

# [198] ねじりを受ける縁ばりの曲げとせん断に対する 耐力・靱性について

正会員 狩野 芳一 (明治大学工学部)  
正会員 ○ 鈴木 茂 (明治大学大学院)

## 1. はじめに

構造物に作用するねじりモーメントは、力の釣り合いを維持するために部材が抵抗しなければならない釣り合いねじりと不特定構造物で部材相互の連続性の条件から生ずる変形適合ねじりとがある。重力を対象とする設計ではねじりに対する取り扱いはいずれも釣り合いねじりのみを対象とし、変形適合ねじりの場合は無視することが認められている<sup>1)</sup>。耐震設計においても、Collins や児島の研究結果を適用すれば、変形適合ねじりの場合、部材のねじれ耐力、曲げとせん断に対する耐力に関してはねじりの作用を無視できるものと考えてよい。しかし、耐震設計においては耐力と同時にじん性の確保が重要である。筆者らは、昨年<sup>2)</sup>、ねじれ振動をする建物の柱を想定した実験を行ない、変形適合ねじりの場合であっても強制されるねじれ角が部材のじん性に影響し得ることを示したが、本報では、長期応力によって釣り合いねじりおよび変形適合ねじりの影響を常に受ける縁ばりを対象として部材実験を行ない、ねじりを受ける縁ばりの曲げとせん断に対する耐力およびじん性について検討を加えたものである。

## 2. 実験計画

### 2.1 検討対象

ねじりを受ける縁ばりとして、次の2つの場合を想定して実験を行なう。

- I) 片持ちばりを支持する場合 (釣り合いねじり)
- II) 小ばりを支持する場合 (変形適合ねじり)

前者の場合は、鉛直荷重によって一定のねじりモーメントを受けながら地震力による曲げせん断力を受ける。曲げせん断力の増加とともにねじりと曲げせん断の相互作用によってねじれ剛性が低下し、縁ばりのねじれ角が増大することが予想される。ねじりモーメントが大きい場合には、組み合わせ応力の影響でねじれ破壊を誘発することも考えられる。後者の場合は、曲げせん断力の増加とともにねじれ剛性が低下し、小ばりが健全であれば応力の再配分が生じてねじりモーメントは減少することが期待される。Collins らが扱った鉛直荷重時の応力再配分の場合と同じく、縁ばりのねじれ角は、小ばりが単純ばりとなるとき材端回転角以上にはなり得ない。

### 2.2 実験のモデル化

- I) ねじりモーメント一定形 (Tシリーズ)

片持ちばりを支持する場合をモデル化したものである。鉛直荷重時を模した応力組み合わせ比でねじりモーメント $T$ と曲げせん断力 $Q$ を加えた後(図2点O)、ねじりモーメントを一定に保って曲げせん断力のみを増加させる。ねじりモーメントの値はプロトタイプについて検討して、通常起こり得る程度の値(37.50tcm)および極端に大きく、最終的にはねじれ破壊を予想した場合(75.0tcm)の2種とした。

- II) ねじれ角一定形 (Fシリーズ)

小ばりを支持する場合をモデル化したものである。Tシリーズと同様に鉛直荷重時を模した応力(図2点O)を生じさせた後、ねじりモーメントを一定に保って曲げせん断力のみを増加させ、ねじれ角が一定限度に達した後はねじれ角を一定に保って曲げせん断力を加え続ける。これは、図2に曲線OAで示した実際構造物で予想されるT- $\phi$ 関係の代わりOBCの経路としたもので、実際より不利な条件になると考えた。当初加えるねじりモーメントの値は、Tシリーズと同じ2種とし、拘束ねじれ角は、プロトタイプ

