

第5章 材料の強度

5.1 適用範囲

4.1による構造解析のもとで7章の限界状態の照査が行われる場合、材料の強度は本章の定めによるものとする。

【解 説】 4.1で示したように本指針では構造解析に微小変位のはり理論、あるいは板殻理論を用いることを前提としている。

材料の強度そのものは、本来材料に固有のものであり、構造物の形状・寸法等の要因とは無関係な性質である。しかし、これを各部材、もしくは構造物全体として見た場合、かならずしも微小変位理論において期待される強度が実現されるとは限らない。たとえば、軸方向圧縮力を受ける部材では、部材内部の応力度が材料の固有強度に到達する以前に座屈現象が起り、耐荷能力を失うことがある。これは、部材に非線形性に基づく不安定現象が起り、荷重による応答値（断面力、応力）が有限変位の影響を受けて大きくなることによるものであり、材料の強度そのものが低下しているわけではない。すなわち、本来このような場合には「非線形構造解析に基づく作用力」と「材料固有の強度」との比較によって安全性を照査するべきであると考えられるが、設計者に非線形解析を委ねる複雑さを避けた4.1の主旨に従い、強度の側に非線形性の影響を入れて評価し、これと微小変位解析に基づく作用力との比較で安全性を照査するという方針をとることとした。以上の理由から、本章では4.1による構造解析のもとで7章の限界状態の照査が行われることを前提として、対応する強度を適宜適切な形で示している。

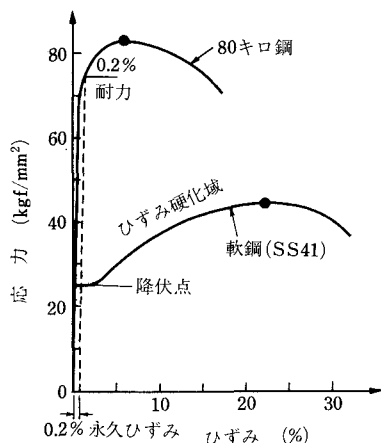
5.2 鋼材の強度

鋼材の強度は、表5.1に示す値を原則とする。

表5.1 設計強度 F (kgf/cm²)

鋼種	SS 41, SM 41, SMA 41, STK 41, STKR 41, SSC 41, SWH 41, SWH 41 L	SM 50, STK 50, STKR 50, SCW 50-CF	SM 50 Y, SM 53, SMA 50	SM 58, SMA 58	適用範囲
強度	2 400	3 200	3 600	4 600	厚さ 40 mm 以下のもの
	2 200	3 000	3 400	4 400	厚さ 40 mm を超えるもの

【解 説】 鋼材の引張試験から定まる応力-ひずみ曲線は、一般に、鋼材の種類、化学成分、製造方法等により変化する。たとえば、軟鋼であるSS 41と高張力鋼である80キロ鋼の、応力（公称応力）とひずみ（公称ひずみ）の関係を図示すると、解説図5.1のようになる。



解説 図 5.1 応力-ひずみ曲線

解説 図 5.1 に見られるように、鋼材によっては降伏点が明確でないものもある。その場合には残留ひずみが 0.2% になる応力度を持って耐力（降伏点強度相当）と定義している。

既存の設計基準では、このような応力-ひずみ曲線の特徴と構造物の特性を考慮し、設計強度を定めている。すなわち、設計強度を設定する方法には、鋼材の保証降伏点強度（SS 41 では 24 kgf/mm²）をもとにする方法、保証引張強さ（SS 41 では 41 kgf/mm²）をもとにする方法、保証降伏点強度と保証引張強さの両方をもとにする方法の三つの方法があり、既存の設計基準ではこれらのうちのいずれかをもとに設計強度が定められている。

本指針では、鋼材の保証降伏点強度を設計強度に選び、表 5.1 のように定めた。JIS に規定されている保証降伏点強度は、比較的小さな試験片について、速いひずみ速度で行われる試験で保証されている。同一圧延鋼材中の降伏点強度の分散はそれ程大きくはないが、形鋼材に見られるように無視し得る程小さな値でもない。さらに降伏点強度は試験時のひずみ速度が速い程、大きくなる。このため、保証降伏点強度は静的な载荷に対して、降伏点強度の下限値とは必ずしもいえない。しかし、静的な降伏点強度が保証降伏点を大きく下回ることはない。従来からの慣習にしたがい、本指針では保証降伏点強度を鋼材の設計強度として採用することとした。6 章に述べる安全率のごく一部は、静的な降伏点強度が保証降伏点強度を下回ることに對して、安全性を確保する役割を果たしていると考えてよい。材料強度に対する安全性は 6 章の安全率ではなく、本項で、対処するのがよく、今後に残された課題の一つである。

表 5.1 の設計強度を定めるにあたっては、JIS に規定されている板厚 16~40 mm の鋼板と板厚 40 mm を超える鋼板の保証降伏点強度をもとにし、代表的な鋼種のみを取り上げて強度を示している。これは、5.2.1 以降に示す鋼材の強度を道路橋示方書・同解説（日本道路協会）¹⁾に準拠して定めたためであり、表 5.1 に示した鋼種以外のものであっても責任技術者の判断により以下に示す鋼材の強度を準用することができる。ただし、板厚が 100 mm を超える鋼板を使用する場合には、十分な調査・研究が必要である。

5.2.1 構造用鋼材の強度

- (1) 構造用鋼材の軸方向引張強度、曲げ引張強度は式 (5.1) に示す値を標準とする。

$$\sigma_{tu} = F \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 σ_{tu} ：軸方向引張強度、曲げ引張強度 (kgf/cm²)

F ：表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm²)

- (2) 構造用鋼材の局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度は、式 (5.2) に示す値を標準とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cus} &= F & (\lambda \leq 0.2) \\ &= [1.0 - 0.545(\lambda - 0.2)] F & (0.2 < \lambda \leq 1.0) \\ &= \frac{1.0}{(0.773 + \lambda^2)} F & (1.0 < \lambda) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.2)$$

ここに、 σ_{cus} ：局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度 (kgf/cm²)

F ：表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm²)

λ ：細長比パラメータ、 $\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F}{E}} \cdot \frac{l}{r}$

l ：部材の有効座屈長 (cm) で、両端ピンの支持条件の場合の部材長 L (cm) を基準とし、部材両端の支持条件に応じて表 5.2 に示す値を標準とする。ただし、拘束が不十分と考えられる場合には、その値を合理的な値まで増大させるものとする。

表 5.2 部材の有効座屈長 l (cm) *

		1	2	3	4	5	6	
座屈波形が点線のような場合								
		有効座屈長 l の理論値	0.5L	0.7L	L	L	2L	2L
		有効座屈長 l の推奨値	0.65L	0.8L	1.2L	L	2.1L	2L
支持条件	上端	回転に対する条件	固定	自由	固定	自由	自由	固定
		水平変位に対する条件	固定	固定	自由	固定	自由	自由
	下端	回転に対する条件	固定	固定	固定	自由	固定	自由
		水平変位に対する条件	固定	固定	固定	固定	固定	固定

r ：部材の総断面の断面二次半径 (cm)

E ：表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm²)

