

道路橋における実働荷重の載荷状態と
設計活荷重について

正 員 大 島 久*

1. ま え が き

一般道路橋の橋面上には、大型トラック、トレーラーなどの重車両から軽四輪車、バイク、歩行者まで色々な荷重が載っている。この実働荷重によって橋梁の主ゲタに生ずる応力度と、載荷状態とを各種橋梁について測定した。この測定と解析によって今までに得られた事項を記す。

2. 実働荷重の載荷状態について

2-1 記号

以下の文中では次のような表現を用いる。

測定ヒズミ値 ($\times 10^{-6}$) = 各級に分けた測定ヒズミ値

比較ヒズミ率 (%) = $\frac{\text{測定ヒズミ値}}{\text{設計活荷重ヒズミ値 (L-荷重)}} \times 100$

推定最大比較ヒズミ率 (%) = 比較ヒズミ率の度数分布図において相関直線により求めた最大値

累積相対ヒズミ率 (%) = $\frac{\text{累積測定ヒズミ数}}{\text{総度数}} \times 100$

走 行 帯: Y_1 = 地覆内面から右車輪までの距離 (m)

走 行 帯: Y_2 = 地覆内面から左車輪までの距離 (m)

車 輪 間 隔: N = 右車輪と左車輪との中心間隔 (m)

車 軸 間 隔: S = 前輪と後輪との車軸中心間隔 (m)

対 向 間 隔: R = 大型車の後輪が支間中央に載荷したとき、他車線の他の車の後輪までの間隔 (m)

連 行 間 隔: L = 大型車の後輪が支間中央に載荷したとき、同一車線の他の車の後輪までの間隔 (m)

車 両 速 度: V = 車両の速度 (km/H)

衝 撃 係 数: I = オッシログラフから求めた値

現行示方書: 昭和 31 年制定鋼道路橋設計製作示方書

2-2 測定項目と測定方法

単純支持ゲタの耳ゲタと中ゲタの支間中央下フランジに電気抵抗線ヒズミ計を貼付し、動的ヒズミ測定器で増幅してオッシログラフにヒズミを記録させて、測定ヒズミ値と衝撃係数を求めた。(図-1)

橋面上には図-2に示すように、電線 ①, ②, ③ を張り、この上を通過する大型車の車輪によるパルスをおッシログラフに記録させ、図-2に示す解析方法によって $Y_1, Y_2, N,$

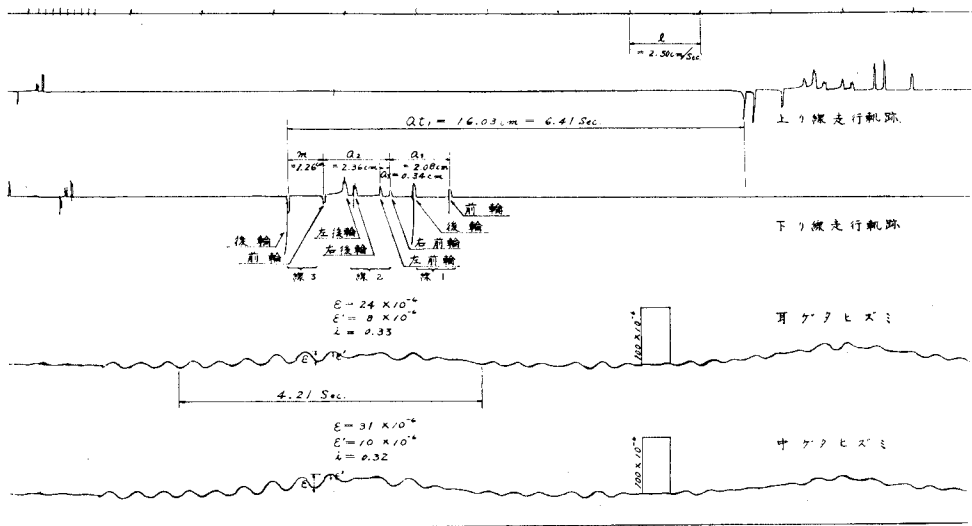
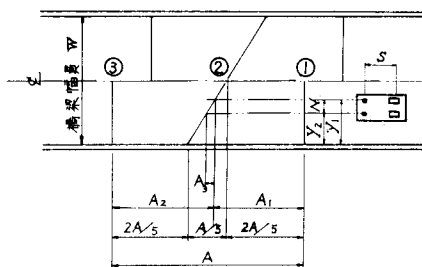


図-1 走行状況記録例 (大楽毛橋)

