

2 主並列桁橋モデルの全体横倒れ座屈実験

金沢工業大学 正員 西田 進
金沢工業大学 学生員 中村 嘉一

1. まえがき

1970年頃から都市部では交通安全対策の一環として、幅員の狭い道路の拡幅に際して本橋に並列して、歩行者・軽車両専用の側道橋を設けることが行われている。この2主並列桁橋は幅員が2～3mと狭く、スパン長/主桁間隔比の大きな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大きく、全体座屈に対する照査が必要となる。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、本研究では、全体横倒れ座屈実験を行ない、桁の横倒れ座屈特性を明らかにするとともに、補剛システムである横桁の剛度のみならず強度についても検討する。

2. 2主並列桁橋モデルの全体横倒れ座屈実験

試験桁には圧延I形鋼(I-100×50×5×7mm)を使用し、単桁および2主並列桁の実験を行った。実験は試験桁の初期変形を測定した後、静的試験用骨組内にセットし、載荷装置を用いて圧縮フランジ上に2点集中荷重を作用させて行う。荷重は理論座屈荷重

表-1 供試体の種類と耐荷力

(P_b と P_{int} の小さい方)または面外変形が急激に大きくなるまで100～200kgf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変形の測定を行う。

表-1は実験に使用した供試体の種類とその耐荷力を示す。表中の P_b は実験耐荷力、 P_b は崩壊荷重、 λ_{Eq} 、 λ_{int} 、および $\lambda_{all}^{(2)}$ はそれぞれ正規化した細長比を表わす。供試体の表示例としてPB4'-600/20Bを挙げると、Pは並列桁(Sは単桁)、次のBは2点集中荷重(Aは1点集中荷重)、4'は横桁本数が4で固定点間距離が不等間隔0.4L, 0.2L, 0.4L(無しは等間隔に配置)、600はスパン長、20は主桁間隔、最後のBは横桁の種類(記号ナン: $\phi 22$ 鉄筋, B: $\phi 10$ 鉄筋, C: $\phi 10$ 鉄筋×2本)を表わす。

図-1はスパン長4.95mなる2主並列桁の作用荷重とL/3点変位の関係を示す。図中 ψ :鉛直変位、 u :水平変位、 ϕ :ねじり角。実験耐荷力は $P_b = 0.95$ tfと崩壊荷重 P_b およびモードIIの全体座屈荷重 $P_{all}^{(2)}$ の中間の値となった。図中の荷重・変形挙動に2主並列桁の全体横倒れ座屈挙動の特徴が明瞭に表われている。

Series No	P_u (tf)	P_b (tf)	λ_{Eq}	λ_{int}	$\lambda_{all}^{(2)}$
PA3-300/20	2.945	3.121	0.678	0.574	0.800
PA3-505/20	1.375	1.854	0.910	0.803	1.231
PB4-300/20	2.388	2.341	0.698	0.616	0.893
PB4-495/20	0.951	1.418	0.954	0.849	1.355
PB4-495/10	0.587	1.418	0.954	0.911	1.547
PB4-600/20	0.666	1.170	1.065	0.944	1.565
PB7-495/20	1.050	1.418	0.611	0.794	1.355
PB7-600/20	1.001	1.170	0.698	0.883	1.565
PB4-445/20	1.051	1.315	0.645	0.792	1.202
PB4-445/20B	0.681	1.315	0.645	1.154	1.202
PB4-445/20C	0.803	1.315	0.645	1.111	1.202
PB4-600/20	0.751	0.975	0.787	0.939	1.517
PB4-600/20B	0.321	0.975	0.787	1.429	1.517
SA-125	4.072	3.745	0.800		
SA-300	0.925	1.560	1.217		
SA-505	0.388	0.925	1.548		
SB-125	2.480	2.809	0.894		
SB-205	1.159	1.713	1.023		
SB-300	0.638	1.170	1.179		

$\sigma_y = 2800$
kgf/cm²

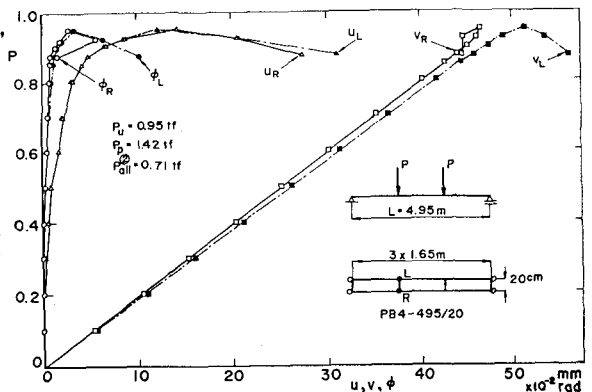


図-1 2主並列桁の荷重・変位関係

3. 横桁の補剛効果の確認

図-2は並列桁の耐荷力と横桁剛度 Y_g/Y_g^* の関係を示す。図より、 Y_g/Y_g^* をケース③②①の順に大きくすると耐荷力もそれに応じて大きくなっている。 Y_g^* の値は $M_{Int}=2M_p$ より決定したが、初期不整により耐荷力が減少するので、 $Y_g=2Y_g^*$ の横桁剛度が必要と思われる。また横桁本数をケース④から⑤と多くすると耐荷力は大きくなるが、固定点間座屈強度は確保できない。なお、ケース①と④の比較から推測できるように、各固定点間の座屈強度が等しくなるよう横桁を配置した方が耐荷力は大きくなる。

