

連続桁橋中間支点上の合成構造についての研究

橋 善 雄 *

近 藤 和 夫 **

1 まえがき

道路橋における連続桁橋またはゲルバー桁橋の中間支点上の合成構造として、負の曲げ応力に対応するためにコンクリート床板をプレストする工法については、従来種々に究が行われてきた。

いつばう、コンクリートに生ずる曲げ引張応力度の減少を目的とし、逆に合成程度を弱めた不完全な合成構造として、剛ジベルの代りに一部に柔ジベルを用いた弾性合成構造や一部にジベルを省いた断続合成構造が考えられるが、これらの構造を実際に用いたときの力学的挙動やその設計方法について考究すべき点が少くない。

つぎに支点上コンクリート床板に何等の処置をしないで単にスラブ止めを用いた連続桁においても、載荷時の挙動やその合理的設計方法について、同様な問題点がある。

これらの点につき模型桁の載荷縮験により実験的研究を行い種々考究を行つたものである。

2. 供試体および実験方法

供試体は図-1に示すように単桁および二径間連続桁につき4種づつと、図-2に示すような不完全合成桁に利用できると考えられる柔ジベルの押抜き供試体である。その種類を表-1に示す。

表 - 1

単 桁			連 続 桁			ジ ベ ル		
名 称	種 類	スパン	名 称	種 類	スパン	名 称	種 類	個 数
A	鋼 桁	2 m	E	鋼 桁	2@2m	L	スタツド φ16	2
B	合成桁	"	F	合成桁	"	M	スタツド φ19	"
C	一部弾性 合成桁	"	G	一部弾性 合成桁	"	N	鉄筋 φ9	"

* 大阪市立大学

** 大阪市土木局橋梁課

図1 供試体一般図 その1

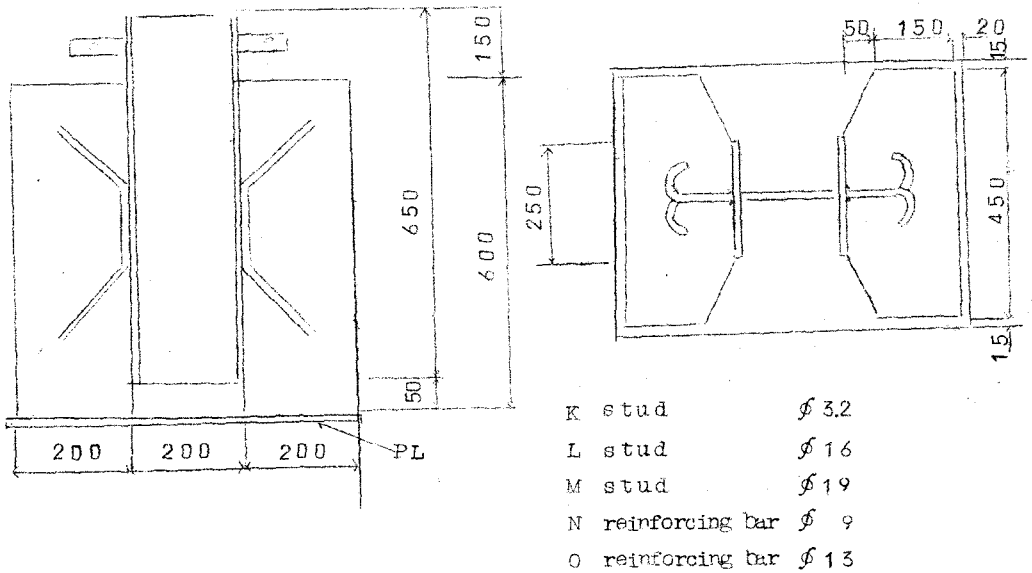
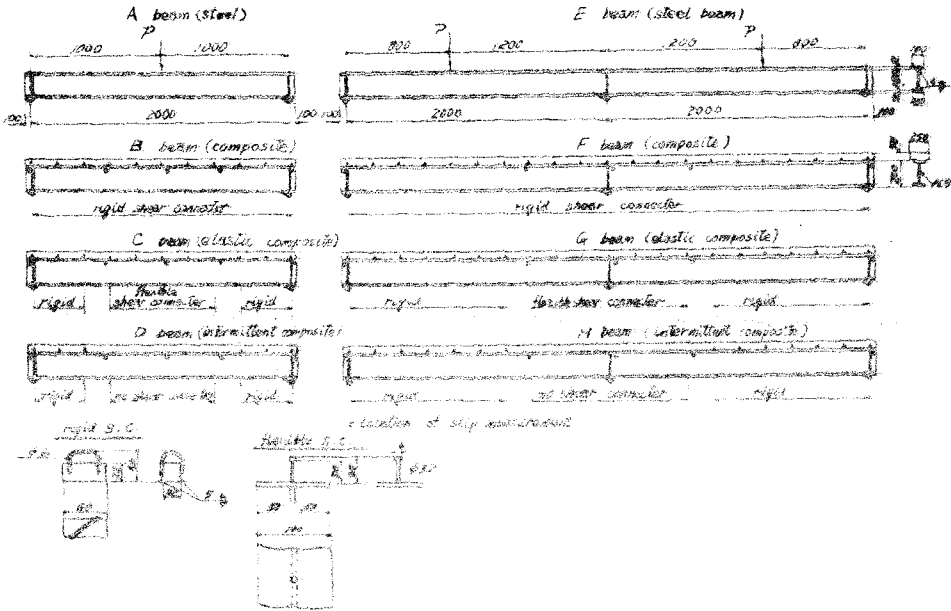


