

土 木 研 究 所 資 料

R C橋脚の耐震補修・補強 に関する研究

昭和61年 3 月

建設省土木研究所
地質化学部コンクリート研究室

Copyright © 1986 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 General 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なってはならない。

R C橋脚の耐震補修・補強 に関する研究

コンクリート研究室 森濱 和正
小林 茂敏
高橋 正志

要 旨

既設構造物を震災から防御する方法の一つとして、構造物を壊れないよう事前に補強しておくことが大切であるが、予測し得ない大地震の発生に備えて万が一壊れても早急に復旧できる対策を立てておくことも必要である。

このため建設省においては、1981年度より総合技術開発プロジェクト「震災構造物の復旧技術の開発」が設立され、研究が開始された。本研究は、その一環としてRC橋脚の補修、補強工法について実験的検討をおこなった結果をとりまとめたものである。本書に記述されている内容は、復旧した被災橋脚の調査、破壊前と破壊後に補修・補強を施した供試体の載荷実験およびそれらの結果に基づく補修・補強した橋脚の力学的性状に関する考察、そして最後にこれらの成果に基づく補修・補強の設計法の提案である。

キーワード：RC橋脚，復旧，補修，補強

目 次

1. 序 論	1
2. 耐力・変形の基本計算式	3
2.1 コンクリートと鉄筋の性質	3
2.1.1 コンクリートの応力-ひずみ関係	3
2.1.2 鉄筋の応力-ひずみ関係	6
2.2 耐力、変形の計算式	8
2.2.1 偏心軸力が作用した場合の耐力、曲率	8
2.2.2 曲げモーメントが作用した場合の耐力、変形	16
2.3 せん断耐力	26
3. 補修・補強技術の調査試験	28
3.1 補修・補強した被災建造物の調査	28
3.2 樹脂注入試験	33
4. 耐震補修・補強載荷実験	49
4.1 実験概要	49
4.2 耐震補強実験	49
4.2.1 偏心圧縮載荷実験	49
4.2.2 水平力載荷実験	60
4.3 復旧のための補修・補強載荷実験	69
4.3.1 樹脂による補修実験 — はり部材 —	69
4.3.2 樹脂による補修実験 — 柱部材 —	79
4.3.3 R C巻立て補強実験	101
4.3.4 鋼板接着補強実験	121
5. 耐震補修・補強設計の一提案	142
5.1 設計の基本	142
5.2 被災程度と補修・補強工法	142
5.3 耐震補修・補強設計の提案	144
6. 結 論	146
謝 辞	147
(発表論文)	147
(参考文献)	147

1. 序 論

公共構造物が機能を損なうような震災を受けた場合、社会的影響は著しく大きい。現在最も輸送量の多い自動車交通を確保している道路が、地震により被害を受け通行が不可能な状態になれば、物資の流通が困難となり日常生活はもちろん、震災時の救援など人命にかかわる重大な影響が想定される。そのなかでもとくに橋梁、トンネルなど道路構造物に被害を生じた場合、復旧の遅れに対する影響が大きいので、前もって地震に対する対応策を確立しておくことが大切である。

道路の震災対策としては、つぎの三つの方法が考えられる。

- ① 耐震性の確保
- ② 交通網の分散
- ③ 復旧対策の確立

①は地震を受けても壊れないような耐震設計を確立し、それに基づいて構造物を造ることである。既設構造物については補強などをおこない、壊れないようにする対策である。②はソフト的な要素の強い対策で、1か所に何本も主要交通手段が集中していると大地震により全体が破壊され重大な影響のことが考えられる。交通網整備にあたっては、できるだけ分散し1か所が破壊しても他のルートにう回路が確保できるなどの対策を講じておくことも必要な対策と考えられる。また、壊れた場合でもすぐ復旧できれば社会的影響を小さくすることができる有効な手段と考えられる。この対策が③である。③には、早期に復旧するための工法など技術的な面と、復旧にあたっての資材、機材などの確保あるいは代替施設など予備の確保、またそれらの運搬方法などソフト面の検討も必要である。

いくらすぐれた設計・施工であっても、地震荷重の正確な把握や予測は、現状ではまだ困難であるので、①のように剛な対策も必要であるが、②、③のように万が一壊れてもすぐに対応できる柔な対策も考えておくことも重要である。

ここで、本論文で用いている補修・補強、復旧の用語について定義しておく。本論文では主に耐力に限定して使っており、これらの用語は表-1.1のように分類することとする。

表-1.1 分 類

	被災前	被災後	
耐力回復	補修	復旧	補修または復旧による補修
耐力向上	補強		補強または復旧による補強

補修：設計耐力程度に耐力を回復すること。

補強：過大な地震力にも耐えられる、あるいは設計法の変更などに伴ない元の設計耐力以上に耐力の向上を図ること。

復旧：被害を受けたあと、耐力の回復を図ること。

復旧には耐力を回復（補修）する場合と耐力の向上（補強）もあわせておこなう場合があり、被災前の補修・補強と区別するため復旧による（破壊後の）補修・補強とも呼ぶ。

これらすべては「耐震性能を向上させる目的で構造物に何らかの対策を施す」¹⁾ことから「耐震補修・補強」または単に補修・補強と呼ぶ。

本研究は、これらの震災対策のうちとくにRC橋脚の復旧工法の確立をめざしたものである。

RC橋脚の最近のおもな地震被害は、1978年の宮城県沖地震、1982年の浦河沖地震のようにコンクリートの曲げ破壊、段落し破壊、断面急変部・コンクリートの水平打継目での圧壊、ずれなどがある。これらの被害は設計理論の不備、過大な地震荷重が作用したことなどに原因があったものと考えられており、すでに道路橋示方書などでは修正震度法の導入や段落し位置を上げるなど改訂されている。しかし、旧示方書で設計した構造物は残っているし、新しい設計法で設計したとしてもさらに大きな地震が生じないという保証などもなく、軽微な損傷や破壊する可能性のあることを想定しておくことも必要である。仮に構造物が被害を受けたとしても復旧工法が確立されていれば、その後の対応は比較的スムーズにおこなわれ多方面への影響は軽減されるものと考えられる。また、被災構造物の復旧工法は、既設構造物を事前に補修・補強する対策にも応用できるものと考えられる。

本研究は、補修・補強を施したRC橋脚の力学的性状を解明し、補修・補強を実施するにあたっての設計法を提案しようとするものである。なおここでは、補修・補強は主に耐力に限定して検討している。

2章の「耐力・変形の基本計算式」では、検討に用いた部材の耐力・変形の計算式を示す。そこでは、補修・補強部材の耐力計算式も導びいている。

3章の「補修・補強技術の調査試験」では、復旧効果がどの程度期待できるのか、また、実施にあたっての問題点などを把握するため地震被害を受け復旧した実橋脚について、コアを採取し調査する。さらに最近、新しい樹脂注入工法が開発されており、その性能試験を実施した結果についてもふれる。

4章の「耐震補修・補強荷重実験」では、補修・補強部材の力学的性質を調べるため供試体による荷重実験をおこない、その部材の挙動について述べる。実験に採用する補修・補強方法は、現在よく使われており効果も高いと考えられる樹脂を利用した補修方法、RC巻立ておよび鋼板接着補強とした。

5章の「耐震補修・補強設計法の一提案」では、以上の研究成果をもとに耐震補修・補強にあたっての設計方法について提案するものである。

2. 耐力・変形の基本計算式

実験における耐荷力、変形の実測値と比較するための計算値は、とくにことわらない限りは以下に示す計算式によるものとした。

2.1 コンクリートと鉄筋の性質

2.1.1 コンクリートの応力-ひずみ関係

1) 原柱の計算に使用する応力-ひずみ関係

原柱の降伏時や終局時の耐荷力・変形の計算に使用するコンクリートの応力-ひずみ関係は図-2.1のように、はじめは応力とひずみ関係が比例関係にあり応力が σ_{cu} に達するとひずみのみ増加する形 (a) 図、あるいは立ち上がり部分を放物線と仮定したもの (b) 図) とした。終局ひずみ ϵ_{cu} はいずれも 0.0035 とした。応力が σ_{cu} に達しひずみのみ増加するときのひずみ ϵ_{cc} はそれぞれ 0.0015, 0.0020 とした。この値は (a) 図, (b) 図どちらを使っても計算上あまり違いが出ないように決めた。すなわち、中立軸を求めるためのつり合いの計算, 耐荷力を求めるためのモーメントの計算には応力-ひずみ関係で囲まれる面積で決まるため、それがほぼ一致するようにしたものである。面積およびモーメントの関係を (b) 図を基準に (a) 図との比を求めると $\triangle OACD / \triangle OACD = 0.971$ および $\triangle OACD \cdot \overline{OF'} / \triangle OACD \cdot \overline{OF'} = 0.993$ となる。

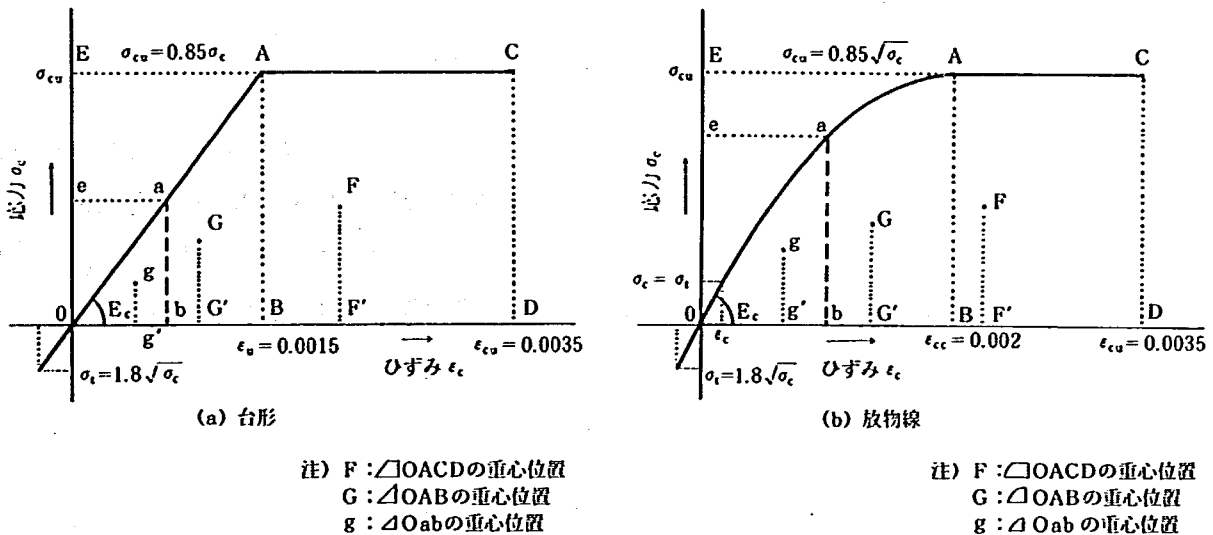


図-2.1 コンクリートの応力-ひずみ関係

(b) 図は計算機で計算するとき使用した。(a) 図は偏心軸力の計算, 補修の計算のために計算式を導いたものについて使用した。計算は、つぎのようなつり合いを求める (たとえば曲げモーメント

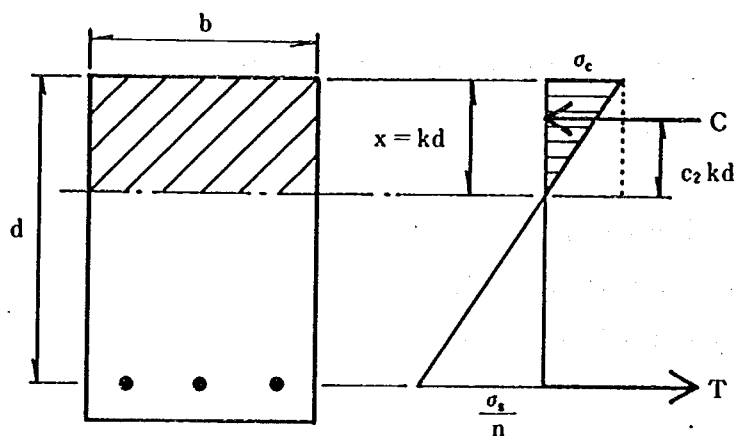


図-2.2 モーメントのつり合い

ントが作用している場合、図-2.2)。

$$\left. \begin{aligned} C - T &= 0 \\ C &= c_1 \sigma_c b k d \\ T &= \sigma_s A_s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.1)$$

式(2.1)中の c_1 は図-2.1の $\triangle 0ab$ または $\triangle 0ab$ と $\square 0eab$ との比である。また、曲げモーメント M は、

$$M = c_1 \sigma_c b k d \cdot (c_2 k d) + \sigma_s A_s \cdot (1 - k) d \dots\dots\dots (2.2)$$

となる。式(2.2)中の c_2 は $\triangle 0ab$ または $\triangle 0ab$ の重心位置までの距離をあらわす係数で、 $0g'/0b$ である。 c_1 および c_2 の値は、(a)図の場合 $0A$ の間で一定の値をとる(表-2.1)が、(b)図の場合たえず変化し、 A に達したところではじめて一定の値となる。そのときの値は表-2.1のとおりであり、 A に達するまでの変化は図-2.3のとおりである。

表-2.1 係数 c_1, c_2

	(a) 図 (三角形)	(b) 図 (放物線)
c_1	1/2	2/3
c_2	2/3	5/8

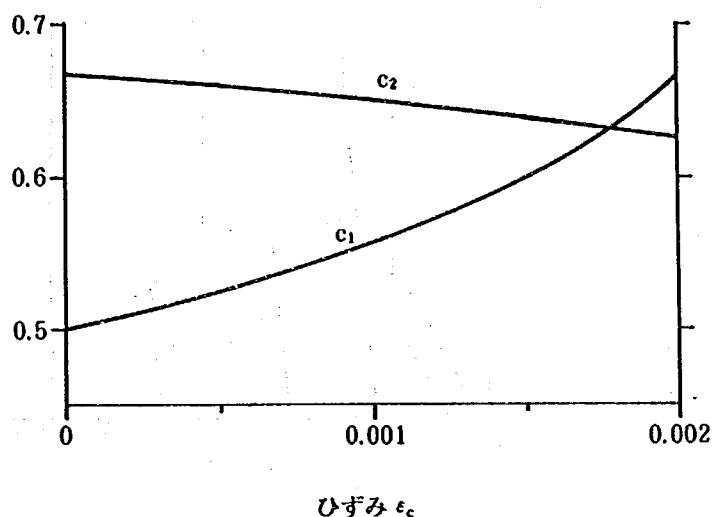


図-2.3 係数 c_1 , c_2 の変化

2) 補修後の応力-ひずみ関係

コンクリートが繰返し圧縮荷重を受けると、図-2.4²⁾のような応力-ひずみ関係となる。

原柱に荷重を載荷し破壊したものに樹脂注入などの補修を施し再載荷するとコンクリートの応力-ひずみ関係も立ち上がりや終局ひずみなどは図-2.4のように変化しているものと考えられる。そのことが考慮できるよう図-2.5³⁾のように屈折点、共通点を設け繰返しによりひずみの累積できる応力-ひずみ関係を使用することとした。また、補修によりコンクリートの弱部、鉄筋の付着などが改善されることを考え ϵ_{cu} 以後も応力は低下しながらも終局ひずみは増加するものとした。繰返しを考慮した応力-ひずみ関係はいくつか報告されているが、ここでは原柱の計算とのすりあわせを考え文献 3) の関係を用いることにした。

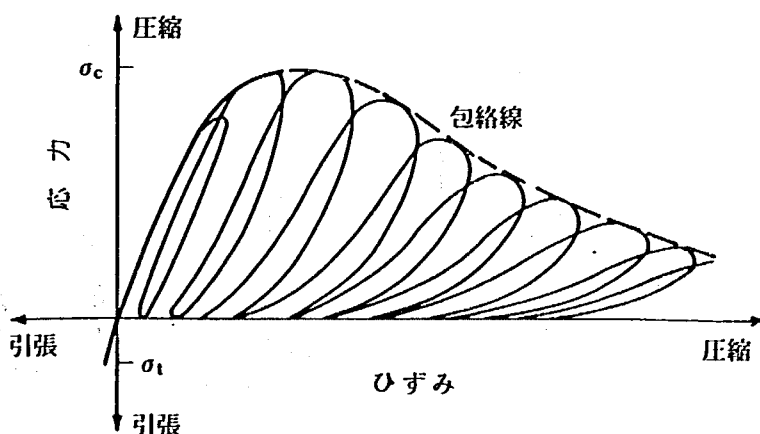
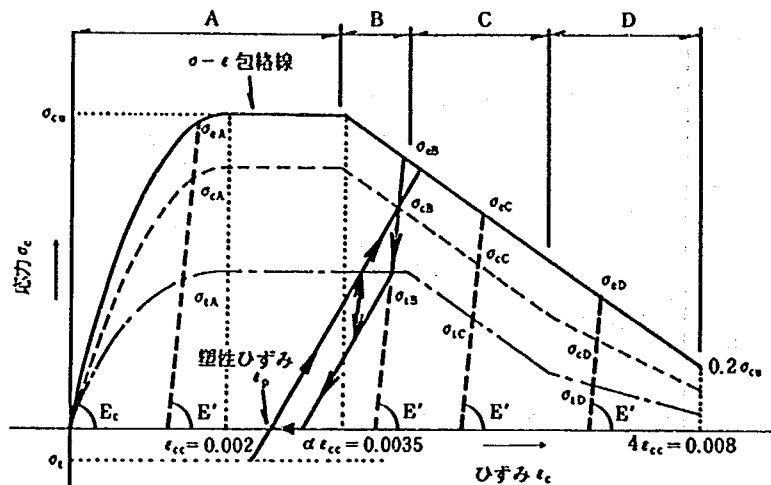


図-2.4 コンクリートの繰返し圧縮



$$E_c = 2 \sigma_{cu} / \epsilon_{cc}$$

$$E' = 1.2 E_c$$

$$\epsilon_p / \epsilon_c = 0.145 (\epsilon_p / \epsilon_c)^2 + 0.13 (\epsilon_p / \epsilon_c)$$

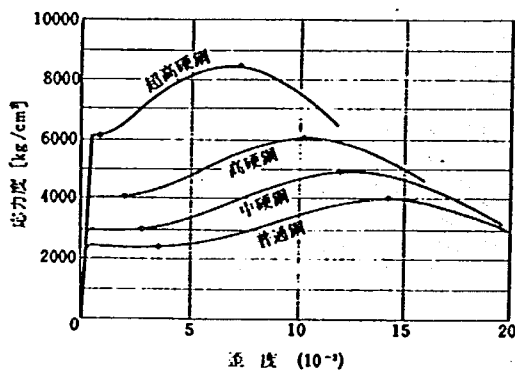
	A 区間	B 区間	C 区間	D 区間
共通点	$\sigma_{cA} = \frac{5}{6} \sigma_{cA}$	$\sigma_{cB} = \sigma_{cB} - \frac{1}{6} \sigma_{cu}$	$\sigma_{cC} = \sigma_{cC} - \frac{1}{6} \sigma_{cu}$	$\sigma_{cD} = \frac{2}{3} \sigma_{cD}$
屈折点	$\sigma_{tA} = \frac{1}{2} \sigma_{cA}$	$\sigma_{tB} = \frac{1}{2} \sigma_{cu}$	$\sigma_{tC} = \sigma_{cC} - \frac{1}{3} \sigma_{cu}$	$\sigma_{tD} = \frac{1}{3} \sigma_{cD}$

図-2.5 コンクリートの繰返し挙動に対する仮定

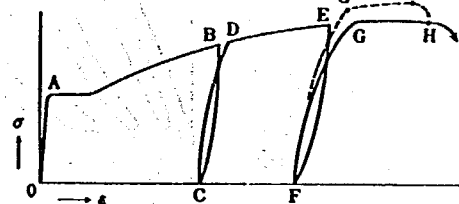
2.1.2 鉄筋の応力-ひずみ関係

鉄筋の応力-ひずみ関係の代表例を図-2.6⁴⁾に示す。鉄筋の応力-ひずみ関係は、つぎの三つの部分に分けられる。

- ① 応力とひずみが比例関係にある部分 (弾性域)
- ② ひずみのみ増加する部分 (降伏域)
- ③ ひずみの増加に伴い応力も徐々に増加する部分 (ひずみ硬化域)



(a)



(b)

図-2.6 鉄筋の応力-ひずみ関係⁴⁾

本研究では一度破壊した部材を補修・補強して再度载荷する。はじめに破壊したときに鉄筋がひずみ硬化域に達していれば、再载荷時には弾性域が高くなり耐荷力が増加することが考えられる。したがって、鉄筋の応力-ひずみ関係は図-2.7のようにひずみ硬化を考慮⁵⁾できるものとした。鋼板についても同様、降伏点によって図中の式で降伏域、ひずみ硬化域を計算して応力-ひずみ関係を求めた。

一度荷重を受けた鋼材が再度荷重を受けた場合の応力-ひずみ関係は、図-2.8のように一度受けた最大応力 σ_0 まではヤング係数 $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ で弾性挙動し、 σ_0 以後はひずみ硬化の線にのるものとした。

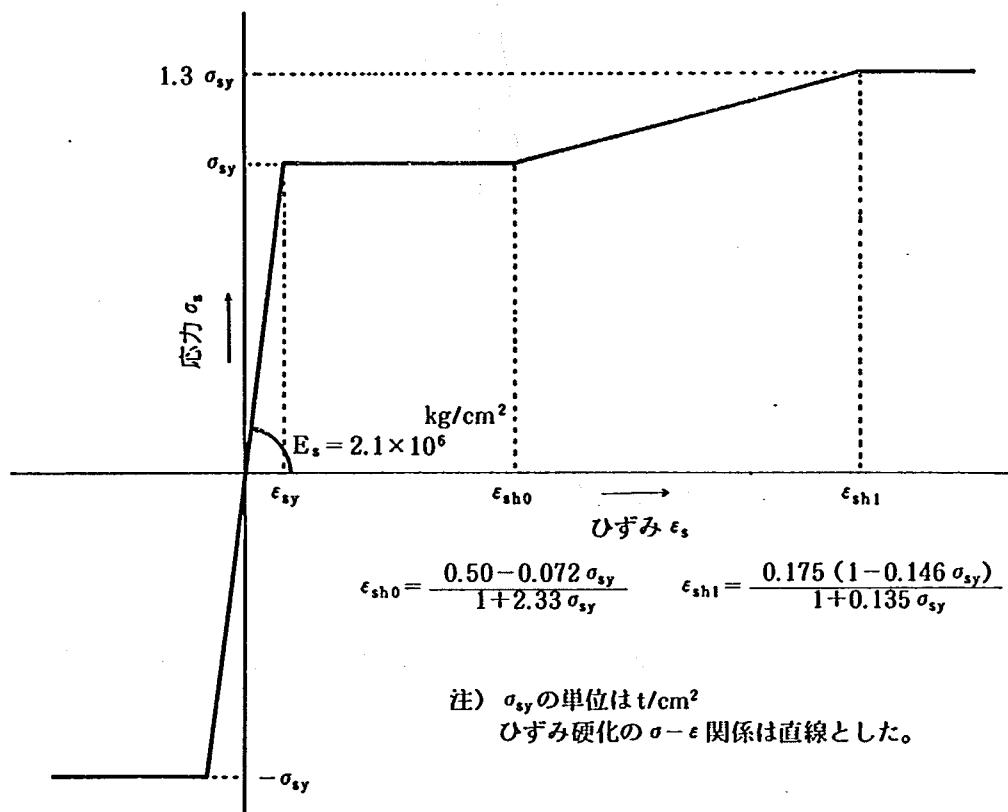


図-2.7 鉄筋の応力-ひずみ関係の仮定

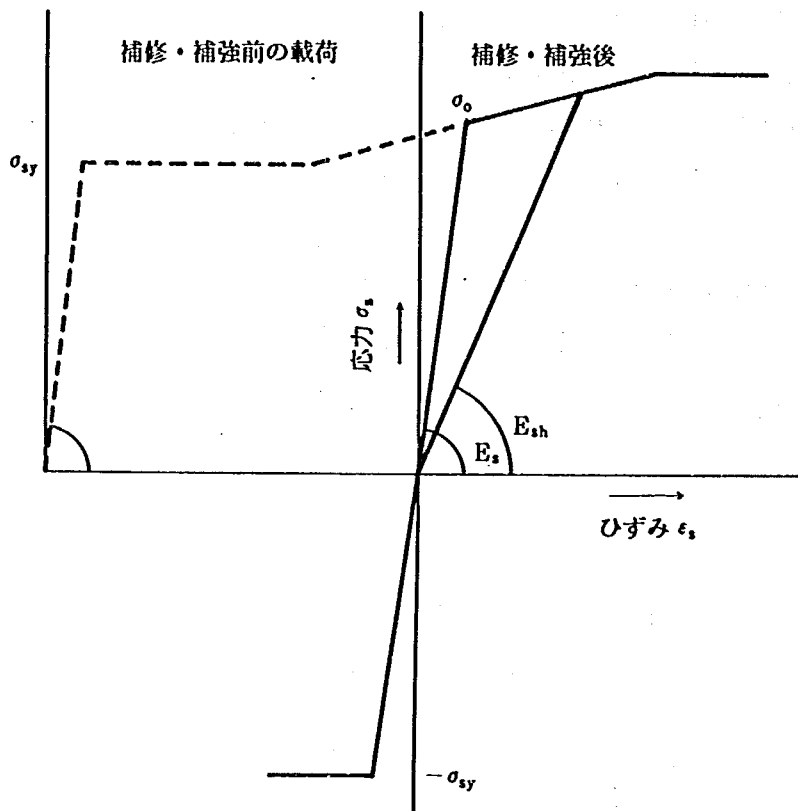


図-2.8 鉄筋の応力-ひずみ関係の仮定

2.2 耐荷力, 変形の計算式

2.2.1 偏心軸力の作用した場合の耐荷力, 曲率

1) 原 柱

(1) 弾性範囲

弾性範囲内であれば, 柱断面に偏心軸力 N が作用したときの応力, ひずみは図-2.9のようになる。力のつり合いより,

$$\left. \begin{aligned} N &= C + C' - T \\ C + C' &= \frac{1}{2} \sigma_c b x + \sigma'_s A'_s \\ T &= \sigma_s A_s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.3)$$

となる。比例関係から,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= \frac{1}{n} \frac{x}{d-x} \sigma_s \\ \sigma'_s &= \frac{x-d'}{d-x} \sigma_s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.4)$$

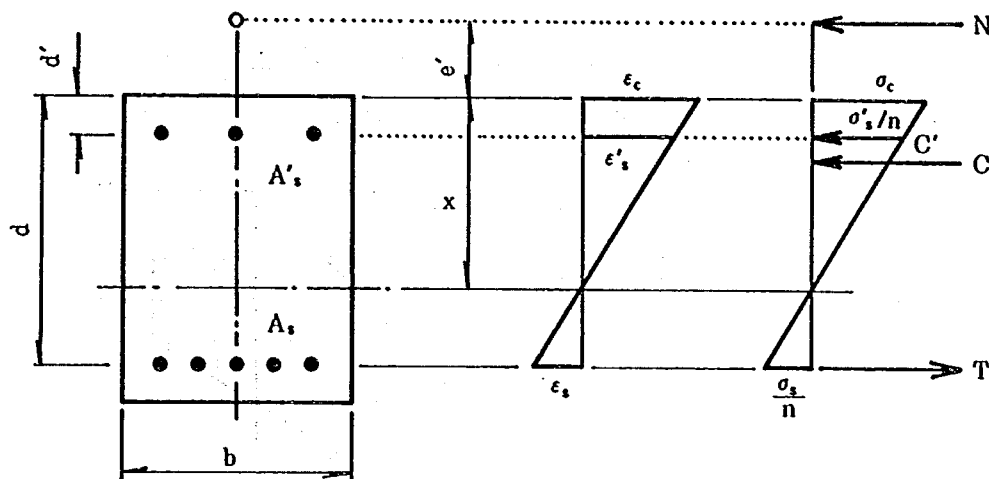


図-2.9 偏心軸力作用時の応力、ひずみ（弾性）

n はヤング係数比で、

$$n = E_s / E_c \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

となる。また、モーメントのつり合いより、

$$N(x + e') = \frac{1}{2} \sigma_c b x \cdot \frac{2}{3} x + \sigma'_s A'_s (x - d') + \sigma_s A_s (d - x) \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

となる。

式(2.6)に式(2.3), (2.4), (2.5)を代入する。

途中は省略するが、

$$\left. \begin{aligned} x^3 + a x^2 + b x + c &= 0 \\ a &= 3 e' \\ b &= \frac{6 n}{b} \{ A_s (d + e') + A'_s (d' + e') \} \\ c &= - \frac{6 n}{b} \{ A_s d (d + e') + A'_s d' (d' + e') \} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

となる。式(2.7)の3次式を解けば x が求まり中立軸の位置がわかる。そのときの軸力 N は、引張鉄筋の応力 σ_s を式(2.3), 式(2.4)に代入することにより求められる。このときの曲率 ϕ は、

$$\phi = \frac{\sigma_s / E_s}{d - x} \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

で求められる。

(2) 終 局 時

コンクリートのひずみが終局ひずみ ϵ_{cu} に達したときを終局時とした。

その時の柱断面の応力，ひずみは図-2.10のようになる。

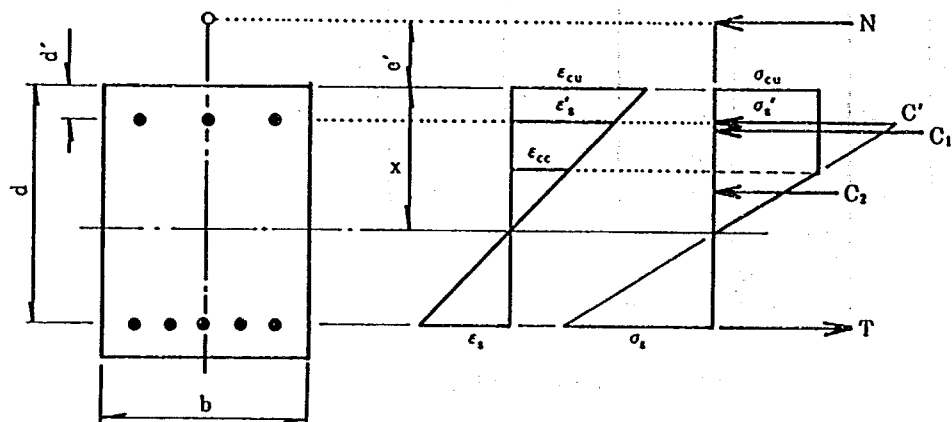


図-2.10 偏心軸力作用時の応力，ひずみ（終局時）

力のつり合いより， N は

$$N = C_1 + C_2 + C' - T$$

$$\left. \begin{aligned} C_1 + C_2 + C' &= \frac{1}{2} b x \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cu}} \sigma_{cu} + b x \left(1 - \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cu}} \right) \sigma_{cu} + A'_s \sigma'_s \\ T &= A_s \sigma_s \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.9)$$

となる。また，モーメントのつり合いより，

$$\begin{aligned} N(x + e') &= \frac{2}{3} x \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cu}} \cdot \frac{1}{2} b x \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cu}} \sigma_{cu} + \left\{ x - \frac{x}{2} \left(1 - \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cu}} \right) \right\} \cdot \\ &\quad b x \left(1 - \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cu}} \right) \sigma_{cu} + (x - d') A'_s \sigma'_s + (d - x) A_s \sigma_s \dots\dots\dots (2.10) \end{aligned}$$

となる。また，図-2.9より

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{cc} / \epsilon_{cu} &= r \\ \sigma_s &= \frac{d - x}{x} \epsilon_{cu} E_s \\ \sigma'_s &= \frac{x - d'}{x} \epsilon_{cu} E_s \\ \epsilon_{cu} E_s / \sigma_{cu} &= \delta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.11)$$

とする。式 (2.10) に式 (2.9), 式 (2.11) を代入すると,

$$\left. \begin{aligned} a x^3 + b x^2 + c x + d &= 0 \\ a &= \frac{1}{2} b \left(1 - r + \frac{1}{3} r^2 \right) \\ b &= b e' \left(1 - \frac{1}{2} r \right) \\ c &= A'_s \delta (e' + d') \pm A_s \delta (e' + d) \\ d &= -A'_s \delta d' (e' + d') - A_s \delta d (e' + d) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.12)$$

となる。式 (2.12) より x が求まり N が計算できる。このときの曲率 ϕ は,

$$\phi = \frac{\epsilon_{cu}}{x} = \frac{0.0035}{x} \dots\dots\dots (2.13)$$

となる。

鉄筋が降伏する場合, 式 (2.12) の係数 c の降伏した鉄筋にあたる下線部分の δ は α あるいは α' になり, 符号は+から-に, また, 係数 d の部分は消える。ここに, α および α' は式 (2.14) とする。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{cu}} \\ \alpha' &= \frac{\sigma'_{sy}}{\sigma_{cu}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.14)$$

圧縮, 引張両鉄筋が降伏した場合は,

$$\left. \begin{aligned} a x^2 + b x + c &= 0 \\ a &= \frac{1}{2} \left(1 - r + \frac{1}{3} r^2 \right) \\ b &= b e' \left(1 - \frac{r}{2} \right) \\ c &= (e' + d') \alpha' A'_s - (e' + d) \alpha A_s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.15)$$

となる。

2) 補 強

コンクリート打足しおよび鋼板接着補強した場合は, つぎのとおりである。

(1) 弾性範囲

柱断面の応力，ひずみは図-2.11のとおりとする。

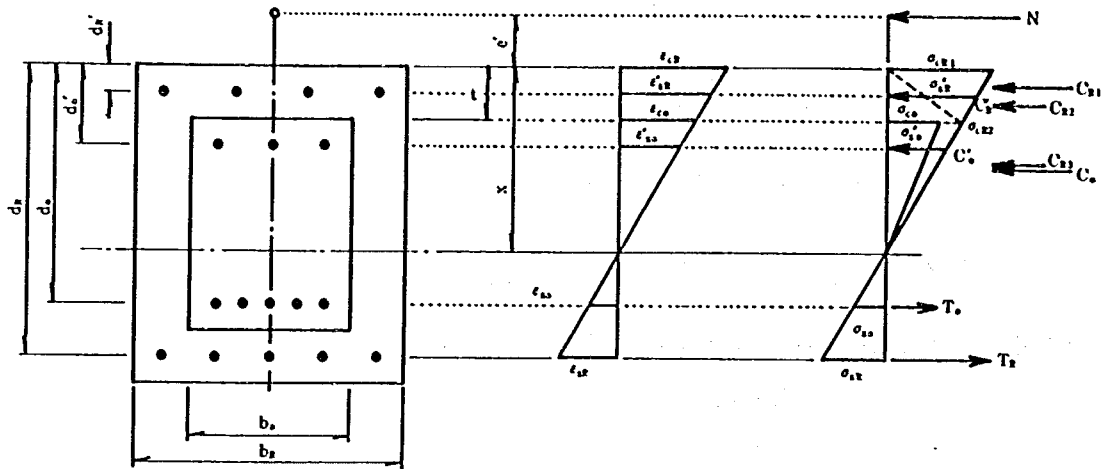


図-2.11 コンクリートを打足した場合の応力，ひずみ（弾性）

力のつり合いより，

$$\begin{aligned}
 N &= C_{R1} + C_{R2} + C_{R3} + C_0 + C'_R + C'_0 - T_0 - T_R \\
 C_{R1} + C_{R2} + C_{R3} + C_0 + C'_R + C'_0 &= \frac{t}{2} (\sigma_{cR1} + \sigma_{cR2}) b_R \\
 &+ \frac{x-t}{2} \sigma_{c0} b_0 + \frac{x-t}{2} \sigma_{cR2} (b_R - b_0) + \sigma'_{sR} A'_{sR} + \sigma'_{s0} A'_{s0} \\
 T_0 + T_R &= \sigma_{s0} A_{s0} + \sigma_{sR} A_{sR}
 \end{aligned}
 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \dots (2.16)$$

となる。また，モーメントのつり合いより

$$\begin{aligned}
 N(x+e') &= \left(x - \frac{t}{3}\right) \frac{t}{2} \sigma_{cR1} b_R + \left(x - \frac{2}{3}t\right) \frac{t}{2} \sigma_{cR2} b_R \\
 &+ \frac{2}{3}(x-t) \frac{x-t}{2} \sigma_{c0} b_0 + \frac{2}{3}(x-t) \frac{x-t}{2} \sigma_{cR2} (b_R - b_0) \\
 &+ (x-d_R) \sigma'_{sR} A'_{sR} + (x-d'_0) \sigma'_{s0} A'_{s0} + (d_0-x) \sigma_{s0} A_{s0} \\
 &+ (d_R-x) \sigma_{sR} A_{sR} \dots (2.17)
 \end{aligned}$$

となる。また，比例関係から

$$\sigma_{cR1} = \frac{1}{n_R} \frac{x}{d_R - x} \sigma_{sR}, \quad n_R = \frac{E_s}{E_{cR}}$$

$$\left. \begin{aligned}
 \sigma_{cR2} &= \frac{1}{n_R} \frac{x-t}{d_R-x} \sigma_{sR} \\
 \sigma_{c0} &= \frac{1}{n_0} \frac{x-t}{d_R-x} \sigma_{sR}, \quad n_0 = \frac{E_s}{E_{c0}} \\
 \sigma'_{sR} &= \frac{x-d'_R}{d_R-x} \sigma_{sR} \\
 \sigma'_{s0} &= \frac{x-d'_0}{d_R-x} \sigma_{sR} \\
 \sigma_{s0} &= \frac{d_0-x}{d_R-x} \sigma_{sR}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.18)$$

となる。式 (2.17) に式 (2.16), 式 (2.18) を代入すると,

$$\left. \begin{aligned}
 a x^3 + b x^2 + c x + d &= 0 \\
 a &= \frac{b_0}{6 n_0} + \frac{b_R - b_0}{6 n_R} \\
 b &= \frac{b_0}{2 n_0} + \frac{(b_R - b_0) e'}{2 n_R} \\
 c &= b_0 t \left(e' + \frac{t}{2} \right) \left(\frac{1}{n_R} - \frac{1}{n_0} \right) + A'_{sR} (d'_R + e') \\
 &\quad + A'_{s0} (d'_0 + e') + A_{s0} (d_0 + e') + A_{sR} (d_R + e') \\
 d &= b_0 t^2 \left(\frac{e'}{2} + \frac{t}{3} \right) \left(\frac{n_R - n_0}{n_R n_0} \right)
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.19)$$

となる。式 (2.19) より x が求まり、式 (2.16), 式 (2.18) に σ_{sR} を代入することにより N が計算できる。このときの曲率 ϕ は,

$$\phi = \frac{\sigma_{sR} / E_s}{d_R - x} \dots\dots\dots (2.20)$$

となる。

(2) 終局時

補強した柱断面の終局時の応力、ひずみは図-2.12のとおりとする。

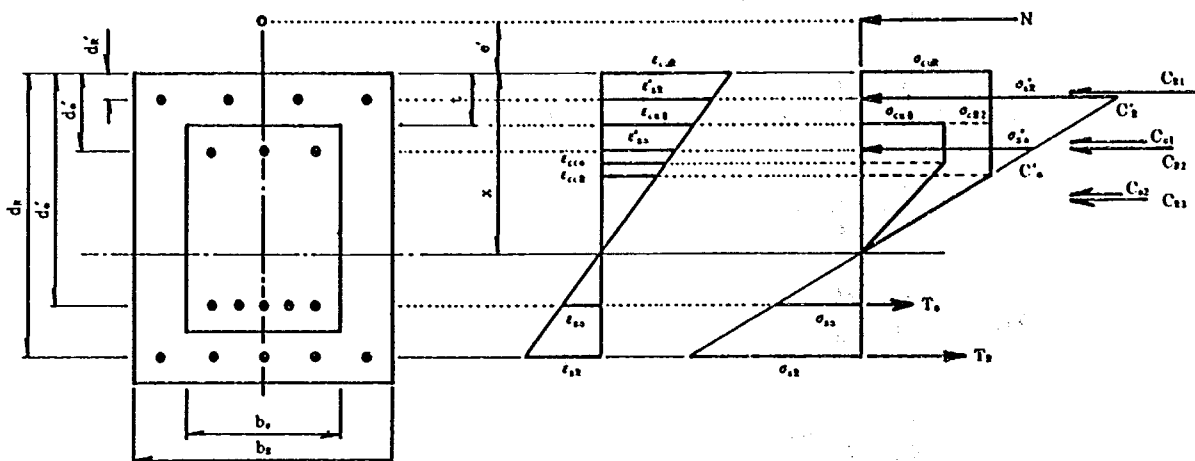


図-2.12 コンクリートを打足した場合の応力, ひずみ (終局時)

力のつり合いより,

$$\begin{aligned}
 N &= C_{R1} + C_{R2} + C_{R3} + C_{01} + C_{02} + C'_R + C'_0 - T_0 - T_R \\
 C_{R1} + C_{R2} + C_{R3} + C_{01} + C_{02} + C'_R + C'_0 &= b_R t \sigma_{cuR} \\
 &+ (b_R - b_0) \left(x - t - \frac{\epsilon_{ccR}}{\epsilon_{cuR}} x \right) \sigma_{cuR} \\
 &+ \frac{1}{2} (b_R - b_0) \frac{\epsilon_{ccR}}{\epsilon_{cuR}} x \sigma_{cuR} + b_0 \left(x - t - \frac{\epsilon_{cc0}}{\epsilon_{cu0}} \right) \sigma_{cu0} \\
 &+ \frac{1}{2} b_0 \frac{\epsilon_{cc0}}{\epsilon_{cu0}} x \sigma_{cu0} + A'_{sR} \sigma'_{sR} + A'_{s0} \sigma'_{s0} \\
 T_0 + T_R &= A_{s0} \sigma_{s0} + A_{sR} \sigma_{sR}
 \end{aligned} \quad \dots\dots (2.21)$$

となる。また、モーメントのつり合いより,

$$\begin{aligned}
 N(x + e') &= \left(x - \frac{t}{2} \right) b_R t \sigma_{cuR} + \left(\frac{x}{2} + \frac{x}{2} \frac{\epsilon_{ccR}}{\epsilon_{cuR}} - \frac{t}{2} \right) (b_R - b_0) \cdot \\
 &\left(x - t - \frac{\epsilon_{ccR}}{\epsilon_{cuR}} x \right) \sigma_{cuR} + \frac{2}{3} \frac{\epsilon_{ccR}}{\epsilon_{cuR}} x \frac{1}{2} (b_R - b_0) \frac{\epsilon_{ccR}}{\epsilon_{cuR}} x \sigma_{cuR} \\
 &+ \left(\frac{x}{2} + \frac{1}{2} \frac{\epsilon_{cc0}}{\epsilon_{cu0}} x - \frac{t}{2} \right) b_0 \left(x - t - \frac{\epsilon_{cc0}}{\epsilon_{cu0}} x \right) \sigma_{cu0} \\
 &+ \frac{2}{3} \frac{\epsilon_{cc0}}{\epsilon_{cu0}} x \frac{1}{2} b_0 \frac{\epsilon_{cc0}}{\epsilon_{cu0}} x \sigma_{cu0} + (x - d'_R) A'_{sR} \sigma'_{sR} \\
 &+ (x - d'_0) A'_{s0} \sigma'_{s0} + (d_R - x) A_{sR} \sigma_{sR} + (d_0 - x) A_{s0} \sigma_{s0} \dots\dots\dots (2.22)
 \end{aligned}$$

となる。また、

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{ccR} / \epsilon_{cuR} &= \gamma_R \\ \epsilon_{cc0} / \epsilon_{cu0} &= \gamma_0 \\ \sigma'_{sR} &= \frac{x - d'_R}{x} \epsilon_{cuR} E_s, \quad \frac{\epsilon_{cuR} E_s}{\sigma_{cuR}} = \delta'_R \\ \sigma'_{s0} &= \frac{x - d'_0}{x} \epsilon_{cuR} E_s, \quad \frac{\epsilon_{cuR} E_s}{\sigma_{cuR}} = \delta'_0 \\ \sigma_{s0} &= \frac{d_0 - x}{x} \epsilon_{cuR} E_s, \quad \frac{\epsilon_{cuR} E_s}{\sigma_{cuR}} = \delta_0 \\ \sigma_{sR} &= \frac{d_R - x}{x} \epsilon_{cuR} E_s, \quad \frac{\epsilon_{cuR} E_s}{\sigma_{cuR}} = \delta_R \\ \sigma_{cu0} / \sigma_{cuR} &= \beta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.23)$$

とする。式 (2.22) に式 (2.21), 式 (2.23) を代入すると、

$$\left. \begin{aligned} a x^3 + b x^2 + c x + d &= 0 \\ a &= \frac{1}{2} (b_R - b_0) \left(1 - \gamma_R + \frac{1}{3} \gamma_R^2 \right) + \frac{1}{2} b_0 \beta_0 \left(1 - \gamma_0 + \frac{1}{3} \gamma_0^2 \right) \\ b &= (b_R - b_0) e' \left(1 - \frac{1}{2} \gamma_R \right) + b_0 \beta_0 e' \left(1 - \frac{1}{2} \gamma_0 \right) \\ c &= b_0 t (1 - \beta_0) \left(e' + \frac{t}{2} \right) + A'_{sR} \delta'_R (e' + d'_R) + A'_{s0} \delta'_0 (e' + d'_0) \\ &\quad + A_{s0} \delta_0 (e' + d_0) + A_{sR} \delta_R (e' + d_R) \\ d &= - \underline{A'_{sR} d'_R \delta'_R (e' + d'_R)} - \underline{A'_{s0} d'_0 \delta'_0 (e' + d'_0)} \\ &\quad - \underline{A_{s0} d_0 \delta_0 (e' + d_0)} - \underline{A_{sR} d_R \delta_R (e' + d_R)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.24)$$

となり、 N が求められる。このときの曲率 ϕ は、

$$\phi = \frac{\epsilon_{cu}}{x} = \frac{0.0035}{x} \dots\dots\dots (2.25)$$

となる。

鉄筋が降伏する場合、式 (2.24) の係数 c の降伏する鉄筋にあたる項の下線部分の δ'_R , δ'_0 , δ_0 , δ_R から α'_R , α'_0 , α_0 , α_R に、符号は + から - にかわる。また、係数 d の下線の部分は消えていく。ここに、 α'_R , α'_0 , α_0 , α_R は、

$$\left. \begin{aligned} \alpha'_R &= \sigma'_{sR} / \sigma_{cuR} \\ \alpha'_0 &= \sigma'_{s0} / \sigma_{cuR} \\ \alpha_0 &= \sigma_{s0} / \sigma_{cuR} \\ \alpha_R &= \sigma_{sR} / \sigma_{cuR} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.26)$$

である。

全鉄筋が降伏すると、

$$\left. \begin{aligned} ax^2 + bx + c &= 0 \\ a &= \frac{1}{2} (b_R - b_0) (1 - r_R + \frac{1}{3} r_R^2) + \frac{1}{2} b_0 \beta_0 (1 - r_0 + \frac{1}{3} r_0^2) \\ b &= (b_R - b_0) e' (1 - \frac{1}{2} r_R) + b_0 \beta_0 e' (1 - \frac{1}{2} r_0) \\ c &= b_0 t (1 - \beta_0) (e' + \frac{t}{2}) + A'_{sR} \alpha'_R (e' + d'_R) + A'_{s0} \alpha'_0 (e' + d'_0) \\ &\quad - A_{s0} \alpha_0 (e' + d_0) - A_{sR} \alpha_R (e' + d_R) \end{aligned} \right\} (2.27)$$

となる。

2.2.2 曲げモーメントの作用した場合の耐荷力、変形

1) 耐荷力、曲率

水平力に対する耐荷力 P は、式 (2.28) によって求められる。

$$P = M/h \dots\dots\dots (2.28)$$

ここに、 M : 耐荷力を求める断面の抵抗モーメント

h : 求める断面から水平力作用位置までの距離

(1) 原柱および補強部分と一体の場合

a. ひびわれ時

部材の全断面が有効と仮定し、ひびわれ時の曲げモーメント M_c および、そのときの曲率 ϕ_c は、式 (2.29) および式 (2.30) である。

$$M_c = W \left(\sigma_t + \frac{N}{A} \right) \dots\dots\dots (2.29)$$

$$\phi_c = \frac{M_c}{E_c I} \dots\dots\dots (2.30)$$

ここに、 σ_t : コンクリートの引張強度 $\sigma_t = 1.8\sqrt{\sigma_c}$

σ_c : コンクリートの圧縮強度

N : 軸圧縮力

A, I, W : 軸方向鉄筋を考慮した断面積, 断面二次モーメント (cm^4), 断面係数

E_c : コンクリートのヤング係数。ここでは σ_t に相当する圧縮応力 $\sigma_c = \sigma_t$ のときのひずみ ϵ_c を求め $E_c = \sigma_c / \epsilon_c$ (図-2.1 参照) とした。

b. 降伏時および終局時

断面の応力およびひずみは図-2.13のようである。断面を微小要素に分割し、式(2.31)のつり合いより、中立軸の位置を繰返し計算によって求める。

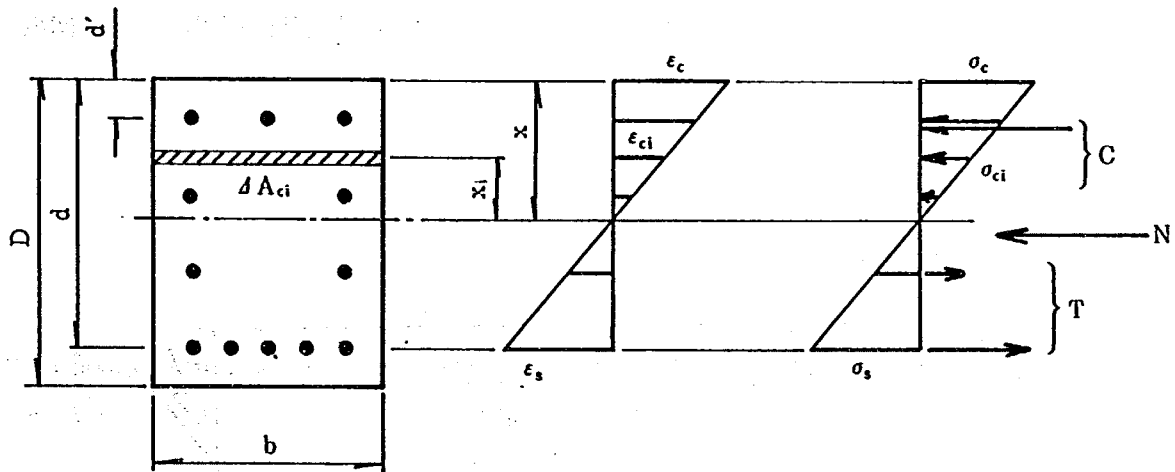


図-2.13 曲げモーメント作用時の応力, ひずみ

$$\sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot \Delta A_{si} - N = 0 \quad (2.31)$$

中立軸が求まれば、曲げモーメントは式(2.32)によって求められる。

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot \Delta A_{ci} \cdot x_i + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot \Delta A_{si} \cdot x_i + N \left(\frac{D}{2} - x \right) \quad (2.32)$$

ここに、 N : 軸圧縮力

σ_{ci}, σ_{si} : 各要素のコンクリートおよび鉄筋の応力

$\Delta A_{ci}, \Delta A_{si}$: 各要素のコンクリートおよび鉄筋の面積

x_i : 各要素のコンクリートまたは鉄筋から中立軸までの距離

n : 分割要素分割数

降伏時および終局時の曲率 ϕ_y, ϕ_u は式(2.33)によって求まる。

$$\left. \begin{aligned} \phi_y &= \varepsilon_{sy} / (d - x) \\ \phi_u &= \varepsilon_{cu} / x \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.33)$$

(2) 断面修復の場合

コンクリートがはくりなど断面欠損したところをパテなどにより断面修復した場合の耐荷力、曲率は、つぎのように求めることができる。ただし、ここでは断面修復材は樹脂パテのようにヤング係数の小さく強度の高いものについて計算式を導びく。コンクリート材料などを修復材に使用した場合も断面内の応力、ひずみ分布をその材料に合うように仮定すれば同様に導びくことができる。

a. 弾性範囲

断面内の応力、ひずみ分布は図-2.14のとおりである。修復材の応力-ひずみ関係は比例関係にあるものとする。

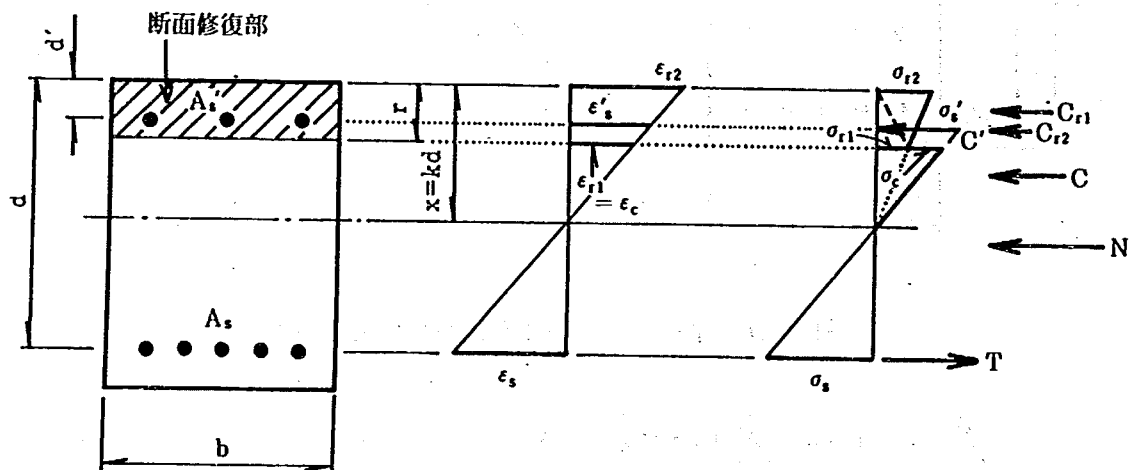


図-2.14 断面修復時の応力、ひずみ（弾性）

つり合い条件より、

$$N = C + C_{r1} + C_{r2} + C' - T$$

$$C + C_{r1} + C_{r2} + C' = \left\{ \frac{1}{2} \sigma_c \left(k - \frac{r}{d} \right) + \frac{1}{2} (\sigma_{r1} + \sigma_{r2}) \frac{r}{d} + \sigma'_s p' \right\} b d \dots\dots\dots (2.34)$$

$$T = \sigma_s p b d$$

軸力 N をつぎのようにおく。

$$N = \alpha \sigma_s p b d$$

となり,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= \frac{1}{n_c} \frac{k - r/d}{1 - k} \sigma_s & \text{このとき} & n_c = \frac{E_s}{E_c} \\ \sigma_{r1} &= \frac{1}{n_r} \frac{k - r/d}{1 - k} \sigma_s & \text{このとき} & n_r = \frac{E_s}{E_r} \\ \sigma_{r2} &= \frac{1}{n_r} \frac{k}{1 - k} \\ \sigma'_s &= \frac{1}{n'_s} \frac{k - d'/d}{1 - k} \sigma_s & \text{このとき} & n'_s = \frac{E_s}{E'_s} \\ p &= \frac{A_s}{b d}, \quad p' = \frac{A'_s}{b d} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.35)$$

とする。

式 (2.34) に式 (2.35) を代入すると,

$$\left. \begin{aligned} a k^2 + b k + c &= 0 \\ a &= \frac{1}{2} \frac{1}{n_c} \\ b &= \frac{1}{n'_s} p' - \frac{1}{n_c} \frac{d'}{d} + \frac{1}{n_r} \frac{r}{d} + p (1 + \alpha) \\ c &= \frac{1}{2} \frac{1}{n_c} \left(\frac{d'}{d} \right)^2 - \frac{1}{2} \frac{1}{n_r} \left(\frac{r}{d} \right)^2 - \frac{1}{n'_s} \frac{d'}{d} p' - p (1 + \alpha) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.36)$$

となり, 二次方程式を解くことにより k が求まり, 中心軸の位置がわかる。

引張鉄筋の応力 σ_s に降伏点 $\sigma_{sy} (= \sigma_0)$ を与えることにより, 式 (2.35) および式 (2.37) から降伏時のモーメント M_{yr} が求められる。

$$\begin{aligned} M_{yr} &= \left[\frac{1}{2} \frac{r}{d} \left\{ \sigma_{r1} \left(k - \frac{2}{3} \frac{r}{d} \right) + \sigma_{r2} \left(k - \frac{1}{3} \frac{r}{d} \right) \right\} + \frac{1}{3} \sigma_c \left(k - \frac{r}{d} \right)^2 \right. \\ &\quad \left. + p' \sigma'_s \left(k - \frac{d'}{d} \right) + \alpha p \sigma_0 \left(\frac{1}{2} \frac{r}{d} - k \right) + p \sigma_0 (1 - k) \right] b d \end{aligned} \quad (2.37)$$

