

# 鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法（TO-STC 工法）の開発

## その5 外側枠付き鉄骨ブレース架構増設工法

三輪 明広<sup>\*1</sup>

菊田 繁美<sup>\*1</sup> 石岡 拓<sup>\*1</sup>  
鈴木 信也<sup>\*1</sup>

### 概 要

本工法は、耐震壁または鉄骨ブレースを増設する耐震補強において、既存躯体との接合部に鋼管コッターを用いる耐震補強工法である。鋼管コッターは耐震補強工事で問題となる振動・騒音・粉塵の発生を抑え、居たままでの耐震補強工事を促進するために開発された工法である。

本報告は、基礎を有する枠付き鉄骨ブレースで構成される鉄骨造の補強架構を建物の外側に構築する補強工法の開発のために実施した架構実験の概要の報告である。外側枠付き鉄骨ブレース架構増設工法の終局耐力は要素実験と架構実験をもとに既往の耐力式により適切に評価できることを示した。

### Development of Seismic Strengthening Method by Seismic Resisting Reinforcement with Steel Tube as Cotter Part 2 Study on RC Frames Strengthened by Retrofitting Steel Braces

Akihiro MIWA<sup>\*1</sup> Shigemi KIKUTA<sup>\*1</sup>  
Taku ISHIOKA<sup>\*1</sup> Shinya SUZUKI<sup>\*1</sup>

This retrofit method is a seismic strengthening method that uses steel tube cotter for the joint part with an existing building frame when the seismic resisting wall or the steel brace is increased. It is a seismic strengthening method developed to suppress the generation of a vibration, a noise, and dust, and to promote the seismic resisting wall construction in the state of residing.

This paper is a report of the outline of the Experiment of RC Frame Strengthened by Retrofitting Steel Braces.

Ultimate strength of RC Frames Strengthened by Retrofitting Steel Braces was estimated appropriately by the proposed the ultimate strength formula based on the element tests and the frame experiment.

<sup>\*1</sup> 技術研究所

<sup>\*1</sup> Technical Research Institute

# 鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法（TO-STC 工法）の開発

## その5 外側枠付き鉄骨ブレース架構増設工法

三輪 明広\*1 菊田 繁美\*1  
石岡 拓\*1 鈴木 信也\*1

### 1. はじめに

TO-STC 工法（以下本工法と呼ぶ）は、耐震補強工事に問題となる騒音・振動・粉塵の発生を抑え、居たままでの施工を可能にするために開発された鉄筋コンクリート造耐震壁または、枠付き鉄骨ブレース増設工法である。本工法は 2003 年に日本総合試験所の建築技術性能証明を取得して以来、当社の耐震補強工事に採用されている。本報告では、基礎を有する枠付き鉄骨ブレースで構成される鉄骨造の補強架構を建物の外側に構築する補強工法（以下外側枠付き鉄骨ブレース架構増設工法と呼ぶ）の一連の実験について報告する。

### 2. 実験目的

本実験は外側枠付き鉄骨ブレース架構増設工法において、間接接合部に鋼管コッター工法を適用する場合の設計方法を検証する目的で行ったものであり、間接接合部の要素実験とフレーム架構実験からなる。

実験の対象とした範囲を図-1 に示す。要素実験は図中の水平構面を対象として、鋼管コッター本数と引張抵抗要素の種類と量を実験変数とした。架構実験は既存柱・梁と増設した補強鉄骨架構を含めた範囲を対象とした実験とした。

### 3. 間接接合部要素実験

#### 3.1 試験体概要

##### 3.1.1 試験体形状及び配筋

外付け鉄骨ブレース補強の架構増設工法では、補強架構が既存躯体から離れた位置に取り付くため、補強架構と既存躯体との間の接合部にはせん断力の他に両端部に偏心による曲げモーメントによる引張力と圧縮力が作用する。本試験体ではせん断力に対しては鋼管コッターで抵抗し、引張力に対してはあと施工アンカーまたは PC 鋼棒の緊張力で抵抗するように計画した。

試験体形状を図-2 および図-3 に示す。試験体は、引張抵抗要素をあと施工アンカーとした OFC1、2 と、PC 鋼棒とした OFC3 の計 3 体であり、縮尺を 1/2.25 とした。また、間接接合部のせん断耐力計算値に対して引張抵抗要素の耐力は、OFC1 で 1.3 倍、OFC2、OFC3 で 1.0 倍になるように計画した。なお、コッターは引張力を負担しないものとした。

間接接合部には、既存躯体側に直径 34mm、厚さ 2.3mm の円形鋼管をコッターとして配置し、増設架構側に 9.5 φ のスタッドを配置して、高靱性モルタルを充填した。コッターの間隔は、OFC1、2 で 170mm (=

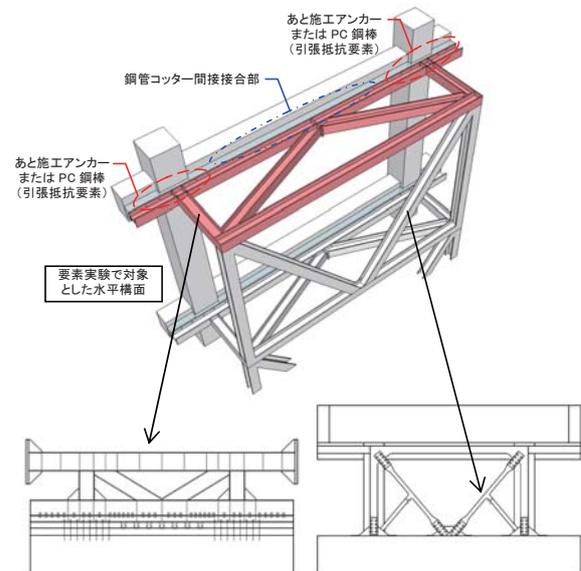


図-1 試験体イメージ

5Dp, Dp: 鋼管径)、OFC3 で 100mm ( $\div 3Dp$ ) とした。引張抵抗要素は、OFC1 で片側 16-D10 (SD295A)、OFC2 で片側 12-D10 (SD295A) を、あと施工アンカーとして有効定着長 12da (da: アンカー径) で定着した。OFC3 では片側 4-13 φ (SBPR1080/1230) をアンボンドで配置して、実験前にプレストレスを導入した。プレストレス量は、間接接合部のせん断耐力計算値相当のせん断力が入力した際に発生する引張力と同等程度とした。材料試験結果を表-1 に示す。

