

論文 長方形断面橋脚のせん断耐力・変形性能に関する実験的研究

奥西 淳一*1・岡本 大*2・谷村 幸裕*3・中田 裕喜*2

要旨: 既設構造物の耐震診断や耐震設計を検討する上で、既設構造物の耐力および変形性能を把握することは重要である。そこで、既設 RC 橋脚のせん断耐力と変形性能を把握することを目的に荷重試験を実施した。実験のパラメータは、曲げ耐力時のせん断力(V_{mm})に対するせん断耐力(V_y)の比(V_y/V_{mm})とした。その結果、既設 RC 橋脚の諸元を考慮した今回の検討の範囲において、 $V_y/V_{mm} > 1.0$ の場合においてもせん断補強鉄筋の無い供試体は、繰り返し荷重の影響を受け、せん断破壊を生じた。また、曲げ破壊を生じたせん断補強鉄筋を有する供試体は、既往の変形性能算定式を用いて概ね評価できた。

キーワード: RC 橋脚, 変形性能, せん断耐力, 低鉄筋比, 長方形断面

1. はじめに

既設構造物の耐震補強の必要性や最適な耐震補強工法を検討する上で、既設の構造物の耐力および変形性能を把握することは重要である。鉄道構造物の耐震設計に用いられる変形性能算定式は、鉄筋コンクリート(RC)ラーメン高架橋の柱を対象とした実験結果から導かれている¹⁾。一方、RC 橋脚を対象とした既往の研究として、玉井ら²⁾は、曲げ耐力時のせん断力に対するせん断耐力の比が大きく斜めひび割れを生じない、辺長比(断面幅と高さの比)4:1の壁式橋脚を対象に変形性能の検討を行っている。また、石橋ら^{3,4)}は、主に正方形に近い断面の柱や橋脚を対象に引張鉄筋比等をパラメータとした検討を行っている。しかし、辺長比や斜めひび割れの発生が変形性能に及ぼす影響に着目した研究は少ない。そこで本稿ではこれらが既設 RC 橋脚の耐力・変形性能に及ぼす影響を把握することを目的に、既設 RC 橋脚を縮小した供試体の静的正負交番荷重試験を実施した。

2. 実験概要

2.1 供試体諸元

実験に用いた供試体は、辺長比 1:2 の矩形橋脚を約 1/3 にした縮小モデルである。表-1 に供試体の諸元、表-2 に実験に用いた材料試験結果、図-1 に供試体一般図、図-2 に供試体断面図をそれぞれ示す。なお、既設構造物の調査結果および既往の研究²⁾から引張鉄筋比は 0.42% ~ 0.83% とし、せん断補強鉄筋比はせん断補強鉄筋が無いケースと 0.19% とした。また、本稿では、斜めひび割れの発生が変形性能に及ぼす影響を把握することを目的に、繰り返し荷重によるせん断耐力の低下を考慮しないせん断力(V_c)と曲げ降伏時のせん断力(V_{my})および曲げ耐力時のせん断力(V_{mm})に着目した実験パラメータを設定した。供試体の耐力および耐力比の計算結果を表-3 に示す。なお、 V_c はせん断スパン比の影響を考慮した二羽らの式に軸力を考慮した算定式を用い、 V_s はせん断補強鋼材の降伏を仮定し圧縮斜材を 45° としたトラス理論による算定式を用いた^{5,6)}。

表-1 供試体諸元

| 供試体 | 試験体概寸 | | | | 引張鉄筋 | | | せん断補強鉄筋 | | | | | |
|------|-------------|-------------|-------------|-------|-------|----|-----|--------------|-------|----|-----|---------------|--------------|
| | b (mm) | h (mm) | a (mm) | a/d | 規格 | 本数 | 呼び名 | p_t (%) | 規格 | 本数 | 呼び名 | S_s (mm) | p_w (%) |
| No.1 | 1000 | 500 | 2000 | 4.4 | SD390 | 15 | D13 | 0.42 | SD345 | - | - | - | - |
| No.2 | | | | | | 14 | D16 | 0.61 | | 6 | D6 | 100 | 0.19 |
| No.3 | | | | | | 19 | - | 0.83 | | - | - | - | 0.19 |

* b : 断面幅, h : 断面高, a : せん断スパン, d : 有効高, p_t : 引張鉄筋比,
 S_s : せん断補強鉄筋のピッチ, p_w : せん断補強鉄筋比