そのときの曲率 ϕ_{yr} は式 (2.38) より求められる。

$$\phi_{yr} = \frac{\epsilon_0}{(1 - k) d} \dots\dots\dots (2.38)$$

ここに, ϵ_0 : 原柱が受けた最大荷重時の鉄筋のひずみ

引張鉄筋降伏前に圧縮鉄筋が降伏した場合は、

$$\sigma'_{sy} = r' \sigma_s \dots\dots\dots (2.39)$$

とおき、同様に解くと

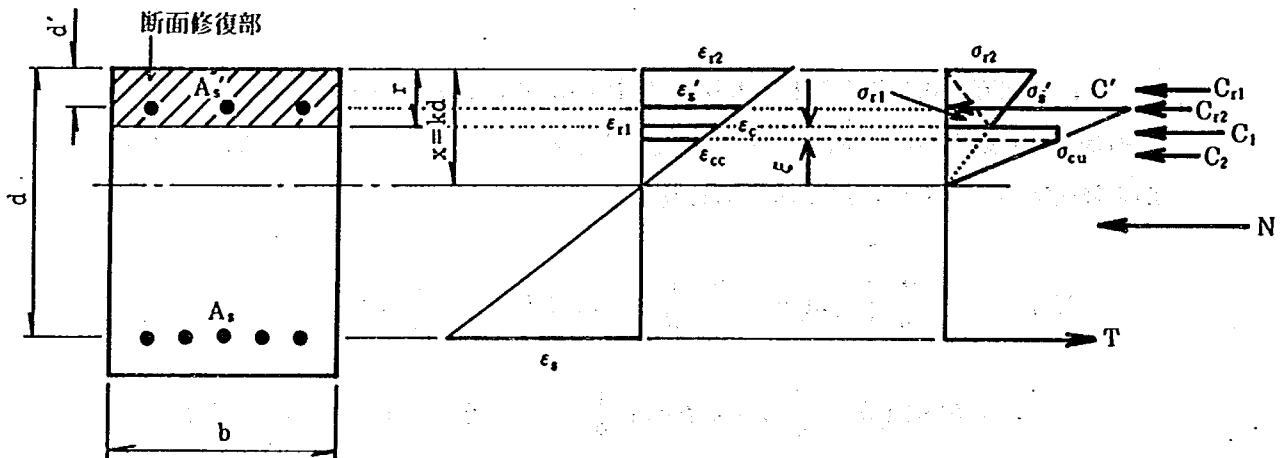
$$\left. \begin{aligned} a x^2 + b x + c &= 0 \\ a &= \frac{1}{2} \frac{1}{n_c} \\ b &= \frac{1}{n_r} \frac{r}{d} + p + \alpha p - r' p' - \frac{1}{n_c} \frac{d'}{d} \\ c &= \frac{1}{2} \frac{1}{n_c} \left(\frac{d'}{d} \right)^2 + r' p' - p - \alpha p - \frac{1}{2} \frac{1}{n_r} \left(\frac{r}{d} \right)^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.40)$$

となる。

b. 終局まで

引張鉄筋は降伏し（図－2.8 参照）、コンクリートの応力－ひずみ関係が比例限界に達すれば、それ以後終局まではつぎのように求めることができる。このときも修復材の応力－ひずみ関係は比例関係にあるものとする。

このときの断面の応力、ひずみは図－2.15 のようである。



図－2.15 断面修復時の応力、ひずみ（終局時）

つり合い条件より

$$\left. \begin{aligned}
 N &= C_1 + C_2 + C_{r1} + C_{r2} + C' - T \\
 C_1 + C_2 + C_{r1} + C_{r2} + C' &= \left[\frac{1}{2} (\sigma_{r1} + \sigma_{r2}) \frac{r}{d} + \xi \sigma_{cu} \right. \\
 &\quad \left. + \frac{1}{2} \sigma_{cu} \left(k - \frac{r}{d} - \xi \right) + p' \sigma'_s \right] b d \\
 T &= \sigma_s p b d \\
 N &= \alpha \sigma_s p b d
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.41)$$

となり,

$$\left. \begin{aligned}
 \sigma'_s &= \frac{1}{n'_s} \frac{k - d'/d}{1 - k} \sigma_s & \text{このとき} & n'_s = \frac{E_{sh}}{E'_s} \\
 \sigma_{r1} &= \frac{1}{n_r} \frac{k - d'/d}{1 - k} \sigma_s & \text{このとき} & n_r = \frac{E_{sh}}{E_r} \\
 \sigma_{r2} &= \frac{1}{n_r} \frac{k}{1 - k} \sigma_s \\
 k - \frac{r}{d} - \xi &= \frac{\sigma_{cu}}{\sigma_s} (1 - k) n_c \\
 \xi &= k - \frac{r}{d} - n_c \beta' (1 - k) & \text{このとき} & \beta' = \frac{\sigma_{cu}}{\sigma_s}, \quad n_c = \frac{E_{sh}}{E_c}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.42)$$

とする。

式 (2.41) に式 (2.42) を代入すると

$$\left. \begin{aligned}
 a k^2 + b k + c &= 0 \\
 a &= - \left(1 + \frac{1}{2} n_c \beta' \right) \beta' \\
 b &= \left(1 + \frac{r}{d} + n_c \beta' \right) \beta' + \frac{1}{n'_s} p' + p (1 + \alpha) + \frac{1}{n_r} \frac{r}{d} \\
 c &= - \left(\frac{r}{d} + \frac{1}{2} n_c \beta' \right) \beta' - \frac{1}{2} \frac{1}{n_r} \left(\frac{r}{d} \right)^2 - \frac{1}{n'_s} \frac{d'}{d} p' \\
 &\quad - p (1 + \alpha)
 \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.43)$$

となり, 二次方程式を解くことにより k が求まり, 中立軸の位置がわかる。

引張鉄筋の応力 σ_s とそのときのひずみ ϵ_s を与え, それを式 (2.42) に代入し, それを式 (2.44) に代入すればモーメントが求められる。

$$\begin{aligned}
M = & \left[\frac{1}{2} \frac{r}{d} \left\{ \sigma_{r1} \left(k - \frac{2}{3} \frac{r}{d} \right) + \sigma_{r2} \left(k - \frac{1}{3} \frac{r}{d} \right) \right\} \right. \\
& + \xi \sigma_{cu} \left(k - \frac{r}{d} - \frac{1}{2} \xi \right) + \frac{1}{3} \sigma_{cu} \left(k - \frac{r}{d} - \xi \right)^2 + p' \sigma'_s \left(k - \frac{d'}{d} \right) \\
& \left. + \alpha p \sigma_s \left(\frac{1}{2} \frac{D}{d} - k \right) + p \sigma_s (1 - k) \right] b d \dots\dots\dots (2.44)
\end{aligned}$$

終局時のモーメント M_u は、この計算を繰返しコンクリートの圧縮ひずみが ϵ_{cu} に達するときとする。

このときの曲率 ϕ は式 (2.45) によって求められる。

$$\phi = \epsilon_s / (1 - k) d \dots\dots\dots (2.45)$$

圧縮鉄筋も降伏した場合

$$\sigma'_{sy} = r' \sigma_s \dots\dots\dots (2.46)$$

とすると

$$\left. \begin{aligned}
a k^2 + b k + c &= 0 \\
a &= - \left(1 + \frac{1}{2} n_c \beta' \right) \beta' \\
b &= \left(1 + \frac{r}{d} + n_c \beta' \right) \beta' - r' p' + p + \alpha p + \frac{1}{n_r} \frac{r}{d} \\
c &= r' p' - p - \alpha p - \left(\frac{r}{d} + \frac{1}{2} n_c \beta' \right) \beta' - \frac{1}{2} \frac{1}{n_r} \left(\frac{r}{d} \right)^2
\end{aligned} \right\} \dots\dots (2.47)$$

2) 変 形

軸方向鉄筋がフーチングに定着されている場合の柱の変形量 δ は、(柱軀体の曲げ変形 δ_1 + 軸方向鉄筋のフーチング定着部からの拔出しに伴う柱の回転変位 δ_2) によって求めなければならない。

(1) 柱軀体の曲げ変形

a. 曲げモーメント－曲率関係

1) よりひびわれ、降伏、終局時のモーメントおよび曲率が求められる。この関係を図－2.16のように仮定する。

- ① ひびわれの発生するC点までは原点Oから直線
- ② 鉄筋の降伏するY点へは、モーメントと曲率が比例するものとしてOとYを結ぶ直線
- ③ コンクリートのひずみが終局ひずみに達するU点まではY点から直線

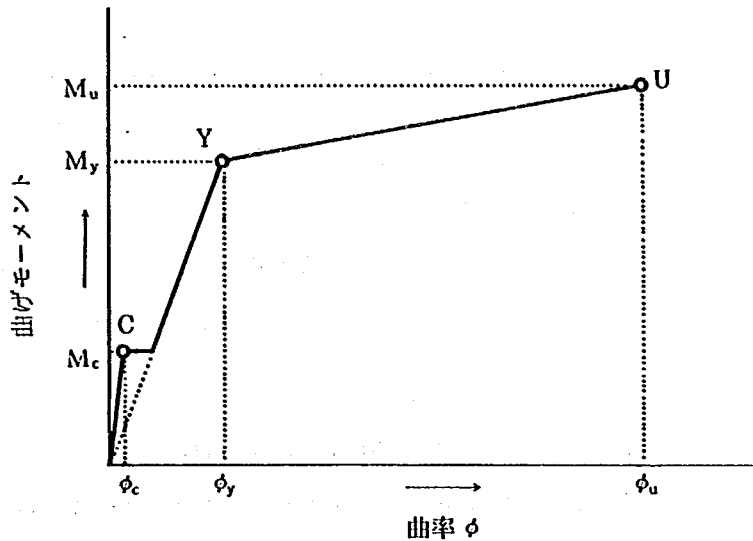


図-2.16 モーメントと曲率の関係

b. 変形量

柱に水平力が作用した場合のモーメント，曲率は，図-2.16より図-2.17のようになる。

変位 δ_1 は式 (2.48) によって求められる。

$$\delta_1 = \int_0^h \phi_z \cdot z \cdot dz \quad \dots\dots\dots (2.48)$$

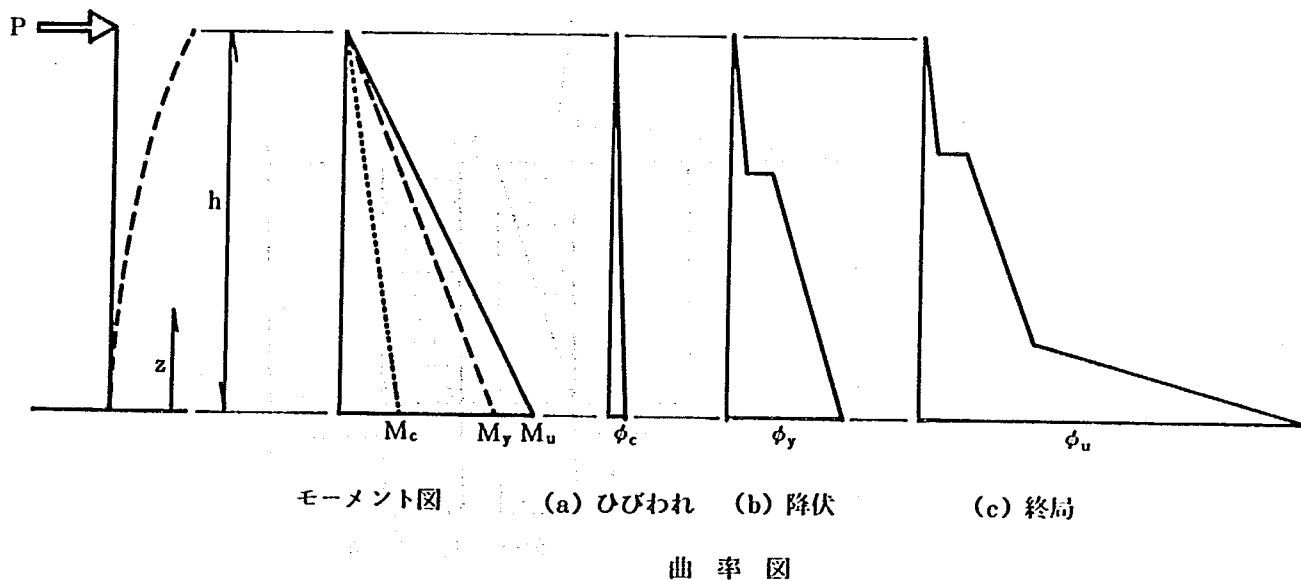


図-2.17 柱に水平力作用時のモーメント，曲率

(2) 鉄筋拔出に伴う回転変位

フーチングに定着している軸方向鉄筋の拔出に伴う柱の回転変位 δ_2 は，式 (2.49) によって求める。

$$\delta_2 = \frac{S}{d-x} h \quad \dots\dots\dots (2.49)$$

ここに、 h : 柱下端から変位を求める位置までの高さ

$d-x$: 中立軸から鉄筋までの距離

S : 鉄筋の拔出し量以下のとおり計算する。

鉄筋のフーチングからの拔出し量はつぎのように求める。

a. 降伏時

降伏までの鉄筋の拔出し量の計算は、文献 6) によった。

フーチング内の鉄筋のひずみ分布を図-2.18に示すように三角形分布と仮定する。付着応力度は鉄筋のひずみの差によって生ずるため、この仮定によれば付着応力度は一定となる。このときの付着応力度を実験結果から求め(図-2.19)、拔出し量 S を式(2.50)で計算する方法である。

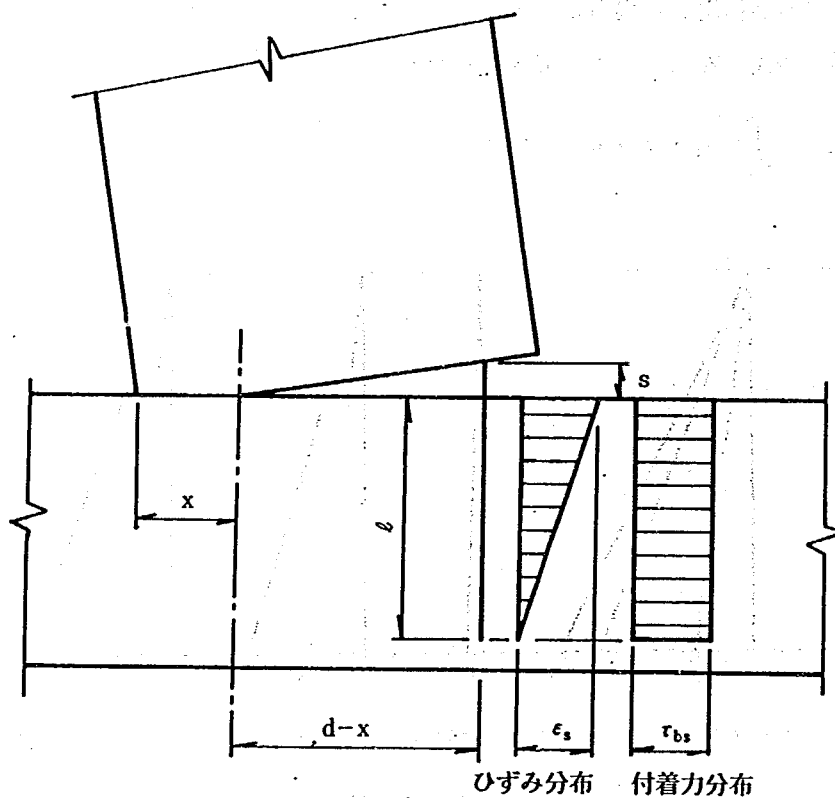


図-2.18 鉄筋のひずみ、付着力分布

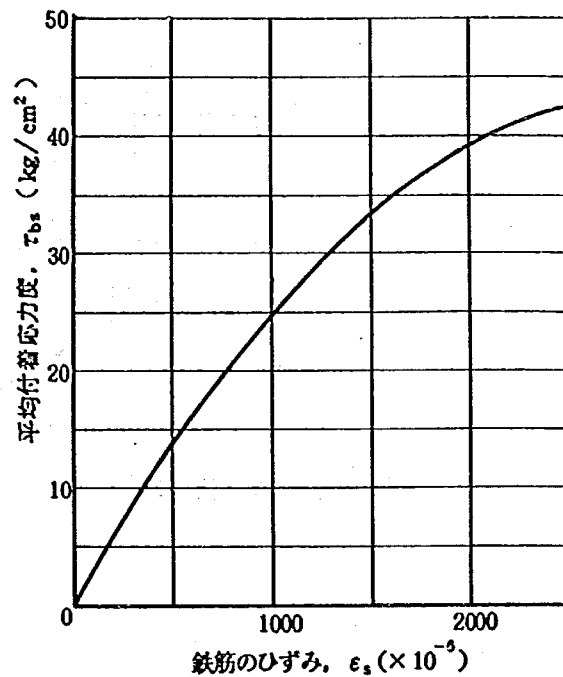


図-2.19 平均付着応力度

$$S = \frac{A_s \cdot \epsilon_s \cdot \sigma_s}{2U \tau_{bs}} \dots\dots\dots (2.50)$$

ここに、 A_s ：鉄筋の断面積

U ：鉄筋の周長

ϵ_s, σ_s ：柱下端（フーチング上面）における鉄筋のひずみおよび応力

τ_{bs} ：平均付着応力度（図-2.18）

ただし、文献6)の提案のように式(2.50)で求まる値の2倍をとることはしていない。

b. 降伏以後

フーチング内の鉄筋の降伏後のひずみ分布は図-2.20(a)のように、降伏した部分についても直線と仮定する。鉄筋のひずみによって降伏する深さ（降伏域） L_y を決めると、降伏以後の⁷⁾抜出し量は（降伏部分の抜出し量+降伏前の抜出し量）となる。降伏前の抜出し量は式(2.50)によるものとする、降伏以後の抜出し量は式(2.51)によって求められる。

$$S = \frac{\epsilon_{sy} + \epsilon_s}{2} L_y + \frac{A_s \cdot \epsilon_{sy} \cdot \sigma_{sy}}{2U \tau_{bs}} \dots\dots\dots (2.51)$$

降伏域 L_y とひずみの関係は、図-2.20(b)のような関係があるものとする。降伏域 L_y の大きさは文献8)をもとにひずみ硬化点では5cmとし、それ以前は降伏後の急激な抜出しを考慮し降伏域はひずみの二乗で広がるものとした。ひずみ硬化後は降伏点との強度比に比例関係にあるものとした。

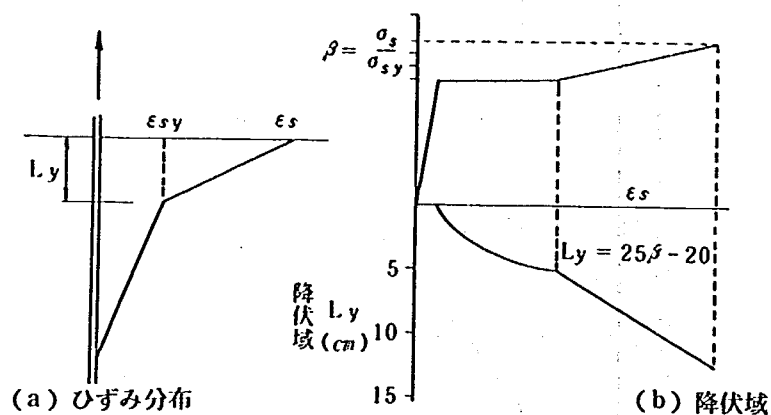


図-2.20 降伏域

2.3 セン断耐力

せん断耐力は、基本的には文献9)によった。

破壊後に斜めひびわれに樹脂注入した場合、せん断耐力は補修前と同じとした。

(1) 斜めひびわれ発生時

斜めひびわれ発生時のせん断耐力 V_c は式 (2.52) による。

$$V_c = 0.94 \sigma_c^{\frac{1}{3}} \left(0.75 + 1.40 \frac{d}{a} \right) (1 + \beta_p + \beta_d + \beta_n) b d \quad \dots\dots\dots (2.52)$$

ただし、

$$\beta_p = \sqrt{100 \bar{p}} - 1$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{100/d} - 1$$

$$\beta_n = 2 M_0 / M_u$$

ここに、 σ_c : コンクリートの圧縮強度

M_0 : 断面内に引張応力を生ずる限界の曲げモーメント

M_u : 終局曲げモーメント

β_p : セン断耐力の算定に用いる軸方向鉄筋比に関する係数

β_d : セン断耐力の算定に用いる有効高さに関する係数

β_n : セン断耐力の算定に用いる軸方向力に関する係数

(2) セン断補強鉄筋の降伏時

せん断補強鉄筋の降伏時耐力 V_s は式 (2.53) による。

$$V_y = V_c + A_w \sigma_{wy} \frac{z (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s} \dots\dots\dots (2.53)$$

ただし、 $z = d/1.15$ とする。

V_c は式 (2.52) による。

ここに、 A_w : 1組のせん断補強鉄筋の断面積

σ_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏点

z : 全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面の図心までの距離

s : せん断補強鉄筋の間隔

α : せん断補強鉄筋と部材軸とのなす角度

3. 補修・補強技術の調査試験

3.1 補修・補強した被災構造物調査

1) 調査目的

実構造物において地震による被害を受けた場合、被害程度の小さいときはひびわれへの樹脂注入による補修、被害の大きい場合はRC巻立て補強をおこなった例が多い。しかし、それらの工法による補修・補強効果については、実験的には認められてきているものの、実構造物に適用する場合、樹脂注入についてはひびわれ長さ、注入方法などによりどの程度注入できるのか、RC巻立てでは巻立てたコンクリートが旧躯体と一体に作用しているかなど、いろいろな問題が生じる。補修・補強の載荷実験に先立ち、地震によって被害を受けた橋脚に補修・補強を施したものについてコア採取し、今後の実験に役立てることにした。

2) 調査対象橋脚の地震被害の概要¹⁰⁾

調査した橋梁（図-3.1）は、1978年6月12日に発生した宮城県沖地震により被災したものである。上部工の型式は、7径間が単純ワーレントラス、10径間が単純鈑桁であり、橋脚は門型ラーメンである。

全橋脚16基のうち、トラス部のかかる8基（ $P_2 \sim P_9$ ）全部が被災しており、門型ラーメンの柱の中央部（鉄筋の段落し部と思われる）に水平方向にひびわれが発生していた。そのうち、とくに2基（ P_6 、 P_7 ）については斜めのひびわれも生じており、35～60cmの幅でコンクリートがはくり、軸方向鉄筋が座屈のうえ露出していた。

3) 復旧工法

斜ひびわれ、コンクリートのはくりした橋脚 P_6 、 P_7 は補強を考え、ラーメン橋脚を壁型にRC巻立て補強をおこなったものである。

水平ひびわれのみの他の橋脚は、ひびわれへの樹脂注入による補修をおこなったものである。

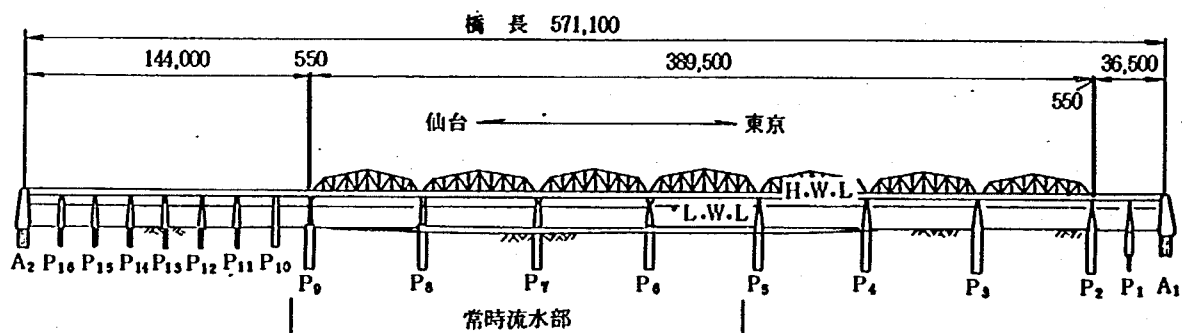


図-3.1 調査橋梁

4) コア採取

樹脂注入を施した橋脚からは、樹脂注入部に沿って5本、ひびわれのない健全なコアを1本、計6本採取した。

R C 巻立て橋脚からは、新・旧コンクリートの打継面が入るように2本採取した。

コアの直径はいずれも15 cm、採取か所および寸法は図-3.2、図-3.3のとおりである。

5) 調査方法

採取したコアは、表-3.1のような試験をおこなった。

表-3.1 コアの試験

試験項目	樹脂注入	R C 巻立て
圧縮試験	○	○
引法試験	○	○
曲げ試験	○	打継面
中性化試験	○	打継面

① 注入状況の観察

はじめに目視により観察をおこない、ひびわれ幅はクラックスケールを用いて測定し、コアの写真を撮影した。

その後、注入部分をひびわれに沿って部分的に割裂し、ひびわれ面の状況を観察した。

② 圧縮試験

圧縮試験は、JIS A 1108(コンクリートの圧縮試験方法)に準じておこなった。

供試体は $\phi 15 \times 30$ cmとし、両端面は硫黄キャッピングをおこなった。供試体採取時に角欠けなどを起したもののについては、石こうを用いて修正した。

③ 引張試験

引張試験は、JIS A 1113(コンクリートの引張強度試験方法)に準じておこなった。

供試体は $\phi 15 \times 20$ cmとし、供試体の凹凸はサンダーで削り、試験的には石こうを用い載荷板に密着させた。

④ 曲げ試験

円柱供試体での曲げ試験の規格はない。したがって、載荷方法は図-3.4のようにスパン40 cmの中央1点載荷とした。

供試体は、 $\phi 15 \times 50$ cmとした。

曲げ強度 σ_b は、式(3.1)によって求めた。

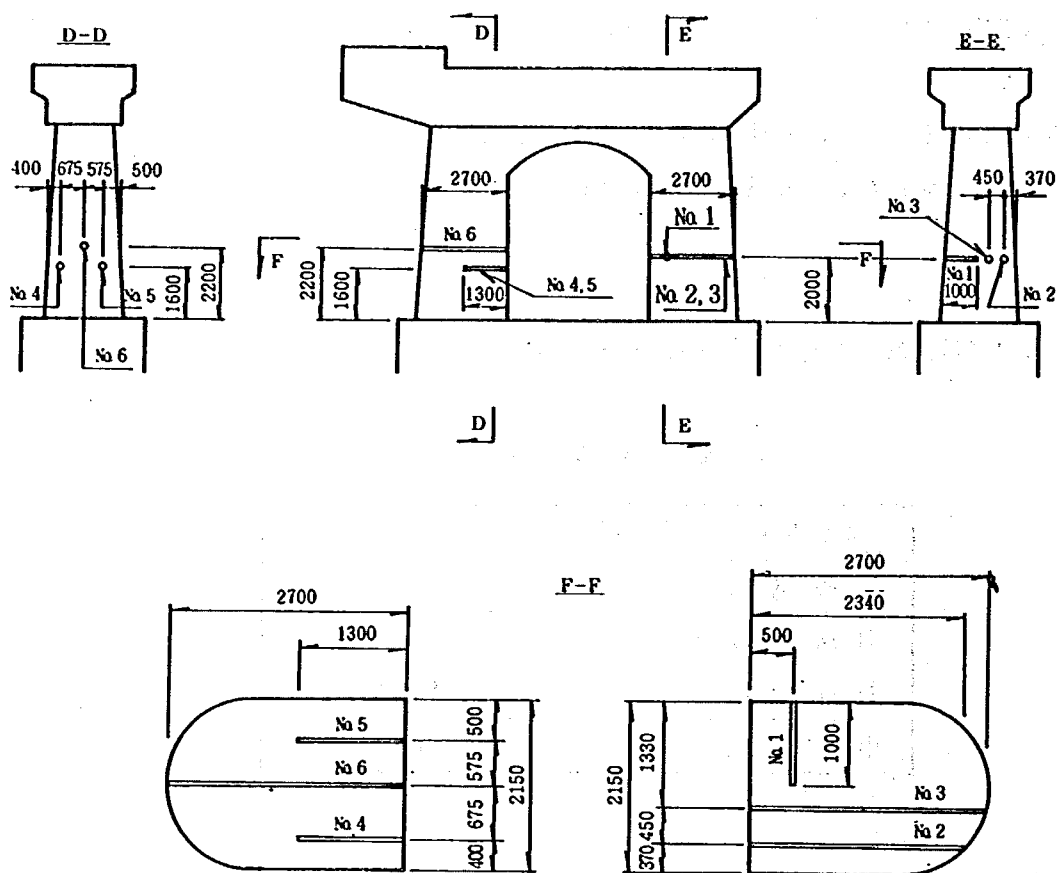


図-3.2 コア採取位置 (樹脂注入)
樹脂注入を施した橋脚 (P₃)

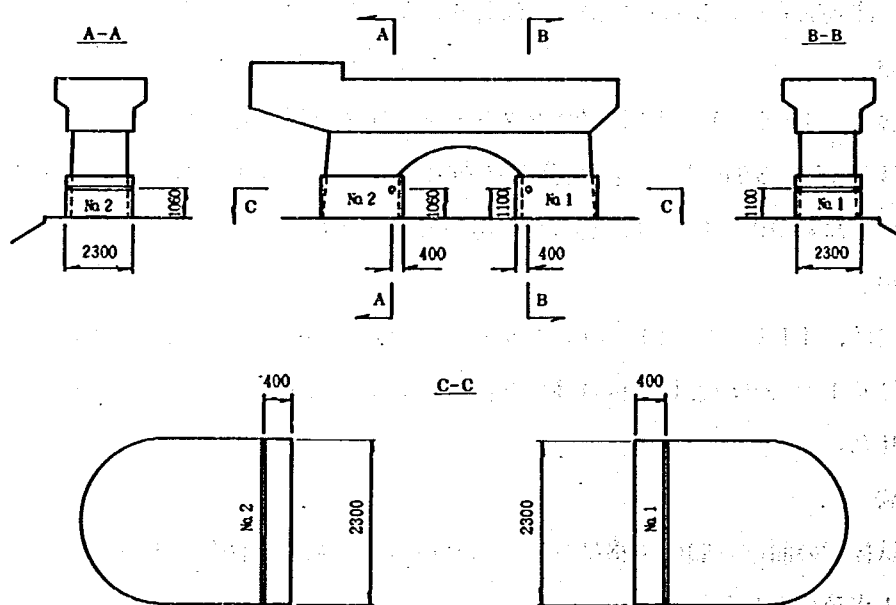


図-3.3 コア採取位置 (RC巻立て)
コンクリートを巻立てた橋脚 (P₂)

$$\sigma_b = \frac{P\ell}{\pi r^3} \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、P：最大荷重 (kg)

r：供試体の半径 (cm)

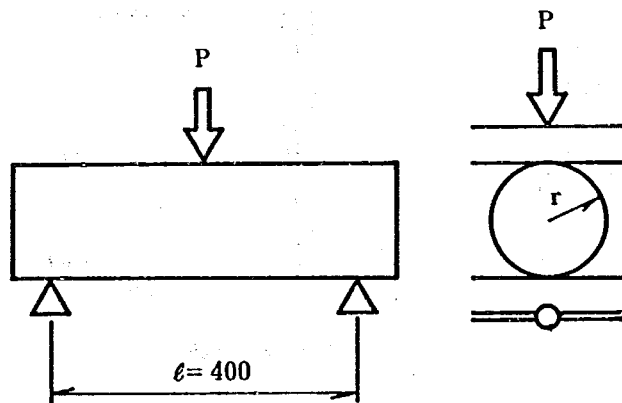


図-3.4 曲げ試験

⑤ 中性化試験

コアの割裂面にフェノールフタレイン溶液を散布し、中性化せず赤く着色した部分までの距離を測定した。

6) 試験結果

(1) 樹脂注入

a. 注入状況

コア供試体を観察した結果、ひびわれに樹脂を確認することはできなかった。全体的に粗骨材とモルタルとの間に空隙が多く、コンクリートの品質はあまりよくないようであった。

橋脚外面部分をひびわれに沿って割裂してみたところ、図-3.5のように端部に樹脂注入を施した形跡らしきものを発見した。この部分からφ10×100mm程度のボアホール内にプラスチックパイプを挿入し、注入をおこなったようである。注入材は、このボアホール内とコンクリートとシール材の間に確認できたのみで、ひびわれ内には注入されていなかった。

これより、今回の注入方法についてつぎのように推察される。ひびわれに樹脂を注入する方法には大きく分類して、高い圧力で短時間に樹脂を注入する方法（Ⅰ法）と、低い圧力で長時間にわたって注入する方法（Ⅱ法）の2つの方法がある。Ⅰ法は、施工時間は早いが比較的ひびわれ幅の大きい注入口付近に拡散してしまい、幅の小さいひびわれの深奥部まで樹脂が注入されないで圧力が高くなってしまふ。そのため、その時点で注入を中止することが起こる。また、シールが破れるおそれもあるという欠点がある。Ⅱ法は、細かいひびわれに注入が可能

であるが、長時間を要する。

コアの状況より今回は、I法によって注入したと思われる。さらに、ボアホールのごく近辺にしか注入材が確認できなかったことより、注入材量も不足していたものと考えられる。

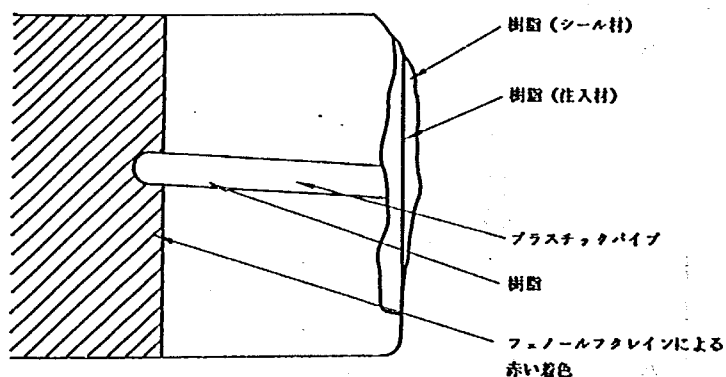


図-3.5 樹脂注入の形跡

これらより、今後樹脂注入にはつぎのところを改善する必要があるものと考えられる。

- ① 低粘度の樹脂を使用する。
- ② 注入圧力を広範囲に拡散させる程度に高める。
- ③ 細かい部分に圧入されるまで長時間注入を続ける。
- ④ 長時間注入できる可使時間の長い樹脂を使用する。
- ⑤ 注入材量を確認する。

b. 強度試験

圧縮、引張、曲げ試験結果は、表-3.2のとおりであった。品質はあまりよくないため、バラツキが大きい。

表-3.2 コア強度(樹脂注入)

(kg/cm²)

試験項目	個数	強度		平均
圧縮試験	2	27.4	14.8	21.1
引張試験	2	17.3	17.9	17.6
曲げ試験	2	36.2	9.1	22.7

c. 中性化試験

健全なコンクリートでの中性化試験結果、中性化深さは80～135mmであった。

(2) RC巻立て補強

a. 曲げ試験

新・旧コンクリート打継面と旧コンクリートの曲げ試験結果は、表－3.3のとおりである。
それぞれ1本ずつしか採取できなかったが、曲げ強度は旧コンクリート（一体もの）と新・旧打継面とはほぼ等しく、打継面はほぼ良好であったようである。

表－3.3 コア強度（R C巻立て）

(kg/cm²)

試 験 項 目	個 数	打 継 面	旧コンクリート
曲 げ 試 験	1	1 8.1	1 6.6
圧 縮 試 験	1	—	1 2.2
引 張 試 験	1	—	1 1.8

b. 中性化試験

新・旧コンクリート打継面の中性化試験の結果、打継面は中性化していなかった。

中性化した部分を十分はつり取り、コンクリートを巻立てれば、一体作用を期待できるものと考えられる。さらに、新コンクリートの打継面付近に収縮ひびわれ防止用の鉄筋を配するならば、さらに信頼性は高くなるものと考えられる。

7) まとめ

地震により被害を受け樹脂注入補修，R C巻立て補強をおこなった実橋脚からコアを採取し，調査した結果，つぎのことがわかった。

- ① ひびわれへの樹脂注入の方法では，高圧で短時間でおこなう方法は，充てん性への信頼性は低い。今後は，低圧で長時間注入できる方法を採用し，しかも注入材量の確認できる方法が好ましい。
- ② R C巻立てのための打継面処理は，中性化部分を十分はつりとる必要がある。そうすれば，新・旧一体性を期待することができる。

3.2 樹脂注入試験

1) 試験目的

ひびわれの補修には樹脂注入が多様されている。最近の注入工法は前節の問題点を考慮し，低圧で長時間注入できる方法があり，細かいひびわれにまで注入でき，部材の力学的性状の改善にも期待されている。とくにせん断破壊し斜ひびわれを生じた部材の耐荷力の回復をはかる場合には重要である。これまでは小部材についての注入および載荷実験によって，注入による補修効果は確認されているが，実構造物を考えた場合，幅が2～3 mあるいはそれ以上ある橋脚に注入できるのか確認されてはいない。

そこで、長いひびわれに対してどの程度注入できるのかを調べるため、1 m および 2 m のひびわれを発生させ注入試験をおこなったものである。

2) 一次試験

(1) 試験方法

a. 供試体

供試体はひびわれ深さ 1.0 m、注入口 1 か所当りの分担幅を 50 cm に想定して製作した。その形状は図-3.6 のとおりである。

製作時には、ひびわれの発生を容易にするためにコンクリート打設を 6 層に分けておこない、多層の打設は 1 日以上あけて打継面を作ったものである。

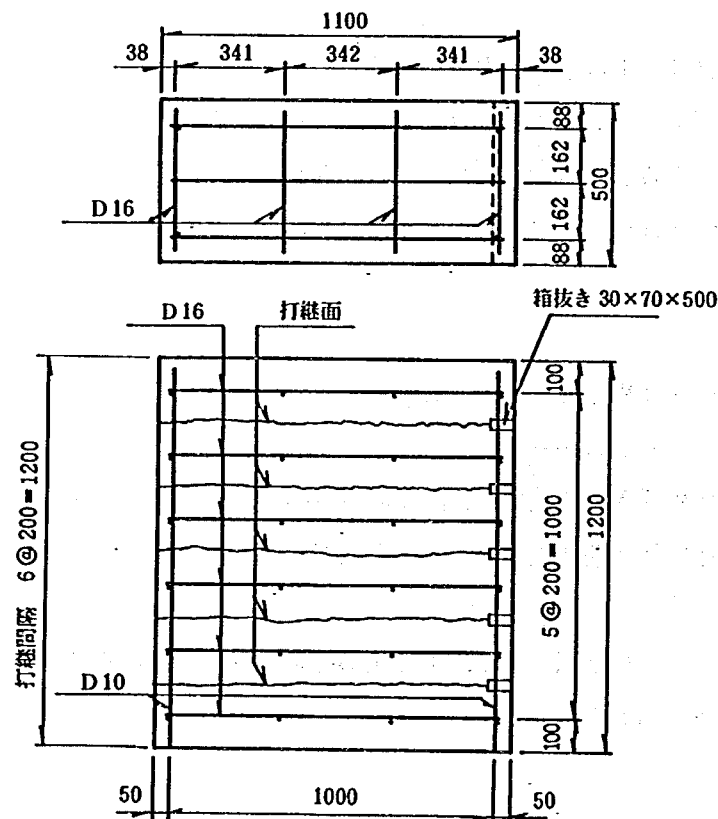


図-3.6 供試体 1 形状

ひびわれの導入は図-3.7 のように、箱抜き部分にクサビを打込み発生させた。ひびわれ幅は 0.3 mm ～ 0.7 mm 程度を目標に発生させた。

b. 注入方法

注入口はひびわれ 1 本に対して 1 か所とし、箱抜き部分の中央部に設けた。ひびわれのシーリングは注入側および側面の 3 面についておこない、注入側と反対側の 1 面は空気抜用にシーリングを

しなかった。

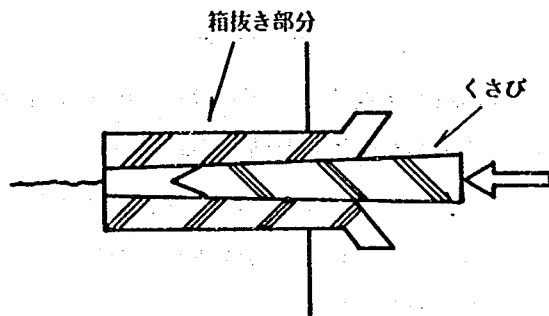


図-3.7 ひびわれ導入

ひびわれ幅と注入所要時間および粘度の
関係を検討するため、粘度は常温（20℃）
および低温（5℃）を想定して2種類に変
化させた。

樹脂の注入は電動注入ポンプを使用して、
ゴムチューブ図-3.8の外径がφ25mm程
度に膨張した時点でストップし、外径がφ
15mm程度に縮小した時点で再注入をおこ
ない、これを繰返した。ゴムチューブの外
径と注入圧との関係は図-3.9のようにな

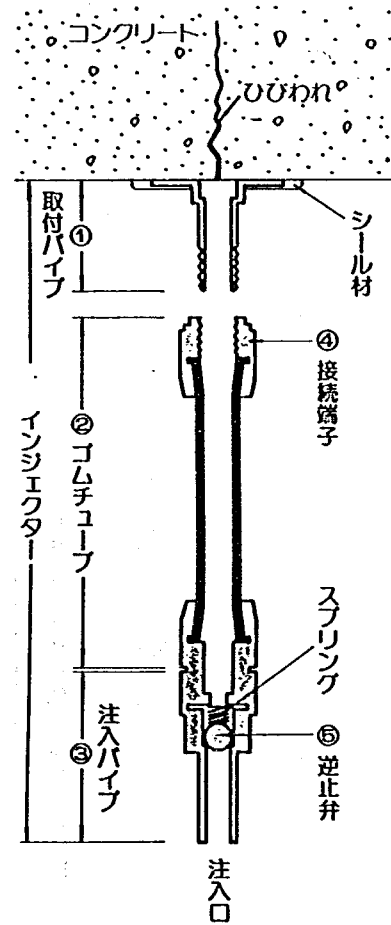


図-3.8 注 入 器

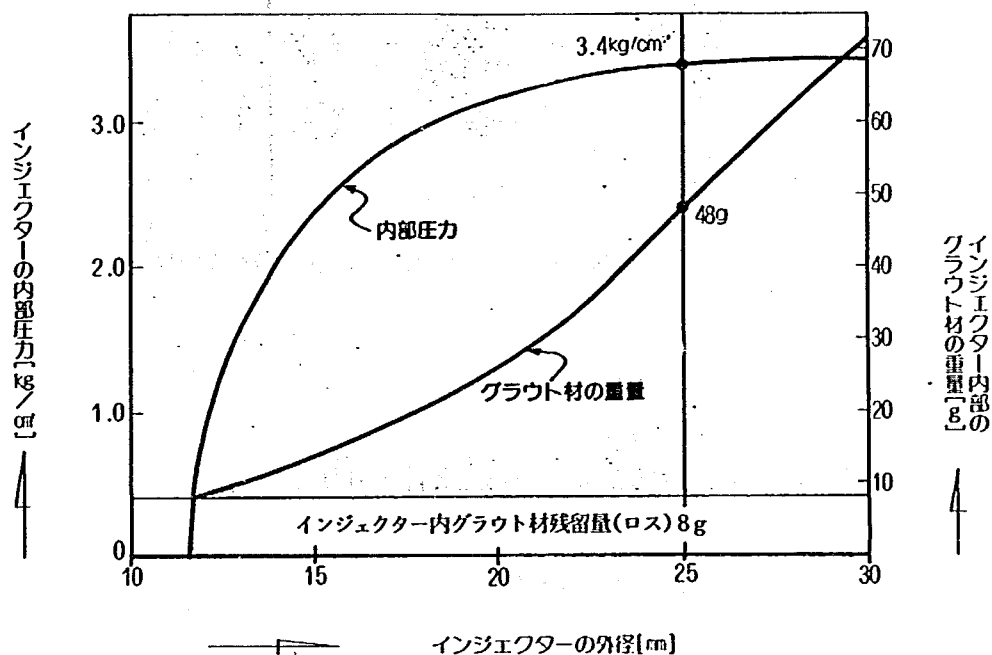


図-3.9 注入器外径と圧力の関係

っており、今回実施した試験では注入圧 3 kg/cm^2 前後を保っていたものと思われる。末端のひびわれから樹脂のリークが確認されたとき、またはゴムチューブが膨張した状態で5分間程度ほとんど変化がないと判断された時点で注入を完了した。

樹脂注入量と時間の関係を把握するため、注入開始と注入ストップの時間、再注入開始とストップの時間および末端のひびわれからの樹脂のリークを確認した時間を記録した。

ひびわれ内部の注入状況を確認するために、樹脂硬化後図-3.10の位置からコアを採取した。抜き取ったコアは、拡大鏡を用いて注入状況およびひびわれ幅の確認をおこなった。樹脂には注入状況が確認しやすいように、赤色の蛍光剤を加えて着色した。

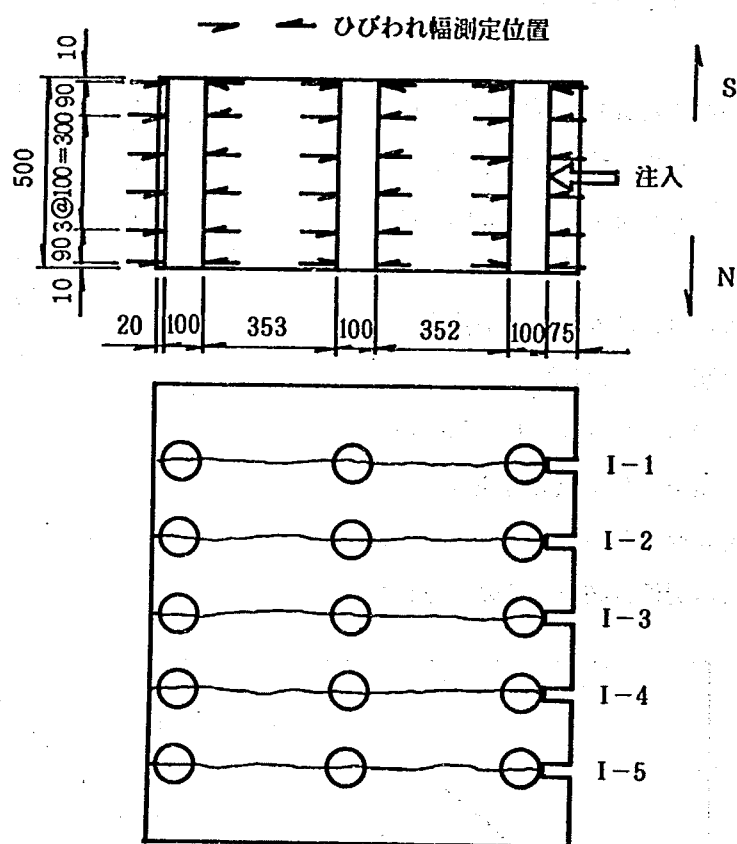


図-3.10 コア抜き取り位置および注入ひびわれ幅測定位置

(2) 試験結果

a. 樹脂の粘度

注入試験開始時に測定した樹脂の粘度はつぎのとおりである。

高粘度 $4,500 \text{ P}$ (3°C 相当)

低粘度 830 P (18°C 相当)

b. 注入時間

各ひびわれごとに、ゴムチューブに注入した回数と注入時間の関係を表-3.4に示す。注入

表-3.4 注 入 所 要 時 間

		ひ　　び　　わ　　れ　　番　　号				
		I－1	I－2	I－3	I－4	I－5
ひびわれ幅 mm		0.4	0.5	0.7	0.6	0.7
樹 脂 粘 度 P		4 5 0 0	8 3 0	4 5 0 0	8 3 0	4 5 0 0
注 入 の 回 数 と 開 始 お よ び 終 了 時 間	1　回　目	0分00	0分00	0分00	0分00	0分00
		0分13	0分21	0分50	9分10	2分48
	2　回　目	1分58	1分01	1分45		4分28
		2分06	1分05	1分58		4分35
	3　回　目	4分24	1分59	3分14		6分21
		4分29	2分02	3分21		6分26
	4　回　目	7分27	3分03	4分34		9分52
		7分31	3分06	4分41		9分58
	5　回　目	10分51	4分41	7分08		18分05
		10分56	4分44	7分12		18分10
	6　回　目	16分41	7分59	10分49		41分28
		16分48	8分02	10分55		41分39
	7　回　目	28分17	16分07	23分03		
		28分28	16分10	23分09		
	8　回　目	38分02		38分47		
		38分11		38分53		
最終注入確認時間		65分30	26分00	49分30	25分20	49分30

注1) ひびわれ幅は図-3.11のコアから実測した結果を概略平均した値で示している。

注2) 時間は何分何秒の形で示しており、上段は注入開始、下段は注入ストップした時間を示す。

注3) 最終注入確認時間とはひびわれ末端または末端近くのシールのピンホールから樹脂の漏洩を確認した時間である。

注4) ひびわれI-1およびI-2は最初注入速度が遅いためになかなかゴムチューブが膨らまず、徐々に速度を早めていったので注入時間が長くなっている。

開始(1回目)をゼロとし、注入後ゴムチューブの外径が25mm程度になった時点で注入をストップし、その時間を下段に記入した。ゴムチューブの外径が15mm程度に縮小した時点で再注入(2回目以後)した。その時間を上段に、注入をストップした時間を下段に記入した。最終注入確認時間は、注入の反対側の面から樹脂がリークしたときである。

c. 注入状況

コアを採取し、注入状況および実際のひびわれ幅を測定した。その結果を図-3.11に示す。

I-1

注入されず	0.04	S	注入樹脂粘度	4500 P	(3°C 想定)
0.02	0.10	0.12	0.16	0.30	0.42
0.03	0.08	0.20	0.16	0.36	0.28
0.03	0.06	0.18	0.16	0.40	0.40
0.03	0.06	0.16	0.20	0.40	0.40
0.05	0.08	0.18	0.18	0.42	0.30
0.10	0.10	0.20	0.20	0.38	0.38

N

I-2

0.06	S	注入樹脂粘度	830 P	(20°C 想定)
0.04	0.05	0.22	0.24	0.54
0.05	0.08	0.26	0.30	0.54
0.05	0.06	0.26	0.30	0.54
0.04	0.07	0.22	0.28	0.42
0.05	0.08	0.24	0.30	0.44
0.04	0.07	0.24	0.24	0.40

N

I-3

0.06	S	注入樹脂粘度	4500 P	
0.05	0.10	0.40	0.42	0.72
0.06	0.08	0.34	0.40	0.67
0.06	0.10	0.34	0.42	0.72
0.06	0.08	0.38	0.40	0.68
0.05	0.08	0.37	0.40	0.68
0.06	0.10	0.38	0.40	0.77

N

I-4

0.03	S	注入樹脂粘度	830 P	
0.03	0.06	0.34	0.40	0.70
0.03	0.05	0.30	0.34	0.64
0.03	0.04	0.30	0.36	0.66
0.02	0.04	0.20	0.30	0.50
0.03	0.04	0.20	0.30	0.60
0.02	0.05	0.28	0.32	0.60

N

I-5

0.03	S	注入樹脂粘度	4500 P	
0.03	0.05	0.22	0.24	0.52
0.02	0.05	0.20	0.32	0.56
0.03	0.04	0.25	0.36	0.62
0.03	0.05	0.22	0.32	0.62
0.03	0.04	0.30	0.37	0.62
0.04	0.05	0.34	0.44	0.70

N

図-3.11 注入びびわれ幅測定結果

3) 二次試験

(1) 供試体

二次試験では、一次試験のひびわれ深さの2倍、2.0 mについて注入試験をおこなった。その供試体の形状を図-3.12に示す。ひびわれの導入は一次試験と同様におこない、ひびわれ幅は、0.3～0.5 mm程度を目標とした。

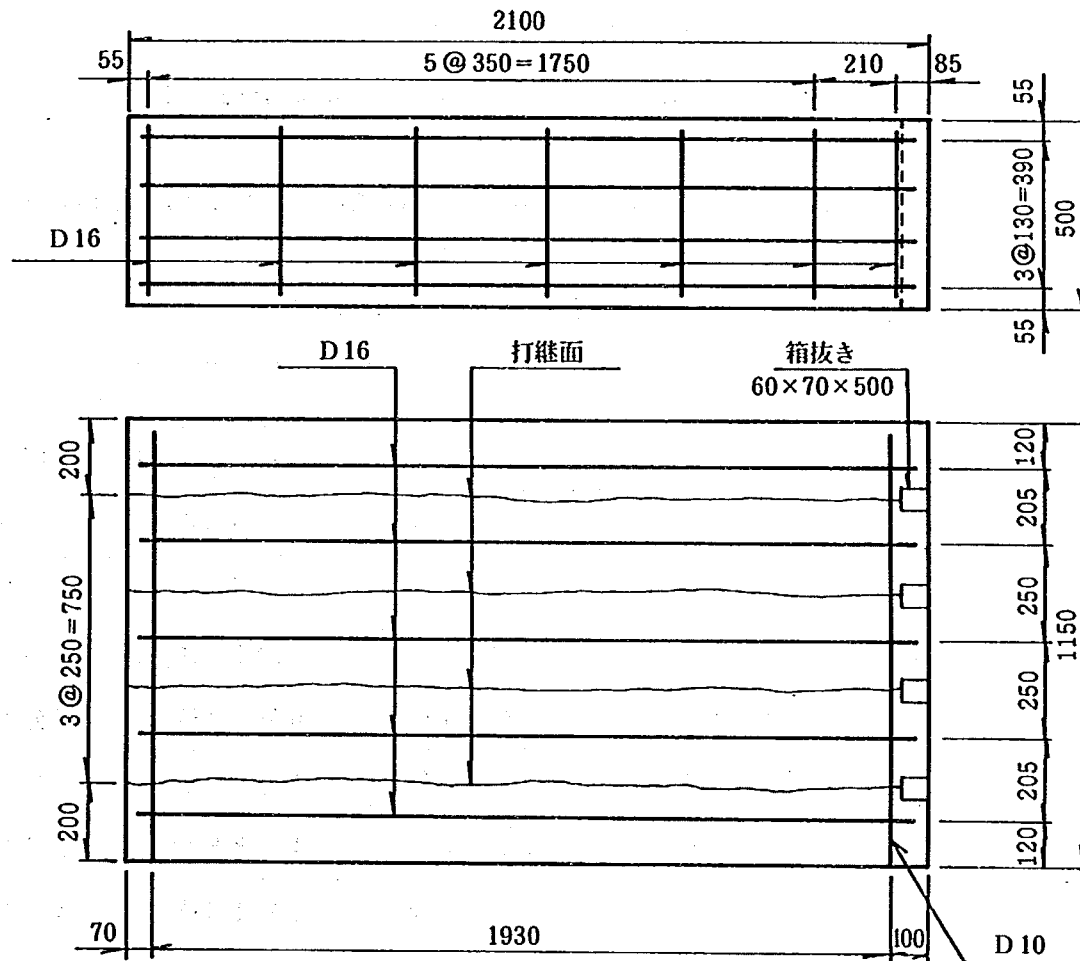


図-3.12 供試体Ⅱ形状

(2) 注入方法

試験は一次試験とほぼ同様としたが、注入口はひびわれ1本に対して2か所設けた。注入口1本当たりの分担幅は25 cmとなる。

側面のひびわれをシールするときに樹脂の進行状況をチェックできるようにガラス板を25 cmピッチに設け、樹脂の通過時間を記録した。

(3) 試験結果

ひびわれ導入のため、クサビを打込んだ際、中央付近に鉛直方向のひびわれを生じ、途中までしかひびわれを導入することができなかった。

a. 樹脂の粘度

注入試験開始時に測定した樹脂の粘度はつぎのとおりであった。

高粘度 5,200 P (2℃相当)

低粘度 650 P (22℃相当)

b. 注入時間

各ひびわれの注入深さと所要時間との関係を表-3.5に示す。25cmピッチに設けたガラス板から樹脂の通過時間を記録したものである。

ゴムチューブに樹脂の注入開始時間およびストップした時間を表-3.6に示す。

c. 注入状況

コアの採取位置、注入状況とひびわれ幅の測定結果を図-3.13、図-3.14に示す。

表-3.5 覗き窓を樹脂が通過した時間

			ひ び わ れ 番 号			
			Ⅱ-1	Ⅱ-2	Ⅱ-3	Ⅱ-4
ひびわれ幅 mm			0.30	0.34	0.47	0.48
樹脂粘度 P			650	5200	650	5200
樹 脂 通 過 確 認 時 間	25cm	N側	1分29秒	1分45秒	0分15秒	1分08秒
		S側	3分14秒	2分47秒	0分27秒	2分42秒
	50cm	N側	6分04秒	5分25秒	1分02秒	4分04秒
		S側	6分20秒	6分23秒	1分38秒	12分17秒
	75cm	N側	21分16秒	12分31秒	2分15秒	14分14秒
		S側	13分18秒	12分48秒	3分14秒	49分30秒
	100cm	N側		37分55秒	6分12秒	
		S側		34分51秒	7分39秒	
	125cm	N側			11分05秒	
		S側			17分08秒	
	150cm	N側			24分46秒	
		S側				

