

建築構造設計指針 2019 Q&A

2020年1月14日

監修 東京都建築構造行政連絡会

(一社)東京都建築士事務所協会 構造技術専門委員会

本 Q&A は、2019 年 5 月 20 日、6 月 4 日、6 月 27 日の 3 回にわたって開催された建築構造設計指針 2019 の説明会において提出された質問に対する回答をまとめたものです。回答は東京都建築構造行政連絡会と（一社）東京都建築士事務所協会構造技術専門委員会が協議して作成しております。

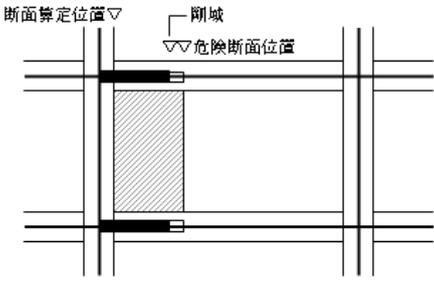
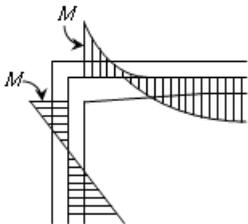
回答の作成にあたっては、質問の意図が明確でないものにつきましては、的確な回答を行うために質問の主旨を推測した上で質問の文面を一部修正したものがありません。

なお、建築構造設計指針 2019 についての質問は随時受け付けておりますので、東京都建築士事務所協会のホームページ (<http://www.taaf.or.jp>) の「お問い合わせ」コーナーにメールで送信下さい。

建築構造設計指針 2019 Q&A (1)

No.	章	頁	質問内容	回答
1	共通	—	本日の説明会のパワーポイントの内容を頂きたいです。とても良くまとめられていたので、社内での報告に使いたい。	第1章、第2章についてのパワーポイントを協会のホームページに掲載しましたので、ご活用ください。(Book・刊行物販売のページ)
2		P.11	耐風圧性能において「超高層建物などでは上記に加えて 500 年に 1 回程度発生する暴風(1.6W)に対して」とありますが、令第 82 条の 5(限界耐力計算)第二号の G+P+1.6W のことでしょうか。	その通りです。
			その場合、平 12 建告第 1465 号第三号ロでは、地上 10m における平均風速がイに規定する風速の 1.25 倍に相当する暴風とあるので 1.6W とはならないのでは？	風圧力は風速の 2 乗に比例しますので、 $1.25^2=1.5625 \div 1.6$ となります。
3	第 1 章 構造設計	P.13	P.9 の表 1-2-2 被害ランクでは軽微、小破、中破、大破と表現しているが、P.13 の表 1-2-7 耐震クライテリアでは無被害、軽微な損傷、損傷、著しい損傷と表現されており表現の対応が分からない。	表 1-2-2 の被害ランクで示している軽微、小破、中破、大破は、日本建築防災協会の被災度区分判定基準などで定義されている建物の被害状況の分類です。表 1-2-7 は設計に用いる耐震クライテリアの一例を示すもので、目標性能と耐震クライテリアを関連付けるための表です。設計に用いる目標性能はできるだけ具体的に表現することが望ましいが、被害ランクを目標性能とすることは適切ではないので、ここでは無被害、軽微な損傷、損傷、著しい損傷(いずれも「留める」との意味)と表現しています。 無被害とするための判定規準として例えば許容応力状態で、かつ層間変形角 $1/1000$ rad.以下、著しい損傷を生じさせない条件として層間変形角 $1/100$ rad.以下、などとクライテリアを定めます。
4		P.20	大地震時における建物変形の算定式ですが、エネルギー一定則に基づき算定する式(1-2-1式)と、変位一定則に基づき算定する式(1-2-2式)の解説文は逆になっているのでしょうか？ $R_{\max} = R \times \frac{C \times D_s'}{C_0} \times \frac{1}{2} \times \left\{ 1 + \left(\frac{1}{D_s'} \right)^2 \right\} \dots (1-2-1 \text{ 式})$ $R_{\max} = R \times \frac{C}{C_0} \dots (1-2-2 \text{ 式})$ $\left\{ \begin{array}{l} R_{\max}, R: \text{大地震、中地震時の変形角} \\ C, C_0: \text{大地震、中地震時のせん断力係数で 1.0, 0.20} \\ D_s': \text{建物の保有耐力に換算した } D_s \end{array} \right.$	(1-2-1 式) は比較的短周期の建物に用いる推定方法でエネルギー一定則により導かれる式、(1-2-2 式) は長周期の建物に用いる推定方法で変位一定則により導かれる式です。従って、建築構造設計指針の解説は正しいです。下図を参考にしてください。 (せん断力) エネルギー一定則 (1-2-1 式) A=B 変位一定則 (1-2-2 式)
5		P.36	地震応答解析とは、超高層建築物の構造計算方法の時刻歴応答解析と同義ですか？	地震応答解析の方法は、コンピュータの演算能力が高くない時代には応答スペクトル法やモーダルアナリシスなどもありましたが、今は時刻歴地震応答解析に限られています。従って、現在では地震応答解析と時刻歴地震応答解析は同義と扱われています。

