

## 耐震天井ブレースの曲げねじれ座屈に関する研究

## FLEXURAL-TORSIONAL BUCKLING CAPACITY OF BRACE FOR ASEISMIC CEILING

小林俊夫\*<sup>1</sup>, 荒井智一\*<sup>2</sup>

Toshio KOBAYASHI and Tomokazu ARAI

Newly developed high spec connecting parts for brace of suspended ceiling behaves as rigid body, which has one degree of freedom of yawing angle around hanging bolt by Euler buckling of brace. This yawing angle arise torsional angle around brace axis because brace has oblique angle from hanging bolt. Lateral loading tests for unit models were conducted and many of their ultimate damage modes were flexural-torsional buckling of brace. Evaluation formula of flexural-torsional buckling capacity is developed based on equilibrium between external energy and strain energy. Finally, critical brace length to flexural-torsional buckling are given for typical brace members.

**Keywords:** Aseismic ceiling, Static loading test, Euler buckling, Torsional buckling

耐震天井, 静的載荷実験, オイラー座屈, ねじれ座屈

## 1. はじめに

天井の落下は、兵庫県南部地震（1995年1月17日）での被害としても報告されている<sup>例えば<sup>1)</sup></sup>が、当時は構造部材などの主要部の被害が大きく、天井の被害についてはあまり注目されていなかった。天井を含む非構造部材の落下被害が注目されるようになったのは、芸予地震（2001年3月24日）での体育館等の天井落下を受けて、国土交通省より技術的助言<sup>2)</sup>が送付されて以降である。十勝沖地震（2003年9月26日）では、構造部材に目立った損傷はなかったが、釧路空港ターミナルビルの出発ロビー吹き抜け部の天井材が落下した。落下の要因等についての検証は、中本らにより鋼製天井下地を用いた吊り天井の落下に関する研究として報告されている<sup>3)</sup>。宮城県沖地震（2005年8月16日）では屋内プールの天井が落下し、30

名以上方が負傷した。このことにより、更に天井の落下に注目が集まるようになり、筆者らも2006年に天井の耐震性に関する研究として報告し耐震天井を提案している<sup>4)</sup>。

2011年の東北地方太平洋沖地震による東日本大震災では、多くの建築物で天井の地震被害が発生し、大空間の天井を規制する平成25年国土交通省告示第771号が施行<sup>5)6)</sup>された。この特定天井に関する技術基準の整備等もあり、現在では吊り天井にも高い耐震性が求められるようになってきた。

その結果、斜め部材（ブレース）の断面を大きくすると共に接合金具の高強度化も進められるようになってきた。試験結果の観察では、ブレース中央付近で曲げねじれにより塑性化して終局状態に至るケースが散見されるようになっている。また、ブレース中央付近



Photo1 Conventional Device(1)



Photo2 Conventional Device(2)



Photo3 High-Spec Device

\*<sup>1</sup> 桐井製作所 工博\*<sup>2</sup> 桐井製作所 修士(工学)

Kirii Construction Materials Co., Ltd., Dr.Eng.

Kirii Construction Materials Co., Ltd., M.Eng.

から上方に向かってねじれる事象も発生している。従来のブレース上部金具は、Photo1、2に示す様な物が主流であったが、ブレース上部接続金具の高性能化に伴って使用されている Photo3に示す様な金具では接続部近傍が局所的に剛体的挙動を示すようになった。

その結果として、ブレース軸周りにねじれが生じ、Euler 座屈変形の増大とともにねじれ変形も進むことが観察<sup>9)</sup>されている。2、3節ではねじれ座屈が観察された実験結果の紹介と、想定される接続部剛体変位の関係の分析を行った。4節では、上部接続金具の吊りボルト周りの回転の1自由度に着目したモデル化により曲げねじれ座屈の解析的評価<sup>9)</sup>方法を提案し、これを実験結果に適用した結果、本評価方法が曲げねじれ耐力評価に有効であることを確認した。

## 2. 実験概要

Fig.1に鋼製下地材を用い吊りボルト12本で吊られた2100mm×3000mmの実物部分天井の試験体図を示す。Fig.2に吊りボルト15本で吊られた2100mm×3900mmの試験体図を示す。天井仕上げ材(せっこうボード9.5mm:GB-R)の下面にC型鋼を用いた加力治具(Photo4)を取り付け、油圧ジャッキにより加力した。加力治具の取り付けに当たっては、下面の治具とPhoto5に示す上面の100mm角の鋼板とで8か所仕上げ材を挟み固定した。一方向試験では荷重制御、繰返し試験では変位制御にて荷重レベルと変位を計測した。

試験体一覧をTable1に、斜め部材の断面性能をTable2に示す。



Photo4 Loading Jig

Photo5 Board-Jig Connection

Table1 List of specimen

Test No.	Specimen No.	Bolt Length	Brace Span	Brace Member	Loading Direction	Loading Pattern	Ceiling Member Specification
1	1-1	1000mm	2	C-60×30×10×1.6 (L=1,346mm)	Receiver*	One Way	Channel: C-40×20×1.6
	1-2				Joist	Cyclic	
	1-3				Receiver*		
	1-4				Joist		
2	2-1	2000mm	4	C-60×30×10×1.6 (L=2,691mm)	Receiver*		
	2-2				Joist	Cyclic	
	2-3				Receiver*		
	2-4				Joist		
3	3-1	3000mm	4	C-75×45×15×1.6 (L=3,499mm)	Receiver*		One Way
	3-2				Joist	Cyclic	
	3-3				Receiver*		
	3-4				Joist		
4	4-1	2000mm	2	C-60×30×10×1.6 (L=2,193mm)	Receiver*		One Way
	4-2				Joist		
5	5-1 <sup>†</sup>	3000mm	4	C-60×30×10×1.6 (L=3,499mm)	Joist	One Way	

\*†: Additional Joist Just Under Brace

Receiver\*: Ceiling Joist Receiver

Table2 Specification of brace member

Brace Member	Section Area	Moment of Inertia of Area (Minor Axis)	Section Modulus	Quality of Material
	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	
C-60×30×10×1.6	207.2	25,527	1,316	SGH400
C-75×45×15×1.6	295.2	87,050	3,132	

