

第3章 荷重および荷重の組合せ

3.1 荷重の種類

設計にあたって考慮すべき荷重の種類は、類似の構造物に設計基準の定めがある場合にはそれに準拠し、ない場合には責任技術者の判断による。また、設計では、施工中および耐用期間中に作用する荷重を適切な組合せのもとに考慮しなければならない。

【解説】 本指針の対象とする構造物は多岐にわたるため、考慮すべき構造物を一律に定めるのは必ずしも妥当ではないという判断から、このように定めた。条文中「類似の構造物」とあるのは、たとえば石油貯槽の屋根等については、これを「建築物」として分類してはいないが、設計に際しては建築物類似と見なして建築の基準に準拠する等のことを指す。

本指針第1版（第3章 荷重）では、構造物によって、設計に対して支配的となる荷重の種類が異なり、その力学的・確率的性質の違いが、基準の性質に大きな影響を持つことを概括的に解説し、種々の基準類（道路橋示方書、国鉄建造物設計標準解説〈鋼鉄道橋〉、鋼構造物設計規準〈鋼構造建築物〉、送電用支持物設計標準〈送電用鉄塔〉、水門鉄管技術基準〈水圧鉄管・水門扉〉、石油パイプライン技術基準、港湾の施設の技術上の基準〈海底パイプライン〉、LNG地上式貯槽指針、鋼管矢板基礎設計指針、削りトンネル指針、海洋鋼構造物設計指針；以上の基準類については1.1.3参照のこと）で考慮されている荷重の種類を挙げるに留まった。しかし、その後荷重に対する研究が進むとともに、ISO2394「構造物の信頼性に関する一般原則」¹⁾や土木学会「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」²⁾（以下、「共通の原則」と略す）、日本建築学会：建築物荷重指針³⁾など、荷重の変動性の分類や、安全性確保のための設計基準内での位置づけを規定した文献が広く知られるようになってきた。これを踏まえて、第2版では、設計における荷重の取扱いについて、より詳細な解説を試み、鋼構造物の設計者の参考に供することとした。

「共通の原則」では、荷重の変動性について「永久荷重」、「変動荷重」、「偶発荷重」という分類を設けている。永久荷重とは、変動がほとんどないか、変動が持続成分に比べて無視できるほど小さい荷重であり、道路橋示方書⁴⁾では死荷重の他、プレストレス力、常時の土圧や水圧などがこれに該当する。変動荷重は変動が頻繁にあるいは連続的に起こり、かつ変動が持続的成分に比べて無視できないほど大きい荷重であり、道路橋示方書では活荷重および衝撃や、温度変化の影響がこれにあたる。風荷重にも、変動荷重としての側面に注目すべき要素があり、使用限界状態や疲労限界状態の照査に関係してくる。また偶発荷重は耐用期間中にほとんど作用しないが、作用すれば重大な影響を及ぼす荷重であり、地震の影響がその代表といえる。風荷重も終局限界状態の照査にあたって考慮するものは偶発荷重といつてよいであろう。温度変化の影響も、風荷重と同様本来的には変動荷重であるが、道路橋示方書の規定にみられる50℃から-30℃（寒冷地）といった数値は、偶発荷重としての側面に留意したものであると理解することができる。

設計で考慮する荷重の種類とその組合せ、さらにその設計値は、本質的には限界状態との関係で決まるものである。永久荷重は、どのような限界状態でも、対応する荷重効果の中に含めて考慮される。変動荷重および偶発荷重は、その変動性も考慮に入れて取捨選択され、組合せられる。

道路橋の活荷重や、一般の構造物の風荷重、地震の影響などは、終局限界状態の照査には、十分に大きい値が採用される⁵⁾。「十分に大きい」という語の意味は、施工・供用期間中の最大値の確率分布を考慮して、超過確率が工学的に問題を生じないほど小さくなるように、と補足説明される。ただし自然現象に起因する荷重は、確率分布の「裾が長い」性質を有し、いくらでも大きい荷重が発生しうる可能性がある。風荷重や従来耐震設計で考慮の対象となってきた海洋型震源の地震などにもその傾向は強くみられるが、さらに兵庫県南部地震のような直下型の地震では、活断層の活動周期が千年単位と、構造物

の供用年数に比較しても極めて長く、またその影響範囲も限定されはするものの、震源付近では極めて深刻な影響を及ぼすことがある。こうした影響への対処を、一律に規定することはできないが、構造物のもたらす便益と限界状態発生時の人命・財産への影響や社会経済的な負の便益などを考慮した構造物の重要性（この要因は安全率の決定にも反映される）、設計上その荷重によって寸法決定が支配される構造要素の、全体構造の限界状態に及ぼす影響の大きさと、過去の災害の経験やデータの蓄積などを合わせて、十分に安全性と経済性のバランスに配慮して荷重値が決められねばならない。

明確に最大値が推定され、かつ経済的に著しく不合理な設計にならない場合には、最大荷重を設計値として採用すべきである。これらの条件が当てはまらない場合には、必ずしも最大値相当でなければならないというものではないが、大幅な荷重超過が生じた場合には当然構造物が崩壊もしくは部分損傷を生じることがあると考えられる。これにより、事故や不具合が生じた場合の対処（広義のリスクマネジメントと考えてよい）にも十分配慮すべきである。またこの場合でも、社会や使用者に対して十分な説明のしうる「責任保証荷重」といえる程度に大きいものにする必要がある。設計荷重の確率的な取扱いは後述するが、風や地震などの自然現象で、稀な独立事象に対して用いられるポワソン仮定が成立つ場合、再現期間 T のレベルに設定された設計荷重値を、超過する荷重値が期間 t の間に1回以上発生する確率は、

