

I-21 偏心載荷あるいは断面変化を有する2主並列桁の全体横倒れ座屈実験

金沢工業大学 正員○西田 進
高田重工(株) 黒瀬哲至

1. まえがき

側道橋などの2主並列桁橋は、幅員が2~3mと狭く、スパン長/主桁間隔比(L/B)の大きいスレンダーな構造となり、床版コンクリートの硬化する前は座屈崩壊の危険性があり、全体横倒れ座屈に対する照査が必要になる。2主並列桁の横倒れ崩壊に対する安全性を正しく評価するために2主並列桁橋モデルの全体横倒れ座屈実験を行ない報告した¹⁾。継続実験として、偏心載荷あるいは断面変化を有する2主並列桁の全体横倒れ座屈実験を行なったので報告する。

2. 2主並列桁の全体横倒れ座屈実験

表-1 2主並列桁の実験結果

試験桁	P_u (tf)	P_p (tf)	λ_{Eq}	$\lambda_{all}^{\oplus}$	$M_{all}^{\oplus}$ (tf.m)
PA3-300/20CL	1.040	1.652	0.698	0.602	6.839
PA3-505/20CL	0.535	0.981	0.936	0.914	2.967
PB4-495/20CL	0.342	0.751	0.982	0.882	3.184
PB4-600/20CL	0.246	0.619	1.096	1.010	2.429
PB7-495/20CL	0.418	0.751	0.628	0.726	4.699
PB7-600/20CL	0.388	0.619	0.718	0.826	3.635
PA3-300/20BLV	1.581	1.652	0.698	0.602	6.839
PB4-495/20BLV	0.550	0.751	0.982	0.882	3.184
PB7-600/20BLV	0.578	0.619	0.718	0.826	3.635

圧延I形鋼(材質SS41、I-100x50x5x7mm)を用いて2主並列桁を製作し、耐力実験を行なった。試験桁の初期変形を測定した後、骨組内にセットし、載荷装置を用いて圧縮フランジ上に1点あるいは2点集中荷重を作用させて実験を行なう。荷重は理論座屈荷重または面外変形が急激に大きくなるまで50~200kg ずつ増加させて桁の変位およびひずみを測定し、その後は荷重増分を細かくし、不安定状態になると変位制御により座屈後の測定を行なう。なお、2主並列桁の端部の支持方法は鉛直変位 v および水平変位 u に対して単純支持とし、端部でのねじり角 ϕ は拘束し、そりを自由とした。

図-1は2主並列桁橋モデルの横桁および横構配置図を示す。図中、CLシリーズは偏心載荷桁を、BLVシリーズは断面変化桁を表わす。断面変化点は両端からL/6点とした。表-1は実験耐力 P_u (tf)、載荷装置の自重51.3kgfの1/2を含む)、崩壊荷重 P_p (tf)、固定点間座屈強度で正規化した細長比 λ_{Eq} および横構の変形の影響を考慮した全体横倒れ座屈強度 $M_{all}^{\oplus}$ で正規化した細長比 $\lambda_{all}^{\oplus}$ を示す。ただし、全体座屈強度は等断面でかつ等載荷と仮定した場合の座屈強度である。なお、全体横倒れ座屈実験終了後、供試体PB4-600/20

CLの端部より引張試験片を切り出し引張試験を行なったところ $\sigma_y = 2,964\text{kgf/cm}^2$, $E = 2.0 \times 10^6\text{kgf/cm}^2$ および $\nu = 0.296$ を得た。

図-2は3:1の偏心荷重の作用する2主並列桁の作用荷重とL/3点変位の関係を示す。図より、小さな荷重段階では格子桁の荷重・変形挙動を示し、偏心を無視した座屈荷重より小さな0.39tfあたりから不安定挙動が始まることがわかる。

