

鋼弦コンクリート桁の設計法に関する実験的研究

正員 工学博士 仁 杉 巖*

METHOD OF DESIGNING PIANO WIRE CONCRETE GIRDERS

By Dr. Eng. Iwao Nisugi, C. E. Member

Synopsis

In this paper, the writer reports the result of investigations of 82 piano wire concrete girders of 32 kinds which were carried out during the years from 1944 to 1948.

By referring to literature on the subject published in foreign countries the writer has determined the subjects to be studied hereafter and has investigated experimentally the method of manufacturing piano wire concrete girders and their properties.

From these experiments conclusions have been drawn on

- 1) the girder manufacturing equipment and the essential points of its manufacturing,
- 2) required properties of concrete and piano wire which are to be used for piano wire concrete,
- 3) method of calculating the initial stress and cracking load,
- 4) effect of the contraction and creeping of concrete upon the girders,
- 5) bond strength between piano wire and concrete,
- 6) method of calculating the breaking load of the girders,
- 7) strengthening against breakage due to diagonal tension of the ribs,
- 8) standards for designing and manufacturing of the girders.

For a piano wire concrete railway bridge of 2.75m span which is designed on the basis of the result of the writer's investigations, concrete of 46% and steel of 20% of an ordinary reinforced concrete bridge have been found sufficient.

概 要 本文に於て著者は1944年から1948年におつたつて行つた51種82本の鋼弦コンクリート桁の実験結果について報告している。実験の結果明らかになつたのは次の事項である。

- 1) 桁製作器具及び製作についての主要な点
- 2) 鋼弦コンクリートをつくるのに必要とされる鋼弦及びコンクリートの性質
- 3) 初応力、ひびわれ荷重の計算法
- 4) コンクリートの収縮とクリープの桁に及ぼす影響
- 5) 鋼弦とコンクリートの附着
- 6) 桁破壊荷重の計算法
- 7) 斜張応力による破壊に対する補強
- 8) 桁設計ならびに製造に関する規準

スパン2.75mのコンクリート鉄道橋につき筆者の研究結果を適用すれば、普通の鉄筋コンクリート橋に比しコンクリート46%、鋼20%で十分であることが判つた。

* 日本國有鉄道 東京鉄道管理局 施設長附了高幸彦

目 次

1. 緒 言	2
2. 鋼弦コンクリートに関して Hoyer の行つた研究の成果	2
3. 鋼弦コンクリート桁を実用化するために、実験、研究を必要とする事項	3
4. 著者の行つた実験の概要	4
5. 鋼弦コンクリート桁の製作について	10
6. 初応力がコンクリートの乾燥収縮およびクリープにおよぼす影響	15
7. 初応力の大きさ、および、ひびわれ荷重について	16
8. ピアノ線とコンクリートの付着強度について	17
9. 鋼弦コンクリート桁の破壊	18
10. 鋼弦コンクリート桁の曲げ破壊	19
11. 桁の腹部に斜張応力によるひびわれがでて起る斜張応力破壊	23
12. 曲げによるひびわれが斜に進展して所謂剪断破壊(斜張応力破壊)をする場合	26
13. 鋼弦コンクリート桁の腹鉄筋による補強	30
14. 設計基準および施工基準	32
15. 結 言	33

1. 緒 言

鋼弦コンクリートとは、鉄筋としてピアノ線を用い、初応力を導入した鉄筋コンクリートである。鉄筋コンクリート部材に、初応力を導入しようとする試みは、部材のコンクリートに出るひびわれを防ぐため、および、降伏点の高い鋼材を利用するため、鉄筋コンクリートが用いられ始めた頃から行われ、Lund, Koenen, Labes, Bach, 等によつて研究されていた。しかし、普通の軟鋼を用いて導入する程度の初応力では、コンクリートに起る乾燥収縮、およびクリープの大きさが、相当量に達するため、時が経つと、桁内に導入した初応力が次われてひびわれ防止の効果がなく、成功しなかつたのである。近年になつて、クリープに関する研究がすすみ、強度の高い鋼を利用して、初応力を導入することが考えられ、Freysinet, Dischinger, Finsterwalder, Emperger. 等が、色々な方式を提案している。Hoyer は小径のピアノ線を利用して所謂 Stahlsaitenbeton (鋼弦コンクリート) を考案しているが、これは色色と著想のすぐれた点があるので、大いに応用される可能性がある。

Prestressed beam または Spannbeton についての論文は比較的多く Hoyer の著書 Stahlsaitenbeton を始めとして、Oppermann の報告、アメリカの Rosov の論文、日本では吉田宏彦氏の解説等がある。

しかし、細い点になるとよく諒解できない点もあり、特に、桁の破壊については殆んど研究されたものがないので、著者は Hoyer の論文を中心として鋼弦コンクリートに関するこれ等細い点、および、破壊機構について研究を行い、鋼弦コンクリート桁の設計を如何にすべきかを研究したのである。

2. 鋼弦コンクリートに関して Hoyer の行つた研究の成果

Hoyer は鋼弦コンクリートの桁について、実験した結果から、次のような結果を発表している。

(a) 鋼弦コンクリート桁の初応力、ひびわれ荷重、撓みは

(i) コンクリートの引張、および圧縮に対する応力-歪曲線は直線で、且つ、引張側と圧縮側の弾性係数は等しいとする。

(ii) 初応力の大きさは、桁に偏心軸方向荷重が作用するものとして計算する。

(iii) ひびわれが出るまでは、桁に初応力と荷重による曲げ応力との代数和の応力が作用する。

等の仮定をおいて、計算することができる。

(b) 桁に初応力が導入されているために生ずるクリープ、および、乾燥収縮によつて、桁に当初導入した初応力は、時間が経つと段々減少するのであるが、この初応力の低下はピアノ線の応力低下 1500 kg/cm^2 と見込めばよい。

(c) コンクリートとピアノ線との付着強度はピアノ線の径が細いこと、鋼弦コンクリートでは高強度のコンクリートを使うこと、および、ピアノ線に加えておいた張力を緩めたとき、桁端ではピアノ線の応力が零になるために、径が大きくなつて、周囲のコンクリートを圧してコンクリートに肌圧を及ぼすことになり、このための付着力があること、等の理由で、桁端に特別な鍍着をしなくても、付着力は十分確保することができる。

(d) 桁におこる斜張応力度は初応力があるため、初応力がない桁より減少するので、設計のときには $\tau=18$ kg/cm² 以下になるように断面を定めれば特に計算して腹鉄筋を配置する必要はない。

(e) 桁の許容荷重としては、荷重によつておこる曲げ応力によつて桁下面のピアノ線の位置における応力度が零になる程度の荷重とするのがよい。

(f) 実験結果によると (e) で定めた許容荷重はひびわれ荷重に対して、1.5 ぐらい、破壊荷重に対して 3 ぐらいの安全率がある。

3. 鋼弦コンクリート桁を実用化するために、実験、研究を必要とする事項

2 でのべたように、鋼弦コンクリート桁については、理論的にも、実験的にも、ある程度の結論をえており、ドイツでは 1840 年頃から相当の範囲に、鋼弦コンクリートを応用したようである。また、色々の角度からの実験、研究も行われたようであるが、その報告類は第 2 次世界大戦と、その後の混乱から入手することができないので、細いことは解からない。しかし、従来説明には我々が諒解し難い点や説明されてないこともあるので、我國で鋼弦コンクリートを実用化するためには、これ等の点を研究する必要がある。

鋼弦コンクリートについてこれ等不明瞭な点をあげると、

(a) コンクリートに導入される初応力について

(i) 材令が若い時に、ピアノ線に加えた初張力を緩めるが、その時付着強度が十分発揮されて、初応力が桁のコンクリートに導入されるためには、如何なる点に留意すべきか。

(ii) ピアノ線、コンクリートの初応力を如何に選定すべきであるか。

等が問題となるが、両者とも、設計の基本問題であるので、十分検討を加える必要がある。

(b) ひびわれを生ずる荷重の大きさについて

ひびわれを生ずる荷重の大きさについては

(i) ひびわれを生ずる荷重の大きさに関する Hoyer の説明は一応理解できるが、実験的にも、果して桁に導入される初応力によつて、その説明のように、ひびわれを生ずる荷重が上昇するのであろうか、また、ひびわれを生ずる荷重に対して、コンクリートの曲げ引張強度が、どの程度の影響をもつか。

Hoyer の実験の一例をみると、ひびわれを生ずる荷重ではコンクリートの曲げ引張強度は、80 kg/cm² 位に達するような結果がでているが、良質なコンクリートを用いても、実験的に常にそのような大きいコンクリートの曲げ引張強度を期待することができるかどうか疑問である。

(ii) 鋼弦コンクリートにおいて、コンクリートの収縮および初応力によつておこるクリープがひびわれを生ずる荷重に影響することは想像されるが、このコンクリートの収縮およびクリープの影響を如何に取扱うのがよいか。

鋼弦コンクリート桁のコンクリートに収縮およびクリープが起ることは事実であるが、ひびわれを生ずる荷重に関する実験結果によると、Hoyer, Rosov 等が考えているように、クリープや乾燥収縮のために、ピアノ線の応力が低くなると考えなければならぬ程、ひびわれを生ずる荷重が低くならないようである。

従つて、Hoyer が説明するような計算方法で、乾燥収縮およびクリープの影響を取扱うことに疑問があるのである。

(c) 終局破壊強度について

前にものべたように、Hoyer も Rosov も鋼弦コンクリートの終局破壊強度については殆んど触れていないが、桁の安全率を定める上には大切な研究項目である。

(i) 終局破壊強度にはいかなる要素を考えなければならぬか。

一般の鉄筋コンクリート桁ではコンクリートが圧縮破壊するか、または鉄筋が降伏点に達しておこる曲げ破壊、桁に生じた斜ひびわれが進展して、剪断力の影響をうけておこる斜張応力破壊、付着強度が不足しておこる破壊の 3 つが考えられているが、鋼弦コンクリート桁では、普通の鉄筋コンクリート桁とはちがった原因で、破壊がおこることはないか、また鋼弦コンクリート桁では、これ等の破壊現象をいかに考え計算すべきであるか。

(ii) Hoyer は腹鉄筋を配置しない設計方式をとつているが、果してこの方針が許されるであろうか。等重要な問題が多い。

(d) その他の問題について

以上は主として、桁の性質について考えたのであるがこの他にも

- (i) ピアノ線の掴み装置, 桁の製作装置, 製作方法, 大量生産方式等で留意すべき事項
 - (ii) 設計基準として, 断面の形, 鉄筋量, 初応力に対する制限, 桁の安全率についての考え方
- 等研究すべき事項は多いのである。

4. 著者の行つた実験の概要

(1) 実験の範囲

1 でのべたように, 鋼弦コンクリートに関しては, 未だ解からない事項が多くあるが, 筆者は研究目標を鋼弦コンクリート桁の急速な実用化において, 現在日本で実用化しうる範囲内で研究を進め, 桁の設計製作の基準をまとめることを方針とした。

従つて, 筆者は鋼弦コンクリートの実用化の目的から, 現在, 適用し難い項目は省いて, つぎのような範囲内で, 実験研究を進めている。そこで, この範囲外の事項については, 筆者の結論を適用することはできない。

(a) ピアノ線は日本製で, 一般の市場で入手できるものを用いている。ピアノ線の性質は鋼弦コンクリートの性能を左右する重要なものであるが, 現在, 日本製のピアノ線は非常に性質に差があつて, 実用上, 研究上から好ましくないが, 筆者は実験当時入手しやすいものを用いたので, 色々な性質のピアノ線を用いて実験したことになる。しかし, 各ピアノ線の性質を適確に掴んでおけば, 実験結果を整理する上に困難はない。

(b) コンクリートの強度は主として, 材令 28 日で 500 kg/cm^2 の程度のものを用いた。

Hoyer は $600 \sim 1000 \text{ kg/cm}^2$ の強度のコンクリートを使用すべきであるとしており, その他の研究者も, 初応力を導入する場合は, 成可く強いコンクリートを用いるべきだと提案しているので, 筆者は現在のセメントで, 最高の強度を出すよう努めた結果, 28 日で $500 \sim 600 \text{ kg/cm}^2$ という結果になつたのである。強度を小さくしたときの桁の性能如何という問題もあるが, この研究には含まれていない。

(c) Hoyer は鋼弦コンクリート桁では, 設計計算に基いて筋筋を配置することを原則としてはいないので, 筆者の実験でも筋筋は配置せぬことにした。

しかし, 筋筋を配置した桁も実験して, 腹鉄筋の配置方法に関する原則的な研究は行つてある。

(2) 実験の記録

実験桁の諸元は, 予備実験桁 I~XVII は表-1 に, 本実験桁 I~X は表-2 に, 桁の断面の詳細は図-1 に示してある。

表-1 予備試験桁諸元

桁番	予桁I	予桁II	予桁III	予桁IV	予桁V	予桁VI	予桁VII	予桁VIII	予桁IX	予桁X	予桁XI	予桁XII	予桁XIII	予桁XVII
製作(年月日)	9-2-1	19-2-23	19-3-3	19-3-15	19-3-29	19-4-10	19-5-1	19-5-19	19-6-1	19-6-13	19-6-29	19-7-15	19-9-8	19-10-19
断面	形	矩形	矩形	矩形	矩形	I 桁	I 桁	I 桁	I 桁	矩形	矩形	矩形	矩形	矩形
	高さ(寸)	5	5	5	5	12	12	12	12	12	12	20	12	12
	幅(寸)	10	10	10	10	8	8	8	8	8	8	10	8	8
	桁の断面積(寸 ²)	50	50	50	50	76	76	76	76	96	96	200	96	96
	径(寸)	2.02	1.62	1.02	1.62	1.42	1.42	1.92	1.92	1.32	1.32	3.03	1.92	1.92
	本数	12	12	12	12	16	16	16	16	16	16	14	16	16
	断面積(寸 ²)	0.302	0.247	0.0942	0.247	0.253	0.253	0.416	0.416	0.216	0.216	1.010	0.416	0.416
	鉄筋比(%)	0.755	0.628	0.235	0.628	0.333	0.333	0.647	0.647	0.433	0.433	0.606	0.433	0.433
	骨長(寸)	751	611	384	610	714	714	915	915	915	915	1332	915	915
	長さ(寸)	97	97	97	97	97	97	97	97	97	200	200	140	140
製作時 ピアノ線	初張力(kg)	2600	2520	1590	130	1846	1830	4100	3160	3200	3200	5400	2700	2800
	初張力(%)	8125	10202	16880	526	7270	7431	9656	7676	7892	7892	5347	6496	6731
	ピアノ線	7345	9427	16373	486	6844	6973	8737	6374	7638	7638	4743	5911	6125
初張力(%)	上線	38	37	25	2	19	20	41	32	38	33	37	32	33
	下線	132	130	36	7	65	66	130	107	99	99	85	83	86
断面畧圖														

図-1 試験桁断面詳細図

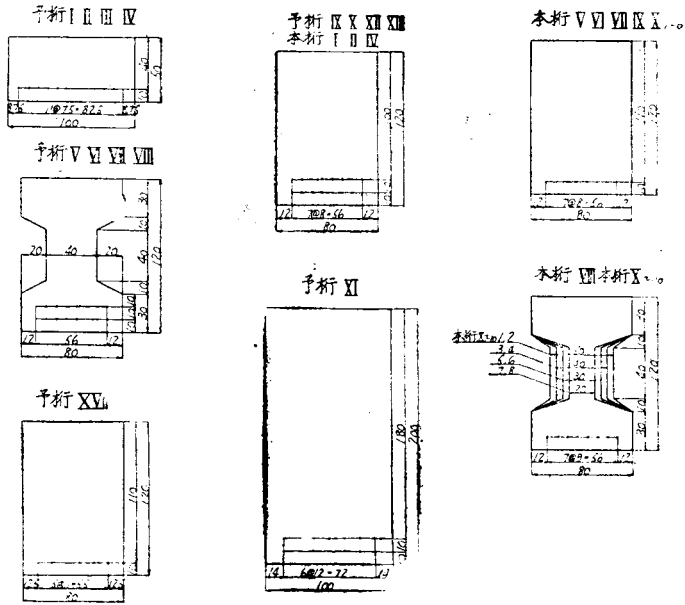


図-2 本桁 IX X 肋筋配置図

(片筋はすべて2mmのピア線)

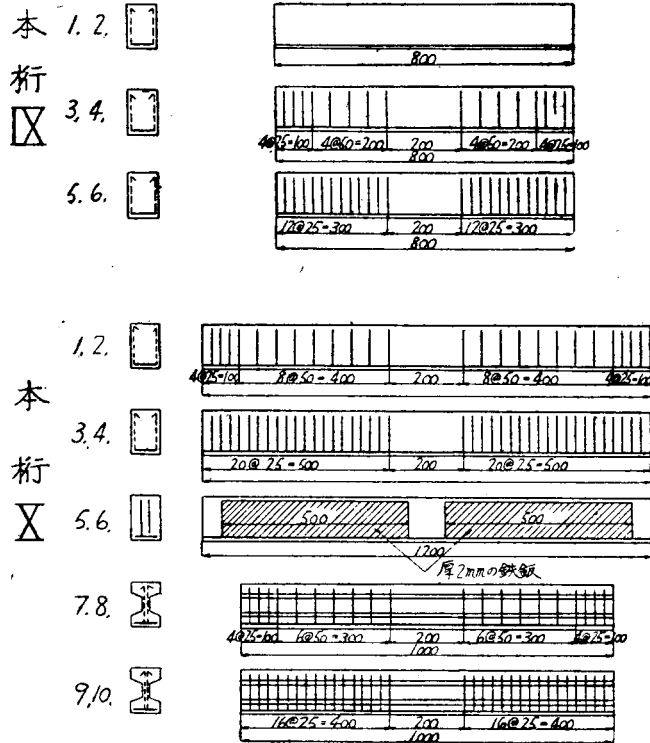


表-3 初応力計算表

Table with 20 columns: 桁番號, e (cm), Ac (cm²), ATe (cm²), ATe (cm²), As (cm²), ATe/As, ATe/Ac, ATe/As, η, 1+ηAs/Ac, T (kg), Cc, Cs, D-As (kg), M-DC (kg), TV (cm²), and various material properties. Rows include 予備実験桁 (I-XVII) and 本実験桁 (I-XVI).

