

I-98

静的交番载荷実験による角柱RC橋脚模型の変形性能特性について

開発土木研究所 正員 谷本 俊充
 開発土木研究所 正員 西村 敦史
 開発土木研究所 正員 西 弘明
 開発土木研究所 正員 佐藤 昌志

1 はじめに

近年、北海道では立て続けに大きな地震が発生し、橋梁等にも大きな被害が生じた。中でも橋梁被害の代表的な損壊事例として、鉄筋段落とし部における曲げおよびせん断破壊があげられる。

一般に鉄筋コンクリート橋脚では、曲げモーメントが減少する柱中間部から上方において不要となる引張鉄筋をカットし、経済性を向上させる「段落とし」を行っている。ところが昭和55年以前の示方書では、段落とし筋の定着に対して規定が設けられていなかったため、ここが弱点となり被害が集中した。

段落とし部においては、曲げによる損傷からぜい性的なせん断破壊に移行しやすく、落橋等の致命的な損傷を生ずる可能性がある。このため、昭和55年以前の示方書で設計された橋梁では、橋脚の変形性能について検討し、適切な耐震性向上策を講じる必要がある。

本論文では、耐震補強に関する段落としを有するRC橋脚の変形特性を把握するための実験を行ったのでこれを報告する。

2 実験概要

2.1 実験方法

実験は図-1に示すように、橋脚模型に上部構造の自重に相当する軸力を作用させた状態で油圧ジャッキを用い正負交番で水平力を加えた。载荷は鉄筋が降伏したときの荷重载荷点に生じる変位を降伏変位 δy とし、これを変位制御による载荷の基準とし、 $n\delta y$ ($n=1, 2, 3 \dots$)の変位振幅でそれぞれ5回ずつ正負交番载荷した。载荷速度は既往の実験結果からP- δ 曲線に大きな影響が無いことから、1cm/sec程度で行っている。

なお、予備载荷として、鉄筋ひずみが500 μ 、700 μ 、1000 μ 、1300 μ の段階において正負交番载荷を1回ずつ行った。

2.2 実験供試体

実験に用いた供試体は40×40cmの正方形断面を有し、主鉄筋段落とし位置が橋脚基部から50cmの位置に設けたものを基準供試体(供試体A)とし、段落とし位置を基部から75cmに設けたもの(供試体B)、及び段落としの無いもの(供試体C)の3体とした。

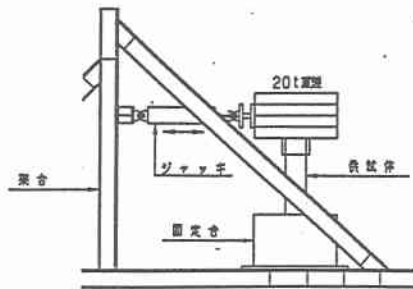


図-1 実験装置概要

Defonation Cracteristics of RC Square Pire Models by Horizontal Alternaing Loading Test
 by Toshimitu Tanimoto, Atushi Nishimura, Hiroaki Nishi, Masashi Sato

