

## 第3章 設計基準・性能設計

### 3.1 設計基準の変遷と動向

#### 3.1.1 わが国の設計基準類

わが国の鋼道路橋に関する基準は、1939年に「鋼道路橋設計示方書案」が定められてから、1964年の「鋼道路橋設計示方書」、「鋼道路橋製作示方書」、「溶接鋼道路橋示方書」、1965年の「合成ゲタ設計施工指針」および1966年の「鋼道路橋高力ボルト摩擦接合設計施工指針」などが「道路橋設計示方書」として1972年に改訂統合された。1972年から1980年にかけて、道路橋設計示方書は「I 共通編」、「II 鋼橋編」、「III コンクリート橋編」、「IV 下部構造編」、「V 耐震設計編」として現在のスタイルにまとめられた。その後、1993年に車両の大型化および耐久性の向上などを図るため活荷重関連規定を中心に改訂が行われ、1996年には兵庫県南部地震による被害を踏まえて耐震設計に関連する規定を中心とした改訂が行われた。そして、2002年には、性能規定型の技術規準を目指して、要求する事項とそれを満たす従来からの規定とを併記する書式として改訂された[日本道路協会, 2002a]。これに加えて、II 鋼橋編では疲労に関する規定が加わるとともに製作・施工における品質管理に関する規定の見直しが行われた。現在、次期改訂に向けてその基本的方向性の検討を開始している。

鋼鉄道橋に関する設計基準は、1912年に「鋼鉄道橋設計示方書」が定められてから、1928年、1940年および1956年に「鋼鉄道橋設計示方書」、1959年に「高張力鋼鉄道橋設計示方書(案)」、1960年に「溶接鋼鉄道橋設計示方書(案)」が制定され、1970年に「建造物設計標準(鋼鉄道橋)」として統合された。その間、1963年には「合成桁鉄道橋設計示方書(案)」が定められた。その後、1974年には各々「建造物設計標準(鋼鉄道橋)」および「建造物設計標準(鋼とコンクリートとの合成鉄道橋)」に改訂された。さらに、1983年に改訂された「建造物設計標準」を参考に、1987年の国鉄民営化に伴う技術規準の体系的な整備が行われるとともに、さらに新しい内外の研究成果および限界状態設計法を取り込んで全面的に見直しが行われ、1992年に「鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物)」[鉄道総合技術研究所, 1992]が刊行された。その後、2000年にはSI単位系に改訂されている。現在、技術基準体系の見直しとともに、鋼・合成構造物設計標準の性能照査型への改訂作業を開始しており、2007年刊行を目標にしている。

以上の設計基準に対して、設計の多様化に応じて既存の設計基準に該当しない構造物の設計も増加してきた状況に対応するため、土木学会では鋼構造物のモデル指針として「鋼構造物設計指針」を1987年に作成した[土木学会, 1987a, 1987b]。本指針は一般構造物を対象にしたPART Aと特定構造物を対象にしたPART Bからなっている。また、同年に座屈現象を理解し、構造物の座屈に伴う崩壊を正しく評価できるためのガイドラインとして「座屈設計ガイドライン」[土木学会, 1987c]が出版された。その後、土木学会では構造設計に関する最新の研究成果をまとめた「鋼構造物の終局強度と設計」[土木学会, 1984]を1994年に出版した。これを受けて、限界状態を明確にした書式に従う設計指針の改訂作業が進められ、1997年に「鋼構造物設計指針 PART A」[土木学会, 1997a]が改訂された。同時に、PART B[土木学会, 1997b]については、特に合成構造物の見直しが行われ、1992年にまとめられた「鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則」[土木学会, 1992]によるフォーマットに従う「複合構造物の性能照査指針(案)」[土木学会, 2003b]として改訂された。現在、土木学会鋼構造委員会では、最新の研究成果を取り入れた、国際的に通用する規準「鋼・合成構造標準示方書」の整備を開始している。

日本建築学会では、「鋼構造設計規準」1970年を誤り無く運用するために、規定された数値や設計式の根拠

を明らかにするため、「鋼構造座屈設計指針」[建築学会, 1980]を1980年に刊行した。その後、「鋼構造限界状態設計規準」が公表されたため、この指針は1996年に全面的に改訂されている[建築学会, 1986]。

### 3.1.2 海外の設計基準類

海外の代表的基準は、現在表 3.1.1 に示すように ISO2394[ISO,1998] に準拠した部分安全係数を用いた限界状態設計法が主流である。1979年に SIA 基準(スイス)[SIA,1979]が、1980年代前半に BS 基準(イギリス)[BS,1999]が、さらに1991年には DIN 基準(ドイツ)[Din,1990]が限界状態設計法に移行している。一方、1970年代に欧州連合(EU)における通商に対する技術的障害の除去と技術使用の整合化および建築と土木構造物の設計に対する共通技術ルールの確立に向けた設計に関する統一技術規準の策定の動きがおこり、これが現在のユーロコード策定の始まりとなっている。

表 3.1.1 設計規準の比較[野上ら, 2002]

設計規準	Eurocode	AASHTO/LRFD	CHBDC
設計法	限界状態設計法	荷重抵抗係数法	限界状態設計法
信頼性指標 $\beta$	3.8	3.5	3.5
設計寿命	100年	75年	75年
限界状態	終局, 使用	終局, 供用, 疲労, 極限事象	終局, 使用, 疲労
書式	$E_d \leq R_k / \gamma_{Rd}$ $E_d = \sum \gamma_{Gi} G_{ki} + \gamma_P P + \sum \gamma_{Qi} \psi_i Q_{ki}$ $E_d: \text{設計荷重値}$ $R_k: \text{抵抗特性値}$ $G_{ki}, P, Q_{ki}: \text{荷重特性値}$ $\gamma_{Gi}, \gamma_P, \gamma_{Qi}: \text{荷重係数}$ $\psi_i: \text{補正係数}$ $\gamma_{Rd}: \text{抵抗係数}$	$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$ $\gamma_i: \text{荷重係数}$ $\eta_i: \text{荷重補正係数}$ $Q_i: \text{荷重効果}$ $\phi: \text{抵抗係数}$ $R_n: \text{公称抵抗値}$	$\sum \gamma \alpha_i E_i \leq \phi R_s$ $\gamma: \text{重要度係数}$ $\alpha_i: \text{荷重係数}$ $E_i: \text{荷重特性値}$ $\phi: \text{抵抗係数}$ $R_s: \text{抵抗特性値}$
適用範囲	CEN 加盟国	48州 (2007年)	全州

