

第 1 編 調査研究編

§ 1 概要

本編は、部材耐力の部分係数を求めて保有性能を求めて構造部材の安全性を評価する手法に関する調査研究成果の中で、今後の部分係数算出方法の参考となる手法について取りまとめたものである。性能照査型の設計法では、構造物の限界状態を明確化し、その信頼性に基ついた部分係数の設定が不可欠となる。本委員会では、このような観点から、構造物の信頼性を考慮した部分係数の設定や安全性の評価に関する取り組みの中で具体的な設計法に結びついている手法について調査研究を実施した。

まず、§ 2 では、土木研究所資料第 4090 号で発表されている「鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査」に基ついて設定した信頼性を考慮した試設計を実施し、現行道路橋示方書に準じて設計した非合成プレートガーダーの試設計断面と比較検討している。

§ 3 では、我が国における限界状態設計法の黎明期において、鋼構造物の設計式を限界状態設計法準じたフォーマット（いわゆる **SGST** フォーマット）で表現した東海鋼構造グループの研究成果を、それ以降に実施された実験結果などを加えたデータを用いて再検討している。

§ 4 では、部材係数の算定時における課題の抽出を目的とし、前出の土木研究所資料に示された実験データを **SGST** フォーマットにより整理している。

以上の検討をふまえ、我が国の設計法を、部材係数などの部分係数を信頼性に基ついて設定し構造物の安全性を照査する設計法に移行する際の課題を抽出する。

§ 2 土研資料に基づく試設計

本章では、土木研究所資料に基づき、部分係数設計法を用いた非合成プレートガーダー橋の設計例を示す。まず、許容応力度設計法により非合成プレートガーダー橋を試設計し、FORM法により限界状態ごとの信頼性指標 β を算出する。また、算出した信頼性指標 β をもとに目標信頼性指標 β_T を設定する。次に、設定した目標信頼性指標 β_T を用いて、設計値法により部分抵抗係数 γ_R を算出する。最後に、この部分抵抗係数 γ_R を用いて部分係数設計法に基づいた試設計を行い、得られた断面性能について現行の許容応力度設計法による結果と比較する。

2-1 非合成プレートガーダー橋の断面の仮定

設計に用いた非合成プレートガーダー橋の断面構成は以下の図-2.1.1のとおりである。表-2.1.1に断面寸法を示す。鋼材にはSS400を使用し、スパン長Lは30mとする。

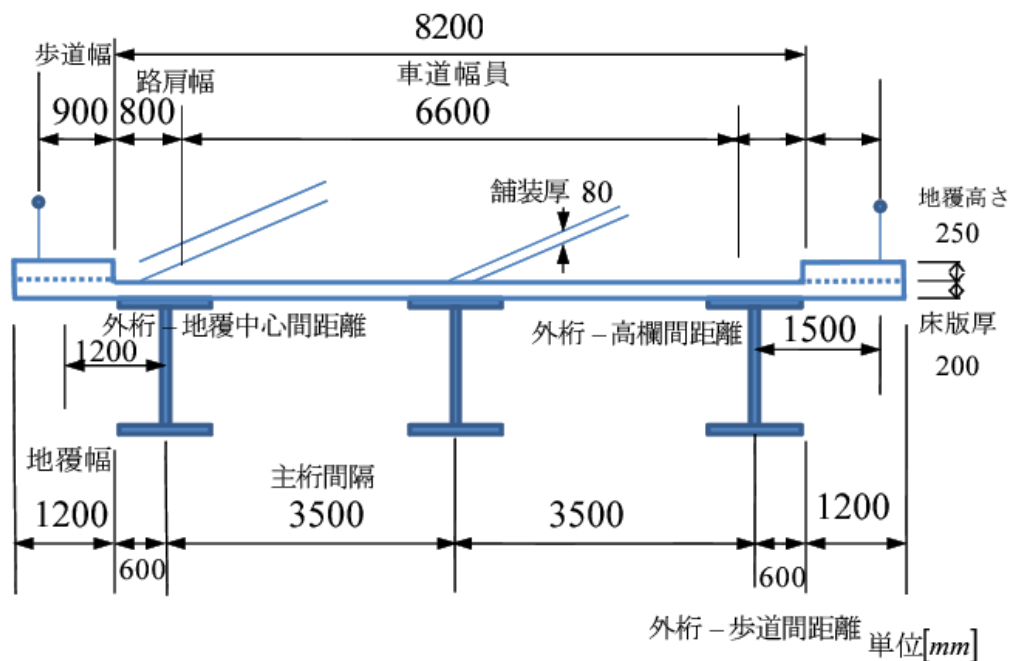


図-2.1.1 非合成プレートガーダー橋の断面

表-2.1.1 断面寸法

スパン長	30m	車道幅員	660cm
床版厚	20cm	舗装厚	8cm
路肩幅	80cm	歩道幅	90cm
地覆幅	120cm	地覆高さ	25cm
主桁間隔	350cm	高欄位置(路肩端から)	90cm
		仮定鋼重	2.18kN/m ²

2-2 作用断面力の算出

(1) 死荷重の算出

表-2.1.1に示す断面寸法より外桁、内桁それぞれに作用する死荷重を算出すると、外桁に作用する死荷重は38.91kN/m、内桁に作用する死荷重は21.15kN/mとなる。

(2) 活荷重の算出

(1)と同様に外桁と内桁それぞれに作用する活荷重を算出する。荷重はL荷重のうちB活荷重を適用する。このとき主載等分布荷重 p_1 は、曲げの場合 10 kN/m^2 、せん断の場合 12 kN/m^2 となる。これより外桁に作用する活荷重はそれぞれ 30.02 kN/m , 36.02 kN/m となり、内桁に作用する活荷重は 42.75 kN/m , 51.29 kN/m となる。また等分布荷重 p_2 および歩道に載荷する群衆荷重は 3.5 kN/m^2 であり、これより外桁に作用する活荷重は 14.60 kN/m 、内桁に作用する活荷重は 14.96 kN/m となる。なお、衝撃係数 i は 0.25 とする。

(3) 最大曲げモーメントおよび最大せん断力の算出

(1), (2)で算出した死荷重+活荷重より、外桁と内桁それぞれの断面に作用する最大曲げモーメントおよび最大せん断力を算出すると、表-2.1.2 のようになる。曲げモーメントはスパン中央で最大となり、せん断力は端部支点上で最大となる。

外桁に作用する曲げモーメント・せん断力のスパン方向分布をそれぞれ図-2.2.1, 図-2.2.2 に示す。

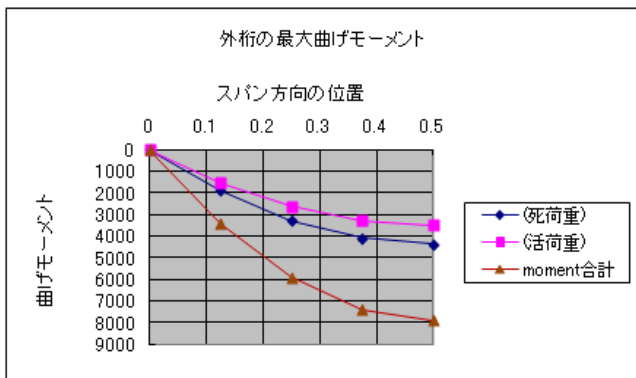


図-2.2.1 外桁の最大曲げモーメント

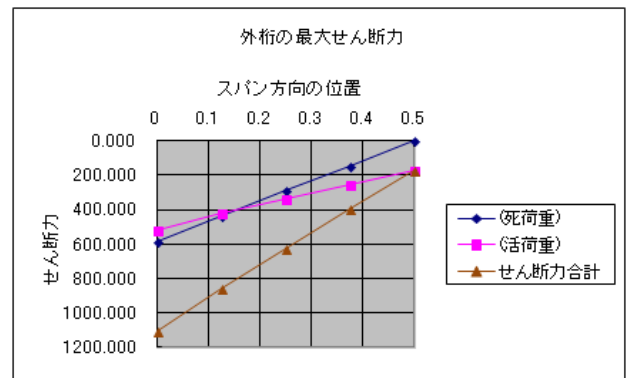


図-2.2.2 外桁の最大せん断力

表-2.1.2 死荷重+活荷重による最大曲げモーメントおよび最大せん断力

	最大曲げモーメント M_{\max} (kN・m)		最大せん断力 S_{\max} (kN)	
	外桁	内桁	外桁	内桁
死荷重	4376.970	2379.510	583.596	317.268
活荷重	3518.757	4354.701	519.197	651.869
total	7895.727	6734.211	1102.793	969.137

2-3 許容応力度法によるプレートガーダー断面の算出

(1) ウェブ断面の設計

経済的な桁高 h_w は、簡易算定式 h_1 を用いて、

$$h_1 = 1.1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{\sigma_{ba} t_w}} \quad (2.3.1)$$

より概算できる。外桁の M_{\max} はスパン中央の最大曲げモーメント(表-2.1.2 より $7895.727 \text{ kN}\cdot\text{m}$)、 σ_{ba} は許容曲げ応力(= 140 N/m^2)、 t_w は腹板(ウェブ)の板厚を指す。また、水平補剛材は用いないものとして、腹板厚 t_w は $h_w/152$ 以上となるように決定する。以上より、外桁の桁高 h_w は 2100 mm 、腹板厚 t_w は 16 mm となり、ウェブ断面積 A_w は 33600 mm^2 となる。

以下、外桁のみに着目して、話を進めることとする。

(2) フランジ断面の設計

決定したウェブ断面より、式(2.3.2)を用いてフランジに必要な断面積 A_f を決定する。

$$A_f = \frac{M}{\sigma_{ba} h_w} - \frac{A_w}{6} \quad (2.3.2)$$

このとき、フランジの板厚 t_f は圧縮力を受ける自由突出部の局部座屈を考慮して、自由突出幅 b の $1/12.8$ 以上とする必要がある。またフランジ幅 $b_f = 2b + t_w$ 、 $t_f > b/12.8$ より $b_f < 25.6t_f + t_w$ となる。そこで、 $b_f \doteq 25.6t_f$ とすると

$$t_f \geq \sqrt{\frac{A_f}{25.6}} \quad (2.3.3)$$

と得られる。

以上より、フランジ厚 t_f は 29mm、フランジ幅 b_f は 750mm、フランジ断面積 A_f は 43500 mm² とする。

(3) 応力度の照査

曲げ降伏、せん断降伏、横倒れ座屈、自由突出板の座屈に対して、それぞれ許容される応力度以下となっていることを照査する。この断面の作用曲げ応力度 σ_b は 138.2 N/m² となり、せん断応力度 τ は 32.8 N/m² となる。板厚が 40mm 以下の SS400 鋼材の場合、許容曲げ応力度 σ_{ba} は 140 N/m²、許容せん断応力度 τ_a は 80 N/m²、座屈パラメータ $\alpha_K = 0.10 < 0.2$ より横倒れ座屈に対する許容座屈応力度は 140 N/m² となる。自由突出板の座屈に対する許容応力度は 140 N/m² となるように 2-3(2)で断面を決定している。

また、曲げ応力度およびせん断応力度がともに許容応力度の 45%を超える場合には、曲げ応力度およびせん断応力度の合成応力度が 1.2 以下となっているか照査しなければならない。この断面の場合、曲げ応力度およびせん断応力度がともに 45%を超えているが、合成応力度は 1.14 となる。よって、各応力度はそれぞれの許容応力度以下となっている。

(4) 垂直補剛材及び端補剛材の設計

垂直補剛材間隔 a は、以下に示す条件式(2.3.4)が 1 以下になるように決定する必要がある。

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{h_w}{100t_w} \right)^4 \left[\left(\frac{\sigma_b}{345} \right)^2 + \frac{\tau}{77 + 58(h_w/a)^2} \right] \leq 1 & \quad \left(\frac{h_w}{a} > 1 \right) \\ \left(\frac{h_w}{10t_w} \right)^4 \left[\left(\frac{\sigma_b}{345} \right)^2 + \frac{\tau}{58 + 77(h_w/a)^2} \right] \leq 1 & \quad \left(\frac{h_w}{a} \leq 1 \right) \end{aligned} \right\} \quad (2.3.4)$$

ここで、スパン長 $L=3000\text{mm}$ より、16 分割することにして垂直補剛材間隔 a を 1875mm とすると、縦横比 $a/h_w = 0.893$ となり、この時、水平補剛材を用いない場合の垂直補剛材 a の条件式(2.3.4)=0.610 より、垂直補剛材間隔の規定を満たしている。また、垂直補剛材の幅 b_s と厚さ t_s については、道示で規定している必要剛度(曲げ剛性) γ_{v1req} を確保することが要求される。この時、 $b_s=109.0\text{mm}$ 、 $t_s=9.0\text{mm}$ とすると、必要剛度は確保される。

垂直補剛材のうち、支点反力を集中的に受ける端補剛材は柱としての設計を行う必要がある。この柱は、

垂直補剛材の他に幅 $b_2 = 24t_w$ となる腹板を含む十字形として考える。この時、 $b_s = 121.0\text{mm}$ 、 $t_s = 11.0\text{mm}$ 、 $b_2 = 384.0\text{mm}$ とすると、柱の断面積 $A_v = 8806.0\text{ mm}^2$ となり、柱の細長比 λ は $24.8 < 120$ となる。なお、ここで端補剛材は両端回転固定の柱とみなして有効座屈長 $l = h_w/2$ としている。

柱の圧縮許容応力度 σ_{ca} は、SS400 材で $\lambda = 22.9$ の時 136.04 N/m^2 となる。柱に作用するせん断応力 $\tau_v = S/A_v = 125.23\text{ N/m}^2$ より、 $\tau_v < \tau_a$ となる。

(5) 鋼重の照査

スパン 30m より、鋼桁 1 本当たりの体積は 2300483400 mm^3 となり、重量は 177.137 kN となる。3 本主桁の該当面積が 246.0 m^2 となるため、スパン 1m あたりの重量は、 $177.137 \times 3/246.0 = 2.16021\text{ kN/m}^2$ となる。よって、仮定した鋼重 (2.18 kN/m^2) とほぼ同じ重量となっていることを確認している。

2-4 信頼性指標 β の算出

(1) FORM 法

ISO2394 に示されている FORM (First-Order Reliability Method) 法は破壊点まわりでの一次項までのテーラー展開近似を利用する方法であり、正規標準座標系の座標原点から、限界とする状態(破壊面)までの最短距離を求めることにより、信頼性指標 β を算出するとともに感度係数 α が得られるものである。非正規確率変数が存在する場合には、破壊点で確率密度および累積分布関数の値が等しくなるような正規確率変数で近似する。よって、ここでは、性能関数 Z に含まれる確率変数はすべて正規分布に従うと仮定している。