図-2 に基準供試体の形状及び配筋を示す。

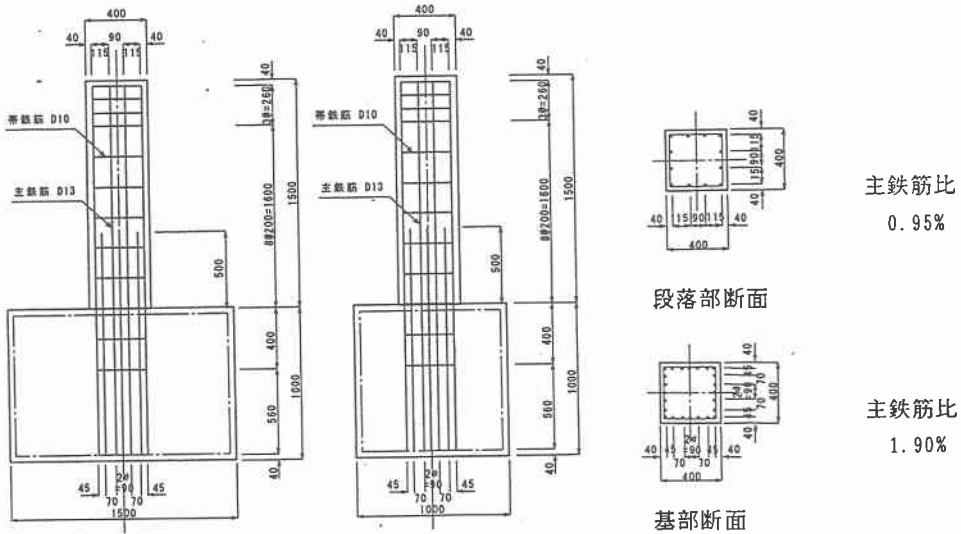


図-2 基準供試体（供試体 A）の形状及び配筋

3 実験結果と考察

3.1 破壊性状

写真-1 は、供試体 A の最終破壊状況を示したものである。

段落としのある供試体 A、B では、 $1\delta y$ で水平ひび割れが発生し、 $2\delta y$ から徐々に段落とし部に斜めひび割れが発生し、供試体 A では $3\delta y$ で段落とし部の斜めひび割れが急速に進展し、かぶりコンクリートが剝離して最終状態となった。供試体 B では $3\delta y$ で段落とし部斜めひび割れが進展し、かぶりコンクリートが剝離し始め、 $5\delta y$ でかぶりコンクリートが完全に剝離し最終状態となった。また、供試体 A、B いずれも基部には損傷は無く、 $1\delta y$ 以降段落とし部以外の個所のクラックの進展もあまり無かった。

段落としの無い供試体 C では、 $1\delta y$ で水平ひび割れが発生し、 $2\delta y$ から基部に斜めひび割れが発生し、 $3\delta y$ でかぶりコンクリートが剝離し始め、 $4\delta y$ でかぶりコンクリートが完全に剝離し最終状態となった。

主鉄筋、帯鉄筋については、いずれの供試体でも載荷の最後まで破断は生じていない。

3.2 耐力及び変形性能

表-1 に各供試体の耐力及び変形性能の比較を図-3 に履歴曲線の包絡線の比較、図-4 に荷重-変位の履歴曲線を示す。お、表-1 及び図-3 の荷

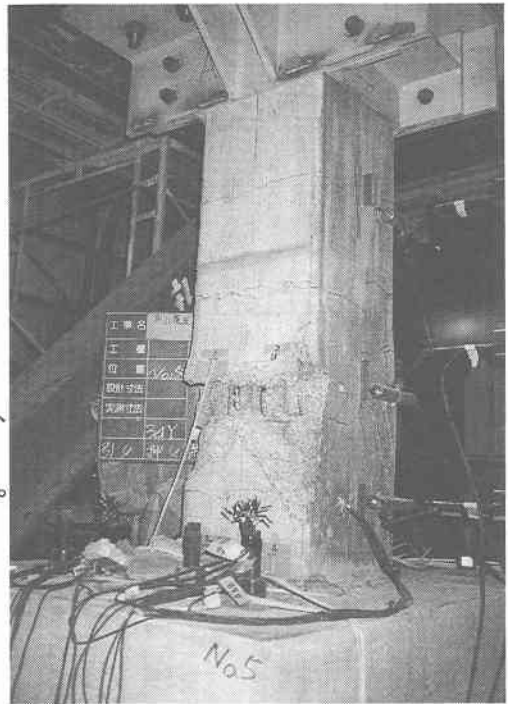


写真-1 実験供試体の破壊状況

重と変位は正負平均値をとったものである。

先ず表-1からみると、供試体Aの断面分割法から求めた理論値と実験値を比較すと、 δy で実験値が理論値の約4.5倍となっている。これは実験で予備荷重として δy に達する前に、数回正負交番荷重を行ったため、コンクリートにクラックが発生し、曲率が大きくなったため δy が大きくなり耐力も理論値よりがったものと思われる。各供試体の最大耐力は供試体Aが8.2tに対して、供試体B、Cでは9.5t、9.8tと約1t度大きくなっている。また、じん性率は試体Aが3.0に対して、供試体Bでは5.1、供試体Cでは4.0となっている

図-3の包絡線を見ると、各供試体ともコンクリートが剥離し始めた頃から耐力が下がり始めるようである。

表-1 耐力及び変形性能の比較

供試体種別	降伏耐力 P _y (t)	最大耐力 P _m (t)	P _m / P _y	降伏変位 δy (mm)	終局変位 δu (mm)	じん性率 $\delta u/\delta y$
供試体Aの理論値	7.8	8.2	1.05	4	17	4.25
供試体Aの実験値	7.2	8.3	1.15	22	66	3.00
供試体Bの実験値	7.2	9.5	1.32	17	87	5.11
供試体Cの実験値	7.7	9.8	1.27	24	97	4.04