その後、1982年～1989年にかけて欧州委員会においてユーロコード草案の改訂作業が行われたが、より加速させるため、欧州委員会は新たに基本的要求事項を定め、同時に欧州標準化委員会(CEN)を設立した。1990年からは、CENにその策定作業が引き継がれ、鋼橋の ENV 1993-2(1997a)、合成橋梁の ENV 1994-2(1997b)などの作業が続けられてきた。また、各国の標準化機関はこの ENV 内容のチェックとキャリブレーションを行い、国内基準との対比をしながら ENV の補足的基準として国内適用文書(NAD)を作成している。現在、設計の基本に関する EN1990(2002) および荷重に関する EN1991(2002) は2002年に完成しており、鋼構造の EN1993 (Eurocode 3) および合成構造の EN1994 (Eurocode 4) は、2004年～2005年に完成する予定である。EN の発刊後、各国の国内基準は共存期間3年間を経て廃止されることになる。

次に、カナダの橋梁に関する基準は、1966年に、カナダ連邦政府の CSA 基準として道路橋基準 CSA S6-66 が発行されたが、カナダ特有の諸条件を織込んだとは言え、当時の基準は本質的にアメリカ道路橋示方書(AASHTO)そのものの基準と同じ内容であった。しかし、オンタリオ州運輸・通信省は CSA S6 基準に満足できず、1973年に新しい独自基準の作成を決定した。そして、1979年に北米初の限界状態設計法に基づく道路橋基準としてオンタリオ州基準(OHBDC)の第1版を発刊した。その後、オンタリオ州基準は1986年に第2版が、1993年に第3版が刊行された。

CSA S6 の道路橋基準は、オンタリオ州基準の限界状態設計法としての諸係数の信頼性や基準の優位性が示されるにつれ、またカナダ国内でのモデルコード作成の機運の高まりの中、カナダ連邦政府は国内統一基準の

必要性を認識し、CSA S6 をカナダ独自の基準として全面改訂することを決定した。こうして、カナダ統一道路橋基準 (CHBDC, CSA S6-00)[CSA,2000] はオンタリオ州基準を基本に設計荷重体系などの変更がなされ、7年間の歳月をかけて2000年に全面改訂・刊行された。さらに、カナダ政府および建設業界の新しい動きとして、設計基準に関する国際化への基本姿勢において性能設計への移行を考えており、建築分野では、真の性能設計を目指すための一つのステップと位置付けた次期国内建築規準は、Objective-Based Design Code フォーマットになる予定である [Farago,2001]。

一方、アメリカの道路橋示方書は、1931年に標準示方書 (AASHTO) の初版が出版された。その後、1969年版 (第10版) までの許容応力度設計法 (ASD) に加え、1973年版 (第11版) からは荷重係数法 (LFD) が採り入れられた。しかし、その後現行設計法に対して材料、解析法の発展、歴史的条項との矛盾などが鮮明になり、さらにオンタリオ州基準の限界状態設計法としての諸係数の信頼性が明らかになったことから、1987年に AASHTO は先進的な橋梁設計示方書を開発すべくプロジェクトを組織し、7年間の歳月を経て1994年に確率論に基づいた限界状態設計法である荷重抵抗係数法 (LRFD) による AASHTO/LRFD 示方書の初版を発行した [Kulicki,2001]。1998年に第2版 [AASHTO,1998] が発行された後は、毎年暫定版が発行されている。

現在、AASHTO の設計基準は、許容応力度設計法 (ASD)、荷重係数法 (LFD) および荷重抵抗係数法 (LRFD) が並存しており、これらの採用は各州政府に委ねられている。合衆国の30州が何らかの形で AASHTO/LRFD 示方書を採用している。11の州では完全に AASHTO/LRFD 示方書を取り入れており、2007年までには48の州が完全にとり入れることを公約している。アメリカ国内には現在 AASHTO/LRFD 示方書で設計された橋梁が800橋ほどある [野上ら, 2002]。

鋼鉄道橋の設計基準は AREA により1904年に制定され、その後 AREMA において現在の設計基準 [AREMA, 1992] になっており97年の歴史がある。現在、設計フォーマットは許容応力度設計法である。

以上の海外の設計基準に対して、ECCS(欧州鋼構造連合) では、鋼構造の座屈安定に関する「Manual on the Stability of Steel Structures」を1976年に完成している [福本, 1999]。また、現在ユーロコード EN1993 の作成のため CEN への支援を行っている。また、米国の SSRC(構造安定研究会議) では、「鋼構造の安定設計基準へのガイド」 [Johnston,1976] を1976年に作成し、1998年に第5版 [Galambos,1998] が出版され、研究者および技術者に広く利用されている。さらに、SSRC が中心となり、わが国、北米、西欧、東欧、中国、豪州の各国の構造安定研究者の分担による各国設計基準の比較、座屈関連規定の比較などが行われ、その成果は「Stability of Steel Structures, A World View」 [Beedle,1991] として1991年に刊行されている。

## 3.2 鋼構造物の設計基準

### 3.2.1 鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則

土木学会構造工学委員会において、1992年に将来のモデルコードとして取りまとめた鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則 [土木学会,1992] は、設計変数に割り当てられた安全係数を用いて、設計の不確実性を考慮する安全係数による設計を基本にしている。以下にその概要をまとめる。

部材の限界状態に対する安全性の検討は、設計断面力  $S_d$  の設計断面耐力  $R_d$  に対する比に構造物係数  $\gamma_i$  を乗じた値が、1.0 以下であることを確かめることにより行うものとする。

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad (3.2.1)$$

ここに、構造物係数  $\gamma_i$  は構造物の重要度、限界状態に達したときの社会的・経済的影響を考慮して定めるものとする。構造物係数  $\gamma_i$  は一般に1.0～1.2としてよい。通常の設計において対象となる終局限界状態を例に安

