

道路部門一指定課題

第19回建設省技術研究発表会

既存橋梁の耐荷力と供用限界について

昭和40年11月

建設省 道路局

建設省 土木研究所

目 次

1. 序 言	1
1.1 目 的	1
1.2 用語の定義	1
1.3 研究の目標	2
2. 昭和40年度の調査方法	3
2.1 現 況 調 査	3
2.2 抽 出 調 査	3
3. 現 況 調 査	6
3.1 調 査 結 果	6
3.1.1 全対象橋梁総括	6
3.1.2 変状橋梁総括	6
3.2 考 察	17
4. 抽 出 調 査	19
4.1 抽出調査の意義	19
4.2 対象橋梁と調査の種類	20
4.3 調査結果および考察	20
4.3.1 鋼 橋	20
(1) 構造部分別基本耐荷力の傾向	20
(2) 構造部分別基本耐荷力の計算法	25
(3) タワミ測定による耐荷力判定の可能性	29
(4) 構造部分別変状程度の傾向	34
4.3.2 コンクリート橋	38
(1) 構造部分別耐荷力の傾向	38
(2) 構造部分別変状程度の傾向	38
(3) 標準的基本耐荷力計算法(案)	38
(4) 標準的耐荷力試験車による測定にもとづく耐荷力判定の可能性、その信頼度	41
5. 結 言	49

1 序 言

1.1 目 的

既設橋梁の大部分は、旧示方書またはこれに準じて設計、製作されたものであり、これらの中には、老朽化し何らかの通行制限なしには危険な状態のものがある。さらに最近では、道路交通量の増大、車両の大型化、重量増などによって、この傾向は一層強まりつつある。これら既設橋梁について、道路交通に対する安全性を確かめ整備の方針を合理的に決定することは、道路管理者の責務であり、その耐荷力と供用限度を求める方法を確立する必要がある。

このような要請にしたがって、構造計算または試験により既設橋梁の耐荷力を決定する方法を定め、これに基づいて通行制限の方法、供用限度の推定方法、通行の禁止又は制限の方法などを調査研究するのがこの課題の目的である。

1.2 用語の定義

調査研究を進めるうえで思想の統一を計るため、つぎのように用語を定義する。

(1) 基本耐荷力

基本耐荷力とは次式で与えられる数値（TL表示）をいう。

$$P = 20 \times \frac{(\sigma_a - \sigma_D)}{\sigma_{20}}$$

ここで、

σ_{20} ：鋼道路橋設計示方書（昭和39年6月、日本道路協会）に定める1等橋の活荷重ならびに衝撃によって生ずる応力度。ただし衝撃は橋種に応じてそれぞれの規定による。

σ_D ：死荷重応力度

σ_a ：設計時の材料の許容応力度

P：基本耐荷力（これを表示する場合、床および床組についてはT-P、主ゲタについてはL-Pのように、TLを冠して示す）。

応力計算にあたっては腐食などによる断面減少や部材の変形等があればそれを考慮して計算する。

(2) 供用荷重

道路管理者が、交通条件、路面状況、橋梁の構造等を考慮して基本耐荷力を補正し、任

意に通行することを許容しうる車輛の総重量を供用荷重という。橋梁に標示する制限重量はこの荷重とする。

(3) 特認供用荷重

道路管理者が申請をうけて、その荷重に限り特殊な状態で通行を許可出来る車輛の総重量を、特認供用荷重という。

1.3 研究の目標

(1) 架設年代ならびに構造形式と基本耐荷力との関係を明らかにすること。

すなわち、各種形式の橋梁について、それぞれ架設年次を異にする多数の実橋についての調査結果の集積から、架設年代（または設計荷重）と基本耐荷力との関係、ならびに構造形式と基本耐荷力との関係を見出し、最終的には架設年次と構造形式がわかれば、そのおおよその基本耐荷力を把握しうるような、これら相関の傾向を求めようとするものである。

(2) 供用荷重を決定するための標準的な調査方法を研究すること。

すなわち、基本耐荷力から供用荷重を決定するために考慮しなければならない因子として、

交通パターン（車種別構成、交通量、巾員構成）

路面状況（舗装、伸縮継手等）

計算応力と実応力との差異

許容応力度の割増の可能性

今後の供用期待年数

路線の重要度

橋梁の動的挙動

等が考えられる。これ等の因子と供用荷重の関係を調査研究し、供用荷重判定の基準を見出そうとするものである。

(3) 基本耐荷力を求める試験方法を研究すること。

基本耐荷力は計算によって求めるのを原則とするが、設計図等が保管されていない橋梁についてタワミ測定試験等の試験によって基本耐荷力を推定することの可能性について研究し、さらに比較的簡単な載荷試験によって基本耐荷力を推定することが可能であれば、そのための標準試験方法を検討する。

2 昭和40年度の調査方法

昭和40年度は次のような調査を行った。

2.1 現況調査

元1級国道の指定区間内にある橋長20m以上の永久橋のうち、昭和元年から昭和28年までの間に架設された橋梁全てを対象とし、路線別、橋種および形式別に表 示すような既設橋梁調査表を作成した。調査表には橋種形式を表2.2のように分類して記号で表示し、架設年次、橋長、幅員、適用示方書、橋格、交通量、荷重制限や通行制限の有無、設計図書の有無、変状の有無などを調査し記入した。

調査表の作成は地方建設局と北海道開発局が行ない集計整理は道路局と土木研究所が担当した。

2.2 抽出調査

現況調査で対象とした橋梁のうち 鋼橋にあっては単純プレートガーダー橋、単純トラス橋、鉄筋コンクリート橋にあっては 床版橋および単純T桁橋に属する橋梁で かつ設計々算書および設計図が保存されているもののなかから 各管内毎に少くとも2橋(それぞれ橋種形式の異なるもの)を選定し、現行示方書に規定する設計荷重を載荷した場合の応力およびタワミの計算を行ない、同時に変状外観調査と載荷試験を実施した。

載荷試験は、その測定項目の種類により表2.3のように A種、B種、C種の3種に分類し、A種試験は抽出調査の対象とした全橋梁について行ない、B種はできるだけ、C種はできれば行なうこととした。

表 2.1 既 存 橋 梁 調 查 表

路線名	号線
新大塚線	1
有馬線	2
新大塚線	3
有馬線	4
新大塚線	5
有馬線	6
新大塚線	7
有馬線	8
新大塚線	9
有馬線	10
新大塚線	11
有馬線	12
新大塚線	13
有馬線	14
新大塚線	15
有馬線	16
新大塚線	17
有馬線	18
新大塚線	19
有馬線	20
新大塚線	21
有馬線	22
新大塚線	23
有馬線	24
新大塚線	25
有馬線	26
新大塚線	27
有馬線	28
新大塚線	29
有馬線	30
新大塚線	31
有馬線	32
新大塚線	33
有馬線	34
新大塚線	35
有馬線	36
新大塚線	37
有馬線	38
新大塚線	39
有馬線	40
新大塚線	41
有馬線	42
新大塚線	43
有馬線	44
新大塚線	45
有馬線	46
新大塚線	47
有馬線	48
新大塚線	49
有馬線	50
新大塚線	51
有馬線	52
新大塚線	53
有馬線	54
新大塚線	55
有馬線	56
新大塚線	57
有馬線	58
新大塚線	59
有馬線	60
新大塚線	61
有馬線	62
新大塚線	63
有馬線	64
新大塚線	65
有馬線	66
新大塚線	67
有馬線	68
新大塚線	69
有馬線	70
新大塚線	71
有馬線	72
新大塚線	73
有馬線	74
新大塚線	75
有馬線	76
新大塚線	77
有馬線	78
新大塚線	79
有馬線	80
新大塚線	81
有馬線	82
新大塚線	83
有馬線	84
新大塚線	85
有馬線	86
新大塚線	87
有馬線	88
新大塚線	89
有馬線	90
新大塚線	91
有馬線	92
新大塚線	93
有馬線	94
新大塚線	95
有馬線	96
新大塚線	97
有馬線	98
新大塚線	99
有馬線	100

橋種および形式

[illegible]

表 2.2 橋 種 形 式 の 分 類

橋 種	型 式	記 号
鋼 橋	鋼 桁 橋 単 純 桁 連 続 ゲルバー桁	S _b S _c S _g
	鋼トラス橋 単 純 トラス 連 続 トラス ゲルバートラス	S _t S _{tc} S _{tg}
	鋼アーチ橋 鋼ラーメン橋 鋼タンガール橋 鋼ローゼ橋 鋼 吊 橋	S _a S _r S _l S _o S _{us}
コンクリート橋	コンクリート床版橋	K _b
	コンクリートT桁橋 単 純 桁 連 続 ゲルバー桁	K _t K _{tc} K _{tg}
	コンクリートアーチ橋 コンクリートラーメン橋 コンクリートローゼ橋 P C 床版橋 (または 桁 橋) P C ラーメン橋	K _a K _r K _o P _b P _r

表 2.3 載 荷 試 験 の 種 別

種 別	測 定 項 目			
A 種	静 的 タ ワ ミ			
B 種	静 的 タ ワ ミ	静 的 ヒ ズ ミ		
C 種	静 的 タ ワ ミ	静 的 ヒ ズ ミ	動 的 タ ワ ミ	

3 現況調査

3.1 調査結果

2.1に示す調査表により報告された調査結果の集計を示す。

3.1.1 全対象橋梁総括

- (1) 橋種形式別・年次別架設数 : 表3.1および図3.1
- (2) 幅員別橋梁数比率 : 図3.2
- (3) 年次～適用示方書 : 図3.3
- (4) 交通量現況 : 図3.4
- (5) 年次別資料保管率 : 図3.5
- (6) 地方建設局別資料保管率 : 図3.6

3.1.2 変状橋梁総括

3.1.1の全橋梁のうち、変状（鋼材の腐食をふくむ）を有する橋梁について集計した結果を、以下に示す。ただし、本調査は概略調査であるから変状の種類や程度についてはわからず、調査表に“変状”ある旨記載されたものは、すべて変状橋梁としてとりあげた。しかし、実際に何らかの変状がありながら調査表に記載もれとなっているものがあることも考えられるし、“変状”の解釈の仕方も明瞭でないので既設橋のある状態を“変状”と認めるかどうかについては当然調査員の主観が含まれてくる。したがって、この集計結果は、現況を厳密に表わすものでなく、むしろ大略的な傾向を表わすものとみるべきである。今回の調査では、内容が各部材における変状の種類や程度を察知するまでにおよばなかったため、直接耐荷力に影響ある部材のみを対象とした詳細な統計を得るにいたらず、従って、直接耐荷力に関係のない部材をもふくめた、全部材における変状有無の傾向を得るにとどめることにした。

- (1) 変状橋梁総括 : 表3.2
- (2) 変状橋梁の架設年次 : 図3.7
- (3) 幅員別変状率 : 図3.8

表 3.1 橋種形式別・年次別，架設数

	Sb	Sc	Sg	St	Stc	Stg	Sts	St	St	Sto	Sts	Kb	Kt	Ktc	Ktg	Ka	Kr	Pr	Pd	小計
T, 10	1																			1
T, 13													1							1
S, 1																				
2	4						2						7	1		2				16
3	4		2	6			1		1				2	2	1					19
4	2	2	2	4									8	1		2				21
5	3		4	6			2					1	5	1		1				23
6	1		4	2									10	3	2	1				23
7	9	2	7	4	2		2					3	16	8	1	2	2			58
8	6		5	7		1	3		1		1	2	5		4					57
9	8		5	5					1			15	9	3	3	2				51
10	4		5	1					1			2	15	9	2	3	2			44
11	3	1	5	3		1	1					1	9	1	1	3				29
12	1		3	1			1		2				13	3	10	1				35
13	2		1	1								2	10		8		1			25
14	1		3	1									6	2	6	1				20
15	2		3					1					5		4	1				16
16	2		2				1						6		2	1	2			16
17															2					2
18	1														1					2
19															1					1
20																				0
21	1												1							2
22																				0
23	3		1																	4
24	1	1	3										2	1	1					9
25	8	1	3	3				1				1	6		2					25
26	11	2	1	4								1	19	2	2					42
27	2		3	3			1						12	2	3					26
28	6	1	4	5					1			3	18	4	12	1			2	58
計	86	10	66	56	2	3	14	2	7	0	1	16	208	54	64	26	9	0	2	626

1) 銅 橋

-8-

2) コンクリート橋

		K_b	K_t	K_{tc}	K_{tg}	K_a	K_r	P_r	P_b				
	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
T	10												
T S	13												
1	2												
3	4												
5	6												
7	8												
9	10												
11	12												
13	14												
15	16												
17	18												
19	20												
21	22												
23	24												
25	26												
27	28												

