

は注入を行うことをやめた。

### 3. 第2回の注入 (昭. 28. 12. 25)

第2回の注入地点は第1回の対壁で、その漏水範囲は約13mである。漏水箇所は4箇所、その状況は前回のとはほぼ同様で、コンクリートの亀裂及び空隙から漏水し、その量は18~5 l/minである。

漏水箇所のコンクリートを約20cm穿孔し、1"パイプを埋込み、充分コーキングした。

特に大きい空隙にはあらかじめボロ布でおさえ、薬

写真-4 薬液注入状況



液の噴出をおさえ注入を行った。

注入圧は1 kg/cm<sup>2</sup>で、薬液が漸次滲透してゆく有様は、漏水が次第に移動してゆくことから、はつきりわかるほどである (写真-5, 6)。

使用した薬液は200 lずつ、凝結時間は6分とした。注入中及び注入後噴出していた薬液はすべて凝固して空隙をうめ、漏水は完全に停止した。

その後さらに多量の漏水箇所についても施工して好結果をおさめている。

写真-5 同 左

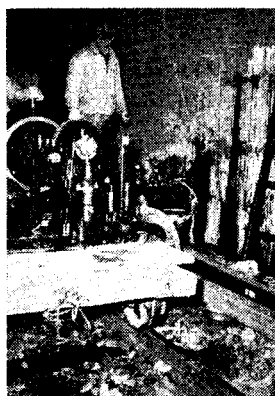


写真-6 同 右



### 4. むすび

トンネルの漏水どめに薬液注入を利用したことは始めてであるが、特に、コンクリート中に注入滲透させ漏水どめを行った点が、従来の工法と異なつた点であると思う。

コンクリートは充分完全に施工されたつもりでも、亀裂や空隙が残りやすいものであるが、これらを通つ

て流れる道すがら、薬液によつて完全に填充され、漏水どめの目的がはたされた点は、何かに利用できる場合もあるかと考えたので、簡単にその概要を報告した。この試験は文部省科学試験研究費による研究の一部で、平山復二郎、釘宮磐、沼田政矩、神谷貞吉の諸氏に御指導を仰いだ。ここに謝意を表する次第である。 (昭. 29. 2. 22)

## 主桁への輪荷重の分布

— 主桁の反力係数について —

准員 大 村 裕\*

### ON THE DISTRIBUTION OF WHEEL LOAD TO MAIN BEAMS

(JSCE June 1954)

Hiroshi Omura, C.E. Assoc. Member

**Synopsis** The author studied on the new reaction factor of main beams, which shall be applied to I-beam bridge and deck type plate girder highway bridge without floor system. In this computation, continuity of slab and elasticity of supporting beams, or relative stiffness of slab and beams are considered.

**要旨** I形桁及び主桁並列型式のプレートガーダー道路橋の設計において、床版の連続性およびこれを支

\* 神戸大学講師、工学部土木工学教室

持する桁の弾性を考慮し、各桁の曲げモーメントの値を目下審議中の鋼道路橋設計示方書案の載荷方法によつて計算した結果を従来の計算法による曲げモーメン

トの値と比較して上記型式の橋梁主桁に対する新しい反力係数を求めたものである。

1. 概 説

鉄筋コンクリート床版を有する鋼道路橋の縦桁への輪荷重の分布については、現行鋼道路橋設計示方書案に反力係数が縦桁間隔と車輪間隔の比によつて規定されている。しかしこの反力係数は床版の連続性及び曲げ剛さと縦桁の弾性を考慮して規定されたと解説されているが、実際には床版の曲げ剛さと縦桁の弾性の項は入っていないのできわめて不充分なものと思われる。京都大学工学部土木工学教室の成岡助教はかつて牧野喬氏の提案された2主桁3縦桁のプレートガーダー橋に対し平板撓角法によつて縦桁の曲げモーメントを求め、縦桁への輪荷重の分布について縦桁の剛度と床版の剛度との比すなわち相関剛比の概念を導入した新しい反力係数を提案されている。このように縦桁の曲げモーメントの計算に相関剛比を考慮しなければならないことは管橋橋の縦桁の応力の実測にあつて不充分ながらも実験的に証明されている。