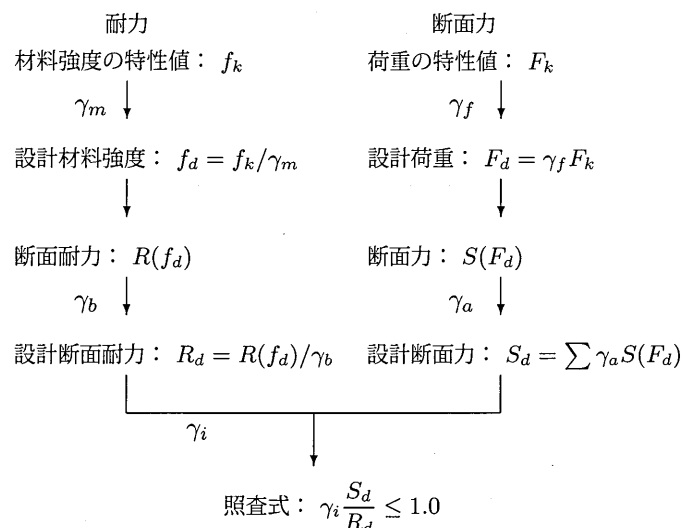


図 3.2.1 終局限界状態に対する安全性照査の概念

安全性照査の概念を図 3.2.1 に示す。

使用限界状態としては、一般に、変位・変形、ひびわれ、振動等に対する使用限界状態が考えられる。構造物または部材は、設計供用期間中の使用目的に適合する十分な機能を保持しなければならない。この場合、必要とされる機能には、所要の安全性の他に、使用上の快適性、水密性、美観等の使用性と設計供用期間中に十分使用に耐えることができる耐久性等がある。設計にあたっては、これらの使用目的に適合する使用限界状態を設定し、適切な方法によって必要な検討を行わなければならない。

さらに、荷重の中で、変動荷重の占める割合が大きく、その作用頻度が大きい場合には、疲労に対する安全性の検討を行わなければならない。

#### (1) 荷重と断面力の設計値

荷重の設計値である設計荷重  $F_d$  は、荷重の特性値  $F_k$  に荷重係数  $\gamma_f$  を乗じた値、つまり次式で表される。

$$F_d = \gamma_f F_k \quad (3.2.2)$$

ここに、荷重係数  $\gamma_f$  は荷重の特性値からの望ましくない方向への変動荷重の算出方法の不確実性、荷重特性が限界状態に及ぼす影響、環境条件の変化等を考慮して定める。荷重に関して、特性値 (限界状態の検討の過程で、設計基礎変数 (荷重、材料特性、幾何学的パラメータ) に割り当てられた値) とは別の体系の規格値または公称値が定まっている場合には、それらの特性値は、規格値または公称値に修正係数を乗じた値で表わされる。一般に、設計荷重の組合せは表 3.2.1 のように、また荷重係数  $\gamma_f$  は、各限界状態に対して表 3.2.2 のように規定している。

断面力を算定する関数  $S$  としては、荷重および部材の剛性を期待値としたときに、断面力の期待値を算定する関数を選ぶものとしている。このとき、断面力の設計値、つまり設計断面力  $S_d$  は、構造物の施工中および設計耐用期間中に発生すると想定される荷重の組合せのうち、構造物および各部材に不利な影響を与える荷重の組合せについて、各設計荷重  $F_d$  をもとに構造解析によって算出された断面力  $S(F_d)$  に、構造解析係数  $\gamma_a$  を乗じ、それらを加え合わせた次式を用いる。

$$S_d = \sum \gamma_a S(F_d) \quad (3.2.3)$$

ここに、構造解析係数  $\gamma_a$  は構造解析の不確実性、構造物のモデル化の信頼性等を考慮して定めるものとする。

表 3.2.1 設計荷重の組合せの例

限界状態	設計荷重の組合せ
終局限界状態	永久荷重+主たる変動荷重 +従たる変動荷重
	永久荷重+偶発荷重 +従たる変動荷重
使用限界状態	永久荷重+変動荷重
疲労限界状態	永久荷重+変動荷重

表 3.2.2 荷重係数  $\gamma_f$

限界状態	荷重の種類	荷重係数
終局限界状態	永久荷重	1.0~1.2 または 1.0~0.8 (小さい方が不利となる場合)
	主たる変動荷重	1.1~1.2
	従たる変動荷重 偶発荷重	1.0 1.0
使用限界状態	すべての荷重	1.0
疲労限界状態	すべての荷重	1.0

ここでいう不確実性とは、主として構造解析に用いられる仮定の妥当性、構造解析に用いる構造形状に関連する諸係数の誤差に起因するものである。したがって、構造解析に用いられる仮定が妥当であり、必要に応じて諸誤差の影響が何らかの方法、あるいは限界状態の評価で考慮されており、構造物が十分に安全であることが経験的に分かっている場合には、 $\gamma_a$  を 1.0 としてよい。

(2) 材料強度と断面耐力の設計値

材料強度の設計値、つまり設計材料強度  $f_d$  は、材料強度の特性値  $f_k$  を材料係数  $\gamma_m$  で除した値、すなわち次式で与えられる。

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \tag{3.2.4}$$

ここに、材料係数  $\gamma_m$  は材料強度の特性値からの望ましくない方向への変動、供試体と実構造物中との材料特性の差異、材料特性が限界状態に及ぼす影響、材料特性の経時変化等を考慮して定める。材料強度に関して、特性値とは別に規格値が定まっている場合は、それらの特性値は、規格値を修正係数で除した値とする。

鋼材の材料係数  $\gamma_{ms}$  は、終局限界状態の検討においては、一般に 1.0~1.05 としてよい。疲労限界状態の検討においては、一般に 1.0 ~ 1.05 としてよい。また、使用限界状態の検討においては、一般に 1.0 としてよい。コンクリートの材料係数  $\gamma_{mc}$  は、一般に、終局限界状態および疲労限界状態の検討においては 1.3、使用限界状態の検討においては 1.0 としてよい。