図 3.2 幅員別橋梁数比率

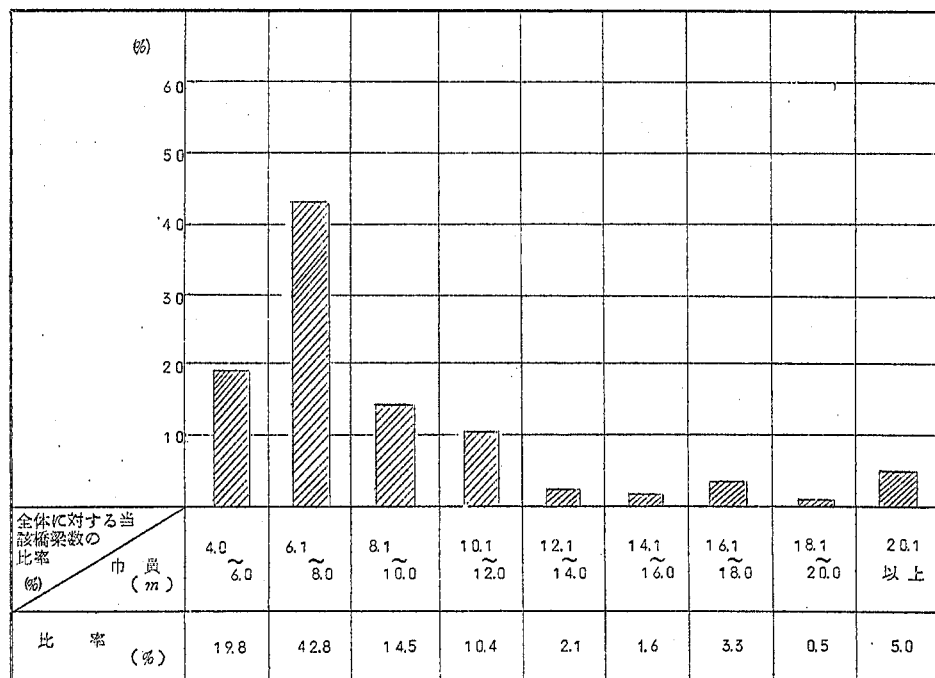


図 3.3 年次～適用示方書

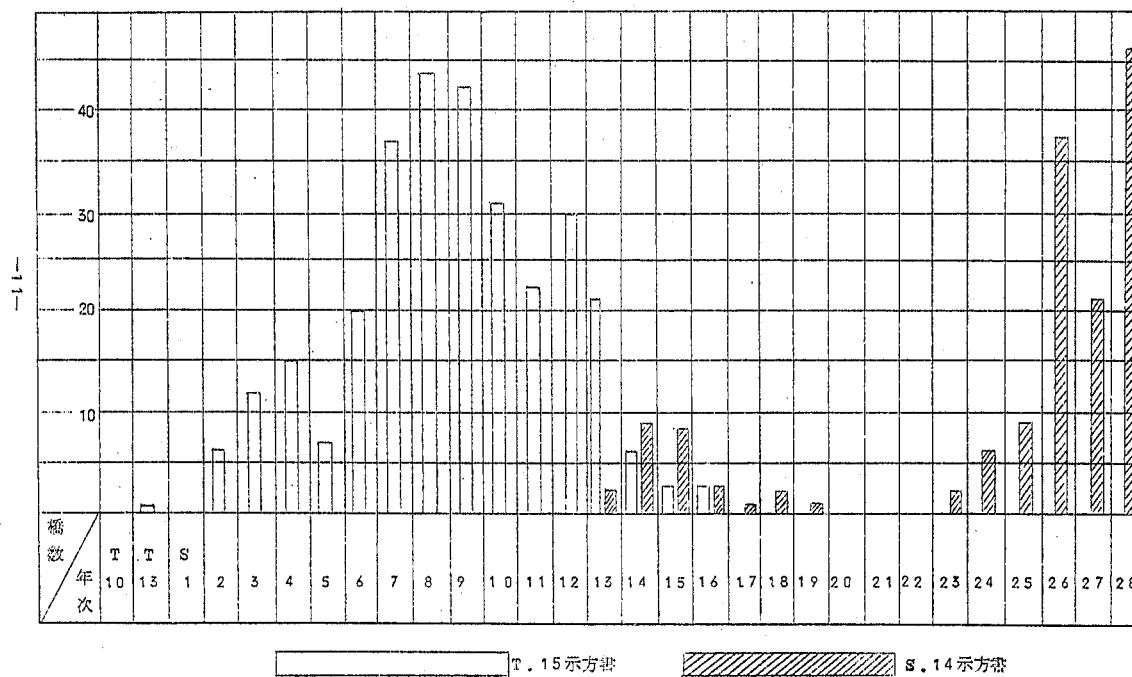


図 3.4 交 通 量 現 況

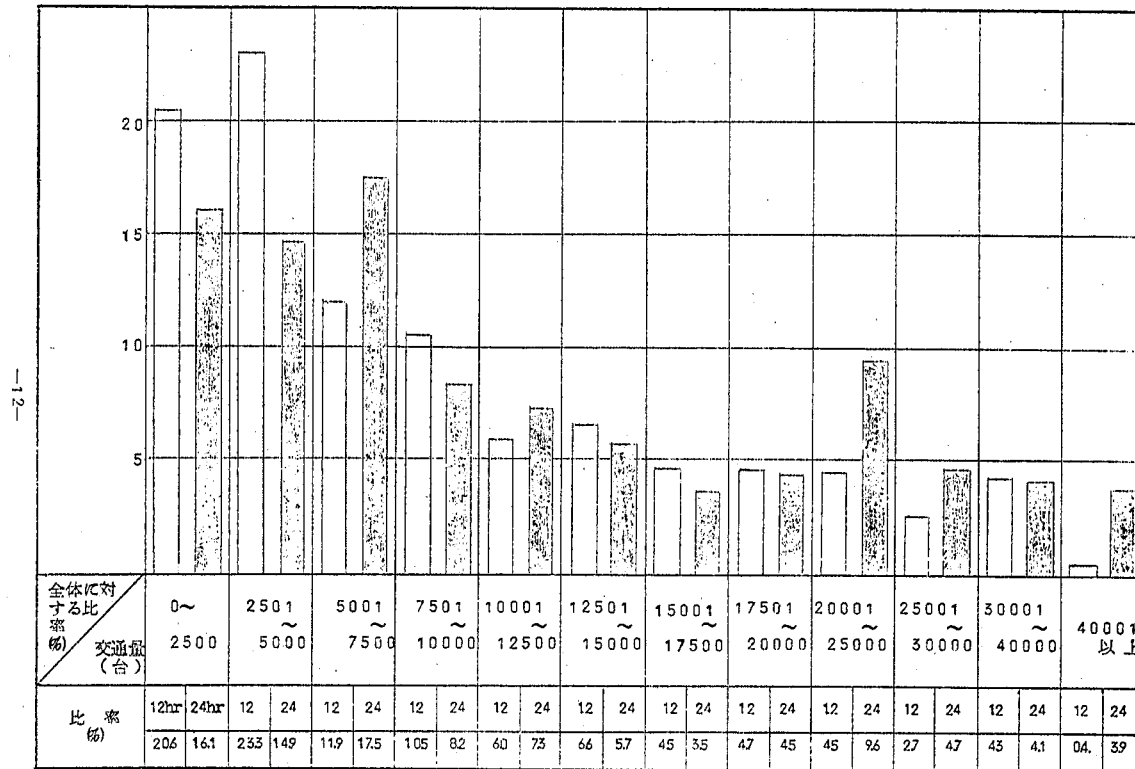
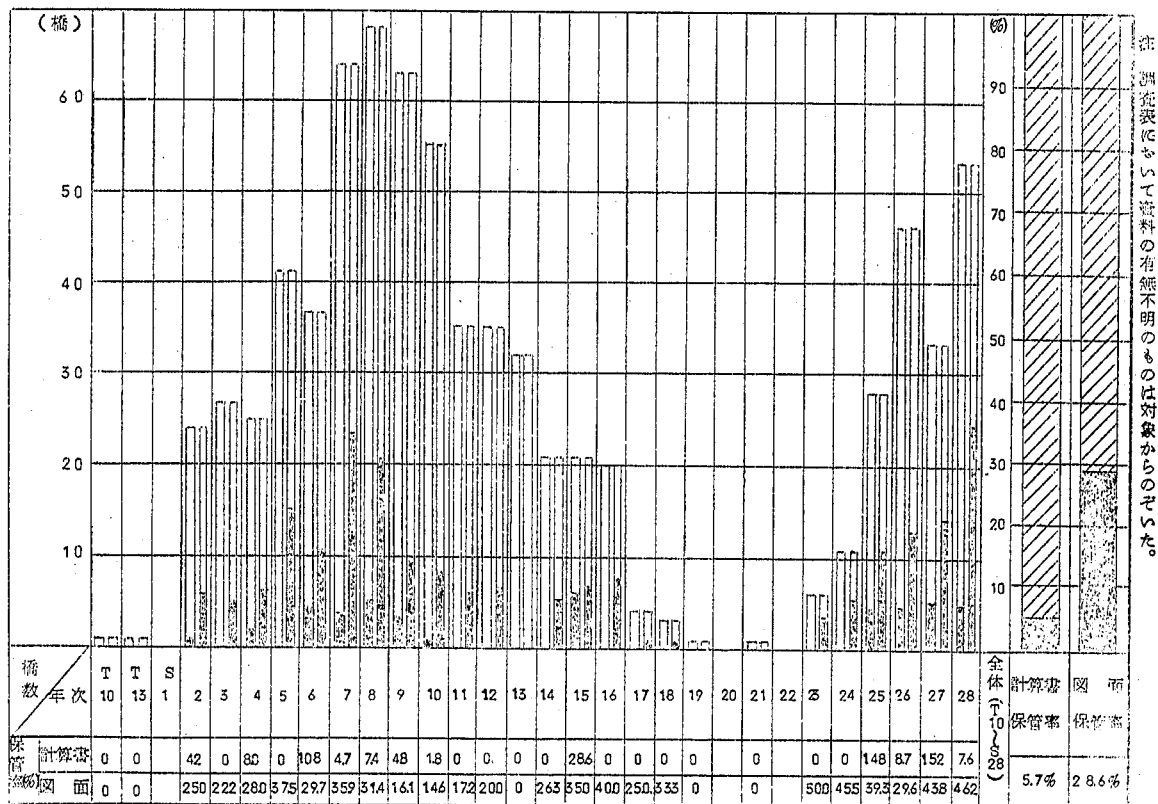


図 3.5 年次別資料保管率 (各欄の左側の柱状図が計算書の、右側が図面の保管率を示す)



-4-

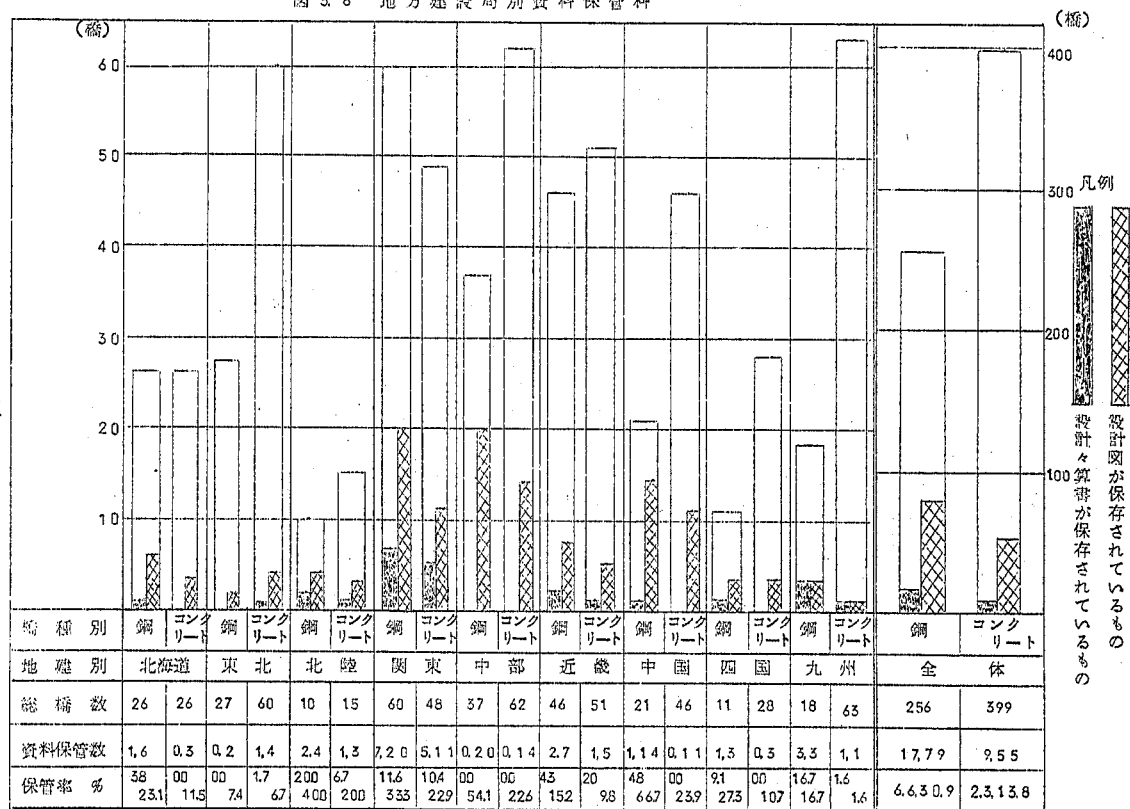


表 3.2 変状橋梁総括

1) 鋼 橋

型式	全数	変状を有する橋梁	変状率(%)	変 状 部 位 (種 類)							
				主構造	床版	舗装	伸縮	高欄	支承	下部	(異常振動)
Sb	89	16	18	2	5	4	2	3	2	1	2
Sc	10	3	30					1		1	
Sg	69	6	9	1	4	1	3		1		
St	56	22	39	3	3		2	8	1	3	2
Stc	2	1	50	1							
Stg	3	1	33		1						
Sts	16	2	12	1						1	1
Str	2	1	50		1						
S _φ	7	1	14					1			
S _φ o	0	0	0								
S _{us}	1	1	100								
計	255	54	21	8	14	5	7	13	4	6	5

