

【技術資料：技術委員会/道路構造物専門委員会版】

道路橋示方書・同解説(平成 14 年 3 月)に対する Q&A 集

平成 15 年 12 月

(社) 建設コンサルタンツ協会
道路構造物専門委員会

この『Q&A 集』の取り扱いについて

道路橋示方書が「性能規定型」の技術基準として平成14年3月に改訂されましたが、それに相前後して示方書の内容に関するいくつかの質問が会員各位から当協会に寄せられました。これをひとつの契機として、協会の技術委員会/道路構造物専門委員会では、『道路橋示方書・同解説(平成14年3月)に対する Q&A 集』を用意することが会員各位の設計実務にも有益と考え、専門委員会の自発的活動の一環としてこの技術資料を作成しました。

この資料の作成にあたっては、上記のような会員からの質問事項に加え、道路橋示方書の適用に際し実務において疑問が生じそうな事項を抽出して各専門委員が設問を準備し、これらに専門委員会自らが答える形をとりました。したがって、この『Q&A 集』は(社)日本道路協会の橋梁委員会の見解を反映したものではなく、基本的に道路構造物専門委員会の考えかたや解釈を示したものです。

以上のような成立の経緯から、道路構造物専門委員会では本資料の取り扱いを以下のように考えています。

- ・ 設問と回答の範囲は、今回の改訂部分に限定せず、従来の内容についても対象としています。
- ・ この Q&A 集の構成は、道路橋示方書の構成に沿って I 共通編、II 鋼橋編、III コンクリート橋編、IV 下部構造編、V 耐震設計編としています。
- ・ 設問と回答は、基本的に当専門委員会の委員が担当分野について作成し、それらを委員会で吟味した結果を記載しているものであり、日本道路協会、国土交通省等の機関への公式のヒアリングや確認は行っていません。
- ・ したがって、本資料の適用の結果について協会はその責を負うものではなく、あくまでも会員各位が業務実施において生じるであろう疑問点を判断する際の参考やヒントとして使用していただくことを想定しています。会員会社の各技術者はこの Q&A 集の内容を吟味し、それぞれの技術的判断のもとにご活用ください。

本資料は現時点で約 60 セットの Q&A で構成されていますが、その量と質は会員各位が設計業務を遂行するにあたり十分に満足いくところではないかもしれません。今後とも、その内容を見直すとともに、会員からの質問に対しても専門委員会として可能なかぎり対応していきたいと考えています。この技術資料が、会員各位が道路橋を計画・設計していく際の参考となり、また技術力向上の一助となれば幸いです。

目 次

I 共通編

- Q1 : 「2.2.2 活荷重」の床版及び床組を設計する場合の活荷重について
- Q2 : 「2.2.4 プレストレス力」のPC鋼材とシースの摩擦係数について
- Q3 : 「2.2.7 水圧」における水の単位体積重量の扱い方について
- Q4 : 「4.2.2 設計伸縮量」と「4.1.3 支承の移動量」の関係について

II 鋼橋編

- Q5 : 「1.6 鋼種の選定」海浜耐候性鋼材について
- Q6 : 「1.6 鋼種の選定」SS材の溶接性の評価方法について
- Q7 : 「4.1.4 鋼材の最小厚さ」一次部材の扱いについて
- Q8 : 「4章 部材の設計」コンクリート床版による局部座屈防止の定義
- Q9 : 「4章 部材の設計」鋼製橋脚設計における幅厚比 (R_R , R_C) の扱いについて
- Q10 : 「5.2 防せい防食」耐候性鋼材使用における“通風性の悪い範囲”について
- Q11 : 「5.2 防せい防食」飛来塩分量の計測方法について
- Q12 : 「5.2 防せい防食」の見なし規定について
- Q13 : 「5章 耐久性の検討、8章 床版」鉄筋コンクリート床版の塩害対策について
- Q14 : 「5.3 疲労設計」の疲労耐力の向上方法について
- Q15 : 「5.3 疲労設計」における歩道橋の扱いについて
- Q16 : 「5.3 疲労設計」における自動車交通量について
- Q17 : 「6章 連結 6.3.15 フィラー」すべり係数の低下とボルト縁端の関係について
- Q18 : 「8.2.1 鉄筋コンクリート床版 適用の範囲」床版支間長について
- Q19 : 「8.2.5 床版の最小全厚」と自動車交通量の関係について
- Q20 : 「8.3 プレストレスコンクリート床版」の不静定力に対する設計方法
- Q21 : 「8.3 プレストレスコンクリート床版」の床版厚について
- Q22 : 「10.2.5 合成応力度の照査」曲げモーメント、せん断力が最大の場合の照査方法
- Q23 : 「10.3.5 フランジの有効幅」変形量を算出する際の有効幅の定義
- Q24 : 「14章 鋼管構造 14.4 補剛材」曲げモーメントに対する効果
- Q25 : 「17.3.3 組立精度」工場での精度管理について
- Q26 : 「17章 施工 17.9 鋼床版」が新たに加わった理由

III コンクリート橋編

- Q27 : 「3.2 コンクリートの許容応力」許容押抜きせん断応力度の変更について
- Q28 : 「3.2 コンクリートの許容応力」許容斜引張応力度の変更について
- Q29 : 「4.3 せん断力が作用する部材の照査」の変更について
- Q30 : 「5章 耐久性の検討 5.2 塩害に対する検討」塩害の影響を考慮する範囲
- Q31 : 「5章 耐久性の検討 5.2 塩害に対する検討」対策工法の選択
- Q32 : 「5章 耐久性の検討 5.2 塩害に対する検討」の最小かぶりについて
- Q33 : 「6.6.11 ねじりモーメントに対する鉄筋の配置」最小鉄筋量について
- Q34 : 「8.4 構造細目」中空床版橋でのせん断補強筋(スターラップ)について
- Q35 : 「18.3 ディープビーム」「18.5 コーベル」での照査方法について

IV 下部構造編

- Q36 : 「2.2.4 設計に用いる地盤定数の評価」粘性土の粘着力 c の推定式について
- Q37 : 「2.2.4 設計に用いる地盤定数の評価」砂のせん断抵抗角 ϕ について
- Q38 : 「2.2.4 設計に用いる地盤定数の評価」粘着力 c の評価方法について
- Q39 : 「4.3 鉄筋の許容応力度」はり部材における許容応力度の規定の趣旨について
- Q40 : 「6.2 塩害に対する検討」と「道路橋の塩害対策指針(案), 昭和 59 年 2 月」の関連について
- Q41 : 「7.12 中間帯鉄筋」の配置する必要が無い場合について
- Q42 : 「8.7.5 鉄筋の配置」柱とフーチング縁端部の補強鉄筋の配筋方法について
- Q43 : 「8.4.1 逆 T 式橋台」橋台壁の配筋方法について
- Q44 : 「10.3.1 基礎底面地盤の極限支持力の許容鉛直支持力」の寸法効果を考慮した見直しの影響
- Q45 : 「11 章 ケーソン基礎の設計」直接基礎として設計を見直す具体的方策について
- Q46 : 「12.4.1 1 本の杭の軸方向許容押し込み支持力」プレボーリング杭への鋼管杭の適用について
- Q47 : 「12.9.3 杭とフーチングの結合部」フーチング内への定着長の改訂に伴うフーチング厚への影響について
- Q48 : 「12.9.3 杭とフーチングの結合部」のかぶりについて

V 耐震設計編

- Q49 : 「4.6 耐震設計上の地盤面」地震時に地盤反力が期待できない層について
- Q50 : 「5.5 耐震性能の照査方法」地震時の挙動が複雑な橋でゴム支承を用いた場合の該当例について
- Q51 : 「6 章 静的照査法による耐震設計の照査方法」、「7 章 動的照査法による耐震設計の照査方法」の改訂により耐力の小さい橋脚が設計される可能性について
- Q52 : 「7 章 動的照査法による耐震設計の照査方法」塑性ヒンジ区間以外の塑性化照査について
- Q53 : 「7.4 耐震性の照査」ラーメン橋の耐震性の確保における下限値の設定について
- Q54 : 「9 章 免震橋の耐震性の照査」L1, L2 地震動での地盤固有周期の算出方法
- Q55 : 「9 章 免震橋の耐震性の照査」免震支承と橋脚の変形の関係について
- Q56 : 「9 章 免震橋の耐震性の照査」免震支承を水平力分散支承として使用する場合の設計手法
- Q57 : 「10.6 鉄筋コンクリート橋脚のじん性を向上するための構造細目」(2) 解説文についての具体的な配筋方法
- Q58 : 「10.6 鉄筋コンクリート橋脚のじん性を向上するための構造細目」帯鉄筋の配筋方法
- Q59 : 「16 章 落橋防止システム」A 種の橋の場合の落橋防止システムについて

I 共通編 2章 荷重 2.2 荷重 2.2.2 活荷重

Q1 :

道示 I 2.2.2 活荷重の(3)「床版及び床組を設計する場合の活荷重」、および(4)「主げたを設計する場合の活荷重」において、B 活荷重を適用する橋を設計する場合、「T 荷重によって算出した断面力等に表-2.2.2 に示す係数を乗じるものとする…」とあるが、A 活荷重を適用する橋梁を設計する場合は係数を乗じなくてもよいのか？

A1 :

B 活荷重を適用する橋の床組の設計は、支間長が 4m を越える場合には隣接する車両の影響を考慮し、T 荷重を載荷して算出した断面力等（曲げモーメント、せん断力、反力、たわみ等）に、部材の支間長に応じて表-2.2.2 の係数を乗じる必要がある。ここでいう部材の支間長とは、車両進行方向に平行な部材の支間長であり、一般には横げたの設計においても縦げたの支間長を指すことに留意する必要がある。

A 活荷重を適用する橋の床組の設計では、大型の自動車の走行頻度が比較的低い状況を想定しており、隣接する車両の影響を考慮する必要がないことから、部材の支間長のいかんに関わらず表-2.2.2 に示す係数を乗じない。

