

- なつた応力及び圧力をうけるという現象は、もちろん左右レールに取付けた計器の測定誤差が若干含まれていることは考えられる。しかしながら取付け計器以外は全く同一の条件において、一方側のみの応力及び圧力が常に大きいとは限らず、各車輪軸ごとによつて左右への偏移が異なつてゐる。このことは数多くの実験地点で数多くの通過車輪軸によつて起つた現象であつて、本文の場合も上記の左右レールの測定誤差の影響はまず無視してもよいと思う。
- 2) 測定はすべて動ヒズミ測定装置（三栄測器 KK 製品）を使用。
  - 3) 国鉄東海道本線草津・石山両駅間直線軌道（東京起点 495.25 km で昭.28.11.18~20 に実施、軌道条件は、軌道：直線，水平，保守良好，レール：PS 50 kg，長さ 25 m，枕木：並枕木，タイプレート使用，最大間隔 62 cm，道床：碎石その他は国鉄規定どおり。
  - 4) 図-2 の作成は P.G. Hoel, Introduction to

Mathematical Statistics, pp 3~6 参照。

- 5) 岩井重久：Slade 型分布の非対称性の吟味及びその 2,3 の新解法，土木学会論文集，第 4 号，昭.24.6，p. 86 式 (4)。
- 6) この  $k$  はいうまでもなく式 (5) の  $C$ ，従つて  $\xi$  の値自身には変化を与えない。同じことが以後の数値計算すべてについていえる。
- 7) 図-1 のレール圧力計挿入による  $\sigma$  への悪影響を避けるため，本実験ではレール継目から No. 5 枕木直上に圧力計を，No. 9, 10，枕木間隔中央にヒズミ計を取り付けた。また同一列車に対して  $\beta_\sigma, \beta_P$  の同時測定は，もちろん可能であるが，若干異なつた条件によつてもなお  $\beta_\sigma, \beta_P$  が同一の傾向を有し，従つて車体の偏移は  $\sigma, P$  いずれからでも測定しうることを確認しようとしたわけである。
- 8) Proceedings of the AREA, vol. 48, 1947, p. 788, Fig. 11.

(昭 29.12.18)

## 直交異方性鋼床板の実験的研究

正員	工学博士	成	岡	昌	夫*
正員		大	村		裕**
正員		伊	藤	敏	一***

### AN EXPERIMENTAL STUDY OF THE STEEL SLAB

(JSCE Aug. 1955)

Dr. Eng., Masao Naruoka, C.E. Member, Hiroshi Ōmura, C.E. Member,  
Kōichi Itō, C.E. Member.

**Synopsis** An experimental study of the steel slab was done about the following subjects, that is, 1) Making, 2) Load test in elastic range, 3) Yield load test. The load test shows that the theory of orthotropic plate is effective in the calculation of steel slab and that the value of  $H/\sqrt{B_x B_y}$  is between 0, and 1.0, The yield load is very higher than the calculated value by the theory of limit design. This means that it is necessary to research the ultimate load of iso- and orthotropic plate.

#### 1. はしがき

最近の橋梁構造の進歩として、種々の事項をあげることができるが、そのうちのひとつとして、荷重の増大にもなう死荷重の軽減があげられる。道路橋においては、死荷重応力を小さくすること、すなわち構造による死荷重を軽減することは、特に重要である。死荷重の軽減法には、種々の方法、構造が考えられるが、a) 高抗張力鋼，軽合金の採用，b) 床板，床組構造の改良，c) 主桁構造の改良，d) 溶接構造の採用など

は、そのおもなものである。最近いちじるしい進歩をみた箱桁，合成桁，格子桁は、いずれも b) と c) をあわせた構造の改良である。

床板構造の改良のうち最も顕著なものは、ドイツの長大橋で採用された鋼床板であろう。Köln-Mülheim 橋，Düsseldorf-Neuss 橋，Kurpfalz 橋などは、いずれも鋼床板を採用し、鋼重の軽減に画期的成功を収めている<sup>1)</sup>。わが国でも田端一駟込間中里跨線橋（下路プレートガーダー）に応用された。

