

中戸橋の模型試験に関する報告

水野高明* 渡辺明*
 村里静男** 宮田良一**
 吉村善臣*** 村上義彦***

1. まえがき

長崎県中戸橋（大島一崎戸間）は各種工法を比較検討の結果、フレシナー式PC連続桁工法が採用されたが、筆者等は実橋の施工に先立ち九州鋼弦KK山家工場において模型桁を製作し、良好なる測定条件のもとで桁としての試験を実施し、プレストレス、曲げ・せん断応力、たわみ、支承反力そしてジョイント部を検討することによって、連続桁設計施工上の本質的な諸問題を解明しようとした。本文はその結果報告である。

2. 模型桁製作

(1) 縮尺の問題とケーブル定着法

実験解析の要点は、正確な相似律のもとに精度のよい模型を作ることにあるが、本桁の場合、すべての寸法を

同一縮尺で変化させたのでは実橋と同じ応力状態を現出することは不可能で、また応力状態を実橋と同一にしようとするれば、たわみの縮尺が全く異なったものとなり、プレストッシングによる不静定反力を同一にしようとするればケーブルの配置を特に変化させるか、長さ・断面寸法の縮尺を別々のものにする必要がある、という工合に非常に厄介な問題となる。従って本模型桁においては、試験の主眼を「実橋の設計計算と同一計算仮定に立って作られた任意の模型桁が外力に対しても計算仮定と同一作用をすること。連続桁として十分安全であること」の確認におき、単に中戸橋にかぎらず広くPC連続桁一般についての本質的解明を旨とするものとして、実橋に対する縮尺を、主として製作上の都合から、長さ1/4、巾・高さをそれぞれ1/2.5にした。図-1、写真-1に本模型桁の構造図ならびに試験全景を示す。なお、桁長

図-1 模型桁構造図

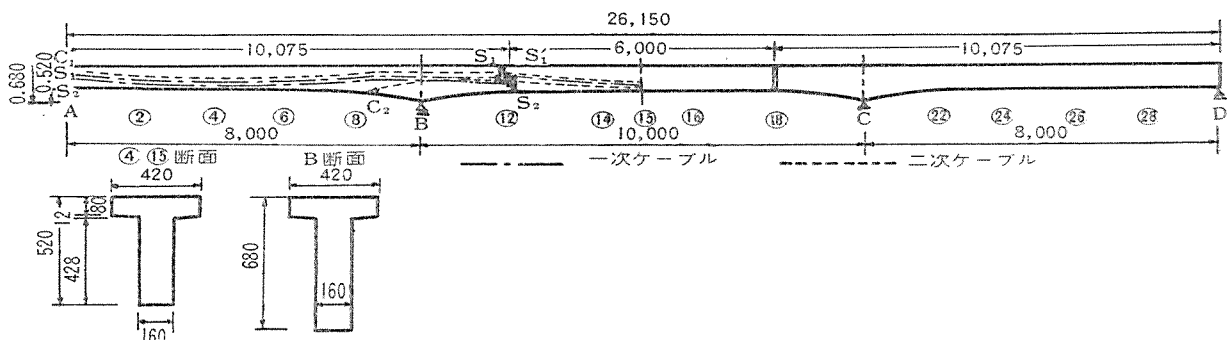
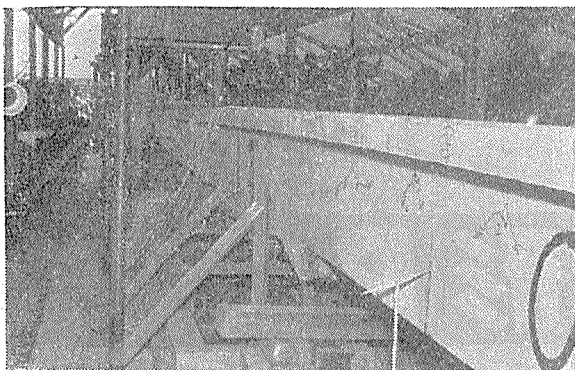


写真-1 模型試験全景



が短い場合にはケーブル定着部における、わずかのすべりがプレストレスに大きく影響するので、本模型桁ではM.D.C.工法¹⁾を採用することにした。

(2) コンクリートの配合

アサノベロセメントを用い、配合は表-1のとおりである。

表-1 コンクリートの配合

w/c	セメント	水	G/S	細骨材	粗骨材	
					A	B
34%	500 kg	170 kg	1.4	742 kg	777 kg	259 kg

(3) 桁の架設方式とジョイント

* 九州大学工学部
 ** 長崎県土木部道路課
 *** 九州鋼弦コンクリートKK

桁全長を、まず静定桁（この場合、2個の張出桁と1個の単純吊桁）に分け、それらに運搬架設できる程度のプレストレスを入れ、左右の張出桁を現場架設したのち、その間に単純吊桁を載せ連続ケーブルを緊張して連続性を与える。このような架設方式を採る場合、そのジョイントの型式が問題となる。本模型桁においてはゲルバー型とバット型を併用して、その優劣を決定しようとした。