また支間長がとくに短い主げたや床版橋は、T 荷重と L 荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計することが規定されている。この場合においても、上記の床組の設計と同様の趣旨で、B 活荷重を適用する橋を設計する場合には T 荷重によって算出した断面力等に表-2.2.2 の係数を乗じる必要があるが、A 活荷重を適用する橋には表-2.2.2 の係数を乗じる必要はない（共通編 p.15 参照）。

I 共通編 2.2 荷重 2.2.4 プレストレス力

Q2 :

摩擦の影響を考慮した PC 鋼材引張力の算出において、外ケーブルおよびプレグラウトタイプの場合、PC 鋼材とシースの摩擦係数は示方書の解説に書かれている表解 2.2.1 の値を用いてもよいか？

A2 :

① 外ケーブルに関しては、「PC 橋の耐久性向上に関する設計・施工マニュアル，平成 13 年 10 月，日本道路公団，監修（財）高速道路技術センター」を参考にするとよい。

PC 鋼材と保護管との摩擦係数

$\mu(1/\text{rad})$	$\lambda(1/\text{m})$
0.30	0.0

② プレグラウトタイプに関しては、資料『「道路橋」に関する地区講習会，平成 14 年度，（社）日本道路協会』によれば、プレグラウト PC 鋼材の施工については、本示方書によるほか、「PC グラウト& プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル（改訂版），プレストレストコンクリート建設業協会」を参考にするとよい、との記述がある。

上記の施工マニュアルによると、摩擦係数の設定方法は下表のとおりであり、鋼材の配置形状および長さによって取り扱いが違う点に注意しなければならない。

プレグラウト PC 鋼材の摩擦係数

	$\mu(1/\text{rad})$	$\lambda(1/\text{m})$	備考
横締鋼材	0.10	0.003	直線に近く、比較的短い鋼材
縦締鋼材	0.30	0.004	上記以外の横締鋼材を含む

プレグラウト PC 鋼材の場合、ポリエチレン製保護管と硬化樹脂材（エポキシ）の影響から、摩擦係数は従来方法に比べ低いことが推定できる。床版横締鋼材への適用データはある程度集積されており、この実績により配置形状が直線に近く、比較的長さの短い横締鋼材に関しては、上表に示す値とすることができる。

縦締鋼材に関しては使用実績が少ないため、横締鋼材と同等の値を用いることは摩擦係数を低く設定することになる危惧がある。したがって、縦締鋼材や摩擦係数が大きくなることが予想される。

横締鋼材に関しては、従来の PC 鋼材と同等の摩擦係数を用いることとしている。ただし、この縦締鋼材の摩擦係数は 2～3 径間連続ケーブルを想定しており、1 径間程度のケーブル等、摩擦係数が小さくなることが予想される場合には実験等により摩擦係数を確認し、その値を用いてもよい。

I 共通編 2章 荷重

Q3 :

「2.2.7 水圧」における水の単位体積重量は $w_0 = 9.8\text{kN/m}^3$ とするのか（浮力として水の単位体積重量をとらえる場合、 $w_0 = 10\text{kN/m}^3$ としてはいけないのか）？

A3 :

日本道路協会発行「道路橋示方書・同解説、SI 単位系移行に関する参考資料、平成 10 年 7 月」の「1. 本資料の利用に際して」より、水圧でも静水圧の場合には水の単位体積重量だけで扱う場合には $w_0 = 10\text{kN/m}^3$ として扱うものとする。しかし流水圧を求める場合のように、式中に重力加速度と一緒に扱われるような場合には、 $w_0 = 9.8\text{kN/m}^3$ を用いなければならない。

I 共通編 4章 支承部、伸縮装置 4.2 伸縮装置

Q4 :

I .共通編 p.98 において「(2) 設計伸縮量を 4.1.3 の規定 (= 支承の移動量) により算出する場合は(1)を満足するとみなしてよい」との記述がある。ここで 4.1.3 の規定では、余裕量を見込んでいるため、この規定による場合は伸縮装置の設計で別途余裕量を見込まなくてよいか？

A4 :

支承の設計移動量には、共通編 4.1.3 の(3)から(6)の移動量に施工時の余裕量を考慮する必要がある。示方書の解説では、鋼製支承は支承据え付け時の温度を想定し、余裕量として 5C° の温度変化を見込むものと記述されており、ゴム支承については最高温度時に設置されるものとみなして温度変化時の移動量を算出し、この中に余裕量が含まれることとしている。

伸縮装置についても、伸縮装置を施工する際の施工誤差を含む必要があるため、共通編 4.1.3 の(3)から(6)の移動量とは別に、10mm を標準とし、橋の規模や施工誤差等、実情に応じて別途余裕量を設けることが必要である。

なお伸縮装置の伸縮量については、上記によるほか、V 耐震設計編 14.4.2 でレベル 1 地震動に対する地震時伸縮量以上を標準とすることに留意する必要がある。

II 鋼橋編 1章 総則 1.6 鋼種の選定

Q5 :

解説において「近年、機械的性質が JIS の耐候性鋼材の規格に適合し、塩分に対する耐食性を向上させた耐候性鋼材も使用されはじめており、従来の耐候性鋼材の適用が難しい地域環境においても適用できる可能性がある」とされているが、それはどのような鋼材か？またその適用性についてはどうか？

A5 :

近来、鋼橋の耐久性・維持管理に関してライフサイクルコスト(LCC)の概念が導入されるようになってきており、その中で耐候性鋼材を用いた無塗装橋梁がある。

従来の耐候性鋼材(JIS G3114)は、飛来塩分が多い海岸部などでは期待する安定さびが生成されずその使用に制限があったが、近年海岸部など腐食環境がきびしい地域においても適用可能な鋼材として、海浜・海岸耐候性鋼が開発・施工されている。

従来の耐候性鋼材の適用は、飛来塩分量 0.05mdd 以下の地域とされていたが、本鋼材ではミルメーカーのカタログ値では 0.3~0.8mdd の地域への適用や凍結防止剤に対する裸耐食性の向上が可能となっている。しかし安定さびの生成は、自然条件に左右されるところが大きいので適用にあたっては十分な検討が必要である。

海浜・海岸耐候性鋼材は、従来の耐候性鋼材(JIS G3114)に対して Ni、Cu 等の添加量を変えることで耐候性を高めており、化学成分の一部が JIS 規格値から外れるが機械的性質は JIS G3114 の規格値を満足している。

規格表示については、規格記号の後に JIS 規格相当品を示す「-MOD」をつけて識別している。

II 鋼橋編 1章 総則 1.6 鋼種の選定 解説(3)

Q6 :

「ただし、板厚 22mm 以下の SS400 を仮設資材に用いる場合や、二次部材に用いる形鋼や薄い鋼板等で SM 材の入手が困難な場合には、事前に化学成分を調査することにより、溶接性に問題がないことを確認した上で使用することができる」とあるが、化学成分の調査とはミルシートの炭素量が SM 材と同等であることを確認することなのか？

A6 :

溶接性は炭素以外の元素 (Mn, Si) が変わっても変化するため炭素量のみで評価してはならない。炭素当量(%)= $C+Mn/6+Si/24$ が SM 材と同等であるかどうかを評価する必要がある。ミルシート等で炭素当量を確認することにより溶接性を評価するとよい。

II 鋼橋編 4章 部材の設計 4.1.4 鋼材の最小厚さ(3)

Q7 :

鋼材の板厚は 8mm 以上と既定されているものの、主桁等一次部材で 9mm 以上しか使用されないのはなぜか？

A7 :

示方書の規定からは一次部材であっても 8mm 以上あればいいと考えられるが、実際には 9mm 以上での使用実績が多く、標準設計等でも 9mm 以上が使用されている。

その理由としては溶接による初期変形の影響を小さくすること、製作・架設時での剛性の確保及び補剛板を少なくし溶接延長を減少するほうが経済的であること、等が考えられる。

II 鋼橋編 4章 部材の設計 4.2.2 圧縮応力を受ける両縁支持板

4.2.3 圧縮応力を受ける自由突出板 解説(1)

Q8 :

「コンクリート床版等によって板の局部座屈が十分に防止されている場合」とはどのような場合をいうのか？

A8 :

コンクリート床版と接している圧縮フランジにおいて、鋼橋編 11.5 に準じてずれ止めが設計されている場合には、鋼板がコンクリート床版に充分固定させている構造であると考えられ、圧縮フランジの局部座屈に対して有効である。

II 鋼橋編 4章 部材の設計 4.2.4 圧縮応力を受ける補剛板 4.2.5 補剛材

Q9 :

鋼製橋脚の設計でコンクリートを充填しない場合、鋼橋編 p.169 では「じん性向上のため、幅厚比 $R_R \leq 0.5$ として部材寸法を設定するのがよい」とあるが、耐震設計編 p.206 では、「 $R_C (=R_R) \leq 0.4$ とするのがよい」と記述されている。どちらを基準として部材設定を行えばよいか？

A9 :

質問では、補剛板の耐力に関する幅厚比パラメータ R について鋼橋編 p.169 の R_R と耐震設計編 p.206 の R_C を混同していると思われる。

鋼橋編 p.169 では鋼製橋脚の基部等のように、耐震設計上じん性が要求される部位の補剛板については、 $R_R \leq 0.5$ で部材寸法を設計するとしている。一方、耐震設計編 p.206 では、コンクリートを充填しない矩形断面橋脚において、矩形断面を構成する補剛板の角割れによるぜい性的な破壊を防ぐために設けた角補強材に対する幅厚比パラメータ R_C を $R_C \leq 0.4$ を目安としてよいとしている。

II 鋼橋編 5章 耐久性の検討 5.2 防せい防食

Q10 :

鋼橋の防せい防食法の1つに耐候性鋼材の採用がある。この場合、通風性が悪いと思われる桁端部や箱桁の内側などは塗装することが望ましいと考えるが、その範囲はどのように考えればよいか？

A10 :

「無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領(改定案), 平成5年3月, 建設省土木研究所・(社)鋼材倶楽部・(社)日本橋梁建設協会」には以下のように書かれているので、参照されたい。

- ・ 箱桁内面は塗装を施すのを標準とする。
- ・ 桁端部の範囲は下部構造の天端上の範囲を目安とし、景観上支障とならないように配慮するのがよい。

II 鋼橋編 5章 耐久性の検討 5.2 防せい防食

Q11 :

