

土木研究所資料

鉄筋比の小さい鉄筋コンクリートディープビームの
せん断耐力に関する調査

昭和58年3月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © 1983年 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

目 次

1. ま え が き	1
2. 実験の目的	2
3. 実 験 方 法	3
3-1 試験要因の検討	3
3-2 供試体の設計	6
3-3 載荷方法	11
3-4 測定方法	12
3-5 使用材料	14
4. 実 験 結 果	21
4-1 実験結果の概要	21
4-2 低い鉄筋比のはり部材の破壊性状の検討	25
4-3 低い鉄筋比のはり部材のせん断耐力の検討	30
4-4 ディープビームの割増規定の検討	34
4-5 ディープビームの曲げ耐力の検討	35
4-6 実験の結論	35
5. F.E.M による解析	36
5-1 解析モデル	36
5-2 解析結果	36
6. あ と が き	43
巻末資料——実験データ集	45

1. ま え が き

従来のせん断力に対する照査法は、せん断応力度を、主として中立軸上の斜め引張応力として評価し、この応力度がコンクリートの引張強度に対して安全率が3程度見込めるように設計するものであった。しかし、最近では、実際のせん断破壊がこのように単純な破壊機構ではなく、曲げひびわれがせん断ひびわれを誘発したりするために、計算上よりもかなり低い荷重でせん断破壊することが、報告されている。道路橋示方書IV下部構造編においてもこの点を考慮して、昭和55年版で許容せん断応力度の低減やせん断応力度の照査法の変更を行った。しかし、この変更は主として内外の規準の動向や、比較的鉄筋比の大きい鉄筋コンクリート部材の実験結果を参考として決められたものであるもので、例えばフーチングのように、せん断スパン比が小さく、低鉄筋比で、かつせん断補強筋のない部材では、規準の妥当性について、検討の余地が残されている。

そこで、今回低鉄筋比のはり部材の載荷試験を行ない、その破壊特性を検討したものである。

昭和58年3月

基礎研究室

前室長 塩井幸武

(現本州四国連絡橋公団設計第三課長)

室長 浅沼秀弥

元研究員 光家康夫

研究員 神長耕二

清水孝男

2. 実験の目的

昭和55年度から、従来広く用いられてきた下部構造設計指針に代わり道路橋示方書IV下部構造編が刊行されたが、コンクリートのせん断力に対する設計方法が大幅に変更された。その改訂点を簡単にまとめると、次の2点に要約できる。

- 1) 許容せん断応力度の値が従来に比べてかなり低減された。
- 2) 最大せん断応力度に代わる平均せん断応力度の使用、せん断力照査断面の変更、ディープビームの割増規定の新設など、せん断力に関する照査方法が大幅に変更された。

この改訂により、許容応力度は低減されたが、同時に割増規定の新設などの緩和規定を設けたため、実際に設計される構造物の断面寸法は、従来と比べてあまり変わっていない。

ところで、今回の改訂は主として諸外国の規準類の動向や、比較的鉄筋比の多いはり部材の実験を参考として行われたので、フーチングのような部材への適用を考えた場合には、全く問題がない訳ではない。例えば、新しい許容平均せん断応力度は、土木学会の最大せん断応力度 ($\tau = \frac{S}{bjd}$) の許容値に対して標準的な j の値として1/1.15を用いて換算したものであり、本質的には最大せん断応力度に対する照査と考えられるが、最大せん断応力度というのは、中立軸上の斜引張破壊が先行する場合に考えるべきものであって、ディープビームの典型的破壊モードである曲げせん断破壊などに対しては、適用できるかどうか疑問が残る。しかも、鉄筋比が低い場合、許容せん断応力度の値は諸外国の基準と比較して依然として高い。こういった状況に対して、鉄筋コンクリート部材のせん断試験は、比較的鉄筋比の大きい断面についてのいくつかの報告があるが、低鉄筋比の部材についてはほとんど実験例がない。

さらに、ディープビームの場合のせん断耐力の向上は、主としてはり終局時において、タイドアーチ的挙動を示すことに起因すると推定されるが、低鉄筋比の場合によっては鉄筋が降伏している場合においても、せん断耐力の向上が望めるかどうか、確認する必要がある。

以上により、設計基準の妥当性の再確認を主眼とし、合わせて、現在完全には解明されていないところのせん断力に対する破壊機構の究明に資するために、次の項目について、低鉄筋比のディープビームの載荷試験を行うものである。

i) 低い鉄筋比のはり部材の破壊性状の検討

- ① 曲げとせん断とどちらが卓越するか。
- ② 破壊時のじん性はどの程度であるか。

ii) 低い鉄筋比のはり部材のせん断耐力の検討

- ① せん断耐力に影響を及ぼす諸要因の調査
- ② 現行示方書における許容応力度の妥当性について

iii) ディープビームの割増規定の検討

3. 実 験 方 法

3-1 試験要因の検討

供試体の設計に際して、せん断強度に影響を及ぼす要因としては次のものが考えられる。

- 1) せん断スパン比 M/Sd の影響
- 2) 部材の鉄筋比の影響
- 3) 鉄筋の強度および種類による影響
- 4) コンクリートの強度による影響
- 5) 鉄筋の付着による影響
- 6) 部材の断面形状による影響
- 7) 部材の有効高さによる影響
- 8) 部材上面の傾きによる影響

これら要因の中から、昭和55年度の実験では、

- a) 道路橋示方書IV下部構造編で用いているディープビームにおける許容せん断応力度の割増し規定の適合性の調査
- b) 低い鉄筋比の梁部材の破壊性状の調査
- c) 低い鉄筋比の梁部材のせん断耐力の確認

などの調査項目を設定し、この検討を行なうために表-3.1.1に示したように、1)と3)、特に1)のせん断スパン

表-3.1.1 供試体の種類 (昭和55年度)

供試体		1 A	2 A	3 A	4 A	5 A	1 B	2 B	3 B	4 B	5 B
せん断スパン比 a/d	0.75	○					○				
	1.0		○					○			
	1.5			○					○		
	2.0				○					○	
	3.0					○					○
鋼材	鉄筋	○	○	○	○	○					
	PC						○	○	○	○	○

その他の諸元

部材断面 長 方 形	巾/有効高さ=1.0 (400×400mm)
コンクリート強度	$\sigma_{28}=210\text{kg/cm}^2$
鋼材 鉄筋 (D13)	SD35 (タテフシ型異形棒鋼)
PC鋼棒($\phi 9.2$)	SBPD130/145 (異形棒)
鋼材 比	0.4%
鋼材の付着	有 り
供試体上面の傾き	無 し

ン比の影響を調べるものとした。

せん断スパン比の設定⁴としては、道路橋示方書IV下部構造編の割増し規定の始点 $a/d = 2$ と終点 $a/d = 1$ およびその中間点の1.5, さらに a/d が1以下の場合として0.75, 2以上の場合として $a/d = 3$ の計5種類とした。

鉄筋比は、フーチングでは一般に0.4%付近が多いことから、0.4%で統一することとし、鉄筋はせん断に対して最も不利になると思われるSD35を使用することとした。ただし、低鉄筋比の供試体の場合はせん断破壊前に曲げ破壊を生じてしまう可能性が高いため、鋼材比は変えずに曲げに対する強度を増加する方法として、PC鋼棒(SBPD130/145)を用いた供試体を鉄筋の供試体と同数用意し、せん断耐力の確認を行なうものとした。

その他、昭和55年度の試験要因は、表—3.1.1に示した通りである。

一方、昭和56年度の実験としては、

- 鋼材比が異なった場合のせん断耐力の調査
- 鉄筋とPC鋼棒との使用による違いがあるかどうかの確認
- a/d と M/Sd とが一致しない場合、すなわち支点が多点になった場合、単点とのものに差異が生じるかどうかの調査

などを調査項目としたが、これをまとめたものが、表—3.1.2である。

表—3.1.2 供試体の種類 (昭和56年度)

供試体		6A	7A	8A	9A	10A	11A	6B	7B	8B	9B	10B	11B
せん断スパン比 a/d	1.5						○						○
	2.0				○		○				○		○
	2.5					○	○					○	○
	3.0	○	○	○		○		○	○	○		○	
	3.5					○						○	
鋼材比 (%)	0.4	○						○					
	0.6		○		○	○	○		○		○	○	○
	1.0			○						○			
鋼材	鉄筋	○	○	○	○	○	○						
	PC							○	○	○	○	○	○

その他の諸元

部材有効高

コンクリート強度

鋼材 鉄筋 (D16~D22)

PC鋼棒 ($\phi 23$)

鋼材の付着

供試体上面の傾き

600mm

$\sigma_{28} = 210\text{kg/cm}^2$

SD35 (タテフシ型異形棒鋼)

SBPD95/110 (ネジ状リブ付異形PC鋼棒)

有り

無し

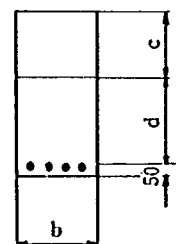
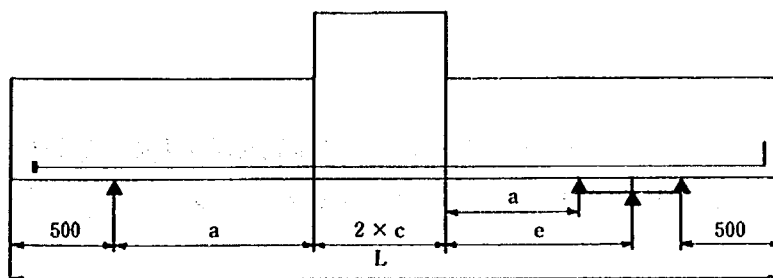
前年度と比較すると、有効高が1.5倍となっているが、これは出来る限り実構造物に近いモデルにすることにより、せん断強度に影響を与えるといわれている骨材のかみ合わせ効果の減少をはかり、より現実の部材に近いせん断強度を求めようとしたためと、PC鋼棒を異形鉄筋に近い形状をしたネジ状リブ付異形PC鋼棒としたことにより、鋼材の最小径との関係から大きな断面が必要となったためである。

鋼材比については、前年度と同じく曲げが卓越すると思われる0.4%、曲げあるいはせん断のどちらも可能性がある0.6%、確実にせん断破壊が予想される1.0%の3種類について行なった。

M/Sd に関する調査は、鋼材比を0.6%として M/Sd が2.0と3.0になる場合について、単点の支承と2点支持の支承について検討を行なった。

表-3.1.3 供試体形状寸法

供試体	記号	鉄筋 A_s	a	e	b	d	c	L
1A	RC-3.0 -0.4	5-D13	1200	—	400	400	300	4000
2A	RC-2.0 -0.4	5-D13	800	—	400	400	450	3500
3A	RC-1.5 -0.4	5-D13	600	—	400	400	400	3000
4A	RC-1.0 -0.4	5-D13	400	—	400	400	350	2500
5A	RC-0.75-0.4	5-D13	300	—	400	400	450	2500
1B	PC-3.0 -0.4	10- ϕ 9.2	1200	—	400	400	300	4000
2B	PC-2.0 -0.4	10- ϕ 9.2	800	—	400	400	450	3500
3B	PC-9.5 -0.4	10- ϕ 9.2	600	—	400	400	400	3000
4B	PC-1.0 -0.4	10- ϕ 9.2	400	—	400	400	350	2500
5B	PC-0.75-0.4	10- ϕ 9.2	300	—	400	400	450	2500
6A	RC-3.0 -0.4	5-D16	1800	—	415	600	400	5400
7A	RC-3.0 -0.6	5-D19	1800	—	400	600	400	5400
8A	RC-3.0 -1.0	6-D22	1800	—	385	600	400	5400
9A	RC-2.0 -0.6	5-D19	1200	—	400	600	400	4200
10A	RC- $\frac{3.5}{2.5}$ -0.6	5-D19	1500	1800	400	600	400	6000
11A	RC- $\frac{2.5}{1.5}$ -0.6	5-D19	900	1200	400	600	400	4800
6B	PC-3.0 -0.4	2- ϕ 23	1800	—	345	600	400	5400
7B	PC-3.0 -0.6	4- ϕ 23	1800	—	460	600	400	5400
8B	PC-3.0 -1.0	6- ϕ 23	1800	—	415	600	400	5400
9B	PC-2.0 -0.6	4- ϕ 23	1200	—	460	600	400	4200
10B	PC- $\frac{3.5}{2.5}$ -0.6	4- ϕ 23	1500	1800	460	600	400	6000
11B	PC- $\frac{2.5}{1.5}$ -0.6	4- ϕ 23	900	1200	460	600	400	4800



その他の要因は表—3.1.2に示した通りである。

供試体の形状寸法については、昭和55、56年度を合わせて表—3.1.3に示した。このうち [1A] ～ [5B] までの10種類が昭和55年度、また [6A] ～ [11B] までの12種類が昭和56年度の供試体である。

表中の記号で RC とあるものは鉄筋、また PC とあるものは PC 鋼棒をそれぞれ示している。例えば、RC—3.0—0.4とある場合は、鉄筋を使用し、せん断スパン比が3.0で、鉄筋比0.4%の供試体を示しており、また、RC— $\frac{3.5}{2.5}$ —0.6とある場合は、支承が2点にあることを示している。

なお、各供試体とも凸起部内は鉄筋による補強を行なっているが、その他は原則として主鉄筋以外の配筋を行なっていない。

3—2 供試体の設計

3—2—1 コンクリートのせん断強度について

コンクリートのせん断強度については、各種の算定式が示されており、式によってその値もまちまちである。そこで、今回の調査の対象とした道路橋示方書の他に、二、三の例についてその算定式の一部を示してみた。

(1) 道路橋示方書IV下部構造編の規定

道路橋示方書では、コンクリートの許容せん断応力度を、表—3.2.1の値によることを原則としている。

(単位：kg/cm²)

表—3.2.1 コンクリート許容せん断応力度

コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck})	210	240	270	300
コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	3.6	3.9	4.2	4.5
斜引張鉄筋と協同して負担する場合 (τ_{a2})	16	17	18	19

この表—3.2.1の τ の値は、平均せん断応力度に対する許容値である。平均せん断応力度 τ_m は次式のように求める。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d}$$

ここに、S：せん断力 (kg)

b：部材幅 (cm)

d：部材の有効高さ (cm)

一方、フーチングは一般の梁等と比較して、ディープビームに近い挙動を示すものと思われるため、許容せん断応力度 τ_{a1} を次式で与えられる割増係数で割増せることとしている。

$$\alpha = 3 - \frac{a}{d_0}, \text{ ただし } 1 \leq \alpha \leq 2$$

ここに、 α : コンクリートの許容せん断応力
度の割増し係数

a : a_1 または a_2 のうちいずれか大
きい方 (cm)

a_1 : 壁前面よりフーチング端部まで
の長さから $d_2/2$ を差し引いた
値 (cm)

a_2 : 壁前面より最外列の中心まで
の長さ (cm)

d_0 : 壁前面におけるフーチングの有
効高 (cm)

d_2 : フーチング端部におけるフーチングの厚さ (cm)

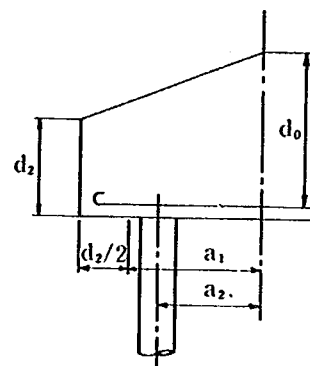


図3.2.1 a のとり方とフーチング厚さの関係

(2) ACI (318-77) 規定による終局せん断強度

コンクリートが負担するせん断強度として、せん断と曲げだけを受ける部材では、次の式が与えられてい
る。(単位: kg/cm²)

$$V_c = (0.503\sqrt{\sigma_{ck}} + 176p \frac{Vd}{M})bd$$

$$\text{ただし } V_c \leq 0.928\sqrt{\sigma_{ck}}bd$$

ここに p : 鉄筋比 (A_s/bd)

V, M : 設計断面におけるせん断力とモーメント

また、ディープビームの割増しとして次の係数を与えることができる。

$$\gamma = 3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}$$

$$\text{ただし } 1 \leq \gamma \leq 2.5$$

$$\text{また } V_c \gamma \leq 1.59\sqrt{\sigma_{ck}}bd$$

(3) CEB・FIP Model code による終局せん断強度

Model Code では、斜めひび割れ発生時を終局限界状態として、かなり保守的な算定式となっている。軸
力の小さい部材の式は次のようになる。(単位: kg/cm²)

$$V_{Rd} = \tau_{Rd} \cdot K(1 + 50p)b_w d$$

$$\text{ただし } K = 1.6 - d \geq 1 \text{ (m)}$$

$$p \leq 0.02$$

ここに、 τ_{Rd} は次式で与えられる^{*)}。

1) 文献21の表の値をkg/cm²に変換し、式にしたものであり、Model Codeの原式とは異なる。

$$\tau_{Rd} = a \cdot \sigma_{ck} + b$$

$$a = 0.01, b = 0.612 : \sigma_{ck} < 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ の場合}$$

$$a = 0.008, b = 1.02 : \sigma_{ck} \geq 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ の場合}$$

また、支点付近の集中荷重に対して次の割増しが行なえる。

$$\beta = \frac{2d}{a} \geq 1$$

ただし、次の上限式が与えられている。

$$\beta \cdot V_{Rd} \leq V_{Rd2} = 0.3 f_{cd} b \cdot d$$

(4) 土木学会による終局せん断強度

土木学会からは、限界状態設計法試案として以下のせん断破壊耐力式を提案している。(単位：kg/cm²)

$$V_u = 0.94 f'_c \frac{1}{3} (0.75 + 1.40 d/a) (1 + \beta_p + \beta_d) b d$$

ここに、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度

$$\beta_p : \sqrt{100\rho} - 1 \leq 0.73$$

$$\beta_d : \sqrt[3]{100/d} - 1 \geq 0$$

ただしこの式は、せん断スパン比 a/d が3以上のものを対象としており、ディープビームの規定については、現段階では具体的な算定式を示してはいない。

3-2-2 供試体の設計計算

3-1節のように決定した供試体を、道路橋示方書IV下部構造編の許容応力度および材料の特性値等により、下記の条件で計算した結果および各種規定によるせん断強度を表-3.2.2および表-3.2.3に示す。

昭和55年度

コンクリートの設計基準強度

$$\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

〃 の許容せん断応力度

$$\tau_a = 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

鉄筋の降伏強度

$$\sigma_{sy} = 3,500 \text{ kg/cm}^2$$

PC鋼棒の降伏強度

$$\sigma_{sy} = 13,000 \text{ kg/cm}^2$$

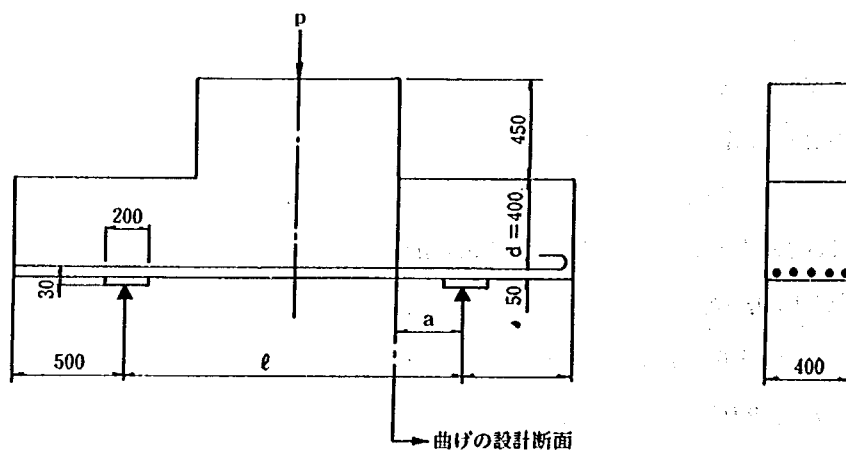


図-3.2.2 設 計 断 面

昭和56年度

コンクリートの設計基準強度

$$\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

〃 の許容せん断応力度

$$\tau_a = 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

鉄筋の降伏強度

$$\sigma_{sy} = 3,870 \text{ kg/cm}^2$$

PC 鋼棒の降伏強度

$$\sigma_{sy} = 10,640 \text{ kg/cm}^2$$

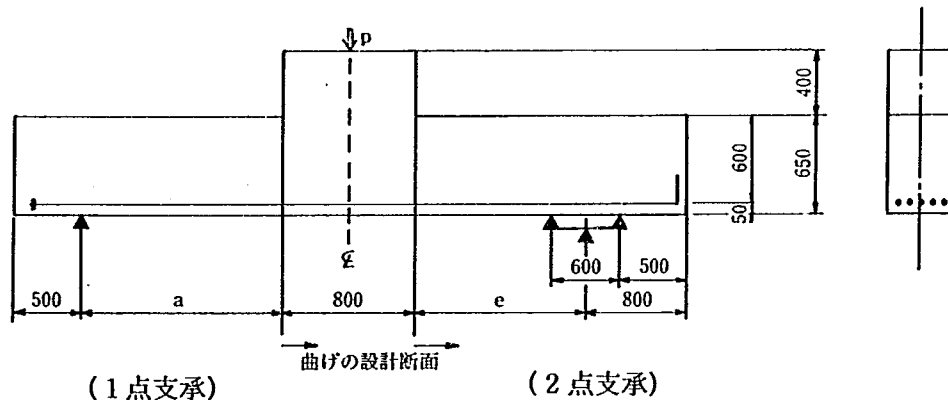


図-3.2.3 設計断面

表-3.2.2 供試体の設計計算結果 (昭和55年度)

供試体	記号 (鋼材)-a/d-P(%)	鋼材		α	$P_s(t)$ $\tau_{a1}=3.6 \text{ kg/cm}^2$	$P_M(t)$ $\sigma_s=2000 \text{ kg/cm}^2$	$P_{e11}(t)$ σ_{sy}	$P_{s1}(t)$	$P_{s2}(t)$	備考
		n-(径)	$A_s(\text{cm}^2)$							
1A	RC-3.0-0.4	5-D13	6.33	1.0	11.5	7.7	12.9	14.2	23.3	a=1.2 m
1B	PC-3.0-0.4	10-φ9.2	6.4	1.0	11.5	11.5	48.5	53.3	23.3	a=0.8
2A	RC-2.0-0.4	5-D13	6.33	1.0	11.5	11.5	19.4	21.3	23.3	a=0.6
2B	PC-2.0-0.4	10-φ9.2	6.4	1.5	17.3	15.3	72.8	80.0	38.0	a=0.4
3A	RC-1.5-0.4	5-D13	6.33	2.0	23.0	23.0	25.8	28.4	52.5	a=0.3
3B	PC-1.5-0.4	10-φ9.2	6.4	2.0	23.0	30.7	97.1	106.7	33.2	
4A	RC-1.0-0.4	5-D13	6.33	2.0	23.0	30.7	38.8	42.6	58.6	
4B	PC-1.0-0.4	10-φ9.2	6.4	2.0	23.0	30.7	145.6	160.0	58.6	
5A	RC-0.75-0.4	5-D13	6.33	2.0	23.0	30.7	51.7	56.8	58.6	
5B	PC-0.75-0.4	10-φ9.2	6.4	2.0	23.0	30.7	194.1	213.3	58.6	

ここに τ_{a1} : 許容せん断応力度 $= 3.6 \text{ kg/cm}^2$ (σ_{ck} : 210 kg/cm^2)

α : 割増し係数 $\alpha = 3 - a/d$ ($a/d \leq 2$)

P_s : 平均せん断応力度が τ_{a1}' になる荷重

$$P_s = 2 \cdot \tau_{a1}' \cdot b \cdot d \quad \tau_{a1}' = \alpha \cdot \tau_{a1}$$

P_M : 鋼材応力度が $2,000 \text{ kg/cm}^2$ になる荷重

$$P_M = \frac{2 \cdot M}{a}, \quad M = \sigma_s \cdot A_s \cdot j \cdot d \quad \left(\begin{array}{l} \sigma_s = 2,000 \text{ kg/cm}^2 \\ j = 0.875 \end{array} \right)$$

P_{max} : 鋼材の降伏荷重

$$P_{max} = \frac{2 \cdot M_{max}}{a}, \quad M_{max} = \sigma_{sy} \cdot A_s \cdot j \cdot d \quad \left(\begin{array}{l} \sigma_{sy} (RC) = 3,500 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{sy} (PC) = 13,000 \text{ kg/cm}^2 \\ j = 0.875 \end{array} \right)$$

P_{Mu} : 終局曲げ破壊荷重 (道路橋示方書)

P_{d1} : 終局せん断強度 (ACI 規定)

P_{s2} : " (CEB・FIP Model Code)

表-3.2.3 供試体の設計計算結果 (昭和56年度)

供試体	記号 (鋼材)-a/d-P(%)	鋼材		α	$P_s(t)$ $\tau_{s1}=3.6\text{kg/cm}^2$	$P_M(t)$ $\sigma_s=2000\text{kg/cm}^2$	$P_{max}(t)$ σ_{sy}	$P_{d1}(t)$	$P_{s2}(t)$	$P_{s3}(t)$	備考
		n-(#)	$A_s(\text{cm}^2)$								
6A	RC-3.0-0.4	5-D16	9.93	1.0	18.0	11.6	22.4	24.9	40.8	16.1	26.0 a=1.80 b=0.415
7A	RC-3.0-0.6	5-D19	14.33	1.0	17.2	16.7	32.3	34.9	39.9	16.8	29.7 a=1.80 b=0.40
8A	RC-3.0-1.0	6-D22	23.23	1.0	16.6	27.1	52.4	54.2	39.5	18.7	35.7 a=1.80 b=0.385
9A	RC-2.0-0.6	5-D19	14.33	1.0	17.2	25.1	48.5	52.3	40.8	16.8	35.4 a=1.20 b=0.40
10A	RC- $\frac{3.5}{2.5}$ -0.6	5-D19	14.33	1.0	17.2	16.7	32.3	34.9	39.9	16.8	29.7 e=1.80 b=0.40
11A	RC- $\frac{2.5}{1.5}$ -0.6	5-D19	14.33	1.0	17.2	25.1	48.5	52.3	40.8	16.8	35.4 e=1.20 b=0.40
6B	PC-3.0-0.4	2- ϕ 23	8.31	1.0	15.0	9.7	51.6	50.9	33.9	13.4	21.6 a=1.80 b=0.345
7B	PC-3.0-0.6	4- ϕ 23	16.62	1.0	19.8	19.4	103.2	96.2	45.9	19.4	34.2 a=1.80 b=0.46
8B	PC-3.0-1.0	6- ϕ 23	24.93	1.0	18.0	29.1	154.7	127.3	42.6	20.2	38.5 a=1.80 b=0.415
9B	PC-2.0-0.6	4- ϕ 23	16.62	1.0	19.8	29.1	154.7	144.3	46.9	19.4	40.7 a=1.20 b=0.46
10B	PC- $\frac{3.5}{2.5}$ -0.6	4- ϕ 23	16.62	1.0	19.8	19.4	103.2	96.2	45.9	19.4	34.2 e=1.80 b=0.46
11B	PC- $\frac{2.5}{1.5}$ -0.6	4- ϕ 23	16.62	1.0	19.8	29.1	154.7	144.3	46.9	19.4	40.7 e=1.20 b=0.46

ここに τ_{s1} : 許容せん断応力度 $= 3.6\text{kg/cm}^2$ ($\sigma_{ck}=210\text{kg/cm}^2$)

α : 割増し係数 $\alpha=3-a/d$ ($a/d \leq 2$) $\rightarrow \alpha=1$

P_s : 平均せん断応力度が τ_{s1} になる荷重

$$P_s = 2 \cdot \tau_{s1} \cdot b \cdot d$$

P_M : 鋼材応力度が $2,000\text{kg/cm}^2$ になる荷重

$$P_M = \frac{2 \cdot M}{a}, \quad M = \sigma_s \cdot A_s \cdot j \cdot d \quad \left(\begin{array}{l} \sigma_s = 2,000\text{kg/cm}^2 \\ j = 0.875 \end{array} \right)$$

P_{max} : 鋼材の降伏荷重

$$P_{max} = \frac{2 \cdot M_{max}}{a}, \quad M_{max} = \sigma_{sy} \cdot A_s \cdot j \cdot d \quad \left(\begin{array}{l} \sigma_{sy} (RC) = 3,870\text{kg/cm}^2 \\ \sigma_{sy} (PC) = 10,640\text{kg/cm}^2 \\ j = 0.875 \end{array} \right)$$

P_{Mu} : 終局曲げ破壊荷重 (道路橋示方書)

P_{s1} : 終局せん断強度 (ACI 規定)

P_{s2} : " (CEB・FIP Model Code)

P_{s3} : " (土木学会試案)

3-3 載荷方法

(1) 昭和55年度

荷重は、万能試験機（鉛直最大500t）によって、鉛直方向の載荷を行なった。

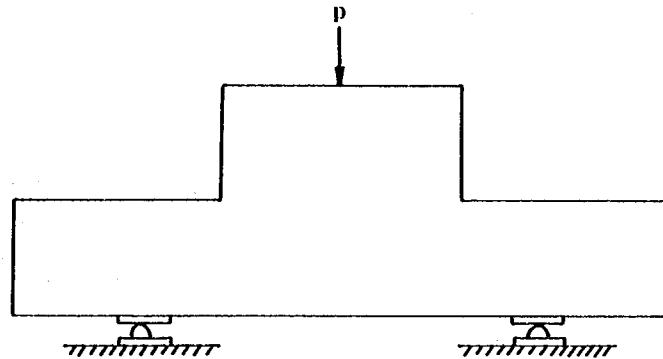


図-3.3.1 載荷方法

支承は供試体の移動を拘束しないものとして、図-3.3.2に示すように、よく磨いた鋼同士で摩擦の減少をはかった。

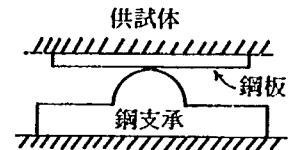


図-3.3.2 支 承

載荷は、鉄筋の応力度が約400kg/cm²ピッチで増大するような方法で増加させ、設計荷重時（鉄筋応力度が2,000kg/cm²になる荷重）および鉄筋降伏荷重時（あるいは斜めひびわれ時）には荷重をゼロに戻すものとした。また、主鉄筋降伏後は降伏時の残留たわみ分だけ変位を増加させるように載荷を行なった。

