

高強度鋼の適用による鋼橋の合理化設計の可能性

小西拓洋¹・高橋和也²・三木千寿³

¹正会員 工修 東京工業大学大学院博士課程学生 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

²学生会員 東京工業大学 大学院修士課程学生 (同上)

³フェロー 工博 教授 東京工業大学工学部土木工学科 (同上)

高強度鋼の利用による鋼橋の合理化の可能性を限界状態設計法にもとづいた設計シミュレーションにより調べた。設計対象は国内で標準的なスパン、幅員を有する3種類の合成連続 I 桁橋をモデルとし、終局限界状態(架設時及び供用時)、使用限界状態、疲労限界状態について照査を行い、最小断面を求めた。この結果、各鋼材強度により異なる限界状態により断面が決定され、特に高強度化に伴い疲労限界状態が大きく影響することが確認できた。

Key Words: high performance steel, steel bridge, rational design, LRFD, ultimate state design, AASHTO

1. はじめに

国内において設計概念がこれまでの最小重量設計から省力化、合理化を考えた設計へと変化しつつあり、製作される橋梁についても少数主桁合理化橋が広く普及しはじめている。一方、近年の鋼材性能の向上はめざましく J I S 等の規格を上回る高強度、高機能を有する鋼材が土木分野においても利用され始めている。そのひとつである高強度鋼材を利用した長支間化、合理化の可能性の検討をここではとりあげる。

高強度鋼材の橋梁への適用を考えた場合に、部材が軽量化、小型化されることによる製作、輸送、架設コストの低減などの利点が考えられる。しかし、部材の断面形状は発生曲げモーメントのみで決まるのではなく、座屈、疲労も考慮した各種限界状態を考慮して決定しようとするれば、高強度鋼の使用による軽量化、合理化には各種の制約が生じる。例えば、使用限界状態について考えると、高強度鋼の使用により断面が小さくなる結果、剛性が低下し、たわみ、振動の増加という問題が生じる。また剛性の低下は、2次部材接合部における疲労問題を引き起こす場合もある。終局限界状態に関しては、板厚の低減が特に圧縮域での座屈規定により制約される場合がある。疲労限界状態については、溶接継ぎ手の疲労強度を使用鋼材の静的強度とともに向上させることができないならば、発生応力度が大きくなる高強度鋼でのメリットは少なく、むしろ不利となる可能性がある。現在の設計法において高強度鋼材を橋梁に利用する場合、どのような制約があり、又その制約条件下で高強度鋼を利用した場合に、どのような優位性があるか把握するために設計シミュレーションをおこなった。最終的な優位性は製作、架設コ

スト、維持管理コスト等も考え総合的に評価されるべきであるが、鋼重は重要な評価指標と考えられること、今回の研究では高強度鋼の使用を前提とした連続合成桁設計による優位性の検討を目的としたことから、最小重量断面を最適断面として国内の一般的な高規格道路橋について試設計を行った。

2. 荷重抵抗係数設計法による断面設計

現行の国内橋梁の設計は許容応力度法に基づいた設計であり、高規格の連続 I 桁橋梁については非合成桁として設計され、使用材料は 570 級材までが標準とされている。一方、海外の主要基準については荷重抵抗係数設計法(以下 LRFD)に基づいた設計法が主流をしめるようになっている。

本研究では各種制約条件ごとに高強度鋼利用の優劣を判断することを目的としており、このような検討には LRFD が有用である。現行道路橋示方書¹⁾は許容応力度設計法を採用しているが、土木学会等で LRFD への書き換えも検討されており、現行国内基準と LRFD を整合させるための係数を定める作業も行われている²⁾。しかし設計思想も含め統一のとれた荷重抵抗係数の決定については十分な検討が必要である。今回試設計の断面照査には 1994 年改訂の AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Office)の基準³⁾を適用した。同基準は LRFD に基づいた鋼橋の設計法を規定しており、使用材料については降伏強度が 248 ~ 690 MPa (我が国の SM400 ~ HT780 材に相当)の高張力鋼材

の使用が規定されている。LRFD では橋梁に生じる限界状態として Strength Limit State: 終局限界状態, Service Limit State: 使用限界状態, Fatigue Limit State: 疲労限界状態, Extreme-Event Limit State: 非常時限界状態の特性を取り入れることにより合理的な設計を行うとしている。本検討では AASHTO を適用したため国内基準で設計した場合は多少最適断面が異なる可能性がある。しかし高強度鋼材の適用性については共通の結論が導かれると考えられる。

AASHTO では床版-鋼桁は合成として設計することが原則とされ、疲労限界状態の照査が義務づけられる。設計照査においては一般的な断面規定を満足する断面について供用時終局限界状態、使用限界状態、架設時終局限界状態、疲労限界状態の4つについて照査を行う。非常時限界状態の照査は大地震、洪水や車両、船舶の衝突等での橋梁の残存の可能性を照査するものであり、特殊な条件を考慮するため、ここでは省略する。

荷重係数設計法は下式によって表される。

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (1)$$

つまり、抵抗係数 ϕ を乗じた公称抵抗 R_n が荷重係数 γ_i と荷重効果 Q_i に荷重修正係数 η_i をかけた積の和より大きくなることを照査する。荷重修正係数 η_i は冗長性、変形性能、重要度により 0.95 ~ 1.05 の値をとる補正係数であるがここでは 1.0 とした。

AASHTO・LRFD による I 桁断面の照査手順を図-1に示す。各照査内容について説明する。

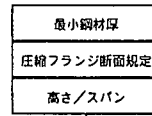
(1) 一般的断面規定の確認

最小板厚は 3in.(7.8mm) 以上、支間を L とした場合の桁高さは単純桁で $0.04L$ 以上、連続桁で $0.032L$ 以上を目安として推奨している。圧縮フランジ断面の規定として鋼断面の垂直軸周りの断面二次モーメント I_y と圧縮フランジの垂直軸周りの断面二次モーメント I_{yc} の比率が $0.1 \leq I_{yc} / I_y \leq 0.9$ を満足することが義務づけられている。 I_{yc} / I_y は I 桁の剪断中心を決定するパラメータであるが、この比が規定範囲を越えるような断面は例えば T セクションのように剪断中心がフランジとウェブの交差部にくるような場合、水平ねじれ座屈の照査式の適用範囲外となる。これらの規定をチェックする。

