

(7) 単純合成橋梁の終局耐力算定法に関する提案

PROPOSALS FOR CALCULATION FORMULAS OF ULTIMATE STRENGTH ON
SIMPLE SUPPORTED COMPOSITE BRIDGES

佐藤 政勝
Masakatu SATO

Today, steel-concrete composite structures are widely used as materials for civil engineering and building because of a rational combination of the advantageous characteristics.

In this paper, a basic concept of limit state design method is introduced and calculation formulas of ultimate strength are proposed for simple supported composite girder and beam bridge. It has been confirmed that the ultimate strength can be calculated numerically from the value of maximum resistance bending moment round about the neutral axis in plastic zone.

1. まえがき

鋼材とコンクリートを組合せた合成構造物は、鋼材の強靱性とコンクリートの圧縮強度、剛度など材料特性を生かした合理的な構造物であり、従来から、合成桁や鉄骨鉄筋コンクリート（以下SRCと略称）が橋梁や建築分野に多用されていたが、近年、騒音、振動対策上から、また防食性や維持管理の容易さなどの利点が再認識され、その用途範囲も年々拡大しつつある。

橋梁においても新しい形式の合成床版や合成橋梁が研究され、実用に供しているものもあるが、残念ながら、製作費や施工費が廉価で、かつ施工性が優れた新製品は少ない。この主因としては道路橋示方書¹⁾（以下道示と略称）における守備範囲が合成桁に限定されていることや現行設計方針が許容応力度設計法に基づいており、合成橋梁の特徴をいかせる形の体勢になっていないことが考えられる。

合成構造の設計に関する諸外国のすう勢としては、荷重係数設計法（Load and Resistance Factor Design）あるいは限界状態設計法（Limit State Design）に移行しているか、あるいは移行しつつある段階であること、また土木学会において、昭和61年にコンクリート標準示方書²⁾が、また昭和62年に鋼構造物設計指針³⁾が限界状態設計法に基づくか、または、導入を前提に改訂された。日本道路協会の橋梁委員会においても1997年に道路橋示方書を限界状態設計法に移行すべく調査検討を重ねている⁴⁾。

諸外国の合成構造関連の基準および現行設計下における合成橋梁の設計法の提案を前回シンポジウムで行ったのに引き続き⁵⁾、ここでは、SRC梁を含む単純形式の合成橋梁の終局時における断面の耐力の算定法を提案する。まず、限界状態設計法の基本的な考え方を紹介し、次に、合成橋梁の主要材料である、コンクリートの圧縮強度と鋼材の引張強度の特性値と材料係数を規定し、合成断面の耐力算定式を提案すると共に、この算定式で著者らが実施した合成橋梁の終局耐力の実験値と対比し、提案式の妥当性を検討する。

2. 限界状態設計法の基本的な考え方

限界状態法についてさまざまな定義がなされているが、次のような表現が定着しているようである⁶⁾。

“まず、構造物の施工および使用期間中に、この構造物が遂行すると予想されている機能を全うしなくなる(限界)状態、すなわち設計において照査しなければならない状態を明確に定義し、その限界状態になる可能性を十分に小さくするように、最大限に信頼性理論を助けて構造物を設計する方法である”したがって信頼性理論を取り入れる程度により、限界状態設計法の段階をレベルⅠ、Ⅱ、Ⅲに分類される。

レベルⅠは、設計で用いる材料強度および荷重に確率論的に定義された特性値を用いると共に、種々な不確定要因を部分安全係数を用いて考慮しようとするもので、部分安全係数法とも呼ばれている。ここに材料強度および荷重の特性値とは、これらのバラツキが各限界状態ごとに確率論的に同程度の影響を与えるように、それぞれの確率論的な水準を一定とした、材料強度値および荷重値である。レベルⅠでは、特性値を部分安全係数を決定する手段に関連して、信頼性理論は間接的にしか関与していないことを認識する必要がある。なお、レベルⅡは、安全性・信頼性を評価する確率に代わる別な物差し(例えば安全指標)を用いて設計しようとするものであり、レベルⅢは、安全性・信頼性を評価する確率を直接用いて設計しようとするものであるが、しかし統計的データの不足とが、既設計法との整合性を図るべく工学的判断から、当面はレベルⅠの段階にとどまざるを得るのが実状である。事実、限界状態設計法に設計基準などを移行させた国ないし機関はすべてこのレベルを採用している⁵⁾。

