

鋼・コンクリート合成覆工板の耐力と力学的特性

Study on Steel-Concrete Composite Road-Deck

西 堀 忠 信*

Tadanobu Nishihori

山 本 修 章**

Tadaaki Yamamoto

石 渡 正 夫***

Masao Ishiwata

Synopsis:

A steel-concrete composite road-deck for structural application has been studied in terms of safety factor against fracture and deformation characteristics under static load using three types of specimens: Type A in which steel plate is reinforced by rib plates, Type B in which steel plate is strengthened by H-shape steels, and Type C which uses corrugated steel plate at bottom.

As a result, the following findings have been obtained:

- (1) The breaking load of steel-concrete composite road-deck is at least three times design load.
- (2) No abnormality has been found of deformation characteristics with design load of 11.2t.
- (3) Load distribution factor of Types A and B is isotropical, and that of Type C anisotropical.
- (4) Difference in load distribution factor due to types of concrete (conventional and light-weight) is almost negligible.

1. ま え が き

近年、人口の著しい都市集中化により既存の都市施設では不十分となり、新たに地下鉄、上下水道、電気、ガスなどの工事が各地で盛んにすすめられている。

これらの施設は道路下に建設されることが多く、その施工法としてシールド工法と開削工法が行われている。シールド工法は道路と無関係に工

事が進められるが、工期と工費を要することから一般には工事が確実でしかも経済的な開削工法が多く採用されている。この場合道路に覆工板を用い、交通の安全を確保しつつ路面下の工事がすすめられる。

覆工板は交通の安全のため大きな摩擦係数が要求され、また付近の住居に対しては一般の路面と同等の騒音、振動のものでなければならない。従来からの鋼製覆工板はこれらの要求に対して不十分な点もあり、改善が要望されていた。

* 大阪市立大学工学部土木工学科助教授

*** エンジニアリングセンター建設開発部土木開発室課長

** 大阪市立大学工学部土木工学科助手

合成覆工板は、鋼板、形鋼とコンクリートを一体化した構造で、重量は鋼製覆工板より大きく、運搬、施工性では劣るが、上記の要求に対してすぐれた性能を有するので今後の発展が期待される。

本報文においては、構造の異なる3種の合成覆工板について、実大試験体によってその強度、変形特性を検討した。また合成覆工板の重量を軽減するため、普通コンクリートを用いたもののほかに軽量コンクリートを用いたものについて比較検討を行った。

2. 実験概要

2.1 実験の目的

鋼とコンクリートとを合成した構造体として、鉄筋コンクリートは従来から広く利用されてきた。また、材料特性の明らかな鋼材を主体とした鋼構造は、高い応力度を許容できること、それによって軽量化、構造物の長大化が可能なことなどにより広く利用されてきた。

橋梁における合成げたは、コンクリートと鋼との特性を利用し実用化されているが、鋼とコンクリートとをともに有効に働かせ、かつ使用目的に適合させる合成構造は多くの構造物にまだ十分活用されていないと考えられる。

本実験では、上記の点を考え、3つの構造形式の鋼・コンクリート合成覆工板について静荷重下の実物大模型実験を行って次の点について検討した。

- (1) 耐荷力
- (2) 荷重とひずみおよびたわみの関係
- (3) 荷重分配性状
- (4) 残留変形

2.2 供試体

合成覆工板として今回実験に用いたものは、Fig. 1 に示すようなA型、B型およびC型の3型式のもので、幅1m、長さ2mである。覆工板の厚さは、A型およびB型は13cm、C型は15cmで、いずれも現在用いられている鋼製覆工板の

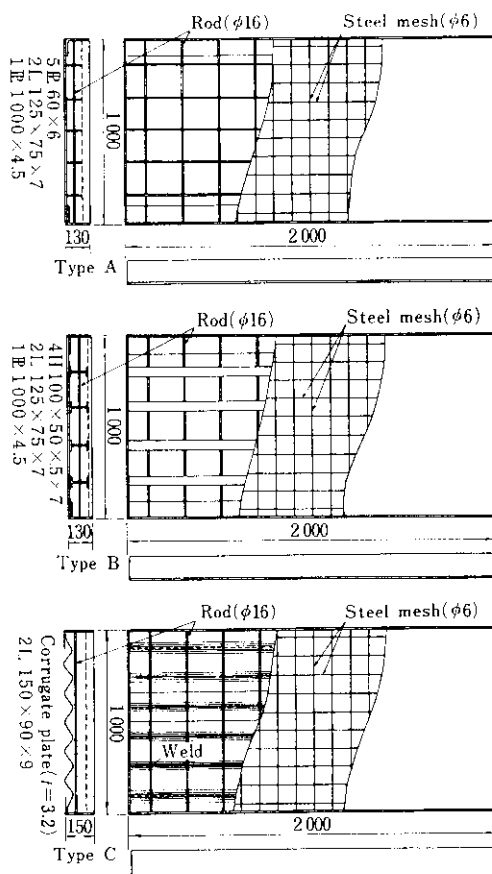


Fig. 1 Specimens

20cmより薄い。

使用したコンクリートは、川砂と川砂利を骨材とした普通コンクリートと、川砂および人工軽量骨材（ライオナイトー大阪セメント㈱）を粗骨材とした軽量コンクリートとの2種で、各コンクリートの配合は Table 1 に示す。実験時におけるコンクリートの圧縮強度、引張強度およびヤング係数は、普通コンクリートが $\sigma_c=297\text{kg/cm}^2$, $\sigma_t=30.0\text{kg/cm}^2$, $E_c=330\text{t/cm}^2$ であり、軽量コンクリートが $\sigma_c=341\text{kg/cm}^2$, $\sigma_t=31.5\text{kg/cm}^2$, $E_c=206\text{t/cm}^2$ であった。

合成覆工板の鋼部の断面は、A型が底板として4.5mmの鋼板、補強リブとして厚さ6.0mm、幅60mmの平鋼5枚および両側面のL形鋼（125×75×7）からなり、B型はA型の補強リブを4本のH形鋼（100×50×5×7）としたものである。C型

Table 1 Proportions of concrete

	Aggregate		Slump (cm)	Air content (%)	W/C (%)	s/a (%)	Unit weight (kg)			
	Fine	Coarse					Cement C	Water W	Fine agg. s	Coarse agg. a
Normal	Kumano	Yoshino	12	5	47.0	38.0	366	172	699	1155
Light weight	Kumano	Lionite	12	5	43.0	41.7	386	166	725	528

