

連結構造を用いたポストテンション合成桁橋の研究

伊 藤 義 則*

1. ま え が き

本報文は、日本道路公団の委託により、高速道路調査会の橋梁構造研究委員会のなかに、プレキャスト コンクリート構造研究班を設置し、昭和 47 年度に行なった「PCポストテンション合成桁橋の連結構造に関する研究」の成果から、その一部を報告するものである。

本研究は、プレキャスト単純桁として架設されたPC桁の端部をお互いに、鉄筋コンクリートによって連結することによって道路橋の走行上の快適性、連結部の耐久性および耐震性を改良しようとしたものである。昭和 46 年度は、PCプレテンション桁に対して、同様な連結構造の研究を行ない、提案された設計要領、施工要領によって日本道路公団福岡支社の九州縦貫自動車道古川 3 号橋が設計、施工された。ここに紹介するものは、スパン 20 m 程度のPCプレテンション桁に対して研究した連結構造を、さらに拡大するために、スパン 30 m 程度のPCポストテンション合成桁に適用できるように研究したものである。

2. 連続構造と連結構造

連結構造を、従来から採用されている連続構造と比較し、問題点を述べる。

(1) 連続構造

連続構造とは、図-1 に示されるように、プレキャスト

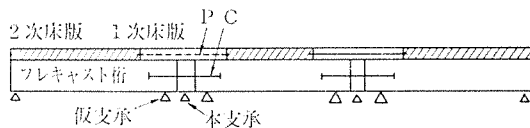


図-1 連続構造

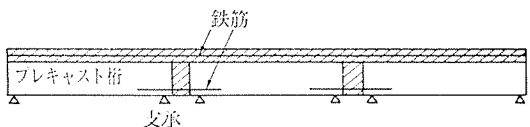


図-2 連結構造

ト単純桁を架設し、中間支点上で、桁端部および床版にプレストレスを導入して連続桁とする中間支点上の構造をいう。連続構造を用いた連続桁を得るためには、次の作業が心要となる。

プレキャスト単純桁の製作→架設→支点および中間横桁のコンクリート打設→連続PCケーブルの緊張→1次床版のコンクリート打設および緊張→2次床版コンクリートの打設。

この作業の途中に、単純桁として架設された桁を仮支承で支持し、連続桁となったときに本支承に置き換える作業があるので、連続構造を用いた連続桁は、設計および施工が、かなり複雑である。

しかしながら単純桁と比べると、伸縮継手の数が少なくなることによって、走行上の快適性が良好となり、継手部分の維持補修の作業が軽減できる。また耐震設計の面からみても落橋防止構造が少なくすむという長所も持っている。

(2) 連結構造

連結構造とは、連続構造の設計および施工上の煩雑さを軽減し、あたかも単純桁のような取扱いができ、しかも機能は連続桁のように働くことを期待する中間支点上の構造である。図-2 に示されるように、プレキャスト単純桁を架設し、中間支点上で、桁端部および床版にプレストレスを導入しないで、鉄筋コンクリートによって連結して連結桁とし、さらにプレキャスト桁を架設するとき用いた仮支承を、そのまま2個用いて、連結桁の支承としたものである。

連結桁が耐久性があり、また力学的にも無理のない形式であることを調べるために、次のことを検討することとした。

- 1) 設計検討：中間支点上を、2個の支承で支持された桁の力学的性質と支承に要求される条件
- 2) 実験：連結部の繰り返し荷重による耐力

3. 連結桁の設計検討

設計検討の目的は、大別すると次の2項目である。

* 日本道路公団 技術部構造設計課

1) 橋脚上に1支承を設けた連続桁(以下基準型)と単純桁架設時に使用した支承を,そのまま連続桁の状態でも使用する橋脚上2支承の連続桁(以下2点支承型)との影響線を比較し,2点支承型連続桁が基準型で扱ってもよいことを確認すると同時に,その場合の支承の特性を調べる。

2) モデル橋梁について,実際の施工順序に従って断面力を算出し,1)の条件を再確認するとともに,支点上の連結を解放した単純桁構造の断面力との比較も行なう。

(1) 設計条件

PCポストテンション合成桁として比較的好く採用されるスパン約30mの3径間連続桁について図-3に示されるような2つの構造系,すなわち中間支点1支承

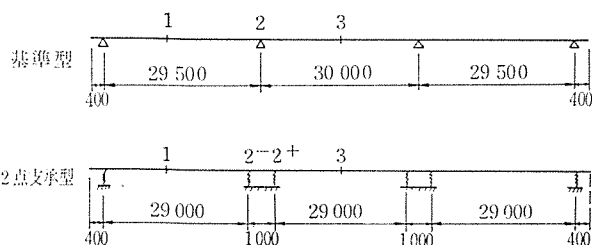


図-3 スパンと着目点

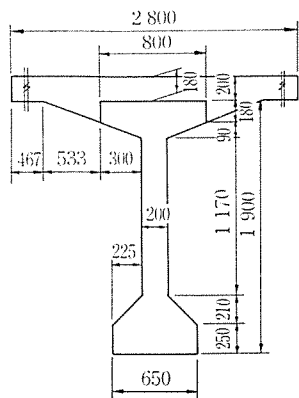


図-4 主桁断面

(ばね定数無限大)と中間支点2支承(ばね定数を3種類とする)について,影響線および断面力を求めた。このとき支承のばね定数

2点支承型は,3通りのばね定数を仮定する。

- a. $K = 600 \text{ t/cm}$
- b. $K = 1500 \text{ t/cm}$
- c. $K = 3000 \text{ t/cm}$

主桁の曲げ剛性:

床版断面積 0.640 m^2

主桁断面積 0.675 m^2
 合成断面:
 断面積 1.167 m^2
 中立軸 0.714 m
 断面2次モーメント 0.604 m^4
 曲げ剛性 $2.113 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

用いた主桁断面とばね定数は,図-4に示すとおりである。

(2) 影響線の検討

曲げモーメントの影響線を計算した結果,およそ次のことがいえる。2点支承型を基準型で計算した場合,ばね定数が 1500 t/cm 程度よりも小さければ,2点支承型で精算する場合に比べ,曲げモーメントはいくぶん大きめに算出されるが,実用上はほとんど差はないといえる。曲げモーメントの影響線の一例を図-5に示す。