* 北海道開発局土木試験所 構造研究室長



$$Y_1 = \frac{W}{2A} (3A_2 - 2A_1) = \frac{W}{2a} (3a_2 - 2a_1)$$

$$Y_2 - Y_1 - \frac{5}{2} \frac{W}{A} A_3 = Y_1 - 2.5 \frac{W}{a} \frac{a_3}{a}$$

$$N = Y_1 - Y_2$$

$$S = \frac{A}{a} m \quad V = \frac{A}{L} = \frac{A}{a} l$$

ここで

a_x : 記録紙上の A_x

m : 記録紙上の S

l : 記録紙の巻取速度

図—2 載荷状態測定方法及解析方法

S, R, L, V を求めた。

測定日時は全国道路交通情勢調査の方法に合わせて、火水木金曜のうち1日を測定日とし、7時から19時までの12時間を測定時間とした。

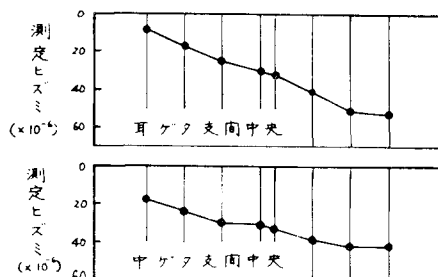
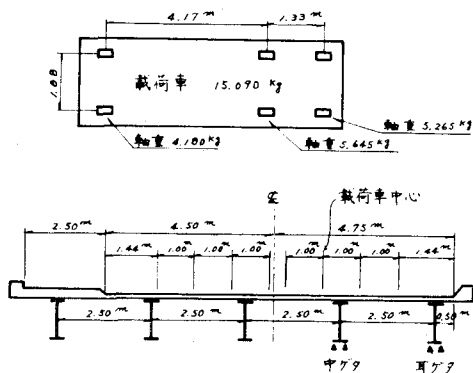
測定橋梁は単純支持のゲタ橋で、支間は20 mから50 m、車道幅員は7 mから10 m、郊外部の交通渋滞少く、12時間交通量が15,000台未満のものである。(昭和42年3月31日の道路統計によると、一般国道の改良済区間の約80%および国道・都道府県道・市町村道全体の改良済区間の約93%が幅員9m未満である)。

これらの測定のほかに、重量既知のトラックを載荷して応力測定を行ない、また、道路に埋設した輪荷重測定装置によって車両の輪荷重を測定した。

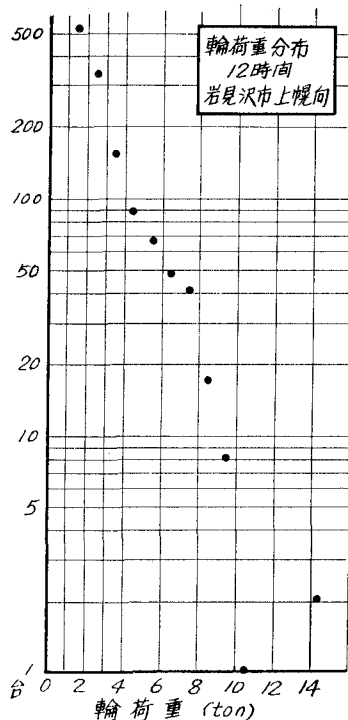
2-3 測定結果

2-3-1 表-1は各橋の測定結果を取りまとめたものであり、図-5から図-8は代表的な橋の中ゲタおよび耳ゲタ測定ヒズミ値と累積測定ヒズミ数および比較ヒズミ率と累積相対ヒズミ率との相関を片対数グラフで示したものである。黒丸および白丸は各級に分けた測定ヒズミ数を示し、最小2乗法によって求めた相関直線を併記している。

たとえば、大楽毛橋の例では、耳ゲタ(黒丸)では100から 110×10^{-6} のヒズミが測定された度数は4回あり、90から 100×10^{-6} のヒズミが測定された度数が21回あって累積度数は $4+21=25$ 回となり、これらの点が黒丸で示されている。また、相関直線から実働荷重による推定最大実測ヒズミ値として 119×10^{-6} (応力度にして 250 kg/cm^2)が横軸との交点から得られ、比較ヒズミ率から設計活荷重応力度の32%が実測最大値と推定される。累積相対ヒズミ率5%の点と相関直線との交点から測定ヒズミ値を続むと



