

が判明したので、適当と思われるのは近遠点で行うところの関、新郷、筆者、新郷応用各法であろうが、これらの優劣を定めるのはむつかしいので、筆者は現場で行う場合に能率的にいつれがよからうかと、目下実験を行つているので結果を報告する機会があらうかと思つている。

参考文献

1) 田中吉郎：転鏡儀横又線校正の問題に就て

九州帝国大学工学彙報第 8 卷第 3 号 p. 107~108 昭.8.

2) 新郷高一：トランシット並にワイレバルの又線の完全整正法 第 3 回工学大会講演集 (土木関係) p. 386 昭.11.

3) 関 信雄：測量学 p.87~90 昭.25.

4) 拙文：トランシットの外焦式望遠鏡における水平又線の調整について 土木学会誌第 37 卷第 7 号 昭.27.

(昭 28. 3. 16)

# 鋼鉄道橋の実測応力について

准員 大村 裕\*

## ON THE MEASURED STRESSES OF STEEL RAILWAY BRIDGES

(JSCE Aug. 1953)

Hiroshi Ōmura, C.E. Assoc. Member

**Synopsis** Continued from the last report on the stresses of steel highway plate girder bridges, experimental study was carried out on the stresses of steel railway bridges. Especially we made researches on the stresses of floor system, the secondary stresses of a truss and the cooperation between lower chord member and stringer.

**要旨** さきに報告した鋼道路橋プレートガーダーの実験応力解析学的研究に引き続いて、鋼鉄道橋に関する実測結果を述べ、特に従来実測資料の少ない下路プレートガーダーの床組構造の応力および下路トラスの 2 次応力、下弦材と縦桁との協力作用などについて若干の考察を行つたものである。

### 1. はしがき

著者はさきに橋梁の実験応力解析学的研究の一部として、鋼道路橋プレートガーダーの実測応力について報告したが、ここでは引き続き行つた鋼鉄道橋に関する実測結果について報告したいと思う。わが国では鉄道橋の実測に関する資料が鉄道技術研究所より報告されているが、本研究では主として従来あまり測定されなかつた下路プレートガーダーの床組構造の応力および、下路トラスの 2 次応力、下弦材と縦桁との協力作用などの研究を目的として測定を行い、これに対し若干の解析を行つた。

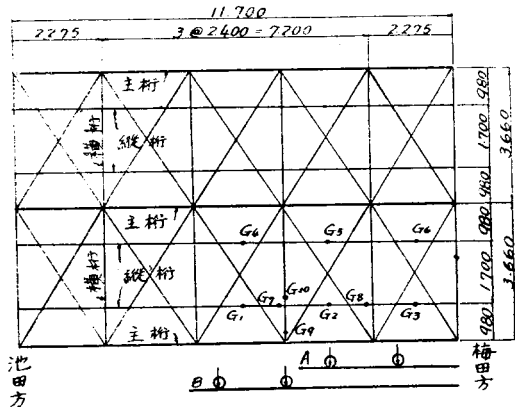
わが国では従来の慣用計算法によつて設計製作された橋梁については、撓み測定を行つて、その結果、剛度が充分であれば、応力については安全であるとして、あまり応力状態について考慮されなかつたようである。しかしながら周到な応力測定を行つて実際の応力状態を知り、これについてできるだけ理論的解析を行い、その結果従来の計算法の正しいものはこれを再

確認するとともに、改めるべきものは改めて、断面の減少、材料の節約をはかるべきであると思う。

この点において著者は道路橋、鉄道橋の二、三について実験応力解析学的研究を行い、若干の結果を得たのであるが、今後もさらに詳細な実験および解析的研究を行つて、橋梁構造の合理的設計に寄与したいと考えている。

歪測定は電気抵抗線歪計によつた。使用した歪指示器は SR-4 Strain Indicator & Balancing Unit (12 channels) である。実験の対象としたのは京阪神急行電鉄宝塚線の螢ヶ池 3 主桁複線下路プレートガーダー架道橋および同線牛立プラット型複線下路トラス

