

RC 柱部材のねじり剛性低下の定式化と動的解析への適用の研究

Study on formulation of the reduction of torsional rigidity of RC columns and application of dynamic analysis

大塚 久哲*, 宇山 友理**, 秦 逸平***
Hisanori Otsuka, Tomoyoshi Uyama, Ippei Hata

*工博, 九州大学大学院教授, 工学府建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744)

**九州大学大学院, 工学府 建設システム工学専攻 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744)

***九州大学大学院, 工学府 建設システム工学専攻 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744)

When dynamic analysis is conducted, reduction of torsional rigidity is typically configured from tenth to twentieth part of initial rigidity. So influence of torsion is treated as unimportant on concrete structures. However, we think that influence of torsion should be appropriately considered in seismic design. Therefore, we conducted cyclic loading test for RC columns loaded by axial force, bending and torsion at the same time, and formulated the reduction of torsional rigidity. Furthermore, nonlinear dynamic analysis using the proposed formula of the reduction of torsional rigidity of RC columns was demonstrated for a RC framed structure.

Key Words: RC columns, cyclic loading test, reduction of torsional rigidity, nonlinear dynamic analysis

キーワード: RC 柱部材, 正負交番載荷試験, ねじり剛性比, 非線形動的解析

1. はじめに

近年, 立地条件の制約等から, 橋軸直角方向に偏心した逆 L 字型の RC 道路橋脚などが, また一方では橋梁の長大化に伴い RC アーチ橋などが目立つようになってきた。これらの構造物が地震力を受けた場合, 部材には, 曲げモーメントに加えてねじりモーメントが生じることになるため, 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。しかしながらこれまで, コンクリート構造物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おらず, 照査方法も明示されていない¹⁾。

一般に橋梁の動的解析を行う場合, ねじりひび割れ発生後にねじり剛性が大幅に低下することや曲げおよびせん断対し安全側の設計を行うため, ねじり剛性を初期剛性の 1/10 ~ 1/20 程度に設定して解析を行う²⁾³⁾⁴⁾。さらに, 曲げ破壊の照査においても, ねじりモーメントが同時に作用する場合, 両者の複合作用は適切に考慮されていない²⁾。一方, ねじり耐力やねじり変形に伴うエネルギー吸収を考慮することで, より合理的な耐震設計を行うことも考えられる。このように, 地震時におけるコン

クリート部材に対するねじりの評価は未だ不十分であり, 特にねじりに対する耐震補強設計などを行う場合には, ねじりの影響を適切に考慮したより厳密な応答計算を行うことが今後の重要な課題の 1 つと考えられる⁵⁾。

現在, ねじりを受ける RC 部材の解析事例として FEM 解析により実験で得られた RC 部材のねじり履歴特性を再現した解析⁶⁾やねじり剛性を考慮した橋梁の動的解析⁷⁾⁸⁾は種々行われている。そして, 橋梁の動的解析結果より, ねじり剛性の評価が構造物の応答に大きな影響を与える結果が示されている。しかし, これらの解析事例はねじりを考慮した実用的な耐震性能照査法を確立するにはいたっていない。

そこで, 著者らはまず, 軸力, 曲げおよびねじりの複合荷重を受ける RC 部材の実験結果に基づき⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾, ねじり剛性低下を軸力とコンクリート強度の比, 帯鉄筋量, 曲げとねじりの載荷比率をパラメータとして定式化した。次に, 提案式より得られるねじり剛性低下を用いた橋梁の非線形動的解析手法を紹介し, 一般的な PC 連続ラーメン橋を対象にした解析事例により, その結果を考案する。

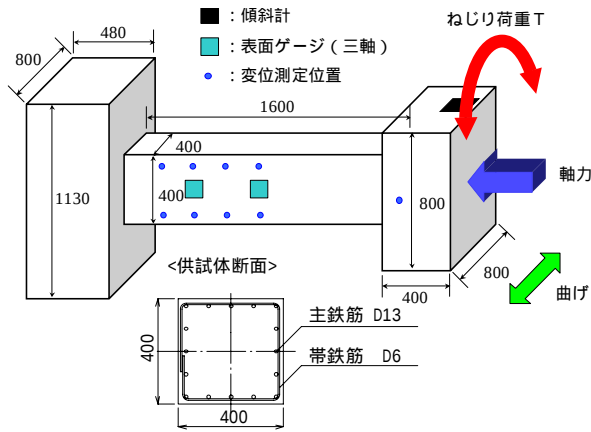


図 - 1 供試体概要 (単位: mm)

表 - 1 コンクリートの材料試験結果

No.	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	No.	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
1	33.4	3.9	2.28E+04	16	34.1	4.3	2.06E+04
2	47.6	4.3	3.11E+04	17	53.3	4.0	3.33E+04
3	51.1	4.0	3.07E+04	18	57.8	4.5	3.43E+04
4	43.2	3.6	3.61E+04	19	56.6	4.6	3.62E+04
5	32.8	2.8	2.14E+04	20	52.6	4.5	3.66E+04
6	31.9	3.4	2.28E+04	21	34.8	3.4	2.30E+04
7	50.6	3.9	3.23E+04	22	48.0	3.5	2.98E+04
8	45.4	3.2	2.72E+04	23	47.9	4.0	3.32E+04
9	54.0	3.9	3.39E+04	24	41.5	3.3	3.15E+04
10	51.6	3.5	3.18E+04	25	46.5	3.6	3.38E+04
11	35.3	4.1	2.39E+04	26	45.7	4.2	2.73E+04
12	49.3	3.4	3.01E+04	27	60.4	4.8	3.66E+04
13	50.4	4.0	3.55E+04	28	35.2	3.4	3.00E+04
14	47.5	3.7	3.16E+04	29	51.6	3.8	3.10E+04
15	40.6	2.9	2.46E+04	30	41.1	3.3	2.62E+04

表 - 2 鋼材の材料試験結果

鉄筋径	降伏荷重 P _y (kN)	降伏応力 σ _y (N/mm ²)	降伏ひずみ ε _y (×10 ⁻⁶)	弾性係数 (N/mm ²)
D6	10.2	322.0	1823	1.77E+05
D13	43.1	340.4	1885	1.80E+05

2. 実験概要と実験結果

本研究では、ねじり剛性低下を定式化するにあたり不足データを補うため、これまで行ってきた実験結果に加え、追加実験を行った。ここでは、既往実験と追加実験結果の計 30 体について実験概要と結果を記す。

2.1 供試体の概要

実験に用いた模型供試体の外形寸法を図 - 1 に示す。供試体のサイズは、荷重装置の容量から決定した。断面は正方形とし、局部破壊を避けるために両端はフーチングとした。また、使用した粗骨材の最大寸法は 15mm である。表 - 1, 2 に供試体使用材料の強度試験結果を示す。コンクリートは設計基準強度 40N/mm² で配合し、鉄筋は SD295 を使用した。なお、帯鉄筋が D6、主鉄筋が D13 である。

2.2 検討ケース一覧

検討ケースとしては、軸力、帯鉄筋間隔、曲げとねじりの荷重比率の影響に着目した。表 - 3 に各供試体の特

表 - 3 検討ケース一覧

No.	作用軸力 (kN)	配合強度 (N/mm ²)	軸応力比 (%)	目標載荷比率 (M_t/M_b)	帯鉄筋間隔 (mm)	曲げせん断 耐力比
1	0	40.0	0%	純ねじり(90°)	30	-
2				1.73(60°)		-
3				1.00(45°)		-
4				0.58(30°)		-
5				純曲げ(0°)		6.1
6	320		5%	純ねじり(90°)		-
7				1.73(60°)		-
8				1.00(45°)		-
9				0.58(30°)		-
10				純曲げ(0°)		4.2
11	360		10%	純ねじり(90°)	-	
12				1.73(60°)	-	
13				1.00(45°)	-	
14				0.58(30°)	-	
15				純曲げ(0°)	3.3	
16	0		0%	純ねじり(90°)	60	-
17				1.73(60°)		-
18				1.00(45°)		-
19				0.58(30°)		-
20				純曲げ(0°)		6.5
21	320		5%	純ねじり(90°)		-
22				1.73(60°)		-
23				1.00(45°)		-
24				0.58(30°)		-
25				純曲げ(0°)		4.5
26	360		10%	純ねじり(90°)	-	
27				1.73(60°)	-	
28				1.00(45°)	-	
29				0.58(30°)	-	
30				純曲げ(0°)	3.3	