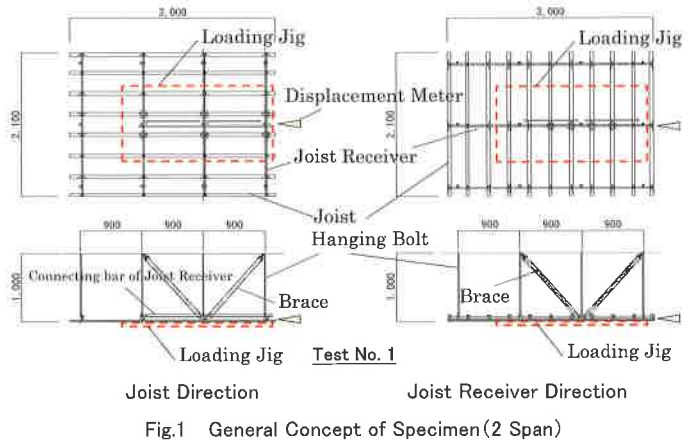


Fig.1 General Concept of Specimen (2 Span)

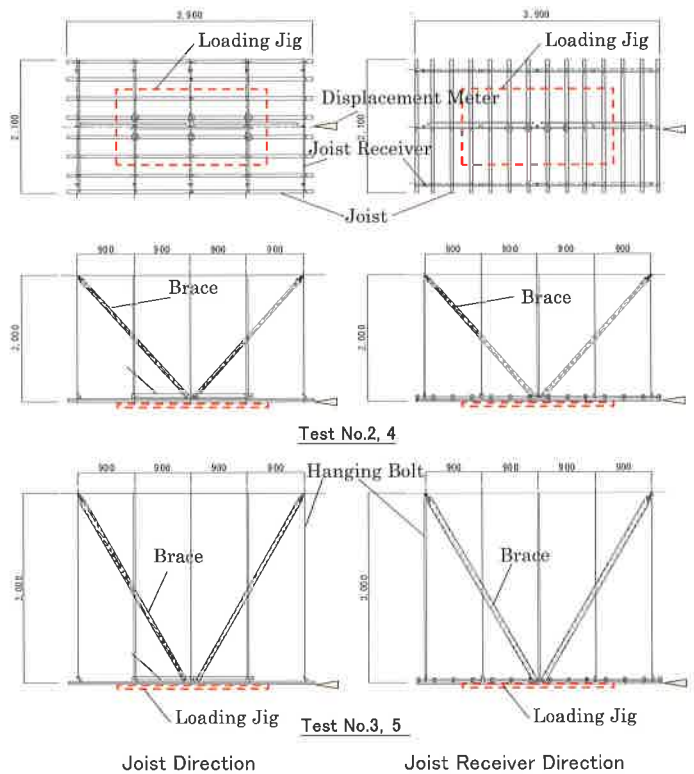


Fig.2 General Concept of Specimen (4 Span)

## 3. 実験結果

Fig.3に各試験の荷重と変位関係を示す。試験ケース2および4、5には、ブレースのEuler座屈荷重を水平荷重に換算した値を示している。Table3も実験結果一覧にEuler座屈の換算水平荷重を記載している。

【試験体 1-1】野縁受けの鉛直方向の変形と野縁の倒れが増大しつつ、斜め部材に若干のねじれ変形が生じた。ブレース上部金具の吊りボルト周りの回転により上部金具の接続ボルトが座屈し、終局した。

【試験体 1-3】野縁受けの鉛直方向の変形と野縁の倒れが増大しつつ、斜め部材に若干のねじれ変形が生じた。加力治具に変形が生じたため、10kNの手前までの加力とした。

【試験体 1-4】野縁受け繋ぎ材の変形を伴いながら野縁受けの倒れ

が生じた。終局間際、ブレースに若干ねじれ変形は発生したが、ボードビスの頭がボードを貫通し、その結果ボードが野縁から離反し終局した。

【試験体 1-3】野縁受けの鉛直方向の変形と野縁の倒れが増大しつつ、斜め部材に若干のねじれ変形が生じた。加力治具に変形が生じたため、10kNの手前までの加力とした。

【試験体 1-4】野縁受け繋ぎ材の変形を伴いながら野縁受けの倒れが生じた。終局間際、ブレースに若干ねじれ変形は発生したが、ボードビスの頭がボードを貫通し、その結果ボードが野縁から離反し終局した。

【試験体 2-1】圧縮側斜め部材上端部のフランジ上側がウェブ側へのねじれ変形が生じ、斜め部材中央部が大きくねじれ座屈した。

【試験体 2-2】試験体 2-1 と同様

【試験体 2-3】野縁受け繋ぎ材の変形を伴いながら野縁受けの倒れが生じた。圧縮側斜め部材上端部のフランジ上側にウェブ側へのねじれ変形が生じ、斜め部材の中央部が大きくねじれ座屈した。

【試験体 2-4】野縁受け繋ぎ材の変形を伴いながら野縁受けの倒れが生じた。圧縮側斜め部材上端部のフランジ上側がウェブ側へのねじれ変形が生じ、斜め部材中央部が大きくねじれ座屈した。(Photo6)

試験 2 ではいずれもねじれ座屈により終局して Euler 座屈荷重を超えているが、これは圧縮ブレースに座屈が発生した後に、引張ブレースの負担が増加したためと考えている。

【試験体 3-1】斜め部材の断面が大きかったため、顕著なねじり変形は観察できなかった。引張側の上部ブレース金具が吊りボルト軸方向下方に滑り終局した。

【試験体 3-2】試験体 3-1 と同様。

【試験体 3-3】試験体 3-1 と同様。

【試験体 3-4】試験体 3-1 と同様。

【試験体 4-1】野縁の変形が増大しつつ、斜め部材に若干のねじれ変形が生じた。野縁の変形に伴いボードビスの頭がボードを貫通し、その結果ボードが野縁から離反し終局した。

【試験体 4-2】野縁受けの倒れが増大しつつ、斜め部材に若干のねじれ変形が生じた。野縁の変形に伴いボードビスの頭がボードを貫通し、その結果ボードが野縁から離反し終局した。

