

土木研究所資料

第1667号

コンクリート橋の耐荷力に関する研究
(鉄筋コンクリート・Tげたの破壊実験)

昭和56年2月

建設省土木研究所
構造橋梁部橋梁研究室

ま え が き

現在、供用されている道路橋には、現行の道路橋示方書に規定されている自動車荷重より小さな荷重で設計されている橋梁が数多くある。さらに道路交通車輛が、年々大型化、重量化して来たことも考え合せると、このような橋梁は、設計当時に比べて極めて過酷な供用状況下にあるものと考えられる。したがって、交通の安全を確保するためには補強や架換えの必要性を判断するための耐荷力の算定法の確立が望まれる。

鋼橋（非合成プレートガーダー橋およびトラス橋）については、昭和48年度に鋼道路橋供用荷重算定指針（案）ができ、耐荷力の評価基準として既に用いられている。

コンクリート橋については、昭和50年および51年度の建設省技術研究発表会（第29、30回）での調査、研究に基づいて、T形断面の鉄筋コンクリート橋を対象とした耐荷力算定指針（案）が作成されている。

この耐荷力算定指針（案）によって、コンクリート橋の耐荷力の算定がある程度可能となったが、耐荷力算定の意味を橋梁の使用性、耐久性の面からさらに検討し、より精度の高い算定法とするために、さらに調査、研究を進める必要がある。

本報告書は、昭和53年度に行なわれた実げた（架換えによって撤去された鉄筋コンクリートTげた）破壊実験の結果を取りまとめるとともに、橋の使用性、耐久性を考慮した耐荷力の算定法に関する、ひとつの検討資料を示したものである。

昭和 56 年 2 月

橋梁研究室長 佐 伯 彰 一

同 研究員 山 本 善 行

小笠原 保

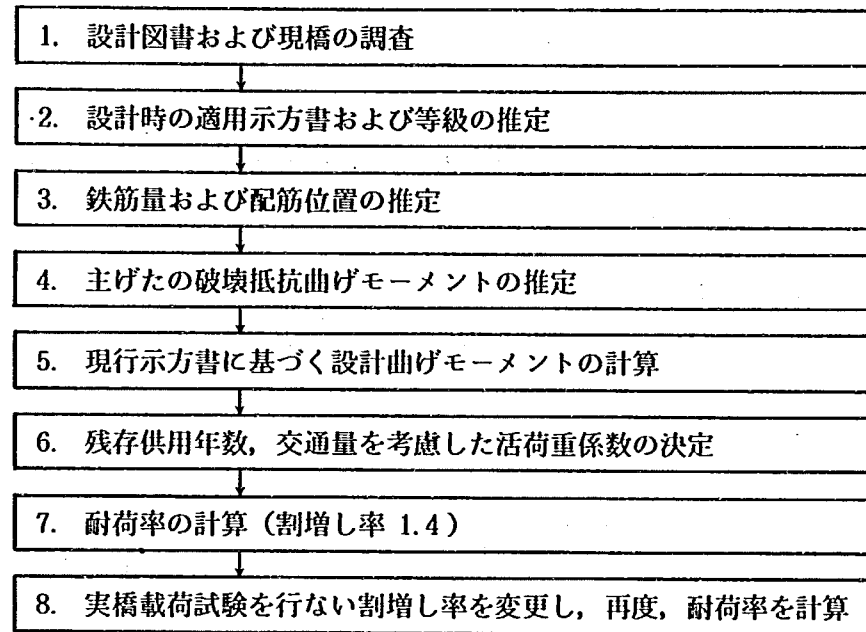
白 浜 浩

目 次

ま え が き	
1. 目 的	1
2. 実 験 供 試 体	2
2.1. 供試体を採取した橋梁の諸元	2
2.2. 新旧設計示方書に基づく計算応力度の変化	2
2.3. 供試体の形状寸法および配筋	3
2.4. 供試体の損傷状態	7
2.5. 材 料 強 度	8
3. 実 験 方 法	9
3.1. 載 荷 方 法	9
3.2. 測定項目および測定方法	11
4. 実験結果および考察	13
4.1. 破壊状況および破壊強度	13
4.2. 軸方向鉄筋のひずみ	19
4.3. スターラップのひずみ	22
4.4. けたのたわみ	25
4.5. ひびわれ幅	27
5. 結 論	30
あ と が き	31
参 考 文 献	32
付 表	33
付 図	34
付 録 I 設計時示方書(大正14年)および現行示方書における設計荷重の比較	
付 録 II コンクリート橋の耐荷力算定指針(案)(昭和51年度)	
付 録 III せん断耐荷力の検討(昭和52年度)	

1. 目 的

昭和51年度に提案した耐荷力算定指針（案）では、下記のような手順で耐荷力を算定している。



すなわち、この指針（案）は主げたの終局曲げ強度を基礎に耐荷力を算定するものであるが、この算定法に対して次のような問題点が考えられている。

(1) 橋の使用性、耐久性に関する検討

破壊に対する安全性だけから耐荷力を評価した場合、過大なたわみやひびわれが発生して、使用性、耐久性を損なうおそれがある。したがって、たわみやひびわれの大きさを考慮して、以後の交通の支障とならないような耐荷力の算定法を検討する必要がある。

(2) 破壊形式に関する検討

これまで、耐荷力の算定にあたっては、主げたの曲げ破壊のみに着目しており、他の破壊形式に対しても安全性が確保されているかどうか十分に検討されていない。

特に、曲げ破壊とともにけたの代表的な破壊形式の一つであるせん断破壊に対する安全性を検討する必要がある。

(3) 耐荷力算定の際の割増し率に関する検討

耐荷力算定指針（案）では、計算値と実測値との差を考慮して耐荷力の割増しを行うために、実橋載荷試験を行ない、ひずみおよびたわみの計算値と実測値との比からこの割増し率を定めている。

しかし、鉄筋コンクリートげたは、ひびわれの発生状況によって、ひずみおよびたわみの値が変化することから、ひびわれの発達の少ない低荷重レベルで求めたこのような耐荷力の割増し率をそのまま適用して耐荷力を求めてよいかどうか検討する必要がある。

本破壊実験は、上記の問題点のうち主として(1)橋の使用性、耐久性に関する検討を目的として計画したものであるが、(2)破壊形式、(3)耐荷力算定の際の割増し率に関しても合せて検討することを目的としている。

2. 実験供試体

2.1. 供試体を採取した橋梁の諸元

供試体（鉄筋コンクリート T げた）を採取した橋梁の諸元は、表一 1 に示すとおりである。現在保存されている設計図書は一般図と横断図および縦断図だけであり、この図面からは、鉄筋量および配筋状態は不明である。

表一 1. 供試体を採取した橋梁の諸元

項 目	内 容
橋 梁 名	野 崎 橋
架 設 地 点	栃木県大田原市上薄葉地点
橋 長	242.3 m
型 式	鉄筋コンクリート T げたゲルバー橋
支 間 割	19.50 + 9 @ 22.50 + 19.50 m
有効幅員	7.50 m
橋 面 舗 装	アスファルト舗装
高 欄	鉄筋コンクリート
斜 角	90°
橋 格	大正14年制定示方書 2 等橋
竣 工 年	昭和12年竣工（橋梁台粘より）

なお、この橋梁を通過する交通量は、昭和51年 5 月の調査によると表一 2 のとおりである。

表一 2. 交通量調査結果

総 交 通 量	大型車交通量	大型車混入率
10, 440	3, 694	35. 4 %

(台 / 日・車線)

2.2. 新旧設計示方書に基づく計算応力度の変化

図一 1 に示すゲルバー橋の吊げた部に着目し、設計時の適用示方書によって計算した応力度と現行示方書に基づいて計算した応力度とを比較すると、表一 3 のとおりである。

表一 3 では、橋格を 2 等橋と考え、荷重分配計算は、簡易計算法を用いている。なお、鉄筋量および配置位置は、破壊実験後に調査した結果を用いている。

現行示方書は、設計時（大正14年）示方書に比べると、材料の単位重量および設計活荷重が増加しており（付録 1 参照）、このため、鉄筋およびコンクリートの計算応力度は設計時に比べて増加している。

しかし、現行示方書では、許容応力度の値も増加しているため、計算応力度の許容値に対する比率は、

あまり変化していないことがわかる。

表—3. 計算応力度の変化 (Kg/cm^2)

		設計時示方書 (T.14) 2等橋		現行示方書 (S.48)			
				2等橋		1等橋	
		コンクリート	鉄筋	コンクリート	鉄筋	コンクリート	鉄筋
外 げ た	死荷重応力度 σ_d	27.9	980	29.1	1,022	29.1	1,022
	活荷重応力度 σ_{e+i}	10.6	371	16.1	563	23.0	805
	合 計 $\sigma_d + \sigma_{e+i}$	38.5	1,351	45.2	1,585	52.1	1,827
中 げ た	死荷重応力度 σ_d	21.8	741	22.8	775	22.8	775
	活荷重応力度 $\sigma_d + \sigma_{e+i}$	12.5	425	16.6	565	23.7	807
	合 計 $\sigma_d + \sigma_{e+i}$	34.3	1,166	39.4	1,340	46.5	1,582
許 容 値		35	1,200	70	1,400	70	1,400

2.3. 供試体の形状寸法および配筋

実橋より取り出した鉄筋コンクリートげたは、吊げた部の主げた4本であり、その内訳は外げた2本、中げた2本である。吊げた部の全長は13.94mであるが、運搬等の関係から、供試体は両端部を各々1.97mづつはつり取り、長さを10mとした。実験時には、主鉄筋の定着を確保するために、両端部の補強を行ない、実験時の供試体は図—2に示すように、全長を10.8m、スパン9.6mとした。

設計図書からは、鉄筋量および配筋位置が不明のため、載荷実験終了後の供試体を用いて配筋調査を行った。この結果、けたの配筋状態は図—3に示すとおりであり、鉄筋量および有効高は表—4に示すとおりであった。

なお、表—4に示した推定値は、昭和51年に提案した耐荷力算定指針(案)(付録Ⅱ参照)に基づいて推定した値である。

表—4. 鉄筋量, 有効高さ

項 目		推 定 値	実 測 値	実 測 値 推 定 値
鉄 筋 量 (cm^2)	外 げ た	81.9	86.22	1.053
	中 げ た	71.7	86.22	1.203
有 効 高 さ (cm)		110	107	0.973

※—注)

推定式 有効高 $d = H - 10 \quad (\text{cm})$

鉄筋量 $A_s = \frac{M_o}{\sigma_{sao} (d - l/z)} \quad (\text{cm}^2)$

ここに, H : けた高 (cm)

M_o : 設計時示方書に基づく曲げモーメント

σ_{sao} : 設計時示方書に規定されている鉄筋の許容応力度 ($= 1,200 \text{Kg/cm}^2$)

t : 床版厚 (cm)

表一４を見ると、鉄筋量の推定値は、外げたについては、実測値にかなり近い値を示し、中げたについては、実測値よりも小さな値を示している。これは設計時に設計曲げモーメントが大きくなる外げたにおいて鉄筋量を算定し、中げたの配筋は外げたの配筋と同じに設計したためではないかと考えられる。

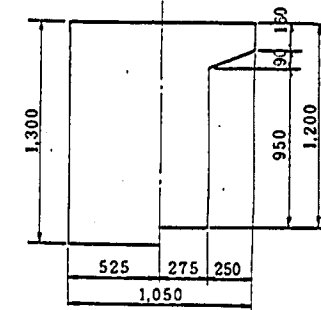
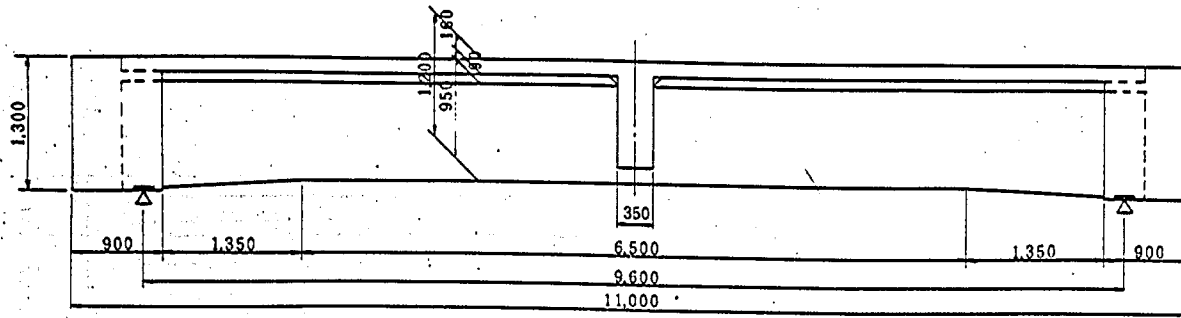


図-2. 供試体の一般図

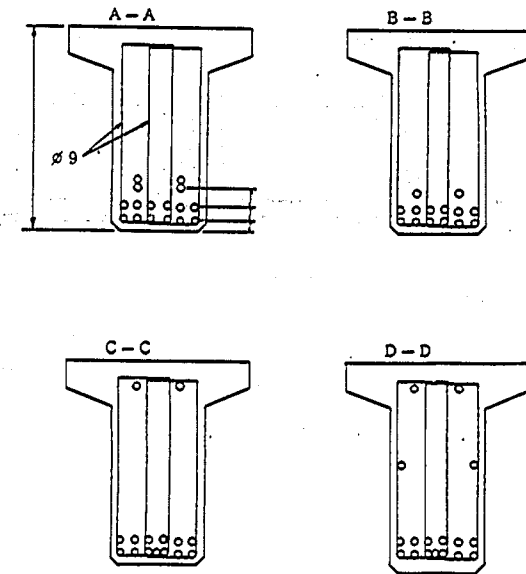
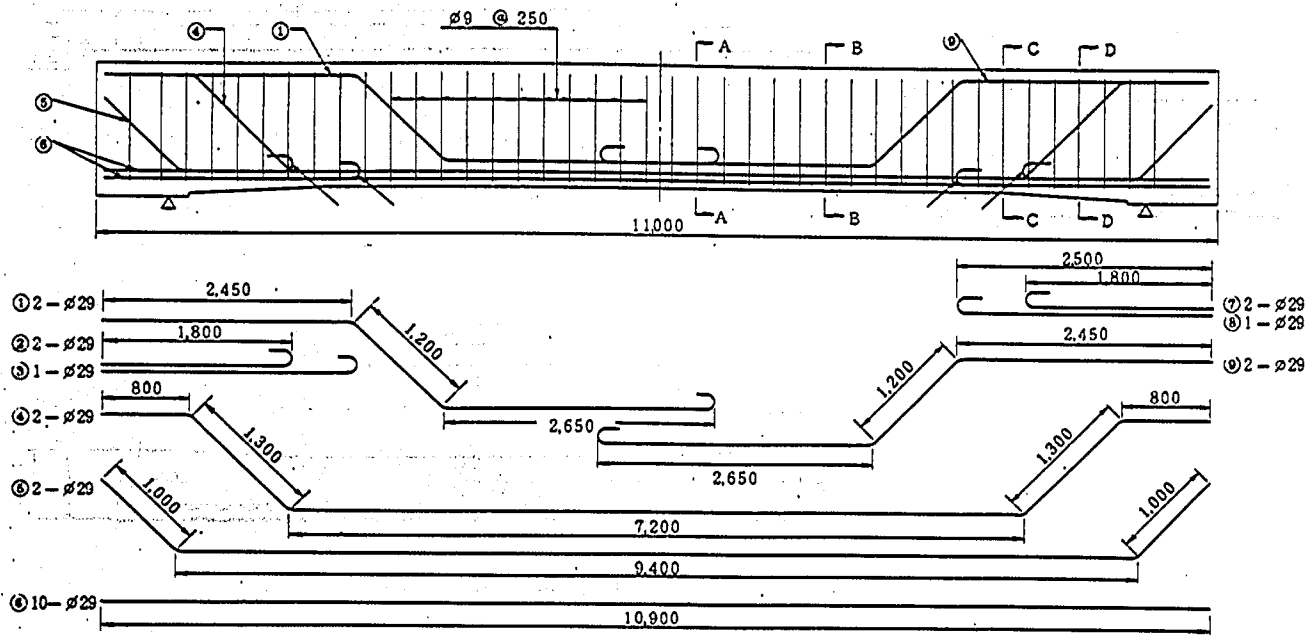


図-3. 供試体の配筋図

2.4. けたの損傷状態

実橋より取り出したけたのひびわれ状況は、図-4に示すようである。ひびわれの間隔は、20~30cm程度であり、相当多くのひびわれが発生している。ひびわれは、ほとんどがけたの下縁から鉛直に発達しており、その中には、床版ハンチ付近まで達しているひびわれも見られる。

これらのひびわれは、主に曲げによって生じたものと考えられ、供用期間中にかなりきびしい载荷状態もあったものと考えられる。

ひびわれ幅は、けた自重が作用している状態で0.05~0.1mm程度のものが多く、大きなもので0.2mm程度である。

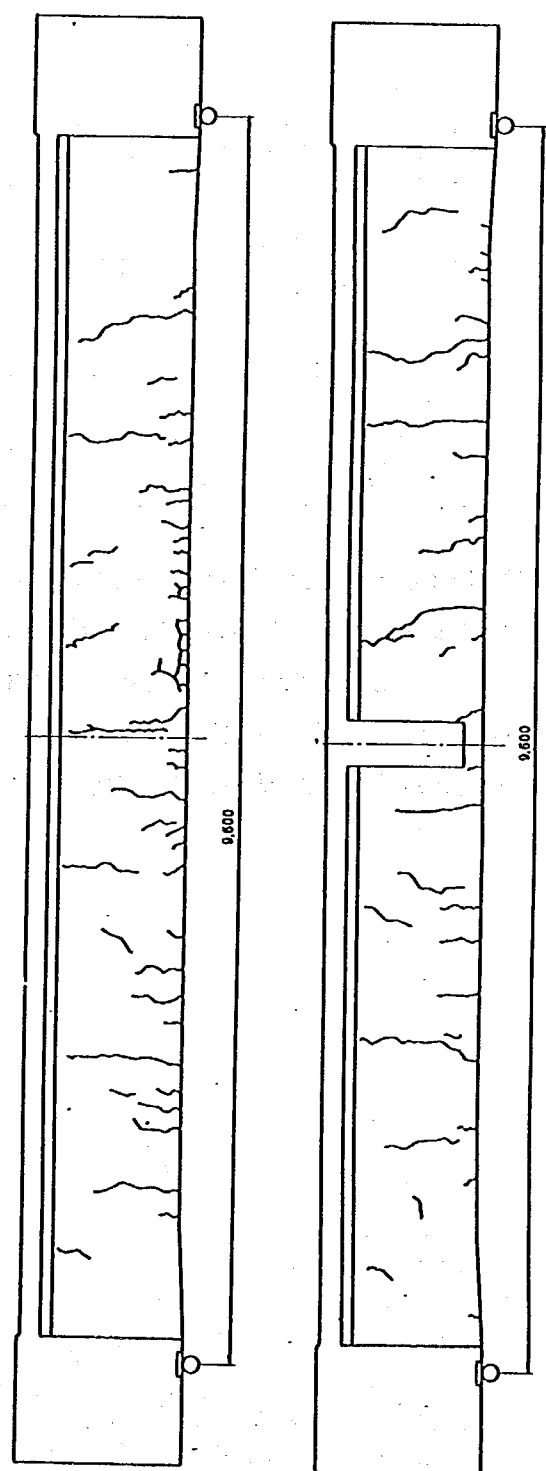


図-4 载荷前のひびわれ状況

2.5 材料強度

載荷実験終了後の供試体から、コンクリート・コア試験体 ($\phi 100 \times 200\text{mm}$)、軸方向鉄筋 ($\phi 28\text{mm}$) およびスターラップ ($\phi 9\text{mm}$) の試験片をそれぞれ10本ずつ採取し、強度試験を行なった。また、コンクリート・コア、軸方向鉄筋については、10本の試験体のうち、5本づつに関して、同時にヤング係数の測定を行なった。試験結果は表—5に示すとおりである。

なお、コンクリート・コアは、ひびわれの少ない供試体の支点近くのウェブから横方向に採取している。また、軸方向鉄筋については載荷実験時のひずみ測定の結果から、鉄筋応力度が降伏点に達しなかった供試体の支点近傍から取り出している。

表—5 材料強度

項目		試験個数 (本)	平均値 (Kg/cm^2)	変動係数 (%)	推定値 (Kg/cm^2)	実測 / 推定
コンクリート	圧縮強度	10	236	33	210	1.12
	ヤング係数	5	1.96×10^5	23	2.6×10^5	0.75
軸方向鉄筋 ($\phi 28$)	引張強度	10	4,142	3.5	—	—
	降伏点	10	2,715	3.8	2,400	1:13
	ヤング係数	5	2.04×10^6	2.4	2.1×10^6	0.97
スターラップ ($\phi 9$)	引張強度	8	4,362	6.5	—	—
	降伏点	8	3,520	9.8	—	—

コンクリートの圧縮強度は、範囲が $143 \sim 362 \text{Kg/cm}^2$ 、変動係数が33%と試験体によってバラツキが大きいが、平均値は、 236Kg/cm^2 と指針(案)(付録Ⅱ参照)で使用している推定値 210Kg/cm^2 に比較的近い値である。

また、軸方向鉄筋の降伏点は $2,715 \text{Kg/cm}^2$ と高いが、一般に、鉄筋降伏点は規格値より1割程度高い場合が多く、本供試体の軸方向鉄筋にもSS41クラスの一般的な鉄筋が使用されているといえる。

なお、コンクリート・コアおよび軸方向鉄筋の詳細な試験結果および応力～ひずみ曲線は付表—1および付図—1に示すようである。

3. 実験方法

3.1. 載荷方法

載荷実験は、3,000t 大型構造部材万能試験機を用いて行ない、図一5に示すように、支間中央部に曲げモーメントが一定となる区間（2m）を設けた2点載荷とした。なお、支点から載荷点までの距離（せん断スパン）と有効高との比は、 $a/d = 3.5$ となっており、せん断スパン比が小さいために、せん断耐荷力が増加するようなことは生じないようになっている。また、もとのけたのスパンよりも実験時のスパンが小さくなっているのもとのけたに比べ曲げ破壊に先立ち、せん断破壊が生じる可能性のより大きい載荷状態となっている。

本実験では、残留たわみおよび残留ひびわれ幅を測定するために、載荷荷重を10～15ton 増加するごとに、一度荷重を除荷し、再び荷重を増加するような載荷とした。すなわち、荷重増加から荷重除荷までを1ステップとし、表一6に示すように9ステップの載荷を行なった。なお、外げたおよび中げたの各1体ずつの供試体については、表一6の第4ステップ（計算上鉄筋応力度が許容応力度に達する荷重）および第6ステップ（第4ステップの1.5倍の荷重）の載荷をそれぞれ10回づつ繰返し、たわみおよびひびわれ幅の変化を測定した。

表一6. 載荷荷重および測定荷重

載荷 ステップ	載荷荷重 (ton)	測定 回数
1	0 → 15	2
2	0 → 15 → 30	3
3	0 → 15 → 30 → 45	4
4	0 → 15 → 30 → 45 → 60	8
5	0 → 15 → 30 → 45 → 60 → 75	5
6	0 → 15 → 30 → 45 → 60 → 75 → 90	6
7	0 → 15 → 30 → 45 → 60 → 75 → 90 → 105	10
8	0 → 15 → 30 → 45 → 60 → 75 → 90 → 105 → 115	6
9	0 → 15 → 30 → 45 → 60 → 75 → 90 → 105 → 115 → 125	7