初応力の計算は表-3 に示してある。

Hoyer の提案した初応力の計算では、コンクリートの収縮およびクリープの影響を考慮するのであるが、この影響は養生法、養生日数等色々な要素に支配されるので、ここでは一応この影響を考慮せず計算した。コンクリートの収縮およびクリープの影響の取り扱いは、6, 14 において詳しく論ずることとする。

これらの実験桁は本桁 IX, X を除いて、筋筋は配置してない。本桁 IX, X の筋筋の配置は図-2 に示してある。

(3) 実験桁の製作に関する記録

実験桁製作に関する記録は表-4、表-5 に示してある。鋼筋コンクリート桁の製作については、5 で詳しく

表-4 予備実験桁製作記録

Table with 17 columns (桁番號 I to XVII) and 6 rows. Rows include: コンクリート打設日, ヒヤ線(筋)の張力(ヒヤ線の張力)の養生期間, 養生法 (最高, 最低, 平均 温度, 張力), ヒヤ線の養生方法 (方法, 養生日数).

のことにする。

(4) 実験に用いた材料の性質

(a) 実験に用いたピアノ線の性質

前記のべたように、日本製のピアノ線は、性質が非常に区々にあり、また Hoyer の用いたような良質のものは非常に少ない。筆者の用いたものは、強度が最大 20 000 kg/cm² 位で、弱いものは 12 000 kg/cm² 位のものもあった。

日本製ピアノ線がよくないのは主として、製造技術が遅れていること、および、設備がよくない線引工場があることが、主な原因のようである。日本でも素材を吟味し信用のある製造工場で線引し、且つ製造工程の最後に 250°C~300°C で低温焼鈍すれば、ドイツの製品に近いものができる由である。

表-5 本実験桁製作記録

桁番	本桁 I	本桁 II	本桁 III	本桁 IV	本桁 V	本桁 VI	本桁 VII	本桁 VIII	本桁 IX		
コンクリート打込の日	22-8-29	22-9-22	22-11-14	22-12-12	23-3-19	23-4-7	23-4-28	23-5-14	23-7-14		
ピアノ線に張力を加えた日	22-9-5	22-9-29	22-11-21	22-12-19	23-3-29	23-4-10	23-5-5	23-6-21	23-7-21		
コンクリート封入後のピアノ線の養生期間	7	7	7	7	10	8	7	7	7		
養生時	気温	30°C	29°C	17°C	12°C	14°C	22°C	20°C	22°C	32°C	
	コンクリート温度	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	張力	920	4600	3100	2000	2000	1100	2000	2000	2000	
コンクリート封入後のピアノ線の養生法	養生法	空中養生			湿養生	空中養生					
	養生温度	最高	315	295	17°C	24°	17°C	25°C	29°C	27°C	33°C
		最低	270	265	11°C	22°	9°C	15°C	20°C	22°	26°C
		平均	290	270	13°C	23°	10°C	20°C	24°C	24°C	28°C
張力	最高	950	4800	3100	2100	2050	1100	2050	2050	2000	
	最低	880	4500	3000	1950	1950	1100	1900	1950	1900	
	平均	920	4600	3100	2000	2000	1100	2000	2000	2000	
ピアノ線の養生方法	方法	ピアノ線表面に水を滴下して錆させる。									
	錆させた日数	44	23	18	16	28	23	27	18	27	

つぎに筆者の用いたピアノ線の主な性質を示すと、

(i) 強度

実験に用いたピアノ線の強度は表-6 に示してある。

(ii) 応力-歪曲線

本実験に用いたピアノ線の中、(H)、(I) (表-6 参照) について、歪度を測定して、応力-歪曲線を描いたのが 図-3 である。しかし、ピアノ線の応力-歪曲線は、その履歴によつて、形が変わるから、著者は張線作業中に取り扱つたと同じ条件の試料についても試験して、桁の応力解析をする際の参考とした。

(iii) 降伏点

ピアノ線は明確な降伏点を示さないが、一般に、残留変形 0.2% を限度としているので、この値をとると、表-7 のようになる。

(b) 実験に用いたコンクリート

実験が長期間にわたつたので、実験に用いたコンクリートも段段と変

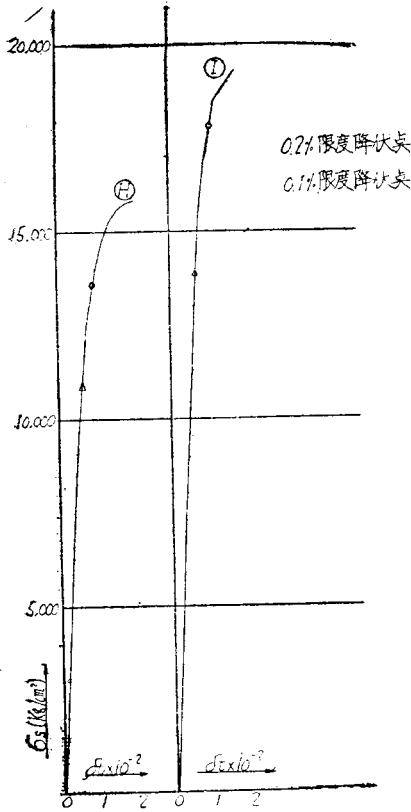
表-6 実験に使用したピアノ線の強度

記号	径 (mm)	断面積 (cm ²)	破断荷重 (kg)	破断応力 (kg/cm ²)	備考
(A)	1.02	0.00816	185	22,300	予桁 III 使用
(B)	1.63	0.02085	451	21,620	予桁 II 予桁 IV 使用
(C)	2.02	0.03203	387	12,060	予桁 I 使用
(D)	1.42	0.01583	230	14,550	予桁 V 予桁 VI 使用
(E)	1.82	0.02600	411	15,800	予桁 VII 予桁 VIII (XI 線)
(G)	3.03	0.07211	1350	18,720	予桁 IX 予桁 X
(H)	2.00	0.03140	500	15,920	本桁 I, IV, V に使用
(I)	2.03	0.03237	626	19,308	本桁 II, VI ~ X

表-7 ピアノ線の降伏点

項目	降伏点 (kg/cm ²)	破断強度 (kg/cm ²)	降伏点 / 破断強度
(H)	13,600	15,920	0.85
(I)	17,800	19,308	0.92

図-3 ピアノ線の応力-歪曲線



化している。圧縮強度が材令 28 日で、500 kg/cm² 以上という目標の下に、製作に努力したが、後でのべるように、一部これより程度の下がったものもできている。製作に当つては、吉田博士の研究した高强度コンクリートの製造方法を参考としてなるべくこれを忠実に実行した。以下製作に關係する資料についてのべる。

(i) セメント

実験当初はセメントは統制になつていたが、入手は左程困難でなかつたから、当時最高級と考えられていた小野田セメント藤原工場の製品を用いた。これは予桁 I から予桁 XI まで用いている。

本実験になつてからは、セメントの生産が少なく、セメントの入手が困難になつたため、東京附近で比較的良好と考えられていた浅野 日本 JES 型セメント (西多摩工場) を用いた。

これ等、各種のセメントの試験成績は表-8 に示してある。

(ii) 骨 材

細骨材は全実験を通じて、多摩川産のものを用いたが、この砂は F.M が 2.95 である。

粗骨材として、予桁 I~XVII は根府川産の碎石を用いた。その組成は重量比で 5mm~10mm 33%、10~20mm 67% とした。

この組成は配合についての予備試験の結果、この砕度が打込みに便利であつたので採用したのである。

本実験になつてからは、碎石が入手できなかったため、多摩川産の砂利で、20mm 以下のものを用いた。予備実験の結果、大略 5~10mm が 28%、10~20mm が 72% が適当と認めら

れたので、この組成のものを用いた。

表-8 セメント試験成績

使用桁番號	種類 No. 孔 (%)	比重	凝 結				種類 電氣	軟 練 強 度						化学成分 (%)			備 考	
			室温 時分	20℃ 時分	終 時分	水量 (%)		抗折力 (kg)		抗压強度 (kg/cm ²)		フロー mm	SiO ₂	SO ₃	MgO			
								3日 7日	28日	3日 7日	28日							
予桁 I~II	22	3.09	19-21	7-30	10-11	32	+1	289	449	643	526	165	230	170	187	159	160	小野田 藤原工場
予桁 III	36	3.08	19-20	0-30	1-40	29	+1	10	22	38	29	69	152	171	142	142	152	小野田
予桁 IV	46	3.15	26-29	1-35	4-30	28	+1	346	438	568	359	112	182	171	192	0.64	0.52	浅野ペロ
本桁 I~X	29	3.02	165-17	4-00	5-50	28	+1	166	341	557	50	132	206	167	141	137	128	浅野 西多摩工場

(iii) 配 合

w/c は強度を支配する要素であつて、成可く小さくとる必要があるが、余り小さくすると打込みができなくなる。配合の予備試験の結果から、強度上 w/c を 29% にとらなければならなかつたので、終始この値をとることに努めた。しかし、予桁 XII, XIII, XVII では振動機が故障したため、打込みを楽にする必要があつたので w/c=32~33% とした。従つて、コンクリートの強度も落ちたのである。

配合比は予備実験桁の配合は、配合に関する予備実験の結果を参照して、重量比で 1:0.8:1.72 とした。

本実験桁の場合は、同時に、17 本の桁を製作せねばならなかつたので、施工を楽にする必要があつたから、少しセメント量を増して、配合を 1:0.7:1.33, w/c=29% とした。なほ、桁の下縁からピアノ線の埋る深さまでは、コンクリートの打込みが困難なためと、付着強度を確保するために、モルタルを打込んだ。このモルタルの配合比は全体を通じて、1:1.5, w/c は 29% としている。

(iv) コンクリートの打込み

5 で詳しくのべることにする。

(v) 強 度

実験桁に用いたコンクリートの強度は表-9 に示してある。

(vi) 応力-歪曲線

鋼弦コンクリートでは、コンクリートの応力-歪曲線のうち、ピアノ線に加えた力を緩める材令のもと、試験した時の材令のものを参照する必要がある。

標準供試体(径 15cm, 高さ 30cm)について測定した結果による応力-歪曲線の 1 例は図-4 に示してある。

この図から見ると、500~600 kg/cm² 程度のコンクリートでは、350~400 kg/cm² 前後迄、殆んど直線で、それからやや曲線となり、最大応力時の歪度は 20~22×10⁻⁴ 位である。Saliger Whitney 等は最大応力度に達してから、応力は減少しながら歪度は増すというが、著者の実験では、この関係を明瞭にすることはできなかった。

300~400 kg/cm² 程度のコンクリートでは応力-歪曲線は 200 kg/cm² 前後まで直線で、最大応力時の歪度は 20×10⁻⁴ 程度である。

(vii) $n = \frac{E_s}{E_c}$ の値

著者は桁の応力を計算するために必要な $n = \frac{E_s}{E_c}$ の値を、計算する桁の応力状態とコンクリートの品質とを考慮して、定めているが、材令が 28 日で、500~600 kg/cm² の圧縮強度をもつコンクリートに対しては、大略、つぎのようにとつている。

a) ピアノ線を緩めたときの材令の応力 100 kg/cm² 程度のもの。

これは初応力の計算に必要なものである。この場合の、 n は 8 位である。

b) 曲げ試験したときの材令の応力 200 kg/cm² 位までのもの、

これはひびわれを生ずる荷重の計算に必要なものである。

この場合の n は 6 位になる。

c) 試験した材令の破壊点附近までのもの、

これは破壊荷重の計算に必要なものである。この値としてはコンクリートのセカントモデュラスを用いることにした。このときの n は 8.5 位になる。

(viii) コンクリートの引張強度は標準供試体で、圧裂試験法によつて求めたが、その結果は表-10 に示してある。

5. 鋼弦コンクリート桁の製作について

(1) 概 説

従来、Prestressed beam を取り扱った文献では、桁の製作法については、殆んどのべていない。しかし、桁の製作ができなければ、理論的に如何によい性能があつても、その桁を用いることができない訳で、この意味で

表-9 コンクリートの圧縮強度

供試体番号	材令(日)	圧縮強度 (kg/cm ²)	使用部	備 考
予桁Ⅱ (本桁Ⅰ型)	4	222	小野田強	予桁Ⅰ~予桁Ⅴ迄殆んど同じ
	14	618		
	28	673		
予桁Ⅲ (本桁Ⅱ型)	7	209	小野田強	予桁Ⅵと同じ
	21	296		
	28	292		
予桁Ⅳ	7	241	浅野 JES 型	
	22	247		
本桁Ⅰ	7	258	浅野 JES 型	
	14	562		
本桁Ⅱ	7	300		
	130	521		
本桁Ⅳ	7	455		
	99	549		
本桁Ⅴ	7	350		
	71	574		
本桁Ⅵ	7	390		
	7	376		
本桁Ⅶ	7	559		
	7	379		
Ⅷ	45	625		
	7	400		
Ⅸ	29	587		
	7	368		
Ⅹ	7	368		
	41	492		

図-4 コンクリートの応力歪曲線の一例

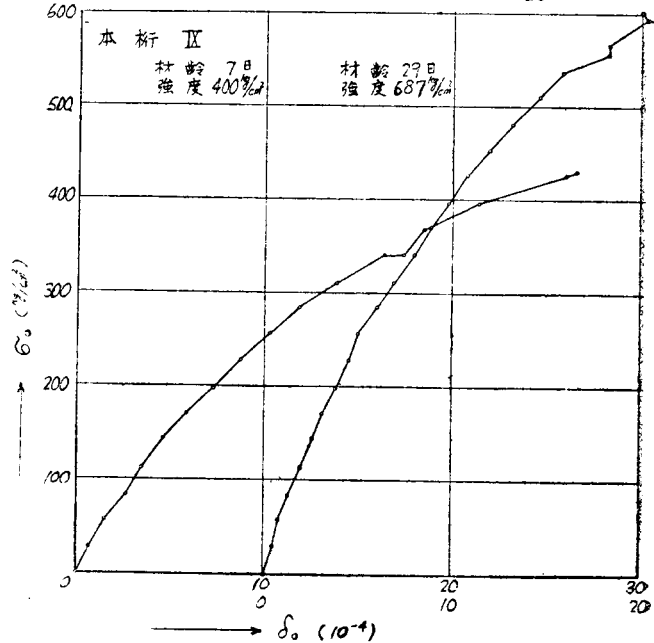


表-10 コンクリートの圧裂強度 鋼絃コンクリート桁の製作法は、重要な研究項目である。

桁番号	材齢 (日)	圧裂強度 (kg/cm ²)
本桁 III	14	33
本桁 I	117	38
本桁 II	137	44
本桁 IV	99	41
本桁 V	150	46
本桁 VI	70	45
本桁 VII	45	41
本桁 VIII	35	45

しかし、鋼絃コンクリートの製作法は鋼絃コンクリート桁の性能を研究する研究者のみでは、成果を期待することは困難で、各方面の専門家の協力をえなくてはならない。現在各国で用いられている製作法もまた不十分な点が多いので、今後の忍耐強い研究と改良とを加へて、信頼しうる製品を製作するよう努力しなければならない。