表-2 材料試験結果

| 供試体 | (a) コンクリート | | | | (b) 鉄筋 | | | | |
|------|-------------------|------------------------------|--------------------------------|------------------------------|--------|-----|------------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| | G_{max} (mm) | 圧縮強度 (N/mm ²) | 静弾性係数 (kN/mm ²) | 割裂強度 (N/mm ²) | 規格 | 呼び名 | 降伏強度 (N/mm ²) | 静弾性係数 (kN/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) |
| No.1 | 20 | 31.7 | 30.4 | 2.7 | SD390 | D13 | 421 | 189 | 640 |
| No.2 | | 31.7 | 30.2 | 2.8 | | D16 | 441 | 187 | 634 |
| No.3 | | 30.0 | 25.6 | 2.7 | SD345 | D6 | 352 | 193 | 561 |

* G_{max} : 粗骨材の最大寸法

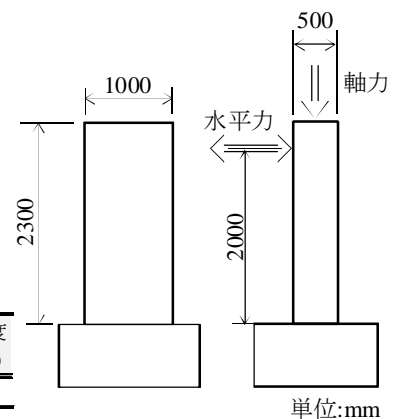
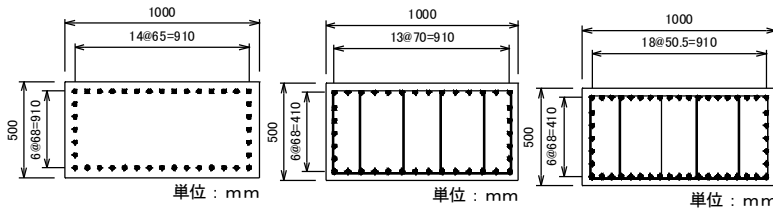


図-1 供試体一般図

*1 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 (正会員)
 *2 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 工修 (正会員)
 *3 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 工博 (正会員)



(a) 供試体 No. 1 (b) 供試体 No. 2 (c) 供試体 No. 3

図-2 供試体断面図

表-3 耐力および耐力比の計算結果

| 供試体 | V_c (kN) | V_s (kN) | V_y (kN) | M_y (kN・m) | M_u (kN・m) | V_c/V_{my} | V_c/V_{mu} | V_y/V_{mu} |
|------|---------------|---------------|---------------|-----------------|-----------------|--------------|--------------|--------------|
| No.1 | 357 | 0 | 357 | 486 | 564 | 1.47 | 1.26 | 1.26 |
| No.2 | 386 | 264 | 650 | 684 | 800 | 1.13 | 0.96 | 1.63 |
| No.3 | 408 | 264 | 672 | 851 | 973 | 0.96 | 0.84 | 1.38 |

* V_c : せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力,
 V_s : せん断補強鋼材により受け持たれるせん断耐力,
 $V_y: V_c + V_s$, M_y : 降伏曲げモーメント,
 M_u : 最大曲げモーメント, $V_{my} = M_y/a$, $V_{mu} = M_u/a$, a : せん断スパン

2.2 載荷方法

実験は、供試体く体基部の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した水平変位を±1δyとし、図-1に示す水平力載荷位置に同一水平変位で正負3回繰り返し載荷し、±1δy, ±2δy, ±3δy, …, ±nδyと変位を増加させ載荷し、荷重が十分に低下するまで変位制御で載荷を実施した。また、軸力は各試験体同一とし1.0N/mm²(500kN)である。

3. 実験結果

3.1 損傷状況および荷重-変位関係

損傷状況の一覧を表-4に、各供試体の損傷状況を図-3に、ひび割れ状況と荷重変位関係を図-4, 5, 6に示す。以下に各試験体の損傷状況を比較する。

(1) ひび割れの発生および進展

表-4に示すように、供試体 No.1と比較して供試体 No.2および No.3の斜めひび割れが発生する載荷ステップは早かった。また、各供試体のひび割れ状況を以下に比較する。1δyにおいては、図-4(a)、図-5(a)および図-6(a)に示す水平方向の曲げひび割れ本数は各供試体で概ね同一である。斜めひび割れについて、図-6(a)に示す供試体 No.3の正負それぞれの載荷による斜めひび割れが交差していることから、図-5(a)に示す供試体 No.2と比較して供試体 No.3の斜めひび割れの卓越が確認できる。また、4δyにおいては、図-5(b)に示す供試体 No.2に対して図-6(b)に示す No.3の斜めひび割れ本数が多いことが確認できる。

(2) かぶりコンクリートの剥離・剥落

供試体 No.2は、5δyの繰り返し載荷により基部から約0.5d(200mm)範囲のかぶりコンクリートの剥離・剥落が発生し、6δyの繰り返し載荷により図-5(c)に示すように基

