

質疑回答一覧

令和元年度

質疑No.	テキストの頁	質疑内容	回答
1	25	<p>タテドブチとした場合、ドブチ脚部の納まりはどのように考えていますか。</p>	<p>縦胴縁の場合、一般的に次の2通りの方法によります。</p> <p>(1)縦胴縁下端に横架材を設ける場合 横架材に縦胴縁をGPL、ピース、ボルト(M12、M16などの中ボルト)により接合します。横架材は、主柱、間柱等とGPL、HTBIにて接合します。この場合、面内、面外2方向の応力、たわみの検討が必要になります。</p> <p>(2)腰壁があり、それにのせる場合 腰壁上に水平つなぎ材を設け、それと縦胴縁を接合します(接合は(1)の場合と同様)。水平つなぎ材と腰壁とを固定するためアンカーボルトが必要となります(通常M12ないしM16@1200~1800程度)。尚、水平つなぎ材と腰壁の位置関係に注意が必要です(通常腰壁厚は120mm程度でシングル配筋です)。ずれる場合には、壁厚(伴う配筋)の検討が必要となる、あるいは(1)の方法による等も考えられます。また、腰壁の高さが大きい場合、腰壁は下からの片持ち壁となりますので、最下部の曲げ応力を地中梁で処理することになります。そして最終的にはねじれ応力を基礎で処理することになります。</p>
2	6	<p>590N/mm²以上の高強度鋼材は高層ビルの柱や長大橋に使うとありますが、どの程度の規模の場合は高強度鋼を使うことが多いなどあれば知りたいです。</p>	<p>構造物の設計はほとんどの場合、強度と変形にクライテリアがあり、一般的に変形がクリアできれば強度が高いものを使ったほうが経済的になります。高層ビルは変形で部材寸法が決まることが多くあり、それを満足する範囲で経済的な強度設計が行われます。建物の場合、いわゆる超高層ビルといわれる60mを超えるものが高強度鋼を使う一つの目安になると考えますが、高強度鋼が全層に使われるわけではなく軸力の大きい下層の柱や下層のプレースのように上階と比べて応力の大きいところなどに使われることが多いと思われます(基規準、規則は特にありません)。</p>
3	7	<p>SN材の特徴は分かるのですが、コスト面の問題もあり、使う機会がありません。どういった場合はSN材とすべきかあれば教えてください。</p>	<p>SN材は阪神淡路大震災を契機に用いられるようになった、建築物の構造材としての使用を考えたもので、塑性変形能力、炭素当量、溶接性等を考慮したものです。柱、大梁等の主要構造部は柱梁の接合部等に溶接が多いのでSN材が使用されます。小梁や二次部材はSS材、SCSS材を使用することが多いです。尚、現業ではSS材の使用もあり、溶接性、板厚方向の力等、留意した設計が必要となります。</p>
4	演習問題	<p>構造寺子屋第2階演習問題で、少数点以下の取り扱いで切捨てで計算する部分と四捨五入で計算している部分がありましたが、その取扱いの違いについて知りたいです。</p>	<p>基本的には四捨五入でいいと思います。ただし、守らなくてはならない規定値が~以上の時は切り捨て、~以下の時は切り上げになります。(計算結果に影響しない場合、きりのいい数値にするために切り上げたり、切り捨てたりすることは問題ないと思います。)</p>
5	演習問題	<p>最後、算出された数値を切捨てまたは四捨五入する使い分けが不明です。</p>	<p>同上</p>
6	61	<p>①図2.16(b)Y方向の梁中央の曲げモーメント13及び8の数値はどのように算出しますか。</p> <p>②同図の梁のせん断力16及び29の算出方法を教えてください。</p>	<p>①: ①A②間は、外端0.7C、内端1.1Cで、$0.7 \times 21 = 15 \text{ kN}\cdot\text{m}$、$1.1 \times 21 = 23 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ③通りは内端なので23kN・mです。 中央はM₀から両端の平均値を引いた値になるので、$(15+23)/2 = 19 \text{ kN}\cdot\text{m}$、②③間は23-19=4kN・mになりますが、実際はC=21.112kN・m M₀=31.568kN・mなので$31.568 - 1.1 \times 21.112 = 8.345 \Rightarrow 8 \text{ kN}\cdot\text{m}$となります。</p> <p>②: 梁のせん断力は(端部モーメントの差)/スパンなのですが、テキストでは、安全側で①A②間は①端ピン、②短固定の時のせん断力を算定していて、①端: $Q = 3/8 \times WL = 16.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$、②端: $Q = 5/8 \times WL = 27.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$となります。(1の位が若干違っているのは安全側で考えて①端を16として②端を45-16=29としたのだと思います。)</p>

