

## I-4 大きな曲げで損傷した柱の補強実験について

ショボント建設(株)	正員	温泉 重治
開発土木研究所	正員	谷本 俊充
開発土木研究所	正員	西 弘明
開発土木研究所	正員	岩淵 武

### 1. はじめに

北海道においては他の都府県に比較して大規模な地震が多く、このため、一度地震で大きく損傷した橋脚が倒壊しないで自立しているならば、これを適切な方法で補強し、再使用することは経済性のみならず、社会的にも重要なことである。

阪神大震災においてもコンクリート製橋脚が大きく損傷したが、倒壊しなかった物は鋼板等を用いて補強を行い再使用したが、時間的な制約もあり補強効果の確認については十分とはいえない状態で実施された。

今回、コンクリート製橋脚が地震によって大きく損傷しても、自立しているものについては再使用することを念頭におき、次の設計地震力に対し必要かつ十分な保有耐力を有するような補強対策の確立が求められていることから、一考察ではあるが、実験を行ったのでここに報告する。

### 2. 再使用時の補強水準の考え方

今回の実験供試体は無補強供試体にアラミド繊維もしくはカーボン繊維を帯状に等間隔で巻いて補強したもので、衝撃もしくは水平交番試験を行って耐力を全く失ったものを用いている。

よって、前回の試験で有していた保有耐力(M8級の地震によって著しく損傷し、倒壊することなく自立している保有耐力)を100%回復させることを目標とした。

### 3. 再補強工法の選定

再使用のための実験供試体は、実質的に段落とし部がせん断により破壊している。したがって、再補強対策工法としては、ひびわれ部にエポキシ樹脂を注入するか、コンクリート巻立ておよび、鋼板巻き立てによるものが考えられる。

今回の実験では実橋での損傷が著しいことをふまえ、早急な補強対策工法が望ましく、このことからエポキシ樹脂注入工法と鋼板巻き立て工法を選定し、これについて実験を行うことにした。

### 4. 実験概要

前述したように、実験供試体はアラミド繊維、もしくはカーボン繊維を帯状に巻き、段落とし部がせん断破壊したものをを用いている。

供試体についての説明は、次の頁に示す。

#### 4-1 供試体概要

無補強供試体  
 コンクリート圧縮強度  
 $\sigma = 270 \sim 320 \text{ kgf/cm}^2$   
 鉄筋 SD295  
 断面  $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$   
 正方形  
 配筋は4面全て同じ。

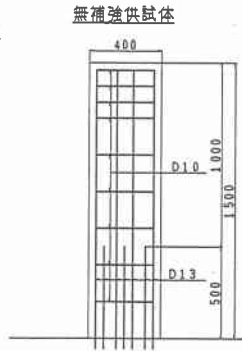


図 4-1

#### 基準供試体

左記供試体にアラミド繊維  
 (2層巻き) (もしくはカー  
 ボン繊維4層巻) を巻立  
 て、水平交番もしくは衝撃試  
 験で段落とし部を破損させた  
 もの。

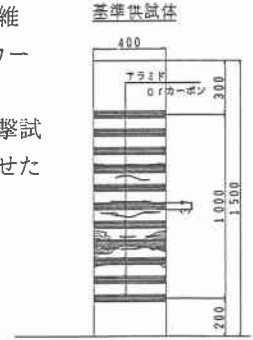


図 4-2

#### 供試体 1

基準供試体に破損部だけにエ  
 ポキシ樹脂充填および注入を  
 行ったもの。

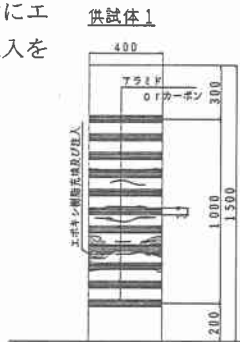


図 4-3

#### 供試体 2

基準供試体に供試体 1 を行い  
 その後段落とし部を境として  
 D ずつ上下に (2D) 鋼板を巻  
 き立てすき間にエポキシ樹脂  
 を注入したもの。

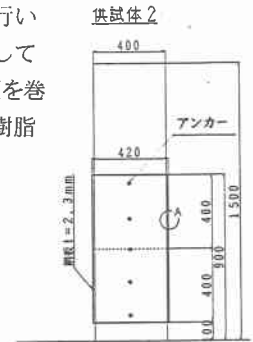


図 4-4

#### 供試体 3

基準供試体に供試体 1 の処理  
 を行い、その後隙間5cmを確  
 保してほぼ全高鋼板巻き立  
 てを行った後、ポリマースラ  
 ープレパクトコンクリートを  
 打設したもの。