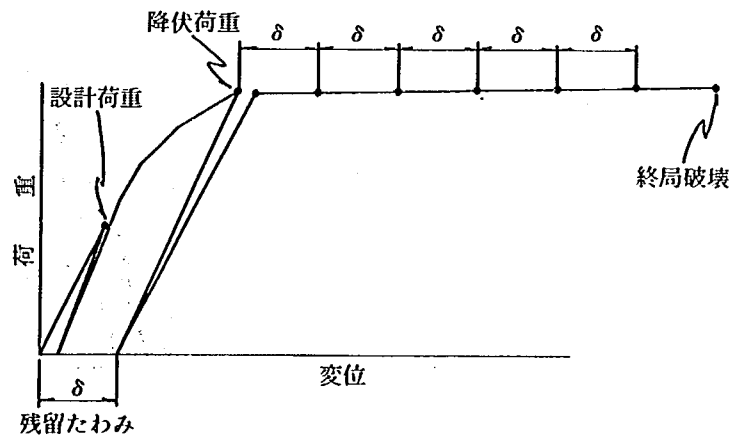


図-3.3.3 荷重履歴

(2) 昭和56年度

荷重は、アムスラー（鉛直最大150t）により、図-3.3.4に示したように前年度と同様凸部中央への静的な載荷を行なった。

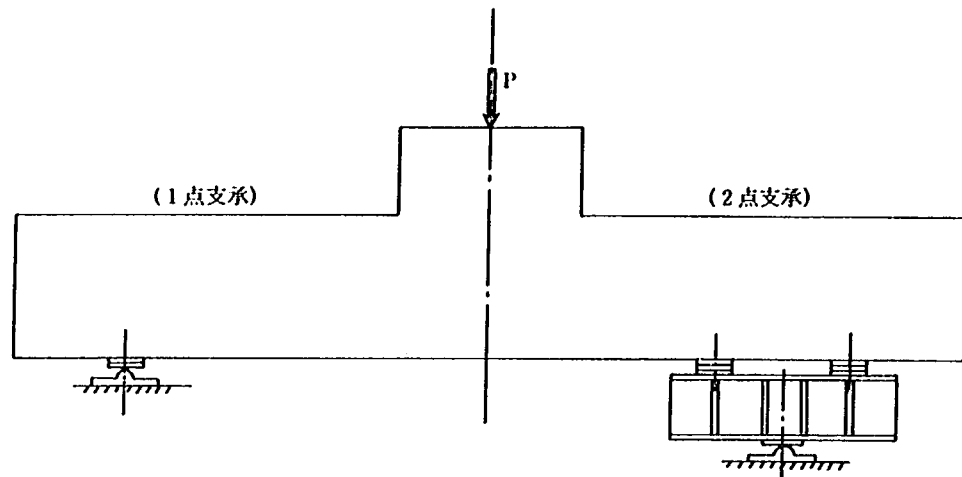


図-3.3.4 載荷方法

支承については、梁の移動を拘束しないものとして、1点の場合は前年度と同様な方法で、また2点支承についてはH形鋼の補助支承によって図-3.3.4に示したようなものとして、2点の支承の分力が常に半々となるようにしている。

荷重は、鉄筋応力度が約 $400\text{kg}/\text{cm}^2$ ピッチで増大するような方法とし、設計荷重時(鉄筋応力度が $2,000\text{kg}/\text{cm}^2$ となる荷重あるいは平均せん断応力度が $3.6\text{kg}/\text{cm}^2$ になる荷重のうち小さい方の荷重)および斜めひびわれ発生時、鉄筋降伏時に荷重をゼロに戻すものとした。

主鉄筋が降伏した後は、降伏時の残留たわみ分だけ変位を増加させるように載荷を行なった。

図-3.3.5および図-3.3.6に荷重履歴を示した。

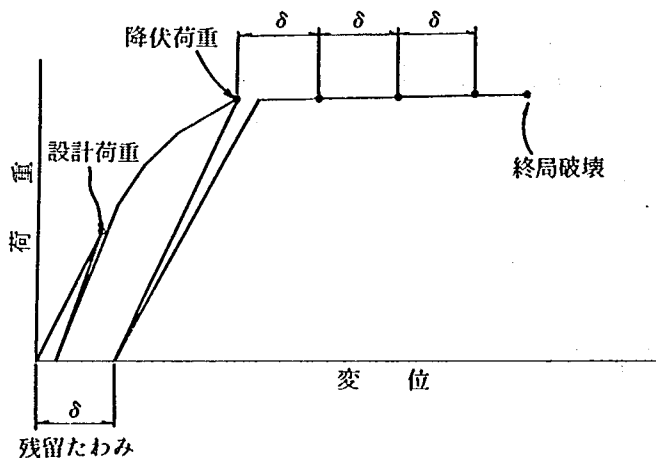


図-3.3.5 荷重履歴(曲げ破壊)

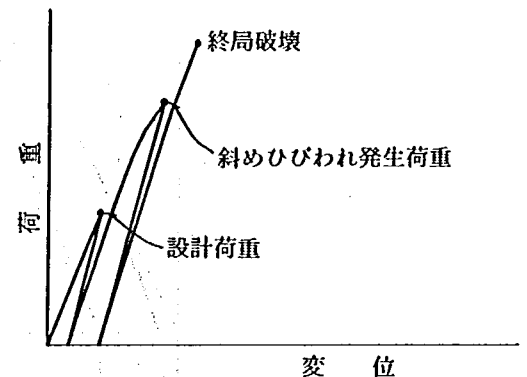


図-3.3.6 荷重履歴(せん断破壊)

3-4 測定方法

a) ひずみの測定

(1) 昭和55年度

図-3.4.1に示す位置にひずみゲージを貼付し、測定を行なった。測定点数は、鉄筋ゲージ4点に各2

枚づつ8枚, また, コンクリートにロゼットゲージを2点, さらに梁の付け根部にコンクリートゲージを2枚の計4枚とし, 総計で1体当たり12枚としている。

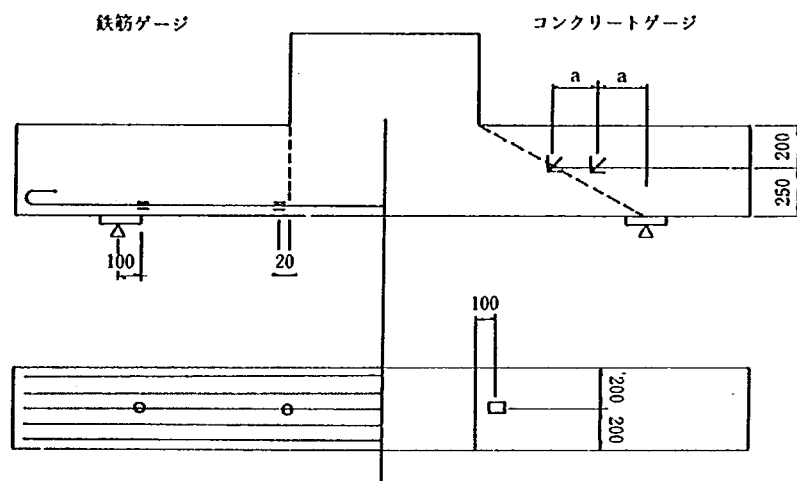


図-3.4.1 ゲージ貼付位置

(2) 昭和56年度

ひずみの測定は, ほぼ前年度と同様図-3.4.2に示す位置にゲージを貼付し, 測定を行なった。

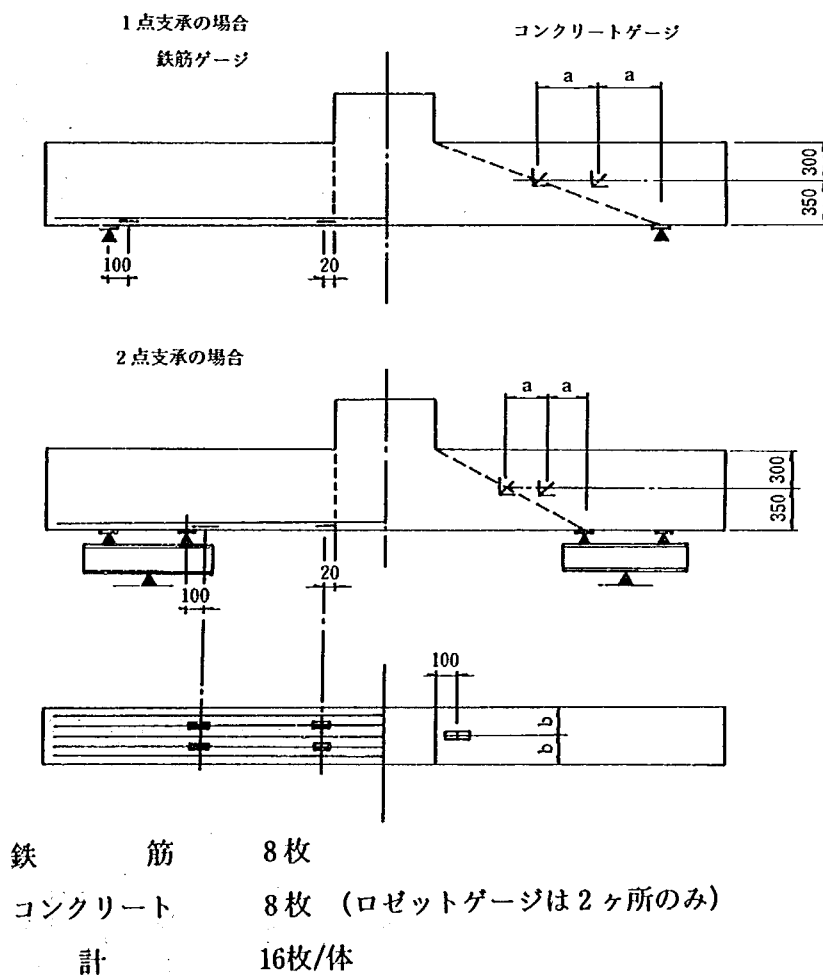
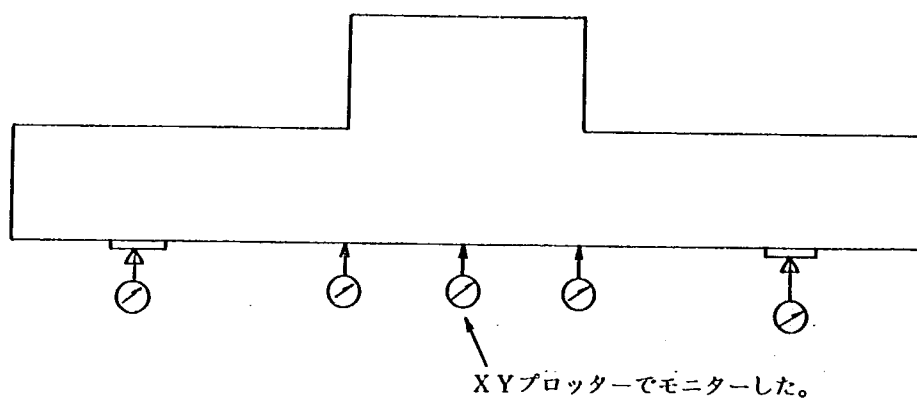


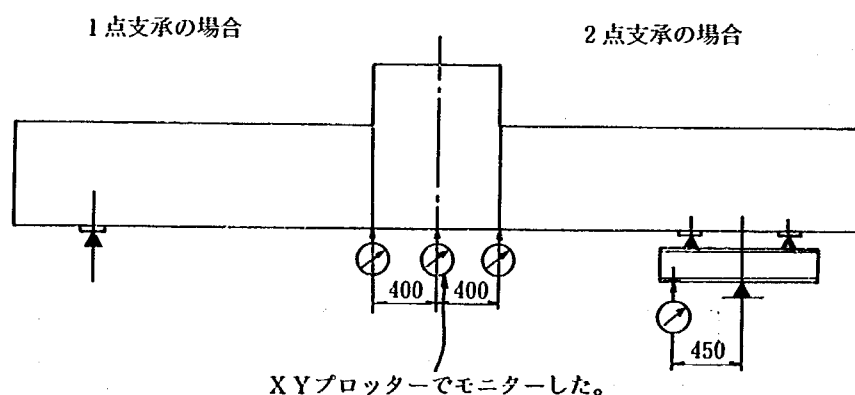
図-3.4.2 ゲージ貼付位置図

b) 変位の測定

ひずみゲージ式変位計 (DT-50) を使用して、次の各点を測定することとし、中央部変位は、XYプロッターにより常時モニターを行なうことによって载荷の目安とした。



(1) 昭和55年度測定位置



(2) 昭和56年度測定位置

図-3.4.3 変位測定位置

c) ひびわれ観察

ひびわれは、発生荷重と進行状態の観察を行ない、各ピッチ毎に供試体に発生位置を記入した。

3-5 使用材料

a) コンクリート

(1) 昭和55年度

目標強度を 210kg/cm^2 とし、表-3.5.1に示す配合のものを使用した。打設場所で測定したスランプは 8.0cm 、空気量は 3.5% であった。

表-3.5.1 コンクリートの配合

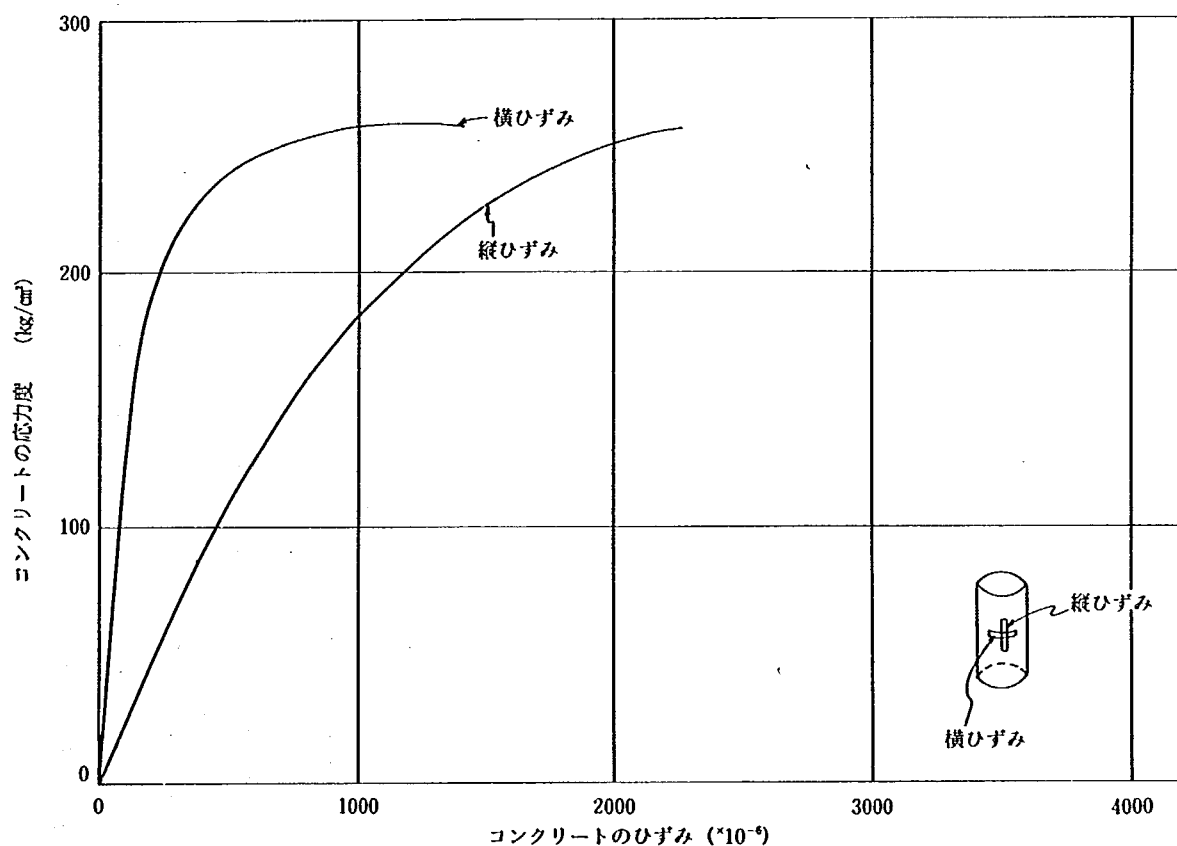
C (kg/m^3)	W (kg/m^3)	W/C (%)	S (kg/m^3)	G (kg/m^3)	S/A (%)	NO-5 L (CC)
257	164	64	847	1059	45	2570

但し $G_{\max} = 25\text{mm}$

打設時に採取したテストピース ($\phi 10\text{cm} \times 20$) の平均圧縮強度、ヤング係数およびポアソン比を表—3.5.2に示す。当初予定の圧縮強度 $\sigma_{ck} = 210\text{kg/cm}^2$ に比べて高強度となっている。なお詳細については、表—3.5.3, 3.5.4および図—3.5.1に示した。

表—3.5.2 コンクリートの強度

	現場養生	水中養生
圧縮強度 (試験時) kg/cm^2	276	273
引張強度 (//) //	27.3	—
ヤング係数 E_c //	2.05×10^5	—
ポアソン比 ν	0.18	—



図—3.5.1 テストピースの応力-ひずみ曲線

表-3.5.3 コンクリート配合設計表

昭和 年 月期

条 件	設計基準強度	$\sigma_{ck} =$ 210kg/cm ²		材 料	セメント	早強セメント	日本セメント(株)	
	骨材最大寸法	25 ㎜			細骨材	5 ㎜	相模川水系	
	所要スランプ	8 ± 2 cm			粗骨材	25 ㎜	八王子産	
	所要空気量	3 ± 1 %			混和材	ボゾリス NO5L	ボゾリス物産(株)	

示 方 配 合	骨材最大寸法 ㎜	スランプ ㎜	単位水量 W kg	単位セメント量 C kg	水セメント比 W/C %	絶対細骨材率 %	骨 材 重 量 (kg)			AE剤 NO 5 L (cc)
	25	8 ± 2	164	257	64	45	全 量	細骨材	粗骨材	
骨材フルイ分け試験										
材 料 重 量		細 骨 材				粗 骨 材				
		g				g				
フルイ目寸法 ㎜		名フルイの通過量	通過率 %	残留率 %	各フルイの通過量		通過率 %	残留率 %		
40										
30										
25										
20										
15										
10										
5										
2.5										
1.2										
0.6										
0.3										
0.15										
0.15以下										

粒 度 曲 線

	比 重	単位容積重量	粗 粒 率	吸 水 率	洗 い 試 験	
細 骨 材	2.60					
粗 骨 材	2.66					

表-3.5.4(1) コンクリート強度

		1 A		2 A		3 A		4 A		5 A	
		荷 重 (t)	応力度 (kg/cm ²)	荷 重 (t)	応力度 (kg/cm ²)	荷 重 (t)	応力度 (kg/cm ²)	荷 重 (t)	応力度 (kg/cm ²)	荷 重 (t)	応力度 (kg/cm ²)
圧縮	現 場	21.5	274	22.5	287	20.9	266	21.6	275	23.5	299
		21.9	279	21.7	276	20.9	266	21.8	278	24.3	310
		21.7	276	22.8	276	20.7	264	21.8	278	23.9	304
	現場平均	—	276	—	280	—	265.3	—	277	—	304
	水 中	20.8	265	20.0	255	21.9	279	20.9	266	23.5	299
引張	現 場	9.6	30.5	8.9	28.3	8.0	25.4	8.55	27.2	8.65	27.5
		7.9	25.1	9.5	30.2	8.2	26.1	8.9	28.3	8.6	27.3
	現場平均	—	27.8	—	29.3	—	25.8	—	27.8	—	27.4
材 令		34日		35日		38日		39日		40日	

コンクリート打設 8月28日

表-3.5.4(2) コンクリート強度

		1 B		2 B		3 B		4 B		5 B	
		荷 重 (t)	応力度 (kg/cm ²)	荷 重 (t)	応力度 (kg/cm ²)	荷 重 (t)	応力度 (kg/cm ²)	荷 重 (t)	応力度 (kg/cm ²)	荷 重 (t)	応力度 (kg/cm ²)
圧縮	現 場	22.7	289	21.1	269	20.0	255	21.5	274	20.1	256
		23.8	303	20.6	262	20.0	255	20.9	266	20.9	266
		23.7	302	21.7	276	20.2	257	21.1	269	20.9	266
	現場平均	—	298	—	269	—	256	—	270	—	263
	水 中	23.0	293	20.7	264	19.3	252	21.9	279	21.6	275
引張	現 場	9.25	29.4	6.7	21.3	8.1	25.8	8.6	27.3	7.9	25.1
		9.95	31.6	8.9	28.3	8.2	26.1	8.5	27.0	8.6	27.3
	現場平均	—	30.5	—	24.8	—	26.0	—	27.2	—	26.2
材 令		30日		34日		35日		36日		37日	

コンクリート打設 9月9日

(2) 昭和56年度

コンクリートの目標強度は前年度と同じく 210kg/cm^2 としたが、骨材のかみ合せ効果によるせん断強度の増大が考えられたので、骨材の最大寸法を 20mm として、表—3.5.5に示す配合のものを使用した。なお、打設時に測定したスランプは 11.4cm 、空気量は 4.4% であった。

表—3.5.5 コンクリートの配合

C (kg/m^3)	W (kg/m^3)	W/C (%)	S (kg/m^3)	G (kg/m^3)	S/A (%)	混和剤 (NO-5 L) (kg/m^3)
241	172	71.5	862	1020	46.9	0.602

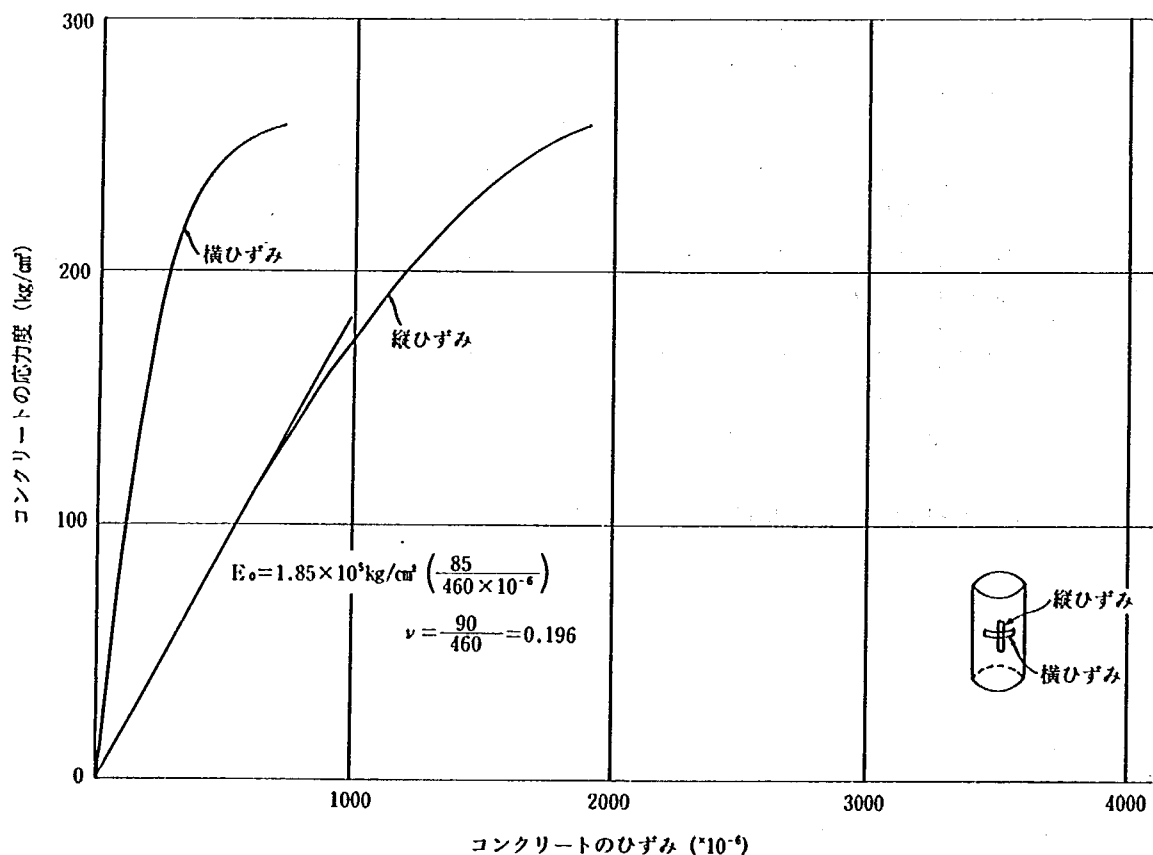
但し $G_{\max}=20\text{mm}$

表—3.5.6 コンクリートの強度

	現場養生	水中養生
圧縮強度 (試験時) kg/cm^2	239	252
引張強度 (//) //	20.2	20.6
ヤング係数 E_c //	—	1.89×10^5
ポアソン比 ν	—	0.19

打設時に採取したテストピース ($\phi 10\text{cm} \times 20$) の平均圧縮強度、ヤング係数およびポアソン比を求めたものを表—3.5.6に示した。詳細については、表—3.5.7、3.5.8および図—3.5.2、に示した通りである。

圧縮強度は、目標値と比較すると、 $15 \sim 20\%$ 程度の強度増となっているが、前年度と比べると、設計値に近いものである。



図—3.5.2 テストピースの応力-ひずみ曲線

表-3,5,7 コンクリート配合設計表

昭和 年 月期

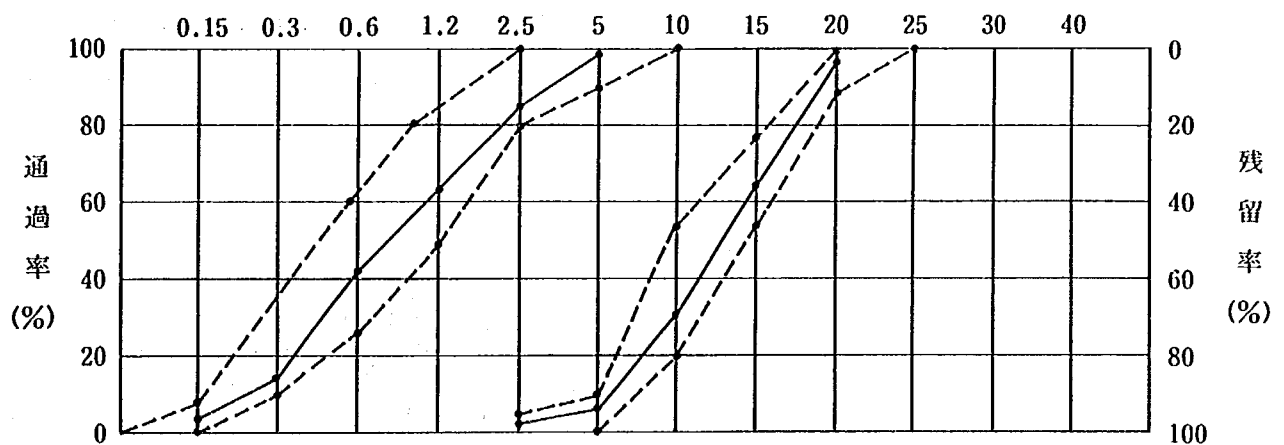
条 件	設計基準強度	$\sigma_{ck} =$	210kg/cm ²		セメント	普通ポルトランド	チチブセメント(株)
	骨材最大寸法		20 ㎜		細骨材	5 ㎜	那珂川水系
	所要スランプ		12 cm		粗骨材	20 ㎜	石岡産
	所要空気量		4 %		混和材	ボゾリス NO 5 L	ボゾリス物産(株)

示 方 配 合	骨材最大寸法 ㎜	スランプ 範 囲 cm	単位水量 W kg	単位セメント量 C kg	水セメント比 W/C%	絶対細骨材率 %	骨 材 重 量 (kg)			A E 剤 NO 5 L kg
	20	12	172	241	71.5	46.9	全 量	細開材	粗骨材	
							1882	862	1020	0.602

骨材フルイ分け試験

材 料 重 量	細 骨 材			粗 骨 材		
	g			g		
フルイ目寸法 ㎜	各フルイの通過量	通 過 率 %	残 留 率 %	各フルイの通過量	通 過 率 %	残 留 率 %
40						
30						
25						
20					97	
15					64	
10					31	
5		98			7	
2.5		86			2	
1.2		66				
0.6		42				
0.3		14				
0.15		4				
0.15以下						

粒 度 曲 線



	比 重	単位容積重量	粗 粒 率	吸 水 率	洗 い 試 験	
細 骨 材	2.58	1.65	2.90	2.103	1.6	
粗 骨 材	2.70	1.59	6.63	0.818	0.6	

表-3.5.8 コンクリート強度 (テストピース $\phi 100 \times 200$)

		(バッチ 1)				(バッチ 2)				(バッチ 3)			
		6 A	7 A	8 A	6 B	11A	7 B	8 B	11B	9 A	10A	9 B	10B
		荷重(t)	応力度(kg/cm ²)			荷重(t)	応力度(kg/cm ²)			荷重(t)	応力度(kg/cm ²)		
圧縮強度	現場養生	19.7	, 251			18.0	229			● 18.2	232		
		18.8	※239			18.3	233			● 18.4	234		
		20.1	256			17.4	222			● 18.6	237		
		—	254			—	228			—	234		
	水中養生	20.1	256			19.1	243			20.0	255		
		20.0	255			19.2	244			20.1	256		
		21.4	※272			17.7	※225			20.1	256		
		—	256			—	244			—	256		
引張強度	現場養生	6.5	20.7			5.8	18.4			6.0	19.1		
		6.6	21.0			6.6	21.0			6.5	20.7		
		—	20.9			—	19.7			—	19.9		
	水中養生	6.2	19.7			6.2	19.7			8.0	※25.4		
		6.3	20.0			7.8	※24.8			7.0	22.2		
		—	19.9			—	19.7			—	22.2		
材 令		30日				34日				40日			

注) 1. ●印は、ヤング係数を測定したテストピースを示す。 4. 引張強度 (上記と同様に平均値を算出) $\sigma_t = 20 \text{ kg/cm}^2$

2. ※の値は、平均化する場合に無視する。

3. 圧縮強度は上記表の平均値を使用する。

$$\text{現場 } \sigma_{ck, \text{mean}} = 239 \text{ kg/cm}^2, \text{ 標準 } \sigma_{ck, \text{mean}} = 252 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore \sigma_{ck} = \frac{239 + 252}{2} = 246 \rightarrow 240 \text{ kg/cm}^2$$

b) 鉄筋および PC 鋼棒

鉄筋および PC 鋼棒の引張試験結果を表-3.5.9に示した。PC 鋼棒については、55年度が異形棒を、56年度はネジ状リブ付異形棒を使用している。後者の形状は、3-1節でも述べたように、異形鉄筋に近い形状をしており、鉄筋との比較には最適なものである。

表-3.5.9 鋼材の引張試験結果 (kg/cm²)

		降伏強度	引張強度
55年度	D13 (S D35)	3870	3950
	$\phi 9.2$ (S B P D130/145)	14100	15000
56年度	D16 (S D35)	3900	5600
	D19 (S D35)	3930	5630
	D22 (S D35)	4100	5800
	$\phi 23$ (S B P D95/110)	10170	11570