2) コンクリート橋

型式	全数	変状を有する橋梁	変状率(%)	変 状 部 位							
				主構造	床版	舗装	伸縮	高欄	支承	下部	
Kb	16	1	6				1	1			
Kt	213	27	13	5	6	8	2	6	1	5	
Ktc	55	8	15	3	1			1		2	
Ktg	65	7	11	1		2		2	1		
Ka	26	6	23	2	3	1		3			
Kr	9	1	11					1			
K _φ	0	0	0								
Ed	2	0	0								
Er	0	0	0								
計	386	50	13	11	10	12	5	13	2	7	

3) 全 体

合計	全数	変状を有する橋梁	変状率(%)	変 状 部 位							
				主構造	床版	舗装	伸縮	高欄	支承	下部	
Σ	641	104	16	19	24	17	10	26	6	13	
全体に対する比率(%)				17	21	15	9	22	5	11	

図 3.7 変状橋梁の架設年次

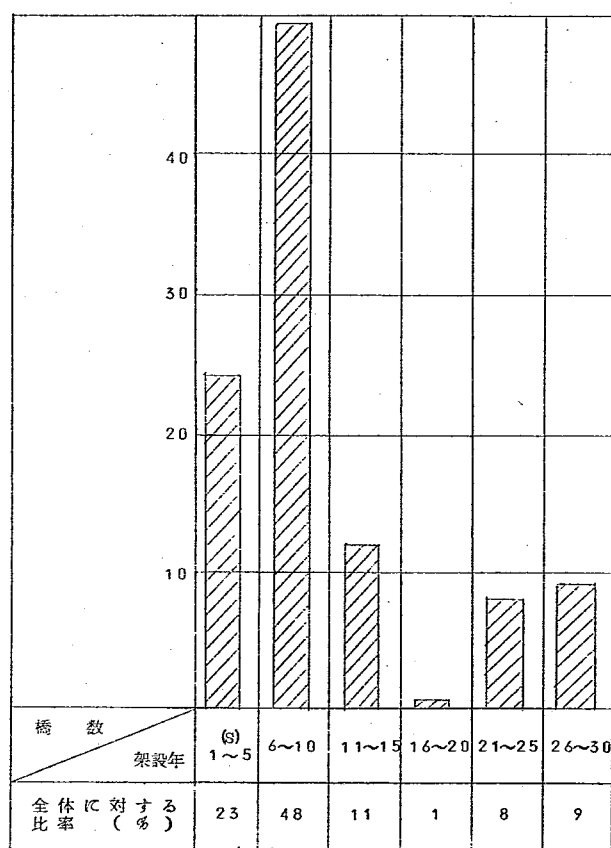
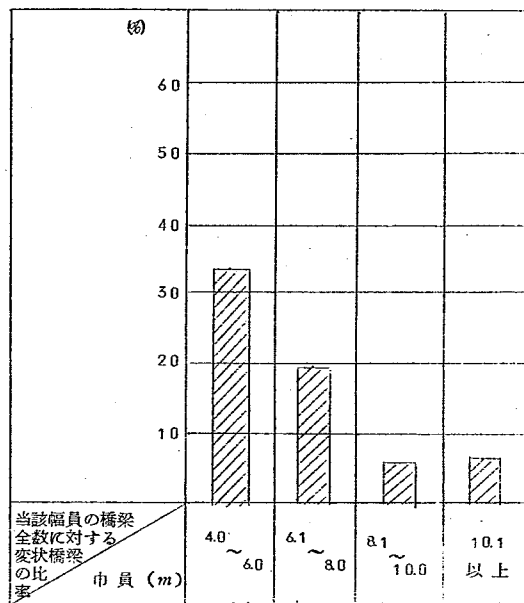


図 3.6 幅員別変状率



3.2 考 察

3.2.1 全対象橋梁の集計結果について

(1) 今回の調査対象とした橋梁全数を橋種別にみると、鋼橋とコンクリート橋の割合は低々4:6で、コンクリート橋の方が多い。この割合は戦前戦後を通じてほとんど変りがない。

橋種形式別で橋梁数のもっとも多いものはコンクリート単純Tゲタ橋で、全体の約1/3に相当する。これに次いで多いのは鋼プレートガーダー橋、鋼ゲルバープレートガーダー橋、コンクリートゲルバーTゲタ橋、鋼トラス橋、コンクリート連続Tゲタ橋などで、それぞれ全数の9~10%づつを占めている。

- (2) 車道幅員別では6～8mのものがもっとも多く、全体の半数ちかくを占めている。幅員10m以上の橋梁は全体の約23%である。
- (3) 大正15年示方書と昭和14年示方書の適用変換は、昭和13年から昭和16年の間に行なわれている。※
- (4) 交通量は、24hr交通量10000台以下の橋梁が全体のほぼ半数を占め、12hr交通量が10000台以下の橋梁もやはり全体のほぼ半数となっている。12hr交通量が20000台以上および40000台以上の橋梁は、それぞれ全数の12%および4%程度である。
- (5) 設計々算書、および設計図の保管率はそれぞれ6%および29%程度で、はなはだ低率である。戦前架設された橋梁については、設計書、図面の保管率はそれぞれ4%および25%、昭和20年以降に架けられた橋梁についてそれらは10%および40%程度で、後者のように比較的経過年数の少い橋梁においても、資料の保管状態の悪いことが目立つ。

3.2.2 変状橋梁に関する集計結果について

- (1) データ量が比較的少ないので、橋種・形式別の変状率の大小について結論的なものは得がたいが、比較的データ量(橋数)の多い橋種・型式のなかでは、鋼トラス橋が高い変状率を示している。コンクリート橋ではアーチ橋がやや高い率を示しているほか、形式別の差異は顕著でない。
- (2) 変状発生部位は、鋼橋では床版と高欄がもっとも多く、主構造・伸縮継手がつぎ、コンクリート橋の場合は高欄・舗装・主構造・床版がほぼ同程度の件数を示している。全体としては、高欄・床版・主構造・舗装が支配的で、これらの部分における変状の発生頻度はほぼ同程度といえる。
- (3) 変状橋梁のうち約70%は昭和10年以前に竣功した橋梁である。昭和10年以前に架けられた橋梁のうち、現在何らかの変状を有する橋梁は23%であるのに対し、昭和26～28年に架けられた橋梁についてのそれは約7%となっている。
- (4) 幅員別にみると幅員の狭い橋の方が変状率が高い傾向がうかがわれる。

以上、(1)～(4)に示したことがらはおおまかな傾向を示すにすぎず、“変状”についての実態を厳密に把握するためには、“変状”の定義と変状の調査方法ならびに判定基準を明らかにしておく必要がある。

※ 図3.3に示すように、昭和16年架設の橋梁で昭和14年示方書を用いず、大正15年示方書を適用しているものが数橋あるのは、旧示方書の時代に設計されたものが製作・施工期間を経て数年後に竣功したときには、すでに新示方書に切り替っていたというような事情によるものと察せられる。

4. 抽出調査

4.1 抽出調査の意義

抽出調査は、基本耐荷力、供用荷重決定の方法としてどのような調査、解析、決定が合理的でかつ能率的であるかを研究する手段として考えられたものであるが、その調査について論ずる前にその前提となる「供用荷重をきめるための因子」にはどのようなものがあるかを列挙してみると、つぎのとおりである。

i) 交通条件

a) 車種別構成 b) 交通量 c) 編員構成

ii) 動的挙動

iii) 路面状況

舗装、伸縮継手等の状況で、これは衝撃率の決定に対して影響がある。

iv) 計算応力 (σ_c) と実応力 (σ_a) との差違

σ_c/σ_a が一般に 1.0 より小さいことはよく知られているところである。とくに非合成橋ではいちじるしい。したがって供用荷重をきめるにあたってはこの影響を考慮して安全であるかぎりできるだけ大きい供用荷重をとりたいと考える場合に大きい因子となる。

一方、トラス格点のように、計算仮定と実構造が異なるものも多いので、この影響にもとづく二次応力による実応力の増加も無視しえない場合がある。

v) 許容応力度 (σ_a)

σ_a は、標準的というよりむしろ万一の危険を考慮して安全側にきめられている。

したがって実橋においては実際に使われている材料の強度や他の因子をもふくめて改めて検討して σ_a をきめることは可能である。

すなわち、この因子も供用荷重をきめるうえでは大きい因子である。

vi) 将来供用期待年数

対象とする橋梁が、将来どの程度の期間供用を期待するかということとは、他の因子とくに iv), v) の判断には大きく影響する。

vii) 重要度

viii) 腐食雰囲気、腐食状況

計算断面の減少など、一般の計算に機械的に影響する腐食については、すでに基本

耐荷力を決定する際に考慮済みであるが、所在地の腐食雰囲気の良否による腐食の進行予想、様相あるいは腐食箇所の重要度等の因子はふくまれていない。しかしこれは iv), v) の判断の際には影響を与えるものである。

以上のように、供用荷重をきめるために考慮すべき因子は多く、その判断にはかなりの経験と知識を必要とする。これを適確に行なうためには、上記の因子に関する多くの資料と、それにもとづく統一的な基準の作成が重要と考えられる。そこでまず最初に、これらの因子のうち影響度の大きい iv) を主として調査の対象とすることになった。

4.2 対象橋梁と調査の種類

抽出調査の対象とした橋梁と、それぞれの橋梁における調査の種類は、表 4.1 に示すとおりである。

4.3 調査結果および考察

4.3.1 鋼 橋

(i) 構造部分別基本耐荷力の傾向

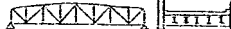
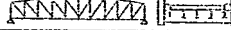
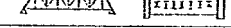
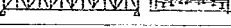
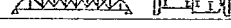
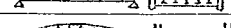
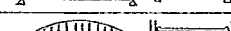
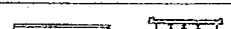
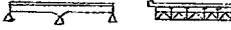
1.2 に定義をかかげたごとく、基本耐荷力とは腐食等による断面欠如を考慮に入れた各部材の強度を T_L 表示した値で、供用荷重決定のための基本となるものであるから、抽出調査対象橋梁についての応力計算は断面欠如等を考慮して行なうべきであったが、実施要領の不備により、応力計算はすべて設計断面について行なわれた。そこで、今回は、設計断面にもとづく耐荷力をとくに設計耐荷力と呼ぶことにし、これについてとりまとめることにした。

ここで、資料の扱いを明瞭かつ容易にするため、4.3.1 で用いる用語および記号とその定義をかかげておく。

表 4.1. a) 対象橋梁数

種類	調査種別	A 種	B 種	C 種
鋼	橋	2	3	9
コンクリート	橋	4	2	3
計		6	5	12

表 4.1. b) 対象橋梁主要諸元および調査種別一覧

番号	橋 種 形 式	橋 名	竣功年次	路線	所 在 地	担当地建	調査 種別	対象径間の スパン (m)	幅 員 (m)	主ゲタ 本数 (本)	主ゲタ 間隔(m)	床ゲタ 数(本)	縦ゲタ 間隔 (m)	床 版 厚 (cm)	舗装厚 (cm)	部 材 構 成	
1	St	曲弦下路ワーレントラス	両 羽 橋	S.11	7	山形県酒田市	東 北	C	66.480	8.160	—	—	9	2.060	17	(Asph) 5	
2		曲弦下路プラットラス	泰 平 橋	S.26	7	新潟市	北 陸	A	66.000	7.50	—	—	11	1.700	15	(Cone) 5	
3		平行弦下路 ワーレントラス	柳 瀬 橋	S. 5	17	群馬県高崎市	関 東	C	35.528	7.27	—	—	9	1.170	不明	(Asph) 不明	
4		曲弦下路ワーレントラス	犬 山 橋	T.14	41	愛知県大山市 ～岐阜県各務原市	中 部	C	73.152	16.154 (※ 3962)	—	—	13	1.524 1.130	16.5	(Asph) 5	
5		曲弦下路ワーレントラス	米 原 橋	S. 8	8	滋賀県酒田郡近江町	近 畿	A	62.150	6.50	—	—	11	2.625 1.325		(Asph) 5	
6		曲弦下路ワーレントラス	霞 橋	S. 3	2	岡山県倉敷市 ～玉島市	中 国	C	53.340	6.40	—	—	11				
7	Stc	曲弦下路ワーレントラス	手取川大橋	S. 7	8	石川県能美郡寺井町	北 陸	C	49.80	7.37	—	—	11	0.99 0.915	22	(Asph) 5	
8	SL	下路ランガートラス	九頭竜橋	S.25	8	福井市	近 畿	C	58.10	7.50	—	—	15	1.250	15	(Asph) 5	
9	Sb	上路プレートガーダー	朝 里 橋	S. 6	5	北海道小樽郡朝里町	北海道	C	21.93	7.50	3	3.500	(対傾) 9	0	21	(Asph) 5	
10		上路プレートガーダー	九 年 橋	S. 8	4	岩手県北上市	東 北	B	16.80	5.45	2	5.05	4	1.25	22	(Cone) 5	
11		上路プレートガーダー	霞 橋	S. 3	2	岡山県倉敷市 ～玉島市	中 国	C	17.907	6.40	2	5.486	6	1.272	14		
12		上路プレートガーダー	千 才 橋	T.10	55	徳島県小松島市	四 国	B	7.73 6.52	11.10	(旧橋)	1.00 1.21	0	0	15	(Asph) 5	
13	Sg	上路ゲルバープレート ガーダー	緑 川 橋	S.10	3	熊本県下益城郡	九 州	C	34.40	7.2	2	6.4	9	1.6	21	(Asph) 5	
14	Sc	連続上路プレート ガーダー	管 公 橋	S. 4	2	兵庫県神戸市	近 畿	B	2×23.317	13.50	6	2.426	38	0	20	(Asph) 5	

