

令和 7 年度構造設計一級建築士講習

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 7 年 4 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. AI(人工知能)により示されたアルゴリズムや計算結果は、その導出過程がブラックボックスであるため、必ず自らその検証を行わねばならない。
2. 建築物に大きな影響を与える大地震、巨大台風、豪雪などはこれまでの知見で作用の規模などを正確に予測することが困難な自然現象であり、法規で定められた荷重がこれらを網羅しているわけではないことを認識しておかなければならない。
3. 構造設計者は、大地震後の継続使用性など、建築基準法では担保できない諸々の要件を施主と協議して精査し、構造設計に反映させることが求められる。
4. 構造物の安全性に関する見解について、組織の上司の発言についておかしいと感じたが、自分の意見を述べることに従った。

〔No. 2〕 建築基準法及び建築士法における構造関係規定の適用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. 構造設計一級建築士が設計又は法適合確認を行った場合は、構造計算によって建築物の安全性を確かめた旨の証明書は不要である。
2. 建築基準法第 20 条第 1 項第二号の高さ 31 m 以下の鉄筋コンクリート造建築物について、張り間方向を保有水平耐力計算、桁行方向を許容応力度等計算により安全性を確かめた場合、同法施行令第 3 章第 6 節の仕様規定はすべてが適用される。
3. 時刻歴応答解析を行い、建築基準法第 20 条第 1 項第一号に基づく大臣認定を取得した場合、構造計算適合性判定の対象外であるが、構造設計一級建築士の関与は必要である。
4. 建築基準法第 37 条の規制は、指定建築材料以外の材料を、構造耐力上主要な部分に使用する場合にも適用される。

〔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. 時刻歴応答解析に用いる設計用入力地震動を作成する際の工学的基盤とは、地下深所にあつて十分な層厚と剛性を有し、せん断波速度が約 400 m/s以上の地盤のことをいう。
2. 地盤種別の判定に用いる地盤周期を、測定されたせん断波速度に基づいて求めた。
3. 人が常時利用する屋上に囲い等を設けず、設置する質量が 15 kgを超える給湯設備について、地震力に対して安全上支障のないことを特別な調査又は研究によらず、構造計算により確認する場合、設計用標準震度に 0.5 の値を用いた。
4. 高さが 24 mの建築物の外壁から突出する屋外階段の設計に当たり、屋上の位置における水平震度を $1.0Z$ (Z : 地震地域係数)とし、屋外階段の各部分の取り付け部分の高さに応じてフロアレスポンスを求め、水平震度の数値を定めた。

〔No. 4〕 建築基準法における荷重及び外力に対する性能確保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. 特定行政庁が指定する多雪区域内の建築物に対する暴風時の荷重・外力の組み合わせは、積雪荷重のある場合と積雪荷重のない場合の両方を想定する。
2. 鉄筋コンクリート造の耐力壁を有する建築物の地上部分において、地震力作用時に耐力壁が負担するせん断力の和がその階の層せん断力の $\frac{1}{2}$ を超えたが、各部材について適切な部材モデル、復元力特性を設定し、ひび割れに伴う剛性低下を適切に考慮した非線形増分解析により許容応力度計算を行ったため、剛接架構の耐力壁を除く部材に対して応力の割り増しによる検討を行わなかった。
3. 建築物の使用上の支障が起こらないことを確認するため、鉄筋コンクリート造の梁に生じるたわみの計算を行う場合、載荷実験によらず、弾性たわみの最大値に変形増大係数 8 を乗じて得た値を用いて確認した。
4. 地上 10 階で高さ 31 mを超える建築物の屋外に面する帳壁について、構造計算によって脱落しないことを確かめた場合を除き、その高さの $\frac{1}{200}$ の層間変位に対して脱落しないことを確認する必要がある。

