

プレストレスト コンクリート桁に関する研究

正員 猪 股 俊 司*

TESTS ON PRESTRESSED CONCRETE BEAMS

(Trans. of JSCE Aug. 1953)

By *Shunji Inomata, C. E. Member*

Synopsis In this paper, the writer reports the results of investigations of the following tests which were carried out during the years from 1947 to 1952.

- (1) Static test on 17 beams of 7 different kinds manufactured by post-tensioning method.
- (2) Fatigue test on 44 beams of 6 kinds manufactured by pre-tensioning method.
- (3) Stress relaxation of high tensile steel wire under constant stress.
- (4) Creep tests on prestressed concrete beams.

As a result of the test, the following points have been made clear :

- (1) Certain items regarding the executing devices and their making in the case of post-tensioning method, to which a special attention shall be paid.
- (2) Method of calculating the decrease of tension which occurs during the stretching process due to the following causes :
 - (i) friction
 - (ii) elastic deformation
 - (iii) slippage at the anchor
- (3) Calculation formula of the ultimate strength for a post-tensioned prestressed concrete beam.
- (4) Regarding a beam manufactured by the post-tensioning method, the difference of the statical behaviour between the case where grouting is applied and that grouting is not applied.
- (5) Relation between static strength and fatigue strength of pre-stressed concrete beam.
- (6) Allowable tensile stress at the lower fiber to prevent cracking due to fatigue.
- (7) Relation between the number of repetitions, width of crack and position of neutral axis.
- (8) Creep value of prestressed concrete beam and its calculation.
- (9) Standard for designing and executing the prestressed concrete beam.

* 極東鋼弦コンクリート振興株式会社技術部次長, 前国鉄鉄道技術研究所コンクリート研究室室長

概要 本文において著者は1947年から1952年にわたつて行つたつぎの各種の実験結果について報告している。

- (1) ポストテンショニング方式による7種17本の桁の静的破壊試験
- (2) プレテンショニング方式による6種44本の桁についての疲労試験
- (3) 一定応力のもとにおける鋼線のクリープ試験
- (4) プレストレスト コンクリート桁のクリープ試験

実験の結果明らかになつたのはつぎの事項である。

- (1) ポストテンショニング方式による施工器具および製作についての注意事項
- (2) 鋼線緊張作業中におこるつぎの原因による引張力の減少量の計算方法
 - (i) 摩 擦 (ii) 弾 性 歪 (iii) 碇着部における鋼線の滑動
- (3) 桁の破壊荷重計算方式
- (4) ポストテンショニング方式によつて製造した桁で、グラウチングを実施した場合と、実施しなかつた場合との桁の力学的相違点
- (5) 桁の静的破壊強度と疲労強度との関係
- (6) 疲労によるひびわれを防止するための引張応力の制限値
- (7) 繰返し回數とひびわれ巾および中立軸との関係
- (8) プレストレスト コンクリート桁のクリープ値および計算方法
- (9) 桁設計および施工に関する規準

緒 論

プレストレスト コンクリートは、高強度コンクリートと高強度鋼材とを併用して、部材のひびわれ発生を防止すると同時に、使用材料を節約することができ、非常に弾性的な部材を造りうる点において、鉄筋コンクリートに数段まさったものである。この理由で、この 10 数年間に諸外国においては広範な研究がなされ、各種の構造物に応用されている。

プレストレスト コンクリート製造方式は、これを大別するとつぎの 2 方法に分類できる。

- a) プレテンション方式 (Pre-tensioning system)
- b) ポストテンション方式 (Post-tensioning system)

プレテンション方式は小型部材を多量生産する場合には便利な方式であるが、大きい部材を製造する場合には、つぎの理由でポストテンション方式によるのが有利な場合が多い。

- (1) 部材が大きくなつて、鋼線の最初の全緊張力が非常に大となると、プレテンション方式では製造設備におけるアバットが巨大なものとなり、実用的でなくなる。
- (2) 工場でプレテンション方式で製造された部材を遠方の架設現場まで運搬する場合には、部材が大きくなると、運搬費が高くなつて不経済となることがある。また運搬中に考えられる不慮の荷重によつて桁にひびわれを発生する危険もある。この不慮の荷重にたいしても、安全であるように桁を設計することは非常に不経済となる。
- (3) ポストテンション方式によれば、工場製のプレキャスト部材を組み合わせて、構造物を構成することができる。
- (4) ポストテンション方式は、現場において容易に施工可能であつて運搬費が軽減できる。しかし、現場施工である結果コンクリートの品質管理が不十分となり、またコンクリートの促進養生が困難となる場合もある。

以上の理由によつて大形部材は主としてポストテンション方式によつて製造されているのが諸外国の現状である。

また、プレストレスト コンクリートはその弾性の理由で鉄道の枕木に広く応用されている。この現状を考えるとプレストレスト コンクリート桁の疲労現象を明らかにする必要がある。鉄道橋に適用する場合にも大きい繰返し荷重が作用するのであるから、疲労についての考慮が大切になつてきている。

プレストレスト コンクリートについて諸外国における研究論文はその数が非常に多いのであるが、その代表的なものとしてつぎの諸氏のものがある。

Hoyer¹⁾, G. Magnel²⁾, P. W. Abeles³⁾, J. Baretts⁴⁾, M. Ritter & P. Lardy⁵⁾, Y. Guyon⁶⁾, M. R. Rose⁷⁾, M. Fornerod⁸⁾, F. Leonhardt & E. Mönning⁹⁾, H. Schorer¹⁰⁾, M. Freyssinet¹¹⁾, H. R. Staley & D. Peabody¹²⁾, Robert Schwarz¹³⁾, W. Jäniche¹⁴⁾

また設計施工方法の一応の規準としてつぎのようなものが発表されている。

“First report on prestressed concrete” The institution of structural engineers, London 1951

“Vorgespannte Stahlbetonbauteile, Richtlinien für die Bemessung” DIN 4227 Januar 1950

国内において発表された研究論文としては仁杉博士¹⁵⁾のものがあるだけである。

以上の諸論文のうち、国内で発表された仁杉博士のものはプレテンション方式に限られている。諸外国の論文でもポストテンション方式による施工方法の細かい点になると不明瞭なところが多い。例えば Magnel はポストテンション方式において、曲げ上げた鋼線を緊張する場合の摩擦はほとんど無視してよいように述べている。しかし、ある角度で鋼線を曲げて緊張する場合にその摩擦を無視してよいとは考えられないのである。これは一例であるが、このように施工の細部はよくわからないのが現状である。我が国では未だだれも研究していないポストテンション方式による桁の設計および施工について不明な諸点を明らかにするために本研究を実施した。

プレストレスト コンクリート桁の疲労現象および繰返し荷重をうけたときのひびわれ進行状況、ひびわれ巾の変化状況、等については国内はもちろん、諸外国においてもその例はまれである。これら疲労現象を明らかにするため、プレストレスト コンクリートの疲労に関する実験を本研究において実施した。

プレストレスト コンクリートにおいて生ずるプレストレストの減少については理論的な考察は国内においても

実施され岡田清氏¹⁶⁾の論文がある。設計上の簡易化の点から新計算式を提案し¹⁷⁾これを試験結果と比較するため、および国産鋼線のクリープを測定するための実験を本研究において実施した。

本研究はつぎの3報からなっている。

第1報 ポストテンショニング方式によるプレストレスト コンクリート桁の設計および施工に関する研究

第2報 プレストレスト コンクリート桁の疲労に関する研究

第3報 プレストレスト コンクリートのクリープおよび鋼線のクリープに関する研究

参 考 文 献

- 1) Hoyer: "Stahlsaitenbeton" Berlin 1938
- 2) G. Magnel: "Prestressed Concrete" London 1948
- 3) P.W. Abeles: "Prestressed Concrete" London 1949
"Further Notes on the Principles and Design of Prestressed Concrete" Civil Engineering and Public Works Review. July (1950)-Augst (1951)
- 4) J. Baretts: "Le Béton Précontraint" Paris 1950
- 5) M. Ritter & P. Lardy: "Le Béton Précontraint" Paris 1951
- 6) Y. Guyon: "Béton Précontraint" Paris 1951
"A theoretical treatment of continuity in prestressed concrete" Symposium September 1951 S.T.U.P.
- 7) M.R. Ros.: "Vorgespannter Beton Versuche EMPA 1941-1945" Zürich EMPA-Bericht
- 8) M. Fornerod: "Factors in Prestressed Girder Design" Journal of ACI. Feb. 1951.
- 9) F. Leonhardt & Eduard Mönning: "Reibung von Vorspanngliedern für Spannbeton" Beton u. Stahlbetonbau. Heft 2. (1952)
- 10) H. Schorer: "Pre-stressed Concrete design principles and reinforcing units" Journal of ACI. Vol 14 (1943)
- 11) M. Freyssinet "Une Révolution dans les Techniques du Béton" Paris 1936
"Aspects nouveaux des Problèmes du Ciment Armé" Association Internationale des Ponts et Charpents 1936
"Une Révolution dans l'art de Bâtir: les Constructions précontraints (Mémoires de la Société des Ingénieurs civils de France, 1943.
"La Mécanique physique des Bétons" circulaire F. 29 de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, août 1946.
- 12) H.R. Staley & D. Peabody: "Shrinkage and plastic flow of prestressed concrete" Journal of A.C.I. Vol 17 (1946).
- 13) Robert Schwarz: "Beitrag zur Kriechberechnung vorgespannter Stahlbetonbauteile" Der Bauingenieur Heft 3 (1952).
"Vorgespannungsverluste und Durchbiegungen an einer vorgespannten Stahlbetonbrücke infolge von Kriechen und Schwinden" Der Bauingenieur Heft 1. (1950).
- 14) Walter Jäuchle "Neue Erkenntnisse über Festigkeitseigenschaften und Beanspruchbarkeiten von Spannbetonstählen" Beton u. Stahlbetonbau. Heft 7. 1951.
- 15) 仁 杉 巖: "鋼弦コンクリート桁の設計法に関する実験的研究" 土木学会論文集 第7号, 昭和 25 年 11 月
- 16) 岡 田 清: "Pre-stressed Concrete の収縮とクリープについて" 土木学会誌 第 37 卷 第 1 号, 昭和 27 年 1 月
- 17) 猪 股 俊 司: "岡田清氏の論文に対する討議" 土木学会誌 第 37 卷 第 6 号, 昭和 27 年 6 月

第 1 報 ポストテンション方式によるプレストレスト コンクリート桁の設計および施工に関する研究

第 1 章 序 説

§ 1. 研究の目的および研究の範囲

本研究において実施された研究はつぎの諸目的を有するものである。

- (i) ポストテンション方式によつて桁を製造する場合の施工方法についての検討
- (ii) 桁が荷重をうけた場合の力学的諸性質の検討
- (iii) ポストテンション方式によつて製造された桁に、グラウチングを実施した場合と、グラウチングを実施しなかつた場合とで、桁の力学的諸性質にいかなる相違が生ずるかの検討
- (iv) プレキャスト コンクリート ブロックを組み合わせポストテンション方式によつて桁を製作した場合の桁の諸性質の検討
- (v) ポストテンション方式によつて製造された桁の破壊荷重計算方式

本研究はプレストレスト コンクリート単純梁について実施されたものであつて、不静定構造物のように、プレストレスト導入作業によつて、不静定力が生ずるような場合は取扱われていない。

プレストレストの導入に用いられたのは鋼線 (ピアノ線) であつて、ワイヤー ロープのように太い鋼索、特種鋼の鋼棒等を用いて、プレストレストを導入した場合には研究していない。

鋼線の碇着には、くさび型チャックを用い、鋼線を一度に 2 本ずつ緊張し、これを碇着する方法であつて、多数の鋼線を一度に緊張する施工方法については研究していない。

使用コンクリートはすべて材令 28 日でその圧縮強度が 500 kg/cm^2 以上のものであつて、これより弱いコンクリートを用いた場合の桁性質にはふれていない。また鋼線もその引張強度が $160 \sim 180 \text{ kg/mm}^2$ の範囲のものが用いられたものである。

第 2 章 準 備 研 究

§ 1. ポストテンション方式による施工方法の不明な点

ポストテンション方式によつて施工する場合不明な点はつぎのようなものである。

- a) 鋼線の緊張装置および鋼線の碇着方法
 - b) 鋼線緊張作業中に生ずる緊張力の減少量
 - c) グ라우チングの方法およびグラウチングの効果
- a) の鋼線緊張装置および鋼線の碇着方法には、Freysinnet および Magnel の方法が知られている。緊張装置として一般にオイル チャッキが広く用いられている。この場合必要な事項として、
- (i) 張力が正確に測定される装置を有するものであること。
 - (ii) 鋼線を碇着する場合にその作業が容易である構造であること。
 - (iii) 取り扱いが簡単であること。

の 3 つの条件が考えられる。

(i) の張力が正確に測定される装置として最も正確なものに死荷重をレバーによつて拡大する方法が考えられるが構造が大型となつて取り扱いが不便になる。比較的取り扱い容易で正確なものとしてループ型の圧力計を用いるのがよいが、あまり大きい力は測定困難であり、また高価に過ぎる。最も安価で取り扱い便なものとしては油圧計を用いオイルチャッキの油圧を測定し、張力を求める方法である。しかし、この方法は正確さの点において疑わしいところがある。

鋼線の碇着方式には Freysinnet Cable および Cone のように 12 本の鋼線を一度に碇着する方法があるが、Cone の製作に特別な技術を要するので、この研究では最も簡単な Magnel 式のくさびを用いた。この碇着装置の必要な事項として

- (i) 鋼線を碇着して、緊張力をゆるめるときに生ずる鋼線滑動量のなるべく少ないこと。
- (ii) 一旦碇着した鋼線は絶対に滑動を生ずるようなことがないこと。
- (iii) 碇着が容易であり、碇着装置が安価であること。

真一1)。このくさびおよびチャックは硬鋼から切り出し、鋼線と接触する部分には表面焼入れを実施した。桁端に取付けた状況は写真一2に示してある。

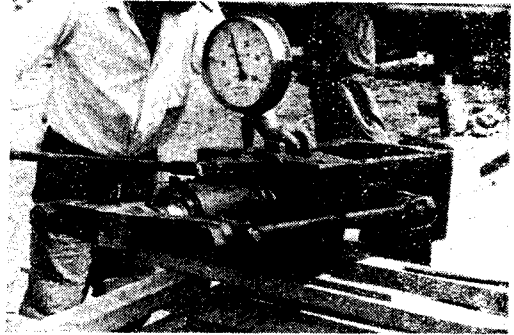
鋼線の緊張にはオイルチャッキを用いた装置によつた(写真一3)。

桁の一端において鋼線を礎着し、他端にオイルチャッキ式緊張機をあてて緊張し、所定の緊張力に達したときくさびを手ハンマによつて打ち込み鋼線を礎着した。鋼線の緊張力は2本で3.6tである。

グラウチング作業にはセメントペースト(W/C=70%)をタンクに入れ圧力120lb/in²の圧縮空気をタンクの内に充たしセメントペーストを押しだすようにした。

桁の載荷試験においては、スパン480cm、中央対称2点荷重(載荷点間隔120cm)とした。試験結果は表一2のようである。

写真一3 オイルチャッキ式緊張機

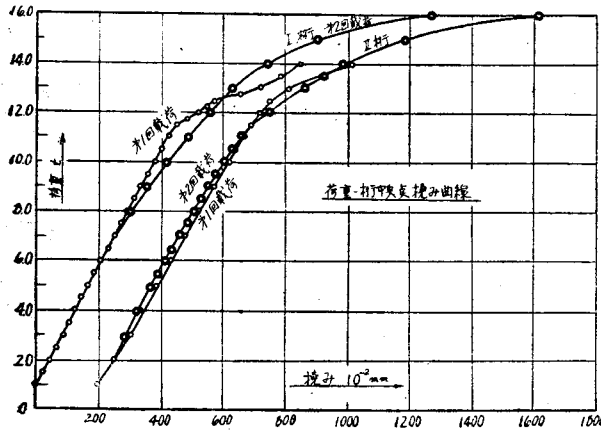


表一2 桁試験結果

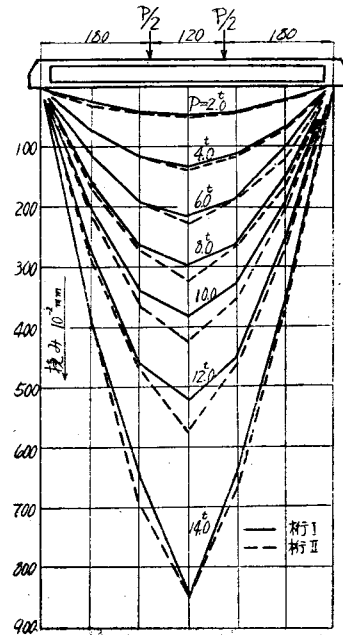
桁番	ひびわれ発生荷重(t)	破壊荷重(t)	試験時の材令		備考
			コンクリート	グラウト	
I	11.3	23.9	30	10	コンクリートの圧縮破壊と傾斜のひびわれ
II	13.0	19.3	25	4	コンクリートの圧縮破壊

桁中央点における荷重-撓み曲線および桁撓み曲線を図一2、図一3に示してある。桁のひびわれ状態は図一4に示してある。桁-IIのひびわれ間隔は桁-Iよりいちじるしく大である。桁中央点の撓み量も同一荷重にたいして、桁-IIの方が桁-Iより大きくなっている。

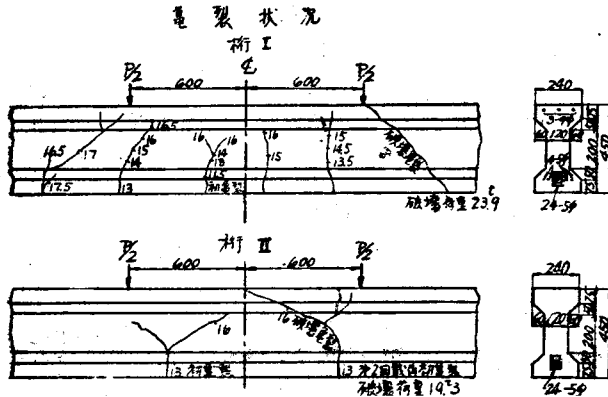
図一2 桁中央点の撓み



図一3 桁の撓み曲線



図一4 ひびわれ発生状況



§3. 準備試験から明らかとなつた事項

この準備試験の結果つぎの事項が明らかとなつた。

(1) 鋼線の定着装置について 鋼線の定着装置のチャックの鋼線と接触する部分にあまり焼入れが過ぎると、くさびを打ち込んだ時簡単に破損し鋼線を定着することが不可能になる場合がある。またくさびも焼入れが過ぎると打ち込み中破損する。そのために鋼線定着が不完全となる。

(2) 鋼線の緊張装置について オイル ジャッキは作業が簡便であつて取扱いは容易であるが、普通のオイル ジャッキでは横にして使用する関係から油がもれやすい。そのために、緊張力がくさびを打ち込む作業中に減少する。また油圧計はオイル ジャッキに直結されていたので、くさびを打ち込む時の衝撃によつて容易に狂つてしまう。オイル ジャッキを用いる場合にはポンプを別に用いポンプ部分に油圧計を取り付け、くさび打ち込み作業によつて衝撃をうけないようにしなければならない。くさびを打ち込む場合ハンマーが十分振れるように装置には十分な空間を必要とする。

(3) 鋼線定着時における滑動量および緊張力の減少について 鋼線は定着時に 3~5mm の滑動を示した。これは(2)に述べたように装置が小型過ぎてくさび打ち込み中ハンマーが十分振れずくさびを強打することができなかつた結果である。また緊張装置は桁端面に接して、ベアリング プレート、チャックを桁端に押しつけるようになっていながつた。このため、第1回の鋼線緊張、定着時に、チャックとベアリング プレート、ベアリング プレートとコンクリート支圧面との間に存在したすきのために、第1回目の鋼線の緊張力はいちじるしい減少を生ずる結果となつた。すなわち、第1回目の鋼線をチャックに定着してオイル ジャッキの張力をゆるめると、チャック全体が移動し、ベアリング プレートを押し、さらに移動して、コンクリート面にベアリング プレートを密着させるようになった。

これらの緊張力の減少結果が桁のひびわれ荷重にいかの影響したかを考えるとつぎのようである。

試験結果によるとひびわれ発生曲げモーメントは桁-I、桁-II でそれぞれ 11.0 t-m および 12.3 t-m である。桁の下縁に関する断面係数は $Z=7900 \text{ cm}^3$ であるから、ひびわれ発生時の曲げ引張応力は、それぞれ 139 kg/cm^2 , 156 kg/cm^2 となる。

導入されたプレストレスを求めるのに、鋼線定着時に滑動は生ぜず、摩擦による緊張力の減少はなかつたものと仮定して、全緊張力を計算するとつぎのようになる。桁-I は 42.9 t (曲げ上げを考え水平分力だけを考える)、桁-II は 43.2 t である。この緊張力によつて下縁に導入されるプレストレスを計算すると、それぞれ 156 kg/cm^2 および 158 kg/cm^2 となる。

いまコンクリートの曲げ引張強度を 60 kg/cm^2 と仮定して、ひびわれ発生時の計算上の引張応力から、導入されていたと考えられるプレストレスを求めると、桁-I で 79 kg/cm^2 、桁-II で 96 kg/cm^2 となる。これを計算上のプレストレスと比較すると、プレストレスの導入され方は非常に小さい。

また桁-I の方が桁-II よりもプレストレスの導入され方が悪いのは鋼線の一部を曲げ上げて緊張した結果大きい摩擦によつて緊張力が大きく減少したものと考えられる。

(4) グラウチング作業およびグラウチングの効果について タンクにグラウトを入れこれに圧縮空気を送つてグラウチングを実施するような装置を用いたのでは、 W/O の小さいグラウトを押し込むことは不可能に近いものであることが明らかとなつた。このためにはピストンを用いる必要が認められた。

グラウチングの効果は明らかでなかつたが、桁-II はグラウチング後グラウトの材令が小さい時に破壊試験を実施している結果か、ひびわれの数は非常に少なかつた。またひびわれ荷重は大であるが、破壊荷重は小さくなつて

表-3 桁中央点撓みの比較

桁番	$P=14t$	$P=15t$	$P=16t$
I	7.5 mm	9.0 mm	12.8 mm
II	8.0 mm	10.0 mm	14.4 mm

つている。これはコンクリートと鋼線との間の附着が完全でなかつたためと推定された。この結果ひびわれ発生後の圧縮撓歪、中央撓みは桁-II の方が桁-I より大となつている。例えば桁中央圧縮撓歪は $P=16t$ のとき桁-I では 60×10^{-5} 、桁-II では 108×10^{-5} となつている。中央点の撓み量も表-3 のように I よりも II の方が大となつている。

この結果から見てもグラウチングの効果が桁の力学的性質に相当影響のあることが明らかである。

以上準備研究の結果明らかとなつた事項を考慮して第3章においては、緊張装置には死荷重またはループ型圧力計を用いるものを使用し、緊張力の正確さを期し、またグラウチングにはピストンで押出す装置を用い W/O の小さいグラウトを用いた。またグラウチングの効果を確かめるため同一断面寸法の桁でグラウチングを実施し

た場合と実施しなかつた場合との比較試験を実施した。

第3章 ポストテンション方式による桁の試験

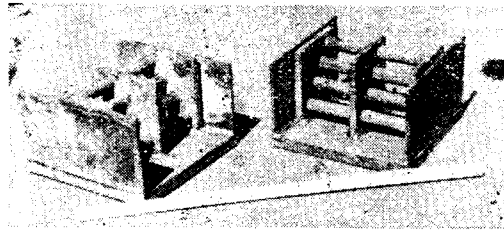
§1. 試験桁の性質および断面寸法

この試験においてはつぎの5種類の桁を製作した。各桁の主なる相違点は表-4 に示すようである。

表-4 試験桁の主なる相違点

桁番	断面形状	製作方式	グラウチングの有無
A	I形断面 桁高 70 cm	単体的にコンクリートを打った	グラウチング実施
B	I形断面 桁高 60 cm	単体的にコンクリートを打った	グラウチング実施
C	箱形断面 桁高 62 cm	プレキャスト コンクリート ブロック20個から構成	グラウチングなし
D	I形断面 桁高 中央80 cm 支点70 cm	単体的にコンクリートを打った	グラウチング実施
F	I形断面 桁高 60 cm	単体的にコンクリートを打った	グラウチングなし

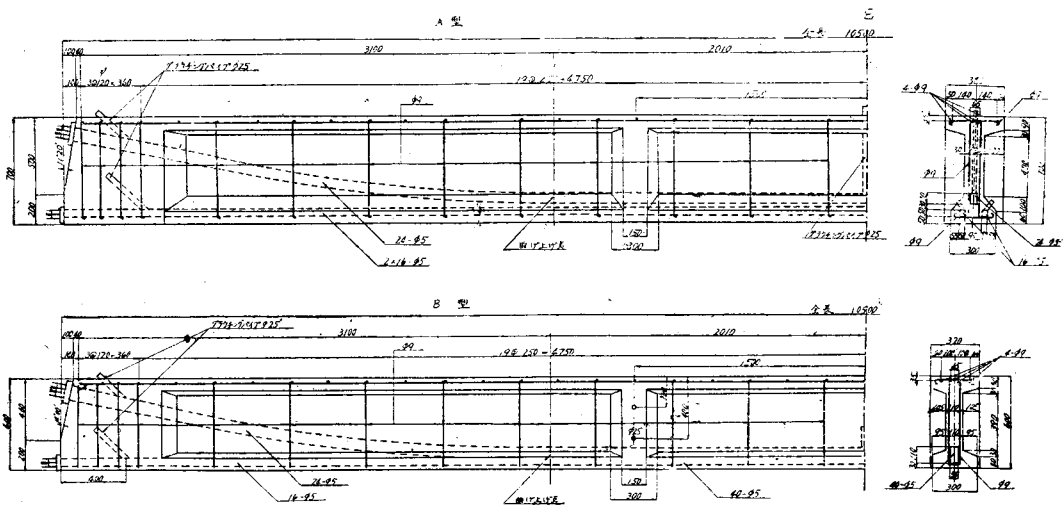
写真-4 C 桁用 ローラー



桁の断面寸法は図-5, 6 に示してある。桁中央断面における諸性質の計算結果は表-5 に示してある。

桁には、特に計算上考慮した複鉄筋は配置していないのであつて、組立用鉄筋として $\phi 9$ の鉄筋を 50 cm 間隔に配置してあるだけである。C桁には組立用鉄筋も用いてない。C桁の鋼線の折れ曲がり点はローラーを用い、できるだけ鋼線緊張時の摩擦を減少させてある(写真-4)。

図-5 試験桁



このように5種類の桁を試験に用いたのは、施工方法の研究として緊張作業中におこる緊張力の減少を測定するために、彎曲した鋼線の角度を変えるため(A, B, D桁), グラウチングの効果を確かめるため(B, F桁), およびプレキャストブロックを組合わせた桁の施工方法, 力学的性質を他の桁と比較するため(B, C, F桁), 等である。

またこの試験桁はすべて全長 10.50 m であつて, このような大形桁を試験に用いたのは, 施工方法を現場の場合と同一とするためのものである。

図-6 試 験 桁

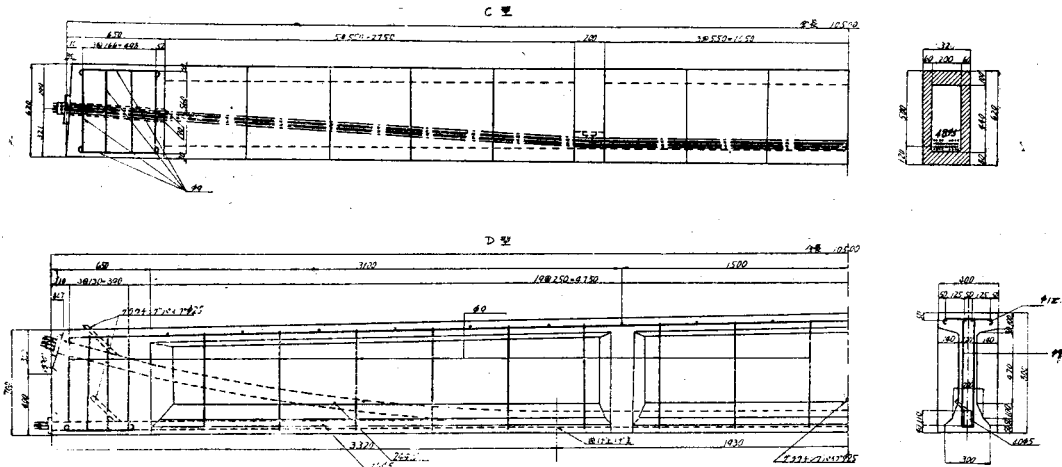


表-5 試験桁中央断面の諸性質

	A 桁	B 桁	C 桁	D 桁	F 桁
A_c (m ²)	0.126	0.0985	0.111	0.142	0.0985
A_s (cm ²)	10.18	7.83	9.42	7.83	7.83
Z_c' (m ³)	0.0187	0.0134	0.0155	0.0235	0.0134
Z_c'' (m ³)	0.0219	0.0147	0.0163	0.0292	0.0147
k_c	2.767	2.737	2.341	3.103	2.737
k_c'	- 0.500	- 0.553	- 0.421	- 0.695	- 0.513
A_e (m ²)	0.141	0.109		0.152	
Z_e' (m ³)	0.0233	0.0157		0.0275	
Z_e'' (m ³)	0.0233	0.0153		0.0305	
y_c (cm)	37.8	31.8	31.8	44.3	31.8
y_c' (cm)	32.2	28.2	30.2	35.7	28.2
y_e (cm)	35.0	29.6		42.1	
y_e' (cm)	35.0	30.4		37.9	

$$\text{ここに } k_c = 1 + \frac{e_c y_c}{r_c^2} \quad k_c' = 1 - \frac{e_c y_c'}{r_c^2}$$

その他の記号は土木学会制定のものを用いた。

§2. 試験に用いた材料

a) 鋼線の性質 用いた鋼線の物理的性質は表-6に、応力-歪曲線は図-7に示してある。降伏点としては、0.2%の歪の点から、応力-歪曲線の応力の小さい部分の直線部に平行線を引き、応力-歪曲線との交点を求め、これを降伏点応力とした。

表-6 鋼線の性質

直 径 (mm)	5.0
破 断 荷 重 (kg)	3250
引 張 強 度 (kg/mm ²)	166
降 伏 点 (kg/mm ²)	110
有効弾性係数 (kg/cm ²)	
応力 100 kg/mm ² のとき	16×10 ⁵
応力 50 kg/mm ² のとき	19×10 ⁵

b) コンクリート材料およびコンクリート

(i) セメント 使用セメントは浅野ペロセメントであつて、この物理試験結果は表-7のようである。

図-7 鋼線の荷重-歪曲線

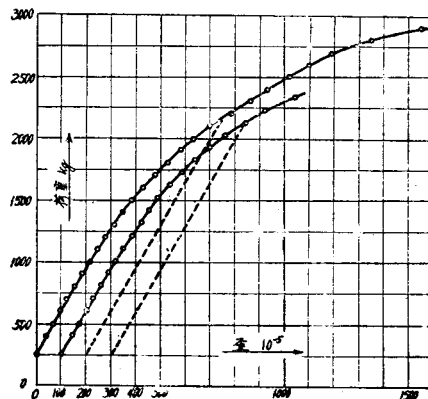


表-7 使用セメントの物理試験結果

	曲げ引張強度 (kg/cm ²)			圧縮強度 (kg/cm ²)		
	3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
浅野ペロセメント	40	48	68	175	220	315

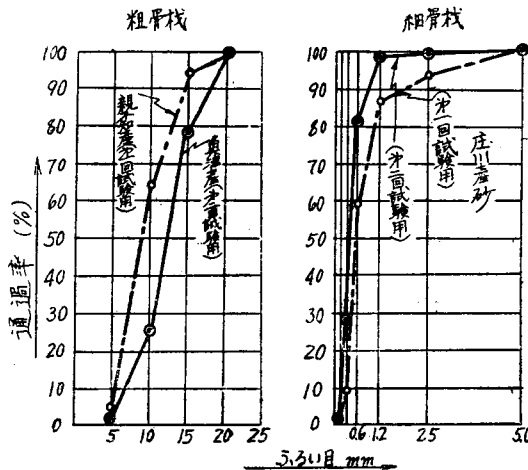
(ii) 骨材 粗骨材は親不知産および魚津産の川砂利である。いずれも 20mm ふるいを全部通過するものだけを用いた。

細骨材は庄川産の川砂であつて 5mm ふるいを全部通るものである。骨材の物理的性質およびふるい分け試験結果は表-8 および図-8 のようである。

表-8 骨材の物理的性質

	比 重	吸 水 量 (%)	単位容積重量 (kg/m ³)	粗 粒 率
第 1 次試験 粗骨材(親不知) 細骨材(庄川)	2.66	0.9	1680	6.39
	2.64	1.6	1620	2.52
第 2 次試験 粗骨材(魚津) 細骨材(庄川)	2.65	1.1	1720	6.73
	2.66	1.2	1530	1.90

図-8 骨材のふるい分け曲線



桁の試験は、これを 2 回に分けて実施したので、骨材は各試験ごとに全く異なるものが用いられた。

(iii) コンクリートの配合および圧縮強度 使用コンクリートの示方配合は表-9 のようである。

表-9 コンクリートの示方配合

配合番号	粗骨材の最大寸法 (mm)	水セメント重量比 W/C (%)	コンクリート 1m ³ に用いるセメント重量 C (kg)	コンクリート 1m ³ に用いる水重量 W (kg)	粗細骨材重量比 G/S	コンクリート 1m ³ に用いる表面乾燥状態の骨材重量 (kg)		
						全量	細骨材	粗骨材
Ⓐ	20	33	515	170	1.6	1770	680	1090
Ⓑ	20	30	550	165	1.9	1740	600	1140

配合 Ⓐ は第 1 次試験に、配合 Ⓑ は第 2 次試験に用いられたものである。コンクリートの練り混ぜには 9 切建機式ミキサーを用い 6~7 分練り混ぜた。第 2 次試験は外気温の低い時期であつたので、練り混ぜ用水には温水を用いた。コンクリート打ち込み時の温度はつぎのようであつた。

外気温 10~11°C 練り上りコンクリート温度 18.2~18.8°C

供試体はこれを桁と同様に振動機を用いて締め固め、また、養生も桁同様蒸気室に入れて 18 時間養生した。蒸気室の温度は 40~50°C であつた。

コンクリートの圧縮強度試験結果は表-10 のようである。

表-10 コンクリートの圧縮強度

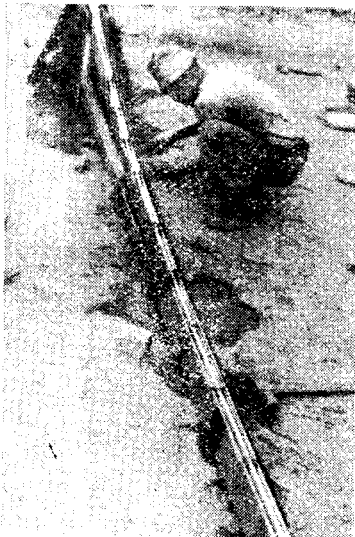
配合番号	材令 7 日	材令 28 日
Ⓐ	406 (12個平均)	505 (6個平均)
Ⓑ	450 (9個平均)	546 (9個平均)

材令 28 日における供試体について応力-歪曲線を求めた結果は図-9に示してある。圧縮応力 150 kg/cm² におけるコンクリートの有効弾性係数を求めると、配合Ⓐで 38-39×10⁴ kg/cm²、配合Ⓑで 40×10⁴ kg/cm² 程度である。

§ 3. 試験桁の製造

(a) 鋼線の組立て作業 桁のコンクリート打ちの前に鋼線を型わくの内に配置した。鋼線とコンクリートとの附着を防止するため、鋼線を薄鋼板製のシースの中におさめた。このシースは厚さ 1 mm のものを用いた。鋼線位置を確保するためにスペーサーを配置した。このスペーサーの間隔は、鋼線が直線状の所で 1 m、彎曲した区間で 25 cm を標準とした。

写真-5 シース内スペーサーの配置状況



鋼線スペーサーの配置状況は写真-5に示してある。鋼線を所定本数だけシースの内に配置したならば、これにふたをかぶせ、鋼線組立ては完了する。

鉄筋を圧縮側部分に配置し、これとシースとをU型鉄筋を用いて結合する。この結合は電気溶接によつた。

組み立ての完了した鉄筋とシースとを型わく内におさめ、所定の位置に固定した。

(b) コンクリート打ちおよび養生作業 コンクリートの締め固めには電気式棒状振動機およびリベット打ち用のエアハンマーを併用した。すなわち、この試験桁程度の大形部材でしかも腹部の狭い場合には棒状振動機だけでは弱過ぎてコンクリートが十分に締め固められない。棒状振動機を型わくに当てた程度では不十分である。それで、下突縁および腹部では型わくの外側をエアハンマーによつて強打した。すなわち桁の両側にそれぞれ3台のエアハンマーを配置して、連続的に型わくを強打した。震動式バイブレーターはこれを6台使用した。しかし、コンクリートの締め固めには相当な困難を感じ、特に下突縁コンクリートの締め固めは容易でなかつた。

コンクリートを打ち終つてから、ぬれむしろでおおい湿潤状態を保つた。型わくの側板は約 16 時間で取り外し、桁全体をむしろでまき、試験時まで散水養生を続けた。

第 2 次試験では外気温が低い時期であつたので、コンクリートの練り混ぜ用水には温水を用い、コンクリートの練り上がり温度を約 18°C とした。コンクリート打ち後、桁のまわりに鉄板をまいて、室を造りこれに蒸気を通し、蒸気養生を約 18 時間実施した。外気温は 2~5°C であつたが、蒸気養生室の温度は 40~50°C であつた。蒸気養生終了後は 4~6 時間で側板を取り外し、後は散水養生を試験時まで続けた。

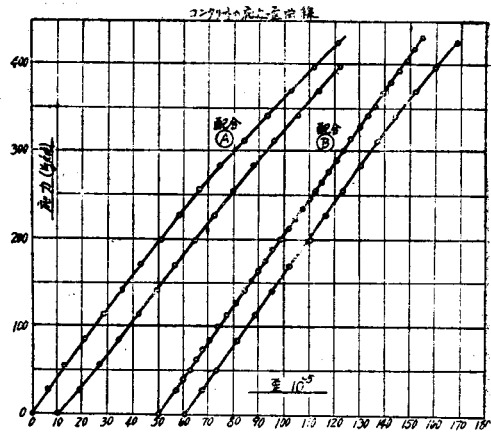
Ⓒ 桁の各ブロックは振動機を用いて、コンクリートの締め固めを実施した。養生は単体的にコンクリート打ちをした桁の場合と同様である。

(c) プレストレス導入作業 プレストレス導入時のコンクリート材令はつぎのようである。

桁 A ₁	材令 16 日	桁 B ₂	材令 16 日	桁 D ₂	材令 12 日
” A ₂	” 17 日	” C ₂	” 15 日	” F ₁	” 14 日
” B ₁	” 17 日	” D ₁	” 11 日	” F ₂	” 15 日

第 1 次試験の桁 A, B, C, のプレストレス導入作業には、レバーを応用した装置を用いた。小さい死荷重を加え、これをレバーによつて 5 倍に拡大し、鋼線を緊張した。第 2 次試験の桁 D, F, の場合には、ウォームギヤー

図-9 コンクリートの応力-歪曲線



を用いて緊張する装置であつて、緊張力はループ荷重計によつてこれを測定した。

鋼線の緊張には一端をチャックによつて固定し、他端を前記の装置によつて緊張した。鋼線はこれを 2 本ずつ緊張した。

第 1 次試験の場合には鋼線 1 本当り 2t を標準とした。緊張装置のレバー端に重錘をかけて鋼線を緊張したとき、装置のアームを打撃して、シース内の鋼線摩擦を減少させる方法を用いた。十分に摩擦がとれて、重錘の動きに変化がなくなつたとき、緊張装置側のチャックにくさびを打ち込んで鋼線を碇着した。この際鋼線が完全に碇着されるまでの間に、多少鋼線の滑動が認められた。この滑動量は 1.5~2 mm であつた。後には、くさびの打ち込みには大きいハンマーを用いて強打すれば、この鋼線滑動が全く生じないことが明らかとなつた。

第 2 次試験の際には、彎曲した鋼線の場合には鋼線彎曲およびスペーサーと鋼線との間の摩擦によつて生ずる鋼線緊張力の減少量を測定した。すなわち、鋼線一端を緊張したとき、他端の張力を測定した。この測定結果によれば、緊張端の張力 T と他端における測定された張力 T' との比、 T'/T は平均 0.821 であつた (第 5 章参照)。鋼線の彎曲および鋼線とスペーサーとの間の摩擦、チャックと鋼線との摩擦等を考慮に入れると、 $\mu=0.35$ と仮定すればよいことがわかつた。鋼線に多少錆が生じていたこと、およびスペーサーが軟鋼であるため鋼線が緊張されたとき、接触圧力によつて多少喰い込む結果によつて大きい摩擦係数を示したものと考えられる。以上の理由によつて第 2 次試験では彎曲した鋼線はその両端で同時に緊張するようにした。鋼線 1 本当りの緊張力は彎曲した鋼線で 2.1t 直線状鋼線で 1.9t とした。チャックにクサビを打ち込むとき第 1 次試験の経験から大きいハンマーを用い強打したので、緊張力をゆるめる場合の鋼線滑動は全く認められなかつた。

第 1 次試験では、鋼線を配置するシースの製作に不完全な箇所があり、ふたの溶接が完全でなかつたために、コンクリート打ちの場合のコンクリートの圧力および振動機の接触によつて変形し、溶接箇所がはなれたため、この部分からセメントペーストが浸入し、鋼線緊張力の摩擦を特に大とする結果になつた。

C 桁はこれを緊張する前に、各ブロックをローラーの上に配置し、これに鋼線を貫通させた。各ブロック間の間隔は約 50 mm としてある (写真-6)。鋼線を貫通し終つたら、各ブロックの接合面に散水を続けて十分吸水させた。十分吸水したら、余分の水をぬぐいとつて、この面に厚さ約 5 mm のセメントペースト ($W/C=40\%$) を塗布した。順次にブロックを移動させて、ブロックを押しつけ、余分のセメントペーストを押し出すようにした。この作業において十分注意したのであるが、目地の厚さは一様とはならず、セメントペーストのゆきわたらない所もできてしまつたようである。このためにできた桁は中心線が多少彎曲していた。