解説で「JIS G3114 に規定する耐候性鋼材については、原則として所定の方法で計測した飛来塩分量が 0.05mdd を越えない地域、あるいは…」とされているが、「所定の方法」とはどういうものか？またその適用性についてはどうか？

A11 :

「無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領(改定案), 平成 5 年 3 月, 建設省土木研究所・(社)鋼材倶楽部・(社)日本橋梁建設協会」によると「所定の方法」とは、以下の方法を示している。

①土研式タンク法

調査地点に塩分付着用ステンレス板 (10cm×10cm) および採取用のポリタンクを設置し、ステンレス板に付着した塩分を水によりポリタンク内に洗い流し、その水の塩分濃度から塩分付着量を算出する方法である。ステンレス板及びポリタンク等を収納するための捕集器が必要である。

②ガーゼ法

ガーゼに所定量の脱イオン水を湿らせ測定面を拭き取り、ガーゼに付着した塩分量により測定する方法で、測定方法が簡便で直ちに測定結果を得ることができる。

その他、架橋地点が耐候性鋼材の使用に適しているかどうかを評価するには、鋼板暴露試験がある。

なお、上記の飛来塩分測定法、及び鋼板暴露試験等は通常 1 年以上測定して判断することが望ましい。

上記の測定方法のほかに、架橋地点に近接し環境条件が同様なところで既に無塗装耐候性橋梁が架設されている場合には、それらの鋼材のさびの状況に基づき無塗装使用の適否を判断してもよい。

II 鋼橋編 5章 耐久性の検討 5.2 防せい防食

Q12 :

防せい防食手法の選定にあたり、コンクリート構造物で規定している対策区分に応じた最小かぶりの規定のような適合見なし規定はないのか？

A12 :

鋼構造物の防せい手法には種々のものが開発されているが、その性能は施工の良否に大きく影響される。したがって、対策区分に応じた最小かぶりの規定のような見なし規定を一義的に規定するのは困難である。鋼橋の場合には、架橋地点の状況、維持管理計画、経済性等を考慮して、示方書の解説に示す表-解 5.1.3 の鋼橋の代表的な防せい防食法、図-解 5.1 の耐候性鋼材を無塗装で使用する場合の適用地域、参考文献等を参考にして、個別に防せい防食手法を検討するのが望ましい。

Ⅱ 鋼橋編 5章 耐久性の検討 5.2 防せい防食

8章 床版 8.2 鉄筋コンクリート床版、8.3 プレストレストコンクリート床版

Q13 :

今回の改訂では塩害に対する耐久性が問題視され、下部構造編・コンクリート橋編では、塩害対策として鉄筋の最小かぶりが見直されている。鋼橋の鉄筋コンクリート床版についてはこれについての記述がみあたらないが、どのように考えたらよいか？

A13 :

Ⅱ鋼橋編 5章(耐久性の検討) 5.2 (防せい防食)では、鋼材の防せい防食についてだけが規定されており、コンクリート床版については触れられていない。

一方、8章(床版) 8.2 (鉄筋コンクリート床版)ならびに 8.3 (プレストレストコンクリート床版)においては、それぞれ 8.2.6 (鉄筋の種類及び配置)、8.3.6 (同左)の解説において、「海岸線付近にあって波しぶきや潮風の影響を受ける床版のかぶりについては、コンクリート橋編の関連する規定により別途塩害に対する影響を考慮する必要がある」と記述されている。

※融雪剤を使用することが予想される橋について

下部構造編 6.2(2)の解説では、「路面凍結防止剤(融雪剤)を使用することが予想される橋、これに近接すると考えられる橋等においては、…適切な対策区分を想定して必要な最小かぶりを確保する必要がある。一般には、表-6.2.1 に示す対策区分 I 相当の最小かぶりを確保するのが望ましい」と明記されている。

またコンクリート橋編 5.2 表-5.2.1 では、対策区分 I の鉄筋コンクリート構造の最小かぶりは、塗装鉄筋の使用又はコンクリート塗装を併用し、70mm となっている。

融雪剤を使用することが予想される橋の床版下面、地覆・高欄は上記の最小かぶりを確保すると床版厚の増加につながると思われる。融雪剤を使用することが予想される橋について、発注者と協議し、冬期における路面の管理方法を考慮して決定するのが望ましい。

II 鋼橋編 5章 耐久性の検討 5.3 疲労設計

Q14 :

鋼橋の設計において今回あらたに疲労についての照査が追加された。鋼橋の疲労耐力を向上する方法には種々の方法があると思うが、どのような方法を基本として考えたらよいか？

A14 :

疲労耐力を向上する方法を大別すると、

- ①発生する応力振幅を小さくする
- ②疲労強度を上げる

等が考えられる。

①の具体的方法としては、断面アップ（板厚を増すなど）や部材取り付け位置を変えること等の対策が考えられる。

②の具体的対策としては溶接部の耐力アップがあり、溶接種別の向上、溶接仕上げの向上等が考えられる。

横構のガセット取り付け部を例にとると、

①の場合：板厚増加はコスト的に不利な場合がある。また取り付け位置を見直すことにより発生応力の低減を計ることができる場合もある。しかし、これも部材によっては限界がある。

②の場合：具体的には、すみ肉溶接を完全溶け込み溶接に変更することにより、溶接部の疲労耐力を向上させること等が考えられる。この場合には鋼重の増加はないが、製作時の溶接作業が増える。

以上より、いずれの方法がベストかは適宜考える必要があるが、照査の結果、耐力向上が必要な箇所が少ないのであれば、②の方法を選択することを推奨する。

II 鋼橋編 5章 耐久性の検討 5.3 疲労設計

Q15 :

鋼橋の設計で、疲労設計の対象に歩道橋は含まれるのか？

歩道橋にも疲労設計の考え方を取り入れる必要があるならば、それはどのような場合か？また、その際にはどのような点を考慮すればよいか（例えば、「鋼道路橋の疲労設計指針」の適用方法等）？

A15 :

近年、鋼橋の疲労損傷が問題となっており、自動車荷重等の重車両の繰返し载荷が原因と考えられている。歩道橋では道路橋に比べ载荷荷重が小さいため、部材の重大な疲労損傷の発生は小さいと考えられる。

したがって歩道橋については、基本的に示方書に示す疲労設計の適用は考えなくてもよい。ただし、歩行者の通行量や部材断面等、環境・構造の観点から将来の疲労損傷に懸念がある場合は、疲労の影響を考慮した設計を行うことが望ましい。

疲労設計にあたっては、各歩道橋の構造特性を十分に把握し、「鋼道路橋の疲労設計指針」を参考に、疲労強度等級の低減、構造細目についても適切に判断する必要がある。

II 鋼橋編 5章 耐久性の検討 5.3 疲労設計

Q16 :

疲労設計荷重の載荷頻度を算出する際に、一方向一車線あたりの日大型車交通量についての将来の計画交通量予測がないなど、具体的な根拠を示せない場合、どのように設定すればよいのか？

交通区分だけで、例えば 2000 台以上とある場合は何台として設計するのか？

A16 :

疲労設計で考慮する自動車交通量については、「鋼道路橋の疲労設計指針」の参考資料 2.6.1 を参照されたい。

II 鋼橋編 6章 連結 6.3 高力ボルト継手 6.3.15 フィラー

Q17 :

鋼橋編 6.3.15(1)の解説で、摩擦接合継手に関して、母材の板厚差が 1mm でもすべり係数が低下する。すべり係数の低下を抑える方法として、母材端部のボルト縁端距離を大きくする、と記載されているが、どの程度に設定したらよいか？

A17 :

示方書の解説には、「設計上は原則として板厚差が 0 となるようにフィラーを用いなければならない。…やむを得ない事情から板厚差が生じる場合にも、連結板の板厚や材質が同程度の実験データ等によって摩擦接合面のすべり係数が 0.4 以上確保できることを確認しなければならない」と記述されている。

また、解説には上記の「母材端部のボルト縁端距離を大きくする」ことがすべり係数の低下を抑える方法として記載されているが、板厚、材質などの条件が異なるため、ここでは定量的な数値は示すことはできない。

II 鋼橋編 8章 床版 8.2 鉄筋コンクリート床版 8.2.1 適用の範囲

Q18 :

8.2.1 の解説(2)において、「本節の規定は床版支間が2辺支持の単純版及び連続版で4mまで、…の鉄筋コンクリート床版を対象としており、…」と記載されている。平成8年道示では「車道の床版支間は3m程度より小さい範囲が望ましい」と記載されていたが、今回の改訂により4mまでを許容できると考えてよいか？

A18 :

平成8年道示では、「車道の床版支間は3m程度より小さい範囲が望ましい」と記載されていたが、今回の示方書改訂ではその部分が削除されている。削除された背景については記載されていないが、示方書の解釈として床版支間は4mまで許容してもよいと考えられる。

II 鋼橋編 8章 床版 8.2 鉄筋コンクリート床版 8.2.5 床版の最小全厚

Q19 :

床版厚を下式で決める場合の根拠として、条文・解説文に「大型の自動車の交通量が多い場合」とある。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0 \text{ ----- (解 8.2.2)}$$

大型車交通量が少ない場合には、表-8.2.4「車道部分の床版の最小全厚」より厚さを増加させない設計をしてもよいか？

A19 :

表-8.2.4 に規定される床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましいケースとして、以下が示されている。

- ① 大型の自動車の交通量が多い場合
- ② 床版を支持する桁の剛性が著しく異なる場合
- ③ 特殊な条件下にある橋

しかしながら、大型車交通量の少ない場合においても、表-解 8.2.1 において大型車の計画交通量 500 台/日未満という欄があるため、係数 $k_1=1.1$ を用いて最小全厚より厚さを増加させた設計を行っている。

このような矛盾は以前から指摘されていたことであり、解説に下記のような一文が加えられるべきである。

「大型車の計画交通量が少ない場合であっても、将来の不確定要素を考慮して床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましい。」