(ポリマー材はアクリル樹脂)

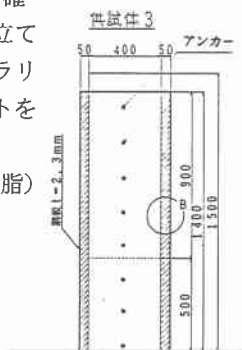
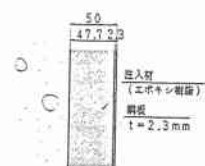


図 4-5

#### A部詳細図



#### B部詳細図





5. 実験結果と考察

基準供試体

1δy付近になると段落とし部に曲げひびわれや、せん断ひびわれが図5-1に示すように入ったが、著しいものではなく荷重増加のバイリニア型をしている。

しかし4δy付近になると耐力が低下し逆S字型となってその後終局となった。

別途報告の「アラミドテープを巻付けたRCの水平交番載荷実験」参照

供試体損傷図

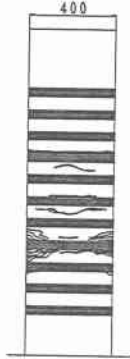


図5-1

水平交番試験による荷重たわみ履歴曲線  
基準供試体

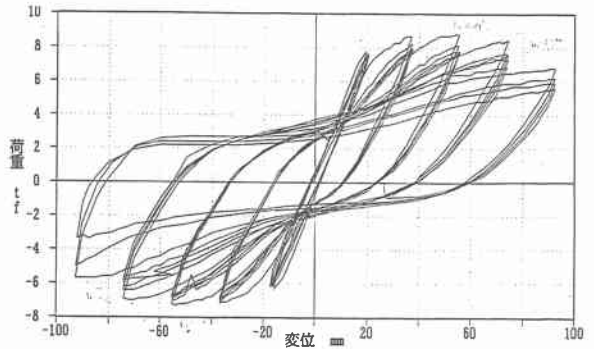


図5-2

履歴曲線による等価剛性と減衰常数

	1δy	2δy	3δy	4δy
等価剛性tf/m	410	280	130	100
等価減衰常数	0.08	0.12	0.16	0.22

δy=18mmとした

供試体1

耐荷力、変形とも基準供試体の7~8割程度で損傷過程は、基準供試体とほぼ同じ内容である。

前回の実験でコンクリートが破損した箇所をエポキシ樹脂注入しても細かい部分までの注入は困難であることと、鉄筋が以前に降伏していること等が原因と考えられる。この方式によって機能回復は、7~8割程度が限度と思われる。

段落し部せん断破壊



図5-3

供試体1

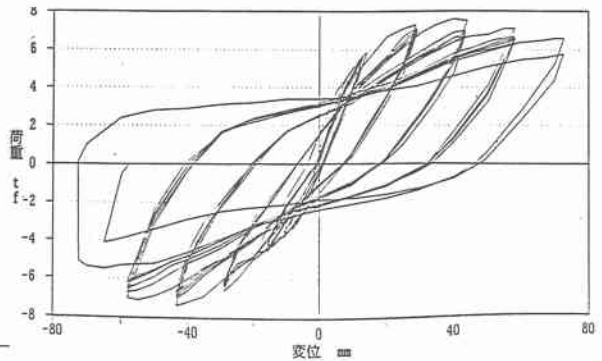


図5-4

履歴曲線による等価剛性と減衰常数

	1δy	2δy	3δy	4δy
等価剛性tf/m	380	230	140	120
等価減衰常数	0.08	0.12	0.16	0.22

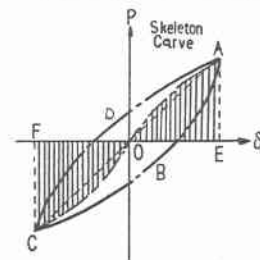
δy=18mmとした

等価減衰常数の算定は次式による。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\text{面積}ABCD}{\text{面積}(\triangle OAE + \triangle OCE)}$$

等価剛性は

$$M_u = \frac{P_n}{\delta_n} = \frac{\text{各荷重}}{\text{各変位}} \quad (n=1, 2, 3, \dots)$$