##### 3.1.2 引張抵抗要素の設定

引張抵抗要素には、OFC1、OFC2 であと施工アンカー、OFC3 で PC 鋼棒を用いた。間接接合部にせん断耐力計算値相当のせん断力が入力した際に発生する引張力（以後、必要引張耐力とする）に対する引張抵抗要素の耐力の比を表-2 に示す。

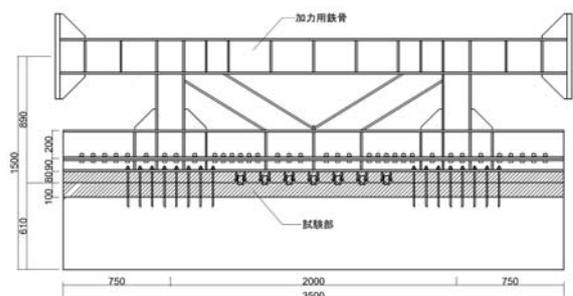


図-2 試験体形状 (全体)

\*1 技術研究所

間接接合部のせん断耐力計算値は、鋼管コッター接合部耐力とした。必要引張耐力は、せん断耐力設計値に既存躯体から増設架構までの距離を乗じて、スパンで除することで引張力に換算した。あと施工アンカーの耐力は、「RC 耐震改修指針」の接着系アンカーの引張耐力式を準用した。

本試験体では OFC1、OFC2 ともにアンカーの降伏で耐力が決まるように計画した。OFC3 については PC 鋼棒の緊張力を耐力として用いることで、間接接合部のせん断耐力に達するまでは間接接合部に引張力が入力しないように計画した。

表-2 に示すように、各試験体の必要引張耐力に対する引張抵抗要素の耐力比は、計画していた値よりも小さくなった。これは、あと施工アンカーについては 2 本 1 組で計画し、計画値を上回らないようにアンカー本数を設定したためであり、PC 鋼棒については導入緊張力が試験体製作時よりも実験時に減少していたため、耐力比が小さくなった。

3.1.3 加力方法

加力状況と加力スケジュールを図-4 に示す。間接接合部にせん断力と偏心モーメントが生じるように、加力用の鉄骨ブレースを介して、加力用サーボジャッキと試験体とを接続した。加力は水平繰返し漸増載荷とした。

3.2 実験結果

破壊状況を図-5 に、荷重変形関係を図-6 に示す。同図には鋼管コッター接合部の設計値を破線で併記した。

OFC1、2 は同様の破壊形式であり、部材角  $R=1/4000rad$ 。時に間接接合部両端に配置されたアンカー付近にひび割れが生じ、 $1/2000rad$ 。時には、その

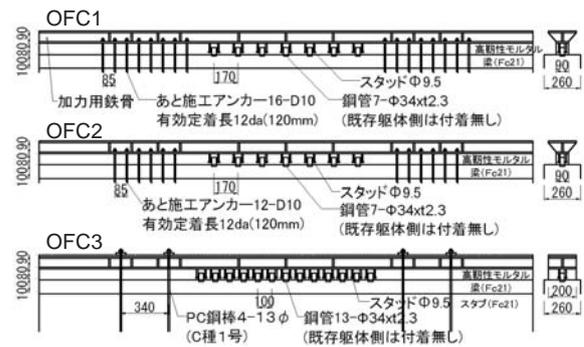


図-3 試験体形状 (接合部詳細)

表-1 材料試験結果

鉄筋・PC 鋼棒		ヤング係数 ( $10^5 N/mm^2$ )	降伏強度 ( $N/mm^2$ )	引張強度 ( $N/mm^2$ )
D10	SD295A	1.85	369	491
13φ	SBPR1080/1230	2.05	1168	1276
コンクリート・モルタル		ヤング係数 ( $10^4 N/mm^2$ )	圧縮強度 ( $N/mm^2$ )	割裂強度 ( $N/mm^2$ )
既存躯体	OFC1	2.83	24.0	2.30
	OFC2	2.59	24.4	2.20
	OFC3	2.59	24.9	2.20
間接接合部	OFC1	2.53	64.0	3.30
	OFC2	2.53	67.6	3.20
	OFC3	2.66	71.6	3.20

表-2 必要引張耐力に対する引張抵抗要素の耐力比

	OFC1	OFC2	OFC3
計画値	1.3	1.0	1.0
試験体	1.24	0.91	0.84

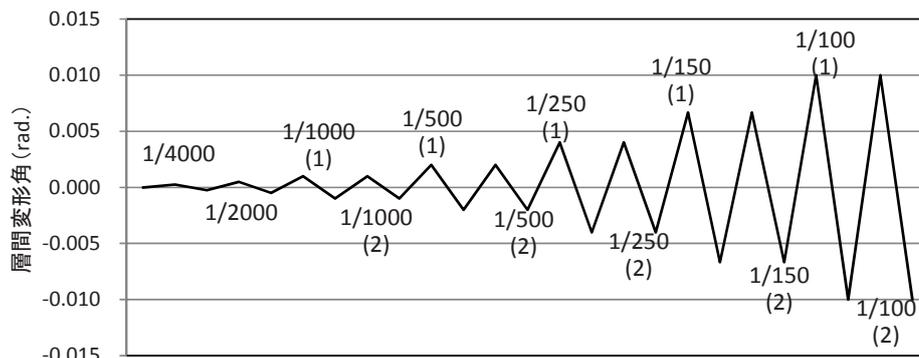
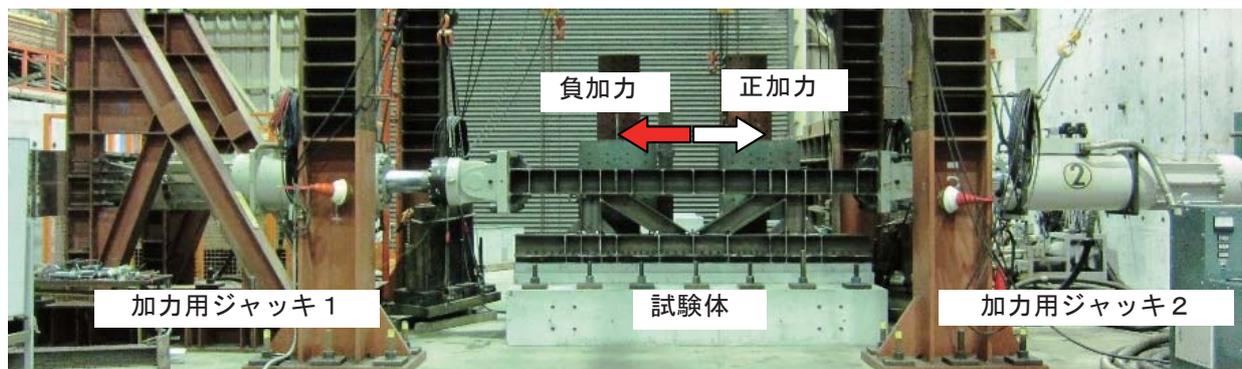