鋼床板は縦肋材，横肋材で補強された平板であるから，輪荷重による床板の応力解析は，補強材つき平板として取り扱う必要がある。ドイツにおいては，通常これを直交異方性板として解析する方法がとられ，供

\* 京都大学教授，工学研究所

\*\* 神戸大学助教授，工学部土木工学教室

\*\*\* 新三菱重工業KK 神戸造船所技師，鉄構設計課

試体による実験結果, 実際橋梁における応力測定結果からも, 直交異方性板の理論解の十分正しいことを証明している<sup>2)</sup>。

わが国でも長大橋の架設にあつては, 鋼床板が, 橋床構造, 主桁構造の改良に必要な欠くことのできないものであることは, 疑問の余地がない。

この点にかんがみ, ドイツでの例にならぬ, 直交異方性鋼床板の設計, 製作上の資料をうる目的で, 製作及び載荷実験を行つたものである。ただこの供試体はあくまで床板としての供試体であつて, 桁の上部フランジとしても作用せしめる鋼床板ではない。従つて, ドイツでの鋼床板の供試体とは, 形状が若干異なつてゐる。

2. 直交異方性板の曲げ理論

直交異方性板のタワミ曲面の基礎微分方程式は次のとおりである。

$$B_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + B_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y)$$

ただし,  $B_x, B_y$ :  $x, y$  方向の板剛度,  $2H = 4C + \nu_x B_x + \nu_y B_y$ : Drillsteifigkeit,  $\nu_x, \nu_y$ :  $x, y$  方向の材料のポアソン比,  $p(x, y)$ : 板に作用する分布荷重である。上の微分方程式を解き, 積分常数 4 個を境界条件より求めて,  $w$  の方程式を得, これより断面力を求めることができる。

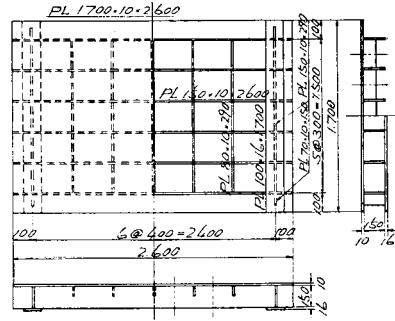
上の微分方程式の解の形は,  $H^2$  と  $B_x B_y$  の大小によつて異なる。相当密に Rippe の入つた Rippe platten の場合は,  $H^2 > B_x B_y$  であり<sup>3)</sup>, セン断力を取らない床板をもつ格子桁の場合は  $H = 0$  となる。合成格子桁, 鋼床板の場合は  $H^2 < B_x B_y$  であるとされている<sup>4)</sup>。

鋼床板の場合  $H^2/\sqrt{B_x B_y}$  の値は実験的にきめられるべきものとされている<sup>5)</sup>。Köln-Mulheim 橋では 0.3 としている<sup>6)</sup>。Kurpfalz 橋では実験鋼床板の測定値と計算値との比較において, 計算値の算出は  $H/\sqrt{B_x B_y} = 1$  としている。なおこの橋の床板の実験結果から, a)  $H = 0$  とすることは不適當であつて, 安全側となる, b)  $H/\sqrt{B_x B_y} = 1$  とすることは都合のよすぎる仮定である, c)  $H/\sqrt{B_x B_y}$  の値は 0 と 1 との両極端の間とするのが最も好ましい, との結論をだしている<sup>6)</sup>。

これら双方の橋の鋼床板とは構造的にも相当異なり, むしろ横の肋材が密に入っている場合に,  $H$  の値としていくらにとるのが好ましいか, 肋材配置の影響の  $H$  に及ぼす影響及びこの鋼床板の耐荷力などを知る目的で本実験を行つたものである。

