

令和6年度構造設計一級建築士講習

考査会場	受 講 番 号	氏 名
	—	

修了考査（法適合確認）

問 題 集

次の注意事項及び答案用紙の注意事項をよく読んでから始めて下さい。

〔注意事項〕

1. この問題集は、選択理由記述式4肢択一問題(以下、4肢択一式という)及び記述式で一冊になっています。
2. この問題集の枚数は、表紙を含めて8枚あります。
3. 4肢択一式及び記述式とも答案用紙の注意事項にしたがって解答して下さい。
4. 解答に当たり、下書き、計算等は、答案用紙のメモ欄や余白部等を使用して下さい。
5. 解答に当たり、適用すべき法令及び告示等については、令和6年1月1日現在において施行されているものを対象とします。
6. 解答に当たり、地方公共団体の条例については考慮しないことにします。
7. 問題は、4肢択一式が10問、記述式が3問あります。
科目合格の判定においては、4肢択一式10問の評価の合計が一定以上であること、記述式3問について問題ごとの評価が一定以上であること、かつ、4肢択一式及び記述式の評価の合計が一定以上であることが求められます。
8. この問題集は、修了考査終了まで考査室に在室した受講者に限り、持ち帰りを認めます(中途退出者については、持ち帰りを禁止します)。

法適合確認 (選択理由記述式 4 肢択一問題)

〔No. 1〕 構造設計のあるべき姿に関する次の記述のうち、最も不適当なものを選び、不適当とする理由を述べよ。

1. 構造解析に一貫構造計算プログラムを用いる際、都合のよい答えが出るように、何度もパラメータを修正するなど都合のよい編集をしてはならない。
2. 極めて稀に生じる地震動に対する応答層間変形角は、保有水平耐力計算では求められないが、限界耐力計算を用いて評価することができる。
3. 「上界の定理」によれば、ある外力分布が与えられたとき、真の崩壊荷重は、考えられるすべての崩壊メカニズムの崩壊荷重の中の最大の値となる。
4. AI(人工知能)を用いた構造設計アルゴリズムが実用化されたとしても、構造設計者にはその結果が妥当であるかを判断する責任が求められる。

〔No. 2〕 建築基準法及び建築士法における構造関係規定の位置づけに関する次の記述のうち、最も不適当なものを選び、不適当とする理由を述べよ。

1. 建築基準法第 20 条第 1 項第二号の鉄骨造建築物について、許容応力度等計算により構造計算を行い、特定建築基準適合判定資格者である建築主事が審査を行ったものは、構造計算適合性判定の対象ではない。
2. 建築基準法第 20 条第 1 項第二号の建築物について、一級建築士でなければ設計を行うことができない大規模の修繕又は大規模の模様替えの構造設計を行った場合、構造設計一級建築士の関与が必要である。
3. 建築基準法第 85 条第 1 項の応急仮設建築物については、建築士法第 1 章の適用外とされており、構造設計一級建築士の関与は不要である。
4. 建築基準法第 20 条第 1 項第二号の鉄骨造建築物について、保有水平耐力計算で構造計算を行った場合、同法施行令第 3 章第 5 節の仕様規定のうち耐久性等関係規定のみが適用される。

〔No. 3〕 建築基準法における地震力に関する次の記述のうち、最も不適当なものを選び、不適当とする理由を述べよ。

1. 振動特性係数 R_t は、一次固有周期 T が 0.4 秒以下の建築物にあっては地盤種別によらず一定値 ($R_t = 1.0$) である。
2. 限界耐力計算において、稀に発生する地震動によって各階の地震力が各階の損傷限界耐力を超えないこと及び当該地震力によって各階に生ずる層間変形角が $\frac{1}{200}$ 以内であることを確認した。
3. 鉄筋コンクリート造建築物の地震力について、 A_i (地震層せん断力係数の高さ方向の分布を示す係数) をモーダルアナリシスにより算定するに当たり、一次固有周期 T (秒) を $T = 0.02 h$ (h : 建築物の高さ (m)) で計算した。
4. 建築物の高さが 25 m の 4 本柱等冗長性の低い建築物 (当該階が支える部分の常時荷重の 20 % 以上の荷重を支持する柱を架構の端部に設ける場合) について、張間、桁行それぞれの方向の標準せん断力係数 C_0 を 0.25 として許容応力度計算を行ったが、上部構造の耐力確保に影響しない部分にある基礎の耐震計算では、 C_0 を 0.2 とした。

