

鋼箱桁橋の終局限界状態および使用限界状態に対する実安全率について

SAFETY FACTOR OF STEEL BOX GIRDER BRIDGES
AT ULTIMATE AND SERVICEABILITY LIMIT STATES北田 俊行^{*}, 堂垣 正博^{**}, 石崎 茂^{***}, 池田秀夫^{****}, 武田芳久^{*****}

By Toshiyuki KITADA, Masahiro DOGAKI, Shigeru ISHIZAKI, Hideo IKEDA, and Yoshihisa TAKEDA

A method is proposed for predicting the ultimate and yield strengths of steel box girder bridges. Model bridges are designed according to the current Specifications for Highway Bridges in Japan, and their safety indices for ultimate and serviceability limit states are calculated, in order to evaluate the safety of steel box girder bridges subjected to combined forces due to bending, shear and torsion. In this calculation, the live load effects are estimated through the Monte Carlo simulation based on actual traffic flow models. The calculated strengths are compared with test results. It is found that the model bridges have at least the safety factors of 1.74 and 1.69 for the ultimate and serviceability limits, respectively.

1. まえがき

最近、欧米においては鋼構造物の設計法が従来の許容応力度設計法から限界状態設計法へと移行されつつある。その際、現行の設計法により設計された鋼構造物が、終局限界状態、および使用限界状態に対して、どの程度の安全率を有しているか検討し、種々の構造物に対してデータを蓄積していくことが重要である。また、種々の橋梁部材について、その終局限界状態や、使用限界状態を明確に定義し、それらの限界状態が精度よく推定できる設計計算法を開発することも必要である。

ここでは、鋼箱桁橋の限界状態設計法に着目し、それを確立するための基礎資料を作成する目的で、以下の研究を行った。具体的には、現行の道路橋示方書によって設計された鋼箱桁橋が、終局限界状態と使用限界状態の1つである降伏限界状態とに対して、どの程度の安全率（以下、示方書で定める安全率と区別して実安全率という）を有しているかを調べるため、以下の手順で研究を進めた。

①支間長が60m, 80m, および100mで、2車線の車道部を有する2径間連続非合成箱桁橋（モデル橋）の試験設計を行う。

* 工博	大阪市立大学助教授	工学部土木工学科	(〒558 大阪市住吉区杉本町3-3-138)
** 工博	関西大学助教授	工学部土木工学科	(〒564 大阪府吹田市山手町3-3-35)
***	(株)酒井鉄工所	設計部	(〒590 大阪府堺市出島西町3-1)
****	日本橋梁(株)	設計部	(〒552 大阪市港区福崎2-1-30)
*****	川田工業(株)	大阪支社	(〒550 大阪市西区北堀江1-22-19)

- ②都市高速道路，一般国道，および一般道路を想定した自動車荷重の確率モデルを用い，モンテカルロ法により，上記モデル橋梁の代表的な断面に発生する作用断面力を求める．作用断面力については，使用限界状態に対応する年最大値の期待値と，終局限界状態に対応する 500年再現期待値¹⁾とを求める．
- ③上記のシミュレーションより求めた断面力と道路橋示方書のL-20荷重による断面力とを比較し考察する．
- ④曲げ，せん断，および，ねじりが作用する鋼箱桁断面の極限強度，および降伏強度（使用限界状態の1つ）の算定法を提案する．
- ⑤提案した極限強度算定法の妥当性を実験データを用いて検討する．
- ⑥以上の作用断面力と断面強度とを用いて，道路橋示方書で設計された上記橋梁の代表的な箱桁断面の終局限界状態，および使用限界状態に対する実安全性について検討する．

2. モデル橋と着目断面

モデル橋は，曲げモーメントとせん断力との相関作用にも着目するため2径間連続鋼箱桁橋とする．また，支間長による，活荷重作用の変動性の影響も調べるため，支間長を 60m，80m，および 100mに変化させる．以上から，表-1に示す3橋をモデル橋梁とした．これらの橋梁は，同一幅員構成で，支間長のみが異なるように，現行の道路橋示方書に従って設計したものである．モデル橋の標準断面形状を，図-1に示す．また，構造解析における着目点は，図-2，および表-2に示す15箇所とする．

表-1 構造諸元と設計条件

橋長および 支間長	A橋	橋長120.0m，支間長 2×59.4m
	B橋	橋長160.0m，支間長 2×79.4m
	C橋	橋長200.0m，支間長 2×99.4m
幅 員	有効幅員 8.0m(2車線)，総幅員 9.2m	
形 式	2径間連続 1箱桁形式	
設計活荷重	TL-20	

表-2 端支点から着目点までの距離と支間長L (m)

橋梁 着目点	A	B	C
端支点部	0.000	0.000	0.000
支間中央部	23.760	28.300	35.050
交番部左	41.580	51.100	64.350
交番部右	47.520	56.800	70.210
中間支点部	59.400	79.400	99.400
支間長 L	59.400	79.400	99.400

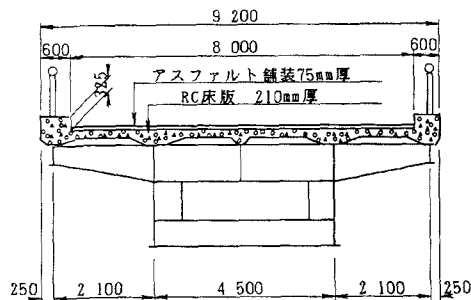


図-1 モデル橋梁の標準断面図（寸法単位：mm）

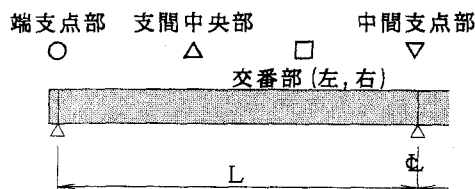


図-2 モデル橋梁の着目点

3. シミュレーションによる作用断面力の算定

3.1 荷重列モデル

荷重列モデルとしては，以下に示す3種類のモデル²⁾を用いた．ただし，ここで用いた荷重列モデルでは，実測データの最大重量の記録を基に，車種別重量の最大・最小の制限値を設定している．その範囲は，車種別重量分布特性値の中の総重量特性値のデータを用い，原則として，平均値の $\pm 3\sigma$ 程度の値をそれぞれ最大・最小値として設定した．これは，シミュレーションでは疑似乱数を用いて車両を発生させるため，車両重量値に現実性のない結果を生じることを防ぐためである．

(1) 都市高速道路を代表するモデル

この荷重列モデルは，阪神高速道路芦屋集約料金所で測定されたデータを基に阪神高速道路公団HDL 委員会¹⁾で作成されたものに若干の修正を加えたものであり，表-3に示す．