Table 2 Weight of composite road decks

Specimen	Depth (mm)	Concrete	Unit weight (kg)		
			Steel	Concrete	Total
A-1, A-2	130	Normal	162	551	713
A-3	130	Light weight	162	431	593
B-1, B-2	130	Normal	172	547	719
B-3	130	Light weight	172	428	600
C-1, C-2	150	Normal	155	546	701
C-3	150	Light weight	155	427	582
S	200	—	380	—	380

は底板として厚さ 3.2mm のコルゲートプレートを用い、両側面に L 形鋼 (150×90×9) を用いたものである。

L 形鋼には板厚の約 1/2 の位置に、主として L 形鋼とコンクリートとのはなれを防ぐため、16mmφ×100mm のスタッドジベルを 20cm 間隔で溶植した。また、鋼材とコンクリートとの合成とコンクリートの浮き上りを防ぐため、16mmφ の鉄筋を 20cm 間隔に配置した。鉄筋は A 型では補強リブに、B 型では H 形鋼の腹部に設けた孔を通し、両側面の L 形鋼に溶接した。また C 型ではコルゲートプレートの山部に溶接した。使用した鋼材はいずれも SS41 級である。各覆工板の鋼材重量と全重量は Table 2 のとおりで、普通コンクリートを用いたものでは鋼製覆工板の約 1.9 倍、軽量コンクリートを用いたものでは約 1.6 倍となっている。

合成覆工板が、鋼材とコンクリートとのせん断力の伝達が十分行われ、鉄筋コンクリートの場合と同様の仮定によって計算できるものとし、全断

面を有効として計算した場合 (状態 I)，およびコンクリートの引張部を無視して計算した場合 (状態 II) の換算断面積 A ，換算断面 2 次モーメント I ，中立軸 (上面から) y を Table 3 に示す。ただし、状態 I および状態 II の換算断面積は鋼断面積に弾性係数比 n を乗じた値とコンクリート断面積を加算したものである。この場合の弾性係数比 n は、普通コンクリートで $n=2.1/0.330=6.36$ ，軽量コンクリートでは $n=2.1/0.206=10.19$ とした。

Table 3 には鉄筋コンクリートと同様の仮定による破壊曲げモーメントを示す。ただし、鋼材の降伏点では $\sigma_{sy}=24\text{kg/mm}^2$ とし、ひずみ硬化は考えないものとした。

2.3 載荷方法および測定方法

覆工板は Fig. 2, Photo. 1 に示すように 2 短辺を単純支持の状態とした。支承は H 形鋼 (100×50×5×7) 上に厚さ 10mm のネオプレーンを貼付け、この上に供試体を置いた。荷重は森試験機製

Table 3 Sectional constants of composite road deck

Specimen	Type No.	Steel section			State I			State II			Breaking moment $M_B(t \cdot m)$	$4M_B^* / PL$
		Area $A_s(cm^2)$	Moment inertia $I_s(cm^4)$	Neutral axis $y_s(cm)$	Area $A_I(cm^2)$	Moment inertia $I_I(cm^4)$	Neutral axis $y_I(cm)$	Area $A_{II}(cm^2)$	Moment inertia $I_{II}(cm^4)$	Neutral axis $y_{II}(cm)$		
A	1, 2	90.24	832.5	10.773	1 784.4	29 154	7.654	1 259.0	24 978	6.793	20.86	3.82
	3				2 125.0	35 064	8.154	1 682.1	32 383	7.619	22.76	4.17
B	1, 2	119.64	1 858.4	9.668	1 943.7	32 551	7.541	1 440.8	28 727	6.725	24.24	4.44
	3				2 395.0	41 249	7.941	1 961.0	38 725	7.414	23.73	4.35
C	1, 2	77.60	1 079.2	10.684	1 625.4	29 278	7.362	1 145.3	24 808	6.470	17.95	3.29
	3				1 918.2	36 080	7.869	1 521.2	33 027	7.301	19.98	3.66

* Safety factor for design moment

State I : All concrete section is effective

State II : Compressive concrete section is effective

P : Load (11.2 t)

L : Span (1.95m)

の構造物載荷装置を用い、荷重が50 t 以下の場合には50 t ジャッキ1台を、50 t 以上の場合には2台を用いて載荷した。覆工板への載荷は道路橋示方書の輪荷重の接地面50cm×20cmを想定し、実際の状態に近づけるため、供試体上に厚さ48mmのネオプレーンとネオプラスのサンドウィッチプレート置き、この上に置かれた厚さ50mmの鋼板とH形鋼を介して行った。

供試体への載荷位置は、Fig. 2に示すように自

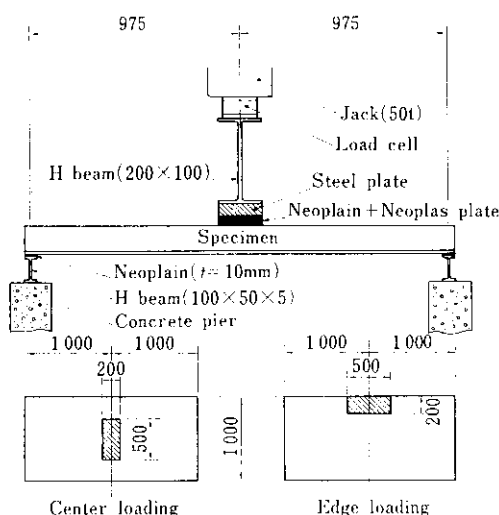


Fig. 2 Loading method

動車が覆工板の長手方向へ進行する場合を考えた中央載荷と、進行方向が短辺方向で覆工板として不利となる偏心載荷とした。荷重は道路構造令によるTL-20による軸荷重8 tに、道路橋示方書による衝撃係数などを考慮して40%割増した11.2 tを基準とし、この1/4の2.8 tごとに各測定を行った。また、基準荷重と、その1.5, 2.0, 2.5, 3.0倍の荷重でいったん除荷し各測定を行った。

覆工板の変形特性は、覆工板のたわみ、鋼板面とコンクリート上面のひずみ、コンクリートの内部のひずみ、コンクリート内に埋め込まれた平鋼、H形鋼、鉄筋のひずみ、覆工板側面のL形鋼とコンクリートとのはなれを測定し検討した。たわみは支間方向で支間Lの0.25L, 0.5L, 0.75L