- 設計耐荷力 (C_c) : 基本耐荷力の算定において、断面を設計断面にとったもの。
本報告では計算は慣用計算によっている。
- 実測から推定した耐荷力 (C_a) : 部材の実応力度が許容応力度に達するときの荷重を $T L$ 表示した値で、設計耐荷力 (C_c) と、実測ヒズミ (ϵ_0) および慣用計算法による計算ヒズミ (ϵ_c) の比 ϵ_0/ϵ_c とから、つぎのように推定した値 $C_a = C_c \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0}$
- 慣用計算法 : 通常の設計に用いられる計算法で、例えば上路プレートガーダー橋（非合成）の場合は、荷重分配を格子や板のように考えず、かつ床版の合成作用を無視して行なう計算法をいう。
- 厳密計算法 : 慣用計算法以外の計算法の総称で、たとえば、非合成上路プレートガーダー橋の場合は、荷重分配を格子または板のように考えたり、床版の合成作用を考慮したりして行なう計算法。
- 慣用計算法によるヒズミまたはタワミ (ϵ_c または δ_c) : 慣用計算法によって計算される各部材のヒズミまたはタワミ
- 厳密計算法によるヒズミまたはタワミ (ϵ_{cc} または δ_{cc}) : 厳密計算法によって計算される各部材のヒズミまたはタワミ
- 実測ヒズミまたは実測タワミ (ϵ_0 または δ_0) : 実測されたヒズミまたはタワミ

設計耐荷力を全橋についてとりまとめると、表 4.2～4.3 および図 4.1～4.2 のとおりである。これらよりつぎのことがわかる。

A. トラス橋（大正 14 年～昭和 26 年の間に架設された 7 橋）について

- i) 上・下弦材の設計耐荷力は $L-20$ を中心にして $L10 \sim L28$ の範囲に分布している。
- ii) 上弦材の設計耐荷力は下弦材のそれより大きい。
- iii) 斜材、対材、垂直材、支材等の部材についても、上・下弦材と同程度の頻度分布となっている。
- iv) 床ゲタ、縦ゲタ等の床組部材については一般に主構部材を下廻っており、大半は $T-20$ 以下である。
- v) 主構および床組の全部材を通じて、架設年次あるいは適用示方書・橋の等級等の

別による差異は明らかでない。

表 4.2 設計耐荷力——トラス橋

橋 梁 名	大 山	柳 瀬	手取川	米 原	両 羽	両 羽	九頭竜	泰 平
形 式	ワーレン	ワーレン	ワーレン	ワーレン	ワーレン	ボニー	ランガー トラス	プラット
竣工年次 (示方書・等級)	T14 ()	S5 (1-2)	S7 (1-2)	S8 (1-2)	S11 (1-2)	S11 (1-2)	S25 (2-2)	S26 (2-1)
主 構	端 柱	29			51	19	(アーチ24)	
	上 弦 材	21	16	24	20	28	21	20
	下 弦 材	19	10	24	19	25	13	19
	斜 材	23	11	25	16	30	15	23
	対 材				33			
	垂 直 材	45	11	29	60	29	11	20
床ゲタ	支 材		23					
	端 床ゲタ	25	6			23	16	
縦ゲタ	中間床ゲタ	29	6	16		20	9	21
	外 縦ゲタ	12	12			4	12	
床 版	中間縦ゲタ	25	15			1	5	19
								14
継 手	床 版		17					13
	主 構				10	21		
継 手	床 組				12	11		

*示方書：大正15年示方書を1，昭和14年示方書を2で示す。以下同様に用いる。

表 4.3 設計耐荷力——プレートガダー橋

橋 梁 名	千 才	朝 里	九 年	緑 川	両 羽
形 式 (主ゲタ数)	Sb(7)	Sb(3)	Sb(2)	Sg(2)	Sb(2)
竣工年次 (示方書・等級)	T10()	S7(1-1)	S8(1-2)	S10(1-1)	S11(1-2)
主ゲタ	外ゲタ	2	0	18	18
	中ゲタ	4	10		26
床ゲタ	端床ゲタ				9
	中間床ゲタ				4
縦ゲタ					7
継 手					14

B. プレートガーダー橋（大正10年～昭和11年の間に架設された5橋）について

- i) 主ゲタのL-値はほとんど20以下で、その半数程度は10以下である。
- ii) 外ゲタのL-値は一般に中ゲタのそれより小さい。
- iii) 床組部材については資材が乏しく、傾向はわからない。
- iv) 架設年次、適用示方書、橋の等級とTL値との間の相関関係は明らかでない。

以上のことがらと、(2)に示す静的ヒズミ測定結果とをあわせて考えると、今回の調査対象となった橋梁の基本耐荷力について、共通的な傾向はつぎのようである。

- i) トラス主構については、上下弦材における C_c はL10～L28であるが、 C_a は上弦材で C_c の1.0～1.25倍、下弦材で1.6～2.0倍となる。同様に、斜材、垂直材はそれぞれ0.9～1.2倍および0.9～2.5倍程度の範囲になる。
- ii) プレートガーダー橋の主ゲタについては、 C_c は20以下であるが C_a はその1.4倍以上となる。 C_c と C_a との差異は個々の橋梁によっていちぢるしいが、これは、主ゲタにおける荷重分配ならびに床版、床組部材等の合成作用の程度が橋梁ごとに異なるためと考えられる。
- iii) 床組部材については、 C_c は大略20以下であるが、 C_a は一般にその2倍以上となる。

図4.1 設計耐荷力——トラス橋

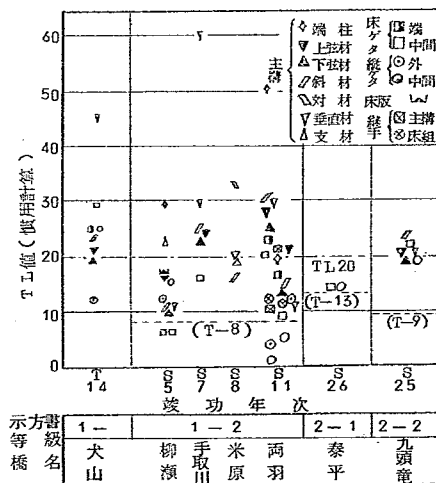
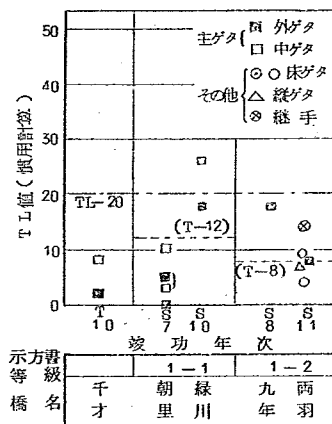


図4.2

設計耐荷力——プレートガーダー橋



(2) 構造部分別基本耐力力の計算法

一般に、慣用計算法によって計算された各部材の応力と実応力とが一致しないことは、従来の調査結果にもみられるところであるが、計算によってできるだけ実応力にちかい応力を推定するためには、慣用計算法において無視されている諸因子を適宜考慮する必要がある。たとえば、部材相互の協同作用や荷重分配の影響などであるが、これらのどの因子をどの程度考慮するのが適当であるかは橋梁ごとまちまちで、ある部材の実応力を厳密に計算によって得ることは困難と思われる。しかし、多くの実橋について実応力（ヒズミ）を測定し、それと いろいろな假定条件にもとづいて求めた計算値とを比較することにより、部材ごとに、実応力を推定するのに合理的な計算法あるいは計算假定を確立するための手がかりを得ることは可能と考えられる。

今回の調査においては、主として慣用計算による計算ヒズミ（ ϵ_c ）と実測ヒズミ（ ϵ_o ）との比較にとどまり、種々の假定条件にもとづく計算値との比較がなされた例は数橋にかぎられたため、部材ごとの、妥当なる計算法ないしは計算假定についての傾向をうかがうことは困難であったが、少なくとも、慣用計算による値については、ある程度の傾向の把握が可能と思われる。

静的ヒズミの実測値（ ϵ_o ）と計算値（主として ϵ_c ）との比についてまとめると、表 4.4～4.5 および図 4.3～4.4 のとおりである。これらよりつぎのことがいえる。

A. トラス橋（大正 14 年～昭和 25 年の間に架設された 5 橋）について

- i) ϵ_o/ϵ_c の値は上弦材の方が下弦材より大きく、前者が 0.8～1.0 であるのに対して後者は 0.5～0.6 で、両者とも橋梁によるバラツキが比較的少ない。
- ii) 斜材における ϵ_o/ϵ_c 値は 0.8～1.1 の範囲にあって、比較的一定しているが、垂直材のそれは 0.4～1.1 の範囲にあってバラツキが大きい。
- iii) 床ゲタおよび縦ゲタについては橋梁によってまちまちで、全体として定まった分布範囲はないが、一般に ϵ_o/ϵ_c 値が 0.5 以下のものが多い。
- iv) 一般に床ゲタよりは縦ゲタの方が ϵ_o/ϵ_c 値は小で、縦ゲタのそれは 0.4 以下である。このことは、静的タワミの測定結果ともあわせて、縦ゲタにおける荷重分配、床版その他の部材との協同作用、あるいは連続性の影響等による実応力減少が床ゲタにおけるよりも大きいことを意味すると考えられる。

B. プレートガーダー橋（大正 10 年～昭和 10 年の間に架設された 6 橋）について

- i) 主ゲタフランジにおける ϵ_o/ϵ_c 値は 0.7 以下の範囲でバラツキがある。

上フランジにおける $\varepsilon_o/\varepsilon_c$ 値は下フランジのそれより小さく、前者が0.2~0.7であるのに対し後者は0.5以下の範囲にあって、上フランジにおける床版の合成作用等の影響が大きいことを示している。

- 11) 数例についてみると、格子あるいは板としての荷重分配を考えたり、あるいは非合成ゲタに対して床版の合成作用を考えたりして行なった計算によるヒズミ(ε_{cc})に対する ε_o の比($\varepsilon_o/\varepsilon_{cc}$)は0.9~2.2程度となっており、 $\varepsilon_o/\varepsilon_c$ 値とくらべて格段の差を生ずる。従って ε_o は、格子や板としての荷重分配や床版合成の効果ある程度考慮した場合の計算値と一致することになるが、これらの影響の度合が個々の橋梁ごとに大いに異なることも明らかである。

表 4.4 静的ヒズミ($\varepsilon_o/\varepsilon_c$ または $\varepsilon_o/\varepsilon_{cc}$)——トラス橋——

橋 梁 名	大 山	柳 瀬	手 取 川	両 羽	九 頭 竜
形 式	ワーレン	ワーレン	ワーレン	ワーレン	ランガートラス
竣工年次(示方書・等級)	T14()	S5(1-2)	S7(1-2)	S11(1-2)	S25(2-2)
主 構	端 柱		0.82		(アーチ:0.80)
	上 弦 材	0.93	1.07	0.88	0.81 (0.81**)
	下 弦 材	0.54	0.52	0.48	0.64 (0.99**)
	斜 材	0.82	0.97	0.85	1.11 (1.11**)
	垂 直 材	0.41	0.86	0.58	1.04 (1.04**)
床 ゲ タ	端 床 ゲ タ	0.43	0.38		0.38
	中間床ゲタ	0.86	0.34	0.50 (0.58*)	0.64
縦 ゲ タ	外 縦 ゲ タ	0.33	0.28		
	中 縦 ゲ タ	0.12	0.41		0.50 (0.92***)
床 版			0.48		