鋼絃コンクリート桁の製作法は、細部の点では幾多の方式が考えられるが、以下著者が行つた方法を中心として考察を進めることにする。

(2) ピアノ線の摺み装置

ピアノ線の摺み装置は原則的に

- (i) 把持力が十分で、桁製作中に滑るようなことのないこと。
- (ii) 各ピアノ線に加へた力を調節して、各ピアノ線の力を均等にすることができること。
- (iii) 取り扱いが簡単であること。

の3つの条件を満足させなければならない。

著者の知る範囲では、この条件を完全に満足させるような装置は、まだ用いられていない。

今まで用いられているものは

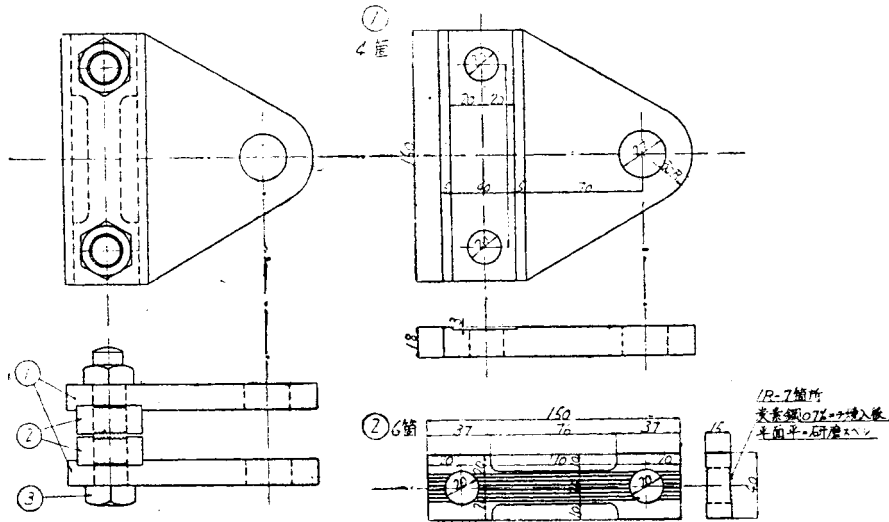
(i) 各ピアノ線を1本1本、タンバクルまたは張線器で引張る型式 (Hoyer の実験の初期に使用した装置で、建設省建築技術研究所で用いている型式)

これはピアノ線の数が少なくて、且つ、その間隔が広い時は、各ピアノ線の張力を調節することができて便利であるが、数多いピアノ線が間隔狭く並んでいる場合は、張線作業が著しく困難になるか、または実際上作業ができなくなる。

(ii) 図-5 に示した型式のもの (Hoyer が用いていると想像される型式)

この型式は、取り扱いは簡単であるが、ピアノ線の間隔を正確にとることが困難なこと、各ピアノ線の張力を調節できない不利がある。

図-5 ピアノ線の摺み装置 (1)



(iii) 多数の挟持駒の間にピアノ線を挟み、横方向より加圧して、摺み装置 (著者が用いている装置)

この型式は各ピアノ線の張力を調節することは困難であるが、取り扱いは簡単である。

以下、主として著者の用いている (iii) の型について説明する。

この型式は元鉄道技術研究所第5部久保技官の考案したもので、詳細な説明は、鉄道業務研究資料第3巻第

15号に示されているから、省略するが、図-6、図-7に示すように、挟持駒の間にピアノ線を挟み、腕によつて、横方向から加圧してピアノ線と挟持駒のフリクションによつて、ピアノ線を確実に掴むのである。この方式で、初め試作した装置は、腕で横方向から加圧するのに、図-8に示すように、その加圧力にピアノ線を引張る力を利用しているので、1mm程度の細いピアノ線を用いると、挟持駒の角でピアノ線を喰ひ切ることがあつた。そこで、この欠点を改良して、腕の加圧力をピアノ線を引張る力と無関係にし、且つ、装置全体を大型にしたものが、図-9である。

図-6 ピアノ線の掴み装置(2)



図-7 ピアノ線の掴み装置(3)

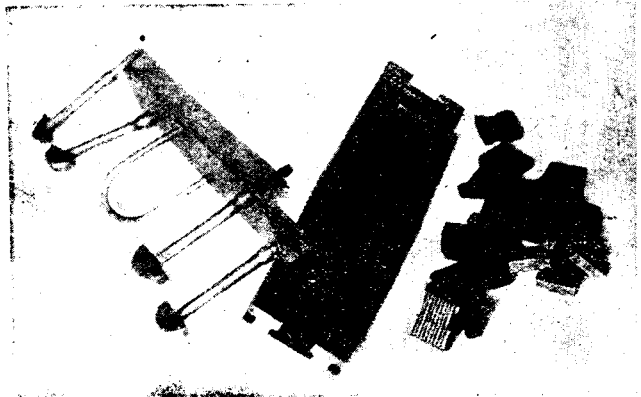


図-8 同上(4)

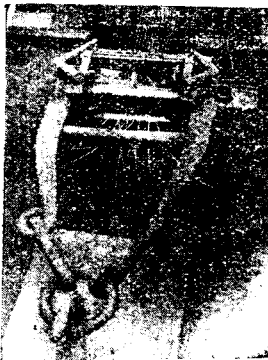


図-9 同上(5)

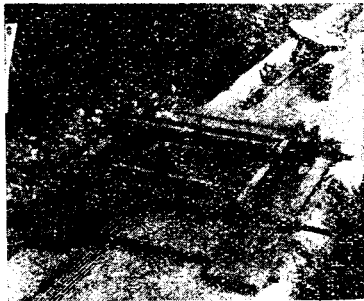


図-10 ピアノ線を予め引張る装置



この装置の根本的な欠点は、ピアノ線の張力の調節ができない点で、このために、張線作業が著しく困難になることである。

この張線作業の困難さを避けるために、図-10に示すように、各ピアノ線に一定の鋼塊をかけて、ピアノ線のある応力で一様に緊張してから、ピアノ線を掴む方法を試みた。この方法は比較的容易に目的を達しうるが、ピアノ線が2mm以上になると、鋼塊を大きくせねばならぬので、設備および取り扱いがやや面倒になる。著者は目下、ピアノ線の調節ができるような装置を試作してあるが、未だ十分な成果をえていない。

各ピアノ線の張力を正確に測定する方法があつても、張力の調節が自由にできなければ、意味をなさないから、掴み装置は今後、主として、各ピアノ線の張力を自由に調節しうるよう、改良することに努力しなければならない。

(3) 鋼弦コンクリートの製作装置

鋼弦コンクリートの製作装置の要点は、ピアノ線に加える初張力に抵抗しうる支合の設備と、ピアノ線に加力する装置および、その初張力を正確に測定しうる装置とである。

これ等の装置は、生産設備であるから生産する目的に従つて、多くの方式がえられる訳であつて、企業的に、大量生産をする場合には、理想的な設備をするよう努力しなければならない。

支台の設備は、ピアノ線に加える初張力が、5000kg 位であれば簡単で、著者は図-11 に示すように、簡単な基礎の上に鉄筋コンクリートの柱を作つて用いている。しかし、初張力を大きくする必要がある場合は、基礎を堅固にしなければならない。この1例として、図-12 に示すような型式のものがある。

ピアノ線を引張るためには、図-11 に示すように、ピアノ線の掴み器にジャッキをかける方法がよいが、大量生産の設備では、Hoyer が採用しているように、支台と一体に加力装置を設備することもできる。

ピアノ線に加えた力を測定することは、極めて重要なことであるが、まだ研究する余地が多い。測定方法としては1本1本のピアノ線の応力を測定する方法、掴み装置全体に作用する力をスプリングバランス、または油圧で測定する方法等が考えられるが、著者は図-9 に示すように主としてスプリングバランスを用いている。スプリングバランスは容量の小さなものが多いので、滑車を入れて測定する必要がある場合も起るが、精度の点で好ましくない。著者は図-13 に示すように、レールの撓度を測定して、力を測ることを試みたが、未だ十分成功していない。ピアノ線の応力を各別に測定する方法は誤差が多いことと、測定が面倒であるため、実用上は適用が困難である。結局、Hoyer も採用しているように、初張力の測定法としては、スプリングバランスを用い

図-11 支台の一例



図-13 ピアノ線にあてた引張力を測定する装置



図-12 鋼弦コンクリート桁の製作設備(1)

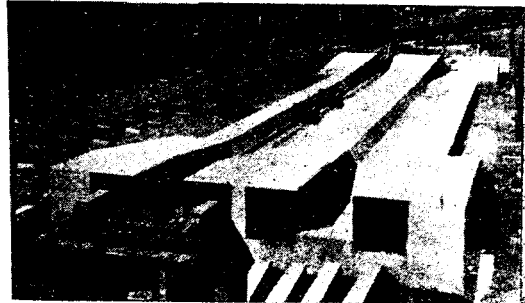


図-14 同上(2)



ることが簡単でよいと思うが、その容量、精度等は、製作装置に適するように改善する必要がある。これ等を組合せて著者が桁を製作したのは、図-14 に示したような設備である。この設備で困るのは桁を打ちこんでから、ピアノ線に加えた初張力を緩めるまでの養生で、設備が野天にあるから、天日に曝されたり、雨に濡れたりして、コンクリートの硬化に最も重要な時期の養生に完璧を期することができない。そこで、できれば製作装置は

屋内に設備するか、桁を打ちこんでから蓋をするよう準備することが望ましいのである。地面下に溝を設備してこの中で型枠を準備し、コンクリートを打ちこみ、後に溝に水を満たして養生する方法は理想的であるが、準備作業が面倒であらう。また、製作設備が長すぎると、各部を繋ぐためのロープその他が長くなり、桁を打ちこんでから養生中に、外気温の影響をうけて、これらが伸縮し、そのために張力が変化して、正確な張力の値を求め難くなり、また桁の附着強度に不利な害をあたえることが想像されるので、避けなければならない。

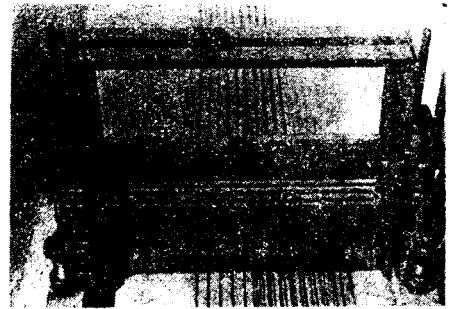
(4) ピアノ線の緊張作業

ピアノ線の緊張作業は桁コンクリートの打ちこみと共に、桁を製作する作業の中心をなすものである。この作業の内、一番苦心するのは、各ピアノ線の張力の調節である。前にものべたように、ピアノ線の間隔が広いと、ターンバックルまたは張線器等で、一本ずつ引張ることができるから困難はないが、ピアノ線の数が多くなつてくると、現在、未だ完全な調節装置のある掴み器がないので、困るのである。調節作業を簡単にするためには、前にものべたように、鋼塊等をかけてピアノ線を緊張させて掴む方法がよい。このためには十分な荷重を無理なく掛けられるように、製作設備を工夫設計する必要がある。

このような設備がないときは、予め各ピアノ線を適宜の荷重で引張り、鋼巻尺のようなものを用いて正確な長さを測りこれを基準として、予め計画した2つの掴み器間の距離に合せて印をつけ、この印に両側の掴み器の一定の箇所を合せて、掴むことにすればよい訳である。

各ピアノ線の張度を合わせるためには、ピアノ線を叩いて声高を聴いて調節する方法、一つのピアノ線を叩いた時、他のピアノ線を共鳴させて、調節する方法等があるが、予備実験的に、数少いピアノ線の場合はよく成功するが、鋼弦コンクリート桁の場合のように、ピアノ線の数が多くなると、振動させる長さを正確にとることが困難で、調節が難しくなる。振動させる長さを正確にとるために、著者は図-15の如き器具を用いているが、全部のピアノ線を同時に押えることが難しく、1~2本遊ぶピアノ線ができるので、改良を必要とする。

図-15 ピアノ線を支持する台



しかし著者はこの器具を用いて、ピアノ線を共鳴させて調節している。

最近ピアノ線を磁化しておき、応力による磁歪の現象を利用して、ピアノ線の応力を測定して調節する方法が提案されているが、建設省建築研究所で試用された結果はよい由である。著者が試みたもう一つのピアノ線張力調節法は、ピアノ線のある程度引張り、これを緩めると、自重によつてSagができるが、これは掴み装置間の距離に極めて敏感であるから、このSagを一様にするよう調節するのも、簡単でよい方法であると思う。

この外緊張作業で注意すべき事項は、

(i) ピアノ線を束から引出す時燃らないように引出すことで、不注意に引出すと燃りがひどくなつて、張度を低下させることがある。

(ii) ピアノ線は破断強度の80%以下では、クリープが生じない訳であるが、実際張線しておくときクリープのために張力がやや低下する。この期間は著者が破断強度の1/2程度の初応力をかけた場合大略3日間位で、その後は張力が低下することがない。そこで張線してから3日以後にコンクリートを打ちこむよう、段取りする必要がある。

等である。

勿論、張線作業は掴み器、製作装置等によつて変わるのであるが、以下著者の行つている作業を中心としてのべてゆく。

先ずピアノ線を錆させる。それからピアノ線に所定の長さを正確に測定して印をつけ、その印を掴み器の挟持駒に合せて、掴み器に掴ませる。しかし、このようにして掴んでも、多少の調節は必要であるので、これを調節するために、一方の掴み器では、確実にピアノ線を掴み、他の側の掴み器は仮締しておいて、先ずその仮締した掴み器でピアノ線が滑らない程度の張力をかける。そして各ピアノ線の張力を調べながら、ピアノ線を仮締した掴み器の挟持駒の間で、無理に滑らせて調節している。この作業は相当熟練しないと難しいので、設備を改良して鋼塊を掛けて、調節作業を省きうよう改良したいと思つている。

かくして調節が終ると、仮締してあつた掴み器を十分締めつけて、更に所定の張力まで上昇させて張線作業を

終るのである。

(5) コンクリートの打ちこみおよび養生

前に述べたように、鋼弦コンクリート桁ではコンクリートに高い強度が要求されるから、 w/c を小さくしなければならぬ。そこで比較的硬練りのコンクリートを用いるから、コンクリートの打ちこみには振動機を使用するのがよい。この目的のためには、Hoyer は型枠振動機を用いているが、著者は普通の棒状振動機を型枠振動機として用いていた。

著者はこの振動機で、4 でのべたように、配合 1:0.8:1.7、 $w/c=29\%$ のコンクリートを打ちこみ、材令 28 日の圧縮強度が 500 kg/cm^2 以上のコンクリートをえている。

鋼弦コンクリートの打ちこみに、台振動機を用いることは大量生産方式を考える場合に不利であるから、鋼弦コンクリート桁打ちこみ用の振動機としては、型枠振動機の改善の方向に努力すべきであると思う。

ピアノ線に加えた張力を緩めるまでの桁の養生方法は、製作設備に左右されるから、大量生産をする場合には、製作設備の設計に、この養生が完全に行えるよう工夫すべきである。

研究中の小規模な場合で、設備が不十分な場合でもこの養生にはできるだけ努力をせぬと試験体の性能が悪くなる。著者はこの養生中、桁上面に濕砂を厚くかけて、時々撒水すると共に、桁型枠の上面を板で蓋つて日光の直射を防いだ。

コンクリートの打ちこみ後、ピアノ線に加えてある張力を緩めるまでの期間は、付着強度、桁の上面に導入される引張応力、コンクリートの強度、養生方法等を勘案して慎重に定めるべきである。Hoyer は良質のコンクリート（ほぼ著者の用いたコンクリートと同程度）を用い、蒸気養生する建前で、48 時間後に張力を緩めてよいといっている。著者は張力を緩めるまでの期間を始め 3 日間としたが、曲げ試験をした時、付着張度が不足して桁が破壊したので、付着強度の確保を重点的に考えて、その後は 7 日として、常に、この日数養生してから、ピアノ線の張力を緩めることにした。しかし、気温の高い場合は、7 日は長すぎるようで、特にこの期間は養生が不十分になるから、上にのべた諸条件を慎重に考えて、実験結果を参照して、成るべく早くピアノ線の張力を緩め、桁を水中、濕氣中等に持ちこんで、十分養生する方が得策のように考えられる。

(6) 鋼弦コンクリート桁の製作に関する全般的考察

鋼弦コンクリート桁の製作設備は既に大量生産の行われたドイツの方式を、その諸報告について、調べても未だ不十分な点が多いように思われる。しかし、これ等は実験研究の経験を十分取り入れて、改良すれば、本質的な困難はない。