図-4 加力状況と加力スケジュール

他の間接接合部にもひび割れが生じた。その後、ひび割れの本数は微増するが大きな変化はみられず、1/250rad. 時に既存躯体と間接接合部の間に浮きとずれが生じて最大耐力に達した。1/150rad. には引張力が生じている側のアンカーが破断した。

OFC3 は 1/500rad. で最大耐力に達するまでは目立ったひび割れや剛性低下はみられなかった。最大耐力以降も大きな耐力低下はみられず、1/50rad. で実験を終了した。

実験終了後、全試験体の間接接合部のコンクリートを剥がしたところ、鋼管により既存躯体コンクリートが支圧破壊していることが確認された。

設計値と設計耐力時の間接接合部のずれ変形を表-3 に示す。設計値は間接接合部せん断耐力設計式により算出し、安全側となるように引張抵抗要素のせん断耐力を考慮しなかった。設計耐力時の間接接合部のずれ変形は、0.09~0.10mm 程度であり、既存架構と補強架構はおおむね一体的に挙動していると考えられる。

#### 4. 架構実験

##### 4.1 実験概要

試験体形状を図-7 および図-8 に示す。試験体は最終破壊状況として鉄骨ブレース降伏を想定した WK-16 試験体と、その実験終了後に断面の大きな鉄骨ブレースに交換して接合部耐力を確認した WK-17 試験体であり、1/2.25 縮小試験体とした。

両試験体とも枠鉄骨部は共通で H-100 × 100 × 6 × 8 を使用し、鉄骨ブレース部分は WK-16 試験体で H-100 × 50 × 3.2 × 4.5 (弱軸)、WK-17 試験体で H-100 × 100 × 6 × 8 (弱軸) とした。ブレースが早期に座屈しないように座屈補剛材として H-100 × 50 × 3.2 × 4.5 を配置した。枠鉄骨は主に突合わせ溶接で組み立て、鉄骨ブレース部分は高力ボルト摩擦接合として交換可能な仕様とした。

既存躯体側の梁と枠鉄骨の床組みとの接合部は、鋼管 φ -34.0 × 3.4 を既存躯体側に 11mm 飲み込ませてエポキシ樹脂で固定し、ビニロン繊維 1.0% 入りの高靱性モルタルに 51mm (=1.5Dp, Dp: 鋼管径) 定着させた。既存躯体側では鋼管にテープを巻いて付着を切った。鋼管のピッチは 205mm (=6Dp) とし、鋼管 1 本あたり 4-9.5 φ のスタッドを鉄骨枠に溶接して鋼管を囲むように配置した。

ブレースの偏心によるモーメントによって生じる引張力は、あと施工アンカーで負担することにして、上述の鋼管コッター間接接合部の端部に緊結した。あと施工アンカーは D10 を用いて、既存躯体側に 120mm (=12da, da: アンカー径) 定着した。あと施工アンカーの本数は、間接接合部にせん断耐力計算値相当のせん断耐力が入力した際に発生する引張力と同等の降伏耐力となるように計画した。材料試験結果を表-4 に示す。

加力状況と加力スケジュールを図-9 に示す。加力方法は柱断面に対して一定圧縮軸力 (WK-16 試験体で 0.2Fc、WK-17 試験体で 0.1Fc) を作用させた状態で、既存躯体側の上梁両端部に水平繰返し漸増加力を行った。



図-5 破壊状況 (OFC1)

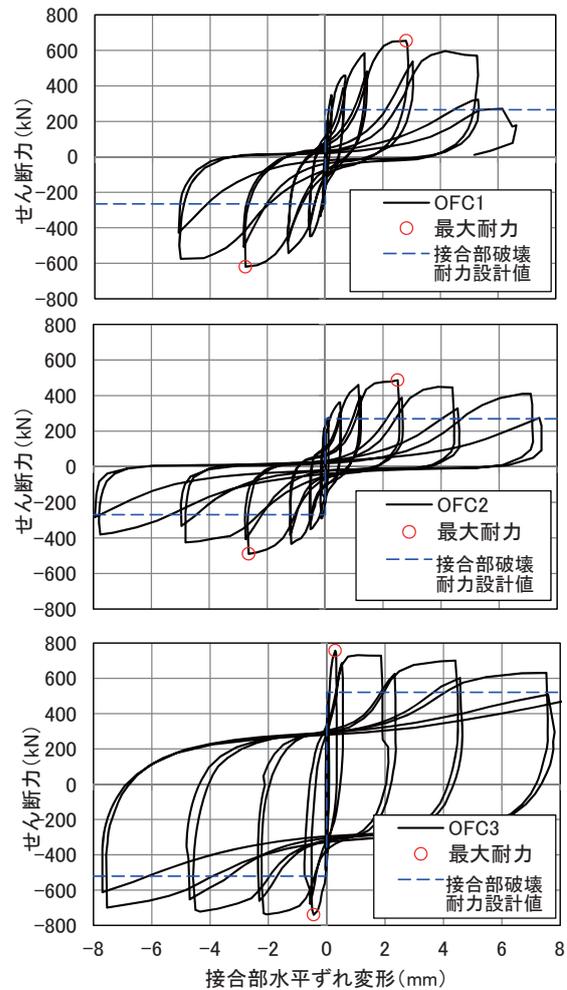


図-6 荷重変形関係

表-3 設計耐力時のずれ変形

	設計値 (kN)	設計耐力時のずれ変形 (mm)
OFC1	265	0.119
OFC2	270	0.090
OFC3	521	0.092

試験体変位は、加力位置での水平変位をスタブ上から加力位置までの高さ (h=1500mm) で除した部材角によって制御した。実験結果は、既存躯体上梁の中心に取り付けた変位計の水平変位をスタブ上から既存躯体上梁中心までの高さ (h=1155mm) で除した層間変形角を用いて整理した。