つぎに鋼線の緊張作業を実施した。鋼線 1 本当りの緊張力は 1.9t で

写真-6 鋼線配置作業

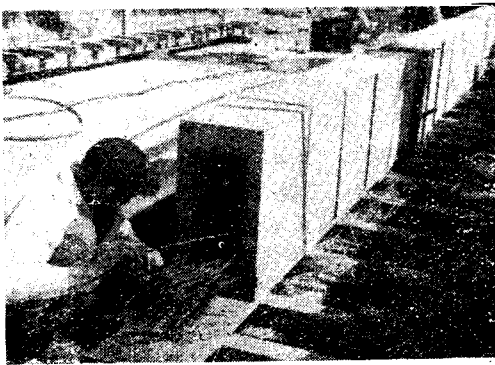


写真-7 C 桁破壊状況



ある。緊張作業は上段の鋼線から、左右対称に両端で緊張した。C 桁のうち、1 本は (2 本製作した) 鋼線 44 本を緊張し終つて、つぎの鋼線緊張作業の準備中に何等外力の影響もうけないうで、片側鋼線曲げ上げ点附近で約 60 cm 程度浮き上がりを生じ、同時に横方向に張り出して桁は破壊した (写真-7)。これは各ブロックの接合面が完全に平滑に接触していないためであると考えられる。すなわち、目地を施工してから、5 時間程度経過して、また気温の高い (30°C 程度) 時期であつたために、目地は相当地に硬化し、接触面の圧力によつてはもはや横方向に自由に移動し、接触面の凹凸になじむことができなかつたのである。このために、接触面は点接触に近い最悪の状態にあつたものと考えられる。このため、この接触点には応力の集中によつて過大の圧縮応力を生ずるとも

に、接触面附近には接触面に直角に作用する接触圧力と直角方向の引張応力が非常に大きくなるのである。

以上の理由によつてブロックが接触部で局部的に破壊を生ずるので、すでに緊張された鋼線の張力によつて、桁は大きい圧縮力をうけているので、急激にバックリングを生ずる結果となつたものと考えられる。このような桁の製作には相当な注意と特別な施工方法が必要となることが明らかとなつた。

このことは C₂ 桁についても同様であつて、できた桁について、ひびわれの有無を検した結果、ブロックの下縁で接触面から桁の長手方向に向つてひびわれがあることが数箇所で見られた。このようにひびわれのあるブロックの接触面では目地が不完全であつて、十分につまつていないことが明らかに認められた。

鋼線の緊張作業とともに桁にはそりを生じ、桁中央部分では、桁が型わくから離れてしまつた。そのそりの状態を測定した結果は、表-11 に示してある。

表-11 そりの測定結果 単位 (mm)

位置 桁	(0)	(1)	(2)	(3)	(4)	桁中心	(4')	(3')	(2')	(1')	(0')
A ₁	0	2.2	4.3	6.0	7.7	8.2	7.8	6.2	5.0	2.7	0
A ₂	0	3.0	4.5	6.5	7.0	7.5	7.0	6.0	4.5	2.7	0
B ₁	0	1.0	2.5	4.0	6.0	7.0	7.0	6.5	5.0	2.5	0
B ₂	0	2.5	4.0	6.0	7.0	7.2	7.0	6.0	4.0	2.0	0
C ₂	0	10.0	20.0	26.0	27.0	30.0	30.0	23.0	17.0	10.0	0
D ₂	0	2.0	4.6	5.5	7.0	7.0	6.5	5.5	4.3	1.8	0
F ₁	0	1.9	4.5	6.0	6.9	7.3	8.0	7.5	5.0	2.5	0
F ₂	0	2.5	5.5	7.0	7.5	8.4	7.5	6.0	5.0	2.5	0

註：測定位置は桁中心を対称に左右に 1 m ごとにとつてある。

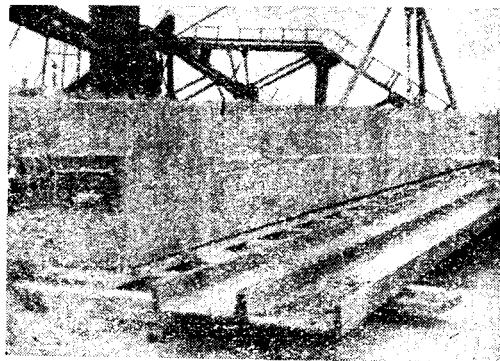
C₂ 桁のそりが特に大きかつたのは目地が完全でなく、引張強度も十分でなかつたため上縁では引張応力をうけることができないので、目地が離れた結果である。C₂ 桁の外観は写真-3 に示してある。以上のそり測定の精度は悪いのであるから、大体の傾向を示すだけである。

(d) グラウチング作業 プレストレス導入作業直後グラウチング作業を実施した。グラウチング作業には準備研究の経験からグラウチングにはピストンを用いて圧入する装置を用いた。グラウチング作業の大意はつぎのようである。桁中央のグラウチングパイプからまず圧縮空気を通して、つぎには圧力ある水を送り、シース内のごみその他の雑物を桁両端パイプから吹きださせる。つぎに再び圧縮空気を通して、残留した水を吹き飛ばしてしまふ。この作業が終つてから、水セメント重量比約 85% のセメントペーストを通し、最後に W/O=55~60% のセメントペーストをピストンを有するタンクから、送り出してパイプ内に圧入し、ペーストを桁両端のパイプから吹きださせた。このときパイプにはゴムホースを取りつけ、これを鉛直にたもち、このホースの中に約 1 m の高さとなるまで、セメントペーストを桁中央パイプから圧入させた。圧入し終つたならば、このホースをそのままにし、1 m 高さのセメントペーストの圧力を作用させたままとし、約 2 時間放置しておき、これでグラウチング作業は終了した。

以上桁の製造実験結果から、つぎのことが明らかとなつた。

- (1) シースは完全にセメントペーストのもらないこと。コンクリート打ち中に変形を生じないこと。
- (2) スペーサーはなるべく摩擦が小さくなるような構造でなければならない。
- (3) コンクリートの締め固めには特に強力な振動機を用いる必要がある。将来は強力な型わく振動機が必要となる。コンクリートの流動性を増加させるために混和剤 (例えばプラストメントのようなもの) の使用

写真-3 C₂ 桁 外観



を考えなければならない。

- (4) 緊張装置は死荷重をレバーによつて拡大する方法は、正確でよいが取扱いに不便であつた。ループ型圧力計を用いウォームギヤを用いる装置は取扱い簡便で、また張力も正確に知れるので便利である。
- (5) くさびの打ち込みには大きいハンマーを用いて十分に打ち込むようにすれば、ほとんど鋼線の滑動は生じないものである。また鋼線緊張中に鋼線を打撃することは、摩擦を減少するために非常に有効である。
- (6) 桁はプレストレス導入作業中にそりを生じ完全に自重を支えた状態となる。このそりはプレストレス導入の良非を判断するのによい資料となる。
- (7) グラウチング作業にはピストンを用いて押入する方法が比較的簡単でまた有効である。
- (8) C桁のようにブロックを組み合わせた桁の継目の施工方法には、特に注意深く考慮しなければならない。そのためには型わくを用いて目地のコンクリートを打つてただちに鋼線の一部を緊張し、目地を密着させるようにする。目地コンクリートの強度が出てから、全部の鋼線を所定の値まで緊張するのが大切である。

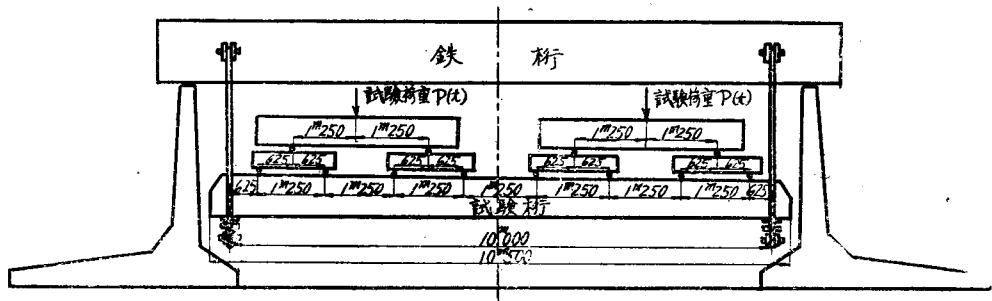
以上の諸点はポストテンション方式で桁を製造する場合重要な事項であることがわかつた。

§ 4. 試験結果および試験結果にたいする考察

(a) 桁の試験装置および試験方法 載荷試験には 8 点荷重とし、荷重は 2 台のオイル ジャッキによつてこれを加えた。ジャッキはできるだけ同時に同一荷重が作用するように注意深く作動させた。桁の撓み、コンクリートの歪量、中立軸位置、等を測定した。

試験の際には桁支間を 10 m とした。試験装置の要領は図-10 に示してある。

図-10 試験装置



桁撓み測定には桁中央区間の撓みの大きい箇所ではレベルにより、支点附近の撓み量の小さい箇所ではダイヤルゲージを用いた。

歪は桁中央およびスパンの 1/4 点の 3 箇所、上下縁について測定した。歪の測定には理研製歪計を用い、測長は 100 mm とした。桁中央断面では桁側面に長さ 80 mm のワイヤーストレインゲージをとりつけ、これをコンクリート面に貼つて歪を測定した。この計器は第 2 次試験では用いなかつた。

試験荷重 (ジャッキ 1 台の圧力指示 $P(t)$) は 1 t おきに増加させて各計測を実施した。桁の破壊近傍では P を 0.5 t ずつ増加させて計測をした。

(b) 試験結果および考察 (i) ひびわれ荷重および破壊荷重 ひびわれ荷重および破壊荷重は表-12 に示してある。

(ii) 試験の経過 載荷試験には、荷重を数回繰り返して加えた。すなわち、ひびわれ発生前まで荷重を加え、つぎにひびわれ発生よりすこし大きい荷重を加えて、ひびわれ発生状況をしらべたのち、荷重を 0 にもどし、再び荷重を増加させ、ひびわれが再びその口を開く荷重をたしかめながら、荷重増加を続ける。相当ひびわれを発生するまで、荷重を増加させたのち荷重を再び 0 にもどす。このように載荷を数回繰り返してから、最後に桁が破壊を生ずるまで荷重を増加させた。

① A 桁: A_1 桁は $P=17.0$ t, A_2 桁は $P=16.0$ t でひびわれを発見した。荷重を増加させるとともに、このひびわれの数が増加した。荷重を 0 にもどしたのち、再び載荷する場合、最初のひびわれが再び認められるようになる荷重は A_1 桁で $P=13.0$ t, A_2 桁では $P=11.0$ t 附近であつた。相当大きい荷重を加えたのちでも、この荷重を 0 にもどすとこれらのひびわれは肉眼では認められない程度となり、撓みもほとんどもとに復元する。例えば、

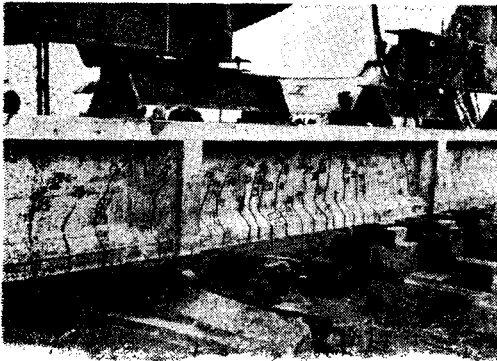
表-12 試 験 結 果

桁 番	コンクリートの材令 (日)	グラウトの材令 (日)	ひびわれ荷重 P_0 (t)	破壊または最大荷重 P_{max} (t)	備 考
A ₁	36	19	17.0	37.0	$P=37.0$ t で撓みは非常に大となり、チャッキの傾斜いちじるしくなって試験続行危険となり中止
A ₂	37	18	15.0	37.0	
B ₁	34	19	9.0	24.0	圧縮側コンクリートが破壊し、桁は破壊を生じた
B ₂	38	20	11.0	26.5	
C ₂	34	—	9.5	18.5	圧縮側コンクリートの破壊
D ₁	29	16	18.0	37.0	撓み大となりチャッキの傾斜がいちじるしく大となり試験続行危険で中止
D ₂	29	15	17.5	33.0	
F ₁	23	—	11.0	22.5	圧縮側コンクリートの破壊によって桁は破壊を生じた
F ₂	22	—	11.5	24.0	

註： 表中の P_0 , P_{max} は各チャッキの指示荷重であつて全荷重はこの2倍である。

A₂ 桁では、 $P=31$ t (最大荷重の 84%) まで載荷したとき、中央点の撓みは 79.8 mm であつたが、荷重を 0 にもどしたときの残留撓みは 6.5 mm であつて、最大撓みの 8.2% である。A₁, A₂ 桁ともに、 $P=37.0$ t 附近では中央撓みが 100 mm 以上となつて、載荷用オイルチャッキが大きく傾斜し、試験の続行は危険となつたので、載荷は中止した。しかし、この荷重では桁の撓みは、荷重の増加がほとんどないのに、急激に増加する傾向があつた。

写真-9 A₁ 桁ひびわれ状況



つた。チャッキの作動が遅れると、チャッキの指示は減少を示したので、桁は破壊を生ずる寸前の状態にあつたものと考えられる。

$P=28.0$ t まで載荷したのち、荷重を 0 にもどしたときの桁の状況を写真-9 に示してある。

② B 桁： B₁ 桁は $P=9.0$ t で、B₂ 桁は $P=11.0$ t でひびわれが発見された。荷重を 0 にもどし、再び載荷する場合、最初のひびわれが再び肉眼で認められるようになるのは、B₁ 桁、B₂ 桁でそれぞれ $P=7.5$ t および $P=8.5$ t であつた。ひびわれは荷重の増加とともに圧縮縁に近づき、ひびわれの数も非常に増加した。桁の撓みは $P=16.0$ t 附近から急激に増加している。B₁ 桁、

B₂ 桁でそれぞれ $P=24.0$ t, $P=26.5$ t のときに、桁中央の圧縮側コンクリートが突然破砕し、桁は破壊を生じた。B₁ 桁の破壊状況は写真-10 に示してある。

写真-10 B₁ 桁破壊状態



③ C 桁： $P=9.5$ t 附近で引張側の目地が離れた。荷重の増加によつて、この目地の離れが大きくなつてくるだけであつて、コンクリートブロックの引張側には全くひびわれは発生しなかつた。

第1回載荷は $P=17.0$ t (破壊荷重の 92%) まで加えてから、荷重を 0 にもどした。このときの残留撓みは桁中央で 1.9 mm であつて、これは $P=17.0$ t のときの最大撓みの 2.8% に相当するもので、ほとんど完全に復元しているといえる。第2回載荷の場合 $P=8.5$ t でブロック間の目地が再び離れるようになった。

第1回載荷の場合 $P=15$ t 附近では目地の離れは上縁から 15~20 cm 程度にまで進行していた。この荷重で目地の離れの端から水平方向にひびわれが進行した。この水平のひびわれは 曲げモーメントの大きい区間のブロックではすべてに認められた。

第2回載荷のとき $P=18.5$ t で一端から 9 番目と 10 番目のブロックの目地がいちじるしく大きく開口し、ついに、この部分で圧縮側コンクリートが破砕され、桁は破壊を生じた。この際 9 番目のブロックは完全に粉々

となつて飛び散つてしまつた。破壊時の状況は他の単体的にコンクリート打ちをした桁に比較すると非常に突然であつた。

④ D桁: D_1 桁は $P=18.0t$ で、 D_2 桁は $P=17.5t$ でひびわれを発生した。荷重を0にもどしたのち、再び載荷し、ひびわれが再び口を開くのは、 D_1 桁で $P=12.5t$ 、 D_2 桁で $P=12.0t$ であつた。桁のひびわれは荷重の増加とともに、非常に多数発生してきた。 D_1 桁では $P=37.0t$ 、 D_2 桁では $P=33.0t$ で載荷用のオイルジャッキがいちじるしく傾斜して危険となつたので試験を中止した。 D_2 桁は載荷装置が不備のため、桁の撓みはそれほど大きくなかつたのに、ジャッキが傾いて危険となつた。このときの桁中央点撓みは D_1 桁で $130mm$ 、 D_2 桁で $80mm$ 程度であつた。

D_1 桁も、 $P=37t$ 附近での撓みの増加は非常に急激であつて、桁の破壊を生ずる寸前であつたものと考えられる。 D_1 桁で $P=33.0t$ まで載荷し、荷重を0にもどしたときのひびわれ状況は写真-11に示してある。 D_1 桁の全景は写真-12に示してある。

⑤ F桁: F_1 桁は $P=11.0t$ で、 F_2 桁は $P=11.5t$ でひびわれを発生した。ひびわれの数は非常に少なく、またひびわれ発生区間も、桁中央から右左に $1.5\sim 2.0m$ の区間にすぎなかつた。荷重が増加しても新しいひびわれはほとんど発生しないで、最初のひびわれが進行するだけであり、ひびわれ巾も比較的大きいものであつた。

写真-11 D_1 桁のひびわれ状況

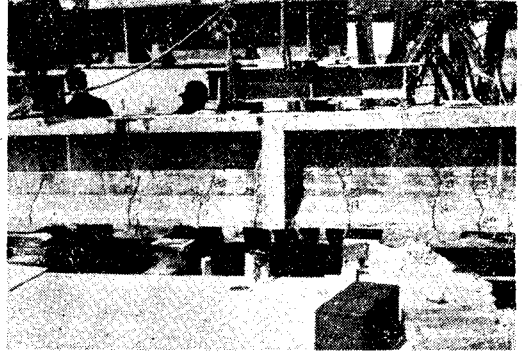
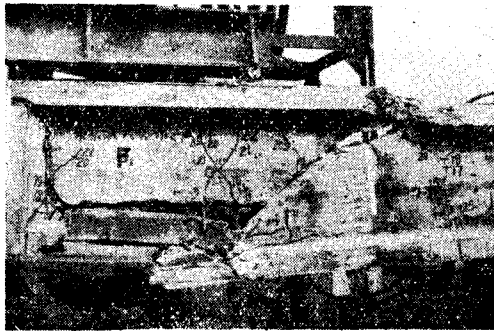


写真-12 D_1 桁試験後全景



ひびわれは下突縁以上にまで達すると、すべてのものが、その先端で数個の枝状に分れる結果となつた。このひびわれ状況の傾向はいちじるしく特徴のあるものであつた。荷重を0にもどし、再び載荷するとき、ひびわれが再びその口を開くのは、 F_1 桁で、 $P=8.0t$ 、 F_2 桁で、 $P=8.5t$ であつた。

写真-13 F_1 桁破壊箇所



F_1 、 F_2 桁はそれぞれ $P=21.5t$ 、 $24.5t$ で圧縮縁コンクリートが破砕され、桁は急激な破壊を生じた。写真-13に F_2 桁の破壊点を示してある。

以上各桁のひびわれ発生状況は代表的なものについて図-11に示してある。

(iii) 撓み量および撓み曲線 桁中央点の撓み量と荷重との関係を図-12に示してある。図中点線で示してあるものは、桁全断面が有効であるとして求めた断面係数を用い、コンクリート弾性係数 $E_c=40 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ として、計算した値である。

荷重-撓み曲線はひびわれ発生までほとんど直線的であるが、ひびわれが発生するとともにゆるやかな彎曲を示し、荷重-撓み曲線の傾斜はゆるやかになつていく。荷重を繰り返すと、ひびわれが再びその口を開く荷重で、荷重-撓み曲線は急激に彎曲している。このひびわれが再開するまでの荷重-撓み曲線は第1回載荷のひびわれ発生前の荷重-撓み曲線とほとんど一致している。しかし前に加えた最大荷重が大きいほど、荷重-撓み曲線の傾斜はひびわれ発生前に比較すると、ゆるやかとなつていく。

荷重を繰り返すと荷重-撓み曲線の折れ曲りを生ずる点は、その前に載荷したときの最大荷重附近まで上昇す

図-11 龜裂図

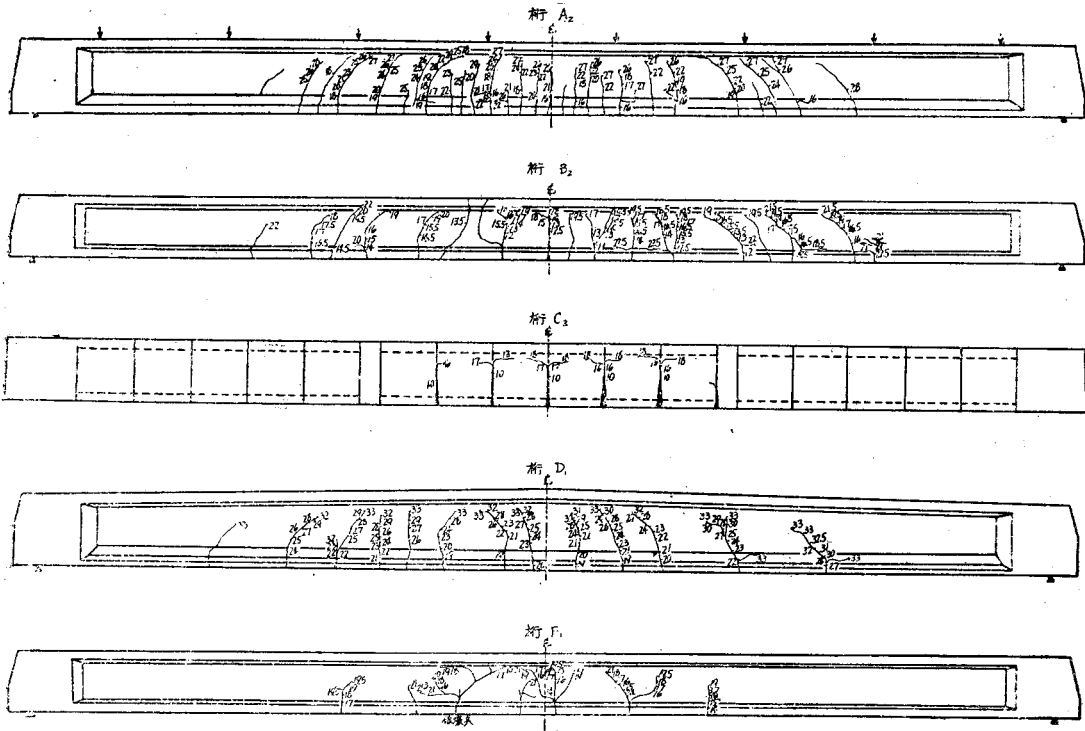
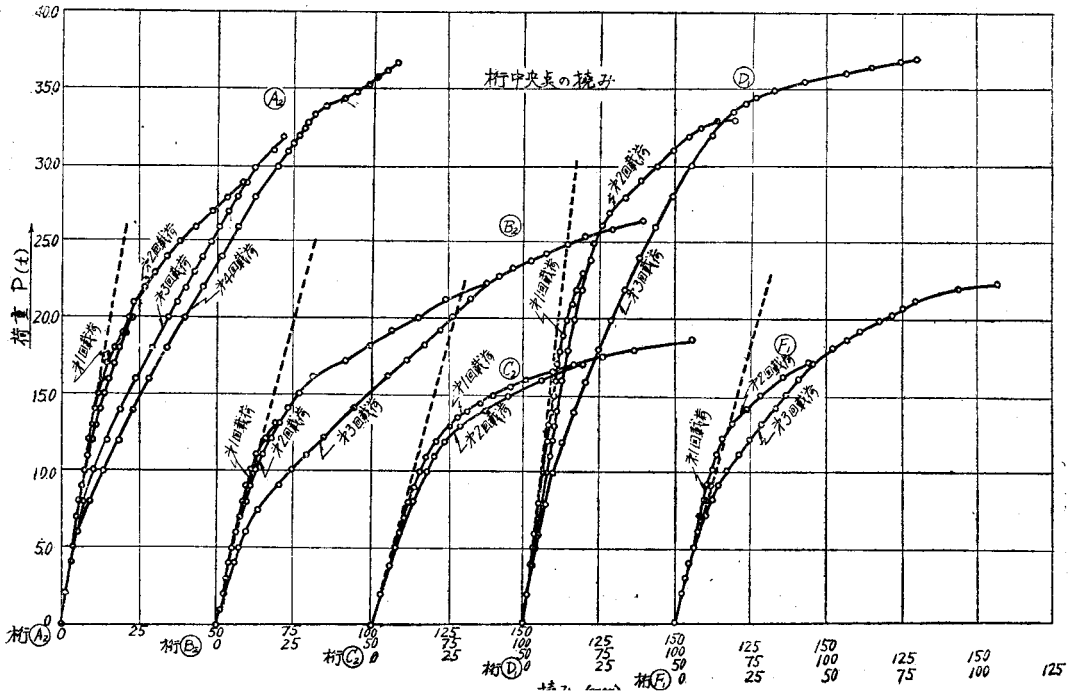


図-12 桁中央点の撓み



る。また、このときの荷重一撓み曲線は互いに相接するようになり、撓み量はほとんど一致している。すなわち、各荷重繰り返し時の最大荷重における撓みは、荷重一撓み図において1本の曲線上にあることになるのである。

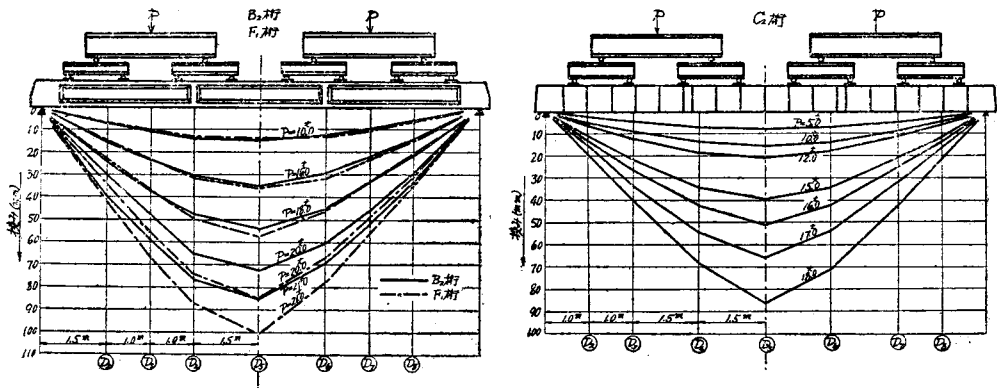
A₂ 桁と D₁ 桁とを比較すると、最大荷重 P=39.0t にたいして、D₁ 桁の方が大きい撓みを示している。また、P=34.0t 附近からの撓みの増加率は D₁ 桁の方がはるかに大きい値を示している。

B 桁、C 桁、F 桁とを比較すると、ひびわれ発生前までは、大体等しい値の撓み量を示している (B₂ 桁では多少撓みが小さいが、B₁ 桁では、C₂、F、桁と大体等しい撓みを示している)。しかし、ひびわれ発生後の荷重一撓み曲線の傾斜を比較すると、C₂ 桁が一番ゆるやかであり、F₁ 桁、B₂ 桁の順序になっている。すなわち、ひびわれを発生すると撓みの増加率は C₂ 桁が最も大きく、つぎは鋼線とコンクリートに附着を生ぜさせるためにグラウチングを実施しなかつた F 桁であり、グラウチングを実施した B 桁は撓み増加率が最も小さい結果となつている。すなわちグラウチングを実施することによつて、ひびわれ発生後の撓みの増加率は小さくなる。ひびわれ発生状況を比較すると、B 桁のひびわれ間隔は最も狭く、小さいひびわれが広い範囲に多数分布して発生したのにたいし、F 桁ではひびわれの数が非常に少なく、その発生範囲も狭いものであつた。特に C 桁では、各ブロック接合部目地が離れるだけであつて、コンクリートブロックには、曲げによるひびわれは発生しなかつた。荷重の増加とともに、目地部が大きく離れるだけであつた。このように鋼線がコンクリート部材とは別個に伸びられるような場合には、鋼線歪は桁両端間で一定であつて、曲げモーメントに比例しては変化していないのである。しかるに、鋼線とコンクリートとの間に附着のある場合にはひびわれが発生しても、このひびわれ発生近傍だけで附着が破壊されるだけであつて、鋼線の大きい歪はひびわれ発生箇所に限られているのである。

ひびわれ発生前およびひびわれが再びその口を開くまでの間は、実測された荷重一撓み曲線と、計算上の曲線とよく一致する。

撓み曲線を B 桁、C 桁、F 桁について測定された結果を、重ね合わせて図-13 に示してある。これによると、B 桁、F 桁とはひびわれ発生前は大体一致した撓み曲線を示している。しかし、ひびわれが発生した後の P=16t より大きい荷重にたいしては、支点附近での撓み曲線の状況はいちじるしく相違している。すなわち、図から明

図-13 桁撓み曲線



らかなように、中央点 ㉔ では F 桁の方が B 桁より撓みが大きであるが、支点と ㉔、支点と ㉔ との間では、F 桁の方が B 桁より小さくなつている (図-13 で P=18.0t までの間)。また、B 桁の撓み曲線は、荷重の大きい場合でも計算上えられると同様にパラボラ形をしているが、F 桁の場合には、㉔ と ㉔ の間ではパラボラ形であるが、両支点と、㉔、㉔ の間では直線状となつている。これは、B 桁と、F 桁との撓み曲線で認められるいちじるしい相違点である。

同様なことが、C₂ 桁の場合についても認められる。この C 桁の場合には撓み曲線が、両支点と ㉔、㉔ との間で逆に凸形になつているのが認められている。

以上の撓み曲線形状の相違は、鋼線とコンクリートとの間に附着が存在するかしないかによつて生ずるものである。すなわち、附着のない場合には、鋼線応力は桁の全長にわたつて一定の値となる。したがつて外力による曲げモーメントの平衡を考える場合、平衡式

$$M = T \cdot jd$$

において、鋼線引張力 T は桁のすべての断面で一定であるから、内力の腕長 jd は M によつて変化しなければ

ならない。すなわち、 M が小さい所では jd が小さくならなければならない。鋼線位置は桁各断面について下縁から一定（曲げ上げ部分も考慮して鋼線の図心線）であるから、 jd が小さくなることは、圧縮応力の作用点が非常に低い所にあることである。この試験桁では桁端における全鋼線図心は断面重心とほとんど一致しているのであるから、 $M=0$ であることは $jd=0$ であることと同じである。すなわち、外力による曲げモーメントによつて生ずる鋼線引張力の増加によつて、桁端では一様な圧縮応力が発生することになる。鋼線引張力を計算する場合には、桁全長にわたつて鋼線配置位置におけるコンクリートの歪量を考慮に入れなければならないのであるが、いま簡単のために、普通の鉄筋コンクリートの場合の平衡式を考へて、F桁で $P=20t$ にたいする桁中央断面の鋼線引張力を考えると近似的に、 $T=5\,000\,000/46$ （中央点モーメントは $P=10t$ に対して $25t\cdot m$ であり、 $jd=(8/9)\times 51.5\approx 46\text{ cm}$ ） $=109\,000\text{ kg}$ となる。支点から第2番目の載荷点における曲げモーメントは $31.26t\cdot m$ であるから、この点の jd は近似的に $jd=3\,126\,000/109\,000\approx 29$ となる。これはコンクリートの引張力を無視した場合であるが、引張側にひびわれを生じないときは、引張側コンクリートの抵抗も考えれば、 jd はさらに小さくなる。 $jd=29\text{ cm}$ と考えると、圧縮応力の合力の作用点は圧縮縁から 23 cm の所となる。これは断面重心から上向 0.5 cm の位置である。しかし、 jd はコンクリートの引張側抵抗によつて上記の jd より小さいはずであるから、圧縮応力の合力の作用点は断面重心より下方に作用するようになる。同様に支点に近いほど、圧縮応力の作

図-14 桁中央点と1/4点断面圧縮側歪

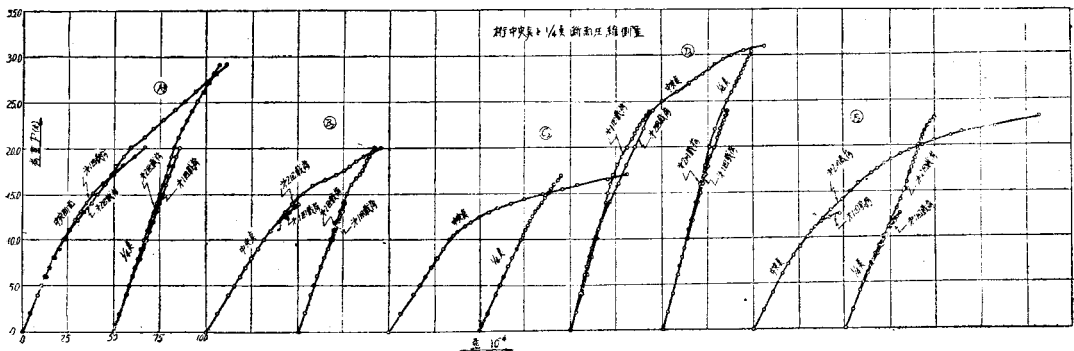
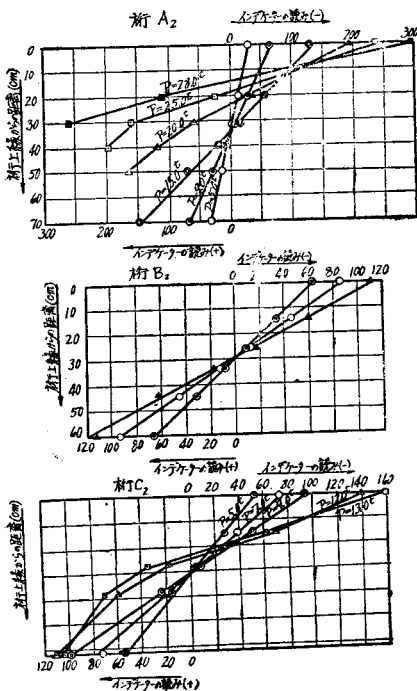


図-15 中立軸の位置



用点は断面重心より下方に働くようになるので、撓み曲線はほとんど直線的になり、時には逆に上向きに凸形となることになる。

(iv) 歪み量 桁中央断面とスパンの1/4点において、圧縮縁歪を測定した結果を図-14に示してある。この荷重-歪曲線も荷重-撓み曲線と同様にひびわれ発生まではほとんど直線的であるが、ひびわれの発生とともに彎曲している。一旦ひびわれが発生しても、このひびわれが再び口を開くまでは、ひびわれ発生前の荷重-歪曲線とほとんど一致している。

歪量について、B、C、F桁を比較すると、 $P=10t$ ではほとんど同じ圧縮歪を示している。しかし、ひびわれ発生後は、ブロックを組み合せたC桁では中央断面の圧縮歪の増加は非常に大であつて、わずかの荷重増加にたいして、圧縮歪の増加はいちじるしく急増している。B桁とF桁と比較すると、圧縮縁歪の増加率についてはいちじるしい差はなく、多少F桁の場合が大きくなつている。

(v) 桁の中立軸 A、B、C桁について中立軸を測定した結果は図-15に示してある。桁A₂ではひびわれ前は、中立軸は上縁から 34.5 cm であつた。桁B₁の場合には、上縁から 30 cm の位置にある。桁C₂の場合には、上縁から 30 cm の位置に中立軸があつた。これらの結果を計算結果と比較すると、

表-5に示してあるように、A,B桁ではそれぞれ $y_e' = 35.0$; 30.4 ; C桁では $y_e' = 30.2$ cmであつて、測定結果とよく一致している。すなわち、桁にひびわれが発生する前の桁中立軸は桁全断面が有効であり、またグラウチングを実施した桁では、鋼線断面積の n 倍(この場合には $n=6$ としてある)の等価換算断面積を加算した断面について中立軸を計算してよい。

桁にひびわれが発生すると中立軸は次第に上昇する状況は普通の鉄筋コンクリート部材の場合と同じである。

(vi) ひびわれ発生荷重にたいする考察 表-13の試験結果を用い、ひびわれ発生時の下縁応力の計算値を求める。この場合、試験装置の重量1tを試験荷重 P に加算する。自重による桁中央点の曲げ応力も計算に入れてある。計算の結果は表-13に示してある。

表-13 ひびわれ発生時の下縁応力計算値

桁番号	ひびわれ発生曲げモーメント (t-m)	自重による曲げモーメント (t-m)	全曲げモーメント (t-m)	下縁引張応力 (kg/cm ²)
A ₁	45.0	4.4	49.4	212
A ₂	42.5	4.4	46.9	202
B ₁	25.0	3.4	28.4	181
B ₂	30.0	3.4	33.4	213
C ₂	26.3	3.5	29.8	192
D ₁	47.5	4.6	52.1	190
D ₂	46.3	4.6	50.9	188
F ₁	30.0	3.1	33.1	247
F ₂	31.3	3.1	34.4	257

註：断面係数は表-5に示してある値を用い、グラウチングを実施する場合には Z_e を用い、グラウチングを実施しない場合には Z_0 を用いた。

表-14 ひびわれが再び開口するときの下縁計算応力

桁番号	ひびわれが再開するときの曲げモーメント (t-m)	自重による曲げモーメント (t-m)	全曲げモーメント (t-m)	下縁引張応力 (kg/cm ²)
A ₁	35.0	4.4	39.4	169
A ₂	30.0	4.4	34.4	147
B ₁	21.3	3.4	24.7	157
B ₂	23.8	3.4	27.2	173
C ₂	23.7	3.5	27.2	176
D ₁	33.8	4.6	38.4	140
D ₂	32.5	4.6	37.1	135
F ₁	22.5	3.1	25.6	191
F ₂	23.7	3.1	26.8	200

つきに一旦ひびわれが発生した桁の載荷を取り去り、再び載荷をする場合ひびわれが再び発見されたときの、下縁応力を計算すると表-14のようになる。

鋼線緊張力は緊張時におけるシース内での鋼線とスペーサーとの摩擦、曲げ上げ角度、等によつて相対的に減少するものであるから、実際に桁に導入されたプレストレスを求める場合には、これらの事項をも考慮に入れる必要がある。

また鋼線を2本ずつ組にして緊張するのであるが、前に緊張した鋼線の引張力は、後で緊張する鋼線の緊張作業によるコンクリートの弾性歪の結果、減少するものである。鋼線の緊張を終つてくさびを打ち込みジャッキの張力をゆるめるとき、多少鋼線が滑動する場合がある。以上の原因で鋼線の緊張力は緊張装置の指示する引張力より小さくなるものである(第5章参照)。

桁に導入されたプレストレスを、上記の理由による減少量を考慮に入れて計算する直線部の鋼線における摩擦損失に対する係数は0.941となる。曲げ上げ鋼線に対する摩擦損失の係数は、A桁で0.895、B桁、F桁で0.882、C桁で0.940、D桁で0.874となる。

以上の摩擦損失および鋼線を組にして緊張する結果起こる鋼線張力の減少を考慮に入れて計算した結果は表-15に示してある

表-15に示した下縁プレストレスと表-14におけるひびわれが再び認められると

ときの下縁引張応力計算値と比較すると、C、D、F桁では大体一致している。ひびわれが再び認められるときの荷重を正確に求めることは困難である。また現場試験であるため、荷重自身にも誤差があるから、この程度の一致は非常に良好であるといえる。しかし、鋼線のクリープ、コンクリートのクリープによるプレストレスの減少量を推定することはできない。これらのクリープによるプレストレスの減少はあるはずであるから、当然ひびわれは、表-14に示した荷重より多少小さい荷重で、発生しているものと考えられるが、肉眼ではこの判定は困難であつた。A、B桁では表-14と表-15の値の間には非常に大きい差が認められた。これは実際の緊張力が表-15に示す P_i になつていないためである。それは、A、B桁のシースが不完全であつたため、シース内にセメントペーストが流入したためと、コンクリート打ち中にシースの一部が押しつぶされたためである。それは、シースの端で矩形であるべき断面形状が梯形に変形していることが認められた。このために、鋼線緊張時の摩擦損失が異

表-15 鋼線緊張力および上下縁プレストレス

桁	曲げ上げ鋼線緊張力と直線状鋼線緊張力の和 (t)	N	K	$\frac{P_t}{\sum P_i}$	P_t (t)	下縁プレストレス (kg/cm ²)	上縁プレストレス (kg/cm ²)
A	$0.895 \times 48.0 + 0.941 \times 56.0 = 95.6$	18	0.09	0.96	91.8	+ 201	- 37
B	$0.882 \times 48.0 + 0.941 \times 32.0 = 72.4$	10	0.09	0.96	69.5	+ 194	- 39
C	$0.94 \times 91.3 = 85.8$	12	0.08	0.965	82.8	+ 175	- 34
D	$0.874 \times 50.4 + 0.941 \times 30.4 = 72.7$	16	0.08	0.96	69.75	+ 148	- 34
F	$0.882 \times 50.4 + 0.941 \times 30.4 = 73.1$	16	0.08	0.96	70.2	+ 195	- 40

常に大となつたためである。

表-14, 15 に示してある下縁引張応力の差はコンクリートの曲げ引張強度に相当するものである。この表から明らかなように、A, B 桁では 40~50 kg/cm² 程度である。B 桁では特に小さく 24 kg/cm² 程度となつている。これは、ひびわれが再び開口する荷重は正確にこれを確かめることは困難であつたので、この数値はあまり正確ではない。また、A, B 桁は第 1 回の試験であつたために施工が不完全で下突縁コンクリートの締め固めが十分でなく粗悪なコンクリートとなつていたためであらう。C 桁の目地は強度的にはほとんど期待できないものである。D, F 桁では 50~60 kg/cm² となつている。

以上の試験結果から判断されるコンクリートの曲げ引張強度は 50 kg/cm² と考えるのが一般に安全である。プレテンション方式によつて造られた桁の載荷試験の結果からコンクリートの曲げ引張強度を計算すると、材令 28 日で圧縮強度が 500 kg/cm² 以上のコンクリートにたいして、75 kg/cm² 以上となつているのが普通である。これはプレテンション方式によつて製作される桁では鋼線が桁の引張側に一様に分布されて配置されているので、コンクリートが大きい伸びを生ずることができるためである。すなわち、多数の鉄筋コンクリートについての実験結果によれば、鉄筋比が増加するにもなつて、ひびわれ荷重も増大するのである。

ポストテンション方式によつて造られた桁では、鋼線はシース内に集中されて配置してあるので、引張側コンクリートの破壊伸びは無筋コンクリートの場合よりもいちじるしく大となることがないので、曲げ引張強度が小さいよになつて計算されるのである。以上のように鋼線配置状態によつてひびわれ発生状況が異なつてくるのであるが、また一方では部材断面形状によつてもひびわれ発生時の曲げモーメントが異なつてくる。

