

海門橋架設工事中の災害事故調査報告書

(ケーブルのアンカープレートの脆性破壊)

機械課 技官 袴塚 禎三
博物館課 技官 石橋 公人

事故 海門橋架設用ケーブルタワーの倒壊
労働災害 死亡者3名、負傷者2名
発生場所 茨城県那珂湊市辰の口
日時 昭和33年12月29日 午前9時5分頃

2. 中央径間架構用ケーブル

架構用ケーブルは、中央径間左岸側橋脚および右岸側橋脚（ともに図2参照）上、支点間 91.9m にそれぞれ高さ 30m、重量 25t の門型鉄塔を建込み、鉄塔間に主索、キャリヤ主索、横行索、昇降索および控索を渡す構造としていた。

主索は 44mmφ (6×37麻心) 3本を束ねて、橋の上流、下流各1組づつ使用し、キャリヤ主索は 44mmφ (6×37麻心) および 32mmφ (6×37)、キャリヤ横行索および昇降は 16mmφ (6×19)、控索は 22mmφ (6×32) および 19mmφ (6×19) を使用していた。

これらの配置は図2および3に示す。

主索およびキャリヤ主索の支点は、タワー頂上では各ワイヤーロープが内径 600mm の滑車上に乗る、アンカーには橋脚中に埋設したアンカープレートに、図4に示すように、アイプレート、内径 600mm の滑車およびロープクリップを使用していた。

第1図

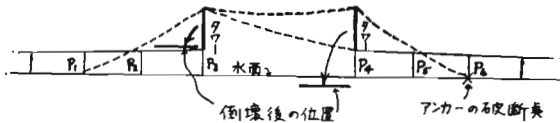
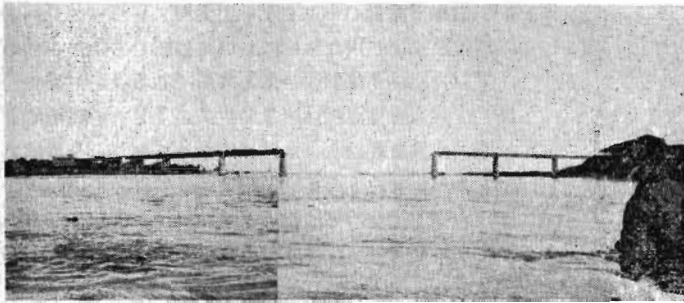


写真1 事故直後の海門橋全景(上流より)

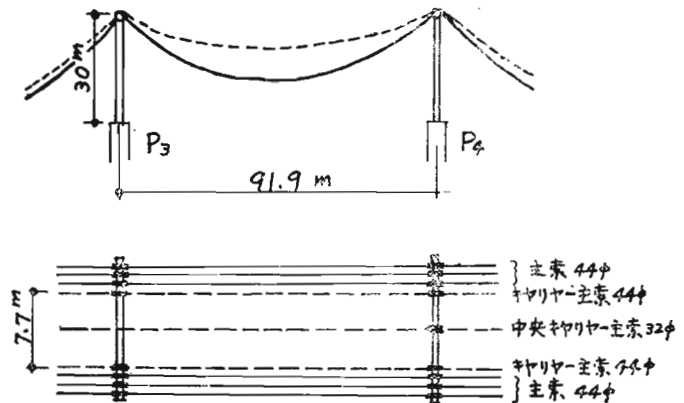


1. 工事の概要

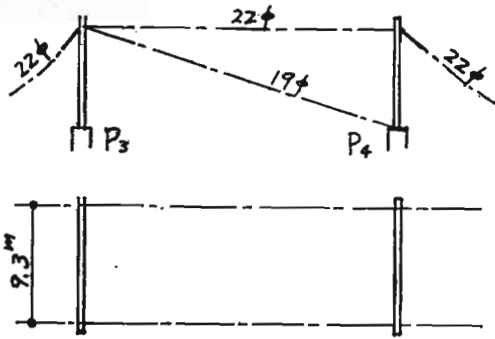
本橋梁は那珂川河口に位置し、那珂湊市と大洗町を結ぶ全長 407.8m、有効幅員 7.00m の新設橋である。中央部は径間約 90m のランガー橋、側径間には板げた橋が架構される設計となっている。

下部構造工事は、昭和33年11月に完了し、上部構造工事は33年8月に着工し、34年4月に完了の予定。事故発生当時は高欄の一部および路面仕上を残して側径間板げた橋の架構を終り、続いて中央径間架構の準備中であった。架設方法は、懸吊式のケーブル方式でケーブルタワーを設置しケーブルの架渡しを完了していた。

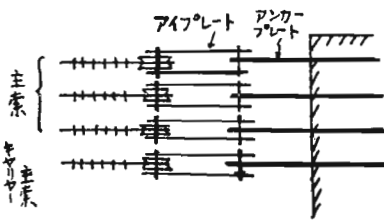
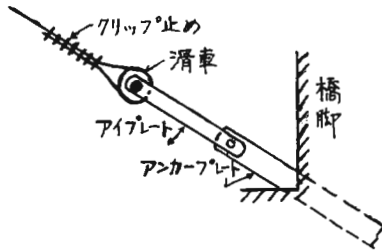
第2図 主索およびキャリヤ主索配置図



第3図 控索配置図



第4図 アンカー支点



アンカーを設けた橋脚は、左岸では橋脚P₁、右岸では橋脚P₂である。また、中央キャリア主索横行索および昇降索のウインチアンカーは側径間板げた上にアンカーしている。ウインチは、上流側、下流側および中央キャリアキャリア用はともに左岸側に設けてある。