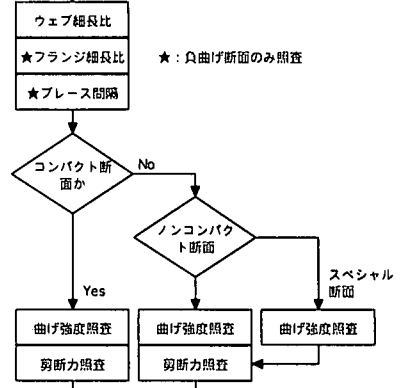
(2) 供用時終局限界状態

供用期間に起こりうる荷重に対して耐力、座屈の安全性を確保することを目的としており、合成 I 桁

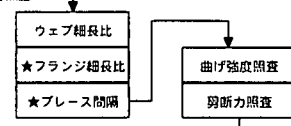
1) 一般事項



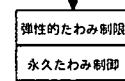
2) 供用時終局限界状態照査



3) 架設時終局限界状態照査



4) 使用限界状態照査



5) 疲労限界状態照査

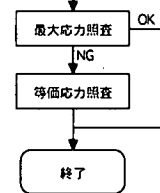


図-1 AASHTO 断面照査の流れ

橋の断面はコンパクト断面、ノンコンパクト断面に分類して照査される。コンパクト断面は「部材の曲げに対して全断面降伏状態に到達可能な断面」、ノンコンパクト断面は「局部座屈が発生することなく圧縮端で降伏応力に到達可能な断面」として定義される。両者は、正曲げ領域では全塑性モーメント時のウェブ圧縮領域高さ D_{cp} とウェブ板厚 t_w の比により式(2)を満たす場合はコンパクト断面として区別される。

$$\frac{D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (2)$$

但し、 E : 鋼材のヤング率

F_{yc} : 鋼材の降伏応力度

コンパクト断面では全塑性モーメントを公称曲げ抵抗力として照査を行い、ノンコンパクト断面の場合、フランジの降伏強度より決まる抵抗力を基準に公

称曲げ抵抗力を計算する。負モーメント領域では、これ以外にフランジの局部座屈、横倒れ座屈のチェックを行うが、これらの制約を満足しない場合には、別照査式にて公称曲げ抵抗力が決定される。このような断面をスペシャル断面と呼ぶ。鋼断面のみでは 365MPa クラスでは例えばウェブ板厚 12mm に対して圧縮域の高さ : $D_{cp} = 545\text{mm}$ 以下でなければコンパクト断面となりえないが、合成断面では中立軸が圧縮側に移ることから通常の正曲げ断面では鋼断面に圧縮がほとんど作用せずコンパクト断面となる。この結果ノンコンパクト断面に比べ 10 ~ 20% の鋼重減となる⁹⁾。負モーメント領域ではコンクリートは無視し、配力鉄筋を考慮した断面にて照査するが負曲げ領域ではほとんどがノンコンパクト断面となる。いかなる断面でも 460MPa を越える鋼種ではコンパクト断面は適用できない。

(3) 使用限界状態

使用限界状態には弾性的たわみ制限と永久たわみの制御がオプションとして規定されている。弾性たわみについては支間長を L として、 $L/800$ に制限している。永久たわみの制御は過積載など非常に厳しい交通荷重を想定し、活荷重に対する荷重係数を 1.3 とする荷重組合せに対して、フランジ発生応力を以下のように規定している。

$$f_f \leq 0.95 R_h F_{yf} \quad (3)$$

但し、 f_f : フランジ発生応力
 R_h : フランジ応力低減係数
 F_{yf} : 降伏応力

(4) 架設時終局状態

架設時の終局限界状態について照査する。床版打設の手順を考慮して発生する正負曲げに対する耐力と座屈の照査を行うこととなっているが、本解析では床版死荷重を一括して鋼桁モデルに載荷した状態で照査を行った。架設時の照査は使用鋼材によらずノンコンパクト断面として照査を行い、公称曲げモーメントは降伏モーメント M_y を用いる。

(5) 疲労限界状態

AASHTO・LRFD には疲労限界状態の照査が式 (4) で規定される。

$$\gamma (\Delta f) \leq (\Delta F)_n \quad (4)$$

γ は荷重係数、 (Δf) は疲労荷重通過時の活荷重応力範囲、 $(\Delta F)_n$ は基準疲労強度で次式で定義される。

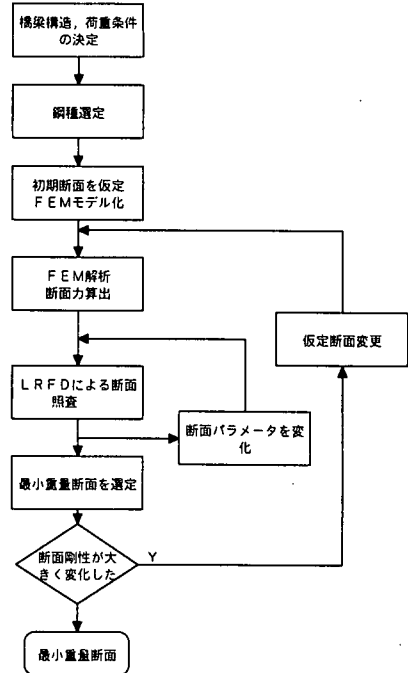


図-2 シミュレーションフロー

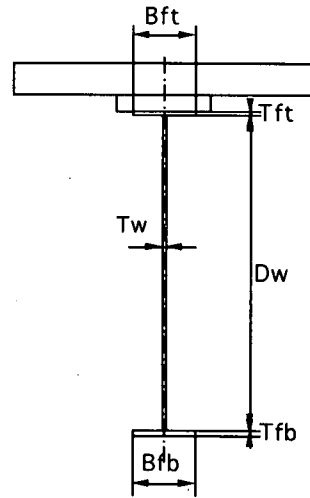


図-3 断面パラメータ

$$(\Delta F)_n = (A/N)^{1/3} \geq 0.5 (\Delta F)_{th} \quad (5)$$

A : 疲労強度に応じた定数

N : $365 \times 75 \times n \times (\text{ADTT})_{SL}$

n : トラック 1 台の通過に対応する回数

$(\text{ADTT})_{SL}$: 1 車線 1 日あたり平均トラック通過台数

$(\Delta F)_{th}$: 一定振幅疲労限

しかし、今回の設計シミュレーションでは疲労限界状態の照査については日本鋼構造協会 (JSSC) 疲労設計指針⁹⁾を適用し、活荷重には本四公団の鋼床版疲労

照査用設計自動車荷重 (245kN) を用いた。LRFD と JSSC 基準は照査方法は基本的には同じであるが、交通荷重、荷重通過時の応力繰返し数の取り方に差がある。高強度鋼を使用した橋梁では疲労照査が断面をコントロールする重要な条件となることから、ここでは国内の交通状況をより正確に反映できる JSSC 基準を適用した。照査式は以下とする。

$$(\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i) \Delta \sigma_d \leq \Delta \sigma_R \quad (6)$$

