

純ねじりを受けるRC部材の履歴特性に 影響を及ぼすパラメータに関する実験的研究

大塚 久哲¹・王 堯²・高田 豊輔³・吉村 徹⁴

¹フェロー会員 九州大学大学院工学研究院教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

²学生会員 九州大学大学院工学府 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

³学生会員 九州大学大学院工学府 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

⁴正会員 オリエンタル建設株式会社 (〒810-0001 福岡市中央区天神4-2-31)

本研究は、純ねじりを受けるRC部材の履歴復元力特性提案に必要な基礎データを得ることを目的とし、一般的なRC橋脚をモデルとした模型供試体を用いて純ねじり正負交番載荷実験を行ったものである。パラメータとして、軸圧縮力の他に主鉄筋配置・帯鉄筋間隔・コンクリート設計基準強度を設定し、これらの違いが降伏後の2次勾配、最大耐力後の負勾配、ねじり塑性率に及ぼす影響について比較検討した。また、実験結果をもとにした骨格曲線の決定法の提案を述べ、さらにねじり角とねじり率の関係、ヒステリシスの特徴についても言及した。

Key Words : torsion, RC members, restoring force characteristics, hysteresis loop

1. はじめに

従来、コンクリート構造においてねじりモーメントの影響は2次的なものとしてあまり重要視されてこなかった。

しかし、最近の都市部では橋軸直角方向に偏心した逆L型のRC道路橋脚が数多く架設され、また、鉄筋コンクリート橋梁の長大化に伴ってねじりモーメントの作用を適切に考慮しなければならない構造も生じている。このようにねじりモーメントを受ける部材の耐震安全性の確保が重要な課題となっている。

ここで、ねじりに関する既往研究の概要を述べると以下のようなものである。

まず、コンクリート部材のねじりに関しては、弾性理論と塑性理論の他に、実験結果に基づいて提案された斜め曲げ理論がある。前二者は理論的な基礎のもとに発達してきたが、コンクリート部材に対する適用の限界もほぼ確かめられており、これを補うものとして、コンクリート部材のねじり破壊を一種の曲げ破壊であるとし、斜め曲げ理論が主として実験的研究により導かれた。このような中で泉¹⁾は文献調査と自らの実験により、構造部材中に発生するねじりモーメントの弾塑性理論を

研究して、純ねじりモーメント或いはねじりと曲げ、ねじりとせん断の組合せ応力を受けるコンクリート部材の強度算定式を提案した。

その後、純ねじりを受けるコンクリート部材のひび割れ発生状態の考察より、立体トラス理論²⁾が提唱された。これは、ひび割れ発生後のコンクリート部材のねじり抵抗機構を、軸方向および横方向鉄筋による引張部材と、斜めひび割れ間に存在するコンクリートを仮想厚さ t の圧縮斜材とからなる立体トラスと考え、ねじり耐力を算定する方法である。

泉³⁾は(鉄筋、鉄骨、プレストレスト)コンクリート部材のねじり実験(単一方向載荷)結果から、立体トラス類似を基本とし、内・外力の釣り合い式とひずみの適合条件とを考慮して、長方形断面コンクリート部材の純ねじり終局強度式、終局時のねじり回転角の算定式、曲げとねじりの組合せ時の立体トラス類似の適用限界等を導いている。

さらに泉⁴⁾はらせん状のひび割れおよび斜め曲げ破壊を2つの基本形式として、ねじりモーメントを受ける円形断面コンクリート部材のひび割れおよび終局ねじりモーメント算定式も誘導し、設計方針を提案している。

次に交番ねじり荷重を受ける部材に関しては、

次のような研究がある。

長瀧ら⁸⁾は、純ねじりを受ける鉄筋コンクリート部材の挙動を知るために、断面寸法、壁厚、断面形状および鉄筋比をパラメータとした中実、中空正方形断面供試体を製作し、一方向載荷実験と交番載荷実験を実施した。その結果：(1) 交番載荷を受けるRC部材は一方向載荷時に比べ初ひび割れ耐力、終局耐力が同時に低下する、(2) ひび割れ幅は鉄筋の平均ひずみと線形関係にある、(3) かぶりコンクリートの剥離が、エネルギー吸収量や等価減衰定数等の部材の力学挙動に影響を及ぼすなどの知見を得ている。

須田ら⁹⁾は、高強度RC中空断面橋脚の耐震性能に及ぼすねじり加力の影響を把握するために、6自由度加力装置を用いた曲げ、せん断、ねじりの組み合わせ荷重による交番繰返し載荷実験を行っている。その結果、せん断-ねじり破壊と比べて曲げ-ねじり破壊が先行するように設計した試験体は、ねじり加力の有無に関わらず終局に至る破壊過程は同じであり、また、ねじりを伴う複合荷重下では軸方向鉄筋の引張破断に先行してコンクリートの圧壊が起こる等の知見を得ている。

久家・川口⁷⁾は鉄筋コンクリート部材に正負ねじりモーメント（あらかじめ静的載荷試験で求めた最大耐力の60%~80%）を数回作用させた後に、最終的に破壊に至らせた場合のねじり耐力や変形性状、ねじり剛性の変化等を実験から検討した。その結果、最終破壊に至らせたときの最大耐力の低下は静的破壊耐力の70%程度以下の繰返し載荷では認められないが、80%以上の高負荷が作用した場合には20%程度低下するとの結論を得ている。

前川ら^{8), 9)}は、常時偏心軸力と交番ねじり、曲げ/せん断力を受けるRC柱の終局挙動に関して実験と非線形三次元FEM解析との比較を行っており、提案されたモデルによって最大耐力に至るまでの履歴曲線を精度よく表現できるとの結論を得ている。

これらの既往研究はRC部材のねじり耐力、曲げ、せん断に対する影響等を検討しているが、最も基本となる純ねじりを受けるRC部材の非線形復元力特性についての知見は少なく、適切な復元力評価のための判断材料が少ない現状である。

以上の背景から、本研究では純ねじりを受けるRC部材の耐震性能を把握し、その履歴復元力特性およびエネルギー吸収性能を得るために、一般的なRC橋脚をモデルとした模型供試体を制作して純ねじり交番載荷実験を行った。パラメータとしては、軸圧縮力の他に既往の研究であまり触れられていない主鉄筋配置、帯鉄筋間隔、コンクリー

トの設計基準強度を設定し供試体を製作した。

2. 実験方法

(1) 実験供試体

実験に用いた供試体の外形寸法を図-1に示す。断面は正方形とし、局部破壊を避けるために両端にフーチングを付けた。均等、隅角の両主筋配置は、双方の鉄筋断面積がほぼ等しくなるように設定した。ちなみに均等配置の主鉄筋比は1.27%、隅角配置の主鉄筋比は1.43%である。なお、主鉄筋の両端はフーチング内に直角フックをつけて定着した。実験中主鉄筋は降伏しておらず、フーチングと柱の接合部における抜け出しの現象は観察されていない。

軸力（軸方向圧縮荷重）、帯鉄筋間隔、主鉄筋配置、コンクリート設計基準強度の影響に着目して表-1に示すような10体の供試体を準備した。供試体No. 1を基本ケースとして各供試体の特徴を以下に述べる。