製作設備、器具、等は設計に当つて十分工夫を重ねることが必要で、この設備に不備な点があると製作速度が著しく低下する。

鋼弦コンクリートは現在の段階では、工場製作を主体とせねばならぬので、大量生産方式が問題にされているが、製作場を長くすれば同時に多くの桁を製作することができるから余り困難はないと思う。

6. 初応力がコンクリートの乾燥収縮およびクリープにおよぼす影響

Prestressed beam では初応力が導入されているので、コンクリートの乾燥収縮およびクリープが大きくなつて、桁のひびわれを防止する試みが成功しなかつたのである。そこで、桁の乾燥収縮およびクリープ量如何と云う問題は鋼弦コンクリートの重要な研究項目である。そこで、筆者は桁に初応力を導入した直後から、桁を地下室に運び込んで、桁の上下面に歪計を取付けて、ある期間（最大 140 日）連続的に桁の上下面の歪度の変化を測定して、空気中で初応力のために生ずる桁コンクリートの乾燥収縮およびクリープの大きさを検討してみた。図-16 はその結果の一部である。

この結果をまとめると次のようになる。

(a) 測定結果によると、従来、コンクリートの乾燥収縮およびクリープに関する研究結果と大体同じ傾向を示しているが、その大きさは弾性変形の 2~3 倍程度であつて、普通のコンクリートで測定されているように 5~6 倍にはなっていない。これは良質のコンクリートを使用しているためであろう。

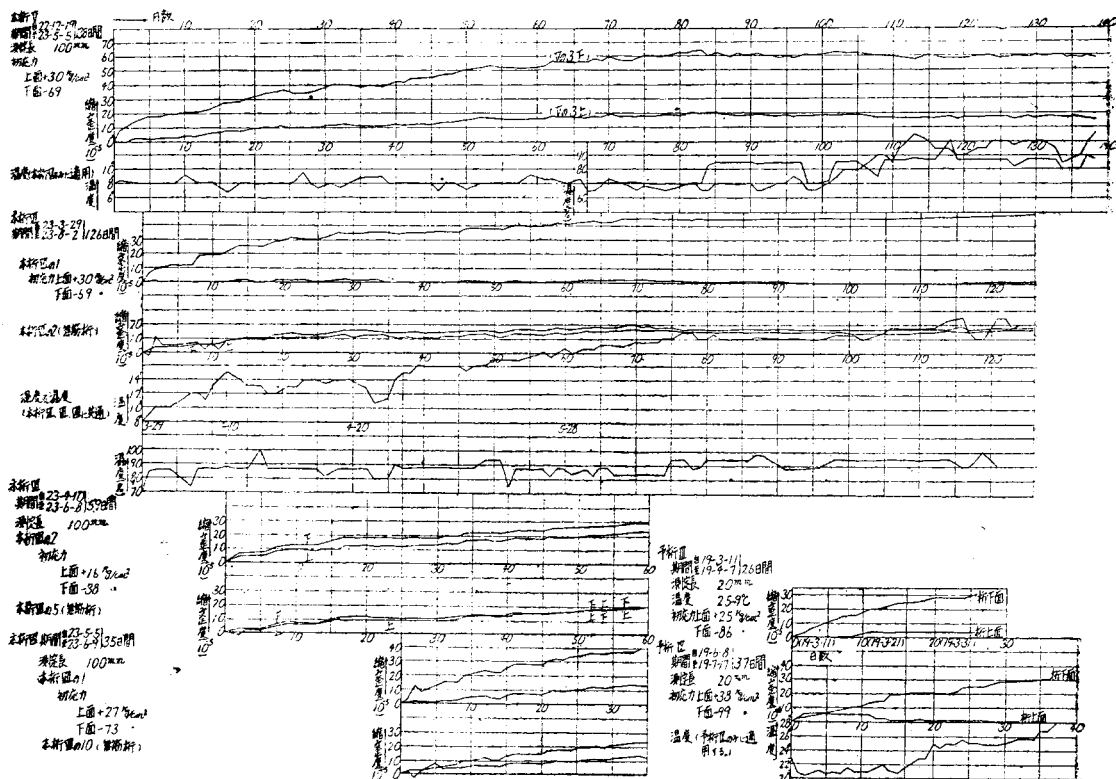
(b) Hoyer は乾燥収縮、および、クリープの影響をピアノ線の応力低下 1500 kg/cm^2 としているが、桁下面の測定結果は約 140 日で、 $50\sim60\times 10^{-5}$ となつているから、ピアノ線の応力低下は 1000 kg/cm^2 程度となり、更に長期間の影響と多少の安全性とを考えれば、Hoyer の提案が大略適当であるということが出来る。

(c) しかし Hoyer は桁に乾燥収縮およびクリープが起ると、桁の内部で初応力の応力度に比例した変形を

するとして計算しているのであるが、桁内部は桁表面と同じように乾燥しないから、クリープによる変形は少いとも考えられる。そこで Hoyer の提案をそのまま受け入れる事は難しい。

元来乾燥収縮およびクリープの影響は桁のひびわれ荷重、破壊荷重に対して永めるのが終局の目的であるが、後にのべるように曲げ試験の結果によると鋼弦コンクリート桁に対して乾燥収縮およびクリープは桁のひびわれ荷重、破壊荷重に対しては余り大きな影響は認められないようである。

図-16 鋼弦コンクリート桁における乾燥収縮およびクリープ量の測定記録



7. 初応力の大きさおよびひびわれ荷重の大きさ

桁のコンクリートを打込んでから所定の養生を終つて予め加えたピアノ線の張力を緩める際に、桁の上下面に歪度計を取付けて、桁上面、下面に導入される初応力の大きさを求めて見た。その結果は表-11に示してある。この結果によると桁に導入される初応力の大きさは従来提案されている計算方法によつて計算した値と大略一致するものと認められる。

次にひびわれ荷重は曲げ試験をすると、初龜裂の発見が相当困難であつて、実験値が比較的広範囲に分布するので、初龜裂の発見に余程注意しなければならない。著者は引張側歪度、圧縮側歪度、撓み等の測定結果を参照してひびわれ荷重の発見に努めた。曲げ試験の結果は表-12に示してある。その結果によると、

(a) ひびわれ荷重に対して、桁の養生方法、乾燥収縮およびクリープの影響は殆んどみとめられなかつた。

(b) 初龜裂は桁を等質桁として計算した場合、桁下面の曲げ引張応力が、(桁下面の初応力+60~70 kg/cm²)になると発生することになる。

表-11 ピアノ線の張力を緩めた時の桁上下面歪度測定結果

桁番	取付位置	測定長 (mm)	測定値 (10 ⁻⁴ mm)	歪度 (10 ⁻⁴)	弾性係数 (kg/cm ²)	測定応力 (kg/cm ²)	計算力 (kg/cm ²)
予Ⅳ	上面	20	2.2	1.1	270000	30	32
予Ⅴ	上面	20	2.3	1.1	260000	28	32
予Ⅵ	上面	100	1.8 4.2	1.8 4.2	260000	45 105	47 98
本Ⅱ	上面	100	3.9 6.5	3.7 6.6	270000	105 175	54 140
本Ⅲ	上面	100	7.3 22.2	0.7 2.2	270000	19 60	30 67
本Ⅳ	上面	100	7.3 23.0	0.7 2.6	270000	19 70	30 39
本Ⅴ	上面	100	2.5 11.0	0.3 1.1	270000	8 30	16 38
本Ⅵ	上面	100	7.3 26.0	0.7 2.6	270000	19 70	30 37
本Ⅶ	上面	100	8.9 26.0	0.9 2.6	270000	24 88	30 67

表-12 曲げ試験結果の概要

桁番號	材令(φ)	亀裂荷重		最高荷重		破壊原因	載荷寸法				初応力の測定に用いた寸法	備考	
		荷重	曲げモーメント	荷重	曲げモーメント		a	b	c	b			
豫備実験桁	I	1	700	2,250	520	16,500	桁下の不足						
		2	700	2,250	520	16,500							
	II	1	650	2,150	570	18,750	桁の破壊						
		2	650	2,150	570	18,750							
	III	1	500	1,500	1,600	20,500	桁下の不足						
		2	500	1,500	1,600	20,500							
	IV	1	300	900	850	17,500	桁下の不足						
		2	300	900	850	17,500							
	V	1	200	600	700	14,500	桁下の不足						
		2	200	600	700	14,500							
	VI	1	1,800	5,400	2,800	36,300	桁の破壊	80	25	30	25		
		2	1,800	5,400	2,800	36,300							
	VII	1	2,000	6,000	3,000	37,500	桁の破壊						
		2	2,000	6,000	3,000	37,500							
	VIII	1	2,800	8,400	3,800	48,500	桁の破壊						
		2	2,800	8,400	3,800	48,500							
	IX	1	3,000	9,000	4,200	53,500	桁の破壊						
2		3,000	9,000	4,200	53,500								
X	1	4,000	12,000	5,500	71,000	桁の破壊							
	2	4,000	12,000	5,500	71,000								
XI	1	2,000	6,000	2,700	34,500	桁の破壊	80	60	60	60			
	2	2,000	6,000	2,700	34,500								
XII	1	1,400	4,200	1,900	24,300	桁の破壊	80	60	60	60			
	2	1,400	4,200	1,900	24,300								
XIII	1	1,300	3,900	1,700	21,500	桁の破壊	80	60	60	60			
	2	1,300	3,900	1,700	21,500								
XIV	1	1,400	4,200	1,800	22,500	桁の破壊	80	60	60	60			
	2	1,400	4,200	1,800	22,500								
XV	1	1,600	4,800	2,000	25,500	桁の破壊	80	60	60	60			
	2	1,600	4,800	2,000	25,500								
XVI	1	1,600	4,800	2,000	25,500	桁の破壊	80	60	60	60			
	2	1,600	4,800	2,000	25,500								
XVII	1	1,600	4,800	2,000	25,500	桁の破壊	80	60	60	60			
	2	1,600	4,800	2,000	25,500								
I	1	300	900	2,500	33,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	300	900	2,500	33,000								
II	1	400	1,200	3,000	39,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	400	1,200	3,000	39,000								
III	1	500	1,500	3,500	45,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	500	1,500	3,500	45,000								
IV	1	600	1,800	4,000	51,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	600	1,800	4,000	51,000								
V	1	700	2,100	4,500	57,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	700	2,100	4,500	57,000								
VI	1	800	2,400	5,000	63,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	800	2,400	5,000	63,000								
VII	1	900	2,700	5,500	69,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	900	2,700	5,500	69,000								
VIII	1	1,000	3,000	6,000	75,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	1,000	3,000	6,000	75,000								
IX	1	1,100	3,300	6,500	81,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	1,100	3,300	6,500	81,000								
X	1	1,200	3,600	7,000	87,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	1,200	3,600	7,000	87,000								
XI	1	1,300	3,900	7,500	93,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	1,300	3,900	7,500	93,000								
XII	1	1,400	4,200	8,000	99,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	1,400	4,200	8,000	99,000								
XIII	1	1,500	4,500	8,500	105,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	1,500	4,500	8,500	105,000								
XIV	1	1,600	4,800	9,000	111,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	1,600	4,800	9,000	111,000								
XV	1	1,700	5,100	9,500	117,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	1,700	5,100	9,500	117,000								
XVI	1	1,800	5,400	10,000	123,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	1,800	5,400	10,000	123,000								
XVII	1	1,900	5,700	10,500	129,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	1,900	5,700	10,500	129,000								
XVIII	1	2,000	6,000	11,000	135,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	2,000	6,000	11,000	135,000								
XIX	1	2,100	6,300	11,500	141,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	2,100	6,300	11,500	141,000								
XX	1	2,200	6,600	12,000	147,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	2,200	6,600	12,000	147,000								
XXI	1	2,300	6,900	12,500	153,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	2,300	6,900	12,500	153,000								
XXII	1	2,400	7,200	13,000	159,000	桁の破壊	150	50	50	50			
	2	2,400	7,200	13,000	159,000								

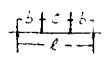
(c) 桁に導入する初応力が大きすぎると桁上面にひびわれが出るので、そのひびわれの間に異物が挟まつて、著しくひびわれ荷重が低下するから、桁の上側の初応力を余り大きく設計しないこと桁製作中の養生について十分注意すること、桁の上側には必ず配筋すること等が必要である。

8. ピアノ線とコンクリートの付着強度について

ピアノ線とコンクリートとの付着強度の研究は、鋼弦コンクリートの成否に関する重要な問題であるが、理論的にも実験的にも未だ十分な解決が出来ていない。著者は桁に導入された初応力の大きさを測定すること、曲げ試験の際のひびわれの発生状態、および桁各部のひびわれの進展状態を測定すること等の手段でピアノ線とコンクリートの付着強度を求めてみた。その結果によると

(a) 初応力を導入するために必要な付着強度は材令28日で 500 kg/cm² 以上のコンクリートを用いれば付着力を確保することが出来ること、

(b) 桁の耐荷力を曲げ破壊を起すまで上昇させるためには高強度のコンクリートを用いる外に、ピアノ線を



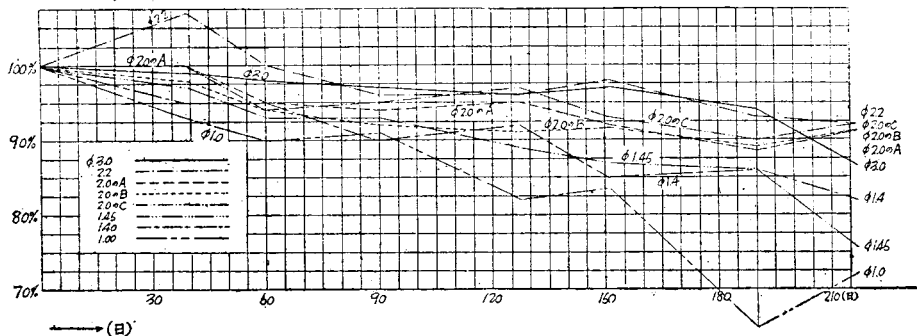
少し錆びさせることが有効であること、

等が明かになった。なお、Hoyer が考えているように桁端でピアノ線が楔状に太さが変ることは実験的に認められるようであるが、楔作用をするかどうかは未だよくわからない。

ピアノ線を錆びさせると、強度が減少することが考えられるので、この点について実験してみた。適当な長さのピアノ線を束ねて、水道の水を滴下させて、表面が一様に錆びるように注意して、所定の日数まで錆びさせ、引張試験をした。その結果は表-13 の如くである。ピアノ線の付着力を確保するために必要な錆びさせる日数は上にのべたような錆びさせ方法をした場合、10 日~15 日位であるから、この程度の錆びさせ方では静的な引張試験によると、強度は殆んど減じないと考えてよい。

表-13 ピアノ線の錆に依る引張強度低下

ピアノ線の径 項目 (φ)	30		22		20A		20B		20C		145		140		10	
	強度 (kg/cm ²)	比率 (%)	強度 (kg/cm ²)	比率 (%)	強度 (kg/cm ²)	比率 (%)	強度 (kg/cm ²)	比率 (%)	強度 (kg/cm ²)	比率 (%)	強度 (kg/cm ²)	比率 (%)	強度 (kg/cm ²)	比率 (%)	強度 (kg/cm ²)	比率 (%)
0	18075	100	14793	100	13210	100	17008	100	17412	100	11325	100	11241	100	19183	100
39	17822	99	15328	107	13220	100	16637	98	17316	100	10441	97	10673	95	17733	93
60	17642	98	14723	100	12573	95	15959	94	16404	94	10557	93	10677	95	17189	90
90	17569	97	14249	96	12449	94	15556	92	16563	95	10558	93	10112	90	17401	91
127	17363	96	14163	96	12552	95	15512	91	16817	97	10063	89	10307	92	15703	82
151	17514	97	14451	98	11523	87	1555	915	1617	93	9811	87	9509	86	16170	84
190	16976	94	13876	93	11681	885	15078	89	15649	90	9702	86	9657	86	12519	66
217	15637	865	13826	92	12064	91	15440	91	16032	92	8579	76	9262	82	12825	72



