

機械器具の手持数は表-16に示す通りであるが、今日目のあたり見せられた米國の重機械の如きものが甚だ少いことが認められる。更に業者の機械所有率を出して見ると、終戦後盛んに紹介されたスクレーパー、グレーダーの類を有する業者の少いのは當然であるが最高技術を保有するA級業者だけについて見ても、液漕船を有する業者は40%又大工事に必要なパワーショベルを有する業者は47%となつている。又ロードローラの如きを見てもA級以外は半数以下であり、更に最も普及した機械と稱せられるウィンチ、ミキサー等についても下級に到ると約半数でしかない。斯くし

て機械の手持数より見た業界の技術水準を考える時は上級の業者に於てすら、機械の所有率が充分でなく、之は技術水準が充分の高さにないことを示し、一方一般の業者にあつては機械化施工技術の普及が微々たるものであることを事實を以て物語るものであろう。

5. むすび

以上色々と假定を設けて推計推論を行い業界の建設力を明かにしようと努めたのであるが、何分資料が少いので斷定的結論はこれを避けねばならない。今後建設業法の施行等に依り漸次科學的資料が整備せられ業界の實態が把握せられることを祈つてやまない。

鉄筋コンクリートによるI型鋼桁の補強について

正員 猪股俊司\*

I. 序

國鐵のI型桁は戰事中保守力の不備のために相當に荒廢し腐蝕を生じ、桁強度の低下した物が多い。特に短徑間の物では上突縁が腐蝕したものが普通である。海岸線で常に海水の飛沫をうけベイントでは十分に防錆効果が期待出来なかつたり、或は石炭運搬線で石炭洗水の落下する場所での鐵桁腐蝕防止には非常な苦心がある。此の様な場所及び、特に火災の危險性の多い場所で桁強度の不足を生じているとき、その補強方法の採用には防錆防火方法についても同時に考慮する必要がある。

従來、補強方法には溶接が用いられて來たが、防錆防火の點から見ると不満の點も多い。此の點から鐵筋コンクリートで補強することが有利な場合も少くない。但し、鐵筋コンクリートで補強すると一般にその自重が増大するので、特に、著者は壓縮突縁だけをコンクリートで圍み、ウェツプ及び下突縁はセメントガンでゲナイトを薄く被覆し、防錆防火の目的を達する工法の採用を推奨したい。普通の場合I型桁では上突縁の腐蝕で強度不足になるのが多いから、この工法は最適であると考えられる。

以上のような補強方法を採用した場合、その補強効果を検討するために簡単な實驗を実施しその結果を報告する。この實驗の主なる目的は次の2つである。

- a) I型桁と被覆に用いた壓縮側コンクリートは如

何なる程度に一體として作用するか。壓縮側突縁表面に溶接したアングル又は鐵筋が水平剪斷力に對して安全な補強となるか。

- b) 補強の効果、即ち許容荷重増加の程度を検討する。

II. 實驗の概要

- 1) 供試體寸法及び製作

供試體は次の6種であつて其の詳細は圖-1及び表-1に示す。供試體は各種について2本である。

表-1.

供試體	水平剪斷力に對し補強用クリップ材
I (補強(なし))	
II (補強(有))	なし
III (---)	L-75, 25°アングル & 10cm 間隔 & 10本 溶接
IV (---)	なし
V (---)	φ9mm 鐵筋 & 9cm 間隔 & 12本 溶接
VI (---)	" " " 15cm " " 8本 ---

コンクリートの重量配合比は次の如くである。

1:1:2 W/C=45% スランプ=5cm

型枠は木製であり、I型桁ウェツプとの接合部にはグリーンをぬつて漏水を防止した。コンクリートの搗固めには鐵棒により入念にこれを実施し、同時に型枠外側を輕打して上突縁下側にもコンクリートが行きわたるように注意した。脱型はコンクリート打込み後3日目であつて、其の後試験當日まで、倒さにしてコンクリート部を水中に入れて養生した。

\* 日本國有鐵道鐵道技術研究所

圖-1. 供試體寸法 (單位 mm)