反力の影響線からは,次のことがいえる。橋脚に作用する反力は,2点支承型の場合には,着目点(2と2+との合計)の場合に相当する。いずれの支承の場合も基準型で計算したものに比べ2%程度の変動幅に納まっている。支承反力のうち正の最大反力については,ばね定数が 1500 t/cm 以内であれば,基準型反力の48~83%程度に納まっている。最小反力については,絶対値は小さいものの,影響線の範囲では負反力が生じている。詳細の検討は,モデル橋梁で行なう。反力の影響線の一例を図-6に示す。

(3) モデル橋梁による設計検討

曲げモーメントおよび反力の計算にあたり,実際に行なわれる施工順序に基づいて荷重と構造系の組合せを表-1のように仮定し,前述した設計条件を用いて計算

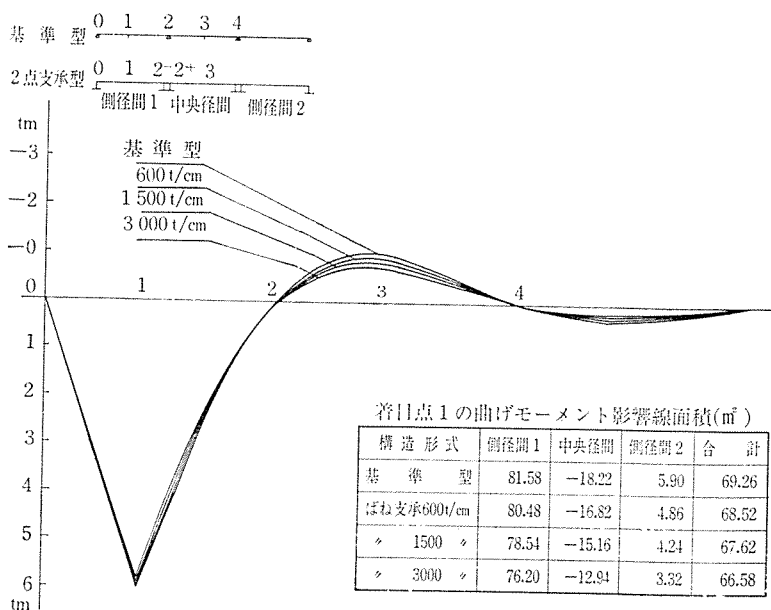


図-5 着目点1における曲げモーメント影響線

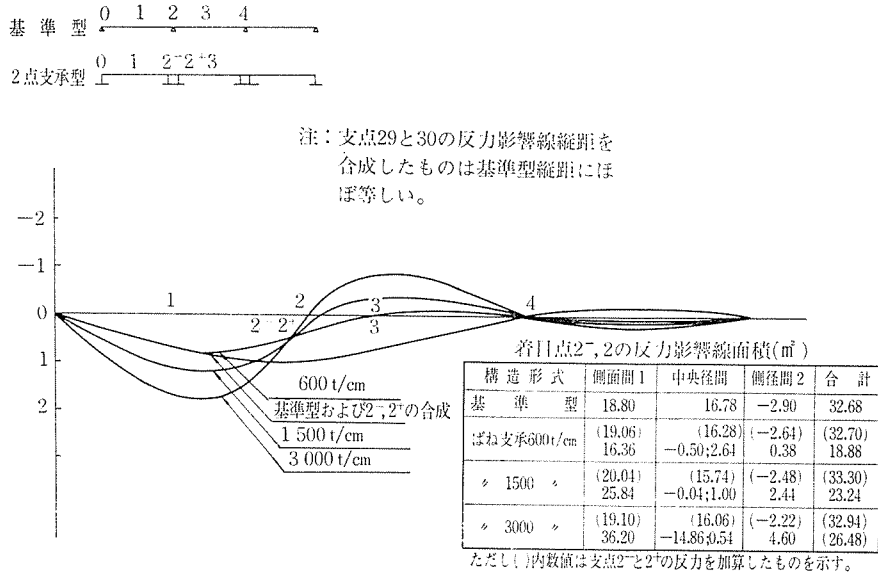


図-6 着目点 2-, 2 および (2-+2+) の反力影響線

表-1 施工順序と荷重および構造系

荷 重 (数字は施工順序を示す)	構造系 (曲げモーメント図)			備 考
	2 点 支 承 型	基 準 型	計 算	
① 主桁自重			単純桁	プレキャスト桁使用
② 横桁荷重 (橋脚上を除く)			〃	横桁コンクリート打設 横縮
③ 床版荷重 (橋脚上を除く)			〃	床版コンクリート打設
④ 橋脚上・横桁 床版荷重			〃	橋脚上横桁 床版コンクリート打設
⑤ 橋面荷重			連続桁	橋面工
⑥ クリープによる 2次断面力			〃	
⑦ 活 荷 重			〃	活荷重載荷

した。2点支承型および基準型の曲げモーメントと反力の計算結果を示すと表-2 および表-3 に示すとおりである。

計算結果から次のことがいえる。側径間の最大曲げモーメントについては、2点支承型が小さめな傾向にある。しかし実際の施工順序に基づいて計算した場合、比較的大きな割合を占める主桁自重、横桁・床版荷重が単純桁として載荷されるため、基準型との差はさらに縮まり、ばね定数が 1500 t/cm 以内であれば 3% 以内、3000 t/cm でも 4% 程度の差となっている。単純桁として載荷される荷重すなわち、主桁自重・横桁・床版荷重による曲げモーメントは、いずれの場合も、クリープを除い

た連続桁として載荷される荷重(橋面工+活荷重最大)による曲げモーメントの1.7倍である。

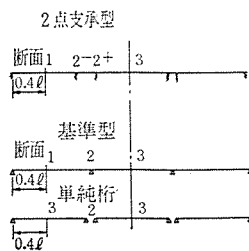
中間支点上の最小曲げモーメントについては、単純桁に載荷される荷重による曲げは発生せず、クリープによる2次モーメントを除けば連続桁に載荷される荷重のみであるので影響線の結果とほぼ同じである。