7	63	<p>①14行目(6.5(1)X方向 2階 G1) ME=405の算出方法を教えてください。</p> <p>②6.5(2)Y方向 2階 G2について、ML=15は21x0.7ということですか。</p> <p>③同じく、QL=29の算出方法を教えてください。</p>	<p>①: 図2・18 水平荷重時の概算応力図の2階②通り端のモーメントになります。</p> <p>②: 図2・16 鉛直荷重時の概算応力図の2階A通り端のモーメントになります。</p> <p>③: 図2・16 鉛直荷重時の概算応力図の2階B通り端のせん断力になります。</p>
8	64	<p>6.6柱断面検討 X方向NEとY方向NEの違いは何ですか。(X方向NEは梁のせん断力をプラス、Y方向NEはプラスとマイナスがある)</p>	<p>地震時の柱の軸力NEは各階の梁のせん断力の和になります。X方向は、梁が柱に対して各階1本(ワンズパン)なので各階のせん断力の足し算となります。Y方向は中柱の算定なので柱の左右に梁が付いており左右のせん断力の差を各階で足したものが柱の軸力になります。</p>
9	78	<p>床の設計 S1 w・lx=5.80x2.70=15.7とありますが、lyが2.70となりませんか。</p>	<p>応力算定用のスパンは「短いほう」のスパンになります。</p>
10	78	<p>2.二次部材の設計 DS1の積載荷重=2900(LL)+800(仕上げ等)←何の仕上げですか。 DL=4300は含めないのですか。 型枠デッキの場合はw=5.80kN/m²(P.74床荷重表の床用T.Lの数値)</p>	<p>・合成床版の「耐火認定」のためのチェック項目になります。トータル重量からスラブ重量を除いた数値でチェックします。断面算定をしている訳ではありません。型枠デッキは耐火認定のチェックは行いません。</p>
11	79	<p>2.2(2)片持梁 P式の数値0.7と1.2はどこの数値ですか。</p>	<p>0.7は片持ちの寸法の1/2、1.2は片持部直交方向のスパンの1/2です。</p>
12		<p>小梁のたわみ量について、1/250以下となっていますが、居室などの用途の場合、別にクライテリアを定めていますか。(1/300より厳しい値とすることはありますか。)</p>	<p>実務の観点に立てば、精密機械工場等より厳しいたわみ制限を設定することがあります。</p>
13	107	<p>①表中Mの計算について、P.108の解説通り柱脚を計算した場合、 M_L = -49kN・m F_EM_E = M_E - H/2・Q_E = 227 - 0.9/2x127 ≒ 170 M_{S1} = M_L - F_EM_E = -49 - 170 = -219 → 表では121 M_{S2} = M_L + F_EM_E = -49 + 170 = 121 → 表では219と、それぞれ違ってきます。プラス・マイナスの使い方がおかしいのですか。</p> <p>②同様に、Y方向柱頭 M_L = -4kN・m F_EM_E = 320 - 0.588/2x139 ≒ 279 (320、139 → P.93下の図 0.588 → H-588x300) M_{S1} = M_L - F_EM_E = -4 - 279 = -283 → 表は-290 M_{S2} = M_L + F_EM_E = -4 + 279 = 275 → 表は282と違ってきます。</p>	<p>①S1を正加力時(→)としていますので、応力図P.92(鉛直荷重時)、P.93(水平荷重時、正加力時)を見ていただくとプラス側の応力方向とマイナス側の応力方向が判ります。水平荷重時のプラスとマイナスが逆になっています。</p> <p>②Y方向の2階大梁G2のメンバーはH-488x300です。 F_EM_E = 320 - 0.488/2x139 ≒ 286 M_{S1} = M_L - F_EM_E = -4 - 286 = -290 M_{S2} = M_L + F_EM_E = -4 + 286 = 282となります。</p>