

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
	—	

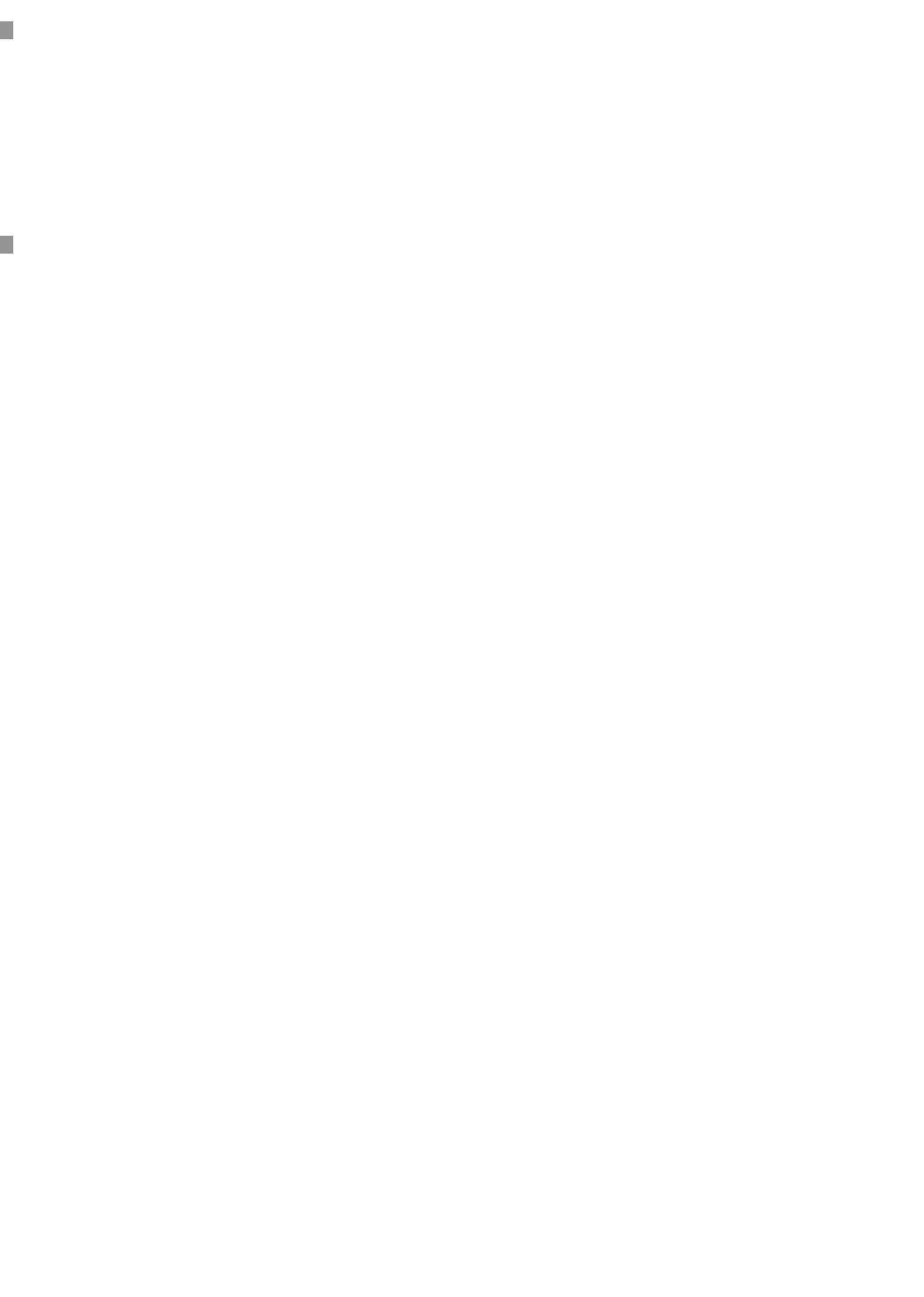
修了考査（構造設計）

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。

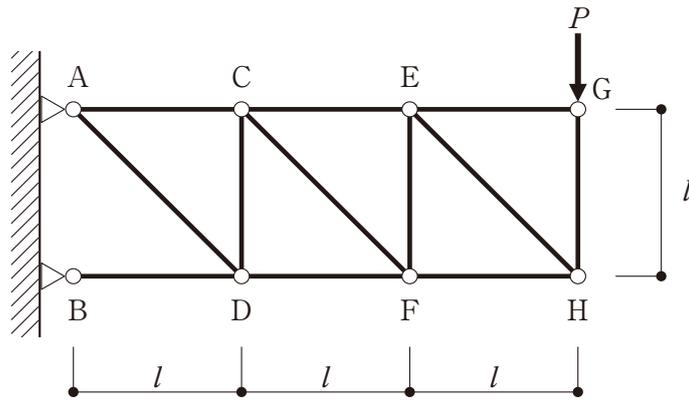
〔注意事項〕

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)。



構造設計 (選択理由記述式 4 肢択一問題)

[No. 1] 図のような平面トラスにおいて、G 点に鉛直荷重 P を加える場合を考える。次の記述のうち、誤っているものを 1 つ選び、誤りとする理由を述べよ。なお、全ての部材は等質等断面である。



平面トラス

1. 下弦材は圧縮材であり、部材軸力の大きさは B 点から H 点に向かって P ずつ減少する。
2. 斜材は引張材であり、いずれの斜材も部材軸力の大きさは一定で、 $\sqrt{2}P$ である。
3. 鉛直材は圧縮材であり、部材軸力の大小関係は部材 $GH < 部材EF < 部材CD$ となる。
4. G 点の鉛直変位は、H 点の鉛直変位よりも大きい。

〔N o . 2〕 鉄筋の付着・定着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. 梁の上端筋の許容付着応力度は、下端筋や縦筋に比べて小さい。
2. 平均付着応力の検討で用いる有効な付着長さは、付着性能が劣化するような損傷が生じない場合を除き、損傷により付着が期待できない部分を勘案して、その塑性化域を除いた長さとする必要がある。
3. 許容応力度計算における付着の検討方法は、平均付着応力を用いる方法と曲げ付着を用いる方法の2つの方法があり、その両方の検討で付着強度が付着応力度を上回ることを確認しなければならない。
4. 柱梁接合部で梁主筋の付着破壊が生じる場合は、生じない場合と比べて、梁の部材端で負担できる曲げモーメントが小さくなる。

〔N o . 3〕 構造計画・構造解析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. べた基礎における基礎スラブ設計用の長期荷重は、基礎底面に作用する長期接地圧から基礎梁及び基礎スラブの面積当たりの重量を差し引いた分を上向きの鉛直分布荷重としてよい。
