

Br-76-05

020
土研資料第1225号

土木研究所資料

第1225号

鋼橋の強度係数および荷重係数に関する信頼性解析

昭和52年3月

建設省土木研究所
構造橋梁部橋梁研究室

ま え が き

道路橋上部構造の設計基準に、荷重係数設計法を導入する必要性が叫ばれて久しい。しかしながら、わが国においては、従来、荷重係数設計基準の整備に必要となる方法論の確立及びデータの蓄積が十分ではなく、荷重係数設計基準の具体化は困難であるのが実情であった。

本報告書は、このように困難な状況のもとにある荷重係数設計基準を、一步でも実現に近づけるために、現在までに土木研究所で収集したデータ、公表されたデータにもとづき、近似理論を用いて、各種部材の強度係数、荷重係数を試算したものである。本報告書で用いたデータは、信頼性解析を行なうために必要な量であるとは言えず、また解析の方法にも多くの問題点が含まれていることは事実であるが、少なくとも、本報告書で示された荷重係数、強度係数の値は、道路橋上部構造の設計基準の安全率を再検討する際の1つの目安になると考えている。

今回の解析では、時間的余裕が乏しかったため、今回試算した強度係数、荷重係数の具体的数値にもとづく、整備された設計基準を示すことはできなかったが、荷重係数設計基準の概要と比較設計については、土木研究所資料第1166号を参照されたい。また、死荷重、活荷重以外の荷重に対する荷重係数の解析および荷重の組み合わせに関する解析については、来年度当初に示す予定である。

本報告書の作成にあたっては、データ整理について佛長大橋設計センターにお願いしたことを付記し、感謝の意を表したい。

昭和52年3月

建設省土木研究所橋梁研究室

研究員 金 井 道 夫

目 次

○ ま え が き

1. 荷重係数設計基準と信頼性解析の方法.....	1
1-1. 荷重係数設計基準.....	1
1-2. 信頼性解析の方法.....	4
2. 強度係数に関する信頼性解析.....	9
2-1. 引 張 部 材.....	9
2-2. 圧 縮 部 材.....	12
2-3. 曲 げ 部 材.....	14
2-4. 継 手 部 材.....	16
2-5. 鉄筋コンクリート床版.....	17
3. 荷重係数に関する信頼性解析.....	19
3-1. 死 荷 重.....	19
3-2. T - 荷 重.....	20
3-3. L - 荷 重.....	22
4. まとめと考察.....	30
○ 参 考 文 献.....	32

1. 荷重係数設計基準と信頼性解析の方法

1-1 荷重係数設計基準

(i) 荷重係数設計基準の概要

荷重係数設計法は、従来の許容応力度設計法が、設計にかかわるすべての不確定要因に対して与えられる安全率を一括して強度に対して見込んでいたのに対し、荷重や強度の不確定要因を個々に評価して、荷重・強度に対して見込むべき安全率を個々に規定し、結果的に、すべての荷重・強度、また橋梁の規模、形式に対して実質的に等しい安全性を確保しようとする設計法である。

一例として、死荷重と活荷重の組合せを考えた時、許容応力度設計法、荷重係数設計法による設計基準は、それぞれ次のように与えられる。

許容応力度設計法

$$R/\nu \geq D + L \quad \dots\dots\dots (1.1.1)$$

荷重係数設計法

$$\varphi \cdot R \geq \gamma_D \cdot D + \gamma_L \cdot L \quad \dots\dots\dots (1.1.2)$$

ここに

R ; 部材の耐荷力

D ; 死荷重強度

L ; 活荷重強度

ν ; 安全率

φ ; 強度係数

γ_D, γ_L ; 死荷重, 活荷重係数

なお、本報告での用語は次のように定義されている。

荷重係数とは、荷重に対して、荷重の変動を考慮してみこまれる安全率であり、強度係数とは、強度に対して、その変動を考慮してみこまれる安全率である。荷重係数設計法とは、安全率として荷重係数、強度係数を用いた設計法をいう。

(1.1.1)式、(1.1.2)式の比較より、許容応力度設計法において一括して与えられていた安全率 ν が、荷重係数設計法では、それぞれ R, D, L の不確定要因を個々に考慮して、 $\varphi, \gamma_D, \gamma_L$ に分割されていることが分る。このために、荷重係数設計法では、 D と L の割合や部材の種類によらず一定した安全性を確保することができる。

このように、荷重係数設計法を採用することにより、従来経験的に考えられてきた安全率の概念が明確化される。また、荷重係数設計基準の策定にあたっては、安全率の決定に関して、明確な根拠が必要とされる。荷重係数設計基準の策定にあたり、確率論にもとづいた信頼性解析がよく用いられるのは、このような理由にもとづくものである。

本報告書では、非合成プレートガーター橋に対して、(1.1.2)式に示される荷重係数設計基準を

具体的に作成することを目標とする。この場合、次のような検討を理論的に行なり必要がある。

- a. どのような設計理論を採用すべきであるか、また、どのような限界状態を規定すべきであるかを決定する必要がある。従来非合成プレートガーダー橋には、弾性理論が適用され、また限界状態としては、降伏点もしくは座屈強度とたわみが考えられてきた。このような設計理論、限界状態の是非は、橋梁形式ごとに検討されるべき問題である。
- b. 引張部材、圧縮部材、曲げ部材、添接部材等の部材種類ごとに、強度特性、材料強度のパラつき、部材寸法のパラつきを考慮して強度係数を定める必要がある。材料強度、部材寸法のパラつきが強度係数の要因として含まれる以上、品質管理、施工管理との対応についても検討が必要となる。
- c. 死荷重、活荷重、温度荷重、風荷重、地震荷重などの個々の荷重について、その特性を考慮し、すべての荷重に対して同一の安全性が確保されるように、荷重係数を決定する必要がある。変動幅の大きい荷重に対しては、当然大きい荷重係数が規定される。
- d. 荷重の組合せに対して、その頻度を考慮して合理的な荷重と荷重係数の組合せを定める必要がある。(許容応力度設計法では、許容応力度の割増しという形で処理されている。)

以上の4つの課題に対して、本報告書では、次の内容に限りて報告する。

- a ; 全部の内容
- b ; 引張部材、圧縮部材、曲げ部材、添接部材、鉄筋コンクリート床版の強度係数の試算
- c ; 死荷重、活荷重 (T 荷重、L 荷重) の荷重係数の試算
- d ; (未検討)

(2) 設計理論、限界状態に関する検討

はじめに、設計理論、限界状態に関する検討結果を報告する。現行の道路橋示方書は、鋼橋について弾性設計を基本とし、次のような限界状態を考えている。

終局限界状態；降伏点強度、座屈強度

使用限界状態；たわみ

しかしながら、現行道路橋示方書では、終局限界状態について常に同一の安全率を見込んでいるわけではない。一例として、プレートガーダー橋の腹板に対しては、座屈後強度を見込むことができるという理由で安全率を低減しており、この意味で、塑性設計的な考え方も一部導入されている。鋼橋の機能、安全性の上から、考慮しなくてはならない基本的な限界状態は、次の3つであろう。

a. 使用限界状態

機能の上から確保されることが要請される限界状態であり、たわみ、振動、美観などが含まれよう。

b. 降伏点、座屈強度

弾性理論により照査される限界状態であり、強度・安定、または永久変形を照査するうえで、きわめて重要な限界状態である。

c. 終局強度

塑性理論により照査される限界状態であり、破壊の照査に相当する。

このうち、振動・美観等については、今回の検討の対象から外した。弾性理論、塑性理論のどちらをとるかについて、以下に検討を行なう。

弾性理論による照査、塑性理論による照査は、本来併用されることが望ましい。たとえば、弾性理論のみを用いた設計を行なった場合、設計上同じ強度を持つと判断された構造物間で、終局強度が大幅に異なることがある。引張部材と圧縮部材については、その終局強度は大幅に異なるし、同じ圧縮部材についても、構造特性により終局強度は異なる。図1.1.1は、曲げと軸力を受ける円形断面部材の終局強度、変形性能を実験的に調べたものである。縦軸には道路橋示方書で規定される設計荷重 Q_y に対する強度 Q を示し、横軸には柱頭変位を無次元化して示してある。図より明らかなように、設計上同じ強度が期待される構造物でも、その肉厚のちがいに、終局強度は大幅に異なる。一般に、薄肉構造物は、弾性設計上は有利であっても、終局強度において劣ることが多い。

以上の観点から、塑性域も考慮した終局強度の照査は、破壊に対する安全性を等しく保つために重要である。しかしながら、土木構造物において塑性理論を適用するためには、次の問題が解決されなければならない。

- 薄肉構造の多い土木構造物では、塑性域における局部座屈により耐荷力が失われることが多いが、局部座屈の正確な解析は現状では困難である。
- 土木構造物では、建築構造物と比べ、不静定次数が低く、かつ細長比が大きいの。したがって塑性域では、個々の部材の耐荷力は確保できても、構造系全体としての不安定現象が問題となる。

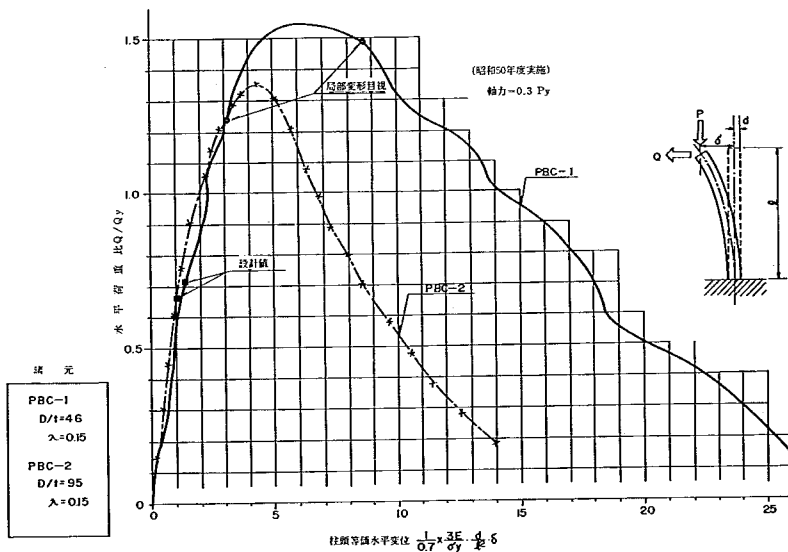


図 1.1.1 曲げと軸力を受ける円形断面部材の実験結果 (昭和50年度実施)

土木構造物の塑性域での挙動には以上のような問題点があり、この問題点は、現行の塑性設計法により解決することは困難である。したがって、今回の解析では、終局強度の照査の必要性は認めつつも、塑性理論は用いなかった。以下に示す解析は、すべて弾性理論による解析を前提としたものであり、その意味で現行の許容応力度設計法の安全率の見直しにとどまっている。

1-2 信頼性解析の方法

鋼橋の強度係数、荷重係数に関する信頼性解析を行なうためには、どのような理論を適用するかというところが、きわめて重要な問題になる。厳密な理論が望ましいことはもちろんであるが、現実に利用可能なデータに対して適用可能であるということが、何よりも不可欠な条件となろう。