図-2 供試体一般図 その2

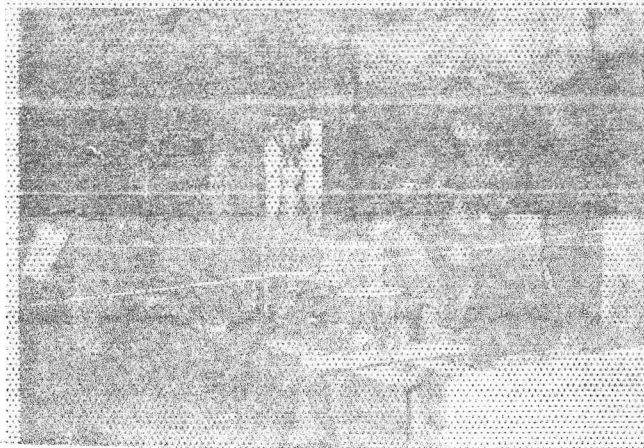
コンクリートの平均圧縮強度は桁 $\sigma_{28}=320 \text{ kg/cm}^2$ 、ジベル $\sigma_{28}=330 \text{ kg/cm}^2$ 、鋼材 (P18mm) の平均降伏点は 275 kg/mm^2 であつた。鋼桁上フランジは塗油してコンクリートとの付着を切り、連続桁はコンクリート硬化期間中、収縮応力を小さくする目的で、中間支点を自由にしてスパン4mの単桁とした。

載荷位置は図-1に示す通りで、載荷は単桁ではアムスラー試験機により、連続桁では Simplex jack (能力30ton) により行いリングゲージ (能力12ton) を併用した。連続桁では10tonまでは0.5ton 刻みに荷重を増し、1ton 増す毎に一たん0にもどし10ton 以上は0にもどすことなく破壊まで順次荷重を増加した。タワミおよびずれはダイアルゲージにより、ひびわれ幅は読取り顕微鏡を用いて測定した。載荷試験の状況を写真1,2に示す。

写真-1



写真-2



3. 不完全合成桁の計算法

単桁で全スパンにわたって弾性合成の場合は、図-3aにおいて、 c (t/m^2) をバネ係数 $T(x)$ (t/m) を x 点におけるせん断力とすれば、ずれは次式で与えられる。

$$\delta(x) = \frac{T(x)}{c}$$

Fig 3a

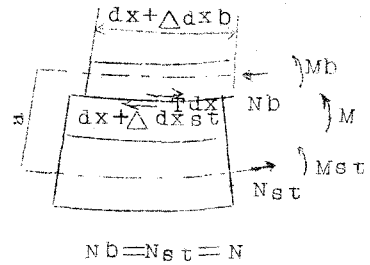
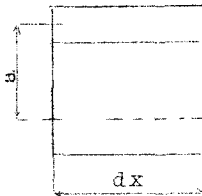