## 4.2 実験結果

### 4.2.1 破壊状況と荷重変形関係 (WK-16 試験体)

実験終了時の破壊状況を図-10 に、荷重変形関係を図-11 にそれぞれ示す。荷重変形関係の横軸は既存躯体側の層間変形角である。

層間変形角 1/1560rad. 時に間接接合部両端に配置さ

れたアンカー付近にひび割れが発生した。1/780rad. 時には既存躯体側の柱上部に曲げひび割れが発生し、1/380rad. 時に梁端部に曲げひび割れが発生した。-1/370rad. 時に片側の鉄骨ブレースが座屈および圧縮降伏し、+1/190rad. 時にもう一方の鉄骨ブレースも圧縮降伏した。両ブレースが圧縮降伏した 1/190ad. 時にあ

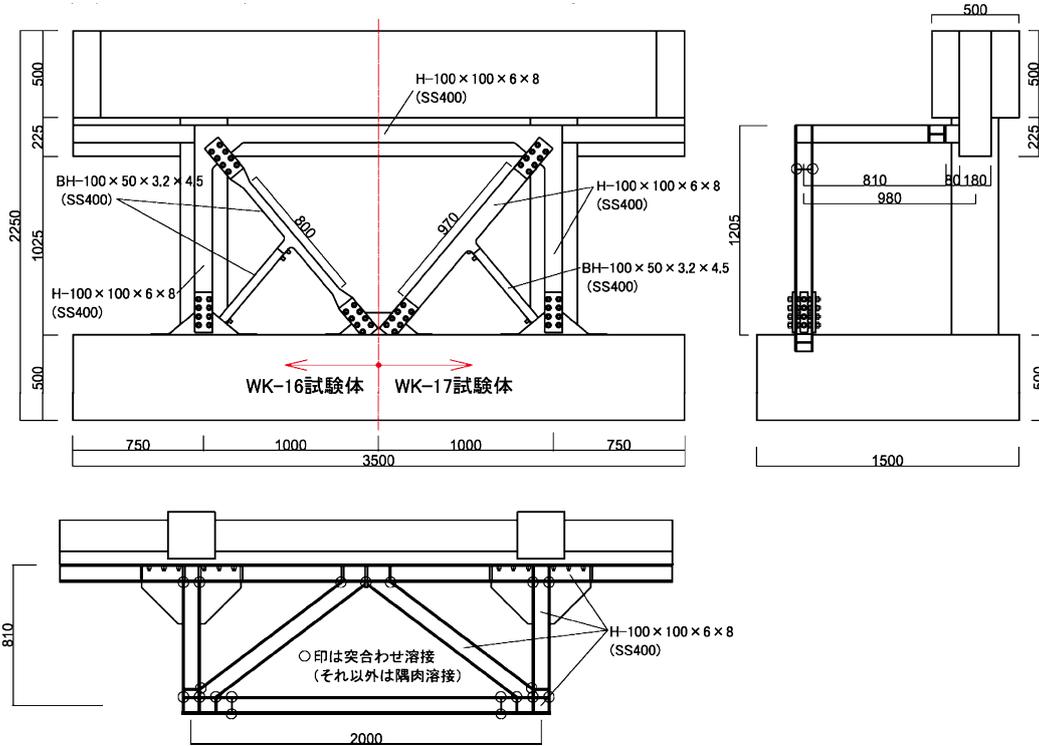


図-7 架構試験体形状 (全体)

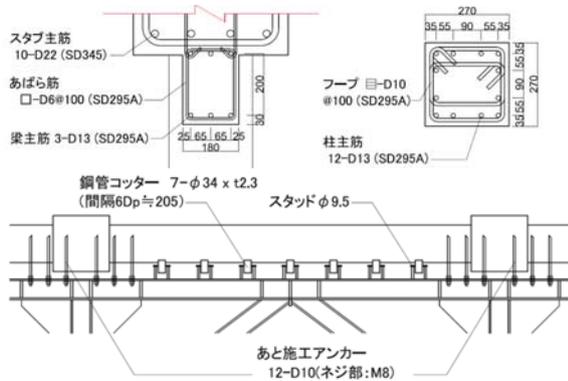


図-8 架構試験体形状 (各部詳細)

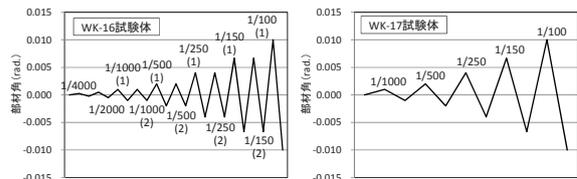
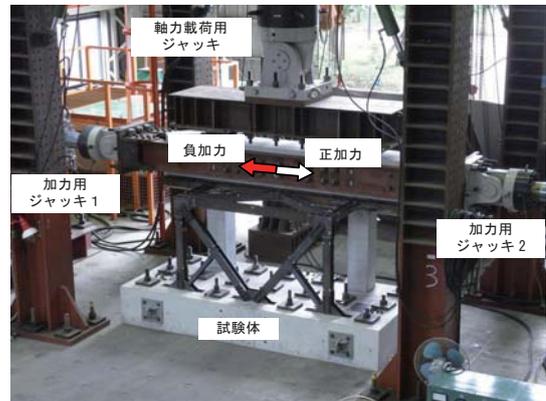


