

三鷹航空技術研究所せん音速風洞上家工事 にともなう現場測定結果の概要

中 野 清 司

1. ま え が き

この報告は昨年後半に施工された科学技術庁三鷹航空技術研究所のスパン約 20 m の大バリおよびこれと直交する小バリの応力導入の状態を調べるために行った現場測定に関するものである。

2. 建 物 の 概 要

図-1 に示すとおり平面 20×68.75 m, 軒高 21.900 m (うち 16.6 m まで鉄骨鉄筋コンクリート柱, 5.3 m がプレストレスト

コンクリート柱), プレストレスト コンクリート大バリはスパン 20 m, ラーメン間隔 6.250 m である。主ラーメンは現場打ちコンクリート, ハリ 12- ϕ 7 mm ケーブル 6 本でプレストレスし, 柱 1 本当り 20- ϕ 25 mm 鋼棒

でプレストレスした。プレストレス ラーメン柱脚は, プレストレス導入作業後, 下部柱の鉄骨と溶接の上コンクリートで被覆されている。桁行バリは $30 \times 60 \times 6.250$ m のプレキャスト バリを大バリの上に架設し 3 本づつ

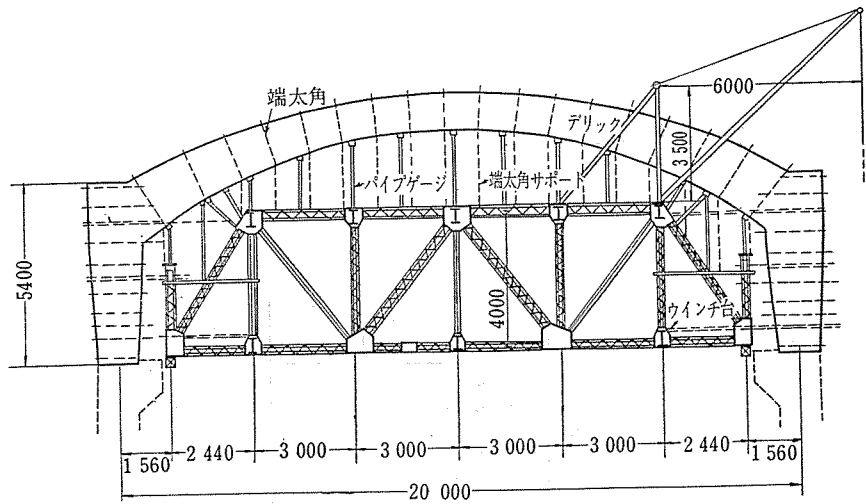


図-1

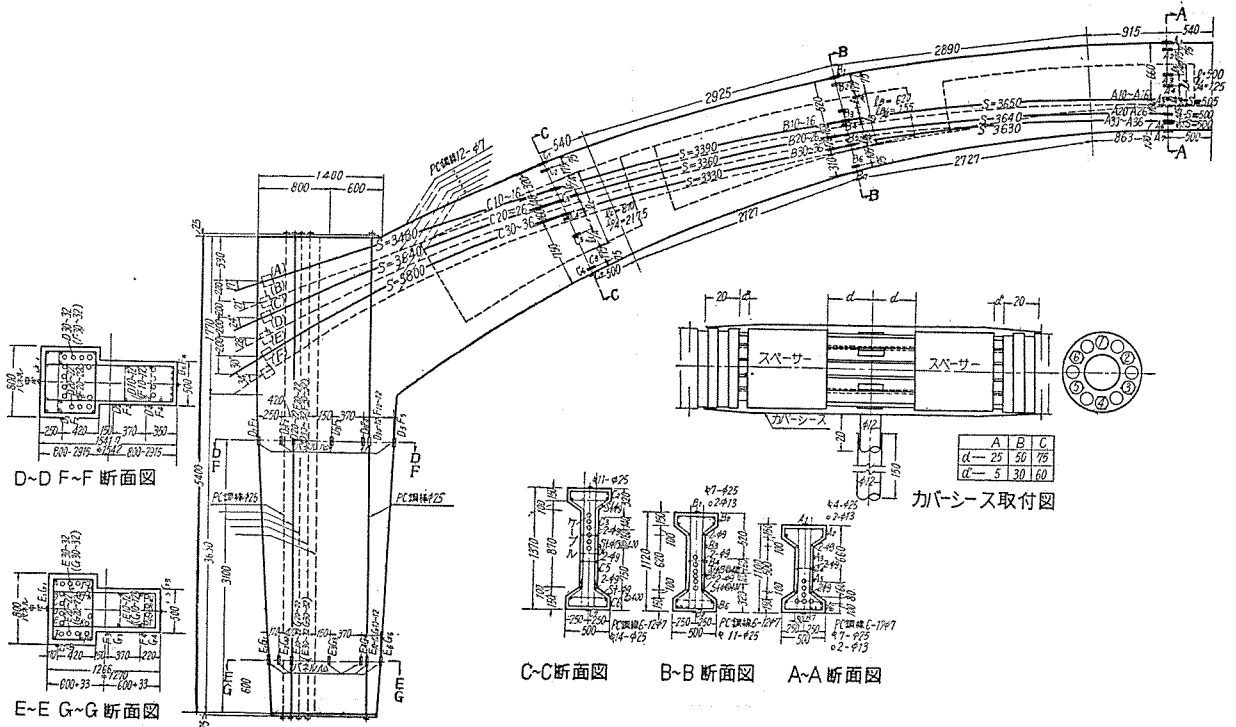


図-2

報 告

12-φ5 mm ケーブル3本でプレストレスしてある。小バリは20×44 cm で桁行バリと同様に施工されている。

3. 測定の目的と方法

測定の目的はプレストレス導入の実態をなるべく正確につかむことであり、このため次のような測定を行った。a) 鋼線および鋼棒に SR-4 ヒズミ計を直接はりつけ、材に沿う鋼のヒズミ分布を見た。b) 材表面に SR-4 ヒズミ計をはりつけコンクリートのヒズミを測定した。このほか、材のたわみ、ラーメン隅角部の角度変化等の測定も計画されたが、施工途次の障害のため信頼しうる結果は得られなかった。12-φ7 mm ケーブルのヒズミ