γ_b : 冗長度係数, 対象部材の疲労損傷が構造全体に与える影響を考慮した係数 0.8 ~ 1.10

γ_w : 重要度係数, 社会的影響を考慮した係数, 0.8 ~ 1.10

γ_i : 検査係数, 定期検査により疲労限界状態に至る前の損傷発見の可能性を考慮した係数, 0.9 ~ 1.10

$\Delta \sigma_d$ は設計応力範囲, $\Delta \sigma_R$ は許容応力範囲である。シミュレーションでは $\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i = 1.0$ とし, 最大応力範囲と継手の一定振幅下での打切り限界の関係による第一段階照査と, これを満足しない場合に線形被害則に基づき変動振幅応力下での疲労強度を照査する第二段階照査を行う。

3. 最適化シミュレーション

(1) シミュレーションの流れ

シミュレーションのフローを図-2に示す。最適化断面の決定は FEM 解析で算出された断面力に対して、図-3に示す断面を決定する6つのパラメータ(ウェブと上下フランジの板厚、幅)を変化させて設計照査を行い、最小重量となる断面を探索する。しかし、例えば6つのパラメータについて5通りに値を変化させるだけでも $5^6 = 16000$ 通り近い計算が必要になるが、これらの断面全てに対して FEM 解析を行うことは大変な作業となる。従って、例えば、あるウェブ高さを決め、これに対して重量が最小になると考えられる断面を仮定した上で、FEM 解析を、まず行う。算出された断面力を用いて、断面パラメータを変化させながら LRFD による照査を行ない、最小重量断面を決定した。その際に断面剛度が仮定値と大きく異なった場合には FEM 解析を再度実施した。本手法は通常の橋梁設計の断面決定法に準じた方法である。厳密には断面が変化した場合の断面力変化がある範囲に収まることを確認する必要があるが、今回は断面剛性の変化がある範囲に収まることを確認するにとどめた。

表-1 検討対象鋼材

鋼種	降伏応力度 (MPa)
SM400	245
SM520	365
SM570	460
HT690	590
HT780	690
HT880	830

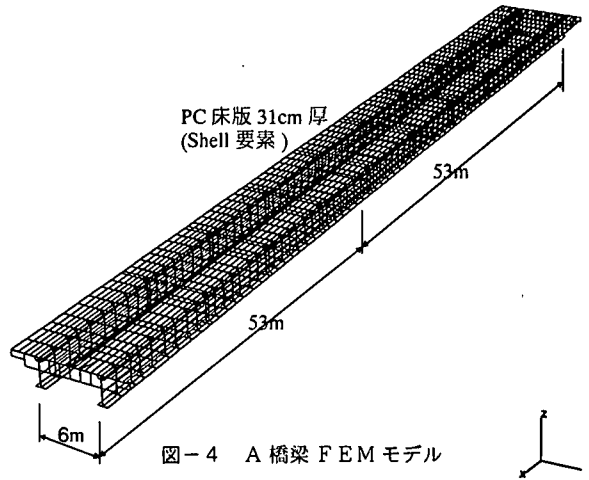


図-4 A 橋梁 FEM モデル

シミュレーション・プログラムは仮定断面が AASHTO・LRFD に規定される設計条件を満足するかを照査する部分と、断面パラメータを変化させて最適断面を探した部分よりなる。

鋼材の降伏強度は表-1に示す 245MPa ~ 830MPa までを対象とした。鋼種については1橋梁について全支間で統一した。

(2) シミュレーション上の仮定条件

本研究での試設計においては、正負曲げモーメント最大の点についてのみ最適断面を決定しており、支間全ての断面について最適設計は行っていない。また、合成桁の設計において床版重量は鋼桁のみで支持する活荷重合成法がとられることが多いが、今回の設計では合成後の断面で全死荷重と活荷重を支持する死活荷重合成として設計を行った。床版厚については床版支間 6 m 程度の PC 床版を想定して 31 cm としており、主桁本数を変化させた検討では必ずしも最適な床版厚ではないが簡略化のため統一している。

(3) FEM 解析

a) 有限要素モデル

本研究では断面力の算定にシェル要素と梁要素による立体 FEM 解析を用い、最適断面設計の断面パ

表-2 試設計対象橋梁

	形式	床版支間	床版幅員	支間
A 橋	2 径間連続 2 主桁橋	6 m	11.4m	53m
B ₂ 橋	2 径間連続 2 主桁橋	8 m	15.65m	53m
B ₃ 橋	同上 3 主桁 橋	6 m	//	//
B ₄ 橋	同上 4 主桁	4 m	//	//
C 橋	2 径間連続 2 主桁橋	6 m	11.4m	69m