4. 実験結果

実験結果の一覧表を表—4.1.1に示す。測定データの詳細は、巻末にまとめて示しており、測定項目は次のとおりである。

- i) 荷重——コンクリート圧縮ひずみ曲線
- ii) 荷重——腹部の斜引張応力度曲線
- iii) 荷重——鋼材ひずみ曲線
- iv) 荷重——たわみ曲線
- v) ひびわれ状態図

4-1 実験結果の概要

i) 曲げひびわれ荷重

表—4.1.1に表わすように、曲げひびわれの発生した荷重は、計算値に対して0.93倍～2.0倍の範囲にあり、この値は、シアースパン比、鉄筋比、使用鋼材(RCとPC)、支点条件(2点支点か4点支点)の影響をうけていない。

ii) せん断ひびわれ荷重

せん断ひびわれを特定することは難しいが、ここでは終局破壊に関連した斜めひびわれが、腹部の中央に達した時をせん断ひびわれ荷重と考えて、表—4.1.1に示してある。1A～5A、1B～5Bの結果をみると、シアースパン比が小さくなるに従って、荷重が増加していることがわかる。値としては、シアースパン比が3.0～2.0の間では4.4～6.9kg/cm²となっており、許容せん断応力度の1.1～1.9倍となっている。

iii) 降伏荷重

はりの荷重—たわみ曲線からみた降伏荷重を表—4.1.1に示す。空欄の供試体は、曲線が折れないまま破壊したため、降伏荷重が存在しなかったものである。

iv) 終局荷重

終局荷重は表—4.1.1に示すとおりであるが、これを平均せん断応力度で表わすと図—4.1.2のようになる。

v) コンクリートの圧縮応力度

設計荷重時の上面コンクリートの圧縮応力度は、鉄筋比が大きいほど、また、シアースパン比が大きいほど、応力度の増加が著しい。

vi) 鋼材の引張応力度

鋼材には、図—4.1.3に示す①～④位置に、ゲージが貼ってある。②と③は、鋼材に最大引張応力が発生する位置であり、①④は支点直近の位置である。

鉄筋の降伏時の歪は約2,000 μ であり、PC鋼棒の場合は約7,000 μ (1B～5B)と5,000 μ (6B～11B)である。②と③の位置のゲージの値をみると、終局状態において鉄筋が降伏したのは、1A～5A及び6AでありPC鋼材を用いた供試体はいずれも降伏していない。

一方①と④のゲージの値より、鋼材とコンクリートの付着が保たれていたかを判断することができる。付着が完全であれば①と④は0に近い値となり、付着が完全に切れると、①④は②③のゲージと同じ値を示す

表-4.1.1

				曲げひび割れ荷重			せん断ひび割れ			はりの終局		はりの 降伏 t	終局時の steel		付着 ○切れず △片方のみ ×切れた	ねばり 有...○ なし...×	破壊性状		備考
	鋼材-a/d-鉄筋比	h (mm)	b (mm)	測定値 t	計算値 t	測/計	荷重 t	せん断応力 kg/cm ²	σ_1 (kg/cm ²)	荷重 t	せん断応力 kg/cm ²		歪(μ)	降伏			終局状態	分類	
1A	RC-3.0-0.4	400	400	7.5	6.1	1.23	15	4.7	8	20.0	6.3	17.0	約3000	○	○	○	鉄筋降伏のみ	曲げ	曲げ耐力喪失 によるせん断
2A	RC-2.0-0.4	〃	〃	8.5	9.1	0.93	21	6.6	10	27.0	8.4	25.0	2000	○	△	×	斜め割裂	割裂	
3A	RC-1.5-0.4	〃	〃	15.0	12.2	1.23	22	6.9	—	34.2	10.7	33.0	2000	○	△	×	〃	〃	
4A	RC-1.0-0.4	〃	〃	26.0	18.2	1.43	42	13.1	8.5	82.0	25.6	50.0	2000以上	○	×	—	鉄筋降伏のみ	〃	
5A	RC-0.75-0.4	〃	〃	32.0	24.3	1.32	66	20.6	20	77.7	24.3	66.0	2000	○	×	×	斜め割裂	〃	
1B	PC-3.0-0.4	400	400	6.0	6.1	0.98	14	4.4	5.2	23.0	7.2	—	3000	×	×	×	斜め割裂	曲げせん断	
2B	PC-2.0-0.4	〃	〃	12.0	9.1	1.32	15	4.7	13.3	70.0	21.9	—	6000	○	×	×	〃	〃	
3B	PC-1.5-0.4	〃	〃	16.0	12.2	1.31	64	20	10.6	66.0	20.6	—	4000	×	×	×	定着部破壊	〃	
4B	PC-1.0-0.4	〃	〃	22.0	18.2	1.21	128	40	48以上	128.0	40.0	—	6000	○	×	×	斜め割裂	〃	
5B	PC-0.75-0.4	〃	〃	28.0	24.3	1.15	136	42.5	60以上	136.0	42.5	—	5000	×	×	×	〃	〃	
6A	RC-3.0-0.4	600	415	11.6	6.5	1.8	24	4.8	4.8	26.6	5.3	25.3	2400	○	○	○	鉄筋降伏のみ	曲げ	
7A	RC-3.0-0.6	〃	400	12.0	6.3	1.9	26	5.4	6.3	30.0	6.3	—	1700	×	○	×	斜め割裂	斜め引張	
8A	RC-3.0-1.0	〃	385	12.0	6.0	2.0	32	6.9	5.1	34.0	7.4	—	1200	×	○	×	〃	〃	
9A	RC-2.0-0.6	〃	400	12.0	9.4	1.3	37	7.7	—	44.0	9.2	—	1500	×	×	×	〃	〃	
10A	RC- $\frac{3.5}{2.5}$ -0.6	〃	〃	8.0	6.3	1.3	28	5.8	—	29.0	6.0	—	1400	×	○	×	〃	〃	
11A	RC- $\frac{2.5}{1.5}$ -0.6	〃	〃	14.0	9.4	1.5	35	7.3	6.0	51.0	10.6	—	1700	×	×	×	〃	〃	
6B	PC-3.0-0.4	600	345	8.0	5.4	1.5	25	6.0	7.8	27.0	6.5	—	2500	×	○	×	〃	〃	
7B	PC-3.0-0.6	〃	460	8.0	7.2	1.1	33	6.0	8.4	35.0	6.3	—	1600	×	○	×	〃	〃	
8B	PC-3.0-1.0	〃	415	12.0	6.5	1.9	33	6.6	6.6	35.0	7.0	—	1000	×	○	×	〃	〃	
9B	PC-2.0-0.6	〃	460	—	10.8	—	—	—	—	56.0	10.1	—	—	×	—	×	〃	〃	
10B	PC- $\frac{3.5}{2.5}$ -0.6	〃	〃	10.0	7.2	1.4	36	6.5	—	38.1	6.9	—	1600	×	×	×	〃	〃	
11B	PC- $\frac{2.5}{1.5}$ -0.6	〃	〃	12.0	10.8	1.1	41	7.4	—	65.0	11.8	—	2000	×	×	×	〃	〃	

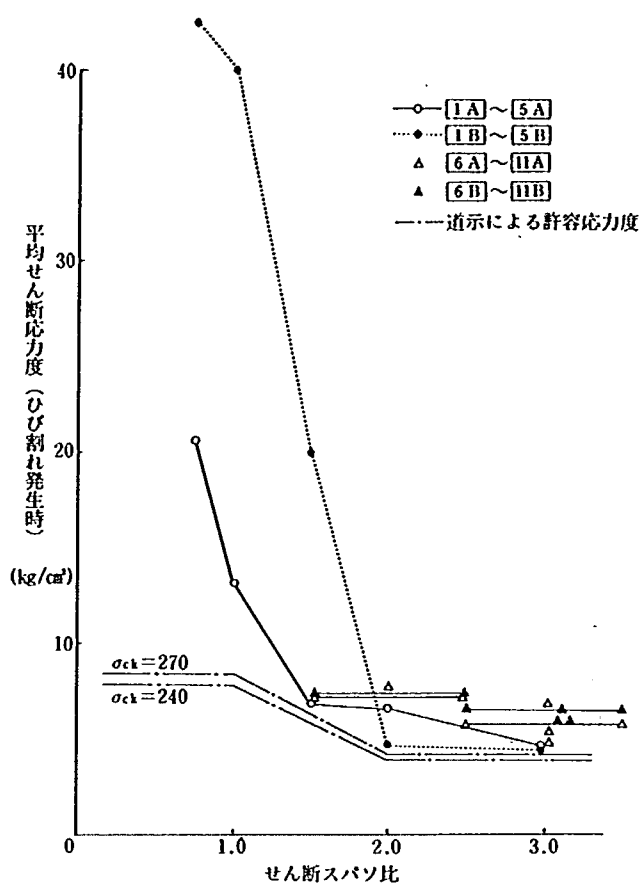


図-4.1.1 セン断ひびわれ発生時のせん断応力度

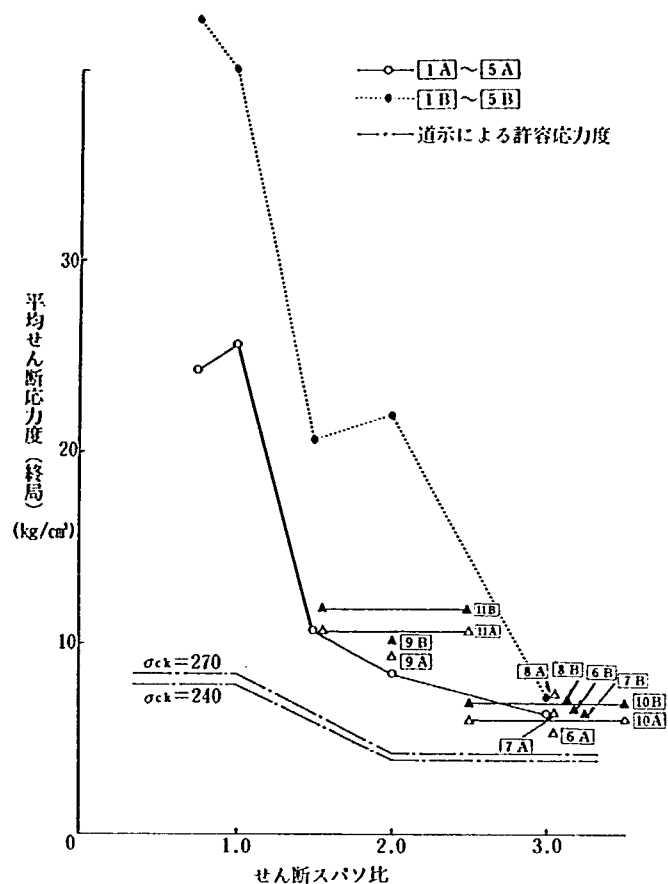


図-4.1.2 終局平均せん断応力度 セン断スパン比

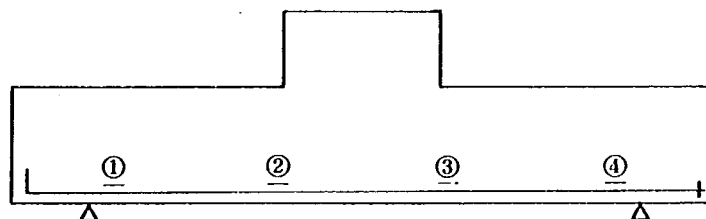


図-4.1.3 ゲージ位置

はずである。荷重—鋼材ひずみ曲線より読みとると、終局状態において付着が保たれていた供試体は、**[1A]**、**[6A]~[8A]**、**[10A]**、**[6B]~[8B]**、**[10B]**であった。なお、どちらか一方のみ保たれていたものに、**[2A]** **[3A]**があった。

vii) 荷重—たわみ曲線

[1A]、**[4A]**、**[6A]**の供試体は、降伏荷重以後は、鉄筋のひずみの増大に伴って、たわみ量も増加した。載荷試験は、十分大きなたわみ量を示した時点で打ち切り、はり最終的に破断しなかった。したがって、ねばりのある破壊性状を示したといえる。ただし、**[4A]**の供試体については、破壊性状が他とは異なり、載荷位置の剛体域において鉄筋の付着が切れ、この部分で曲げ破壊が起きた。剛体域での曲げ破壊は、今回の実

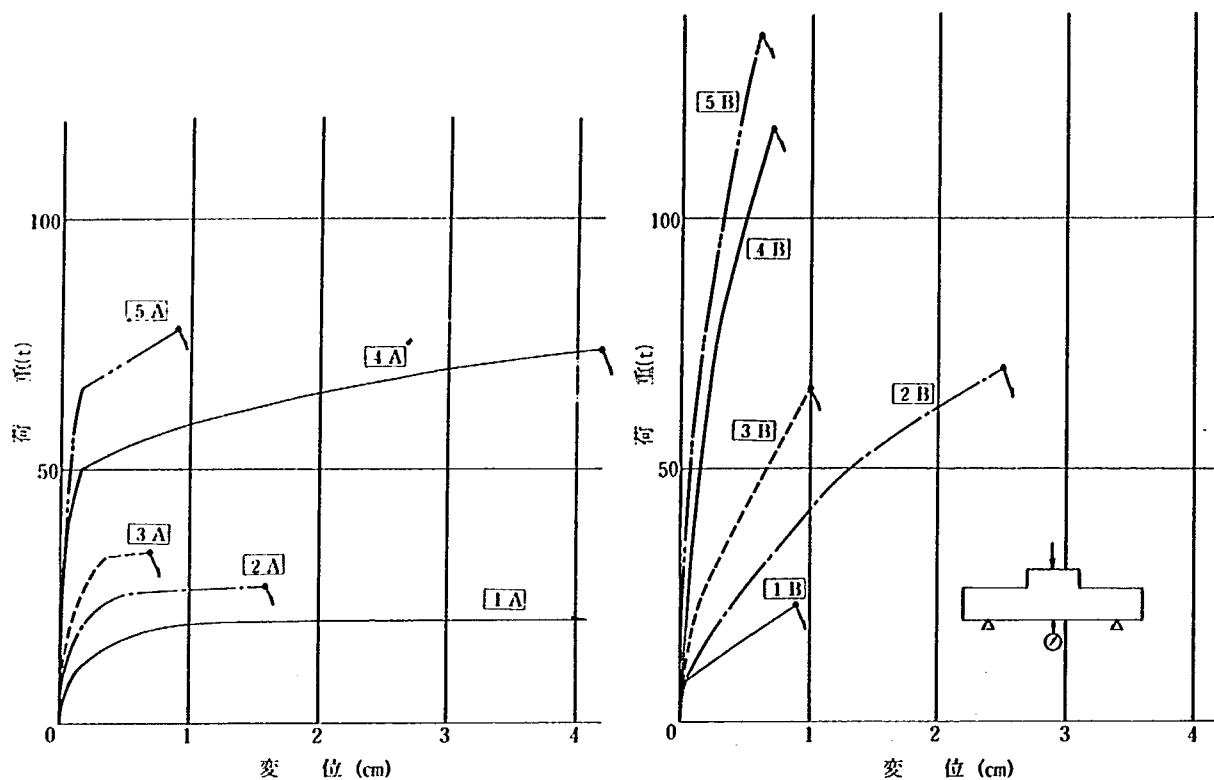


図-4.1.4 荷重：変位曲線

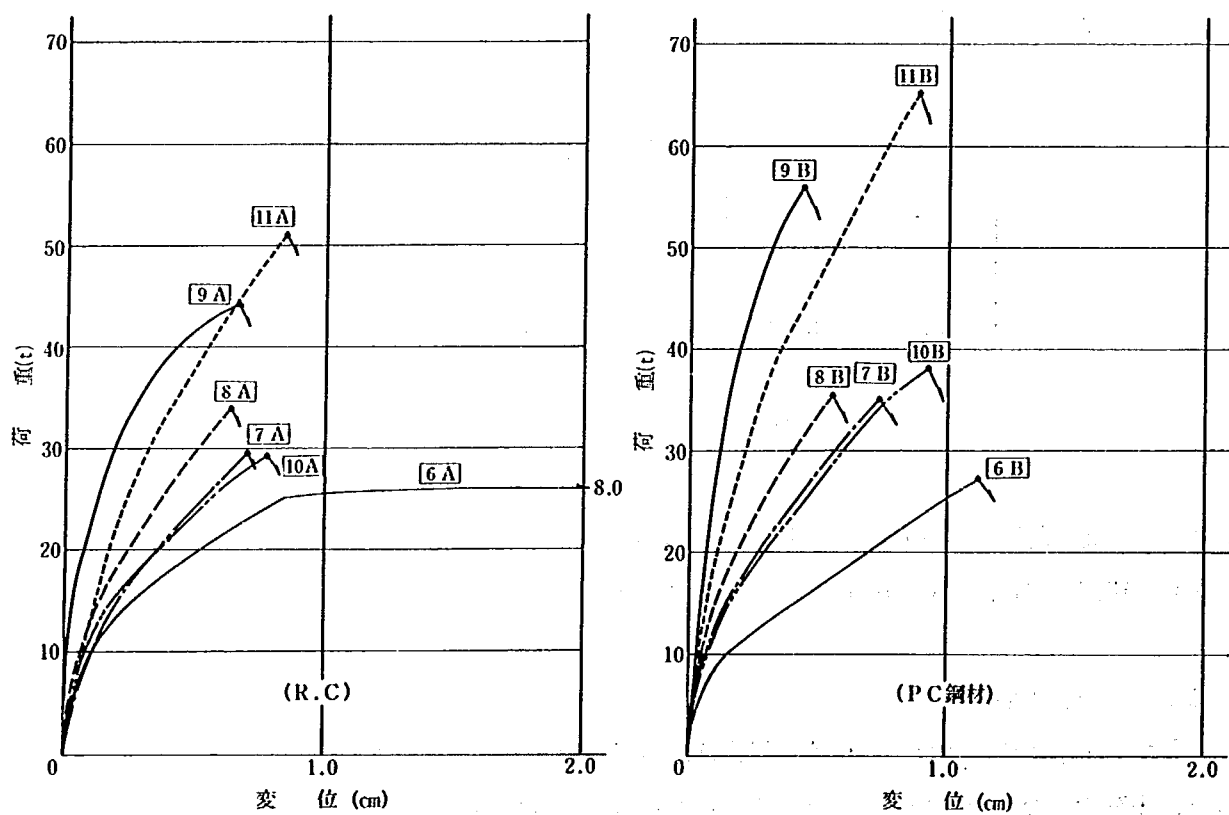


図-4.1.5 荷重：変位曲線

験では対象とすべきではないので、[4A]の供試体の破壊性状としてねばりがあったとは結論できない。むしろ、本来は [3A]と[5A] の供試体と同様の破壊性状を示すのではないかと思われる。

[2A]、[3A]、[5A]の供試体は降伏荷重後に、急激に破壊したが、この間のたわみの大幅な増加はなく、ねばりのない破壊といえる。

他の供試体は、たわみ量が小さいうちに急激に破壊し、ねばりのない破壊性状を示している。(図—4.1.4, 4.1.5参照)

viii) 最終破壊状況

終局破壊状態図を図—4.1.6, 4.1.7にそれぞれ示す。

このうち[1A]、[4A]、[6A]のはりは破断せず、せん断ひびわれはあまり発達していない。[2B]の供試体はPC 鋼棒の定着部が破壊した。その他の供試体は、鋼材の降伏の有無はあるものの、すべて、せん断ひびわれが発達し、最終的には、せん断ひびわれの貫通により急激に斜め割裂した。

4-2 低い鉄筋比のはり部材の破壊性状の検討

本節では今回の実験の対象となった鉄筋比が0.4%~1.0%の低い鉄筋比のはり部材の破壊性状について、主として「曲げとせん断とではどちらが卓越するか」及び「破壊時のじん性はどうか」という点に着目して検討する。

今回の実験の供試体の破壊形態を整理すると次のようになる。

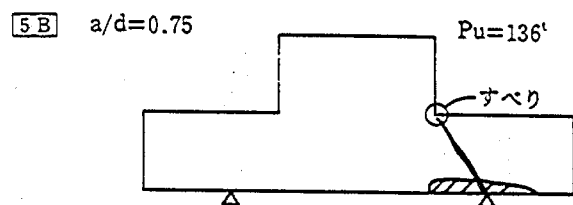
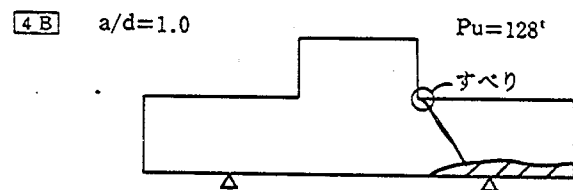
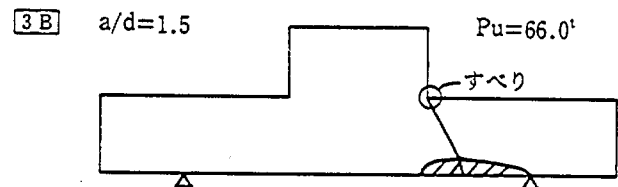
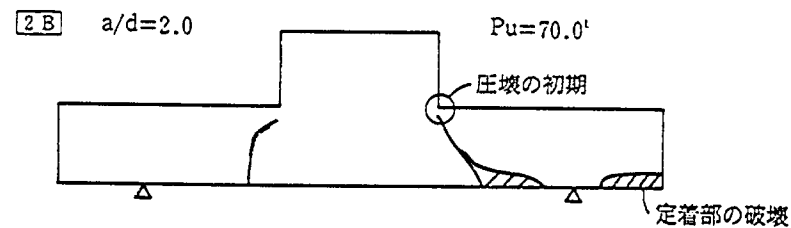
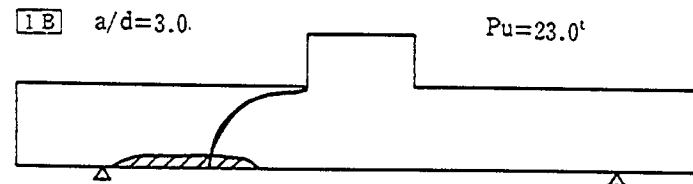
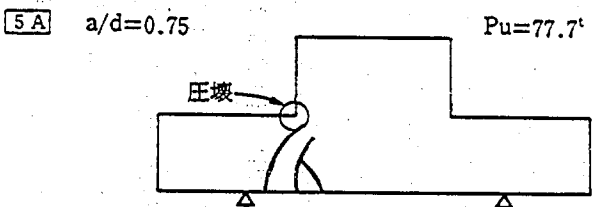
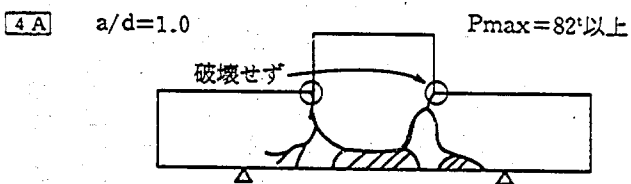
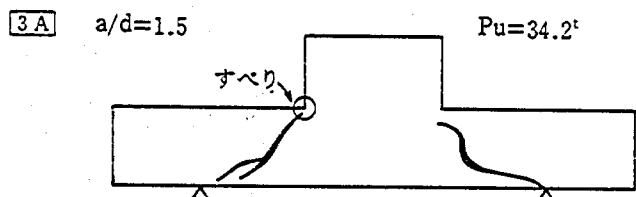
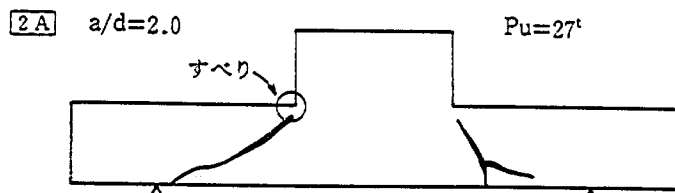
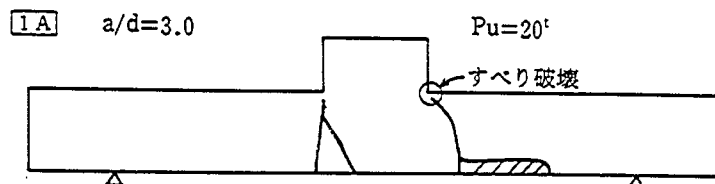
[1A]及び[6A]の供試体は鉄筋が降伏し、鉄筋の歪の増大に伴い、はりのたわみも進行したため、十分なたわみ量 (8.0~8.5cm) になったところで、載荷をうち切った。従って、じん性の優れた鉄筋降伏曲げ破壊と規定できる。

これに対して[2A]、[3A]および[5A]の供試体は、鉄筋が降伏し、鉄筋のひずみの増大と同時に、コンクリート内の斜めひびわれが急速に発達し、斜め割裂の状態に破壊した。従って、この場合はじん性のあまりない鉄筋降伏せん断破壊と規定できる。

[4A]の供試体は[1A]、[6A]と同様の傾向を示したが、すでに述べたように、この供試体は、何らかの理由により、載荷位置直下の剛体域で、付着破壊を起こしており、この部分で曲げ破壊を起こしている。この現象は、この供試体に特異なものであり、剛体域での破壊は、今回の実験では対象とすべきでないので、この結果をそのまま用いることはできない。[3A]および[5A]の供試体の破壊性状からすると、[4A]も、本来鉄筋降伏せん断破壊するものであったと推定される。

一方、[2B]の供試体は、終局状態でPC 定着部の破壊が生じ、急激に耐荷力を失った。この場合も、はりの破壊形態としては、特殊なケースと考えるべきで、[1B]、[3B]の破壊形態及び[2B]の供試体の終局状態直前のひびわれ発生状況から推定すると、本来は斜め引張破壊をするべき供試体であったと考えられる。ただし、ディープビームの場合は、終局状態において鉄筋をタイとしたタイドアーチ的構造となるので、定着部の破壊が先行するという点には、注意する必要があるだろう。

その他の供試体はすべて斜め引張破壊であった。すなわち、載荷の初期に曲げモーメントの増大に伴う軸直角方向の曲げひびわれが発生し、このひびわれがきっかけとなって、斜め方向の曲げせん断ひびわれがコンクリート圧縮部へと成長し、ひびわれがはりを通ると同時に、はりは急激に割裂するねばりのない危