表-3 都市高速道路形荷重列モデル（車種数=12、阪神高速道路芦屋集約料金所での測定値）¹⁾

車種分類	総重量特性値			混入率 (%)	軸 数	軸 重 比 (固定軸重比方式)			
	分布形	μ (tf)	σ (tf)			第1軸	第2軸	第3軸	第4軸
1 乗用車類	LN	1.31	0.34	65.04	2	0.527	0.473	-----	-----
2 中型車類	LN	5.11	3.01	18.14	2	0.419	0.581	-----	-----
3 大型車類・2軸 (空車)	N	7.36	1.90	1.52	2	0.489	0.511	-----	-----
4 " (積載車)	LN	14.05	2.32	1.13	2	0.313	0.687	-----	-----
5 " (過積載車)	EXP	23.14	3.14	0.01	2	0.238	0.762	-----	-----
6 大型車類・タンデム軸 (空車)	N	11.21	1.89	1.80	3	0.436	0.206	0.358	-----
7 " (積載車)	LN	19.77	3.18	6.19	3	0.262	0.270	0.468	-----
8 " (過積載車)	EXP	32.24	2.24	0.05	3	0.180	0.300	0.520	-----
9 大型車類・タンデム軸 (空車)	N	11.21	1.89	2.32	3	0.236	0.255	0.509	-----
10 " (積載車)	LN	19.77	3.18	1.40	3	0.179	0.193	0.628	-----
11 トレーラ (空車)	N	14.60	3.50	0.94	4	0.359	0.300	0.155	0.186
12 トレーラ (積載車)	LN	26.98	8.63	1.46	4	0.189	0.325	0.221	0.265

(測定時間：24時間，車線数：1車線)

(2) 一般国道を代表するモデル³⁾

このモデルは、建設省において、首都高速道路、国道17号線、および国道387号線で計測されたデータを平均化して作成されたもので、表-4に示す。

表-4 一般国道形荷重列モデル（車種数=8、建設省の測定値）³⁾

車種分類	総重量特性値			混入率 (%)	軸 数	軸 重 算 定 式		
	分布形	μ (tf)	σ (tf)			第1群	第2群	第3群
1 乗用車類	LN	1.30	0.36	55.1	2	0.501W+0.03	0.499W-0.03	-----
2 小型トラック類	LN	3.60	1.35	12.4	2	0.231W+0.76	0.769W-0.76	-----
3 中型トラック類	LN	6.20	2.50	13.1	2	0.182W+1.36	0.818W-1.38	-----
4 大型トラック類	LN	17.00	6.30	10.3	3	0.109W+3.22	0.891W-3.22	-----
5 大型ダンプ、ミキサ類	LN	20.00	9.80	3.0	3	0.081W+3.60	0.919W-3.60	-----
6 タンクローリー類	LN	16.00	7.00	1.7	2	0.107W+3.01	0.893W-3.01	-----
7 セミトレーラー類	LN	30.00	12.00	3.4	4	0.024W+4.19	0.360W+0.70	0.616W-4.89
8 大型バス類	LN	13.80	2.40	1.0	2	0.376W-0.464	0.624W+0.464	-----

(測定時間：24時間，車線数：1車線)

(3) 一般道路（地方道）を代表するモデル

このモデルは、大阪大学により滋賀県比良川橋で測定された調査結果⁴⁾を基にしたもので、表-5に示す。

表-5 一般道路（地方道）形荷重列モデル（車種数=7、比良川での大阪大学による測定値）

車種分類	総重量特性値			混入率 (%)	軸 数	軸 重 比 算 定 式		
	分布形	μ (tf)	σ (tf)			第1群	第2群	第3群
1 乗用車類	N	1.00	0.00	91.60	2	0.500	0.500	-----
2 2軸トラック	LN	11.38	9.48	3.61	2	-0.01084W+0.424	0.01084W+0.576	-----
3 3軸トラック (前タンデム)	LN	14.28	4.89	1.18	3	-0.00305W+0.551	0.00305W+0.449	-----
4 3軸トラック (後タンデム)	LN	21.29	6.80	2.95	3	-0.008W+0.393	0.008W+0.607	-----
5 4軸トラック (前タンデム)	LN	17.32	4.69	0.14	4	-0.01058W+0.615	-0.00132W+0.303	0.01190W+0.082
6 4軸トレーラ	LN	32.89	9.24	0.37	4	-0.00263W+0.263	-0.00127W+0.356	0.00390W+0.381
7 5軸トレーラ	LN	44.93	11.32	0.15	5	-0.00192W+0.199	-0.00096W+0.435	0.00288W+0.366

(測定時間：24時間，車線数：1車線)

なお、上記の表-3～表-5において、 μ は平均値を、 σ は標準偏差を示し、Nは正規分布、LNは対数正規分布、EXPは指数分布を示す。また、Wは車両総重量を示す。

車両の走行モデルとしては、自由走行時と渋滞時が想定できる。前者は、衝撃作用を伴う車間距離の大きい走行モデルであり、後者は反対に衝撃作用がなく車間距離の小さい走行モデルである。両者のいずれが橋梁に不利な載荷状態であるかは、その橋梁の支間長に関係して変動し、一般に支間が長くなると渋滞モデルの方が不利であるとされているが、その限界支間長は明確でない。同様な幅員構成の橋梁に対するシミュレーションの検討結果⁵⁾によれば、25m程度の支間長でも渋滞時の応答値が大きくなっていることから、ここでは渋滞時の走行モデルを採用することにした。

渋滞モデルとしては、以下の2種類を考慮した。

- ①通常渋滞； 朝夕の始・終業時間帯に発生する日常的な渋滞であり、平均的な車両混入率を用いる。ここでは、1日2回必ず渋滞が発生するものとする。既往の調査結果⁶⁾から、時速5km/h程度を想定し、車間距離は5.0mの一定値とする。
- ②突発渋滞； 一般に、夜間に行われる補修作業や事故などによって生じる突発渋滞は、通常渋滞に比べて大型車混入率が高くなるものと考えられる。このような突発渋滞に関する混入率などのデータは明かではないが、文献⁶⁾では大型車混入率の合計が60%程度、車間距離は時速2km/h程度を想定して2.5mとしている。そこで、本シミュレーションにおいても、表-3～表-5に示した各データのうち、大型車混入率の合計が60%となるように、各車種の混入率を比例配分して活荷重モデルを設定した。

3.2 シミュレーションの概要と結果

(1) シミュレーションの概要

従来のシミュレーション解析では、各車両を1個の集中荷重や等分布荷重に置換して載荷する方法が多用されているが、ここで用いた載荷プログラムでは、個々の輪荷重を集中荷重にモデル化し、応答値を計算した。なお、左右輪荷重間の重量の不均等は考慮していない。

モデル橋梁の影響面は、格子解析によって求めている。輪荷重が格子格点間に位置する場合の影響値は、線形補間により求めている。対象とする応答値は、曲げモーメント、せん断力、および、ねじりモーメントである。

実際の載荷計算は以下の手順で行った。

- ①渋滞長を想定し、これに含まれる車両台数を設定して1渋滞ブロックとする。
- ②1渋滞ブロックに相当する台数の車両列から最大重量車両を抽出し、その最大軸重位置を着目載荷点に一致させる。
- ③抽出した最大重量車両以外の車両を、橋梁区間に所定の車間距離を保ちながら配置する。
- ④橋梁上のすべての車両について影響面縦距を求め、合計応答値を算定する。