2. 鉄筋コンクリート造の高層住宅の構造方式を、制振構造とするより基礎免震構造としたほうが、一般に、最大応答せん断力、最大応答加速度とも小さくすることができる。
3. 大空間構造の屋根を免震化することで、地震時に屋根に作用する水平力の低減を図るばかりでなく、屋根を支えている下部構造に作用する水平力の低減も図ることができる。
4. 建築物の振動解析モデルとしては、等価せん断型、等価曲げせん断型、部材モデル型などがあり、建築物の平面形状、立面形状が整形でないため、部材モデル型を用いた。

〔N o . 4〕 建築物の耐震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. 増分解析により算定した保有水平耐力は、全体崩壊形や部分崩壊形にかかわらず、増分解析に用いた外力分布に基づく層せん断力分布に比例する。
2. 限界耐力計算は、弾性解析に基づき行うものとし、安全限界変位に達するまでに各階における有害な耐力の低下がないことを確認する。
3. 時刻歴応答解析では、内部粘性減衰に初期剛性比例型減衰を用いた場合、高次モードの減衰定数は振動数が大きいほど大きくなる。
4. 時刻歴応答解析による設計では、免震・制振・耐震にかかわらず、上下方向地震動の影響について水平方向地震動との同時性の関係を考慮して評価する。

〔No. 5〕 鉄骨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. 鉛直荷重と水平荷重を同時に受け水平方向に変形する骨組では、 $P\Delta$ 効果により単位水平荷重に対する変形が増大するため、必要に応じて微小変形理論に基づく部材応力に付加応力を考慮する。
2. 溶接時に急熱急冷すると、その部分の強度が上昇する一方で、溶接金属や鋼材の低靱性化による脆性破壊の原因となる。
3. 一定のねじりモーメントを受けるH形鋼梁のねじり回転量は、フランジ及びウェブ端部の支持条件により変化し、端部の材軸方向の変形(反り)が拘束されると小さくなる。
4. 接合部に想定される最大応力に対して破壊が生じないことを確認するために用いる接合部の最大耐力は、接合部を構成する鋼材の F 値を用いて算定される。