曲げせん断耐力比=せん断耐力×せん断スパン比÷曲げ耐力

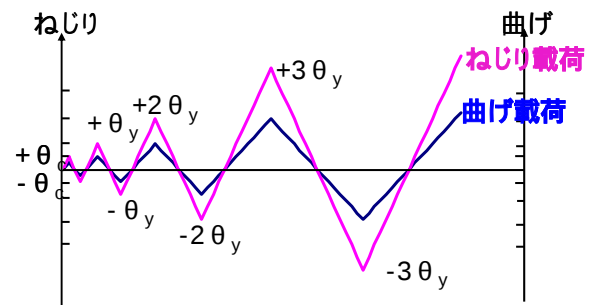


図 - 2 ねじり卓越型荷重イメージ

性、荷重条件を示す。なお、本研究における追加実験は、No.16~20 (軸力 0.0 N/mm², 帯鉄筋間隔 60mm, 荷重比率 5 ケース) の 5 体である。

軸応力比欄の「%」は、供試体の配合強度 (40N/mm²) に対する荷重軸応力の百分率である。軸応力比 5% は、一般的なラーメン橋の RC 橋脚程度として設定し、10% は、アーチ橋で発生する高軸応力部材として設定した。目標荷重比率 M_t/M_b (M_t: ねじりモーメント, M_b: 曲げモーメント) とは、同時荷重時の M_t と M_b の目標増加比率のことである。括弧で示している角度は、目標荷重比率を tan⁻¹(M_t/M_b) の式により、角度に変換したものである。目標荷重比率の決定に関しては、精度ある相関曲線を描くために値を決めた。

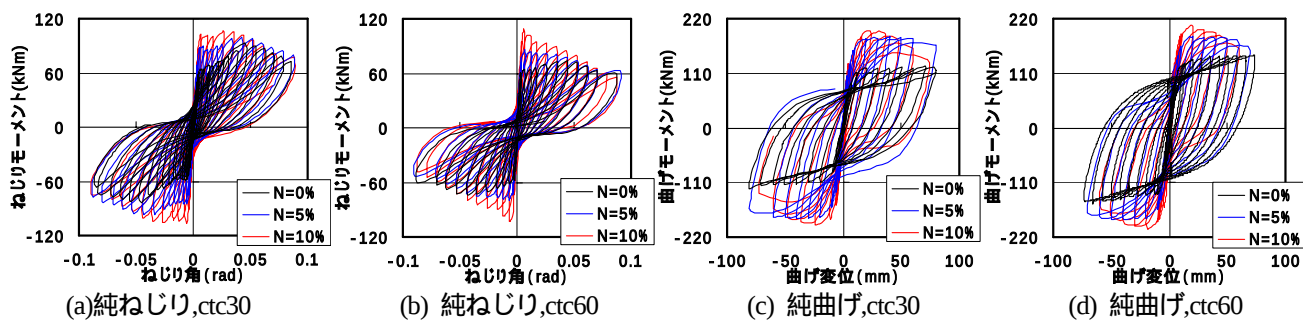


図 - 3 純ねじりおよび純曲げ載荷における荷重 - 変位曲線（軸力比較）

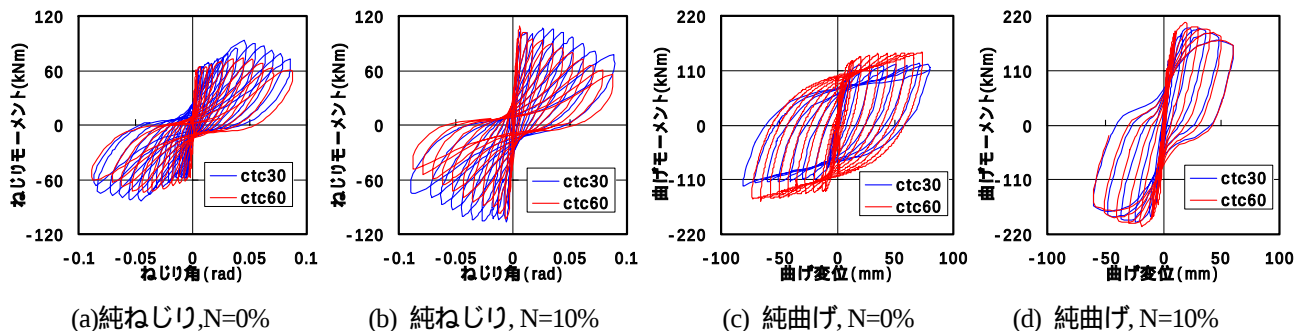


図 - 4 純ねじりおよび純曲げ載荷における荷重 - 変位曲線（帯鉄筋比較）

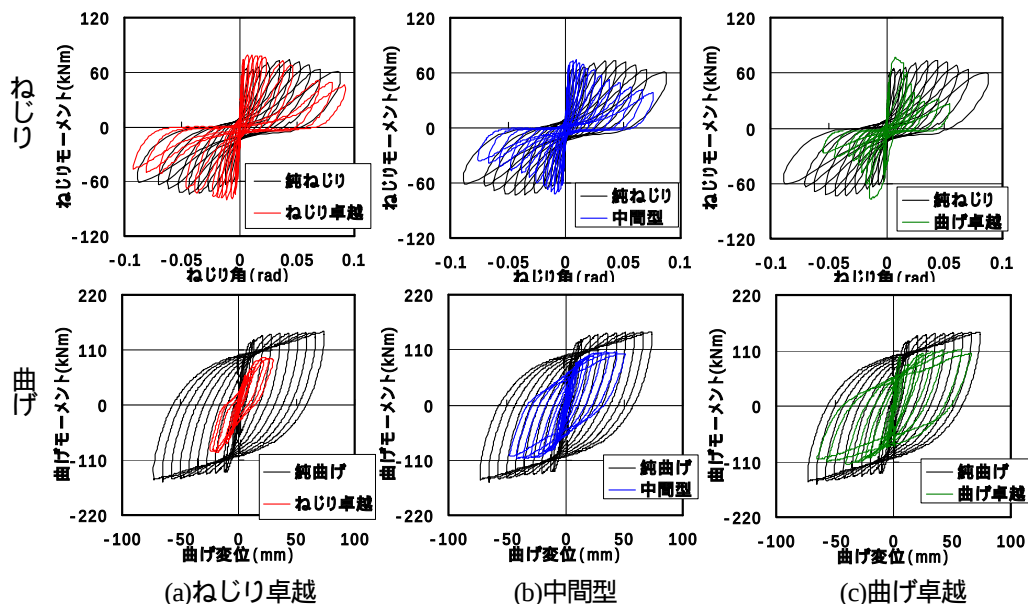


図 - 5 N=0%,ctc60 の荷重 - 変位曲線

2.3 載荷方法

載荷は、軸力用ジャッキ、曲げ用ジャッキおよびねじり用ジャッキの各ジャッキにより任意の荷重および変位を与える。純載荷時は、曲げ変位もしくはねじり回転を固定し載荷を行うのに対し、複合載荷時は、曲げ変位とねじり回転を同時に与え、各載荷比率に応じた円弧状の軌跡を描く。