〔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1-1において、冷間成形角形鋼管柱にBCR材を用い、柱梁接合部を通しダイヤフラム形式としたため、標準せん断力係数 C_0 を 0.3 としたときの地震力により柱に生じる力を 1.2 倍して許容応力度の検討を行なった。
2. 耐震計算ルート2において、ラーメンと筋かい併用の建築物で筋かいの水平力分担率が $\frac{5}{7}$ 以上の階では、当該階の地震時応力を 1.5 倍に割り増して各部材を設計した。
3. 耐震計算ルート3において、冷間成形角形鋼管柱にBCR材を用いた場合、局部崩壊機構と判定されたため、通常の方法に加えて、当該床位置の柱、1 階の柱脚及び最上階の柱頭の柱の耐力を低減して塑性ヒンジを設定し、保有水平耐力の確認を行なった。
4. 耐震計算ルート3において、露出柱脚に伸び能力のあるアンカーボルトを使用した場合、保有耐力接合の検討におけるせん断耐力の評価について、ベースプレート下面の摩擦力とアンカーボルトのせん断耐力のうち大きいほうを柱脚の最大せん断耐力とした。

〔No. 6〕 鉄筋コンクリート造建築物の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. 表層地盤が緩い砂質地盤であるラーメン構造の杭基礎において、一次設計用地震力に対する杭の短期許容耐力を確認し、さらに設計判断により上部構造の保有水平耐力に対する杭の終局耐力について検討した。
2. ラーメン構造の増分解析において、一部の短スパン梁がせん断破壊したが、その梁が支えていた鉛直力を周辺部材で支持することができ、局部崩壊が生じないことを確認したため、せん断破壊した梁を無視した再解析を実施し、崩壊形形成時の保有水平耐力を算定した。
3. 耐力壁付きラーメン構造の増分解析において、階により耐力壁の壁量が異なるため、 A_i 分布に基づく外力分布による崩壊形は検討せず、必要保有水平耐力に基づく分布を外力分布とした増分解析を行い、崩壊形形成時の保有水平耐力を算定した。
4. 支持地盤が堅固な直接基礎の耐力壁付きラーメン構造において、連層耐力壁が浮き上がりによる回転系の崩壊形式となるため、耐力壁脚部の回転を拘束して、必要保有水平耐力を算定した。

〔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. 令和 7(2025)年 4 月施行の建築基準法の改正により、同法施行令第 46 条に規定される木造の「壁量基準」が見直され、必要壁量は原則的に支えている重さに応じて算定する方法に改められた。
2. 木材の繊維方向の基準強度から許容応力度を求める際に、積雪に関して、荷重継続時間が 3 日間程度(短期の 0.8 倍)と 3 ヶ月程度(長期の 1.3 倍)の係数が設定されている。
3. 構造耐力上主要な部分に無等級材を用いる建築物でも、建築基準法施行令第 46 条第 2 項第一号を適用して壁量計算を適用除外することができる。
4. 令和 7(2025)年 4 月施行の建築基準法の改正により、学校の木造の校舎の基準を定めていた同法施行令第 48 条及び関連告示が廃止され、新たに、同法施行令第 80 条の 2 第一号の規定に基づく、特殊な構造方法によるものに位置付けられた。

〔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. 限界耐力計算では、「極めて稀に発生する最大級の暴風」について、部材応力が材料強度によって計算した構造耐力上主要な部分の耐力を超えないことを要求している。
2. 平成 12 年建設省告示第 1458 号において、屋根ふき材、外部に面した帳壁などの外装材等の設計に関して、「極めて稀に発生する最大級の暴風」に対する構造計算は義務付けられてはいないが、それらの破損が大被害に発展しないよう考慮する必要がある。
3. 地表面粗度区分は、崖や丘などの大きな地形変化が風速に与える影響を考慮するために設定されている。
4. 限界耐力計算において、「極めて稀に発生する最大級の暴風」に対して、建築物が倒壊、崩壊しないように設計する必要があるが、塑性化による長周期化は風応答として不利な方向になるので、建築物には概ね弾性的挙動が要求される。

