

鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造物）の要旨

江河 直人*1・涌井 一*2

1. はじめに

現在、主としてJR社で用いられているコンクリート鉄道構造物の設計標準は、日本国有鉄道において制定されたものであり、昭和58年に改定されて以来、すでに9年が経過している。この間、土木学会においては、昭和61年に限界状態設計法に基づく「コンクリート標準示方書」を制定した。また、昭和62年の国鉄改革ともなって、鉄道の技術基準体系が大幅に変更された。このため、JR社はもとより、民鉄・地下鉄各社にも適用でき、かつ新しい技術および研究成果を取り入れたより

合理的な設計標準を制定する必要が生じた。

このような経緯により、運輸省の委託・指導のもとに、昭和63年1月、鉄道総合技術研究所により「コンクリート鉄道構造物設計標準に関する委員会」（委員長：松本嘉司東京理科大学教授、幹事長：岡村 甫東京大学教授）が設けられた。以来、4年度にわたり審議を重ねた結果、平成2年度末をもって「鉄道建造物設計標準（案）〔コンクリート構造物〕」として成案を得ることができた¹⁾。

新標準（案）は、「国鉄建造物設計標準」（昭和58年2月）をベースとし、土木学会「コンクリート標準示方

表-1 全体の構成および各章の概要

章	概 要
第1章 総 則	・適用範囲、用語の定義、記号について示した。
第2章 設計の基本	・設計の目的、設計の前提となる材料および施工の条件、設計耐用期間、限界状態の区分（終局、使用、疲労）、5種類の安全係数、設計図書について示した。
第3章 荷 重	・荷重の種類、設計荷重とその組合せに関する基本的考え方、荷重の特性値、荷重係数について示した。
第4章 構造解析	・構造解析モデル、限界状態ごとの構造解析方法、構造解析係数について示した。
第5章 材料の設計用値	・コンクリートおよび補強鋼材について、強度の特性値、材料係数、設計強度、疲労強度、その他の諸特性を示した。
第6章 終局限界状態に関する検討	・曲げモーメントと軸方向力、せん断力、ねじりが作用する棒部材、および面外力、面内力を受ける面部材について、耐力の算定と安全性の照査方法を示した。
第7章 使用限界状態に関する検討	・断面応力度の算定、断面応力度の制限、耐久性に対するひびわれの検討、外観に対するひびわれの検討、変位・変形に対する検討について示した。
第8章 疲労限界状態に関する検討	・安全性の照査式、設計変動断面力に対する等価繰返し回数の算定、変動荷重により生じる応力度の算定、列車荷重に関する疲労の検討（等価繰返し回数の近似式）について示した。
第9章 耐震に関する検討	・耐震設計の基本、地震の影響（水平方向の慣性力、その他の荷重）、設計水平震度、慣性力により作用する断面力の算定、耐震性能の検討、列車走行安全性の検討について示した。
第10章 プレストレストコンクリート構造に関する検討	・プレストレス力、終局限界状態に関する検討、使用限界状態に関する検討（PC構造、PRC構造）、疲労限界状態に関する検討、施工時に関する検討について示した。
第11章 部材の設計	・スラブ（一方向、二方向、斜め、中空・多室、片持スラブ）、梁（T形梁、連続梁、ディーブーム、コーベル）、柱（帯鉄筋柱、らせん鉄筋柱）、壁、フーチングについて、設計方法と構造細目を示した。
第12章 構造物の設計	・スラブ桁、T形断面の桁、箱形断面の桁、U形断面の桁、斜角桁、連続桁、曲線軌道を支持する桁、曲線桁、プレキャストブロック桁、橋脚、橋台、ラーメン構造物、フラットスラブ構造物、ボックスカルバート、アーチ橋、斜張橋、橋側歩道、高らんについて、設計方法と構造細目を示した。
第13章 支承部の設計	・支承部の設計荷重とその組合せ、支承部の検討事項、支承部の設計水平力、移動量の検討、シューの設計、ストッパーの設計、桁座および桁端の設計、落橋防止工について示した。
第14章 構造細目	・かぶりと水セメント比、鉄筋の直径、最小鉄筋量・最大鉄筋量、鋼材のあき、鋼材の配置、鉄筋の標準フックおよび曲げ形状、鉄筋の定着、鉄筋の継手、PC鋼材の定着、接続および定着部コンクリートの補強、耐震に関する構造細目、露出面の用心鉄筋、応力集中を生じる部分の補強、開口部周辺の補強、面取り、打継目、目地について示した。
第15章 材料および施工	・コンクリートの材料および配合、レデーミクストコンクリート、鉄筋およびPC鋼材、定着具および接続具、プレストレス時のコンクリート強度、型わくおよび支保工の取りはずし、桁架設時の反り、支承部の材料および施工、工事記録について示した。

*1 Naoto EGAWA : 運輸省鉄道局技術企画課総括補佐 官

*2 Hajime WAKUI : (財) 鉄道総合技術研究所コンクリート構造担当研究室長

書」(平成3年版)を参考に限界状態設計法を全面的に採用したものである。

運輸省においては、新標準(案)に基づいて「鉄道構造物等設計標準〔コンクリート構造物〕」を定め、設計に関する審査基準として、鉄道局技術参事官より平成3年12月26日付けで各地方運輸局長へ通達した(同様に、鋼・合成構造物および土構造物についても設計標準を通達した)。なお、この通達では、許容応力度設計法の使用を否定することなく、本標準による限界状態設計法との併存を認めている。今後、限界状態設計法の経験を関係者が積み重ねることにより、その取扱いの方向づけがなされるものと考えられる。

本標準の全体の構成および各章の概要を表-1に示す。ここでは、従来の許容応力度設計法との比較を踏まえ、本標準の要旨をその「同解説」の内容も含めて紹介することとしたい。

2. 設計の基本

従来の許容応力度設計法は、許容応力度によって耐力・耐久性・疲労強度を照査する方法である。この場合の許容応力度は、作用荷重の種類や変動、構造解析および応力度算定上の誤差、材料強度のばらつき、施工誤差、構造物の社会的重要度、使用・疲労状態の性状など、設計・施工に関わるあらゆる要因を考慮して定めなければならない。しかし、これら種々性格の異なる要因を許容応力度の補正によって取り扱う方法は、より合理的な設計法を展開するうえにおいて限界がある。

本標準で基本とした限界状態設計法と、その具体的方法として採用した部分安全係数法の特徴と利点は、次のとおりである。

- ① 構造物が満足すべき性能の内容は多様である。使用目的や置かれた状態などによって要求内容が異なるが、一般に終局・使用・疲労からなる3つの限界状態に大別することができ、本標準でもこの区分を採用した。これらの限界状態に関するすべての検討

を、それぞれに最も適切な荷重と方法を用いて個々に照査することとし、それらを1つの設計体系の中で合理的にとりあげるのが限界状態設計法である。

- ② 本標準では、土木学会「コンクリート標準示方書」との整合を図り、部分安全係数法を採用することにした。すなわち、表-2に定義する5つの部分安全係数を用い、図-1のプロセスに従って安全性を主体とする検討事項の照査を行うことにした。図-1中の荷重の特性値 F_k と材料強度の特性値 f_k の定義は、終局限界状態の場合、概念的には図-2に示すとおりである。