複合載荷時の載荷方法として、降伏まで載荷割合（前述の目標載荷比率のこと）を一定に保つことを目標に、曲げ、ねじりの変形量を各載荷ステップで調整し行った。降伏以後は、降伏時の変位量の倍数で交番載荷を行った。また、載荷の増分に関して、ねじり荷重の増分を曲げ荷重の増分に対して大きくとったものをねじり卓越型、ま

た、その逆を曲げ卓越型と呼ぶこととした。さらに、載荷比率が同じものを中間型と呼ぶこととした。例として、図 - 2 にねじり卓越型載荷イメージ図を示す。この図に見られるように、制御した変位量は卓越するモーメント荷重による変位量である。

2.4 実験結果

(1) 荷重 - 変位曲線

図 - 3 ~ 5 にねじりおよび曲げの荷重 - 変位曲線を示す。図 - 3 には作用軸力の影響を見るために、図 - 4 には帯鉄筋間隔の影響を見るために、それぞれ純ねじりと純曲げの供試体を示している。また、図 - 5 において、載荷比率の影響として本研究で追加実験した No.16~20

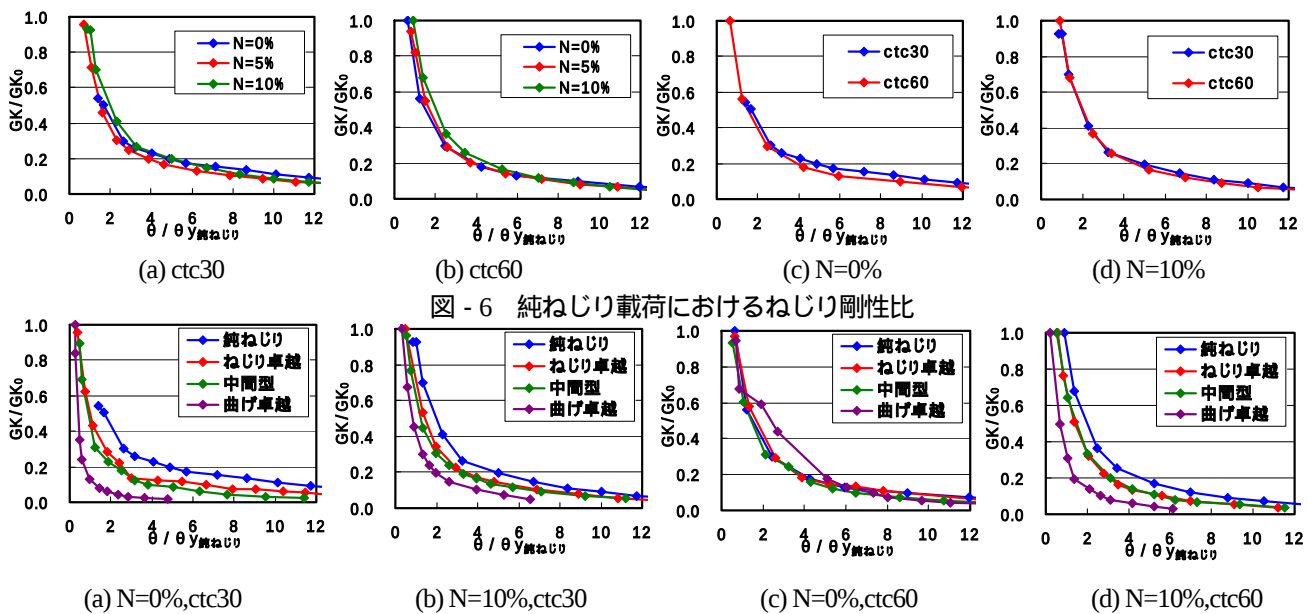


図 - 6 純ねじり载荷におけるねじり剛性比

(軸力 0kN, 帯鉄筋間隔 60mm) を示す。

まず作用軸力の影響は、純ねじりの履歴曲線においては帯鉄筋間隔 30mm, 60mm とともにねじり耐力は向上する傾向にある。特に、降伏耐力(ねじり剛性が急変する点)において顕著にみられ、最大荷重以後の荷重低下は帯鉄筋間隔が同一のケースにおいて、それぞれ一致している。また、純曲げにおいても、軸力が大きいほど曲げ耐力が増加する結果となった。

次に、帯鉄筋間隔の影響であるが、純ねじりについては、部材降伏を迎えるまでは帯鉄筋による大きな影響は見られない。しかし、帯鉄筋間隔 30mm においては、緩やかにねじり耐力が増加するのに対し、帯鉄筋が少ない帯鉄筋間隔 60mm では、部材降伏とともに最大耐力に達した後、低下域に入る。純曲げにおいて帯鉄筋は大きく関与せず、曲げ耐力に見られる差異は、コンクリート強度に起因するものと考えられる。

最後に载荷比率の影響であるが、ねじりに関しては、初期剛性については曲げの影響は少ないが、ねじり耐力や最大耐力以後の耐力低下は、曲げの影響を大きく受けている。曲げが卓越するにつれ、ねじり降伏耐力は低下し、最大耐力後の耐力低下の負勾配は大きくなる。曲げについては、ねじりが卓越するにつれ、初期剛性と曲げ耐力とともに低下する結果となった。

(2) ねじり剛性比

(1) で示した荷重 - 変位曲線より得られたねじりに関する基準塑性率と剛性比の関係を図 - 6, 7 に示す。ここで、縦軸は剛性比であり、実験結果より得られた初期剛性に対する履歴ループ毎の等価剛性の比である。横軸は基準塑性率であり、ねじり変形量を純ねじり時の降伏変形量で除した値 ($\theta/\theta_{y純ねじり}$) となっている。基準塑性率を採用した理由としては、純荷重時の力学特性との比較により、複合荷重時の挙動を定量的に評価するため

である。

以下、ねじり剛性比の傾向を軸力、帯鉄筋間隔、载荷比率に着目して記す。

まず、純ねじり時のねじり剛性比について、軸力に着目すると、軸力が大きい方が小さい場合に比べ、変位量が小さい範囲において、剛性低下が緩やかであることが分かる。帯鉄筋に関しては、わずかではあるが、帯鉄筋間隔が大きく、つまり帯鉄筋比が小さい場合、ねじり剛性の低下が早いことが分かった。

次に、複合载荷時は純ねじりに対して、かなり小さなねじり角で剛性が低下していることがわかる。また、剛性低下の傾向については、全て純ねじりのケースと相似形で低下しているが、複合载荷時は帯鉄筋間隔が大きく、軸力が小さいほど、剛性低下が急となる傾向にあることがわかった。

3. ねじり剛性比の定式化

3.1 定式化におけるパラメータ

本研究では、検討ケースとして表 - 3 に示した軸力、帯鉄筋間隔、曲げとねじりの载荷比率をパラメータとし実験を行っているが、実際には、コンクリート強度にバラツキがあり、軸力の比率である軸応力比は供試体により異なり、また载荷比率も目標とした値とは厳密には異なったものとなっている。