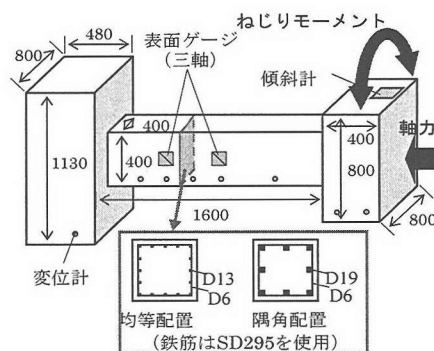


図-1 供試体概要 (単位mm)

表-1 実験供試体の検討ケース一覧

供試体 No.	設計基準強度 (N/mm ²)	軸力 (MPa)	帯鉄筋	軸方向鉄筋
1	40	0.0(0%)	D6 ctc30	D13 均等
2	40	2.0(5%)	D6 ctc30	D13 均等
3	40	4.0(10%)	D6 ctc30	D13 均等
4	40	2.0(5%)	D6 ctc60	D13 均等
5	60	3.0(5%)	D6 ctc30	D13 均等
6	40	0.0(0%)	D6 ctc30	D19 隅角
7	40	4.0(10%)	D6 ctc60	D13 均等
8	40	2.0(5%)	D6 ctc30	D19 隅角
9	40	4.0(10%)	D6 ctc30	D19 隅角
10	60	6.0(10%)	D6 ctc60	D13 均等

注:ctc30は帯鉄筋間隔が30mmであることを示す。

No. 2, 3は, No. 1とコンクリート強度, 主筋, 帯筋の構成は同じである. 異なる点は, No. 1 供試体が軸力のない状態でねじり载荷を行うのに対し, No. 2は設計基準強度の5%, No. 3は同じく10%の軸力を作用させた状態で载荷することである. これらの供試体で軸力の影響を検討する.

No. 4, 7は, No. 2, 3の帯筋間隔が30mmであるのに対し, 60mmに設定した. 帯鉄筋間隔30, 60mmの場合, 帯鉄筋比はそれぞれ $p_v=0.958\%$, 0.479% になる. No. 2, 3と比較することで帯筋間隔の影響を明らかにする.

No. 6, 8, 9は, 応力が集中すると考えられる隅角部に主筋配置を集中させるために, 総鉄筋量をほぼ同じに保ちながらD13をD19とすることにより隅角部に配置される鉄筋量を相対的に増やしたものであり, それぞれ軸力を変化させており, No. 1, 2, 3と対応する.

No. 5, 10はコンクリートの設計基準強度を他の供試体の1.5倍の $60\text{N}/\text{mm}^2$ としたものであり, 帯筋間隔をそれぞれ30と60mmにしている.

(2) 実験装置

図-2は実験に使用した純ねじり载荷装置のフレームである(水平置き). 供試体は12本のPC鋼棒(プレストレス各78kN)で供試体の基部フーチングをフレームに固定し, 20本の高力ボルトで供試体の頭部を頭部架台③に固定する.

軸力用ジャッキ⑨から球面用先端金具⑥, 回転シャフト⑤とねじり载荷用頭部架台③を介して, 供試体に軸力をかける. 回転シャフトはシャフトケース④の中で軸方向にスライド移動でき, 供試体の軸方向長さも変化しても一定軸力を作用させ続けることができる.

ポンプからの油圧を2本のねじり载荷用ジャッキ⑧に等しく伝達させることで, 純ねじり荷重を発生させ交番载荷実験を行う.

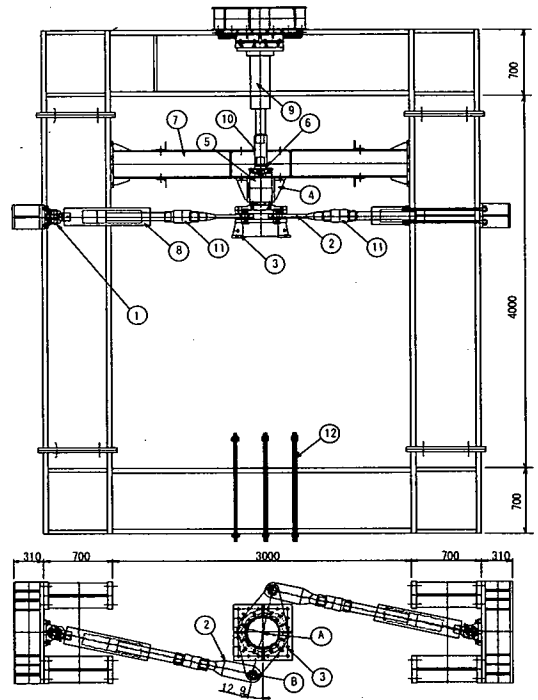
交番载荷としては, 1往復目は正負方向にそれぞれひび割れ発生までを行った. 载荷振幅は, ひび割れ発生以後降伏までを2ループ描き, その後は降伏時のねじり角の整数倍で増加させた. なお降伏点は载荷途中で勾配が急変した点とした.

(3) 測定項目, 測定方法

計測機器の設置位置を図-1, 図-3に示す. 変位計は合計8個, 鉄筋用ひずみゲージは3断面に貼った.

ねじり角は供試体頭部の上表面に設置した傾斜計によって測定する. 傾斜計の精度は 0.001° であ

る. 変位計によりねじり角を計測したのは, その部分のねじり率を算定するためである. 供試体の西面にコンクリート表面ゲージ(三軸)を二ヶ所設置する.(以後, 両側面を区別するために図-1にて手前側面を西面, 奥側面を東面と称する.)



- 1: スイベルヘッド
- 2: 先端载荷治具
- 3: ねじり载荷用架台
- 4: 回転シャフトケース
- 5: 回転シャフト
- 6: 球面用先端金具
- 7: 面外拘束用ビーム
- 8: ねじり载荷用ジャッキ
- 9: 軸力用ジャッキ
- 10: 軸力用ロードセル
- 11: ねじり荷重用ロードセル
- 12: 基部固定用鋼棒

図-2 载荷装置(上は平面図, 下は断面図, 単位mm)

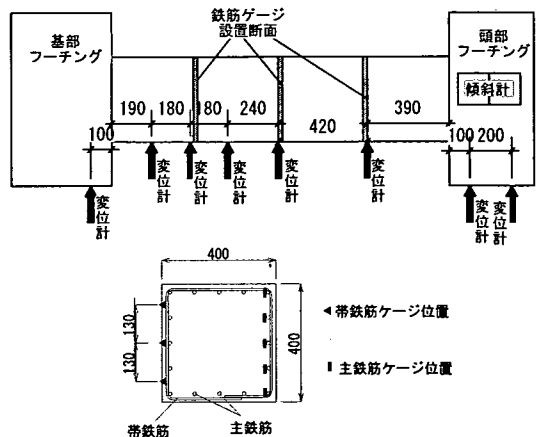


図-3 装置の位置図(単位mm)

