

# 令和7年度構造設計一級建築士講習

## 修了考査（構造設計）

### 問題集

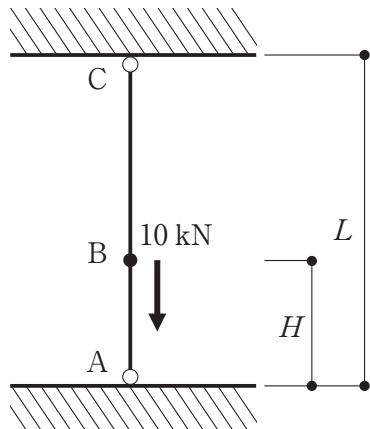
次の注意事項及び答案用紙の注意事項をよく読んでから始めて下さい。

#### 〔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。）。

# 構造設計 (選択理由記述式 4 肢 択一問題)

[No. 1] 図に示すように、一本のケーブルに  $4 \text{ kN}$  のプレストレスが導入された状態で上下の支点に固定されている。この状態から、下端から  $H$  ( $0 \leq H \leq L$ ) の高さにある B 点に鉛直下向きの力  $10 \text{ kN}$  を作用させる。このとき、ケーブルの軸力に関する記述のうち、誤っているものを選び、誤りとする理由を述べよ。ケーブルの断面は長さ方向に一様であり、ケーブルは圧縮力を負担できないものとする。



1.  $H$  が  $0.6L$  よりも小さい範囲では、区間ABの軸力は 0 である。
2.  $H$  が  $0.8L$  の場合、区間ABの軸力は  $2 \text{ kN}$ 、区間BCの軸力は  $12 \text{ kN}$  である。
3.  $H$  が  $L$  に近づくと、区間ABの軸力は  $6 \text{ kN}$ 、区間BCの軸力は  $14 \text{ kN}$  に近づいていく。
4.  $H$  が  $0.6L$  よりも大きい範囲では、 $H$  の大きさが大きいほど、区間ABと区間BCの軸力は増大する。

[No. 2] 鉄筋コンクリート構造の材料に関する次の記述のうち、最も不適当なものを選び、不適當とする理由を述べよ。

1. 異形鉄筋の長期引張許容応力度は、引張に用いる場合もせん断補強に用いる場合も、コンクリートの引張ひずみを抑制するために、 $215 \text{ N/mm}^2$  を上限としている。
2. 鉄筋の許容応力度はSD490まで建築基準法令で規定されており、それを超える高強度鉄筋については、その品質とともに許容応力度、材料強度に関する国土交通大臣の認定が必要である。
3. 普通コンクリートの載荷方向と直交方向にコンクリートの変形を拘束すると、一般に、圧縮強度は上昇する。
4. 1軸で載荷するときの普通コンクリートの圧縮強度点のひずみは、一般に、0.15~0.3%程度で、強度には依存しない。

[No. 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、不適當とする理由を述べよ。

1. 大地震に対する建築物の抵抗メカニズムとして、強度型、韌性型、損傷制御型などがあるが、実際には強度型と韌性型の中間となる構造体もあるため、水平剛性及び変形性能の違いをよく把握し、構造計画をする必要がある。
2. L形の平面形をした建築物の構造計画において、基礎免震構造を採用し、免震層の剛心位置と上部構造の重心位置を一致させ、上部構造の水平剛性を大きくする構造計画としても、上部構造の偏心の影響によるねじれ変形角を小さくすることはできない。
3. 建築物の構造計算は、一般に、床を剛床と仮定し解析を行っているが、大きな吹抜けのある建築物に対しては、床の剛床仮定を外しスラブのせん断剛性を考慮に入れた解析を行い、スラブに流れるせん断力に対し検討することが望ましい。
4. 純ラーメン構造の質点系振動解析モデルとして、16階建て均等10スパンの建築物には等価せん断型を採用し、30階建て5スパンの建築物には等価曲げせん断型とし、減衰特性として瞬間剛性比例型を採用した。