3. 試験の名称と種類

(1) 桁架設中の試験

第一次試験：静定ケーブル緊張時の摩擦損失、第一次プレストレス および たわみ測定

第二次試験：連続ケーブル緊張時の摩擦損失、第二次プレストレス、二次反力 および たわみ測定

(2) 桁完成後の試験

第三次試験：活荷重による静的応力、反力 および たわみ測定

4. 第一次・第二次試験

摩擦損失、プレストレス、二次反力についてのみ簡単に記す。

(1) ケーブルの摩擦損失測定

表-2 μ, λ の実測値と設計計算値

	μ		λ	
	実測値	設計値	実測値	設計値
静定ケーブル	0.32	0.30	0.0034	0.004
連続ケーブル	0.34	0.30	0.0040	0.004

(2) プレストレス測定

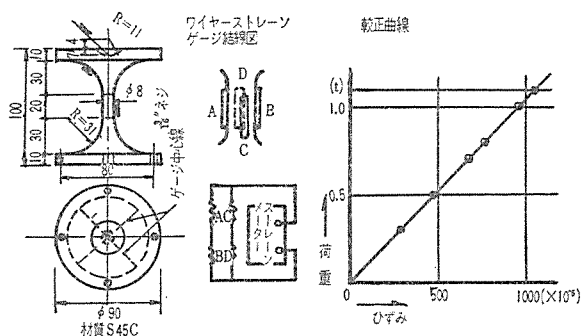
表-3 (第一次+第二次) プレストレス

種類	スパン	断面	第一次測定値			第二次測定値			(第一次+第二次)測定値			
			実測値	計算値	実測値/計算値	実測値	計算値	実測値/計算値	実測値	計算値	実測値/計算値	
プレ ス ト レ ス	中央スパン	③	上	8.2	12.9	0.64	21.3	11.5	1.85	29.5	24.4	1.21
			下	44.9	38.0	1.18	67.6	77.8	0.87	112.5	115.8	0.97
	中央支 承部	④	上	42.7	42.0	1.01	38.2	51.4	0.74	80.9	93.7	0.86
			下	29.4	32.3	0.91	8.3	14.7	0.56	37.7	47.0	0.80
	側 支 部	⑤	上	43.7	42.3	1.03	41.8	51.4	0.81	85.5	93.7	0.91
			下	26.8	32.3	0.83	14.8	14.7	1.07	41.6	47.0	0.89
両 側 ス パ ン	⑥	上	6.5	9.9	0.66	22.0	24.6	0.89	28.5	34.5	0.83	
		下	124.0	94.0	1.32	27.0	19.9	1.35	151.0	113.9	1.32	
	⑦	上	9.5	9.9	0.96	35.6	24.6	1.45	45.1	34.5	1.30	
		下	101.4	94.0	1.08	30.1	19.9	1.51	131.5	113.9	1.15	

(3) 二次反力測定

a) 反力計製作²⁾ PC不静定構造物ではプレストレスによって支承反力が変化し、二次的な不静定反力が生ずる。本試験において、これを実測すべく適当な反力計を探したが、高精度かつ安価なものは得がた

図-2 中戸Ⅰ型反力計 (0.025~1.500 t 用)



く、いろいろ試作改良の結果、図-2 に示すごときものを設計し使用した。

b) 測定結果

表-4 二次反力の実測値と計算値

支 承	C ₂ ケーブル緊張		C ₁ ケーブル緊張	
	実測値	計算値	実測値	計算値
B	-186 kg	-234 kg	+216 kg	+185 kg
C	-150	-234	+205	+185

(4) 第一次・第二次試験結果考察

a) 摩擦試験結果、 μ, λ ともに設計計算値とよく一致した。

b) プレストレスについては、支承ハンチ断面の応力分布がケーブルの通過する付近で最も大きく、負モーメントに対し大切な上縁プレストレスが、設計計算値より20%も小さく（目下光弾性実験にて吟味中、後日報告する）、平面保持則が成立しない結果を認めた以外は、大体満足すべき結果であった。

c) ケーブル配置の多少の誤差が、横方向曲げ剛度の小さい本桁においては大きく影響し、わずかではあるが桁の横方向そり出しを誘発し、反力計を少し曲げるという結果を招いたから、表-4 の値から定量的に結論を下すことはさしひかえるが、大体において妥当な結果を示していると思われ、特に定性的にはその増減の様相など十分に確認できたわけで、有益であった。

5. 第三次試験

第三次試験においては桁完成後の活荷重試験を実施する。

その順序は、a) 桁自重による支承反力測定、b) 影響線図測定、c) 設計荷重試験、d) 支承沈下試験、e) せん断試験、f) きれつ試験、g) 破壊試験、とする。

