

(7) 鋼製箱げた橋の耐力の変動性と実交通荷重に対する信頼性

建設省土木研究所 金井道夫

まえがき

近年の重交通の増加にともない、橋梁に作用する活荷重が設計荷重に比べてかなり大きなものとなっていることは、広く認識されている。一、耐力の面でも、鋼製橋梁を構成する薄肉部材の限界状態は、設計時には十分予測できない初期不整(残留応力、初期変形など)により、設計限界状態からかなり変動することが明らかになっている。このようなことから、鋼橋の活荷重に対する信頼性を明らかにし、鋼道路橋設計基準の妥当性を再検討してみる必要がある。

本報告では、以下のプロセスにもとづき、鋼製箱げた上フランジ耐力の活荷重に対する信頼性を試算し、設計基準検討のための資料とするものである。

1. 国道上の活荷重の実態を調査し、設計荷重との対応においてその変動性を明らかにする。
2. 鋼製箱げた上フランジを構成する補剛板の限界状態の変動性を、94の実験結果から、設計限界状態との対応において明らかにする。
3. いくつかの設計基準によって設計された鋼製箱げたの信頼性を、上記1.2.にもとづいて試算し、設計基準の妥当性を検討する。

I. 道路橋の活荷重の解析

(1) T荷重の解析

T荷重は、Fig. 1に示すように車軸1台の荷重であり、影響係数の短い床版や縦げたなどの設計に用いられる。車軸制限令に規定される最大軸重は5tであるが、道路橋示方書では、5t-5tのタンデム軸の影響などを考慮して、T荷重の軸重を8tとしている。

床版や縦げたに作用する活荷重応力は、次のような要因に影響される。

a. 車面の軸重

床版や縦げたは、影響係数が短いため、1台の車面の軸重によって大きな作用を受ける。Table 1は、1975年から1977年にかけて、全国の主要国道上で計測された軸重データであるが、約3%の軸重が車軸制限令の規定に違反しており、これら違反車面が橋梁部材の信頼性に及ぼす影響はきわめて大きい。

b. 車面の諸元

軸重のほかにも、タンデム軸のような車面諸元によって、床版や縦げたの応力は影響を受ける。車軸板、車軸

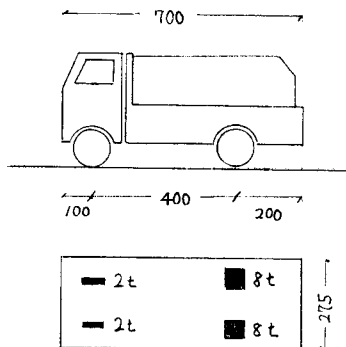


Fig.1 T-LIVE LOAD

Table 1 SUMMARY OF WHEEL LOAD DATA

Weight(tons)	Total Number of Observations	Cumulative Probability
1	1959513	0.7221
2	2260927	0.8332
3	2466385	0.9091
4	2579251	0.9505
5	2640448	0.9731
6	2676613	0.9864
7	2696425	0.9937
8	2706006	0.9972
9	2710482	0.9989
10	2712356	0.9996
12	2713258	0.9999
14	2713521	1.0000
16	2713522	1.0000

間距離、車幅などの車輻諸元についても国直上で調査を行った。

ｃ．衝撃係数

床版などの影響線長の短い部材の衝撃係数は、瞬時に通過する車輻によって生じる部材の動的応答の問題となるため、けたの衝撃係数の問題とは様相が異なる。作用する車輻荷重は、車輻の振動により車輻重量のまわりに変動し、また載荷時間が短いため、動的応答が静的応答より小さい場合も多い。これらの問題については確認実験を行う予定であるが、実橋梁でのいくつかの現場実験の結果によれば、1回の応答については衝撃係数の平均値はほぼ零であり、路面の状態などによりほぼ0.1の標準偏差をもつ。したがって、路面の段差などがない限り、実際の衝撃係数は、(1)式で規定される設計衝撃係数に対して余裕をもつことになる。

$$i = 20 / (50 + l) \quad \text{----- (1)}$$

ｄ．車輻通過位置

車輻は、必ずしも部材にとって最もきびしい位置を通過するわけではなく、車輻の通過位置は、橋軸直角方向に、標準偏差30cm程度変動する。

以上a～dの4つの要因を考慮、次に示す5種類の部材を対象に実交通による応力度をシミュレーションによって求め、T荷重によって生じる応力度と比較した。結果の一例をFig. 2に示す。

