

論文 外付け制震ブレース取付部の性能に関する研究

横内 基^{*1}・上田 英明^{*1}・北嶋 圭二^{*2}・安達 洋^{*3}

要旨：耐震性能が劣る既存 RC 造建物を外付け制震ブレースを用いて耐震補強する際、制震ブレースの取付部には十分な耐力と剛性が要求される。本報では、取付部近傍の既存架構の様々な形状・寸法に対応させるために新たに考案した3タイプの取付方法について、実大加力実験と非線形 FEM によるブラインド解析を実施した。その結果から、制震ブレース軸力の1.5倍の設計用作用力に対して、取付性能を十分に満足していることが確認された。

キーワード：耐震補強, 制震補強, 外付けブレース, 取付部, 実大実験, FEM 解析

1. はじめに

筆者らは、既存建物の外壁面に摩擦ダンパーを組込んだ制震ブレースを取付け、耐震性能を向上させる制震補強工法を推進している。変形性能が乏しい既存 RC 造建物を補強対象とする本工法では、制震ブレース取付部の耐力と剛性の確保が特に重要となる。

本研究では、外付け制震ブレース外端部の取付方法として、取付部近傍の既存架構の様々な形状や寸法に対応させるために新たに考案した3タイプの取付方法について、取付性能を評価することを目的に、実大スケールの試験体に対する加力実験と非線形 FEM 解析を実施した。

2. 制震ブレース外端部の取付方法と実験目的

制震ブレース外端部の基本的な取付方法を図-1および写真-1に示す。図-1には、既存架構の梁端部のみで定着台を取付けた場合の梁端部に生じる力も併せて示している。取付部の設計では、定着台の滑りや浮上り(既存架構との肌別れ)が生じないように定着台形状と PC 鋼棒軸力を決定し、さらに、梁端部に生じる力により既存梁に損傷が生じないことをせん断およびねじり応力度により検定している¹⁾。制震ブレース軸力(F_D)の1.5倍の設計用作用力により生じるせん断およびねじり応力度が許容応力度を上回る場合には、写真-1に示すよう

に柱を跨いだ定着台(A)か、柱内に PC 鋼棒を貫通させる定着台(B)を用いて制震ブレースの外端部を取付ける。しかし、補強対象建物によっては、既存架構の梁端部のねじり耐力が不足し、かつ、柱主筋間隔が狭く柱内に PC 鋼棒の貫通孔が設けられない場合や、バルコニースラブ下の梁成が十分でない場合、さらには直交方向に跳ね出しの小梁が設けられている場合などがある。このようなケースの取付方法として写真-2に示す3タイプの取付方法を新たに考案し、取付部の使用限界荷重(制震ブレースからの多数回の繰返し荷重に対して、変形が進展せず十分な剛性が確保される、すなわち取付性能を満足する限界荷重)を明らかにすることを目的に加力実験を実施した。



写真-1 外端部の基本的な取付方法

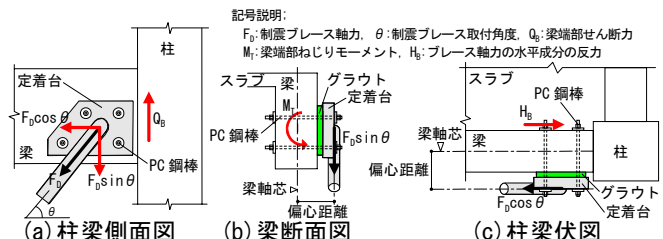


図-1 制震ブレース外端部の既存架構梁端部に生じる力

*1 青木あすなる建設(株) 技術研究所建築研究室 工修 (正会員)

*2 青木あすなる建設(株) 技術研究所建築研究室室長 工博 (正会員)

*3 日本大学 理工学部海洋建築工学科教授 工博 (正会員)

3. 取付方法と試験体概要

取付方法概念図を図-2 に、各取付タイプの試験体詳細図を図-3~5 に、Type1 試験体の既存柱・梁および増設梁と Type3 の小梁の断面形状を図-6 に、コンクリートとグラウトの材料強度を表-1 に示す。