- ◎ : 各載荷ステップの最大載荷荷重
- : 荷重増加時の測定荷重
- : 荷重増加および除荷時の測定荷重

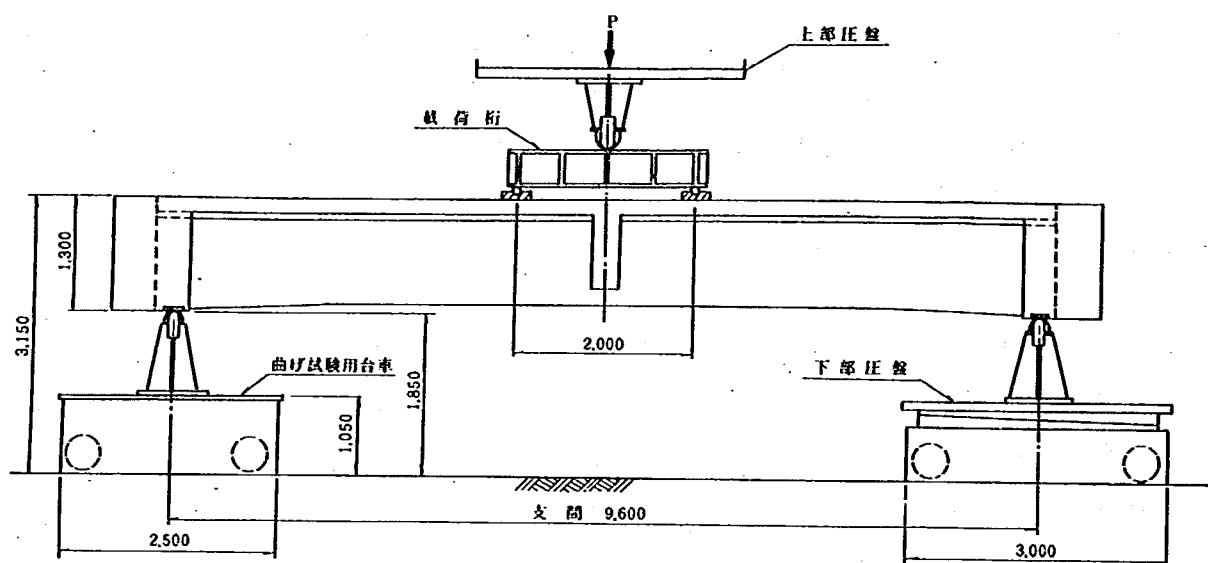


図-5 載 荷 方 法

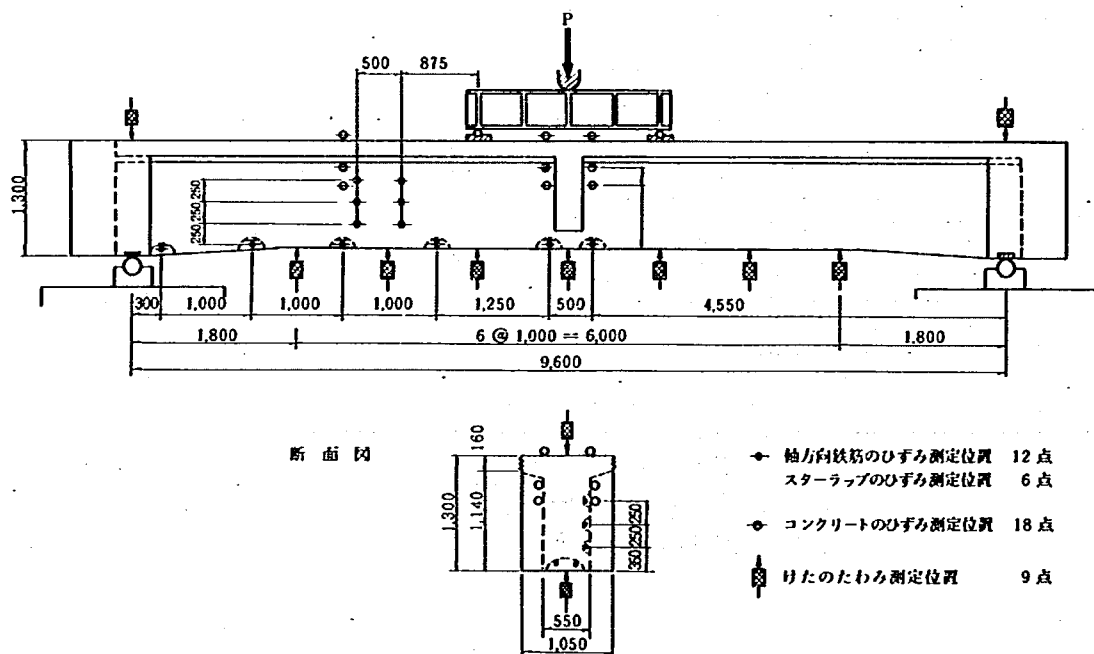


図-6 ひずみおよびたわみの測定位置

3.2. 測定項目および測定方法

3.2.1. 測定項目

- (1) 軸方向鉄筋のひずみ
- (2) コンクリート圧縮縁および側面のひずみ
- (3) スターラップのひずみ（供試体G-2, G-3のみ測定）
- (4) けたのたわみ
- (5) ひびわれ幅

3.2.2. 測定位置

ひずみおよびたわみの測定位置は、図-6に示すとおりである。軸方向鉄筋のひずみ測定は、供試体のスパン中央部に中間横げたによる断面変化があるため、図のように断面変化部を避けて行なった。また、スターラップのひずみ測定は、4体の供試体のうち、G-2, G-3の2体だけについて行なった。

ひびわれ幅の測定は、図-7に示すようにスパン中央部で行なった。

3.2.3. 測定方法

(1) ひずみの測定

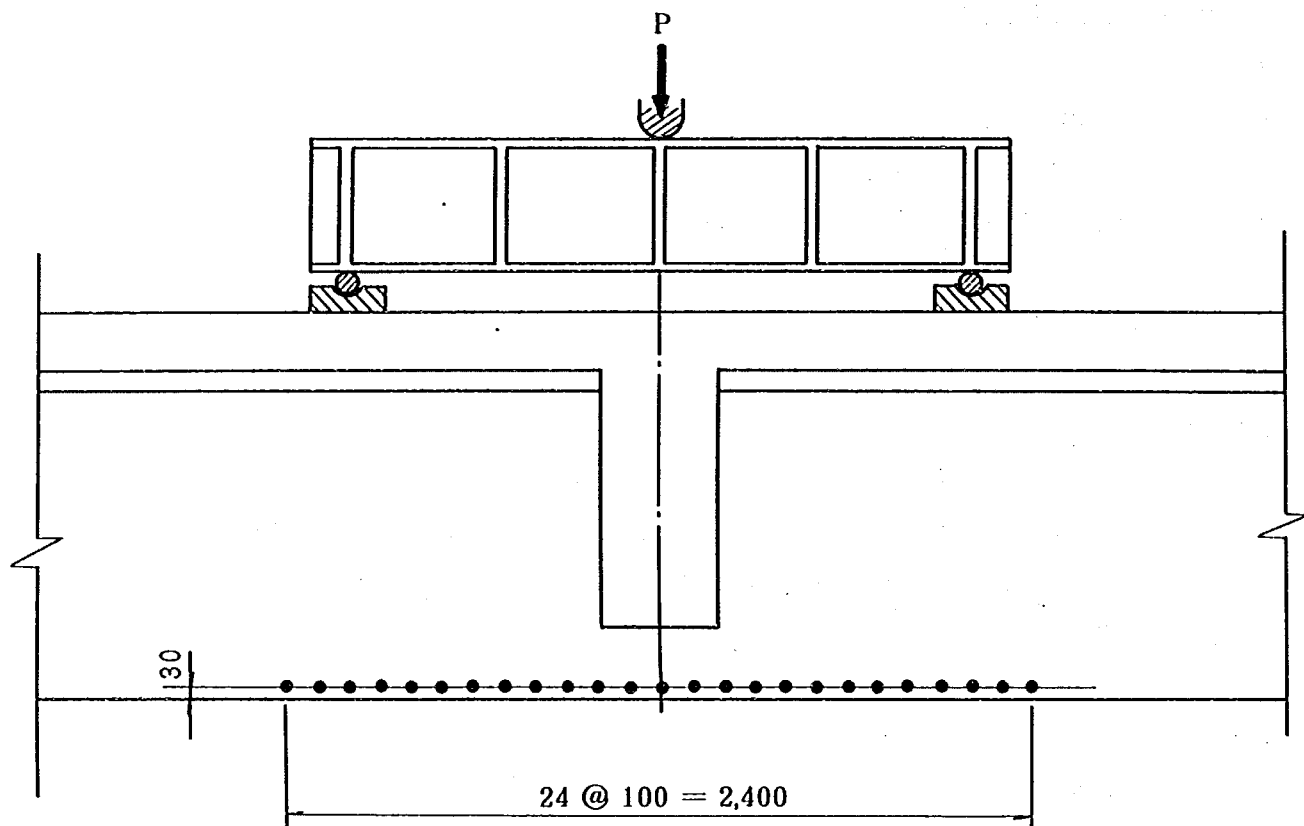
コンクリートのひずみ測定には、ゲージ長60mm、鉄筋のひずみ測定には、ゲージ長5mmのワイヤストレーンゲージを使用している。軸方向鉄筋およびスターラップについては、測定位置のかぶりコンクリートをはつき取って鉄筋を露出させ、ゲージを貼り付けており、ゲージを貼り付け後にはつき部分の修復は行なっていない。

(2) たわみの測定

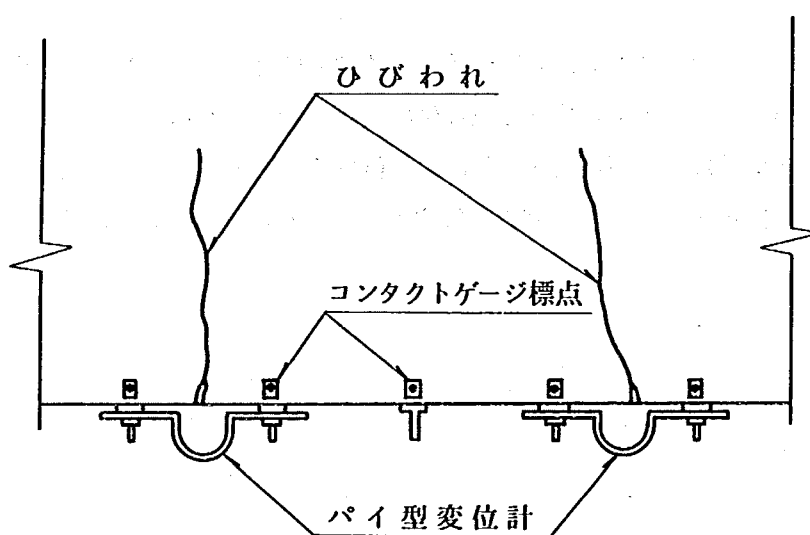
たわみ測定は、ひずみゲージ式の変位計を使用し、ひずみの測定とともに自動計測した。

(3) ひびわれ幅の測定

ひびわれ幅の測定は、コンタクト型式の変位計とパイ型変位計（図-8参照）を併用して行なった。コンタクトゲージ用の標点とパイ型変位計の取り付け金具は図-7に示すように100mm間隔で供試体に貼り付け、パイ型変位計は、ひびわれ発生後に取り付ける予定であったが、既にひびわれが多数発生していたため、図-7に示す2.4mの範囲内の既住のひびわれに計9ヶ取り付けた。



図一 7 ひびわれ幅測定用のコンサクトゲージの標点
およびパイ型変位計の取り付け用金具位置



図一 8 ひびわれ幅測定方法

4. 実験結果および考察

4.1. 破壊状況および破壊強度

(1) 破壊状況

載荷実験終了後の供試体のひびわれの状況を図-9に示す。図-9では、載荷実験前に発生していたひびわれを破線で、載荷実験によって発生したひびわれを実線で示している。

図-9からわかるように、供試体には載荷前に既に20~30 cmの間隔でひびわれが発生しており、載荷によって新たに発生したひびわれは比較的少ない。また載荷前に発生していたひびわれは、ほとんどが鉛直方向に発達しており、曲げ引張応力によって発生したかあるいは、自動車荷重の走行により交番して作用するせん断力によって生じる斜め引張応力の繰り返しのために、クラックが鉛直方向に進展したものと考えられる。これに対して、載荷によって新たに発生あるいは進展したひびわれは斜めに傾斜しているものが多く、これは、せん断力の影響を受けた斜引張ひびわれを示している。

このような、ひびわれの形況の異いから、実橋における供用期間中には、実験時の載荷状態のように斜引張ひびわれを発生させる程の大きなせん断力は作用しなかったものと言える。

最大荷重(125t)載荷時には、供試体4体とも支間中央部の載荷点近傍に、圧縮部フランジまで致達する大きな曲げひびわれが1本発生し、破壊に達した。このような破壊時のひびわれ形状および軸方向鉄筋のひずみ状況(図-10参照)から、供試体の破壊形式は曲げ破壊と考えられる。

このことは、供試体のスパンが実橋でのスパンより短く、実橋のけたに比べ供試体の方が相対的にせん断破壊を生じやすい載荷状態にあるにもかかわらずせん断破壊を示さないという点で、既設橋の耐荷力の判定にあたり、せん断耐荷力の照査を省いてもよいという考え方(付録Ⅲ)を支持する1例になり得ると考えられる。

(2) 破壊強度

* 載荷実験では、先ず、軸方向引張鉄筋が降伏し、その後、荷重を増加することなしに、けたの変化がどんどん進行する状態となったため、この状態を破壊として、以後の載荷を打ち切った。このため、最終的な、破壊状況であるコンクリート圧縮部の圧壊は確認していない。

破壊時の曲げモーメントの計算値と実測値および設計曲げモーメント(死活荷重による合計曲げモーメント)を表-7に示す。

表-7. 設計および破壊曲げモーメント

けた No	設計曲げモーメント			単位(t, m)	
	設計時示方書 (2等橋)	現行示方書 (2等橋)	現行示方書 (1等橋)	破壊曲げモーメント	
				※-1 実測値	※-2 計算値
G1(外げた)	106.7	125.2	144.3	262.0	237.2
G4(")	"	"	"	"	"
G2(中げた)	92.9	105.6	124.7	"	"
G3(")	"	"	"	"	"

※-1. けた自重による曲げモーメント 24.5 t・m を含む。

※-2. 鉄筋降伏点は、材料強度試験の結果から $6\sigma_y = 2,715 \text{ Kg/cm}^2$ として計算した値

供試体の配筋、断面形状は外げた中げたとも同じため破壊時の曲げモーメントは4本とも同じ値(262.0 t・m)を示している。また、破壊曲げモーメントの実測値と計算値とを比較すると、実測値は計算値の1.10倍である。

なお、ここで破壊曲げモーメントの計算値は、(1)式で算出した値である。

$$Mu = As \cdot \sigma_{sy} \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{As \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \sigma_{ck} \cdot b} \right) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

Mu : けたの破壊に対する抵抗曲げモーメント

As : 鉄筋量

σ_{sy} : 鉄筋の降伏応力度(実測値の平均)

d : 有効高

σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度(実測値の平均)

b : 圧縮フランジの有効幅

(1)式は、引張主鉄筋が先に降伏して曲げ破壊するコンクリート部材の終局曲げモーメントを与える近以式であり、コンクリート橋の耐荷力算定指針(案)にも用いられている基本式である。本実験結果に限り評価すれば、(1)式は比較的精度よくかつ安全側に Mu を推定しているといえる。

* 次に、設計曲げモーメントと破壊曲げモーメントとを比較すると、破壊曲げモーメントは、設計時示方書に基づいた設計曲げモーメントの2.4～2.8倍の値を示し、現行示方書に基づいた設計曲げモーメントに対しては2.0～2.4倍の値を示している。

これは、現行示方書における終局荷重作用時の荷重の組合せ 1.7 (D+L+I) による曲げモーメントを上回るものである。また、コンクリート橋の耐荷力算定指針(案)で考えている耐荷力照査のための荷重の組合せすなわち、1.1 D+2.5 (L+I) による曲げモーメント (1.1×80.7+2.5×63.6=247.8 t・m、ただし外げたの場合) に比べても1.06倍であり、本実験で用いた実げたの場合は十分な耐荷力があると判定される。この場合、耐荷力に大きく寄与しているのが規格値よりも大きな鉄筋の降伏強度であることは言うまでもない。

* なお、実際の橋梁の上フランジの有効幅は、供試体の上フランジ幅より大きいため、実際の橋梁における主桁の破壊曲げモーメントの値は、載荷実験によって得られた破壊曲げモーメントの値より多少、大きくなるものと考えられる

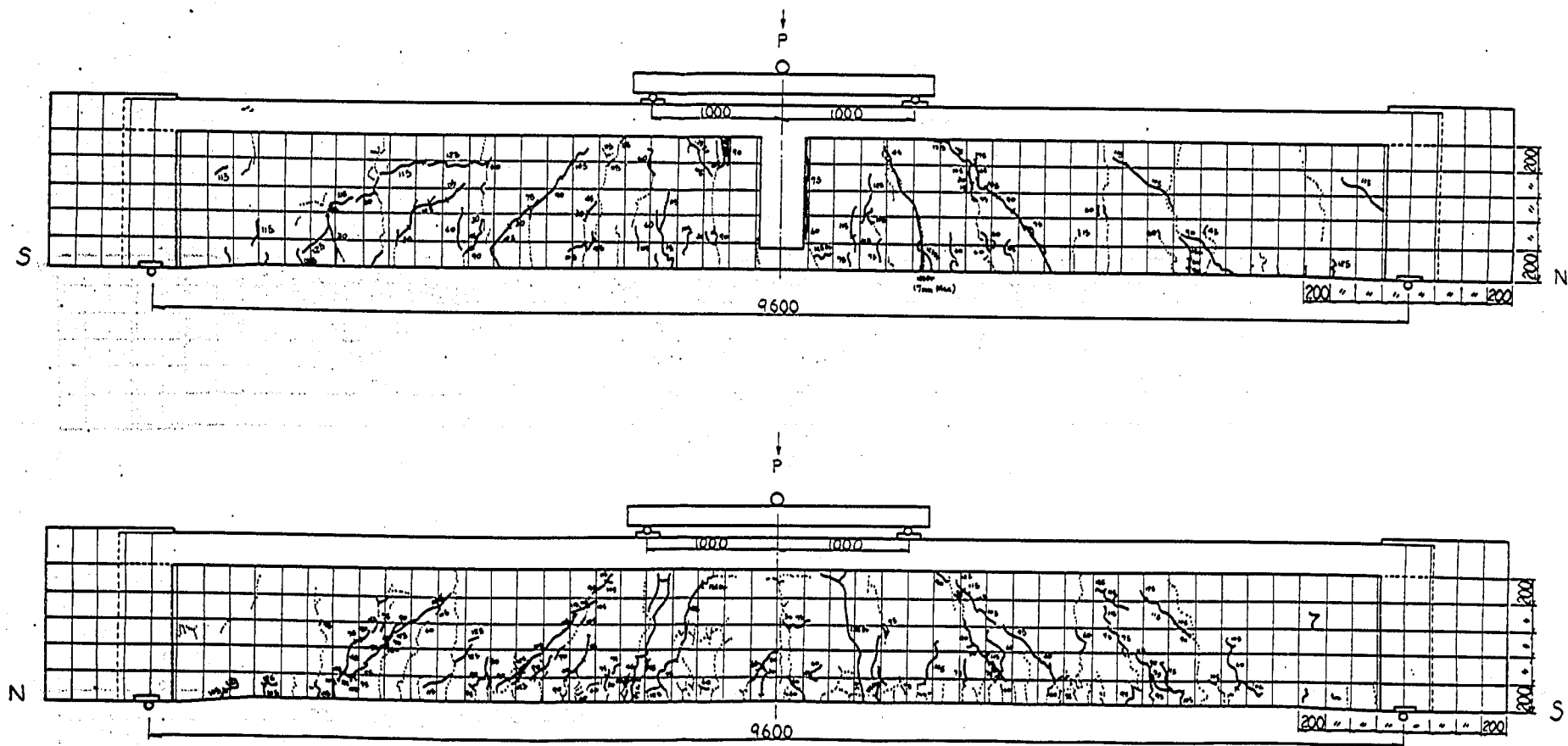


図 9-1 ひびわれ状況 (NOG-1)

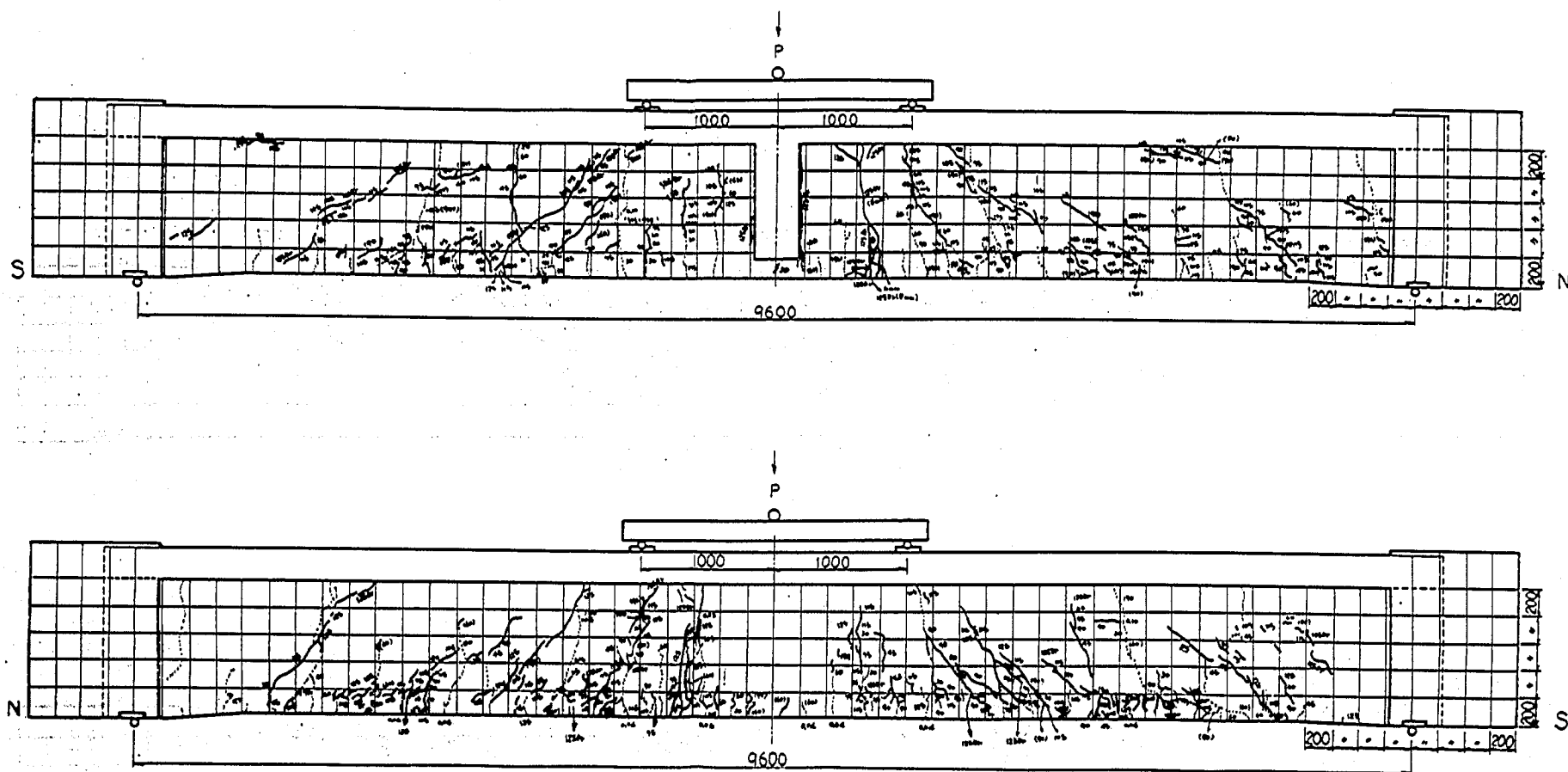


図 9-2 ひびわれ状況 (NOG-2)

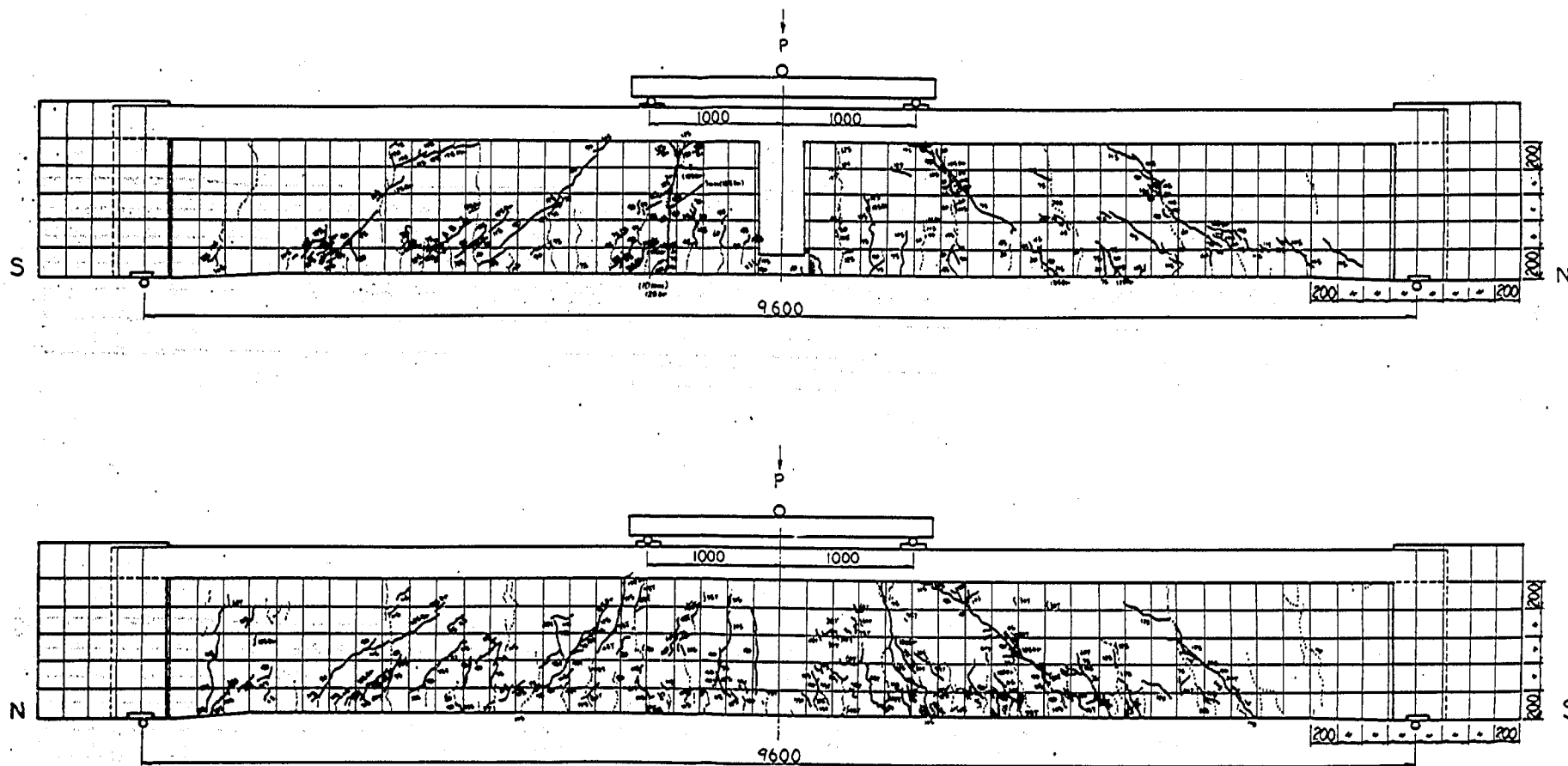


図 9-3 ひびわれ状況 (NOG-3)