II 鋼橋編 8章 床版

8.3 プレストレスコンクリート床版 8.3.4 床版の設計曲げモーメント (6)

Q20 :

鋼橋のプレストレストコンクリート床版の設計において、今回あらたに「プレストレッシングにより生じる不静定力を考慮することを原則とする」と規定され、解説で「支持げたの鉛直補剛材や横げた等により床版の弾性変形が拘束される場合には、プレストレスによる不静定力により支持げたと床版の間に大きな曲げモーメントが発生したり、プレストレスによる圧縮応力が床版に導入されにくい場合があるのでこれらを適切に評価して設計計算を行わなければならない」となっている。設計では、どのような方法を基本として考えたらよいか？

A20 :

プレストレッシングにより生じる不静定力が小さくなるように、PC 鋼材を配置するのがよい。一般には、示方書の解説に書かれているように、PC 鋼材の偏心量を小さくし、床版の図心近くにこれを配置して、軸方向力のみが作用するようにして設計されている。

プレストレスの計算において、支持桁による床版の圧縮や回転等の弾性変形に対する拘束が無視できない場合には、その影響を評価する方法の一つとして FEM 解析が挙げられる。

II 鋼橋編 8章 床版 8.3 プレストレスコンクリート床版 8.3.5 床版の最小全厚

Q21 :

RC 床版では交通量によってコンクリートの床版厚を増加させるが、PC 床版は交通量によって増厚させなくてよいのか？ PC 床版は、交通量により耐久年数が変わってくることはないのか？

A21 :

PC 床版は、PC 鋼材の配置、定着により RC 床版と比較して版厚が厚く、またプレストレス導入により基本的にひび割れが生じない構造として設計されており、さらに疲労耐久性が輪荷重載荷試験等により十分なものと確認されていることから、交通量により耐久年数が変わることはないと考えられる。したがって、交通量による床版厚の割り増しは行わなくてよい。

II 鋼橋編 10章 鋼げた 10.2 設計一般 10.2.5 合成応力度の照査

Q22 :

曲げモーメント及び曲げに伴うせん断力が最大となる荷重状態が同じ場合、例えばブラケットなどの片持ち梁にも式(10.2.3)を適用してもよいのか？

A22 :

「鋼道路橋設計便覧」p.110にも記載されているが、式(10.2.3)はフォン・ミーゼスの塑性流動条件（破壊基準）から求められた式がもとになっている。そこでは「2次元的な応力状態において、通常の1次元的な応力の状態に比べて耐力が増大することを考慮し、許容引張応力度を1割増しした値で整理されている」と記述されている。

以上から、合成応力度を評価する場合には式（10.2.3）を適用してもよいと考える。

ただし、局所的な応力度の照査に対して、この合成応力度の照査式が適用されることが前提である。

II 鋼橋編 10章 鋼げた 10.3 フランジ 10.3.5 フランジの有効幅

Q23 :

“変形”を計算するための有効幅とは、どのようなことを意味するのか。断面の局所的な変形を計算する際に考慮するものにとらえてよいか？

A23 :

変形を計算するための有効幅とは、2.3(3)の解説 (p.121) に書かれている「…たわみは、各章に規定した有効幅を考慮して算出するものとする」の有効幅に対応している。

II 鋼橋編 14 章 鋼管構造 14.4 補剛材

Q24 :

せん断及びねじれによる座屈とあるが、曲げに対しての効果はないのか？

A24 :

環補剛材およびダイヤフラムはせん断とねじれに対する補剛とみなしているため、記述の表現としている。

曲げによる座屈の防止は一般に板厚により対処されるが、耐震設計編に書かれている脆性的な破壊を防ぐために設けられる縦リブの変形（座屈）を防止する部材として環補剛材が必要となる。

II 鋼橋編 17章 施工 17.3 製作 17.3.3 組立精度

Q25 :

今回の改訂で、仮組立という項目のかわりに組立精度という項目が登場した。工場での精度はなにを基本として考えたらよいか？

A25 :

最近では、仮組立を設計の段階で省略する場合もある。また実際に部材を組立てるかわりに、部材計測の結果を数値シミュレーションにより確認するが増えている。

今回の改訂の基本である性能規定の考え方により、部材の組立精度に対する要求性能は架設完了後の組立精度が表-17.3.7の許容値を満足させることによって満足されるとしている。

解説の中で、「架設現場では、現場継手を仮組立時と同様に再現すれば所定の形状が得られる」と述べられているように、工場の製作精度を軽んじているわけではない。現場での架設工法、架設時の応力状態等を設計に反映し、最終的に規定されている組立精度を満足させなければならない。

仮組立の精度は従来と同様の数値が参考として記載されているが、示方書が要求しているのは架設完了後の精度であり、仮組精度は要求基準ではない。

II 鋼橋編 17章 施工 17.9 鋼床版

Q26 :

今回の改訂で施工に鋼床版という規定が新たに加わったが、前回までの考え方と違いはあるのか？

A26 :

ここで述べられている鋼床版の規定は、溶接の疲労耐久性の向上に配慮した規定である。疲労設計指針にもあるが、溶接等構造詳細を満足させることによって疲労耐久性を向上させるものとしている。

疲労の弱点となっていたトラフリブの溶接にあたって、

- ・突き合わせ溶接部のビード仕上げを行うこと
- ・仮付けはすみ肉溶接部に行うこと
- ・裏当て金は突き合わせ溶接側に行うこと

を明記している。

突き合わせ溶接の開先精度についても、以下の精度が品質を確保するために必要であると記載されている。

ルート間隔 : 4~8mm

目違い : 1mm 以下

裏当て金との間隔 : 1mm 以下

その他、トラフリブのデッキプレートに対する溶接について、溶接施工試験で所定のど厚と溶け込み量が確保されていることの確認を求めている。

また最近、鋼床版の非破壊検査に超音波探傷試験が使用するケースが多くなってきたことにより、超音波探傷試験に対する注意事項が記載されている。

トラフリブと直交する部材との溶接については疲労亀裂を防止するためのディテールが示されている。

Ⅲ コンクリート橋編 3章 使用材料 3.2 コンクリートの許容応力度

Q27 :

許容押抜きせん断応力度はどのように変わったのか？

A27 :

従来、設計基準強度 30N/mm²まで規定していた許容押抜きせん断応力について、設計基準強度 60 N/mm²まで拡大された。

表 - 3.2.7 許容押し抜きせん断応力度(N/mm²)

コンクリートの設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
押し抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50

III コンクリート橋編 3章 使用材料 3.2 コンクリートの許容応力度

Q28 :

許容斜引張応力度はどのように変わったのか？

A28 :

【改訂前】表-3.3.3 コンクリートの許容斜引張応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度	30	40	50	60
応力度の種類				
1) せん断力のみまたはねじりモーメントのみを考慮する場合	0.8	1.0	1.2	1.3
2) せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	1.1	1.3	1.5	1.6



【改訂後】表-3.2.5 5°プレストレストコンクリート構造に対する許容斜引張応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度	30	40	50	60	
応力度の種類					
活荷重及び衝撃以外の主荷重	1) せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合	0.8	1.0	1.2	1.3
	2) せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	1.1	1.3	1.5	1.6
衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せ	3) せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合	1.7	2.0	2.3	2.5
	4) せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	2.2	2.5	2.8	3.0

プレストレストコンクリート構造の許容斜引張応力度は、海外及び国内の諸規定と比較して安全側の値であった。また従来の許容斜引張応力度の値は、昭和 53 年制定のプレストレストコンクリート標準示方書（土木学会）の引張力発生限界状態(I種 PC)程度の値であり、許容引張応力度がひび割れ発生限界状態(II種 PC)であるのに比べて、十分な安全性が取られていた（表-1.2 参照）。

そこで、実物大載荷試験による実験等も参考にして、許容斜引張応力度は持続的に作用する「活荷重および衝撃以外の主荷重」に対しては I 種 PC 相当で変更されなかったが、「衝突荷重または地震の影響を考慮しない荷重の組合せ」に対しては II 種 PC 相当で、せん断力のみまたはねじりモーメントのみを考慮する場合にはコンクリートの引張強度の 75%程度、せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合にはコンクリートの引張強度の 95%程度となるように改訂された。

これによって、従来 PC 箱桁橋のウェブに配置されていたせん断鋼棒が節減され、施工性及び経済性の改善が期待される。

表-1 斜引張応力度に関する国内及び海外等の規定

規準類		許容値	$\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ 相当
日本	コンクリート標準示方書	0.75 ftd	(2.0 N/mm ²)
	鉄道構造物等設計標準	0.70 ftd	(1.9 N/mm ²)
フランス	BPEL91 (1992)	0.6 + 0.06 σ_{ck}	(3.0 N/mm ²)
ドイツ	DIN4227 (部分改訂)	—	・フルプレストレス (0.9 N/mm ²) ・制限プレストレス (2.6 N/mm ²)

表-2 プレストレストコンクリート標準示方書 (昭和53年)

		部材区分	設計基準強度 (N/mm ²)				
			30	40	50	60	
許容引張応力度	プレストレッシング直後	I種	1.2	1.5	1.8	2.1	
		II種	1.6	2.0	2.4	2.8	
	永久荷重作用時	I種	0.0	0.0	0.0	0.0	
		II種	0.0	0.0	0.0	0.0	
	使用状態	I種	0.0	0.0	0.0	0.0	
		II種	2.0	2.5	3.0	3.5	
許容引張応力度	使用状態	せん断	I種	0.8	0.9	1.0	1.1
			II種	1.6	2.0	2.4	2.8
		せん断+ねじり	I種	1.1	1.3	1.5	1.7
			II種	2.0	2.5	3.0	3.5

Q29 :

せん断力が作用する部材の照査はどのように変わったのか？

A29 :

鉄筋コンクリート構造では設計荷重作用時に対して斜引張鉄筋の応力度を照査すること、また鉄筋コンクリート構造およびプレストレストコンクリート構造では終局荷重作用時に対してウェブコンクリートの圧壊に対する安全性及び斜引張破壊に対する安全性を照査する規定に改訂された。