表-4 損傷状況と載荷ステップ

| 損傷状況および載荷状況 | 載荷ステップ | | |
|--------------------|--------|------|------|
| | No.1 | No.2 | No.3 |
| 曲げひび割れの発生 | 1δy | 1δy | 1δy |
| 斜めひび割れの発生 | 3δy | 1δy | 1δy |
| かぶりコンクリートの剥離・剥落の発生 | — | 5δy | 3δy |
| かぶりコンクリートの剥離・剥落の進展 | — | 6δy | 5δy |
| 軸方向鉄筋の破断 | — | 9δy | — |
| せん断補強鉄筋の破断 | — | 10δy | 7δy |
| 最大荷重時 | 4δy | 5δy | 4δy |
| 載荷試験終了時 | 6δy | 10δy | 8δy |

部から約1d(500mm)範囲のかぶりコンクリートが剥落した。供試体 No.3は、3δy~4δyの繰り返し載荷により図-6(b)に示すように基部から約0.25d(100mm)範囲におけるかぶりコンクリートの剥離・剥落が発生した。5δy~6δyの繰り返し載荷により図-6(c)に示すように基部から約1.5d(700mm)範囲のかぶりコンクリートの剥離・剥落が発生した。また、かぶりコンクリートの剥離・剥落の進展に伴い、繰り返し載荷による荷重低下が著しくなった。

(3) 載荷試験終了

供試体 No.1は、6δyの2回目繰り返し載荷時に図-4(c)に示すように斜めひび割れと圧縮側の軸方向鉄筋に沿った鉛直方向のひび割れの急激な進展が発生し、図-4(d)に示す急激な荷重低下により載荷試験を終了した。なお、図-3(a)に示すように載荷試験終了時のかぶりコンクリートの剥離・剥落は無かった。供試体 No.2および No.3は、かぶりコンクリートの剥落とともに、図-5(d)および図-6(d)に示す水平荷重は低下し、履歴ループは紡錘型からスリップ型に移行した。その後繰り返しにより No.2は軸方向鉄筋およびせん断補強鉄筋が破断し、No.3はせん断補強鉄筋が破断し載荷試験を終了した。

(4) 各供試体の比較結果

軸方向鉄筋比が小さく、耐力比(V_c/V_{my} , V_c/V_{mu})が大きいほど、1δyにおける斜めひび割れ本数が少ないことが分かった。供試体 No.1と No.2の4δyにおける斜めひび割れ発生状況は同様であるが、耐力比(V_c/V_{mu})が1.0以上であってもせん断補強鉄筋の無い供試体 No.1は、曲げ降伏にせん断破壊となった。また、供試体 No.2と No.3の比較から軸方向鉄筋比が小さいほど、かぶりコンクリートの剥落範囲と座屈長が小さいことが分かった。