いま無筋コンクリートの桁を考えよう。これに曲げモーメントを作用させて破壊する場合、引張側コンクリートにも塑性変形が生じ、応用力学で仮定する応力一歪の比例は成立しなくなるのである。図-16(a) の応力分布において 1 は塑性変形を始める時のものであつて、

$$\sigma_{ct}' = \frac{M'}{\left(\frac{I}{y_b}\right)}$$

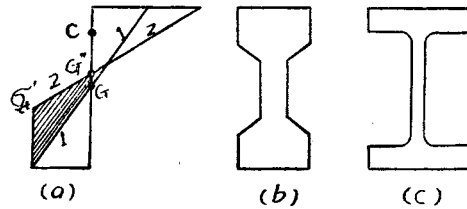
の応力分布である。実際には曲線になるが簡単のために矩形分布としてある。ひびわれ発生時の見掛けの応力 (応用力学によつて計算した応力) σ_{ct}'' はつぎの式で与えられる。

$$\sigma_{ct}'' = \frac{M''}{\left(\frac{I}{y_b}\right)}$$

中立軸は G から G'' に移動する。いま簡単のために G から G'' への中立軸の移動を無視することにする。したがつて圧縮力の作用点 C は移動しないことになる。またモーメントの増加 (M'' - M') は C 点について、(a) 図でハッチを付けた部分の面積のモーメントに相当する。したがつて (b) のように断面がマッシュな場合にはこの (M'' - M') は相当大きくなる。反対に (c) のようにフランジ巾が大きくて、ウェブの巾が狭いような場合には (M'' - M') は小さいものとなる。それはウェブ巾が狭いので、(a) でハッチを付した面積が小さくなるからである。極限で、ウェブ巾が 0 の場合を考えれば M'' - M' ≡ 0 となるはずである。無筋コンクリート矩形桁では普通の場合 $\sigma_{ct}'' = (1.5 \sim 2.0) \sigma_{ct}'$ である。ここに σ_{ct}'' : 曲げ引張強度, σ_{ct}' : 引張強度, である。逆に $\sigma_{ct}' = (0.5 \sim 0.66) \sigma_{ct}''$ である。一般に $\sigma_{ct}' = K \sigma_{ct}''$ で表わすことにすれば、矩形断面の場合 K=0.5~0.66 であるが、ウェブの極端に狭い工型断面の場合 K=1 となるのである。

以上のような考察からも明らかなように、コンクリートの曲げ引張強度は部材断面形状にも関係するものであ

図-16



つて、ウェブの狭い工型断面の場合は矩形断面の場合よりも、コンクリートの曲げ引張強度は小さくなる結果がえられる。

本試験に用いた桁断面のように腹部の狭い場合にはコンクリートの曲げ引張強度が計算上小さくえられたのである。それでこのような断面ではコンクリートの曲げ引張強度を 50 kg/cm^2 と考えるのが安全である。

(vi) 桁の破壊荷重にたいする考察 桁の破壊荷重については第 4 章において論ずることとする。

第 4 章 ポストテンショニング方式による桁の設計について

§1. 破壊曲げモーメントの計算式

ポストテンショニング方式によるプレストレスト コンクリート桁の破壊原因について、つぎの 4 種の場合が考えられる。a) 鋼線の降伏または切断, b) 圧縮側コンクリートの破壊, c) 斜張応力による破壊, 等である。

ポストテンショニング方式では鋼線の一部を曲げ上げてせん断力を減少させることができ、またひびわれ発生後には鉄筋コンクリートの曲げ上げ鉄筋のように働かせることができるから、適切に設計すれば、c) の原因による破壊は防止できるから、このような場合は考察しないことにする。

鋼線は、一般に明瞭な降伏点を有していないものであつて、応力-歪曲線は応力度の大きい所ではほとんど水平である。したがつて鋼線引張応力が大となると、ひびわれの深さが大きくなり、荷重はほとんど増加しないで桁はいちじりしい変形を生ずるようになる。ついに圧縮側コンクリートの面積は小となり、この部分でコンクリートが破壊する。もし鋼線断面積の小さい場合には鋼線も同時に切断する。破壊曲げモーメントを考察する場合つぎのようにグラウチングが有効の場合とグラウチングを実施しない場合とに分ける。

(1) ポストテンショニング方式による桁で完全なグラウチングを実施した場合 この場合にはつぎのように仮定する。

『桁引張側にはひびわれが発生している。桁軸に垂直な断面の歪分布は直線的である。鋼線とコンクリートとは附着が有効であるから、鋼線歪は鋼線位置コンクリート歪と同一である。』

以上の仮定は、ひびわれ発生がなく、鋼線とコンクリートの附着が最後まで完全な場合に正しい。しかし、ひびわれが発生したのちには、桁の上縁から下縁までのコンクリートの歪分布は直線的でなくなる。しかし、以上の仮定は計算を簡単化するためのものである。桁が破壊するときには、特に鋼線断面積が小さい場合を除けば、常にコンクリートが終局的には圧縮破壊を起こすのであるから、圧縮縁の最大歪はコンクリートの圧縮破壊歪 ϵ_{cu} に達していると考えられる。このように圧縮側コンクリートは大きい塑性変形を生じているのであるから、圧縮側応力分布は三角形ではなくて、矩形であると考えることができる。

鋼線の応力は、その有効引張応力度 σ_{se} (コンクリートの乾燥収縮, クリーブ, 鋼線クリーブ, 等が終了したのちの鋼線応力度) から、 σ_s に増加したものと考える。圧縮縁の歪は上縁に導入されているプレストレスに相当する歪 ϵ_{ce} から、 ϵ_{cu} まで増加することになる。すなわち、破壊時における歪分布は図-17(a) に示してある。応力分布は図-17(b) に示してある。

一般に ϵ_{ce} は ϵ_{cu} に比較すれば小さいから、これを無視してもよい。図中 d は桁の有効高さで、 x は中立軸の深さである。

x はつぎのようになる (図 (a) 参照)。

$$\frac{x}{d} = \frac{\epsilon_{cu} - \epsilon_{ce}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_{ce} + \epsilon_s - \epsilon_{se}} \approx \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s - \epsilon_{se}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

断面における応力の平衡式はつぎのようになる (図 (b) 参照)。

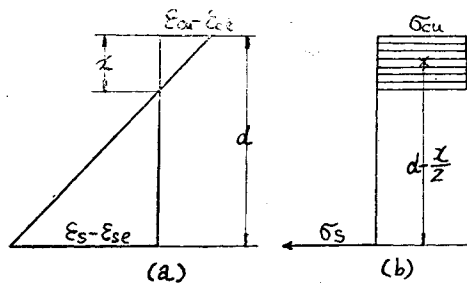
$$\sigma_{cu} b x = A_s \sigma_s \quad \dots\dots\dots (2)$$

σ_{cu} : コンクリートの圧縮強度, b : 圧縮側の巾 A_s : 鋼線断面積

$$(2) \text{ を書き換えると, } \frac{x}{d} = \frac{A_s \sigma_s}{b d \sigma_{cu}} = \frac{A_s \sigma_{su}}{b d \sigma_{cu}} \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{su}} \right) = \frac{1}{K} \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{su}} \right) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに $K = \frac{b d \sigma_{cu}}{A_s \sigma_{su}}$

図-17



(1), (3) から,

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{su}} \right) = K \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s - \epsilon_{se}} \right) \dots\dots\dots (4)$$

破壊曲げモーメント M_u はつぎようになる。

$$M_u = A_s \sigma_s \left(d - \frac{x}{2} \right) \dots\dots\dots (5)$$

書き換えるとなつぎようになる

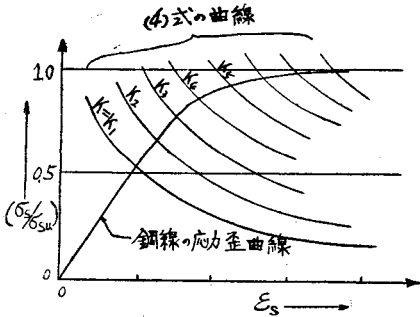
$$\frac{M_u}{A_s \sigma_{su} d} = \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{su}} \right) \left(1 - \frac{1}{2K} \frac{\sigma_s}{\sigma_{su}} \right) \dots\dots\dots (6)$$

鋼線の応力-歪曲線から, σ_s と ϵ_s との関係がわかっている場合には, (4) 式と組合せることによつて, 与えられた K に対して, σ_s が求められることになる。すなわち, 図-18 のように, ϵ_{cu} と, ϵ_{se} とが与えられた場合には,

K の任意の値に対して, (4) 式から, $\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{su}} \right)$ と ϵ_s との関係図が求められる。与えられた鋼線の応力-歪曲線から, $(\sigma_s/\sigma_{su})-\epsilon_s$ 曲線を求めてこの図に記入する。この場合, 両曲線の交点は, 与えられた鋼線および K について, (4) 式を満足する (σ_s/σ_{su}) の値を示すものである。このようにして求められた, (σ_s/σ_{su}) と K の関係を求め, この値を(6)に代入すれば $M_u/(A_s \sigma_{su} d)$ の値が求められる。コンクリートの破壊時の最大歪 ϵ_{cu} は従来の研究結果によると, 0.003 と考えられているので, この値を用いることにする。

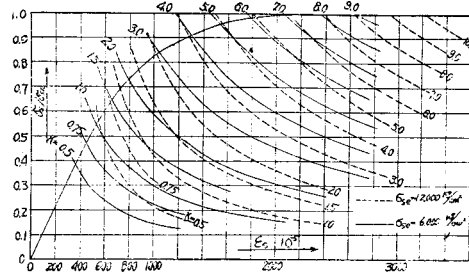
以上のようにして, 鋼線④(第3編第2章の鋼線)の応力-

図-18



歪曲線を用いて, K と, (σ_s/σ_{su}) , $(M_u/A_s \sigma_{su} d)$ の関係を種々の σ_{se} の場合について求める。図-19 には, $\sigma_{se} = 12000 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{se} = 6000 \text{ kg/cm}^2$ の場合について, 図-18 と同一の図を画いたものである。同様なことを $\sigma_{se} = 8000 \text{ kg/cm}^2$, 10000 kg/cm^2 の場合についても画いて, それらの結果をまとめたものが図-20 に示してある。図-20 には K と, $(M_u/A_s \sigma_{su} d)$ の関係式も示してある。

図-19



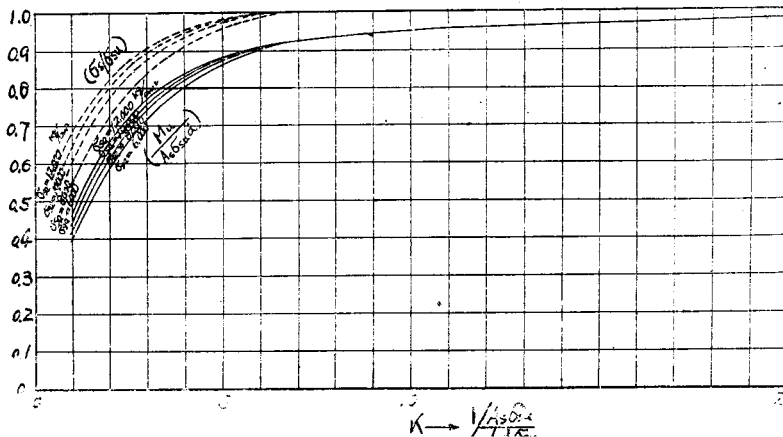
この図面から, つぎのことが明らかとなる。

- (1) 鋼線有効引張応力 σ_{se} は, K の大きい場合に

図-20

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{su}} \right) = K \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s - \epsilon_{se}} \right)$$

$$\frac{M_u}{A_s \sigma_{su} d} = \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{su}} \right) \left(1 - \frac{1}{2K} \frac{\sigma_s}{\sigma_{su}} \right)$$



は、破壊曲げモーメント M_u にはほとんど影響がない。

(2) K が小さい場合には、破壊曲げモーメント M_u は σ_{sc} に影響される。 σ_{sc} が小さいほど同一の K の値にたいして、破壊曲げモーメントは小さくなる。

(3) K がいちじるしく大きい場合には $M \approx A_s \sigma_{su} d$ となる(このことは仁杉博士の提案式と同一である)。 A_s/bd , σ_{cu}/σ_{su} の値は、一般の場合、つぎのような範囲のものである。

$$A_s/bd = 0.2 \sim 0.6\% \qquad \sigma_{cu}/\sigma_{su} = 500/16\,000 \sim 600/21\,000$$

したがって、 $K = 5 \sim 16$ 程度にある。したがって、図-20 から明らかなように

$$\frac{M_u}{A_s \sigma_{su} d} = 0.87 \sim 0.97 \dots\dots\dots (7)$$

となる。

鉄筋コンクリートの塑性理論に用いられる Whitney の式において鉄筋の降伏点応力の代りに鋼線の引張強度 σ_{su} を用いるとつぎのようになる。

$$M_u = A_s \sigma_{su} \left(d - \frac{1}{2} \frac{A_s \sigma_{su}}{b \sigma_{cu}} \right)$$

$$\frac{M_u}{A_s \sigma_{su} d} = \left(1 - \frac{1}{2} \frac{1}{K} \right) \dots\dots\dots (8)$$

$K = 5 \sim 16$ を代入すると

$$\frac{M_u}{A_s \sigma_{su} d} = 0.90 \sim 0.97 \dots\dots\dots (9)$$

となる。(7) と (9) とを比較すれば、 $M_u/A_s \sigma_{su} d$ の値はほとんど一致している。したがって K が大きくて、 σ_{sc} の影響を考慮する必要のない場合には (8) 式を用いて破壊曲げモーメントを計算してよい。

(2) ポストテンション方式による桁でグラウチングを実施しない場合 (1) に述べたところは、鋼線とコンクリートとの間に附着が完全であつて、鋼線配置位置のコンクリート歪と鋼線歪は同一であると仮定した。しかし、グラウチングを実施しない場合とか、グラウチングを実施しても有効でなかつた場合には、コンクリートと鋼線との間には附着がないから、鋼線はその全長にわたつて自由に伸びられるのであるから、鋼線応力度は、その両端碇着部間で一樣なものとなる。すなわち、鋼線応力は曲げモーメントに相応して変化しない。すなわち鋼線歪と鋼線配置位置のコンクリート歪とは同一ではない。

この場合には、任意の断面における応力平衡だけでなく、桁全長にわたつての変形を考慮に入れる必要がある。すなわち、鋼線配置位置におけるコンクリート歪を桁全長にわたつて積分したものが、鋼線の全伸び量に等しいという条件によつて鋼線応力を求めることができる。

曲げモーメント M をうけて、鋼線引張力がその有効引張力 T_e から、 ΔT だけ増加したものとす。鋼線引張力 ΔT は碇着部に作用するから、コンクリート桁としては、 ΔT なる偏心圧縮力が作用していると様になる。したがって、エネルギー式はつぎのようになる。

$$W = \frac{1}{2} \int_0^l \frac{(M - \Delta T e_c)^2}{E_c I_c} dx + \frac{1}{2} \int_0^l \frac{(\Delta T)^2}{E_c A_c} dx \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 A_c : コンクリート断面積 I_c : コンクリート断面二次モーメント
 e_c : 鋼線の偏心量 l : 鋼線碇着間の距離

(10) を ΔT で微分すれば両碇着部間の長さの変化 Δl が求められる。すなわち、 I_c , e_c は x に無関係とすれば、

$$\Delta l = \frac{l}{E_c} \left[-\frac{e_c}{I_c} \beta M_0 + \frac{\Delta T}{A_c} \left(1 + \frac{e_c^2}{r_c^2} \right) \right] \dots\dots\dots (11)$$

ここに $r_c^2 = I_c/A_c$ $\beta = \frac{1}{l} \int_0^l \frac{M}{M_0} dx$ M_0 : 最大曲げモーメント

この Δl は鋼線の全伸び量 $-\frac{\Delta T}{A_s E_s} l$ に等しいのであるから、(11) 式と等置すれば、鋼線応力の増加量 $\Delta \sigma_s$ はつぎのようになる。

$$\Delta \sigma_s = \frac{\beta n \frac{M_0}{I_c} e_c}{1 + \frac{n A_s}{A_c} \left(1 + \frac{e_c^2}{r_c^2} \right)} \dots\dots\dots (12)$$

鋼線とコンクリートとの間に附着のある場合の最大増加応力 $\Delta\sigma_s'$ はつぎのようになる。

$$\Delta\sigma_s' = n \frac{M_0}{I_c} e_c \dots\dots\dots (13)$$

一般に $\frac{nA_s}{A_c} \left(1 + \frac{e_c^2}{r_c^2}\right) \leq 0.10$ ($n=5, \frac{A_s}{A_c} = 0.3 \sim 0.6\%$, $\left(1 + \frac{e_c^2}{r_c^2}\right) = 2 \sim 3$) である。近似的に、(12)式はつぎのようになる。

$$\Delta\sigma_s = 0.95 \beta n \frac{M_0}{I_c} e_c = 0.95 \beta \Delta\sigma_s' = \alpha \Delta\sigma_s' \dots\dots\dots (12')$$

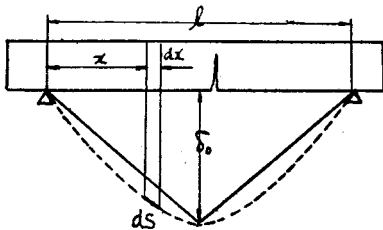
すなわち、鋼線とコンクリートとの間に附着のない場合には、鋼線応力の増加量の計算には、鋼線とコンクリートとの間に附着のある場合の計算値に α を乗ずればよいことになる。

この β および α の値はつぎのようになる。

等分布荷重の場合 $\beta = 0.67$ $\alpha = 0.64$ 中央集中荷重の場合 $\beta = 0.50$ $\alpha = 0.48$

上記の計算方法は桁にひびわれが発生しない場合にだけ成立するものである。附着のない桁ではひびわれの数が

図-21



非常に小さくひびわれの巾がいちじるしく大きいものとなる。桁は支点近くなると、彎曲せずほとんど直線的になつてゐることは、すでに前章で述べたところである。特に附録-2 に述べる桁の場合には、中央に大きいひびわれが、1本または2本発生するだけであつて、桁の破壊近くでは、このひびわれの所で折れ曲がつた状態になる。すなわち、図-21 のような変形を示す。図-21 の点線は附着のある桁の撓み曲線とすれば、附着のない桁の場合には実線のような折線の撓み曲線に近いものとなる。

上記の理論においては、撓みの状況は点線の場合であると仮定して β の値を求めたものである。しかし、附着のない桁の場合に実線のように折れた直線状に撓むものとすれば、同一最大撓み量にたいして、鋼線の伸びは上記の理論で求めたようにはならない。

点線で示した撓み曲線を生ずるものとすれば、鋼線長の変化はつぎの式で近似的に求められる。

$$ds - dx = \frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx$$

$$y = \delta_0 \sin \frac{\pi x}{l} \text{ と仮定すると,}$$

$$\Delta l' = \int_0^l (ds - dx) = \frac{\delta_0^2}{2} \frac{\pi^2}{l^2} \int_0^l \cos^2 \frac{\pi x}{l} dx = \frac{\delta_0^2 \pi^2}{4l} \dots\dots\dots (14)$$

実線のように鋼線長が変化するものとすれば、その変化量 Δl はつぎのようになる。

$$\Delta l = 2 \left(\sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + \delta_0^2} - \frac{l}{2} \right) \approx 2 \left[\frac{l}{2} \left\{ 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{2\delta_0}{l} \right)^2 \right\} - \frac{l}{2} \right] = \frac{2\delta_0^2}{l} \dots\dots\dots (15)$$

(14), (15) から, $\frac{\Delta l}{\Delta l'} = \frac{8}{\pi^2} = 0.81 \dots\dots\dots (16)$

したがつて附着のない桁の破壊前の撓み状況が、図-21 に示す実線のようになるものとすれば、鋼線の歪量の変化は、点線の場合の約 80% となることがわかる。しかし、この結果は撓み曲線の形状による相違であつて、最大撓量はつねに同一であると仮定していることに注意しなければならない。

したがつて、前記の理論において、最悪の場合には α の値はさらに小さく、

等分布荷重の場合 $\alpha = 0.51$ 中央集中荷重の場合 $\alpha = 0.38$

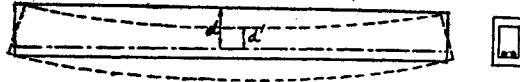
となるものと考えられる。しかし、上記の考察は極端な場合であつて、 α の値がかならずしもこのように小さな値になるとは限らない。それは、桁が大きい撓みを生ずると、鋼線とコンクリートとが接触するようになり、これによる摩擦力が附着応力のような作用をすることが考えられるからである。しかし、この摩擦力がいかなる程度に作用するかを推定することは困難なことである。

撓みが大きくなり、鋼線とコンクリートとが接触するとこの部分に接触圧力が生ずる。また、その際の鋼線の曲がる状態は鋼線の剛性に関係するものであり、したがつて鋼線とコンクリートとの間の摩擦力、ひびわれ状態にも関係するものと考えられる。

以上のような理論を用いて考察してみても、附着のない桁では、鋼線応力を完全に利用しつくすことは鋼線量

の特に小さい場合を除いては、容易でないことが明らかである。したがって、破壊曲げモーメントも小さくなるのが普通である。また、桁が撓みを生ずると、桁の有効高さ d が小さくなる結果となる場合がある。すなわち図-22のように、最初 d であった有効高さが、撓みを生じたのちでは d' となる。もちろんこれは、前章にのべた C 桁のように、桁が撓んでも、鋼線とコンクリートとが接触しないような場合についてである。この有効高さ d の減少も桁の破壊曲げモーメントを小さくする原因の一つとなる場合がある。

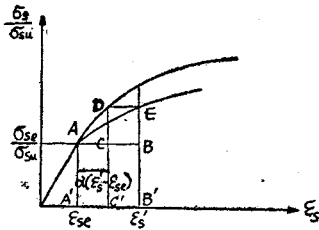
図-22



さて上記の理論から、附着のない桁の破壊曲げモーメントはつぎのように考えてこれを求めることができる。桁が破壊するときの鋼線応力 σ_s については (4) 式が、破壊曲げモーメントについては (6) 式が成立する。ただし、(4) 式 (6) 式における σ_s の値は、鋼線歪 ϵ_s に相当するものではなくて、鋼線配置位置におけるコンクリートの歪の変化 $(\epsilon_s - \epsilon_{se})$ の α 倍の歪に相当する応力変化を生じたときの値と考える。すなわち、 σ_{se} に、 $\alpha(\epsilon_s - \epsilon_{se})$ の歪に相当する応力を加算した値が σ_s である。

以上のような考え方をすれば、図-18~20 と同様な方法で K^* と (σ_s/σ_{su}) , $(M_u/A_s\sigma_{su}d)$ の関係が求まる。

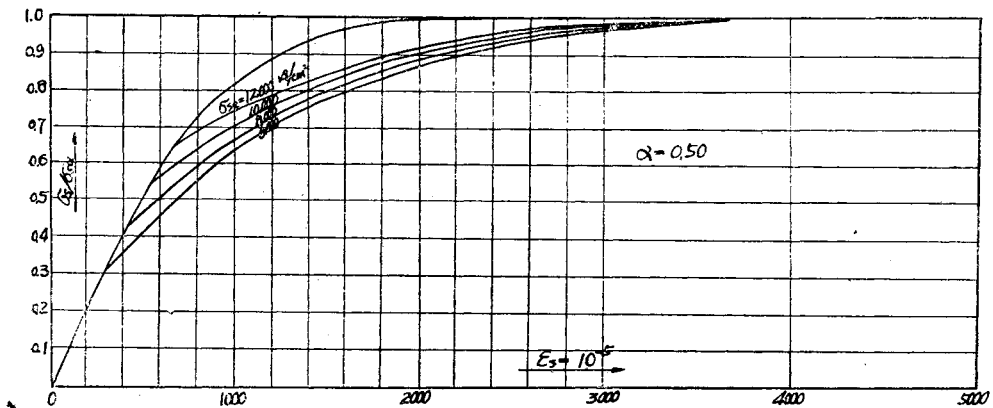
図-23



ただし、この場合の鋼線の応力-歪曲線は、試験の結果からえられたものではなくて、図-23のように、 σ_{se} から、折れ曲がつたものとなる。この曲線を求めるにはつぎのようにして求める。A 点、 $(\frac{\sigma_{se}}{\sigma_{su}}, \epsilon_{se})$ から、B 点まで鋼線配置位置のコンクリートの歪が増加したものとすれば、鋼線歪の増加は $\alpha(\epsilon_s' - \epsilon_{se})$ となる。したがって $AC = \alpha(\epsilon_s' - \epsilon_{se})$ とし、これから応力軸に平行線を引き、応力-歪曲線（鋼線の引張試験結果からえられたもの）との交点 D を求める。DC' がこのときの鋼線応力の値を示すものである。したがって D から、歪軸に平行線を引き、

BB' との交点 E を求めれば、この点が求める点となる。同様にして変化させた応力-歪曲線が求められる。鋼線 σ について求めた結果を図-24 に示してある。これと、図-19 とを重ね合わせると、与えられた K の値にたいする σ_s/σ_{su} が求められる。これから $M_u/A_s\sigma_{su}d$ が計算できる。 $\alpha=0.5$, $\alpha=0.4$ として計算した結果を図-25, 26 に示してある。

図-24



これによると K がいちじるしく大きい場合 ($K > 12$) とか K がいちじるしく小さい場合 ($K < 1.5$) とでは、附着のある場合でも附着のない場合でも $(M_u/A_s\sigma_{su}d)$ には大きい差はないが、 $K=3\sim 10$ の間では、附着のない場合の方が同一の K にたいして、附着のある場合よりも、常に小さい破壊曲げモーメントを与えることになる。

図-25

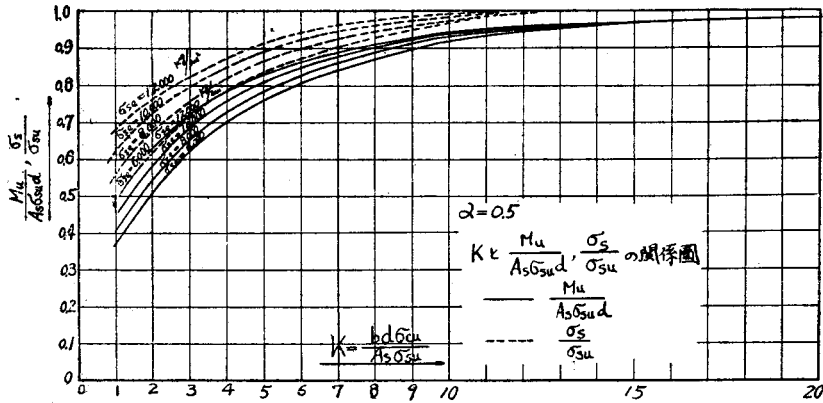
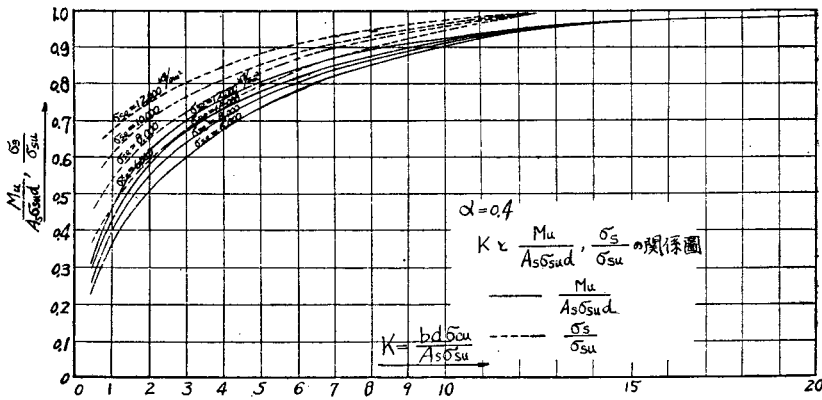


図-26



§ 2. 試験桁の破壊曲げモーメント

§ 1. (1), (2) にのべた理論によつて求めた破壊曲げモーメントを試験桁の破壊曲げモーメントと比較検討する。前記の準備研究の桁 I, II および A~F 桁の D 種類の桁のほかさらにつぎに述べる P 桁 (ポストテンション方式による桁, グラウチングなし) の試験結果にこの理論を適用してみる。P 桁の断面寸法は図-27 に示してある。

使用鋼線は第 3 編にのべた鋼線 ㊸ および ㊹ の 2 種類である。すなわち, P₁ および P₂ 桁には鋼線 ㊹, P₃~P₆ 桁には鋼線 ㊸ である。

使用コンクリートは粗骨材の最大寸法 15 mm, W/C=0.32, G/S=1.4 のものを用いた。コンクリートの締め固めには振動機を用いた。鋼線を通す孔を造るために, φ 25 mm のパイプを配置してコンクリートを打ち, 2~3 時間後にこれを引きぬいた。プレストレスの導入にはジャッキを用いた。張力はループ式圧力計を用いた。予定緊張力は表-16 に示すようである。

表-16 鋼線緊張力

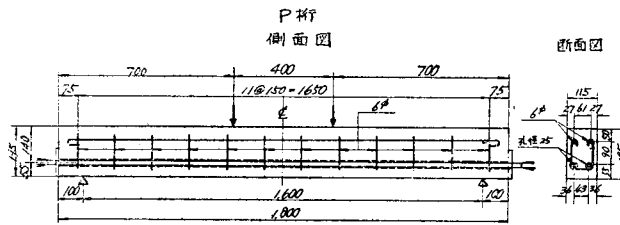
桁番号	鋼線断面積 A _s (cm ²)	鋼線緊張応力 (kg/cm ²)	全緊張力 P _i (kg)
P ₁ , P ₂	0.565	12 000	6 780
P ₃ , P ₄ , P ₅	0.794	12 000	9 540
P ₆	1.588	10 000	15 880

直径 5 mm の鋼線を用いた桁 P₃~P₆ においては, プレストレスの導入作業は完全に行われなかつた。この試験桁のように断面寸法の小さい桁で, くさび式チャックを用いて大きい緊張力を鋼線に与えることは困難な作業である。

載荷試験は 図-27 に示してあるように 2 点荷重である。破壊試験結果および試験時のコンクリート圧縮強度を表-17 に示してある。

予定どおりに鋼線が緊張されていた場合の下縁に導入されるプレストレス, および載荷試験の際にひびわれ発生, およびひびわれが再び開口するときの下縁引張応力の計算値を表-18 に示してある。

図-27



桁番号	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7
鋼線数	8-3φ	8-3φ	4-5φ	4-5φ	4-5φ	8-5φ	4-5φ
補筋率	0.566	0.566	0.785	0.785	0.785	1.570	0.785

表-17 P 桁試験結果

桁番号	試験時材令(日)	圧縮強度(kg/cm ²)	ひびわれ平均荷重(kg)	ひびわれが再開する平均荷重(kg)	破壊平均荷重(kg)
P1, P2	27	685	2 800	1 700	4 730
P3, P4, P5	18	570	3 500	2 100	5 040
P6	15	530	4 100	2 200	6 200

表-18 における下縁における予定プレストレスとひびわれが再開するときの下縁応力の計算値と比較すると、P₁, P₂ 桁は予定どおりにプレストレスが導入されているが、P₃~P₅ では予定値の 85%, P₆ では約 53% にすぎない。

表-18 下縁に作用する種々な応力度

桁番号	下縁における予定プレストレス(kg/cm ²)	ひびわれ発生時の下縁応力(kg/cm ²)	ひびわれが再開するときの下縁応力(kg/cm ²)
P1, P2	75	138	73
P3, P4, P5	105	149	90
P6	175	174	94

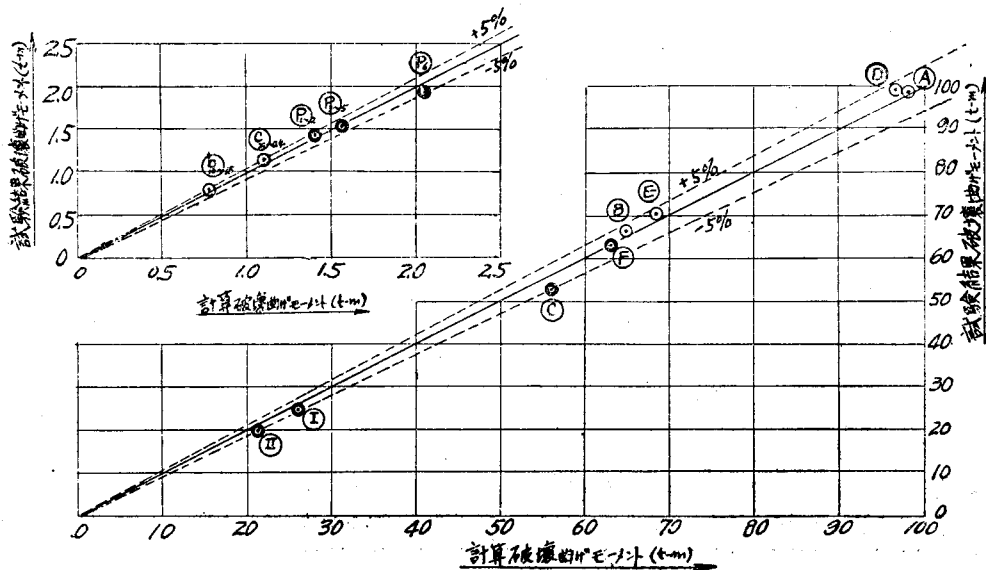
すなわち、このように σ_{sc} がいちじるしく小さい場合は §1.(2) の理論によつて明らかなように破壊荷重は非常に小さくなるのである。

軟鋼製のシースを有する桁の破壊曲げモーメントを計算する場合には、この軟鋼板の強度をも考慮に入れなければならない。この際軟鋼板の応力がいかほどの

値に達するものであるかを知るために、プレストレス コンクリートに軟鋼鉄筋を併用した場合の桁の試験を実

図-28 計算破壊曲げモーメントと試験結果破壊曲げモーメントとの比較

● 附着のある桁の場合 ○ 附着のない桁の場合



施した(附録参照)。

この試験結果によると、桁の破壊時には軟鋼鉄筋はその降伏点に達していることがわかった。したがって軟鋼製シースもその降伏点応力 $\sigma_{sy} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ に達したものと考えてよい。したがってシースを有する桁における鋼材の全引張抵抗はつぎの式で表わされる。

$$A_s \sigma_{su} + a_s \sigma_{sy} \dots\dots\dots (17)$$

ここに a_s : 軟鋼の断面積 (cm^2) σ_{sy} : 軟鋼の降伏点応力 (kg/cm^2)

(4), (6) 式において $A_s \sigma_{su}$ の代わりに (17) 式を代入する。もちろんこの場合の鋼材引張応力-歪曲線は両材料を組合せたものの引張応力-歪曲線でなければならないが、近似的に鋼線の応力-歪曲線をそのまま利用することにした。

ポストテンション方式によつて製作した桁の破壊試験結果の計算を表-19 に示してある。この表には有効高さ d を求める場合、桁が撓みを生ずる結果起こる鋼線の位置変化による d の変化を考慮に入れてある。

表-19 ポストテンション方式による桁の試験結果

桁番号	グロウダグの有無	$A_{cs} + A_{cs}$ (cm^2)	b (cm)	d (cm)	標準断面積 A_{cs} (cm^2)	K	$M_k / (A_s \sigma_{su} + a_s \sigma_{sy})$ (理論値)	計算破壊モーメント (t-m)	試験結果破壊モーメント (t-m)	備考
I	あり	93.400	24	375	588	536	0.725	25.9	23.9	$d=0.4$ の有効高さによる引張力に有効引張力 $\sigma_{su} = 4527 \text{ kg/cm}^2$ と仮定
II	あり	77.600	24	355	588	645	0.770	21.2	19.3	$d=0.4$ の有効高さによる引張力に有効引張力 $\sigma_{su} = 5277 \text{ kg/cm}^2$ と仮定
A	あり	102.000	30	586	505	618	0.919	97.5	99.4	
B	あり	135.700	32	515	505	608	0.918	69.7	63.5	
C	なし	136.300	32	470	505	486	0.760	55.8	52.3	$d=0.4$ の有効高さによる引張力に有効引張力 $\sigma_{su} = 4527 \text{ kg/cm}^2$ と仮定
D	あり	143.100	40	705	546	10.78	0.951	96.3	99.4	
E	あり	116.500	34	615	575	10.53	0.952	68.1	70.7	
F	あり	143.100	32	515	546	630	0.823	63.7	61.3	$d=0.5$ の有効高さによる引張力に有効引張力 $\sigma_{su} = 4527 \text{ kg/cm}^2$ と仮定
R_1	なし	10.170	1.5	135	685	10.94	0.945	140	146	$d=0.4$ の有効高さによる引張力に有効引張力 $\sigma_{su} = 4527 \text{ kg/cm}^2$ と仮定
R_2	なし	14.500	1.5	135	570	610	0.910	159	159	
R	なし	29.000	1.5	135	530	284	0.875	210	186	同上ひびわれ発生位置から測定した有効引張力 $\sigma_{su} = 5277 \text{ kg/cm}^2$ と仮定

鋼材中の R の値はひびわれ発生状況より軟鋼方法を考慮して求めたものである。ひびわれの数が少なくて、桁が壊れておけるような状況では d は $d=0.4$ とした。

$M_u / (A_s \sigma_{su} + a_s \sigma_{sy})$ の値は図-25, 26 から求めたものである。使用鋼線の応力-歪曲線の形によつて多少結果が相違するが、簡単のために、図-20, 25, 26 を用いた。

以上の計算結果を図-28 に示してある。これは計算によつて求めた破壊曲げモーメントを横軸に、試験結果から求めた破壊曲げモーメントを縦軸にとつたものである。この図中 E 桁は東京駅 6 番ホーム桁の試験結果である。

図-28 より明らかなように、計算結果と試験結果とは $\pm 5\%$ の誤差の範囲でよく一致している。

§1. において述べた理論は設計の場合に用いる破壊曲げモーメントの計算式として十分安全に利用することができる。

§3. ポストテンション方式による桁の設計についての提案

ポストテンション方式による桁の設計の場合にはつぎの事項を考慮する必要がある。

- (1) 桁に導入されるプレストレスの値を計算する場合には、
 - (i) 鋼線緊張時に起こる摩擦による緊張力の損失
 - (ii) 鋼線を数組に分けて緊張する場合、桁の弾性歪による緊張力の損失
 - (iii) チャック部分で生ずる鋼線の滑動量による緊張力の損失

等を考慮に入れて鋼線に有効に作用している引張力を定めなければならない。有効プレストレスを計算する場合には、さらにコンクリートの乾燥収縮、クリープおよび鋼線のクリープを考慮しなければならない。

(i) の摩擦による損失は鋼線長、スペーサーの配置状況、鋼線表面の状態、等によつて異なるものであるが、全長 10 cm 程度で彎曲させた場合には最大 12~15% の損失が起こるものである。(ii) の弾性歪による損失は大体 4~5% である。(iii) チャック部分での滑動による損失は、鋼線長に関係するものである。1 mm の滑動があるとなれば、鋼線長が 1 m の場合は約 1900 kg/cm²、鋼線長が 10 m の場合には 190 kg/cm² である。したがってこの損失は部材長が大なるほどほとんど問題にならないものである。

コンクリートの乾燥収縮、クリープ、および鋼線のクリープによる損失は約 15% 程度である。

(2) 桁の撓み量計算の場合にはつぎのようにする。桁にひびわれが発生するまで、および一旦ひびわれが発

生しても、このひびわれが再び口を開くまでの間では、全断面が有効であると考えて断面2次モーメント I_0 を求め、コンクリートのヤング係数 $E_c = 40 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ (コンクリートの圧縮強度は材令28日で 500 kg/cm^2 以上) として、普通の撓方程式を用いて計算するのがよい。

(3) 桁のひびわれ荷重を計算する場合のコンクリートの曲げ引張強度は、ウェブの狭い普通の桁の場合には 50 kg/cm^2 とするのがよい。

(4) 桁の破壊曲げモーメントを計算する場合にはつぎのようにする。

(i) 鋼線とコンクリートとの間に附着のある場合 完全にグラウチングが実施された場合には、§1.(1)の(4),(6)式および与えられた鋼線の応力-歪曲線を用いて、図-19,20を画くことによつて、 M_u が容易に求められる。 $K = \frac{bd\sigma_{cu}}{A_s\sigma_{su}}$ の値が6以上の場合には、つぎの式(前掲)で M_u を求めてよい。

$$\frac{M_u}{A_s\sigma_{su}d} = \left(1 - \frac{1}{2K}\right) \dots\dots\dots (8)$$

$K \geq 6$ の場合には鋼線の有効引張応力 σ_{se} は、破壊曲げモーメントにほとんど影響は与えない。 $K < 6$ の場合には、 σ_{se} の影響を考慮に入れる必要がある。

軟鋼製のシースを用いた場合には、(8)式の $A_s\sigma_{su}$ の代りに $(A_s\sigma_{su} + a_s\sigma_{sy})$ を用いてよい。

(ii) 鋼線とコンクリートとの間に附着のない場合 グ라우チングを実施しないか、またはグラウチングを実施しても、グラウトが非常に薄いために、十分な附着強度が期待できないような場合には、つぎのように計算をする。

鋼線歪の荷重による増加量は、鋼線配置位置におけるコンクリート歪の α 倍であると仮定する。鋼線の応力-歪曲線から、与えられた α の値を用いて、図-24のような変形された応力-歪曲線を求める。この応力-歪曲線を用いて、図-20を画く。これから、 M_u を求めることができる。 α の値は鋼線の剛性、鋼線とコンクリート間の摩擦、ひびわれ発生状況、撓み曲線の状態、載荷方法、等に関係するものである。一般にはつぎのように仮定して安全である。

(a) 等分布荷重が作用する場合 $\alpha = 0.5$ (b) 集中荷重が作用する場合 $\alpha = 0.4$

(a) の場合でもひびわれが1ヶ所にだけ集中するような場合、コンクリートブロックを組み合わせた桁のような場合には $\alpha = 0.4$ とするのが安全である。

また、桁の有効高さが、桁の撓みによつて変化するような場合には、これが影響も考慮に入れなければならない。

すなわち、附着のない桁の場合には正確に桁の破壊曲げモーメントを計算することはなかなか困難である。また附着のある場合には $K \geq 6$ となれば σ_{se} は M_u にほとんど影響がないが、附着のない場合には $K \geq 12$ とならなければ、 σ_{se} は M_u に影響がある。すなわち、プレストレス導入時における作業上の誤りから、所定の緊張応力より小さい値で鋼線が引張られているような場合には、桁の破壊曲げモーメントを減少させるようなことになる。