(2) シミュレーションの結果

求める応答値は、曲げモーメント、せん断力、および、ねじりモーメントである。一般に、これらの断面力が最大あるいは最小になる荷重の位置は同一ではない。しかしながら、それぞれの断面力が最大あるいは最小となるような荷重載荷の組合わせをすべて求めるためには、多くの計算時間を要する。また、支間長に比べてモデル橋梁の幅員が小さいため、全せん断応力に占めるねじりによるせん断応力の比率が5%以下であること、また、端支点断面を除き、等価応力 $(\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2})$ を算定する際のせん断応力の影響は4%以下であることを考慮し、せん断応力が断面の安全性照査に及ぼす影響が小さいと考えられるので、各着目点で支配的と考えられる断面力が最大となるように荷重を載荷した。すなわち、端支点ではせん断力の絶対値が最大となる荷重状態で、せん断力とねじりモーメントとを求め、これ以外の着目点では曲げモーメントの絶対値が最大となる荷重状態で、曲げモーメント、せん断力、およびねじりモーメントを求めた。

全着目点に対するシミュレーション結果を極値Ⅰ型分布にあてはめ、使用限界状態に対応する特性値を年最大値分布の5%超過確率に対応する値とし、終局限界状態に対応する特性値を2年間最大値分布の0.4%超過確率に相当する値(再現期間500年)として、通常渋滞、および突発渋滞の走行モデルを用いたシミュレーションにより求めた。

1) 支間長の変化に伴う応答値の変動

現行の道路橋示方書では、支間80m以上の橋梁に対して、その設計活荷重を低減している。これは、支間長が大きくなるにつれて軽車両の混在する確率が増加することを考慮したものと考えられる。

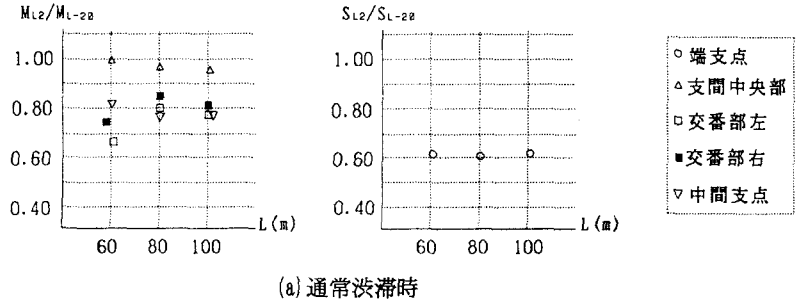
図-3は、3つの荷重列モデルの中で最も大きな断面力を与えた一般国道データによるシミュレーション解析結果の年最大期待値と、L-20による設計断面力とを比較したものである。また、図-4は、500年再現期待

値を同様にして比較したものである。

図中の記号で、 L はモデル橋梁の支間長を、そして M_L は曲げモーメント、 S_L はせん断力の特性値を示す。また、 M_L および S_L に付した添数字で、2 は一般国道、20 は L-20 を示す。

通常渋滞時の年最大期待値、および 500 年再現期待値において、端支点のせん断力は、それぞれ設計断面力の約 60%，および約 80% 程度となっており、支間長の変化に伴う断面力比の変動は少ないことがわかる。突発渋滞の場合、支間長の増加に伴って断面力比の値が増加しているのは、大型車混入率が高いことから生じる、大型車の連行が原因と思われる。

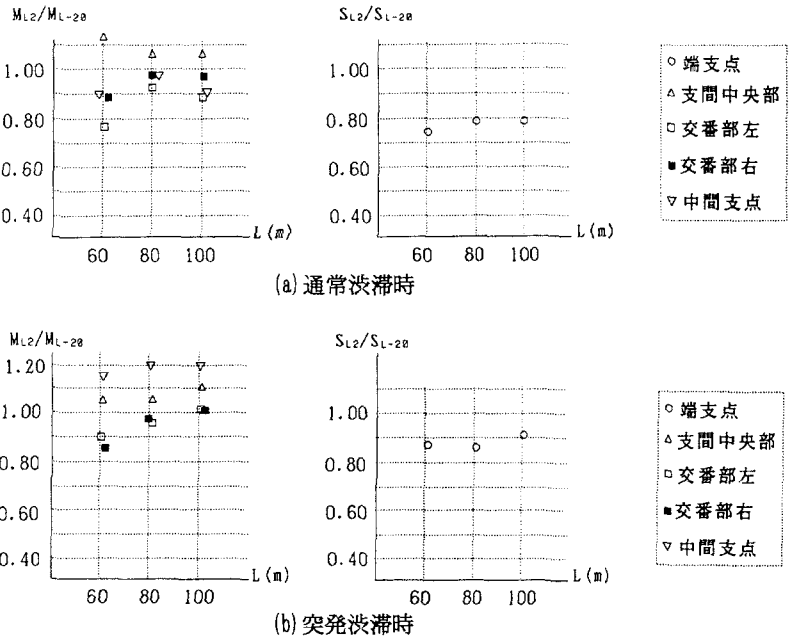
一方、支間中央部の曲げモーメントの年最大期待値は、通常渋滞時に、設計断面力の 90～100% と設計断面力以下となっているのに対し、500 年再現期待値は 113～122% と設計断面力を超えていることがわかる。また、通常渋滞時では、支間長の増加に伴って断面力比がやや減少しているが、突発渋滞では、端支点せん断力の場合と同様に、支間長の増加に伴って増加傾向を示している。中間支点の曲げモーメントの年最大期待値は、通常渋滞ではやや小さく設計断面力の 80% 前後であるが、突発渋滞では、 $L=60\text{m}$ の場合、ほぼ設計断面力に等しくなっている。こ



(a) 通常渋滞時

(b) 突発渋滞時

図-3 年最大期待値と設計断面力との比較



(a) 通常渋滞時

(b) 突発渋滞時

図-4 500年再現期待値と設計断面力との比較

れに対し、交番部の曲げモーメントの年最大期待値は、支間長が 60m の場合さらに小さく、 $L=80\text{m}$ および

100mでは、設計断面力の80%程度となっている。

2) 走行モデルについて

ここでは、シミュレーション解析の走行モデルとして、通常渋滞と突発渋滞の2種類を用いた。通常渋滞の交通特性については、実測調査が比較的容易であることから調査結果も多い。一方、突発渋滞に関する調査結果については、ほとんど見あたらないのが現状である。そのため、本シミュレーションでは、文献⁶⁾に準拠して、夜間の事故や橋梁の補修などを想定し、夜間の大型車混入率60%を交通モデルに採用したが、実状については不明な点が多い。また、突発渋滞の生起確率についても、路線の特性、橋梁の線形、建設年次などによって大きく変動することが推測される。これらについては、今後の調査研究に期待したい。