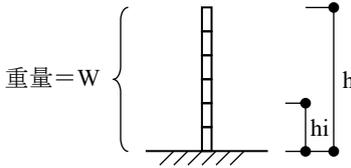
建築構造設計指針 2019 Q&A (2)

No.	章	頁	質問内容	回答
6		P.76	<p>【倉庫業を営む倉庫の床の積載荷重】 「実況に応じて計算した値が 3,900N/m²未満でも 3,900N/m²としなければならない」のこの時の床の積載荷重とは地震力用を指すのでしょうか？ 積載荷重の比率が床用、ラーメン用、地震用で 100 : 80 : 65 とされているので、6,000 - 5,100 - 3,900 とするのか、床用を 3,900 として 3,900 - 3,300 - 2,500 とするのでしょうか？</p>	<p>この規定が定められている施行令第 85 条第 3 項には、計算の対象を定めずこの値が明記されています。従って、床用、ラーメン用、地震用の積載荷重とも 3,900N/m²以上とする必要があります。</p> <p>なお、オレンジ本に記述されている積載荷重の比率 100 : 80 : 65 は一般論であり、施行令に定められている数値ではありません。</p>
7		P.88	<p>【風力係数】 煙突等の円筒形の構造物の風力係数を定めている表九において、H/B についての説明が無い。</p>	<p>風荷重については、施行令第 87 条と平成 12 年建設省告示第 1454 号で規定されていますが、オレンジ本ではこの内容に解説を付けて構成を変えており、この結果、符号の説明が分散しております。</p> <p>H は建築物の高さと軒の高さとの平均値でオレンジ本では P.83 で明記しており、B は風向に対する見付幅で P.85～P.88 の図中に明示しております。</p>
8		P.93	<p>【縦スリット状開口を有する耐震壁のモデル化】 図 2-5-10 の縦スリット状開口のモデル化の図中にある仮想間柱「壁厚の 2～3 倍の部分を設定する」は、「壁厚の 2～3 倍の部材を設定する」ではないでしょうか？</p>	<p>同じ意味です。「縦スリット状開口際の壁厚の 2～3 倍の範囲を仮想間柱としてモデル化する」との意味です。</p>
9	第 2 章 構造設計 要領	P.96	<p>【断面算定位置】 図 2-5-12 の袖壁付柱に接続する大梁の断面算定位置を、危険断面位置と同じく壁フェイスにすることは誤りですか？</p>  <p style="text-align: center;">図 2-5-12 剛域等の設定</p>	<p>これまでの一般的な設計方法では、袖壁は 2 次設計時（保有耐力計算）においては有効な耐震要素とみなしますが、1 次設計の断面算定においては袖壁は余力として扱い無視します。従って、断面算定位置は柱フェイスとし、袖壁フェイスとすることはできません。ただし、現在の RC 計算規準では、袖壁の許容応力度計算式が示されているので、1 次設計時に袖壁も断面算定する設計方法を採用すれば、断面算定位置を袖壁フェイスに近い位置に設定しても良いと思われます。ただし、この場合、袖壁による長期梁端曲げ応力の増大や袖壁が梁幅よりも薄いことを考慮した断面算定位置の設定などに留意が必要です。</p>
10		P.99	<p>【設計用常時曲げモーメント】 図 2-5-16 (b) に関して、前質問のような袖壁付き架構に関しても、常時の設計用曲げモーメントは節点モーメントを採用しなければならないですか？（RC 規準の 8 条や建築構造設計指針では「剛域を考慮した応力解析」や「袖壁を適切に考慮して」等の但し書きがあったと思います。）</p>  <p style="text-align: center;">図 2-5-16 (b) 設計用曲げモーメント</p>	<p>応力解析における袖壁の考慮の方法によって、適切な判断が必要です。</p> <p>略算法により袖壁の剛性を評価するものの袖壁による剛域を考慮しない場合には、通常と同様に節点モーメントを採用する必要があります。剛強な袖壁を設けて応力解析に袖壁の剛性と剛域を考慮する場合には柱芯のモーメントが大きな値となるので、図 2-5-16 (b) による方法によらず適切な方法で設計用常時モーメントを決定して良いと思います。</p>