Fig 3b

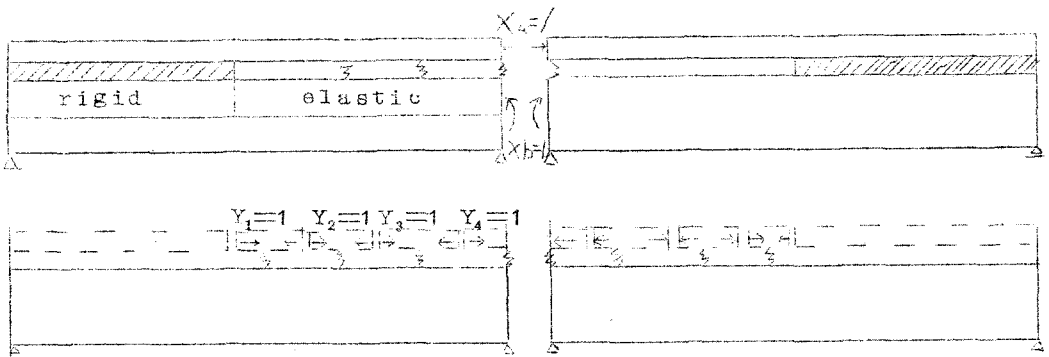


図-3 弾 性 合 成

また N は

$$\frac{d^2 N}{dx^2} - \omega^2 N = -\gamma M$$

より得られる。¹⁾

ここに ω , γ は断面形状とバネ係数がわかれば定まる値であり、求める N は境界条件を考慮して上記の微分方程式を解いて容易に得られる。

しかし一部弾性合成構造を用いたとき、またジベルのピッチが異なると解はやや複雑になり、連続桁では図-3bのように基本形自体が静定でなく不静定になるので解は一層複雑²⁾ になって実用的でなくなるおそれがある。