信頼性理論は、当初航空の分野で発達した。航空の分野で適用された信頼性理論は、厳密な古典的信頼性理論であった。しかし、その後、機械・建築・土木などの分野に適用されはじめるにしたがつて、データの利用可能性の面から、古典的信頼性理論の適用は制約を受け、現在は近似理論が多く用いられるようになってきている。現在、土木の分野で適用が検討されている信頼性理論は、次の3種類であると考えられる。これらの理論については、参考文献(1),(2)に詳しいので、詳細な内容は文献にゆずり、ここでは基本的な考え方のみを紹介する。

a. 古典的信頼性理論

部材強度と荷重作用の確率密度関数から、厳密に破壊確率を求める方法である。部材強度の累積確率密度関数を $F_R(x)$ 、荷重作用の確率密度関数を $f_s(x)$ とすると、破壊確率 P_F は次式で与えられる。

$$P_F = \int_0^{\infty} F_R(x) \cdot f_s(x) \cdot dx \quad \dots\dots\dots (1.2.1)$$

この理論は、部材強度と荷重作用の確率密度関数が厳密に求められる限り、全く厳密である。また、 P_F を直接求めることができるため、次の定式化により最適設計の概念が容易に導入できる。

$$C_I + P_F \cdot C_F \longrightarrow \min \quad \dots\dots\dots (1.2.2)$$

ここに

C_I ; 初期建設費

C_F ; 破壊時費用

しかしながら、文献(1),(2)でもしばしば議論されているように、土木の分野で実用的と思われる破壊確率のレベル $P_F = 10^{-3} \sim 10^{-6}$ に対しては、破壊確率は、部材強度、荷重作用の分布形に対しきわめて敏感である。一方、部材強度、荷重作用の分布形、特に破壊確率に直接影響を及ぼすような分布形の端部に関するデータは、現実にはほとんど得られない。したがって、土木の分野で破壊確率を厳密に規定することは、事実上困難である。以上のような理由で、この古典的信頼性理論が実際に土木の分野で適用されたことはあまりない。

b. 拡張信頼性理論

古典的信頼性における問題点を解決するための1つの理論である。この理論では、破壊確率を2つの要素に分割している。

$$P_F = P_O \cdot P_S \quad \dots\dots\dots (1.2.3)$$

ここに

P_O ; 客観的な不確定性による破壊確率

P_S ; 主観的な不確定性による破壊確率

すなわち、 P_O は材料のパラつきなどの実世界でのパラつきによる破壊確率、 P_S は予測誤差などの人為的なパラつきによる破壊確率を表わしている。この方法では、 P_O 、 P_S が P_F の約半分のオーダーになるために、 P_O 、 P_S は分布形に対してそれほど敏感でなくなるメリットがある。しかしながら、具体的に P_O と P_S の内容を決定することが難しく、この理論についても実際に適用されたことはあまり例がない。

c. 二次モーメント法

二次モーメント法は、厳密さを特徴とする古典的信頼性理論に対し、近似理論であることと、その簡潔さとを特徴としている。二次モーメント法の基礎理論については、文献(3)～(6)に詳しく述べられているが、いずれも次の式を基本としている。

$$\mu_R = \mu_S + \beta \cdot \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad \dots\dots\dots (1.2.4)$$

もしくは

$$\mu_R = \mu_S \cdot \exp(\beta \cdot \sqrt{V_R^2 + V_S^2}) \quad \dots\dots\dots (1.2.5)$$

ここに

μ ; 分布形の平均値

σ ; 分布形の標準偏差

V ; 分布形の変動係数(= σ/μ)

β ; 信頼性指標

(1.2.4)、(1.2.5)式を見れば明らかとなり、二次モーメント法では、分布形の概念は用いず、分布形の特性を表わす指標として平均値と標準偏差もしくは変動係数のみを用いている。また、二次モーメント法では、破壊確率の概念も用いず、信頼性を表わす指標としては、代りに信頼性指標 β を用いている。

二次モーメント法は、このように近似理論であり、平均値と標準偏差が同一であるデータについては、実際の分布形が異なる場合でも、同一のデータであるとみなすことになる。また破壊確率についても、分布形が明らかにされない以上、直接求めることはできない。このようなことから、二次モーメント法は、厳密な数学的観点から見れば価値をもたないが、分布形の議論から解放されたことにより、二次モーメント法を用いればきわめて簡単に強度係数、荷重係数の値を求めることができるという価値をもつ。したがって、利用可能なデータが制約されている現時点においては、数々の問題はあっても、もっとも現実的な方法として多く用いられている。具体的な応用例については、参考文献(7)～(9)に詳しい。

以上述べた議論によって明らかのように、現時点において利用可能な信頼性解析の方法は、二次モーメント法にほぼ限られると言えよう。本報告書においても、以下では、二次モーメント法によ

る解析を前提として、信頼性解析のための準備をすすめる。

(1) 二次モーメント法と破壊確率の対応

二次モーメント法では、分布形の追跡を本質的に断念しているので、二次モーメント法における設計基準を破壊確率と対応づけることは本質的な意味をもたない。しかし逆に、二次モーメント法においても、仮に分布形に関する正確な情報が得られれば、破壊確率との対応をつけることは容易である。また実際に、(1.2.4)、(1.2.5)式は、破壊確率との対応を根底では意識して作成されている。

たとえば、(1.2.4)式より β を求めると、

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \dots\dots\dots (1.2.6)$$

を得るが、ここでもし R 、 S が正規分布であるとすれば、(1.2.6)式の右辺は標準正規分布にあてはまる。よって破壊確率は(1.2.1)式で与えられることを考えれば、容易に次式を得る。

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_F) \dots\dots\dots (1.2.7)$$

ここで Φ は標準正規分布表の値である。また対数正規分布については、(1.2.5)式を書き直して

$$\beta = \frac{\ln(\mu_R/\mu_S)}{\sqrt{V_R^2 + V_S^2}} \dots\dots\dots (1.2.8)$$

がやはり正規分布することを利用して、やはり(1.2.7)式により β と P_F の対応を図ることができる。すなわち、(1.2.4)式は正規分布を、(1.2.5)式は対数正規分布を基本的に想定した設計基準である。

もちろん、(1.2.4)式、(1.2.5)式は、 R 、 S が他の分布形にあてはまる場合についても適用される。この場合 β と P_F との関係が、分布形によりどの程度変動するか検討を行なう。 R と S がともに、正規分布、対数正規分布、ガンマ分布、ワイブル分布をする場合の β と P_F の関係を、 $V_R = 0.10$ 、 $V_S = 0.20$ を仮定して求めたのが図1.2.1である。この場合の β は(1.2.4)式にもとづいているが、(1.2.5)式を用い

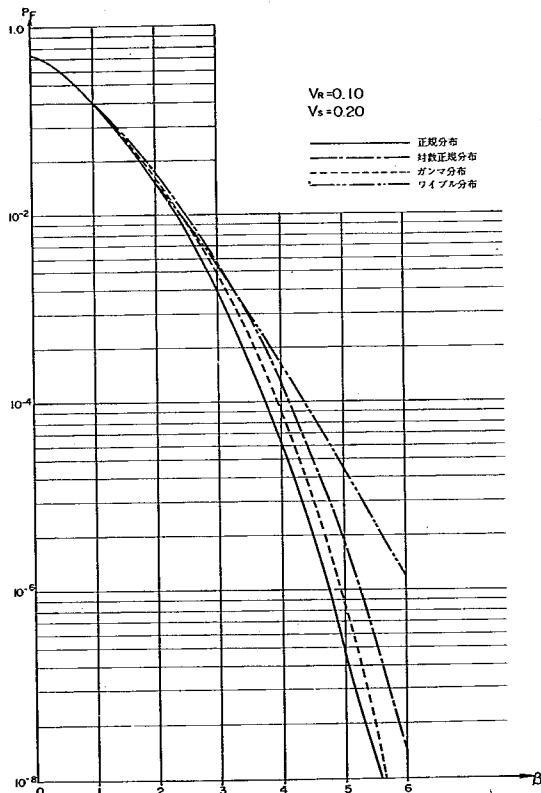


図1.2.1 $\beta \sim P_F$ 曲線

た場合もそれ程の差異は生じない。

図 1.2.1 に示されるように、 β と P_F の対応関係には、ある程度の変動は生じるものの、信頼性指標 β によって、破壊確率 P_F を相当の精度で規定できる。このことが、また、二次モーメント法の根拠にもなっている。

(2) 荷重係数設計基準への適用

二次モーメント法の荷重係数設計基準への適用に関しては、実例も含めて文献(7),(9)に詳しい。ここでは、強度係数、荷重係数の解析法について、その概要を述べる。

二次モーメント法による設計基準式として(1.2.5)式を用いる。まず、次式の形で、強度係数、荷重係数を二次モーメント法設計基準より求める。

$$\varphi \cdot \mu_R \cong \gamma_0 \cdot \mu_S \quad \dots\dots\dots (1.2.9)$$

許容応力度法での安全率 ν をとした時、当然次の関係が成立する。

$$\nu = \gamma_0 / \varphi \quad \dots\dots\dots (1.2.10)$$

一方、(1.2.5)式より、安全率 ν を求めると次式を得る。

$$\nu = \mu_R / \mu_S = \exp(\beta \sqrt{V_R^2 + V_S^2}) \quad \dots\dots\dots (1.2.11)$$

(1.2.10)式と(1.2.11)式を比較すると、(1.2.11)式の右边が V_R の項と V_S の項に分けられればそれぞれ V_R 、 V_S のみを変数とする φ 、 γ_0 を定式化することができる。よって次の近似を用いて、(1.2.11)式を分割する。

$$\sqrt{V_R^2 + V_S^2} \cong 0.75(V_R + V_S) \quad \dots\dots\dots (1.2.12)$$

(1.2.12)式は、 V_R と V_S の比がそれ程大きくない時には、きわめて正確である。(1.2.12)式を(1.2.11)式、(1.2.10)式に適用すれば、

$$\begin{aligned} \gamma_0 / \varphi &= \exp(\beta \cdot \sqrt{V_R^2 + V_S^2}) \\ &= e^{0.75 \beta V_R} \cdot e^{0.75 \beta V_S} \quad \dots\dots\dots (1.2.13) \end{aligned}$$

よって、 φ 、 γ_0 それぞれを次のように定式化することができる。

$$\begin{cases} \varphi = e^{-0.75 \beta V_R} \\ \gamma_0 = e^{0.75 \beta V_S} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (1.2.14)$$

(1.2.14)式により、信頼性のレベルとしての β の値が与えられ、 V_R 、 V_S の値がデータより得られれば、(1.2.9)式に対する強度係数、荷重係数の値を計算することが可能である。

次に、 S が多くの荷重の和として与えられている時の設計基準及び個々の荷重係数の値は、次式により求めることができる。

$$\varphi \cdot \mu_R \cong \gamma_1 \cdot \mu_{S1} + \gamma_2 \cdot \mu_{S2} + \dots\dots\dots + \gamma_n \cdot \mu_{Sn} \quad \dots\dots\dots (1.2.15)$$

$$\begin{aligned} (\mu_{S1} + \mu_{S2} + \dots\dots\dots + \mu_{Sn}) e^{0.75 \beta V_S} \\ = \mu_{S1} \cdot e^{0.75 \beta V_{S1}} \cdot \alpha + \mu_{S2} \cdot e^{0.75 \beta V_{S2}} \cdot \alpha + \dots\dots\dots + \mu_{Sn} \cdot e^{0.75 \beta V_{Sn}} \cdot \alpha \quad \dots\dots\dots (1.2.16) \end{aligned}$$

(1.2.16)式の α の値を求めることにより、個々の荷重係数の値は、

$$\gamma_i = e^{0.75 \beta V_{Si}} \cdot \alpha \quad \dots\dots\dots (1.2.17)$$

により求めることができる。たとえば、 S が D と L の2変数の和で表わされる時は、(1.2.12)