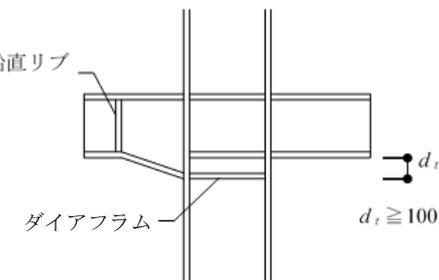
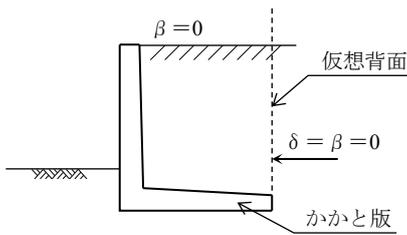
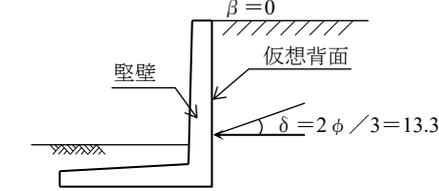
建築構造設計指針 2019 Q&A (3)

No.	章	頁	質問内容	回答
11	第 3 章 木構造	P.160	<p>【図 3-1-7 混構造の設計フロー】 図中の中段中央辺りにある告示第 593 号第四号イと表記された枠内、および、図中の中段右側にある告示第 593 号第四号ロと表記された枠内にルート 1 とありますが、ルート 2 相当ではないですか？ (それぞれ 2 ヶ所ずつ計 4 ヶ所)</p>	<p>図 3-1-7 のフロー中でルート 1 やルート 2 と示す設計ルートは、混構造の設計ルートであり、RC 造や S 造の設計ルートではありません。下階の非木造部分の RC 造や S 造の設計ルートは表中でルート 2 相当、ルート 3 相当などと□を付さずに表現しています。 ご指摘の部分は、平成 19 年国土交通省告示第 593 号第四号イ及び同告示第四号ロに基づき、設計ルート 1 とすることができます。 (木質系混構造建築物の構造設計の手引き (2019 年版) P-34 の 30～37 行目)</p>
12		P.171	<p>1997 年版「建築物の構造規定」には方杖の検討式が載っていましたが、改訂版の 2001 年版「建築物の構造関係技術基準解説書」では方杖の検討式は削除されています。 今回の「オレンジ本」には方杖の検討式が載っていますが、問題はありますか？</p>	<p>既往の大地震では壁が配されていない大きな間口を有する建物の多くが被災しました。このような建物では方杖を配することにより、実質的な耐震性能を向上させることができます。ただし、本文中に記載があるように、方杖の効果は令第 46 条の壁量計算には参入できないので注意が必要です。</p>
13		P.189	<p>【高倍率壁について】 高倍率壁の規定ですが、短期許容せん断耐力の上限を 13.72kN/m (壁倍率にして 7 倍) としているのは、どの文章まで掛かりますでしょうか？ 4 段落目の「しかし～」まで掛かるとすると、「令第 46 条第 2 項第 1 号ハの規定により行う構造計算」ということになり、ルート 1 の許容応力度設計で計算を行った場合、壁倍率の上限は 5 倍までと読めてしまいます。 木造軸組み工法住宅の許容応力度設計 (2017 年版) において、P.40 ⑥ 「許容応力度設計に適用する際の単位長さあたりの短期許容せん断耐力の上限は 13.72kN/m とする。」とあり、今までルート 1 の設計時はせん断耐力を壁倍率 7 倍相当を上限として設計していましたが、扱いが変わったのでしょうか？</p>	<p>ここは、オレンジ本 2010 とくらべて変更の無い部分であり、オレンジ本 2019 においても特に取り扱いは変わっていません。 グレー本の許容応力度計算を行う際の、短期許容せん断耐力は 13.72kN/m (壁倍率にして 7 倍) が上限となり、グレー本の「2.3 令第 46 条関連の計算」(グレー本 P-50) を行う場合の壁倍率の上限は 5.0 となります。 短期許容せん断耐力は、許容応力度計算を行う際に用いるもので、壁倍率は壁量計算で用いるものです。</p>
14	第 4 章 補強コンクリート ブロック 造	P.193	<p>鉄筋の継手についての記述が無いように思います。モルタル内の重ね継手はほぼ無効と思われるので、溶接継ぎ手を原則とすべきでは？</p>	<p>補強コンクリートブロック造の耐力壁などでは、鉄筋をブロックの空洞内で原則として継ぐことはできません。原則外の記述も含めて「耐力壁」、「帳壁」、「塀」の該当部で鉄筋の継手について詳しく記述しています。</p>