以上のことを考慮に入れてなるべくグラウチングを完全に実施するような桁を設計することが、破壊に対する安全度の問題からも大切なことである。

第5章 プレストレス導入時における緊張力の減少について

§1. 鋼線を数本ずつ組にして緊張作業を実施することによる緊張力の減少

一般に多数の鋼線を緊張する場合には、これを数本ずつの組に分けて、緊張作業を実施する。したがつて、最初の作業で緊張された鋼線は、つぎに緊張する鋼線の作用によつてコンクリートに生ずる弾性歪(ちぢみ)のために、その引張力は減少することになる。すなわち、最初の組に緊張力 P_1 を加えたものとするれば、コンクリート部材には P_1 なる圧縮応力が作用したことになる。いま鋼線の碇着装置に何等ちぢみも滑動も生じないものとするれば、緊張装置の緊張力をゆるめると鋼線の引張力には何等の変化も起らない。つぎに第2の組を P_1 なる緊張力で緊張する。鋼線を碇着して、緊張装置の緊張力をゆるめるときには、第2組の鋼線緊張力は P_1 のままであるが、第2組の緊張作業によつてコンクリートには弾性歪を生じているから、第1組の鋼線はその張力が減少する。以下同様に第3組の鋼線を緊張すると、すでに碇着されている第1組、第2組の鋼線の引張力が減少することになる。

この鋼線張力の減少の状態は図-29 に示してある。

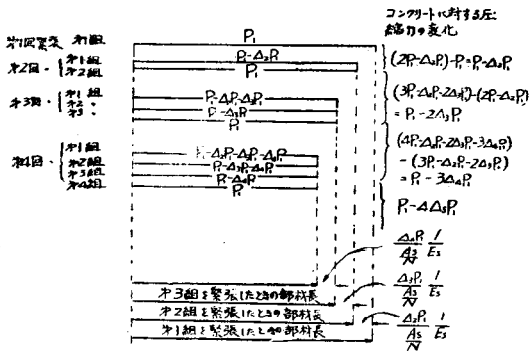
図中 $\Delta_2 P_1$ = 第2組を緊張する結果第1組鋼線における張力減少量

$\Delta_3 P_1$ = 第3 " 第1, 第2組 "

$\Delta_4 P_1$ = 第4 " 第1, 第2, 第3組 "

第2組の鋼線を緊張するとき、第1組鋼線に生ずる引張力の減少量 $\Delta_2 P_1$ を求めるのに、鋼線位置における鋼線歪の減少量と、コンクリートに作用する圧縮力の変化による歪量とを等置して考えればよい。

図-29



$$\frac{P_1 - \Delta_2 P_1}{A_c} \left(1 + \frac{e_c^2}{r_c^2} \right) \frac{1}{E_c} = \frac{N \Delta_2 P_1}{A_s} \cdot \frac{1}{E_s}$$

ここに P_1 : 1組の鋼線緊張力

N : 緊張する鋼線の組数, すなわち緊張作業の回数

故に,

$$\Delta_2 P_1 = \frac{\frac{K}{N} \cdot P_1}{1 + \frac{K}{N}} \dots \dots \dots (18)$$

$$\text{ここに } K = \frac{A_s E_s}{A_c E_c} \left(1 + \frac{e_c^2}{r_c^2} \right)$$

同様に第3組の鋼線を緊張することによって、第1,

第2組鋼線引張力の減少量 $\Delta_3 P_1$ はつぎのように求められる。

$$\frac{P_1 - 2\Delta_3 P_1}{A_c} \left(1 + \frac{e_c^2}{r_c^2} \right) \frac{1}{E_c} = \frac{N \Delta_3 P_1}{A_s} \cdot \frac{1}{E_s}$$

$$\Delta_3 P_1 = \frac{\frac{K}{N} P_1}{1 + 2 \frac{K}{N}} \dots \dots \dots (19)$$

以下同様にして $\Delta_4 P_1, \Delta_5 P_1 \dots$ が求められる。故にすべての N 組の鋼線を緊張しおわつたときの第1組鋼線引張力は

$$P_1 \left[\frac{\frac{K}{N}}{1 + \frac{K}{N}} + \frac{\frac{K}{N}}{1 + 2 \frac{K}{N}} + \frac{\frac{K}{N}}{1 + 3 \frac{K}{N}} + \dots + \frac{\frac{K}{N}}{1 + (N-1) \frac{K}{N}} \right] P_1 \dots \dots \dots (20)$$

第2組鋼線引張力

$$P_1 \left[\frac{\frac{K}{N}}{1 + 2 \frac{K}{N}} + \frac{\frac{K}{N}}{1 + 3 \frac{K}{N}} + \dots + \frac{\frac{K}{N}}{1 + (N-1) \frac{K}{N}} \right] P_1 \dots \dots \dots (21)$$

第3組鋼線引張力

$$P_1 \left[\frac{\frac{K}{N}}{1 + 3 \frac{K}{N}} + \dots + \frac{\frac{K}{N}}{1 + (N-1) \frac{K}{N}} \right] P_1 \dots \dots \dots (22)$$

第 $(N-1)$ 組鋼線引張力

$$P_1 \left[\frac{\frac{K}{N}}{1 + (N-1) \frac{K}{N}} \right] P_1 \dots \dots \dots (23)$$

第 N 組鋼線引張力

$$P_1 - 0 = P_1$$

全緊張作業が終了したときの全引張力はつぎのようになる。

$$P_i = NP_1 \left[\frac{\frac{K}{N}}{1 + \frac{K}{N}} + \frac{2 \cdot \frac{K}{N}}{1 + 2 \frac{K}{N}} + \frac{3 \cdot \frac{K}{N}}{1 + 3 \frac{K}{N}} + \dots + \frac{(N-1) \frac{K}{N}}{1 + (N-1) \frac{K}{N}} \right] P_1$$

$$\frac{P_i}{NP_1} = 1 - \frac{1}{N} \left[\left(1 - \frac{1}{1 + \frac{K}{N}}\right) + \left(1 - \frac{1}{1 + 2 \frac{K}{N}}\right) + \left(1 - \frac{1}{1 + 3 \frac{K}{N}}\right) + \dots + \left(1 - \frac{1}{1 + (N-1) \frac{K}{N}}\right) \right]$$

$$= 1 - \frac{1}{N} \left[(N-1) - \sum_{m=1}^{N-1} \frac{1}{1 + m \frac{K}{N}} \right] = \frac{1}{N} \left[1 + \sum_{m=1}^{N-1} \frac{1}{1 + m \frac{K}{N}} \right] \dots \dots \dots (24)$$

一般に K は小さい値であり, $m \leq (N-1)$ であるから $m \frac{K}{N} \ll 1$ である。したがって

$$\left(1 + m \frac{K}{N}\right)^{-1} = 1 - m \left(\frac{K}{N}\right) + \left(m \frac{K}{N}\right)^2 - \left(m \frac{K}{N}\right)^3 + \left(m \frac{K}{N}\right)^4 - \dots \dots \dots$$

となる。

したがって

$$\sum_{m=1}^{N-1} \frac{1}{1 + m \frac{K}{N}} = 1 - \left(\frac{K}{N}\right) + \left(\frac{K}{N}\right)^2 - \left(\frac{K}{N}\right)^3 + \left(\frac{K}{N}\right)^4 \dots \dots \dots$$

$$+ 1 - \left(2 \frac{K}{N}\right) + \left(2 \frac{K}{N}\right)^2 - \left(2 \frac{K}{N}\right)^3 + \left(2 \frac{K}{N}\right)^4 \dots \dots \dots$$

$$+ \dots \dots \dots$$

$$+ 1 - (N-1) \left(\frac{K}{N}\right) + (N-1)^2 \left(\frac{K}{N}\right)^2 - (N-1)^3 \left(\frac{K}{N}\right)^3 + \dots \dots \dots$$

$$= (N-1) - \left(\frac{K}{N}\right) (1+2+3+\dots+N-1) + \left(\frac{K}{N}\right)^2 (1^2+2^2+3^2+\dots+N-1^2)$$

$$- \left(\frac{K}{N}\right)^3 (1^3+2^3+3^3+\dots+N-1^3) + \dots \dots \dots (25)$$

一般に,

$$1 + 2^n + 3^n + 4^n + \dots + (N-1)^n = \frac{1}{n+1} \phi_{n+1}(N)$$

$$\phi_1(N) = N, \quad \phi_2(N) = N(N-1), \quad \phi_3(N) = N(N-1) \left(N - \frac{1}{2}\right), \quad \phi_4(N) = N^2(N-1)^2$$

$$\phi_5(N) = N(N-1) \left(N - \frac{1}{2}\right) \left(N^2 - N - \frac{1}{3}\right), \quad \phi_6(N) = N^2(N-1)^2 \left(N^2 - N - \frac{1}{2}\right)$$

以上の結果を (25) 式に代入すると,

$$\sum_{m=1}^{N-1} \frac{1}{1 + m \frac{K}{N}} = (N-1) - \frac{K}{N} \frac{N(N-1)}{2} + \left(\frac{K}{N}\right)^2 \frac{N(N-1)(2N-1)}{6}$$

$$- \left(\frac{K}{N}\right)^3 \frac{N^2(N-1)^2}{4} + \left(\frac{K}{N}\right)^4 \frac{N(N-1) \left(N - \frac{1}{2}\right) \left(N^2 - N - \frac{1}{3}\right)}{5}$$

$$- \left(\frac{K}{N}\right)^5 \frac{N^2(N-1)^2 \left(N^2 - N - \frac{1}{2}\right)}{6} + \dots \dots \dots$$

故に

$$\frac{P_i}{NP_1} = 1 - \frac{K}{2} \frac{N-1}{N} + \frac{K^2}{6} \frac{(N-1)(2N-1)}{N^2} - \frac{K^3}{4} \frac{(N-1)^2}{N^2}$$

$$+ \frac{K^4}{30} \frac{(N-1)(2N-1)(3N^2-3N-1)}{N^4} - \frac{K^5}{12} \frac{(N-1)^2(2N^2-2N-1)}{N^4} + \dots \dots \dots (26)$$

(26) 式によれば K の値が小さい場合には, P_i/NP_1 を容易に計算することができる。計算結果を示すと表-2)

図-30 のようになる。

表-20 P/NP_1 計算結果

$N \backslash K$	0.05	0.10	0.20
4	0.981	0.964	0.929
8	0.979	0.959	0.921
12	0.9775	0.957	0.918
16	0.977	0.955	0.915
32	0.976	0.953	0.911

以上の結果から明らかなように P/NP_1 は N が大きいほど、また K が大きいほど、小さくなる。すなわち全引張力の減少率は大きくなる。一般には、 $A_s/A_c < 0.01$ (1%), $(1 + \frac{e_c^2}{r_c^2}) < 3$, $E_s/E_c \cong 5$ であるから、 $K \leq 0.20$ である。 $K=0.20$ となるような部材は非常に例が少ないのであつて、普通は 0.10 程度である。

K が一定の場合、 N が大きくなると、全引張力の減少量は大きくなるが、 N を 2 倍、3 倍にしてもそれほど減少量は大きくなりません。たとえば、 $K=0.10$ で $N=4$ で 0.964 であるが、これを 8 倍して $N=32$ としても、0.953 となるにすぎない。

(20), (21)……等から明らかなように、はじめに緊張した鋼線ほどその張力は減少量が大きい。したがつて各鋼線張力は相互に異なるものである。この相違がどの程度のものであるかを求める。

第 m 組の張力は

$$P_1 - \frac{K}{N} \sum_{m=m}^{N-1} \frac{1}{1+m \frac{K}{N}} P_1 = P_1 \left[1 - \frac{K}{N} \sum_{m=m}^{N-1} \frac{1}{1+m \frac{K}{N}} \right] \dots\dots\dots (27)$$

しかるに

$$\begin{aligned} \frac{K}{N} \sum_{m=m}^{N-1} \frac{1}{1+m \frac{K}{N}} &= \frac{K}{N} \left[1 - \left(m \frac{K}{N}\right) + \left(m \frac{K}{N}\right)^2 - \left(m \frac{K}{N}\right)^3 + \left(m \frac{K}{N}\right)^4 - \dots\dots\dots \right. \\ &\quad \left. + 1 - (m+1) \frac{K}{N} + (m+1)^2 \left(\frac{K}{N}\right)^2 - (m+1)^3 \left(\frac{K}{N}\right)^3 + \dots\dots\dots \right. \\ &\quad \left. + 1 - (N-1) \frac{K}{N} + (N-1)^2 \left(\frac{K}{N}\right)^2 - (N-1)^3 \left(\frac{K}{N}\right)^3 + \dots\dots\dots \right] \\ &= \frac{K}{N} \left[(N-m) - \left(\frac{K}{N}\right) (m + \overline{m+1} + \overline{m+2} + \dots + \overline{N-1}) \right. \\ &\quad \left. + \left(\frac{K}{N}\right)^2 (m^2 + \overline{m+1}^2 + \overline{m+2}^2 + \dots + \overline{N-1}^2) \right. \\ &\quad \left. - \left(\frac{K}{N}\right)^3 (m^3 + \overline{m+1}^3 + \overline{m+2}^3 + \dots + \overline{N-1}^3) \right. \\ &\quad \left. + \dots\dots\dots \right] \dots\dots\dots (28) \end{aligned}$$

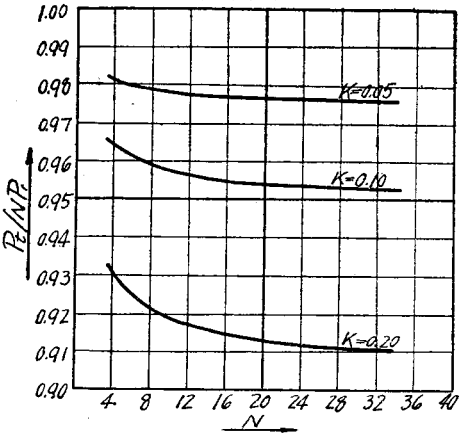
しかるに、 $1^n + 2^n + 3^n + 4^n + \dots + (N-1)^n = \frac{1}{n+1} \phi_{n+1}(N)$
 $1^n + 2^n + 3^n + \dots + (m+1)^n = \frac{1}{m+1} \phi_{n+1}(m)$

であるから、

$$m^n + (m+1)^n + (m+2)^n + \dots + (N-1)^n = \frac{1}{n+1} \phi_{n+1}(N) - \frac{1}{m+1} \phi_{n+1}(m) \dots\dots\dots (29)$$

(28), (29) を (27) に代入すると、第 m 組の張力は、

図-30 緊張する鋼線組数 (N) と全緊張力 (NP_1) との関係



$$P_1 - P_1 \left[K \left(1 - \frac{m}{N} \right) - \frac{\left(\frac{K}{N} \right)^2}{2} \{ \phi_2(N) - \phi_2(m) \} + \frac{\left(\frac{K}{N} \right)^3}{3} \{ \phi_3(N) - \phi_3(m) \} - \dots \right]$$

この式を変形すると、

$$P_m = P_1 \left[1 - \left\{ K \left(1 - \frac{m}{N} \right) - \frac{K^2}{2} \frac{N(N-1) - m(m-1)}{N^2} + \frac{K^3}{6} \frac{N(N-1)(2N-1) - m(m-1)(2m-1)}{N^3} - \frac{K^4}{4} \frac{N^2(N-1)^2 - m^2(m-1)^2}{N^4} + \dots \right\} \right] \dots \dots \dots (30)$$

以上の(30)式を数値計算した結果を表-21 および図-31 に示してある。

表-21 P_m/P_1 計算結果

K	m \ N	P_m/P_1							
		1	2	3	4	5	6	7	8
0.05	4	0.963	0.976	0.988	1.000				
	8	0.957	0.963	0.970	0.976	0.982	0.988	0.994	1.000
	16	0.955	0.957	0.961	0.964	0.967	0.970	0.973	0.976
	32	0.952	0.954	0.956	0.957	0.959	0.961	0.962	0.963
0.10	4	0.929	0.953	0.976	1.000				
	8	0.917	0.929	0.941	0.953	0.965	0.977	0.988	1.000
	16	0.910	0.917	0.923	0.929	0.935	0.941	0.948	0.953
	32	0.908	0.911	0.914	0.917	0.920	0.923	0.926	0.929

以上、計算結果によると鋼線を数組に分けて緊張する作業による鋼線張力の減少量についてつぎのように言える。

(1) 全鋼線張力の減少を少なくするためには、 N を小さくすることである。すなわち、鋼線作業回数をへらせばよい。このためには数本の鋼線を一度に緊張するように装置を考える。本研究に用いたチャックを用いるとすれば、桁の両端に緊張装置を配置して同時に緊張作業を実施すれば、片側だけで緊張する場合にくらべて作業回数は1/2とすることができて有利である。

(2) 第1組の鋼線張力の減少は相当に大きい。 $K=0.10$, $N=16$ の場合、最後に緊張した鋼線張力とは、その差が9%にも達する。したがって全鋼線について、すべての張力を一様にすることは、実際の施工では困難である。もちろん、第1組、第2組、第3組の順でその緊張力を P_1 より大きくしておけばよいのであるが、どれだけ大きくするかを計算することは非常に面倒でもあり、また施工をいたずらに複雑とし、実際的ではない。

(3) 鋼線の全張力 P_t は常に NP_1 より小さくなるのであるから、設計計算の場合には、これを考慮に入れておかなければならない。

§2. 鋼線緊張時における摩擦損失

直線状の鋼線が折れ曲つて緊張される場合、彎曲して緊張される場合には、鋼線と支圧面に摩擦力が作用する。この摩擦力によつて緊張力は減少することになる。直線部の鋼線でもスペーサーの配置が悪く、図-32のように鋼線緊張時に、鋼線を折れ曲げるようなことが起るのである。また、図-33のようにチャック部分で鋼線をくさびの角度にそつて緊張すれば、この点でかならず鋼線が折れ曲つて摩擦損失が起るのである。また、図-34のように、鋼線を円形またはパラボラ形に彎曲させて緊張する場合にも、摩擦減少が起るものである。いまこれらの摩擦損失の計算法を示す。

図-31 緊張する鋼線組数 (N) と各組緊張力減少との関係

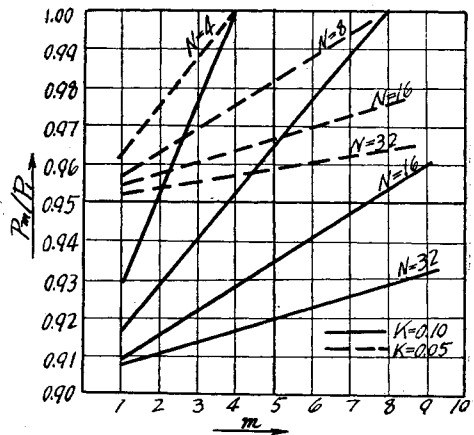


図-32 鋼線とスペーサーとの間の摩擦



図-33 チャック部の摩擦

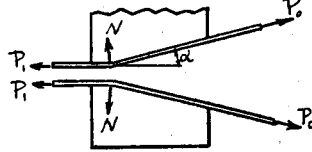
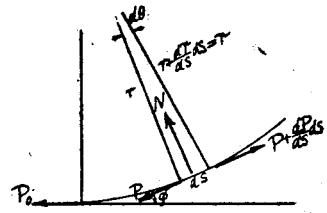


図-34 彎曲部の摩擦



鋼線が1点で折れ曲がる場合、この鋼線緊張方向の変化を α とする。この α は小さいものと仮定する。この折れ曲り点における反力 N は

$$N \cong 1/2 \text{ arc } \alpha (P_0 + P_1) \dots\dots\dots (31)$$

で表わすことができる。

摩擦係数を μ とすれば、摩擦力 R は、 $R = \mu N$ であるから、緊張力 P_0 は R だけ減少する。

$$P_1 = P_0 \cos \alpha - \mu N \cong P_0 - \mu N \dots\dots\dots (32)$$

多数の折れ曲り点があれば、

$$P_n = P_0 - \mu (N_1 + N_2 + \dots + N_n) = P_0 - \mu \Sigma N \dots\dots\dots (33)$$

(31) 式を (33) 式に代入すると、

$$P_n \cong P_0 - \frac{1}{2} \mu \Sigma \alpha_n (P_0 + P_n) \dots\dots\dots (34)$$

摩擦抵抗を大きく見込むならば $P_0 \cong P_n$ とすればよいから、

$$P_n \cong P_0 (1 - \mu \Sigma \text{arc } \alpha) \dots\dots\dots (35)$$

とすることができる。

鋼線が彎曲している場合には図-33 において微小部分 ds についての平衡を考える。

$$N = \left(P + \frac{dP}{ds} ds \right) \frac{d\theta}{2} + T \frac{d\theta}{2} \cong P d\theta \dots\dots\dots (36)$$

$$P + \frac{dP}{ds} ds - P + \mu N = 0 \dots\dots\dots (37)$$

(36) 式と (37) 式とから、

$$\frac{dP}{ds} ds = -\mu P d\theta$$

となる。すなわち、

$$\frac{dP}{P} = -\mu d\theta$$

両辺を積分すると

$$\log_e \left(\frac{P}{P_0} \right) = -\mu (\theta - \theta_0)$$

すなわち、

$$\frac{P}{P_0} = e^{-\mu (\theta - \theta_0)}$$

$$P = P_0 e^{-\mu (\theta - \theta_0)} = P_0 e^{-\mu \varphi} \dots (38)$$

φ : 彎曲線に対する切線の角変化

本研究で用いたチャックの寸法は図-35に示してある。鋼線をこのチャックの溝にそつて緊張するものとすれば、鋼線の角変化は $5^\circ 11'$ である。緊張力を P_0 とすると、チャックを通過する緊張力は (32) 式によつて

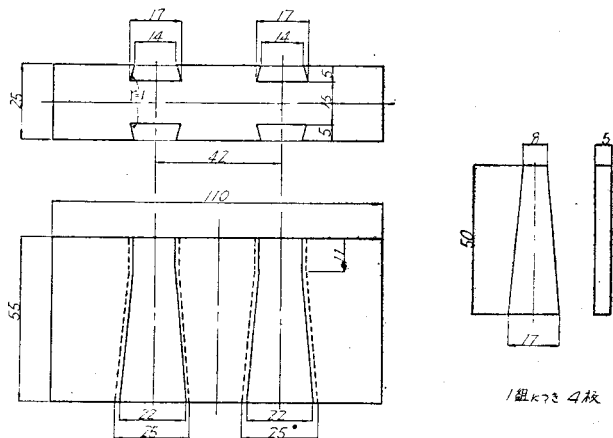
$$P = (0.996 - 0.091 \mu) P_0 \dots\dots\dots (39)$$

で与えられる。

実際の緊張作業中における引張力の損失を測定するために、図-35 のような装置を用いた。

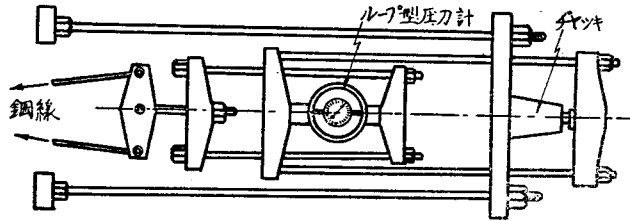
この装置を桁両端に配置し、一方の端で鋼線を緊張し、ループ圧力計が所定の圧力を示すまで、チャッキを作

図-35 鋼線用チャック I 型



1組につき4枚

図-36 緊張装置の概要



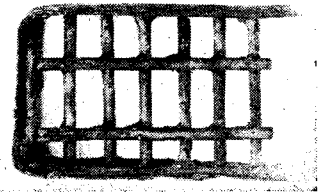
動させる。この際なるべく摩擦損失を小さくするために、鋼線をハンマーで打撃し、圧力計の指示に変化を生じないようにするまでチャッキを作用させる。緊張側ループの指示が一定となつたとき、他端固定端にある装置のループ圧力計の指示を読んだ。このとき緊張端のループの読みを T 、固定端ループの読みを T' とする。多数の測定結果は表-22 に示してある。

以上の結果をつぎのように整理する。ループ形圧力計の指示する鋼線緊張力は、緊張装置における鋼線緊張方向（チャックの溝の拡大する角度）の張力ではなく、この張力の桁軸方向の分力である。したがって実際の鋼線緊張力（1本当り） P_0 は $P_0 = \left(\frac{T}{2}\right) / \cos \alpha = 1.004 \left(\frac{T}{2}\right)$ である。チャック部分で鋼線は折れ曲るから (39) 式によつて、桁の内部での張力 P は、

$$P = 1.004 (0.996 - 0.091 \mu) \left(\frac{T}{2}\right) = \left(\frac{T}{2}\right) (1.00 - 0.0914 \mu)$$

となる。鋼線は緊張端のチャックを通ることによつて上記のような引張力になるが、直線部分でもスペーサーとの間で損失が起る。とくにスペーサーが完全に同一直線上になくて、鋼線がスペーサーの位置で折れ曲るならば、この摩擦損失はいちじるしく大となる。この試験に用いた写真-14に示すようなスペーサーは、スペーサー位置で鋼線の折れ曲りを生じやすくまた、鋼線と接触すれば大きい摩擦を生ずるものと考えられる。水平のスペーサーは容易に上下に移動可能で鋼線に折れ曲りを生じないことが望ましい。いま、直線区間での摩擦損失は 1m 当りの百分率で示すことにする。

写真-14 スペーサー



直線部分で摩擦損失を起してからの鋼線緊張力を P' とすれば

$$P' = P(1 - \beta l) \dots\dots\dots (40)$$

l : 直線部分の長さ (m)

固定端のチャックを通過してからの鋼線引張力 $P_0' = P'(0.996 - 0.091 \mu)$ 、固定端装置の圧力計に示される値を T' とすれば

$$\begin{aligned} \left(\frac{T'}{2}\right) &= P_0' \cos \alpha = (0.992 - 0.0906 \mu) P' \\ &= \left(\frac{T}{2}\right) (1.00 - 0.0914 \mu) (0.992 - 0.0906 \mu) (1 - \beta l) \end{aligned}$$

となるから、

$$(T'/T) = (1.00 - 0.0914 \mu) (0.992 - 0.0906 \mu) (1 - \beta l) \dots\dots\dots (41)$$

チャックを配置しないで緊張した場合には同様にして (T'/T) はつぎようになる。この場合にも鋼線は多少角変化を生ずるが、これは小さいから無視し、直線区間における減少だけを考えてある。

$$T'/T = 1 - \beta l \dots\dots\dots (42)$$

つぎに彎曲した鋼線の場合には、彎曲による摩擦損失は (38) 式で表わされる。実際には、スペーサーはある間隔で配置されているのであるから、(38) 式の場合のように鋼線が連続的な接触面を有する場合はそのまま成立しないのである。しかしスペーサー間隔が狭ければ、近似的に (38) 式を用いてもよいであろう。試験に際しては中央部分に l_1 なる直線区間が存在しているから、この場合の T'/T はつぎの式で表わされる。

$$T'/T = (1.00 - 0.0914 \mu) (0.992 - 0.0906 \mu) (1 - \beta l_1) e^{-2\alpha \mu} \dots\dots\dots (43)$$

以上の計算結果を用い、表-20 の値の T'/T について結果を整理し、 β, μ を求める。

No. 1~No. 8 のデータから、 $\beta = 0.0057$ となる。すなわち、直線部分でも、長さ 1m につき 0.6% の引張力の減少が生ずる。

No. 9~No. 16 のデーターを用い、直線部分の摩擦損失を 1m につき、0.6% として、 μ を求めると、 $\mu=0.313$ となる。

No. 17~No. 46 のデーターを用い、直線部分の摩擦損失を 1m につき、0.6% として、チャック部分で生ずる摩擦損失から、この部分の μ を求めると、 $\mu=0.32$ となる。

No. 47~No. 62 のデーターから、平均 $\mu=0.35$ となる。

No. 63~No. 80 のデーターから、平均 $\mu=0.356$ となる。

表-22 T と T' との測定結果

No	T _(max)	T _(min)	T'/T	備考
1	420	388	0.924	直線部鋼線
2	391	377	0.964	$\alpha=10.2^\circ$
3	420	384	0.914	チャック部設置して
4	391	376	0.961	チャック部の設置して
5	420	382	0.910	直線部鋼線
6	420	376	0.895	直線部鋼線
7	391	384	0.982	
8	391	391	1.000	
平均				0.941
9	430	359	0.833	曲線部鋼線
10	430	383	0.891	$\alpha=10.2^\circ$
11	430	376	0.873	直線部 $\alpha=3.76^\circ$
12	430	379	0.882	チャック部設置して
13	430	379	0.882	チャック部の設置して
14	430	372	0.865	直線部鋼線
15	430	379	0.882	
16	430	372	0.865	
平均				0.875
17	414	374	0.902	直線部鋼線
18	414	356	0.860	
19	414	380	0.918	チャック部設置して
20	414	384	0.927	チャック部の設置して
21	414	408	0.985	直線部鋼線
22	414	352	0.850	直線部鋼線
23	414	373	0.902	
24	414	364	0.879	
25	400	376	0.940	
26	400	372	0.930	
27	400	386	0.965	
28	400	390	0.975	
29	400	358	0.895	
30	400	372	0.930	
31	400	366	0.915	
32	400	353	0.880	
33	391	353	0.903	
34	391	369	0.945	
35	391	370	0.947	
36	391	370	0.947	
37	420	376	0.894	
38	420	350	0.833	
39	420	373	0.888	
40	420	350	0.833	
41	420	345	0.821	
42	420	361	0.860	
43	420	376	0.895	
44	420	380	0.905	
45	420	346	0.824	
46	420	361	0.860	
平均				0.888
47	429	352	0.821	直線部鋼線
48	429	362	0.844	$\alpha=10.2^\circ$
49	429	362	0.844	直線部 $\alpha=3.76^\circ$
50	429	370	0.862	チャック部設置して
51	429	358	0.835	直線部鋼線
52	429	354	0.825	直線部鋼線
53	429	341	0.795	
54	429	344	0.802	
55	420	330	0.783	
56	420	372	0.886	
57	420	342	0.814	
58	420	358	0.852	
59	420	358	0.852	
60	420	360	0.857	
61	420	318	0.758	
62	420	340	0.811	
平均				0.824
63	448	338	0.753	曲線部鋼線
64	448	354	0.789	$\alpha=15.7^\circ$
65	448	368	0.821	直線部 $\alpha=3.76^\circ$
66	426	331	0.778	チャック部設置して
67	426	334	0.785	直線部
68	426	366	0.857	
69	426	338	0.794	
70	426	317	0.745	
71	426	328	0.770	
72	426	310	0.728	
73	426	314	0.738	
74	426	328	0.770	
75	426	328	0.770	
76	426	332	0.780	
77	426	320	0.752	
78	426	320	0.752	
79	426	316	0.742	
80	426	310	0.728	
平均				0.778

以上の試験結果から求められた、摩擦係数 μ および B は鋼線の表面の状態によつて異なるものであることはもちろんである。この試験では鋼線表面は相当に錆を生じていた。すなわち、鋼線を組立ててのち、試験までの日数は約3週間であつた。防水的なシース中に配置されているが、空気中の湿気によつて相当錆を生じている状態である。

普通現場で鋼線を組立て、コンクリート打ちをしてから、鋼線を緊張するまでには、約3週間程度経過するものと考えられるので、以上の数値は普通に考えられる値としてよいであろう。

すなわち、直線部分においては 1m につき 0.6% の引張力の減少を曲線部分では摩擦係数 μ を 0.35 と考えれば安全である。

以上述べたところを要約するとつぎのように云える。

鋼線緊張作業において、鋼線を図-35のようなチャックの溝によつて緊張する場合、緊張装置の示す荷重を T とすれば、

(a) 直線部分において一端を固定し、他端からのみ緊張作業を実施するものとすれば、桁中央断面における鋼線の引張力 P はつぎの式で示される。

$$P = 0.97(1 - 0.003 l) T \dots\dots\dots(44)$$

l : シース内の鋼線の長さ (m)

(b) 曲線部分において、鋼線をその両端から同時に緊張作業を実施するものとすれば、桁中央断面における鋼線の引張力 P はつぎの式で表わされる。

$$P = 0.97(1 - 0.003 l_1) e^{-0.35 \alpha T} \dots\dots\dots(45)$$

l_1 : 直線部分がある場合その長さ (m)

α : 鋼線端の緊張方向と、桁中央断面における鋼線方向のなす角 (ラジアン)

§3. チャックを打ち込んだ後に生ずる鋼線滑动による緊張力の損失

鋼線の緊張を終り、くさびをチャックに打ち込んで、チャッキの張力をゆるめる場合鋼線の滑动を生ずる場合がある。この滑动の結果鋼線の引張応力が減少することになる。

この鋼線端の滑动が同一量であつても、鋼線引張応力の減少量は鋼線の長さによつて異なるものである。普通の場合には、チャック部での滑动量は 1~3 mm 程度である。

碇着される鋼線長が 1m とすれば、上記の滑动量によつて鋼線応力は $E_s \left(\frac{\Delta l}{l} \right) = 19 \times 10^8 \times \frac{1}{1000} \sim 19 \times 10^8 \times \frac{3}{1000} = 1900 \sim 5700 \text{ kg/cm}^2$ だけ減少することになる。碇着される鋼線長が 10m となると、鋼線応力の減少量は $190 \sim 570 \text{ kg/cm}^2$ となるのである。したがつて長さ 10m の部材の場合には鋼線応力は 2~5% 減少することになる。しかし、くさびを特に強打して十分に打込む場合には鋼線の滑动はほとんど認められないことは第3章で述べたとおり

である。このような施工方法によれば、鋼線の滑動による緊張力の減少は起らないのである。一旦定着されたチャック部分における滑動の有無を考察してみる。

図-37のような定着状態において α は鋼線の開き角の $1/2$ 、 ϕ を鋼線がチャック部で滑動するときの摩擦角とする。力の平衡から近似的に $R=T/(\alpha+\phi)$ となる。何故ならば、

$$R_1 \sin \phi + R \sin \alpha = T \quad R_1 \cos \phi = R \cos \alpha$$

であるから、第2式から、 R_1 を求めて第1式に代入すると、 $R = T \frac{\cos \phi}{\sin(\alpha + \phi)}$ となるからである。図-37 に示したチャックの場合で、

$$\alpha = \frac{4}{44} = \frac{1}{11} = 0.091 \quad \phi = 0.2$$

とすれば、 $R = \frac{T}{0.291} = 3.43T$ となる。 $T = 2.0t$ とすれば、 $R = 6.86t$ である。したがって長さ 1cm 当り $1.56t$ の圧力が作用することになる。

いま μ をくさびと鋼線との間の摩擦係数とすれば、摩擦力は、 μR となる。チャック本体との間の摩擦力は ϕR となる。したがって合計 $R(\phi + \mu)$ である。これと鋼線張力 T との間につきの関係が成立すれば滑動は起らない。

$$R(\phi + \mu) > T \quad R = T/(\alpha + \phi) \quad \text{を代入すると、}$$

$$R(\phi + \mu) - T = T \left[\frac{\phi + \mu}{\alpha + \phi} - 1 \right] = T \frac{\mu - \alpha}{\alpha + \phi}$$

となる。したがって $\mu > \alpha$ でなければ鋼線は滑動することになる。すなわち図-35のようなチャックの場合には摩擦係数 μ は、 0.091 よりは常に大でなければならない。

もし、 μ が小さい場合には α を小さくする必要がある。 α を小さくすると R が大となる。くさび、チャック本体の溝部に作用する単位長さ当りの圧力が増大することを防ぐためには、チャックの長さを増大させる必要が起る。

摩擦係数 μ は、くさびと鋼線との間の接触圧力が増大する場合には、増加するものであるから、くさびを強く打ち込むことは鋼線の滑動を防ぐのに非常に有効なことである。

第6章 結 論

本研究によつて、ポストテンション方式による桁の施工、設計に関して特に注意しなければならない事項としてつぎのことが明らかとなった。

(1) 摩擦に関する事項 (2) グラウチング作業に関する事項 (3) 設計上考慮すべき事項

§1. 摩擦に関する事項

摩擦によつておこる鋼線緊張力の減少は相当に大きいものである。彎曲させた鋼線では摩擦によつて緊張力の損失を生ずることはもちろんであるが、直線鋼線の場合でも、摩擦によつて緊張力の損失を生ずることは注目しなければならない。シースの剛性が小さくコンクリート打ち中に変形を生ずるときには、このために起る摩擦は非常に大である。またシースにすき間があつてこれからセメントペーストが流入しているような場合にも同様に大きい摩擦を生ずるものである。また、スペーサーの製作方法、構造、等が不適当な場合にも大きい摩擦を生ずる。鋼線端においては、シースの断面を大きくし、 2.0m 以上の区間にわたつてゆるやかに断面をせばめるようにして、鋼線緊張時の角変化を最小にするように注意する必要がある。

鋼線緊張作業中に、緊張中の鋼線に打撃を与えるか、振動を与えるかすれば、摩擦を減少させることができる。

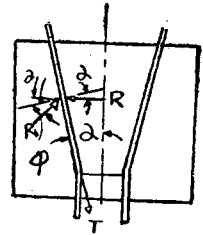
摩擦による鋼線緊張力の損失をできるだけ小さくするには、鋼線を両端から同時に緊張するようにするのがよい。彎曲した鋼線を緊張する場合には、特にこの注意が大切である。

§2. グラウチング作業に関する事項

グラウチングによつて鋼線とコンクリートとの間に附着を生ぜさせるように設計された桁においてはグラウチングを完全に実施しないと、桁の破壊曲げモーメントが設計値より小さいものとなるものであることに注意しなければならない。

グラウチングに用いるセメントペーストは分離をおこしたり、シース内に遊離した水が残つたりするほど薄いものであつてはならない。このため、水-セメント重量比の小さいセメントペーストを圧力を加えて注入するよ

図-37



うにしなければならない。

シースにはすくなくとも両端にグラウチング用のパイプを取りつけておき、一端からグラウチングをする場合、他端から容易に空気が逃げられるようにし、またグラウチング実施の状況をチェックできるようにすることが大切である。

§ 3. 設計上考慮すべき事項

プレストレストの計算に際しては、鋼線の摩擦、曲げ上げ鋼線を数組に分けて緊張する場合桁の弾性歪、および碇着部における鋼線の滑動、による各緊張力の損失量を考慮に入れなければならない。

(i) 摩擦による減少量は本試験に用いたチャックを使用するものとすればつぎのようになる。

(a) 直線部で一端を固定し、他端を T なる張力で緊張する場合、桁中央の鋼線引張力 P はつぎのようになる。

$$P = 0.97(1 - 0.003l) \quad l: \text{シース内の鋼線長 (m)}$$

(b) 彎曲した鋼線をその両端で T なる張力で緊張する場合、桁中央の鋼線引張力 P はつぎのようになる。

$$P = 0.97(1 - 0.003l_1)e^{-0.35\alpha T}$$

l_1 : 直線部分がはさまれたときその長さ (m) α : 鋼線端の緊張方向と桁中央における鋼線方向とのなす角 (ラジアン)

(ii) 鋼線を数組に分けて緊張することによつておこる損失は普通の場合 4~5% である。

(iii) 鋼線碇着部におこる滑動による緊張力の損失は、部材長が 10 m 以上ともなり、くさびの打ち込みが完全であれば最大 2% 程度のものである。

破壊曲げモーメントを計算する場合には、鋼線とコンクリートとの間に附着の有無によつて、計算方法を異なるものとしなければならない。

鋼線とコンクリートとの附着が完全であれば、普通の場合 (特に過鉄筋でない場合、コンクリートの圧縮強度が特に小さい場合は除く) Whiteny の塑性理論がそのまま適用できる。すなわち、鋼線応力としてその引張強度を用いる。軟鋼製のシースを用いた場合には、軟鋼はその降伏点応力に達しているものと考えて破壊曲げモーメントの計算に考慮してもよい。

鋼線とコンクリートとの間に附着のない場合には、破壊曲げモーメントの計算方法が非常にめんどうであるばかりではなく、桁のひびわれ状況、彎曲線、鋼線の有効引張応力度、載荷方法、等によつて、破壊曲げモーメントが異なってくる。また一般に鋼線の引張強度を完全に利用しつづることができないのが普通である。したがつて特別な場合を除いて、重要な構造物では、完全なグラウチングを実施して、鋼線とコンクリートとの間に附着を生ぜさせるような桁とするのがよい。

以上第 1 報の全般についての考察をもとにしてポストテンション方式によつてプレストレスト コンクリートを施工設計する場合の指針をつぎのように提案したい。

ポストテンション方式によるプレストレスト コンクリート桁 の施工および設計指針

1. 材 料

- 1.1. コンクリートは材令 28 日で圧縮強度は 450 kg/cm² 以上でなければならない。
- 1.2. 鋼線は降伏点応力なるべく高いものを用いなければならない。降伏点応力は引張強度の 80% 以上でなければならない。
鋼線はクリープのなるべく小さいものを用いなければならない。

2. シースおよびスペーサー

- 2.1. シースは 0.5 mm 以上の厚さの鋼板を用い、十分な剛性をもつような構造として、コンクリート打ち中に変形を生じないようにしなければならない。このため補剛材を配置する必要がある。
- 2.2. シースの接合部はセメントペーストがもらえないような構造でなければならない。
- 2.3. シース内にはスペーサーを配置し、鋼線位置を正しく保つようにしなければならない。
- 2.4. スペーサーと鋼線との間の摩擦をできるだけ減少させるようにスペーサーの構造を考えなければならない。鋼線緊張後にグラウチングを実施する場合には摩擦を減少するためにスペーサーおよび鋼線に油をぬつてはならない。

3. 鋼線の緊張作業

- 3.1 鋼線緊張装置は所定の緊張力が正しくえられるような装置でなければならない。
- 3.2 鋼線端の碇着は確実に鋼線を握めるような装置を用いなければならない。
- 3.3 鋼線緊張作業中に、鋼線とシースとの間の摩擦を減少させるため、鋼線を打撃するかまたは適当な振動を与えるかしなければならない。
- 3.4 彎曲した鋼線を緊張する場合には鋼線両端から同時に緊張することが望ましい。

4. 目 地

コンクリート ブロックを組合せて部材を造る場合の注意事項である。

- 4.1. コンクリート ブロックの接合部分にはプaster、型わく、等を用いて目地を造るのがよい。
- 4.2. セメント ベーストまたはモルタルは目地のすみずみまで行きわたらせなければならない。
- 4.3. 目地モルタルを打つたならば、ただちに鋼線の一部を緊張し(この場合桁のいかなる断面にも引張応力が生じないように緊張力を決定する。これには桁の自重をも考慮に入れなければならない)、コンクリート ブロックの接合面を強く押しつける。このようにして目地の強度が所定の値に達したならば 再び全部の鋼線を緊張する。

5. グラウチング

- 5.1. グラウチング実施前にシース内のごみ、雑物を取り去るために適当な方法(例えば圧縮空気によるなど)、掃除しなければならない。
- 5.2. グラウトは分離を起すほど薄いものであつてはならない。W/C=50% 以下のものを圧入することが望ましい。
- 5.3. グラウチング実施の状況をチェックしなければならない。

6. 設 計

- 6.1 ポストテンション方式による場合、プレストレス導入直後のプレストレスの計算にはつぎの事項を考慮しなければならない。

(a) 鋼線とシースとの間の摩擦力 鋼線が直線状に配置されている場合にも、スペーサーの構造の不備によつて摩擦を生ずる。この場合の引張力の減少は 1 m につき 0.6% と考えればよい。