$$p = 1 - (1 - 1/T)^t \approx 1 - \exp[-(t/T)] \quad (\text{解3.1})$$

で求められる。例えば再現期間100年のレベルを超える地震が、100年間に1回以上起こる確率は $1 - e^{-1} = 63.2\%$ である。土木構造物の供用期間は長いので、 T を大きくとらないと、この確率は意外に大きい値になることもある。ただし構造物の破壊と直結するかどうかは、安全率、構造物の抵抗強度の確率分布、荷重超過の度合いと関連して決まり、荷重超過が大幅なものとなるかどうかは、個々の荷重生起に関連する確率分布（後述の極値分布等）に依存する、別種の問題として考えねばならない。広い意味での構造物の重要度によって、設計荷重値を違えて考えていくのも自然なことである。平成7年5月に発表された「土木構造物の耐震基準等に関する提言」（土木学会耐震基準等基本問題検討会議⁶⁾でも、「構造物が保有すべき耐震性能はその重要度を考慮して決定すべきである」（要約して抜粋）と述べられている。

構造物の疲労限界状態、あるいは腐食、コンクリートのひび割れなど、終局限界状態的ではないが、時間に依存して構造物の機能に重要な影響を及ぼす限界状態については、永久荷重の取扱いには差はないものの、変動荷重については、供用期間中の生起頻度が高い、あるいは継続時間が長いレベルに設定するのが自然であり、同種の荷重であっても、終局限界に対して設定されるレベルとは異なるのが適切と考えられる。ただしこういうレベルの荷重をどのように設定したらよいかの研究は、まだ十分進んでいるとはいえない。米国AASHTOの荷重係数設計法の規定についての説明は後述するが、ここでの設計活荷重（H-荷重、HS-荷重）は常時作用するものとして運用されている。

以上述べた、終局・疲労（あるいは使用）のそれぞれの限界状態に対して、とられている荷重の値を「共通の原則」では、荷重の特性値 F_k として位置付けている。一方この章の条文では、類似の構造物の基準に準拠して設計値をとることを定めているが、一定の実績のある設計基準に定められている荷重の値は、原則的に特性値として理解してよい。「共通の原則」には荷重の規格値や公称値も定義されており、荷重修正係数（ λ_c とする）を乗じて（一般的には割増しをすることになる）特性値に変換するものであるという説明が付加されている。これらは法制上の規定などとの関連で定められた荷重値が、規定制定後の状況の変化で、特性値としての与件を満足しなくなったなどの状態がみられる場合や、研究の水準が必要なレベルに達していないなどの場合に、便宜的な措置として割増しを考えるとというような場合を想定すれば、大きな誤解は生じないであろう。具体的には道路橋活荷重について、昭和31年制定のTL-20が、平成6年度の改正に至る前の状況として、路線によっては違法大型車の横行がみられていた

ことを、例として挙げることができる。このため、設計・維持管理方針の策定上こうした割増し係数を、荷重係数という名称で導入して、対処するようなことも検討されていたのである。これは後述する、日本道路協会・荷重検討班⁷⁾での検討でも考慮された事項である。

こうした過渡的な例外措置を、一般的な原則論とすることなく、特性値としての設計荷重には、特に係数を乗することなく、そのまま構造解析に用いてよいというのが、この鋼構造設計指針の基本的な立場である。これに対し、「共通の原則」ではこの荷重特性値 F_k に荷重係数 γ_f を乗じて、 $F_d = \gamma_f F_k$ として設計荷重 F_d を得ることとしている。永久荷重に対して1.0~1.2（小さい方が不利となる場合1.0~0.8）、主たる変動荷重（施工・設計耐用期間を上回る再現期間における最大荷重の期待値）に対して1.1~1.2の荷重係数を乗じて構造解析を行うよう定めているが、鋼構造物の設計実績や、準拠すべき既存の基準類の用いられ方から判断して、こうした操作は特に必要はないものとみられる。以下に若干その理由を述べる。

永久荷重の大部分を占めるとされる死荷重については、その評価の精度は極めて高いと考えられ、誤差を処理するために20%にも及ぶ割増し係数が必要であるとは考えられない。この扱いにおいて問題になるのは、後死荷重に代表される、設計時点では考慮に含められない要因であるが、仮に永久荷重の10%にも及ぶ後死荷重が付加されるようなことがあれば、それは再度の安全性照査を必要とする状況といえる。こうした要因まですべて、いたずらに初期設計の段階から含めてしまうことは、無用のコスト増にもつながりかねない。BS5400⁸⁾のように終局限界状態の照査において、「添架死荷重」に1.75の荷重係数をかけている例もみられるが、一般論として倣ってよいかは疑問である。再設計による構造改変が困難な場合などに、一種の安心係数として、死荷重に5%程度の割増しを行うことは、鋼構造物でもこれまでも考えられており、例えば限界状態設計法の書式を用いて書かれた明石海峡大橋上部構造の設計基準⁹⁾などにその例をみることができる。

変動荷重の特性値として「共通の原則」で述べられている、「再現期間における最大荷重の期待値」という位置付けは、耐用期間と再現期間を同程度のオーダーの長さと考えると、既存の設計基準に規定されている荷重値（十分な大きさを有する責任保証荷重）とは必ずしも整合するものではない。極値統計理論などを用いてそれを考察してみる。

