

二重鋼管ブレースを用いた既存 RC 建造物の制振補強構法

Seismic Retrofitting for Existing R/C Buildings

Using Buckling-Restrained Tube-in-Tube Energy Dissipative Braces

石井 匠 ISHII Takumi JFE 技研 土木・建築研究部 主任研究員(課長)・工博
藤澤 一善 FUJISAWA Kazuyoshi JFE スチール 建材センター 建材技術部建築技術室 主任部員(副部長)
清水 孝憲 SHIMIZU Takanori 川鉄橋梁鉄構 鉄構事業本部 東部鉄構部 副課長
宮川 和明 MIYAGAWA Kazuaki JFE シビル 建築事業本部エンジニアリング部 トラス・デバイスグループ長

要旨

筆者らは座屈拘束型制振ブレースが、定着板およびグラウトを介して PC 鋼棒で既存 RC 建造物の外周部に圧着される制振補強構法を提案した。本報では、提案する構法の確立を目的として行った実験結果より得られた以下の知見を述べる。(1) 提案した制振補強構法においても良好な制振補強効果が得られた。しかし、RC 梁端部に発生するねじれ変形が制振補強効果に大きな影響を及ぼすことが分かった。(2) 提案した制振補強構法を行った場合に想定される取付け部の破壊性状を明らかにし、特に局所的なねじれ変形に対して有効なパラメータを特定した。以上の結果を踏まえ、制振ブレースが取付けられる RC 梁端部の評価式の検証を行い、本報で対象とする制振補強設計に必要な耐力算定法を示した。

Abstract:

A New method of seismic retrofitting for existing R/C buildings is proposed by which energy dissipative braces are attached to the building exterior. Followings are results of the experiment; (1) The method shows better damping effect. The torsional deformation at the beam end has a large effect on the seismic performance. (2) An effective factor for local torsional deformation is specified by identifying failure mode at the beam end. An evaluation formula for the connecting beam is verified by the experimental result. Finally, prediction model the required strength of the braces is proposed.

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、国内における既存建物の耐震化の必要性が指摘されている。既存鉄筋コンクリート（以下、RC）建造物は以前から耐震診断・補強が進められてきたが、近年エネルギー吸収を目的とした履歴減衰型制振部材を適用した、いわゆる制振補強構法が提案され実施されている。制振補強は、学校建築のように多くの補強構面を確保できる建築物では外周部に制振部材を付加するのみで補強が行え、建物を使用しながら補強工事でもでき工費・工期を抑えられる利点がある^{1,2)}。

筆者らは、制振部材を簡易に取付けおよび交換可能にすれば、安価で迅速な施工が可能になると考え、Fig. 1 に示す構法を提案した。本構法は、架構内部に鉄骨柱材および耐震ブレースを設置する従来の強度抵抗型の耐震補強構法とは異なり、RC 架構の梁側面に貫通孔を開け、座屈拘束型の履歴減衰型制振ブレース（以下、制振ブレース）を定着板を介して PC 鋼棒で躯体表面に直接圧着する方法である。ただし、制振ブレースを直接 RC 梁部材に偏心取付け

するために、制振ブレース軸力が RC 架構の耐力に及ぼす影響の評価、偏心取付けによるねじりモーメントと付加軸力が梁部材の強度に及ぼす影響の評価、RC 架構層間変形の制振ブレース軸変形への変換効率の評価、制振ブレースを付加した状態での RC 架構の損傷の程度と層間変形角の関係の評価などが、本構法の課題としてあげられる。

本論文では、外付け制振補強構法における制振ブレース取付け部の設計方針の提案を目的とし、まず制振ブレース付き RC 架構の静的繰返し載荷実験を行い、架構全体の破壊挙動や制振補強効果を確認する。次に、制振ブレース取付け部に着目し、これを対象とした繰返し斜め載荷要素実験を行い、制振ブレース取付け部のねじれ破壊性状や終局ねじれ耐力の把握および既存ねじれ耐力評価式の検証を行う。それらの検討を基に、RC 架構内の梁部材の局所的なねじれ耐力を評価することの妥当性について検討する。