表-解4.3.1 せん断力が作用する部材の照査

		鉄筋コンクリート構造		プレストレストコンクリート構造	
		斜引張鉄筋の配置が可能	斜引張鉄筋の配置ができない	斜引張鉄筋の配置が可能	斜引張鉄筋の配置ができない
設計荷重作用時	$\tau_m \leq \tau_c$	最小斜引張鉄筋量の配置	主引張鉄筋比1%以上の配置	コンクリートの斜引張応力度の照査	コンクリートの斜引張応力度の照査
	$\tau_m > \tau_c$	斜引張鉄筋応力度の照査	不可		
終局荷重作用時 (斜引張破壊)	$\tau_m \leq \tau_c$	最小斜引張鉄筋量の配置	照査不要	最小斜引張鉄筋量の配置	斜引張破壊に対する耐力の照査 ($S_s, S_p=0$)
	$\tau_m > \tau_c$	斜引張破壊に対する耐力の照査	不可	斜引張破壊に対する耐力の照査	

以下に、新たに追加あるいは変更された式を示す。

- 1) 鉄筋コンクリート構造における設計荷重作用時の斜引張鉄筋の応力度 (N/mm²)

$$\sigma_s = 1.15 S_s \sum \frac{a}{A_w \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}$$

- 2) 終局荷重作用時の部材のウェブコンクリートの圧壊に対する耐力(N)

$$S_{uc} = \tau_{\max} \cdot b_w \cdot d + S_p$$

- 3) 終局荷重作用時の部材の斜引張破壊に対する耐力(N)

$$S_{us} = S_c + S_s + S_p$$

ここに、 S_c : コンクリートが負担できるせん断力 (N)

$$S_c = k \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + \frac{M_0}{M_d} \leq 2$$

ただし、

S_s : 主方向の設計におけるせん断力に対して配置したとみなせる斜引張鉄筋が負担できるせん断力の合計 (N)

$$S_s = \sum \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d(\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a}$$

S_p : PC 鋼材の引張力のせん断方向の分力 (N)

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha$$

Ⅲ コンクリート橋編 5章 耐久性の検討 5.2 塩害に対する検討

Q30 :

主桁（中空床版橋等）の上面および側面が外気に接しない場合でも、塩害の影響を考慮する必要があるのか？

A30 :

橋面防水工を実施すれば、床版上面および床版橋の上面と中空部については塩害の影響を考慮しなくてよい。

Ⅲ コンクリート橋編 5章 耐久性の検討 5.2 塩害に対する検討

Q31 :

塩害対策区分 S の地域では、かぶりを大きくすることと塗装鉄筋の使用またはコンクリート塗装を併用することが必要とされている。塗装鉄筋の使用とコンクリート塗装ではどちらを用いるのがよいか？

A31 :

示方書の解説(p.175)に書かれているように、塗装鉄筋およびコンクリート塗装については現状ではその遮塩性の効果や耐久性等が必ずしも検証されていないので、将来の維持管理の容易さや経済性等を考慮して適宜判断する必要がある。

Ⅲ コンクリート橋編 5章 耐久性の検討 5.2 塩害に対する検討

Q32 :

p.175 解説文では、「塩害の影響の度合いで、対策区分 S 並びに(3)鉄筋コンクリート構造の対策区分 I では、かぶりを増す方策のみでは塩害に対する処置として適切でないことを示している。この場合は、塗装鉄筋の使用又はコンクリート塗装を併用する必要がある。…表-5.2.1 に準拠し最小かぶりを厚くすることが望ましいこととした」と記述されている。

具体的には最小かぶりをどれだけ増せばよいか？

A32 :

示方書の解説(p.175)に書かれているように、塗装鉄筋およびコンクリート塗装について、現状ではその遮塩性の効果や耐久性等が必ずしも検証されていないので、これらを用いる場合においても、表-5.2.1 に示されている最小かぶりの値よりも安易に小さな値を採用しないことが望ましい。

一般には、表-5.2.1 に示されている最小かぶりの値を用いて設計し、対策区分 S の PC 構造および対策区分 S および I の RC 構造に対しては塗装鉄筋またはコンクリート塗装を併用すればよい。

Ⅲ コンクリート橋編 6章 構造細目 6.6.11 ねじりモーメントに対する鉄筋の配置

Q33 :

9.3(4)における T げた橋の構造解析において、格子解析により断面力を算出する場合に、70° 以上の場合にねじり剛性を無視してよい、となっているが、6.6.11(3)および(5)の記述から、横方向鉄筋は D13ctc.300 を最小鉄筋量と考えるべきか？

A33 :

6.6.11 は作用するねじりモーメントに対する鉄筋の配置に関する規定である。質問のようにねじり剛性を無視した場合には解析上ねじりモーメントが発生しないので、6.6.11 の規定は適用されず、6.4 最小鋼材量の規定を満足させるように横方向鉄筋を配置すればよい。

Ⅲ コンクリート橋編 8章 床版橋 8.4 構造細目

Q34 :

中空床版橋の配筋において、せん断補強筋（スターラップ）を PC 橋では U 筋、RC 橋では Z 筋とすることが一般的であった。RC 断面において、ボイド下有効高を 150mm 以上とし、ボイド下にも主鉄筋配置を可能とした場合には U 筋としてもよいか？

A34 :

中空床版橋のせん断力に対する照査は、示方書 8.3.1(8) に規定されているように、仮想 T げた断面で行われるので、U 筋で配筋してもよい。なお、ボイド下の主鉄筋も有効に機能し、仮想 T げた断面を用いてよいように、8.4(6)2 の条文および解説に書かれている内容により有効な配力筋を配置するのがよい。

Ⅲ コンクリート橋編 18章 その他の部材の設計 18.3 ディープビーム、18.5 コーベル

Q35 :

道示Ⅳ下部構造編 8.7 フーチングの設計 におけるせん断力に対する設計で、せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数 C_{dc} が見直されたが、コンクリート橋編の 18.3 ディープビーム、18.5 コーベルの照査方法は見直されていない。整合性はあるのか？

A35 :

上部構造を対象とする「コンクリート橋編」と下部構造を対象とする「下部構造編」とでは、許容応力度をはじめとして、せん断に対する照査法が異なる。その理由については、4.3.4(3) 1) の解説に触れられている。

部材寸法（有効高等）の大きな部材については「下部構造編」の規定によればよいと考えられるが、その場合に、は許容応力度をはじめとしてすべて「下部構造編」の規定による必要がある。

IV 下部構造編 2章 調査 2.2 地盤の調査 2.2.4 設計に用いる地盤定数の評価

Q36 :

粘性土の粘着力 c について

従来の $c=0.6\sim 1.0N$ (tf/m²)の推定式が解説から削除されているが、今後の道路橋の設計においてこの推定式は用いてはならないということなのか？

A36 :

示方書の解説に書かれている内容は基本的に従来と同様である。従来の解説に書かれていた推定式は、やむを得ない場合にかぎり推定してもよい、という趣旨であると考えられる。とくに今回の解説では、「 N 値が 4 以下の場合、…標準貫入試験の結果からせん断強度を推定することは適当でない…」としているので、この場合には適用することは適切ではない。その他の場合には、示方書の解説に書かれている趣旨を踏まえて設計に用いる地盤定数を設定する必要がある。

Q37 :

砂のせん断抵抗角 ϕ について

以前は、 N 値からせん断抵抗角を与える式 ($\phi = 15 + \sqrt{15N} \leq 45^\circ$, $N < 5$) が記載されていたが、現行においては削除されている。また巻末の参考資料-8 では、有効上載圧の影響 (拘束圧) を考慮した相関式が提案されている。従来の算定式を用いることはできないのか？

A37 :

従来の推定式(1)は、昭和 43 年の「道路橋下部構造設計指針 直接基礎の設計編」から示されているものであり、その当時の研究成果をもとに「多数の研究の下限を与えるものである」とされている。この式は N 値の小さいところでは実際に比べてかなり小さい値を与えると考えられるため、下限値ではなく実測値に基づき統計的に見直すことにより設計が合理的になるとの考えから、推定精度をより高めた相関式として提案された式(2)が道路橋示方書の参考資料として示されている。

$$\phi = 15 + \sqrt{15 \cdot N} \quad \text{----- 式(1)}$$

$$\phi = 4.8 \ln N_1 + 21 \quad \text{----- 式(2)}$$

式(2)は、 N_1 (または N) 値が 30 程度で式(1)と同等の ϕ を与え、かつ実測値に対して均一な安全性を有するように設定されている。

道路橋示方書では単に「式(2)が提案されている」とだけ示されているが、実務上においては式(2)で推定するのが望ましいと考えられる。

なお、式(2)により推定する場合、 N 値 20 以下の地盤における N 値の計測は自由落下法による必要がある。

また同じ N 値であっても有効上載圧により ϕ は変化し、有効上載圧が大きくなるほど同じ N 値で ϕ が小さくなることに注意が必要である。

(「地盤調査と地盤定数の評価方法, 白戸真大・前田良刀, 基礎工, 2002 年 5 月」参照)

IV 下部構造編 2章 調査 2.2 地盤の調査 2.2.4 設計に用いる地盤定数の評価

Q38 :

洪積層においてよく締まっている砂れき層には、せん断抵抗角の他に、ある程度の粘着力 c を有する場合がある。粘着力が必要な場合は、平板載荷試験等を行い、 c 及び ϕ を推定するとあるが、旧道示の 50kN/m^2 程度の粘着力を見込むことはできないのか？

A38 :

従来から、「… 5tf/m^2 程度の粘着力を有している場合がある。…特に必要な場合は平板載荷試験を行って…」と書かれており、基本的には内容は変更されていない。したがって、基本的には平板載荷試験等を行って粘着力を設定する必要がある。

IV 下部構造編 4章 許容応力度 4.3 鉄筋の許容応力度

Q39 :

今回あらたに、はり部材等について活荷重及び衝撃以外の主荷重作用状態に対し鉄筋の許容応力度が規定されたが、規定の趣旨を教えてください。

A39 :

