

信頼性理論に基づく鋼およびコンクリートの橋桁の 曲げ耐荷力安全性に関する基礎的研究

橋梁工学研究室 小原 菜美子

1. 本研究の背景・目的

近年、種々の制約条件のもとで合理的かつ経済的な橋梁を建設するという観点から、鋼部材およびRC・PC部材を組み合わせた複合構造橋梁が注目されている。このような構造の設計では、各部材がそれぞれの部材に対する独立な設計基準で設計されており、異種部材から成る構造物全体としての破壊を统一的に議論することは不可能である。すなわち、複合構造橋梁全体としての破壊確率を考慮して、構成部材の最適な安全係数が定められていないのが現状である。従って、より合理的な複合構造物を設計するためには、统一的な基準の下で構造物の挙動を議論できるよう異種構成部材の安全率等を見直した設計手法の確立が望まれている。すなわち、各部材に対して設計に必要な各種限界状態を想定し、その限界状態に至る安全性（信頼性）を評価し、構成部材の安全率をキャリブレーションする必要がある。

そこで、本研究では、複合構造の合理的な設計法の確立に必要な基礎的資料の収集を目的として、まず、現行設計法で試設計された非合成桁橋、合成桁橋、RC桁橋、およびPC桁橋に着目し、各構造橋梁に対しての限界状態を明らかにしている。そして、その限界状態をもとに、各モデル橋の曲げ破壊に対する安全性を、有限要素解析と活荷重シミュレーションといった解析的な手法を中心に用いて破壊確率および信頼性指標を算出し、比較・検討している。

2. 対象モデル橋の設定（単純桁橋）

単純桁橋を基本とし、表-1に示す鋼非合成桁橋、鋼合成桁橋、RC桁橋およびPC桁橋を対象とした。ただし、車線は幅3.5mの2車線（全幅員11m）とし、各橋梁形式において共通としている。また、代表として鋼非合成桁橋（A-1）の断面を図-1に示す。

表-1 対象とする橋梁形式とその設計条件

| 橋梁名 | A-1 | A-2 | B-1 | B-2 | C-1 | D-1 | D-2 |
|----------------|----------|---------|--------|--------|------|------|------|
| 橋梁形式 | 単純鋼非合成桁橋 | 単純鋼合成桁橋 | 単純RC桁橋 | 単純PC桁橋 | | | |
| 支間長 (m) | 29.0 | 39.0 | 34.0 | 44.0 | 15.0 | 30.0 | 40.0 |
| 主桁本数 (本) | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 5 | 5 |
| 桁高 (mm) | 1700 | 2200 | 1700 | 2200 | 1500 | 1800 | 2200 |
| 全幅員 (m) | 11.0 | 11.0 | 11.0 | 11.0 | 11.0 | 11.0 | 11.0 |
| 床版厚 (mm) | 210 | 210 | 210 | 210 | 250 | 200 | 200 |
| アスファルト舗装厚 (mm) | 80 | 80 | 80 | 80 | 80 | 80 | 80 |
| 活荷重 | B活荷重-L | | | | | | |