注1) ひびわれ幅は図-3.14のコアから実測した結果を概略平均した値で示している。

注2) N側の注入パイプから注入を開始したので、最初のうちはN側の窓の方が早く通過しやすい。

表-3.6 注 入 所 要 時 間

			ひ び わ れ 番 号			
			Ⅱ-1	Ⅱ-2	Ⅱ-3	Ⅱ-4
注 入 回 数 お よ び 開 始 時 間 と 各 回 の 注 入 時 間	1 回目	N 側	0分00秒 (41秒)	0分00秒 (10秒)	0分00秒 (23秒)	0分00秒 (19秒)
		S 側	0分58秒 (7秒)	0分36秒 (5秒)	0分37秒 (19秒)	0分35秒 (14秒)
	2 回目	N 側	1分46秒 (7秒)	1分31秒 (5秒)	1分30秒 (7秒)	0分58秒 (6秒)
		S 側	2分17秒 (6秒)	1分52秒 (5秒)	1分46秒 (6秒)	2分42秒 (7秒)
	3 回目	N 側		3分24秒 (6秒)	5分03秒 (5秒)	2分29秒 (6秒)
		S 側	6分29秒 (10秒)	5分01秒 (5秒)	5分16秒 (5秒)	27分33秒 (8秒)
	4 回目	N 側		7分19秒 (4秒)	6分48秒 (5秒)	5分17秒 (9秒)
		S 側	12分14秒 (5秒)	10分49秒 (5秒)	8分24秒 (6秒)	
	5 回目	N 側		10分28秒 (10秒)		10分52秒 (6秒)
		S 側	25分21秒 (9秒)		10分55秒 (7秒)	
	6 回目	N 側		18分23秒 (11秒)		20分45秒 (11秒)
		S 側			14分43秒 (8秒)	
	7 回目	N 側		27分16秒 (11秒)		
		S 側			20分32秒 (9秒)	
	8 回目	N 側				
		S 側			28分38秒 (6秒)	

注1) 注入および再注入開始時間を示し、()内は注入していた時間を示す。

注2) 各ひびわれに2本の注入パイプがあり、N側、S側で表示した。

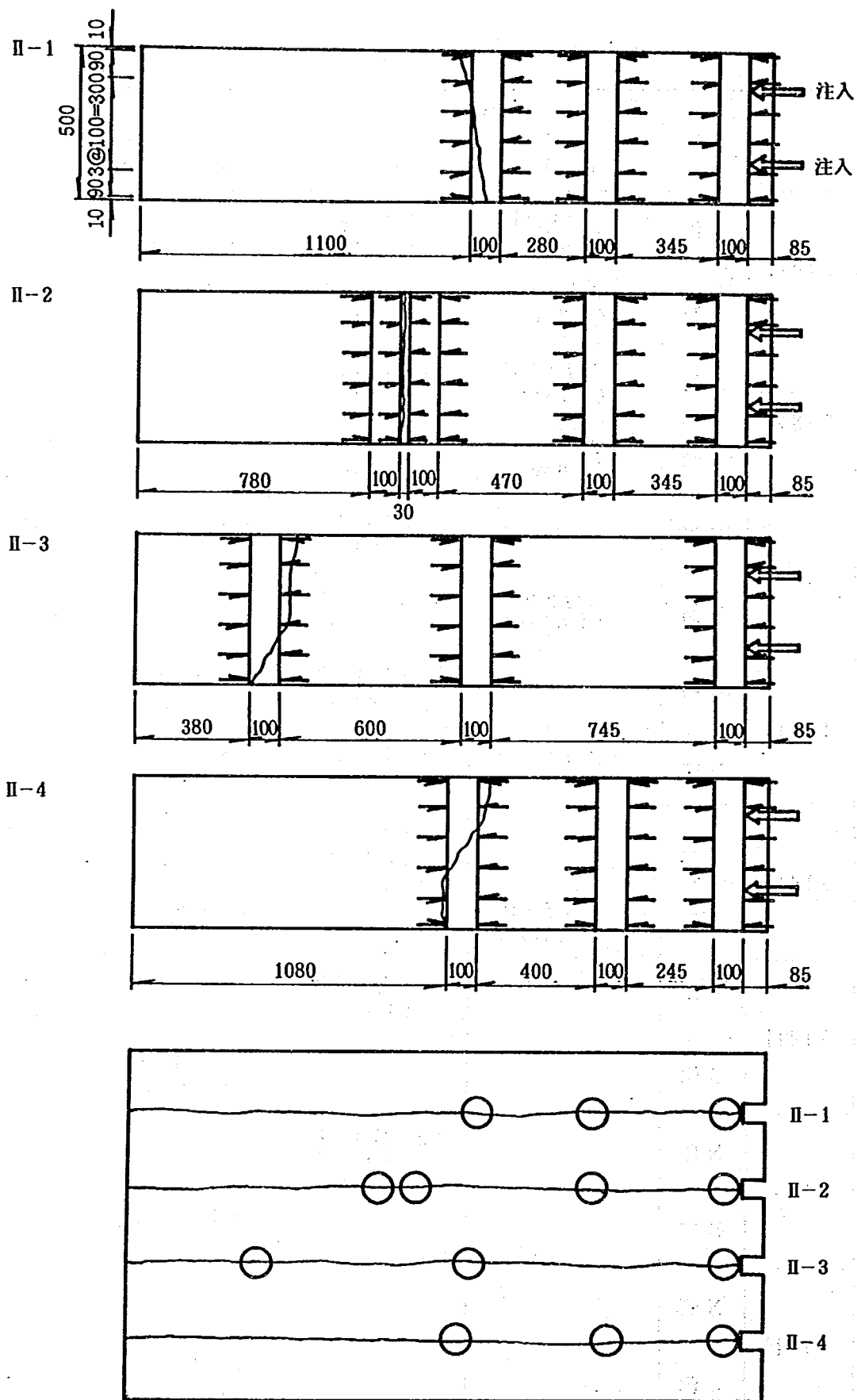
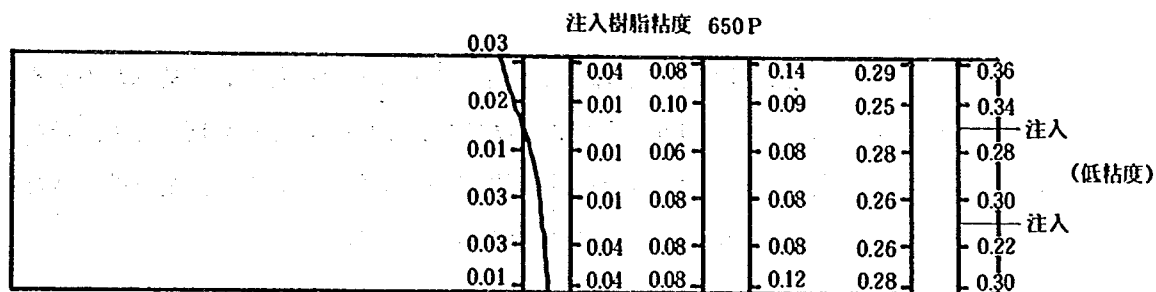
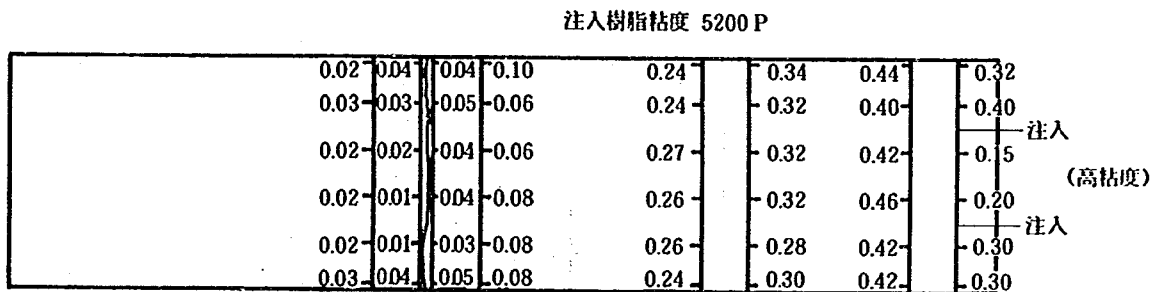


図- 3.13 コア抜き位置および注入ひびわれ幅測定位置

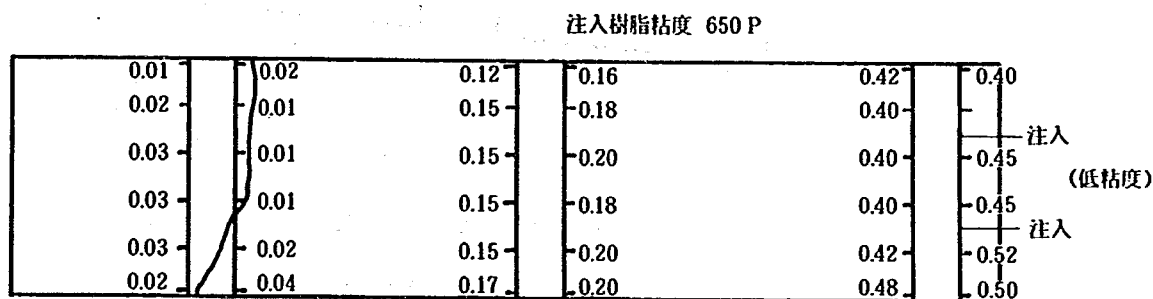
II-1



II-2



II-3



II-4

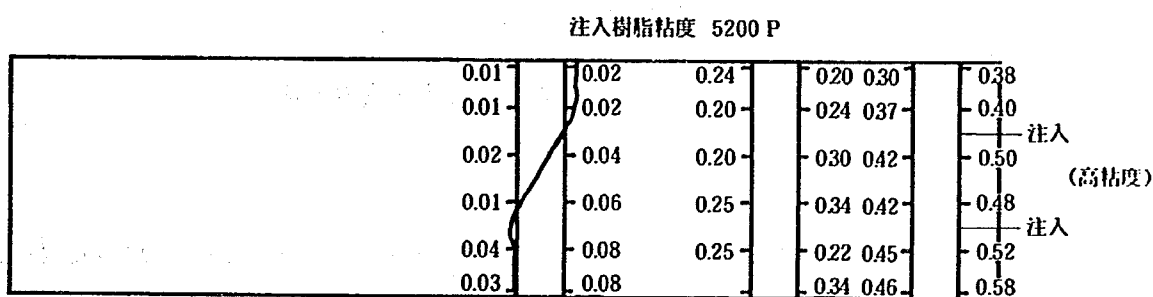


図-3.14 注入ひびわれ幅測定結果

4) 考 察

(1) ひびわれ形状

長いひびわれを得るため打継目を作っておき、クサビを打込むという特殊な方法を用いた。そのときのひびわれ幅、図-3.15で定義するひびわれ変化率を図-3.16に示す。ひびわれ変化率は、ひびわれ先端付近では小さい値をとり変化は小さくなっているが、全体的にはほぼ一定の値となっており、ほぼ三角形形状のひびわれが導入されている。

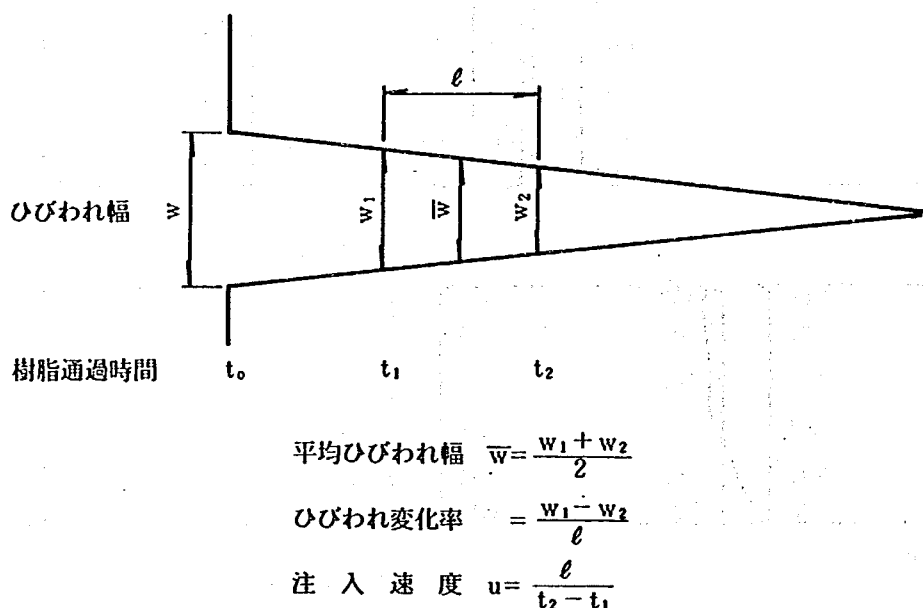


図-3.15 ひびわれ、注入速度の定義

(2) 注入速度

注入深さと時間との関係を速度であらわすと図-3.17のようになる。ひびわれが深くなるとひびわれ幅は小さくなり、それに伴ない注入時間は加速度的に増加する。区間距離を各区間樹脂が通過した時間の差で除した値を注入速度とする(図-3.15)と、注入速度は図-3.17のようにひびわれ幅が小さくなるにしたがい減少している。これを各区間の平均ひびわれ幅と粘性の関係で表わすと図-3.18のようになる。

ひびわれ幅の大きい注入口付近では注入速度は早く、ひびわれが深くなるとしだいに速度は減少する。ひびわれ変化のほぼ一定のところでは、注入速度とひびわれ幅に相関関係がありそうである。粘度のちがいで、高粘度の樹脂は低粘度の約8倍の粘性係数をもっているが、注入速度は1/3~1/4程度となっており、注入時間は3~4倍必要となる。

つぎに注入口のひびわれ幅と注入速度との関係は図-3.19のとおりである。ここでは、一次

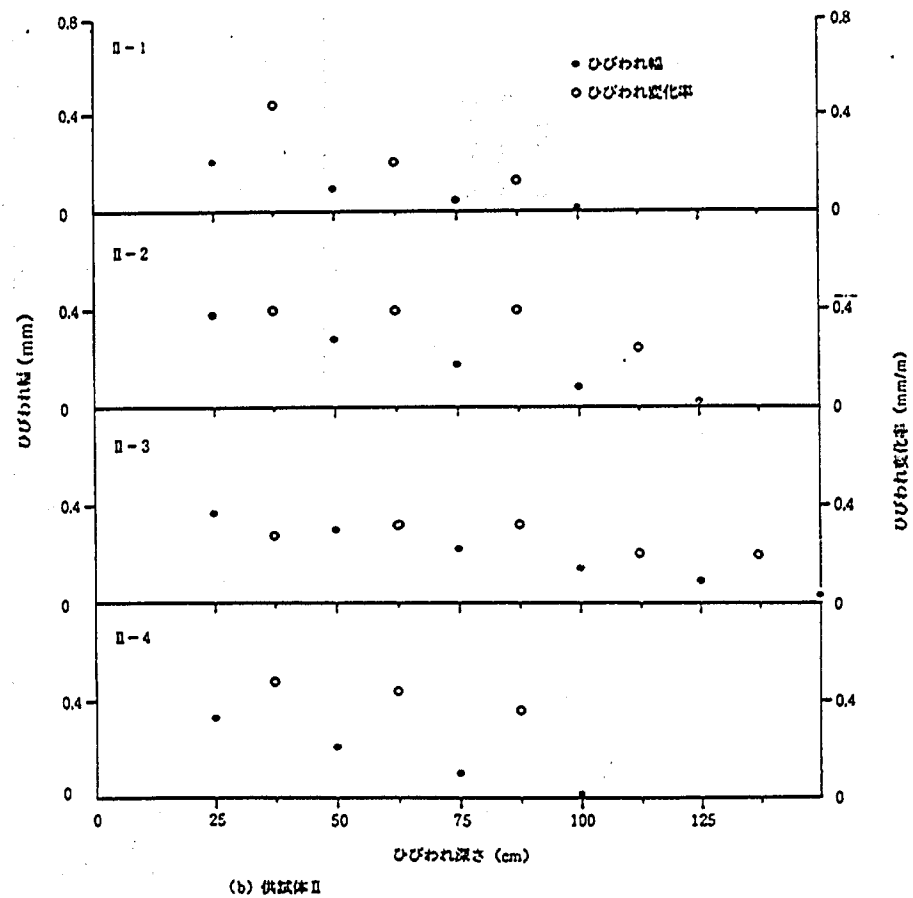
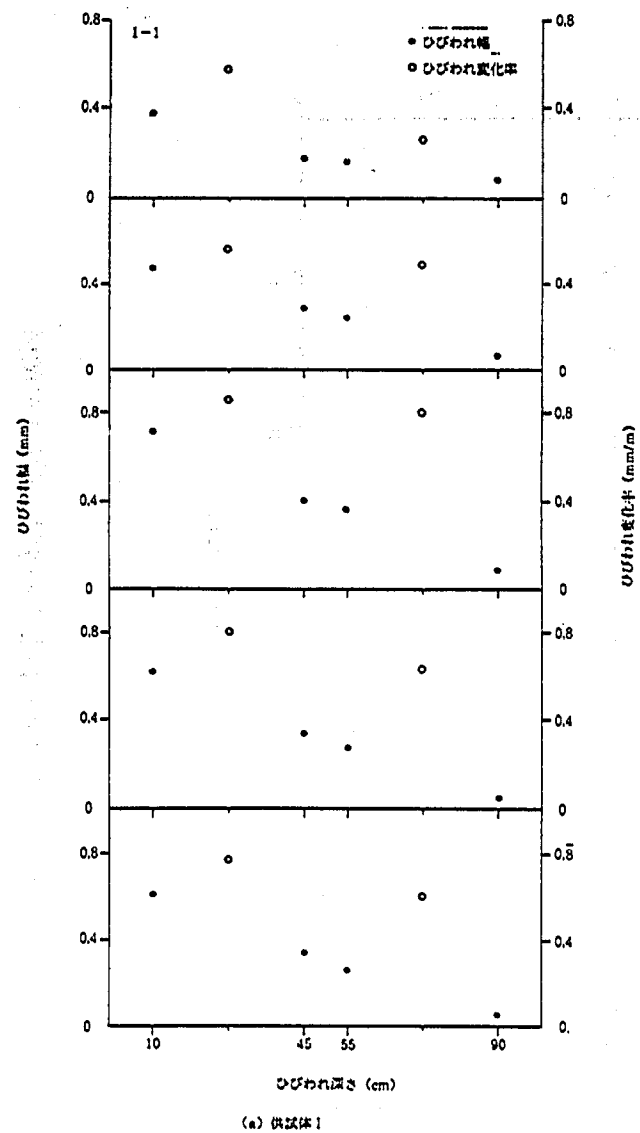


図-3.16 ひびわれ形状

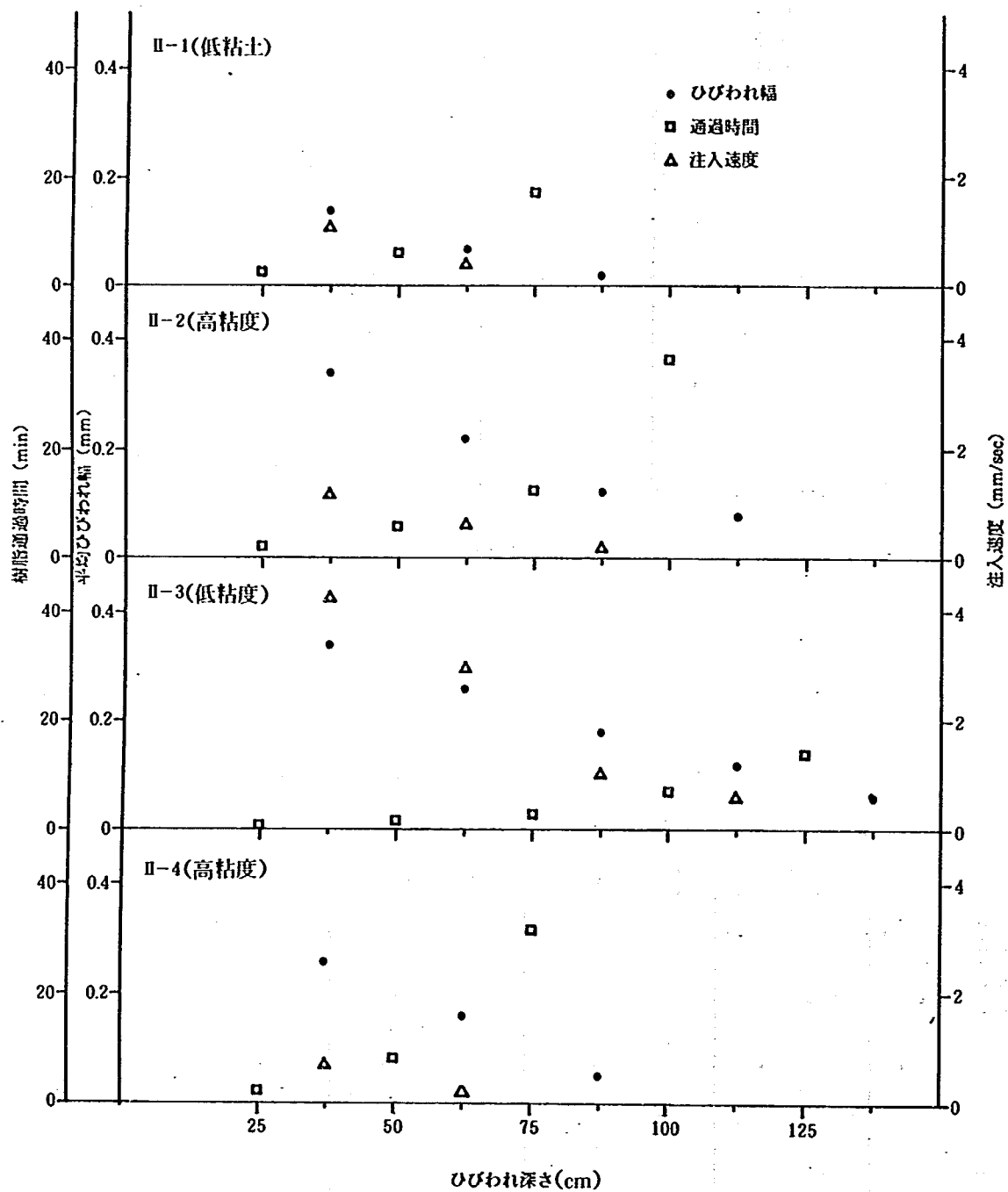


図-3.17 ひびわれ幅と注入時間，速度との関係

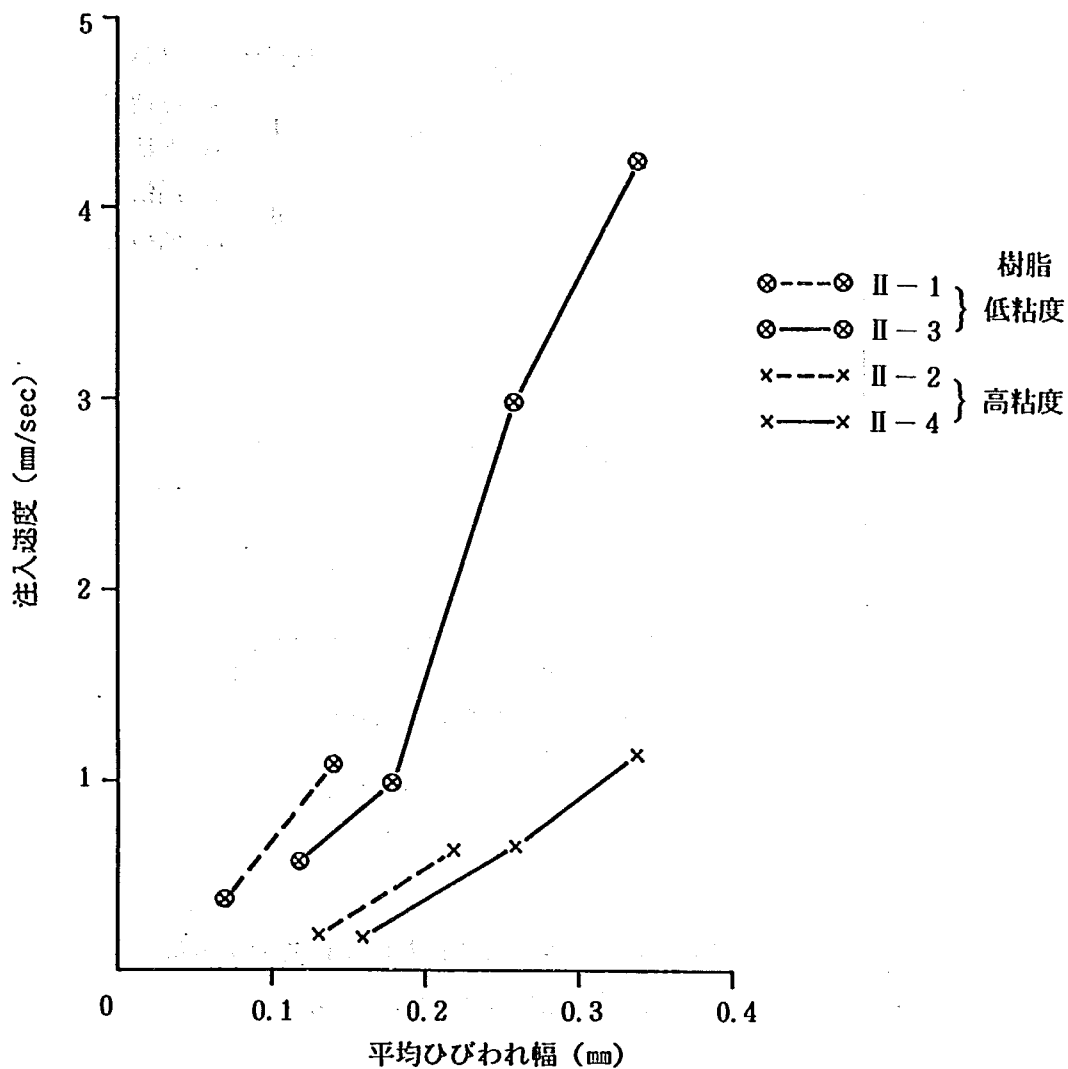


図-3.18 平均ひびわれ幅と注入速度

試験と二次試験とを合わせるため、注入口1本当りで示している。深さ方向の場合と同様、ひびわれ幅が大きくなるほど注入速度は増加、粘性とは反比例の関係にある。

(3) 注入限界ひびわれ

図-3.14より樹脂を注入できる限界のひびわれ幅は0.02mmと考えられる。従来、0.04mmのひびわれまで注入可能といわれているが、注入を入念におこなえばさらに細かいひびわれにも注入可能である。

5) まとめ

ひびわれに樹脂注入する場合、どの程度注入できるかを調べるためひびわれ長さ、ひびわれ幅、注入樹脂の粘性を変えて一定圧力で注入試験をおこなった。その結果、つぎのことがわかった。

① 注入速度はひびわれ幅と比例関係にある。

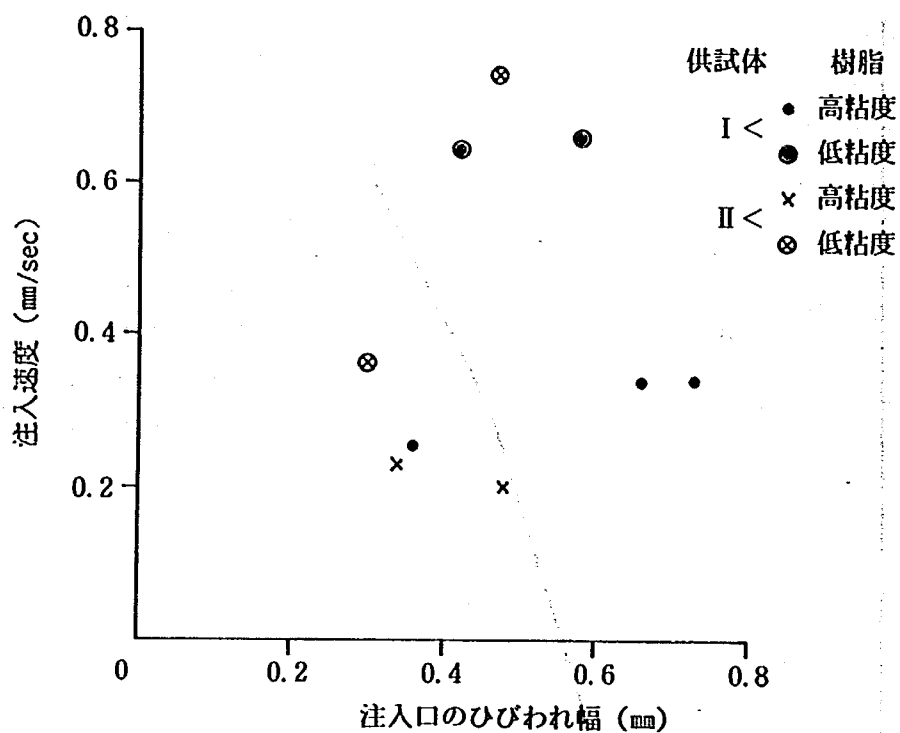


図-3.19 ひびわれ幅と注入速度

② 注入速度と粘性とは反比例する。

今回の試験では、粘性係数の比と注入速度の積は $1/2$ 程度であった。

③ 注入の限界ひびわれ幅は、今回の試験では 0.02 mm である。

4. 耐震補修・補強載荷実験

4.1 実験概要

破壊前に事前に補強した部材および破壊後に復旧し補修・補強された部材の力学的性状を明らかにし、補修・補強設計法を作るための資料とするため、表－4.1のように載荷実験をおこなった。

載荷した供試体は30体、そのうち18体は破壊前に補強したもの、他の12体は破壊後に補修・補強し再度載荷実験をおこなった。供試体のタイプは柱(26体)とはり(4体)である。柱のうち10体は偏心軸力載荷用、他の16体は正負の水平力載荷用である。

破壊タイプは、軸圧縮破壊、曲げ、せん断、段落し破壊するものを選び、橋脚が破壊する主なタイプは網羅した。

実験に採用した補修・補強工法は、実績がありしかも将来的にも有望と思われるものを選んだ。補修方法は、ひびわれへの樹脂注入と断面欠損部の樹脂パテによる断面修復とした。補強方法は、RC巻立てと鋼板接着とした。

4.2 耐震補強実験

ここでは、地震による被害を受ける前に事前に対策をとるための補強(耐震補強)に対し、載荷実験をおこなったものである。補修についてはとくに耐久性向上の観点からひびわれへの樹脂注入、不良か所のコンクリートの部分打替えなどがあるが、強度的にはほとんど影響ないため、ここではあつかっていない。

橋脚は、上部工と交通荷重による鉛直力その中でもとくに偏心した軸力と地震時には大きな水平力を受けるため、補強した柱供試体の偏心圧縮載荷、水平力載荷実験をおこなった。

4.2.1 偏心圧縮載荷実験

1) 実験目的

鉄筋コンクリート柱の耐荷力を増大するには、

- ① 鋼板接着
- ② プレストレス導入
- ③ コンクリート打足しによる断面増加
- ④ 部材の増設(橋脚の追加など)

などがある。ここでは、一般によく実施されているコンクリート打足しおよび鋼板接着について実験をおこなった。コンクリート打足しについては、コンクリート打継方法も実験対象とした。

2) 実験方法

(1) 供試体の種類

供試体の種類を表－4.2に示す。供試体の形状、寸法は図－4.1のとおりである。

表-4.1 実験概要一覧表

	供 試 体			載 荷 方 法	破 壊 タ イ プ				載 荷 状 態					
	記 号	b×D×H (m)	h/d		軸 圧 縮	曲 げ	段 落 し	せん 断	原 柱	補 修 後	補 強 後			
											R C巻立て	鋼板接着		
耐 震 補 強	R Na1	30×30×200		偏心軸力載荷 R, RS 偏心量 $e'=12\text{ cm}$ $e'/D=0.4$ RR $e'=15\text{ cm}$ $e'/D=0.3$	○				○					
	R Na2				○				○					
	RR-1 Na1	30×50×200			○						○			
	RR-1 Na2				○						○			
	RR-2 Na1				○						○			
	RR-2 Na2				○						○			
	RR-3 Na1				○						○			
	RR-3 Na2				○						○			
	RS-1 Na1	30×30×200			○							○		
	RS-1 Na2				○							○		
	I-1	30×30×150	5.1	水平力載荷 載荷高さ $h=135\text{ cm}$ 軸力 0		○			○					
	I-2					○			○					
	II-1	44×50×150	2.9			○					○			
	II-2					○					○			
	III-1					○					○			
	III-2		○							○				
	IV-1	44×50×150	2.9			○			○					
	IV-2					○			○					
小計	18					10	8			6		10	2	18
復 旧 に よ る 補 修 補 強	1	40×40×400	4.0		2点曲げ載荷 スパン 350cm せん断スパン140cm		○			○	○			
	2							○	○					
	3							○	○					
	4							○	○					
	A	60×60×310	5.0	水平力載荷 軸力 36t (10kg/cm ²) 44t (10.2kg/cm ²) 0t		○			○	○	○			
	B						○		○	○	○			
	C					○		○	○	○	○			
	D					○		○	○	○	○			
	E	φ74×332.7	4.4			○			○	○				
	F						○		○	○				
	G	60×60×277	4.4			○			○				○	
	H	60×60×137	1.9						○				○	
小計	12					5	5	2	12	8	4	2	26	
合計	30												44	

表-4.2 供試体諸元

供試体	補 強 方 法	断 面 $b \times D \times h$ (cm)	鋼 材		帯 鉄 筋
			原 柱	補 強	
R	原 柱 (無補強)	$30 \times 30 \times 200$	4-D13	—	D 6 c.t.c 150
RR-1	RC打足し 原柱にアンカー打込み, 打継面 はつり	$30 \times 50 \times 200$	4-D13	4-D13	D 6 c.t.c 150
RR-2	RC打足し 原柱にアンカー打込み, 打継面 はつり, のちに樹脂塗布	$30 \times 50 \times 200$	4-D13	4-D13	D 6 c.t.c 150
RR-3	RC打足し 原柱にアンカー打込み, 打継面 サンターがけのち樹脂塗布	$30 \times 50 \times 200$	4-D13	4-D13	D 6 c.t.c 150
RS	鋼板接着 鋼板厚 6mm, 注入厚 5mm 接着面はサンターがけ	$30 \times 30 \times 200$	4-D13	$t=6 \times 300$	D 6 c.t.c 150

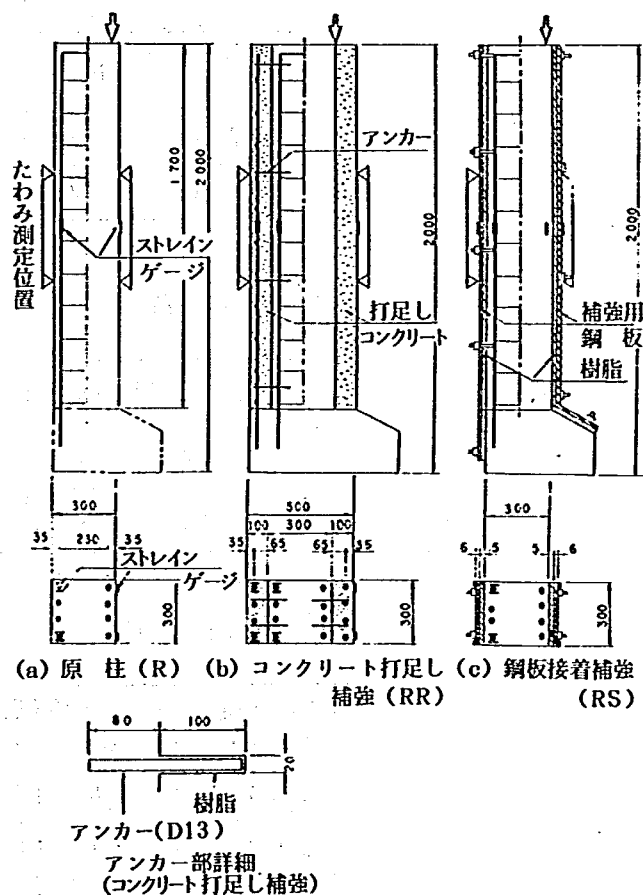


図-4.1 供試体の形状・寸法

供試体 R は補強する前の柱（原柱）である。これに鉄筋コンクリート打足しによる補強をおこなったもの（RR）と、鋼板接着による補強をおこなったもの（RS）をそれぞれ 2 体ずつ製作した。

供試体 RR は、コンクリート打継面の処理方法を 3 種類に変え（表 - 4.2），原柱面の圧縮側，引張側にそれぞれ 10cm 断面を追加打足した。

(2) 使用材料

供試体の製作に使用した材料は，つぎのとおりである。

① コンクリート

セメントは，早強ポルトランドセメントを用いた。

骨材は，最大寸法 20mm の碎石および川砂を用いた。物理試験結果は表 - 4.3 のとおりである。

コンクリートの示方配合は，表 - 4.4 のとおりとした。載荷実験時におけるコンクリートの圧縮強度は，表 - 4.5 のとおりであった。

② 鉄筋

鉄筋は，異形鉄筋 SD 30-D 13 を用いた。機械的性質を表 - 4.6 に示す。

表 - 4.3 骨材の物理的性質

種 別	比 重	吸 水 率 (%)	単位容積重量 (kg / m³)	粗 粒 率	備 考
粗 骨 材	2.65	0.41	1700	6.56	碎 石
細 骨 材	2.60	1.28	1670	2.80	川 砂

表 - 4.4 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ の 範 囲 (cm)	W / C (%)	s / a (%)	単 位 量 (kg / m³)			
				W	C	S	G
20	8 ± 2	62	44	175	282	841	1091

表 - 4.5 コンクリートの圧縮強度

		圧 縮 強 度 (kg / cm²)	ヤング係数 (kg / cm²)
原 柱	Na 1	384	2.6×10^5
	Na 2	273	2.1×10^5
打足しコンクリート		458	2.9×10^5

③ 鋼 板

補強用鋼板は、厚さ 6mm の SS41 材を用いた。機械的性質は表 - 4.6 のとおりである。

表 - 4.6 鋼材の機械的性質

	降 伏 点 (kg / cm ²)	引 張 強 さ (kg / cm ²)	ヤング係数 (kg / cm ²)	伸び (%)
SD30-D13	3460	5160	2.1×10^6	25
SS41	3060	4770	2.1×10^6	25

④ 接着剤

コンクリート打継面への塗布、アンカー固定および鋼板接着には、エポキシ系樹脂材料を用いた。
これらの機械的性質は、表 - 4.7 のとおりである。

表 - 4.7 樹脂の物理特性

試 験 項 目	単 位	シール用	打 継 面 塗 布 用	アンカー 固 定 用	鋼 板 接 着 (注入) 用
比 重	—	1.67	1.29	1.22	1.17
粘 度	P	—	5100	—	1330
曲 げ 強 度	kg / cm ²	466	523	—	780
圧 縮 強 度	kg / cm ²	802	1219	1031	1496
ヤング係数	kg / cm ²	40100	24900	26500	27800
引 張 強 度	kg / cm ²	320	266	—	473
衝 撃 強 度	kg · cm / cm ²	3.5	7.6	—	9.3
硬 度	ショア D	85	82	—	86
引張せん断強度	kg / cm ²	121	153	136	146

(3) 供試体の製作

供試体の製作は、つぎのようにおこなった。

a. 原柱製作

まず、原柱を10体製作した。コンクリート打設は5体ずつ2回にわけておこなったので、1回目打設のものをNo 1、2回目打設のものをNo 2として区別した。

コンクリート打設は、柱軸方向に1体の供試体の打込みが完了するまで連続しておこなった。

b. 補 強

鉄筋コンクリート打足しによる補強は、図 - 4.2 の手順でおこなった。

供試体 RR のコンクリート打継面の表面処理は、つぎのような3種類とした。RR - 1 は、通常お

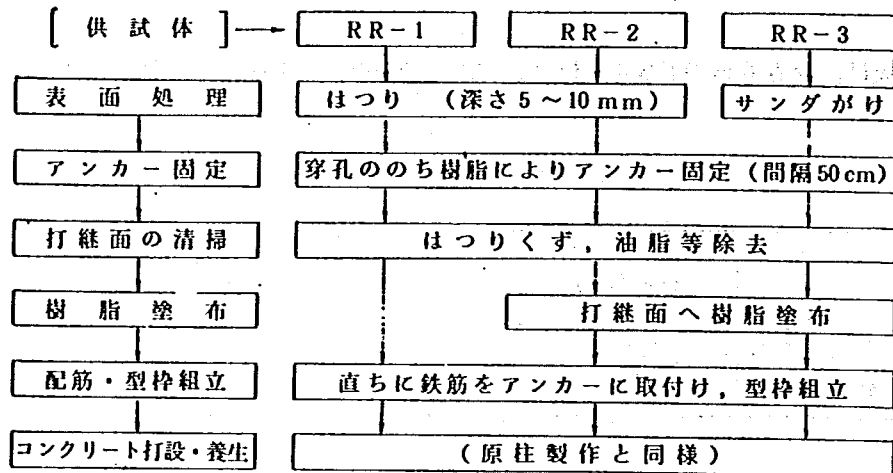


図-4.2 コンクリート打足しによる補強の手順

こなわれるチッピングのみとした。チッピングは骨材面が表われる位に十分おこなった。RR-2は、RR-1と同じようにチッピングした後、その面にコンクリート打継用のエポキシ樹脂を塗布したものである。RR-3は、表面処理を簡単にするためサンダーがけをおこなった後、エポキシ樹脂を塗布したものである。

打継面には一体性を確保するため、さし筋を設けた。さし筋の固定は、原柱にせん孔しガラス容器充てんタイプのエポキシ樹脂によった。

鋼板接着補強の手順は、図-4.3のとおりとした。鋼板の接着面はサンドブラスト、コンクリート面はサンダーがけをおこない、接着時にはシンナーによりよごれを除去した。

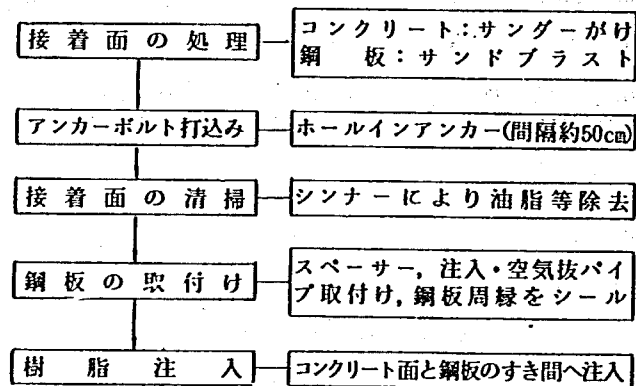


図-4.3 鋼板接着による補強の手順

鋼板の接着は注入法によった。鋼板を原柱面より5mmのすき間を確保し、ボルトで固定したのち四周をシールして樹脂を注入したものである。

(4) 載荷方法

載荷実験には1000t圧縮試験機を使用し、供試体を図-4.4に示すように設置して偏心圧縮載荷をおこなった。偏心量、載荷荷重および繰返し回数は表-4.8のとおりである。反復載荷をおこなったのち、最後は破壊まで載荷をおこなった。載荷速度は、供試体Rについては10t/分、供試体RRおよびRSについては20t/分とした。

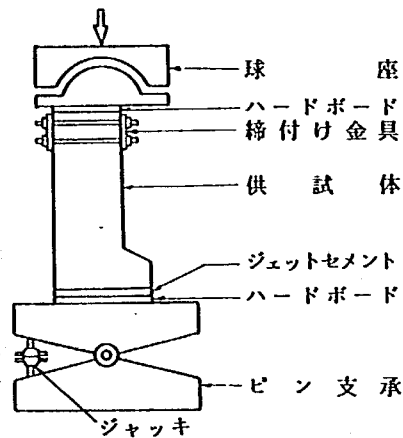


図-4.4 供試体設置

表-4.8 載荷荷重

供試体	偏心量(cm)	載荷荷重		
		応力	荷重(t)	反復回数(回)
R	12	σ_{ca}	40	1
		$\frac{1}{2}\sigma_{c1}$	60	1
		σ_{c1}	80	3
RR	15	σ_{ca}	60	1
		$\frac{1}{2}\sigma_{c1}$	150	4
		σ_{c1}	210	5
RS	12	σ_{ca}	60	1
		$\frac{2}{3}\sigma_{c1}$	80	6
		σ_{c1}	120	4

σ_{c1} : 原柱のコンクリートの圧縮強度 — 300 kg/cd

$\left[\begin{array}{l} \text{No 1} \quad 384 \text{ kg/cd} \\ \text{No 2} \quad 273 \text{ kg/cd} \end{array} \right]$

σ_{c2} : 打足しコンクリートの圧縮強度 — 458 kg/cd

σ_{ca} : コンクリートの圧縮許容応力度

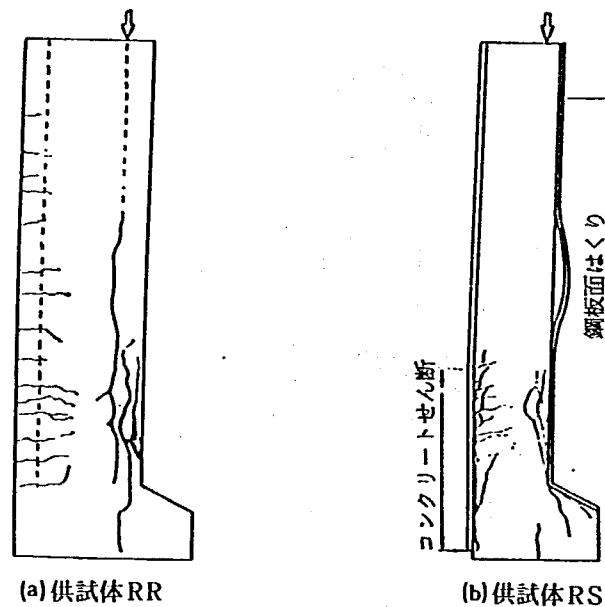
$$\frac{1}{3}\sigma_{c1} = 100 \text{ kg/cd}$$

各載荷段階において、柱の中央部におけるコンクリート、鉄筋および鋼板のひずみおよび曲率を測定した（図－4.1）。ひずみの測定にはワイヤストレインゲージ、曲率の測定には1 / 1000 mmダイヤルゲージを使用した。

3) 実験結果および考察

(1) 破壊状況

載荷後の破壊状況の代表例を図－4.5に示す。



図－4.5 破壊の状況

コンクリート打足し補強したものは、はじめに引張側に曲げひびわれが発生しそれが徐々に延びていった。破壊時には圧縮縁で圧壊がはじまり、鉄筋に沿った縦ひびわれを生じた。その後も載荷を続けると、打継目に沿った比較的大きなひびわれを生じた。

鋼板接着補強したものについては、圧縮側の鋼板が荷重 90 t (Na 1), 80 t (Na 2) ちかくではくり、座屈した。これに至る直前の荷重 80 t (Na 1), 75 t (Na 2) のもとでのひずみの値は 650×10^{-6} (Na 1), 600×10^{-6} (Na 2) 程度であり、応力度では 1,300 kg/cm² 程度であった。荷重が 120 t に達すると、供試体下部の引張側において鋼板接着端部からひびわれを生じた。これは、鋼板の引張に伴うコンクリートのせん断破壊によるものと思われる。その後も載荷を継続したが、荷重は増加し、引張破壊部分から曲げひびわれを生じ、荷重 140 t で圧縮破壊した。

(2) 荷重－ひずみ関係

荷重－ひずみ関係の実測値と計算値を図－4.6, 図－4.7に示す。図－4.6にはRC打足し補強したもので、(a)図は、それぞれの種類の供試体Na 1, Na 2の平均したものと、原柱のひずみの包絡線、(b)図には履歴曲線を示してある。各図に示してある計算値は弾性計算によって求

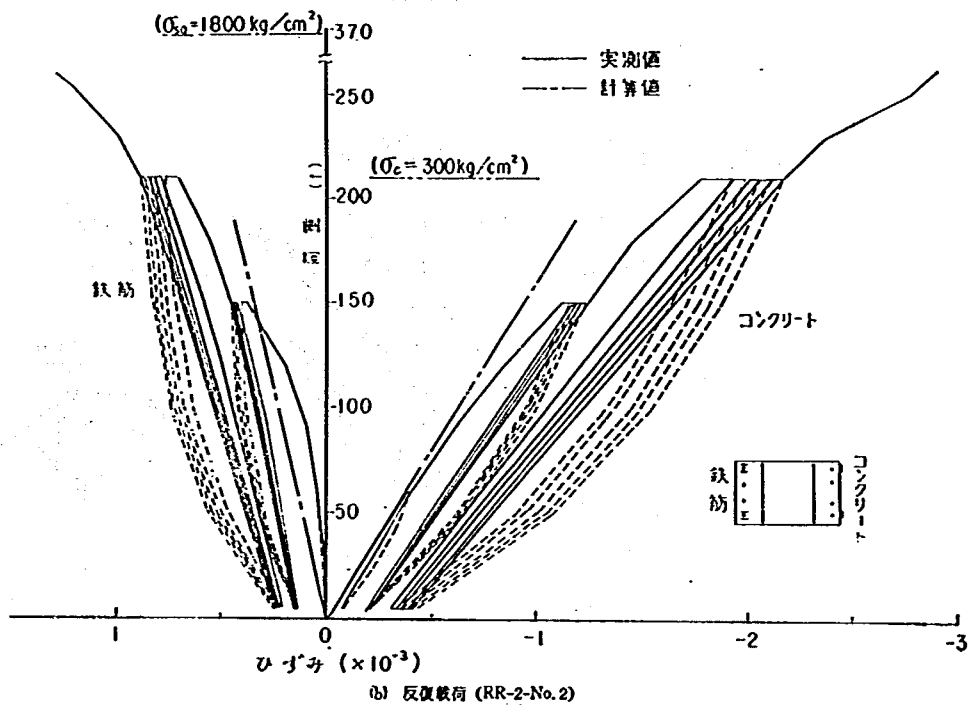
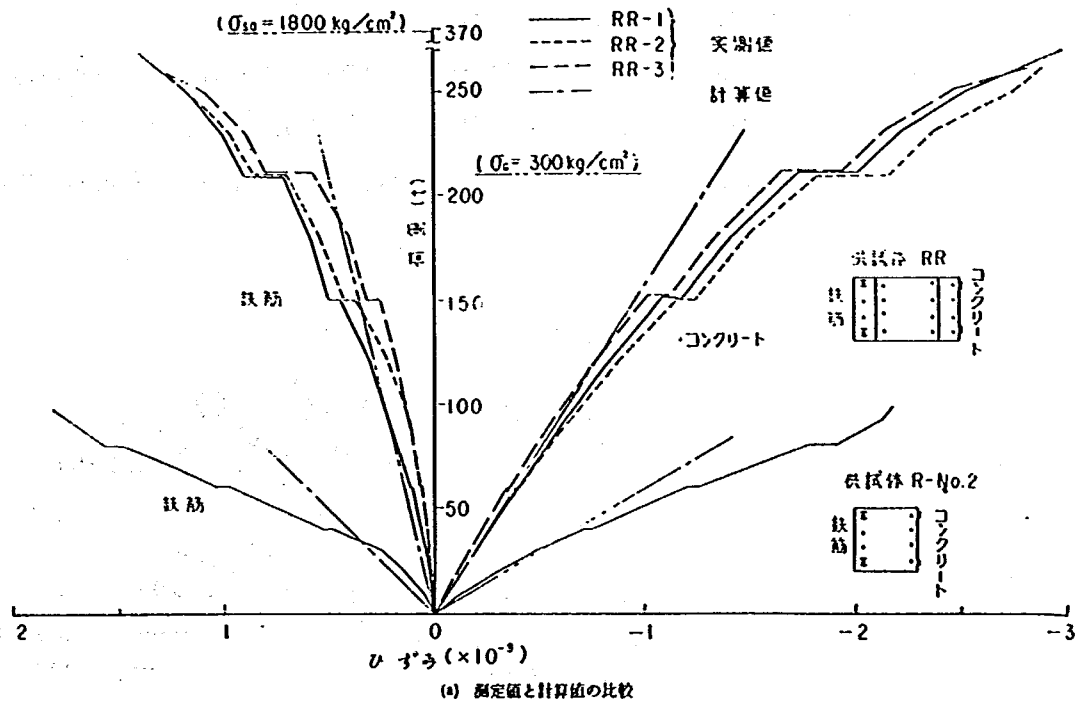
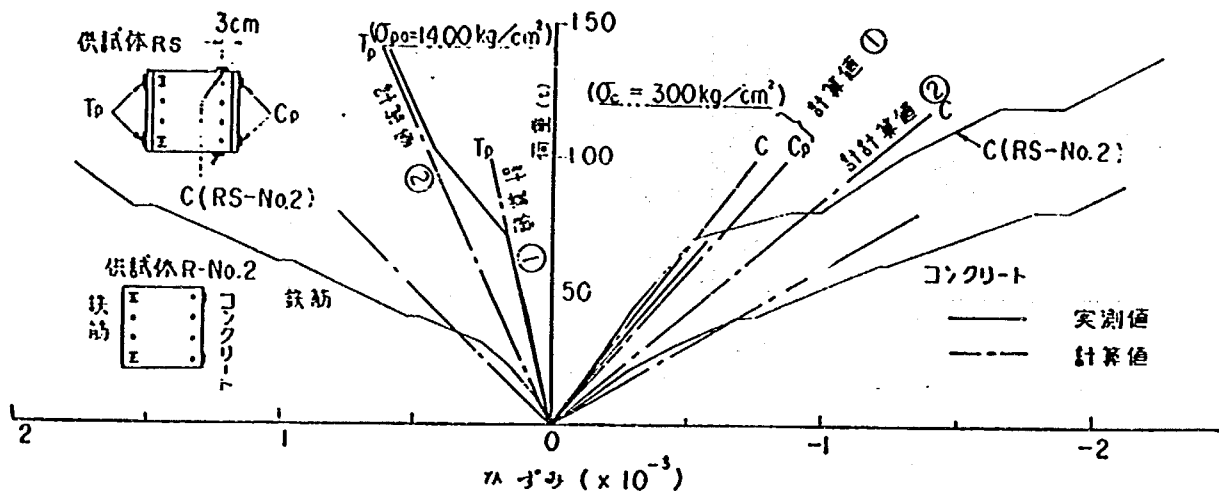


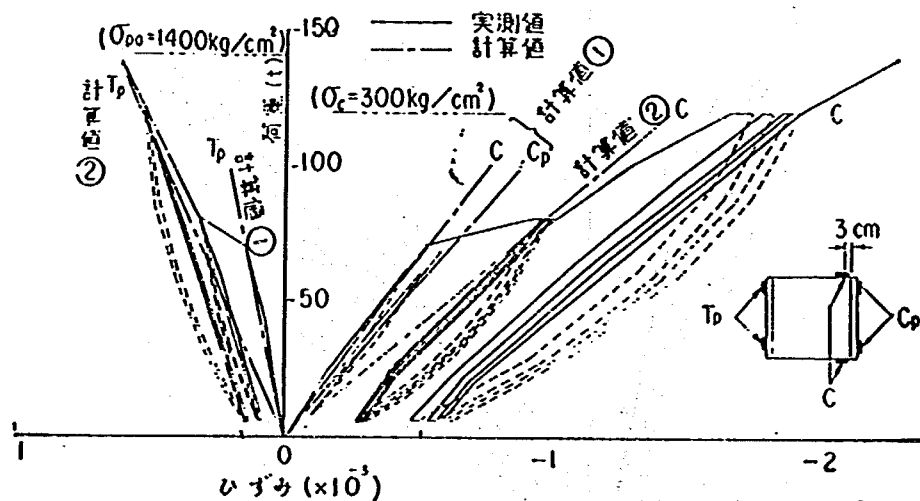
図-4.6 荷重～ひずみ関係 (供試体 R R)

め、ヤング係数比 n および補強供試体の断面を表-4.9のように仮定して求めたものである。
供試体RSについては、接着用樹脂は無視した。

RC打足し補強した供試体の荷重-ひずみ関係は、通常許容される荷重レベルの範囲において弾性計算によって得られる値とよく一致している。すなわち、打足しコンクリートは原柱と十分一体作用していることがわかる。また、打継面の処理方法の違いによる差異はほとんど認



(a) 測定値と計算値の比較



(b) 反復載荷 (RS-No.2)

図-4.7 荷重～ひずみ関係 (供試体 RS)

表-4.9 計 算 仮 定

供 試 体	ヤ ン グ 係 数 比 ¹⁾	断 面 の 仮 定
R	9	
RR	7	コンクリートの全断面が打足しコンクリートの品質に等しいと仮定
RS	9	樹脂の影響は無視 計算値① 引張側および圧縮側鋼板有効 計算値② 圧縮側鋼板無視 ²⁾

1) R, RSのヤング係数比9は、表-4.5における原柱No 1, No 2のヤング係数実測値の平均 2.35×10^5 より、またRRのヤング係数比7は、同じく表-4.5における打足しコンクリートのヤング係数実測値 2.9×10^5 より定めた。

2) 圧縮鋼板自体の座屈を考慮

められない。反復載荷をおこなった場合も、通常許容される荷重レベルにおいては残留変形をほとんど生じず、コンクリートの終局強度ちかい点での反復載荷では、繰返しとともに幾分残留ひずみが増大するものの、数回の反復載荷のために破壊が促進される兆候はない。

鋼板接着補強した供試体RSの荷重-ひずみ関係も弾性計算によって得られる値とよく一致している。圧縮側鋼板がはくりしたのちも引張鋼板のひずみも計算値にはほぼ一致しており、接着した鋼板がコンクリート柱と十分一体作用していることを示している。反復載荷をおこなった場合の挙動も、RC打足し補強したもののそれと同じく、破壊を促進させるほどのことはない。

(3) 耐荷力

各供試体の耐荷力の実測値と計算値を比較すると、表-4.10 のようである。

計算は、終局強度計算によって求めたものである。式(2.9)、式(2.21)を適用し、新・旧コンクリート強度を考慮した。コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係は、図-2.1(a)のように台形と仮定した。