3.1 Type1 試験体

Type1 は、ウォールガーダー形式の既存梁と柱が内面合わせとなっており、制震ブレースが既存梁に対して大きく偏心して取付く場合を想定した取付方法である。既存梁側面に増設梁を設け、接着系あと施工アンカー(以下、アンカー)とコッターで既存柱にブレース軸力の鉛直成分(柱軸方向)を伝達させることにより、既存梁へのねじりモーメントを低減させている。定着台は基本的な取付方法(図-1)と同様に 4 本の

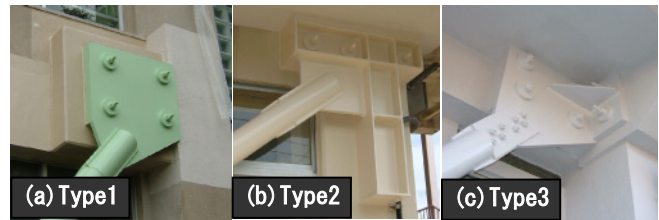
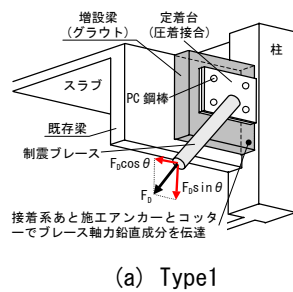


写真-2 実験対象の取付タイプ

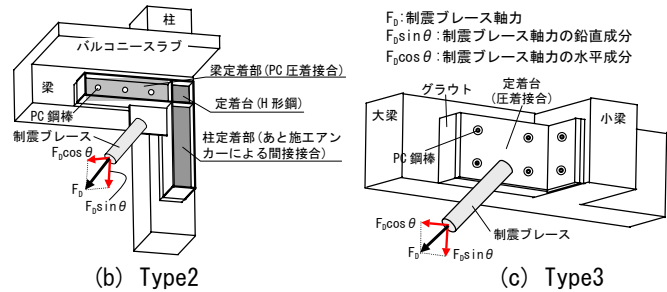


図-2 取付方法概念図

PC 鋼棒により梁端部(増設梁・既存梁一体)に圧着接合している。なお、試験体には、柱幅を拡大して反力床への固定用スタブを設けるとともに、ブレース軸力の水平成分(梁軸方向)の反力を負担するスラブとスラブ端固定用のスタブを設けた。

3.2 Type2 試験体

Type2 は、バルコニー slab 下の梁成が小さく、定着台を圧着接合する PC 鋼棒が横一列にしか並ばない場合を想定した取付方法である。梁下の定着台が

- 1: 既存梁
- 2: 増設梁(グラウト)
- 3: スラブ
- 4: 柱(スタブ)
- 5: 定着台[SS400, 厚さ 40mm]
- 6: PC 鋼棒[26φC 種×4 本, 導入軸力: 349kN/本]
- 7: あと施工アンカー(梁)[D19 ナット付き: 3×5 列=15 本, 有効定着長さ 180mm, 有効埋め込み深さ 200mm]
- 8: あと施工アンカー(柱)[D19 ナット付き: 2×4 列+2=10 本, 有効定着長さ 950mm, 有効埋め込み深さ 250mm]
- 9: コッター
- 10: スタブ固定用スリーブ
- 11: スラブ端固定用スタブ