ねじりモーメント T と軸力を測定するために、図-2に示すようにロードセル⑩、⑪を設置した。2本のねじり荷重用ジャッキ⑧に設置したロードセル⑪の値をそれぞれ P_E 、 P_W とし、頭部治具③の回転中心 A と荷重ピン②の中心 B を結んだ直線 AB （長さ l ）とジャッキの軸線に③の回転中心 A から下した垂線とのなす角度 α とから、以下の式よりねじり荷重 T を算出した。ここで、 $l = 0.465$ mである。

$$T = (P_E + P_W) \times l \times \cos \alpha$$

(4) 使用材料

表-2及び表-3に供試体使用材料の強度試験結果を示す。コンクリートの目標強度は表-1に示すように40、60 N/mm^2 の2通りとした。鉄筋はSD295を使用した。D6（帯筋）の降伏ひずみは0.2%オフセット法による。

表-2 コンクリートの材料試験結果

供試体	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度* (N/mm^2)	縦弾性係数 (kN/mm^2)
No. 1	6	33.4	6.1	23.0
No. 2	6	31.9	5.3	22.8
No. 3	11	35.2	6.5	23.9
No. 4	10	34.8	5.1	23.0
No. 5	8	58.9	8.0	31.7
No. 6	6	40.7	5.0	25.3
No. 7	15	45.7	6.5	27.3
No. 8	22	46.7	6.5	31.7
No. 9	21	55.4	6.6	33.9
No. 10	24	61.4	7.6	34.5

*割裂試験による。

表-3 鋼材の材料試験結果

鋼材	降伏荷重 (kN)	降伏応力 (N/mm^2)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	弾性係数* (GPa)
D6	10.2	322	1823	177
D13	43.1	340	1885	180
D19	103.3	361	1988	182

*降伏応力/降伏ひずみとして求めた。

3. 実験結果

(1) ねじり角-ひび割れと供試体破壊状況

図-4に供試体No. 6, 9のひび割れスケッチを示す。ひび割れは各面にらせん状に連続していた。軸力が大きいと、ひび割れ線と部材軸の狭角は小さくなった。最大耐力以降は、基部から600~1000mm

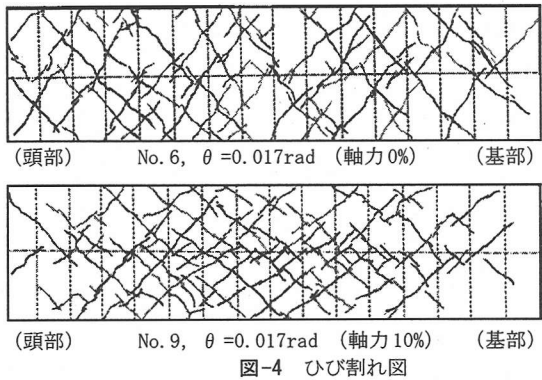


図-4 ひび割れ図



写真-1 供試体破壊状況 (No. 2, $\theta = -0.105$ rad)

程度の供試体中央部においてかぶりコンクリートの剥離、剥落が進行し、鉄筋とコンクリートの付着力減少に伴い、ねじり耐力が減少した。

(2) 鉄筋ひずみについて

図-5~図-10に、供試体No. 1~3のねじり角(θ)と主鉄筋及び帯鉄筋のひずみ(ϵ)関係を示す。(引張りひずみを正)。図-3に、鉄筋ひずみゲージの位置を示す。なお、ひずみは供試体の中央断面において貼付した鉄筋ゲージのうち辺中央のゲージの値を示した。

まず実験開始時の軸力荷重によって主鉄筋には圧縮ひずみが生じるが、帯筋にはほとんどひずみが生じない。交番荷重中は、各鉄筋のひずみは以下のように変化した。

主筋ひずみはねじり交番荷重の影響として、引張→除荷の繰り返しをうけると同時に、内部コンクリートが徐々に破壊されることにより、軸圧縮力により圧縮ひずみが増加していく。図-5は、軸力0の供試体なので、圧縮ひずみは生じていない。図-7, 9では明らかに認められる。ただし、実験終了時まで主鉄筋は降伏していないことが分かる。

帯鉄筋ひずみも交番荷重により、引張→除荷の繰り返しを受ける。また、RCのひび割れによる断面膨張の影響によって引張ひずみが増加する。ひび割れ後のダイラタンシーによって膨張が生じるが、定量的に把握することは困難である。後に示す $T-\theta$ 曲線より帯鉄筋が降伏すると供試体は最大

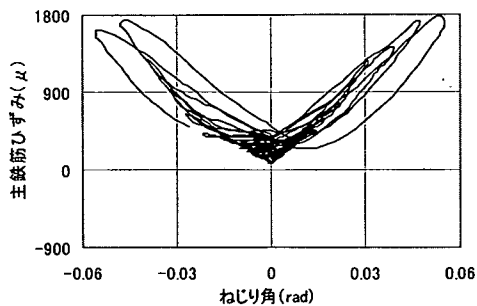


図-5 主鉄筋 $\epsilon - \theta$ 関係 (No. 1)

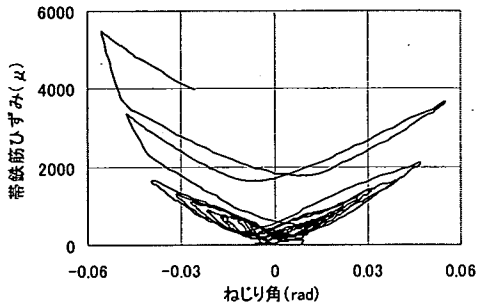


図-6 帯鉄筋 $\epsilon - \theta$ 関係 (No. 1)

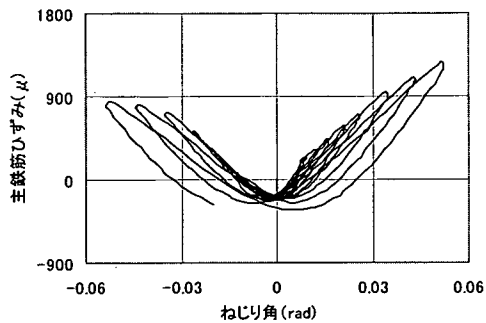


図-7 主鉄筋 $\epsilon - \theta$ 関係 (No. 2)

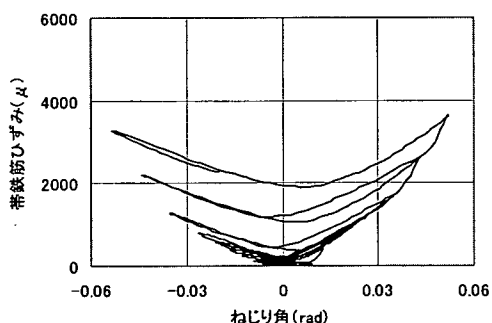


図-8 帯鉄筋 $\epsilon - \theta$ 関係 (No. 2)

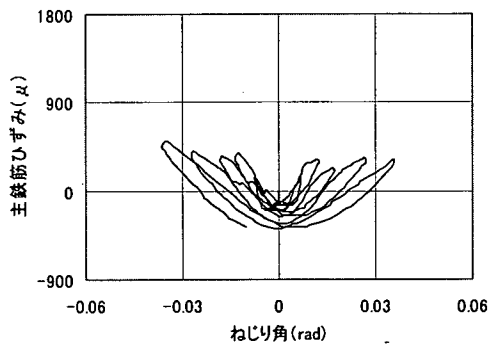


図-9 主鉄筋 $\epsilon - \theta$ 関係 (No. 3)