9. 鋼弦コンクリート桁の破壊

著者の実験によると、鋼弦コンクリート桁の破壊はつぎの 4 つの型式が考えられる。

(a) 付着力が不足して、耐荷力が制限される場合

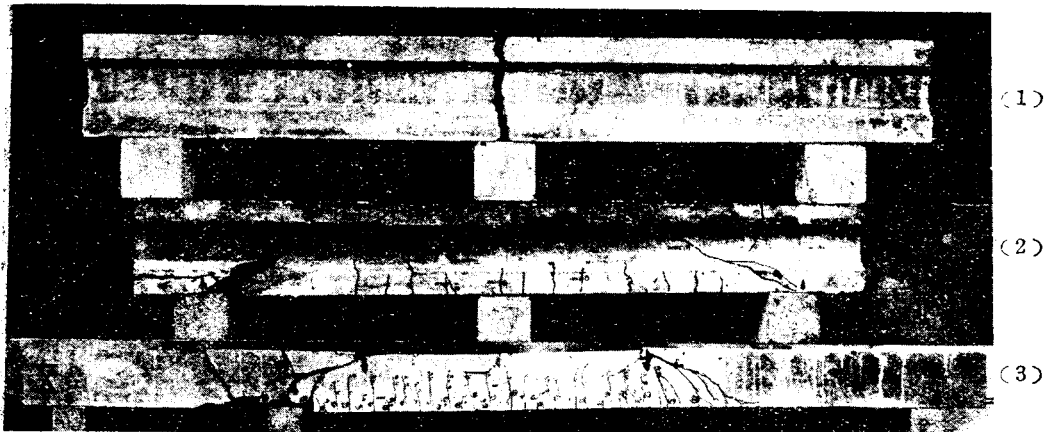
8 でのべたように、ピアノ線とコンクリートとの付着力が不足であると、桁にひびわれがでてから、わずかな荷重が上昇するだけで、ピアノ線が、桁端まで滑つて仕舞つて、それ以上荷重が上昇しなくなる場合がある。鋼弦コンクリート桁は、ひびわれを生ずる荷重に対して、安全率を 1.0~1.2 位にとらないと、材料を節約する目的を達することができない。そこで、桁が曲げ破壊するまで十分付着力を確保しておく必要がある。このためには 8 でのべたように、ピアノ線を少し錆びさせて、高強度のコンクリートを用いる必要がある。

こうすれば付着力が不足して、桁の耐荷力が制限されるということは起らなくなるから、付着力が不足して桁が破壊することはこれ以上論じないことにする。

(b) 曲げ破壊をする場合

鋼弦コンクリート桁で曲げ試験をすると、ピアノ線およびコンクリートの曲げ応力が増加して、遂にピアノ線が切れるか、コンクリートが圧縮破壊を起して桁が破壊する場合がある。図-17 の (1) はピアノ線が切れて、曲げ破壊をした図である。

図-17 鋼弦コンクリート桁の破壊の型式



(c) 桁の腹部に斜張応力によるひびわれが出て、桁が破壊する場合

鋼弦コンクリート桁では、I型断面にするのが有利であるが、余り腹部の厚さを薄くすると、図-17の(2)に示したように、腹部に斜のひびわれが出てこれが原因で桁が破壊する場合がある。

(d) 曲げによるひびわれが剪断力の影響で斜に進展して、所謂、剪断破壊(斜張応力破壊)を起す場合

この型式の破壊は普通の鉄筋コンクリート桁で鉄筋が不十分な場合斜張応力破壊又は剪断破壊としてよく起るもので、図-17の(3)に示してある。

10. 鋼弦コンクリート桁の曲げ破壊

(1) 概 説

著者が実験した桁のうち、曲げ破壊をした桁に関する実験結果および、計算結果は表-14に示してある。

表-14 曲げ破壊荷重の簡略計算式に依る計算結果

桁番号	材令 (目)	最大荷重時		材料の強度		計 算 値								
		荷重 (kg)	曲率 (1/100)	コンクリート kg/cm ²	ピアノ線 kg/cm ²	(1) 式		(4) 式		(2) 式				
						ピアノ線	コンクリート	ピアノ線	コンクリート	ピアノ線	δc	δc	曲率	
予II	1	14	1770	22.725	550	21620	22292	286	16276	518				
	2	21	2100	23.750		16550	15586	406	15762	528	16321	550	24	31.20
予IX	1	16	4325	48.675	550	15800	15710	594	17221	772				
	2	22	5325	71.888		16271	16271	624	17329	821	16224	550	36	61.20
予XII	1	21	4460	66.700	340	18720	14044	472	15577	672				
	2	2340	4375	65.675		12778	460	15465	679	14820	240	40	72.90	
本V	3	166	4325	43.650	600	15920	15869	411	16775	562				
本IV	1	44	2815	57.275	635		20086	567	21075	727				
	2	44	2782	56.780		19912	568	21076	720	21219	675	26	51.00	
本IX	1	20	6180	66.800	570		19236	584	21728	731				
	2	20	5765	57.650			20226	576	22061	742	21766			
	3	20	5800	58.000			20388	600	22167	747	21827			
	4	20	5720	57.200			20077	589	21828	726	21526	570	27	50.80
	5	28	5600	56.000			19456	574	21827	721	21582			
	6	28	5520	55.200			19276	562	21692	717	21283			
本X	1	20	2500	50.000	490		17650	495	22058	644				
	2	20	2380	47.600			1677	462	18226	613	17921			
	3	20	2400	48.000			17550	495	22062	644	18285			
	4	20	2675	53.500			18427	527	22065	676	19766	570	21	50.80
	9	23	2550	51.000			18420	547	20826	686	20248			
10	23	2500	52.400		18427	527	20113	676	19765					

鋼弦コンクリート桁ではピアノ線およびコンクリートの性質、鉄筋量等が普通の鉄筋コンクリートとちがっているから、曲げ破壊を考える場合にも、注意する必要がある。その主なものを上げると、

(a) ピアノ線について

ピアノ線は破断強度が 15 000~20 000 kg/cm² 程度であること、その応力-歪曲線に、明瞭な降伏点は認められないこと、破断する時の歪度は大略 2% 程度であること等が普通の鉄筋コンクリートの鉄筋に用いられる軟鋼と異った点である。

普通の鉄筋コンクリート桁で、曲げ試験をすると、鉄筋は応力に比例した歪度を示し、降伏点に達した時の伸

び歪度は 0.1~0.15% 程度であるが、鋼弦コンクリート桁では、ピアノ線の歪度は応力が大きくなると、応力度に比例せず、且つ、ピアノ線が切れる時には、伸び歪度が 2% 程度にもなる。

従つて、鋼弦コンクリート桁の応力分布および終局曲げ強度の計算は、普通の鉄筋コンクリート桁に関する考え方をそのまま適用することは困難で、新しい立場から慎重に検討する必要がある訳である。

つぎに、既にのべたように、鋼弦コンクリート桁の曲げ破壊はピアノ線が切れて桁が分離して、耐荷力が全く失われてしまうが、普通の鉄筋コンクリート桁では、鉄筋が降伏点に達しても、鉄筋の破断点までの伸びは 20% 以上もあるから、桁が切断して落下するやうなことは起らない。この点、鋼弦コンクリート桁の曲げ破壊に対する安全率を考える場合、注意すべき事項である。要するにピアノ線は鉄筋として用いると、普通の鉄筋の降伏点と破断点とが一致したような性質を持つ材料として考えねばならぬから、この点普通の軟鋼を使う場合と違つているのである。

(b) コンクリートについて

鋼弦コンクリートに用いるコンクリートは、材令 28 日で 500~600 kg/cm² の圧縮強度が要求される。このようなコンクリートの応力-歪曲線は図-4 にみるように、 $\sigma_c = 350 \sim 400$ kg/cm² までは殆んど直線で、この点までとると $E_c = 320\,000 \sim 350\,000$ kg/cm² 程度になる。標準供試体で圧縮歪度を測定すると、最大荷重時の歪度は $25 \sim 30 \times 10^{-4}$ 位である。

(c) 桁の鉄筋量と中立軸の位置について

ピアノ線は強度が大きいため、鉄筋量は普通の鉄筋コンクリートに比較すると、少くすみ、その量はほぼ 0.1~0.6% 程度である。このような桁で、コンクリートの強度が 500~600 kg/cm² のものを用いると、ひびわれが生じてからの中立軸の位置は非常に高くなり、且つ破壊点近くでは、ピアノ線の歪度が急激に増加するから、中立軸は益々上昇することになる。このことは桁が破壊する時の応力状態を考える場合、注意を要することである。

(2) 曲げ破壊荷重の計算

鋼弦コンクリート桁には初応力があるから、ひびわれが発生してからの応力状態は、偏心軸方向荷重と、曲げモーメントを受ける部材として計算すべきである。コンクリート、ピアノ線の応力-歪曲線を数式に表わして、ひびわれ発生後の曲げ応力の状態を計算した結果は、試験桁について測定した結果と必ずしも一致しない。しかも、その計算は可成り複雑になるので、設計する場合には、つぎの 4 つの型式の簡略計算式を考えてみた。

(a) 実験式としてまとめた式

鋼弦コンクリート桁の曲げ破壊は、著者の実験範囲では、常にピアノ線の切断によつて起るので、ピアノ線の応力にのみ注目して実験結果をまとめると

$$\frac{M}{h} = T \dots\dots\dots(10-1)$$

ここに M は曲げ破壊モーメント (kg cm)

h はピアノ線の中心から桁上縁までの距離 (cm)

T はピアノ線に作用する力 (kg)

従つて、ピアノ線に作用する応力は

$$\sigma_s = \frac{T}{A_s} \dots\dots\dots(10-2)$$

であたえられる訳である。この式で算出したピアノ線の応力は表-14 に (1) 式として示してある。

この式はコンクリートの強度が 500 kg/cm² 以上、鉄筋比が 0.5% 位までの間で、ピアノ線が切断して、破壊する場合に成立つ式である。この式は理論的には、桁内の応力分布を全然考えてないことと、 h の値を大きく取りすぎているので、コンクリートの圧縮応力の作用状態を考えると、不合理であるが、この式から算出したピアノ線の応力は表-14 に示すやうに、予桁 XVII を除いて、実験結果とは比較的よく一致するのである。もちろん、コンクリートの強度が低い場合は、この式は成立しないので、予桁 XVII はコンクリートの強度が低かつたために、圧縮側コンクリートが先ず破壊し、その桁の高さが低くなつた形になり、ピアノ線に大きな応力が作用して、ピアノ線が切断したのであつて、曲げ破壊をした他の桁とは、その状態が異つているのである。

(1) 式は理論的には不合理な点がありながら、実験値とよく合致する原因としては、

(i) ピアノ線が切断する時には、ピアノ線のクリープが大きくなり、ピアノ線の伸びが急に増加して、中

立軸が著しく高くなる。

(ii) 良質のコンクリートを用いているため、桁上部の僅少な面積に大きな力をうける。

(iii) 従来普通の鉄筋コンクリート桁で研究された結果では、鉄筋の径が細くなると、実験結果としてえた鉄筋の応力は計算結果より大きくなる傾向が認められているが、ピアノ線のように、細い鉄筋を用いると、この傾向が強くなる。

等が考えられる。

終局曲げ破壊強度が、この式のように簡単な式で計算できるということは終局曲げ破壊強度に対して、初応力の影響が非常に小さいことを示している訳で注目すべきことである。もち論本桁 I のように、初応力を極端に小さくすれば、ひびわれ巾が大きくなるために他の原因で破壊するので、全く初応力には無関係だとはいえないのであるが、これらの関係は 11 の斜張応力破壊の所で詳しく論ずることにする。

(b) コンクリートの塑性変形とピアノ線の初応力とを考えた簡略式

ここにのべる計算方法を (2) 式ということにする。

(1) 式は桁の内部応力状態を全く考えていないので、(2) 式は普通の鉄筋コンクリートの塑性破壊論を加味して、桁の状態を考え、且つ、実験結果に合うよう定めたものである。この計算には、基礎仮定としてつぎの 3 つをおいてある。

(i) 曲げモーメントを加える前に平面であつた桁断面は変形後も平面である。

(ii) コンクリートの応力-歪曲線を図-18 のように仮定する。即ち $\delta_c = 20 \times 10^{-4}$ までは、 σ_c と δ_c とは直線的に増加する。

そして、 σ_c が標準供試体の圧縮強度に達すると、これからは δ_c は増すが、 σ_c は増さないで、その強度のまま、 $\delta_c = 40 \times 10^{-4}$ に至つてコンクリートが圧縮破壊する。

(iii) ピアノ線の切断点までの歪度を 150×10^{-4} とする。

(i) の仮定は一般に行われているから説明は省略する。

(ii) でコンクリートの応力-歪曲線を図-18 のように仮定したのは計算を簡略にするためと、実際の応力-歪曲線とは大分異つているが、従来、この仮定で計算された普通の鉄筋コンクリート桁の破壊荷重は実験結果と著しく大きな誤差を生じないので採用したのである。

つぎに、 $\delta_c = 20 \times 10^{-4}$ までを直線にしたのは著者の実験した桁のコンクリートの応力-歪曲線から判断したもので、コンクリートが破壊する点の歪度を 40×10^{-4} としたのは、標準供試体で測定すると、コンクリートの破壊時の歪度は 25×10^{-4} 程度であるが、桁の圧縮部のコンクリートは、Whitney, Saliger 等によると、圧縮破壊するまでに多少塑性変形をするようであつて、著者の実験結果を整理すると、 40×10^{-4} 程度を限界にとるのがよいと認められたので、この値をとつたのである。

(iii) の仮定はピアノ線の破壊点の歪度は 200×10^{-4} 位であるが、約 10000 kg/cm^2 程度の初応力を加えると、その歪度が大略 50×10^{-4} 位になるので、ピアノ線切断点の歪度を 150×10^{-4} としたのである。

以上の基本仮定をすると、桁の破壊時の応力状態はつぎの算式で算出される。先ずコンクリートの圧縮力とピアノ線の引張力との平衡から、

$$\sigma_s A_s = \sigma_c b x \left\{ \frac{\delta_c - 2\gamma}{\delta_c} + \left(1 - \frac{\delta_c - 2\gamma}{\delta_c} \right) \times \frac{1}{2} \right\} \dots\dots\dots (10-3)$$

ここに σ_s はピアノ線の破断強度 (kg/cm^2)

A_s はピアノ線の断面積 (cm^2)

σ_c はコンクリートの強度 (kg/cm^2)

b は桁の巾 (cm)

x は桁上縁から中立軸までの距離 (cm)

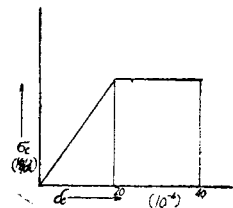
δ_c はコンクリートの歪度 (10^{-4})

つぎに、平面保持の原則から中立軸と歪度との関係で

$$\frac{\delta_c}{150} = \frac{x}{h-x} \dots\dots\dots (10-4)$$

ただし、 $\delta_c \leq 40$

図-18 仮定したコンクリートの応力-歪曲線



ここに h は桁上縁からピアノ線中心までの距離 (cm) となる。(10-3), (10-4) 式を整理すると

$$\sigma_s A_s = \sigma_c b \frac{320x - 20h}{300} \dots\dots\dots(10-5)$$

となる。この式から σ_s, σ_c が判かつていれば x が求められるから、この x を (10-5) 式に入れば、 δ_c も求められ、この値が 40 以下であればコンクリートは破壊しない訳である。そこで曲げ破壊モーメントとして

$$M = \sigma_s A_s \left(h - \frac{x}{2} \right) \dots\dots\dots(10-6)$$

として求められるのである。

この計算式は初応力の影響も、コンクリートやピアノ線の性質および桁における歪度も考え、且つ計算法も簡単であるから、破壊曲げモーメントの簡略計算式として、実験結果の解析等には適当である。但し、著者の計算には、

- (i) ピアノ線は 10 000 kg/cm² 程度の初応力を加えること、
- (ii) ピアノ線が切断するときの伸び歪度を 200×10^{-4} としていること、
- (iii) コンクリートとしては材令 28 日の圧縮強度が 500~600 kg/cm² 程度のものを用いること、

等の基本假定においているから、これに適合しないような場合には、計算式の値を変化させる必要がある。

この計算式で計算した結果を表-14 に (2) 式として示してある。算出された破壊曲げモーメントは予桁 XVII を除いて、実験から求められた値と大略一致するが、全般的にやや小さく算出される。これは実験した破壊曲げモーメントが、 $M = Th$ の式から算出されたものとよく一致することから考えれば当然である。

(c) 普通の鉄筋コンクリート部材の偏心荷重をうける部材としての設計式を適用する。

重心までの距離は、

$$x^3 - x^2 \left\{ 3 \left(\frac{h}{2} - e \right) + x \frac{6n}{b} [A_s(e+e) + A_s'(e-c')] - \frac{6n}{b} \left[A_s \left(c + \frac{h}{2} \right) (e+c) + A_s' \left(\frac{h}{2} - c' \right) (e-c) \right] \right\} = 0 \dots\dots\dots(10-7)$$

コンクリートの圧縮力

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \frac{nA_s'}{x} c' \left(c' - \frac{h}{2} + x \right) + \frac{nA_s}{x} c \left(c + \frac{h}{2} - x \right)} \dots\dots\dots(10-8)$$

ピアノ線の応力

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_c \left(c + \frac{h}{2} - x \right)}{x} \dots\dots\dots(10-9)$$