RC打足し補強したものは、いずれも計算値の10%以内となっており、新・旧コンクリートは終局時まで一体で、働いているものと考えられる。また、新・旧コンクリートを打足した場合の耐荷力の計算に式(2.21)は妥当といえる。

鋼板接着補した供試体RSは、破壊形態が複雑であったが、はくりした圧縮側鋼板を無視した計算値に近い値を示しており、引張側鋼板の接着部にひびわれを生じて、アンカーボルトによりかなり引張力が伝達されているものと思われる。

3) まとめ

鉄筋コンクリート柱の耐荷力増強をはかるために、RC打足し補強および鋼板接着補強したものの載荷実験をおこなった結果、つぎのことがわかった。

表-4.10 耐 荷 力

(t)

供 試 体		実 測 値	計 算 値	実 測 値 計 算 値
R	Na 1	(110) ¹⁾	120.9	—
	Na 2	97	97.1	1.00
RR-1	Na 1	268	287.1	0.93
	Na 2	250	259.5	0.96
RR-2	Na 1	(210) ¹⁾	287.1	—
	Na 2	260	259.5	1.00
RR-3	Na 1	260	287.1	0.91
	Na 2	260	259.5	1.00
RS ²⁾	Na 1	140	① 220.4 ② 155.9	0.64 0.90
	Na 2	140	① 182.5 ② 118.3	0.77 1.18

1) () 内は載荷点付近で局部的な破壊を生じたもの。

2) 供試体 RS の計算値①は圧縮，引張鋼板も一体に働くと仮定，計算値②は圧縮鋼板を無視したもの。

- ① 鉄筋コンクリート柱を RC 打足しにより補強したものは，両者が十分一体作用しており，補強による耐荷力増強の効果は十分である。
- ② RC 打足しにより補強した場合の設計は，実用上は弾性計算でおこなえばよい。
- ③ 最終耐荷力は，終局強度により求められる。新・旧コンクリートの強度が異なる場合，式 (2.21) によって求めることができる。
- ④ 鋼板接着補強したのも，鋼板が接着している間はコンクリート柱と一体作用しており，補強効果は十分である。
- ⑤ 鋼板接着補強の場合の設計も，実用上弾性計算でおこなえばよい。
- ⑥ 鋼板接着は，圧縮側でははくり，座屈を生じやすく，引張側ではコンクリートのせん断による破壊を生じやすい。そのため，それらが生じても十分作用力を伝達できるだけのアンカーを打込む必要がある。

4.2.2 水平力載荷実験

1) 実験目的

前節「4.2.1 偏心圧縮載荷実験」において，RC 打足し補強により補強効果の有効なことが確

巻立て補強を施したものが供試体Ⅱ，供試体Ⅲである。供試体ⅡとⅢとは帯鉄筋量を変えたものである。供試体Ⅲの帯鉄筋間隔は，帯鉄筋の最少量である柱幅の1/2としたものである。供試体Ⅱは，Ⅲの2倍の帯鉄筋量（間隔では1/2）としたものである。このときの帯鉄筋比は0.26%であり，じん性を確保するためのひとつの要因と考えられている最小帯鉄筋比0.2%をもやや上回っている。

供試体Ⅳは供試体Ⅱと同一の配筋としたものであるが，原柱と巻立て補強部分のコンクリートを同時に打設したものであり，完全に一体としたものである。また，供試体Ⅱ，Ⅲと比較しフーチング定着部においても，補強部分にあたる軸方向鉄筋にはフックをつけ，さらに帯鉄筋を配筋しており，通常の定着方法をとったものである。

(2) 使用材料

供試体製作に使用した材料は，つぎのとおりである。

① コンクリート

セメントは，早強セメントを用いた。

骨材は最大寸法20mmの碎石および川砂を用いた。骨材の物理試験結果を表-4.12に示す。コンクリートの配合は，表-4.13のとおりである。また，載荷実験時のコンクリートの圧縮強度は，表-4.14のとおりである。

表-4.12 骨材の物理的性質

種 別	比 重	吸 水 率 (%)	単位容種重量 (kg/m³)	粗 粒 率	備 考
粗 骨 材	2.68	0.71	1520	6.69	八王子産碎石
細 骨 材	2.60	1.31	1688	2.86	相模川産

表-4.13 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法(mm)	スランプの範囲 (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m³)				
				W	C	S	G	混和剤
20	8±2	68	46	179	263	869	1040	0.658

表-4.14 コンクリート，モルタルの強度 (kg/cm²)

	コンクリートの圧縮強度		モルタルの強度	
	原柱	補強部分	圧縮	曲げ
I	298	—	—	—
II		364	712	86.3
III				
IV	357		—	—

② モルタル

供試体Ⅱ、Ⅲの補強用の軸方向鉄筋をフーチング内に定着するためのもので、無収縮モルタルとした。そのためセメントは、無収縮セメント（デンカ、エンベコ）を使用した。セメント砂比を1：1とし、配合は表－4.15のとおりとした。載荷実験時のモルタルの強度試験は「セメントの物理試験方法」（JIS R 5201）に準じておこない、その結果を表－4.14に示す。

③ 鉄 筋

鉄筋は、異形鉄筋SD30を使用した。これらの機械的性質は、表－4.16のとおりである。

表－4.15 モルタルの配合

フロー値	W / C (%)	単 位 量 (kg / m ³)		
		W	C	S
240±10	45	378	840	840

表－4.16 鉄筋の機械的性質

鉄筋の種類	降伏点 (kg / cm ²)	引張強さ (kg / cm ²)	伸び (%)
SD30-D10	3939	5818	23
SD30-D13	3662	5406	23
SD30-D16	3203	5255	28

(3) 供試体の製作

供試体の製作は、つぎのとおりおこなった。

a. 原柱製作

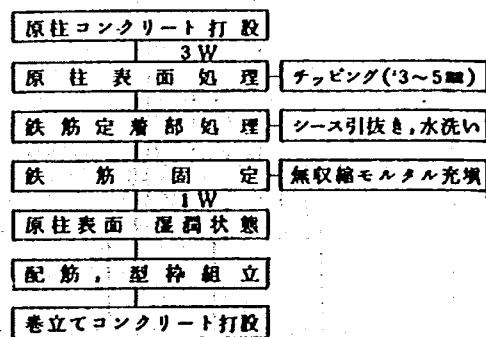
はじめに供試体Ⅰと補強用のⅡおよびⅢの原柱を製作した。供試体Ⅱ、Ⅲの原柱製作時には、のちの巻立て補強時に軸方向鉄筋をフーチングに定着するため、フーチングの所定の位置にあらかじめスパイラルシース（φ32㎜）を埋込んでおいた。

コンクリートの打設は、はじめにフーチングを打ち、1週間後フーチング上面の柱打設部分をチッピングしたのち、柱部分のコンクリートを打設した。

供試体Ⅳも、原柱、補強部分に相当する鉄筋を組んでおき、同様に製作した。

b. RC巻立て補強

巻立て補強は、図－4.9の手順でおこなった。



図－4.9 補強手順

鉄筋のフーチングへの定着は、あらかじめ埋込んでおいたシースを引抜き、水洗いしたのち無収縮モルタルを流し込み固定した。

原柱の表面（巻立てコンクリート打継面）は、骨材面が出るほど十分にチッピングをおこなった。巻立てコンクリート打設は、原柱打設後4週でおこなった。鉄筋定着は、その1週間前におこなった。

(4) 載荷方法

載荷は図-4.10に示すように供試体を載荷フレームにPC鋼棒で締付け、柱頭部（フーチング上面より135 cm）に電動油圧ポンプを取付け静的正負繰返しをおこなった。載荷パターンは表-4.17に示すとおり、2サイクル目（引張鉄筋降伏時）までは荷重制御により、3サイクル以後は降伏時の変位 δ_y の倍数を指標とする変位制御をおこなった。

各荷重段階ごとに、つぎの測定をおこなった。

表-4.17 荷 重 条 件

サイクル	1	2	3	4	5	6	7	8 ³⁾
荷 重	P_a ¹⁾	P_y ²⁾						
変 位		δ_y	$2\delta_y$	$4\delta_y$	$6\delta_y$	$8\delta_y$	$10\delta_y$	$12\delta_y$

1) P_a : 引張鉄筋が許容応力度に達した時の荷重

2) P_y , δ_y : 引張鉄筋の降伏時の荷重および変位

3) 8サイクル目は片振り

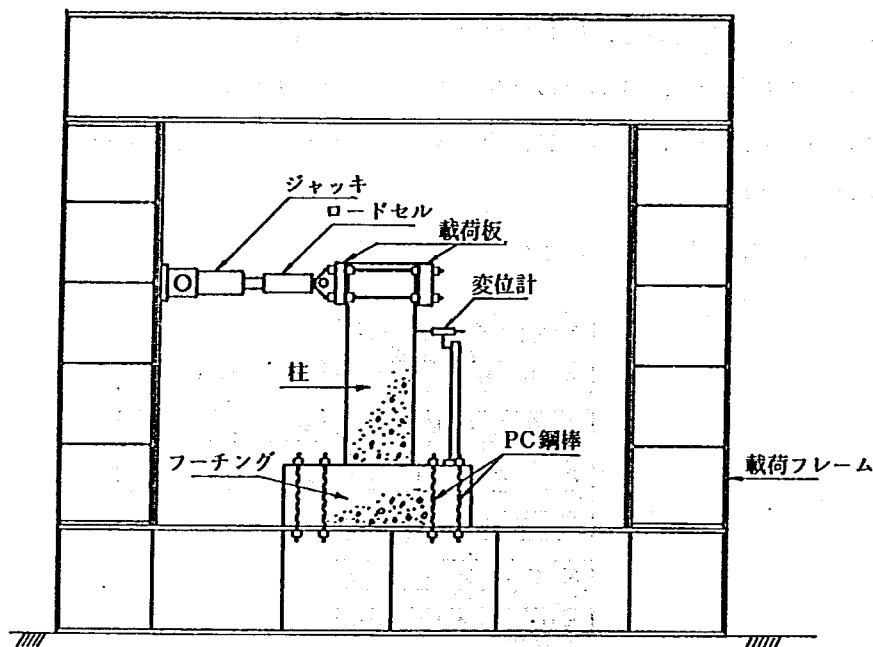


図-4.10 載 荷 状 況

① 荷重, 変位

荷重はロードセルから検出し, 変位は抵抗線式変位形を使用しフーチング上面より100cmの位置で測定, X-Yレコーダに記録した。

② ひずみ

柱下端における鉄筋降伏の判定, フーチング内定着部の付着力の測定のため, 図-4.8に示す位置にワイヤストレインゲージを貼付し, ひずみを測定した。

③ ひびわれ観察

各サイクルの最大変位時に, ひびわれ状況を目視観察した。

3) 実験結果および考察

(1) ひびわれ・破壊状況

各供試体のひびわれ・破壊状況は, 図-4.11のようであった。

全供試体とも鉄筋が降伏しコンクリートが圧壊するまで ($4\delta_y$ 程度) は, 曲げひびわれが発達するのみであった。原柱の供試体Ⅰはその後, 曲げせん断ひびわれが広がり, 鉄筋に沿ったひびわれを生じた。

帯鉄筋量の多い補強供試体Ⅱ, 合成柱Ⅳとも原柱とほぼ同様であり, $10\delta_y$ に至り鉄筋の座屈によりかぶりコンクリートがはく落した。

帯鉄筋量の少ない補強供試体Ⅲは, 圧壊時とほぼ同時の $4\delta_y$ において圧縮側の打継目にあたる位置に縦ひびわれを生じた。 $6\delta_y$ では, 付着ひびわれの進行, 鉄筋座屈に伴うかぶりコンクリートのはく落, 斜ひびわれが進行した。さらに $8\delta_y$ では, 斜ひびわれ幅が急激に広がった。

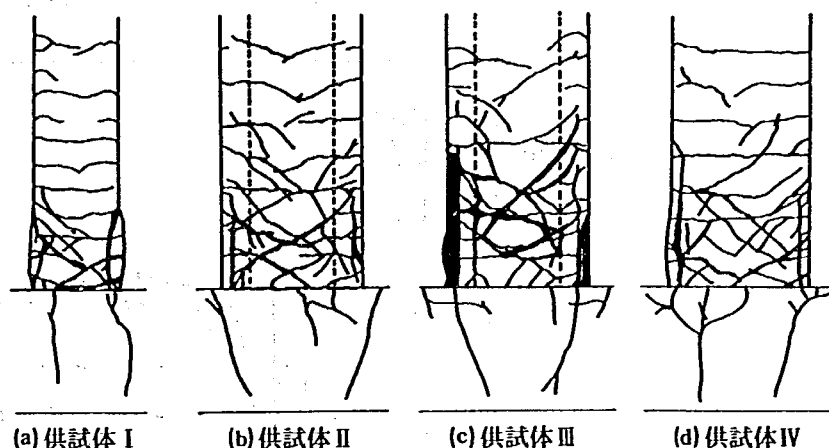


図-4.11 破壊状況

(2) 荷重-変位関係

鉄筋の降伏時および最大荷重 (終局時) の荷重, 変位の実測値と計算値を表-4.18, 表-4.19に示す。変位の計算には, 柱の曲げ変形, 鉄筋のフーチングからの抜出しのほか, 載荷実験時, 変位測定用の柱をフーチングに載せていたためフーチングの変形をも考慮した。

降伏時および終局時の荷重、変位とも実測値は計算値を10%程度上回っており、補強したもの（供試体Ⅱ、Ⅲ）と一体打ちしたもの（供試体Ⅳ）との差はほとんど認められず、終局時（コンクリート圧壊）まではRC巻立て補強したものは一体で挙動していたものと思われる。

表-4.18 耐 荷 力

(t)

供 試 体	降 伏 時			最 大 (終 局) 時		
	実測値①	計算値②	①/②	実測値①	計算値②	①/②
I	5.6	5.52	1.01	6.7	5.81	1.15
Ⅱ	18.5	16.50	1.12	21.5	19.43	1.11
Ⅲ	18.0		1.09	20.5		1.06
Ⅳ	18.0		1.09	21.1		1.09

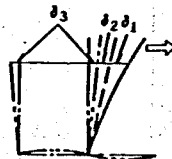
表-4.19 変 位

(mm)

供試体	実測値 降伏時 ①	計 算 値 *				①/⑤
		δ_1 ② (②/⑤)	δ_2 ③ (③/⑤)	δ_3 ④ (④/⑤)	δ ⑤ =②+③+④	
I	5.1	3.16 (0.63) 7.26 (0.62)	1.57 (0.32) 4.12 (0.36)	0.26 (0.05) 0.27 (0.02)	4.99 11.65	1.02
Ⅱ	4.2	2.17 (0.57) 7.27 (0.71)	0.85 (0.23) 2.03 (0.20)	0.76 (0.20) 0.90 (0.09)	3.78 10.20	1.11
Ⅲ	4.3					1.14
Ⅳ	4.1					1.09

• 上段：降伏時
下段：終局時

δ_1 ：柱の曲げ変形による変位
 δ_2 ：鉄筋の捻出しに伴う変位
 δ_3 ：フーチングの変形に伴う変位



また、荷重—変位包絡線（図-4.12）より、終局後も载荷を継続し斜ひびわれを生じて、この程度の繰返し回数では耐荷力の低下は小さく、耐荷力、変形を保っている。

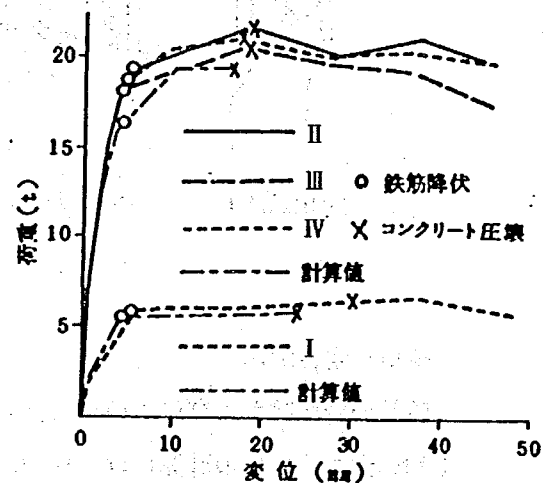


図-4.12 荷重・変位包絡線

(3) せん断耐力

全供試体とも斜ひびわれを生じており、せん断耐力を計算すると、せん断ひびわれ発生荷重は表－4.20のとおりとなる。原柱の供試体Ⅰのせん断ひびわれ発生荷重は、最大荷重をわずかに下回っている。補強柱については、ほぼ降伏荷重の値となっており、その後の耐荷力増加、繰返し載荷によって斜ひびわれを生じたものである。とくにコンクリート圧壊後に斜ひびわれが発達したのは、コンクリート圧壊によりコンクリートの受け持つせん断力が減少したためと考えられる。そのことをはっきり表わしているのが供試体Ⅲである。

表－4.20 せん断耐力

(t)

供 試 体	実 測 値		計 算 値
	降 伏	最 大	斜ひびわれ
I	5.6	6.7	7.7
Ⅱ	18.5	21.5	18.0 (15.2)*
Ⅲ	18.0	20.5	
Ⅳ	18.0	21.1	

* 圧縮側の巻立てコンクリートを無視

供試体Ⅲは、コンクリート圧壊後、打継目に沿った縦ひびわれを生じ、その後の斜ひびわれの広がり急激であった。このときの打継目の水平せん断（ずれ）応力は、弾性挙動しているものとみなせば式（4.1）で計算できる。

$$\tau = \frac{QS}{bI} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、

Q：中立軸からの断面一次モーメント

S：せん断力

b：部材の幅

I：中立軸からの断面二次モーメント

最大荷重時の水平せん断力の分布は図－4.13のとおりとなり、打継目では10.3kg/cm²作用していたことになる。この値は、せん断ひびわれ（斜ひびわれ）発生時の平均せん断応力9～10kg/cm²と比較し十分ずれを生じる可能性があるものと思われる。また、供試体Ⅲが縦ひびわれを生じたのは、斜ひびわれの先端で生じており（図－4.11）、しかもこの供試体は帯鉄筋量が少なく、さし筋なども設けていなかったことにより生じやすかったものと思われる。

RC巻立て補強を実施する場合には、十分な帯鉄筋を配置するとともに、さし筋などせん断ず

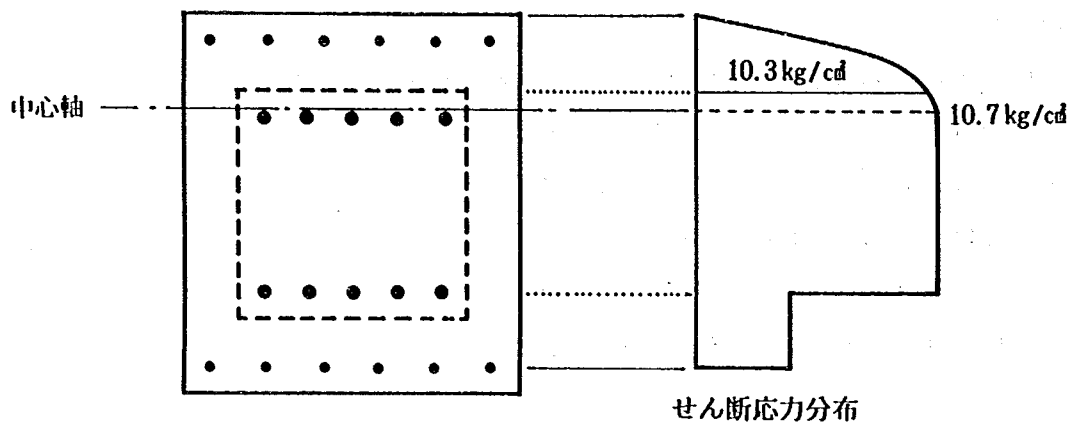


図-4.13 ずれ応力

れに対する配慮が必要である。とくに実橋脚のように幅の広い構造物は、帯鉄筋の働く範囲も限られるため、一体性を保つためには重要である。

(4) 変形性能

変形性を見るため荷重-変位履歴曲線（図-4.14）を比較すると、コンクリート圧壊（ $4\delta_y$ ）までは補強供試体Ⅱ、Ⅲは一体打ちの供試体Ⅳとほぼ同じように紡錘形を保っている。しかし、帯鉄筋の少ない供試体Ⅲはその後、斜ひびわれの発達に伴ない中くびれのループ形状になっている。これを他の供試体と比較すると図-4.15のとおりである。

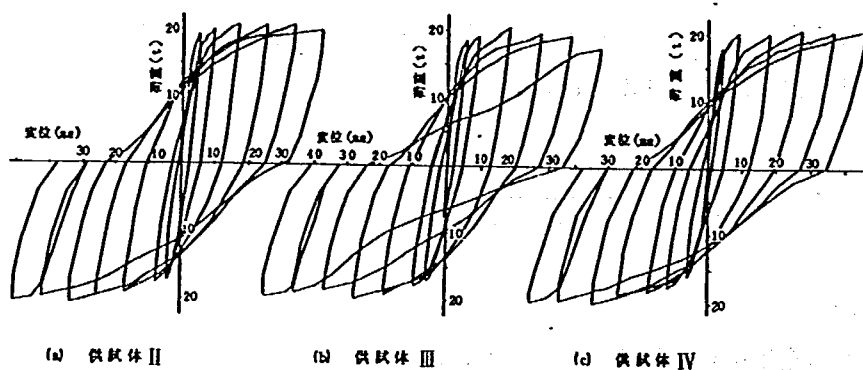


図-4.14 荷重・変位履歴曲線

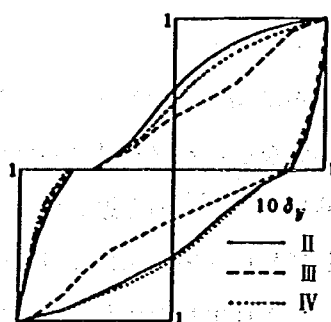


図-4.15 固有ループ

今回、正負繰返し回数が少なかったため、斜ひびわれ発生後の違いがあまりはっきりしていない。繰返し回数を増やした载荷を実施すれば、さらに帯鉄筋量などの影響が明りょうとなると思われる。

4) まとめ

鉄筋コンクリート柱に耐震補強のためRC巻立て補強を施し、正負繰返し水平力による大変形载荷実験をおこなった。その結果、つぎのことがわかった。

- ① RC柱をコンクリートの巻立てによって補強する場合、表面処理（チップング）、帯鉄筋の配置および巻立て部の軸方向鉄筋のフーチングへの定着を確実にこなってあれば、一体打ちのものと同等なものと考えることができる。
- ② RC巻立て補強した場合の設計は一体のものと考え、通常は弾性計算、じん性を考慮した設計をおこなう場合の耐力、変形の計算には終局強度計算でこなえばよい。
- ③ 正負繰返し荷重により大きな変形を受ける橋脚のような部分では、帯鉄筋を十分に配置しておくことが望ましい。
- ④ 打継面においても、一体性を十分確保するためにさし筋などを設けておくことが望ましい。

4.3 復旧のための補修・補強载荷実験

前節では、無被害の原柱に対して補強を施した補強供試体の性状について、载荷実験によって調べたものである。この節では、破壊した構造物を復旧するにあたり、復旧部材の力学的性質を把握し、設計方法を提案するための資料とするものである。そのため、はじめに原柱を壊しておき、その壊れた供試体に補修あるいは補強を施したものに再度载荷実験をおこなったものである。

4.3.1 樹脂による補修実験 ― はり部材 ―

1) 実験目的

ここでは、被災した部材に樹脂を使った補修を施すことにより強度、変形性など力学的性状を被災以前に回復させることを目的に実験をおこなったものである。

ひびわれには樹脂注入をおこなうが、強度回復を図るには応力を伝達させる必要があるため、細かいひびわれに確実に注入できることを満足しなければならない。とくにせん断ひびわれに対しては重要である。そのため、3.2 で使った注入用ゴム容器により低圧で長時間注入できる工法によって樹脂注入をおこなうこととした。コンクリートの圧壊、はくりなど断面欠損を生じた部分には樹脂パテにより断面修復をおこなう。この場合、樹脂のヤング係数が高いため変形が大きくなることが考えられるので、その影響についても検討する。

これらの基本的な性状を把握するため、ここでははり部材の補修したものの一方向繰返し载荷をおこなった。

2) 実験方法

(1) 供試体の種類

実験に用いた供試体は、図-4.16に示す断面40×40 cm、長さ4 mの4種類（表-4.21）の

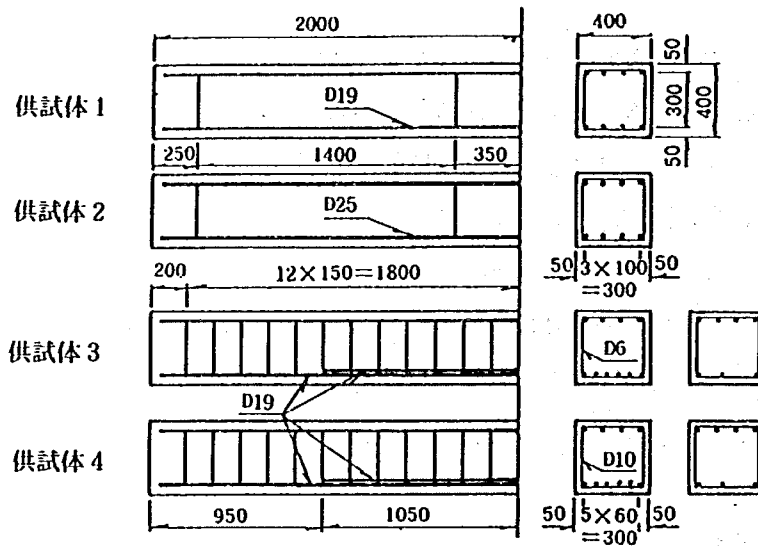


図-4.16 供試体

表-4.21 供試体諸元

供試体	主 鉄 筋		帯 鉄 筋		破 壊 形 式
	本数・種類	鉄筋比(%)	種類・間隔	帯鉄筋比(%)	
1	4-D19	0.82	—	—	曲げ破壊
2	4-D25	1.45	—	—	せん断（斜引張）破壊
3	6-D19 3-D19	1.23 0.61	D6 c.t.c 150	0.11	段落し破壊
4	6-D19 3-D19	1.23 0.61	D10 c.t.c 150	0.24	段落し破壊

はりである。

供試体1は、引張鉄筋が0.82%で曲げ破壊を生じさせるためのものである。

供試体2は、引張鉄筋比が1.45%と多く、せん断補強鉄筋のないはりで、斜ひびわれ発生後急激に耐力が低下する破壊（斜引張破壊）を生じるものである。

供試体3、4は、曲げモーメントが半分になる点で引張鉄筋を1/2に減じた（段落しを設けた）ものである。最近の橋脚の地震被害には、段落し部から斜ひびわれを生じた例が数件報告されている。なかにはコンクリートのはくり、斜ひびわれ先端の圧壊（せん断圧縮破壊）など大きな被害を受けたものである。このような破壊を段落し破壊と呼ぶこととし、供試体3、4

はこのような被害を想定した供試体である。供試体 3 と 4 ではせん断補強鉄筋量を変えたものである。

(2) 使用材料

供試体製作に使用した材料は、つぎのとおりである。

① コンクリート

セメントは、普通ポルトランドセメントを用いた。

コンクリートの配合は、表－ 4.22 のとおりである。載荷実験時のコンクリートの圧縮強度は、供試体 1, 2 は 218 kg/cm^2 、供試体 3, 4 は 159 kg/cm^2 であった。

表－ 4.22 コンクリートの配合

供試体	粗骨材の最大寸法 (mm)	スラブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ²)						
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材G		混和材料	
									100 ~ 150	150 ~ 200	混和材	混和剤
1, 2	20	8	—	63	45.7	155	246	876	1048	—	—	0.165
3, 4	20	8	—	58	47.0	138	238	913	1058	—	—	0.595

② 鉄筋

鉄筋は、異形鉄筋 SD 30 を使用した。鉄筋の機械的性質は、表－ 4.23 のとおりである。

表－ 4.23 鉄筋の機械的性質

鉄筋の種類	降 伏 点 (kg/mm ²)	引 張 強 さ (kg/mm ²)	伸 び (%)
D 19	37.0	57.5	19.3
D 25	37.0	57.0	19.4

(3) 載荷方法

載荷は、図－ 4.17 のように 2 点載荷とした。スパンは 140 cm、このときのせん断支間比 a/d は 4.0 である。

載荷パターンは図－ 4.18 のように鉄筋の降伏までは、1 回目は鉄筋の許容応力度に達するまで、2 回目は許容応力度の 1.5 倍、3 回目は鉄筋の降伏まで荷重制御による一方向繰返し載荷とした。鉄筋の降伏以後は、変位制御により目標とする破壊状態まで載荷を続けた。

供試体 1 は圧縮縁の圧壊直前（ひずみ 0.3 % 程度）まで、供試体 2 は斜引張破壊まで、供試体 3, 4 はコンクリートがはくりするまで載荷をおこなった。載荷終了後は除荷し、残留変形

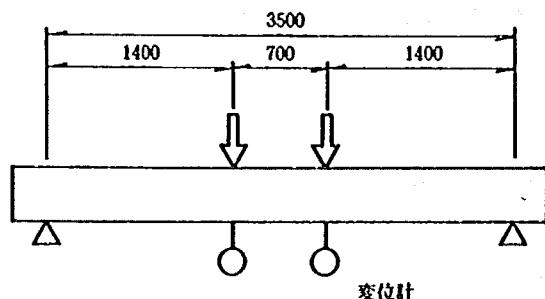


図-4.17 載荷方法

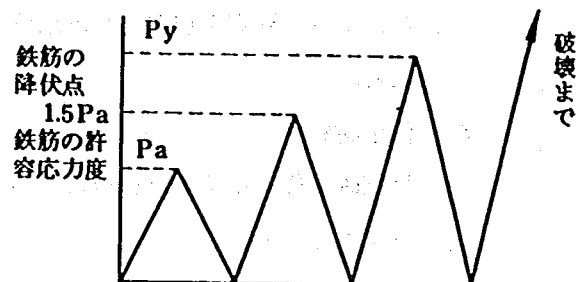


図-4.18 載荷パターン

が生じたままの状態にしておいた。この状態で補修を実施した。

補修後も同様の載荷をおこなったが、最終はいずれの供試体もコンクリートが圧壊・はくりするまでおこなった。

(4) 補修方法

ひびわれには、ゴム圧によるエポキシ樹脂注入をおこなった。

コンクリートの圧壊・はくり（断面欠損）部には、エポキシ樹脂パテによる断面修復をおこなった。

補修の手順はつぎのとおりである。

- ① コンクリート表面（ひびわれ沿い）の処理
- ② 断面欠損部の微粉などの除去
- ③ ひびわれにシールし、注入パイプ、空気抜パイプの取付け
- ④ 欠損断面のパテによる修復
- ⑤ 注入用ゴム容器の注入パイプ取付け
- ⑥ ゴム容器内に樹脂を充てん（注入の開始）
- ⑦ 硬化後に注入器具の撤去、表面仕上げ

3) 実験結果および考察

(1) 注入の確認

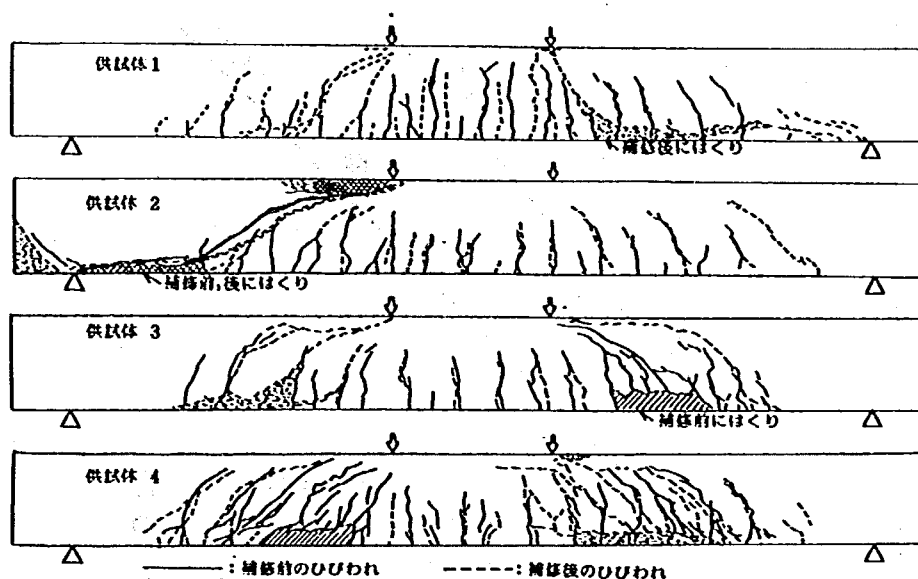
樹脂が注入されていることを確認するために、注入時は供試体底面のひびわれから注入し、同じひびわれの側面の最上端の空気抜パイプから樹脂が出てくることを確認した。

また、注入材には事前にけい光塗料を入れておき、注入材硬化後シール材をけずりとり紫外線をあてて注入状況を調べた結果、ひびわれ先端にまで注入されていたことを確認した。

さらに、載荷実験終了後はくりしたコンクリート片から内部の注入状況を調べ、小さいひびわれや鉄筋のまわりにも注入されていたのを確認した。

(2) ひびわれ、破壊状況

破壊状況を図-4.19に示す。図中の実線および斜線部分は補修前に載荷して発生したひびわれ、はくり部分であり、ひびわれには樹脂注入、はくりした部分にはパテ補修した。破線および



図－ 4.19 破 壊 状 況

び、点状部分は補修後に载荷して発生したひびわれ、はくり部分である。全体的には補修後に生じたひびわれは、ほとんど補修前のひびわれ位置とはちがうところに発生しており注入部分のひびわれ強度は上昇している。以下に供試体ごとのひびわれ・破壊状況の特徴を述べる。

供試体 1：補修前は圧壊直前で载荷を止めたので曲げひびわれのみであった。補修後は降伏後も大変形を与えると曲げせん断ひびわれが発生し、最終的にはそのひびわれの先端で圧壊、引張側のコンクリートはくりであった。

供試体 2：補修前は 30.1 t で ひびわれが急激に発生し耐荷力をほとんど失った（斜引張破壊）。圧縮、引張側のコンクリートはめくれるようにはくりした。

補修後にも斜ひびわれが補修前に生じた位置に近いところに急激に発生したが、ひびわれの圧縮端、引張端のパテ補修のところではひびわれの進行もゆるやかであり、補修前のように急激に耐荷力を失うことはなかった。最終的にはパテ補修した部分がはくりし、補修前とほぼ同じ状態であった。

供試体 3, 4：段落し部の破壊は、段落し部の段落しをしていない鉄筋が降伏する以前にその位置から斜ひびわれを生じた。鉄筋が降伏するとはりの片側（図－ 4.19 の供試体 3 の場合は、はりの右側）にひびわれの数、幅の広がりが進み、最終的にはコンクリートがはくりした。

補修後は、補修前に破壊しなかった方がほぼ補修前と同じように破壊した。

(3) 耐荷力

荷重の実測値と計算値を表－ 4.24 に示す。図－ 4.20 には補修前と補修後の降伏荷重の関係を示す。図－ 4.21 は補修前と補修後の実測値と計算値との関係、および補修前から補修後の荷重増加の傾向を矢印によって示した。図－ 4.21 には降伏時および最大荷重時について示してある。

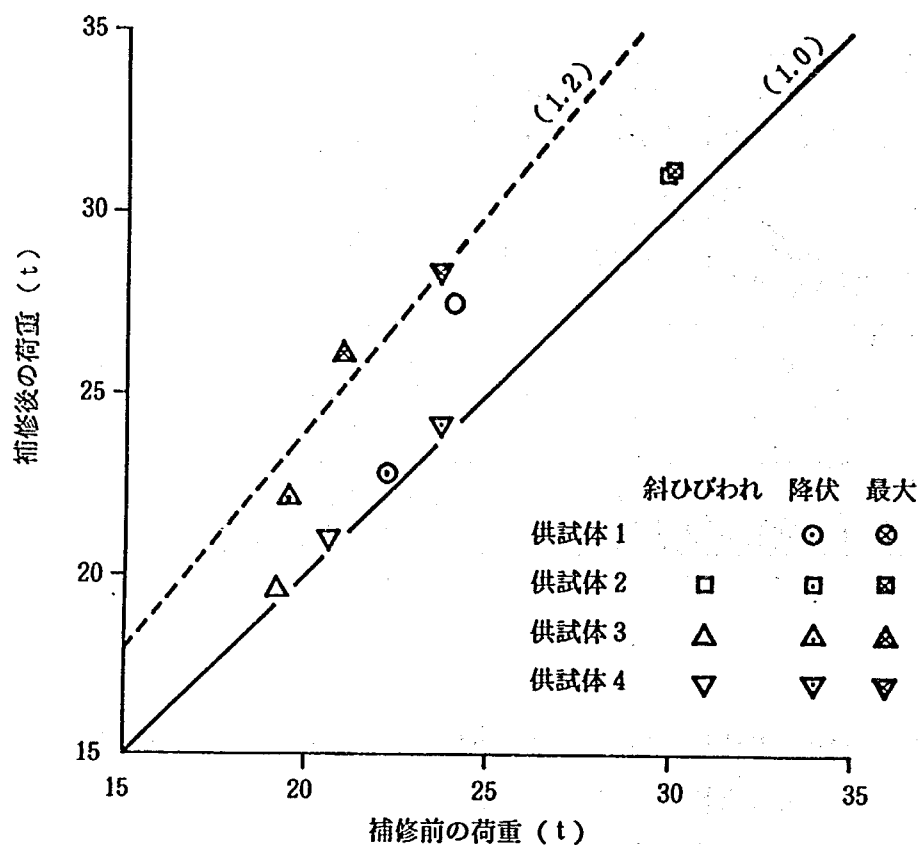


図- 4.20 補修前・後の降伏荷重

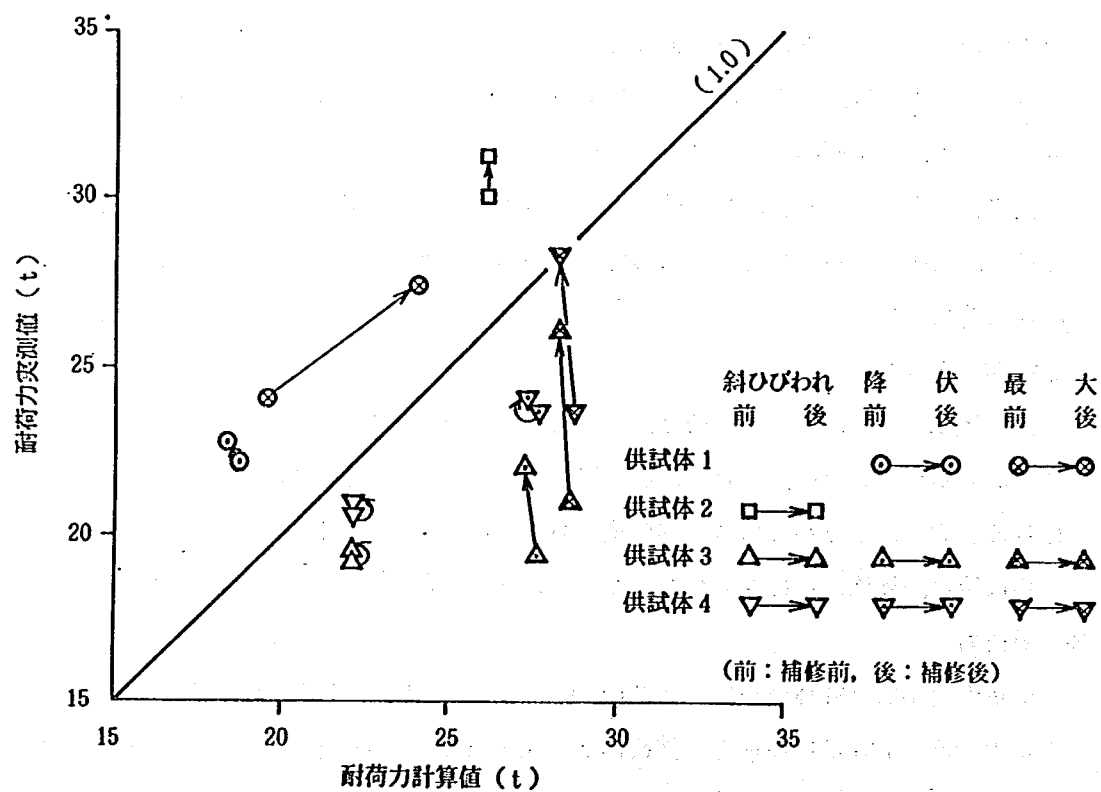


図- 4.21 実測値と計算値

表-4.24 実験結果

供試体	荷 重 (t)												降伏時剛性 (t/cm)			
	実 測 値						計 算 値						実 測 値		計 算 値	
	原 柱			補 修 後			原 柱			補 修 後			原 柱	補 修 後	原 柱	補 修 後
	斜ひびわれ発生	降 伏	最 大	斜ひびわれ発生	降 伏	最 大	斜ひびわれ発生	降 伏	終 局	斜ひびわれ発生	降 伏	終 局				
1	—	22.2	24.1	25.0 (—)	22.8 (1.03)	27.5 (1.14)	21.0 (—)	18.73 (1.19)	19.62 (1.23)	21.0 (1.19)	18.36 (1.24) (0.98)	24.12 (1.14) (1.23)	19.42	21.59 (1.11)	19.57 (0.99)	19.39 (1.11) (0.99)
2	30.1	—	30.1	31.2 (1.04)	—	31.2 (1.04)	26.2 (1.15)	32.44 (—)	33.59 (0.90)	26.2 (1.19)	32.10 (—) (—)	37.92 (0.82) (1.13)	28.77	30.34 (1.05)	30.96 (0.93)	31.47 (0.96) (1.02)
3	19.2	19.5	21.0	19.6 (1.02)	22.1 (1.13)	26.1 (1.24)	22.1 (0.87)	27.68 (0.70)	28.72 (0.73)	22.1 (0.89)	27.30 (0.81) (0.99)	28.35 (0.92) (0.99)	25.13	23.98 (0.95)	25.09 (1.00)	24.49 (0.98) (0.98)
4	20.6	23.7	23.7	21.0 (1.02)	24.1 (1.02)	28.3 (1.19)	22.1 (0.93)	27.68 (0.86)	28.72 (0.83)	22.1 (0.95)	27.30 (0.88) (0.99)	28.35 (1.00) (0.99)	20.27	21.31 (1.05)	25.09 (0.81)	24.49 (0.87) (0.98)

() 内は実測値/計算値

() 内は補修後/原柱

a. 斜ひびわれ荷重

補修前に斜ひびわれを生じた供試体 2, 3, 4 は, 補修後, 斜ひびわれ荷重はわずかに補修前を上回り樹脂注入により回復したことを示している。補修後の斜ひびわれは注入したところとはちがい, つぎに弱いところに発生したもので強度の伸びはほとんどないが, 注入したところは補修前よりも斜ひびわれに対する低抗性は強くなっていると考えられる。

b. 降伏荷重

供試体 1 は, 補修前・後ともほとんど変化はない。

段落しを設けた供試体 3, 4 は, 計算値よりもかなり小さい。これは, 段落し部に鉄筋降伏前に斜ひびわれを生じたため, シフトルールによりひずみが増加し降伏に至ったものである。この場合においても補修前・後では増加傾向にはあるが大きな変化はない。

これらの供試体は鉄筋比が多目であり, 補修前には鉄筋のひびみひずみ硬化したあたりで壊れたため, 補修後もひびわれ発生してのち, 鉄筋降伏までは補修前とほぼ同様の履歴をたどり, ほとんど降伏荷重は変わらなかったと思われる。

c. 終局(最大)荷重

最大荷重は図-4.21 でわかるように供試体 2 以外は補修後大きく増加(14~24%)している。

供試体 1 の最大荷重は, 補修後等値線に沿って増加しており, ほぼ理論どおり鉄筋のひずみ硬化によって増加したものであると思われる。

供試体 3, 4 の補修後の最大荷重は等値線に向かって増加している。これは樹脂注入により付着が大幅に改善されたことによるものであろう。補修前の段落した鉄筋の付着は, 図-4.22(a)のように段落し部にひびわれが発生したときの鉄筋のひずみ分布(実線)が変位の

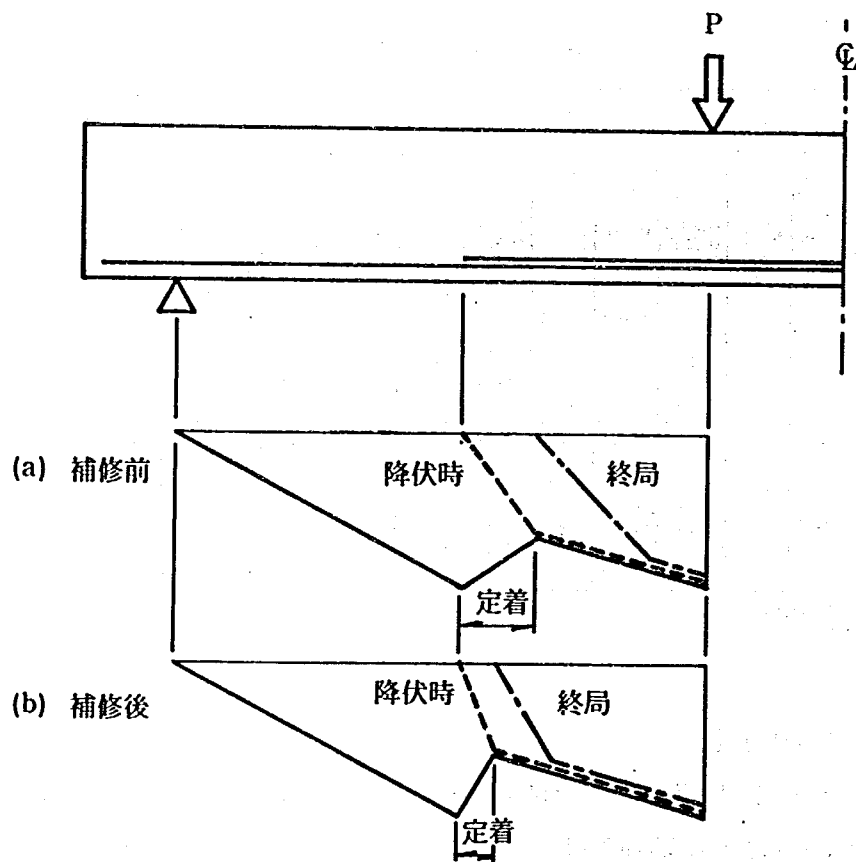


図-4.22 鉄筋のひずみ分布

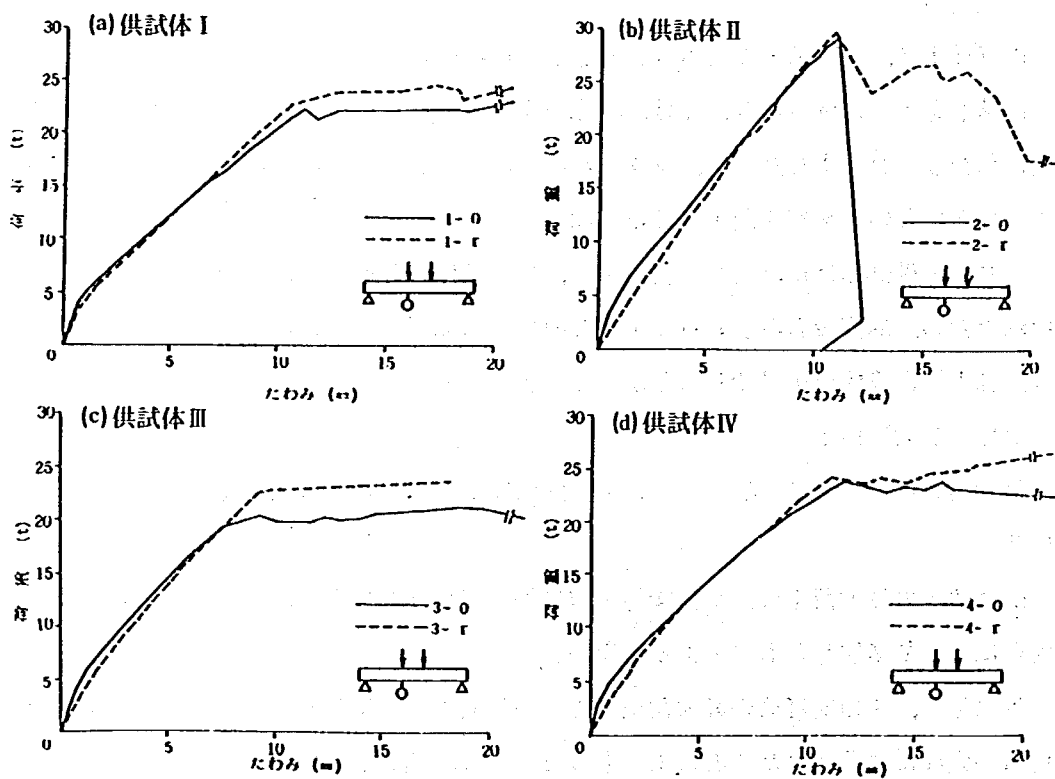


図-4.23 荷重～たわみ曲線

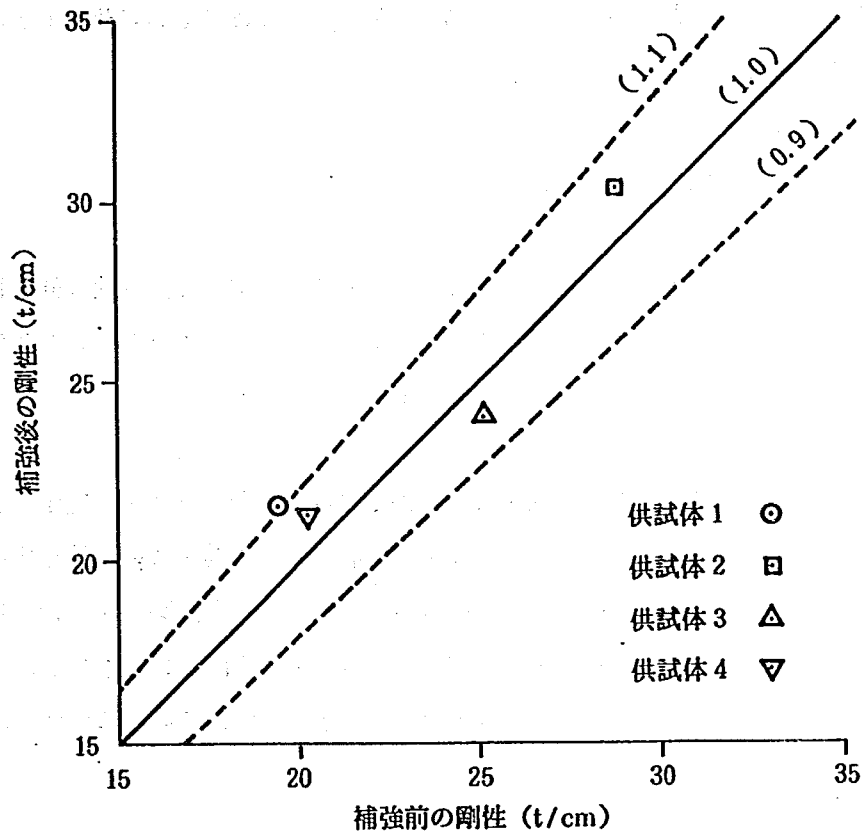


図-4.24 補強前・後の剛性

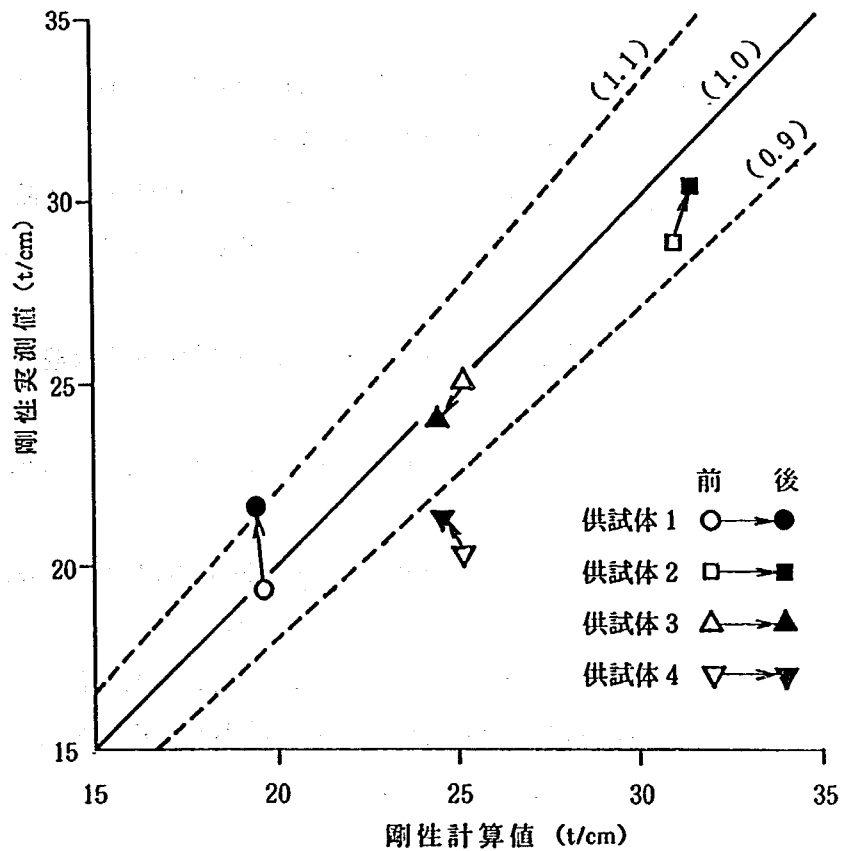


図-4.25 剛性の実測値と計算値

増加とともにしだいに載荷点側に移動する（破線）。補修後はその変化が小さいことにより、計算値に近づいたものと考えられる。

(4) 荷重－変位関係

荷重－変位関係を図－4.23 に示す。

a. ひびわれ

曲げひびわれ発生付近までは補修後は変位が大きくなっており、剛性は低下している。これは、エポキシ樹脂のヤング係数が低いこと（コンクリートの約 1/10）、ひびわれに未注入の部分も残されていることによるものと考えられる。

b. 降伏

鉄筋降伏付近ではほとんど補修前・後のちがいはない。荷重と変位の実測値から計算した降伏時剛性および計算値からの剛性を表－4.24 に示す。補修前・後の剛性を比較すると図－4.24 のようにあまり変化はない。また、計算値と比較した場合、図－4.25 のようにほぼ一致している。樹脂注入、引張側のパテ補修では、補修後の載荷においてもひびわれ発生後の剛性はほかのところに入ったひびわれによって決まることになり、補修前の場合とほぼ同じになるためである。

c. 降伏以後

供試体 1 は補修前と同様、変位の増加に伴ない荷重も徐々に増加しており曲げとして健全な挙動をしている。

供試体 2 は、はくりしやすい部分が樹脂におき変わった状態になり、斜ひびわれ発生後急激な耐荷力低下をきたさずその後の変形が改善されている。

段落し破壊した供試体 3、4 は補修前、鉄筋降伏後は耐荷力がわずかに減少傾向にあったが、補修後は増加傾向に変わっており補修効果の高いことがうかがわれる。

4) まとめ

樹脂によって補修した部材の力学的性状を調べるためはり部材の載荷実験をおこなった結果、つぎのことがわかった。

- ① 補修前に比較しひびわれ発生時の剛性は低下するものの、降伏荷重・剛性、最大荷重、変形性は回復あるいは向上する。
- ② 補修することにより耐荷力、変形性の回復、向上をはかることができるのは、破壊位置が移動しつぎに弱いところにひびわれ、破壊を生じることによる。
- ③ 曲げ破壊の場合、鉄筋がひずみ硬化することにより耐荷力は向上する。
- ④ 段落し部は、鉄筋の付着が改善されるため耐荷力、変形性は回復できる。

4.3.2 樹脂による補修実験 — 柱部材 —

1) 実験目的

前節では、樹脂を利用して補修したはりの一方向載荷をおこない基本的性状を明らかにした。橋脚のような構造物は地震時に正負の大きな荷重が作用する。また、橋脚はフーチングに固定されており、はりの場合と性状も異なるものと考えられる。そこで、樹脂によって補修した柱の正負繰返し載荷実験をおこなった。

2) 実験方法

(1) 供試体の種類

実験に用いた供試体（原柱）の諸元は表－4.25、配筋図は図－4.26のとおりである。

供試体A、Bは正方形断面であり、Aは柱下端で曲げ破壊するようにしたものである。供試体Bは、軸方向鉄筋に段落しを設けたものである。段落し破壊するよう定着長をとらず、段落し位置は曲げモーメントが減少して約1/2の鉄筋が必要でなくなった位置で段落ししたものである。

供試体E、Fは円形断面である。供試体FはBと同様、段落し破壊するよう鉄筋が必要でなくなった位置で段落ししたもので、段落しした鉄筋は1/3ずつとし、2段の段落し位置を有するものである。供試体Eは、段落しを有してはいるが段落し破壊しないよう、新しい規定¹¹⁾に従い段落し位置を（部材の有効高さd＋定着長）だけ引上げたものである。