式と同様に $\alpha = 0.75$ を用いることが近似的に可能である。

以上より、二次モーメント法を荷重係数設計基準に適用する場合の基本的な準備を終えた。第2章以降では、具体的なデータにもとづいて、個々の強度係数、荷重係数の数値の検討を行なう。

なお、 β の値については、現在のところ普遍的な合意は得られていないのが実情であり、最終的には、現行の設計とのキャリブレーションによって決定するのが適当であろう。

2. 強度係数に関する信頼性解析

この章では、各種部材の強度係数について信頼性解析を行なう。第1章に述べたように、部材の強度は降伏点もしくは座屈強度で決まるものとする。また構造系全体としての耐荷力の問題は考慮しない。

強度係数は、すべて現行道路橋示方書鋼橋欄に示された基準強度に対して与えられるものとする。すなわち、現行の許容応力度の1.7倍を基準強度にとっている。また、鋼種は、一応SS41鋼を対象とするが、この章に示される強度係数は、SM53鋼までには、そのまま適用可能であると考えられる。SM58鋼は、調質鋼であるため別途材料安全率をとることに因して特殊な考慮が必要となる。

2-1 引張部材

(1) 基準強度

現行道路橋示方書の許容軸方向引張応力度は、それぞれの鋼種の板厚16~40mmの鋼材に対する公称降伏点応力度に対して、1.7の安全率を見込んだものである。ただし、SM58鋼については、調質鋼であることを考慮し、さらに1.05の材料安全率を見込んでいる。

したがって、SS41鋼の基準強度は、16~40mmの板厚に対する公称降伏点応力度である2400 Kg/cm^2 をとり、強度係数は板厚によらず、一定とする。すなわち、荷重係数設計基準における引張部材の基準強度 σ_t^* は次のとおりである。

$$\sigma_t^* = 2400 \text{ Kg}/\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots (2.1.1)$$

(2) 強度係数

実際の引張部材の耐荷力 R_t は、次式で表わされよう。

$$R_t = A \cdot \sigma_{ty}$$

ここに

A ; 部材断面積

σ_{ty} ; 引張降伏点応力度

したがって、引張部材に対する強度係数を求めるにあたっては、設計時に仮定した A^* , σ_{ty}^* に対して、実際の A , σ_{ty} の変動を考える必要がある。耐荷力の変動係数は(2.1.2)式、設計時に考えた R_t^* と実際の R_t との平均値のずれは(2.1.3)式で与えられる。

$$V_R^2 = V_A^2 + V_{\sigma_{ty}}^2 \quad \dots\dots\dots (2.1.2)$$

$$\bar{R}_t / R_t^* = (\bar{A} \cdot \bar{\sigma}_{ty}) / (A^* \cdot \sigma_{ty}^*) \quad \dots\dots\dots (2.1.3)$$

よって強度係数は、 R_t^* に対して次のように規定される。

$$\varphi_t = \frac{\bar{R}_t}{R_t^*} \cdot \exp(-0.75 \cdot \beta \cdot V_R) = \frac{\bar{R}_t}{R_t^*} \cdot \exp(-0.75 \cdot \beta \cdot \sqrt{V_A^2 + V_{\sigma_{ty}}^2}) \quad \dots\dots\dots (2.1.4)$$

(3) データ解析

鋼材の降伏点応力度のバラつきについては、横河橋梁の47年度のデータを用いる。

鋼材の降伏点応力度は、圧延の関係で、同じ鋼種についても板厚により変動することが多いが、今回用いたデータは、実際に橋梁部材に用いた鋼材から採取した試験片をもとにしたデータであるため、板厚による降伏点応力度の変動も、データの中に含まれている。

今回用いたデータは、SM50鋼に関するものであり、基準強度 σ_{ty} を1とした時の、データの平均値と変動係数は次のとおりである。

$$\left. \begin{array}{l} \text{データ総数} \quad N = 577 \\ \sigma_{ty} \text{の平均値} \quad \sigma_{ty} = 1.163 \\ \sigma_{ty} \text{の変動係数} \quad V_{\sigma_{ty}} = 0.0635 \end{array} \right\} \cdots (2.1.5)$$

(図 2.1.1 参照)

次に、部材の製作誤差については、50年度に土木研究所で調査したデータを用いる。データは、表 2.1.1 及び図 2.1.2, 図 2.1.3 に示すとおり、I 桁断面、箱桁断面に関するものである。

I 桁断面、箱型断面をあわせたデータについて解析を行なうと、設計値 $A^* = 1.0$ とした場合の A の変動は次のとおりである。

$$\left. \begin{array}{l} \text{データ総数} \quad N = 776 \\ A \text{の平均値} \quad \bar{A} = 1.0098 \\ A \text{の変動係数} \quad V_A = 0.0175 \end{array} \right\} \cdots (2.1.6)$$

(4) 結 論

(2.1.4) 式に、(2.1.5)、(2.1.6) の計算結果を代入することにより、次式を得る。

$$\begin{aligned} \varphi_t &= \frac{\bar{R}}{R^*} \cdot \exp(-0.75 \cdot \beta \cdot \sqrt{V_A^2 + V_{\sigma_{ty}}^2}) \\ &= 1.163 \times 1.0098 \cdot \exp(-0.75 \cdot \beta \cdot \sqrt{0.0635^2 + 0.0175^2}) \\ &= 1.1744 \times \exp(-0.0494 \times \beta) \end{aligned} \quad \cdots (2.1.7)$$

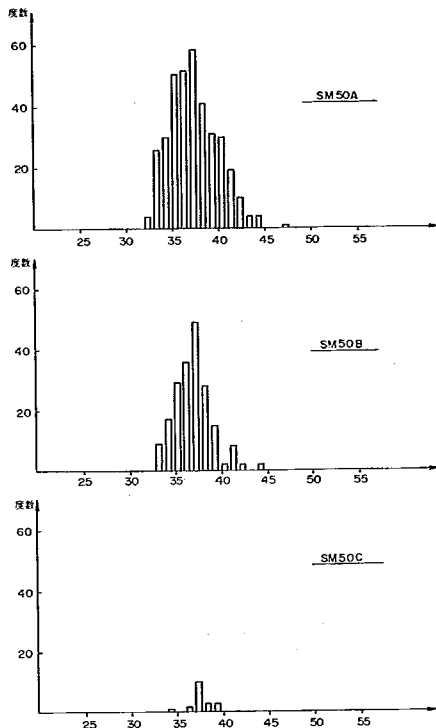
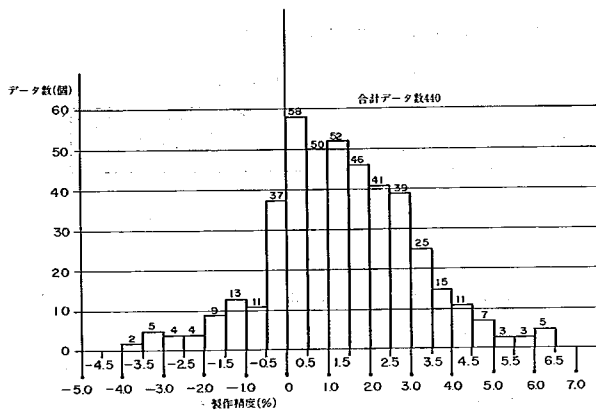


図 2.1.1 降伏点応力度

表 2.1.1 部材断面の製作誤差

中心値(%)	I 桁	箱 桁	合 計 (件)
-5.25		1	1
-4.75		2	2
-4.25		0	0
-3.75	2	4	6
-3.25	5	4	9
-2.75	4	11	15
-2.25	4	11	15
-1.75	9	6	15
-1.25	13	14	27
-0.75	11	13	24
-0.25	37	33	70
0.25	58	53	111
0.75	50	51	101
1.25	52	46	98
1.75	46	33	79
2.25	41	23	64
2.75	39	17	56
3.25	25	8	33
3.75	15	2	17
4.25	11	1	12
4.75	7	3	10
5.25	3	0	3
5.75	3	0	3
6.25	5	0	5
小計 (件)	440	336	776



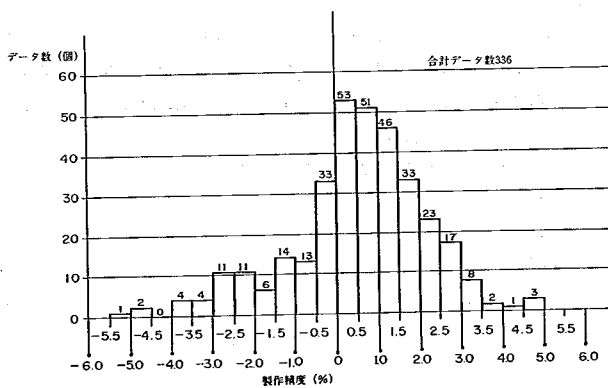
$$\text{製作精度} = \left(\frac{\text{製作断面積}}{\text{設計断面積}} - 1 \right) \times 100 (\%)$$

(製作断面積 / 設計断面積) の平均値 = 1.0133

製作精度の標準偏差 = 1.767 (%)

変動係数 = 0.017

図 2.1.2 I 桁部材の製作精度



$$\text{製作精度} = \left(\frac{\text{製作断面積}}{\text{設計断面積}} - 1 \right) \times 100 (\%)$$

(製作断面積 / 設計断面積) の平均値 = 1.0052

製作精度の標準偏差 = 1.653 (%)

変動係数 = 0.016

図 2.1.3 箱型部材の製作精度

よって、 β に対応する強度係数は、表 2.1.2 に与えられる。

表 2.1.2 強度係数 (引張部材)

β	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
φ_t	1.118	1.064	1.012	0.964	0.917	0.873

2-2 圧縮部材

(1) 基準強度

現行道路橋示方書の許容軸方向圧縮応力度は、G. Schulz 等によって示された基本耐荷力曲線を直線及び曲線で近似し、細長比によらず 1.7 の一定の安全率を見込んだものである。したがって、SS 41 鋼の基準強度は、道路橋示方書の考えにしがえは、次のように与えられよう。

$$\sigma_c^*(l/r) = \begin{cases} 2400 \text{ Kg/cm}^2 & l/r \leq 20 \\ 2400 - 14.3 (l/r - 20) \text{ Kg/cm}^2 & 20 \leq l/r \leq 93 \\ 20,400,000 / \{6,700 + (l/r)^2\} \text{ Kg/cm}^2 & 93 \leq l/r \end{cases} \quad (2.2.1)$$

(2.2.1) 式で示された基準強度は、一応残留応力、初期変形の影響を見込んだ形式になっているが、残留応力や初期変形が中心圧縮柱の耐荷力に与える影響は、細長比によって必ずしも一様ではない。したがって、細長比による、中心圧縮柱の耐荷力の変動の状態を明らかにするために、強度係数も細長比の関数として考える必要があろう。

(2) 強度係数

中心圧縮柱の耐荷力に対しては、前述のとおり残留応力や初期変形が大きな影響を与えるが、これらの影響を定式化することは困難である。したがって、残留応力や初期変形の影響は、中心圧縮柱の耐荷力実験の結果の中に含まれるランダム変数であると考え、耐荷力を次式で表わす。

$$\begin{aligned} R_c &= A \cdot (\text{実験による耐荷応力度}) \\ &= A \cdot \sigma_{cy} (\text{実験による耐荷応力度/降伏応力度}) \\ &= A \cdot \sigma_{cy} (\sigma_{cr}/\sigma_{cy}) \end{aligned} \quad (2.2.2)$$