そこで本節では、定式化する際に用いる各パラメータ値を、材料試験結果および実験結果をもとに算出した結果を示す。

(1) 軸応力比

軸力に関するパラメータは、以下の式に示すコンクリートの圧縮強度と供試体に作用する軸力の比率とする。

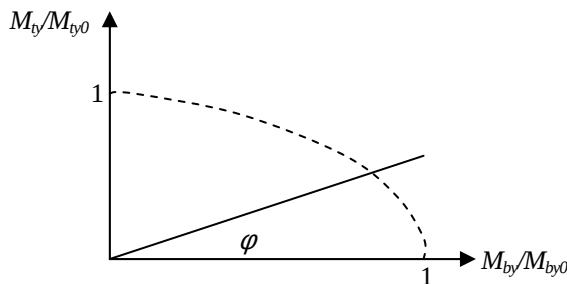


図 - 8 载荷比率イメージ図

表 - 4 各パラメータ値

供試 体 No	軸力		軸力比	帯鉄筋		载荷比率		
	軸力 kN	圧縮強度 N/mm ²		ctc mm	ρ_s	降伏耐力(kNm)	ϕ	
						ねじり	曲げ	rad
1		33.4	0			63.6	0.0	1.57
2		47.6	0			77.3	7.3	1.44
3	0	51.1	0	30	0.01	57.5	19.4	1.12
4		43.2	0			25.1	39.9	0.41
5		32.8	0			0.0	43.9	0.00
6		31.9	0.063			85.6	0.0	1.57
7		50.6	0.040			77.5	18.4	1.26
8	320	45.4	0.044	30	0.01	69.9	21.2	1.18
9		54.0	0.037			48.8	53.3	0.59
10		51.6	0.039			0.0	62.9	0.00
11		35.3	0.113			98.5	0.0	1.57
12		49.3	0.081			113.0	15.9	1.38
13	640	50.4	0.079	30	0.01	90.2	32.9	1.11
14		47.5	0.084			62.7	70.7	0.58
15		40.6	0.099			0.0	72.0	0.00
16		34.1	0			62.8	0.0	1.57
17		53.3	0			68.7	18.6	1.44
18	0	57.8	0	60	0.01	66.7	37.7	1.30
19		56.6	0			42.9	86.2	0.78
20		52.6	0			0.0	124.2	0.00
21		34.8	0.057			81.0	0.0	1.57
22		48.0	0.042			76.3	18.1	1.28
23	320	47.9	0.042	60	0.005	71.8	21.8	1.20
24		41.5	0.048			61.3	52.8	0.74
25		46.5	0.043			0.0	64.0	0.00
26		45.7	0.088			103.8	0.0	1.57
27		60.4	0.066			103.6	20.7	1.30
28	640	35.2	0.114	60	0.005	91.0	29.8	1.14
29		51.6	0.078			58.0	69.9	0.54
30		41.1	0.097			0.0	74.3	0.00

表 - 5 各ケースにおける近似値 α , β

No.	α	β	No.	α	β
1	0.866	-0.967	16	0.765	-1.028
2	0.462	-0.909	17	0.786	-1.075
3	0.426	-1.099	18	0.669	-1.101
4	0.135	-1.392	19	0.876	-1.189
6	0.744	-1.001	21	0.907	-1.177
7	0.511	-0.926	22	0.540	-1.089
8	0.396	-0.911	23	0.481	-1.033
9	0.381	-0.992	24	0.260	-0.881
11	1.060	-1.177	26	1.215	-1.312
12	0.626	-0.987	27	0.652	-1.118
13	0.576	-0.942	28	0.625	-1.099
14	0.344	-0.899	29	0.264	-1.036

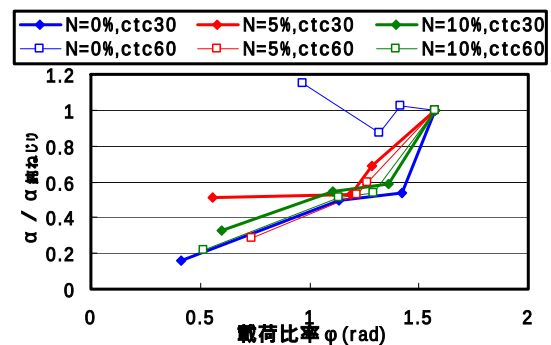


図 - 9 载荷比率に対する α プロット図

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \quad (2)$$

ここで, ρ_s : 横拘束筋の体積比

A_h : 横拘束筋 1 本当たりの断面積 (mm²)

s : 横拘束筋間隔 (mm)

d : 横拘束筋の有効長 (mm)

(3) 曲げとねじりの载荷比率

曲げとねじりの载荷比率は, 複合载荷時の降伏耐力を純荷重時の降伏耐力で除した値を, 角度 (rad) で表したものをパラメータとして用いる. 以下, 算出式と図 - 8 に算出イメージ図を示す.

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{M_{ty}}{M_{by}} \right) \left(\frac{M_{by0}}{M_{ty0}} \right) \quad (3)$$

ここで, ϕ : 载荷比率 (rad)

M_{ty0} : 純ねじり時の降伏耐力 (kNm)

M_{by0} : 純曲げ時の降伏耐力 (kNm)

M_{by} : 複合载荷時の降伏ねじり耐力 (kNm)

M_{ty} : 複合载荷時の降伏曲げ耐力 (kNm)

以上の定義に基づいて算出した各パラメータ結果の一覧を表 - 4 に示す.

3.2 ねじり剛性比の定式化

まず, 降伏時のねじり剛性を初期剛性 GK_0 とすると, 降伏時のねじり降伏モーメントと降伏ねじり角の関係

$$N_0 = \left(\frac{N}{ab} \right) / f'_c \quad (1)$$

ここで, N_0 : 軸力比

N : 初期軸力 (N)

a, b : 断面の辺長 ($a=b=400\text{mm}$)

f'_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

(2) 帯鉄筋間隔

帯鉄筋間隔は, 道路橋示方書に記載される横拘束筋の体積比 ρ_s をパラメータとして用いる¹⁾.

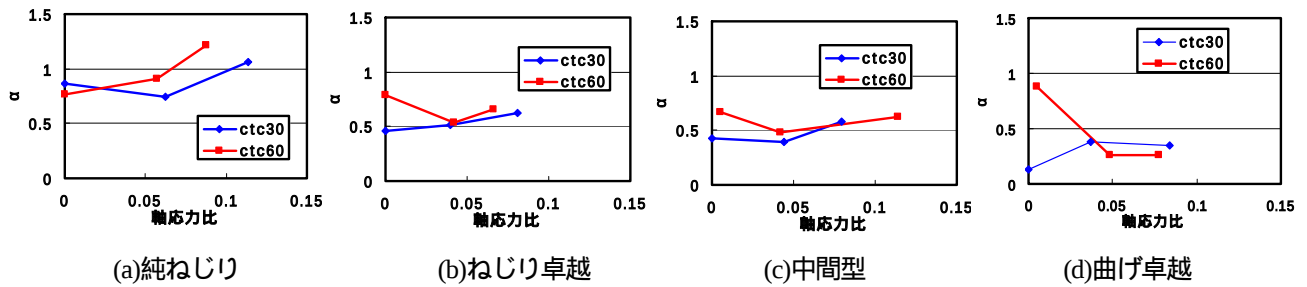


図 - 10 軸応力比に対する α プロット図

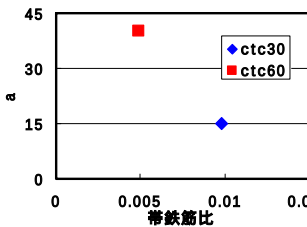


図 - 11 α プロット図

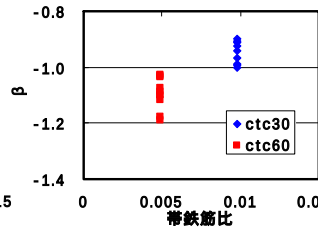
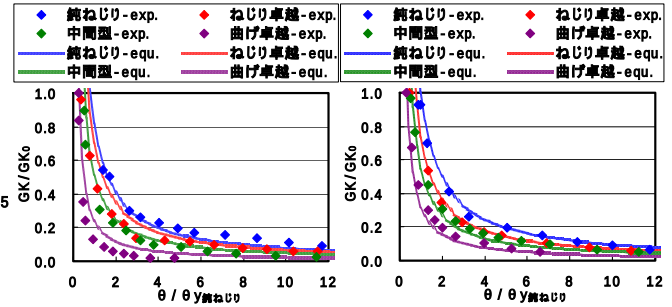
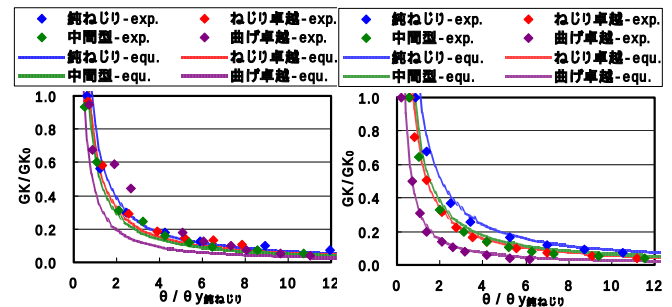