図—3 大楽毛橋載荷試験

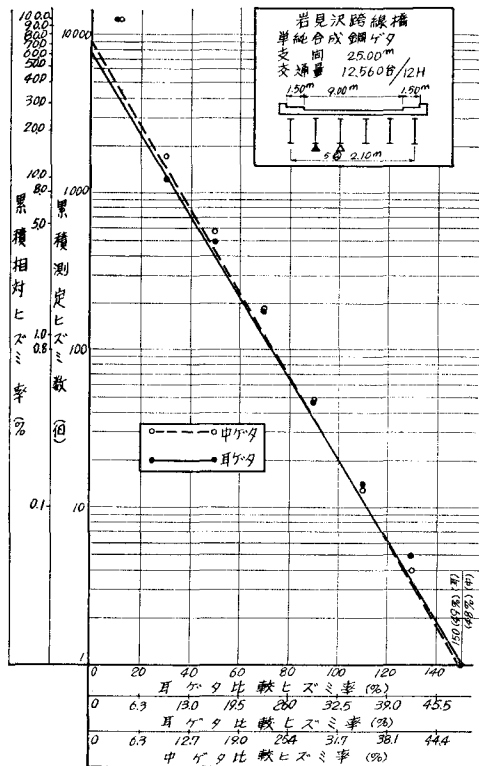
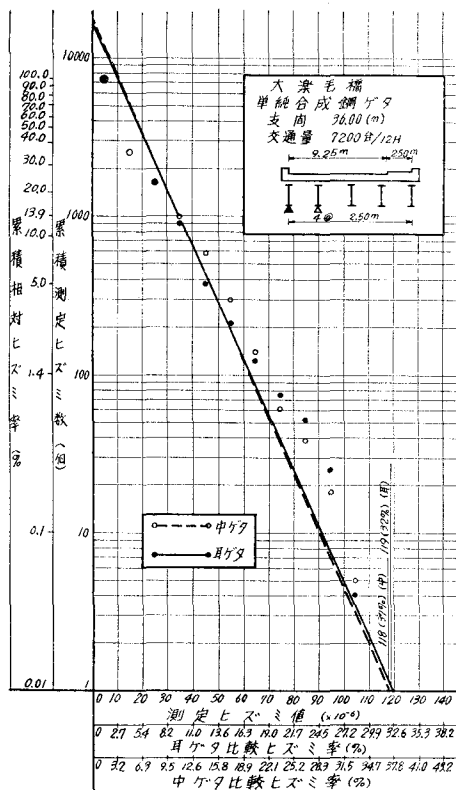
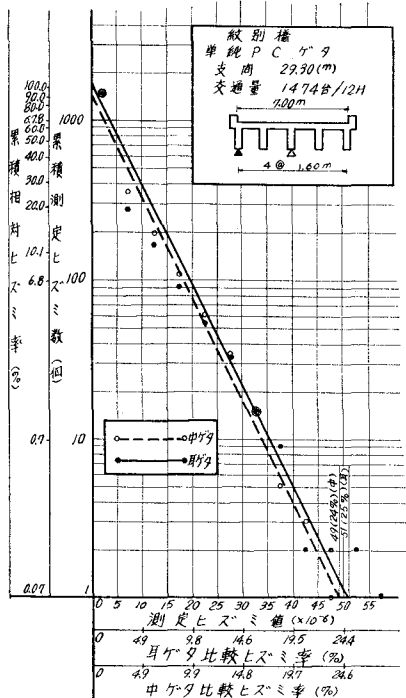


図—4

45×10^{-6} で、比較ヒズミ率は12%である。すなわち実働荷重の95%は設計活荷重応力度の12%以下の応力度より生じていない。などが読みとれる。

表-1 測定 総 括

路線名	橋梁名	上部形式	支間 m	幅員 m	主ゲタ 本数	主ゲタ 間隔 m	横分 配 計算方法	竣工年月	12 時 間 交 通 量		測定年月	測定ケタ 種 別	ヒズミ値 (×10 ⁻⁶)		比較 計比 重ヒズミ率 (A/B)
									40年 6月+9月 2	43年 6月+9月 2			推 定 最大 A	推 定 活荷重 B	
5号	朝里橋	純 鋼板 ゲタ	22.0	7.5	3	3.5	単純理論	7. 3	6,337	9,248	40. 8	耳ゲタ	90	132	0.68
236号	南常橋	純 合成鋼ゲタ	46.0	7.0	2	3.9	主ゲタ計算 準箱ゲタ理論	36. 11	1,974	3,614	41. 6	中ゲタ	113	237	0.48
12号	樽見橋	純 R.C.Tゲタ	11.1	10.0	6	1.64	単純理論	34. 3	6,253	10,921	42. 6	中ゲタ	93	283	0.33
235号	新冠橋	純 合成鋼ゲタ	22.6	7.0	3	2.3	単純理論	36. 12	1,181	2,384	42. 7	耳ゲタ	72	235	0.31
244号	藻琴橋	純 合成鋼ゲタ	41.0	7.0	2	4.0	単純理論	39. 9	1,996	3,136	42. 7	中ゲタ	80	300	0.27
39号	女満別橋	純 合成鋼ゲタ	25.0	7.0	4	2.0	単純理論	38. 12	1,715	3,356	42. 8	耳ゲタ	100	393	0.25
5号	紋別橋	単純ボステン PCゲタ	29.3	7.0	5	1.6	Courbon の方法	35. 12	—	1,428	42. 10	中ゲタ	97	401	0.24
5号	倶利伽羅山橋	純 合成鋼ゲタ	20.0	7.0	3	2.85	単純理論	40. 8	1,872	2,387	43. 6	耳ゲタ	133	459	0.29
39号	美濃橋	純 合成鋼ゲタ	21.0	7.0	3	2.8	単純理論	42. 9	3,414	5,797	43. 8	中ゲタ	118	461	0.26
12号	岩見沢 跨線橋	純 合成鋼ゲタ	25.0	1.5+9.0 +1.5	6	2.1	Guyon- Masonet の方法	41. 11	9,574	13,909	44. 5	耳ゲタ	151	308	0.49
38号	大栗毛橋	純 合成鋼ゲタ	36.0	2.5+9.25	5	2.5	青木式による 格子計算	42. 10	—	4,510	44. 7	中ゲタ	151	315	0.48
36号	幌別橋	純 合成鋼ゲタ	29.4	7.5	4	2.1	単純理論	38. 3	5,327	9,137	44. 8	耳ゲタ	119	368	0.32
												中ゲタ	118	317	0.37
												耳ゲタ	223	456	0.48
												中ゲタ	212	560	0.38



