

I - A202 鉄筋コンクリート部材の損傷評価に関する一考察

鉄道総合技術研究所 会員 下野一行¹⁾
 鉄道総合技術研究所 会員 渡辺忠朋²⁾
 鉄道総合技術研究所 会員 佐藤 勉³⁾

1. はじめに

既設の鉄筋コンクリート構造物が損傷を受けるとひび割れが発生し、曲げ剛性が低下する。一方、地震の影響等により部材が損傷を受けると、応力履歴や損傷後の耐震性能を評価することが必要となる。本研究では、鉄筋コンクリート柱部材による交番载荷試験結果をもとに、固有振動数を用いて損傷評価を行うことを試みたので、以下に報告する。

2. 試験概要

供試体の形状および諸元を図1、表1に示す。実験において降伏変位は、柱部材の軸方向引張鉄筋が最初に降伏ひずみに達したときをとし、1δとした。加力サイクルは、降伏変位の整数倍として1δ、2δ、・・・とし、各δごとに3サイクルとした。载荷方法は静的水平交番载荷とし、载荷前および各载荷サイクル終了時に30kgの重錘を用いて衝撃振動試験^{1), 2)}を行った。なお衝撃振動試験時は各加力サイクルが終了したのちに水平载荷荷重を0tfとして行い、図2に示す各载荷段階における部材の固有振動数を求めた。

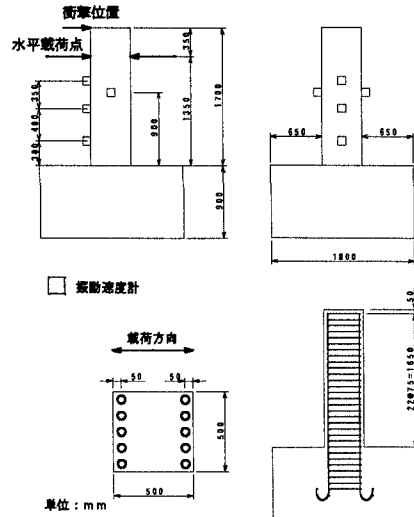


図1 供試体形状、柱部配筋状況

表1 試験体諸元

	圧縮強度 kgf/cm ²	弾性係数 kgf/cm ²	降伏強度 kgf/cm ²	pw %
コンクリート	291	223000	—	—
軸方向鉄筋(D22)	—	1970000	4292	—
帯鉄筋(D10)	—	1850000	3925	0.06

pw:せん断補強鉄筋比

3. 試験結果

ひび割れ発生時、降伏変位の整数倍時における変位量、および荷重と変位の結果から求めた割線剛性(EI)を表2に示す。なお表2で「载荷前」では、ひび割れ発生時の剛性を求めた荷重および変位量を示した。

供試体は、0.99mmでひび割れが発生した後、2δ付近で斜めひび割れが発生した。その後、5δ付近で最大荷重となり、7δで柱下端部のコンクリートが剥落し帯鉄筋が見え始めた。そして9δで実験を終了した。

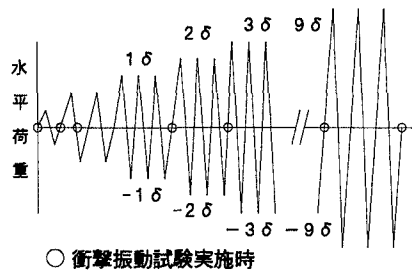


図2 衝撃振動実験イメージ図

4. 固有振動数

衝撃振動試験より得られた固有振動数（以下「実測値」とする）および各荷重と変位の関係より得られた剛性と変位量の関係を図3に示す。図3より実測値および剛性は、供試体にひび割れが

表2 荷重、変位量および剛性

	荷重 tf	変位量 mm	剛性(EI) m ² tf
载荷前 ¹⁾	5.3	0.53	8200
A	6.8	0.99	5622
B	11.7	2.41	3993
1δ	22.4	7.44	2471
2δ	27.6	14.85	1522
3δ	30.8	22.31	1132
4δ	29.3	29.71	809
5δ	29.4	37.11	650
6δ	25.0	44.58	459
7δ	18.0	51.96	284
8δ	14.0	59.35	193
9δ	14.9	66.77	183