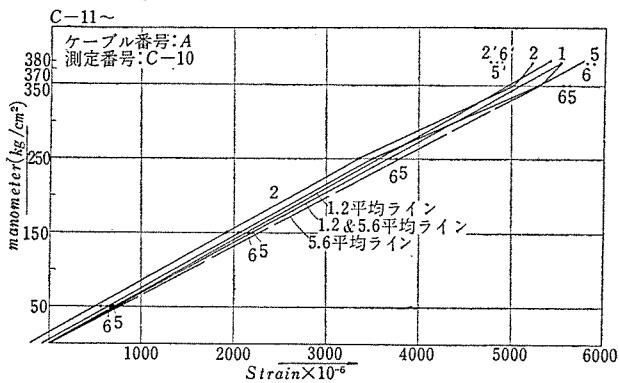


図-3 大バリ PS 導入時のケーブル ヒズミ

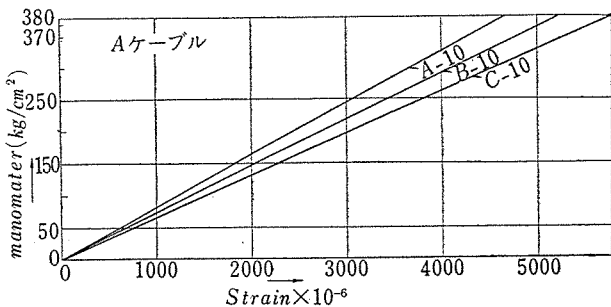


図-4

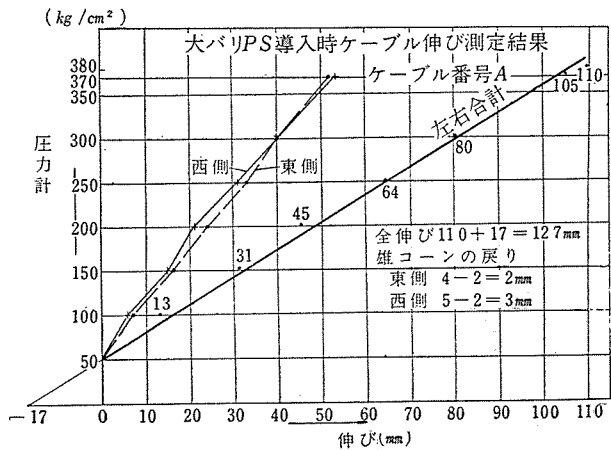


図-5

の測定のために 図-2 に示すスパーサーを使用した。各測点は 図-2 に示すとおりである。

4. 測定結果とその考察

(1) 大バリの応力導入

a) ケーブルの鋼応力 図-2 に示す3点において測定したヒズミの一例 (A-ケーブル C点) を示すと 図-3 のとおりである。鋼線応力の測定全数 36 点のうちには、ケーブルの吊込時、緊張時等に破壊されたもの、高応力下ですべりがおこってしまったもの等があり、完全な測定結果とはいえないが、各測定位置のヒズミの平均値を実測結果から推定したものの一例を 図-4 に示す。一方ケーブルの 抜け出し長さの測定結果の一例は 図-5 に示すとおりであり、各ケーブルごとの伸び量は 表-1 に示すとおりである。以上 2 種類の測定結果にもとづいて、ケーブルの緊張結果を検討する。図-6~8 は横軸に材端よりのケーブルの長さ、縦軸に鋼応力 (鋼のヤング率は 20 000 kg/mm² とした) をとり、ケーブルにそった各測定位置における各荷重段階 (マンメーターの指針 $p=50, 150, 250, 380$ kg/cm²) ごとの応力をプロットし、

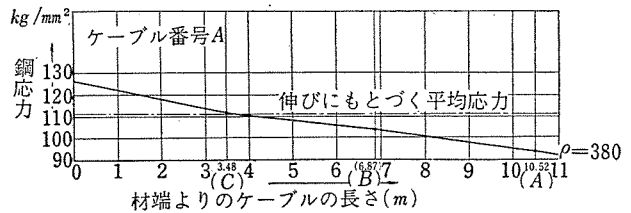