FORM 法による解析手順の概要を以下に示す。性能関数 Z を

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (2.4.1)$$

と定義する場合、破壊点 $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ (性能関数 Z 上の点)まわりでテーラー展開して、級数を一次の項で打ち切り、次のような線形一次関数に近似する。

$$\begin{aligned} Z &= g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{j=1}^n (x_j - x_j^*) \frac{\partial g}{\partial x_j} \bigg|_{x^*} + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n (x_j - x_j^*)(x_k - x_k^*) \frac{\partial^2 g}{\partial x_j \partial x_k} \bigg|_{x^*} + \dots \\ &\doteq g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{j=1}^n (x_j - x_j^*) \frac{\partial g}{\partial x_j} \bigg|_{x^*} \end{aligned} \quad (2.4.2)$$

ここで $\left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \bigg|_{x^*} \right)$ は、性能関数 g の x_j に関する偏微分に $x^* = (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ を代入することによって得られ

る値である。式(2.4.2)に含まれる確率変数のうち、正規確率変数以外の確率変数が正規確率変数で近似(正規化近似)されたとすると、式(2.4.2)は正規確率変数の線形一次関数となるので、 Z も正規確率変数となる。また、ここでは各確率変数は互いに独立な正規確率変数とする。

破壊点は、性能関数上の点 ($Z = 0$) であり、

$$g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0 \quad (2.4.3)$$

となるため、式(2.4.2)から、式(2.4.1)は以下の通りとなることは自明である。

$$Z \doteq \sum_{j=1}^n (x_j - x_j^*) \frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \quad (2.4.4)$$

また、 Z の平均値 μ_Z と標準偏差 σ_Z は以下のように求められる。

$$\begin{aligned} \mu_Z &= E[Z] = E \left[\sum_{j=1}^n (x_j - x_j^*) \frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right] \\ &= \sum_{j=1}^n (E[x_j] - x_j^*) \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right) = \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right) (\mu_{x_j} - x_j^*) \end{aligned} \quad (2.4.5)$$

$$\begin{aligned} (\sigma_Z)^2 &= E[Z^2] - \{E[Z]\}^2 \\ &\doteq E \left[\left(\sum_{j=1}^n (x_j - x_j^*) \frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right)^2 \right] - \left\{ E \left[\sum_{j=1}^n (x_j - x_j^*) \frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right] \right\}^2 \\ &= \sum_{j=1}^n E \left[(x_j - x_j^*)^2 \right] \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right)^2 - \sum_{j=1}^n \{E[(x_j - x_j^*)]^2\} \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right)^2 \\ &= \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right)^2 \left[E[(x_j - x_j^*)^2] - \{E[x_j] - x_j^*\}^2 \right] \\ &= \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right)^2 \left\{ E[x_j^2 - 2x_j x_j^* + x_j^{*2}] - (E[x_j] - x_j^*)^2 \right\} \\ &= \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right)^2 \left\{ E[x_j^2] - (E[x_j])^2 \right\} \\ &= \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right)^2 (\sigma_{x_j})^2 \\ \sigma_Z &= \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right)^2 (\sigma_{x_j})^2} = \sum_{j=1}^n \alpha_j \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right) \sigma_{x_j} \end{aligned} \quad (2.4.6)$$

ここで、 $E[Z]$: Z の平均値、 $\mu_{x_j} = E[x_j]$: 確率変数 x_j の平均値、 σ_{x_j} : 確率変数 x_j の標準偏差である。

また、 α_j は感度係数と呼ばれ、次式で定義される。

$$\alpha_j = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right) \sigma_{x_j}}{\sqrt{\sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right)^2 (\sigma_{x_j})^2}} \quad : j=1, 2, \dots, n \quad (2.4.7)$$

信頼性指標 β は μ_Z / σ_Z で定義されるが、式(2.4.5)および式(2.4.6)より以下のように変形できる。

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right) (\mu_{x_j} - x_j^*)}{\sum_{j=1}^n \alpha_j \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right) \sigma_{x_j}} \quad (2.4.8)$$

式(2.4.8)を整理すると、次式が得られる。

$$\sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right) (\mu_{x_j} - x_j^* - \beta \alpha_j \sigma_{x_j}) = 0 \quad (2.4.9)$$

式(2.4.9)が $\left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right)$ の値によらず恒等的に成り立つためには、() 内の値が常に0でなければならないことより、

$$\mu_{x_j} - x_j^* - \beta \alpha_j \sigma_{x_j} = 0 \quad (2.4.10)$$

と表現できる。上式を x_j^* について整理すると、

$$x_j^* = \mu_{x_j} - \beta \alpha_j \sigma_{x_j} \quad : j=1,2,\dots,n \quad (2.4.11)$$

となる。式(2.4.11)により得られた x_j^* の値から、性能関数 Z の平均値 μ_Z と標準偏差 σ_Z が算出され、式(2.4.8)より信頼性指標 β が算出される。

実際の信頼性指標 β および破壊点 $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ は繰り返し収束計算を行うことで算定していることが多い。ここでは信頼性指標 β および感度係数 α の初期値を仮に設定し、式(2.4.3)、式(2.4.5)、式(2.4.6)、式(2.4.7)、式(2.4.8)、式(2.4.11)を用いて繰り返し収束計算を行い、 $g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0$ および信頼性指標 β の収束を確認し、照査項目ごと信頼性指標 β の最終値を決定する。

正規化近似のフローを含めた破壊点及び信頼性指標 β の繰り返し計算のフローを図-2.4.1 に示す。

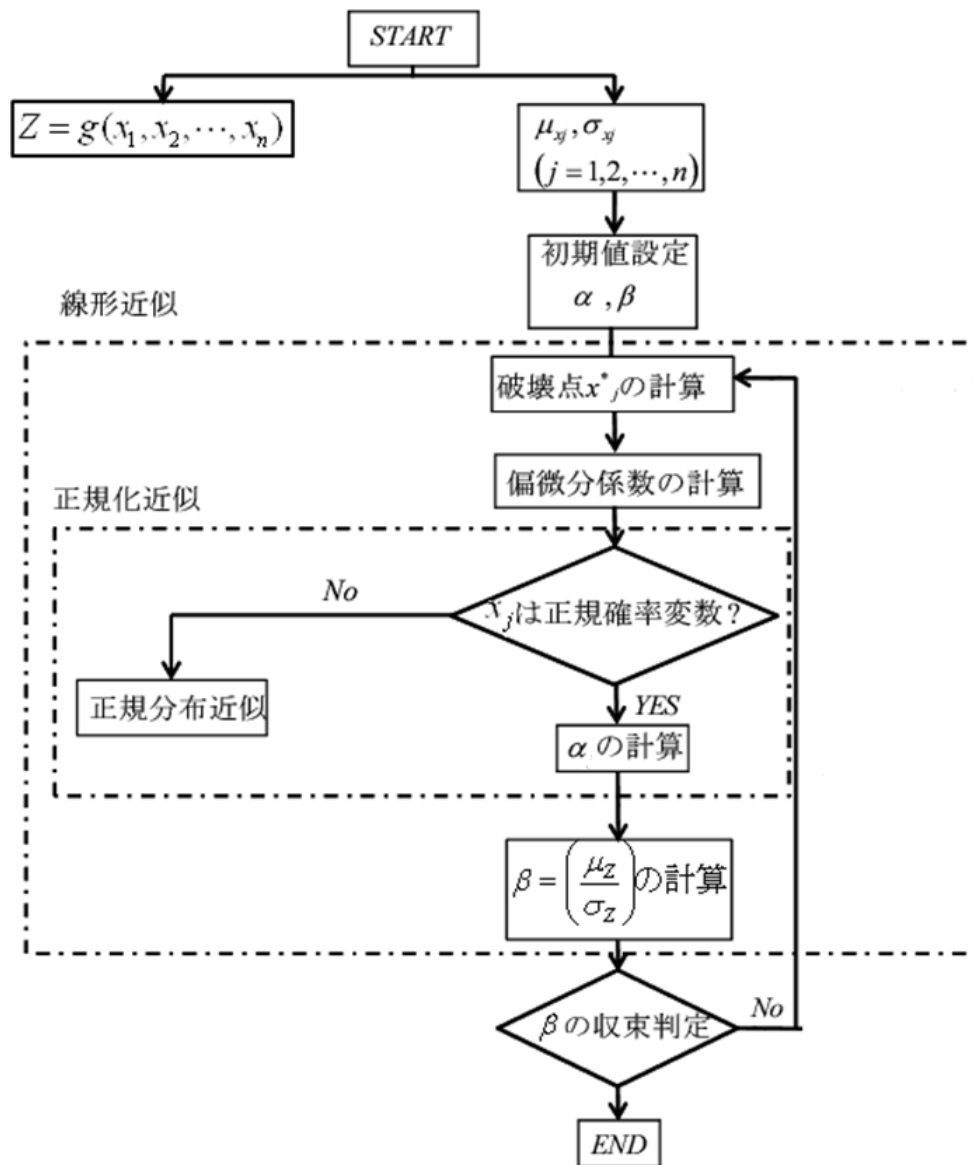


図-2.4.1 FORM法のフローチャート

(2) FORM法による信頼性指標 β の算出

ここで仮定した不確定要因別確率変数の基準値，平均値，標準偏差，変動係数について，荷重側・抵抗側に分けて，それぞれ表-2.4.1，表-2.4.2に示す．例えば，死荷重としては，表-2.4.1より材料ごとに値がばらついているため，平均的な値として平均値 / 基準値=1.05，標準偏差=0.05と仮定した．活荷重に関しては，統計データが収集されていないため確定値として扱い，平均値 / 基準値=1.0，標準偏差=0とする．

抵抗側として，自由突出板の圧縮座屈強度については，表-2.4.2より，平均値 / 基準値=1.068，標準偏差=0.0775を採用した．また，断面積および断面係数については，板厚の統計量が得られていることより，2.7に示す積率母関数の考え方を適用して，断面係数の平均値 / 基準値，および標準偏差を別に求めている．

表-2.4.1 荷重側不確定要因と解析に用いた確率変数の統計量

荷重側不確定要因	分類等	基準値	データ数	平均値 基準値	標準偏差	変動係数	備考	
死荷重	鋼重 (全鋼種)	公称体積 × 単位重量 (77.0kN/m ³)	160980	1.002	0.0121	0.0121		
	鉄筋コンクリート床版重量	公称体積 × 単位重量 (24.5kN/m ³)	不明	1.050	0.0138	0.0131		
	舗装重量	公称体積 × 単位重量 (22.5kN/m ³)	不明	1.030	0.0500	0.0485		
	地覆	公称体積 × 単位重量 (24.5kN/m ³)	不明	1.050	0.0138	0.0131	RC床版と同じとする	
	鋼製高欄 (金属製高欄)	規定なし:0.5kN/m(1高欄当り)	-	1.000	0	0	確定値として扱う	
活荷重	B活荷重	L荷重	-	1.0~2.5	0	0	パラメータとする	
		衝撃係数	$i = 20 / (50 + L)$: 支間長 (m)	-				
不静定力	コンクリートのクリープの影響	クリープ係数	-	1.000	0	0	確定値として扱う	
		コンクリートの乾燥収縮の影響	クリープ係数	-	1.000	0	(不静定力に関する統計データが未収集のため)	
	温度変化の影響	最終収縮度	20×10^{-6}	-	1.000	0	0	
		鋼の線膨張係数	12×10^{-6}	-	1.000	0	0	
		コンクリートの線膨張係数	12×10^{-6} ; 合成桁 (10×10^{-6})	-	1.000	0	0	
	温度差	±10度	-	1.000	0	0		

表-2.4.2 抵抗側不確定要因と解析に用いた確率変数の統計量

抵抗側不確定要因	分類等	基準値	データ数	平均値 基準値	標準偏差	変動係数	備考
材料強度	全鋼種、全板厚	JIS規格下限値	78901	1.232	0.1011	0.0821	下限値有
	$R \leq 0.7$	$\sigma_{\sigma_f}/\sigma_Y = 1.0$	24	1.068	0.0775	0.0726	R: 座屈パラメータ
部材強度	自由突出板の圧縮座屈強度	$\sigma_{\sigma_f}/\sigma_Y = 0.5/R^2$	25	2.561R -0.730	0.106R +0.001	$(0.106R + 0.001)/$ $(2.561R - 0.730)$	ータはRの関数として与えた
	$R_R \leq 0.2$	$\sigma_{\sigma_f}/\sigma_Y = 1.0$		-	-	-	
	補剛板の圧縮座屈強度	$\sigma_{\sigma_f}/\sigma_Y = 1.1125 - 0.5025R_R$	56	1.258	0.136	0.108	
	$1.0 < R_R$	$\sigma_{\sigma_f}/\sigma_Y = 0.55/R_R$					
横倒れ座屈強度	$\alpha \leq 0.2$	$\sigma_{\sigma_f}/\sigma_Y = 1.0$	221	1.302	0.1706	0.1310	α : 座屈パラメータ
	$0.2 < \alpha$	$\sigma_{\sigma_f}/\sigma_Y = 1.0 - 0.412(\alpha - 0.2)$					
断面定数	板厚誤差	板厚公称値	1610980	1.002	0.0121	0.0121	上下限値有
	板取(板幅)誤差	板幅公称値	-	1.000	0	0	確定値として扱う
	コンクリート床板厚	床板厚公称値	-	1.050	0.0120	0.0114	
	コンクリート床板有効幅	床板有効幅公称値	-	-	-	-	
鋼材物理定数	弾性係数(鋼材)	200000N/mm ²	1024	0.999	0.0450	0.0450	
	ポアソン比(鋼材)	0.30	588	0.937	0.0850	0.0910	
	弾性係数(コンクリート)	公称値	-	-	-	-	

1) せん断降伏に対する信頼性指標 β の算出

非合成桁のせん断強度に対する性能関数 Z_1 は

$$Z_1 = \frac{\sigma_Y}{\sqrt{3}} \cdot A_w - (S_L + S_D) = \frac{x_1}{\sqrt{3}} \cdot x_2 - (x_3 + x_4) \quad (2.4.12)$$

となる。ここで、 σ_Y : 鋼材の降伏点応力度(N/mm²), A_w : ウェブ断面積(mm²), S_L : 活荷重によるせん断力(N), S_D : 死荷重によるせん断力(N)である。