図-3は並列桁の最大曲げモーメント M_{max} と端横桁の補剛力 M_{yc} との関係を示す。図より、横桁剛度をケース③①の順に大きくすると補剛力もそれに応じて大きくなっている。また、横桁本数をケース④から⑤と多くすると補剛力が各横桁に分散されるため、端横桁の補剛力は小さくなる。 M_{max} と M_{yc} の関係はケース①④⑤の最高荷重時の補剛力から推定して、主桁抵抗モーメントの2%程度の補剛力が横桁に必要と思われる。なお、横桁剛度の小さなケース③の実験において、 $M_{max}/M_y > 0.45$ あたりから中央横桁取付部の面内方向に塑性変形が発生した。

4. 2主並列桁橋の補剛設計法の提案

図-4は桁の実験耐荷力と正規化した細長比の関係を示す。図より横桁剛性の小さい場合 (PB4'-600/20B) および L/B の極端に大きい場合 (PB4-495/10) を除いて、 δ_{ECCS} に相当する耐荷力がほぼ確保されている。したがって、本研究では下記に示す2主並列桁橋の補剛設計法を提案する。

固定点間座屈が卓越する場合 ($L/B < 18$)

$$M_{all} \geq 2M_p \rightarrow M_R = \delta_{Eq} M_p \quad (1)$$

連成座屈が卓越する場合 ($M_{all} < 2M_p < M_{all}^0$)

$$M_{all} < 2M_p \rightarrow M_R = \min(\delta_{Eq}, \delta_{Int}) M_p \quad (2)$$

$$\text{ただし, } M_{Yxc}, M_{Yyc} \geq 0.02 M_R \quad (3)$$

M_{Yxc}, M_{Yyc} : 横桁の x, y 軸回りの補剛モーメント

$$M_{Eq} = C_1 \sqrt{\frac{\pi^2 E I_x}{L^2} \left\{ G K_T + \frac{\pi^2 E I_w}{L^2} \right\}} \quad (4)$$

$$M_{Int} = C_1 \sqrt{\frac{\pi^2 E}{L^2} \left\{ 2I_y + \frac{AB^2}{2(1+\beta)} \right\} \left\{ 2G K_T + \frac{\pi^2 E I_x B^2}{2L^2} \right\}} \quad (6)$$

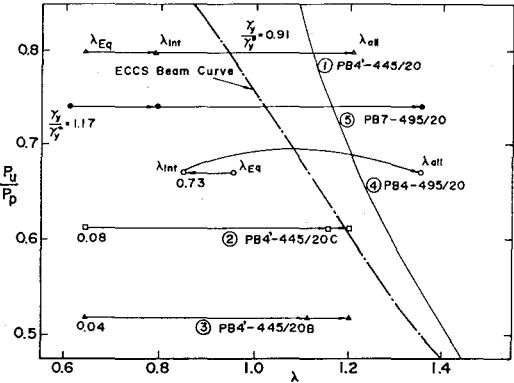


図-2 2主並列桁の耐荷力と横桁剛度

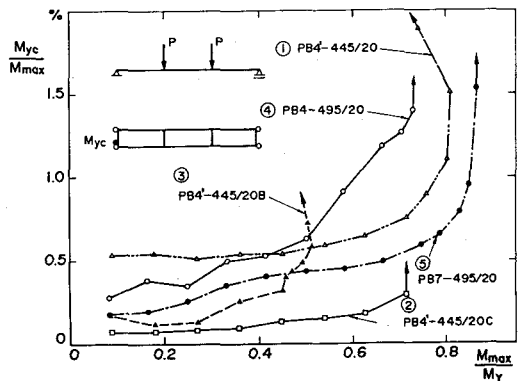


図-3 2主並列桁の横桁に生じる補剛力

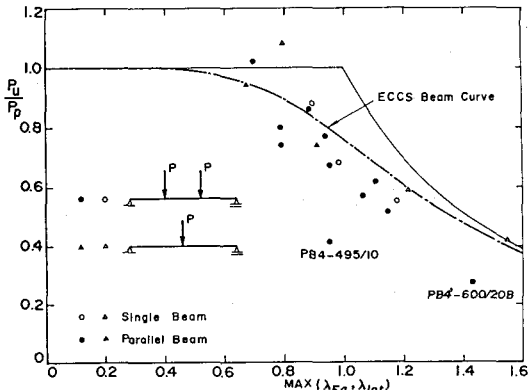


図-4 単桁および並列桁の耐荷力

$$M_{all}^0 = C_1 \sqrt{\frac{2\pi^2 E I_x}{L^2} \left\{ 2G K_T + \frac{\pi^2 E I_x B^2}{2L^2} \right\}} \quad (5)$$

$$\beta = \frac{\pi^2 A B^3}{48 I_{yc} L \sum \cos^2 \alpha_i / L z_i} \quad (7)$$