図-6 ケーブルにそった鋼応力

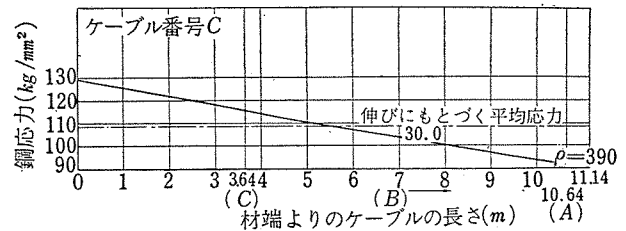


図-7 同 上

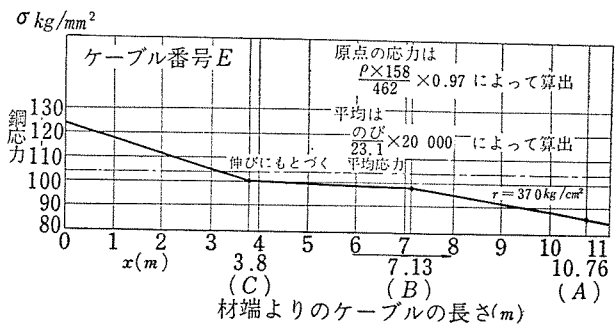


図-8 同 上

またケーブルの抜け出し長さから下式によって、ケーブルの平均応力を計算したものを、伸びにもとづく平均応力として示してある。

$$(\text{ケーブルの平均応力}) = \frac{(\text{ケーブルの伸び})}{(\text{ケーブルの全長})} \times (\text{鋼のヤング率})$$

なお、これらの図の原点応力は直接測定しないが、ジャッキ マノメーターは使用前に検定済みであり、ジャッキの内部摩擦損失および鋼線がコーンを通るさいの摩擦損失を 4% として次式から求めてある。

$$(\text{コーン通過直後の鋼応力}) = \frac{(\text{マノメーターの指針}) \times (\text{ジャッキラム面積}) \times 0.96}{(\text{ケーブルの全断面積})}$$

測定された A, C, E ケーブルについて見ると、E ケーブルの C 位置を除いては、SR-4 ヒズミ計の示す応力はケーブルにそって、ほぼ直線的に変化しており、設計上仮定した摩擦損失の法則 $e^{-\lambda x - \mu \alpha} \approx 1 - \lambda x - \mu \alpha$ がほぼ成立し、また実測した応力分布にもとづいて計算したケーブルの全伸量は表-1 のとおりとなる。