単一けた構造 スパン＝5m, 10m (Case 1, Case 2)
 対象とした部材： 外主けた構造 スパン＝5m, 10m (Case 3, Case 4)
 床版 スパン＝2.5m (Case 5)

図に示されるように、シミュレーション結果を正規分布で代表させることが最も適切である。シミュレーション結果に対して(2)式に示される極値分布を用いて、50年の供用期間における最大応力度を求め、さらに、2次モーメント法にもとづく(3)式によって50年の供用期間内の最大活荷重に對する荷重係数を求めた結果をTable 2に示す。ただし、荷重係数は $\beta=3$ に對する値である。

$$f_x(x) = a \cdot \exp(-a(x-u)) - \exp(-a(x-u)) \quad \text{----- (2)}$$

$$x_L = \frac{L}{L_*} \cdot \exp(0.75 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot V_L) \quad \text{----- (3)}$$

Table 2に示されるように、供用期間最大の活荷重に対して安全に設計するためには、T荷重に對しては2.0を越える大きな荷重係数を必要とする。

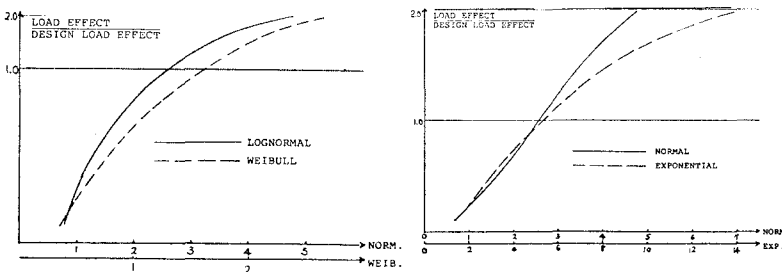


Fig.2 SIMULATED LIVE LOAD (SLAB WITH 2.5 METER SPAN)

Table 2 LIVE LOAD FACTORS (SLABS, STRINGERS)

DAILY Traffic	100	1000	10000
CASE 1	2.20	2.36	2.51
CASE 2	2.57	2.75	2.93
CASE 3	2.04	2.19	2.34
CASE 4	2.38	2.56	2.72
CASE 5	2.38	2.55	2.70

(2) し荷重の解析

影響線長の大きい主げたなどの部材は、T荷重が連行した状態をモデル化したし荷重によって設計される。橋員が狭い橋については、し荷重は次のように定式化できる。

集中荷重(1カ所) 5000 kg/m

等分布荷重

350 kg/m²

$l \leq 80m$

430 - l kg/m²

$80m < l \leq 130m$

300 kg/m²

$130m < l$

これに対し、実際に主げたに大きな応力を生じさせる交通状態として、次の2つが考えられる。

- 完全渋滞の状態であり、各車輛は1m程度の距離をおいて停止している。この場合、衝撃は生じない。
- 各車輛が途切れずに低速で走行している状態。この場合、車間距離は数m～十数mであり、衝撃を考慮する必要がある。

従来の研究により、aの状態がより大きな応力を生じさせることが判明しているため、ここでもaの状態のみについて考える。また、主げたに大きな作用を及ぼすのは、夜間通行する連続した大型車であり、ここでは夜間の国道上のデータにもとづいて交通荷重の実態を明らかにする。

L荷重に相当する活荷重の実態は、シミュレーションにより次のように求めた。まず、車輛を16種類に分類し、それぞれの車種の重量と諸元の実態を、夜間の国道上でのサンプル調査により明らかにした。たとえば、全長7.0～7.5mの普通トラックの積載時重量の平均値は23.5トンであり、その変動係数は0.10前後である。次に、夜間の交通量の多い主要国道上で、16種類の車輛のそれぞれの混入率を計測した。これらのデータにもとづいて、スパン40mと80mの主げたを仮定して、完全渋滞時の応力度をシミュレーションにより求め、L荷重により生じる応力度と比較した。結果の一例をFig.3に示す。

L荷重についても、T荷重の場合と同様の解析により、50年供用期間の最大荷重に対する荷重係数を、極値理論および信頼性理論により求めた。結果をTable3に示す。渋滞回数については、橋梁の出口に信号を仮定し、夜間交通量に対してポアソン到着モデルを適用してシミュレーションを行って求めた値を用いた。Table2と比べた場合、L荷重に対する信頼性はT荷重に比べてかなり高いことが分る。