2) 曲げ降伏に対する信頼性指標 β の算出

非合成桁の曲げ引張強度に対する性能関数 Z_2 は

$$Z_2 = \sigma_Y \cdot \left(\frac{I}{y_t} \right) - (M_L + M_D) = x_1 \cdot x_2 - (x_3 + x_4) \quad (2.4.13)$$

となる。ここで、 I : 断面 2 次モーメント(mm⁴), y_t : 最縁距離(mm), M_L : 活荷重による曲げモーメント(N・mm), M_D : 死荷重による曲げモーメント(N・mm)である。

3) 横倒れ座屈に対する信頼性指標 β の算出

非合成桁の横倒れ座屈強度に対する性能関数 Z_3 は

$$Z_3 = \sigma_Y \cdot \left(\frac{I}{y_t} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_Y} \right) - (M_L + M_D) = x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 - (x_4 + x_5) \quad (2.4.14)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cr}/\sigma_Y &= 1.0 & (\alpha_K \leq 0.2) \\ \sigma_{cr}/\sigma_Y &= 1.0 - 0.412(\alpha_K - 0.2) & (\alpha_K > 0.2) \end{aligned} \right\} \quad (2.4.15)$$

$$(2.4.16)$$

$$\alpha_K = 2K/\pi * \sqrt{\sigma_Y/E} * l/b_f$$

$$\left. \begin{aligned} K &= 2 & (A_w/A_c \leq 2) \\ K &= \sqrt{3 + \frac{A_w}{A_c}} & (A_w/A_c > 2) \end{aligned} \right\} \quad (2.4.17)$$

となる。ここで、 α_K : 座屈パラメータ, E : ヤング係数(N/mm²), l : 圧縮フランジの固定支点間距離(ここでは 5000mm とする), b_f : 圧縮フランジ幅(mm), A_c : 圧縮フランジ断面積(mm²)である。

4) 自由突出板の座屈に対する信頼性指標 β の算出

非合成桁の自由突出板の座屈に対する性能関数 Z_4 は

$$Z_4 = \sigma_Y \cdot \left(\frac{I}{y_t} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_Y} \right) - (M_L + M_D) = x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 - (x_4 + x_5) \quad (2.4.18)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cr}/\sigma_Y &= 1.0 & (R \leq 0.7) \\ \sigma_{cr}/\sigma_Y &= 0.5/R^2 & (R > 0.7) \end{aligned} \right\} \quad (2.4.19)$$

$$R = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{\sigma_Y \cdot 12(1-\nu^2)}{E \pi^2 k}} \quad (2.4.20)$$

となる。ここで、 b : 自由突出幅(= $b_f/2 - t_w$)(mm), R : 幅厚比パラメータ, ν : ポアソン比, k : 座屈係数(自由突出板の場合 0.43)である。表-2.4.3 には, FORM 法による信頼性指標 β の算出例を示す。

表-2.4.3 FORM 法による信頼性指標 β の算出例

自由突出板の座屈に対する信頼性指標									
自由突出板の性能関数式 $Z_d = \sigma_y \cdot (1/y_t) \cdot (\sigma_a / \sigma_y) - (ML+MD) = x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 - (x_4 + x_5)$						E=	200000000	kn/m ²	
幅厚比パラメータ $R = b/t \cdot \sqrt{1 - \mu^2} / (E \cdot \pi^2 \cdot k)$			0.696			t=tf=	0.029	m	
$\sigma_a / \sigma_y = 1.0$	1.00	(R<=0.7)				b=(bf-tw)/2	0.367	m	
$\sigma_a / \sigma_y = 0.5 / R^2 =$	1.033	(R>0.7)				$\nu =$	0.3		
平均値/基準値 $\mu =$	1.068					k=	0.43		
標準偏差 $\sigma =$	0.0775								
自由突出板の圧縮座屈強度の平均値/基準値 $\mu_{x3} = \sigma_{cr} / \sigma_y \cdot \mu =$							1.06800		
自由突出板の圧縮座屈強度の標準偏差 $\sigma_{x3} = \sigma_{cr} / \sigma_y \cdot \sigma =$							7.750E-02		
		MD(KN)	ML(KN)				ML(KN)		
外桁の最大曲げモーメント		0地点:	0.0	0.0	kn·m	L/2地点:	3518.8	kn·m	
		L/8地点:	1914.9	1539.5	kn·m				
		L/4地点:	3282.7	2639.1	kn·m				
		3L/8地点:	4103.4	3298.8	kn·m	L/2地点:	4376.97	kn·m	
		L/2地点:	4377.0	3518.8	kn·m				
							MD(KN)		
							L/2地点:	4376.97	kn·m
$\sigma_Y(SS400) =$	235000	kn/m ²				bf=	0.750	m	
材料強度の平均値/基準値 $\mu_{x1} =$	289520	kn/m ²				tf=	0.029	m	
材料強度の標準偏差 $\sigma_{x1} =$	23758.5	kn/m ²				hw=	2.1	m	
板厚の平均値/基準値 $\mu_t =$	1					tw=	0.016	m	
板厚の標準偏差 $\sigma_t =$	0.01					I=	0.06164352	m ⁴	61643519500
						yt=hw/2+tf1=	1.079	m	1079
							断面係数=I/y		0.057130231
板厚 ³ の平均値/基準値 $\mu_t^3 = \mu_t^3 + 3\mu_t \sigma_t^2 =$		1.0003			(積率母関数の適用)				
板厚 ³ の標準偏差 $\sigma_t^3 = 9\mu_t^4 \sigma_t^2 + 36\mu_t^2 \sigma_t^4 + 15\sigma_t^6 =$		0.00090036			(積率母関数の適用)				
断面係数の平均値/基準値 $\mu_{x2} = I/y \cdot \mu_t =$		0.05715							
断面係数の標準偏差 $\sigma_{x2} = I/y \cdot \sigma_t =$		0.07750							
$\mu = 1, \sigma = 0$						$\mu = 1.05, \sigma = 0.05$			
活荷重の平均値/基準値 $\mu_{x4} =$		3518.756696				死荷重の平均値/基準値 $\mu_{x5} =$	4595.82		
活荷重の標準偏差 $\sigma_{x4} =$		0				死荷重の標準偏差 $\sigma_{x5} =$	218.8485		
初期値の設定		α_1	0.44721			平均 μ_{x1}	289520	標準偏差 σ_{x1}	23758.5
		α_2	0.44721			μ_{x2}	0.05715	σ_{x2}	5.144E-05
		α_3	0.44721			μ_{x3}	1.06800	σ_{x3}	7.750E-02
		α_4	0.44721			μ_{x4}	3518.76	σ_{x4}	0
		α_5	0.44721			μ_{x5}	4595.82	σ_{x5}	218.8485
		$\sum \alpha_i^2$	1.00000						
		β_0	3						
外桁L/2地点		1回目計算値	2回目計算値	3回目計算値	4回目計算値	5回目計算値			
$x_i = \mu_{xi} - \alpha_i \cdot \beta \cdot \sigma_{xi}$	x_1	257644.6	194366.4	183485.4	181459.2	180603.3			
	x_2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1			
	x_3	1.0	0.8	0.8	0.8	0.8			
	x_4	3518.8	3518.8	3518.8	3518.8	3518.8			
	x_5	4302.2	4742.5	4793.3	4798.2	4797.5			
dZ/dx_i	$dZ/dx_1 = x_2 \cdot x_3$	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0			
	$dZ/dx_2 = x_1 \cdot x_3$	248375.3	154988.1	145501.1	145520.4	145523.4			
	$dZ/dx_3 = x_1 \cdot x_2$	14705.9	11107.1	10485.4	10369.6	10320.7			
	$dZ/dx_4 = -1$	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0			
	$dZ/dx_5 = -1$	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0			
$(dZ/dx_i) \cdot \sigma_{xi}$	$dZ/dx_1 \cdot \sigma_{x1}$	1307.3	1082.6	1076.6	1088.8	1084.0			
	$dZ/dx_2 \cdot \sigma_{x2}$	12.8	8.0	7.5	7.5	7.5			
	$dZ/dx_3 \cdot \sigma_{x3}$	1139.7	860.8	812.6	803.6	799.9			
	$dZ/dx_4 \cdot \sigma_{x4}$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
	$dZ/dx_5 \cdot \sigma_{x5}$	-218.8	-218.8	-218.8	-218.8	-218.8			
$G = \sqrt{\sum (dZ/dx_i)^2 \cdot \sigma_{xi}^2}$	G	1748.2	1400.4	1366.5	1370.9	1372.8			
$g(x_i) = x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 - (x_4 + x_5)$	$g(x_i)$	6355.9	595.5	2.7	-1.0	-0.2			
$\mu_{xi} - x_i$	$\mu_{x1} - x_1$	31875.4	95153.6	106034.6	108060.8	108916.7			
	$\mu_{x2} - x_2$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
	$\mu_{x3} - x_3$	0.1	0.3	0.3	0.3	0.3			
	$\mu_{x4} - x_4$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
	$\mu_{x5} - x_5$	293.6	-146.7	-197.4	-202.3	-201.7			
$H = \sum (dZ/dx_i) \cdot (\mu_{xi} - x_i)$	H	3006.5	7488.6	7886.4	7913.6	7923.5			
$\mu_z = g(x_i) + H$	μ_z	9362.4	8084.1	7889.1	7912.6	7923.4			
感度係数: $\alpha_i = (dZ/dx_i) \cdot \sigma_{xi} / G$	α_1	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8			
	α_2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
	α_3	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6			
	α_4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
	α_5	-0.1	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2			
	$\sum \alpha_i^2$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0			
$\sigma_z = \sqrt{\sum (\alpha_i)^2 \cdot (dZ/dx_i) \cdot \sigma_{xi}}$	σ_z	1748.2	1400.4	1366.5	1370.9	1372.8			
$\beta = \mu_z / \sigma_z$	β	5.356	5.773	5.773	5.772	5.772			

(3) 信頼性指標 β のスパン方向分布

前節の 1)から 4)までに算出したそれぞれの信頼性指標 β のスパン方向への分布を図-2.4.2 に示す. この図から, どの限界状態に対しても信頼性指標 β が 5.0 以上の値を取っていることが読み取れる.

信頼性指標 β

	せん断降伏	曲げ降伏	横倒れ座屈	自由突出板の座屈
0地点:	6.714	12.186	9.529	12.186
L/8地点:	7.927	9.680	7.762	9.500
L/4地点:	9.108	7.876	6.561	7.369
3L/8地点:	10.251	6.793	5.779	6.155
L/2地点:	11.196	6.433	5.385	5.772
5L/8地点:	10.251	6.793	5.779	6.155
3L/4地点:	9.108	7.876	6.561	7.369
7L/8地点:	7.927	9.680	7.762	9.500
L地点:	6.714	12.186	9.529	12.186

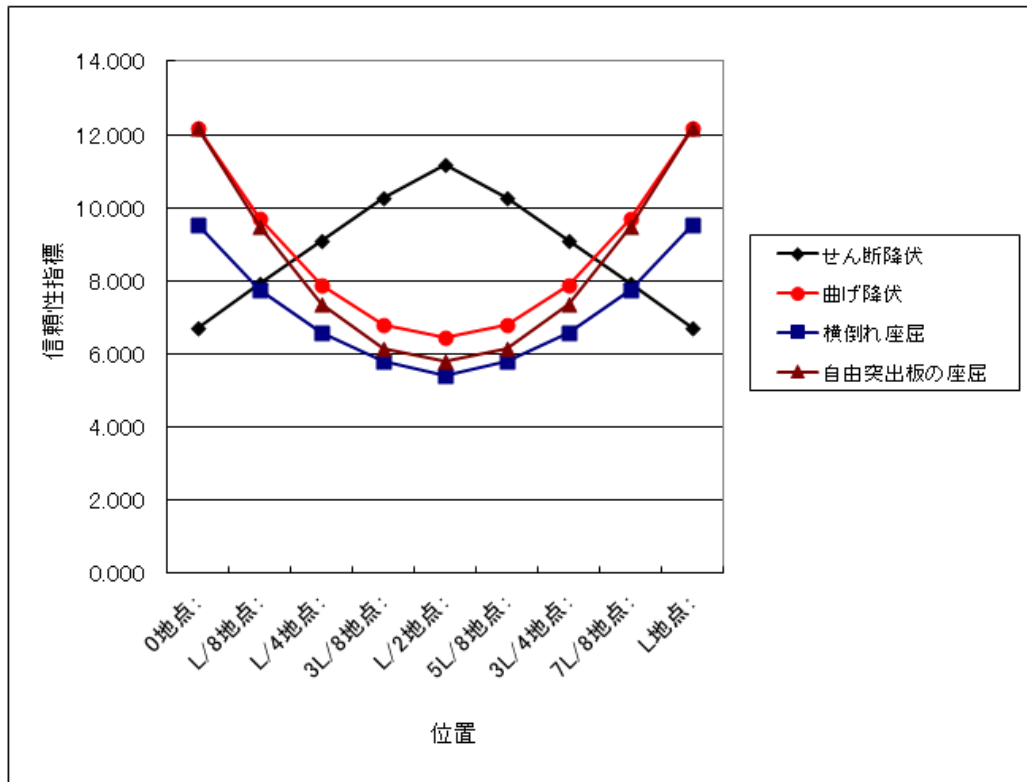


図-2.4.2 信頼性指標 β のスパン方向分布

(4) 目標信頼性指標 β_T の設定

信頼性指標 β の算定結果を踏まえ, 目標信頼性指標 β_T を決定する必要がある. この目標値を決定する確立された設計思想がないことから, ここでは現行設計の実績等と同程度の信頼性を有するように, 断面決定部位における信頼性指標 β の傾向をもとに, これらの下限値を目標に設定した. ただし, 照査項目ごとに下限値が若干異なること, および活荷重の統計量は検討対象としていないことから, 今後の議論を想定し, 曲げ引張, 圧縮降伏強度における下限値に相当する $\beta_T = 4.5$ を中心に, 3.5~4.5 をパラメータとして与えることとする.