なお京都大学の成岡助教および著者らは多くの鋼道路橋の活荷重による静的応力の実測を行い、実測応力と従来の慣用計算法による応力との比を求め、これを中心に種々研究の結果、プレートガーダー道路橋では床版による荷重分布作用のゆるがせにできないことおよび床版の荷重分布作用においてはさきに述べた相関剛比が最も重要な因子であることを確認するに至つた。

このような考えに従い、著者は主桁5本、主桁間隔が等しくかつ主桁の慣性モーメントが一定である場合について示方書改正案の載荷方法により、寸法比・相関剛比の種々なる場合に対し上記の相関剛比を考慮した主桁の曲げモーメントを求め、これと慣用計算法による曲げモーメントとの比すなわち反力係数を求めたのである。

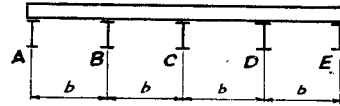
2. 計算の方法及び反力係数

まず既設の若干の鋼橋について、桁の間隔  $b$  とスパン  $a$  との比、相関剛比 ( $H$ ) = [桁の剛度 ( $EI/a$ )/

床版の版剛度 ( $N$ ) =  $EI/Na$ ] の値を抜き出すと表-1 のようである。表-1 によれば  $b/a$  は 0.3 以内に、 $H$  は I 形桁・トラスの縦桁では 1~2、プレートガーダー橋では 20 までの範囲内にあるようである。

計算の対象としたのは図-1 に示すような等間隔に

図-1



配置された等慣性モーメントの主桁5本よりなる橋梁で桁のスパンを  $a$  とする。かつて N.M. Newmark は図のような構造について各桁の曲げモーメントの影響面を  $b/a=0.1\sim 0.3$ ,  $H$  の種々の値について求めているのでこれをそのまま利用することにした。

また荷重としては鋼道路橋設計示方書改正委員会において目下審議されている鋼道路橋設計示方書改正案の荷重並びに載荷方法によつた。すなわち荷重のみについて言えば、従来主桁の設計には自動車荷重と等分布荷重を用いたのであるが、改正案によればたとえ1等橋において 20t 自動車の代りに等値集中荷重 5.0t/m の集中荷重を用い、これと等分布荷重 350 kg/m<sup>2</sup> によつて設計すべきことが定められている(ただしこの数字は決定的なものではない)。本計算にはこの改正案の荷重(1ヶの等値集中荷重と等分布荷重)とそれの載荷方法によつて各桁の曲げモーメントの値を求め、次いで反力係数の値を求めた。

たとえば  $b/a=0.1$  の場合について  $H$  の種々の値に対して桁 A,B,C の最大モーメントを求めると、表-2 のようになる。同様に  $b/a=0.2, 0.3$  の場合について計算すると表-3,4 を得る。なおこれらの表には比較の便宜上従来の計算法、すなわち注目する桁を中心とする左右3本の桁を考え、床版を単純梁と仮定して反力を求めて得た曲げモーメントの値を併記して

表-2 曲げモーメントの値 ( $b/a=0.1$  の場合)

桁	荷重の種類	位置	H	b/a							慣用計算法	異性	
				0.5	1	2	5	10	20	∞			
A	等分布荷重	1/2	1/2	0.058	0.065	0.070	0.075	0.078	0.080	0.081	0.082	0.083	0.084
				0.085	0.090	0.095	0.100	0.105	0.110	0.115	0.120		
				0.125	0.130	0.135	0.140	0.145	0.150	0.155	0.160		
	集中荷重	1/2	1/2	0.014	0.017	0.021	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049
				0.053	0.059	0.065	0.071	0.077	0.083	0.089	0.095		
				0.101	0.107	0.113	0.119	0.125	0.131	0.137	0.143		
B	等分布荷重	1/2	1/2	0.076	0.079	0.082	0.085	0.088	0.091	0.094	0.097	0.100	
				0.103	0.106	0.109	0.112	0.115	0.118	0.121	0.124		
				0.127	0.130	0.133	0.136	0.139	0.142	0.145	0.148		
	集中荷重	1/2	1/2	0.013	0.016	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.040	0.044	
				0.052	0.056	0.060	0.064	0.068	0.072	0.076	0.080		
				0.099	0.103	0.107	0.111	0.115	0.119	0.123	0.127		
C	等分布荷重	1/2	1/2	0.078	0.081	0.084	0.087	0.090	0.093	0.096	0.099	0.102	
				0.106	0.109	0.112	0.115	0.118	0.121	0.124	0.127		
				0.151	0.154	0.157	0.160	0.163	0.166	0.169	0.172		
	集中荷重	1/2	1/2	0.013	0.016	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.040		
				0.052	0.056	0.060	0.064	0.068	0.072	0.076	0.080		
				0.099	0.103	0.107	0.111	0.115	0.119	0.123	0.127		