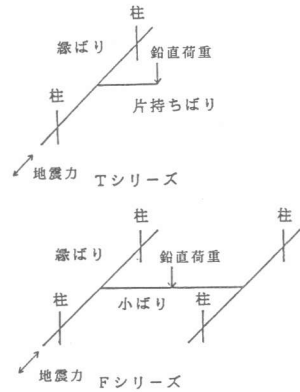


図1. 検討対象

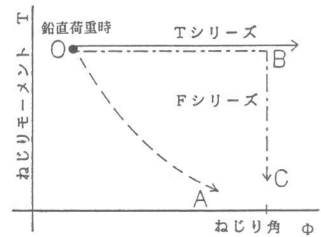


図2. 地震力作用時の縁ばりのT- $\phi$ 関係

による検討より、非現実的に近く大きい値、 $30 \times 10^{-3} \text{ rad}$  (単位ねじれ角  $4.0 \times 10^{-4} \text{ rad/cm}$ ) とした。

### 2. 3 試験体計画

試験体は、既に行なった実験シリーズとの対応を考慮して、コンクリート強度を  $280 \text{ kg/cm}^2$ 、引張鉄筋比  $P_t=1.9\%$ 、あばら筋比  $P_w=0.48\%$ 、せん断スパ

ン比  $a/D=3$  とした。大野荒川式の平均値式より求めたせん断耐力と曲げ耐力の比  $sQuav/mQu$  は  $1.05$  となり、単調加力の下では曲げ破壊が期待されるものである。表1には、試験体種別を使用材料強度も含めて示した。補強筋には、軸方向筋に  $D22$ 、あばら筋に  $D6$  を用いた。図3に試験体形状及び配筋図を示した。

### 3. 実験方法

図4に荷重装置の略図を示す。加力は両端支持の単純ばり形式とし、中央スタブで材軸まわりの回転を拘束する形で集中荷重を加え、試験側端部スタブに固定した鉄骨ウイングに加力してねじりモーメントを与えた。曲げせん断力の荷重は試験機から電気的に取り出し、ねじり加力の荷重は鉄骨ウイング端部のロードセルで測定した。変形は試験体スタブに固定した測定フレームに取り付けた電気式変位計を用いて、相対ねじれ角、部材角、材端回転角の形で記録した。また、Fシリーズでは同一のフレームに取り付けた前述のものとは別の変位計を用いて相対ねじれ角を測定し、実験を制御した。主要な点で、主筋およびあばら筋の歪度を測定した。

### 4. 実験結果及び検討

各試験体の実験結果を表2に示す。ねじりモーメント  $T$  と相対ねじれ角  $\theta$  の関係、せん断力  $Q$  と部材角  $R$  の関係、相対ねじれ角  $\theta$  - 部材角  $R$  - 材端回転角  $\theta$  の関係、ねじりモーメント  $T$  とせん断力  $Q$  の関係をそれぞれ図6から図13に示す。また、曲げ降伏時の亀裂状況と鉄筋歪状況を図14に合わせて示す。

#### 4. 1 破壊性状について

所定のねじりモーメントを加えた後曲げせん断を増加すると、ねじれ剛性の低下が生じ、図6、図7に示すように一定のねじりモーメントの下でねじれ角が増大する。これは、見島も指摘しているように、ねじれ剛性に関してねじりと曲げせん断との相互作用があるためである。この剛性低下に基づき、

Fシリーズでは、ねじれ角を一定値に拘束しはじめると作用ねじりモーメントが急速に低下した(図7、図13)。変形適合ねじりにおけるねじりモーメントの再配分は、鉛直荷重に対してCollinsらが指摘しているが、地震時の応力再配分は曲げせん断の増加を契機として生ずるもので、鉛直荷重によるねじりモーメン

表1. 試験体種別

試験体	B×D b×d		コンクリート 強度		軸方向筋			あばら筋			m		
	c cm	cm	F <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	F <sub>t</sub> kg/cm <sup>2</sup>	配筋	P <sub>y1</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>l</sub>	配筋	P <sub>yv</sub>		P <sub>w</sub>	P <sub>v</sub>
			%	%		%	kg/cm <sup>2</sup>	%		%			
3BST-12-1-N			269	25.2									
3BST-12-1-T1			280	29.3									
3BST-12-1-T2	15×30 12×27		282	25.4	4-D22	3.78	6.1.9	1.3.44	D6 8.8#	3.07	3.0.48	0.62	
3BST-12-1-F1			286	27.9									
3BST-12-1-F2			280	27.7									