2-5 部分係数の算出

(1) 部分係数設計法における基本的な照査式

死・活荷重に対する鋼部材の照査の場合、基本となる照査式は次式で与えられる。

$$\gamma_D D_k + \gamma_L L_k \leq \frac{\gamma_R R_k}{\gamma_a} \quad (2.5.1)$$

ここに、 $\gamma_D, \gamma_L, \gamma_R$: 死荷重部分係数, 活荷重部分係数, 抵抗部分係数, γ_a : 全体調整係数, D_k, L_k, R_k : 死荷重, 活荷重, 抵抗を断面力もしくは応力で表現した特性値である。ここでは、死荷重部分係数 γ_D と活荷重部分係数 γ_L の値は任意に与えられるものであるが、これまでの荷重データに基づいて、死荷重部分係数 γ_D は1.05, 活荷重部分係数 γ_L は1.2, 1.6を基本とし、全体調整係数 γ_a は1.0とする。また、活荷重の特性値は道示における設計荷重強度(B活荷重強度)とし、死荷重の特性値は公称値とした。

(2) 信頼性指標 β の基本式

部分係数の算出に用いられる信頼性指標 β は、性能関数 Z を抵抗項 R と荷重項 $(D+L)$ によって表す場合、次式で定義される。

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - (\mu_D + \mu_L)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}} \quad (2.5.2)$$

ここに、

R : 抵抗強度の基本変数(μ_R : 平均値, σ_R : 標準偏差)である。ただし、各種抵抗項(鋼材降伏強度, 座屈強度, 板厚等)をまとめた抵抗項を表す。また、統計量が得られていることが前提である。

D : 死荷重の基本変数(μ_D : 平均値, σ_D : 標準偏差)である。ただし、各種死荷重項(鋼材, コンクリート等)をまとめた死荷重項を表す。

L : 活荷重の基本変数(μ_L : 平均値, σ_L : 標準偏差)である。ただし、各種活荷重をまとめた活荷重項を表す。

(3) 設計値法による抵抗係数の算定手順

設計値法とは、FORM法などで算出された感度係数 α および基本変数の平均、標準偏差および目標信頼性指標 β_T を用いて部分係数を算定する方法である。FORM法の中で算定される感度係数 α 、信頼性指標 β および標準正規座標系における破壊点 $(z_1^*, z_2^*, \dots, z_n^*)$ の関係を2次変数の場合を例に示すと、図-2.5.1のような関係にある。ここで、感度係数 α は、抵抗側が正、荷重側が負となる。

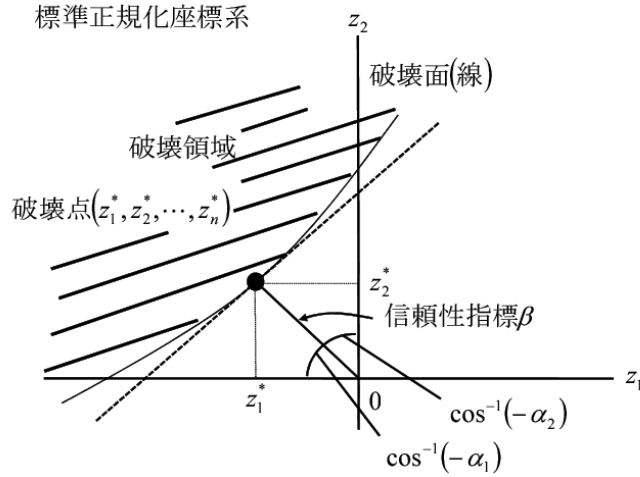


図-2.5.1 信頼性指標と破壊点の関係

部分係数の算出に用いる信頼性指標 β は、式(2.5.2)で定義される。また、性能関数 Z の標準偏差は

$$\sigma_Z = \frac{\sigma_Z^2}{\sigma_Z} = \frac{\sigma_R^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}{\sigma_Z} \quad (2.5.3)$$

と表現することができる。ここで、感度係数 $\alpha_R, \alpha_D, \alpha_L$ は照査部位ごとに対して次式で定義される。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_R &\equiv \frac{\sigma_R}{\sigma_Z} = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}} \\ \alpha_D &\equiv \frac{\sigma_D}{\sigma_Z} = -\frac{\sigma_D}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}} \\ \alpha_L &\equiv \frac{\sigma_L}{\sigma_Z} = -\frac{\sigma_L}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}} \end{aligned} \right\} \quad (2.5.4)$$

これより、 σ_Z は式(2.5.4)を变形することにより次式で表される。

$$\sigma_Z = \alpha_R \sigma_R - \alpha_D \sigma_D - \alpha_L \sigma_L \quad (2.5.5)$$

これを式(2.5.2)に代入することにより、

$$\beta(\alpha_R \sigma_R - \alpha_D \sigma_D - \alpha_L \sigma_L) = \mu_R - (\mu_D + \mu_L) \quad (2.5.6)$$

と得られ、さらに式変形することにより、次式が得られる。

$$\left(1 - \beta \alpha_R \frac{\sigma_R}{\mu_R}\right) \cdot \frac{\mu_R}{R_k} R_k = \left(1 - \beta \alpha_D \frac{\sigma_D}{\mu_D}\right) \cdot \frac{\mu_D}{D_k} D_k + \left(1 - \beta \alpha_L \frac{\sigma_L}{\mu_L}\right) \cdot \frac{\mu_L}{L_k} L_k \quad (2.5.7)$$

式(2.5.1)と式(2.5.8)を比較し、 β に β_T を代入することにより、抵抗係数 γ_R は次式で与えられる。

$$\gamma_R = \gamma_R(\beta) = \left(1 - \beta_T \alpha_R \frac{\sigma_R}{\mu_R}\right) \cdot \frac{\mu_R}{R_k} \quad (2.5.8)$$

この式に対して、 β_T を 3.5, 4.0, 4.5 と仮定した時の γ_R の試算結果を表-2.5.1 に示す。

(4) 自由突出板の座屈に対する抵抗部分係数の算定

今回試設計した非合成プレートガーダー橋の主桁のフランジの自由突出板の座屈のみを対象に，表-2.4.2 および式(2.5.8)より抵抗部分係数の算出を行い，結果を表-2.5.1に示す．このとき，死荷重 D ，活荷重 L および R の統計量より， $\sigma_D = 0.05$ ， $\sigma_L = 0$ ， $\sigma_R = 0.0775$ より感度係数 α_R を0.801とする．

表-2.5.1 抵抗部分係数 γ_R の算出結果

	自由突出板の座屈に対する抵抗部分係数 γ_R
$\beta_T=3.5$	0.840
$\beta_T=4.0$	0.807
$\beta_T=4.5$	0.775

2-6 部分係数設計法による再設計

表-2.5.1により算出された抵抗部分係数 γ_R を用いて，式(2.5.1)を満足するように部分係数設計法にて設計した非合成プレートガーダー橋の断面と許容応力度設計法で再設計した断面の比較を表-2.6.1に示す．このとき，目標信頼性指標 β_T は3.5の場合についてのみ示すが，現時点では一般的プレートガーダー断面の β_T に関するデータは設定されていないため，海外での一般的な値として用いた．

部分係数設計法による再設計では，死荷重および活荷重を荷重係数により割増して，それによる断面力を求める．仮定した断面形に対する許容応力を抵抗部分係数により割り引き，式(2.5.1)を満足することを照査している．

表-2.6.1 設計断面の比較($\beta_T=3.5$)

許容応力度法による断面寸法[mm]		部分係数設計法による断面寸法[mm]		
		$\gamma_L=1.0$	$\gamma_L=1.2$	$\gamma_L=1.6$
h_w	2100	2120	2280	2400
t_w	16	15	16	17
t_f	29	23	23	24
b_f	750	610	610	630
自由突出板の座屈に対する信頼性指標 β の最小値	5.772	3.432	4.221	5.227

また，部分係数設計法により再設計した断面に対する信頼性指標 β の分布を，図-2.6.1～図-2.6.3に示す．この図から目標信頼性指標 $\beta_T=3.5$ を与えて部分係数設計法で設計したところ，信頼性指標 β はせん断降伏を除いて $\gamma_L=1.2$ の場合に4.0付近の値， $\gamma_L=1.6$ の場合に5.0付近の値を取り， $\gamma_L=1.0$ の場合に目標信頼性指標 β_T に近い3.5付近の値を取ることが読み取れる．

この理由は γ_D ， γ_L に1以上の割り増しを考えているためと推測される．しかし，信頼性指標 β の値は，限界状態および目標信頼性指標 β_T ， γ_D ， γ_L の値に依存し，定性的な傾向はうかがえない．

	せん断降伏	曲げ降伏	横倒れ座屈	自由突出板の座屈
0地点:	6.702	12.186	9.529	12.186
L/8地点:	7.919	8.470	6.921	8.242
L/4地点:	9.102	5.804	4.961	5.377
3L/8地点:	10.248	4.219	3.864	3.894
L/2地点:	11.351	3.695	3.516	3.432
5L/8地点:	10.248	4.219	3.864	3.894
3L/4地点:	9.102	5.804	4.961	5.377
7L/8地点:	7.919	8.470	6.921	8.242
L地点:	6.702	12.186	9.529	12.186

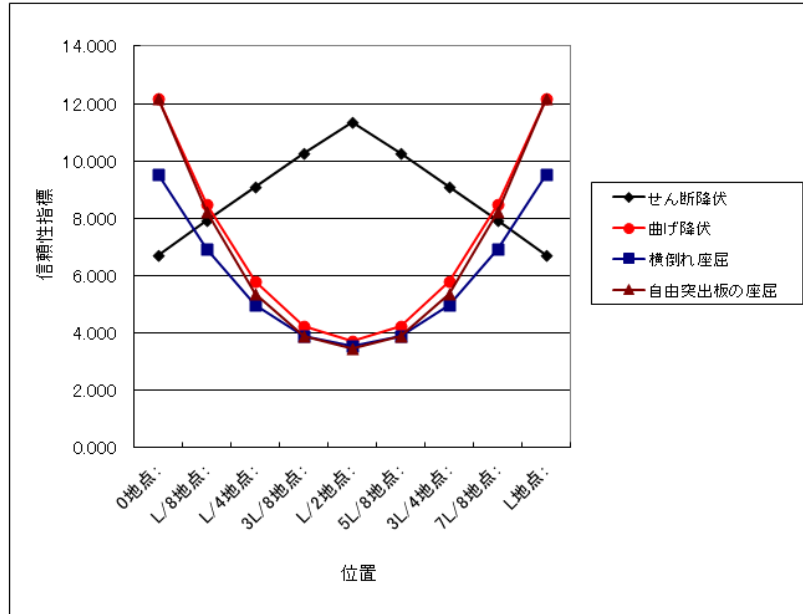


図-2.6.1 信頼性指標 β の分布 ($\gamma_L=1.0$)

	せん断降伏	曲げ降伏	横倒れ座屈	自由突出板の座屈
0地点:	6.674	12.186	9.529	12.186
L/8地点:	7.898	8.849	7.186	8.688
L/4地点:	9.089	6.451	5.403	6.047
3L/8地点:	10.241	5.020	4.382	4.648
L/2地点:	11.351	4.546	4.055	4.211
5L/8地点:	10.241	5.020	4.382	4.648
3L/4地点:	9.089	6.451	5.403	6.047
7L/8地点:	7.898	8.849	7.186	8.688
L地点:	6.674	12.186	9.529	12.186

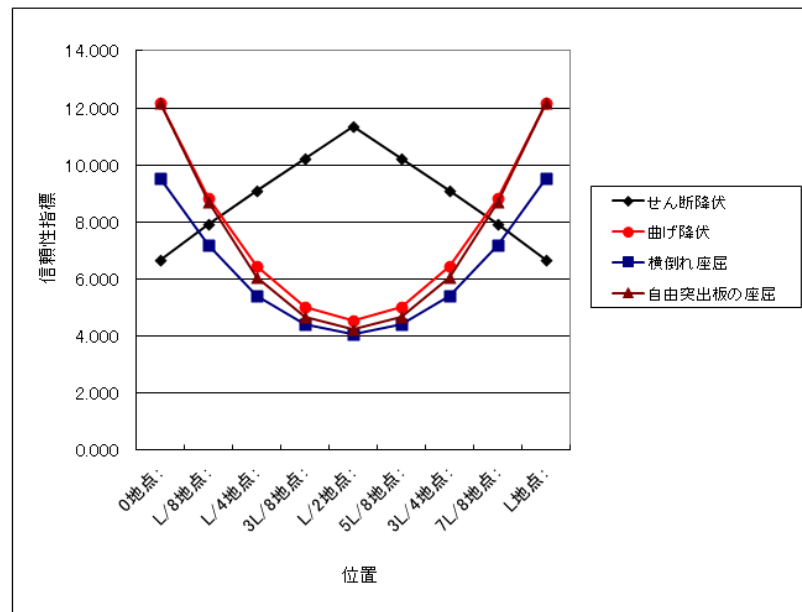


図-2.6.2 信頼性指標 β の分布 ($\gamma_L=1.2$)

	せん断降伏	曲げ降伏	横倒れ座屈	自由突出板の座屈
0地点:	6.642	12.186	9.529	12.186
L/8地点:	7.874	8.849	7.634	9.357
L/4地点:	9.073	7.426	6.085	7.125
3L/8地点:	10.233	6.232	5.308	5.874
L/2地点:	11.351	5.835	5.025	5.480
5L/8地点:	10.233	6.232	5.308	5.874
3L/4地点:	9.073	7.426	6.085	7.125
7L/8地点:	7.874	8.849	7.634	9.357
L地点:	6.642	12.186	9.529	12.186

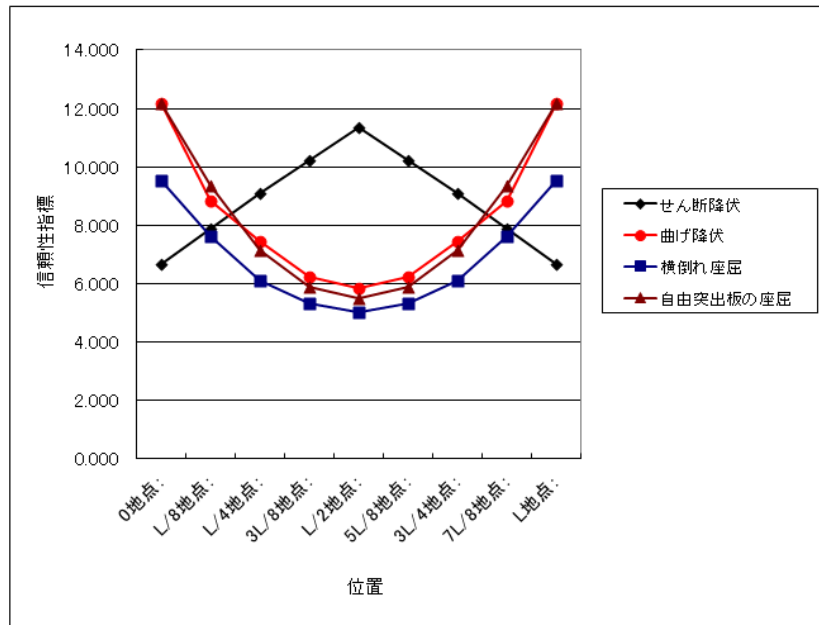


図-2.6.3 信頼性指標 β の分布 ($\gamma_L=1.6$)