[No. 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. 許容応力度計算は、部材に作用する荷重による応力度を許容応力度以下におさめる設計法であり、設計の安全率は材料強度と許容応力度の比に集約されている。
2. 限界耐力計算は、入力地震動の表層地盤による增幅を考慮しており、構造物の地震応答が高次モードの応答に近似できると仮定しているので、中・高層建築物に適用することが可能である。
3. エネルギーの釣合いに基づく耐震計算は、保有エネルギー吸収量が必要エネルギー吸収量以上であることを確認しているため、エネルギー消費が安定している構造物に有用である。
4. 時刻歴応答解析に用いる等価曲げせん断型モデルでは、一般に、柱の伸縮による水平変形を曲げばねの変形に、ラーメン変形をせん断ばねの変形に置換している。

[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. 鋼材は温度が低くなると韌性が低下するため、鋼材の韌性を表す値としてシャルピー衝撃試験による0℃時の吸収エネルギーが用いられる。
2. 梁端接合部の設計において、接合される梁に使用されている鋼材の降伏比が小さいほど、要求される接合部係数は小さくなる。
3. 細長比が限界細長比より大きい筋かい材は、圧縮側の筋かいが極めて小さな荷重で座屈するため、構造設計における解析では引張側筋かいのみを考慮して解析を行なってよい。
4. 露出柱脚において保有耐力接合の条件が満足されている場合、保有水平耐力の確認では、アンカーボルトの伸び能力の有無に関わらず1階の $D_s$ 値を0.05割り増す必要はない。

[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. 「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説(2021年)」では、韌性抵抗型のAルート、Bルート、強度抵抗型のCルート、Dルートの4つの適用ルートが設けられており、全階において曲げ破壊型の全体崩壊形が計画されるAルートが推奨されている。
2. 圧縮軸力と曲げモーメントを同時に受ける柱において、中立軸が柱断面の外に出る応力状態の場合は、曲げひび割れは発生しない。
3. 柱の付着割裂破壊の検討において、割裂面を横切る横補強筋量が多いほど付着強度は上昇するが、横補強筋の降伏点を上げても付着強度の上昇にはつながらない。
4. すべての層の $D_s$ が0.3である鉄筋コンクリート造建築物の大地震時の最大応答層間変形角は、荷重増分解析における必要保有水平耐力時の層間変形角と同等である。

[No. 7] 木質構造の構造設計等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2の建築物に、水平力を負担する筋かいを設けた場合、鉄骨造と同様に木造も、 $\beta$ による応力割増しを行う必要がある。
2. 木材の纖維直角方向のヤング係数は、纖維平行方向のヤング係数の $\frac{1}{50}$ から $\frac{1}{25}$ 程度である。
3. 一般的な木造住宅の許容応力度計算では、剛床仮定が成り立つことを前提としているため、耐力壁と同様に、床の面内剛性と耐力は、重要な検討項目である。
4. 木造建築物の柱梁接合部に使われるボルトによるモーメント抵抗接合は、一般に、剛性は確保しやすいが、耐力の確保が難しい。

[No. 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8階建て地下1階の建築物の1階床下に鉄筋コンクリートスラブによる免震層を設けた中間階免震構造には、平成12年建設省告示第2009号第六の方法(告示免震)による構造計算は適用できない。
2. 免震建築物を第三種地盤に建てる場合でも、免震周期を長くし免震層の降伏せん断力係数を適切に設定することで、一般的に、最大応答せん断力及び最大応答変位を許容範囲内に収めることができる。
3. 制振構造では、制振効果を向上させるため制振ダンパーでエネルギーを吸収させるとともに、制振ダンパー接合部の剛性を大きく設計することが望ましい。
4. 30階建て均等4スパンラーメン構造の建築物にせん断型の制振ダンパーを配置する場合、柱の軸変形差の大きい柱間より小さい柱間に配置するほうが、制振ダンパーの地震エネルギー吸収量は増加する。

[No. 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. 粘性土地盤の圧密沈下の検討においては、一般に、対象地盤の圧密降伏応力が基礎の載荷による増加応力を加算した地中応力よりも大きい場合には、過圧密状態であるため大きな圧密沈下は生じないと考えてよい。
2. 原位置で固化材(主にセメント)と地盤を攪拌混合する地盤改良工法では、砂質土だけではなく粘性土や有機質土も対象とされるが、事前の配合試験と六価クロムの溶出試験及び適切な品質管理が必要である。
3. PHC杭(高強度プレストレストコンクリート杭)は、せん断破壊すると最大耐力以後に軸力の保持ができないが、曲げ破壊すれば最大耐力以降の軸力保持は可能である。
4. 令和6(2024)年に発生した能登半島地震において、大きな地震動や地殻変動、地盤の液状化に伴う側方流動、中層建築物の倒壊や旧耐震基準家屋の崩壊などが発生した。