中央径間中央の曲げモーメントについては、橋面死荷重など全面載荷によるものを除けばいずれの荷重によるものも2点支承型は基準型より小さく、基準型に比べ最大曲げモーメントでいずれも2%、最小曲げモーメントでは-2~+4%程度に収まっている。クリープによる2次曲げモーメントは、プレストレス量やケーブル形状

表-2 曲げモーメント (主桁1本あたり)

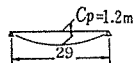
(cm)

ばね定数 (t/cm)	荷 重	計算構造系	断 面 ①	断 面 ②- 断 面 ②	断 面 ②+	断 面 ③	
600	主 横 桁 ・ 床 版 舗 装 ・ 高 欄	単 純 桁	184.4 (97)	0	0	192.1 (94)	
		〃	200.4 (97)	0	0	208.7 (94)	
		連 続 桁	51.4 (99)	- 67.3 (92)	- 66.3 (91)	18.9 (104)	
	ク リ ー プ	自 重 プ レ ス ト レ ス	〃	- 68.4 (92)	-170.9 (92)	-168.4 (91)	-168.4 (91)
			〃	96.1 (97)	240.2 (97)	243.1 (98)	243.1 (98)
	活 荷 重	最 大 最 小	〃	177.4 (98)	21.6 (82)	22.0 (83)	143.7 (100)
			〃	- 30.8 (92)	139.8 (91)	-138.2 (90)	- 57.9 (95)
	合 計	最 大 最 小		641.3 (98)	23.6 (163)	30.4 (210)	638.1 (98)
				433.1 (98)	37.8 (83)	-129.8 (79)	436.5 (98)
	1500	主 横 桁 ・ 床 版 舗 装 ・ 高 欄	単 純 桁	184.4 (97)	0	0	192.1 (94)
			〃	200.4 (97)	0	0	208.7 (94)
			連 続 桁	50.7 (98)	- 68.7 (94)	- 65.1 (89)	19.8 (109)
ク リ ー プ		自 重 プ レ ス ト レ ス	〃	- 69.8 (94)	-174.6 (94)	-165.2 (89)	-165.2 (89)
			〃	98.0 (99)	244.0 (99)	247.4 (100)	247.4 (100)
活 荷 重		最 大 最 小	〃	173.3 (96)	18.8 (74)	21.7 (82)	137.9 (96)
			〃	- 27.6 (83)	-143.7 (94)	-134.3 (88)	- 51.9 (85)
合 計		最 大 最 小		637.0 (97)	20.4 (141)	38.8 (268)	640.7 (98)
				436.1 (99)	-142.1 (86)	-117.2 (71)	450.9 (101)
3000		主 横 桁 ・ 床 版 舗 装 ・ 高 欄	単 純 桁	184.4 (97)	0	0	192.1 (94)
			〃	200.4 (97)	0	0	208.7 (94)
			連 続 桁	50.0 (96)	- 70.9 (97)	- 63.9 (87)	21.0 (116)
	ク リ ー プ	自 重 プ レ ス ト レ ス	〃	- 72.1 (97)	-180.2 (97)	-162.4 (87)	-162.4 (87)
			〃	99.0 (100)	247.4 (100)	248.1 (101)	248.1 (101)
	活 荷 重	最 大 最 小	〃	168.4 (93)	14.7 (55)	19.8 (75)	132.4 (92)
			〃	- 23.8 (71)	-148.5 (97)	-128.5 (84)	- 44.0 (72)
	合 計	最 大 最 小		630.1 (96)	11.0 (76)	41.6 (287)	639.9 (98)
				437.8 (100)	-158.2 (92)	-106.7 (64)	463.5 (104)
	基 準 型	主 横 桁 ・ 床 版 舗 装 ・ 高 欄	単 純 桁	190.0 (100)	0	0	204.7 (100)
			〃	206.7 (100)	0	0	222.7 (100)
			連 続 桁	52.0 (100)	- 73.1 (100)	- 73.1 (100)	18.1 (100)
ク リ ー プ		自 重 プ レ ス ト レ ス	〃	- 74.3 (100)	-185.7 (100)	-185.7 (100)	-185.7 (100)
			〃	98.7 (100)	246.8 (100)	246.8 (100)	246.8 (100)
活 荷 重		最 大 最 小	〃	180.4 (100)	26.5 (100)	26.5 (100)	143.8 (100)
			〃	- 33.4 (100)	-153.0 (100)	-153.0 (100)	- 61.0 (100)
合 計		最 大 最 小		653.5 (100)	14.5 (100)	14.5 (100)	650.4 (100)
				439.7 (100)	-165.0 (100)	-165.0 (100)	-445.6 (100)
単 純 桁		主 横 桁 ・ 床 版 舗 装 ・ 高 欄	単 純 桁	184.4			192.1
			〃	200.4			208.7
			〃	71.1			74.1
	〃		212.4			221.2	
	合 計		668.3			696.1	



注:

- 1) 主桁・床版の乾燥収縮差, クリープひずみ差による2次モーメントは影響が少ないので省略した。
- 2) 主桁・横桁・床版荷重のクリープ変形による2次モーメントは等分布荷重に換算し影響線より算出した。
- 3) プレストレスのクリープ変形による2次モーメントは, 各ケース各径間とも同一とし, 下図のごとく仮定した。
- 4) クリープによる2次モーメントは
 $\varphi_{\infty} = 2.0$
 $\varphi_t = 1.2 (t=90日)$ とし
 $M_{\varphi} = M_t (1 - \exp\{-(\varphi_{\infty} - \varphi_t)\})$
 により算出した。
 $1 - \exp\{-(\varphi_{\infty} - \varphi_t)\} = 0.551$
- 5) ()内の数値は, 基準型各荷重に対応する2点支承型おのおのの百分率を示す。
- 6) クリープの項で自重とは主桁・横桁・床版荷重とした。