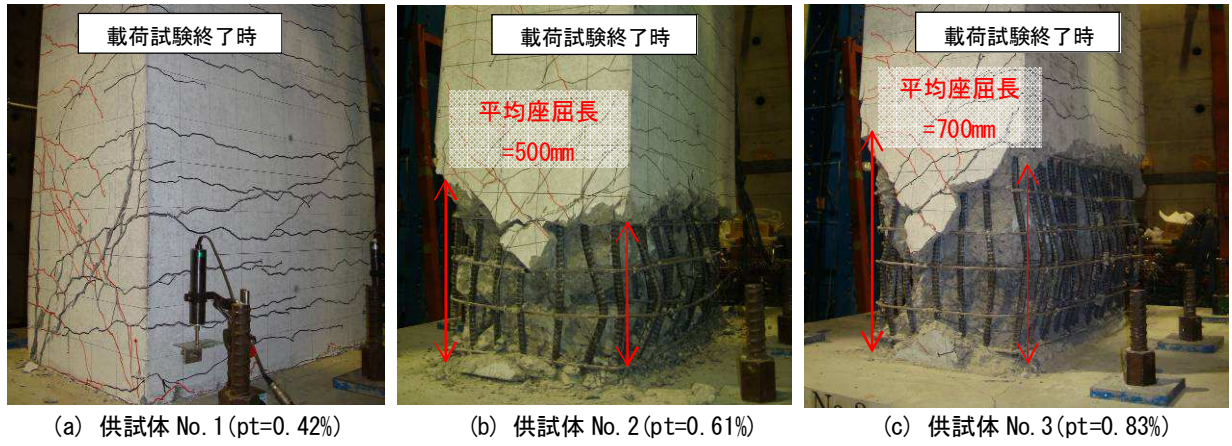
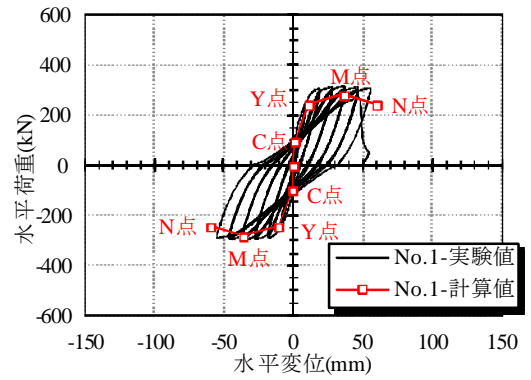
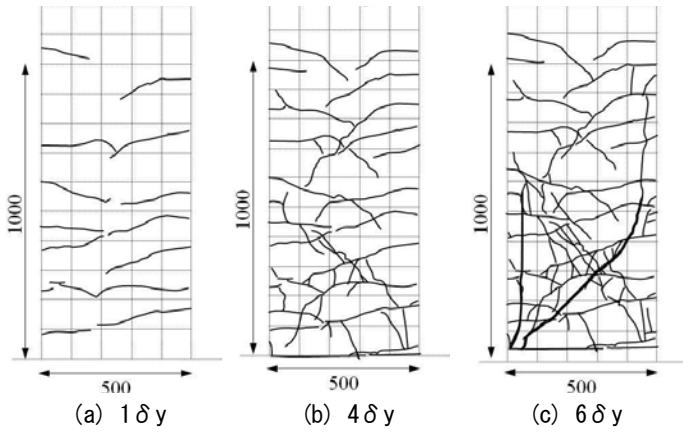
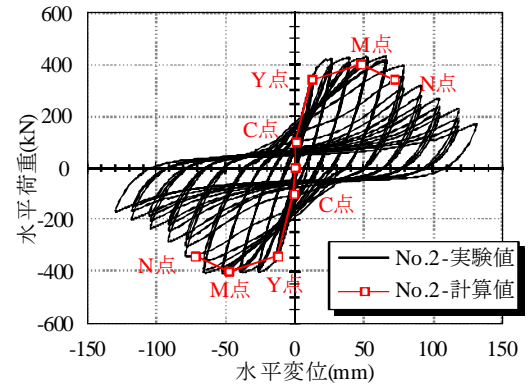
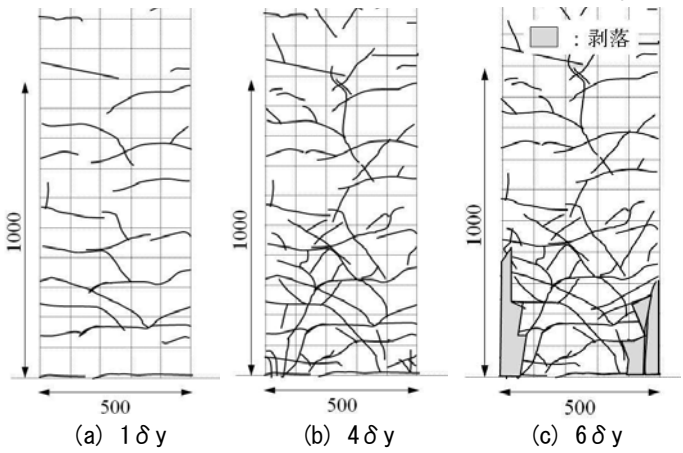


図-3 損傷状況



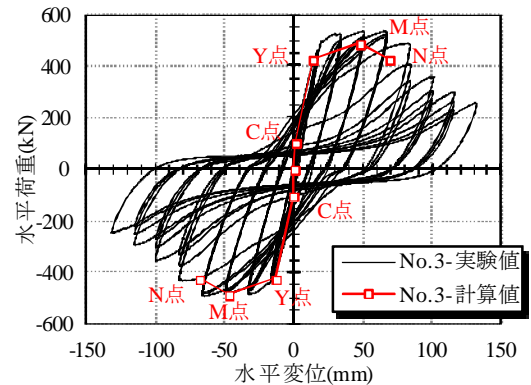
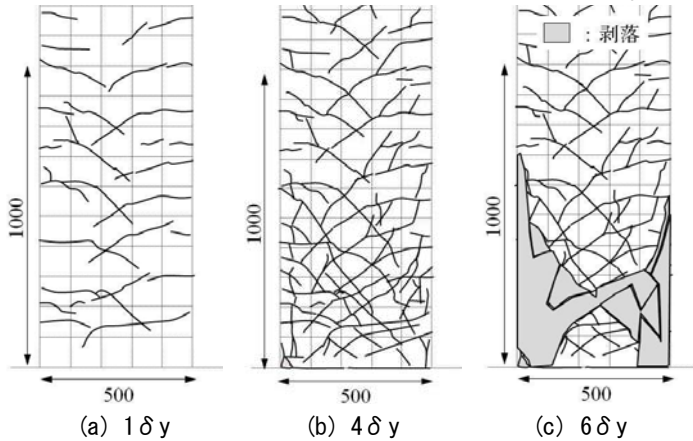
(d) 荷重-変位関係