(3) 構造用鋼材の曲げ圧縮強度は式 (5.3) に示す値を標準とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bus} &= F & (\alpha \leq 0.2) \\ &= [1.0 - 0.412(\alpha - 0.2)] F & (0.2 < \alpha \leq \sqrt{2}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.3)$$

ここに、 σ_{bus} ：曲げ圧縮強度 (kgf/cm²)

F ：表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm²)

α ：座屈パラメータ、 $\alpha = \frac{2}{\pi} K \sqrt{\frac{F}{E}} \cdot \frac{l}{b}$

$K=2$ ($A_w/A_c \leq 2$)

$$= \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} \quad (2 < A_w/A_c)$$

E : 表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm²)

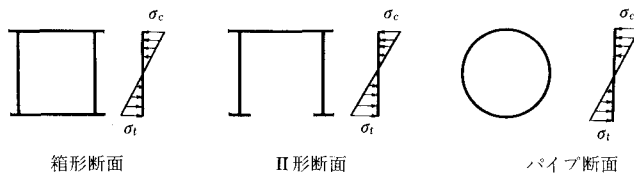
l : 圧縮フランジの固定点間距離 (cm)

b : 圧縮フランジ幅 (cm)

A_w : 腹板の総断面積 (cm²)

A_c : 圧縮フランジの総断面積 (cm²)

ただし、圧縮フランジがコンクリート版などで直接固定されている場合、および図 5.1 に示すような箱形断面、II 形断面、パイプ断面の場合には表 5.1 に示す設計強度を曲げ圧縮強度 σ_{buc} とすることができる。



ここに、 σ_c : 圧縮縁応力度、 σ_t : 引張縁応力度

図 5.1 断面の分類

(4) 圧縮応力を受ける鋼板の局部座屈強度は次の各項に示す値を標準とする。

1) 両縁支持板の局部座屈強度は、式 (5.4) に示す値を標準とする。ただし、プレートガーダーの腹板には適用しないものとする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cul} &= F \\ &= \frac{0.5}{R^2} F \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} (R \leq 0.7) \\ (0.7 < R) \end{array} \quad (5.4)$$

σ_{cul} : 局部座屈強度 (kgf/cm²)

F : 表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm²)

$$R : \text{幅厚比パラメータ, } R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k}} \cdot \sqrt{\frac{F}{E}} \cdot \frac{b}{t_f}$$

μ : 表 2.3 に示すポアソン比

k : 座屈係数, $k=4.0$

E : 表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm²)

b : 板の固定縁間距離 (cm) (図 5.2 参照)

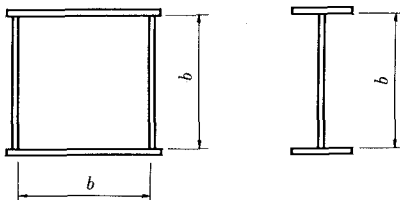


図 5.2 両縁支持板の固定縁間距離

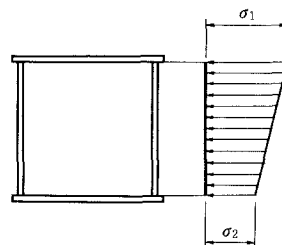


図 5.3 両縁支持板の縁応力度

t : 板厚 (cm)

f : 応力勾配による係数, $f=0.65\phi^2+0.13\phi+1.0$

ϕ : 応力勾配, $\phi=\frac{\sigma_1-\sigma_2}{\sigma_1}$ ($0\leq\phi\leq 2$)

σ_1, σ_2 : それぞれの板の両縁での縁応力度 (kgf/cm^2). ただし, 圧縮応力度を正とし, $\sigma_1\geq\sigma_2$ とする (図 5.3 参照).

2) 片縁支持板の局部座屈強度は, 式 (5.5) に示す値を標準とする.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cul} &= F & (R \leq 0.7) \\ &= \frac{0.5}{R^2} F & (0.7 < R) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.5)$$

ここに, σ_{cul} : 局部座屈強度 (kgf/cm^2)

F : 表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm^2)

R : 幅厚比パラメータ, $R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k}} \cdot \sqrt{\frac{F}{E}} \cdot \frac{b}{t}$

μ : 表 2.3 に示すポアソン比

k : 座屈係数, $k=0.425$

E : 表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm^2)

b : 自由突出幅 (cm) (図 5.4 参照)

t : 板厚 (cm)

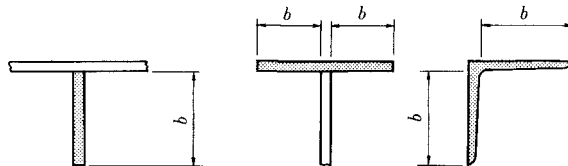


図 5.4 片縁支持板の自由突出幅

3) 補剛板の局部座屈強度は, 式 (5.6) に示す値を標準とする. ただし, プレートガーダーの腹板には適用しないものとする.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cul} &= F & (R_R \leq 0.5) \\ &= [1.0 - (R_R - 0.5)] F & (0.5 < R_R \leq 1.0) \\ &= \frac{0.5}{R_R^2} F & (1.0 < R_R) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.6)$$

ここに, σ_{cul} : 局部座屈強度 (kgf/cm^2). ただし, 8.3.1 に示す必要剛比以上の剛比を持つ補剛材が設けられていることが前提である.

F : 表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm^2)

R_R : 幅厚比パラメータ, $R_R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_R}} \cdot \sqrt{\frac{F}{E}} \cdot \frac{b}{t_f}$

μ : 表 2.3 に示すポアソン比

k_R : 座屈係数, $k_R = 4n^2$

E : 表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm²)

b : 補剛板の全幅 (cm) (図 5.5 参照)

t : 板厚 (cm)

n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数 ($n \geq 2$)

f : 応力勾配による係数, $f = 0.56 \left(\frac{\psi}{n}\right)^2 + 0.13 \left(\frac{\psi}{n}\right) + 1.0$

ψ : 応力勾配, $\psi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$ ($0 \leq \psi \leq 2$)

σ_1, σ_2 : それぞれの板の両縁での縁応力度 (kgf/cm²). ただし, 圧縮応力度を正とし, $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とする (図 5.5 参照)

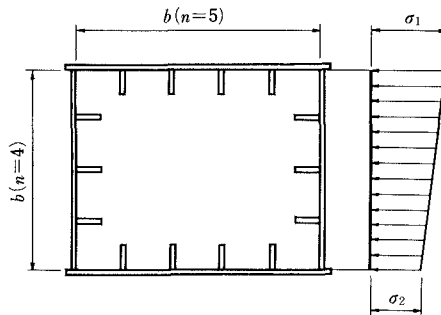


図 5.5 補剛板の全幅と縁応力度

(5) 構造用鋼材のせん断強度は式 (5.7) に示す値を標準とする.

$$\tau_u = \frac{F}{\sqrt{3}} \dots \dots \dots (5.7)$$

ここに, τ_u : せん断強度 (kgf/cm²)

F : 表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm²)

(6) せん断応力を受ける鋼板の局部座屈強度は式 (5.8) に示す値を標準とする.

$$\begin{aligned} \tau_{ul} &= \tau_u \quad (R_\tau \leq 1.0) \\ &= \frac{1}{R_\tau} \tau_u \quad (1.0 < R_\tau) \dots \dots \dots (5.8) \end{aligned}$$

ここに, τ_{ul} : 局部座屈強度 (kgf/cm²)

