

東京都立大学 ○村田二郎

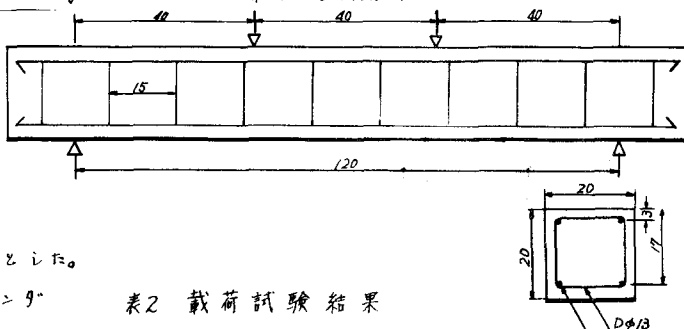
神山行男

道路橋の鉄筋コンクリート床版には旧法方書の設計荷重(表1参照)によって設計施工されたものが多く、従って過大な荷重の繰返しにより相当に劣化しているものがある。交通に支障を与えずに確実な補強を行なう方法として床版の引張面に鋼板E工ボキシ樹脂で接着する工法を研究した。基礎実験としてRC床版から取り出したはり形状試体の引張側下面に数種の厚さの鋼板を樹脂接着し、静的および動的の曲げ試験を行ない、はりの耐力、変形量から補強効果を検討した。

表1 道路橋床版設計荷重(T荷重)

期 間	1等橋	2等橋	3等橋
大正15年~昭和13年	12	8	6
昭和14年~昭和30年	13	9	—
昭和31年以降	20	14	—

図1 静的曲げ試験荷



1. 静的曲げ試験

はり形状試体は図1に示すようである。コンクリートの強度 σ_{cn} 250および350 kg/cm^2 とし、補強用鋼板の厚さは均合鋼材量をめやすとして12, 32 および60 mmの3種とした。

コンクリートと鋼板の接着面をサンダー仕上げし、こけらっすき面を3 mmに保ち周囲をバネ米樹脂(ジョーボンドJ101)でシールした後、あらかじめ鋼板に設置したパイプ孔から注入管を用いてエポキシ樹脂(ジョーボンドグラウト)を注入した。注入後2週間以上20°Cの温度で養生し曲げ試験を行なった。荷重は3等分負荷荷重であって、シヤースパン有効荷重比は2/4となっている。

載荷試験の結果は表2のようである。

コンクリートの強度水準が250 kg/cm^2 の場合、厚さ12 mmの鋼板では引張鉄筋鋼板ともに降伏し、破壊由りモーメントの実測値と計算値とはよく一致した。厚さ32 mmの鋼板を用いた場合は引張鉄筋鋼板ともに降伏したが、破壊は斜めひびわれを起発とする引張鉄筋と鋼板との間の

表2 載荷試験結果

強度 レベル σ_{cn} (kg/cm^2)	補 強	ITC 番号	最大曲げ モーメント ($\text{t}\cdot\text{m}$)	試験時供 試体強度		抵抗曲げ モーメント計 算値($\text{t}\cdot\text{m}$)	破 壊 状 況	備 考
				許容 強度 (kg/cm^2)	試験 強度 (kg/cm^2)			
250	無補強	NO.3	1.96	44	232	1.78 (0.97)		引張鉄筋 降 伏
	12 mm 鋼板	NO.17	3.00	51	317	3.09 (1.01)	曲げ破壊	引張鉄筋 鋼板降伏
		NO.18	3.10	52				
	32 mm 鋼板	NO.29	4.47					
		NO.14	4.20	40	217	5.12 (1.16)	せん断 破 壊	引張鉄筋 鋼板降伏
		NO.30	4.78	62				
150	無補強	NO.22	4.19					
		NO.20	3.41	61	228	7.49 (2.19)	せん断 破 壊	鉄筋鋼板 降伏せず
	32 mm 鋼板	NO.1	1.65	54	136	1.74 (1.08)		
		NO.2	1.61	57				
		NO.7	2.68	60	136	4.50 (1.54)	せん断 破 壊	鉄筋鋼板 降伏せず
		NO.8	2.97	66				
250	*** ガラス ファイバ	NO.27	3.50	47	245		せん断 破 壊	鉄筋降伏
		NO.28	3.24					