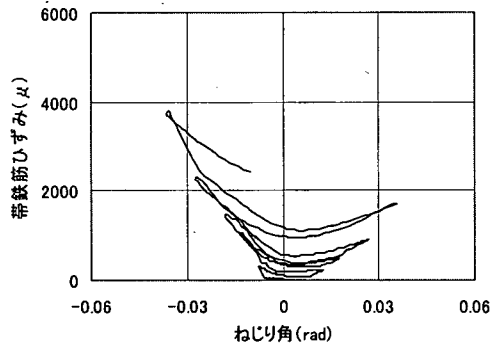


図-10 帯鉄筋 $\epsilon - \theta$ 関係 (No. 3)

表-4 骨格曲線の諸数値 (実験値)

No.	ひび割れ発生		降伏点		最大耐力		降伏点から最大耐力点までの勾配 ($\text{kN} \cdot \text{m} / \text{rad}$)
	ねじり角 (rad)	荷重 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	ねじり角 (rad)	荷重 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	ねじり角 (rad)	荷重 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	
1	0.0044	53.5	0.0054	63.6	0.0456	93.6	746
2	0.0037	72.7	0.0047	85.6	0.0424	99.1	358
3	0.0042	87.6	0.0053	98.5	0.0236	106.1	415
4	0.0038	78.1	0.0049	81.0	0.0067	85.5	2500
5	0.0035	94.3	0.0051	118.6	0.0351	124.1	183
6	0.0023	51.8	0.0050	72.2	0.0524	100.3	593
7	0.0044	95.2	0.0050	103.8	0.0061	108.6	4363
8	0.0033	82.2	0.0051	100.5	0.0428	114.0	358
9	0.0037	89.1	0.0060	110.0	0.0354	125.8	537
10	0.0035	98.1	0.0048	115.6	0.0068	126.1	5250

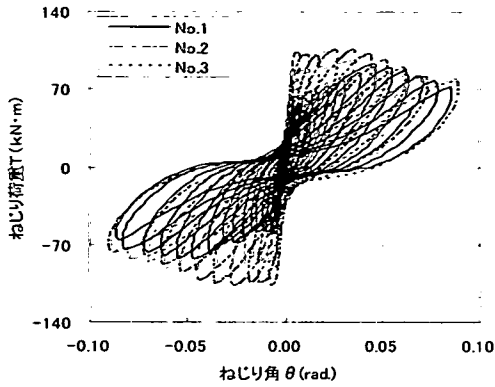


図-11 T-θ 曲線に対する軸力の影響
(No. 1, 2, 3) (軸方向鉄筋均等配置, ctc30)

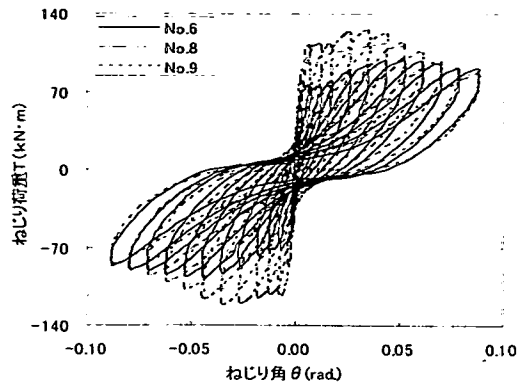


図-12 T-θ 曲線に対する軸力の影響
(No. 6, 8, 9) (軸方向鉄筋隅角配置, ctc30)

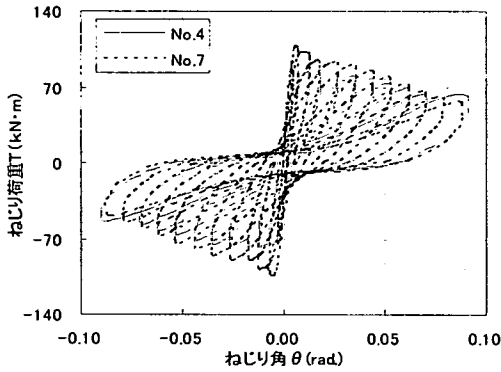


図-13 T-θ 曲線に対する軸力の影響
(No. 4, 7) (軸方向鉄筋均等配置, ctc60)

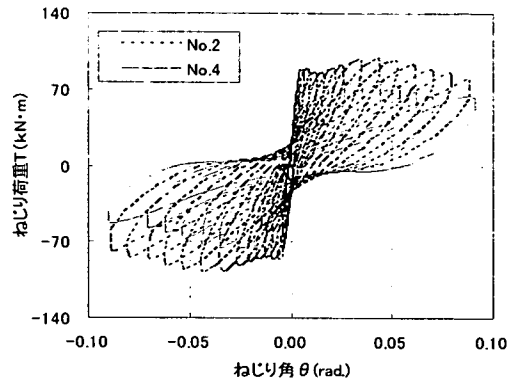


図-14 T-θ 曲線に対する帯筋間隔の影響
(No. 2, 4) (軸力5%)

耐力に至ることが分かった。

(3) 履歴曲線の検討

ここでは、検討ケースの相互比較を行う。

検討するパラメータは、軸圧縮力、帯筋間隔 (ctc で表示)、コンクリート強度、主筋配置であり、T-θ 曲線を用いて、それぞれの履歴図を示す。骨格曲線の諸数値を表-4 に示す。

a) 軸力の影響

図-11、図-12、図-13 に軸力が異なる No. 1, 2, 3 (ctc30, 軸方向鉄筋均等配置) と No. 6, 8, 9 (ctc30, 軸方向鉄筋隅角配置) と No. 4, 7 (ctc60, 軸方向鉄筋均等配置) の T-θ 曲線を示す。降伏耐力は、軸力が高いと大きくなるが、降伏耐力時のねじり角 θ は、軸力の影響をほとんど受けない。設計基準強度はすべて 40 N/mm^2 で、軸力は設計基準強度の 0%, 5%, 10% の 3 通りである。但し、実際のコンクリート強度には表-2 に示すようなばらつきがあり、その影響は耐力に現れるが、以下の考察はその影響を考慮しても成り立つ。コンクリート強度の影響

に関する考察は d) 参照。

降伏耐力点から最大耐力点への勾配は、軸方向鉄筋均等配置では軸力が大きくなるにつれて勾配がゆるやかになるのに対し、隅角配置では軸力の大きさにかかわらずほぼ一定である。最大耐力も軸力が高いと増加するが、その時の θ は、軸力大きいと逆に小さくなる。最大耐力以降は、同一の骨格曲線に合流し、合流後では T の下り勾配は概ね一致し、軸力の影響は見られなかった。帯鉄筋間隔が 60 mm ($p_v = 0.479\%$) である供試体 No. 4, 7 では降伏点を過ぎてからただちに最大耐力に達し、軸力の大きい部材ほど下り勾配が大きい結果となった。

b) 主筋配置の影響

図-11 と 12 を用いて、No. 1, 6 (軸力 0) と No. 2, 8 (軸力 5%) と No. 3, 9 (軸力 10%) の T-θ 曲線を比較すると、その形状の特徴はほとんど同じであることがわかる。骨格曲線において降伏点から最大耐力点までの勾配 (以下、2 次勾配と称する) に着目すると均等配置では軸力が大きくなるにつれて、2 次勾配が小さくなるのに対し、隅角配置では 2