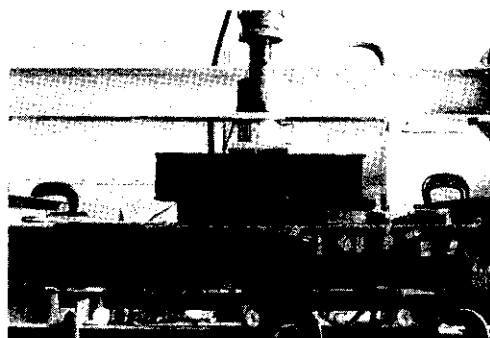


Photo. 1 Loading test

点, 幅員方向で覆工板の幅 B の $B/4$, $B/2$, $3B/4$ 点と縁部13点についてダイヤルゲージにより測定した。鋼板面とコンクリート上面のひずみは, 支間方向のひずみを $B/2$ 線と縁端部の各9ヶ所を含む22~24点と幅員方向中央部で測定した。鋼材についてはひずみゲージ KFC-5-C-1-11, コンクリートについては KC-30-A1-11 を用いた。コンクリートの内部のひずみはモールドゲージを用いた。L形鋼とコンクリートとのひずみは, ゲージ長40mmのコンタクトストレンゲージによって測定した。

3. 結果と考察

3.1 合成覆工板の耐荷力

載荷実験の結果より、各形式の合成覆工板の破壊荷重と計算値を一括して Table 4 に示す。覆工板は道路構造令に示されている荷重 (TL-20, 1 等橋) に対して設計されているが、実験の結果3種の覆工板の破壊荷重は設計荷重と比較すると、中央載荷の場合で3.7倍以上、偏心載荷の場合で3.1倍以上である。破壊はいずれの場合も底面の鋼板が降伏し、覆工板に大きな変形が生じたあとに起こった。したがって、静的な荷重のもとで十分な安全度があるものと考えられる。

中央載荷した場合の最大荷重載荷後の覆工板上面のひびわれ発生状況の一例を Fig. 3 に示す。図から明らかなように、支間中央部が全幅にわたって破壊しており、けたの場合と同様の破壊形状を示している。

合成覆工板の静的荷重のもとにおける破壊荷重の計算値は、鉄筋コンクリートの場合に準じて計算できるものとした¹⁾。すなわち、鋼材とコンクリートとの間のずれは無視でき、ひずみは中立軸からの距離に比例すること、および引張部にあるコンクリートの抵抗力は無視できること、などの仮定が成り立つものとした。

中央載荷の場合、支間中央に降伏線が形成され破壊するものとする^{3,4)}、覆工板の幅を B , 単位

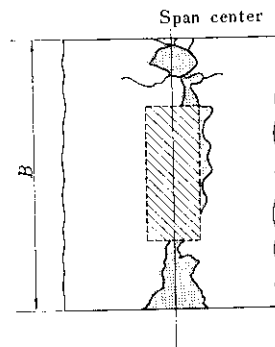


Fig. 3 Crack pattern of concrete surface

Table 4 Breaking loads

Specimen		Concrete	Loading	Breaking load (t)			Factor of safety
Type	No.			① Exper.	② Cal.	①/②	
A	1	Normal	Center	48.9	45.1	1.08	3.88
	2	Normal	Edge	34.5	23.0	1.50	3.08
	3	Light weight	Center	47 over	49.2	—	4.20 over
B	1	Normal	Center	52.3	52.4	1.00	4.67
	2	Normal	Edge	44.7	43.5	1.03	3.99
	3	Light weight	Center	47 over	51.3	—	4.20 over
C	1	Normal	Center	41.0	38.8	1.06	3.66
	2	Normal	Edge	38.1	30.3	1.26	3.40
	3	Light weight	Center	46.5	43.2	1.08	4.15

幅当りの降伏線の曲げモーメントを m とすると、破壊曲げモーメント M_B は

$$M_B = B \cdot m \quad \dots\dots\dots (1)$$

となる。以上により求められた中央載荷の場合の破壊荷重は、Table 4 に示すように実験値とほぼ一致する。

偏心載荷した A-2, B-2 および C-2 のひびわれ図を Fig. 4 に示す。偏心載荷の場合、載荷点を取り囲むように覆工板の上面にひびわれが生じた。このひびわれ発生状況より、Fig. 5 に示すような降伏線で覆工板の偏心荷重時の破壊荷重を推定できるものとする^{3,4)}、C点でたわみが $\Delta\delta$ だけ増加した場合、荷重 P による仕事 W は

$$\begin{aligned} W &= \int_{(A)} p \Delta\delta_{xy} dA \\ &= P \Delta\delta \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \int_0^b \left\{ 1 - \frac{x}{l} - \frac{y}{l \tan \theta} \right\} dy dx \\ &= P \Delta\delta \left\{ 1 - \frac{a}{2l} - \frac{b}{2l \tan \theta} \right\} \quad \dots\dots\dots (2) \end{aligned}$$

となる。また、降伏線のなす仕事 E は

$$E = m \cdot l \tan \theta \cdot \frac{2\Delta\delta}{l} + m' \cdot 2l \sec \theta \cdot \frac{\Delta\delta}{l \sin \theta} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$m' = m \gamma \sin \theta$ とすると

$$E = \frac{2m \Delta\delta}{\cos \theta} (\gamma + \sin \theta) \quad \dots\dots\dots (4)$$

となる。ここに、 m は Fig. 5 の B-C における降伏曲げモーメント、 m' は A-B における負の降伏曲げモーメントで、 $m' = m \cdot \gamma \cdot \sin \theta$ で示されるものとする。また、 θ は降伏線 A-B と覆工板の外縁 A-A' とのなす角、 γ は m, m' の比より定まる定数 $P (=pab)$ は覆工板に作用している荷重とする。 $W=E$ の釣り合い条件より

$$P = \frac{2m (\gamma + \sin \theta)}{\left(1 - \frac{a}{2l} - \frac{b}{2l \tan \theta} \right) \cos \theta}$$

となり、 P が最小となるときの θ の値は、A型では 17.5° 、B型では 20.7° 、C型では 20.2° となり、そのときの P は A型で 23.0 t、B型で 43.5 t