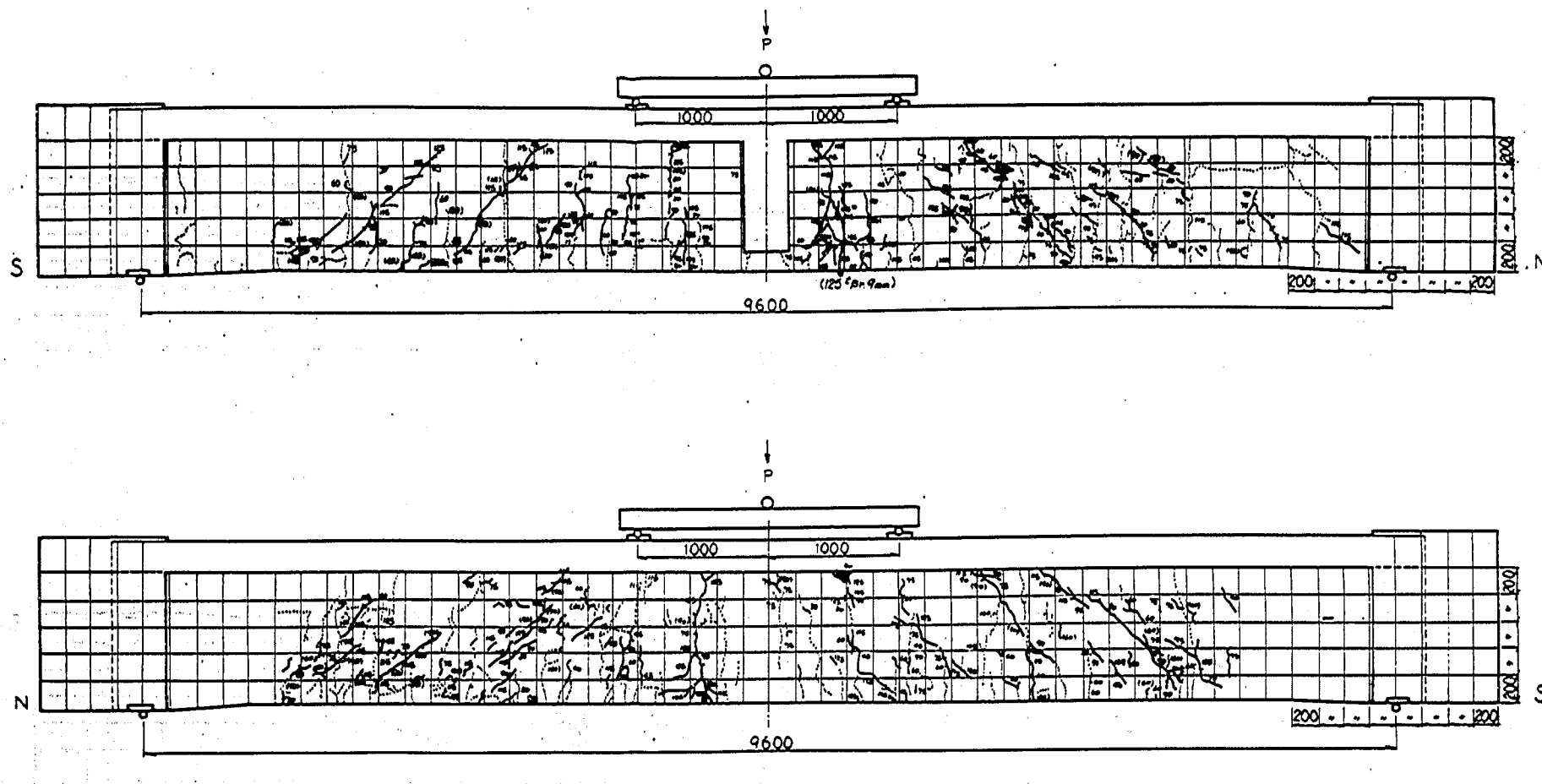


図 9-4 ひびわれ状況 (NOG-4)

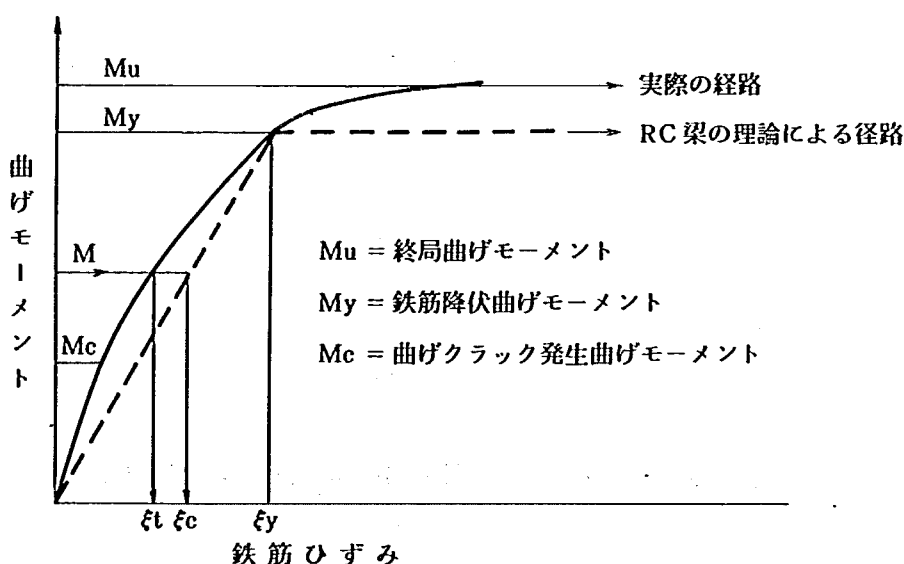
4.2. 軸方向鉄筋のひずみ

支間中央部での軸方向鉄筋のひずみを図一10に示す。

軸方向鉄筋のひずみは、NaG-4の供試体を除いて、コンクリートの引張強度を無視した断面でのいわゆる鉄筋コンクリートばりの理論による計算値（図中1点破線で表示）と良く一致する。これは、載荷前の供試体にすでに多数の曲げひびわれが発生しており、理論上の仮定に近い性状を示したためと考えられる。（図中の降伏曲げモーメントの計算値 $179.6 \text{ t} \cdot \text{m}$ は、供試体の降伏曲げモーメント $204.1 \text{ t} \cdot \text{m}$ から供試体の自重による曲げモーメント $24.5 \text{ t} \cdot \text{m}$ を減じた値である。なお、 $\sigma_{sy} = 2,715 \text{ kg} / \text{cm}^2$ とした。）

ところで、従来のコンクリート橋の耐荷力算定指針（案）（付録Ⅱ参照）では、実橋載荷試験による鉄筋の実測応力度とRC梁としての計算から求めた鉄筋の応力度との比の逆数 f を用いて、活荷重曲げモーメントを低減する考え方が1つの方法として示されているが、本来このような f の考え方は、終局強度 M_u を対象に耐荷力計算をする場合には、適用できないということを明らかにしておく必要がある。

すなわち、一般にひびわれのない新しいRCけたの曲げによる破壊試験を行なった場合、引張鉄筋のひずみと曲げモーメントとの関係は参考図一1に示されるような経路をとる。



参考図一1 曲げモーメントと鉄筋ひずみの関係

参考図一1で、鉄筋の降伏曲げモーメント M_y に比べ小さな曲げモーメント M の作用下においては、曲げひびわれが十分発達しないことから、実測される鉄筋のひずみ ϵ_t は、RC梁の理論により計算で求めたひずみ ϵ_c に比べて小さいのが常である。したがって ϵ_c/ϵ_t として定義される割増係数 f をRC梁の理論により求めた M_y に剰じたり、(1)式で与えられるような終局強度理論による終局曲げ耐力 M_u に剰じて終局強度を割増したりあるいは活荷重を低減することは、本来の梁の耐荷力の算定とは無関係であるだけでなく、誤った耐荷力判定を行うことになってしまう。たわみについても同様のことがいえる。

さて耐荷力算定指針（案）に用いられている f の値は、実橋における載荷実験から得られる鉄筋のひずみやたわみを計算値と比較して求めることになっている。この場合は、計算で仮定している主げた間の荷重分配の実際との差や、計算で無視している橋梁部分との共働作用によっても f の値が増加するが、それ

と同時に前述のようなRC梁としての計算理論からのずれによる誤った f の増加も同時に見込まれる結果となる。

したがって、従来考えられてきた f による耐荷力の割増または活荷重曲げモーメントの低減は、耐荷力をより正しく評価するためには使用すべきではないと結論づけられる。実際、往々にして参考図-1のモデル化した曲げモーメントと鉄筋のひずみ関係が得られることは、文献1)の図-17に示された実げたの載荷実験結果がこれを証明している。今回の実げた載荷実験では、けたにあらかじめ生じていたひびわれがたまたま十分に発達していたことから、No G-4の供試体は別として、鉄筋の降伏曲げモーメント程度まではRC梁の理論による計算値に近かったといえることができる。

なお、軸方向鉄筋のひずみ分布、残留ひずみ、コンクリートのひずみ、けた高方向のひずみ分布等については付図2, 3, 4, および5に示す。

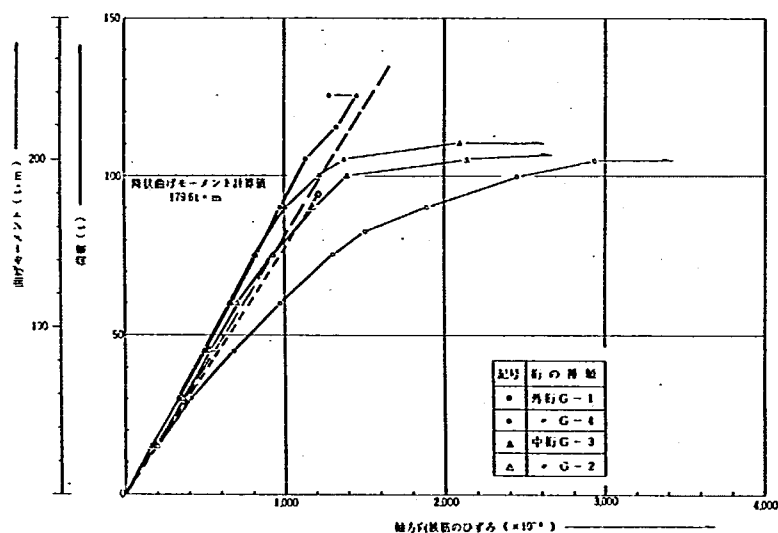


図-10-1 荷重（曲げモーメント）～軸方向鉄筋のひずみ（M-6）

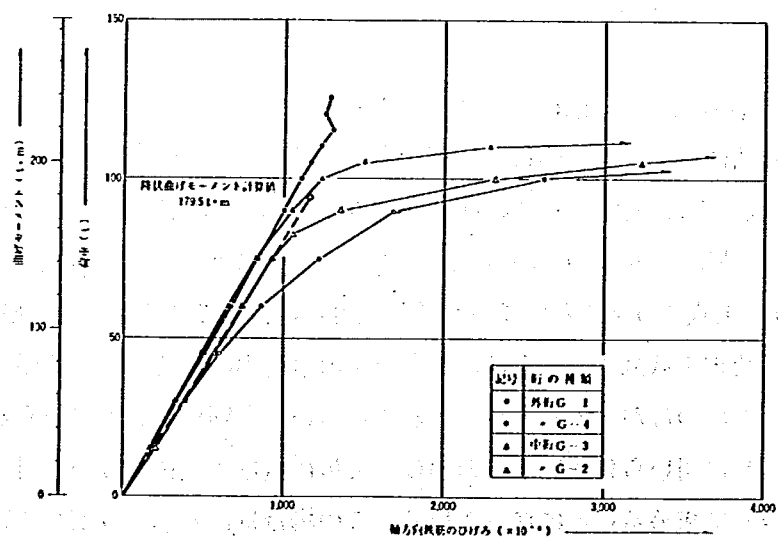


図-10-2 荷重（曲げモーメント）～軸方向鉄筋ひずみ（M-5）

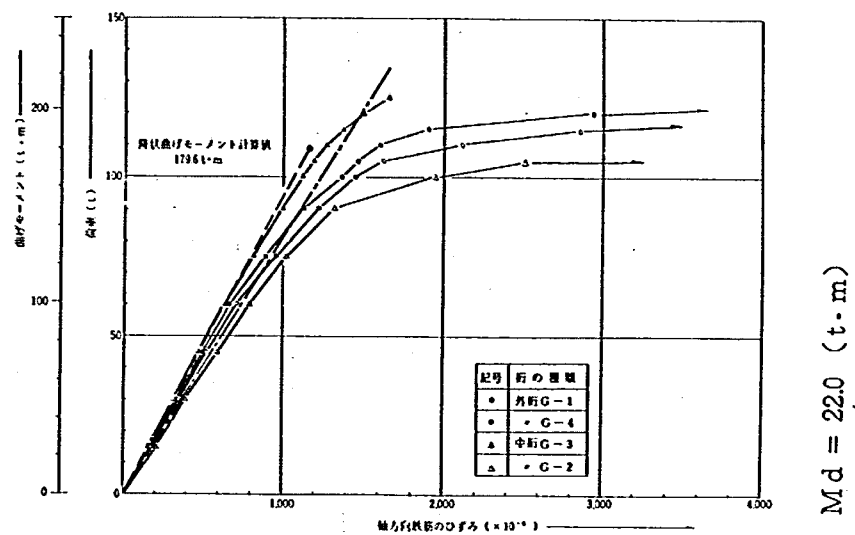


図-10-3 荷重（曲げモーメント）～軸方向鉄筋ひずみ（M-4）

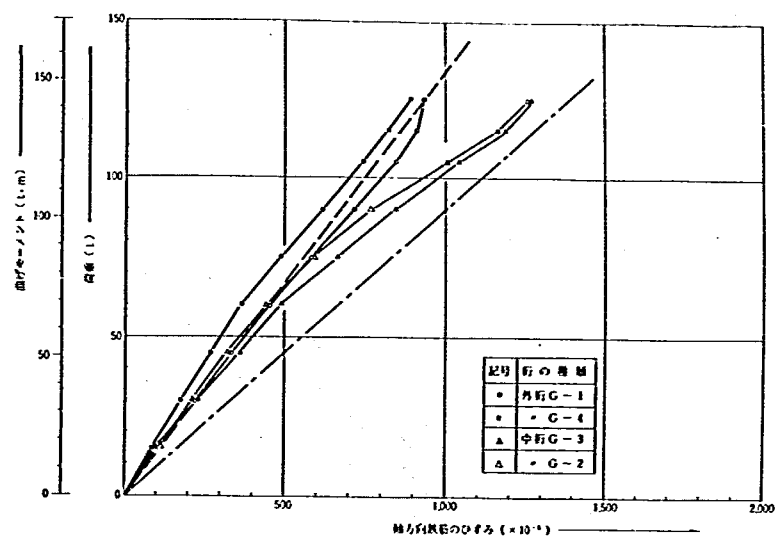


図-10-4 荷重（曲げモーメント）～軸方向鉄筋のひずみ（M-3）

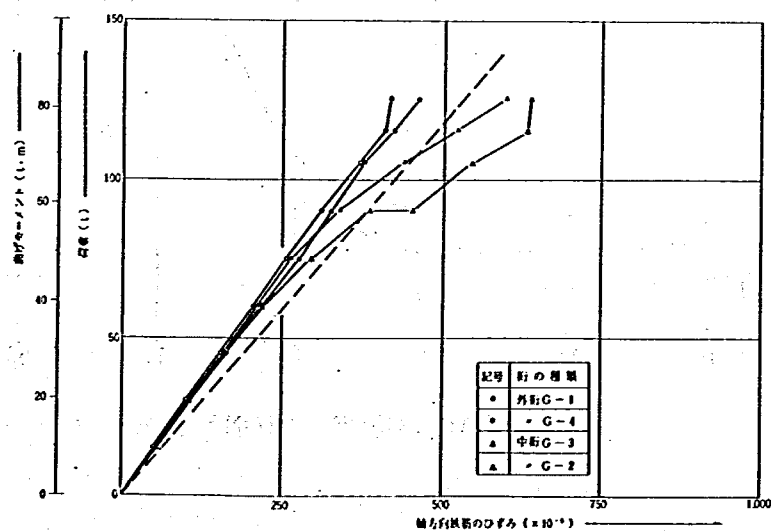


図-10-5 荷重（曲げモーメント）～軸方向鉄筋ひずみ（M-4）

4.3. スターラップのひずみ

せん断力とスターラップの最大測定ひずみとの関係を図-11に示す。スターラップのひずみは、2体の供試体で測定しているが、図-11を見ると2体とも同じ傾向を示していることがわかる。すなわち、せん断力が小さく、けたに斜引張りひわれが生じない状態の荷重ステップ3～4ではスターラップのひずみはほとんど生じない。次に斜引張りひわれが発生した後は、せん断力の増加にほぼ比例してスターラップのひずみが増加する。

また、斜引張りひわれが発生し、スターラップのひずみが大きくなった状態で、荷重の除荷および再荷荷を行なった場合には、図-11からわかるように、除荷時の残留ひずみの値と除荷前の最大ひずみの値との間で、せん断力の大きさに比例してほぼ直線的にひずみが増加することがわかる。

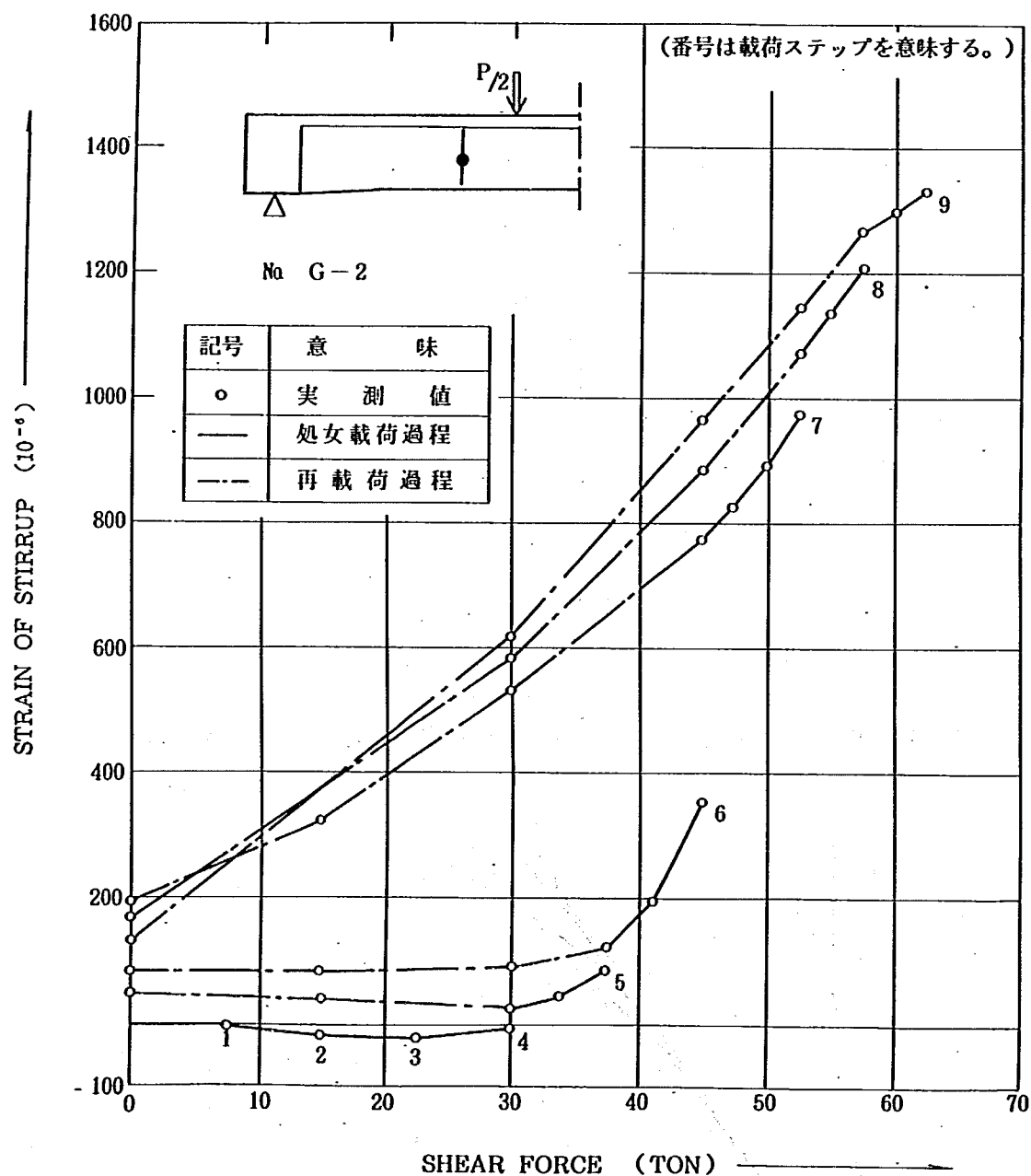


図-11-1 せん断力とスターラップのひずみ (No. G-2)

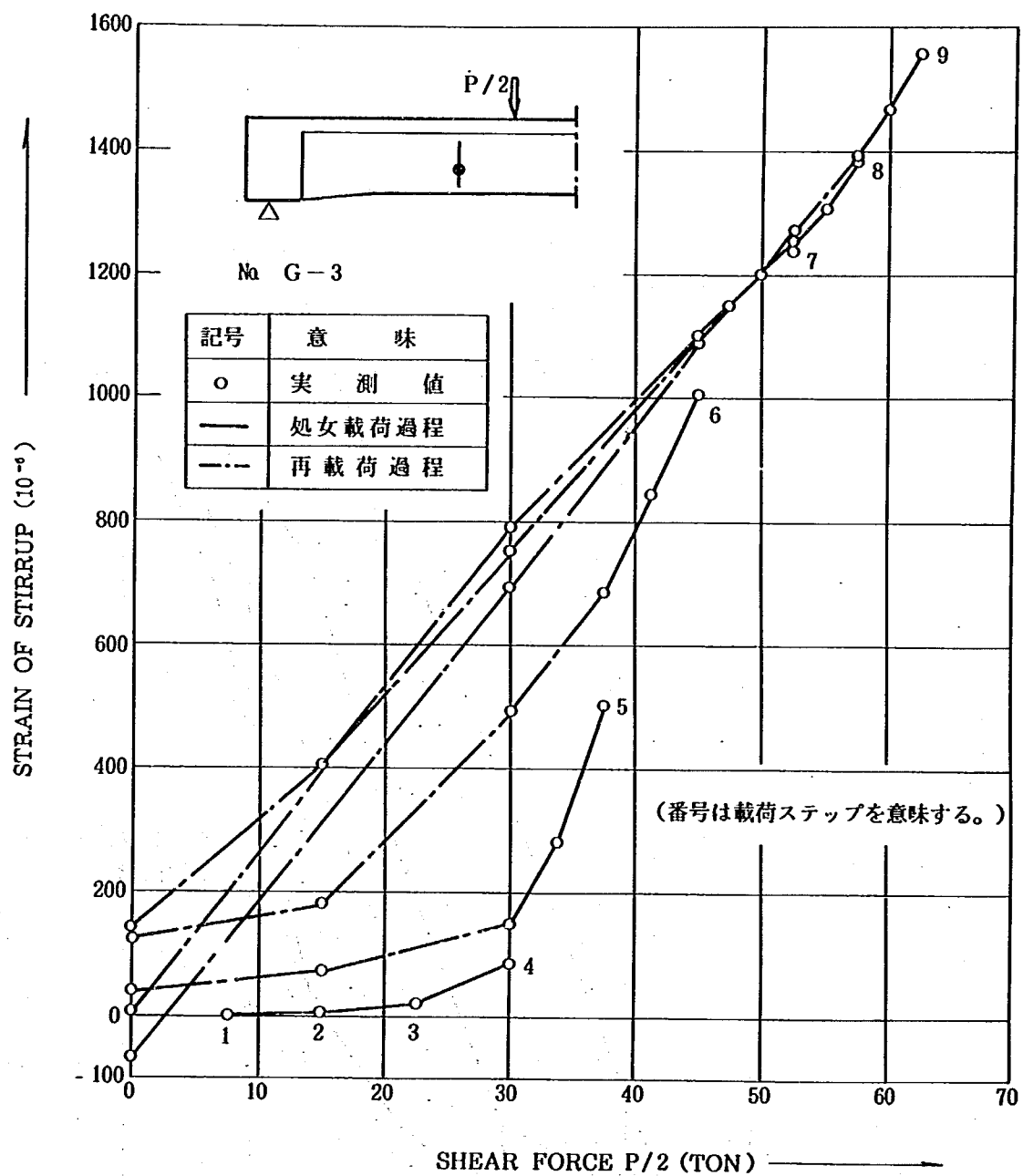


図-11-2 セン断力とスターラップのひずみ (Na G-3)