P=481.5 t/桁
放射線分布

表-3 中間支点反力

(t)

ばね定数 (t/m)	荷 重		計算構造系	支 点 2-	支 点 2-	(2-+2+)
2点支承型	主桁・横桁・床版 舗装・高欄		単純桁 連続桁	63.9 (50)	63.9 (50)	127.8 (100)
				14.1 (58)	10.4 (42)	24.5 (100)
	クリープ	自重 プレストレス	"	8.4 (133)	- 2.5 (-40)	5.9 (94)
				- 5.4 (64)	- 2.9 (35)	- 8.3 (99)
	活荷重	集中	最大 最小	"	11.9 (80)	10.4 (70)
等分布		最大 最小	"	- 0.4 (18)	- 2.2 (100)	- 2.2 (100)
600	合計	最大 最小	"	20.1 (56)	17.7 (48)	36.7 (100)
			"	- 0.5 (17)	- 3.4 (113)	- 2.7 (90)
				[1.41] 113.0 (56)	[1.53] 97.0 (48)	[1.39] 201.4 (100)
				[32.9] 80.1 (55)	[33.7] 63.3 (44)	[56.4] 145.0 (100)
2点支承型	主桁・横桁・床版 舗装・高欄		単純桁 連続桁	63.9 (50)	63.9 (50)	127.8 (100)
				17.4 (71)	7.5 (31)	24.9 (102)
	クリープ	自重 プレストレス	"	15.4 (244)	- 9.4 (149)	6.0 (95)
				- 5.9 (70)	- 2.5 (30)	- 8.4 (100)
	活荷重	集中	最大 最小	"	17.8 (120)	16.1 (109)
等分布		最大 最小	"	- 5.3 (241)	- 6.1 (278)	- 2.2 (100)
1500	合計	最大 最小	"	30.4 (82)	22.6 (61)	37.1 (101)
			"	- 6.3 (210)	- 12.2 (407)	- 2.6 (87)
				[1.88] 139.0 (69)	[2.38] 98.2 (49)	[1.39] 202.2 (100)
				[59.8] 79.2 (55)	[57.0] 41.2 (28)	[56.7] 145.5 (100)
2点支承型	主桁・横桁・床版 舗装・高欄		単純桁 連続桁	63.9 (50)	63.9 (50)	127.8 (100)
				19.8 (81)	4.8 (20)	24.6 (100)
	クリープ	自重 プレストレス	"	24.0 (381)	- 17.8 (-283)	6.2 (98)
				- 7.8 (93)	- 0.7 (8)	- 8.5 (101)
	活荷重	集中	最大 最小	"	26.7 (180)	23.4 (158)
等分布		最大 最小	"	- 12.7 (578)	- 14.8 (673)	- 2.2 (100)
3000	合計	最大 最小	"	42.8 (116)	32.1 (87)	36.5 (99)
			"	- 15.4 (514)	- 25.9 (847)	- 2.3 (77)
				[2.36] 169.4 (84)	[10.5] 105.7 (52)	[1.39] 201.4 (100)
				[97.6] 71.8 (50)	[95.7] 10.0 (7)	[55.8] 145.6 (100)
基準型	主桁・横桁・床版 舗装・高欄		単純桁 連続桁		127.8 (100)	
					24.5 (100)	
	クリープ	自重 プレストレス	"		6.3 (100)	
					- 8.4 (100)	
	活荷重	集中	最大 最小	"	14.8 (100)	
等分布		最大 最小	"	- 2.2 (100)		
	合計	最大 最小	"	36.9 (100)		
			"	- 3.0 (100)		
				最大・最小の比	[1.39] 201.9 (100)	
				" " の差	[56.9] 145.0 (100)	

注:

() 内の数値は基準型との比 (百分率)

[] 内の数値は最大・最小反力の比と差

クリープを除いた最大・最小反力 (t)

ばね定数 (t/cm)		2-	2+
600	最大	110.0 (54)	102.4 (50)
	最小	77.1 (53)	68.7 (47)
1500	最大	129.5 (64)	110.1 (54)
	最小	69.7 (47)	53.1 (36)
3000	最大	153.2 (75)	124.2 (61)
	最小	55.6 (38)	28.5 (19)
基準型	最大	204.0	
	最小	147.1	

() 内は基準型との比

などにより微妙に変化するが、ここでは、各ケースともプレストレス量・ケーブル形状が等しいと仮定し、ばね定数を考慮して計算した。

最大反力については、ばね定数が 1500 t/cm 以内であれば、基準型反力の 48~69% に納まっている。またばね定数が 3000 t/cm の場合、基準型反力の 52~84% であり、ばねの硬さが増すとシュー 1 個の反力が基準型反力に近づく。最小反力については、ばね定数が 1500 t/cm 以内の場合、基準型反力の 28~55% である。ばね定数が 3000 t/cm の場合、最大反力で 52~84%、一方最小反力は 7~50% であり、桁の浮上りはないが、最大・最小反力比がいずれも 4 倍以上になり、反力比が 50/15 という値で制約されているゴム支承は、適用が困難となることがある。

以上の検討結果をまとめてみると次のようである。スパン約 30 m 程度の 3 径間連続合成桁橋において、主桁をプレキャストの PC 単純桁を使用して施工する場合、単純桁を架設する際に用いたばね型支承をそのまま連続桁の状態でも使用するような 1 橋脚 2 支承の連続桁（2 点支承型）でも、従来行なわれてきた 1 橋脚 1 支承の連続桁（基準型）と比較して、桁の主要断面力はほとんど変わらない。したがって、2 点支承型の主桁の設計は 2 点支承の中心に仮定の支承を設けた基準型で行なってよいと考えられる。この場合、支承はばね効果を有するものでなければならない。ばねの硬さは、ゴム支承設計に必要な最大・最小反力比 50/15 の制約があるので、1200 t/cm 以下のものを使用することが望ましい。