建築構造設計指針 2019 Q&A (4)

No.	章	頁	質問内容	回答
15	第4章 補強コンクリート ブロック造	P.203	<p>【ブロック塀の設計用曲げモーメントの算定式】</p> <p>4.4-1 式に示す平成 12 年告示第 1355 号によるブロック塀の設計用曲げモーメント M の算定式において、高さ方向のせん断力分布係数 C_{si} は $0.3 \cdot Z (1 - h_i/h)$ とされていますが、h、h_i の定義の説明が正しくないように思われます。塀の最頂部の分布係数を計算する場合、$h_i=h$ とするとせん断力が 0 になってしまいます。</p> $\left. \begin{aligned} M &= 0.4h \cdot C_{si} \cdot W \\ Q &= C_{si} \cdot W \\ C_{si} &= 0.3 \cdot Z (1 - h_i/h) \end{aligned} \right\} 4.4-1 \text{ 式}$ <p> h : 塀の地盤面からの高さ (m) h_i : 塀の地上部分の各部分の地盤面からの高さ (m) C_{si} : 補強コンクリート造の塀の地上部分の高さ方向の力の分布を表す係数 他の符号説明は省略 </p>	<p>4.4-1 式は地上部分の総重量が W で、高さが h のブロック塀において、地盤からの高さが h_i における部分の設計用のせん断力 (Q) と曲げモーメント (M) を規定したものです。同式の C_{si} はせん断力係数でなく、せん断力の分布を表す係数であり、ブロック塀の地上部分の総重量 (W) に乗じる係数です。ブロック塀の最頂部では、C_{si} は 0.0 となり、中央部では $0.3Z \times 0.5$、最下部では $0.3Z$ となります。つまり、せん断力は震度を $0.3Z$ の等分布とした場合の値と一致します。ただし、曲げモーメントは等分布の震度に対して、頂部が割増されたモーメント分布となります。</p> 
16	第6章 鉄筋コンクリート造	P.307	<p>【柱・梁接合部の終局強度の検討式】</p> <p>6.3-19 式は、靱性保証型耐震設計指針から引用していると思うが、靱性保証型耐震設計指針にはこの式を採用する場合に、その他の規定 ($P_w \geq 0.3\%$ 等) があつたはずなので、本指針にも記載すべきだと思います。</p> $V_{ju} = K \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad \dots 6.3-19 \text{ 式}$	<p>6.3-19 式は、靱性保証型耐震設計指針で規定された式を技術基準解説書が引用しているものです。靱性保証型耐震設計指針では、実験結果による柱・梁接合部のせん断補強筋比 (P_w) と梁塑性率の関係などが紹介されています。技術基準解説書には柱・梁接合部のせん断補強として、柱の最小せん断補強筋比に準じて $P_w 0.2\%$ 以上のせん断補強筋を配することなどが記述されています。</p> <p>しかしながら現状では、柱・梁接合部のせん断補強筋の設計式は存在しておらず、また、柱・梁接合部内では柱主筋と梁主筋が密集しており、多量のせん断補強筋を配することが難しくはありますが、上記の点なども踏まえて適切な設計を行う必要があると思います。</p>
17	第7章 壁式鉄筋コンクリート造	P.325	<p>【WRC 造に鉄骨間柱を設けた場合の、混構造か否かの判断について】</p> <p>500m² 超の壁式 RC 造にて、水平力を受けず鉛直力のみを負担する鉄骨間柱を設けた場合は混構造とみなされ、適判が必要となりますか？</p>	<p>建築物の構成要素は図 1-1-2 に示すように多岐にわたり、これらの構成要素の構造も RC 造、S 造、補強コンクリートブロック造、組積造と多岐にわたります。</p> <p>この中で構造種別は、常時荷重や地震力を負担する柱・梁および壁の材料や構造で区分します。従って、建物の局所の荷重のみを負担する間柱は構造種別の判断に考慮する必要はなく、混構造に該当しないと言えます。ただし、確認審査における運用は、申請する確認機関に相談してください。</p>
18	第8章 鉄骨鉄筋コンクリート造	P.337	<p>SRC 造柱脚の SRC 規準にある鉄量についての記述がありませんが、計算において安全性が確認できれば (断面算定等)、鉄量の規定については考慮しなくても良いとの考えですか？</p>	<p>P.355 の 8-2-11 柱脚の設計において、地震時の変動軸力により引張力が作用する柱脚は原則として埋込み柱脚とすることを記述しております。引張力が作用する柱脚を非埋込み柱脚とする場合には、柱脚に大きな塑性変形が生じないように慎重な設計が必要です。</p>