3. 供試体の製作

図-1 実験用鋼床板

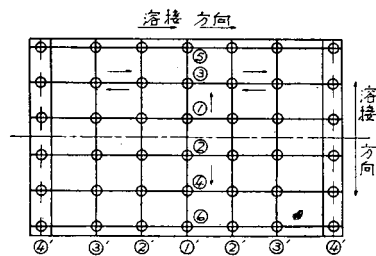


実験に供した鋼床板の形状は, 図-1 のようである。この形状, 寸法は載荷装置の方面から, 図に示すようにおさえられた。また設計に當つて,  $H/\sqrt{B_x B_y} = 0.4$  と仮定し<sup>7)</sup>,  $5.2(1+0.4) \div 7t$  の輪荷重が集中荷重として, 板中央に作用する場合, スパン方向の曲げモーメントにもとづく縁応力が約 1 300 kg/cm<sup>2</sup> になるように形状, 寸法を定めた。

溶接加工要領は次のようである。

- a) 使用材料 鋼材は SS 41 (抗張力 47.5 kg/mm<sup>2</sup>, 降伏点 30.0 kg/cm<sup>2</sup>, 伸び 25%), 溶接棒は神戸製鋼 B-17,  $\phi 4, \phi 5$  (仮付用には B-10,  $\phi 3.2$ ) を使用した。
- b) 部材の加工 床板は自動ガス切断機により, 肋材はすべてガス切断後機械加工を行つた。
- c) 組立 組立は  $\phi 3.2$  棒を用い, 仮付を行つたところ, 床板の長手方向に 5 mm のソリを生じた。なお短手方向にはソリは生じなかつた。
- d) 溶接順序 まず縦肋材, 横肋材の溶接を行い, ついで肋材よりなる格子と床板との溶接を行い, 最後に。

図-2 溶接順序

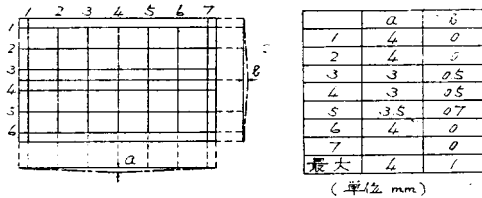


- 1. ○印は格子の接合部を示す。
- 2. 格子の溶接は ①' の ①~⑥, ②' の ①~⑥, …… , ④' の ①~⑥ の順序で施工した。
- 3. 床板と格子の溶接は, 中央振り分けて, 長手方向は後述法を採用した (矢印で示す)。

格子と支承板の溶接を行つた。溶接順序の詳細を 図-2 に示す。2 枚を重ね, 中央部に 600×800×10 mm の鋼板を入れて逆ヒズミを与え, 周囲を万力で締めつけ, 約 70° の傾きを与え, 姿勢が下向きとなるようにした。溶接工は 2 名準備し, できるだけ, 同時溶接で施

工した。なお溶接層数は格子内部はφ4棒ですべて二層盛りとし、外周はφ5棒で一層盛りで施工した。喉厚はすべて6mmで、溶接長は77mmである。

図-3 ヒズミの状況



e) 溶接後における変形及び収縮量 格子上床板面のヒズミの状況を示すと、図-3 のようである。また収縮量は長手方向(2600mm)で4mm、短手方向で2.5mmであった。

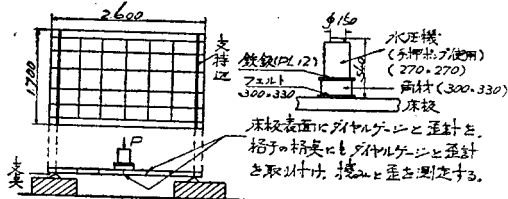
f) ヒズミの除去 ヒズミは200tの水圧機で軽く押し、水平にした上で、床板の端に生じたヒズミはピーニングで除去した。