昭和59年から63年にかけて行われた日本道路協会・橋梁委員会・限界状態設計法分科会・荷重検討班での検討⁷⁾では、道路橋の供用期間を50年と想定し、この期間の超過確率が10%となるようなレベルの荷重値を「最大値に相当する特性値」と位置付けて、既存の荷重値との整合性を調査した。その結果の一部は後に紹介するが、50年間の超過確率が10%というレベルは再現期間で表現すると、

$$T = 1/[1 - (1 - 0.1)^{1/50}] \quad (\text{解3.2})$$

から475年に相当し、再現期間50年（50年間の超過確率63%）に比べると著しく長い。

次に、ある長さの供用期間に対する荷重等の最大値の期待値について考える。こうした量に対する確率分布として極値分布が用いられる。特に地震や風のように、個々の偶発事象の荷重値の分布がexponential型の裾を有している場合には極値I型分布（Gumbel分布）に従うことが知られており、

$$F_X(x) = \exp[-\exp - \alpha(x - u)] \quad (\text{解3.3})$$

のような二重指数分布の形の確率分布関数をとる。ここで α 、 u はスケールパラメータと呼ばれ、 X の分布の平均値 μ_X 、標準偏差 σ_X との間に

$$\mu_X = u + \gamma/\alpha, \quad \sigma_X = (\pi/\sqrt{6})/\alpha \quad (\text{解3.4})$$

の関係がある (γ はオイラーの定数 0.577215)。例えばある荷重の 1 年間の最大値を X で表すものとし、データから上記の α, u が求められたとする。このときレベル x を超過する確率 $p(x) = 1 - F_X(x)$ に対する再現期間 $T(x)$ は、

$$T(x) = 1/p(x) = 1/[1 - F_X(x)] \quad (\text{解3.5})$$

となる。今、上記の $F_X(x)$ を 1 年間最大値の分布ということで $F_1(x)$ と書き改め、 N 年間の最大値の分布を、これに対して $F_N(x)$ と表すものとする、

$$\begin{aligned} F_N(x) &= [F_1(x)]^N = [\exp - \exp(-\alpha(x-u))]^N \\ &= \exp[-N \cdot \exp(-\alpha(x-u))] \\ &= \exp[-\exp(-\alpha(x-u - (\ln N/\alpha)))] \end{aligned} \quad (\text{解3.6})$$

となることがわかる。 $F_1(x)$ と比較すると、これは x 座標上で $(\ln N/\alpha)$ だけ平行移動したものに他ならない。よって「 N 年間の最大値の期待値」は、

$$\mu_N = \mu_1 + \ln N/\alpha \quad (\text{解3.7})$$

となる。 $x = \mu_N$ を $F_N(x)$ に代入すると、0.5704 を得る。すなわち極値 I 型モデルでは N の値のいかんによらず、一定期間の最大値の期待値は、その当該期間中における超過確率 43% の値となる。日本道路協会の検討と比較するため、 $N=50$ として再現期間を求めてみると、

$$T = 1/[1 - (0.5704)^{1/50}] \quad (\text{解3.8})$$

から約 90 年となる。さらにこの分布形を適用して、超過確率 (再現期間) の違いと荷重レベルの違いを対比させてみる。50 年—超過確率 10% は、逆算すると、

$$\begin{aligned} x(10\%) &= \mu_1 + [-\ln(-\ln 0.9) + \ln 50 - \gamma]/\alpha \\ &= \mu_1 + 5.585/\alpha \end{aligned} \quad (\text{解3.9})$$

また 50 年最大値の期待値は、上式から

$$\mu_{50} = \mu_1 + 3.912/\alpha \quad (\text{解3.10})$$

となる。
これらの比をとると、

$$\frac{X(10\%)}{\mu_{50}} = \frac{\mu_1 + 5.585/\alpha}{\mu_1 + 3.912/\alpha} = \frac{\mu_1 + 5.585(\sqrt{6}/\pi)\sigma_1}{\mu_1 + 3.912(\sqrt{6}/\pi)\sigma_1} = \frac{1 + 4.355V_1}{1 + 3.050V_1} \quad (\text{解3.11})$$

となる。Vは変動係数である。V₁ = 0.1の場合、この比は1.1となる。例えば、50年最大値の期待値を1.1倍程度にすることにより、結果的にそれが荷重修正係数の機能を果たして、超過確率10%の荷重レベルと整合する場合もありうることになる。

荷重修正係数の役割を、荷重係数に負わせることは適切ではない。しかし「共通の原則」では、荷重係数の決め方として、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、荷重特性が限界状態に及ぼす影響、環境条件の変化などを考慮することになっている。極値分布のパラメータ推定等を適切に行うのに必要なデータの数が十分に得られていない場合など、この荷重の算出方法の不確実性に該当すると考えて、やや小さめの特性値に係数を乗ずることも、便法としていちがいに否定はできない。しかし本章で規定しているような、既存の設計基準類への準拠を行うときにまで、こうした荷重係数をかける必要はないと思われる。

3.2 荷重の組合せ

通常の構造設計では、限界状態に応じて、表3.1の荷重の組合せを標準とする。

表3.1 設計荷重の組合せ

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

【解 説】 荷重の組合せの基本を、「共通の原則」に合わせて示した。条文の表3.1における永久荷重、主たる変動荷重、偶発荷重の特性値については、前節に示した点などを考慮して、十分安全な値をとるようにすべきである。また従たる変動荷重は、同時発生確率の低さを考慮して、主たる変動荷重よりも低い水準の値に設定してよい。

対象構造物によっては、複数の変動荷重、あるいは変動荷重・偶発荷重の組合せにおいて、双方とも相当に大きめの荷重を想定する必要がある場合がある。その場合には責任技術者の判断によるものとする。

構造解析において、それぞれの荷重の荷重効果を重ね合わせることが行われる。それぞれの荷重を十分安全に見積もっておけば、設計結果もより安全なものになると考えるのが普通であり、通常その考え方に従っていて問題はない。しかしそれを一般的真理として理解するのは、正確とはいえない。昭和55年版までの道路橋示方書の荷重の組合せに含まれていた、主荷重+地震の影響+温度変化の影響が、平成2年版では削除されている。解説ではそれまで同時生起の可能性が高いと考えられていたものが、その後の調査で、その可能性が小さいと考えられるようになった旨の説明が付されている、しかしそこに至るまでの検討、例えば前出の日本道路協会・橋梁委員会・限界状態設計法分科会・荷重検討班での検討⁷⁾では、限界状態についてのもう少し進んだ議論も考慮に入れられていたのである。