(1) 測定方法および計測機器

応力・たわみ測定には、第一次・第二次試験同様、それぞれストレインメーター、ダイヤルゲージ (1/100 mm) を使用した。支承反力測定用として、中戸Ⅱ型 (設

計荷重試験用, $\phi 15$ mm), 中戸 III 型 (破壊荷重試験用 $\phi 35$ mm) を製作した (写真-2)。

(2) 測定断面および測定箇所

図-3 の断面で, 応力, たわみ, 反力, 等を測定した。

a) 桁自重による支承反力測定 中戸 II 型反力計で各支承力を測定した結果と, 鋼線・鉄筋, など厳密に考慮した理論反力とを比較して 表-5 に示す。

表-5 支承反力の実測値と計算値

支 承	A	B	C	D	総 計
実 測 値	0.96 t	2.61 t	2.62 t	0.98 t	7.17 t
計 算 値	0.91	2.54	2.54	0.91	6.90
実測値/計算値	1.05	1.03	1.03	1.08	1.04

写真-2 中戸 I・II・III 型反力計

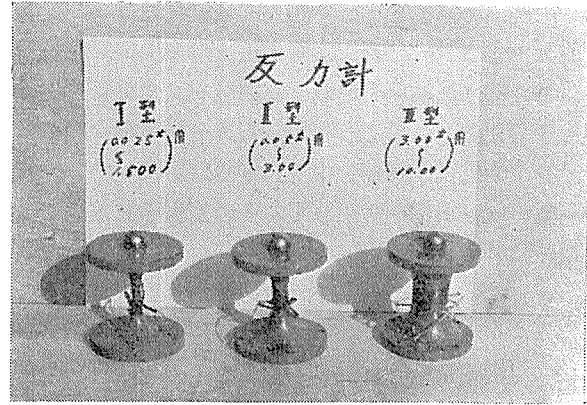
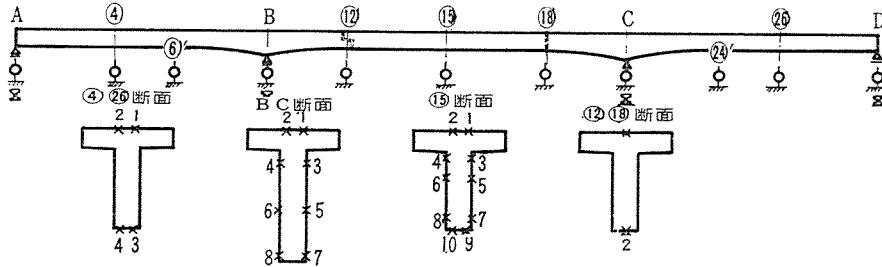


図-3 応力-たわみ測定断面および測定箇所



b) 影響線図測定 図-4 に示すごとく線荷重 3.5 t を各格点上に移動載荷して, 反力・モーメントの影響線図を求める。

① 反力の影響線図: 反力の実測結果を, 単位荷重に

図-4 影響線図測定要領図

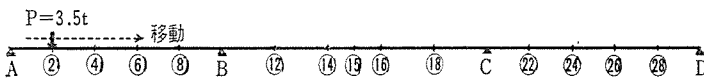


図-5 支承反力の影響線図 (A, B 支承)

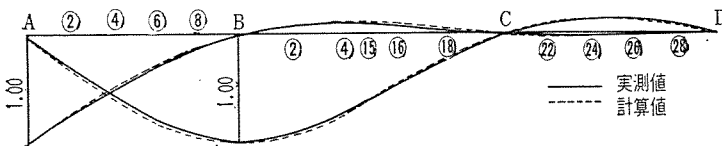


表-6 支承反力の実測値と計算値 (影響線図試験)

支 承	A		B		C		D		計	
	実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値
②	0.75	0.75	0.29	0.31	-0.07	-0.08	0.01	0.02	0.98	1.00
④	0.52	0.51	(0.56)	0.59	-0.12	-0.13	0.02	0.03	0.98	1.00
⑥	0.31	0.30	0.78	0.81	0.13	-0.14	0.02	0.03	0.99	1.00
⑧	0.13	0.12	0.92	0.96	0.09	-0.10	0.02	0.02	3.49	1.00
⑫	-0.09	-0.09	0.91	0.93	0.22	0.21	-0.05	-0.05	1.00	1.00
⑭	-0.11	-0.12	0.74	0.74	0.49	0.47	-0.09	-0.09	1.03	1.00
⑮	-0.10	-0.11	0.61	0.61	0.62	0.61	-0.10	-0.11	1.03	1.00
⑯	-0.09	-0.09	0.48	0.47	0.75	0.74	-0.11	-0.12	1.03	1.00
⑲	-0.04	-0.05	0.22	0.21	0.93	0.93	-0.09	-0.09	1.01	1.00
㉑	0.01	0.02	-0.09	-0.10	0.93	0.96	0.11	0.12	0.95	1.00
㉓	0.03	0.03	-0.13	-0.14	0.78	0.81	0.27	0.30	0.96	1.00
㉕	0.03	0.03	0.12	-0.13	0.56	0.59	0.48	0.51	0.95	1.00
㉗	0.02	0.02	-0.11	-0.08	0.30	0.31	0.78	0.75	0.99	1.00