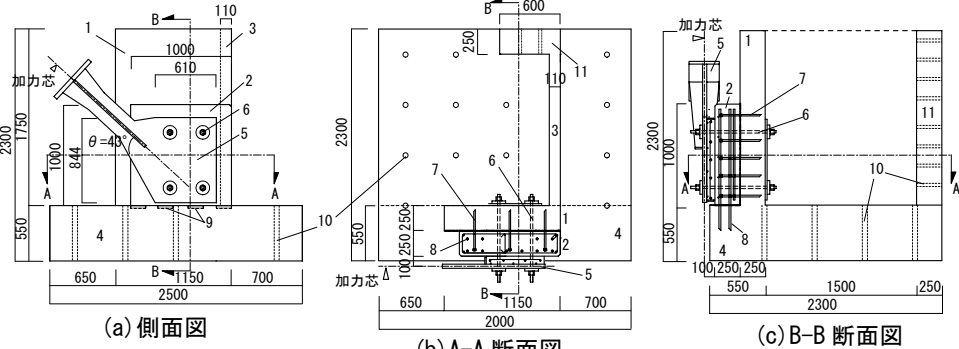


図-3 Type1 試験体

- 1: 梁
- 2: 柱(スタブ)
- 3: 定着台[H250×250×9×14, L 字形]
- 4: PC 鋼棒[23φB 種×3 本, 導入軸力: 246kN/本]
- 5: あと施工アンカー[D19 ナット付き: 2×8 列=16 本, 有効定着長さ 150mm, 有効埋め込み深さ 250mm]
- 6: 頭付きスタッド[φ19: 5 本, 定着長さ 150mm]
- 7: 割製防止筋[φ6 スパイラル: 直径 120mm, ピッチ 50mm]
- 8: グラウト充填部
- 9: スタブ固定用スリーブ
- 10: 梁軸力導入用 PC 鋼棒[26φC 種 7 本, 導入軸力: 470kN/本]

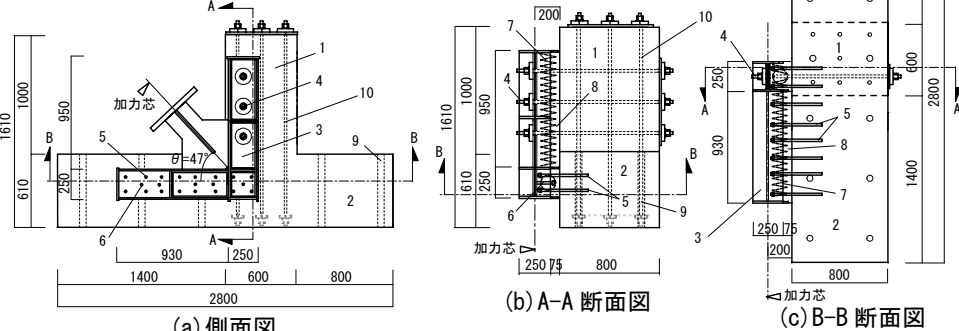


図-4 Type2 試験体

能のみに着目した実験とし、Type1 試験体のようにブレース軸力の水平成分の反力用のスラブは設けず、梁にプレストレス力導入用のPC 鋼棒を埋設している。

3.3 Type3 試験体

Type3 は、既存梁の断面が小さく、せん断およびねじりモーメントの許容耐力が不足し、かつ直交方向に跳ね出しの小梁が設置されている場合を想定した取付方法である。L字形に加工した定着台を大梁と小梁の両側面に PC 鋼棒で圧着し、大梁側面の定着部と小梁断面を併せた断面で取付性能を確保している。Type3 試験体では、大梁を反力床への固定用スタブとして見立て試験体を製作した。

4. 実験方法

Type1 試験体への加力方法を図-7 に示す。Type1 試験体では、柱幅を拡大したスタブを反力床に、スラブ固定用スタブを反力床から立ち上げた H 形鋼に、各々 PC 鋼棒にて固定し、定着台端部の制震ブレースが取付く部分にアクチュエータを取付け加力した。Type2 試験体では柱部分に相当するスタブを、Type3 では大梁部分に相当するスタブを反力床に固定し、Type1 と同様に定着台端部にアクチュエータを取付け加力した。

加力は、アクチュエータ軸力を 98kN ずつ増加させる正負交番漸増繰返し加力とし、制震ブレース軸力 (F_D) 294kN で規準化して取付性能を評価した。同一荷重での繰返し回数は、加力初期

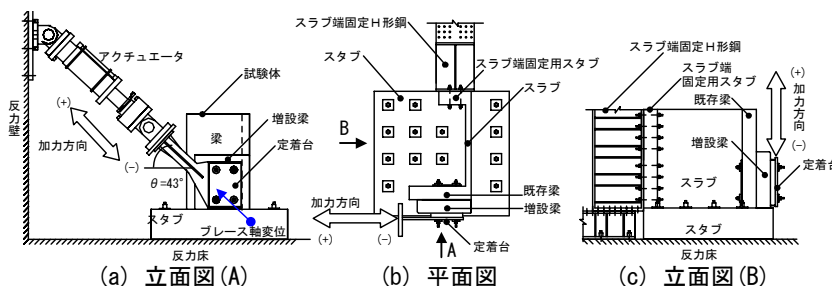


図-7 加力方法 (Type1)