以上のような鋼床板を2個製作した。これらの製作は昭和28年12月に行われた。

4. 載荷実験

a) 載荷方法 2600×1700mmの矩形鋼床板をスパン2400mmに支え、この辺を単純支持辺とし、他の辺は自由とし、500t水圧機のフレームの間に入れた。中心に300×330mmの角材をおき、その上手押ポンプ使用の水圧機をのせ、フレームを利用して、荷重を加えた。

図-4 載荷方法



床板2個のうち、1個は中心載荷(荷重の中心が中央の縦肋材の中央になる)とし、他の1個はやや偏心的に載荷(荷重の中心が上の場合のすぐ支持辺よりのパネルの中央になる)した。

なお圧力計の目盛は4.29kg/cm<sup>2</sup>が1tに相当する。

荷重の加え方は、圧力計の目盛で次のように行つた。

1) 0から4kg/cm<sup>2</sup>とびに0にもどしながら、32kg/cm<sup>2</sup>まで。

2) 0から10kg/cm<sup>2</sup>とびに0にもどしながら、30kg/cm<sup>2</sup>まで(この場合でも実測応力の最大は降伏

点応力のはるか下である)。

3) 0から10kg/cm<sup>2</sup>とびに逐次あげる。

このようにして140kg/cm<sup>2</sup>まであげたが、小型水圧機ではパッキングが破損し、加圧不可能となつたので、500t水圧機にかえ、破壊せしめた。

b) ヒズミ及びタワミの測定 床板上面、縦肋材、横肋材に共和無線研究所のK-22ヒズミ計(ゲージ長さ9.5mm、抵抗120Ω、ゲージファクター1.99)を接着し(この作業は29.1.15~1.17に行つた)、ヒズミの計測はBaldwin SR-4 Strain Indicator (L type), Baldwin SR-4 Switching and Balancing Unitで行つた。タワミの測定には床板表面からダイヤルゲージをあてるとともに、床板裏面格子点(縦横肋材の交叉点)にも下側よりあてて、測定を行つた。

これらの計測は昭和29年1月18日、19日の両日に行つた。中心載荷の場合の載荷方法を図-4に、載荷及び計測状況を写真-1に示す。

5. 実測結果と計算結果との比較

すべての実測結果を詳細に記載すると冗大となるので、ここでは圧力計の読み24kg/cm<sup>2</sup>≒5.6t中心載荷時における実測値と計算値との比較のみを示す。なお計算値を求めるには、W.Corneliusの論文を参照

表-1 タワミ (単位 1/100 mm)

区分	x		40 cm	80 cm	120 cm
	y				
実測値			96	157	207
計算値	0		84 89 93	153 162 170	(152)(169)(180) 185 196 207 (136)(122)(115)
タワミ比(%)			114 108 103		112 105 100
実測値			93	152	202
計算値	15 cm		82 86 90		177 186 195
タワミ比(%)			118 108 103		114 108 104
実測値			72	117	153
計算値	45 cm		69 70 70	120 122 122	140 141 141
タワミ比(%)			104 103 103	98 96 96	109 108 108
実測値			48	74	93
計算値	75 cm		50 45 38	87 77 67	100 89 76
タワミ比(%)			96 107 125	85 96 110	93 104 122
$H/\sqrt{B_x B_y}$ の値			0.4 1/6 0	0.4 1/6 0	0.4 1/6 0

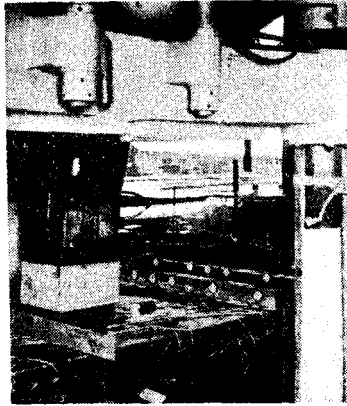
表-2 横肋材の応力σ<sub>x</sub>の値 (単位 kg/cm<sup>2</sup>)