Table3 Test results

Test No.	Specimen No.	Maximum Load (N)	Euler Buckling Load (N)*2	Critical Behavior at Maximum Load
1	1-1	14,925	38,123	Buckling of Connecting Bolt of Brace
	1-2	12,654		Deformation of Joist and Its Receiver
	1-3	9,540		Jig Capacity Limit
	1-4	12,898		Board Bis Top Penetrate Ceiling Board
2	2-1	13,115	9,541	Torsional Buckling of Brace
	2-2	10,650		Torsional Buckling of Brace
	2-3	13,140		Torsional Buckling of Brace
	2-4	10,949		Torsional Buckling of Brace
3	3-1	8,782	14,801	Tension Brace Top Slip Down
	3-2	7,373		Tension Brace Top Slip Down
	3-3	11,617		Tension Brace Top Slip Down
	3-4	8,419		Tension Brace Top Slip Down
4	4-1	8,550	9,541	Board Bis Top Penetrate Ceiling Board
	4-2	9,210		Board Bis Top Penetrate Ceiling Board
5	5-1	4,613	4,340	Torsional Buckling of Brace

\*2: Lateral Component of Euler Buckling Load of Brace

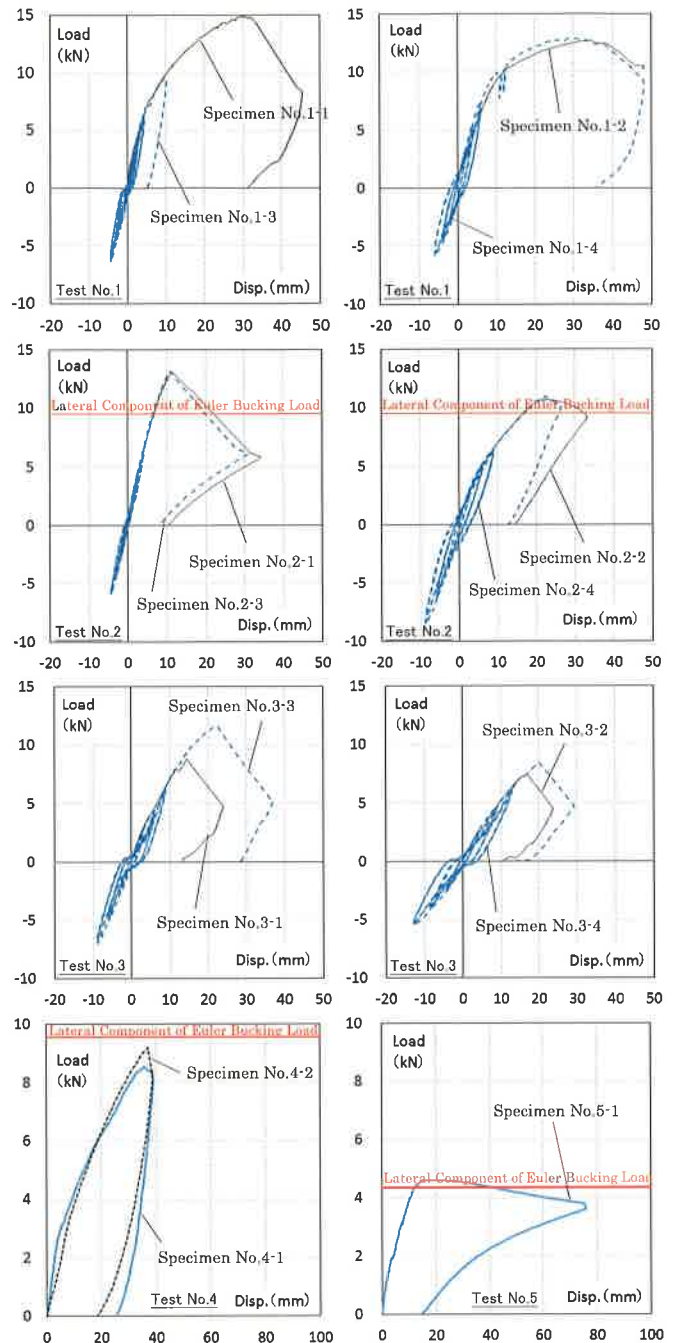


Fig.3 Load-displacement relation

【試験体 5-1】斜め部材のねじれ座屈により終局した。(Photo7)

以上の実験結果として最大耐力後の終局状況で支配的であった変形モードを、Table3 に示す。このうち支配的な要因としては、

- ① 圧縮ブレースのねじれ座屈
- ② 引張りブレース上部接続金具の滑り下がり
- ③ ボードビス頭のボード貫通によるボードと野縁との離反

が挙げられる。

耐力向上のためには、②と③についてはブレース上部接続金具やボードビスの改良といったハード面での対応が考えられる。

① については、まずねじれ座屈耐力の評価が重要であると考え、次節ではねじれ座屈発生限界の評価方法を取り扱う。

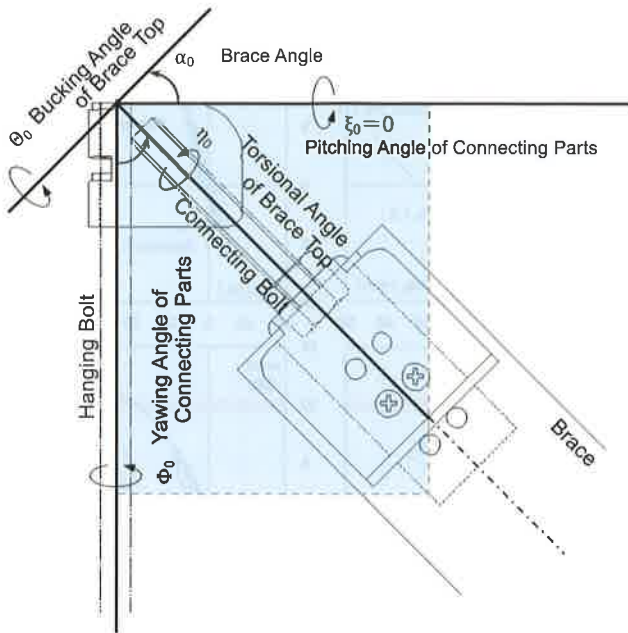


Fig.4 Nomenclature of angular displacement of high-spec member



Photo6 Specimen No. 2-4

#### 4. 曲げねじれ座屈耐力評価

耐震天井の性能高度化を目的としてブレース上部接続金具の耐力・剛性を高くした結果、接続部周辺が局部的に剛体的挙動をするようになったため、ブレースの Euler 座屈がブレースに強制ねじれを誘発し、その結果ブレースが曲げねじれで終局耐力となるケースが見られるようになった。