表－4.25 供試体諸元

供試体	柱 寸 法 b×D×H (直径) (cm)	主 鉄 筋				帯 鉄 筋	
		段落し位置 柱下端から (cm)		鉄 筋 量 (本数－種類)	鉄 筋 比 p*(%)	種類, 間隔 s (mm)	帯鉄筋比 p _w ** (%)
A	60×60×280	—	—	18－D 16	0.99 (0.53)	D6 c.t.c 150	0.070
B	60×60×280	柱下端	0	18－D 16	0.99 (0.53)	D6 c.t.c 150	0.070
		1 段	95	10－D 16	0.55 (0.30)		
E	φ74×302.7	柱下端	0	36－D 13	1.06	D6 c.t.c 220	0.039
		1 段	162.2	24－D 13	0.71		
F	φ74×302.7	柱下端	0	36－D 13	1.06	D6 c.t.c 220	0.039
		1 段	66.7	24－D 13	0.71		
		2 段	133.3	12－D 13	0.35		

* 全断面積に対する鉄筋比 $p = (A_s + A'_s) / A_c$

() は引張鉄筋比 $p_t = A_s / bd$

** $p_w = A_w / b \cdot s$

ただし、供試体E、Fについては $b =$ 供試体外径

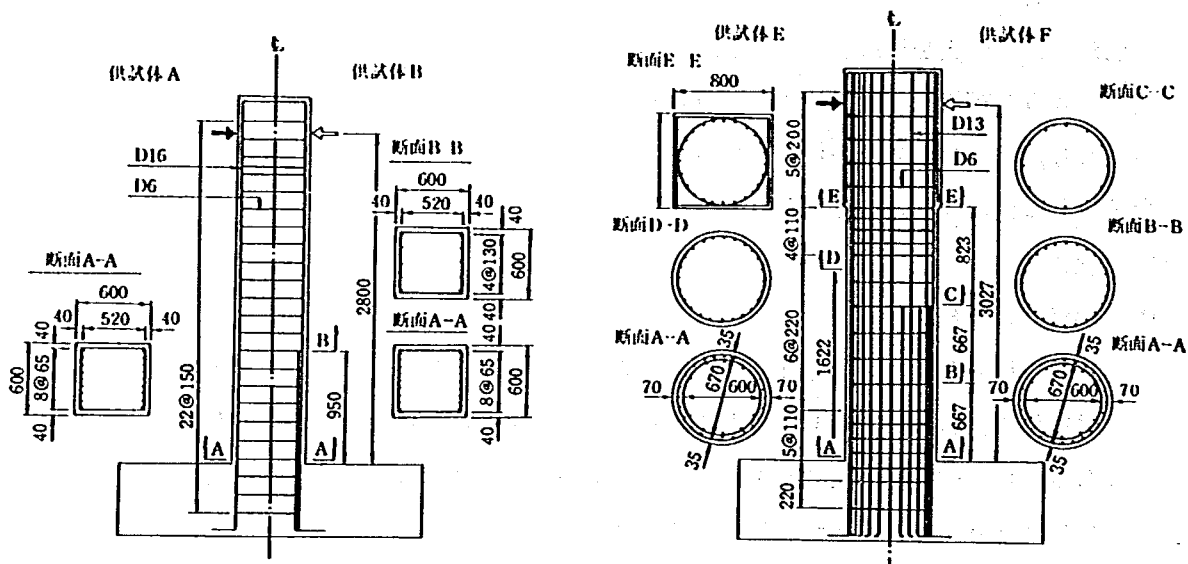


図-4.26 供試体

(2) 使用材料

供試体製作に使用した材料は、つぎのとおりである。

① コンクリート

セメントは、普通ポルトランドセメントを用いた。

骨材は、供試体A、Bは最大寸法20mmの碎石、供試体E、Fは13mmの碎石である。骨材の物理試験結果は表-4.26のとおりである。

コンクリートの配合は表-4.27のとおりである。載荷実験時のコンクリート強度は、供試体A、Bは240kg/cm²、供試体E、Fは260kg/cm²であった。

表-4.26 骨材の物理試験結果

供試体	骨材の種類	骨材の範囲	比重	単位体積重量(kg/m ³)	吸水率(%)	粗粒率
A, B	粗骨材	20~5	2.63	1,570	1.3	6.58
	細骨材		2.60	1,600	1.98	2.74
E, F	粗骨材	13~5	2.62	1,600	1.0	5.93
	細骨材		2.60	1,527	2.16	2.73

表- 4.27 コンクリートの配合

供試体	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空 気 量 (%)	水セメント 比 C/W (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
						セメント C	水 W	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
A, B	20	8	4	58.0	45.3	267	155	861	1,048	0.668
E, F	13	8	4	64.0	48.0	266	170	894	975	2.66

② 鉄筋

鉄筋は、異形鉄筋で供試体 A, B は SD30, 供試体 E, F は SD35 を使用した。鉄筋の機械的性質を表- 4.28 に示す。

表- 4.28 鉄筋の機械的性質

供試体	鉄筋の種類	鉄 筋 径	降 伏 点 (kg/mm ²)	引 張 強 さ (kg/mm ²)	伸 び (%)
A, B	SD 35	D 16	39.5	58.6	26.5
		D 13	40.3	58.8	24.0
		D 10	40.5	56.9	21.3
	SD 30	D 6			
E, F	SD 35	D 16	41.0	64.0	20.0
		D 13	37.1	53.7	26.5
		D 10	39.0	54.7	24.3
	SD 30	D 6			

(3) 載荷方法

載荷は、供試体のフーチング部を P C 鋼棒で耐力床に固定し、柱頭部に一定軸方向圧縮力載荷のもとで水平方向に正負繰返し載荷をおこなった (図- 4.27)。

軸方向力の載荷には鉛直アクチュエータを用い、軸方向圧縮応力度の大きさは実橋脚における値を参考にして約 10kg/cm² とし、供試体 A, B には 36t, E, F には 44t の軸方向力を載荷した。水平力の載荷には、水平反力フレームに固定した最大出力 ± 50t, 最大ストローク ± 200mm のアクチュエータによりおこなった。

水平力は、供試体 A, B は柱下端から 280cm, 供試体 E, F は 302.7cm の高さの位置に載荷した。載荷パターンは図- 4.28 のように、軸方向鉄筋の降伏までは荷重制御により、降伏荷重 P_{y0} の 1/10 ずつ荷重を漸増させながら正負繰返し載荷をおこなった。降伏以後は変位制御により、降伏変位 δ_{y0} の 1/10 の変位ずつ漸増させながら繰返し載荷をおこなった。繰返し

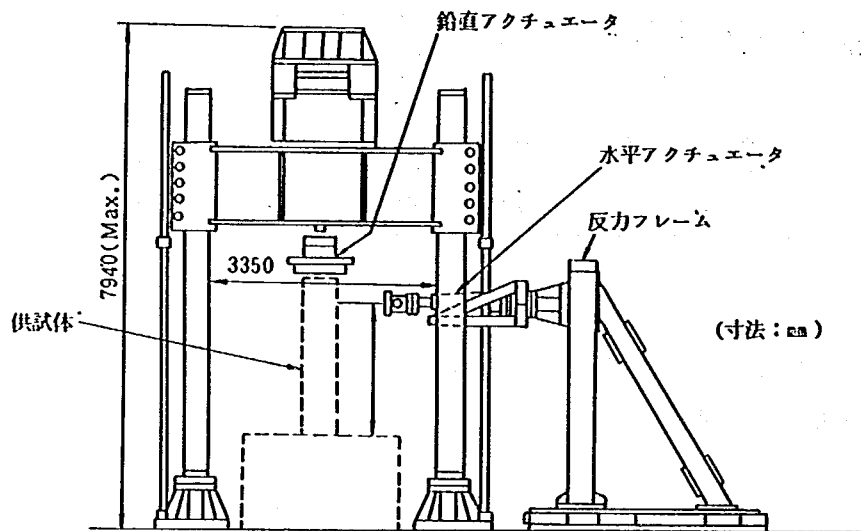


図-4.27 載荷装置

載荷の速度は、1サイクル当り4分とした。

破壊程度によって補修効果をみるため、各種類の原柱の載荷の終了は、供試体Aは柱下端のコンクリートの圧壊開始まで、供試体Bは段落し部から斜ひびわれを生じそのひびわれが圧縮鉄筋に達する、中または小破壊まで載荷した。供試体Eは柱下端のコンクリートはくり、鉄筋座屈後破断するまで、供試体Fは段落し部のコンクリートはくり、斜ひびわれ先端で圧壊する大破壊まで載荷をおこなった。

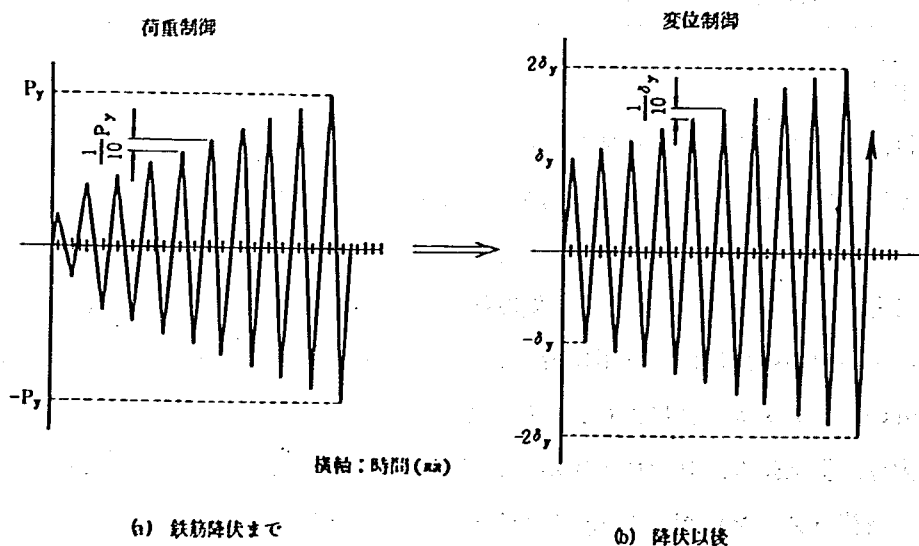


図-4.28 載荷パターン

載荷終了後、大変形した柱を載荷前の位置にもどし、補修をおこなった。

補修後の載荷も原柱と同じように一定軸力のもとで漸増繰返し載荷をおこない、大破壊するまで継続した。

(4) 測定方法

各サイクルのピークごとに、つぎの測定をおこなった。

- ① 荷重、変位測定：水平アクチュエータからの荷重、変位出力をデータレコーダに連続記録した。
- ② 変位測定：柱頭部および柱中間部の水平変位の測定は、フーチングにフレームを取付けそのフレームにひずみゲージ式変位計を固定して測定した。柱頭部の変位はデータレコーダに連続記録、他の変位はひずみ計により印字記録した。
- ③ ひずみ測定：軸方向鉄筋、帯鉄筋およびコンクリート表面ひずみはワイヤストレーンゲージにより測定し、ひずみ計に印字記録した。
- ④ ひびわれ観察、測定：ひびわれの進展状況を目視により観察し、曲げひびわれ、斜ひびわれ幅をクラックゲージにより測定した。

3) 補修方法

破壊程度により、つぎのような補修をおこなった。

(1) 樹脂注入、断面修復

ひびわれにはエポキシ樹脂を注入、断面欠損部はエポキシのパテによって断面を修復した。

樹脂注入、断面修復の一連の作業は、4.3.1 2)(4)と同じである。

補修に使用した樹脂の特性は、表-4.29のとおりである。

表-4.29 樹脂の物理特性

試験項目	単位	パテ材	シール材	グラウト材
比重	—	1.711	1.734	1.139
圧縮強度	kg/cm ²	759	721	697
圧縮弾性係数	kg/cm ²	6×10^4	3.6×10^4	2×10^4
曲げ強度	kg/cm ²	445	—	—
引張強度	kg/cm ²	293	125	400

(2) 添筋溶接

座屈、破断した鉄筋は、添筋を溶接した。添筋の溶接はつぎのようにおこなった。

- ① 座屈した鉄筋は、曲率の最も小さいところで切断した。
- ② 破断した鉄筋および①で切断した鉄筋の曲がった部分は強制的に一直線にもどした。
- ③ 鉄筋（添筋）のつなぎは溶接継手とし（図-4.29）、継手の長さ ℓ は式（4.2）で算出した。

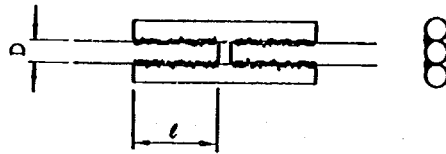


図-4.29 添筋溶接

$$\ell = 2 \times \frac{\sigma_{sa} A_s}{C (D/2) \tau_a} \dots\dots\dots (4.2)$$

ここに、 ℓ : 継手長さ (cm)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm^2)

τ_a : 溶接部の許容せん断応力度¹¹⁾ ($= 800 \text{kg}/\text{cm}^2$)

D, A_s : 鉄筋の直径 (cm) および断面積 (cm^2)

C : 溶接の溶けこみによる係数

係数 C は引張試験により求め、ここでは $C = 1/2$ を用い $\ell = 50 \text{mm}$ とした。

4) 実験結果および考察

(1) ひびわれ、破壊状況

原柱および補修後の破壊状況を図-4.30に示す。表-4.30には原柱の破壊状況、それに対する補修方法、補修後の破壊状況を記した。

供試体Aの原柱の破壊は、柱下端の圧壊であるが、その時載荷を止めたので断面欠損はほとんどなく断面修復もパテを厚めに塗る程度のものであった。補修後の破壊は、柱下端より30cmほど上部からコンクリートの圧壊・はくりがはじまった。

同じく曲げ破壊した供試体Eは、柱下端のかぶりコンクリートがはくりするまで載荷した後、その部分をパテにより断面修復したものである。補修後は断面修復したすぐ上のコンクリートがはくりして壊れた。

段落しを有する供試体B、Fの原柱は、段落し部の鉄筋の降伏直後にそこから斜ひびわれを生じたものである。供試体Bは斜ひびわれが圧縮側の鉄筋に達すると載荷を止め、ひびわれに樹脂注入した。補修後も鉄筋降伏直後に段落し部から斜ひびわれを生じ、変位の増加とともに斜ひびわれも発達し、段落し部のかぶりコンクリートははくり、斜ひびわれの先端で圧壊するというものろいものであった。

供試体Fの原柱は、段落し部からの斜ひびわれが圧縮側の鉄筋に達すると鉄筋に沿って下に伸びていき先端で圧壊、段落し部ではコンクリートがはくりするというたいへんものろい破壊で

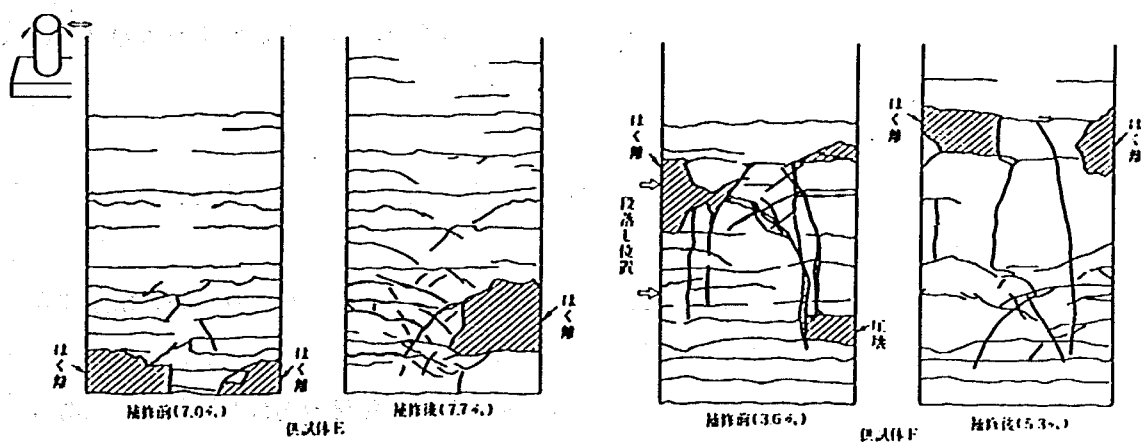
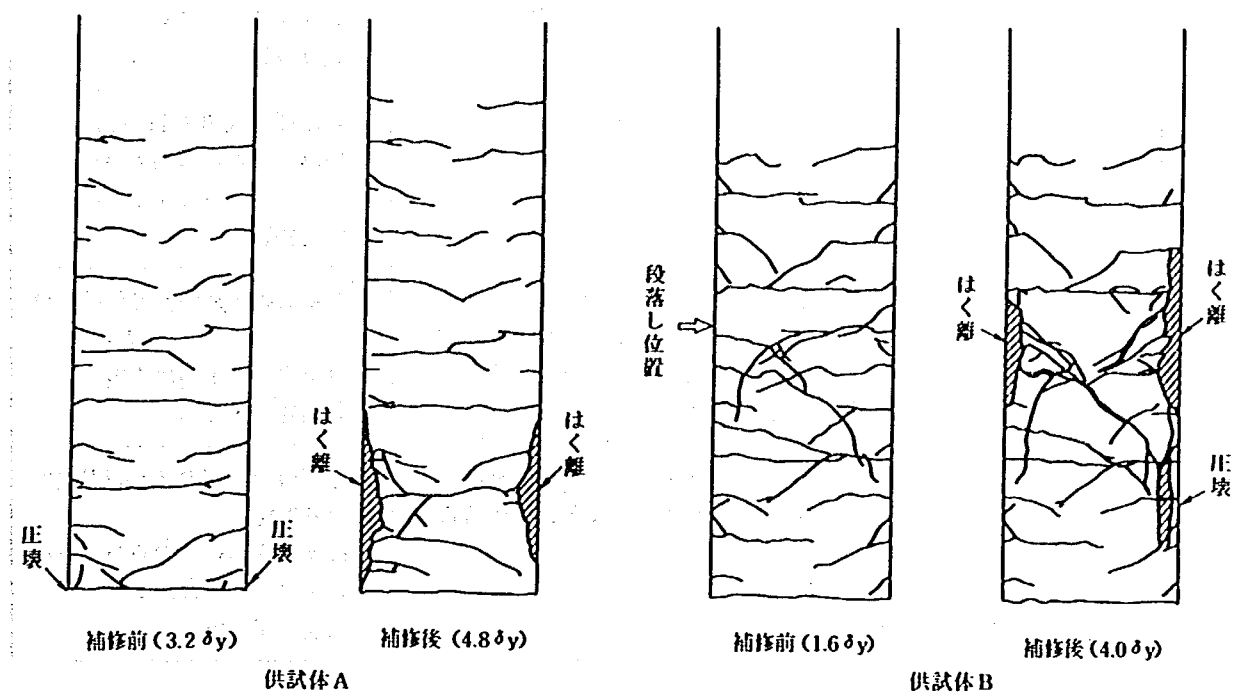


図-4.30 ひびわれ破壊状況

表-4.30 破壊状況

供試体	補修前 破壊状況	補修方法	補修後 破壊状況
A	柱下端コンクリート圧壊 ($3.2\delta_y$)	圧壊したぜい弱部分除去 圧壊部 断面修復 樹脂注入	柱下端の曲げ引張破壊($4.8\delta_y$) コンクリートはく離 鉄筋座屈
B	段落し部からの大きな斜め ひびわれ ($1.6\delta_y$)	樹脂注入	せん断圧縮破壊 ($4.0\delta_y$) 段落し部からの斜めひびわれ コンクリートの圧壊・はく離 鉄筋座屈
E	柱下端の曲げ引張破壊 ($7.0\delta_y$) コンクリートのはく離 鉄筋座屈・破断	座屈鉄筋の切断 切断・破断鉄筋の添筋溶接 はく離部の断面修復 樹脂注入	補修部分の上部の曲げ引張破壊 ($7.7\delta_y$) コンクリートのはく離 鉄筋座屈・破断
F	せん断圧縮破壊 ($3.6\delta_y$) 段落し部からの大きな斜 めひびわれ コンクリート圧壊はく離 鉄筋座屈	座屈鉄筋の切断添筋溶接 圧壊・はく離部断面修復 樹脂注入	補修部分の上部のせん断引張破 壊 ($5.3\delta_y$) 段落し部からの斜めひびわれ コンクリートのはく離 鉄筋座屈・破断

() 内は、载荷の最終サイクル

あった。破壊後、ひびわれに樹脂注入、圧壊・はく離部をパテによる断面修復をおこなった。補修後の载荷では、鉄筋降伏後 (17.4t) もしばらく载荷をつづけると段落し部の断面修復した上の部分から斜めひびわれを生じた (18.3t)。その後も载荷をつづけたが斜めひびわれは直接の弱点にはならず、断面修復直上部のコンクリートはく離、鉄筋が破断するという曲げ破壊にちかい破壊を呈した。

(2) 耐力

荷重の実測値と計算値の関係を表-4.31、図-4.31、図-4.32に示した。

a. 斜めひびわれ荷重

段落しを有する原柱 (B, F) の斜めひびわれ荷重は計算値よりかなり低い。樹脂注入のみを施した供試体 B は、補修後も斜めひびわれ荷重は原柱と同じであった。これは、原柱のときに生じた斜めひびわれ近くにまた生じたためであり、前節のはり部材の場合と同じ傾向である。斜めひびわれに樹脂注入のみの補修をおこなった場合は、部材としては補修前にまでは回復できることを示している。

これに対し、段落し位置の上下にわたってコンクリートがはく離し、その後断面修復した供試体 F の補修後の斜めひびわれ荷重は原柱に比べ8%大きくなっている。斜めひびわれは断面修復した上のコンクリート部分から生じており、断面修復部には曲げひびわれは発生しなかった。鉄筋比の比較的少ない段落し位置では鉄筋降伏後に斜めひびわれが発生することが多い。今回の

表-4.31 実験結果

供 試 体	荷 重 (t)												降伏時剛性 (t/cm)				じん性	
	実 測 値						計 算 値						実 測 値		計 算 値		原 柱	補 修 後
	原 柱			補 修 後			原 柱			補 修 後			原 柱	補 修 後	原 柱	補 修 後		
	斜りひ われ 発生	降 伏	最 大	斜りひ われ 発生	降 伏	最 大	斜りひ われ 発生	降 伏	終 局	斜りひ われ 発生	降 伏	終 局						
A	—	16.2	17.4	—	18.0 (1.11)	19.0 (1.09)	21.5 (—)	16.00 (1.01)	17.96 (0.97)	21.5 (—)	17.43 (1.03) (1.09)	19.99 (0.95) (1.11)	11.17	9.27 (0.83)	10.90 (1.02)	8.16 (1.14) (0.75)	>32	4.6
B	16.0	16.0	16.4	16.0 (1.00)	15.3 (0.96)	16.9 (1.03)	19.6 (0.82)	15.73 (1.02)	17.96 (0.91)	19.6 (0.82)	16.00 (0.96) (0.98)	18.65 (0.91) (1.04)	9.78	9.01 (0.92)	9.63 (1.02)	9.00 (1.00) (0.93)	1.1	1.6
E	—	15.3	19.4	—	18.0 (1.18)	21.0 (1.08)	24.0 (—)	15.16 (1.01)	19.58 (0.99)	24.0 (—)	18.91 (0.95) (1.25)	20.73 (1.01) (1.06)	13.28	9.47 (0.71)	11.87 (1.12)	8.89 (1.07) (0.75)	6.5	7.6
F	15.1	15.1	17.1	18.3 (1.21)	17.4 (1.15)	18.5 (1.08)	22.7 (0.66)	14.51 (1.04)	18.30 (0.93)	22.7 (0.81)	15.41 (1.13) (1.06)	18.90 (0.98) (1.03)	12.56	11.76 (0.94)	9.87 (1.27)	9.38 (1.25) (0.95)	2.7	4.7

() 内は実測値/計算値
() 内は補修後/原柱

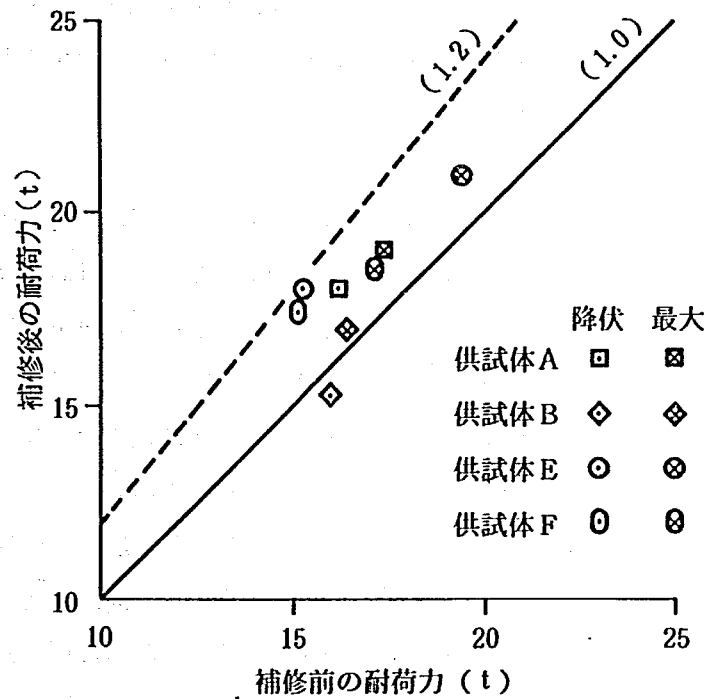


図-4.31 補修前後の耐荷力

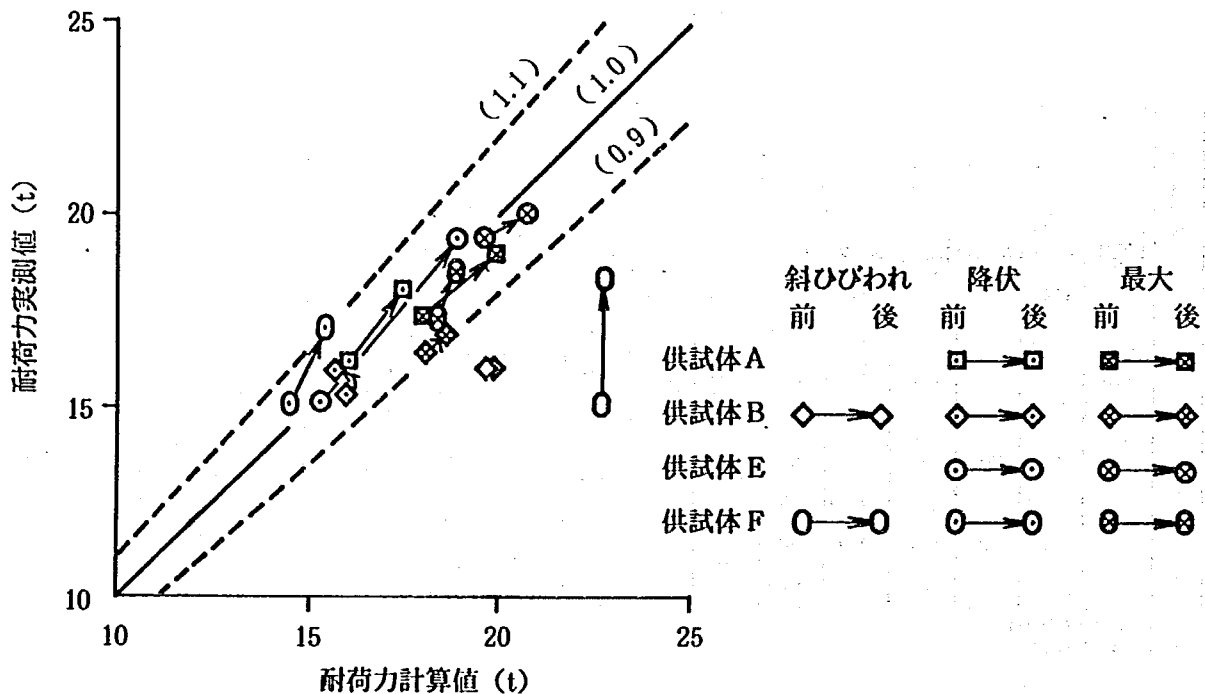


図- 4.32 耐荷力の実測値と計算値

場合は、断面修復に使用した樹脂の引張強度が高く、補強効果があり弱点が上に移動したものと考えられる。斜びびわれ荷重 8% 増加は、弱点部を上に移した場合とほぼ一致する (図- 4.33)。

b. 降伏荷重

図- 4.32 より、実測値は計算値にほぼ一致している。供試体 B を除いた 3 種類の供試体はいずれも 45° に近い傾きで補修後の降伏荷重が増加しており、鉄筋のひずみ硬化による耐荷力向上を示している。供試体 E および F は、断面修復により弱点部が上部に移行したことによるものと考えられる (図- 4.33 および図- 4.34)。

供試体 A はコンクリートの圧壊直後に載荷を終え、樹脂注入をおこなったものであり前節のはり供試体 1 とほぼ同じ状態で補修後の載荷をおこなったものである。しかるに、補修後の降伏荷重の増加は、はり供試体 1 は 3% に対し供試体 A は 11% 増加している。これは、鉄筋比のちがいによるものである。一般によく知られているように、鉄筋比が増えればコンクリートの圧縮応力がきびしくなっていく、つまり鉄筋比より多い鉄筋量になると鉄筋降伏以前にコンクリートが圧壊する。逆に鉄筋比が小さくなればコンクリートの圧縮応力にも余裕ができ、圧縮と引張がつり合うまで鉄筋のひずみは伸びることになる。供試体 1 の鉄筋比は 0.82% (表- 4.21)、供試体 A は 0.53% (表- 4.25) である。供試体 1 は前節でも説明のとおり、終局時の鉄筋はひずみ硬化を起こすあたりのため補修後の降伏荷重はあまりちがわない。供試体 A は終局時にはひずみ硬化により 10% 程度応力が増加したことにより、補修後の載荷時には降伏点は

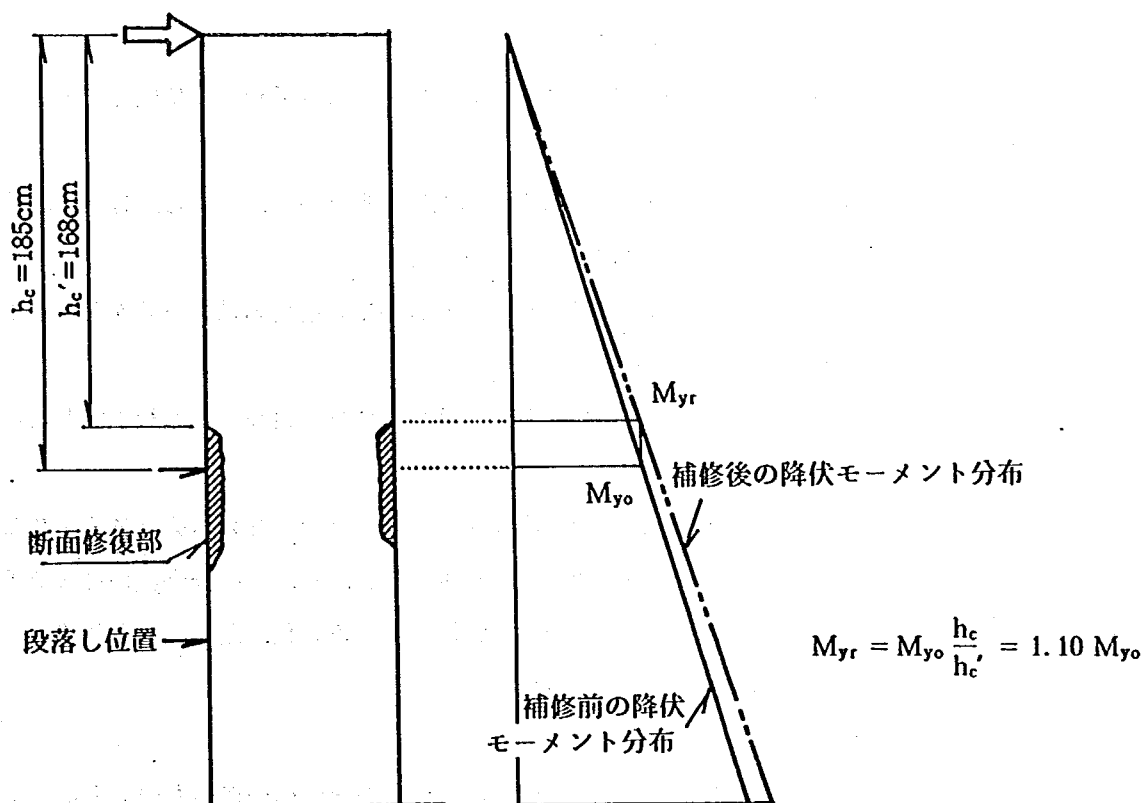


図-4.33 モーメント分布 (供試体F)

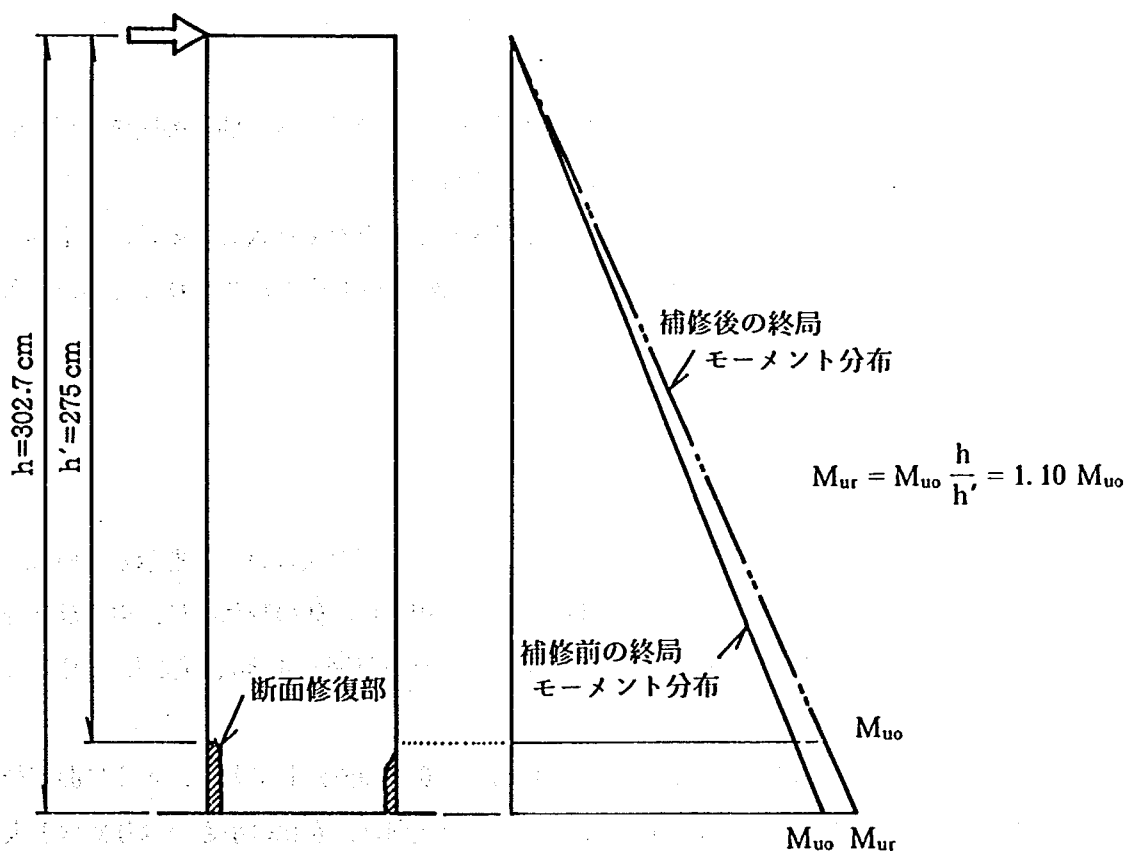


図-4.34 モーメント分布 (供試体E)

10%程度増加し、それだけ耐荷力も増加した。

供試体Bは、補修前・後でひびわれ状況にちがいがなく、降伏荷重もほぼ同じである。

c. 最大荷重

段落しを有する供試体Bの補修後の最大荷重の増加は3%とわずかである。はり供試体3, 4の場合は20%程度増加している。はりのちがいは、

① はり供試体3, 4は、鉄筋降伏以前に斜ひびわれが生じ耐荷力は計算値をかなり下まわり、耐荷力増加の余地が大きかった。

② はりの載荷は一方向の3回繰返し載荷だが、柱供試体は正負繰返しを数十回おこなっている。

ことなどがあり、補修前に回復はしたものの増加するまでには至らないものと考えられる。

曲げ破壊あるいは曲げ破壊にちかい破壊を呈した供試体A, E, Fの補修後の最大荷重は、約10%増加した。これは降伏荷重の増加と同様、鉄筋のひずみ硬化、弱点部の上部移行により破壊位置が移動したことによるものと考えられる。

(3) 荷重 — 変位関係

荷重 — 変位の関係を図-4.35に示す。実線が原柱、破線が補修後のものである。全体的には、原柱はひびわれ発生時、降伏、終局と通常言われているトリリニアにちかい曲線となっている。しかし、補修後は降伏まではほぼ直線的に向っており、バイリニア型となっている。変形は、補修後は原柱のものより大きくなっている。

a. ひびわれまで

補修後のひびわれ時は、補修前のひびわれ時のように荷重—変位曲線の明確な折れ曲りはなく、剛性は低下している。これは、はりの場合と同様、

① 樹脂注入は、ひびわれ幅0.2mm以上のものとしたため注入したのは、柱下端より30～40cm程度（段落しを有する場合はその上下数十cmも注入）であり多くの未注入部分を残した。

② 樹脂はヤング係数が小さい。

ことなどによるものと考えられる。

b. 降伏時

補修後は荷重 — 変位関係の傾きが大きく、剛性の低下の大きいことを示している。

補修前・後の降伏時の剛性を表-4.31に示す。円形供試体の降伏時は、引張最外縁の鉄筋が降伏したときとした。補修前・後の関係を表わしたのが図-4.36、実測値と計算値の関係は図-4.37のとおりである。

補修前に比較し、補修後の剛性はいずれも減少（6～29%）しており、とくに曲げ破壊した供試体A, Eの低下率は大きい（図-4.36）。この傾向は、変化の小さいはり部材と大いに異なるところである。

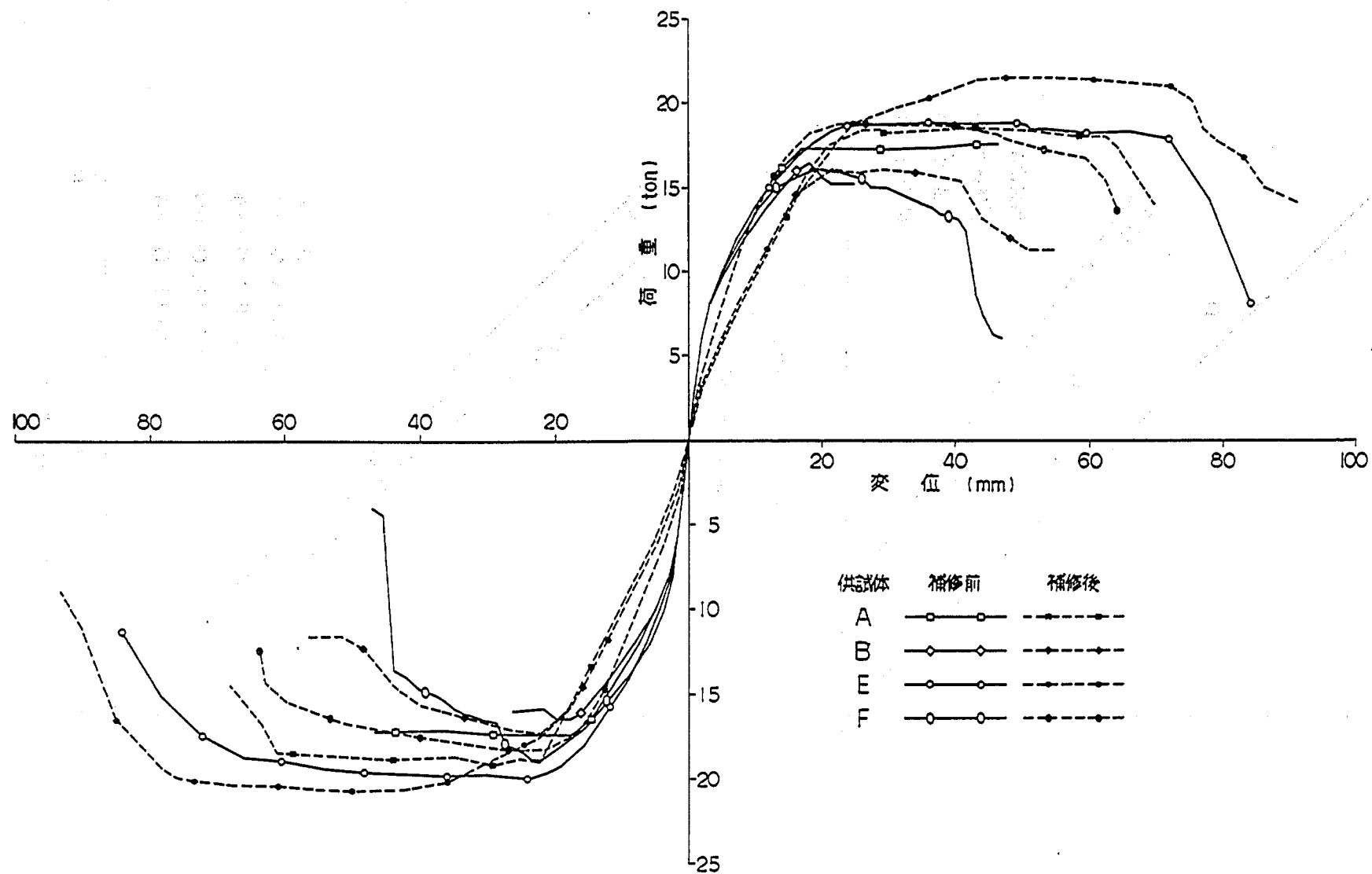


図-4.35 荷重—変位包絡線

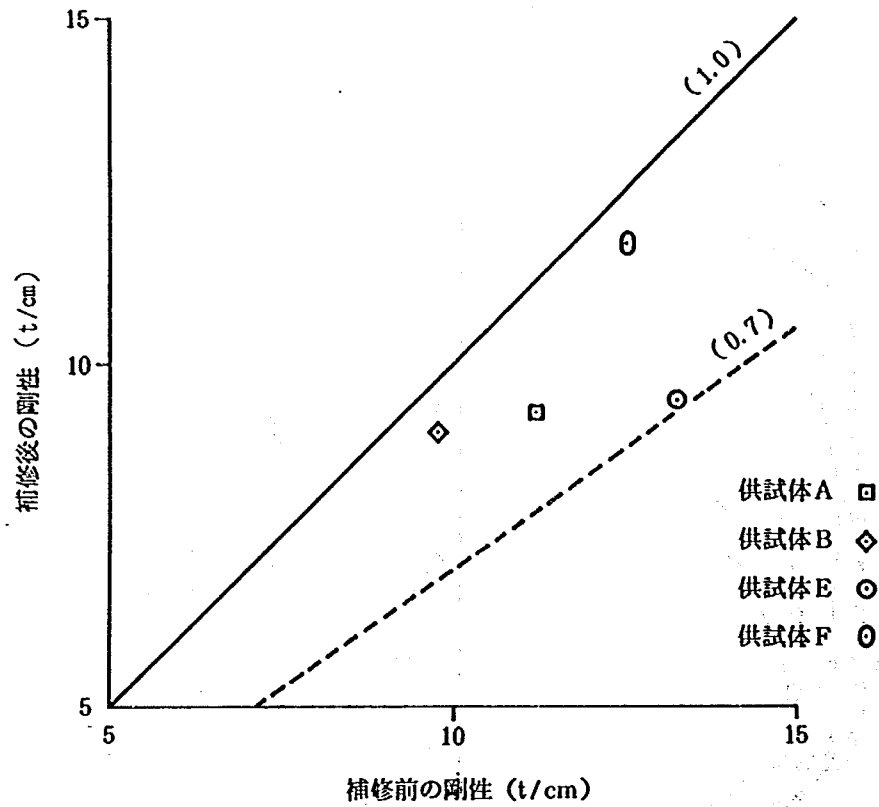


図- 4.36 補修前・後の剛性

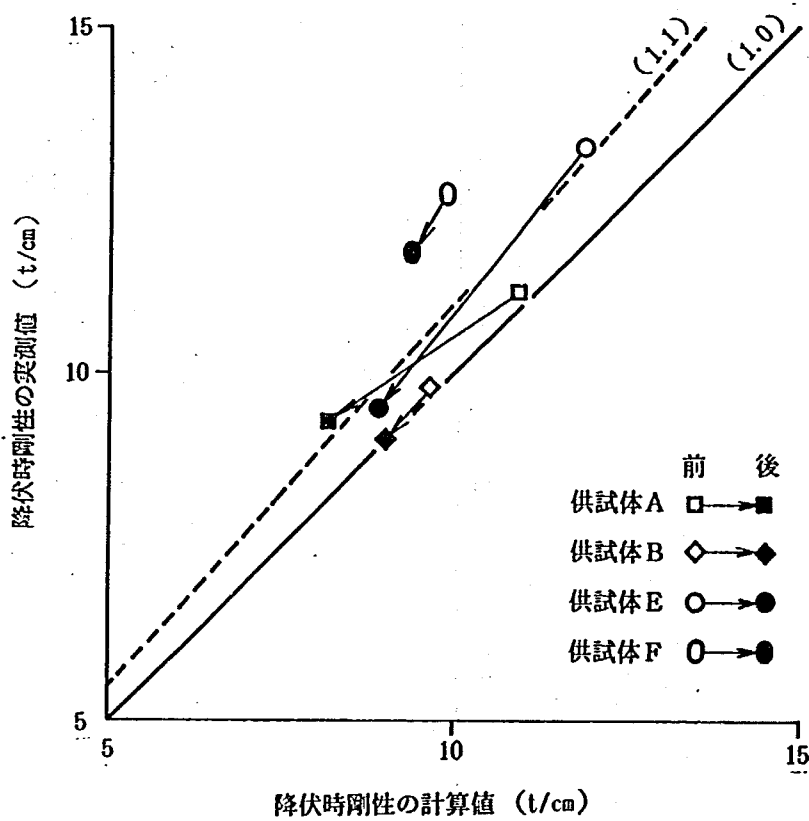


図- 4.37 剛性の実測値と計算値

柱躯体は図-4.38のように曲げモーメントは、はりの場合と同じ荷重状態である。柱の場合、荷重は増加傾向にある。柱とはりの変形の違いは、鉄筋の定着部にある。柱の場合、フーチングに定着している鉄筋は、水平力による曲げモーメントによって引張応力を生じる。そのとき、定着されている鉄筋が拔出し、柱の変形を大きくすることが知られている。そこで、鉄筋の拔出しを考慮した補修後の変位の計算を試みる。

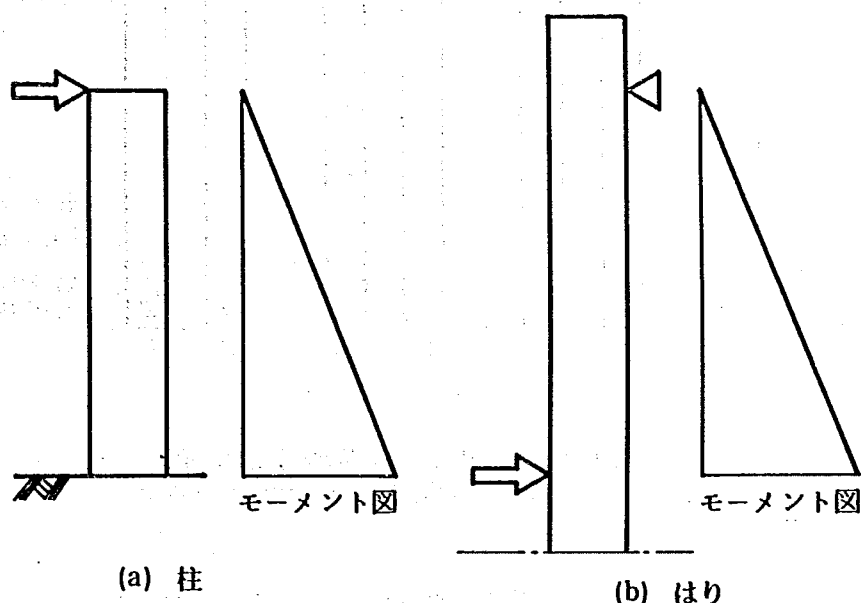
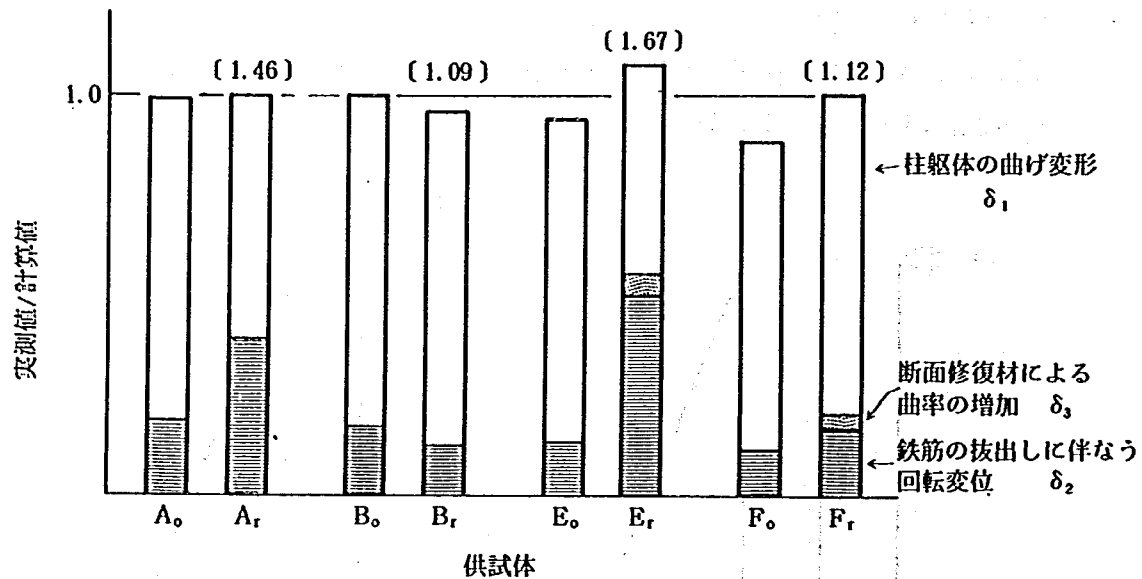


図-4.38 柱とはりの荷重状態

原柱の変位は、式(2.48)で求められる柱躯体の曲げ変形 δ_1 と式(2.49)で求められる鉄筋のフーチングからの拔出しに伴う柱の回転変位 δ_2 の和から求める。補修後の降伏時変位の計算値も $(\delta_1 + \delta_2)$ とする。ただし δ_2 は、原柱のときに受けた荷重によって鉄筋の付着は乱されており再度(補修後)荷重を受けるときの拔出しは大きくなっていることが考えられ、ここでは再荷重時の降伏荷重に達したときに原柱が受けた最大の拔出し量が拔出すものと仮定して計算した。

変位の計算結果は図-4.39のように実測値とよく一致していることがわかる。図中の δ_3 は断面修復部分の曲率の増加による変位の増加分で、樹脂のヤング係数が小さいことによるものである。図-4.39より、段落しを有する供試体の補修後の変位増加は小さい。とくに供試体Bは柱下端部の鉄筋が降伏しなかったため鉄筋拔出しの影響はほとんどない。それに比べ曲げ破壊したものは、柱下端で大きな引張力を受け拔出しの影響の大きいことがわかる。供試体A、Eの補修後の降伏時変位に占める拔出しの影響は1/2ちかくにも達する。断面修復に使用した樹脂の影響は、かぶりコンクリートが樹脂におきかわっただけであり、全変位の数%と小さいことがわかる(図-4.40)。また、降伏時に曲率が増加しているのはひずみ硬化による応力の増加分であり、ひずみ硬化による柱躯体の変形増加も要因の一つである。



注) () 内は、計算値による〔補修後の変位/補修前の変位〕
 供試体の添字 o: original (補強前), r: repair (補強後)

図- 4.39 変位に占める各要因の影響

補修後の柱の剛性が低下するのは、このように補修前に作用した力により鉄筋定着部の付着が低下するため、鉄筋の抜出しの増加が主因である。

c. 降伏以後

降伏以後の荷重 — 変位 (図- 4.35) を原柱と比較するといずれも補修後は荷重、変位とも上回っている。供試体Fの補修後は供試体Eの原柱の曲線に近づいており、曲げ破壊にちかかったことをうらづけている。これをじん性率 μ によって表わしたのが表- 4.31である。段落しを有する供試体B、Fの原柱のじん性率は小さく、たいへんもろいことを示している。しかし、補修後は改善されていることがわかる。円形断面の供試体EおよびFは正方形断面の供試体AおよびBよりもじん性率は大きくなっている。これは、円形断面の場合、基準となる降伏変位 δ_{y0} を引張最外縁の鉄筋が降伏したときとしているため、その後円周上に配筋されている鉄筋が引張およびせん断に効果を及ぼし、正方形の場合よりも大きなじん性率を示したもののと思われる。

補修後、変形性が向上することを柱の高さ方向の曲率分布 (計算結果) に見てみると図- 4.40のように、補修後の終局時は破線のように柱下端に大きな塑性ヒンジが形成され、補修後の変形性の向上することが理解できる。また、破壊位置を図中の×印で示したように計算上も破壊位置が上部に移行したことがわかる。