区分	x		80 cm	120 cm
	y			
実測値			590	1070
計算値	15 cm		(659) (733) (792) 630 660 700 (90) (81) (75)	(761) (848) (915) 1040 1090 1150 (141) (126) (117)
応力比(%)			94 89 84	100 98 93
実測値			490	610
計算値	45 cm		(460) (523) (561) 560 560 570	(532) (605) (648) 680 670 660 (114) (100) (94)
応力比(%)			88 88 86	90 91 92
$H/\sqrt{B_x B_y}$ の値			0.4 1/6 0	0.4 1/6 0

し、 $\nu=0$  と仮定し便宜上まぎ集中荷重載荷（実際には部分的等分布荷重載荷）として取り扱っている。また  $H/\sqrt{B_x B_y}$  としては、0~1 の間の値として、0.4, 1/6 をとり、比較の意味で 0 の場合を加えた。

a) タワミ 写真-1 載荷状況及び計測

実測値，計算値及びこれらの比を表-1 に示す。



b) 横肋材の応力 表-2 に示す。実測値は横肋材の下端の縁応力を示すものではない（ヒズミ計のペーパーベースの端が肋材の縁と一致するようにしている）が、計算値はこの接着法にかかわらず縁応力としている。このような不一致にかかわらず、実測値を肋材の縁応力とみなして比較している。なお縦肋材の応力についても同様である。

表-3 縦肋材及び床板表面の応力  $\sigma_y$  の値 (単位  $\text{kg/cm}^2$ )

区分	$\sigma_y$	(a)			(b)		
		$x=120\text{ cm}, y=0$ における縦肋材つ応力			$x=80\text{ cm}, y=15\text{ cm}$ における床板表面の応力		
実測値		990			145		
計算値		(837)	(976)	(1105)	86	108	130
		1690	1910	2130			
応力比 (%)		(119)	(102)	(90)	168	134	111
		59	52	47			
$H/\sqrt{B_x B_y}$ の値		0.4	1/6	0	0.4	1/6	0

表-4 床板表面の  $\sigma_x$  の値 (単位  $\text{kg/cm}^2$ )

区分	y	x	80 cm			120 cm		
実測値	15 cm	x	170			-		
計算値			160	160	170	-		
応力比 (%)			106	106	100			
実測値	30 cm	x	200			-		
計算値			-	210	210	220	-	
応力比 (%)			95	95	91			
実測値	45 cm	x	160			-		
計算値			140	140	140	-		
応力比 (%)								

c) 縦肋材の応力 表-3 (a) に示す。このように応力比が小さい理由は、荷重を集中荷重としているためである。

d) 床板表面の応力 表-3 (b) 及び 4 に示す。

以上の計算はいずれも集中荷重としての計算であるが、これを部分的等分布荷重とした場合の値を表-5 に示す。以上の表において、( ) をつけて示してある。

以上の表によると、実測値と計算値との比は、 $H$  の値にかかわらず、80~120% の間にあり、この程度であるならば、実測誤差その他を考慮に入れて、まず十分であろう。特に直交異方性板では、 $B_x, B_y, \nu_x, \nu_y$  の取扱い、自由端における肋材の取扱いなどには、種々疑問の点もあるが、これらの実験結果からは、現在行われている計算方法が一応承認されてよいことを意味しよう。また  $H$  の値も  $H/\sqrt{B_x B_y}$  の値も、結果的にはそう大した影響がないようである。

また集中荷重載荷と部分的等分布荷重載荷では、表に示すように、荷重点の付近では相当に差を生じ、この影響は無視できない。

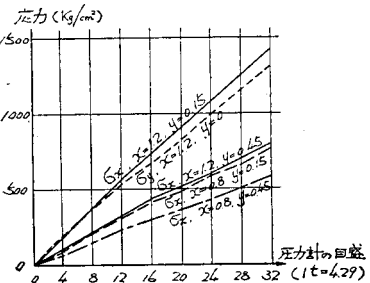
なお、格子点における縦、横肋材の縁応力を、圧力計の目盛  $32\text{ kg/cm}^2$  までの値に対して示すと、図-5 のようになる。