2-7 積率母関数

確率変数 X ，確率密度関数 $f(x)$ に対し， X^n の平均 $E[X^n]$ は， X の積率母関数

$$M_X(t) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{tx} f(x) dx$$

を用いて次のように計算される。

$$E[X^n] = M_X^{(n)}(0)$$

ここで， $E[X^n]$ は $M_X(t)$ の n 階導関数において， $t=0$ と置いたものである。

また， $M_X^n(t) = \int_{-\infty}^{\infty} x^n e^{tx} f(x) dx$ より

$$M_X^n(0) = \int_{-\infty}^{\infty} x^n f(x) dx$$

と表されることが知られている。いま，確率変数 X が正規分布 $N(\mu, \sigma^2)$ に従うとき

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

と表されることより

$$M_X(t) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} e^{ix - \frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\mu t + \frac{\sigma^2 t^2}{2}} \int_{-\infty}^{\infty} e^{-\frac{(x-\mu-\sigma^2 t)^2}{2\sigma^2}} dx$$

となる。この時、

$$\xi \equiv \frac{x - \mu - \sigma^2 t}{\sigma\sqrt{2}}$$

と置くと、 $d\xi = \frac{dx}{\sigma\sqrt{2}}$ となることから

$$M_X(t) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\mu t + \frac{\sigma^2 t^2}{2}} \cdot \sigma\sqrt{2} \int_{-\infty}^{\infty} e^{-\xi^2} d\xi$$

と表せる。この式において、次に示す公式

$$\int_{-\infty}^{\infty} e^{-\xi^2} d\xi = \sqrt{\pi}$$

あるいは、岩波公式集では $\int_0^{\infty} e^{-x^2} dx = \sqrt{\pi}/2$ より

$$M_X(t) = e^{\mu t + \frac{\sigma^2 t^2}{2}}$$

として正規分布の積率母関数が得られる。これを t で微分し、 $t=0$ と置くことにより、順次 $E[X]$, $E[X^2]$,

..., $E[X^6]$ を以下のように得る。

$$(1) M_X^{(1)}(t) = (\mu + \sigma^2 t) e^{\mu t + \frac{\sigma^2 t^2}{2}}$$

$$E[X] = M_X'(0) = \mu$$

$$(2) M_X^{(2)}(t) = \sigma^2 e^{\mu t + \frac{\sigma^2 t^2}{2}} + (\mu + \sigma^2 t)^2 e^{\mu t + \frac{\sigma^2 t^2}{2}}$$

$$= (\mu^2 + \sigma^2 + 2\mu\sigma^2 t + \sigma^4 t^2) e^{\mu t + \frac{\sigma^2 t^2}{2}}$$

$$E[X^2] = M_X''(0) = \mu^2 + \sigma^2$$

$$(3) M_X^{(3)}(t) = (2\mu\sigma^2 t + 2\sigma^4 t) e^{\mu t + \frac{\sigma^2 t^2}{2}} + (\mu^2 + \sigma^2 + 2\mu\sigma^2 t + \sigma^4 t^2)(\mu + \sigma^2 t) e^{\mu t + \frac{\sigma^2 t^2}{2}}$$

$$= \{\mu^3 + 3\mu\sigma^2 + 3(\mu^2\sigma^2 + \sigma^4)t + 3\mu\sigma^4 t^2 + \sigma^6 t^3\} e^{\mu t + \frac{\sigma^2 t^2}{2}}$$

$$E[X^3] = M_X^{(3)}(0) = \mu^3 + 3\mu\sigma^2$$

$$(4) M_X^{(4)}(t) = \{\mu^4 + 6\mu^2\sigma^2 + 3\sigma^4 + 4(\mu^3\sigma^2 + 3\mu\sigma^4)t + 6(\mu^2\sigma^4 + \sigma^6)t^2 + 4\mu\sigma^6 t^3 + \sigma^8 t^4\} e^{\mu t + \frac{\sigma^2 t^2}{2}}$$

$$E[X^4] = M_X^{(4)}(0) = \mu^4 + 6\mu^2\sigma^2 + 3\sigma^4$$

$$(5) M_X^{(5)}(t) = \{\mu^5 + 10\mu^3\sigma^2 + 15\mu\sigma^4 + 5(\mu^4\sigma^2 + 6\mu^2\sigma^4 + 3\sigma^6)t + 10(\mu^3\sigma^4 + 3\mu\sigma^6)t^2 + 10(\mu^2\sigma^6 + \sigma^8)t^3 + 5\mu\sigma^8t^4 + \sigma^{10}t^5\} e^{\mu t + \frac{\sigma^2 t^2}{2}}$$

$$E[X^5] = M_X^{(5)}(0) = \mu^5 + 10\mu^3\sigma^2 + 15\mu\sigma^4$$

$$(6) M_X^{(6)}(t) = \{\mu^6 + 15\mu^4\sigma^2 + 45\mu^2\sigma^4 + 15\sigma^6 + 6(\mu^5\sigma^2 + 10\mu^3\sigma^4 + 15\mu\sigma^6)t + 15(\mu^4\sigma^4 + 6\mu^2\sigma^6 + 3\sigma^8)t^2 + 20(\mu^3\sigma^6 + 3\mu\sigma^8)t^3 + 15(\mu^2\sigma^8 + \sigma^{10})t^4 + 6\mu\sigma^{10}t^5 + \sigma^{12}t^6\} e^{\mu t + \frac{\sigma^2 t^2}{2}}$$

$$E[X^6] = M_X^{(6)}(0) = \mu^6 + 15\mu^4\sigma^2 + 45\mu^2\sigma^4 + 15\sigma^6$$

また、(1)~(6)から、 X 、 X^2 、 X^3 の分散を以下のように求めることができる。

$$V[X] = E[X^2] - \{E[X]\}^2 = (\mu^2 + \sigma^2) - \mu^2 = \sigma^2$$

$$V[X^2] = E[X^4] - \{E[X^2]\}^2 = (\mu^4 + 6\mu^2\sigma^2 + 3\sigma^4) - (\mu^2 + \sigma^2)^2 = 4\mu^2\sigma^2 + 2\sigma^4$$

$$V[X^3] = E[X^6] - \{E[X^3]\}^2 = (\mu^6 + 15\mu^4\sigma^2 + 45\mu^2\sigma^4 + 15\sigma^6) - (\mu^3 + 3\mu\sigma^2)^2 = 9\mu^4\sigma^2 + 36\mu^2\sigma^4 + 15\sigma^6$$

[参考文献]

服部雄一編著，片山・魚橋・笠松・川上共著：確率統計入門，培風館，2008.

伊藤学・亀田弘行監訳，能島・阿部訳：改訂 土木・建築のための確率・統計の基礎，丸善，平成19年.

§ 3 SGSTフォーマットによる曲げ部材の抵抗強度評価

3-1 まえがき

本章では、鋼はりの実験データを用いて曲げ部材の抵抗強度を具体的に検討する。既往の成果として、わが国ではSGST研究グループの成果¹⁾および福本らの科研報告²⁾があり、それぞれ約20,30年も経過している。本報告では、その後収集した実験値³⁾を加えて、2種類の設計基準強度式について設計係数の統計値と部材抵抗係数を求める。

3-2 SGST Format による抵抗係数の評価式¹⁾

SGST Format では、抵抗強度 ϕR_n を次式で与えている。

$$\phi R_n = \phi_1 (1 - k_R V_R) R_m \quad (3.1)$$

ここに、 ϕ ：抵抗係数

R_n ：示方書で定める公称抵抗強度

R_m ：強度の平均値

ϕ_1 ：設計、施工時の2次的要因あるいは重要度を考慮する係数（校正係数）であり、各要因の標準的状态では $\phi_1 = 1$ となる。

k_R ：下界の程度を示す係数であり、片側信頼度95%の場合 $k_R = 1.65$ となる。

V_R ：強度の全体変動係数であり、次式から求められる。

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} \quad (3.2)$$

式(3.1)より、抵抗係数は無次元化した強度で表し、次式を用いて評価する。

$$\phi = \phi_1 (1 - k_R V_R) \frac{R_m}{R_n} \equiv \phi_1 (1 - k_R V_R) M_m \cdot F_m \cdot P_m \quad (3.3)$$

ここに、 M_m ：材料係数 $M = \sigma_y / F_y$ の平均値（変動係数 V_M ）

F_m ：製作係数 $F = S_m / S_n$ の平均値（変動係数 V_F ）

P_m ：設計係数 $P = \bar{R}_m / \bar{R}_n$ の平均値（変動係数 V_P ）

以上より、式(3.3)から部材の抵抗係数を求めることができるが、材料の降伏応力および部材断面定数の統計値として、次の値が提案されている。

$$M_m = 1.15 \quad (V_M = 0.11) \quad , \quad F_m = 1.00 \quad (V_F = 0.05) \quad (3.4)$$

また、設計係数の統計値 $P_m (V_P)$ は、実験による部材強度の無次元化した実測値と示方書に定められる無次元化した設計値の比によって検討する必要がある。

3-3 鋼はりの強度特性と実験データ

鋼はりの面内曲げによる極限強度は、次の座屈崩壊モードによって支配される^{2),3)}。

- 1) 断面を構成する板要素の局部座屈
- 2) 部材全体の横ねじれ座屈
- 3) 局部座屈と横ねじれ座屈の連成

局部座屈強度は、面内曲げに対する部材断面の抵抗強度を定める場合の重要な検討事項である。とくに、I形断面はりでは圧縮フランジの局部座屈が起こると、極限強度の低下を招くとともに、変形能力も減少する。わが国の道路橋示方書⁴⁾では溶接桁を対象に断面の降伏モーメント M_y を基準にした幅厚比の制限規定を設けている。しかし、幅厚比の小さい圧延部材などでは、 M_y 以上ないしは全塑性モーメント M_p までの断面強度が期待できるため、適切な幅厚比規定に基づく断面強度区分が必要である。

横ねじれ座屈は、横方向ブレース間で部材全体が面外たわみとねじれ変形を伴って急激に生じるため、構造物全体の安全性に影響する。横ねじれ座屈強度は、横方向へのブレース間隔と支持条件、荷重状態によって変化する。横方向へのブレースを十分配置した短いはりでは部材の断面強度 (M_y または M_p) に達し、細長いはりでは弾性横ねじれ座屈モーメント M_E に沿って変動する。そして、中間的な長さのはり強度は非弾性座挙動に支配され、部材の初期変形、残留応力および作用荷重の偏心などの影響を受けて変動するため、設計規準では適切な遷移曲線を設定することが重要な課題である。また、荷重形式としては等曲げ状態が基本であるが、不等曲げや中間荷重を受ける場合にも対応できる設計式の設定が必要となる。なお、局部座屈と横ねじれ座屈の連成は、圧縮フランジの幅厚比が比較的大きいノンコンパクト断面の場合に生じ易い。

本報告では曲げ部材の抵抗強度を既往の実験データに基づいて検討する。使用した鋼はりの実験データはI形断面であり、製作条件別に圧延はりと溶接はりに分類し、わが国の座屈設計ガイドライン⁵⁾において提案されている次の曲げ強度区分を参考に整理した。

クラス I ($R_f \leq R_{fp}$, $R_w < R_{wp}$) : 断面強度が全塑性モーメント M_p まで保証されコンパクト断面

クラス II ($R_f \leq R_{fp}$, $R_{wp} < R_w \leq R_{wy}$) : 断面強度が M_p に達しないが、降伏モーメント M_y 以上が保証され断面

クラス III ($R_{fp} < R_f \leq R_{fy}$, $R_w \leq R_{wy}$) : 断面強度が M_y を保証される断面

クラス IV ($R_f > R_{fy}$ または $R_w > R_{wy}$) : 断面強度が M_y に達しないノンコンパクト断面

ここに、 R_f : フランジの幅厚比パラメータ、 R_w : ウェブの幅厚比パラメータであり、はり断面の限界幅厚比を表 3.1 に示す。

表 3.1 はり断面の限界幅厚比

幅厚比	フランジ R_f	ウェブ R_w
塑性強度限界 R_p	0.6	0.6
弾性強度限界 R_y	0.7	1.0

本報告では公称抵抗強度が降伏モーメントを保証できるクラス III ($M_n = M_y$) までの断面、すなわち、断面の幅厚比パラメータが $R_f < 0.7$ 、 $R_w < 1.0$ の範囲にあ

る実験データを使用した。なお、道路橋示方書では降伏モーメントが確保できる幅厚比の限界値として

$R_f < 0.7$, $R_w < 1.1$ を設定しており, ほぼ対応している.

図 3.1 は, 使用した圧延はりの実験データと断面区分を比較している. クラス I に属するコンパクト断面がほとんどである. 同様に図 3.2 において溶接はりの実験データを比較すると, クラス I ~ III にわたって属する断面であることがわかる.