[No. 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. 平成30(2018)年に発生した大阪北部地震での被害を契機に、避難路沿いの建築物に付属する一定規模以上のブロック塀についても建築物本体同様に耐震診断の実施及び診断結果の報告が義務付けられた。
2. 木造住宅の一般診断法においては、保有する耐力と必要耐力の比で求められる上部構造評点が1.5以上の場合、上部構造は「倒壊しない」という判定となる。
3. 鋼構造建築物において、異なる韌性指標からなる節点や筋かいが並列して存在する架構の韌性指標を評価する場合、各層の上下の節点を代表する韌性指標と筋かいの韌性指標の最大値をその層の架構を代表する韌性指標とする方法が推奨されている。
4. 鉄筋コンクリート造建築物において「下階壁抜け柱」が存在する場合、架構のメカニズム時にその柱に生じる変動軸力を適切に評価する必要があり、第2次診断であっても、フレーム解析の概念を用いて変動軸力レベルの検討を行うことが有効である。

# 構造設計(記述式)

## 問題 1

図1に示す柱頭に水平力を受ける単層門形鉄骨架構について、次の[No.1]～[No.3]の設問について解答せよ。なお、梁は図2に示すようにトラス梁であるが、図1のように線材に置換して検討する。また、部材の断面諸元を表1に示す。

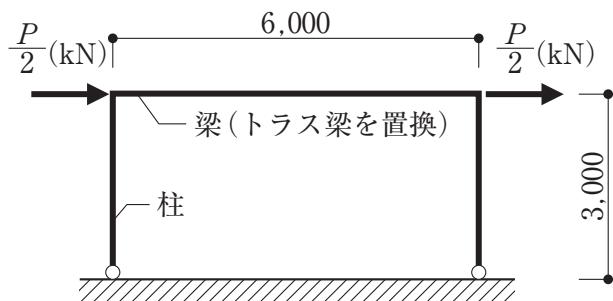


図1 門形骨組(単位: mm)

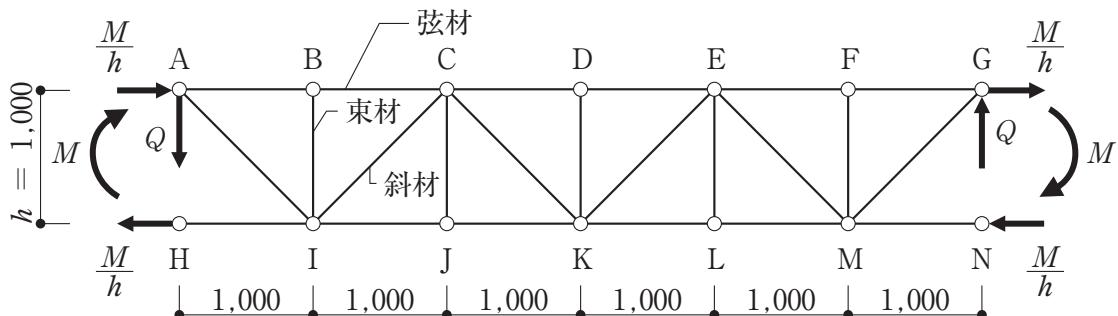


図2 トラス梁と断面力のモデル化

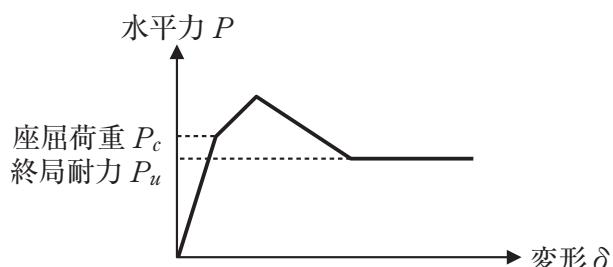


図3 荷重－変形関係(模式図)