4. 鋼箱桁の終局限界状態および使用限界状態の照査法

4.1 終局限界状態の照査法

以下に、等曲げを受ける鋼箱桁の場合と、曲げ・せん断・ねじりの組合せ断面力を受ける鋼箱桁の極限強度の照査法を述べる。なお、鋼箱桁の支点上ダイヤフラムなどの極限強度照査法についても明らかにする必要があるが今後の問題としたい。

(1) 等曲げを受ける鋼箱桁の極限強度

鋼箱桁の照査対象区間（着目断面を含むダイヤフラム間をいう）の両端に等しい曲げモーメントが作用する場合には、鋼箱桁は直交補剛フランジの圧縮座屈、あるいは直交補剛腹板の曲げ座屈によって座屈崩壊する。そして、その極限強度は、直交補剛フランジの極限圧縮強度と直交補剛腹板の極限曲げ強度を別個に求め、それらを用いて以下に述べる方法から算定する。すなわち、直交補剛圧縮フランジの極限強度を1本の縦補剛材と縦補剛材間より狭い有効幅部分の板パネルからなる柱の極限強度から求め、それから直交補剛フランジの有効幅を算定する。また、直交補剛腹板の極限曲げ強度を直交異方性板理論を用いて求め、それから直交補剛腹板の有効板厚を求める。直交補剛フランジの有効幅と直交補剛腹板の有効板厚とを用い、縮小されたフランジ幅と腹板厚で構成された鋼箱桁の有効断面を用いて鋼箱桁の極限曲げ強度を算定する。以上に示した鋼箱桁の極限曲げ強度の算定手順をフロー・チャートで示すと、図-5 のようになる。

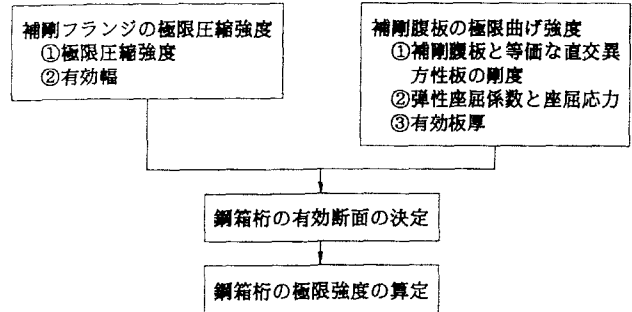


図-5 鋼箱桁の極限曲げ強度算定手順

(2) 曲げ・せん断・ねじりを同時に受ける鋼箱桁の極限強度

鋼箱桁が、照査対象区間の両端で大きさの異なる曲げモーメントとそれにつり合うせん断力、およびねじりモーメントとを同時に受ける場合、その極限強度は、両端に等しい曲げモーメントを受ける鋼箱桁の極限強度 M_{ult} と、せん断力のみを受ける直交補剛腹板の極限せん断強度 S_{ult} をそれぞれ別個に求め、三上が組み合わせ断面力を受けるプレートガーダの極限強度を算定する際に用いた次の極限強度相関式⁷⁾を準用して求められる。すなわち、

$$\nu_{INT} \sqrt[4]{\left(\frac{M}{M_{ult}}\right)^4 + \left(\frac{S+S_t}{S_{ult}}\right)^4} \leq 1 \quad (1)$$

ここに、 ν_{INT} は安全率、 M は照査対象区間の両端に作用する曲げモーメントのうち大きい側の曲げモーメント、 S と S_t は、それぞれ両端で大きさの異なる曲げモーメントにつり合うせん断力、および、ねじりモ

ーメントによるせん断力を示す。

(3) 直交補剛圧縮フランジの極限強度

鋼箱桁が桁軸方向に変化する曲げモーメントとそれにつり合うせん断力とを受ける場合の直交補剛フランジの極限強度の算定法としては、Dwight-Little⁸⁾の純圧縮を受ける板パネルの極限強度から算定する方法、三上⁹⁾の直交異方性板による解析結果から導かれた簡易算定式による方法等がある。

しかし、縦横に補剛されたフランジが大きさの異なる圧縮力とそれにつり合うせん断力を受け、しかも、初期たわみや溶接接合に伴う残留応力などの初期不整が存在する場合には、その極限強度特性は十分に明らかでない。したがってここでは、圧縮力とせん断力の組合せ応力を受ける直交補剛フランジの極限強度を算定するにあたって、大きい側の圧縮力が両端辺に等しく作用する直交補剛フランジにモデル化する。ただし、せん断力による強度低下の影響は、作用せん断応力度 τ により降伏点 σ_{yf} を低減し、みかけの降伏点 σ_y^* を導入することにより考慮した。すなわち、

$$\sigma_y^* = \sqrt{\sigma_{yf}^2 - 3\tau^2} \quad (2)$$

組合せ応力を受ける直交補剛フランジを上述のようにモデル化して取り扱えば、両端辺に等しい圧縮力を受ける直交補剛フランジに置き換えることができる。縦横に補剛されたフランジの極限圧縮強度を算定する方法としては、①直交補剛板の座屈理論に基づく方法、②直交補剛板をそれと等価な直交異方性板に置換し、その理論に基づく方法、③直交補剛板をそれと等価な柱モデルに置換する方法が考えられる。ここでは北田^{10,11)}によって提案された③の柱モデルによる算定方法を採用し、直交補剛フランジの極限圧縮強度を算定することとした。

(4) 直交補剛腹板の極限強度

曲げ・せん断・ねじりを受ける鋼箱桁の直交補剛腹板の極限強度は、腹板の端辺に大きさの異なる曲げモーメントとそれにつり合うせん断力、およびねじりによるせん断応力とが作用するものとして求めるのが本来であるが、参考にするべき研究がみあたらない。したがって、ここでは、大きい側の曲げモーメントが両端辺に等しく作用するものとし、曲げモーメントのみが作用する直交補剛腹板の極限曲げ強度と、せん断力のみが作用する直交補剛腹板の極限せん断強度とを別個に求め、それらを鋼箱桁の極限強度の強度相関式に代入し、組合せ断面力を受ける鋼箱桁の極限強度とする。なお、ねじりモーメントによるせん断力は、左右の直交補剛腹板で、その符号が異なる。それゆえ、せん断力の大きい直交補剛腹板に対して曲げとせん断の極限強度を求め、組合せ断面力が作用する場合の鋼箱桁の極限強度を算定する。

(a) 照査対象区間の端辺に等しい曲げモーメントが作用する直交補剛腹板の極限強度

a) 単一パネルの崩壊

縦横の補剛材で囲まれた板パネルに生じる曲げ・圧縮座屈、曲げ座屈、あるいは曲げ・引張座屈などの現象は鋼箱桁の極限強度に何らかの影響を及ぼすことは容易に想像できる。しかしここでは、これら板パネルの局部座屈が直交補剛腹板、あるいは鋼箱桁の崩壊に直接的には結びつかないものと考え、これらの座屈が直交補剛腹板の極限強度に影響しないものと仮定し、板パネルの極限強度は考えないこととした。