1): ひび割れ発生前の剛性を求めるため用いた荷重、変位量
 A): ひび割れ発生時
 B): 引張側の軸方向鉄筋が1000μに達したとき

キーワード：剛性、固有振動数

連絡先：1)～3)東京都国分寺市光町 2-8-38 TEL 0425-73-7281 FAX 0425-73-7282

発生し、1 δからおおよそ2 δ付近までは大きく減少する。その後、変位量が増加するに伴い漸次減少していく傾向を示した。

次に実測値、自由振動の式により算出した固有振動数(以下、「計算値」とする)と変位量の関係を図4に示す。なお計算値は、表2に示す剛性より供試体のせん断スパン長さを有する片持ち梁として式(1)を用いて求めた。

$$f = \rho / 2\pi \quad (1)$$

ここに、

f: 固有振動数(Hz)

ρ: 円固有振動数(rad/sec)

$$\rho = \beta^2 (EIg / \gamma A)^{1/2}$$

$$\beta = 1.8751 / L$$

L: せん断スパン(m)

E: コンクリートの弾性係数(tf/m²)

I: 断面2次モーメント(m⁴)

g: 重力加速度(9.8m/sec²)

γ: 単位体積重量(2.5tf/m³)

A: 柱断面積(0.25m²)

実測値と計算値の計算結果を表3および図4に示す。図4では、載荷前の各固有振動数を1としてそれぞれ表示した。

計算値では、変位量が大きくなるにしたがって近づく傾向になり、6 δより大きくなるとおおむね一致した。また、計算値は実測値に近いが、いずれも大きな値を示した。

実測値と計算値はすべて1 δからおおよそ2 δ付近まで大きく減少し、2 δまでに載荷前に比べ約50%低下している。さらに変位量が増加するに伴い漸次減少していく傾向を示し、9 δでは20%以下になった。

5. まとめ

本実験および検討の範囲で明らかになったことを以下に示す。

(1) 鉄筋コンクリート部材の剛性および固有振動数は、ひび割れの発生により急激に減少し、変位量が増加するに伴い漸次減少していく傾向を示す。

(2) 固有振動数は変位量が2 δまでに載荷前に比べ約50%低下し、9 δまでに20%以下になった。

表3 変位量と各固有振動数

	変位量 mm	実測値 Hz	計算値 Hz
載荷前 ¹⁾	0.53	1.00	1.00
A	0.99	0.70	0.83
B	2.41	0.59	0.70
1δ	7.44	0.54	0.55
2δ	14.85	0.44	0.43
3δ	22.31	0.35	0.37
4δ	29.71	0.24	0.31
5δ	37.11	0.20	0.28
6δ	44.58	0.18	0.24
7δ	51.96	0.14	0.19
8δ	59.35	0.12	0.15
9δ	66.77	0.09	0.15

1): ひび割れ発生前の剛性を求めるため用いた荷重、変位量
A): ひび割れ発生時
B): 引張側の軸方向鉄筋が1000μに達したとき

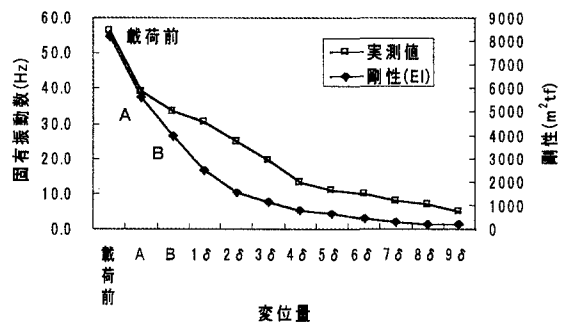


図3 固有振動数(実測値)と剛性の関係

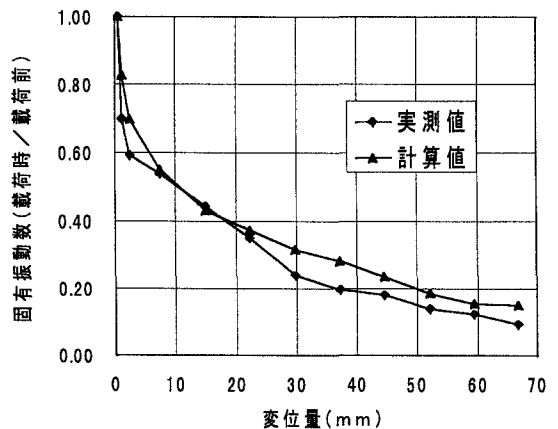


図4 各固有振動数の比と変位量の関係

[参考文献]1)西村昭彦,棚村史郎:既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究,鉄道総研報告,Vol.3,No8,1989.8

2)西村昭彦:ラーメン高架橋の健全度評価法の研究,鉄道総研報告,Vol.4,No9,1990.9