### 供試体 2

1 $\delta y$ 付近になると鋼板上部と基部に図 5-5 に示すようにひびわれが入ったが著しいものではなかった。

その後、3 $\delta y$ になるにしたがって基部が完全な塑性ヒンジとなった。また正負の加力のため、コンクリートがクラッシュ状となり耐力低下が大きくなった。(このとき鉄筋の 1/4 程度が正負側ともに破断していた。)

このような補強方法は基部の損傷が著しく問題が多いと思われる。

供試体損傷図

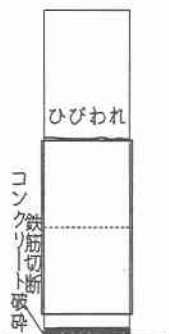


図 5-5

水平交番試験による荷重たわみ履歴曲線

供試体 2

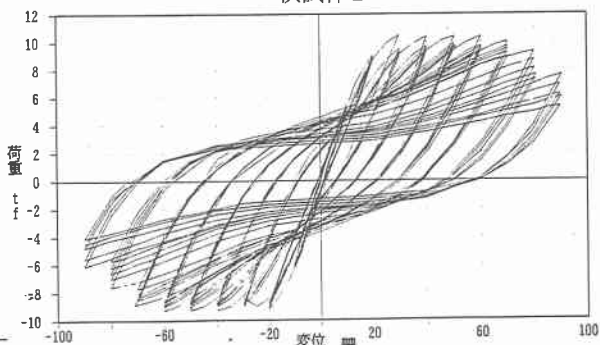


図 5-6

履歴曲線による等価剛性と減衰常数

	1 $\delta y$	2 $\delta y$	3 $\delta y$	4 $\delta y$	5 $\delta y$
等価剛性 tf/m	450	250	170	110	60
等価減衰常数	0.04	0.08	0.12	0.24	0.28

$\delta y = 18\text{mm}$ とした

### 供試体 3

この供試体の降伏強度は明確でないが 1 $\delta y$ は鉄筋ひずみより 18mm 程度である。

最高耐力は、2 $\delta y$ 付近で曲げ補強をしていないにもかかわらず基準供試体のおよそ 40% 増しである。

その後の変位の増加にもかかわらず耐力低下は、緩慢に進行し、5 $\delta y$ 近くで実験を打ち切った。

このときの損傷は、基部のプレキャストコンクリートがクラッシュ状になり、鋼板が膨れ上がった状態であった。

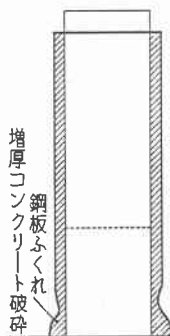


図 5-7

供試体 3

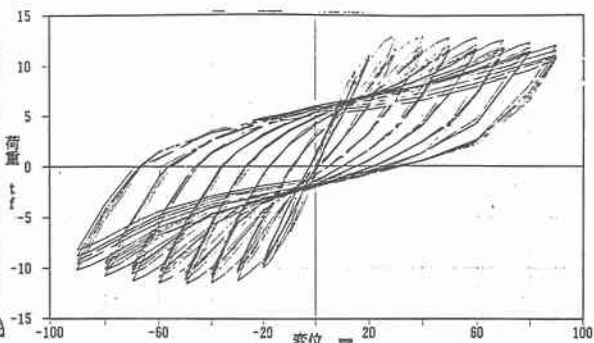


図 5-8

履歴曲線による等価剛性と減衰常数

	1 $\delta y$	2 $\delta y$	3 $\delta y$	4 $\delta y$	5 $\delta y$
等価剛性 tf/m	510	360	240	170	140
等価減衰常数	0.04	0.06	0.10	0.16	0.20

$\delta y = 18\text{mm}$ とした

供試体 4

供試体 3 に追加曲げ補強鉄筋を挿入したもので、当然最高曲げ耐力は補強鉄筋の分だけ上回った。しかし  $2\delta y$  を過ぎると耐力低下は、供試体 3 よりも大きい。この原因は追加補強鉄筋が基部で正負の加力のため圧縮鉄筋となったとき、くの字に曲がる働きをして、増厚プレキャストコンクリートを引き裂いたとともに鋼板を膨れ上がらせた。