断面耐力を求める理論は十分確立しているとは限らないため、材料強度が確定量であったとしても、断面耐力を十分な信頼性を持って確定量として決定するのが困難な場合が多い。このため、断面耐力を算定する関数  $R$  として、材料強度を期待値としたときに、断面耐力の期待値を算定する関数を選ぶものとする。このとき、断面耐力の設計値、つまり設計断面耐力  $R_d$  は、実構造物の耐力がそれを下回る確率が十分小さいものとし、必要な数の設計材料強度  $f_d$  から耐力算定式を用いて算出された断面耐力  $R(f_d)$  を部材係数  $\gamma_b$  で除したものとする。

$$R_d = \frac{R(f_d)}{\gamma_b} \tag{3.2.5}$$

ここで、部材係数  $\gamma_b$  は、部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度、すなわち対象とする部材がある限界状態に達したときに構造物全体に与える影響等を考慮したものである。ここでいう不確実性とは、主として耐力算定式自体のばらつき、算定式に用いる部材断面形状に関する諸係数の誤差および耐力に及ぼす影響度に起因するものである。したがって、部材係数  $\gamma_b$  は、耐力算定式、全体構造系の中の対象部材の役割、部材形状の誤差や残留応力が耐力に及ぼす影響度などを総合的に考慮して決められる。

### 3.2.2 ユーロコード

EN1990(2002) の設計の基本は、構造の安全性、使用性および耐久性について規定しており、耐震設計については含まれない。限界状態は、終局限界状態と使用限界状態を基本とし、疲労は破壊への影響度によって終局限界状態および使用限界状態に含ませている。構造解析は、終局限界状態では変形の影響が大きい場合には非線形解析を、使用限界状態、疲労では線形解析を採用している。ユーロコードの部分安全係数法における各安全係数は、図 3.2.2 のように構成されている。

部材の限界状態の検討は、次式のように荷重効果の設計値  $E_d$  が対応する抵抗の設計値  $R_d$  より小さいことを満足することにより照査する。

$$E_d < R_d \quad (3.2.6)$$

#### (1) 荷重および荷重効果の設計値

荷重の設計値  $F_d$  は、次式で与えられる。

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \quad (3.2.7)$$

ここに、 $\gamma_f$  は荷重の部分係数である。 $F_{rep}$  は荷重組み合わせを考慮した値であり、荷重の特性値  $F_k$  との間に次式の関係を持つ。

$$F_{rep} = \psi F_k \quad (3.2.8)$$

ここに、 $\psi$  は、 $\psi = 1$  あるいは  $\psi_0$ 、 $\psi_1$  あるいは  $\psi_2$  であり、荷重の組み合わせ係数、常時、半永久荷重係数を意味する。

荷重効果  $E$  は、荷重の作用による構造部材の応答 (断面力、応力、ひずみなど) あるいは全体系の応答 (たわみ、回転など) を意味する。これは、荷重  $F$ 、幾何学的特性  $a$  などに依存する。材料特性  $X$  も考えられるが、ここでは荷重効果への影響は小さいものとして考えない。

荷重効果の設計値  $E_d$  は、一般に次式で与えられる。

$$E_d = \gamma_{sd} E(\gamma_{f,i} F_{rep,i}; a_d) \quad i \geq 1 \quad (3.2.9)$$

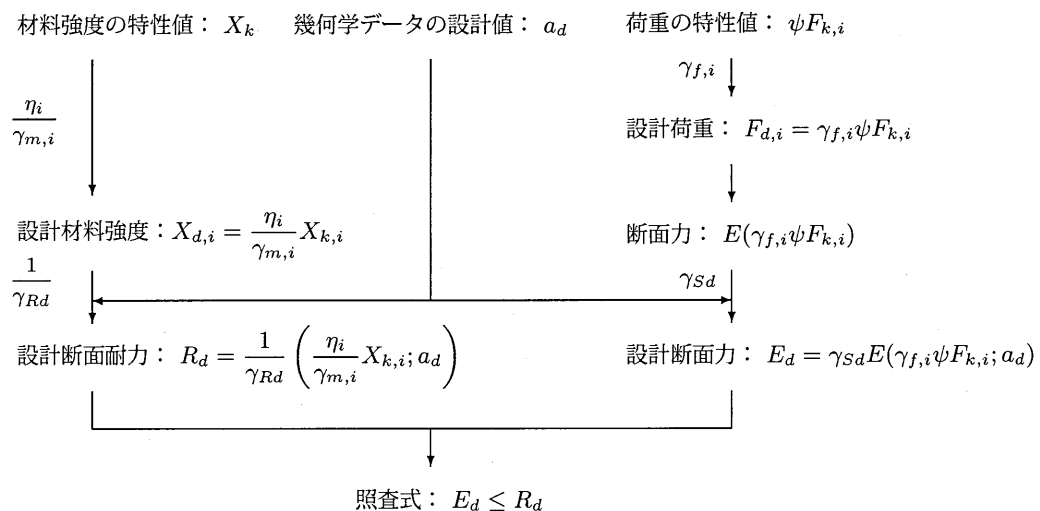


図 3.2.2 ユーロコードの部分安全係数システム

ここに、 $\gamma_{sd}$  は荷重モデルあるいは荷重効果モデルの不確か性に対する部分係数、 $a_d$  は幾何学的データの設計値である。しかし、EN1990 では構造物の設計に対して次の簡易式が採用されている。

$$E_d = E(\gamma_{F,i} F_{rep,i}; a_d) \quad i \geq 1, \quad \gamma_{F,i} = \gamma_{sd} \gamma_{f,i} \quad (3.2.10)$$

また、FEM 解析を基本にした部分安全係数設計法や特殊な幾何学的問題などでは、次式を用いることも可能にしている。

$$E_d = \gamma_{F,l} E \left( F_{k,l}; \frac{\gamma_{f,i}}{\gamma_{f,l}} F_{rep,i}; a_d \right) \quad i \geq 1 \quad (3.2.11)$$

なお、荷重効果が荷重と比例関係にない非線形解析を行う場合、式 (3.2.10) の部分係数は慎重に与える必要がある。そこで、①荷重効果  $E(F)$  が  $F$  より増加する場合、部分係数  $\gamma_F$  は荷重の特性値に乗ずる。②荷重効果  $E(F)$  が  $F$  の増加より小さい場合、部分係数  $\gamma_F$  は荷重の特性値による荷重効果に乗ずることを規定している。

## (2) 材料、幾何学的データおよび抵抗の設計値

一般に、材料および製作特性  $X$  の設計値  $X_d$  は、その特性値  $X_k$  に材料の部分安全係数  $\gamma_m$ ，さらにもし必要があれば換算係数  $\eta$  を考慮して次式のように与えられる。