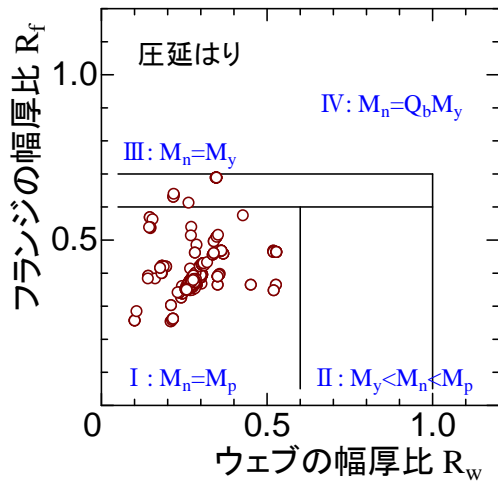


図 3.1 圧延はりの幅厚比

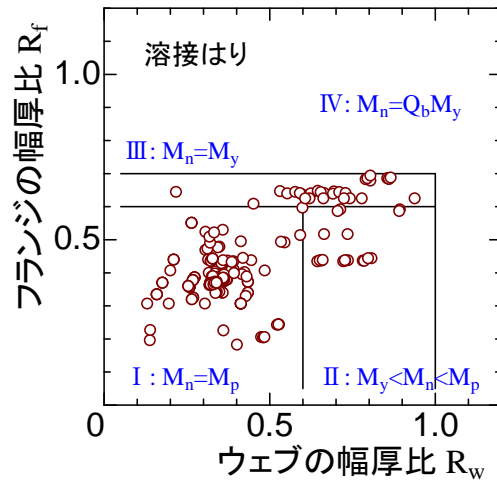


図 3.2 溶接はりの幅厚比

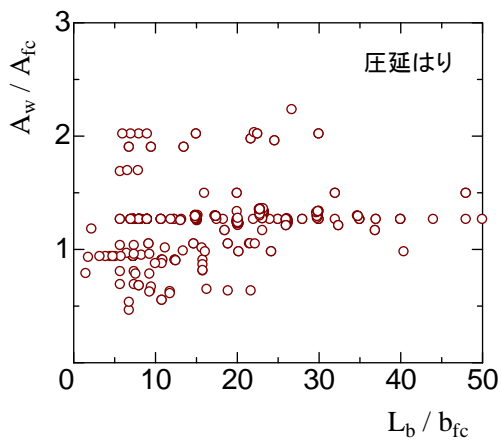


図 3.3 圧延はりの諸元

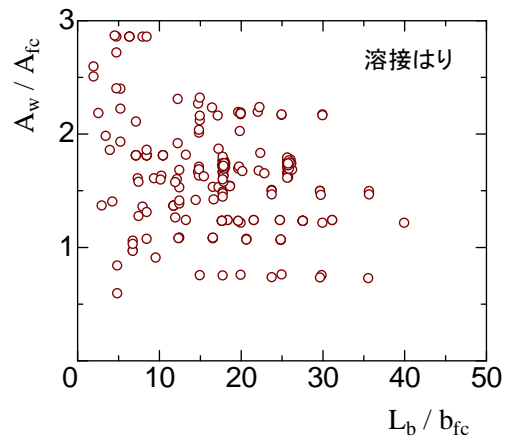


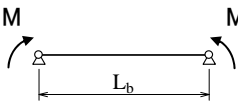
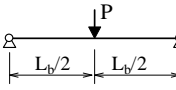
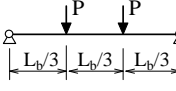
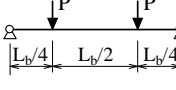
図 3.4 溶接はりの諸元

使用した実験データを荷重形式別に分類すると、表 3.2 のようになる。

部材長は、横ねじれ座屈の無次元細長比パラメータ $\lambda_b \leq 2$ までとした。圧延はり 349 個、溶接はり 230 個、合計 579 個であり、以前の調査研究^{1),2)} (1980 年調査 221 個, 1990 年調査 543 個) より多いデータ数である。図 3.3, 3.4 は道路橋示方書で用いる曲げ部材の諸元 (ウェブと圧縮フランジの総断面積比 A_w/A_{fc} , 圧縮フランジの固定間距離と板幅比 L_b/b_{fc}) と比較している。道路橋示方書の設計式では $A_w/A_{fc} < 2$, $A_w/A_{fc} > 2$ の範囲を設けているが、溶接はりの方がスレンダーな I 形断面で構成されていることがわかる。

なお、固定間距離は強度が極端に低下するのを防ぐために $L_b/b_{fc} < 30$ 程度を適用範囲としている。

表 3.2 荷重形式と実験データ数

荷重形式		圧延はり	溶接はり
等曲げ載荷		135	103
1 点集中載荷		154	127
2 点集中載荷		34	—
		26	—
合計		349	230

3-4 公称抵抗強度

実験データと比較する曲げ部材の公称抵抗強度 \bar{R}_n は、次の 2 種類の設計式を用いる。

(1) 道路橋示方書の設計式⁴⁾

道路橋示方書におけるはりの基準耐荷力式は、次式で与えられる。

$$\bar{R}_n \equiv \left(M_u / M_y \right)_n = 1.0 \quad (\alpha \leq 0.2) \quad (3.5a)$$

$$\bar{R}_n \equiv \left(M_u / M_y \right)_n = 1.0 - 0.412(\alpha - 0.2) \quad (0.2 < \alpha \leq \sqrt{2}) \quad (3.5b)$$

ここに、

$$\alpha = \frac{2}{\pi \sqrt{C_{b1}}} K \left(\frac{L_b}{b_{fc}} \right) \sqrt{\frac{F_{yfc}}{E}} \quad (3.6)$$

b_{fc} : 圧縮フランジの幅, L_b : 圧縮フランジの固定間距離

F_{yfc} : 圧縮フランジの降伏点応力, E : 鋼材のヤング率 (=200000N/mm²)

$$K = 2 \quad (A_w / A_{fc} \leq 2) \quad (3.7a)$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_{fc}}} \quad (A_w / A_{fc} > 2) \quad (3.7b)$$

C_{b1} : 等価曲げモーメント係数 (座屈設計ガイドライン⁵⁾を参照)。

なお、道路橋示方書では固定点間に集中荷重が作用する荷重形式については、換算曲げモーメントを特に定めていないので、ここでは C_{b1} を用いて考慮している。

圧延はりと溶接はりを区分して実験値と道路橋示方書の耐荷力式を比較した結果を図 3.5, 図 3.6 にそれぞれ示す。実験値は鋼材のヤング率以外は実測値を用いて縦軸に実測強度 M_u/M_y , 横軸に式(3.6)の座屈パラメータ α をとって整理した。短いはり ($\alpha \leq 0.2$) の実験値は少ない。これらの図から溶接はりでは設計式を下回る実験値が多少みられるが、道路橋示方書の耐荷力式は実験値の下限をほぼ与えていることがわかる。

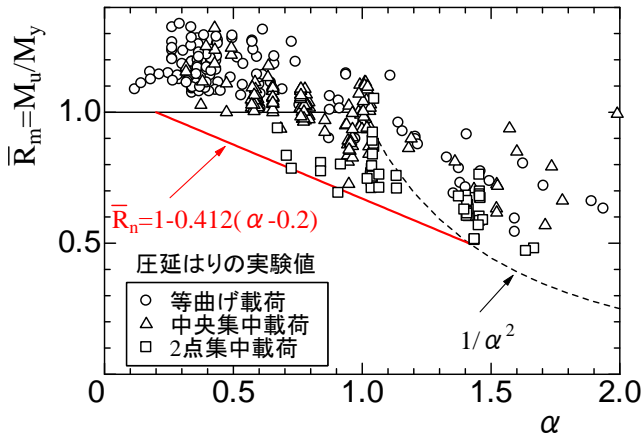


図 3.5 圧延はりの実験値と道路橋示方書式との比較

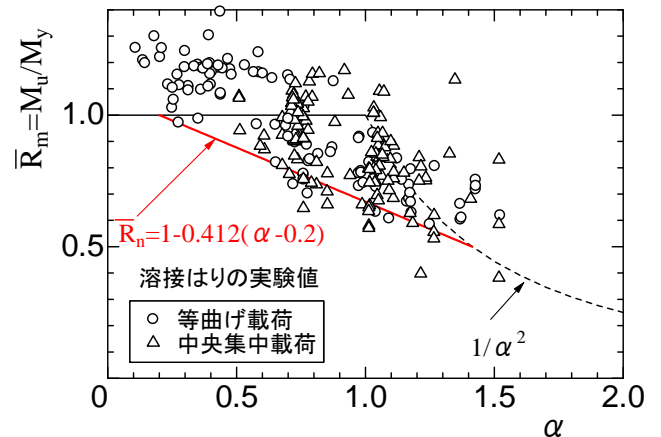


図 3.6 溶接はりの実験値と道路橋示方書式との比較

(2) 座屈設計ガイドラインの設計式⁵⁾

この設計式は既往の研究論文³⁾や土木学会の報告書等^{6),7)}で採用され、鋼柱の圧縮耐荷力と同様に、鋼はりの耐荷力も Perry-Robertson 式で評価できることがわかっている。座屈設計ガイドラインにおけるはりの基準耐荷力式は、次式で与えられる。

$$\bar{R}_n \equiv \frac{M_u}{M_n} = \frac{1}{2\lambda_b^2} \left[Z - \sqrt{Z^2 - 4\lambda_b^2} \right] \leq 1 \quad (3.8)$$

ただし、 $Z = 1 + \eta(\lambda_b - \lambda_{b0}) + \lambda_b^2$ (3.9)

ここに、 λ_b : はりの細長比パラメータ、 $\lambda_b = \sqrt{M_n / M_E}$ (3.10)

λ_{b0} : はりの限界細長比パラメータ (表 3.3 参照)

η : はりの初期不整係数 (表 3.3 参照)

M_E : はりの弾性横ねじれ座屈モーメント (座屈設計ガイドライン⁵⁾を参照)

M_n : フランジまたはウェブの幅厚比パラメータ R_f , R_w の制限値 (表 3.1 参照) により修正した
はりの曲げ基準強度

$$\text{クラス I の場合} \quad M_n = M_p \quad (3.11a)$$

$$\text{クラス II の場合} \quad M_n = M_p - (M_p - M_y) \frac{R_w - R_{wp}}{R_{wy} - R_{wp}} \quad (3.11b)$$

$$\text{クラス III の場合} \quad M_n = M_y \quad (3.11c)$$

$$\text{クラス IV の場合} \quad M_n = Q_b M_y \quad (3.11d)$$

ここに、 M_p : 全塑性モーメント、 M_y : 降伏モーメント、 Q_b : 局部座屈を考慮した有効断面係数。

表 3.3 はりのパラメータ

断面形	η	λ_{b0}
圧延 I, H 形	0.15	0.4
溶接 I, H 形	0.25	0.4

圧延はりとは溶接はりを区分して実験値と座屈設計ガイドラインの基準強度式を比較した結果を図 3.7, 3.8 にそれぞれ示す。実験値は鋼材のヤング率以外は実測値を用いて縦軸に実測強度 M_u/M_n 、横軸に修正細長比 λ_b を用いて整理した。これらの図から、座屈設計ガイドラインの基準強度式は圧延はり、溶接はりとも実験データの平均値をほぼ与えていることがわかる。このように、道路橋示方書の設計式はコンパクトな断面はりに対して下限値強度をほぼ与えていた結果と相異なる。

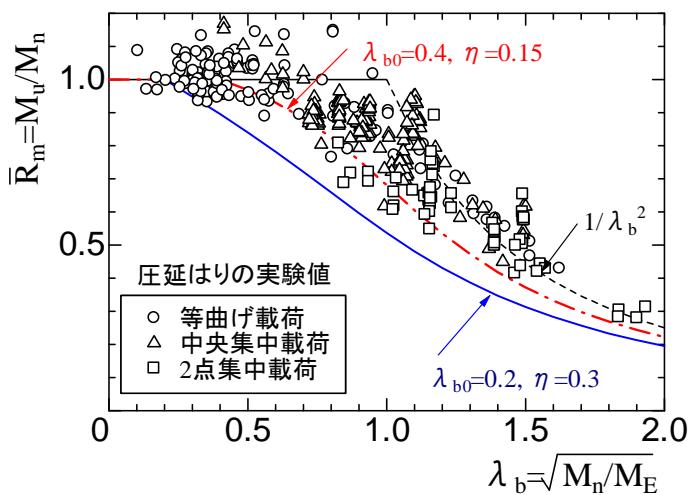


図 3.7 圧延はりの実験値と座屈設計ガイドライン式との比較

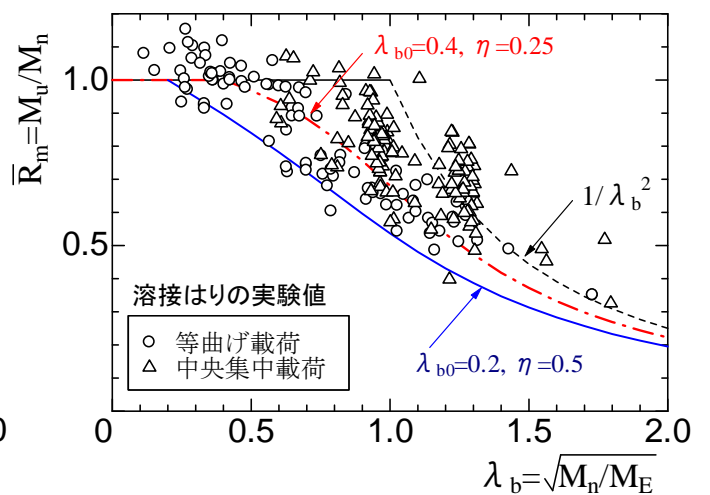


図 3.8 溶接はりの実験値と座屈設計ガイドライン式との比較

3-5 抵抗係数 ϕ の結果

鋼はりの実測強度に基づき曲げ部材の抵抗係数を式(3.3)により検討する。部材の製作係数 S は断面係数 W (または塑性断面係数 Z)で与え、 \bar{R} を極限曲げ強度 M_u と降伏モーメント M_y (または全塑性モーメント M_p)の比を用いて表す。

$$S = W(\text{または}Z), \quad \bar{R} = \frac{M_u}{M_y} \left(\text{または} \frac{M_u}{M_p} \right) \quad (3.12)$$

次に、図 3.5～図 3.8 に示した実測強度と公称抵抗強度との比、すなわち設計係数の統計値(平均値 P_m 、標準偏差 σ_P 、変動係数 V_P)を求める。材料係数と製作係数の統計値は式(3.4)を仮定し、全変動係数 V_R を計算し、片側信頼度 95%の場合($k_R=1.65$)に対する抵抗係数を検討する。

(1) 道路橋示方書の設計式

表 3.4 は、道路橋示方書の設計式(3.5)を用いた場合の計算結果を示す。適用範囲の実験データ数は圧延はり 306 個、溶接はり 220 個である。圧延はりと溶接はりに区分して荷重形式別にして整理してあるが、圧延はりでは集中荷重が等曲げ荷重より設計係数の平均値 P_m が低い。これは集中荷重の作用高さの影響等が設計式に考慮されていないためであると思われる。溶接はりでは P_m 値における荷重形式による相異は小さいが、変動係数 V_P において 1 点集中荷重の方が等曲げ荷重より大きい。全荷重形式を合算した結果で比較すると、溶接はりの設計係数は圧延はりより 7%低めで変動も大きいことがわかる。この表から抵抗係数は、圧延はり $\phi=1.12$ 、溶接はり $\phi=1.05$ が得られた。