控索の支点は、タワー頂ではシンプルスプライスをシャックルで固定し、アンカーでは、キャリア主索用アンカーを共用し、アンカー滑車のリムに角当てをしてクリップ止めしている。右岸側の後控索は下流側より上流側に持ち廻りして張り、長さ不足のため、アンカーよりで32mmφをクリップジョイントしている。

3. 事故発生時の状況

中央径間架構用ケーブルの仮設を事故発生数日前（12月26日頃）に完了し、当日は本格的架設作業の準備として中央部材G4RとG4Lの符号の2部材を主索に懸吊する作業を予定していた。

29日午前7時30分に作業を始め、先づ上流側でG4L部材をキャリアで吊り出し、中央まで運搬して主索に移した。この作業は約1時間で終了し、次いで下流側でG4R部材を吊り出して中央まで運搬し、横行索を停止し、巻下索の操作にかかる寸前に事故が発生した。

他の部材に先立ってこれらの部材を運搬した理は、主索3本の中央に荷をきかせ、主索に適当な緊張度を与え、本格的架構のとき、3本の主索が遊びなく、均等に働くように調整しておいて作業を容易にするためであった。

事故は、右岸のケーブルタワーが左岸に倒れ、左岸側タワーの前控索を切断し、河中に倒落した。ついで左岸側タワーも左岸側に板げた上に倒壊した。最初に倒れたタワーの倒壊状況は、下流側が上流側より先に傾き、幾分上流側寄りに倒壊したといわれている。

倒壊により、キャリアによって吊っていたG4R部材を主索に移す作業をするために、この部材上に乗っていたトビ職4名が河中に墜落し、内2名は直後救出されたが2名は河中に没し死亡。また左岸側板げた上に倒壊した左岸側タワーの下敷となって1名死亡。他に2名負傷した。

調査により、

- (6) 右岸下流側のキャリア主索のアンカープレートが埋設部より出た個所において破断していた。このアンカーは下流側後控索と共用である。
- (2) アンカー支点は、事故発生2、3日前の降雨により、土砂で埋没し、水溜りになっており、土砂はアンカープレートのピン上約2mまで埋めていた。
- (3) 右岸上流側の後控索のクリップジョイントにおいてワイヤロープは抜けていたが、中控索その他のワイヤロープは破断していなかった。

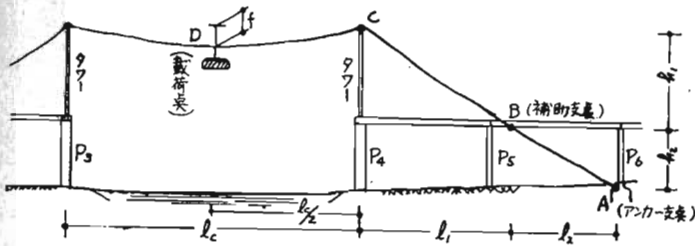
以上の点および、作業中特に衝撃的な荷重はかからなかったことが大体明らかとなり、鉄塔の倒壊はアンカープレートの破断に直接の原因があると思われるので、次にこれにかかった荷重より生じた応力およびこの材質について検討した結果を述べる。

4. アンカープレートの応力計算

アンカープレートに作用した主な外力は、アンカー支点におけるキャリア主索および後控索の張力を考え、下流側だけについて検討すればよいとした。

事故発生時の条件を、調査および設計図に基づき計算に必要な諸元および荷重は図5を参照して次のようである。

第 5 図



荷重Wは、

吊り出したG 4 R部材の重量	0.90	} 7.44 ton
キャリヤの重量	1.30	
作業員4人	0.24	

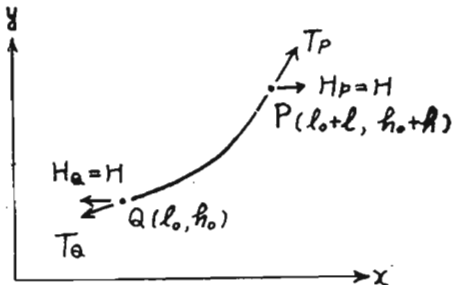
衝撃荷重係数として以上全重量の0.2を考慮して
全重量W=8.93ton

計算に必要なケーブル設置の各寸法

- (イ) 荷重を径間中央に吊ったときの
キャリヤ主索のサグ $f = 6.00\text{m}$
- (ロ) 中索のサグ $f' = 2.00\text{m}$
- (ハ) タワー支間 $l_0 = 91.9\text{m}$
- (ニ) タワー頂点Cと補助支点Bの
水平距離 $l_1 = 53.8\text{m}$
垂直距離 $h_1 = 32.1\text{m}$
- (ホ) 補助支点Bとアンカー支点Aの
水平距離 $l_2 = 23.6\text{m}$
垂直距離 $h_2 = 14.1\text{m}$

二点間に張り渡されたケーブル索の形状は、ケーブルの線密度を μ 、二点におけるケーブルの張力の水平分力をHとすれば、図6を参照して一般に次に示す式が求められる。

第 6 図



$$\sinh \frac{2l_0 + l}{2m} = \frac{h}{l} \dots\dots\dots ①$$

$$\frac{2l_0 + l}{2m} = z \text{ とおけば } l_0 = mz - \frac{l}{2} \dots\dots\dots ②$$