2-3-2 図-9から図-16は大梁毛橋の測定ヒズミ値と Y_1 , Y_2 , N , S , R , L , V , I との関係を示す。

細い折線は、各級に分けた測定ヒズミ値に対応する Y_1 , Y_2 , N , ……などの各級の度数を図の上部の度数目盛を用いて示した度数分布折線図である。この度数分布折線図の95パーセント点黒丸印である。黒丸印を最小2乗法によって2次曲線をあてはめた相関曲線を太線で併記した。

この相関曲線の最大値を点線で示し、横軸の値を最大値として図に記した。この最大値は、ヒズミを最大にする点を示している。

たとえば、大梁毛橋の連行間隔: L の図では、25から 30×10^{-6} までのヒズミを生ずる車が15から20m間隔で連行しながら52台走行したことを示す。

すなわち、細線の度数分布折線図の面積が広いほど多数の車が走行したことを示す。

2-3-3 図-3は載荷試験結果の1例で、支間中央に重量既知のトラックを載荷し、幅員方向には載荷位置を移動して荷重とヒズミおよび荷重分配性状を求めた。

2-3-4 図-4は輪荷重測定結果の1例で、輪荷重が1tonごとの度数分布を求めたものである。

2-4 測定結果の考察

2-4-1 図-5から図-8に示す測定ヒズミ値と累積ヒズミ数

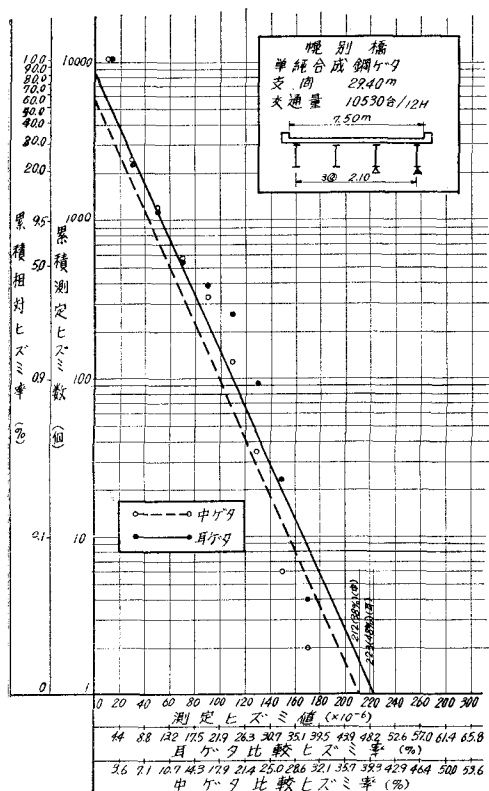


図-8

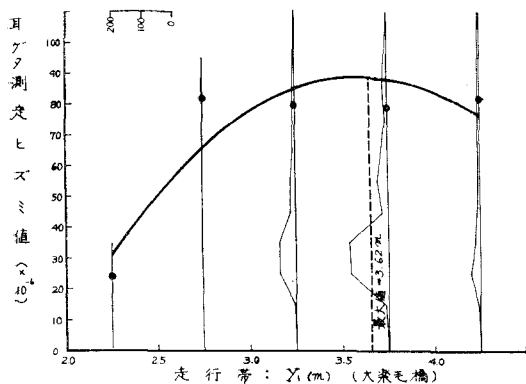


図-9

との間には明らかな相関があり、相関直線から求めた推定最大比較ヒズミ率は各橋とも50%未満が多い。(表-1 参照)

