図2.5.1(a)に示すように純ラーメン架構の左右の梁が雁行して柱に取付く事例があった。この部分の柱は図2.5.1(b)に示すようにせいが1,000mm、幅が1,600mmの偏平断面となっており、左・右の梁幅は750mmで50mmの隙間をあけて雁行配置されていた。

この事例で用いられた一貫計算プログラムでは、この柱・梁接合部を図2.5.2に示すように、有効幅(bj)を1,125mm、有効せい(Dj)を1,000mmとし、両側に直交梁を有する十字型接合部とみなして断面検定を行っていた。ただし、設計者はこの計算を見直して、図2.5.3に示すように有効幅(bj)を1,125mm、有効せい(Dj)を750mmとし、片側に直交梁を有するト字型接合部とみなして追加検討を行い、柱・梁接合部の断面検定を行っていた。

設計者の追加検討は、接合部の形状などについては安全側の検討となるものの、接合部の有効幅(bj)が右側から取付く梁幅の中にまで入り込んでいることは適切でないと考えられる。このため、図2.5.4に示すモデルにより接合部の有効幅(bj)を800mmとして再計算を行ってみた。この結果でも本事例の柱・梁接合部は検定比が1.0未満となり、安全であることが確認できた。

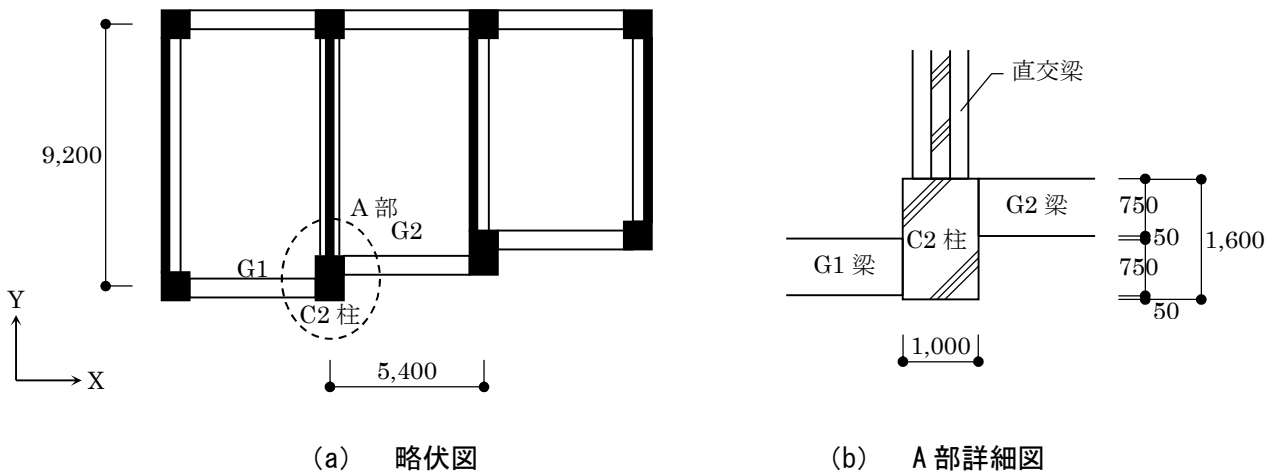


図2.5.1 左右の梁が雁行して取付く接合部を有する建物

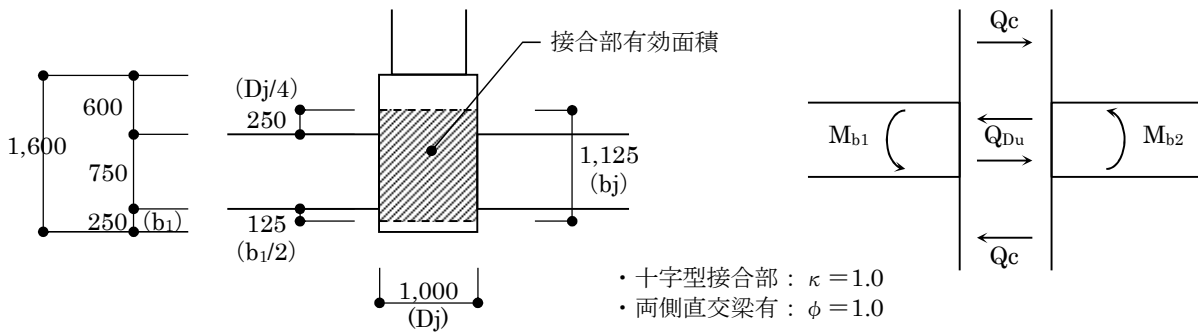


図 2.5.2 一貫計算における接合部検討モデル

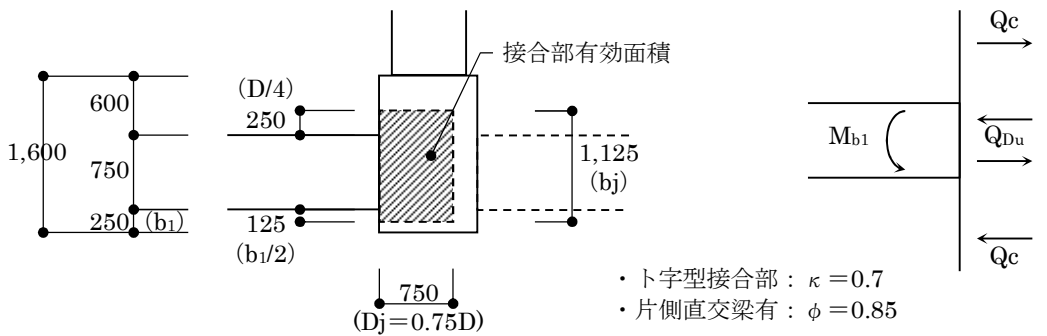


図 2.5.3 設計者による別途計算モデル

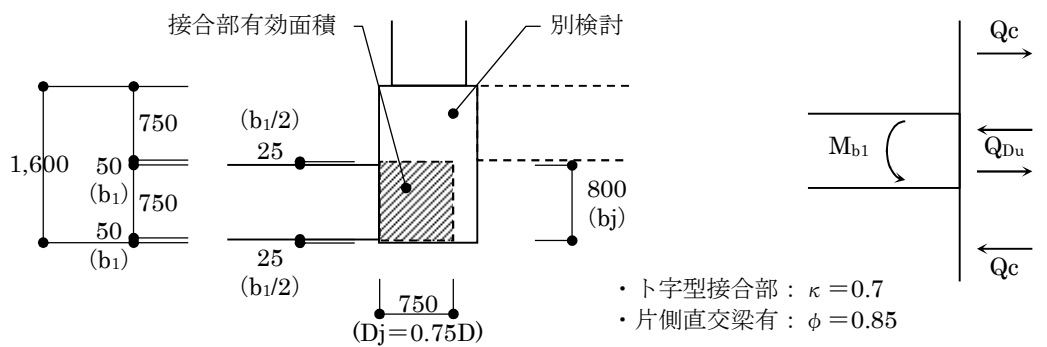


図 2.5.4 再計算モデル

【留意事項】

柱に対して左・右の梁が雁行して取付くなど、特殊な形状となる柱・梁接合部を有する建築物の構造計算においては、柱・梁接合部の検定において一貫計算プログラムがどのようなモデル化を行っているかなどを確認する必要がある。柱・梁接合部のモデル化や検定の方法が適切でないと判断した場合には、安全側の仮定を設定するなどして適切な検討を行う必要がある。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 594 号第 1

保有水平耐力計算及び許容応力度等計算の方法を定める件

第 1 構造計算に用いる数値の設定方法

- 一 建築物の架構の寸法、耐力、剛性、剛域その他の構造計算に用いる数値については、当該建築物の実況に応じて適切に設定しなければならない。
- 二 前号の数値の設定を行う場合においては、接合部の構造方法その他当該建築物の実況に応じて適切な設定の組み合わせが複数存在するときは、それらすべての仮定に基づき構造計算をして当該建築物の安全性を確かめなければならない。

◇告示 平成 19 年国交告第 294 号第 4

第 4 保有水平耐力の計算方法

- 三 構造耐力上主要な部分である柱、はり若しくは壁又はこれらの接合部について、第一号における架構の崩壊状態の確認に当たっては、局部座屈、せん断破壊等による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、次のイからニまでで掲げる方法その他特別な調査又は研究の結果に基づき適切であることが確かめられた方法によるものとする。

イ・ロ (略)

- ハ 鉄筋コンクリート造の架構にあつては、使用する部分及び第一号の計算を行う場合における部材（せん断破壊を生じないものとした部材に限る。）の状態に応じ、次の表の式によって構造耐力上主要な部分にせん断破壊を生じないことを確かめること。ただし、特別な調査又は研究の結果に基づき、構造耐力上主要な部分にせん断破壊を生じないことが確かめられた場合にあつては、この限りでない。

使用する部分	第一号の計算を行う場合における部材の状態	
	(い)	(ろ)
	部材の両端にヒンジが生ずる状態	(い) 欄に掲げる状態以外の状態
はり	$Q_b \geq Q_0 + 1.1Q_M$	$Q_b \geq Q_0 + 1.2Q_M$
柱	$Q_c \geq 1.1Q_M$	$Q_c \geq 1.25Q_M$
耐力壁	—	$Q_w \geq 1.25Q_M$

◇2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書(p.371)

ii) 柱はり接合部の設計

架構の靱性を確保するため、原則として柱はり接合部は破壊させてはならない。ただし、当該接合部に接する柱の部材種別を FD とする場合にはこの限りではない。ここでは、柱はり接合部を破壊させないための設計方法の一例を示す。なお、柱はり接合部が破壊しないことが確かめられれば、柱はり接合部の許容応力度計算は省略することができる。

① 設計用せん断力について

柱はり接合部の設計用せん断力は、以下による。

a) 接続する左右のはり先行して曲げ降伏する柱はり接合部の設計用せん断力 Q_{DJU} は、下式により算定する。

$$Q_{DJU} = \alpha \{ T_U + (C_{SU}' + C_{CU}') - Q_{CU} \} = \alpha \{ T_U + T_U' - Q_{CU} \}$$

ここで、 α : 応力割増し係数で 1.1 以上とする

T_U : はり主筋とはりの曲げ強度に有効な範囲内のスラブ筋の材料強度に基づく引張力

C_{SU}' : 圧縮側のはり主筋に生ずる圧縮力 (図 6.4-19 参照)

C_{CU}' : はりの圧縮側コンクリートに生ずる圧縮力 (図 6.4-19 参照)

T_U' : 一方のはり端に生ずる引張力 ($= C_{SU}' + C_{CU}'$ (図 6.4-19 参照)。なお、ト形及び L 形のはり接合部では、 $T_U' = 0$ とする

Q_{CU} : 柱はり接合部に接続する上下柱のメカニズム時せん断力の平均値 (図 6.4-19 参照)。

なお、柱のせん断力は、上下の柱の平均モーメント勾配を用いて、左右のはり端が曲げ強度に達した時のはり端モーメントとの釣合いより算定される次式より求めてもよい。なお、L 形の柱はり接合部では、 $Q_{CU} = 0$ とするか、次式において $h_c = 0$ として算定した値を用いてよい。