次勾配にほとんど差がないことも分かる。

c) 帯鉄筋間隔の影響

帯鉄筋間隔が異なる, No. 2, 4 (軸力5%) と No. 3, 7 (軸力10%) の T-θ 曲線の比較を図-14, 図-15に示す。主鉄筋はいずれも均等配置である。降伏点の θ, T はいずれもほとんど同じであり, 帯鉄筋間隔の影響は見られないが, 最大耐力時の θ, T は帯鉄筋間隔の広い No. 4 と 7 が小さく, 降伏耐力の直後に最大耐力となり, 以後負勾配となるのに対し, 帯鉄筋間隔の狭い No. 2, 3 は最大耐力およびその時の θ は共に大幅に増加し, 靱性の大きい部材となっていることが分かる。2次勾配は軸力の小さい No. 2の方が大きい。このように帯鉄筋間隔の影響は降伏耐力以降で顕著に表れる。

降伏以前はコンクリートが支配的なため耐力差は小さく, 降伏以降は鉄筋とコンクリートが複合部材として挙動するため, 帯鉄筋間隔が広いと部材断面のみかけの体積膨張が顕著となり, 帯鉄筋が早い段階で降伏し, 骨格曲線は降伏点からすぐ最大耐力点に至ることになる。

d) コンクリート強度の影響

図-16, 17にコンクリート強度のみが異なる, No. 2, 5 (軸力5%, ctc30) と No. 7, 10 (軸力10%, ctc60) の T-θ 曲線の比較を示す。最大耐力はコンクリート強度が高いと増加した。例えば, No. 5 と No. 2 の圧縮強度比は 1.85 であり, 最大耐力比は 1.25 となっている。また, No. 10 と No. 7 の圧縮強度比は 1.34 であり, 最大耐力比は 1.16 である。したがって, 最大耐力比は, 圧縮強度比の平方根の値となっている。本供試体は, 帯鉄筋の降伏がコンクリートの破壊に先行するが, このように最大耐力はコンクリート強度の平方根に依存したものとなっている。但し, 修正圧縮場理論のねじり部材への適用については未だ確立しておらず, ここではふれない。また, コンクリートのせん断弾性係数は $G = E_c / 2(1 + \nu)$ (ν : ポアソン比) であるので, E_c の違いが初期勾配 GK_i として効いてくる。図では見にくい初期勾配の違いは表-2の縦弾性係数の差に起因したものと整理性のあるものとなっている。

降伏耐力時の θ はほとんど変わらない。最大耐力時の θ は No. 5の方が No. 2より若干小さいが, 履歴ループの形状に及ぼすコンクリート強度の影響はほとんどないと言える。

(4) ねじり率 φ の決定, T-φ履歴ループ

a) ねじり率 φ の算出

本研究では, 変位計により測定した供試体各断

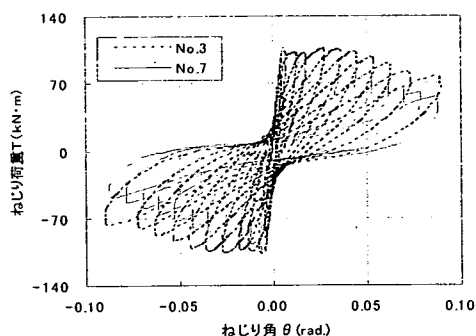


図-15 T-θ 曲線に対する帯鉄筋間隔の影響 (No. 3, 7) (軸力10%)

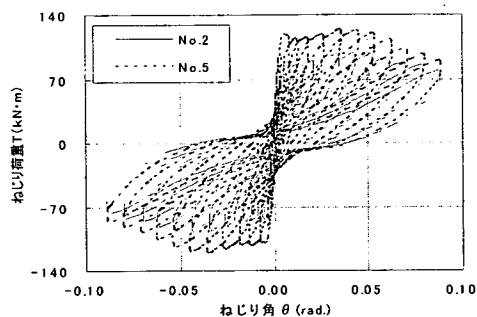


図-16 T-θ 曲線に対するコンクリート強度の影響 (No. 2, 5) (軸力5%, ctc30)

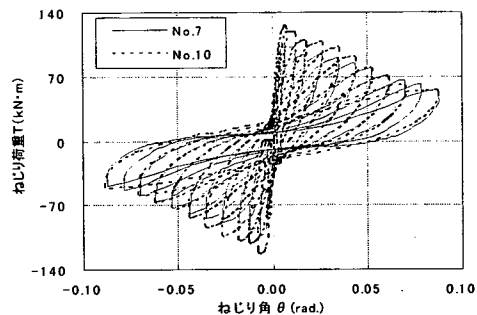


図-17 T-θ 曲線に対するコンクリート強度の影響 (No. 7, 10) (軸力10%, ctc60)

面のねじり角 θ からねじり率 φ を算出した (図-3, 18, 19)。断面 i と断面 i+1 に挟まれた区間の平均ねじり率 φ_i は,

$$\phi_i = (\theta_{i+1} - \theta_i) / l_i$$

l_i : 断面 i と断面 i+1 間の距離

断面 i のねじり角 θ_i を算出するにあたって, θ_i を微小と考慮して, 以下の近似式を使用した (図-18 参照)。

$$\theta_i = \tan^{-1}(d_i / y_i)$$

d_i : 断面 i に設置している変位計位置の水平距離

y_i : 供試体断面中心線から、変位測定点までの鉛直距離

b) 断面膨張影響の除去

変位計の値から断面膨張の影響を除去するにあたって、以下の仮定を立てた。

仮定 1. 断面膨張は供試体図心に対して点对称に生じており、膨張の度合いはなめらかに分布している。

仮定 2. 断面膨張は除荷時のみ発生し、荷重時は発生しない。

仮定 3. 供試体頭部のねじり角が 0 の時は、供試体全体のねじり角も 0 である。

$\theta = 0^\circ$ となる点を各半ループに取り、そのときの荷重側の $\theta = 0$ の点と除荷後のねじり荷重 0 の点のねじり率をそれぞれ ϕ_1, ϕ_2 とする (図-19 参照)。

荷重開始点から最大ねじり角までは、各計測点ねじり率が ϕ_1 であれば、 $(\phi_1 - \phi_1)$ を補正後のねじり率 ϕ_1' とした (仮定 3 による)。

最大ねじり角から除荷終了点までは、仮定 2 より膨張は除荷時に起こるとしているので、 $(\phi_2 - \phi_1)$ を膨張量として、最大ねじり角から除荷終了点ま