〔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. 脆性的な破壊をする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。
2. 鉄筋コンクリート造建築物の耐力壁直下の基礎については、通常の場合、基礎固定とした保有水平耐力の計算を行ってもよい。
3. 保有水平耐力の計算にあたり、塔状比が4を超える場合、転倒に対する基礎の検討が要求されている。
4. 鉄筋コンクリート造耐力壁の基礎回転系の破壊形式は、上部構造の保有水平耐力に大きく影響するため、その破壊形式に対応する耐力壁の種別はWDとされている。

〔No. 10〕 一貫構造計算プログラムを用いた構造計算及び構造計算適合性判定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. 建築基準法令において、応力伝達に関する具体的な規定はないが、部材端部で適切に応力伝達できることは、構造計算の前提条件となるので、構造計算適合性判定の審査対象となる。
2. 節点振分け法は、保有水平耐力計算の方法として建築基準法令に例示された解法であるため、脆性部材を含む架構の保有水平耐力計算にも適用できる。
3. 出の長い片持ち小梁がある場合、てこ反力の影響により、受け梁に支配荷重より大きな荷重が作用することがあるので、小梁を応力解析用の部材としてモデル化しない場合は、その影響を適切に考慮する必要がある。
4. 施工時に各階の高さがレベリングされたとしても、柱にはその後に載荷された軸応力度に応じた軸変形差が生じるので、長期荷重時の応力解析においては、柱の軸変形を考慮した。

法適合確認(記述式)

問題 1

8階建て鉄筋コンクリート造建築物を対象として、耐震計算ルート3により静的荷重増分弾塑性解析(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①～⑧の設問について解答せよ。なお、解答に用いる建築物の地震力算定用諸元を表1に、計算条件等を表2～表4に示す。

表1 建築物の地震力算定用諸元

階数	地上 8 階・地下及び塔屋なし	
地震地域係数 Z	1.00	
建築物の高さ h	25 m	
地盤種別	第一種地盤 $T_c = 0.4$ (秒)	
標準せん断力係数 C_0	0.2(一次設計時)	
	1.0(保有水平耐力計算時)	
形状係数 F_{es}	全階 1.00	
層重量		
▽RFL	$W_i = a$	ΣW_i
▽8FL	$W_i = a$	a
▽7FL	$W_i = a$	$2 a$
▽6FL	$W_i = a$	$3 a$
▽5FL	$W_i = a$	$4 a$
▽4FL	$W_i = a$	$5 a$
▽3FL	$W_i = a$	$6 a$
▽2FL	$W_i = a$	$7 a$
▽1FL		$8 a$

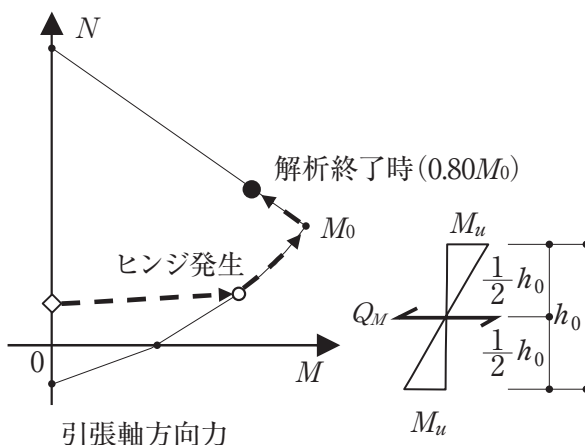
〔諸元〕

M_0 : 曲げ終局モーメント(M_u)の最大値
— : 曲げ終局モーメント(M_u)