$$Q_{CU} = 2(M_b \cdot \ell_b / L + M_b' \cdot \ell_b' / L') / (h_c + h_c')$$

M_b, M_b' : 柱はり接合部に接続する左右のはり端モーメント

ℓ_b, ℓ_b' : 柱はり接合部に接続する左右のはりのスパン長さ

L, L' : 柱はり接合部に接続する左右のはりの内り長さ

h_c, h_c' : 柱はり接合部に接続する上下の柱の階高

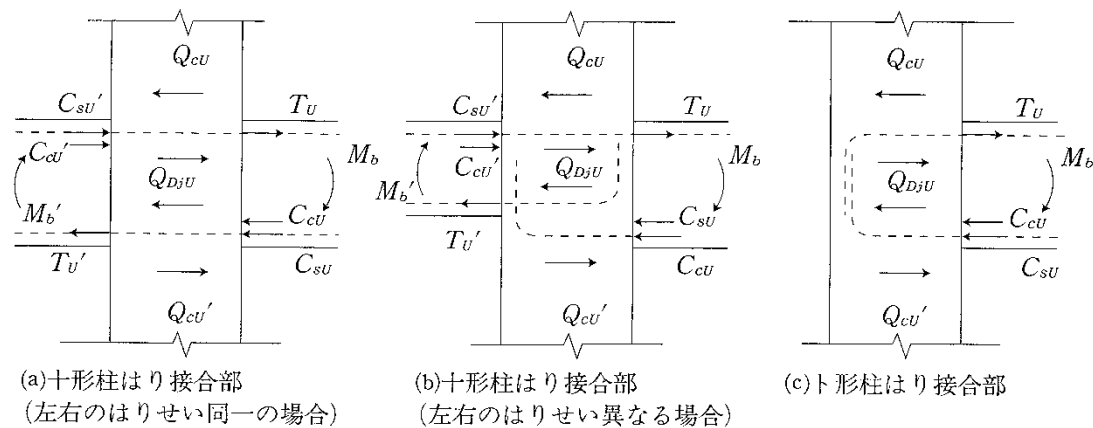


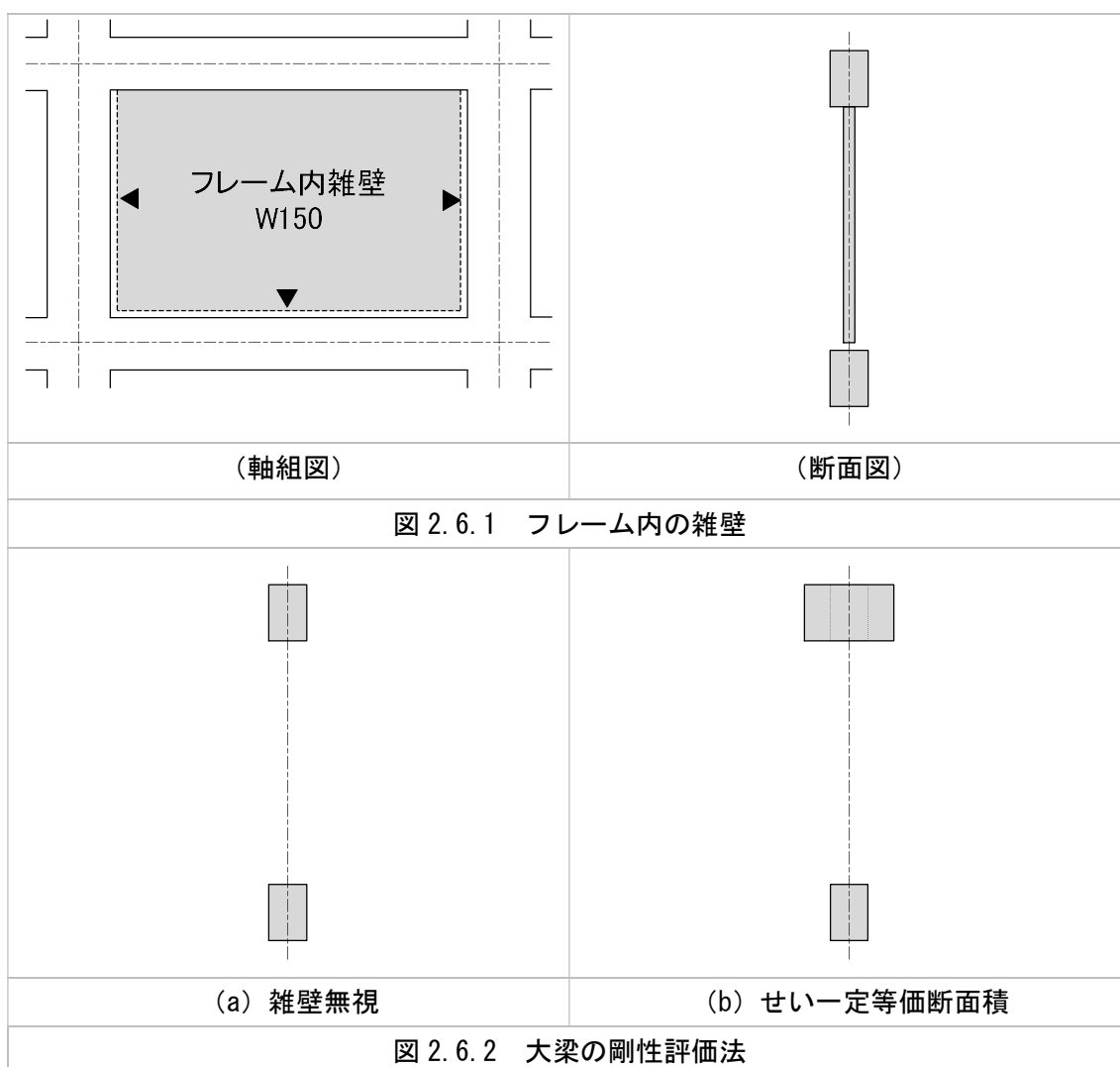
図 6.4-19 はり降伏型柱はり接合部のメカニズム時設計用せん断力

2.6. スリット付き壁

- 三方スリットを設けた雑壁の剛性評価が適切でない。

【事例】

本事例は、柱梁フレーム内に RC 造雑壁のある RC 造建築物で、RC 造雑壁には図 2.6.1 に示すような三方に完全スリットが設けられていた。しかしながら、本事例の応力解析では、フレーム内 RC 造雑壁の重量は考慮しているが、図 2.6.2 (a) に示すように、上部の大梁の剛性にフレーム内 RC 造雑壁の剛性を考慮していなかった。そこで、図 2.6.2 (b) に示すように、大梁に取り付くフレーム内 RC 造雑壁の剛性を、梁せい一定の等価断面積として大梁に考慮し、再計算を行った。その結果、大梁の設計用曲げモーメントが増加し、一次設計の断面検定において大梁の長期・短期の曲げ検定比が 1.0 を超過した。



【留意事項】

フレーム内の RC 造雑壁に三方スリットを設けた場合は、垂壁付き大梁としてフレーム内の壁の剛性を大梁に考慮することが必要である。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 594 号第 1

第 1 構造計算に用いる数値の設定方法

- 一 建築物の架構の寸法、耐力、剛性、剛域その他の構造計算に用いる数値については、当該建築物の実況に応じて適切に設定しなければならない。

◇2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書(p.651)

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

a) タイプ A

少なくとも 3 辺が完全スリット型又は開口に接している壁。

その壁を荷重として考慮する以外には、その壁の存在を無視して構造計算をしてよい。ただし、上記の残りの 1 辺が剛接型の場合は、その壁を必要に応じて取り付く部材の剛性評価に考慮する必要がある。例えば、せいの高い腰壁に完全スリットを設けて腰壁を非構造部材とする場合には、はりの断面二次モーメントの計算に腰壁を考慮するほか、完全スリット部にはりの塑性変形が集中することにより柱はり接合部内でのはり主筋の付着劣化が促進されることに対して、付着強度を適切に低減させて考える等の配慮が必要である。

2.7. 壁のモデル化

- ・ フレーム外の壁とした評価に疑問がある。

【事例】

本事例は X,Y 方向とも純ラーメン構造の、意匠としては地上 7 階、地下 1 階の建物であるが、地表面が傾斜しているため構造計算は地上 8 階としている。図 2.7.1 に地下 1 階略伏図を示す。X3 通り Y1-Y2 間の壁板が柱・梁側面から 30mm 外に、両側柱とは柱せいの 1/2 程度 (400mm) が一体と記述された片土圧を受ける地下 1 階外壁を、構造計算においてはフレーム外雑壁とし、 $n=1.0$ として評価している。なお、土圧を受ける壁板と梁との取り合い詳細図はないが、図 2.7.2 に示す土圧壁の計算書では、壁板と梁せいの一部 (500mm) が一体として計画されている。しかし、図 2.7.3 に示す施工図においては、壁板と 1 階床梁とは梁せい全長で一体となっていることが確認されている。

壁板と周辺柱梁取り合い状況から、フレーム外雑壁としての評価には疑問があるため、フレーム内の耐震壁として検討を行った結果、一次設計の柱断面算定において検定比を満足しない部材が生じ、二次設計においては、偏心率の増大と D_s 値増大のため保有水平耐力が必要保有水平耐力を満足できない結果となった。

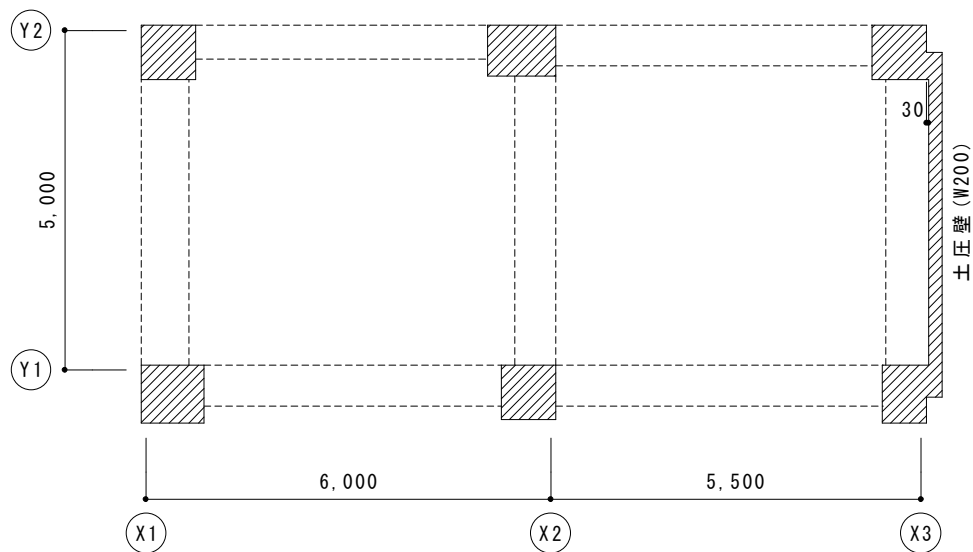


図 2.7.1 地下 1 階略伏図 (構造図)

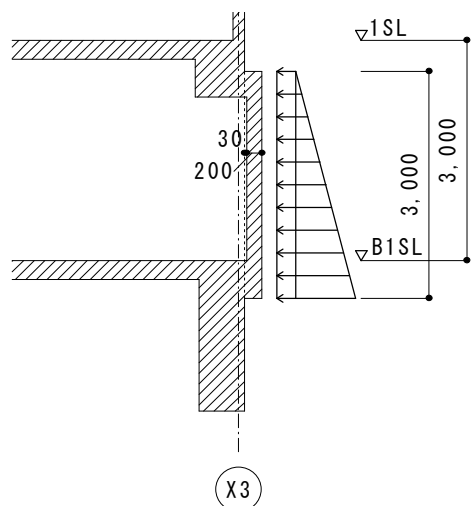


図 2.7.2 土圧壁（構造計算書）

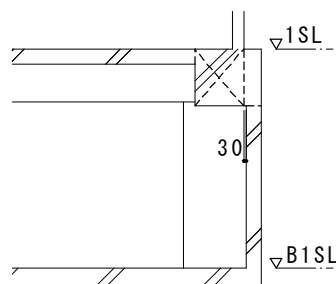


図 2.7.3 施工図

【留意事項】

壁板が周辺柱梁から外に取りつく場合、その壁をフレーム外の壁とするか、フレーム内の壁と評価するかは、施工可能な取り合いおよび配筋仕様を設定のうえ、壁板と周辺柱梁との力の伝達性能を十分検討して設定する必要がある。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 594 号第 1

第 1 構造計算に用いる数値の設定方法

- 一 建築物の架構の寸法、耐力、剛性、剛域その他の構造計算に用いる数値については、当該建築物の実況に応じて適切に設定しなければならない。

2.8. 設計ルート

- ・ 壁と同厚の柱・梁を用いた壁式構造のような建物を耐震設計ルート 1 で設計している。

【事例】

図 2.8.1 に示すように、柱断面が 250mm×500mm、梁断面が 250mm×550mm と、柱と梁の幅が壁厚の 250mm と同厚である壁式構造のような建物を耐震設計ルート 1 で設計している事例があった。

この事例では、同図中 A で示す柱には X 方向に大梁が配されておらず、X 方向の耐震要素として有効でないと考えられるが、この柱の断面積が X 方向の柱量に算入されていた。

また、同図中 B で示す部分の柱において、Y 方向大梁主筋の柱への直線定着長が本事例の配筋標準図に示されている必要直線定着長の 20d (d: 主筋径) を満たしておらず、この柱が Y 方向の耐震要素として有効でない可能性があると考えられるが、この柱の断面積が Y 方向の柱量に算入されていた。

さらに、同図中 C で示す壁などは、壁に付帯する柱の断面積が壁厚に比して小さく、軸方向鉄筋の総量も 8-D16 と少ないため、壁に大きな耐力は期待できない可能性があるものの、付帯柱の断面積に 0.7N/mm² を乗じて、かつ、壁の断面積には 2.5N/mm² を乗じて X 方向の柱量・壁量計算を行っていた。

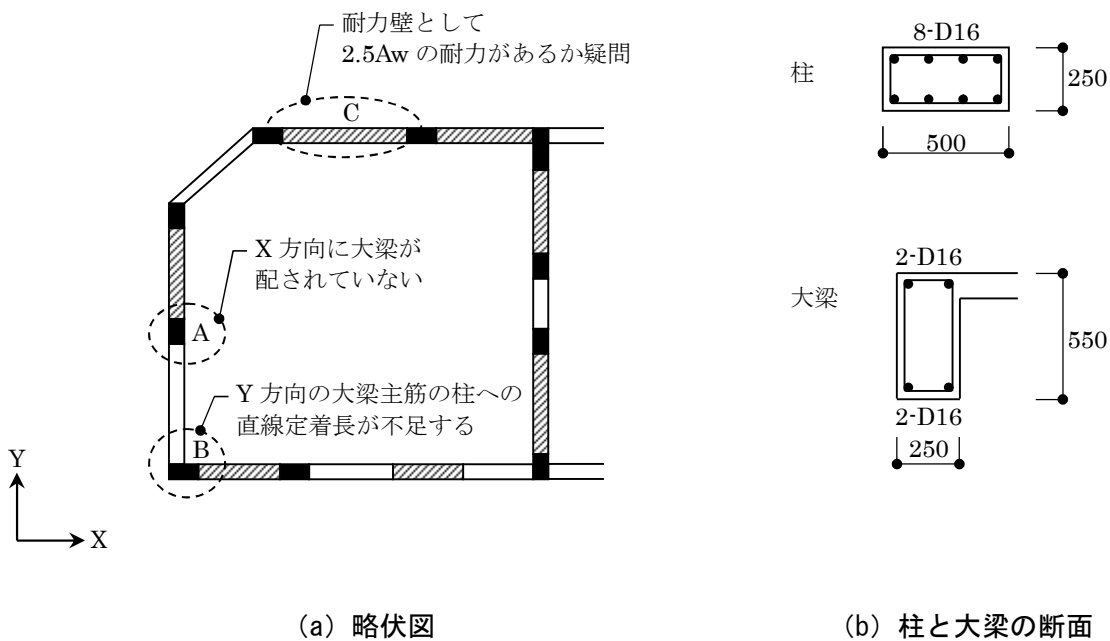


図 2.8.1 壁式構造のような建物

【留意事項】

建物の性状を確認せずに耐震設計ルートを機械的に適用することは適切でない。

ルート 1 の壁量計算式 ($\sum 2.5 \alpha \cdot A_w + \sum 0.7 \alpha \cdot A_c \geq Z \cdot W \cdot A_i$) などにおいて、 A_w (耐力壁の断面積) と A_c (柱の断面積) に算入する耐震壁および柱は、計算する方向の耐震要素として有効なものに限る必要がある。耐震要素としての有効性の判断が難しい部材から成る建物は、耐震設計ルート 3 を適用して保有水平耐力計算を行うか、略算的に当該部材がメカニズムに達するときの負担力を算定し、耐力

壁にあつては 2.5N/mm²、柱にあつては 0.7N/mm² 程度の耐力を発揮することができることを確認した上で、ルート 1 もしくはルート 2 を適用することが望ましい。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 593 号

建築基準法施行令第36条の2第五号の国土交通大臣が指定する建築物を定める件

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号。以下「令」という。）第36条の2第五号の規定に基づき、その安全性を確かめるために地震力によって地上部分の各階に生ずる水平方向の変形を把握することが必要であるものとして、構造又は規模を限って国土交通大臣が指定する建築物は、次に掲げる建築物とする。

一 （略）

二 高さが20メートル以下である鉄筋コンクリート造（壁式ラーメン鉄筋コンクリート造，壁式鉄筋コンクリート造及び鉄筋コンクリート組積造を除く。）若しくは鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物又はこれらの構造を併用する構造の建築物であつて，次のイ又はロに該当するもの以外のもの