上部接続金具には剛体変位としての6自由度（並進3自由度、回転3自由度）の内、「吊りボルト周りの回転」の1自由度（ $\phi_0$ ）のみが生ずることがある。その時、吊りボルトと $\alpha_0$ の取り付け角度を持つブレースが Euler 座屈し、ブレース軸に座屈角 $\theta_0$ が発生すると、Fig.4を参考にして、 $(\theta_0, \eta_0)$ と $(\xi_0, \phi_0)$ の関係は直交座標系の変換式より

$$\begin{Bmatrix} \theta_0 \\ \eta_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha_0 & \sin \alpha_0 \\ -\sin \alpha_0 & \cos \alpha_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_0 = 0 \\ \phi_0 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

と表現される。これを分解して表記すると、

$$\theta_0 = \phi_0 \sin \alpha_0 \rightarrow \phi_0 = \theta_0 / \sin \alpha_0 \quad (2)$$

$$\eta_0 = \phi_0 \cos \alpha_0 = (\theta_0 / \sin \alpha_0) \cos \alpha_0 = \theta_0 \cot \alpha_0 \quad (3)$$

となってブレース軸周りに $\eta_0 = \theta_0 \cot \alpha_0$ なるねじれが生じる。

本節では、その現象を解析的に表現し、ねじれ座屈発生限界をエネルギーの釣り合いから求める評価方法を提案する。

##### 4.1 Euler 座屈の場合

両端ピンで部材長が $L$ のブレースの座屈形状は

$$y(x) = a \cdot \sin(\pi x / \Lambda) \quad (\text{但し、} a \ll \Lambda) \quad (4)$$

で与えられる (Fig.5)。傾きは、

$$dy(x)/dx = a \times (\pi/\Lambda) \times \cos(\pi x / \Lambda) \quad (5)$$

なので、

$$(dy(x)/dx)^2 = (\pi \times a / \Lambda)^2 \times (1 + \cos(2\pi x / \Lambda)) / 2 \quad (6)$$

となる。Fig.5および $(a \ll \Lambda)$ を参考に、



Photo7 Specimen No. 5-1

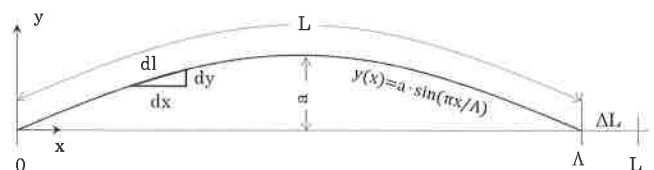


Fig.5 Euler buckling mode

$$dl^2 = dx^2 + dy^2$$

$$\rightarrow dl = \sqrt{dx^2 + dy^2} \approx (1 + (dy(x)/dx)^2 / 2) dx \quad (7)$$

を考慮すると、Euler 座屈による支点間の縮み量 $\Delta L_1$ は

$$\begin{aligned} \Delta L_1 &= L - \Lambda \\ &= \int_0^L dl - \Lambda \cong \int_0^L (1 + (dy(x)/dx)^2/2) dx - \Lambda \\ &= \int_0^L (1 + (\pi a/\Lambda)^2 \times (1 + \cos(2\pi x/\Lambda))/4) dx - \Lambda \\ &= [x + ((\pi a/\Lambda)^2/4) \times (x + \Lambda \sin(2\pi x/\Lambda)/2\pi)]_0^L - \Lambda \\ &= \Lambda + \pi^2 a^2/(4\Lambda) - \Lambda \quad (8) \\ &= \pi^2 a^2/(4\Lambda) \cong \pi^2 a^2/(4L) \quad (9) \end{aligned}$$

となる。

一方、長さ dx 間の歪エネルギー dE<sub>E</sub> は(10)式で与えられる。

$$dE_E = (EI/2)(d^2y/dx^2)^2 dx \quad (10)$$

ここに、E：ヤング率、I：断面二次モーメント

全長での歪エネルギー E<sub>E</sub> は(11)式となる。

$$\begin{aligned} E_E &= \int_0^L dE_E = \int_0^L (EI/2)(d^2y(x)/dx^2)^2 dx \\ &= \pi^4 a^2 EI/(4L^3) \quad (11) \end{aligned}$$

これらを用いて、外力がなした仕事と内部エネルギーの等値から Euler 座屈荷重 P<sub>E</sub> が(12)式で与えられる。

$$\begin{aligned} P_E \times \Delta L_1 &= \pi^4 a^2 EI/(4L^3) \\ \rightarrow P_E \times \pi^2 a^2/(4L) &= \pi^4 a^2 EI/(4L^3) \\ P_E &= \pi^2 EI/L^2 \quad (12) \end{aligned}$$

#### 4.2 曲げねじれ座屈の場合

ブレースの上下端ともねじれに対する反り拘束のない単純支持の場合に、上端に強制ねじり (M<sub>T</sub>) を作用させた場合のねじり剛性を求める。

ねじりの釣り合い式は(13)式で与えられる<sup>10)</sup>。

$$-d^3\eta(x)/dx^3 + \alpha^2 d\eta(x)/dx = M_T/(EC_W) \quad (13)$$

このねじり角 η(x) に関する微分方程式の一般解は未定係数 C<sub>1</sub>、C<sub>2</sub>、C<sub>3</sub> を用いて(14)式となる。

$$\eta(x) = C_1 + C_2 \cdot e^{\alpha x} + C_3 \cdot e^{-\alpha x} + (M_T/(GJ_T))x \quad (14)$$

ここに、C<sub>W</sub>：反りねじり定数、J<sub>T</sub>：サンブナンねじり定数、

G：せん断弾性係数、a = √(GJ<sub>T</sub>/(EC<sub>W</sub>))

境界条件 (η(0) = 0、d<sup>2</sup>η(0)/dx<sup>2</sup> = 0、d<sup>2</sup>η(L)/dx<sup>2</sup> = 0) より C<sub>1</sub> = C<sub>2</sub> = C<sub>3</sub> = 0 となり、η(x) が(15)式のように得られる。

$$\eta(x) = (M_T/(GJ_T))x \rightarrow \eta_0 = \eta(L) = M_T L/(GJ_T) \quad (15)$$