表1 断面諸元

部位	柱	トラス梁の弦材・束材・斜材
断面形状(mm)	□ - 500 × 500 × 22	2 L - 65 × 65 × 8
F 値(N/mm <sup>2</sup> )	235	235
ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	$2.0 \times 10^5$	$2.0 \times 10^5$
断面積(mm <sup>2</sup> )	39,600	1,950
断面二次モーメント(mm <sup>4</sup> )	$1.5 \times 10^9$	$7.4 \times 10^5$
断面二次半径(mm)	190	20
フランジ端からの重心位置(mm)	—	20

[No.1] 図1に示す骨組の柱頭にそれぞれ $P/2$ の水平力を受ける場合、次の①及び②の設問について解答せよ。

- ① 図1に示す骨組の曲げモーメント図とせん断力図を描け。また、曲げモーメントは引張側に描き、それぞれの主要な値(kN、kN·m)を、 $P$ を用いて記入せよ。なお、せん断力の正負は不要で大きさのみでよい。また、骨組の部材断面は、材軸に沿って一様であるものと仮定する。
- ② 図1に示す骨組の梁が図2に示すトラス梁である場合、トラス部材AB、MNの軸力(kN)を、 $P$ を用いて答えよ。ただし、軸力は引張を正、圧縮を負とし、梁端の曲げモーメント及びせん断力は図2のように加わるものとする。

[No.2] 図2に示すトラス梁の斜材及び柱は面外も十分に補剛されており座屈しないものとして水平力を漸増させると、最初にある下弦材が座屈し、その後別の下弦材が引張降伏して、架構全体が終局状態に至り、図3の荷重変形関係(模式図)を描く。次の①～④の設問について解答せよ。

- ① このトラス梁の最初に座屈する部材と、その後最初に引張降伏する部材をそれぞれ答えよ。

- ② トラス梁の降伏曲げ耐力  $M_y$ (kN・m)、座屈曲げ耐力  $M_c$ (kN・m)、座屈後の安定曲げ耐力  $M_s$ (kN・m)を、式(1)～式(3)により求めよ。なお、算定に当たりボルト孔の断面欠損は考慮しないものとする。

$$\text{降伏曲げ耐力 } M_y = F \cdot A_c \cdot h \quad \text{式(1)}$$

$$\text{座屈曲げ耐力 } M_c = 1.5 f_c \cdot A_c \cdot h \quad \text{式(2)}$$

$$\text{座屈後の安定曲げ耐力 } M_s = \frac{1}{\sqrt{1 + 45 \lambda^2}} F \cdot A_c \cdot h \quad \text{式(3)}$$

ここで、 $\bar{\lambda}$ ：弦材の終局時の基準化細長比で、 $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{l_b}{i} = 0.54$  とする。

$F$ ：基準強度

$A_c$ ：弦材の断面積

$h$ ：上下弦材の断面中心間距離

$l_b$ ：弦材の終局座屈長さ

$i$ ：弦材の断面二次半径

$$f_c : \text{圧縮材の長期許容圧縮応力度で、} f_c = \begin{cases} F \left\{ \frac{1 - \frac{2}{5} \left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2}{\frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2} \right\} & \lambda \leq \Lambda \text{ の場合} \\ F \left\{ \frac{\frac{18}{65}}{\left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2} \right\} & \lambda > \Lambda \text{ の場合} \end{cases}$$

$\lambda$ ：細長比

$$\Lambda : \text{限界細長比で、} \Lambda = \frac{1,500}{\sqrt{\frac{F}{1.5}}}$$

- ③ 部材が最初に座屈するときの荷重  $P_c$ (kN)を求めよ。

- ④ この骨組の座屈後終局耐力  $P_u$ (kN)を求めよ。

[No.3] 節点Kの接合部の納まりをスケッチせよ。なお、斜材及び鉛直材はM 16のボルト3本(2面摩擦)で接合されるものとする。図中には、主要な部材断面や鋼板厚を明記すること。

## 問題 2

鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する次の[No.1]～[No.4]の設問について解答せよ。

[No.1] 図1に示すような応力状態にある鉄筋コンクリート造柱梁接合部の短期荷重時設計用せん断力を考える。次の空欄 [①] ~ [⑥] に入る記号又は数式を解答せよ。