ケーブル	a	b	c	b/a*	a/c	a*/c
	伸びの実測値 (mm)	SR-4 によるヒズミ分布から求めた伸び量 (mm)	設計上の伸び予定値 (mm)			
A	123* 127	118.5	133	96.5	95.5	92.5
C	128* 130	121.9	132	95	98.5	97
E	121* 124	121.4	125	100.1	99.2	96.7

表-1

表-1 の a 欄の * 印の数値は実測値を直線補正したものである。すなわち、図-6~8 にも見られるように、実測の全伸びには、局部的な大きな伸び(緊張端から 4~5 m の範囲は降伏点応力度の 90% をやや越えるためヤング率が低下するので伸びが大きく出る)の影響をうけて、荷重伸びの関係は直線から外れるので、これを補正した値である。表-1 の b/a* が示すように、SR-4 の示すヒズミと伸びとは 5% 程度のくい違いを示すが、測定精度から考えてほぼ一致していると考えてよい。次にケーブルの応力値が設計上の仮定と、どの程度合致しているかを検討してみよう。設計書によるとケーブルにそる鋼応力は、指数法則 $e^{-\mu \alpha - \lambda x}$ に従うと仮定してある。ここに μ はケーブルの角度変化による摩擦係数に対応する摩擦係数、 α は同上の角度変化(ラジアン)、 λ はケーブルの単位長さ当りの摩擦係数、 x はケーブルの原点からの長さ(m)である。設計上は $\lambda=0.004$, $\mu=0.3$ としてある。ケーブル A, C, E について上記の応力分布を図示すると図-9~11 のようになる。これによって各ケーブルの設計上の予定伸びを計算すると表-1 の c 欄の数値をうる。表-1 の a/c と a*/c を比較する

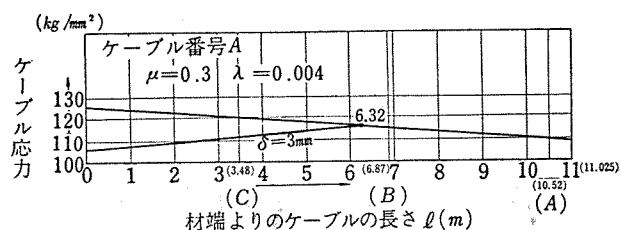


図-9 設計上のケーブル応力とピアノ線もどり応力

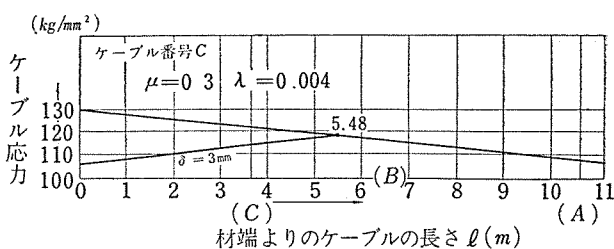


図-10 同 上

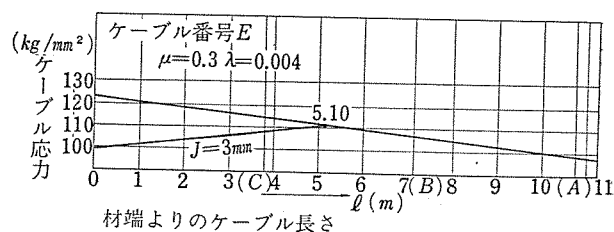


図-11 同 上

と見かけ上は設計の 95.5~99.2% の応力が入っているが、実際は 92.5~96.7%

の応力が導入されていると考えるべきであろう。これら応力の低下の原因の一つとして設計上の摩擦係数の仮定が過少であったということが考えられる。任意の応力分布から原点不変のまま平均応力が比 r だけ低下したときのスパン中央の鋼応力の低下の割合 k は次式によって推定することができる。図-12 において r が既知であれば