この仮定については、今後実験結果との比較や弾塑性有限変位解析などによる検討が必要と思われる。

b) 部分および全体パネルの曲げ座屈崩壊

剛な垂直補剛材と上下フランジで囲まれ、水平補剛材で補剛された腹板、すなわち部分パネル、あるいはダイヤフラムと上下フランジで囲まれ、柔な垂直補剛材と水平補剛材で補剛された腹板、すなわち全体パネルは、それらと等価な直交異方性板に置換され、その極限曲げ座屈強度から直交補剛腹板の極限強度を求めることにする。すなわち、部分あるいは全体パネルの極限曲げ強度は、直交異方性板の弾性曲げ座屈応力²⁾度 $\sigma_{crw,b}$ に対する座屈パラメータ λ を用い直交補剛腹板の終局強度算定式から求めることができる。しかし、今日まで鋼箱桁の直交補剛腹板を対象とした弾塑性有限変位解析は極めて高度な問題だけにあまりなさ

れておらず有効な強度評価式は提案されていない。また箱桁腹板が受け持つ曲げ耐力は箱桁全体の耐力の数%であり耐力方式の誤差は実用上それほど重要とはならない。そこで、とりあえず奈良・津田・福本¹²⁾によって提案された無補剛板の極限強度算定式を用いることにした。さらに、有効腹板厚 t_{we} を有する腹板の最大曲げ応力度が降伏点に達した場合に腹板が崩壊するものとするれば、上述の極限強度式は腹板の有効板厚を求める式とすることができる。

すなわち有効腹板厚を t_{we} とすれば、

$$\left. \begin{array}{ll} \lambda \leq 1.21 & : \quad \frac{t_{we}}{t_w} = 1 \\ 1.21 < \lambda & : \quad \frac{t_{we}}{t_w} = \left(\frac{1.21}{\lambda} \right)^{0.42} \end{array} \right\} \quad (3) \quad a, b$$

ここに、 t_w は実際の腹板厚を示し、 λ は座屈パラメータで、 $\lambda = \sqrt{\sigma_{yw} / \sigma_{crw, b}}$ で与えられる。 σ_{yw} は腹板の降伏点である。

この有効板厚を用い、箱桁の有効断面に対する断面力を求めればよい。なお、試算の結果、道路橋示方書で定められている腹板の幅厚比規定を守れば、 $t_{we} = t_w$ となることがわかった。

(b) 直交補剛腹板にせん断力が作用する場合の極限強度

a) 単一パネルの崩壊

単一パネルが局部座屈した後、腹板には斜張力場が形成されるので、直ちに鋼箱桁が崩壊するとは考えられない。そこで、ここでは板パネルの局部せん断座屈の算定は行わず、部分パネルと全体パネルの崩壊に対する限界状態の強度を求める。

b) 部分および全体パネルの崩壊

せん断力を受ける直交補剛腹板の部分パネル、および全体パネルの極限せん断応力度 τ_{ult} には、三上⁷⁾によって提案されたプレートガーダーの極限強度の算定式を準用する。すなわちこの手法はFHWA¹³⁾ の極限せん断強度式を直線化したもので次式で与えられる。

$$\left. \begin{array}{ll} \lambda \leq 0.6 & : \quad \frac{\tau_{ult}}{\tau_{yw}} = 1 \\ 0.6 < \lambda \leq \sqrt{2} & : \quad \frac{\tau_{ult}}{\tau_{yw}} = 1 - 0.614 (\lambda - 0.6) \\ \lambda > \sqrt{2} & : \quad \frac{\tau_{ult}}{\tau_{yw}} = \frac{1}{\lambda^2} \end{array} \right\} \quad (4) \quad a, b, c$$

ここに、

λ : 座屈パラメータ [$\lambda = \sqrt{\tau_{yw} / \tau_{cr}^0}$]

τ_{yw} : 腹板の降伏せん断応力度 [$\tau_{yw} = \sigma_{yw} / \sqrt{3}$]

τ_{cr}^0 : 直交補剛腹板の弾性せん断座屈応力度²⁾

4.2 使用限界状態の照査法

鋼箱桁の使用限界状態としては、シヤーラグによる局部降伏、大きな活荷重たわみの発生、および過度の振動の発生等が考えられるが、ここでは、降伏に対する照査のみを対象とした。すなわち、曲げモーメント、せん断力、および、ねじりモーメントを受ける鋼箱桁の降伏に対する照査は、補剛フランジの有効幅を考慮した断面より求められる垂直応力度を用いて、次式により行えばよい。

$$\phi_{RSP} = \frac{1}{\nu_{RSP}} \geq \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}}{\sigma_y} \quad (5)$$

ここに、

ϕ_{RSP} : 使用限界指標と名付ける (降伏に対する安全度を表す1つの指標)。

σ_y : 鋼材の降伏点

ν_{RSP} : 降伏に対する安全係数

σ : 箱桁断面に作用する垂直応力度 [$\sigma = \sigma_b + \sigma_w$]

σ_b : シヤーラグの影響を考慮した曲げによる垂直応力度

σ_w : そりねじりによる垂直応力度 [$\sigma_w = (H/K) \Delta T$]

H: 桁高 (フランジ中心線間距離)

K: 箱断面の純ねじり定数

ΔT : 着目断面における、ねじりモーメントのステップ量

τ : 箱桁断面に作用するせん断応力度 [$\tau = \tau_b + \tau_t$]

τ_b : 曲げに伴うせん断応力度

τ_t : ねじりによるせん断応力度

4.3 終局限界状態の照査法の実験結果による検証

鋼箱桁を対象とした耐荷力に関する実験的研究は、プレートガーダーの研究に比べて極めて少なく、三上・堂垣ら¹⁴⁾、丹羽・渡邊ら¹⁵⁾、および Dowlingら他¹⁶⁾などの他にもあるが、実験データの明らかな文献^{14), 15), 16)}を用いることにする。ここでは、これらの実験結果と、4.1の照査式による結果との比較を行うため、曲げとせん断の相関を考慮した安全係数 ν_{INT} を次式から求める。

$$\phi_{INT}^* = \frac{1}{\nu_{INT}} = \sqrt[4]{\left(\frac{M}{M_{ult}}\right)^4 + \left(\frac{S^*}{S_{ult}}\right)^4} \quad (6)$$

ここに、

ϕ_{INT}^* : 終局限界指標と名付ける (終局状態に対する安全度を表す1つの指標)。

M: 作用曲げモーメント

M_{ult} : 極限曲げモーメント

S^* : 腹板に作用するせん断力 [$S^* = B_w t_w (\tau_{smax} + \tau_t)$]

B_w : 腹板幅

τ_{smax} : 曲げに伴うせん断力により腹板に生じるせん断応力度の最大値

S_{ult} : 腹板の極限せん断力

上式に、文献 14), 15), および 16) の実験結果より与えられる崩壊時の作用曲げモーメント、およびせん断力を代入し、実験桁に対する ϕ_{INT}^* を計算すれば、表-6のとおりとなる。