2. ブレース付き RC 架構実験による検討

2.1 実験計画

試験体の RC 架構部分は、Fig. 2 に示す 1 層 1 スパンラー

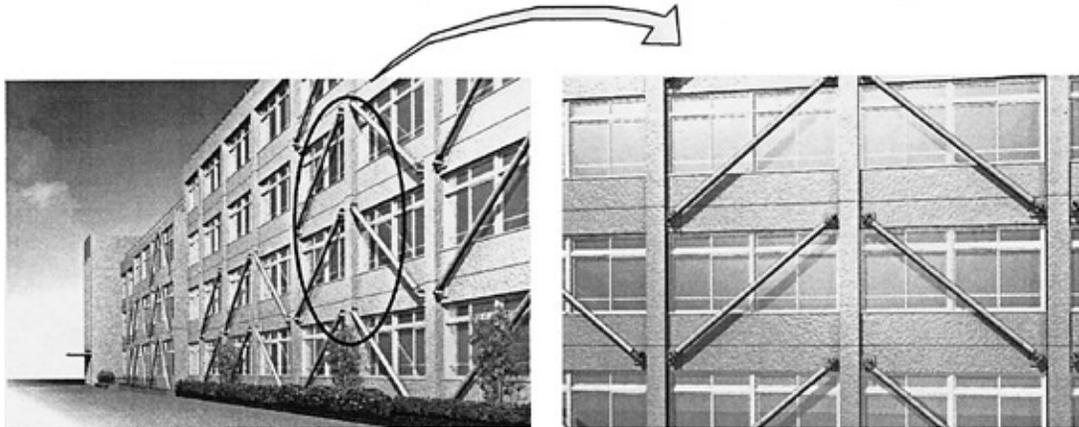


Fig.1 Proposed method

メンを実大の 1/2 に縮小したモデルである。梁曲げ降伏、柱曲げ降伏の崩壊型が異なる 2 体を製作した。各試験体とも RC 架構が 400 kN 程度の層せん断耐力となるように設計している^{3,4)}。Table 1 に部材断面リストを示す。制振ブレースは、低降伏点鋼管「RIVER FLEX100-S」を用いた内管補剛による座屈拘束型二重鋼管ブレースである。Fig. 3 に制振ブレース形状を示す。制振ブレースは、RC 架構に V の字に設置されており、その耐力は層せん断耐力に換算して 1 本あたり 80 kN の降伏耐力であり、耐力比（ブレース水平負担せん断力 / RC 架構の負担せん断力）は、0.4 程度である。

制振ブレースの取付けには定着板を利用した。定着板は 4 本の PC 鋼棒にそれぞれ 150 kN の初期軸力を導入し、RC 梁側面に取付けている。Fig. 4 に定着板詳細図と PC 鋼棒締付け位置を示す。

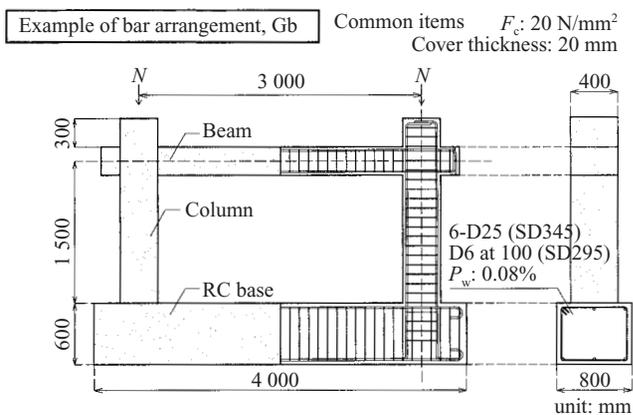


Fig.2 Example of arrangement of reinforcing bars in specimen

Fig. 5 に荷重装置を示す。荷重は、RC 架構中央の変位計 δ_R により算出した層間変形角 (R) で制御し、初ひび割れを確認後、 $R = 5/1000$ rad ピッチで正負漸増 2 回繰返し荷重を行った。なお、各柱には、オイルジャッキを用いて軸力比が 0.1 になるように一定の鉛直力を導入した。また、Fig. 4 に示す変位計で梁端部ねじれ回転角 (θ_c) と定着板回転角 (θ_s) を計測し、制振ブレースでは伸縮変形を計測した。

Table 1 List of member sections

Specimen	Girder bending yielding, Gb	Column bending yielding, Cb
Initial axial tensioning (kN)	320	245
Beam section		
M_u (kN · m)	69.6	224
Q_u (kN · m)	97.6	249
$b \times D$	200 × 300	250 × 500
Top/bottom side reinforcement	6-D19 (SD295)	6-D25 (SD345)
Rib reinforcement	D6 at 100 (SD295)	D6 at 100 (SD345)
P_w (%)	0.48	0.38
Column section		
M_u (kN · m)	217	139
Q_u (kN)	250	246
$b \times D$	400 × 400	350 × 350
Main reinforcement	8-D22 (SD345)	6-D22 (SD345)
Hoop reinforcement	D6 at 100 (SD295)	D6 at 50 (SD295)
P_w (%)	0.32	0.55

M_u : Ultimate bending strength, Q_u : Ultimate shear strength, $b \times D$: Width × height