図 - 12 β プロット図



(a) $N=0\%$, ctc30 (No.1 ~ 4)

(b) $N=10\%$, ctc60 (No. 11 ~ 14)



(c) $N=0\%$, ctc30 (No. 16 ~ 19)

(d) $N=10\%$, ctc60 (No. 26 ~ 29)

図 - 13 ねじり剛性比の提案式と実験結果の比較

は次式で表現できる。

$$M_y = GK_0 \cdot \theta_y \quad (4a)$$

ここで, M_y : 降伏ねじりモーメント (kNm)

GK_0 : ねじり初期剛性 (kNm/rad)

θ_y : 降伏ねじり角 (rad)

次に, 降伏後の任意の点におけるねじりモーメントとねじり角は次の様に表現する。

$$M_t = GK \cdot \theta \quad (4b)$$

ここで, M_t : ねじりモーメント (kNm)

GK : ねじり剛性 (kNm/rad)

θ : 降伏ねじり角 (rad)

式(4a)と式(4b)より, ねじり剛性比は次のように表すことができる。

$$\left(\frac{GK}{GK_0}\right) = \left(\frac{M_t}{M_y}\right) \left(\frac{\theta}{\theta_y}\right)^{-1} = \alpha \left(\frac{\theta}{\theta_y}\right)^\beta \quad (5)$$

ここで, α, β : 実験係数

α と β の算出方法としては, まず実験結果を式(5)で示す関数で近似し, 得られた係数のプロット図の形状・傾向を鑑み, 前述した3つのパラメータにより数式化した。表-5に各供試体の実験結果を最小二乗法により近似し, 得られた α と β を示す。以下に, α と β の導出を記す。

(1) α の関数近似

α の近似式を作成するにあたり, まず全データの α を各ケースの純ねじり時の α で除した値をy軸に, 載荷比率をx軸にとったプロット図を図-9に示す。この結果より, 多少のばらつきはあるものの, 帯鉄筋比および軸応力比によらず, 純ねじりである $\phi=1.571(\text{rad})$ から小さくなるにつれて, α も二次曲線的に小さくなることから, 図-10に各載荷比率ごとの α の分布を示し

ているが(厳密には載荷比率は異なる), 軸応力比と帯鉄筋比による影響は, 純ねじりにおいては顕著に見られるものの, 複合載荷時には非常に小さいことがわかる。

そこで, まず純ねじりに対する複合載荷時の α の変動率 γ を, 図-9より式(6a)に示す通り, 載荷比率 $\phi(\text{rad})$ により表現した。

$$\gamma = 0.335\phi^2 - 0.087\phi + 0.26 \quad (6a)$$

したがって, 複合載荷時の α は純ねじり時の α (以下 α' と記す)に γ を乗じることで求められる。そこで次に, 純ねじり時の α' を定式化する。 α' の定式化としては, まず帯鉄筋間隔30mmと60mmをそれぞれ軸応力比 N_0 により二次関数で表し, その際, N_0 に係る係数を帯鉄筋比により決まる値として定式化した。式(6b)に α' の関数近似式を示すが, 軸応力比 N_0 により表現される二次関数式であり, 式中の a が帯鉄筋比により決まる係数である。

$$\alpha' = a \cdot N_0^2 + 0.85 \quad (6b)$$

ここで, 係数 a は帯鉄筋比2ケースのデータより線形

的に表現することとし、図 - 11 より式(6c)の通り表現した。なお図 - 11 は、帯鉄筋間隔 30mm と 60mm における式(6b)中の係数 a の分布を示すプロット図である。

$$a = 65 - 5100\rho_s \quad (6c)$$

以上、式(6a) ~ (6c)より、 α の関数近似式は式(7)により表現できる。

$$\alpha = \left[(65 - 5100\rho_s) \cdot N_0^2 + 0.85 \right] \times [0.335\phi^2 - 0.087\phi + 0.26] \quad (7)$$

(2) β の関数近似

β は理論的には、-1 になると考えられるが、本実験結果においては、図 - 12 に示すとおり帯鉄筋比による傾向が見られたため、帯鉄筋比を用い表現することとした。なお、他の実験結果との傾向に一致しない特異なデータに関しては、信頼性が乏しいため削除し、図中に示していない。このデータより得られた β の関数近似式は式(8)に示すとおりである。

$$\beta = 15.9\rho_s - 1.17 \quad (8)$$

3.3 ねじり剛性比の提案式と実験結果

前節で定式化したねじり剛性比の関数近似式をまとめると以下の通りである。

$$\left(\frac{GK}{GK_0} \right) = \alpha \left(\frac{\theta}{\theta_y} \right)^\beta$$

$$\begin{cases} \alpha = \left[(65 - 5100\rho_s) \cdot N_0^2 + 0.85 \right] \times [0.335\phi^2 - 0.087\phi + 0.26] \\ \beta = 15.9\rho_s - 1.17 \end{cases} \quad (9)$$

式(9)より得られる剛性比と実験結果を比較したものを図 - 13 に示す。両者比較的良好に一致しており、各パラメータによる傾向を表現することができている。

4. ねじり剛性低下の動的解析への適用

ここでは、前章で提案した RC 柱部材におけるねじり剛性比の関数近似式を、橋の非線形動的解析に適用するための手法の提案と解析例を示す。

4.1 ねじり剛性低下を考慮した解析手法

ねじり剛性比の関数近似式を用いた橋梁の動的解析の手法を図 - 14 に示すフローチャートの通り提案する。

まず、RC 柱部材のねじり剛性を全断面有効剛性の値を用い、動的解析を実施する。その結果より、ねじりモーメントが非線形領域に入の場合に対し、収束ねじり剛性を提案式より、収束計算を行うことで見つけ出し、動的解析を実施する流れである。