4. 連結部強度試験

プレキャスト単純桁を架設後、現場打床版中の鉄筋で連結し、合成連続を期待する検討は各所で行なわれている²⁾³⁾⁴⁾。しかしこれらの研究は、静的試験についてのみなされているので、ここでは、繰り返し載荷実験を行なって、連結部が繰り返し載荷に対して十分な強度を有するかどうかの確認を行なうとともに、このような連結構造を用いた PC 合成桁の断面力の計算を行なう際に連結部の曲げ剛性をどの程度に評価すれば良いか検討することにした。なお、この連結構造においては、図-7 に示されるように床版中に埋め込んだ鉄筋で連結するほか、隣接する両側の径間の PC 桁間に剛な横桁を施工し、横桁と PC 桁とを横軸直角方向にプレストレスを導入することによって一体化し、お互いのプレキャスト桁を連結している。なお、本実験は、日本道路公団の委託によって建設省土木研究所で実施されたものである⁵⁾。

(1) 試験の概要

a) 試験桁 試験体は、図-8 に示すように、連結

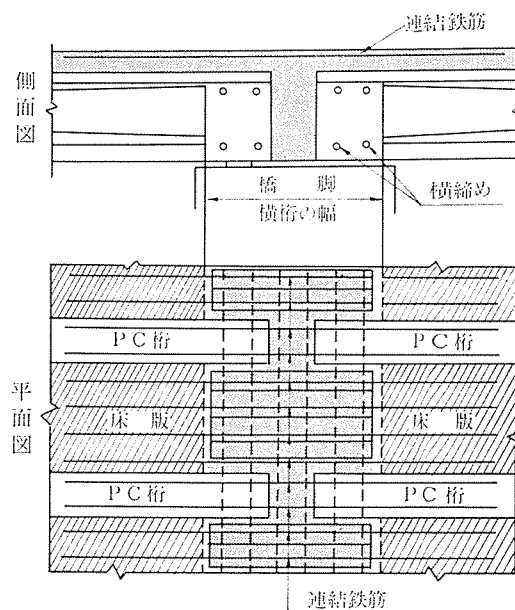


図-7 ポストテンション PC 合成桁橋連結構造

構造のポストテンション合成桁の中間支点部を切り出したものであって、同じものを 2 体製作した。試験桁の大きさはできるだけ実物に近いことが望ましいが、試験機の都合により、一般によく用いられる支間 30 m 程度のポストテンション合成桁の約 1/2 とした。連結鉄筋の量は、試験桁の鉄筋とコンクリートとの応力比が実際の合成桁と同程度となるように鉄筋比を定めた。横桁には、約 12 kg/cm² のプレストレスを導入した。

b) 材料 PC 鋼棒には、JIS G 3109 鋼棒に適合する A 種 1 号 SBPR 80/95 φ 23 mm のものを用いた。鉄筋は、JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼の品質に適合するものを使用し、SD 30 の D 16 mm のものを用いた。引張強度試験の結果、降伏点応力度は 35 kg/mm² であった。セメントは、JIS R 5210 (ポルトランドセメント) の品質に適合する早強セメントを使用した。桁、連結部および床版コンクリートの配合は、設計基準強度を目標強度として試験練りによって定めた。コンクリートの圧縮強度試験結果は、表-4 のとおりで、床版コンクリートの強度が設計基準強度に比べて、やや下まわっている。

c) 試験方法 実際の橋梁では、連結部に負の曲げモーメントが生ずる。しかし実験において、連結部に負の曲げモーメントを与えることは、試験体の都合でむずかしいので、本実験においては、PC 桁の上下を逆にして図-8 のように試験桁を置き、正の曲げモーメントが生ずるように載荷した。

試験荷重および繰り返し回数は、次のように定めた。繰り返し載荷における下限荷重は、1 t とした。上限荷重については、まず、連結鉄筋の設計計算応力度が連結

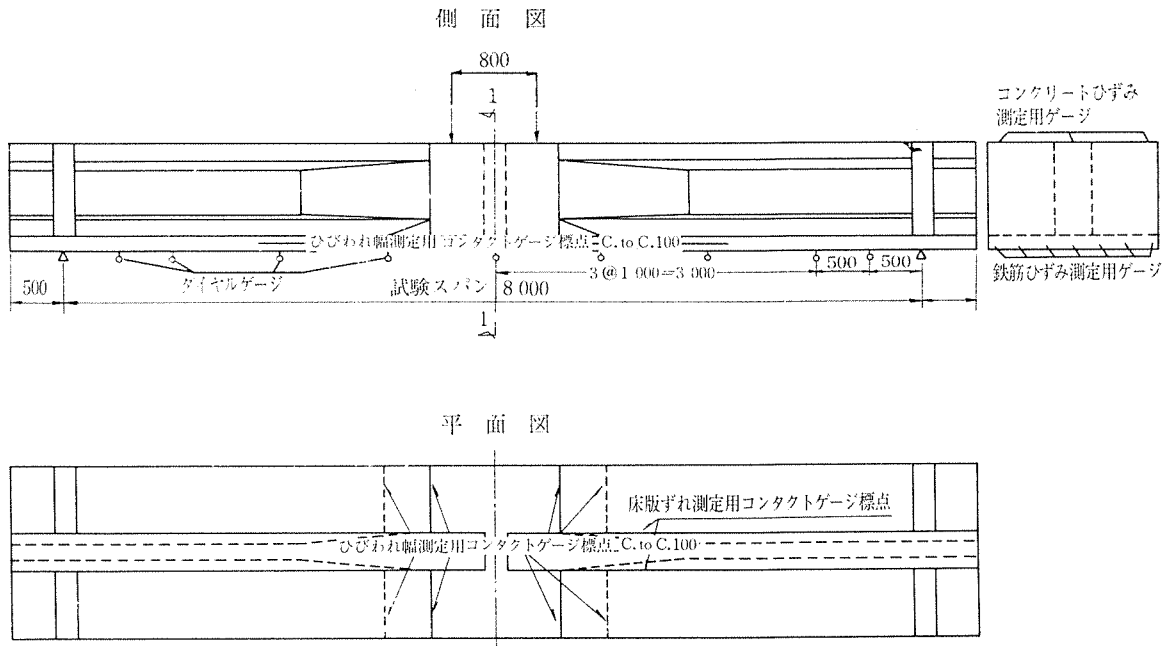


図-8 荷重方法および測定位置

表-4 コンクリート圧縮強度試験結果

種 別	設計基準強度 (kg/cm ²)	圧 縮 試 験 結 果 (平均値)			
		A 試 験 体		B 試 験 体	
		圧 縮 強 度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (kg/cm ²)	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (kg/cm ²)
主 桁	400	435	2.9×10.5	440	3.7×10.5
連結部横桁	300	306	2.8×10.5	Aに同じ	Aに同じ
床 版	240	189	2.1×10.5	203	2.4×10.5