鋼線が彎曲している場合、鋼線引張力方向の変化角を α とすれば、鋼線引張力は摩擦によつて減少する。角変化 α (ラジアン) を生じたのちの鋼線引張力と鋼線端緊張力との比は $e^{-0.35\alpha}$ となる。すなわち摩擦係数は 0.35 と考えて安全である。

(b) 鋼線を数組に分けて緊張する場合、あとで緊張する鋼線緊張力によつて桁には弾性歪を生ずる。この弾性歪によつて前に碇着された鋼線歪が減少し、すなわち引張応力が減少する。これによる全引張力の減少は 4~5% である。

(c) 鋼線碇着時に碇着装置において生ずる滑動量

- 6.2. 有効プレストレスを求める場合のコンクリートの乾燥収縮クリープ、鋼線のクリープ、等についてはつぎの値を用いてよい。

i) コンクリートの乾燥収縮量は $25\sim 30 \times 10^{-5}$ ii) コンクリートのクリープ特性は屋外においては普通の場合 $\phi_t = 2.0\sim 3.0$ iii) 鋼線のクリープによる引張応力の減少は 4~10% 一般の場合簡単に有効プレストレスはプレストレス導入直後の 85% と考えてよい。

- 6.3. ひびわれ荷重の計算に用いるコンクリートの曲げ引張強度は 60 kg/cm^2 と仮定してよい。

- 6.4. 桁の破壊荷重は鋼線とコンクリートとの間に附着力のある場合、普通の場合つぎの式で求めてよい。

$$M_u = A_s \sigma_{su} \left(d - \frac{A_s \sigma_{su}}{2 b \sigma_{28}} \right) \quad \text{ただし} \quad \frac{A_s \sigma_{su}}{b \sigma_{28}} \leq (\text{圧縮側フランジ厚さ})$$

ここに M_u : 破壊曲げモーメント, A_s : 鋼線断面積, σ_{su} : 鋼線の引張強度, σ_{28} : コンクリートの材令 28 日における圧縮強度, d : 桁の有効高さ

シースの断面積の大きい場合には、この強度を計算に考慮してよい。これには鋼板はその降伏点に達しているものと考えてよいのである。

ポストテンション方式による場合でグラウチングを実施しないか、またはグラウチングをしても有効でない場合には上記の式で計算した値よりいじりしく小さいものとなる。

- 6.5. 桁の破壊に対する安全率は 2.5 以上とする。これによつて疲労破壊が問題となる場合でも疲労破壊に対する安全率は 1.3 以上となる。

附 録

プレストレスト コンクリートの引張側に軟鋼鉄筋を配置した場合の実験

(1) 実験の目的 プレストレスト コンクリート部材では、設計荷重をうけた場合に、ひびわれを防止することができる。しかし、多少の引張応力を許容する場合がある。このような場合には、一般には鋼線断面積は小さいものとなるため、破壊にたいする安全率が小さくなる。

このような場合には、引張鉄筋として、ほかに緊張力を加えていない鋼線を配置することが普通であるが、鋼線は一般に高価でもあるので、軟鋼鉄筋を配置することが考えられる。また、ポストテンション方式によつて桁を製作する場合に、軟鋼板製のシースを使用することがある。

このような場合に高強度の鋼線と軟鋼とが互いに共働して、引張応力をうけるとすれば、破壊時にこれらの鋼材がそれぞれの強度（鋼線では、その破断強度、軟鋼ではその降伏点応力）を発揮可能であるかどうかを実験的に定めることが実験の目的である。

(2) 実験桁および実験桁の製作 実験桁の断面は図-1に示してある。鋼線はこれを2本よりとして用いてある。鋼線および鉄筋はつぎの表-1 のようである。

鋼線緊張力を解放するとき、桁に導入されるプレストレスの大きさは表-2 に示してある。表-2 から明らかのように、プレストレスの値は非常に小さいものである。

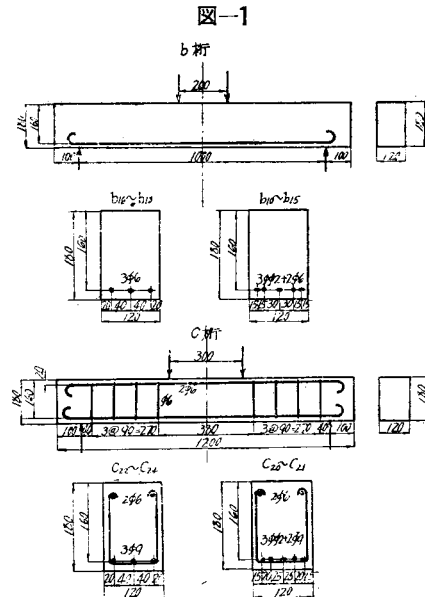


表-1 桁引張側に配置した鋼線および鉄筋量

桁の種類	鉄筋	鋼線	鋼線緊張応力 (kg/cm ²)	鋼材断面積 (cm ²)
b10, b11, b12	2φ6	6φ2	6000	0.774
b13, b14, b15	2φ6	6φ2	9000	0.774
b16, b17, b18	3φ6	—	—	0.849
C20, C21	2φ9	6φ2	9000	1.402
C22, C23, C24	3φ9	—	—	1.821

表-2 プレストレス導入時のプレストレス

桁の種類	緊張力 (kg)	上縁引張応力 (kg/cm ²)	下縁圧縮応力 (kg/cm ²)
b10, b11, b12	1130	5.6	13.7
b13, b14, b15	1700	8.4	20.6
C20, C21	1700	9.3	23.5

使用コンクリートの配合およびコンクリートの圧縮強度は表-3 に示してある。

表-3 使用コンクリートの配合および圧縮強度

最大寸法 (mm)	水セメント重量比 W/C (%)	セメント使用量 C(kg/m ³)	使用水量 W(kg/m ³)	G/S	圧縮強度 (kg/cm ²)	
					材令 7日	材令 28日
15	42	535	225	2.3	277	420

使用鋼線および鉄筋の物理的性質は表-4に示してある。

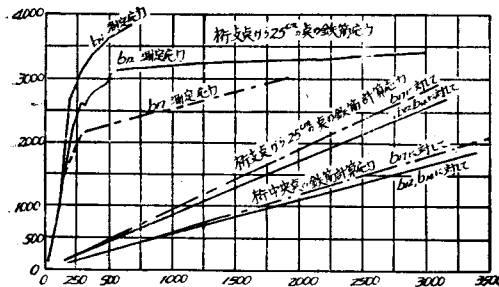
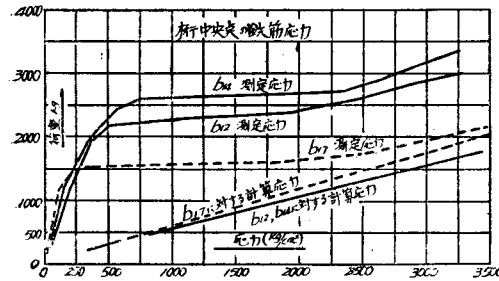
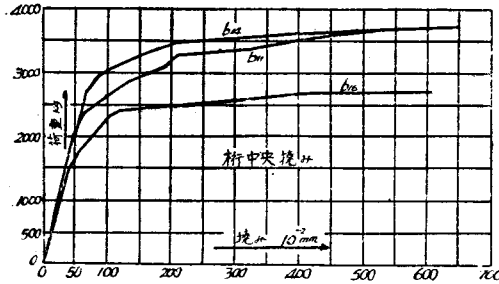
表-4 鋼線および鉄筋の物理的性質

鋼材種類 (mm)	引張強度 (kg/mm ²)	降伏点 (kg/mm ²)	伸び (%)	備考
鉄筋 φ6	41.1	32.2	23.5	
" φ9	51.5	35.3	27.1	
鋼線 φ2	150.3	117.0	—	0.2%の残留を生ずる応力を降伏点とした。

桁はプレテンション方式によつて製作された。コンクリートの締め固めには、振動機を用いた。

(3) 桁の載荷試験 桁試験時のスパンは100cmとし、2点荷重によつて載荷した。

図-2



鉄筋応力は、これを桁中央と支点附近の2箇所にて測定した。

試験結果は図-2, 3に示してあるが、桁中央点の撓み量-荷重曲線は、鋼線と鉄筋とを併用した桁と、鉄筋コンクリート桁とでは、明らかに相違している。すなわち、b₁₆では2400kg附近から撓みは急増し、荷重-撓み曲線はほとんど水平となつている。桁中央点において測定された鉄筋応力度は3200kg/cm²であつて、鉄筋の降伏点にほとんど達している。鋼線を用いた桁では鋼線緊張力の大きいb₁₁桁の方がb₁₁桁よりも、ひびわれ発生後の撓み量は小さくなつている。また、鉄筋応力がその降伏点応力に達する荷重は3000~3300kgのときである。

C桁においても同様であつて、C₂₄桁は2200kg附近(ひびわれ荷重)から撓みは増加し、5200kgで急激に撓みが増大している。このとき桁中央での鉄筋応力の測定値は3250kg/cm²であつて、その降伏点に達してい

試験時には、桁中央点の撓み、桁中央および端附近の鉄筋応力とを測定した。その結果を図-2, 3に示してある。試験結果は表-5に示してある。

表-5 試験結果

桁の種類	ひびわれ荷重 (kg)	破壊荷重 (kg)	備考
b ₁₀	2200	3900	鋼線切断
b ₁₁	2300	3950	"
b ₁₂	2200	3850	"
b ₁₃	2600	4000	鋼線切断
b ₁₄	2600	4220	" 鉄筋切断
b ₁₅	2500	3600	"
b ₁₆	1500	2700	圧縮側コンクリート破砕
b ₁₇	1600	2450	" "
b ₁₈	1600	2450	荷重が一時的に3300kgまで増加し鉄筋が切断した。
C ₂₀	3400	6350	鋼線切断
C ₂₁	3400	6700	"
C ₂₂	2600	5900	圧縮側コンクリート破砕
C ₂₃	2600	5850	" "
C ₂₄	2200	5630	" "

鋼線はすべての場合に切断され、b桁のように鉄筋量の小さい桁では、軟鋼鉄筋が切断する場合も起つている。

鉄筋応力の測定には、ゲージ長20mmのオクイゼン型歪計を用い、鉄筋の弾性係数をE_s=21×10⁵kg/cm²として、測定された歪にE_sを乗じて、応力を求めた。

したがって抵抗モーメントはつぎのように求められる。

$$M_r = A_s \cdot \sigma_s \left(d - \frac{1}{2} \frac{A_s \sigma_s}{b \sigma_c} \right) \dots \dots \dots (1)$$

ここに M_r : 抵抗モーメント σ_s : 引張材の平均引張強度 d : 有効高さ
 b : 圧縮側の巾 σ_c : コンクリートの圧縮強度

以上の式を用いて、試験結果を比較すると表-6 のようになる。

鉄筋コンクリート部材の場合には σ_s は鉄筋の降伏点応力を用いてある。

表-6 計算抵抗モーメントと試験結果との比較

試験桁の種類	σ_s (kg/cm ²)	M_r (kg-cm)	P (kg)	実験結果 P (平均) (kg)
b10~b15 (鋼線と鉄筋)	6 150	77 500	3 880	2 920
b16~b19 (鉄筋)	3 220	35 200	2 150	2 530
C20~C21 (鋼線と鉄筋)	4 970	110 600	6 520	6 530
C22~C24 (鉄筋)	3 530	103 300	5 900	5 790

表-6 から明らかなように計算上の破壊荷重は試験結果とよく一致している。その誤差は $\pm 5\%$ 以内であつて実用的には十分正確である。またプレストレスト コンクリートに軟鋼鉄筋を引張材として併用した場合にもその抵抗モーメントは (1) 式によつて求めることができる。この場合引張材の平均強度としては、(鋼線断面積) \times (鋼線引張強度) + (鉄筋断面積) \times (降伏点応力) を鋼材の全断面積で割ればよい。すなわち、桁の破壊時には鋼線はその引張強度に鉄筋はその降伏点応力に達しているものと考えてよいのである。もちろんこの場合鋼線の破壊時の歪は軟鋼の降伏点における歪よりも小さいものと考えている (図-4 参照)。

図-4

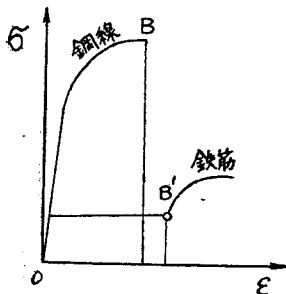


図-4 においてB点がB'点より右にあるような場合、すなわち、鉄筋の降伏点の上限歪が小さい場合には、鉄筋の応力は降伏点応力以上となる。このことは b_{14} 桁において鉄筋が切断する結果となつていることから明らかである。

桁中央における鉄筋応力の増加率は、プレストレスト コンクリートの場合には、計算上の増加率とよく一致している。また、測定された鉄筋応力は普通の鉄筋コンクリートの計算方法による鉄筋応力より 1 500~2 000 kg/cm 小くなつている。これはプレストレスの作用によつてひびわれの高さが、同一荷重にたいして、プレストレスの導入されていない桁の場合よりも低くなつているからである。したがつて実際の鉄筋応力が計算値よりも小さい程度は、プレストレスが大きいほど、いちじるしい。これは b_{12} 桁と b_{14} 桁についての実験結果から明らかである。

桁端附近における鉄筋応力はプレストレスが存在している場合と、存在していない場合とではいちじるしい相違が認められる。すなわち、普通の鉄筋コンクリートの場合では、ひびわれ荷重より大きい荷重をうけると、桁端附近での鉄筋応力は、桁中央点の鉄筋応力といちじるしく接近してくる。さらに大きい荷重が作用すると、桁端附近も桁中央点も同一鉄筋応力を示すようになる。これは鉄筋とコンクリートとの間の附着が完全に破壊され、鉄筋は滑動し、鉄筋応力は桁全長にわたつて一定となり、鉄筋端のフックによつて引張力がうけられている。すなわち鉄筋応力は曲げモーメントの変化に相応して変化していない。

しかるに、プレストレスト コンクリート桁の場合には、桁端附近の鉄筋応力は桁中央点の鉄筋応力に比較していちじるしく小さい。この桁端の鉄筋応力の単位荷重による増加率は計算応力の増加率と一致している。これは鉄筋応力はひびわれ発生後も曲げモーメントに相応して変化していることを示すものである。これはひびわれが小さいために附着が破壊されることが小さいためであると考えられる。

第2報 プレストレスト コンクリート桁の 疲労に関する研究

第1章 序 説

研究の目的および研究の範囲

プレストレスト コンクリートは弾性的な性質を有しているので次第に鉄道の枕木に應用されるようになってきた。また、鉄道橋、道路橋においても広く使用されている結果、大きい繰返し荷重が作用する所はプレストレスト コンクリートを用いた場合疲労の問題を考慮する必要があるが起つてくる。

(1) プレストレスト コンクリートはひびわれが発生しない範囲の荷重のもので使用されるのが普通である。このようにひびわれの発生しない範囲では活荷重による鋼線応力の増加は、普通 $400\sim 600\text{ kg/cm}^2$ 程度である。鋼線の有効引張応力は $10\,000\text{ kg/cm}^2$ 程度であるから、活荷重による応力増加は $4\sim 6\%$ である。これは応力変化量としてはいちじるしく小さいものであるから、鋼線が繰返し載荷によつて切斷するようなことは起らないと考えられる。しかし一旦ひびわれが発生し、ひびわれがその口を開く荷重以上の荷重を繰返しした場合には、鋼線応力の変化量は大きいものとなるので疲労による破斷も起ることがあるものと考えられる。したがつてひびわれの発生した桁に繰返し荷重が作用し、鋼線が疲労して切斷する繰返し荷重は静的破壊荷重の何%であるかを確かめて、桁の疲労に対する安全率を知る必要がある。

(2) プレストレスト コンクリート桁が繰返し荷重をうけて全くひびわれを発生しないためには、すなわち引張側コンクリートが疲労しないためには、桁の引張側に生ずる引張応力をいかなる値に制限する必要があるかを確かめなければならない。

(3) プレストレスト コンクリートも活荷重のもので全く引張応力が起らないように設計すれば、桁にひびわれが全く発生しないことは明瞭であるが、これは不経済な設計となることがある。それは、その構造物の全寿命の間に、数回しか起こらないと考えられるような荷重に対しても、桁にひびわれを発生しないようにしておくことは不経済であつて、このような荷重にたいしてはひびわれを発生するとしても、普通の荷重にたいしては、一旦発生したひびわれもその口を開かないように設計する方が経済的である。このような場合過大な活荷重によつてひびわれが発生したとき、その後の普通の繰返し荷重のもので、このひびわれがどのように発展し、またそのひびわれ巾がどのように変化するかを確かめておく必要がある。

(4) プレテンション方式によつて製作された桁では、鋼線とコンクリートとの間の附着によつてプレストレスが導入されるのである。従来の試験によれば、鋼線表面に多少の錆を発生させておけば静的破壊試験結果では、鋼線の滑動による桁の破壊は生じないのであるが、繰返し荷重をうけた場合疲労によつて附着が破壊する可能性があるかどうかを確かめる必要がある。

以上の4つの問題について研究した。

本研究はプレテンション方式によつて製作されたプレストレスト コンクリート桁の曲げ疲労による破壊、ひびわれ発生、等を取扱つたものである。したがつてポストテンション方式によつて製作されグラウチングを実施しない桁の場合には、本研究結果は適用できない。

本研究に用いた鋼線は直径 2 mm および 3 mm のものであり、その表面は多少錆を生ぜさせたものである。したがつて直径 3 mm 以上のもの、およびその表面が平滑でコンクリートとの附着が良好でない場合には本研究結果は適用できない。

コンクリートの圧縮強度は材令 28 日で 450 kg/cm^2 程度以上のものを用いた。圧縮強度がこれより小さい場合の桁についての疲労の問題は本研究では取扱われていない。

荷重の繰返し回数は $1\,000\,000\sim 2\,000\,000$ を限度としてある。したがつてこれ以上の繰返し回数、例えば 10^7 回程度まで繰返した場合には、本研究結果は適用できないものである。

第2章 試験桁および疲労試験装置

§1. 試験桁の性質および断面寸法

試験桁断面寸法および桁中央断面における諸性質は表一に示してある。プレストレス導入直後のプレストレス

表-1 試験桁諸元

項目	試験桁諸元				
	203	204	210	A	B
長さ (cm)	12	12	12	12	12
断面積 \$A_c\$ (cm ²)	18.5	18.5	18.5	19	19
断面積 \$A_s\$ (cm ²)	1.31	1.31	1.56	0.566	0.566
断面形状					
自重 (kg)	-12000	-13207	-11000	-6300	-8000
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	148 (143)	162 (161)	140 (138)	107 (105)	136 (133)
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	-40 (-40)	-49 (-49)	-29 (-47)	-25 (-23)	-32 (-30)
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	-10,600	-11,680	-8,760	-11,130	-14,170
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	-10,050	-10,990	-8,110	-10,720	-13,640
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	-10,100	-11,040	-8,160	-10,750	-13,690
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	-11,090	-11,970	-8,210		
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	-11,140	-12,020	-8,260		
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	116 (122)	137 (137)	114 (117)	94 (89)	121 (113)
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	-33 (-35)	-41 (-41)	-40 (-40)	-21 (-23)	-20 (-25)
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	-8490	-9,190	-6450	-9730	-12030
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	-8620	-9,340	-6575	-9425	-12145
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	-8490	-9,190	-6450		
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	-8620	-9,340	-6575		
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	9.4	8.4	8.4	8.7	8.7
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	6500	6520	6580	5700	5700
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	714	692	725	533	533
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	653	692	721	653	653
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	180	180	210, 180, 110, 120	180	180
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	160	160	160	160	160
自重作用点偏心 \$e_0\$ (cm)	40	40	40	40	40
載荷法					

直後の鋼線引張力, P_i : プレストレス導入前の鋼線引張力, n : 弾性比=5, A_s : 鋼線断面積, A_c : コンクリート断面積, e_0 : 鋼線引張力作用点の偏心量, r_0 : 断面 A_c の回転半径
 プレストレスを求めるには P_i なる偏心荷重が作用した柱として計算した。有効プレストレスはプレストレス導入直後の 85% として計算した。表-1 中 () 内の数値は簡易計算方法によつたものである。

§2. 試験桁の製造

a) 試験桁に用いた材料の性質

(i) 鋼線 使用された鋼線の物理的性質は表-2 に, 応力-歪曲線は図-1 に示してある。鋼線 ⑥ は第2

図-1 鋼線荷重-歪曲線

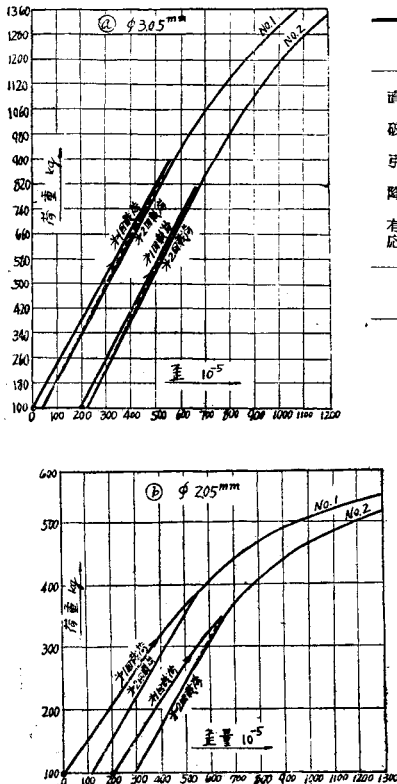
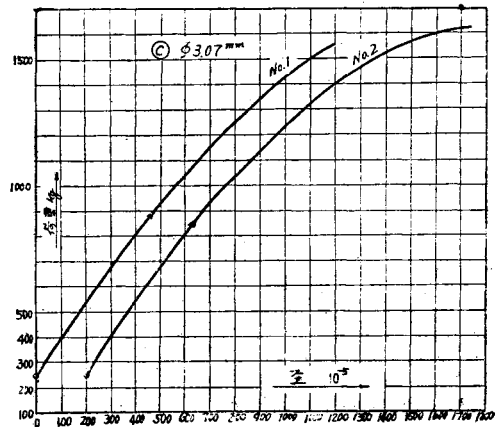


表-2 鋼線の性質

鋼線番号	①	②	③
直径 (mm)	3.05	2.05	3.07
破断荷重 (kg)	1490	568	1660
引張強度 (kg/mm ²)	205	172	234
降伏点応力 (kg/mm ²)	170	136	201
有効弾性係数 応力100kg/mm ² のとき	20×10 ⁵	17×10 ⁵	20×10 ⁵
備考	桁 203 に使用 桁 204 に使用	桁 210 に使用 桁 110 に使用	桁 A に使用 桁 B に使用



および有効プレストレスの計算には M. Ritter & P. Lardy⁵⁾ の方法および簡易式による方法の結果を併記してある。

M. Ritter & P. Lardy の方法においては, クリープ特性 $\phi_t = 3$ およびコンクリートの乾燥収縮量 $\epsilon_r = 30 \times 10^{-5}$ と仮定して計算したものである。

簡易計算方法としては, プレストレス導入時におけるコンクリートの弾性歪による鋼線引張応力の減少を考へてつぎの式によつた。

$$P_t = \frac{P_i}{1 + \frac{nA_s}{A_c} \left(1 + \frac{e_0^2}{r_0^2}\right)}$$

ここに, P_t : プレストレス導入

次大戦中の製品であつたので、品質は粗悪なものであつて、応力-歪曲線は最初から彎曲している。

(ii) コンクリート材料 セメント: 使用セメントは浅野ペロセメント, イワキポルトランドセメント, 小野田早強ポルトランドセメントの3種である。物理試験結果は表-3に示してある。

表-3 使用セメントの物理的性質

セメントの種類	曲げ引張強度 (kg/cm ²)			圧縮強度 (kg/cm ²)		
	3日	7日	28日	3日	7日	28日
浅野ペロセメント	41	45	79	186	214	335
イワキポルトランドセメント	32	47	61	122	186	299
小野田早強ポルトランドセメント	40	47	72	168	203	320

骨材: 細骨材は酒匂川産天然砂であり、比重は2.62, 吸水量2.1%, 単位容積重量1480 kg/m³, 粗粒率1.76, であつた。

粗骨材は酒匂川産天然砂利であつて、比重2.64, 吸水量0.9%, 単位容積重量1550 kg/m³, で15mmのふるいを用いてふるつた。5mmふるいにとどまるものだけを用いた。10mmふるいを通するものは62%である。

(iii) コンクリート配合および圧縮強度 使用コンクリートの示方配合は表-4のようである。

表-4 コンクリートの示方配合

配合番号	使用セメント	水セメント重量比 W/C (%)	コンクリート1m ³ に用いる水重量 W (kg)	コンクリート1m ³ に用いるセメント重量 C (kg)	粗細骨材重量比 G/S	コンクリート1m ³ に用いる表面乾燥飽和状態の骨材重量 (kg)			備考
						全量	細骨材	粗骨材	
I	浅野ペロ	31	178	574	2.77	1687	447	1240	桁203に使用
II	浅野ペロ	30	172	574	2.72	1708	458	1250	桁204に使用
III	イワキポルトランド	30	170	567	1.50	1711	685	1026	桁 ²¹⁰ ₁₁₀ に使用
IV	小野田早強	30.6	177	579	2.45	1716	497	1219	桁 ^A _B に使用

コンクリートの練り混ぜは手練りによつた。コンクリートの締め固めは振動機を用いた。コンクリートの圧縮強度試験結果は表-5に示してある。

表-5 コンクリートの圧縮強度および引張強さ係数

配合番号	I	II	III	IV	
圧縮強度 (kg/cm ²)	材令 7日	285 (V=5.5)	407 (V=5.2)	391 (V=6.3)	430 (V=7.0)
	" 28日	437 (V=3.5)	463 (V=4.7)	481 (V=3.8)	520 (V=4.0)
	" 90日	507 (V=3.0)	526 (V=2.1)	540 (V=3.5)	545 (V=3.6)
引張強さ係数 (kg/cm ²)	" 28日	32 (V=7.0)	31 (V=8.2)	32 (V=8.0)	—

註: 表中の V は偏差係数 (%) である。

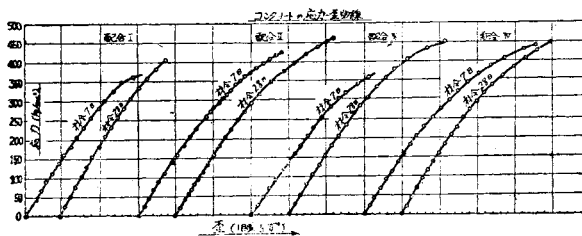
コンクリートの弾性係数を標準供試体について求めた結果は表-6のようである。応力-歪曲線は図-2に示してある。

b) 桁の製作 桁はすべてプレテンション方式によつて製造されたものである。

表-6 コンクリートの有効圧縮強性係数 (kg/cm²)

配合番号	材令 (日)	有効弾性係数	
		応力100kg/cm ² のとき	応力200kg/cm ² のとき
I	7	3.3 × 10 ⁵	3.1 × 10 ⁵
	28	3.8 × 10 ⁵	3.6 × 10 ⁵
II	7	3.1 × 10 ⁵	2.8 × 10 ⁵
	28	3.7 × 10 ⁵	3.5 × 10 ⁵
III	7	3.1 × 10 ⁵	3.0 × 10 ⁵
	28	3.6 × 10 ⁵	3.4 × 10 ⁵
IV	7	3.3 × 10 ⁵	3.1 × 10 ⁵
	28	3.9 × 10 ⁵	3.4 × 10 ⁵

図-2 コンクリートの応力-歪曲線



鋼線はこれを緊張する前につぎの方式でその表面に錆を生ぜさせた。

桁 203 に用いた鋼線 ④ は 10 日間水道栓の下に放置、水を滴下させた。

桁 204 に用いた鋼線 ④ は 20 日間同上の処理をした。

桁 210
211 に用いた鋼線 ⑤ は 5 日間海水中にひたし、次に 5 日間水道栓の下に放置、水を滴下させた。

桁 A, B に用いた鋼線 ⑥ は 3 日間水道栓の下に放置、水を滴下させた。

いずれの場合もはなはだしい錆は生じなかつたもので表面が錆びて赤くなる程度であつた。使用前には赤錆をぬぐい去つた。このときところどころ黒錆が表面に認められた。

203 桁では鋼線をねぢつてこれを用いた。このときのピッチは約 10 cm である。

緊張装置は写真-1 に示してある。主体は挾駒とこれを圧縮するレバーとである。これは仁杉博士¹⁵⁾の使用されたものと同一原理である。ただ各鋼線の最初の張力をそろえるため、1本1本一定の緊張力で緊張し、これを緊張装置に仮り留めするためのネジが取りつけてあるだけである。緊張装置の全景は写真-2 に示してある。

写真-1 鋼線掴み装置

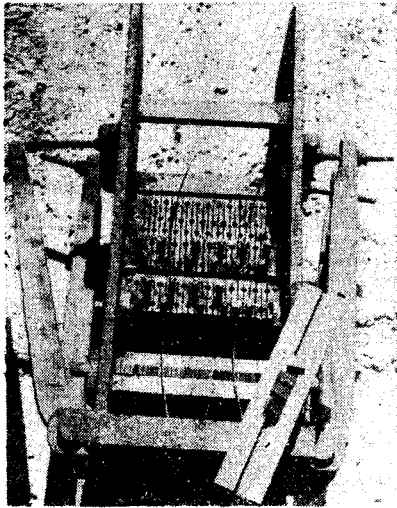
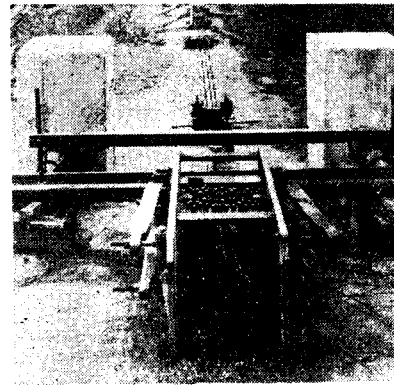


写真-2 鋼線緊張装置全景



桁の製作行程は表-7 に示してある。コンクリート打ちの前には鋼線緊張力を再び所定の値まで増加させた。コンクリートの締め固めにはバイブレーターを用いた。コンクリート打ち後はぬれむしろを用いて散水養生をした。プレストレスを導入しおわつた桁はただちに水中に入れて養生した。水中養生のおわつた桁は屋外に放置した。

表-7 桁の製作行程

桁番号	鋼線の緊張	コンクリート打ち	鋼線緊張力の解放	プレストレス導入時の材令(日)	水中養生日数(日)
203	7月25日(1950)	7月26日(1950)	8月3日(1950)	8	40
204	8月7日(1950)	8月29日(1950)	9月5日(1950)	7	50
110 210	7月10日(1950)	7月11日(1950)	7月20日(1950)	9	55
A	10月16日(1951)	10月18日(1951)	10月26日(1951)	8	60
B	10月30日(1951)	11月1日(1951)	11月15日(1951)	14	60

表-8 プレストレス導入時の桁上下縁歪

桁番号	ゲージの測長(mm)	測定歪(10 ⁻⁵)	測定応力(kg/cm ²)	計算応力(kg/cm ²)
203	100	38.2	126	143
204	100	51.2	159	162
210	100	49.7	154	140
A	100	24.0	79	107

c) 鋼線緊張力を解放するときの桁上下縁の歪 鋼線緊張力を解放するときの桁上下縁の歪をオクイゼン型歪計を用いて測定した。また桁端の歪量をも同時に測定した。測定状況は写真-3 に示してある。測定結果は表-8 に示してある。この結果によると測定結果は計算値とよく一致していることがわかる。

204 桁, A 桁では桁にそつての歪分布を測定した。歪分布の結果は図-3 に示してある。

図-3 から明らかなように桁端部分で、桁軸に直角な方向に相当な引張応力が生じている。特に 203 桁のように桁端に鋼線が集中されている場合がより大きい引張応力を示している。したがって極端な場合にはこの部分にひびわれを発生し桁が割裂する場合もある。204, A 桁の下縁についてのプレストレスの分布から考えると、桁中央における同一応力となる点は桁端から約 35 cm の所である。これは約 $115d$ (d : 鋼線直径) に相当する。しかし、桁端から、 $115d/2=57.5d$ の所でプレストレスは桁中央における値の約 83% となつている。

d) 疲労試験装置 疲労試験機は油圧式のものであつて外觀は写真-4 に示してある。試験機は可動部分の重量を減少するため、曲げ試験用テーブルは固定部の上部に設けられている。繰返し荷重を加える脈動油圧発生機(パルセーター、写真の左側部)によつて脈動油圧を発生させ、供試体に繰返し荷重を加えるようになってゐる。荷重の最大値と最小値とは、2個の圧力計によつてべつべつに測定される。

パルセーターは試験機本体(写真右側)の荷重シリンダー内に脈動油圧を発生させるもので大きいハズミ車を有するクランクおよび連接棒によつて附着シリンダー内のピストンに往復運動を与える。このピストンの往復運動は行程変更装置によつて零行程から最大行程まで運転中に変更できる。これによつて最大荷重を任意に変更できるのである。この附属シリンダーと試験機本体の荷重シリンダーとが結合されている。載荷速度は毎分 200, 300, 400 および 600 の 4 段に切換えることができる。荷重の変化の形は写真-5 に示してあるように sine 型である。

図-3

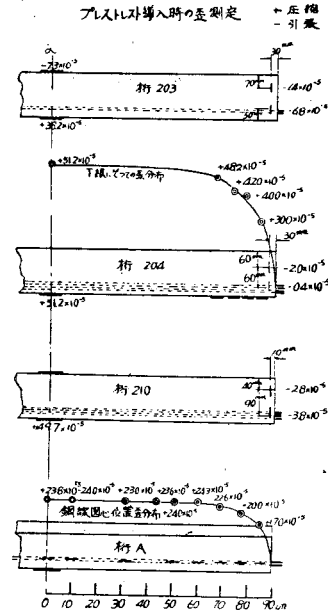


写真-4 疲労試験機

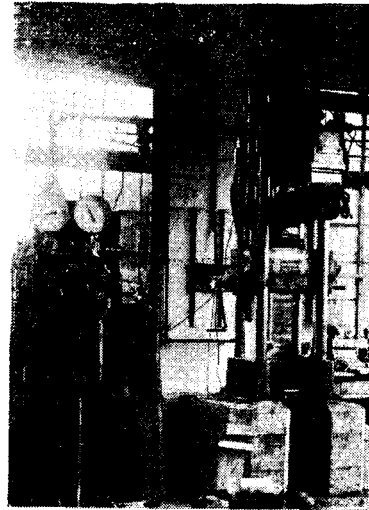
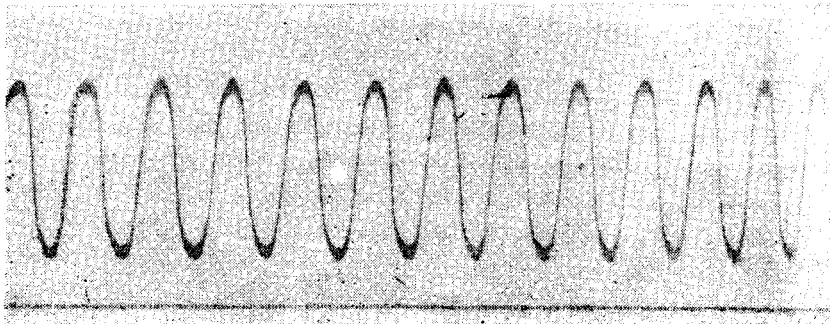


写真-3 プレストレスの測定



写真-5 荷重の作用形状



第3章 疲労試験結果

§1. 試験方法

疲労試験機はこれを連続運転すればよいのであるが、ある繰返し回数ごとに桁の歪量ひびわれ巾の測定を実施しなければならなかつたので、夜間は運転を休止した。したがって1000000回の載荷に8日間程度を必要としたので載荷試験中に考えられるコンクリートの乾燥収縮、クリープ等の影響を除くため、コンクリートの乾燥収縮、クリープがほとんど終了してしまふと考えられる材令150日以後に載荷試験を実施した。すなわち水中養生が終つた桁は屋外に放置しておき、材令150~200日以後に室内に取り入れ、室内に1週間以上放置して試験を実施した。

試験の際の載荷速度は毎分300回とした。

桁の歪量の測定にはマルテンス歪計を測定長100mmとして用いた。ひびわれ巾の測定には1/20mm読みの測微計を用いた。これら歪、ひびわれ巾の測定は、最初は10000~50000回おきに実施し、のちには100000回おき程度に実施した。すなわち、所定の回数だけ繰返し載荷をしたら、疲労試験機を止め、試験機をアムスラー型試験機に結合しなおして静的に載荷したのである。

210, 203, 204, A桁は疲労によつて桁が破壊を起こす場合の試験であり、110, B桁は疲労によつて桁にひびわれの発生する状況およびそのひびわれの進行状態を確かめる試験である。

ひびわれ発生を発見するには引張側コンクリートに水をかけると容易に発見される。特に載荷中にそのひびわれの口が開閉しているので水をかけるとその運動が明瞭に認められる。

§2. 疲労試験結果

疲労試験結果は表-9に示してある。表-9の試験結果から上限荷重と繰返し回数との関係図を画いたものが

表-9 疲労試験結果

桁番号	下限荷重	上限荷重	ひびわれ発生または破壊を生じた回数	備 考
1101		8,000	/	静的載荷試験 P=8000 ^g でひびわれ発生 第2回載荷のとき P=5500 ^g でひびわれが再び開閉した。
1102	1,000	5,000	215,000	繰返し載荷試験 N=10 ⁵ 回まで繰返し載荷した。
1103		6,250	168,000	
1104		7,000	1,500	
1105		2,500	5,800	
1106		5,750	2,000,000	N=210回まで繰返し載荷したときひびわれは全く認められなかった。
2101	1,000	5,000	708,000	第1回載荷のとき P=4500 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
2102		5,500	160,000	第1回載荷のとき P=4000 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
2103		4,500	5,000,000	第1回載荷のとき P=4500 ^g でひびわれ発生 N=510 ⁵ まで静的載荷試験5555 P=135 ^g まで100%応荷試験した。
2104		4,750	2,000,000	第1回載荷のとき P=4500 ^g でひびわれ発生 N=600,000まで静的載荷試験した。
2105		7,500	26,800	第1回載荷のとき P=4500 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
2106		6,500	59,800	第1回載荷のとき P=4500 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
2031	1,000	5,750	435,000	第1回載荷のとき P=5000 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
2032		6,000	254,000	第1回載荷のとき P=5000 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
2033		5,250	2,000,000	第1回載荷のとき P=4750 ^g でひびわれ発生 N=510 ⁵ 回までひびわれの発生はほとんど認められなかった。
2034		6,500	178,500	第1回載荷のとき P=5000 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
2035		5,500	1,112,500	第1回載荷のとき P=5250 ^g でひびわれ発生 N=1125,000回まで載荷台下のコンクリート破砕線はひびわれ発生(鋼線一部切断) 鋼線切断桁は破壊した。
2036		7,500	68,700	第1回載荷のとき P=5250 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
2041		10,400	/	静的載荷試験第1回載荷のとき P=5500 ^g でひびわれ発生 第2回載荷のとき P=2750 ^g でひびわれ開閉 N=100 ⁵ まで繰返し載荷した。
2042	1,000	6,000	690,000	第1回載荷のとき P=5500 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
2043		8,000	25,600	第1回載荷のとき P=5250 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
2044		7,000	86,400	第1回載荷のとき P=5500 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
2045		5,500	958,000	第1回載荷のとき P=5250 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
2046		5,000	2,000,000	第1回載荷のとき P=5000 ^g でひびわれ発生 N=700回までひびわれ発生 N=1,000,000回まではひびわれ発生はほとんど認められなかった。
A1		6,350	/	静的載荷試験第1回載荷のとき P=3150 ^g でひびわれ発生 第2回載荷のとき P=1750 ^g でひびわれ開閉 鋼線切断桁は破壊した。
A2		6,550	/	静的載荷試験第1回載荷のとき P=3100 ^g でひびわれ発生 第2回載荷のとき P=1800 ^g でひびわれ開閉 鋼線切断桁は破壊した。
A3	1,400	4,000	213,500	第1回載荷のとき P=3200 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
A4		3,500	2,000,000	第1回載荷のとき P=3250 ^g でひびわれ発生 N=10 ⁵ 回までひびわれの発生はほとんど認められなかった。
A5		4,500	64,100	第1回載荷のとき P=3200 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
A6		3,750	1,992,000	第1回載荷のとき P=3100 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
A7		3,750	2,000,000	第1回載荷のとき P=3300 ^g でひびわれ発生 N=710 ⁵ 回まではひびわれの発生はほとんど認められなかった。
A8		4,750	46,500	第1回載荷のとき P=3250 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
A9		4,250	132,000	第1回載荷のとき P=3200 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
A10		5,000	125,000	第1回載荷のとき P=3400 ^g でひびわれ発生 鋼線切断桁は破壊した。
B1		6,670	/	静的載荷試験第1回載荷のとき P=4000 ^g でひびわれ発生 第2回載荷のとき P=3200 ^g でひびわれ開閉 鋼線切断桁は破壊した。
B2		6,370	/	静的載荷試験第1回載荷のとき P=3700 ^g でひびわれ発生 第2回載荷のとき P=2800 ^g でひびわれ開閉 鋼線切断桁は破壊した。
B3		6,320	/	静的載荷試験第1回載荷のとき P=3800 ^g でひびわれ発生 第2回載荷のとき P=2800 ^g でひびわれ開閉 鋼線切断桁は破壊した。
B4	800	2,400	1,000,000	N=210 ⁵ 回まで繰返し載荷したときひびわれはほとんど認められなかった。
B5	800	2,400	1,000,000	第1回載荷のとき P=5500 ^g でひびわれ発生 第2回載荷のとき P=2400 ^g でひびわれ開閉 鋼線切断桁は破壊した。
B6	800	2,600	1,000,000	第1回載荷のとき P=5000 ^g でひびわれ発生 第2回載荷のとき P=2400 ^g でひびわれ開閉 鋼線切断桁は破壊した。
B7	1,400	2,600	2,000,000	桁の表面に P=3150 ^g の静的載荷をかけたときひびわれはほとんど認められなかった。
B8	1,200	3,000	1,000,000	初期ひびわれ発生 P=2400 ^g 以上ひびわれはほとんど認められなかった。
B9	1,300	2,600	1,000,000	ひびわれ N=1510 ⁵ で発生 N=3510 ⁵ で桁は定常状態となりひびわれは進展しない。
B10	1,800	2,600	1,000,000	第1回載荷のとき P=4000 ^g でひびわれ発生 第2回載荷のとき P=3200 ^g でひびわれ開閉 鋼線切断桁は破壊した。