6. 破壊実験

2個の鋼床板のうち、中心載荷では 57 t、やや偏心的に載荷の場合では、

図-5 格点における縦、横肋材の応力

52 t で破壊した。これ以上では加圧しても変形が増すのみで、加圧を中止し、この値を破壊荷重とした。



た。床板の表、裏両面の母材、溶接部には、亀裂は全然みとめられなかつた。写真-2 はこの状況を示す。

中心載荷の場合について極限荷重を求めると、次のようになる。すなわち、図-6 のように yield line を考え、荷重点の変位速度を  $\delta$  として、仮想仕事式をつくと、

$$P \delta = M_x (\delta/0.6) \times 1.7$$

$$\text{従つて、} P = 2.83 M_x$$

さて、フランジ  $300 \times 100$ 、ウェブ  $150 \times 10$  よりなる T 形断面 1 本の降伏モーメントは  $M_x = 125.6 \sigma_y$  で、 $\sigma_y = 3000\text{ kg/cm}^2$  とすれば  $3.77\text{ tm}$  となり、 $M_x$  (平均)  $= 3.77/0.3 = 12.6\text{ t}$  となる。従つて

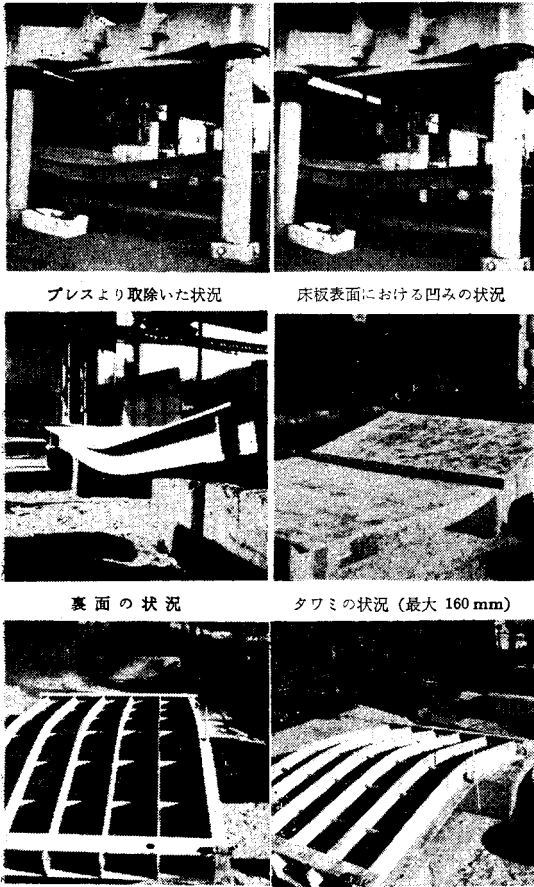
$$P = 2.83 \times 12.6\text{ t} = 36\text{ t}$$

弾性計算による降伏荷重は実測値をもとにすれば、

写真-2 中心載荷の場合の破壊前後の状況

荷重 32.7 t より以後は 500 t  
プレスを用いて載荷する

荷重 57 t における状況



約 17 t 弱である。上の計算値 36 t は弾性計算による降伏荷重の約 2 倍、実際に得られた降伏荷重 57 t の約 63% であつて、実際の降伏荷重には及ばない。

上の計算においては、yield line を y 方向に仮定している。実際の破壊状況からみると、この仮定は正しいようである。しかしこのような仮定では、床板を幅のひろいハリとしての取扱いとんらかわることがない。これでは板としての特質が失われていると思われる。すなわち、たとえ自由辺（応力、タワミの計算では全くの自由辺とせず、端横肋材による弾性バリ支持としている）であつても、ハリの取扱いをすることは不十分であつて、これが、57 t と 36 t の相違の原因の一つであると思われる。