表-1 既設鋼橋の  $b/a$ ,  $H$  の値

橋梁種別	$b/a$	$H$
工形桁(青木橋梁工学)	0.228	1.85
下路トラスの縦桁(黒瀬大橋)	0.238	2.18
... (三浦野鋼橋)	0.211	2.19
下路プレートガーダーの縦桁(正面橋)	0.270	1.16
主桁4本並列プレートガーダー(京川橋)縦桁	0.063	11.50
上落橋	0.154	12.20
主桁4本並列プレート(管橋)縦桁	0.134	12.80
ガーダー上落橋	0.236	22.50
主桁4本並列プレート(橋本橋)ガーダー上落橋	0.117	6.68

表-3 曲げモーメントの値  
( $b/a=0.2$  の場合)

桁	荷重種類	断面位置	断面	H					反力係数	単位
				1	2	4	10	$\infty$		
A	等価集中荷重	$a/2$	$a/2$	0.0277	0.0277	0.0268	0.0252	0.0232	0.0220	$\frac{P_0 a^3}{6EI}$
			$a/4$	0.0160	0.0157	0.0152	0.0139	0.0111	0.0125	-
			$a/4$	0.0178	0.0171	0.0165	0.0173	0.0177	0.0207	-
	等分布荷重	満載	$a/2$	0.0155	0.0154	0.0149	0.0139	0.0113	0.0123	$\frac{P_0 a^3}{6EI}$
			$a/4$	0.0112	0.0112	0.0108	0.0101	0.0087	0.0074	-
			$a/4$	0.0136	0.0135	0.0128	0.0144	0.0157	0.0150	-
B	等価集中荷重	$a/2$	$a/2$	0.0376	0.0375	0.0428	0.0442	0.0571	0.0550	$\frac{P_0 a^3}{6EI}$
			$a/4$	0.0176	0.0175	0.0212	0.0230	0.0293	0.0250	-
			$a/4$	0.0222	0.0230	0.0236	0.0245	0.0420	0.0275	-
	等分布荷重	満載	$a/2$	0.0180	0.0185	0.0215	0.0233	0.0286	0.0250	$\frac{P_0 a^3}{6EI}$
			$a/4$	0.0136	0.0148	0.0161	0.0173	0.0212	0.0187	-
			$a/4$	0.0170	0.0170	0.0158	0.0168	0.0157	0.0150	-
C	等価集中荷重	$a/2$	$a/2$	0.0187	0.0187	0.0201	0.0217	0.0283	0.0250	$\frac{P_0 a^3}{6EI}$
			$a/4$	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	-
			$a/4$	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	-
	等分布荷重	満載	$a/2$	0.0187	0.0187	0.0201	0.0217	0.0283	0.0250	$\frac{P_0 a^3}{6EI}$
			$a/4$	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	-
			$a/4$	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	-

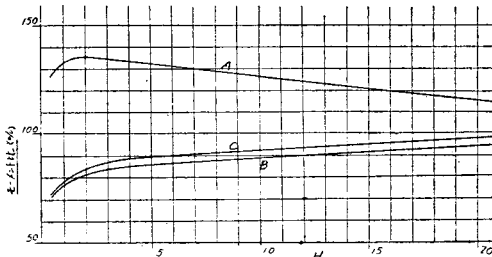
表-4 曲げモーメントの値  
( $b/a=0.3$  の場合)