〔No. 4〕 建築基準法における荷重及び外力に関する次の記述のうち、最も不適当なものを選び、不適当とする理由を述べよ。

1. 地震力を計算する場合の屋上の積載荷重が $2,000 \text{ N/m}^2$ の鉄骨造建築物について、耐震計算ルート 1-2 を採用した。
2. 地下水位以深の地下階に作用する水圧について、地下外壁に作用する水平方向の圧力のほか基礎底面に作用する浮力に対して安全性の確認を行った。
3. 地階を除く階数が 3 以上の鉄骨造建築物について、一の柱のみの火熱による耐力の低下によって建築物全体が倒壊するおそれがないことを検討するため、一の柱を除いたと仮定した架構に長期荷重により生ずる応力度が短期許容応力度を超えないことを確認した。
4. 積雪荷重について、屋根勾配による低減係数 (屋根形状係数) を採用するに当たり、小屋裏を暖房するなどの方法により、積雪の滑落を確実に保証することとした。

〔No. 5〕 建築基準法における鉄骨造の耐震計算に関する次の記述のうち、最も不適当なものを選び、不適当とする理由を述べよ。

1. 耐震計算ルート1-2において、水平力を負担する筋かいを保有耐力接合とする場合、当該筋かい軸部の全断面積からボルト孔欠損部を除いた面積により算出される降伏軸力まで接合部が破断しないことを確認したため、検証を終了した。
2. 耐震計算ルート2において、筋かい付ラーメン構造の場合、各階で筋かいの水平力分担率 β に対する応力割増率を求め、梁については上下階の応力割増率の平均値を用いた。
3. 耐震計算ルート3において、露出柱脚に伸び能力があるアンカーボルトを使用した場合、柱脚の保有耐力接合の条件を満足しなかったため、1階の D_s 値を0.05割り増して保有水平耐力を確認した。
4. 耐震計算ルート3において、冷間成形角形鋼管柱にSTKR材を用い、接合部を外ダイヤフラム形式とした場合、全体崩壊メカニズムとなることの確認を行うとともに、地震力により1階柱脚部に生じる応力を1.4倍割り増して検討した。

〔No. 6〕 地上10階建て鉄筋コンクリート造連層耐力壁付きラーメン構造の事務所ビル(計算方向の架構の幅8m、高さ40m)の耐震計算ルート3に関する次の記述のうち、建築基準法上、最も不適当なものを選び、不適当とする理由を述べよ。なお、本建築物は地下階がなく、基礎は杭基礎であり、 A_i 分布に基づく外力分布による上部構造の増分解析では、最大層間変形角が $\frac{1}{65}$ 時点において全体崩壊形を形成した。

1. 耐力壁は地上10層の連層耐力壁であるため、上部構造の増分解析では、基礎はピン支点とした。
2. 階により構造特性係数 D_s が異なるため、必要保有水平耐力に基づく分布を外力分布と仮定して、上部構造の増分解析を行い、全層の保有水平耐力を計算した。
3. 設計目標として必要保有水平耐力を確保する最大層間変形角を $\frac{1}{100}$ 時点としたため、その時点の層せん断力を保有水平耐力とした。
4. 杭基礎の二次設計は規定されていないため、転倒に対する検討には一次設計時の層せん断力(標準せん断力係数 $C_0 = 0.2$)を用いた。

〔No. 7〕 建築基準法における木質構造に関する次の記述のうち、最も不適当なものを選び、不適当とする理由を述べよ。

1. 直交集成板(CLT)には、異等級構成のM_xシリーズと同一等級構成のSシリーズがある。
2. 木材の基準強度からめり込みの許容応力度を求める係数は、土台に類する横架材と他の部位で異なる。
3. 製材は指定建築材料ではないが、集成材は指定建築材料に位置づけられている。
4. 木造の混構造建築物の耐震計算ルート1については、平成19年国土交通省告示第593号に、木造の規模及び構造計算と、併用する構造の条件によって定められている。

〔No. 8〕 建築基準法における耐風設計に関する次の記述のうち、最も不適当なものを選び、不適当とする理由を述べよ。

1. 屋根面及び屋外に面する帳壁のピーク風圧係数 C_f は、風洞実験の結果によらない場合、建築物のピーク外圧係数 C_{pe} (屋外から当該部分を垂直に押す方向を正) からピーク内圧係数 C_{pi} (屋内から当該部分を垂直に押す方向を正) を引いて求める。
2. 建築基準法施行令第87条第2項に規定する E の数値は、平均風速の高さ方向の分布を表す係数 E_r にガスト影響係数 G_f を乗じて求める。
3. 高さが13mを超える建築物の屋根ふき材に作用する風圧力に対して、外装材、緊結部分などに生ずる応力が許容耐力を超えないことを確認しなければならない。
4. 基準風速 V_0 とは、国土交通大臣が各地方に対して決めた値で、平坦で開けた田園地帯などでの高さ10mにおける10分間の平均風速をさし、再現期間が概ね50年である暴風を想定し、30m/s～46m/sまでの範囲内で定める風速である。