図-1 下路プレートガーダー概要図



\* 京都大学助手，工学部土木工学教室

架道橋の2橋である。

2. 下路プレートガーダーの測定

1) 測定値 本橋の概要および歪計接着箇所は図-1 のようである。測定の結果は表-1 のとおりである。表中計算応力は試験荷重に対して設計に用いる慣用計算法によって計算した応力であり、応力比は実測応力とこの計算応力との百分率を示すものである(以下応力比をこの意味に用いる)。また縦桁、横桁は従来の計算法のごとくすべて単純梁として計算した。なお試験 A は先頭荷重が第2パネル中央附近に載つた場合であり、試験 B は第2輪が第3パネル横桁附近にある場合である。

表-1 測定値

試験種別	測定点	縦桁						横桁		
		第1パネル中央		第2パネル中央		第3パネル中央	支 点		G9	G10
		G3	G6	G2	G5	G1	G7	G8		
A	1 実測応力(kg/cm <sup>2</sup> )	63	65	65	68				40	69
	1 計算応力 "	110	110	180	180				150	286
	1 応力比 %	57	59	36	38				27	24
	2 実測応力(kg/cm <sup>2</sup> )	84	74	31	31				31	63
	2 計算応力 "	125	125	75	75				110	213
	2 応力比 %	67	58	41	41				29	30
B	3 実測応力(kg/cm <sup>2</sup> )		126	74	63	21	32	32		73
	3 計算応力 "		224	187	187					312
	3 応力比 %		56	39	34					24
	1 実測応力(kg/cm <sup>2</sup> )					46			55	92
	1 計算応力 "					68			112	215
	1 応力比 %					68			49	43
B	2 実測応力(kg/cm <sup>2</sup> )					42			73	134
	2 計算応力 "					57			82	158
	2 応力比 %					74			89	85

2) 測定結果に対する考察 上記測定結果によれば縦桁第1パネル応力比はほぼ59%、第2パネルで38%であつて、かなりの相違が認められるが、これは両者で縦桁の支持される状態が異なるためと考えられる。横桁の応力比は試験 A, B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub> でそれぞれ27%、46%、87%であつて一定しない。このように床組の応力比は測定の箇所、載荷位置によつてかなりの相違を示しており、またかつて著者らの行つた同じ宝塚線の猪名川橋梁(上路プレートガーダー)主桁の応力実測値(計算応力の80%程度)と比較して、応力比が小さい。これらの事実は床組の従来の計算法が実際の応力状態に即しないことを示すものである。それで著者は荷重が枕木によつて分布される場合と、床組を一体の格子構造と考えた場合について計算を行つた。

a) 枕木による荷重分布を考慮した場合の計算: 上記表-1 における計算値は、輪荷重がそのまま集中荷重として縦桁、横桁に伝わるものとして計算したも

表-2 実測応力 / 計算応力 (%)

試験種別	測定点	縦桁						横桁		
		第1パネル中央		第2パネル中央		第3パネル中央	支 点		G9	G10
		G3	G6	G2	G5	G1	G7	G8		
A	1	60	62	41	43				65	58
	2	74	65	62	62				68	71
	3		65	45	38					82
B	4						55		74	66
	5						85		60	58

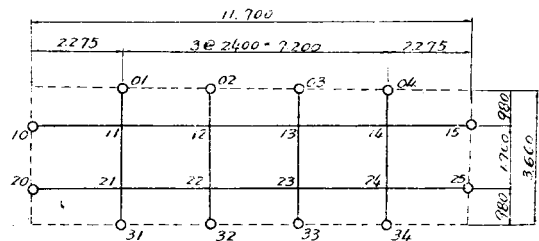
のである。しかし実際には輪荷重は左右数本の枕木に分布する。従つて枕木を連続した弾床と考え、これによる荷重分布を求め、以下慣用計算法に従つて計算