τ_u : 式 (5.7) に示すせん断強度 (kgf/cm²)

$$R_\tau : \text{幅厚比パラメータ, } R_\tau = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_\tau}} \cdot \sqrt{\frac{\tau_u}{E}} \cdot \frac{b}{t}$$

μ : 表 2.3 に示すポアソン比

$$k_\tau : \text{座屈係数, } k_\tau = 5.34 + 4.0 \left(\frac{b}{a}\right)^2 \quad \left(1 < \frac{a}{b}\right)$$

$$= 4.0 + 5.34 \left(\frac{b}{a}\right)^2 \quad \left(\frac{a}{b} \leq 1\right)$$

E : 表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm²)

- t : 板厚 (cm)
- b : 板の固定縁間距離 (横方向縁長) (cm) (図 5.6 参照)
- a : 板の固定縁間距離 (縦方向縁長) (cm) (図 5.6 参照)

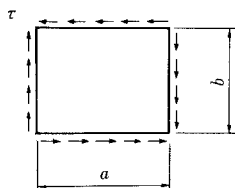


図 5.6 板の固定縁間距離

(7) 構造用鋼材の支圧強度は式 (5.9) に示す値を標準とする。

$$\sigma_p = 1.5F \dots\dots\dots (5.9)$$

ここに、

σ_p : 支圧強度 (kgf/cm²). ただし、平面と平面 (平面に近い円筒面や曲面を含む) とが接触する場合で、かつ、すべりが生じない場合についての値である。

F : 表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm²)

【解 説】 種々の不整や非線形応答が構造物の強度におよぼす影響は本質的には構造解析で考慮すべき問題である。しかし設計時の解析を簡単にするため、不整や非線形性の影響を解析ではなく、材料固有の強度を補正する形で安全性を確保するように強度を規定したのが本項の規定である。このため 4 章で規定したように、原則として不整のない構造物を微小変位理論で解析し、設計してよい。このような補正を加えることを前提にすれば、構造用鋼材の強度は、材質、製造方法、断面形状、残留応力・初期変形等の初期不整の存在、構造物の示す幾何学的非線形性、断面内の降伏点のバラツキ、応力-ひずみ曲線の形などの影響により大きく変化する。これらの不確定な要因のため、設計基準ごとに強度の表示方法・内容に差異がみられる。

本指針では、道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編)¹⁾を参考に、規定を一般化させ、鋼種によらない強度表示を採用している。以下に、構造用鋼材の設計強度の定め方の概要を記述する。なお、条文中で使用した記号については注記を付けず、そのまま用いている。

(1) 軸方向引張強度および曲げ引張強度は、表 5.1 に示す設計強度である保証降伏点強度 σ_y (kgf/cm²) としている。これは、設計強度を定めるときの考え方と整合させたためである。実際の引張試験では、解説図 5.1 に見られるように降伏点を超えた後もひずみ硬化により強度の向上が期待できるが、剛性の低下や残留変形の存在など部材に悪影響を及ぼす可能性を考え、保証降伏点強度を引張強度としている。

(2) 局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度は、解説図 5.2 に示すような軸方向圧縮力を受ける両端ピン支持の等断面部材の弾性座屈応力度 (オイラー座屈応力度)

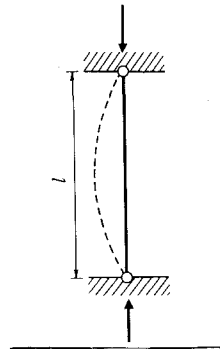
$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{(l/r)^2} \dots\dots\dots (\text{解 } 5.1)$$

を基礎に決定される。

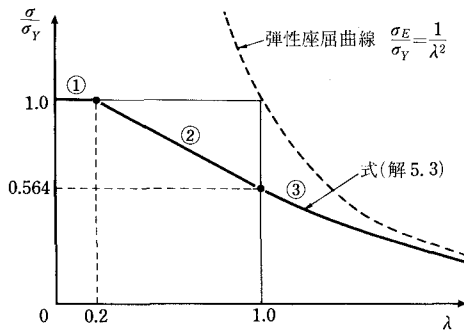
基準となる細長比パラメータを

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_E}} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \frac{l}{r} \dots\dots\dots (\text{解 } 5.2)$$

と定義し、 l を有効座屈長にとることにより部材両端の境界条件を考慮し、 σ_y/E によって鋼種の選定の目安をつけやすくしている。



解説 図 5.2 等断面圧縮部材



解説 図 5.3 圧縮部材の基準耐力曲線

設計に用いる軸方向圧縮強度は、初期変形や残留応力の影響を考慮し、弾性座屈応力度を低減させ、その上限値を保証降伏点強度にするように定められている。

道路橋示方書では、内外の実験および解析の結果をもとに、基準耐力曲線を鋼種によらない表示方法で

① $\lambda \leq 0.2$ のとき	$\frac{\sigma_{cug}}{\sigma_Y} = 1.0$	} ……………(解 5.3)
② $0.2 < \lambda \leq 1.0$ のとき	$\frac{\sigma_{cug}}{\sigma_Y} = 1.0 - 0.545(\lambda - 0.2)$	
③ $1.0 < \lambda$ のとき	$\frac{\sigma_{cug}}{\sigma_Y} = \frac{1.0}{0.773 + \lambda^2}$	

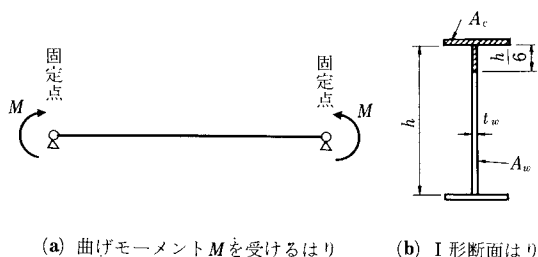
と定めている(解説 図 5.3 参照)。本指針では、この耐力曲線をもとに、式(解 5.3)の保証降伏点強度 σ_Y を設計強度 F に置き換え、右辺に移し、局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度としている。

式(解 5.3)に示す耐力曲線を実際の柱の強度が下回る確率はそれ程小さくなく、数パーセントの値と考えてよい。しかし、柱の耐力は、この耐力曲線と非超過確率を十分に小さな値に選んだ材料の設計強度 F との積で表わされるので、柱の耐力が本項の式(5.2)を下回る確率は十分に小さいと考えてよい²⁾。本項の式(5.3)以降、および次項 5.2.2 に示す式についても同じことが成り立つ。

式(5.2)に示す局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度は、両端がピン支持である等断面部材を想定して定められた強度であるので、部材両端の支持条件がピン支持でない場合にはピン支持と見なせるような長さすなわち有効座屈長の決定が、等断面でない変断面部材の場合には特別な配慮(たとえば、等価な等断面部材を考慮すること)が、それぞれ必要となる。

(3) 曲げ圧縮強度は、圧縮フランジの固定点においてはりが単純支持され、等断面はりの両端に等曲げモーメントが作用したときのはりの弾性横倒れ座屈応力度をもとにしている。一般には、解説 図 5.4 に示すような横倒れ座屈が問題となる I 形断面を持つ部材を対象に、圧縮フランジとこれにつながる腹板の高さの 1/6 部分(解