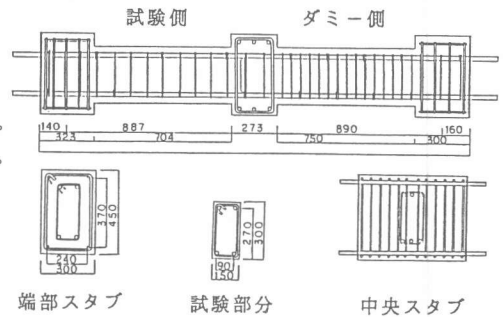


図3. 試験体形状及び配筋図

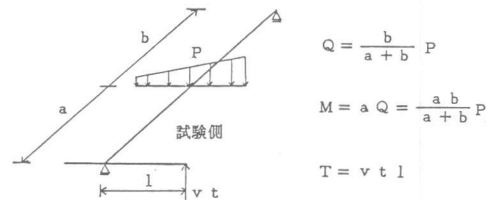


図4. 荷重概念図

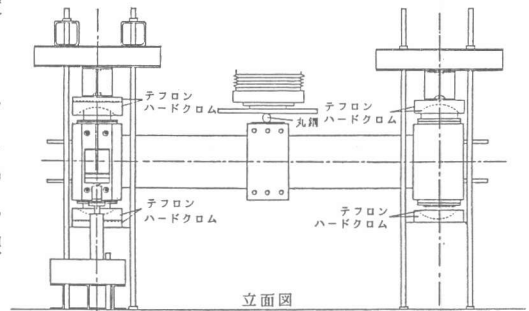


図5. 加力装置

表2. 実験結果一覧

試験体	曲げ亀裂発生時			斜め亀裂発生時			曲げ降伏時			最大耐力時		
	M	Q	T	M	Q	T	M	Q	T	M	Q	T
	t <sub>m</sub>	t <sub>i</sub>	t <sub>com</sub>	t <sub>m</sub>	t <sub>i</sub>	t <sub>com</sub>	t <sub>m</sub>	t <sub>i</sub>	t <sub>com</sub>	t <sub>m</sub>	t <sub>i</sub>	t <sub>com</sub>
3BST-12-1-N	2.04	2.27	—	3.83	4.26	—	7.24	8.05	—	9.97	11.1	—
3BST-12-1-T1	1.35	1.50	3.7.51	1.58	1.75	3.7.87	7.14	7.93	3.6.08	8.49	8.33	5.0
3BST-12-1-T2	1.11	1.23	5.0.71	2.61	4.05	5.6.76	9.87	7.57	4.3.7	3.98	2.16	7.8
3BST-12-1-F1	1.35	1.50	3.7.51	1.58	1.75	3.7.87	7.20	8.00	3.7.78	8.94	9.93	19.7
3BST-12-1-F2	1.19	1.32	5.6.81	2.51	1.39	5.9.87	7.11	7.90	7.2.79	9.54	10.68	2.0