応力を求め、実測応力との百分率で示すと、表-2 のようである。

表-2 からわかるように縦桁の応力比は若干増して実測値が計算値に近づいてくるがまだよく一致するまでゆかない。横桁については応力比が大体一定してくることがわかる。

b) 床組を格子と考へた場合の計算: 床組を図-2 のように考へて格子として計算してみよう。この計算は全く福田博士“Theo-

図-2 格子構造図



rie des Roste und ihre Anwendungen”<sup>2)</sup>の方法によつて行つたものである。ただしこの格子は計算の便宜上主桁と横桁の取付を無視して単純支持、縦桁と両端横桁との取付も無視して単純支持とし、また振り無視して計算を行つた。試験 A<sub>1</sub> および A<sub>2</sub> の場合について、計算した結果を実測値との百分率で示すと、表-3 のようである。

表-3 の結果によれば、各測定点の応力比は荷重位

表一3 実測応力 / 計算応力 (%)

試験 種別	測定点									
	縦 桁			桁				横 桁		
	第1パネ ル中央	第2パネ ル中央	第3パネ ル中央	支	点					
	G3	G6	G2	G5	G1	G7	G8	G9	G10	
A1	72	74	51	53						60
A3		67	61	52	64	57	51			65

置にかかわらず、おおむね均一化され、また応力比が増して、従来の計算法によるよりは実測値に近い値を示してくる。

本計算においては、支持条件を単純支持としているが、実際の支持条件と異なっている。また縦桁、横桁の取付を完全に剛なるものとして扱っているが、Fr. Bleichの指摘するごとく、リベットの緩みもあり、完全な剛節点とは考えられない。この点については、拘束度を考えて計算するか、あるいは最近米国において剛節構造物の解析に行われる Variable moment of inertia を持つ桁よりなる格子としての計算をすべきものと思う。

以上鋼鉄道橋の床組構造について二、三の考察を行ったのであるが、床組応力の合理的計算は重要な問題の1つであると思う。われわれは縦桁、横桁を別々に切り離して考えていた従来の計算法を排して、これを1つの格子構造として応力計算を行い、さらに枕木による荷重の分布等をも考慮して、より合理的な床組の応力解析を行うべきものと思う。一方船舶構造の方面においても、最近横桁と縦通材とを一体とした立体構造的取扱が研究されており、この点われわれの方で若干立ち遅れの感がある。本試験はこの方面の研究の第一歩であつて、さらに研究を続けてゆきたいと思う。

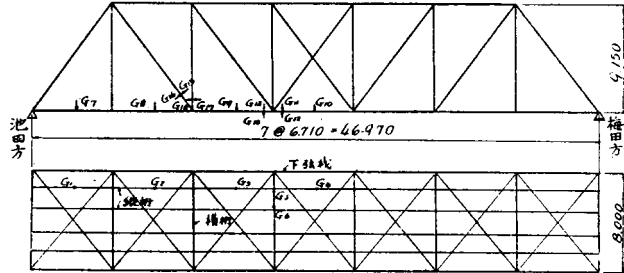
表一4 測定値

試験 種別	測定点	縦 桁										横 桁					
		G3	G4	G6	G7	G8	G9	G10	G11	G12	G13	G14	G15	G17	G18		
1	実測応力 (kg/cm <sup>2</sup> )				115	74	105	147	136	179	74	137	179	-63	-136		
	計算応力 "				151	151	173	221									
	応力比 %				76	49	60	66									
2	実測応力 (kg/cm <sup>2</sup> )				136	115	126	167	157	200	105	168	179	-53	-116		
	計算応力 "				203	203	205	249									
	応力比 %				66	56	61	67									
3	実測応力 (kg/cm <sup>2</sup> )		-72	-105			126			95	147	200	-53	-116			
	計算応力 "		-222	-125			173										
	応力比 %		32	84			73										
4	実測応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	-53	-32	-126			137			105	179	200	-63	-136			
	計算応力 "	-137	-87	-155			205										
	応力比 %	39	37	81			66										
5	実測応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	-84	-21	-105			137			105	189	189	-53	-116			
	計算応力 "	-244	-65	-125			203										
	応力比 %	35	33	84			66										