これらを用いて、ねじり剛性 K<sub>T</sub> が(16)式のように得られ、ねじれによる内部歪エネルギー E<sub>T</sub> は(17)式で与えられる。

$$K_T = M_T/\eta_0 = GJ_T/L \quad (16)$$

$$E_T = (1/2)K_T\eta_0^2 = (1/2)(GJ_T/L)\eta_0^2 \quad (17)$$

Euler 座屈のケースに倣い、曲げねじれ変形時の支点間の縮み量 ΔL を求める。

$$\eta(x) = (\eta_0/L)x \rightarrow d\eta(x)/dx = \eta_0/L \quad (18)$$

より、Fig.7 を参考にすると、

$$A_3 B_1^2 = A_3 A_1^2 + A_1 B_1^2 = A_3 A_1^2 + AB^2 \quad (19)$$

$$A_3 B_1^2 = A_3 A_1^2 + AC^2 + BC^2 \quad (20)$$

であるが、

$$A_3 A_1 = A_3 A_2 + A_2 A_1 \quad (21)$$

において

$$A_3 A_2 = \eta'(x) dx \cdot y'(x) dx = \eta'(x) \cdot y'(x) dx^2 \quad (22)$$

となって、dx に関して 2 次の微小量となるので、

$$A_3 A_2 \cong 0 \quad (dx \rightarrow 0) \text{ 従って } A_3 A_1 \cong C_2 C_1 \quad (dx \rightarrow 0)$$

となる。その結果、(20)式より

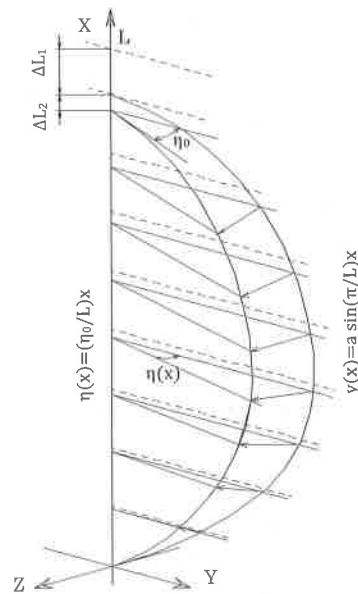


Fig.6 Flexural-torsional buckling mode (General view)

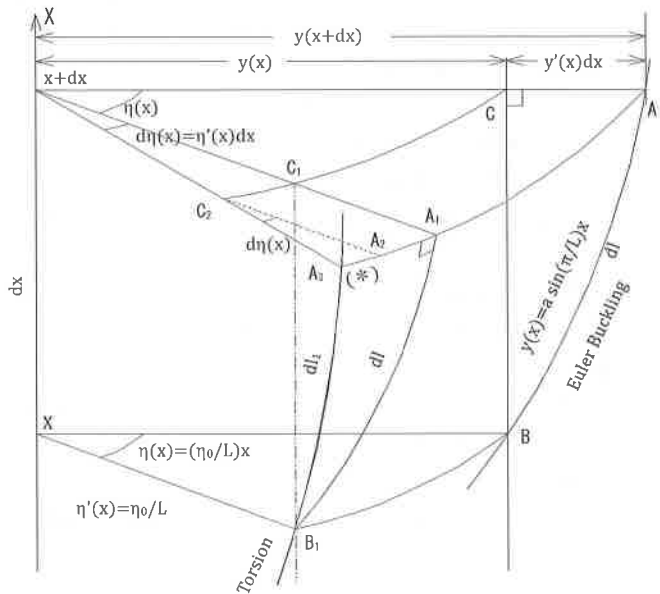


Fig.7 Flexural-torsional buckling mode (Local view)

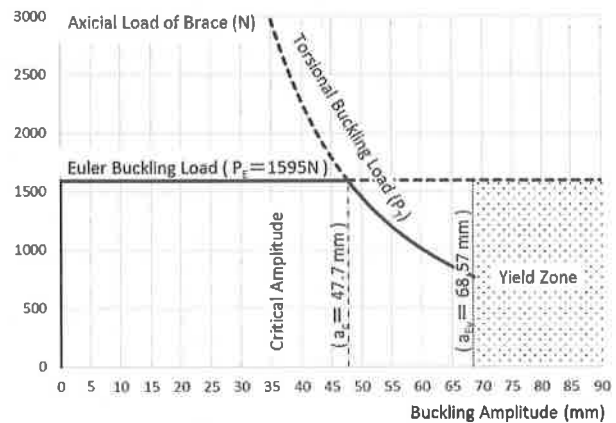


Fig.8 Buckling mode shift from Euler type to torsional type (Brace member C-25 × 19 × 5 × 1.0, L = 2000)

$$dl_1^2 = (y(x) \cdot d\eta(x))^2 + dx^2 + dy^2 \quad (23)$$

$$\Delta L = \int_0^L dl_1 - L$$

$$\begin{aligned} \Delta L &\doteq \int_0^L ((y(x) \cdot d\eta(x)/dx)^2/2 + 1 + (dy/dx)^2/2) dx - L \\ &= \int_0^L ((y(x) \cdot \eta_0/L)^2/2) dx \quad (= \Delta L_2) \\ &\quad + \int_0^L ((dy/dx)^2/2) dx \quad (= \Delta L_1) = \Delta L_2 + \Delta L_1 \end{aligned} \quad (24)$$

ここに、 $\Delta L_1$  : Euler 座屈による支点間の縮み量 (前出)

$\Delta L_2$  : 頂部強制ねじり( $\eta_0$ ) による支点間の縮み量

上記  $\Delta L_2$  に(4)式を代入して ( $L \doteq L$ ) を考慮して積分を実行すると(25)式が得られる。

$$\begin{aligned} \Delta L_2 &= \int_0^L ((y(x) \cdot \eta_0/L)^2/2) dx \\ &= (\eta_0 a/L)^2 \times \int_0^L ((1 - \cos(2\pi x/L))/4) dx \\ &= (\eta_0 a/L)^2/4 \times [x - L \cdot \sin(2\pi x/L)/2\pi]_0^L \\ &= (\eta_0 a)^2/(4L) \end{aligned} \quad (25)$$

ねじれ座屈荷重  $P_T$  も Euler 座屈の場合に倣って、外力がなした仕事と内部歪エネルギーの等値 ((26)式) から(27)式で与えられる。

$$P_T \times \Delta L_2 = E_T \rightarrow P_T \times (\eta_0 a)^2/(4L) = (1/2)(GJ_T/L)\eta_0^2 \quad (26)$$

$$P_T = 2GJ_T/a^2 \quad (27)$$

(27)式を Fig.8 を例にして見ると、ねじれ座屈荷重  $P_T$  は Euler 座屈振幅の二乗( $a^2$ )に反比例するので、Euler 座屈振幅( $a$ )の増大に伴ってねじれ座屈荷重( $P_T$ )が Euler 座屈荷重( $P_E$ )より小さくなるとねじれ座屈が発生する。そのとき(28)式が成立する。

$$P_E > P_T \rightarrow \pi^2 EI/L^2 > 2GJ_T/a^2 \rightarrow a^2 > 2GJ_T L^2/\pi^2 EI \quad (28)$$