供試体損傷図

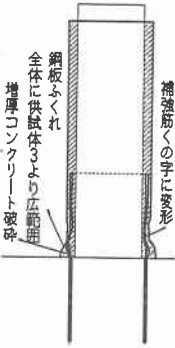


図 5-9

水平交番試験による荷重たわみ履歴曲線

供試体 4

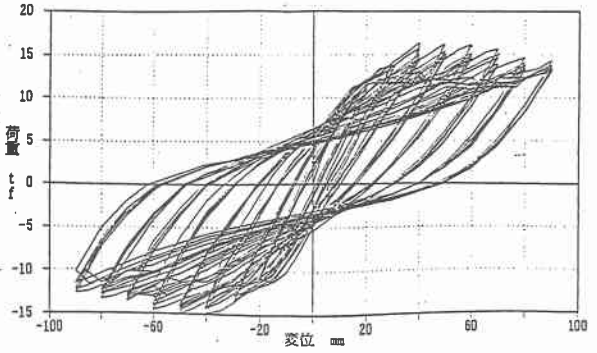


図 5-10

(供試体 3 より損傷は大きい)

実験は終局耐力となる前に、 $5\delta y$  近くになったので鋼板内部の状態を検視するため打ち切った。

履歴曲線による等価剛性と減衰常数

	$1\delta y$	$2\delta y$	$3\delta y$	$4\delta y$	$5\delta y$
等価剛性 $tf/m$	680	450	280	200	140
等価減衰常数	0.04	0.12	0.16	0.18	0.18

$\delta y = 18mm$  とした

供試体 5

$1\delta y$  付近になると図 5-11 に示すようなひびわれが発生し、やがて  $2\delta y$ 、 $3\delta y$  になると非常に大きな変形となって完全に塑性ヒンジとなった。鋼板の断面を変化させても、剛性の著しい相違は新たな段落としとなり、躯体上部のヒンジは変形角が大きいことから実験を  $4\delta y$  付近で打ち切った。

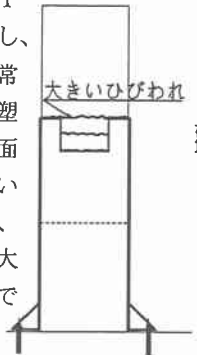


図 5-11

供試体 5

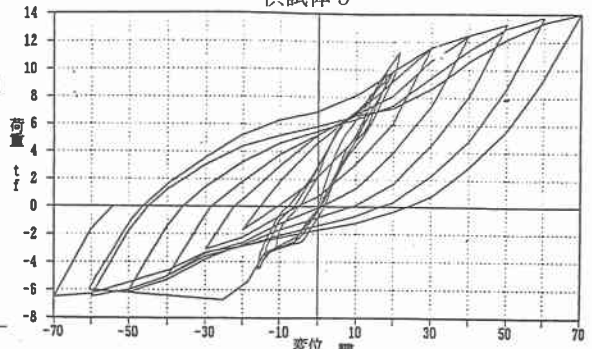


図 5-12

6. まとめ

- ・ 供試体 1 ; ひびわれ注入方法での耐力回復は現施工で行う限り 80% 程度が限度と思われる。
- ・ 供試体 2 ; 鋼板巻き立てを基部まで持ってこないで途中止めとすると、基部のコンクリートの破損が激しくこのため鉄筋が切断する危険性が高い。
- ・ 供試体 3 ; ポリマコンクリートの増厚 ( $d+0.1d$  増厚) もあって曲げ耐力の増加が基準供試体の 40% 増し、さらにじん性が十分取れるとともに、耐力の低下が極めて緩慢で全供試体中  $5\delta y$  で最も損傷が小さかった。
- ・ 供試体 4 ; 供試体 3 と比較して追加補強鉄筋もあって最高耐力は 20% 増加したが、 $\delta y$  の増加に伴って耐力低下が大きい。この原因は追加補強鉄筋が  $\delta y$  の増加とともに、基準供試体と増厚コンクリートとの剥離を進行させたためである。
- ・ 供試体 5 ; 基部鋼板をアンカー定着させて、鋼板上部を途中止めとすると、先端の鋼板の断面を変化させても、新たな段落としとなり橋脚のじん性が取れても長さの短い塑性ヒンジとなって変形角が大きすぎる。

履歴曲線による等価剛性と減衰常数

	$1\delta y$	$2\delta y$	$3\delta y$	$4\delta y$	$5\delta y$
等価剛性 $tf/m$	490	350	240	200	—
等価減衰常数	0.08	0.12	0.16	0.18	—

$\delta y = 18mm$  とした