〔No. 9〕 保有水平耐力計算に関する次の記述のうち、最も不適当なものを選び、不適当とする理由を述べよ。

1. 地震動によって建築物に生じる力は、その分布が時々刻々変化し、地震力に対する建築物の強さを一義的に定義することはできないため、保有水平耐力は、原則として、設けられた約束事に基づき計算する。
2. 建築物全体の浮き上がりによる転倒崩壊形となる場合、浮き上がりを考慮して必要保有水平耐力を計算する必要がある。
3. 構造特性係数 D_s は、構造種別ごとに、「柱及び梁の部材群としての種別」と「耐力壁や筋かいの部材群としての種別とその水平耐力の割合」との組み合わせで定められており、その規定値以外に特別な調査又は研究の結果に基づき算出することもできる。
4. 剛性率、偏心率から求まる形状係数 F_{cs} は、耐震要素の立面的又は平面的な偏りの顕著な階の耐力を高め、地震エネルギーの各階への分散を図ろうとするための必要保有水平耐力の割増率である。

〔No. 10〕 保有水平耐力計算に関する次の記述のうち、最も不適当なものを選び、不適当とする理由を述べよ。

1. 鉄骨造の部材種別群の判定において、保有耐力接合や保有耐力横補剛を満足しない梁がある場合、 D_s 算定時にその梁にヒンジが生じていなければ、ヒンジが生じていない梁の部材種別をもとに、柱及び梁の部材群としての種別を決めることができる。
2. 鉄骨造の筋かいの部材種別は、有効細長比によってBA、BB、BCの3種類に区分され、BCよりも有効細長比の大きいものはBBと定められている。
3. 鉄筋コンクリート造の部材種別は、崩壊形に達したときの柱、梁、耐力壁の応力度に応じて定められているが、鉄骨造の部材種別は、部材の応力度とは無関係に定められている。
4. 構造特性係数 D_s は、柱及び梁の部材群としての種別が同一の場合、鉄筋コンクリート造では耐力壁の β_u (負担する水平耐力の割合) が大きいほど、鉄骨造では筋かいの β_u が大きいほど、段階的に大きくなるように定められている。

法適合確認(記述式)

問題 1

一貫構造計算プログラムを用いた「吹抜けのある架構のモデル化と断面検討」に関する設問[No.1]及び鋼板挿入ドリフトピン接合部に関する設問[No.2]について解答せよ。

[No.1] 図1は、4階建て鉄骨造建築物の2階伏図と、Y2フレームのモデル図である。2階にのみ図1に示すような吹抜けがあり、その他の階には、階段・設備配管等以外の床開口はない。一貫構造計算プログラムで形状どおりモデル化し、床スラブが取り付けられない柱(図中、C1、C2、C3、C4)の2階節点については、剛床仮定を解除した。吹抜けがある以外は、整形な純ラーメン構造なので、剛床仮定解除以外の特別な指定はせず、一貫構造計算プログラムを実行して正常終了した。このときの断面検定の対象と条件は、図中に示すとおりである。