これは、(1) 現行設計活荷重強度が実働荷重に比べて大きい。(2) 鋼ゲタ断面の設計余裕、継手部による断面増、ガセットによる断面増、床組や横構および対傾構による曲げ剛性などの増、床版コンクリートの荷重分配作用、地覆や舗装および高欄その他の主ゲタ断面への寄与などがあるためである。

比較ヒズミ率は、設計活荷重ヒズミの計算方法が相違す

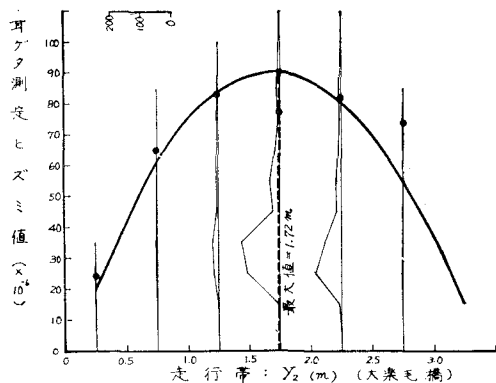


図-10

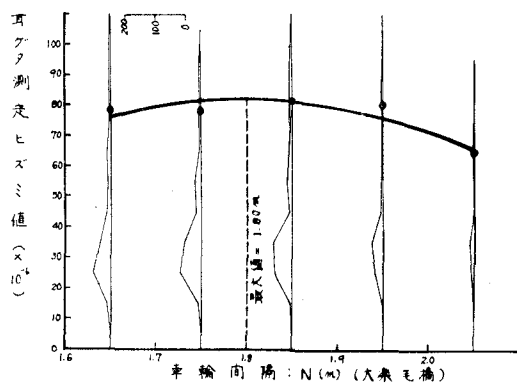


図-11

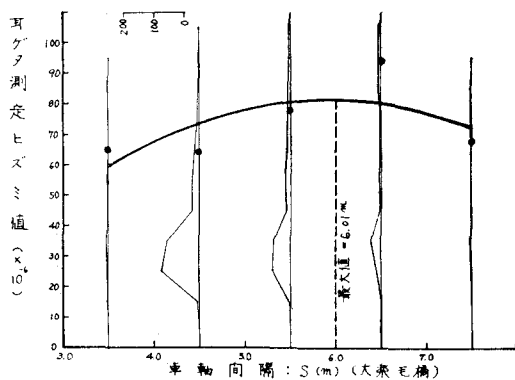


図-12

るために各橋で内容の相違がある。たとえば、横分配を考慮した計算と無視した計算、考慮した計算でも計算方式に相違などがあるためである。

2-4-2 図-9から図-10に示す走行帯: Y_1 および Y_2 と測定ヒズミ値との間では、かなりの相関がある。度数分布折線図に注目すると、車の右および左車輪は橋面上をある幅で集中して走行していることが判り、また、大きいヒズミ

を生じさせている車両すなわち重車両は相関曲線の最大値を走行していると考えられる。

2-4-3 図-11に示す車輪間隔： N と測定ヒズミ値との間には明瞭な相関はない。

これは、大型車の車輪間隔と車両重量との間には明らかな相関がないことを示している。

2-4-4 図-12に示す車軸間隔： S と測定ヒズミ値との間では相関が見られ、車軸間隔 4.5 m 付近（普通トラックに相当）で度数が多いが、車軸間隔 6.5 m 付近（トレーラーに相当）でヒズミが最大を示し、これは重車両が大きいヒズミを生ずる傾向を示している。

2-4-5 図-13に示す対向間隔： R と測定ヒズミ値との間では相関が不明瞭である。

度数分布折線図が各級でほぼ同じ大きさで分布し、95 パーセンタイル点の不連続に並んでいることは、対向間隔が 0 m の場合でも 30 m 以上の場合でも大きなヒズミを生ずる確率が一樣にあることを示しているわけで、相関曲線の最大値がヒズミを最大にする値ではない。