から求められる。この式によつて計算した結果は表-14 に (3) 式として示してある。この式は初応力の影響は考えているが、コンクリートとピアノ線の応力-歪曲線を、曲げ破壊をするまで直線と仮定していることが、桁内の応力分布の実状と一致しない点である。

従つて、桁内の応力の分布状態、中立軸の位置の実状は (3) 式から算出される結果とは異つていると考えられるが、表-14 の (3) 式から算出された桁上面のコンクリートの圧縮応力およびピアノ線の引張応力の値は、桁の曲げ破壊時の応力状態の実状から判断すると、実際に桁に生じている桁上面の圧縮応力、ピアノ線の引張応力の大きさはほぼ一致していると考えられる。

鉄筋コンクリート桁では、(3) 式を用いて算出されたコンクリートの圧縮応力は実応力よりも大きく算出されるが、鋼筋コンクリート桁では、実応力に近い算出されるのは、軟鋼では降伏点まで応力と歪とが直線関係を保っているのに対して、ピアノ線は曲げ破壊をするような荷重になるとクリープが著しくなるためである。

(d) 普通の鉄筋コンクリート桁の曲げモーメントのみをうける部材の設計式を適用する。

矩形桁の場合

中立軸 $x = \frac{nA_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bt}{nA_s}} \right) \dots\dots\dots(10-10)$

$$\left. \begin{aligned} \text{コンクリートの圧縮応力 } \sigma_c &= \frac{2M}{bx \left(d - \frac{x}{3} \right)} \\ \text{鉄筋の引張応力 } \sigma_s &= \frac{M}{A_s \left(d - \frac{x}{3} \right)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(10-11)$$

1) 吉田徳次郎著 “鉄筋コンクリート設計法” 参照

この式は初応力の影響を考慮していないので、(3)式より更に桁内の応力状態に遠ざかる訳であるが、計算は極めて簡単である。この計算結果は表-14に(4)式として示してあるが、その結果を検討すると、ピアノ線の応力は比較的良好に破断強度と一致するが、コンクリートの強度は他に比較して著しく大きな値を示している。これは計算式の基本的仮定でコンクリート断面の応力分布を直線形としていることと初応力の影響を考慮していないため、当然の結果である。

つぎに、曲げ破壊をした桁について、4つの簡略式で算出された曲げ破壊時の応力を概括的に表-14について比較して見ると、

(i) ピアノ線の応力はいづれの計算式によつても大差ない。

これはピアノ線の応力を算出する際の臂長さが、各計算式の仮定が異ついても余り変化しないためである。

(ii) コンクリートの応力は各計算式によつて大きな差を生じている。

これは計算仮定が異ると応力の作用する面積、応力分布に著しい差異が生ずるためである。

(3) 結 論

以上鋼弦コンクリート桁の曲げ応力および曲げ破壊に関して色々と観察したが、つぎに結論として総括すると

(i) 鋼弦コンクリート桁の曲げ破壊の計算には、ピアノ線の性質、コンクリートの性質、鉄筋量に普通の鉄筋コンクリート桁と比較して差があるから、普通の鉄筋コンクリート桁と異つた特性を十分考える必要がある。

(ii) 鋼弦コンクリート桁の曲げ破壊の計算はピアノ線およびコンクリートの応力-歪曲線を基本として、直圧力と曲げとをうける部材として計算すべきである。

(iii) 鋼弦コンクリート桁で、著者の実験した範囲内では、ピアノ線破断による曲げ破壊は桁の応力状態を考慮して計算した結果より可成り大きな値を示し、この関係は、 $M=Th$ なる実験結果と一致する。但し、この場合コンクリートは500~600 kg/cm²位の良質のものをを用い、鉄筋量は0.5%程度まででなくてはならない。

このように、鋼弦コンクリート桁の曲げ破壊は複雑な厳密式を用いても、実験結果と必ずしも一致させることはできないから、設計計算には簡略式を用いるのがよい。

(iv) 理論的には、鋼弦コンクリート桁の曲げ破壊に対して、初応力の大きさは影響をもつが、実験的には余り明確な影響がない。これはピアノ線の破断歪度が 200×10^{-4} にも達するので、初応力の大きさが変化するための $10 \sim 20 \times 10^{-4}$ 程度の歪度の差は実験的には表われないことから説明することができる。

(v) 乾燥収縮およびクリープのために起るピアノ線の応力低下は、 60×10^{-5} 位であるから破壊荷重に対しては殆んど影響がない。

(vi) 簡略式として著者は4つの式を提案したが、このいづれにも、すてにのべたような特長と短所とがある。従つて、適用する場合にはその特長、短所を明確にして用いる必要がある。

また鋼弦コンクリート桁の設計にどの式を適用すべきかは、曲げ破壊だけでなく、他の原因で破壊する場合も考慮して、全体的に安全率を持たせるよう考える必要があるから、曲げ破壊のみから結論をだすことはできないが、著者は設計には(3)式がよいと考えている。

11. 桁の腹部に斜張応力によるひびわれがでて起こる斜張応力破壊

(1) 概 説

Hoyer は、鋼弦コンクリート桁では、初応力が導入されているから、斜張応力によつて桁が破壊することはないとしている。初応力のために桁の斜張応力が減少することは事実であるが、実験結果によると、I型断面で腹部の幅を薄くすると、斜張応力によつて腹部にひびわれがでて桁が破壊する場合があるので、Hoyerの説明をそのままうけいれることには疑問がある(以下この型式の破壊をI型断面の斜張応力破壊という)。

著者の実験桁の中で、桁がこの型式の破壊をしたものはI型断面の予桁 VII, VIII 本桁の VIIIの4, 6, 7, 8があるが、矩形断面の本桁の9, 10もこの型式の破壊をしている。図-19は予桁 VII が斜張応力によつて破壊した状態である。

これ等の桁の破壊の特長を求めるとつぎのようになる。

(a) これ等のひびわれは、桁下面からはじまる曲げによるひびわれが進展するのではなく、腹部に独立にひびわれがでて、これが支点に向つて進展する。

(b) この種のひびわれが生じた時には、そのひびわれを生じた位置の桁下面には曲げによるひびわれが発生していない。

(c) この種のひびわれが生ずると、荷重が急に低下して遂に桁は破壊する。即ちこの種のひびわれが生ずると桁の耐荷力が失はれる。

従つて(a)から、この種のひびわれは、曲げ応力と剪断応力の合成された斜張応力が原因であること、(b)と6でのべた付着力に関する説明とから、斜張応力によるひびわれのてた点でも、付着力は確保されていると考えられるから、この斜張応力の計算の基礎としては、曲げによるひびわれのない等質桁としての応力状態をとればよいこと、(c)からこの斜張応力は桁の耐荷力に直接関係があるから、十分研究する必要がある。

等が結論としてでる。以下、この観点から計算を進めてみる。

計算は等質桁として桁内の任意の点で曲げ応力と初応力を合算して、その点の直応力を算出し、これと剪断応力を合成して、主引張応力を算出するのである。

その算出式は

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1}{2}\sigma_x + \frac{1}{2}\sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xy}^2} \\ \tan 2\theta &= \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(11-1)$$

である。

(2) 鋼弦コンクリート桁の主応力の状態

著者は予桁 VIII, IX, X, XI について、桁内各点の主応力度を計算し、これから、主応力線を描いて、この主応力線を予桁 VIII, X, XI のひびわれ図に記入してみた。

これが図-20である。これ等の桁の中、腹部の斜張応力によつてこの型式の破壊をしたのは I 型断面の予桁 VIII である。この結果からみると、

(a) ひびわれの方向は大略、主応力線の方向と一致し、予桁 VIII において、斜のひびわれが生じた位置の最高荷重時の斜張応力の値は 50kg/cm^2 になり、この値は、桁のコンクリートの引張強度 40kg/cm^2 に近い値になる。従つて(11-1)式で計算すると、鋼弦コンクリート桁のこの型式の斜張応力破壊を検討することができると判断される。

(b) ここでは桁内の主張応力 σ_1 が問題であるから、この σ_1 の値の変化の1例を図示したものが、図-21である。桁の2点荷重間では、桁下面の曲げ引張応力がコンクリートの曲げ引張強度をこえて、ひびわれがでてしまうから、この主張応力の分布は成立たないので、図-21には示していない。

図-21によつて、 σ_1 の変化を調べると、桁下面が大きくなる断面と桁中央が大きくなる断面とがあるが、桁下面が最大の引張応力をうける断面には、桁下面に、先きにひびわれができるから、I 型断面の斜張応力破壊を論ずる場合には、この断面の σ_1 の値は問題にしなくてもよい。そこで σ_1 が問題となる断面では、桁重心点の σ_1 が最も大きくなるが、予桁 VIII のように I 型断面では、特に桁中央の σ_1 が大きくなる。これは実験的にも予桁 VIII において、この斜張応力が原因で生ずるひびわれは、桁高の中央部付近から発生することからも是認されるのである。

従つて σ_1 の値を検討するには桁重心点について計算すればよいのである。

(3) I 型断面で斜張応力によるひびわれを生ずるときの主応力 σ_1 の値

実験桁全部に対して、桁断面の重心で、荷重としてはこの型式の斜張応力破壊をした桁ではそのひびわれのてた荷重、その他の桁では最高荷重をとつて、(11-1)式によつて、 σ_1 を計算した結果が表-15である。

この表を整理してみると

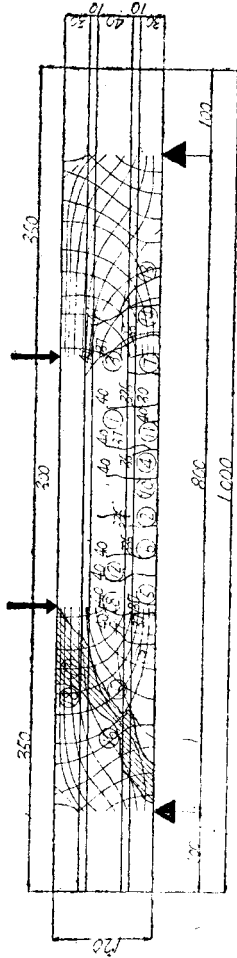
(a) この型式の斜張応力破壊をする場合、 σ_1 の値は大略 $35\sim 50\text{kg/cm}^2$ 位になることがわかる。前にもべた

図-19 I 型断面の鋼弦コンクリート桁の斜張応力破壊

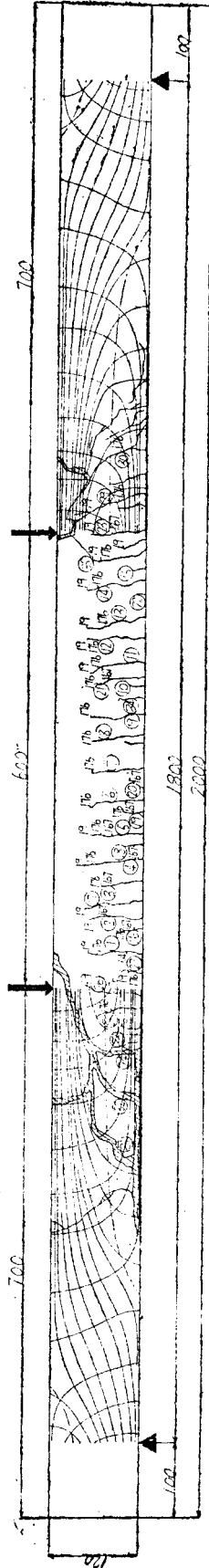


図-20 鋼弦コンクリート桁の主応力線とひびわれとの関係

子 VIII の I



子 X



子 XI

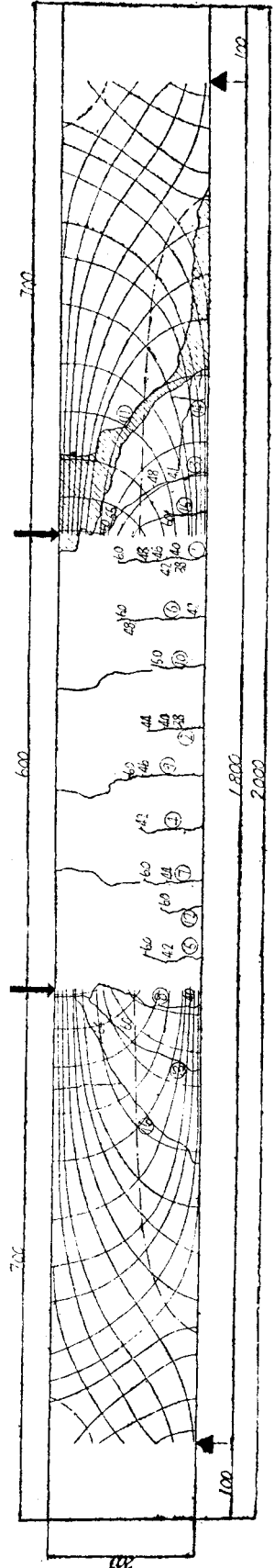
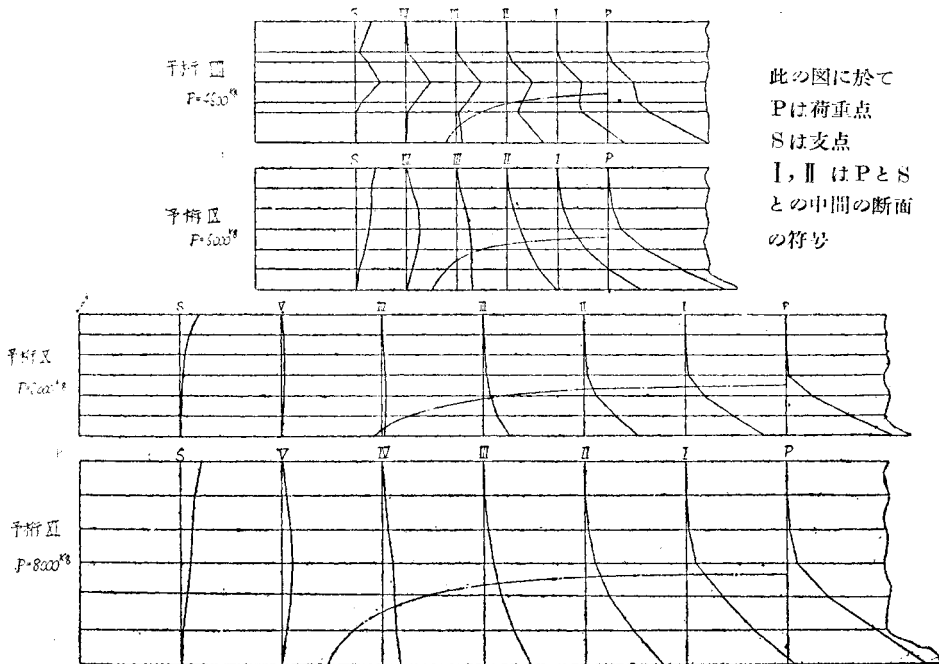


図-21 斜張応力の分布図



ように、このコンクリートの引張強度は 40 kg/cm² 前後であるから、(11-1) 式で計算した σ_1 の値は大略コンクリートの引張強度と一致する訳である。

(b) 表-15 の σ_1 の値を通覧すると、鋼弦コンクリートでも、 σ_1 の値が可成り大きくなる場合があるから、設計する時には必ず σ_1 の値について検討する必要がある。

(4) 結 論

以上の如くこの章における考察の結果では、鋼弦コンクリート桁でも腹部を薄くすると斜張応力が大きくなって、ひびわれを生ずる場合があるから、必ず斜張応力に対して検討する必要がある。この斜張応力の値は桁を等質桁と考えて、その主張応力を算出する式、即ち

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau^2} \tag{11-1}$$

で算出すればよい。

σ_1 の値が問題となる断面では、桁断面の重心点で σ_1 の値が最高になるから、この点で検算すればよく、また σ_1 の値が大きくなって腹部にひびわれが生ずる時には、 σ_1 の値は大略そのコンクリートの引張強度と等しくなるから、この値を目標として検算すればよいのである。しかし表-15 によると、計算された σ_1 の値がコンクリートの引張強度以下になる場合もあるから、 σ_1 の最高値は 30 kg/cm² 程度に制限するのがよいであろう。

12. 曲げによるひびわれが斜に進展して所謂剪断破壊(斜張応力破壊)を起す場合

(1) 概 説

9 でのべたように鋼弦コンクリート桁で曲げ試験をすると、支点と荷重との間で斜のひびわれを生じ、この斜のひびわれによつて分れた桁の左右の部分が回轉する傾向を示し遂に斜のひびわれの上端の圧縮部コンクリートが破壊して、桁の破壊を起す場合が可成り多かつた(例、予桁 III, IX, XI, XII, XIII, 本桁 I, II, IV, VII)。(以下この型式の破壊を矩形断面の斜張応力破壊という)。