換算したものをその下に示した。図-5 は 表-6 をもとにして画いた A・B 支承反力の影響線図である。

② モーメントの影響線図: 格点移動荷重に対する上縁応力度の実測値 σ' から, 断面モーメント M を逆算して影響線縦距 η を求める。 η' を上縁に関する断面係数とすれば $\eta = \sigma' \eta' / 3.5$ と表わされるから, この式で η を計算し, このうち⑮・C 断面について図示すれば 図-6 となる。

③ 設計荷重試験: 図-7 に示す 載荷に対し, 応力・たわみ・反力, 等を測定した。載荷 I・III・IV に対する応力の測定結果を 表-7 に示し, このうち比較的異常な B・C 支承断面応力分布 (載荷 III・V) を 図-8 に示す。

④ 支承沈下試験: 連続桁橋においては橋脚・基盤不良などによる支承沈下が重要な影響をおよぼすので, 設計施工にあたっては特に注意する必要がある。本模型桁では中間支承沈下による最危険断面はジョイント部であるから, その下縁応力度が理論上で 0 になるまでの弾性限内沈下試験を実施した。測定は B 支承沈下, C 支承沈下, そして B・C 支承沈下の 3 種類について実施した。各場合について応力・たわみ・反力, 等を測定したが, そのう

表-7 応力の実測値と計算値(設計荷重試験)

断面	載荷状態 ゲージ 番号	荷 載 I			荷 載 II			荷 載 III			荷 載 IV								
		ひずみ ($\times 10^{-6}$)			ひずみ ($\times 10^{-6}$)			ひずみ ($\times 10^{-6}$)			ひずみ ($\times 10^{-6}$)								
		第1回	第2回	平均	第1回	第2回	平均	第1回	第2回	平均	第1回	第2回	平均						
④	上縁	229.5	225.0	227.3	84.8	74.5	1.14	41.0	41.5	41.3	15.4	16.4	0.91	106.5	104.5	105.5	39.4	44.8	0.88
	下縁	-263.0	-252.5	-257.8	-96.2	-105.1	0.92	55.0	45.5	50.3	18.8	23.1	0.81	-143.5	-153.5	-148.5	-55.4	-63.2	0.88
⑤	上縁	60.5	44.0	52.3	19.5	21.3	0.92	63.0	61.5	62.3	23.2	25.0	0.93	180.5	182.0	181.8	67.8	75.4	0.90
	下縁	-24.0	-10.5	17.3	6.5	7.2	0.90	-23.5	-23.0	-23.3	8.7	8.4	1.04	60.0	62.0	61.0	22.8	25.2	0.90
⑥	上縁	6.5	22.5	14.5	5.4	8.3	0.65	9.5	17.5	13.5	5.0	10.1	0.50	59.5	57.0	58.3	21.7	30.9	0.70
	下縁	25.0	43.0	34.0	12.7	24.0	0.53	40.0	41.5	40.8	15.2	28.4	0.54	131.0	128.5	129.8	48.4	86.0	0.56
⑦	上縁	39.5	20.5	30.0	11.2	11.5	0.97	240.0	234.0	237.0	88.4	73.6	1.20	143.0	136.0	139.0	51.8	53.7	0.96
	下縁	-18.0	-16.0	-17.0	6.3	4.2	1.50	69.5	68.5	69.0	25.7	27.2	0.94	55.0	58.0	56.5	21.1	19.2	1.10
⑧	上縁	6.5	4.0	5.3	2.0	0	—	1	0.5	0.8	0.3	0	—	1.0	2.5	1.8	0.7	0	—
	下縁	13.5	16.0	14.8	5.5	8.1	0.68	-113.5	-112.0	-112.8	-42.1	-50.4	0.84	-87.0	-85.0	-86.0	-32.1	-36.9	0.87
⑨	上縁	10.5	11.5	11.0	4.1	6.6	0.62	-65.0	-61.5	-63.3	-23.6	-25.0	0.94	-53.0	-50.5	-51.8	-19.3	-18.8	1.03
	下縁	1.0	2.0	1.5	0.6	2.3	0.26	-23.0	-22.5	-22.8	8.5	8.4	1.01	-14.0	-15.5	-14.8	5.5	6.0	0.92
⑩	上縁	8.0	7.5	7.8	2.9	2.5	1.16	20.5	21.5	21.0	7.8	10.1	0.77	19.0	19.5	19.3	7.2	7.8	0.92
	下縁	-13.5	-13.5	-13.5	5.0	7.4	0.63	42.5	44.0	43.3	16.0	28.4	0.57	38.5	38.5	38.5	14.4	21.5	0.67
⑪	上縁	7.5	—	7.5	2.8	4.2	0.67	-39.5	-38.5	-39.0	-14.5	-16.4	0.88	-30.5	-29.0	-29.8	-11.1	-12.2	0.91
	下縁	-14.0	-17.5	-15.8	5.9	5.9	1.00	52.0	48.5	50.3	18.7	23.1	0.81	39.0	42.5	40.8	15.2	17.3	0.88