以上の議論よりはなれて、かりに y 方向に仮定した yield line の仮定が誤つていても、理論的正解は 36 t を下まわることにはないはずである。

以上は破壊荷重を簡単にハリの場合の yield hinge に代わる yield line によつて求めている。厳密には Plandtl-Reuss の降伏条件を用い、板として解くべきであろうが、境界条件（単純支持と自由）、載荷状態（等分布荷重満載でなくて、部分的等分布荷重載荷—集中荷重）が簡単でないために、この問題はそう簡単に解けないであろう。いずれにしても、降伏荷重がいちじるしく大きいことは注目に値し、今後板のリミットデザインとして研究すべきであろう。なお破壊時の板のタワミの最大は 160 mm であつた。破壊時の板の変形の資料は紙数の都合で省略し、追つて板の極限設計として降伏荷重とともに別個に論ずるつもりである。

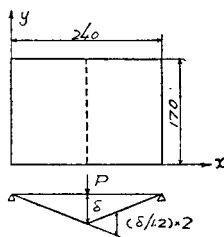
### 7. むすび

以上簡単に鋼床板を製作し、載荷実験を行つて、破壊せしめた過程を報告した。ここに製作した鋼床板はスパンとして普通あるいはやや小さいであろうが、奥行が短かく、従つて、補強材の配置も一般の鋼床板と若干趣も異なつている。しかし溶接による製作としては困難な部類に属するものであつて、これによる製作経験は一般の鋼床板製作にあたり、参考となる点が少ないと信ずる。また弾性範囲内の載荷実験からは、現行の直交異方性板の計算方法が鋼床板によく適合し、また  $H/\sqrt{B_x B_y}$  の値も 0 と 1 との間のいずれにとつてもそう大した影響がないことがわかつた。なお降伏荷重は弾性計算による降伏荷重にくらべていちじるしく大きく、また yield line を仮定する計算による降伏荷重にくらべても相当大きく、きわめて注目すべき結果が得られた。これらについては厳密には Prandtl-Reuss の降伏理論に従い、板として取り扱い、さらに詳細な検討を要しよう。

本鋼床板の鋼重は  $150 \text{ kg/m}^2$  で、同一スパンの鉄筋コンクリート床板にくらべて、約 1/3 の重量となる。少しスパンの大きい橋では、死荷重の影響はきわめて大きく、これの軽減が急務である。従つて鋼床板の箱桁でなくとも、普通のガーダー橋において単に床板としてでなく、フランジとしても働らくように処置することにより、鋼床板の役割は大きくなるものと考えられる。ついでには鋼床板に対する一般の関心の高まることを期待してやまない<sup>9)</sup>。

本実験的研究は東大福田教授を主班とする総合研究費によるものである。実験にあつては、杉原克己、仲西茂夫、岡 尚平、下口満喜衛及び平田 将の諸君、新三菱重工業神戸造船所技師 西 茂氏の御援助

図-6 Yield Line の仮定



をいただき、なお降伏荷重の計算にあつては東大生産技術研究所 田中 尙氏の御教示を仰いだ。ここに記して謝意を表わす次第である。

追記 K. Trenks, *Bauing.*, 29 (1954), S. 372 によれば、直交異方性板のタワミ曲面の基礎微分方程式は8階の方が正しいようである。桁橋構造のように、床板、主桁よりなる場合には、特に8階の微分方程式によるべきであろう。しかし鋼床板のように、鋼板と織、横補強材とよりなる場合には、4階の微分方程式でも、妥当な値は得られるように思う。

#### 参考文献

1) 小西：橋梁工学の最近の動向 p. 1 (昭 29)