次に、既存の設計基準に定められた設計荷重に対して荷重係数を導入することによって終局強度の照査に対処することを意図とした荷重係数設計法とレベルⅠの部分安全係数法は、式(1)と(3)に示すように、その形式は類似しているが、両者は区別して考えなければならない。即ち、部分安全係数法では、強度及び荷重のバラツキの違いは、基本的には特性値で調整されているが、荷重係数設計法には、強度及び荷重に特性値としての配慮は明確に入っていないため、その荷重係数には、強度及び荷重のバラツキの違いを調整する役目もあることになる。しかしながら、新しい設計基準に移行するに当たり、それまでの設計基準で保たれていた、平均的な安全性の水準が確保されるような名目で、典型的な構造物が両設計法で同じ結果になるように、レベルⅠの部分安全係数の組合せがコード・キャリブレーションにより決定される場合が多く、確率論的立場から区別できても、設計の実務上からは、この両者を厳密に区別することは至難の業である。許容応力度設計法の設計体系に対比させた場合、これらいずれの設計法も許容応力度設計法の持つ照査すべき構造物の状態の不明確さや安全率の意味の不明確さを克服しようとするものであって、基本的には同一のものであると考えてもよい⁷⁾、荷重係数設計は限界状態設計法の一表現形式と考えることができる⁸⁾。

コンクリート標準示方書では、限界状態を終局限界状態(Ultimate limit state)、使用限界状態(Serviceability limit state)および場合によっては疲労限界状態(Fatigue limit state)に分けて、取り扱っている。

終局限界状態は最大荷重能力に対応する限界状態で、①断面の破壊、②剛体として不安定、③変位または変形による耐力の喪失などで規定されており、使用限界状態は通常の使用および耐久性に関する限界状態で、①ひび割れによる美観および耐久性の喪失、②変位または変形による使用性の低下、③有害な損傷、④有害な振動または騒音などによって規定されている。疲労限界状態は、荷重使用の高サイクルの繰返しを受ける場合の疲労損傷を意味しており、使用限界状態の一部と見做されることもあり、また破壊が生じる状態と言う観点から考えると終局状態に含まれるとする解釈もあるが、あえて、両者から区別されている。

これらの限界状態の全ては鋼とコンクリートの合成構造にも当てはまる。例えば、断面の破壊に対してはコンクリートの圧縮やせん断破壊、鋼材の引張破断およびずれ止めの破壊等が対応し、使用限界状態に対しては、コンクリートのひびわれ、コンクリートの鋼材の間のすれ、合成部材のたわみ(変形)などが対応すると考えられる。

3. 外国における主な基準

3.1 AASHTOの規定

米国における道路橋の設計・施工は、AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) が制定した道路橋標準示方書に従って行われている。1973年の第11版から荷重係数設計法が導入され、合成梁と桁の設計についても、許容応力度設計法 (Service Load Design) と荷重係数設計法が併記され、両者のどちらかを用いるかは設計者の判断によることになっている。

この示方書の特徴は、欧州を中心とした限界状態設計法の照査法と若干異なり、式(1)に示すように、部材や断面力の種類ごとに定めた耐力低減係数を導入し、荷重係数設計法あるいは終局強度設計法と呼ばれる照査法を基本としていることである。

$$\Phi U \geq \gamma [\beta_D \cdot D + \beta_L (L+I) + \beta_{ICE} \cdot ICE] \quad (1)$$

ここで、 Φ は耐力低減係数、 U は部材の最大強度を示し、 γ は設計仮定のような全体的な不確実性の影響を考えた係数で一般には1.3であり、 β_D 、 β_L 等はそれぞれの荷重に対する係数である。