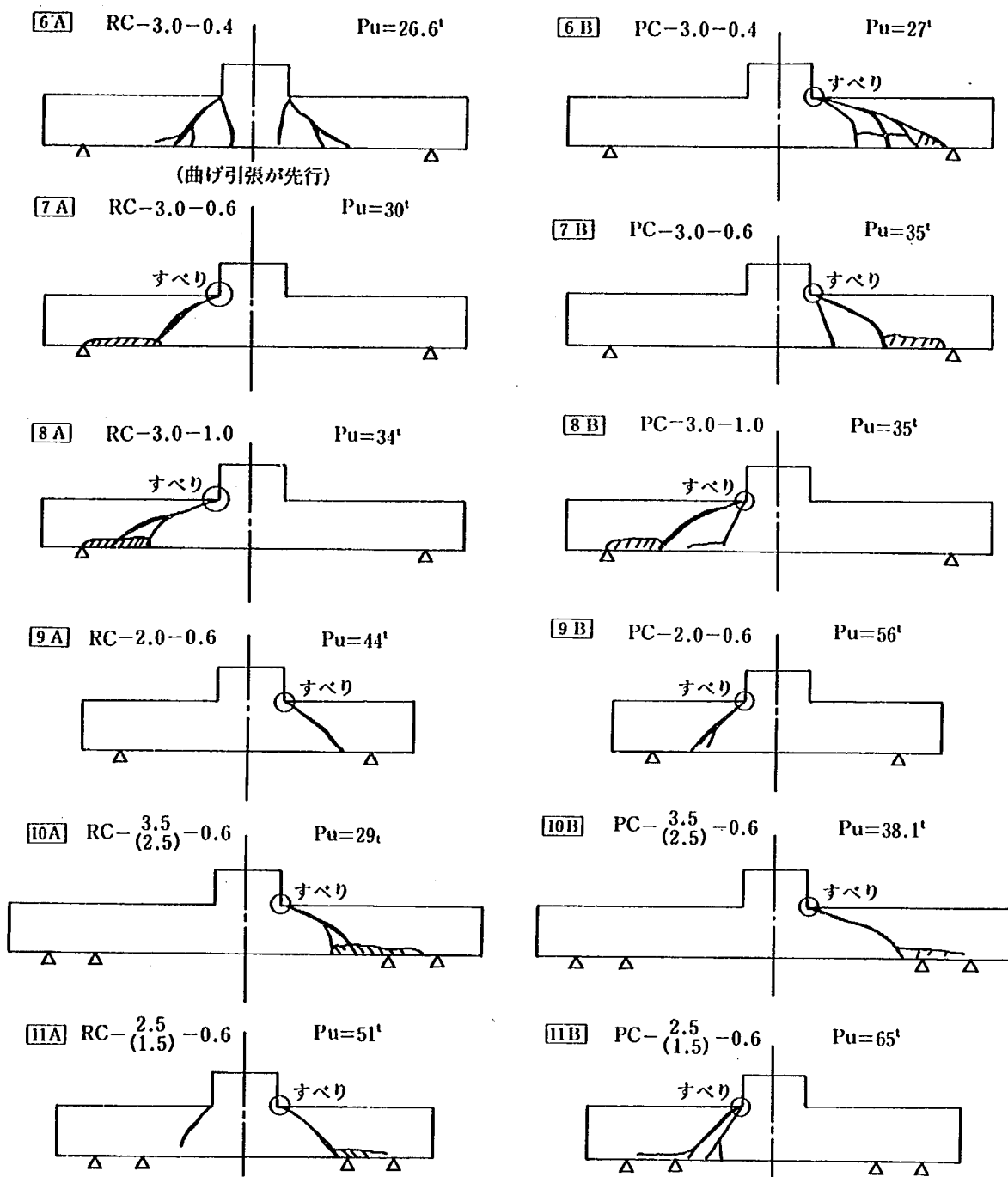


図-4.1.7 破壊パターン

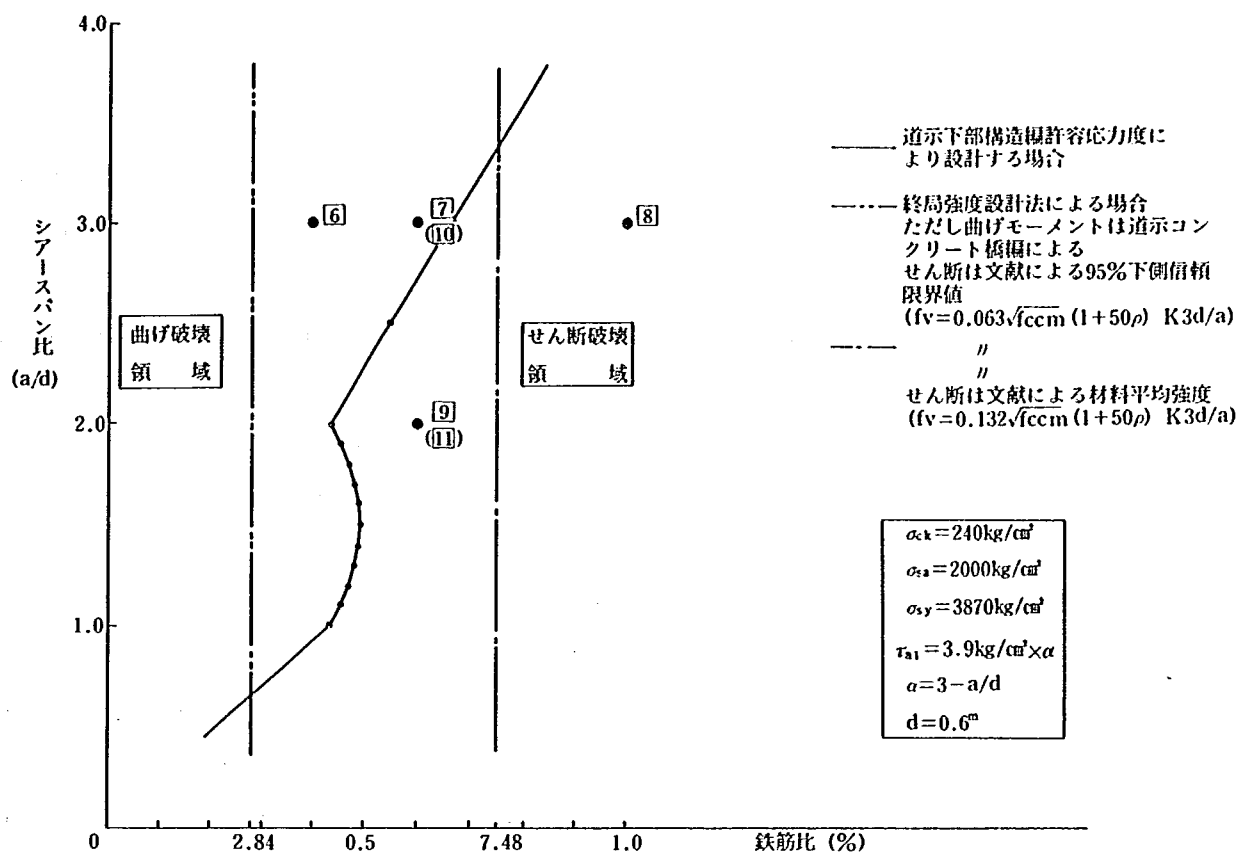
険な破壊形態である。

以上のようにじん性の優れた曲げ破壊であったのは RC-3.0-0.4の供試体のみで、他は全てぜい性的な鉄筋降伏せん断破壊あるいは斜め引張破壊となった。

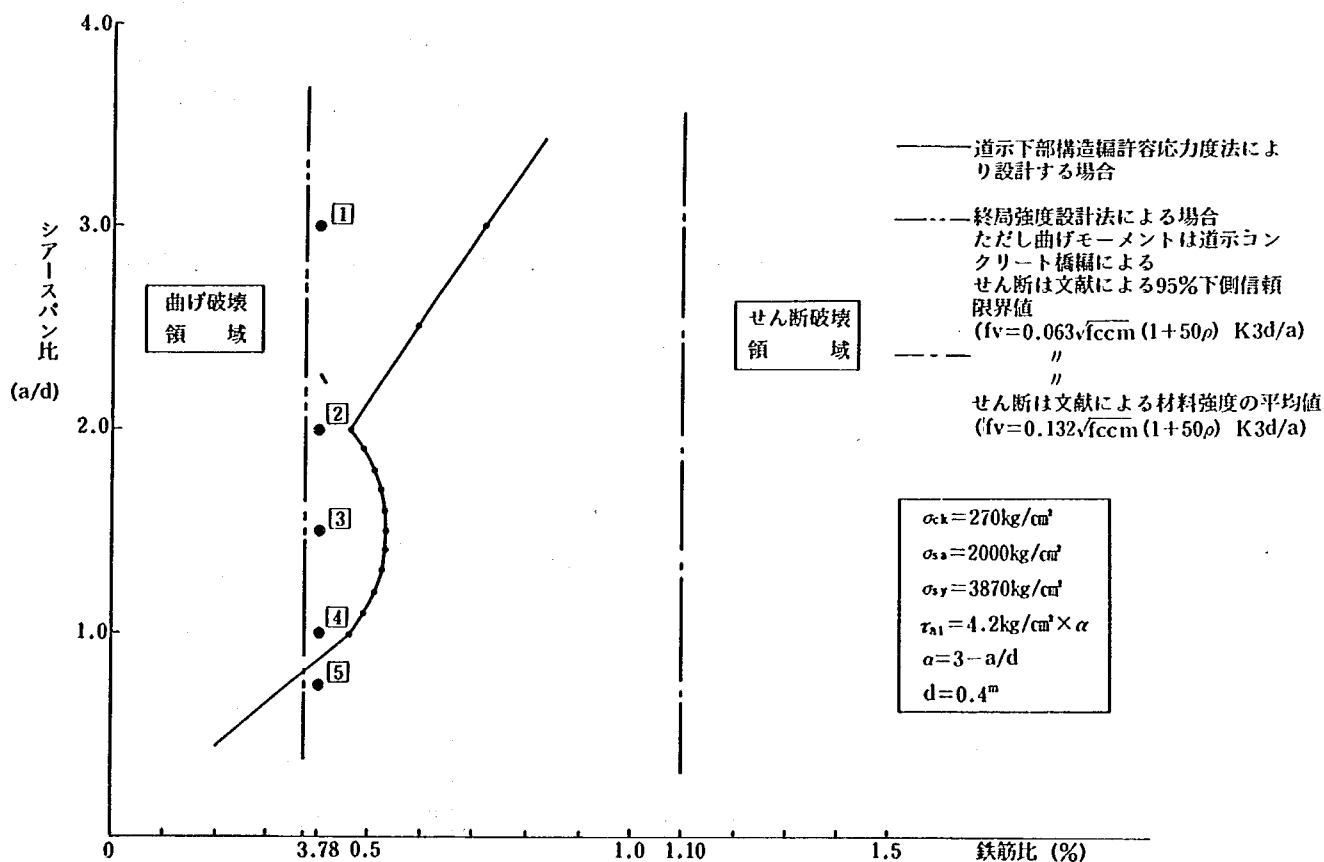
ところで、図-4.2.1, 4.2.2はシアースパン比と鉄筋比をパラメータとしたとき、部材の設計が曲げモーメントにより決まる領域と、せん断応力度から決まる領域を示したものである。この図より明らかなように、現設計体系に従えば、曲げモーメントにより設計が決まるもの、すなわち、曲げ破壊すべき供試体は、**[1A]**～**[5A]**、**[6A]**、**[7A]**、**[10A]**の8体である。ところが、このうち曲げ破壊をしたのは、**[1A]**～**[5A]**および**[6A]**であり、しかも**[2A]**～**[5A]**については、曲げ破壊ではあるものの、ぜい性的な破壊を起こしている。換言すれば、鉄筋比が0.4%より大きな場合は、曲げせん断破壊を、また0.4%時でも、 a/d が3より小さな場合は鉄筋降伏せん断破壊を生じることになる。

これらのことは、当初、じん性を期待して曲げ破壊するとして設計した部材が、実際にはぜい性的な破壊をする場合があることを示すものである。具体的には、鉄筋比が0.4%の部材では、設計時に期待したところのはりの破壊時のじん性が実際には得られず、また、鉄筋比が0.6%、シアースパン比が3.0の部材では、さらに、極限耐力も当初設計より低下することを意味する。

また、今回の実験から、はりのじん性を論ずる場合には、曲げが卓越するか、せん断が卓越するかという問題に加えて、たとえ曲げが卓越し、終局状態において、鉄筋が降伏していたとしても、じん性の低い鉄筋降伏せん断破壊を起こすことがあり得るということを考慮しなければならないことが判明した。



図—4.2.1 曲げとせん断とどちらが卓越するか ($\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$)



図—4.2.2 曲げとせん断とどちらが卓越するか ($\sigma_{ck} = 270 \text{ kg/cm}^2$)

4-3 低い鉄筋比のはり部材のせん断耐力の検討

i) コンクリート強度及び絶対はり高さの影響

既往の研究によれば、コンクリート強度及び絶対はり高さがせん断耐力に影響を与えることが知られているが、いまだにそのメカニズムは完全には解明されていない。ちなみに今回の実験では、コンクリート強度は55年度実施分が $\sigma_{ck} = 270 \text{ kg/cm}^2$ 、56年度実施分が $\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$ であり、はり高さは55年度が45cm、56年度が65cmであった。絶対はり高さの影響は、主として骨材の最大寸法との相対的な関係だと言われているが、今回の実験では(はり高さ)/(骨材最大寸法)の値が、55年度は $450\text{mm}/25\text{mm} = 14$ 、56年度は $650\text{mm}/20\text{mm} = 32.5$ であった。したがって、55年度実施分の供試体の方が、最大せん断応力度が大きくなると考えられる。そこで、両年度におけるRC-3.0-0.4の供試体について、最大せん断応力度を比較すると、55年度/56年度の値が $6.3/5.3 = 1.19$ となり、やはり55年度の供試体の方が約20%増となっている。

ii) 鋼材とコンクリートの付着の影響

[1B]~[5B]の供試体に用いたPC鋼棒は、JIS G3109異形棒D種1号SBPD130/145であり、表面の凹凸は比較的小さく、コンクリートの付着力も小さい。一方、[6B]~[11B]で用いたPC鋼棒は、ネジ状リブ付PC鋼棒で、形状は縦フシ型異形鉄筋に近いもので、コンクリートとの付着力も、異形鉄筋と同等程度期待できる。そこで、両PC鋼棒の付着力の違いがどの程度せん断耐力に影響を与えたかを以下に比較してみる。

荷重—鋼材ひずみ曲線から付着力を読みとると、[1B]、[6B]、[9B]では付着が保たれているが、[2B]の供試体では、付着は切れて定着部へ応力が集中している。付着の状態が、比較的同じであった[1B]と[6B]ではせん断耐力も同程度であるが、[2B]と[9B]の比較では、2倍近いせん断耐力の差が出た。これは付着力が小さい場合、曲げのひび割れの本数が少なくなるため支点付近の曲げひび割れが発生しにくく、その分せん断ひび割れを誘発しにくいこと、また、鉄筋とコンクリートの付着が切れた方が、アーチ構造へ移行しやすいためと考えられる。

iii) 鉄筋比の影響

せん断応力と鉄筋比の関係をグラフ化したものを図-4.3.1、4.3.2に示す。傾向としては、鉄筋比が小さ

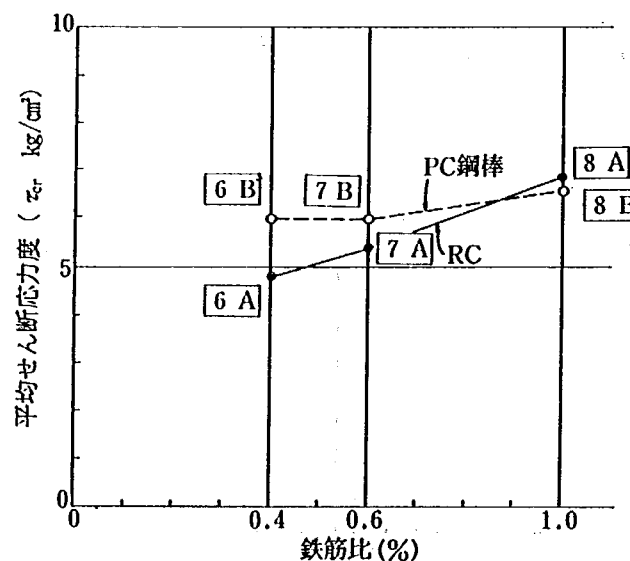
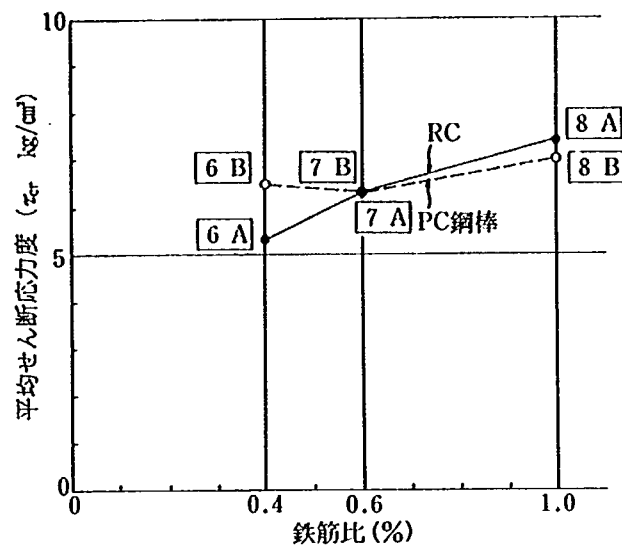


図-4.3.1 せん断ひびわれ発生時のせん断応力度と鉄筋比との関係 ($a/d = 3.0$)



図—4.3.2 終局荷重時のせん断応力度と鉄筋比との関係 ($a/d = 3.0$)

くなると、せん断ひびわれ応力度、及び最大せん断応力度は小さくなる事がわかる。PCとRCでは、RCの方がせん断応力度の減少傾向が強い。特に、図—4.3.2において、1.0%~0.6%ではPCとRCはよく一致した傾向を与えている。これに対し0.6%~0.4%では、PCがやや強くなる傾向さえ見せているのに、RCでは0.4%のせん断耐力が落ちこんでいる。これは[6A]の供試体では、鉄筋が降伏し曲げ破壊であったためと考えられる。

iv) 許容せん断応力度との比較

表—4.3.1において④欄は、せん断ひびわれ荷重に対する道路橋示方書の許容せん断応力度の安全率を示したものである。今回の実験結果では、安全率は1.10~2.45であった。地震時の許容応力度の50%割増しを考えると、鉄筋比が低くシアースパン比が2.0~1.5以上の供試体では、容易にせん断ひびわれが生じると思われる。したがって、交番荷重をうける部材などでは、危険な状態になることも予想される。④欄は、終局せん断応力度に対する安全率である。曲げせん断破壊を起こした[2A]~[5A]、[7A]~[11A]の供試体では、1.62~3.46の値となっている。特に[7A]の供試体では、当初曲げ破壊を想定して設計した部材が、せん断破壊した上に、安全率が1.62しかなく安全とはいえない。また、曲げ破壊を起こした[1A]と[6A]について、それぞれPC鋼棒を用いた場合の最大せん断応力度を[1A]と[6A]のせん断耐力と考えると、安全率はそれぞれ1.53, 1.66となっている。一方、シアースパン比が小さい領域では、安全率は大きいのであまり問題はないといえる。

表-4.3.1 測定値と計算値との比較

		計 算 値				許 容 応 力 度			測 定 値										
		終局曲げモーメント ^{*1}		設計曲げモーメント ^{*2}		道示 ^{*3}	CEB ^{*4}	ACI ^{*5}	せん断ひび われ応力 kg/cm ²	最大せん 断応力 kg/cm ²	最大曲げ モーメント kg・cm/cm	降伏時 モーメント kg・cm/cm	(A)/(A)	(J)/(A)	(J)/(C)	(B)/(C)	(D)/(E)	(H)/(E)	(I)/(E)
		単位巾当り kg・cm/cm	せん断応力 kg/cm ²	単位巾当り kg・cm/cm	せん断応力 kg/cm ²														
		(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)	(G)	(H)	(I)	(J)	(K)	(L)	(M)	(N)	(O)	(P)	(Q)	(R)
1A	RC-3.0 -0.4	23,933	4.99	11,558	2.41	4.2	2.7	4.60	4.7	6.3	30,000	25,500	1.07	1.25	2.60	0.79	0.57	1.12	1.50
2B	RC-2.0 -0.4	"	7.48	"	3.61	4.2	2.7	4.72	6.6	8.4	27,000	25,000	1.04	1.13	2.34	0.89	0.86	1.57	2.00
3A	RC-1.5 -0.4	"	9.97	"	4.82	6.3	3.6	7.67	6.9	10.7	25,750	24,750	1.03	1.08	2.23	0.93	0.77	1.10	1.70
4A	RC-1.0 -0.4	"	14.96	"	7.22	8.4	5.4	10.62	13.1	25.6	41,000	25,000	1.04	1.71	3.55	0.58	0.86	1.56	3.05
5A	RC-0.75-0.4	"	19.94	"	9.63	8.4	5.4	11.80	20.6	24.3	29,250	24,750	1.03	1.22	2.53	0.82	1.15	2.45	3.46
1B	PC-3.0 -0.4	78,636	16.38	—	—	4.2	2.7	4.60	4.4	7.2	34,500	—	—	0.44	—	2.28	—	1.05	1.71
2B	PC-2.0 -0.4	"	24.57	—	—	4.2	2.7	4.72	4.7	21.9	70,000	—	—	0.89	—	1.12	—	1.12	5.21
3B	PC-1.5 -0.4	"	32.77	—	—	6.3	3.6	7.67	20.0	20.6	49,500	—	—	0.63	—	1.59	—	3.17	3.27
4B	PC-1.0 -0.4	"	49.15	—	—	8.4	5.4	10.62	40.0	40.0	64,000	—	—	0.81	—	1.23	—	4.76	4.76
5B	PC-0.75-0.4	"	65.53	—	—	8.4	5.4	11.80	42.5	42.5	51,000	—	—	0.65	—	1.54	—	5.06	5.06
6A	RC-3.0 -0.4	53,603	4.96	26,006	2.41	3.9	2.1	4.35	4.8	5.3	57,700	54,900	1.02	1.08	2.22	0.94	0.62	1.23	1.35
7A	RC-3.0 -0.6	78,835	7.30	38,232	3.54	"	2.2	4.47	5.4	6.3	67,500	—	—	0.86	1.77	1.16	0.91	1.38	1.62
8A	RC-3.0 -1.0	126,105	11.68	61,992	5.74	"	2.6	4.71	6.9	7.4	79,500	—	—	0.63	1.29	1.58	1.47	1.77	1.90
9A	RC-2.0 -0.6	78,835	10.95	38,232	5.31	"	2.2	4.65	7.7	9.2	66,000	—	—	0.84	1.73	1.19	1.36	1.97	2.36
10A	RC- $\frac{3.5}{2.5}$ -0.6	"	7.30	"	3.54	"	2.2	4.47	5.8	6.0	65,300	—	—	0.83	1.71	1.22	0.91	1.49	1.54
11A	RC- $\frac{2.5}{1.5}$ -0.6	"	10.95	"	5.31	"	2.2	4.65	7.3	10.6	76,500	—	—	0.97	2.00	1.03	1.36	1.87	2.72
6B	PC-3.0 -0.4	137,186	12.70	—	—	3.9	2.1	4.35	6.0	6.5	70,434	—	—	0.51	—	1.95	—	1.53	1.67
7B	PC-3.0 -0.6	193,755	17.94	—	—	"	2.2	4.47	6.0	6.3	68,500	—	—	0.35	—	2.85	—	1.53	1.62
8B	PC-3.0 -1.0	282,850	26.19	—	—	"	2.6	4.71	6.6	7.0	75,900	—	—	0.28	—	3.74	—	1.69	1.79
9B	PC-2.0 -0.6	193,755	26.91	—	—	"	2.2	4.65	—	10.1	73,000	—	—	0.38	—	2.66	—	2.59	2.59
10B	PC- $\frac{3.5}{2.5}$ -0.6	"	17.94	—	—	"	2.2	4.47	6.5	6.9	74,600	—	—	0.39	—	2.60	—	1.77	1.77
11B	PC- $\frac{2.5}{1.5}$ -0.6	"	26.91	—	—	"	2.2	4.65	7.4	11.8	84,800	—	—	0.44	—	2.28	—	3.03	3.03

*1) 終局曲げモーメント

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \sigma_{ck} \cdot b} \right) = b d^2 \rho \sigma_{sy} \left(1 - 0.59 \frac{\rho \cdot \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \right)$$

*2) 設計曲げモーメント

$$M_r = C b d^2 = \begin{cases} C_1 \cdot \sigma_{sa} \cdot b d^2 & (\text{鉄筋応力で決まる場合}) \\ C_2 \cdot \sigma_{ca} \cdot b d^2 & (\text{コンクリート応力で決まる場合}) \end{cases}$$

*3) 許容せん断応力度 (道路橋示方書) (3-2-1節参照)

$$\tau_a = \alpha \cdot \tau_{a1}$$

$$\alpha = 2 - a/d \quad (1 \leq \alpha \leq 2)$$

*4) 許容せん断応力度 (CEB・FIP Model Code) (3-2-1節参照)

$$\tau_{ac} = \tau_u / 1.7$$

$$\tau_u = \beta_2 \cdot (0.008 \sigma_{ck} + 1.02) \left(1.6 - \frac{d}{100} \right) (1 + 50 \rho)$$

$$\beta_2 = 2d/a$$

*5) 許容せん断応力度 (ACI)

$$\tau_{aa} = \gamma \cdot (0.265 \sqrt{\sigma_{ck}} + 91 \rho \cdot \frac{Vd}{M})$$

$$\gamma = 3.5 - 2.5M/Vd \quad (1 \leq \gamma \leq 2.5)$$

A_s : 鉄筋断面積 (cm²)

C_1, C_2 : 鉄筋比によって決まる係数

σ_{sy} : 鉄筋の降伏応力度 (kg/cm²)

b : 部材幅 (cm)

σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度 (kg/cm²)

d : 有効高 (cm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)

a : せん断スパン長 (cm)

σ_{ca} : コンクリートの許容応力度 (kg/cm²)

V, M : 設計断面0.5a位置でのせん断力, モーメント

ρ : A_s/bd

v) 終局せん断耐力について

構造物の設計法は、わが国では一部を除いて許容応力度設計法が広く用いられているが、この場合の構造物の各部材の安全率が明確でないなどの問題があり、世界的な傾向として限界状態ないし終局強度設計法の採用へと動いている。日本においても、土木学会より『限界状態設計法試案』が出されており、設計法の移行は時間の問題と思われる。そこで、表—4.3.2に今回の実験結果と、代表的な終局強度の算定式との比較を行なってみた。(3-2-1節参照)

まず、CEBの算定式では限界状態をせん断ひびわれ発生時としているため、表中の比較もひびわれ発生時で行なった。これをみると、CEBの値はひびわれ発生時に対して全体的にかなり余裕があり、かなり安全側の算定式であることがわかる。

次にACI Codeの場合は、破壊時に対する算定式であるが、表をみて明らかなように、ディープビーム部ではある程度の対応を示しているものの、せん断スパン比 a/d が3付近では、実験値が算定値を下回り、今回の結果からは危険側に出る傾向があることがわかる。

最後に、土木学会の試案では、 a/d が3付近に対しては非常に良い対応を示しており、今後の検討にかなり期待が持てそうな式といえる。ただし、現在のところ a/d が3以上を対象としているため、表からもわかるように、ディープビームに対しては良い対応を示してはいない。

表-4.3.2 実験結果と終局せん断強度

	記 号	d mm	b mm	計 測 値				③CEB		④ACI		⑤土木学会		①/③	②/④	②/⑤
				①せん断 ひび割れ		②せん断 終 局										
				荷重 t	応力 kg/cm ²	荷重 t	応力 kg/cm ²	荷重 t	応力 kg/cm ²	荷重 t	応力 kg/cm ²	荷重 t	応力 kg/cm ²			
[1A]	RC-3.0 -0.4	400	400	—	—	—	—	14.7	4.6	27.8	8.7	21.1	6.6	—	—	—
[2A]	RC-2.0 -0.4	"	"	21	6.6	—	—	14.7	4.6	28.5	8.9	25.1	7.8	1.43	—	—
[3A]	RC-1.5 -0.4	"	"	22	6.9	—	—	19.5	6.1	46.4	14.5	29.2	9.1	1.13	—	—
[4A]	RC-1.0 -0.4	"	"	42	13.1	—	—	29.3	9.2	64.2	20.1	37.2	11.6	1.43	—	—
[5A]	RC-0.75-0.4	"	"	66	20.6	—	—	39.1	12.2	71.4	22.3	45.3	14.2	1.69	—	—
[1B]	PC-3.0 -0.4	400	400	17	5.3	23.0	7.2	14.7	4.6	27.8	8.7	21.1	6.6	1.16	0.83	1.09
[2B]	PC-2.0 -0.4	"	"	16	5.0	70.0	21.9	14.7	4.6	28.5	8.9	25.1	7.8	1.09	2.46	2.79
[3B]	PC-1.5 -0.4	"	"	32	10.0	66.0	20.6	19.5	6.1	46.4	14.5	29.2	9.1	1.64	1.42	2.26
[4B]	PC-1.0 -0.4	"	"	118	36.9	128.0	40.0	29.3	9.2	64.2	20.1	37.2	11.6	4.03	1.99	3.44
[5B]	PC-0.75-0.4	"	"	136	42.5	136.0	42.5	39.1	12.2	71.4	22.3	45.3	14.2	3.48	1.90	3.00
[6A]	RC-3.0 -0.4	600	415	24	4.8	—	—	17.4	3.5	40.8	8.2	27.2	5.5	1.38	—	—
[7A]	RC-3.0 -0.6	"	400	26	5.4	30.0	6.3	18.2	3.8	40.6	8.5	31.1	6.5	1.43	0.73	0.96
[8A]	RC-3.0 -1.0	"	385	32	6.9	34.0	7.4	20.3	4.4	41.1	8.9	37.3	8.1	1.58	0.83	0.91
[9A]	RC-2.0 -0.6	"	400	37	7.7	44.0	9.2	18.2	3.8	42.2	8.8	37.1	7.7	2.03	1.04	1.19
[10A]	RC- $\frac{3.5}{2.5}$ -0.6	"	"	28	5.8	29.0	6.0	18.2	3.8	40.6	8.5	31.1	6.5	1.54	0.71	0.93
[11A]	RC- $\frac{2.5}{1.5}$ -0.6	"	"	35	7.3	51.0	10.6	18.2	3.8	42.2	8.8	37.1	7.7	1.92	1.21	1.37
[6B]	PC-3.0 -0.4	600	345	25	6.0	27.0	6.5	14.5	3.5	33.9	8.2	22.6	5.5	1.72	0.80	1.19
[7B]	PC-3.0 -0.6	"	460	33	6.0	35.0	6.3	21.0	3.8	46.6	8.5	35.8	6.5	1.57	0.75	0.98
[8B]	PC-3.0 -1.0	"	415	33	6.6	35.0	7.0	21.9	4.4	44.3	8.9	40.3	8.1	1.51	0.79	0.87
[9B]	PC-2.0 -0.6	"	460	—	—	56.0	10.1	21.0	3.8	48.6	8.8	42.6	7.7	—	1.15	1.31
[10B]	PC- $\frac{3.5}{2.5}$ -0.6	"	"	36	6.5	38.1	6.9	21.0	3.8	46.6	8.5	35.8	6.5	1.71	0.82	1.06
[11B]	PC- $\frac{2.5}{1.5}$ -0.6	"	"	41	7.4	65.0	11.8	21.0	3.8	48.6	8.8	42.6	7.7	1.95	1.34	1.53

4-4 ディープビームの割増規定の検討

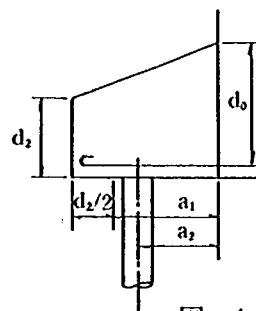
道路橋示方書では、スーチングのせん断力に対する設計において、ディープビームの場合は、次のような割増規定を設けている。

今回の実験結果をグラフにプロットすると図-4.1.2のようになり、せん断スパン比が小さくなるに従ってせん断耐力が急激に大きくなっていることがわかる。したがって、ディープビームの割増規定を設けることについては妥当といえよう。

一方、[10A] [11A] [10B] [11B] の結果をグラフ上で評価するとき、[10A]及び[10B]は、 $a/d = 3.0$ と評価するのが妥当であり、[11A] [11B]の場合は内側の支点の影響が強く、 $a/d = 1.5$ と考えた方が曲線にのることがわかる。実際[3A] [11A] [11B]の最終ひびわれ状態図をみると、 $a/d = 1.5$ の位置の支点と載荷端を結ぶせん断ひびわれ面で破壊しており、同一の破壊性状を呈している。したがって、今回の実験結果の範囲では、はりに集中荷重が2ヶ所作用したときには、その合力の位置にひとつの集中荷重が作用していたとして a/d を算出

$$\begin{cases} \alpha = 2 - \frac{a}{d} & (1 \leq \alpha \leq 2) \\ \tau_a = \alpha \tau_{a1} \end{cases}$$

a : a_1 または a_2 のうち大きい方
 α : 許容せん断応力度の割増係数



図—4.4.1

し、ディープビームの割増を行なっても危険側になることはないといえる。したがって、現行の示方書のように、一番外側のくいについて a/d を求める方法は、安全側の照査方法であるといえよう。また、分布荷重の場合にも、2つの集中荷重について成立した前述の傾向から考えて、分布荷重の合力の位置に集中荷重が作用したとして a/d を算出しても、危険側になる要因はないと思われる。

4-5 ディープビームの曲げ耐力の検討

表—4.3.1において④欄が1.0より小さい供試体は、設計が曲げで決定される供試体である。これらの供試体は[1A]～[4A] [6A] [7A]及び[10A]の7体である。このうち[7A]と[10A]を除いて、全て曲げ耐力は計算値を上回った。[7A]と[10A]は、鉄筋降伏強度及びコンクリート圧縮破壊応力度までは余裕があったので、曲げ耐力まで達していなかったと考えられる。したがって、ディープビームの場合でも、曲げで破壊する場合の抵抗モーメントは、平面保持の仮定により計算された終曲モーメントを下回ることはいないといえることができる。これは、ディープビームの場合、終局時にタイドアーチ構造となり、はりの耐荷力が増すためと考えられる。実際、今回の実験結果においても、④欄に示す降伏時のモーメントに対しては、計算値はよく一致している。