よって、引張部材の場合と同じく、次式を得る。

$$V_R^2 = V_A^2 + V_{\sigma_{cy}}^2 + V_{\sigma_{cr}/\sigma_{cy}}^2 \quad (2.2.3)$$

$$\overline{R_c}/R_c^* = \overline{A} \cdot \overline{\sigma_{cy}} \cdot (\overline{\sigma_{cr}/\sigma_{cy}}) / A^* \cdot \sigma_c^* \quad (2.2.4)$$

これらの数値は、すべて l/r の関数として与えられる。よって、強度係数も、 l/r の関数として次のように与えられる。

$$\begin{aligned} \varphi_c &= \frac{\overline{R_c}}{R_c} \cdot \exp(-0.75 \cdot \beta \cdot V_R) \\ &= \frac{\overline{R_c}}{R_c^*} \cdot \exp(-0.75 \cdot \beta \cdot \sqrt{V_A^2 + V_{\sigma_{cy}}^2 + V_{\sigma_{cr}/\sigma_{cy}}^2}) \end{aligned} \quad (2.2.5)$$

(3) データ解析

A および σ_{cy} については、引張部材の解析に用いたデータをそのまま適用する。ただし σ_{ty} と σ_{cy}

は同じであると仮定している。 (σ_{cr}/σ_y) の実験値については、文献 00, 01 に示された、青木・福本、及び福本、梶田氏のデータを用いる。この実験は、SS41 鋼を、H 型断面 ($100 \times 100 \times 8 \times 6$) に溶接成形して行なわれており、 L/r は 60, 80, 100, 120 についてそれぞれ行なわれて

表 2.2.1 中心圧縮柱の強度特性

L/r	P (変動係数)		P/P_y		(ϕ/ϕ_y) 理 (ϕ/ϕ_y) 実
	理論値	実験値	理論値	実験値	
60	0.105	0.075	0.620	0.600	1.033
80	0.130	0.115	0.510	0.495	1.030
100	0.130	0.115	0.445	0.420	1.060
120	0.105	0.095	0.380	0.380	1.000

いる。文献 01 に示されたデータを、リーハイ大学での理論計算の結果と合わせて、表 2.2.1 及び図 2.2.1 として示す。理論値と実験値は、平均値においても、変動係数においてもきわめてよく一致している。

(4) 結 論

表 2.2.1 及び (2.2.3) 式、(2.2.5) 式により、中心圧縮柱の強度係数として表 2.2.2、図 2.2.2 を得る。

図 2.2.2 より分るように、一般に中心圧縮柱の強度係数は、引張部材の強度係数より小さい。これは、現行基準は、圧縮部材については危険側になっていることを意味する。また、 L/r による強度係数の変動も無視できない要因であり、現行設計基準は $L/r = 80$ 程度で最も危険であると言える。このように圧縮部材について、現行基準が危険側であると判定された理由は、1 つには、データのもとになっている実験で、 β_{23} という薄板を用いているためもあり、今後のデータの蓄積が必要である。

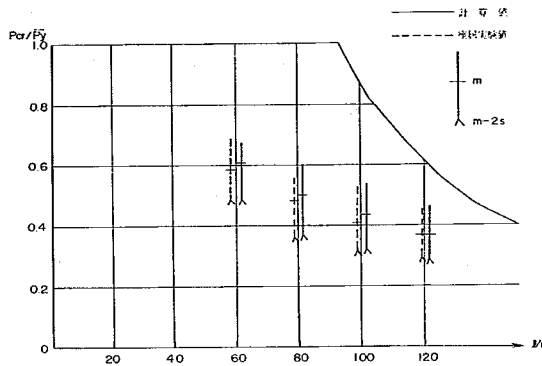


図 2.2.1 中心圧縮柱の強度特性

表 2.2.2 圧縮部材の強度係数

L/r	β	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
60		0.857	0.796	0.737	0.685	0.635	0.588
80		0.819	0.741	0.671	0.606	0.548	0.497
100		0.877	0.794	0.718	0.650	0.588	0.533
120		1.017	0.933	0.855	0.786	0.720	0.665

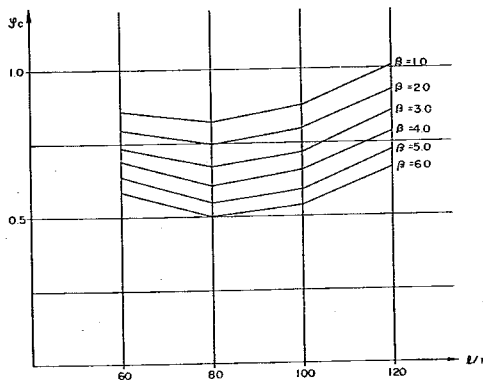


図 2.2.2 圧縮部材の強度係数

2-3 曲げ部材

(1) 基準強度

現行道路橋示方書における、許容曲げ圧縮応力度は、横倒れ座屈強度より決まっている。鋼橋示方書の参考資料に示されているように、横倒れ座屈強度の基本式は(2.3.1)で与えられる。

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = 1.0 - 0.412(\lambda_p - 0.2) \quad \dots\dots\dots (2.3.1)$$

$$\text{ここに } \lambda_p = \frac{2}{\pi} K \frac{L}{b} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}, \quad K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$$

よって、SS41鋼に対する基準強度は次式で与えられる。

$$\sigma_b^*(\lambda_p) = 2400 \times \{1.0 - 0.412(\lambda_p - 0.2)\} \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (2.3.2)$$

中心圧縮柱の場合と同じく、曲げ部材の強度係数についても、 λ_p をパラメーターとして求める。

(2) 強度係数

強度係数の算定式についても、中心圧縮柱の場合と同じく、以下の式で与えられる。残留応力等の影響は、実験データのバラつきの中に含まれていると解釈する。

$$V_k^2 = V_z^2 + V_{\sigma_y}^2 + V_{\sigma_{cr}}^2 / \sigma_y \quad \dots\dots\dots (2.3.3)$$

$$\bar{R}_b / R_b^* = \{ \bar{Z} \cdot \bar{\sigma}_y \cdot (\bar{\sigma}_{cr} / \bar{\sigma}_y) \} / (Z^* \cdot \sigma_b^*) \quad \dots\dots\dots (2.3.4)$$

よって、

$$\varphi_b = \frac{\bar{R}_b}{R_b^*} \exp(-0.75 \cdot \beta \cdot \sqrt{V_A^2 + V_{\sigma_y}^2 + V_{\sigma_{cr}}^2 / \sigma_y}) \quad \dots\dots\dots (2.3.5)$$

(3) データ解析

横倒れ座屈強度のデータについては、文献(4)、(5)に示された、福本・久保氏のデータを用いる。これらのデータは、内外の文献から集められたものである。また、文献(5)に示された理論値は、残留応力分布を仮定することにより、理論計算により求められたものである。これらのデータの内容を、表2.3.1、表2.3.2として示す。ただし、これらのデータは、いずれも M_y ではなく、塑性モーメント M_p に対して求められている。

表2.3.1 圧延梁の横倒れ座屈強度

λ_p	V 実験 変動係数	Mcr/Mp		$(\frac{M_{cr}}{M_p})_{理}$ $(\frac{M_{cr}}{M_p})_{実}$
		理論値	実験値	
0.25	0.027	0.90	1.03	0.8738
0.35	0.03	0.88	1.00	0.8800
0.45	0.035	0.82	0.99	0.8283
0.55	0.025	0.78	0.97	0.8041
0.65	0.07	0.74	0.93	0.7957
0.85	0.09	0.67	0.81	0.8272
0.95	0.08	0.61	0.78	0.7821
1.05	0.08	0.59	0.69	0.8551
1.15	0.08	0.56	0.69	0.8116
1.25	0.07	0.53	0.63	0.8413
1.35	0.06	0.51	0.58	0.8793

表2.3.2 溶接梁の横倒れ座屈強度

λ_p	V 実験 変動係数	Mcr/Mp		$(\frac{M_{cr}}{M_p})_{理}$ $(\frac{M_{cr}}{M_p})_{実}$
		理論値	実験値	
0.35	0.05	0.78	0.98	0.7959
0.45	0.03	0.72	0.98	0.7347
0.55	0.055	0.69	0.95	0.7263
0.65	0.11	0.64	0.83	0.7711
0.75	0.11	0.60	0.79	0.7595
0.85	0.13	0.58	0.78	0.7436
0.95	0.13	0.55	0.76	0.7237
1.05	0.115	0.51	0.68	0.7500
1.15	0.10	0.50	0.62	0.8065
1.25	0.11	0.48	0.59	0.8136
1.35	0.09	0.46	0.56	0.8214

表 2.3.1, 表 2.3.2 は M_p に対して
求められているので, 基準強度と対
比するためには, M_p と M_y の関係を
求める必要があるが, 残念ながら,
実験供試体の諸元が分らないために
 M_p と M_y の正確な対応関係は計算す
ることができない。したがって, 今
回は建設省制定標準設計に用いられ
ている標準的な断面をもとに, M_p と
 M_y の関係を求めた。結果を表 2.3.3
に示す。

次に, 断面係数 Z については, 部
材断面積 A に関するバラツきのデー
タより指定する。 A は $[L]^2$ のオーダ

ー, Z は $[L]^3$ のオーダーであることより, 近似式を用いれば,

$$V_g = \frac{3}{2} \cdot V_A \quad \dots\dots\dots (2.3.6)$$

の関係がある。よって (2.1.6) 式により

$$V_g = 0.026 \quad \dots\dots\dots (2.3.7)$$

を得る。

(4) 結 論

以上のデータを (2.3.5) 式に代入することにより, β に対応した強度係数を求めることができる。
強度係数は, 圧延梁と溶接梁について個別に求められている。それぞれの結果を表 2.3.4, 図 2.3.1
及び表 2.3.5, 図 2.3.2 に示す。図より考察されることは次の 3 点であろう。

- ・ 横倒れ座屈強度については, 現行基準は中心圧縮柱の場合に比べて安全側である。
- ・ 溶接梁については, 圧延梁に比べ, 基準が危険側になる。

・ 溶接梁につ

いては, $\lambda_p =$

0.6~1.0 の範

囲で基準が危

険側になる。

これは, この

領域で, 残留

応力の影響が

特に著しいた

めであると思

われる。

表 2.3.3 M_p, M_y の 関 係 (単位; cm)

支間長 (m)	車道側長: 8.5 m, 主桁間隔 3 @ 2.6, 4 本主桁, 外桁・内 桁支間中央断面				Z_p	Z_y	M_p/M_y
	フランジ 幅 b	厚 さ t_f	ウェブ高 h	厚 さ t_w			
20	30	1.4	165	0.9	13115	11013	1.191
	26	1.2	165	0.9	11311	9207	1.229
25	38	1.9	165	0.9	18175	16098	1.129
	30	1.9	165	0.9	15639	13560	1.153
30	47	2.2	170	0.9	24308	22138	1.098
	39	2.2	170	0.9	21277	19100	1.114
35	52	2.5	185	0.9	32077	29553	1.085
	48	2.2	185	0.9	27469	24897	1.103
40	54	2.8	205	0.9	40875	37823	1.081
	49	2.5	205	0.9	34874	31756	1.098
45	61	2.8	225	0.9	50299	46616	1.079
	51	2.8	225	0.9	43920	40209	1.092
50	65	3.0	250	0.9	63397	58881	1.077
	54	2.8	250	0.9	52288	47686	1.097
平均値							1.116
標準偏差							0.044
変動係数							0.039