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (3.2.12)$$

ここに、換算係数  $\eta$  は質量、スケール効果、乾湿および温度効果などに関する換算係数の平均値である。この値は特性値に含めることもできる。

幾何学的データの変動は、荷重や材料の変動に比べて小さいので、一般に無視できる。幾何学的データの設計値は、公称値で表す。

$$a_d = a_{nom} \quad (3.2.13)$$

この幾何学的データの公称値は設計図面や設計計算書の値であり、初期不整などのない完全形系としての値である。骨組や部材の不整などは付加量  $\Delta a$  で与えられる。

$$a_d = a_{nom} + \Delta a \quad (3.2.14)$$

以上の設計値に対して、構造部材の設計抵抗値  $R_d$  は、一般に次式で与えられる。

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R(X_{d,i}; a_d) = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left( \eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right) \quad i \geq 1 \quad (3.2.15)$$

ここに、 $\gamma_{Rd}$  は抵抗に関するモデルの不確かさの部分係数、 $X_{d,i}$  は材料特性  $i$  の設計値である。

たとえば EN1990 では、式 (3.2.15) より簡易な式を使用しており、例えばコンクリート構造では、次式を用いている。

$$R_d = R \left( \eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right) \quad i \geq 1, \quad \gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \gamma_{m,i} \quad (3.2.16)$$

また、鋼構造の場合、設計抵抗値は材料特性値から直接求めている。

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (3.2.17)$$

ここに、 $R_k$  および  $\gamma_M$  は試験から評価する。なお、 $R_k$  の5%フラクタイルとしての厳正な定義は、しばしば考慮する抵抗に依存し、種々の  $\gamma_m$  係数が必要となるため、ここでは唯一の  $\gamma_M$  が抵抗に用いられている。ま

た,  $R_k$  の 5% フラクタイルは信頼性指標を用いて決定している。

さらに, 合成構造では, 異なる材料  $X_{k,1}, X_{k,2}$  に対して, 次式を用いている。

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{M,1}} R \left( \eta_1 X_{k,1}, \eta_2 \frac{X_{k,2}}{\gamma_{m,2}} \gamma_{m,1}, a_d \right) \quad (3.2.18)$$

EN1990 では, 「各限界荷重に対して, 荷重効果の設計値  $E_d$  は同時に起こる荷重値の組み合わせにより決定すること」を原則にしており, この適用において「荷重の組み合わせは, 変動荷重および偶発荷重を含めること」にしている。

### 3.2.3 AASHTO LRFD

アメリカの設計法は, 許容応力度法 (ASD) から荷重係数法 (LFD) を経て荷重抵抗係数法 (LRFD) に進展してきた。荷重抵抗係数法は, 荷重係数と抵抗係数の両方について統計的手法を基本にして選ぶことにより, 信頼性について一定のレベルを得ることを可能にしている。つまり, 限界状態において, 安全性に対する均一なレベルを得るために試設計を行いキャリブレーションすることで, 荷重係数と抵抗係数の組み合わせを設定している。

このときの信頼性指標  $\beta$  は, 異なる形式の橋梁に対して約 3.5 を設定している。これに対して, 図 3.2.3 に示すように荷重係数法の信頼性指標  $\beta$  は橋梁によって, 1.5 から 4.5 程度と広い範囲で変化している。同様に, 許容応力度法も安全性に対する均一なレベルを確保するようにはできていない [Kulicki, 2001; 土木学会, 2002]。

AASHTO/LRFD 示方書は, 施工性・安全性・使用性・維持管理性・経済性・景観性を十分に確保するために必要な最小限の要求事項から構成されている。また, 設計するための限界状態は, 表 3.1.1 にまとめたように次の 4 つの限界状態を設定している。

- ① 供用限界状態：通常の供用状態における応力変形, ひび割れ幅に対する限界状態
- ② 疲労・破壊限界状態：単一車両に予想される応力振幅の繰返し回数を考慮した応力振幅の限界状態および材料のじん性の要求値で決まる限界状態
- ③ 強度限界状態：構造物の局部と全体に関する強度と安定に対する限界状態
- ④ 極限事象限界状態：大地震, 洪水, 船舶・車両・流氷などの衝突などにおいて橋梁が残存するための限界状態

これらの限界状態に対する基本となる照査式は, 次式で表わされる。

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (3.2.19)$$

特に, 荷重補正係数  $\eta_i$  は  $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$  で定義され, 安全性の限界に影響する延性 (Ductility), 冗長性 (Redundancy), 重要性 (Operational importance) が各々  $\eta_D, \eta_R, \eta_I$  に考慮されている。終局限界状態では,  $\eta_D, \eta_R$  は構成部材および橋梁の特徴により 0.95 あるいは 1.05 の値を, それ以外の限界状態照査では 1.0 を用いることにしている。また,  $\eta_I$  には地震時に重要な橋梁については 1.05 以上を推奨している。

## 3.3 鋼構造物の性能設計

### 3.3.1 性能設計の背景と定義

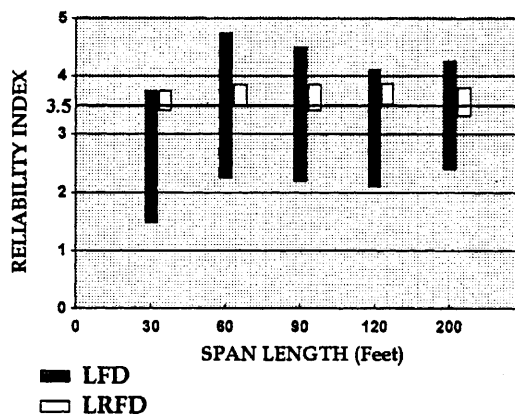


図 3.2.3 LRFD と LFD の信頼性指標の分布



土木構造物の設計規準は国際規格(国際標準化機構 ISO 規格)との整合性が要求されるようになり、1996年1月に発効した、「政府調達協定」(世界貿易機関 WTO 協定の付属書 4)に基づき、ISO 規格の遵守が土木構造分野でも求められるようになってきている。この「政府調達協定」の第6条2項には、“政府機関の定める技術仕様については、デザイン又は記述的に示された特性よりも、性能に着目し、国際規格が存在するときにはそれを使用すること”と謳われている。すなわち、近い将来、国際整合性の点から、好むと好まざるに関わらず性能設計への移行が義務づけられることになるのである。我が国では、平成14年度版の道路橋示方書が性能設計のスタイルに書き換えられ、5~10年後には本格的な性能設計を基本とした示方書に移行とされているが、これも上述の背景から来る動きである。