〔凡例〕

解析開始 解析終了
外柱軌跡 ◇ — — — ●
○ ヒンジ発生
括弧内は解析終了時の(M_u)を示す

圧縮軸方向力



(a) $N-M_u$ 関係 (b) ヒンジ発生後の M 分布図

図1 1階外柱の軸方向力と曲げ終局モーメント

表2 計算条件及び計算結果

- (a) 増分解析に用いる水平力分布は、 A_i 分布に基づく外力分布とする。
- (b) 架構は増分解析時に脆性破壊することなく、各層の層間変形角の最大値(R_{\max})が1/60時点において全体崩壊形を形成した。
- (c) 架構の層せん断力は、 R_{\max} が保有水平耐力の確認目標変形とした1/100時点において必要保有水平耐力を上回った。
- (d) R_{\max} が1/100時点及び1/60時点における1階の柱・耐力壁の負担水平力及び層せん断力を表4に示す。なお、表4に示す柱及び耐力壁の種別は、 R_{\max} が1/100時点、あるいは1/60時点における応力等によりそれぞれ求めた。表4に示す種別以外の柱及び耐力壁はなかった。

- ① 7階の保有水平耐力 Q_{u7} を、1階の保有水平耐力 Q_{u1} を用いて答えよ。なお、7階の A_i 分布 A_{i7} は、式(1)により算定してよい。その際、設計用一次固有周期 T は表1に示す建築物の高さを用いて算定してよい。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T} \quad \text{式(1)}$$

ここで、式(1)の各記号は昭和55年建設省告示第1793号による。

- ② 必要保有水平耐力算定時に地震力によって1階に生じる水平力 Q_{ud1} を、式(2)により求め、表1に示すaを用いて答えよ。

$$Q_{ud1} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot \Sigma W_1 \quad \text{式(2)}$$

ここで、式(2)の各記号は昭和55年建設省告示第1793号による。

- ③ 表3に示すイ柱及びハ柱の種別について、昭和55年建設省告示第1792号第4に従って判定せよ。その際、種別は、各条件を満足するなかで最上位の種別を選択するものとする。なお、種別の上位・下位の順番は、FA(上位)、FB、FC、FD(下位)の順とする。

表3 1階柱の諸数値

柱	破壊形式	塑性ヒンジ位置	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
イ柱	曲げ破壊	1階柱頭・柱脚	2.50	0.05	0.70%	0.05
ロ柱	曲げ破壊	2階梁端・1階柱脚	3.00	0.30	0.80%	0.10
ハ柱	曲げ破壊	1階柱頭・柱脚	2.50	0.53	0.70%	0.14

注：表中の各記号は、昭和55年建設省告示第1792号第4による。

- ④ 図1に示す1階外柱では、増分解析のあるステップにおいて柱頭及び柱脚に塑性ヒンジが生じて、塑性ヒンジの曲げ終局モーメント M_u は軸方向力の増大に伴い増減して、解析終了時に至った。解析終了時の柱のせん断力を Q_{ME} とした場合、塑性ヒンジ発生後における柱のせん断力の最大値 $\max Q_M$ を、 Q_{ME} を用いて答えよ。また、柱頭と柱脚の M_u は同じ値としてよい。
- ⑤ 表3に示すロ柱の崩壊形は、曲げ破壊型である。崩壊形形成時の柱のせん断力を Q_M とした場合、平成19年国土交通省告示第594号第4により曲げ破壊型に求められるせん断耐力 Q_c の最小値を、 Q_M を用いて答えよ。

- ⑥ 1 階の構造特性係数 D_{s1} の算出に用いる柱の部材群の種別を、表 4 及び昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 4 に従って判定し、その種別及び判定理由を簡潔に記述せよ。

表 4 1 階における柱の部材群・耐力壁の部材群の負担水平力及び層せん断力

部材	柱(kN)			耐力壁(kN)	層せん断力 (kN)
種別	FA	FB	FC	WA	
$R_{\max} = 1/100$ 時	1.0 a	0.8 a	0.2 a	2.0 a	4.0 a
$R_{\max} = 1/60$ 時	1.1 a	1.0 a	0.3 a	2.1 a	4.5 a

- ⑦ 1 階の構造特性係数 D_{s1} を、表 4 及び昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 4 に従って判定し、その判定理由を簡潔に記述せよ。
- ⑧ 表 3 に示す 3 種類の柱のなかで、地震時に曲げ圧縮破壊が生じ、コンクリートが圧壊して小さな変形下で最も耐力低下が危惧される柱を選択し、耐力低下を防止する対策として有効と考えられる方法を簡潔に記述せよ。ただし、柱の断面寸法や材料強度は変更しないものとする。