3. プラット型トラスの測定

1) 測定値 橋梁の概要および歪計接着の箇所は図一3のごとくである。測定の結果は表一4のとおりである。歪計のうち、下弦材 G7~G10 は2次応力の影響の小さい中央部に接着したものであり、下弦材 G11, G12; G13, G14; G15, G16 鉛直材 G17, G18 は、それぞれ2次応力をみるために、部材端ガセットプレートの

図一3 プラットトラス概要図



すぐ横の上下面に接着したものである。なお上弦材および斜材、鉛直材の部材中央は、危険のため歪計の接着はできなかった。また斜材下面の G16 は、接着不良で測定できなかった。表中、応力比は1次応力について実測応力の比を示し、G11 以下は実測応力(2次応力の影響を含む)のみを示す。

2) 考察 表一4 よりわかるように応力比は縦桁で約 35%, 横桁で 83% である。また主構部材では1次応力の応力比は下弦材で 66% 程度である。鉛直材は部材中央の測定値がないが、部材端上下面の測定値 G17, G18 より1次応力を求め、これを計算1次応力と比較してみるとほぼ 89% である。また斜材については、部材端測定値が上面のみしかないので、1次応力を求め得ないが、2次応力を含めた計算値との比

較から 90% 前後と推定される。これらの値は 表-5 にみるごとく、他の実測例とほぼ一致している。

表-5 応力実測例 (実測値/計算値 %)

橋梁名	型式	端柱	上弦材	下弦材	斜材	鉛直材
関西線木曾川橋梁	単線下路ワーレン型鉄道橋(3)	85~94	81~94	59~66	76~99	86~91
会津線第1只見川橋梁	単線上路2ヒンズドパラレストアーチ鉄道橋(4)		65	81~90	84~88	80~104

この結果によれば、下弦材の応力比が他の主部材に比して小さいが、これは従来考えられるように縦桁が協力して下弦材応力を分担するためである。

またトラスにおける2次応力の1次応力に対する割合は、従来あまり測定されなかつたようであるが、構造物の応力状態を実際に知るためには、これも測定されなければならない。以下2次応力の問題および縦桁の下弦材に対する協力性について考察してみよう。

a) 2次応力：2次応力の測定値は表-4の  $G_{11}$  以下の各部材端上下面の測定値(1次応力+2次応力)の差を、中立軸からの距離に比例して分配することにより得られる。また2次応力の計算値は鷹部屋博士の標準型トラスの2次応力の影響線<sup>5)</sup>を利用した。これらの値を表-3に示す。本トラスの断面比、剛度比は図-4のごとくである。

図-4 トラスの剛比、断面比

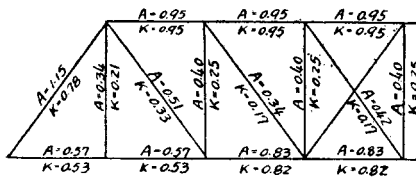


表-3 2次応力 (kg/cm<sup>2</sup>)

試験種別	部材 下弦材第3パネル		部材 下弦材第4パネル		斜材		鉛直材	
	実測	計算	実測	計算	実測	計算	実測	計算
1	36	24	24	18			11	-37
2	25	45	24	33			4	-32
3	29	32					13	-42
4	41	46					4	-36
5	45	36					4	-32

表-3 から2次応力と1次応力の比を示すと、表-7 のようになる。

表-7 2次応力/1次応力 (%)

試験種別	部材 下弦材第3パネル		部材 下弦材第4パネル		斜材		鉛直材	
	実測	計算	実測	計算	実測	計算	実測	計算
1	33	20	15	8			5	37
2	25	22	13	13			2	38
3	23	19					6	44
4	28	22					2	36
5	30	18					2	37

これらの結果よりみると、鉛直材においては2次応

力の実測値(38%)と計算値(38%)はきわめてよく一致している。下弦材においては2次応力/1次応力の

比は実測(28%)と計算(20%)で少し差があるようであるが、これは1次応力の応力比が66%であるので、これを正しいものとする、 $20\% \times 100/66 = 30\%$ となり