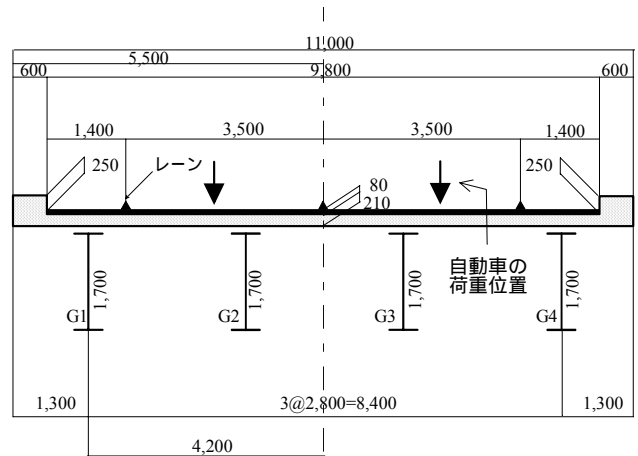


図-1 鋼非合成桁橋（A-1）の断面（寸法単位:mm）

3. 死荷重・活荷重による作用断面力の評価

3.1 死荷重の評価

死荷重による作用断面力を求めるために、死荷重として支配的と考えられる主桁重量、床版重量およびアスファルト舗装重量は確率変数として扱い、高欄・地覆・縁石・中央分離帯に対する重量についてはばらつきを考慮せず、確定量として扱った。主桁重量および床版重量の不確定要因としては、支配的と考えられる製作・施工上における形状寸法のばらつき、および単位体積重量のばらつきの2項目を考慮した。なお、形状寸法、単位体積重量ともに正規分布に従うものと仮定している。表-2には、死荷重算出の際に用いた統計データを示している。鉄筋およびPC鋼材の寸法に関するばらつきと鋼材の単位体積重量のばらつきは考慮しないものとし、それぞれ公称値を使用した。

表-2 死荷重に関する統計データ

| 対象項目 | 材料 | 詳細 | データ数 | 平均値 | 変動係数 |
|--------|--------|-----------|-------|-------|--------|
| 寸法 | 鋼材 | 板厚 | 336 | 0.994 | 0.016 |
| | | 断面積 | - | 1.010 | 0.018 |
| | コンクリート | PC桁:桁長 | 274 | 1.000 | 0.0005 |
| | | PC桁:フランジ幅 | 822 | 1.002 | 0.005 |
| | | PC桁:桁高 | 291 | 1.002 | 0.002 |
| | | PC桁:断面換算 | - | 1.005 | 0.005 |
| | RC床版 | 床版厚さ | - | 1.050 | 0.011 |
| 舗装 | 舗装厚 | - | 1.030 | 0.049 | |
| 単位体積重量 | 鉄筋 | - | - | - | - |
| | PC鋼材 | - | - | - | - |
| | コンクリート | - | - | 0.960 | 0.022 |
| | RC | - | 40 | 1.009 | 0.016 |

表-3は、橋梁形式別の死荷重による断面力の統計量であり、不確定要因のばらつきを考慮した死荷重の平均値および変動係数を示している。さらに、これらの統計量をもとに正規分布を仮定した確率密度関数から求められる非超過確率が90%および95%となる各断面力値も示す。また、表中の数値は各計算値を設計死荷重で除し、無次元化した値である。

表-3の結果より、設計死荷重による断面力と死荷重のばらつきを考慮して求めた断面力の平均値とはほぼ等しい値となり、妥当な結果が得られている。橋梁形式別に比較を行うと、鋼橋は、平均値 1.034~1.040、変動係数 1.18%~1.44%となり、一方コンクリート橋は、平均値 1.015~1.018、変動係数 1.19%~1.32%となっている。これより、コンクリート橋の方が設計死荷重に近い値を示しており、ばらつきも小さいと判断できる。

また、各断面力の統計量をもとに正規分布を仮定した確率密度関数から求められる非超過確率の特性値より判断して、死荷重の増分が最大の場合、鋼橋では 5.1%~6.4%、コンクリート橋では 3.2%~3.8%が予想され、鋼橋の方が死荷重に対して不利であると思われる。

3.2 活荷重の評価

活荷重による最大断面力は、荷重列の確率モデルを用いて、対象モデル橋梁に生じる最大断面力の確率分布特

性をモンテカルロ・シミュレーションにより評価した。活荷重による最大断面力の確率密度分布は、極値型分布に従うと仮定している。

供用期間は50年とし、シミュレーション回数は、最大断面力の確率分布特性を十分な精度で得るために100回実施した。用いた自動車荷重列は2種類を設定し、ひとつは阪神高速道路公団HDL委員会で作成された活荷重モデル¹⁾である都市高速道路を代表するモデルを、もう一方は旧建設省でまとめられた一般国道を代表する活荷重列モデル²⁾を用いた。

また、走行ケース、大型車混入率および渋滞状況による差異を調べるために、表-4に示す2つの走行ケースを用いた。各走行ケースにおいて、着目主桁に大きく影響を与える車線側に突発渋滞を、その反対車線には通常走行または夜間走行を発生させた。表-5にはシミュレーションに用いた活荷重列モデルと走行モードの組み合わせを示す。