下部構造編 4章 許容応力度 4.3 鉄筋の許容応力度の解説にあるように、鉄筋コンクリートの耐久性を向上させるためには、有害なひびわれが生じないように配慮する必要がある。はりなど死荷重作用時に引張応力が発生する部材に対して、活荷重等の作用により有害なひび割れへの進展を抑えるための規定である。

IV 下部構造編 6章 耐久性の検討 6.2 塩害に対する検討

Q40 :

今回の道示において塩害の影響を考慮した鉄筋コンクリート部材のかぶりの最小値が規定されたが、「道路橋の塩害対策指針(案)・同解説, 昭和 59 年 2 月」との関連を教えてください。

A40 :

今回の下部構造編改訂ポイントの一つとして、耐久性の向上を図る趣旨から塩害対策の規定が追加された。本規定は、「道路橋の塩害対策指針(案)・同解説, 昭和 59 年 2 月」(以下「塩害対策指針(案)」)をその後の調査研究の成果を踏まえて見直したものである。したがって、塩害対策に関する規定としては「塩害対策指針(案)」を廃止し、道路橋示方書によることになる。

IV 下部構造編 7章 鉄筋コンクリート部材の構造細目 7.12 中間帯鉄筋

Q41 :

解説文(2) 2) (p.188) における「部材の有効高に等しい長さを加えた区間の一部または全体がフーチング内部やはり内部に入る場合には、フーチング内部やはり内部にはせん断補強のための中間帯鉄筋を配置する必要はない」と記されているが、これは実験等の結果にもとづく改訂なのか？

A41 :

柱や壁部材に配置されるせん断補強鉄筋としての中間帯鉄筋は、剛性の高いフーチング内およびはり内にはもともと配置する必要はない。

なおラーメン橋脚の接合部については、耐震設計編 10.8(3)の解説を参照されたい。

IV 下部構造編 8章 橋脚、橋台及びフーチング 8.7 フーチングの設計 8.7.5 鉄筋の配置

Q42 :

旧示方書では、柱とフーチング縁端部との距離が 1m 以下の場合、フーチング端部の補強鉄筋を D19 以上、20cm 以下の間隔で配置するとされていたが、今回改訂の示方書には記載がない。旧示方書どおりの補強筋を配置してよいか？

A42 :

フーチングの断面は鉛直方向荷重とこれによる水平軸回りのモーメント荷重に対して設計される。しかしながら、地震時には水平方向荷重とこれによる鉛直軸回りのモーメント荷重も同時に作用するため、フーチング側面にひび割れ防止筋以上の用心鉄筋を配筋することが以前から行われていた。また杭基礎の場合、水平方向押し抜きせん断に対する用心鉄筋として、フーチング側面にひび割れ防止筋以上を配筋することも行われていた。

一方、旧示方書では柱付け根から 45° 方向の荷重分布ラインがフーチング側面を横切る図を示したうえで、柱とフーチング縁端部との距離が 1m 以下の場合には、フーチング端部の水平方向補強鉄筋を D19 以上、20cm 以下の間隔で配置する、とされていた。

従来の設計どおり、旧示方書に基づいた水平補強鉄筋を用心鉄筋として配置して問題ないと考えられるが、どのような荷重や応力に対する補強鉄筋なのかを設計技術者がきちんと理解しておく必要がある。

IV 下部構造編 8章 橋脚、橋台及びフーチングの設計 8.4 橋台の設計 8.4.1 逆 T 式橋台

Q43 :

条文(2)の 3)に、「配力鉄筋は直径 13mm 以上の異形棒鋼とし、橋台壁の前面側及び背面側それぞれの鉛直方向鉄筋の 1/3 以上の鉄筋を鉛直方向鉄筋の外側に 300mm 以下の間隔で水平方向に配置する」とある。

平成 8 年道示の質問・回答集には、「支承条件が固定あるいは弾性支持の場合には、前面側配力鉄筋も背面側鉛直方向鉄筋の 1/3 以上を配置」と回答されていたが、この考え方は今回の改訂でも同様と考えてよいか？

A43 :

質問に関する平成 8 年道示の第 1 回の質問・回答では混乱していたが、第 2 回の回答で訂正されており、これを受けて今回の示方書の内容になっている。

IV 下部構造編 10 章 直接基礎の設計 10.3 地盤の許容支持力

10.3.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力

Q44 :

支持力係数の寸法効果を反映し、直接基礎の極限支持力算定式を見直しているが、具体的にどのような影響がでるのか？

A44 :

支持力係数の寸法効果は、道示IVの式(解 10.3.3)で求められる補正係数を支持力係数に乗じることによって考慮するものとした。ここで、式(10.3.1)において、支持力係数 N_c 及び N_q がかかる項には寸法の次元をもつ定数が含まれていないが、いずれの支持力係数も地盤のせん断抵抗角 ϕ の関数であり、基礎幅に比例してすべり線の長さが増加し、そのすべり線上で発現する ϕ の値が異なることから寸法効果が生じるものである。

$$\left. \begin{aligned} S_c &= (c^*)^2 \\ S_q &= (q^*)^\nu \\ S_\gamma &= (B^*)^\mu \end{aligned} \right\} \dots\dots(\text{解 } 10.3.3)$$

「橋梁と基礎、2002.7」によると、これまでの直接基礎の設計で用いられてきた極限支持力推定式は、剛塑性理論に基づき、極限支持力発現時に地盤内に発生するすべり面上において一様なせん断抵抗角 ϕ が発揮されるとして解析的に求められたものである。しかし、実際には地盤には進行的に破壊が発生し、極限支持力が発揮される状態においても、想定したすべり面上で ϕ は一様には発現されない。また同一の地盤において基礎の底面寸法が増加すると、理論的な極限支持力に達する沈下量が増加し、実質的な極限支持力が減少することが載荷試験の結果から明らかとなってきた。そこで、これらの現象を適切に考慮するために、今回の改訂において、支持力係数の寸法効果を反映した極限支持力推定式を規定している。

極限支持力推定式を以下に示す（記号の説明は道示参照）。

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\}$$

このうち、第3項の支持地盤の S_γ を $B_e = 10\text{m}$ として算出すると、

$$B^* = B_e / B_0 = 10, \quad S_\gamma = (B^*)^\mu = (10)^{-1/3} = 0.46$$

となる。

このような場合、約半分の支持力しか得られないこととなり、これまで支持力で決まっていたケースではさらに厳しい結果になるため、注意が必要である。

IV 下部構造編 11 章 ケーソン基礎の設計 11.8 レベル 2 地震時に対する照査

11.8.1 照査の基本

Q45 :

道示IV11.8.1 照査の基本 2) において、「ケーソン基礎に… (中略) …基礎の根入れが浅い (有効根入れ深さと基礎短辺幅の比 $L_e/B \leq 1$ 程度を目安としてよい) ため、底面の浮上りや前面地盤の塑性化により基礎の降伏に達してしまう場合には、直接基礎として設計を見直してもよい」とあるが、具体的にはどのような方法 (方針) で設計を行えばいいのか？

A45 :

具体的な方法としては、例えば「西谷雅弘・大谷雅彦・岩本靖：根入の浅いケーソン基礎の設計計算例，基礎工，2002.5」を参照されたい。

IV 下部構造編 12 章杭基礎の設計 12.4 杭の許容支持力

12.4.1 1本の杭の軸方向許容押し込み支持力

Q46 :

プレボーリング杭の解説において、「RC杭、PHC杭あるいはSC杭を使用する工法である」(道示IV、p.359)と記述されているが、鋼管杭は適用できないのか？地盤工学会や建築の文献では、鋼管杭も埋込み杭の一つの工法として採用が可能となっている。

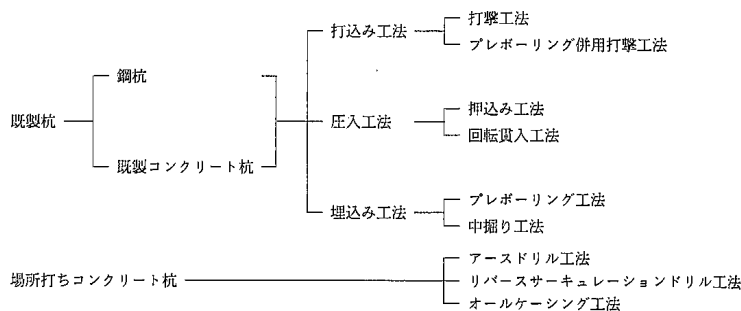


図 6.2.1 代表的な杭の分類

(出典：日本建築学会，建築基礎構造設計指針(2001年改定)，p.194)

A46 :

平成8年の道示IV下部構造編では、プレボーリング杭については「施工法も多種多様であり、道路橋における過去の載荷試験例も少ないことから、一律に評価するには至っていない。従って、採用にあたっては地盤条件と施工条件を考慮し適切な工法を選定するとともに、支持機構については載荷試験等により別途検討するのがよい」と解説されていた。

今回の改訂では、多くの工法のうち、載荷試験結果が蓄積されて支持力特性が明らかになり、かつ施工管理手法が確立している下表の工法（建設大臣認定を取得しており、かつ杭周固定液を充填するもの）に限定して、支持力算定式などが規定された。

工法名	ニーディング	F.I.	RODEX	BRB	ケムン	アトラス	BESTEX
掘削工程	掘削方法	オーガロッド先端より水を噴出しながらロッドを回転	オーガロッド先端より水を噴出しながらロッドを回転	オーガロッド先端より水を噴出しながらロッドを回転	オーガ（正逆巻き）先端より水を噴出しながら回転	オーガロッド先端より水を噴出しながらロッドを回転	オーガロッド先端より掘削液を噴出しながらロッドを回転
	掘削径 (cm)	D+3	D+3	D+5	D+5	D+10	D+10~14
	杭周固定液 σ_{28} 強度 (N/mm ²)	0.5以上	0.5以上	0.5以上	0.5以上	0.5以上	0.5以上
杭先端拡大工程	拡大方法	ロッドを逆回転して拡大し球根築造	ロッドを逆回転してビット翼を拡大し球根築造	ロッドを逆回転して拡大し球根築造	ロッドを逆回転して拡大し球根築造	—	—
	径 (cm)	D+15~20	D+20	D+15~20	D+15~20	D+10	D+10~14
	根固め液 W/C (%)	50~60	65	60	60	60	60
根固め液 σ_{28} 強度 (N/mm ²)	20以上	20以上	20以上	20以上	20以上	20以上	20以上