したがって、PおよびQ点におけるケーブルの張力 T_P および T_Q は

$$T_P = H\sqrt{1 + (y'_P)^2} \dots\dots\dots ③$$

$$T_Q = H\sqrt{1 + (y'_Q)^2} \dots\dots\dots ④$$

ここに、 $m = \frac{H}{\mu}$ にして、

$$y'_P = \sinh \frac{mz + l/2}{m}$$

$$y'_Q = \sinh \frac{mz - l/2}{m}$$

- (1) キャリヤ主索の張力
i) タワー頂点Cにおける張力

タワー頂点Cは移動しないものとし、タワー頂点Cと載荷点D間のケーブルのD点における張力 T_1 の垂直分力 V_1 が $w/2$ に等しい、という条件を満足するケーブル \widehat{CD} を決定し、ケーブル \widehat{CD} のC点における張力 T_2 を求める。

ケーブル \widehat{CD} の形状を決める諸値及び条件は、

$$\begin{aligned} \mu &\approx w = 0.00697 \text{ ton/m} \\ h &= f = 6\text{m} \\ l &= l_0/2 = 45.95\text{m} \\ V_1 &= \frac{W}{2} = 4.465\text{ton} \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \text{であるから、式①} \\ \text{②③及び④より} \end{array} \right\}$$

ケーブル \widehat{CD} の形状の諸量は

$$\begin{aligned} H &= 35.40 \text{ ton} & m &= 5078 \\ l_0 &= 638.6\text{m} \\ y'_C &= 0.1352 \\ y'_D &= 0.1260 \end{aligned}$$

となる。よってタワー頂点Cに張力 T_2 は

$$\begin{aligned} T_2 &= H \times \sqrt{1 + (y'_C)^2} \\ &= 35.72 \text{ ton} \end{aligned}$$

を得る。

- ii) アンカー支点Aにおける張力

タワー頂点におけるケーブル \widehat{CD} の張力 T_2 とケーブル \widehat{BC} の張力 T_3 が等しく、補助支点Bにおけるケーブル \widehat{BC} の張力 T_4 とケーブル \widehat{AB} の張力 T_5 が等しいとして、ケーブル \widehat{BC} 及び \widehat{AB} の形状を決定し、ケーブル \widehat{AB} のAにおける張力 T_6 を求める。

ケーブル \widehat{BC} では

$$\begin{aligned} \omega &= 0.00697 \text{ ton/m} \text{ より } H_3 = H_4 = 30.59\text{ton} \\ l &= 53.8 \text{ m} & m &= 4390 \\ h &= 32.1 \text{ m} & l_0 &= 2457\text{m} \\ T_2 &= T_3 = 35.72 \text{ ton} & y'_C &= 0.6309 \\ & & y'_B &= 0.5906 \end{aligned}$$

を得る。よって、ケーブル \widehat{BC} のB点の張力 T_4 は

$$\begin{aligned} T_4 &= H_4 \sqrt{1 + (y'_B)^2} \\ &= 35.54 \text{ ton} \end{aligned}$$

又、ケーブル \widehat{AB} では

$$\left. \begin{aligned} \omega &= 0.00697 \text{ ton/m} & \text{より } H_s &= H_c = 30.47 \text{ ton} \\ \ell &= 23.60 \text{ m} & m &= 43.75 \\ h &= 32.1 \text{ m} & \ell_0 &= 24.64 \text{ m} \\ T_s &= T_c = 35.54 \text{ ton} & y'_B &= 0.6002 \\ & & y'_A &= 0.5940 \end{aligned} \right\}$$

となる。よってA点の張力 T_s を求めれば

$$T_s = H_s \sqrt{1 + (y'_A)^2} = 35.44 \text{ ton}$$

を得る。既ち、キャリヤ主索のアンカー支点における張力は 35.44 ton でその方向係数は 0.5940 である。

(2) 後控索の張力

後控索の張力 T_s はタワー頂に働く水平力によって与えられる。この水平力の方向の正負は後控索の張力を増加する方向を正とする。

i) タワー頂に働く水平力

(a) キャリヤ主索によるもの (44mmφ 6×37)

タワー頂点cにおけるキャリヤ主索の水平分力の差であるから(1)で求めた H 及び H_s より

$$H - H_s = 35.40 - 30.59 = 4.81 \text{ ton}$$

(b) 中央キャリヤ主索によるもの (32mmφ 6×37)

中央キャリヤ主索によって生ずる水平力は他に比して小さいので、ケーブルの形状は直線として略算する。タワー頂点中心に作用する張力は張力の水平となす角を α とすれば

$$\begin{aligned} \sec \alpha \times \frac{\ell c}{4f'} (w' + \frac{\omega_2 \ell}{2}) & \text{ここに } \left. \begin{aligned} w' &= 1 \text{ ton} \\ & \text{(キャリヤ重量)} \\ \omega_2 \ell &= 0.342 \text{ t} \\ & \text{(索自重)} \\ \ell c &= 91.9 \text{ m} \\ f &= 6.0 \text{ m} \end{aligned} \right\} \\ &= \frac{46.34}{45.95} \times (3.81 + 1.31) \\ &= 5.15 \text{ ton} \end{aligned}$$

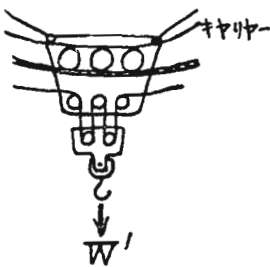
従ってタワー頂中心に作用する水平力は、

$$\begin{aligned} &5.15 (0.9916 - 0.8587) \\ &= 0.68 \text{ ton} \end{aligned}$$

これを上流及び下流側の両後索で等分に分担するものとして、下流側には $0.68 \div 2 = 0.34 \text{ ton}$ が作用する。

(c) キャリヤ昇降索によるもの (16mmφ 6×19)