2-4-6 図-14に示す連行間隔： L と測定ヒズミ値との間にはかなりの相関がある。

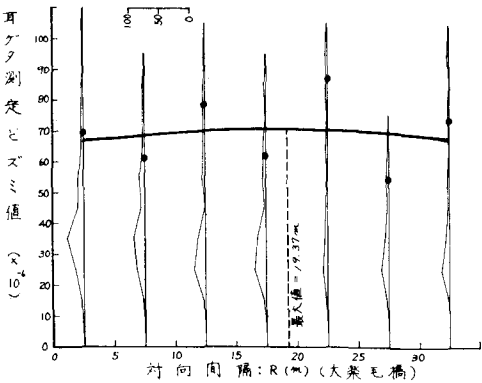


図-13

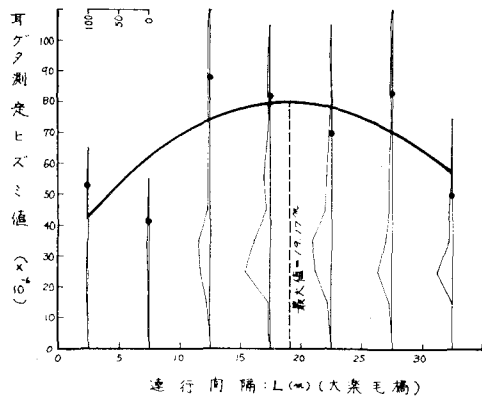


図-14

連行間隔 10 m 未満で走行する車はヒズミに与える影響は小さく、15 m 以上で走行する車は度数も多くヒズミを最大にするものが含まれている。

2-4-7 図-15に示す車両速度： V と測定ヒズミ値との間にもかなりの相関がある。

ヒズミを最大にする重車両の走行時の速度はかなり一定していると考えられる。

2-4-8 図-16に示す衝撃係数： I と測定ヒズミ値との間にもかなりの相関が見られる。

度数分布折線図は設計値付近に度数の多いものが集中しているが、最大ヒズミを生じさせる衝撃係数は、設計値より小さい。

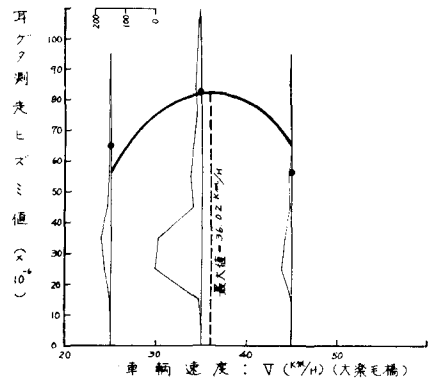


図-15

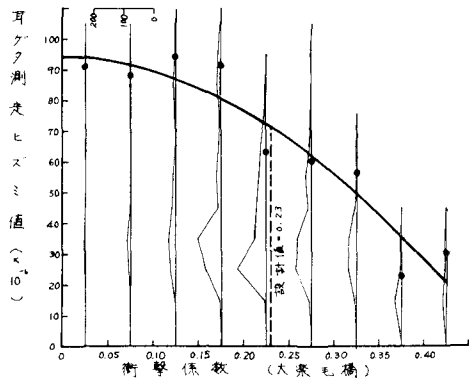


図-16

3. 実測载荷状態を用いた仮定载荷による応力度

3-1 仮定载荷条件

前記 2 項で得られた「ヒズミを最大にする」走行帯 Y_2 と対向間隔： $R (=0\text{ m})$ を用いて、現行示方書の T-20 荷重（車輪間隔： $N=1.75\text{ m}$ ，車軸間隔： $S=4\text{ m}$ ，前輪輪荷重 2 ton，後輪輪荷重 8 ton）を橋面に載荷させる。（これを仮定载荷と以下記す）。

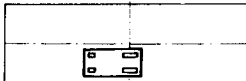
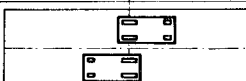
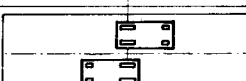
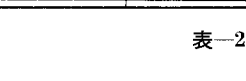
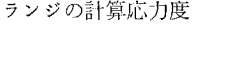
		T-20 仮定載荷状態	中ゲタ 応力度 (kg/cm ²)			比率
			単純理論 による 計算値	載荷試験 による 補正值	推定 最大 実測値	$\beta = \frac{(2)}{(3)}$
			(1)	(2) = $\alpha \cdot (1)$	(3)	$\beta = \frac{(3)}{(2)}$
岩見沢 跨線橋	単純合成鋼ゲタ 支間: 25 m 幅員: 9 m 12 566 台/12H Y ₂ : 1.57 m		338	$\alpha = 0.44$ 149	317	0.47
			338	$\alpha = 0.67$ 226	317	0.71
	大梁毛橋 支間: 36 m 幅員: 9.25 m 7 200 台/12H Y ₂ : 1.72 m		297	$\alpha = 0.42$ 125	248	0.50
			297	$\alpha = 0.61$ 182	248	0.73
札幌 橋	単純合成鋼ゲタ 支間: 30 m 幅員: 7.5 m 10 532 台/12H Y ₂ : 1.41 m		487	$\alpha = 0.37$ 180	445	0.40
			487	$\alpha = 0.37$ 180	445	0.61
	大梁毛橋 支間: 30 m 幅員: 7.5 m 10 532 台/12H Y ₂ : 1.41 m		578	$\alpha = 0.37$ 214	445	0.40
			578	$\alpha = 0.37$ 214	445	0.61