表-6より、 ϕ_{INT}^* の値は、ほぼ 1.2~1.4 の間に分布しており、照査式は鋼箱桁の極限強度を若干安全側に推定している。なお、 ϕ_{INT}^* が 1.0 を若干超えた要因としては、①作用曲げモーメントの縦方向の変化を無視し、大きい側の曲げモーメントが照査対象区間の両端断面に作用するものとして極限曲げモーメントを求めたこと、および、②4.1で示した照査法は、公称降伏点を用いる場合にしか適用できないこと、実験結果では実測降伏点が不明の場合が多く鋼材の降伏点に公称値を使用したこと等によるものと考えられる。また、極限強度の実験値と理論値の比、 M/M_{ult} 、および S^*/S_{ult} を、それぞれ横軸、および縦軸にとり、相関曲線とともに図示すると図-6のとおりとなる。

表-6 実験結果の終局限界指標 ϕ_{INT}^*

試験種別	供試体 名称	理論値		実験値		ϕ_{INT}^*	文献 番号
		M_{ult} (tfm)	S_{ult} (tf)	M (tfm)	S^* (tf)		
純曲げ	6-1	648.4	127.5	816.0	0.0	1.258	14)
純曲げ	6-3	648.4	127.5	912.0	0.0	1.406	14)
曲げ・せん断	6-9	614.5	127.5	737.8	117.9	1.295	14)
曲げ・せん断	6-11	612.7	127.5	756.5	120.9	1.330	14)
曲げ・せん断	A	588.9	127.5	596.0	124.6	1.183	15)
曲げ・せん断	B	588.9	127.5	596.0	124.6	1.183	15)
曲げ・せん断	C	582.0	127.5	647.0	135.4	1.294	15)
曲げ・せん断	D	587.7	127.5	791.0	126.5	1.436	15)
曲げ・せん断	E	587.0	127.5	797.0	127.6	1.448	15)
曲げ・せん断	NO.1	126.9	43.1	151.2	34.2	1.247	16)
純曲げ	NO.2	123.0	43.1	154.8	34.5	1.308	16)
曲げ・せん断	NO.3	164.0	63.3	226.8	52.3	1.425	16)
純曲げ	NO.4	165.6	63.3	222.0	50.4	1.380	16)
曲げ・せん断	NO.6	248.8	57.4	297.6	67.4	1.409	16)
純曲げ	NO.8	105.9	37.3	133.2	40.1	1.400	16)

注) 表中の S_{ult} および S^* の値は、腹板1枚が分担するせん断力の換算値を示す。

5. モデル橋の終局限界状態および使用限界状態に対する実安全率

ここでは、前に示した鋼箱桁橋の終局限界状態、および使用限界状態に対する照査法を用いて、現行の道路橋示方書によって設計されたモデル橋に、活荷重シミュレーションにより得られた応答値を適用して、現状の交通荷重下における鋼箱桁橋の安全性を評価する。評価に使用した活荷重応答値としては、終局限界状態に対しては、各着目点における2年間の最大値分布を用いて求めた500年再現期待値、使用限界状態に対しては、年最大値分布の5%周辺値とした。また、荷重モデルとしては、交通特性の異なる都市高速道路、一般国道、および一般道路のそれぞれの荷重列モデルに対し、通常渋滞と突発渋滞の2種類を考慮した。

5.1 終局限界状態に対する実安全率

終局限界状態に対する安全性を評価するための荷重は、使用期間中の最大応答を与えるものでなければならない。ここでは、以下に示す方法を用いて、この最大応答を与える活荷重を評価した。すなわち、曲げモーメントが支配的となる各着目点に対しては、2年間のシミュレーションにより求められた曲げモーメント

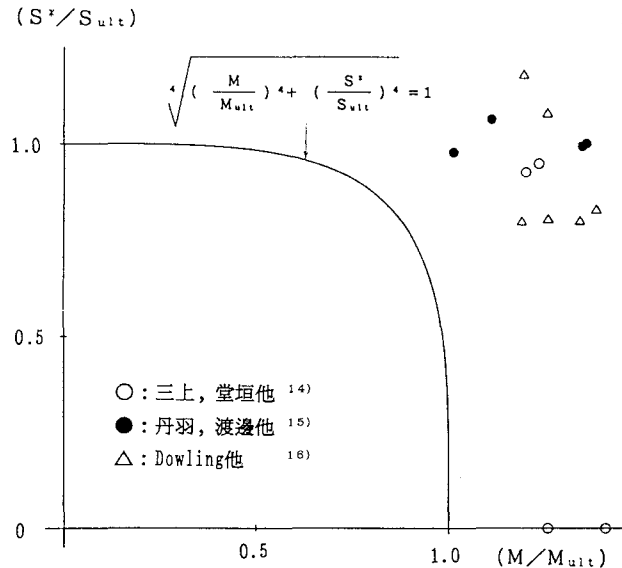


図-6 実験値と曲げ・せん断強度の極限相関曲線との比較

の 500 年再現期待値と、それに対応するせん断力、およびねじりモーメントの組合せを 50 組計算し、このそれぞれに対し死荷重応答を考慮して、式 (6) より曲げとせん断の相関を考慮した極限強度に対する安全係数 ν_{INT} の逆数として定義される終局限界指標 ϕ_{INT} の分布を求めた。また、せん断力が支配的となる端支点上では、せん断力の最大値とそれに対応するねじりモーメントとの組合せより、同様に ϕ_{INT} の分布を求めた。これらの分布は、都市高速道路、一般国道、および一般道路の 3 種類の荷重モデルと、支間長 60m, 80m, および 100m の 3 種類のモデル橋のそれぞれに対し求められ、各着目点に対し、合計 9 組のデータが得られた。なお、着目した断面位置は、せん断力が支配的となる端支点、曲げが支配的となる支間中央、曲げとせん断が共存する中間支点、および活荷重の影響が大きくなる交番応力部とした。

このようにして求めた作用断面力を極限曲げモーメント、および極限せん断力で無次元化し、通常渋滞と突発渋滞のそれぞれについて相関図上に、実験結果と共に、プロットしたのが図-7である。