建築構造設計指針 2019 Q&A (5)

No.	章	頁	質問内容	回答
19	第 8 章 鉄骨鉄筋 コンクリ ート造	P.366	<p>【ダイアフラムの間隔 $d_t \geq 100$ について】 UT を考慮する、溶接の施工性を考慮することとの記載はありますが、現実的に $d_t \geq 100$ では UT や溶接が困難だと思われます。ダイアの板厚は特に厚いので、150 以上 (200 以上) が望ましいと思います。</p> 	<p>ご質問の通りですが、SRC 造においては鉄骨の板厚が極めて小さい場合もありますので、旧来から $d_t \geq 100$ としております。具体的な寸法は、設計者が適切に設定すべきと考えています。</p>
20	第 9 章 擁壁	P.392 P.394	<p>P.392 の L 型擁壁の配筋例と P.394 の逆 L 型擁壁の配筋例において、背面土の内部摩擦角 ϕ が 20° と同じであるにも関わらず、主働土圧係数が 0.4903 と 0.4379 と異なるのはどのような理由でしょうか。</p>  <p>L 型擁壁</p>  <p>逆 L 型擁壁</p>	<p>配筋例に記載している主働土圧係数は、擁壁の安定性を検討する場合の主働土圧係数を示しています。 擁壁の安定計算においては、L 型などの片持ち梁式擁壁と逆 L 型の重力式擁壁では、背面土のすべり面の想定が異なります。L 型擁壁では仮想背面をかかと版先端部の垂線と仮定するため、土圧作用面の状態は「土と土」となり、壁面摩擦角 δ を地表面が水平面となす角度 β とします。当設計例では $\beta = 0$ のため $\delta = 0$ となります。 一方、逆 L 型擁壁 (かかと版無し) の場合は、仮想背面を堅壁背面と仮定するため、土圧作用面の状態は「土とコンクリート」となり、壁面摩擦角 δ は $2\phi/3$ とします。 主働土圧係数 K_A は下式によるクローン式により求めており、両擁壁の壁面摩擦角が異なるため、主働土圧係数も異なる値となります。以下では逆 L 型擁壁の主働土圧係数を計算してみると、配筋例の値 0.4379 と一致します。</p> $K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}}\right)^2}$ $= \frac{\cos^2 20}{\cos^2 0 \cdot \cos 13.3 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin 33.3 \cdot \sin 20}{\cos 13.3 \cdot \cos 0}}\right)^2}$ $= \frac{0.883}{0.973 \cdot 2.072} = 0.4379$ <p> K_A : 主働土圧係数 ϕ : 背面土の内部摩擦角 (度) δ : 壁面摩擦角 (度) β : 地表面が水平面となす角度 α : 仮想背面が鉛直面となす角度 </p>
21	第 10 章 基礎	P.424	<p>【基礎杭の引抜き方向の許容支持力】 表 10-3-6 において、R_F : 第 1 号に掲げる R_F (単位 kN) とあり、\bar{N}_s の上限を 30 としています。しかし、告示第 1113 号では引抜き力の検討の \bar{N}_s には上限がありません、引抜き力を増すために剛強な地盤に杭先端を伸ばす場合に不合理です。</p>	<p>平 13 国交告第 1113 号では、基礎杭の支持力は第 5 で定められており、許容支持力の算定において圧縮も引抜きも \bar{N}_s は上限を 30 とすると定められています。 質問で \bar{N}_s に上限が無いと言われているのは、同告示の第 6 だと思えます、第 6 では載荷試験などにより定めるので、\bar{N}_s の上限は規定されていません。</p>