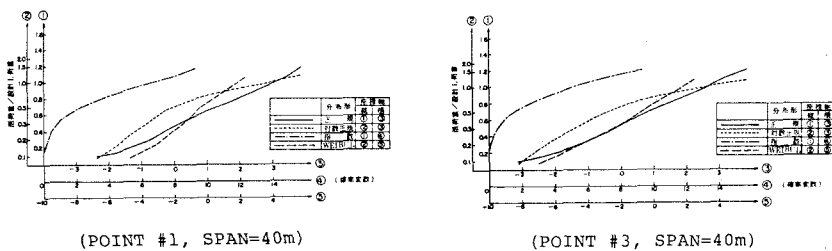


Fig. 3 SIMULATED LIVE LOAD (EXAMPLE)

Table 3 LIVE LOAD FACTORS FOR L-LIVE LOAD

Span (m)	Traffic Volume at Night(per day)	Point #1	Point#2	Point#3	Point#4	Point#5
40	500	1.317	1.263	1.345	1.288	1.232
	1000	1.408	1.318	1.402	1.323	1.256
	1500	1.451	1.344	1.428	1.338	1.267
80	500	1.103	1.172	1.196	1.261	1.291
	1000	1.136	1.222	1.267	1.328	1.346
	1500	1.204	1.294	1.325	1.371	1.372

Ⅱ. 補剛板の耐荷力とその変動性の解析

(1) 実験の概要

箱げた橋の上フランジを構成する補剛板は、合理的・経済的な構造であるが、溶接量が多いことにより生じる残留応力や初期変形などの初期不整は避けられない。このような初期不整を含む構造物の限界状態は、実構造物の初期不整の状態を反映した大型供試体による実験にもとづいて検討するのがよい。本報告では、まず、建設省土木研究所を中心として行なわれた補剛板の耐荷力実験の結果を総括して、補剛板の限界状態を設計パラメータの関数として表示することを試みる。さらに、補剛板の初期不整は、一般には設計時に予測することは困難であり、製作方法によりかなり変動する。この結果、設計パラメータにより予測される補剛板の限界状態も、初期不整の変動により変動することが考えられる。本報告では、補剛板の限界状態について、平均値のみならず変動特性についても解析することにする。これらの結果は、Ⅲにおいて箱げた橋の信頼性解析に用いられる。

合計45体の実験供試体の主要な設計パラメータと実験の結果得られた限界状態をTable 4に示す。Table 4に示した設計パラメータは、いずれも弾性座屈理論にもとづくパラメータであり、定義は次のとおりである。

N : 試験パネルの補剛材の数(縦方向補剛材のみ)

R_R : R モード座屈に関する等価板厚比で、(4)式で定義される。 R モード座屈は、Fig. 4に示されるように、補剛材で囲まれたパネルの座屈である。

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\nu^2)}{E \cdot \pi^2 A_R}} \quad \text{----- (4)}$$

A_R は R モード座屈に関する座屈係数

R_F : F モード座屈に関する等価板厚比で、(5)式で定義される。 F モード座屈は、Fig. 4に示されるように、補剛材とパネルとの同時座屈である。

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\nu^2)}{E \cdot \pi^2 A_F}} \quad \text{----- (5)}$$

A_F は F モード座屈に関する座屈係数

σ/σ^* : $D I N$ に規定された補剛材剛比に対する、供試体の補剛材剛比の比。 $D I N$ の補剛材剛比は、 R モード座屈と F モード座屈が同時に生じるように規定しており、弾性座屈理論の上からは最適補剛材剛比を与える。