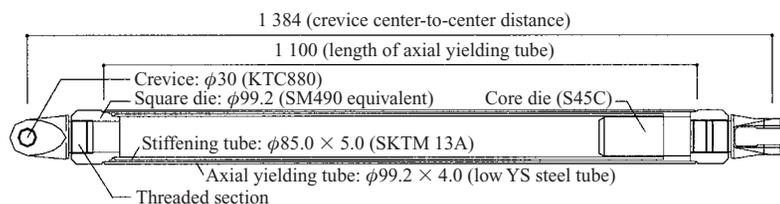


Fig.3 Configuration of energy dissipative brace

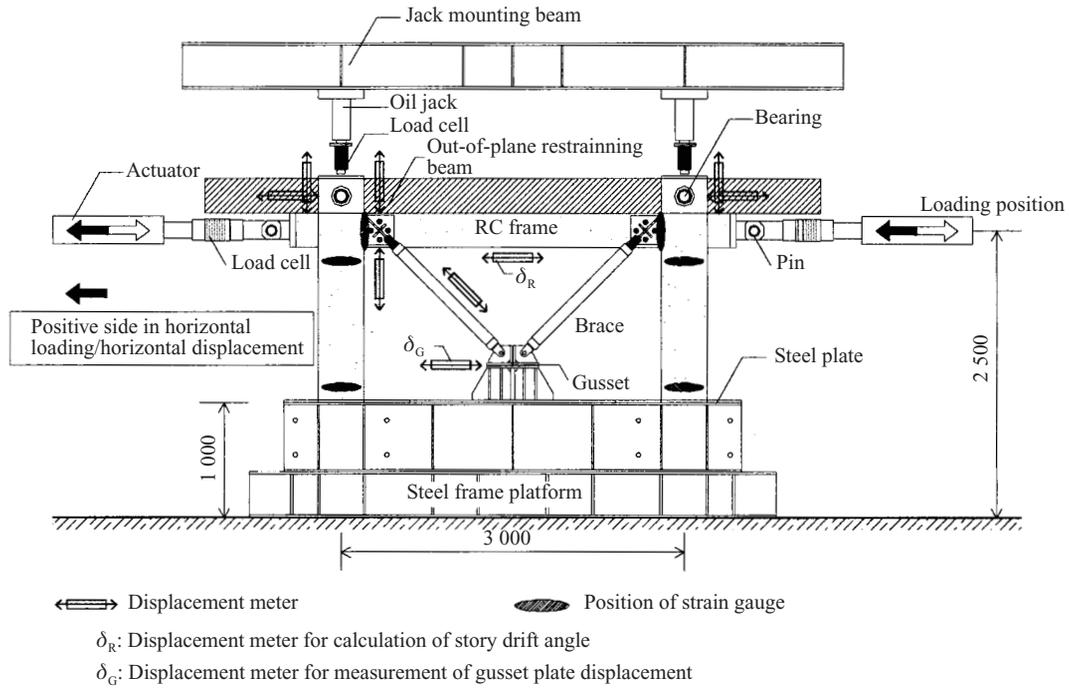


Fig. 5 Loading device and positions of value measurements

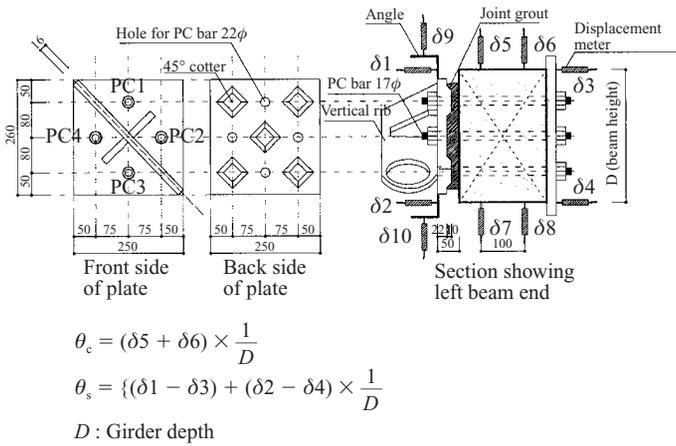


Fig. 4 Detail of anchor plate and positions of displacement meters

$$\theta_c = (\delta_5 + \delta_6) \times \frac{1}{D}$$

$$\theta_s = \{(\delta_1 - \delta_3) + (\delta_2 - \delta_4)\} \times \frac{1}{D}$$

D: Girder depth

2.2 実験結果

2.2.1 各試験体の損傷挙動および荷重 - 変形関係

Fig. 6 に各試験体の層せん断力 Q - 層間変形角 R の関係を示す。

梁曲げ降伏型試験体 (以下, Gb 試験体) は, 荷重を続けると梁端部はねじれ, $R = 15/1000$ rad に達した時点でねじれによる梁端部の損傷が激しく, 制振ブレースを取外した。制振ブレース取外し後の荷重によって $R = 20/1000$ rad で両柱脚の主筋が降伏し, Fig. 6 中, 点線で示す設計時保有耐力を超え, 梁曲げ降伏型の崩壊機構に至った。

柱曲げ降伏型試験体 (以下, Cb 試験体) は, $R = 15/1000$ rad 以降は両柱脚のひび割れが大きく開き, $R = 20/1000$ rad の段階で設計時保有耐力を超え, 想定した柱曲げ降伏型の崩壊機構に至った。この段階で制振ブレースを取外し