建築構造設計指針 2019 Q&A (6)

No.	章	頁	質問内容	回答
22	第 10 章 基礎	P.425 P.689	<p>【FI 値による液状化判定法】 基礎指針の判定法に基づき FI 値を計算する場合、地動加速度の他にマグニチュードが必要となりますが、マグニチュードの目安値（一次設計時、二次設計時）があればご教授願います。</p>	<p>本書では、建物の目標性能と耐震クライテリアは地動加速度に関連付けて説明しているので、液状化判定においても地動加速度について説明しています。しかしながら、地盤の液状化は地震動の継続時間が長くなると、より顕著になるので、継続時間に影響する地震のマグニチュードも考慮して判定する必要があります。</p> <p>液状化判定におけるマグニチュードについては、建築基礎構造設計指針 2001 の例題では、地表面加速度 200gal に対してマグニチュード 7.5 としています。関東地域では過去 300 年間に発生した震度 6 の地震のマグニチュードは 6.9～8.2 であるので、これらを参考に設定するのが良いと思います。一般的には一次・二次設計とも基礎指針を参考に M7.5 とするか、一次設計時は M7.0、二次設計時には M8.0 とするなどの例があります。</p>
23	第 11 章 構造審査 要領	P.500	<p>【リユース部材】 リユース部材について「材料納入時の受入検査として～」、「使用前に～十分に検査し、～」とありますが、製造後の経過年数も含め履歴が不明な場合、どのような検査が必要でしょうか。</p>	<p>リユース部材では、繰り返し使用されることによる腐食（錆）・腐朽、形状・精度や機械的性質の変化について、外観検査及び非破壊検査により、その品質が設計上必要な構造性能を満足しているか確認する必要があります。</p> <p>11-3 節の参考文献として記載した、（一社）日本建築学会「建築部材のリユースマニュアル・同解説」2009.10 に、リユース部材の品質確認・評価について記載されているので参照して下さい。</p>
24		P.503	<p>【膜構造建築物】 「膜材料について、～構造計算に用いる許容応力度及び材料強度を適切に設定しなければならない。」とありますが、設定にあたり必要な試験などについて、参考となる文献はありますか。</p>	<p>仮設建築物に、再使用の膜材料を使う場合に推奨される材料の試験について、（財）日本建築センター他「膜構造の建築物・膜材料等の技術基準及び同解説」2003.8 に記載されているので参照して下さい。</p>
25	第 12 章 東京の地域特性を考慮した建築構造における確認審査の取扱い	P.622	<p>【中高層建築物審査要領】 本要領の適用が必須となる場合はありますか？</p>	<p>P616～620 の本要領の確認審査での位置づけに記載されているとおり、中高層建築物が密集している地域に建設される建築物に対しては、本要領を採用して設計することが望ましいです。ただし、必須ではなく、設計者が建築主と合意の基に構造設計方針に本要領の採用を記載した場合に限り適用されます。</p>
26		P.622	<p>基礎・基礎梁の大地震時の検討はプログラムが無く、設計者の負担が非常に大きいです。明確な設計法を提示いただきたい。</p>	<p>大地震時の検討については、P650 4.8、4.9 によります。計算手法等については、（一社）日本建築学会「建築基礎構造設計指針」等を参考にすることが考えられます。</p>