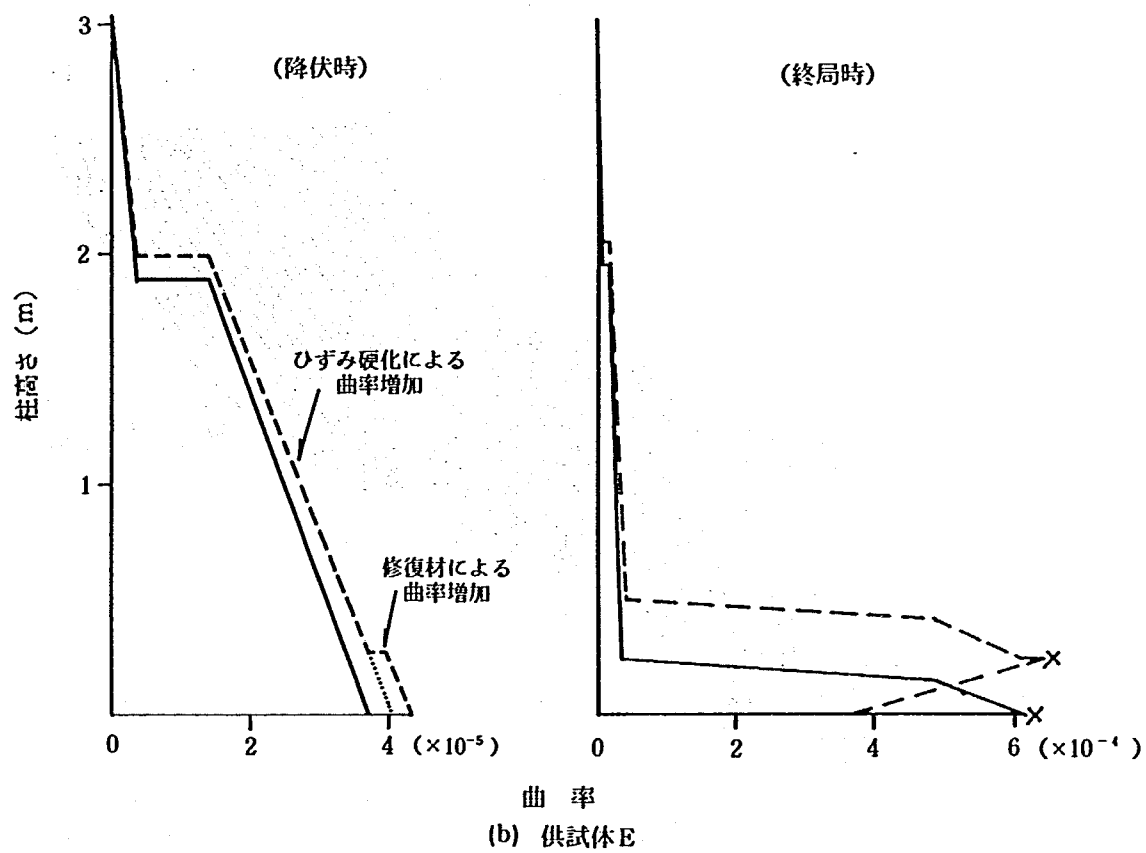
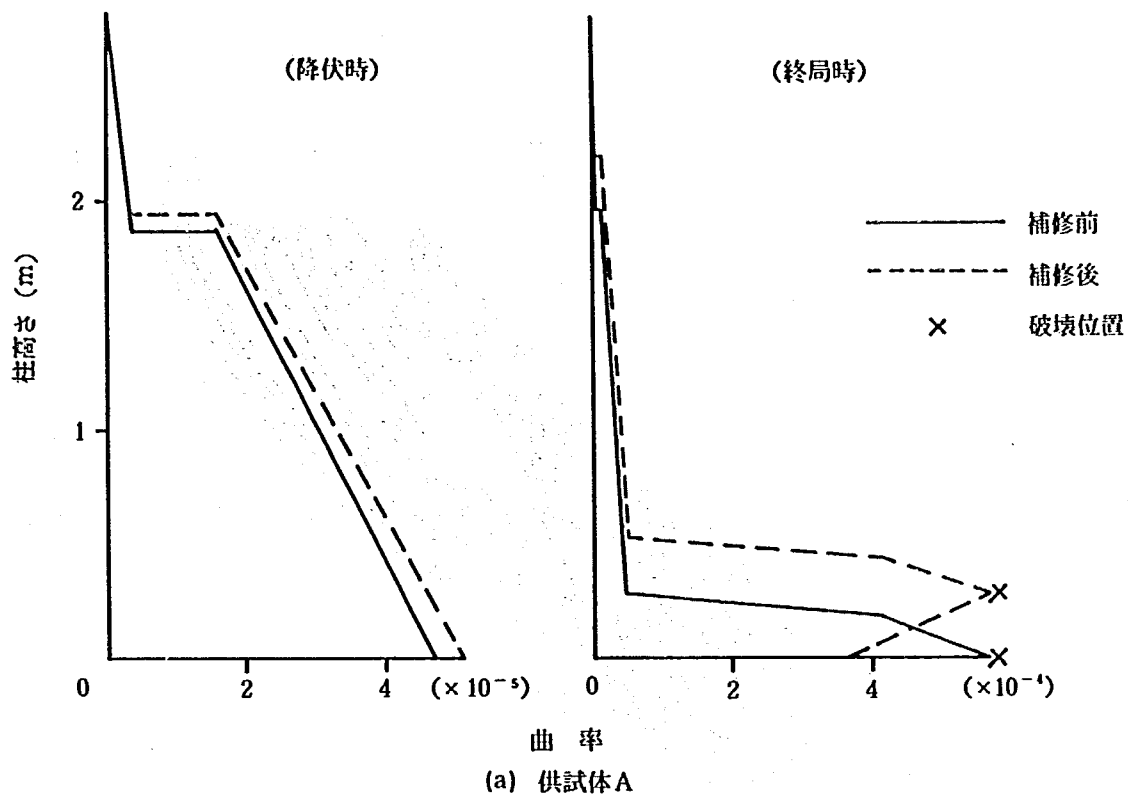
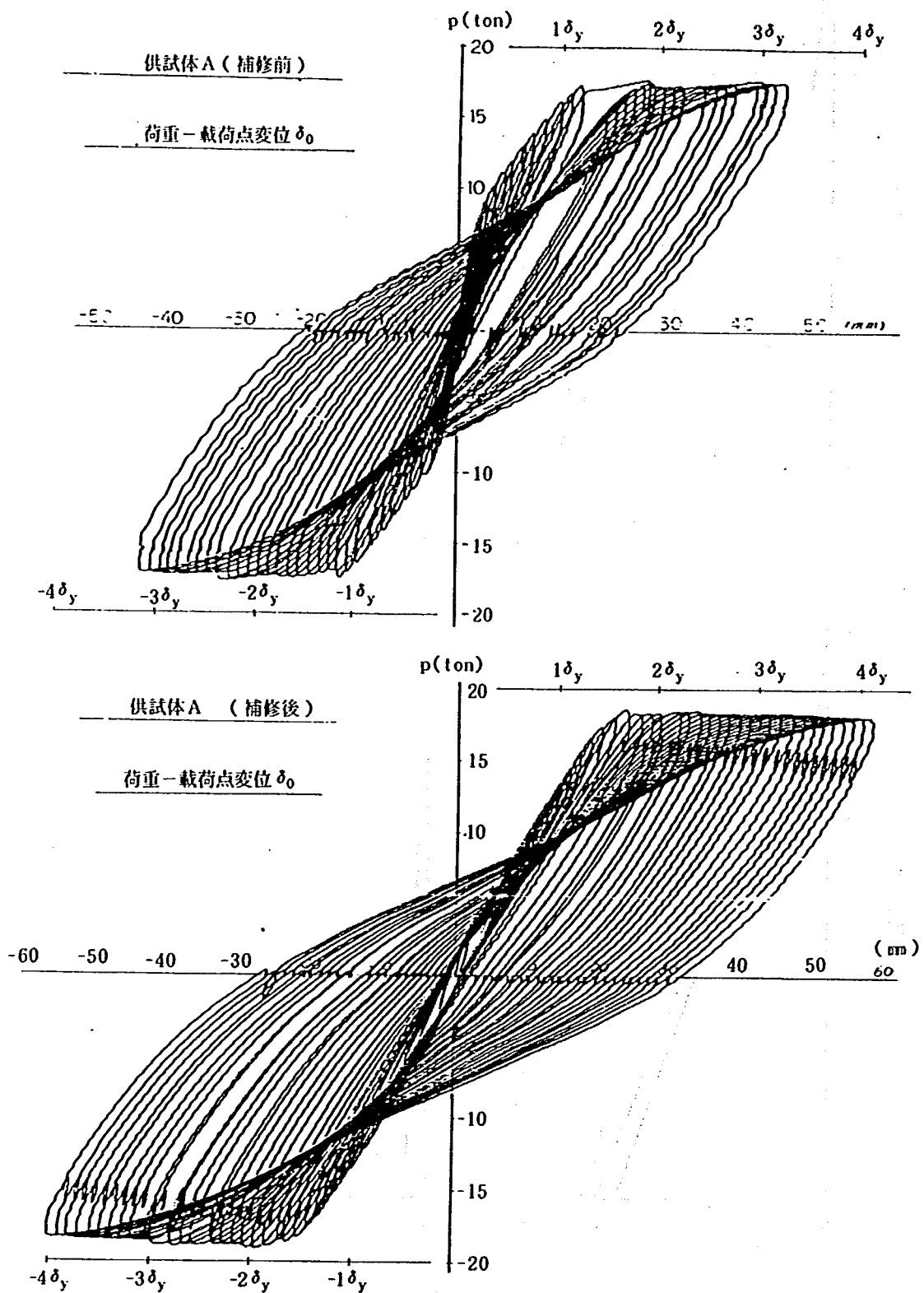


図-4.40 曲率分布



圖— 4.41 荷重 — 変位履歴曲線 供試体 A

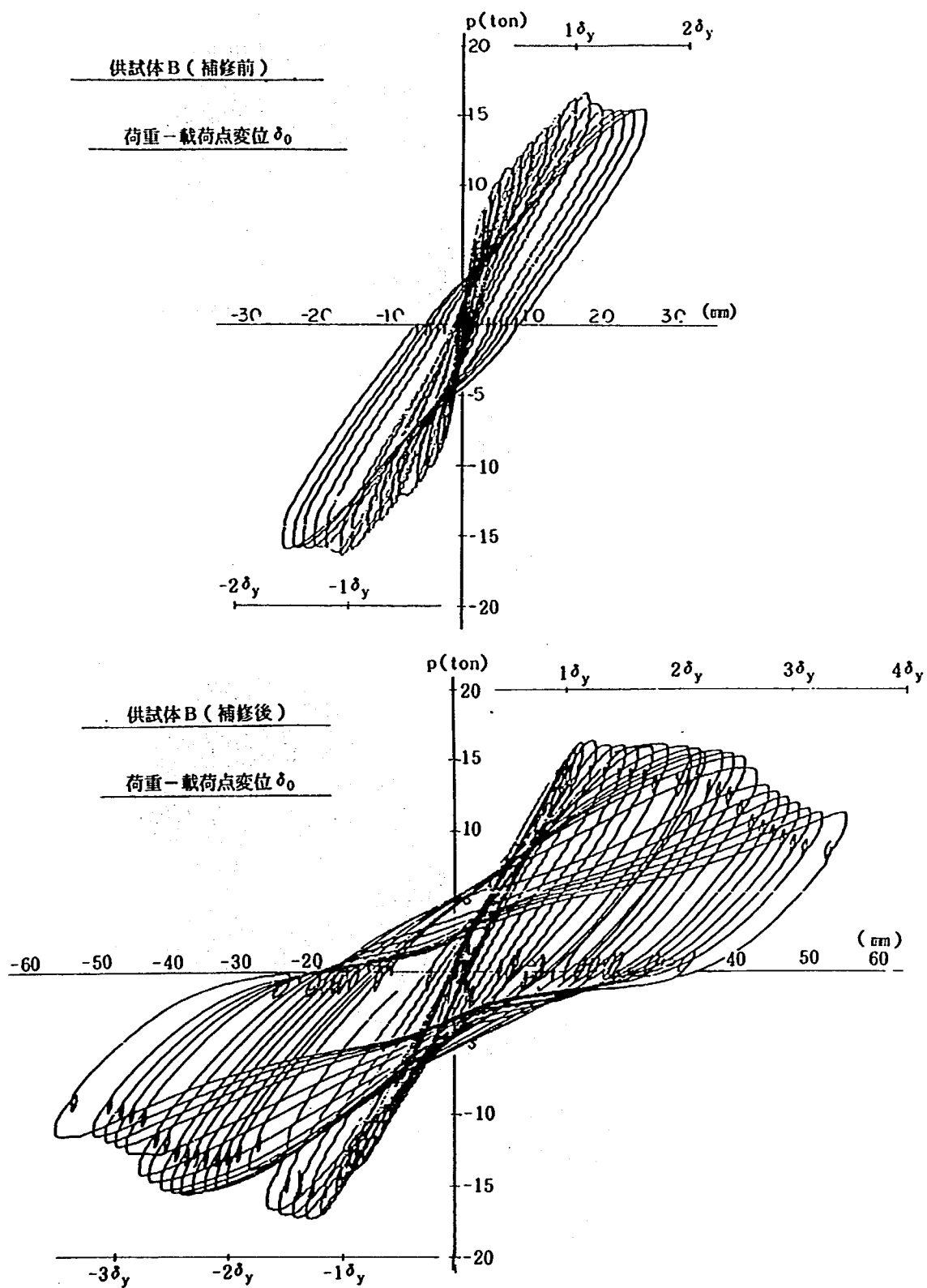


圖- 4.42 荷重 — 變位履歴曲線 供試体B

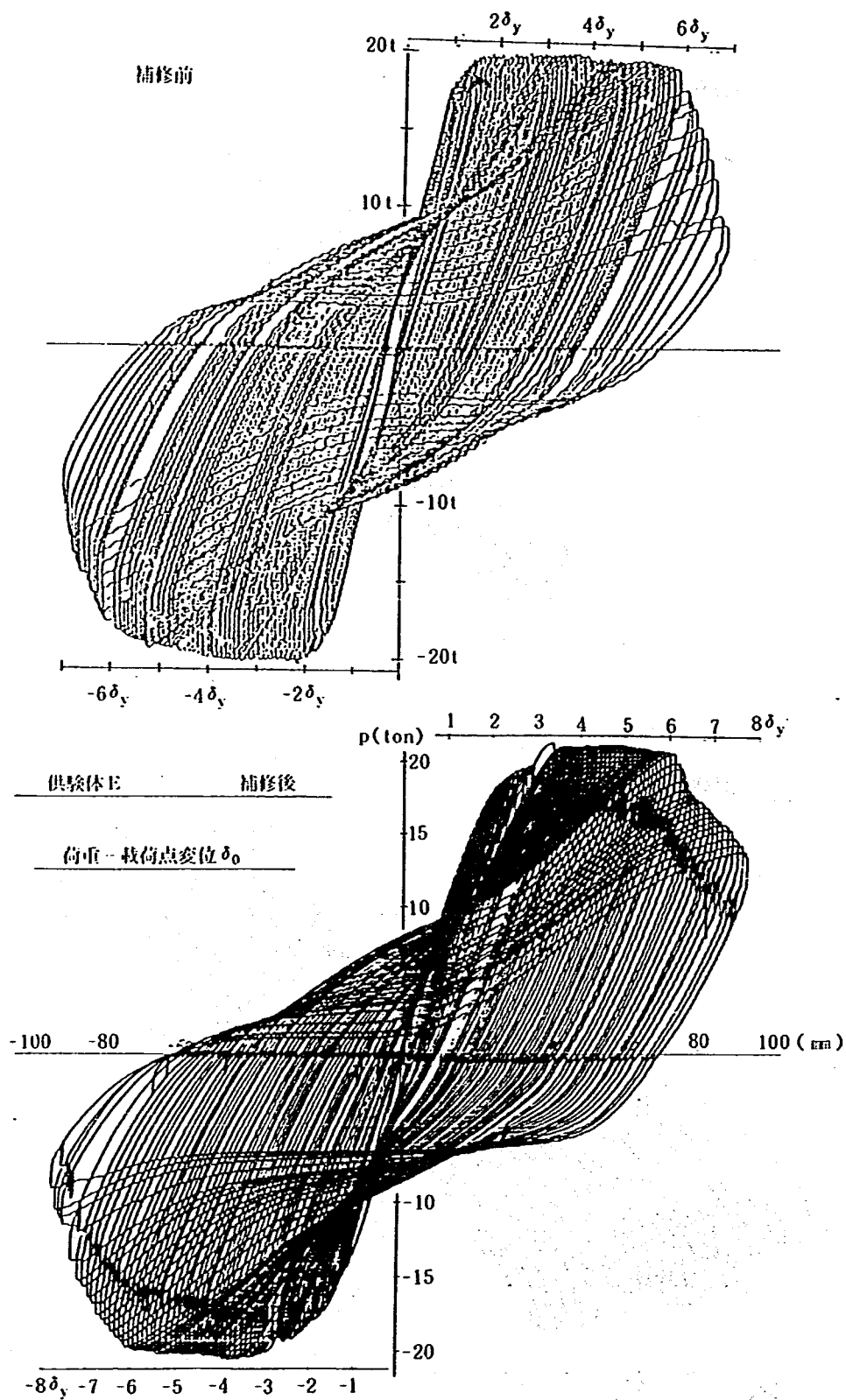
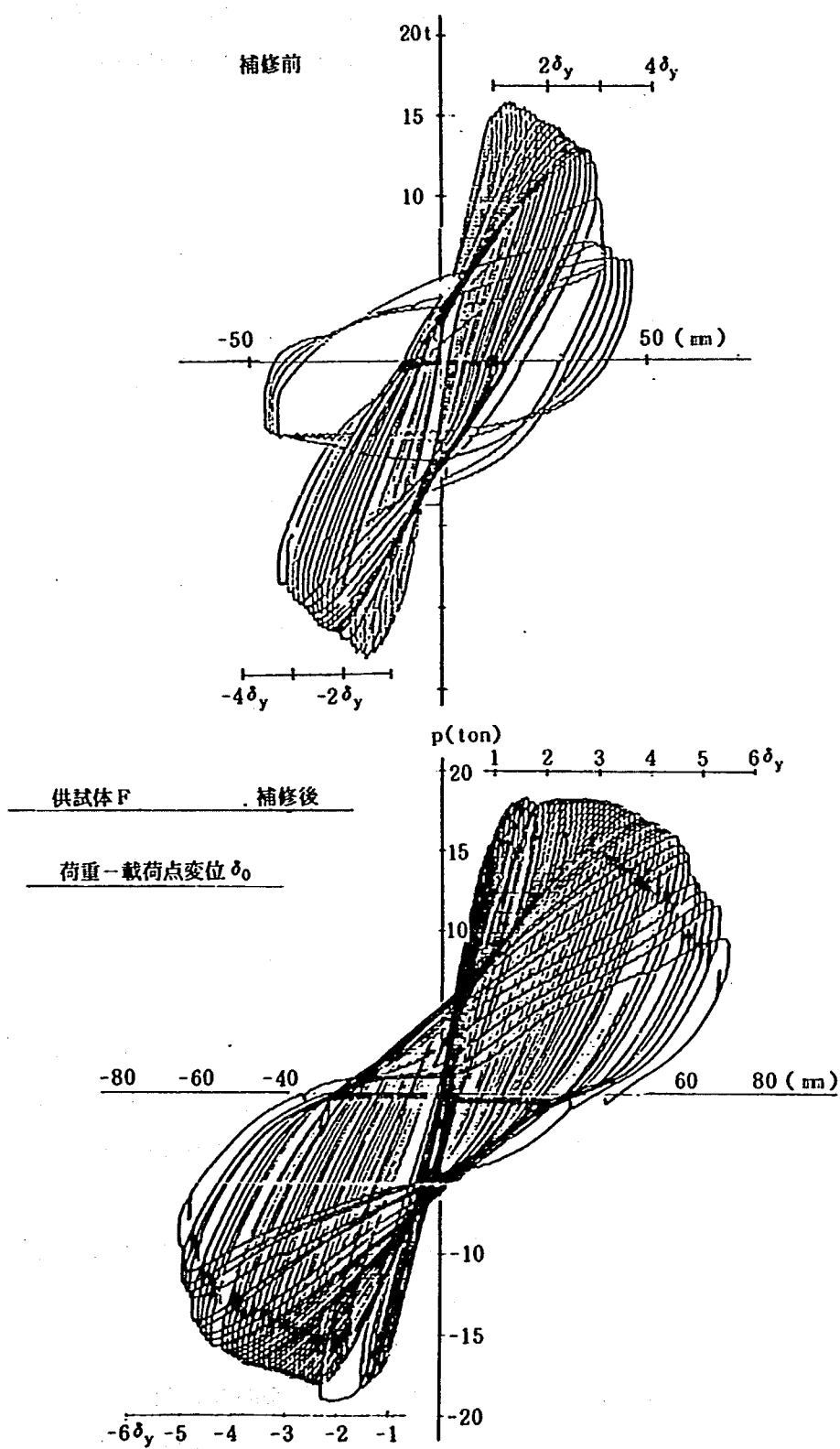


図-4.43 荷重—変位履歴曲線 供試体E



図—4.44 荷重—変位履歴曲線 供試体F

(4) エネルギー吸収能力

エネルギー吸収能力は、部材のねばり強さを評価するものである。一般には、荷重—変位履歴曲線（図-4.41～図-4.44）がきれいな紡錘形をしていればねばり強いといえる。この一つの指標として、等価粘性減衰定数がある。原柱および補修後の等価粘性減衰定数を求めると、図-4.45 のようであった。

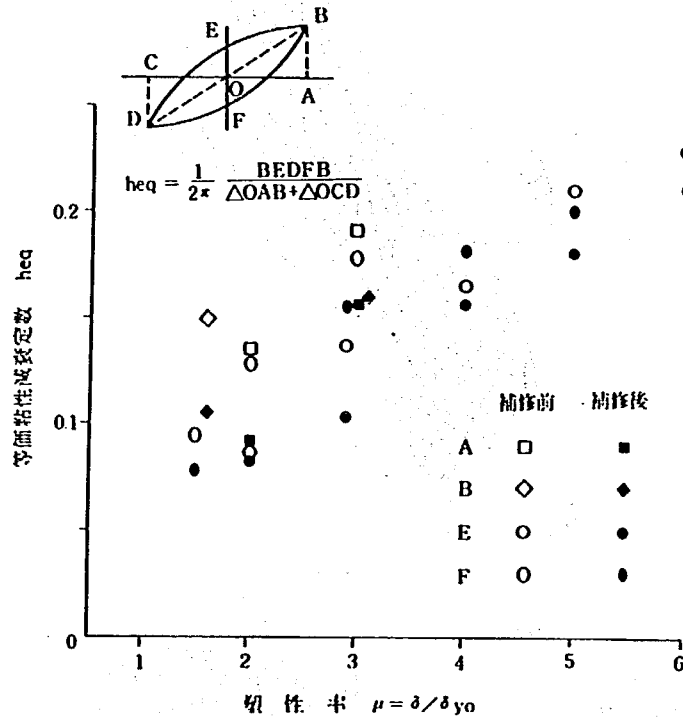


図-4.45 等価粘性減衰定数

補修後は、原柱よりわずかに小さくなっているが、鉄筋の拔出し、やわらかい樹脂を使用したことなどにより変形しやすくなったためと考えられる。エネルギー吸収能力も補修によりほぼ原柱に回復しており、ぜい性的な破壊への移行という危険性の可能性は小さい。

(5) 注入状況

はり部材のときと同様、樹脂注入時および破壊後に注入状況を観察した。その結果、細かいひびわれ、鉄筋の周辺によく注入されていたことを確認した。

5) まとめ

橋脚を想定した柱部材の樹脂による補修をおこなった場合の力学的性状を調べるため、フーチングに固定した柱部材の載荷実験をおこなった結果、つぎのことがわかった。

- ① 曲げひびわれ時の剛性は、樹脂未注入部分の存在、樹脂のヤング係数が低いいため低下する。
- ② 斜ひびわれ荷重は回復することができる。段落し部に対して引張強度の高い材料により断面

修復をおこなえば、斜ひびわれ発生位置が上がり斜ひびわれ荷重を高くすることができる。

- ③ 鉄筋降伏時において、荷重は鉄筋のひずみ硬化によって増加する。
- ④ 降伏時剛性は低下する。主要な要因は、原柱が荷重を受けたことによりフーチングに定着されている鉄筋の付着が低下することによる抜出しの増大である。そのため、段落し破壊した場合は柱中間部が破壊し、剛性の低下は小さい。
- ⑤ 最大荷重においても鉄筋のひずみ硬化および破壊位置の上部への移行により、増加する。
- ⑥ 変形性は、再載荷により大きな塑性ヒンジを形成するため向上し、じん性率は大きくなる。

4.3.3 RC巻立て補強実験

1) 実験目的

地震により被害を受けたRC橋脚は、その損傷程度によってはRC巻立て補強がおこなわれることが多い。しかし、被害を受けた場合の巻立て補強についての実験的な検討は少なく、その効果は明らかではない。そのため巻立て補強にあたっては、現在補強のために新たに巻立てた部分だけの耐荷力を期待し、元の躯体の耐荷力は無視するような設計をしている。

最近、実験的に新旧部材が一体に合成されたものとして耐荷力を推定できるという報告¹²⁾もある。しかしながら、RC橋脚が地震による被害を受ければ被害程度にもよるが、鉄筋定着部から鉄筋の抜出しやコンクリートはくりなどにより剛性は大きく低下する。このように剛性の低下したものにRC巻立て補強を施したとしても、被害を受けた旧部材が被害前と同様に荷重に対して働き、巻立て部分と一体に作用するとは考えにくい。

RC構造は損傷を受けても耐荷力がまったくなくなる訳でもなく、RC巻立て補強をおこなった場合の耐荷力は完全に合成したものと元の躯体を無視したものとの間になるものと考えられる。最近では、じん性を考慮した耐震設計も一部におこなわれており、RC巻立て補強をおこなった場合の設計もじん性を考慮するならば、より正確な耐荷力、変形を求めることは一層重要である。

ここでは、曲げおよび段落し破壊した柱にRC巻立て補強を施したものについて載荷実験をおこない、そのときの耐荷力、変形性について調べたものである。

2) 実験方法

(1) 供試体

実験に用いた原柱A、B（図-4.46）は前節の補修実験をおこなったものである。供試体C、DについてはそれぞれA、Bと同じものであり、ここでは供試体の特徴、使用材料については省略（4.3.2 2）参照のこと）する。

よって、供試体AおよびBは樹脂によって補修し破壊したものをRC巻立て補強に再度使用したものである。全供試体とも大きく破壊させたものを補強した。供試体A、Cは柱下端のコンクリートはくり、鉄筋座屈、供試体B、Dは段落し部のコンクリートはくり、鉄筋座屈、斜ひびわれ先端の圧壊したものである（図-4.47）。

(2) 載荷方法

載荷方法についても同様、前節のように一定軸力載荷のもとで漸増しながら正負の繰返しをおこなった（詳しくは4.3.2 2) (3)参照のこと）。

測定についても同様である。

3) 補強方法

(1) 補強後の耐力力の計算方法

補強前の柱（原柱）は破壊し剛性が低下しているので、それを鉄筋のヤング係数を低下させることによって考慮することにした。

原柱が受けた最大荷重のときに生じる鉄筋の応力 σ_0 とひずみを計算によって求め、原点と σ_0 を結ぶ線を使った (図-4.48)。 σ_0 以上は、ひずみ硬化の線に一致するものとした。巻立て部分については通常の R C の仮定のとおりとし、損傷を受けた原柱と巻立て部分は合成されているものとして計算した。

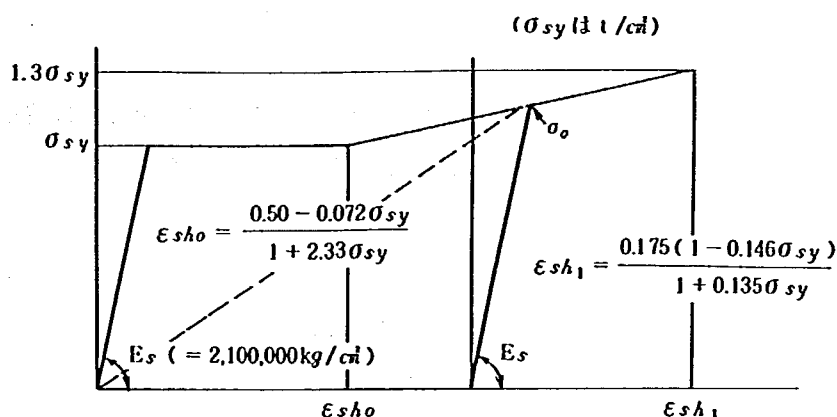


図-4.48 鉄筋の応力—ひずみ関係

(2) 補強目標

耐震補強には、①耐荷力向上、②じん性の改善の2つの方法がある。曲げ破壊のような場合には変形性（じん性）はいいので耐荷力の向上が必要であり、せん断破壊のようにもろい（ねばりのない）破壊にはじん性の改善が必要である（図-4.49）。

今回、曲げ破壊とじん性の小さい段落し破壊したものそれぞれ2体ずつあるので、つぎのような補強方法を考えた。

供試体A, C: 曲げ破壊したものであり, 耐荷力の向上をはかるものとした。AとCでは巻立て部分の鉄筋量を変え, 補強後の耐荷力を変えたものである。

供試体B：段落し破壊したものであり、段落し部の補強をはかり変形性の向上をはかるとともに、曲げ耐荷力の増加をはかることにした。補強量は供試体Cと同じにした。

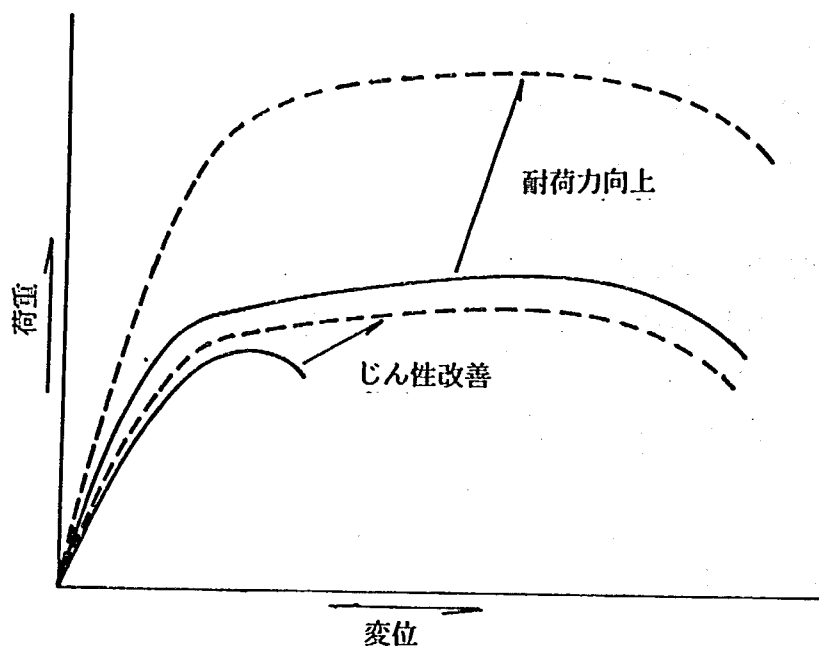


図-4.49 耐震補強

供試体D：Bと同様，段落し破壊したものである。破壊時の荷重はほぼ降伏強度に一致していた。柱下端で曲げ破壊するよう段落し位置を引上げ，終局強度を確保し変形性の改善をはかるものとした。

このような補強目標から補強方法を表-4.32のとおりとした。表中には(1)の耐荷力の計算方法から計算した補強後の耐荷力の増加率も示した。

表-4.32 補強方法

供試体	補強前の破壊	補 強 方 法			
		補強目標	補 強 方 法	補 強 量	耐荷力増加*
				上段：軸方向鉄筋 下段：帯鉄筋	補強後の耐荷力 補強前の耐荷力
A	柱下端の曲げ破壊	耐荷力向上	柱下端からRC巻立て	7-D16 D6 c.t.c 150	2.13
B	段落し破壊	せん断耐力・変形性向上	"	7-D13 D6 c.t.c 150	1.94
C	柱下端の曲げ破壊	耐荷力向上	"	7-D13 D6 c.t.c 150	1.65
D	段落し破壊	変形性向上	段落し鉄筋約1/2引上げ 段落し部巻立て	4-D13 D6 c.t.c 150	1.21

* 終局強度比

(3) 補強高さの決定

補強にあたって、全供試体とも柱下端で曲げ破壊するように図-4.50、図-4.51のように補強高さを決めた。斜めの線は柱下端の降伏および終局時の抵抗モーメントのときの柱高さ方向のモーメント分布、縦の線は柱の各断面の抵抗モーメントである。

供試体D：段落し部では、鉄筋比が小さく一般にはせん断破壊しない場合でも段落ししてい

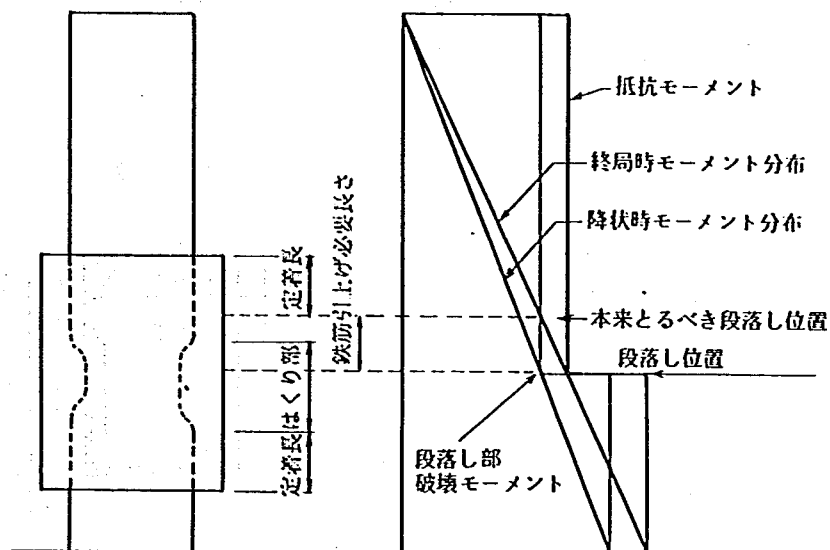


図-4.50 補強高さ（供試体D）

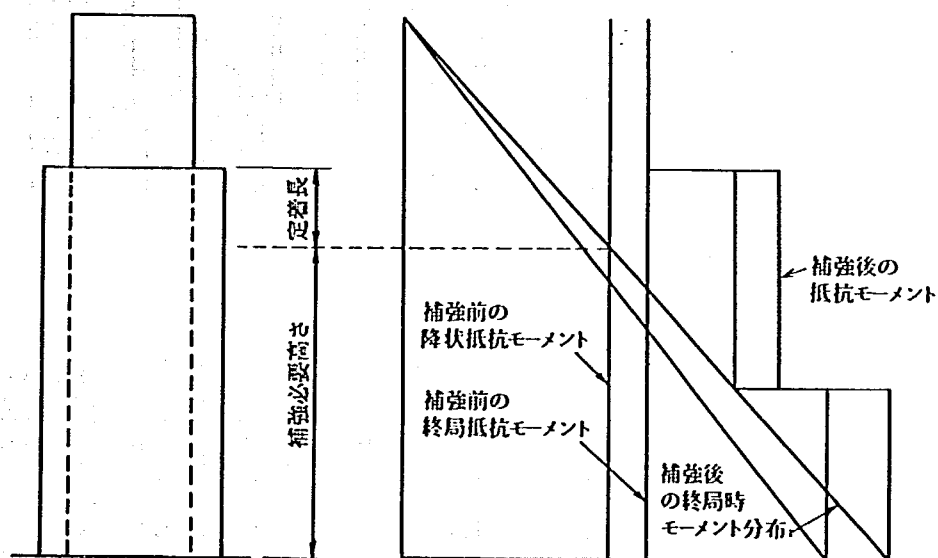
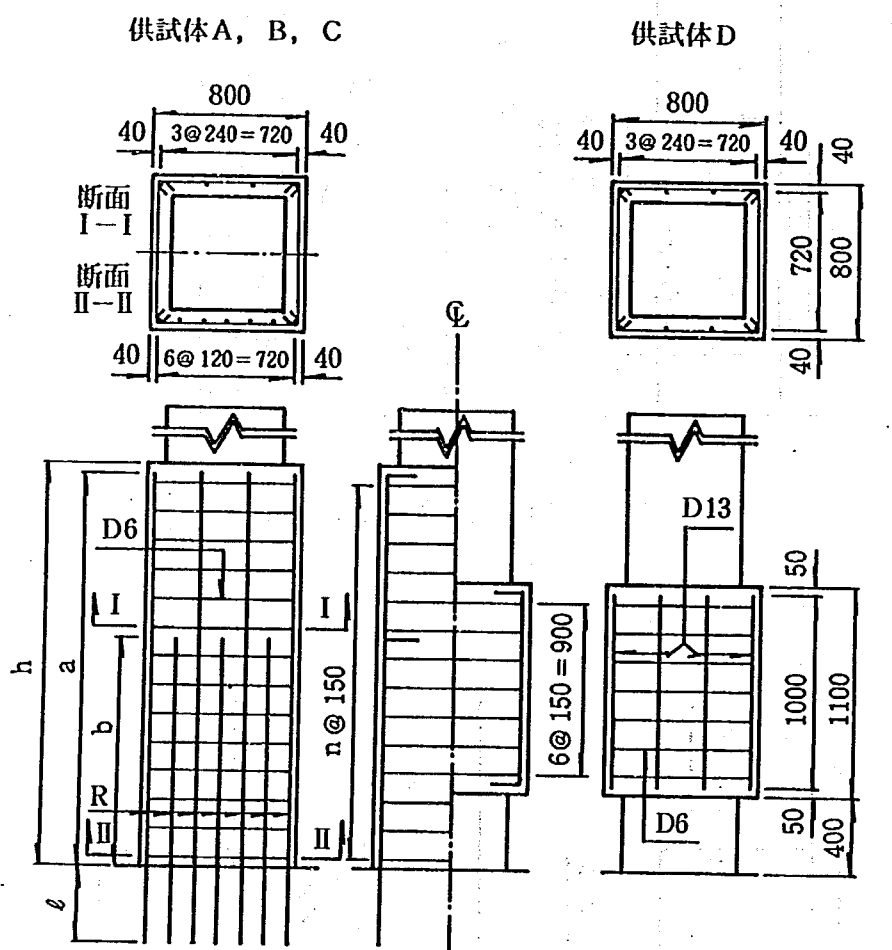


図-4.51 補強高さ（供試体A, B, C）

ない鉄筋が降伏すると斜ひびわれを生じ破壊する。段落し部も柱下端が終局時においても破壊しないようにするには、終局モーメントに対し段落し断面では降伏モーメントが大きくなければならない。よって、図-4.50のように段落し断面の降伏抵抗モーメントと終局モーメント分布との交点までを段落しするときの最低必要高さ（本来とるべき段落し位置）と定めた。

供試体Dは、本来とるべき段落し位置まで段落し鉄筋を引上げる必要があるため、鉄筋段落し量の1/2程度を巻立て部の鉄筋量として追加し段落し位置を引上げることにした。さらに、定着長をとるため、原柱の鉄筋径の15倍を引上げた。下方向には、コンクリートはくり端部から原柱の鉄筋径の15倍の定着長をとった。



供試体	h	a	b	l	n	R	補強鉄筋 降伏点
A	1950	1900	1000	480	12	D16	37kg/㎡
B	2100	2050	1200	390	13	D13	39
C	1500	1450	700	390	9	D13	39

図-4.52 補強供試体

供試体A, B, C: 耐荷力を増加させるには, 補強した柱下端の終局モーメントでも原柱が破壊しないところまで補強してやればよい。供試体Dの場合と同様に, 補強後のモーメント分布と原柱の降伏抵抗モーメントとの交点まで補強すればよい。さらに定着長をとった。しかし, 巻立て部分の鉄筋の段落しについては定着長をとってはいない。

このようにして設計した供試体が図-4.52である。

(4) 補強の施工方法

RC巻立て補強は図-4.53のような手順でおこなった。段落し破壊した供試体B, Dは巻立て前に斜ひびわれに樹脂注入を施し, 原柱部分も曲げ変形し, せん断に抵抗できることを期待した。

a. 樹脂注入

4.3.1 2) (4)の方法で注入した。

b. RC巻立て

- ① 表面処理: コンクリート打継面を5~10mm程度はつる。
- ② フーチングへの鉄筋定着: 巻立て部分の軸方向鉄筋をフーチングに定着するため, 径32mmの孔をあけ(事前にシースを埋込んでおき, 引抜いた), 鉄筋径の30倍の定着長をとり膨張モルタルにより固定した。
- ③ 柱躯体への鉄筋定着: 隅角部の鉄筋を除き鉄筋のもう一端は柱に埋込み固定した。所定の高さに径25mm, 深さは鉄筋径の6倍の孔をあけた。鉄筋は所定の高さで直角に曲げ, 孔にエポキシ樹脂で固定した。
- ④ コンクリート打設: 鉄筋を定着・固定したモルタル, 樹脂の硬化後帯鉄筋を組み, 型枠を組立て, コンクリートを打設した。

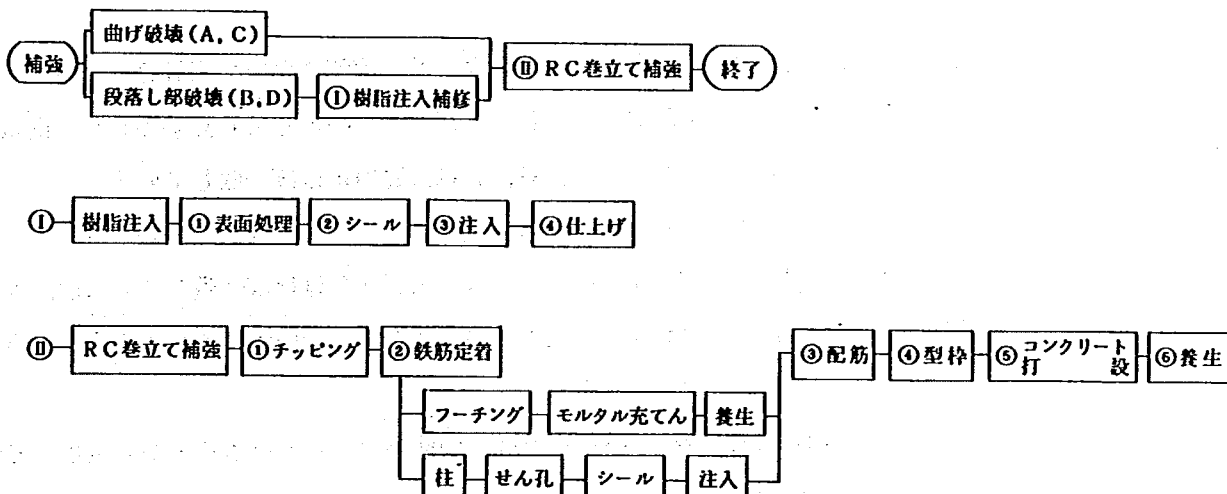


図-4.53 補強工程

4) 実験結果および考察

(1) ひびわれ・破壊状況

ひびわれ、破壊状況の展開図を図- 4.54 に示す。全供試体とも曲げひびわれ発生、柱下端の鉄筋降伏後コンクリート圧壊という曲げ破壊を呈した（供試体A, Bは最終的にはフーチングのせん断破壊）。しかしつぎのようなひびわれも生じており、補強の際改善する必要がある。

① 斜ひびわれ、打継面・鉄筋に沿ったひびわれ

供試体A, Cは30 t付近から斜ひびわれを生じ、とくにCは斜ひびわれ端部から打継目、軸方向鉄筋に沿ったひびわれを生じた。供試体A, Cは補強前にはコンクリートはくり後に斜ひびわれを生じていたにもかかわらず、樹脂注入などにより補修することなくRC巻立て補強をおこなったものである。そのため原柱のひびわれ部はコンクリートによるせん断抵抗はなく、補強部分のみのせん断抵抗のため旧部分と同じ位置に斜ひびわれを生じ（図- 4.55）たものである。斜ひびわれ発生後、ダウエル作用により鉄筋に沿ったひびわれも生じやすくなり、その後は供試体Cのように打継目、鉄筋に沿ったひびわれも生じたものと考えられる。補強前には、せん断耐力回復のため樹脂注入など補修をおこなう必要がある。

② 軀体アンカー部から鉄筋に沿ったひびわれ

補強鉄筋の一端の柱軀体にアンカーをとった部分では断面が急変し、アンカーした補強鉄筋に応力が集中して作用し鉄筋に沿った縦ひびわれを生じたものと考えられる。そのため、㊸補強高さを上げて鉄筋を定着する、㊹さし筋などを打込み応力を分担させる、㊺横補強鉄筋を増やし応力を分散させるなど、考慮する必要がある。

(2) 耐力

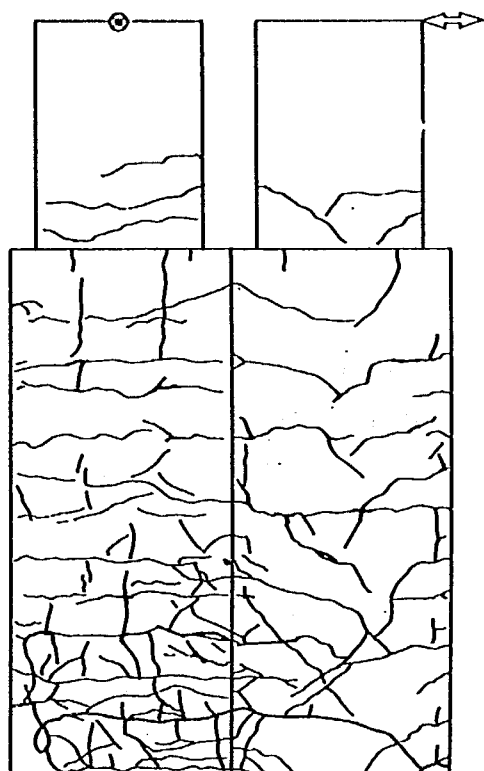
耐力の実測値と計測値を表- 4.33 に示す。補強鉄筋の降伏したときを補強の降伏耐力とした。計算①は3) (1)によって計算したものである。計算③は健全な原柱と巻立て部分を一体と仮定し、合成して計算したものである。

供試体Bは段落し破壊したもので、柱下端で鉄筋は載荷時の実測においても計算においても降伏しない。したがって原柱と巻立て部分とは一体に作用するものとして計算③とした。供試体Dは樹脂注入と同じ計算法で計算した。供試体B, Dは計算値にはほぼ一致している。

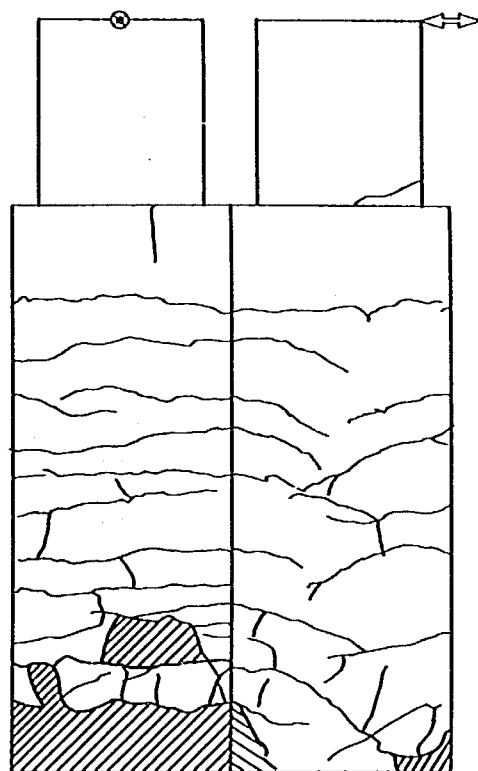
供試体A, Cの実測値と計算値を比較すると、降伏時には計算①は実測値に比べ小さめの値を、計算③は大きめの値となっている。終局時には、供試体Cはほぼ一致しているが、供試体Aでは降伏時とは逆に計算①は計算③より大きい目の値となっている。これを考察してみると、

① 合成として計算した計算③は、原柱が被害を受けて剛性が低下していることが考慮されていないため、降伏時の荷重は実測値よりも大きい値を与えるものと考えられる。

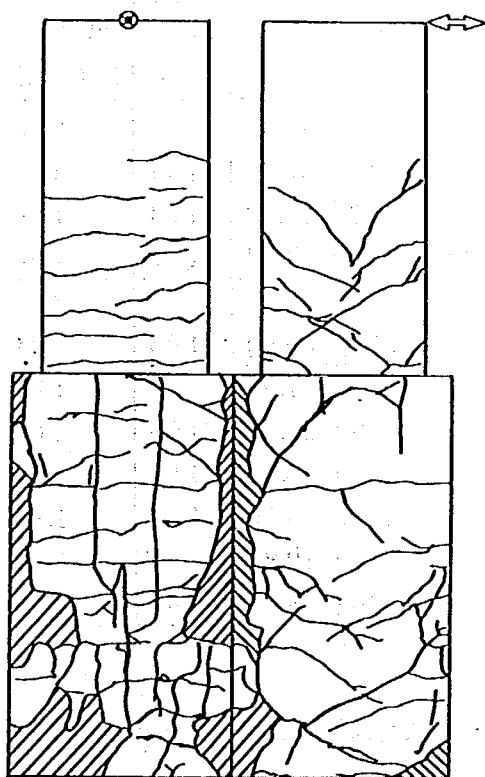
② 計算①は鉄筋のヤング係数を変え、剛性の低下を考慮したが、このとり方に問題があるものと思われる。ここでは応力-ひずみ関係の原点と原柱の受けた最大荷重時のときの鉄筋の



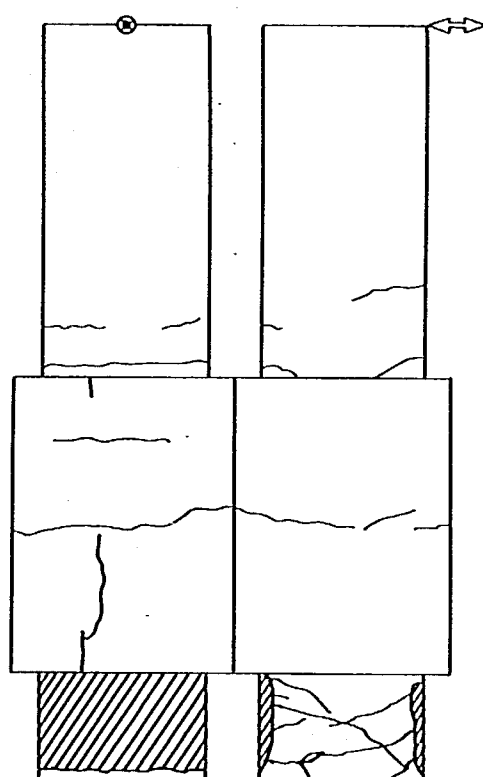
供試体 A



供試体 B

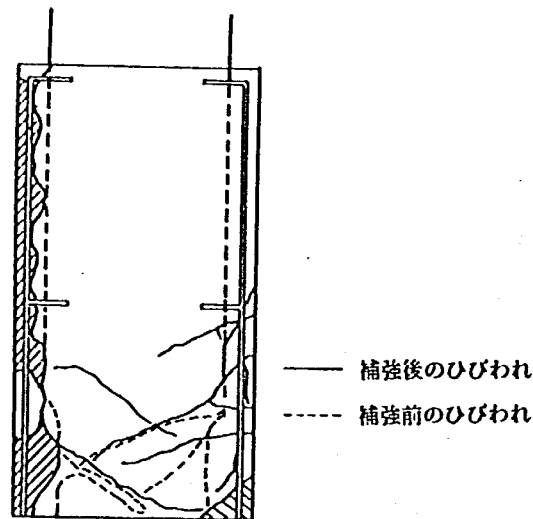


供試体 C



供試体 D

図-4.54 破壊状況



供試体 C

図-4.55 新・旧ひびわれ

表-4.33 実験結果

供 試 体		補強前耐力 計算値 (t)		降伏時剛性 (t/cm)		補 強 耐 力 (t)				補強後耐力 補強前耐力
		降 伏	最 大		実/計	降 伏		最 大		
							実/計		実/計	
A	実測値	16.00	17.96	25.4		22.3		42.4		2.36
	計算①			23.80	1.07	19.07	1.17	38.27	1.11	2.13
	②			27.03	0.94	19.72	1.13	31.73	1.34	1.78
	③			24.77	1.03	28.02	0.80	34.83	1.22	1.94
B	実測値	15.73	—	30.9		25.0		32.1		2.04
	計算③			24.14	1.28	24.62	1.02	30.50	1.05	1.94
C	実測値	16.00	17.96	28.3		16.7		31.9		1.78
	計算①			21.01	1.35	14.01	1.19	29.63	1.08	1.65
	②			20.95	1.35	16.46	1.01	30.15	1.06	1.68
	③			19.86	1.42	24.62	0.68	30.50	1.05	1.70
D	実測値	15.73	—	14.8		16.6		19.8		1.26
	計算値			12.27	1.21	16.80	0.99	18.97	1.04	1.21

応力度を結んだ線とした(図-4.48)が、実際に鉄筋は降伏してもヤング係数は変わらない。
このとり方では剛性を小さく評価しているようである。

- ③ 供試体Aの終局時において計算①のほうが計算③より大きい値をとるのは、供試体Aが二回の載荷を受け鉄筋が大きなひずみを生じると同時にひずみ硬化により鉄筋の引張応力は大

きくなっている。一方、計算③は健全なものの一体と仮定しているため鉄筋の引張応力は降伏点程度にとどまっていることによる。

この検討結果より、巻立て補強した場合の耐荷力の計算は原柱の剛性を低下させる必要があるが、計算①ほどではないということがいえる。

曲げ破壊の場合、耐荷力は柱下端で決まる。前節の樹脂注入補修では、剛性の低下は鉄筋のフーチングからの抜出しに伴う変位の増加が最も影響の大きいことがわかった。RC巻立てにおいてもこの影響は同じと考えられる。しかし、巻立て部分と原柱とが一体となっていれば、変形の小さいときは原柱の荷重の負担は小さく巻立て部分が多くを負担することになる。これを簡単なモデルで考えてみると図-4.56のようになる。(a)図は、剛な棒が支点0を中心にモ

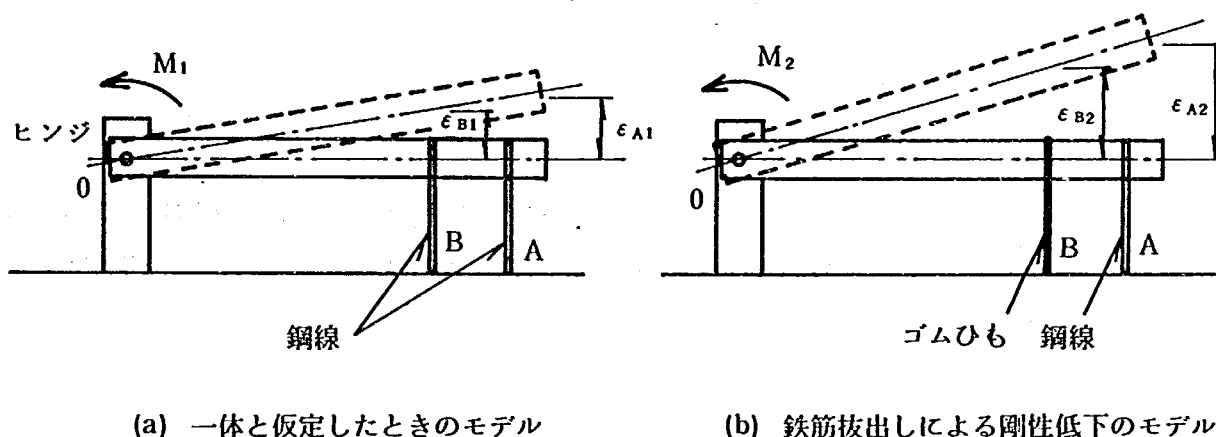


図-4.56 柱下端のモデル

ーメント M_1 が作用している。棒にはA, Bの位置から鋼線で結ばれているとする。このときの M_1 は、鋼線を単位面積あたりで考えると、式(4.3)のとおりである。

$$M_1 = \epsilon_{A1} \cdot E_s \cdot \overline{OA} + \epsilon_{B1} \cdot E_s \cdot \overline{OB} \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに、 ϵ_{A1} , ϵ_{B1} : AおよびBの鋼線の伸びひずみ

E_s : 鋼線のヤング係数

(b)図は、Bが鋼線からゴムひものようにヤング係数の低いものにおきかわったとすると、モーメントは式(4.4)のとおりである。

$$M_2 = \epsilon_{A2} \cdot E_s \cdot \overline{OA} + \epsilon_{B2} \cdot E_g \cdot \overline{OB} \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

ここに、 E_g : ゴムひものヤング係数

また、

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{B1} &= \epsilon_{A1} \overline{OB/OA} \\ \epsilon_{B2} &= \epsilon_{A2} \overline{OB/OA} \\ E_s / E_G &= n \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5)$$

とする。

$M_1 = M_2$ とすると式 (4.3), 式 (4.4) に式 (4.5) を代入すると, A のひずみの比は式 (4.6) となる。

$$\frac{\epsilon_{A2}}{\epsilon_{A1}} = \frac{1 + r^2}{1 + r^2 \frac{1}{n}} \dots\dots\dots (4.6)$$

ここに, $r = \overline{OB/OA}$

今, 仮に $n = 3$, $r = 4/5$ とすると

$$\frac{\epsilon_{A2}}{\epsilon_{A1}} \rightleftharpoons \frac{1.64}{1.21} \rightleftharpoons 1.35$$

となり, ϵ_{A2} は ϵ_{A1} の場合の 35% 増となる。A 点と B 点のモーメント分担率は(a)図では 1 : 0.64 だが(b)図では 1 : 0.21 となる。応力 $E_G \cdot \epsilon_{B2}$ は $E_s \cdot \epsilon_{B1}$ の 45% となり, ヤング係数比ほどのちがいはない。

B の鋼線, ゴムひもが降伏すれば, 式 (4.7) の関係となる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{sy} &> \sigma_{Gy} \text{ ならば } M_1 > M_2 \\ \sigma_{sy} &= \sigma_{Gy} \text{ ならば } M_1 = M_2 \\ \sigma_{sy} &< \sigma_{Gy} \text{ ならば } M_1 < M_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.7)$$

ここに, σ_{sy} : 鋼線の降伏強度

σ_{Gy} : ゴムひもの降伏強度

破壊した原柱に R C 巻立て補強をおこなった場合, 原柱は大変形が加わりフーチングに定着している鉄筋は拔出しており, 再度荷重が作用すれば小さい荷重で大きく変形する。一方, 巻立て部分の鉄筋の定着を完全におこなっていれば拔出は小さく, 図-4.56 と同じような状態が考えられる。しかし, 鉄筋のヤング係数は降伏してもほとんど変わらない性質がある。また, 柱下端断面の圧縮と引張のつり合いによって中立軸は変化する。そこで, 以下のような仮定にもとづいて曲げモーメントを計算することを試みた。これが計算②である。鉄筋の応力-ひずみ, 拔出し-ひずみの関係は図-4.57 のとおりである。

- i) 鉄筋の拔出しの計算は 2.2.2 2) の方法である。
- ii) 巻立て部分の鉄筋の応力-ひずみ, 拔出し-ひずみの関係は図-4.57 の実線 (補強後の $\sigma_R - \epsilon_R$, $S_R - \epsilon_R$) のとおりである。

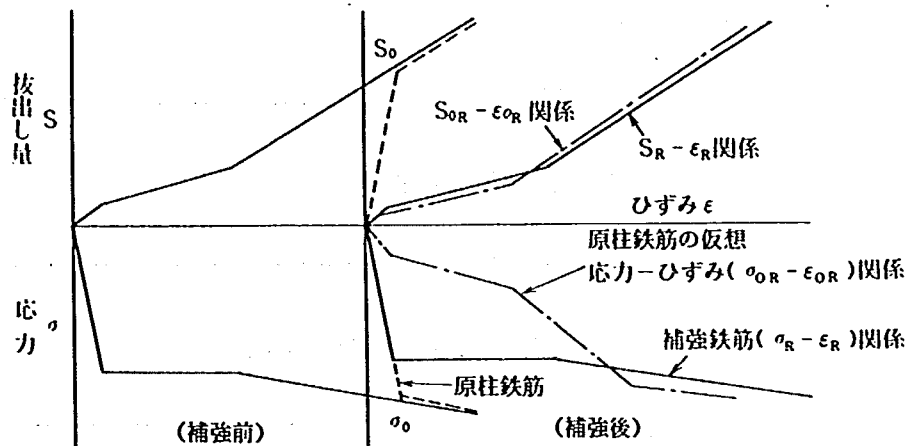


図-4.57 原柱鉄筋の拔出しにともなう応力-ひずみの関係

- iii) 破壊後の原柱の応力-ひずみ関係は、原柱の受けた最大応力 σ_0 までは比例関係にありヤング係数 $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ である。 σ_0 以降は、ひずみ硬化の線にのるものとする(破線)。
- iv) そのときの鉄筋の拔出しは、 σ_0 のときの拔出し S_0 までは応力に比例して増加するものとする。それ以降はひずみ硬化時と同じ線にのるものとする(破線)。
- v) 巻立て部分と原柱とは一体となっているものとする。