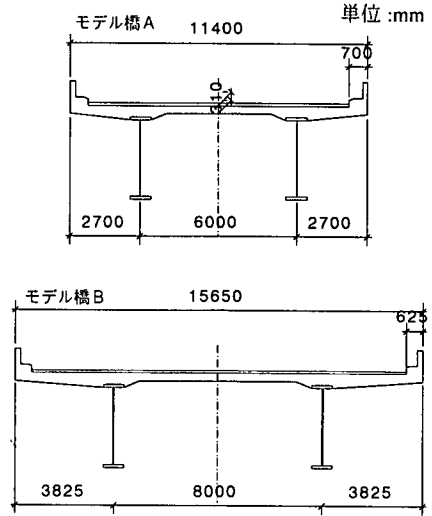


図-5 設計対象橋梁断面構成

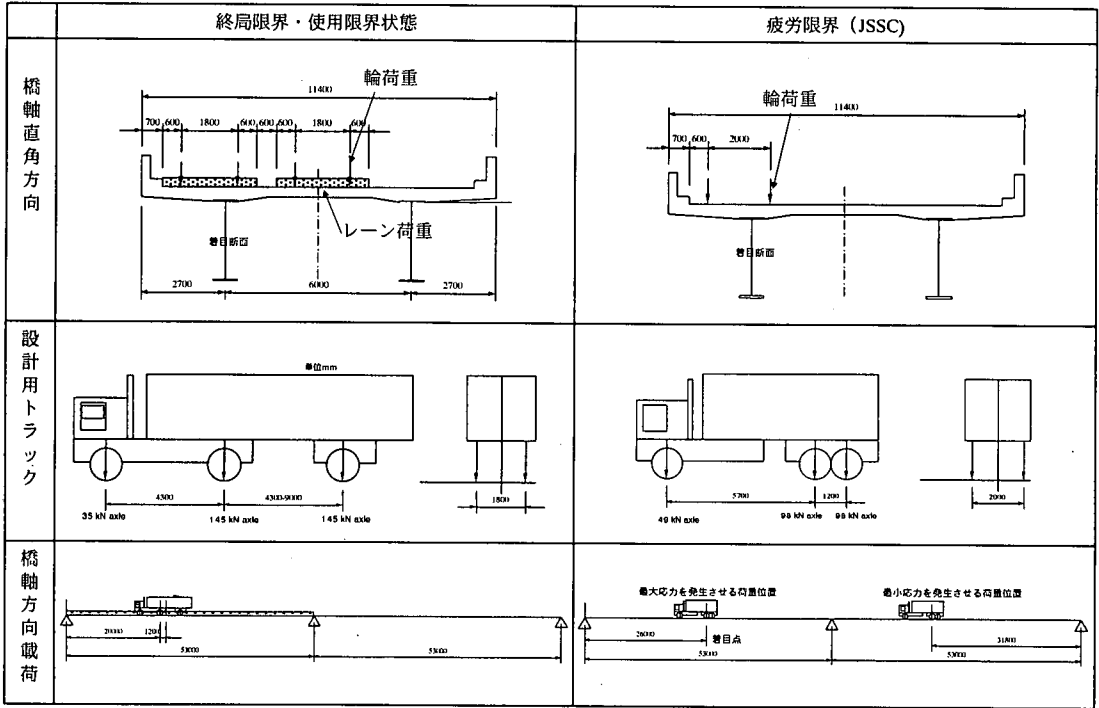


図-6 断面力算出のための活荷重条件(単位 mm)

ラメータの値に対応して桁の形状を変化させられるようモデル化を行っている。モデル作成、解析に要する労力は通常の骨組み解析に比べ多大となると考えられているが、解析ソフトの機能を活用することにより短時間で容易に解析ができる環境が整いつつある。FEM を用いることにより骨組み解析に比べより忠実なモデル化が可能となり、又、床版の全体剛性への寄与、有効幅、活荷重の載荷等について煩雑な換算が不要となるなどのメリットが生じる。

解析は表-2 に示す計 5 タイプの橋梁について断面を変化させて行った。

モデル橋梁 A, B は国内の高規格道路用連続 I 桁橋梁として代表的な形状を有し、実際に非合成桁として設計が行われた橋梁をモデルとした。床版幅員 15.65m の B 橋は第二東名・名神高速道路の 3 主桁広幅員橋を想定したもので、主桁本数を 2~4 本とし、合成桁として試設計を行った。

A 橋 FEM モデルの 1 例を図-4 に示す。床版、主桁にはシェル要素、横桁は梁要素を用いている。床

表-3 AASHTO の設計活荷重

終局限界照査	(1) レーン荷重とトラック荷重の組合せ
	(2) レーン荷重とタンデム荷重の組合せ
	(3) 中間支点負曲げについては最小1.5 mの軸間隔をとって載荷した2台のトラック荷重の荷重効果の90%とレーン荷重の荷重効果の90%をあわせたもの。このときのトラックの145 kNの軸間隔は4.3mとする。
たわみ制限	(1) トラック荷重
	(2) レーン荷重とタンデム荷重の25%
疲労照査(不採用)	1台のトラック荷重が通過した際の応力範囲が大きくなるように載荷する。トラックの中軸-後軸の距離は9 mとする。

単位:m

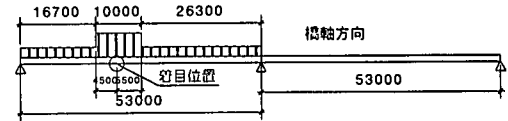
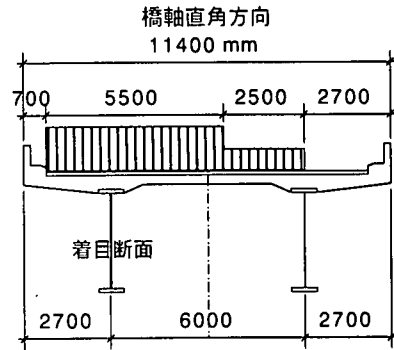


図-7 道示設計荷重載荷位置(モデル橋 A)

表-4 荷重係数

Strength1	1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)
Service2	1.00DC+1.00DW+1.30(LL+IM)
Fatigue	0.75(LL+IM)
Erection	1.25DC

版の弾性係数は鉄筋を組み込んだ有効弾性係数として30400MPaを用いている。垂直補剛材は横桁取付位置に取付ることとして設計では考慮し、FEMでは省略した。水平補剛材は設置しないものとして設計を行った。

A橋, B橋の断面を図-5に示す。

C橋は3m程度の桁高の非合成連続2主I桁橋梁としての適用支間範囲を超える6.9m支間の橋梁について連続合成桁橋として設計を試みたものである。

b) 荷重条件

AASHTO・LRFDでは荷重と荷重係数の組み合わせは照査する限界状態により変化する。一般的な設計活荷重を表-3に示す。

疲労照査用の荷重はAASHTOにも規定されているが今回の照査ではJSSCの荷重条件を採用した。解析では対象橋梁に、各限界状態に対する組み合わせ荷重を載荷した。

終局限界状態に対しては図-6に示すレーン荷重(9.3kN/m²)と設計用トラック(軸重35+145+145=325kN)、タンデム(110+110=220kN, 車軸間隔1.2m)の組合せのうち着目断面への荷重効果が最大となる組合せを用いている。一般的な載荷においては、トラックまたはタンデムのいずれかを各車線に一台ずつ置き、これとレーン荷重をA橋は2車線, B橋は3車線として組み合わせる。衝撃係数は0.33で一定とする。レーン荷重をかける車線数は道路間隔/3.6の整数値としている。荷重車は全車線に1台ずつ載荷するものとしている。

表-5 最大断面力の比較(曲げモーメント if*m)

	断面力または断面力比	LRFD	道路橋示方書
①	合成前の死荷重による断面力(DC)	1070.1	1100.3
②	合成後の死荷重による断面力(DW)	194.2	198.3
③	活荷重+衝撃による断面力(LL+IM)	908.7	1009.6
④	道示③/LRFD③		1.11
⑤	LRFD: 1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)	3219.15	
⑥	道示: 1.70(DC+DW+(LL+IM))		3923.94
⑦	⑥/⑤		1.22

設計に使用した荷重の組み合わせと荷重係数には表-4の組み合わせを用いている。但し, DCは前死荷重, DWは舗装等の後死荷重, LL+IMは活荷重(但し, 照査状態により載荷状態は異なる)を表す。

AASHTOと道示の荷重効果を比較するため, A橋を対象に道示, AASHTO各々の基準に準じた載荷による断面力を比較した。AASHTOの荷重係数はStrength-1の値を, 道示の場合は安全率1.7を用いた。道示活荷重載荷条件を図-7に, 結果を表-5にまとめる。両基準で鋼重等の単体重量が異なるため死荷重断面力等が完全には一致していない。AASHTOによる断面力を1とした場合, 道示による活荷重断面力は1.11, 荷重係数を考慮した場合はAASHTOを1とした場合, 道示による断面力は1.22となり, 荷重