図-4 供試体 No. 1 (pt=0.42%)



(d) 荷重-変位関係

図-5 供試体 No. 2 (pt=0.61%)



(d) 荷重-変位関係

図-6 供試体 No. 3 (pt=0.83%)

4. 考察

4.1 せん断耐力の評価

供試体 No.1 は、繰り返し載荷によるせん断耐力の低下を考慮しないせん断耐力と曲げ耐力時のせん断耐力の比(V_y/V_{mu})が 1.0 より大きい、曲げ降伏後のせん断破壊を生じた。同様に、繰り返し載荷によりコンクリートの負担するせん断耐力 V_c が低下し、せん断破壊を生じる場合があることが既往の研究⁷⁸⁾から報告されている。繰り返し載荷によるせん断耐力の低下について、今回の実験結果から考察する。

(1) じん性を考慮したせん断耐力

本稿では、以下に示す Priestley ら⁹⁾が報告するじん性を考慮したせん断耐力算方法による検討を行った。

$$V_y = V_c + V_s + V_p \quad (1)$$

$$V_c = k(f'_c)l/2A_e \quad (2)$$

$$V_s = (A_v \cdot f_y \cdot d \cdot \cot \theta) / s \quad (3)$$

$$V_p = N \cdot \tan \alpha \quad (4)$$

ここで、

V_c : コンクリートによるせん断力負担分(N)

V_s : せん断補強鉄筋によるせん断力負担分(N)

V_p : 軸力によるせん断力増加分(N)

k : じん性に依存する係数(図-7)

f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

A_e : 有効断面積(mm²)

A_v : せん断補強鉄筋断面積(mm²)

f_y : せん断補強鉄筋の降伏強度(N/mm²)

d : 有効高(mm)

θ : 曲げ斜めひび割れと部材軸のなす角度(45° とした)

s : せん断補強鉄筋の配置間隔(mm)

N : 軸力(N)

α : 軸力による斜め圧縮ストラットの部材軸となす角度

(2) 実験結果と計算値の比較

図-8 に各供試体の荷重-変形関係の包絡線と二羽らによるせん断スパン比の影響を考慮したコンクリートの負担するせん断力(V_c)および、Priestley らによるせん断耐力を示す。

(a) 供試体 No.1($\rho=0.42\%$)

図-8(a)に示すように、実験によるせん断破壊時の変位 $6\delta y$ に対して、Priestley らによるせん断耐力と荷重変位曲線の包絡線は、 $4\delta y$ 付近で交差することからせん断耐力が実験の荷重を下回っている。これは、曲げ降伏後の繰り返し載荷によりせん断破壊した実験結果と一致する。

(b) 供試体 No.2($pt=0.61\%$)

図-8(b)に示す供試体 No.2 は、表-3 に示す耐力比から最大荷重に至る以前にコンクリートの負担するせん断力を上回るケースである。図-8(b)に示す V_s を考慮せず、

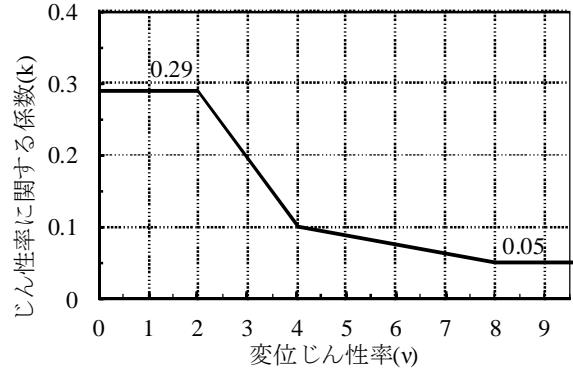
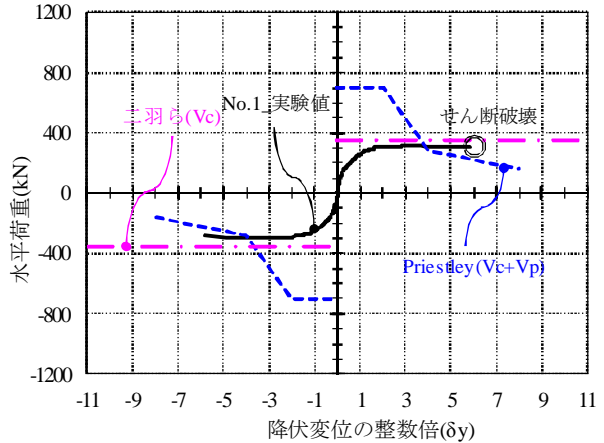
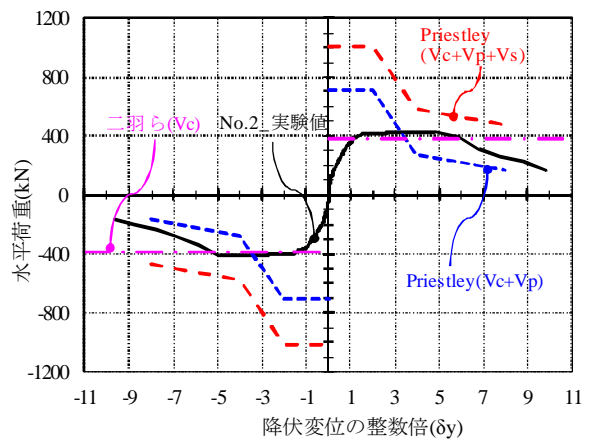