イ 次の(1)及び(2)に該当するもの

- (1) 地上部分の各階の耐力壁（平成19年国土交通省告示第594号第1第三号イ(1)に規定する開口周比が0.4以下であるものに限る。以下この号において同じ。）並びに構造耐力上主要な部分である柱及び耐力壁以外の鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造の壁（上端及び下端が構造耐力上主要な部分に緊結されたものに限る。）の水平断面積が次の式に適合するもの。ただし，鉄骨鉄筋コンクリート造の柱にあつては，同式中「0.7」とあるのは「1.0」とする。

$$\Sigma 2.5\alpha A_w + \Sigma 0.7\alpha A_c \geq ZWA_i$$

この式において， α ， A_w ， A_c ， Z ， W 及び A_i は，それぞれ次の数値を表すものとする。

α コンクリートの設計基準強度による割り増し係数として，設計基準強度が1平方ミリメートルにつき18ニュートン未満の場合にあつては1.0，1平方ミリメートルにつき18ニュートン以上の場合にあつては使用するコンクリートの設計基準強度（単位 1平方ミリメートルにつきニュートン）を18で除した数値の平方根の数値（当該数値が2の平方根の数値を超えるときは，2の平方根の数値）

A_w 当該階の耐力壁のうち計算しようとする方向に設けたものの水平断面積（単位 平方ミリメートル）

A_c 当該階の構造耐力上主要な部分である柱の水平断面積及び耐力壁以外の鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造の壁（上端及び下端が構造耐力上主要な部分に緊結されたものに限る。）のうち計算しようとする方向に設けたものの水平断面積（単位 平方ミリメートル）

Z 令第88条第1項に規定する Z の数値

W 令第88条第1項の規定により地震力を計算する場合における当該階が支える部分の固定荷重と積載荷重との和（令第86条第2項ただし書の規定により特定行政庁が指定する多雪区域においては，更に積雪荷重を加えるものとする。）（単位 ニュートン）

A_i 令第88条第1項に規定する当該階に係る A_i の数値

2.9. 水平力伝達

- ・ 開口の多い床で繋がれた2つのゾーンの水平力伝達に関する検討が不十分である。

【事例】

本建物は、RC造12階建ての共同住宅において図2.9.1に示すように、点線で囲んだ2つ（以下、Y1-2間をAゾーン・Y3-4間をBゾーンとする）の4本柱架構が、2階から上部においてエレベータ部・階段部等の吹抜けにより大半の部分が開口となっている床と2本の大梁で繋がれている建物である。

X方向は、全層においてAゾーン・Bゾーンとも純ラーメン架構であるが、Y方向は2階および一般階でAゾーンのみで2枚配置されている耐震壁が、1階ではAゾーンとBゾーンに1枚ずつの配置となっており、耐震壁が1階とその他の階で大きく異なる配置状況となっている。

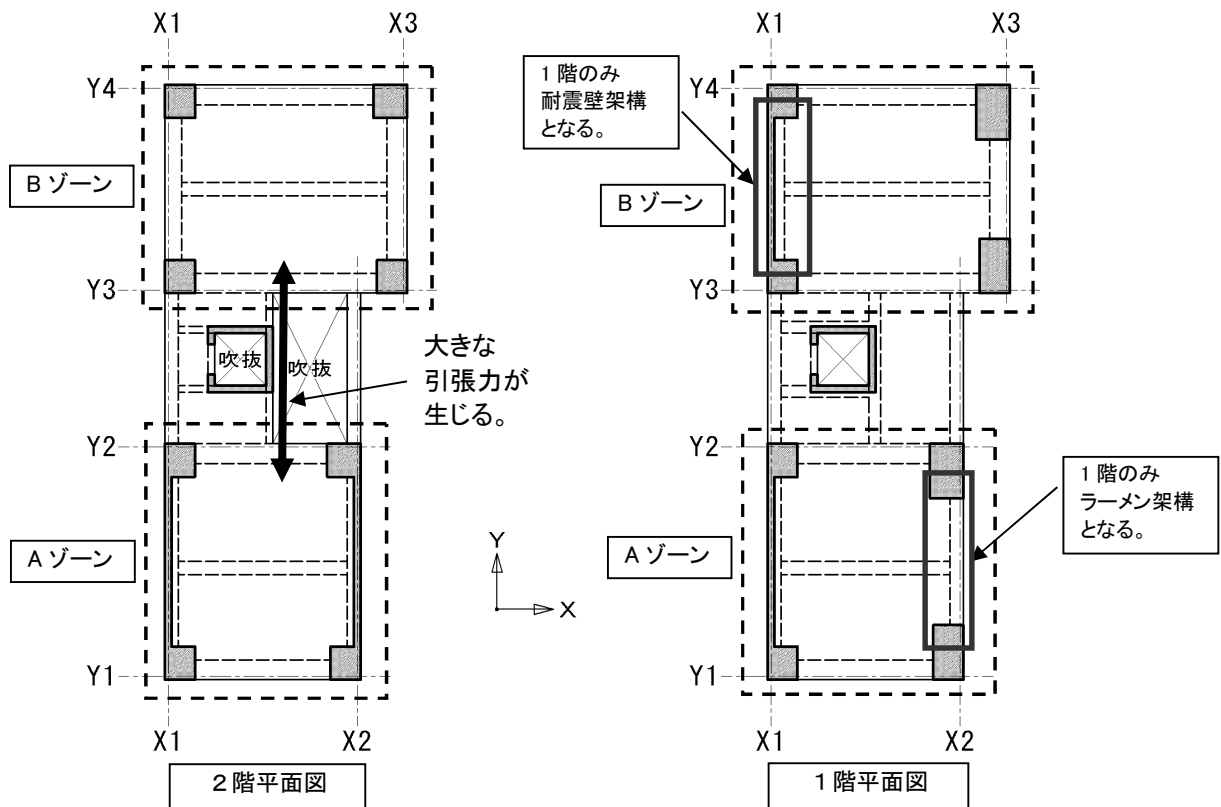


図 2.9.1 平面図

本事例では、適合性判定機関の指摘により Y2-3 間の水平力伝達に関する検討を行っていたが、X方向の一次設計時についてのみであった。

そこで、Y方向の計算を追加して行うとともに、併せて保有水平耐力時 (Q_u 算定時) の水平力伝達について再計算を行ったところ、一次設計時についてはXY両方向とも水平力の伝達が可能である結果となったが、保有水平耐力算定時 (Q_u 算定時) において水平抵抗部材の配置 (本事例の場合は耐震壁の配置) が1階と2階で大きく異なるY方向2階の床面では、AゾーンからBゾーンへの水平力 (引張の軸方向力) を伝達できない結果となった。

【留意事項】

床抜け部分の水平力伝達の検討は、その視覚的形狀イメージから一般的に伝達すべき水平力により曲げモーメントとせん断力の発生する方向（本事例の場合は X 方向）の検討については行われていることが多いが、軸方向力として伝達する方向（本事例の場合は Y 方向）についても同様に検討すべきである。

また、本事例の Y 方向のように水平抵抗部材の配置（本事例の場合は耐震壁の配置）が上下階で大きく異なる場合、局所的に伝達すべき水平力が大きくなる可能性が高いので、特に注意が必要である。

なお、床抜け部分含む建物全体として設計を行っている場合、一次設計時はもちろんであるが、保有水平耐力まで算定しているのであれば、それまでの水平力伝達まで保証する必要がある。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 594 号第 1

第 1 構造計算に用いる数値の設定方法

- 一 建築物の架構の寸法、耐力、剛性、剛域その他の構造計算に用いる数値については、当該建築物の実況に応じて適切に設定しなければならない。

2.10. 保有水平耐力計算

- ・ 脆性破壊が発生したと出力されていたが、 D_s 値を 0.3 としている事の説明が無かった。

【事例】

本事例は、RC 造建物の X 方向の二次設計時において、 D_s 算定用の崩壊メカニズムとして脆性破壊が発生したと出力され解析が終了していたが、柱梁部材種別を FA と判別し、 $D_s=0.3$ として必要保有水平耐力が算定されていた。

一般的に RC 造建物の崩壊メカニズムが脆性破壊であれば、 D_s 値が最低値である 0.3 には成りえないが、本事例の場合、雑壁を入力するために計算方向と直交する Y 方向 (X1a 通り) に配置した仮想の短スパン梁部材のせん断破壊で崩壊メカニズムが形成されたと判定して解析が終了しており、この時点で X 方向の柱梁の部材種別を集計し D_s 値を算定していることが要因であった (図 2.10.1 参照)。

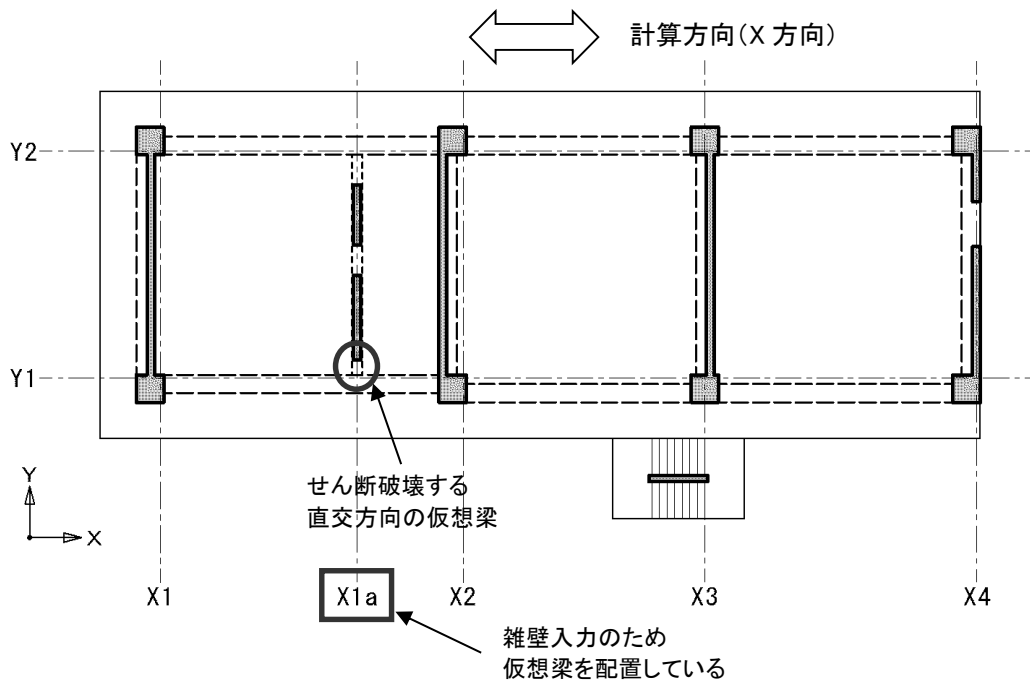


図 2.10.1 本事例の伏図

しかしながら、本事例の原設計計算書では直交方向のせん断破壊で崩壊メカニズムと判定し解析終了となっていることに対して、設計者の説明が無く、かつ、適合性判定においても特に指摘がなかった。

なお、本事例の場合、せん断破壊する短スパン梁が実在しない仮想部材であること、また、直交方向のせん断破壊で解析が終了した時点で概ね指定した層間変形角 (1/50) まで変形が至っており (正加力時: 1/69、負加力時: 1/57)、全体崩壊形がほぼ確認できることから、部材の保証設計も十分で建物の耐震性としては特に問題ないと判断した。

【留意事項】

崩壊メカニズムが脆性破壊であるにもかかわらず、 D_s 値が最小値で算定されているような不自然な計算結果となっていることに対し、設計者は所見を記載しておくべきであり、また審査機関側は質疑等を出すべきであると思われる。

なお本事例の場合、直交方向部材のせん断破壊時においても計算方向の柱梁には十分な塑性ヒンジが発生しており耐震性も特に問題ないと思われる結果であったが、塑性ヒンジ発生が少なく変形が十分に進まなかった場合もあるため、計算方向の架構の崩壊メカニズムが形成されているかどうかの確認が必要である。

【関連する条文】

◇告示 昭 55 建告第 1792 号第 1

第1 D_s を算出する方法

建築物の各階の D_s は、柱及びはりの大部分が木造である階にあつては第 2 に、柱及びはりの大部分が鉄骨造である階にあつては第 3 に、柱及びはりの大部分が鉄筋コンクリート造である階にあつては第 4 に、柱及びはりの大部分が鉄骨鉄筋コンクリート造である階にあつては第 5 に、その他の階にあつては第 6 に、それぞれ定める方法によるものとする。ただし、特別な調査又は研究の結果に基づき当該建築物の振動に関する減衰性及び当該階の靱性を適切に評価して算出することができる場合においては、当該算出によることができる。

- せん断破壊した耐震壁の耐力を保持したまま解析を続け、 D_s 値算定用の βu 値を小さく評価している。

【事例】

本建物は、図 2.10.2 に示すように L 字型の平面図の RC 造 8 階建ての共同住宅で、X 方向は Y3 通り X1-2 間に耐震壁を設けた壁付きラーメン架構、Y 方向は無開口壁を含めて架構面内の壁にはすべて構造スリットを設けた純ラーメン架構である。

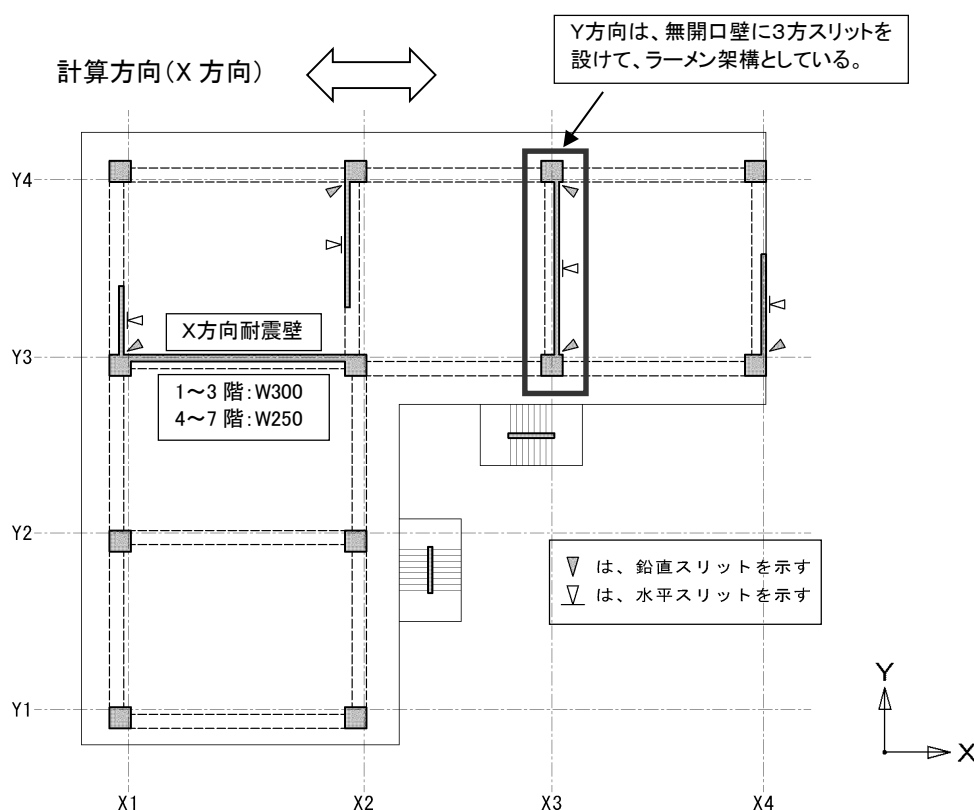


図 2.10.2 基準階平面図

本事例は、壁付きラーメン架構である X 方向の二次設計時に、耐震壁がせん断破壊した時点の保有水平耐力としていたが、 D_s 値を算定する際の βu 値は壁のせん断破壊後もその耐力を保持して解析を続行し、層間変形角が $1/30$ に達した時点での壁の負担せん断力比から算定していた。