第 7 図



昇降索はキャリヤでは図-6に示す通りで、ウインチは左岸にあり、右岸端はタワー頂に固定されている。従って右岸タワーに作用する水平力は、水平角を α とすれば

$$\begin{aligned} \frac{w'}{4} \times \cos \alpha + \frac{w_1 \ell c^2}{8 f'''} & \left. \begin{aligned} w' &= 7.33 \text{ ton} \\ \omega_1 &= 0.934 \text{ kg/m} \\ f''' &= 6 \text{ m} \\ \ell c &= 91.9 \text{ m} \end{aligned} \right\} \\ &= 2.22 + 0.16 \\ &= 2.38 \text{ ton} \end{aligned}$$

(d) キャリヤ横行索によるもの (16mmφ 6×19)

横行用ウインチも左岸にあり、右岸端はタワー頂に固定され、キャリヤでは図-7に示すようになっていて、横行索は2本分となる。

$$\begin{aligned} 2 \times \frac{\omega_1 \ell c^2}{8 f''} & \text{ここに } \left. \begin{aligned} \omega_1 &= 0.934 \text{ kg/m} \\ f'' &= 6 \text{ m} \\ \ell c &= 91.9 \text{ m} \end{aligned} \right\} \\ &= 3.28 \text{ ton} \end{aligned}$$

(e) 中控索によるもの (22mmφ 6×37)

両支点でも両タワー頂に固定されているので、

$$\begin{aligned} \frac{\omega_2 \ell c^2}{8 f'} = 0.934 \text{ ton} & \text{ここに } \left. \begin{aligned} \omega_2 &= 1.77 \text{ kg/m} \\ f' &= 2 \text{ m} \\ \ell c &= 91.9 \text{ m} \end{aligned} \right\} \end{aligned}$$

タワー頂に作用する水平力としては、この外、主索によるもの、中央キャリヤ横行索、によるものがあるが、これらによるものは小さいので無視すれば、タワー頂に働く水平力の合計は

$$4.81 + 0.34 + 2.38 + 0.33 + 0.93 = 8.79 \text{ ton}$$

である。

ii) アンカー支点における後控索の張力

後控索もキャリヤ主索と同じに張り渡されている。よって、キャリヤ主索と同様に計算する。

ケーブル \widehat{BC} の形状は

$$\begin{aligned} H_{s1} &= 8.79 \text{ ton} & \omega_3 &= 0.00177 \text{ ton/m} \\ &= H_{s2} \\ \ell &= 58.3 \text{ m} & h &= 32.1 \text{ m} \\ \text{より決まり} \\ m &= 4966 \\ \ell_0 &= 2738 \text{ m} \\ y'_B &= 0.5901 \end{aligned}$$

となる。よって、B点の張力 T_{s2} は

$$T_{s2} = H_{s2} \times \sqrt{1 + (y'_B)^2} = 10.21 \text{ ton}$$

ケーブル \widehat{AB} の形状は

$$\left. \begin{aligned} \omega &= 0.00177 \text{ ton/m} & \text{より } H_{s3} &= H_{s4} = 8.75 \text{ ton} \\ \ell &= 23.6 \text{ m} & m &= 4949 \\ h &= 14.1 \text{ m} & \ell_0 &= 2788 \text{ m} \\ T_{s3} &= T_{s4} = 10.21 \text{ ton} & y'_B &= 0.5999 \\ & & y'_A &= 0.5943 \end{aligned} \right\}$$

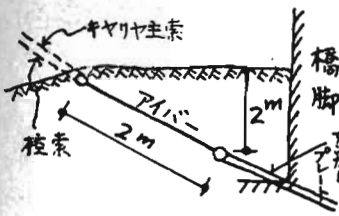
となる。従ってA点の張力 T_{s4} は

$$T_{s4} = H_{s4} \sqrt{1 + (y'_A)^2} = 10.17 \text{ ton}$$

である。即ち、後控索のアンカーに作用する張力は 10.17 ton で、その方向係数は 0.5943 である。

(3) アンカープレートの破断点における応力

第8図 アンカー支点の状態



アンカー支点は、事故数日前の降雨によって図-8に示すように埋没した。これはアンカープレートに対してアイバー上、

アイバーの自重を含めても約2 ton に過ぎない。

従って、アンカープレートに作用した力として、キヤリヤ主索及び後索の張力を考える。

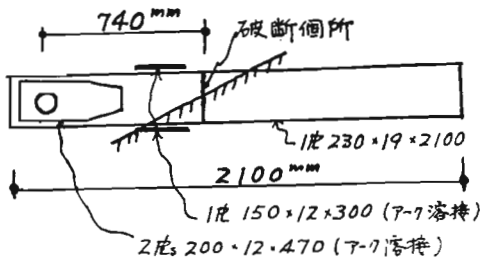
キヤリヤ主索及び後索の方向係数は夫々 0.5940、0.5943 である。これは方向係数が一致していると考えて差支えないので、張力の合計Tは

$$T = T_s + T_{s_2} = 45.61 \text{ ton}$$

となる。即ち、アンカープレートに作用した張力は、45.61 ton でその方向係数は0.594となる。

アンカープレートは、図-9に示す如くで、破断位置はアンカーピンより74 cm、埋込角度は設計角度より5°少ない26°15' (茨城基準局実測による)であった。

第9図 アンカープレート



アンカープレートに生じたと考えられる応力σは

張力Tの軸方向分力	N
断面積	A
断面横軸についての曲げモーメント	M_x
〃 断面係数	Z_x
断面縦軸についての曲げモーメント	M_y
〃 断面係数	Z_y

とし、断面縦軸方向のアンカープレートおよび張力Tの水平面とのなす角をそれぞれα, β, 断面横軸方向のアンカープレートと張力とのなす角をγとすると、

$$T = 45.61 \text{ t}, \alpha = 26^\circ 15', \tan \beta = 0.594, \tan \gamma = 0.00364,$$

$$b = \sqrt{\frac{T \cos \gamma}{E T}} = 4.064 \times 10^{-2}, \ell = 74 \text{ cm}$$