* 床版と合成作用するとした場合

** ()内は下弦材に下横構・縦ゲタが協力するとした場合

*** 床版の合成および格子または板としての荷重分配を考慮した場合

表4.5 静的ヒズミ (ϵ_0/ϵ_c) 又は ϵ_0/ϵ_{cc} —— プレートガード橋

橋 梁 名		千 才	霞	管 公	朝 里	緑 川	九 年
形 式 (主ゲタ数)		S _b (7)	S _b (2)	S _c (6)	S _b (3)	S _g (2)	S _b (2)
竣功年次 (示方書・等級)		T10()	S3(1-1)	S6(1-1)	S7(1-1)	S-10(1-1)	S-8(1-2)
主ゲタ	上フランジ	0.11 (088 ***)	0.46	0.48	0.18 (015**) 220 ***	0.10	0.07 (044****)
	下フランジ	0.22 (130****)	0.55	0.55	0.68 (052 **) 088 ***	0.57	0.35 (046****)
床ゲタ [*]	上フランジ		0.37			0.31	
	下フランジ		0.37	(横溝)0.45		0.32	
縦ゲタ [*]	上フランジ		0.31			0.11	0.08
	下フランジ		0.44			0.33	0.17 (025 ****)

* 測定値は、端床ゲタと中間床ゲタ、および外縦ゲタと中縦ゲタとは大差ないので、その平均値を示す。

** 非合成。格子または板としての荷重分配考慮。

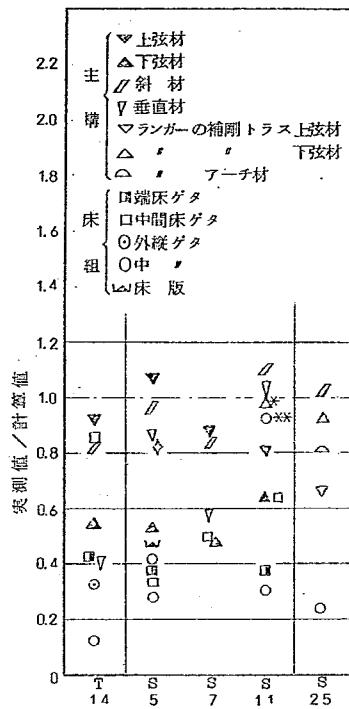
*** 合成。格子または板としての荷重分配考慮。

**** 床版の合成のみ考慮、格子または板としての荷重分配は考慮せず。

表4.6 実応力度基準耐荷力 C_a ($C_c \times \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0}$)

橋 梁 名	犬 山	柳 瀬	手取川	両 羽	千 才	朝 里	九 年	緑 川
主 構	上 弦 材	22	15	27	35			
	下 弦 材	35	19	50	39			
	斜 材	28	11	29	27			
	垂 直 材	110	13	50	28			
主	ゲ タ					9~36	0~55	51~260
床ゲタ	端床ゲタ	58	16		60			
	中間床ゲタ	33	17	32	31			
縦ゲタ	外縦ゲタ	36	43					
	中縦ゲタ	208	36		3			
床 版		35						

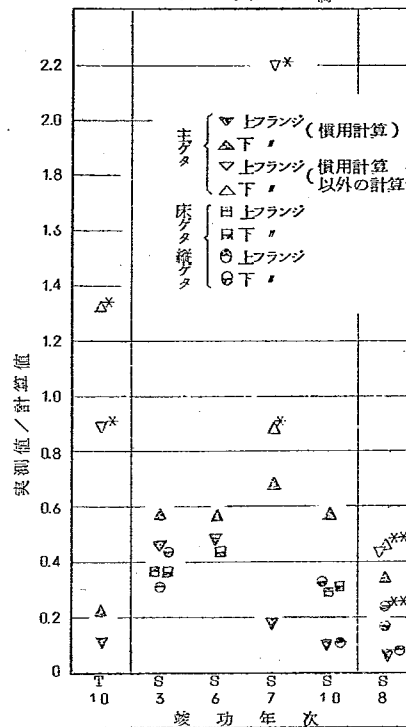
図 4.3 ϵ_e/ϵ_c トラス橋



示方書 等級	不明	1 - 2	2 - 1
橋名	犬 山	柳 瀬	手 取 川 羽 九 頭 竜

- * 下弦材に下横構、縦ゲタが協同作用するとした場合
- ** 床版の合成作用および格子または板としての荷重分配考慮

図 4.4 ϵ_e/ϵ_c プレートガーダー橋



示方書 等級	不明	1 - 1	1 - 2
橋名	千 才	管 公 朝 里 緑 川 九 年	九 年

- * 床版の合成作用および格子または板としての荷重分配考慮
- ** 床版の合成作用のみ考慮、格子または板としての荷重分配は考慮せず。

111) 床ゲタおよび縦ゲタの ϵ_e/ϵ_c 値は 0.5 以下の範囲にあり、上下フランジ別では上フランジが下フランジよりやや小さい傾向がある。

(3) タワミ測定による耐荷力判定の可能性

静的タワミの実測値(δ_e)と慣用計算による計算タワミ(δ_c)の比(δ_e/δ_c)についてまとめると、表4.7～4.8および図4.5～4.6のとおりである。これらよりつぎのことがいえる。

A. トラス橋(大正14年～昭和26年の間に架設された8橋)について

- i) 主桁の δ_e は δ_c の60～90%となっているが、8橋中6橋までは60～70%の範囲にあって、比較的一定している。
- ii) 床組部材については、 δ_e/δ_c 値は10～80%の間にばらついているが、ほとんどが20～60%の間にある。また縦ゲタの δ_e/δ_c 値は床ゲタのそれより一般に小さい。

B. プレートガーダー橋(大正10年～昭和10年の間に架設された5橋)について

- i) 主ゲタの δ_e/δ_c 値はほぼ30～50%の間にあり、トラス主桁のそれに比してかなり小さい。
- ii) 格子や板としての荷重分配や床版の合成作用を考慮した計算値(δ_{cc})に対する δ_e の割合は概略50～100%となり、これらの影響が実橋においてかなり大きいことを示している。

つぎに、動的タワミ測定の結果得られた衝撃率^{*}、自由振動周期、対数減衰率についてまとめてみると、それぞれ図4.7～4.9、図4.10および表4.9のようである。これらより、つぎのことがいえる。

A. 衝撃率について

- i) 一般に車速が大きいほど衝撃率が増加する傾向がある。
- ii) 1台走行の場合よりも2台走行の場合の方が i_e は大きくなっているが、3台、4台となるとどうなるかは、今後の調査にまつほかない。
- iii) 路面状態の良否による影響が大きい。

B. 自由減衰振動周期について

- i) トラス橋、プレートガーダー橋とも、実測値と計算値とはよく一致している。
- ii) 支間の増大とともに、振動周期は直線的に増加する傾向があり、それをかりに実

* ここでいう「衝撃率」とは、自由減衰振動波形の、静タワミの部分の振幅に対する動タワミの部分(静タワミ波形曲線を中心とした小振動波)の振幅の比をいう。

表 4.7 δ_e/δ_c ——— トラス橋

橋 梁 名	犬 山	霞	柳 瀬	手取川	米 原	両 羽	泰 平	九頭竜
形 式	ワーレン	ワーレン	ワーレン	ワーレン	ワーレン	ワーレン	プラット	ランガー トラス
竣工年次 (示方書・等級)	T14 ()	S3 (1-1)	S5 (1-2)	S7 (1-2)	S8 (1-2)	S11 (1-2)	S26 (2-1)	S25 (2-2)
主 桁	①慣用計算値 に対する比	0.88	0.70	0.67	0.70	0.62	0.85	0.63
	②計算法-2 に対する比				0.76**		0.95***	
床ゲタ	端 床 ゲタ	0.53		0.43			0.44	
	中間 床 ゲタ	0.86		0.42			0.58	0.53
縦ゲタ	外 縦 ゲタ	0.19 (0.43*)		0.15				
	中 縦 ゲタ	0.38		0.23			0.32 (0.94)***	0.75
床 版							0.64	

* 荷重分配を考慮

** F. Bleich の計算式による。

*** 主桁下弦材に下横構・側縦ゲタが協同するとして。

**** 荷重分配・床版の合成作用を考慮

表 4.8 δ_e/δ_c ——— プレートガーダー橋

橋 梁 名		千 才	霞	朝 里	緑 川	九 年	
形 式 (主 ゲ タ 数)		S _b (7)	S _b (2)	S _b (3)	S _g (2)	S _b (2)	
竣工年次 (示 方 書 ・ 等 級)		T ¹⁰ ()	S ³ (1-1)	S ⁷ (1-1)	S ¹⁰ (1-1)	S ⁸ (1-2)	
主ゲタ	①計算1 (慣用計算) に対する比	外ゲタ	∞	0.43	0.53	0.52	0.31
		中ゲタ	0.10		0.37		
	②計算2 (非合成 , 荷重分配のみ考慮) に対する比	外ゲタ			0.74		
		中ゲタ			0.47		
	③計算3 (荷重分配を考慮した合成ゲタの計算) に対する比	外ゲタ	0.65		1.56		0.74
		中ゲタ	1.00		1.00		
床 版	①慣用計算値に対する比		0.27				
	②3径間連続版の計算値に対する比		0.50				

図 4.5

δ_o/δ_c — トラス橋

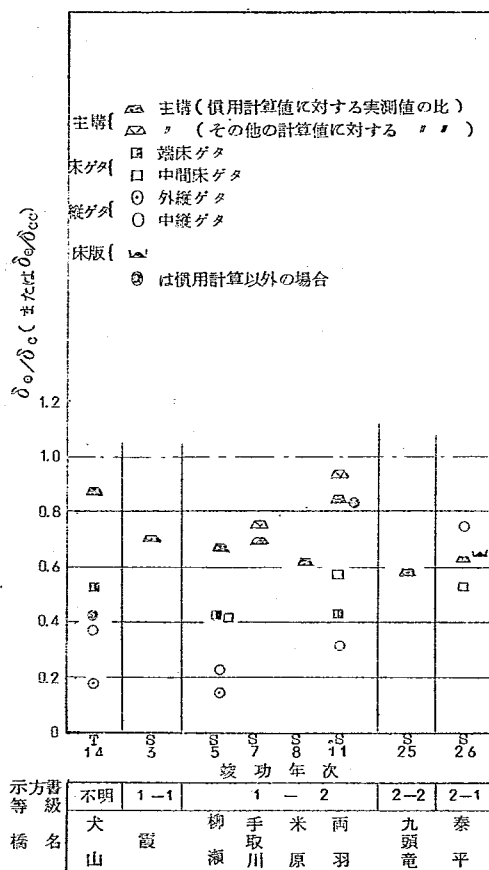


図 4.6

δ_o/δ_c — プレートガーダー 橋

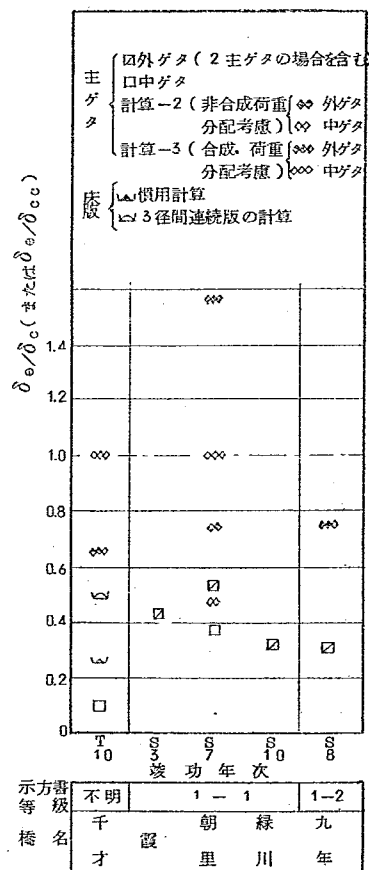


図 4.7 衝撃率——トラス橋

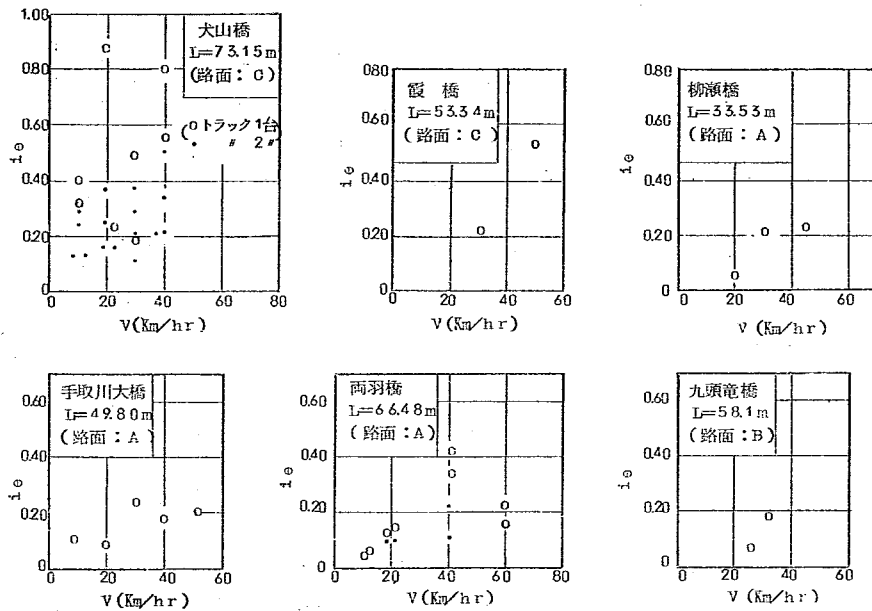
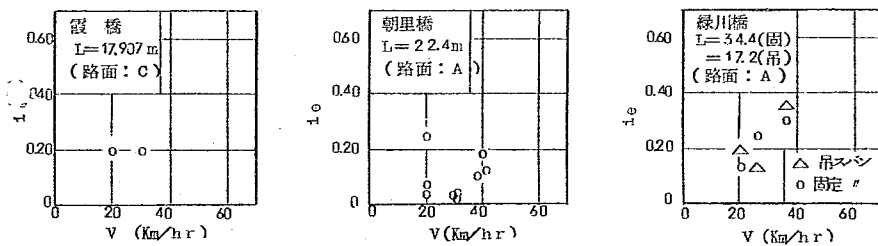