- 2) 小西：橋梁工学の最近の動向 p. 75 (昭 29)
- 3) K. Girkmann: *Flächentragwerk*, S. 297, 1954
- 4) W. Cornelius: *Stahlbau*, Bd. 21, Heft 2, S. 21 1952, ただし、われわれの行つた 載荷実験では、 $H^2 = B_x \cdot B_y$  として、取り扱つてもよいようである。たとえば、成岡・大村・伊藤：格子桁の実験的研究 (昭 29) 参照。
- 5) K. Girkmann: *Flächentragwerk* S. 300, 1954
- 6) R. Mayer: *Stahlbau*, Bd. 21, Heft 8, S. 146, 1952
- 7) W. Cornelius: *Stahlbau*, Bd. 21, Heft 4, S. 60, 1952
- 8) 鋼床板については、床板と舗装の密着に問題があるようである。友永：学会誌第 39 巻第 7 号, p. 357 (昭 29) 参照。

## アーチダムの温度変化並びに岩盤変形による応力の一計算法

正員 工学博士 田中 吉郎\*  
准員 小坪 清 真\*\*

### A METHOD OF ANALYZING STRESSES IN ARCH DAMS DUE TO TEMPERATURE CHANGES AND BASE ROCK YIELDINGS

(JSCE Aug. 1955)

*Dr. Eng., Kichirō Tanaka, C.E. Member, Seima Kotsubo, C.E. Assoc. Member*

**Synopsis** In this article it is shown that the effects of temperature changes and of base rock yieldings upon arch dams may be transformed into hydrostatic pressures of equivalent effects upon arch elements. A simple way of obtaining stresses due to these effects without further computations and by only referring to the graphs published by Parme showing "stresses of fixed arches due to hydrostatic pressure" is also shown.

**要旨** アーチダムの温度変化並びに岩盤変形の影響を、アーチ素片に加わる水圧に換算しうることを証明し、これらの影響による応力を特別の計算を加えることなく、ただ、Parme が作つた「静水圧による両端固定アーチの応力図表」を利用して、簡単に求めることゝ述べる。

#### 1. 序論

アーチダムの応力計算に荷重試験法<sup>3)</sup>を用いると、精密な結果が得られるが、計算が煩雑で膨大な労力を要するという欠点がある。これに対し、Alfred L. Parme<sup>1)</sup>によつて改良された拱頂片持バリ法は、その適用が対称アーチに限定されるとはいへ、きわめて速やかに応力の算定ができて便利である。

しかるに Parme の方法は、外力として静水圧のみを考え、しばしば相当の値を生ずるところのコンクリートの温度変化、硬化収縮、吸湿膨脹並びに岩盤変形などの影響を考慮していない。また、フランスで採用されている *encastré arch*<sup>2)</sup> や *active arch*<sup>2)</sup> の理論は (これは周知のとおり片持バリ素片の共同作用は

全然無視しているが) やはり岩盤変形の影響を取扱つていない。

著者は、温度変化や岩盤変形を、アーチ素片に加わる水圧に換算することによつて、それらによる応力を、すでに知られている固定アーチの図表をそのまま用いて簡単に求めることに成功した。従つて、これにより、Parme の方法や、*encastré arch* 及び *active arch* の理論において不完全であつた点を取り除くことができた。

#### 2. 記号

- $R$  : アーチ素片の平均半径
- $\theta_a$  : アーチ素片の中心角の半分
- $t_c, t_a$  : アーチ素片の拱頂及びアバットの「厚」さ
- $K = t_a/t_c$
- $E$  : コンクリートのヤング率
- $I$  : 片持バリ素片の断面の慣性モーメント
- $\lambda$  : 単位巾のアーチ素片の間隔
- $p$  : ダムに加わる静水圧及び泥圧
- $p^a$  : アーチ素片が分担する荷重
- $p^c$  : 片持バリ素片が分担する荷重
- $v$  : 上下流面温度差による片持バリの半径方

\* 九州大学教授、工学部土木工学教室

\*\* 九州大学、大学院研究奨学生