ただし、iii)とiv)については巻立て部分の鉄筋の拔出しに拘束されるため、そのことを考慮し原柱の鉄筋の応力-ひずみ関係をつぎのように変形(一点鎖線 $\sigma_{0R} - \epsilon_{0R}$)する。

a. 原柱の鉄筋が σ_0 に達するまで

柱下端の鉄筋の拔出しは図-4.58 のように中立軸から比例関係にあるとすると、原柱の鉄

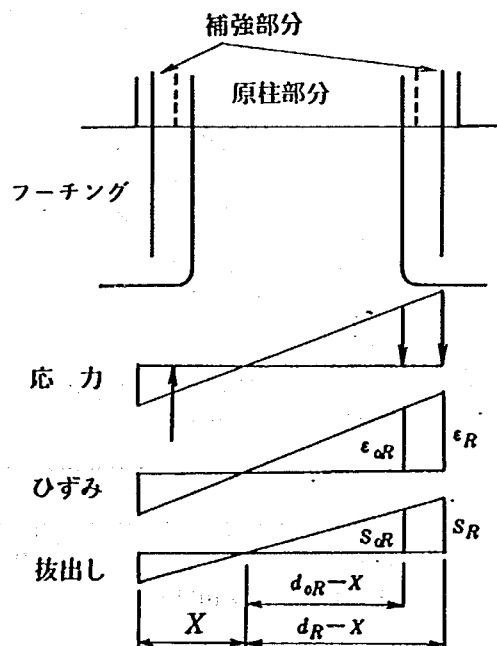


図-4.58 柱下端の新旧鉄筋の拔出し

筋の抜出しは式 (4.8) となる。

$$S_{OR} = S_R (d_{OR} - X) / (d_R - X) \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

そのときの見かけ上のひずみは式 (4.9) となる。

$$\epsilon_{OR} = \epsilon_R (d_{OR} - X) / (d_R - X) \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

このときの鉄筋の見かけ上の応力は式 (4.10) で表わされる。

$$\sigma_{OR} = \sigma_o \cdot S_{OR} / S_o \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

ここに、 σ_o 、 S_o ：原柱の受けた最大応力およびそのときの抜出し量

ϵ_R 、 S_R 、 d_R ：巻立て部分の鉄筋のひずみ、抜出し量、圧縮縁からの距離

d_{OR} 、 S_{OR} 、 ϵ_{OR} 、 σ_{OR} ：補強後の原柱の鉄筋の圧縮縁からの距離、抜出し量、見かけ上のひずみと応力

b. σ_o 以降

原柱の鉄筋の応力が σ_o に達するとそれ以降式 (4.8)、式 (4.9) は同じであるが、 σ_{OR} は式 (4.11) となる。

$$\sigma_{OR} = \sigma_R \cdot S_{OR} / S_R \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

ここに、 σ_R ：巻立て部分の鉄筋の抜出し量 S_R のときの鉄筋の応力

このようにして計算した結果が表-4.33 の計算②の値である。実測値と比較すると、降伏時は計算①、③よりもちかい。鉄筋のひずみで比較してみると図-4.59 のように計算③は実

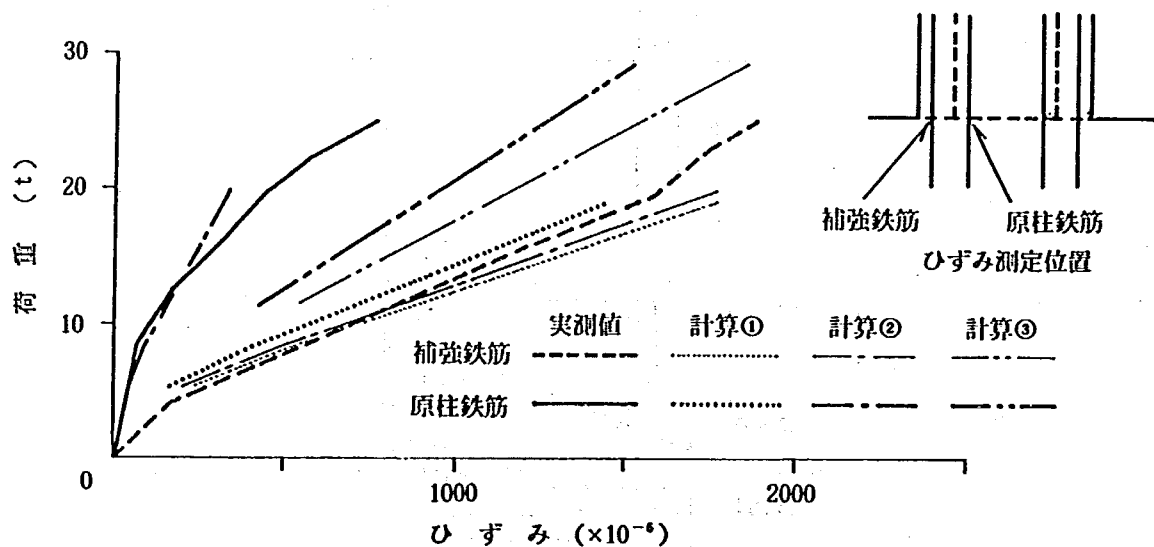


図-4.59 荷重-ひずみの関係

測値とよく一致している。補強鉄筋の降伏までは仮定したとおり、原柱の鉄筋は耐荷力にはあまり寄与せず、補強鉄筋に大きく負担されていることがわかる。

終局時は、供試体Cについてはほぼ一致しているものの、供試体Aはいずれの計算値よりも小さい。これは、原柱の鉄筋の応力の経路によって理解できる（図－4.60）。実験では原柱の鉄筋が σ_0 に達しひずみ硬化をしているにもかかわらず、計算②は σ_0 にまで達しなかったため最も小さくなったものである。計算①のほうが③より大きいのは図－4.56と式（4.7）によって理解することができる。計算①では、 σ_0 に達するまで補強鉄筋が大きな負担を強いられるためひずみの進行も大きい。原柱の鉄筋はひずみ硬化しており、つぎにひずみ硬化に達するまでの応力 σ_0 が降伏点より高い。そのため式（4.7）の関係から計算①のほうが大きな耐荷力を与え、実測値にちかい。計算②の値が小さいのは、つぎのような原因が考えられる。

① 鉄筋の抜出しの計算方法

2.2.2 2) の抜出し量の計算値と実際とのちがい。とくにこのような計算では、補強鉄筋と原柱の抜出しの比で耐荷力を求めており、抜出し量の影響は大きい。

② 抜出しに伴う柱の浮上り

抜出した鉄筋は、塑性ひずみなどにより圧縮力をかけても元にはもどらず、浮上る（図－4.61(a)）。このため再載荷後の抜出し量は多少小さくなる可能性がある。

③ 軸力除荷による柱の浮上り

実験上の問題であるが、載荷終了後軸力を取除き補強をおこなっている。軸力により圧縮を受けていた鉄筋は、軸力を除荷することにより圧縮ひずみが解放され伸びひずみを生じるため柱は浮上がる。そこにコンクリートを巻立て固定するため再載荷後の抜出し量は小さくなるものと考えられる（図－4.61(b)）。

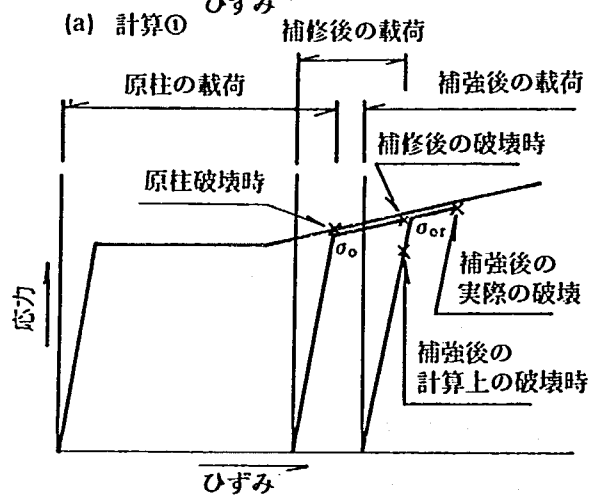
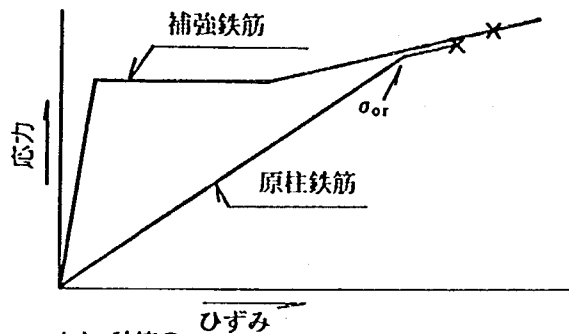
とくに、供試体AはRC巻立てまでに二度の載荷（原柱、樹脂補修時）を受けており、これらの影響を大きくうけているであろう。

RC巻立て補強を施した場合の耐荷力は、これら計算値と実測値の比較の結果、まだ多少問題はあつたものの、つぎのことがいえる。

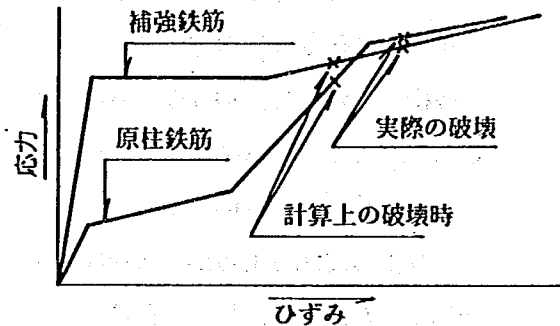
- ① 降伏時の耐荷力の計算は、原柱の剛性の低下を考慮する必要がある。その計算方法として鉄筋の抜出しの影響を考慮した方法が最も実測値によく一致する。
- ② 最大荷重は、原柱の受けた最大応力が作用するものとして計算する必要がある。

(3) 変形性

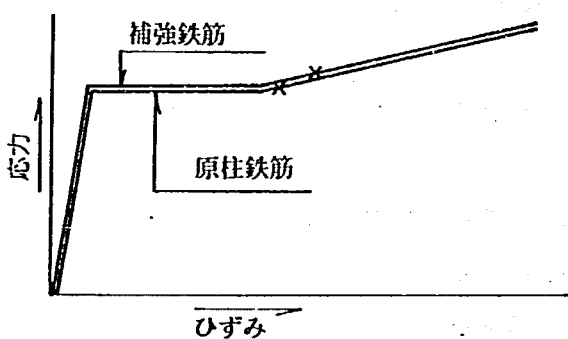
補強後および原柱の荷重－変位包絡線を図－4.62に示す。図中には計算①による計算値も示してある。表－4.33には降伏時の剛性の実測値および計算値を示してある。全体に計算値の剛性は小さくなっているものの、最大耐荷力までの傾向は実測値にほぼ一致している。供試体A、Bは30t付近でフーチングに大きな斜ひびわれが発生したため荷重は減少しているが、



i) 原柱鉄筋の载荷履歴ひずみ

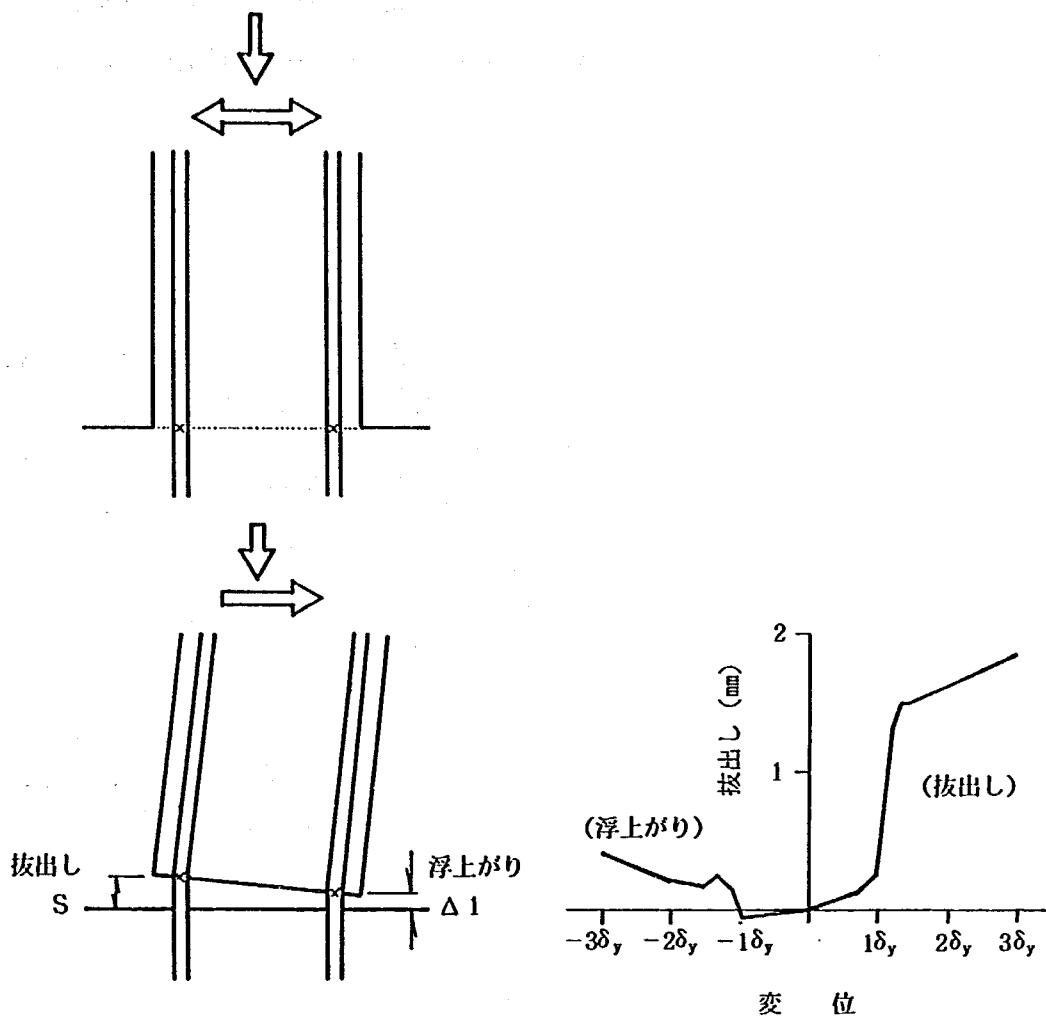


ii) RC巻立補強時のひずみ

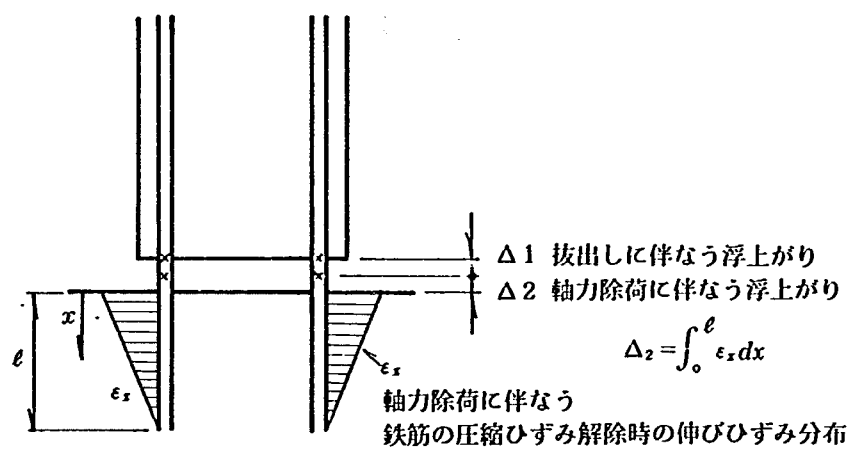


(c) 計算③

図-4.60 ひずみ経路



(a) 鉄筋の浮上がり

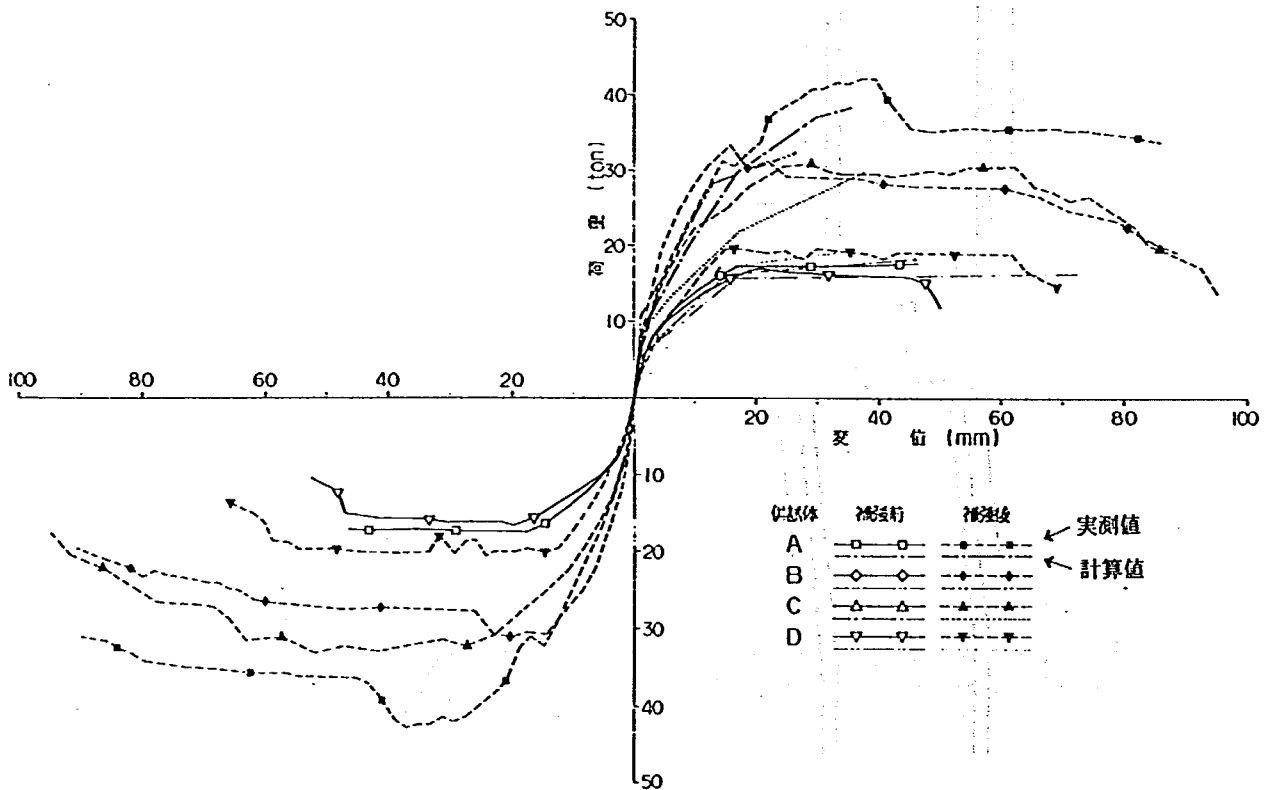


(b) 軸力除荷に伴う浮上がり

図-4.61 浮 上 り

全供試体ともコンクリートの圧壊後も耐荷力を維持しておりじん性も確保されている。

また、荷重－変位履歴曲線は図－4.63～図－4.66に示したとおり、コンクリートの圧壊する最大耐荷力まではきれいな紡錘形をしており、エネルギー吸収能力の高いことを示している。



図－4.62 荷重－変位包絡線

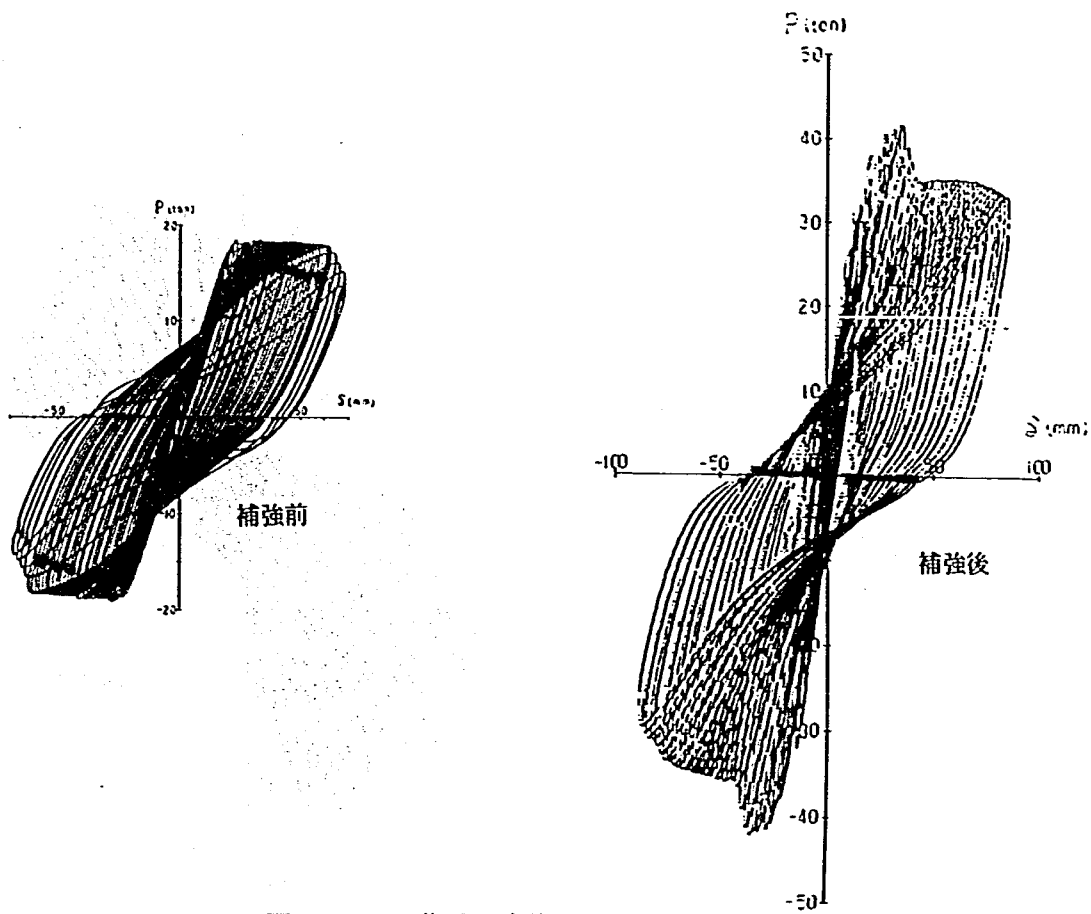


図- 4.63 荷重—変位関係 (供試体A)

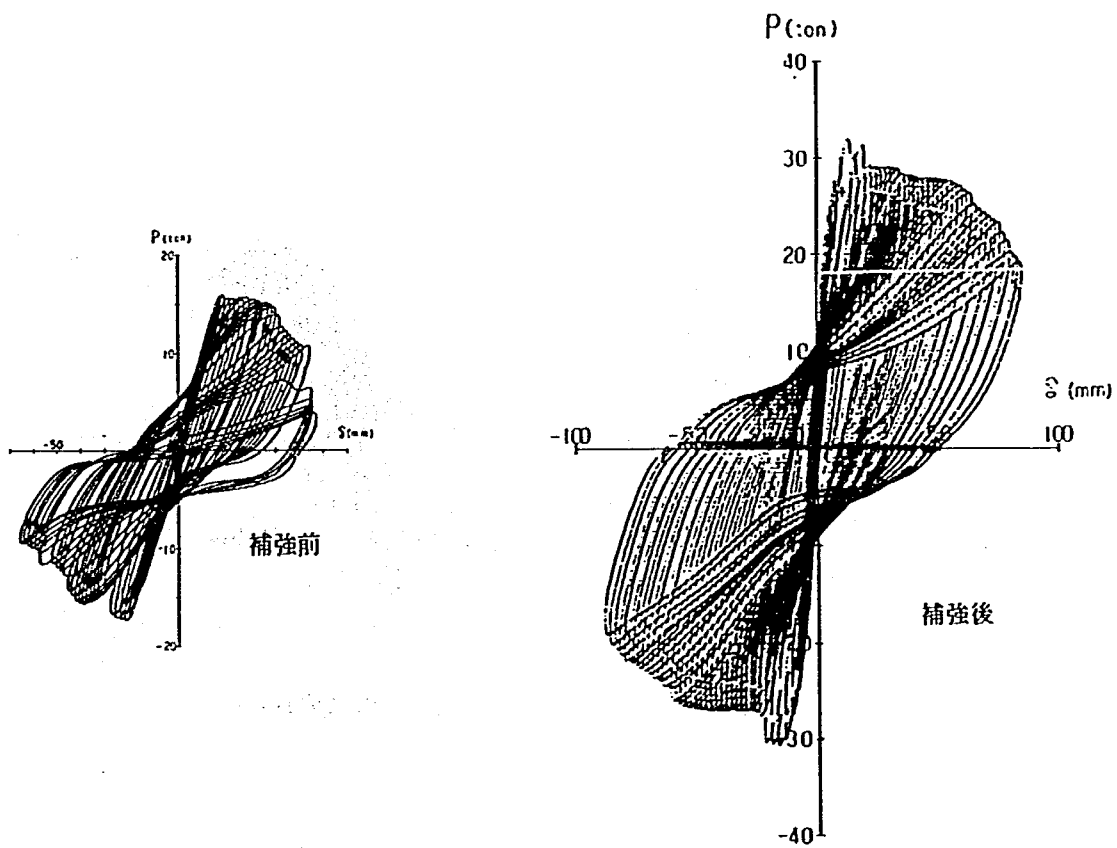


図- 4.64 荷重—変位関係 (供試体B)

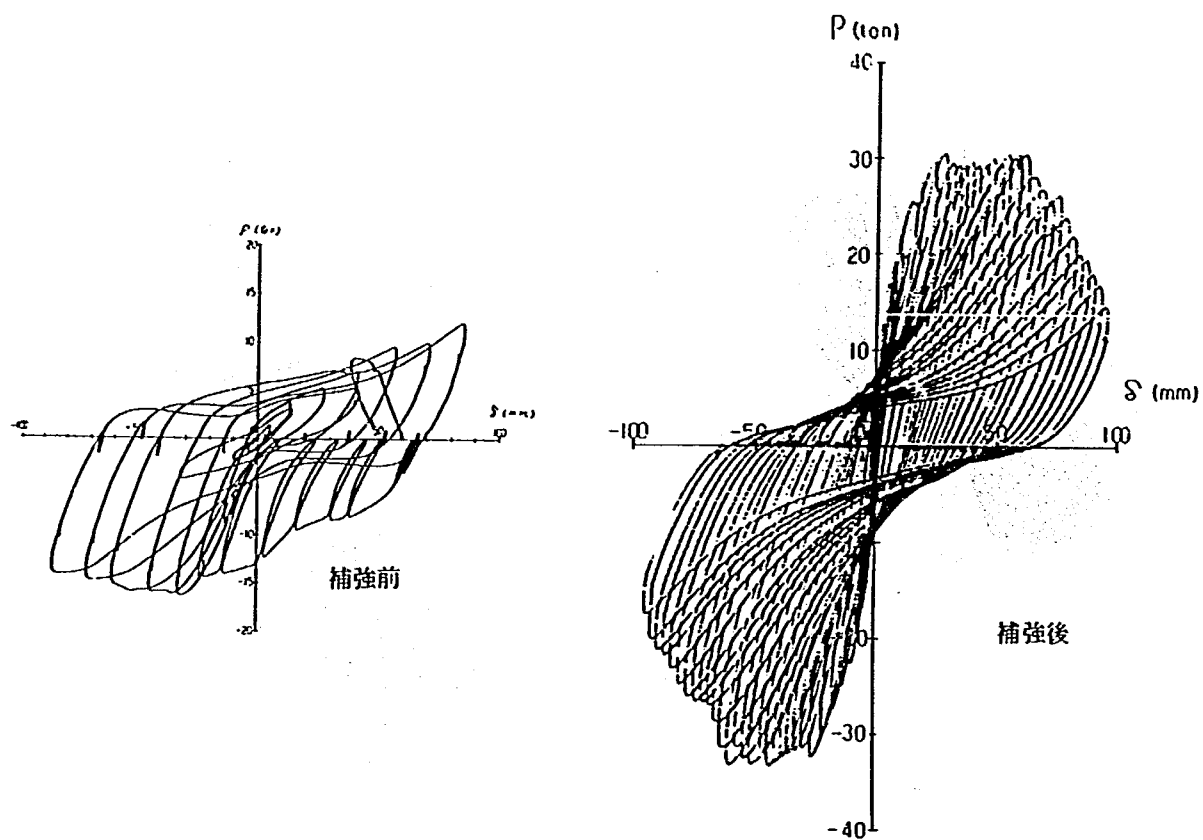


図- 4. 65 荷重—変位関係 (供試体C)

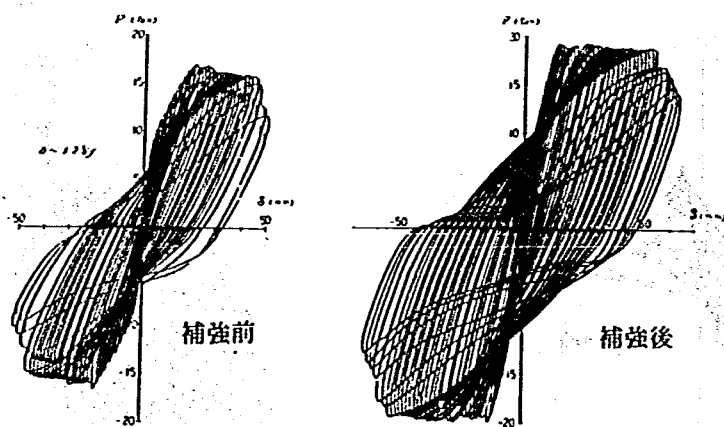


図- 4. 66 荷重—変位関係 (供試体D)

5) まとめ

曲げおよび段落し破壊したRC柱にRC巻立て補強をおこなった場合の力学的性状を調べるため、補強供試体の載荷実験をおこなった結果、つぎのことがわかった。

- ① RC巻立て補強の効果を得るには、柱下端部の終局時においても柱中間部の鉄筋が降伏しないように、補強高さを決める必要がある。
- ② 耐力力の計算は、補強部分と原柱が一体になっているものとして計算してよい。
- ③ ただし、原柱の破壊が進み剛性の低下の大きい場合は、受けた最大荷重時の剛性の低下を考慮する必要がある。降伏荷重は、原柱の鉄筋の拔出しを考慮した計算法の適合性がよい。終局時は、原柱の鉄筋の受けた最大応力が働くものとして計算する必要がある。
- ④ 巻立て補強効果をあげるには、補強鉄筋をフーチングに十分定着しておくのはもちろん、もう一端も柱軀体にしっかり固定しておく必要がある。また、補強前に斜ひびわれには当然であるが、大きな曲げひびわれにも樹脂注入をするのがよい。さらに、新旧一体性を保つとともに破壊を助長させないためにもさし筋を設ける必要がある。

4.3.4 鋼板接着補強実験

1) 実験目的

RC橋脚の震災復旧にはRC巻立てがよくおこなわれている。RC巻立ては実験結果より復旧効果もあり、実績も多い。しかし、断面が大きくなるという欠点がある。空間を制限されない場合はRC巻立てによる復旧が好ましいと考えられるが、都市内や河川内などでは断面増大に伴いクリアランスや阻害率が問題になることも考えられる。このような場合に鋼板接着による復旧が可能であれば、断面の増加もきわめて小さく、有効な方法と思われる。

しかし、橋脚のように地震時に正負の大変形の繰返しを受けるような部材に対する鋼板接着は、鋼板の定着や座屈など問題点も多く実験例はきわめて少ない。

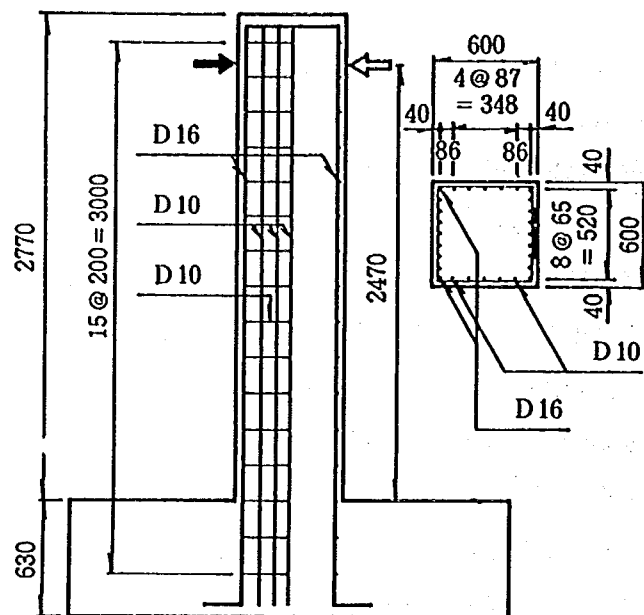
そこで、鋼板接着により曲げおよびせん断補強を施したRC柱供試体に対し載荷実験をおこない、その補強効果について調べたものである。

2) 実験方法

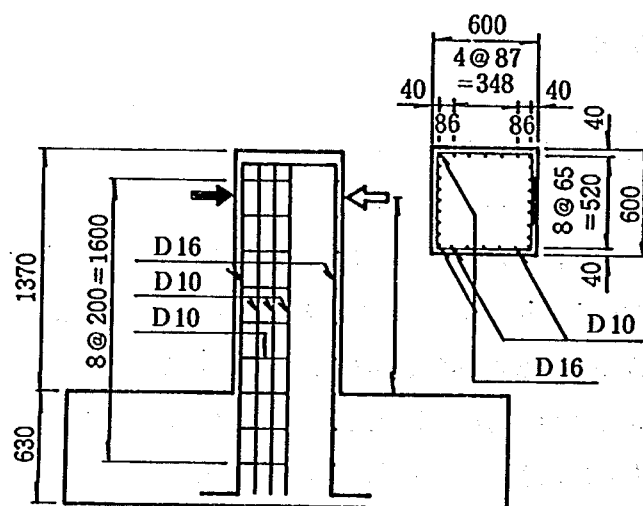
(1) 供試体

実験に使用する供試体は図-4.67に示す2種類である。供試体の諸元は表-4.34のとおりである。

供試体の断面は60×60cmで、供試体GとHでは高さを変えている。供試体Gはせん断支間比 $a/d = 4.41$ と高くし、曲げ破壊するようにしたものである。供試体Hは $a/d = 1.91$ と低くせん断破壊するようにしたものである。



(a) 供試体G



(b) 供試体H

図-4.67 供 試 体

表-4.34 供試体諸元

供試体	断 面 $b \times D$ (cm)	有効高さ d (cm)	載荷位置 a (cm)	せん断支間 比 a/d	軸方向鉄筋 鉄筋比(%)	帯 鉄 筋 鉄筋比 (%)
G	60 × 60	56	247	4.41	(18-D16 10-D10	(D10 c.t.c 200
H	60 × 60	56	107	1.91	1.19 %	0.12 %

(2) 使用材料

供試体製作に使用した材料は、つぎのとおりである。

① コンクリート

セメントは、普通ポルトランドセメントを使用した。

骨材は最大寸法20mmの砕石および砕砂を用いた。骨材の物理試験結果を表－4.35に示す。プレパックド用に使用した骨材は最大寸法20mmの川砂利で強制的に乾燥させたものである。

コンクリートの配合は表－4.36のとおりである。載荷試験時の圧縮強度は 327 kg/cm^2 であった。

表－4.35 骨材の物理試験結果

試験項目	単位	細骨材	粗骨材	プレパックド用
表乾比重	—	2.53	2.70	2.57 (絶乾)
吸水率	%	2.16	0.73	—
粗粒率	—	2.90	6.81	6.01
洗い	%	1.88	0.5	—
単位体積重量	kg/m^3	1,730	1,529	—

表－4.36 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 (%)	粗骨材率 (%)	単位量 (kg/m^3)			
				セメント	水	細骨材	粗骨材
20	8	55	43	345	191	745	1,070

② 鋼材

鉄筋はSD30を、補強用鋼板はSS41を使用した。鋼材の機械的性質を表－4.37に示す。

表－4.37 鋼材の機械的性質

鋼材の種類		降伏点 (kg/mm^2)	引張強さ (kg/mm^2)	伸び (%)
鉄筋	D10	38.0	—	—
	D16	37.0	—	—
	D19 (アンカーボルト用)	35.6	56.5	22
鋼板	t = 2.3	35.8	45.2	35
	t = 1.6	31.5	37.3	42

③ 樹 脂

鋼板接着およびプレパックド用に使用したエポキシ樹脂の物理特性を表-4.38に示す。載荷実験時のプレパックドコンクリートの強度を表-4.39に示す。

表-4.38 樹脂の物理特性 (kg/cm³)

試 験 項 目	強 度
圧縮降伏強度	8 2 6
圧縮弾性係数	2 5, 1 0 0
曲 げ 強 度	7 9 2
引 張 強 度	5 3 6

表-4.39 樹脂コンクリートの強度 (kg/cm³)

試 験 項 目	強 度
圧 縮 強 度	7 4 5
引 張 強 度	8 1.9
曲 げ 強 度	1 5 4

(3) 載荷方法

載荷パターンは前節と同様に正負漸増繰返しである。鉄筋降伏までは降伏荷重の1/10ずつ、降伏以後は降伏変化の1/10ずつ漸増させた。載荷スピードは1サイクル2分とした。

3) 補強方法

(1) 補強目標

耐震補強には図-4.49のように2つの方法がある。曲げ破壊した供試体Gは、曲げ補強を施し耐荷力の向上をはかる。せん断破壊した供試体は、せん断補強を施しじん性の改善をはかり柱下端で曲げ圧壊させる。

補強にあたってはつぎのことを考慮する。

a. 供試体G

- ① 約2倍の耐荷力向上をはかる。
- ② ①だけ補強するとせん断に対して危険となるため、側面にも鋼板接着を施しせん断補強する。
- ③ 定着は、フーチングに穿孔しアンカーボルトを埋込む。アンカーボルトは補強鋼板の全強度と同等の量とする。鋼板定着部は、アンカープレートとリブを溶接する。
- ④ 鋼板取付および座屈防止のため柱に彫込アンカーを設ける。

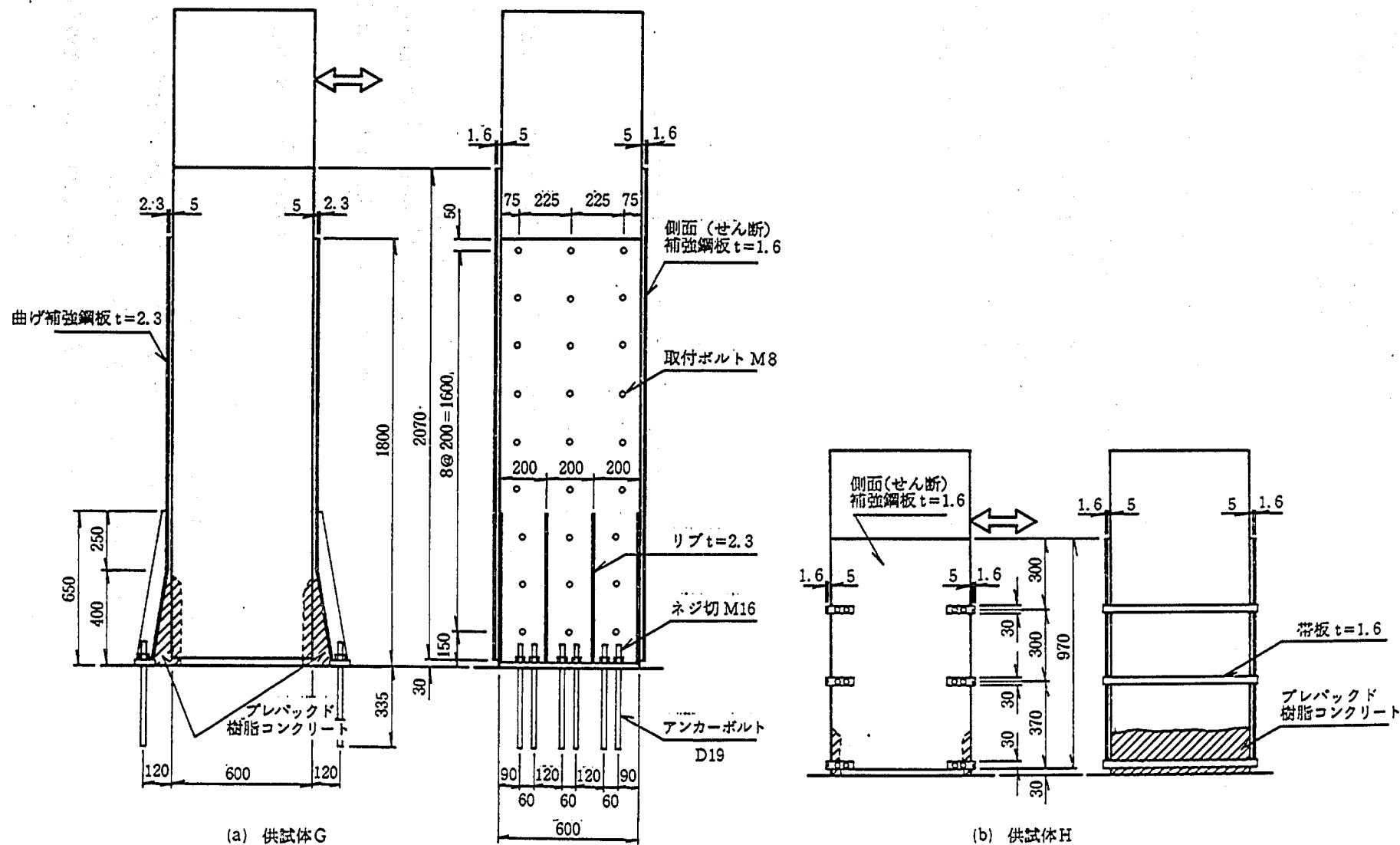


図-4.68 補強供試体

- ⑤ 曲げ補強用鋼板とせん断補強用鋼板とは抱束効果などが生じないように、切りはなしておく。
- ⑥ コンクリートはくり部分は、樹脂によるプレパッキングにより補修する。鋼板を型枠がわりに骨材を投入し、プレパッキングの樹脂注入と同時に鋼板接着をはかる。

b. 供試体H

- ① せん断補強のため側面に鋼板を接着する。
- ② 両側面の鋼板は帯板でわずかにつなぐだけとし、鋼板のはくりは抑えるが抱束はあまり働かないようにする。
- ③ 原柱の破壊は、鉄筋の降伏と斜ひびわれ発生がほぼ同時であった。鋼板によるせん断補強効果が確認しやすくするため、斜ひびわれには樹脂が入らないようシールする。
- ④ コンクリートはくり部分は、樹脂によるプレパッキングによって補修する。

以上の考えで設計した補強供試体が図-4.68である。供試体Gは、フーチングの鉄筋との関係で柱近くにアンカーボルト用の孔をあけることができなかったため、柱下端付近はすそ広がりとなっている。

(2) 補強方法

鋼板接着補強はつぎのような手順でおこなった。

a. 供試体G

- ① 穿孔：フーチングにアンカーボルト用の穴（径25mm，深さ335mm）をあけた。
鋼板取付用の彫込アンカー用の穴（径12mm，深さ25mm）をあけた。
- ② アンカー打込み：フーチングのアンカーボルトは膨張モルタル（プレタスコン）によって固定した。
鋼板取付用に彫込アンカー（ホールインアンカー）を打込んだ。
- ③ 表面処理：断面欠損部分のコンクリートの浮いた部分は除去し、コンクリートの接着面はディスクサンダーで表面処理をおこなった。
- ④ ひびわれシール：ひびわれには樹脂が入らないようシールした。
- ⑤ 鋼板取付：樹脂厚を5mm確保するためアクリルスペーサーを取付け、曲げ補強用鋼板は彫込アンカーによって取付けた。せん断補強用鋼板は外側に合板および角材をあて、両側の角材をボルトで締付け注入時の圧力による鋼板のたわみを防止した。
鋼板の接着面は、ディスクサンダーにより表面処理した。鋼板取付まえに鋼板およびコンクリートの接着面は、シンナーにより油脂などを除去した。
- ⑥ 骨材投入：プレパッキング施工部に骨材を充てんした。
- ⑦ シール：プレパッキング部の側面に型枠を設置し、その型枠および鋼板の周囲をシールした。
下方に注入口を設け、高さ方向に約50cm間隔に空気抜パイプを取付けた。
- ⑧ 供試体の下方からグラウト用のエポキシ樹脂を注入し、樹脂が全体にいきわたるのを確認した後注入をストップした。

⑨ 仕上げ：型枠を撤去し、余分なシール材をディスクサンダーで削った。

b. 供試体H

供試体Hの補強作業もGの③以後と同様におこなった。

4) 実験結果と考察

(1) 供試体G

a. 破壊状況

供試体Gの破壊状況を表-4.40に示す。表中には原柱の破壊状況と、補強後、補強鋼材が完全に働くものとして求めた計算上の破壊過程もあわせて示した。

はじめに、やむを得ずハンチを設けたその曲げた部分（Ⅲ断面）から引張力によって鋼板に開こうとする力が働き（図-4.69）鋼板と接着面の間ではくりを生じた（表-4.40の実験時の①）。ほぼそれと同時にⅢ断面のリブが座屈した。その後の圧縮引張に伴ない上下にはくりが進行していき、アンカープレートに達しⅡ断面のリブも座屈した。上に向ってのはくりは、取付ボルトのところで一旦止まり、荷重の増加によりつぎの取付ボルトまで進行するというよ

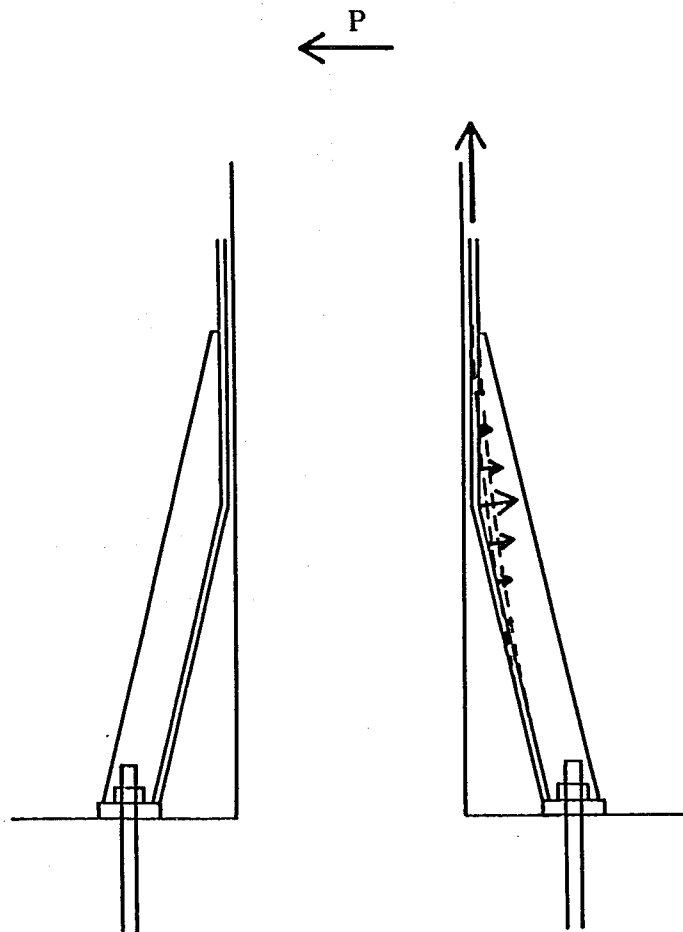


図-4.69 鋼板のはくり

うに生じた(②)。リブのないIV断面のすぐ上の取付ボルトとそのつぎの取付ボルト間がはくりすると、鋼板は大きく座屈した(④)。

曲げ補強鋼板のはくりが進行すると引張力の負担は鉄筋、側面鋼板にも大きく働きはじめ、側面鋼板の下端隅角部からはくりしはじめた(③)。

正負の繰返しに伴い取付ボルトには大きなせん断力とともに引張、圧縮を生じ、この繰返しにより取付ボルトを固定していた彫込アンカーがそのまわりにコーン状のコンクリートをつけて抜出した(⑤、図-4.70)。

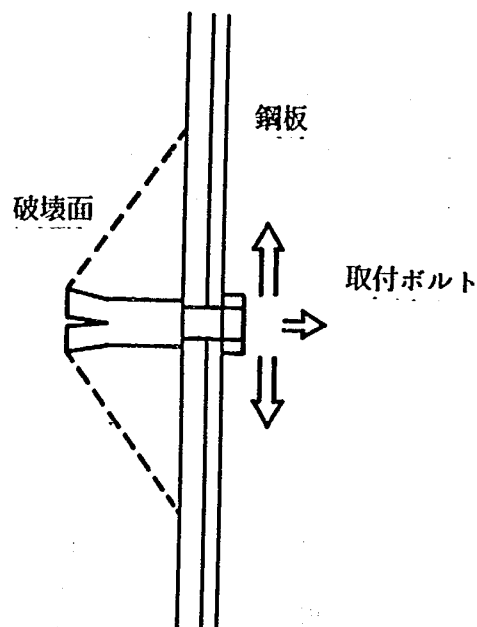
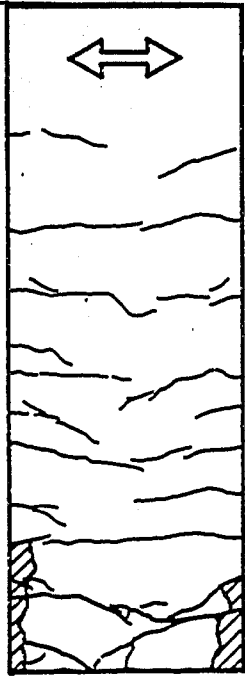
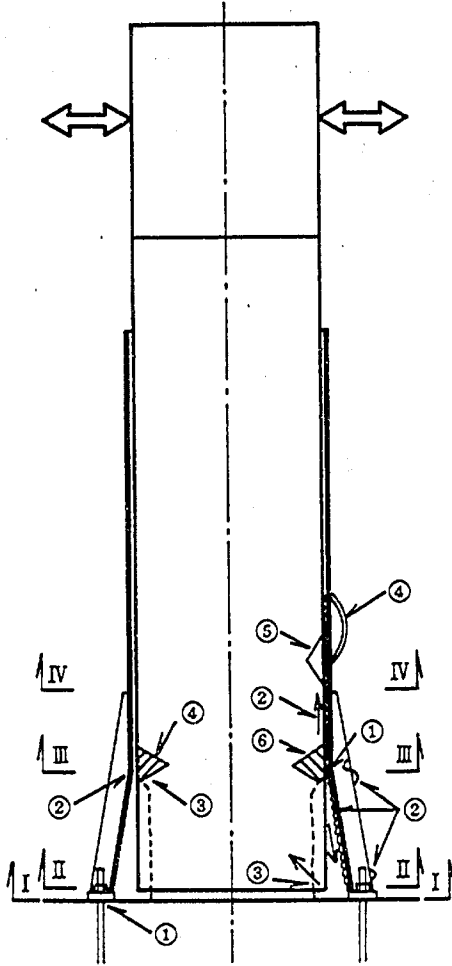


図-4.70 彫込アンカーの定着破壊

彫込アンカーが抜出すると、その下の補強鋼板全体が浮き上がり、最終的にはⅢ断面（プレバッキングドコンクリートの上）でコンクリートが圧壊した(⑥)。

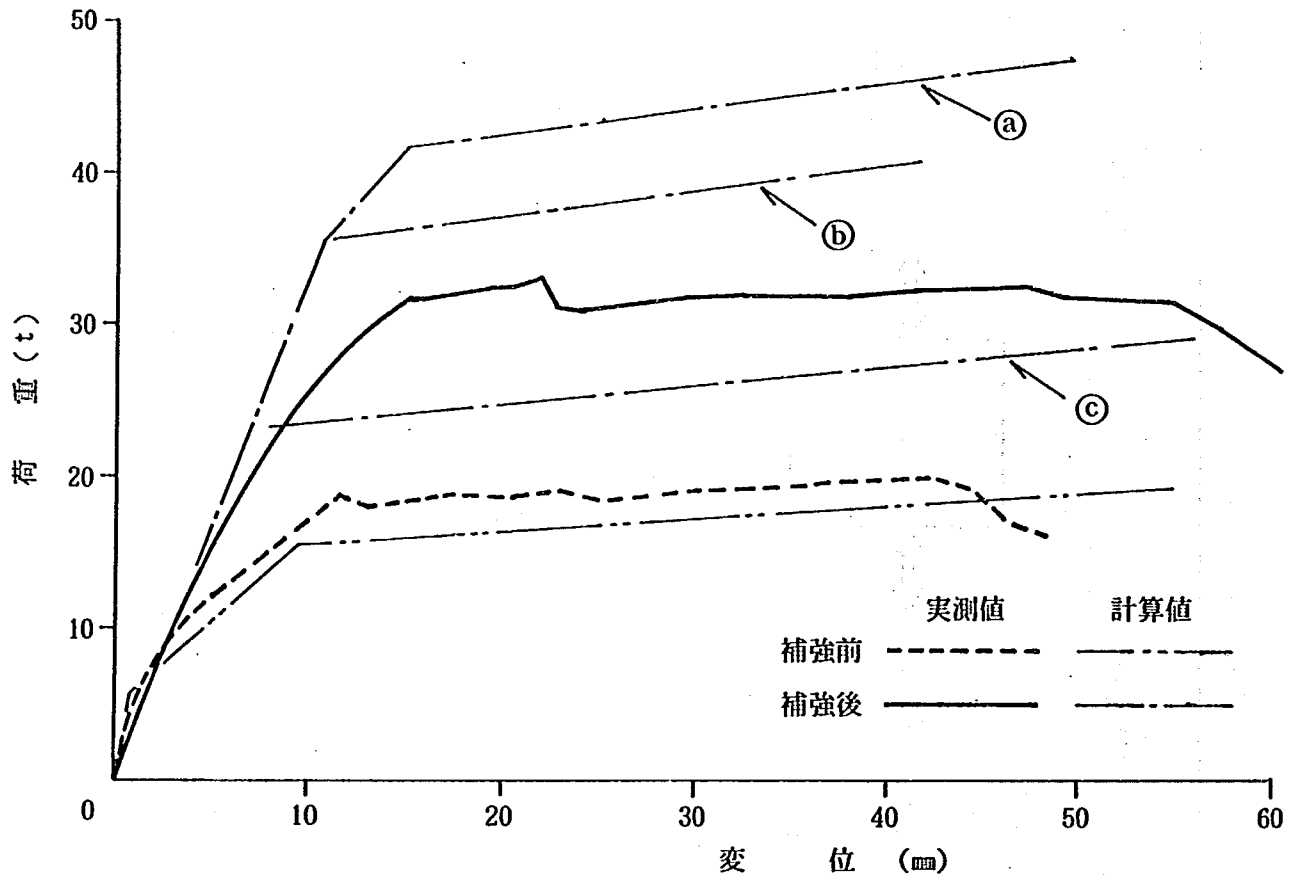
取付ボルトを深く固定し、本数を増せば鋼板のはくりは抑制され、はくりした後も引張、圧縮力を鋼板に伝達でき耐力の向上をはかることが期待できる。

表-4.40 供試体Gの破壊状況

補 強 前	補 強 後	
	計算上の破壊進行	実験時の破壊進行
① 曲げひびわれ ② 軸方向鉄筋の降伏 (17.7 t) ③ 柱基部圧壊 	① アンカーボルトの降伏 (29.3 t) ② Ⅲ断面降伏 (35.2 t, $1.2 \delta_y$) ③ Ⅲ断面の鉄筋降伏 (41.7 t, $1.7 \delta_y$) ④ Ⅲ断面のコンクリート圧壊 (46.9 t, $5.5 \delta_y$) 	① ハンチ部からはくり開始 (Ⅲ断面) (27.5 t) ② はくり進行, Ⅱ, Ⅲ断面の リブ座屈 ③ 側面鋼板のはくり開始 ($1.7 \delta_y$ 付近) ④ Ⅳ断面の上の取付ボルト間の 鋼板座屈 ⑤ 取付ボルト抜出し コンクリートがコーン状に 抜出す。 ⑥ Ⅲ断面コンクリートの圧壊

b. 荷重－変位関係

補強後および原柱の荷重－変位の関係を図－4.71に示す。図－4.71は実測の荷重－変位の包絡線の正負平均と計算値を示した。



図－4.71 荷重－変位関係（供試体G）

計算仮定はつぎのとおりである。

① 応力－ひずみ関係

鉄筋の応力－ひずみ関係は今まで同様、ひずみ硬化を考慮した（図－4.72）。鋼板についても鉄筋と同じ式によってひずみ硬化時の応力、ひずみを決定した。

コンクリートも今まで同様、ひずみ 0.2 % まで放物線、その後はひずみのみ増加し終局ひずみ 0.35 % とした（図－4.73）。

樹脂コンクリート（プレパックド部）は圧縮試験時のひずみ測定結果から、圧縮強度に 0.85 を乗じた強度のときのひずみを 0.6 % とし、放物線とした（図－4.74）。