ここで、 $Q_{c\text{上}}$ 、 $Q_{c\text{下}}$ ：それぞれ上及び下の柱に作用するせん断力

$M_{b\text{左}}$ 、 $M_{b\text{右}}$ ：それぞれ左及び右の梁に作用する、柱フェイス位置での曲げモーメント

$j_{\text{左}}$ 、 $j_{\text{右}}$ ：それぞれ左及び右の梁の応力中心距離で、ともに $j$ とする

$T_{\text{左}}$ 、 $T_{\text{右}}$ ：それぞれ左及び右の梁の引張主筋に柱フェイス位置で作用する引張力

$C_{\text{左}}$ 、 $C_{\text{右}}$ ：それぞれ左及び右の梁の柱フェイス位置で作用する圧縮合力

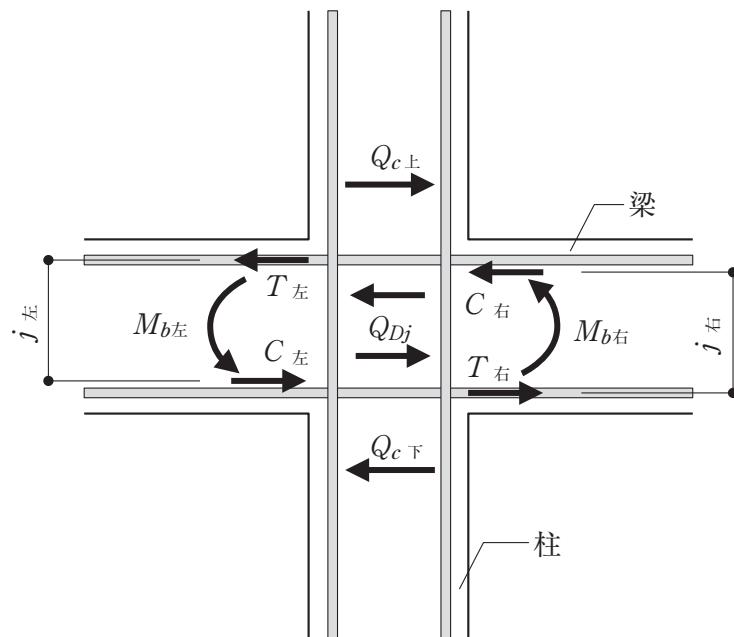


図1 柱梁接合部の応力状態

接合部に作用するせん断力  $Q_{Dj}$  は、梁の上端主筋位置で考えると、 $T_{\text{左}} + C_{\text{右}} - Q_{c\text{上}}$ と表すことができる。以降、柱から入力するせん断力を  $Q_c = \frac{Q_{c\text{上}} + Q_{c\text{下}}}{2}$  と仮定すると、接合部に作用するせん断力  $Q_{Dj}$  は、 $j$ 、 $M_{b\text{左}}$ 、 $M_{b\text{右}}$ 、及び  $Q_c$  を用いて、式(1)で表すことができる。

$$Q_{Dj} = \frac{M_{b\text{左}}}{\boxed{\text{①}}} + \frac{M_{b\text{右}}}{\boxed{\text{①}}} - \boxed{\text{②}} \quad \text{式(1)}$$

図2に示すように、上下の柱及び左右の梁のそれぞれの形状と長さが等しく、反曲点位置はそれぞれの中央位置である状態を考える。左右の梁の柱フェイスにおける曲げモーメントがそれぞれ降伏モーメント  $M_{y\text{左}}$ 、 $M_{y\text{右}}$  に達した時、O点回りの梁が負担する曲げモーメント  $\Sigma M_b$  は、D、L、 $\Sigma M_y$  を用いて、式(2)で表すことができる。なお、 $\Sigma M_y = M_{y\text{左}} + M_{y\text{右}}$  である。

$$\Sigma M_b = \frac{1}{1 - \frac{\boxed{③}}{\boxed{④}}} \times \boxed{⑤} \quad \text{式(2)}$$

ここで、  
 H : 柱梁接合部の上下柱の高さで、柱の高さは上下階の梁の中心間距離  
 L : 柱梁接合部の左右の梁の長さで、梁の長さは梁両端の柱の中心間距離  
 D : 柱せい