ただし、4-2でも述べたように、はりがタイドアーチ構造により耐力を増すが、逆にはりのじん性は、これを喪失する傾向にある。

4-6 実験の結論

今回の実験により、鉄筋比が低くシアースパン比が比較的小さいせん断補強筋のないはり部材の曲げ及びせん断耐力について次のことがいえる。

i) 現設計法によれば曲げ破壊を起こすことを想定される部材でも、実際にはせん断破壊を起こす場合があり、この場合、当初見込まれたはずのはりのじん性や安全率が不足している。

ii) i)の現象が生じるのは、今回の実験の範囲では、鉄筋比が0.4%より大きな場合であるが、0.4%時でも a/d が3より小さな場合には、鉄筋降伏後にぜい性的なせん断破壊を生ずる。

iii) はりのせん断耐力には、コンクリート強度、絶対はり高さ、鋼材とコンクリートの付着、鉄筋比、終局時に鉄筋が降伏していたかどうかの諸要因が影響することがわかった。したがって、せん断耐力の評価は、従来のような中立軸上での主引張応力や、単純なトラス理論では、説明できないことが判明した。

iv) 現在、一般に用いられている許容せん断応力度は、鉄筋比が1.0%より小さく、かつ a/d が3付近のはり部材に対しては危険側に設定されている。

v) ディープビームの割増規定は、集中荷重が複数の位置に作用する場合や、分布荷重の場合には、十分安全側に評価されている。

5. F.E.M による解析

5-1 解析モデル

理論的な解析として、FEM による初期状態の応力性状の解析を行なった。解析モデルとしては、図—5.1.1 に示すように、荷重および供試体の対称性等を考慮して、供試体の半分を平面モデルによって解析した。

モデルの構成は、以下のとおりである。

節点数 400

要素数 383 (鉄筋要素34)

要素の厚さ 1 cm

支持条件 上面 x 方向自由

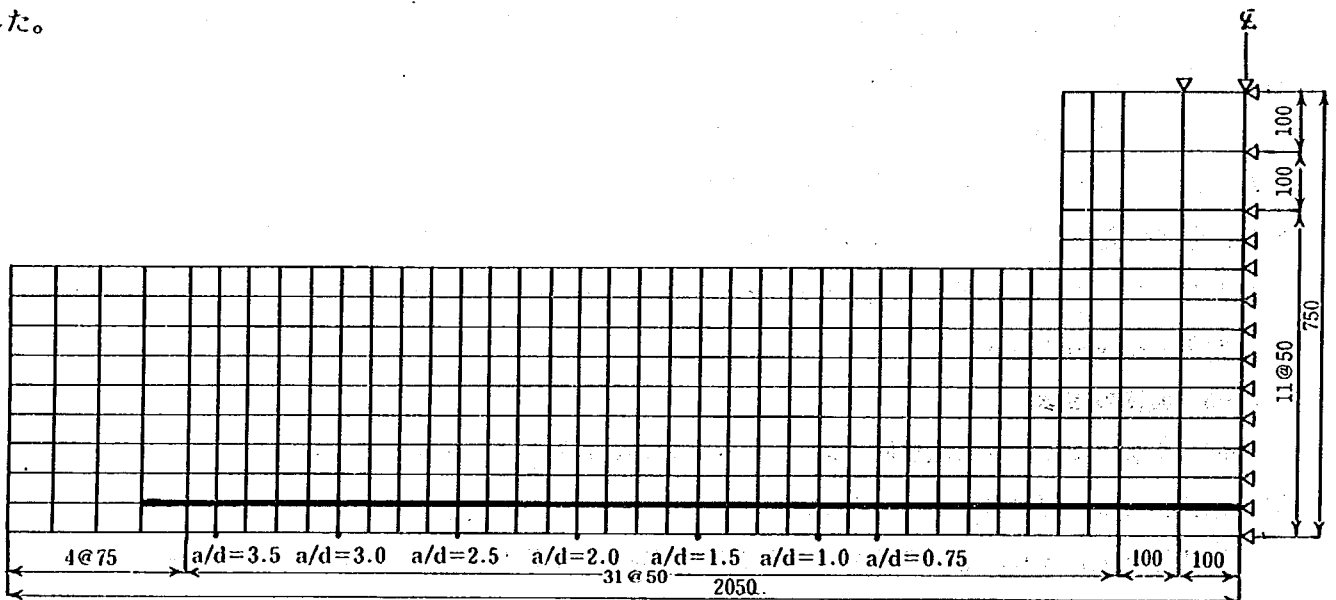
y 方向固定

中央 x 方向固定

y 方向自由

解析モデルは、寸法的には昭和55年度の供試体を基にしたものであるが、定性的な挙動を調べるためのモデルであるため、全ケースを同一のモデルで行なうものとし、最大の供試体に合わせたモデルに、支承位置(モデルでは荷重位置)を変えることによって、各ケースとしている。

モデルの鋼材比は0.6%で統一し、図—5.1.1中太線で示した位置に、各節点毎に続いた棒要素として配置した。



図—5.1.1 解析モデル

荷重は、先に触れたように、図中に示したせん断スパン比(a/d)に対応する支点位置に、上面方向へ載荷する形で与えた。

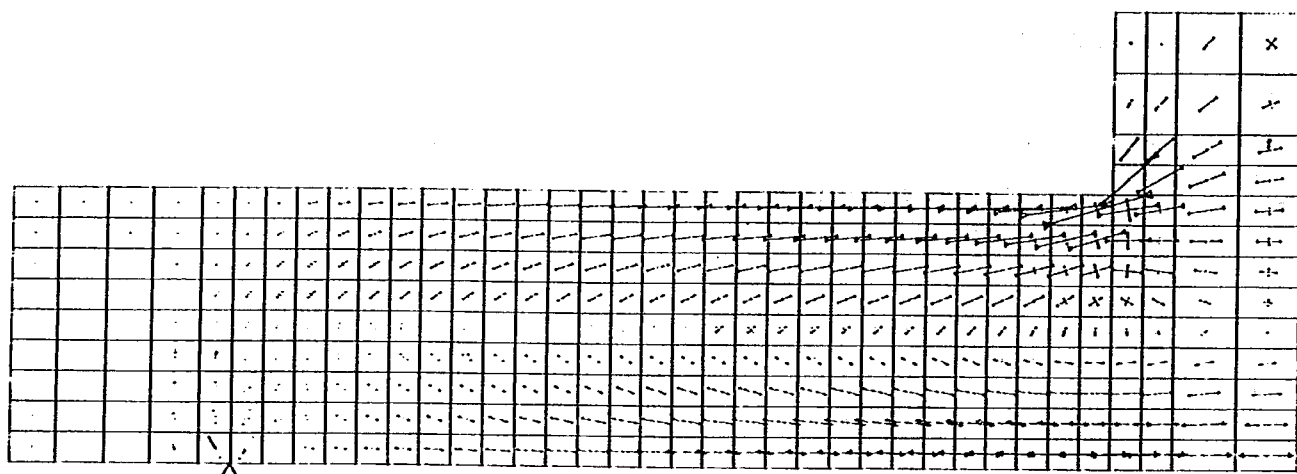
5-2 解析結果

解析モデルは、その対象を弾性範囲内に限定しているため、破壊時の荷重やそのメカニズムを解明するまでには至らない。しかし、応力分布から一応の傾向を推測できるものと思われるため、以下にその解析結果を示す。

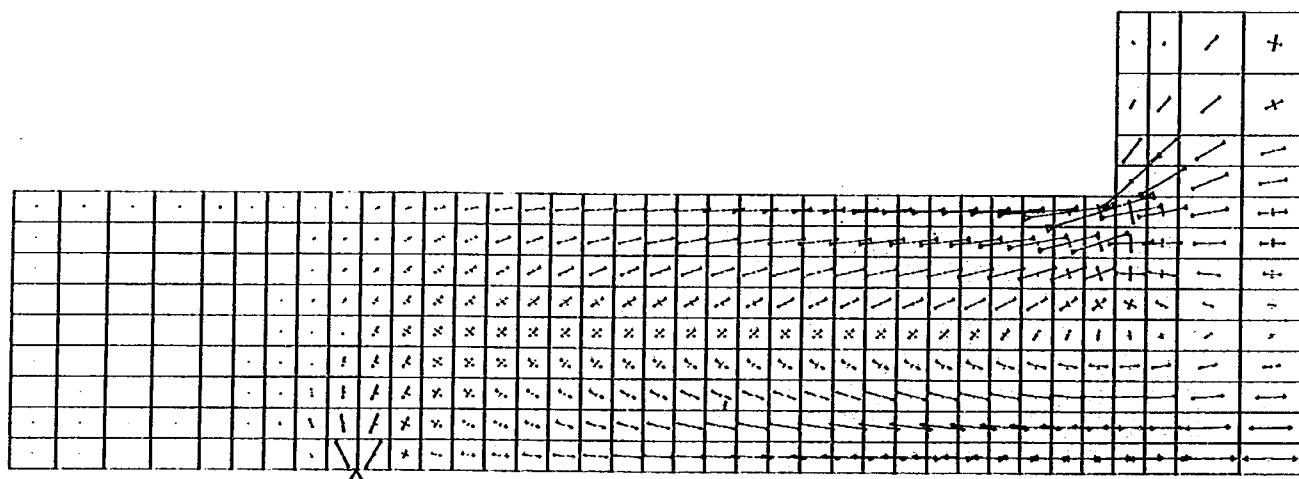
各モデルの主応力図を図—5.2.1~5.2.9に示したが、これを見るとそれぞれの応力線の流れの状況がわかる。それによると、せん断スパン比 a/d が比較的大きなモデルでは、上面圧縮側と下面引張側とに応力の状態

は大きく二つに分けることができ、付け根付近では支点からの影響がほとんどないことがわかる。これに対して、 a/d が小さなモデルでは、圧縮域と引張域が重なり合い、支点からの影響が大きくなり、载荷点と支点とを直線で結ぶ応力線を見ることができる。このことは、ディープビームにおいてタイドアーチが形成される様子を示しているといえ、明らかにせん断スパン比の大きなものと挙動が異なることを示している。

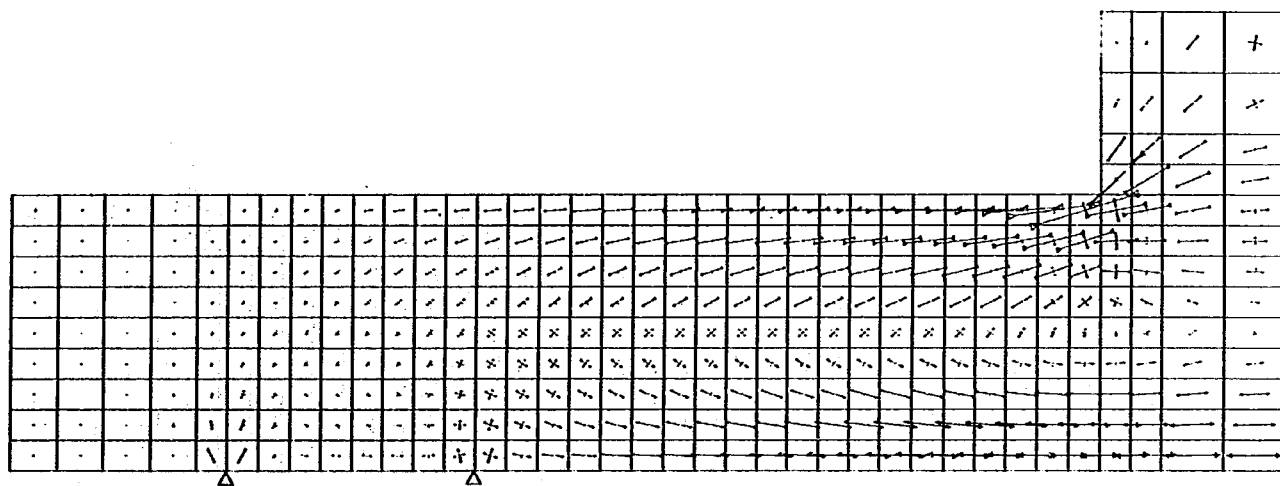
次に図-5.2.3と図-5.2.6に示した二点支承のモデルの応力状況を見ると、 a/d が3.5-2.5の図-5.2.3では、 M/Sd が3.0と比較的大きなため、支点からの影響は少なく、 a/d が3.0のものとの全体的な差はみられない。一方、 a/d が2.5-1.5の図-5.2.6では、応力集中部に対して支点の影響が現れてきており、応力図を比較しても、 $a/d=2.0$ のモデルより、 $a/d=1.5$ のモデルに近い応力分布を示しているといえる。このことは、実験結果とも対応しており、多点支承の場合は、 M/Sd が比較的大きな場合は単点支承との差は少ないが、小さくなるにしたがって最内側の支点の影響が大きくなることを示している。



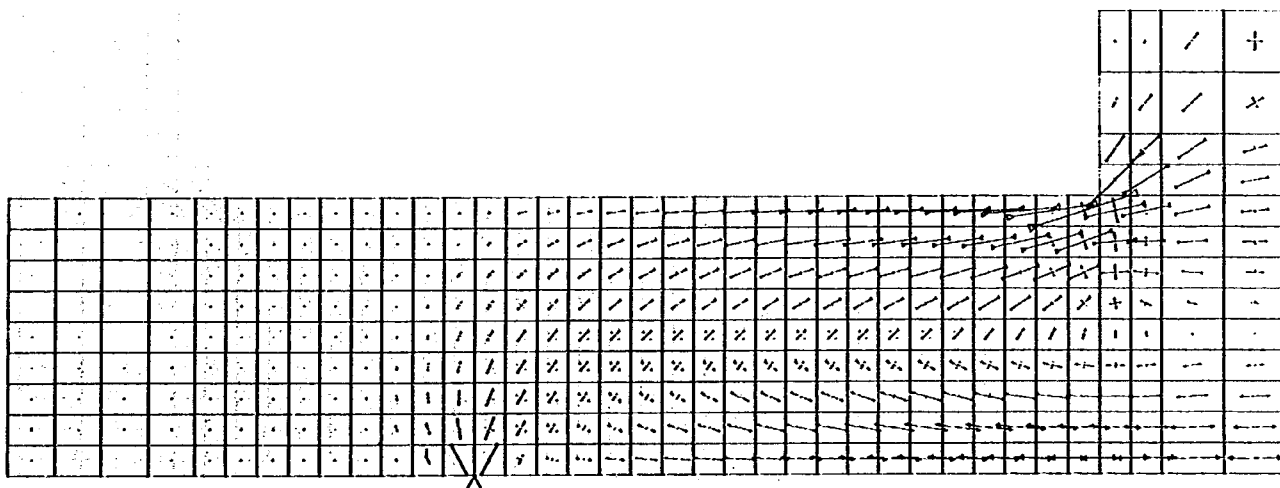
图—5.2.1 主应力图 $a/d = 3.5$



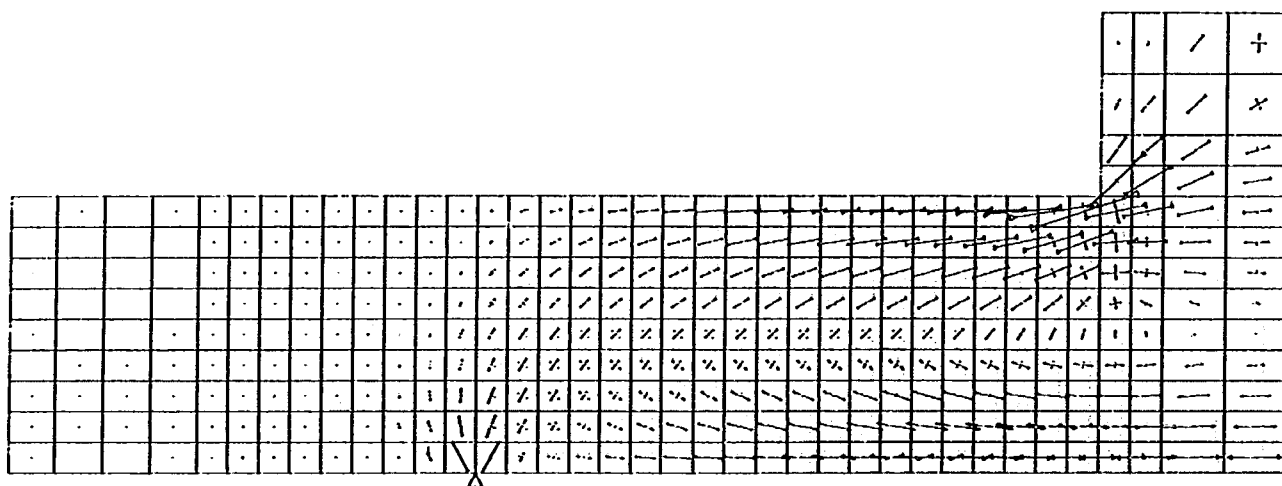
图—5.2.2 主应力图 $a/d = 3.0$



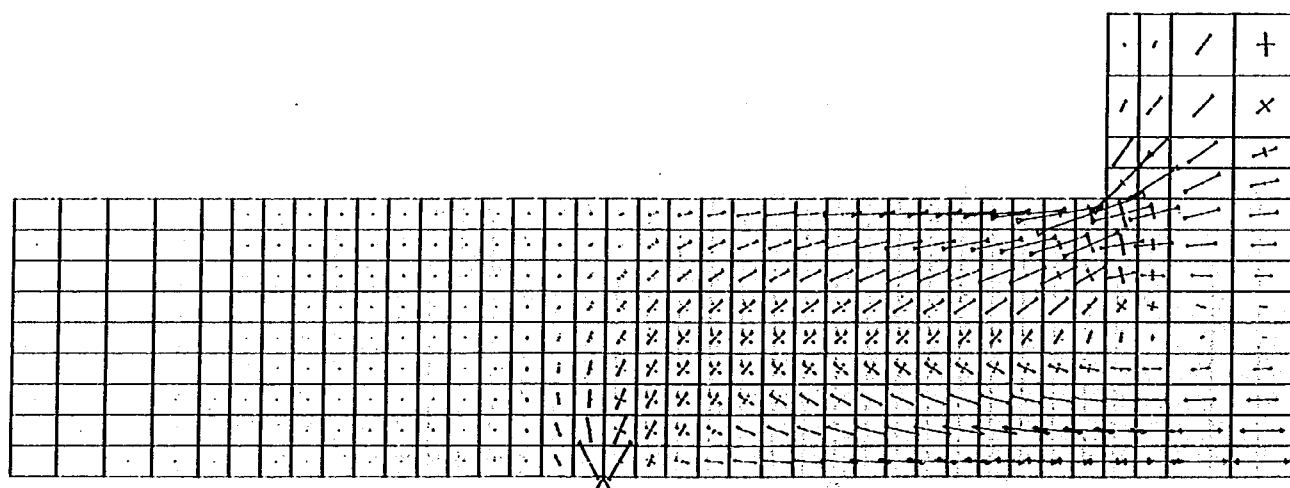
图—5.2.3 主应力图 $a/d = \frac{3.5}{2.5}$



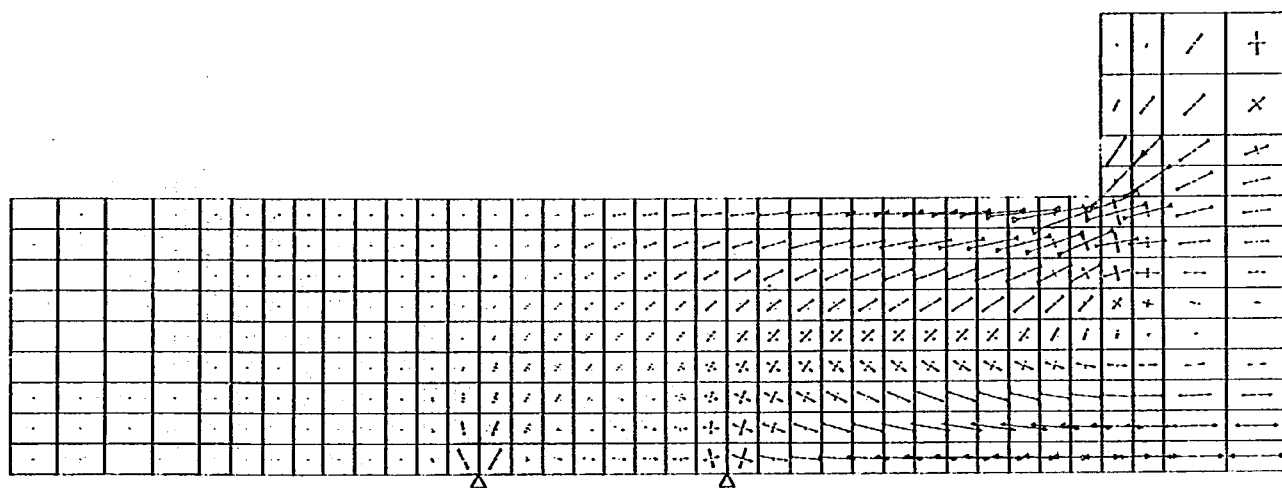
图—5.2.4 主应力图 $a/d = 2.5$



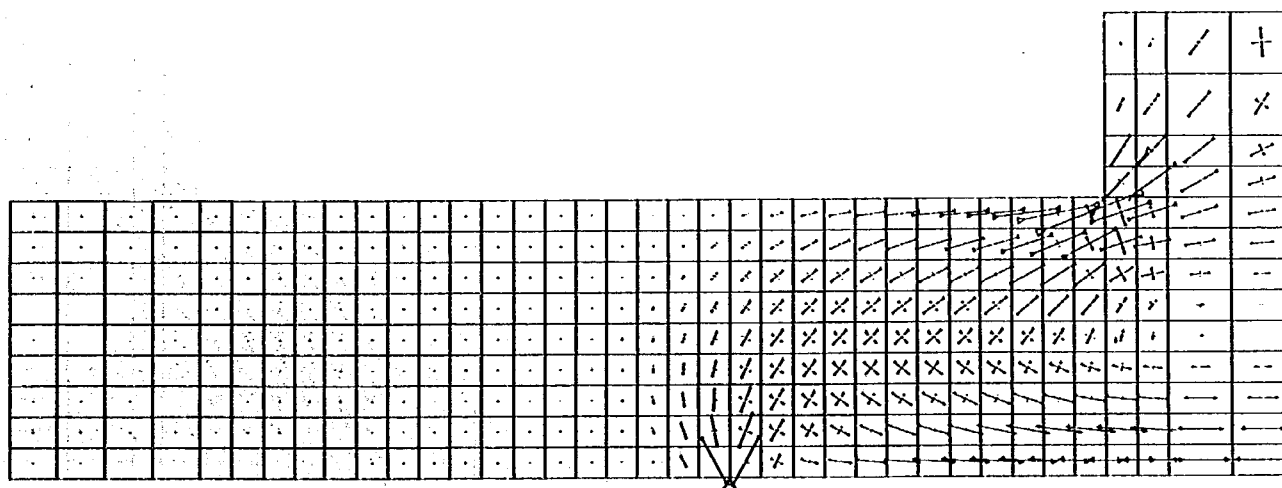
图—5.2.4 主应力图 $a/d = 2.5$



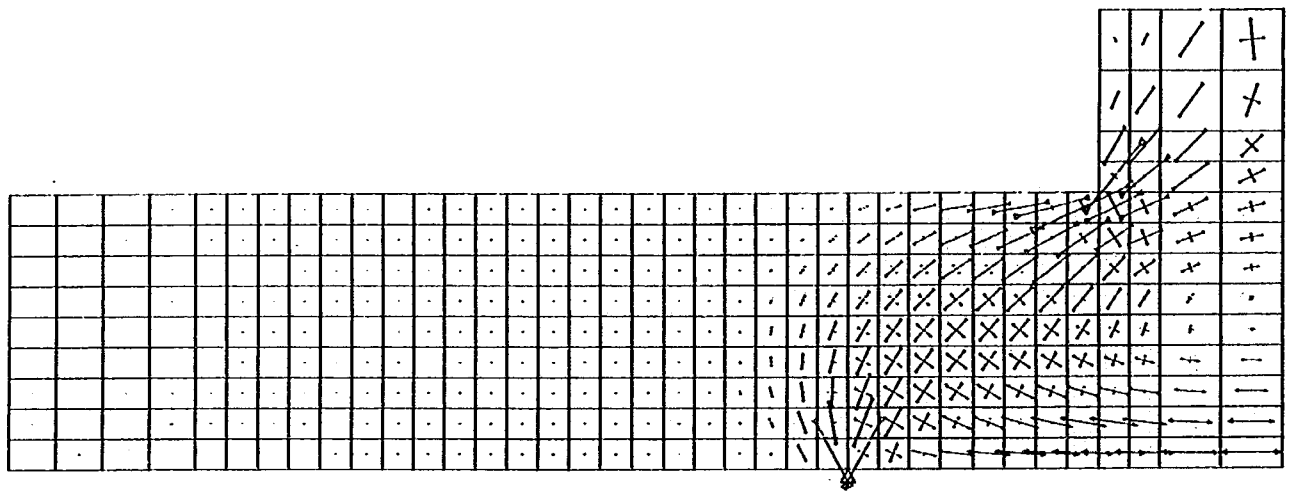
图—5.2.5 主应力图 $a/d = 2.0$



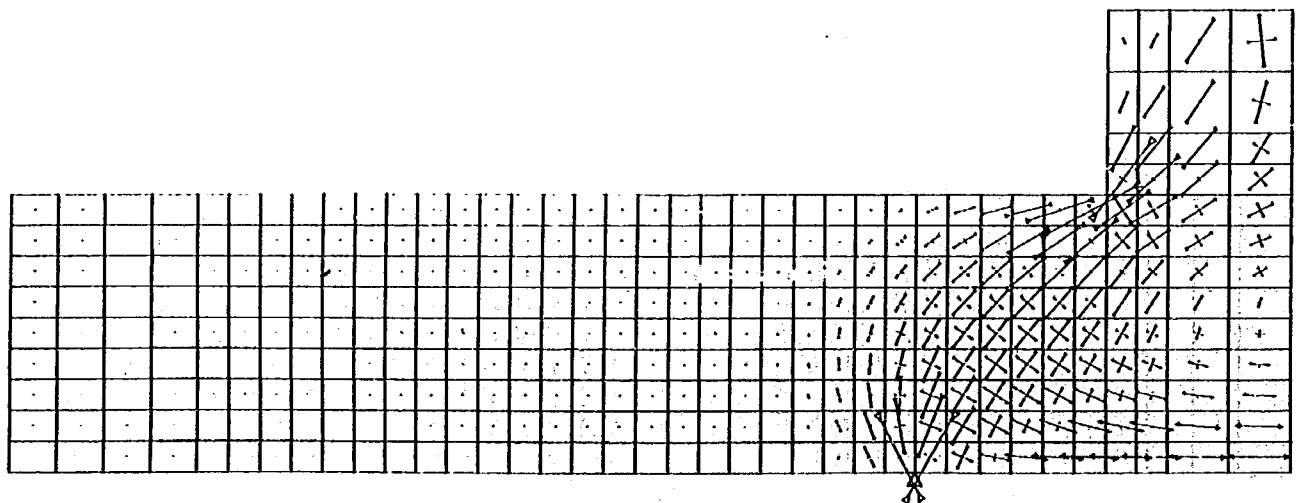
图—5.2.6 主应力图 $a/d = \frac{2.5}{1.5}$



图—5.2.7 主应力图 $a/d = 1.5$



图—5.2.8 主应力图 $a/d = 1.0$



图—5.2.9 主应力图 $a/d = 0.75$

6. あ と が き

はりのせん断耐力は、終局時の破壊モードにより大きく異なるので、鉄筋比の多い通常のはり部材と、低鉄筋比のディープビームとでは、同一に論ずることはできない。この点において、現示方書の照査規定や許容応力度の値は、諸外国の基準を参考としたり、数少ない実験結果に基づいていたりしているため、下部構造物に適用するには検討すべき課題をいくつか含んでいた。

今回の実験により、許容応力度の値については一部危険側にあり、ディープビーム規定については、安全側に設定されているということが明らかになった。したがって橋梁下部構造の通常のフーチングがほとんどディープビームであることを考えれば、一応の安全性は確保されていると判断できよう。しかし、例えば、これまで剛体と仮定するためにたまたま大きな厚さにせざるを得なかったフーチングの設計も、次第に、弾性体として設計することにより、薄く経済的な断面寸法にすべきだという議論が高まるなど、将来の設計の合理化を考えると、正しいせん断耐力の評価手法の確立が今後の課題であると思われる。

最後に、本調査を実施するに当たり、御協力いただいた(株)オリエンタルコンサルタンツ和田紘二、野村正史、松野吉光の各氏に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Mathey, R. G. and Watstein, D.: "Shear Strength of Beams without Web Reinforcement Containing Deformed Bars of Different Yield Strengths", ACI Journal, Proc. V. 60, No.2, Feb. 1963
- 2) Kani, G. N. J.: "The Riddle of Shear Failure and Its Solution", ACI Journal, Proc. V. 61, No.4, Apr. 1964
- 3) Kani, G. N. J.: "Basic Facts Concerning Shear Failure", ACI Journal, Proc. V. 63, No.6, June 1966
- 4) Kani, G. N. J.: "How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams?", ACI Journal, Proc. V. 64, No.3, march 1967
- 5) Rajagopalan, K. S. and Ferguson, PHIL M.: "Exploratory Shear Tests Emphasizing Percentage of Longitudinal Steel", ACI Journal, Proc. V. 65, No.8, Aug. 1968
- 6) 岡田, 児島, 境, 平井: RC ディープビームの力学的挙動に関する基礎的研究, セメント技術年報, 昭和45年, p466~470
- 7) 青柳・檜貝: 鉄筋コンクリート部材の諸性状 (その4~その6), コンクリート・ライブラリー第34号, 昭和47年8月
- 8) Taylor, H. P. J.: "Shear Strength of Large Beams", STII, Proc. ASCE, Nov, 1972
- 9) ACI-ASCE Task Committee 426: "The shear Strength of Reinforced Concrete Members", p1152, ST., Proc. ASCE, June 1973
- 10) 坪井, 末永: せん断強度について, コンクリート・ジャーナル, Vol. 11, No.7, 昭和48年7月
- 11) Manuel R. F.: "Failure of Deep Beams", ACI sp-42, 1974, p425~440
- 12) 東京都立大学土木材料科学研究室: "変断面ディープ・ビームに関する研究報告書 (本四公団委託)"昭和