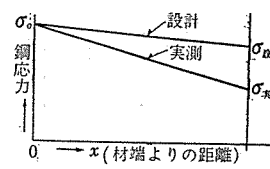


図-12

$$r = \frac{\sigma_0 + \sigma_{\text{実測}}}{\sigma_0 + \sigma_{\text{設計}}}$$

の関係があるから

$$\frac{\sigma_{\text{実測}}}{\sigma_{\text{設計}}} = k$$

とにおいて

$$\frac{\sigma_0 + \sigma_{\text{設計}} k}{\sigma_0 + \sigma_{\text{設計}}} = r, \quad \sigma_0 + \sigma_{\text{設計}} k = r \sigma_0 + r \sigma_{\text{設計}}$$

$$k = r + (r-1) \frac{\sigma_0}{\sigma_{\text{設計}}}$$

$$\text{また, } \frac{\sigma_0}{\sigma_{\text{設計}}} = \frac{1}{1 - \mu \alpha - \lambda x}$$

報 告

であるから

$$k = r + (r-1) \cdot \frac{1}{1 - \mu\alpha - \lambda x}$$

実測の結果について r, k を求めると表-2のとおりとなる。ただし A, C, E ケーブルについては, SR-4 ヒズミ計の値から求めたA位置の応力を, B, D, F ケーブルについては伸びの実測値から $\sigma_0 + \sigma_{実}$ を計算によって求めた。

以上の結論として,

(1) 伸びによるケーブルの平均応力の推定は 5% 以下の誤差をもって可能であるが, スパン中央の応力値は平均応力の低下よりも, さらに大きくなる。ケーブルにそう摩擦の影響が直線的でないときは誤差が大きくなる。

(2) 設計に用いる摩擦係数 μ, λ

の仮定はおこりうる最大値を用い, 施工に先立って摩擦係数の測定あるいは緊張テストを行って, 理論上の伸びが出るまで緊張力を上げないようにし, 設計どおりの施工が困難となる。

ケーブル番号	r	k	ケーブル番号	r	k
A	0.895	0.87	D	0.96	0.91
B	0.96	0.91	E	0.97	0.87
C	0.92	0.86	F	0.97	0.93
平均		0.946	平均		0.891

表-2

(b) コンクリートのヒズミ コンクリートのヒズミは図-2に示す位置に SR-4 ヒズミ計をはりつけて測定した。ケーブル緊張時のハリの支持方法は, 当初は 2 点支持によることに予定されていたが, 施工の都合上, 柱脚は下部の鉄骨鉄筋コンクリート柱上に支持され, 大バリの左右端部はジャッキでうけ, 大バリの他の部分は型ワクを介して作業用ステージ上に支承されている, という複雑な支持方法のままケーブルを緊張したため, 大バリ自重の作用状態が不明で, ハリ高全般にわたるプレストレスの分布の解析は不可能であるが, ハリの図心のプレストレスは理論上, 曲げの影響はないはずであるから, ある程度プレストレスの導入の状態を推測できる。したがって, ここでは A-4, B-4, C-4 ゲージ (図-13 参照) について述べることにする。全般的に共通した事項は次のとおりである。