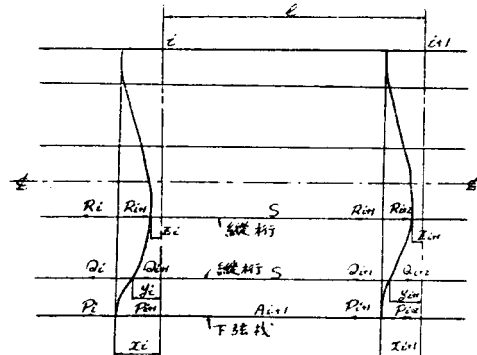
両者は一致してくる。斜材も(1次応力+2次応力)の実測値から、2次応力の実測値と計算値はほぼ等しいものと推定される。

本測定は最も大きい2次応力が得られるように影響線より載荷状態を考え、また2次応力の大きい部材を選んで測定したのであるが、上記結果から実測2次応力はほぼ計算値と等しく、したがって現在の2次応力の実用的計算法は本測定より判断しておおむね実情に添うものようである。このことはスイスにおいて行われた測定の結果<sup>6)</sup>においても示されている。

b) 縦桁と下弦材の協力性：下弦材の応力比が66%で、鉛直材89%、斜材90%(推定)と比べると非常に小さい。これは関西線木曾川橋梁の実験でも同様であつて、これは縦桁が下弦材応力を分担するためである。

いま縦桁は橋梁の全長を通じて連続し、軸方向力を負担するものと考え、横桁は線路方向の曲げに対し両端固定として働くものとする。また各格間における縦桁の軸方向力と下弦材の軸方向力の和は、両側軌道においてそれぞれ通常の計算法による下弦材軸方向力に等しいと仮定する。図-5において格点*i*における下弦材の変位を  $w_i$ 、縦桁の変位を  $y_i, w_i, i$  と  $i+1$  間の下弦材軸方向力を  $P_{i+1}$ 、縦桁軸力を  $Q_{i+1}, R_{i+1}$  とすると、下弦材および縦桁の伸びは次式で与えられる。

図-5 縦桁の影響



$$w_i - w_{i+1} = \lambda_{i+1} (U_{i+1} - Q_{i+1} - R_{i+1}) \dots (1)$$

$$y_i - y_{i+1} = \mu R_{i+1} \dots (2)$$

$$w_i - w_{i+1} = \mu R_{i+1} \dots (3)$$

ただし  $\lambda_{i+1} = l_i E_i A_{i+1}, \mu = l_i E S,$

$$P_{i+1} + Q_{i+1} + R_{i+1} = U_{i+1} \dots\dots\dots(4)$$

$U_{i+1}$  は通常の計算法により得られる下弦材応力である。横桁の撓みと荷重の関係は  $k_1, k_2$  をばね常数とすると、

$$Q_{i+1} - Q_i = k_1(x_i - y_i) \dots\dots\dots(5)$$

$$Q_{i+2} - Q_{i+1} = k_1(x_{i+1} - y_{i+1}) \dots\dots\dots(6)$$

$$R_{i+1} - R_i = k_2(x_i - z_i) \dots\dots\dots(7)$$

$$R_{i+2} - R_{i+1} = k_2(x_{i+1} - z_{i+1}) \dots\dots\dots(8)$$

式 (1)~(8) より

$$Q_{i+2} - Q_{i+1} \{k_1(\lambda_{i+1} + \mu) + 2\} + Q_i - k_1 R_{i+1} = -k_1 \lambda_{i+1} U_{i+1} \dots\dots\dots(9)$$

$$R_{i+2} - R_{i+1} \{k_2(\lambda_{i+1} + \mu) + 2\} + R_i - k_2 Q_{i+1} = -k_2 \lambda_{i+1} U_{i+1} \dots\dots\dots(10)$$

各格点について式 (9), (10) が成立し、これを解いて  $Q, R$  を定めることができる。試験 4 の場合について実際に数値計算を行つてみた結果は表-8 のようである。ただし  $k_1, k_2$  を定めるのに、簡単のため  $Q_i$  と  $R_i$  を等しいものと考えた。このように考えても、 $k_1, k_2$  の値に大した相違のないことは、計算の結果より明らかである。