〔No. 6〕 鉄筋コンクリート造の構造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. 張間方向に連層耐力壁をもつ中層共同住宅の1階をピロティ形式の構造とした場合、上階からの壁の一部を1階までおろし、崩壊形としては、1階で壁脚曲げ降伏ヒンジと柱上下端の曲げ降伏ヒンジを許容する設計とした。
2. 柱の h_0/D (内のり高さ/せい)による種別の判定において、建築物が崩壊形に達する時に、その柱に接続する上下階の梁に塑性ヒンジが生じる場合には、 h_0/D に替えて、梁面位置に生じる柱の最大曲げモーメント M と最大せん断力 Q による $2M/(Q \cdot D)$ を用いた。
3. D_s 算定のための増分解析を終了した時点において、崩壊形が形成されない層が一部あったが、必要保有水平耐力に対して十分に余裕があったため、その時点の応力に対して保証設計を行った。
4. 外柱(せい D) の中間層の柱梁接合部において、上下梁主筋を折曲げて定着する際に、水平投影長さは $0.75D$ 以上とし、その水平投影長さを有効柱せいとして、柱梁接合部の水平せん断強度の検討を行った。

〔N o. 7〕 木質構造の構造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. 耐力壁形式の軸組工法において、一般に、柱梁が鉛直荷重を負担し、耐力壁が水平力を負担するというように役割分担している。
2. 同一方向に、木造ラーメンと耐力壁を併用する場合は、それぞれの初期剛性及び靱性が異なるため、面材耐力壁とラーメン架構を別々に完全弾塑性系にモデル化した時の耐力の合計値と、耐力要素の荷重変形曲線を累加して作成した層の荷重変形関係から求まる耐力は、一致しない。
3. 燃えしろ設計において、長期荷重時の応力が、燃えしろ分を減じた断面の短期の許容応力度を超えないよう断面検定を行う。
4. 断面寸法が4.5 cm × 9 cmの筋かいに引張力が働く場合は、一般に、部材の引張強度により終局強度が決定する。

〔N o. 8〕 免震・制振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. 地上10階、地下2階の鉄筋コンクリート造建築物(塔状比3)において、平成12年建設省告示第2009号第6の方法による免震構造の設計を行うため、地盤調査を行い第二種地盤で液状化の可能性がないことを確認した。
2. 平成12年建設省告示第2009号第6の方法による免震構造における、上部構造の応答せん断力 Q と免震層の応答変位 d を求めるにあたり、付加減衰による加速度低減率 F_h を計算で0.32と算出したが、安全をみて F_h を0.35として計算した。
3. 制振ダンパーとして用いられる速度依存型の粘弾性ダンパーは、線形粘性減衰(ダッシュポット)とバネを直列させたMaxwellモデルや並列させたKelvinモデルとして解析することが多い。
4. 高さ60 m以下の制振構造の建築物を時刻歴応答解析によって設計した場合、国土交通大臣の認定が必要となるが、保有水平耐力により設計された建築物に制振ダンパーを付加的に設置した建築物は、大臣認定は必要としない。

〔N o. 9〕 地盤・基礎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. 市街地での杭基礎の設計において、既存建築物の杭基礎が既に撤去してある場合は、既存杭の仕様や撤去方法を確認せずに、地盤調査の結果に基づいて新設杭の性能と施工法を決めることができる。
2. 地盤中から採取した粘性土の力学試験を行う際に、試料採取深さが比較的深い場合には、一軸圧縮試験よりも三軸圧縮試験(UU試験)が有効である。
3. 杭の鉛直支持力は周面抵抗力と先端支持力の和で与えられるが、許容支持力の算定には、地震時に液状化のおそれがある地盤の周面抵抗力は考慮しない。
4. SC杭は外殻に鋼管を配置した既製コンクリート杭製品で、強度と変形性能の向上を図ったものであり、地震時の応力が大きい杭頭部にSC杭を配置するのが、耐震設計上効果的である。