しかし、このような手法で βu 値を算出することは、図 2.10.3 に示すように βu 値を小さく評価することとなり、結果として D_s 値を危険側に評価している可能性がある。

そこで参考検討として、告示（昭 55 建告第 1792 号第 4 第四号ハ）に従い、保有水平耐力算定時（本事例では基礎固定で耐震壁がせん断破壊した時点、 $1/200$ 変形時）で βu 値を算定した結果、 D_s 値が 0.45 から 0.55 となる階が生じ、1 階の保有水平耐力比 (Q_u/Q_{un}) が 1.0 を下回った。

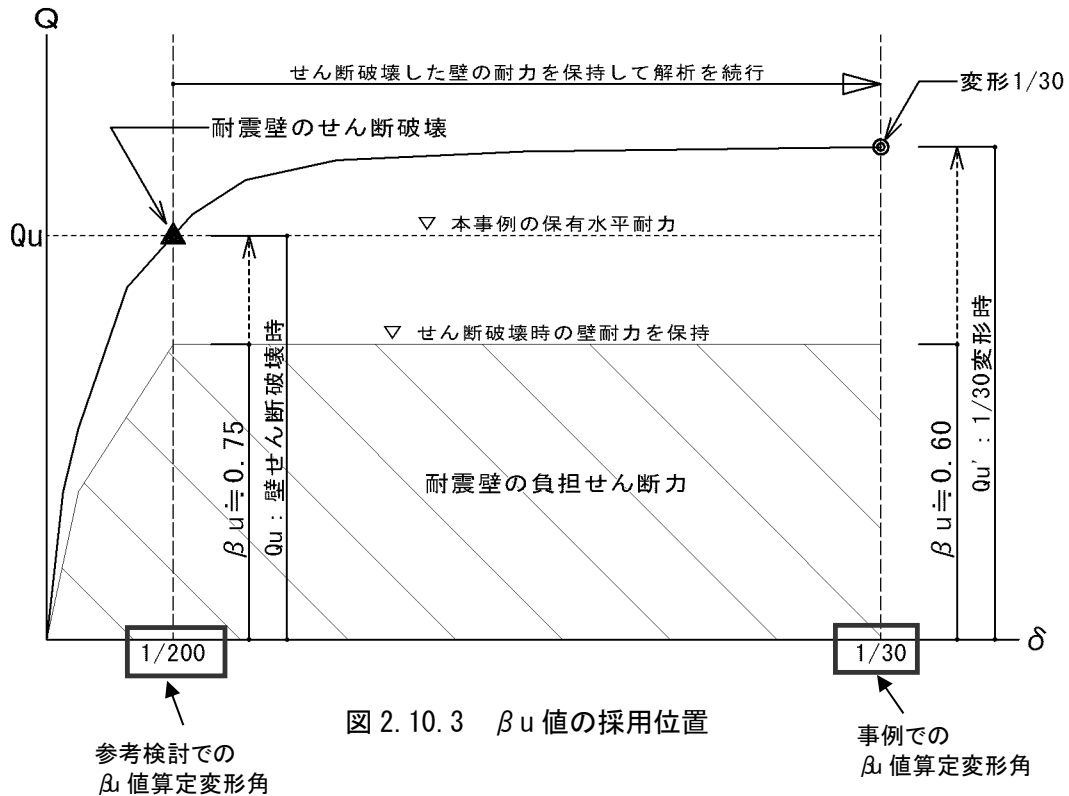


図 2.10.3 βu 値の採用位置

【留意事項】

壁付き架構の二次設計時において、早期に壁がせん断破壊した時点でその他の柱はり部材に塑性ヒンジが発生していない場合、壁の耐力を保持したまま解析を続行して柱はり部材の破壊性状を確認することはあるが、その解析結果による応力分担で壁の負担せん断力比（ βu 値）を求めた場合、結果として D_s 値を危険側に評価する可能性がある。

βu 値の算出は昭 55 建告第 1792 号第 4 第四号ハにおいて「この表において、 βu は、耐力壁（筋かいを含む。）の水平耐力の和を保有水平耐力の数値で除した数値を表すものとする。」とあり、保有水平耐力は平 19 国交告第 594 号第 4 第一号において「令第 82 条の 3 第一号に規定する保有水平耐力は、……架構が次に定める崩壊形に達する時における当該各階の構造耐力上主要な部分に生じる水平力の和のうち最も小さい数値以下の数値として計算するものとする。」とある。

ここでいう崩壊形は、全体崩壊形・部分崩壊形・局部崩壊形の 3 つの内のいずれかであり、本事例の場合は部分崩壊形（耐震壁のせん断破壊）であるため、壁がせん断破壊した時点での βu 値を採用する必要がある。

また、平 19 国交告第 594 号第 4 の解説には、「……可能である。このとき、脆性破壊が生じた場合にはその部材と周辺部材の応力分布が著しく変化するため、脆性破壊後も脆性部材が破壊時の応力を保持しているとみなした解析を行うことはできない。」と記載されている。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 594 号第 1

第 1 構造計算に用いる数値の設定方法

- 一 建築物の架構の寸法、耐力、剛性、剛域その他の構造計算に用いる数値については、当該建築物の実況に応じて適切に設定しなければならない。

◇告示 昭55建告第1792号第 4 第四号ハ

- ハ 剛節架構と耐力壁を併用した場合には、前号の規定により定めた当該階の柱及びはり並びに筋かいの部材群としての種別に応じ、次の表に掲げる数値以上の数値とする。

		柱及びはりの部材群としての種別				
		A	B	C	D	
耐力壁の部材群としての種別	A	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.3	0.35	0.4	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.35	0.4	0.45	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.4	0.45	0.45	0.55
	B	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.4	0.4	0.45	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.45	0.45	0.5	0.55
	C	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.4	0.45	0.45	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.5	0.5	0.5	0.55
	D	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.4	0.4	0.45	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.45	0.5	0.5	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.55	0.55	0.55	0.55
この表において、 β_u は、耐力壁（筋かいを含む。）の水平耐力の和を保有水平耐力の数値で除した数値を表すものとする。						

◇告示 平19国交告第594号第 4 第一号

第 4 保有水平耐力の計算方法

- 一 令第82条の3第一号に規定する保有水平耐力は、建築物の地上部分の各階ごとに、架構が次に定める崩壊形に達する時における当該各階の構造耐力上主要な部分に生じる水平力の和のうち最も小さい数値以下の数値として計算するものとする。
 - イ 全体崩壊形（建築物のすべてのはり（最上階のはり及び一階の床版に接するはりを除く。）の端部並びに最上階の柱頭及び一階の柱脚に塑性ヒンジが生じること、一階の耐力壁の脚部に塑性ヒンジが生じることその他の要因によって建築物の全体が水平力に対して耐えられなくなる状態をいう。以下同じ。）
 - ロ 部分崩壊形（全体崩壊形以外の状態であって、建築物の特定の階においてすべての柱頭及び柱脚に塑性ヒンジが生じること、耐震壁がせん断破壊することその他の要因によって建築物の特定の階が水平力に対して耐えられなくなる状態をいう。以下同じ。）
- ハ 局部崩壊形（建築物の構造上主要な部分のいずれかが破壊し、架構が水平力に対しては引き続き耐えられる状態であっても、常時荷重に対して架構の一部が耐えられなくなる状態をいう。以下同じ。）

3. 鉄骨造

3.1. スロープ

・スロープに係わる検討が十分でない。

【事例】

本事例は地下1階、地上2階建ての駐車場付き物販で、2階と屋上が駐車場となっている。構造的にはラーメン架構の鉄骨造建物で、図3.1.1レイアウト図に示すように、1階から2階、2階からR階へのスロープが本体構造と一体となっている。スロープを含むY1通りの架構は図3.1.2軸組図に示すように上下階が車路を受ける斜めの大梁で連なる形状となっている。

本事例では、まず、スロープを含むY1通りの架構を図3.1.3モデル図に示すように斜め材を無くして、建物全体を一体の整形の構造体として解析を行い、一次・二次設計を実施している。

次に当該のスロープ部を含むY1通り架構単体を取り出して、スロープ形状に合わせた架構モデルで応力解析を行い、断面検定等を実施している。このときの地震荷重は、Y1通りの支配面積分に相当する値であり、層間変位の解析結果は建物全体を一体で解析したときの結果と異なっている。

ただし、設計者は図3.1.2軸組図および図3.1.4滑り支承部詳細図に示すように1階～2階の間にルーズホールを有する接合部を設けて、上下階の層間変位差の吸収を図っているが、二次設計時の層間変位差に対する検討が不十分であった。

また、1階～2階間スロープ部分に上記対策が実施されていたのに比べて、2階～R階間のスロープ部分については同様の対策が検討されていなかった。

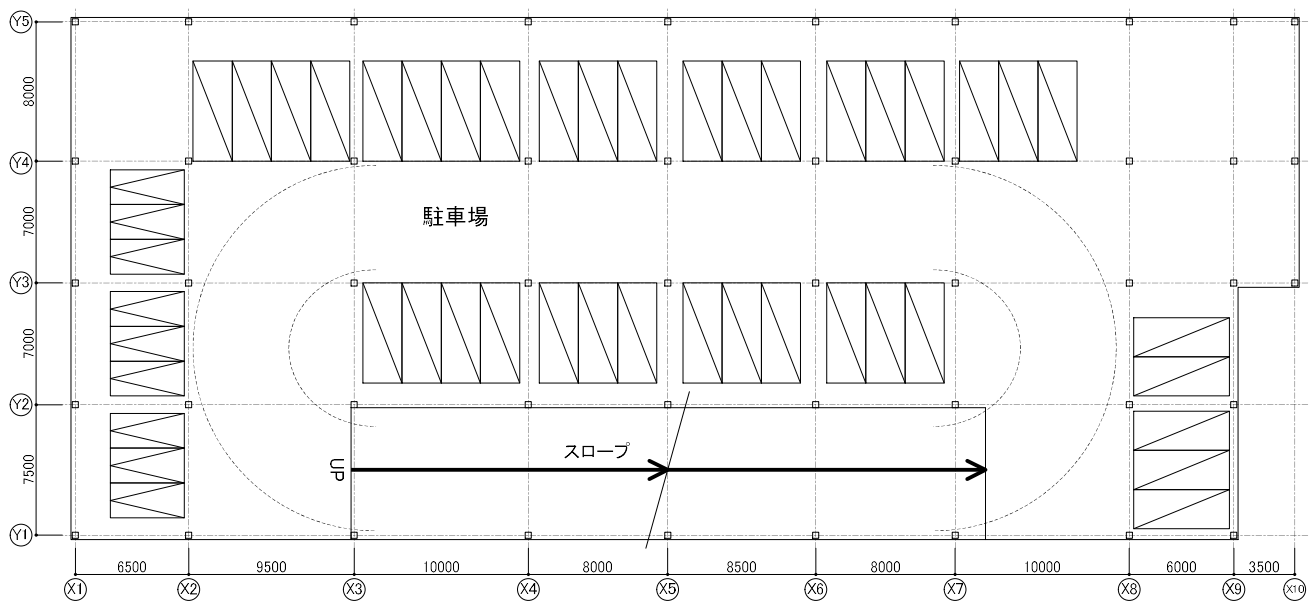


図3.1.1 レイアウト図 (2F)

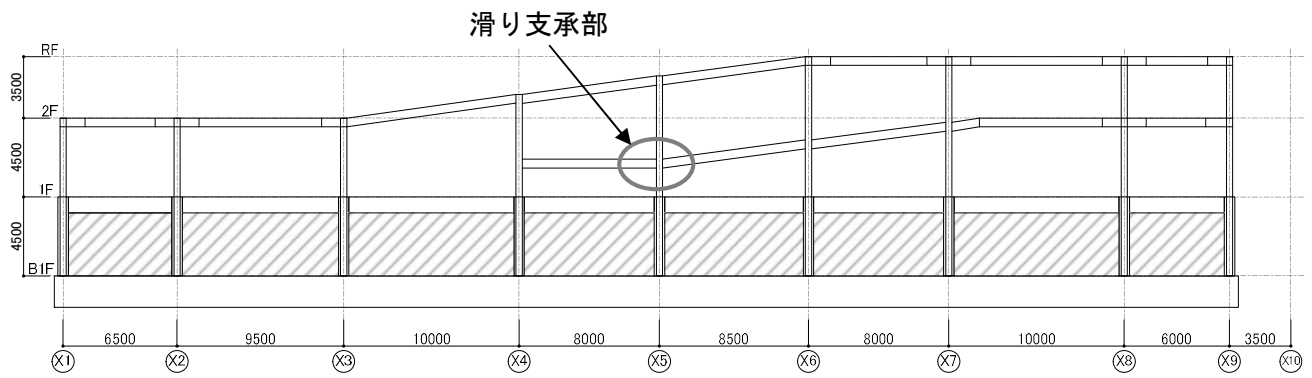


図 3.1.2 スロープ部軸組図 (Y1 通り)

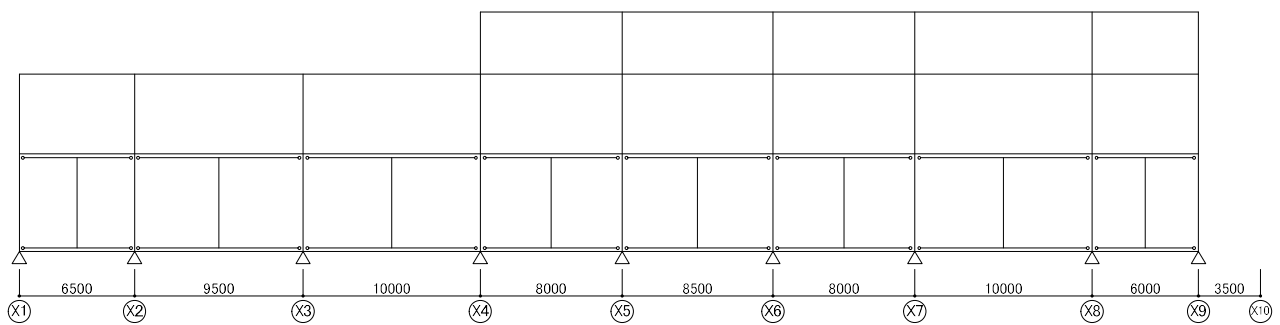


図 3.1.3 スロープ部モデル図 (Y1 通り)