表-2

仮定載荷の状態に対する支間中央フランジの計算応力度などを表-2に示す。

表中の記号は次のようである。

単純理論による計算値＝慣用計算法として用いられる単純理論で求めた応力度

載荷試験による補正值＝載荷試験を別途実施した。載荷方法は橋面上の支間中央で、橋梁幅員方向に数箇所荷重既知のトラックを載荷して、中ゲタと耳ゲタのヒズミを測定して影響線を求めた。(図-3 参照)。載荷重による応力度を単純理論で計算し、この値と実測値との比率を補正率(α)として求めた。表の補正值はこの α と単純理論による計算値との積であるから、仮定載荷の状態での応力測定から得られる実測値に相当するものである。

推定最大実測値＝測定ヒズミ値と累積測定ヒズミ数との相関直線から求めた推定最大比較ヒズミ率を弾性係数によって応力度に換算したものである。

3-2 仮定載荷結果と考察

表-2から次のような推定が出来る。

(1) T-20 荷重を仮定載荷した場合、支間中央に1台載荷または2台載荷した状態では推定最大実測応力度より比率 β と小さく、T-20 荷重より大きな荷重(=20 ton×比率:7)が載荷して最大応力度を生じた。

(2) 複数の車を連行させたり対向させて仮定載荷した場合は、比率:7は小さくなる。

4. 設計活荷重について

4-1 現行示方書について

昭和31年制定鋼道路橋設計製作示方書の設計活荷重は、広範囲の調査研究¹⁾によって決定されたものであるが、その中から決定根拠の1部を示すと、(1) 昭和26年の道路運送車両法において「自動車の総重量を20 ton以下とし、前輪軸重は車両総重量の20%以上でなければならない」との規定から、20 tonトラックで前輪軸荷重2 ton、後輪軸荷重8 tonのT-20荷重が決められた。(2) 人間1人の占める面積(0.18 m²)と重量(60 kg)から群集荷重として350 kg/m²を、また、15 tonトラックが純間隔7 m(本文の運行間隔に換算すると14 m)で150 m支間に1車線(2.75 m)幅で載荷したときの換算等値等分布荷重として350 kg/m²を考へて、等分布荷重350 kg/m²が決められた。

4-2 設計活荷重と実働荷重との比較

4-2-1 現行示方書によって設計した橋梁について、実働荷重による応力度を測定した結果では、2-4-1項に記したように推定最大実測応力度は設計活荷重応力度の50%未満である。

T-40 荷重(T-20 荷重の2倍の輪荷重で、車輪間隔、車軸間隔はT-20と同じ荷重)を支間中央に1橋梁に1台だけ載荷したときの単純ゲタの曲げモーメントを、幅員5.5 m、7.0 m、8.5 m、10.0 mの4種について支間10 mから50 mまで計算して比率を求め、図-17の曲線で示した。(この曲

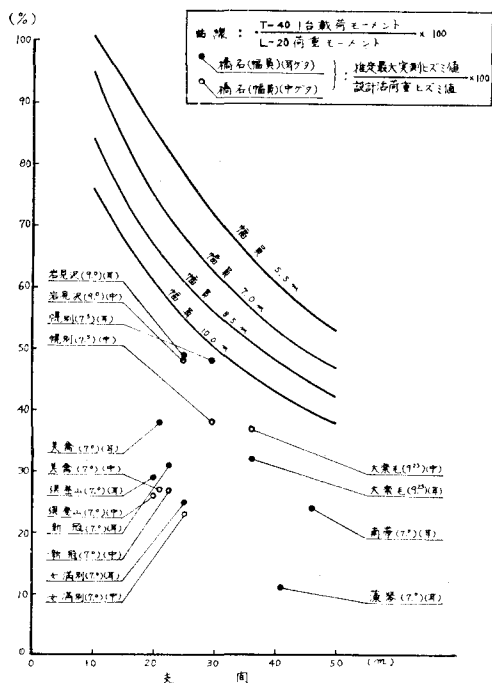


図-17

線を $T-40/L-20$ 曲線と以下記す) 図の黒丸と白丸は実測橋梁の推定最大比較ヒズミ率である。

図の $T-40$ および $L-20$ モーメントは、各幅員の1橋当りのモーメントであるから、例えば、等間隔に主ゲタが並列している場合、各ゲタの曲げモーメントは横分配を無視すると $T-40/L-20$ モーメント比曲線の比率に等しく、横分配によって各ゲタが単純理論のモーメントより増減する場合はこの比率は変化するが、それによる差は余り大きくない。