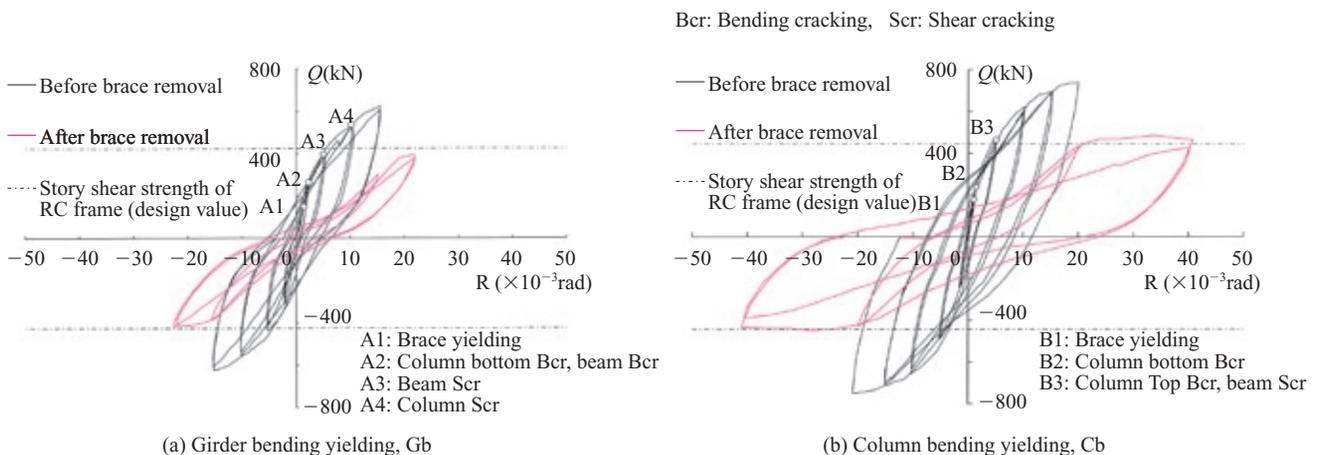


Fig. 6 Q - R relationship in respective specimens

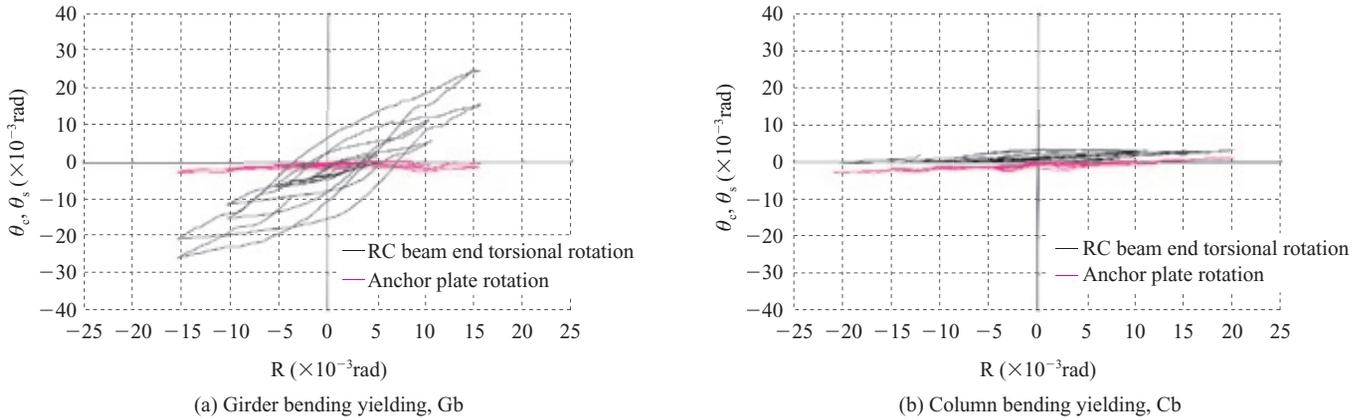


Fig.7 θ_c - R , θ_s - R relationship

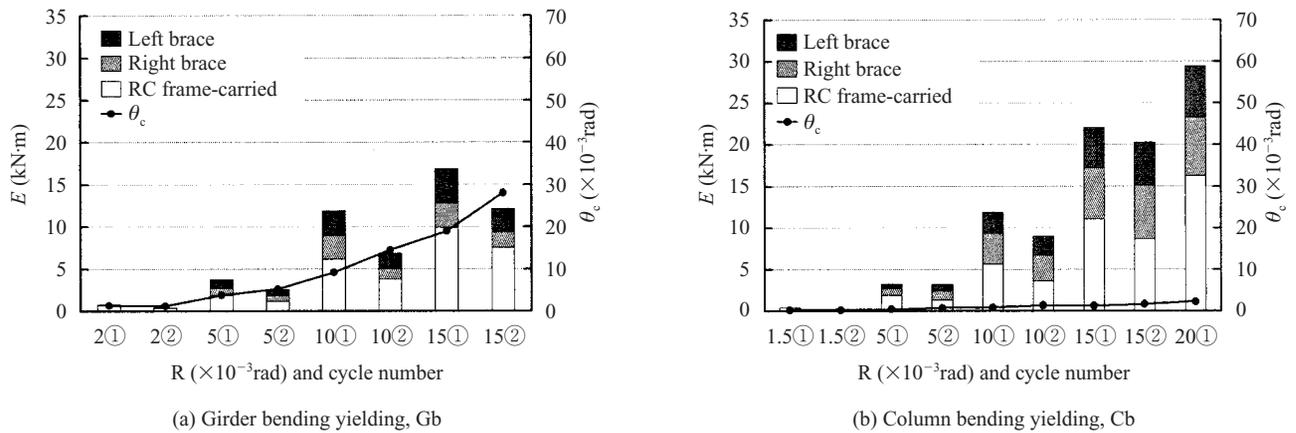


Fig.8 Absolute energy absorption, E - R relationship

た後、 $R = 40/1000 \text{ rad}$ まで载荷を続けたが設計時保有耐力を下回することはなかった。

Fig. 7 に横軸に R 、縦軸に各試験体の梁端におけるねじれ回転角 θ_c および定着板回転角 θ_s を示す。Fig. 7 (a) から、Gb 試験体では θ_c が大きく、ねじれによる梁端部の損傷が大きい。一方、Fig. 7 (b) から Cb 試験体では θ_c は小さく、梁端部はほとんど損傷していない。また、 θ_s は両試験体とも小さな値を示しており、制振ブレース取付け部は定着板が浮き上がることなく機能しており、文献 5) に示す設計式の妥当性が確認された。また、グラウト部の破壊も見られず、これについても文献 6) に示す設計式が妥当であることを示している。

2.2.2 制振補強効果

梁端部のねじれ損傷度合が、制振ブレースの補強効果に与える影響を把握するために、層せん断力 Q を制振ブレースと主体構造の負担せん断力に分離し、それぞれのエネルギー吸収量の推移を求めた。その結果を Fig. 8 に示す。図より、各試験体とも全エネルギー吸収量に占めるブレースのエネルギー吸収量の割合は 50% 前後と大きい。このことから、本構法により十分な制振補強効果が得られることが分かった。ただし、Fig. 8 に θ_c の推移 (右軸) も合わせて

示すが、図より Gb 試験体は、 $R = 10/1000 \text{ rad}$ の 2 サイクル目以降、 θ_c は増加し続け、特にブレースのエネルギー吸収量が Cb 試験体と比べ小さい。このことからブレースが取付いている梁端部でのねじれ変形が大きくなり、層間変形が直接ブレースへ伝達されないことでブレースのエネルギー吸収性能が低下することが分かる。一方、Cb 試験体は、図より $R = 15/1000 \text{ rad}$ においても $\theta_c = 5/1000 \text{ rad}$ と小さく、梁端部のねじれ変形がほとんど生じなかったため、各層間変形角で安定して多くのエネルギー吸収をしている。