図-9 加力状況と加力スケジュール

表-4 材料試験結果

コンクリート・モルタル	割線剛性 (10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
下スタブ	2.48	21.8	2.0	
柱・上梁	2.40	21.0	2.0	
充填モルタル	2.61	71.3	3.7	
鉄筋・鋼板	ヤング剛性 (10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	備考
D13	17.8	355	494	柱主筋・梁主筋
D10	18.0	363	490	フープ筋・アンカー筋
D6	18.5	355	509	あばら筋
PL3.2	20.4	326	452	鉄骨ブレース
PL4.5	20.2	324	403	鉄骨ブレース



図-10 破壊状況 (WK-16 試験体)

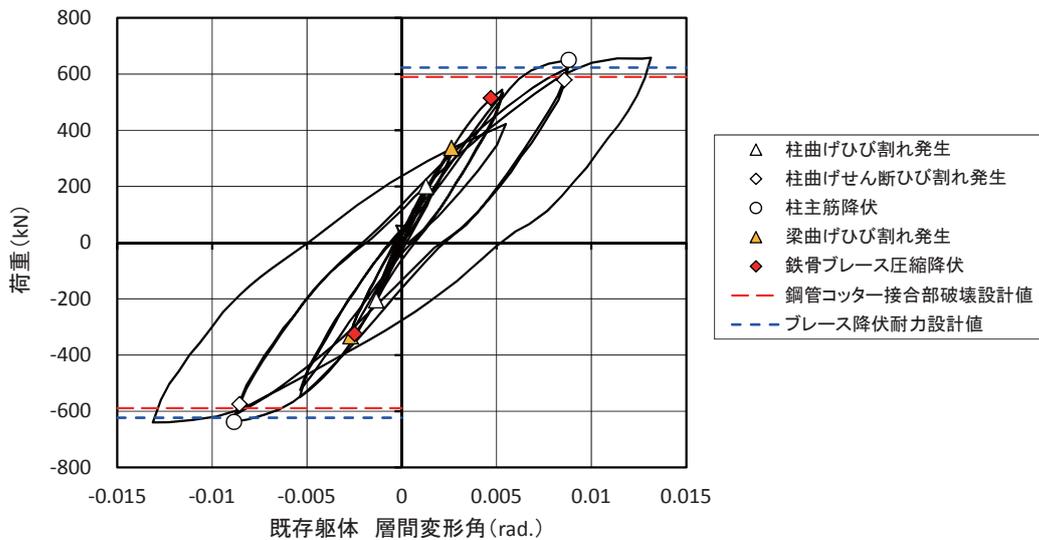


図-11 荷重変形関係 (WK-16 試験体)

と施工アンカー筋の一部が引張降伏し、間接接合部において既存躯体コンクリートと高靱性モルタルに若干の肌別れが生じた。1/110rad. 時には既存躯体側の柱主筋の一部が引張・圧縮降伏し、柱コンクリートに曲げせん断ひび割れが発生した。-1/110rad. へ向かう途中に片側の鉄骨ブレースが引張降伏し、+1/80rad. 時にもう一方の鉄骨ブレースも引張降伏した。鉄骨ブレースが圧縮・引張降伏した 1/80rad. 時には柱主筋の全数も降伏し、柱脚部に圧壊の兆しがみられ、耐力も頭打ちとなった。

#### 4.2.2 間接接合部耐力の確認 (WK-17 試験体)

最終破壊状況を図-12 に、荷重変形関係を図-13 にそれぞれ示す。荷重変形関係の横軸は既存躯体側の層間変形角である。WK-17 試験体は、部材角 1/101rad. 時にあと施工アンカーが破断して間接接合部の既存コンクリートと高靱性モルタルの界面が開き、耐力が大きく低下して実験を終了した。本試験体のあと施工アンカー本数は、間接接合部にせん断耐力計算値相当のせん断力が入力した際に発生する引張力と同等の降伏耐力となるように設定していた。実験終了後に増設した鉄骨ブレースを外して間接接合部の破壊状況を確認した。破壊状況を図-14 に示す。間接接合部は、既存躯体コンクリート側で鋼管により支圧破壊していた。



図-12 破壊状況 (WK-17 試験体)

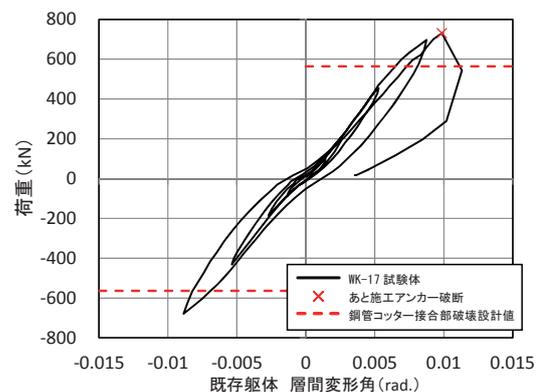


図-13 荷重変形関係 (WK-17 試験体)



図-14 荷重変形関係 (WK-17 試験体)

#### 4.2.3 鋼管コッター間接接合部の性状

WK-16 試験体における鋼管コッター間接接合部の水平相対変形を図-15 に示す。図の横軸は間接接合部の水平相対変形（既存躯体と枠鉄骨の水平相対変形）、縦軸は枠鉄骨に貼付した歪ゲージから算出した間接接合部への入力せん断力である。

既存躯体の層間変形角  $1/190\text{rad}$  の直前まで、間接接合部の水平相対変形は  $0.1\text{mm}$  程度で非常に小さく、接合面の摩擦および固着によるせん断抵抗であったと考えられる。図-16 に示すように、 $1/190\text{rad}$  の直前に補強増設架構からの付加的な引張力により間接接合部に浮きが生じ、固着抵抗が失われたため、水平相対