図-11のうち、処女荷重時のスターラップのひずみだけをプロットすると図-12のとおりである。図-12に示した計算値は、道路橋示方書Ⅲ、コンクリート編に基づいて計算したものであるが、測定したスターラップのひずみは、計算値よりも小さいことがわかる。また、材料強度試験の結果では、スターラップの降伏点は、ばらつきが大きいですが、平均値は $3,520 \text{ kg/cm}^2$ と高く、図-12からわかるように、供試体の破壊時には、スターラップがまだ降伏していない。

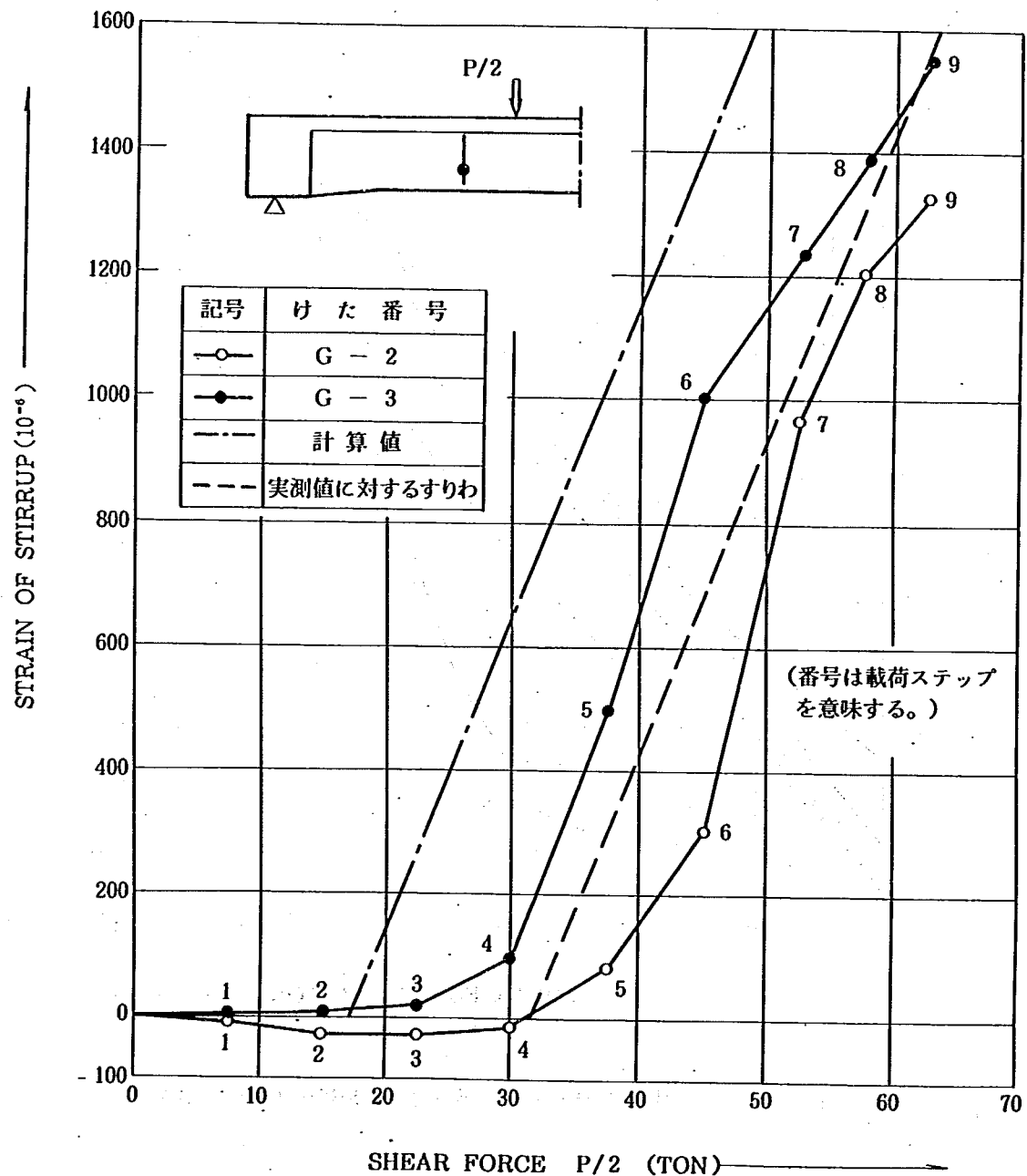


図-12. せん断力とスターラップのひずみ

今回の載荷実験では、供試体の支間を実際の橋梁の支間よりも短かくしており、実橋におけるよりは相対的にせん断破壊に厳しい載荷状態となっている。

さらに、実験時に斜引張りひびわれの発生した位置では、実際の橋梁の支点付近に比べて、斜引張鉄筋の量が相当少なくなっており、道路橋示方書Ⅲ、コンクリート橋編を基に、曲げ破壊およびせん断破壊時の破壊荷重を計算すると、表一8に示すとおりせん断破壊が先行する結果となっている。

しかしながら、実験では、供試体は曲げ破壊していることから、道路橋示方書Ⅲ、コンクリート橋編の基準は、せん断破壊に対してかなり余裕をもっていると考えられる。このことは、1つには図一12からもわかるように、コンクリートのうけもつせん断力が示方書ではいくらか安全側の値になっていることによるものと思われる。

表一8. 計算破壊荷重 (ton)

降 伏 点			曲げ破壊	せん断破壊
	規格値	$\sigma_{sy} = 2400$	97.6	79.6
	実験値	$\sigma_{sy} = 2715$ $\sigma_{sys} = 3250$	112.1	98.2

現行の示方書となる以前は、一般に、いわゆるコンクリートの受け持つせん断力はゼロとしてせん断補強筋が配置されていた。しかしながら、現行の示方書に規定されているように実際にはコンクリートもせん断力の一部を伝達することができる。また、スターラップの径は軸方向引張鋼材に比べ一般に径が小さく、したがって降伏点も軸方向引張鋼材よりも若干高い傾向にあると推察される。

このようなことと、今回の載荷実験結果ならびに、第31回建設省技術研究会でのせん断耐力に関する検討結果(付録Ⅲ参照)を統合して判断すると、耐荷力の算定にあたっては、せん断耐力に対する照査は一般に省略してさしつかえないものと思われる。

なお、スターラップのひずみは、1体の供試体について6ヶ所で測定しているが、そのひずみ分布については付図一6に示す。

4.4. けたのたわみ

載荷荷重と支間中央点のたわみおよび除荷時の残留たわみとの関係を図一13に示す。また、残留たわみのたわみに対する比率を図一14に示す。

図一13, 14を見ると、No G-1の供試体が、他の3本の供試体より多少小さなたわみ、および残留たわみを示しているが、荷重とたわみ、または、残留たわみとの関係は4体ともほぼ同じ形状を示している。

軸方向鉄筋が鉄筋図心位置で降伏点に達する荷重 ($\sigma_y = 2,715 \text{ Kg/cm}^2$ としたときの計算値(鉄筋降伏荷重))までは、たわみの実測値は、コンクリートの引張強度を無視し、鉄筋とコンクリートとのヤング係数比を $n = 10$ (材料試験結果では $n = 10.4$) とし、断面の曲げ剛性が、けたの全長にわたって一定であると考えて算出した計算値とほとんど一致している。すなわち、あらかじめ供試体にひびわれが十分入っていたことから、計算仮定に近い性状を示したものとみられる。また残留たわみも最大2mm程度でありこの区間では全たわみ量に対する比率が10%程度でほぼ一定している。

鉄筋降伏荷重以後の載荷に対しては、たわみの増加が除々に大きくなり、また、残留たわみ(永久変形)のしめる割合も増加する。ただし、残留たわみが極端に大きくなるのは破壊荷重に非常に近い荷重であることがわかる。

以上の結果から、変形を考慮して橋梁の耐荷力を決める場合には、鉄筋降伏時の強度を基準に用いるのが安全側であり良いとも思われるが、終局曲げモーメント直前においても残留ひずみは数ミリ程度すなわち支間に対する割合は $1/1920$ 程度であり、近似的に終局曲げ強度を用いても、過大な残留変形が生じる危険性は比較的少ないと考えられる。

なお、一般の鉄筋コンクリートげたでは支点付近には曲げひびわれが発生しにくいため、けた全体としての曲げ剛性は、全断面有効と引張力をうける側のコンクリートの断面を無視した場合との中間の値となり、たわみも中間の値となるのが普通である。これに対して、今回の実験では、載荷前に多数の曲げひびわれが発生しているけたの支間中央部を供試体としているために、実測たわみは、最初から、コンクリートの引張強度を無視した計算値に近い値を示したと考えられる。また、荷重が小さい段階では、実測たわみは、ほぼ、直線的な増加をしているが、これは、載荷によって新たに発生した曲げひびわれが非常に少なかった事実と一致している。

けた全体のたわみ曲線は、付図-7に示すが、上記の理由により計算たわみ曲線とほぼ同じ形状を示している。荷重たわみ曲線の詳細なデータは付図-8に示すとおりである。

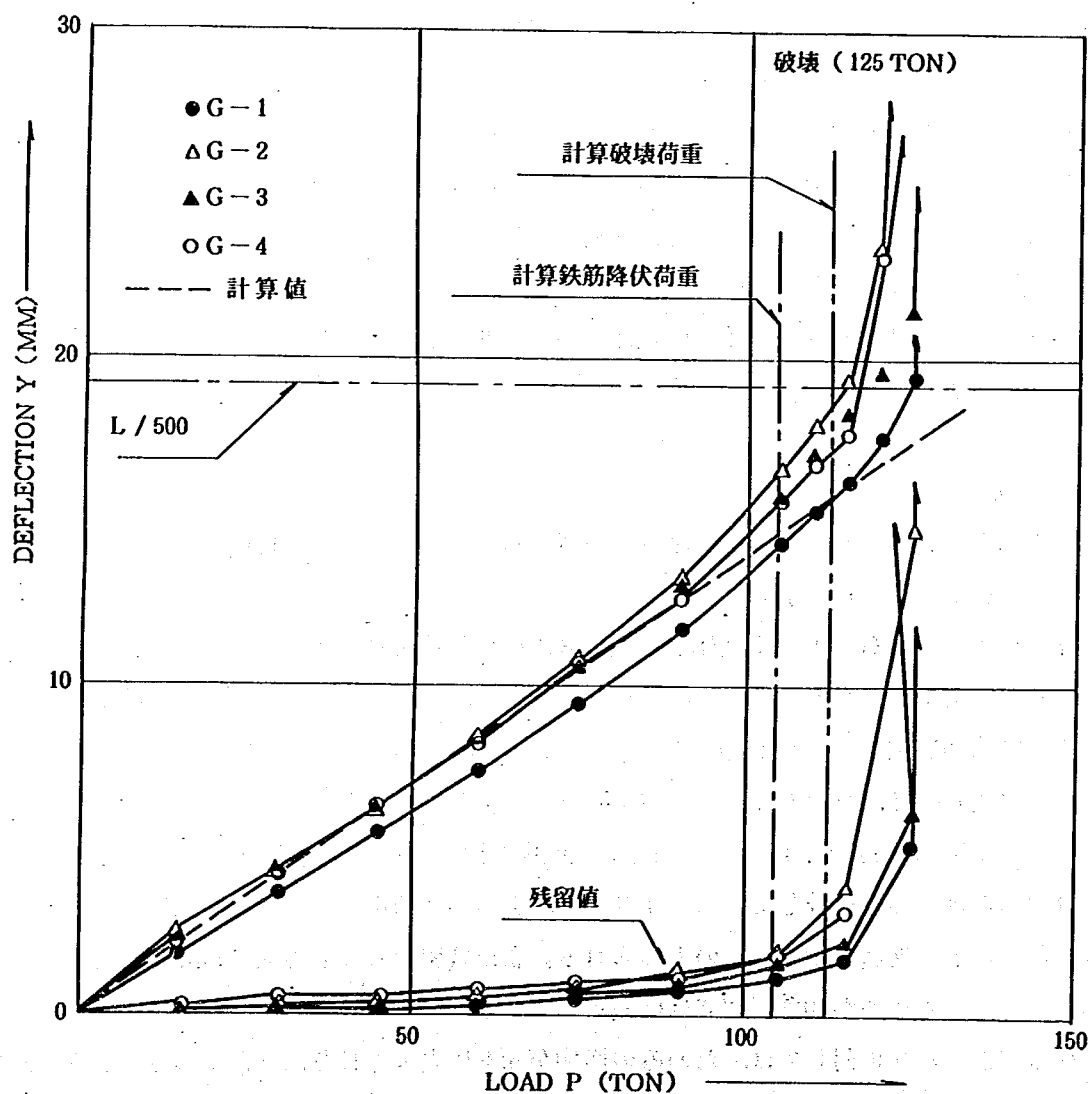


図-13. たわみおよび残留たわみ (支間中央)

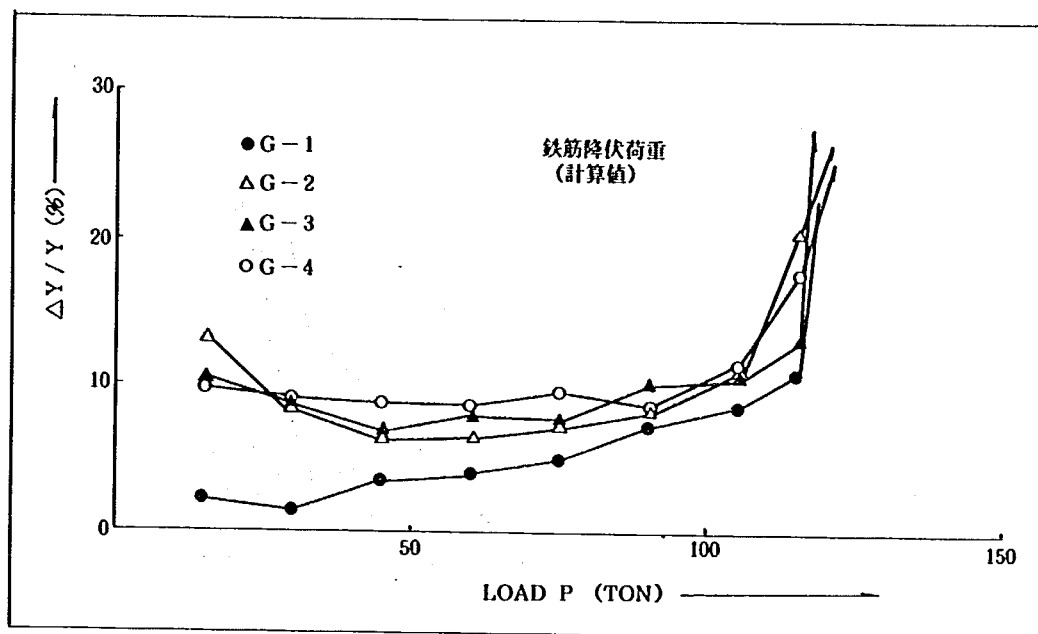


図-14 残留たわみのたわみに対する比率

4.5. ひびわれ幅

載荷荷重とひびわれおよび残留ひびわれ幅の最大値との関係を図-15に示す。図-15から、鉄筋降伏荷重までの載荷に対しては、ひびわれ幅は載荷荷重にほぼ比例して増加しており、残留ひびわれ幅は載荷によってほとんど増加せず、載荷前のひびわれ幅（0.1～0.2 mm）のままである。しかし、鉄筋降伏荷重以後の載荷に対しては、ひびわれ幅、残留ひびわれ幅とも急激に増大することがわかる。

現時点では、ひびわれ幅と橋梁の耐久性との関係は明確にされていないが、一般に、常時載荷荷重（死荷重）の作用している状態で0.2～0.3 mmがひびわれ幅の許容値と考えられている。図-15からわかるように、除荷時の残留ひびわれ幅は、軸方向鉄筋が降伏点に達する荷重以上の載荷によって急激に増大するため、耐久性を考慮して橋梁の供用荷重を決定する場合には、RC梁としての計算による鉄筋降伏時の曲げ強度を基準にとるのが望ましいと考えられる。

さて、諸外国の設計基準においては、曲げひびわれの幅を制限するために、ひびわれ幅のチェックあるいはひびわれ幅を考慮した配筋細目規定が設けられている。これらの基準およびその基礎となっているひびわれ幅の計算式をまとめると表-9のようである。

実験によって得られた各供試体の最大ひびわれ幅を軸方向鉄筋の応力度との関係で示すと図-16のようであり、載荷によるひびわれ幅は、鉄筋の応力度にほぼ比例することがわかる。

表-9に示したひびわれ幅の計算式では、ひびわれ間のコンクリートの引張強度等を考慮して補正項を設けているものが多いが、今回の供試体では既に多数なひびわれが発生し、多くの繰返し荷重を受けていると考えられるため、各式の補正項を無視して実測ひびわれ幅と比較してみた。この結果、図-16からわかるように、今回の供試体の最大ひびわれ幅はCEB/FIP (1970)の計算式による値と比較的よく一致した。

なお、荷重と曲げひびわれの関係の詳細なデータならびに一定の載荷荷重における曲げひびわれ幅の度数分布および、累積度数分布は、付図-9、10および11に示す通りである

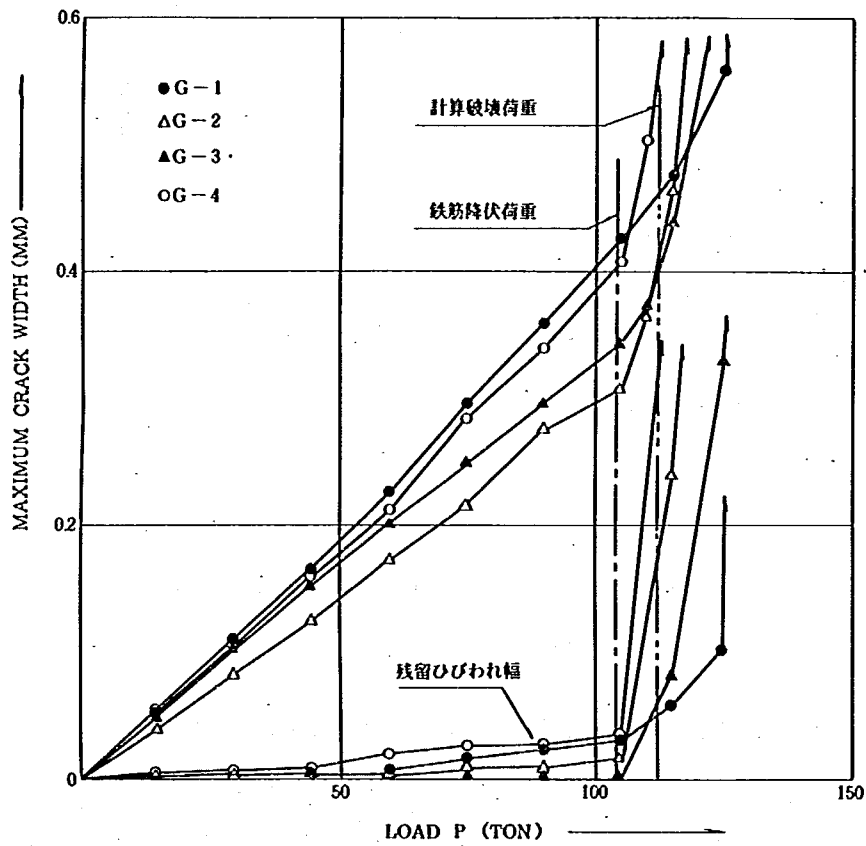


図-15. ひびわれおよび残留ひびわれ幅の最大値

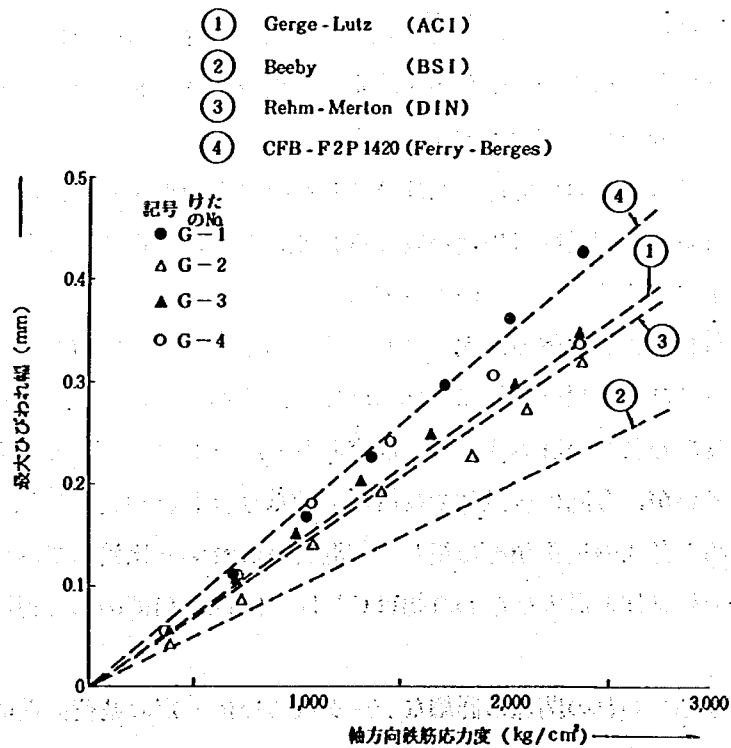


図-16 鉄筋応力度と最大ひびわれ幅の関係

表-9. 各国基準の基礎となっているひびわれ幅の計算式

基 準	A C I (Gergely-Lutz)	B S I (Beeby)	D I N (Rehm-Martin)	CEB-FIP ¹⁹⁷⁰ (Ferry-Borges)
ひ び わ れ 幅 の 計 算 式	$w = 132 \cdot \beta \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A} \cdot (\sigma_s - 35) \times 10^{-6}$ (1) 簡略式 $w = 1.10 \cdot \beta \cdot \sigma_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A} \times 10^{-6}$ (2) ここに w : はり底面の最大ひびわれ幅 (cm) $\beta = \frac{h_2}{h_1} (\cong 1.2)$ h_1 : 中立軸から鉄筋重心軸までの距離 (cm) h_2 : 中立軸からはり底面までの距離 (cm) d_c : はり底面から最も近い鉄筋の中心までの距離 (cm) $A = \frac{A_e}{m}$ m : 鉄筋本数 (本) A_e : 重心位置が鉄筋の重心位置と一致するような、コンクリートの有効引張面積 (cm ²) σ_s : 鉄筋応力度 (Kg/cm ²)	$w = \frac{3a \cdot \xi}{1 + 2 \cdot \frac{(a - C_o)}{h - x}}$ $\xi = (\xi_{st} - \frac{2.5bh \times 10^{-6}}{A_s}) \cdot \frac{h - x}{d - x}$ ここに、 w : 設計ひびわれ幅 (cm) (発生するひびわれ幅が w をこえる確率が20%として) a : ひびわれ幅を検討する点から最も近い鉄筋表面までの距離 (cm) C_o : 引張鉄筋の最小かぶり厚さ (cm) h : 部材の全高さ (cm) x : 中立軸高さ (cm) d : 有効高さ (cm) ξ_s : コンクリートの引張強度を無視して計算した鉄筋ひずみ b : 鉄筋重心位置での部材の幅 (cm) A_s : 鉄筋断面積 (cm ²)	-普通丸鋼- $w_{95} = (4 + 0.045 \frac{\phi}{p}) \cdot \sigma_s [1 - (\frac{3}{p \cdot \sigma_s})^2] \times 10^{-6}$ (1) -異形棒鋼- $w_{95} = (4 + 0.025 \frac{\phi}{p}) \cdot \sigma_s [1 - (\frac{3}{p \cdot \sigma_s})^2] \times 10^{-6}$ (2) ここに、 w_{95} : ひびわれ幅 (cm) (w_{95} をこえる確率を5%として) ϕ : 鉄筋径 (cm) p : 鉄筋比 σ_s : 鉄筋応力度 (Kg/cm ²)	-繰返しがない場合- $w_{max} = (1.50 \cdot C + \frac{16\phi}{p_f}) (10.2 \cdot \sigma_s - \frac{30000}{p_f}) \times 10^{-7}$ (1) -繰返しがある場合- $w_{max} = (1.50 \cdot C + \frac{16\phi}{p_f}) \cdot 10.2 \cdot \sigma_s \times 10^{-7}$ (2) ここに、 w_{max} : 最大ひびわれ幅 (mm) (95%確率) C : かぶり (mm) ϕ : 鉄筋径 (mm) $p_f = \frac{100 \cdot A_s}{\beta_f}$ A_s : 鉄筋断面積 (cm ²) $\beta_f = 0.25 b_o \cdot h$ b_o : 腹部の部材幅 (cm) h : けた高 (cm)
本供試体で(第2項無視)	(2)式 $w = 11.5 \cdot \sigma_s \times 10^{-6}$ (cm)	$w = 9.3 \sigma_s \times 10^{-6}$ (cm)	(1)式 $w = 13.0 \cdot \sigma_s \times 10^{-6}$ (cm)	(2)式 $w = 17.3 \cdot \sigma_s \times 10^{-6}$ (cm)