以上の結果のとおり、梁端部のねじれ変形によりブレースのエネルギー吸収量自体が低下するだけでなく、エネルギー吸収負担割合も同時に低下していることから、本構法による簡易的な取付けを行う場合、梁端部のねじれ変形を抑えるためのねじれ終局耐力の把握が制振補強手法の確立に極めて重要である。

3. 制振ブレース取付け部の要素実験による検討

本章では、RC 架構試験体の梁端部周りのねじれ挙動およびねじれ終局耐力を検証するため要素試験体を対象に静

的繰返し漸増荷重実験を行う。

3.1 実験計画

試験体 (Fig. 9) はプレース取付け部をモデル化した 1/2 縮小サイズであり、計 2 体製作した。部材断面リストを Table 2 に示す。実験変数は、荷重履歴とし、正荷重時 (プレース軸引張時) の損傷が負荷重時 (プレース軸圧縮時) の終局耐力に与える影響を検討することを目的とした。定着板の RC 部への定着方式はすべて PC 鋼棒による圧着式とし、定着板の浮き上がりが生じないように文献 5) の設計式を用いて PC 鋼棒 ($\phi 17$) の初期導入軸力を 100 kN とした。グラウト代は 18 mm または 28 mm とし、その強度は文献 6) に示す式によりグラウト部がせん断破壊しないよう決定している。なお、定着板に取付くプレースは定着板の破壊性状を十分把握できるまで降伏させないようにして

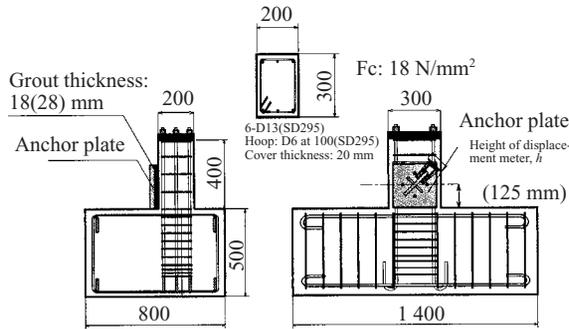


Fig. 9 Configuration of specimen

Table 2 List of member specimens

Specimen	PC18-45	PC18-D10
RC Section	200 mm × 300 mm	
Arrangement of reinforcing bars	6-D13(SD295) Hoop: D6 at 100(SD295)	
Concrete strength	$F_c = 18 \text{ N/mm}^2$	
Diameter of PC bar	$\phi 17$	
Initial axial tensioning	100 kN	
Cotter type	45	D10
Grout thickness	28 mm	18 mm