桁	荷重種類	断面位置	断面	H					反力係数	単位
				1.5	3	6	15	$\infty$		
A	等価集中荷重	$a/2$	$a/2$	0.0235	0.0235	0.0248	0.0277	0.0297	0.0375	$\frac{P_0 a^3}{6EI}$
			$a/4$	0.0179	0.0207	0.0219	0.0211	0.0170	0.0187	-
			$a/4$	0.0223	0.0220	0.0219	0.0225	0.0227	0.0237	-
	等分布荷重	満載	$a/2$	0.0202	0.0207	0.0211	0.0215	0.0216	0.0187	$\frac{P_0 a^3}{6EI}$
			$a/4$	0.0148	0.0147	0.0140	0.0120	0.0125	0.0141	-
			$a/4$	0.0185	0.0182	0.0176	0.0173	0.0160	0.0150	-
B	等価集中荷重	$a/2$	$a/2$	0.0283	0.0283	0.0323	0.0377	0.0464	0.0475	$\frac{P_0 a^3}{6EI}$
			$a/4$	0.0152	0.0151	0.0153	0.0154	0.0160	0.0152	-
			$a/4$	0.0180	0.0185	0.0204	0.0210	0.0243	0.0235	-
	等分布荷重	満載	$a/2$	0.0239	0.0236	0.0235	0.0232	0.0232	0.0211	$\frac{P_0 a^3}{6EI}$
			$a/4$	0.0175	0.0175	0.0175	0.0175	0.0175	0.0175	-
			$a/4$	0.0175	0.0175	0.0175	0.0175	0.0175	0.0175	-
C	等価集中荷重	$a/2$	$a/2$	0.0187	0.0187	0.0201	0.0217	0.0283	0.0250	$\frac{P_0 a^3}{6EI}$
			$a/4$	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	-
			$a/4$	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	-
	等分布荷重	満載	$a/2$	0.0187	0.0187	0.0201	0.0217	0.0283	0.0250	$\frac{P_0 a^3}{6EI}$
			$a/4$	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	-
			$a/4$	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	0.0143	-

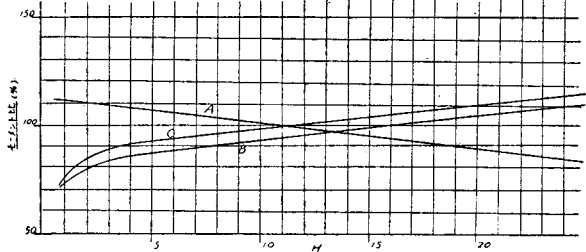
表-5 曲げモーメント比 (%)

H/a	等価集中荷重						等分布荷重									
	$a/2$		$a/4$		満載		$a/2$		$a/4$		満載					
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B				
0.1	0.5	127	70	101	69	68	121	71	73	133	71	70	76	69	69	
	1	132	76	70	150	73	73	125	77	80	143	75	70	141	76	78
	2	135	80	83	150	77	76	125	83	87	146	78	81	146	77	82
	5	132	85	87	150	81	87	117	88	72	147	83	80	143	83	87
	10	124	87	89												
	20	116	93	97												
0.2	0.5	86	110	111	90	122	116	86	110	110	91	116	107	87	115	110
	1	112	72	74	127	71	75	103	75	76	123	72	76	117	73	77
	2	111	77	84	128	78	87	102	81	85	123	78	86	117	77	86
	4	107	86	72	121	85	76	77	76	71	117	84	75	115	86	74
	10	100	72	77	112	93	103	72	72	74	110	73	77	108	72	78
	20	85	114	107	87	121	113	105	112	106	81	105	112	75	113	108
0.3	1.5	97	71	79	114	76	89	70	77	79	107	75	81	105	74	81
	3	76	83	87	110	86	76	87	86	86	90	71	105	84	83	
	6	73	70	93	103	75	101	87	70	70	102	71	75	79	71	74
	15	88	78	97	97	104	103	83	77	74	93	76	94	92	77	78
	20	85	112	105	91	123	115	81	108	102	70	107	108	87	110	107