鉄筋の許容応力度 1400 kg/cm² になるような荷重 (設計荷重相当の試験荷重) $P=8.44\text{ t}$ で約 200 万回繰り返し、次に設計計算応力度が許容応力度の 1.5 倍の 2100 kg/cm² となる上限荷重 (設計荷重の 1.5 倍相当の試験荷重) $P=17.17\text{ t}$ で約 100 万回繰り返し、さらに、設計計算応力度が許容応力度の 2.0 倍の 2800 kg/cm² となる荷重 (設計荷重の 2 倍相当の試験荷重) $P=25.89\text{ t}$ で約 100 万回繰り返した。上記の延べ約 400 万回繰り返し載荷後、静的に荷重を増大させ破壊に至らしめた。

測定は、約 50 万回繰り返し載荷ごとに図-8 に示す各点について行なった。すなわち、ダイヤルゲージによるたわみの測定、ワイヤーストレインゲージによる連結鉄筋およびコンクリート圧縮線のひずみの測定、コンタクトゲージによるひびわれ幅およびプレキャスト桁と床版のずれの測定を行なった。コンクリート試験体では、残留変形がかなり生じるので測定値はすべて初期の 0 点を基準として求めた。

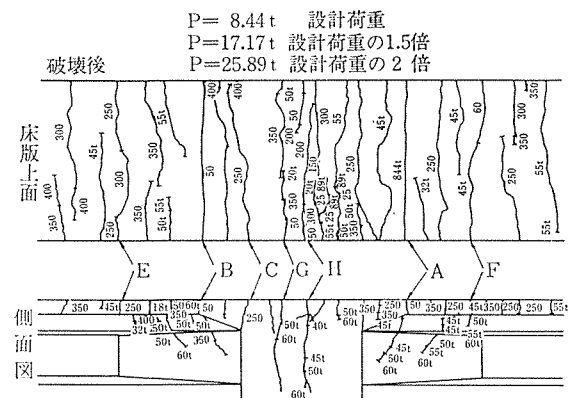
(2) 測定結果と考察

a) ひびわれについて

図-9, 10 にひびわれ発生

状況およびひびわれ幅を各上限荷重ごとに示した。図-9 においてひびわれに付した記号と図-10 の記号は対応させてある。

設計荷重相当の試験荷重 $P=8.44\text{ t}$ の静的載荷では、A, B 試験体とも片方の床版打ち継目にひびわれが発生し、その他の部分には、ひびわれは発生しなかった。 $P=8.44\text{ t}$ の上限荷重による繰り返し載荷では、静的載荷でひびわれの発生しなかった方の床版打ち継目に新たなひびわれが発生した。これらの床版打ち継目のひびわれ幅は 200 万回繰り返し載荷後も 0.05 mm 程度であった。



注: ~t とし付したひびわれは静的載荷によって発生したひびわれで数字は発生荷重(t)を示す。数字のみ付してあるひびわれは繰り返し載荷によって生じたひびわれで、数字はくり返し延べ回数(万回)を示す。

図-9 B試験体ひびわれ発生状況

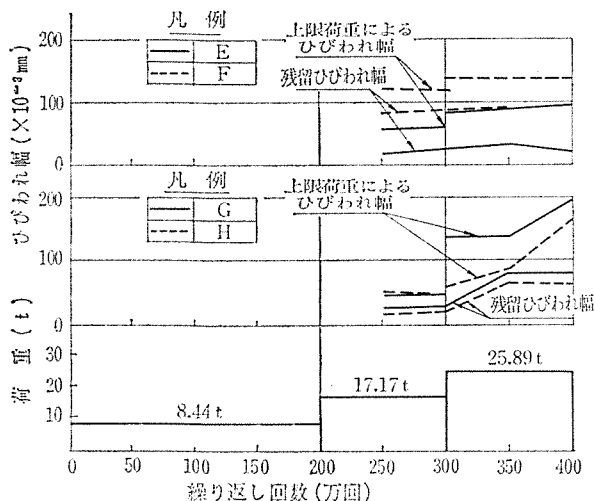


図-10 B試験体ひびわれ幅

床版打ち継目以外の位置に発生したひびわれは、コンクリートの収縮が原因と思われる微細なもので、これらのひびわれはコンタクトゲージ（精度は 0.01 mm 程度）の精度では測定不可能であった。設計荷重の 1.5 倍相当の試験荷重 $P=17.17\text{ t}$ の静的載荷では、ひびわれの発生および伸長はほとんど認められなかった。しかし、 $P=17.17\text{ t}$ の上限荷重による繰返し載荷では、横桁側面付近（ひびわれ C, D）および合成桁の床版（ひびわれ E, F）に新たなひびわれが発生した。しかし、そのひびわれ幅は、上限荷重時で 0.1mm 程度であった。

設計荷重の 2.0 倍相当の試験荷重 $P=25.89\text{ t}$ の静的載荷では、ひびわれの伸長および発生はわずかであったが、繰返し載荷では、かなり新たなひびわれが発生した。B 試験体では、プレキャスト桁にもひびわれの発生が認められた。しかし、ひびわれ幅についてみると、約 400 万回繰返し載荷後でも、上限荷重時で 0.2mm 程度である。以上のことから、一般の橋梁が受けると考えられる程度の載荷状態では、このような連結構造において鉄筋の腐食にとって有害なほどの大きさのひびわれ（0.2mm を越えるひびわれと考える）の発生および連結部の曲げ剛度を著しく低下させる連結横桁部の曲げひびわれの発生はないと考えられる。

b) たわみについて 図-11 に支間中央におけるたわみを示した。この図には、ひびわれ発生に際した計算値が示してある。計算値のうち、計算値 I は、実際の断面を用いて全断面有効として求めた値であり、ひびわれ発生前の計算値に相当する。次に、ひびわれが床版に発生した段階におけるたわみ量を計算値 II として示した。この計算値は、ひびわれは区間 l_1 の床版にのみ発生したものと仮定し、この区間においてはプレキャスト桁は全断面有効であるが、床版についてはコンクリー