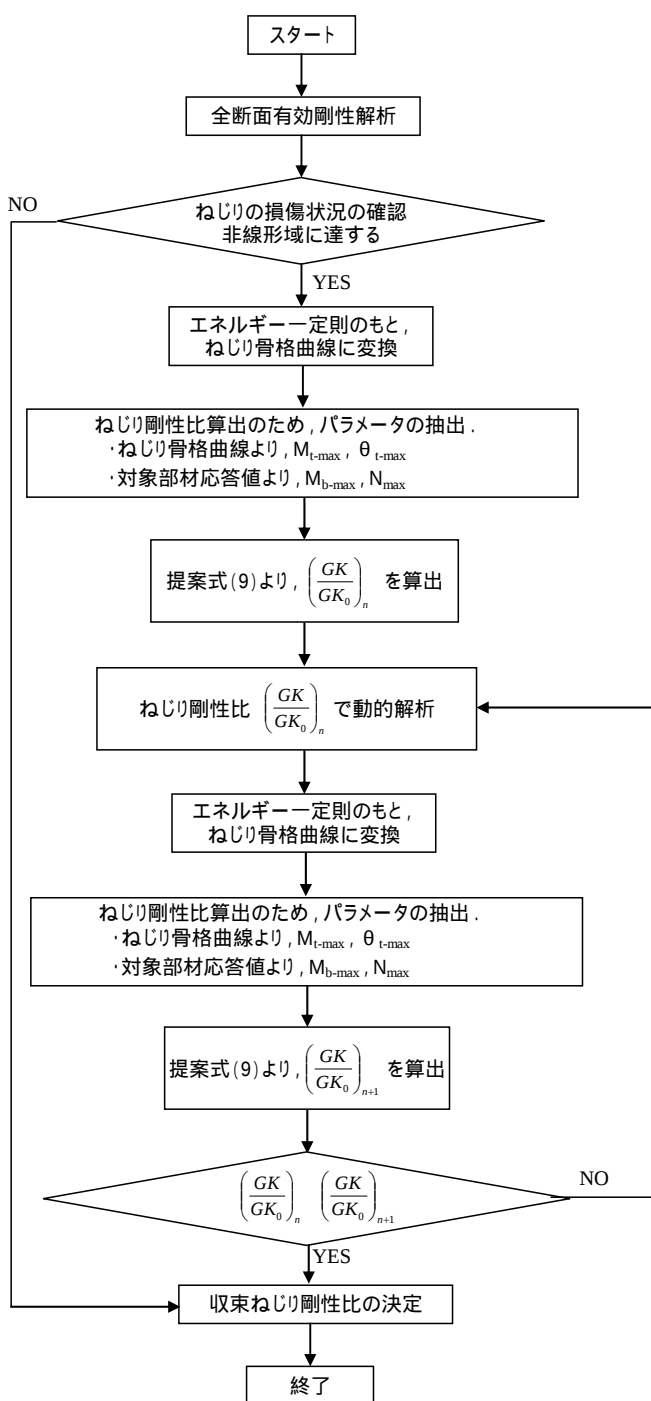


図 - 14 収束ねじり剛性低下率算出のフロー

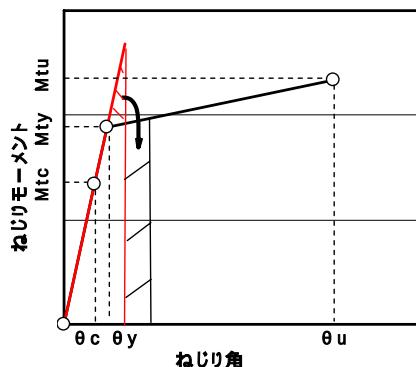


図 - 15 ねじり線形から非線形への置換イメージ図

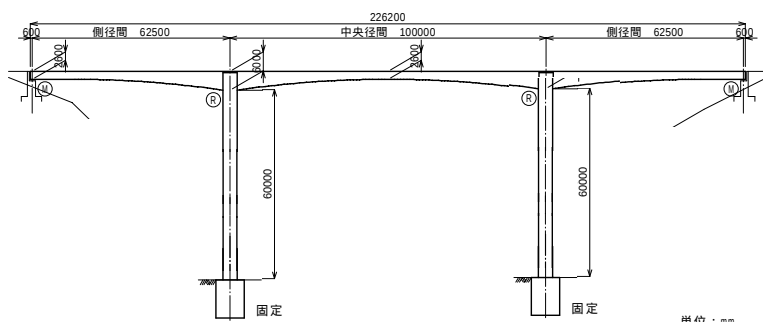


図 - 16 対象橋梁概要図

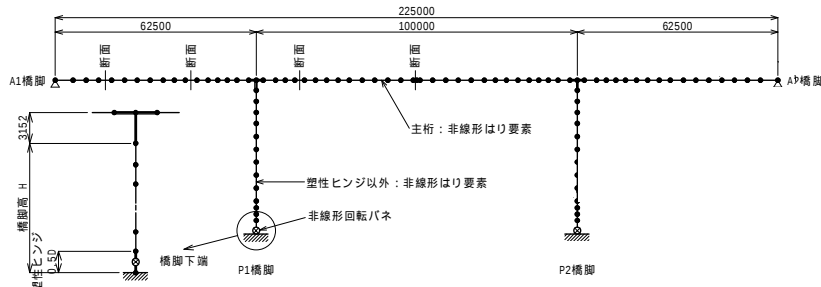


図 - 17 解析モデル図

具体的な収束計算の行い方は、初めに全断面有効剛性解析より得られた最大ねじりモーメントと初期剛性を、対象とする RC 柱部材のねじり骨格曲線にエネルギー一定則のもと置き換える¹²⁾(図 - 15)。ここで、ねじりは曲げと同じく非線形性を有するためエネルギー一定則が成り立つと仮定した。次に、置き換えられた骨格曲線より、最大ねじりモーメントと最大ねじり角を抽出する。また、RC 柱部材に作用する最大軸力と最大曲げモーメントも抽出する。そして、ねじり剛性比の算出に必要な軸応力比と帯鉄筋比、載荷比率をそれぞれ算出する。軸応力比については作用軸力と材料強度より、帯鉄筋比については対象とする RC 部材の配筋図等から計算する。

なお、載荷比率に関しては、実験結果より曲げとねじり耐力相関があることから、降伏時の両者のモーメントより算出すると定義しているが、一般的な動的解析においては両者の相関関係を考慮しておらず、曲げモーメントおよびねじりモーメントの値に関係なく、両者一律の値を取るため、常に一定の載荷比率を取ることにし、降伏耐力から載荷比率を算出することは適していない。

そこで、既往の研究結果より最大耐力および降伏耐力よりそれぞれ算定した載荷比率は比較的近いことから⁷⁾、本手法では応答最大曲げモーメントおよびねじりモーメントより載荷比率を算出することとする。

以上の3つのパラメータより、提案式の α と β が定まる。そして、置き換えたねじり骨格曲線より得られた最大ねじり角を降伏ねじり角で除すことで最大応答塑性率が求まり、 α および β とともに提案式に代入することで、ねじり剛性比が求まる。

次に、得られたねじり剛性比を入力し、動的解析を実行する。再び、解析結果より同手順によりねじり剛性比を

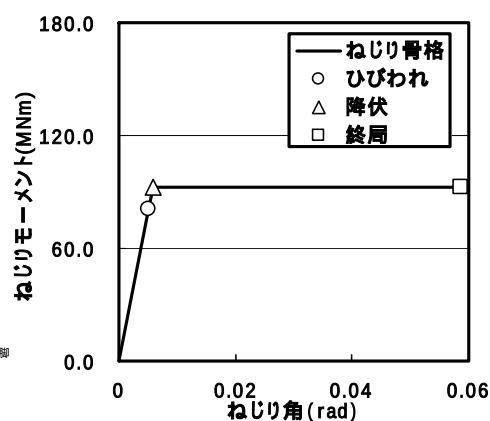


図 - 18 ねじり骨格曲線

算出する。この過程を繰返し、式(9)に示すように、前後のねじり剛性比が漸近するまで繰返し計算を行い、最終的に収束した値を収束ねじり剛性比とする。

$$\left(\frac{GK}{GK_0}\right)_n \approx \left(\frac{GK}{GK_0}\right)_{n+1} \quad (9)$$

4.2 ねじり剛性低下を考慮した動的解析例の概要

(1) 対象橋梁と解析モデル

本研究において対象とした橋梁は、中央径間 100m、橋脚高 60m の PC 連続ラーメン橋である。桁高や径間長の比率等は、既存する PC 連続ラーメン橋の平均値を用いて設定している¹³⁾。なお、RC 橋脚の帯鉄筋比は 1.8% である。検討対象とした PC 連続ラーメン橋の概要図を図 - 16 に示す。