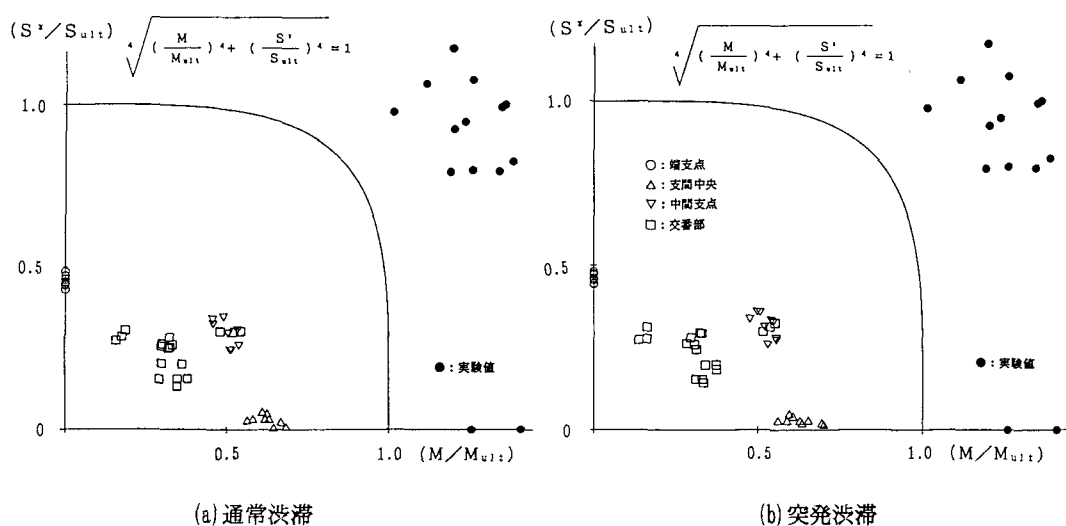


図-7 シミュレーション結果と極限曲げ・せん断強度の相関曲線

図-7より、曲げ・せん断に対する終局限界指標 ϕ_{INT} は、曲げが支配的となる支間中央部で最も大きくなり、通常渋滞の場合 0.57~0.68 (安全率で $\nu_{INT} \doteq 1.75 \sim 1.47$)、突発渋滞の場合 0.56~0.70 ($\nu_{INT} \doteq 1.78 \sim 1.43$) の値となった。中間支点部で、これらの値は、支間中央部に比して若干小さくなるが、ばらつきも小さくなり、通常渋滞の場合 0.50~0.55 ($\nu_{INT} \doteq 2.0 \sim 1.82$)、突発渋滞の場合 0.51~0.57 ($\nu_{INT} \doteq 1.96 \sim 1.75$) となった。中間支点部の極限強度に対する安全係数が、支間中央部に比して大きくなるのは、現行道路橋示方書の設計法では局部的な降伏に対して断面が決定されるため、シャーラグの影響が大きい中間支点上では、極限強度に対しては、安全側の設計となっているためと考えられる。

活荷重の影響の大きい交番応力部では、この部分のフランジ断面が、道路橋示方書の最低板厚規定により決定されているため、曲げ・せん断に対する終局限界指標は一般に小さいが、ばらつきは大きく、大きいものでは中間支点の値とほぼ等しいものもある。

曲げモーメントが作用しない端支点上では、 ϕ_{INT} がほぼ 0.5 程度と小さく、ばらつきも少ない。これは、3.2 (2) で示したように、シミュレーションによる作用せん断力が設計せん断力よりも小さいためと考えられる。

また、突発渋滞と通常渋滞を比較すると、 ϕ_{INT} の値は、いずれの断面においてもほぼ同様な傾向を示す

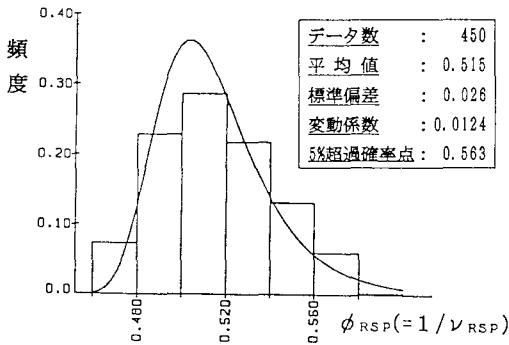
が、絶対値として突発渋滞の場合がやや大きめの値を示すことが分かる。

さらに、実験結果に対する終局限界指標 ϕ_{INT} の最小値 1.183 と活荷重の 500 年再現期待値に対する最大の $\phi_{INT}=0.68$ を比較することによって、道路橋示方書で設計された鋼箱桁断面は、最低でも 1.74 の実安全率を有しており、道路橋示方書で期待する安全率 1.7 が確保されていることがわかる。

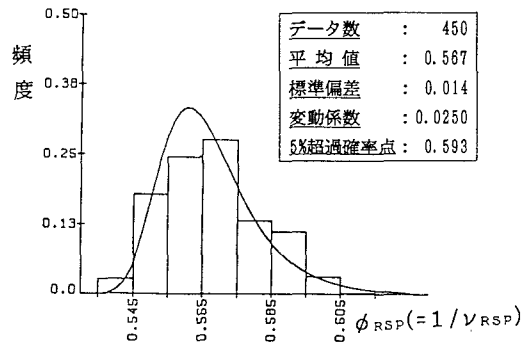
5.2 使用限界状態に対する安全率

ここでは、使用限界状態として降伏のみを取扱うこととする。降伏に対する安全性の評価には、活荷重シミュレーションより求めた着目点の年最大曲げモーメントとそれに対応するせん断力、およびねじりモーメントの組合せ 50 組に、死荷重による断面力を加え、降伏に対する安全性の照査式 (5) により、着目点毎に 50 組の、降伏に対する安全係数 ν_{RSP} を計算した。

この計算を、都市高速道路、一般国道、および一般道路の 3 種類の荷重モデルと、支間 60m, 80m, および 100m の 3 種類のモデル橋に対し実施し、合計 450 個の安全係数 ν_{RSP} のデータを得た。着目点としては、曲げ応力が支配的となる支間中央、およびシャーラグの影響の大きい中間支点位置を選び、通常渋滞と突発渋滞のそれぞれについて、終局限界状態の場合と同様に、上記の降伏限界指標 $\phi_{RSP}(=1/\nu_{RSP})$ の分布を求めた。これによって得られた頻度分布図を、図-8 に示す。

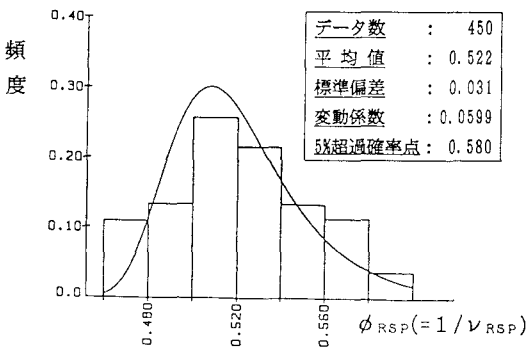


(a) 支間中央断面

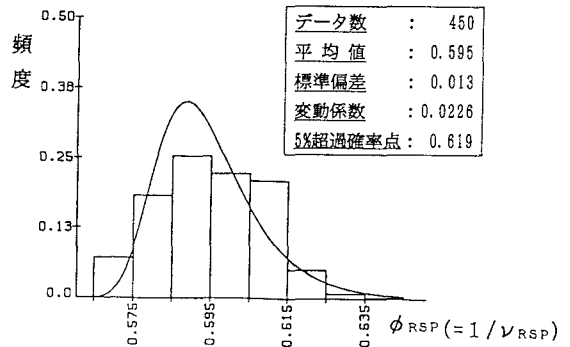


(b) 中間支点断面

(a) 通常渋滞



(a) 支間中央断面



(b) 中間支点断面

(b) 突発渋滞

図-8 降伏限界指標 ϕ_{RSP} ($1/\nu_{RSP}$) の分布

図-8より、降伏に対する安全係数は、平均値に対して、通常渋滞、突発渋滞とも支間中央でおおむね1.93 ($\phi_{RSP} \approx 0.52$) 程度であり、中間支点上で 1.76~1.68 ($\phi_{RSP} \approx 0.57 \sim 0.60$) 程度となっている。また、超過確率5%に対応する安全係数は、通常渋滞に対して支間中央で 1.78、中間支点上で1.69、突発渋滞に対して支間中央で1.72、中間支点上で 1.62 となった。安全係数が支間中央に比べて中間支点上で小さくなるのは、現行示方書では、曲げとせん断の合成応力に対する許容応力度を1割高く設定しているため、大きなせん断力が作用する中間支点上では、断面が小さいめに設計されるためである。