5. 結 論

今回の実げた破壊試験および検討から以下の結果および結論が得られた。

- (1) 実橋よりはせん断破壊の生じやすい載荷状態で試験を行ったにもかかわらず、最終的な破壊形式は曲げ破壊であった。
- (2) 終局曲げモーメントの値は、現行の示方書に示された終局荷重作用時に対する荷重の組合せ、 $1.7(D + L + I)$ およびコンクリート橋耐荷力算定指針（案）で考えている荷重の組合せ $1.1D + 2.5(L + I)$ による曲げモーメント以上となった。すなわち、実げたは十分な耐荷力を有していた。このことは鉄筋の降伏点が規格値に比べかなり大きいことに帰因する。
- (3) 供試体の終局曲げモーメントは、コンクリート橋耐荷力算定指針（案）で用いている終局曲げモーメントの計算式（(1)式）による値より少し大きく、したがって、計算式は今回の実げたに対しては安全側の値を与えている。
- (4) コンクリート橋の耐荷力算定指針（案）において耐荷力を割増す目的で使用している載荷実験から求める係数 f を、活荷重曲げモーメントを低減したり、終局曲げ耐力を割増しするためにそのまま用いることは適当ではない。
- (5) 計算上は曲げ破壊に先行してせん断破壊が生じることになっていたが、実際には曲げ破壊が生じ、スターラップのひずみは降伏ひずみ以下であった。旧示方書では、コンクリートの受け持つせん断力をゼロとしているが、実際にはかなりの部分をコンクリートが受け持つ。また、現行の示方書もコンクリートの受け持つせん断力に関してはひかえ目の値を規定している。このようなことから、旧示方書で設計されたけがせん断破壊することはほとんどないと考えられる。
- (6) 残留たわみは、けたに終局曲げモーメントが作用する直前までは極めて小さい。したがって、終局曲げ耐荷力を基準に耐荷力判定を行ったとしても、残留たわみによって使用性が損われることはない。
- (7) 残留ひびわれ幅は、鉄筋の降伏を境に増大するが、それ以前の荷重レベルではほとんど増加しない。したがって、鉄筋降伏荷重（RC 梁の理論により求める）以下のレベルの荷重が作用しても耐久性に影響はない。

あ と が き

本報告書中の実験は、付録Ⅱにも示したコンクリート橋の耐荷力算定指針（案）の内容をより精度よいものとするため、終局曲げ耐力だけで耐荷力を判定して十分かどうか、また、使用性の面から問題が残らないかどうかについて検討することを主目的とした。その結果、従来の耐荷力算定指針は若干不備な点が認められたので、本報告書の成果を生して修正する予定である。

参 考 文 献

- 1) 佐伯, 高野, 百田, 白浜; コンクリート橋の耐荷力に関する調査研究, 土木研究所資料第1228号, 昭和52年2月
- 2) 日本道路協会, 道路橋示方書Ⅲ, コンクリート橋編, 昭和53年1月
- 3) 建設省道路局企画課, 建設省土木研究所; コンクリート橋の耐荷力に関する調査研究, 第31回建設省技術研究会報告(昭和52年度), 昭和53年11月
- 4) 土木学会; コンクリートライブラリー第41号, 鉄筋コンクリート設計法の最近の動向, 昭和50年11月

付表— 1. 材料強度試験の結果

(1) コンクリート強度 (φ10×20 コア供試体)

No	圧縮強度 (Kg/cm ²)	ヤング係数 (Kg/cm ²)	コア採取位置 そ の 他
1	230		支点近傍・腹部
2	182		〃
3	201	1.87×10^5	〃
4	182	1.37×10^5	〃
5	206	1.72×10^5	〃
6	192		〃
7	143		〃
8	360	2.44×10^5	〃
9	299		〃
10	362	2.41×10^5	〃
平均値	236	1.96×10^5	
変 動 係 数	31.1 %	21.0 %	

(2) 軸方向鉄筋強度

No	降 伏 点 (Kg/cm ²)	引張強度 (Kg/cm ²)	ヤング係数 (Kg/cm ²)
1	2,610	3,884	
2	2,646	4,121	
3	2,644	4,071	
4	2,610	4,051	
5	2,879	4,342	
6	2,715	4,183	2.04×10^6
7	2,907	4,385	2.12×10^6
8	2,715	4,097	2.03×10^6
9	2,742	4,072	2.02×10^6
10	2,682	4,211	1.99×10^6
平均値	2,715	4,142	2.04×10^6
変 動 係 数	3.6 %	3.4 %	2.1 %

(3) スターラップの強度

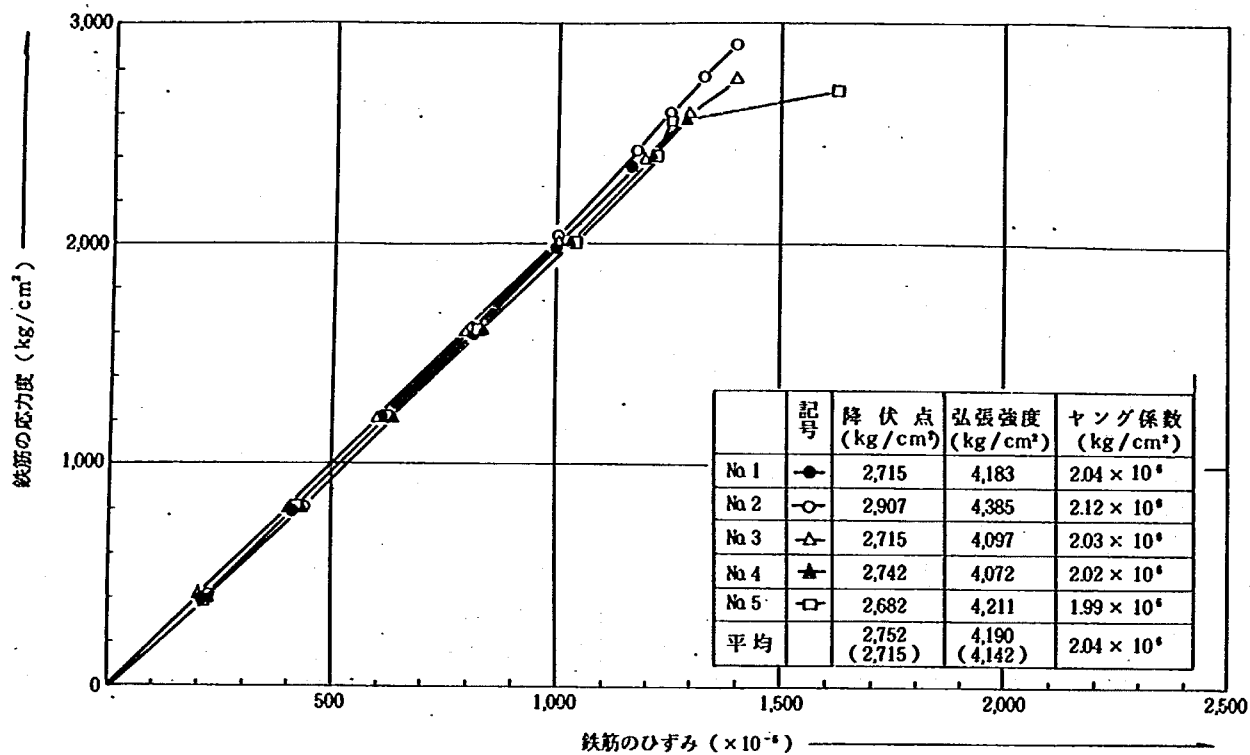
No	降 伏 点 (Kg/cm ²)	引張強度 (Kg/cm ²)
1	3,156	4,178
2	3,529	4,363
3	3,510	4,366
4	3,434	4,293
5	4,251	5,000
6	3,635	4,391
7	3,148	4,024
8	3,502	4,278
平均値	3,520	4,362
変 動 係 数	9.2 %	6.1 %

(4) 推定 (規格) 強度との比

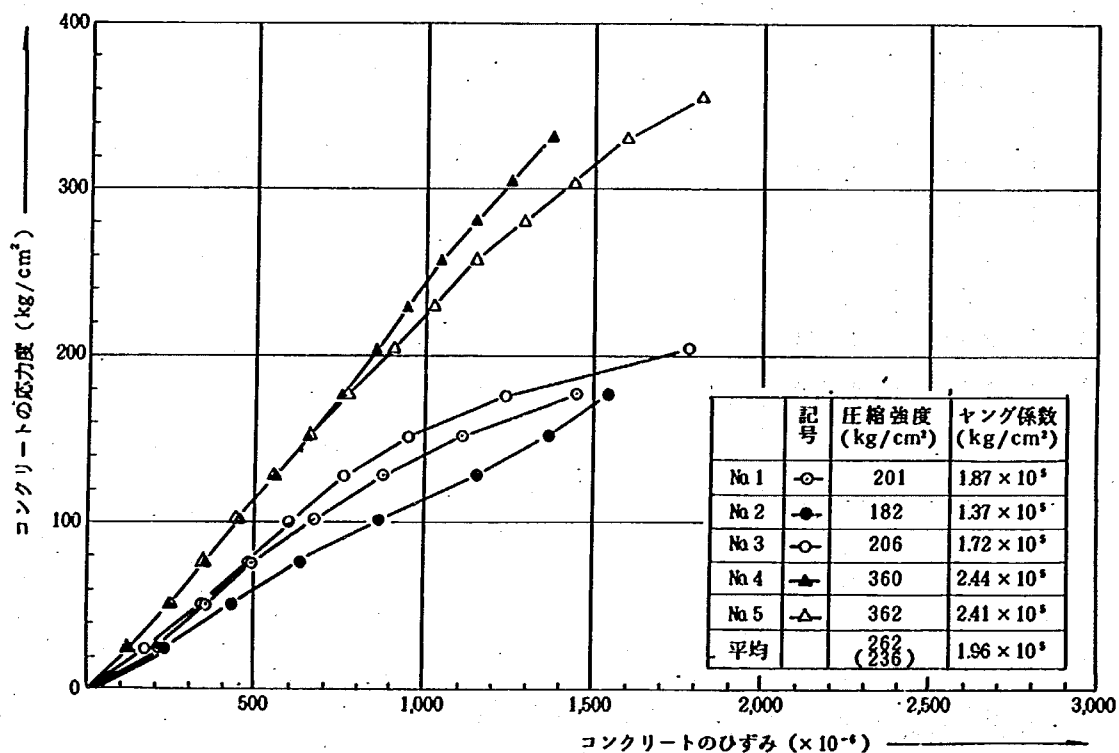
$$\circ \text{コンクリート} \quad \frac{236}{210} = 1.124$$

$$\circ \text{軸方向鉄筋} \quad \frac{2,715}{2,400} = 1.131$$

$$\circ \text{スターラップ} \quad \frac{3,520}{2,400} = 1.467$$

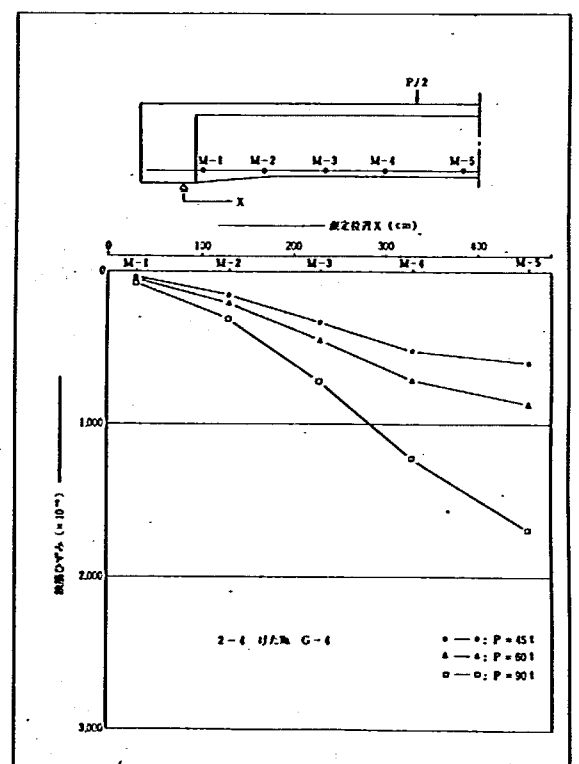
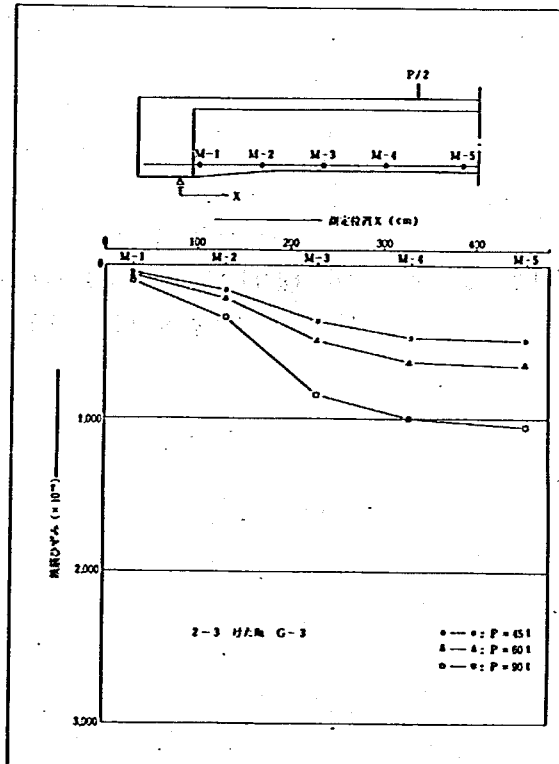
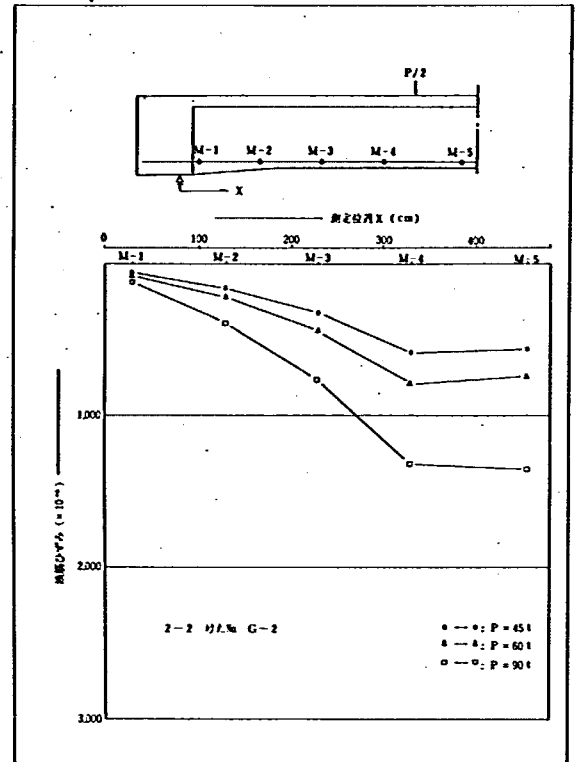
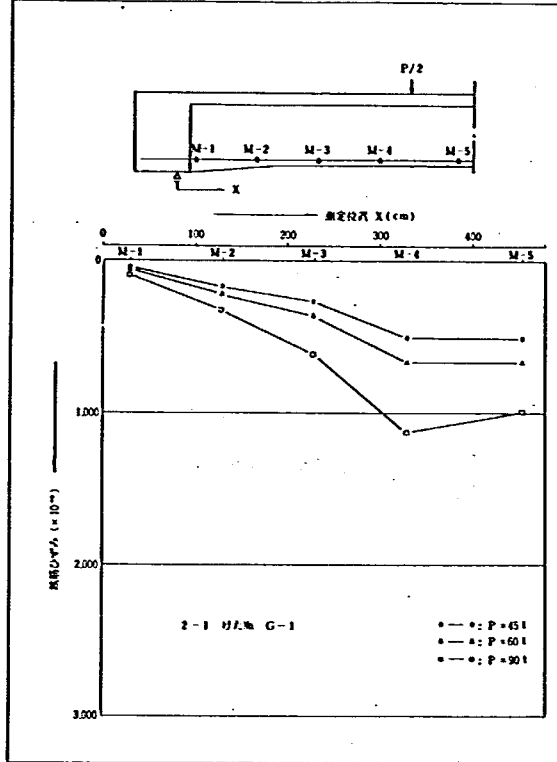


付図-1-1 コンクリートの応力度～ひずみ関係

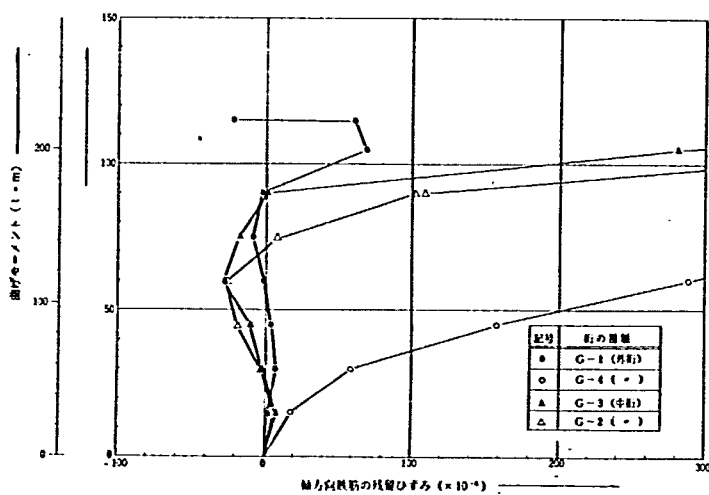


付図-1-2 軸方向鉄筋の応力度へひずみ関係

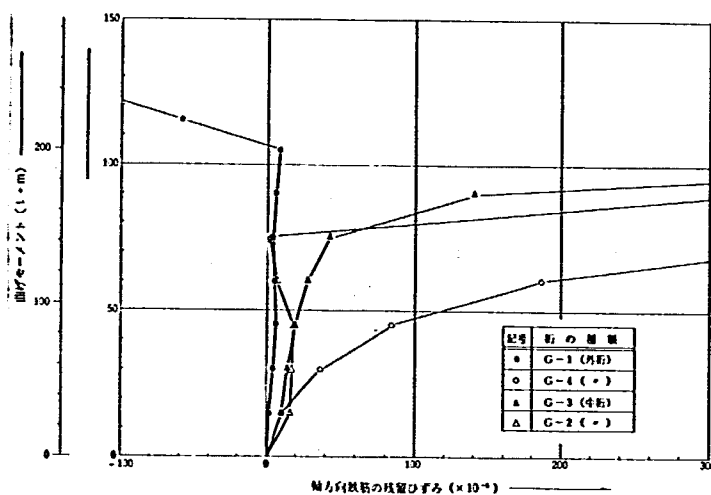
付図-2



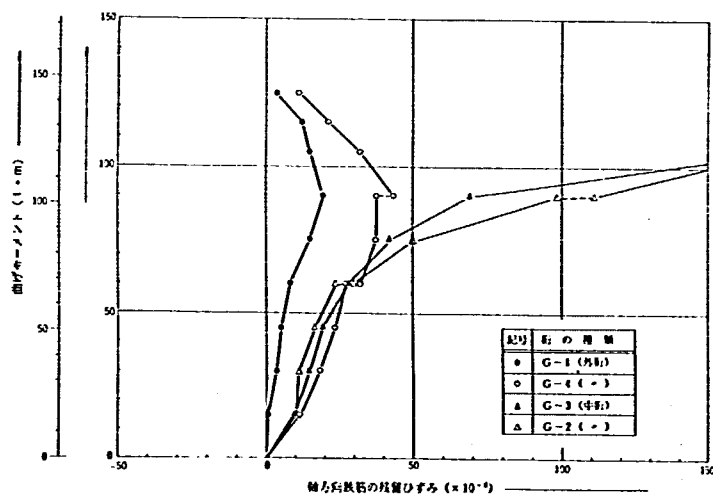
付図-2 鉄筋の応力度分布図



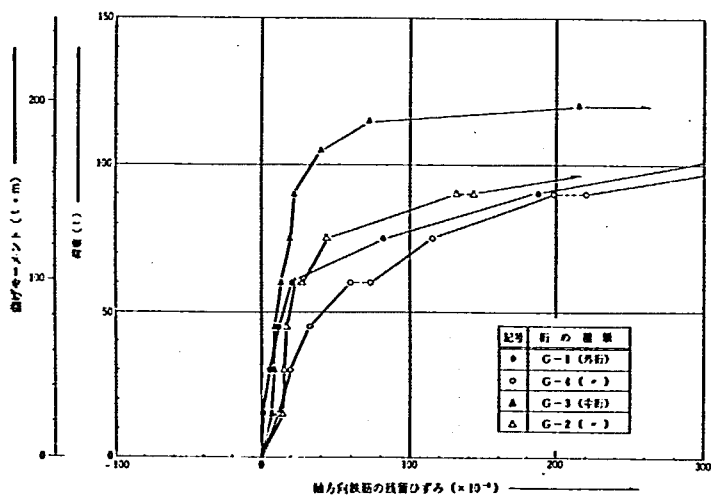
付図-3-1 荷重(曲げモーメント)～軸方向鉄筋の残留ひずみ (M-6)



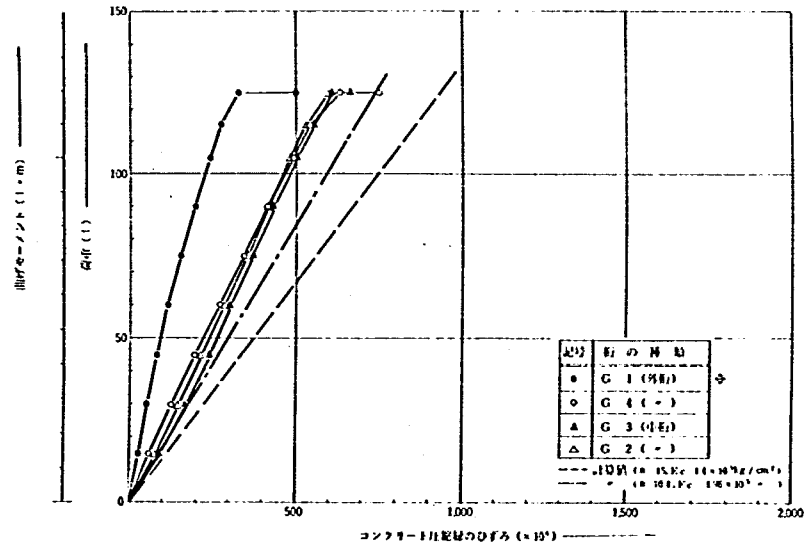
付図-3-2 荷重(曲げモーメント)～軸方向鉄筋の残留ひずみ (M-5)



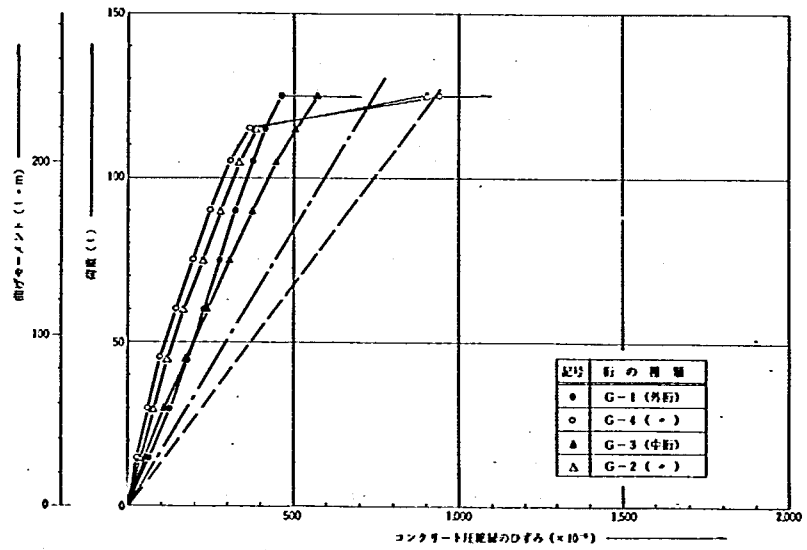
付図-3-3 荷重(曲げモーメント)～軸方向鉄筋の残留ひずみ (M-4)