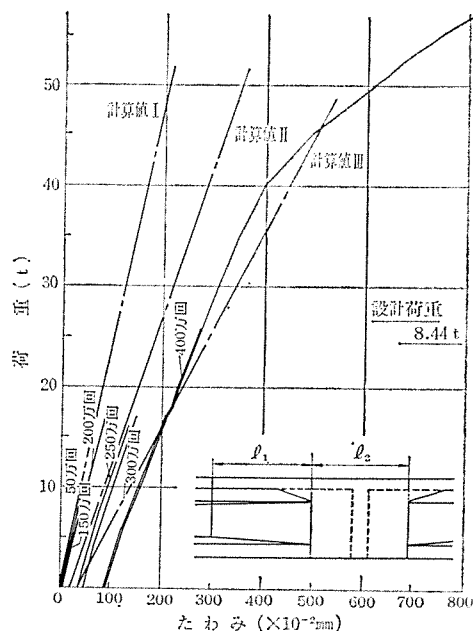


図-11 B試験体ひびわれ幅（支間中央）

ト断面を無視し、床版中の連結鉄筋のみが有効に働くとして求めた断面を用いて得られたものである。計算値 III は、床版にはひびわれは発生しないが、連結横桁部 l_2 にひびわれが発生したと仮定した場合の値である。この際 l_2 の区間内のプレキャスト桁にもひびわれが発生するものと仮定した。ひびわれ発生を考慮した計算値 II, III では、ひびわれ発生によって曲げ剛性が低下したために増大した死荷重によるたわみ分だけ 0 点を移動した。

図-11 を見ると、初期の静的載荷では、全断面有効と仮定した計算値 I とかなりよく一致しているが、繰返し載荷によって同じ大きさの荷重を載荷しても、そのときのたわみは大きくなることを示している。設計荷重の 1.5 倍相当の試験荷重 17.17 t で 100 万回繰返し載荷後は、設計荷重時におけるたわみ量が計算値 I の約 2 倍となり、床版にひびわれが発生したとした場合の計算値 II と同程度の値を示している。このことは、連結横桁部には、はっきりした曲げひびわれは発生していないが、床版にひびわれの発生している実際のひびわれ発生状況ともよく符号する（図-9 参照）。また、設計荷重の 2.0 倍相当の試験荷重 25.89 t の繰返し載荷では、さらにたわみの増大がみられるが、この程度の荷重の繰返しに対して、上限荷重時におけるたわみは、計算値 III を下まわっている。

たわみ測定結果から、このような連結構造を用いた、支点上をプレストレスしないポストテンション PC 連結合成桁を設計する際に、断面力の計算において連結部の曲げ剛性をどの程度に考えるべきかについて検討を加えてみる。

A試験体において、設計荷重相当の試験荷重の繰り返しに対して、全断面有効と考えた場合の計算値以上のたわみを示したことで、設計荷重の1.5倍相当の試験荷重を繰り返したのちに設計荷重相当の試験荷重に対してA、B試験体とも全断面有効とした場合の計算値の約2倍のたわみが生じていることなどから、連結部の曲げ剛性は合成桁部より小さく評価しなくてはならないと考えられる。断面力や変形の計算値にあたって連結部の曲げ剛性をどの程度にとればよいかということはむずかしい問題であるが、ある程度余裕を見込むということと、計算の便宜上からは、計算値Ⅲの計算において用いた仮定、すなわち、横桁部の曲げ剛性としては、この部分にひびわれが発生したとした場合の値をとればよいのではないかと考えられる。

5. あとがき

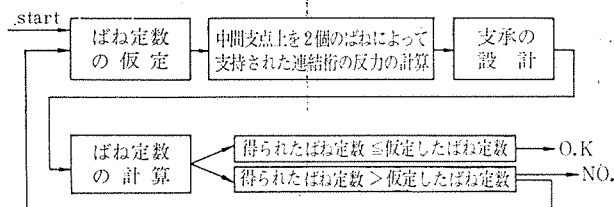
本報文は、高速道路調査会で研究された「PCポストテンション合成桁橋の連結構造に関する調査研究報告書」から、連結構造の設計検討および強度試験について抜粋したものである。ここで報告した連結構造は、中間支点を2点支承とする連結構造であるが、このほかに、中間支点を1点支承とする連結構造についても検討がなされているので、これについては、調査会の報告書を参照されたい。以下に、検討した結果と問題点について簡単にふれたい。

(1) 連結構造の設計検討

連結構造とは、中間支点上で、2個のばね支承によって支持された連結桁を連続桁と同様に働かせようとする構造であるが、これが設計上成立するのは、ある限られた範囲の小さなばね定数のときであることがわかった。ばね定数の大きさは、1500 t/cm程度であれば、これが2倍程度異なっても、桁の各部の断面力は、中間支点上に1個の支承によって支持された連続桁として設計計算しても、その差は数%以内にとどまっている。これに対し、反力の値は、ばね定数の大きさにかなり左右され、ある一定の値（たとえばスパン30mの桁に対しては、1200 t/cm程度）以下でないと、隣接して設置された支承間の最大反力と最小反力との比が大きくなり、隣接する支承を同一形式、同一形状のものをを用いようとするゴム支承の場合には、許容圧縮応力（最大50 kg/cm²、最小15 kg/cm²）の制限があって設計が不可能となる場合がある。本報文では、スパン30mの直線直橋に対して検討を行なっただけであるので、その他の場合には、どの程度のばね定数の支承を用いればよいか、定量的にはわからない。しかしながら、設計の手順、考え方は、3. 連結部の設計検討に示されているので、これによ