ねじれ座屈発生限界の Euler 座屈振幅 $a_c$ は(29)式で与えられる。

$$a_c = L \times \sqrt{2GJ_T/(\pi^2 EI)} \quad (29)$$

#### 4.3 臨界係数と座屈振幅比

ここで、材料物性( $E$ ,  $G$ )と断面形状( $I$ ,  $J_T$ )のみで定まる係数

$\sqrt{2GJ_T/(\pi^2 EI)}$  を臨界係数  $Q$  と定義する。

$$\text{臨界係数 } Q = \sqrt{2GJ_T/(\pi^2 EI)} \quad (30)$$

これを用いると(29)式より(31)式が得られる。

$$a_c = LQ \quad (31)$$

一方、Euler 座屈モードにおける節点角 $\theta$ は $\theta = dy(0)/dx = \pi a/L$ なので、ねじれ座屈が発生する臨界節点角( $\theta_c$ )は

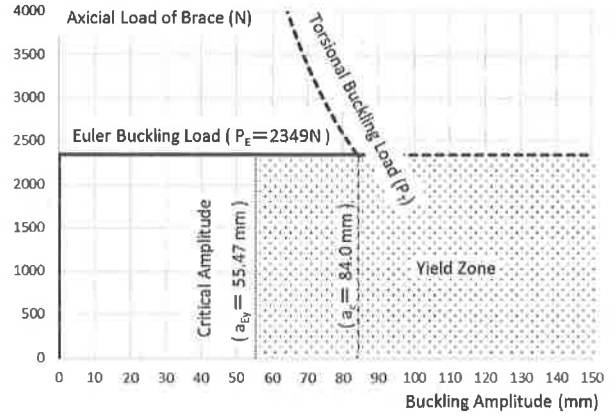


Fig.9 Buckling mode shift from Euler type to torsional type (Brace member C-40×20×1.6, L = 2000)

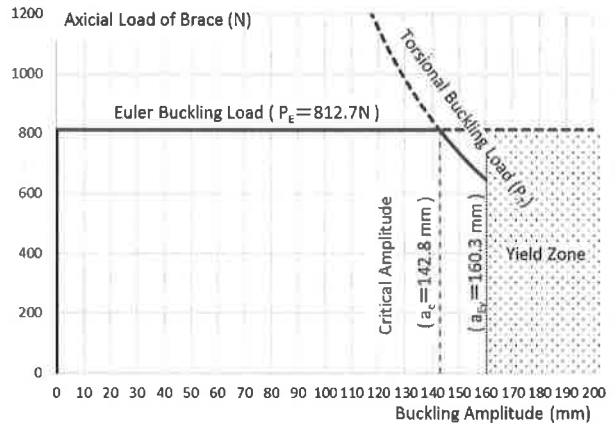


Fig.10 Buckling mode shift from Euler type to torsional type (Brace member C-40×20×1.6, L = 3400)

$$\theta_c = \pi a_c/L = \pi Q \quad (32)$$

与えられ、ブレースの長さや設置角度には依存しない値となる。ブレース材として用いられる主要な部材の臨界係数( $Q$ )と臨界節点角( $\theta_c$ )を Table4 に示す。

Euler 座屈による中央部の曲げモーメントが弾性限界モーメント  $M_{EY}$  に達するときの座屈振幅を  $a_{EY}$  とすると、

Table4 Flexural-torsional buckling parameter of typical brace member

Brace Member	Section Area mm <sup>2</sup>	Moment of Inertia (Minor) I <sub>Y</sub> mm <sup>4</sup>	Torsional Coefficient		Critical Parameter Q	Critical Buckling Angle		Section Modulus Z <sub>Y</sub> mm <sup>3</sup>	Critical Length L <sub>min</sub> mm
			Saint-Venant J <sub>T</sub> mm <sup>4</sup>	Wagner C <sub>W</sub> mm <sup>6</sup>		θ <sub>c</sub>			
						Radian	Degree		
CC-25	90.8	1064	80.3	2.549 × 10 <sup>5</sup>	0.0768	0.2411	13.82	118.6	3485
CC-19	69.7	840	34.3	2.056 × 10 <sup>5</sup>	0.0565	0.1775	10.17	91.7	2616
C-40×20×1.6	119.6	4643	104.9	1.218 × 10 <sup>6</sup>	0.0420	0.1319	7.56	325.7	3028
C-25×19×5×1.0	66.4	3154	23.0	4.984 × 10 <sup>5</sup>	0.0239	0.0750	4.30	273.5	1392
LG 60×30×10×1.6	207.2	25527	182.4	2.189 × 10 <sup>7</sup>	0.0236	0.0742	4.25	1316.7	2316
LG 60×30×10×2.3	287.2	33030	530.5	2.814 × 10 <sup>7</sup>	0.0354	0.1113	6.37	1699.4	3482
LG 65×30×10×1.6	215.2	26270	189.2	2.565 × 10 <sup>7</sup>	0.0237	0.0745	4.27	1330.0	2370
LG 65×30×10×2.3	298.7	34015	550.8	3.308 × 10 <sup>7</sup>	0.0356	0.1117	6.40	1718.0	3561
LG 75×45×15×1.6	295.2	87050	257.5	1.285 × 10 <sup>8</sup>	0.0152	0.0477	2.74	3132.0	2137
LG 75×45×15×2.3	413.7	116883	753.5	1.709 × 10 <sup>8</sup>	0.0224	0.0705	4.04	4198.2	3160

$$E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2, \quad G = 79000 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_y = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$a_{Ey} = M_{Ey}/P_E = \sigma_y Z / (\pi^2 EI / L^2) \quad (33)$$

ここで、座屈振幅比  $r$  を(34)式で定義する。

$$r = a_{Ey}/a_c = L\sigma_y Z / (\pi\sqrt{2GJ_T EI}) \quad (34)$$

ここで参考として、実務上使用頻度の高いブレース材を対象とした計算例を示す。

計算例(1)  $r > 1$  ( $a_{Ey} > a_c$ ) のケース

Fig.8を参考にして、ねじれ座屈発生振幅  $a_c = 44.7\text{mm}$  より Euler 座屈降伏振幅  $a_{Ey} = 68.57\text{mm}$  が大きいので、ねじれ座屈が発生する。