地震の影響で構造物が崩壊するような場合には、それに先行して構造物はいたる所で降伏もしくはひび割れなどの損傷を受けており、仮に温度変化の強い影響を、地震発生直前まで被っていたとしても、その荷重効果は解放されてしまう可能性が高い。すなわち構造物の限界状態を正確にシミュレートしていることにならない可能性が高い。一方、構造設計を力学問題としてでなく、荷重に対してより合理的に所

定の安全性を確保しようとする、断面等の形状ならびに構造形式の決定問題（最適化意思決定問題）という観点からとらえた場合、地震の影響をはじめとする、構造物に外的な力として作用する荷重は、支点部、連結部の接続を強固にし、不静定次数を高くするほど構造物内部の断面力配分が均等化され、より経済的な結果を導く傾向がある。それに反して、温度変化の影響・支点沈下の影響に代表される変位・変形強制型の荷重は、構造物の拘束を極力解放してやることで、より経済的な構造物となる。すなわちこれらはトレード・オフとして扱われるべきものであり、断面力や応力の和をとるべきものではないとすらいえる。狭い意味での許容応力度設計法の発想では、こうした点まで配慮が及ばなかった面は否めないが、近年の道路橋示方書の、許容応力度設計法の書式をとった限界状態設計法という方向性がこうした側面で生かされているといえるであろう。

本設計指針が、鋼構造物の限界状態評価法の進んだ考え方を取り入れた汎用設計基準であることに鑑み、荷重の組合せ問題、あるいは载荷の仕方に関する注意事項を指摘したい。荷重に対する一般的理解としては、構造物の特性とは独立な外的要因であって、その確率分布の中の特定のフラクタル値として荷重特性値があり、その情報がそのまま入力条件として与えられているとするものが普通であろう。通常の設計、あるいは特定の荷重が構造物の形状決定に支配的な影響を及ぼすような場合には、その理解で特段の問題はない。

しかし本質はそうではないのである。既存の設計基準における荷重条件の策定作業では、当該荷重の作用によって、構造物に生じる代表的な荷重効果（例えば道路橋の活荷重であれば、単純ばりのスパン中央における曲げモーメント）に着目し、そのレベルでの確率分布の中のフラクタル値を推定し、あらかじめ設定された簡便な荷重モデル（道路橋の活荷重であれば、等分布荷重と集中荷重の組合せ）からこの荷重効果が導かれるような設計荷重値に、フィードバックして与えている¹⁰⁾。これにより、外的影響としての荷重がもっている様々な複雑な要因（確率分布のみならず、確率場としての影響、この中には動的影響＝時間的な変動性と相関性や、空間的な変動性と相関性も含まれる）を設計者が考慮する必要がないように配慮しているのである。

動的荷重を静的荷重に置き換えている場合の措置などはその典型的な例といえる。最も単純な耐震設計の方法である静的震度法においても、入力地震加速度と重力加速度の比に相当する震度は、構造物が置かれている基礎あるいは地盤の揺れではなく、動的外力によって生じる構造物の応答の確率的特性値と等価な静的応答を与えるように、逆算的に考慮された静的荷重が与えられていると理解すべきである。修正震度法において構造物の固有周期によって荷重値の修正が行われることの意味合いも同様に理解される。構造物の動的性質によって入力地震動が影響を受けているのではなく、動的解析を省略して静的解析に依存することの意味合いが、構造物の固有周期によって異なると考えるべきである。

活荷重の衝撃係数も同様であって、車両重量・速度、構造物の動特性、路面凹凸のランダム性等を総合的に勘案した動的倍率である。道路橋示方書では $(L+I)$ というように、便宜上和の形で表記されているが、独立に存在する荷重ではなく、活荷重の影響のひとつの側面である。無論安全係数の一種ではなく、荷重の一種と考えるべきである。一般に静的载荷で厳しい状態となるのは渋滞時であるのに対し、動的影響が厳しい状態となるのは高速走行が可能な非渋滞時であって、両者の関係は排反的である。したがってどちらか厳しい方を選択する方が論理的であるが、現状は両方の影響を重ね合わせて、安全側への配慮を行っているといえる。

空間的な変動性・相関性も同様に処理されている。道路橋活荷重が、スパン長の増加に伴って低減されるのは、過積載車が連続して通過する可能性が低くなるからであり、それは荷重効果のフラクタル値の違いとなって現れる。

例えば、はりの曲げモーメントの照査とせん断力の照査で集中荷重が異なる、といった操作がAASHTOの規定¹¹⁾などにみられる。着目している限界状態が異なれば、対応する荷重効果も異なり、必然的にフィードバックされる構造物のフィルター（影響線形状等）も異なることになる。それが設計荷重の違いとなって現れるのも自然なことである。共通の荷重が載っているからといって、どの設計にも同一の設計荷重が用いられるはずであると考えるのは、荷重を構造物と無関係な外的作用ととらえる、一種の誤解である。

こうした、それぞれに処理の異なる荷重を、例えば五分五分の重みで重ね合わせて、限界状態を追跡し

ようとするには、本来の荷重の性質に応じた十分な配慮が必要である。厳密に言えば、動的な荷重と、死荷重のような静的な荷重の効果を重ね合わせるのに、単純な静的解析の結果の荷重効果の足し合わせを行うことで正確に状況を再現できているという保証はなく、あくまでも便宜上の手段として用いられていると理解すべきであろう。動的作用の影響をより忠実に評価し、静的な荷重との重ね合わせもより厳密に扱う必然性があるならば、動的解析を行わねばならない。導入されたプレストレスや死荷重の影響で軸力が生じている部材では、生じる力によって曲げ剛性や固有振動数が変化するような場合があり、当然動的の影響を及ぼすものを除いた、静的荷重のみの載荷によって構造物の状態評価が行われてから、動的影響の評価が行われるのが合理的である。より広くいえば、静的な荷重と動的な荷重を組合せた場合に、単純な応力の重ね合わせではない、一種の非線形性が存在することに注意が必要である。