(1) No. 1 緊張作業に対応するヒズミ図は不規則で

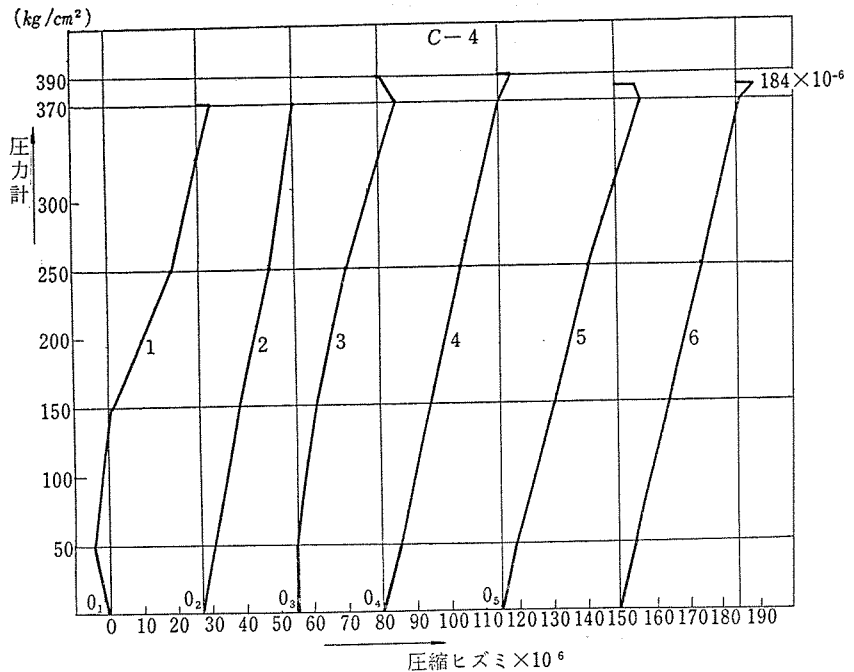


図-13 大バリ PS 導入時コンクリート ヒズミ

ある。これはハリ下端と型ワクとが, まだはく離していないため, この間の摩擦が大きくコンクリートが一樣に圧縮されないためと考えられる。

(2) この傾向は No. 2 緊張作業終了までにはほぼなくなり, コンクリートが一樣に圧縮されていることを示している。

(3) 測定の荷重段階はジャッキ マノメーター 50, 150, 250, 370~390 kg/cm² であり, A, B, C の位置のコンクリート応力はケーブルの SR-4 によるヒズミの平均を用いて計算すると表-3のとおりとなる。

位置 マノメーター kg/cm²	A		B		C	
	コンクリートの応力 (kg/cm²)	φ 15×30 シリンダの相当荷重 (t)	コンクリートの応力 (kg/cm²)	φ 15×30 シリンダの相当荷重 (t)	コンクリートの応力 (kg/cm²)	φ 15×30 シリンダの相当荷重 (t)
50	10.2	1.8	9.9	1.75	9.05	1.6
150	29.7	5.25	30.2	5.35	27.4	4.85
250	49.5	8.75	49.6	8.76	45.4	8.02
380	74.6	13.2	75.5	13.35	68.9	12.12

表-3

一方, 使用したコンクリートの圧縮試験の結果は, 1 週で圧縮強度 360 kg/cm², 原点ヤング率 292 000 kg/cm², 4 週でそれぞれ 490 kg/cm², 392 000 kg/cm² であり, 導入時表-3の 1.6~13.4 t の範囲内では, コンクリートの $\sigma-\epsilon$ 図は直線であることがわかっている。そこで, A-4, B-4, C-4 のゲージのヒズミに $E_c=350 000$ kg/cm² をかけたものをコンクリートの応力とすると表-4をうる。

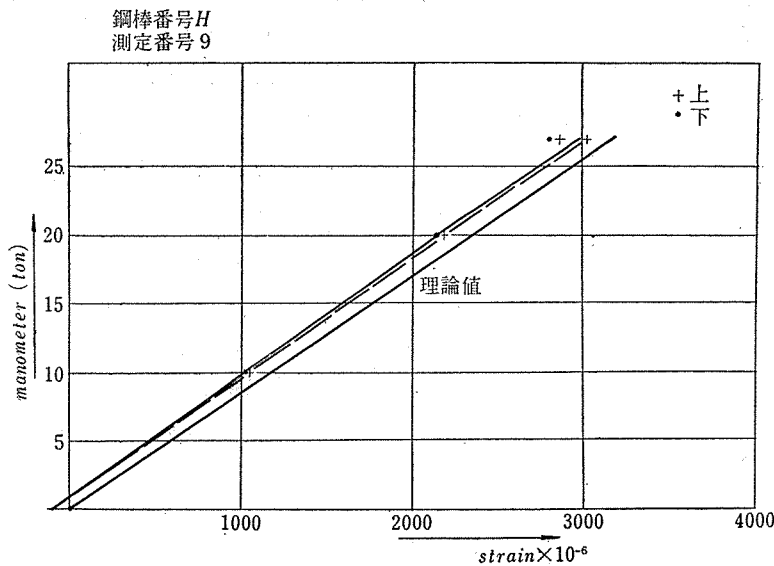


図-14 柱 Bar ヒズミ測定結果

ゲージ番号	A-4	B-4	C-4
測定ヒズミ ($\times 10^{-6}$)	190	189	188
コンクリート応力 σ_1 , kg/cm ² ($E_c=350\,000$ kg/cm ² とする)	66.5	61.1	65.7
前表からえたコンクリート応力 σ_2 kg/cm ²	74.6	75.5	68.9
σ_1/σ_2 (%)	89.2	87.5	95.4