＜一貫構造計算の断面検定の対象と条件＞

- ・ 梁：曲げ、せん断
- ・ 柱の座屈長さ：節点間距離
- ・ 柱：軸力、曲げ、せん断
- ・ 小梁、スラブ：検定対象外

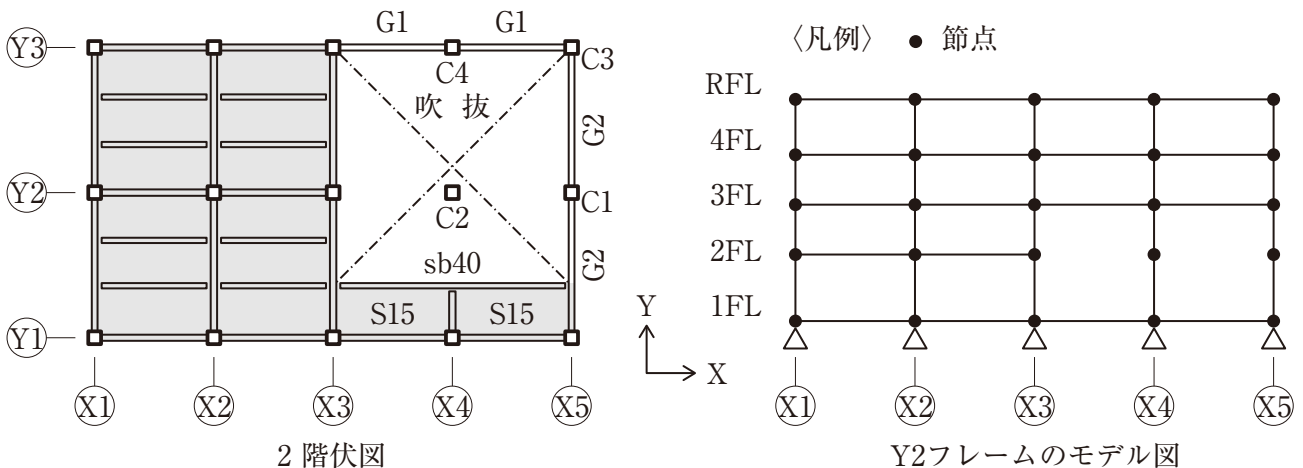


図1 吹抜けのある架構とその断面検定条件

一貫構造計算プログラムの使用にあたり注意すべき点や、一貫構造計算の処理以外で検討すべき事項に関する次の①～③の設問について解答せよ。

- ① 追加の指定なしでは、Y2フレームにおける1～2階の吹抜けに面する柱C1、C2の断面検定に不都合が生じる。この不都合を回避するために、追加で指定(データ入力)しなければならない事項(条件)を解答欄に示す部位ごとに述べよ。
- ② 吹抜けに面する大梁G1の地震時の断面検定にあたり、一貫構造計算では考慮されない事項がある。追加で検討すべき事項を述べよ。
- ③ 2階、X3-X5間のスラブ(S15)、小梁(sb40)については、一貫構造計算の断面検定の対象外である。地震時に生じるどのような応力に対して断面検討する必要があるか、解答欄に示す部位ごとに述べよ。

[No.2] 図1のような、鋼板挿入ドリフトピン接合部の短期許容引張耐力を、日本建築学会の木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－「602 曲げ降伏型接合具を用いた場合」に則り、手順1～3により算定した。次の空欄 ① ～ ⑥ に入る適切な値を記入せよ。

<検討の対象とする鋼板の概要>

SS400

幅 220 mm × 厚さ $t = 9$ mm

<検討の対象とする木材の概要>

カラマツ、断面 180 × 180 mm

有効厚 $t_2 = 180 - 11 = 169$ mm

カラマツの繊維方向の基準支圧強度 $F_{e2} = 25.4$ N/mm²

スリット幅 11 mm

<検討の対象とする接合具(ドリフトピン)の概要>

SS400、直径 $d = 16$ mm

接合具の基準強度 $F_{e1} = 235$ N/mm²

接合具と木材の強度比 $\gamma = F_{e1}/F_{e2} = 235/25.4 = 9.25$

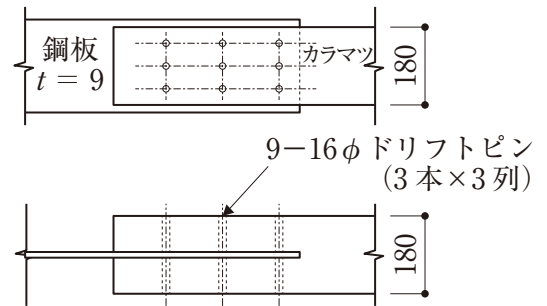


図1 鋼板挿入ドリフトピンの接合部(単位:mm)

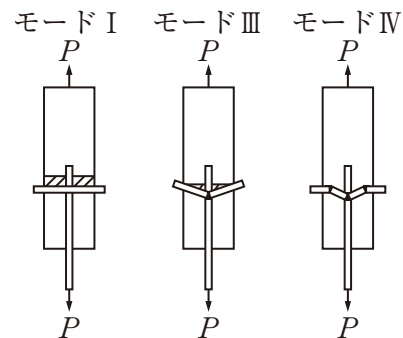


図2 降伏モード図

手順1. ドリフトピン1本あたりの単位接合部の降伏せん断耐力 P_y を求める。単位接合部の降伏せん断耐力 P_y は、式(1)で求めることができる。なお、接合具にはせん断力が働くので、手順1～2までは、「せん断耐力」と称する。

$$P_y = C \cdot F_{e2} \cdot d \cdot t_2 \quad \text{式(1)}$$

ここに、 P_y : 単位接合部の降伏せん断耐力(N)

C : 接合部形式係数

F_{e2} : 木材の繊維方向の基準支圧強度(N/mm²)

d : ドリフトピンの直径(mm)

t_2 : 木材の有効厚(mm)

接合部形式係数 C は、図2のような各降伏モードの接合形式係数のうち、最小値により決定される。

$$C = \min(C_I, C_{III}, C_{IV}) \quad \text{式(2)}$$

また、それぞれの接合部形式係数 C_I 、 C_{III} 、 C_{IV} は、以下のように算出される。

$$\text{モード I} \quad C_I = 1.0$$

$$\text{モード III} \quad C_{III} = \sqrt{2 + \frac{8}{3} \gamma \left(\frac{d}{t_2}\right)^2} - 1 = \sqrt{2 + \frac{8}{3} \times 9.25 \times \left(\frac{16}{169}\right)^2} - 1 = 0.490$$

$$\text{モード IV} \quad C_{IV} = \frac{d}{t_2} \sqrt{\frac{8}{3} \gamma} = \frac{16}{169} \sqrt{\frac{8}{3} \times 9.25} = 0.470$$

したがって、接合部形式係数 C は、式(2)より

$$C = \min(1.0, 0.490, 0.470) = \boxed{\text{①}}$$

したがって、単位接合部の降伏せん断耐力 P_y (kN)は、式(1)より

$$P_y = \boxed{\text{①}} \times 25.4 \times 16 \times 169 \times \frac{1}{1000} = \boxed{\text{②}} \text{ (kN)}$$