また、活荷重や移動荷重を念頭に置いて骨組構造物の座屈解析を行うような場合、載荷方法もよく考える必要がある。アーチの場合、面内問題には中央を境に半スパン載荷、面外問題には全スパン載荷という手法がほぼ確立されているが、ラーメンの場合には一次座屈モードの載荷形式依存性が高く、簡便に処置する方法は現在のところ提案されていない。現状では全ての軸力部材に対して、線形解析における影響線載荷のパターンを求め、その全てに対して固有値解析もしくは座屈解析を行うことになるであろう。本来の限界状態における載荷パターンは、座屈モードに対する外力仕事を極大にするようなものであるべきであり、一方相反作用（Müller-Breslau）定理から、軸力の影響線パターンは、その部材を軸方向に伸びの強制変形をさせたときのたわみパターンに他ならず、そこに荷重を載せることは、このたわみパターンで座屈モードを近似していることに他ならない。

説明が煩雑になった面はあるが、要は限界状態を考慮しなければ、荷重の組合せも、載せ方のパターンも、合理的には定まらないということがこの主旨である。それと同時に、構造物の強度というものもまた、本来単独では定義できないものであること、構造物にかかる荷重のプロポーシオン（組合せ方や載荷方法を含めて）が与えられて、はじめて定義が可能になるのも事実である。ここまでの記述にみられるように、構造物には複数の自由度の荷重がかかるわけであるから、構造物の強度の定義も一元的なものではありえないのである。部材レベルでも、曲げと軸力、曲げとせん断の相関強度曲線は、曲線の全体が強度表現であって、曲線上のどこかの1点だけを強度とはいわない。曲線上の全ての点は、断面力の異なった比率での組合せを与える全ての荷重パターンに対応して、強度となっている。例えば曲げと軸力が異なった荷重によって支配されているようなことがあれば、相関強度曲線上の1点のみを選んで強度と定義しようとするにはあまり意味がない。また一見確定値のように定義されている荷重値は、実は確率分布の中の一つの値であり、したがって組合せのプロポーシオンにも本来は不確実性があるものである。

ところで、地震の影響と温度変化の影響の組合せに触れたので、本設計指針の第1版（昭和62年）から今回の改訂までの時間経過をも考慮して、昭和61年および平成元年に報告された日本道路協会の限界状態設計法分科会荷重検討班の活動と、平成2年版以降の道路橋設計示方書の荷重規定との関連性などについて簡単に紹介することとしたい。

同班が目安とした「最大値相当の特性値」が50年超過確率10%のレベルの荷重値であることは前述したが、死荷重・衝撃を含む活荷重・風・温度・地震・土圧・雪の各荷重および荷重組合せについては、統計的外挿を含むデータ解析を行って、モデルの提案を行っている。またその他の水圧・波圧・浮力または揚圧力・地盤変動および支点移動・遠心および制動・衝突などの荷重も適宜検討し、昭和55年段階での道路橋示方書の荷重規定の妥当性を確かめている。個々の荷重の議論の中では、例えば風荷重において、抗力係数の評価方法など、後年の改訂において、提案に近い形で生かされたものもあれば、同じ風荷重でも、全国を詳細に地域区分して、設計基準風速を地域特性に応じて35m/sから50m/sの範囲で示すなど、資料に留まったものも多い。土圧などでは砂質土の内部摩擦角の変動性を考慮に入れたシミュレーションから、中間段階で荷重（修正）係数1.2が提案されているが、これも活用されるには至っていない。

提案されたモデルの中で、最も中核をなすのは、荷重組合せのパターン（終局限界状態の照査用）を、「活荷重(L)を対象にしたもの」「温度変化の影響(T)を対象にしたもの」「風荷重(W)を対象にしたもの

の「地震の影響(E)を対象にしたもの」「衝突荷重(CO)を対象にしたもの」「施工時荷重(ER)」の六種類に集約したことと、「Lを対象にしたもの」の中で、T-20の荷重(修正)係数を3.1、L-20の荷重(修正)係数を1.7としたことである(ちなみにT・COを対象にした組合せの中ではこれらの係数は半分、W・EQを対象にした組合せの中ではLは考慮されない)。

Lの荷重修正係数については、昭和60年前後に主要国道で得られた車両重量データをもとに(L-20については単純ばりの曲げモーメントのシミュレーション結果を踏まえて)、さらに統計的に外挿して得られたものである。これが供用期間50年の「最大値相当」という認識をもっていたわけであるが、結果的には、平成6年の道路橋示方書改訂で、TL-25という形で、部分的に生かされたと理解できるであろう。

また荷重組み合わせの集約も、その後の改訂に反映されてはいない。しかしこの節の条文に示した荷重組合せの基本的な考え方にはよく合致しており、限界状態設計法の荷重組合せのあり方を、先行して提示したものということが出来るであろう。参考までに文献⁷⁾にある荷重組合せ案と、荷重修正係数の表を解説表3.1として掲出しておく。

前節の解説を、念を押すために繰り返すが、この表に示される荷重修正係数は、法制上の規定と実状のギャップを埋めるために導入されたものであって、道路橋活荷重における特殊事情を反映したものと理解すべきである。実際に行われたTL-20から25への変更は、修正係数を1.25に押さえたことに対応している。路線によって違いはあるものの、この改変によってもなお最大値のカバーが出来ていない可能性があることもこの表から推測されることであるが、これもまた道路橋活荷重における特殊事情といえる。現在のところこの規定のみが例外であり、他の基準類では、設計荷重に修正係数を乗じなければ適切な特性値にならないケースは指摘できない。