図から、1橋梁の支間中央に $T-40$ 荷重を1台だけ載荷した曲げモーメントは、現行示方書の $L-20$ 荷重によるモーメントの50%以上となるので、 $T-40$ 荷重1台だけを設計活荷重として橋梁を設計した場合、その橋梁の実働荷重によって生じる応力度は設計応力度を超えない。

これらの測定橋梁は、支間50m未満、幅員10m未満、郊外部で交通渋滞少なく、12時間交通量が15,000台未満のゲタ橋である。

4-2-2 図-17に示すように、実測橋梁の推定最大比較ヒズミ率は支間が大きくなると小さくなる傾向がある。これは図に併記した $T-40/L-20$ モーメント比曲線と同じ傾向を示している。測定時の観察でも、トレーラなどの重車両1台が載荷した場合が大きいヒズミを記録し、多数の車両が同時に載荷した状態では余り大きいヒズミを生じない。

図-4のごとく、岩見沢跨線橋の応力測定時に約10km離れた同一路線の幌向地内で測定した輪荷重測定結果では、

14 ton以上の輪荷重が測定されている。舗装厚設計資料を得るため全国各地に埋設されている輪荷重測定結果においても15 ton以上の輪荷重が測定されている。

4-2-3 図-17に示すように推定最大比較ヒズミ率は幅員が大きくなると小さくなる傾向があり、 $T-40/L-20$ モーメント比曲線もこの傾向を示している。

これは4-2-2項と同じく、等分布荷重の影響が実働荷重の載荷状態では小さいことを示している。

4-2-4 交通量と推定最大比較ヒズミ率とはあまり明瞭な関係を示していない。

これはトレーラなどの重荷重が交通量のなかにどの位の割合で含まれて載荷するかということが比較ヒズミ率に影響し、交通量の多小によらないことを示している。

交通量の中の重車両の含まれる割合が、通常の交通状態では非常に小さいので、交通が渋滞する橋梁であっても推定最大比較ヒズミ率が余り大きくないことを推定させる。

4-2-5 現行示方書では、主ゲタなどの部材配置を仮定して、それに対して応力度などが最大になるように設計活荷重を載荷させているが、2-4-2項に示したように実働荷重の載荷位置はほぼ一定である。

4-3 設計活荷重の検討

4-3-1 通常行なわれている設計計算方法で橋梁を設計する場合は、支間50m以下の2車線橋梁の主ゲタでは現行示方書の1橋当りの設計活荷重を低下させてよい。

4-3-2 床版コンクリートの破損の原因の1部にパンチングシャーおよび疲労が考えられ、また鋼床版および床組の疲労強度が問題とされている。これらと実測結果から、載荷が予想される最大車両重量を設計車両と考えるべきであるが、一般道路の道路橋の活荷重としては次の荷重を考えれば良いと思う。

(1) 床組、床版などの計算には $T-40$ 荷重を用いる。 $T-40$ 荷重とは現行示方書の $T-20$ 荷重の車輪間隔、車輪間隔を用い輪荷重を2倍としたものである。

(2) 主ゲタなどの計算には $L-30$ 荷重を用いる。 $L-30$ 荷重とは現行示方書の $T-20$ 荷重の輪荷重を1.5倍して、線荷重に換算したもので、載荷幅2.75m毎に10 ton/mの荷重である。等分布荷重は考慮しない。

4-3-3 載荷位置は橋軸方向モーメントが最大となる位置(単純ゲタの場合は支間中央)とし、床版および床組

などでは、橋軸直角方向に $T-40$ 荷重により最大の応力度が生ずる位置とするが、主ゲタなどでは橋軸直角方向は幅員ごとに図-18に示すように固定して $L-30$ 線荷重を載荷させる。

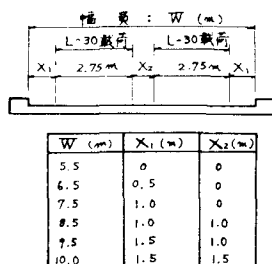


図-18

4-3-4 以上のほかの事項は現行示方書による。

4-3-5 特殊な載荷状態による計算応力度が、許容応力度を超過しても材料の保証降伏点強度以下である場合は許容する。

5. あとがき

実働荷重によって生じた橋梁の応力度および走行車両の載荷状態について記し、それにより設計活荷重の検討を行った。

これらの事項は、既設橋梁の耐荷力を現在交通荷重と対

比して考慮する場合にも適用できる。

測定橋梁は12橋であり、橋種構造も限定しているので、今後は各種橋梁について測定する予定である。

解析結果の1部を記したが、このほかの事項についても検討しているので、別の機会に報告する。

参 考 文 献

- 1) 川崎偉志夫：道路橋の荷重について．鋼橋示方書とプレストレストコンクリート指針（昭.30-8）.