問題 2

一貫構造計算プログラムを用いた「屋根面ブレースのある鉄骨造建築物のモデル化と断面検討」に関する設問〔No.1〕及び木造トラスの鉛直荷重に対する合掌尻の長期許容耐力に関する設問〔No.2〕について解答せよ。

〔No.1〕 図1に示すような屋根面ブレースのある平屋の鉄骨造建築物を、一貫構造計算プログラムで形状どおりモデル化した。その際、吹抜けがないことから、全面に剛床仮定を適用して計算した。その結果、プログラムが正常終了したことから、構造計算を終了した。小梁とスラブは、それぞれの部位の長期応力に対して別途断面設計した。屋根面ブレースは、均等ラーメンのため応力が生じないと考え、断面検討せずに計算外で断面を決めた。なお、鉄骨製作や施工性に配慮するため、柱及び大梁は、RC造スラブ屋根部分と折版屋根部分とで、断面を変えず、均等な純ラーメン構造としている。

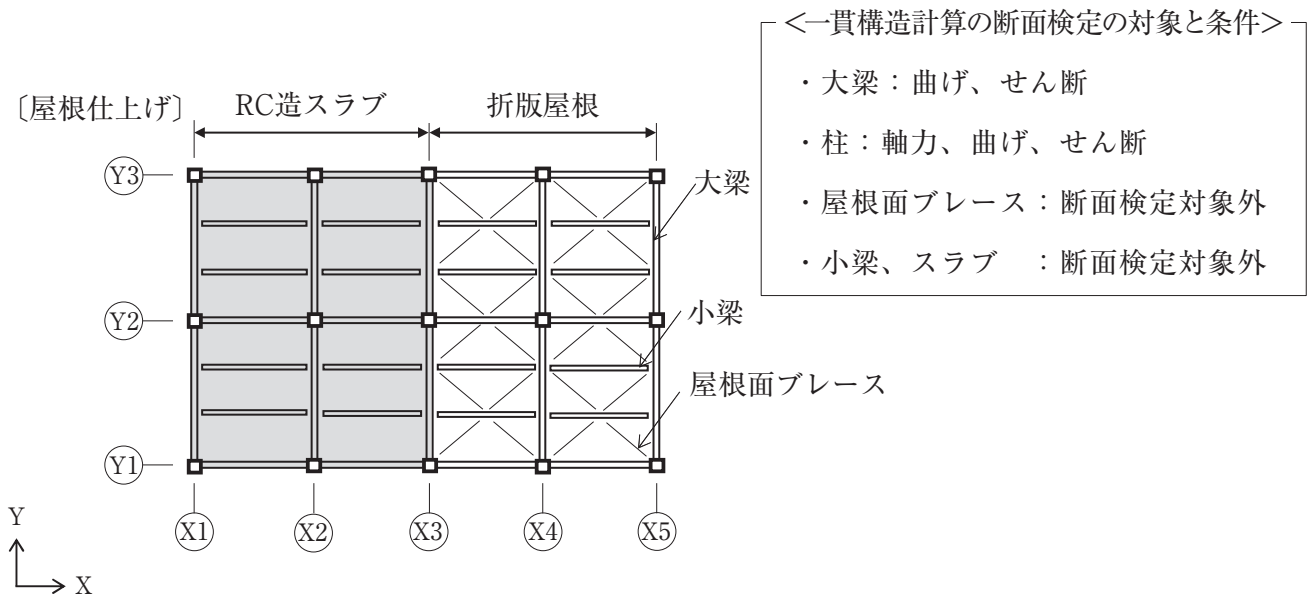


図1 R階屋根伏図と断面検定条件

この一貫構造計算では、Y方向地震時の断面検討が不足している。どのような検討を追加すべきか、次の①及び②の設問について解答せよ。

- ① 明らかに断面検討が不足している部材は何か、どの部位の部材かが分かる形で3つ記述せよ。
- ② 何により生じるどのような応力に対して検討を追加する必要があるか、1つ記述せよ。