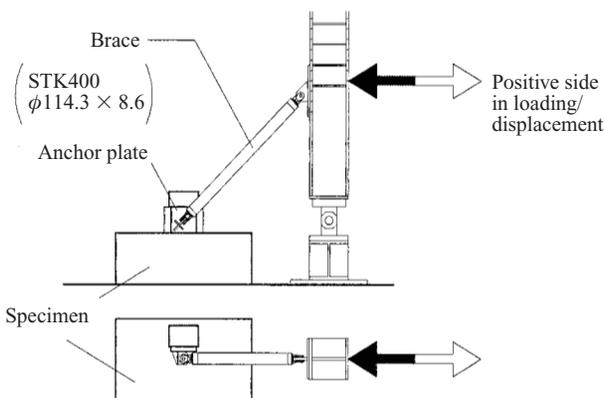


Fig. 10 Specimen and loading device

いる。また、ここで行う実験は、プレースの負担する軸力が取付け部に与える影響に着目した基礎的検討を目的としているため、RC 架構内に発生する面内の曲げモーメントは考慮していない。

Fig. 10 に荷重装置を示す。荷重は、アクチュエータにより 10~20 kN ピッチで各 2 サイクルずつ最大耐力まで正負漸増繰返し荷重する。最大耐力以降もしくは試験体の破壊性状に変化があった後は耐力が頭打ちになった側を変位制御に切り替え、耐力に余裕がある側はそのまま荷重制御で荷重を続けた。なお、プレースが軸引張応力状態の荷重を正荷重とする。

3.2 実験結果

3.2.1 試験体の破壊性状

Table 3 に実験結果を示す。試験体の破壊性状は、正荷重時、初めに RC 梁端部にひび割れが生じ、ほぼ同時に最も引張を受ける主筋が降伏した。その後荷重が増加しても、RC 躯体のひび割れが進行するのみで、定着板とグラウト部、グラウト部と躯体の境界には何の変化も見られなかった。最終的には正荷重時に RC 躯体がねじれ破壊し、最大荷重に達した。なお、定着板の浮き上がりやずれはほとんど見られなかった (Photo 1)。

Fig. 11 に各試験体のプレース荷重 NB と梁端部ねじれ回転角 θ_c の関係を示す。いずれの試験体においても梁端部が軸引張される時の終局ねじれ耐力は軸圧縮時の終局耐力に比べて小さいことから、制振プレース取付け部の設計では、梁端部がプレースからの引張応力を負担する時、すなわち軸引張応力状態における RC 梁端部の終局ねじれ耐力を算出し、安全性の検討を行えばよいと言える。

Table 3 Test results

Specimen	Experimental value		
	Yield strength of main reinforcement (kN)	Maximum strength	
		Positive side (kN)	Negative side (kN)
PC18-45	66.5	88.7	332.6
PC18-D10	65.2	97.0	178.8