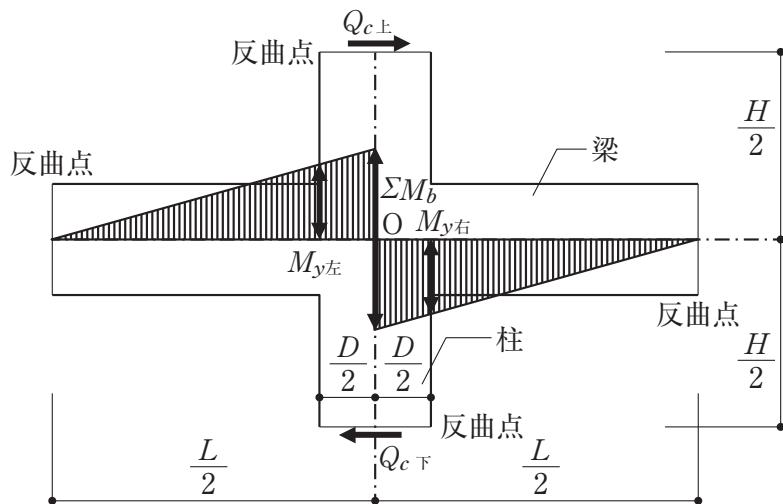


図2 柱梁接合部の応力状態

以上の結果より、柱から入力するせん断力  $Q_c$  は、D、H、L、 $\Sigma M_y$  を用いて、式(3)で表すことができる。

$$Q_c = \frac{1}{\boxed{⑥} \times \left( 1 - \frac{\boxed{③}}{\boxed{④}} \right)} \times \boxed{⑤} \quad \text{式(3)}$$

左右の梁の柱フェイスにおける曲げモーメントが降伏モーメントに達した時、式(1)に式(2)及び式(3)を代入することにより、接合部に作用するせん断力  $Q_{Dj}$  は、D、H、j、L、 $\Sigma M_y$  を用いて、式(4)と表すことができる。

$$Q_{Dj} = \frac{\boxed{⑤}}{\boxed{①}} \times \left\{ 1 - \frac{\boxed{①}}{\boxed{⑥} \times \left( 1 - \frac{\boxed{③}}{\boxed{④}} \right)} \right\} \quad \text{式(4)}$$