② 各断面は、図－4.75のように仮定した。鋼板接着の樹脂厚（5 mm）は無視した。

I 断面では、RC 巻立てのときのように原柱の鉄筋の拔出しを考慮した。

③ III 断面では鋼板のはくりを考慮し、つぎのように断面を 3 段階に変化させた（図－4.75）。

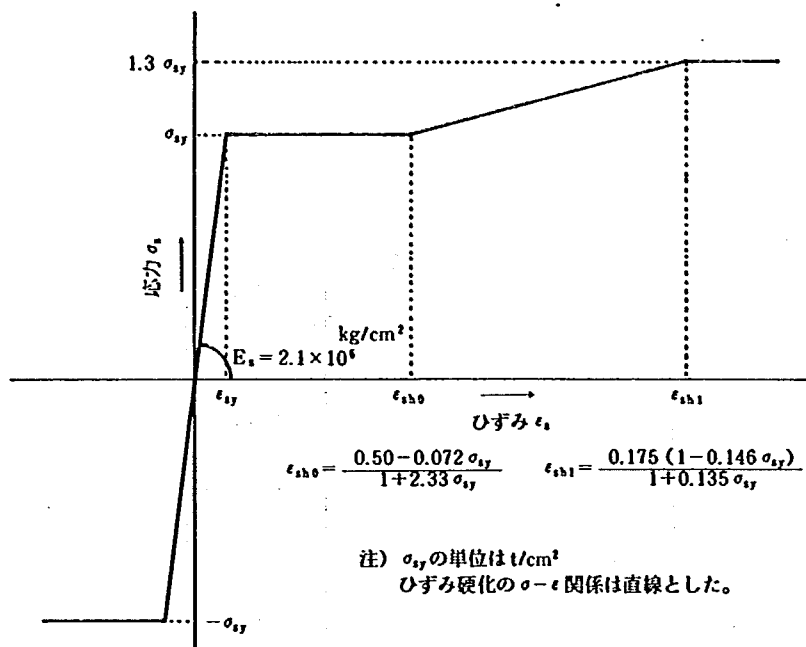


図-4.72 鋼材の応力-ひずみ関係

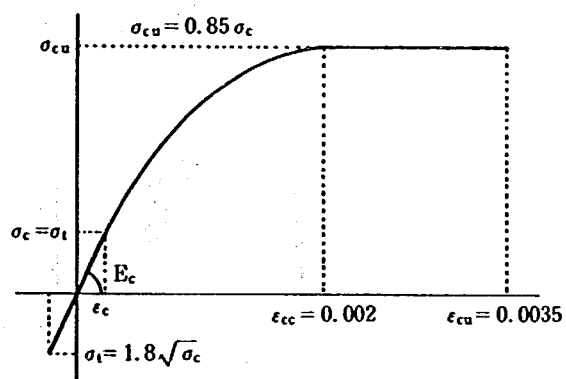


図-4.73 コンクリートの応力-ひずみ関係

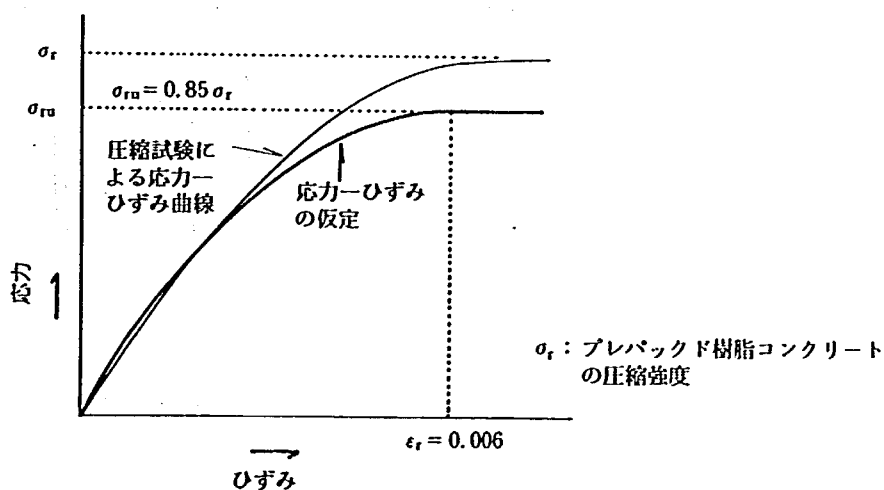


図-4.74 樹脂コンクリートの応力-ひずみ関係

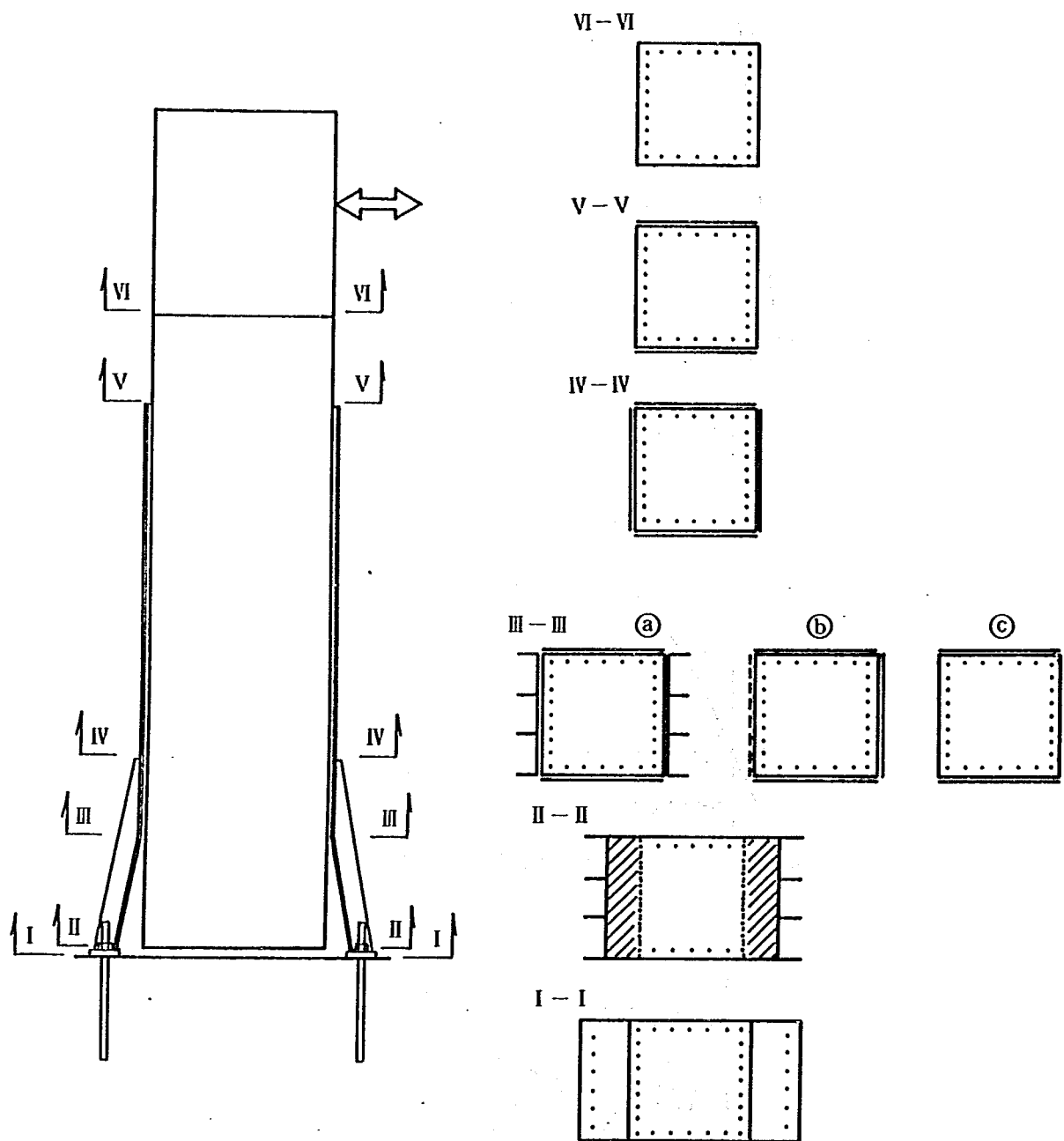
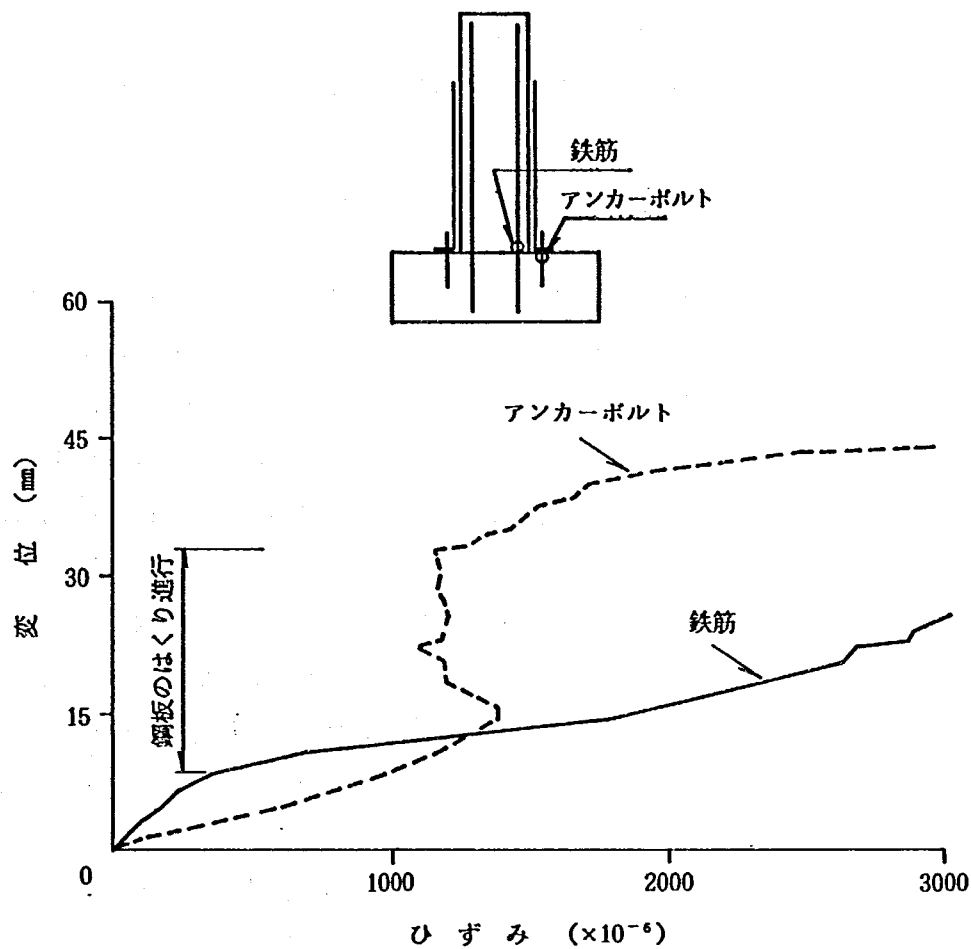
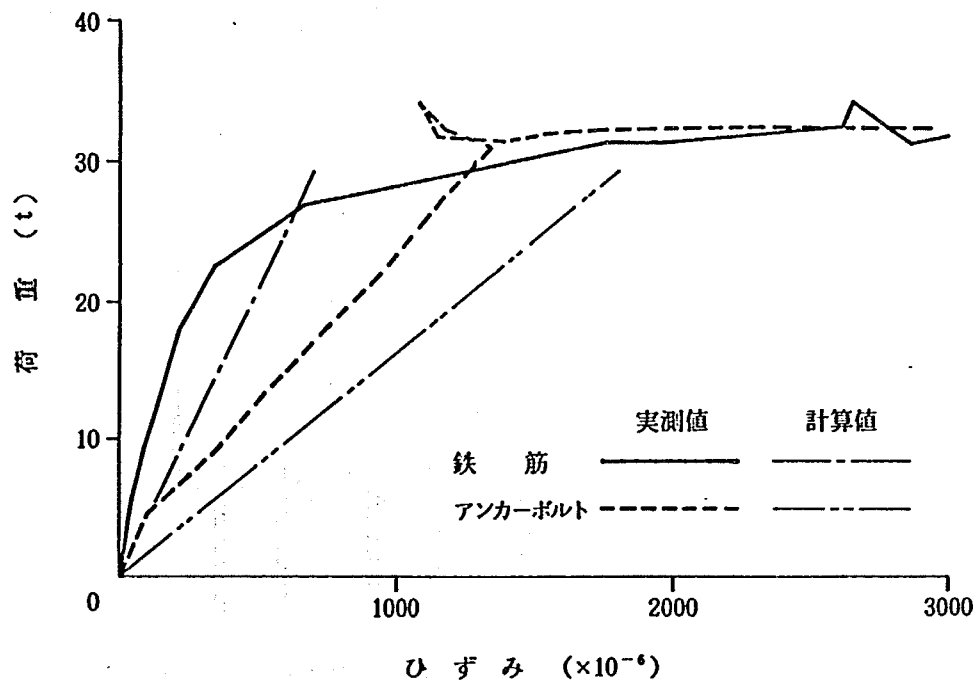


図-4.75 計算に用いた断面の仮定



(a) 変位—ひずみ関係



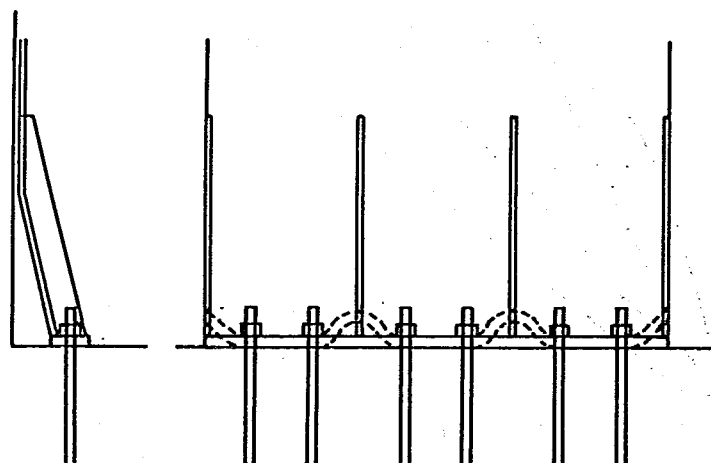
(b) 荷重—ひずみ関係

図-4.76 アンカーボルトのひずみ

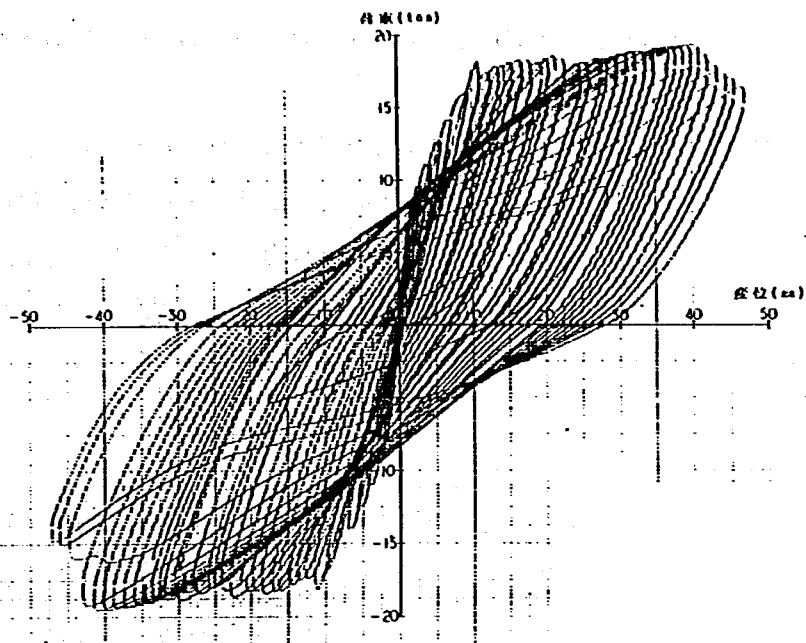
- ㉑ 曲げ補強鋼板、リブは有効に働いている。
- ㉒ 側面鋼板と引張側の曲げ補強鋼板は有効に働き、引張側のリブ、圧縮側の補強鋼板、リブははくり、座屈により無視した。
- ㉓ 圧縮、引張側とも曲げ補強鋼板、リブは無視した。

鋼板のはくり開始後も変形は大きくなっているが荷重は増加し、その後もほぼ一定値を維持している。荷重－変位曲線は計算値の㉒と㉓の間にはいっており、鋼板がはくりしても取付ボルトによって鋼板にある程度引張力を分担させることができるものと考えられる。

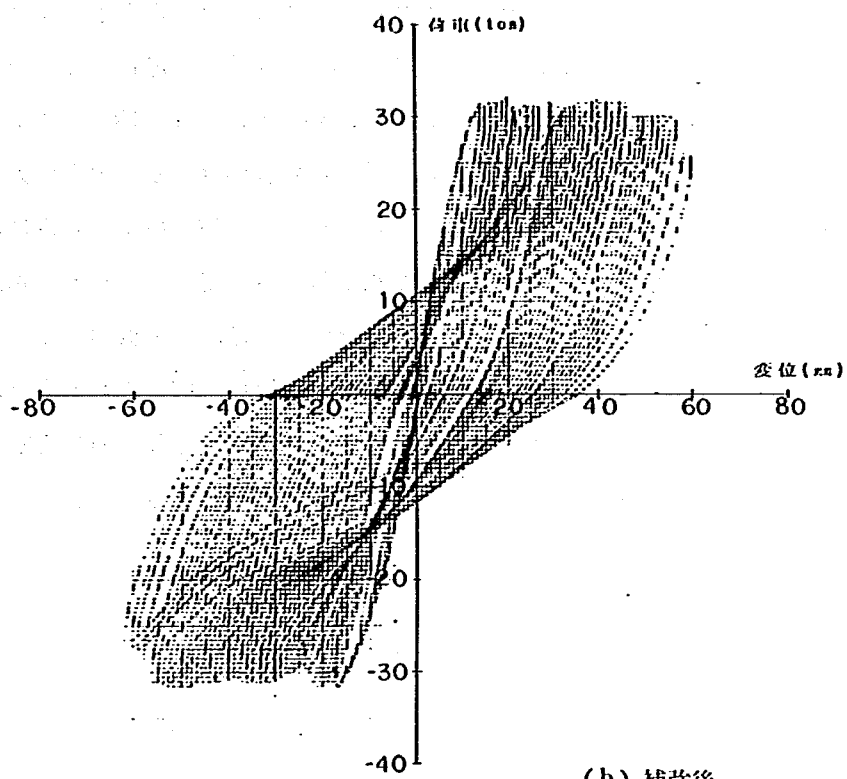
図－4.76(a)にはアンカーボルトと鉄筋の変位－ひずみ関係を示す。(b)は荷重－ひずみ関係を示す。(a)図より鋼板のはくり以後鉄筋のひずみは急激に伸びているのに対し、鋼板のひずみはほぼ一定値となっており、鉄筋に引張力の分担が大きくなっていることがわかる。(b)図では、鋼板のはくり以前ではアンカーボルトに比べ鉄筋のひずみは $1/3$ 程度と小さい。図中に鉄筋の拔出しを考察した計算値を示している。それと比較すると実測値は小さいが実測値と計算値との比率は鉄筋はアンカーボルトの約 $1/3$ と同じような傾向にあり、中立軸からの位置を考慮しても鉄筋のひずみはかなり小さい。再載荷の際、鉄筋の拔出しにより原柱の鉄筋のひずみは小さくなるものと思われる。これより、アンカーボルトの設計もRC巻立て補強と同様に鉄筋の拔出しを考慮した設計が必要と考えられる。実測値が計算値より小さい原因の一つには、アンカープレートの変形が考えられる。アンカープレートは補強鋼板、リブによって引張られる。一方、アンカーボルトによって下側にも引張られるため図－4.77のように変形し力の伝達が小さくなったことが考えられる。アンカープレートは剛性の高いものが必要である。



図－4.77 アンカープレートの変形



(a) 補強前



(b) 補強後

図-4.78 荷重-変位関係 (供試体G)

(2) 供試体H

a. 破壊状況

供試体Hの破壊状況を表-4.41に示した。表中には原柱の破壊状況および計算上の破壊過程もあわせて示した。

軸方向鉄筋が降伏(表中①)してしばらくは新たなひびわれも生ずることなく変化はなかった。1.7 δ_y 付近になると鋼板の隅角部からはくりがはじまり(②)、徐々に上に進行し2段目の帯板取付位置まで達すると鋼板は座屈した。繰返し载荷を続けると1段目の帯板がボルト穴をあけたところから破断し鋼板がめくれ上がると(③)、側面のコンクリートがポロポロと落ちはじめ、2段目の帯板が破断してしばらくすると握りこぶし大のコンクリート片が落ちはじめ耐力は急に低下しはじめた。

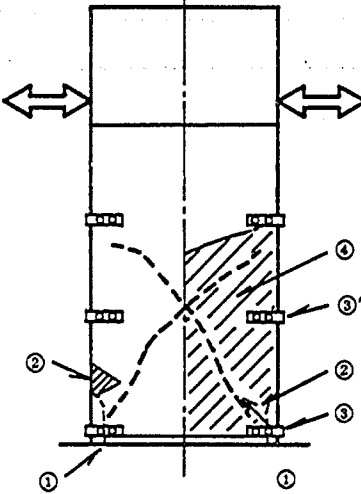
b. 荷重-変位関係

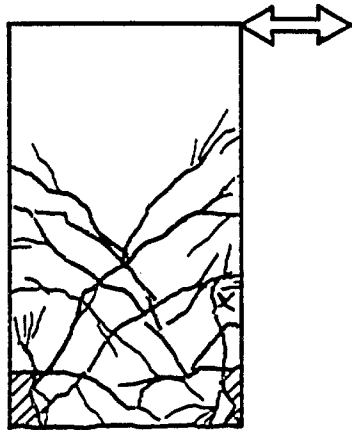
図-4.79に荷重-変位の正負平均の包絡線および計算値を、図-4.80に履歴曲線を示す。

原柱は鉄筋の降伏以後斜ひびわれの進行に伴ない荷重が徐々に減少している。履歴曲線は降伏以後逆S字型にうつっていき、明らかにせん断破壊を表している。しかし補強後は、鉄筋降伏以後鋼板ははくりし、帯板の破断する3 δ_y 程度まではわずかに荷重は増加傾向にある。また、履歴曲線も3 δ_y 付近まではほぼ紡錘形をえがいており、帯板の破断する3 δ_y 付近までは曲げ変形主体であったと考えられる。

補強後の帯鉄筋と鋼板および原柱载荷時の同じ位置の帯鉄筋のひずみを図-4.81に示す。原柱は鉄筋降伏直前に斜ひびわれが発生し、帯鉄筋のひずみも急激に伸びている。補強後は斜ひびわれに樹脂注入補修をおこなわなかったため、鋼板のはくりが始まる1.7 δ_y (5 mm) 程度までは鋼板のひずみの伸びが大きく、初期においては鋼板のせん断力分担が大きいようである。その後帯板が破断するまではほぼ一定のひずみを維持し、破断後にひずみは減少しており、わずかに両側面の鋼板を締めおくだけで、鋼板がはくりしてもある程度せん断力を伝達できる。全高さにわたって溶接などによって隅角部を閉合しておけば、鋼板がはくりしてもせん断力を鋼板に分担させることができるものと考えられる。実際には取付ボルトを設けて補強施工がおこなわれるため、そのボルトにより鋼板のはくりの抑制、はくり後のせん断力の伝達も受けもつものと考えられ、閉合した鋼板と合わせてせん断力に抵抗するものと考えられる。

表-4.41 供試体Hの破壊状況

補 強 前	補 強 後	
	計算上の破壊進行	実験時の破壊進行
① 曲げひびわれ ② 斜ひびわれ (34.4 t) ③ 軸方向鉄筋の降伏 (38.6 t) ④ 帯状筋の降伏 (37.6 t) ⑤ 基部のコンクリートはくり	① 軸方向鉄筋の降伏 (40.2 t) ② プレパックド補修上のコンクリートの圧壊 (51.5 t, $3.2 \delta_y$) 	① 軸方向鉄筋の降伏 (41.6 t) ② 鋼板の隅角部からのはくり ($1.7 \delta_y$) ③ 帯板の破断 ($3 \delta_y$) ④ 側面コンクリートのはく落



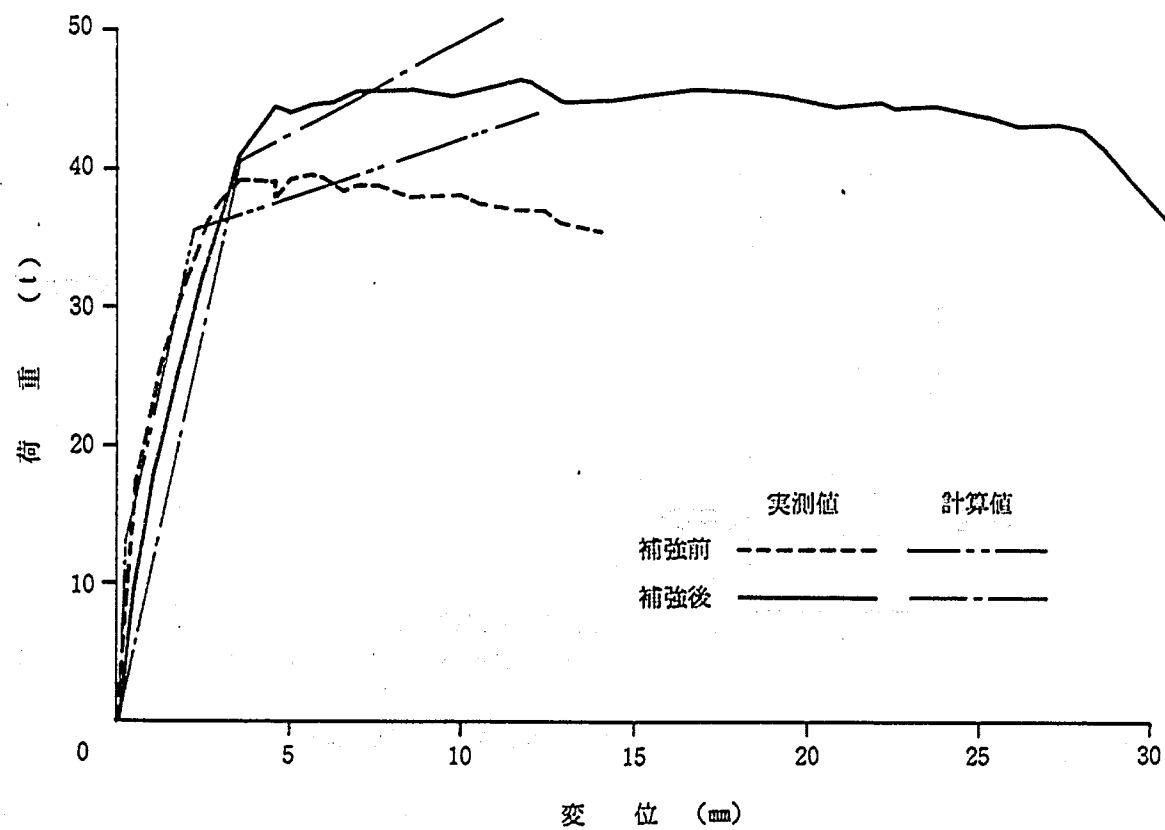


図-4.79 荷重-変位関係 (供試体H)

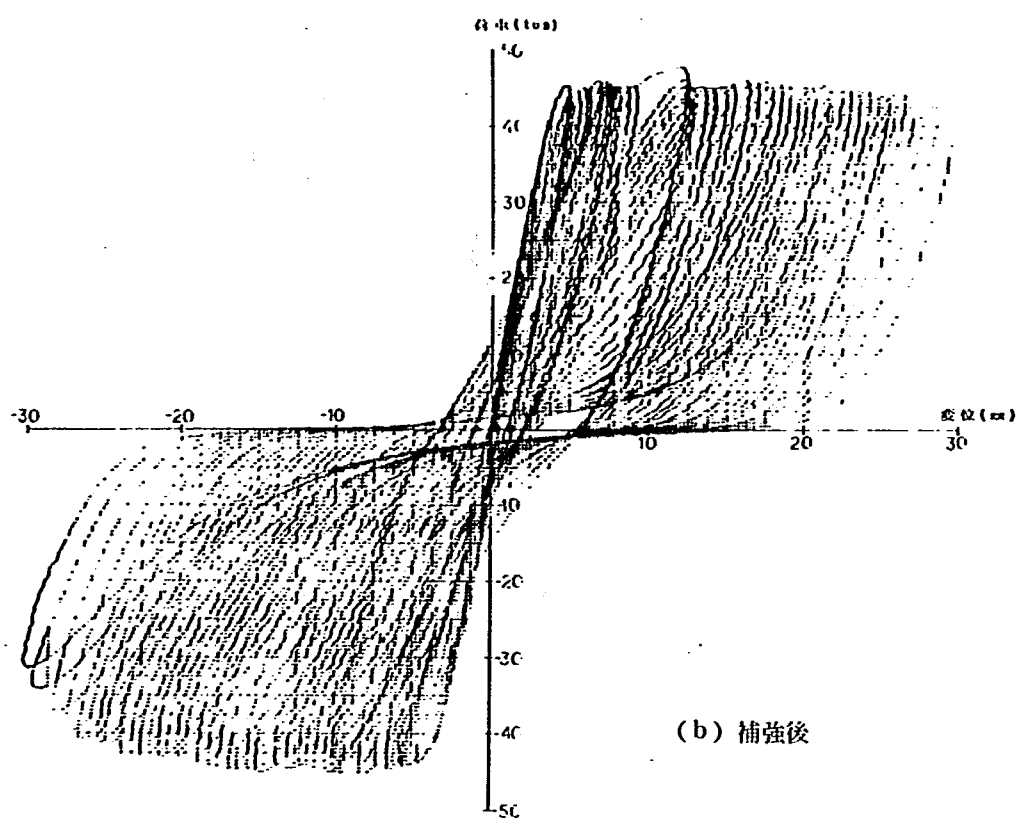
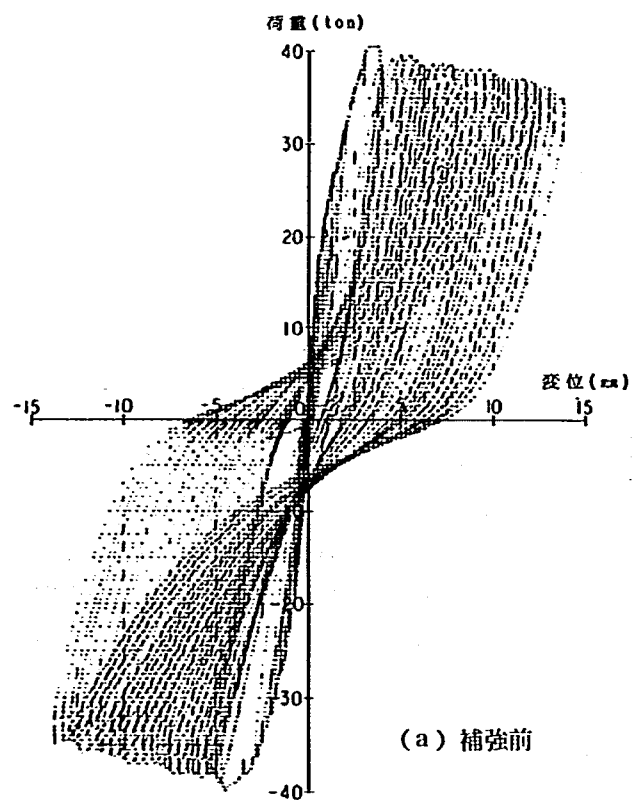


図-4.80 荷重-変位関係 (供試体H)

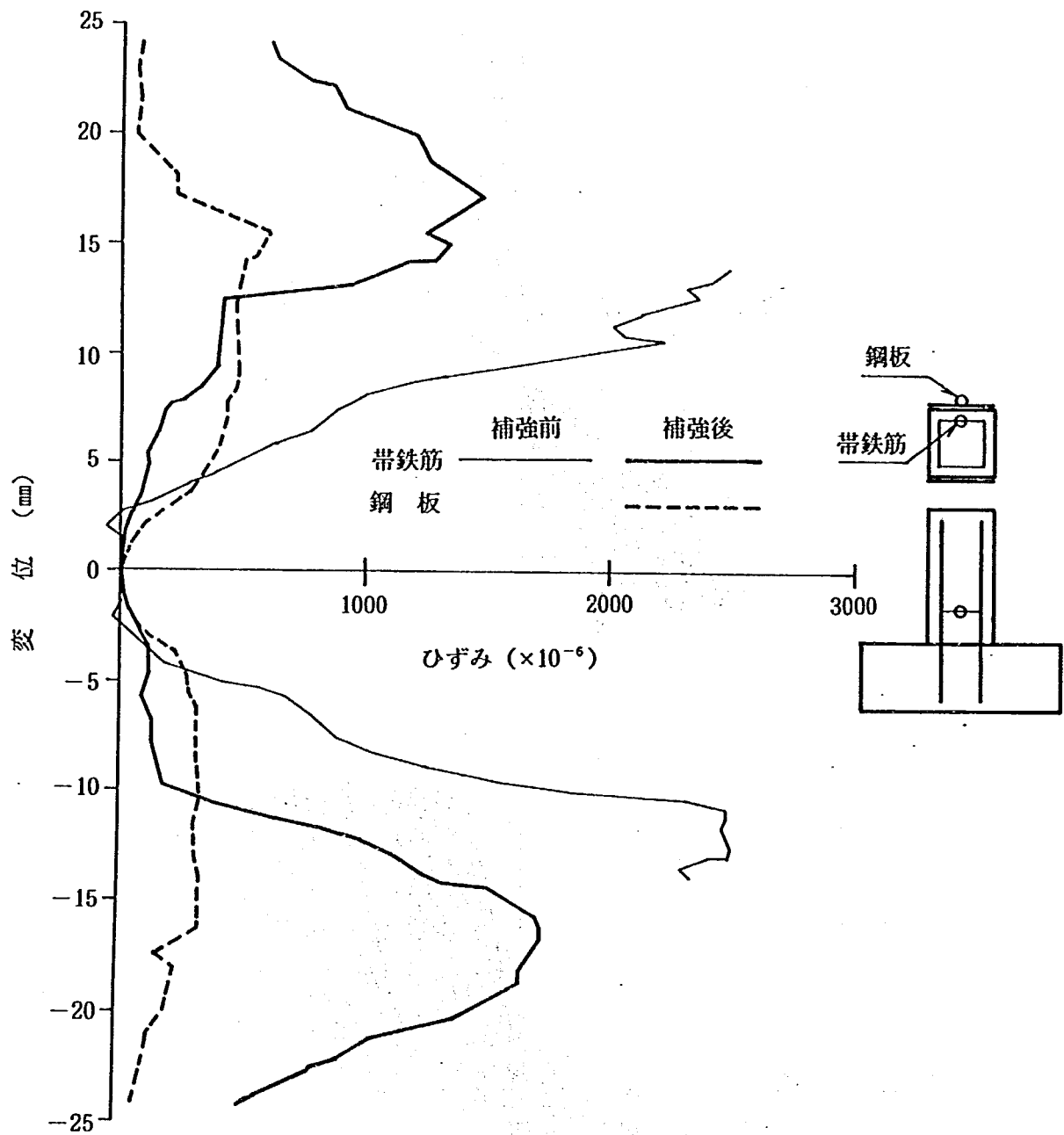


図-4.81 帯鉄筋、鋼板の変位-ひずみ関係

5) まとめ

曲げ破壊およびせん断破壊したRC柱に鋼板接着補強を施した場合の力学的性状況について調べるため、鋼板接着補強供試体の載荷実験をおこなった結果、つぎのことがわかった。

① 鋼板接着により曲げ耐荷力、せん断耐力の向上をはかる場合、つぎのようなことを考慮しておけば原柱と鋼板は一体化しているとして計算できる。

i) アンカーボルトは、原柱の鉄筋の抜出しのために力の負担が大きくなることを考慮しなければならない。

ii) アンカープレートは十分剛性の高いものでなければならない。

iii) 引張を受ける鋼板にハンチのような屈曲部を設けてはならない。

② 鋼板取付用のボルトには以下のような作用力に抵抗できるように設計する必要がある。

i) 鋼板接着のための樹脂などの注入圧による鋼板の変形を小さく抑えられるような間隔を確保する。

ii) 鋼板が座屈しない間隔を確保する。

iii) 鋼板から伝達されるせん断力に耐えうるだけのボルトを使用する。

iv) 圧縮、引張力にともないボルトの定着部が定着破壊しないだけの定着長を確保する。

③ 鋼板を閉合しておけば、座屈の抑制、せん断抵抗に対する効果は高くなる。

5. 耐震補修・補強設計の一提案

5.1 設計の基本

R C橋脚の耐震補修・補強にあたって、設計に用いる荷重、使用材料の設計に用いる物理定数、許容応力度、橋脚の設計方法は道路橋示方書（道路協会）を使用することを基本とする。

載荷実験結果より、既設橋脚を事前に補修・補強する場合は、通常の設計あるいは補強部分と一体になっているものとして設計できる。被災後の復旧にあたっては、被災形態・被災程度、採用する工法によって補修・補強後の橋脚の性状は異なる。よって、以下では被災後の復旧についての設計法を提案するものである。

5.2 では、被災程度、被災形態に応じた復旧工法の選定を提案した。5.3 では、5.2 で選定されたもののうち樹脂による補修と R C 巻立ておよび鋼板巻立て補強について設計法を提案した。

5.2 被災程度と補修・補強工法

R C 橋脚の被災程度、損傷形態は地震の大きさ、橋脚の形式などによって異なる。それに伴ない採用する補修・補強工法も異なるものと考えられる。それらを考慮して復旧工法を選定したのが表-5.1 である。表中の損傷程度は、図-5.1～図-5.3¹³⁾¹⁴⁾で観測されるものである。

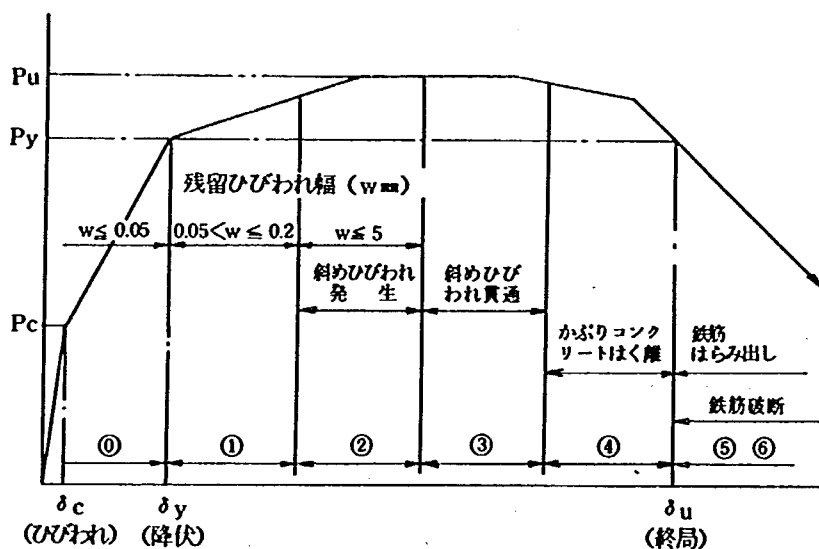


図-5.1 曲げ破壊

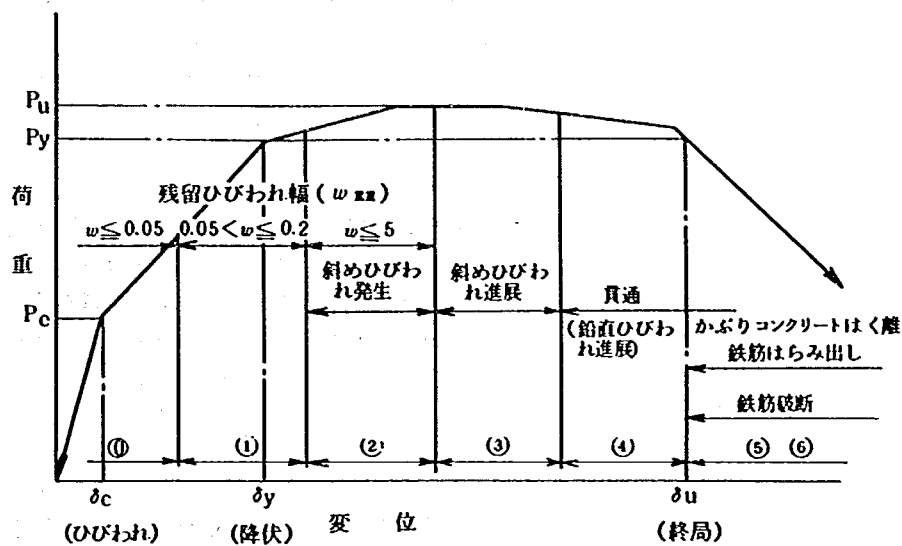


図-5.2 段落破壊

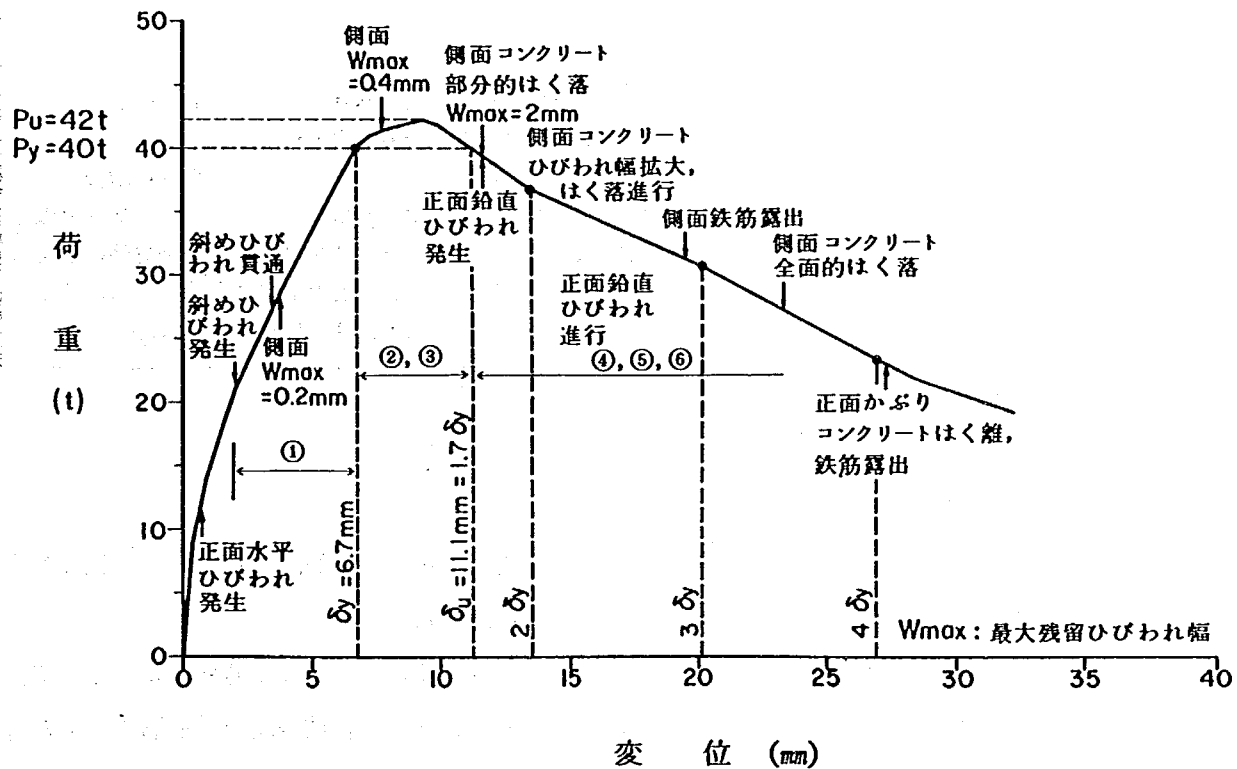


図-5.3 せん断破壊

表-5.1 R C橋脚の復旧工法

被災の程度 損傷状況		小 被 害		中 被 害	大 被 害
曲げによる 損傷 (柱下端)	図-5.1に観測される損傷	① ② ③	④	⑤	⑥
	復旧工法	樹脂注入	R C巻立て モルタル・コンクリート吹付け* 鋼板巻立て*	R C巻立て モルタル・コンクリート吹付け* 鋼板巻立て*	R C巻立て 取替え
軸方向鉄筋 段落し部の 損傷	図-5.2に観測される損傷	① ②	③ ④	⑤	⑥
	復旧工法	樹脂注入	R C巻立て モルタル・コンクリート吹付け* 袖壁増設* 鋼板巻立て* 帯鋼板接着*	R C巻立て	R C巻立て 取替え
せん断による 損傷	図-5.3に観測される損傷	① ②	③	④	⑤
	復旧工法	樹脂注入	R C巻立て モルタル・コンクリート吹付け* 袖壁増設* 帯鋼板接着* 鉄筋アンカー* ストレス導入*	R C巻立て 鋼板巻立て* 耐震壁増設 (ラーメンの場合) と組合わせる)	R C巻立て 耐震壁増設 (ラーメンの場合) 合で他の工法 と組合わせる) 取替え

注：*の工法は実験例が少なく、実施するにあたり検討を要する。

5.3 耐震補修・補強設計の提案

4.の載荷実験の成果をもとに、5.2の補修・補強工法のうち樹脂を用いた補修、R C巻立て、鋼板巻立て補強について補修・補強後の耐力計算の考え方を表-5.2に示した。

ここでは、被災による剛性の低下は鉄筋のヤング係数を低下させることによって考慮した。そして極度に破壊が進行した場合は、その被災した橋脚躯体は無視することとした。補修時の「鉄筋 $2/3 E_s$ 」は実験により補修後の剛性は30%程度低下することを考慮したものである。曲げ破壊に伴う巻立て補強時に「内部鉄筋 $1/3 E_s$ 」は、巻立て後の内部鉄筋の効果は鉄筋降伏時の拔出し量と破壊時の拔出し量の比程度である。今、破壊時を終局時（コンクリート圧壊）と考えると、その比は $1/3$ 程度になることによる。

表-5.2 補修・補強設計

(1) 曲げ破壊

被災程度		補修・補強方法	常時の設計	変形性能照査	
	図-5.1の観測される損傷			降伏時	終局時
降伏以前	①以前	補修・補強しない 樹脂注入	通常	通常	通常
		RC巻立て	合成	合成	合成
		鋼板巻立て	合成	合成	合成
降伏から 終局以前	②, ③	樹脂注入 断面修復	鉄筋 $\frac{3}{4} E_s$	鉄筋 $\frac{3}{4} E_s$	通常
		RC巻立て	内部無視	内部鉄筋 $\frac{1}{2} E_s$	合成
		鋼板巻立て	内部無視	内部鉄筋 $\frac{1}{2} E_s$	合成
終局以前	④, ⑤, ⑥	RC巻立て	内部無視	内部無視	合成

(2) 段落し破壊, せん断破壊

被災程度		補修・補強方法		常時の設計	変形性能照査	
	図-5.2, 5.3の 観測される損傷				降伏時	終局時
降伏以前	①以前	樹脂注入		通常	通常	通常
		RC巻立て		合成	合成	合成
		鋼板巻立て		合成	合成	合成
降伏から 終局以前	②, ③	樹脂注入 断面修復	破壊部	通常	通常	通常
			基部	鉄筋 $\frac{3}{4} E_s$	鉄筋 $\frac{3}{4} E_s$	通常
		RC巻立て 鋼板巻立て	破壊部	合成	合成	合成
			基部	内部鉄筋 $\frac{3}{4} E_s$	内部鉄筋 $\frac{3}{4} E_s$	合成
終局以後	④, ⑤, ⑥	RC巻立て		内部無視	内部無視	合成

注1) RC巻立て, 鋼板巻立てを実施するにあたって, 斜ひびわれには樹脂注入補修をおこなうことを原則とする。

注2) 使用している用語の意味

常時における「通常」 : 通常の弾性設計による設計

変形性能における「通常」: 道路橋示方書に示される終局強度設計

「合成」 : 新・旧部材が一体作用するものとしての「通常」の設計

「鉄筋 $\frac{3}{4} E_s$, 内部鉄筋 $\frac{1}{2}$ または $\frac{3}{4} E_s$ 」: 被災程度に応じ橋脚軀体の剛性の低下を弾性領域における鉄筋のヤング係数低下によって考慮した設計

「内部無視」 : 剛性の低下が著しく被災した橋脚軀体の強度は考慮せず, 巻立てのみ外力に抵抗するものとした設計

破壊部 : せん断破壊をしている部分, 柱中間部の段落し部の破壊も含む。

せん断破壊部分に樹脂注入することによりせん断耐力は回復するため, 注入・断面修復, 巻立て補修・補強の際「通常」あるいは「合成」設計するものとする。

基部 : 橋脚基部

せん断破壊にもかかわらず基部で鉄筋が降伏した場合, 鉄筋の拔出などにより剛性の低下は大きいことを考慮し「(内部)鉄筋のヤング係数を $\frac{3}{4} E_s$ 」に低下させることによって対処する。

6. 結 論

本論文は、耐震補修・補強を施したRC橋脚の力学的性状を解明し、その成果から実橋脚の耐震補修・補強実施にあたっての設計方法を提案したものである。

まず、第1章では、地震災害の防御対策の一つとして、既設構造物の補強法、被災後の復旧工法の確立の必要性を述べた。

第2章では、補修・補強を施した部材の耐力および変形計算の基本式を導びいた。この計算式は、第4章で明らかのように、適合性のよいことが証明された。

第3章は、実際に地震により被害を受け、復旧を施した橋脚からコアを採取し、復旧効果の調査をおこない、今後の復旧工法の選定、設計・施工の参考に資することとした。この橋脚は、被災によりひびわれに樹脂注入補修およびRC巻立て補強を実施したものである。RC巻立て補強した部分から採取したコアより、巻立てコンクリート打継面は中性化している表面のコンクリートを十分はつておけば新旧コンクリートの一体性が期待できることがわかった。樹脂注入した部分から採取したコアからは、注入工法の選定および施工管理の重要性を認識した。すなわち、注入工法は低圧で長時間注入が持続できる方法を選び、注入時には注入圧を一定に保ち注入量をチェックできる必要のあることがわかった。

この樹脂注入の調査結果を参考に、ゴム圧を利用して長時間低圧で注入できる方法によって注入試験をおこない、0.02 mmまで注入可能であること、ひびわれ幅、注入樹脂の粘性と注入速度には相関関係のあることが認められた。

本論文の中心課題である耐震補修・補強部材の力学的性状を解明するため、載荷実験をおこなった。その結果が第4章である。載荷実験は原柱に補強を施したものおよび原柱の破壊後に補修・補強を施した供試体について実施した。その結果、原柱にRC巻立て、鋼板接着補強をすれば合成したものとして挙動することから、補強後の設計は合成したものとして計算できることがわかった。原柱の破壊後に樹脂を利用して補修をおこなえば、耐荷力は破壊前に回復あるいは鉄筋のひずみ硬化により10~20%増加する。しかし、軸方向鉄筋がフーチングに定着されている橋脚形式の構造物は、鉄筋の拔出しにより剛性は低下し、変形は大きくなる。

復旧によりRC巻立て、鋼板接着補強をおこなった場合も、原柱と合成したものとして挙動する。しかし、ここでもフーチングに定着している軸方向鉄筋の拔出しにより剛性は低下しており、被災程度によっては降伏耐荷力は低下する。鉄筋の拔出しを考慮した耐荷力の計算法を提案し、降伏耐荷力の適合性のよいことがわかった。最大載荷力は、原柱の破壊程度によっては鉄筋のひずみ硬化により、合成した場合より増加することもあることがわかった。

第5章では、第4章の研究成果から、耐震補修・補強の設計方法を提案した。まず、補修・補強の選定は、RC橋脚の被害形態、被害程度に応じておこなえるようにした。設計にあたっては、被災程度による橋脚躯体の剛性の低下を考慮し、鉄筋のヤング係数を低下させて計算する方法を提案した。

謝

辞

本論文は、1981年より開始した総合プロジェクト「震災構造物の復旧技術の開発」の一環として実施した実験データと、筆者が以前実施した補強実験を加筆修正したものをあわせてまとめたものである。

総プロで実施したものについては、総プロ分科会（震災復旧技術研究開発土木委員会・橋梁構造物分科会）に資料として提出し、同分科会の委員、幹事の方々より貴重な御意見をいただいた。また、樹脂の注入方法についてはショーボンド建設（株）の森昭人主任研究員に御助言いただいた。

ここに、以上の方々に厚く御礼申し上げます。

（発表論文）

- 1) 太田 実, 森濱和正「鉄筋コンクリート柱の補強方法に関する実験」土木技術資料, Vol.19, No.10, pp. 509 ~ 514, 1977.10
- 2) 森濱和正, 小林茂敏「鉄筋コンクリート橋脚の補強に関する一実験」第14回日本道路会議特定課題論文集, pp. 231 ~ 233, 1981
- 3) 小林茂敏, 森濱和正, 高橋正志, 高橋弘人「破壊形式の異なるRC梁の樹脂注入補修効果」セメント技術年報 37, pp. 549 ~ 552, 1983
- 4) 森濱和正, 小林茂敏, 高橋正志「ひびわれ注入およびその効果」第15回日本道路会議特定課題論文集, pp. 254 ~ 256, 1983
- 5) 森濱和正, 小林茂敏「震災を受けた柱状RC部材の補修効果」第6回コンクリート工学年次講演会論文集, pp. 621 ~ 624, 1984
- 6) 森濱和正, 小林茂敏, 高橋正志「震災を受けた橋脚のRC巻立て補修効果」第7回コンクリート工学年次講演会論文集, pp. 577 ~ 580, 1985
- 7) 森濱和正, 高橋正志, 小林茂敏「震災復旧のためRC巻立て補強したRC橋脚の耐荷力」第16回日本道路会議一般論文集, pp. 669 ~ 670, 1985

（参考文献）

- 1) 日本コンクリート工学協会編「既存鉄筋コンクリート構造物の耐震補強ハンドブック」技報堂出版, 1984
- 2) I. Demir Karsan, and James O. Jirsa, "BEHAVIOR OF CONCRETE UNDER COM-PRESSIVE LOADING", Journal of the Structural Division, ASCE Vol. 95, No. S T 12, Proc. Paper 6935, Dec., 1969, pp. 2543 ~ 2563
- 3) 森田司郎, 須藤英司「繰り返し曲げ応力下のコンクリートの履歴挙動に関する研究」第2回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1980, pp. 325 ~ 328

- 4) 武藤 清「耐震設計シリーズ2 鉄筋コンクリート構造物の塑性設計」丸善, 1964
- 5) 広沢雅也「鉄筋コンクリート部材の強度と靱性」建築研究報告No76, 1977. 3, pp. 91~92
- 6) 柳田 力, 太田 実「コンクリート構造物(橋脚・橋台)耐震設計法(案)」土木研究所資料第1284号, 1977. 8, p. 32
- 7) 森田司郎, 角 徹三「鉄筋コンクリート柱・はり接合部域におけるはり主筋の付着性状」日本建築学会大会学術講演梗概集, 1977, pp. 1777~1778
- 8) 森濱和正, 太田 実, 高橋正志「鉄筋コンクリート柱の載荷実験」土木学会第35回年次学術講演会講演概要集第5部, 1980. 9, pp. 99~100
- 9) 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, 1981. 4, pp. 35~39
- 10) 建設省東北地方建設局「1978年宮城県沖地震災害報告書」1979. 11, pp. 140~147
- 11) 日本道路協会「道路協示方書・同解説」1980. 5
- 12) 石橋忠良, 古谷時春「橋脚の耐震補修, 補強に関する実験的研究」第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1983, pp. 241~244
- 13) 岩崎敏男, 萩原良二「地震による鉄筋コンクリート橋脚の被災度の判定手法」土木技術資料 Vol.27, No 2, 1985. 2, pp. 101~106
- 14) 国土開発技術研究センター「震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書」1985. 3, pp. 54~62

R C橋脚の耐震補修・補強
に関する研究

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第2305号
昭和61年3月 (1986)
森濱 和正 小林 茂敏
高橋 正志

要旨 既設構造物を震災から防御する方法の一つとして、構造物を壊れないよう事前に補強しておくことが大切であるが、予測し得ない大地震の発生に備えて万が一壊れても早急に復旧できる対策を立てておくことも必要である。本研究は、RC橋脚の補修・補強工法について実験的検討をおこなった結果をとりまとめたものである。本書に記述されている内容は、復旧した被災橋脚の調査破壊前と調査破壊後に補修・補強を施した供試体の载荷実験およびそれらの結果に基づく補修・補強した橋脚の力学的性状に関する考察、そして最後にこれらの成果に基づく補修・補強の設計法の提案である。

キーワード：RC橋脚、復旧、補修、補強

郵便はがき

40円切手
をはって
下さい。

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
地質化学部コンクリート研究室 御中

No. _____

No. _____

土木研究所資料第2305号

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2305号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