手順2. 接合部全体の終局せん断耐力 P_u を求める。終局せん断耐力 P_u (kN)は、式(3)で求めることができる。

$$P_u = \sum_{i=1}^m (K_n \cdot n_i \cdot r_u \cdot P_y) \quad \text{式(3)}$$

ここに、 K_n : 1列のドリフトピン本数に基づく耐力の低減係数(表1より、 $\boxed{\text{③}}$)

n_i : i 列のドリフトピン本数

m : 列の数

r_u : 終局強度比(ドリフトピンの場合は1.0)

P_y : 単位接合部の降伏せん断耐力(kN)

表1 1列のドリフトピン本数に基づく耐力の低減係数 K_n

単位接合部の 降伏モード	1列のドリフトピンの本数(n)			
	1~2	3~4	5~6	7~10
I	1.0	0.90	0.80	0.70
II、III	1.0	0.92	0.85	0.80
IV	1.0	0.95	0.90	0.90

したがって、終局せん断耐力 P_u (kN)は、式(3)より

$$P_u = 3 \times (\boxed{\text{③}} \times 3 \times 1.0 \times \boxed{\text{②}}) = \boxed{\text{④}} \text{ (kN)}$$

手順3. 接合部で集合破壊は生じず、また、部材断面の引張耐力では破壊しない、と仮定する。その場合の接合部全体の基準許容引張耐力 P_0 と短期許容引張耐力 P_a を求める。基準許容引張耐力 P_0 は、式(4)で求めることができる。

$$P_0 = K_0 \cdot K_f \cdot K_r \cdot P_u \quad \text{式(4)}$$

ここに、 K_0 : 基準化係数(木材では $\frac{1}{2}$)

K_f : 安全係数(通常は $\frac{2}{3}$)

K_r : 靱性係数(接合部の靱性に関する低減係数で、モードIVの場合1.0)

したがって、基準許容引張耐力 P_0 (kN)は、式(4)より

$$P_0 = \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} \times 1.0 \times \boxed{\text{④}} = \boxed{\text{⑤}} \text{ (kN)}$$

短期許容引張耐力 P_a は、式(5)で求めることができる。

$$P_a = K_d \cdot K_m \cdot P_0 \quad \text{式(5)}$$

ここに、 K_d : 荷重継続期間影響係数(短期は2.0)

K_m : 含水率影響係数(通常の使用環境では1.0)

したがって、短期許容引張耐力 P_a (kN)は、式(5)より

$$P_a = 2.0 \times 1.0 \times \boxed{\text{⑤}} = \boxed{\text{⑥}} \text{ (kN)}$$

問題 2

2階建て鉄骨造の建築物に関する次の〔No.1〕～〔No.4〕の設問について解答せよ。本建築物は、図1に示す2層1スパン架構で構成されている。表1に構造計算に用いる諸元、表2に柱、梁の諸元を示す。なお、柱及び大梁は強軸に曲げを受けるものとし、鉄骨柱脚部は図2に示す露出型柱脚とする。

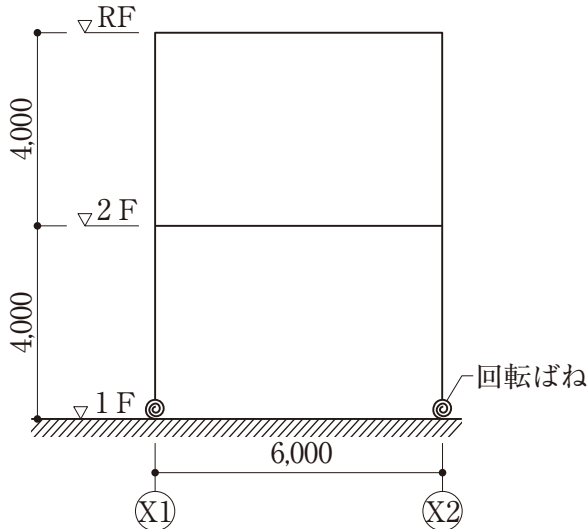


図1 架構の解析モデル図 (単位: mm)

表1 対象建築物の地震力算定用諸元

階数	2	
地震地域係数 Z	1.00	
地盤種別	第二種地盤	
階	層重量	
	W_i (kN)	ΣW_i (kN)
R	1,000	—
2	2,000	1,000
1	—	3,000
※表中、 W_i の値は各階床位置に表示し、 ΣW_i の値は層位置に表示している。		

＜アンカーボルトの概要＞

構造用アンカーボルト：6-M27 (ABR490)