死荷重と活荷重の組合せに対する、それぞれの荷重係数は次のように与えられている

$$\Phi U \geq 1.3 [D + 1.67(L+I)] = 1.3 D + 2.2(L+I) \quad (2)$$

3.2 BS 5400

英国では、限界状態設計法の概念を取り入れた合成梁の設計基準として CP 117 Part 2が1967年に設定された。その後、合成I桁、箱桁、埋込みおよび充填桁など合成橋梁を包括するものとして、BS 5400 Part 5: Code of Practice of Composite Bridges が1980年に規定された。

BS 5400 では、式(3)に示す照査式から明らかなように部分安全係数を用いた限界状態設計法を用いている。

$$R^* = \text{Function} \frac{(f_k)}{(\gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2})} \geq \gamma_{r3} \cdot \gamma_{r4} \cdot (\text{effects of } \gamma_{r1} \cdot Q_k) = S^* \quad (3)$$

ここで、 f_k は材料の特性値、 γ_{m1} は実際の材料強度の材料基準強度からの低減を補正する係数、 γ_{m2} は γ_{m1} 以外の要因による構造物の強度低下補正係数であって、部材係数と構造解析係数などから成る。また γ_{r3} は荷重作用評価の不正確さ、構造物中の予期し難い応力分布、建設中に生じる寸法精度の変化を考慮するための係数、 γ_{r4} は新しい設計基準の導入に伴う行政的判断から決められるギャップファクター、 γ_{r1} は各荷重段階ごとに与えられる荷重係数、 Q_k は基準荷重である。

4. 材料の設計用値

鋼とコンクリートの合成構造の断面抵抗力を支配するものは、コンクリートの圧縮強度、鋼材の引張強度および座屈強度、継ぎ手の強度、ずれ止めの強度であるが、ここでは、単純合成橋梁の断面抵抗力の支配するコンクリートの圧縮強度と鋼材の引張強度を取り挙げる。

4.1 コンクリートの圧縮強度

- (1) コンクリート圧縮強度の特性値 f_{ck} は設計基準強度とし、原則として材令28日における圧縮試験強度に基づいて定めるものとする。
- (2) JIS A 5308に適合するレデーミクストコンクリートを用いる場合には、購入者が指定した呼び強度を、一般に圧縮強度の特性値としてよい。
- (3) 断面の終局限界状態に対して、コンクリートの設計強度は、特性値を材料係数 $\gamma_c = 1.3$ で除したものとす。BS 5400 Part 5 では、立方体供試体による圧縮強度の特性値に対して部分材料係数を1.5を規

定しているが、円柱供試体による圧縮強度は立方体供試体によるものの85%前後であることを考慮すれば BS 5400の規定と同レベルと見做される。

- (4) 曲げモーメントおよび曲げモーメントと軸方向力を受ける合成部材の断面破壊の終局限界状態に対する検討においては特性値 f'_{ck} の85%を一定応力とする長方形としてよい。応力-ひずみ曲線としては、一般に2次放物線と直線の組合せを用い、限界ひずみを0.35%としているが、棒部材の断面の終局耐力に対しては応力-ひずみ曲線の相違が大きな影響を及ぼされるので、耐荷力算定計算が簡易な形に仮定した。

4.2 鋼材の引張強度

- (1) 鋼材の引張降伏強度の特性値 f_{yk} および引張強度の特性値 f_{uk} は、JIS Z 2241による引張試験によりそれぞれの強度に基づいて定めるものとする。
- (2) JIS 規格に適合するものは、特性値 f_{yk} および f_{uk} を JIS 規格値の下限值（保証降伏点および保証引張強さ）としてよい。また、設計に用いる鋼材の断面積は、一般に公称断面積としてよい。
- (3) 断面の終局限界状態に対して、鋼材引張の設計強度は、原則的に引張強度の特性値 f_{uk} を鋼材の材料係数1.2 で除したものとする。
- (4) SM41鋼の応力-ひずみ曲線にみられるように、明瞭な降伏域棚が観察され、かつ、その降伏点が上記(3)の設計強度を下回る場合には、 f_{yk} を鋼材の設計強度とする。合成部材の断面破壊の終局限界状態に対する検討では、鋼材が降伏点に達した段階で、コンクリートの圧縮縁端ひずみが著しく増加し、コンクリートが狂壊することが多いので、降伏域棚がある鋼材の設計強度を降伏点としたが、これには材料の部分安全係数を考慮したと解釈できる。
- (5) HT70, HT80 のように、使用実績や耐荷力の実験データが少ない鋼材の材料係数には、5 %程割り増した1.25を用いるものとする。