説 図 5.4 (b) 参照) を取り出して、これを圧縮力を受ける部材とみなして横方向の弾性曲げ座屈応力度を求め、横倒れ座屈応力度としている。すなわち、はりの弾性横倒れ座屈応力度を、式 (解 5.1) の弾性座屈応力度の式をもとに



解説 図 5.4 等曲げを受ける等断面はり

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{\left(l / \left(\frac{b}{2K}\right)\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{4K^2} \left(\frac{b}{l}\right)^2 \dots\dots\dots (解 5.4)$$

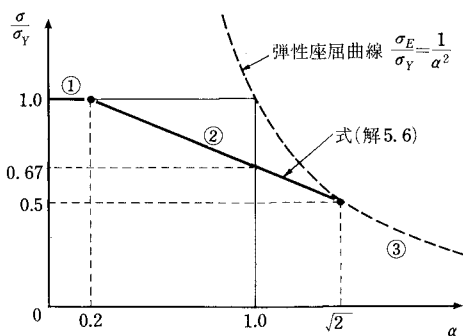
と近似している。さらに、横倒れ座屈に関する無次元パラメータを

$$\alpha = \sqrt{\frac{\sigma_Y}{\sigma_E}} = \frac{2}{\pi} K \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \cdot \frac{l}{b} \dots\dots\dots (解 5.5)$$

と定義した上で、残留応力や初期変形の影響を考慮し、弾性横倒れ座屈応力度を低減させ、曲げ圧縮強度を定めている。

道路橋示方書では、実験結果をもとに、基準耐力曲線を式 (解 5.6) のように規定している (解説 図 5.5 参照)。

- ① $\alpha \leq 0.2$ のとき $\frac{\sigma_{buck}}{\sigma_Y} = 1.0$
 - ② $0.2 < \alpha \leq \sqrt{2}$ のとき $\frac{\sigma_{buck}}{\sigma_Y} = 1.0 - 0.412(\alpha - 0.2)$
 - ③ $\sqrt{2} < \alpha$ のとき 使用しない
- } (解 5.6)



解説 図 5.5 はりの基準耐力曲線

本指針では、式 (解 5.6) をもとに、 σ_Y に設計強度 F を用いて曲げ圧縮強度を定めている。したがって、はりの曲げモーメント分布が一定でない場合や変断面はりの場合には特別な配慮が必要である (7.2.2 参照)。また、固定点の支持条件にも十分注意する必要がある。

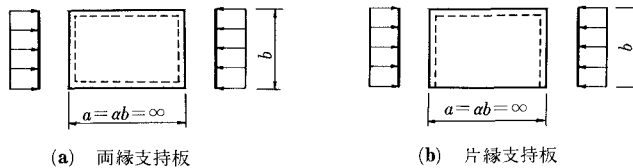
(4) 圧縮応力を受ける板および補剛板の局部座屈強度は、解説 図 5.6 に示すような等分布圧縮応力を受ける板厚一定の矩形板の弾性座屈応力度

$$\sigma_E = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \dots\dots\dots (解 5.7)$$

をもとに、基準となる幅厚比パラメータを

$$R = \sqrt{\frac{\sigma_Y}{\sigma_E}} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \cdot \frac{b}{t} \dots\dots\dots (解 5.8)$$

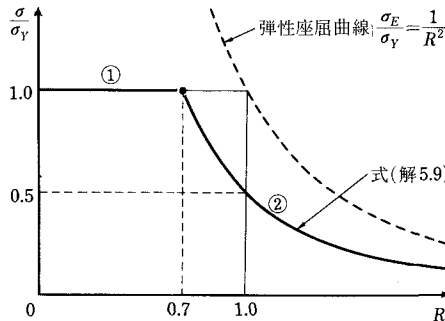
と定義し、残留応力や初期変形の影響による局部座屈強度の低下を見込んで式(解 5.7)の弾性座屈応力度を低減させ定めている。



解説 図 5.6 圧縮応力を受ける板

道路橋示方書では、両縁支持板および片縁支持板の基準耐荷力曲線を

$$\begin{aligned} \text{① } R \leq 0.7 \text{ のとき } & \frac{\sigma_{cul}}{\sigma_Y} = 1.0 \\ \text{② } 0.7 < R \text{ のとき } & \frac{\sigma_{cul}}{\sigma_Y} = \frac{0.5}{R^2} \quad (\sigma_{cul} = 0.5\sigma_E) \end{aligned} \dots\dots\dots (解 5.9)$$



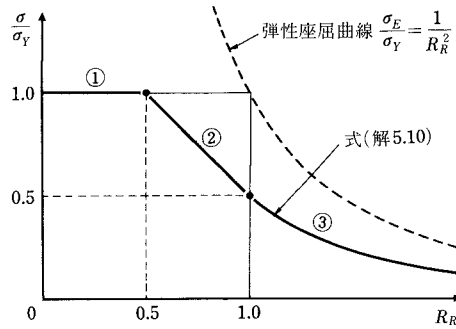
解説 図 5.7 圧縮板の基準耐荷力曲線

と定めている(解説 図 5.7 参照)。ここに、式(解 5.7)における座屈係数の値は、 $a = \infty$ のときを考え最小値をとり、両縁支持板の場合には $k=4.0$ 、片縁支持板の場合には $k=0.425$ としている。

一方、圧縮応力を受ける補剛板の耐荷力曲線については、使用される板要素の板厚が薄く、溶接による残留応力・初期変形などの初期不整の影響により耐荷力が低下すること、および補剛材ではさまれた板を両縁支持板と同様に扱うほど大きい剛度を持った補剛材が配置されていないことから、道路橋示方書では実験結果をもとに幅厚比パラメータが $0.5 < R_R \leq 1.0$ の領域で両縁支持板よりも耐荷力を低減させている。すなわち、補剛板の基準耐荷力曲線を

$$\begin{aligned} \text{① } R_R \leq 0.5 \text{ のとき } & \frac{\sigma_{cul}}{\sigma_Y} = 1.0 \\ \text{② } 0.5 < R_R \leq 1.0 \text{ のとき } & \frac{\sigma_{cul}}{\sigma_Y} = 1.5 - R_R \\ \text{③ } 1.0 < R_R \text{ のとき } & \frac{\sigma_{cul}}{\sigma_Y} = \frac{0.5}{R^2} \quad (\sigma_{cul} = 0.5\sigma_E) \end{aligned} \dots\dots\dots (解 5.10)$$