計算例(2)  $r < 1$  ( $a_{Ey} < a_c$ ) のケース

Fig.9を参考にして、ねじれ座屈発生振幅  $a_c = 84.0\text{mm}$  より Euler 座屈降伏振幅  $a_{Ey} = 55.47\text{mm}$  が小さいので、Euler 座屈で降伏してしまい、ねじれ座屈は発生しない。

計算例(3)  $r > 1$  ( $a_{Ey} > a_c$ ) のケース

Fig.10を参考にして、ねじれ座屈発生振幅  $a_c = 142.8\text{mm}$  より Euler 座屈降伏振幅  $a_{Ey} = 160.3\text{mm}$  が大きいので、ねじれ座屈が発生する。

この計算例(2)、(3)のように、同じブレース材 (C-40×20×1.6) でも長さの違いでねじれ座屈の発生に差が生じる。

また、Fig.8、Fig.10のように、ねじれ座屈が発生すると耐力が低下する。

#### 4.4 ねじれ座屈発生限界部材長

ねじれ座屈発生限界 ( $r = 1$ ) となる部材長を  $L = L_{\min}$  と表記する。 $L_{\min}$  は(35)式で与えられる。 $L_{\min}$  より長いブレースにはねじれ座屈が発生する可能性がある。

$$r = 1 \rightarrow a_c = a_{Ey}$$

$$L_{\min} \cdot \sqrt{2GJ_T / (\pi^2 EI)} = \sigma_y Z / (\pi^2 EI / L_{\min}^2)$$

$$L_{\min} = \pi\sqrt{2GJ_T EI} / (\sigma_y Z) \quad (35)$$

代表的なブレース材に対して求めた  $L_{\min}$  を Table 4 に併記する。また、(34)、(35)式より

$$r = L / L_{\min} \quad (36)$$

となる。

全試験体に対し、(36)式を用いてブレース長さのねじれ座屈発生限界長さに対する比として  $r$  を求め、Table5 の  $r$  の欄に示す。ねじれ座屈が観察された試験ケース 2 及び 5 の全試験体でこの  $r$  の値が 1 を超えていて、本理論によるねじれ座屈発生の判定が適切であることを示している。試験ケース 2 及び 5 以外の試験体は Euler 座屈荷重以下で座屈以外の要因により終局に至っているので本理論の妥当性の判断には使用できない。

#### 5. おわりに

近年は被害地震発生のために天井落下被害が発生する状況に鑑み、天井の耐震性が注目されるようになった。そして天井の耐震性能の高度化の要請に伴って各種の高耐震性能を持った部材が開発されつつある。本報ではそのうち特にブレース上部取付金具に注目した。

ユニット実験の観察によれば、取付金具自体は剛体的挙動を示すが、ブレースの Euler 座屈に伴い取付金具に吊りボルト周りの鉛直軸周りに回転変形が発生し、その結果ブレース材軸周りに強制ねじれが誘発され、場合によっては捻り座屈が終局モードとなることが観

察された。終局モードの確認は耐震設計遂行上必要事項と考え、曲げねじれ座屈耐力をエネルギーの釣り合いから求める評価式を定式化した。その結果を実務上簡易に反映させることを目的として、臨界係数  $Q$  と座屈振幅比  $r$  を新たに定義し、天井の耐震ブレースとして使用頻度の高い部材に対して曲げねじれ発生限界長さの算定例を示した。

文献 11)の実験結果によれば、天井の水平剛性に関してはブレースや吊ボルトに Euler 座屈が発生しても耐力に顕著な低下は認められず、座屈発生以降も更なる加力に対して耐力を保持しつつ変形が進むという特性が認められた。この特性は天井の耐震設計において著しい簡便化をもたらす。すなわち天井全体に複数の耐力が異なるブレースが配置されていても、全体の最大耐力は個々のブレースの最大耐力の和として評価できる。但し、天井面のねじれや天井面の水平力伝達強度等の検討は別途必要である。

一方、本報で扱った曲げねじれ座屈は、Fig.8、Fig.10に見られるようにその発生は耐力の低下を伴うので、耐震設計上十分な余裕を持たせるなどの配慮が必要である。

Table5 Comparison of critical behavior between theory and test

Test No.	Specimen No.	Brace Member	Critical Length*3	r*4	Critical Behavior at Maximum Load
1	I-1	C-60×30×10×1.6 Brace Length = 1345	2316	0.6	Backling of Connecting Bolt of Brace
	I-2				Deformation of Joist and Its Receiver
	I-3				Jig Capacity Limit
	I-4				Board Bis Top Penetrate Ceiling Board
2	2-1	C-60×30×10×1.6 Brace Length = 2691	2316	1.2	Torsional Buckling of Brace
	2-2				Torsional Buckling of Brace
	2-3				Torsional Buckling of Brace
	2-4				Torsional Buckling of Brace
3	3-1	C-75×45×15×1.6 Brace Length = 3499	2137	1.6	Tension Brace Top Slip Down
	3-2				Tension Brace Top Slip Down
	3-3				Tension Brace Top Slip Down
	3-4				Tension Brace Top Slip Down
4	4-1	C-60×30×10×1.6 Brace Length = 2193	2316	0.9	Board Bis Top Penetrate Ceiling Board
	4-2				Board Bis Top Penetrate Ceiling Board
5	5-1	C-60×30×10×1.6 Brace Length = 3499	2316	1.5	Torsional Buckling of Brace