1本の軸断面積 A_b ：594mm²

ヤング係数 E ：2.05×10⁵ N/mm²

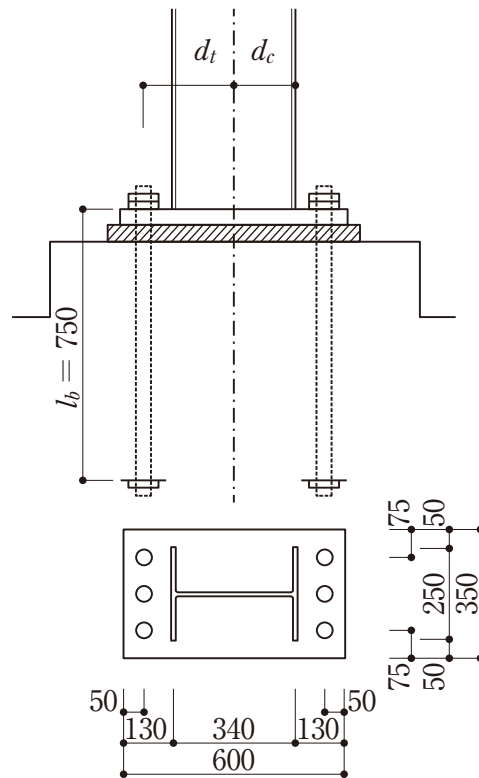


図2 柱脚部の詳細図 (単位: mm)

表2 柱、梁の諸元

部位	階	部材	鋼種	F (N/mm ²)	i_b^{*1} (mm)	Z_p (×10 ³ mm ³)
柱	1～2階	H-340×250×9×14	SN400 B	235	81.9	1,380
梁	R階	H-300×150×6.5×9	SN400 B	235	38.7	542
	2階	H-400×200×9×13	SN400 B	235	52.9	1,310

*1 圧縮フランジと曲げ材のせいの6分の1とからなるT形断面のウェブ軸周りの断面二次半径

[No.1] 本建築物に耐震計算ルート2を適用する場合、許容応力度計算において、各階の層せん断力 Q_1 、 Q_2 (kN)を求めよ。ただし、層せん断力の算定において、標準せん断力係数 C_0 は用いる最小の値とする。

[No.2] 本建築物に耐震計算ルート2を適用する場合、許容応力度計算において[No.1]にて算出した、層せん断力に対する曲げモーメント図及びせん断力(短期)を図3に示す。図3より、各階梁の端部(X2 通り)の短期設計用曲げモーメント ${}_G M_2$ 、 ${}_G M_R$ (kN・m)及び曲げ材の座屈の許容応力度(短期) ${}_G f_{b2}$ 、 ${}_G f_{bR}$ (N/mm²)を平成13年国土交通省告示第1024号に従い求めよ。なお、図3に示す各階柱の曲げモーメントの反曲点は階高の中央にあるものとし、材端部の曲げモーメントは節点位置の値とする。また、各階の梁はスパンの中央にて横補剛されているものとする。

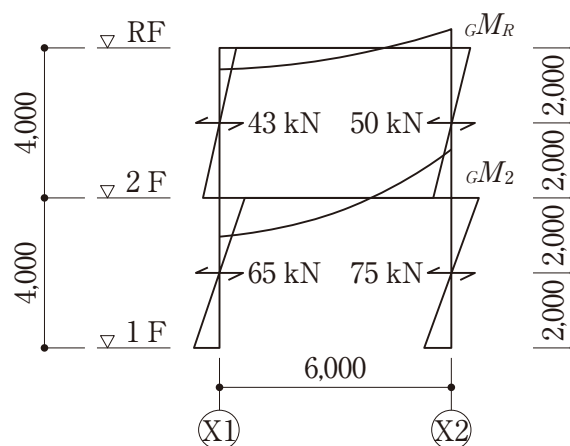


図3 曲げモーメント図及びせん断力(短期)(単位:mm)

[No.3] 次の①及び②について解答せよ。

- ① 本建築物に耐震計算ルート2を適用する場合、許容応力度計算において解析モデルに考慮する露出型柱脚部の柱脚回転剛性 K_{BS} を、式(1)を用いて求めよ。ただし、単位は kN・m/rad とすること。

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

ここに、 E : アンカーボルトのヤング係数(N/mm²)

n_t : 引張側アンカーボルトの本数

A_b : 1本のアンカーボルトの軸断面積(mm²)

d_t : 柱断面図心より引張側アンカーボルト断面群の図心までの距離(mm)

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(mm)

l_b : アンカーボルトの長さ(mm)

(次頁に続く)

- ② 柱脚の最大曲げ耐力を $403 \text{ kN} \cdot \text{m}$ とした場合、表3に示す安全率 α を考慮した柱の全塑性モーメントと比較して、柱脚部で保有耐力接合の条件が**満足されるか判定**せよ。なお、柱の全塑性モーメントの軸力による低減は無視できるものとし、降伏応力度は F 値とする。また、柱脚のせん断については保有耐力接合の条件を満足しているものとする。