でを等分して補正した。例えば、除荷する間にデータを n 点計測していたならば、補正後のねじり率は $\phi_1' = \phi_1 - \{(\phi_1 + (\phi_2 - \phi_1) \times m/n)\}$ となる。 m は最大変位時のデータから順に 0, 1, 2, 3, ... とした。このような仮定に基づき測定変位より算出したねじり率を補正して、補正後のねじり率とした。

c) ねじり率-ねじり荷重関係

断面膨張の影響を除去したねじり率 ϕ とねじり荷重 T 関係 ($T-\phi$ 履歴ループ) について述べる。

図-20 に供試体 No. 9 の $T-\phi$ 履歴ループと $T-\theta$ 履歴ループの比較を、写真-2 にそのときの破壊状況のスケッチを示す。図中破線は供試体全長 (1.6m) に対するねじり角より算出した平均ねじり率を示し、実線は写真 2 に示す 550mm ~ 790mm 区間及び 790mm ~ 1210mm 区間でのねじり率である。

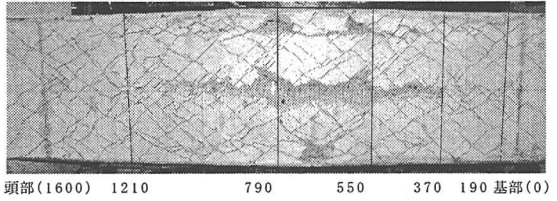


写真-2 供試体の破壊位置 (No. 9 東面単位 mm)

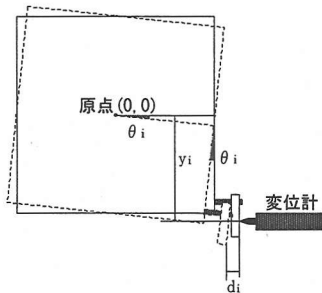
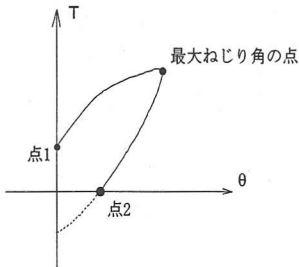


図-18 ねじり角 θ_i の算出



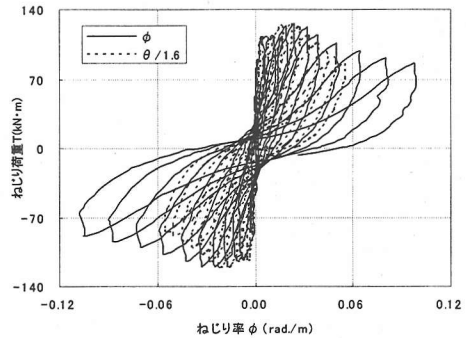
ϕ_1 : 点1のねじり率

ϕ_2 : 点2のねじり率

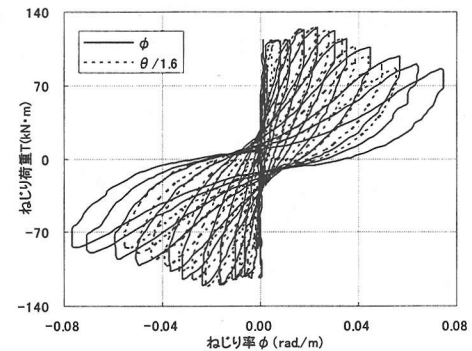
荷重区間: 点1から最大ねじり角の点まで (補正なし)

除荷区間: 最大ねじり角の点から点2まで (補正を行う)

図-19 断面膨張の除去



(1) ねじり率の測定区間(550mm ~ 790mm)



(2) ねじり率の測定区間(790mm ~ 1210mm)

図-20 ねじり率-ねじり荷重関係 No. 9 (破線は平均ねじり率)

最大耐力点後では中央区間でのねじり率の伸びが隣接区間よりかなり大きくなっており、破壊が中央区間に集中していくことが知られる。このように一様トルクを負荷している部材においても、終局時のねじり率が測定区間によって異なり部材全長にわたって一様に生じないのは、部材端のフーチングの影響や破壊が局部的に進行することなどによるものと思われる。

載荷開始からひび割れ発生までの弾性領域では、両区間で同じ $T-\phi$ 関係であった。次に、降伏点から最大耐力点までは、中央区間 (550 ~ 790mm) では、 $T-\phi$ 曲線が平均ねじり率より少し大きくなっているが、区間による差は大きくない。したがって最大耐力点までは、ほぼ一様にねじり率が生じていると考えてよい。

(5) 履歴復元力特性

実験結果より、純ねじりを受ける RC 部材の履歴ループは最初、原点志向型に近く、ねじり率 (塑性率) が大きくなるにつれて S 字型となることが分かる。

この履歴曲線を既往の履歴モデルと比較すると、RC 部材の曲げに対する武田モデル¹⁰⁾、PC 部材に対する岡本モデル¹¹⁾、大塚モデル¹²⁾とも異なった特徴を有しているようであり、本実験から得られた履歴ループを、既存の履歴モデルによって表現することは困難であると考えられる。ねじり部材の履歴則の提案については本稿の範囲を超えるので、改めて報告したい。

4. 骨格曲線計算

$T-\theta$ 骨格曲線のひび割れ点、降伏点及び最大耐力を以下の手順で求める。

(1) ひび割れ点に関する計算

ひび割れ発生前のねじり部材の挙動は、弾性理論により推定できるので、式(1)を用いてひび割れ時のねじりモーメントを算出する¹³⁾。

$$M_1 = K_1 \tau_1 \quad (1)$$

$$\tau_1 = \frac{\sqrt{(\sigma_x - 2\sigma_l)^2 - \sigma_x^2}}{2}$$

σ_x : 部材軸方向の圧縮応力度

σ_l : 部材断面に生じるコンクリートの斜め引張応力度 (実験結果との比較よりここでは曲げ引張強度を用いる)

K_1 : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 ($K_1 = b^3/4.8$)

b : 供試体断面の1辺の長さ

ひび割れ時ねじり率の算定は式(2)による。

$$\phi = \frac{M_1}{J} \quad (2)$$

J : ねじり剛性 ($J = Gb^4/7.11$)

G : せん断弾性係数

(2) 降伏点の決定

現在のところ、降伏点を直接計算することはできない。降伏点の荷重をひび割れ点の荷重の80%増しとすると、図-21から図-30に示される降伏点から明らかなように ctc60 (帯鉄筋比 0.479%) で高強度 (圧縮強度 60N/mm²) の供試体 (No. 10) を除いて、実験の降伏点にはほぼ一致する。なおこの値は、本実験結果を根拠とした暫定値として提案するものである。