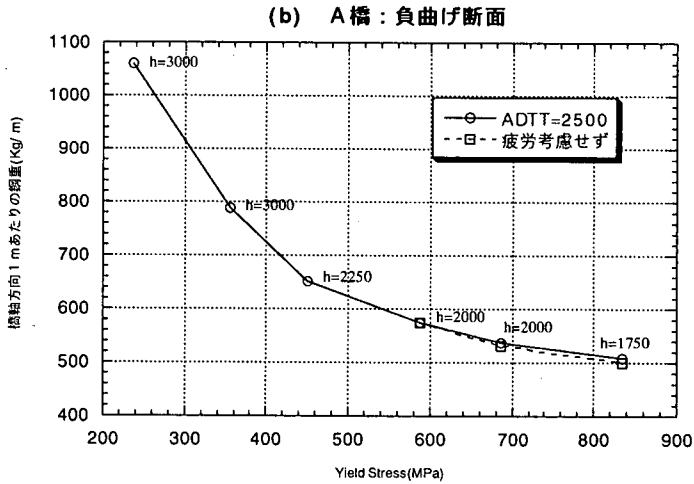
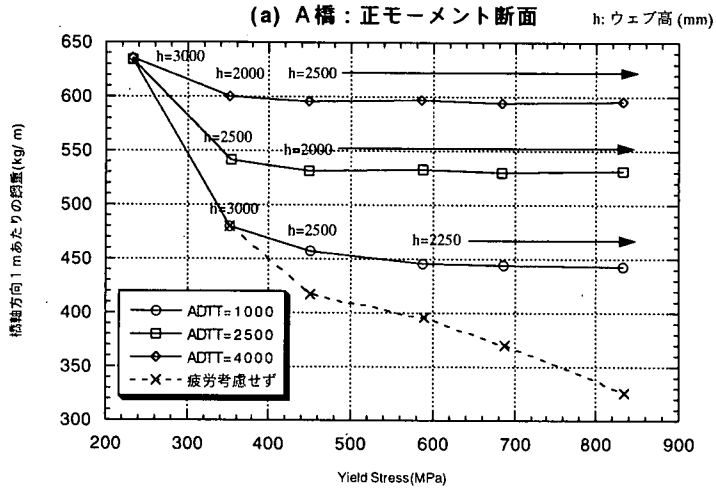


図-8 A橋シミュレーション結果

については道路橋示方書の方が厳しいという結果であった。

c) 疲労照査方法

応力範囲は設計荷重を橋軸方向に移動したときの、着目部材の最大応力と最小応力より求め、衝撃係数は道示に規定される $20/(50+L)$ を用いた。疲労照査は1車線の日平均大型車交通量 (ADTT) を 1000, 2500, 4000 台の3ケースについて行った。

疲労照査の方法については 245kN 疲労照査用トラックにより発生する応力範囲を4倍した値の75%を最大応力範囲 $\Delta\sigma_{max}$ とし、式(7)にて照査を行う。この際、設計応力補正係数 1.0, 複数車線の同時載荷係数 1.15 を考慮した。

$$(\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i) \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_{cc} \cdot C_R \cdot C_T \quad (7)$$

- $\Delta\sigma_{cc}$: 一定振幅応力に対する応力範囲打切限界
- C_R : 平均応力の影響を考慮した補正係数
- C_T : 板厚の影響を考慮した補正係数

式(7)を満足しない場合、等価応力範囲 $\Delta\sigma_{eq}$ を用いて式(8)にて照査を行っている。 $\Delta\sigma_{eq}$ を生じさせる代表荷重には 245kN 疲労照査トラックを使用した。

$$(\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i) \Delta\sigma_{eq} \leq (C_w / (365 \cdot ADTT \cdot L))^{1/m} \cdot C_R \cdot C_T \quad (8)$$

但し

- C_w : 疲労設計曲線の定数 ($2 \times 10^6 \times (\Delta\sigma_i)^m$)

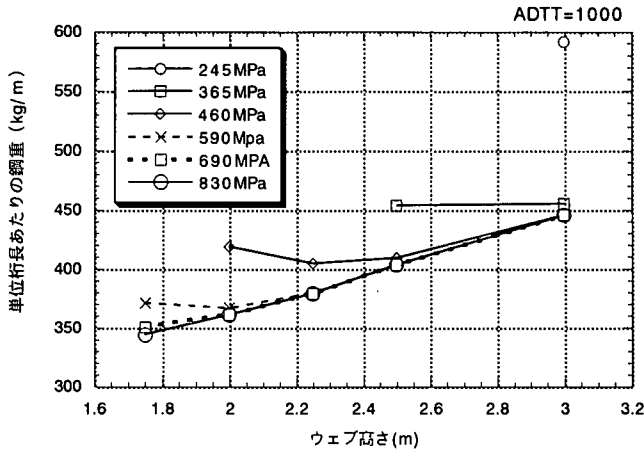


図-9 鋼種別ウェブ高と鋼重の関係(5.3 m 支間3主桁橋正曲げ断面平均)

$\Delta \sigma_f$: 2×10^6 回基本許容応力範囲

ADTT: 1車線あたりの日平均大型交通量

L: 設計寿命年数

m: 疲労設計曲線の傾き = 3

シミュレーションでは照査対象をフランジとウェブの首溶接部(隅肉溶接)とした。この部位の強度等級は JSSC の D 等級であり、 $\Delta \sigma_f = 100\text{MPa}$ 、 $\Delta \sigma_w = 84\text{MPa}$ となる。

4. シミュレーション結果

(1) 高強度鋼利用による合理化

a) 鋼種による主桁重量、桁高の変化

A 橋: ADTT を 1000, 2500, 4000 台と変えた場合の最適断面鋼重を降伏強度の関数として図-8にプロットした。正曲げ断面では、まず破線で示した疲労を考慮しない場合には、降伏強度の増加と共に鋼重が減少する。460MPa 鋼から 590MPa 鋼に移る間に鋼重の減少が鈍くなっている。この理由は降伏強度が 485MPa より大きい場合は LRFD の規定により断面をコンパクト断面としては扱えない。従って、460MPa 鋼と 590MPa 鋼の間でコンパクト断面からノンコンパクト断面への重量カーブのシフトがあり、疲労を考慮しない破線のカーブではこれが現れている。しかし、疲労を考慮した場合(実線)では、460MPa 級以上の鋼材では疲労により断面が決まっているため、このシフトが図中には現れない。負曲げ断面では、下フランジが圧縮となり、全てノンコンパクト断面として設計される。負曲げ断面においてはコンクリート床版の剛性を下げていることから、中立軸はウェブ中央より下

がっている。このため疲労照査荷重によるフランジの応力は小さく疲労限界を考慮しても断面増加はほとんど無い結果となったと考えられる。但し、690MPa 級以上では多少の影響が見られる。