であるから

$$N = T \cos (\beta - \alpha) = 45.44 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$M_x = T \ell \sin (\beta - \alpha) = 263 \times 10^3 \text{ kg cm}$$

$$M_y = \frac{T \sin \gamma}{b} \tanh b \ell = 4.079 \times 10^3 \text{ kg cm}$$

となる。よって、アンカープレートの横曲げによって生ずる応力は M_y/Z_y より、295 kg/cm² で小さい値となる。実際、アンカープレートの横振れ角度が大きく、生ずる応力がかなり大きくても、横曲げ剛さが小さいので変形し易く、変形すれば応力は減少する性質のものであるからこの応力を無視して

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{Z_x} = 1040 \pm 1570 = +2610 \text{ kg/cm}^2, \quad -530 \text{ kg/cm}^2$$

よって、アンカープレート破断面に生じた応力分布は下縁に2610 kg/cm²の引張応力、上縁に530 kg/cm²の圧縮応力となる。一般通念より破断には至らない応力である。

5. 破断部の観察

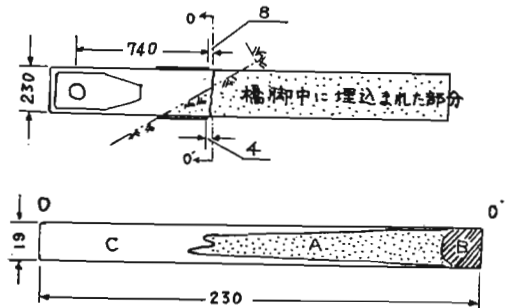
破断したアンカープレートは、橋脚中に埋め込まれている部分は取り出して見ることができなかつたので、他方の部分について観察した。

破断箇所は図-10に示す通りで、上縁においては溶接されたフランジプレートより8 mm、下縁においては4 mm下方へ離れた位置である。

写真2 破断したアンカープレート



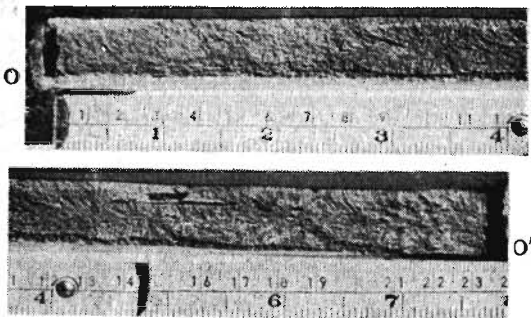
第10図 破断位置と破断面



破断面は写真3に示されるように、部分脆性破断面を伴った引きさき破断の様相を呈する。図-10のA部分は、脆性破断部で、4個の亀裂伝はん点を認める。このうちB部分では断面収縮を殆んど認めない。C部分の中

央附近は、破断による断面収縮の最も大きい部分で、約15.5mm の巾になっている。

写真3 破断面



フランジの溶接は、脚長6mmのビードの良好なものである。破断面寄りのフランジ端は、上縁では溶接の始めであり、下縁では溶接の終りである。又上縁ではわずかのアンダーカットが認められるが下縁では全く認められない。

アンカープレートは、上縁、下縁共剪断加工によるもので、ノッチを形成したと思われる外見キズは、破断附近の上縁、下縁とも見当たらない。

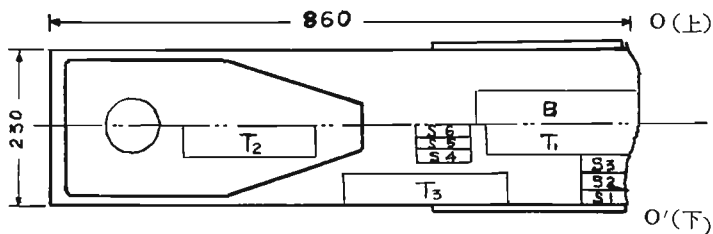
破断面A部分の中央にラミネーションを認めるが、異物の存在は認められない。

6. アンカープレートの材質試験

供試材はアンカープレートの破断部より上の地上に露出した部分で、その外観及び寸法は写真-2及び図-11に示す通りである。

この試料について化学分析、引張試験、曲げ試験、衝撃試験及び顕微鏡試験を行った。試験片の採取位置は図-11に示す通りである。

第11図 試験片採取位置



T₁ T₂ T₃…引張試験片
B……………曲げ
S₁~S₄…衝撃

(5) マクロ及び顕微鏡組織
写真-4は破断面近くの断面のマクロ写真で、写真のO側から中央まで板厚中心

この結果によるとS、PはともにJIS SS材の化学成分制限値以下であり、Cの含有量も軟鋼材に属するもので又Mnの含有量もSの含有量に対して十分あり、SS材としては合格するものである。

(2) 引張試験

引張試験片は供試材の関係でJIS 5号試験片3本をとり試験した。そのうちNo. 3の試験片はフランジプレートの溶接部近くにとった。

その結果は次の通りである。

	引張強さ kg/mm ²	降伏点 kg/mm ²	伸び %
No. 1	45.6	27.8	36.0
No. 2	46.4	27.7	35.4
No. 3	46.9	30.1	33.2

試験結果ではSS41に合格する材料で、その破断部の断面収縮も普通であった。又フランジプレートの溶接部近くのNo. 3試験片ではNo. 1, No. 2と比較すると引張強さが多少高く、伸びも減少しているが、これは溶接の影響ではないかと考えられる。