図 4.8 衝撃率——プレートガーダー橋



注) 路面の状態 A : おおむね良好 (平滑) なもの
B : A と C の中間に類するもの
C : 舗装の破損や凹凸のいちぢるしたもの

図 4.9 支間と衝撃率との関係

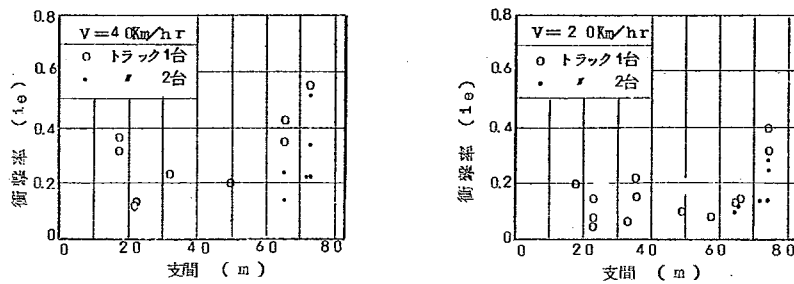


図 4.10 自由減衰振動周期

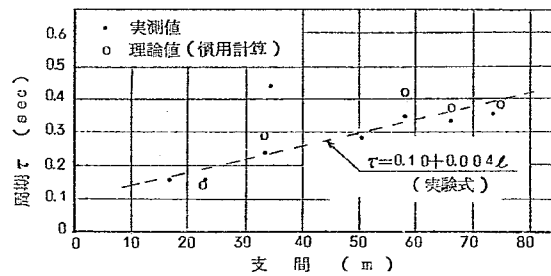


表 4.9 対数減衰率

形 式	橋 名	対数減衰率
ト ラ ス	ワーレン 犬 山 橋	0.13~0.21
	ワーレン 手取川大橋	0.515
	ワーレン 両 羽 橋	0.0095
ラン ガー	ランガートラス 九 頭 竜 橋	0.005~0.011
プレートガーダー	Sb 朝 里 橋	0.095
	Sg 緑 川 橋	0.11

驗式として求めるとつぎのようになる。

$$\tau = 0.10 + 0.004L$$

(τ : 振動周期 (sec), L : スパン (m))

C. 対数減衰率について

0.01~0.5の範囲に橋梁によってまちまちであり、形式、支間、架設年次等との関連性は明らかでない。

以上のことがらから、タワミ測定による耐荷力判定の可能性について考えるとつぎのようである。

静的タワミは、トラス橋およびプレートガーダー橋のいずれについても、各部材の C_c (図4.1~4.2) および ϵ_e/ϵ_c (図4.4~4.5) との間の相関関係は明らかでない。たとえば、 C_c または C_a が $TL-20$ をかなり下回る柳瀬橋と、それらが $TL-20$ をかなり上回る両羽橋とについて比較すると、 δ_e/δ_c は後者が前者より大きくなっており、 δ_e/δ_c 値は耐荷力の小さい橋梁ほど大きいであろうとの予想とは逆の傾向も現われている。

また、動的タワミより求めた諸項目についても、これらより直接基本耐荷力を推定しうるような手がかりを得ることはむづかしいと思われる。

このようなことから、現在の段階では、タワミ測定による基本耐荷力判定は困難と思われるが、将来、さらに資料が蓄積された場合には、その中から $\epsilon_e \sim \delta_e$ の相関関係が得られることがあるかも知れない。

(4) 構造部分別変状程度の傾向

A. 鋼材の腐食

変状外観調査の行なわれた鋼橋14橋について、主要部材の腐食現況を概略的に示すと、表4.10のようである。

これより明らかなごとく、部材別にはとくに腐食しやすい部材と腐食しにくい部材があるというような傾向は認められず、むしろ、腐食のある橋梁はそのほとんど全部材にわたって腐食が同程度の状態に生じているといえよう。

腐食の原因としては、塵芥の堆積、雨水の溜水(水はけ不良)がもっとも多く、ゴミや水の溜りやすい部分の腐食がかなり進行しているものが多い。ほかに、機関車の煤煙、沙風が原因となっている場合も少例ある。

B. 主要部材の変位・変形

表 4.12 中に示すとおりで、14橋中3橋においてこの種の変状が報告されている。

C. 床版の破損

表 4.11 に示すとおり、14橋のうち程度の大小にかかわらず何らかの変状あるものは10橋で、そのうち、おびただしいコンクリートのクラック、コンクリートの剝離・鉄筋露出等かなり破損が目立つもの6橋となっている。

また、昭和10年代以前に架設されたものの中には、コンクリートの品質不良なもの、あるいは施工が粗雑であると観察されたものが多かった。

D. 高欄、舗装、伸縮継手、支承、下部構造躯体等における変状。

表 4.12。高欄、伸縮継手の破損いちぢるしいもの2～3橋、支承に変状があるもの(腐食や変位のために、その機能が疑問視されるもの)4～5橋、補強を必要とするような破損または変位を生じている橋脚のあるもの2～3橋、となっている。

表 4.10 変状現況——鋼材の腐食

形式	橋 名	竣功 年次	部 材								橋 要
			上 弦材	下 弦材	斜材	垂 直材	床 ゲタ	横構 対傾器	縦 構	主 ゲタ	
St	大 山 橋	T14	○	○	○	○	○	○	○	○	軌条近傍の床版が破損し泥水が湧水
	霞 橋	S3	○	○	○	○	○	○	○	○	床面下の塵芥の堆積いちぢるし
	柳 瀬 橋	S5	○	○	○	○	○	○	○	○	
	手取川大橋	S7									(39年度ペイント塗替)
	米 原 橋	S8	○	○	○	○	○	○	○	○	機関車の煤塵、泥土により、下格点部の腐食がとくにいちぢるしい。
	両 羽 橋	S11	○	○	○	○	○	○	○	○	
	泰 平 橋	S26	○	○	○	○	○	○	○	○	
S1	九 頭 竜 橋	S25	○	○	○	○	○	○	○	○	塵芥堆積、ペイント剝離
Sb	千 才 橋	T10								○	(40年2月塗装)
	霞 橋	S3					○		○	○	
	菅 公 橋	S6						○	○	○	砂風をうける。がセットの一部に原形をとどめるものあり。
	朝 里 橋	S7					○	○	○	○	滴水による腐食
	九 年 橋	S8					○	○	○	○	水の溜りやすい部分腐食
Sg	緑 川 橋	S10					○		○	○	(36年、塗装)

- 腐食なし、または腐食極少(赤サビ点程度)
- 断面減少をきたしていないと判断される程度の腐食
- 腐食かなりいちぢるしく、断面減少をきたしているもの
- 腐食きわめていちぢるしく、原形をとどめていなかったり孔があいたりしているもの

表 4.1.1 変状現況——床版の破損

形式	橋 名	竣工 年次	現 況	
			破損度	現 況 概 要
St	犬 山 橋	T 14	Ⓐ	下面のかぶり少なく、鉄筋露出多し。軌条近傍の床版破滅し、銕接モルタルや泥水がもれている。
	霞 橋	S 3	Ⓐ	クラック・剝離・脱落・鉄筋露出
	柳 瀬 橋	S 5	Ⓐ	床版コンクリートは全般にポーラスで下面のかぶりがほとんどないため、鉄筋露出多し
	手取川大橋	S 7	○	
	米 原 橋	S 8	○	
	両 羽 橋	S 11	Ⓐ	コンクリートの品質不良（すき間多く、砂利層のあらわれているところあり）。下面のかぶり少なく、床版全面にわたって鉄筋露出多し。
	泰 平 橋	S 26	○	
S1	九 頭 竜 橋	S 25	Ⓐ	長さ1～3mのクラック数本と、コンクリート剝離4～5箇所あり。
Sp	千 才 橋	T 10	Ⓐ	底面6～7箇所コンクリート剝離、鉄筋露出あり。
	霞 橋	S 3	Ⓐ	
	管 公 橋	S 6	Ⓐ	クラック・コンクリート剝離・鉄筋露出・石灰流出・水もれ等
	朝 里 橋	S 7	Ⓐ	網状クラック多し。コンクリートはポーラスで、剝離・脱落・鉄筋露出多し。
	九 年 橋	S 8	○	
Sg	緑 川 橋	S 10	Ⓐ	クラック多し。クラックより雨水浸透

- 健全、または部分的に小クラックがある程度。
 Ⓐ クラックやコンクリートの剝離が点在するもの。
 Ⓐ 全面にわたって、クラック・コンクリートの剝離・脱落・鉄筋露出いちぢるしいもの。
 Ⓐ 破損甚大にして、鉄筋露出やその腐食いちぢるしく、部分的に床版が抜け落ちたりしているもの。

表 4.1.2 高岡・鯖・伸縮継手・支承・下部構造の変状ならびに主要部材の変位・変形

形式	橋 名	変 状 一 般							主要部材の変位・変形
		鯖	高	伸縮 継手	支 承	下部 橋台	橋脚	摘 要	
St	犬 山 橋	○	○	○*	○	○	○	*斜材と路面が交差する箇所の伸縮継手破損大	
	霞 橋	○	○	○	○	○	○	橋脚の変位が路面凹凸の原因となっている	(1)垂直材・ネジレ変形 (2)ローラー滑り出し 可動不能
	柳 瀬 橋	○	○	○	○	○	○	*10連目固定支承下橋脚頂部破壊、要・補強	
	手取川大橋	○	○	○	○	○	○		参考： S38：V 1本取替 S39：V & D補強 S39：塗装
	米 原 橋	○	○	○	○	○	○		U ₁ ～U ₉ のすべての橋門脚および対傾構に変形(曲り)または破断あり。変形最大80cm
	両 羽 橋	○	○	○	○*	○	○	*ローラー滑の腐食甚大 **橋脚頂部にクラック 破損	
	泰 平 橋	○	○	○*	○**	○	○	*新潟地震により第2 10径間のジョイント 13.5cm開口 **ローラー支承最大 1.5cm移動	
S1	九 頭 竜 橋	○	○	○	○	○	○		
Sb	千 才 橋	○	○	○	○	○	○		
	霞 橋	○	○	○	○	○	○		
	管 公 橋	○	○	○	○*	○	○	*腐食	
	朝 里 橋	○	○	○	○	○*	○	*クラック	
	九 年 橋	○	○	○	○	○	○		
Sg	緑 川 橋	○	○	○	○	○	○		戦災をうけて、主ゲタの一部のフランジおよびスチフナーが曲ったり孔があいたりしている

○ 異状なし
○ わずかな破損・変形・変位等
○ かなりの
○ 破損・変形・変位・腐食等のとくにいちじるしいもの

注)

全橋についての総合的な評価であるが、変状が局部的なものであってもその影響が全橋におよぶようなものは、全橋にわたる変状とみなして評価した。

4.3.2 鉄筋コンクリート橋

(1) 構造部分別耐荷力の傾向

調査橋 9 橋 (表 4.1.3) の内、設計書があると報告されたもの 1 橋、設計図があると報告されたものは 4 橋にすぎない。しかも、これらの設計書または設計図のある橋について T L - 2 0 を載荷した場合の計算結果はまだ報告されていない。設計図書がない橋について外観寸法調査資料に基づいて T L - 2 0 に対する計算を行った報告が 2 橋ある。表 4.1.4 に要点を表示する。

いずれにせよ、この程度の報告からは傾向をつかむことは出来ない。

(2) 構造部分変状程度の傾向

調査橋 9 橋の内、外観調査報告があるものは 7 橋で、報告が不十分でもあり、変状の傾向を十分示すことはできない。主構造の変状について簡単にまとめたものを表 4.1.3 に示す。