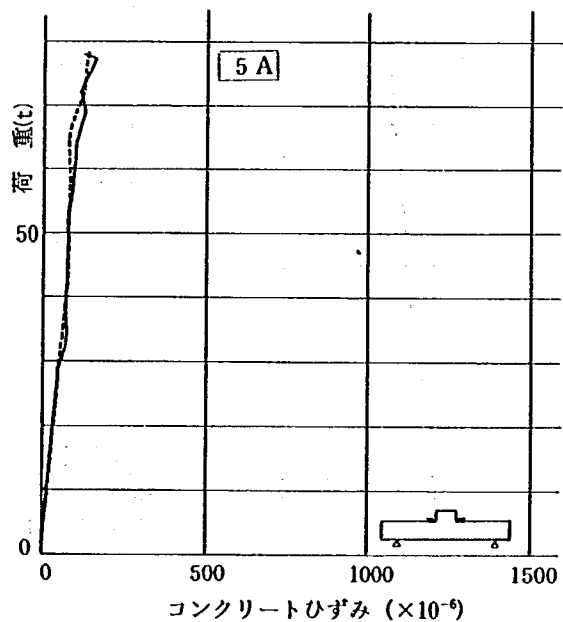
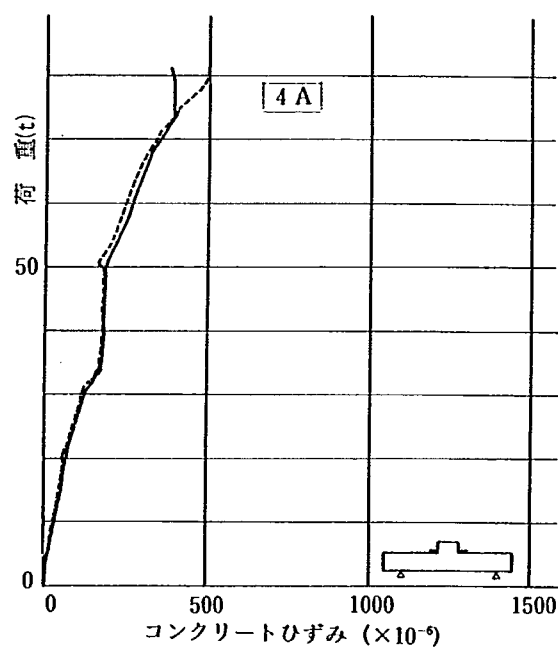
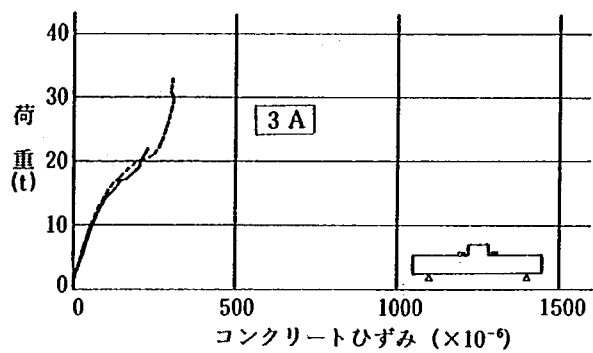
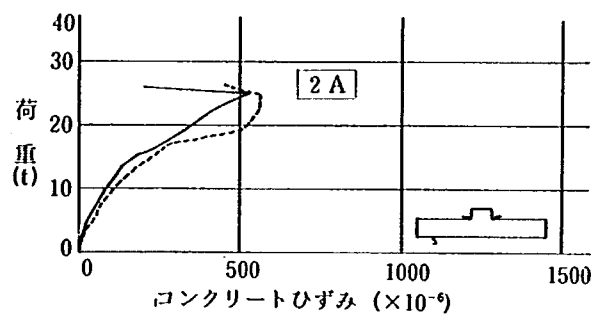
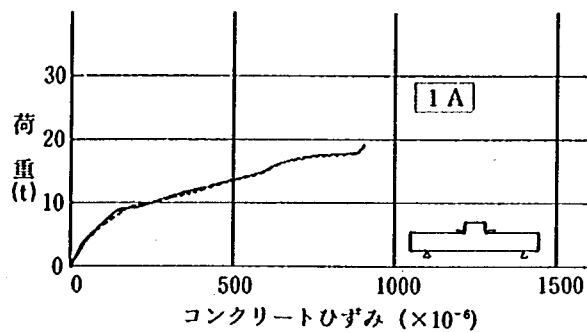
50年2月

- 13) 村田, 池田, 辻: 鉄筋コンクリートディープビームに関する研究, 土木学会第30回年次学術講演会講演集第5部, pp304~305, V-148, 昭和50年10月
- 14) 池田尚治: 鉄筋コンクリートディープビームの力学的特性と設計法, コンクリート工学, Vol.14, No. 4, 昭和51年4月
- 15) Leonhardt, F.: コンクリート構造物におけるせん断に関する諸問題(上), 橋梁と基礎, Vol. 11, No. 4, 昭和52年4月, 建設図書
- 16) ACI : Building Code requirement for reinforced concrete (ACI318-77), 1977
- 17) 池田・宇治: 鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究, 土木学会論文報告集, No.293, 昭和55年1月
- 18) Hedman, O. and Losberg, A.: コンクリート構造物のせん断力に対する設計, コンクリート工学, Vol.18, No.5, 昭和55年5月
- 19) Okamura, H. and Higai, T.: "Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement", proc. of JSCE, No.300, Aug. 1980
- 20) 土木学会: 無筋および鉄筋コンクリート標準示方書解説, 昭和55年版, 昭和55年4月
- 21) 池田尚治: 無筋および鉄筋コンクリートの標準示方書・設計編の一部改定について, コンクリート・ライブラリー第46号, 土木学会, 昭和55年4月
- 22) 日本道路協会: 道路橋示方書I 共通編, 昭和55年2月
- 23) 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
- 24) 日本道路協会: 道路橋示方書IV下部構造編, 昭和55年5月
- 25) 山本善行: 道路橋示方書IIIコンクリート橋編——コンクリートげたのせん断に対する設計——, 土木技術資料, Vol. 22, No.5, 昭林55分5月, 土木研究センター
- 26) 光家康夫: 道路橋示方書IV下部構造編——鉄筋コンクリート部材のせん断力照査——, 土木技術資料, Vol. 22, No. 5, 昭和55年5月, 土木研究センター
- 27) 土木学会: コンクリート構造の限界状態設計法試案, コンクリート・ライブラリー第48号, pp 35~38, 昭和56年4月
- 28) 清水・塩井・浅沼: フーチングの曲げせん断に関する模型実験, 土木学会第36回年次学術講演会講演集第5部, pp282-283, V-142, 昭和56年10月
- 29) 建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- 30) 近藤・内海・岸本: 鉄筋コンクリート工学, コロナ社
- 31) 近藤・小野・田口: 鉄筋コンクリートの設計, 国民科学社

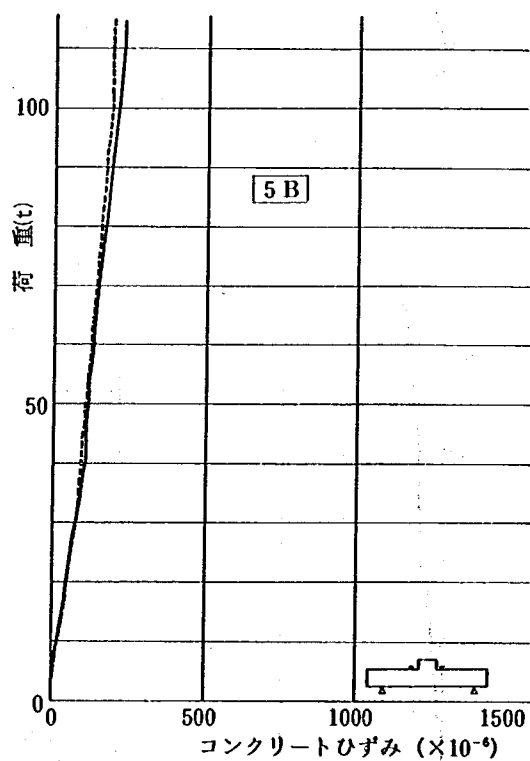
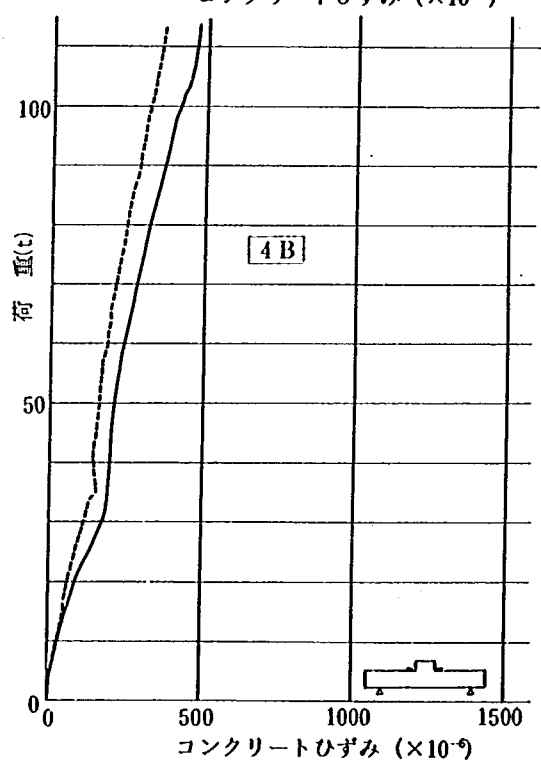
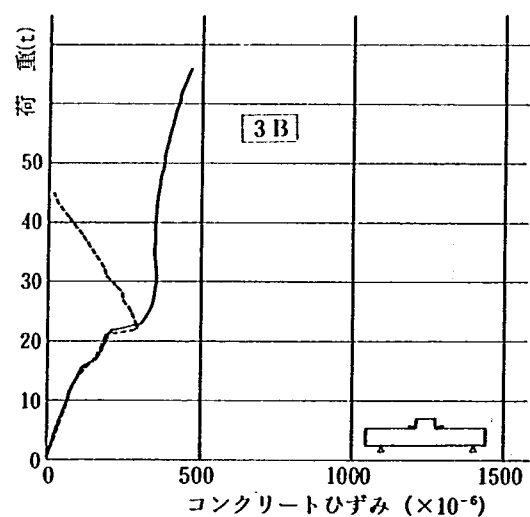
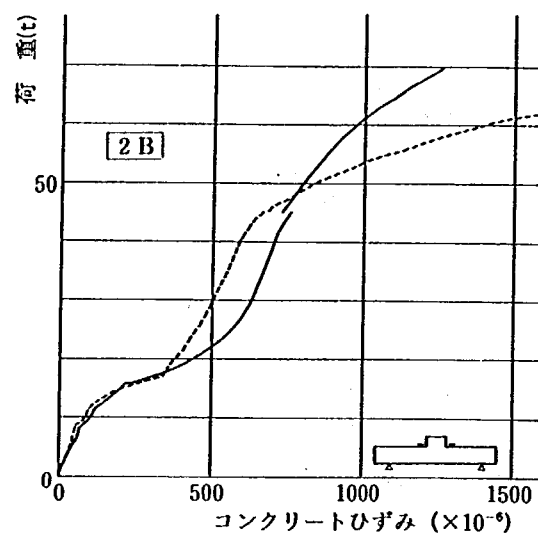
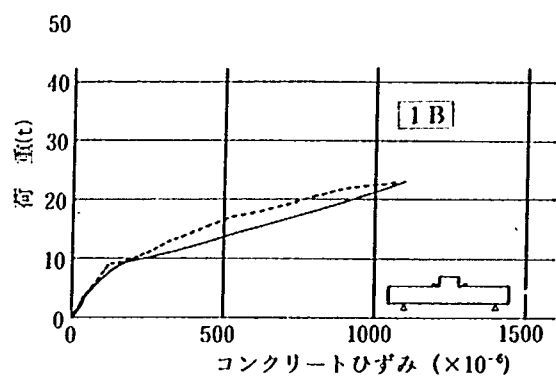
参 考 資 料

— 実験データ集 —

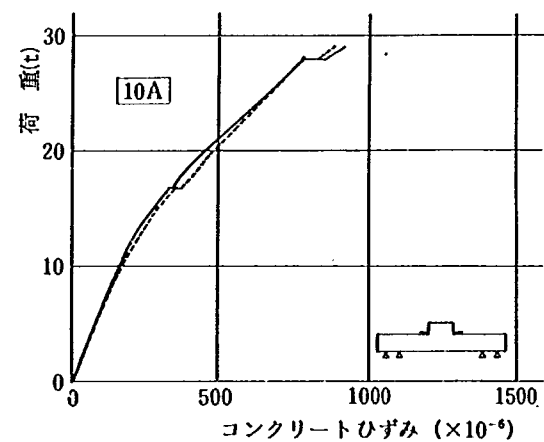
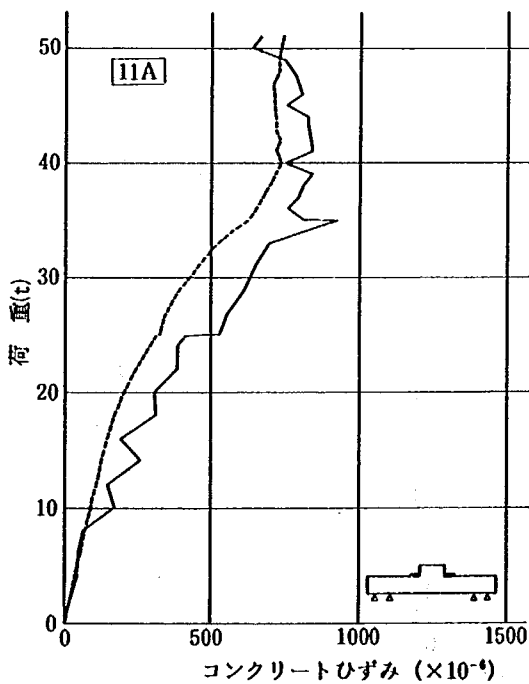
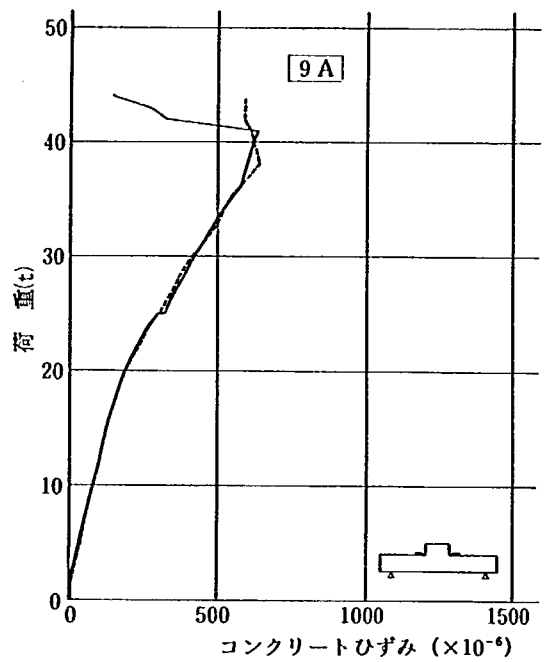
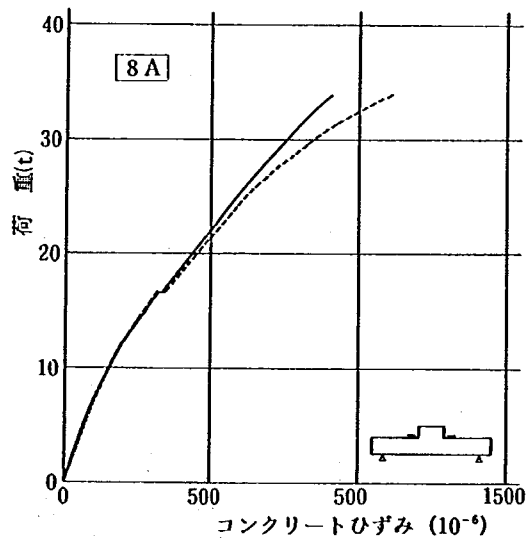
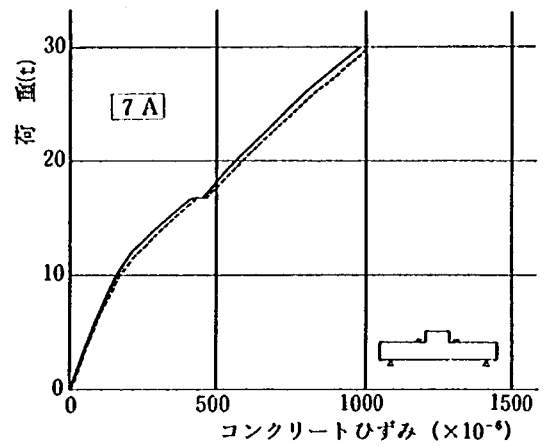
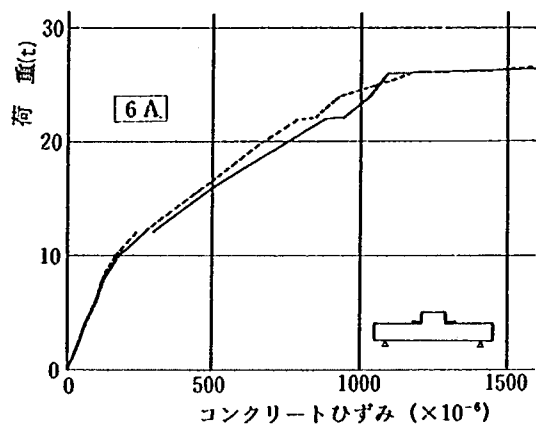
- 付図 1 ... 荷重～コンクリートひずみ曲線
- 付図 2 ... 荷重～斜引張応力度曲線
- 付図 3 ... 荷重～鋼材ひずみ曲線
- 付図 4 ... 荷重～たわみ曲線
- 付図 5 ... ひびわれ状態図



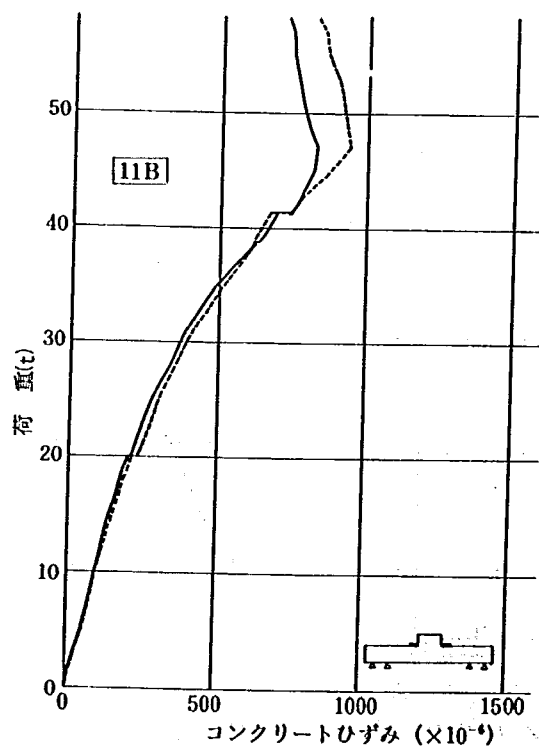
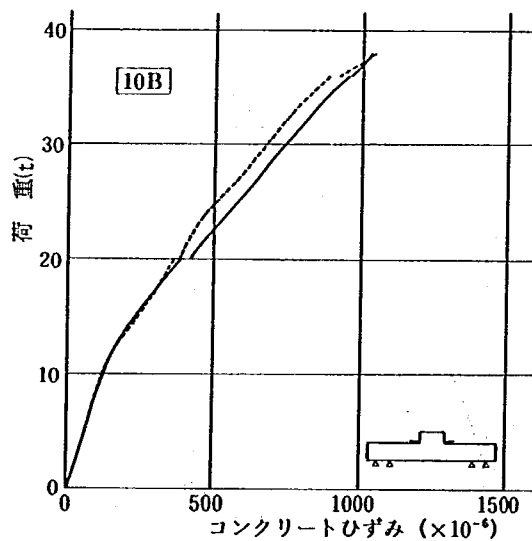
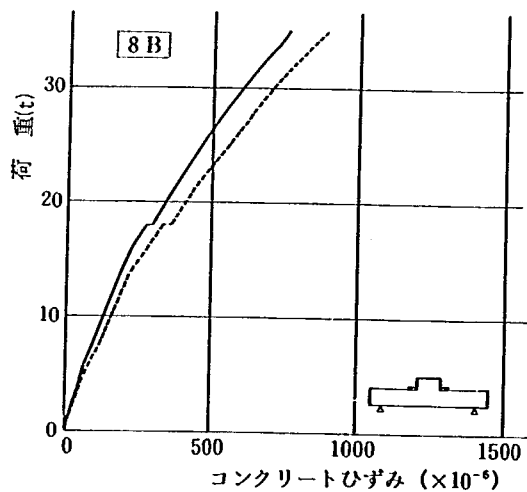
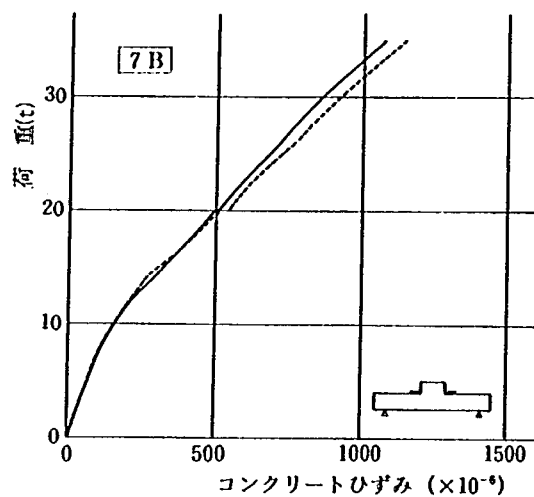
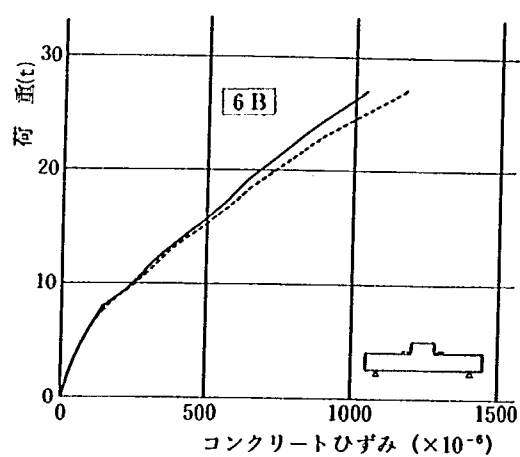
付図1-1 荷重～コンクリートひずみ曲線(1)



付図1-2 荷重～コンクリートひずみ曲線(2)

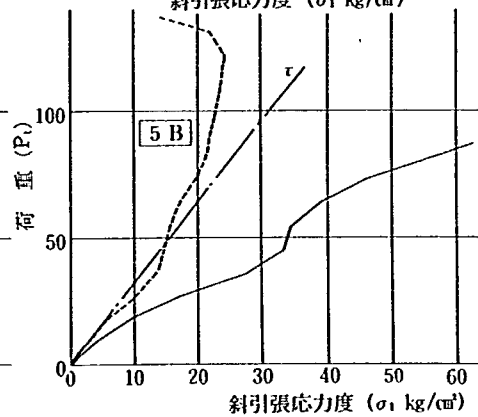
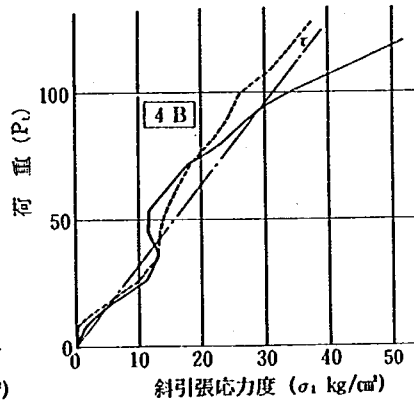
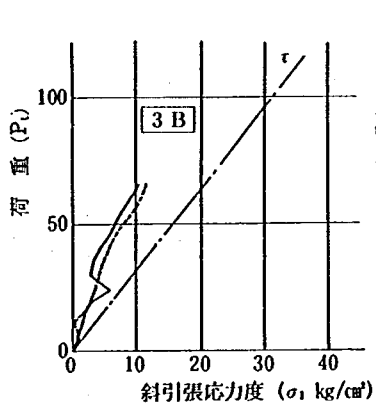
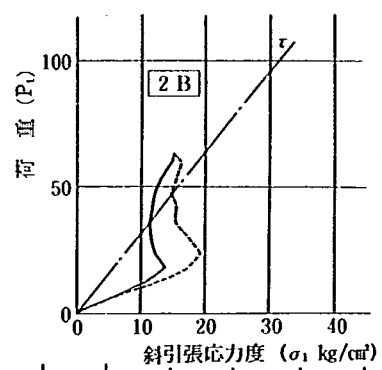
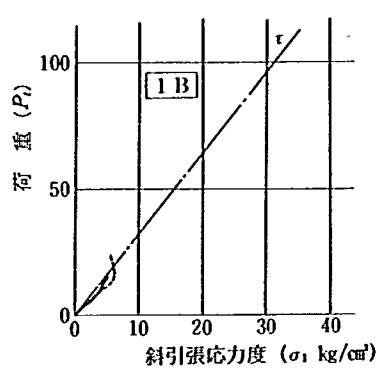
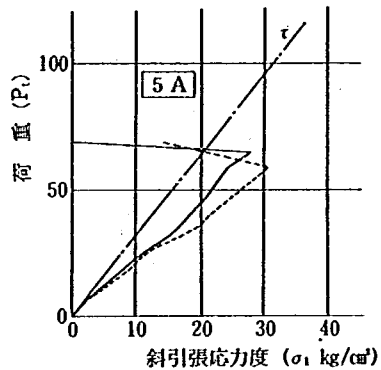
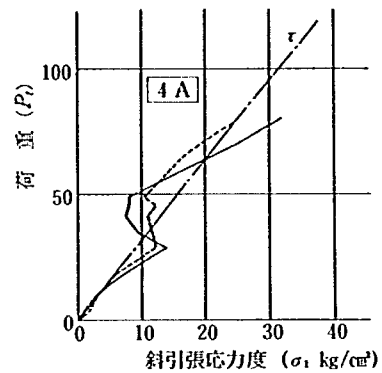
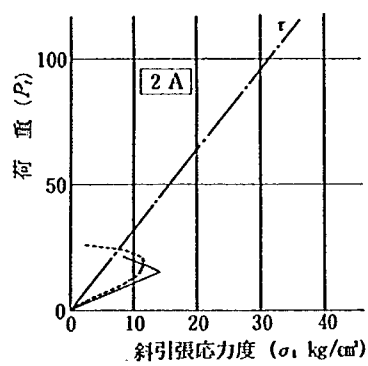
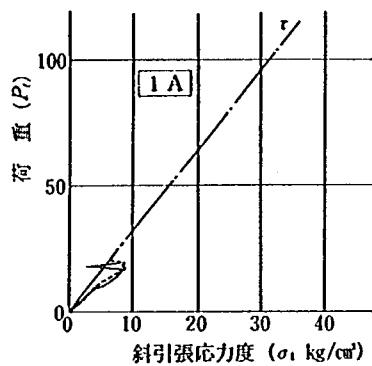
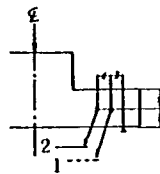


付図1-3 荷重～コンクリートひずみ曲線(3)

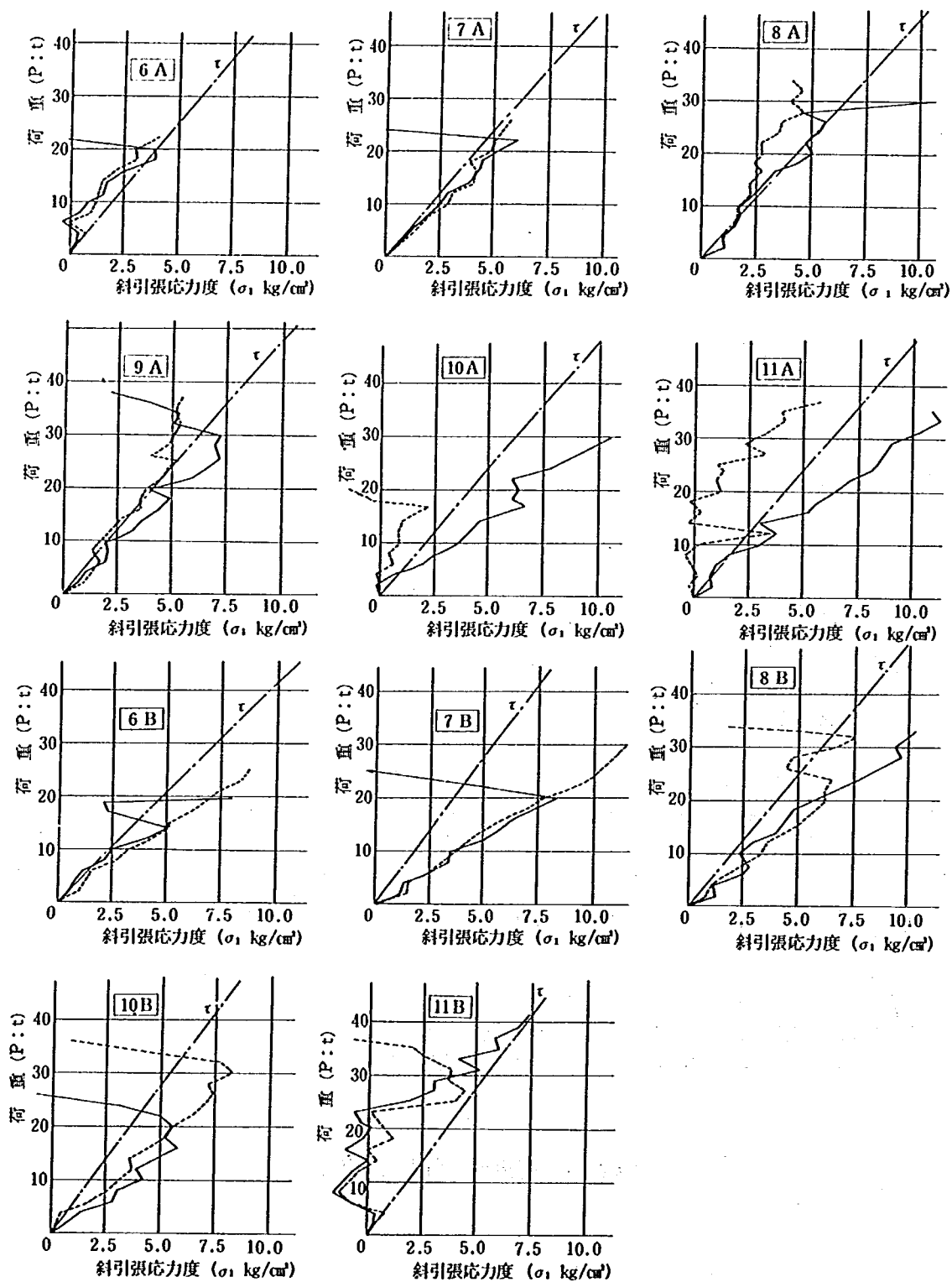
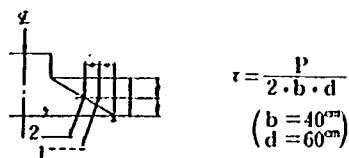


付図1-4 荷重～コンクリートひずみ曲線(4)