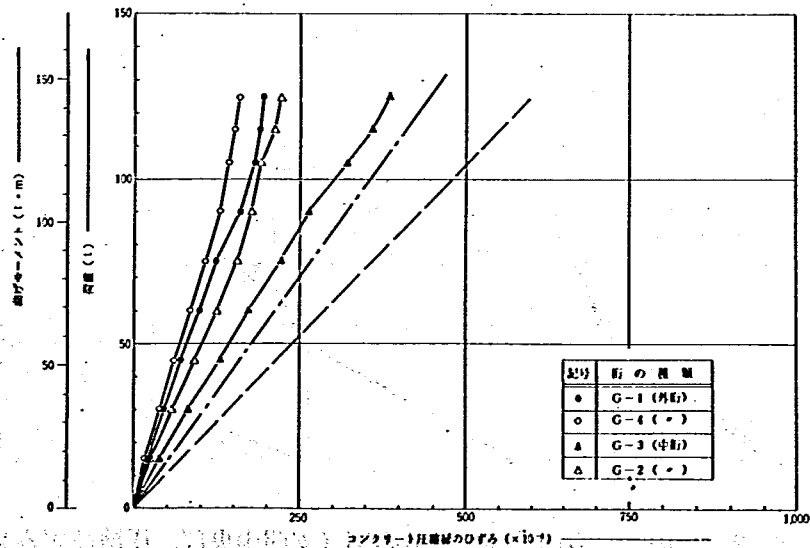
付図-3-4 荷重(曲げモーメント)～軸方向鉄筋の残留ひずみ (M-3)



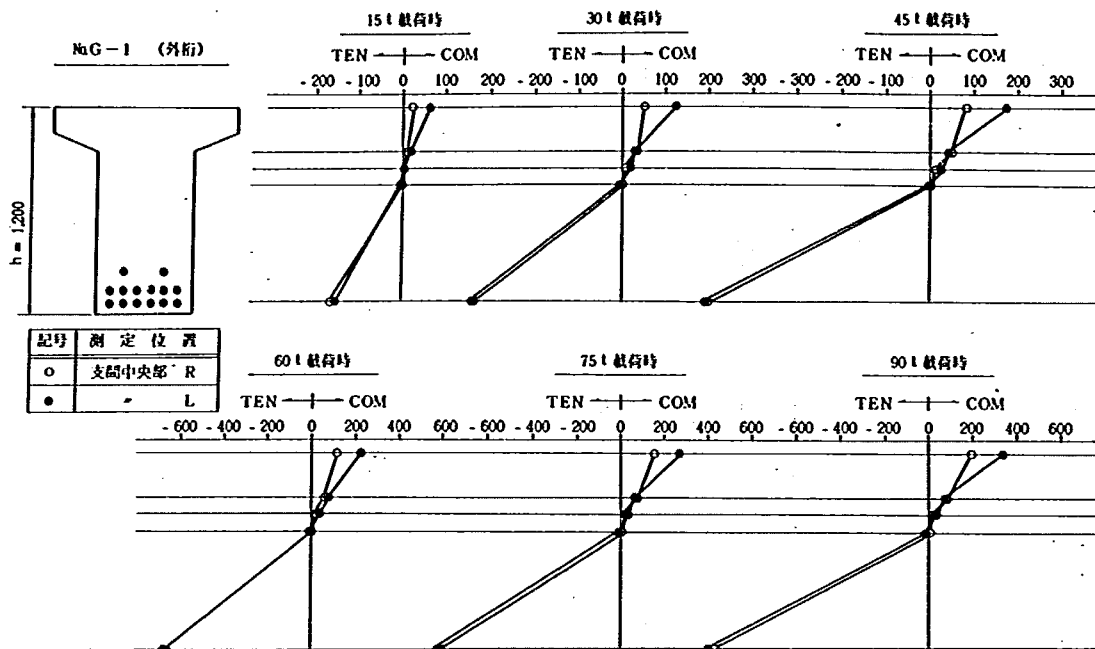
付図-4-1 荷重(曲げモーメント)～コンクリート圧縮縁のひずみ
(スパン中央・R)



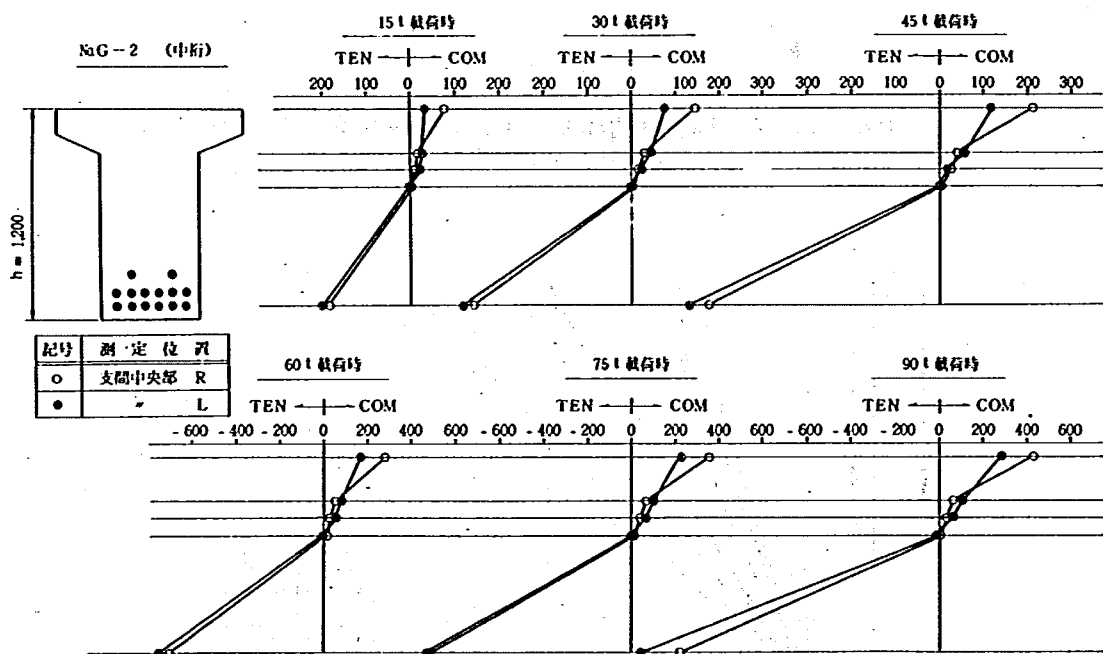
付図-4-2 荷重(曲げモーメント)～コンクリート圧縮縁のひずみ
(スパン中央・L)



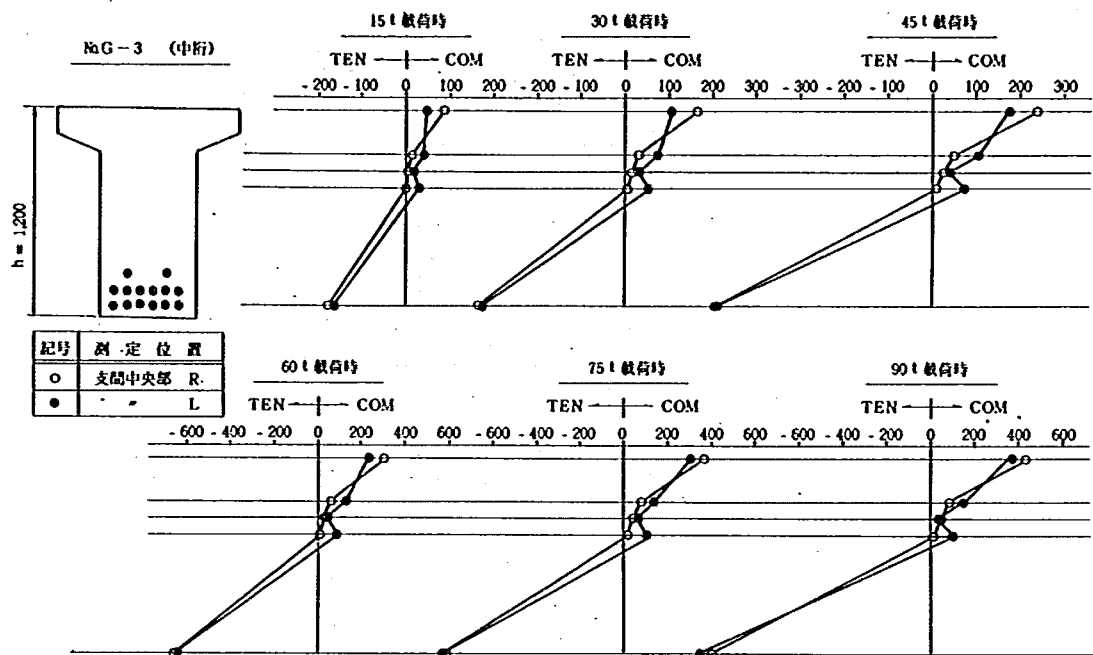
付図-4-3 荷重(曲げモーメント)～コンクリート圧縮縁のひずみ
(支点より23m地点)



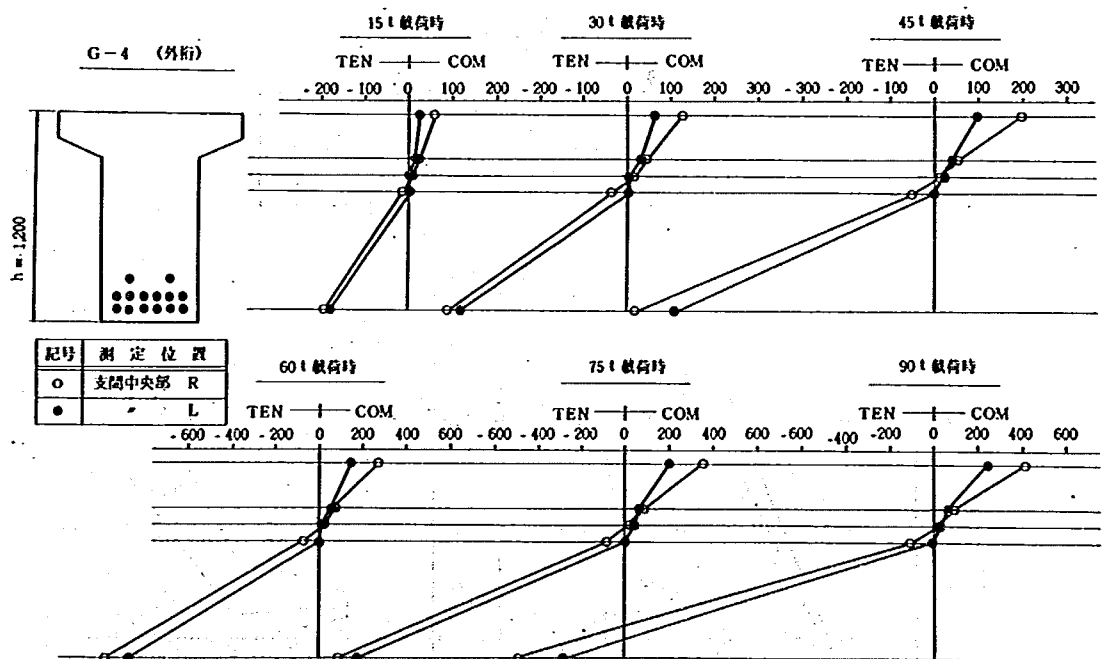
付図-5-1. 桁の高さ方向のひずみ分布図（支間中央部，圧縮ひずみを正）



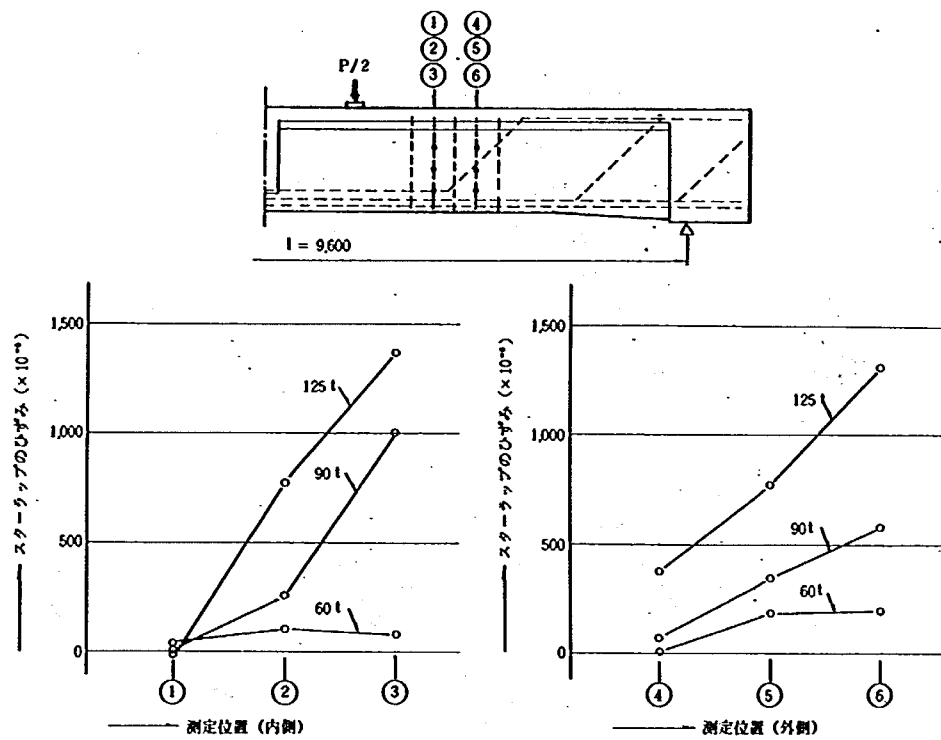
付図-5-2. 桁の高さ方向のひずみ分布図（支間中央部，圧縮ひずみを正）



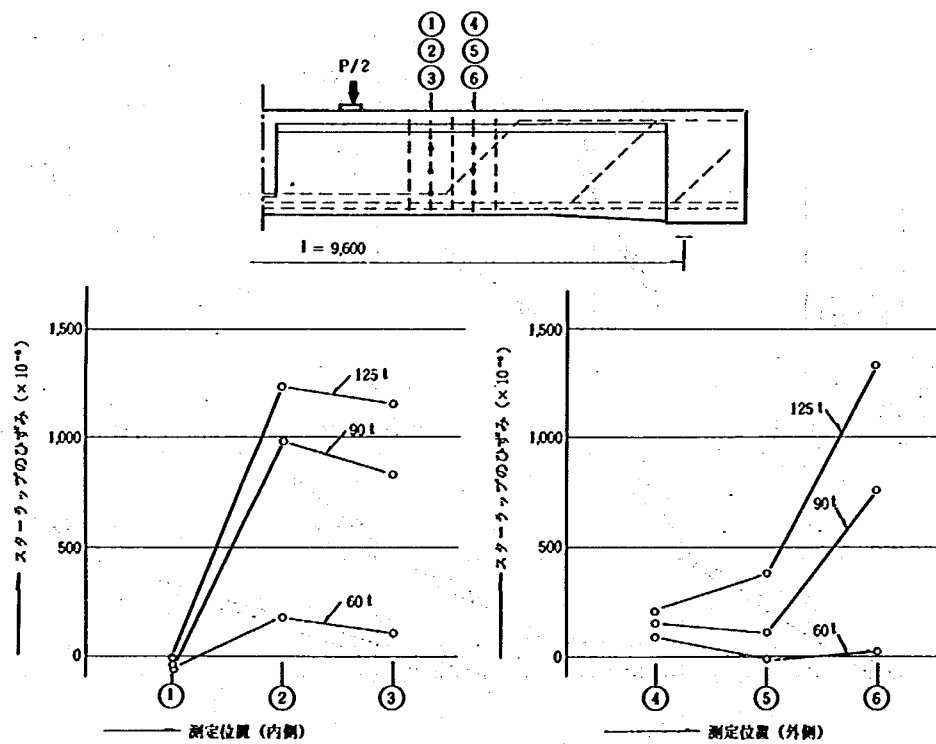
付図-5-3. 桁の高方向のひずみ分布図 (支間中央部, 圧縮ひずみを正)



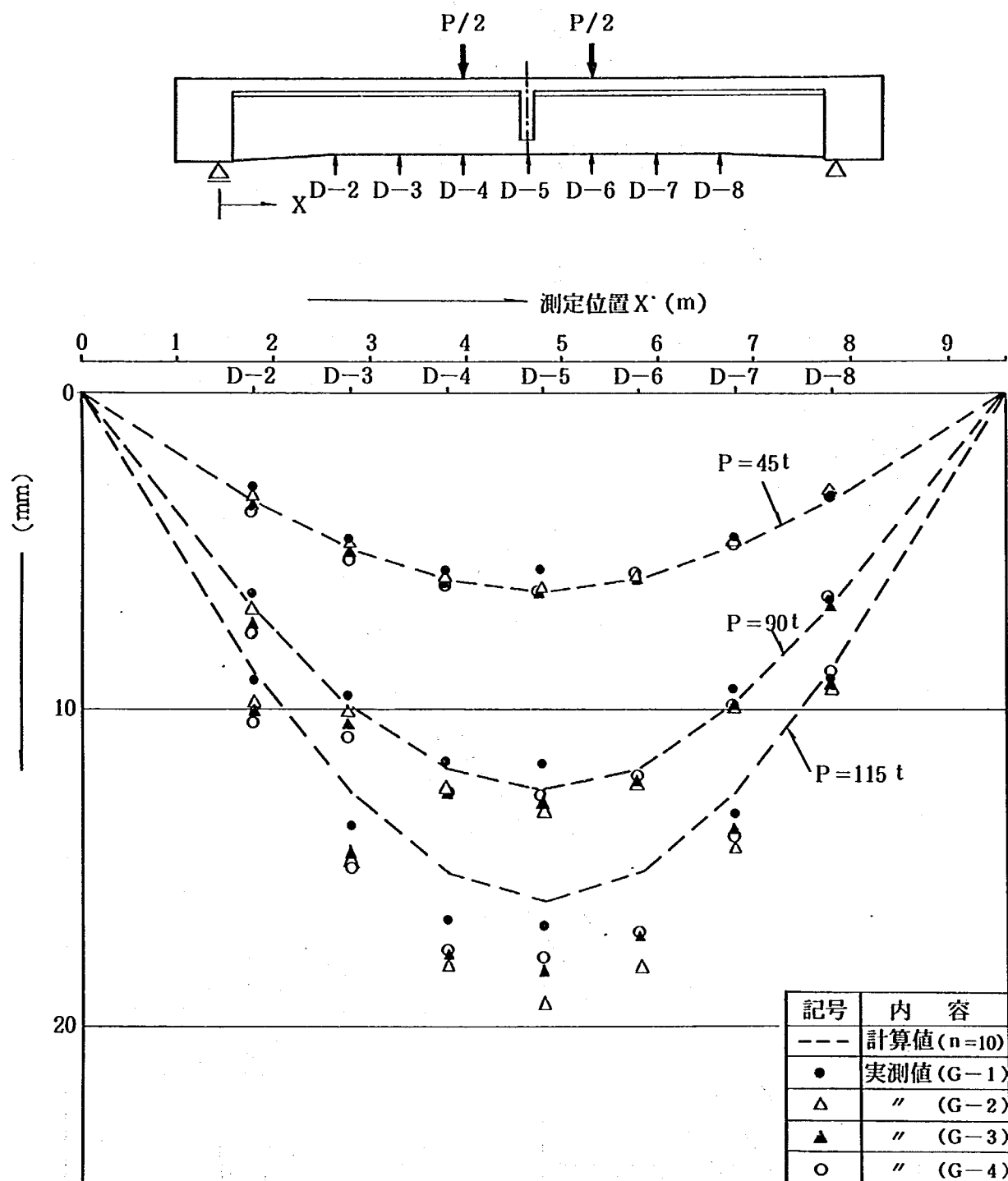
付図-5-4. 桁の高さ方向のひずみ分布図 (支間中央部, 圧縮ひずみを正)



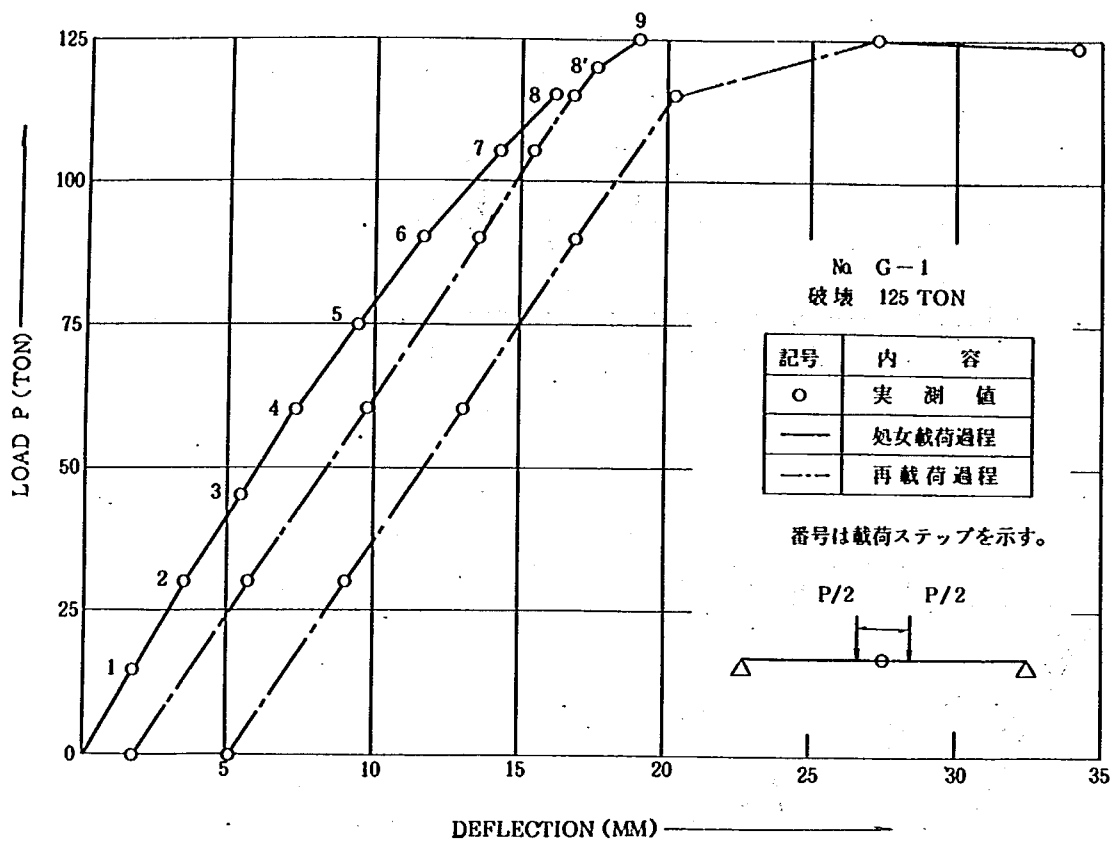
付図-6-1. スターラップのひずみ分布図 (供試体 G-2)



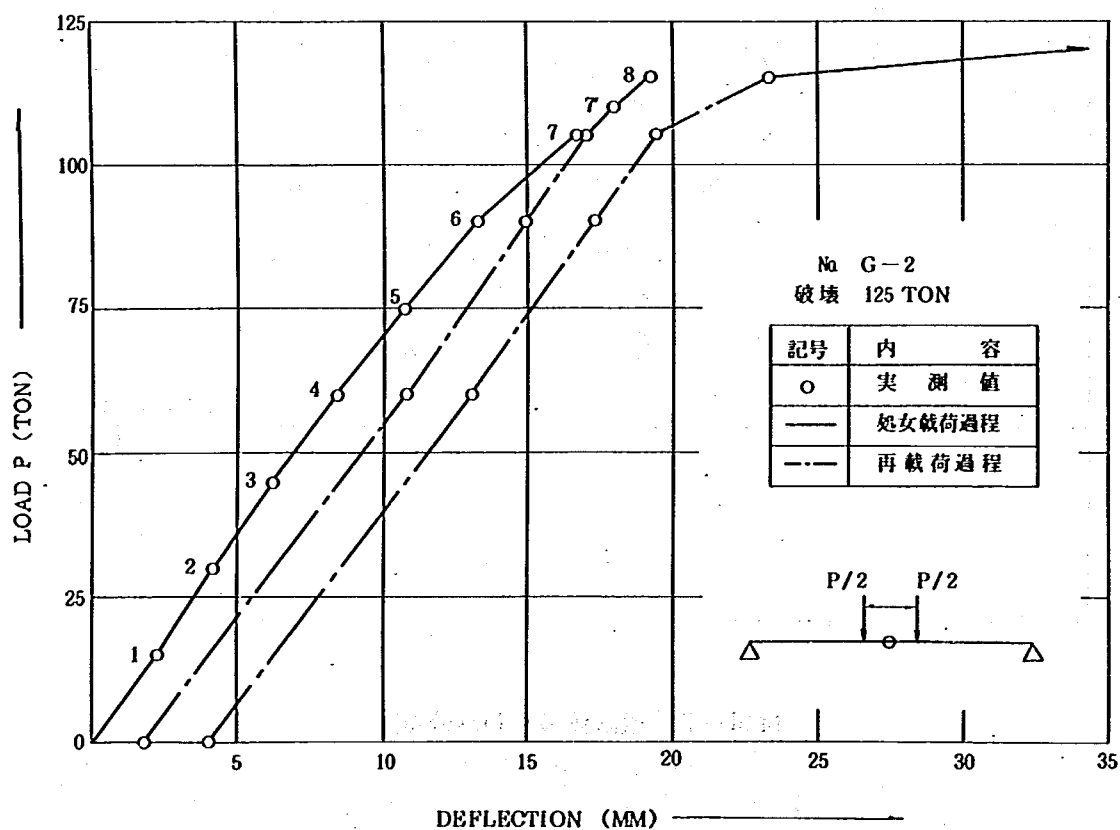
付図-6-2. スターラップのひずみ分布図 (供試体 G-3)