(3) 曲げ試験

試験片はSS41の規格(曲げ角度180°内側半均厚さの1.5倍)で試験したが、割れ、その他異常は認められなかった。

(4) 衝撃試験

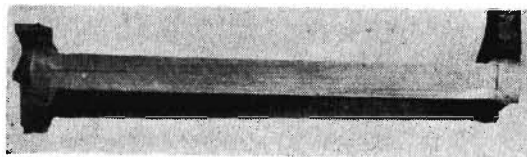
衝撃試験片は6本とり室温7°CでUノッチシュルピ-衝撃試験機で試験した。

その試験結果は、2.7~3.3kgm/cm²でその平在値は2.9kgm/cm²であった。

この結果は、上記成分の軟鋼材としては低い値を示し、良質の構造用鋼材とは云えない。

近くはサルファバンドが認められ、又Cの偏折状況か

写真4



(1) 化学分析

アンカープレートの破断部近くで採取した試料の化学分析結果は次の通りである。

成分	C	Si	Mn	S	P	Cu
%	0.26	tr	0.51	0.05	0.048	0.245

らこの材料がリムド鋼であることが判る。

写真-5は顕微鏡写真で、偏折層及びリム層の顕微鏡組織を示す。中央部の偏折層ではC含有量も高く、硫化物の偏折も認められるが特に著しい欠陥は認められない。

写真-5A 中央偏折層 (×100)

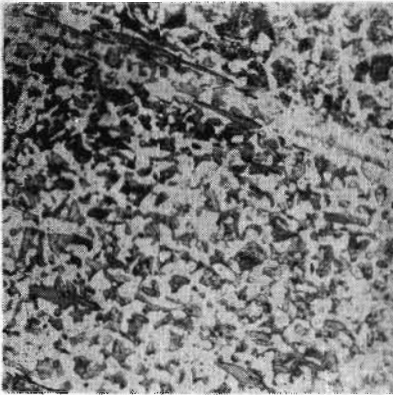
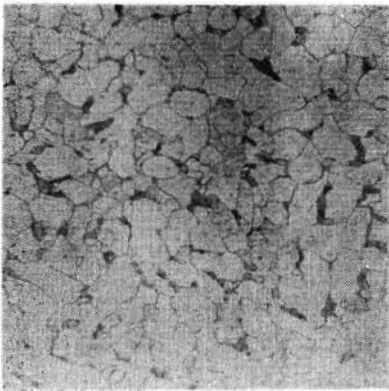
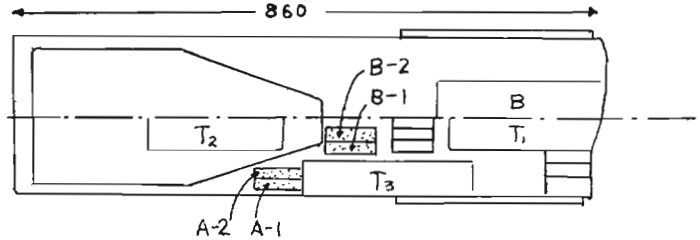


写真-5B リム層 (×100)



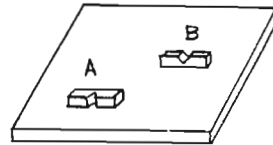
供試材の採取位置を図-12に示す。Vノッチの位置関係並びに方向は図-13に示す。試験片寸法はJISに定められた寸法とした。

第12図 母材試験片採取位置



第13図 ノッチ方向

→ 圧延方向

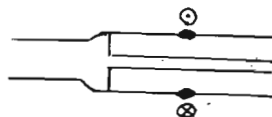
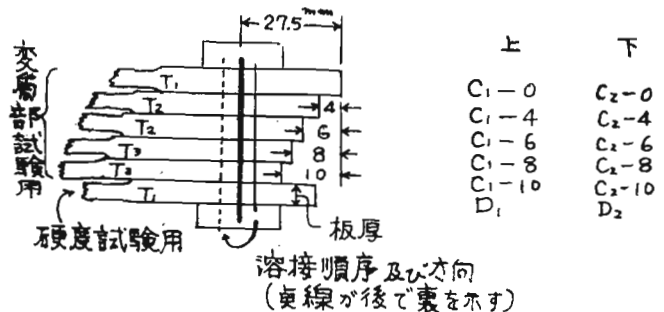


b 変質部試験用

供試材は引張試験片の掴み部を再用し、図-14に示す如く、6個を重ねてクランプし、中央の両面にシングルビードをおき、各ブロック毎上下2ヶづつ合計12ヶの試験片を製作した。この中2ヶは硬度試験用とした。この試験片の番号を図-14に示す。Vノッチより溶接中心線までの距離を表-1に示す。