文献 [JSSC,2001] では、性能設計は次のように定義されている。「性能設計は、構造物の目的とそれに適合する機能を明示し、機能を備えるために必要とされる性能(要求性能)を規定し、規定された性能を構造物の供用期間中確保することにより機能を満足させる設計方法」。従って、性能設計は、「設計された構造物の保有する性能が、要求性能さえ満足していれば、どのような構造形式や構造材料、構造解析手法、架設工法を用いてもよい設計法」とも言い換えることが出来よう。

機能は一般の人にとって理解しやすい言葉(道路橋であれば、交通を安全で円滑に通すこと)で表すことが可能であるが、性能は構造物の挙動に関連するため一般の人にとっては馴染みにくい専門用語で表される場合が多い。例えば、「応力およびたわみがある限界値を越えないこと」が性能表示になる。逆に、工学的判断、すなわち照査を行う場合には、性能の方が取り扱いやすくなる。したがって、構造物が所定の機能を備えているかどうかを直接照査する代わりに、性能を照査する設計法、すなわち性能照査型設計法(略して、性能設計)の考え方が生まれてきた。規定された性能は要求性能と呼ばれる。要求性能は、構造物のライフサイクルを考えると、施工時、供用時、解体・再利用時のそれぞれの時点で規定され、設計段階ではそれらがすべて満たされるように照査が行われる。これらの行為は構造物が施工される以前に行われるため、事前評価と呼ばれる。要求性能の多くは、最適設計法における制約条件にあたり、最小化すべき目的関数は、構造物のライフサイクルコスト(LCC)、すなわち構造物の計画・設計・施工・維持管理から解体・再利用に至るまでに要する全費用である。最近ではライフサイクルでのCO<sub>2</sub>排出量(LCCO<sub>2</sub>)に代表される環境負荷も重要な目的関数の一つになりつつある。

供用中の構造物(既設構造物)に対しては、維持管理時、あるいは構造物に大きな損傷を起こす外力(地震、車両の衝突等)が作用した後は、構造物の受けた損傷の程度が点検・調査され、補修・補強あるいは解体・再利用の必要性が判定される。そこで用いられる要求性能は別途定められるが、基本的には新設構造物に対する要求性能と大きく変わるところがない。これらの行為は、製作後の構造物の品質検査を含め、事後評価と称される。

### 3.3.2 性能設計の基本フロー

図 3.3.1 は、構造物のライフサイクルを考えた性能設計の流れの内「実施設計」の詳細を示したもので、その各項目の内容を具体的に示すと以下ようになる。

項目①：設計条件として、まず従来の設計と同様に、設計荷重、地盤条件を与え、次にライフサイクルを考慮するための条件、すなわち設計供用期間、施工法、維持管理計画、解体・再利用方法などを明確にする。次に、構造物の重要度に応じて構造物に付与すべき要求性能を、後述の要求性能マトリックスから選定する。

項目②：構造物の寸法、材料などを与える。耐震解析のように、必要ならば非弾性域での構成則(応力-ひずみ関係)を与える。

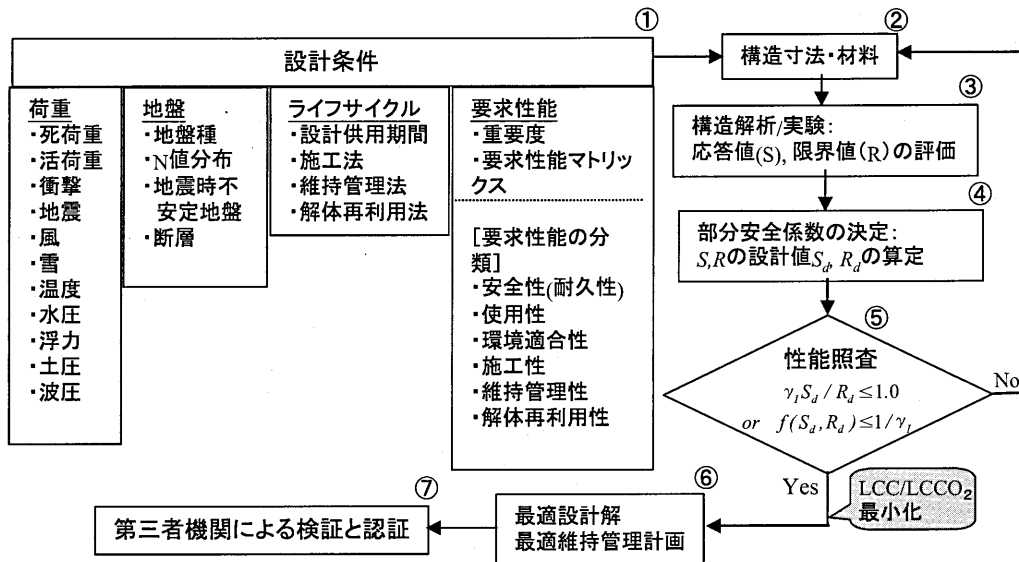


図 3.3.1 性能設計の流れ (実施設計)

項目③：構造物の応答値  $S$  (断面力, 変位など) およびそれに対応する限界値  $R$  (構造物が保有する性能で, 終局耐力, 終局変位など) の解析/実験方法を選択し,  $S$  と  $R$  を求める. 解析の場合には, 必要ならば初期不整 (残留応力, 初期たわみ等) などの選定も含む.

項目④： $S, R$  より部分安全係数を考慮してそれぞれの設計値  $S_d, R_d$  を算定する.

項目⑤： $S_d, R_d$  を比較することにより性能照査を行う.

項目⑥：設計解の中から LCC/LCCO<sub>2</sub> が最小になるような解 (最適設計解) を選択すると共に, それに基づく維持管理計画 (最適維持管理計画) を明示する.

設計された構造物が要求性能を満たしているかどうかは第三者機関によって検証され, 満たしていれば認証され, 実際の施工に進むことになる. 詳細は省略するが, 事後評価時にも, 点検時あるいは地震などの各種イベント発生時には性能照査が行われる. 要求性能がもはや満たされなくなったときには, 補修・補強によって機能が物理的にあるいは経済的に許容できる範囲内で回復できるかどうか判定され, 使用の継続あるいは解体・再利用の選択が行われる.