表-6は、N-1の活荷重による断面力の統計量であり、シミュレーション結果の活荷重の平均値、変動係数および最大値を示している。さらに、これらの統計量をもとに極値I型分布を仮定した確率密度関数から求められる非超過確率が90%および95%となる各断面力値も示す。また、表中の数値は、各計算値を設計活荷重で除し、無次元化した値である。

表-3 橋梁形式別の死荷重による断面力の統計量

| 橋種 | 支間長 (m) | 対象桁 | 計算値/設計値 | | 非超過確率 | |
|------------------|---------|-----|---------|-------|-------|-------|
| | | | 平均値 | 変動係数 | 90% | 95% |
| 鋼非合成桁橋 (A-1,A-2) | 30 | 外桁 | 1.035 | 0.012 | 1.051 | 1.055 |
| | | 内桁 | 1.040 | 0.014 | 1.059 | 1.064 |
| | 40 | 外桁 | 1.034 | 0.012 | 1.049 | 1.054 |
| | | 内桁 | 1.037 | 0.013 | 1.054 | 1.059 |
| 鋼合成桁橋 (B-1,B-2) | 35 | 外桁 | 1.035 | 0.012 | 1.052 | 1.056 |
| | | 内桁 | 1.039 | 0.014 | 1.058 | 1.064 |
| | 45 | 外桁 | 1.034 | 0.012 | 1.050 | 1.054 |
| | | 内桁 | 1.039 | 0.014 | 1.057 | 1.062 |

| 橋種 | 支間長 (m) | 対象桁 | 着目断面 | 計算値/設計値 | | 非超過確率 | |
|----------------|---------|-----|----------|---------|-------|-------|-------|
| | | | | 平均値 | 変動係数 | 90% | 95% |
| RC桁橋 (C-1) | 15 | 外桁 | 曲げ(kN・m) | 1.015 | 0.013 | 1.032 | 1.037 |
| | | | せん断(kN) | 1.015 | 0.013 | 1.032 | 1.037 |
| | | 内桁 | 曲げ(kN・m) | 1.015 | 0.013 | 1.032 | 1.037 |
| | | | せん断(kN) | 1.015 | 0.013 | 1.032 | 1.037 |
| PC桁橋 (D-1,D-2) | 30 | 外桁 | 曲げ(kN・m) | 1.018 | 0.012 | 1.033 | 1.038 |
| | | | せん断(kN) | 1.018 | 0.012 | 1.033 | 1.038 |
| | 40 | 外桁 | 曲げ(kN・m) | 1.016 | 0.013 | 1.033 | 1.038 |
| | | | せん断(kN) | 1.016 | 0.013 | 1.033 | 1.038 |

表-4 走行モードの種類およびその概要

(a) 走行ケース 1

| 項目 | 1)突発渋滞 | 2)通常走行 |
|--------|--|---|
| 走行状態 | 夜間に行われる補修作業や事故などによって生じる渋滞。大型車の混入率が大きい。 | 通常時(6:00~7:00, 12:00~14:00, 15:00~24:00)の自然走行状態 |
| 大型車混入率 | 40% | 20% |
| 発生頻度 | 50回/年 | 12時間/日 |
| 車間距離 | 一定(2.7m) | ランダム |

(b) 走行ケース 2

| 項目 | 1)突発渋滞 | 2)夜間走行 |
|--------|--|-------------------------------|
| 走行状態 | 夜間に行われる補修作業や事故などによって生じる渋滞。大型車の混入率が大きい。 | 夜間時(0:00~6:00)における渋滞以外の自然走行状態 |
| 大型車混入率 | 60% | 60% |
| 発生頻度 | 50回/年 | 6時間/日 |
| 車間距離 | 一定(2.7m) | ランダム |

表-5 活荷重モデルと

走行ケースの組み合わせ表

| ケース名 | 荷重列モデル | 走行ケース |
|------|-----------|--------|
| N-1 | 一般国道モデル | 走行ケース1 |
| H-1 | 都市高速道路モデル | 走行ケース1 |
| H-2 | 都市高速道路モデル | 走行ケース2 |