\*3 Critical Length from Table 4

\*4  $r = \text{Brace Length} / \text{Critical Length} : \text{Eq.}(36)$

#### 参考文献

- 1) Editorial Committee for the Hanshin-Awaji Earthquake Disaster: Report on the Hanshin-Awaji Earthquake Disaster, Architectural Institute of Japan, 1997.11(in Japanese), (ISBN: 9784818920033) 阪神・淡路大震災調査報告 建築編 3 シェル・空間構造, 日本建築学会, 丸善, 1997.11
- 2) Ministry of Land, Infrastructure and Transport: For sending of Report on the Geiyo Earthquake in 2001 Disaster. MLIT Notification No.357, (in Japanese), 2001.6 (in Japanese) 国土交通省: 茨予地震被害調査報告の送付について (技術的助言) 国住指第 357 号, 2001.6
- 3) Y.NAKAMOTO, et al.: Fall of Ceiling Kusiro Airport Terminal Building (Part1-Part5), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-I, pp.883-892, 2004.7 中本康他: 釧路空港ターミナルビル天井材落下に関する研究 (その1~その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.883-892, 2004.7
- 4) T.Kobayashi, T.Yuri and T.Arai: Study on Aseismic Ceiling, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-I, pp.837-838, 2006.7 小林俊夫, 山利隆行, 荒井智一: 天井の耐震性に関する研究 (その1) 耐震天井の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-I, pp837-838, 2006.7
- 5) Ministry of Land, Infrastructure and Transport: Decree on Revision of Building Standards Law, No. 217, 2013 (in Japanese)

- 国土交通省：建築基準法施行令の一部を改正する政令,政令第 217 号, 2013
- 6) Ministry of Land, Infrastructure and Transport: On Specific Ceiling and Its Structurally Safe Measures, Notice by NILIM, No. 771, 2013 (in Japanese)  
国土交通省：特定天井および特定天井の構造耐力上安全な構造方法を定める件、国土交通省告示第 771 号, 2013
- 7) Ministry of Land, Infrastructure and Transport: On Technical Standards of Ceiling Collapse Countermeasures in Buildings, 2013. 9 (in Japanese)  
国土交通省：建築物における天井脱落対策に係る技術基準の解説, 2013. 9
- 8) T.Arai and T.Kobayashi: Study on Aseismic Ceiling, Part13 The Outline of Study and Static test on Ceiling Unit, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-I, pp.935-936, 2017.7  
荒井智一,小林俊夫：天井の耐震性に関する研究（その 13）斜め部材の振り座屈を伴うユニット試験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-I, pp.935-936, 2017.7
- 9) T.Kobayashi: Study on Aseismic Ceiling, (Part 14) Flexural-Torsional Buckling Capacity, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-I, pp.937-938, 2017.7  
小林俊夫：天井の耐震性に関する研究（その 14）曲げ振り座屈耐力評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-I, pp.937-938, 2017.7
- 10) H.Kuwamura: Mechanics in architecture -Theory of Elasticity and Its Application-, GIHODO SHUPPAN Co.,Ltd., 2013.11.5 (in Japanese), (ISBN:9784765524513)  
桑村仁：建築の力学－弾性論とその応用－,技報堂出版,2013.11.5, 1版 4刷
- 11) T.Kobayashi, T.Yuri and T.Arai: Study on Aseismic Suspension Ceiling with Steel Furrings, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.73, No.630, pp.1295-1302, 2008.8  
小林俊夫,由利隆行,荒井智一：鋼製天井下地を用いた吊り天井の耐震性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集第 73 巻 630 号, pp.1295-1302, 2008.8



# FLEXURAL-TORSIONAL BUCKLING CAPACITY OF BRACE FOR ASEISMIC CEILING

*Toshio KOBAYASHI*\*<sup>1</sup> and *Tomokazu ARAI*\*<sup>2</sup>

\*<sup>1</sup> Kirii Construction Materials Co., Ltd., Dr.Eng.

\*<sup>2</sup> Kirii Construction Materials Co., Ltd., M.Eng.

Many collapse damages of suspended ceilings during recent severe earthquakes were observed. This ceiling damage has come to draw a lot of attention. In order to assure the safety of facility users, high level aseismic design is required for suspended ceiling. For this purpose, braces were installed between ceiling level and top of hanging bolt to transmit lateral load of ceiling surface to structural component such as upper floor slab. Also, high level aseismic parts were developed. In this paper, connecting parts between brace top and hanging bolt is focused. Newly developed high spec connecting parts behaves as rigid body, which has one degree of freedom of angular displacement which is yawing angle around hanging bolt (Fig.4) by Euler buckling of brace. This yawing angle arise torsional angle around axis of brace because brace has oblique angle ( $\alpha_0$ ) from hanging bolt (Eq. 1).

Static lateral loading tests for unit models were conducted for various braces member and various length of hanging bolts (Table 1). Their ultimate damage modes are classified into following three modes (Table 3),

- (1) Flexural-torsional buckling of brace
- (2) Slip of connecting parts between brace and hanging bolt along hanging bolt downwards
- (3) Top of board screws penetrate board and joists separate from boards. As the results, ceiling surface cannot hold lateral load

In this paper, ultimate damage mode (1) is focused, and evaluation formula of flexural-torsional buckling capacity is developed based on equilibrium between external supplied energy and internal strain energy (Eq. 27). From the formula, flexural-torsional buckling capacity is characterized by Euler buckling amplitude which is defined as  $a_c$  in Eq. 29.

After Euler buckling occurred in brace and buckling amplitude was increasing according external energy was being supplied, following two phenomena could be observed, respectively.

- (1) Yielding of brace by bending moment of Euler buckling mode at Euler buckling amplitude  $a_{E_y}$  which is defined in Eq. 33
- (2) Flexural-torsional buckling of brace at Euler buckling amplitude  $a_c$ 
  - (a) In the case of  $a_{E_y} < a_c$ , flexural-torsional buckling does not occur because bending yield occur before flexural-torsional buckling occur.
  - (b) In the case of  $a_{E_y} > a_c$ , flexural-torsional buckling occur.

Following three numerical examples are shown in 4.3, Fig.8-Fig.10

Case (a) Brace member C-25×19×5×1.0  $L = 2000$  in which  $a_{E_y} > a_c$  and flexural-torsional buckling occur.

Case (b) Brace member C-40×20×1.6  $L = 2000$  in which  $a_{E_y} < a_c$  and flexural-torsional buckling does not occur.

Case (c) Brace member C-40×20×1.6  $L = 3400$  in which  $a_{E_y} > a_c$  and flexural-torsional buckling occur.

Finally, critical brace length ( $L_{min}$ ) which satisfy  $a_{E_y} = a_c$  are also given in Table 4 for typical brace members. When brace length  $L$  is shorter than  $L_{min}$ , flexural-torsional buckling does not occur.

In reference 10), it was clarified that Euler buckling did not lose but maintain aseismic capacity for further load. But flexural-torsional buckling treated in this paper lost aseismic capacity for further load as shown in Figs 8 and 10 Considering these situation, special attention must be paid for flexural-torsional buckling phenomena in the aseismic design for ceiling.