普通の鉄筋コンクリート桁では、この型式の破壊に対して、

$$\tau = \frac{S}{b_0 j d} \dots \dots \dots (12-1)$$

の式で斜張応力を算出して、この値が 4.5 kg/cm² 以下の時は、腹鉄筋を特に計算して配筋する必要はないが、この値以上になれば腹鉄筋を必ず厳格に配置する必要がある、腹鉄筋は τ の値全部をうけるように配置するこ

ととしている。従つて、普通の鉄筋コンクリートでは、この型式の斜張応力破壊に対して、剪断応力 τ の値を基準として設計するのであるがこの理由は、

(a) この破壊の原因となる斜のひびわれは、多くの実験結果によると、 $\tau=14 \text{ kg/cm}^2$ 程度の時に発生するので、これに安全率3をもたせて、 4.5 kg/cm^2 程度までは斜のひびわれに対して特別の配筋を必要としないこと。

(b) 斜のひびわれがでてしまえば、等質桁として取扱うことができず、その応力状態の計算は容易でないが、腹鉄筋を必ず配置するのが原則であるから、腹鉄筋に対して、安全率を持たせればよい訳で、多くの実験結果によると、剪断力全部を腹鉄筋にとらせることにすると、十分安全にこの型式の斜張応力破壊を防ぎ、桁を曲げ破壊させることができること。

の2つである。しかし、上にあげた2つの理由は共に、明確な理論的解析結果を実験結果で裏付けたものでなく、理論的解析は困難なので、多くの実験結果に理論的な考察を加えて、設計に対して十分安全になるよう定められたものである。

鋼筋コンクリート桁では初応力を導入してあること、および Hoyer の方式では肋筋を配置しないこと、等の理由で、普通の鉄筋コンクリート桁に対する計算法をそのまま適用することは困難で、特に、腹鉄筋のない桁の斜のひびわれがでてから、桁が破壊するまでの関係は、普通の鉄筋コンクリート桁では、殆んど必要がないので、研究されてないから、新たに実験結果に立脚して考えなければならぬ。著者の予備実験桁についての曲げ試験の結果のうち、桁断面、鉄筋量、初応力が同じで、載荷寸法のみが異つている予桁 IX と X とを比較すると、予桁 IX は荷重 5500 kg/cm^2 で曲げ破壊をしているのに、予桁 X は荷重 2200 kg/cm^2 程度でこの型式の斜張応力破壊をしており、(12-1) 式で計算した τ の値は予桁 IX では 35 kg/cm^2 、予桁 X では 14 kg/cm^2 となり、この型式の斜張応力破壊を起す荷重は τ の値を基準として定めることができないように考えられた。

そこで、鋼筋コンクリート桁では、この型式の斜張応力破壊は普通の鉄筋コンクリートと全く同様な考え方で設計法を定める事は難

表-15 斜張応力計算表

桁番号	断面図	Q		τ		σ		σ		σ		
		(kg)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	
種 実 験	I	1	278	2.78	4.0	3.72	7.2	5.0	2.0	2.0	2.0	2.0
		2	351	3.51	4.6	4.26	8.5	6.0	2.5	2.5	2.5	2.5
		3	436	4.36	5.6	5.12	10.4	7.4	3.4	3.4	3.4	3.4
		4	533	5.33	6.8	6.24	12.8	9.1	4.1	4.1	4.1	4.1
		5	643	6.43	8.2	7.56	15.7	11.2	5.1	5.1	5.1	5.1
		6	778	7.78	9.8	9.02	19.1	13.7	6.4	6.4	6.4	6.4
	II	1	350	3.50	5.0	4.50	9.0	6.4	2.4	2.4	2.4	2.4
		2	437	4.37	6.1	5.59	11.2	8.1	3.0	3.0	3.0	3.0
		3	533	5.33	7.4	6.76	13.8	10.0	3.7	3.7	3.7	3.7
		4	643	6.43	8.9	8.12	16.8	12.2	4.5	4.5	4.5	4.5
		5	778	7.78	10.7	9.78	20.1	14.7	5.5	5.5	5.5	5.5
		6	938	9.38	12.9	11.82	23.9	17.4	6.8	6.8	6.8	6.8
本 質 試 験	I	1	126	1.26	1.8	1.64	3.2	2.3	0.7	0.7	0.7	0.7
		2	157	1.57	2.2	2.00	4.0	2.9	0.9	0.9	0.9	0.9
		3	198	1.98	2.8	2.52	5.0	3.6	1.1	1.1	1.1	1.1
		4	249	2.49	3.5	3.15	6.2	4.5	1.4	1.4	1.4	1.4
		5	310	3.10	4.3	3.87	7.6	5.5	1.7	1.7	1.7	1.7
		6	381	3.81	5.3	4.77	9.2	6.6	2.1	2.1	2.1	2.1
	II	1	157	1.57	2.2	2.00	4.0	2.9	0.9	0.9	0.9	0.9
		2	198	1.98	2.8	2.52	5.0	3.6	1.1	1.1	1.1	1.1
		3	249	2.49	3.5	3.15	6.2	4.5	1.4	1.4	1.4	1.4
		4	310	3.10	4.3	3.87	7.6	5.5	1.7	1.7	1.7	1.7
		5	381	3.81	5.3	4.77	9.2	6.6	2.1	2.1	2.1	2.1
		6	462	4.62	6.5	5.85	11.0	8.0	2.6	2.6	2.6	2.6
種 実 験	I	1	126	1.26	1.8	1.64	3.2	2.3	0.7	0.7	0.7	0.7
		2	157	1.57	2.2	2.00	4.0	2.9	0.9	0.9	0.9	0.9
		3	198	1.98	2.8	2.52	5.0	3.6	1.1	1.1	1.1	1.1
		4	249	2.49	3.5	3.15	6.2	4.5	1.4	1.4	1.4	1.4
		5	310	3.10	4.3	3.87	7.6	5.5	1.7	1.7	1.7	1.7
		6	381	3.81	5.3	4.77	9.2	6.6	2.1	2.1	2.1	2.1
	II	1	157	1.57	2.2	2.00	4.0	2.9	0.9	0.9	0.9	0.9
		2	198	1.98	2.8	2.52	5.0	3.6	1.1	1.1	1.1	1.1
		3	249	2.49	3.5	3.15	6.2	4.5	1.4	1.4	1.4	1.4
		4	310	3.10	4.3	3.87	7.6	5.5	1.7	1.7	1.7	1.7
		5	381	3.81	5.3	4.77	9.2	6.6	2.1	2.1	2.1	2.1
		6	462	4.62	6.5	5.85	11.0	8.0	2.6	2.6	2.6	2.6
種 実 験	I	1	126	1.26	1.8	1.64	3.2	2.3	0.7	0.7	0.7	0.7
		2	157	1.57	2.2	2.00	4.0	2.9	0.9	0.9	0.9	0.9
		3	198	1.98	2.8	2.52	5.0	3.6	1.1	1.1	1.1	1.1
		4	249	2.49	3.5	3.15	6.2	4.5	1.4	1.4	1.4	1.4
		5	310	3.10	4.3	3.87	7.6	5.5	1.7	1.7	1.7	1.7
		6	381	3.81	5.3	4.77	9.2	6.6	2.1	2.1	2.1	2.1
	II	1	157	1.57	2.2	2.00	4.0	2.9	0.9	0.9	0.9	0.9
		2	198	1.98	2.8	2.52	5.0	3.6	1.1	1.1	1.1	1.1
		3	249	2.49	3.5	3.15	6.2	4.5	1.4	1.4	1.4	1.4
		4	310	3.10	4.3	3.87	7.6	5.5	1.7	1.7	1.7	1.7
		5	381	3.81	5.3	4.77	9.2	6.6	2.1	2.1	2.1	2.1
		6	462	4.62	6.5	5.85	11.0	8.0	2.6	2.6	2.6	2.6
種 実 験	I	1	126	1.26	1.8	1.64	3.2	2.3	0.7	0.7	0.7	0.7
		2	157	1.57	2.2	2.00	4.0	2.9	0.9	0.9	0.9	0.9
		3	198	1.98	2.8	2.52	5.0	3.6	1.1	1.1	1.1	1.1
		4	249	2.49	3.5	3.15	6.2	4.5	1.4	1.4	1.4	1.4
		5	310	3.10	4.3	3.87	7.6	5.5	1.7	1.7	1.7	1.7
		6	381	3.81	5.3	4.77	9.2	6.6	2.1	2.1	2.1	2.1
	II	1	157	1.57	2.2	2.00	4.0	2.9	0.9	0.9	0.9	0.9
		2	198	1.98	2.8	2.52	5.0	3.6	1.1	1.1	1.1	1.1
		3	249	2.49	3.5	3.15	6.2	4.5	1.4	1.4	1.4	1.4
		4	310	3.10	4.3	3.87	7.6	5.5	1.7	1.7	1.7	1.7
		5	381	3.81	5.3	4.77	9.2	6.6	2.1	2.1	2.1	2.1
		6	462	4.62	6.5	5.85	11.0	8.0	2.6	2.6	2.6	2.6

しいように考えられたので、本実験桁について更に研究を進めたのである。

(2) 実験結果

本実験桁の最高荷重と破壊原因とを表-12 について、整理してまとめてみると、

(a) 本桁 II と IV で、支点と荷重点との長さが同じ桁について比較した結果から、この型式の斜張応力破壊荷重は初応力の大きさに影響され、初応力の大きい桁の方が、大きな破壊荷重を示す。

(b) 本桁 I と IV で、荷重点と支点との距離がちがった桁について試験すると、この型式の斜張応力破壊を起す荷重では、桁の剪断力は載荷寸法によつて著しく変り、荷重点と支点との長さの大きい方が小さな剪断力を示すが、曲げモーメントは著しくは変らない。

(c) 本桁 IV の 1 と本桁 I の 4, 5 とを比較すると、鉄筋量もこの型式の斜張応力破壊荷重に影響し、鉄筋量の大きい方が、大きな破壊荷重を示す。

と結論することができる。

この他にも、コンクリートの強度が関係する事は当然予想されるが、著者の実験では、コンクリートの強度はほぼ一定にしてあるから、この関係を明かにすることができなかつた。

しかし、コンクリートが弱ければ、この型式の斜張応力破壊強度が小さくなることは、普通の鉄筋コンクリート桁の場合と同じであろう。

(3) この種の斜張応力破壊についての定性的な考察

この型式の斜張応力破壊は3つの要素、即ち、曲げモーメントによる圧縮応力、桁に作用する剪断応力、斜のひびわれの幅が増大するために起る2次的変形、これ等に更に、他の要素が複雑に作用して起ると考えられるが、これ等3つの主な要素が、鋼弦コンクリート桁のこの型式の斜張応力破壊にどの様に關係するかを次に考えてみる。

著者の実験結果の中で、本桁 IV の曲げ破壊をする荷重は 10 でのべた実験式 $M=Th$ の式から求めると $85\,000\text{ kg/cm}^2$ に達するのであるが、実験結果では、この型式の斜張応力破壊を起す曲げモーメントは $70\,000\sim 80\,000\text{ kg/cm}^2$ のものが大部分である。然るに、本桁 V~VIII では、曲げ破壊強度は、 $M=Th$ の式から求めると $55\,000\text{ kg/cm}^2$ となり、実験的にも $55\,000\sim 53\,000\text{ kg/cm}^2$ をえているが、この型式の斜張応力破壊をした桁の曲げモーメントは、VI の 1 を除けば $54\,000\text{ kg/cm}^2$ 程度に達して、本桁 V~VIII の鉄筋量が少ない場合の方が、この型式の斜張応力破壊を起す曲げモーメントと、曲げ破壊を起す曲げモーメントとの比が大きいといえる。この原因は、本桁 IV では鉄筋量が多いために、破壊曲げモーメントが大きくなるので、桁圧縮部のコンクリートに作用する圧縮応力および剪断応力が本桁 V~VIII の場合より大きくなり、そのため、本桁 V~III に比較して、未だピアノ線の伸びが小さい荷重、即ち、ひびわれの幅が本桁 V~VIII に比較してまだ小さく止まっている荷重で、破壊するのだと考えることができる。

しかして、本桁 IV は鋼弦コンクリート桁としては、鉄筋量が多すぎると考えられるから、このような桁は特殊に考えて、一般的の考察から省いて考えてよい。こうすると著者の実験の中、本桁 V~VIII では、表-16 に示すように、桁のこの型式の斜張応力破壊強度は曲げ破壊強度の 100% までにも達しうるから、鋼弦コンクリート桁で、よく設計され、よい材料を用いた桁では、曲げモーメントによる直圧応力や剪断力による剪断応力の大きさは、この型式の斜張応力破壊に対して余裕があつて、斜のひびわれの幅を大きくする要素がこの型式の斜張応力破壊荷重を小さくする直接要素になると考えることができる。そこで、(2) で実験的にまとめられた結果もこの型式の斜張応力破壊荷重が小さくなる原因は斜のひびわれの発生が早くなり、ピアノ線の伸びが 大きくなる、換言すると、ひびわれの幅が大きくなることによつて説明することができるのである。

したがつて、斜のひびわれの幅を小さくすることが、鋼弦コンクリート桁のこの型式の斜張応力破壊を防ぐ有効な手段となるのである。斜のひびわれの幅に影響をもつこの他の大きな要素として付着力があつて、付着強度の小さい桁では、斜のひびわれの幅が早く大きくなつて、破壊する荷重が小さくなると考えられるが、著者の実験では、付着強度は概ね同じ条件で実験しているから、この影響は実験的には求められていない。しかし、鋼弦コンクリート桁では、他の条件から、コンクリートは材令 28 日で 500 kg/cm^2 程度の圧縮強度のものを用い、ピアノ線は錆びさせて用いるのがよいから、実用的には、著者の実験結果が適用できるのである。

現在の鉄筋コンクリートの研究程度では、この型式の斜張応力破壊に影響をもつ各要素を分離し、定量的な計算ができるまでには至っていない。著者の実験で、この型式の斜張応力破壊に大きな影響をもつと認められる斜のひびわれの幅の計算も、その基礎に多くの仮定をせねばならぬので、実際に合致するような計算をすることは

難しいのである。

以上の考察結果をまとめると、腹鉄筋を配置しない鋼弦コンクリート桁のこの型式の斜張応力破壊荷重は、現在の研究程度では普通の鉄筋コンクリートと同じように、実験的に求めて、設計する場合に十分安全になるように定めるべきである。

そこで、つぎに肋筋のない鋼弦コンクリート桁のこの型式の斜張応力破壊荷重を如何に取扱うかを考えてみる。

(4) この種の斜張応力破壊荷重の計算法

先ず鋼弦コンクリートで腹鉄筋を配置しない桁の、この型式の斜張応力破壊荷重を実験結果から調べてみる。

著者の曲げ試験で最高荷重に対する τ の値を (12-1) 式から算出した τ の値は広範囲に散つてしまつて、 τ の値を基準として鋼弦コンクリート桁のこの型式の斜張応力破壊を起す荷重を計算することはできないのである。この型式の斜張応力破壊に影響をもつ主要な要素、即ち曲げモーメント、剪断力、初応力、載荷寸法、鉄筋量等を含めた算式をたすことは理論的にも実験的にも容易でないが、実用上からいえば、初応力、鉄筋量等は、鋼弦コンクリートの他の条件から大略定められてくるから、この条件を省いて算出方法を考えれば比較的簡単になる訳である。

表-16 曲げ破壊荷重と矩形断面の斜張応力破壊荷重との比較

桁番号	鉄筋比 %	初應力 (kg/cm ²)		曲げ破壊荷重 (kg)	斜張応力破壊荷重 (kg)	斜張応力破壊 / 曲げ破壊	
予Ⅰ	0.433	7191	39	101	665,400	69,000	0.96
予Ⅱ	0.508	4877	38	87	244,740	350,000	0.70
予Ⅲ	0.433	6068	33	86	61,920	69,000	0.90
					66,400		0.95
					68,500		0.99
予Ⅳ	0.433	6293	34	89	65,000	69,000	0.94
					69,600		1.01
本Ⅰ	0.578	5545	38	92	69,750	84,000	0.83
					77,500		0.92
					73,000		0.87
					87,400		1.04
					77,100		0.92
					81,750		0.97
					82,800		0.90
本Ⅱ	0.294	4013	16	38	54,580	55,000	0.99
					51,650		0.94
					58,650		1.06
					53,700		0.97
本Ⅲ	0.294	7187	26	75	55,350	55,000	1.01
					54,675		0.99