いつばう一部分ジベルを省いた断続合成の場合は、図-4において

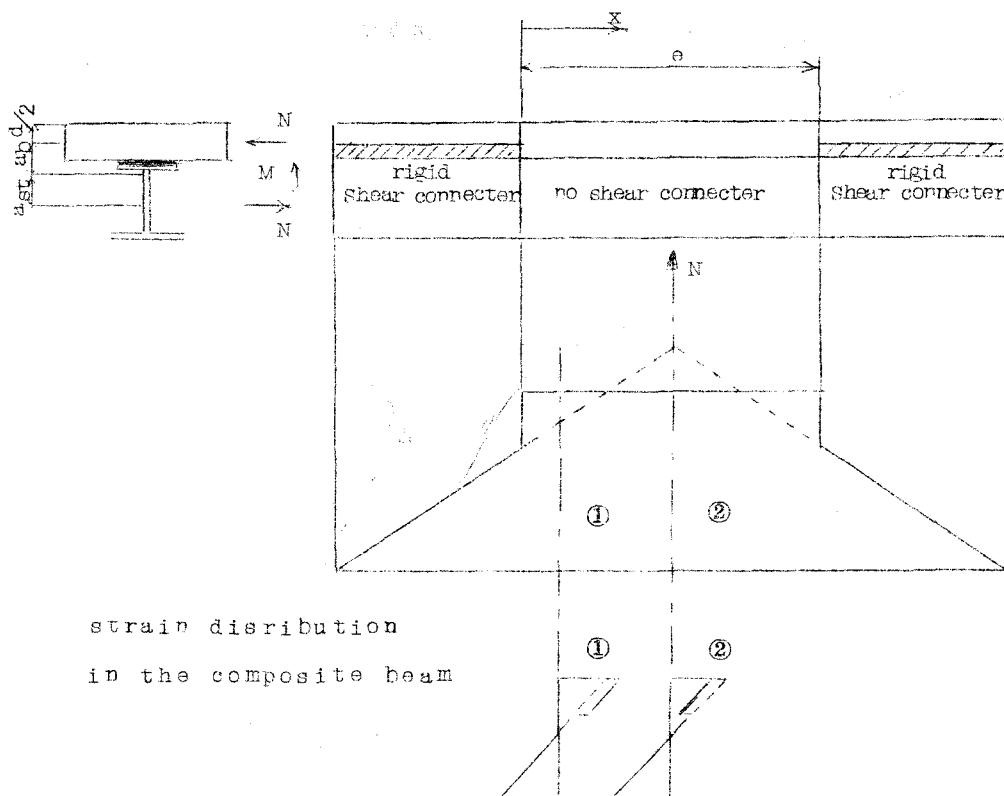


図-4 断 続 合 成

$$N = \frac{a_{st} F_{st}}{I_D} \frac{1}{e} \int_0^e M dx = \frac{a_{st} F_{st}}{I_D} M_{em}$$

で得られる。ここに I_D は合成断面の断面2次モーメント M_{em} は区間 e における外部モーメントの平均値である。

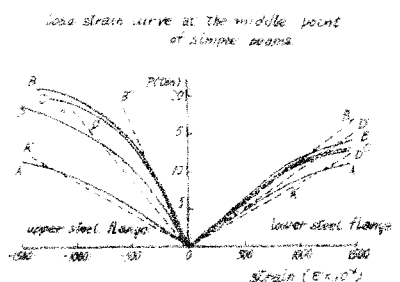
後者の計算法は誠に簡単であるので、もし弾性合成の計算の代りに断続合成の計算を用いることができれば、実用的に非常に便利であると考えられる。

4. 実験結果とその考察

(1) 単桁 α 、 β は明かに不完全合成の様子を示し、鋼桁上フランジひずりは B 、 C 、 D の順に

大きかつた。ずれやタワミをみると、CはB、Dの中間の性質を示している。ただいずれの桁も載荷点下のコンクリート床板下面に引張を生じたことに注意を要する。中央点のひずみ、たわみを図-5に示す。

図5 単桁ひずみおよびたわみ



load deflection curve at the middle point of simple beams

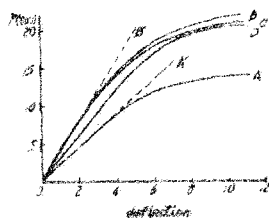
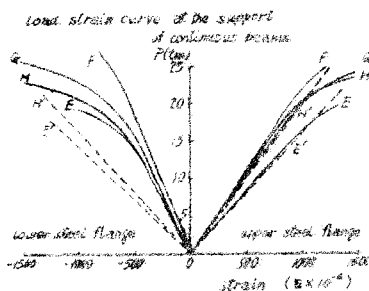
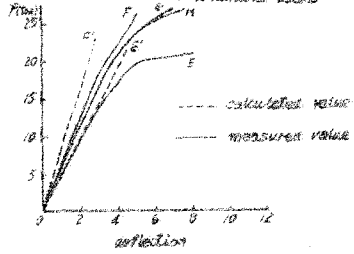


図6 連続桁ひずみおよびたわみ



load deflection curve at the load point of continuous beams



(2) 単桁の降伏荷重測定値はA 15.7 t、B 22.0 t、C 19.0 t D 17.0 tであり、計算値に対する比(B、C、DはともにBに対して)は、A 117%、B 118%、C 111%、D 108%であつた。

(3) 連続桁の中間支点上断面のひびわれ荷重は、電気抵抗変ひずみ計によるものは、F 2 t、G 2.5 t、H 4 t 肉眼によるものは、それぞれ3.5 t、4 t、8 tであつた。荷重10 tにおけるF、Gのひびわれ幅は0.23 mmおよび0.17 mmであり(ひびわれ幅0.20 mm以内は実害がないといわれる³⁾)、FとGのひびわれ開口速度を比較するとGの方がやや遅かつた。Hは中間支点付近で床板が鋼桁から浮上りその裏面は最後までひびわれなかつたが、それは荷重を1 t 0.1 mm毎に順次上げては1 t 1 mmにもどしたので、コンクリート床板と鋼桁との弾性性質が異なる、床板が浮上つたも