B 橋: 3 主桁の場合のウェブ高さを 3m, 2.5m, 2.25m, 2m, 1.75m と変化させ、鋼種ごとに橋梁全体の最小鋼重を計算した結果を図-9に示す。降伏強度 365MPa では 3 m 程度の最適ウェブ高が鋼種を上げるに依り減少し、590MPa 以上の鋼種では 2 m 以下となる点は注目できる。245MPa 級ではウェブ高 3m 未満では設計出来ないため 1点のみプロットした。

b) 主桁本数と鋼重

B 橋の 2~4 主桁モデルで全橋の鋼重を比較した。シミュレーションにおいては正曲げ最大、負曲げ最大断面しか計算していない。そこで正負断面合わせた橋梁全体の桁鋼重 w を以下のように推定した。まず、支間長 45~60m の連続非合成桁において標準断面変化位置は正負交番部を負曲げ域に含めれば、正曲げモーメント域が 0.78L、負曲げモーメント域が 0.22L 程度となる。一方 A 橋の実橋断面で正負曲げ領域の主桁鋼重は表-6の通りであった。そこで、正曲げ断面と負曲げ断面の最大断面の鋼重を $w_{p, \max}$, $w_{n, \max}$ とし、桁重量は下式で表した。

$$\begin{aligned} \Sigma w &= \frac{0.817}{0.960} \cdot 0.78L \cdot w_{p, \max} + \frac{0.984}{1.170} \cdot 0.22L \cdot w_{n, \max} \\ &= 0.664L \cdot w_{p, \max} + 0.185L \cdot w_{n, \max} \quad (9) \end{aligned}$$

実橋は非合成連続桁として設計されており、同一の曲げモーメント分布に対する桁鋼重の分布は合成桁の分布とは異なると考えられるが、ここでは橋梁全体での鋼重の低減の傾向を確認するため、式(9)を用いて計算した主桁単位長さ鋼重に主桁本数を乗じて

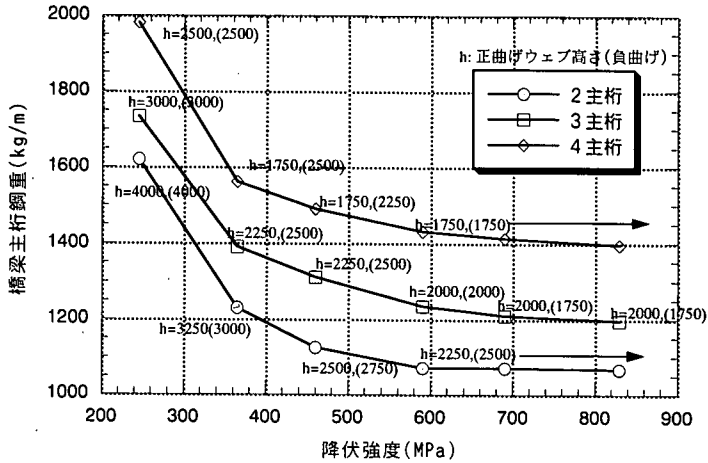


図-10 主桁本数と橋梁主桁重量(全長平均)

表-6 A橋実橋鋼重

	主桁鋼重 t	平均 t/m	最大 t/m
正曲げ部 41.7m	34.05	0.817	0.960
負曲げ部 11.3m	11.13	0.984	1.170

比較した。図-10にADTTは2500台の場合のシミュレーション結果を示す。高強度高利用による鋼重の減少が600MPa程度までみられるが、実際には正曲げ断面は疲労の影響で高強度鋼利用による鋼重減少がほとんどなく負曲げ断面での鋼重減少が寄与している。

主桁数については少ないほど全体鋼重は低減する。但しここでいう全体鋼重には、対傾構、横桁、横構の重量は含まれていない。これらの重量は一般に主桁数が減る程、大きくなると考えられる。又、床版厚は主桁本数によらず31cmとしているが、一般的には主桁間隔が広がれば、床版厚が大きくなり死荷重が大きくなる。これらを考慮すれば主桁本数による鋼重差は小さくなる可能性がある。しかし、高強度鋼を使用しても、疲労の影響を考慮した場合、460MPa鋼以上の鋼種では主桁本数によらず鋼重低減は小さくなる。この傾向はADTTが大きいほど顕著となる。

(2) 合成、非合成による比較

非合成として設計された橋梁の実際の断面と、同一橋梁を限界状態設計法により合成桁として設計した場合の断面を比較し図-11に示した。この結果正曲げ最大断面で鋼重が半減したが、大きな重量低減の理由として、まず第一にシミュレーションでは合成桁として設計したこと、更に、AASHTO・LRFDでは降伏強度485MPa以下ではコンパクト断面としての設計が許されており、この結果重量の低減も大きくなる。こ

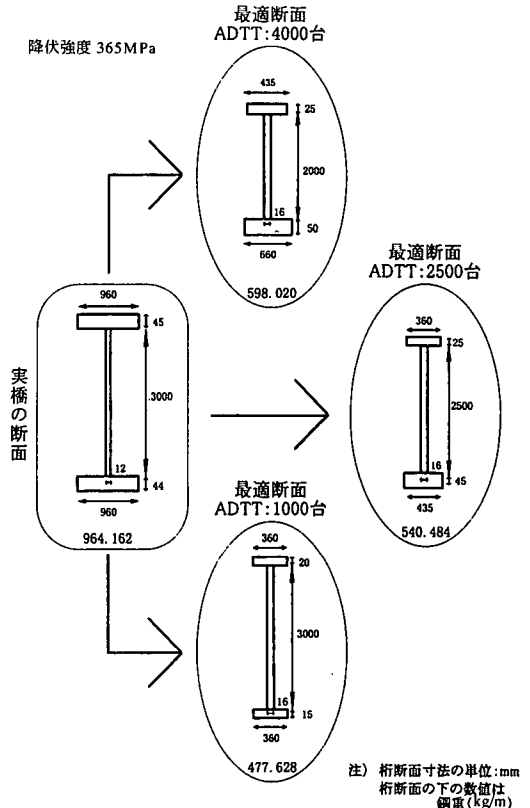


図-11 最適断面の一例

れに加えて、今回の設計では全死荷重を合成後の断面で支持させる死活荷重合成を行っていることも影響している。大きな鋼重低減の結果、荷重にしめる活荷重比率が増加し疲労限界状態が断面決定に強く影響したと考えられる。なお、疲労を考慮しない場合の合成桁断面はADTT=1000の断面と同じであった。

降伏強度と最適鋼重の関係
(68.9mスパン2主桁橋正モーメント断面)