ここで述べてきたことに関連して、米国系の基準類(AASHTO,AISCなど)で多く用いられてきている「荷重係数法(LFD法)」の書式による設計基準と、本書や「共通の原則」の基本的な考え方の相違にも触れておくことにしたい。米道路協会の(AASHTO)の基準¹¹⁾では、死荷重・活荷重・衝撃の公称値をそれぞれ D 、 L 、 I と表して、これらの組み合わせ方に次の3通りを与えている； $D+(L+I)$ ：使用荷重、 $D+5/3\cdot(L+I)$ ：超過荷重、 $1.3(D+5/3\cdot(L+I))$ ：最大荷重(または終局荷重)。ここで使用荷重と超過荷重における $(L+I)$ の係数の違い(1と5/3)は、普通車両と時折通る重量車両の違いとして説明されていて、生起頻度の違い、すなわちこの解説で触れている荷重修正係数の意味合いと理解できる。AASHTO基準では構造設計法として、許容応力度法と終局強度設計法のいずれかを選択することが許されており、いずれの場合でも使用荷重は、使用限界状態を照査するための荷重組み合わせとして用いられている。平成6年改正以前のわが国の道路橋活荷重TL-20との比較でいうと、これに対応するのがAASHTOではH-20荷重であり、いずれも20トントラックを中心とした連行荷重を想定したものとして、対応関係がある。ところが幅員方向の処理が全く異なるため(AASHTOはレーン載荷)、計算上出てくる荷重効果(断面力)のレベルでは、幅員の条件や主桁配置の条件次第では、AASHTOが道橋示方書の40~50%にしかならないこともあるのが知られている¹²⁾。

またAASHTOでは終局限界状態の照査用の荷重として、許容応力度法では超過荷重が、終局強度設計法では最大荷重が用いられるが、この超過荷重がTL-20に対応すると考えるとわかりやすい。鋼構造物の場合の相違点としては、これに加えて、終局強度設計法においてコンパクト断面の使用を大幅に認め、断面強度表現に塑性断面係数が用いられること、連続桁の中間支点上の負の曲げモーメントに再分配を認めるなど、使用断面(限界状態)の種類や構造解析に塑性解析の利点が生かしやすい構成になっていることが挙げられる。

解説表 3.1 日本道路協会荷重検討部の荷重の組合せ・荷重修正係数案⁶⁾ (一部のみ引用)

荷重の組合せ	荷重修正係数																				
	D	L+I		P						S				PP				PA			
		T-20	L-20	PS	CR	SH	E	HP	U	W	T	EQ	SW1	SW2	GD	SD	WF	CF	BK	CO	
1 Lを対象にした組合せ (P+PP)	1.0	3.1	1.7						1.0	1.0	-	-	-	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-	
2 Tを対象にした組合せ (P+PP+T)	1.0	1.6	0.9						1.0	1.0	-	1.0	-	1.0	-	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-
3 Wを対象にした組合せ (P-(L+I)+PP+W)	1.0	-	-						1.0	1.0	1.0	-	-	1.0	-	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-
4 EQを対象にした組合せ (P-(L+I)+PP+EQ)	1.0	-	-						-	-	-	-	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-
5 COを対象にした組合せ (P+PP+CO)	1.0	1.6	0.9						1.0	1.0	-	-	-	1.0	-	1.0	1.0	1.0	1.0	-	1.0
6 ER	架設条件に応じて考慮する																				

※記号の意味については道路橋示方書を参照のこと。

※空欄は未定、-は組合せに含めないことを意味する。

※SW1は圧雪荷重、SW2は冬季通行不能期間の積雪荷重。組合せ1でSW1とSW2は同時に組み合わせず、SW2を考慮する場合L+Iを除く。

※BKが必要な場合は適宜荷重の組合せを考慮。

この鋼構造設計指針では、第1版において材料・断面・部材等の限界強度と安全率を分離して、許容応力度の概念は設計に用いていない。またそこで採用された限界状態は、基本的に道路橋示方書(昭和55年版)鋼橋編で採用されている許容応力度のもとになる限界強度であり、引張に対して降伏、圧縮に対しては座屈がその中心であった。座屈については、圧縮部材の耐力力曲線に非弾性の影響が含まれていたものの、コンパクト断面の採用や、後座屈強度の利用といった、塑性挙動の有効活用という面では必ずしも開かれたものではなかった。今回の第2版で準拠している「鋼構造物の終局強度と設計」では、有限変位解析の採用と並んで、非弾性解析にも多くの注意が払われ、コンパクト断面の採用、ダクティリティーを利用した設計など、選択の幅が広がられている。上記AASHTOの基準では、許容応力度による設計は弾性設計と認識されているようであるが、本指針の限界状態のとらえ方は、方法こそ違え、AASHTOの終局強度設計法にむしろ近いといえるであろう。したがってAASHTOとの最大の相違点は、荷重にかかる係数の形式とその値であるということになる。この点については、次節に解説する。

なお道路橋示方書でも、コンクリート橋では以前から(昭和36年初出) $1.3D+2.5(L+I)$ という組合せが考慮されているし、鋼橋でも、合成桁については、降伏に対する安全度の照査として $1.3D+2.0(L+I)$ という組合せが考慮されている。コンクリート橋については、過渡的に許容応力度設計法と限界状態法を併用した規定を採用していること、既設橋梁に対するキャリブレーション・外国の規定との対比等を行い、過去の経験も踏まえて決定論的に値を決めたという説明⁷⁾がみられる。また合成桁の規定は、昭和48年版の示方書で、「 α : 計算誤差または将来の死荷重増加の影響(=1)」「 β : 活荷重超過の影響(=5/3)」「 ϕ : 構造物の材料の性質が材料試験によって得られる値から変動することや、腐食、断面寸法の誤差などによって生じる材料の強度特性の不確実性などの影響」「 λ : 設計上の仮定などのような全体不確実性の影響」($\lambda/\phi=1.3$)と考え、最大作用荷重を $\lambda/\phi[\alpha D + \beta(L+I)]$ と表すと説明されている⁷⁾。L荷重の内容自体が日米で異なるため、AASHTOと等価な内容にはなっていないが、結果的には活荷重超過の影響を非常に早い時期から先取りし、また λ 、 ϕ の内容や値に、「共通の原則」につながるものがみられる。しかし本指針ではこのような荷重係数の用い方は行わない。