また、Table 4に示したUとBの2つの限界状態は、それぞれ次に示す意味をもつ。

U : 補剛板の終局強度である。Fig. 5に示した補剛板の応力-ひずみ曲線の応力最大値を示す。

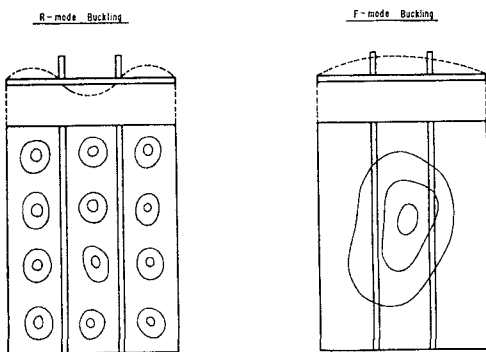


Fig. 4 BUCKLING MODES OF STIFFENED PLATE

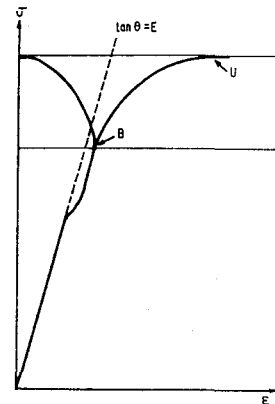


Fig. 5 STRESS-STRAIN CURVE OF STIFFENED PLATE

Table 4 DESIGN PARAMETERS AND LIMIT STATES OF STIFFENED PLATE

#	N	R _R	R _F	γ/γ^*	U	B	Stiffener
1	0.	.55	-1.00*	-1.00*	1.13	1.04	**-
2	0.	.76	-1.00*	-1.00*	.91	.88	-
3	1.	.55	.78	.22	.98	.78	-
4	1.	.76	.78	.90	.90	.62	-
5	2.	.33	.78	.04	1.06	.72	-
6	2.	.55	.78	.29	.87	.62	-
7	2.	.78	.79	.94	.89	.54	-
8	2.	1.14	1.05	1.24	.65	.62	-
9	2.	.57	.74	.44	.87	.66	-
10	2.	.57	.57	.98	.87	.68	-
11	2.	.80	.81	.94	.84	.46	-
12	2.	.80	.72	1.43	.84	.40	-
13	2.	.80	.61	2.09	.87	.62	-
14	3.	.32	.77	.08	1.03	.90	-
15	3.	.54	.76	.31	.86	.56	-
16	2.	.42	.77	.18	1.01	.78	-
17	2.	.42	.42	1.02	1.29	.80	-
18	2.	.42	.32	1.77	1.23	.90	-
19	2.	.53	.78	.37	.88	.70	-
20	2.	.53	.53	.98	1.07	.60	-
21	2.	.53	.40	1.84	1.03	.80	-
22	2.	.75	.80	.64	.69	.64	-
23	2.	.75	.75	.98	.72	.66	-
24	2.	.75	.57	1.77	.85	.60	-
25	2.	.87	.87	1.00	.66	.48	-
26	2.	.87	.66	1.81	.82	.52	-
27	2.	1.74	1.83	.88	.36	.20	-
28	2.	.42	.42	1.02	1.22	.70	Hybrid
29	2.	.53	.53	.98	1.01	.60	Hybrid
30	2.	.75	.75	.98	.80	.62	Hybrid
31	2.	.87	.85	1.05	.77	.42	Hybrid
32	2.	.42	.42	.96	.95	.80	-
33	2.	.42	.30	2.06	.99	.80	-
34	2.	.52	.52	.97	.92	.62	-
35	2.	.52	.37	2.07	.96	.72	-
36	2.	.59	.61	.92	.95	.60	-
37	2.	.59	.42	2.06	.99	.72	-
38	2.	.60	.64	.92	.94	.68	T-shape
39	2.	.67	.69	.93	.86	.62	-
40	2.	.67	.69	.92	.90	.60	T-shape
41	2.	.76	.77	.93	.86	.62	T-shape
42	2.	1.20	1.22	.93	.58	.36	-
43	2.	1.30	1.35	.92	.54	.36	-
44	2.	1.36	1.40	.92	.55	.36	-
45	2.	1.36	1.41	1.04	.56	.36	T-shape

* - 1.0 means no data

**- means bar-type stiffener

B : Fig. 5に示す補剛板の応力-ひずみ曲線図で、板の表面と裏面のゲージの曲線が分れる点を示す。いわゆる座屈現象の開始であり、同時に面外変形と全体剛性の低下が生じる。終局強度ほどの重要性はもたないが、限界状態の1つとして取上げた。

(2) 補剛板の限界状態とその変動性の定式化

Table 4に示したデータをもとに、補剛板の限界状態とその変動性を、設計パラメーターを用いて定式化する。まず、ここで示した終局強度については、次の結論が得られた。(非線形回帰分析による)

1. 補剛板の終局強度 U は、設計パラメーター R_R と σ/σ^* の関数として精度よく表示できる。
2. 補剛材の剛度の増加は、 $\sigma/\sigma^* \leq 1.0$ の領域では終局強度の増加をもたらす。しかし、 $\sigma/\sigma^* > 1.0$ の領域では補剛材剛度の増加は、終局強度の増加をもたらさない。
3. T形リブおよびハイブリッドリブの採用は、終局強度に対してプラスの影響をもつが、この影響はきわめて小さい。
4. 2.の結論より最も合理的と思われる補剛材剛度 $\sigma/\sigma^* = 1.0$ に対して、補剛板の終局強度は(6)式により精度よく表示できる。

$$U = -0.920 R_R + 0.277 R_R^2 - 0.046 R_R^3 + 1.378 \quad \text{-----} \quad (6)$$