写真-6 110 桁 疲労試験結果

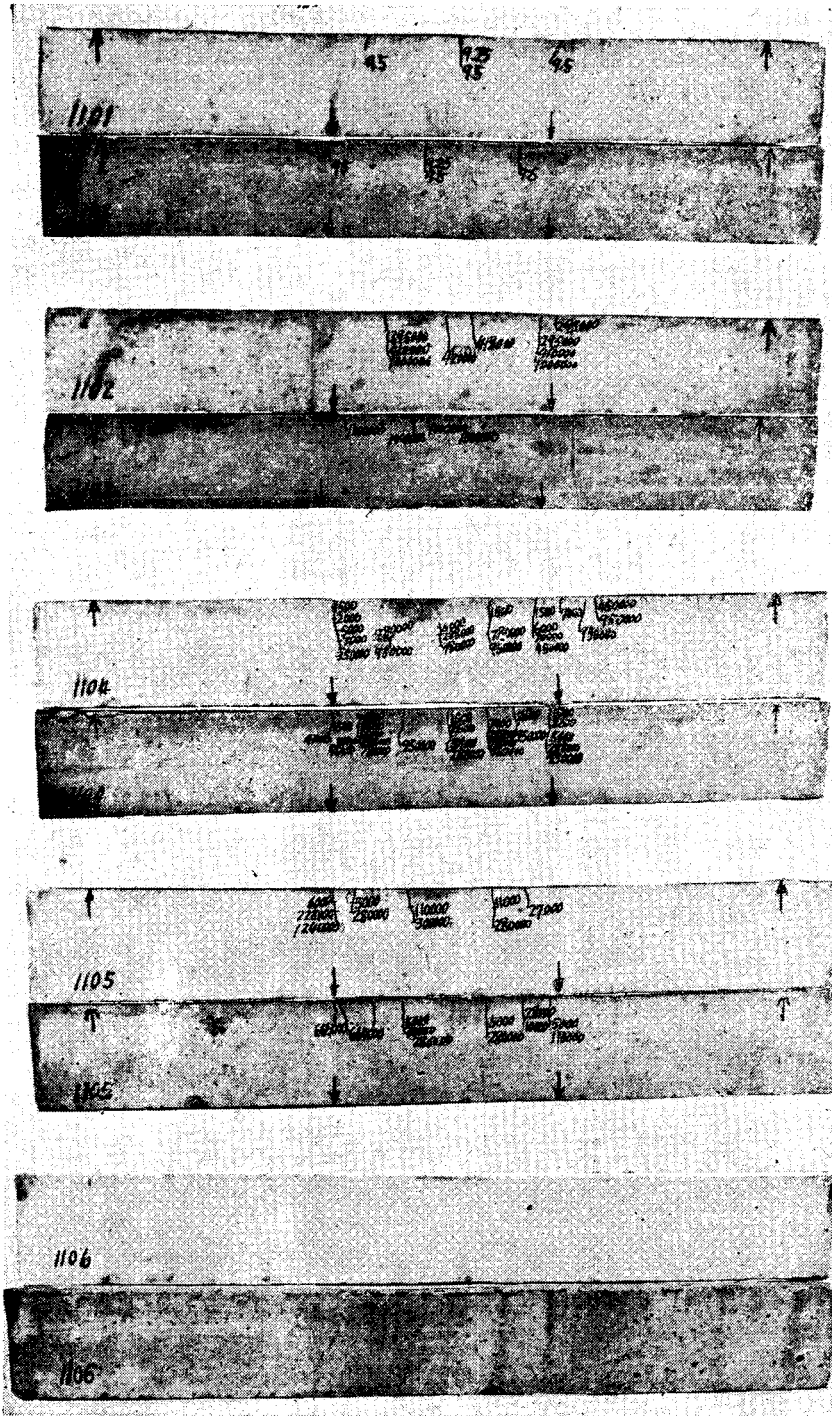


写真-8 203 桁 疲 勞 試 験 結 果

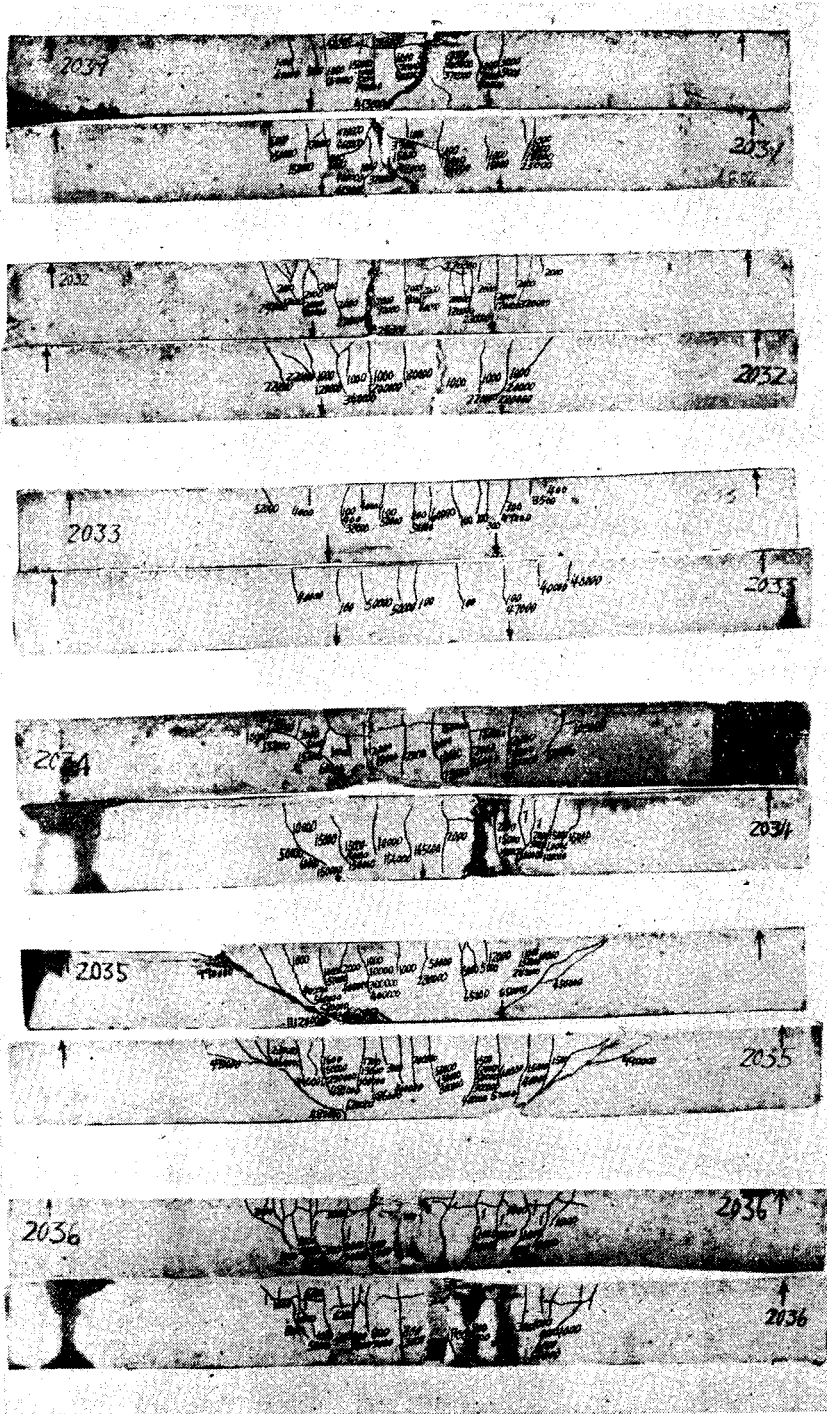
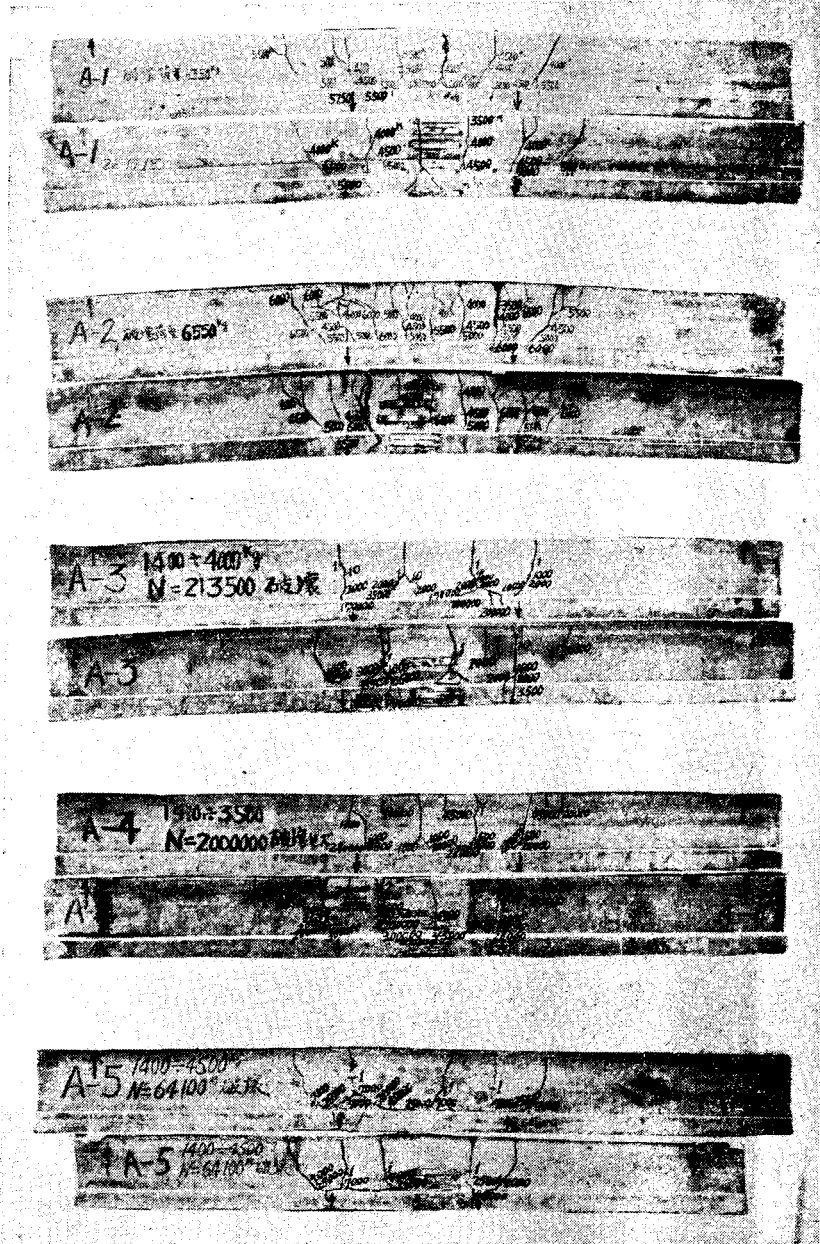


写真-10 A 桁疲労試験結果 (1)



写真—10 A 桁疲労試験結果(2)

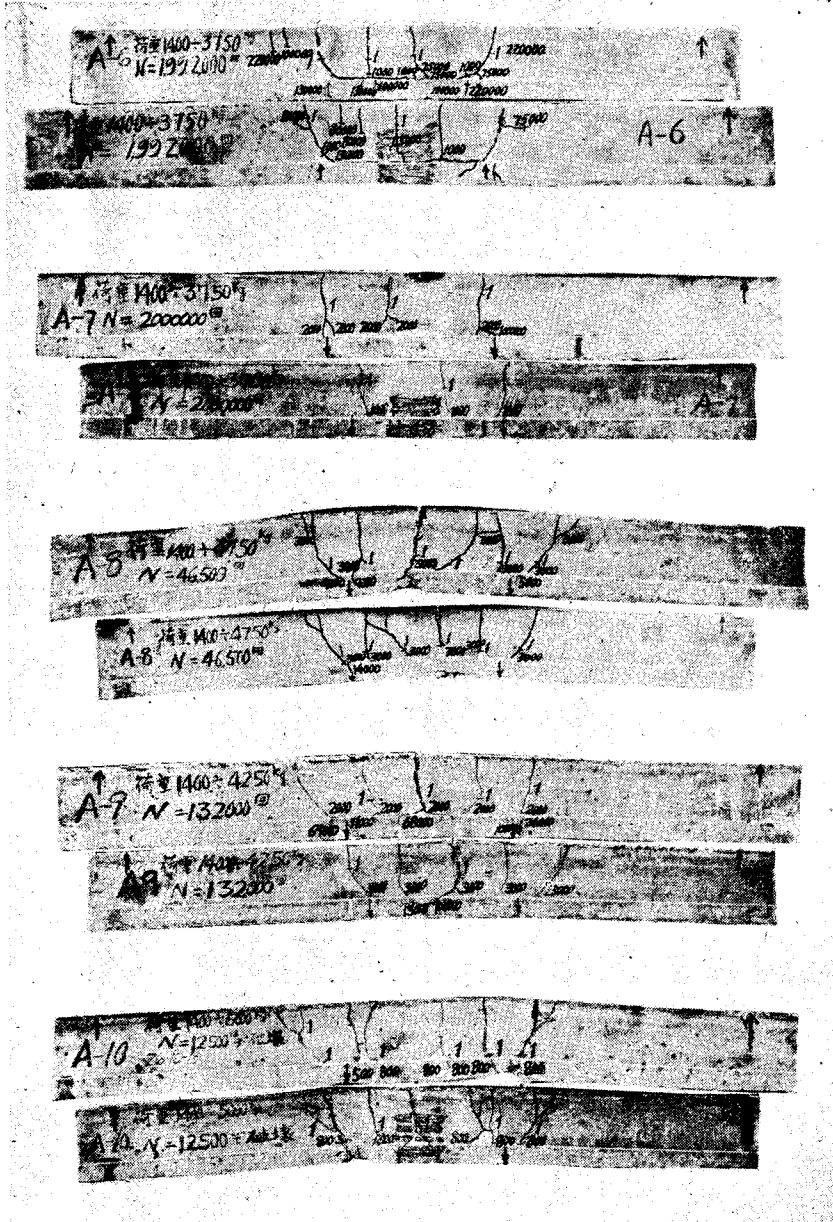
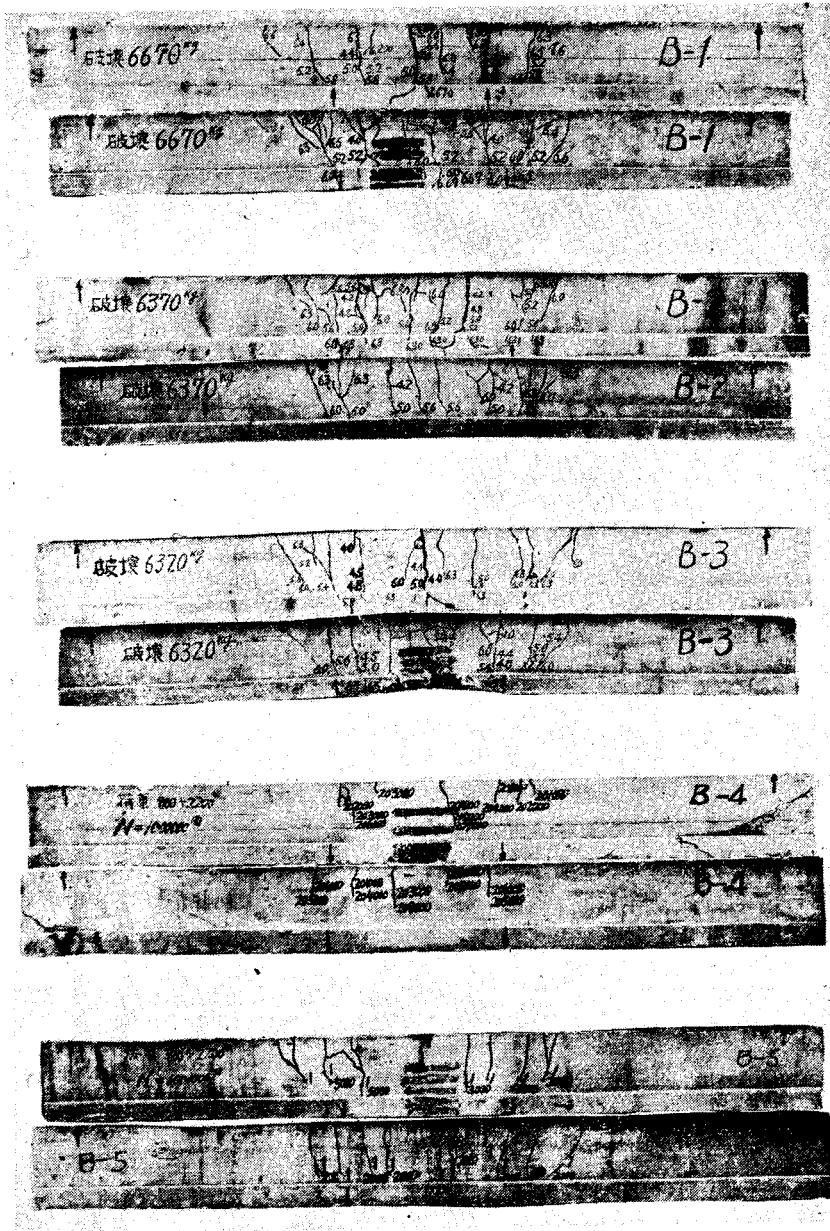


写真-11 B桁疲労試験結果(1)



写真—11 B桁疲労試験結果(2)

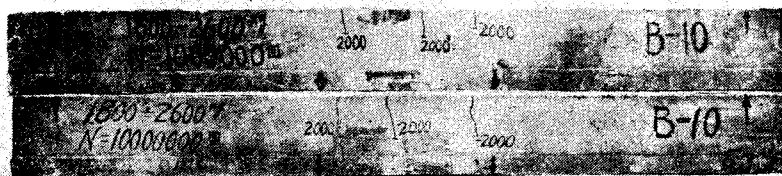
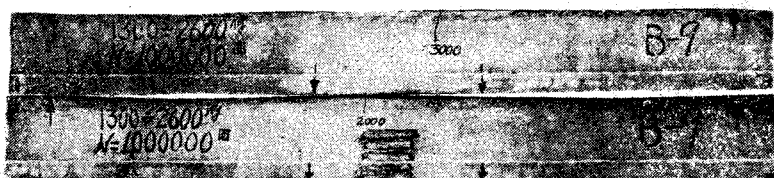
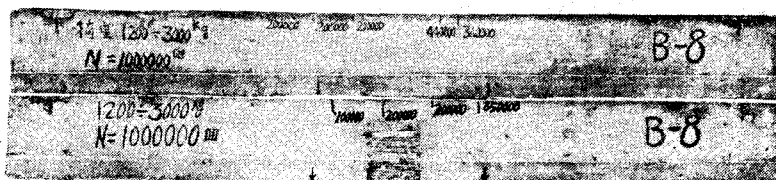
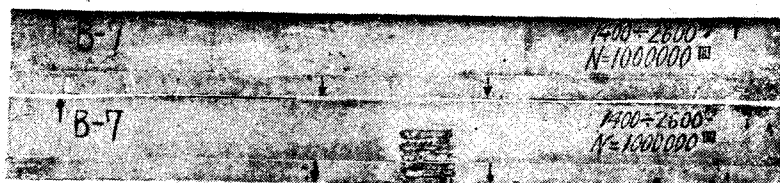
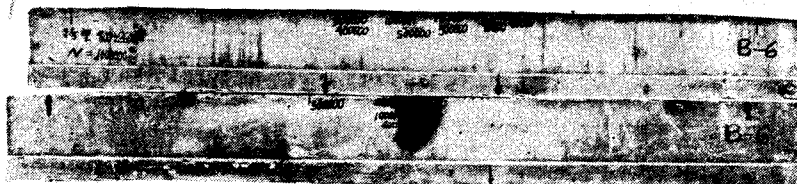


図-4

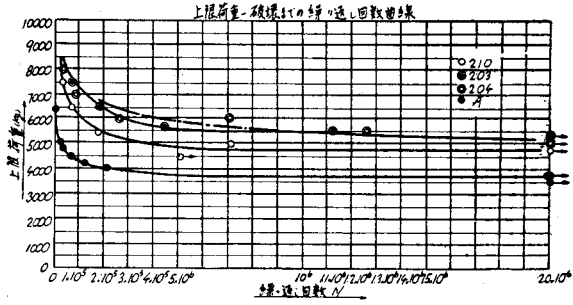


図-4 である。この曲線は鋼材の疲労試験において $S-N$ 曲線と呼ばれているものである。疲労試験実施後の桁ひびわれ発生状況、破壊状況等は写真-6~11 に示してある。写真中に示してあるひびわれ側の数字は、静的試験の場合には、ひびわれが進行した荷重を示してある。繰り返し載荷をした場合の桁に記入してあるひびわれ側の数字はひびわれが進行したときの繰り返し回数 N を示したものである。

各試験桁について測定された荷重-歪曲線、中立軸位置と繰返し回数との関係、ひびわれ巾と繰返し回数との関係等は図-5~32 に示してある。

すべて桁が疲労して鋼線が切断し、桁が破壊する場合には、つぎのような現象が認められた。すなわち最初に桁引張側に一様に分布発生していたひびわれが、破壊繰返し回数近くなると、ある特定のひびわれだけが開閉する。

図-5

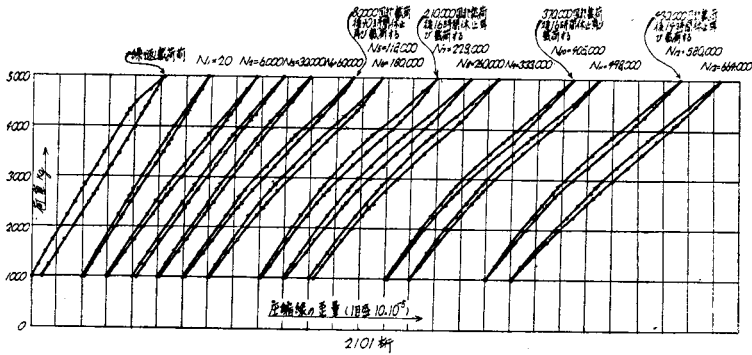


図-6

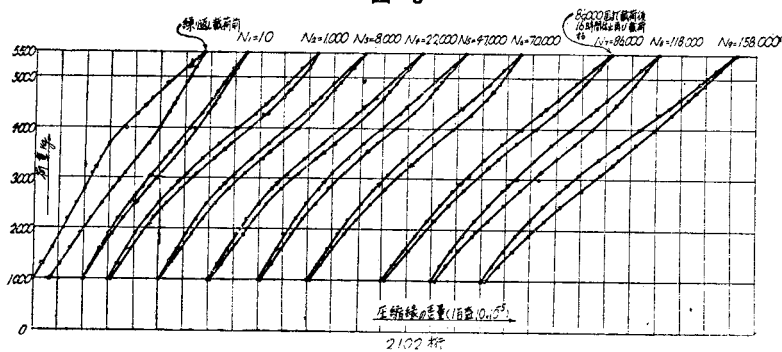


図-7

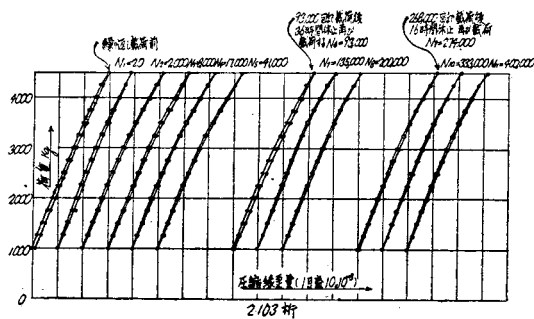


図-8

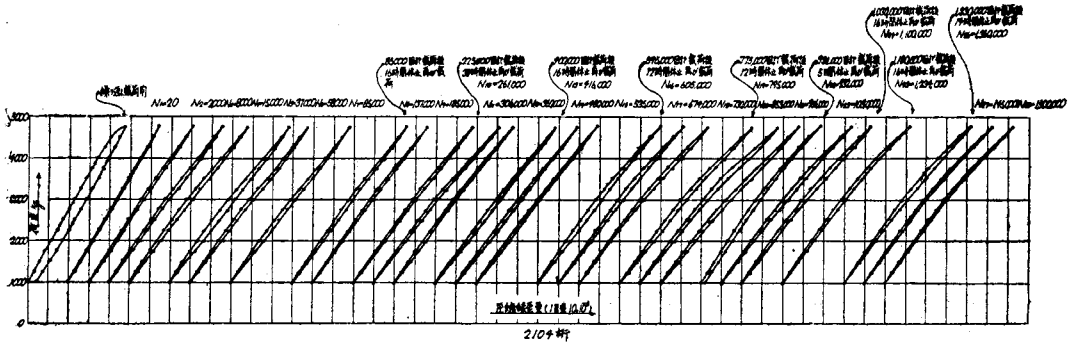


図-9

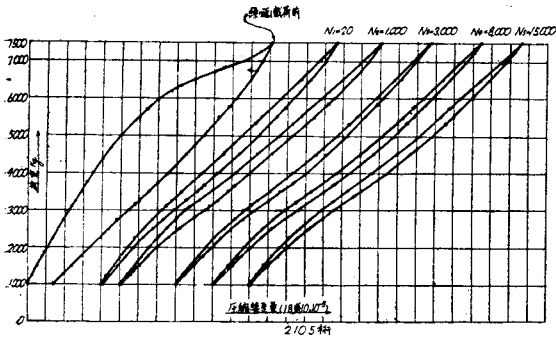


図-10

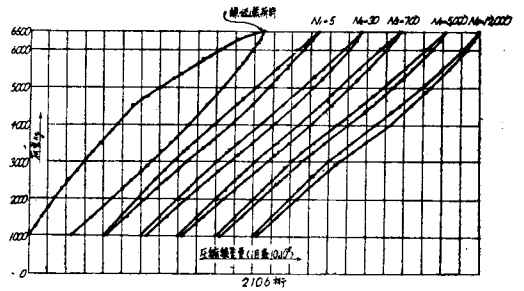


図-11 2031 桁荷重-歪曲線

- Ⓐ 圧縮縁から 7 mm の位置
- Ⓑ " 25 " "
- Ⓒ " 45 " "
- Ⓓ " 60 " "

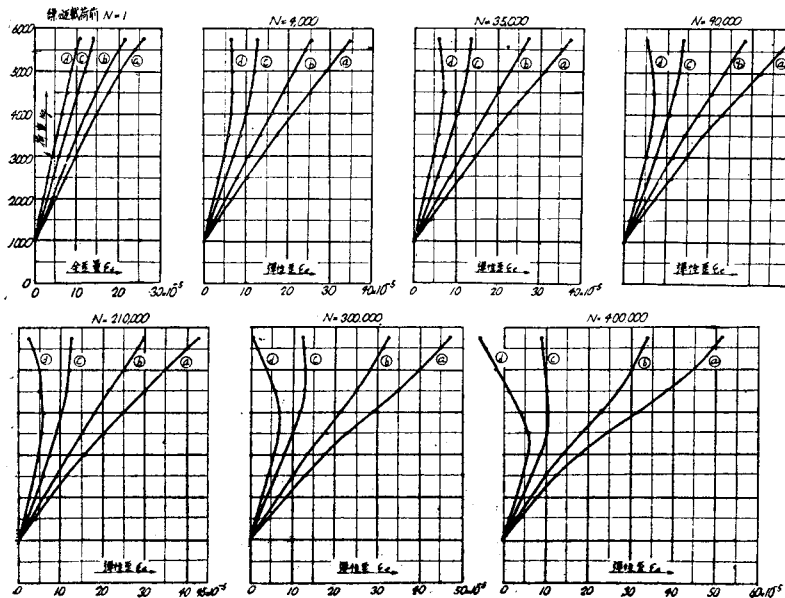
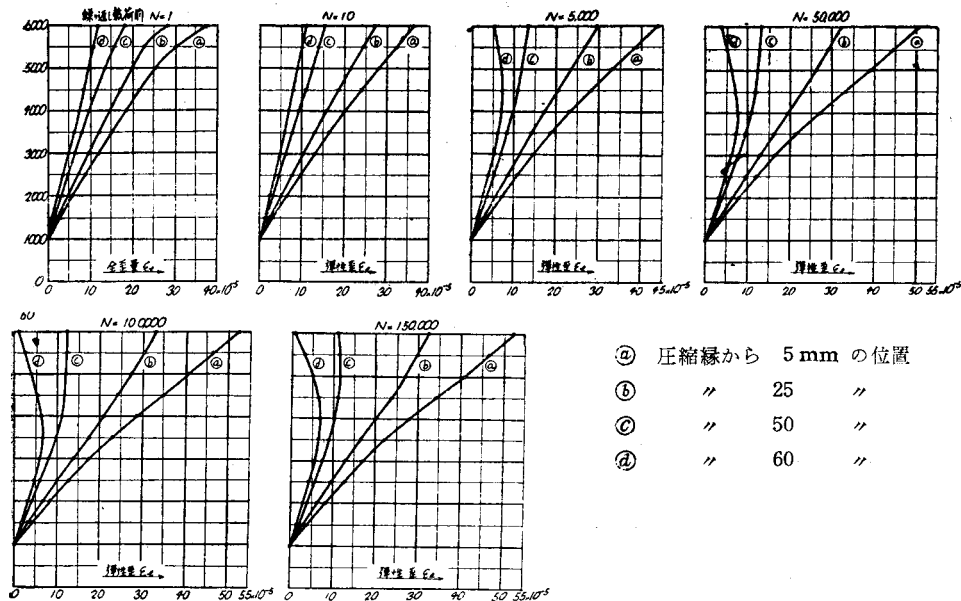


図-12 (1) 2032 桁 荷重-歪曲線



- Ⓐ 圧縮縁から 5 mm の位置
- Ⓑ " 25 " "
- Ⓒ " 50 " "
- Ⓓ " 60 " "

図-12 (2) 同上

2032 桁 荷重-歪曲線

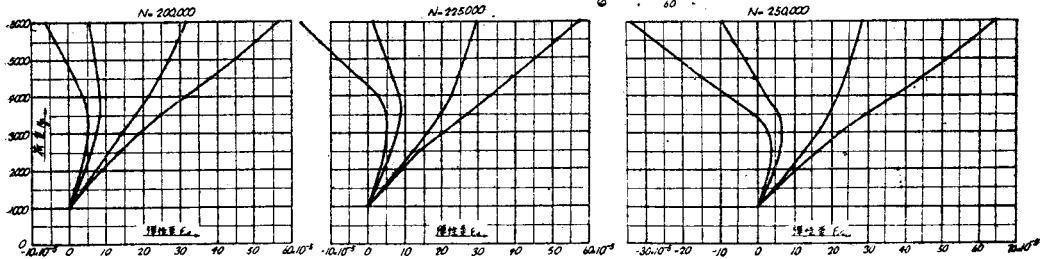
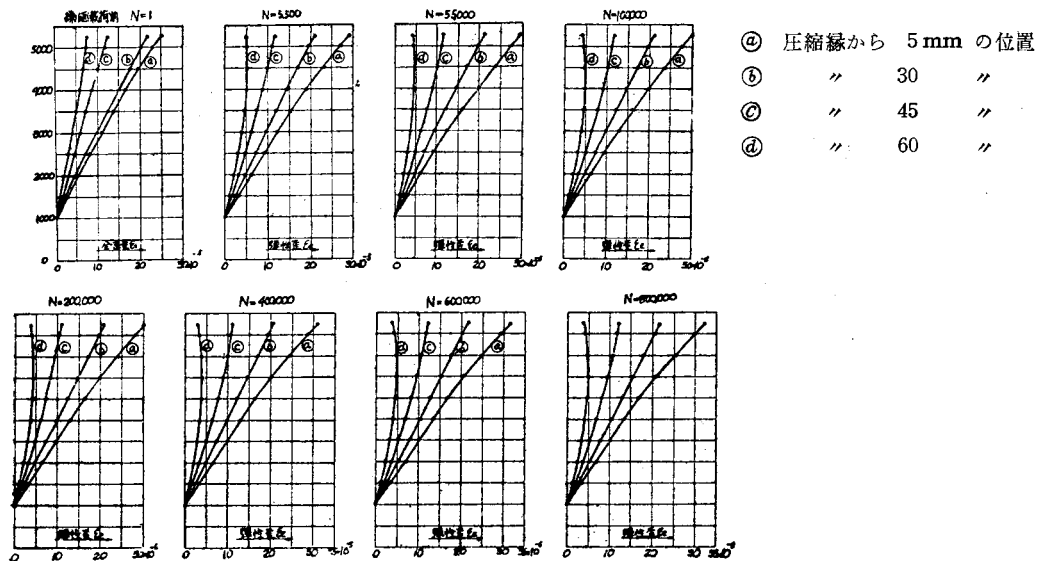


図-13 (1) 2033 桁 荷重-歪曲線



- Ⓐ 圧縮縁から 5 mm の位置
- Ⓑ " 30 " "
- Ⓒ " 45 " "
- Ⓓ " 60 " "

図-13(2) 2033桁 荷重-歪曲線

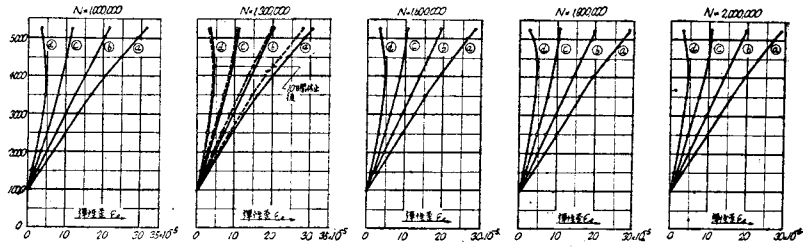


図-14(1) 2035桁 荷重-歪曲線

- Ⓐ 圧縮縁から 5 mm の位置
- Ⓑ " 30 " "
- Ⓒ " 55 " "
- Ⓓ " 75 " "

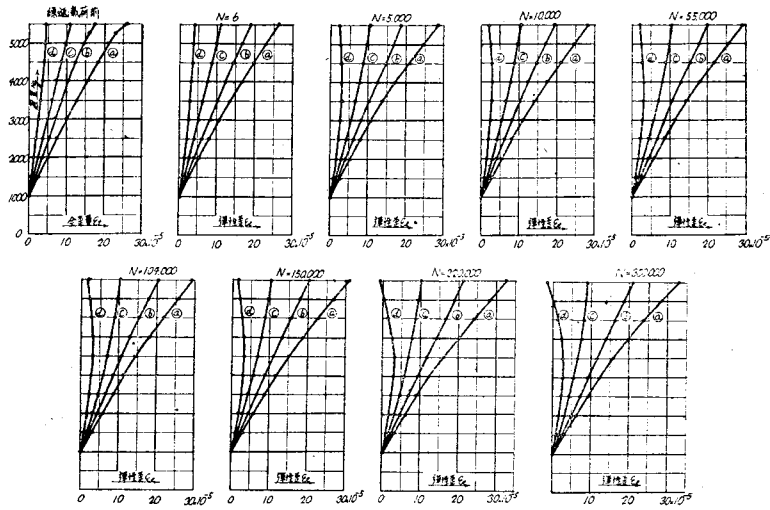


図-14(2) 同上

- Ⓐ 圧縮縁から 5 mm の位置
- Ⓑ " 30 " "
- Ⓒ " 55 " "
- Ⓓ " 70 " "

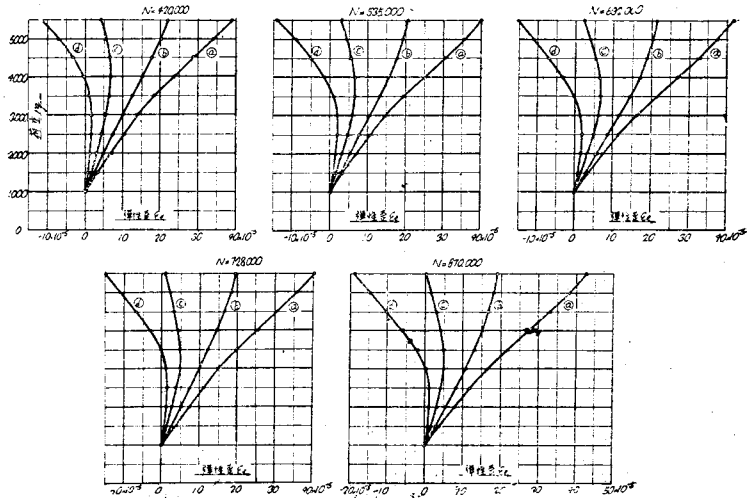


図-14 (3) 2035 桁 荷重-歪曲線

- Ⓐ 圧縮縁から 5 mm の位置
- Ⓑ " 30 " "
- Ⓒ " 55 " "
- Ⓓ " 75 " "

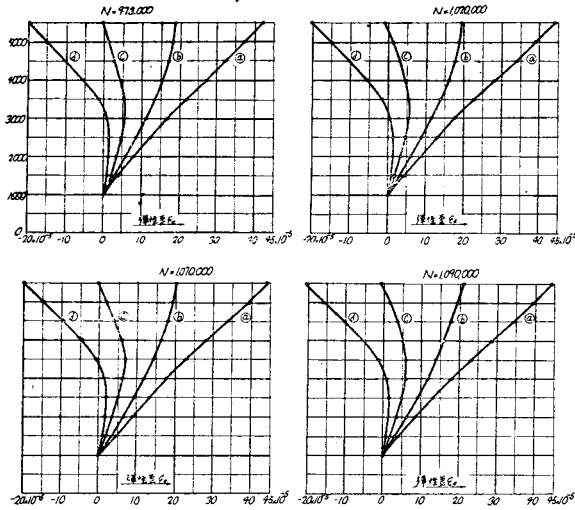


図-15 (1) 2036 桁 荷重-歪曲線

- Ⓐ 圧縮縁から 5 mm の位置
- Ⓑ " 25 " "
- Ⓒ " 50 " "
- Ⓓ " 70 " "

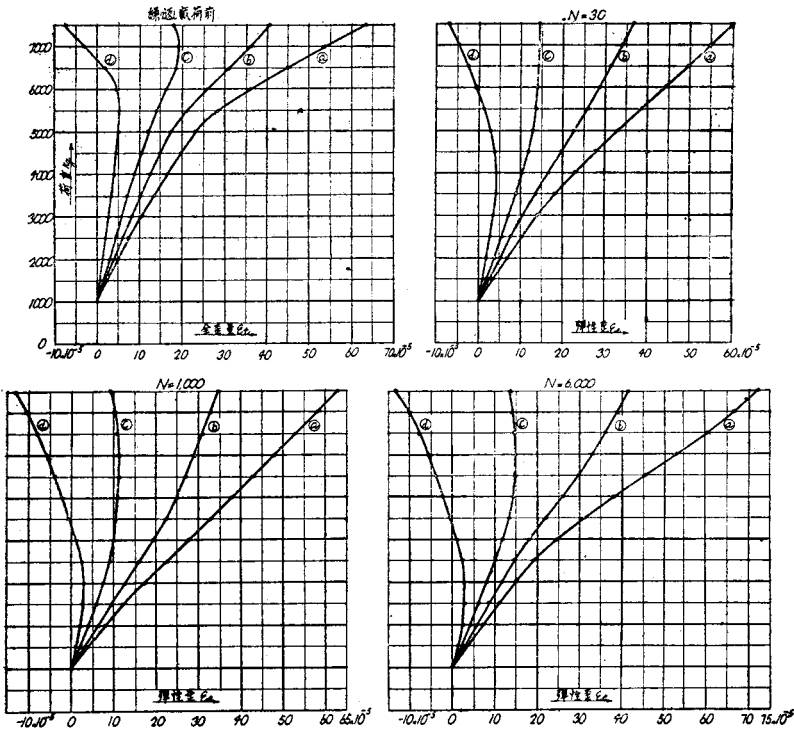


図-15(2) 2036桁 荷重-歪曲線

- Ⓐ 圧縮縁から 5 mm の位置
- Ⓑ " 30 mm "
- Ⓒ " 55 mm "
- Ⓓ " 75 mm "