ち応力の実測値と計算値を比較して表-8に示す。

⑤ せん断試験：中間支承より30cm離れた位置に設計荷重を載荷し、各支承反力を測定しながら、せん断に対する桁の安全性を確認し、あわせてジョイント部を検討した。異常は全然認められなかった。

⑥ きれつ試験：図-9に示すごとく桁中央断面に集中荷重を載荷し、初きれつ発生を確認後、漸次荷重を除いてもとの状態に戻し、再び荷重を増加して再きれつに

図-6 モーメントの影響線図(⑤C断面)

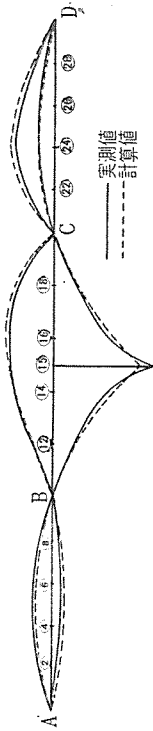


図-7 載荷要領図

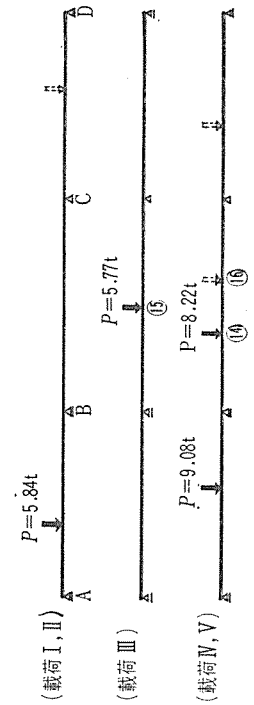


図-8 B,C断面応力分布図

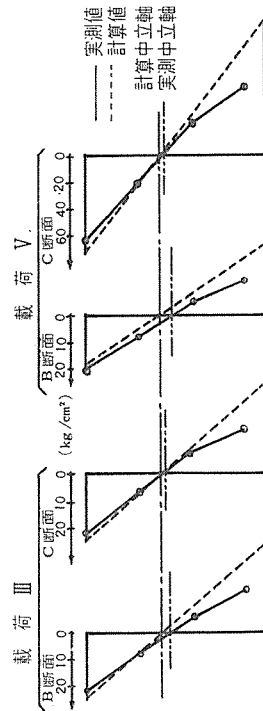
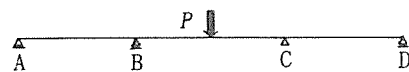


図-9 きれつ試験要領図



至るまでの応力、たわみ、反力、等を測定した。

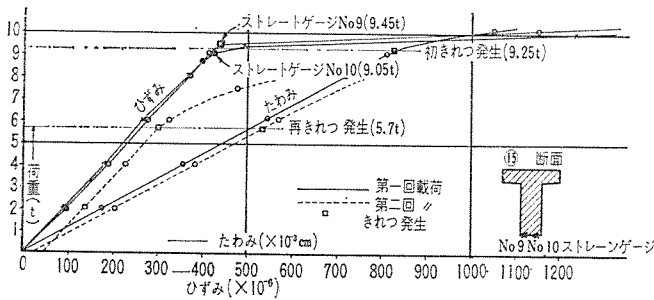
この桁においては初きれつは理論上⑤断面に発生する。同断面下縁には第一次・第二次プレストレスングの際に116kg/cm²のプレストレスが実測されたが、き

表一8 応力の実測値と計算値 (沈下試験)

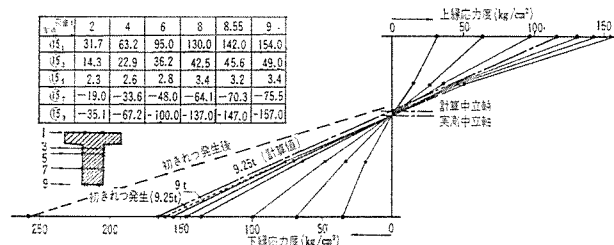
断面	測点	ゲージ番号	◎ 支承 1 cm 沈下			③ ④ 支承 2 cm 沈下		
			実測値	計算値	実測値 計算値	実測値	計算値	実測値 計算値
④	上縁	1~2	-12.3	-11.2	1.10	11.2	11.5	0.98
	下縁	3~4	13.6	15.9	0.86	-14.5	-16.2	0.90
⑤	上縁	1~2	-16.2	-17.6	0.92	17.9	18.0	1.00
	下縁	7~8	15.1	19.9	0.76	-13.4	-20.4	0.66
⑬	上縁	1~2	5.8	7.3	0.80	27.2	28.8	0.95
	下縁	9~10	-10.0	-10.3	0.97	-40.3	-40.7	0.99
⑭	上縁	1~2	21.4	26.9	0.80	15.3	18.0	0.84
	下縁	7~8	-24.8	-30.3	0.82	-15.3	-20.4	0.75
⑯	上縁	1~2	16.4	17.2	0.96	11.2	11.5	0.98
	下縁	3~4	-25.0	-24.3	1.03	-15.7	-16.2	0.97