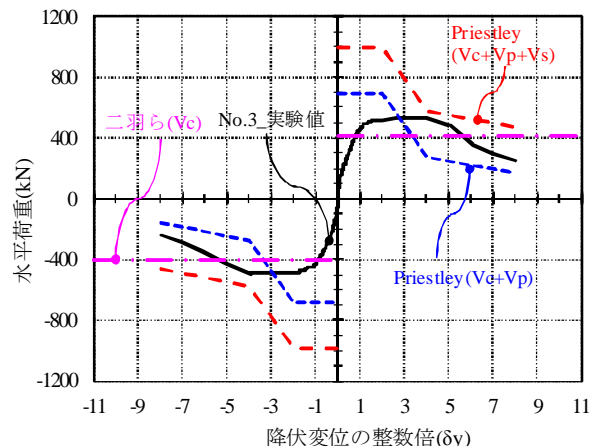
図-7 変位じん性率と V_c に関する係数 k



(a) 供試体 No. 1 ($pt=0.41\%$)



(b) 供試体 No. 2 ($pt=0.62\%$)



(c) 供試体 No. 3 ($pt=0.83\%$)

図-8 包絡線と繰り返しによるせん断耐力低下

V_c と V_p を考慮したせん断耐力(Priestley(V_c+V_p))と包絡線の交差点は、 $3\delta y \sim 4\delta y$ 付近である。

ここで、Priestley らによるせん断耐力とせん断補強鉄筋のひずみについて考察する。斜めひび割れが発生した後に、繰り返し载荷により V_c が低下した場合、せん断補強鉄筋のせん断力負担分が増加し、せん断補強鉄筋のひずみが急激に増加すると考えられる。図-9(a)に示す供試体 No.2 のせん断補強鉄筋のひずみ分布は、 $4\delta y \sim 5\delta y$ にかけてせん断補強鉄筋のひずみが降伏ひずみに達している。これは、Priestley らによるせん断耐力と包絡線の交差点($3\delta y \sim 4\delta y$)と概ね整合している。また、 V_c 、 V_p および V_s を考慮したせん断耐力(Priestley($V_c+V_p+V_s$))は包絡線と交差しておらず、供試体 No.2 は、供試体 No.1 のような急激な荷重低下を生じないことと一致する。

(c) 供試体 No.3($\rho_t=0.83\%$)

図-8(c)に示す供試体 No.3 は、表-3に示す耐力比および図-6に示す損傷状況から降伏荷重に至る以前に斜めひび割れが生じるケースである。Priestley(V_c+V_p)と包絡線の交差点は、 $2\delta y \sim 3\delta y$ 付近である。Priestley らによるせん断耐力とせん断補強鉄筋のひずみについて No.2 と同様に考察する。図-9(b)に示すせん断補強鉄筋のひずみ分布から、 $3\delta y$ にせん断補強鉄筋のひずみが降伏ひずみに達している。これにより Priestley(V_c+V_p)と包絡線の交差後($2\delta y \sim 3\delta y$)にせん断補強鉄筋のせん断力負担分が増加することが確認できた。

4.2 変形性能

鉄道構造物設計標準・同解説(コンクリート構造物)⁹⁾による骨格曲線と実験値との比較を図-4(d)、図-5(d)、図-6(d)に示す。ここで、図中の折れ点は文献 1)に以下のように定義されている。

- C 点：曲げひび割れ発生時の荷重
- Y 点：軸方向鉄筋が引張降伏する点
- M 点：繰り返し载荷による耐力低下が顕著とならない最大変位点
- N 点：降伏荷重を維持できる最大変位点

(1) 骨格曲線における折れ点の変位算定方法

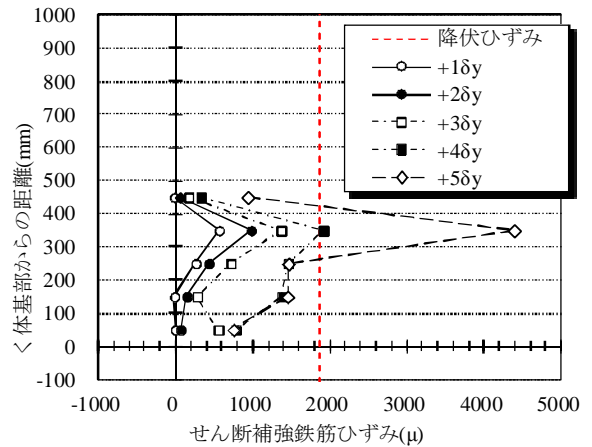
以下に M 点における変位算定方法を示す。C 点、Y 点および N 点は、文献 1)による。