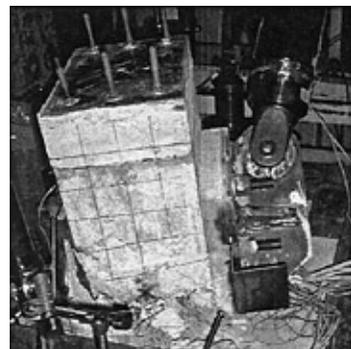


Photo 1 Torsional deformation at beam end

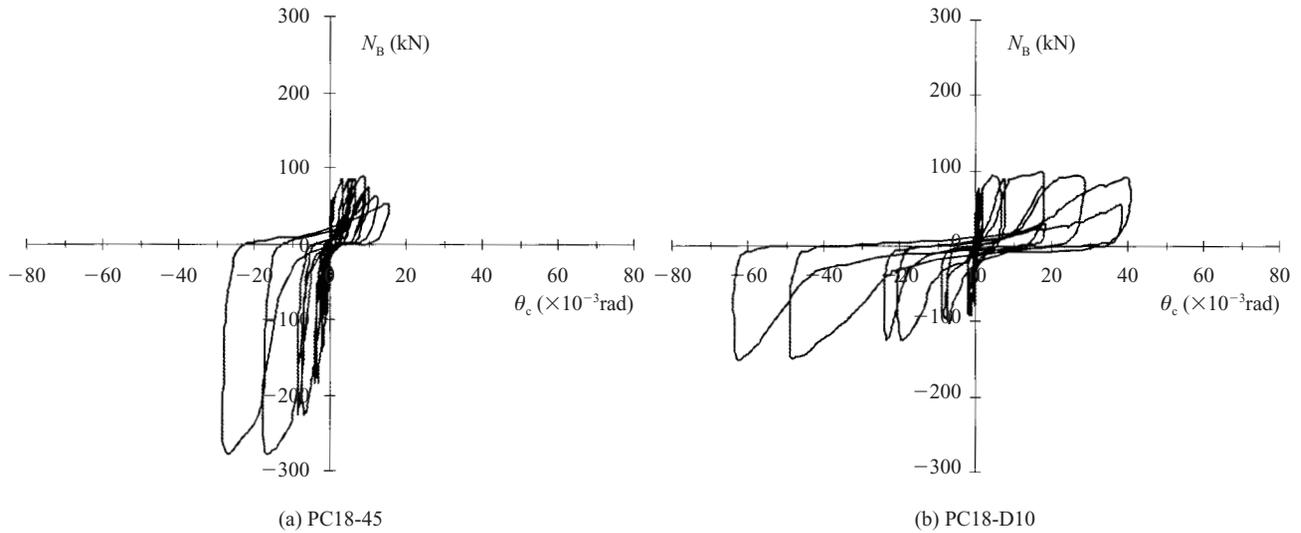


Fig.11 NB-θc relationship in respective specimens

3.2.2 ねじれ耐力式に関する検証と提案

既存 RC 梁部材が制振ブレースの引張軸力によりねじれ破壊するときのブレース荷重 ${}_G Q_U$ は、(1)式で求められる。

$${}_G Q_U = T_{uo} / L_e \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 L_e : 偏心距離

純ねじりを受ける鉄筋コンクリート梁の終局ねじれモーメント T_{uo} は、一般に式(2)で表すことができる。

$$T_{uo} = {}_c T + {}_s T \dots\dots\dots (2)$$

${}_c T$: 無筋コンクリートのねじれ抵抗寄与分

$${}_s T : \text{せん断補強筋のねじれ抵抗寄与分, } {}_s T = \Omega \cdot b_o \cdot d_o \cdot \frac{a_v \sigma_{vy}}{s}$$

ここで、 Ω : 係数、 b_o : 梁断面でせん断補強筋の短辺長 (中心間距離)、 d_o : 梁断面でせん断補強筋の長辺長 (中心間距離)、 a_v : せん断補強筋の足 1 本の面積、 σ_{vy} : せん断補強筋の降伏強度、 s : せん断補強筋の間隔である。

Hsu は、自身の多くの実験結果から式(1)を用いて上式中の ${}_c T$ と Ω を定め、実用式として式(3)を提案している⁷⁾。具体的には、 ${}_c T$ を断面形状とコンクリートの圧縮強度 F_c を変数とした式とし、また Ω をせん断補強筋量に対する軸方向鉄筋量の比 m と、 d_o に対する b_o の比 d_o/b_o を変数とした式で表している。

$$T_{uo} = 1.01 \frac{B^2 \cdot D}{\sqrt{B}} \sqrt{F_c} + \left[0.66m + 0.33 \frac{d_o}{b_o} \right] \frac{A_0 \cdot a_v \cdot \sigma_{vy}}{s} \dots (3)$$

適用範囲 : $0.7 < m \leq 1.5$ かつ $p_r + p_1 \leq p_{1b} = 6.36 \frac{\sqrt{F_c}}{s_{vy}}$

ここで、 A_0 : せん断補強筋の中心線で囲まれたコンクリート核の面積、 m : せん断補強筋量に対する軸方向筋量の比

($= p_1 \cdot \sigma_{ly} / p_v \cdot \sigma_{vy}$)、 a_1 : 軸方向鉄筋の全断面積、 p_1 : 軸方向鉄筋比 ($= a_1 / B \cdot D$)、 p_v : せん断補強筋比 ($= a_v \cdot l_{po} / B \cdot D \cdot s$) である。

本論文で検討している梁端部の局所的なねじれ終局耐力は、Hsu の耐力算出式をそのまま適用することはできないため、式の修正が必要となる。なぜなら、せん断補強筋の抵抗寄与分 ${}_s T$ 項における係数 m の適用範囲が問題となるからである。Hsu の実験では、長いスパン (約 1 830 mm) の梁を対象として実験を行っているのに対し、本実験では短いスパン (約 400 mm) の実験である。そのため、短いスパンの間でのねじれ抵抗を考慮しなければならないので、せん断補強筋の効果はあまり期待できず、逆に主筋の効果が大きくなると考えられる。そこで本論文では、 m の適用範囲を拡大して式を適用することとした。その結果算出される T_{uo}' と要素実験で得られた終局ねじれモーメント $T_{uo,exp}$ を **Table 4** に示す。表には、ブレース付き RC 架構試験体の結果についても示している。表よりねじれ破壊した PC18-45、PC10-D10、Gb 試験体は提案した修正 Hsu の耐力算出式 (表中、 T_{uo}') との相関性が高い。一方、ねじれ破壊していない Cb 試験体については、実験時に作用したねじれ応力より大きい終局ねじれ耐力を有する計算結果となっている。また、Gb 試験体は梁 RC 部の試験体に比べ、面内の曲げやせん断力の作用があるにもかかわらず、おお