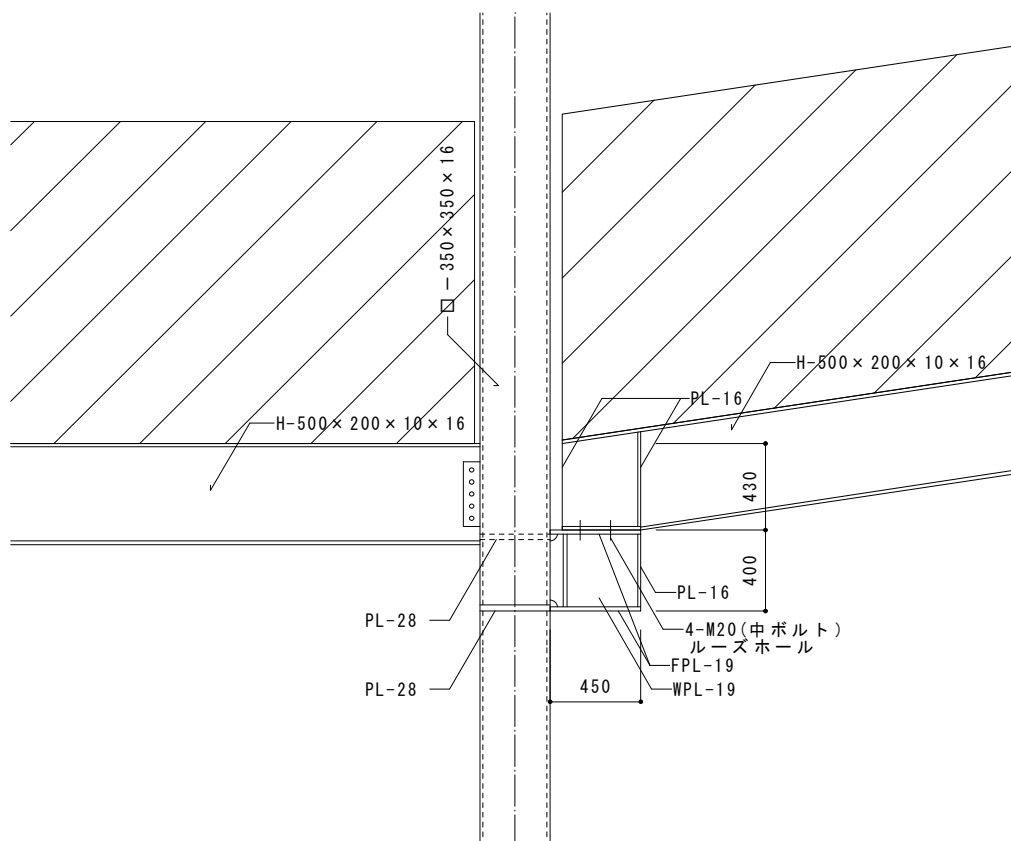


図 3.1.4 滑り支承部詳細図

【留意事項】

本事例のような駐車場付きの大型店舗の事例は多いが、スロープを本体構造と一体とする場合は斜路の斜め材がブレース効果を発揮するため、地震時の応力集中などに対して十分な注意が必要である。

スロープ架構をその形のまま本体構造体に組み込む場合は、スロープ部への多大な地震力の移行が予測されるので、床面のせん断力の移行等には十分留意する必要がある。

また、スロープ架構と本体構造体をエキスパンション・滑り支承等で絶縁し、その層間変位差を吸収しようとする場合は、一次設計時だけでなく二次設計時の層間変位差についても十分に注意する必要がある。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 594 号第 1

第 1 構造計算に用いる数値の設定方法

- 一 建築物の架構の寸法、耐力、剛性、剛域その他の構造計算に用いる数値については、当該建築物の実況に応じて適切に設定しなければならない。

◇技術的助言 平成 19 年 国住指第 1335 号

1. 2 全般に関わる事項

保有水平耐力計算、限界耐力計算及び許容応力度等計算などの構造計算を行う場合における基本的な考え方は、平成19年国土交通省告示第592号（建築物の構造方法が安全性を有することを確かめるための構造計算の方法）に規定されている。

構造計算に当たっては、同告示第1号イからハまでに規定する「当該建築物の性状に応じて適切に計算できる方法」を用いること、かつ、実験その他に基づく耐力算定式等を用いる場合は同告示第2号に基づき「建築物の性状に応じて適切であること」を確かめる必要がある。

①別表1の技術資料及び式等を参照して行う構造計算は、建築基準法令の主旨に適合し、要求する性能を確保できるものと考えてよい。この場合において、別表1の式等は、用いる数値の定義のほか、当該技術資料において定められた適用範囲を厳守して使用する必要がある（適用範囲が明確に規定されていない式等を用いてはならない）。また、部材の構造方法等については、法令上の規定を遵守するものとする。

②（略）

③（略）

④構造計算に当たって、仕様規定の適用除外を行う場合や、ただし書等の規定により実験その他の特別な調査又は研究の結果に基づく部材又は架構その他の建築物の耐力算定式又は構造計算上必要となる数値を用いる場合には、その根拠となる技術資料の適用範囲と整合するものとしなければならない。

3.2. アンカーボルト

・アンカーボルトの長さの定義が構造図・計算書で不明確である。

【事例】

アンカーボルトの長さ L は、JSS II 13-2004 では図 3.2.1 に示す長さが定義されているが、本事例では、計算書及び構造図のリストで $L=600\text{mm}$ 、構造図の詳細図では $L=700\text{mm}$ と食い違っており、 L がどの長さか図示されていなかった。計算書では $l_b=600\text{mm}$ として柱脚の回転剛性・アンカーボルトの引き抜き耐力等は計算されていた（図 3.2.2 参照）。

なお、本事例のアンカーボルトの材種は ABR400（建築構造用転造ねじアンカーボルト）で、メーカー仕様によるその標準長さ L は $25d$ である。M27 の場合は 675mm となり、それ以外は特注品として対応される。

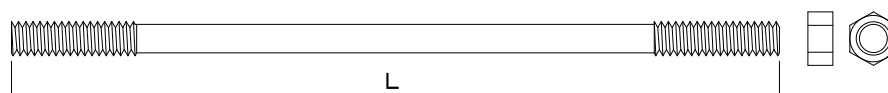


図 3.2.1 JSS II 13-2004 における長さ L の定義

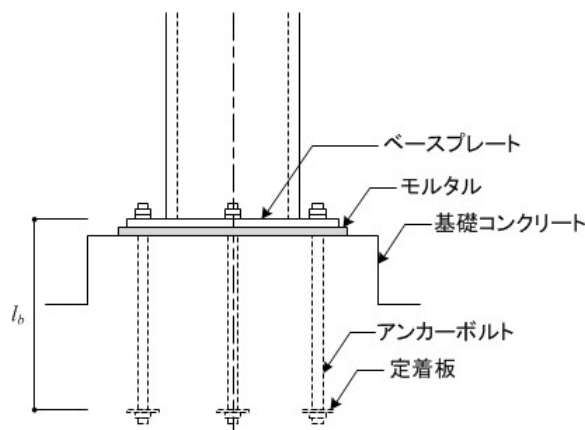


図 3.2.2 アンカーボルトの計算に用いる長さ l_b の定義

【留意事項】

アンカーボルトの長さは、その径・材質と同様に柱脚部の構造性能を定めるので、ボルトの長さを図示するなど、図面表記に当たっては十分注意する必要がある。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 835 号 確認審査等に関する指針 第 2 一号

これらに添えた図書及び書類（第 5 項第三号において「申請書等」という。）の記載事項が相互に整合していることを確かめること。

4. 一貫計算プログラム

4.1. 単位床面積あたりの建物重量

- ・ 単位床面積あたりの建物重量が大きく表示される。

【事例】

本事例はRC造建築物であるが、単位床面積あたりの建物重量が 26.7 kN/m^2 と通常のRC造建築物より大きく表示されていた。これは、本事例では、単位床面積あたりの建物重量を算定する際の床面積を建物外周の通り心に囲まれた面積としているため、計算架構としての通りを設けない突出部がある本事例のような建築物では、突出部を無視した床面積を用いて単位床面積あたりの重量を算定したためである（図4.1.1参照）。なお、突出部を含めた床面積を用いた単位床面積あたりの建物重量は 21.8 kN/m^2 であった。

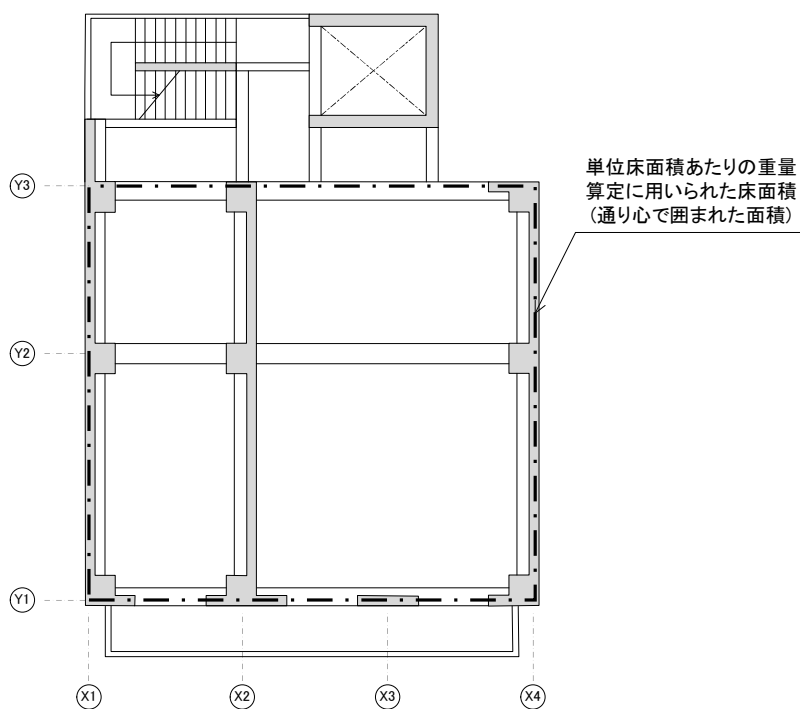


図 4.1.1 伏図

【留意事項】

一貫計算プログラムによっては、単位床面積あたりの建物重量を算定する際の床面積が法令上の床面積とは異なる面積が用いられることがあるため、留意する必要がある。また、単位床面積あたりの建物重量は、構造計算が正しく行われたかを確認するための重要な項目であるため、例えば突出部を含めた床面積を用いた単位床面積あたりの建物重量を別途確認することが望ましい。

4.2. そで壁付き柱

- ・ そで壁付き柱の評価方法は一貫計算プログラムにより異なる。

【事例】

本報告書の「2.3. そで壁付き柱」の原設計では、高強度せん断補強筋が用いられたそで壁付き柱のせん断耐力を、別途手計算によりそで壁の効果を考慮して算定していたが、本事例に用いられた一貫計算プログラムでは、そで壁を無視した独立柱としてのせん断耐力が算定されていた。

【留意事項】

本年度の調査で使用されていた各社（4社）の一貫計算プログラムによるそで壁付柱の評価方法を、一次設計時については表 4.2.1、二次設計時については表 4.2.2 にまとめたものを記載した。

各プログラム間において、表 4.2.1 にあげた一次設計時の項目について大きな差異はないが、表 4.2.2 にあげた二次設計時の項目については、プログラムによって評価方法が異なる項目があるため、使用するプログラムの特性を十分に理解しておく必要がある。

表 4.2.1 一次設計時のそで壁付柱の評価方法

項目	一貫計算 プログラム A	一貫計算 プログラム B	一貫計算 プログラム C	一貫計算 プログラム D
柱部材剛性に対する そで壁の評価	考慮する・しないは、設計者が選択できる。	← 同左	← 同左	← 同左
	考慮する場合は、設計者指定の方法による。	← 同左	← 同左	← 同左
そで壁付柱の 断面算定	曲げ・せん断とも、そで壁を無視した独立柱として算定する。	← 同左	← 同左	← 同左

表 4.2.2 二次設計時のそで壁付柱の評価方法

項目		一貫計算 プログラム A	一貫計算 プログラム B	一貫計算 プログラム C	一貫計算 プログラム D
部材耐力 (曲げ・せん断)に 対する そで壁の評価		考慮する・しない は、設計者が選択で きる。	常に考慮する。	プログラム A と 同じ	← 同左
そで壁部分が 引張か圧縮かの 判別方法		耐力算定時の曲げ 応力の状態で判別 する。	← 同左	← 同左	加力方向とそで壁 の配置向きで判別 する。
曲げ耐力	算定方法	圧縮側のそで壁の み考慮し、2007 年 版技術基準解説書 により算定する。 e 関数式、ACI 基準 式も採用できるが、 その場合はそで壁 を無視した独立柱 として算定する。	圧縮側のそで壁の み考慮し、2007 年 版技術基準解説書 により算定する。	← 同左	← 同左
	算定位置	柱頭・柱脚について それぞれ算定する。	← 同左	← 同左	← 同左
せん断耐力	算定方法	圧縮側のそで壁の み考慮し、2007 年 版技術基準解説書 により算定する。	← 同左	← 同左	← 同左
	採用方法 および 算定位置	柱頭・柱脚について それぞれ算定し、 最小値または平均 値を選択できる。	柱頭・柱脚について それぞれ算定し、 最小値を採用する。	プログラム A と 同じ	プログラム B と 同じ
柱のせん断補強筋に 高強度せん断補強筋 が用いられている場 合のせん断耐力の算 定方法		そで壁を無視した 独立柱として、評価 式を採用して算定 する。	← 同左	← 同左	圧縮側のそで壁の み考慮し、2007 年 版技術基準解説書 により鉄筋強度を 読み替えて算定す る。