溶接条件は次の如くした。

第14図 溶接試験片



以上の試験結果から、この材料は引張試験曲げ試験の如き、静荷重試験では一般構造用圧延鋼材として合格するものである。

7. 溶接性試験

前述の材質試験の結果では、材料の溶接性及び衝撃性については何ら解明するものがないので更に以下の材質試験を試みた。

- (1) Vノッチシャルピー衝撃試験
- (2) ピッカース硬度試験

その結果をここに報告する。

- (1) Vノッチシャルピー衝撃試験

(i) 供試材及び試験片

a 母材試験用

表-1 Vノッチより溶接中心線までの距離

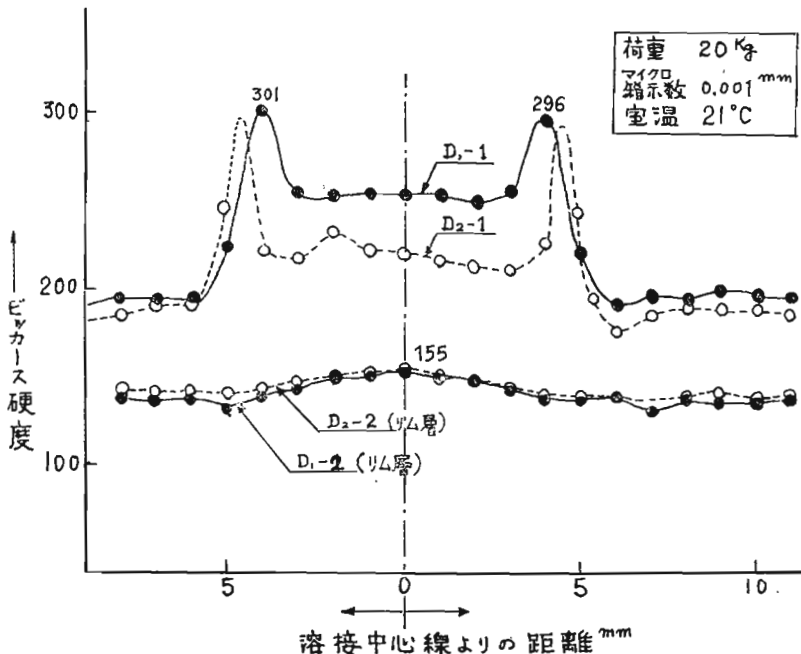
試験片 No.	ノッチより溶接中心線までの距離 mm	試験片 No.	ノッチより溶接中心線までの距離 mm
C ₁ -0	6.0 (1.0, 11.0)	C ₂ -0	12.0 (8.0, 16.0)
C ₁ -4	8.0 (3.0, 13.0)	C ₂ -4	12.0 (8.0, 16.0)
C ₁ -6	6.25(1.5, 11.0)	C ₂ -6	7.75(3.5, 12.0)
C ₁ -8	12.0 (7.0, 17.0)	C ₂ -8	14.25(10.0, 18.5)
C ₁ -10	12.75(8.5, 17.0)	C ₂ -10	12.5 (8.5, 16.5)

1. 溶接順序は図-14に示す如くで、最初片面に下向の溶接姿勢でシングルビードをおき、裏返して暫らくした後同様にビードを置いた。このビードの長さはそれぞれ約 14cm、溶接時間は約 45 秒であった。
2. 溶接機は 200V 交流アーク溶接機を使用し、手溶接によった。
3. 使用電圧及び溶接電流は夫々 75V, 150A であった。
4. 使用溶接棒には、アンカープレート製作に使用したものと同一CY-5の 4mmφ 棒を用いた。
5. 室温は 16°C であった。

(ii) シャルピー衝撃試験測定結果

試験片をドライアイスとアルコールにて 0°C で 30分保持し、取出してから 4~6 秒の所要時間で行

第16図 硬度分布



った。その結果は表-2の通りである。(室温18.0°C)

表-2 測定値

試験片 No.	E kgm/cm ²	試験片 No.	E kgm/cm ²	試験片 No.	E kgm/cm ²
A-1		C ₁ -0	0.5	C ₂ -0	0.5
A-2	1.2	C ₁ -4	0.7	C ₂ -4	0.7
A-3	0.9	C ₁ -6	0.7	C ₂ -6	0.7
B-2	1.2	C ₁ -8	0.5	C ₂ -8	0.5
		C ₁ -10	0.7	C ₂ -10	0.5

E : 0°C Vノッチシャルピー衝撃値

破面は剪断破面率 0% に近い状況であった。Vノッチ0°Cのシャルピー衝撃値が素材で 1 kgm/cm²; 溶接したもので素材の約半分の 0.6 kgm/cm² であったが、非常に低い値のため溶接による切欠脆性の低下の割合は顕著ではないが、低下することは認められた。

供試材の大きさが充分得られないため、遷移温度亀裂試験等によって溶接による顕著な傾向を掴むことが出来なかった。併しVノッチ0°Cのシャルピー衝撃値が 1 kgm/cm² 程度であることは、脆性破壊の危険性のある個所に使用する溶接材料としては不適当なものであることを示している。

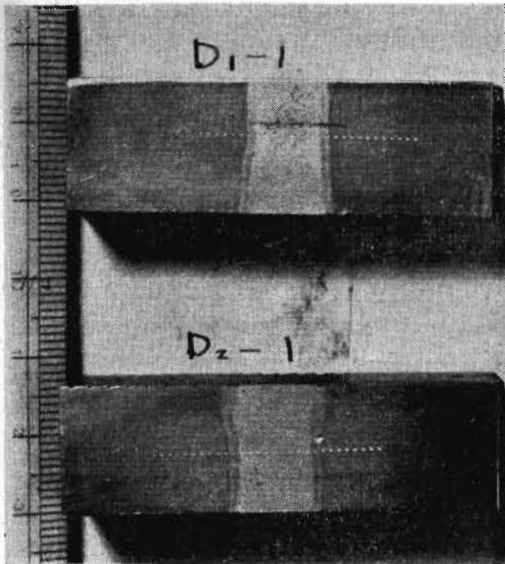
(2) 溶接部のビッカース硬度試験

前節の b) において説明した試料 D₁, D₂ について夫々板の側断面と板面上との硬度分布を 1mm 間隔に測定した。

その結果を図-16に示す。

硬度は熱影響部が最も高く、その値は 300Hv を示し可成高いが、350 Hv 以下で切欠脆性を著るしく低下させる値とは考えられない。素材のリム層は 140Hv で普通の軟鋼材程度であり、偏析層では化学成分分析で示された C 量が 0.26% の如く可成り高いので 190Hv であるのはうなづけるが、溶着金属部がそれより高い 250Hv であるのは判然としない。