表 3.5 は、圧延はりと溶接はりを合算して座屈パラメータ α の変化に伴う設計係数の統計値と抵抗係数を調べたものである。断面強度で支配される $\alpha < 0.2$ (面内)領域の実験データは少ないが、抵抗係数 $\phi=1.05$ が確保されている。横ねじれ座屈強度で支配される $\alpha > 0.2$ 領域では、抵抗係数は $\phi=0.87 \sim 1.17$ の範囲で変化し、座屈パラメータ $\alpha > 0.8$ の範囲では変動係数が大きくなり、抵抗係数 $\phi=1.0$ を下回る場合もみられる。本報告では座屈パラメータごとの実験データ数により重み付きの平均値を求めると、鋼はりの設計係数の統計値として平均値 $P_m=1.283$ 、標準偏差 $\sigma_P=0.150$ 、変動係数 $V_P=0.117$ が得られた。また、片側 95%信頼度の抵抗係数として $\phi=1.07$ が得られた。

表 3.4 道路橋示方書の公称抵抗強度に対する設計係数の統計値と抵抗係数

実験部材	荷重形式	$\bar{R}_m / \bar{R}_n = (M_u / M_y) / (M_u / M_y)_n ; \alpha \leq \sqrt{2}$				$k_R=1.65$ に対する抵抗係数	
		公称抵抗強度: 式(3.5)					
		実験データ数 N	設計係数 P_m	標準偏差 σ_P	変動係数 V_P	全変動係数 V_R	抵抗係数 ϕ
圧延はり	等曲げ載荷	126	1.323	0.142	0.107	0.162	1.116
	1点集中載荷	140	1.103	0.126	0.114	0.166	0.920
	2点集中載荷	40	1.062	0.142	0.134	0.180	0.858
	全形式	306	1.318	0.139	0.105	0.160	1.115
溶接はり	等曲げ載荷	96	1.213	0.134	0.110	0.164	1.018
	1点集中載荷	124	1.246	0.204	0.164	0.203	0.952
	全形式	220	1.232	0.177	0.144	0.188	0.978
部材全体		526	1.282	0.162	0.126	0.175	1.049

表 3.5 道路橋示方書の座屈パラメータと抵抗係数

座屈パラメータ α	実験データ数 N	設計係数 P_m	標準偏差 σ_P	変動係数 V_P	全変動係数 V_R	抵抗係数 ϕ
0~0.2(面内)	8	1.179	0.074	0.063	0.136	1.051
0.2~0.3	22	1.197	0.094	0.079	0.144	1.049
0.3~0.4	65	1.237	0.075	0.061	0.135	1.105
0.4~0.5	38	1.318	0.093	0.071	0.140	1.166
0.5~0.6	44	1.278	0.100	0.078	0.144	1.121
0.6~0.7	41	1.286	0.121	0.094	0.153	1.105
0.7~0.8	97	1.269	0.146	0.115	0.167	1.058
0.8~0.9	18	1.216	0.198	0.163	0.203	0.931
0.9~1.0	43	1.325	0.182	0.137	0.183	1.064
1.0~1.1	89	1.314	0.208	0.158	0.199	1.015
1.1~1.2	23	1.274	0.201	0.158	0.199	0.985
1.2~1.3	14	1.251	0.261	0.209	0.241	0.866
1.3~1.414	24	1.386	0.226	0.163	0.203	1.060
0.2~1.414 重み付き平均値	518	1.283	0.150	0.117	0.168	1.066

(2)座屈設計ガイドラインの設計式

表 3.6 は、座屈設計ガイドラインの設計式(3.8)を用いた場合の計算結果を示す。適用した範囲 ($\lambda_b < 2$) の実験データ数は圧延はり 349, 溶接はり 230 である。設計式(3.8)は、表 3.3 に示すように圧延と溶接はりによって初期不整係数 η を変えることにより強度相異を考慮している。また、集中荷重の作用高さの影響等も設計式に含まれている。設計係数の平均値を比較すると、等曲げ荷重の場合では圧延はり $P_m=1.05$, 溶接はり $P_m=1.02$ であり、よく適合していることがわかる。これに対し、集中荷重の場合では圧延はり $P_m=1.12$, 溶接はり $P_m=1.26$ であり、等曲げ荷重より大きく、変動も大きい。全荷重形式を合算した結果では、圧延はりよりも溶接はりの P_m 値が大きく、変動も大きい。そして、抵抗係数は圧延はり $\phi=0.90$, 溶接はり $\phi=0.84$ および部材全体では $\phi=0.87$ になる。

表 3.7 は圧延はり と溶接はりを合算して、座屈パラメータごとの設計係数の統計値を求めた結果である。断面強度で支配される $\lambda_b < 0.4$ (面内)では、 $P_m=1.02$ であり、変動も小さく、 $\phi=0.91$ が得られている。横ねじれ座屈で支配される領域 $\lambda_b > 0.4$ では、 $\lambda_b < 1.0$ の範囲で変動係数が小さく、設計係数の平均値もあまり変化がない。本報告では座屈パラメータごとの実験データ数により重み付きの平均値を求めると、鋼はりの設計係数の統計値として平均値 $P_m=1.136$, 標準偏差 $\sigma_p=0.135$, 変動係数 $V_p=0.119$ が得られた。また、片側 95%信頼度の抵抗係数は $\phi=0.94$ となる。

表 3.6 座屈設計ガイドラインの公称抵抗強度に対する設計係数の統計値と抵抗係数

実験部材	荷重形式	$\bar{R}_m / \bar{R}_n = (M_u / M_n) / (M_u / M_n)_n ; \lambda_b \leq 2$				$k_R=1.65$ に対する抵抗係数	
		公称抵抗強度: 式(3.8)					
		実験データ数 N	設計係数 P_m	標準偏差 σ_p	変動係数 V_p	全変動係数 V_R	抵抗係数 ϕ
圧延はり	等曲げ荷重	135	1.054	0.101	0.096	0.154	0.904
	1点集中荷重	154	1.118	0.138	0.123	0.173	0.919
	2点集中荷重	60	1.128	0.179	0.159	0.199	0.870
	全形式	349	1.095	0.137	0.125	0.174	0.898
溶接はり	等曲げ荷重	103	1.018	0.121	0.119	0.169	0.843
	1点集中荷重	127	1.258	0.213	0.169	0.208	0.950
	全形式	230	1.150	0.214	0.186	0.222	0.838
部材全体		579	1.117	0.174	0.156	0.197	0.867

表 3.7 座屈設計ガイドラインの座屈パラメータと抵抗係数

座屈パラメータ λ_b	実験データ数 N	設計係数 P_m	標準偏差 σ_p	変動係数 V_p	全変動係数 V_R	抵抗係数 ϕ
0~0.4(面内)	95	1.019	0.065	0.064	0.137	0.908
0.4~0.5	32	1.052	0.094	0.089	0.150	0.910
0.5~0.6	23	1.040	0.085	0.082	0.146	0.908
0.6~0.7	27	1.014	0.114	0.112	0.165	0.849
0.7~0.8	41	0.977	0.085	0.087	0.149	0.848
0.8~0.9	45	1.058	0.107	0.101	0.158	0.900
0.9~1.0	93	1.099	0.112	0.102	0.158	0.934
1.0~1.1	60	1.121	0.146	0.130	0.178	0.911
1.1~1.2	48	1.181	0.176	0.149	0.192	0.928
1.2~1.3	52	1.352	0.168	0.124	0.173	1.110
1.3~1.4	24	1.217	0.125	0.103	0.159	1.033
1.4~1.5	19	1.347	0.205	0.152	0.194	1.052
1.5~2.0	20	1.302	0.289	0.222	0.253	0.873
0.4~2.0 重み付き平均値	484	1.136	0.135	0.119	0.169	0.941

3-6 既往の研究結果との比較

本報告と既往の研究結果との比較を以下に示す。

(1) SGST (1980) の結果¹⁾

SGST(1980)では、道路橋示方書の設計式(3.5)を用いた場合について抵抗強度を検討している。適用範囲の実験データ数は圧延はり 131 個、溶接はり 90 個を用い、合算した設計係数の統計値として

部材全体 (N=221) : 平均値 $P_m=1.302$, 標準偏差 $\sigma_p=0.171$, 変動係数 $V_p=0.131$ であり、また、片側 95%信頼度の抵抗係数は $\phi=1.06$ になる。

本報告では表 3.4 から

部材全体 (N=526) : 平均値 $P_m=1.282$, 標準偏差 $\sigma_p=0.162$, 変動係数 $V_p=0.126$ および抵抗係数 $\phi=1.05$ が得られた。

座屈パラメータ α の変化に伴う変動を考慮した重み付き平均値は

部材全体 (N=220) : 平均値 $P_m=1.305$, 標準偏差 $\sigma_p=0.136$, 変動係数 $V_p=0.104$ また、片側 95%信頼度の抵抗係数は $\phi=1.09$ になる。

本報告では表 3.5 に示すように

部材全体 (N=518) : 平均値 $P_m=1.283$, 標準偏差 $\sigma_p=0.150$, 変動係数 $V_p=0.117$ および抵抗係数 $\phi=1.07$ が得られた。

(2) 科研 (1990) の結果²⁾

科研成果報告書 (1990) では、座屈設計ガイドラインの設計式(3.8)を用いた場合について抵抗強度を検討している。断面強度に支配される $\lambda_b < 0.4$ (面内) 領域では

圧延はり (N=60) : 平均値 $P_m = 0.991$, 標準偏差 $\sigma_p = 0.052$, 変動係数 $V_p = 0.052$

溶接はり (N=40) : 平均値 $P_m = 1.092$, 標準偏差 $\sigma_p = 0.124$, 変動係数 $V_p = 0.114$

および抵抗係数 $\phi = 0.89, 0.91$ をそれぞれ得ている。

本報告では、表 3.7 から

部材全体 (N=95) : 平均値 $P_m = 1.019$, 標準偏差 $\sigma_p = 0.065$, 変動係数 $V_p = 0.064$

および抵抗係数 $\phi = 0.91$ が得られた。次に、横ねじれ座屈強度に支配される $\lambda_b > 0.4$ (面外) 領域では

圧延はり (N=307) : 平均値 $P_m = 1.059$, 標準偏差 $\sigma_p = 0.122$, 変動係数 $V_p = 0.115$

溶接はり (N=136) : 平均値 $P_m = 1.131$, 標準偏差 $\sigma_p = 0.193$, 変動係数 $V_p = 0.171$

および抵抗係数 $\phi = 0.88, 0.85$ をそれぞれ得ている。

本報告では、表 3.6 に示すように

圧延はり (N=349) : 平均値 $P_m = 1.095$, 標準偏差 $\sigma_p = 0.137$, 変動係数 $V_p = 0.125$

溶接はり (N=230) : 平均値 $P_m = 1.150$, 標準偏差 $\sigma_p = 0.214$, 変動係数 $V_p = 0.186$

および抵抗係数 $\phi = 0.90, 0.84$ がそれぞれ得られた。

以上のように、本報告の結果は既往の研究結果と大差がないことがわかる。

3-7 あとがき

鋼はりの実験データを基に曲げ部材の抵抗強度を検討した。最初に、SGST Format による部材の抵抗係数を評価する方法を紹介した。公称抵抗強度として道路橋示方書および座屈設計ガイドラインの設計式を用いて、設計係数の統計値および部材の抵抗係数を算出した結果を示した。設計係数に及ぼす荷重形式の影響および圧延と溶接はりの相異について検討した。道路橋示方書では簡略化した座屈パラメータを用いて安全側を設定しているため、設計係数の平均値が 1.3 程度となり、抵抗係数が 1 を超えている。また、圧延と溶接はりの強度区別をしていないが、溶接はりの方が 7%ほど小さい抵抗係数になることを明らかにした。座屈設計ガイドラインの設計式は座屈パラメータなどが複雑であるが、圧延と溶接はりの強度相異を考慮でき、設計係数の平均値は 1.1 程度に適合している。既往の研究結果と比較し、実験データ数においてかなりの相異があるものの、大差はみられなかった。

参考文献

- 1) 東海鋼構造グループ：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼設計への適用，橋梁と基礎，Vol.14，No.11，12，1980.
- 2) 福本嘯士(代表)：鋼骨組み構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究，平成元年度科学研究費補助金（総合研究 A）研究成果報告書，1990.
- 3) 久保全弘，北堀裕隆，八木孝行：コンパクトな一軸対称 I 形はりの横ねじれ座屈，土木学会論文集，No.563/I-39，pp.11-12，1997.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，鋼橋編，技報堂，1995.
- 5) 土木学会：鋼構造シリーズ 12 座屈設計ガイドライン，改訂第 2 版，2005.
- 6) 土木学会：鋼構造シリーズ 6 鋼構造物の終局強度と設計，1994.
- 7) 土木学会：鋼構造物の限界強度の評価法に関する報告書，鋼構造委員会 鋼構造の限界強度・保有性能の評価法に関する研究小委員会，2002.