* 圧着 圧力: 0.5 kg/cm^2 ** $E_{cu}=0.3\%$ 破壊時引張鉄筋および鋼板応力 σ_{su} 0.85 σ_{su} , 0.85 σ_{pu} と仮定*** $\sigma_{su}=3550 \text{ kg}/\text{cm}^2$ $\sigma_{pu}=2320 \text{ kg}/\text{cm}^2$ (12 mm), 2900 (32), 2890 (60)ガラスローコンクリートRC-200, 厚さ0.82 mm, 重量1.56 g/cm^2 , 密度89 g/cm^3 , 高張力 440 kg/mm^2

水平せん断によって生じ、破壊曲げモーメントの実測値は計算値より小となった。厚さ60mmの鋼板を用いた場合は、鉄筋鋼板ともに降伏せず水平せん断破壊を生じた。

コンクリートの強度水準が 150 kg/cm^2 の場合は、厚さ32mmの鋼板を用いたとき鉄筋鋼板ともに降伏せず、桁は水平せん断によって破壊した。実測最大曲げモーメント(282 kgm)で鉄筋鋼板が降伏して桁が曲げ破壊すると仮定して、補強鋼板の所要厚さを計算すれば60mmとなる。

このように特に薄い鋼板を用いた場合以外は、はり物体試体の破壊はコンクリートが水平せん断によって生ずるから、補強用鋼板の所要厚さはコンクリートの強度に支配される。この実験ではコンクリートの強度が 250 kg/cm^2 の場合約3mm、 150 kg/cm^2 の場合約1mmであって、これ以上の厚さの鋼板を用いても桁の耐力は実際上増加しない。さらにシヤースパン有効高さ比を2.4とし、せん断破壊しやすい載荷状態としたので、表2に示す4.41 kg および282 kg は補強桁の最小抵抗曲げモーメントと推測される。これらは無補強桁の抵抗曲げモーメントの約2.4倍および約1.8倍であって、補強効果の下限を示すものと考えられる。

図2は荷重-たわみ曲線の一例を示す。

2. 疲労試験

疲労試験荷の割合上、試験桁は $15 \times 15 \text{ cm}$ 断面とし、他は静試験と同様とした。(図3参照)

荷重は等分変載荷とし、下限荷重を45 kg 、上限荷重を30 kg (無補強桁の設計荷重の1.5倍)、くり返し回数を毎分250回とした。

実験の結果は表3のようである。厚さ3mmの鋼板で補着したものは設計荷重の1.5倍の荷重の1.5倍の荷重の200万回以上のくり返しに耐え、動試験中の変形および動試験後の静的耐力から考えてほとんど劣化は認められず、十分な耐疲労性を有するものと考えられる。ガラスファイバーを補着したものは変形は小さいが、動試験後の静的耐力の減少は認められなかった。

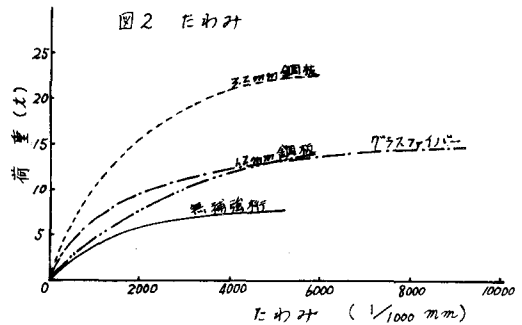


図3 疲労試験桁

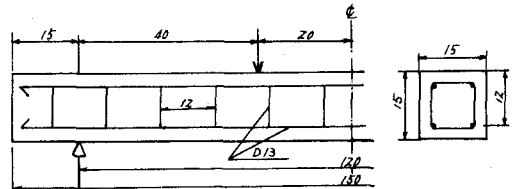


表3 疲労試験結果

補強 方法	桁 番号	スパン中央たわみ ($\times 10^{-3} \text{ mm}$)	破壊荷重 (1 ton)	
			疲労試験後の 静試験	静試験
無補強	N0.23	90.2 $\times 10^{-3}$ 回		
	N0.26	44.5 $\times 10^{-3}$ 回		
3mm 鋼板	N0.24		12.00	
	N0.25	2.4 2.5 2.8 3.5	12.27 (12.14) (1.12)	10.84
ガラス繊維 パ-	N0.33	33.5 59.0 59.5 61.3	10.55 (0.96)	10.98

(注) コンクリートの強度水準は 250 kg/cm^2 とした。

桁の破壊はいずれもせん断破壊であった。