

V-334

PC連続げたの終局耐力に及ぼす不静定力の影響について

建設省土木研究所 正会員 藤原 稔

同 正会員○箕作 光一

同 杉山 純

1. はじめに

連続げた橋は、単純げた橋に比べて伸縮装置が少なくなるため、その分だけ車両の走行性が良好になることや路面の維持管理が容易になる等の利点を有する。また、不静定構造であるため、不静定次数に等しい断面降伏が生じるまで塑性ヒンジの形成に伴う曲げモーメントの再配分が期待でき¹⁾、それまでは構造全体の破壊が生じないと考えられている。このような点から、今後その採用事例の増加が予想される。しかしながら、PC連続げた橋においては、プレストレス力による変形が支点によって拘束されるために生じる不静定力が、その終局耐力に及ぼす影響について明確でない等の問題点が残されている。

そこで、PC連続げた橋の終局荷重作用時におけるプレストレス力による不静定力の取扱いを検討するために、PC連続げた供試体を対象に静的曲げ載荷実験を実施した。本文ではその結果の概要について述べる。

2. 試験方法

表-1 供試体諸元

2.1 供試体

表-1および図-1に、供試体の諸元および形状・寸法を示す。供試体は計6体であり、いずれも長さが8.5m、高さが0.5mのI断面のPCげたである。その内訳は、供試体の設置において不静定力を導入しないものが供試体A1、A2、A3の3体、

供試体	鋼材配置		鈎合鋼材量に対する割合		コンクリート圧縮強度 (kg/cm ²)	不静定力による曲げモーメント (ton・m)	
	上縁側	下縁側	上縁側	下縁側		中間支点	載荷点
A1	SBPR 95/110 -2φ11 (SD30-4D10)	SBPR 95/110 -4φ11 (SD30-4D10)	40%	81%	482	なし	なし
B1			41%	83%	494	+7.8	+4.2
A2	SBPR 95/110 -2φ21 (SD30-4D10)	SBPR 95/110 -4φ11 (SD30-4D10)	84%	75%	519	なし	なし
B2			95%	83%	492	-8.2	-4.2
A3	SBPR 95/110 -4φ11 (SD30-4D10)	SBPR 95/110 -4φ21 (SD30-4D10)	83%	189%	466	なし	なし
B3			96%	217%	427	+8.0	+4.1

導入するものが供試体B1、B2、B3の3体である。軸方向鋼材量については、終局耐力に及ぼす不静定力の影響をみるために、供試体A1とB1、供試体A2とB2、および供試体A3とB3をそれぞれほぼ同様にした。供試体A1およびB1では、ほぼ線形解析による曲げモーメント分布に応じた量の

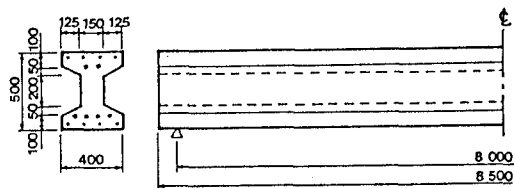


図-1 供試体の形状寸法（単位：mm）

鋼材を配置し、供試体A2およびB2では、供試体A1およびB1に比べてそれぞれ上縁側の鋼材量を2倍程度多くした。また、供試体A3およびB3では、上縁側および下縁側のいずれの鋼材も供試体A1およびB1に比べて2倍程度多く配置した。なお、供試体A1およびB1では、中間支点上での曲げモーメントの再配分の有無をみるために、同位置上での軸方向鋼材量を鈎合鋼材量の50%以下としている¹⁾。使用した鉄筋およびPC鋼材は、それぞれSD30AおよびSBPR95/110であり、また、コンクリートは早強ポルトランドセメントを用いたコンクリートである。

2.2 載荷方法

図-2に載荷方法を示す。支間割は4m+4mとし、載荷点は片方の支間の中央とした。供試体A1、A2およびA3



図-2 載荷方法

では、不静定反力が生じないように供試体の設置時に各支点の高さを調整した。一方、供試体B1、B2およびB3の設置にあたっては、供試体がほぼ水平になるようにプレストレス力および自重による供試体の変形を強制的に調整し、中間支点上において±8 ton・m程度の不静定反力によるモーメントを生じさせた。なお、載荷試験中は、各支点にロードセルを介在させて支点反力を測定した。

3. 試験結果とその考察

図-3に、中間支点および載荷点における曲げモーメントと載荷荷重の関係を示す。理論値はいずれも線形解析により求めたもので、このうち、実線は不静定力による曲げモーメントが生じない場合に対する理論値、また破線は不静定力による曲げモーメントが生じる場合に対する理論値である。一方、実測値は、いずれも測定した支点反力と載荷荷重から求めたものである。