表-6 橋梁形式別の活荷重による断面力の統計量 (N-1)

| 橋種 | 支間長 (m) | 対象桁 | 着目断面 | 計算値/設計値 | | 非超過確率 | | 活荷重の全体荷重に占める割合 |
|------------------|---------|-----|----------|---------|-------|-------|-------|----------------|
| | | | | 平均値 | 変動係数 | 90% | 95% | |
| 鋼非合成桁橋 (A-1,A-2) | 30 | 外桁 | 曲げ(kN・m) | 0.891 | 0.083 | 0.988 | 1.031 | 0.434 |
| | | | せん断(kN) | 0.760 | 0.070 | 0.830 | 0.860 | 0.427 |
| | 40 | 内桁 | 曲げ(kN・m) | 0.893 | 0.083 | 0.989 | 1.031 | 0.405 |
| | | | せん断(kN) | 0.766 | 0.072 | 0.838 | 0.869 | 0.398 |
| 鋼合成桁橋 (B-1,B-2) | 35 | 外桁 | 曲げ(kN・m) | 0.960 | 0.078 | 1.058 | 1.099 | 0.414 |
| | | | せん断(kN) | 0.780 | 0.073 | 0.854 | 0.886 | 0.391 |
| | 45 | 外桁 | 曲げ(kN・m) | 0.963 | 0.075 | 1.058 | 1.098 | 0.338 |
| | | | せん断(kN) | 0.792 | 0.073 | 0.868 | 0.900 | 0.317 |

表-6より、設計荷重による断面力と比較してシミュレーションによる断面力の平均値は若干小さくなる結果となった。N-1の曲げの場合、シミュレーションによる断面力の平均値は設計荷重に対して約85~95%程度、H-1は約75~80%程度、H-2は約90~100%程度となっている。RC・PC橋のせん断に対しては、N-1の場合は約75%程度、H-1は約65~70%程度、H-2は約80%程度となっている。

非超過確率が90%および95%となる相対断面力値を比較すると、N-1およびH-1の場合において、全体的に相対断面力値は1より小さい値または同程度の値を示していることから、道路橋示方書で設定されている活荷重は現実の荷重列を適切に反映していると考えられる。

また、RC・PC橋において曲げモーメントとせん断力を比較した場合、せん断力の方が小さい値を示しており、より安全側の荷重となるよう設計荷重が設定されていることが裏付けられる。

支間に注目した場合、支間が長いものほど活荷重が全体荷重(死荷重+活荷重)に占める割合が小さくなっており、死荷重が支配的になる傾向にあることがわかる。また、鋼橋とRC・PC橋との比較では大きな差異は見られず、対象とした中小の橋梁では全体荷重に占める活荷重の割合は約40%となっている。

4. 各種限界状態における抵抗値の評価

着目する限界状態に対応する主桁の耐荷力(強度)は、試設計された主桁に対してFEM解析により算出する。主桁の耐荷力の評価にあたっては、使用材料のもつ材料特性のばらつき、形状のばらつき、初期たわみや残留応力などの初期不整のばらつきなど、様々な不確定要因を有しており、これらを考慮する必要がある。しかし、ここでは、評価手法の一例を示すという観点から、不確定量として材料の機械的性質(例えば、降伏点や圧縮強度)のみを取り上げ、そのばらつきを考慮した耐荷力評価を行う。

具体的には、鋼橋を対象とした場合、使用材料の機械

的性質として降伏点に着目し、降伏点をパラメータとして、FEM解析を行う。パラメータとする降伏点は、統計データより公称値 σ_{yn} を基準に平均値 μ として、 $\mu + \sigma$ 、 $\mu + 2\sigma$ 、 $\mu - \sigma$ 、および $\mu - 2\sigma$ (μ : 平均値、 σ : 標準偏差)の5ケースとする。それより、限界状態に対応した主桁の耐荷力を求め、降伏点と耐荷力との関係式を同定する。次に、着目した使用材料の機械的性質、すなわち降伏点の統計データに基づき、降伏点の確率分布形状を同定する。そして、モンテカルロ・シミュレーションにより、同定した確率分布に従う降伏点の変数を発生させ、降伏点と耐荷力との関係式を導き、主桁に対する曲げ耐荷力の頻度分布および確率分布形を同定する。また、曲げ耐荷力の確率密度関数は、ワイブル分布に従うものと仮定している。