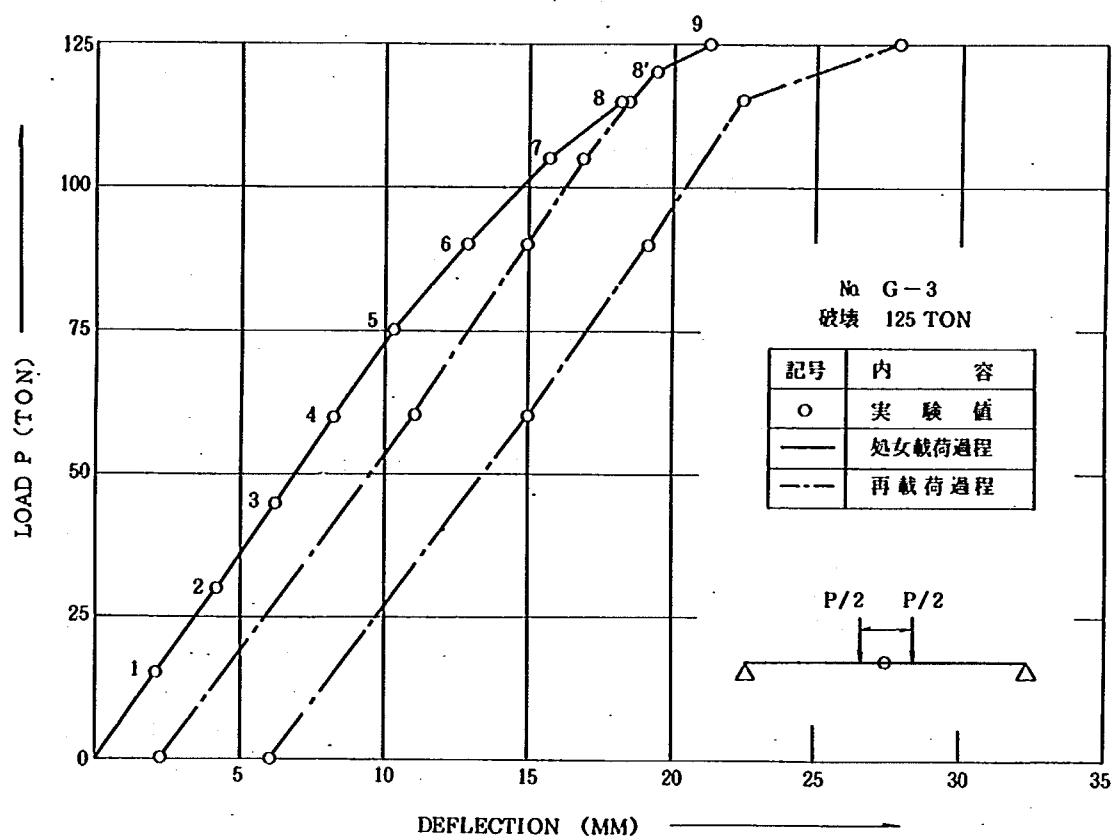
付図-7 供試体のたわみ分布図



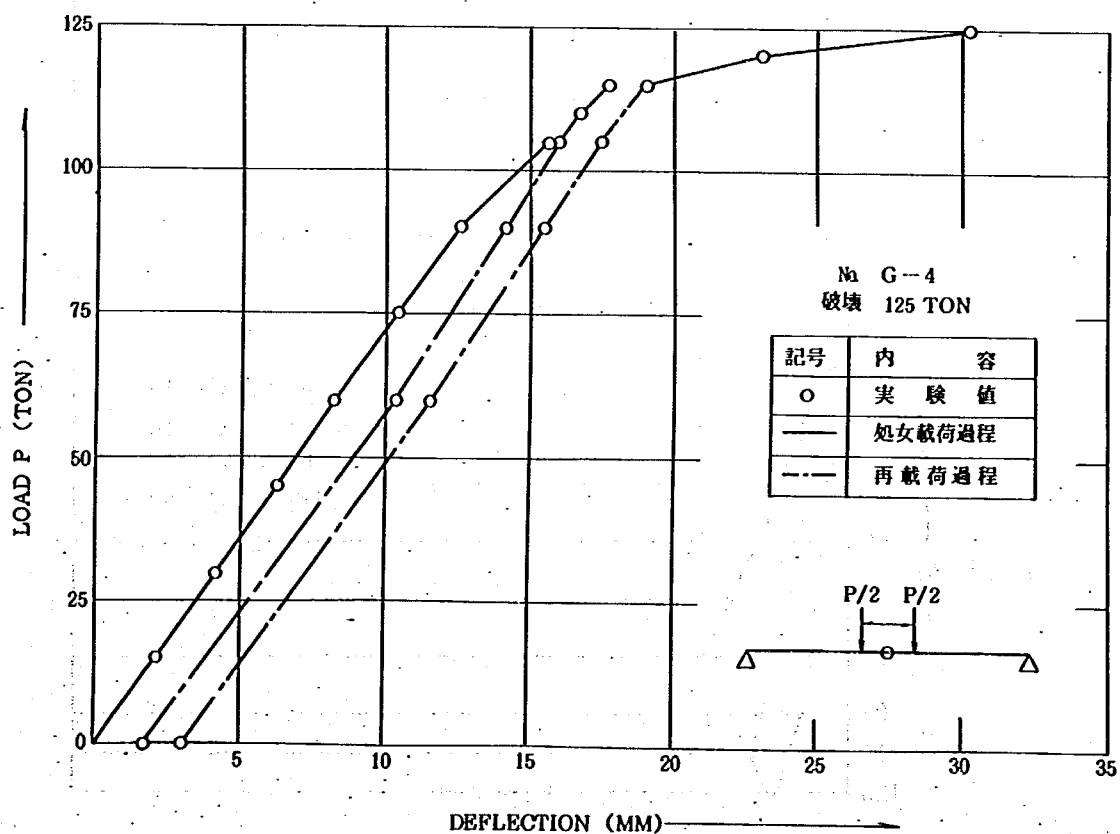
付図-8-1. 荷重とたわみ (Na G-1)



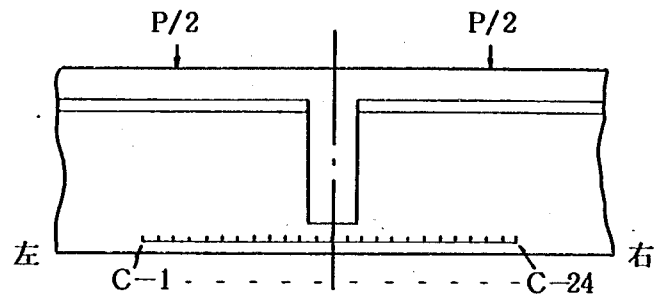
付図-8-2. 荷重とたわみ (Na G-2)



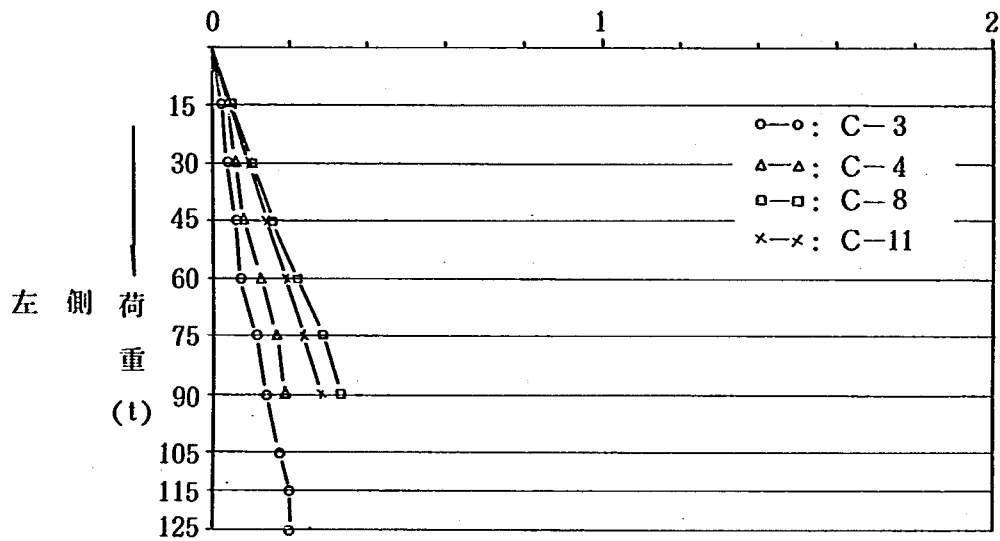
付図-8-3. 荷重とたわみ (No. G-3)



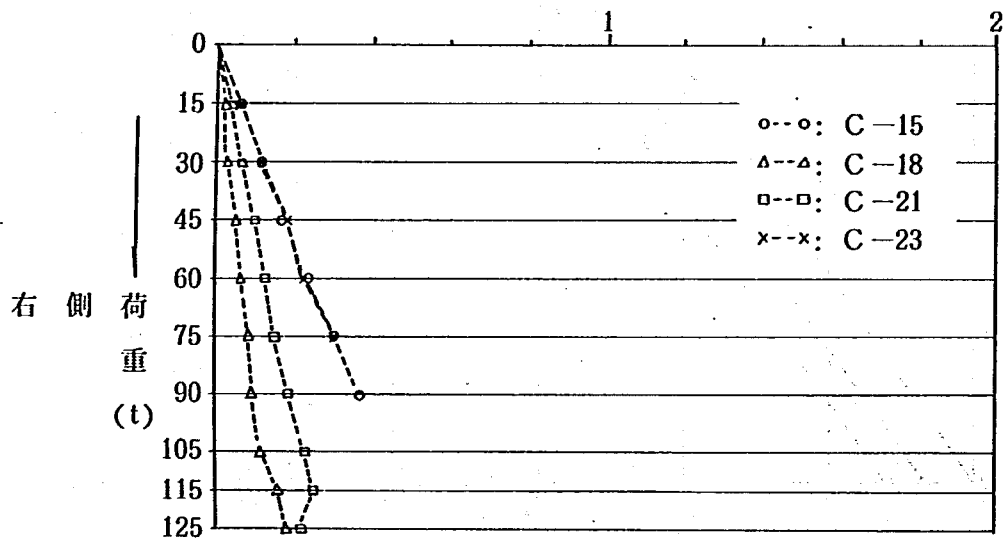
付図-8-4. 荷重とたわみ (No. G-4)



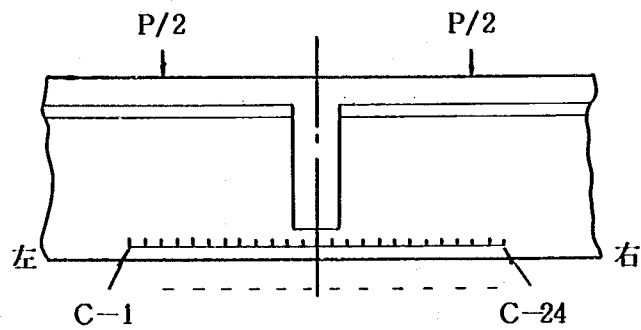
ひびわれ幅 (mm)



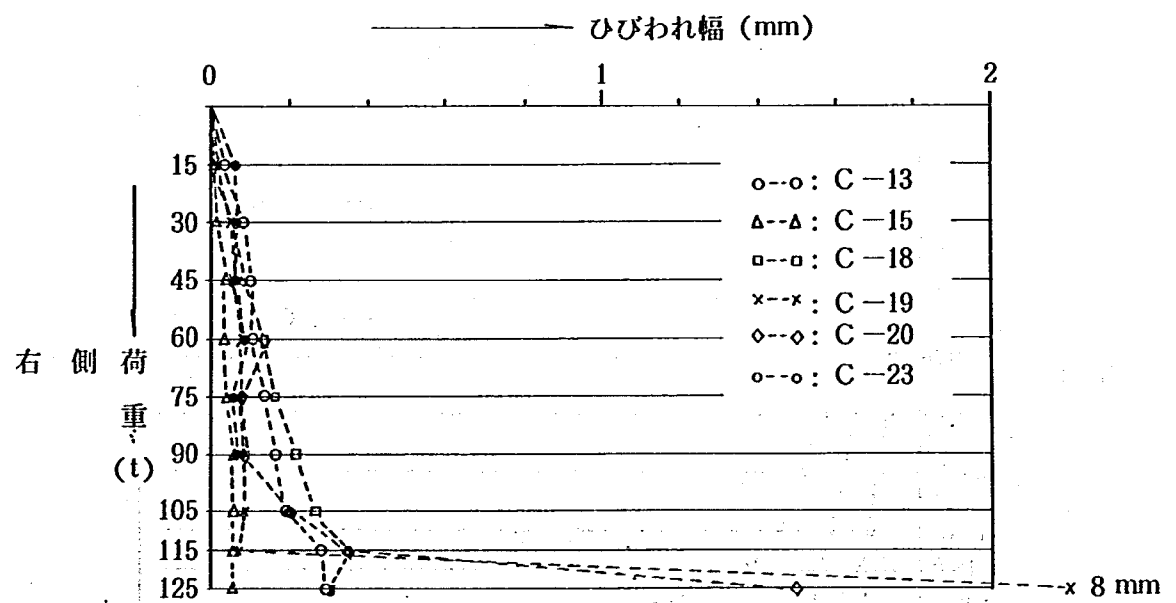
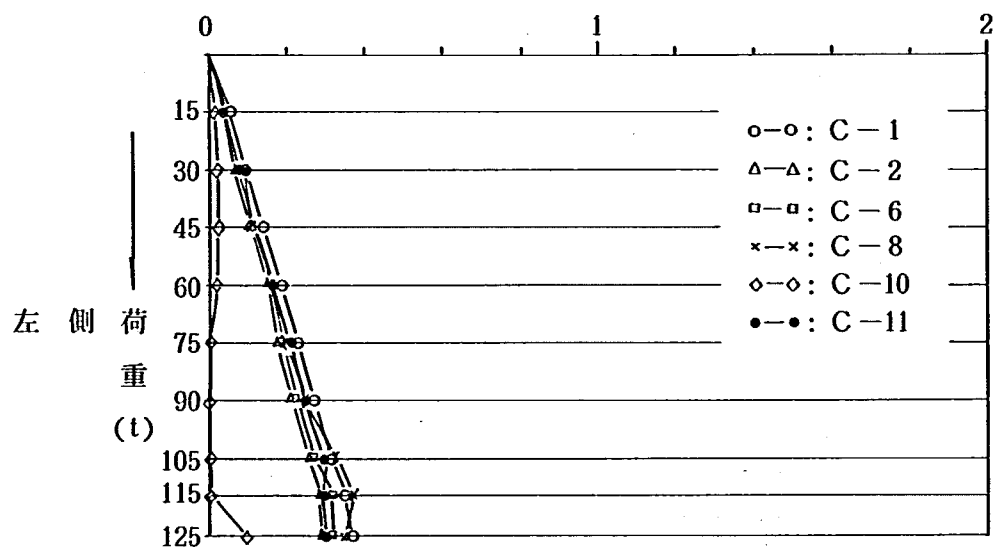
ひびわれ幅 (mm)



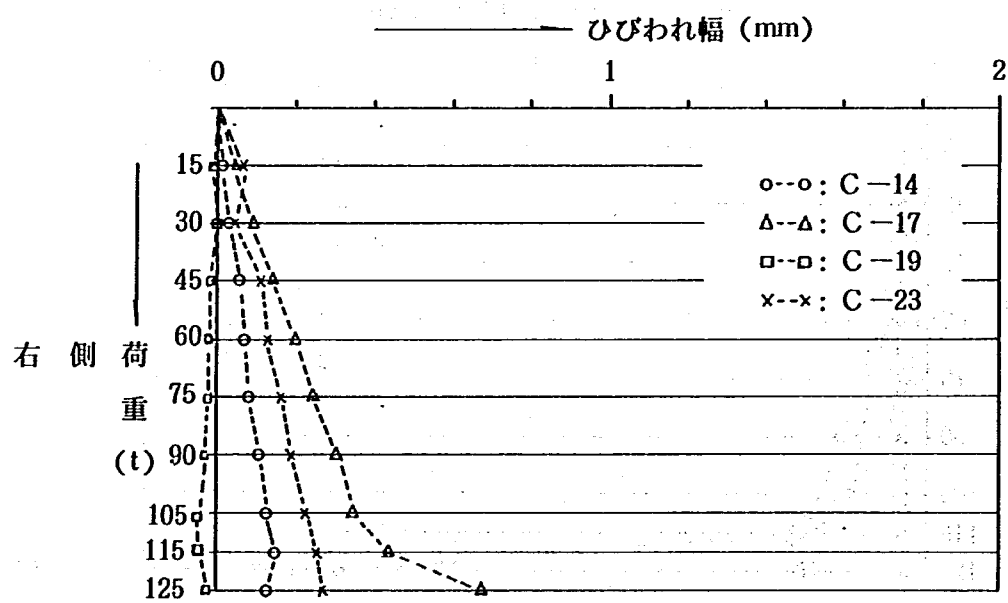
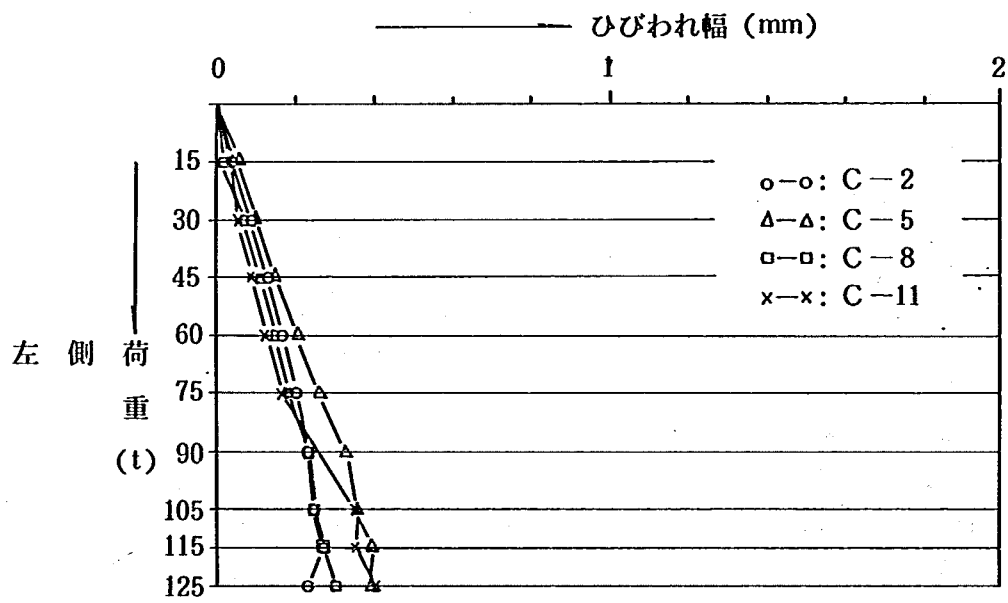
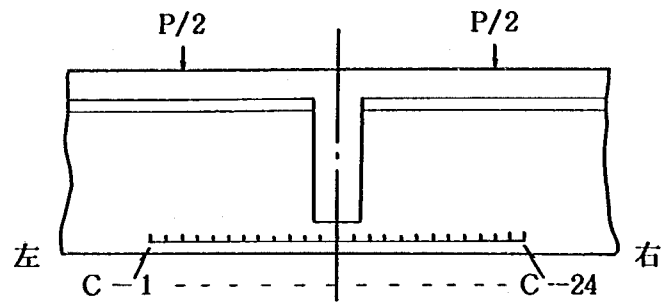
付図-9-1 荷重～ひびわれ幅 (桁NaG-1)



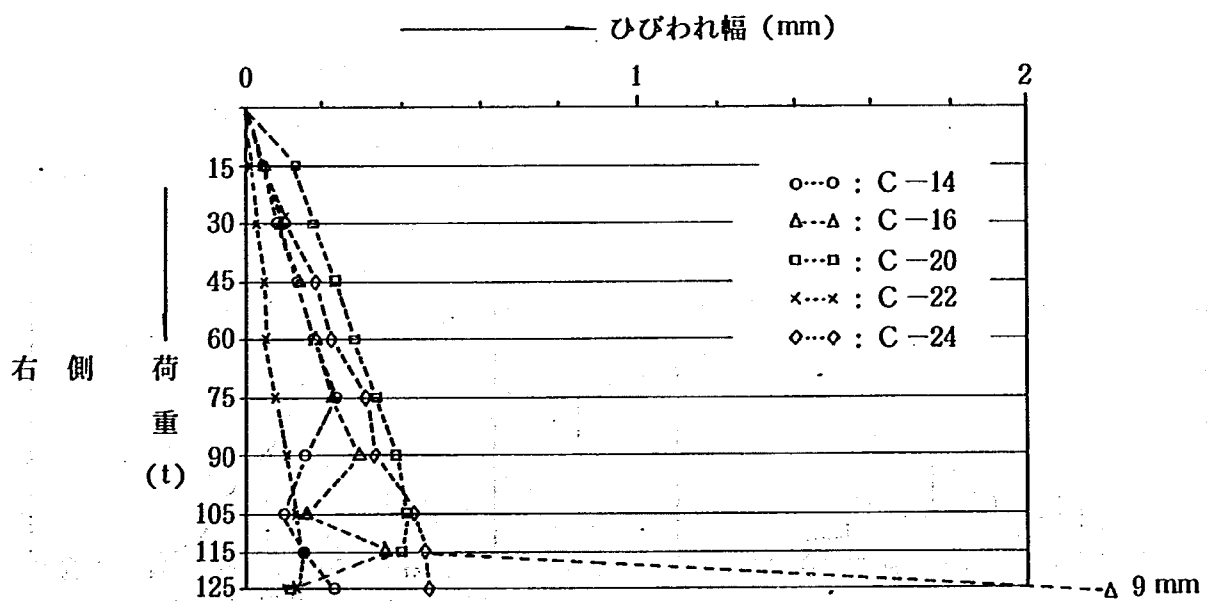
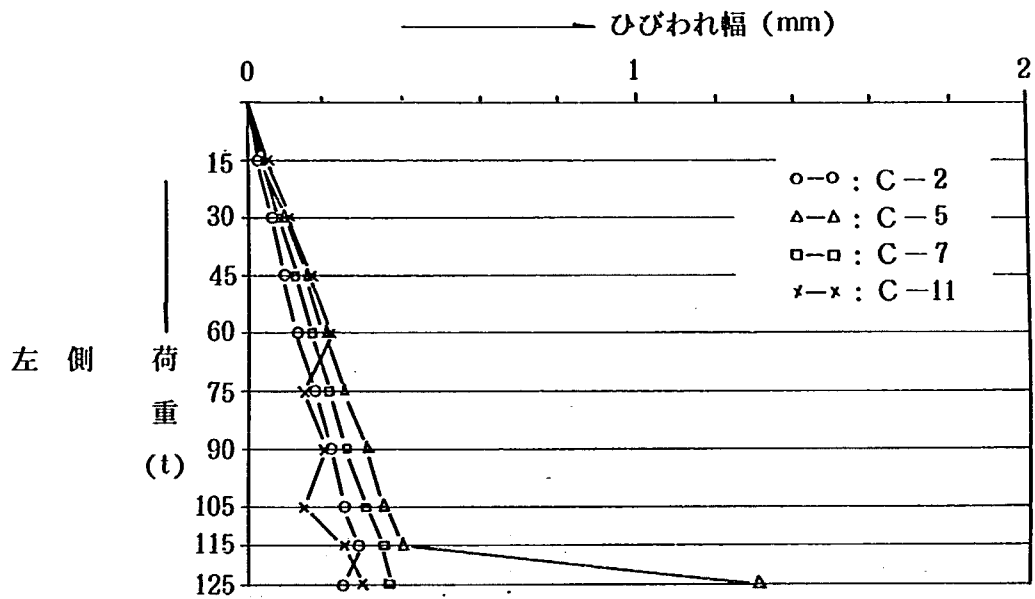
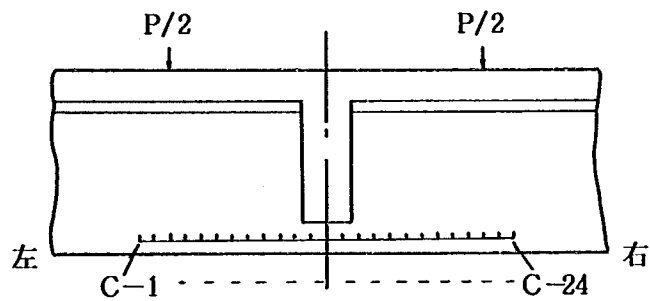
ひびわれ幅 (mm)