Table 4 Comparison of torsion strength

Specimen	Estimated value				Experimental value	
	m	T_{uo} (kN·m)	T_{uo}' (kN·m)	${}_G Q_U$ (kN)	$T_{uo,exp}$ (kN·m)	N_B (kN)
PC18-45	2.9	9.3	12.8	83.2	13.6	88.7
PC18-D10	2.9	9.2	12.6	82.3	14.9	97.0
Gb	7.7	9.1	24.2	157.7	30.2	196.6
Cb	7.2	25.5	64.1	417.8	31.7	206.5

$T_{uo}' : m = 1.5$
 $T_{uo}' : m = p_1 \cdot \sigma_{ly} / p_v \cdot \sigma_{vy}$

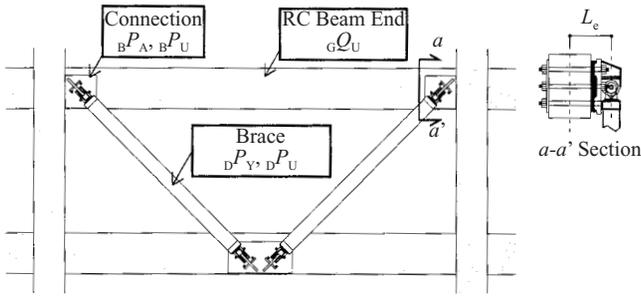


Fig.12 Concept of design

むね本式を適用できている。このことは修正した Hsu 式を用いて RC 架構内の梁のねじれ終局耐力算出の可能性を示唆している。この式を一般化するためには比率 m の適用範囲、特に上限値を明らかにすることが今後の課題である。

4. 外付け制振ブレース取付け部の必要耐力算定法

Fig. 12 に必要耐力算定法の概念図を示す。制振ブレース取付け部の設計にあたって、制振ブレースの降伏荷重 $D P_Y$ と終局荷重 $D P_U$ 、既存 RC 梁部材が制振ブレースの引張軸力によりねじれ破壊する時のブレース荷重 $G Q_U$ 、定着板の浮き上がり荷重 $B P_A$ とグラウト部のせん断破壊荷重 $B P_U$ を求める必要がある。

制振効率を高めるためには、制振ブレースが降伏した後、定着板と梁部材が無損傷で十分な剛性を保ち、定着板の浮き上がりやずれがほとんど生じないこと、過大な外乱に対する安全性を確保するためには、終局耐力が変形能力の高い部材で決まることが必要となる。

したがって、それぞれの値が下記の条件式を満たすことが求められる。

$$D P_Y < B P_A \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$D P_U < B P_U < G Q_U \quad \dots\dots\dots (5)$$

なお、 $D P_Y$ 、 $D P_U$ は制振ブレースの機械的性質により、それ以外の各部耐力 ($B P_A$ 、 $B P_U$) は文献 5,6) に示す設計に基づく。

5. まとめ

本論文では、以下の知見を得た。

- (1) ブレース付き RC 架構実験から、提案した制振補強構法は、良好な制振補強効果が得られることが分かった。
- (2) 梁曲げ降伏型試験体は、RC 梁端部に発生するねじれ変形が増大し、ブレースのエネルギー吸収量が低下し、制振補強効果に影響することが分かった。

- (3) 要素実験結果から、Hsu が提案した耐力算出式の適用範囲を拡大して用いることで、本構法における梁端部が引張応力時のねじれ終局耐力式をおおよそ推定できることを示した。また提案したねじれ耐力算出式を架構内の RC 梁端部に適用し、その適用可能性を示唆した。
- (4) 2つの実験結果を踏まえ、本論で対象とする制振補強設計に必要な制振ブレース取付け部の必要耐力の算定法を提案した。

本研究は、東京理科大学理工学部建築学科北村研究室と JFE スチールとの共同研究「低降伏点鋼制振ブレースを用いた RC 構造物の制振補強方法の研究開発」の成果をまとめたものである。ここに記して、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 川股重也. 東北工大 5 号館の震災修復. 建築技術. no. 346, 1980-06, p. 83-95.
- 2) 野口隆, 北嶋圭二, 上田英明, 安達洋. 耐震補強のためのダンパーブレースの躯体定着方法に関する実験. コンクリート工学協会年次論文報告集. vol. 19, no. 2, 1997-06, p. 345-350.
- 3) 日本建築学会. 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1999.
- 4) 日本建築学会. 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説.
- 5) 石田陽一, 向井智久, 石井匠, 北村春幸. 繰り返し斜め荷重下における制振ブレースを外付けした RC 造の梁端部および取付部の破壊性状と評価手法. コンクリート工学協会年次論文報告集. vol. 25, no. 2, 2003-07, p. 1321-1326.
- 6) 中野克彦, 松崎育弘. プレキャスト RC 接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法. 日本建築学会構造系論文集. no. 550, 2001-12, p. 151-158.
- 7) Hsu, T.T.C. Torsion of structural concrete—Behavior of reinforced concrete rectangular members. A.C.I. SP-18, 1968, p. 261-306.



石井 匠



藤澤 一善



清水 孝憲



宮川 和明