表3 α 値

部 位	400 ニュートン級炭素鋼	490 ニュートン級炭素鋼
柱 脚	1.3	1.2

- [No.4] 本建築物に耐震計算ルート2を適用する場合、大地震時に構造耐力上支障のある急激な耐力低下を生じるおそれがないことを確かめるため、**接合部も含む柱及び梁部材に求められる検討項目をそれぞれ2つ述べよ。**

問題 3

鉄筋コンクリート造の2棟の建築物を対象として、耐震計算ルート3により静的弾塑性荷重増分解析（以下、「増分解析」という）を実施して、保有水平耐力を確認した。次の〔No.1〕及び〔No.2〕の設問について解答せよ。なお、特記なき単位はN、N・mm及びmmとする。

〔No.1〕 計算対象の建築物は、中低層鉄筋コンクリート造耐力壁付きラーメン構造である。次の①及び②の設問について解答せよ。解答に用いる建築物の計算条件等は以下による。

表1 計算条件及び計算結果

- (a) 本架構を対象として増分解析を行った。解析中にせん断力がせん断耐力に達した部材は負担水平力を保持するものとして解析を続行した。
- (b) 1階の層せん断力(Q_1)と層間変位(δ_1)との関係を図1に実線で示す。図中の点線は、耐力壁群、あるいは柱群の負担せん断力と層間変位との関係を示す。
- (c) δ_A において、耐力壁は同時にせん断破壊したが、柱は崩壊形を形成していなかった。
- (d) δ_B において、全ての柱は曲げ破壊による崩壊形を形成した。
- (e) δ_A 及び δ_B における1階の柱及び耐力壁の水平せん断力を種別ごとに表2に示す。部材種別は、 δ_A あるいは δ_B における応力等により判定した。その際、 δ_A における柱の破壊形式は急激な耐力の低下のおそれのある破壊を生じないものとした。

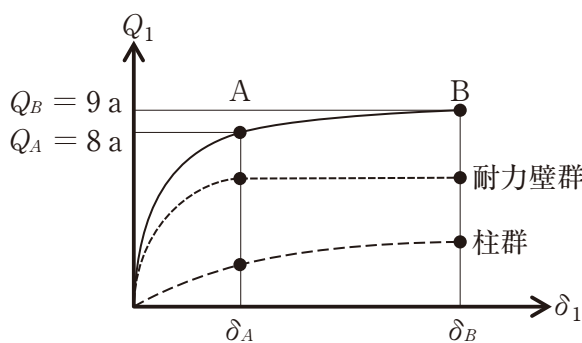


図1 1階の層せん断力と層間変位との関係

表2 柱・耐力壁の δ_A 及び δ_B における水平せん断力

	δ_A	δ_B
種別FAの柱の水平せん断力の和	0.8 a	1.2 a
種別FBの柱の水平せん断力の和	1.2 a	1.8 a
種別FCの柱の水平せん断力の和	0	0
種別FDの柱の水平せん断力の和	0	0
種別WDの耐力壁の水平せん断力の和	6 a	6 a
層せん断力	8 a	9 a

- ① 1階の保有水平耐力 Q_u を表2に示すaを用いて答えよ。
- ② 1階の構造特性係数 D_s を昭和55年建設省告示第1792号第4に従って判定し、構造特性係数 D_s 及び判定理由を簡潔に記述せよ。

[No.2] 計算対象の建築物は、中高層鉄筋コンクリート造耐力壁付きラーメン構造である。次の①～④の設問について解答せよ。解答に用いる建築物の計算条件等は以下による。

表3 計算条件及び計算結果

- (a) 増分解析の終了時に、架構は全体崩壊形を形成した。1階耐力壁は1階壁脚に塑性ヒンジが発生した。1階柱の崩壊形は3タイプとなり、各タイプの塑性ヒンジの発生位置及び解析終了時の曲げモーメントを図2に示す。
- (b) 解析終了時における1階柱の諸数値を表4に示す。柱の種別は、表4の値のほか、b-1)～b-5)の条件を考慮して判定する。また、梁の種別はFAとする。
- b-1) 図2中のB柱及びC柱の柱の崩壊形では、柱の上端に接着する梁に塑性ヒンジが生じることが明らかであり、表4中の h_0/D に替えて $2M/(Q \cdot D)$ を用いるものとする。
- b-2) 柱の種別は、塑性ヒンジが生じる柱の種別及び柱の上端に接着し、塑性ヒンジが生じる梁の種別のうち、最下位の種別とする。
- b-3) 柱の付着割裂破壊については、詳細な検討の結果、破壊が生じないことが確認されている。
- b-4) 平成19年国土交通省告示第594号第4に従って柱の状態が確認できた場合には、柱にせん断破壊が生じないものとする。柱の状態が確認できない場合には、柱にせん断破壊が生じるものとする。
- b-5) b-4)の柱の状態を確認する際、地震力によって生じる柱のせん断力(Q_M)は、図2に示す曲げモーメントによるせん断力とする。また、柱のせん断耐力(Q_C)は、表4の値とする。
- (c) 解析終了時における1階の柱及び耐力壁の水平せん断力の和を表5に示す。柱はタイプ別に3つのグループに分けて水平せん断力の和を示し、その種別は、表4に示す柱と同じ種別とする。