4.3. ねじれ

- ・ ねじれ応力を考慮した断面検討は行われない。

【事例】

本事例は図 4.3.1 に示すような平面形状の 11 階建てマンションで、片持ち小梁を解析モデルに組み込んでいるため、片持ち小梁を受ける大梁のねじれ剛性を考慮する必要性が生じ、部材のねじれ剛性を考慮した応力解析および静的増分解析を行っている。なお、通常の一貫計算プログラムでは、ねじれ剛性考慮の有無を部材ごとに指定できないため、考慮する場合には全部材についてねじれ剛性が考慮されることになる。そのため、片持ち小梁が取りつく大梁（A 部材）にねじれ応力が生じるだけでなく、大梁中間に直交大梁（C 部材）が取りつく大梁（B 部材）と、直交大梁（C 部材）にもねじれ応力が生じている。

通常の一貫計算プログラムでは、部材のねじれ剛性を考慮した応力解析は可能であるが、発生したねじれ応力に対する断面検討は行われない。本事例においては、片持ち小梁がとりつく大梁（A 部材）については、別途、ねじれ応力による断面検討を行っているが、大梁（B 部材）と直交大梁（C 部材）については、検討がなされていなかった。

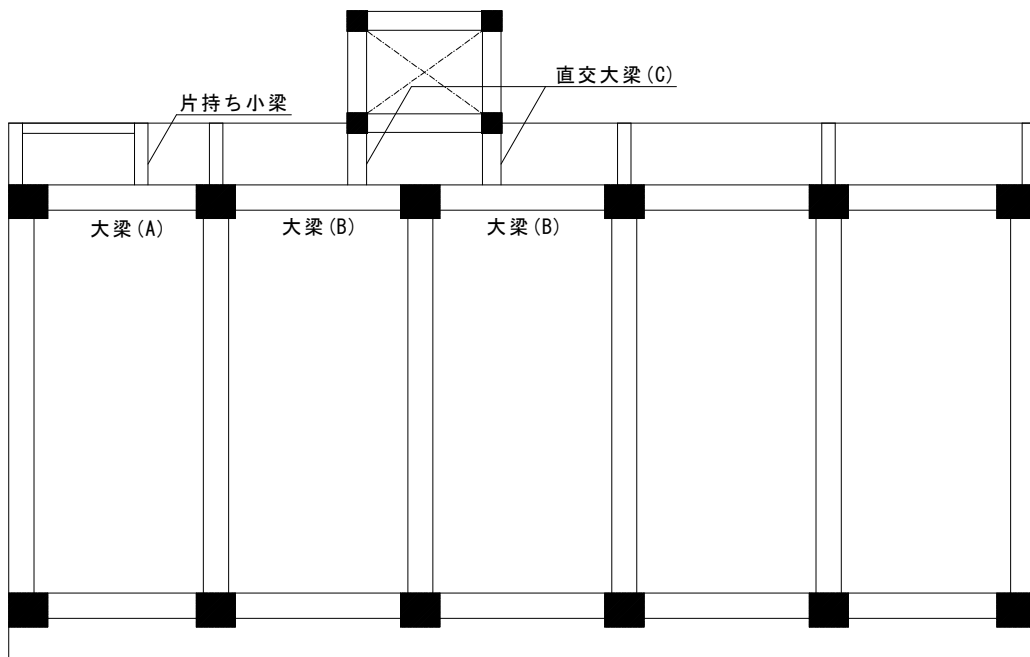


図 4.3.1 略伏図

【留意事項】

通常の一貫計算プログラムにおいては、部材のねじれ剛性を考慮した応力解析を行っても、ねじれ応力を考慮した部材の断面検討は行われないので、別途、手計算などによる追加検討が必要である。

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 594 号第 1

第 1 構造計算に用いる数値の設定方法

- 一 建築物の架構の寸法、耐力、剛性、剛域その他の構造計算に用いる数値については、当該建築物の実況に応じて適切に設定しなければならない。

4.4. 偏心率・剛性率

- ・ セットバックを有する建物の偏心率・剛性率は、解析条件によって異なる。

【事例】

本建物は、図 4.4.1 に示すようなセットバックを有する建築物である。

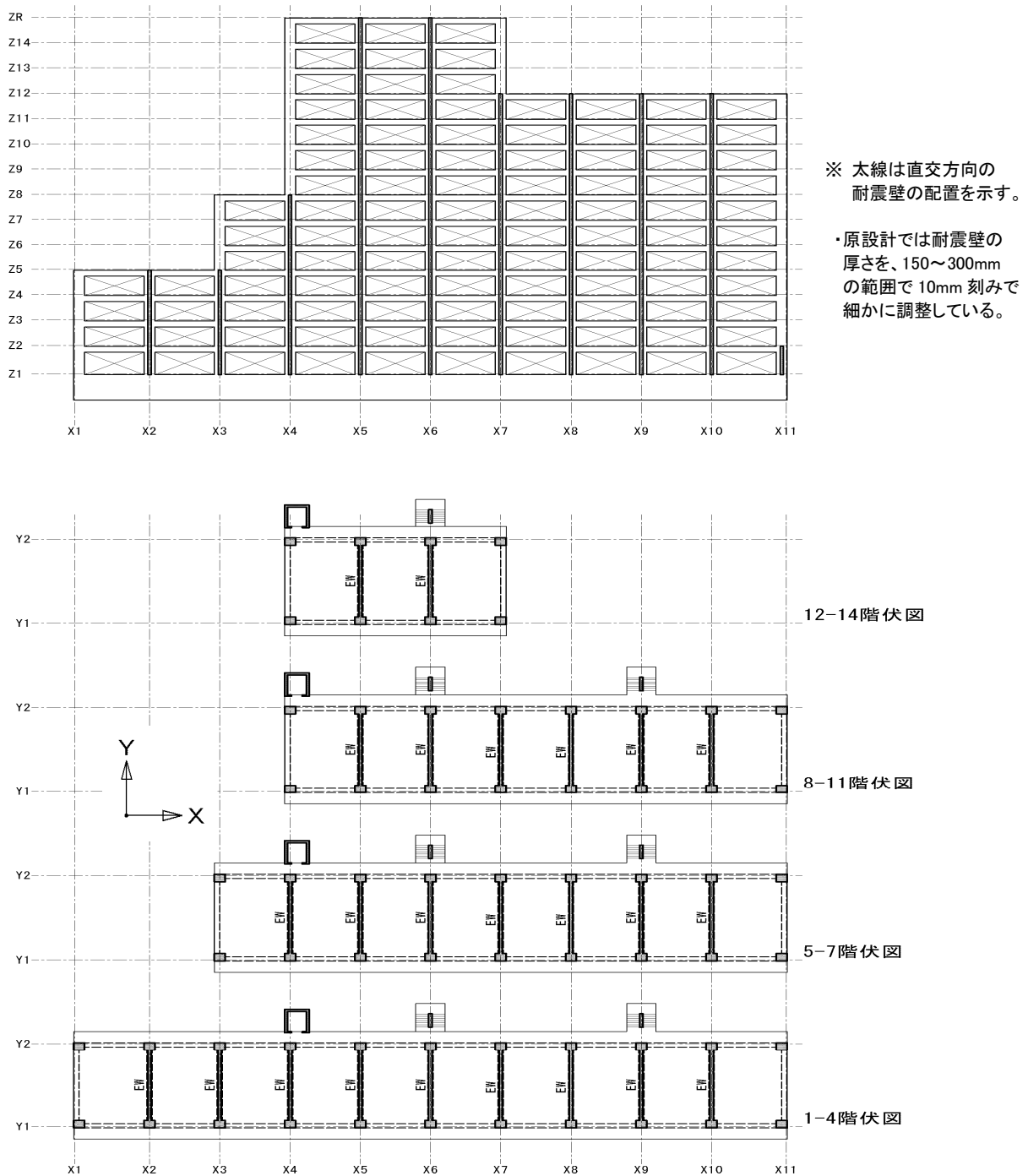


図 4.4.1 軸組図および伏図

本事例は、その立面形状からセットバック直下階などにおいて偏心が生じると思われるが、Y 方向に配置する耐震壁の厚さを 150～300mm の範囲で 10mm 刻みで細かに調整し、かつ、床面の回転を考慮した立体解析により偏心率・剛性率を算定した結果、Y 方向の偏心がほとんど生じない結果となっていた。

そこで、参考として床面の回転を拘束（並進）して再計算してみたところ、セットバック直下階において大きな偏心が生じる結果となり、原設計とは大きく異なる結果となった。

表 4.4.1 に、床の回転を考慮した場合と床の回転を拘束（並進）した場合の偏心率・剛性率の比較表を示す。

表 4.4.1 偏心率・剛性率の比較（Y 方向）

階	床の回転を考慮(原設計)					床の回転を拘束(並進:再計算)				
	Re	Fe	変形角	Rs	Fs	Re	Fe	変形角	Rs	Fs
14	0.025	1.000	1/1426	0.556	1.073	0.041	1.000	1/1750	0.645	1.000
13	0.039	1.000	1/1334	0.520	1.133	0.074	1.000	1/1647	0.608	1.000
12	0.056	1.000	1/1345	0.524	1.125	0.117	1.000	1/1676	0.618	1.000
11	0.008	1.000	1/1468	0.572	1.046	1.057	1.500	1/1936	0.714	1.000
10	0.136	1.000	1/1669	0.651	1.000	0.739	1.500	1/1909	0.704	1.000
9	0.154	1.014	1/1757	0.685	1.000	0.569	1.500	1/1913	0.706	1.000
8	0.126	1.000	1/1975	0.770	1.000	0.365	1.500	1/2022	0.746	1.000
7	0.109	1.000	1/2204	0.859	1.000	0.006	1.000	1/2193	0.809	1.000
6	0.093	1.000	1/2282	0.890	1.000	0.033	1.000	1/2306	0.851	1.000
5	0.043	1.000	1/2544	0.992	1.000	0.013	1.000	1/2593	0.957	1.000
4	0.138	1.000	1/3237	1.262	1.000	0.419	1.500	1/3265	1.205	1.000
3	0.163	1.042	1/3827	1.492	1.000	0.378	1.500	1/3875	1.430	1.000
2	0.131	1.000	1/4856	1.893	1.000	0.246	1.320	1/4868	1.797	1.000
1	0.030	1.000	1/5967	2.327	1.000	0.042	1.000	1/5969	2.203	1.000

※ 太字は、原設計とFe値・Fs値が異なる箇所

【留意事項】

セットバック等がなくバランスのよい架構については、床の回転を考慮しても拘束しても偏心率・剛性率の計算結果にほとんど相違は生じないが、本事例のようにセットバックを有していることなどで平面プランが上下階で大きく異なる建物については、その解析条件により結果が大きく異なる事があるので、注意が必要である。

【関連する条文】

◇告示 平 19 国交告第 594 号第 3 第二項・第 5

第 3 地震力によって各階に生ずる水平方向の層間変位の計算方法

一 (略)

二 前号の規定にかかわらず、令第82条の6第二号イの規定に従って剛性率を計算する場合における層間変形角の算定に用いる層間変位は、各階において当該階が計算しようとする方向のせん断力に対して一様に変形するものとして計算した水平剛性の数値に基づき計算するものとする。ただし、特別な調査又は研究によって建築物の層間変位を計算した場合にあつては、この限りでない。

第5 各階の剛心周りのねじり剛性の計算方法

令第82条の6第二号ロの各階剛心周りのねじり剛性は、各階において当該階が計算しようとする方向のせん断力に対して一様に変形するものとして計算した水平剛性の数値に基づき、次の式によって計算した値とする。ただし、特別な調査又は研究の結果に基づき各階の剛心周りのねじり剛性を計算した場合にあっては、この限りでない。

(以下、省略)

5. その他

5.1. 建設実績の極めて少ない構法

- ・ スラブデッキプレートを柱材に用い、耐震計算ルート 1-1 で設計している。

【事例】

本事例は 2 階建ての鉄骨造建物で、桁行方向が 61.5m、張間方向が 5.2m の平屋部分と 1.5+6.0m の 2 階建部分よりなっている。

構造的な特徴は、桁行方向の外壁面に約 500mm 幅のスラブデッキプレート（板厚 2.3mm）3 枚を並べて 1.5m 幅の柱とし、3m 毎に配置して各階に通した溝形鋼、乃至アングルに高力ボルトで緊結することによりラーメン構造を形成していることである。

この事例では、建物高さ・規模・スパン等の条件を満たしているとして、耐震計算ルート 1-1 で設計されている。

耐震計算ルート 1-1 は、通常の構法の建物を想定し、規模などの制限のもとに許容応力度設計法が許されている設計法であるが、本事例で用いられているようなスラブデッキプレートが柱として用いられている建物に適用されることは想定されていないと思われる。

設計者は FEM 解析によりデッキプレートの水平剛性、水平力に対する座屈耐力、von Mises の組合せ応力度を求めているが、その内容および接合部の詳細検討がなされていないこと等にも疑問な点がある。

したがって、本事例が耐震計算ルート 1-1 で設計されることには疑問がある。

【留意事項】

本事例のように過去の建設実績の少ない構法を用いる建物の場合、耐震計算ルート 1-1 の採用は差し控えるべきである。諸基準に明記されていない材料を構造体に用いるような場合は、然るべき実験等にてその諸性能を証明することが必要となり、当然、その内容の技術評価も然るべき組織で受けることが必要であると考えられる。

符号	C1
断面	<p>スラブプレート $t=2.3$</p>
材幅	SDP2 (基準強度 $F=235\text{N/mm}^2$)

図 5.1.1 鉄骨柱の断面リスト

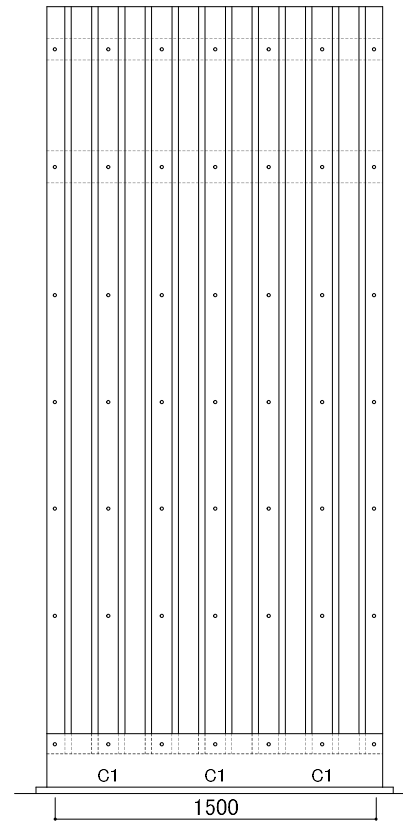


図 5.1.2 鉄骨柱の姿図 (C1 柱を 3 枚並べている)