と定めている(解説 図 5.8 参照)。ただし、補剛材は等間隔に配置され、8.3.1 に示す必要剛比以上の剛比を持



解説 図 5.8 補剛板の基準耐力曲線

補剛材が設置されていることが前提である。

以上の板および補剛板の基準耐力曲線は、純圧縮応力状態を対象としているため、応力勾配がある場合については特別な配慮が必要となる。道路橋示方書では、座屈係数 k 、安全率 ν 、幅厚比パラメータ R (または R_R) の3つのパラメータを用いて応力勾配のある場合に対応している³⁾。まず、座屈係数については弾性座屈理論にもとづいて応力勾配に応じた値が求まる。安全率については、純圧縮応力を受ける場合の安全率を1.7とし、応力勾配が大きい場合には弾性座屈応力は実際の耐力を過小評価することを考慮して、この種の誤差を安全率で補正するという便法を採用している。すなわち、応力勾配 ψ が $\psi=1$ の場合には安全率1.55に、 $\psi=2$ の場合(純曲げ)には安全率を1.4に低減し、弾性座屈理論による誤差を補正している。さらに、幅厚比パラメータについては、純圧縮応力を受ける板の場合には、幅厚比パラメータ $R_{cr}=0.7$ のところで局部座屈強度と保証降伏点強度とが一致する。純曲げを受ける板の場合 ($\psi=2$) には、残留応力や初期変形の影響が無視できると考えられるので、幅厚比パラメータが $R_{cr}=1.0$ のときに局部座屈強度と保証降伏点強度とが一致する。その中間状態である $\psi=1$ に対しては、 $R_{cr}=0.85$ としている。これら3つの要因を幅厚比に対する補正パラメータと考え、応力勾配がある場合の幅厚比を、応力勾配 $\psi=0$ の場合に比較して f 倍できるとみなして、式(解5.8)より、

$$f = \frac{R_{cr}(\psi=\psi)}{R_{cr}(\psi=0)} \cdot \sqrt{\frac{k(\psi=\psi)}{k(\psi=0)}} \cdot \sqrt{\frac{\nu(\psi=0)}{\nu(\psi=\psi)}} \dots\dots\dots (解 5.11)$$

とおき、解説 表 5.1 に示すように $\psi=0, 1, 2$ のときの値を計算し、その他の ψ については、 f を2次放物線で補間し、

$$f = 0.65\psi^2 + 0.13\psi + 1.0 \dots\dots\dots (解 5.12)$$

と定めている³⁾。

解説 表 5.1 圧縮応力を受ける両縁支持板の幅厚比補正係数⁵⁾

(両縁支持板)	(純圧縮)	(圧縮と曲げ)	(純曲げ)
応力勾配 $\psi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$	$\psi=0$	$\psi=1$	$\psi=2$
座屈係数 k	$k=4.0$	$k=7.81$	$k=23.9$
座屈パラメータ $R=0.7+0.15\psi$	$R=0.7$	$R=0.85$	$R=1.0$
安全率 $\nu=1.7-0.15\psi$	$\nu=1.7$	$\nu=1.55$	$\nu=1.40$
応力勾配による補正係数 $f=0.65\psi^2+0.13\psi+1.0$	$f=1.0$	$f=1.78$	$f=3.85$

なお、片縁支持板の場合には、応力勾配の影響がそれほど大きくないため、 f を使用せず、純圧縮応力を受ける場合の基準耐力曲線をそのまま用いている。補剛板については、残留応力や初期変形の影響が両縁支持板と異なるが、式(解5.12)の f を準用することとしている。

(5) 構造用鋼材のせん断強度は、ミーゼスの降伏条件に基づくせん断降伏強度

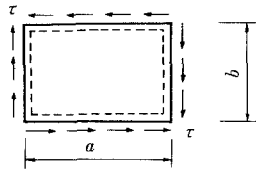
$$\tau_v = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots (解 5.13)$$

より定めた。ここに、 σ_y としては設計強度 F を用いる。

(6) せん断応力を受ける板の局部座屈強度は、4 辺が単純支持され、一様なせん断応力を受ける板厚一定の矩形板の弾性座屈強度

$$\tau_E = k_\tau \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \dots\dots\dots (解 5.14)$$

をもとに、基準となる幅厚比パラメータ



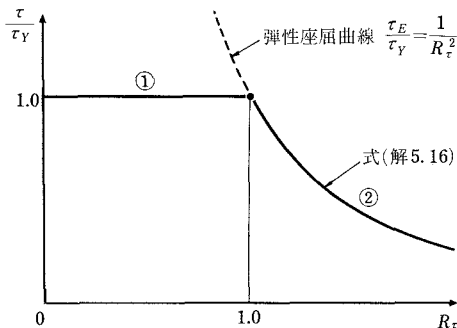
解説 図 5.9 せん断応力を受ける板

$$R_\tau = \sqrt{\frac{\tau_v}{\tau_E}} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_\tau}} \cdot \sqrt{\frac{\tau_v}{E}} \cdot \frac{b}{t} \dots\dots\dots (解 5.15)$$

を定義し、残留応力や初期変形の影響は少ないと考え、弾性座屈強度を低減させずに、その上限値を保証降伏点強度にするように定めた。すなわち、せん断応力を受ける板の耐力曲線は

$$\left. \begin{array}{l} \text{① } R_\tau \leq 1.0 \text{ のとき } \frac{\tau_{ul}}{\tau_v} = 1 \\ \text{② } 1.0 < R_\tau \text{ のとき } \frac{\tau_{ul}}{\tau_v} = \frac{1}{R_\tau^2} \quad (\tau_{ul} = \tau_E) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (解 5.16)$$

となる(解説 図 5.10 参照)。ここに、 τ_v としては式(解5.13)の値を用いる。



解説 図 5.10 せん断応力を受ける板の基準耐力曲線

せん断応力を受ける板の耐力は、弾性座屈強度では過小評価することになることも考えられるが、本指針では式(解5.16)のように定めた。

(7) 構造用鋼材の支圧強度は、支圧応力を受ける部分が周囲の拘束により降伏に伴う塑性流動が起こりにくくなり、保証降伏点強度以上の強度が期待できるため、保証降伏点強度の 50% 増しとし、

$$\sigma_p = 1.5\sigma_y \dots\dots\dots (解 5.17)$$

と定めた。ここに、 σ_y の値としては設計強度 F を用いる。

なお、球面（または円筒面）と平面が微小面で接触するときの支圧強度をヘルツの公式を用いて算出する場合には、関連する設計基準（たとえば、道路橋示方書¹⁾）の規定を準用することになる。

以上のように、本節では構造用鋼材の強度を道路橋示方書に準拠して定めたわけであるが、鋼材として SM 58 および SMA 58 を用いる場合に道路橋示方書の規定と差が生じる。道路橋示方書では、SM 58 および SMA 58 については、保証引張強さと保証降伏点強度との比が他の鋼材に比べて小さいことを考慮し、強度の上限値を式 (5.1)～(5.9) で与えられる各強度の上限値の 96 % におさえている。

また、高張力鋼である HT 70、HT 80 などについては、本指針では強度を規定していないので、別途関連する設計基準（たとえば、本州四国連絡橋公団の設計基準⁴⁾）に準拠する必要がある。

5.2.2 鋼管の強度

(1) 鋼管の軸方向引張強度および曲げ引張強度、局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度は、それぞれ 5.2.1(1)、(2) 項によるものとする。鋼管の曲げ圧縮強度は表 5.1 に示す設計強度を標準とする。

(2) 圧縮応力を受ける鋼管の局部座屈強度は、式 (5.10) に示す値を標準とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cul} &= F && (R_t \leq 0.091) \\ &= \left(0.665 + \frac{0.0304}{R_t}\right) F && (0.091 < R_t \leq 0.355) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.10)$$

ここに、 σ_{cul} ：鋼管の局部座屈に対する圧縮強度 (kgf/cm²)

F ：表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm²)