表 2.3.4 圧延梁の横倒れ座屈強度係数 φ_b

λ_p	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.85	0.95	1.05	1.15	1.25	1.35
β	0.074	0.075	0.077	0.073	0.098	0.113	0.105	0.105	0.105	0.098	0.091
1.0	1.310	1.327	1.372	1.415	1.396	1.338	1.373	1.292	1.379	1.359	1.355
2.0	1.240	1.255	1.295	1.340	1.297	1.230	1.269	1.194	1.274	1.263	1.266
3.0	1.173	1.186	1.223	1.268	1.206	1.129	1.172	1.103	1.177	1.173	1.182
4.0	1.110	1.121	1.154	1.201	1.120	1.038	1.083	1.019	1.088	1.090	1.104
5.0	1.050	1.060	1.089	1.137	1.041	0.953	1.001	0.942	1.005	1.013	1.031
6.0	0.994	1.002	1.028	1.076	0.967	0.876	1.025	0.870	0.929	0.941	0.963

表 2.3.5 溶接梁の横倒れ座屈強度係数 φ_b

λ_p	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95	1.05	1.15	1.25	1.35
β	0.085	0.075	0.088	0.130	0.130	0.147	0.147	0.134	0.121	0.130	0.113
1.0	1.291	1.361	1.370	1.216	1.221	1.257	1.297	1.246	1.223	1.242	1.288
2.0	1.211	1.287	1.282	1.103	1.108	1.125	1.161	1.127	1.117	1.127	1.183
3.0	1.137	1.217	1.200	1.001	1.005	1.008	1.040	1.020	1.020	1.023	1.087
4.0	1.067	1.150	1.124	0.908	0.912	0.903	0.932	0.922	0.931	0.928	0.998
5.0	1.001	1.087	1.052	0.824	0.828	0.808	0.834	0.834	0.850	0.842	0.917
6.0	0.939	1.028	0.985	0.748	0.751	0.724	0.747	0.754	0.776	0.764	0.843

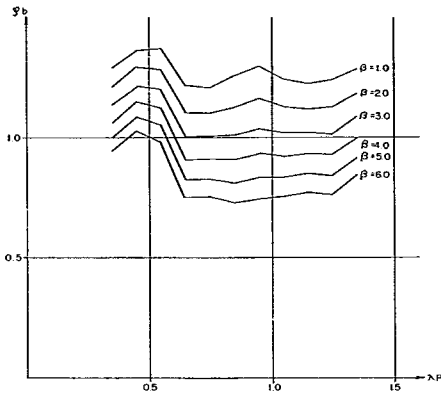


図 2.3.1 溶接梁の横倒れ座屈強度

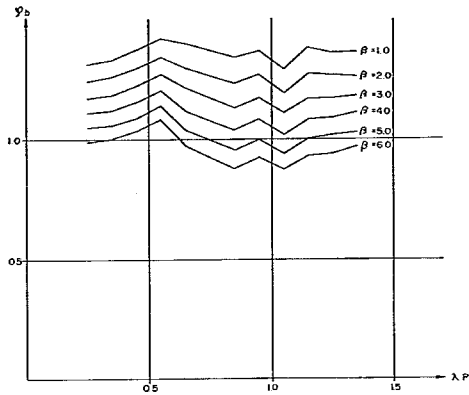


図 2.3.2 圧延梁の横倒れ座屈強度

2-4 継手部材

継手部材に関する信頼性解析を行なうには多くの問題点が存在する。たとえば、高力ボルト摩擦接合継手に関しても、単にボルトの軸力と摩擦係数の問題にとどまらず、添接板の座屈や、局部的な降伏など、設計基準式にあらわれない多くの問題が含まれている。参考文献(9)では、このような設計基準以外の要素を考慮して、通常の部材に対して $\beta=3.0$ を用いているのに対し、継手部材に対しては、 $\beta=4.5$ を採用している。今回の解析に関しても、最終的には、参考文献(9)のような考慮が必要となる。なお、今回は、データの関係で、高力ボルト摩擦接合継手についてのみ解析を行なった。

(1) 基準強度

高力ボルト摩擦接合継手の、ボルト一本あたりの耐荷力は、次式で与えられる。

$$R_F = \mu \cdot m \cdot T \quad \dots\dots\dots (2.4.1)$$

ここに

μ ; すべり係数

m ; すべり面の数

T ; 締付け力

現行道路橋示方書では、 μ および T に余裕を見込んで、次の基準強度を規定している。

$$R_F = 0.4 \cdot m \cdot (0.75 \cdot \sigma_y^* \cdot A^*) \quad \dots\dots\dots (2.4.2)$$

(2) 強度係数

一例として、F11T・M22 のボルトを、トルクレンチ法で締付ける場合を考える。ボルトの耐荷力に影響を与える要因は、 μ と T のみであるから、

$$V_R^2 = V_\mu^2 + V_T^2 \quad \dots\dots\dots (2.4.3)$$

$$\bar{R}_F / R_F^* = (\bar{\mu} \cdot \bar{T}) / (\mu^* \cdot T^*) \quad \dots\dots\dots (2.4.4)$$

トルクレンチ法で締付けを行なう限り、ボルトの降伏点応力度、引張強度は、ボルトの耐荷力には影響を及ぼさないが、もちろん、ボルトが降伏もしくは破断しないことが前提条件である。

(2.4.3), (2.4.4) 式より, ボルトの強度係数は, 次式で与えられる。

$$\varphi_F = \frac{\bar{R}_F}{R_F^*} \exp(-0.75 \cdot \beta \cdot \sqrt{V_F^2 + V_T^2}) \quad \dots\dots\dots (2.4.5)$$

(3) データ解析

文献(1)に示されたデータを用いる。T および μ に関して次の結果が得られた。

< F11T トルクレンチ法 >

$$\left. \begin{aligned} \bar{T}/T^* &= \bar{T}/0.75 \cdot \sigma_y^* \cdot A^* = 0.925 \\ V_T &= 0.088 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.4.6)$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\mu}/\mu^* &= \bar{\mu}/0.4 = 1.58 \\ V_\mu &= 0.115 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.4.7)$$

(4) 結 論

(2.4.5) 式, 及び (2.4.6) (2.4.7) 式より, F11T, トルクレンチ法によるボルトの強度係数は, 表 2.4.1 に与えられる。ただし, 前述の理由により, ボルト継手等の添接部材に対しては, 他の部材に対してよりも高い β の値を採用することが合理的である。

表2.4.1 高力ボルト摩擦接合強度係数

β	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
φ_F	1.312	1.177	1.055	0.947	0.849	0.762

(F11T, トルクレンチ法)

2-5 鉄筋コンクリート床版

鉄筋コンクリート床版の強度係数を現時点で求めることには, それほど意味がない。鉄筋コンクリート床版の耐力力については, 現在多くの検討がすすめられており, 設計基準自体書き換えられる可能性が多い。特に, 現在多発している鉄筋コンクリート床版の破損例から見て, 鉄筋コンクリート床版の設計方法そのものが, 曲げモーメントを重視する設計から, ひびわれや繰り返しせん断を重視する設計に移行することが考えられる。

しかしながら, 新しい設計の方向がまだ確立されていないため, ここでは, 従来の曲げモーメントによる設計式にもとづいて, 信頼性解析を行なうことにする。また, 鉄筋コンクリート床版に関するデータについても, 現状では十分蓄積されていないため, 一部のデータについては文献(7)のデータを流用する。

(1) 基準強度

鉄筋コンクリート床版の耐力力は次式で表わされるとする。

$$M_o = A_s \cdot \sigma_y \cdot j \cdot d \quad \dots\dots\dots (2.5.1)$$

$$\text{ただし } j = 1 - \eta \cdot P \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_c}, \quad P = A_s / (b \cdot d)$$

ここでは, (2.5.1) 式に示される耐力力のみを考え, ひびわれ等による鉄筋応力度の制限は考えない。

(2) 強度係数

(2.5.1)式にもとづき、鉄筋コンクリート床版に対する強度係数は、次式で与えられる。

$$V_{Mu}^2 = V_{As}^2 + V_{\sigma y}^2 + V_j^2 + V_d^2 \quad \dots\dots\dots (2.5.2)$$

$$\varphi_s = \frac{\bar{M}_{Mu}}{M_{Mu}^*} \exp(-0.75 \cdot \beta \cdot V_{Mu}) \quad \dots\dots\dots (2.5.3)$$

ここに

$$V_j^2 = V_{\eta}^2 + V_{As}^2 + V_b^2 + V_d^2 + V_{\sigma y}^2 + V_{\sigma c}^2 \quad \dots\dots\dots (2.5.4)$$

(3) データ解析

表 2.5.1 A_s の変動係数

まず、 A_s については、文献(8)に示されたデータより、表 2.5.1を得る。

また、鉄筋の降伏点応力度 σ_y についても、文献(8)に示されており、まとめると表 2.5.2を得る。

公称径 A_s	実 径	径の標準偏差	V_{As}	データ数
0.9	0.882	0.014	0.032	413
1.3	1.274	0.021	0.033	429
1.6	1.586	0.014	0.018	429
1.9	1.887	0.009	0.010	36
2.2	2.187	0.012	0.011	28
2.5	2.506	0.007	0.006	9

鉄筋有効高さ d に関しては、3章に示される床版厚さのデータを流用する。すなわち、

表 2.5.2 σ_y の変動係数 (SD30)

$$\left. \begin{aligned} \bar{d} &= 1.019 d^* \\ V_d &= 0.057 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.5.5)$$

呼び径	D 10	D 13	D 16	D 19	D 22	D 25	D 29
$\mu_{\sigma y}$	3600	3680	3790	3770	3640	3570	3370
$\sigma_{\sigma y}$	150	160	130	270	230	170	150
$V_{\sigma y}$	0.042	0.043	0.034	0.072	0.063	0.048	0.045

最後に j については、現時点では、(2.5.4)式にもとづいて解析を行なうだけの十分なデータが蓄積されていない。文献(7)によれば、

$$\left. \begin{aligned} \bar{j} &= j^* \\ V_j &= 0.03 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.5.6)$$

(4) 結 論

以上示したデータより、SD30 $\phi 16$ の鉄筋を用いた鉄筋コンクリート床版を設計する場合の強度係数は、

$$\begin{aligned} \varphi_s &= \frac{\left(\frac{1.586}{1.6}\right)^2 \cdot \left(\frac{3790}{3000}\right) \cdot 1.019}{1.0} \times \exp(-0.75 \cdot \beta \cdot \sqrt{0.018^2 + 0.034^2 + 0.057^2 + 0.03^2}) \\ &= 1.265 \times \exp(-0.0563 \cdot \beta) \quad \dots\dots\dots (2.5.7) \end{aligned}$$

よって、鉄筋コンクリート床版の強度係数は、次表により与えられる。

表 2.5.3 の値によれば、曲げモーメントを対象として鉄筋コンクリート床版を設計する場合には、現行の設計基準には、それほど問題が存在しない。

表 2.5.3 鉄筋コンクリート床版の強度係数

β	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
φ_s	1.196	1.130	1.068	1.010	0.955	0.902