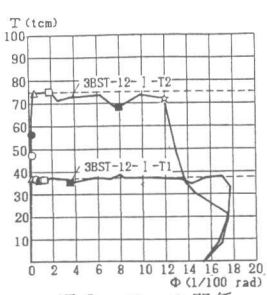


図 6. T - Φ 関係

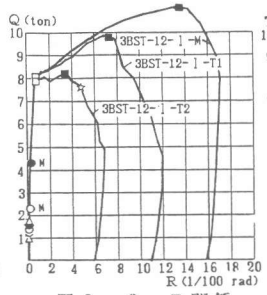


図 8. Q - R 関係

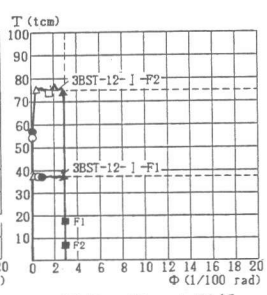


図 7. T - Φ 関係

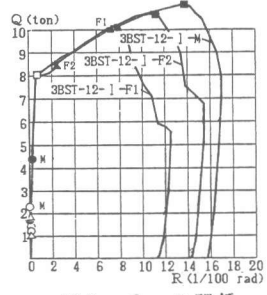


図 9. Q - R 関係

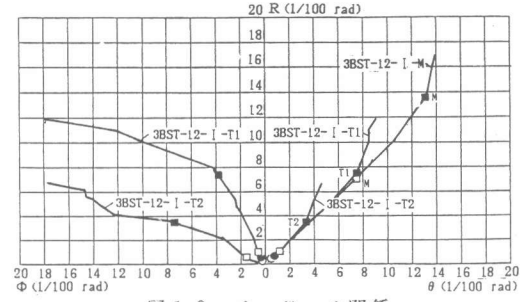


図 10. Φ - R - θ 関係

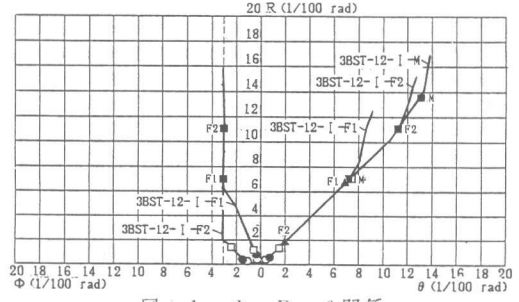


図 11. Φ - R - θ 関係

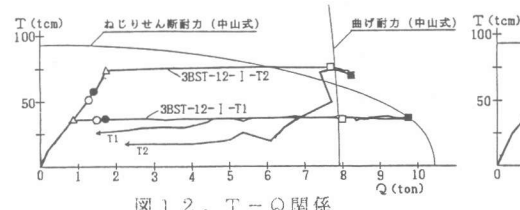


図 12. T - Q 関係

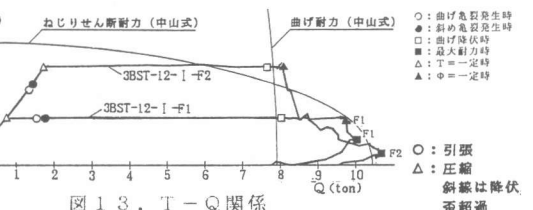


図 13. T - Q 関係

○ : 曲げ亀裂発生時  
● : 斜め亀裂発生時  
□ : 曲げ降伏時  
■ : 最大耐力時  
△ : T = 一定時  
▲ : φ = 一定時  
○ : 引張  
△ : 圧縮  
斜線は降伏  
至超過

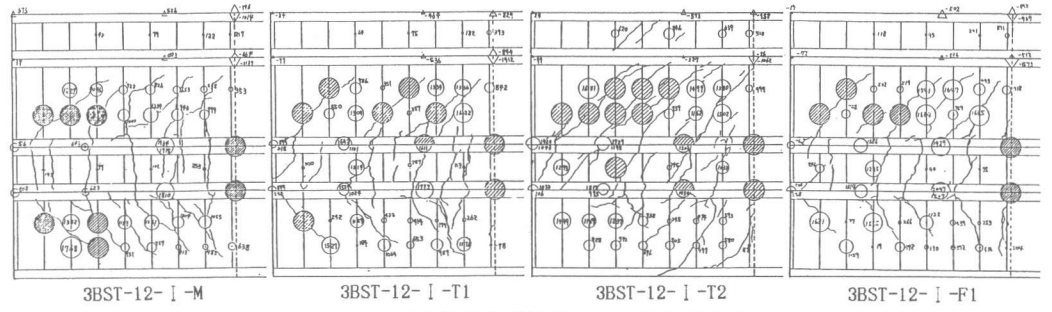
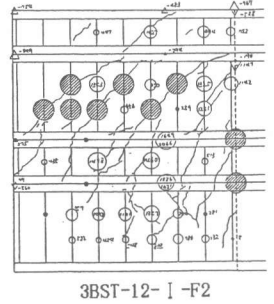