R_t ：径厚比パラメータ、 $R_t = 1.65 \cdot \frac{F}{E} \cdot \frac{r}{t f}$

E ：表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm²)

t ：鋼管の板厚 (cm)

r ：鋼管の半径（中心から外縁までの距離）(cm)

f ：応力勾配による係数、 $f = 1 + \frac{\psi}{10}$

ψ ：応力勾配、 $\psi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$ ($0 \leq \psi \leq 2$)

σ_1 ：曲げにより、鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (kgf/cm²)。ただし、符号は圧縮応力度を正とする。

σ_2 ：曲げにより、鋼管に引張が生じる側の合応力度 (kgf/cm²)。ただし、符号は圧縮応力度を正とする。

(3) 鋼管のせん断強度は、環補剛材またはダイヤフラムを設けた場合、式 (5.11) に示す値を標準とする。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{tu} &= \tau_u && (R_\tau \leq 0.64) \\ &= \frac{0.57}{(R_\tau)^{\frac{5}{4}}} \tau_u && (0.64 < R_\tau \leq 1.44) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.11)$$

ここに、 τ_{tu} ：鋼管のせん断強度 (kgf/cm²)

τ_u ：式 (5.7) に示すせん断強度 (kgf/cm²)

R_t ：径厚比パラメータ、 $R_t = 2.52 \sqrt[4]{\frac{\tau_u}{E}} \cdot \frac{r}{t}$

E ：表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm²)

r ：鋼管の半径 (中心から外縁までの距離) (cm)

【解 説】 鋼管の強度の規定は、道路橋示方書¹⁾の規定を参考に定めた。

(1) 鋼管の軸方向引張強度、局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度については、それぞれ対応する鋼材の強度と同じである。鋼管の曲げ圧縮強度については、鋼管の場合横倒れ座屈の生じる恐れがないので、保証降伏点強度である設計強度を採用した。

(2) 鋼管の局部座屈強度については、AISI⁶⁾の規定を参考に軸方向圧縮力を受ける中位の長さの等断面鋼管の弾性座屈応力度

$$\sigma_E = 0.605 E \cdot \frac{t}{r} \dots\dots\dots (解 5.18)$$

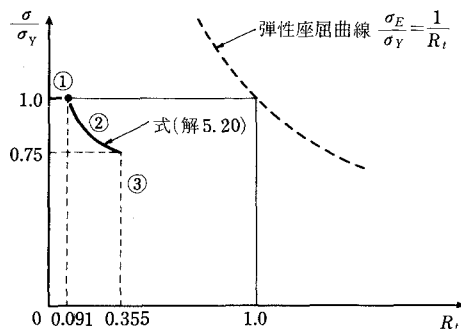
を求め、基準となる径厚比パラメータを

$$R_t = \frac{\sigma_Y}{\sigma_E} = 1.65 \cdot \frac{\sigma_Y}{E} \cdot \frac{r}{t} \dots\dots\dots (解 5.19)$$

と定義し、実験結果をもとに初期変形や残留応力などの初期不整の影響を考慮して

- ① $R_t \leq 0.091$ のとき $\frac{\sigma_{cul}}{\sigma_Y} = 1.0$
- ② $0.091 < R_t \leq 0.355$ のとき $\frac{\sigma_{cul}}{\sigma_Y} = 0.665 + \frac{0.304}{R_t}$
- ③ $0.355 < R_t$ のとき 使用しない

と定めている (解説 図 5.11 参照)。鋼管の純曲げに対する局部座屈強度は、純圧縮応力を受ける場合に比べて 20~30% 大きいことが実験結果から分っているので、応力勾配によって径厚比を直線的に低減させている。弾性座屈応力度に比べて局部座屈強度がかなり小さくなっている理由は、鋼管では、初期変形や残留応力などの初期不整の影響が板要素に比べて大きいことによる。



解説 図 5.11 鋼管の局部座屈強度曲線

(3) 鋼管のせん断強度は、ねじりモーメントを受ける等断面鋼管の初期変形を考慮した弾性座屈応力度

$$\tau_E = 0.733 E \left(\frac{t}{r} \right)^{\frac{5}{4}} \left(\frac{r}{l_g} \right)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (解 5.21)$$

をもとに、基準となる径厚比パラメータを

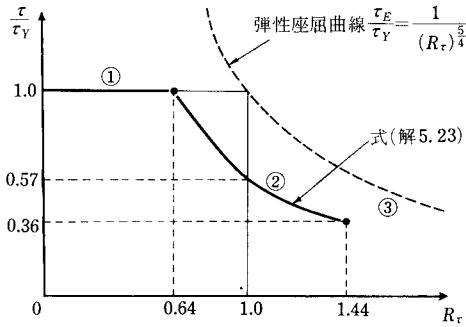
$$R_\tau = \sqrt[4]{\frac{\tau_Y}{\tau_E}} = 1.23 \sqrt[2]{\frac{l_s}{r}} \cdot \sqrt[4]{\frac{\tau_Y}{E}} \cdot \frac{r}{t} \dots\dots\dots (解 5.22)$$

と定義し、安全性のレベルを道路橋示方書に一致させるように（基本となる安全率を1.7にしている）

$$\begin{aligned} \text{① } R_\tau \leq 0.64 \text{ のとき} & \quad \frac{\tau_{tu}}{\tau_Y} = 1 \\ \text{② } 0.64 < R_\tau \leq 1.44 \text{ のとき} & \quad \frac{\tau_{tu}}{\tau_Y} = \frac{0.57}{(R_\tau)^4} \quad (\tau_{tu} = 0.57 \tau_E) \\ \text{③ } 1.44 < R_\tau \text{ のとき} & \quad \text{使用しない} \end{aligned} \dots\dots\dots (解 5.23)$$

と定めた（解説 図 5.12 参照）。ここに、 l_s は環補剛材あるいはダイヤフラムの間隔であり、最大間隔が鋼管の外径の3倍（ $6r$ ）と定められているので、 $l_s/r=6$ として、せん断強度を算出している。

しかしながら、道路橋示方書では、式（解 5.23）の代りに簡略式を用いているので、本指針の強度とは若干差が見られる。さらに、道路橋示方書では、 $r/t \leq 3.0$ の範囲にある場合には、設計・製作上の便宜を考慮して補剛材を省略できるものとし、この場合の鋼管のせん断強度を SS 41, SM 41, SMA 41, STK 41 では 850 kgf/cm^2 、SM 50, STK 50 では 1000 kgf/cm^2 と定めている。



解説 図 5.12 鋼管のせん断強度曲線

5.2.3 溶接部および接合用鋼材の強度

(1) 応力を伝える溶接部の強度は、各鋼種に適合する溶接棒を使用し、かつ溶接技量有資格者により十分な施工管理・品質管理が行われる場合、接合される母材の設計強度（表 5.1 に示される値）をとることができる。

ただし、強度の異なる鋼材を接合する場合には、強度の低い鋼材に適合する溶接棒を使用し、強度の低い鋼材の設計強度を溶接部の強度とする。

(2) 高力ボルトの強度は次の各項に示す値を標準とする。

1) 摩擦接合用高力ボルトのすべり耐力は表 5.3 に示す値を標準とする。

表 5.3 摩擦接合用高力ボルトのすべり耐力 P_u (kgf)
(1 ボルト 1 摩擦面あたり)

ねじの呼び	ボルトの等級	F 8 T	F 10 T
	M16		3 400
M20		5 300	6 600
M22		6 600	8 200
M24		7 700	9 500