補剛材剛度が $\sigma/\sigma^* = 1.0$ に近い供試体の終局強度と(6)式をプロットすると、Fig. 6を得る。当然のことながら、実験値は(6)式のまわりに変動する。この変動は、初期不整の変動とモデル化の誤差を表わしており、実験値の(6)式のまわりの標準偏差を定式化できる。終局強度の(6)式のまわりの標準偏差は、0.058である。

次に、Bで示した限界状態(仮に使用限界状態と呼ぶ)に関しては、同じく非線形回帰分析により次の結論を得た。

1. 補剛板の使用限界状態Bは、 R_R のみの関数として精度よく表示することができ。
2. T形リブおよびハイブリッドリブでは、使用限界状態Bに対して、ほとんど効果をもたらさない。
3. 使用限界状態Bは、次式で精度よく表示できる。

$$B = -1.652 R_R + 1.179 R_R^2 - 0.338 R_R^3 + 1.286 \quad \text{---} \quad (7)$$

使用限界状態の(7)式のまわりの標準偏差は、0.069である。

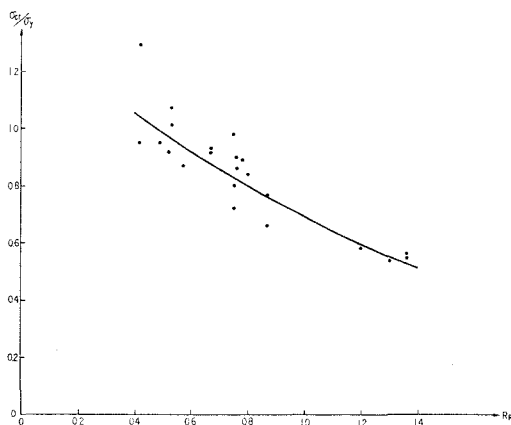


Fig. 6 ULTIMATE STRENGTH (Data on the Specimens with $\sigma/\sigma^* = 1.0$ are plotted)

Ⅲ. 鋸歯箱げた橋の実交通荷重に対する信頼性

Ⅱで行った補剛板の限界状態の定式化は、補剛板の設計基準としては十分ではないが、通常設計され領域の補剛板の信頼性解析には十分用いることができる。ここでは、いくつかの設計基準により設計された鋸歯箱げたの補剛板の実交通荷重に対する信頼性を、ⅠおよびⅡに示したデータにもとづいて試算する。

比較の対象とする設計基準、およびそれぞれの基準における補剛板の許容応力度(軟鋼を対象とする)は、それぞれ次のとおりである。

1. 道路橋示方書(1973), SS41

$$1400 \text{ kg/cm}^2 \quad b/t \leq 40$$

$$2,200,000 (t/b)^3 \text{ kg/cm}^2 \quad 40 < b/t \leq 48$$

ここに b/t : 補剛材で区切られたパネルの幅厚比

2. 道路橋示方書(1980), SS41

$$1400 \text{ kg/cm}^2 \quad b/t \leq 28$$

$$1400 - 25(b/t - 28) \text{ kg/cm}^2 \quad 28 < b/t \leq 56$$

$$2,200,000 (t/b)^2 \text{ kg/cm}^2 \quad 56 < b/t \leq 80$$

3. AASHTO(1977), A36

$$20,000 \text{ psi}$$

$$b/t \leq 32.4$$

$$19,800 - 8,064 \left(1 - \sin\left(\frac{\pi}{2}(1.858 - 0.0265(b/t))\right)\right) \text{ psi} \quad 32.4 < b/t \leq 60$$

これらの基準によって設計された補剛板に作用する応力(死荷重と活荷重による)が、補剛板の終局強度を供用期間内に越える確率を示したものが、Fig. 7である。計算の主要な仮定は次のとおりである。

- ・2次モーメント法による。
- ・死荷重の設計死荷重に対する平均値および標準偏差はそれぞれ1.021, 0.031である。
- ・活荷重は、Table 3のうち最もきびしい Point #1, スパン40mのデ-9を用いた。
- ・死荷重-活荷重比は1.0である。
- ・解析誤差5%を見込んでいる。