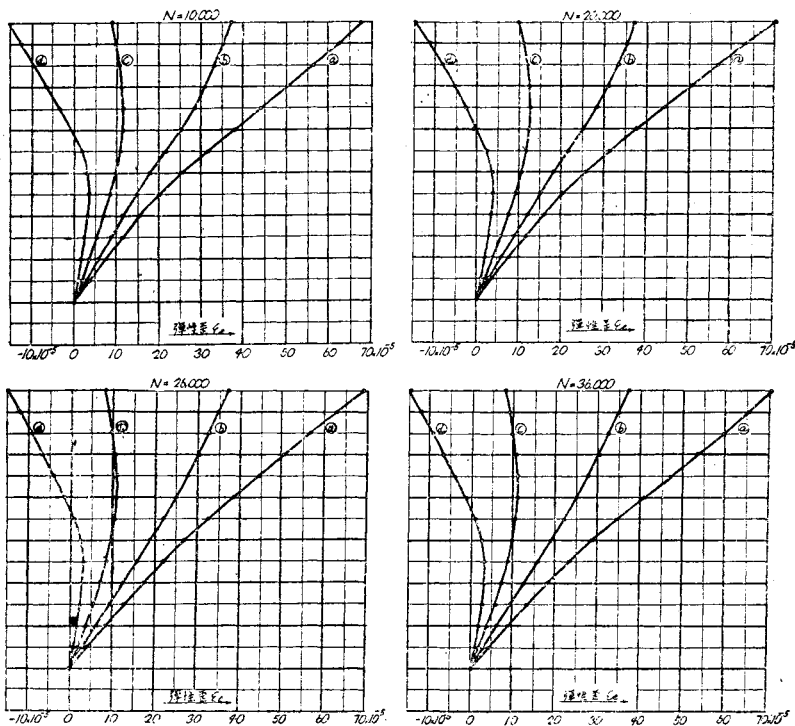


図-15(3) 同上

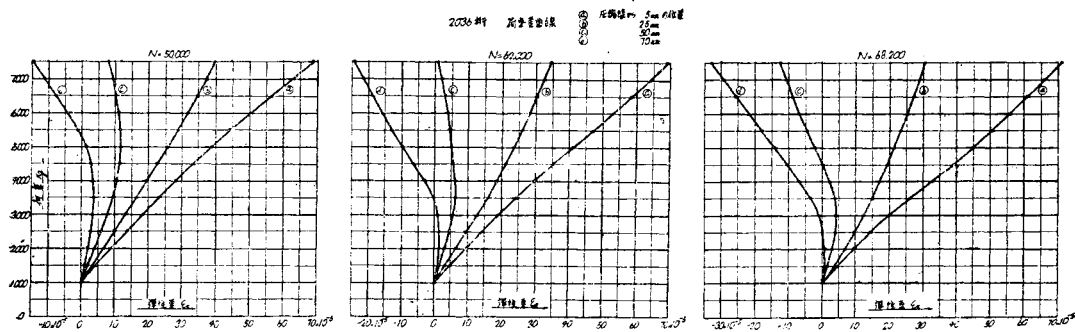


図-16

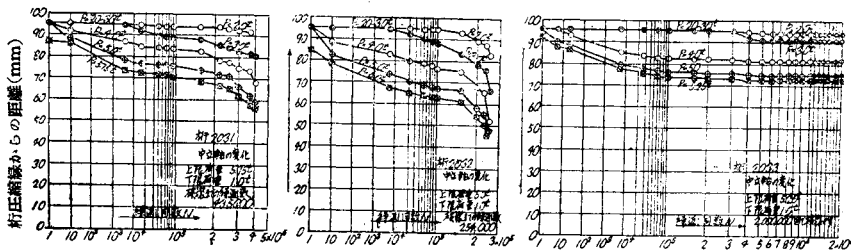


図-17

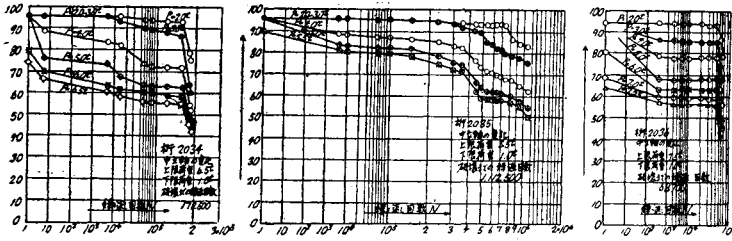


図-18

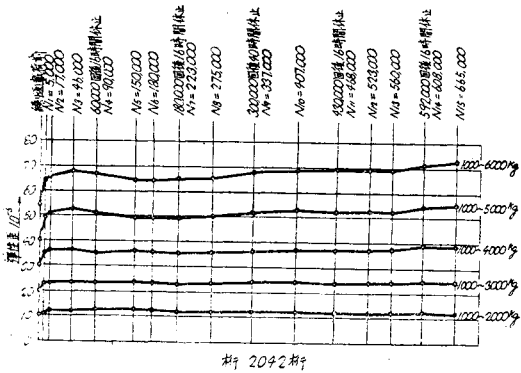


図-19

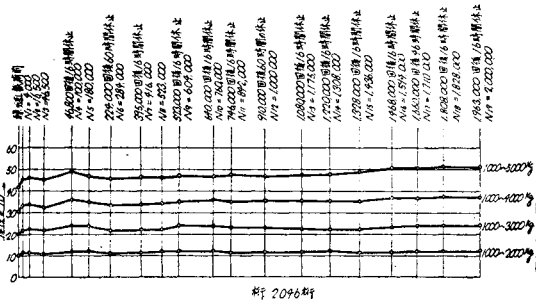


図-20

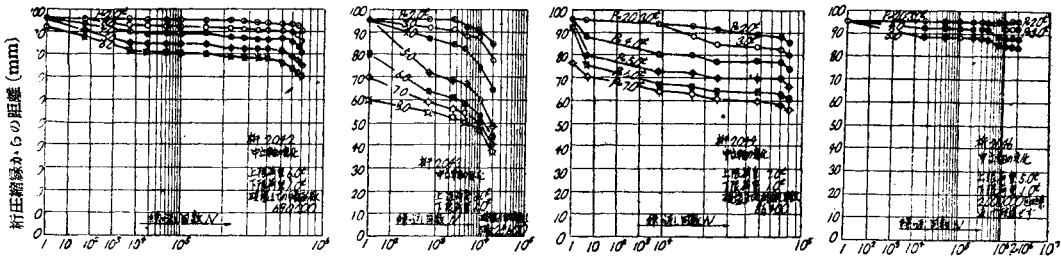


図-21 A₂ 桁 荷重-歪曲線

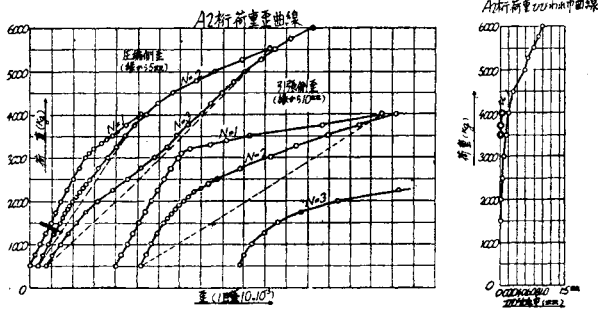


图-22 A₃桁

A₃桁

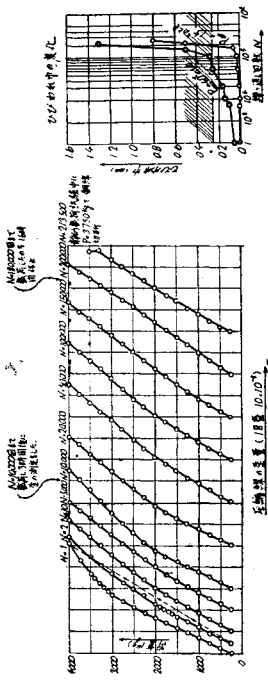


图-23 A₄桁

A₄桁

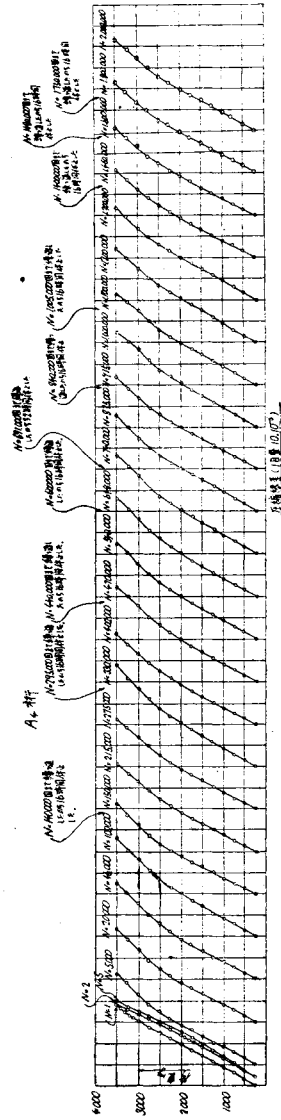


图-24 A₆桁

A₆桁

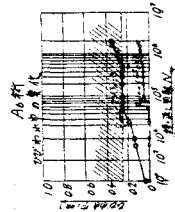
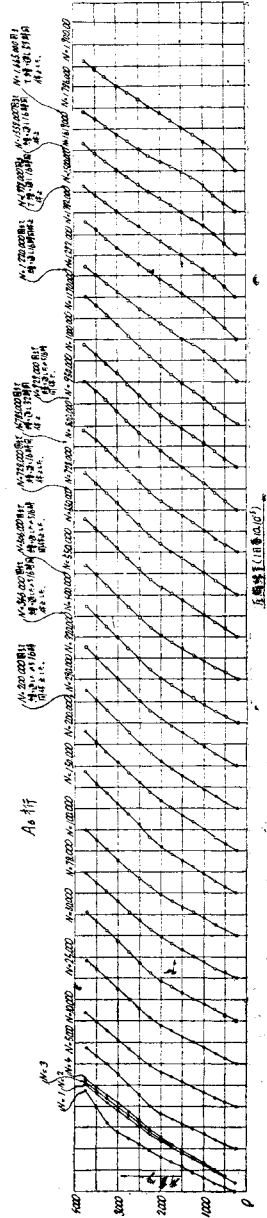


图-27 B₄ 桁

B₄ 桁

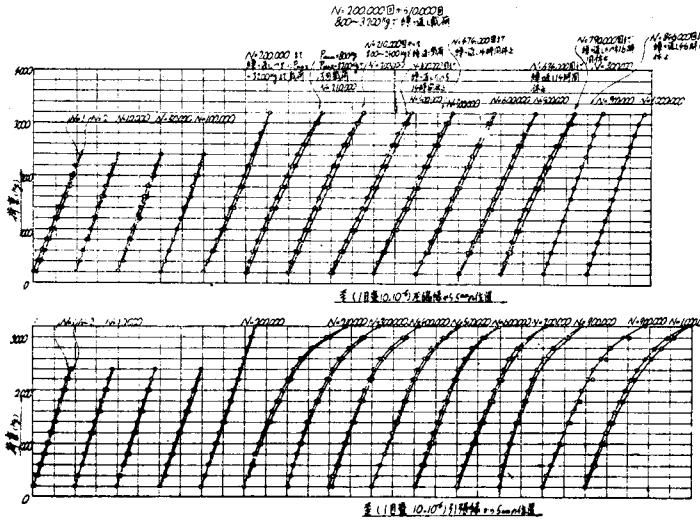


图-28 B₅ 桁

B₅ 桁

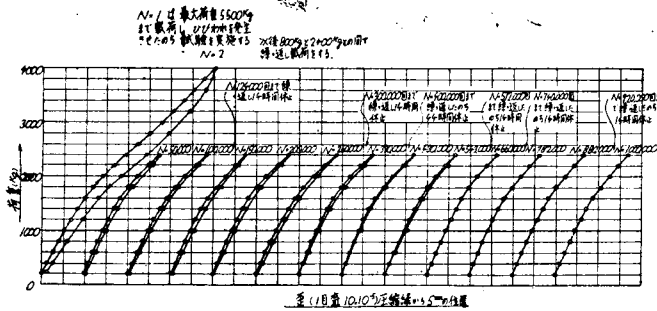


图-29 B₆ 桁

B₆ 桁

是実験の中心部の平均の中心に座落試験機、107線道、
 載荷試験機中心荷重の作用の結果、中心部に
 形成するひびく、一部は破壊に至った。荷重の載荷中
 N=100,000回、断片は破壊部から脱落した。
 一、この物の断片は、ひびくは、伸縮(載荷)の
 2回にわたって、ひびくの開口の中心に、ひびくは、ひびくである。

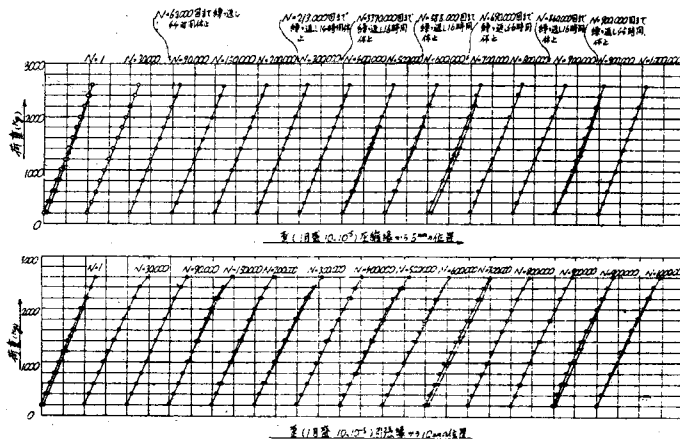


図-30 B₇ 桁

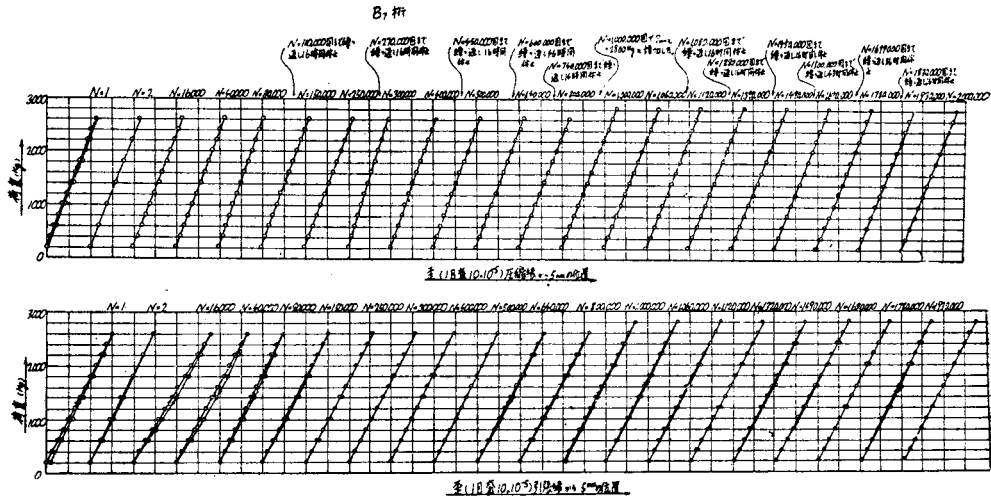
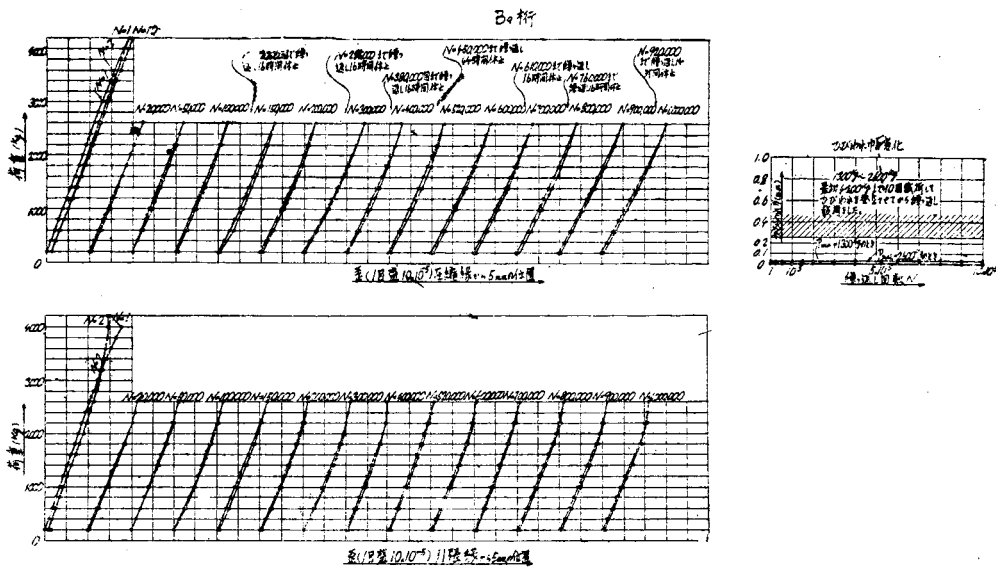


図-31 B₉ 桁



るようになる。このようになると、この大きく開閉するひびわれの近くのコンクリート温度がいちじるしく上昇するようになる。その後わずかな繰り返しによつて桁は破壊するのが普通である。疲労によつて鋼線が切断する場合の鋼線切断面の状況は写真-12に示してある。すなわち、鋼線切断面においては断面積の収縮は認められていない。

§ 3. 疲労試験終了後の桁の静的破壊試験

A桁およびB桁について疲労試験を実施し、なお破壊を生じなかつた桁に静的荷重をして桁を破壊させた。破壊はすべて鋼線の切断によつて生じたものである。試験結果は表-10~11に示してある。

写真-12 疲労によつて切断された鋼線破断面

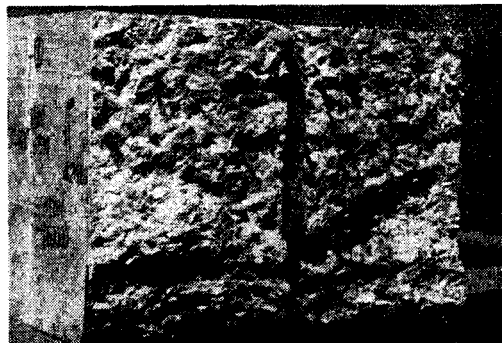


図-32 B₁₀ 桁

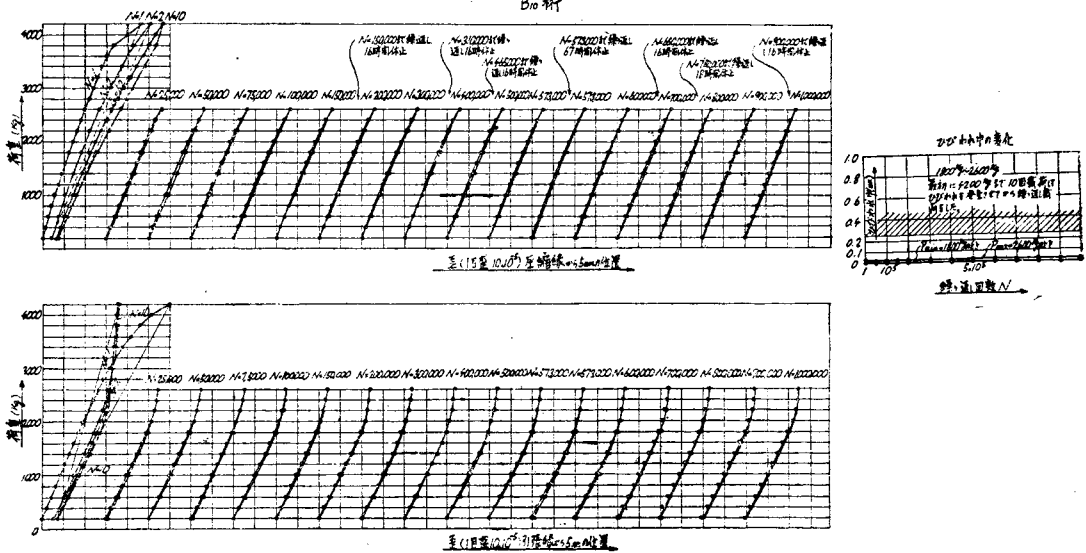


表-10 A₄, A₇ 桁の破壊荷重

桁番	破壊荷重 (kg)	備考
A ₄	6850	2000000 回まで繰り返し破壊
A ₇	7100	したかつた桁

表-11 B₄~B₁₀ 桁の破壊荷重

桁番	破壊荷重 (kg)	備考
B ₄	6500	1000000 回まで繰返し破壊を生じなかつた桁
B ₅	6850	
B ₆	6800	
B ₇	6800	
B ₈	7050	
B ₉	6750	
B ₁₀	6550	

第4章 試験結果にたいする考察

§1. 上限荷重と繰返し回数との関係

最大荷重と桁が破壊を生ずるまでの繰返し回数との間の関係を検討する。このために上限荷重 P と繰返し回数 N の対数 $\log N$ との相関を検討する。表-9の結果を用いて相関係数“ r ”を求める。この相関係数“ r ”の有意性を検討するために Student の“ t ”を求める。“ r ”と“ t ”との計算結果を表-12に示してある。

表-12 相関係数“ r ”の有意性の検討

桁番号	r	$t = \frac{r}{\sqrt{1-r^2}} \sqrt{N-2}$	各自由度に対する有意水準5%に対する“ t ”
110	-0.968	-5.48	4.303
210	-0.959	-4.795	4.303
203	-0.947	-5.11	3.182
204	-0.986	-8.58	4.303
A	-0.979	-8.40	3.182

以上の結果から明らかなように、すべての桁について、5%の有意水準において有意であることがわかる。また、“ r ”は負であるから、上限荷重 P と $\log N$ とは逆相関である。

W.E. Dehming の最小自乗法を用いて P と $\log N$ との関係を1次式で表わしてみる。また任意の横座標 $\log N$ についてえられる計算上の点の95%が含まれると期待される範囲を求めるとつぎのようになる。

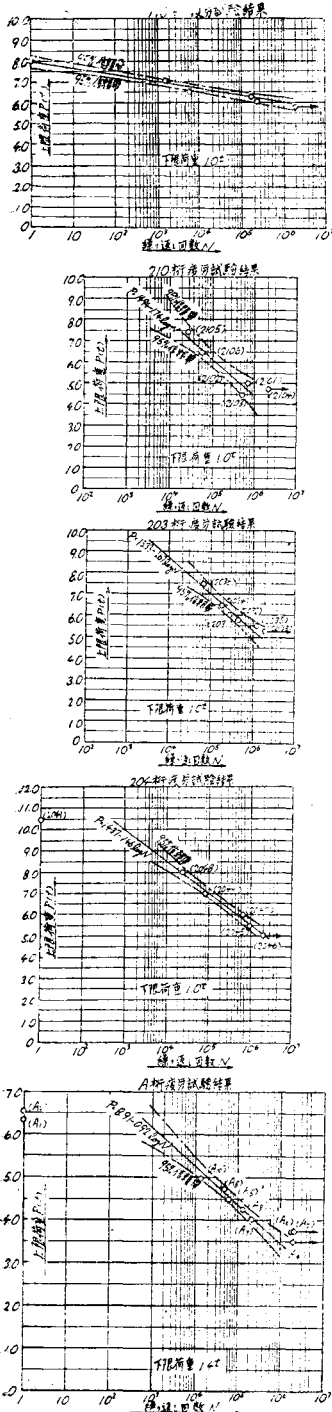
- 110 桁の場合 $P = 7.99 \pm 0.340 \log N \pm 0.284 \{0.857 - 0.375 \log N + 0.0536 (\log N)^2\}^{1/2}$
- 210 桁の場合 $P = 14.94 - 1.74 \log N \pm 0.752 \{22.99 - 8.982 \log N + 0.889 (\log N)^2\}^{1/2}$
- 203 桁の場合 $P = 15.33 - 1.67 \log N \pm 0.570 \{35.70 - 13.064 \log N + 1.202 (\log N)^2\}^{1/2}$

204 桁の場合 $P = 14.37 - 1.46 \log N \pm 1.96 \{16.98 - 6.324 \log N + 0.598 (\log N)^2\}^{1/2}$

A 桁の場合 $P = 8.91 - 0.918 \log N \pm 1.96 \{0.355 - 0.1465 \log N + 0.0152 (\log N)^2\}^{1/2}$

以上の計算結果は図-33 のようになる。これによつても明らかなように、プレストレストコンクリート桁の疲労についても金属材料の場合と同様に上限荷重と桁が破壊するまでの 載荷繰り返し回数との間には 1 次式で表わされる関係が成立する。もちろんコンクリートに疲労が起らないで鋼線が疲労する結果、桁が疲労破壊を起すのであるから、以上の事は明らかなことでもある。

図-33



以上の関係式は $N=10^4 \sim 2 \times 10^6$ の間でえられた試験結果から求められたものであるから、 $N=10^4$ 以下の所では成立しないものであることに注意しなければならない。図-33からも明らかなように、110 桁の場合には $N=1$ から $N=2 \times 10^6$ までの間で成立するが、A 桁では上記の式で $N=1$ としたときの P と、静的試験結果との間には大きい差が認められている。

上限荷重と繰返し回数との間に上記のような 1 次関係式が成立するのは $N=10^4$ 程度以上の繰返し回数に対するものであつて、これより小さい N に対しては、上記の式で計算した P より小さい荷重で桁は破壊を生ずるものと考えられる。すなわち、上限荷重と繰返し回数 N の対数 $\log N$ との関係は、最初は傾斜のゆるい曲線であり、 $N=10^4$ 以上から、直線的になるものと考えられる。これはひびわれの進展と関係があるものと考えられる。

§2. 桁の静的強度と疲労強度との関係

桁の静的破壊試験において鋼線が切断して桁が破壊したのは A 桁だけであつて、他の桁においては、斜張応力によつて桁は破壊を生じた。しかし、斜張応力によつて破壊を生じた桁の場合でも適当にせん断補強をすることによつて、鋼線の降伏または切断による桁の破壊を生ぜさせることができる。したがつて斜張応力によつて破壊を生じた桁の場合にも、鋼線が切断して桁が破壊する場合の強度を計算で求めこれを疲労強度と比較することができる。桁の破壊強度は第 1 編において述べた方法によつて求める。計算の結果は表-13 のようになる。表-13 の計算上の破壊荷重と、桁の疲労強度とを比較すると、表-14 のようになる。疲労強度は図-4 から求めたものである。

表-13 桁の破壊荷重の計算値

桁番号	$K = \frac{bd\sigma_{cu}}{A_s\sigma_{su}}$	$\frac{M_u}{A_s\sigma_{su}d}$	$\frac{M_u}{(kg\cdot cm)}$	P_u (t)	備 考
210	5.2	0.88	294 700	9.82	
203	4.6	0.86	296 000	9.87	
204	4.6	0.86	300 000	10.00	
A, B	8.1	0.94	186 700	6.22	試験結果の平均=6.45 t

表-14 計算上の破壊強度と疲労強度との比較

桁 番 号	計算上の破壊強度 (t)	疲 勞 強 度 (t)	疲 勞 強 度 計算上の破壊強度
210	9.82	4.75	0.484
203	9.87	5.25	0.532
204	10.00	5.25	0.525
A	6.22	3.75	0.602

表-14 から明らかなように桁の疲労強度は計算で求めた破壊強度の 48~60% の間である。A 桁のように 静的試験で鋼線の切断をした実際

の試験荷重の平均値とを比較すると、疲労強度は計算上の破壊強度の58%である。

(同一限界荷重, 同一静的破壊強度の場合で) 疲労強度と計算上の破壊強度との比は、鋼線品質の悪い210桁の方が、203桁よりも悪くなっている。また鋼線を数段に分けて配置してある場合ほど、この比は小さくなっているようである。桁の疲労破壊が、鋼線の疲労によつておこるのであるから、最下段の鋼線ほど疲労がいちじるしくなる結果、桁の疲労強度が低下するのが当然であると考えられる。

疲労試験中、最初に切断する鋼線は最下段のものであり、最上段の鋼線は切断されないのが普通である。最下段の鋼線が切断すると荷重が下がるので再び荷重を上昇させる途中で最上段鋼線が静的引張によるようにして切断されている。

A桁における疲労強度との比が他のものと比較して大きくなっているのは、下限荷重が他の場合に比較して大きいからである。すなわち、210, 203, 204桁が下限荷重は1.0tであつてこれは疲労強度の19~21%であるが、A桁では37%となつている。下限荷重が大きいほど疲労強度が大きくなることは、鋼材の疲労試験からも明らかにされていることである。

§3. 計算上の許容荷重と疲労荷重との関係

繰り返し荷重をうけることによつて疲労現象を考慮しなければならない。プレストレストコンクリート桁の許容荷重としては、一般につきの2つの場合を考える。

(i) 下縁に作用する合成応力を0とする(Full prestressing)。

(ii) 下縁に作用する引張応力をコンクリートの曲げ引張強度の1/2以下とする(Partial prestressing)。

この試験の場合、コンクリートの曲げ引張強度の1/2を40kg/cm²と仮定し、桁に作用している有効プレストレスとしては表-1の値を用いる(表-1の内()内の数値を今の場合用いない)。計算の結果は表-15ようになる。

表-15 桁の許容荷重

	110桁	210桁	203桁	204桁	A桁	B桁
(i) 下縁引張応力が0kg/cm ² となる荷重(t)	4.24	2.83	2.91	3.26	1.64	2.09
(ii) 下縁引張応力が40kg/cm ² となる荷重(t)	5.70	3.79	3.83	4.22	2.38	2.82

以上の合許容荷重と疲労強度とを比較すると表-16のようになる。

表-16 桁の疲労破壊に対する安全率

	210桁	203桁	204桁	A桁
許容荷重(i)に対して	1.68	1.80	1.61	1.79
許容荷重(ii)に対して	1.25	1.36	1.25	1.33

繰り返し載荷によるひびわれ発生試験を実施した110桁およびB桁について結果を比較するとつぎのようになる。

110桁のひびわれ発生に対する安全率は許容荷重(i)に対しては1.35; 許容荷重(ii)に対しては1.007となつている。

B桁でひびわれの発生しなかつたB₇桁と比較すると、ひびわれ発生に対する安全率は1.24, 許容荷重(ii)に対しては、0.922となつている。

これらのことから考えると、許容荷重(ii)は繰り返し載荷をうける3桁の場合においては、ひびわれ発生荷重と考えることができる。すなわち、許容荷重(ii)では疲労によつてひびわれが発生する危険があることになる。

静的破壊荷重(計算によつて求めたもの表-13)に対する各許容荷重の安全率は表-17のようになる。

表-16と表-17とを比較すると、繰り返し載荷によつて疲労が問題となるような桁においては、桁の疲労破

表-17 計算上の安全率

	210桁	203桁	204桁	A桁
許容荷重(i)に対して	3.47	3.39	3.08	3.79
許容荷重(ii)に対して	2.59	2.53	2.37	2.21

壊に対する安全率は静的破壊に対する安全率の約 50% と考えてよい。

§4. 疲労限荷重以下の荷重で繰り返しをうけた桁の静的破壊強度について

繰り返し載荷によつて、桁の静的破壊強度がどんなに変化するかについて、表—10, 11 に試験の結果を示した。A, B 桁は同一断面寸法でプレストレスの大きさだけが異なるものであるが、第 1 編で述べたように、この桁ではプレストレスの大きさは破壊強度に影響しないことが理論的に明らかであるから、ここでは A, B 桁をまとめて考えることにする。すなわち、繰り返し載荷によつて破壊しなかつた桁 A₁, A₇, B₁~B₁₀ の群の静的破壊荷重と、静的破壊試験だけを実施した A₁, A₂, B₁, B₂, B₃ 桁の破壊荷重とを比較検討する。

まず統計学的に両群の破壊荷重の平均値間の差の有無を考察してみる。

繰り返し載荷をうけたのち静的破壊試験をしたときの破壊荷重を x_1, x_2, \dots, x_n , 繰り返し載荷をうけないものの静的破壊荷重を y_1, y_2, \dots, y_m とすると結果はつぎのようになる。

x 群 6.8; 6.85; 6.85; 7.05; 6.75; 6.80; 6.55; 7.15; 6.50 (t)

y 群 6.67; 6.37; 6.32; 6.35; 6.55

各群の平均値 \bar{x} , \bar{y} および不変分散 $\hat{\sigma}_x^2$, $\hat{\sigma}_y^2$ はつぎのようになる。

$\bar{x}=6.81$ $\hat{\sigma}_x^2=0.060$ $\bar{y}=6.45$ $\hat{\sigma}_y^2=0.055$

2つの母集団に関して母分散の“等分散仮説”を検定する。

標本から求められた F 分布の値は

$$F=0.060/0.055=1.093 \quad (n_x=8 \quad n_y=4)$$

ここで F 表から $P_r\{F \geq F_0\}=0.05$ なる F_0 を求める (自由度は 8, 4)。それは $F_{12}^8(0.05)=6.04$ である。標本から求めた $F=1.093$ は F_0 より小さいから、危険率 0.05 で $\sigma_x^2=\sigma_y^2$ は棄てられない。

つぎに“等平均仮説”を検定し、両群の間の差の有無をしらべる。

$n_x=9$ $\bar{x}=6.81$ $S_x=0.480$ $n_y=5$ $\bar{y}=6.45$ $S_y=0.221$

であるから、Student の “ t ” を計算するとつぎのようになる。

$$t = \frac{\bar{x} - \bar{y}}{\sqrt{S_x + S_y}} \sqrt{\frac{n_x n_y (n_x + n_y - 2)}{n_x + n_y}} = 2.67$$

自由度 12 のときは有意水準 5% において $t_{0.05}=2.17$ であるから、 $t=2.67 > t_{0.05}$ となる。したがつて、仮説 $\bar{x}=\bar{y}$ は危険率 0.05 で棄却される。すなわち \bar{x} と \bar{y} は有意水準 0.05 で有意の差を有することがいえる。

以上の統計的考察によつてつぎのようにいえる。

疲労限荷重以下の荷重で繰り返し載荷をうけたプレストレスト コンクリート桁においては、繰り返し載荷後の静的破壊荷重は、繰り返し載荷によつて、繰り返しをうけない桁の静的破壊荷重よりも減少することはない。この試験の場合には 5.5% 増加する結果となつている。すなわち、疲労限荷重以下の荷重で繰り返し載荷をうけた桁においては静的破壊に対する安全率が、繰り返し載荷の結果減少するようなことはない。

§5. 疲労によつてひびわれを発生しないため引張縁に生ずる引張応力の制限値

Partial prestressing を許容する場合に、許容引張応力を 40 kg/cm² と仮定して §3. では計算をした。コンクリートの曲げ引張強度の 50% を曲げ引張に対する疲労限と考えると、コンクリートは 80 kg/cm² の曲げ引張強度を有しなければならないことになる。この試験ではコンクリートの曲げ引張強度の試験は実施されなかつた。しかし、疲労試験に用いた桁の試験結果から、つぎのようにして、曲げ引張強度を推定することができる。

最初にひびわれの発生するとき下縁の計算上の引張応力度は下縁の有効プレストレスとコンクリートの曲げ引張強度の和に等しいのである。また一旦ひびわれが発生した桁で、ひびわれが再びその口を開くのは、下縁の計算上の引張応力が、下縁の有効プレストレスと等しくなつたときである。したがつて両者の差がコンクリートの曲げ引張強度に等しいのである。

実際問題として、これらのひびわれ荷重、ひびわれが再開するときの荷重を正確に知ることはなかなか困難である。しかし荷重—歪曲線、荷重—撓曲線において、曲線が急に折れる点(歪、撓が急に増加する点)から、これらの荷重はかなりよく判断できる。

以上の考え方をを用いて、203 桁 (コンクリートの $\sigma_{28}=437$ kg/cm²)、B 桁 (コンクリートの $\sigma_{28}=520$ kg/cm²) について、コンクリートの曲げ引張強度を推定する。

(i) 203 桁の場合 ひびわれ荷重およびひびわれが再生する荷重はつぎの表—18 ようである。

表-18 203 桁のひびわれ荷重およびひびわれ再開荷重

桁番号	ひびわれ荷重(t)	ひびわれ再開荷重(t)	桁番号	ひびわれ荷重(t)	ひびわれ再開荷重(t)
2031	5.0	3.0	2034	4.7	3.2
2032	5.0	3.2	2035	4.8	2.9
2033	4.8	3.0	2036	5.3	3.0

以上の結果から信頼度 95% の区間推定値はつぎのように計算される。

ひびわれ荷重 4.93 ± 0.31 (t) ひびわれ再開荷重 3.05 ± 0.11 (t)

ひびわれ荷重 x とひびわれ再開荷重 y との差を信頼度 95% で区間推定する。

$\bar{x}=4.93$ $S_x=0.43$ $n_x=6$ $\bar{y}=3.05$ $S_y=0.07$ $n_y=6$

$n_x+n_y-2=10$ なる自由度に対する $t_{0.05}=2.23$ であるから、母集団平均値の差はつぎの式から求められる。

$$t = \frac{(\bar{x}-\bar{y}) - (\bar{m}_x - \bar{m}_y)}{\sqrt{S_x + S_y}} \sqrt{\frac{n_x n_y (n_x + n_y - 2)}{n_x + n_y}}$$

$$m_x - m_y = 1.88 \pm 0.29$$

したがって推定値はつぎのようになる。

有効プレストレス 128 ± 5 kg/cm² コンクリートの曲げ引張強度 79 ± 12 kg/cm²

推定された有効プレストレスは表-1 の計算値とよく一致している。コンクリートの曲げ引張強度は 67~91 kg/cm² の範囲にある。

(ii) B 桁の場合 ひびわれ荷重およびひびわれ再開荷重は表-19 のようである。

表-19 B 桁のひびわれ荷重およびひびわれ再開荷重

桁番号	ひびわれ荷重(t)	ひびわれ再開荷重(t)	桁番号	ひびわれ荷重(t)	ひびわれ再開荷重(t)
B ₁	3.8	2.2	B ₆	—	2.1
B ₂	3.7	2.1	B ₈	3.9	2.1
B ₃	3.6	2.2	B ₉	3.8	2.4
B ₄	—	2.2	B ₁₀	3.8	2.2
B ₅	3.9	2.0			

(i) の場合と同様に計算をすると推定値はつぎのようになる。

有効プレストレス 119 ± 5 kg/cm² コンクリートの曲げ引張強度 90 ± 12 kg/cm²

有効プレストレスの推定値は表-1 の計算値とよく一致している。コンクリートの曲げ引張強度は 78~102 kg/cm² の範囲にある。

以上の結果から、この試験に用いられた程度のコンクリート ($\sigma_{28}=440\sim520$ kg/cm²) では、コンクリートの曲げ引張強度の平均値としては 80~90 kg/cm² と考えてよい。

しかし試験結果から明らかなように、コンクリートの曲げ引張強度には相当大きいばらつきがあるから、安全のためにはコンクリートの曲げ引張強度を 70 kg/cm² と考えるのが安全である。

コンクリートの曲げ引張強度に対する疲労限は従来の試験結果によると静的強度の 50% であるから、疲労によつてのひびわれの発生を防止するには、引張縁に生ずる引張応力を 35 kg/cm² に制限するのがよい。しかし、B₆ 桁のように、下縁引張応力が 35 kg/cm² 以下に制限されていても、衝撃的に荷重が作用する場合にはひびわれが発生することがある。したがって衝撃的荷重が繰り返し作用するような場合には、Full Prestressing とするようになるのが安全である。

§6. 中立軸の位置と載荷繰り返し回数との関係

繰り返し回数 N の増加によつて中立軸が次第に上昇する状況は 203 桁と 204 桁について測定された。その結果は図-16~17、および 20 に示してある。これらの結果からつぎのように云える。

(i) 疲労によつて桁が疲労破壊を生ずる場合には、中立軸は N とともに上昇する。したがって定常状態となることはない。

Full-prestressing に相当する荷重のもとでは、ひびわれが発生しても中立軸の位置ではひびわれ発生前の位

置と相違を生じないはずであるが、試験結果によると多少上昇を示している。すなわち、203 桁、204 桁とも Full-prestressing の荷重は大体 3.0t である。しかし、この 3.0t のときの中立軸の位置と N との関係をしらべると表-20, 21 のようになる。

表-20 中立軸位置の変化 (圧縮縁からの距離) $P=3.0t$ のとき

桁番号	2031	2032	2033	2034	2035	2036
上限荷重 (t)	5.75	6.00	5.25	6.50	5.50	7.50
$N=1$	9.5	9.5	9.6	9.6	9.6	9.5
5 000	9.5	9.5	9.6	9.6	9.6	8.6
20 000	9.2	9.2	9.6	9.3	9.6	8.5
50 000	8.9	9.0	9.6	9.0	9.6	8.5
100 000	8.8	8.8	9.6	8.8	9.6	6.8
200 000	8.6	7.8	9.6	6.0	9.6	($N=7 \times 10^4$)
400 000	8.1		9.2	($N=1.9 \times 10^5$)	9.2	
600 000			9.1		8.4	
800 000			9.1		7.8	
1 000 000			9.1		7.7	
2 000 000			9.1			

表-21 中立軸位置の変化 (圧縮縁からの距離) $P=3.0t$ のとき

桁番号	2042	2043	2044	2046	桁番号	2042	2043	2044	2046
上限荷重 (t)	6.00	8.00	7.00	5.00	上限荷重 (t)	6.00	8.00	7.00	5.00
$N=1$	9.6	9.6	9.5	9.5	400 000	9.0			9.4
5 000	9.2	8.8	9.4	9.5	600 000	8.6			9.3
20 000	9.2	7.7	8.6	9.5	800 000	($N=7 \times 10^5$)			9.3
50 000	9.2		8.3	9.5	1 000 000				9.2
100 000	9.2		8.0	9.5	2 000 000				9.2
200 000	9.1		($N=8 \times 10^4$)	9.5					

表-20, 21 から明らかなように、Full-prestressing 荷重 $P=3.0t$ に対しては、 N の小さい間は第1回載荷のときと同じ中立軸位置を示す。これは大体計算値と一致している。しかし N が増加するとともに、次第に中立軸は上昇の傾向を示す。特に疲労破壊を生ずる回数 N に近くなると急激に変化している。2033, 2046 桁のように破壊を生じない桁においては $N=5 \times 10^5$ 附近までは、中立軸位置に変化はないから、 N がさらに増加すると中立軸は多少上昇する。 $N=10^6$ 程度で定常状態となり、 $N=2 \times 10^6$ までほとんど変化はない。

ひびわれ発生後でも、Full-prestressing 荷重のもとで、中立軸はひびわれ前と同位置にあるとすれば、これは下縁のプレストレスの値に全く変化を生じないものとしての場合である。試験の結果によると、中立軸位置は変化するものであるから、下縁のプレストレスに変化があつたものと考えなければならない。すなわち、コンクリートのクリープ、鋼線の残留歪、鋼線とコンクリートの附着の破壊、等によつてプレストレスが減少するものと考えなければならない。

また上限荷重の大きい場合ほど、 $P=3.0t$ における中立軸の上昇が起こる N は小さいものである。これは鋼線が繰り返し載荷によつて、より大きい残留歪、鋼線とコンクリートとの附着の減少、等を生ずる結果と考えられる。

$P=2.0t$ に対しても $P=3.0t$ のときと同様に中立軸が上昇する傾向がある。

(ii) 疲労によつて桁が破壊を生ずる場合には、破壊繰り返し回数 N の附近で上限荷重に対する中立軸は急激な上昇を示している。大体圧縮縁から 4~5 cm の位置にある。

§7. 荷重-歪曲線と繰り返し回数 N との関係

荷重-歪曲線は各桁について測定されその結果は 図-5~32 に示してある。荷重-歪曲線についてはつぎのよ

うにいえる。

(i) 荷重—圧縮縁歪曲線は、第1回載荷の場合には荷重軸に向つて凸形である。特にひびわれ発生後はいちじるしい彎曲を示している。荷重を繰り返し作用すると残留歪はほとんど0となり、荷重—弾性歪曲線は直線状となる(図—11~15)。しかし一旦ひびわれが発生したのちは Full-prestressing 荷重以上の荷重では、荷重—弾性歪曲線もゆるやかに変曲を示すようになる。

(ii) 疲労破壊を起こす桁において繰り返し回数 N が増大すると、荷重を増加する場合の荷重—歪曲線に変曲点が表示されるようになる(図—6, 図—10)。すなわち、荷重—歪曲線は荷重の小さい部分では荷重軸に対して凹状であるが、荷重の大きい所では荷重軸に対して凹状となつてくる。この変曲点に相当する荷重は、繰り返し回数の増加とともに、小さくなる。このことは全歪量だけではなく、弾性歪についてもいえることである。

荷重を減少させる場合の荷重—歪曲線においては、 N が小さい場合には、荷重軸に対して曲線全体が凹状となつている。しかし N が増加すると、荷重の大きい所では荷重軸に対しては、凹形となり、荷重の小さい所では凸形となつて変曲点が生ずる。