表-2 部分安全係数

部分安全係数	内 容
荷重係数 γ_f	荷重の特性値からの望ましくない方向への変動 荷重の算出方法の不確実性 限界状態に及ぼす影響の度合い
構造解析係数 γ_a	断面力算定時の構造解析の不確実性
材料係数 γ_m (γ_c :コンクリート γ_k :鋼材)	材料強度の特性値からの望ましくない方向への変動 供試体と構造物中との材料特性の差異 限界状態に及ぼす影響の度合い
部材係数 γ_b	断面耐力算定時の不確実性 部材寸法のばらつき、施工上の不確実性 部材の重要度、破壊性状等
構造物係数 γ_i	構造物の重要度 限界状態に達したときの社会的影響 経済性

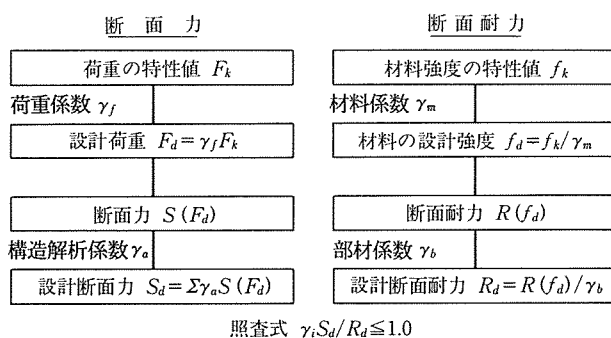


図-1 断面破壊に対する安全性の検討

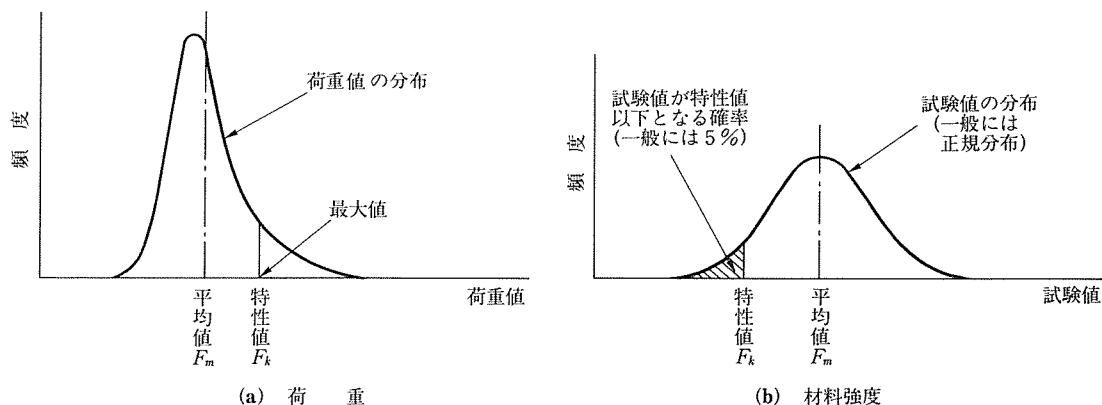


図-2 特性値の定義(終局限界状態)

◇報文◇

ここで、構造物係数 γ_i は安全余裕度を与えるものであり、構造物の重要度、限界状態に達したときの社会的影響、経済性等を考慮して定める。本標準では γ_i に 1.0~1.2 の幅を持たせたことが一つの特徴である。ただし、主たる変動荷重（後述）に対する検討では一般に 1.1 以上とするのが望ましいこと、また偶発荷重の場合は 1.0 にしてよいとしている。

3. 荷 重

(1) 設計荷重の定義

設計荷重は、個々の荷重について、荷重の特性値に荷重係数を乗じて算定する。ここに、荷重の特性値と荷重係数は、限界状態ごとに定められる。

(2) 設計荷重の組合せと荷重係数

限界状態ごとの設計荷重の組合せを表-3 に、荷重係

表-3 設計荷重の組合せ

限界状態	考慮すべき組合せ
終局限界状態	永久荷重+主たる変動荷重+従たる変動荷重
	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重
使用限界状態	永久荷重+変動荷重
疲労限界状態	永久荷重+変動荷重

表-4 荷重係数

限界状態	荷重の種類	荷重係数
終局限界状態	永久荷重	1.0~1.2*
	主たる変動荷重	1.1~1.2
	従たる変動荷重	1.0
	偶発荷重	1.0
使用限界状態	す べ て	1.0
疲労限界状態	す べ て	1.0

* 小さい方が不利な場合には 0.8~1.0 とする。

表-5 桁における設計荷重の組合せ

構造物の種類	限界状態	荷重の組合せと荷重係数
RC 桁	終 局	• 1.1 D_1 +1.2 D_2 +1.0 P_S +1.1 L +1.1 I +1.1 C + { L_F }+{ W }
		• 1.1 D_1 +1.2 D_2 +1.0 P_S +1.1 L_F +{ $L+I+C$ }+ { W }
		• 1.1 D_1 +1.2 D_2 +1.0 P_S +1.2 W
PRC 桁	使 用	• $D_1+D_2+P_S+S_{II}+C_R+T$ +{ $L+I+C$ }ひびわれ
PC 桁		• $D_1+D_2+P_S+L$ +{ I }+ C列車荷重によるたわみ
		• $D_1+D_2+P_S+S_{II}+C_R$長期変形
	疲 労	• $D_1+D_2+P_S+L+I+C$列車荷重による疲労

記号) D_1 : 固定死荷重 D_2 : 付加死荷重
 L : 列車荷重 I : 衝撃
 C : 遠心荷重 L_F : 車両横荷重および車輪横荷重
 P_S : プレストレス力
 C_R : コンクリートのクリープの影響
 S_{II} : コンクリートの乾燥収縮の影響
 T : 温度変化の影響 W : 風荷重
{ } 内の荷重は、従たる変動荷重を表す。
[] 内の荷重は、必要により組合せを考える。

数を表-4 に示す。また、具体的な例として、桁における設計荷重の組合せを表-5 に示す。

荷重に関するこれらの組立には、荷重を永久荷重・変動荷重・偶発荷重に分類していること、終局限界状態の検討に用いる変動荷重に「主たる」と「従たる」の区分を導入していること、永久荷重と主たる変動荷重には有意な荷重係数を導入し、従たる変動荷重と偶発荷重には形式的な荷重係数として 1.0 を用いていること、使用限界状態および疲労限界状態に対しては単なる「変動荷重」とし、荷重係数も形式的に導入していることなど、設計法のポリシーを荷重面から表現するための多くの意味が込められている。

(3) 「主たる」・「従たる」の定義および区分理由

終局限界状態の検討において、永久荷重と組み合わせる変動荷重は、1つだけを対象とすることは少なく、同時に複数を考慮するのが一般的である。しかし、最大値が同時に生じる可能性は一般に小さいと考えられるので、複数の変動荷重を組み合わせる場合には、何らかの調整を行うことが合理的な設計のために必要となる。許容応力度設計法では、荷重の組合せに応じて許容応力度を割り増すことにより対処していた。本標準では、これに代わるものとして、終局限界状態の検討に用いる変動荷重に主・従の区分を導入した。