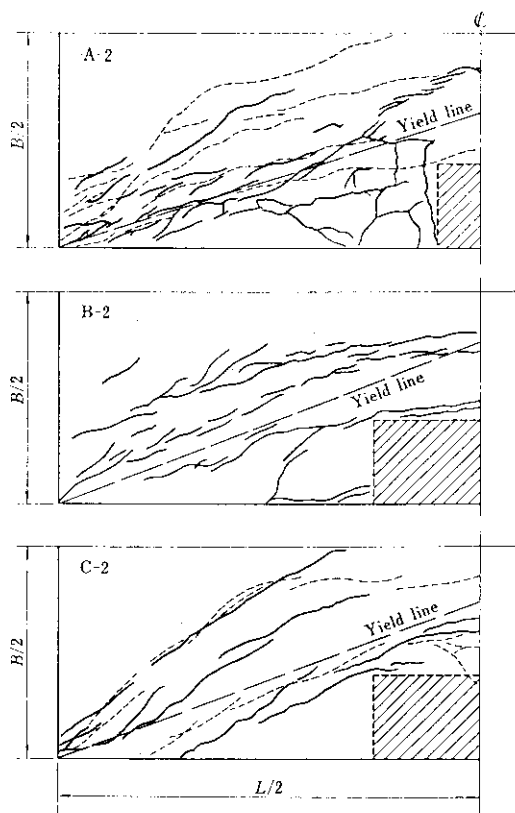


Fig. 4 Crack patterns of concrete surfaces

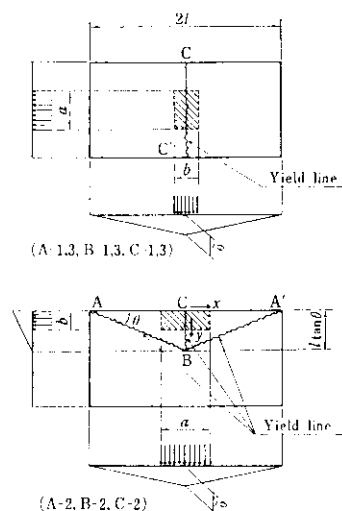


Fig. 5 Patterns of yield line

C型で 30.3 t となる。ただし、 $l=97.5\text{cm}$, $a=50\text{cm}$ (A型では 20cm), $b=20\text{cm}$ とし、 γ は $m' = m\gamma \sin \theta$ の関係より求め、A型では 0.2709, B型では 0.3377, C型では 0.2976 である。なお y 方向の負の降伏曲げモーメント m_y' は 0 と仮定し、 x 方向の負の降伏曲げモーメント m_x' は鉄筋コンクリートと同様の仮定によった。

以上の破壊荷重の計算値と実測値とを比較すると、中央載荷の場合では、実測値は計算値の 1.00 ~ 1.08 倍であり、鉄筋コンクリートと同様の仮定による計算によって、合成覆工板の破壊荷重をかなりの精度で推定できることが明らかになった。偏心載荷の場合では、B型は実測値が計算値の 1.03 倍となりかなりよく一致しているが、A型で

は 1.50 倍、C型では 1.26 倍となり、上記の計算結果はかなり過小評価となった。しかし、降伏線とひびわれ線は Fig. 4 に示すようになりよく一致している。したがって、計算値が過小評価となった原因としては、引張部コンクリートの抵抗力を無視したため負の降伏曲げモーメントが小さく、特に A型が小さいことから、負の降伏曲げモーメントの評価方法に問題があると考えられる。

3.2 荷重とひずみおよびたわみの関係

Fig. 6 に軽量コンクリートを用いた A, B, C 3 形式の合成覆工板の荷重とコンクリート上面および鋼板下面の支間方向のひずみとの関係を示す。図中の黒丸は幅員の中央、白丸は板の縁におけ

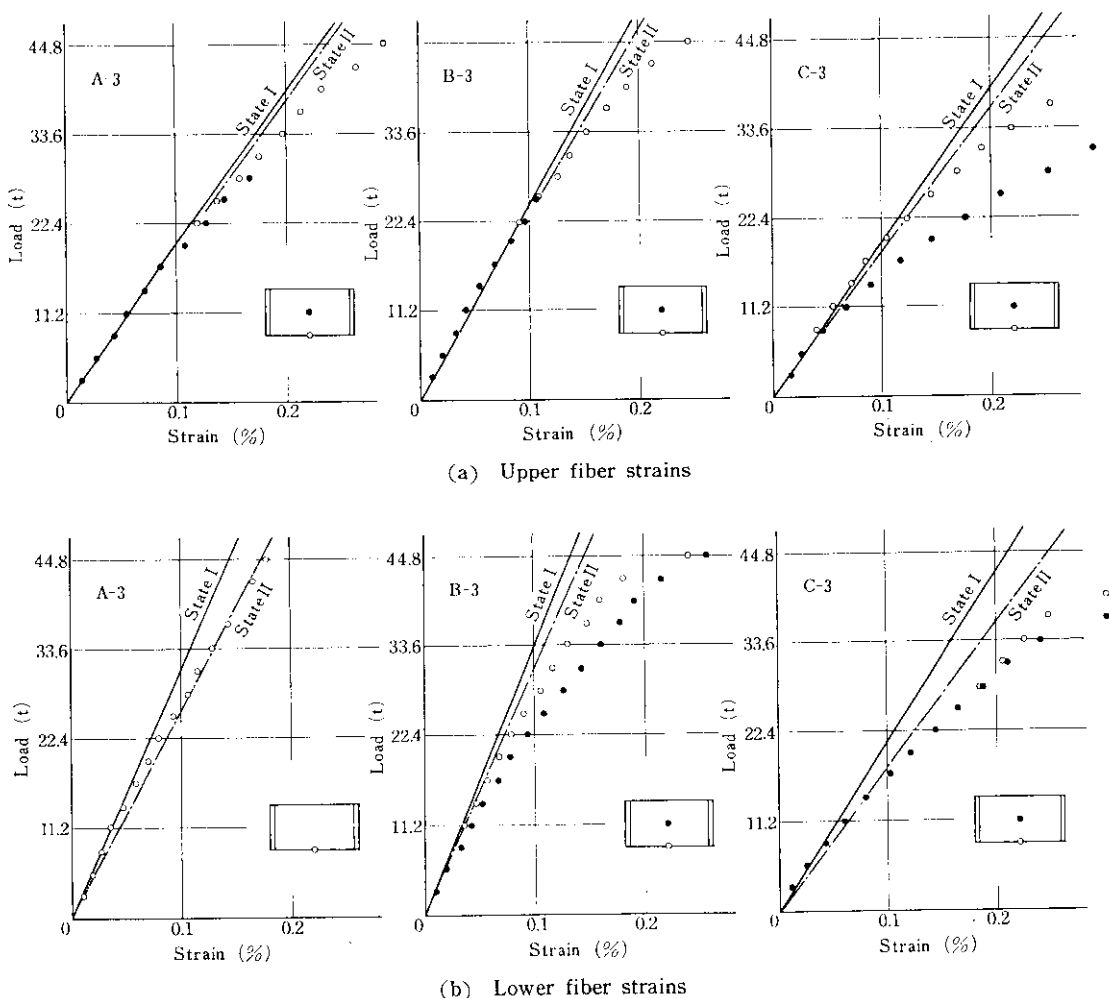


Fig. 6 Relations between loads and fiber strains (center loading)