3.3 安全係数

構造物の安全係数の決定に際しては、類似の構造物に設計基準の定めがある場合には、それとの整合性に配慮するものとする。安全係数のうち部材強度係数については、第5章の規定に準拠することを原則とするが、構造物の中における部材の重要度など、特段に配慮すべき理由があるときに

は、責任技術者の判断を交えてもよい。構造物全体の安全性に関連する安全率については、構造物の重要度ならびに想定される限界状態の性質などについても配慮して定めるものとする。

【解説】 本設計指針第1版では、安全係数をひとつにまとめた安全率が用いられたが、今般の改訂で、いくつかの安全係数に分離をはかった。この節の条文では、係数運用上の原則論のみを述べたが、以下に若干の説明を付する。

「共通の原則」で示されている安全係数は、材料係数 γ_m ・荷重係数 γ_f ・部材係数 γ_b ・構造解析係数 γ_a ・構造物係数 γ_i の5種類である。一方本指針では、第5章において材料係数は用いられていないものの、設計基準強度 F に試験法係数を乗ずることを考え、また3.1において荷重係数も原則的に1.0として運用することを解説している。したがって残る3種類が、実質的安全率としての意味をもつことになる。構造解析係数については、「共通の原則」では構造解析に用いられる仮定が妥当であり、諸誤差の影響が考慮されていて、構造物が十分に安全であることが経験的にわかっているばあいには、1.0としてよいとなっており、第4章の解説にもみられるように、弾塑性有限変位解析等に含まれる一部の例外を除けば、ほぼこの条件を満足し、1.0から高々1.1程度まで見込むことで十分であるようである。さらに5章では部材強度係数 ϕ が用いられており、これは実質的に部材係数の逆数の役割を担っている。整理すると、

$$\nu_I \doteq \gamma_m \cdot \gamma_f \cdot \gamma_b \cdot \gamma_a \cdot \gamma_i \doteq (1/\phi_t \cdot \phi_r) \cdot \nu_{II} \quad (\text{解3.12})$$

となる。ただし ν_I, ν_{II} は第1版、第2版の安全率であり、 ϕ_t, ϕ_r はそれぞれ5.2の試験法係数および5.4各節の部材強度係数である。

このようにみえてくると、第1版の安全率のかかなりの部分を、この第2版の安全率（構造物係数に対応）が担うことになる。「共通の原則」では構造物係数に1.0～1.2の値が提示されているが、現状で既存の設計基準類との整合性を考えるならば、もう少し大きめにとる必要があるようである。例えば第1版第6章「荷重の組合せと安全率」の解説では、主荷重（本指針3.2条文の永久荷重＋主たる変動荷重＋従たる変動荷重の一部、解説表3.1の荷重組合せ1等に対応）に対する安全率が最も大きくなっており、石油パイプライン・海底パイプライン・水門扉で2.0、水圧鉄管で1.8、鋼道路橋・鋼管矢板基礎・開削トンネル・海洋鋼構造物で1.7、鋼鉄道橋で1.6（座屈には1.7）、鋼構造建築物・送電用鉄塔・LNG地上式貯槽で1.5ととられていることが述べられていた。他の荷重組合せのときにはこれが低減されるのが普通であり、地震時（あるいは鋼構造建築物・送電用鉄塔・LNG地上式貯槽の強風時）には1.0としているものが多くなっていた。水門扉では地震時でも1.35、石油・海底パイプラインでは同じく1.2となっていた。

また構造物係数は構造物の重要度を反映することになっており、部材の重要度（対象とする部材が限界状態に達したときの構造物全体に与える影響等）は部材強度係数に反映させることになっているのだが、現時点での本指針の枠組では、部材強度係数（抵抗係数）にそこまでの要素を盛り込むのは困難であり、これが構造物係数に含まれてくることになるが、将来的にはこうした分離も重要な課題であり、条文ではここに柔軟性を持たせた表現を採用している。

現在終局限界状態として一律に認識されている力学条項の中にも、限界状態発生後のダクティリティーには様々なものがあり、またダクティリティーが大きい場合でも構造物の形式（1本脚の橋脚か2本脚か等；より一般的には不静定次数）や発生部位により影響が異なる。構造物の用途と求められる機能も様々であり、道路橋が活荷重の荷重超過によって被る限界状態と、例えば砂防構造物が土石流を防止するために確保すべき機能に対応する限界状態では、許される残留変形が異なると考えるのが自然であり、併せて構造解析法を含めた設計法も異なるオプションがあってもよいであろう。また人命確保限界状態と

のように特化して考えた場合、同じ鋼橋でも鉄道橋と道路橋で異なると考えるのも自然なことである。このように、一口に重要度を反映させて安全率を決めるといっても、検討すべき点は多くあるのであり、さらに破壊が生じたときの社会的な負のコストの大小も、当然重要度の考慮に反映されるべきである^{13),14)}。

5.2の解説で引張部材の試験法係数として0.92が示唆されていることを考えると、通常的手法で設計が行われるとして、道路橋に本指針を適用して引張部材で整合性をもたせるならば、式(解3.12)から、安全率は $1.7 \times 0.92 = 1.56$ ととるべきことになる。また5.6ではケーブル部材の部材強度係数が0.85~0.95と定められているが、これは有効断面積のよりべり効果等として、従来の道路橋示方書にも見込まれていたものであり、整合性を保つためにはケーブルで2.5~3.0の安全率が必要となる。おそらくこの数字の中には、上記の部材別重要度が反映されているものと考えられる。