て検討を行なえば目的は達せられるものと思う。

ばね支承の設計は、日本道路協会「道路橋支承便覧」によって行なうことができるが、ばね定数については、実際に使用する程度の反力を受けもつ支承の実験的なデータが得られていないので、実際に使用する前に実験的に確かめておくのが望ましい。ばね定数を有する支承を設計するには、次の図のような作業で行なえばよい。



(2) 連結部の強度試験

2体の試験桁による強度試験によると、この連結構造で、設計曲げモーメントに対して十分な安全性があることがわかったが、設計荷重で200万回繰り返し荷重を受けると、連結部付近の床版にひびわれが発生し、わずかながらたわみが増大した。おそらくこの状態では、支点上の曲げ剛性が、わずかに低下したと思われる。設計では、これに対してスパン中央曲げモーメントの値を約1割増しとすることによって、繰り返し荷重による曲げ剛性の低下に対処することにした。

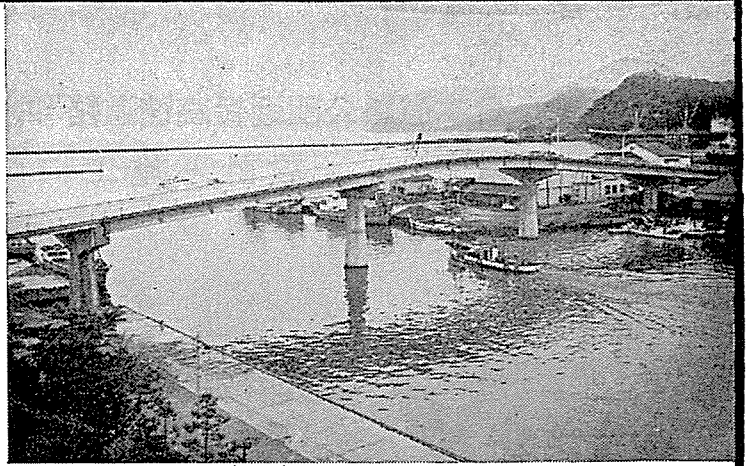
試験桁は、できるだけ正しい実験が行なうことのできるように、コンクリートの配合も試験練りによって決定し、たまたま床版部分は、設計基準強度240 kg/cm²に達しない200 kg/cm²のコンクリートとなったので、よけいにひびわれが生じやすかったのかも知れない。しかしながら、床版は桁作用と同時に輪荷重を直接受けるので、これに対しても十分安全であるような配慮が必要と思われる。

参 考 文 献

- 1) PCポストテンション合成桁橋の連結構造に関する調査研究報告書(昭和47年度), 財団法人高速道路調査会, 昭和48年2月,
- 2) 飛永良一, ほか5名: PCプレテンション桁を連結構造として使用した古川3号遊溢橋の設計と施工について, プレストレスト コンクリート Vol. 15, No. 2, 1973・4.
- 3) Mattock, A.H.: プレキャストコンクリート橋—PC合成桁の実験と理論解析—(1960)
- 4) 高速道路調査会コンクリート構造分科会: PCプレテンション桁橋の連結構造に関する研究, プレストレスト コンクリート Vol. 14, No. 3, 1972・6.
- 5) 大浜文彦, 小林和夫: プレキャストコンクリート連続合成ばりの力学的挙動に関する研究, 土木学会論文報告集 No. 206, 1972・10.
- 6) 建設省土木研究所構造橋梁研究室: ポストテンションPC合成桁橋連結部強度試験, 土木研究所資料 No. 792, 1973・1. 1973.6.20・受付



港大橋
(敦賀市)



ピーエスコンクリート設計施工並に製作
日本ピー・エス・コンクリート株式会社

顧問 山内一郎

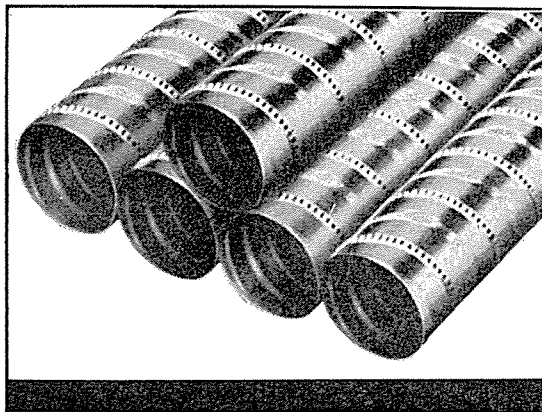
取締役社長 有馬義夫

本社	福井県敦賀市泉125号2番地	電話敦賀 1400(代)
東京支店	東京都千代田区大手町1丁目4番地(大手町ビル2階232号室)	電話東京 201-8651(代)
大阪支店	大阪市北区堂島上2丁目39番地(毎日産業ビル別館5階)	電話大阪 344-7731(代)
名古屋支店	名古屋市中村区広井町2丁目54番地(交通ビル5階52号室)	電話名古屋 571-4515(代)
福岡支店	福岡市天神一丁目10番24号(福岡三和ビル3階)	電話福岡 74-9426
北陸支店	福井県敦賀市泉125号2番地	電話敦賀 1400

スパイラル・シース®

〈標準型・WS型〉

●PC構造物・
工法に抜群の好
評をいただいで
おります



スパイラル・シースには標準型とWS型の二種類があり、用途、工法などによりご選択いただけます。

●用途
道路橋・鉄道橋、モノレール桁、ダム、水槽、タンク、海洋開発、沈埋トンネル、PCセグメント、舗装、プール、PCパイプ、PCヒューム管、他各種のPC構造物。

■国土建設に貢献する一



PC器材の専門メーカー

鋼弦器材株式会社

取締役社長 平野勝之助

本社工場 〒220 横浜市西区中央2丁目42番6号

電話 横浜045(321)5851番(代表)

大阪工場 〒570 大阪府守口市大久保町2丁目166番地

電話 大阪06(902)6473-4番

■神奈川県工業試験所で製品の優秀性実証!