いずれにしても、これらの安全係数は、道路橋示方書で設定した 1.7程度であり、現行示方書のL荷重がモデル橋の活荷重特性とよく一致していることが分かる。また、使用限界状態の照査に用いる荷重としては、年最大荷重の期待値程度とするのが妥当と考えられる。

6. まとめ

道路橋示方書により試設計した支間長が、60m, 80m, および 100m で、2車線の車道部を有する2径間連続非合成箱桁橋を用いて、モンテカルロ法により作用断面力を求めるとともに、曲げ、せん断、および、ねじりが作用する箱形断面の極限強度、および降伏強度の算定法を新たに提案し、上記橋梁の終局限界状態、および使用限界状態に対する実安全率について検討を加えた。本研究によって得られた主な成果をまとめると以下のようである。

- ①通常渋滞時（一般国道データ）の年最大期待値、および 500年再現期待値において、端支点の作用せん断力は、それぞれ L-20 荷重による設計断面力の約 60%、および約 80%となり、支間長の変化に伴う断面力比（設計断面力との比）の変動は少なかった。
- ②同じく、上記の2つの期待値において、支間中央部の作用曲げモーメントは、それぞれ設計断面力の90~100%、および113~122%となり、年最大期待値は設計曲げモーメント以下となったが、500年再現期待値はそれを超えることがわかった。また、断面力比の支間長の変化に伴う変動は、少なかった。
- ③同じく、上記の2つの期待値において、中間支点での作用曲げモーメントは、それぞれ設計断面力の約 80%、および 90~100%であった。
- ④シミュレーション解析では、通常渋滞と突発渋滞の2種類の走行モデルを用いた。突発渋滞により断面が決まる場合もあるので、今後は突発渋滞に関する調査データを収集する必要がある。
- ⑤ここで提案した計算法による極限強度で無次元化した 15 個の実験強度に対する終局限界指標 ϕ_{INT}^* は、1.2~1.4の範囲に分布し、本極限強度計算法の妥当性がある程度示された。今後は本極限強度計算法について、弾塑性有限変位解析を行うなどの種々の観点から、その妥当性について検討することが必要である。
- ⑥計算極限強度で無次元化したシミュレーション解析（通常渋滞）による作用断面力（500年再現期待値）を表す終局限界指標 ϕ_{INT} は、曲げが支配的となる支間中央部で最も大きくなり、0.57~0.68となった。中間支点部では、 $\phi_{INT} = 0.50 \sim 0.55$ となった。
- ⑦実験結果に対する ϕ_{INT}^* の最小値 1.183 と、作用断面力に対する ϕ_{INT} の最大値 0.68 を比較することによって、現行の道路橋示方書で設計された鋼箱桁断面は、最低でも 1.74 (=1.183/0.68) の実安全率を有しており、道路橋示方書で期待する安全率 1.7 が確保されていることがわかった。
- ⑧年最大期待値を用いて評価した降伏に対する実安全率は、通常渋滞の場合、支間中央で1.78、中間支点上で1.69となった。

謝 辞

本研究は、土木学会関西支部・調査研究委員会「鋼橋の終局強度・疲労設計法委員会（平成元年度・2年度）」の委員会活動の一環として行ったものである²⁾。研究に当たって、貴重な意見を賜った本委員会委

員長の福本晴士大阪大学教授、および幹事長の松井繁之同教授をはじめとする委員一同に対して、深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団HDL委員会報告書：阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究，1986年12月。
- 2) 土木学会関西支部，平成3年度講習会テキスト：鋼橋の設計と限界状態 -活荷重と終局・疲労限界-，1991年6月。
- 3) 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2539号，1988年1月。
- 4) 松井繁之・神原康樹：道路橋の限界状態設計法に向けての活荷重に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol. 35A，pp. 419-431，1989年3月。
- 5) 松井繁之・池田秀夫：交通シミュレーションによる合成桁橋の安全性評価，中小スパン橋梁構造における高度技術の開発研究成果報告書，大阪大学工学部土木工学科構造系研究室，1991年3月。
- 6) 阪神高速道路公団HDL委員会報告書：阪神高速道路における活荷重実態調査と荷重評価のための解析，第2編，活荷重分科会報告，1984年3月。
- 7) 土木学会関西支部，共同研究グループ最終報告書：薄板構造の強度と設計に関する調査研究，1989年6月。
- 8) Dwight, J. B., Little, G. H. and Rogers, N. A. : An approach to stiffened steel compression panels, Technical Report No. CUED/C-Struct/TR. 32, Cambridge University, Cambridge, England, 1973.
- 9) Mikami, I. : Orthotropic plate under varying compression, Jour. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 1, pp. 257-261, Jan., 1983.
- 10) 小松定夫・北田俊行：初期不整をもつ補剛された圧縮板の極限強度の実用計算法，土木学会論文報告集，第302号，pp. 1-13，1980年10月。
- 11) 中井博・北田俊行・田井戸米好・福岡悟：縦・横補剛材および縦桁を有する圧縮板の一設計法，構造工学論文集，Vol. 31A，pp. 103-114，1985年3月。
- 12) 奈良敬・津田真・福本 士：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度評価に関する研究，土木学会論文集，No. 392，pp. 259-264，1988年4月。
- 13) Wolchok, R., and Mayrbaurl, R. M. : Proposed design specifications for steel box girder bridges, Report No. FWHA-TS-80-205, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development, Washington, D. C., Jan. 1980.
- 14) Mikami, I., Dogaki, M. and Yonezawa, H. : Ultimate load test on multi-stiffened steel box girders, Technology Report of Kansai Univ., NO. 21, pp. 157-169, Mar., 1980.
- 15) 丹羽義次・渡邊英一・西込昭宏：リブ付箱桁腹板のせん断耐荷力に関する考察，土木学会関西支部年次学術講演会，I-18，1979年6月。
- 16) Dowling, P. J., Chatterjee, S., Frieze, P. A. and Moolani, F. M. : Experimental and predicted collapse behaviour of rectangular steel box girders, Steel Box Girder Bridges, ICE, London, pp. 77-94, 1973.

(1991年9月30日受付)