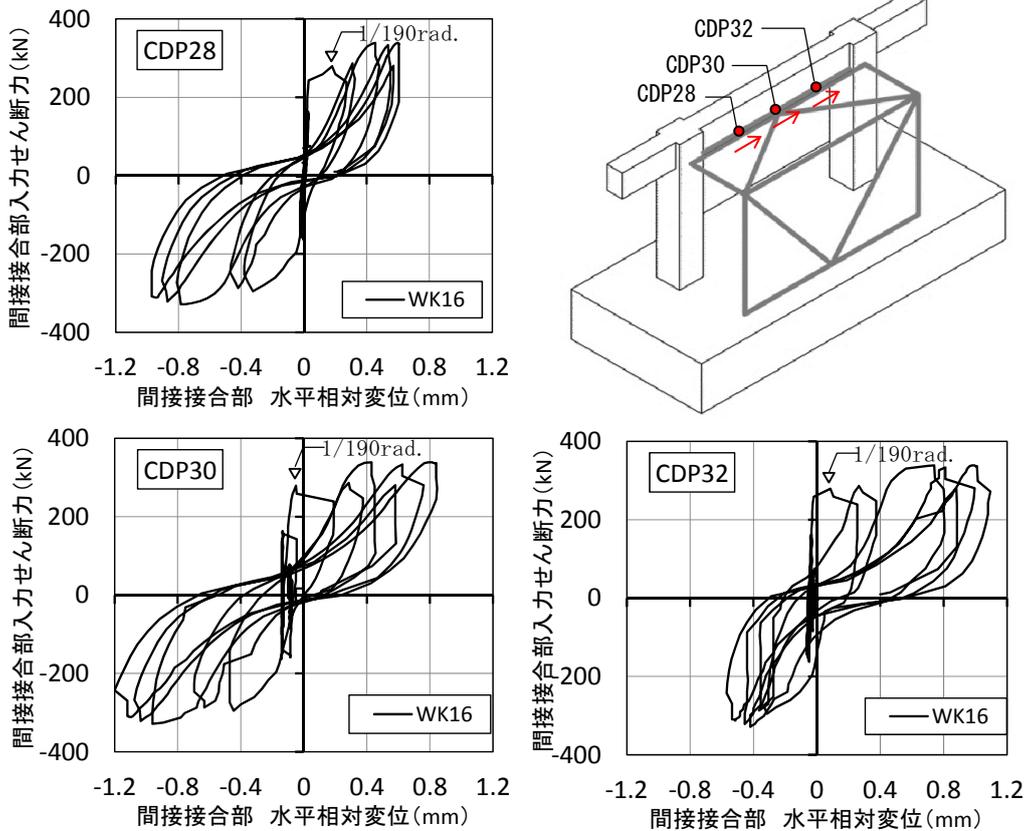


図-15 間接接合部の水平相対変形 (WK-16 試験体)

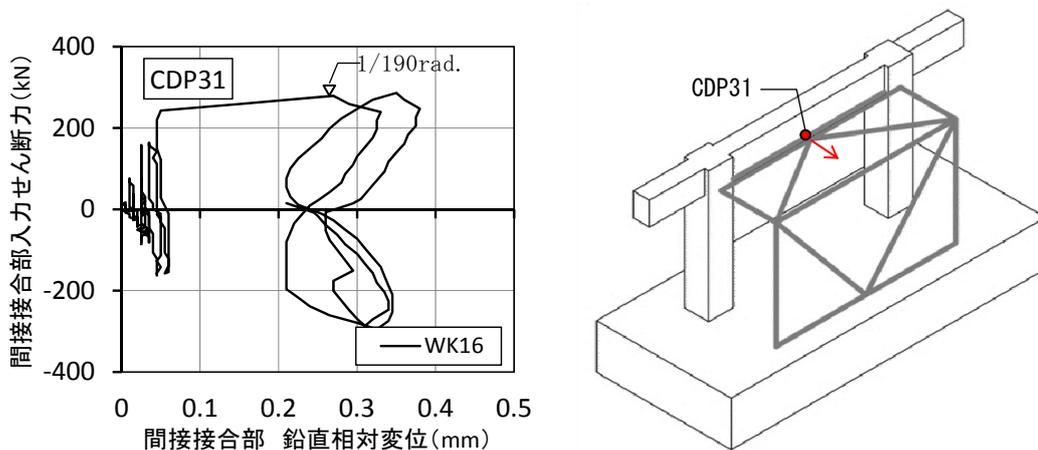


図-16 間接接合部の鉛直相対変形 (WK-16 試験体)

変形が増大したと考えられる。

しかし、鉛直ブレースが降伏して実験を終了した1/80rad. 時においても、間接接合部の水平相対変形は最大でも1.2mmであった。これは、外側耐震改修マニュアルにおける接合部のせん断ずれ変形の許容値2mmよりも十分小さく、鋼管コッターのダボ効果により既存躯体と補強増設架構の一体性は確保されていたといえる。

WK-17 試験体を含めた鋼管コッター間接接合部の水平相対変形を図-17に示す。図中には鋼管コッター間接接合部のせん断耐力設計値を併記している。

間接接合部のせん断耐力設計値において、水平相対変位が最大でも0.18mmであり、非常に小さい。また、最終的な間接接合部の耐力(527kN)はあと施工アンカーの破断により決まったが、設計値(266kN)に対して約2.0倍の余裕があり、十分安全側の評価をしていると考えられる。

#### 4.2.4 既存躯体と補強増設架構の性状

既存躯体と増設補強架構の荷重変形を図-18に示す。図中の横軸は既存躯体、増設補強架構の層間変形角であり、変位計(CDP39、CDP36)の値から算出した。補強増設架構の負担せん断力は、枠鉄骨および水平ブレースに貼付したひずみゲージから算出したせん断力であり、既存躯体の負担せん断力は全体のせん断力から補強増設架構の負担せん断力を差し引いて算出した。

既存躯体は柱曲げびび割れの発生により若干剛性が低下し、柱主筋の曲げ降伏で耐力がほぼ頭打ちになった。既存躯体と補強増設架構の層間変形角には差があり、既存躯体の水平変形が完全には補強増設架構には

伝達されていない。これは後述するように既存躯体と補強増設架構の鉛直ブレース構面に水平ずれ変形があるためである。しかし、本試験体では水平ずれ変形が小さく、鉄骨ブレースの降伏によりエネルギー吸収の大きい紡錘形の履歴ループを描いた。