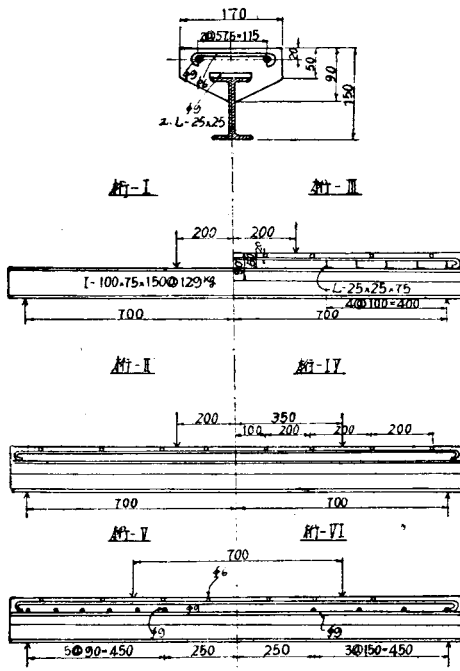


圖-2.

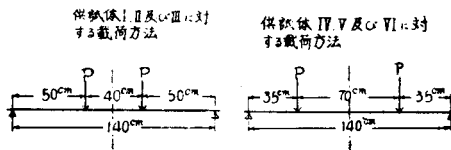
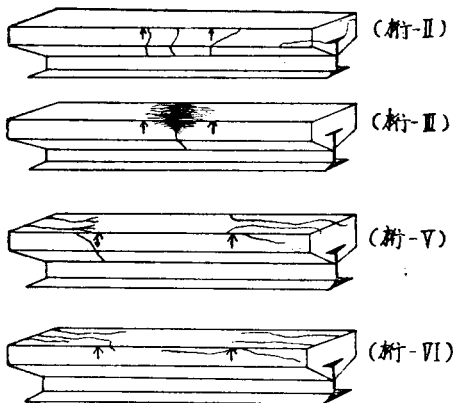


圖-4. 桁の破壊狀況



2) 試験方法

すべて供試體は曲げ試験を実施した。載荷方法は圖-2に示す。載荷はオルゼン型 200t 試験機で 200 kg ~ 500 kg ずつ加へ、その際の桁撓度及び桁上下突縁の歪度を測定した。

3) 試験結果

桁の撓度及び歪度測定結果の1例を圖示すれば圖-3の如くである。桁最大荷重は表-2に示す。破壊状況は圖-4に代表的な1例を示す。

使用コンクリート標準供試體の壓縮強度は桁試験當日 (材令 28 日) で平均 200 kg/cm<sup>2</sup> である。

圖-3(1).

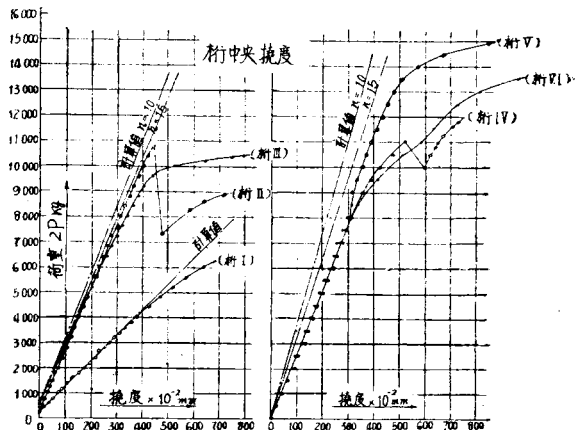
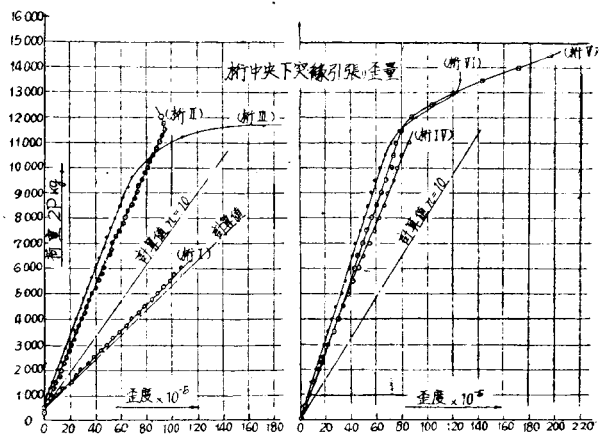


圖-3(2).