〔No.2〕 図2のような木造トラスの、鉛直荷重に対する合掌尻(図3上弦材と下弦材の接合部)の長期許容耐力を1～4に則り算定する。次の①～⑥の設問について解答せよ。なお、木材の諸元は以下のとおりである。

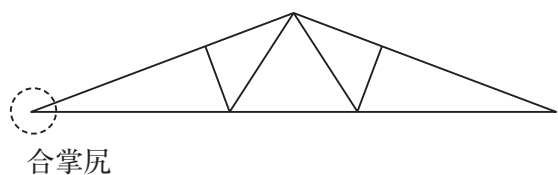


図2 木造トラス

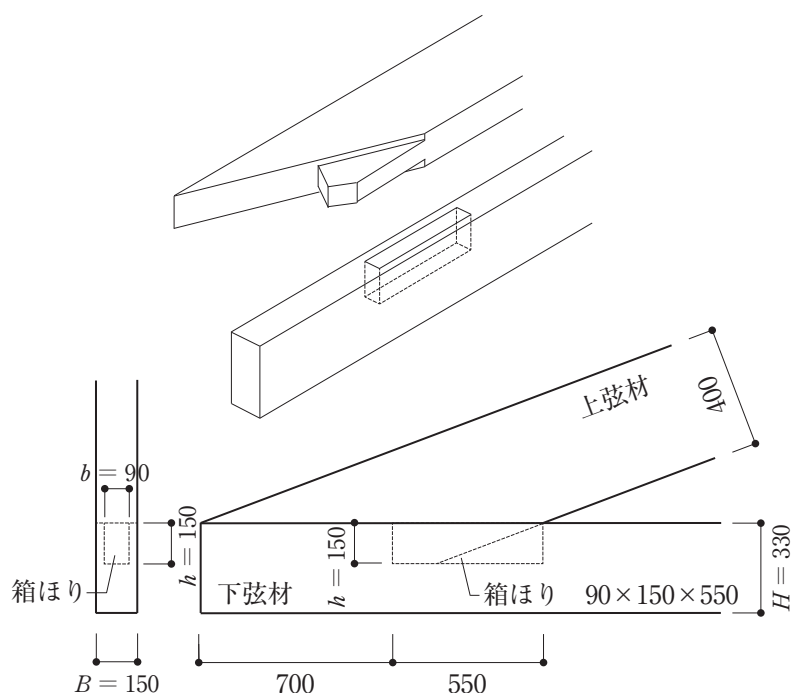


図3 合掌尻接合部 (単位: mm)

〈木材の諸元〉

・カラマツ対称異等級構成集成材E120-F330

圧縮の基準強度 $F_c = 25.9(\text{N/mm}^2)$

引張りの基準強度 $F_t = 22.4(\text{N/mm}^2)$

曲げの基準強度 $F_b = 33.0(\text{N/mm}^2)$

せん断の基準強度 $F_s = 3.6(\text{N/mm}^2)$

支圧強度カラマツ(樹種グループJ1)

繊維方向 $F_{e0} = 25.4(\text{N/mm}^2)$

繊維直交方向 $F_{e90} = 12.7(\text{N/mm}^2)$

・荷重継続期間影響係数 K_d 長期 = 1.1 / 3

中長期 = 1.43 / 3

中短期 = 1.6 / 3

短期 = 2.0 / 3

1. 下弦材端部のせん断で決まる長期の耐力を求める。

① 下弦材端部のせん断面の周長 $L_e(\text{mm})$ を、式(1)により求めよ。

$$L_e = (2 \times h) + b \quad \text{式(1)}$$

ここで、 h : 上弦材の胴付き面高さ(mm)

b : 上弦材の端部ほぞ幅(mm)