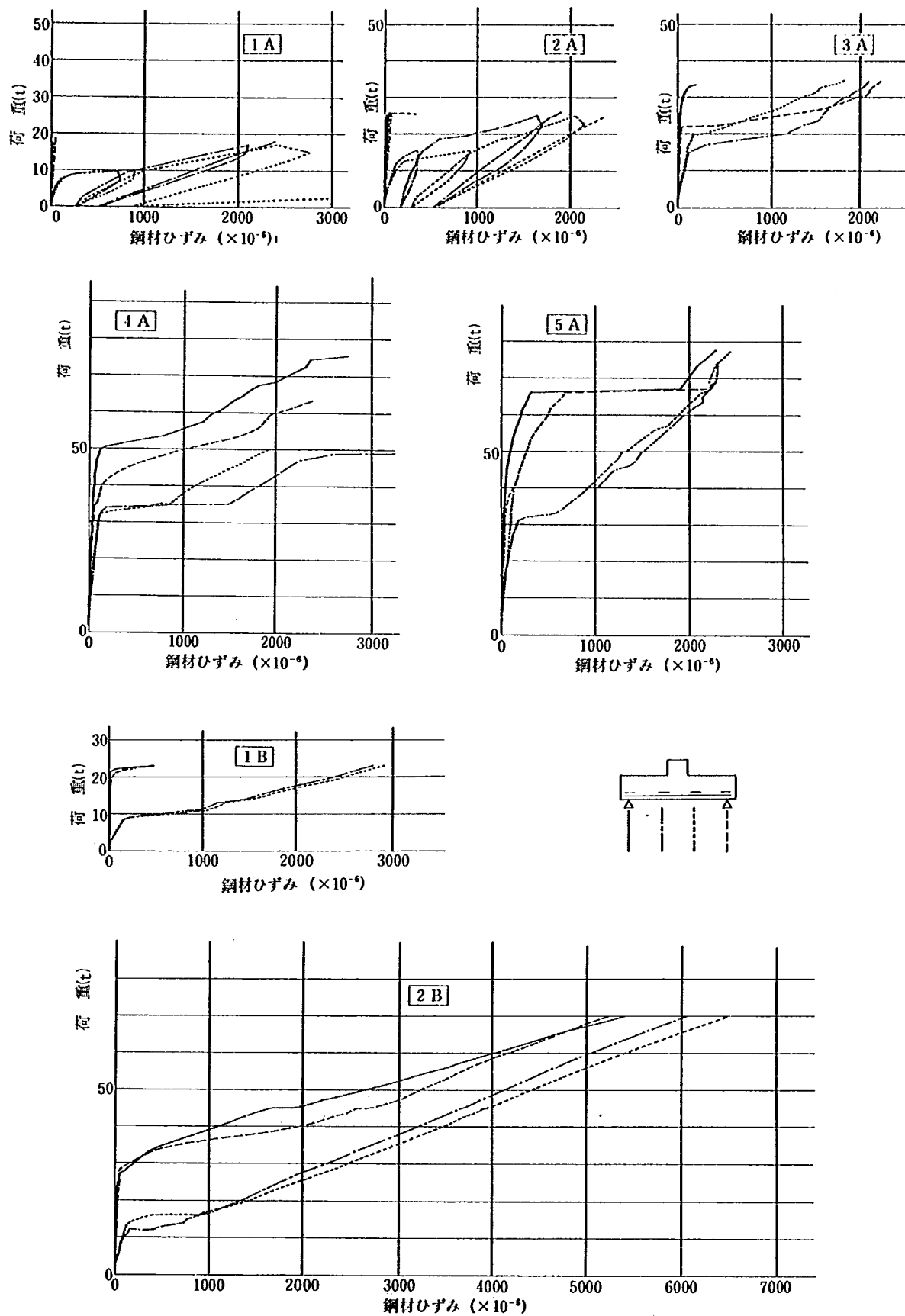
$$\tau = \frac{P}{2 \cdot b \cdot d}$$



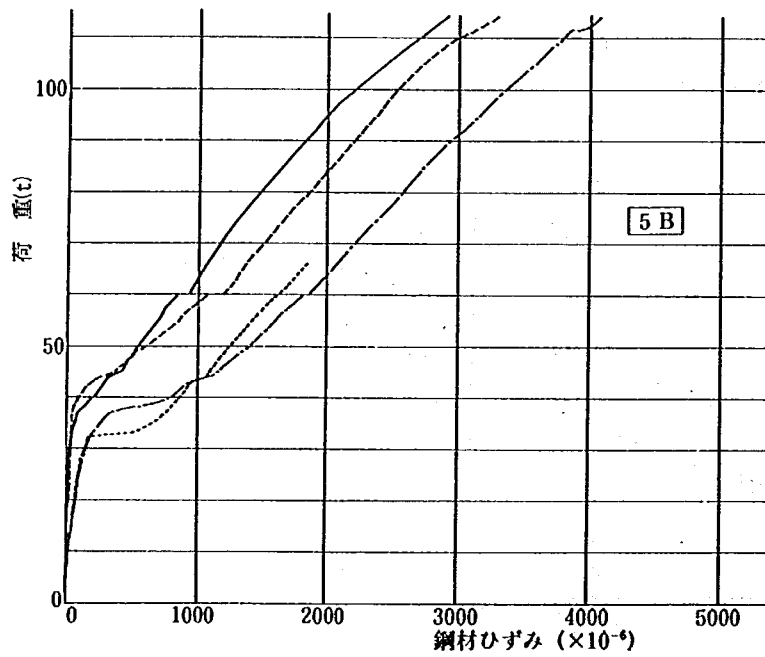
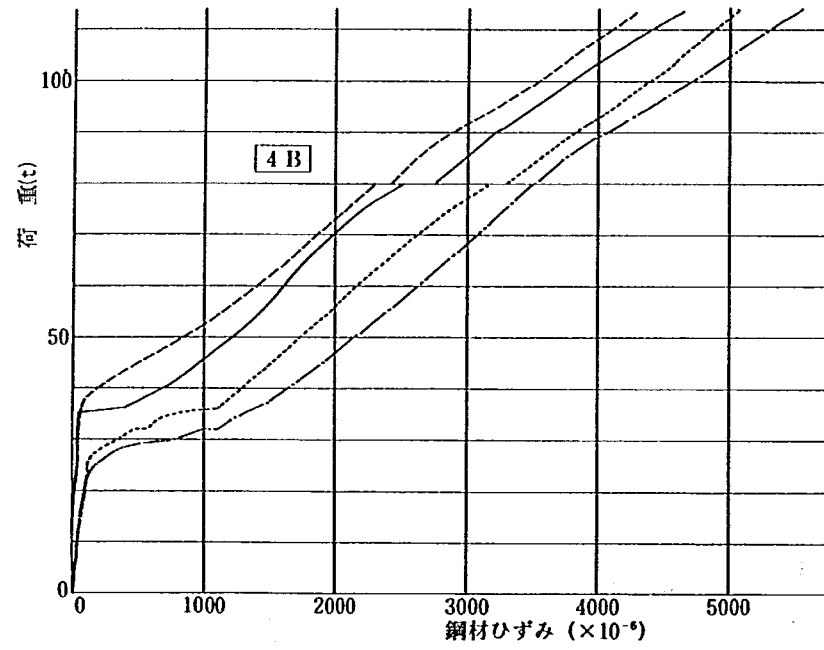
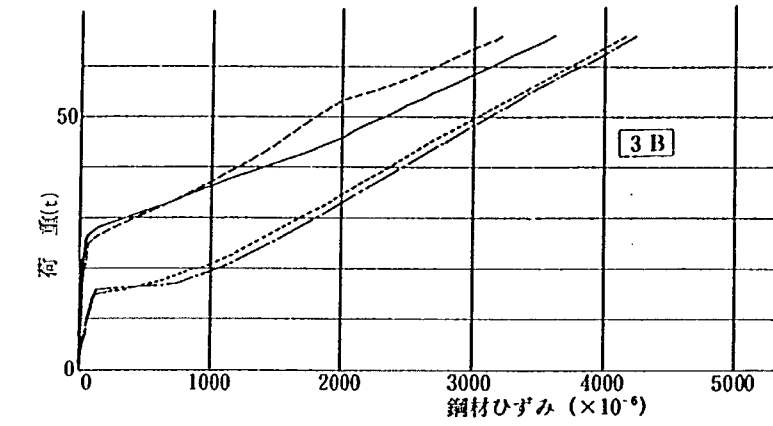
付図2—1 荷重～斜引張応力度曲線(1)



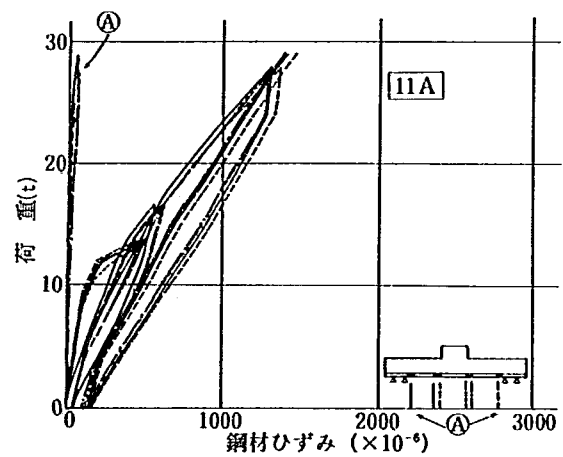
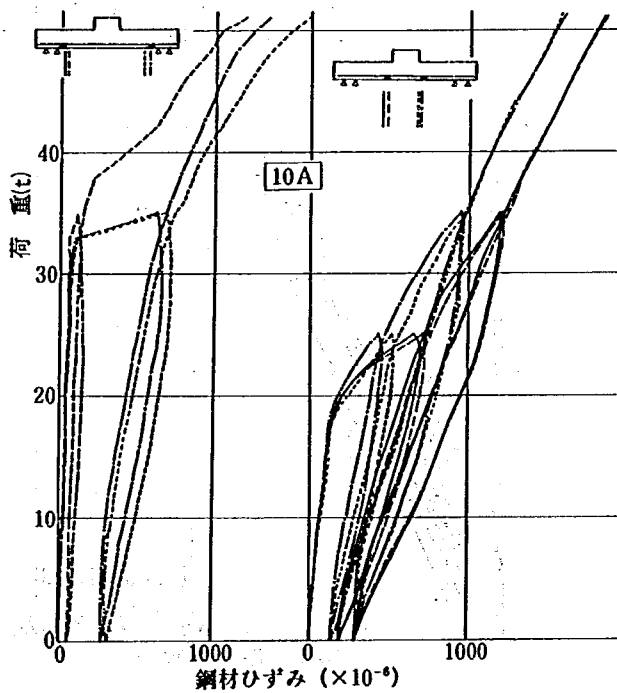
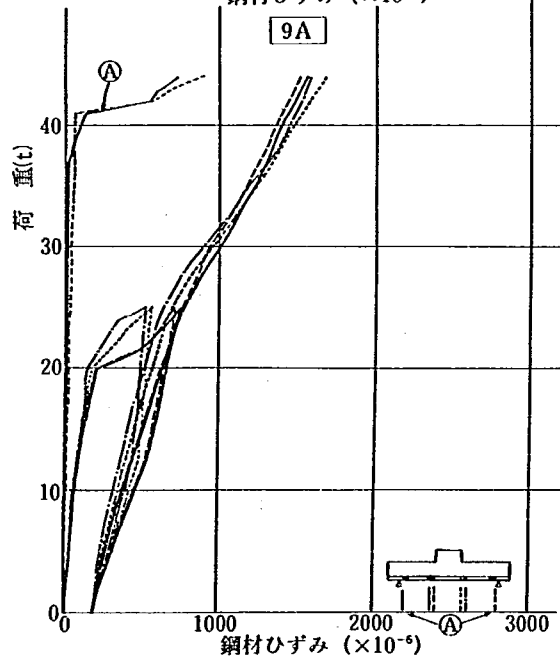
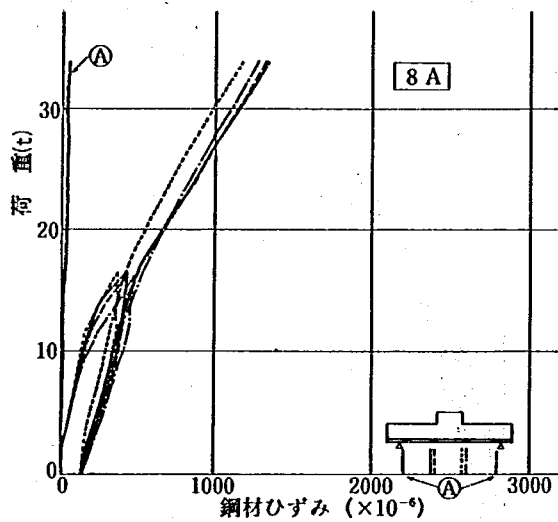
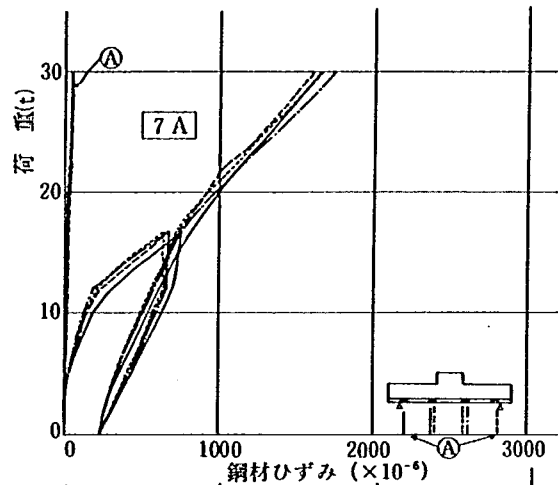
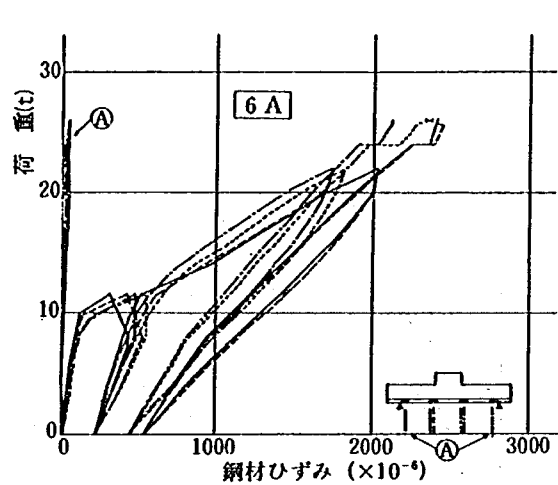
付図2-2 荷重～斜引張応力度曲線(2)



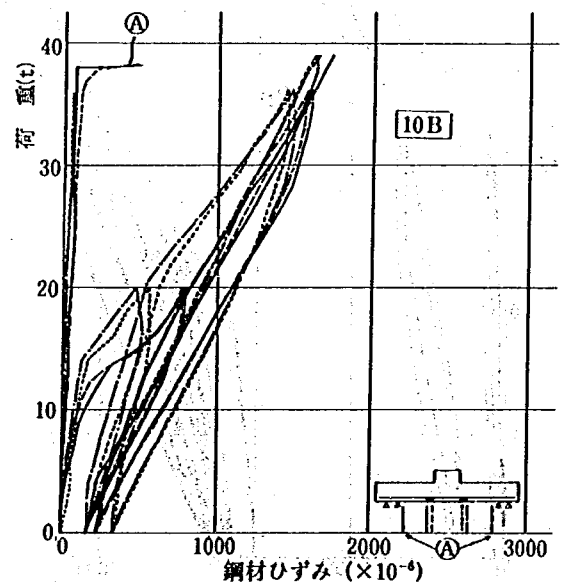
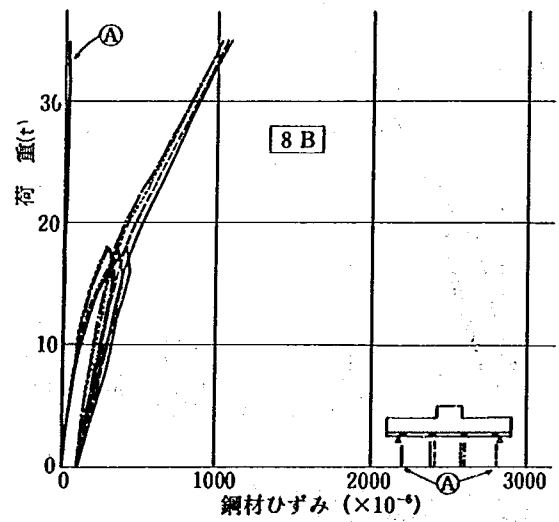
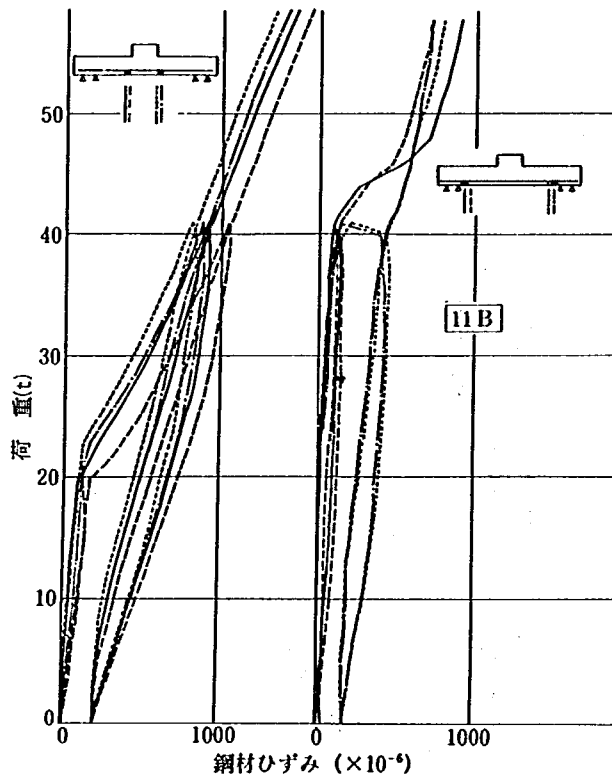
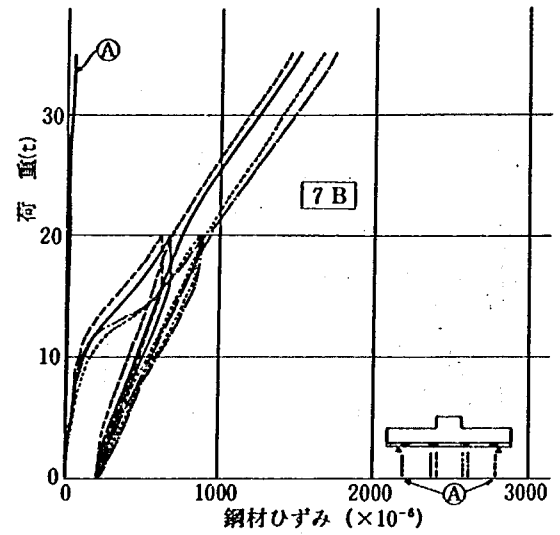
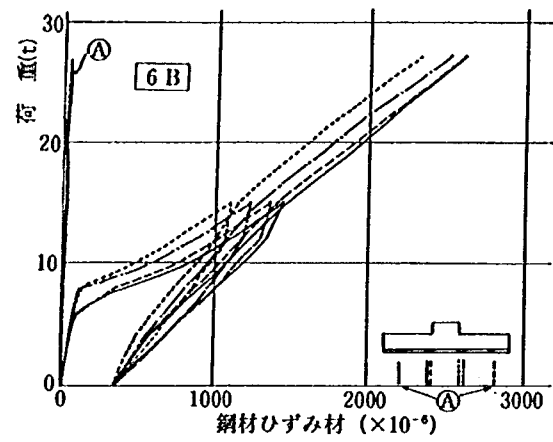
付図3-1 荷重～鋼材ひずみ曲線(1)



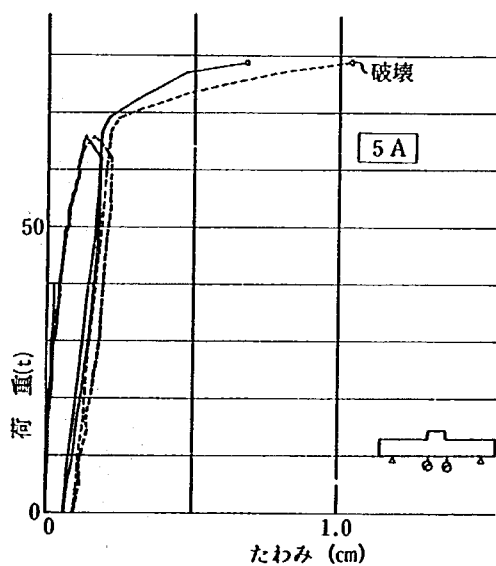
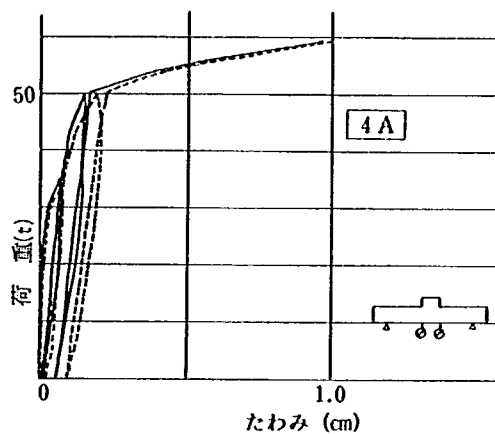
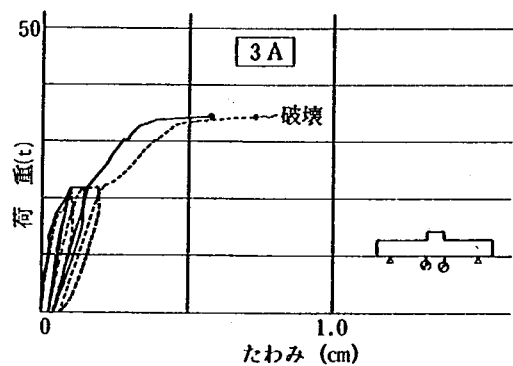
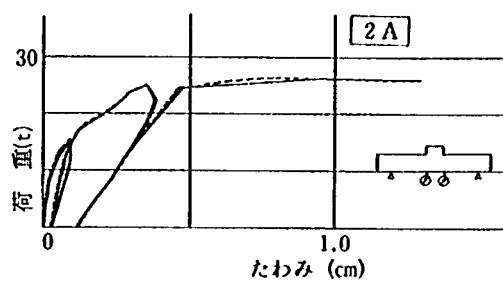
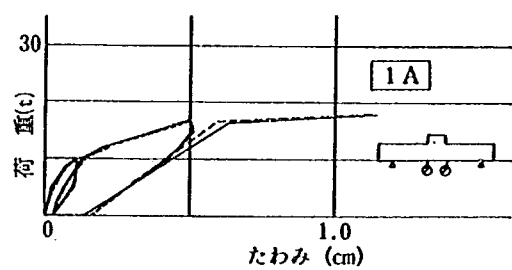
付図3—2 荷重～鋼材ひずみ曲線(2)



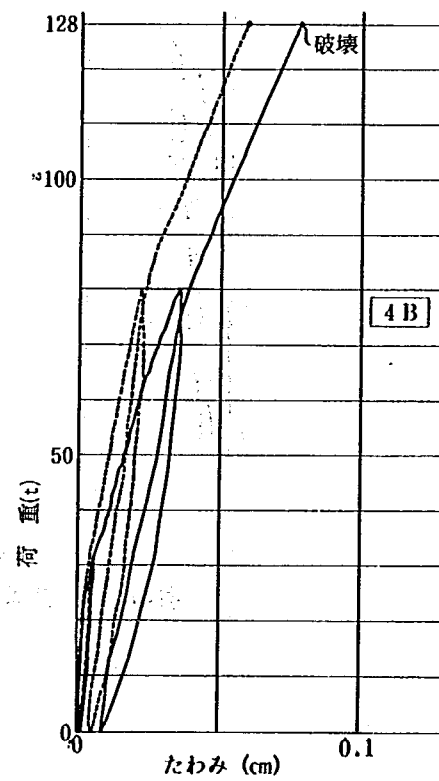
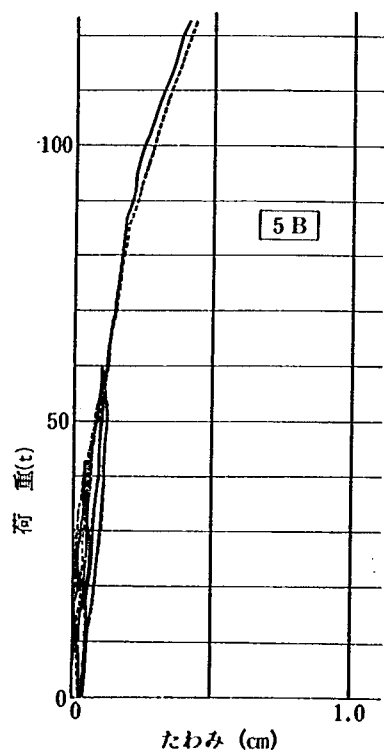
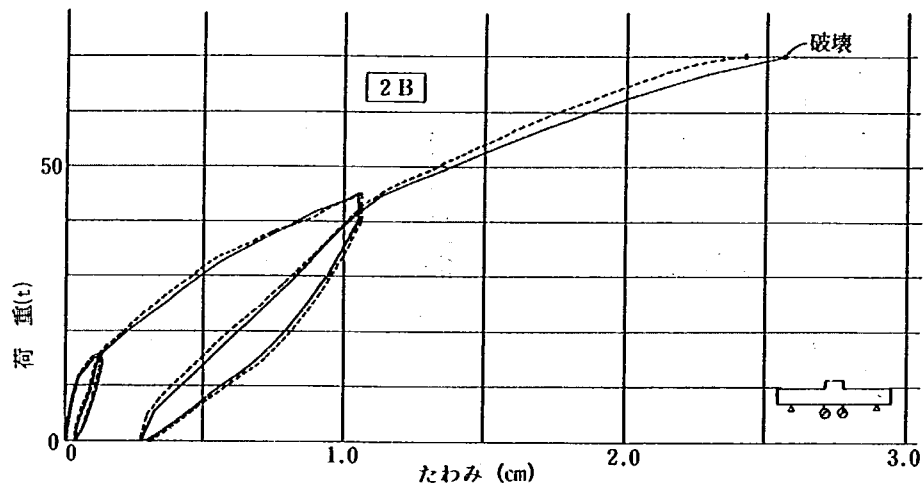
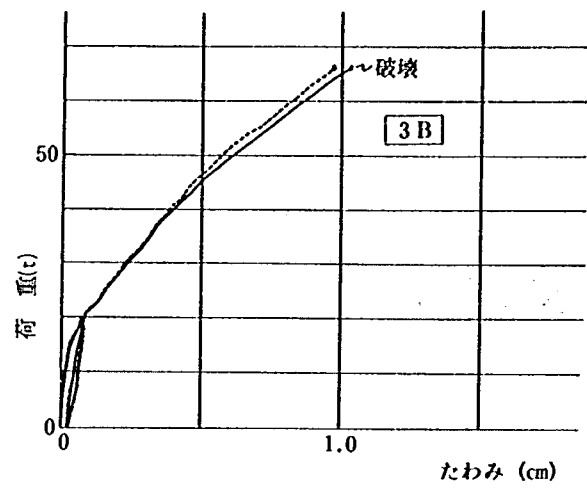
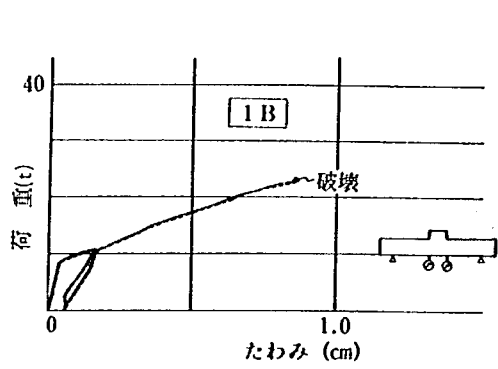
付図3-3 荷重～鋼材ひずみ曲線(3)



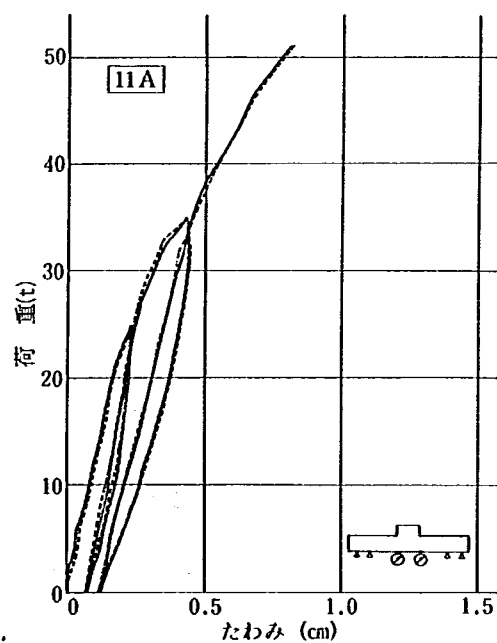
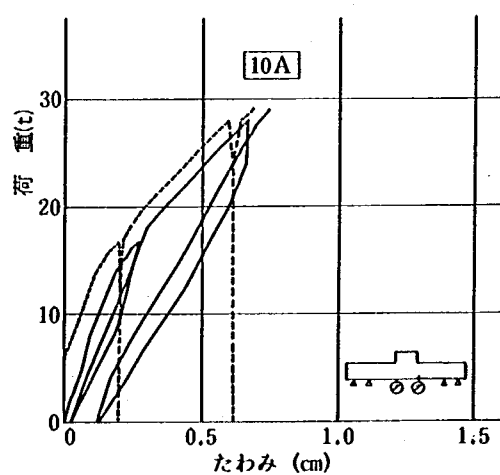
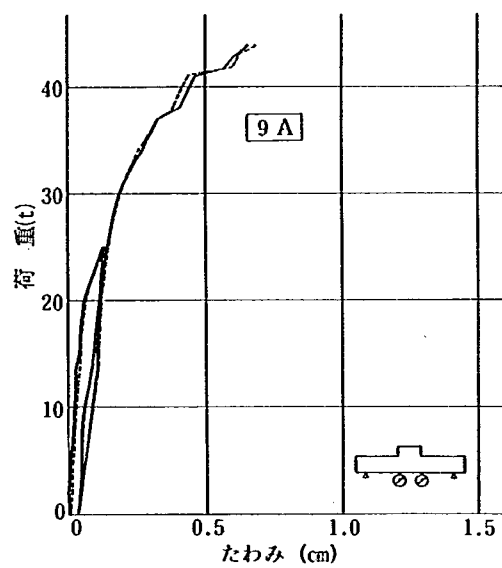
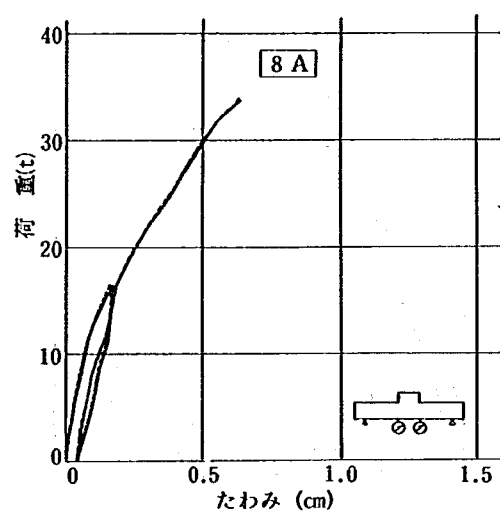
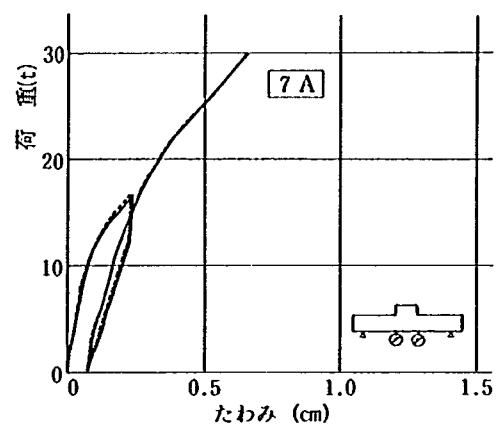
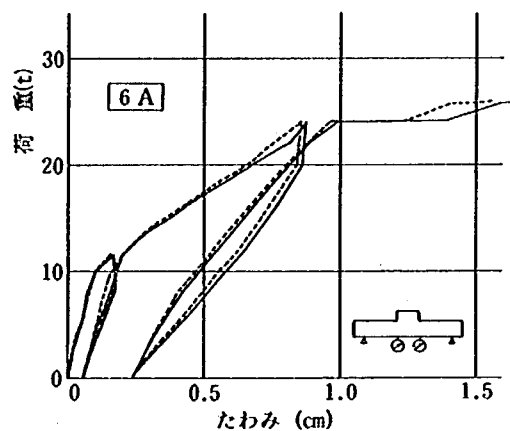
付図-3-4 荷重～鋼材ひずみ曲線(4)