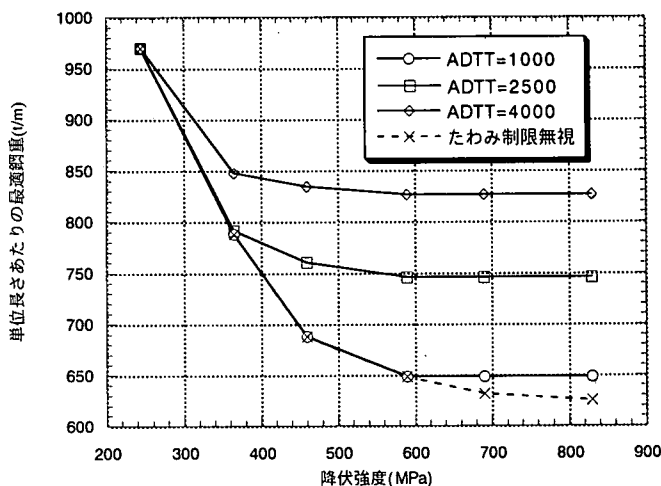


図-12 69m 橋梁の最適鋼重変化

(3) 長スパン橋梁への適用

現在、非合成設計による合理化2主桁橋の適用範囲は60m程度までと考えられているが、連続合成桁設計により、69m橋梁のI桁の試設計を行った。正曲げ最大断面の設計シミュレーション結果を図-12に示す。2主桁として桁高3m以下でも断面設計は可能であるが、590MPa以上の鋼種においては、鋼種を上げても鋼重は減少しないことがわかった。破線はたわみ制限を無視した場合の鋼重減少を示すが、690,830MPaではたわみ制限を超過した。但し、たわみ制限についてはAASHTOでは参考条項(option)とされている。

5. 照査において適用される限界状態について

(1) 終局限界状態

終局限界状態については供用時と架設時の照査を行う。照査において全塑性モーメントを用いるコンパクト断面と圧縮縁降伏を許すノンコンパクト断面では抵抗力が異なるが、高強度鋼材はコンパクト断面としての設計が許されていない。この結果図-8(a)の破線で示したような鋼重曲線のシフトが生じる。説明は省略したが終局限界状態の設計規定には、剪断耐力照査も含まれる。

(2) 使用限界状態

50m程度のスパンでは断面が使用限界状態で決定されることはなかったが、69mスパン橋梁では690

MPa以上の高強度鋼を使用した場合に、たわみ制限により鋼重が低減しなかった。

(3) 疲労限界状態

高強度鋼を利用した橋梁においては疲労が断面を決定する重要な条件となる。そこで照査対象部位の疲労強度を変化させ断面鋼重の変化を調べた。検討は疲労がクリティカルとなる正曲げ領域で桁高さを2500mmに固定し、疲労等級をB,C,D,Eと変えて最小鋼重を求めた。疲労等級とは、継手の疲労強度を疲労設計曲線を基準に定めたものであり、JSSC疲労設計指針によれば 2×10^6 回基本許容応力範囲 $\Delta\sigma_f$ はB等級では155MPa、Cは125MPa、Dは100MPa、Eは80MPaである。代表的な継手種類はBは余盛切削した突合わせ継手、Cは止端仕上げの突合わせ継手、Dはすみ肉溶接継手、非仕上げの突合わせ継手に相当する等級である。結果を図-13に示す。Fyは鋼材の降伏応力を示す。疲労を考慮しない場合(ADTT=0)鋼重は高強度鋼種は低下し、降伏強度がFy=360MPaから460,590と変わる場合、正曲げ断面での鋼重低減は6%,23%である。

疲労の影響を考慮した場合、交通量が多いほど鋼種による鋼重差は小さくなる。疲労等級を上げることによる鋼重減少は高強度鋼ほど顕著となり、疲労等級を1ランク上昇させる毎に最大10%程度鋼重が減少する。しかし、鋼材の高強度化により鋼重低減が計れるのは2つの鋼材のADTT=0線で挟まれた領域、図-13の破線で示す領域まで鋼重が下がる場合である。例えば降伏強度を460MPaから590MPaに上昇させて

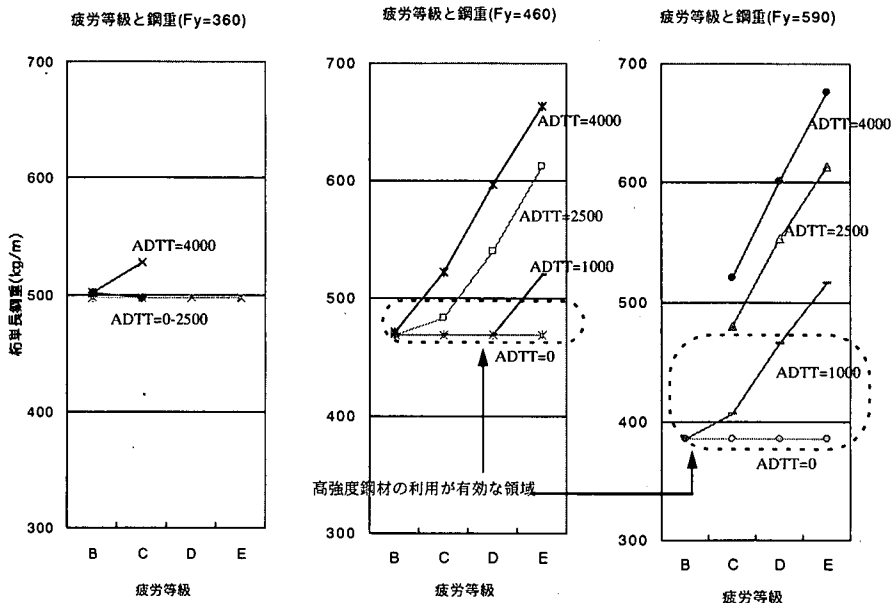


図-13 疲労強度と最適鋼重

も ADTT=1000 以下でなければ鋼重低減は計れずしかも D 等級以上の疲労等級が要求される。鋼種を上げた場合に疲労等級, ADTT の組合せにより, この領域まで鋼重が下がるかどうかは橋梁構造により決まると考えられる。

(4) 高強度鋼に有利な橋梁形式

高強度鋼を利用する場合の限界状態の影響度合いは橋梁の形式, スパン等により変化する。図-14 にこれまでに検討した支間の異なる2つの橋梁の正曲げ断面の最適断面重量を鋼材強度に対してプロットした。実線は全ての限界状態を考慮した場合の重量で ADTT は 1000 台とした。破線は A 橋では疲労限界状態のみを無視した場合, C 橋梁では使用限界状態のみを無視した場合の重量を示す。支間長, 鋼種により断面を決定する限界状態が変化し, 高強度鋼利用が有効である範囲も変化する。ADTT=1000 台に対して 5.3 m 橋梁では 360MPa 以上では疲労限界状態により断面が決定され高強度鋼のメリットが低下しているが, 6.9 m 橋梁では 590MPa までは高強度鋼の使用による断面重量の低減が認められる。これは長支間橋梁ほど全荷重に対する死荷重割合が大きくなることから活荷重応力範囲が小さくなりこの結果疲労の影響が小さくなったことが原因である。