〔N o. 10〕 建築物の耐震診断・耐震補強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. 鉄筋コンクリート造の第2次診断の結果、構造耐震指標 I_s が構造耐震判定指標 I_{s0} 以上であっても構造物の終局限界における累積強度指標 C_{TU} と形状係数 S_D の積が一定の値以上でなければ、その建築物が安全という判断はできない。
2. 鉄筋コンクリート造の形状指標 S_D は、建築物の平面及び立面の不整形性の度合いが耐震性能に与える影響を考慮する係数であり、一定以上の面積の地下階を有している場合は1.2を標準とし、建築物の不整形性の度合いによって数値を低減させて求める。
3. 鋼構造の構造耐震指標 I_{si} は、層及び方向別に保有水平耐力 Q_{ui} と層の靱性指標 F_i を用いて計算できるが、 F_i は部材、接合部あるいは架構の塑性変形能力から決まり、構造特性係数 D_s と同じ値となる。
4. 鋼構造の保有水平耐力 Q_{ui} は、部材、接合部及び柱脚の耐力の算定結果に基づき、節点振り分け法、層モーメント分配法、仮想仕事法、増分解法などの塑性解析により算定することができる。

構造設計(記述式)

問題 1

図1に示す柱頭に水平力 P を受ける単層門形鉄骨架構について、次の[No.1]～[No.4]の設問について解答せよ。各部材の断面形状、材料特性、断面性能の諸元を表1に示す。部材の終局耐力の計算には F 値を用いることとし、1.1倍しない。なお、梁は構面外に十分に補剛されているものとする。

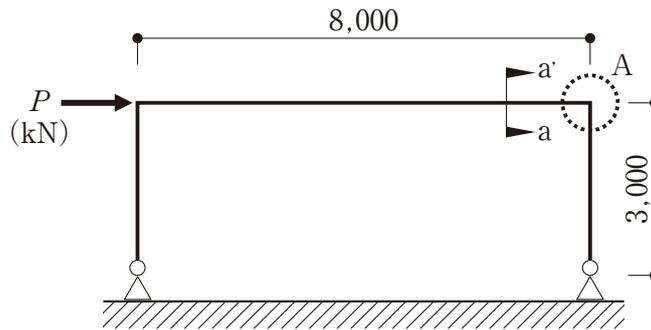


図1 門形骨組(単位: mm)

表1 各部材の断面形状・材料特性・断面性能の諸元

部位	柱	梁
断面形状(mm)	□ - 400 × 400 × 16	H - 500 × 200 × 10 × 16
F 値(N/mm ²)	325	235
ヤング係数(N/mm ²)	2.0×10^5	2.0×10^5
断面二次モーメント(mm ⁴)	5.7×10^8	4.6×10^8
塑性断面係数(mm ³)	3.4×10^6	2.1×10^6

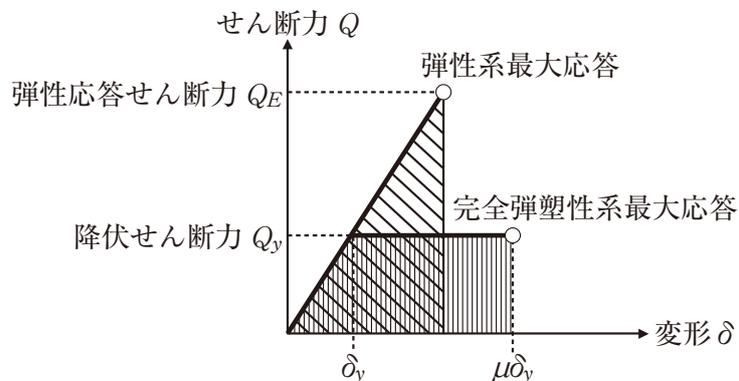


図2 弾性系と完全弾塑性系の地震時最大応答

[No.1] 水平力 P を受ける場合の**曲げモーメント図**を描け。また、曲げモーメントは引張側に描き、その**主要な値**($\text{kN}\cdot\text{m}$)を記入せよ。

[No.2] 次の①～③の設問について解答せよ。ただし、部材の復元力は完全弾塑性であるとし、降伏耐力は全塑性モーメント M_p を用いるものとする。また、自重は考慮しないものとする。