- 2) 摩擦接合継手は接合面に引張力を生じさせないように設計するのを原則とするが、構造上の理由により、引張力が作用するような設計を採用する場合には、すべり耐力を式 (5.12) にしたがって低減させるものとする。この場合には、接合面の板の局部変形に注意する必要がある。

$$P_0 = P_u (1 - N_0 / N) \dots\dots\dots (5.12)$$

ここに、 P_0 ：引張力を同時に受ける摩擦接合用高力ボルト1本、1摩擦面あたりのすべり耐力 (kgf)

P_u ：高力ボルト1本、1摩擦面あたりのすべり耐力 (kgf)

N ：設計ボルト引張力 (kgf)， $N = \alpha \sigma_y A_e$

α ：保証降伏点強度に対する比率で、F 8 T に対して 0.85，F 10 T に対して 0.75

σ_y ：ボルトの保証降伏点強度 (kgf/cm²) で、F 8 T に対して 6 400 kgf/cm²，F 10 T に対して 9 000 kgf/cm²

A_e ：ねじ部の有効断面積 (cm²)

N_0 ：高力ボルト1本に加わる引張力 (kgf)。ただし、 $N_0 < N$

- 3) 引張接合用高力ボルトの引張耐力は表 5.5 に示す値を標準とする。

表 5.4 引張接合用高力ボルトの引張耐力 (kgf)

ねじの呼び	ボルトの等級	
	F 8 T	F 10 T
M16	8 500	10 600
M20	13 300	16 500
M22	16 500	20 500
M24	19 200	23 800

- 4) 支圧接合用高力ボルトのせん断強度および支圧強度はそれぞれ表 5.5 および表 5.6 に示す値を標準とする。

表 5.5 支圧接合用高力ボルトのせん断強度 (kgf/cm²)

ボルトの等級	B 8 T	B 10 T
強 度	2 600	3 300

表 5.6 支圧接合用高力ボルトの支圧強度 (kgf/cm²)

鋼 種	SS 41, SM 41, SMA 41	SM 50	SM 50 Y, SM 53, SMA 50	SM 58, SMA 58
強 度	4 100	5 400	6 100	7 800

- (3) 普通ボルトの引張強度、せん断強度および支圧強度は表 5.7 に示す値を標準とする。

表 5.7 普通ボルトの引張強度、せん断強度および支圧強度 (kgf/cm²)

強度の種類	ボルトの等級
	4 T
引張強度	2 000
せん断強度	1 500
支圧強度	3 200

(4) リベットのせん断強度および支圧強度は、それぞれ表 5.8 および表 5.9 に示す値を標準とする。

表 5.8 リベットのせん断強度 (kgf/cm²)

リベット材	SV 34	SV 41
工場リベット	1 900	2 600
現場リベット	1 700	2 200

表 5.9 リベットの支圧強度 (kgf/cm²)

接合する鋼種	SS 41, SM41, SMA 41	SM 50, SM 50 Y, SM 53, SMA 50	SM 58, SMA 58
リベット材	SV 34, SV 41	SV41	
工場リベット	4 100	5 400	
現場リベット	3 600	4 800	

(5) アンカーボルト、ピンおよび仕上げボルトの強度はそれぞれ表 5.10 に示す値を標準とする。

表 5.10 アンカーボルト、ピンおよび仕上げボルトの強度 (kgf/cm²)

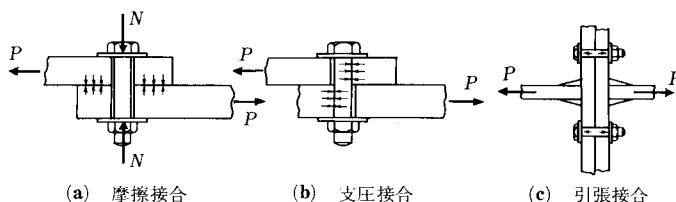
鋼 種		SS 41	SS 50, S 30 C	S 35 C
せん断強度	アンカーボルト	1 000	1 200	1 400
	ピン	1 700	2 000	2 400
	仕上げボルト	1 500	1 800	2 000
曲げ強度	ピン	3 200	3 900	4 400
支圧強度	仕上げボルト	3 600	4 300	4 800
	ピン (回転を伴わない場合)	3 600	4 300	4 800
	ピン (回転を伴う場合)	1 800	2 100	2 400

【解 説】 (1) 応力を伝える溶接部の強度は、道路橋示方書¹⁾等の考え方を踏襲して、接合される母材の設計強度をとることができるとした。

溶接部で伝える応力は、特別な場合を除いて、全断面溶込みグループ溶接では、引張応力・圧縮応力・せん断応力であり、部分溶込み溶接とすみ肉溶接ではせん断応力である (9.2 参照)。

また、従来の現場溶接では、施工環境が工場よりも劣るとの判断から、溶接部の強度を設計強度の 90 % にすることを原則としていたが、施工管理・品質管理が十分に行われるようになってきた現状を考慮し、工場溶接と同等以上の品質が保証される場合には、設計強度まで期待できるものとした。

(2) 高力ボルトの強度は、道路橋示方書の規定を参考に行っている。高力ボルトによる接合法には、ボルト軸直角方向の力を伝える摩擦接合・支圧接合に加えて、高い引張強さを利用してボルト軸方向の力を伝える引張接合がある。



解説 図 5.13 高力ボルト接合の種類¹⁾

1) 摩擦接合用高力ボルトの1ボルト1摩擦面あたりのすべり耐力 P_u は、式(解5.24)のように表わされる。

$$P_u = \mu N \dots\dots\dots (解 5.24)$$

ここに、 μ : すべり係数、 $\mu = 0.4$

N : 設計ボルト引張力 (kgf) で、式(5.12)の記号と同じ。

である。摩擦接合は、上記の設計ボルト引張力をボルトに加えることにより継手材を圧着して、継手材間に生じる摩擦力により、せん断応力を伝える継手である。

2) 摩擦接合継手の接合面には引張力を生じさせないように設計するのが原則であるが、構造上の理由により引張力が作用する場合には、すべり耐力を低減させることとした。この場合には、接合面の局部変形を起こさないようにリブなどで補剛することが望ましい。

3) 高力ボルトの引張接合は、設計上検討すべき点が残されているが、高力ボルト引張接合の接合部の高い剛性と耐力に着目し、施工性、経済性に富む継手であることを考慮して、内外の設計基準(たとえば、鋼構造設計規準⁷⁾)を参考に強度を定めた。

4) 支圧接合用高力ボルトのせん断強度は、道路橋示方書を参考に定めており、B8TおよびB10Tに対して高力ボルトの保証引張強さの0.57倍(保証引張強さに対する安全率が3)としている。

支圧強度については、疲労試験の結果より、降伏点強度を上回る強度が期待できるので、道路橋示方書の規定に準拠し、支圧強度を保証降伏点強度の1.7倍とした。

(3) 普通ボルトの強度は、現場リベットで使用されている値をそのまま用いている。本指針では、国鉄建造物設計標準解説(土木学会)⁸⁾を参考に、保証引張強さ(tf/cm²)に応じた名称を持つ4Tを取り上げ、4Tについての設計強度を示した。