一方前節に述べたAASHTO基準における最大荷重(または終局荷重)において用いられている1.3という係数は、公称値を分布の裾野値に変換するための、荷重修正係数でないことは明らかである。最大「荷重」という表現に問題があり、極論すれば「水の比重が1.3になる可能性まで考慮して設計している」という批判を受ける余地を残すことになっている。

一方本指針第1章の1.3では、設計の基本が解説されており、式(解1.8)あるいは解説図1.1において、(接線剛性が漸減する)非線形構造解析を前提に、設計荷重を安全率倍したのに対して荷重効果を算出することとしている。これを参照すれば、AASHTO基準の係数1.3の意味を類推的に理解することは容易である。この荷重係数を、安全余裕の要求水準に近いものとするならば、先に述べた道路橋示方書とのすり合わせから得られる1.56との対比も合わせて、部材重要度を特に考慮しなければ、 $1.3 \leq \nu \leq 1.56$ 程度の範囲で安全率を考えれば、少なくとも現状とそれほどかけ離れた設計にはならないと思われる。

さらに進めて考えると、上記の1.56という数値の背景にある、第1版の安全率1.7の妥当性にも、疑問点は少なからずある。現状でも、スパンが大きく、死荷重占有率の高い橋梁の上部構造では、設計荷重に対して1.7の強度余裕が保たれているのは事実である。その一方で、前節の解説で示したように、L荷重については1.7倍程度しないと「最大値相当」にならないという検討結果があったにも関わらず、実質的には25%しか道路橋活荷重を増加させていない。将来予測をも勘案して、現状の活荷重応答の最大値(相当)に対し1.7もの余裕をみる必要はないという行政判断とも推測できるが、このため単純計算をすれば、死荷重の設計への影響が小さく殆ど活荷重で断面の決まる部位では、安全余裕は1.25に近いものになっているともいえる。これを上と同様本指針の安全率に換算すれば、 $\nu = 1.15$ ということになり、「共通の原則」に近くなる。死荷重・活荷重半々なら1.36で、AASHTO基準に近い。橋梁特有の事情を抜きにして、準拠する設計荷重が十分大きめに見積もられているとする根拠があるならば、 $\nu = 1.3 \sim 1.4$ というのが、一つの目安になるであろう。

他方今回の兵庫県南部地震の経験を踏まえると、従来死荷重や活荷重といった、橋梁上部構造において支配的な荷重組合せには1.7倍の安全余裕をとりながら、下部構造に支配的となる地震を含む組合せには、許容応力度の割り増しを行って、安全余裕を殆どみてこなかった設計慣行(第1版第6章の解説は、そういう意味になる)は、結果的にバランスのとれたものではなかったということになる可能性もある。

こうした、重要度への配慮、安全係数の配分見直しの検討は、まさに緒についたところであり、今後の発展が期待される分野であるといえよう。将来的には構造物に要求される機能と確保すべき安全性のレベルを、破壊時コストを考慮しつつより陽な形で設計基準に取込み¹⁴⁾、2段階耐震設計にみられるような複数のレベルの限界状態の検討、対応する構造解析のオプション、採用すべき安全率と設計荷重のメニューと選択に必要なデータが提示されるような形態も考えられると思われる。さらに極端にいえば、構造物に要求される機能と確保すべき安全性のレベルのみが示され、科学的検証が可能な方法ならば、どのように設計を行ってもよいというような設計基準(開かれた設計基準)も考えられる。これは近い将来の実現の可能性は高いとはいえないが、建築の世界における建築センターのようなものが出来るならば、そこでの作業にはむしろこうした開かれた設計基準が適するものとなるであろう。

参考文献

- 1) 大橋雄二(訳): ISO2394 構造物の信頼性に関する一般原則, 設計荷重の考え方, pp.113-128, 日本建築学会, 1989年.
- 2) 土木学会鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会: 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年.
- 3) 日本建築学会: 建築物荷重指針, 1993年.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I共通編, 1994年.
- 5) 西野文雄・佐藤尚次・長谷川彰夫: 許容応力度法の問題点, 橋梁と基礎, 第17巻第12号, 第18巻第1号, 1983-4年.
- 6) 土木学会耐震基準等基本問題検討会議: 土木構造物の耐震基準等に関する提言, 土木学会誌, Vol.80-8, 前付, 1995年.
- 7) 日本道路協会橋梁委員会限界状態設計法分科会荷重検討班: 限界状態設計法分科会荷重検討班第1次報告書, 1986年, 第2次報告書, 1989年.
- 8) BSI: BS5400 Steel, Concrete, and Composite Bridges, Part1,2, 1978, Part3, 1982.
- 9) 海洋架橋調査会: 限界状態設計法による長大吊橋の設計基準の検討報告書, 1987年.
- 10) 佐藤尚次・長谷川彰夫・西野文雄: メニュー方式による設計基準の試みと多段階分析型超過確率法信頼性理論, 構造工学論文集, Vol.35A, 1989年.
- 11) AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges 15th ed., 1992年.
- 12) 関西道路研究会: 道路橋の荷重と設計法に関する調査研究, 道路橋調査研究委員会報告書, 1985年.
- 13) 青木徹彦: 機能損失に基礎をおいた鋼構造物設計法概念, 第44回応用力学連合講演会講演予講集, 1995年.
- 14) 佐藤尚次: 構造物の破壊時コストの明確化と設計問題における意思決定, 特集平成7年度全国大会報告(研究討論会), 土木学会誌第81巻第1号付録, 1996年.