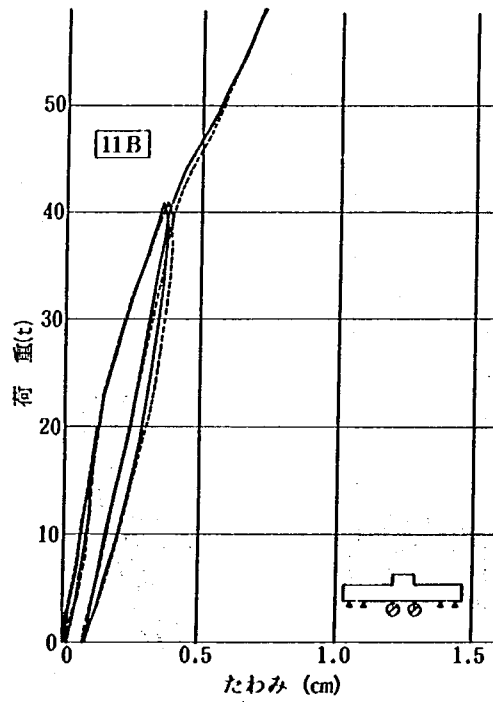
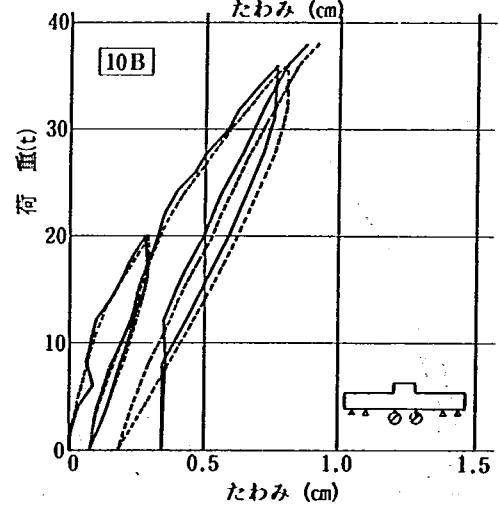
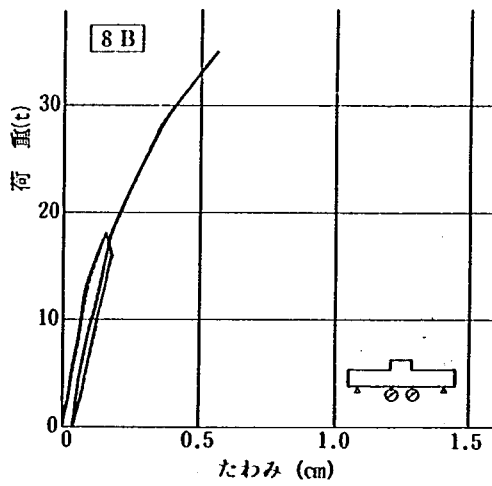
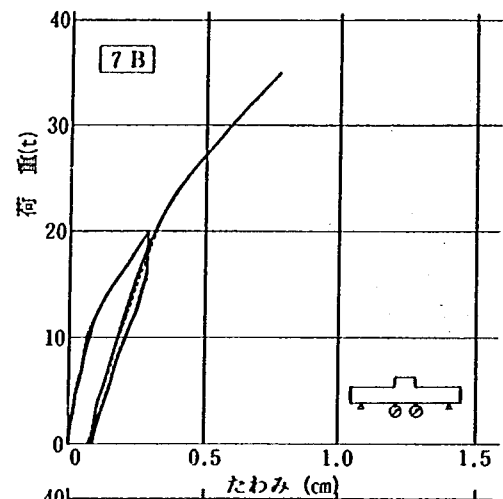
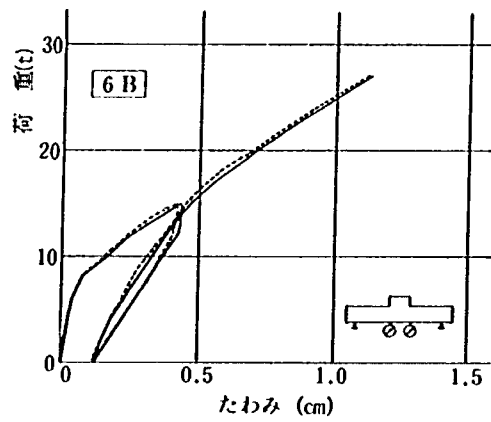
付図4—1 荷重～たわみ曲線(1)



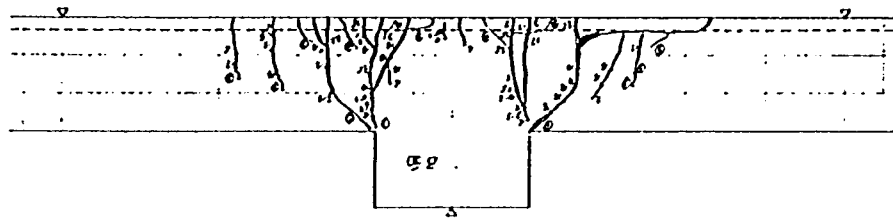
付図4-2 荷重～たわみ曲線(2)



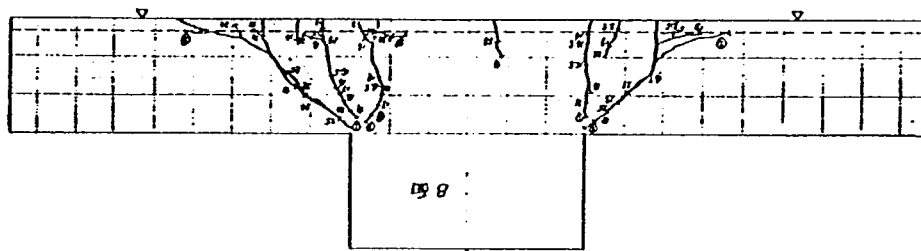
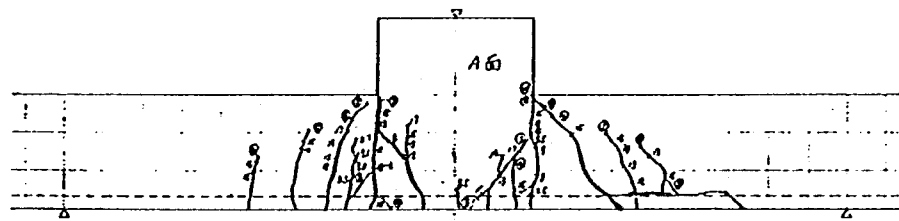
付図4—3 荷重～たわみ曲線(3)



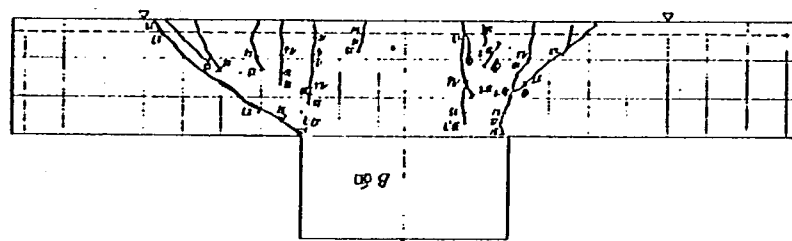
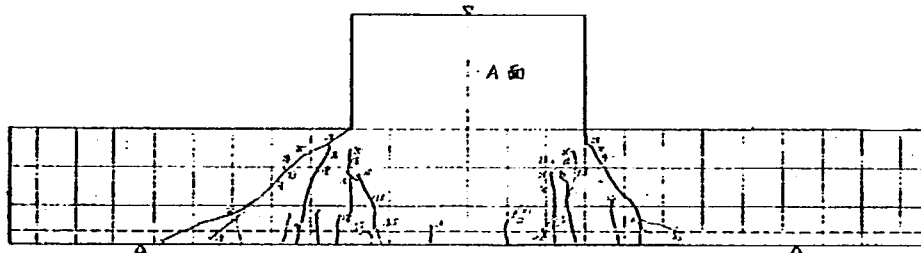
付図4—4 荷重～たわみ曲線(4)



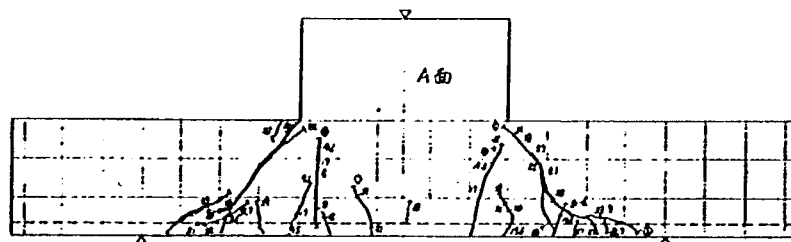
1 A



2 A

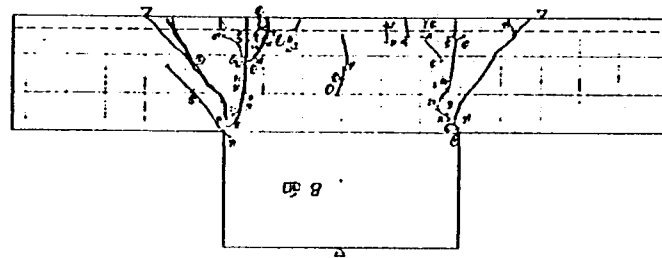
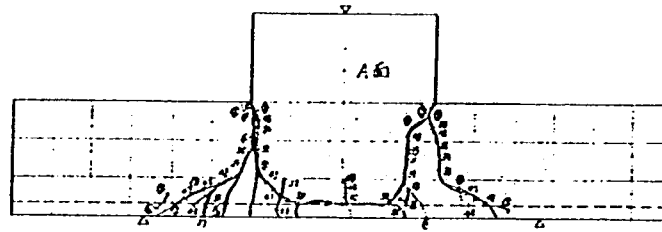
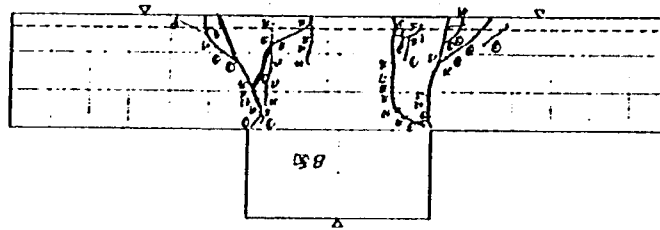


3 A

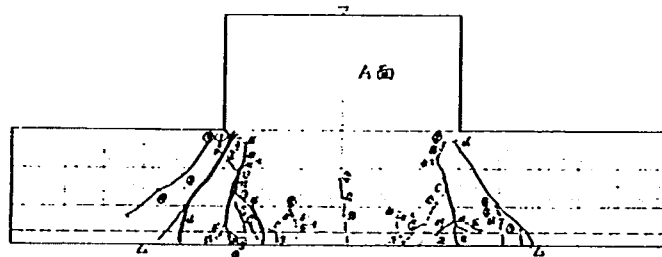


付図5-1 ひびわれ状態図(1)

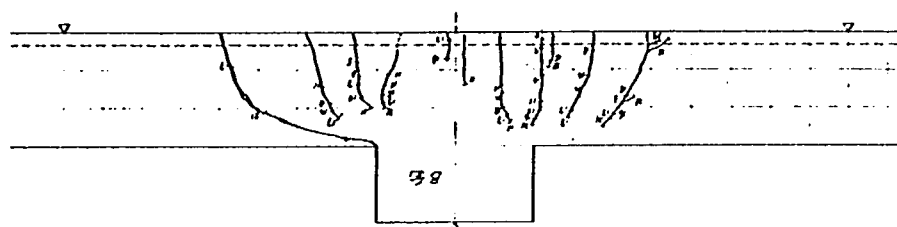
4 A



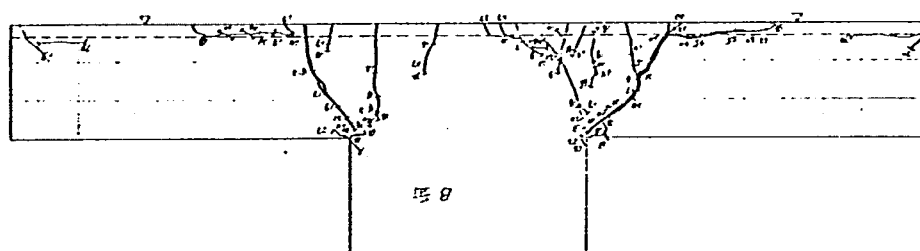
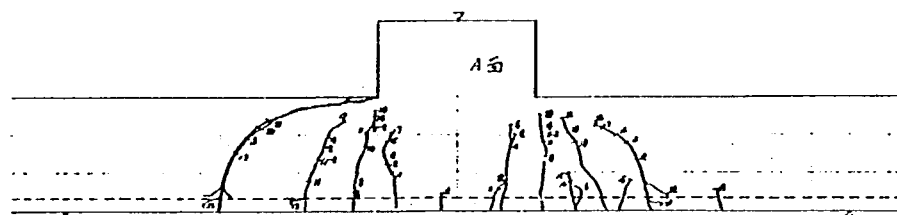
5 A



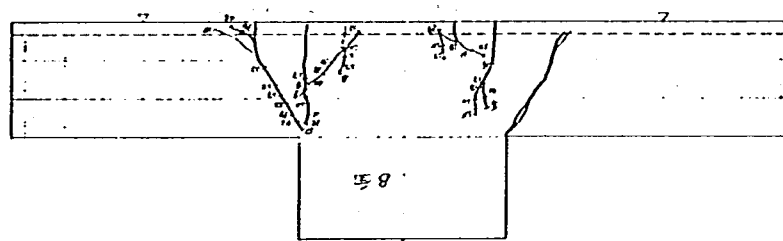
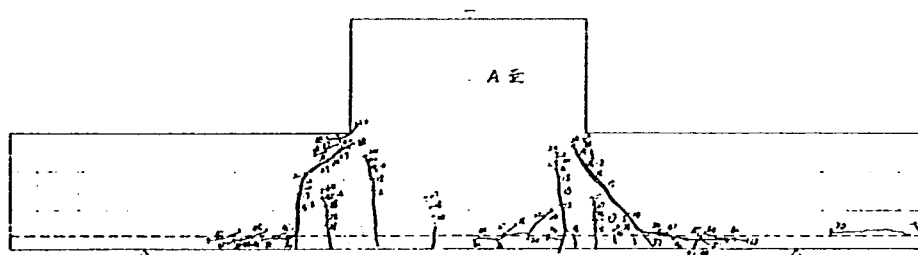
付図5-2 ひびわれ状態図(2)



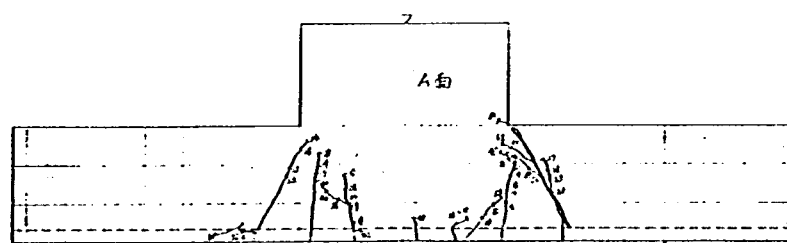
1 B



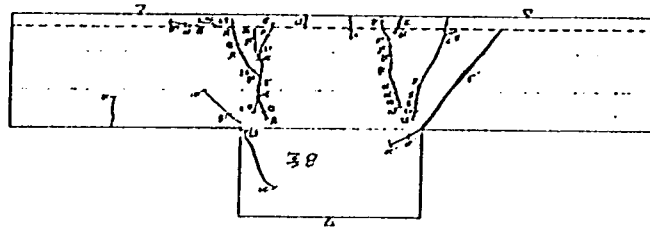
2 B



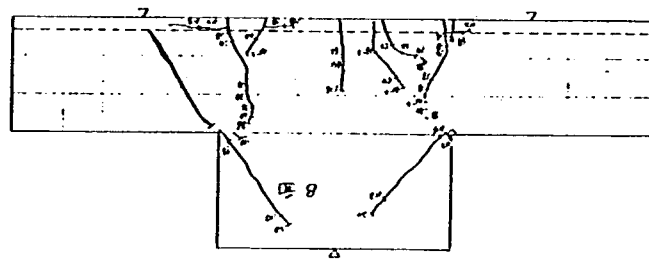
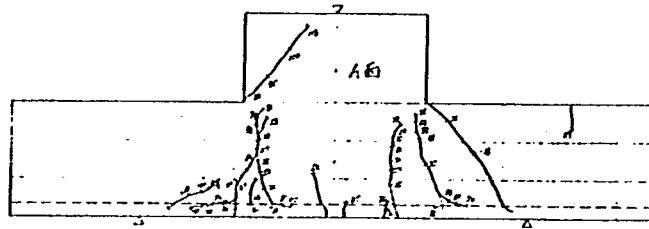
3 B



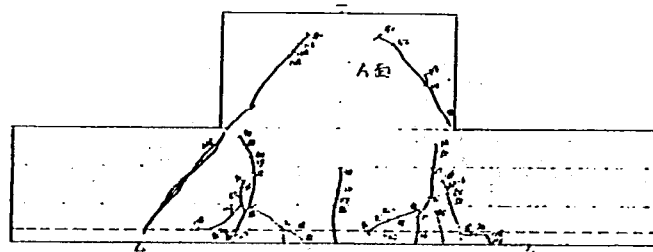
付図5-3 ひびわれ状態図(3)



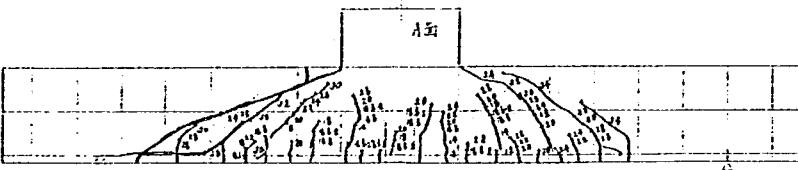
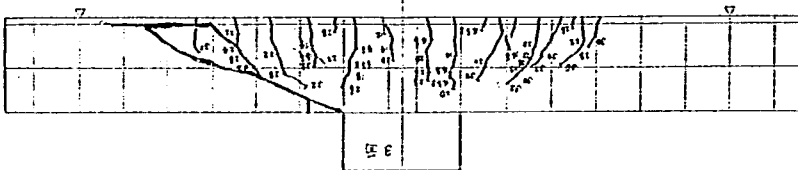
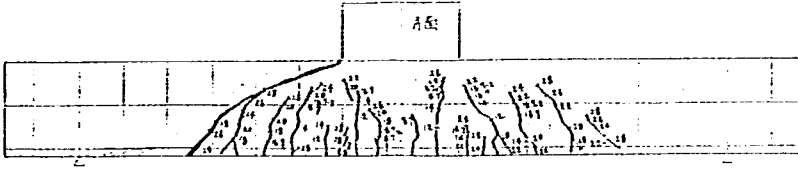
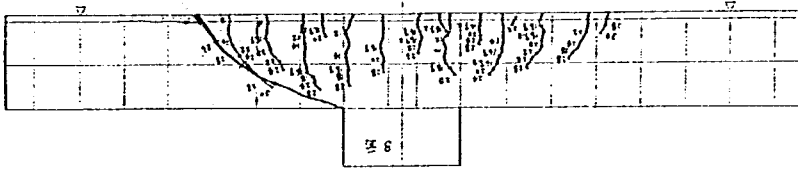
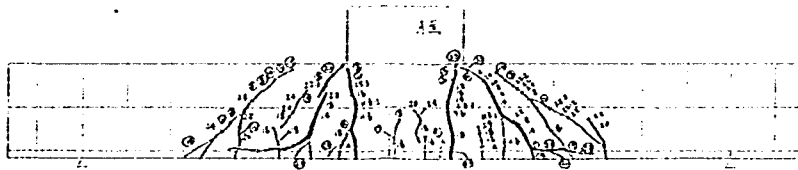
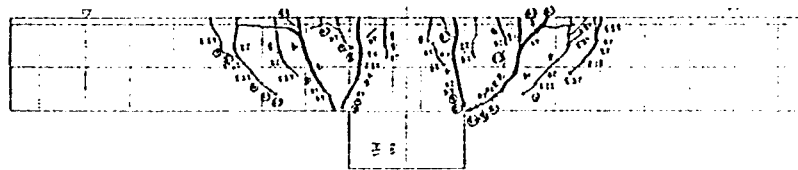
4 B



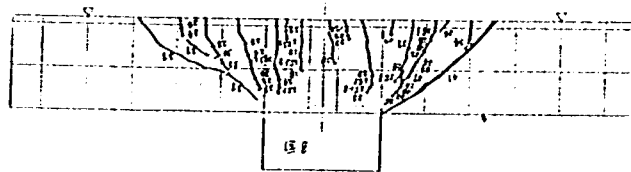
5 B



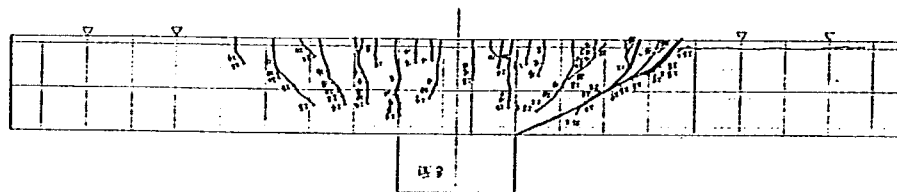
付図5-4 ひびわれ状態図(4)



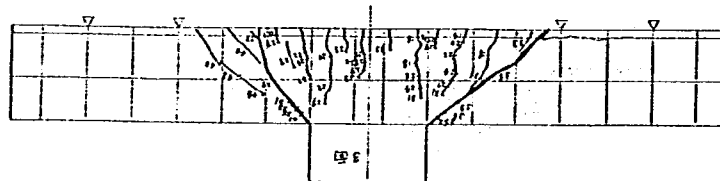
付図5-5 ひびわれ状態図(5)



9A

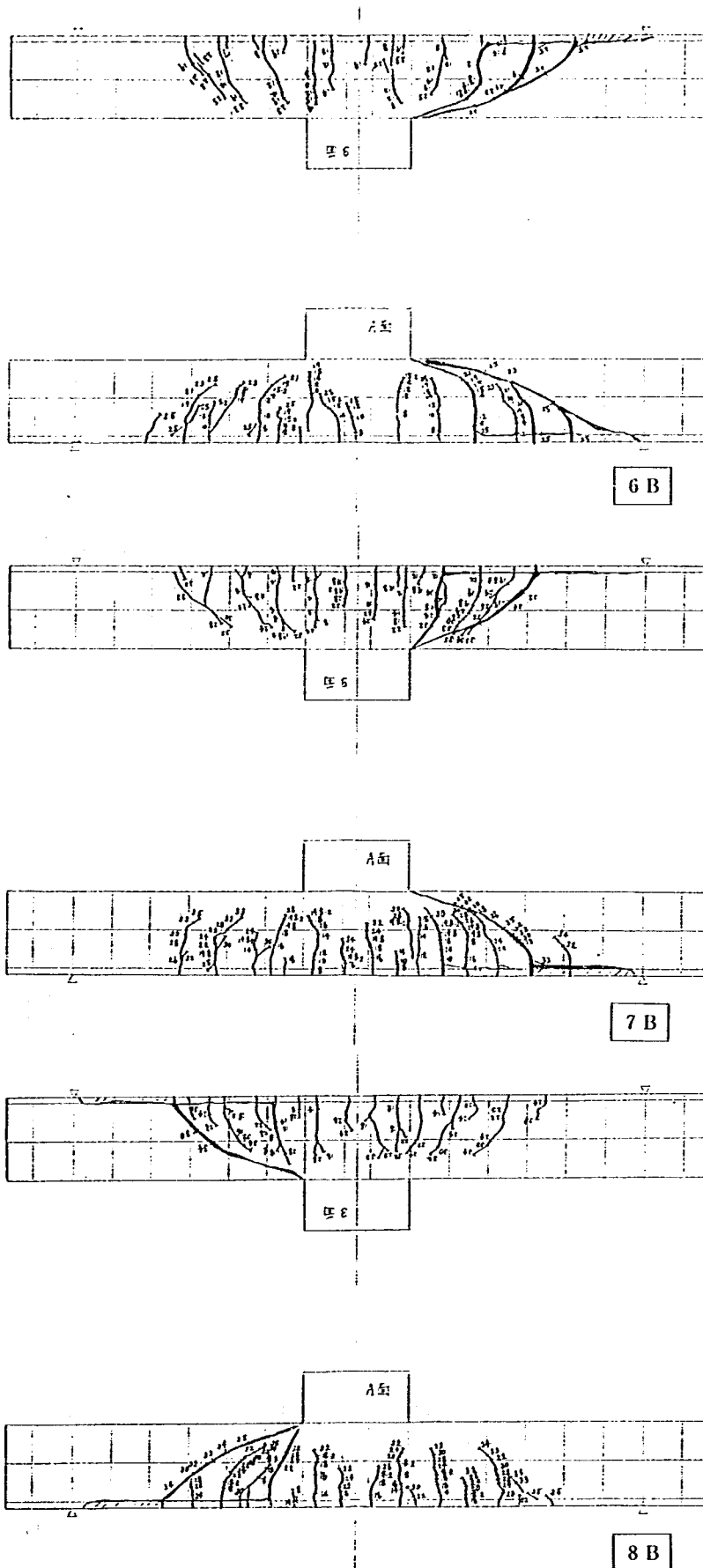


10A

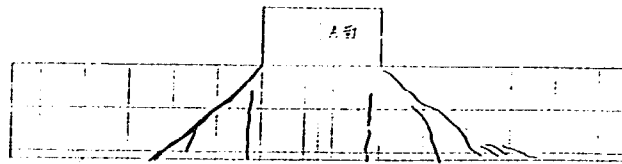
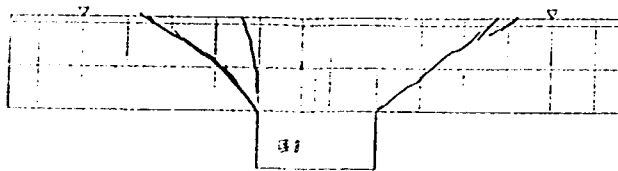


11A

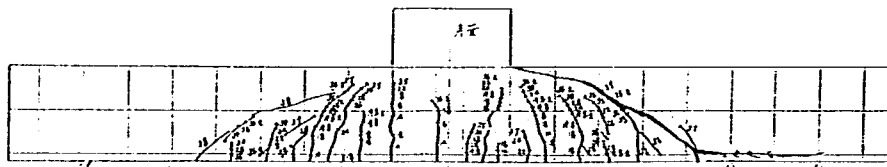
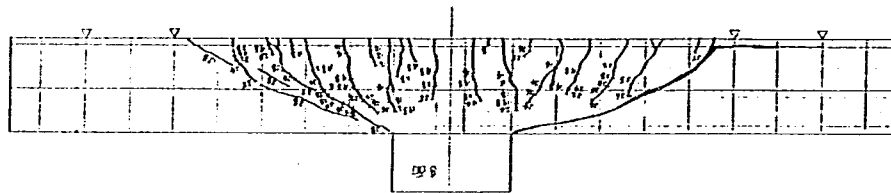
付図5-6 ひびわれ状態図(6)



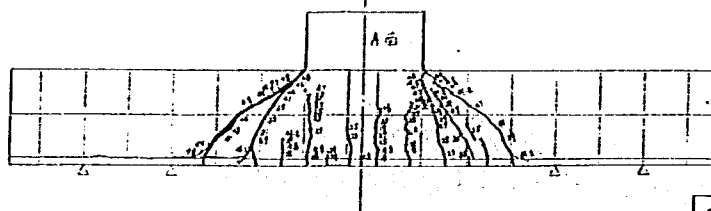
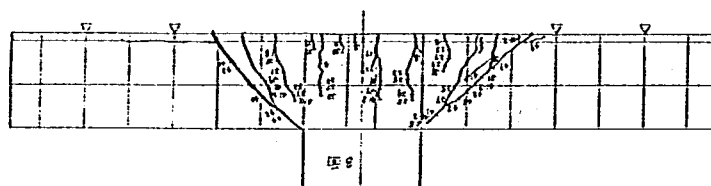
付図5-7 ひびわれ状態図(7)



9 B



10 B



11 B

付図5-8 ひびわれ状態図(8)

鉄筋比の小さい鉄筋コンクリートディー
プビームのせん断耐力に関する調査

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第 1944 号

昭和 58 年 3 月 (1983)

塩井幸武・浅沼秀弥・光家康夫

神長耕二・清水孝男

キーワード 鉄筋コンクリート, ディープビーム, せん断, 実験

要 旨 鉄筋比の小さい鉄筋コンクリートディー
プビームのせん断実験を行ない, その破壊機構およびせん断耐力について
検討を加えたものである。



郵便はがき

下を40
さは円
いっ切
て手

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
基礎研究室 御中

No. 03

土木研究所資料第1944号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印