表-8 縦桁の軸方向負担力 (t)

パネル	1	2	3	4	5	6	7
縦桁							
Q	2.575	4.414	5.786	6.505	6.355	5.106	3.086
R	2.609	4.319	4.615	4.602	5.046	4.902	2.923

第3パネルにおいて、式 (4) および表-8 より  $P_3$  を計算し、これより下弦材軸方向応力を求めると 145 kg/cm<sup>2</sup> となり、これに対する実測値は 137 kg/cm<sup>2</sup> である。すなわち応力比は 95% となる。一方縦桁応力は軸方向負担力を考えると、表-4 に示した計算応力  $\sigma_c = -137$  kg/cm<sup>2</sup> は  $\sigma_c = -98$  kg/cm<sup>2</sup> となり、応力比は 55% となつて、このように協力作用を考えた計算法がより実情に副うものと考えられる。

5. 結 言

以上鉄道橋に関する実験応力解析学的研究の一部として、下路プレートガーダー橋およびプラット型下路トラス橋を対象として、主として実測資料の少ない下路プレートガーダーの床組構造の応力並びにトラスの2次応力、下弦材と縦桁の協力性などの問題について応力測定を行い、これに対して若干の考察を加えたのである。実験資料が乏しく、これをもつてただちに断定的な結論をなし得ないのであるが、本実験の範囲から次のことが云えると思う。

(1) 下路プレートガーダー床組の縦桁横桁は、主桁に比べて応力比が小さく、またその値も荷重位置に

よつて一定しない。これは従来の計算法が実情に即していないものと考えられる。枕木による荷重分布を考慮し、格子として床組を一体の構造と考えて解析すると、応力比はやや増し、またその値も比較的一定してくるが、なお上にのべたように詳細な検討を要する。

(2) 本実験におけるトラスの応力比は、縦桁約 35%、横桁 83%、下弦材 66%、鉛直材 89%、斜材 90% 程度(推定)と考えられる。下弦材の応力比が他の主部材に比べて小さいが、下弦材の応力を分担するものと考えると 95% 程度となり、トラス各部材の応力比はほぼ一致し、縦桁の応力も協力作用によつて 55% 程度に増してくる。

(3) トラスの2次応力と1次応力との比をとると表-7 のようであつて、下弦材について縦桁の協力性を考慮すると、実測値と計算値はほぼ一致する。従つて2次応力に関して現在行われている実用的計算法はほぼ正しいものと考えられる。

(4) 表-7 より2次応力の計算法は正しいものと認められるので、これと表-4 の応力比を用いると、

$$\text{下弦材 } 66(1+0.28) = 85\%$$

$$\text{鉛直材 } 89(1+0.38) = 123\%$$

$$\text{斜材 } 90(1+0.10) = 99\%$$

となり、各部材の2次応力を含む応力比は一定しない。2次応力の1次応力に対する影響は許容力で処理してあるとはいえ、各部材の負担程度が一致しないのは少し妥当でないようである。

以上資料も少なく、充分の結果を得られなかつたのであるが、われわれが慣用計算法によつて設計した構造物が実際にどんな応力状態にあるかについて、なんらかの参考になるものと思う。

本試験に当つて多大の便宜を与えられた京阪神急行電鉄土木部長、直接御指導を賜つた京都大学成岡助教授に対し深甚の謝意を表する次第である。また本試験には北海道電力藤井与五郎、大学院学生国広哲男両君の助力を得た。あわせて感謝の意を表する次第である。

本研究は文部省科学研究費によつたことを附記する。

参 考 文 献

- 1) 吉町太郎一：鋼橋の理論と計算(昭.27)
- 2) 福田武雄：“Theorie des Roste und ihre Anwendungen” 土木学会誌第 17 巻第 5 号(昭.6)
- 3) 橋本香一：トラスの応力、たわみおよび振動、鉄道業務研究資料第 9 巻第 13 号、(昭.27)
- 4) 沼田政矩：バランストアーチの応力、振動および温度変形、鉄道業務研究資料第 9 巻第 18 号(昭.27)
- 5) 鷹部屋福平：橋梁トラスの剛節により生ずる 2

- 次応力の新算定法とその2・3の特性について、  
土木学会誌第23巻第3号(昭.12)
- 6) Bericht der Gruppe V der T. K. V. S. B.:  
"Nebenspannungen infolge vernieteter

Knotenpunkt-Verbindungen eiserner Fachwerk-Brücken"; Schweizerische Bauzeitung, 1923.