従来の設計法の流れとの基本的な違いをまとめると以下のようなになる.

- (1) 事前評価時に, ライフサイクル条件と要求性能が明示され, それらに基づき性能照査が行われる.
- (2) 必要な場合は第三者機関による検証と認証が行われる.
- (3) 事後評価時にも設計時と同じような性能照査が行われる.

### 3.3.3 性能設計の長所・短所

性能設計が導入されると, ①新材料や新工法, 新構造解析手法の導入など設計者の創意工夫を十二分に活かすことができる, ②工期短縮・建設コスト縮減が期待できる, ③実際に設計され架設された構造物がどのような性能を保有しているのかを, 設計者はもちろんのこと発注者側も, また, これを利用する側も知ることができる, ④発注する側は, 構造物のライフサイクルを通してどのような性能を確保するのが最適かをコストや環境負荷等の観点から検討しながら選択することができる, 等の長所がある.

一方, 問題点としては, ①要求性能水準をどのような方法で算出し, どのような値にすればよいのか, ②設計された構造物の保有する性能を如何に検証するか, ③ライフサイクルコストの評価やライフサイクルアナリ

シスを如何に合理的に実施するかなどは極めて難しい問題であり、性能設計の定義も含め、今後の研究成果を待たねばならない。さらに、④要求性能水準の設定や検証を誰が行うのか、⑤性能設計を受け入れることのできる社会体制(入札・契約制度、リスク管理・情報公開制度、保険制度等)が十分に整っているのかに関しては、社会的なコンセンサスを必要とする課題であり、これらの課題の克服は容易ではない。いずれにせよ、技術力の適切な評価システムを確立することが性能設計導入の大前提であろう [JSSC,2001; 土木学会, 2003a].

3.3.4 要求性能の階層化

要求性能は階層化するのが便利である。図

3.3.2 は文献 [JSSC,2001] で提案されている階層図で図中の上位の表現、中位の表現、下位の表現は、次のように定義されている。

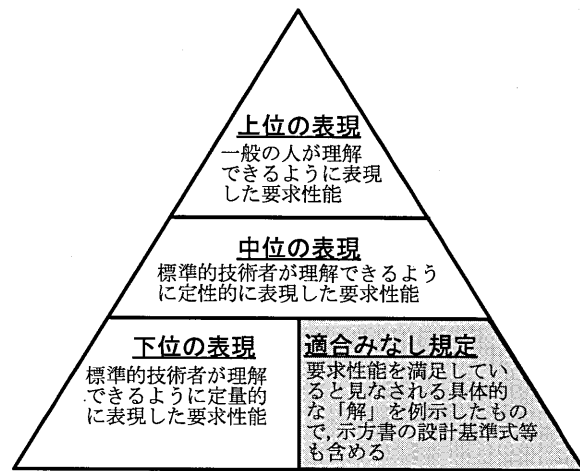


図 3.3.2 要求性能の階層図[JSSC, 2001]

上位の表現：一般の人が理解できるように表現した要求性能

中位の表現：標準的技術者が理解できるように定性的に表現した要求性能

下位の表現：標準的技術者が理解できるように定量的に表現した要求性能

また、適合みなし規定は、しばしば、適合みなし仕様といわれる項目で、この中に仕様規定(例えば、使用板厚が9mm以上という規定)のみならず、従来の設計示方書の中で用いられてきた設計基準式(例えば、柱の強度算定式)などを含めるという意味で、より適切な適合みなし規定とされている。

要求性能の上位および中位の表現は、現在の技術に可能な限り無関係に表現した要求性能であり、下位の表現はその時々最新の技術を反映させるように表現した要求性能で、技術の進歩と共に改定される、いわばマニュアル的なものである。

表 3.3.1 要求性能の上位、中位の表現の例(座屈・耐荷力)

荷重	上位	中位
設計供用期間中に作用する静的荷重	損傷しない	① 要素・部材が降伏しない ② 要素が局部座屈しない ③ 部材が曲げ座屈しない ④ 部材が横ねじれ座屈しない ⑤ 構造物(トラス、アーチ、ラーメン等)が全体座屈しない

表 3.3.2 要求性能の下位の表現の例(座屈・耐荷力)

要求性能					
基本性能	限界状態	評価性能	照査指標	照査 ( $S \leq R$ または 相関式 $f(S, R) \leq 1.0$ )	
				応答値 $S$	限界値 $R$
構造安全性	降伏限界 (中位の①)	降伏耐力	応力	作用応力	降伏応力
	座屈限界 (中位の②~⑤)	座屈耐荷力	応力	作用応力	限界応力
			断面力	作用断面力	限界断面力
			荷重	外力	限界荷重

文献 [JSSC,2001] には、座屈・耐荷力、耐風、疲労、耐震などの分野における要求性能の上位、中位、下位の表現が表の形でまとめられている。例として、座屈・耐荷力における要求性能の表現を示すと、表 3.3.1 および表 3.3.2 のようである。

### 3.3.5 要求性能マトリックス

要求性能マトリックスとは、構造物に付与すべき性能と想定する外力をマトリックス表示したものの [SEAOC,1995] で、設計者は構造物 (あるいは部材) の重要度に応じて構造物 (部材) に付与すべき性能をこのマトリックスから選択して設計することとなる。要求性能マトリックスの例として、道路橋の橋脚に対する耐震要求性能マトリックスを図 3.3.3 に示す [日本道路協会, 2002b]。道路橋示方書では、橋の重要度を 2 種類に分け、目標とする耐震性能を 3 種類考えている。鋼製橋脚の場合、目標とする耐震性能は、表中の照査式が満足されれば達成されるとしている。

耐震性能水準 地震動	耐震性能1	耐震性能2	耐震性能3
	無損傷	限定的損傷 $\delta_{\max} \leq \delta_a$ $\delta_R \leq h/100$	致命的損傷防止 $\delta_{\max} \leq \delta_a$
レベル1		容認不可	
レベル2			

○—○ 重要橋梁 (B種の橋)      □—□ 普通橋梁 (A種の橋)

図 3.3.3 橋脚の耐震要求性能マトリックス [道路協会,2002b]