図 14. 曲げ降伏時亀裂展開図及び鉄筋歪分布図

トを更に低下させるものであることがわかる。今回の試験体はすべて引張側軸方向筋の降伏を伴う曲げ降伏を示した。曲げせん断加力を行なった3BST-12-1-Mは、図7に示すようにQ-R関係はじん性に富む安定した挙動を示した。最終的には、曲げせん断破壊を生じて耐力が低下した。3BST-12-1-T1と3BST-12-1-F1はねじりの加力条件を変えたが、両者の最大耐力時の変形および応力条件が似通っているため、Q-R関係、最終的な亀裂及び歪分布は同様の傾向を示した。また、3BST-12-1-T1は最大耐力後もねじりモーメントを一定に保つことができた。3BST-12-1-T1と3BST-12-1-F1ともに、最終的な破壊は中央スタブ付根付近の上部コンクリートの圧潰および剥離を伴う曲げせん断型であった。3BST-12-1-T2は、最大耐力後荷重が急激に低



3BST-12-1-F2

下し、ぜい性的な破壊となった。図10に示すようにたわみ変形量に比べねじれ変形量が大きく、また、ら旋状の亀裂が顕著になり、最終的にはねじれ破壊と判断される。これに比べねじりの加力条件を変えた3BST-12-I-F2は作用ねじりモーメントが低下し、図9に示すようにじん性に富む挙動を示している。最終的には、ら旋状の亀裂が内外面同方向の斜め亀裂へと移行し、3BST-12-I-Mに近い曲げせん断型の破壊性状を示した。

#### 4.2 じん性について

表3には、たわみ変形の塑性率とたわみ、ねじれ、それぞれによるエネルギー吸収量を示した。今回は、曲げ降伏時の変形量 $R_y$ に対して5%以上耐力低下を示した時点での変形量 $R_p$ を限界変形として、 $R_p/R_y$ を塑性率と定義する。また、エネルギー吸収量とは限界部材角 $R_p$ に達するまでに試験体が吸収したエネルギー量とする。塑性率、及びたわみでのエネルギー吸収量を見ると、曲げ降伏後のじん性はTシリーズでは作用ねじりモーメントの小さいものが大きい。Fシリーズでは当初大きなねじりを加えたものの方が応力の再配分が著しく、終局時のねじりモーメントが小さくなって吸収エネルギー量は大きくなった。また、曲げせん断加力の3BST-12-I-Mと他の試験体を比較すると、ねじりが部材のじん性に影響を及ぼしていることがわかる。しかし、3BST-12-I-T2と3BST-12-I-F2を比較すると、3BST-12-I-F2のじん性が大きく改善されていることから、変形適合ねじりの場合には応力再配分によって、じん性に及ぼすねじりの影響が薄れることがわかる。

#### 4.3 耐力について

表4に、実験結果とねじりを無視した耐力の算定結果とを対比して示す。釣り合いねじりの場合でかつねじれ破壊を予想した3BST-12-I-T2を除き、降伏時、最大耐力時ともに計算値と実験値の適合性はねじりを加えない3BST-12-I-Mと同等で、特にFシリーズに関しては最初に加えたねじりモーメントには無関係で、はじめに述べた予測と一致した。

### 5. まとめ

本報は、釣り合いねじりおよび変形適合ねじりを受ける縁ばりを対象として地震時を想定した部材実験を行ない、ねじりを受ける縁ばりの曲げとせん断に対する耐力及びじん性について検討を行なったものである。今後更に正負繰り返し荷重に対する検討を予定しているが、今回の実験で得られた結果を要約すると以下のようなになる。