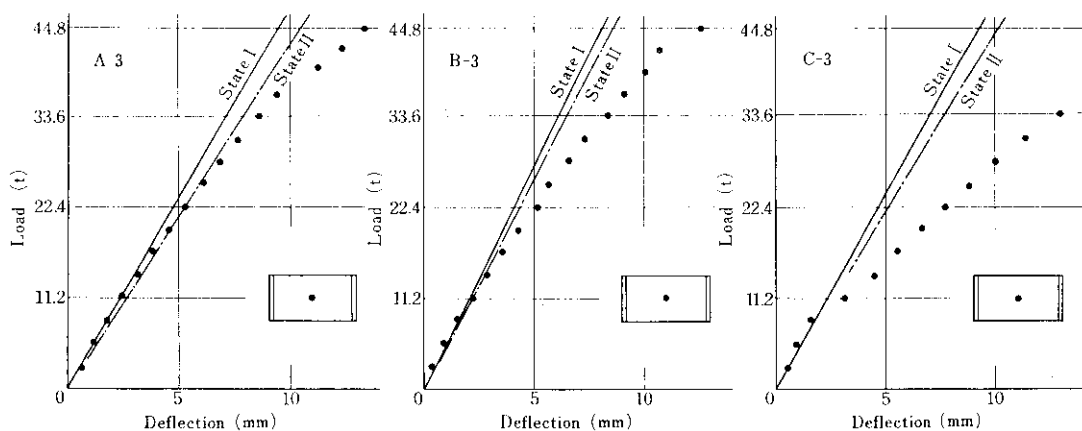


Fig. 7 Relations between loads and deflections (center loading)

る実測値である。いずれも、荷重の小さい範囲では **Table 3** に示した定数を用いて計算した値と一致している。計算値と一致する荷重範囲は、A型およびB型では設計荷重の1.5～2倍程度までであり、C型では約1倍までである。今回実験を行った3形式の合成覆工板では、**Table 3**, **Fig. 6** より明かなように、鉄筋コンクリートと同様の仮定による状態Ⅰおよび状態Ⅱの計算値との間にあまり大きな差はない。これはコンクリート断面に比して鋼材の量が比較的多い（鋼とコンクリートの断面積比はA型で5.91%, B型で6.40%, C型で5.02%である）ため、引張部コンクリートにひびわれが生ずる荷重（状態Ⅰより状態Ⅱに移行する荷重）が明瞭ではないことから裏づけられる。設計荷重の1～2倍以上の荷重において実測ひずみと計算ひずみが一致しなくなるのは、鉄筋コンクリートと同様の仮定が成り立たず、構造上はずれを伴う不完全合成構造に移行することによるものと考えられる。

また3つの形式を比較すると、B型が最も大きい荷重まで計算値に近い値を示している。この理由は、コンクリートと鋼材とが接し付着力に寄与すると考えられる周長が、A型では184cm, B型では255cm, C型では178cmとなり、B型が最も大きいこと、またシェアーコネクターとしてB型はA型とあまり変わらないが、C型に比べて強固であること、さらに鉄筋の位置がA型およびC型に比較して高い位置であること、などが考えられる。しかし、いずれの形式が鋼板とコンクリート

のシェアーコネクターとして適当であるかは、覆工板の製作工程などとも関連して考慮しなければならない問題である。

Fig. 7は軽量コンクリートを用いた合成覆工板の荷重と支間中央たわみとの関係を示したものである。たわみについてもほぼひずみの場合と同様の関係にあるものと考えられる。普通コンクリートを用いた中央載荷の場合および偏心載荷の場合もほぼ軽量コンクリートと同様の傾向が認められた。