表-4

(2) ラーメン柱の応力導入

a) 鋼棒 使用した鋼棒は $\phi 23.28$ mm, $A=425.4$ mm² 20 本である。鋼棒の上部および下部に SR-4 ヒズミ計をはりヒズミ測定した結果の一例を図-14 に示す。 $E_s=20\,000$ kg/mm² として計算したヒズミと実測値の対照は、表-5 に示すとおり、かなり良好な一致を示している。

鋼棒番号	マンメーター 27 t に対応する SR-4 のヒズミ ($\times 10^{-6}$)	理論値との比率 (%)
T-下	3 160	100
H-上	3 110	98.5
H-下	3 080	97.5
G-下	3 200	101.1

表-5

鋼棒の伸びも計測された。図-15 には、その結果の一例を示してある。測定の方法はジャッキ ラムの出によって行ったので、鋼棒長さ 5.4 m と材端からラム計測部の間 (約 50 cm) の鋼棒余端、カップラー、プリングロッド、ジャッキ オイルの圧密等の影響が入り、これらについて事前の検定を行っていないので、正確なデータとして扱えないが、ほとんどが 18~19 mm (少数は 20~21 mm) の範囲内に入っている。いま鋼棒長さ 5.9 m とすれば 18~19 mm の伸びに対応するヒズミは 3 050

~ $3\,220 \times 10^{-6}$ であり、理論値の 96.6~102% に相当する。シースと鋼棒との間の摩擦は実用上 0 と考えてよいと思われるが、H 鋼棒の上下ゲージ位置のヒズミ変化量から概算してみると

$$e^{-2.5\lambda} = \frac{61.8}{62.1} = 0.995$$

$$\lambda = 0.002$$

となる。鋼棒 B.M.S. は 1~2 mm 程度の

過度の伸びが見られるが、これは柱頭支圧板のヒズミの影響と考えられる (柱頭支圧板下のモルタル充填が不足のため、支圧板の変形が実際に観察されている)。

(b) コンクリート 西側柱のコンクリート ヒズミの測定結果

は、きわめて不規則であって、コンクリート応力の解析は不可能である。これは当初予定したような単純な支持方法にてプレストレス導入ができなかったため、複雑な支持反力が生じたためと考えられる。

(3) 桁行方向のハリ

図-16 に示すようにプレキャスト ハリを柱を介して 3 本同時に緊張した際のコンクリート表面のヒズミの測定を行った。

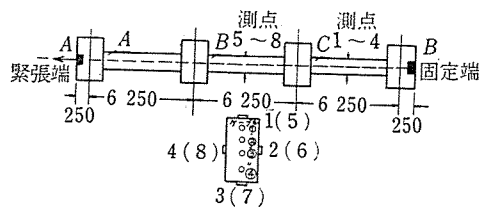


図-16

(a) ケーブルの伸び 施工の方法は図-16 の B 端をクサビ止めし、A 端にジャッキを取付けて緊張した。A 端の拔出し長さと B 端のめり込み長さの差を伸びと考えると図-17 のような結果となる。同図に付記したように摩擦係数は $\lambda=0.007$ 程度と考えられる。従って緊張端応力に対して測点 5~8 では約 7.4%, 1~4 では 12%