4.3 今後の課題

コンクリートの材料強度については、コンクリート標準示方書に準じて特性値に対する材料係数を1.3を規定したが、AASHTOの荷重係数設計法では、合成桁の断面終局限界状態に対して、材料係数に対する規定が無い。また、BS 5400の規定では、コンクリートの特性値に立方体供試体による圧縮強度を用いるため直接的に材料係数を比較することはできないなど問題があり、AASHTO型を採用するか英国型を採用するによって再検討する必要がある。

降伏域棚が明瞭な41キロ級の鋼材の設計強度は保証降伏点を用いることにしたが、この値は、保証引張強さを材料係数1.2で除した値より低く目であり、鋼材の破壊に対しては、高い安全性を保有している。

HT70, HT80 の高張力鋼のように降伏域棚が観察されない鋼材については、0.2 %降伏永久伸びに基づく降伏耐力の評価が明確でないこともあって、保証引張強さを1.25（使用実績が少ないので、若干大きな値とする）で除した値を設計強度としたが、これら高張力鋼を含めて、SM50Y, SM53, SM58 の設計強度の規定については、今後検討すべき重要な課題である。

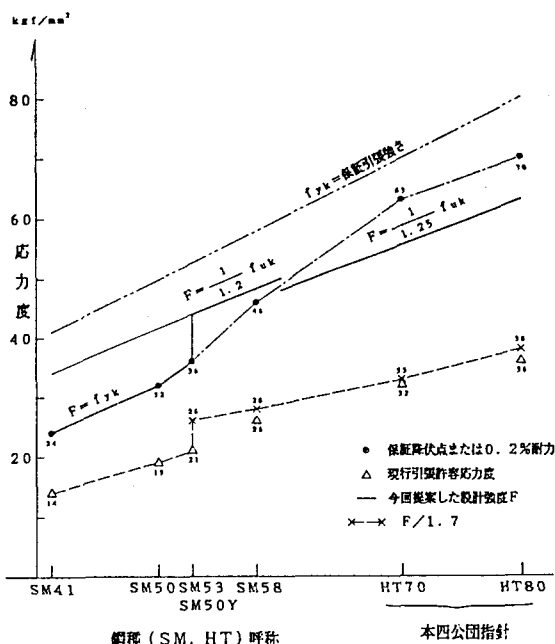


図1 設計強度と現行許容応力度の比較

5. 合成断面の終局耐力の算定式¹⁰⁾

5.1 仮定と記号

- (1) コンクリートの引張抵抗は無視し、設計用値は本稿4.1 に従う。
- (2) 鋼材の設計用値は本稿4.2 に従う。但し、鋼材断面積はコンクリート断面積より控除しない。
- (3) 上記の仮定(1) と(2) に従った計算値を基本耐荷力 P_{u1} とし、コンクリートの材料係数を1.0 を用いた計算値を基本耐荷力 P_{u2} とし、コンクリートの圧縮強度および鋼材の引張強度にそれぞれ材料試験の値を用いた計算値を最大耐荷力 $P_{u\max}$ とする。