コンクリート標準示方書

B・6 版 定價 180 圓 (〒 50 圓)  
248 頁 會 員 150 圓

表-2.

供試体	最大荷重 (2.00T)	破壊状況
I (補強しない)	6100 <sup>N</sup>	圧縮突縁上縁のバッキング
II (鉄筋コンクリート補強した)	10950	工型桁圧縮突縁、コンクリート流動
III (アンクル増強同時)	11900	中央部圧縮コンクリート破壊
IV (鉄筋コンクリート補強した)	11950	工型桁圧縮突縁、流動
V (アンクル増強同時)	15275	支間荷重間、コンクリート流動
VI (アンクル増強同時)	13550	同上、同上コンクリート破壊

III. 実験結果の検討

1) 桁の中立軸及び断面 2 次モーメント計算値  
桁 I では

$$x = 5.0 \text{ cm} \quad I_s = 282.7 \text{ cm}^4$$

補強桁では次式で求められる。

$$x = (A_c a + n A_s' d' + n A_s d) / (A_c + n A_s + n A_s') \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$I_x = n [I_s + A_s (d-x)^2] + I_c + A_c (x-a)^2 + n A_s' (x-d')^2 \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに、

- A<sub>c</sub>: コンクリート断面積
- A<sub>s</sub>: I 型桁断面積
- A<sub>s</sub>' : 圧縮鉄筋断面積
- a: コンクリート断面図心と上縁との距離
- d': 圧縮鉄筋図心と上縁との距離
- d: I 型桁図心と上縁との距離
- I<sub>s</sub>: I 型桁図心の周りの断面 2 次モーメント
- I<sub>c</sub>: コンクリート断面図心の周りの断面 2 次モーメント
- n: E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>=弾性比

n:10 及び 15 とし中立軸及び断面 2 次モーメント I<sub>x</sub> を求めると表-3 となる。

表-3.

n	x (cm)	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )
10	7.0	6710
15	7.6	9070

2) 桁の撓度について

桁の中央における撓度について比較する。

I 型桁では剪断力の影響も考慮に入れて求めると D<sub>0</sub> (桁中央点撓度) は次式で示される。

$$D_0 = \frac{Pc}{24EI} (3l^2 - 4c^2) \left[ 1 + \frac{12kEI}{AG(3l^2 - 4c^2)} \right] \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここに  $k = \frac{A_s}{bI_s} \left[ \frac{bh^2}{8} - \frac{b_1^2}{8} (b-b_1) \right] = 3.72$

$$E/G = 2(1 + \mu) = 2.6$$

桁 I で l=140cm, c=50cm とし, E=21×10<sup>5</sup>kg/cm<sup>2</sup> と假定して計算した結果と実験値を比較すると、良く一致するから、E=21×10<sup>5</sup>kg/cm<sup>2</sup> と考えてよい。

桁 II~VI に対しては剪断力による撓度は考慮しない。これは計算を簡単にするためと、コンクリート合成桁に対する G が判らないからである。計算結果を示すと次の如くなる。

(桁 II~III) (桁 IV~VI)

$$n=10 \quad D_0 = 36.0 \times 10^{-3} \cdot 2P \dots 27.9 \times 10^{-3} \cdot 2P$$

$$n=15 \quad D_0 = 40.0 \times 10^{-3} \cdot 2P \dots 30.9 \times 10^{-3} \cdot 2P$$