著者はこの算出方法として、この型式の斜張応力破壊をする荷重時の桁に作用する最大曲げモーメントが、すでにのべたように、比較的变化の少いことに注目してまとめてみた。

そこで、著者の実験の中からこの型式の斜張応力破壊をした桁について、破壊時の曲げモーメントと、曲げ破壊をする曲げモーメントを $M=Th$ の式から求めたものとして示したものが表-16 である。

鋼弦コンクリート桁で、現在の研究の程度では、導入し得る初応力の大きさから、鉄筋量は 0.3% (本桁 V~X 程度) 位に制限され、初応力は桁下面で 60~120 kg/cm² 程度が普通で、この程度をこすことは困難である。

そこで、表-16 中からこの限度のものを選定すると、この型式の斜張破壊をする曲げモーメントは例外的に低いものでも、 $M=Th$ から算出した曲げ破壊をする曲げモーメントの約 80%、大部分は 95~100% で、100% に近いものが多い。

従つて、鋼弦コンクリート桁の、この型式の斜張応力破壊荷重は色々な要素に左右されて、正確な計算をすることは困難であるが、曲げ破壊をする曲げモーメントの 80% 位にとれば十分安全である、と結論することができる。

(5) 結 論

以上各項で肋筋を配置しない鋼弦コンクリート桁の矩形断面の斜張応力破壊について論じたが、元來、腹鉄筋を配置しないということは、鉄筋コンクリート桁としては、特別に τ の値が小さい場合を除いて原則的には認められない方法で、この考え方からみると鋼弦コンクリート桁でも、腹鉄筋として肋鉄筋を配置するのが正しい方式であると考えられる。

しかし鋼弦コンクリート桁では初応力その他に適当な条件を考えておけば、著者の実験結果から見て、肋筋を特に計算して配置しなくとも、用心鉄筋程度に配置することにしてもよいと思ふ。

その条件としては、著者はつぎのように提案する。

- (a) コンクリートは材令 28 日で 500 kg/cm² 程度以上の圧縮強度のものを用いる。
- (b) ピアノ線は錆びさせて用いる。
- (c) ピアノ線の初応力は材質と製作法の許しうる範囲内で高くとる。

ピアノ線の初応力が低いと、同じ鉄筋量に対してひびわれを生ずる荷重が低くなるので、斜のひびわれが早くでて、且つひびわれがでてから、ピアノ線が切れて曲げ破壊をするまでのピアノ線の伸びが大きくなるので、斜のひびわれの幅も大きくなって、この型式の斜張応力破壊をする荷重も小さくなる。ピアノ線の初応力は最低降伏点の 50%、できれば 60% 位がよい。

(d) 鉄筋量は 0.3% 程度とすること。

これは桁の上面に、初応力として生ずる引張応力の大きさから作用する圧縮応力、剪断応力が大きくなって、この型式の斜張応力破壊を起しやすくなるので、制限する必要があるのである。

(e) この型式の斜張応力破壊の曲げモーメントは $M = T \cdot h$ の式で算出される曲げ破壊モーメントの 80% とする。

これ等の條件は勿論鋼弦コンクリート桁の全般的な安全率と関連させて考える必要があるが、この点に関しては 14 で総合的に論ずることとする。

13. 鋼弦コンクリート桁の腹鉄筋による補強

(1) 概 説

鋼弦コンクリート桁は鉄筋コンクリート桁であるから、腹鉄筋を配置するのを原則とすべきであろうが、現在考えられ実用化されようとしている程度の桁では、材料、設計方法、製作法に慎重な考慮をすれば、腹鉄筋特に計算をして配置しなくてもよいであろうということを 12 においてのべた。

しかし、現在程度の桁でも、斜張応力破壊を確実に防いで、桁を必ず曲げ破壊強度に達させるため、或は特殊な部材を設計する場合には腹鉄筋が必要になる。従つて鋼弦コンクリート桁の腹鉄筋による補強方法を研究する必要が起る訳である。

鋼弦コンクリート桁では、腹鉄筋として曲げ上げ鉄筋を用いることは不可能とはいえないが、実用的には困難であるから、簡単な方法としては肋筋を用いることになる。肋筋の初応力を導入する方法は、肋筋の作用上利点が多いが、鋼弦コンクリートの現状では実施が困難であつて、今後製作法の改良と共に研究すべき事項である。また、肋筋の代りに薄鉄板を用いることも考えられ、普通の鉄筋コンクリートではこの方法が成功しているから今後の研究余地が多い。

(2) 曲げによるひびわれが斜に進展して起る斜張応力破壊に対する補強

著者の実験研究によると

(a) 本桁 IX の実験結果から肋筋を配置したことによつて、コンクリートまたはモルタルで、ピアノ線を十分包むことが困難になるため、および、主鉄筋であるピアノ線とコンクリートの接触面積が減るため、付着強度が不足するおそれが考えられたが、本桁 VIII について実験した結果をみると、肋筋を配置することによつて付着強度が不足するようなことは起らなかつた。

(b) 本桁 IX について実験した結果によると、鋼弦コンクリート桁では、普通の鉄筋コンクリート桁の設計方法に従つて肋筋を配置すれば、斜張応力破壊を防ぎうる事を示している。もち論、実験数が少いから未だ断定はできないので、今後の研究が必要であるが、肋筋を配置しない桁でも、斜張応力破壊荷重が曲げ破壊荷重の 90% 以上に達する事実から考えても、この結論は大略認めらうと思う。

しかし、この実験結果から、ピアノ線のような強い材料を肋筋として用いた場合、許容応力を上げてよいという結論をだすことは危険である。肋筋の作用は斜のひびわれによつて分かたれた 2 つの桁の部分の回転を止める作用をするのであるから、許容応力を余り高く取つて鉄筋量を減らすと、肋筋のうける応力が大きくなり、伸びが多くなつて、肋筋を用いる目的を果さなくなるのである。

肋筋配置方法のもう一つの考え方としては、アメリカが採用しているように、剪断力の一部を桁のコンクリート断面に負担させる方法がある。著者の実験結果が示すように桁の斜のひびわれがでてから、肋筋を配置しなくても剪断力に対して相当抵抗しうるのは、桁の圧縮側コンクリート断面が剪断力をうけていることを明かに示している訳である。

著者の実験結果では 12 でのべたように、肋筋を配置しない鋼弦コンクリート桁では矩形断面の斜張応力破壊荷重が比較的小さな場合でも、曲げ破壊荷重の 80% 一般的には 90% 以上に達すること、肋筋量をドイツ式の計算法で算出したものより可成り少なくても、この型式の斜張応力破壊を防ぎうることは注目すべき事項であつて、鋼弦コンクリート桁ではドイツの肋筋配置方式より、アメリカ式の肋筋配置方式の方がよいように考えら

れるが、著者の実験は数が少いから、明確な結論を出す事は困難で、今後この方面の研究に努力しなければならない。

(3) 腹度を薄くした場合における斜張応力破壊に対する補強

つぎに本桁 VIII の 9, 10 のように、腹度を薄くした場合、斜張応力によつてひびわれを生じ破壊するので、これを肋筋によつて防止する可能性について検討してみた。

本桁 X の 7, 8, 9, 10 は本桁 VIII の 7, 8 と性能は全く同じであるが、**図-2** に示すように、2mm のピアノ線を U 型にして 7, 8 では 5mm 間隔に 9, 10 では 2.5cm 間隔に配置した。載荷寸法は本桁 VIII の 7, 8 と同じで、2 点荷重間が 20cm、荷重と支点との間隔は 30cm である。

実験結果の概要は**表-17** に示してある。

この実験結果によると、

- (a) 肋筋がない桁では斜張応力によるひびわれがでると、それからは荷重は殆んど上昇しないで破壊する。
- (b) 肋筋があつても、その量が少く配置間隔が広いと肋筋の効果は余り明瞭でないが、ひびわれがでてからの耐荷力は多少増加する。
- (c) 肋筋の量が多くなり配置も狭くなると、斜張応力によるひびわれのでる荷重は可成り大きくなり、耐荷力を曲げ破壊するまで上昇させることができる。
- (d) 要するに、I 型断面の斜張応力破壊はその鉄筋量と配置が適当であると肋筋によつて防ぐ可能性がある

と結論できるのである。

鉄筋量および配置に関しては、これだけの実験では正しい判断はできないが、本桁 X の 9, 10 は普通の鉄筋コンクリート桁の肋筋の計算を忠実に実行したのであるから、この方式でよいのではないかと思う。

(4) 結 論

著者は鋼弦コンクリート桁の斜張応力破壊に対する肋筋の効果を実験的に求めてみたのであるが、著者の研究はその可能性を求める程度であるから、明確な結論をだすことはできない。

しかし、鋼弦コンクリート桁でも、肋筋によつて斜張応力破壊は防ぎうる可能性のあることは確かであった。これ等はいづれも理論的に解決することは困難であつて、主として、多くの実験を行つて、結論を求めねばならぬから、その解決には今後の多くの実験的研究を必要とするのであろう。

しかし、鋼弦コンクリート桁では、断面の大きさに対して、桁の耐荷力が大きいから、剪断力も大きくなる訳で、必ず計算によつて肋筋を配置するとすれば、肋筋に相当の鉄筋量を必要とするから、曲げ上げ鉄筋の用いないことと相俟つて、鋼弦コンクリート桁の利点の一つである鉄筋量の節約が困難となる。そこで設計としては使用目的を選定して成可く肋筋を配置する必要のない形を取りうるようにするのがよいであろう。ここで、肋筋が不必要だというのは全然肋筋を配置しないことでなく、特別に計算して配置しないだけであつて、用心鉄筋として肋筋を配置して、桁の安全度を増加するよう努力するのは必要である。

図-22 鋼弦コンクリート桁に生ずる水平ひびわれ



特に、桁端では初応力が導入されるために桁の上下の面に平行な面で引張応力が作用するようで、このため、**図-22**に示すように、著者の実験中、桁の上面下面にピアノ線を配置した桁が端から桁の高さの中央点附近で、

桁の上下の面に平行な面にそつて割れてしまつて、実験のできなかつた例もあるから、桁端には用心鉄筋として必ず狭い間隔に肋筋を配置するのがよい。

14. 設計基準および施工基準

以上のべたように、著者は鋼弦コンクリートに関して、実験研究をしたのであるが、これをまとめて設計基準および施工基準を定めてみた。以下これを示すと、

(1) 設 計

(1) 範 囲

ここでは、肋筋を特に計算して配置しない場合の鋼弦コンクリート桁に関する設計基準についてのべる。

(2) 材 料

(i) ピアノ線

ピアノ線は 3mm 以下のなるべく強度の高いものを選び、表面は少し錆びさせて用いる。

(ii) コンクリート

コンクリートは材令 28 日で 500 kg/cm^2 以上の圧縮強度のものを用いる。

(3) 桁断面および鉄筋量

(i) 桁断面は I 型をとるのがよいが、腹部の幅は斜張応力で、破壊をしない程度としなければならない。腹部の厚さについては破壊荷重の項で詳しくのべる。

(ii) 鉄筋量は概ね 0.3% 程度とする。

(iii) 肋筋は特に計算して配置する必要はないが、用心鉄筋として桁の有効高さ以下の間隔に、できうれば桁の有効高さの 1/2 程度の肋筋を配置する。肋筋としてピアノ線のように良質の材料を用いる必要はなく、普通の軟鋼程度以上のもので十分である。

(iv) 桁上面には必ず配筋しなければならない。

しかし、ピアノ線のような良質の材料を用いる必要はなく、普通の軟鋼程度以上のものであればよい。

(4) 初 応 力

(i) 初応力の計算法は Hoyer の提案した算式で計算する。

(ii) ピアノ線の初応力は降伏点の 50% 以上 60% 程度にとる。

(iii) コンクリートの乾燥収縮およびクリープの影響はピアノ線に與える初応力の 10% の応力低下に相当するものとして、設計上のピアノ線の初応力に、それだけ、加算して、製作時のピアノ線の初応力を定める。

(iv) 初応力として生ずる桁上面の引張応力は、そのコンクリートの初応力を導入する材令の引張強度をこえてはならない。

(5) ひびわれ荷重

ひびわれ荷重の計算は 7 でのべたように、ピアノ線の断面を考えないで、コンクリートのみの桁として計算して、桁下縁の引張応力が (初応力 + コンクリート材令 28 日の引張強度) kg/cm^2 になる荷重とする。

(6) 付着強度

コンクリートに材令 28 日で 500 kg/cm^2 程度の圧縮強度のものを用い、ピアノ線を錆びさせて用い、且つ、ピアノ線の初応力を降伏点の 50~60% とした場合には、付着強度の検討をする必要はない。但し、支点から桁端までの長さは、Hoyer の提案する計算法によつて銜着長を算出するのがよい。

(7) 破壊荷重

(i) 破壊荷重を計算する際の各材料の強度は

(イ) コンクリート 圧縮強度の 80%

(ロ) ピアノ線 破断強度の 80%

(ii) 破壊荷重の計算は 10 でのべた曲げ破壊荷重簡略計算式中 (3) 式による。

(iii) 腹部の斜張応力の値は 11 の (11-1) 式で算出した値が、引張強度 (但し、 30 kg/cm^2 をこえてはならない) の値より小さくなくてはならない。

(8) 許容荷重

許容荷重

(1) 破壊荷重の 50%

(2) ひびわれ荷重の 85%
の内, 何れか小なるものとする。

〔11〕 製作装置および設備

(1) 製作装置および設備は各ピアノ線の引張力が一様になること, およびその力を正確に測定しうることを要点として設備する

(2) 製作場はできうる限り屋根, 側壁等で蓋うよう設備する

(3) コンクリートの打込みおよび養生

(i) ピアノ線は一度所定の張力まで上昇せしめてから, 3 日以上放置して, 張力の低下があつた場合は, 更に, 所定の強度まで上昇させてから, コンクリートを打込まなくてはならない。

(ii) コンクリートを打込んでから, ピアノ線の初張力を緩めるまでは養生に十分注意し, 特に桁上面の乾燥することを防がなければならない。

(iii) ピアノ線の張力を緩めて桁に初応力が導入されたならば, 直ちに十分水分をあたえて養生しなければならない。

(iv) コンクリートを打込んでから, 桁に初応力を導入するまでの期間はコンクリートの強度, 初応力, 養生方法等を慎重に考えて定めなければならない。

(4) 製品に標示すべき事項

(i) 桁の上面は如何なる條件でも識別しうるよう明瞭な標示を付さなければならない。

(ii) 桁には許容荷重, 支間, その他の必要事項を必ず標示しなければならない。

15. 結 言

以上, 著者の研究結果を述べたが, 要するに鋼弦コンクリート桁の性能上疑問のあつた点を一応解決したものである。勿論詳しく考えて行くと未だ解決の出来ていない事項も多々あるが, これは必ずしも鋼弦コンクリートのみの問題でなく, 現在広く使用されている鉄筋コンクリートでも, 未解決の問題もあつて今後鉄筋コンクリート構造に関する研究と共に, 解決されるであろう。

しかし, 高強度のピアノ線を使用し, 初応力を導入する鋼弦コンクリートに関する研究は, 普通の鉄筋コンクリート桁では, 実験し得なかつた範囲の研究も可能となるから, 付着力の作用機構, 曲げ破壊時の応力分布, 剪断破壊の機構等は鋼弦コンクリート桁の研究によつて, より正しい結論を得る事が出来るであろう。

著者は今後鋼弦コンクリートの実用化と共に, これ等未解決の問題の研究に努めたいと念願している。

この研究は昭和 19 年以來続けたのである。その間鉄道技術研究所の幹部, 諸先輩より御支援を得たのであるが, 特に東大吉田徳次郎博士よりは終始実験上理論上の御指導を戴き, 前鉄道技術研究所長吉田謹平氏, 鉄道技術研究所第二部長堀越一三博士, 東大沼田教授よりは実験推進の原動力を與えられた事に対し深く感謝する次第である。

又実験の実施結果の整理に当つては, 鉄道技術研究所第二部コンクリート研究室, 及び第三設計課の人達より熱心な協力を受けたが, 特にコンクリート研究室の菅羽技官は終始変らざる友情を以て, 著者の研究に協力され実験の大部分は同氏の苦心によつて行われた事に対し深く感謝するものである。

昭和 25 年 11 月 25 日 印 刷 土 木 学 会 論 文 集

昭和 25 年 11 月 30 日 発 行 第 7 号

著 者 仁 杉 巖

編集兼発行者 中 川 一 美 東京都千代田区大手町 2 丁目 4 番地

印 刷 者 大 沼 正 吉 東京都港区赤坂溜池町 5 番地

印 刷 所 株式会社 技 報 堂 東京都港区赤坂溜池町 5 番地

東京都(中央郵便局区内)千代田区太手町 2 丁目 4 番地 電話 丸ノ内(23) 3945番

発行所 社 團 土 木 学 会 振替 東京 16828番
法 人