(3) 標準的、基本耐荷力計算方法 (案)

i) 以下に R C T 桁橋における基本耐荷力の計算方法の試案を示す。

ii) R C T 桁橋では次の部材別、応力別の耐荷力を求める。

(i) 部材別……

主桁 (耳桁、中桁)
横桁
床版
中間床版支間
支点
片持床版支点

(ii) 応力別……

曲げモーメント
せん断力

iii) R C T 桁橋の既設橋では設計図書の保存は全く不良である。

設計図書がある場合には引張主鉄筋の腐蝕による断面欠損、圧縮側コンクリートの断面欠損、せん断力の大きい部分の腹部コンクリートの断面欠損ならびにコンクリートの中性化による弾性および強度の低下が外観調査で判れば寸法調査、コンクリートの品質試験を行い、その調査ならびに試験結果を元に基本耐荷力を算定する。断面欠損、コンクリートの品質低下が予想されない時には設計図書のみに基づいて基本耐荷力を算定する。

IV) 設計図書がない場合

A. 曲げモーメントに対する計算

a) コンクリートの主要寸法、鉄筋位置(引張主鉄筋はかぶりコンクリートをはつて露出させ)は実測による。

b) コンクリートの許容曲げ圧縮応力度はコアを抜いて試験して求める。

この際、次のようにして求める。

① コア採取を行った場合

$$\sigma_{ca} = \frac{a \sigma_{mc}}{5}$$

ここに σ_{ca} : 基本耐荷力の算定に用いる許容曲げ圧縮応力度

σ_{mc} : コアの圧縮強度を $\phi 15 \times 30$ のシリンダー強度に修正した値の平均値

a : 品質のバラツキを考えた補正係数

② コア採取を行わない場合

超音波伝播速度や、表面硬度試験から弾性係数を求め、間接的にコンクリートの圧縮強度を推定して①のようにして許容応力度を決める。

または、設計時の示方書と当時の技術水準から予想される最低の値を許容応力度とする。

c) 鉄筋の許容引張応力度

昭和28年以前のRCT桁橋に用いられた鉄筋の品質はSS41級かそれ以下である。

この許容応力度は設計当時の示方書によって決めるが、昭和28年以前に架設されたRCT桁橋では次の値をとる。

$$\sigma_{sa} = 1200 \text{ Kg/cm}$$

B. せん断力に対する計算

a) コンクリート断面寸法は実測による。

b) せん断補強鉄筋の位置および量の実測は通常行い得ないので、せん断補強鉄筋に関する計算は間接的に推定して行うより他の方法はない。

c) コンクリートの許容せん断応力度も不明であるが、基本耐荷力算定に用いる許容応力度として(これを $\bar{\tau}_a$ とする)次の値を用いる。

① コンクリートのコア採取を行った場合

表 4.13 耐荷力試験実施橋梁（鉄筋コンクリート橋）一覧表

地建名	路線	橋種 型式	架設 年次	橋 名	所 在 地	橋 長 (m)	径 間 割 (m)	巾員 (m)	設 計 示方書	等 級	設 計 計算書	設計 図	荷重 制限	通行 制限	交 通 量		損 傷 補 修 状 況 (主構造)	試験 種別	線形	備 考
															12時間	24時間				
北海道	36	K _t	S 28	厚 別 橋	札幌市	21.00	2@ 10.50	7.5	昭 14	1	無	有	無	無	5,437 (S37年)		○28年拡張 ○観察報告なし	A	直	
東 北	6	K _t	S 24	渋 川 橋	福島県勿来市 檀田町	34.92	3@ 11.60	7.5	昭 14	1	無	有	無	無	6,003	7,204	○主桁、支承附近コンクリート剥離、主鉄筋露出 ○補装面キレツ有、特に支点付近著しい。	A	斜 7.0	○舗装コンクリート
関 東	18	K _t	S 26	神 川 橋	上田市神川	84.	6@ 14.00	7.5	昭 14	1	無	無	無	無	5,726		○主桁曲げキレツ(0.2mm)	C	直	
北 陸	18	K _t	S 9	瀬 渡 橋	新潟県高田市和田	84.	2@9.1+6@11.1	5.5	大 15	1	無	無	無	無	3,500	4,230	○39年に拡張補強済 ○主桁・支承付近、1/4 近くでハクリ、露出	B	斜 7.5	
近 畿	25	K _t	S 26	竜 田 橋	奈良県生駒郡 斑鳩町竜田	46.80	4@ 11.70	6.0									○主桁曲げキレツ(0.4mm) ○横桁接合部大キレツ ○床版キレツ著しく全面的	C	斜 7.2	
・	1	K _t	S 27	枚 方 小 橋	枚方市大字桜新地	18.557	1径間	8.8	昭 14	1	無	有	無	無	18,987	24,923	○主桁曲げキレツなし ヘアクラック、剥離あり	B	斜 6.0	○せん断補強の状況不明
・	2	K _t K _t	S 6	明石跨線橋	兵庫県明石市 東王寺町	(全長 330.16)	ラーメン 3@6.30 単純T桁 5.95	6.0	不明	1	有 ?	有 ?	無	無	20,237	28,124	○31年一部補修モルタル ○戦災により火災をうけた。 ○床版キレツ、ハクリ全面的 ○主桁のキレツ少い。	C	直	○試験結果の報告 一部のみ
四 国	11	K _t	S 7	香 東 橋	高松市西浜新町	93.6	8@ 11.7	7.6	大 15	2	無	無	16t	無	10,350	12,940	○主桁、中央よりはづれて大ハクリあり、鉄筋腐蝕進行 他ヘアクラック ○横桁大キレツあり	A	斜 7.0	
九 州	10	K _b	S 10	小 筒 井 橋	大分市大字上戸次	42.0	3@ 14.0	8.0	大 15	2	無	無	無	無	3,210	4,013	○観察報告なし	A	曲線 殆んど直	○Aだが耳桁のタワミのみ測定

コンクリートの品質と当時の示方書からの許容せん断応力度 $\tau_{a'}$ および τ_a を決
め、当時の設計荷重によって計算されるせん断応力度 τ に応じて τ_a を定める。

$$\tau < \tau_{a'} \text{ の時} \quad \tau_{a'} = \tau_a \text{ とする。}$$

$$\tau > \tau_{a'} \text{ の時} \quad \tau = \tau_{a'} \text{ とする。}$$

② コア採取を行わない場合

当時の示方書から $\tau_{a'}$ 、 τ_a を次のように求める。

$$\text{昭和25年以前に架設された場合} \quad \tau_{a'} = 4.5 \quad \tau_a = 14$$

$$\text{昭和25年以后に架設された場合} \quad \tau_{a'} = 5.5 \quad \tau_a = 16$$

そして①と同様に τ を求め

$$\tau < \tau_{a'} \text{ の時} \quad \tau_{a'} = \tau_a$$

$$\tau > \tau_{a'} \text{ の時} \quad \tau = \tau_{a'}$$

(4) 標準耐力試験車による測定にもとづく耐力判定の可能性、その信頼度

i) タワミまたはヒズミ実測上予想される問題は

(1) 荷重とタワミまたはヒズミとの間の非直線関係が予想される。

実験室でのRC桁の実験では図4.1.2～4.1.3のような荷重・タワミまたはヒズミ曲線がえられている。これは初載荷で一行程載荷の場合である。

今回の実橋試験の報告書の中から整理できた2.3の橋について荷重・タワミ関係を示すと図4.1.1のようになる。これから、荷重・タワミ関係はほぼ直線となっていることが判るが、応力水準が許容応力度をかなり下まわっているので、許容応力度程度まで直線性が示されるかどうか、今後実測する必要がある。

(2) 次に、舗装コンクリート、地覆、高欄等の剛性の影響がタワミおよびヒズミの実測に表われることである。

表4.1.4に実測値と計算値（舗装コンクリート等の剛性は無視）との比較を示す。実測値は計算値を通常下まわり計算値の0.4～1.64位と非常にちがっている。計算値との差が何により、どの程度になるかは現在までの資料で推定するのは困難である。

ii) RCT桁橋の主桁の曲げモーメントに対する耐力（基本耐力に相当する荷重）を引張主鉄筋のスズミを実測することによって求めることは、荷重ヒズミの直線性の問題、舗装等の剛性の影響が判れば、将来可能になると考える。ただし、その信頼度はヒズミの実測値そのものの測定技術上の信頼度が $\pm 10 \times 10^{-5}$ で（鉄筋

応力度で $\pm 20 \text{ Kg/cm}^2$ あり、かなり大きな試験荷重を載せなければならない。

- iii) 主桁の曲げモーメントに対する耐荷力は圧縮側コンクリートのヒズミ測定によって求めることは非常に難しい。それは、コンクリートのヒズミ測定値は一般に非常にバラツキ、また、載荷によって生ずると予想される応力（ヒズミ）が非常に小さいからで、測定値の信頼性は乏しい。
- iv) 主桁のせん断力に対する耐荷力を実測によって求めることは殆んど不可能である。
- v) 横桁については、主桁と同様に考えてよいであろう。
- vi) 床版について。引張主鉄筋に大きな歪を生ぜしめる荷重を載せることが出来、測定値の信頼性は高くなるが、設計計算に用いている曲げモーメントの計算式は、仮想的な境界条件に基づいているせい、実測値とあまり合っていない。

表 4.1.4 応力度測定値の傾向

橋 名	部 材 点 名	死 荷 重 応 力	載 荷 状 態	圧時実測 応 力 度	簡易計算 応 力 度 ①	精 密 計 算 値 ②	備 考	
							実 測 計 算	
放 方 小 橋	主桁中央 I	1028	支間中央 後輪 3 台	77	47		1.64	斜
	II	893		101	92		1.10	
	III	893		91	93		0.98	
	IV	1028		60	47		1.27	
	以上平均	960		82	70		1.17	
	床版支間			105	189		0.55	
瀬 渡 橋	耳桁中央		4台後輪 対 称	239				三主桁
	中桁 ◇			256				
	耳桁 ◇			256				
	以上平均			250	638		0.39	
竜 田 橋	耳桁中央		2台中央 対 称	165				第一経間
	中桁 ◇			187				
	以上平均			176	280		0.63	
	第3経間		2台中央 後輪対称					耳桁と 横桁 付根に大 キレツあ り
	耳桁中央			140				
	中桁 ◇			246				
	中桁 ◇			175				
	以上平均			187	280		0.67	
	床 版		測定上後 輪	693	860		0.81	

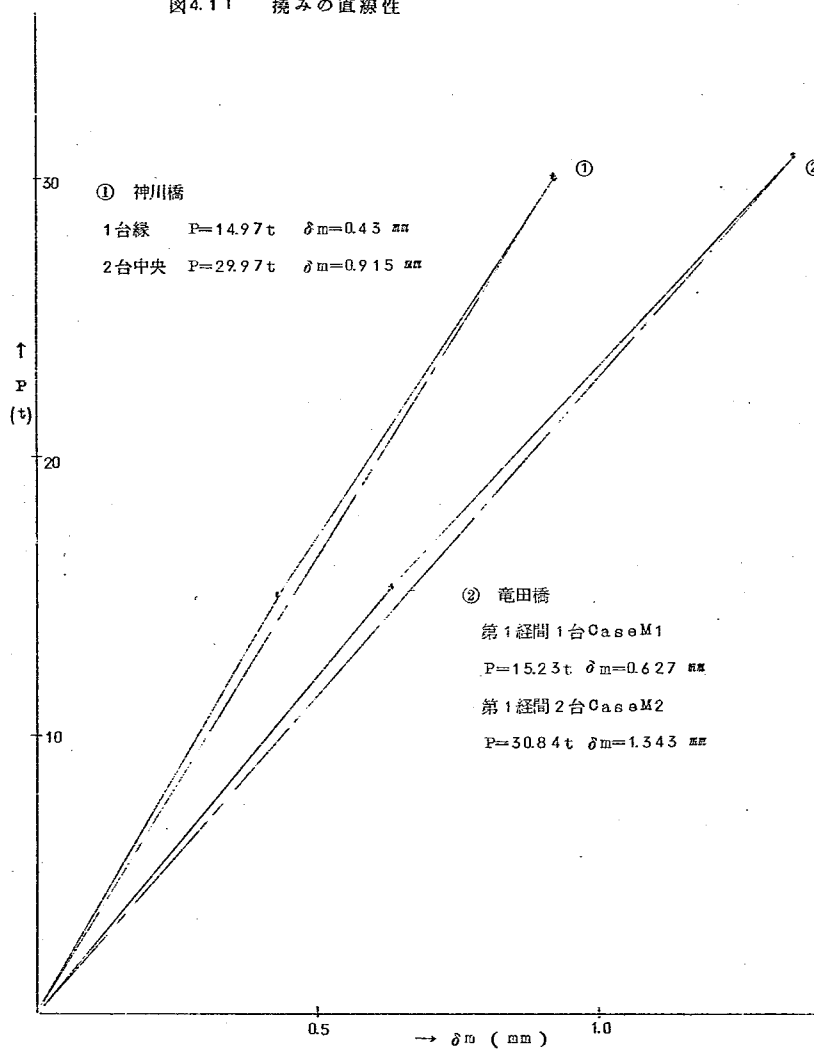
表 4.15 基本耐荷力の傾向

橋名	部材名	応力名	死荷重 応力	TL-20に よる応力	設計時 許容応力	基本耐 荷力	備考
神 川 橋	床版支間	曲げ鉄筋	174	1200	1200	17.0	4主桁
	床版支点	曲げ鉄筋					
	片持版支点	曲げ鉄筋	136	854	1200	24.9	
	主桁中央						
	(中桁)	曲げ鉄筋	852	608	1200	10.7	
	(耳桁)	〃 〃	810	650	1200	12.0	
枚 方 小 橋	主桁中央						4主桁斜
	(中桁)	曲げ鉄筋	893	453	1200	11.5	
	(耳桁)	〃 〃	1023	360	1200	8.1	
	床版支間	〃 〃	141	2120	1200	10.0	