対象とした橋梁形式ごとの限界状態および耐荷力評価において考慮した不確定量について以下にまとめ、その概要を表-7に示す。

表-7 対象とする限界状態とその定義および取り扱う不確定量

| | 限界状態 | 定義 | 取り扱う不確定量 |
|----------------------|------|---------------------|--------------------------|
| 鋼非合成桁橋 (A-1, A-2) | 終局限界 | 曲げ座屈を伴うことによる最大曲げ耐力時 | 鋼材の降伏点 |
| | 降伏限界 | 鋼材フランジ引張縁の降伏点到達 | |
| 鋼合成桁橋 (B-1, B-2) | 降伏限界 | 鋼材フランジ引張縁の降伏点到達 | 鋼材の降伏点 |
| | | コンクリート床版圧縮縁の降伏点到達 | コンクリートの圧縮強度 |
| RC桁橋 (C-1) | 終局限界 | 曲げ座屈を伴うことによる最大曲げ耐力時 | コンクリートの圧縮強度 |
| | 降伏限界 | 引張鉄筋の降伏点到達 | 引張鉄筋の降伏点 |
| PC桁橋 (D-1, D-2) | 降伏限界 | PC鋼材の降伏点到達 | コンクリートの圧縮強度 PC鋼材の引張強度 |

解析結果の一例として、橋梁形式別の得られた各種限界状態に対する曲げモーメントと材料強度との関係を図-2に示す。x軸はコンクリートの圧縮強度を、y軸は鋼材の降伏点をそれぞれ表している。また、図中において、各種限界状態の曲げモーメントはそれぞれ設計曲げモーメントで、材料強度はそれぞれの公称値にて無次元化した値を示している。

また、図中において評価式の平面は赤線の部分をさす。

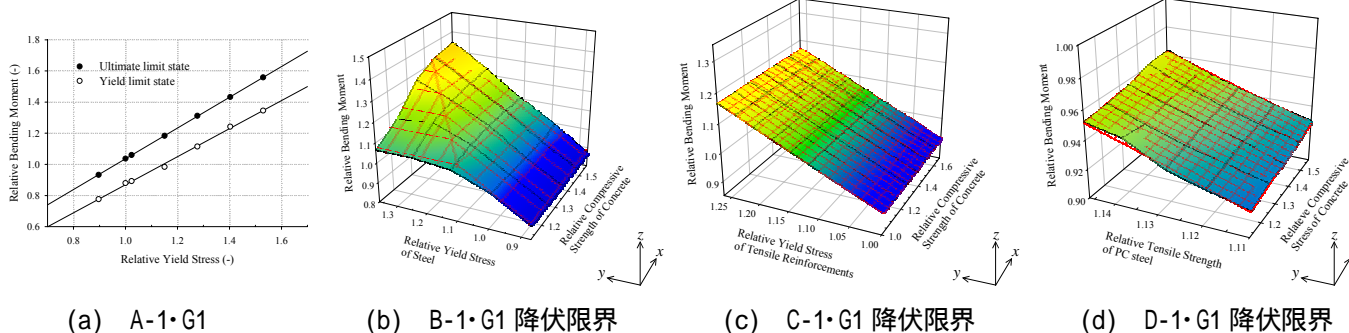


図-2 単純桁橋の各種限界状態における曲げモーメントと材料強度との関係

5. 単純桁橋の曲げ耐力安全性の評価

評価にあたっては、算出した正規分布を仮定した死荷重および活荷重，抵抗値（各限界状態における曲げモーメント）の確率密度関数をもとに破壊関数を定義し，その関数を直接積分し破壊確率を算出する．破壊関数 Z は式（1）で定義される．

$$Z = R - S_D - S_L \quad (1)$$

ここに、 R ：抵抗値（限界曲げモーメント）， S_D ：死荷重による作用曲げモーメント， S_L ：活荷重による作用曲げモーメントである．

これらに基づいて求めた橋梁形式別の限界状態に対する破壊確率 P_f を表-8 に示す．また，破壊関数が正規分布であると仮定した場合の信頼性指標 β も併せて示す．また，諸外国での設計基準で示されている目標信頼性指標 γ_T を表-9，表-10³⁾ に示す．