主たる変動荷重は、通常 1つあるいは 1組だけ考える荷重であり、その設計荷重は、最大値の期待値として定義される特性値に荷重係数を乗じて算定される。

一方、従たる変動荷重は、主たる変動荷重または偶発荷重と組み合わせて副次的に考慮すべき荷重であり、その特性値は、同じ荷重を主たる変動荷重とした場合よりも一般に小さい値に設定することができる。もちろん、主たる変動荷重とした場合の特性値と同じ値にすることが最も安全側の設定であり、不経済な設計にならないならば、このような選択が許されることになる。

ただし、主・従の区分は荷重の種類により定まるものではなく、いずれの変動荷重も「主たる」にも「従たる」にもなり得る。したがって、一方を「主たる」とし他方を「従たる」とした場合には、必ずその逆もあり得る。しかし、決定ケースとはならないことが明らかな組合せは省略することができ、実績を積むことにより組合せケースを減らすことが可能になる。

このように、変動荷重を主・従に区分する方法では、主たる変動荷重はあくまで単独に作用する場合の設計荷重の値とし、副次的に考慮する従たる変動荷重により設計断面力を調整する。したがって、主たる変動荷重による断面力が下限値となり、従たる変動荷重を組み合わせると設計断面力は必ず増加するという点において安心感の高い組合せ方法であり、また破壊を検討する荷重の組

合せ状態を具体的に特定している点においてエンジニアリング的に明快であると言える。

4. 終局限界状態に関する検討

断面破壊に対する安全性の検討は、図-1 に示したように、5つの部分安全係数(表-2 参照)を用いて照査を行う。ここで、断面耐力の算定式 R は、土木学会「コンクリート標準示方書」(平成3年版)と同一である。

限界状態設計法における荷重の特性値に対する断面力 $S(F_k)$ と、許容応力度設計法の設計断面力 S_a とが等しいと仮定(機関車荷重の場合)したうえで、死荷重+列車荷重(衝撃を含む)で設計されるRC桁およびPC桁について両設計法が要求する全体安全率を桁の破壊モードごとに比較した。

全体安全率の定義は次のとおりである。

限界状態設計法：安全性照査式により定まる $R(f_k)/S(F_k)$ の値

($R(f_k)$ は材料強度の特性値に対する断面耐力)

許容応力度設計法：許容応力度照査式により定まる $R(f_k)/S_a$ の値

ここで、荷重係数 γ_f は一律に 1.1、構造解析係数 γ_a は 1.0、材料係数 γ_c は 1.3、 γ_s は 1.0、構造物係数 γ_i は 1.2 とした(部材係数 γ_b については後述)。

なお、許容応力度設計法の詳細については、「国鉄建造物設計標準」(昭和58年2月)を参照されたい。

4.1 RC桁における全体安全率の比較

スパン 15 m 前後の標準的なRC桁(単線2主桁)を検討の対象とし、計算で必要となる諸元としては次の値に設定した。

設計基準強度 $f_{ck}' = 240 \text{ kgf/cm}^2$

引張鉄筋比 $p_t = 1\%$

有効高さ $d = 150 \text{ cm}$

(1) 曲げ引張破壊の場合

① 限界状態設計法

$$\gamma_f \cdot \gamma_a \cdot \gamma_i \cdot S(F_k) \leq M_{uk} / (1.03 \gamma_b) \dots (1)$$

ここに、 M_{uk} ：曲げ耐力(材料強度は特性値)

γ_b ：1.15 (γ_b の係数 1.03 は γ_c の寄与分)

$$\text{全体安全率} \geq M_{uk} / S(F_k) \dots (2)$$

② 許容応力度設計法

$$S_a \leq M_a \dots (3)$$

ここに、 M_a ：引張鉄筋の許容応力度 σ_{sa} から算定される曲げモーメント

M_a を限界状態設計法の M_{uk} を用いて表すと、

$$S_a \leq M_{uk} / 1.75 \dots (4)$$

ここに、係数 1.75 は、鉄筋の引張降伏強度 f_{syk} (SD 345 : 3 500 kgf/cm²) と許容応力度 σ_{sa} (2 000 kgf/cm²) との比である。ただし、 z (圧縮応力の合力の作

表-6 RC桁における全体安全率の比較

	限界状態設計法	許容応力度設計法
曲げ引張破壊	1.6	1.75
曲げせん断破壊	1.6	2.1
斜め圧縮破壊	2.0	3.6

用位置から引張鋼材の図心までの距離)の影響は小さいので無視している。

$$\text{全体安全率} \geq M_{uk} / S_a \dots (5)$$

表-6によれば、許容応力度設計法では曲げ引張破壊に対して、やや大きい全体安全率をとっていたと言える。

(2) 曲げせん断破壊の場合

① 限界状態設計法

$$\gamma_f \cdot \gamma_a \cdot \gamma_i \cdot S(F_k) \leq V_{ck} / (1.1 \gamma_{b1}) + V_{sk} / \gamma_{b2} \dots (6)$$

ここに、 V_{ck} ：せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力(材料強度は特性値)

V_{sk} ：せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材のせん断耐力(材料強度は特性値)

γ_{b1} ：1.3 (γ_{b1} の係数 1.1 は γ_c の寄与分)

γ_{b2} ：1.15

$$\text{全体安全率} \geq (V_{ck} + V_{sk}) / S(F_k) \dots (7)$$

ただし、 V_{ck} と V_{sk} の比率として式(8)を設定した。

$$V_{ck} : V_{sk} = 0.3 : 0.7 \dots (8)$$

② 許容応力度設計法

$$S_a \leq S_{c1} + S_v \dots (9)$$

ここに、 S_{c1} ：せん断許容応力度 τ_c の 1/2 に対して設定される斜め引張鉄筋以外が受け持つせん断力

S_v ：スターラップにより受け持たれるせん断力

S_{c1} と S_v を限界状態設計法の V_{ck} と V_{sk} を用いて表わすと、

$$S_a \leq V_{ck} / (2 \times 1.93) + V_{sk} / 1.75 \dots (10)$$

ここに、係数 1.93 は、せん断強度の特性値 f_{vck} と τ_c との比である。また、係数 1.75 は、スターラップの引張降伏強度 f_{syk} (SD 345 : 3 500 kgf/cm²) と許容応力度 σ_{sa} (2 000 kgf/cm²) との比である。

$$\text{全体安全率} \geq (V_{ck} + V_{sk}) / S_a \dots (11)$$

表-6によれば、許容応力度設計法では曲げせん断破壊に対して、やや大きい全体安全率をとっていたと言える。

(3) 斜め圧縮破壊の場合

① 限界状態設計法

$$\gamma_f \cdot \gamma_a \cdot \gamma_i \cdot S(F_k) \leq V_{wck} / (1.14 \gamma_b) \dots (12)$$

◇報文◇

ここに、 V_{wck} ：せん断力に対する腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力（材料強度は特性値）

γ_b ：1.3 (γ_b の係数 1.14 は γ_c の寄与分)

$$\text{全体安全率} \geq V_{wck}/S (F_k) \dots\dots\dots (13)$$

② 許容応力度設計法

$$S_a \leq S_{c2} \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 S_{c2} ：許容せん断応力度 τ_{a2} から算定されるせん断力