〈凡例〉 ▼：塑性ヒンジ発生

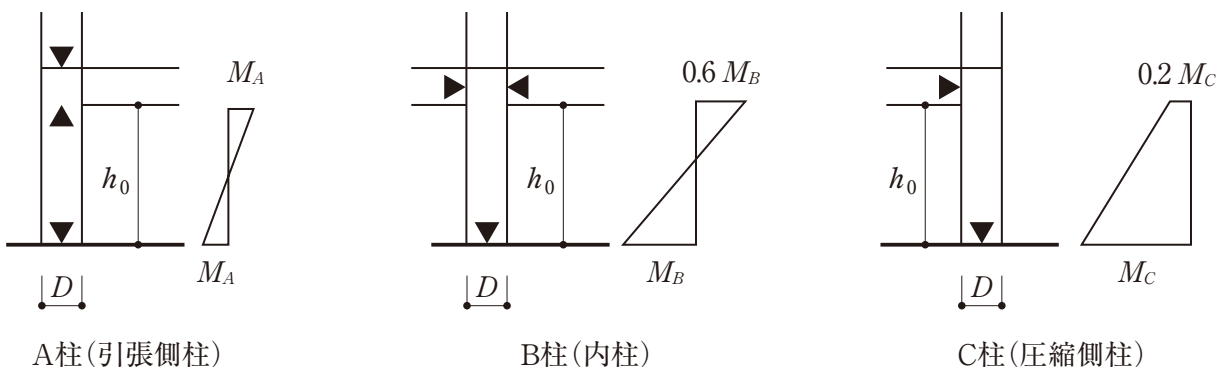


図2 各タイプの塑性ヒンジの発生位置及び解析終了時の曲げモーメント

表4 1階柱の諸数値

柱	h_0/D の数値	σ_0/F_c の数値	p_t の数値	τ_u/F_c の数値	柱のせん断耐力 Q_c
A柱	2.75	0.04	0.79 %	0.05	$4.40 M_A/h_0$
B柱	2.20	0.30	0.75 %	0.10	$2.08 M_B/h_0$
C柱	2.75	0.46	0.79 %	0.13	$0.88 M_C/h_0$

注記1)：表中の数値の記号(Q_c を除く)は、昭和55年建設省告示第1792号第4による。
 注記2)：柱の上端又は下端に接着する梁について、崩壊形に達する場合に塑性ヒンジが生じることが明らかな場合にあつては、表中の h_0/D に替えて $2M/(Q \cdot D)$ を用いるものとする。この場合において、 M は崩壊形に達する場合の当該柱の最大曲げモーメントを、 Q は崩壊形に達する場合の当該柱の最大せん断力を表すものとする。

表5 1階の柱及び耐力壁の水平せん断力の和

柱・耐力壁	種別	水平せん断力の和	備考
柱Aグループ(全ての引張側柱)	A柱と同じ	$0.04 Q_1$	Q_1 ：増分解析終了時における1階の層せん断力
柱Bグループ(全ての内柱)	B柱と同じ	$0.46 Q_1$	
柱Cグループ(全ての圧縮側柱)	C柱と同じ	$0.10 Q_1$	
耐力壁グループ(全ての耐力壁)	WA	$0.40 Q_1$	

- ① 1階のA柱、B柱及びC柱の種別について、表3(b)の条件を考慮して昭和55年建設省告示第1792号第4に従って判定し、その種別及びせん断力に対するせん断耐力の比(Q_c/Q_M)を記述せよ。なお、各柱の種別は条件を満足するなかで最上位の種別を選択するものとし、種別の上位・下位の順番は、FA(上位)、FB、FC、FD(下位)の順とする。
- ② 表3のb-2)では、塑性ヒンジが生じる柱と梁の種別から柱の種別を判定するとしている。そのため、柱梁接合部が接合部降伏破壊及びせん断破壊しないことを別途確認している。柱梁接合部がせん断破壊する場合には、柱の種別をどのように判定すればよいか、判定の対応を簡潔に記述せよ。
- ③ 1階柱の種別ごとの負担せん断力の合計を、表5に示す Q_1 を用いて答えよ。なお、0(ゼロ)の場合は、0と記入すること。
- ④ 1階の構造特性係数 D_s を昭和55年建設省告示第1792号第4に従って判定し、構造特性係数 D_s 及び判定理由を簡潔に記述せよ。なお、柱の部材群の種別は、柱の破壊形式がせん断破壊とされる場合、当該柱を取り除いた架構には局部崩壊が生じるものとして判定する。