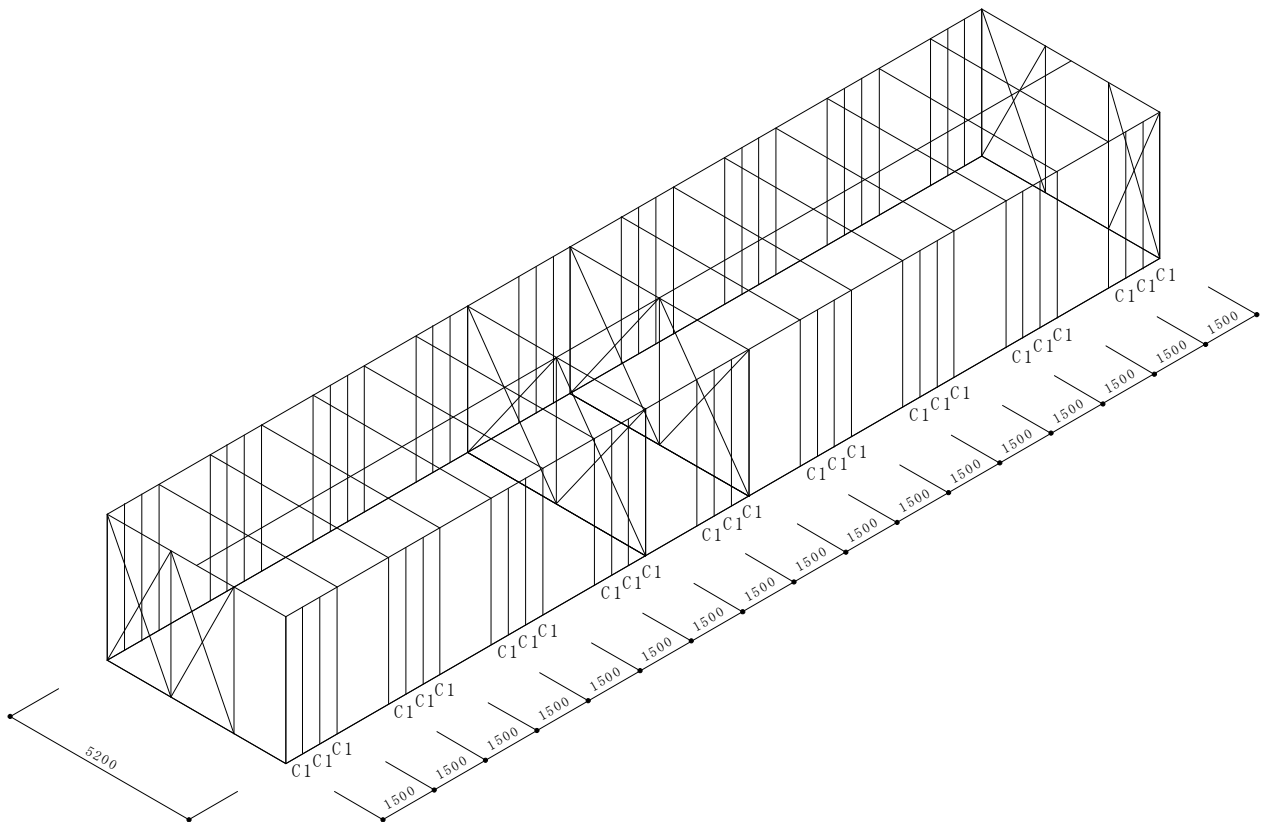


図 5.1.3 略立体図

【関連する条文】

◇2007年版建築物の構造関係技術基準解説書 p.315

6.3.2 鉄骨造のルート1の計算

告示 平19国交告第593号第一

建築基準法施行令第36条の2第五号の国土交通大臣が指定する建築物を定める件

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号。以下「令」という。）第36条の2第五号の規定に基づき、その安全性を確かめるために地震力によって地上部分の各階に生ずる水平方向の変形を把握することが必要であるものとして、構造又は規模を限って国土交通大臣が指定する建築物は、次に掲げる建築物とする。

- 一 地階を除く階数が3以下、高さが13メートル以下及び軒の高さが9メートル以下である鉄骨造の建築物であつて、次のイからハまでのいずれか（薄板軽量形鋼造の建築物及び屋上を自動車の駐車その他これに類する積載荷重の大きな用途に供する建築物にあつては、イ又はハ）に該当するもの以外のもの

イ 次の(1)から(4)までに該当するもの

- (1) 架構を構成する柱の相互の間隔が6メートル以下であるもの
- (2) 延べ面積が500平方メートル以内であるもの
- (3) 令第88条第1項に規定する地震力について標準せん断力係数を0.3以上とする計算をして令第82条第一号から第三号までに規定する構造計算をした場合に安全であることが確かめられたもの。この場合において、構造耐力上主要な部分のうち冷間成形により加工した角形鋼管（厚さ6ミリメートル以上のものに限る。）の柱にあつては、令第88条第1項に規定する地震力によって当該柱に生ずる力の大きさの値にその鋼材の種別並びに柱及びはりの接合部の構造方法に応じて次の表に掲げる数値以上の係数を乗じて得た数値を当該柱に生ずる力の大きさの値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、角形鋼管に構造耐力上支障のある急激な耐力の低下を生ずるおそれのないことが確かめられた場合にあつては、この限りでない。

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

- (4) 水平力を負担する筋かいの軸部が降伏する場合において、当該筋かいの端部及び接合部が破断しないことが確かめられたもの

ロ 次の(1)から(6)までに該当するもの

- (1) 地階を除く階数が2以下であるもの
- (2) 架構を構成する柱の相互の間隔が12メートル以下であるもの
- (3) 延べ面積が500平方メートル以内（平家建ての建築物にあっては、3,000平方メートル以内）であるもの
- (4) イ(3)及び(4)の規定に適合するもの
- (5) 令第82条の6第二号ロの規定に適合するもの
- (6) 構造耐力上主要な部分である柱若しくははり又はこれらの接合部が局部座屈、破断等によって、又は構造耐力上主要な部分である柱の脚部と基礎との接合部がアンカーボルトの破断、基礎の破壊等によって、それぞれ構造耐力上支障のある急激な耐力の低下を生ずるおそれのないことが確かめられたもの

ハ 建築基準法施行規則（昭和25年建設省令第40号。以下「施行規則」という。）第1条の3第1項第一号ロ(2)の規定に基づき、国土交通大臣があらかじめ安全であると認定した構造の建築物又はその部分

二～八 （略）

鉄骨造のルート $\boxed{1}$ は、比較的小規模な建築物に対象を限定するとともに、地震力の割増しや筋かい端部及び接合部の破断防止などを確認することにより耐震性を確保する耐震計算ルートである。平成19年の改正で、従来のルート $\boxed{1}$ （第一号イに規定する建築物：以下ルート $\boxed{1-1}$ と呼ぶ）に加え、新たなルート $\boxed{1}$ （第一号ロに規定する建築物：以下ルート $\boxed{1-2}$ と呼ぶ）が追加された。

(1) ルート $\boxed{1-1}$ の計算（第一号イ）

これまで鉄骨造の建築物のルート $\boxed{1}$ と呼ばれていた耐震計算ルートであり、本ルートで構造計算を完了する場合には、下記を満足する必要がある。

- ① 地階を除く階数が3以下であること（法第20条）
- ② 高さ13m以下かつ軒の高さ9m以下であること（令第36条の2）
- ③ スパン6m以下であること（告示第一号イ(1)）
- ④ 延べ面積500㎡以内であること（告示第一号イ(2)）
- ⑤ 令第82条第一号から第三号までに規定する許容応力度計算を行う際に、地震力の算定に当たっての標準せん断力係数を0.3以上とすること。（告示第一号イ(3)）
- ⑥ 水平力を負担する筋かいの端部及び接合部を保有耐力接合とすること。（告示第一号イ(4)）（付録1.2-4参照）

ここで規定されるような構造規模の建築物は過去の建設実績が多い。また、長期荷重、風圧力等に対する安全性を確認することに加えて、標準せん断力係数を0.3以上に割り増して許容応力度設計し、さらに、筋かい端部及び接合部をその軸部が全面的に降伏するまで破壊しない接合として筋かい部分を靱性に富むものとしているので、所要の剛性・強度はもとより、変形能力も自動的に確保されるとみなすことが可能である。したがって、層間変形角、剛性率、偏心率あるいは保有水平耐力の規定を満足することを確認する必要はない。

（以下、略）

◇2007年版建築物の構造関係技術基準解説書 p.177

3.10.7 デッキプレート版（平14国交告第326号）

デッキプレート版の技術基準は、令第80条の2第一号の規定に基づき、特殊な鉄骨造に該当する構造方法として定められている。

本告示の対象は、デッキプレートを床版又は屋根版として設けたものであり、これにコンクリートを打ち込んで一体化したものも含まれる。ただし、構造耐力上主要な部分としてではなく、鉄筋コンクリート造の床版の捨て型枠として用いるものはこの告示の規定の対象外である。また、ただし書等の規定によりいくつかの仕様規定は適用が除外され、構造計算あるいは性能を確認するための実験を行うことで、次の構造方法のものも使用可能になっている。

- ① 鋼板床（デッキプレートのような波板状のものではなく平板によるもの。合成スラブとした場合を含む。）
- ② 折板アーチ（アーチ状に加工した鋼板を連続して設けた半円筒状の形式の屋根版）

デッキプレート版は構造計算しない場合にはコンクリートと一体化した合成スラブとしなければならないが、その場合には適切な一体化のための措置（定着用の鉄筋の溶接、有効な断面形状の波板への成形、頭つきスタッドの設置等）を行うことが必要である。十分にコンクリートとの一体性が確保されているかについては、施工実験等による確認のほか、適用範囲を適切に考慮した上で構造計算を行い、コンクリート部分が鋼板からずれたり剥離したりしないこと、鋼板相互に有害なずれの生じないことを確認する必要がある。

上記のほか、本告示に特有の規定として、用いるデッキプレートの品質、焼き抜き栓溶接及び打ち込み鉋による緊結、そして鋼板の露出面の防錆措置等が規定されている。薄板軽量形鋼造の場合と同様、厚さが2.3mm未満の鋼材には、原則として JIS G3302（溶融亜鉛めっき鋼板及び鋼帯）に規定する Z27を満足する防錆措置を施さなければならない。ただし、次に定める場合については緩和規定が置かれている。

- ① ステンレス等の耐食性を有する鋼材を使用した場合
- ② 屋外に面する部分（通常の場合、開放式の駐車場の軒裏等は含まれない）や、湿潤状態となるおそれのある部分以外の部分に使用する場合

デッキプレート版の構造設計に当たっては、下記の書籍等も参考とすることができる。

- ・日本建築センター他「デッキプレート版技術基準解説及び設計・計算例」
- ・日本鉄鋼連盟「デッキプレート床構造設計・施工規準－2004」

5.2. 構造計算結果の検証が困難な構造計算

- ・ FEM 解析コードを用いて計算を行っているが、解析条件、適用部位、モデル化に疑問がある。

【事例】

本事例は、本報告書の「5.1. デッキプレート」に記載の事例と同一の設計事例であり、留意事項を別の観点から整理したものである。

本事例は、スラブ用に開発されたデッキプレート（板厚 2.3mm）を柱材として用いた 2 階建ての鉄骨構造建築物であり、耐震計算ルート 1-1 で設計している。計算ルートが 1-1 にとられていることより、指定確認検査機関による確認は経てはいるが、構造計算適合性判定は経ていない。本事例で使用されているスラブデッキプレートを、床版又は屋根版として用いる場合の技術基準は平成 14 年国土交通省告示第 326 号に記載されているが、本事例のように柱に用いる場合については記載されていない。

本事例では、柱（デッキプレート）、はり（溝形鋼、もしくは不等辺山形鋼）に生じる長期、短期の応力を算定するために、スラブデッキプレート 1 枚について市販の FEM 解析コードを用いて解析を行い、3 枚を一組とするスラブデッキプレートより構成される柱をスラブデッキプレート 1 枚ごとに線材置換し、3 本並列する線材より構成される柱にモデル化している（図 5.2.1 参照）。

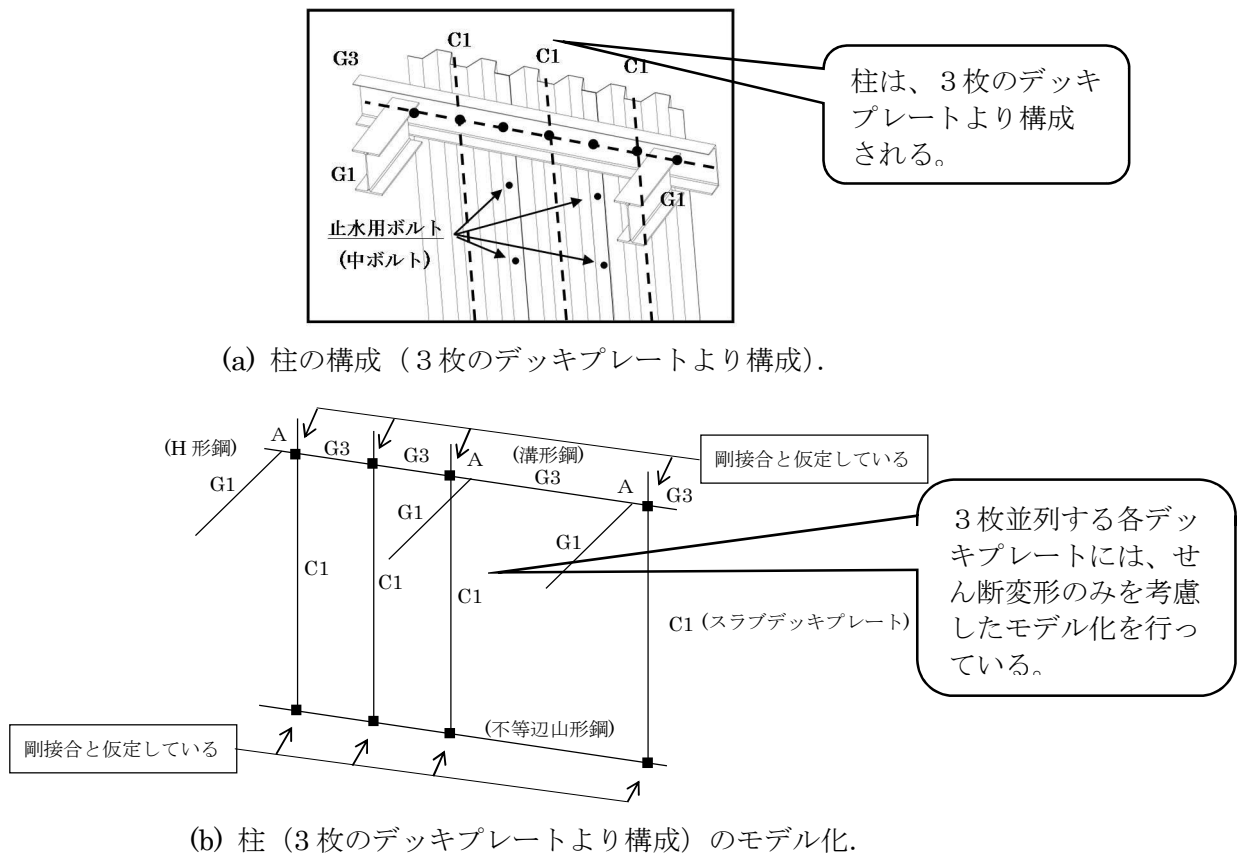


図 5.2.1 3枚のデッキプレートより構成される柱のモデル化。

（原構造設計図書に基づき再計算時に作成した図に加筆）

本事例では、デッキプレートの曲げ剛性を実状の数値より過大な値を入力し、デッキプレートにはせん断変形のみが生じる応力計算を行っていたが、この境界条件設定が不適切である。また、デッキプレートを並列してつなぐ接合部ボルトならびにその周辺の解析がされていなかった。なお、デッキプレートの曲げ変形を計算に考慮すると、デッキプレートをつないでいるボルトにプレートの曲げ変形による応力が生じる。