建築構造設計指針 2019 Q&A (7)

No.	章	頁	質問内容	回答
27		P.730	<p>【場所打ちコンクリート杭の長期許容支持力について】</p> <p>認定工法により施工する場合については、支持力の上限は、表 12-5-15 によらず認定工法の支持力算定式を用いて良いでしょうか？</p>	<p>ご質問の内容が、平 13 国交告第 1113 号 第 6 第一号の α、β 及び γ の数値について性能評価を受け、大臣の認定を受けた工法であり、確認申請書に認定書の写しを添付した場合についてであれば、第 6 の告示式によることとなります。</p> <p>またご質問の内容が、任意の技術評定を受けた工法であり、確認申請書に、評定書等を添付した場合についてであれば、審査ごとに建築主事等の判断によることとなります。</p> <p>いずれの場合も、評定等の適用範囲と地形、地層構成及び支持地盤の種類などの諸条件が適合していることが重要であるため、それらに応じて、適切な地盤調査を行っていることが前提となります。</p> <p>また、地層構成が複雑な東京の地盤特性や、狭小な敷地内で実施された地盤調査結果により許容支持力を求めていること等を考慮し、設計者が安全側の判断として、「12-5-9-2 場所打ちコンクリートぐい等」を参照の上、許容支持力を設定することを推奨します。</p>
28	付録	P.818	<p>【梁継手】</p> <p>梁継手に関して全てを計算したわけではないが、H-390×300×10×16 (400N 級、M22 使用) の場合、保有耐力接合 ($\alpha_j \geq 1.2$) を満足しません。SCSS の委員会に確認してもらいたい。</p>	<p>建築構造設計指針 2019 の梁継手諸元には、2002 年に発行された SCSS-H97 の第 2 版を引用しています。1996 年 11 月に発行された SCSS-H97 の第 1 版では工学単位系が使用されていましたが、第 2 版は SI 単位系に変更されたので部材強度や保有耐力の余裕度 (α_j) が再計算され、これらの数値が変更されています。この第 2 版の「第 2 章 接合部の設計、2.2 数値の取扱い」に保有耐力接合の余裕度 (α_j) の計算方針が示されています。</p> <p>H-390×300×10×16 に高力ボルト M22 を使用した場合について、この計算方針にならない余裕度 (α_j) を計算し、小数点以下第三位を丸め、小数点以下第二位を切り捨てると $\alpha_j = 1.2$ となり、梁継手諸元の値と一致します。ただし、この値には余裕がないので、高力ボルト M20 を使用 ($\alpha_j = 1.4$) するなど、余裕度の確保に留意してください。</p>
29	新構造設計特記仕様	P.2	<p>【9. 鉄筋コンクリート工事】</p> <p>(2) 鉄筋 (b) 検査</p> <p>継手検査方法の欄外に「ガス圧接部分の検査を超音波探傷検査によって行う場合、最初の数ロットについては引張試験も併用し、1 回の引張試験は 5 本以上とする。」との記載がありますが、必ず超音波探傷検査と併用して引張試験を行う必要がありますでしょうか？</p> <p>また、図書の中で引張試験をする必要がある旨の記載はあるでしょうか？</p>	<p>引張試験は直接的に継手の品質が確認でき、不合格 (圧接面破断) が生じた場合には、その破断面や形状を観察することによって、不具合の要因を推測し、以後の品質管理にフィードバックすることができます。このため、超音波探傷検査によりガス圧接部の検査を行う場合、工事の初期においては引張試験を併用することが望ましい。特に、東京都内での工事においては、赤本 (建築工事施工計画等の報告と建築材料試験の実務手引) にこのことが明記されているので、引張試験を併用する必要があります。</p>