3. 荷重係数に関する信頼性解析

3-1 死 荷 重

ここでは、非合成プレートガーダー橋を対象として、コンクリート重量と鋼重の両者について、その荷重係数を算定する。

(1) 鉄筋コンクリート床版

鉄筋コンクリート床版の重量の変動は、その大半がスラブ厚の変動に起因すると思われる。鉄筋コンクリートの比重の変動は、それほど大きな影響を与えない。

スラブ厚の変動に関しては、体系的なデータは得られていない。ここでは、九州のある高架橋において、レベルを用いて測定されたスラブ厚のデータを用いる。しかしながら、このデータについても、サンプル数は24であり、決して十分とは言えない。

上記データによれば、鉄筋コンクリートスラブの床版厚の変動は次のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \bar{d} &= 1.019 d^* \\ V_d &= 0.057 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.1.1)$$

上記データの測定にあたっては、鉄筋コンクリートの比重も測定しており、この時の鉄筋コンクリートの比重は252 kg/m^3 から256 kg/m^3 までバラついている。このデータを用いて、死荷重 $\times$ (床版厚) $\times$ (鉄筋コンクリートの比重)に関する計算を行なうと、次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} \bar{D}_c &= 1.032 D_c^* \\ V_{D_c} &= 0.060 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.1.2)$$

よって、鉄筋コンクリート床版に関する死荷重係数は、次式により与えられる。ただし、次式は死荷重が鉄筋コンクリート重量のみで構成される時のみ有効である。

$$\begin{aligned} \gamma_{D_c} &= 1.032 \cdot \exp(0.75^2 \cdot \beta \cdot 0.060) \\ &= 1.032 \cdot \exp(0.0338 \cdot \beta) \end{aligned} \dots\dots\dots (3.1.3)$$

表3.1.1 鉄筋コンクリート死荷重係数

β	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
γ_{D_c}	1.067	1.104	1.142	1.181	1.222	1.264

γ_{D_c} の値は、 β に対して、表3.1.1に与えられる。

(2) 鋼 部 材

鋼部材の重量の変動は、ほとんど部材断面積の変動に起因すると考えてよい。したがって、鋼部材の死荷重係数に対しては、2.1に示したデータをそのまま適用できる。すなわち

$$\left. \begin{aligned} \bar{D}_s &= 1.0098 D_s^* \\ V_{D_s} &= 0.0175 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.1.4)$$

よって、荷重係数は次式により与えられる。ただし、この場合の荷重係数も、死荷重が鋼重のみにより構成されている場合に限って有効である。

$$\gamma_{D_s} = 1.0098 \cdot \exp(0.75^2 \cdot \beta \cdot 0.0175) = 1.0098 \exp(0.00984 \cdot \beta) \dots\dots\dots (3.1.5)$$

γ_{D_s} の値は、 β に対して、表 3.1.2 に与えられる。

表 3.1.2 鋼部材死荷重係数

β	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
γ_{D_s}	1.020	1.030	1.040	1.050	1.061	1.071

(3) 一般の場合

一般の非合成プレートガーダー橋では、死荷重は、鋼重と鉄筋コンクリート重量の和として与えられる。(ただし、ここでは高欄、舗装等については考慮しない)この場合、鋼材重量：鉄筋コンクリート重量=1： ρ とすると、全死荷重 D について、次式が成立しよう。

$$\left. \begin{aligned} \bar{D} &= \left(\frac{1.0098}{1+\rho} + \frac{\rho \times 1.032}{1+\rho} \right) D^* \\ V_D &= -\frac{1}{1+\rho} \sqrt{0.0175^2 + \rho^2 \times 0.060^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.1.6)$$

$$\gamma_D = -\frac{\bar{D}}{D^*} \cdot \exp(0.75^2 \cdot \beta \cdot V_D) \dots\dots\dots (3.1.7)$$

(3.1.6)，(3.1.7)式を用いることにより、任意の ρ に対して死荷重係数を求めることができる。標準的な場合として $\rho=1.0$ を選べば、死荷重係数は、表3.1.3に与えられる。

表 3.1.3 死荷重係数($\rho=1.0$)

β	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
γ_D	1.039	1.056	1.076	1.095	1.115	1.135

上記のように、死荷重のバラつきのみをもとにして死荷重係数を算定した場合、死荷重係数は非常に小さな値となる。しかしながら、実際の設計において、このように小さい荷重係数の値をそのまま適用することには若干の疑問がある。なぜなら、以上の解析には、解析誤差が全く見込まれていないし、また軽微な過誤に対する余裕も見込まれていないからである。実際の設計基準を作成する段階では、以上の数値をもとに、専門的な判断を加える必要があろう。

3-2 T 荷 重

自動車輪重の実態調査の結果にもとづいて、T 荷重の荷重係数について検討を行なう。使用するデータは、全国の国道での輪重の測定結果であり、文献(3)，(4)にその詳細が示されている。

データの概要を表 3.2.1 および図 3.2.1として示す。

表 3.2.1 輪荷重実測値全国集計(39点、のべ77日間)

交通量 N		1t以上	3t以上	4t以上	5t以上	6t以上	7t以上
856846	輪 数 N'	499909	196109	102199	63037	35006	17824
	$\frac{N'}{N} \times 100(\%)$	58.3	22.9	11.9	7.36	4.62	2.08
		8t以上	9t以上	10t以上	12t以上	14t以上	
	輪 数 N'	8436	3936	1405	285	29	
	$\frac{N'}{N} \times 100(\%)$	0.98	0.46	0.16	0.033	0.003	

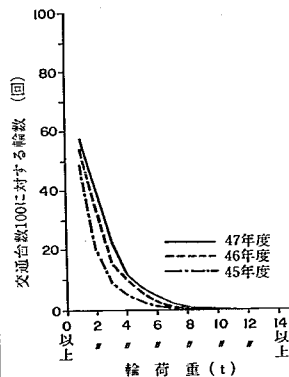


図 3.2.1 輪荷重実測値経年変化

これらの輪重データにもとづき、次に示す方法で荷重係数を求める。

- (i) 表 3.2.1 に対する分布形のあてはめ



- (ii) あてはめた分布形より、供用年数内での最大輪荷重を、極値分布として求める。



- (iii) 極値分布に示された、供用年数内での最大輪荷重の平均値と変動係数を求める。



- (iv) 3-1 と同様の定式化により、 T 荷重に対する荷重係数を求める。

ここに示されたプロセスは、供用年数の間に生じ得る最大輪荷重を想定して、その輪荷重にもとづいて荷重係数を求めるという考え方にもとづいている。したがって、求められる荷重係数の値は、供用年数、交通量の関数として表わされることになる。個々のプロセスにおける検討内容は次のとおりである。

- (i) 表 3.2.1 に対して、各種分布のあてはめを検討した。分布のあてはめにおいては、極値分布に変換する関係で、特に分布形の端部のあてはめの精度がよいことが要求される。このために、今回はあるトン数以上の輪重データのみを用いて最小自乗法によりあてはめを行なった。あてはめ結果を表 3.2.2、表 3.2.3 として示す。表 3.2.2 は、6 t 以上のデータについてのみ、表 3.2.3 は、8 t 以上のデータについてのみあてはめを行なっている。

表に示された各種分布形のあてはめ精度を検討すると、8 t 以上のデータについてあてはめた正規分布が、もっともあてはめ精度がよく、かつ実測値と最も近い挙動を示している。以降の解析では、すべてこの分布形を用いている。なお、分布形の平均値がマイナスを示しているのは、前述の理由により、今回の解析の上からは何ら問題にならない。

表 3.2.2 輪 重 の あ て は め

分布型	輪 重	6.5 t	7.5 t	8.5 t	9.5 t	11.0 t	13.0 t	平均値	標準偏差
実 測 値 (%)		2.54	1.10	0.52	0.300	0.127	0.03	1.818	1.80
指 数		2.1119	1.3057	0.8073	0.49913	0.24266	0.09275	0.48082	—
正 規		2.5036	1.1989	0.50455	0.18659	0.03293	0.00207	1.3027	2.7817
対 数 正 規		2.5232	1.1454	0.52716	0.24745	0.08296	0.02091	3.163	1.476

表 3.2.3 輪 重 の あ て は め

分布型	輪 重	8.5 t	9.5 t	11.0 t	13.0 t	平均値	標準偏差
実 測 値 (%)		0.52	0.300	0.127	0.03	1.818	1.80
指 数		0.51734	0.29887	0.13123	0.04379	0.54871	—
正 規		0.51900	0.30284	0.12357	0.03171	-2.4282	4.6059
対 数 正 規		0.52419	0.29067	0.12603	0.04485	2.629	1.624

- (ii) 極値分布への変換は、文献(9)により行なう。生起回数 N は、次式で与えられる。

$$N = \text{日交通量} \times 355 \times \text{供用年数} \quad \dots\dots\dots (3.2.1)$$

今回の解析では、日交通量は 100 台、1000 台、10000 台の 3 種類を仮定し、供用年数は 50 年

とした。交通の質の経年変化については、今回は考えていない。

表 3.2.4 極 値 分 布

④ ③によって求められた極値分布の、平均値及び変動係数を求める。計算はシンプソン則によった。結果を表 3.2.4 に示す。

日交通量	100	1,000	10,000
平 均	20.549	22.519	24.352
標 準 偏 差	1.167	1.077	1.004
変 動 係 数	0.057	0.048	0.041

④ 表 3.2.4 をもとに荷重係数を試算する。ただし、(1.2.17) 式において、 α の値は 0.75 と仮定する。

表 3.2.5 T 荷重に対する荷重係数

計算された荷重係数の値を、表 3.2.5 及び図 3.2.2 に示す。荷重係数の値は、日交通量に比例して当然大きくなる。

鉄筋コンクリート床版を、表 3.2.5 (一例として $\beta = 4$ を仮定して) にもとづいて設計した場合、床版厚はかなり大きくなると思われる。しかしながら、現行の交通情勢を見る限り、T 荷重に対する安全率は、L 荷重やその他の荷重に比べて、かなり高くなるのはむしろ当然である。

なお、(i) の段階での分布形の仮定によって、計算される荷重係数の値はかなり変動する。二次モーメント法によって信頼性解析を行なう場合でも、時間によって変動する荷重を解析する場合は、解析結果が分布形に対して敏感になる問題を、基本的に避けることはできない。

β	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
日交通量 100	2652	2739	2828	2920	3015	3113
1,000	2892	2971	3052	3136	3222	3310
10,000	3115	3188	3262	3338	3416	3496

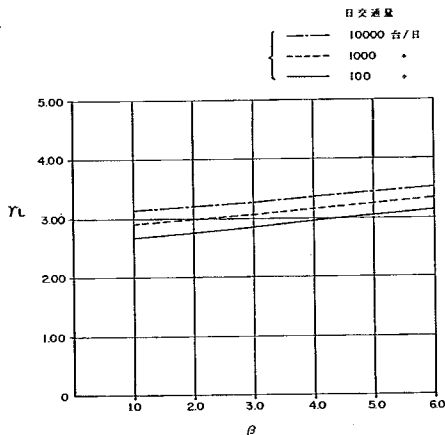


図 3.2.2 T 荷重に対する荷重係数

3-3 L 荷 重

L 荷重について、供用年数間での最大荷重を解析的に求めることは、車両重量、車両位置、車頭間隔、さらに走行速度などの多くのパラメータの挙動を同時に考えなければならないため、きわめて困難である。通常は、このような問題に対処するために、シミュレーションが用いられる。今回の解析でも、文献④に示されたシミュレーションの結果をそのまま利用するが、文献④も含めて多くのシミュレーションの結果は、供用年数間での最大荷重に関する情報が与えられていないので、ここでは、3-2 の T 荷重の場合と同じく、文献④のシミュレーション結果を極値分布に変換して、荷重係数の値を求めることとした。