Ⅰ) 部材のねじれ剛性は曲げせん断力が増す過程で低下することを確認した。これにより、Fシリーズではねじれ角を一定値に拘束するとねじりモーメントが急速に減少した。従って、一般に、変形適合ねじりの場合、縁ばりのねじりモーメントは地震時に常時より更に低下することが期待できる。

Ⅱ) Fシリーズの場合、既に変形適合ねじりについて認められているとおり、縁ばりの耐力算定上ねじりの影響を無視することができた。

Ⅲ) 釣り合いねじりに比べて、変形適合ねじりでは、当初大きなねじりモーメントを経験した場合でも、降伏後大きなじん性を期待できる。しかし、ねじりが作用しない場合に比べればじん性の低下が認められた。

(謝 辞) 本研究の遂行に関し御助力を頂いた明治大学助手高木仁之氏、(株)山下設計早瀬元明氏、実験及び結果の整理に関して御協力を頂いた福田禎治氏、岡本成夫氏、林政憲氏、また、材料の入手に当たり御協力を頂いた(株)神戸製鋼所、フジタ工業 K.K. に心から感謝いたします。

(参考文献) (1) 土木学会 "コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)" コンクリート・ライブラリー 第52号  
(2) 狩野芳一、岩崎真志保、早瀬元明 "ねじりと曲げせん断を受ける部材の破壊性状に及ぼす荷重履歴の影響について" JCI 昭和60年  
(3) 狩野芳一、岩崎真志保、早瀬元明、福田禎治、鈴木茂 "ねじりと曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート部材の破壊性状について" その1-その4 大会論文 昭和60年

表3. じん性

試験体	曲げせん断たわみ変形			Q-R ENERGY T c m	T-φ ENERGY T c m	TOTAL ENERGY T c m
	降伏時	塑性限界	塑性率			
	$R_y(10^3 \text{ad})$	$R_p(10^3 \text{ad})$	$R_p/R_y$			
3BST-12-I-M	7.17	168.2	23.5	147.7	—	147.7
3BST-12-I-T1	8.96	97.6	10.9	75.2	3.40	78.6
3BST-12-I-T2	7.66	52.5	6.86	34.8	9.49	44.3
3BST-12-I-F1	9.18	100.6	11.0	79.1	1.11	80.2
3BST-12-I-F2	8.35	137.8	16.5	114.6	2.13	116.7

表4. 耐力

試験体	曲げ降伏時				最大耐力時					
	実験値		四角法		実験値		四角法		大野荒川式	
	$e$ (cm)	$Q_m y$ (t)	$e Q_m y$ (t)	$Q_m y$ (t)	$e$ (cm)	$Q_u$ (t)	$e Q_u$ (t)	$Q_u$ (t)	$a Q_u$ mean(t)	$Q_u$ aQmean
3BST-12-I-M	—	8.05	7.63	1.06	—	11.1	7.75	1.43	7.52	1.48
3BST-12-I-T1	4.54	7.93	7.73	1.03	3.56	9.83	7.91	1.24	7.62	1.29
3BST-12-I-T2	9.59	7.75	7.74	1.00	8.26	8.21	7.83	1.05	7.64	1.07
3BST-12-I-F1	4.71	8.00	7.73	1.03	1.98	9.93	7.91	1.26	7.68	1.29
3BST-12-I-F2	9.71	7.90	7.73	1.02	0.77	10.6	7.91	1.34	7.62	1.39

大野・荒川式(mean)

$$aQ_{u\text{mean}} = (k_u \cdot k_p (180 + F_c) \frac{0.12}{M/Q_d + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot s \sigma_y}) \cdot b j$$

$k_u$ : 断面寸法による補正係数

$k_p$ : 引張鉄筋比 $P_t(\%)$ による補正係数