表-8 における信頼性指標を比較すると，全ての橋梁形式について，終局限界状態および降伏限界状態時の信頼性指標は，諸外国基準の目標信頼性指標 γ_T の値より大きい値を示している．したがって，道路橋示方書に従って設計した場合，支間長や荷重モデルを変化させてさらに検討する必要はあるが，適切な破壊確率を有していると言える．

橋梁形式別の比較では，降伏限界状態に対して，鋼非合成桁橋の信頼性指標は他の桁橋の信頼性指標と比較して全体的に小さいという結果となった．これは，鋼非合成桁橋の場合，抵抗値算出に際して，使用材料の機械的性質の確率変数として鋼材のみを取り扱っており，他の桁橋はコンクリートの圧縮強度を含んでいるため，抵抗値のばらつきが鋼非合成桁橋の場合より大きくなったためだと考えられる．しかし，鋼非合成桁橋の降伏限界状態における信頼性指標は，表-9 より判断して，通常の使用状況においては，適切な破壊確率を有していると考えられる．

表-8 橋梁形式別の信頼性指標 β と破壊確率 P_f

| 橋種 | ケース名 | | | 信頼性指標 β | | | 破壊確率 P_f | | |
|---------------------|--------|------|------|---------------|------|----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | 支間長(m) | 対象桁 | 限界状態 | N-1 | H-1 | H-2 | N-1 | H-1 | H-2 |
| 鋼非合成桁橋 (A-1,A-2) | 30 | 外桁 | 終局限界 | 5.32 | 5.61 | 5.22 | 5.3×10^{-8} | 1.0×10^{-8} | 8.8×10^{-8} |
| | | | | 5.21 | 5.47 | 5.13 | 9.4×10^{-8} | 2.2×10^{-8} | 1.5×10^{-7} |
| | | 内桁 | | 6.38 | 6.65 | 6.24 | 8.9×10^{-11} | 1.4×10^{-11} | 2.2×10^{-10} |
| | | | | 7.13 | 7.39 | 6.99 | 4.9×10^{-13} | 8.9×10^{-14} | 1.4×10^{-12} |
| | 40 | 外桁 | 降伏限界 | 3.88 | 4.24 | 3.76 | 5.3×10^{-5} | 1.1×10^{-5} | 8.3×10^{-5} |
| | | | | 3.66 | 4.00 | 3.55 | 1.3×10^{-4} | 3.2×10^{-5} | 1.9×10^{-4} |
| | | 内桁 | | 4.35 | 4.66 | 4.19 | 6.7×10^{-6} | 1.5×10^{-6} | 1.4×10^{-5} |
| | | | | 4.31 | 4.57 | 4.17 | 8.2×10^{-6} | 2.4×10^{-6} | 1.5×10^{-5} |
| 鋼合成桁橋 (B-1,B-2) | 35 | 外桁 | 降伏限界 | 6.06 | 6.47 | 5.93 | 6.7×10^{-10} | 4.8×10^{-11} | 1.5×10^{-9} |
| | | | | 5.95 | 6.30 | 5.84 | 1.3×10^{-9} | 1.5×10^{-10} | 2.6×10^{-9} |
| | 内桁 | 5.71 | | 6.07 | 5.54 | 5.5×10^{-9} | 6.2×10^{-10} | 1.5×10^{-8} | |
| | | 5.42 | | 5.67 | 5.30 | 2.9×10^{-8} | 7.2×10^{-9} | 5.8×10^{-8} | |
| RC桁橋 (C-1) | 15 | 外桁 | 終局限界 | 5.84 | 5.96 | 5.83 | 2.6×10^{-9} | 1.2×10^{-9} | 2.7×10^{-9} |
| | | | | 6.54 | 6.66 | 6.53 | 3.1×10^{-11} | 1.4×10^{-11} | 3.3×10^{-11} |
| | | 内桁 | | 5.41 | 5.53 | 5.40 | 3.2×10^{-8} | 1.6×10^{-8} | 3.3×10^{-8} |
| | | | | 6.04 | 6.15 | 6.02 | 7.9×10^{-10} | 3.8×10^{-10} | 8.6×10^{-10} |
| PC桁橋 (D-1,D-2) | 30 | 外桁 | 降伏限界 | 4.09 | 4.32 | 4.01 | 2.2×10^{-5} | 7.7×10^{-6} | 3.0×10^{-5} |
| | | | | 5.58 | 5.85 | 5.48 | 1.2×10^{-8} | 2.4×10^{-9} | 2.1×10^{-8} |