② 下弦材端部のせん断面積 $A_s(\text{mm}^2)$ を、式(2)により求めよ。

$$A_s = L_s \times L_e \quad \text{式(2)}$$

ここで、 L_s : 下弦材端部の有効長さ(mm)

なお、下弦材端部のせん断長さの実長さは700 mmであり400 mmより大きいので、下弦材端部の有効長さ L_s は300 mmとする。

L_e : 下弦材端部のせん断面の周長(mm)

- ③ 下弦材端部の長期許容せん断耐力 T_1 (kN)を、式(3)により求めよ。

$$T_1 = K_d \times F_s \times A_s \quad \text{式(3)}$$

ここで、 K_d ：荷重継続期間影響係数

F_s ：せん断の基準強度(N/mm²)

A_s ：下弦材端部のせん断面積(mm²)

2. 上弦材下端部のほぞの胴付き面の支圧で決まる長期の耐力を求める。

- ④ ほぞ胴付き面長期支圧耐力 T_2 (kN)を、式(4)により求めよ。

$$T_2 = K_d \times F_{e0} \times A_c \quad \text{式(4)}$$

ここで、 K_d ：荷重継続期間影響係数

F_{e0} ：支圧強度(繊維方向)(N/mm²)

A_c ：ほぞ胴付き面支圧面積(mm²)なお、 $A_c = b \times h$ とする。

3. 下弦材端部の有効断面の引張り耐力で決まる長期の耐力を求める。

- ⑤ 下弦材端部長期引張り耐力 T_3 (kN)を、式(5)により求めよ。

$$T_3 = K_d \times F_t \times A_t \quad \text{式(5)}$$

ここで、 K_d ：荷重継続期間影響係数

F_t ：引張りの基準強度(N/mm²)

A_t ：下弦材端部有効引張り面積(mm²)

なお、 $A_t = (B \times H) - (b \times h)$ とする。

B ：下弦材の幅(mm)

H ：下弦材のせい(mm)

4. 合掌尻の許容耐力は、下弦材端部のせん断で決まる耐力、上弦材下端部のほぞの胴付き面の支圧で決まる耐力、下弦材端部の有効断面の引張り耐力で決まる耐力、のうち最小値で決定される。

- ⑥ 1～3の結果より、この合掌尻の長期許容耐力 T (kN)を求めよ。

問題 3

2 階建て鉄骨造建築物に関する次の〔No.1〕～〔No.3〕の設問について解答せよ。本建築物は、図 1 に示す 2 層 2 スパン架構で構成されている。表 1 に柱、梁、アンカーボルトの諸元を示す。なお、鉄骨柱脚部は露出型柱脚とする。

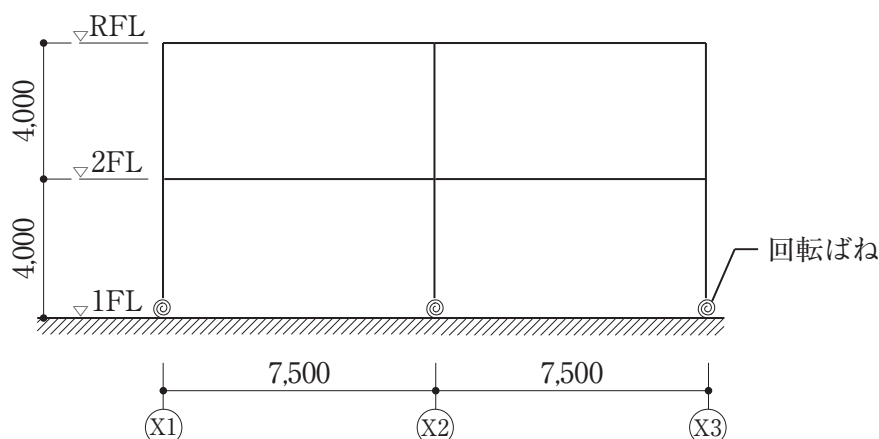


図 1 架構の解析モデル図 (単位: mm)