と考えられる。GはHと同様なずれを示しているが、支点上コンクリートに少しひびわれを生じてからずれたものらしい。

(4) 連続桁F、G、Hの支点上鋼桁上下フランジのひずみはEより少く、いずれも同様の値を示し、上フランジひずみはHの計算値に近く、下フランジひずみはsole plateの存在のためか計算値より大分低目であつた。

(5) 連続桁F、G、Hの載荷点の下フランジひずみはFの計算値に近く、荷重の増大とともにそれより大となつて行くのは、中間支点付近のひびわれの影響である。

荷重たわみ曲線は鋼桁と完全合成桁との中間値を示し、いずれも大差はない。

連続桁支点上の荷重ひずみ曲線、載荷点の荷重たわみ曲線を図-6に、荷重ずれ曲線を図-7に、ひびわれの状況を図-8に示す。

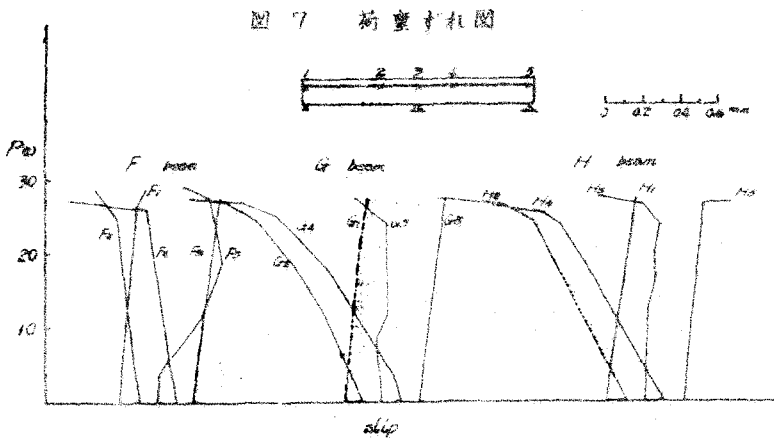
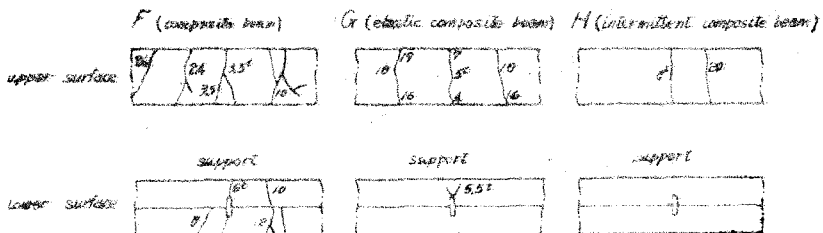


図 8 連続桁F,G,Hひびわれ図



- (6) 連続桁降伏荷重の測定値と計算値を比較したものを表-2, 3 に示す。F 桁の計算値 (a) は等断面連続桁としての値、(b) は中間支点付近 1.2 m の区間を鋼桁のみとした変断面連続桁としての値である。G、H 桁の計算値は F 桁と同様と仮定した。

表-2 載荷点の鋼桁降伏荷重 (単位 ton)

桁	E		F			G			H		
	測定値	計算値	測定値	計算値		測定値	計算値		測定値	計算値	
				a	b		a	b		a	b
鋼桁上フランジ降伏荷重	19.4		26.7			26.0			24.0		
同 下フランジ降伏荷重	18.8	16.3	18.2	21.3		18.5			17.8		
塑性崩壊荷重(P)	20.4	17.5	26.7	25.7	24.9	26.0	25.7	24.9	24.0	25.7	24.9
P_u または $P_u/H(\%)$		117		104	107		101	104		93	96

表-3 中間支点の鋼桁降伏荷重 (単位 ton)

桁	E		F			G			H		
	測定値	計算値	測定値	計算値		測定値	計算値		測定値	計算値	
				a	b		a	b		a	b
鋼桁上フランジ降伏荷重	19.6		25.9			24.0			23.2		
同 下フランジ降伏荷重		16.8		17.7		24.8			22.5		
塑性崩壊荷重(P)	21.0	18.0	29.0	22.3	28.5	28.0	22.3	28.5	26.0	22.3	28.5
P_u または $P_u/H(\%)$		117		130	102		126	98		117	91