表-9 目標信頼性指標 γ_T (ライフタイム) の例³⁾

| 安全性の 相対コスト | 破壊の頻度 | | | |
|---------------|-------|---------|-----|---------|
| | 小 | 時々 | 中 | 大 |
| 高 | 0 | (注A)1.5 | 2.3 | (注B)3.1 |
| 中 | 1.3 | 2.3 | 3.1 | (注C)3.8 |
| 低 | 2.3 | 3.1 | 3.8 | 4.3 |

(注)A.使用限界状態では可逆的なものは $=0$ を，非可逆的なものは $=1.5$ を使う
 B.疲労限界状態では，検査の可能性に依存して， $=2.3 \sim 3.1$ を使う
 C.終局限界状態では，安全性のクラスに応じて $=3.1, 3.8, 4.3$ を使う

表-10 その他の目標信頼性指標 γ_T の例³⁾

| ANSI-A58(1980) | ENV1991-1 Eurocode1(1993) | | Ontario highway Bridge Design Code (1991) |
|----------------|---------------------------|-----------|---|
| D+L = 3.0 | 設計供用期間 | 1年間 | 終局限界 = 3.8 (50年) |
| D+S = 3.0 | 終局限界 | = 3.8 | 使用限界 = 1.5 |
| D+L+W = 2.5 | 使用限界 | = 1.5 | (適切な設計期間) |
| D+L+E = 2.0 | 疲労限界 | = 1.5-3.8 | 規定なし |

支間長に注目した場合，鋼非合成桁橋および PC 桁橋から判断して，各限界状態において支間長が長くなるほどその破壊確率も小さくなる傾向にある．これは，支間長が大きくなると荷重全体に占める死荷重の割合が大きくなり，死荷重は活荷重よりもその変動が小さいために，破壊確率も小さくなったと考えられる．

6. 結論と今後の課題

- 全ての橋梁に対して，終局限界状態および降伏限界状態における信頼性指標は，諸外国基準の目標信頼性指標より大きい値を示した．よって，道路橋示方書に従って設計した場合，適切な破壊確率を有していると考えられる．
- 支間長に注目した場合，非合成桁橋および PC 桁橋から判断して，各限界状態において支間長が長くなるほどその破壊確率も小さくなる傾向にある．これは，支間長が大きくなると荷重全体に占める死荷重の割合が大きくなり，死荷重は活荷重よりもその変動が小さいために，破壊確率も小さくなったと考えられる．
- 今後の課題として，幅員および支間長などの要因を変化させてパラメトリック解析を実施する必要がある．また，抵抗値の算定においては桁の劣化や腐食などによる抵抗値の低下という時間的な不確定要因を考慮する必要がある．

参考文献

- 阪神高速道路公団・HDL 委員会：阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究，阪神高速道路公団・(財) 阪神高速道路公団管理技術センター，pp.54-75，1986.12.
- 建設省土木研究所橋梁研究室：限界状態設計法における設計荷重に関する検討，土木研究所資料，第 2700 号，1989.1.
- 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の性能設計ガイドライン，pp.83，2001.10.