不静定力を導入していない供試体A1, A2, A3のうち、下縁側の鋼材が釣合鋼材量以下の供試体A1およびA2の曲げモーメントは、載荷点でのひび割れ発生(A1:1.6t, A2:1.3t)以降、載荷点で小さく中間支点で大きくなっている。一方、下縁側に釣合鋼材量の2倍程度の鋼材を配置した供試体A3の曲げモーメントについては、中間支点でのひび割れ発生(2.7t)以降、それぞれ理論値に比べて載荷点で大きく中間支点で小さくなっている。したがって、供試体A1およびA2では載荷点でのひび割れ発生により、また供試体A3では中間支点のひび割れ発生により、それぞれ曲げモーメントの再分配が行われたものと考えられる。

不静定力を導入した供試体B1, B2, B3と導入していない供試体A1, A2, A3の実測値を比較すると、供試体B1およびB2は載荷点でのひび割れ発生(B1:1.0t, B2:1.8t)により載荷点および中間支点の値とも供試体A1およびA2のそれらの値に近づいている。このうち、供試体B1では載荷点のPC鋼材が降伏した荷重3.8tにおいてほぼ供試体A1の値と同じになっている。また、供試体B2では、載荷点の鉄筋が降伏した後の3.0t~3.5tで供試体A2の値とほぼ等しくなっている。したがって、これらの供試体では鉄筋あるいはPC鋼材の降伏により不静定力が消失したものと理解される。一方、

供試体B3は、中間支点および載荷点においてひび割れが発生した3.2t~4.5tより、曲げモーメントの増加割合が載荷点でやや小さくなっているのに対して中間支点でやや大きくなっている。しかし、他の供試体と異なって、最大荷重付近においても供試体A3の値に近づいていない。これは、供試体B3のコンクリートの圧縮強度が、供試体A3のそれに比べて小さいために、中間支点上縁側のPC鋼材が降伏する前に下縁のコンクリートの圧壊が生じ、その影響で不静定力がかなり残存していたためと考えられる。

以上より、線形解析による理論値は、載荷点での鋼材量が釣合鋼材量に比べて少ない場合、載荷点で大きめの値を、中間支点で小さめの値を与え、その割合は中間支点における上縁側の鋼材量が大きい場合に顕著である。一方、載荷点での鋼材量が釣合鋼材量に比べて多い場合には、載荷点で小さめの値を、中間支点で大きめの値を与えることが理解された。また、ひび割れ発生および鋼材降伏により不静定力の影響が小さくなり、この影響で一般に終局状態において不静定力が消失することが理解された。

【参考文献】1) コンクリート標準示方書, 土木学会, 1986, 10

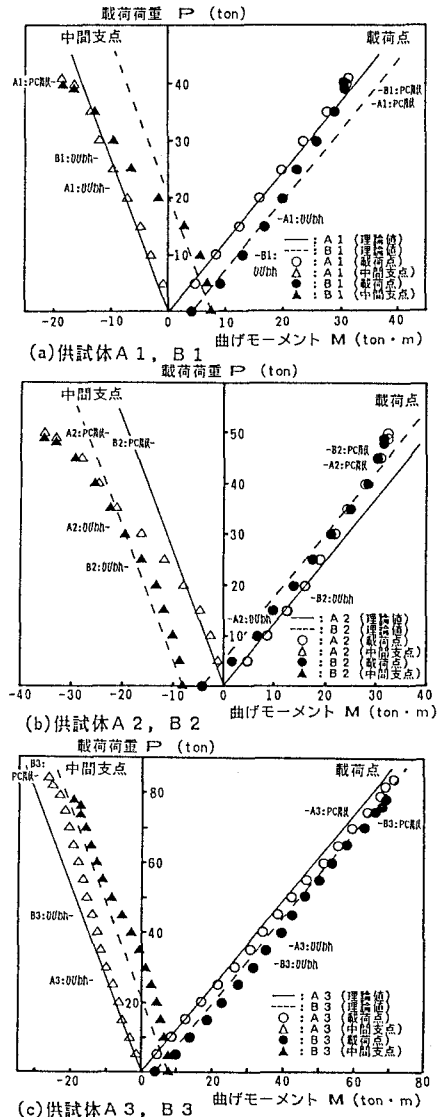


図-3 P-M (載荷荷重-曲げモーメント) 図