(4) リベットの強度は、道路橋示方書を参考に定めた。すなわち、せん断強度についてはリベット材の引張強度の80%とし、支圧強度については接合する鋼種の保証降伏点強度の1.7倍としている。

(5) アンカーボルト、ピンおよび仕上げボルトの強度は、慣用的に使用されている道路橋示方書の値を参考にしている。

5.2.4 鋳鍛造品の強度

鋳鍛造品の強度は表5.11に示す値を標準とする。

表 5.11 鋳鍛造品の強度 (kgf/cm²)

鋳鍛造品の種類		鍛 鋼 品		鋳 鋼 品			合 金 鋼		鋳 鉄 品		
		SF 50 A	SF 55 A	SC 46, SCW 42	SCW 49, SCMn 1 A	SCMn 2 A	S 30 C	S 35 C	FC 15	FC 25	FCD 40
軸方向強度	引 張	2400	2900	2400	2900	3200	2900	3200	700	1000	2400
	圧 縮	2400	2900	2400	2900	3200	2900	3200	1400	2000	2400
曲 げ 強 度	引 張	2400	2900	2400	2900	3200	2900	3200	700	1000	2400
	圧 縮	2400	2900	2400	2900	3200	2900	3200	1400	2000	2400
せん断強度		1400	1700	1400	1700	1900	1700	1900	500	900	1400
支圧強度	すべりのない平面接触	3600	4300	3600	4300	4800	4300	4800	1400	2000	3600
	すべりのある平面接触	1800	2100	1800	2100	2400	2100	2400	700	1000	-

注) 圧縮強度は座屈を考慮しない場合の値である。

【解 説】 鋳鍛造品の強度は、道路橋示方書・同解説(Ⅱ鋼橋編)¹⁾2.2.2を参考に定めた。表5.11において、SC46(引張強さ46kgf/mm²)に対してSS41と同じ強度を用いるのは不合理と考えられるが、鋳鋼品は一般に材料の不均質性が大きく、その確認も難しいので、SS41と同じ強度が用いられている。

このように鋳鍛造品の強度の中には、その力学的性質を考慮して、解説表5.2のように分類され、構造用鋼

材の強度と同じ値がとられているものがある。

解説 表 5.2 鑄鍛造品の強度のグループ分け

種 類		グループ	SS 41 グループ	SS 50 グループ	SM 50 グループ
圧	延	鋼	SS 41, SM 41	SS 50	SM 50
鍛	鋼	品	SF 50 A	AF 55 A	—
鑄	鋼	品	SC 46, SCW 42	SCW 49, SCMn 1 A	SCMn 2 A
合	金	鋼	—	S 30 C	S 35 C

また、支圧強度をヘルツの理論を用いて算出する場合には、道路橋示方書¹⁾等の関連する設計基準に準拠するものとする。

5.2.5 棒鋼の強度

鉄筋コンクリート用棒鋼の強度は表 5.12 に示す値を標準とする。

表 5.12 鉄筋コンクリート用棒鋼の強度 (kgf/cm²)

強度の種類	棒鋼の種類	SR 24	SD 30 A SD 30 B	SD 35
	引張強度 圧縮強度		2 400	3 000

【解 説】 JIS G 3112 の保証降伏点強度を鉄筋コンクリート用棒鋼の設計強度として採用した。

5.3 コンクリートの強度

コンクリートの限界圧縮強度、限界引張強度、限界曲げ強度、限界付着強度および限界支圧強度は、材令 28 日における試験強度の保証値に一定の低減係数を乗じて定めることを原則とし、構造物の使用目的、主な荷重の作用する時期および施工計画等によっては、適切な材令の試験強度の保証値に同じ低減係数を乗じて定めてもよい。ただし、試験強度が得られない場合には、一般の普通コンクリートに対して、材令 28 日での圧縮試験強度の保証値に基づいて各強度を求めることができる。

【解 説】 コンクリートの強度の定め方を、コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会)⁸⁾に準拠して定めた。ただし、本指針では、鋼材の限界強度 (引張の保証降伏点強度を設計強度とする) と力学的・確率統計的観点から等価なコンクリートの強度を並列的に示すよう配慮している。

参考までに、道路橋示方書・同解説 (Ⅲ. コンクリート橋編)⁹⁾の 3.2.1 を参考に、鉄筋コンクリート部材のコンクリートの限界強度を材令 28 日での圧縮試験強度の保証値をもとに計算すると、解説 表 5.3 の値が得られる。

なお、コンクリート標準示方書では、コンクリートの強度を定めるにあたっての注意事項を下記のように与えている。

コンクリートが適切に養生されている場合、その圧縮強度は材令とともに増加し、一般の構造物では、標準養生を行った供試体の材令 28 日における圧縮強度以上のものが期待できる。このことから、コンクリートの設計

解説 表 5.3 コンクリートの強度 (kgf/cm²)

材令 28日での圧縮試験強度の保証値		σ_{ck}
曲げ圧縮強度		$0.57 \sigma_{ck}$
軸方向圧縮強度		$0.5 \sigma_{ck}$
せん断強度		$0.03 \sigma_{ck}$
付着強度	普通丸鋼	$0.05 \sigma_{ck}$
	異形棒鋼	$0.1 \sigma_{ck}$

注) 解説 表 5.3 の各強度は道路橋示方書・同解説 (Ⅲ. コンクリート橋編) 3.2.1 に示されている値を 1.7 倍し、数値を丸め、本指針の他の章との間の整合性をとるように配慮されている。

基準強度を材令 28 日における圧縮試験強度の保証値としている。ここに、保証値は、この保証値より小さい試験値の得られる確率が 5% になるように選ばれている。本指針では、設計強度は設計に用いる限界強度を意味し、実際に使われる材料の強度が設計強度を下回る確率は 5% より十分に小さくなるように選んでいる。このため本指針の設計強度とコンクリート標準示方書の設計基準強度とは異った意味で使われている。一つ指針なかで混乱をさけるために、コンクリート標準示方書で使われている設計基準強度を避け、本指針では本来の意味である材令 28 日での圧縮試験強度の保証値を用いている。

また、コンクリートの強度は、試験時の材令、試験までの養生状態、供試体の形状と寸法、載荷状態などの違いによってその値が変化する。そこで、各強度試験は JIS 規格に基づいてなされる。すなわち、コンクリートの圧縮強度試験、引張強度試験および曲げ強度試験は、それぞれ JIS A 1108, JIS A 1113 および JIS A 1106 に基づいており、供試体の作り方については JIS A 1132 によっている。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (Ⅰ共通編, Ⅱ鋼橋編), 1980年2月.
- 2) Fumio Nishino, Akio Hasegawa, Chitoshi Miki and Yozo Fujino : A Fractile-Based Reliability Structural Design, Proceedings of Japan Society of Civil Engineers, No.326, October 1982.
- 3) 金井道夫：道路橋示方書 Ⅱ鋼橋編改訂の背景と運用 (第2回), 橋梁と基礎, 1981年3月.
- 4) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説, 1980年6月.
- 5) 成瀬輝男・松下貞義：鋼構造の設計 (新体系土木工学 38), 技報堂出版, 1986年11月.
- 6) AISI : Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, 1968.
- 7) 日本建築学会：鋼構造設計規準, 1973年5月.
- 8) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編, 施工編], 1986年10月.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (Ⅲコンクリート橋編), 1983年1月.