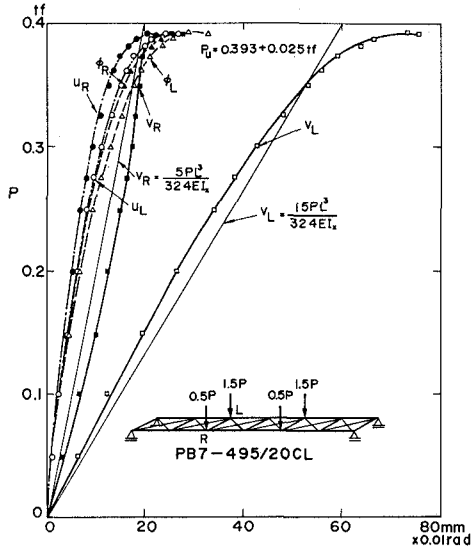


図-2 2主並列桁の荷重・変形挙動

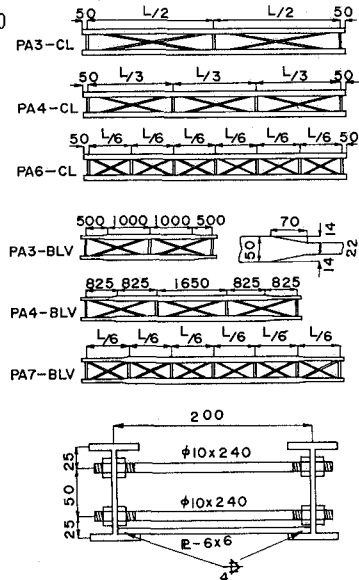


図-1 2主並列桁の横構配置

3. 偏心載荷および断面変化の影響

3 : 1 の偏心載荷の場合の実験耐荷力 δ_u と等載荷の場合の実験耐荷力 δ_{int} の関係を図示すると図-3 をえる。ただし、両実験は同じ断面寸法、補剛方法でも降伏応力が異なるため等載荷と仮定した場合の連成座屈強度 δ_{int} との比の平均として表わす。図中、実線は等載荷の場合の平均値 ($i=1, \mu=1.071$) と偏心載荷の場合の平均値 ($i=3, \mu=0.697$) を結んだものであり、1 点鎖線は $i=1$ の場合に $\delta_u / \delta_{int} = 1$ となる確率値（正規分布と仮定する）どうしを結んだものである。この値より、実設計で用いられる偏心量 $B/15$ （図-3 では $\bar{B}=17B/30$ ）に対応する強度比の概算値を求めると $\delta_u / \delta_{int} = 1/1.06$ をえる。

表-1 より変断面桁の実験耐荷力 δ_u と等断面と仮定した場合の連成座屈強度 δ_{int} との比の平均を求めると $\mu=1.057$ を得る。一方、対応する等断面桁のそれを文献 1) より計算すると $\mu=1.061$ となる。両者の平均値がほぼ同一なことより、変断面とした場合の強度低下はほぼ無視できるものと思われる。

以上の実験結果から、偏心載荷に対する安全率 v_1 として $v_1=1.1$ を、変断面に対する安全率 v_3 として $v_3=1.0$ を提案する。

図-4 は λ_{Eq} と補剛システムの変形の影響を考慮した全体横倒れ座屈強度で正規化した細長比 λ_{all} との大きい方の値と実験耐荷力との関係を示す（図中の Δ は変断面桁、 $\blacktriangle$ は偏心載荷桁および $\odot$ は 3 主並列桁を表わす）。ただし、3 : 1 の偏心載荷に対する安全率として、図-3 の 1 点鎖線の $i=3$ に対応する $v_1=1/0.632$ を用いるものとする。このように整理すると、久保が提案した曲げ部材の基本強度曲線²⁾式 (1) は並列桁の実験値の平均を表わすことがわかる。

$$\delta = \frac{1}{2\lambda^2} [1 + \alpha(\lambda - \lambda_0) + \lambda^2 - \sqrt{\{1 + \alpha(\lambda - \lambda_0) + \lambda^2\}^2 - 4\lambda^2}] \quad (1a)$$

$$\alpha = 0.15, \quad \lambda_0 = 0.4 \quad (1b)$$

実験耐荷力と曲げ部材の基本強度の比を求めるとその平均値は $\mu=1.029$ 、またそのバラツキを表わす変動係数は $V=0.105$ となる。なお、この場合の並列桁の抵抗係数 ϕ を試算すると $\phi=0.87$ となる。

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} = 0.160 \quad (2a)$$

$$\phi = (1 - k_R V_R) M_m F_m P_m = 0.87 \quad (2b)$$

4. まとめ

以上のことより、並列桁橋の全体横倒れ座屈照査式として次の式 (3) を提案する。

$$M_R = \min(\delta_{Eq}, \delta_{all}) M_P \quad (3)$$

上式は現行の設計手順であるところの、固定点間座屈強度 M_{Eq} により桁の断面決定を行ない、つぎに全体座屈強度により並列桁橋全体としての安全性を確かめることに対応する。

参考文献

1) 西田・福本：細長い 2 主並列桁の全体横倒れ座屈実験と座屈設計に関する検討、橋梁と基礎、平成元年 5 月。 2) 西田：横構を有する 2 主並列桁の全体横倒れ座屈実験とその極限強度推定、土木学会第 43 回年次学術講演会、1-117、昭和 63 年 10 月。 3) 福本編：鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究、科研費報告書（総合研究 A）、平成 2 年。

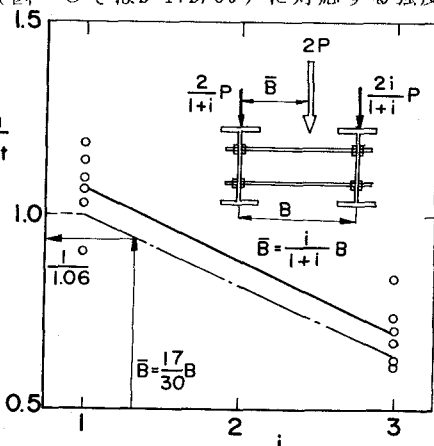


図-3 偏心載荷による強度低下

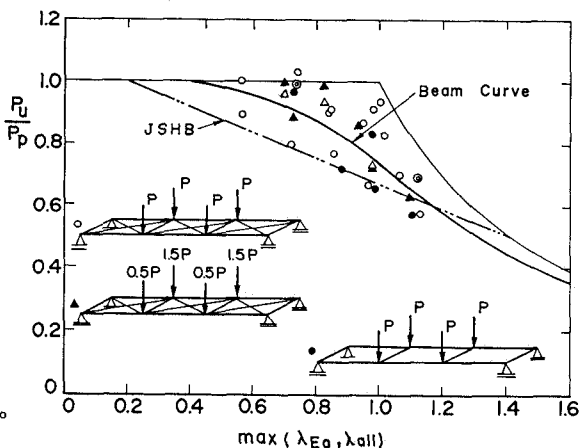


図-4 2 主並列桁の耐荷力