S_{c2} を限界状態設計法の V_{wck} を用いて表すと、

$$S_a \leq V_{wck}/3.6 \dots\dots\dots (15)$$

ここに、係数 3.6 は、せん断強度の特性値 f_{wck} と τ_{a2} との比である。

$$\text{全体安全率} \geq V_{wck}/S_a \dots\dots\dots (16)$$

表-6 によれば、許容応力度設計法では斜め圧縮破壊に対して、かなり大きい全体安全率をとっていたと言える。これによって、限界状態設計法では、RC 桁の腹部厚を薄くする設計も可能となるが、せん断ひびわれが生じ易くなることについて対処する必要がある。

以上のように、RC 桁については、限界状態設計法を採用することにより、終局限界状態の全体安全率を許容応力度設計法よりも総体的に低く設定することが可能となる。ただし、新幹線荷重のように、 S_a が $S (F_k)$ よりも過積に対してやや小さく設定されている場合には、全体安全率の差は表-6 の結果よりも縮まる。

4.2 PC 桁における全体安全率の比較

スパン 30 m 前後の標準的な PC 桁（複線 3 主桁）を検討の対象とし、計算で必要となる諸元としては次の値に設定した。

設計基準強度	$f_{ck}'=400 \text{ kgf/cm}^2$
PC 鋼材比	$p_1=0.118 \%$
PC 鋼材比+鉄筋比	$p_2=0.5 \%$
有効高さ	$d=250 \text{ cm}$

全体安全率の算出過程は割愛することとし、結果のみを表-7 に示す。これによれば、全体安全率は両設計法により多少前後するが、本質的な差は無いと言える。PC 桁に対しては、許容応力度設計法でも $1.7 \times$ (死荷重+列車荷重+衝撃) で破壊安全度の照査を行ってきており、そのために殆ど同じ結果になったものと考えられる。なお、PRC 桁についてはとくに検討していないが、プレストレス導入レベルが小さい場合には RC 桁

表-7 PC 桁における全体安全率の比較

	限界状態設計法	許容応力度設計法
曲げ引張破壊	1.7	1.7
曲げせん断破壊	1.7	1.6
斜め圧縮破壊	2.0	1.7

よりの結果、また大きい場合には PC 桁よりの結果となる。

5. 使用限界状態に関する検討

使用限界状態に関する検討において中心的課題となるひびわれの検討は、「耐久性に対するひびわれの検討」と「外観に対するひびわれの検討」に区分した。

耐久性に対するひびわれの検討では、ひびわれ幅の照査に用いる設計荷重の設定に自由度を与えている。

外観に対するひびわれの検討では、これが必要とされる場合についてのみ検討することとしており、ひびわれ幅の制限値も設計者側で定めてよいとしている。

(1) 曲げひびわれ幅の算定式

本標準では、RC 構造および PRC 構造の「耐久性」および「外観」に対する曲げひびわれ幅を、一般に式 (17) により算定することとしている。

$$w_1 \text{ (または } w_2) = k_1 \{ 4 C + 0.7 (C_s - \phi) \} \cdot \{ \sigma_{se} / E_s + \varepsilon_r' \text{ (または } \varepsilon_b') \} \dots\dots\dots (17)$$

ここに、

w_1 ：耐久性に対するコンクリートの曲げひびわれ幅 (cm)

w_2 ：外観に対するコンクリート表面の最大曲げひびわれ幅 (cm)

k_1 ：鉄筋の付着性状の影響を表す定数
(異形鉄筋：1.0, 普通丸鋼：1.3)

C ：対象鉄筋のかぶり (cm)

C_s ：鉄筋の中心間隔 (cm), ϕ ：鉄筋の直径 (cm)

σ_{se} ：鉄筋応力度の増加量 (kgf/cm²)

ε_r' ：耐久性に対して、コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひびわれ幅の増加を考慮するための項 (一般に 150×10^{-6} 程度)

ε_b' ：外観に対して、コンクリートの乾燥収縮等による表面ひびわれ幅の増加を考慮するための項 (ひびわれ発生材令により $300 \sim 450 \times 10^{-6}$)

(2) 曲げひびわれ幅の制限値と鉄筋応力度との関係

① 耐久性に対する曲げひびわれの検討

既往の実験結果によれば、かぶり C の増加とともに鉄筋の腐食は少なくなる傾向があるため、ひびわれ幅の制限値はかぶりに比例すると考え、具体的には一般の環境に対して $0.005 C$ を標準としている。これを式 (17) に代入すると、鉄筋応力度の増加量 σ_{se} とかぶり C との関係を求めることができる。桁における標準的な値として、 $C_s - \phi$ を 6 cm とした場合の計算結果を図-3 に示す。

耐久性に対する曲げひびわれの検討では、かぶり部分におけるひびわれ幅の評価位置が必ずしも明確にはされていない。これは、ひびわれと耐久性との関係が十分に

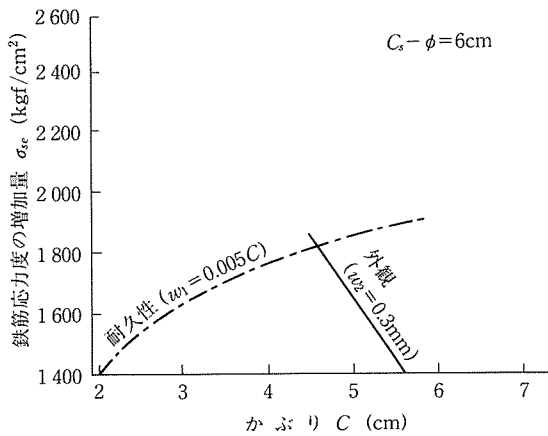


図-3 曲げひびわれ幅の制限値を満足する鉄筋応力度の増加量 σ_{se} とかぶり C との関係

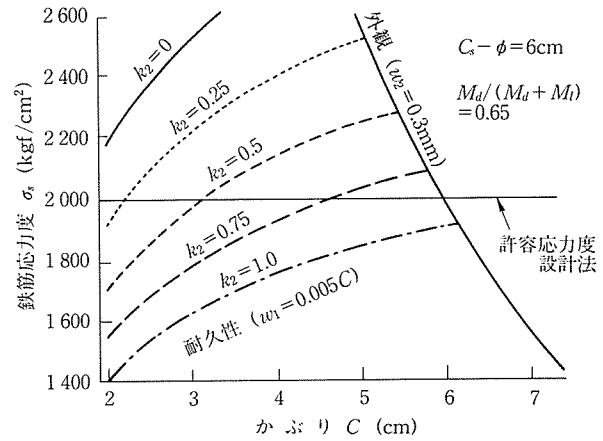


図-4 曲げひびわれ幅の制限値を満足する (M_d+M_l) 時の鉄筋応力度 σ_s とかぶり C との関係

定量化されるまでには至っておらず、鉄筋応力度の値を勘案した工学的判断に基づいて、ひびわれ幅の算定式と制限値が決定されていることに原因している。それゆえ、「耐久性に対する曲げひびわれの検討」は、ひびわれ幅の絶対的評価ではなく、「耐久性から見た鉄筋応力度の制限」という解釈も現段階では成り立つ。しかし、ひびわれ幅の算定値を制限値に収めるという照査方法の方が、それぞれの支配的パラメーターが明確であり、ひびわれ幅の制御に関する理解が容易となるメリットがあるため、本標準ではひびわれ幅を直接制御する形の照査方法を採用した。