(3) 終局ねじりモーメントの計算

本論文では、終局ねじりモーメントを斜め曲げ理論¹⁴⁾に基づいて算出することとした。斜め曲げ理論は部材軸に対し傾斜した破壊面を仮定し、この破壊面を横切る鉄筋に作用する力と、破壊面に作用する圧縮力の釣り合いから、終局ねじり耐力を算定する方法であるが、ここではこれに軸方向圧縮の存在を考慮する係数 β_{nl} をかけて、終局ねじりモーメントを求めた。終局ねじりモーメントは立体トラス理論によって求めることもできるが、作用軸力の影響が考慮できず、また主鉄筋と帯鉄筋が共に降伏している状態を想定しているため、本実験の状況とは異なっており、実験値との比較においても精度が悪かったので、ここでは採用しない。(表-5 参照)

$$M_{1\text{tud}} = \beta_{nl} k_1 f_{vcb} / \gamma_b \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad (3)$$

f_{vcb} : 斜め圧縮強度 $f_{vcb} = 1.25 \sqrt{f'_{ck} / \gamma_c}$

f'_{ck} : コンクリート圧縮強度

K_1 : ねじり係数

β_{nl} : 軸方向圧縮力に関する係数

$$\beta_{nl} = \sqrt{1 + \sigma'_{nd} / 1.5 f_{td}}$$

σ'_{nd} : 軸力による作用平均圧縮応力度

f_{td} : コンクリート引張強度

γ_b, γ_c : 部材係数で、一般に 1.3 としてよい。
(コンクリート強度の単位は N/mm²)

表-5 骨格曲線の諸数値 (計算値)

No.	軸力 N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ひび割れ点		終局モーメント (kN・m)	
				モーメント kN・m	ねじり角 rad	斜め曲げ理論	立体トラス理論
1	0 (0%)	33.4	2.39	31.2	0.0014	82.8	105.9
2	2 (5%)	2.31	41.3	0.0019	90.3	105.9	
3	4 (10%)	35.2	2.47	52.2	0.0023	100.6	105.9
4	2 (5%)	34.8	2.45	43.1	0.0019	94.7	74.9
5	3 (5%)	58.9	3.48	62.0	0.0020	122.6	105.9
6	0 (0%)	40.7	2.72	35.5	0.0015	91.4	119.1
7	4 (10%)	45.8	2.94	59.1	0.0022	114.6	74.9
8	2 (5%)	46.7	2.98	50.4	0.0016	107.2	119.1
9	4 (10%)	55.4	3.35	64.8	0.0020	125.9	119.1
10	6 (10%)	61.4	3.58	76.5	0.0023	138.1	74.9

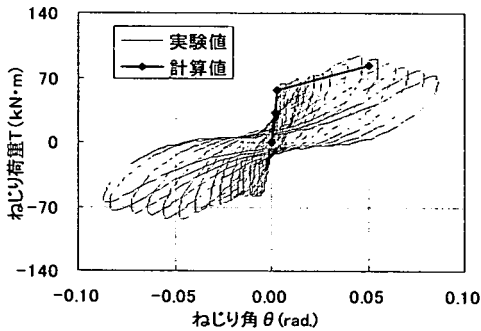


図-21 骨格曲線 (No. 1)

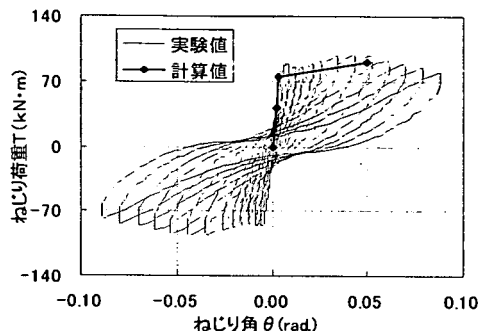


図-22 骨格曲線 (No. 2)

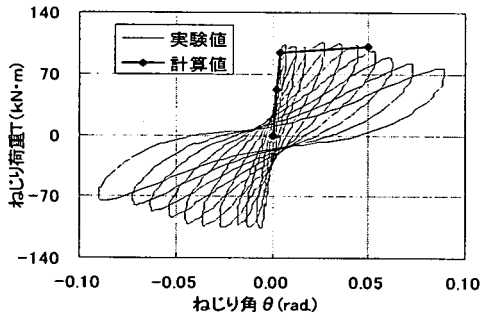


図-23 骨格曲線 (No. 3)

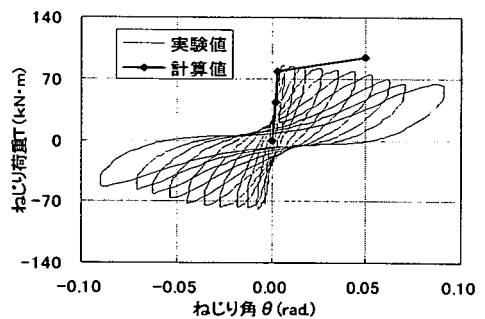


図-24 骨格曲線 (No. 4)

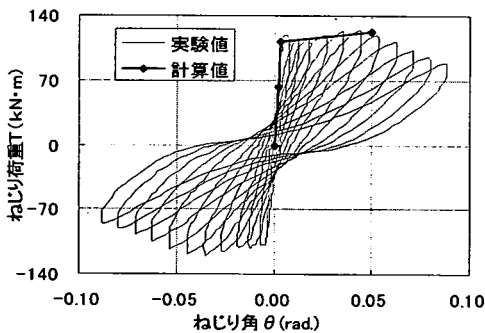


図-25 骨格曲線 (No. 5)

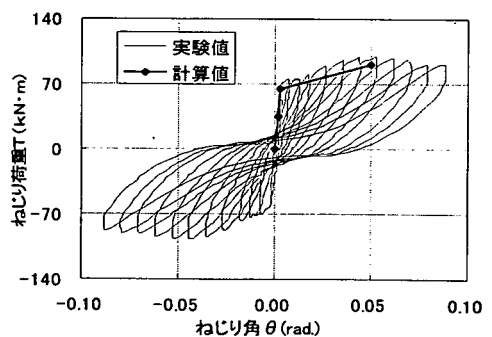


図-26 骨格曲線 (No. 6)

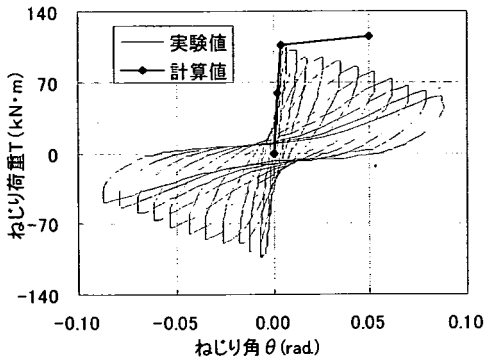


図-27 骨格曲線 (No. 7)

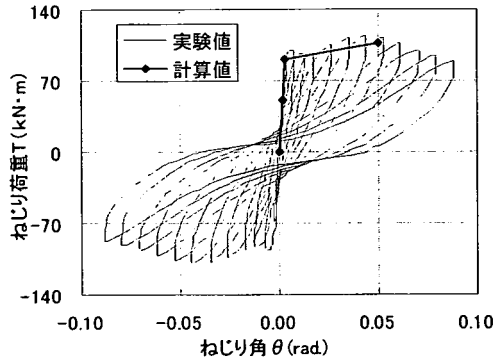


図-28 骨格曲線 (No. 8)

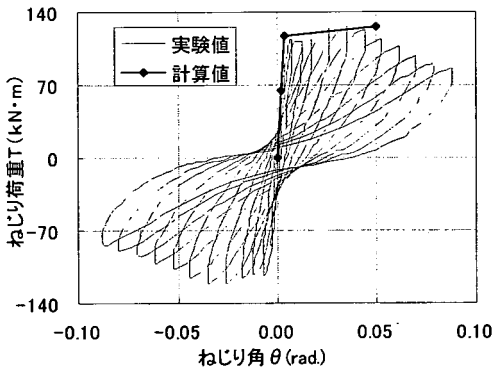


図-29 骨格曲線 (No. 9)