表 1 柱、梁、アンカーボルトの諸元

部位	階	部材	鋼種	F (N/mm ²)	Z_p ($\times 10^3$ mm ³)
柱	2 階	□-350 × 350 × 9	BCR295	295	1,520
	1 階	□-400 × 400 × 12	BCR295	295	2,610
梁	2～R階	H-500 × 200 × 10 × 16	SN400 B	235	2,130
アンカーボルト	1 階柱脚	8-M30 (ABR400)	SNR400 B	235	—

〔No.1〕 次の①及び②の設問について解答せよ。

- ① 本建築物に耐震計算ルート 3 を適用する場合、2 階床レベルの X1 通り及び X2 通りの接合部における柱梁耐力比、2 階床レベルの階としての柱梁耐力比を求めよ。ただし、全塑性モーメントの算定においては全断面有効とし、鋼材の降伏強度は基準強度の 1.1 倍とする。また、柱の全塑性モーメントの軸力による低減はないものとし、柱梁接合部は降伏しないものとする。なお、ヒンジは節点位置に生じるものとする。
- ② ①の結果より、平成 19 年国土交通省告示第 594 号第 4 第三号口に基づき、予想される崩壊形が部分崩壊形か、全体崩壊形のいずれになるかを判定せよ。

〔No.2〕 本建築物に耐震計算ルート 3 を適用する場合、保有水平耐力計算において、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 3 に従い、**各階の柱及び梁の部材群としての種別と構造特性係数 D_{s1} 、 D_{s2}** を求めよ。なお、図 2 に示すようにメカニズム時に架構は 2 階柱の柱頭、2 階の梁両端部に部材の曲げ塑性ヒンジ及び 1 階柱脚部アンカーボルト塑性化による曲げ塑性ヒンジが形成されるものとする。

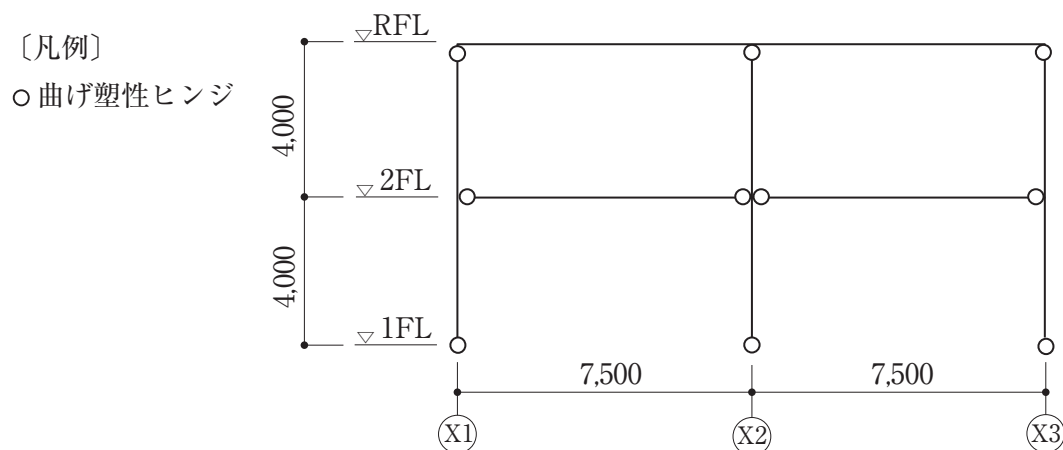


図 2 曲げ塑性ヒンジ発生位置(単位：mm)

〔No.3〕 本建築物の 2 階床レベルの柱梁接合部の仕口部では、地震時に高レベルの繰り返し応力を受けるため、強度と共に靱性も要求される。このような大梁端部での脆性破壊を防止し、安定した塑性変形能力を確保するため、柱梁接合部の仕口部における「構造設計」及び「鉄骨製作」それぞれの段階で特に留意すべき点や対策(採用する工法や材料選定等)について、それぞれ 1 つ簡潔に記述せよ。