② 外観に対する曲げひびわれの検討

外観に対する曲げひびわれの検討は、持続荷重作用時（したがって、列車荷重は一般に考慮しなくてよい）のコンクリート表面の最大ひびわれ幅を対象とし、一般に 0.3 mm 程度に収めるのがよいとしている。これを式 (17) に代入すると、鉄筋応力度の増加量 σ_{se} とかぶり C との関係を求めることができる。 $C_s - \phi$ を 6 cm とした場合の計算結果を図-3 に示す。ただし、 ϵ_b' は 450×10^{-6} とした。このように、外観に対する曲げひびわれの検討では、かぶり C の増加とともに鉄筋応力度の増加量 σ_{se} を小さくすることが必要となる。

(3) 曲げひびわれの検討における列車荷重の取扱い

耐久性に対するひびわれの検討を行う場合には、「列車荷重、衝撃および遠心荷重の設計荷重は、線区の特性と構造物の設置箇所による列車荷重の持続性や頻度等を考慮して定めてよい」としている。ここでは、死荷重 + 列車荷重（衝撃を含む）で設計するスパン 15 m 前後の標準的な RC 桁を対象に、列車荷重の取扱い方について述べる。

耐久性に対する曲げひびわれの検討を行う場合の設計曲げモーメント M_e （スパン中央）は、式 (18) により

与えられる。

$$M_e = M_d + k_2 \cdot M_l \dots\dots\dots (18)$$

ここに、 M_d ：死荷重による設計曲げモーメント

M_l ：列車荷重（衝撃を含む）による使用限界状態の最大曲げモーメント

k_2 ：列車荷重によるひびわれが死荷重のそれと比較して鋼材の腐食に及ぼす程度を考慮するための定数

k_2 を 1.0 にすると、 (M_d+M_l) 時にひびわれ幅の制限値を満足するように鉄筋応力度 σ_s を制限しなければならない。また、 k_2 を 1.0 よりも低減すると、それに応じて (M_d+M_l) 時の鉄筋応力度 σ_s を大きくとることができる。

図-3 の場合について、 (M_d+M_l) 時の鉄筋応力度 σ_s とかぶり C との関係を k_2 をパラメータとして表すと、図-4 に示すとおりである。なお、死荷重比率 $M_d/(M_d+M_l)$ はスパンに対する標準的な値として 0.65 に設定した。ここで、許容応力度設計法における列車荷重（衝撃を含む）による設計曲げモーメントは、 M_l と同等と考えられるため、図-4 に示した鉄筋応力度 σ_s は、従来の許容応力度とほぼ直接比較することができる。死荷重 + 列車荷重（衝撃を含む）の組合せにおける許容応力度 σ_{sa} は 2 000 kgf/cm² (SD 345) である。これを基線にして眺めると、許容応力度設計法との相対関係と、限界状態設計法において付与された設計の幅とを具体的に把握することができる。なお、図-4 には、 M_d 時に外観に対するひびわれ幅を満足とした場合の、 (M_d+M_l) 時の鉄筋応力度 σ_s も併せて示した。

以上のように、使用限界状態におけるひびわれの検討に対しては、列車荷重の設定に関して設計者側に大きな自由度が与えられている。この自由度を実際に活用することにより、耐久性かつ経済的な構造物を追求していく

◇報文◇

ことが今後の課題である。

なお、条件設定を単純化するために RC 桁を対象にして検討したが、PRC 桁に対しては、プレストレス導入レベルの選択により、さらに大きな設計上の自由度が与えられていると言える。

6. 疲労限界状態に関する検討

桁については、一般に曲げおよびせん断に対する鋼材の疲労を検討することとしている。安全性の照査式を式(19)に示す。

$$\gamma_i \cdot \sigma_{rd} / (f_{rd} / \gamma_b) \leq 1.0 \dots\dots\dots (19)$$

ここに、 σ_{rd} は設計変動断面力 S_{rd} により生じる鋼材の設計変動応力度である。ただし、不規則な変動断面力は、一般にレンジペア法により独立な変動断面力の集合に分解し、マイナー則を適用して設計変動断面力 S_{rd} に対する等価繰返し回数 N の作用に置換する。本標準では、構造形式と列車荷重種別ごとに等価繰返し回数の近似式を用意して設計の便宜を図った。

f_{rd} は鋼材の設計引張疲労強度であり、疲労寿命 N に対する完全片振時の設計引張疲労強度をもとに、グッドマン線図により最小引張応力度の補正を行って求める。

鉄筋の母材および圧接部の設計引張疲労強度 f_{srd} は、それぞれ従来の標準と同等としている。折り曲げられた鉄筋の f_{srd} を母材の 65 % としたのが新たに変わった点である。

PC 鋼材の設計引張疲労強度 f_{prd} については、実際に使用する PC 鋼材および定着具を用いた疲労試験または信頼できる資料に基づいて定めることを原則としたが、一応の算定式として式(20)を示した。

$$f_{prd} = \frac{10^\alpha}{N^k} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{\min}}{f_{puk}}\right) / \gamma_s \dots\dots\dots (20)$$

ここに、 f_{prd} : PC 鋼材の設計引張疲労強度 (kgf/cm²)

N : 疲労寿命 (回)

σ_{\min} : PC 鋼材の最小引張応力度

f_{puk} : PC 鋼材の引張強度の特性値

α および k : 一般に表-8 に示す値としてよい。

γ_s : 一般に 1.05 としてよい。

表-8 α および k の値

	PC 鋼線および PC 鋼より線	PC 鋼棒
α	4.6	4.4
k	0.19	0.16

7. 耐震に関する検討

(1) 耐震設計の基本

耐震設計の方法は、構造物が塑性変形領域においても

降伏点耐力以上の耐力を安定して保持していることを前提とし、設計耐用期間(概ね 100 年)に 1 回程度発生する大地震による損傷度を許しうる程度にとどめるという、構造物のじん性能に対応した設計法である。

具体的には、構造物が保有すると想定されるじん性率以内で設計塑性率(後述)を定め、それから求まる設計水平震度に対して安全性を満足するように、部材の耐力を決定する。さらに、設計塑性率に見合ったじん性能を部材に付与する。

大地震に対してこのように設計すれば、設計耐用期間中に数回程度経験するであろう中程度の地震に対しては、構造物を健全な状態あるいは軽微な損傷程度に留めることができるため、中程度の地震に対する耐力の検討は省略してよいことにした。ただし、中程度の地震に対しては、列車の走行安全性の検討を別途行う。

(2) 設計水平震度

設計水平震度 K_h は、設計振動単位ごとに、式(21)により算定する。

$$K_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 K_{h0} \dots\dots\dots (21)$$

ここに、 K_{h0} : 設計水平震度の基準値(1.0)

ν_1 : 地域別補正係数(1.0 または 0.75)