## 3.4 今後の展望

世界のグローバル化の流れの中、WTO/TBT 協定により政府機関は、国際規格の厳守が求められており、ユーロコードが国際規格案として提案される可能性が大きいと言われている。そのような中、AASHTO/LRFD および CHBDC の各規準については、両国ともいかなるグローバル化が進もうとも対応できる自信を持っているようである [土木学会, 2002; 野上ら, 2002]。

一方、わが国の種々の構造物の設計に係る技術標準は、土木構造物、建築構造物、あるいは鋼構造物、コンクリート構造物、基礎構造物といった、各構造物の特性に特化させて発達してきた。このことは、各構造物の構造設計における最適設計を行うという面では効果的なものであるが、説明性の面、WTO/TBT 協定の厳守の面などからは阻害要因となることが懸念されている。国際規格は、土木・建築といった分野の違い、鋼・コンクリートの構造材料の違いに関係なく、共通する事項は共通的に扱い、分野および適用材料に依存する部分は、各々の中で規定していくことが基本的方向のようである。

このような背景から、2002年10月国土交通省は「土木・建築にかかる設計の基本」[国土交通省, 2002] を取りまとめている。この規格は、土木・建築両分野を通じた包括的フレームであり、各構造物の設計技術標準を策定あるいは改訂するための基本的事項となっており、Code for Code Writers に相当するものである。この規格は、「限界状態を設定して作用および構造物の耐力が有する不確定性を考慮し、設計供用期間内に限界状態を超える状態の発生を許容目標範囲内に収める」いわゆる信頼性設計の考え方を導入しており、ISO2394 の概念を踏襲している。

今後、わが国の各種基準は、この「土木・建築にかかる設計の基本」を基礎にした展開が期待されるとともに、性能照査型設計法の面から国際化に勝ち残れる設計・製作・施工基準を確立し、日本の技術動向が世界の構造技術の方向に大きな影響力をもつようにわが国としての戦略的な対応をすることになる。

## 参考文献

- Johnston, B.G. (1976) : Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures 3rd ed., John Wiley & Sons, 1976.
- SIA161 (1979) : Steel Structures, SSEA, 1979.
- 日本建築学会 (1980) : 鋼構造座屈設計指針, 丸善, 1980.
- 土木学会 (1987a) : 鋼構造物設計指針 Part A 一般構造物, 鋼構造シリーズ 3A, 1987.
- 土木学会 (1987b) : 鋼構造物設計指針 Part B 特定構造物, 鋼構造シリーズ 3B, 1987.
- 土木学会 (1987c) : 座屈設計ガイドライン, 鋼構造シリーズ 2, 1987.
- DIN18800 Teil 2 (1990) : Stahlbauten –Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken, 1990.
- Beedle, L.S. (1991) : Stability of Metal Structures A World View, 2nd ed., SSRC, 1991.
- 鉄道総合技術研究所 (1992) : 鉄道構造物等設計標準・同解説 (鋼・合成構造物), 1992.
- 土木学会 (1992) : 鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則, 土木学会論文集, No.450/I-20, pp.13-20, 1992.
- AREMA (1992) : Manual for Railway Engineering, Chapter 15 Steel Structures: Specifications for Steel Railway Bridges, 1992.
- 土木学会 (1994) : 鋼構造物の終局強度と設計, 鋼構造シリーズ 6, 技報堂出版, 1994.
- SEAOC (1995) : VISION 2000; Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Structural Engineering Association of California, 1995.
- 日本建築学会 (1996) : 鋼構造座屈設計指針, 丸善, 1996.
- ENV 1993-2 (1997a) : Eurocode 3 : Design of Steel Structures -Part 2: Steel Bridges, 1997.
- ENV 1994-2 (1997b) : Eurocode 4 : Design of Composite Steel and Concrete Structures -Part 2: Composite Bridges, 1997.
- 土木学会 (1997a) : 鋼構造物設計指針 Part A 一般構造物, 鋼構造シリーズ 9A, 1997.
- 土木学会 (1997b) : 鋼構造物設計指針 Part B 合成構造物, 鋼構造シリーズ 9B, 1997.
- ISO2394 (1998) : International Standard “General Principles on Reliability for Structures”, Third edition, 1998.
- AASHTO LRFD (1998) : AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 1998.
- Galambos, T.V.(1998) : Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures 5rd ed., John Wiley & Sons, 1998.
- BS5400 (1999) : Steel, Concrete and Composite Bridges, 1999.
- 福本湧士 (1999) : 国際化と鋼構造, 鋼構造論文集, Vol.6, No.23, pp.1-7, 1999.
- CSA S6-00 (2000) : Canadian Highway Bridge Design Code, 2000.
- Farago, B. (2001) : Objective-Based Bridge Codes and Specification - The Canadian experience, 2001.
- Kulicki, J. M. (2001) : Design Philosophies for Highway Bridges, 2001.
- JSSC (2001) : 土木鋼構造物の性能設計ガイドライン, JSSC テクニカルレポート No.49, 日本鋼構造協会, 2001.
- EN1990 (2002) : Eurocode ; Basis of Structural Design, 2002.
- EN1991 (2002) : Eurocode 1 part 1-1 ; Actions on Structures – General Actions – Densities, Selfweight, Imposed Loads for Buildings, 2002.
- 土木学会 (2002) : 鋼構造に関する国際基準調査・分析報告書, 鋼構造委員会鋼構造に関する国際規格調査小委員会, 2002.
- 野上邦栄, 依田照彦 (2002) : 海外における鋼構造物の設計技術規準の現状, 土木学会鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, No.5, pp.31-40, 2002.
- 国土交通省 (2002) : 「土木建築にかかる設計の基本」, 土木建築にかかる設計の基本検討委員会, 2002.
- 日本道路協会 (2002a) : 道路橋示方書・同解説, I 共通編, II 鋼橋編, 丸善, 2002.
- 日本道路協会 (2002b) : 道路橋示方書・同解説・V 耐震設計編, 丸善, 2002.
- 土木学会 (2003a) : 鋼構造物の性能照査型設計体系の構築に向けて, 土木学会鋼構造委員会, 鋼構造物の性能照査型設計法に関する調査特別小委員会, 2003.
- 土木学会 (2003b) : 複合構造物の性能照査指針 (案), 土木学会鋼構造委員会, 鋼・コンクリート合成構造連合小委員会, 2003.