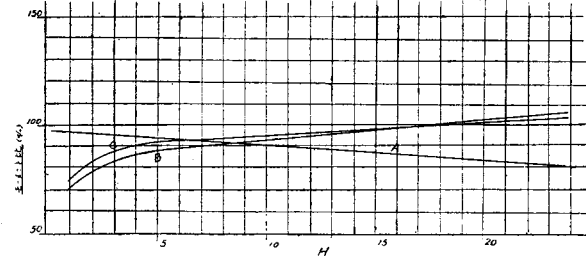
図-2 中央集中荷重中央断面曲げモーメント計算用反力係数 a)  $b/a=0.1$



b)  $b/a=0.2$



c)  $b/a=0.3$



ある。

従つて相関剛比  $H$  を考慮した曲げモーメントと慣用計算法による曲げモーメントとの比を求めると表-5 のようになる。

これらの結果のうち、等値集中荷重が  $a/2$  に載る場合と等分布荷重が満載する場合の  $a/2$  の断面の曲げモーメント比を図表で示したものが図-2,3 である。これについてみると、 $b/a=0.1$  の場合には耳桁 A の反力係数は桁中点において集中荷重に対して最大 135%、等分布荷重に対して最大 148% に達し、荷重を単純に配分した場合に比較してきわめて大きいことがわかる。中桁 B, C に対しては 80~90% 程度に減少する。 $b/a$  が 0.2, 0.3 になるとこれらの値は漸次 100% に接近してくる。

### 3. 反力係数式

以上の結果から桁の中央断面の曲げモーメントの計算に対する反力係数の式を、 $H$  が 20 以下の場合と 20 以上の場合に分けて等値集中荷重及び等分布荷重に対して作つてみたのが表-6 である。式中  $\gamma$  は反力係数の値を% で表わしたものであり、 $H$  は相関剛比である。

表-6 反力係数式

$b/a$	荷重種類	$H \leq 20$		$H \geq 20$	
		等値集中荷重	等分布荷重	等値集中荷重	等分布荷重
0.1	耳桁	$\gamma = -0.28H^2 + 4.25H + 110$	$\gamma = -0.074H^2 + 2.31H + 143$	$\gamma = 84 - \frac{720}{H}$	$\gamma = 91 - \frac{610}{H}$
	中桁	$\gamma = -0.253H^2 + 2.51H + 76$	$\gamma = -0.177H^2 + 2.50H + 73$	$\gamma = 112 - \frac{450}{H}$	$\gamma = 107 - \frac{410}{H}$
0.2	耳桁	$\gamma = 0.001H^2 + 2.31H + 113$	$\gamma = -0.0031H^2 + 1.41H + 124$	$\gamma = 85 + \frac{140}{H}$	$\gamma = 81 + \frac{620}{H}$
	中桁	$\gamma = -0.0081H^2 + 3.04H + 70$	$\gamma = -0.0244H^2 + 3.24H + 72$	$\gamma = 107 - \frac{170}{H}$	$\gamma = 112 - \frac{160}{H}$
0.3	耳桁	$\gamma = -0.004H^2 + 0.821H + 99$	$\gamma = -0.0231H^2 + 1.57H + 112$	$\gamma = 85 - \frac{130}{H}$	$\gamma = 90 - \frac{330}{H}$
	中桁	$\gamma = -0.0051H^2 + 3.51H + 71$	$\gamma = -0.0464H^2 + 3.30H + 74$	$\gamma = 105 - \frac{240}{H}$	$\gamma = 100 - \frac{210}{H}$

4. 本式の適用その他

以上I形桁, 主桁並列型式プレートガーダ一道路橋に対する反力係数を寸法比及び相関剛比の函数として示方書改正案の荷重方法によつて求めたのであるが,  $b/a$  及び  $H$  が小さい場合には従来の単純な考え方に基づく配分による場合に比較して非常に大きな相違のあることがわかる。上路橋あるいは床組構造の縦桁はその上面を床版で連結されて平面構造物となつているから, 床版による荷重分配作用は当然認められるところである(これがなければ平面構造も線構造も差異がない)。

もちろん以上の計算は厳密計算によるものではないし, また5本主桁, 等間隔, 等慣性モーメントのごく特殊の場合について計算したもので, すべての場合に適用できるものとは言にくい, が, 4本桁あるいは6本以上の並列の場合にも耳桁中桁を区別しさえすれば適用してさしつかえなからう。