ν_2 : 応答特性格別補正係数(1.0~0.55)

ν_3 : 設計塑性率別補正係数(表-9 参照)

設計水平震度の基準値 K_{h0} を 1.0 としたのは、関東地震級の大地震を想定した場合、一般的な短周期系の構造物においては、弾性応答加速度が概ね 1 G になるということに対応している。

地域別補正係数 ν_1 については、「国鉄建造物設計標準」の地域区分を今回はそのまま踏襲することとし、都道府県(北海道は支庁)単位に「地震活動度が高い地域」と「中程度の地域」に区分し、それぞれ 1.0 と 0.75 の補正係数を与えた。

応答特性格別補正係数 ν_2 は、地盤種別および構造物の等価固有周期による震度の相違を補正するための係数である。鉄道構造物に対する検討の結果、道路橋示方書(耐震設計編)に規定されている地震時保有水平耐力の照査に用いる振動特性格別補正係数 C_R と、基本的には同一とした。

設計塑性率別補正係数 ν_3 は、N.M. Newmark のエネルギー一定則により定めた。この仮説は、バイリニアの弾塑性復元力特性を有する 1 質点系構造物が地震動を受けた場合には、弾塑性応答と当該弾性応答の入力エネルギー(図-5 の $\square O A B C$ と $\triangle O D E$ の面積)がほぼ同じというものである。そこで、許容塑性変形を設計塑性率 $\mu_a(\delta_a / \delta_y)$ で表し、設計水平震度の基準値 1.0 に対応する所要降伏点震度として $\nu_3 = 1 / \sqrt{2\mu_a - 1}$ により算定したのが表-9 に示した値である。

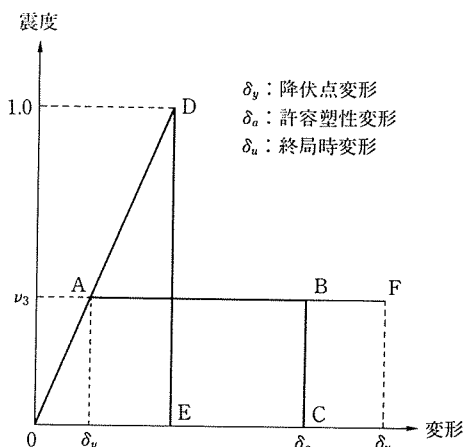


図-5 弾性応答と弾塑性応答のエネルギー—等則

表-9 設計塑性率別補正係数 ν_3

設計塑性率	ν_3
1.5	0.71
2.0	0.58
2.5	0.50
3.0	0.45
3.5	0.41
4.0	0.38
4.5	0.35
5.0	0.33

(3) 設計塑性率の決定方法

設計塑性率は、大地震時に設計において許容する塑性変形を与えるものである。この許容塑性変形は許しうる損傷の程度ということもでき、地震後に要求される構造物の供用性能に基づいて定められる。

設計塑性率 μ_a は、最大でも構造物のじん性率 $\mu_u(\delta_u/\delta_y)$ 以下としなければならない。せん断スパン比が 1.5 以上の部材から構成される通常の構造物では、高いじん性能を期待することができ、設計塑性率は 4 を標準としている。この場合には、従来の設計標準において破壊安全度の照査に用いた値と同等の設計水平震度を与える。一方、せん断スパン比が 1.5 未満の部材で構成される場合には、一般に設計塑性率を 3 以下とする必要がある。

なお、設計塑性率 4 は標準値であり、目標とする耐震性能に応じて適切な範囲で加減することができる。それゆえ、設計塑性率は耐震設計における構造物の重要度係数としての役割も有している。ただし、むやみに小さい設計塑性率を採用することは、不経済なばかりか、じん性能の劣る構造物となる恐れもあり、従来の設計法で造られた構造物が概ね十分な耐震性能を有している実績も踏まえて、構造物ごとにふさわしい標準値を基本にすべきであると考えている。

ここで、設計塑性率を定める際に着目する部材は、耐

震設計上の主要構成部材であるとしている。一般に鉄道構造物の変形性能は鉛直部材の変形性能に支配されるため、鉛直部材のじん性率を構造物のじん性率と見なすことができる。ただし、部材のじん性率から設計塑性率を設定する場合には、ラーメン構造では柱・梁接合部における破壊が先行しないことを前提とすることなど、構造物全体の破壊形式が特定されており、かつ、降伏が生じる部分のじん性を重点的に高める配慮がなされなければならない。したがって、破壊形式の推定が困難な場合には、非線型解析等により構造物全体の変形性能を詳細に検討したうえで、設計塑性率を設定する必要がある。

(4) 耐震性能の検討

耐震性能の検討は、次の 2 つのステップからなる。

① 耐力の照査

曲げ破壊に対しては、設計曲げモーメント以上の設計曲げ降伏耐力を確保する。ただし、設計塑性率以上のじん性率を確保できない部材では、耐力の割増等について検討しなければならない。

せん断破壊に対しては、設計せん断力以上の設計せん断耐力を確保し、かつ、せん断破壊が先行しないよう、せん断破壊に対する安全性（設計せん断耐力/設計せん断力）を曲げ破壊に対する安全性（設計曲げ耐力/設計曲げモーメント）よりも大きくしなければならない。

② じん性能の付与

部材には、原則として設計塑性率以上のじん性率を確保することとし、所要のせん断補強鉄筋を配置する。この検討には、せん断スパン比、引張鉄筋比、軸圧縮応力度をパラメータとするノモグラム（図-6 参照）を用意して設計の便宜を図った。ただし、構造細目の規定も併

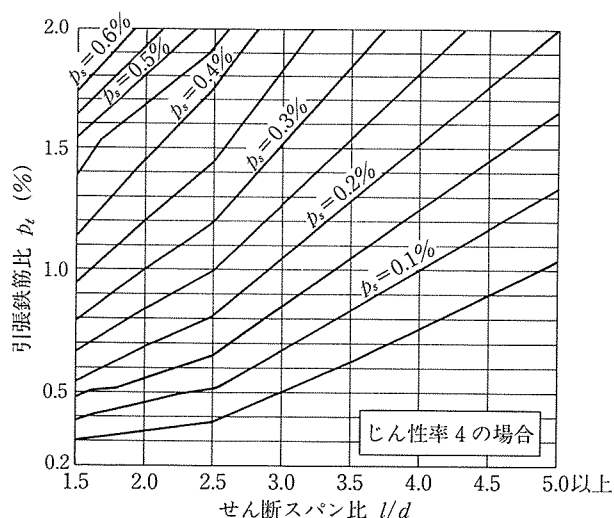


図-6 せん断補強鉄筋比 p_s を求めるノモグラムの例（部材の有効高さ 100 cm, 軸圧縮応力度 10 kgf/cm² の場合）

◇報文◇

せて満足しなければならない。

なお、主要構成部材よりも先行して降伏する部材がある場合には、その部材に対して設計塑性率を上回る所要のじん性を確保しなければならない。

8. プレストレストコンクリート構造に関する検討

8.1 終局限界状態に関する検討

プレストレストコンクリート構造に特有な事項として、以下のものを定めている。

- ① アンボンドPC鋼材を使用する場合、設計曲げ耐力の算定に用いるPC鋼材の応力度は、有効引張応力度を15%増加させた値(ただし、PC鋼材の設計引張降伏強度以下)に制限するのがよい。
- ② 外ケーブル方式の場合、偏心軸力が作用する構造として設計耐力を算定することとし、コンクリート断面外のPC鋼材は引張鋼材としては考慮しないものとする。
- ③ せん断補強鋼材として配置した斜め鋼棒(部材軸に対して45°以上の傾きを有するもの)や鉛直鋼棒等は、せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力に考慮してもよい。