Fig. 7によれば、1973年の道路橋示方書、AASHTOの示方書は、幅厚比に対して必ずしも一定の信頼性を与えない。1980年の道路橋示方書は、ほぼ一定の満足すべき信頼性を、すべての幅厚比の補剛板に対して与えている。なお、使用限界状態Bを超過する確率は、すべての基準について幅厚比によらず0.2~0.8の間にあり、補剛板が供用期間中に使用限界に至る確率は、ある程度不可避であるが、この影響については別途考慮する必要がある。

本報告は概要のみをまとめたものであり、詳細は以下を参照されたい。

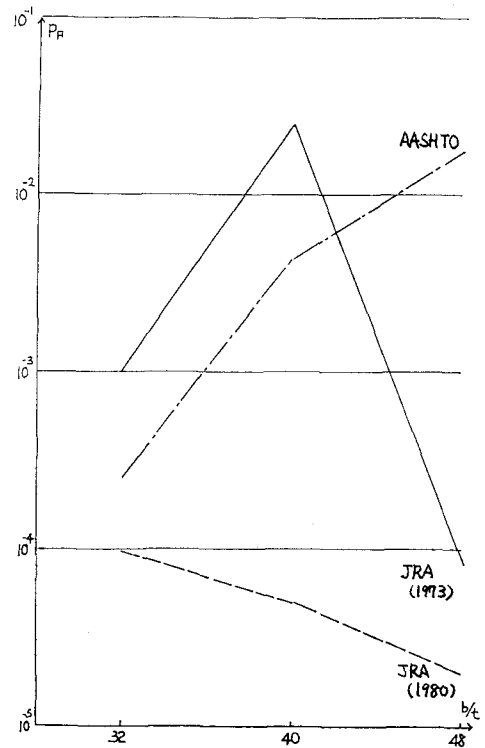


Fig. 7 PROBABILITY OF FAILURE OF BOX GIRDER BRIDGES

1. M. Kanai, A.H.-S. Ang : "A Study of The Safety of Box Girder Bridges in Japan", SRS#475, Dept. of Civil Engineering, University of Illinois, December 1979.

2. 金井, 笹森 : "橋梁活荷重の実態と設計安全率", 土木技術資料 Vol. 21, No. 12, Dec 1979

3. 金井, 大造 : "橋梁の応力頻度と疲労設計法に関する一提案", 土木技術資料 Vol. 22, No. 3, Mar-1980

4. 土木研究所資料 No. 626 "交通荷重の実態と道路橋への影響に関する研究" No. 701 "設計活荷重に関する研究" No. 936 "設計活荷重に関する研究" No. 1534 "橋梁活荷重の実態と設計安全率"

5. 土木研究所資料 No. 1250 "耐震技術に関する研究開発報告書" その他, 土木学会年次学術講演会における, 補剛板の耐力に関する一連の報告(昭50~)

RESISTANCE ANALYSIS OF STEEL BOX GIRDER BRIDGES
AND THEIR RELIABILITY UNDER TRAFFIC LOADINGS

By Michio KANAI*

The reliability of steel box girder bridges designed according to several bridge specifications is analysed, and the consistency of the specifications is examined. The analysis was made in the process listed below.

1. Weight and dimensions of vehicles as well as dynamic response factors and locus of the vehicles were measured on national highways in Japan. Computer simulations were performed to simulate the load effects on slabs and stringers due to the traffic loadings. Lifetime maximum live load effect and its uncertainty is estimated applying the theory of extremes and live load factors for slabs and stringers were presented.
2. Lines of vehicles on bridges with various spans were also simulated by computers based on the data collected on the several congested points on the national highways in Japan. Again, the theory of extremes was applied to the simulated results, live load factors for main girders were presented to be used for the congested points. In the analysis, completely jammed condition is assumed which gives the maximum load effects.
3. Limit states of stiffened plate were analysed based on the experimental study of 45 large-size stiffened plate specimens. Ultimate strength and bifurcation as well as their uncertainty were evaluated as functions of design variables, where non-linear regression analysis was made.
4. Finally, reliability of box girder bridges against the buckling of upper flanges under traffic loadings is evaluated based on the data shown above, where second moment reliability analysis was applied. The reliability of box girders designed according to AASHTO Specifications and Highway Specifications in Japan was analysed. The Highway Specifications in Japan give pretty consistent safety to box girder bridges.

* Bridge Division, Public Works Research Institute