表-3において、中間支点断面の塑性崩壊荷重測定値 (P) の等断面桁としての計算値 (a) に対する比は大となるが、変断面桁としての計算値 (b) に対する比はほぼ妥当な値となる。このことは、支点上のびびわれの進行とともに合成桁が変断面桁となるために、支点よりスパン中央部へ、モーメントの移行があるためと考えられる。

- (7) ジベルの押抜き試験では、スタッド (φ19) 鉄筋 (φ9) 鉄筋 (φ13) の順に強く、アメリカ式に残留すれ 0.075 mm を基準にした荷重は、4.1 t、6.7 t、9.0 t であり、これらは弾性合成構造に用い得る。スタッド (φ16) はこの試験では 6.0 t を示し、この場合スタッドジベルは、ややバラツキが多いのが認められた。

5. 不完全合成桁橋の計算例

大阪市支淵橋（2 径間連続桁、 $\ell=2 @ 20.80 \text{ m}$ 、2 等橋、桁間隔 160 cm 、スラグ厚 160 cm 、 $\frac{J_b}{J_{st}} = 1/30$ ）について試算を行った結果、活荷重による中間支点上コンクリート床板上フランジ引張応力度は、完全合成 20.6 kg/cm^2 、弾性合成（ジベルのバネ係数は $0.8 \text{ t}/0.1 \text{ mm}$ のものを支点よりスパンの $\frac{1}{5}$ 区間に 140 cm 間隔に設ける）では 18.2 kg/cm^2 、断続合成として計算すると 18.3 kg/cm^2 であり、この場合不完全合成としても、コンクリート引張応力度はあまり減少せず、また弾性、断続いずれの計算結果もあまり差はなかった。

これは 1 計算例に過ぎないが、弾性合成または断続合成として N を減じても、分担モーメントがあるためコンクリート引張応力度を著しく軽減することは通常困難であり、引張応力度が許容応力度を少し超える程度の合成桁に対して利用価値が認められるものとする。（この場合鋼桁の経済的設計が目的ではない。）

6. 結 論

(1) 連続桁橋中間支点上の合成構造として、コンクリート床板に生ずる曲げ引張応力度を少なくするために、その合成度を弱めた弾性合成または断続合成などが考えられる。それは床板剛度が鋼桁剛度に比して比較的小さいとき ($\frac{J_b}{J_{st}} < \frac{1}{30}$) には有効である。

(2) ジベルによる弾性合成構造を連続桁に用いたものは計算が甚だ複雑であり、かつ設計に用いたバネ係数が不変であることを期待するのは、実際の構造から考えて無理なようである。また断続合成構造は実験の結果では床板が鋼桁から浮上るから浮上りをふせぐためのスラブ止めが必要になる。それでスラブ止め程度の弾性合成構造を用いる場合は、計算の結果やこの実験の結果などからみて、計算の容易な断続合成としての略算によつて設計してもよいものではないかと考える。

スラブ止めとしては剛ジベルなどに付加される合成鉄筋のみを単独に用いるのも一案である。

(3) 中間支点上の合成構造に対し何等の工法を用いない普通の連続桁の載荷実験において、中間支点上のコンクリートのひびわれの進行とともに次第に変断面桁となり、支点よりスパン中央部へモーメントの移行がみられ降伏荷重実験値は変断面桁としての計算値に近い値を示した。このことからこの種の連続桁において、正モーメントを受ける区域は合成断面とし、負モーメントを受ける区域は鋼桁断面とした変断面桁としての経済的設計が可能であると考えられる。（なお実際の橋梁の設計に応用するときは、中間支点上床板に異形鉄筋を用いたり、防水層を置くなどの考慮が必要であると思われる。）

7. あとがき

以上の実験について、松尾橋梁井上君、大阪市増田君、大阪市大橋梁研究室、春本鉄工所の方々の御協力を得たことを感謝する。

参 考 文 献

- 1) Hawranek u, Steinhardt; Jheorie u. Berechnung der Stahlbrücken.
- 2) Sattler, Ein allgemeines Berechnungs verfahren für Tragwerke mit Elastischem Verbund.
- 3) Abeles, Cracks in prestressed concrete beams, Final report of IABSE, 1956