[No.2] 図2の状態から外力を徐々に増加させたところ、梁端に曲げ降伏後のせん断破壊が生じた。

梁のひび割れ状況を答案用紙に図示せよ。なお、柱梁接合部のひび割れは図示しなくてよい。

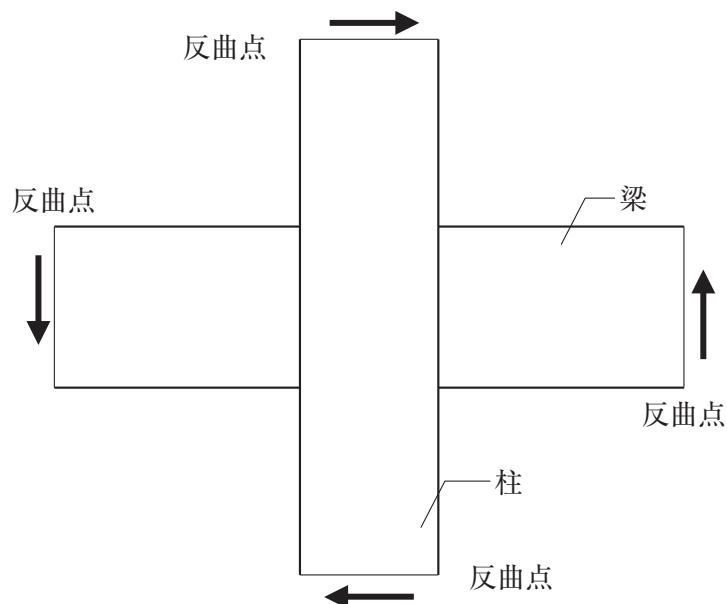


図3 柱梁接合部の応力状態

[No.3] 梁の主筋とあばら筋を増やした別の柱梁接合部において、外力を0から増加させたところ、

柱梁接合部にせん断ひび割れが生じた。柱梁接合部のせん断ひび割れを答案用紙に図示せよ。

なお、柱及び梁のひび割れは図示しなくてよい。

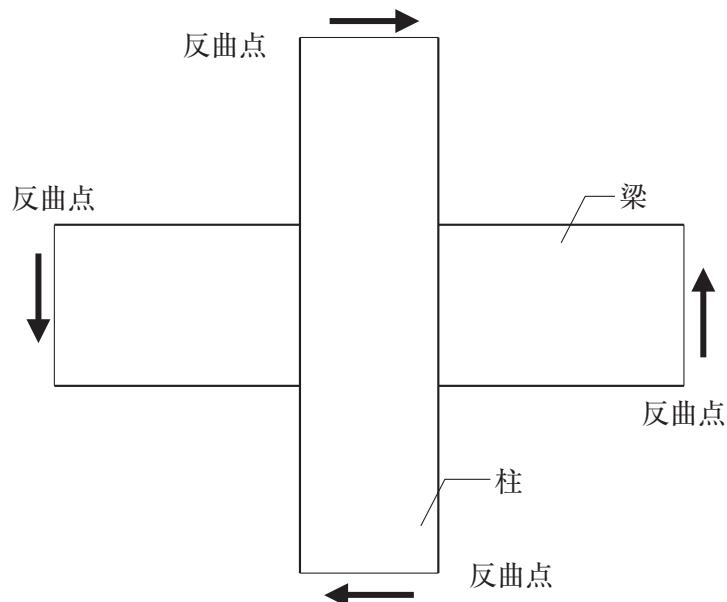


図4 柱梁接合部の応力状態

[No.4] 柱梁接合部の短期許容せん断耐力を増加させる有効な方法を2つ簡潔に記述せよ。

### 問題3

免震ピットの立上り壁に作用する偏土圧に関する設問[No.1]及び杭頭に水平力が作用するSC杭(外殻鋼管付きコンクリート杭)に関する設問[No.2]について解答せよ。

[No.1] 免震ピットの立上り壁に作用する偏土圧に関する次の①及び②の設問について解答せよ。

- ① 図1に示すピットの立上り壁に常時作用する土圧、水圧、土圧と水圧の合計を算定して、答案用紙のグラフにそれぞれ深さ方向の分布を記入せよ。ただし、**土圧は破線、水圧は一点鎖線、土圧と水圧の合計は実線**で示すこと。また、深さ0m(地表面)、1.5m(地下水位深さ)及び3m(壁脚部)での**土圧、水圧、土圧と水圧の合計の値**を記入すること。なお、常時作用する土圧は静止土圧で、静止土圧係数 $K_0$ は0.5とし、水圧は静水圧とする。

土の単位体積重量 $\gamma$ は20kN/m<sup>3</sup>、水の単位体積重量は10kN/m<sup>3</sup>とし、地表面に作用する上載荷重 $q$ は10kN/m<sup>2</sup>とする。

また、地表面からの深さ $z$ の位置の土圧 $p_z$ は式(3)により求める。

$$p_z = K_0 \cdot (q + \sigma_z) \quad \text{式(3)}$$

ここに、 $K_0$ : 静止土圧係数とし、0.5とする。

$\sigma_z$ : 深さ $z$ の位置の上載荷重を除いた土圧で、 $\sigma_z = \gamma \cdot z$  (kN/m<sup>2</sup>)