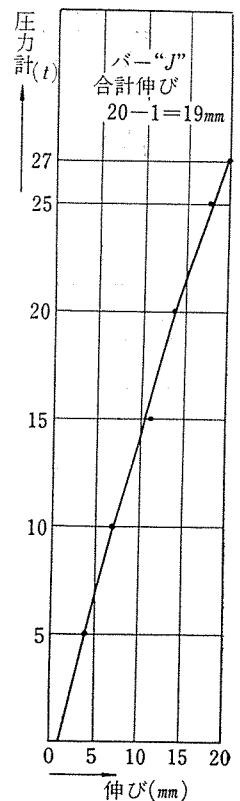


図-15 柱 Bar 伸び測定

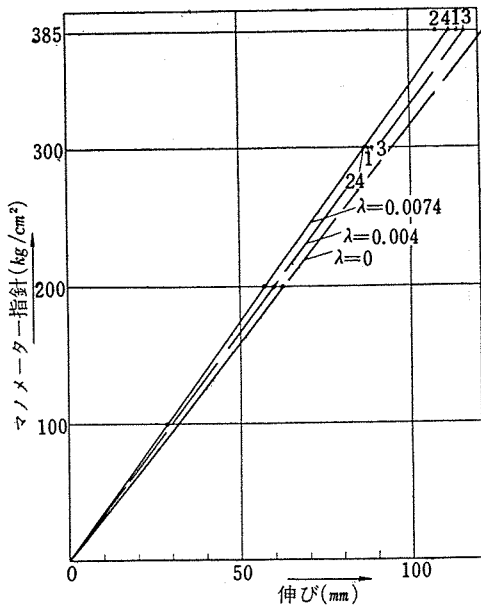


図-17

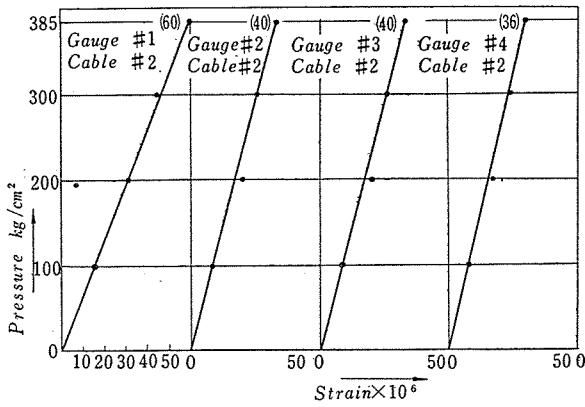


図-18 端スパン (ハリc) のコンクリート表面ヒズミ

程度の応力低下が生ずるはずである。

(b) コンクリートヒズミ コンクリート表面のヒズミ測定結果は一例を図-8に示すとおりである。最終結果のみを表示すると表-6のとおりとなる。

	端スパン コンクリートヒズミ ×10 ⁻⁶				中央スパン コンクリートヒズミ ×10 ⁻⁶			
	ゲージ No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8
ケーブル緊張								
No. 2	60	40	40	36	65	46	32	36
No. 3	47	42	41	42	61	40	40	40
No. 1	59	43	42	36	60	43	40	39
No. 4	35	31	27	29	55	40	34	39
計	201	156	150	143	241	169	146	154

表-6

上記の測定結果に示されていることは、ヒズミはすべて圧縮方向であることである。これは、ハリを柱を介して緊張しているので図-19のような変形が生じていることを示している。

平均プレストレスについては、 $E_c = 380\,000 \text{ kg/cm}^2$ として

$$\text{端スパン } \frac{\text{No.2} + \text{No.4}}{2} = 150 \times 10^{-6}$$

$$\sigma = 57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{中央 } \frac{\text{No.5} + \text{No.8}}{2} = 162 \times 10^{-6}$$

$$\sigma = 61 \text{ kg/cm}^2$$

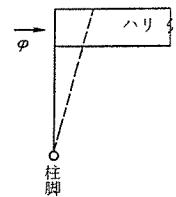


図-19

となり、ケーブルの伸びから推定した値 (56.5 kg/cm² および 59.5 kg/cm²) と、ほぼ一致している。ただし、上述の圧縮機構によって、ハリ上端のプレストレスは、平均プレストレスの 33~67% 増、下バリのプレストレスは 0~9% 減となり、安全側の結果とはいえないことは明らかである。

5. 結 言

この測定の実施について種々御配慮を賜った建設省関東地方建設局大島課長、および測定実施上御協力下さった同省三鷹現場岡村主任、ならびに大林組、興和コンクリートの方々には厚く感謝の意を表する次第である。

(筆者：建設省建築研究所)

新 柳 橋 完 成

- 施 主：広島市役所
- 施工業者：オリエンタル コンクリートKK
- 工事場所：広島市 土手町一平塚町京橋川筋
- 工 期：33年8月着工，34年3月竣工
- 橋 長：90.7 m (30.2 m, 単純支持桁3連)
- 巾 員：20.0 m (歩道 3.0 + 車道 14.0 + 歩道 3.0 m
T型桁 14 本並列)
- 荷 重：T-20, L-20
- 橋 桁：フレッシュ方式によるポストテンション
グ桁 (桁高 1.50 m)
- 架設方法：エレクション タワーによる釣込み