ここに D<sub>0</sub> の単位は 10<sup>-2</sup>mm, P の単位は ton である。

以上の計算値と実測値と比較すると、n=10 でも n=15 でも大きい相違は無く大體実測値と一致する。但し桁 IV~VI では測定値が計算値より大であるのは剪断力による撓みが相當大きい故であろう。荷重と撓度とは実験の範囲内ではすべて直線的關係を有するものと考えてよい。桁 II では荷重 10,800kg まで、桁 III では 9,600kg まで、桁 IV では 8,500kg まで、桁 V は 13,500kg まで、桁 VI では 8,500kg まで桁中央撓度は荷重と比例して増加している。桁 II 及び IV では一旦上突縁がコンクリート中で滑動して荷重が低下し、後再び荷重の増加と共に撓度も殆ど比例的に増加するのは、摩擦抵抗によるものと考えられる。

3) 桁の歪度について

桁 I の場合桁中央下縁の伸び歪度は E=21×10<sup>5</sup>kg/cm<sup>2</sup> と假定すると S<sub>u</sub>=21.05×10<sup>-5</sup>・2P であり、実験値と良く一致している。補強桁に就て、断面の平面保持及びフックの法則が成立するものとして歪度を求めると次の如くなる。(S<sub>0</sub>: 上突縁歪, S<sub>u</sub>: 下突縁歪)

供試體 II~III

$$n=10 \quad S_0 = -12.6 \times 10^{-5} \cdot 2P \quad S_u = +14.2 \times 10^{-5} \cdot 2P$$

供試體 IV~VI

$$n=10 \quad S_0 = -8.70 \times 10^{-5} \cdot 2P \quad S_u = +12.4 \times 10^{-5} \cdot 2P$$

測定結果は S<sub>0</sub> では計算値より大である、S<sub>u</sub> では計算値より小である。勿論應力状態の解析に等質材料に対する簡単な假定がこの様な複雑な合成桁で成立するものではない。測定された下突縁の伸び歪度は最大荷重で桁 III 及び V では 180×10<sup>-5</sup> 以上であつて鋼の降伏歪度に等しいものと考えられる。従つて桁 III 及び V では下突縁應力度は鋼の降伏點強度に達している。

4) 水平剪断力について

水平剪断力は I 型桁上突縁表面とコンクリートとの接界面で桁の単位長當り次式で求められる。

$$H = PQ/I_x \quad \dots \dots \dots (4)$$

こゝに  $Q$ : 中立軸の周りの I 型桁と接觸面より上部コンクリート断面の 1 次モーメント。

$n=10$  及び  $15$  として  $H$  を求めると次の如くなる。

$$n=10 \dots \dots H=34.9 \times 2P \text{ kg/cm}$$

$$n=15 \dots \dots H=28.8 \times 2P \text{ kg/cm}$$

( $2P$  の単位は ton)

桁 II 及び桁 IV の荷重と撓度が比例する限界荷重  $2P=10,500 \text{ kg}$  及び  $9,500 \text{ kg}$  を (4) に代入し I 型鋼との附着周長を  $15 \text{ cm}$  として最大附着應力度を求めると次の如くなる。

$$\text{桁 II} \dots \dots \tau_0 = 24.4 \sim 20.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{桁 VI} \dots \dots \tau_0 = 22.1 \sim 18.2 \text{ kg/cm}^2$$

即ち、I 型桁上突縁とコンクリートの接觸部の附着應力度が (4) 式によつて計算した場合に  $20 \text{ kg/cm}^2$  程度になると両者の間に滑動を生ずることになる。桁 II, III について考えると、特に L 型鋼を水平剪断力に対する補強として使用した桁 III では滑動は生ずることなしに上突縁コンクリートが壓縮破壊をしている。同時に下突縁は降伏點に達した。水平剪断力に対する補強として鉄筋を用いた桁 V, VI では、鉄筋溶接間隔の大きい桁 VI は、補強材のない桁 IV と殆ど同一の傾向であつて、その比例限界が同一であるが、最終の滑動は生じない。桁 V では鉄筋溶接間隔が小さい故、十分な補強となり最大荷重まで桁は一體として作用した。コンクリートとフランジが完全に分離した後には剪断力に対する抵抗はクリップ材だけによるものと考えて此の場合のクリップに作用する力を求めると次式で示される。