(NEWニーディング工法はニーディング工法に含む)

(出典：津田和義，プレボーリング杭の設計と施工，基礎工，2002.5)

以上の経緯より、道示で規定されるプレボーリング杭工法は、現状では杭径が $\phi 300 \sim \phi 1000\text{mm}$ 程度の既製コンクリート杭に限定される。

IV 下部構造編 12 章杭基礎の設計 12.9 杭体の設計 12.9.3 杭とフーチングの結合部

Q47 :

杭頭補強鉄筋のフーチング内への定着長は、従来は $L_0+D/2$ を使用していたが、改訂により L_0+10d を確保することになった。その結果、杭基礎の場合の底版厚は、従来であれば杭頭補強鉄筋定着長から決定されるケースが多かったが、フーチング厚が杭径以下となるケースが発生する。

この場合、フーチングが剛体として判定されれば、フーチング厚は杭径以下でもよいか？

A47 :

杭基礎を有するフーチング厚は今回の改訂により従来の設計より薄くなる傾向にあり、基礎が $\phi 2.5\text{m}$ の深礎杭（組杭）のフーチングなど、杭頭補強鉄筋の定着長から決まるフーチング厚が杭径以下となるケースが生じる。

杭基礎は、①フーチングは剛体である、②杭頭はフーチングに固定支持されている、との前提で設計しているため、少なくとも杭頭曲げや杭軸方向力に対するフーチングの局所的な変形が無視できる程度の剛性が必要であり、このためにはフーチングは少なくとも杭径以上の厚さとするのがよい。

一般には、フーチングの厚さは以下により決めればよい。

- (1) 杭頭補強鉄筋定着長が確保できる。
- (2) 「8.7.2 フーチング厚さ」に規定する剛体判定式を満足する。
- (3) 押し抜きせん断力に対して必要な厚さが確保されている。
- (4) 曲げモーメントやせん断力に対する配筋量が妥当なものとなっている。
- (5) なお、杭径以上の厚さとするのがよい。

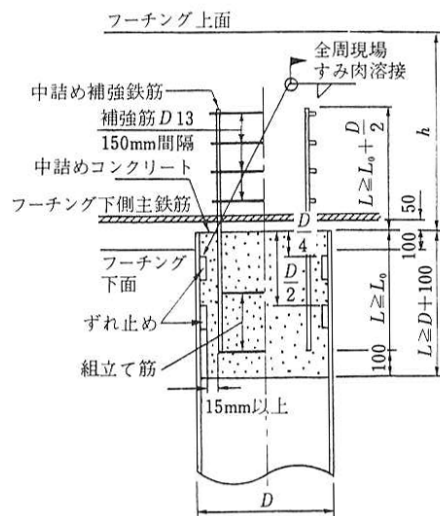
Q48 :

p.402 の図-解 12.9.7～12.9.10 で示されている下側主鉄筋のかぶりが純かぶりの表示にみえるが（平成 8 年道示では主鉄筋のセンターまでの寸法表示であった）？

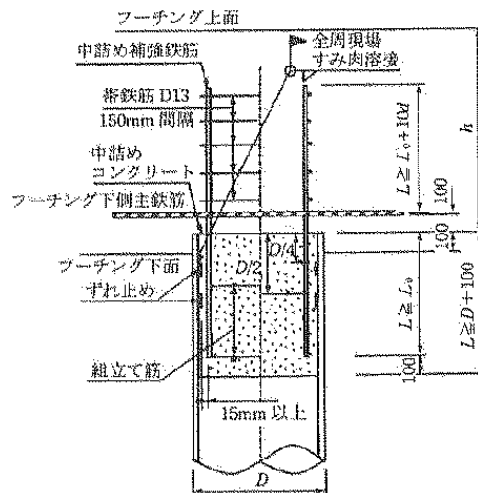
A48 :

道路橋示方書における「かぶり」は 7.4 鉄筋のかぶり に記載されているように基本的に純かぶりを意味している。したがって、平成 8 年道示の p.373 図-解 10.9.6 および 10.9.7 においても下側鉄筋の純かぶりとして 150mm を確保することを標準とする、と解釈すべきである。今回の改訂でかぶりの寸法は変わったが、その取り方がとくに変わったわけではない。

平成 8 年道示 図-解 10.9.6



平成 14 年道示 図-解 12.9.7



V 耐震設計編 4章 設計地震動 4.6 耐震設計上の地盤面

Q49 :

耐震設計上の地盤面の設定において、「地震時に地盤反力が期待できない層がある場合には、耐震設計上の地盤面はその下面に設定する」とあるが、地震時に地盤反力が期待できない層とは、液状化する砂質土層の場合、低減係数が0となる層と考えればよいのか？また耐震設計上の地盤面の深さ方向での制限は10mまでと考えてよいのか？

A49 :

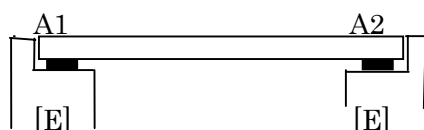
解説に、「耐震設計上の地盤面は、下部構造編 9.4 に規定する常時における設計上の地盤面とした。ただし、ごく軟弱な土層、あるいは、液状化する砂質土層で耐震設計上地盤反力が期待できない土層がある場合には、耐震設計上の地盤面はその層の下面に設定する」と記載されている。液状化する砂質土層で地震時に地盤反力が期待できない層とは、8章 8.2.4「耐震設計上土質定数を低減させる土層とその取り扱い」で低減係数が0となる層と考えてよい。

また8章 8.2.4の解説に、「10mより深い位置にある土層で完全に液状化した事例が少ないことを考慮して、深さ10mを境界として係数 D_E の値を変えることとした。」とあり、10m以深では D_E の値が0となることはない。

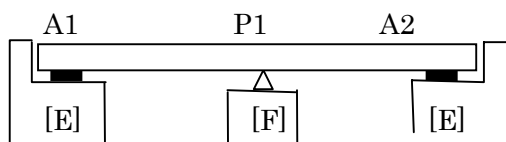
Q50 :

耐震設計編 5.5(2)の解説、2)地震時の挙動が複雑な橋、iv)の②「ゴム支沓を用いた地震時水平分散構造を有する橋」に以下の構造は該当するか？

(A) 橋長 50m 以上の単径間橋梁で、両橋台の支承に水平力分散支承を用いた場合



(B) 2 径間橋梁で、中間橋脚支承を固定、両橋台支承を水平力分散支承とした場合



A50 :

水平力分散支承を用いれば、示方書の解説に書かれているように地震時の挙動が複雑な橋に該当する。その理由としては、ゴム支承を用いることにより、地震時保有水平耐力を算定するうえでの前提である 1 質点系とは異なった挙動となり、示方書で示している複雑な挙動の橋として扱うことが妥当と考えられる。

なお、試みに上の例(A)、(B)の動的解析を行った結果は、次のとおりである。

(A) 動的解析による支承の応答変位は、静的解析に比べて増大する。

(B) 動的解析（直角方向）により、橋脚の固定構造及び橋台の変位制限構造に対する最大応答せん断力が増大する。

以上のように、上記(A)、(B)のような構造系の場合は静的解析だけでは十分な耐震性能照査を行えないため、動的解析を実施する必要があると考えられる。

V 耐震設計編 6章 静的照査法による耐震性能の照査方法

6.3 レベル1地震動に対する耐震性能 6.3.2 慣性力の算定方法

7章 動的照査法による耐震性能の照査方法 7.4 耐震性能の照査

Q51 :

平成14年道示において、

- ・ 慣性力の下限值規定（死荷重反力に設計水平震度を乗じた値の2/3を下回らない）の規定がなくなったこと
 - ・ 動的解析が本格的に設計に取り入れられたこと
- などにより、耐力の小さい橋脚が設計されるおそれがあるが、それでも問題はないか？

A51 :

平成14年道示 7.4 耐震性能の照査(5)において、「動的照査法により耐震性能の照査を行う場合には、橋全体としての耐震性が確保されていることに十分留意するものとする」と規定されている。

具体的には、橋脚の地震時保有水平耐力が式(解 7.4.1)を満足しているかを照査するのがよい。

$$P_a \gg 0.4 \cdot C_z \cdot W$$

P_a : 橋脚の地震時保有水平耐力

C_z : 地域別補正係数

W : 等価重量

以上の照査を満足していれば、極端に耐力の小さい橋脚が設計されることを防止することができると考えられる。

【参考】平成14年道示 6.3.2 解説(p.81)において、慣性力の下限值規定に関し以下の記述がある。

「従来の耐震設計（平成8年）では、極端に耐力の小さい橋脚が設計されることが望ましくないことから、上部構造から下部構造に作用する慣性力としては、当該下部構造の支承部に作用する死荷重反力に設計水平震度を乗じた値の2/3を下回らないことを規定していた。しかしながら、上記のように橋全体系の耐震性を向上させる方法としては、単に橋脚の慣性力を増加させるだけでなく、橋台や支承部、落橋防止システムを含めた橋全体系としての耐震性の向上を図る方法の選択も可能であるため、今回の改訂ではこれを規定しないものとした。これは、6.4に規定するレベル2地震時に対する耐震性能の照査においても同様である。」

Q52 :

解説の中で、動的照査法により耐震性能の照査を行う場合には「解析モデルで想定した箇所以外に塑性化を生じないこと」を確認するのがよいとされているが、一般的な単柱の RC 橋脚において、塑性ヒンジ部を $M-\theta$ 関係の非線形回転バネによりモデル化し解析を行う場合、塑性ヒンジ区間以外の部材の塑性化照査を実施し、これを満足する必要があるのか？

A52 :