中央載荷した覆工板および偏心載荷した覆工板について、**Fig. 8**に示す位置でモールドゲージによってひずみの厚さ方向の分布を測定した。その

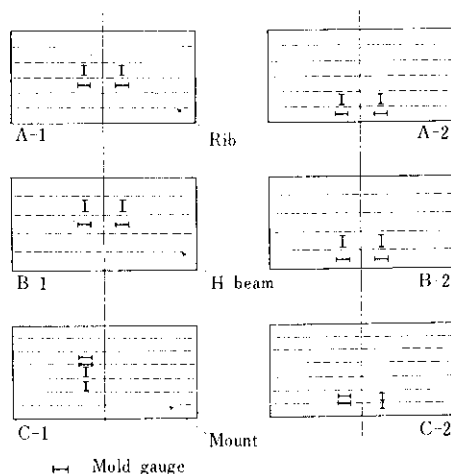


Fig. 8 Position of mold gauges

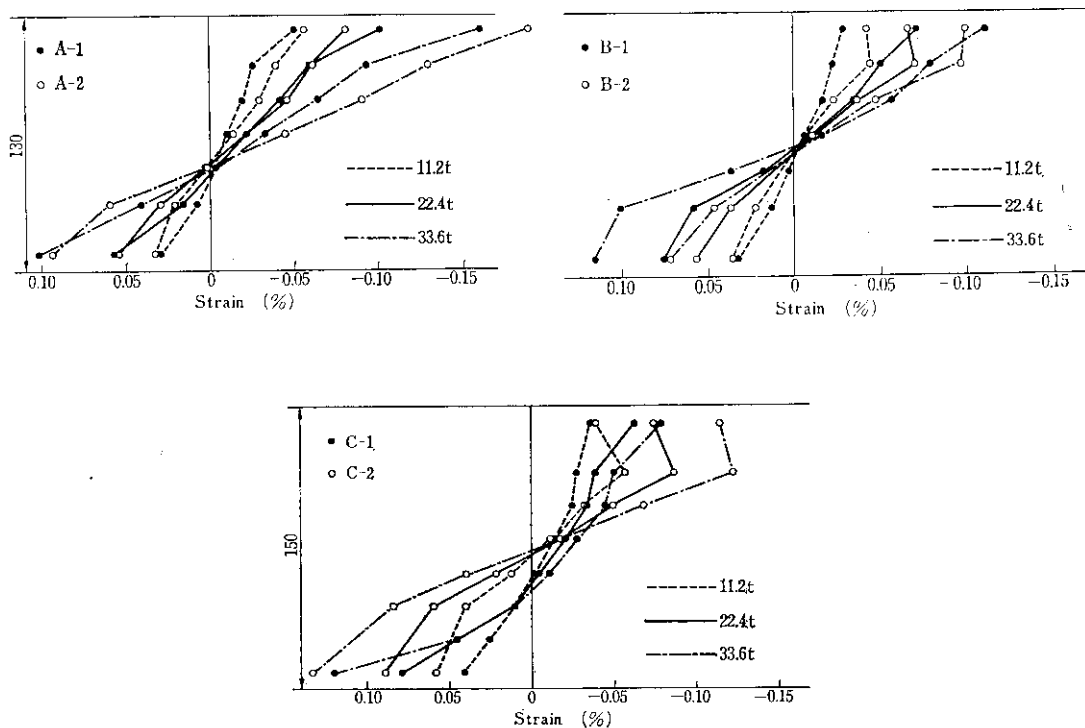


Fig. 9 Strains in concrete at loading point

結果（支間方向のひずみ）を Fig. 9 に示す。A型およびB型覆工板では、荷重および載荷位置にあまり関係がなく、コンクリート内部のひずみ分布はほぼ直線的に変化するが、C-1型では若干

曲線分布である。実験結果より推定される合成覆工板の中立軸位置と状態Ⅰ，状態Ⅱの計算値との比較値を Table 5 に示す。表からわかるように中立軸は計算値とかなりよく一致している。

Table 5 Neutral axis (x/d) and comparative values of Exper./Cal.

Type of specimen	Loading point	Experimental value			Experimental/Calculation					
					State I			State II		
		11.2 t	22.4 t	33.6 t	11.2 t	22.4 t	33.6 t	11.2 t	22.4 t	33.6 t
A	Center	0.67	0.67	0.64	1.10	1.10	1.05	1.24	1.24	1.19
	Edge	0.60	0.60	0.60	0.98	0.98	0.98	1.11	1.11	1.11
B	Center	0.59	0.54	0.54	0.98	0.90	0.90	1.07	0.98	0.98
	Edge	0.58	0.51	0.50	0.97	0.85	0.83	1.05	0.93	0.91
C	Center	0.62	0.61	0.61	1.02	1.00	1.00	1.13	1.11	1.11
	Edge	0.53	0.51	0.51	0.87	0.84	0.84	0.96	0.93	0.93

d : Depth of road-deck

x : Neutral axis from upper surface

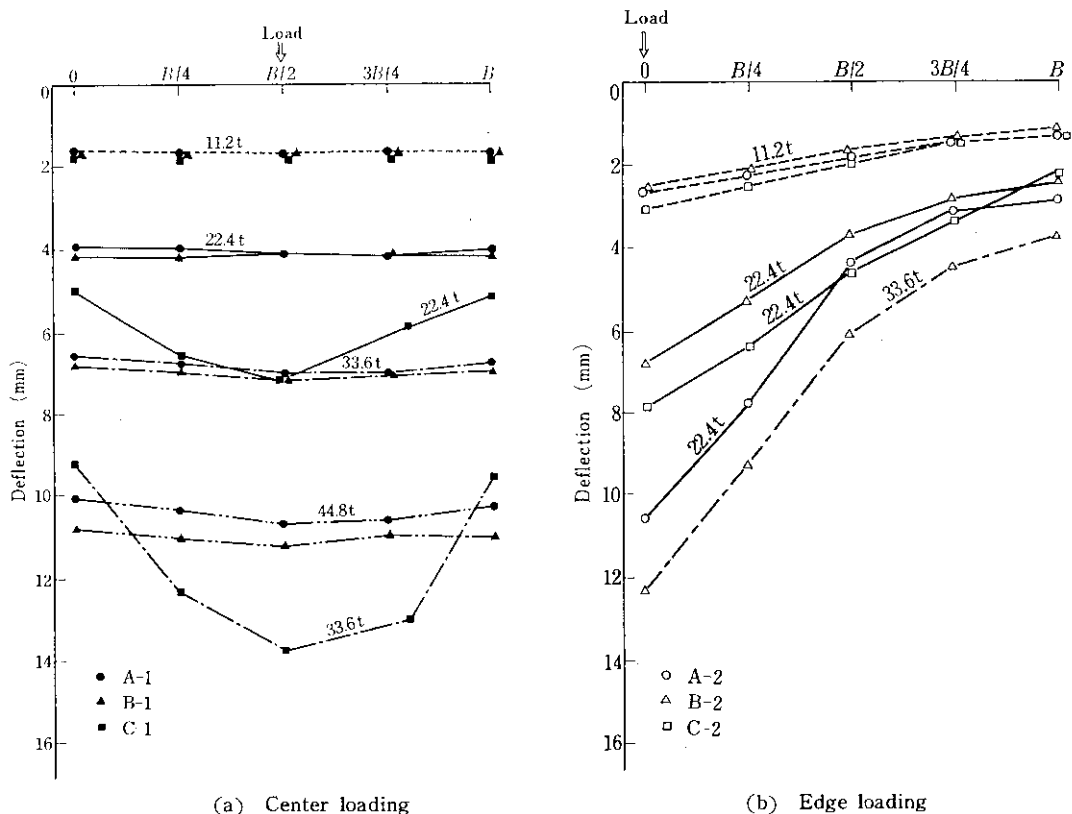


Fig. 10 Deflection at span center

3.3 荷重分配性状

Fig. 10 (a), (b) は中央載荷した場合および偏心載荷した場合の A, B, C 3 形式の覆工板の支間中央における幅員方向のたわみ分布を示したものである。コンクリートは普通骨材を用いたもので、設計荷重 11.2 t まではいずれの覆工板もほぼ同じ性状を示し、設計荷重より大きくなると各形式に差異が認められる。一方、合成覆工板の底

面のひずみの実測値から鋼板の一部が降伏点に達したと推定される荷重は、中央載荷の場合、A 型が 26.1 t, B 型が 25.1 t, C 型が 19.2 t となり、偏心載荷の場合、A 型が 16.8 t, B 型が 23.5 t, C 型が 14.5 t となる。したがって、中央載荷の場合設計荷重の 2 倍前後までは、また偏心載荷の場合設計荷重の 1.5~2 倍までは合成覆工板は弾性的に挙動したものと考えられる。