また、曲げに対して配置したPC鋼材の傾斜部分は、コンクリートとの付着が良好であればスターラップと共にせん断に抵抗すると考えられるので、十分な検討を行えば設計せん断耐力に考慮してもよい。

8.2 使用限界状態に関する検討

(1) プレストレストコンクリート構造の種別

プレストレストコンクリート構造の種別呼称に関しては、様々な議論の歴史の変遷があった。すなわち、1970年のCEB-FIPによる検討種別としてのI~III種の分類に始まり、その後、この数字による呼称が品質の優劣と誤解される恐れがあることから、1978年のFIP CongressではI~III種の呼称を廃止し、引張縁の限界状態の定義による分類に変更した²⁾。わが国の土木学会示方書においても、概ね同様な変遷をたどってきている。

しかし、使用限界状態の荷重は、変動荷重により一般に大きな幅を有するため、たとえば引張応力のある値に制限するといっても、それは殆ど建前に過ぎないものである。それゆえ、引張縁の限界状態による分類は、使用限界状態の荷重が確定されない限りは絶対的な分類にはなり得ないところに問題がある。分類を考えるうえで基本となるのは、設計において使用限界状態のひびわれを許容するの可否かであり、それに伴って必然的に構造体および設計方法が異なってくることの一点である。引張

縁の限界状態は、構造体の選択に従属するものに過ぎず、荷重が確定されて初めて定量的な議論ができるものである。

以上の考察から本標準では、プレストレストコンクリート構造を、引張縁の限界状態ではなく構造体の種類としてPC構造とPRC構造に大別し、それぞれの設計方法を示すことにした。

PC構造は、使用限界状態においてひびわれの発生を許さないことを前提とし、プレストレスの導入により、コンクリートの縁応力度を制御する構造である。

PRC構造は、使用限界状態においてひびわれの発生を許容し、異形鉄筋の採用とプレストレスの導入により、ひびわれ幅を制御する構造である。この場合、ひびわれ間隔の制御はRC構造と同様に異形鉄筋のひびわれ分散作用に依存し、プレストレスは鉄筋応力度の増加量を抑制する³⁾。

ただし、このように大きく区分しても、引張縁の限界状態については環境条件、構造物または部材の機能、使用目的等に応じて種々の設定が可能である。とくにPRC構造については、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮に対する解析において鉄筋とPC鋼材の両者による拘束作用を考慮することを原則とし、必要な場合にはひびわれの影響も考慮した精密な解析方法を採用することとしており、守備範囲が極めて広い構造体となる。

それゆえ、PRCはPCとRCとの単なる組合せ造語ではなく、両者の境界を埋める望ましい構造体の呼称として用い、かつ統一設計計算法を提供する中心的構造体として位置づけたものである。

(2) クリープおよび乾燥収縮による影響の解析方法

① PC構造の場合

鉄筋の拘束の影響を無視した従来の方法により、PC鋼材の引張応力度の減少量を求めてよいとしている。

② PRC構造の場合

鉄筋の拘束の影響を考慮してコンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響について解析することを原則とし、一般に式(22)の連立方程式によりPC鋼材の引張応力度の減少量 $\Delta\sigma_{pcs}$ と鉄筋応力度の変動量 $\Delta\sigma_{scs}$ を求めてよいとしている⁴⁾。

$$\left. \begin{aligned} & \{1 + \alpha_{pp}(1 + \varphi/2)\} \Delta\sigma_{pcs} \\ & + \alpha_{sp}(1 + \varphi/2) \Delta\sigma_{scs} \\ & = n_p \{ \varphi (\sigma_{cpt}' + \sigma_{cdp}') + E_c \varepsilon_{cs}' \} \\ & \alpha_{ps}(1 + \varphi/2) \Delta\sigma_{pcs} + \\ & \{1 + \alpha_{ss}(1 + \varphi/2)\} \Delta\sigma_{scs} \\ & = n_s \{ \varphi (\sigma_{cps}' + \sigma_{cds}') + E_c \varepsilon_{cs}' \} \end{aligned} \right\} \dots\dots (22)$$

ただし、

$$\alpha_{pp} = n_p A_p (1/A_c + e_p^2/I_c)$$

$$\alpha_{ps} = n_s A_p (1/A_c + e_p e_s / I_c)$$

$$\alpha_{sp} = n_p A_s (1/A_c + e_p e_s / I_c)$$

$$\alpha_{ss} = n_s A_s (1/A_c + e_s^2 / I_c)$$

ここに、 $\Delta\sigma_{pcs}$: コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による PC 鋼材の引張応力度の減少量

$\Delta\sigma_{scs}$: コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による鉄筋応力度の変動量

φ : コンクリートのクリープ係数

ε_{cs}' : コンクリートの乾燥収縮ひずみ

n_p, n_s : ヤング係数比

$$n_p = E_p / E_c$$

$$n_s = E_s / E_c$$

σ_{cpt}' : プレストレッシング直後のプレストレスによる PC 鋼材位置のコンクリートの圧縮応力度

σ_{cps}' : プレストレッシング直後のプレストレスによる鉄筋位置のコンクリートの圧縮応力度

σ_{cdp}' : 永久荷重による PC 鋼材位置のコンクリートの圧縮応力度

σ_{cds}' : 永久荷重による鉄筋位置のコンクリートの圧縮応力度

A_p : PC 鋼材の断面積

A_s : 鉄筋の断面積

e_p : 断面図心から PC 鋼材までの距離

e_s : 断面図心から鉄筋までの距離

A_c : コンクリート断面の断面積

I_c : コンクリート断面の断面二次モーメント

ただし、上式は、永久荷重によりひびわれが生じず、かつ変動荷重によりひびわれが生じる時にはクリープおよび乾燥収縮は大部分終了していることを前提としている。本標準では後述するように、永久荷重によりひびわれが生じにくい設計条件とすることを推奨しており、この前提条件をほぼ満足する。しかし、プレストレス導入レベルが小さく RC に近い構造もあり得ると考えており、このような構造に対しては、ひびわれの影響も考慮した精密な解析方法⁵⁾を採用することが望ましいとしている。

(3) 曲げモーメントおよび軸方向力に対する検討

① PC 構造の場合

コンクリートの縁応力度は、永久荷重作用時に引張応力にならないこと、かつ変動荷重作用時に部材寸法（断面高さ）の影響を考慮した設計引張強度以下とし、コンクリートに作用する全引張力に対して所要の引張鋼材を配置することとしている。