文献④には、多くのシミュレーション結果のヒストグラムが示されているが、ここでは次のパラメータ、および手順により解析を行なった。

(i) パラメーターとして、次のものを選定した。

○ スパン 20, 40, 60, 80 m

○ 渋滞状態

完全渋滞： 上下車線とも完全に車両がつかまっている状態

通常渋滞： 一方の車線が完全渋滞であり、もう一方の車線がスムーズかつ交通容量いっぱいになっている状態。

○ 車線数 2, 4 車線

(ii) (i)に示された各パラメーターの組合せに対するシミュレーション結果に対し、正規分布をあてはめる。それぞれのケースの平均値及び標準偏差を、表 3.3.1 に示す。ただし、シミュレーション結果は、 $L-20$ による設計曲げモーメント M_{20} に対する計算モーメントの比で示されている。

表 3.3.1 M/M_{20} の平均値, 標準偏差

交通状態	車線数	統計量	支間長 (m)			
			20 m	40 m	60 m	80 m
完全渋滞時	2	平均値	0.672	0.670	0.661	0.640
		標準偏差	0.170	0.191	0.204	0.211
	4	平均値	0.656	0.701	0.707	0.720
		標準偏差	0.211	0.241	0.252	0.244
通常渋滞時	2	平均値	0.521	0.482	0.465	0.446
		標準偏差	0.108	0.112	0.107	0.128
	4	平均値	0.498	0.497	0.494	0.490
		標準偏差	0.142	0.154	0.156	0.155

(iii) (ii)で求めた正規分布を、供用年数間での最大荷重を表わす極値分布に変換して、極値分布の平均値, 変動係数を求める。生起回数を求めるにあたっては、それぞれの渋滞状態の1日における発生回数を、1, 10, 100 回に仮定した。表 3.3.2～表 3.3.4 にそれぞれの計算結果を示す。

表 3.3.2 M/M_{20} の極値分布 (渋滞回数 1 回/日)

交通状態	車線数	統計量	支間長 (m)			
			20 m	40 m	60 m	80 m
完全渋滞時	2	平均値	1.358	1.441	1.485	1.492
		変動係数	0.042	0.044	0.046	0.047
	4	平均値	1.508	1.674	1.724	1.705
		変動係数	0.047	0.048	0.049	0.048
通常渋滞時	2	平均値	0.957	0.934	0.897	0.963
		変動係数	0.038	0.040	0.040	0.045
	4	平均値	1.071	1.119	1.124	1.116
		変動係数	0.044	0.046	0.047	0.047

表 3.3.3 M/M_{20} の極値分布 (渋滞回数10回/日)

交通 状態	車 線 数	計 量	支間長 (m)			
			20 m	40 m	60 m	80 m
完全 渋滞時	2	平 均 値	1.445	1.538	1.588	1.599
		変 動 係 数	0.035	0.037	0.038	0.039
	4	平 均 値	1.615	1.796	1.852	1.829
		変 動 係 数	0.039	0.040	0.040	0.040
通常 渋滞時	2	平 均 値	1.012	0.991	0.951	1.028
		変 動 係 数	0.032	0.034	0.033	0.037
	4	平 均 値	1.143	1.197	1.203	1.195
		変 動 係 数	0.037	0.038	0.038	0.038

表 3.3.4 M/M_{20} の極値分布 (渋滞回数100回/日)

交通 状態	車 線 数	計 量	支間長 (m)			
			20 m	40 m	60 m	80 m
完全 渋滞時	2	平 均 値	1.523	1.626	1.682	1.696
		変 動 係 数	0.030	0.032	0.033	0.033
	4	平 均 値	1.712	1.908	1.969	1.942
		変 動 係 数	0.033	0.034	0.034	0.034
通常 渋滞時	2	平 均 値	1.062	1.043	1.001	1.087
		変 動 係 数	0.027	0.029	0.029	0.032
	4	平 均 値	1.209	1.268	1.275	1.266
		変 動 係 数	0.032	0.033	0.033	0.033

iv) (iii)にもとづき、 L 荷重に対する荷重係数を計算する。計算は、次式によって行なう。

$$r_L = \frac{\bar{M}_L}{M_{20}} \exp(0.75^2 \cdot \beta \cdot V_L) \quad \dots\dots\dots (3.3.1)$$

ただし、 $\bar{M}_L$ 、 V_L は(iii)の極値分布によって得られた値である。

結果を、表 3.3.5～表 3.3.7 及び、図 3.3.1～図 3.3.12 に示す。

表 3.3.5 τ_L (洪滞回数 1 回/日)

			β	20m	40m	60m	80m
τ_L	完全 洪 滞 時	2車線	1.0	1.390	1.477	1.524	1.532
			2.0	1.424	1.514	1.564	1.573
			3.0	1.458	1.552	1.605	1.615
			4.0	1.493	1.591	1.647	1.658
			5.0	1.528	1.631	1.690	1.703
			6.0	1.565	1.672	1.734	1.748
		4車線	1.0	1.548	1.720	1.772	1.752
			2.0	1.590	1.767	1.822	1.800
			3.0	1.632	1.815	1.873	1.849
			4.0	1.676	1.865	1.925	1.899
			5.0	1.721	1.916	1.979	1.951
			6.0	1.767	1.968	2.034	2.005
	通常 洪 滞 時	2車線	1.0	0.978	0.955	0.917	0.988
			2.0	0.999	0.977	0.938	1.013
			3.0	1.020	0.999	0.960	1.039
			4.0	1.042	1.022	0.981	1.066
			5.0	1.065	1.045	1.004	1.093
			6.0	1.088	1.069	1.027	1.121
		4車線	1.0	1.098	1.148	1.154	1.146
			2.0	1.125	1.178	1.185	1.177
			3.0	1.154	1.209	1.217	1.208
			4.0	1.182	1.241	1.249	1.240
			5.0	1.212	1.274	1.283	1.274
			6.0	1.242	1.307	1.317	1.308

表 3.3.6 τ_L (洪滞回数 10 回/日)

			β	20m	40m	60m	80m
τ_L	完全 洪 滞 時	2車線	1.0	1.474	1.570	1.622	1.634
			2.0	1.503	1.603	1.657	1.671
			3.0	1.533	1.637	1.693	1.708
			4.0	1.563	1.672	1.730	1.746
			5.0	1.594	1.707	1.767	1.784
			6.0	1.626	1.743	1.805	1.824
		4車線	1.0	1.651	1.837	1.894	1.871
			2.0	1.687	1.879	1.937	1.913
			3.0	1.725	1.921	1.981	1.957
			4.0	1.763	1.965	2.026	2.001
			5.0	1.802	2.010	2.073	2.047
			6.0	1.842	2.056	2.120	2.093
	通常 洪 滞 時	2車線	1.0	1.030	1.010	0.969	1.050
			2.0	1.049	1.030	0.987	1.072
			3.0	1.068	1.050	1.005	1.094
			4.0	1.088	1.070	1.024	1.117
			5.0	1.107	1.090	1.043	1.141
			6.0	1.127	1.111	1.063	1.165
		4車線	1.0	1.167	1.223	1.229	1.221
			2.0	1.192	1.249	1.256	1.247
			3.0	1.217	1.276	1.283	1.274
			4.0	1.242	1.304	1.310	1.302
			5.0	1.268	1.332	1.339	1.330
			6.0	1.295	1.361	1.368	1.358

表 3.3.7 τ_L (洪滞回数 100 回/日)

			β	20m	40m	60m	80m
τ_L	完全 洪 滞 時	2車線	1.0	1.549	1.655	1.714	1.728
			2.0	1.575	1.686	1.746	1.760
			3.0	1.602	1.716	1.778	1.793
			4.0	1.629	1.747	1.812	1.827
			5.0	1.657	1.779	1.846	1.861
			6.0	1.685	1.811	1.880	1.896
		4車線	1.0	1.744	1.945	2.007	1.979
			2.0	1.777	1.982	2.046	2.018
			3.0	1.810	2.021	2.085	2.057
			4.0	1.844	2.060	2.126	2.096
			5.0	1.879	2.099	2.167	2.137
			6.0	1.914	2.140	2.208	2.178
	通常 洪 滞 時	2車線	1.0	1.078	1.060	1.017	1.107
			2.0	1.095	1.078	1.034	1.127
			3.0	1.112	1.095	1.051	1.147
			4.0	1.129	1.113	1.068	1.168
			5.0	1.146	1.132	1.086	1.189
			6.0	1.163	1.150	1.104	1.211
		4車線	1.0	1.231	1.292	1.299	1.290
			2.0	1.253	1.316	1.323	1.314
			3.0	1.276	1.341	1.348	1.339
			4.0	1.299	1.366	1.373	1.364
			5.0	1.323	1.391	1.399	1.389
			6.0	1.347	1.417	1.425	1.415

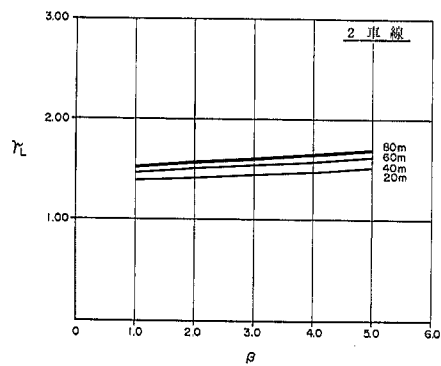


図 3.3.1 γ_L 完全渋滞時 (1回/日)

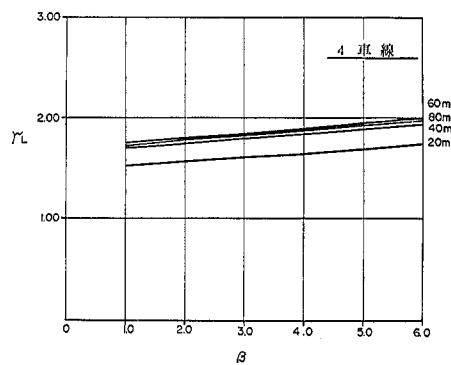


図 3.3.2 γ_L 完全渋滞時 (1回/日)

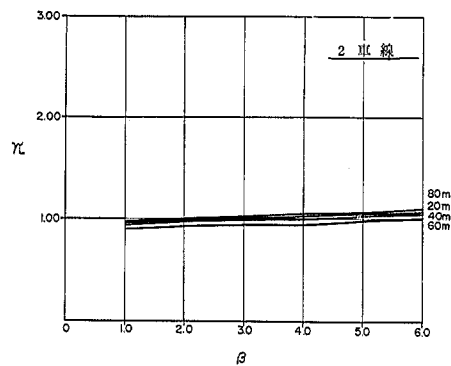


図 3.3.3 γ_L 通常渋滞時 (1回/日)

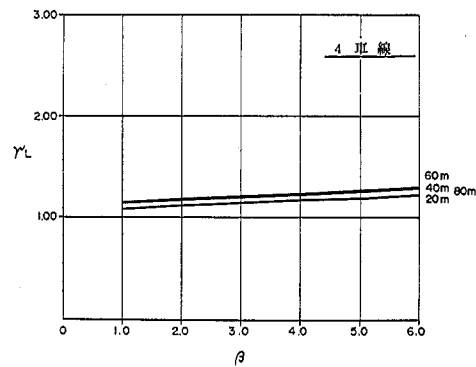


図 3.3.4 γ_L 通常渋滞時 (1回/日)