- ① 梁の**全塑性モーメント** M_p ($\text{kN}\cdot\text{m}$)を求めよ。なお、軸力の影響は考えなくてよい。
- ② この架構の**降伏せん断力** Q_y (kN)を求めよ。
- ③ この架構が降伏せん断力に達するときの柱頭の**弾性変位** δ_y (mm)を、式(1)により求めよ。

$$1 \cdot u = \sum_i \int M_{oi}(x) \frac{M_i(x)}{E_i I_i} dx \quad \text{式(1)}$$

ここに、 u : 水平変位

$M_{oi}(x)$: 単位荷重が作用したときの曲げモーメント分布

$M_i(x)$: 実荷重が作用したときの曲げモーメント分布

E_i : ヤング係数(N/mm^2) (ただし、 $E_i = 2.0 \times 10^5 \text{ N}/\text{mm}^2$ とする)

I_i : 断面二次モーメント (mm^4)

なお、 i は部材番号を表す。

[No.3] 固有周期が比較的短く、完全弾塑性系復元力を有する1自由度系構造物では、図2に示すように、同じ地震動を受ける時に完全弾塑性系最大応答の復元力が囲む面積と弾性系最大応答の復元力が囲む面積が同程度になるという仮説がある。また、この仮説を使えば、完全弾塑性系復元力の降伏せん断力 Q_y と弾性復元力の最大応答せん断力 Q_E の関係は、塑性率 μ を用いて式(2)のように表せられる。

$$Q_y \doteq \frac{Q_E}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad \text{式(2)}$$

$D_s = \frac{Q_y}{Q_E}$ と仮定し、構造特性係数 D_s が 0.25 の場合、この架構の D_s に相当する**塑性率** μ 及び**層間変形角** θ を求めよ。

[No.4] 柱梁接合部の直交方向(構面外方向)に $\text{H} - 400 \times 200 \times 8 \times 13$ の梁が剛接合されている想定で、図1に示す断面a-a'からみた柱梁接合部(A部)の**納まり**をスケッチせよ。なお、**主要な鋼板厚**を明記すること。

問題 2

図 1 に示す鉄筋コンクリート造梁に作用する短期荷重時の許容せん断応力度の検討に関する次の〔No.1〕～〔No.2〕の設問について解答せよ。

<検討の対象とする梁の概要>

梁幅 $b = 400$ mm、梁の有効せい $d = 700 - 75 = 625$ mm、梁の内り長さ $L = 4,000$ mm

<梁部材の使用材料>

コンクリート： $F_c = 21$ N/mm²、短期許容せん断応力度 $f_s = 1.05$ N/mm²

鉄筋：梁主筋 上端・下端・ともに 4-D22(1本の断面積：387 mm²)、SD345
せん断補強筋 D10(1本の断面積：71.3 mm²)、SD295、間隔は 100 mm

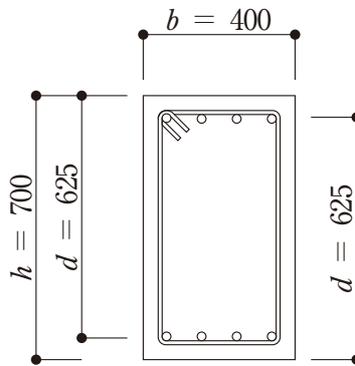


図 1 梁の断面 (単位：mm)

〔No.1〕 次の①～⑤の設問について解答せよ。

- ① 梁の引張鉄筋比 p_t を求めよ。なお、単位は%ではなく、小数点以下 3 桁の実数とすること。
- ② 梁の短期許容曲げモーメント M_{as} を、式(1)を用いて求めよ。ただし、単位はkN・mとすること。

$$M_{as} = a_t \cdot f_t \cdot j \quad \text{式(1)}$$

ここに、 a_t ：引張鉄筋の断面積(mm²)

f_t ：主筋の短期許容引張応力度(N/mm²)で、 $f_t = 345$ N/mm² とする。

j ：応力中心距離(mm)で、 $\frac{7}{8}d$ としてよい。

- ③ 梁の降伏曲げモーメント M_y を、式(2)を用いて求めよ。ただし、単位はkN・mとすること。

$$M_y = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad \text{式(2)}$$

ここに、 a_t ：引張鉄筋の断面積(mm²)