M 点における変位は、図-10に示すようにく体の曲げ変形による部材角と部材接合部からの軸方向鉄筋の伸び出しによる回転角の和として算定する。ここで、く体の曲げ変形による部材角は、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形によるものと、塑性ヒンジ部の曲げ変形によるものとに分けて算定する。

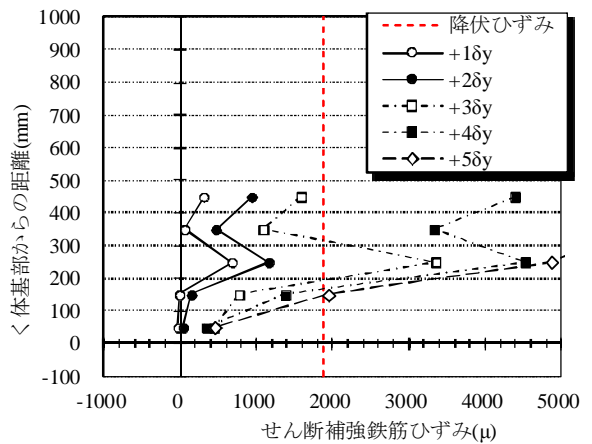
$$\theta_m = \theta_{m0} + \theta_{m1} = \delta_{m0} / L_a + \theta_{m1} \quad (5)$$

$$\delta_{m0} = \delta_{mb} + \delta_{mp} \quad (6)$$

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (7)$$



(a) 供試体 No. 2 ($\rho_t=0.62\%$)



(b) 供試体 No. 3 ($\rho_t=0.83\%$)

図-9 せん断補強鉄筋ひずみ分布

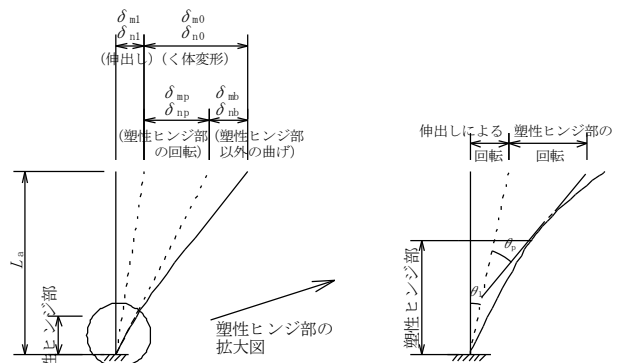


図-10 M 点、N 点における変位の算定

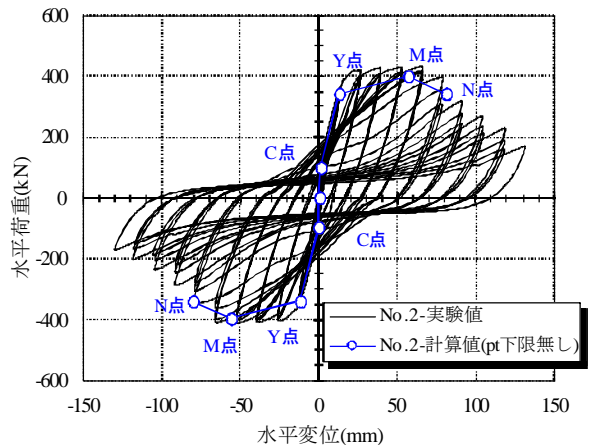


図-11 供試体 No. 2 変形性能の試算

$$\theta_{pm} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) / (0.79p_t + 0.153) \quad (8)$$

ただし、 $0.21k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \leq 0.04$
 $0.79p_t + 0.153 \geq 0.78, p_t \geq 0.79\%$

ここで、

θ_m : M点における部材角

θ_{m0} : M点におけるく体変形による部材角

θ_{m1} : M点における部材接合部からの軸方向鉄筋の伸び出しによる回転角

δ_{m0} : M点におけるく体変形

δ_{mb} : M点におけるく体変形のうち、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位

δ_{mp} : M点におけるく体変形のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

θ_{pm} : 塑性ヒンジ部の回転角

L_a : セン断スパン

L_p : 等価塑性ヒンジ長 $L_p = 1.0D$

(2) 各供試体の変形性能

せん断破壊を生じた No.1 を除く供試体の変形性能について考察する。No.2 および No.3 の損傷状況は、図-5、図-6 に示すように、斜めひび割れを生じるが、いずれも斜めひび割れ幅の急激な増加はなかった。また、せん断補強鉄筋は、図-9 に示すように最大荷重点に至る前に降伏するが、降伏後も繰り返しによる急激な荷重低下は生じない。これらから、No.2 および No.3 は曲げ破壊型として、以下にそれぞれの供試体について考察する。