れつ試験までのコンクリートの乾燥収縮・クリープによる応力減少量を考慮すると、結局 104 kg/cm² がたくわえられていたことになる (理論値 108 kg/cm²)。これにコンクリートの引張強度を加えると、荷重 9.3 t で初きれつが発生する計算になる。なお初きれつ発生を目で確認することは困難で、かつ不正確であるから、問題点のストレインゲージの読みの動向から決定した。すなわち、きれつがゲージを横切って発生した場合には測定ひずみが急増し、さもなきときは急減するので、これを利用した。図一10 に⑯断面の下縁ひずみ、ならびにたわみの動向を示し、図一11 に同断面の応力分布図を示す。

図一10 ⑯断面下縁ひずみ、たわみの実測曲線
(初きれつ発生 $\frac{9.45+9.05}{2}=9.25\text{ t}$)



図一11 ⑯断面応力分布図



これらによると、初きれつ発生までは荷重一ひずみ、荷重一たわみ両曲線ともに直線性を保持し、以後は急激なひずみ・たわみの増加が認められる。本試験においては⑯断面における初きれつ発生が左右同時でなく、おの荷重 9.05 t (ゲージ No. 9 で確認)、9.45 t (ゲ

ージ No. 10 で確認) で確認されたので、これらの平均値として 9.25 t を初きれつ発生荷重とする。この妥当性は荷重一たわみ曲線の動向からも実証されている。荷重を 0 に戻したときの残留ひずみ、たわみは、それぞれ 4×10^{-6} 、 2.04×10^{-3} cm が実測され、再び荷重を増加して 5.7 t (設計荷重は 5.77 t) で再きれつの兆候を認めた。一般に再きれつの確認は困難であるが、初きれつ発生後においては、すでにコンクリートの引張強度は 0 であるから、荷重によってプレストレスが減殺されると、きれつは急速に進行し、断面中立軸の上昇にともない、ひずみの増加率が変化することを旨とする。

以上の実測結果からコンクリートの引張強度を算出し計算値と比較したものが表一9 である。ただし乾燥収縮・クリープなど実測していないから、この結果が正確なものとは言いがたい。

表一9 コンクリートの引張強度実測結果

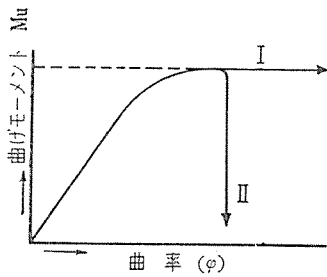
測定断面	下縁応力度 (kg/cm ²)	第一次+第二次プレストレス	荷重 9.25 t	荷重 5.7 t
			初きれつ発生時応力度	再きれつ発生時応力度
⑯	実測値	104	161	110
		57	51	
⑯	計算値	108	166	103
		58	63	

●コンクリートの乾燥収縮、クリープについて●

本桁のような架設方式をとる場合のコンクリートの乾燥収縮、クリープについては、静定桁から不静定桁に移行する各過程に応じて計算を行なえばよいわけであるが、連続ケーブル緊張後においては、それまで静定桁に作用していた第一次プレストレス・死荷重も、第二次プレストレスとともに不静定桁に作用することとなり不静定反力を変化させるから相当厄介になる。一般に不静定構造物におけるこのような不静定反力の変化を計算することは、連立微分方程式を用いて可能であり、本桁の場合には対称の理由から不静定力は一つとなり、単独の微分方程式を解けばよいことになる。しかしながら本設計においては、計算が煩雑なこと、 $\epsilon_s \cdot \phi$ 値自体不明確なところが多く、20~40% の巾を有すること⁹⁾、荷重による反力に比し非常に小さいこと、等を考慮して、厳密解は求めず不静定反力変化の影響を無視した簡略計算を行なった。実測を行なってこれらを比較検討できなかったのは残念であり、今後研究したい。

⑦ 破壊試験：きれつ試験に引続き、その荷重を増加して桁の破壊を実測し、モーメント再分配の様相、等を調べた。3スパン連続桁の場合、不静定次数は 2 であるから、塑性ヒンジが 3 個発生したとき不安定となり破壊する。しかしながら、実際上必ずしもこのように 3 個の塑性ヒンジを形成して、完全なモーメントの再分配が行なわれるとはかぎらない。すなわち、そのためには、最初に発生したヒンジが最後のヒンジ発生まで塑性的に変形可能でなければならない。つまり図一12 の曲線 I の

図-12 M-φ 曲線

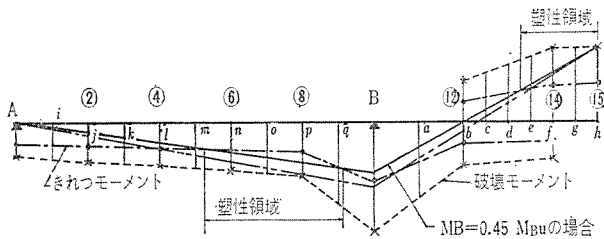


曲線のごとく、M-φ 曲線の水平部が相当長いことが必要である。曲線Ⅱのような場合には、桁はモーメントの再分配前に破壊するからである。

PC 構造物は一般に曲線のⅠ型に属するといわれているが、 A_p/bdh (ただし A_p : 鋼線断面積) が大きい場合には、鋼線応力が十分大きくならないうちに圧縮側コンクリートが破壊を起し、大きな部材回転角は生じ得ず、またボンド、きれつ分布、せん断傾斜きれつ等の要因にも支配されて必ずしも完全なモーメントの角分配は期待できない。しかも危険断面が必ずしも荷重断面、支承断面にあるものとは限らず、ジョイントが危険になることもあり注意を要する。