§ 4 土研資料データを用いたSGSTフォーマットでの整理

4-1 概要

本章では、与えられた実験データに対して、耐荷力曲線の設定を変えた場合での、部材係数の挙動について確認するものである。使用する実験データとして、土木研究所資料第4090号「鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査」¹⁾に示されている53個を用いた。

道路橋示方書(昭和48年)²⁾に示されている自由突出板の座屈曲線を図-4.1^{3~6)}に示す。ここで用いられているデータは、図-4.2に示す橋梁と基礎「鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用(下)」⁷⁾でも用いられている。データ数は49個である。土木研究所資料の実験データは、数が多いがDwightらのデータが含まれていない。したがって、座屈パラメータが比較的大きい領域のデータが欠けている。

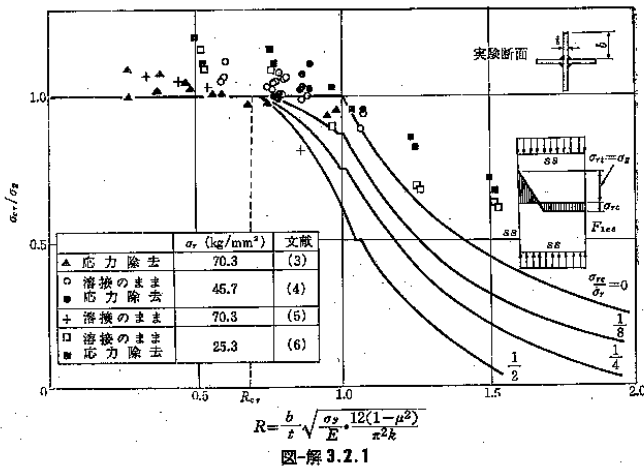


図-4.1 道路橋示方書(昭和48年)

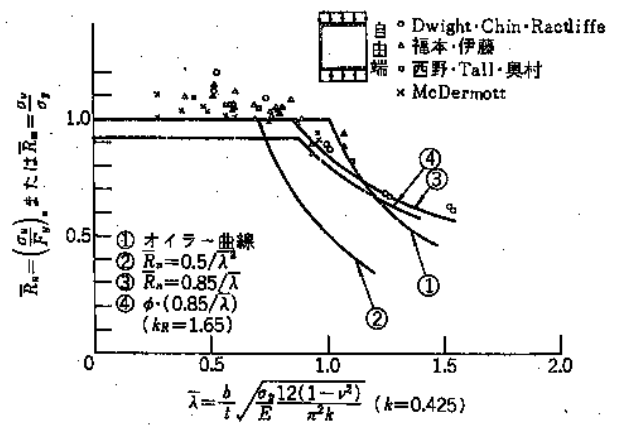


図-4.2 橋梁と基礎(昭和55年)

4-2 基準耐力曲線の選定

選定した基準耐力曲線は以下の3種類である。

(1) 道路橋示方書式

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cr}/\sigma_Y &= 1.0 & (R \leq 0.7) \\ \sigma_{cr}/\sigma_Y &= 0.5/R^2 & (R > 0.7) \end{aligned} \right\} \quad (4.1)$$

$$\text{ここで、} \quad R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y \cdot 12(1-\nu^2)}{E \pi^2 k}} \quad (4.2)$$

(2) 科研式⁸⁾

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cr}/\sigma_Y &= 1.0 & (R \leq 0.7) \\ \sigma_{cr}/\sigma_Y &= (0.7/R)^{0.64} & (R > 0.7) \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

(3) EuroCode 式⁹⁾

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cr}/\sigma_Y &= 1.0 & (R \leq 0.749) \\ \sigma_{cr}/\sigma_Y &= (R - 0.188)/R^2 & (R > 0.749) \end{aligned} \right\} \quad (4.4)$$

4-3 実験結果と基準耐荷力曲線との関係

実験結果と4-2で選定した基準耐荷力曲線との関係を図-4.3に示す。

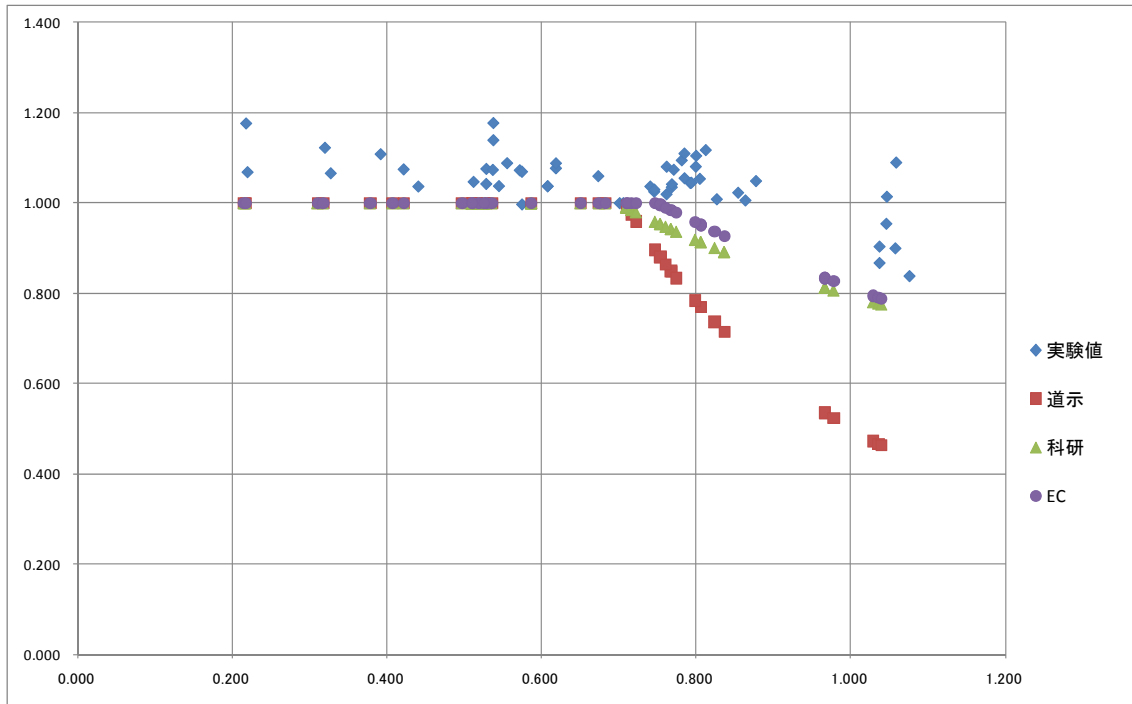


図-4.3 実験結果と基準耐荷力曲線との比較

また、文献7)の手法を用いて抵抗係数を算出した結果を表-4.1~4.3に示す。

・道路橋示方書

座屈パラメータ	実験データ	設計係数	標準偏差	変動係数	信頼係数		抵抗係数	
R	N	Pm	σ_p	V_p	ψ	VR	kR=1.65	kR=2.0
-0.5	8	1.087572	0.045931	0.042232	1.250708	0.127998	0.986562	0.930531
0.5-0.6	10	1.077396	0.050847	0.047194	1.239006	0.12972	0.973812	0.917558
0.6-0.7	5	1.059944	0.023003	0.021702	1.218935	0.122764	0.972027	0.919653
0.7-0.8	17	1.135501	0.124251	0.109424	1.305827	0.163014	0.954595	0.880091
0.8-0.9	6	1.37814	0.084734	0.061485	1.584861	0.135574	1.230332	1.155123
0.9-1.0	0	-	-	-	-	-	-	-
1.0-1.1	7	1.865164	0.168842	0.090524	2.144939	0.150979	1.610602	1.497258
1.1-1.2	0	-	-	-	-	-	-	-
1.2-1.3	0	-	-	-	-	-	-	-
1.3-1.4	0	-	-	-	-	-	-	-
重み付平均値	53	1.234015	0.090443	0.071341	1.419117	0.142954	1.082548	1.011157

表-4.1 抵抗係数の算出（道路橋示方書）

・科研

座屈パラメータ	実験データ	設計係数	標準偏差	変動係数	信頼係数		抵抗係数	
R	N	Pm	σ_p	V_p	ψ	VR	kR=1.65	kR=2.0
-0.5	8	1.087625	0.045769	0.042082	1.250769	0.127949	0.986712	0.9307
0.5-0.6	10	1.0774	0.050696	0.047054	1.23901	0.129669	0.973919	0.917688
0.6-0.7	5	1.0598	0.02308	0.021778	1.21877	0.122777	0.971868	0.919495
0.7-0.8	17	1.083353	0.059808	0.055206	1.245856	0.132845	0.972772	0.914845
0.8-0.9	6	1.147333	0.044956	0.039183	1.319433	0.127025	1.042892	0.984232
0.9-1.0	0	-	-	-	-	-	-	-
1.0-1.1	7	1.176429	0.102458	0.087092	1.352893	0.148947	1.020403	0.949875
1.1-1.2	0	-	-	-	-	-	-	-
1.2-1.3	0	-	-	-	-	-	-	-
1.3-1.4	0	-	-	-	-	-	-	-
重み付平均値	53	1.100189	0.056456	0.050931	1.265217	0.132025	0.989236	0.930697

表-4.2 抵抗係数の算出（科研）

・EC3

座屈パラメータ	実験データ	設計係数	標準偏差	変動係数	信頼係数		抵抗係数	
R	N	Pm	σ_p	V_p	ψ	VR	kR=1.65	kR=2.0
-0.5	8	1.087572	0.045931	0.042232	1.250708	0.127998	0.986562	0.930531
0.5-0.6	10	1.077396	0.050847	0.047194	1.239006	0.12972	0.973812	0.917558
0.6-0.7	5	1.059944	0.023003	0.021702	1.218935	0.122764	0.972027	0.919653
0.7-0.8	17	1.058216	0.042563	0.040221	1.216948	0.127349	0.961236	0.906994
0.8-0.9	6	1.102608	0.043568	0.039514	1.267999	0.127127	1.002024	0.945603
0.9-1.0	0	-	-	-	-	-	-	-
1.0-1.1	7	1.152422	0.099525	0.086362	1.325285	0.148521	1.000512	0.931621
1.1-1.2	0	-	-	-	-	-	-	-
1.2-1.3	0	-	-	-	-	-	-	-
1.3-1.4	0	-	-	-	-	-	-	-
重み付平均値	53	1.083897	0.050426	0.046107	1.246481	0.130233	0.978254	0.921358

表-4.3 抵抗係数の算出（EC3）

今回使用しているデータは、科研のデータと比べてパラメータλの大きい部分のデータが無く、やや強度が高めになっている。(科研のデータは、次頁以降の橋梁と基礎のデータ参照)

算出した抵抗係数の数値の傾向は、道路橋示方書が安全側過ぎるために大きな値 (>1.0) となっており、よりフィットさせた耐荷力曲線では小さい値 (<1.0) になっている。この傾向は、文献7) で示されている道路橋示方書と後座屈強度を考慮した耐荷力式との関係(文献7)の表-8)と同様である。

また、座屈パラメータの大きい領域 (R > 0.7) での違いが全体の変動係数、抵抗係数に影響していることも枠囲いの数値の状況から見る事ができる。

SGST フォーマットの抵抗係数を、鋼・合成標準示方書の ISO フォーマットの部材係数に置き換える。

SGST フォーマットから、ISO フォーマットの部分係数を算出するためには、部材強度の信頼度およびその変動性を表す係数から、材料係数 γ_m を分離する必要がある。ISO の書式において、単一材料で構成される断面(鋼断面)であれば、

$$R (f_k / \gamma_m) / \gamma_b = R (f_k) / (\gamma_m \times \gamma_b)$$

と表すことができるため、抵抗係数 γ_b は、

$$\gamma_b = 1 / (\chi \cdot \gamma_m)$$

として、算出できる。 γ_m は $M_m = 1.15$ 、 $V_m = 0.11$ という値を SGST および科研で用いていることから、 $\phi_m = (1 - 1.65 \times 0.11) \times 1.15 = 0.9412$ 、 $\gamma_m = 1 / \phi_m = 1.062$ という結果を得ることができる。この値を用いて抵抗係数から部分係数を算出した結果を表-4.4 に示す。

	抵抗係数	部材係数
道路橋示方書式	1.083	0.869
科研式	0.989	0.952
EC3 式	0.978	0.963
文献7)	0.940	1.002
文献8)	0.847	1.112

表-4.4 部材係数の算出結果

今回の算出結果を見ると、座屈パラメータの大きい領域で実験値との乖離が大きかったために、抵抗係数の値が大きく(基準耐荷力曲線の実験値の離れが大きい=下限値狙い)算出されていると推測される。このために、「もっと抵抗値を大きくして良い (<1.0)」と言う方向に部材係数が働いている。

文献7)での結果は、基準耐荷力曲線式が異なるため参考としての結果である。文献8)では、同じ耐荷力曲線に対して、より抵抗係数が小さくなっている。

自由突出板の部材係数の値に支配的なのは、パラメータの大きい領域なので、この領域での精度の向上が必要(=慎重な耐荷力曲線の選定)と考えられる。

また、耐荷力曲線の上限值を1.0としているが、一定値とする意味は塑性域を利用しないという思想の現れと考えられ、確率統計的な処理から係数を算出する方法と合致していない。座屈パラメータが小さい (R < 0.7) の領域での耐荷力曲線の考え方の整理も必要である。

【参考文献】

- 1) 土木研究所：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査、土木研究所資料第 4090 号，2008.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，鋼橋編，技報堂，1973.
- 3) McDermott, J.F. : Local Plastic Buckling of A514 Steel Members, Proc. of ASCE, Paper 6761, Sept. 1969.
- 4) 福本昉士、伊藤文雄：フランジ局部座屈強度とフランジの幅厚比制限、土木学会論文集、No.160、pp.27～38 1968-12.
- 5) Nishino, F., Tall, L. and Okumura, T. : Residual Stress and Torsional Buckling Strength of H and Critiform Columns, Trans. Of Japan Society of Civil Engineer, No.160, pp.75～87, Dec. 1968.
- 6) Dwight, J.B., and Moxham, K.E. : Welded Steel Plate in Compressions, The Structural Engineer, Vol.47, No.2, pp.49～66, Feb. 1969.
- 7) 東海鋼構造グループ：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼設計への適用(下), 橋梁と基礎, Vol.14, No.12, 1980.
- 8) 福本昉士ら：鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究（研究課題番号 62302040）、平成 2 年 3 月.
- 9) EuroCode3, Part1.5:Plated Structural elements.

§ 5 まとめ

本編で得られた結果を以下にまとめる。

2章では、許容応力度設計法に基づいて設計された非合成プレートガーダー橋を対象として、FORM法により信頼性指標を算定し、続いて部材係数を算出する手法を示した。さらに、この手法に基づいて算定された部分係数を用いて非合成プレートガーダー橋を試設計し、許容応力度設計法を用いた試設計断面と比較検討した。その結果は、両者に明確な違いはあるものの、その差異に定性的な傾向を見出すには至らなかった。

3章では、鋼はりの実験データを基に、公称抵抗強度として道路橋示方書および座屈設計ガイドラインの設計式を用いて設計係数の統計値および部材の抵抗係数を算出するとともに、設計係数に及ぼす荷重形式の影響および圧延と溶接はりの相異について検討した。その結果、道路橋示方書では簡略化した座屈パラメータを用いて安全側を設定しているため、抵抗係数が1を超えていること、座屈設計ガイドラインの設計式は座屈パラメータなどが複雑であるが、圧延と溶接はりの強度相異を考慮でき、設計係数の平均値は1.1程度に適合していることが明らかになった。

4章では、土木研究所資料により実験データをSGSTフォーマットに基づいて整理することで、我が国の設計法を、部材係数などの部分係数を信頼性に基づいて設定し構造物の安全性を照査する設計法に移行する際の課題について検討した。その結果、自由突出板の部材係数の値に支配的なのはパラメータの大きい領域であり、この領域での精度の向上が必要、すなわち慎重な耐荷力曲線の選定が必要であること、座屈パラメータが小さい($R < 0.7$)の領域での耐荷力曲線の考え方を整理し、確率統計的な処理から係数を算出する方法が必要であることを示した。