σ_y ：鉄筋の降伏強度(N/mm²)で、 $\sigma_y = 345$ N/mm² とする。

d ：梁の有効せい(mm)

④ 梁の両端が曲げ降伏するときの**設計用せん断力** Q_D (kN)を求めよ。ただし、長期荷重時に作用するせん断力 Q_L は 60 kNとする。

⑤ 大地震動に対する安全性の確保のための検討における、梁の**短期許容せん断力** Q_{as} を、式(3)を用いて求めよ。ただし、単位はkNとすること。

$$Q_{as} = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 w f_t (p_w - 0.002) \} \quad \text{式(3)}$$

ここに、 α ：梁のせん断スパン比による割増係数で、 $\alpha = 1.4$ とする。

b ：梁幅(mm)

j ：応力中心距離(mm)で、 $\frac{7}{8}d$ としてよい。

f_s ：コンクリートの短期許容せん断応力度(N/mm²)

$w f_t$ ：せん断補強筋の短期許容引張応力度(N/mm²)で、 $w f_t = 295$ N/mm²とする。

p_w ：せん断補強筋比

[No.2] 日本建築学会の「鉄筋コンクリート造計算規準・同解説」には、原則、長期荷重時に引張側となる梁主筋の引張鉄筋比は0.4%以上とする構造規定がある。この規定は、梁に曲げひび割れが発生した後の梁の挙動を制御するための規定である。引張鉄筋比が0.4%を下回ると、梁のどのような挙動が懸念されるかを簡潔に記述せよ。

問題 3

同一敷地内に 2 棟(高層棟及び中層棟)の建築物を計画する場合の、基礎の設計に関する次の〔No.1〕及び〔No.2〕の設問について解答せよ。

当該敷地の地盤調査結果から想定される地盤及び基礎の概要を図 1 に示す。GL-2~-8 mの細砂層とGL-10 m~-20 mの細砂層はいずれも洪積層であり、液状化判定の結果、液状化の可能性はないと判断された。

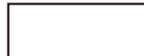
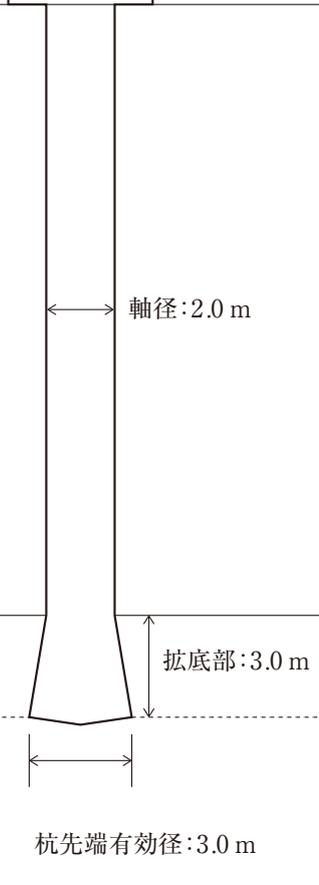
深度 (m)	層厚 (m)	地盤種別	平均N値	土の単位体積 重量 (kN/m ³)	地盤強度等	基礎形式		地下 水位
						高層棟 (杭基礎)	中層棟 (直接基礎)	
GL	2	埋土 (砂質土)	8	15	-			GL-2.0 m ▽
-2	6	細砂	18	18	粘着力 $c = 0$ 内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$			
-8	2	粘土	3	16	一軸圧縮強さ $q_u = 70\text{kN/m}^2$ 圧密降伏応力 $p_c = 100\text{kN/m}^2$			
-10	10	細砂	20	18	粘着力 $c = 0$ 内部摩擦角 $\phi = 32^\circ$			
-20	2	れき混じり 砂	36	19	-			
-22	20 以上	砂れき	51	20	-	▽ 杭先端深さ: GL-23.0 m	杭先端有効径: 3.0 m	

図 1 地盤及び基礎の概要

[No.1] 高層棟の基礎形式には杭基礎を採用しGL-22 m以深に現れる洪積砂れき層を支持層と想定して、以下のような杭の条件を設定した。次の①～③の設問について解答せよ。