既存躯体と鉛直ブレース構面の水平相対変位を加力方向別に図-19に示す。図の全体ずれ変形とは既存躯体と鉛直ブレース構面の水平相対変位をあらわし、(a)図に示す変位計CDP39とCDP36の差とする。この全体ずれ変形には、水平ブレースの変形や間接接合部の水平ずれ変形、(b)図に示す既存躯体と水平ブレース構面の回転による変形、あと施工アンカー筋の抜け出しによる水平ブレース構面の回転が含まれ、図ではその変形成分ごとに示している。既存躯体と鉛直ブレース構面の水平相対変位は、鉛直ブレースが降伏して実験を終了した1/80rad. 時において最大5.0mmであった。その変形成分の内訳は、水平ブレースの変形が1.4mm、間接接合部のずれ変形が0.8mm、アンカー筋抜け出しによる回転が0.5mm、既存躯体の回転が2.3mmであった。

1/250rad. における水平ブレースの変形は、正加力時に1.3mm、負加力時に0.84mmであり、計算値の0.6mmよりも若干大きい結果となった。

上記のような既存躯体の水平面の回転は実際の建物ではほとんど生じないと考えられるため、既存躯体と鉛直ブレース構面の水平相対変位はさらに小さいと考えられる。

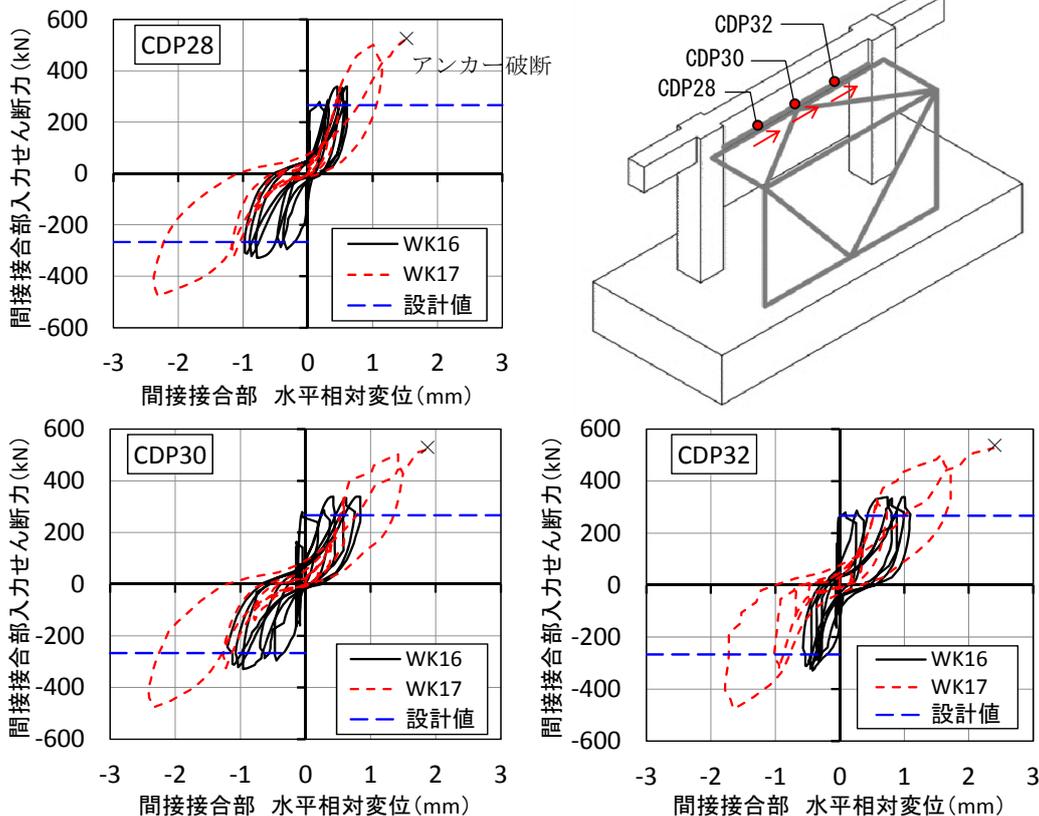


図-17 間接接合部の水平相対変形 (WK-16、WK-17 試験体)

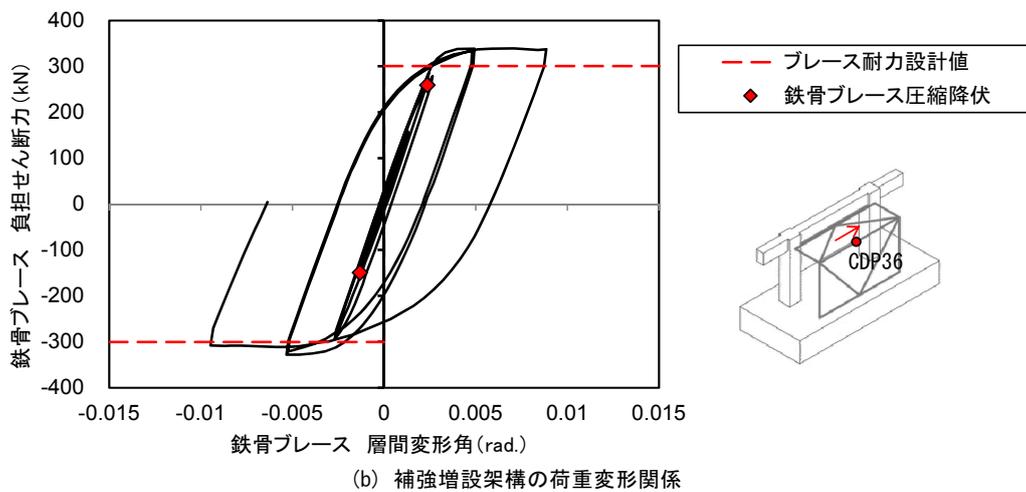
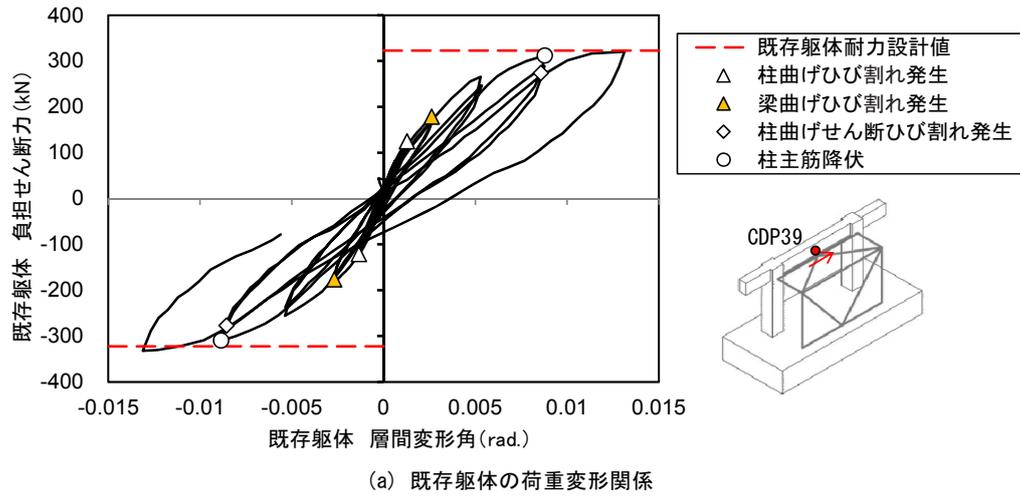