$$S = H \cdot e \dots \dots (5)$$

こゝに  $e$ : クリップの間隔

$S$  なる力によりコンクリートとクリップ表面との間に壓縮應力を生ずる。此の支壓應力を最大荷重に對して求めると、桁 III では  $233 \sim 183 \text{ kg/cm}^2$ 、桁 V では  $710 \sim 587 \text{ kg/cm}^2$ 、桁 VI では  $1045 \sim 868 \text{ kg/cm}^2$  となる。桁 VI では壓縮強度  $200 \text{ kg/cm}^2$  程度のコンクリートに對して

過大な支壓應力度である。次に補強コンクリートのフランジ部分の水平平均剪断應力度  $\tau_m$  は、フランジ面に一樣に分布すると假定し (圖-5)、計

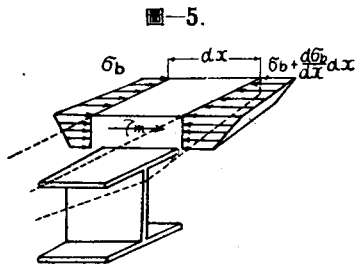


圖-5.

算すれば、最大荷重で桁 II で  $27.5 \text{ kg/cm}^2$ 、桁 III で  $29.8 \text{ kg/cm}^2$ 、桁 IV で  $26.2 \text{ kg/cm}^2$ 、桁 V で  $38.0 \text{ kg/cm}^2$  及び桁 VI で  $33.9 \text{ kg/cm}^2$  である。即ち桁 V, VI は大なる剪断應力と壓縮應力による引張應力によつて龜裂を生じ、此の部分でフランジが分離する結果となつた。

5) 許容荷重について

桁 I では許容荷重は壓縮側の許容應力から決定される。即ち許容壓縮應力度は  $f_{cs} = 1150 - 15(l/b)$  で與えられ此の場合には  $f_{cs} = 870 \text{ kg/cm}^2$  である。従つて許容荷重  $2P = 2,000 \text{ kg}$  である。桁 I に對する最大荷重と許容荷重との比は  $6,100/2,000 = 3.05$  である。即ち安全率は約 3 である。桁 II, III で下突縁の許容應力を  $1200 \text{ kg/cm}^2$  として許容荷重を求めると、 $2P = 4,000 \text{ kg}$  となる。桁 II, III の最大荷重に對する安全率は 2.74 及び 2.98 である。桁 IV ~ VI では許容荷重は  $5,800 \text{ kg}$  である。従つて最大荷重に對する安全率は桁 IV で 2.06、桁 V で 2.63 及び桁 VI で 2.34 である。即ち最大荷重に對する安全率から考えるならば、桁 II, III 及び V では 2.5 以上である。

IV. 結論

本實驗結果の範圍内で次の如く結論される。

(1) 補強桁は I 型鋼桁と下突縁引張應力度が其の降伏點應力度に達する迄一體として作用するように設計可能である。此の際次の事項に注意しなければならない。

- a) コンクリートは壓縮強度の特に大なる物を使用し、且つ帶鉄筋等を配置して破壊強度を大とすること。
- b) 附着應力度の許容値は  $5.5 \text{ kg/cm}^2$  とすること。此の値を超過する場合は適當なるクリップを溶接して水平剪断力を全部受けるようにする。此の際、コンクリートの支壓應力度はコンクリートの許容應力度より小なるようにクリップ溶接間隔を決定すること。
- c) フランジ部に作用する剪断力の許容値は  $8 \text{ kg/cm}^2$  とし、これより大となる場合には此の部分のコンクリートの厚さを増加しなければならない。

(2) 鋼の許容引張應力度を  $1200 \text{ kg/cm}^2$  とし、上記の注意事項に従つて設計した補強桁の場合、本實驗では最大荷重に對する安全率を約 3 とすれば、90% の許容荷重の増加も可能である。

本實驗の實施には 23 年夏季實習生東大第二工學部學生吉村君の勞による所大である。