Table 6 および Table 7 に実測した支間中央各

Table 6 Load distribution factors for center loading

	Calculated value	Type A-3			Type B-3			Type C-3		
		11.2 t	22.4 t	33.6 t	11.2 t	22.4 t	33.6 t	11.2 t	22.4 t	33.6 t
0	0.9572	0.982	0.971	0.971	0.987	0.985	0.984	0.872	0.773	0.796
B/4	0.9983	0.999	1.002	1.002	1.000	0.999	0.999	1.012	1.000	0.999
B/2	1.0355	1.022	1.025	1.025	1.012	1.016	1.019	1.097	1.216	1.208

Table 7 Load distribution factors for edge loading

	Calculated value	Type A-2			Type B-2			Type C-2		
		11.2 t	22.4 t	33.6 t	11.2 t	22.4 t	33.6 t	11.2 t	22.4 t	33.6 t
0	1.5887	1.368	1.935	—	1.490	1.659	1.781	1.519	1.623	—
$B/4$	1.2760	1.158	1.416	—	1.214	1.293	1.336	1.241	1.311	—
$B/2$	0.9664	1.000	0.785	—	0.938	0.902	0.876	0.962	0.953	—
$3B/4$	0.7098	0.789	0.566	—	0.772	0.683	0.632	0.759	0.687	—
B	0.4985	0.737	0.529	—	0.662	0.585	0.531	0.557	0.457	—

点のたわみとそれらの平均値との比を示した。

また合成覆工板を等方性板と仮定し、仮定の横げた板の近似解法²⁾を適用して求めた支間中央の荷重分配係数も合せて示した。

中央載荷の場合、A型およびB型では設計荷重の3倍(33.6 t)までは実測値と計算値はほぼ同じ値である。33.6 tでは断面の一部が降伏点に達しているが、たわみは弾性的挙動を示している。板端部の実測値は計算値を若干上まわっており、荷重の横分配が良く行われていることを示している。一方、C型では板幅中央の実測値が計算値を大きく上まわっており、荷重の横方向分配が不十分である。さらに部材の一部が降伏した場合この傾向が大きくなっている。これはC型では実際は異方性板であるにもかかわらず計算では等方性板と仮定しているためである。したがってC型では直交異方性板として計算する必要がある。

偏心載荷の場合もA型およびB型では計算結果に近い値であるが、設計荷重時の載荷点側の荷重分配係数は計算値より小さい。これは覆工板縁のL形鋼の曲げ剛性に起因するものと思われる。C型の場合には実測値と計算値とよく一致している。これは、L形鋼の曲げ剛性が大きいことと幅員方向の曲げ剛性の小さいことが相殺するためと考えられる。荷重が鋼材の降伏点以上の場合には、いずれも実測値は計算値に比較して荷重直下では大きく、離れると小さく荷重分配係数が低下する傾向にある。これは鋼材の降伏やコンクリート上面のひびわれなどのために、幅員方向の荷重分配が十分行われないからである。

3.4 その他の変形

今回の実験では、覆工板内部の鉄筋のひずみを測定した。この幅方向に20cm間隔で配置した鉄筋が、コンクリートと鋼材間の水平せん断をすべて伝達するものとする、Fig. 11に示すような

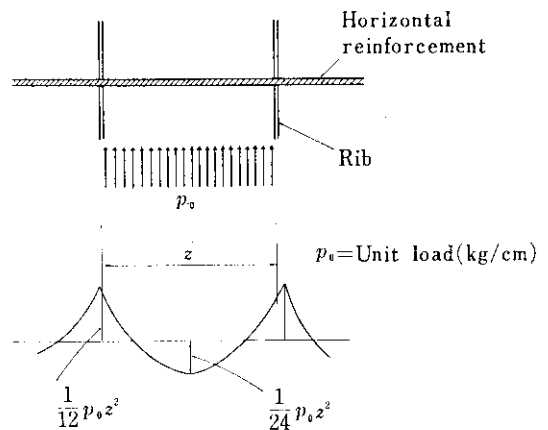


Fig. 11 Assumed unit load distribution

荷重状態と、Table 8に示す分布荷重 p_0 、内部鉄筋を無限連続ばりと仮定したとき、最大曲げモーメント M 、鉄筋のひずみ ϵ を計算できる。また、実測ひずみと計算ひずみの比の最大値はA-1で0.19、B-1で0.41、C-1で0.73、A-2で0.35、B-2で0.60、C-2で0.68となり、いずれも実測値は計算値よりも小さい。これは鋼材とコンクリートとの付着または噛合力が内部鉄筋と

Table 8 Calculated strains for shear connectors

Type	Position of neutral axis (cm)	Position of horizontal reinforcement (cm)	Unit load p_0 (kg/cm)	Span of reinforcement (cm)	Bending moment M (kg·cm)	Strain of reinforcement
A	6.793	9.5	$0.363 \times p$	17.5	$4.633 \times p$	$30.82 \times p$
B	6.725	7.5	$0.309 \times p$	20.0	$5.156 \times p$	$34.31 \times p$
C	6.470	9.6	$0.332 \times p$	15.0	$3.109 \times p$	$20.68 \times p$

$$p = \frac{P}{a \times b}$$

P: Wheel load

 $a \times b$: Area of wheel load

ともにせん断力を分担することによること、鉄筋とコンクリートとの合成によって鉄筋のひずみが小さくなることなどによるものと考えられる。

荷重を設計荷重11.2 tとそれの1.5倍、2.0倍、2.5倍、3.0倍としたあとに除荷し、たわみおよびひずみの残留値を測定したが、Fig. 12はそのう

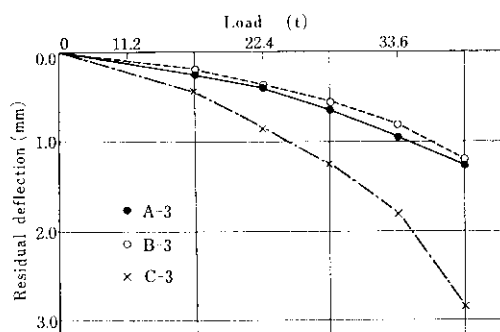


Fig. 12 Redidual deflections at center after loading

ちたわみの残留値を示したもので、いずれも最大荷重時の10%以下であった。残留値は荷重が増加するにしたがってその増加の割合も増加する。ひずみの残留値もたわみと同様の傾向にあるが、鋼材の降伏点ひずみを上まわると考えられる荷重の場合に残留ひずみの増加は大きくなる。