<検討の対象とする場所打ちコンクリート杭の概要>

- ・ 軸径 : 2.0 m
- ・ 杭先有効径 : 3.0 m
- ・ 杭頭深さ : GL-2.0 m
- ・ 杭先端深さ : GL-23.0 m

① 当該杭の1本当たりの**極限先端支持力** R_p (kN) を、式(1)を用いて求めよ。

$$R_p = q_p \cdot A \quad \text{式(1)}$$

ここに、 q_p : 杭の先端支持力度 (kN/m²) で、次式による。

ただし、 q_p の上限を 7,500 (kN/m²) とする。

$$q_p = 100 \cdot \bar{N}$$

\bar{N} : 杭先端から下に $1d$ 、上に $1d$ 間における標準貫入試験の N 値の平均値

d : 杭先有効径 (m)

A : 杭先端の閉塞断面積 (m²)

② 当該杭の1本当たりの**極限周面抵抗力** R_f (kN) を、式(2)を用いて求めよ。ただし、拡底部の周面抵抗力は考慮しないものとする。

$$R_f = R_{fs} + R_{fc} \quad \text{式(2)}$$

ここに、 $R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \psi$

$$R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \psi$$

R_{fs} : 砂質土部分の周面抵抗力 (kN)

τ_s : 砂質土部分の周面抵抗力度 (kN/m²) で、 $\tau_s = 3.3 \cdot N_s$

ただし、上限を 165 (kN/m²) とする。

N_s : 砂質土部分の N 値の平均値

L_s : 砂質土部分の長さ (m)

ψ : 杭の周長 (m)

R_{fc} : 粘性土部分の周面抵抗力 (kN)

τ_c : 粘性土部分の周面抵抗力度 (kN/m²) で、 $\tau_c = c_u$

ただし、上限を 100 (kN/m²) とする。

c_u : 粘性土の非排水せん断強さ (kN/m²) (ただし、 $c_u = \frac{1}{2} q_u$ とする)

L_c : 粘性土部分の長さ (m)

③ 当該杭の1本当たりの**長期許容鉛直支持力** R_a (kN) を求めよ。ただし、杭の自重は考慮しないものとする。

[No.2] 中層棟の基礎形式には直接基礎(べた基礎)を採用し、GL-2m以深の洪積砂質土層を支持層と想定して、以下のような条件を設定した。次の①～⑥の設問について解答せよ。

<基礎形式> ・直接基礎(べた基礎：基礎底面 $B \times L = 18\text{ m} \times 24\text{ m}$)
 ・建築物の平均鉛直荷重度： $p = 80\text{ kN/m}^2$ ・根入れ深さ： $D_f = 2\text{ m}$