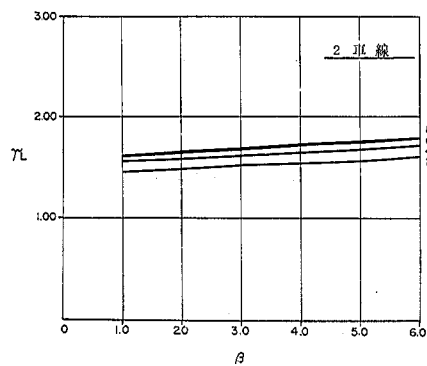


図 3.3.5 γ_L 完全渋滞時 (10回/日)

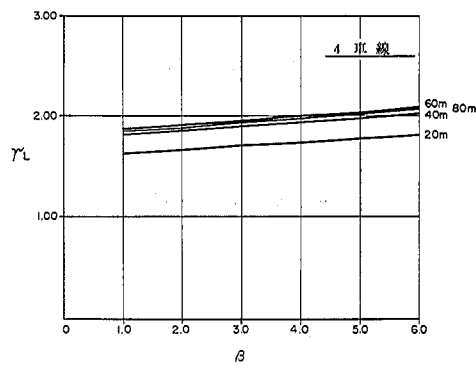


図 3.3.6 γ_L 完全渋滞時 (10回/日)

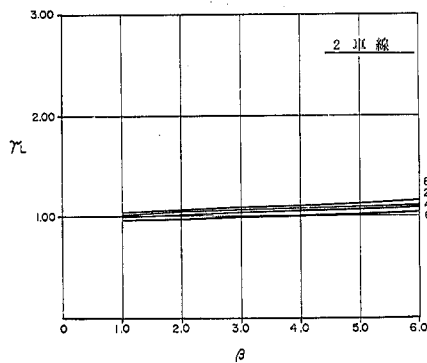


図 3.3.7 γ_L 通常渋滞時 (10回/日)

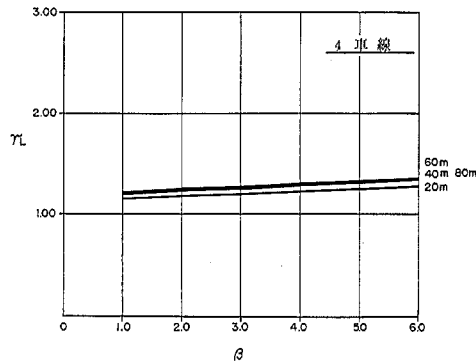


図 3.3.8 γ_L 通常渋滞時 (10回/日)

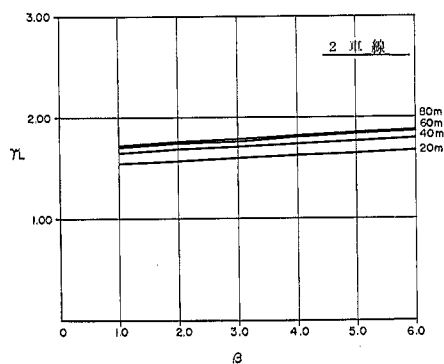


図 3.3.9 γ_L 完全渋滞時 (100回/日)

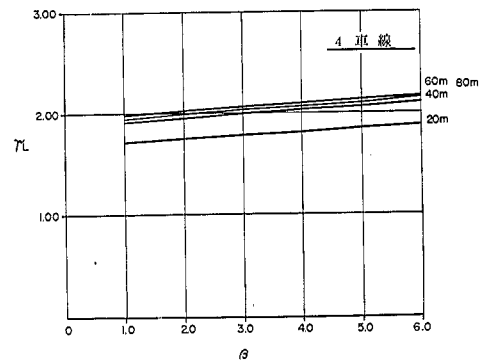


図 3.3.10 γ_L 完全渋滞時 (100回/日)

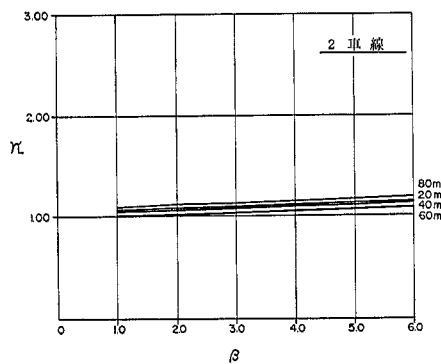


図 3.3.11 γ_L 通常渋滞時 (100回/日)

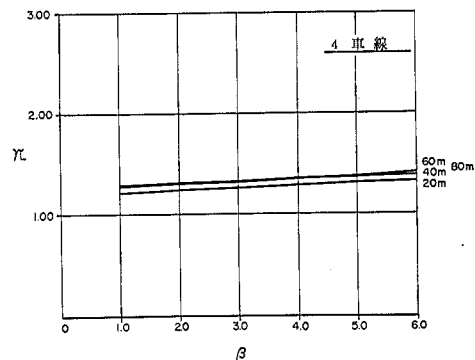


図 3.3.12 γ_L 通常渋滞時 (100回/日)

荷重係数は、いずれの場合も、 $\beta = 4$ に対応する値としては 1.0 ～ 2.1 前後であり、 T 荷重に対する荷重係数と比較すると、相当小さい数値であることが分る。これは、車両 1 台の重量で決定される T 荷重に対して、車両列の組合せて決定される L 荷重は、極端な載荷ケースが生じにくく、確率的により安全であることを示している。この観点からも、 T 荷重と L 荷重に対する荷重係数は、別に定められるのが本来の姿であろう。

今回の試算結果では、スパンが長く、車線数が多い方が、大きな荷重係数を必要とされるように見える。これは、従来の一般的な概念とは逆の結果である。しかしながら、この結果は、すべてのケースについて同じ渋滞回数を仮定したために生じたものであつて、本質的なことではない。スパンが長く、車線数が多い場合、当然完全渋滞が生じる確率は、きわめて小さくなる。したがつて、すべてのケースについて同じ渋滞回数を想定することは現実的ではない。

4. ま と め と 考 察

2章及び3章に、非合成プレートガーダー橋の荷重係数設計に必要な強度係数、荷重係数の試算例を示した。これらの試算例により、定性的に言えることは、次のことがらである。

- (i) 引張部材、曲げ部材と比べて、圧縮部材については現行基準はかなり危険側になっており、また L/r により安全性はかなり変動している。
- (ii) L 荷重に比べて、 T 荷重については現行基準はきわめて危険側であること。また T 荷重に対する安全性は、交通量等のパラメーターによりかなり左右されること。
- (iii) 死荷重に対する現行の基準は全く安全側であり、死荷重強度の大半をしめる部材の設計が、相当不経済になっていること。

本報告書に提示した強度係数、荷重係数を採用することにより、(i)～(iii)の問題は基本的に解決することができる。しかし、実際の示方書を規定する際には、さらに次のような点に関して、より詳細な検討が必要とされよう。

- a. 信頼性解析の前提となっているデータの精度、及び信頼性解析の精度に対する検討。
- b. 限界状態の設定の是非に対する検討。たとえば、鉄筋コンクリート床版を曲げのみに対して設計することの是非に対する検討。
- c. 限界状態を越えた時の部材の挙動に対する検討。一例として、引張部材は降伏後も耐荷力を保持し得るが、圧縮部材は、ほとんど耐荷力を保持し得ないことを、安全率の中にいかに反映させるかについての検討。
- d. 設計上の解析誤差、たとえば二次応力、二方向力等に対する余裕を見込むかどうかに対する検討。

以上のような問題点をふまえた上で、本報告書に示した試算結果にもとづく、強度係数及び荷重係数の試案を示すと、表4.1のとおりである。

表4.1では、安全性指標としての β の値を、基本的に4.0にとっているが、添接部材については、前述の理由で5.0としている。また、圧縮部材、曲げ部材については L/r 、 L/b の大きな領域では、 c にあげた理由にもとづいて、強度係数を意識的に計算値より低くおさえている。荷重係数については、 d にあげた理由により、一律に2割の余裕を見込んでいる。

なお、鉄筋コンクリート床版の設計については、検討は行なっていない。また、腹板のせん断座屈など、従来の許容応力度の項に含まれていない強度規定についても、表4.1には示されていない。

表 4.1 強度係数と荷重係数

(I) 基準強度と強度係数

部 材	対 象	基 準 強 度	強 度 係 数
引 張 (引張応力度)	SS41	2400 kg/cm ²	0.95
圧 縮 (圧縮応力度)	SS41	$\begin{cases} 2400 \text{ kg/cm}^2 & l/r \leq 20 \\ 2400 - 143(l/r - 20) \text{ kg/cm}^2 & 20 < l/r \leq 93 \\ 20,400,000 / (6,700 + (l/r)^2) \text{ kg/cm}^2 & 93 < l/r \end{cases}$	$\begin{cases} 0.7 & l/r \leq 60 \\ 0.6 & 60 < l/r \end{cases}$
曲 げ (曲げ圧縮応力度)	SS41	$\begin{cases} 2,400 \text{ kg/cm}^2 & \lambda_p \leq 0.2 \\ 2,400(1.0 - 0.412(\lambda_p - 0.2)) \text{ kg/cm}^2 & 0.2 < \lambda_p \end{cases}$	$\begin{cases} 1.0 & \lambda_p \leq 0.6 \\ 0.9 & 0.6 < \lambda_p \end{cases}$
ボ ル ト (せん断応力度)	F11T	2300 kg/cm ²	0.85
鉄筋コンクリート床版 (鉄筋応力度)	SD30	3000 kg/cm ²	1.0

(II) 荷重の組合せと荷重係数

1. T 荷重

交通量 1000台/日 未満 $S = 1.2(1.2D + 3.0T)$

" 1000台/日 以上 $S = 1.2(1.2D + 3.3T)$

2. L 荷重

$S = 1.2(1.1D + 2.1L)$

参 考 文 献

- (1) 「構造物の安全性・信頼性」昭和51年10月 土木学会
- (2) Reliability Approach in Structural Engineering, A.M. Freudenthal
他 1975 丸善
- (3) Structural safety Specifications based on Second moment Reliability
Analysis, C.A. Cornell IABSE, Symp 1969
- (4) A Probability-based Structural Code, C.A. Cornell Journal of ACI Vol. 66
- (5) Probabilistic Evaluation of Safety Factors, N.C. Lind IABSE, Symp
1969
- (6) Reliability Basis of Structural Safety and Design, A.H-S. Ang and C.A.
Cornell Journal of ST, ASCE Sep.
- (7) 「構造設計における安全率について」 A.H-S. Ang, 金井道夫, 土木技術資料18-11
- (8) Probability Concepts in Engineering Planning and Design, A.H-S. Ang.
John-Wiley & Sons, Inc.
- (9) Proposed Criterisia for Load and Resistance Factor Design of Steel
Building Structures, T.V. Galambos, Washinton University 1976
- (10) 「溶接H型鋼柱の座屈強度分布について」 青木, 福本, 土木学会論文集622
- (11) 「柱の座屈強度の変動性に関する研究」 福本, 梶田, 土木学会第30回年次学術講演会
- (12) 「鉄筋コンクリート設計法の最近の動向」 コンクリートライブラリー第41号
- (13) 「交通荷重の実態と道路橋への影響に関する研究」 土木研究所資料626
- (14) 「設計活荷重に関する研究」 土木研究所資料701
- (15) 「信頼性理論入門」 依田 浩, 朝倉書店