写真 6



ビッカース硬度測定後硝酸アルコールにて処理。

8. 原因の考察

塔の倒壊の原因はアンカープレートの破断によるものと考えた。そしてこの破断は、アンカープレートの下縁端より切れ初まり、上縁に及んだ事が、破断面の観察から推定される。この破断の誘因として、

(1) 材料面からは

a SS41 材としては引張強さ、降伏点、伸び等の機械的試験の値は一応規格内であるが、炭素量が0.26%で比較的多く、また断面にラミネーションがある点より必ずしも良い材質とは言えない。然し、これは破断の要因としては考えられない。

b 溶接性を見るための充分な試験、即ち曲げ試験、亀裂試験、遷移温度の測定は出来なかった。然し、0°CにおけるVノッチシャルピー衝撃試験の値が、1 kgm/cm²前後であり、尚溶接部は0.5~0.7 kgm/cm²であること、及び変質部の硬度が300V_Hであることは、これが溶接性の悪い材料であることを表明しているものであり、一方破断の開始した点が溶接クレータ端より4 mmで、溶接によって最も硬化すると考えられる位置であること及び当日は比較的湿度の低かったことを考え合せると、このアンカープレートはフランジを溶接したためにその強度が低下し、これが破断の最大の要因と推定される。

(2) 設計および施行面からは

a アンカープレートの施行埋込角度が設計図の角度と較べ少なかったために設計応力を超えた降伏点近

くの引張応力が生ずるようになった。

b 断面の形状が破断面において急変、すなわち断面積が79.7 cm²より43.7 cm²に不連続に変化しているため、応力の集中を生じ易い箇所を作った。

c フランジの溶接によってアンカープレートに残留応力の集中が生じ易い形となっていた。

(3) その他

a アンカープレート及びシーブは事故当時2 mの厚さの土砂を被り、水没していたため点検することが出来なかった。

b 後控索の負担する荷重は10.2 tonで、これは下流側では22φの鋼索、上流側は22mmφと32mmφを途中でクリップジョイントしたものを使用していた。事故によってクリップジョイントは抜けていたがこの場合破断の誘因としては考えなかった。

9. むすび

最近の脆性破壊に関する研究によれば、静荷重でも構造材の形や切欠形状によっては室温でしかも10 kg/mm²以下の応力でも脆性破壊が起ると云われている。又切欠脆性は低温側では極めて急激に高まり、荷重速度が速いと一層促進されると云われている。

この事故においては、破断面の下縁に切欠が形成されていた痕跡は破断面の観察で述べたように見当らない。

また歪時効、結晶粒子の増大、炭素含有量の増加等の脆化要因がどの程度になれば、脆性破壊に対し形状及び残留応力による応力集中の影響があらわれるかという定量的な点も現在明らかにされてないが、材料試験の結果より破断が溶接によるものと考えた。

従って、今後次の様な対策が必要である。

仮設構造物でも重要な部分の設計施工にあたっては、一般構造物に準じた考慮を払わなければならない。

特に

(1) 設計については

a 外に定められた規程がないときは、設計応力に施工誤差を考慮する。

b 外に定められた規程がないときは、施工許容誤差を明示する。

c 溶接する部材は、それが溶接構造物と考えられないものでも溶接性について充分検討した材料を使用する。重要部材にはSM材を使用すべきである。

(2) 施工にあたっては

a 必ず指示された許容誤差内に施工されているかどうか点検する。

b 使用材料は充分吟味し、必要とあらば、その加

工の影響について試験する。

- c 尚施工に要する仮設備は定期的に点検記録すること，並びにこれら保守の責任者を明確にすること。

等がこの種災害を防止する対策と考へる。

この重大災害の調査には元当所技官平井康善氏（日本鋼管株式会社に勤務）に構造力学的な検討および材料試験に重要な役割を果たしてもらったことを深く感謝します。

また松尾橋梁株式会社および八幡溶接棒株式会社に多大の御便宜を計っていただいた事を厚く感謝します。

And it was seemed that the explosive range was more influenced by pressure, when the ratio of the lighter hydrocarbons in Butane Gas component was great.

Investigation on The Accident in Construction The Kaimon Bridge

By T. Hakamazuka
K. Ishibashi

In construction of the Kaimon Bridge by cable erection method, the cable towers collapsing, three workmen died and two were injured in the morning Dec. 29 th. last year.

We considered that this accident was caused by breaking in the anchor plate (section 19mm×230mm) which had supported a rope-stay and main carrier cable together.

The stress in the breaking point at the working time was calculated +26.10kg/mm² on under edge, -5.30 kg/mm² on upper edge. Besides, we examined the material of the anchor plate as following. Appearance of fractured surface is brittle and the separation started from under edge. The composition by chemical analysis shows 0.26%C, tr. Si, 0.51%Mn, 0.05%S, 0.048%P, 0.245%Cu. The tensile strength σ_t is 45.6~46.9 kg/mm², the yielding strength σ_y is 27.8~30.1 kg/mm², the elongation is 36~33.2%. There are no crack and other faults in bending test. Hardness test calculate Hv 190 in none heat effect area, max. Hv 301 in heat effect area by arc welding. U-notched charpy impact test calculate 2.7~3.3 kgm/cm² (at 7°C), V-notched is 0.9~1.2 kgm/cm² (at 0°C). Observation on micro and macroscopic shows that the material is rimmed steel consist lamination in it. But this material pass in JIS standard test.

By the above mentioned test, we sermised that anchor plate fracturs was mostly result of brittleness by welding. Therefore we should especially take care for the selection of anchor plate material, its construction error and its maintenance.