解析モデルは、図 - 17 に示す三次元骨組みモデルである。橋脚基礎は固定端とし、支承については両端とも橋軸直角方向の回転のみ可動としている。また、橋脚下端は塑性ヒンジを考慮した非線形回転ばねでモデル化しており、塑性ヒンジ長は 0.5D とした。なお、塑性ヒンジ部以外の橋脚および主桁は、非線形はり要素でモデル化している。

(2) RC 橋脚のねじり骨格曲線

ねじり剛性比を考慮する上で想定したねじり骨格曲線を、図 - 18 に示す。まず、ねじりひびわれモーメントは式(10a)、(10b)より、ねじり弾性理論より算出した。

$$M_{tc} = K_t \cdot \tau_t \quad (10a)$$

表 - 6 解析検討ケース

case.	解析概要	GK/GK ₀	GK(MNm/rad)
case1	全断面有効剛性解析	1.000	1.578×10 ⁴
case2	初期剛性1/20解析	0.050	0.079×10 ⁴
case3	収束ねじり剛性低下率解析	0.255	0.402×10 ⁴

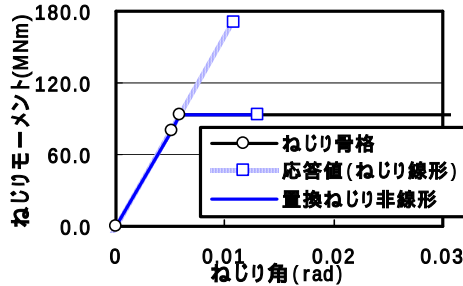


図 - 19 ねじり線形から非線形への置換例

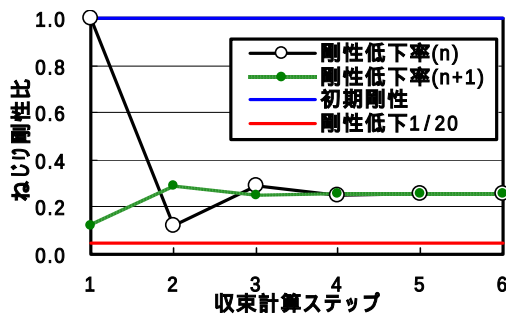


図 - 20 ねじり剛性比の収束状況

$$\tau_t = \frac{\sqrt{(\sigma_x - 2\sigma_I)^2 - \sigma_x^2}}{2} \quad (10b)$$

ここで, M_{tc} : ねじりひび割れモーメント

K_t : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数

σ_x : 部材軸方向の圧縮応力度

σ_I : 部材断面に生じるコンクリート斜め引張応力度

ねじり降伏モーメントは, 既往の実験結果よりねじりひび割れモーメントの15%増しとした⁷⁾。

$$M_{ty} = 1.15 \cdot M_{tc} \quad (10c)$$

ここで, M_{ty} : ねじりひび割れモーメント

ねじり終局モーメントは, 式(10d)に示す立体トラス理論により算出した¹⁴⁾。なお, ねじり終局モーメントを算出する上で, 作用軸力を考慮するために軸圧縮応力に関する係数 η を乗じた¹⁵⁾。

$$M_{tu} = 2 \cdot \eta \cdot A_m \sqrt{\frac{A_v \sigma_{vy}}{s} \cdot \frac{\sum A_l \sigma_{ly}}{P_0}} \quad (10d)$$

$$\eta = \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1.5 f_{tk}}}$$

ここで, M_{tu} : ねじり終局モーメント

A_m : ねじり有効断面積

A_v, A_l : 帯鉄筋, 主鉄筋の断面積

σ_{vy}, σ_{ly} : 帯鉄筋, 主鉄筋の降伏応力

s : 帯鉄筋間隔

P_0 : せん断流の通路の周長

η : 軸圧縮応力に関する係数

σ_n : 作用軸圧縮応力度

f_{tk} : コンクリート引張強度

また, ひび割れおよび降伏ねじり角に関しては弾性ねじり剛性より算出した。

$$\theta = \frac{M_t}{GJ} \cdot L \quad (10e)$$

ここで, θ : ねじり角

M_t : ねじりモーメント

G : せん断弾性係数

J : ねじり係数

L : 部材長

なお, 終局時のねじり角は, 弾性理論による推定値の10~15倍程度の回転角を生じること¹⁾, また既往の実験結果より高軸圧縮力のもとでは終局ねじり角が小さくなること⁹⁾より, ここでは降伏ねじり回転角の10倍とした。

$$\theta_u = 10 \cdot \theta_y \quad (10f)$$

ここで, θ_u : 終局ねじり角

θ_y : 降伏ねじり角

なお, 全断面有効剛性とした場合のねじり剛性 GK_0 は, 1.578×10^4 MNm/rad である。

(3) 解析検討ケース

解析検討ケースは, 全断面有効剛性解析および従来の手法である初期剛性の1/20に設定した解析, 収束ねじり剛性解析結果の計3ケースである。表-6に解析検討ケースと設定ねじり剛性比を示す。

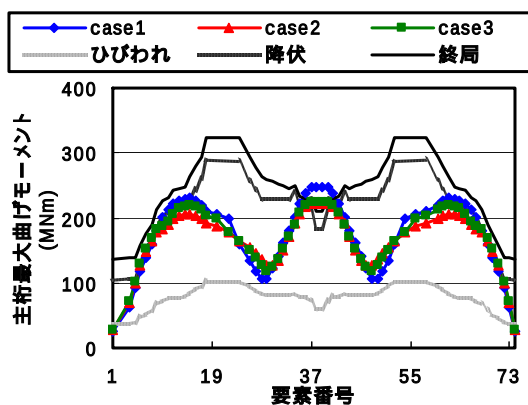
(4) 入力条件

解析手法は, 直接積分法 (Newmark β 法 $\beta=0.25$) にて動的時刻歴応答解析を行った。入力地震動は, Type -1を使用し, RC橋脚にねじりモーメントを発生させるため橋軸直角方向を加震方向とし, さらに, ねじりモーメントが非線形領域に達するよう波形の振幅を2倍にした。また, 減衰タイプはRayleigh減衰を採用した。

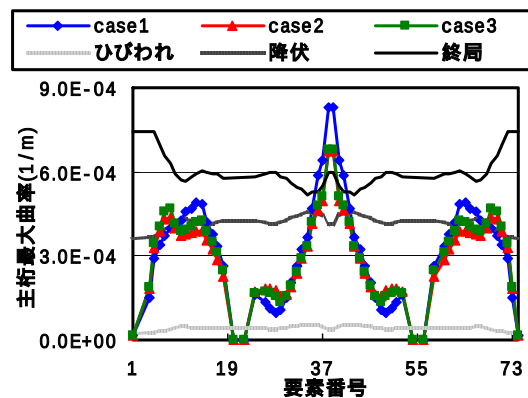
4.3 収束計算例

本解析における収束ねじり剛性比の算出過程を示す。

まず, 全断面有効剛性解析より得られたねじりの応答値とエネルギー一定則のもと置き換えた骨格曲線を図-19に示す。この結果得られた最大ねじりモーメントと最大ねじり角は92.7 MNm, 0.013 radであった。また, 橋脚に作用する最大曲げモーメントと作用軸力は, それぞ