(a) 供試体 No.2 ($\rho = 0.61\%$)

供試体 No.2 は式(8)に示す引張鉄筋の下限値を下回る引張鉄筋比である。図-11 に塑性ヒンジ部の曲げ変形を算定する際に用いる引張鉄筋比の下限値が無い場合の骨格曲線を示し、表-5 に折れ点における計算値と実験値の比較を示す。M点およびN点における変位は、実験値が計算値を上回ることから、引張鉄筋比の下限値が無い塑性ヒンジ部の回転角(θ_{pm})を用いた変形性能算定式を用いて変形性能を評価することができた。

(b) 供試体 No.3 ($\rho = 0.83\%$)

供試体 No.3 は、式(7)に示す引張鉄筋の下限値を上回る引張鉄筋比である。図-6(d)に示す荷重変位関係および表-5 に示す折れ点における計算値と実験値の比較から、参考文献 1)6)による RC ラーメン高架橋を対象とした正方形柱の実験から得られた変形性能算定式を用いて概ね評価できた。

5.まとめ

引張鉄筋比が 0.42%~0.83%、せん断補強鉄筋比が 0%~0.19%、辺長比が 1:2 である本実験範囲において得られた知見を以下にまとめる。

(1) 繰り返し載荷の影響を考慮しないコンクリートの負

担するせん断力(V_c)を用いた耐力比が 1.0 以上 ($V_y/V_{m0} > 1.0$)の場合においても、せん断補強鉄筋が無い場合、繰り返し載荷によるコンクリートの負担するせん断力の低下によりせん断破壊型となった。

(2) せん断補強鉄筋を有する曲げ破壊型の供試体における変形性能は、既往のラーメン高架橋柱を対象とした変形性能算定式を用いて、概ね評価できた。

表-5 計算値と実験値の比較

| 供試体 | 折れ点 | 計算値 | | 実験値 | | 実験値/計算値 | |
|---------------------|-----|---------|----------|---------|----------|---------|----------|
| | | 変位 (mm) | 水平力 (kN) | 変位 (mm) | 水平力 (kN) | 変位 (mm) | 水平力 (kN) |
| No.1 | Y点 | 11 | 243 | 9 | 257 | 82% | 106% |
| | M点 | 36 | 282 | 46 | 311 | 128% | 110% |
| | N点 | 60 | 243 | - | - | - | - |
| No.2 | Y点 | 12 | 342 | 13 | 356 | 108% | 104% |
| | M点 | 48 | 400 | 65 | 431 | 135% | 108% |
| | N点 | 72 | 342 | 84 | 356 | 117% | 104% |
| No.2 pt下限値 無し | Y点 | 12 | 342 | No.2と同値 | | 108% | 104% |
| | M点 | 56 | 400 | | | 116% | 108% |
| | N点 | 81 | 342 | | | 104% | 104% |
| No.3 | Y点 | 13 | 426 | 16 | 458 | 123% | 108% |
| | M点 | 47 | 486 | 66 | 534 | 140% | 110% |
| | N点 | 69 | 426 | 86 | 458 | 125% | 108% |

参考文献

- 1) 渡辺忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤 勉: 鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法, 土木学会論文集 No.683/V-52, 31-45, 2001.8
- 2) 玉井真一, 岡本 大, 佐藤 勉, 丹間泰郎, 安原真人: 軸方向鉄筋比が低い橋脚の変形性能に関する考察, 土木学会第 55 回年次学術講演会, 2000.9
- 3) 石橋忠良, 中山那須夫, 津吉 毅: 帯鉄筋を配置していない RC 柱の地震時破壊形態, 土木学会論文集 No.676/V-51, 13-18, 2001.5
- 4) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, 第 390 号/V-8, 1988.2
- 5) 二羽淳一郎, 山田一宇, 横沢和夫, 岡村 甫: セン断補強鉄筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第 372 号/V-5, pp167~176, 1986.8
- 6) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物), 丸善, 2004
- 7) 宮城敏明, 吉川弘道, 大滝 健, 富川 哲: 曲げ降伏後にせん断破壊する RC 柱の耐震性能評価, 土木学会第 53 回年次学術講演会, 1998.10
- 8) 池谷和之, 吉川弘道, 宮城敏明, 服部尚道: 鉄筋コンクリート柱の破壊形式の判定と靱性評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, 1998
- 9) M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi: SEISMIC DESIGN AND RETROFIT OF BRIDGES, 技報堂出版, 1995.10