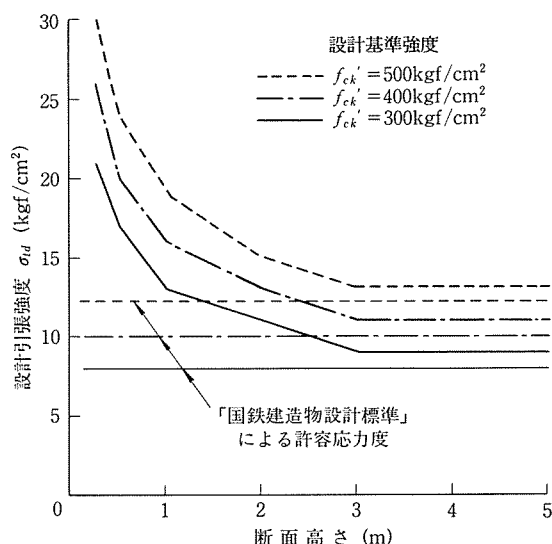


図-7 部材寸法の影響を考慮した設計引張強度 σ_{td}

部材寸法の影響を考慮した設計引張強度 σ_{td} には、式(23)を提示した。断面高さとの関係を図-7に示す。

$$\sigma_{td} = k_t \cdot 0.5 f_{ck}'^{2/3} / \gamma_c \dots\dots\dots (23)$$

ここに、

f_{ck}' : コンクリートの設計基本強度 (kgf/cm²)

γ_c : 一般に1.0としてよい

$$k_t = 0.6 / (h^{1/3})$$

ただし、 $0.4 \leq k_t \leq 1.0$

h : 断面高さ (m)

② PRC 構造の場合

式(17)に従って曲げひびわれ幅を算定し、耐久性および外観（必要とされる場合のみ）に関して制限値との照査を行う。

なお、材令初期にひびわれが入らない場合には、以後の載荷によりひびわれが発生しても、その幅は小さく拡大傾向もわずかであることが経験的に認められている。そのため、永久荷重作用時（外ケーブル方式の場合には

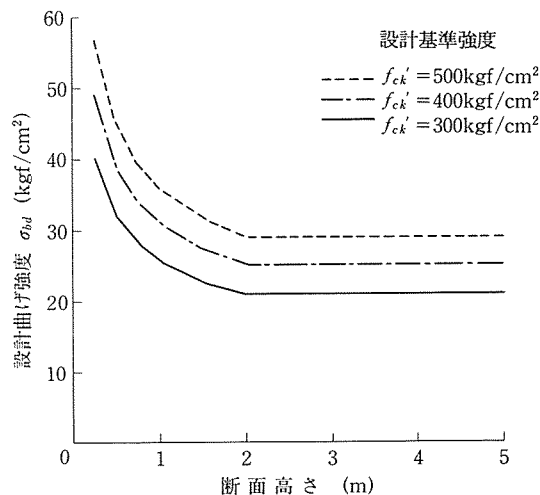


図-8 部材寸法の影響を考慮した設計曲げ強度 σ_{bd}

◇報文◇

部材自重作用時のコンクリートの縁引張応力度を、部材寸法（断面高さ）の影響を考慮した設計曲げ強度以下に収めることが望ましいとしている。

部材寸法の影響を考慮した設計曲げ強度 σ_{bd} には、式 (24) を提示した。断面高さとの関係を図-8 に示す。

$$\sigma_{bd} = k_b \cdot 0.9 f_{ck}'^{2/3} / \gamma_c \dots \dots \dots (24)$$

ここに、

f_{ck}' : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

γ_c : 一般に 1.0 としてよい

$$k_b = 0.5 / (h/2)^{1/3}$$

ただし、 $0.5 \leq k_b \leq 1.0$

h : 断面高さ (m)

(4) せん断力およびねじりに対する検討

① PC 構造の場合

変動荷重作用時のコンクリートの斜め引張応力度は、設計引張強度の 70 % 以下とする。設計基準強度に対する制限値を表-10 に示す。

表-10 PC 構造におけるコンクリートの斜め引張応力度の制限値

荷重の組合せ	設計基準強度 f_{ck}' (kgf/cm ²)				
	300	400	500	600	800
変動荷重作用時	15	18	21	21	21

② PRC 構造の場合

「第 7 章 使用限界状態に関する検討」に従い、せん断ひびわれおよびねじりひびわれの検討を行うこととしている。詳細については割愛する。

なお、曲げひびわれと同様、材令初期にひびわれを入れないことが肝要であることから、永久荷重作用時（外ケーブル方式の場合には部材自重作用時）のコンクリートの斜め引張応力度を、設計引張強度以下に収めることが望ましいとしている。設計基準強度に対する制限値を表-11 に示す。

表-11 PRC 構造におけるコンクリートの斜め引張応力度の制限値

荷重の組合せ	設計基準強度 f_{ck}' (kgf/cm ²)						
	240	270	300	400	500	600	800
内ケーブル方式：永久荷重作用時	19	20	22	27	32	32	32
外ケーブル方式：部材自重作用時							

8.3 疲労限界状態に関する検討

① PC 構造の場合

鋼材応力度の変動が小さいため、鋼材の疲労に関する検討は省略してよいとしている。

② PRC 構造の場合

鋼材応力度の変動が比較的大きくなるため、鉄筋および PC 鋼材について疲労の検討を行う必要があるとしている。

また、外ケーブル方式やアンボンド PC 鋼材を用いる場合には、定着部分について疲労の検討が必要となることがあるとしている。

9. むすび

以上のように、本標準は従来の許容応力度設計法を分解・精査し、限界状態設計法という最先端のフォーマットを用いて論理的に再構築したものである。その過程では、許容応力度設計法とのコードキャリブレーションにも留意しつつ、安全率等の数値の見直しや設計者側に与えてよい自由度の明確化を図った。

したがって、検討すべき事項が設計者に対して明確かつ詳細に示されており、理解しやすい設計体系であること、設計者の的確な判断によりフレキシブルな対応が可能であることなど、設計者の立場をより尊重した設計法であるということもできる。また、新工法・新材料・実験研究等による新しい知見を、容易に導入することができるのも大きな利点である。

本標準の「同解説」は、近日中に出版される運びである。並行して、標準設計計算例の作成、手引類の整備、設計プログラムの開発を現在進めており、これらを一貫して提供することにより、本標準の普及を図る計画である。

ここに、ご尽力を頂いた松本嘉司委員長・岡村 甫幹事長をはじめとする関係者各位に深甚の謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 湧井 一, 渡辺忠朋: 鉄道建造物設計標準(案) [コンクリート構造物] の要旨, 鉄道総研報告, Vol. 5, No. 9, 1991. 9
- 2) 猪股俊司: パーシャルプレストレストコンクリートの歴史的背景, コンクリート工学, Vol. 25, No7, 1987. 7
- 3) 角田与史雄: PRC 部材の設計の基本について, プレストレストコンクリート, Vol. 26, No. 6, 1984. 11
- 4) 猪股俊司: III種プレストレストコンクリート, プレストレストコンクリート, Vol. 12, No. 9, 1974. 9
- 5) 猪股俊司: パーシャルプレストレストコンクリート部材断面の設計法, 土木学会論文集, 第 348 号, V-1, 1984. 8

【1991 年 9 月 17 日受付】