5.2 中立軸 X_p と耐荷力 (P_u または M_u) の算定式

X_p は次式の軸方向における力の釣り合いから求めることができ、

$$\Sigma A_i \cdot \sigma_i = 0 \quad (4)$$

X_p が求まると、 M_u は中立軸 X_p 周りの抵抗曲げモーメントとして次式から求めることができ、

$$M_u = \Sigma A_i \cdot \sigma_i \cdot x_i \quad (5)$$

この M_u から自重による曲げモーメント M_d を差引いた値が載荷荷重に対して抵抗できる最大曲げモーメント M_{ue} であり、載荷荷重形式が決まれば、容易に最大耐力 P_u を求めることができる。

- (1) 中立軸がH形鋼のウェブにあり、かつ鉄筋とH形鋼が上下対称に配置されたSRC梁の場合

$$X_p = \frac{H \cdot t_w \cdot F}{B \cdot F_c + 2 \cdot t_w \cdot F} \quad (6)$$

$$M_u = \frac{B \cdot X_p^2 \cdot F_c}{2} + A_r(\beta_{ru} \cdot \beta_{rl}) \sigma_{ry} + [A_r(\beta_{ru} + \beta_{rl}) + \frac{t_w}{2}(\beta_{su}^2 + \beta_{sl}^2)] F \quad (7)$$

- (2) 中立軸がH形鋼の上フランジ内にある長方形SC梁および合成桁の場合

$$X_p = \frac{(2 \cdot b_f \cdot d_{su} - b_f \cdot t_f + A_s') F}{B \cdot F_c + 2 \cdot b_f \cdot F} \quad (8)$$

$$M_u = \frac{B \cdot X_p^2 \cdot F_c}{2} + \left\{ \frac{b_f}{2} (X_p - d_{su} + t_f)^2 + \frac{b_f}{2} (d_{su} - X_p)^2 + A_s' (g_s' - X_p) \right\} F \quad (9)$$

- (3) 中立軸がH形鋼の上フランジ上方にある長方形、T形SC梁および合成桁の場合

$$X_p = \frac{A_s \cdot F}{B \cdot F_c} \quad M_u = A_s \cdot F \left(g_s - \frac{X_p}{2} \right) \quad (10)$$

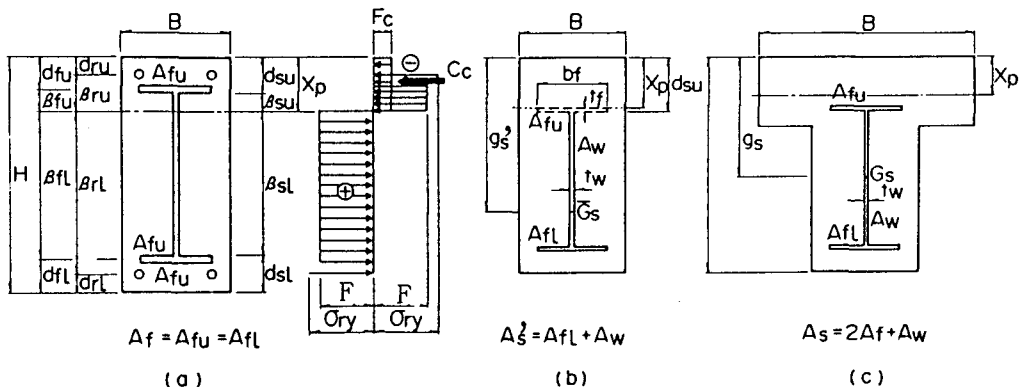


図2 合成橋梁 (SRC梁を含む) の終局限界状態における応力分布とその記号

6. 耐荷力計算値と実験値の比較

終局限界状態時にその中立軸が床版コンクリート内に位置する1主合成桁¹¹⁾，その中立軸が上フランジ内とウェブ内に位置する合成床版橋を取り上げ、これらの終局耐荷力に対する実験値と基本耐荷力計算値 P_{u1} と P_{u2} および最大耐荷力 P_{umax} を表1に示す。ここで、実験値 P_{fmax} は床版コンクリートの上縁付近が圧壊する時の合成桁または合成床版橋供試体の最大耐荷力であり、 P_{u1} 、 P_{u2} および P_{umax} は前章の算定式に基づいた計算値である。