表 4.1.6 橋み実測値の傾向

橋名	部 材 名	死 荷 重 応 力 度	載 荷 状 態	実 測 値 mm	計算値 ① mm	実 測 計 算	備 考
枚方小橋	主 桁 (耳桁)		1台偏載				
	中 央	1028		0.95	1.69	0.56	
	主 桁 (中桁)		2台偏載				
	中 央	893		1.34	2.59	0.52	平均値出せず
瀬渡橋	主桁 (中央間)		4台の後輪	1.80			3主桁
	〃 (中) 〃		を対称に	2.03			
	〃 (耳) 〃			1.77			
	以上平均			1.87	2.30	0.81	
香東橋	耳 桁		2台	0.73	0.89 (0.62)	0.82 (1.18)	$(E=3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2)$
	中 〃			1.78	1.86 (1.30)	0.96 (1.37)	
	耳 〃			2.72	2.86 (1.99)	0.95 (1.54)	

図4.11 撓みの直線性



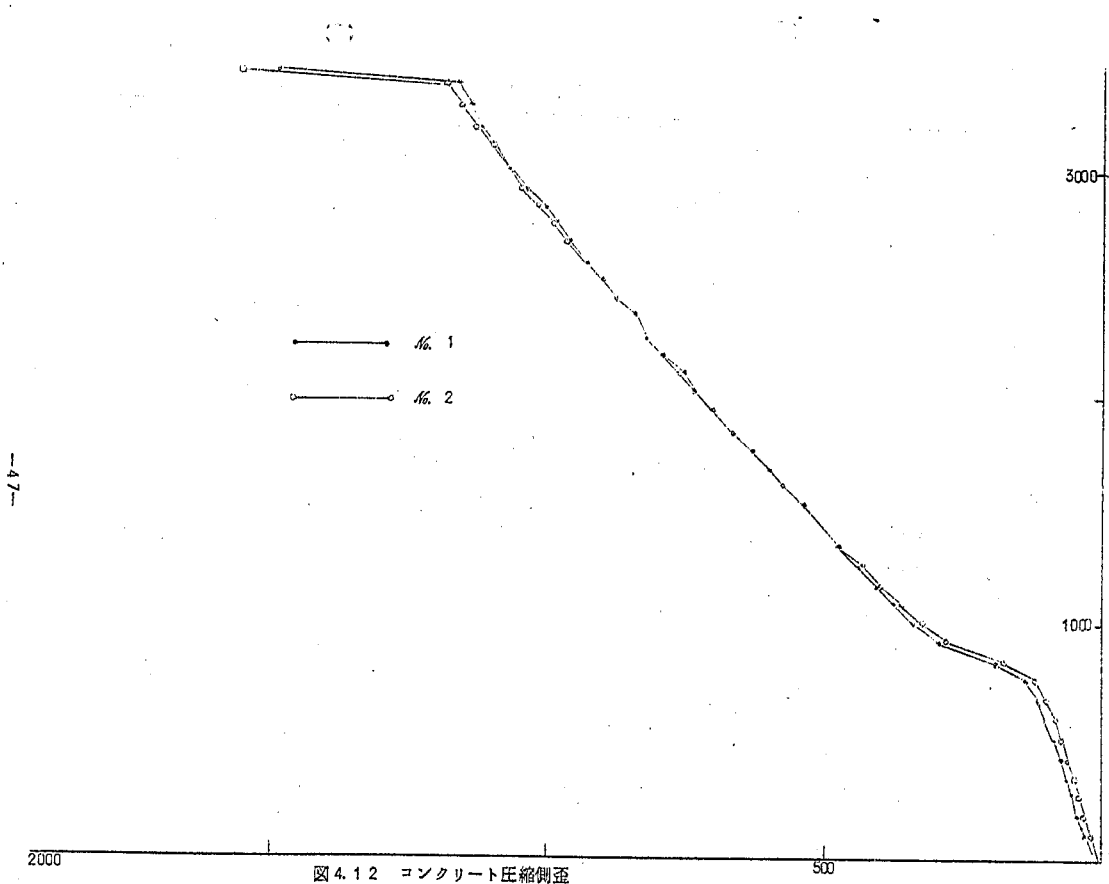


図 4.12 コンクリート圧縮変位

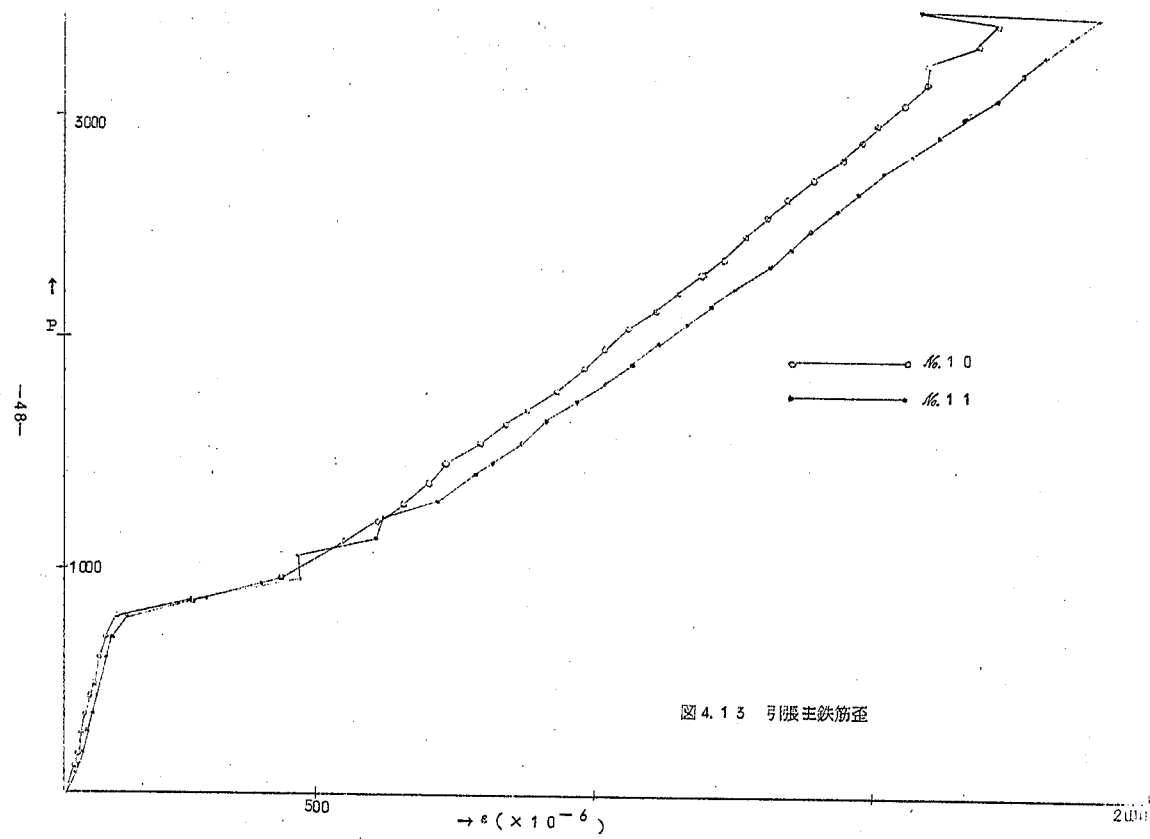


图 4.1.3 引张主鉄筋歪

5. 結 び

上述のように本年度は調査計画が十分練られていなかったために調査結果の比較検討が困難であって、目的を満足せしめる結論に導びくまでには致らなかった。しかしながら問題の抽出とその処理の方向が見出されたことは、今後調査研究を積み重ねることによって、合目的な結論を得る見通しがついたといえよう。

以下本年度の調査結果を、さきののべた研究目標毎に整理してみると次のとおりである。

5.1 架設年代ならびに構造形式と基本耐荷力との関係を明らかにすること

i) 現況調査によつて調査対象橋梁626橋の架設年代、橋種形式が判明したが基本耐荷力の算定は抽出した23橋についてのみであるので基本耐荷力との関係はさらに多くの橋梁について行う必要がある。

それには構造形式をさらに主構造、床組等に細分して各グループの中より2～3のものについて行うのが合理的と考えられる。なおこれには構造部分別に計算法を指定すべきであろう。

ii) 基本の耐荷力算定は設計計算書、設計図の保管整理が十分であれば容易であるが、今回の調査によれば計算書は5.7%、設計図は28.6%という非常に悪い状況であった。これらの保管整理が耐荷力判定の基礎であることを考えると早急にその対策の樹立が必要であろう。

5.2 供用荷重を決定するための標準的な調査方法を研究すること

「供用荷重をきめるための因子」は4.1において述べた如く種々の要因が考えられるが調査結果をこれらの要因別に整理するとつぎのようになる。

(1) 交通条件

現況調査によつて1橋あたりの交通量現況が得られたが、耐荷力と結びつけるには車種別構成についても調査が必要である。

一方これら交通パターンとL荷重の対応性の検討が必要である。

幅員別変状率では4.0～6.0mで33%、8.1～10.0mで6%と幅員の狭いものの変状率が高い。

今回は変状の定義が明確でなかったので、これをそのまま結論づけに用いることは無理であるが、やはり一応の傾向は示しているものと考えられる。

(2) 路面状況

抽出調査の動的試験結果からみると、路面状態のわるいものは動タワミ/静タワミの値が

よいものよりいじりしく高いことが目立つ。これが耐荷力にどの程度の影響があるかは不明でありまた十分な研究がなされた後でないとは結論づけることはできないであろうが、当面においては供用荷重決定の際は考慮すべきであろう。

(3) 計算応力と実応力との差異

この問題は抽出調査における実測結果にもとづいてのべる。

(a) 下路鋼トラス橋

上弦材における実応力は計算値（慣用計算値）にちがいが、下弦材においては一般に床版、床組等の協同作用のため計算値より40～50%低い。

縦ゲタは試験車の程度では十分合成作用が認められた。

(b) 上路鋼プレートガーダー橋

試験車載荷では明らかに合成作用が認められた。

(c) コンクリート橋

i) 実測例では荷重～タワミ関係は直線的であった。ただ、ヒズミは許容よりはるかに低いので、上記の関係が許容応力度まで続くかどうかは不明である。

ii) 舗装、コンクリート、地覆、高欄等の協同作用がみられた。

iii) 床版の実測値と計算値との間には相当の開きがある。

(4) その他

i) 許用応力度の増強の可能性については(i), (3)とも関連し、かつ実際の材料強度にも関係するが、今回は材料試験を行なっておらず、使用材料の程度が不明なので言及することができない。

ii) 橋梁の動的挙動の影響は路面の状況の影響について傾向的なものが認められた程度で、他については有意の結果のものはない。試験方法や測定項目、測定法の研究が必要である。

5.3 基本耐荷力を求める試験方法を研究すること

i) 標準試験荷重車を用いたタワミ測定による耐荷力判定の可能性とその信頼度。

鋼橋の実測結果では $\delta A/\delta C$ （実測タワミ/計算タワミ）が低くともヒズミの実測値が高いものがあるので一概に $\delta A/\delta C$ の傾向から耐荷力を言々することは危険であることがわかった。

スパン構造形式別に $\delta A/\delta L$ （L：スパン）より推定する方法は対象橋梁が少ないので論じ得ない。

ii) コンクリート橋の場合については、さらにタワミと応力の関係が不明確で、今回の調査からは導けるものはない。

コンクリート橋において設計図書がない場合には、実測によって基本耐荷力を求めるのが安全である。

今回の実測によっても上述のように通常算入しない断面の協同作用が認められるが、その協同が許容応力度もしくは材料の降伏点まで続くかどうかは不明であるので、さらに多くの実橋実験ならびに実験ゲタによる実験等によって検討する必要がある。たゞこの場合においても計算法、計算仮定をあらかじめ選定しておいて比較検討することが合理的と考えられる。

担 当 幹 事 名 簿

	氏 名	所 属	業 務 分 担
総 括	多 田 安 夫	土木研究所	
代 表 幹 事	下 川 浩 資	道路局, 国道第二課	総括
幹 事(本省)	池 田 哲 夫	高速道路課	
"	篠 原 洋 司	国道第二課	
"	布 施 洋 一	企画課	資料取まとめ担当
"	小 林 芳 夫	国道第一課	資料総括, 資料取まとめ担当
"	田 辺 未 信	地方道課	
"	光 岡 毅	"	
"	浅 間 達 雄	路政課	資料取まとめ担当
幹 事(土研)	太 田 実	土木研究所, 橋梁研究室	調査・試験, 資料整理「鋼橋」担当
"	丹 泰 美	" コンクリート研究室	調査・試験, 資料整理「RC橋」担当