さて、この模型桁の破壊においては⑮断面に塑性ヒンジを認めたと、モーメントの再分配は十分行なわれなかったため、いま中間支承断面のモーメント M を種々仮定し、支承Bにおける適合の条件を満足するモーメントを求める (図-13)。

図-13 桁破壊時のモーメント分布



支承Bの左右で塑性回転は等しいという条件は

$$\sum_A^B \frac{x}{l} \Delta\theta + \sum_B^C \left(1 - \frac{x}{l}\right) \Delta\theta = 0 \dots\dots\dots (1)$$

で与えられ、対称であるから、さらに変形すると

$$\frac{c}{B} \left(1 - \frac{x}{l}\right) \Delta\theta = \frac{c}{B} \frac{x}{l} \Delta\theta = \frac{1}{2} \left[\sum_B^C \left(1 - \frac{x}{l}\right) \Delta\theta + \sum_B^C \frac{x}{l} \Delta\theta \right]$$

$$\therefore \sum_B^C \left(1 - \frac{x}{l}\right) = \frac{1}{2} \sum_B^C \Delta\theta = \sum_B^C \frac{h}{B} \Delta\theta$$

となり、結局 (1) 式は (2) 式に書きかえられる。

$$\sum_A^B \frac{x}{l} \Delta\theta + \sum_B^C \frac{h}{B} \Delta\theta = 0 \dots\dots\dots (2)$$

この式を計算するにあたり、Guyon が $A_p \sigma_{pu} / bd \sigma_{cu} = 0.2 \sim 1.2$ の範囲で実験的に与えた 図-14 を利用する。 σ_{pu} は鋼線引張強度、 ρ_u は破壊時の曲率半径である。

計算表を表-10 に示したが、これによると (2) 式を満足するのは B・C 支承断面モーメントが同断面の破壊

図-14 $\frac{M}{M_u} - C$ 曲線 (Guyon)

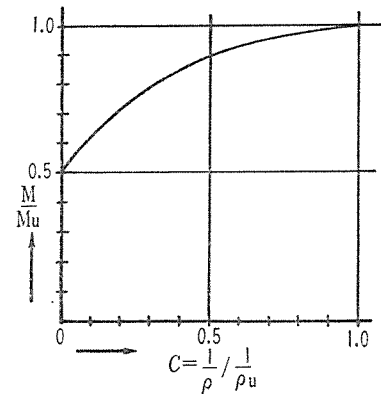
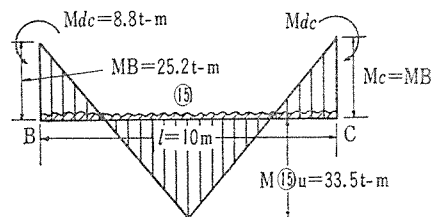


表-10 塑性回転計算表

桁	区間	Δx(m)	M/M _u	C	CΔx	x	x/lCΔx
I	B~e	Neg.					
	e~f	0.5	0.61	0.08	0.040		
	f~g	0.5	0.75	0.23	0.115		
	g~h	0.5	0.93	0.61	0.305		
回転 $\sum C \Delta x = 0.46/P_u$							
II	A~l	Neg.					
	l~m	0.80	0.59	-0.07	-0.056	3.6	-0.025
	m~n	0.80	0.69	-0.16	-0.128	4.4	-0.070
	n~o	0.80	0.75	-0.23	-0.184	5.2	-0.120
	o~p	0.80	0.79	-0.29	-0.232	6.0	-0.174
	p~q	0.80	0.67	-0.14	-0.112	6.3	-0.095
	q~B	Neg.					
回転 $\sum \frac{x}{l} C \Delta x = -0.48/P_u$							

図-15 破壊時モーメント



抵抗モーメントの 45% である場合であるから、図-15 に示したように $M_B = 55.9 \times 0.45 = 25.2 \text{ t-m}$ とし、⑮断面の破壊抵抗モーメント $M_{13u} = 33.5 \text{ t-m}$ 、中央スパン自重モーメント $M_{ds} = 3.3 \text{ t-m}$ 、側スパン自重モーメント $M_{dc} = 8.8 \text{ t-m}$ より破壊荷重 P_u を求めると