(昭 28. 3. 20)

## 管内の砂水流れにおける各種限界流速について

正員 小川 元\*

### ON SEVERAL BOUNDARY VELOCITIES OF THE FLOW OF SAND AND WATER MIXTURES IN A PIPE

(JSCE Aug. 1953)

Hajime Ogawa, C.E. Member

**Synopsis** Head loss of the flow of sand and water mixture in a pipe depends deeply on boundary velocity of that flow. The writer in this paper has investigated that relation and researched several kinds of boundary velocities by two-inch pipe. And he describes a method of getting head losses under voluntary conditions.

要旨 管による砂輸送における抵抗の問題は、結局砂水の流れの限界流速の問題に帰することを述べ、2"管において各種の限界流速を求めて、これによつて数種の砂につき一般に抵抗を求める方法を示したものである。

#### 1. 限界流速の値

次項に述べるような観察によつて、抵抗の大きさは終局的に砂流れの状態によるものであるという考えに達したので、その状態を決定する限界流速の測定に実験を向け、表-1~4のような値をほぼ確実なものとして決定することができた。測定回数は約300回で、実験方法、砂の種類その他は前稿と同様である。数字は平均流速 (cm/sec) を示し、濃度は表記のとおりであるが、砂投入速度を一定にしているので沈澱の項は

濃度高く、完全分布の項は、その流速に応じて濃度が低い。

表中「沈澱」とは徐々に流速を減じていつた場合砂粒が初めて静止して沈澱する流速、「転動」とは沈澱していた砂が転動または滑動して静止する部分がなくなつた時の流速、「浮遊」とは転動していた砂粒がすべて管底をわづかでも離れるに至つた時の流速、「完全分布」とは、砂粒がほぼ管断面一様に分布する時の流速を各示してある。なお蛇動というのは沈澱している部分が、沈澱したまま移動と静止とをくり返す状態である。

従つて「沈澱」は上限を示し、「転動」は下限を示すからその値は近似すべきであり、「転動」と「浮遊」及び「浮遊」と「完全分布」とはある距離を持つべきで

表-1~4 限界流速 (cm/sec)

#### 1. 砂投入 200~250 g/sec, 濃度 5~3%

砂種	沈澱	転動	浮遊	完全分布
No. 1	95	120	140	180
No. 2	145	150	195	290
No. 3	150	150	180	290
No. 4	150	160	190	320
No. 5	140	150	200	300

#### 3. 砂 970 g/sec 濃度, 19~9%

砂種	沈澱	転動	浮遊	完全分布
No. 2	150	170	210	290
No. 3	155	160	220	290
No. 4	150 <sup>1)</sup>	175 <sup>2)</sup>	220	(320)
No. 5	140	150	220	300

1) 120 から蛇動(周期約1") 2) 150 から滑動(連続)

#### 2. 砂 580~610 g/sec, 濃度 12~6%

砂種	沈澱	転動	浮遊	完全分布
No. 1	125	140	160	220
No. 2	155	170	200	280
No. 3	150	150	200	280
No. 4	150	160	190	320
No. 5	140	150	210	300

#### 4. 砂 1140 g/sec, 濃度 20~10%

砂種	沈澱	転動	浮遊	完全分布
No. 2	175	190	215	320
No. 3	165 <sup>1)</sup>	175 <sup>2)</sup>	220	(320)
No. 5	165	175	220	(320)

1) 蛇動(周期約1") が混る

2) 蛇動(周期約0.1") が混る

\* 山口大学講師, 工学部土木工学教室