ただし、地下水位以深の $\gamma$ には水中単位体積重量を用いる。

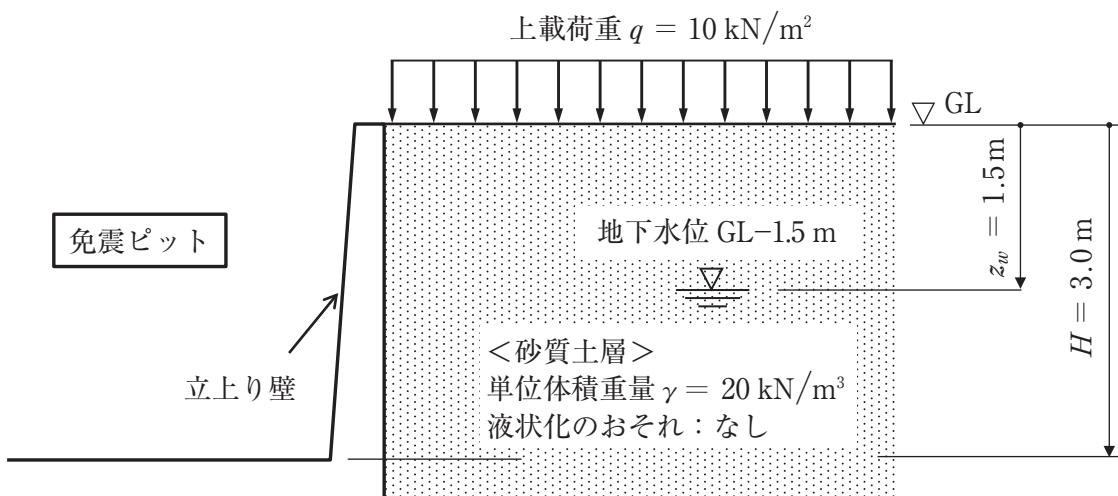


図1 土圧及び水圧が作用する免震ピットの立上り壁

- ② ①の結果を使用して、立上り壁脚部の幅1mあたりに常時作用するせん断力 $Q_L$ (kN/m)を求めよ。

[No.2] 液状化しない半無限一様地盤で地震時の地盤変位の影響が無視できるとき、杭頭に水平力  $H(\text{kN})$  を受ける長い杭の曲げモーメント分布は表1で与えられる。次の①及び②の設問について解答せよ。なお、表2にSC杭の諸元を示す。

表1 一様地盤中の長い杭の応力解

杭頭の接合条件	完全固定(固定度1.0)の場合	固定度0.5の場合
杭頭の曲げモーメント $M_0 (\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_0 = \frac{H}{2\beta}$	$M_0 = \frac{H}{4\beta}$
杭地中部最大曲げモーメント $M_{max} (\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{max} = -0.104 \frac{H}{\beta}$	$M_{max} = -0.185 \frac{H}{\beta}$
杭地中部最大曲げモーメント発生深さ $L_m (\text{m})$	$L_m = \frac{\pi}{2\beta}$	$L_m = \frac{1.11}{\beta}$

$$\text{ただし、} \beta : \text{杭の特性値(1/m)} \text{ で、} \beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI_e}} \quad \text{式(1)}$$

$$k_h : \text{水平地盤反力係数(kN/m}^3\text{)} \text{ で、} k_h = 80 \cdot E_0 \cdot \overline{B}^{-\frac{3}{4}} \quad \text{式(2)}$$

$$E_0 : \text{地盤の変形係数(kN/m}^2\text{)}$$

$$\overline{B} : \text{無次元化杭径で、} \overline{B} = \frac{B}{B_0} \text{ (} B \text{ は杭径(m))、} B_0 = 0.01 \text{ m)}$$

$$EI_e : \text{杭の曲げ剛性(kN}\cdot\text{m}^2)$$

表2 SC杭の諸元

杭径 $B (\text{m})$	0.6
コンクリートの設計基準強度 $F_c (\text{N/mm}^2)$	105
肉厚 $t (\text{mm})$	90
鋼管厚さ (mm)	12
杭の曲げ剛性 $EI_e (\text{kN}\cdot\text{m}^2)$	$3.342 \times 10^5$

- ① 表2に示すSC杭の杭の特性値 $\beta$ を、式(1)により求めよ。ただし、地盤の変形係数 $E_0$ は、原位置LLT試験及び一軸圧縮試験の結果から、 $3,500 \text{ kN/m}^2$ であり、このときの水平地盤反力係数 $k_h$ は、式(2)により、 $13,000 \text{ kN/m}^3$ と計算される。

- ② 地盤の変形係数  $E_0$  が  $2,100 \text{ kN/m}^2$  のとき、表 2 に示すSC杭の杭の特性値 $\beta$ は、式(1)より  $0.243(1/\text{m})$ である。この場合において、杭頭水平力  $H$  が  $200 \text{ kN}$ 作用するときの杭の曲げモーメント分布を、表 1 を用いて杭頭接合条件が完全固定(固定度 1.0)及び固定度 0.5 の 2 つのケースについて、答案用紙のグラフに記入せよ。なお、モーメントは引張側に描き、杭頭曲げモーメント  $M_0(\text{kN}\cdot\text{m})$ 、杭地中部最大曲げモーメント  $M_{max}(\text{kN}\cdot\text{m})$ 、杭地中部最大曲げモーメント発生深さ  $L_m(\text{m})$ の値を記入すること。