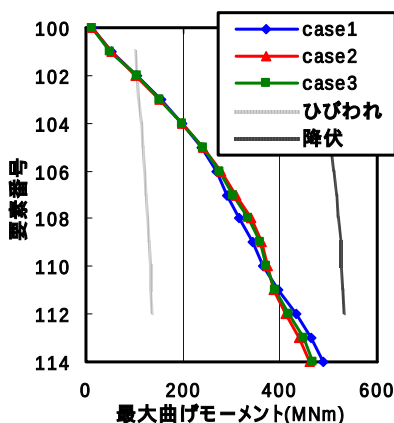


(a)主桁の最大応答曲げモーメント

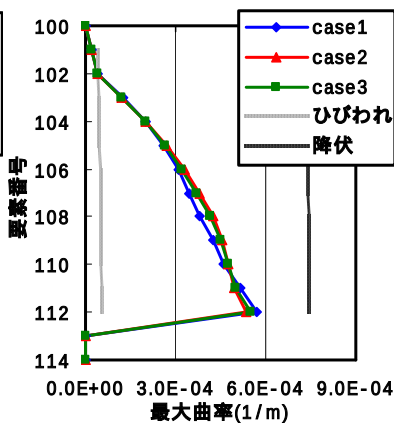


(b)主桁の最大応答曲率

図 - 21 主桁の最大応答値



(a)橋脚の最大応答曲げモーメント



(b)橋脚の最大応答曲率

図 - 22 橋脚の最大応答値

表 - 7 橋脚の最大ねじりモーメント

	case1	case2	case3
$M_t(\text{MNm})$	171.1	8.6	43.9
$\theta(\text{rad})$	0.01026	0.01032	0.01030

れ 432.5MNm と 51.6MN であった。

次に、これらの結果より軸応力比と載荷比率が 10.6%、0.888rad と求まる。また、帯鉄筋比は前述したとおり 1.8% であり、以上よりねじり剛性比は 12.2% となった。

一度目の計算結果より、入力ねじり剛性比(1.000)と出力ねじり剛性比(0.122)が漸近するにいたっていないので、再度、ねじり剛性比を得られた 12.2% に設定し解析を実行する。以上の計算過程を繰り返し行い、本解析においては計算回数 6 回でねじり剛性比は収束に至った。図 - 20 に計算ステップとねじり剛性比の収束状況を示す。

なお、本解析における収束ねじり剛性比は、表 - 6 に示した通り 25.5% であり、初期剛性の 1/4 程度の値となった。従来のねじり剛性を初期剛性の 1/10 ~ 1/20 で行う解析は、非常に過大なねじり剛性低下を設定していることがわかる。

4.4 ねじり剛性低下を考慮した動的解析結果

本解析で実施した 3 ケース（全断面有効剛性、初期剛性 1/20、収束ねじり剛性）の結果を主桁の最大曲げモーメントと最大曲率、橋脚の最大曲げモーメントと最大曲

率、橋脚のねじりモーメントの応答値に着目し比較した。なお、応答値は全て橋軸直角方向である。

(1) 主桁の応答

図 - 21 に主桁の最大曲げモーメントと最大曲率の分布を示す。横軸が主桁はり要素の要素番号を示し、縦軸が最大応答値を示している。なお、主桁のはり要素番号は、左端の支承が要素番号 1 で順に増加していき、最後、右端支承で要素番号 74 となる。また、各イベント（ひびわれ、降伏、終局）のモーメントと曲率も併せて図中に示す。

まず、径間中央部で曲げモーメントと曲率は卓越しており、全断面有効剛性である case1 は他のケースに比べ過大な値をとり終局を大きく越していることがわかる。case2 と case3 では、大きな差は見られなかった。

(2) 橋脚の応答

図 - 22 に P1 橋脚の最大曲げモーメントと最大曲率の分布を示す。横軸が最大応答値を示し、縦軸が橋脚はり要素の要素番号を示している。なお、P1 橋脚の要素番号は、上から順に 101, 102, ...114 である。また、ひびわれモーメントおよび降伏モーメントも併せて図中に示す。

橋脚の応答値に関しては、基部側でわずかに case1 の応答値が大きくなっている程度で、3 ケースにおいて大きな差は生じていない。

なお、基部において応答曲率が 0 であるのは、塑性ヒンジ部として非線形回転ばねによりモデル化しているためである。

(3) ねじりモーメント

表 - 7 に P1 橋脚の最大ねじりモーメントの応答結果を示している。

3 ケースにおいて、最大応答ねじり角に大きな差はないが、ねじりモーメントには差が生じている。つまり、case2 に比べ case3 はおよそ 5 倍のねじりモーメント (case2 : 8.6 MNm, case3 : 43.9 MNm) が発生しており、従来の初期剛性の 1/20 の解析に比べ、本解析手法では大きなねじりモーメントが発生することがわかる。

5. まとめ

本研究では、軸力および曲げ、ねじりの複合荷重を受ける RC 柱部材の実験結果よりねじり剛性比の定式化を行い、さらに橋梁の動的解析への適用例を示した。以上の検討より得られた知見をまとめると、次のとおりである。

- 1) ねじり剛性比を定式化し、橋梁の動的解析への適用方法を提案した。(式 9)
- 2) 橋脚のねじり剛性は主桁の応答に影響を大きく与え、全断面有効剛性で解析を行えば、ねじり剛性を低下させた場合に比べ、応答値は大きくなる。
- 3) 一般的な PC 連続ラーメン橋を対象に収束ねじり剛性比を算出した結果、初期剛性の 1/4 程度であることがわかった。この値は、従来慣用的に使用してきたねじり剛性比 (1/10 ~ 1/20) に比べて大きく、大きなねじりモーメントが発生することとなる。

以上が本研究で得られた知見であるが、本解析手法で動的解析を行えば、従来よりも詳細なねじりに関する検討が行えるものと考えられる。しかし、本解析手法もねじりの非線形性の直接的なモデル化および曲げとねじりの耐力相関が考慮されておらず、未だ十分な解析とはいえない。そこで、より厳密な耐震設計を行うにあたり、曲げとねじりの耐力相関モデルを作成し、解析に反映することを今後の課題とする。

謝辞

本研究を実施するに当たり、九州大学大学院建設デザイン部門の山崎智彦技術職員には実験に関して多大な御支援をいただき、また解析については、オリエンタル白石株式会社の浦川洋介氏より、データ提供および御助言を頂き、ここに記して謝意を表わす。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，耐震設計編，丸善，2002.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料 / PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例，丸善，1998.
- 3) 川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技法堂，1998.
- 4) (社)プレストレストコンクリート技術協会：PC 構造物耐震設計規準 (案)，1998.
- 5) 泉満明：組合せ力を受けるコンクリート部材の設計，技報堂出版，2004.
- 6) Tsuchiya, Maekawa and Kawashima: Three-Dimensional Cyclic Behavior Simulation of RC Columns under Combined Flexural Moment and Torsion Coupled with Axial and Shear Forces, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.5, No.3, 409-421, October 2007
- 7) 浦川洋介，大塚久哲，吉川卓，角本周：ねじり剛性の評価がラーメン橋の耐震性能照査に与える影響について，第 10 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム後援論文集，pp391-398，2007.
- 8) 谷村幸裕，渡邊忠明，蘆谷譲：鉄道 RC ラーメン橋台の三次元非線形地震応答解析，土木学会論文集 E，Vol.64，No.3，pp400-415，2008.
- 9) 大塚久哲，王堯，高田豊輔，吉村徹：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，土木学会論文集，No.739 / -60，pp93-104，2003.
- 10) 浦川洋介，大塚久哲，竹下永造：軸力，曲げおよびねじりを同時にうける RC 部材の挙動に関する研究，構造工学論文集，Vol.51A，pp885-892，2005.
- 11) 大塚久哲，竹下永造，浦川洋介：軸力，曲げ/せん断，及びねじりの複合荷重を同時に受ける RC 部材の耐震性能と相関特性，土木学会論文集，Vol. 2005 No. 801，pp.801_123-801_139，2005.
- 12) 大塚久哲：実践耐震工学，共立出版，2004.
- 13) (財)高速道路調査会：PC 多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書，1988
- 14) 泉満明：コンクリート部材の終局ねじり強度算定と設計法に関する研究，土木学会論文報告集，第 305 号，pp.111-124，1981.
- 15) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，2002

(2008 年 9 月 18 日受付)