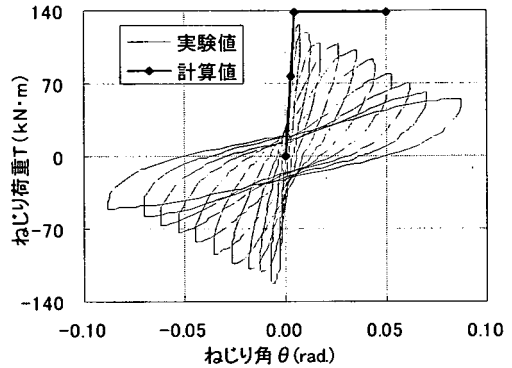


図-30 骨格曲線 (No. 10)

(4) 終局ねじり角の検討

泉³⁾による終局ねじりモーメント時のねじり回転角の算定式を用いて終局ねじり角を計算したが、本実験結果と比べ4倍以上大きな値となった。本研究におけるねじり破壊形式は横方向鉄筋降伏であるので、泉式は適用できないと考えられる。ここでは、実験結果との比較から、暫定的に供試体ねじり角をすべて0.05radとした。

(5) 骨格曲線と実験値との比較

以上のような考え方で算出した骨格曲線のひび割れ点と終局モーメントの値を表-5に、それらをもとに骨格曲線をバイリニアールで図化したものを図-21～30に示す。

ここで算出した骨格曲線は、帯鉄筋量を非常に小さく設定したNo. 4, 7, 10の供試体を除けば、最大耐力までは実験値とほぼ一致している。したがって帯鉄筋比が1%程度で、設計基準強度が40～60N/mm²、軸力が設計基準強度の10%程度までの、ねじり荷重に対して靱性のある部材に対しては、ここに示した骨格曲線の推定手法が妥当であるといえよう。

5. 結論

本研究では、一般的なRC橋脚をモデルとした模型供試体を用いて純ねじり正負交番荷重実験を行った。パラメータとして、軸圧縮力、主鉄筋配置、帯鉄筋間隔、設計基準強度を設定し、実験結果を比較検討した。

本研究で得られた成果をまとめると、以下のとおりである。

- (1) 純ねじりを受ける部材の復元力特性に最も大きな影響を及ぼすパラメータは初期軸力及び帯鉄筋間隔である。
- (2) 初期軸力があると、降伏点での耐力、最大耐力が増加し、小さいねじり角で最大耐力に達する。
- (3) 帯鉄筋間隔が広いと、最大耐力が0.006rad程度で現れ、その後の負勾配も急である。一方、帯筋間隔が狭いと靱性に富んだ挙動を呈する。
- (4) コンクリート設計基準強度が大きいとその平方根にほぼ比例して最大耐力が上昇するが、骨格曲線の形状は相似形である。
- (5) 純ねじりを受けるRC部材の履歴ループは、始め原点志向型に近く、徐々にS字型のループを

描いていく。初期軸力の存在により最大耐力以前の履歴ループの原点志向性は減少する。

(6) 純ねじりの骨格曲線に関しては、降伏と終局の2つの点からなるバイリニアードで最大耐力までの実験曲線をかなりの精度で推定できる。初期勾配は弾性理論の計算結果とよく一致する。降伏点から終局点までの2次勾配は軸力と帯筋の間隔に大きく影響される。

今後は、まず純ねじりを受ける部材の履歴曲線式の提示を行い、次いで軸力・曲げとねじりを同時に受ける部材の復元力特性交番載荷実験を行っていく予定である。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、九州大学大学院矢葺亘助手と山崎智彦技官には特に実験に関して種々の御指摘と御協力をいただきました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 泉満明, ねじりを受けるコンクリート部材の設計法, 技報堂, 1972. 9.
- 2) 泉満明, 鉄筋コンクリート設計法の最近の動向 [部材の設計 (その4) -ねじり-], コンクリート・ライブラリー第41号, pp. 133-144, 1975. 11.
- 3) 泉満明, コンクリート部材の終局ねじり強度の算定と設計法に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 305, pp. 111-124, 1981.
- 4) 泉満明, 円形断面を有するコンクリート部材のねじ

- り挙動, プレストレストコンクリート, Vol. 38, No. 5, 1996. 9.
- 5) 長瀧重義, 岡本享久, 梅木秀郎: 交番ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材の力学性状に関する研究, 土木学会論文集, No. 402/ V-10, pp. 135-144, 1989.
- 6) 須田久美子, 天野玲子, 増川淳二, 一宮利通: 高橋脚の耐震性能に及ぼすねじり加力の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, 1997.
- 7) 久家秀龍, 川口直能: 繰返しねじりを受ける鉄筋コンクリート部材の耐力と変形, 土木学会第56回年次学術講演会, V-444, pp. 888-889, 2001.
- 8) 福浦尚之, 前川宏一: 非直交する独立4方向ひび割れ群を有する平面RC要素の空間平均化構成則, 土木学会論文集, No. 634/V-45, pp. 177-195, 1999. 11.
- 9) 土屋智史, 津野和宏, 前川宏一: 常時偏心軸力と交番ねじり・曲げ/せん断力を複合載荷したRC柱の非線型三次元有限要素立体解析, 土木学会論文集, No. 683/V-52, pp. 131-143, 2001. 8.
- 10) Takeda, T.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ST12, ASCE, pp. 2557-2573, 1970. 12.
- 11) 岡本伸, 加藤博人: PC建造物の地震応答性状, プレストレストコンクリート, Vol. 33, No. 4, pp. 52-63, 1991.
- 12) 大塚久哲, 矢葺亘, 石原真一, 浦川洋介, 角本周: PC鋼材が偏心配置されるPC箱桁の復元力特性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol. 44, No. 1, pp. 65-72, 2002.
- 13) 道路橋示方書・同解説, IIコンクリート橋編, pp. 162-163, 日本道路協会, 2002. 3.
- 14) 大塚皓司, 庄谷征美, 外門正直, 原忠勝: 鉄筋コンクリート工学 (第三版), pp. 141-153, 技報堂, 1997. 2.

(2002.7.24 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON THE PARAMETERS EFFECTING THE HYSTERESIS LOOP OF RC MEMBERS SUBJECTED TO PURE TORSION

Hisanori OTSUKA, Yao WANG, Toyosuke TAKATA and Tohru YOSHIMURA

This research aims at getting the necessary basic data for the proposal of the hysteresis loop of RC members subjected to pure torsion. Pure torsion cyclic loading test was conducted by using the scale model of RC piers. The primary reinforcement and lateral reinforcement, concrete strength and axial forces were set up as parameters. The effect of these parameters on the second slope after yield, a negative slope after the maximum strength, and the ductility factor of torsion are clarified. Moreover, it was stated that the proposal of the estimation method about the skeleton curve based on the experiment results, and it also was referred that the relations between the torsion rate and the torsion angle, and the characteristics of hysteresis loop.