Fig. 13 および Fig. 14 は、ジベルのひずみおよびはなれの実測値と荷重との関係を示したもので、板端部の L 形鋼とジベルの引張力はいずれも小さく、はなれは破壊に近い荷重まで認められない。偏心載荷の場合は載荷縁で若干大きい。

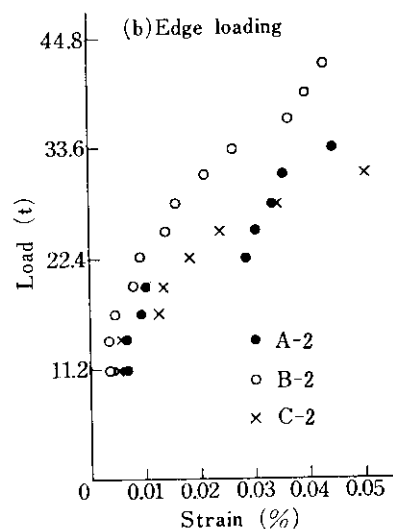
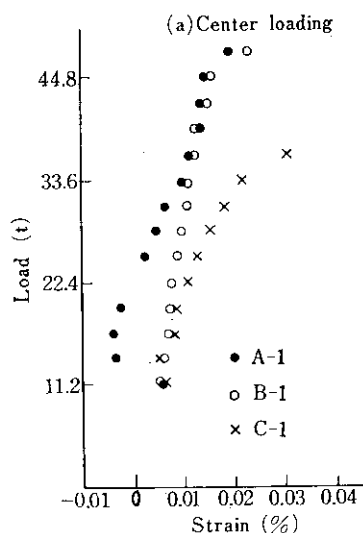


Fig. 13 Relations between load and strain of studs

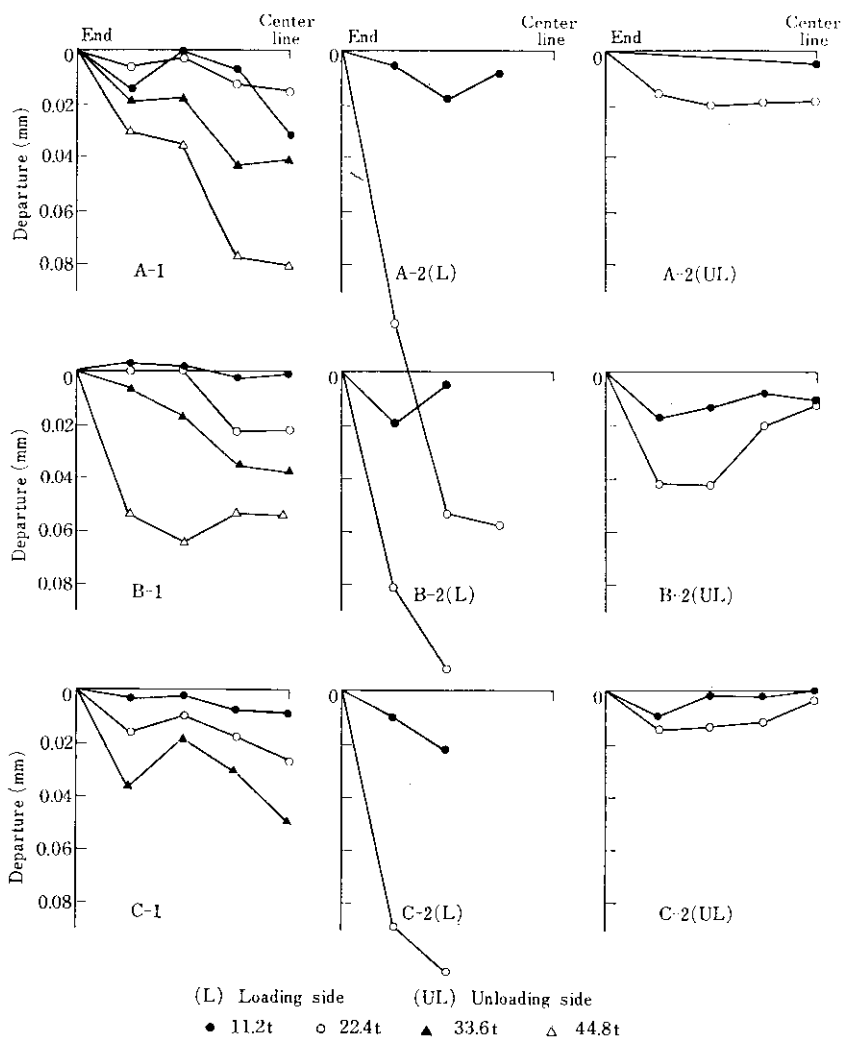


Fig. 14 Departure of L shapes from concrete

4. む す び

以上の結果をまとめると次のとおりである。

- (1) 合成覆工板の破壊荷重は設計荷重の3倍以上(33.6 t以上)である。
- (2) 設計荷重11.2 tまでは荷重とひずみ、たわみおよびその他の変形にも異常は認められない。変形の増加の傾向が増大するのはいずれも設計荷重以上である。
- (3) ジベルの応力は小さい。またジベルのなれも破壊に近づくまで小さい。

- (4) 内部鉄筋に働くせん断力は70%以下である。
- (5) 合成覆工板は設計荷重までは鉄筋コンクリートとはほぼ同等に取扱うことができる。
- (6) 合成覆工板の荷重分配は、A, B型では等方性板として、C型は直交異方性板としての特性を示す。
- (7) 破壊荷重は降伏線理論によってある程度あらわすことができる。
- (8) 残留変形は設計荷重までは小さいが、荷重が大きくなると若干の不完全合成の性

質もあらわれる。

- (9) 使用骨材が普通骨材を用いたものも軽量コンクリートの場合も大差はない。

今回の実験は想定される3型式の覆工板について行ったものであり、実用化にあたっては、実験結果を参考に製作面からも検討することにより改

良できるであろう。また、軽量化のために軽量コンクリートを用いることも可能であろう。

静的荷重では特に問題はないと考えられる。今後はさらに実際の使用状態における輪荷重およびその頻度を把握し、使用期間中における安全性、耐久性などを確認することが必要である。

参 考 文 献

- 1) 横道, 藤田: 鉄筋コンクリート工学, (1973), 224~250, [共立出版]
- 2) 横道: 鉄筋コンクリート橋, (1967), 119~130, [技報堂]
- 3) L.L. Jones: Ultimate Load Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Structure, (1962), 199~206, [Shatto & Windus, London]
- 4) K.W. Johansen: Yield Line Theory, (1962), 42~119, [Cement and Concrete Association]