かりに従来の慣用計算法によつて計算した荷重あるいは曲げモーメントに上記の反力係数を乗じ, 荷重分布作用を考慮した曲げモーメントを求め, これより断面を決定しても各断面の慣性モーメントが同一とならなければ計算をさらにやりなおす必要がある。すなわち不静定構造物の設計計算と同様である。この場合耳桁と中桁の慣性モーメントが相当に相違すればもはや上式は適用できないから, この場合には成岡助教授の提案する平板撓角法によつて第2次計算にうつる必要がある。

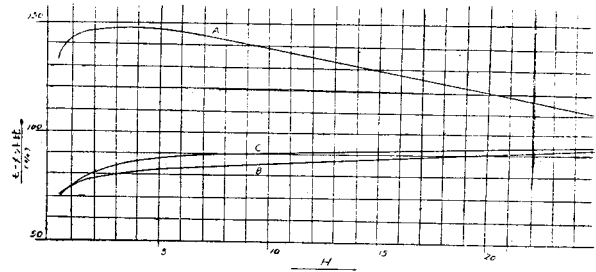
しかしながら以上の反力係数の表あるいは式は床版による荷重分布作用を考慮した, より合理的な桁の曲げモーメントの第1次の概略計算には役立つものと思う。

本研究に当り京都大学成岡博士より懇切なる御教示を受けた。附記して感謝の意を表する次第である。

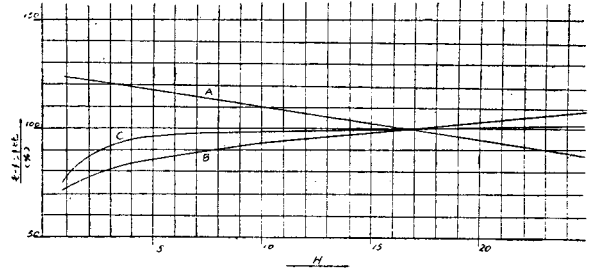
(42 ページより)

して計算した波角  $\beta_{cal}$  と実験値  $\beta_{exp}$  との関係は図-2 に示すようになった。従つて  $F_1 < 6$  においても補正の方がよいと思う。以上のことは巾の拡がる場合にも云えると考えられる。従つてこのことを考慮して原論文 図-3 の縦軸に補正係数  $K$  を導入し実験値を整理すれば, 当然  $Y=X$  の下に点が集積するであろう。一方同じ  $h_2/h_1$  に対し  $\eta=0$  として求めた波角よりも  $\eta$  を考慮して求めた波角の方が大きいことは理論的に予測されたわけであり, (13) 式にもやはり  $K$

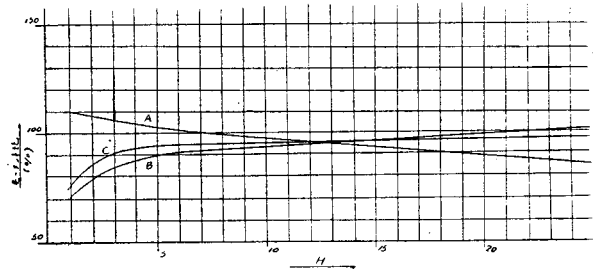
図-3 等分布荷重満載中央断面曲げモーメント計算用反力係数  
a)  $b/a=0.1$



b)  $b/a=0.2$



c)  $b/a=0.3$



参考文献

- 1) N.M. Newmark and C.P. Siess : University of Illinois Bulletin, No. 336 (1942).
- 2) 大村裕 : 土木学会誌第 38 卷第 6 号 p. 213 (昭 28)
- 3) 成岡昌夫 : 土木学会論文集第 4 号 p. 1 (昭.24)
- 4) 成岡昌夫 : 土木学会誌第 38 卷第 7 号 p. 306 (昭.28) (昭.29.2.19)

の補正を行つて求めれば, 先の結果よりも上に来て, より  $Y=X$  に近くなるのではないかと推定される。このように考えてみると, 原論文 図-3 は  $K$  の補正を行つていないため, たまたま  $Y=X$  の近傍に集つたのではないかと思う。さらに解明を要する問題と考えている。

4. 全くの一試論であるので, なお考慮すべき点は多々あると思うが, ここでは一応 normal shock を生ずる場合を研究の対象とした。