荷重を増加させる場合の荷重—歪曲線に対する原点における切線は、荷重を減少させるときの荷重—歪曲線の最大荷重におけるこの曲線に対する切線とほとんど平行である。

(iii) 荷重—歪曲線がかこむ面積は第1回載荷の場合にはいちじるしく大きい第2回載荷の場合にはこの面積は小さくなる。

荷重を繰り返しているときのヒストレス曲線のかこむ面積は大きくなる。疲労によつて桁が破壊するときのこの面積は非常に大きいものであり、 N の増加によつて次第に増大するものである。疲労によつて桁が破壊を生じない場合には、このヒストレス曲線のかこむ面積はほとんど0であり、荷重を増加させる場合も、減少させる場合にも、荷重—歪曲線はほとんど重なり合うようになる。

(iv) 試験に休止時間を挿入すると、荷重—歪曲線は変化する。たとえば 2104 桁において $N=932000$ 回まで載荷した後5日間休止したのち再び載荷をすると、荷重—歪曲線はいちじるしく変化している。すなわち、荷重—歪曲線が立つていて弾性係数が増加したような状況となつている。

すなわち同一荷重に対する歪が小さくなつている。また荷重を0にもどした場合の残留歪が生ずるようになる(図—8)。しかし、約 100000 回繰り返すと、荷重—歪曲線は休止前のものと同一になつている。荷重—歪曲線だけでなく中立軸位置についても同様な現象を生じ、長時間の休止時間を入れると、中立軸の位置が、休止前に比較して、圧縮縁からの距離が大きくなつている。14~16 時間の休止時間の挿入後では、数万回の繰り返し後には再び休止前と同様な荷重—歪曲線となる。

(v) 桁圧縮縁の弾性歪は第1回載荷の場合が小さく、載荷を繰り返すことによつて急激に増加する。これは小さい荷重のもとではいちじるしいものではないが荷重が大きくなるほどいちじるしく大となる。

N が増加すると、弾性歪は一時減少する。これは材料の疲労硬化の現象によるものと考えられる。 N がさらに増加すると再び弾性歪は増加するようになる。

桁が疲労破壊する場合には特にこの弾性歪の増加は常に増加の傾向を示すが、疲労破壊を生じない桁の場合には弾性歪は一定となる(図—18, 19 参照)。

§8. ひびわれ巾と繰り返し回数との関係

(i) 疲労によつて破壊を生ずる場合には、ひびわれ巾は繰り返し回数 N とともに常に増加する傾向にある。このひびわれ巾増大の傾向は、上限荷重に対してだけでなく、下限荷重に対しても同様である。

A 桁ではすべて下限荷重を 1.4t とした。これは Full-prestressing 荷重(下縁応力が 0 となる荷重) 1.64t より常に小さいものとしてある。したがつてすべての A 桁において、繰り返し回数 N が小さい間は $P_{min}=1.4t$ のときのひびわれ巾は常に 0 である(図—22~25)。しかし N が増加すると $P_{min}=1.4t$ のときのひびわれ巾は 0 とならないで、残留ひびわれが生ずる。すなわち、ひびわれは完全には閉ぢないことになる。

疲労によつて破壊を生ずる桁の場合には、上下両限荷重に対するひびわれ巾は N とともに常に増加するが、疲労限荷重以下の場合には、ひびわれ巾の増大は、ある程度の繰り返し回数以後は停止して、ひびわれ巾については定常状態となつてくる。

A 桁では $N=2 \times 10^6$ 回まで繰り返し破壊しなかつた A₄, A₇ 桁について、ひびわれ巾に変化を生じなくなつたときのひびわれ巾を表—22 に示してある。

表—22 から明らかのように、下限荷重に対して、下縁応力は常に圧縮応力が作用しているのが、 N の

表-22 A₄, A₇ 桁のひびわれ

桁番	繰り返し荷重 (t)		桁下縁の応力 (kg/cm ²)		ひびわれ巾 (mm)	
	下 限	上 限	下限荷重に対して	上限荷重に対して	下限荷重に対して	上限荷重に対して
A ₄	1.4	2.5	+ 12	- 104	0.05	0.15
A ₇	1.4	3.75	+ 12	- 118	0.10	0.34

注：下縁応力はひびわれ発生なきものとして求めた合成応力である。
正号は圧縮，負号は引張を示してある。

増加によつて常にひびわれが開口したままとなつてこれが閉口しなくなる。下限荷重に対する残留ひびわれ巾は、作用する上限荷重が大きいほど大となつている。

従来の研究結果では、ひびわれ巾が 0.25 mm までは、鉄筋コンクリートの場合防錆に対して許容されるといわれている。この数値をプレストレスト コンクリートの場合にもそのまま適用するとすれば、A₄, A₇ 桁においても、下限荷重（死荷重に相当する）のもので残留するひびわれ巾は鋼鉄の防錆の点から考えれば許容できるものである。上限荷重（死荷重と活荷重との和に相当する）のもとでは、ひびわれ巾は 0.25 mm より大となる場合がある。しかしこのような場合でも上限荷重がなくなり、下限荷重だけが作用するときはひびわれ巾は 0.25 mm 以下である。すなわち実際の構造物で考えると、活荷重が作用するときは、ひびわれ巾は 0.25 mm より大となつても、活荷重が去つて、死荷重だけの場合には、ひびわれ巾は常に 0.25 mm 以下である。すなわちひびわれ巾が 0.25 mm 以上となるのは一時的なことである。

(ii) B 桁においては、下限荷重を Full-prestressing 荷重よりいちじるしく小さいものとし、上限荷重は、Partial-prestressing 荷重（下縁応力が -40 kg/cm² となる荷重）附近で繰り返したものである。

この場合ひびわれを発生させるためひびわれ発生荷重以上の大きい荷重を数回作用させるか、または、Partial-prestressing 荷重以上の上限荷重で繰り返し載荷した。その後は Partial-prestressing 荷重以下の上限荷重で繰り返し載荷をした。

各試験桁について、1 000 000 回載荷を繰り返したのちのひびわれ巾を表わすと表-23 のようになる（図-27 ~32 参照）。

表-23 B 桁のひびわれ巾

桁番号	繰り返し荷重 (t)		下縁応力 (kg/cm ²)		ひびわれ巾 (mm)		備 考
	下限荷重	上限荷重	下限荷重をうけたとき	上限荷重をうけたとき	下限荷重をうけたとき	上限荷重をうけたとき	
B ₄	0.8	2.4	+ 69	- 20	0	0.075	3.2 t で 10 000 回、-64 kg/cm ²
B ₅	0.8	2.4	+ 69	- 20	0.05	0.20	5.5 t および 4.0 t で各 1 回、-191, -108 kg/cm ²
B ₆	0.8	2.6	+ 69	- 31	0	≒0	衝撃によつて微細なひびわれが発生。
B ₇	1.4	2.6	+ 36	- 31	0	0	全くひびわれは発生しない
B ₈	1.2	3.0	+ 47	- 52	0	0.025 以下	N=150 000 で微細なひびわれ発生
B ₉	1.3	2.6	+ 41	- 31	0	0.025	4.2 t で 10 回、-119 kg/cm ²
B ₁₀	1.8	2.6	+ 14	- 31	0	0.025	4.2 t で 10 回、-119 kg/cm ²

試験の結果によると一旦発生したひびわれの巾は、繰り返し荷重の上下限荷重のもとでは繰り返し回数 N によつてはほとんど変化はしていない。ただ、B₄, B₅ 桁のように、ひびわれを発生させるために、Partial prestressing 荷重以上の荷重で多数回繰り返し載荷をした場合および非常に大きい上限荷重を作用させた場合だけ、これらの荷重によつて生じたひびわれは非常に大きいため、上限荷重に対するひびわれは N とともに増大した。B₄ 桁では繰り返し載荷の場合の上限荷重（設計荷重に相当するもの）の 1.3 倍で約 100 回に 1 回の割合で載荷したものであり、B₅ 桁では、繰り返し載荷の場合の上限荷重（設計荷重）の 2.3 倍および 1.65 倍の荷重を各 1 回載荷した場合であつて、これらは実際の構造物においてはほとんど考えられない載荷状態に相当するものである。

B₈ 桁は支承部分にガタがあつたので、載荷が衝撃的に繰り返されたので Partial prestressing 荷重以下の上限荷重であつたが、微細なひびわれが多数発生した。しかし、このひびわれはほとんどその巾を測定することはできない程度のものであつた。B₉ 桁は Partial-prestressing 荷重よりわずかに大きい荷重で繰り返したものであつて、N=150 000 回でひびわれが発生したのが認められた。このひびわれの巾も非常に小さいものであつた。

B₉, B₁₀ 桁は、繰り返し載荷の場合の上限荷重の 1.6 倍の荷重を作用させてひびわれを発生させたものであつて、その作用回数は 100 000 回に 1 回の割合である。B₉, B₁₀ 桁では下限荷重だけを異にしているもので、上限荷重と下限荷重との比は、B₉, B₁₀ 桁でそれぞれ 2.0, 1.4 としてある。すなわち、上, 下限荷重の差を活荷重だけによる荷重と考えることができるから、B₉ 桁では死荷重/活荷重=1.0; B₁₀ 桁では死荷重/活荷重=2.25, となつている。B₉ 桁は死荷重と活荷重との比は大体普通の場合であり、B₁₀ 桁の場合は極端に死荷重の大きい場合に相当するものである。B₉, B₁₀ 桁は活荷重だけを、2.23 倍および 3.62 倍として、Over-loading した場合に相当する。また Over-loading は両桁とも、100 000 回に 1 回の割合で作用させたのである。試験の結果によると、下限荷重に対するひびわれ巾は常に 0 であり、上限荷重に対するひびわれ巾は約 0.025 mm であつて、両桁の間には、ひびわれ巾についての相違は認められなかつた。またひびわれ巾は最初の載荷から、ほとんど同一であつて、N が増加しても、ひびわれ巾の増大はほとんど認められなかつた。

B 桁の試験結果によると 下限荷重は常に Full-prestressing 荷重以下であり、上限荷重が Partial-prestressing 荷重以下または、これより少しく大きい程度であれば、B₉ 桁のように上限荷重の 2 倍以上の Over-loading をうけた桁以外は、ひびわれ巾の最大値は常に 0.25 mm よりいちじるしく小さいものである。

§ 9. 鋼線の滑動について

本研究におけるすべての桁において、鋼線滑動による桁の破壊は起こらなかつた。鋼線の表面を多少錆びさせることによつて、繰り返し載荷によつても鋼線の滑動を生じて桁が破壊することはなかつた。したがつて 203 桁のように 2 本よりにしたための効果はこれを疲労試験ではたしかめることはできなかつた。

第 5 章 結 論

この疲労に関する研究結果の範囲内でつぎのように結論される。

(1) 疲労によつて鋼線が切断して桁が破壊する荷重(疲労限荷重)は第 1 編に述べた破壊荷重計算方法によつて求めた静的破壊荷重の 48~60% である。

大体の標準として疲労限荷重は静的破壊荷重の 50% と考えてよい。したがつて疲労破壊に対する安全率は静的破壊に対する安全率の 50% である。

(2) 繰り返し荷重によつてひびわれの発生を防止するには桁の引張縁に生ずる引張応力を 35 kg/cm² 以下に制限する必要がある。

しかし、衝撃的な荷重が繰り返し作用するような場合には、桁の引張縁に引張応力が全く生じないように、すなわち Full-prestressing としなければならない。

(3) 疲労によつてひびわれが発生したり、鋼線が切断して桁が破壊するまでの繰り返し回数の対数値と、上限荷重との間には 1 次式で表わされる関係が成立する。

(4) 疲労限荷重以下の荷重で繰り返し載荷をうけた桁において、その静的破壊強度は、繰り返し載荷をうけなかつた前の桁の静的破壊強度と変化がない。すなわち、静的破壊に対する安全率は疲労限荷重以下の荷重の繰り返しによつては影響されることがない。

(5) 過大な荷重によつて一旦発生したひびわれ巾が、繰り返し荷重によつて次第に増加しないため、また一旦発生したひびわれも下限荷重のもとで再び完全に閉ぢるためには、下限荷重は常に Full-prestressing 荷重以下でなければならない。

(6) 直径 3 mm の鋼線は、その表面が多少錆びて粗になつているならば、繰り返し荷重をうけても、コンクリート中で滑動を生じ、そのために桁が破壊するようなことは全くない。

第3報 プレストレスト コンクリートのクリープ および鋼線のクリープに関する研究

第1章 序 説

研究の目的および研究の範囲

プレストレスト コンクリート桁において プレストレスの減少に 影響のあるコンクリートの乾燥収縮およびクリープに影響する要素はつぎのようなものがある。

- (1) コンクリートの配合 (特に, コンクリート 1m^3 当りの使用水量, W/C 重量比, 等)
- (2) プレストレスを導入するときのコンクリートの圧縮強度
- (3) 部材の置かれる場所の状況 (特に温度, 湿度の影響)。
- (4) 作用しているプレストレスの大きさ。
- (5) 鋼線のクリープによる応力減少。

この実験においては, コンクリートの配合を一定とし, (普通にプレストレスト コンクリートで用いられる程度のもので, すなわち, $\sigma_{28}=450\text{ kg/cm}^2$ のコンクリート) 導入されるプレストレスも同一とし, ただプレストレスを導入するときの材令を変化させた場合のプレストレスの減少を研究したものである。供試桁を置いた地下室の湿度および温度は, これを一定に保つことができなかったため, この実験では, 湿度温度の影響を知ることはできなかった。大体湿度は $60\sim 100\%$ の間で変化したものであつて, 非常に乾燥した室内などにあるプレストレストコンクリート部材のクリープにこの試験結果は応用できない。

コンクリートの乾燥収縮およびクリープはまた部材断面の大きさにも関係がある。この乾燥収縮およびクリープ現象はコンクリート内部の水分の蒸発によるものであるから, 部材断面の周長とコンクリート断面積とに関係するものである。すなわち, 乾燥収縮, クリープは (断面積)/(周長) の函数として表わされると考えられる。この比が小さいほど乾燥収縮は大きくなるであろう。本研究ではこの比は 3.65 であつた。したがつてこれより比が大きい場合, 小さい場合にも結果は異なるものとなるであろう。

鋼線のクリープ測定方法は, 鋼線長を一定に保つて緊張しておいた場合の鋼線引張応力の減少を測定したものである。この方法によつてえられた結果は, プレストレスト コンクリートにおいて 実際における鋼線のクリープの影響を示すものではない。しかし, 鋼線のクリープの影響を知る資料となるものである。

鋼線クリープは鋼線の材質, 応力-歪曲線, 引張応力等に関係するものであつて, この研究に用いた鋼線と品質の甚だしく異なる場合には, 本研究結果はそのまま適用はできない。

第2章 鋼線のクリープ試験

§1. 鋼線クリープの測定方法

鋼線クリープの測定にはつぎの2つの方法が考えられる。

- (1) 一定応力のもとでの歪量の増加
- (2) 一定長で緊張した場合の引張応力の減少

プレストレスト コンクリートにおいては, 以上2つのいずれにも相当しないものである。一定応力で鋼線を碇着しても, コンクリートの乾燥収縮, クリープによつて鋼線応力度および長さは変化する。しかしプレテンション方式による場合には, 鋼線を緊張してからコンクリートを打つまでの間の時間が長い場合には(2)の方法によつて測定する結果と同一の応力減少を示すものである。ポストテンション方式による場合には鋼線を緊張して碇着すると同時にコンクリートのクリープによつて鋼線長の変化を生ずることになるが, コンクリートのクリープの起こる速度より鋼線のクリープによる応力減少の速度が早いから, (2)の測定方法によつて求められた結果に近いものとなる。

以上の理由で本研究では(2)の方法を採用した。装置の概要は図-1に示してある。図-1の(a)は緊張台を示す。4本の $\phi 30\text{ mm}$ 丸鋼と $300\times 150@76.8\text{ kg}$ のI形鋼とを組合せたものである。

鋼線引張力の測定には鋼線の自己振動周期または振動数を測定し, つぎの式から, 引張力 T を求めた。

$$T = 4l^2 f^2 \frac{w}{g}$$

ここに、 P : 引張力, l : 鋼線長(約2.50m)
 f : 振動数, w : 鋼線の比重, g : 重力の
 加速度

f の測定には 図-1 (b) のように永久磁石にコイルを巻き、
 この磁石の間で鋼線を振動させると、コイルの中に起電力を生
 ずる。これをオシログラフに導いたものである。

§2. 測定結果およびその考察

試験に用いた鋼線は直径 3mm と直径 5mm の2種類である。鋼線の物理的性質は表-1 に示してある。

表-1 試験に用いた鋼線の物理的性質

鋼線番号	㉑	㉒
直径 (mm)	5.1	3.0
最大破断荷重 (kg)	3660	1280
引張強度 (kg/mm ²)	180	181
降伏点応力 (kg/mm ²)	150	148
弾性係数 (kg/cm ²)		
応力 100 kg/mm ² のときの有効弾性係数	19.5 × 10 ⁵	19.5 × 10 ⁵
応力 150 kg/mm ² のときの有効弾性係数	16.4 × 10 ⁵	16.2 × 10 ⁵

㉑, ㉒鋼線についての応力-歪曲線は 図-2, 3 に示してある。各鋼線を種々の応力で緊張し、これを緊張台に定着する。定着が終ると直ちに、上記(1.)振動法によつて振動数を測定した。この振動数測定回数は最初

図-2 鋼線㉑の応力-歪曲線 直径 5.1mm

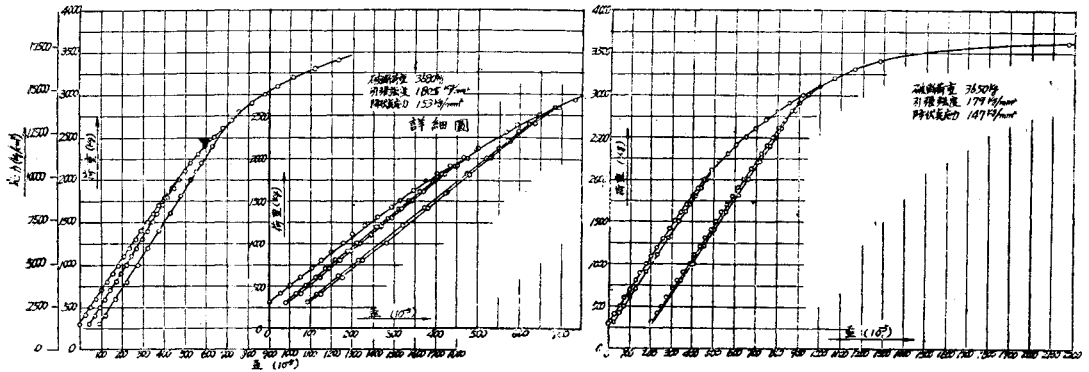
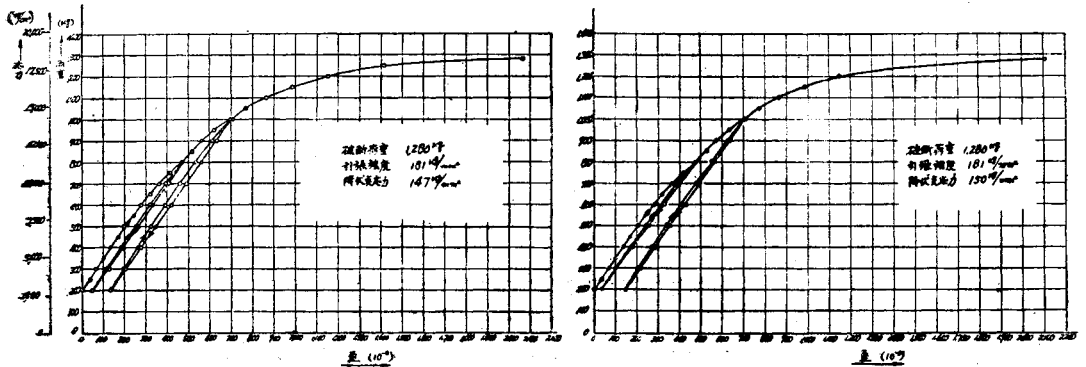


図-3 鋼線㉒の応力-歪曲線 直径 3.0mm



の内はしばしば実施し、後は1日に1回程度とした。

引張応力の減少の状態は図-4, 5 に示してある。測定の結果は表-2 に表わしてある。

図-4 一定長に保つた場合の鋼線応力の減少 (鋼線④)

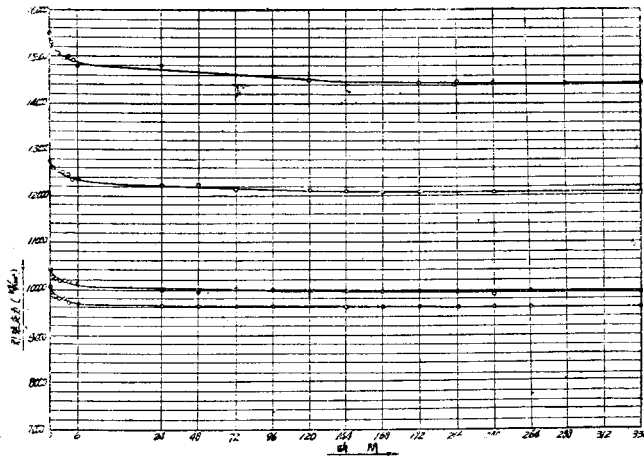


図-5 一定長に保つた場合の鋼線応力の減少 (鋼線⑤)

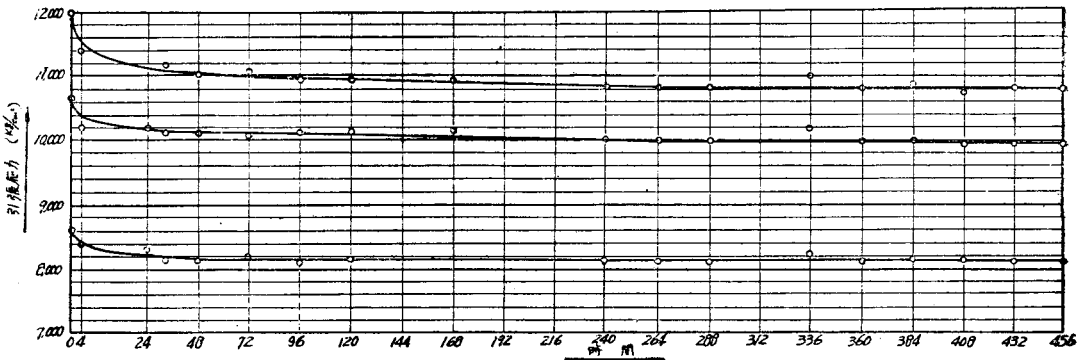
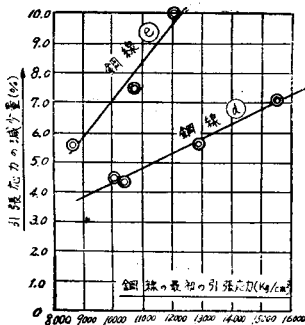


表-2 引張応力の減少量

鋼 線 ④			鋼 線 ⑤		
最初の引張応力 (kg/cm ²)	クリープを生じたのちの応力 (kg/cm ²)	減少量 (%)	最初の引張応力 (kg/cm ²)	クリープを生じたのちの応力 (kg/cm ²)	減少量 (%)
15 500	14 400	7.1	12 000	10 800	10.0
12 800	12 080	5.6	10 650	9 850	7.5
10 400	9 950	4.3	8 600	8 120	5.6
10 050	9 600	4.5			

図-6



測定結果からつぎのようにいえる。

- (a) 一定長に緊張しておいた場合に生ずる引張応力の減少速度は最初の数時間が最も大きい。24時間で最終減少量の約70%がおこってしまう。
- (b) 引張応力の減少は約300時間でほとんど停止するようである。
- (c) 鋼線の最初の引張応力と引張応力の減少量との関係は図-6のようになる。

大体において引張応力の減少(%)は最初の引張応力に比例する。

鋼線の引張強度、降伏点等が同一でも、引張応力のクリープによる減少は、同一引張応力に対しても異なつたものとなつている。物理的な強度の性質だけではなく製造方法、成分、履歴、等によつてクリープの性質は異なるものである。

引張応力の減少は 9 000~15 000 kg/cm² の引張力に対して 4~10% である。

第3章 プレストレスト コンクリート桁のクリープ試験

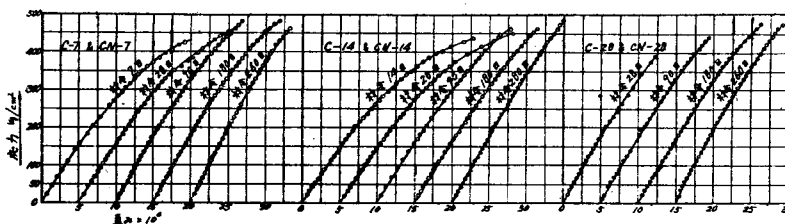
§1. 測定方法

プレストレスト コンクリート桁において、コンクリートのクリープの量だけを測定することはできない。常にコンクリートの乾燥収縮による変形が同時にクリープによる変形と加算されて測定される。プレストレスト コンクリート桁のクリープ量の測定の場合に、プレストレストを導入してないコンクリート桁の乾燥収縮を測定して、プレストレスト コンクリートについて測定された変形から、上記の乾燥収縮量を差し引いて、これをクリープによる変形量と考えるのが普通である。しかし、このように分離して考えることはできないのである。それは両現象は物理学的には全く同一原因によるものであつて互いに影響するものであつて、これを分離できないのである。このように両者を切り離すことは物理学的には意味のないことであるとしても、工学の実用上の面からは簡単のため、両者は分離して考えることにする。本研究においてもプレストレストを導入してないコンクリート桁の乾燥収縮量をプレストレスト コンクリートについて測定された変形量から差し引いて、これをクリープ量と考えることにした。変形量の測定は理研式歪計を測長 100 mm 倍率 1 000 倍で使用した。

§2. 試験桁

試験桁(図-8 参照)は第2編の 204 桁と同一断面寸法およびプレストレストを導入したものである(第2編, 表-1)。

図-7 コンクリートの応力-歪曲線



試験桁はこれを3群に分けた。

- I 群 プレストレストの導入はコンクリートの材令7日のときのもの。供試体番号 C-7
- II 群 プレストレストの導入はコンクリートの材令14日のときのもの。供試体番号 C-14
- III 群 プレストレストの導入はコンクリートの材令28日のときのもの。供試体番号 C-28

同時に乾燥収縮測定用の桁は CN-7, CN-14, CN-28 と番号を附けた。使用セメントはアサノベロセメントである。骨材は多摩川産のものである。粗骨材の最大寸法は 20 mm, $W/C=32\%$, 1 m^3 当りのセメント量 $C=530\text{ kg}$, 1 m^3 当りの使用水量 $W=170\text{ kg}$, $G/S=1.90$ である。コンクリートの締め固めはバイブレーターによつた。コンクリートの品質は表-3 のようである。弾性係数は標準供試体を用いて測定したものである。応力-歪曲線は図-7 に示してある。

表-3 使用コンクリートの品質

群	材 齡 (日)	強 度 (kg/cm ²)		有効弾性係数 (kg/cm ²)	
		圧縮強度	引張強さ係数	応力 100 kg/cm ² のとき	応力 200 kg/cm ² のとき
I	7	400	31.5	3.1×10 ⁵	3.0×10 ⁵
	28	463	32.8	3.4×10 ⁵	3.3×10 ⁵
	90	526		3.6×10 ⁵	3.5×10 ⁵
	180	600		3.6×10 ⁵	3.6×10 ⁵
	260	648		4.0×10 ⁵	4.0×10 ⁵
	460	630			
II	14	433	31.0	3.1×10 ⁵	2.9×10 ⁵
	28	550	33.5	3.1×10 ⁵	3.0×10 ⁵
	90	534		3.4×10 ⁵	3.2×10 ⁵
	180	615		3.5×10 ⁵	3.2×10 ⁵
	260	649		3.8×10 ⁵	3.7×10 ⁵
	460	610			
III	28	493	27.3	3.5×10 ⁵	3.4×10 ⁵
	90	560	33.0	3.6×10 ⁵	3.5×10 ⁵
	180	591		3.5×10 ⁵	3.5×10 ⁵
	260	623		3.9×10 ⁵	3.9×10 ⁵
	480	630			

鋼線は第 2 編の鋼線 ㊸ を用いた。

桁の製作はプレテンション方式によつた。鋼線緊張後 2 日後に緊張力を再び所定の値として、コンクリート打ちを実施した、コンクリートの締め固めはバイブレーターを用いた。コンクリート打ち後ただちにぬれむしろで養生をした。所定の材令 (7 日, 14 日, 28 日) に達したときプレストレスを導入した。プレストレスを導入するとただちにこれを地下室に運搬して歪計を取りつけた。各 C-7, C-14, C-28 桁のコンクリート打ちと同時に、プレストレスを導入しない CN-7, CN-14, CN-28 のコンクリート打ちを実施したものである。この桁にはプレストレスを与えてない鋼線が配置されているのである。養生その他は C-7, C-14, C-28 桁と全く同様である。

§3. 試験結果

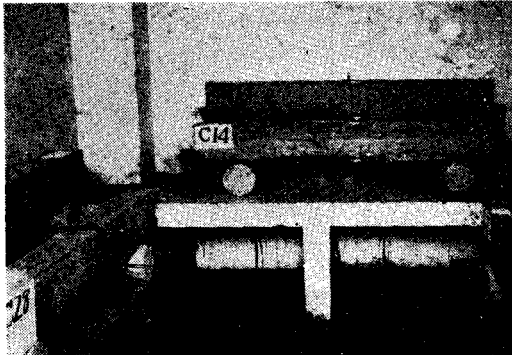
プレストレスを導入するときのコンクリート弾性歪を上, 下縁および鋼線図心位置で測定した。結果は表-4 に示してある。

表-4 プレストレス導入時の弾性歪

桁 番 号	上 縁	鋼 線 図 心 位 置 (下縁から 3.5 cm)	下 縁
C-7	- 9.0×10 ⁻⁵	+ 38.0×10 ⁻⁵	+ 53.0×10 ⁻⁵
C-14	- 6.3×10 ⁻⁵	+ 33.0×10 ⁻⁵	+ 46.5×10 ⁻⁵
C-28	- 7.0×10 ⁻⁵	+ 28.8×10 ⁻⁵	+ 36.3×10 ⁻⁵

地下室に入れた桁供試体について測定された歪の変化は図-3 に示してある。地下室の湿度, 最高最低温度も記入してある。図中 $\delta_1, \delta_2, \delta_3$ は C 桁の上縁, 鋼線図心位置, 下縁での測定結果 $\Delta\delta_1, \Delta\delta_2$ は CN 桁で測定

写真-1 クリーブ測定状況



した上下縁の乾燥収縮量である。

測定状況は写真-1 に示してある。

測定結果の乾燥収縮量 ($\Delta\delta$) の増加およびクリープ量と乾燥収縮量との和 ($\Delta\delta$) の増加の状況についてつぎのよういえる。

- (1) プレストレス導入後約 150 日の間が最も大きい増加率を示す。
- (2) 150 日以上となるとほとんど増加の速度は 0 に近くなる。
- (3) 変形量 $\Delta\delta_2, \Delta\delta_3$ がプレストレス導入時の弾性歪 δ_2, δ_3 と等しくなるのはプレストレス導入後 90 ~ 110 日のときである。

(4) 200 日以後になると, 変形量の増減の状況は温度および湿度変化の状況と逆となる。すなわち, 季節的な温度および湿度変化と関係がある。すなわち, 温度と湿度の増減と逆になつてゐる。温度は連続的に大きい波をなして季節的变化を示すが, 湿度は日ごとに相当の変化を示しているが, 全体としてみると, 大きく季節的变化を示しているのである。結局 $\Delta\delta, \Delta\delta$ は 150~200 日で一定値に達し, のちは季節的な温度, 湿度変化に依じて変化している。

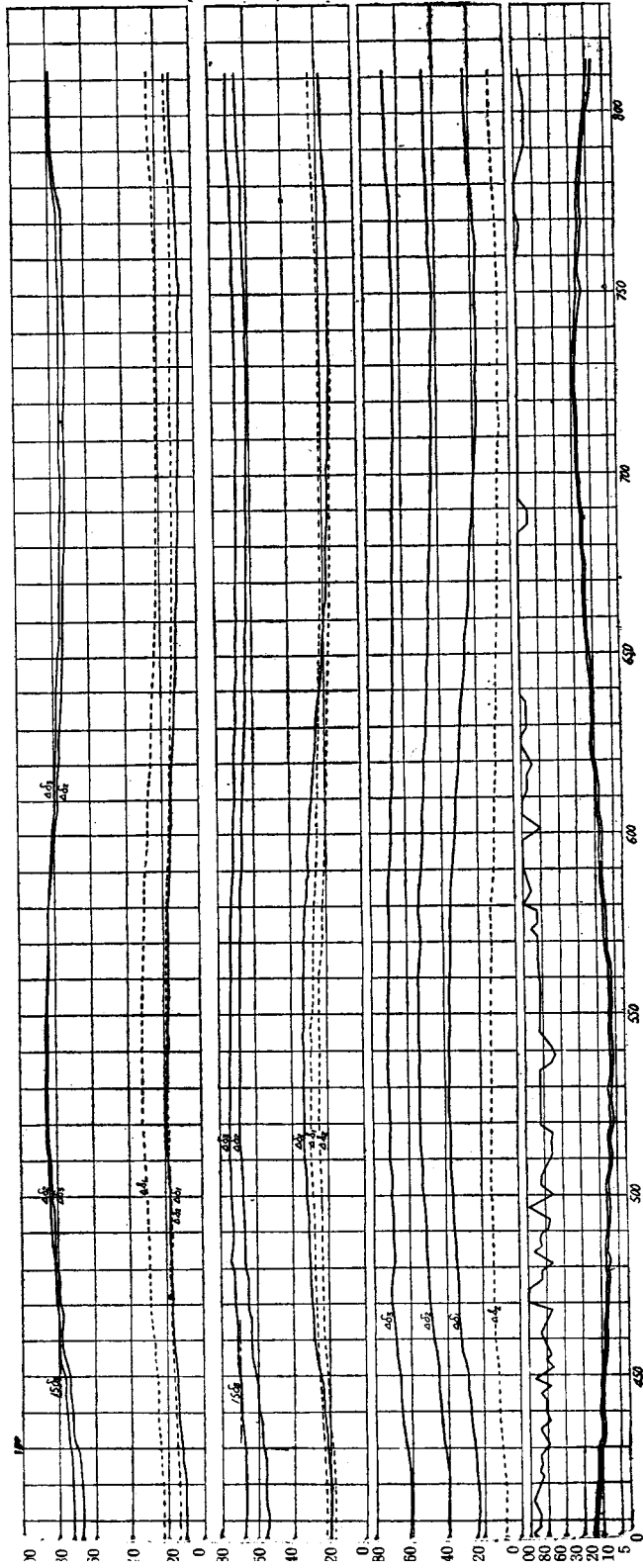
(5) 測定期間 800 日で測定された最大変形量は表-5 のようになる。

表-5 最大変形量

桁 番 号	$\Delta\delta_3$	$\Delta\delta_2$	$\Delta\delta_1$
I C-7	84.7×10 ⁻⁵	86.0×10 ⁻⁵	18.5×10 ⁻⁵
II C-14	76.2×10 ⁻⁵	68.8×10 ⁻⁵	33.8×10 ⁻⁵
III C-28	71.1×10 ⁻⁵	54.5×10 ⁻⁵	37.8×10 ⁻⁵

乾燥収縮量 $\Delta\delta_1, \Delta\delta_2$ は同一供試体についても相当な相違を示している。常に上縁で測定された $\Delta\delta_1$ の方が下縁のより大きい値となつてゐる。これはコンクリートの不均一性によるものであつて, 水の上昇, 砂利の沈下, 材料分離等の影響によるものであると考えられる。

図-8 実 験 結 果 (II)



(6) コンクリートの乾燥収縮量 $\Delta\delta_2$ は CN-7, CN-14, CN-28 で平均 23×10^{-5} , 25×10^{-5} , 24×10^{-5} であつてほとんど相違は認められない。

§4. 試験結果の考察

(1) クリープ特性 乾燥収縮量は上下縁間で直線的に変化するものと仮定して鋼線位置における変形量 ($\Delta\delta_2 - \Delta\delta_s$) の最大値を求めると表-6 のようになる。

表-6 鋼線位置における最大変形量およびクリープ特性

桁番号	$\Delta\delta_2 - \Delta\delta_s$	$\varphi_t = (\Delta\delta_2 - \Delta\delta_s) / \delta_2$
C-7	64.5×10^{-5}	1.695
C-14	43.5×10^{-5}	1.316
C-28	30.8×10^{-5}	1.068

すなわちクリープ特性 $\varphi_t = 1.0 \sim 1.7$ である。

(2) クリープ特性 φ_t とプレストレスを導入するときの圧縮強度との関係を求める。プレストレス導入時のコンクリート圧縮強度 σ_{ct} と長期における圧縮強度 σ_{coo} (材令1年以上ではほとんど一定で 630 kg/cm^2 である) との比を考え、この比 σ_{ct}/σ_{coo} と φ_t との関係は図-9 のようになる。

測定点が少ないから正確にはいえないが大体の傾向として、 σ_{ct}/σ_{coo} が大なるほど φ_t は小さいものである。図-9 には $\sigma_{ct}/\sigma_{coo} = 0.70$ のとき $\varphi_t = 1.0$ を仮定した場合の曲線 k を示してある。これは、 $\sigma_{ct}/\sigma_{coo} = 0.70$ のときのクリープ特性 φ_t を知つて、 σ_{ct}/σ_{coo} が任意の値のときの φ_t を求めるための係数を示すものである。

(3) 鋼線応力減少量の計算方法について この供試体に用いた鋼線についてのクリープ試験は実施していないから、クリープ量はわからないのであるが、第2章の試験によると、48時間ではほとんど鋼線引張応力の減少は停止するから、この試験の場合のように緊張後48時間で再び緊張しなおしているから、鋼線のクリープによる引張力の減少はほとんど考えなくてもよいものである。

いまコンクリートの乾燥収縮、クリープおよび鋼線クリープによるプレストレスの減少を計算するのにつきの式を提案する¹⁷⁾。

$$\delta P = \frac{\left(KP_t - \frac{M_d e_c}{L_c} \right) (n' - n) A_s + S_t A_s E_s + \alpha P_t}{1 + K A_s n'} \dots (1)$$

$$K = \frac{1}{A_c} \left(1 + \frac{e_c^2}{r_c^2} \right)$$

この試験では $\alpha \approx 0$, $M_d \approx 0$ である。実験で求めた φ_t , S_t を用いて、 δP を計算してみる。計算結果は表-7 のようになる。

表-7 $\delta P, \delta S$ の計算結果

群	E_c (kg/cm ²)	n	φ_t	n'	δP (kg)	$\delta \sigma_s$ (kg/cm ²)
I	3.0×10^5	6.5	1.7	17.7	1,840	1730
II	3.1×10^5	6.3	1.32	14.6	1,530	1350
III	3.5×10^5	5.6	1.1	11.8	1,280	1130

$\delta\sigma_s$: 鋼線応力の減少量

試験において求められた $\Delta\delta_2$ (表-5) と鋼線の弾性係数 $19.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とから鋼線応力の減少量を求めると、表-8 のようになる。

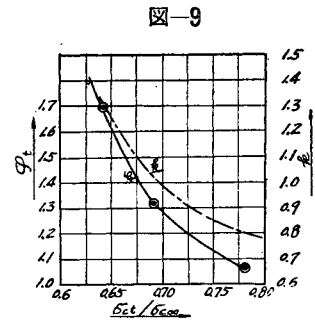


表-8 鋼線応力減少量の測定値

群	減少応力 (kg/cm ²)
I	1 680
II	1 340
III	1 060

第4章 結 論

この試験で求められた結果の範囲でつぎのように結論できる。

- (1) 鋼線のクリープによる引張応力の減少は、鋼線材質、製造方法、等によつて著しく異なるものであつて、単に鋼線の機械的強度からだけでは判断できない。しかし普通の場合 4~10% である。
- (2) 鋼線のクリープによる引張応力の減少は最初の引張応力が大なるほど大である。これには直線的比例関係がある。
- (3) 鋼線のクリープによる応力減少は最初の 24 時間で全減少量のほとんど 70% が生じてしまう。
- (4) コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるコンクリートの変形は約 200 日でほとんど終了する。
- (5) コンクリートの乾燥収縮量は 材令 7 日までの間にほとんどその大部分が終了する。7 日以後の最終的収縮量は $25\sim30\times 10^{-5}$ と考えてよい。
- (6) クリープ特性 φ_t の値はプレストレス導入時のコンクリート圧縮強度 σ_{ct} とそのコンクリートの長期強度 σ_{co} との比に関係する。この比が大きいほど φ_t は小さいものとなる。比較的湿度の高い場合で $\varphi_t=1\sim 2$ と考えられる。
- (7) 比較的湿度の高い場合 (60~100%) においては、コンクリート乾燥収縮、クリープによる鋼線応力の減少量は $1\ 000\sim 1\ 700\text{ kg/cm}^2$ ($\sigma_{ct}/\sigma_{co}=0.75\sim 0.65$) と考えられる。
 φ_t 、乾燥収縮量 S_t が知れている場合には (1) 式で計算してよい。表-7 と表-8 とを比較するとよく一致していて、(1) 式を用いて鋼線引張力の減少を求めてよいことがわかる。

後 記

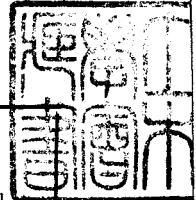
本研究全般にわたつて、吉田徳次郎、国分正胤両博士の御指導をあおいだものであり、厚く御礼申上げる次第である。

第 I 報の全長 10.5 m 試験桁の試作試験は国鉄東京工事事務所増田所長の御理解ある御援助によつて実施されたものである。

第 II 報、第 III 報の試験は国鉄鉄道技術研究所コンクリート研究室の方々の努力によつてなされたものである。特に菅原、能勢 (現札鉄局) 岩崎、浅沼の 4 君はすべての桁の製作、試験に従事されたものである。また試験結果の整理には国鉄本庁施設局特殊設計室コンクリート係の方々のお世話になつたものである。

5 年間にわたる本研究期間中特にお世話になつた皆様の御尊名を記し深く感謝の意を表わすものである。

なお本論文集は昭和 28 年度文部省研究成果刊行費によるものの一である。



昭和 28 年 8 月 10 日 印刷	土木学会 論文集	定 価 250 円
昭和 28 年 8 月 15 日 発行	第 17 号	
著 者	猪 股 俊 司	
編集兼発行者	東京 都 千代田区 大手町 2 丁目 4 番地	中 川 一 美
印 刷 者	東京 都 港区 赤坂溜池 5 番地	大 沼 正 吉
印 刷 所	東京 都 港区 赤坂溜池 5 番地	株式会社 技 報 堂
東京中央局区内 千代田区 大手町 2 丁目 4 番地 電話 和田倉 (20) 3945 番 発 行 所 社 団 土 木 学 会 振 替 東京 16828 番		