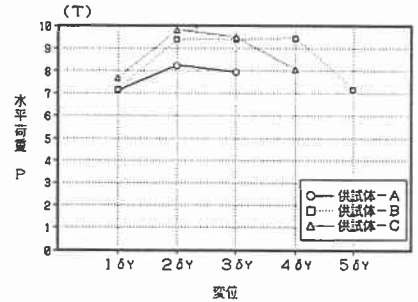


図-3 履歴曲線の包絡線の比較

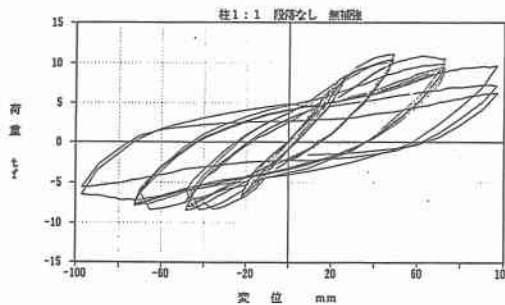
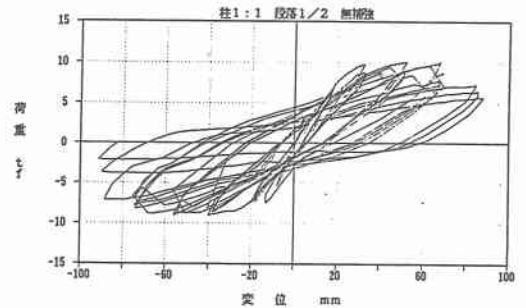
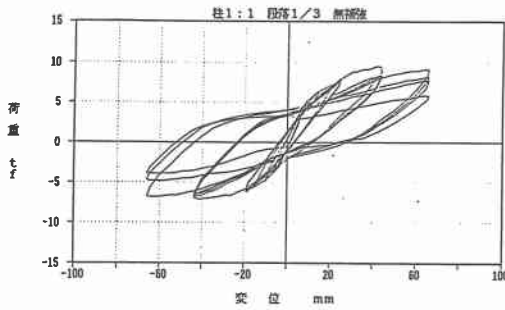


図-4 荷重-変位履歴曲線

3.3 等価剛性及び等価減衰定数

図-5 に等価剛性の比較、図-6 に等価減衰定数の比較を示す。

等価減衰定数は以下の定義による。

$$h e = 1 / 2 \pi \times \Delta W / W$$

ΔW : 各ループ内面積

W : 作用 $P-\delta$ 面積

図-5、図-6 より各 δy で等価剛性、等価減衰定数は、供試体 A、B ではあまり変わらないようであるが、供試体 B では、試体 A、C に比べて等価剛性は大きく、等価減衰定数は小さくなっている。

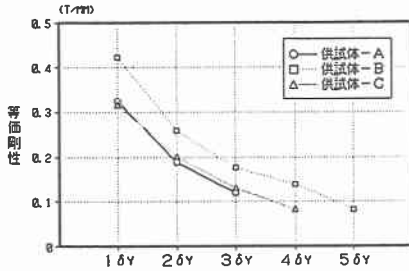


図-5 等価剛性の比較

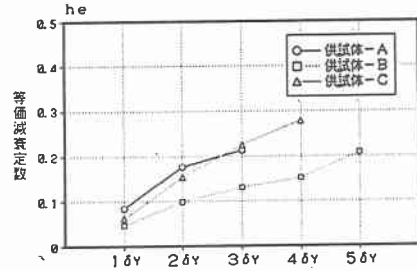


図-6 等価減衰定数の比較

4 まとめ

本研究は既設橋の耐震補強に関して段落としを有する RC 橋脚模型を用い、変形性能について検討したものである。

実験結果をまとめると、以下ようになる。

- (1) 段落としを有する供試体 A、B では、 $2\delta y$ 以降せん断ひびわれは段落とし部に集中して発生した。
- (2) 断面分割法で求めた理論値と本実験による結果とでは、 δy に大きな違いがでた。これは本実験では δy に達する前に予備荷重を行ったためコンクリートにクラックが発生し曲率が大きくなったためと思われる。
- (3) 耐力、変形性能、等価剛性、等価減衰定数では段落としの有無ではっきりとした違いはでてこなかった。