一般には、塑性ヒンジ区間以外の部材の降伏（塑性化）照査を実施する必要はない。

塑性回転バネの初期(降伏)剛性 EI_y は曲げモーメントが終局曲げ耐力 M_u に達するまで定義されているため、塑性ヒンジ区間直上の断面は初降伏を越える場合がある。しかし高橋脚を除く通常の単柱式 RC 橋脚においては、一般に橋脚に生じる損傷は塑性ヒンジ区間に集中し、塑性ヒンジ区間以外の躯体部は軽微なひび割れ程度の損傷にとどまるため、塑性化していないことを必ずしも確認する必要はないと考えられる。実際においても、道示 10.6「鉄筋コンクリート橋脚のじん性を向上するための構造細目」では、塑性ヒンジが生じる場合はその遷移域となる塑性化を考慮する領域があることを示している。

なお、景観等の理由により上方で絞った橋脚断面とする場合などにおいては、解析結果（断面力分布、曲率分布）および橋脚の配筋等を考慮し、必要に応じて塑性ヒンジ区間以外の部材が塑性化していないことを照査する必要がある。

V 耐震設計編 7章 動的照査法による耐震性能の照査方法 7.4 耐震性の照査

Q53 :

ラーメン橋において、耐震設計を動的解析で行った場合、道示V(p.118)式(解 7.4.1)と同様に下限値を設定した方がよいか？

A53 :

道示V7.4(5)では、動的照査法によって設計された橋梁に対して、橋全体としての耐力が過度に小さい橋を設計することがないように配慮している。したがって、ラーメン橋の場合においても、このような耐震性の確保に対する配慮を行うのがよい。

なお、「式(解 7.4.1)は、橋脚の天端で上部構造を支持した 1 次の振動モードが卓越するような一般的な構造形式の橋を対象とした照査式」であるため、ラーメン橋においては、プッシュオーバー解析により地域別補正係数 C_z に 0.4 を乗じた水平震度に対して満足しているかを照査するのがよい。

V 耐震設計編 9章 免震橋の耐震性能の照査 9.1 一般

Q54 :

「地盤の固有周期の算出方法として、式(4.5.1)を目安にするとともに、必要に応じて表層地盤の固有振動特性を検討するのがよい」と記述されている。

L1、L2地震動に対しても式(4.5.1)により地盤固有周期を算出してよいか？また、「必要に応じて」とは、どのような状態を示すのか？

A54 :

耐震設計編 式(4.5.1) $T_G = 4 \Sigma H_i / V_{si}$ により求められる特性値は、微小ひずみ領域における地盤の特性値（基本固有周期）である。この特性値は地盤固有の値であるため、対象とする地震動（L1, L2）によらず同じ値である。

一方、表層地盤の固有振動特性は、重複反射解析法による地盤振動解析プログラム SHAKE 等で検討できる。過去の検討例によると、レベル2地震動に対する地盤の固有周期は、地盤剛性のひずみ依存性（せん断剛性の低下）により、 $1.5 \sim 2.0 T_G$ (T_G : 地盤の特性値) 程度になるようである。したがって、設計した橋の固有周期がこれに近い場合には共振するおそれがあるため、表層地盤の地震動増幅特性について詳細に検討する必要がある。

V 耐震設計編 9章 免震橋の耐震性能の照査 9.1 一般

Q55 :

道示V 9.1(3)の解説 (p.137 の 24 行目以降) :

「このような場合には免震支承の採用による固有周期の増加率を2倍程度よりも小さくしてもよいが、免震支承に変形が集中し、下部構造に変形が集中していないことを十分確認しなければならない」とあるが、具体的にはどのように判断すればよいか？

A55 :

免震支承が「主たる非線形性」を示し、橋脚は副次的な塑性化にとどまっていることを確認すればよい。

具体的には、非線形動的解析において得られる免震支承の履歴曲線と橋脚の履歴曲線を比較し、その面積比から免震支承が主なエネルギー吸収を行っていることを確認すればよい。

またその際には、1) 基礎が降伏していないこと、2) 免震支承が2次剛性に達する以前に橋脚が降伏していないこと、も同時に確認する必要がある。

V 耐震設計編 9章 免震橋の耐震性能の照査 9.1 一般

Q56 :

解説(6)に「免震支承を単にエネルギー吸収による地震力の低減を期待しない地震時水平力分散支承として使用することも考えられる」とあり、さらに「このような設計の橋に対して動的照査法により耐震性能の照査を行う場合には、支承のモデル化において免震支承の減衰効果を過度に見込まないように配慮し、支承の減衰定数としては通常のゴム支承の減衰定数程度を用いるのがよい」とある。

具体的にどのように動的解析モデルの作成を行えばよいのか？またどのような橋梁タイプであればこのような設計が有利となるのか？

A56 :

解説にあるように、このような設計の場合には、“橋の固有周期を長周期化するとともにエネルギー吸収を図る”という免震支承としての性能が照査されないので、免震橋の減衰定数に基づく設計地震力の低減を行ってはならない。したがって、一般に動的解析のモデル作成の際には、免震支承の履歴減衰を考慮しないよう支承モデルをバイリニア型とせず線形モデルとし、減衰定数としては通常のゴム支承程度の値を用いる。

免震支承を水平力分散支承として用いるケースとしては、9.1(1)の条件により免震設計には適さない場合において、通常の水平力分散支承では水平変位量が大きくなる場合などがある。そのような場合、例えば免震支承(LRB)を反力分散支承として用いると、ゴムと鉛プラグを合成した線形バネの効果により、通常のRBより変形を小さくすることが可能となる場合がある。

V 耐震設計編 10章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

10.6 鉄筋コンクリート橋脚のじん性を向上するための構造細目

Q57 :

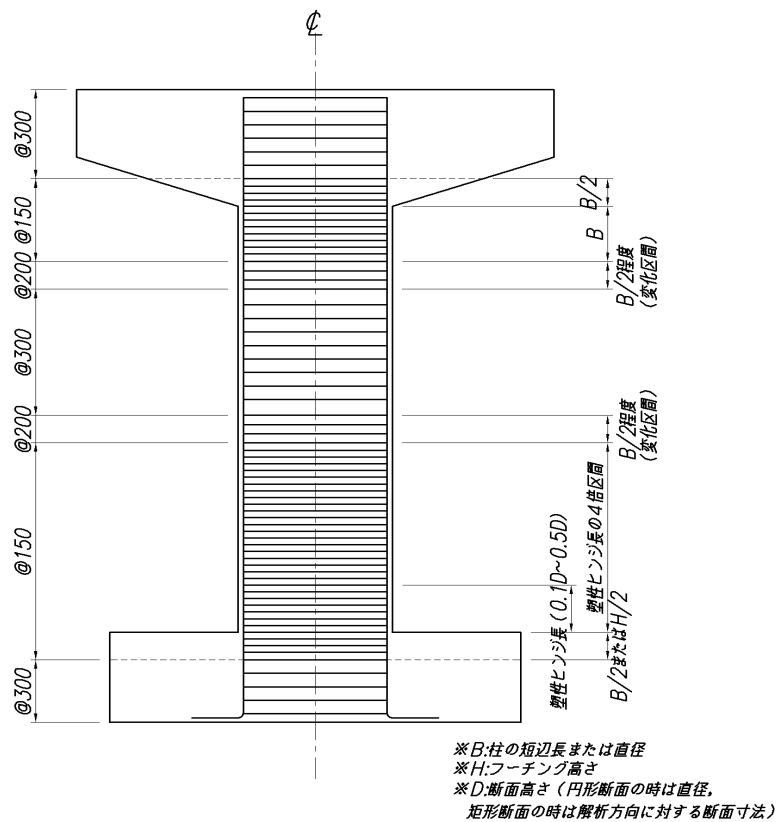
道示V 10.6(2)の解説 (p.171の17行目以降) :

「ただし、耐震性能の照査において想定している橋脚の塑性変形時においても、弾性域にとどまることが確実な断面領域については、軸方向鉄筋の座屈を考慮する必要がないため、帯鉄筋間隔の最大値を 300mm としてもよい。...ただし、帯鉄筋間隔を途中で変化させる場合、帯鉄筋の変化領域では、その間隔を除々に変化させるものとし、急変させてはならない」について、具体的な配筋方法を示してほしい。

A57 :

橋脚に、弾性域にとどまることが確実な断面領域が確認できた場合、塑性ヒンジ長の4倍区間から上方及び梁の付け根補強区間から下方に緩和変化区間を設けるのがよい。その場合の配筋方法の一例を下図に示す。

帯鉄筋間隔の考え方



V 耐震設計編 10 章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平体力及び許容塑性率

10.6 鉄筋コンクリート橋脚のじん性を向上するための構造細目

Q58 :

耐震設計編 10.6(2) 帯鉄筋及び中間帯鉄筋の配置 2) の本文に、「塑性化を考慮する領域における帯鉄筋間隔は 150mm 以下とすることを標準とする」とあるが、①橋軸方向と橋軸直角方向で塑性ヒンジ長が異なる場合、②壁式橋脚で直角方向が塑性化しない場合の考え方を示してもらいたい。

A58 :

- ① 橋軸方向と橋軸直角方向で塑性ヒンジ長が異なる場合には、それぞれの塑性化を考慮する領域に対して帯鉄筋の配筋を変えると合理的でないため、塑性化を考慮する領域が高くなる方向に合わせて配筋する。
- ② 壁式橋脚で橋軸直角方向が塑性化しない場合には、橋軸方向において塑性化を考慮する領域に帯鉄筋を配置し、塑性化を考慮しない領域については下部構造編 7 章に規定する構造細目を満足させる。

V 耐震設計編 16 章 落橋防止システム 16.1 一般

Q59 :

A 種の橋の場合、けたかかり長を満足し落橋防止構造を設置すれば、変位制限構造は不要か？

A59 :

「耐震設計編 2.2 耐震設計の原則(4)」に、

- 1) レベル 1 地震動に対しては、A 種の橋、B 種の橋ともに、耐震性能 1 を確保するように耐震設計を行う。
- 2) レベル 2 の地震動に対しては、A 種の橋は耐震性能 3 を…確保するように耐震設計を行う」と書かれている。

「5.4 耐震性能 3 に対する橋の限界状態」の解説に、支承部は耐震性能 2 の場合と同じ限界状態とする旨が書かれているので、変位制限構造は必要である。