疲労限界状態に関しては式(8)より考察すると, 影響を小さくする為には等価応力範囲を下げるか, 疲労等級を上げることが有効である。とすれば疲労がクリティカルな場合は, 例えば死荷重の比率が大きい長支

間橋梁は等価応力範囲は小さくできるために高強度鋼に有利となる。又, 活荷重が小さい橋梁にも有利である。逆に死荷重応力に比べ活荷重応力が大きくなる場合は不利となる。例えば, 合成桁は非合成桁に比べ不利となる。又, 合成桁でも活荷重合成に比べ死活荷重合成桁は鋼断面が小さくなり不利となると考えられる。又ケーブルによる補剛や軽量材料を用いた構造は死荷重低減が疲労に対しては不利に作用する。

6. 結論

高強度鋼の使用により鋼重の低減は可能であるが, いくつかの理由により現状の設計法では限界がある。正曲げ断面については, 合成断面の場合中立軸が床版近傍にあることからコンパクト断面として設計でき, 材料を有効に利用できる。しかし, ASSHTO では降伏強度 485MPa 以上の鋼種についてはコンパクト断面としての設計を認めない規定があり, 高強度鋼利用による鋼重減少の制約となる場合がある。しかし, 十分な塑性変形性能が確保されるならば高強度鋼材でもコンパクト断面として扱うことも可能となるはずであり, その種の検討は米国内においていくつか発表されている⁵⁾⁶⁾。このような状況を考えれば高強度鋼材の有効性が将来的には更に拡大する可能性がある。

大きな問題は疲労である。特に 53m スパン橋梁では高強度鋼の利用により断面が小さくなる程, 疲労限界状態が大きく影響することが明らかとなった。疲労ディテールの改良とそのためのコスト検討が今後の

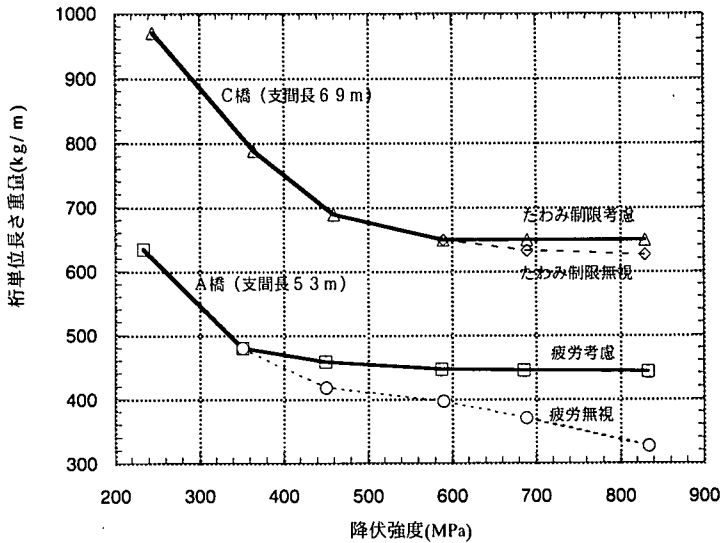


図-14 支間支間長による疲労限界状態の影響の違い

課題と考えられる。負曲げ断面については疲労の影響は設計上あまり問題とならないことから、圧縮域の鋼材の座屈耐力が確保できれば高強度鋼利用のメリットが十分に生かせると考えられる。いずれにしても高強度鋼による鋼橋の合理化には設計法の改良が不可欠であり、国内設計基準についても早急な対応が望まれる。又、高強度鋼材の疲労強度についてはここでは触れていないが、溶接部の疲労強度をどこまで保証できるかも高強度鋼材適用のためには重要な課題となると考えられる。

今回の検討においてはシミュレーションの単純化のため、いくつかの仮定を行った。例えば死活荷重合成桁として断面を設計していること、鋼桁の疲労強度を首溶接部のみで代表して評価していることなどがある。ADTTについては1000～4000台の値を用いたが、現実の国内の交通量は都市部主要高速道で2000～3000台程度と予想される。これらの仮定の違いにより各限界状態の相対的な影響度が多少変わると考えられるが、今後、我が国の道路橋設計にも取り込まれる疲労の影響も含めて高機能鋼材の適用による構造物の合理化の可能性をシミュレーションにより確認できた。高機能な鋼材を有効に利用した合理的設計を目的とするなら鋼材強度のみでなく、靱性、延性、疲労強度なども積極的に評価に入れる設計法を考える必要がある。

最後に、高強度鋼を用いた構造物を評価する場合に、材料費上昇、溶接等の品質確保のためのコスト、重量減、断面小型化による製作、輸送、架設コストへの影響等、コストについての議論抜きには構造を正當に評価しているとはいえないが、条件の一般化が難しく補修、メンテナンスコストも含めたライフサイクルコストにも踏み込んだ客観的評価手法の確立も重要な課題と考えられる。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書同解説（共通編，鋼橋編）1994年。
- 2) 鋼構造設計指針 PART A 一般構造物，土木学会，1997年。
- 3) AASHTO：LRFD Design specification 1996。
- 4) 本間宏二：鋼橋部材における高性能鋼の活用に関する基礎的研究，東京工業大学学位論文，1997年。
- 5) Sause, R.：Flexural Strength and Ductility of HPS-100W Steel I-Girder in Negative Flexure, Proceedings 14th US-JAPAN BRIDGE ENGINEERING WOKSHOP 1999。
- 6) Azizinamin, A.：High Performance Steel Bridge Reserch in the U.S., Ditto。
- 7) 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編，1992年。
- 8) 村越潤：強度特性から見た高性能鋼材の橋梁への適用性について，土木技術資料 38-2，1996年。
- 9) 日本鋼構造協会：鋼構造の疲労設計指針・同解説，1998。

(1999.2.17 受付)

APPLICATION OF HIGH STRENGTH STEEL ON STEEL BRIDGE AND ITS EFFECTS ON WEIGHT REDUCTION

Takuyo KONISHI, Kazuya TAKAHASHI and Chitoshi MIKI

Possibility of rationalization of steel bridges by the use of high strength steel was investigated by design simulation based on limit state design method (Load and Resistance Factor design). Design target bridges are 3 kinds of composite continuous I girder bridge having standard span and width in Japan. Minimum weight sections were designed considering strength limit state (under service traffic and during construction), service limit state, fatigue and fracture limit state. As a result, it is confirmed that a section is decided by different limit state for each steel material. In particular, fatigue limit state has an considerable influence on design of high strength steel bridge.