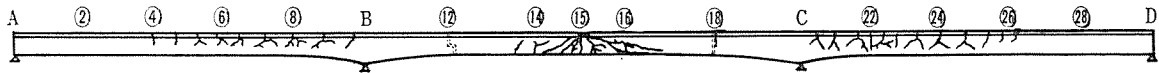
$$P_u = \frac{4}{l} [M_{13u} + M_B + M_{dc} + M_{ds}]$$

$$= \frac{4}{10} [33.5 + 25.2 + 8.8 + 3.3] = 25.7 \text{ t}$$

となり、実測値 26.5 t に近似する。図-16 に示した実測きれつ図も 図-13 に設定したモーメント分布が妥当であることを示している。

⑧ 第三次試験結果考察

図-16 き れ つ 時



③ 桁自重による支承反力測定結果 実測自重が設計自重より大きいので、本模型桁の単位体積重量を算出（コンクリート 2.44 t/m³、鋼材等 0.157 t/m³）し補正したところ、総重に対し、わずか4%の差異で合致した。

④ 影響線図測定結果 反力の影響線図は、表-6、図-5 に示すごとく、Guldan's Table を用いて計算した理論影響線図ときわめてよく一致した。本模型桁が連続桁として十分働いていることを意味し、かつ静定桁を連続ケーブルで結合して連続桁にする架設方式の妥当性を実証している。総体的に応力の実測値は計算値より小さく、その近似度は測定断面が荷重点に近いほどよい。プレストレッシングに際して異常を示した B・C 支承ハンチ断面の下縁部が、活荷重に対しても同様の傾向を示し、実測値は計算値より非常に小さい。一般に設計理論における支承モーメントは過大を与えること、ハンチの影響、弾性係数のとり方、等に起因するものと思われる。

⑤ 設計荷重試験結果 各載荷状態に対する応力の実測値と計算値は、B・C 支承断面下縁部を除けば大体においてよく合致している。図-8 の B・C 支承断面応力分布図によれば下縁実測応力値は計算値の約 1/2 であり、中立軸にも若干の下降が認められる。たわみの実測値は計算値の 0.5~0.9 の範囲で、両者の差異は応力の場合より大きい。このことはコンクリートの圧縮弾性係数を用いて、たわみを計算する場合、一般的にもしばしば経験される。反力の実測値、計算値は、ともによく合致した。

⑥ 支承沈下試験結果 支承断面下縁の実測応力が比較的過小値を示したが、他の測点では計算値にきわめてよく一致した。支承反力についても同様である。ジョイントはゲルバー型、バット型いずれにも異常を認めなかった。

⑦ せん断試験結果 支承反力の実測値が計算値の 95~98% でよく合致した。すなわち設計せん断力は確実に働いたことになるが、いずこにも異常を認めなかった。

⑧ きれつ試験結果 初きれつ発生荷重は理論値 9.3 t に対し実測値 9.25 t、再きれつ発生荷重は 5.77 t に対し 5.7 t であった（図-10,11）。きれつ試験結果から算出したコンクリートの引張強度は 57~58 kg/cm² で P C 設計指針の値より若干小さい（ただしクリープ等について測定していないからこの実測値は厳密な

値ではない）。

⑨ 破壊試験結果 中央スパン中央⑮断面の破壊抵抗モーメントは 33.5 t-m、すなわち荷重 20 t で破壊する計算であるが、実際には 26.5 t で破壊した。この模型桁ではモーメントの再分布が十分に行なわれなかったので中間支承断面において適合の条件式を満足するモーメント分布を求め、塑性計算により破壊荷重を計算すると 25.7 t となり実測値に近似する。ジョイントは両型とも健在であった。

6. 結 論

1. P C 連続桁に対する従来の設計理論は、支承ハンチ断面における局部的問題を除いて大体正しく、設計荷重に対し十分安全である。

2. P C 不静定構造物の破壊安全率は塑性理論を用いて定める方がよい。弾性設計によるものは安全率は非常に大きくなるが不経済である。

3. この試験結果から、ゲルバー型・バット型ジョイントの優劣は決め得ない。むしろ施工上から決めらるべきであろう。

4. 今後、P C 不静定桁の破壊付近における回転と変形、きれつ分布・巾、塑性領域、せん断きれつ発生状況などに注目し、モーメントと曲率の関係を一そう明らかにすることによって、桁破壊のメカニズムを究明する必要がある。

終りに、御懇切なる御助言を賜わった F.K.K. 猪股俊司博士に深謝するとともに、本実験遂行に御協力頂いた九大大学院 石川達夫氏、長崎県道路課各位、そして九州鋼弦コンクリート K K 各位、特に同社 鈴木哲夫氏に謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) 吉村善臣：プレストレスト コンクリートのポストテンション工法における引張材の定着装置について、土木学会誌、第 44 巻 6 号
吉村善臣・須川 昭：P S コンクリートの国産工法 M. D. C. によって製作したポストテンション桁の曲げ試験報告、プレストレスト コンクリート、第 2 巻 2 号
- 2) 水野高明・渡辺 明：反力計の試作とその実測値について、九大工学集報、第 34 巻 2 号
- 3) 猪股俊司：プレストレスト コンクリートの設計および施工、技報堂
- 4) Y. Guyon : Prestressed Concrete, II

1961.6.20・受付