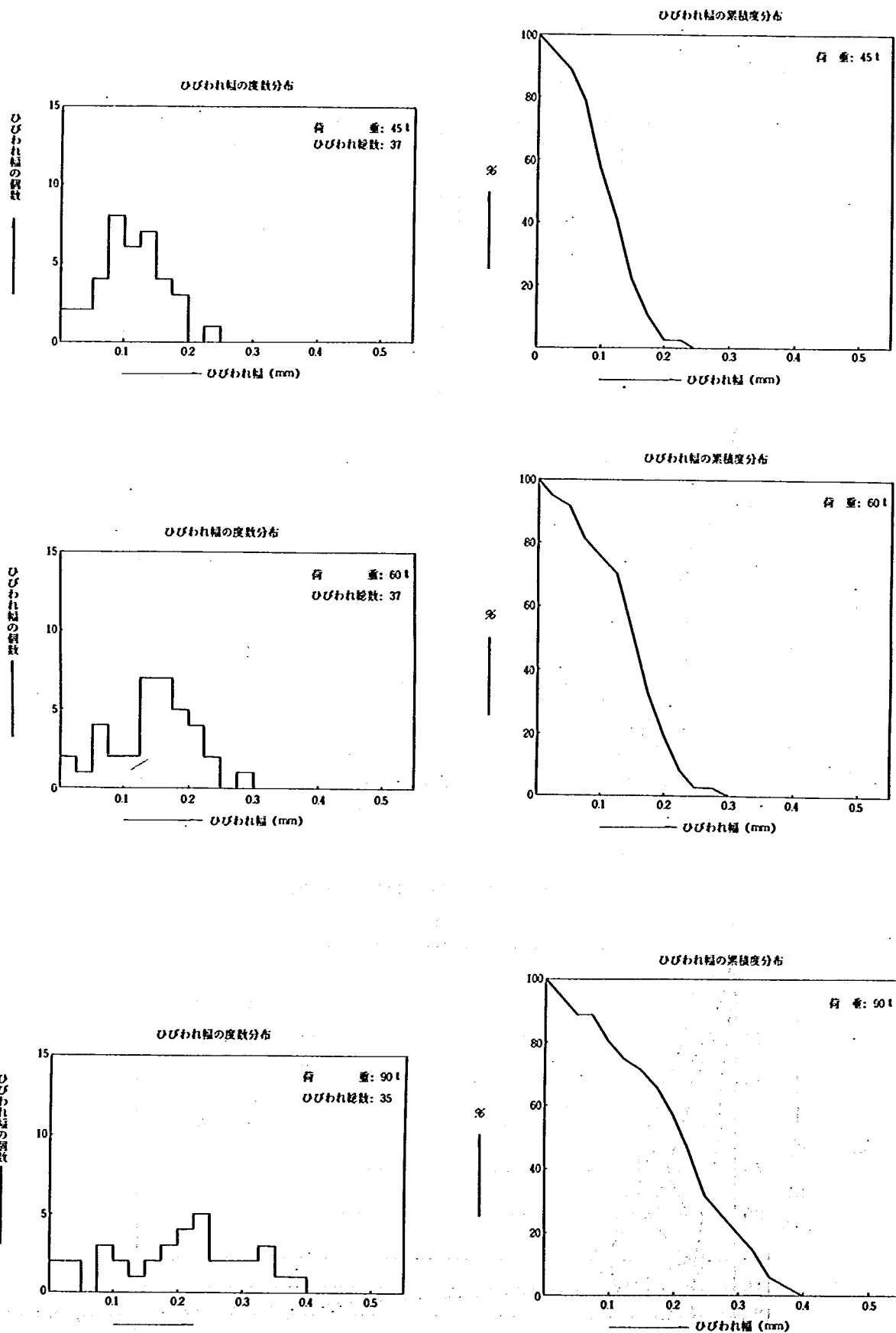
付図-9-2 荷重～ひびわれ幅 (けたNaG-2)



付図-9-3 荷重～ひびわれ幅 (けたNoG-3)



付図-9-4 荷重～ひびわれ幅 (けたNaG-4)



付図-10 ひびわれ幅の度数分布図および累積度分布図 (4 体合計)

付録Ⅰ 設計時および現行示方書の設計荷重の比較

(1) 死 荷 重 (単位重量: Kg/m³)

材 料	設計時示方書 (T. 15)	現行示方書 (S. 48)
鉄筋コンクリート	2,400	2,500
コンクリート	2,200	2,350
アスファルト・コンクリート舗装	2,100	2,300

(2) 活 荷 重

2-1) L荷重および等分布荷重

示 方 書	等 級	荷 重	主 載 荷 荷 重		従 載 荷 重	摘 要
			線 荷 重 (Kg/m)	等分布荷重 (Kg/cm ²) $\ell \leq 80$ $\ell > 80$		
大 正 15 年	1	T-12		$\frac{120,000}{170+\ell} \leq 600$		
	2	T-8		$\frac{100,000}{170+\ell} \leq 500$		
	3	T-6				
昭 和 48 年	1	L-20	5,000	350 $\frac{430-\ell}{\geq 300}$	主 載 荷 荷 重	
	2	L-14	一等橋の 70 %		の 50 %	

2-2) T 荷 重

示 方 書	等 級	総 荷 重 w (t)	前 輪 荷 重 p _f (Kg)	後 輪 荷 重 p _r (Kg)	全 長 L (cm)	全 幅 B (cm)	軸 距 L _w (cm)	車 輪 中 心 間 隔 S (cm)
大 正 15 年	1	12	1,500	4,500	660	270	360	180
	2	8	1,000	3,000	540	270	360	180
	3	6	750	2,250	450	270	300	180
昭 和 48 年	1	20	2,000	8,000	700	275	400	175
	2	14	1,400	5,600	700	275	400	175

(転 圧 機)

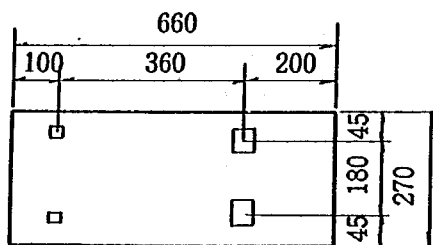
大 正 15 年	1	14	5,600	4,200	660	270	360	155
	2	11	4,400	3,300	660	270	360	150
	3	8	3,200	2,400	540	270	300	145

設計車両の諸元

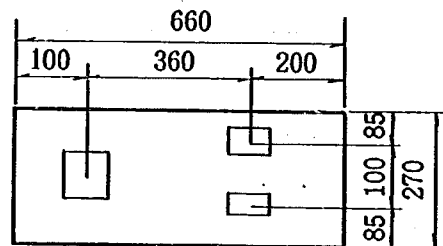
大正15年

(T荷重)

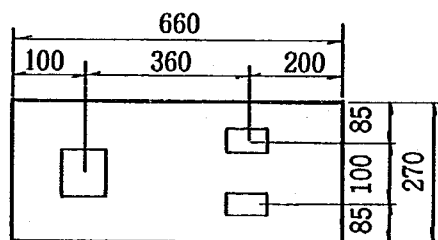
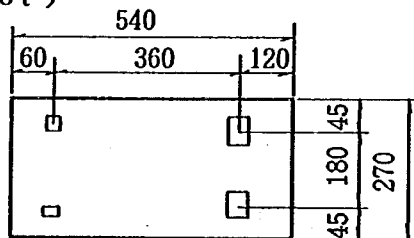
一等橋 (12t) 自動車



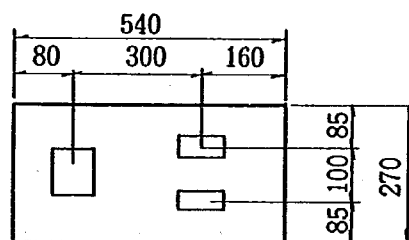
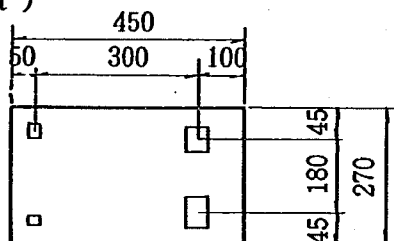
転圧機



二等橋 (8t)

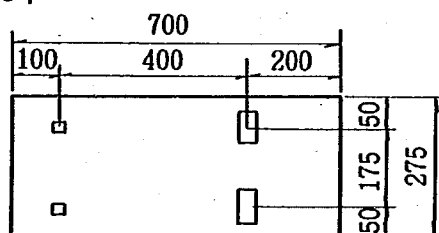


三等橋 (6t)



昭和48年 (T荷重)

昭和48年



2-3) 衝撃係数

	大正15年	昭和48年
衝撃係数 i	$\frac{20}{60 + L} \leq 0.3$	$\frac{20}{50 + L}$ (T荷重)

付録Ⅱ コンクリート橋の耐荷力算定指針（案）

今年度行なったせん断に関する検討の結果、耐荷力の算定にあたっては、一般にせん断力は考慮する必要がないといえるため、耐荷力の算定は以下に示すように、昭和51年度に提案したとおりでよい。ただし、51年度に提案した算定指針（案）では、たわみおよびひずみを計算する場合の鉄筋とコンクリートとのヤング係数比を明記していないため、今回これを追加して示す。

（1）適用の範囲

この耐荷力算定方法は、T形断面の鉄筋コンクリート橋のうち、それほど大きな損傷を受けていない橋梁に適用する。

耐荷力が問題となるコンクリート橋はT形断面の橋梁が多く、今回この形式の主桁の耐荷力算定法について検討したものである。

損傷程度に関する調査の結果、大きな損傷を受けている橋梁は少ないことがわかった。そこで、鉄筋が腐食し、断面欠損を考慮する必要があったり、かぶりコンクリートが剥離しており鉄筋の付着力の減少を考慮する必要があったりするような、大きな損傷を受けている橋梁の耐荷力は検討から除外した。

（2）耐荷力算定計算に必要な数値

1. 橋梁のスパン、幅員、設計当時および現在の主桁、床版・舗装等の断面寸法を、設計図書のある場合には設計図書から、設計図書のない場合は実測によって求める。

2. 桁の有効高さおよび鉄筋量は、設計図書のある場合は設計図書によるものとするが、設計図書が無い場合、またはあっても計算に用いるには不十分な場合には、次式によって推定するものとする。

有効高さ $d = H - 10 \text{ (cm)}$

鉄筋量 $t \leq \frac{d}{4.5}$ のとき $A_s = \frac{M_o}{\sigma_{sao} \cdot (d - t/2)}$

$t > \frac{d}{4.5}$ のとき $A_s = \frac{9}{8} \cdot \frac{M_o}{\sigma_{sao} \cdot d}$

ここに、 d : 有効高さ (cm)

H : 桁 高 (cm)

t : 床版厚 (cm)

M_o : 設計当時の曲げモーメント (簡易計算法による) (kg・cm)

σ_{sao} : 許容応力度 (= 1,200 kg/cm² とする)

一般に古いコンクリート橋については、設計図書が無いことが多いので、耐荷力算定に必要な諸元の推定方法を示した。 M_o の計算では、活荷重による曲げモーメントは設計当時の示方書に示されている荷重を用いる。また、死荷重による曲げモーメントでは、当時の舗装厚などが不明の場合、安全側に小さめの

荷重を仮定することが望ましい。例えば、橋の上に厚い土層が乗っているよう場合は、途中で道路計画高の変更等があったと考えられるので、土の重量は除いて M_o を計算する必要がある。

(3) 耐荷力の算定式

1. 主桁の耐荷力

主桁の曲げ耐荷力は、次に示す現行設計活荷重 (TL-20) に対する曲げ破壊安全率をもって表わす。

$$r = f \cdot \frac{M_u - 1.1M_d}{M_l}$$

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot d - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \cdot \sigma_{ck}} \cdot b$$

ここに、 r : TL-20 に対する主桁の曲げ破壊安全率

f : 実測、計算応力度比

M_u : 桁の破壊に対する抵抗曲げモーメント (t・m)

M_d : 現在の死荷重による曲げモーメント (t・m)

M_l : TL-20 による曲げモーメント (t・m)

A_s : 引張鉄筋量 (cm²)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏応力度 (= 2,400 kg/cm² とする)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (= 210 kg/cm² とする)

d : 有効高さ (cm)

b : 圧縮フランジの有効幅 (cm)

2. 橋梁の耐荷力

上式を用いて中桁、耳桁各々の耐荷力 (活荷重の曲げ破壊安全率) を求め、それらの最小値をもってその橋梁の耐荷力とする。

(4) 耐荷力の算定方法とその選定

1. 耐荷力の算定方法は次の4つを用いる。ここで δ_o , σ_o , M_l は同じ計算方法 (簡易計算法または荷重配法) によるものとする。

(1) 第1の方法

簡易計算法によって、 M_l を求め $f = 1.4$ として r を計算する。

(2) 第2の方法

主桁の荷重分配作用を考慮して M_l を求め、 $f = 1.0$ として r を計算する。

(3) 第3の方法

荷重車を橋梁に載荷して、たわみを測定する。 $f = \delta_o / \delta$ = たわみの計算値 / たわみの実測値として r を計算する。この場合、 δ_o の計算においては、鉄筋とコンクリートのヤング係数比を $n = 10$ と

する。

載荷の種類は少なくとも中央並列、中央1列、片1列とし、それぞれの桁にとって最も厳しい位置に載荷する。中桁については、中央並列、中央1列の値を平均して f とする。

(4) 第4の方法

第3の方法と同様に荷重車を載荷して、鉄筋のひずみを測定する。 $f = \sigma_o / \sigma = \text{ひずみの計算値} / \text{ひずみの実測値}$ として r を計算する。この場合、ひずみ σ_o の計算においては、鉄筋とコンクリートとのヤング係数比を $n = 15$ とする。

2. 耐力力算定方法の決定法

下記に示す耐力率 α を計算し、 α が 1.0 を超えるまで、各方法によって(1)から(4)まで順次計算を行なう。 α が 1.0 を超えたら、その橋梁は必要な破壊安全率を有しているとして、それ以後の計算を省略できる。

4つの方法によるすべての α の値が 1.0 より小さい場合は、第4の方法による r をその橋梁の活荷重破壊安全とする。

$$\alpha = \frac{r}{\beta}$$

ここに、 α : 耐力率

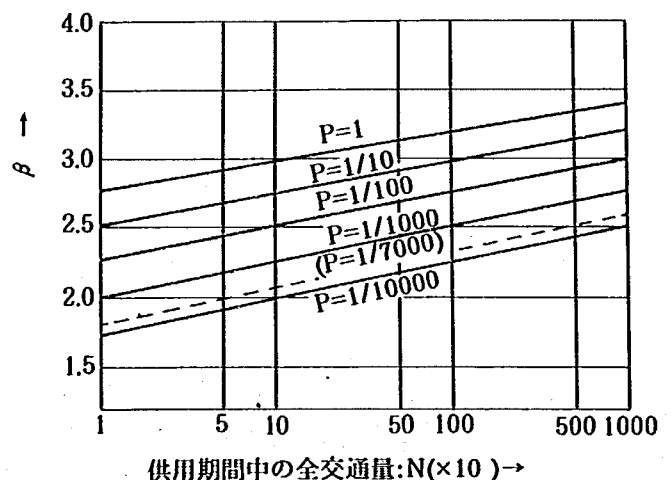
β : その橋梁に必要な TL-20 に対する破壊安全率

r : TL-20 に対する破壊安全率

r の値は、実測、計算応力度比 f および活荷重による曲げモーメント M_l の値によってかわってくる。また、 r の値は、方法(1)から(4)までしだいに精度が上がっていき、破壊安全度も大きくなる反面、しだいに複雑になっている。すなわち、第1の方法から第4の方法までのどの方法までを行なうかを決める必要がある。

β の値は活荷重のばらつき、同時載荷確率等を考慮したものであり、今後の供用年数、交通量、車線数等によって決められる値である。

β を求める1例として図-4を参考にすることも考えられる。図-4は、T荷重に関する2次モーメン



ト法に基づいて求めたものであり、輪荷重の分布関数は、昭和45～47年（第24～第26回）の技術研究会で行なわれた輪荷重頻度の調査結果のうち、8t以上の輪荷重分布について、3箇年の調査結果を平均して定めた。図一4の中で、Nは今後の供用期間中の1車線1方向あたりの合計交通量を示し、次式で求められる。

$$N = 365 \cdot m \cdot M$$

ここに、m 1車線1日交通量（台/日・車線）

M：今後に残された供用年数（年）

また、図一4の中でPは大型車の並列する確率を示す。たとえば、仮に新規に設計される橋梁の供用年数を50年、1車線1日交通量を25,000台とした時に、 ρ の値が現行示方書の活荷重係数（2.5）と同じになるとすれば $P = 1/7,000$ となる。

付録Ⅲ せん断耐荷力の検討

1. せん断耐荷力の算定方法

せん断耐荷力の算定にあたっては、昭和53年1月に改定された道路橋示方書・コンクリート橋編（以下現行示方書と呼ぶ）のせん断に関する規定を基準とした。

対象とした橋梁は、昭和51年度に曲げ耐荷力について検討を行なったT形断面の鉄筋コンクリート橋梁のうち、設計図面の保存されている45橋であり、それらの外げたおよび中げたについて、図-1に示すように、支点からけた高の1/2離れた断面での耐荷力を算定した。

ただし、終局荷重作用時における死荷重係数は、現行示方書の1.3に対して1.1と小さくした。すなわち、耐荷力の算定を行なうにあたっては、実橋の寸法を測定する場合が多く、死荷重に対する推定誤差は少ないと考えられるからである。

2. せん断耐荷力の算定結果

図-2(a), (b)は、主げたに配置されている斜引張鉄筋（スターラップおよび折り曲げ鉄筋）が、現行示方書の終局荷重に対して十分配置されているかどうかを検討したものである。

図-2から分かるように、スターラップのみを有効と考えた場合は、斜引張鉄筋量が不足している橋梁が多いが、折り曲げ鉄筋も有効と考え、ほとんどの橋梁は現行示方書が要求する斜引張鉄筋量を満足して

いる。なお、古い橋梁では一般にスターラップの量がほぼ一定であり、けたに作用するせん断力の大部分を折り曲げ鉄筋が受け持つように設計されているようである。

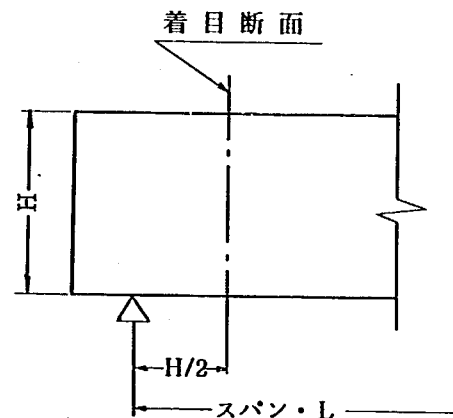
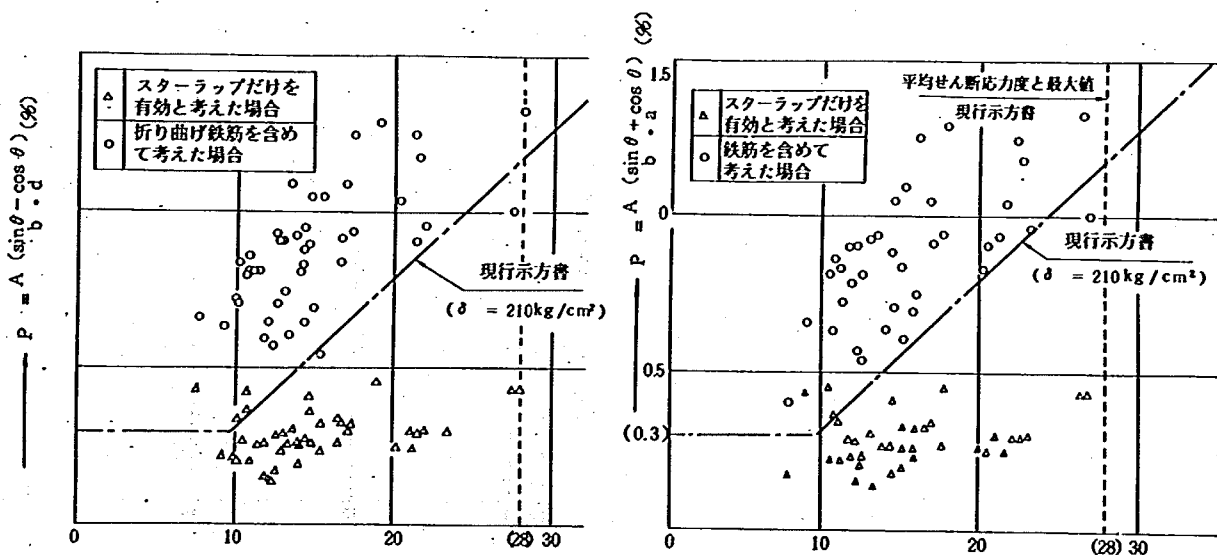


図-1. せん断耐荷力の検討断面



次に、昭和51年度に示した曲げモーメントに対する耐荷率 α と同様に、せん断に対する耐荷率 α_s を次式で定義し、図-2の結果を α_s で表わすと図-3が得られる。

$$\alpha_s = f_s \cdot \frac{S_u - 1.1 S_d}{\beta \cdot S_l}$$

$$S_u = \sum \frac{A_s \cdot (\sin \theta + \cos \theta) \cdot \sigma_{sy} \cdot d}{1.15 \cdot a} + r_a \cdot b_w \cdot d$$

ここに、 α_s ：せん断耐荷率

f_s ：実測、計算応力度比 ($f_s = 1.0$ とする)

S_u ：けたの破壊に対する抵抗せん断力 (kg)

S_d ：現在の死荷重によるせん断力 (kg)

S_l ：TL-20によるせん断力 (kg)

β ：その橋梁に必要な TL-20 に対する破壊安全率 ($\beta = 2.5$ とする)

A_s ：間隔 a ，角度 θ で配置されている斜引張鉄筋の断面積 (cm^2)

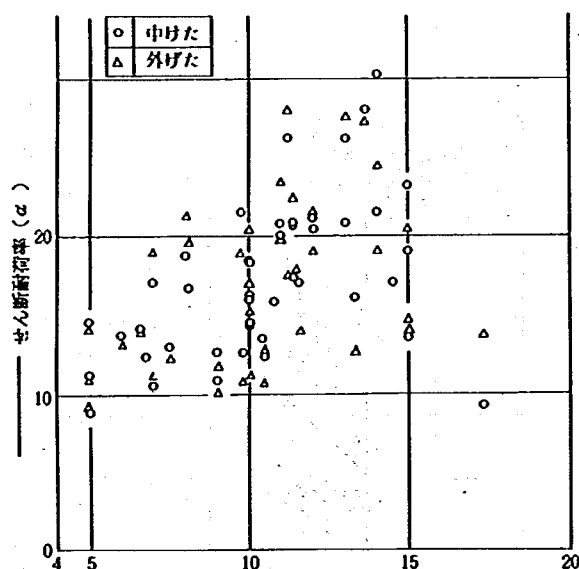
σ_{sy} ：斜引張鉄筋の降伏点 ($\sigma_{sy} = 2,400 \text{ kg/cm}^2$)

d ：けたの有効高さ (cm)

r_a ：コンクリートが受け持つせん断応力度 (kg/cm^2)

b_w ：けたのウェブ幅 (cm)

図-3から、せん断耐荷率はほとんどの橋梁で1.0より大きな値となっており、十分なせん断耐荷力のあることがわかる。また、せん断耐荷率 α_s とスパンとの関係は、ばらつきが大きく、昨年度求めた曲げ耐荷率 α とスパンとの関係ほど明確ではない。



3. ま と め

今回の検討は、支点からけた高の $1/2$ だけ離れた位置に着目して行なったものであり、この他に折り曲げ鉄筋がなく、スターラップだけでせん断補強されているような、けたのスパン中央よりの位置についても検討の必要が考えられる。

しかしこれまでのコンクリート橋の損傷例を見ると、スパン中央よりの位置において、せん断力による斜引張りびわれ等の損傷を起こしている橋梁は少なく、一般にせん断耐荷力は確保されていると考えられる。

これらの結果から、一般に古いコンクリート橋のせん断耐荷力は曲げ耐荷力より大きく、したがって耐荷力の算定にあたっては、一般にせん断耐荷力は考慮する必要がないといえよう。

コンクリート橋の耐荷力
に関する研究
(鉄筋コンクリート・Tげたの破壊実験)

土木研究資料第 1667 号
昭和 56 年 2 月 (1981)

建設省土木研究所
構造橋梁部橋梁研究室
佐伯彰一、山本善行
小笠原保、白浜 浩

キーワード コンクリート橋、耐荷力、破壊実験

要旨

本報告は、実げた破壊実験の結果をとりまとめ、既設橋の耐荷力算定
方法に関する検討を行ったものである。

郵便はがき

305-□□

四十円切手
をはって下
さい

茨城県筑波郡豊里町
建設省土木研究所
橋梁研究室御中

No. 22

No. 22

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1667号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印