図-18 既存躯体と補強増設架構の荷重変形関係 (WK-16 試験体)

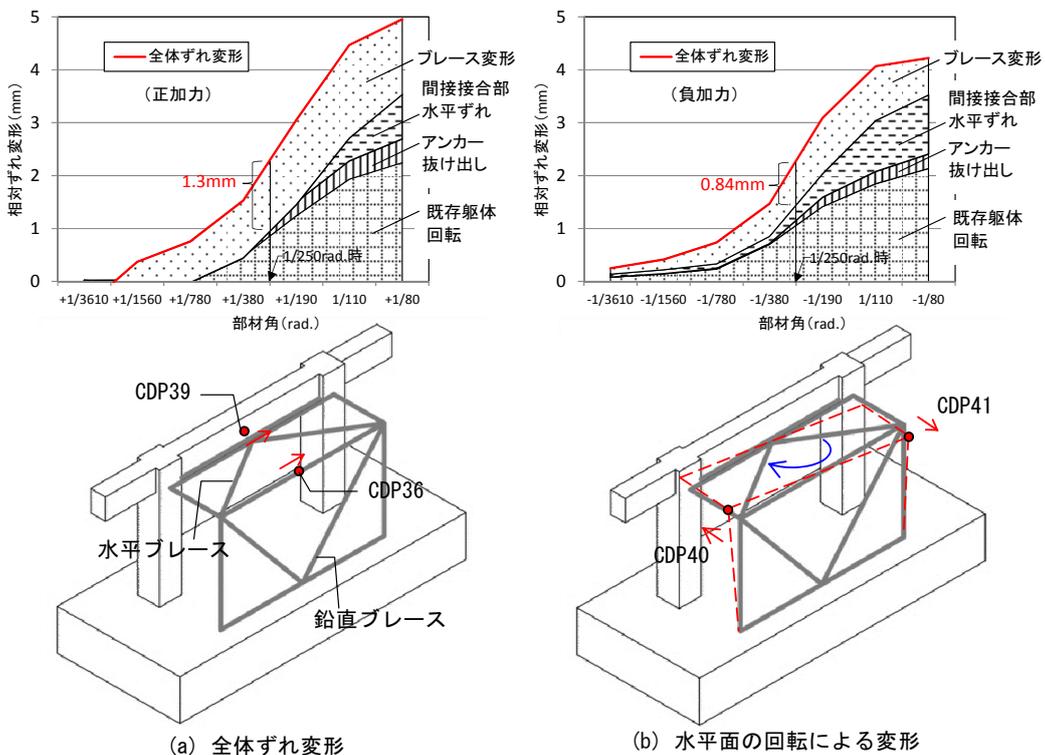


図-19 既存躯体と補強増設架構の水平相対変位 (WK-16 試験体)

表-5 実験値と計算値・設計値の比較

	実験値		計算値											実験値 / 計算値	破壊モード
	最大荷重 (kN)	破壊モード	増設部破壊 (kN)					接合部破壊 (kN)			曲げ破壊 (kN)				
			ブレース	引張柱	圧縮柱	合計	接合部	引張柱	圧縮柱	合計					
WK-16	658	増設部破壊	300	161	161	623	395	161	161	718	1653	1.06	増設部破壊		
WK-17	730	接合部破壊	729	149	149	1027	395	149	149	693	1653	1.05	接合部破壊		

	実験値		設計値											実験値 / 設計値	破壊モード
	最大荷重 (kN)	破壊モード	増設部破壊 (kN)					接合部破壊 (kN)			曲げ破壊 (kN)				
			ブレース	引張柱	圧縮柱	合計	接合部	引張柱	圧縮柱	合計					
WK-16	658	増設部破壊	300	161	161	623	266	161	161	589	1653	1.12	接合部破壊		
WK-17	730	接合部破壊	729	149	149	1027	266	149	149	564	1653	1.29	接合部破壊		

5. まとめ

最大耐力の実験値と設計値の比較を表-5、図-20にそれぞれ示す。既往の設計式を用いて、架構増設工法を用いた外付鉄骨ブレース補強骨組の終局耐力を適切に評価できるものと判断できる。

参考文献

- 1) 石岡拓他：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究 その21. 外側耐震補強の要素実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 2011.8
- 2) 石坂隆幸：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究 その23. アウトフレーム耐震補強の架構実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 2012.9

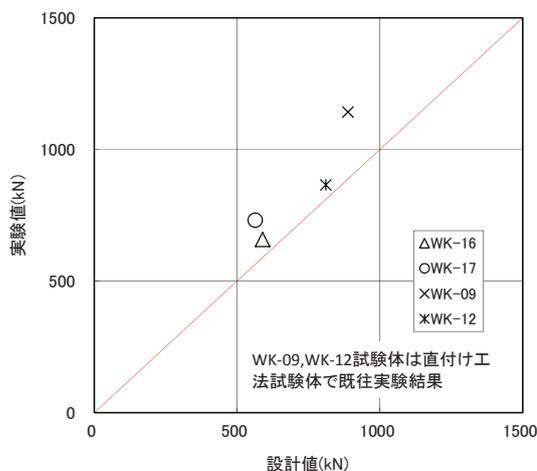


図-20 最大耐力の設計値と実験値の比較