コンクリートの材料係数1.0を用いた計算値 P_{u2} はその材料係数1.0とした計算値 P_{u1} の1.03~1.05倍であって鋼材の引張強度の設計値が同じであれば、コンクリートの材料係数が3割大きくても、基本耐荷力に及ぼす影響は著しく小さい。合成橋梁の耐荷力に対しては、コンクリートの材料係数の設定より、鋼材の設計用値の設定に左右されることが確認されよう。次に、材料試験から求めた圧縮強度の0.85をコンクリートの最大強度とし、鋼材の強度も材料試験による降伏点を用いた P_{umax} は P_{fmax} にほぼ等しい値である。また鉄骨コンクリートとSRC梁の曲げ載荷実験によって、これらの計算値 P_{umax} と実験値 P_{fmax} がほぼ等しいことが確認されており¹⁰⁾、SRC梁を含む合成梁・桁・床版橋の最大耐力は P_{umax} で推定することができる。コンクリートの圧縮強度および鋼材の引張強度がそれぞれの特性値さえ満たすものであれば、その構造物の終局耐荷力は荷重項で要求される耐力を保証し得るものである。

表1 合成桁・合成床版橋・SRC梁の終局耐荷力に対する計算値と実験値

合成橋梁 の種類	中立軸 位置	計算値 (tf)					実験値 (tf) と計算値の対比			
		(1) P_{u1}	(2) P_{u2}	(2)/(1)	(3) P_{umax}	(3)/(1)	(4) P_{fmax}	(4)/(1)	(4)/(2)	(4)/(3)
1主合成桁 ¹¹⁾	—床版	89.1	92.1	1.03	105	1.17	108	1.21	1.17	1.03
合成床版橋 ¹²⁾	—フランジ	64.0	66.8	1.05	86.8	1.36	86.7	1.35	1.30	1.00
合成床版橋 ¹⁰⁾	—ウェブ	230	240	1.04	284	1.23	283	1.23	1.18	1.00
鉄骨コンクリート	—ウェブ		124		147		145		1.17	0.99
SRC梁	—ウェブ		163		191		182		1.12	0.95

7. あとがき

現行許容応力度設計法では、コンクリートの許容応力度がボトルネックとなるなど、合成構造の特長を活かせないことが多い。幸い、我が国においても、設計法に限界状態設計法を導入する方向で調査・研究が進められている。しかしながら、西欧流の限界状態設計法と米国流の荷重係数設計法は、それぞれ歴史を有するものであって、その設計概念は同じように見えても、各論において取扱い方が異なることはいなめない。両者の設計法を踏まえながら、合成橋梁の耐荷力算定法に対する提案を試みたが、いまその緒についたばかりであり、今後より一層の発展を望むものである。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，II 鋼橋編，昭和55年改訂
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，昭和61年制定
- 3) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART A, PART B, 昭和62年発行
- 4) 藤原 穂：これからの橋の設計，道路，日本道路協会，1989.6, pp.33~37
- 5) 佐藤政勝：合成構造関連示方書と合成橋梁の設計法に関する提案，合成構造の活用に関するシンポジウム，1986.9, pp.7~12
- 6) 土木学会：構造物のライフタイムリスクの評価，1988.12, pp.8~14
- 7) 金井道夫：荷重係数設計法・限界状態設計法，道路，日本道路協会，1981.8, pp.74
- 8) 土木学会：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン，1989.3, pp.97
- 9) 藤原洋司：道路橋と限界状態設計法，昭和62年度土木研究所講演会講演集，pp.32~33
- 10) 佐藤政勝，石渡正夫：異形H形鋼埋込み合成部材の構造特性及びその設計法，第28回構造工学シンポジウム，No.13, 1982, pp.91~99
- 11) 奥村敏恵，佐藤政勝：合成桁の耐力に関する研究，東京大学工学部付属総合試験所年報，1972, pp.46
- 12) 佐藤政勝他2名：斜角30°と道の中空合成床版橋の構造特性と終局耐力，土木学会第44回年次学術講演会(1989.10)