<基礎荷重状況と地盤概要> 図2参照

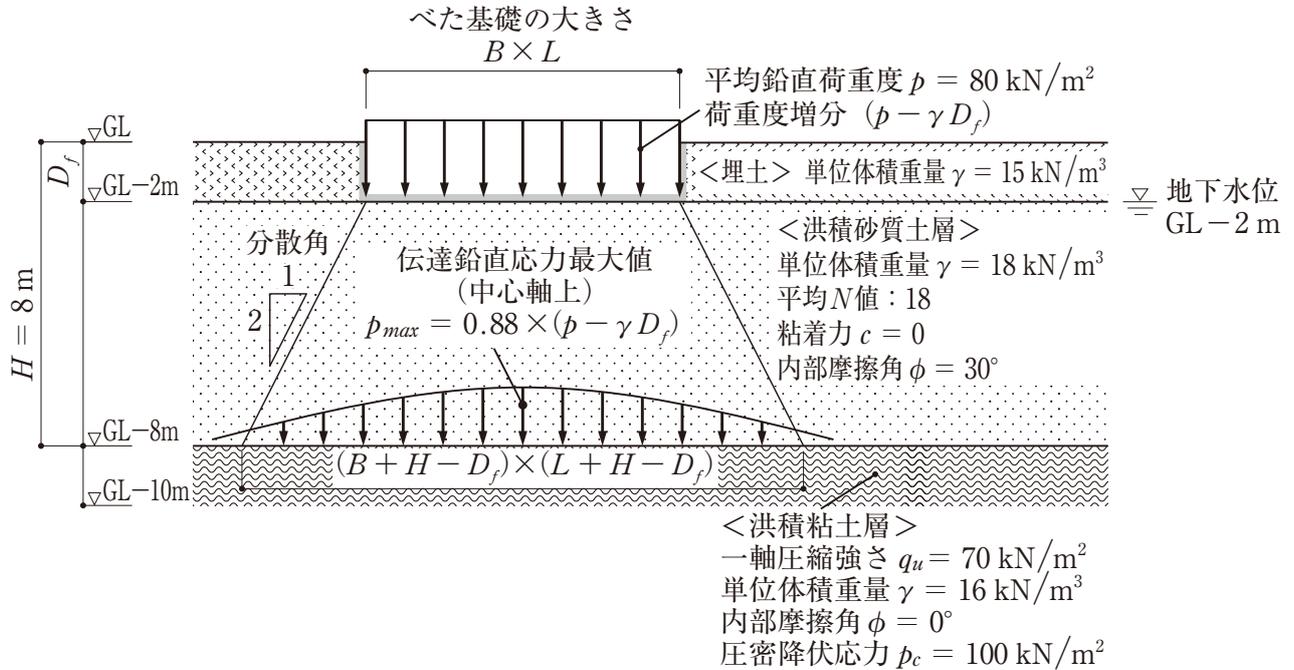


図2 基礎の荷重状況と地盤概要

① 基礎直下の洪積砂質土層の長期許容鉛直支持力度 q_{a1} (kN/m^2) を、式(3)及び表1を用いて求めよ。

$$q_{a1} = \frac{1}{3}(\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad \text{式(3)}$$

ここに、 α 、 β ：基礎の形状係数、長方形基礎(短辺 B 、長辺 L)の場合

$$\alpha = 1.0 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}, \quad \beta = 0.5 - 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

N_c 、 N_γ 、 N_q ：支持力係数(表1参照)

c ：支持地盤の粘着力(kN/m^2)

γ_1 ：支持地盤の単位体積重量(kN/m^3)

γ_2 ：根入れ部分の土の単位体積重量(kN/m^3)

(γ_1 、 γ_2 には、地下水位以下の場合には水中単位体積重量を用いる。

ただし、水の単位体積重量は、 10 kN/m^3 とする。)

D_f ：根入れ深さ(m)

表1 支持力係数

ϕ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°以上
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	30.1	50.6	75.3
N_γ	0.0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	15.7	44.4	93.7
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	37.8	64.2

- ② 直接基礎底面(GL-2 m)の荷重度増分が図2に示すように、分散角(1/2)で洪積粘土層表面(GL-8 m)に $(B + H - D_f) \times (L + H - D_f)$ の大きさに均等に載荷されるものとして、直接基礎底面に換算した洪積粘土層の**長期許容支持力度** q_{a2} (kN/m²)を、式(4)を用いて求めよ。

$$q_{a2} = \frac{1}{3} \left\{ \frac{(B + H - D_f) \cdot (L + H - D_f)}{B \cdot L} \cdot (5.1 \cdot \alpha \cdot c) + \gamma \cdot D_f \right\} \quad \text{式(4)}$$

ここに、 α : 基礎の形状係数、長方形基礎(短辺 $(B + H - D_f)$ 、長辺 $(L + H - D_f)$)の場合

$$\alpha = 1.0 + 0.2 \cdot \frac{B + H - D_f}{L + H - D_f}$$

c : 支持地盤の粘着力(kN/m²) (ただし、 $c = \frac{1}{2} q_u$ とする)

γ : 根入れ部分の土の単位体積重量(kN/m³)

- ③ ①と②の結果より、二層地盤の**長期許容鉛直支持力度** q_a (kN/m²)を、式(5)を用いて算定し、長期の**安全性を検証**せよ。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}) \quad \text{式(5)}$$

- ④ 建設前の原地盤のGL-8 mの**初期有効応力** σ_v' (kN/m²) を求めよ。

- ⑤ 建設による洪積粘土層上面(GL-8 m)の基礎中心軸上の**伝達鉛直応力の最大値** p_{max} (kN/m²) を求めよ。ただし、 p_{max} は、ブーシネスク(Boussinesq)の地中応力解を利用して求めた結果を用い、 $0.88 \times (p - \gamma D_f)$ とする。

- ⑥ ④⑤の結果より、**圧密沈下が発生するか否か**を判定し、その判定理由を簡潔に記述せよ。