【留意事項】

本事例での問題点は、指定確認検査機関において計算過程を別途に確認するに必要な追試過程を踏むのに困難な計算コードを設計者が使用したことにある。これにより、再計算の過程に於いて、計算の最終結果に係わる大きな設定因子となる境界条件等の適切さを確認することが困難な事態に面した。指定確認検査機関における確認に於いても同様な事態であった可能性が高い。

5.3. 4 本柱

- ・ 4 本柱の場合の検定比を用いた検討方法に疑問がある。

【事例】

地上 8 階建て RC 造の最上階のみが 4 本柱の建物の断面検討で、 $C_0=0.2$ での最上階の断面検定比が 0.8 ($=1/1.25$) 以下であるので、告示で既定する一次設計時のせん断力係数を 1.25 倍する断面の検討は必要ないとしている。しかし、この時の許容曲げ耐力は検討時軸力 ($C_0=0.2$) で算定されたものであり、1.25 倍の外力に対しての軸力に対応する許容曲げ耐力ではない。RC 造の場合、軸力と許容曲げ耐力の関係は一定でないので、検定比が 0.8 以下である確認だけでは不十分である。

【留意事項】

隅柱の常時荷重による軸力が、階を支える荷重の 20%を超えた場合には、45 度方向の地震力の検討、もしくは一次設計のせん断力係数を 1.25 倍することが求められる。一次設計時の検定比が 0.8 ($=1/1.25$) 以下であっても、外力を 1.25 倍した時の検定比が 1.0 以下であるとは限らない場合がある (図 5.3.1 参照)。

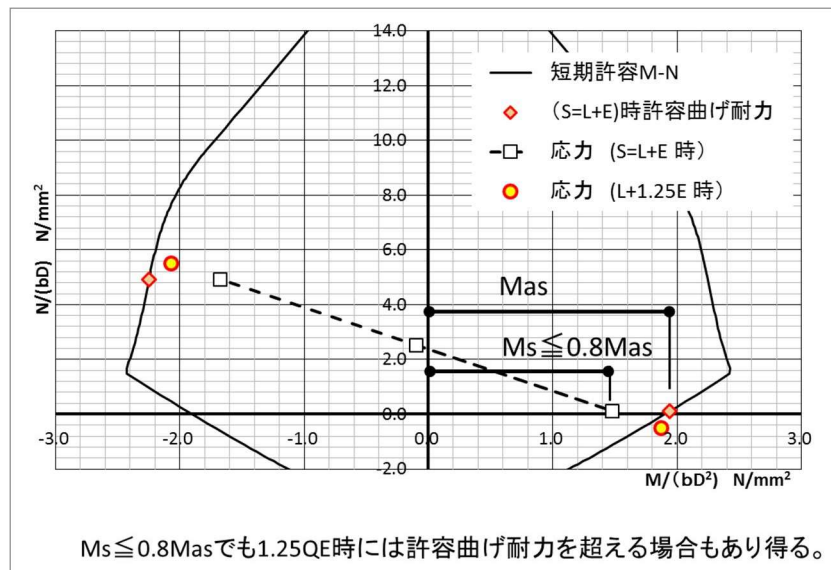


図 5.3.1 M-N 図

【関連する条文】

◇告示 平成 19 年国交告第 594 号第 2

- ロ 地階を除く階数が 4 以上である建築物又は高さが 20 メートルを超える建築物のいずれかの階において、当該階が支える部分の常時荷重の 20 パーセント以上の荷重を支持する柱を架構の端部に設ける場合、建築物の張り間方向及び桁行方向以外の方向に水平力が作用するものとして令第 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。

◇2007年版建築物の構造関係技術基準解説書(p.283)

b) 架構の不静定次数が低い建築物に作用する応力の割増(第三号ロ)

架構の不静定次数が低い建築物は少数の部材の破壊で建築物全体が不安定となるおそれがあり、構造計算に当たっては慎重な検討が必要となる。そこで第三号ロの規定では、このような建築物として、柱の本数が少なくいずれかの階の端部の柱(隅柱)がその階が支える常時荷重の20%以上の荷重を支持する場合(例えば四隅のみに柱を有する建築物など)について、張り間方向及び桁行方向以外の方向(通常の場合は45度方向でよい)に水平力が作用するものとして許容応力度計算を行うこととしている。」なお、この規定は張間、桁行それぞれの方向の一次設計用地震層せん断力係数を1.25倍(すなわち $C_0=0.25$ 以上)とする検討を行うことで省略することができる。本規定は、建築物の規模が小さい場合には、実態上問題になることが少ないものとして、階数3以下かつ高さ20m以下である建築物は、あらかじめ対象から除かれている。

5.4. エスカレーター

- ・ 構造図にエスカレーター取合い部の詳細図が示されていない。

【事例】

本事例は平成26年7月に建築確認が申請された地上3階で軒高が12.35mの鉄骨造純ラーメン架構の建物である。本事例では、図5.4.1に示すように1階から2階にかけて長さ約11.0mのエスカレーターが設置されている。このエスカレーターは2階床において小梁B1（H-300×150×6.5×9）によって支持されていることが伏図により解るが、構造図の小梁リストによれば、この小梁はウェブのみを大梁に接合するいわゆるピン接合となっているなど、エスカレーターが取付くことによるねじれモーメントの発生などに対置する特別な処置方法が詳細図に示されていない。

また、構造計算書にも地震時の建物変形に対するエスカレーターの追従性に関する検討や、エスカレーターが取り付くことによって支持梁に生じるねじれモーメントに対する検討が行われていなかった。

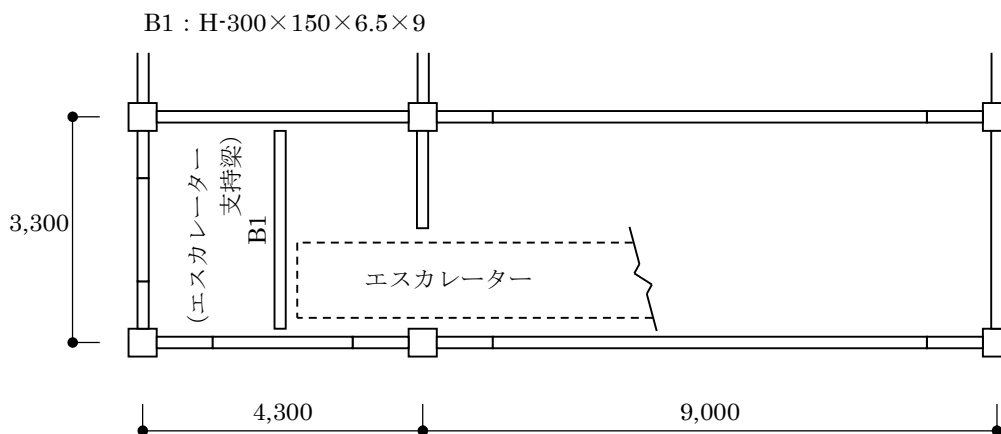


図 5.4.1 略伏図 (2階)

【留意事項】

エスカレーターを支持する梁のかかり代などの設計にあたっては、常時応力に対する検討に加えて大地震時における建物変形に対してエスカレーターが脱落や損傷しないように配慮するとともに、地震時に支持梁とエスカレーター支持点が離間することによって生じるねじれモーメントなどに対して支持梁などが安全であることを確認する必要がある。

建築確認申請時にエスカレーターの詳細が確定していないなどの理由で、支持梁とエスカレーターとの取合い部の詳細が決定できない場合には、建築確認申請時に確定しているエスカレーター荷重などの情報に基づき、その作用点などを仮定した上で、支持梁に作用する曲げ応力やねじれ応力等を検討し、支持梁とエスカレーターとの取合い部の詳細を決定する必要がある。この場合、実施設計の進捗によりエスカレーターの詳細が確定した場合には、追加検討を行い必要に応じて支持梁とエスカレーターとの取合い部の詳細を変更する必要がある。

【関連する条文】

◇建築基準法施行令第 129 条の 12 条第 1 項第 6 号

(エスカレーターの構造)

第 129 条の 12 エスカレーターは、次に定める構造としなければならない。

- 一 (略)
- 二 勾配は、30 度以下とすること。
- 三・四 (略)
- 五 踏段の定格速度は、50 メートル以下の範囲内において、エスカレーターの勾配に応じ国土交通大臣が定める毎分の速度以下とすること。
- 六 地震その他の震動によって脱落するおそれがないものとして、国土交通大臣が定めた構造方法を用いるもの又は国土交通大臣の認定を受けたものとする。

◇平成 25 年国土交通省告示第 1416 号

地震その他の震動によってエスカレーターが脱落するおそれがない構造方法を定める件

建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号。以下「令」という。）第 129 条の 12 第一項第六号に規定する地震その他の震動によってエスカレーターが脱落するおそれがない構造方法は、エスカレーターが床又は地盤に自立する構造である場合その他地震その他の震動によって脱落するおそれがないことが明らかである場合を除き、次のいずれかに定めるものとする。

- 第一 次に定める構造方法とすること。
 - 一 一の建築物に設けるものとする。
 - 二 エスカレーターのトラス又ははり（以下「トラス等」という。）を支持する構造は、トラス等の一端を支持部材を用いて建築物のはりその他の堅固な部分（以下「建築物のはり等」という。）に固定し、その他端の支持部材を建築物はり等の上にトラス等がしゅう動する状態（以下「一端固定状態」という。）で設置したもの又はトラス等の両端の支持部材を建築物のはり等の上にトラス等がしゅう動する状態（以下「両端非固定状態」という。）で設置したものであること。
 - 三 トラス等がしゅうどうする状態で設置する部分（以下「非固定部分」という。）において、エスカレーターの水平投影の長辺方向（以下単に「長辺方向」という。）について、トラス等の一端の支持部材を設置した建築物のはり等とその他端の支持部材を設置した建築物のはり等との相互間の距離（以下単に「建築物のはり等の相互間の距離」という。）が地震その他の震動によって長くなる場合にトラス等の支持部材がしゅう動可能な水平距離（以下この号において「かかり代長さ」という。）が、次のイ又はロに掲げる場合に依りてそれぞれ次に掲げる式に適合するものであること。

イ 一端固定状態の場合

	隙間及び層間変位について想定する状態	かかり代長さ
(一)	$C > \sum \gamma \cdot H$ の場合	$B \geq \sum \gamma \cdot H + 20$
(二)	$C \leq \sum \gamma \cdot H$ の場合	$B \geq 2 \sum \gamma \cdot H - C + 20$
<p>一 この表において、C、γ、H 及び B は、それぞれ次の数値を表すものとする。</p> <p>C 非固定部分における建築物のはり等の相互間の距離が地震その他の震動によって長辺方向に短くなる場合にトラス等の支持部材がしゅう動可能な水平距離（以下「隙間」という。）（単位 mm）</p> <p>γ エスカレーターの上端と下端の間の各階の設計用層間変形角</p> <p>H エスカレーターの上端と下端の間の各階の揚程（単位 mm）</p> <p>B かかり代長さ（単位 mm）</p> <p>二（二）項の適用は、長辺方向の設計用層間変形角における層間変位によって、エスカレーターが建築物のはり等と衝突することによりトラス等に安全上支障となる変形が生じないことを実験によって確かめた場合に限る。</p>		

ロ 両端非固定状態の場合

	隙間及び層間変位について想定する状態	かかり代長さ
(一)	$C + D > \sum \gamma \cdot H$ の場合	$B \geq \sum \gamma \cdot H + D + 20$
(二)	$C + D \leq \sum \gamma \cdot H$ の場合	$B \geq 2 \sum \gamma \cdot H - C + 20$
<p>一 この表において、C、γ、H 及び B は、それぞれ次の数値を表すものとする。</p> <p>C 計算しようとする一端の隙間（単位 mm）</p> <p>D 他端の隙間（単位 mm）</p> <p>γ エスカレーターの上端と下端の間の各階の設計用層間変形角</p> <p>H エスカレーターの上端と下端の間の各階の揚程（単位 mm）</p> <p>B かかり代長さ（単位 mm）</p> <p>二（二）項の適用は、長辺方向の設計用層間変形角における層間変位によって、エスカレーターが建築物のはり等と衝突することによりトラス等に安全上支障となる変形が生じないことを実験によって確かめた場合に限る。</p>		

四 非固定部分は、エスカレーターの水平投影の短辺方向の設計用層間変形角における層間変位によって、エスカレーターが建築物のはり等に衝突しないようにすること。

五 前二号及び第二第四号の設計用層間変形角は次のいずれかによるものとする。

イ 令第 82 条の 2 の規定によって算出した長辺方向の層間変位の各階の高さに対する割合の 5 倍（その数値が 1/100 に満たない場合にあつては、1/100）以上とすること。

ロ 地震力の大部分を筋交いで負担する鉄骨造の建築物であつて、平成 19 年国土交通省告示第 593 号第一号イ又はロで規定する建築物に該当するものに設けられたエスカレーターにあつては、1/100 以上とすること。

ハ 鉄筋コンクリート造の建築物であつて、平成 19 年国土交通省告示第 593 号第二号イで規定する建築物に該当するものに設けられたエスカレーターにあつては、1/100 以上とすること。

ニ 特別な調査又は研究の結果に基づき地震時における長辺方向の設計用層間変形角を算出することができる場合においては、当該算出した値（その数値が 1/100 に満たない場合にあつては、1/100）以上とすること。

ホ 1/24 以上とすること。