1:小梁 2:大梁(スタブ) 3:定着台[SS400, 厚さ 40mm] 4:PC 鋼棒(大梁側)[26φC種×4本, 導入軸力:369kN/本]
5:PC 鋼棒(小梁側)[23φB種×2本, 導入軸力:311kN/本] 6:割裂防止筋[□D10@200mm] 7:グラウト充填部 8:スタブ固定用スリーブ

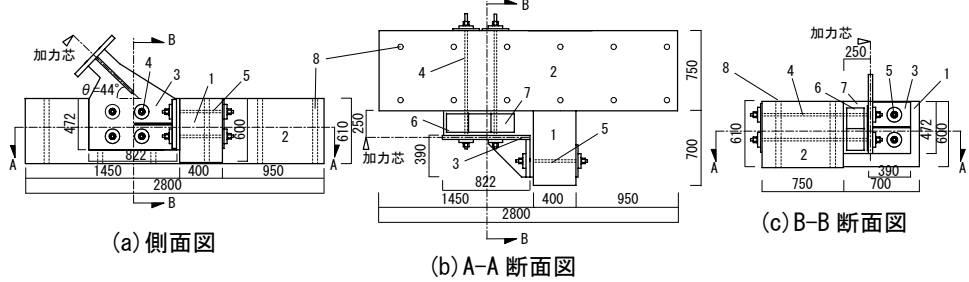


図-5 Type3 試験体

表-1 コンクリート, グラウト強度

	Type1	Type2	Type3
コンクリート			
圧縮	20.3	22.0	21.5
割裂引張	2.1	2.3	2.1
グラウト			
圧縮	47.5	47.1	43.1

[MPa]

	Type1 既存梁	Type1 既存柱	Type1 増設梁	Type3 小梁
断面				
b × D [mm]	250 × 1150	550 × 550	250 × 1000	400 × 600
主筋	上端筋: 5-D22(SD295) 下端筋: 4-D22(SD295)	8-D22(SD295)	あと施工アール(SD345) 柱: 10-D19, 梁: 15-D19	上下端筋とも 4-φ16 (SR235)
せん断補強筋	9φ@200(SR235)	9φ@100(SR235) (柱梁接合部内 9φ@150)	D10@200(SD345)	9φ@200(SR235)

図-6 Type1 の梁, 柱, スラブと Type3 の小梁断面

には3回とし、Type1 では $1.5F_D$ で、Type2,3 では $2.0F_D$ で、地震時の多数回の繰返し荷重を想定した繰返し加力を、10回以上かつ変形が進展し続けられないことを確認できるまで行った。その後、同一荷重での繰返しにより変形が進展していく荷重(使用限界荷重の次ステップの荷重)を確認するために、3サイクルずつ荷重を増加させて行き、最後に破壊荷重の確認を行った。表-2 に各試験体への加力スケジュールを示す。

5. 実験結果

各試験体の履歴曲線(使用限界確認と破壊実験)を図-8~10に、使用限界時と最終破壊時の荷重および損傷状況を表-3に、最終破壊状況を写真-3に示す。

5.1 Type1 試験体

制震ブレース軸力 ($1.0F_D=294kN$) 以下の繰返し荷重に対して弾性挙動を示していた取付部は、

表-2 各試験体の加力スケジュール

アクチュエータ軸力 荷重 [kN]	F_D	試験体毎の繰返し回数		
		Type1 確認項目	Type2 確認項目	Type3 確認項目
98	0.3	1	3	3
196	0.7	1	3	3
294	1.0	3	15	15
392	1.3	1	10	10
441	1.5	1	10	10
490	1.7	1	10	10
588	2.0	1	10	10
686	2.3	1	3	3
784	2.7	1	3	3
882	3.0	1	3	3
980	3.3	1	3	3
1078	3.7	1	3	3
1176	4.0	1	3	3
1274	4.3	1	3	3
1372	4.7	1	3	3
1470	5.0	1	3	3
1568	5.3	1	3	3
1666	5.7	1	3	3

F_D : 制震ブレース軸力(294kN), □: 使用限界荷重

1.2F_D から 1.5F_D にかけて柱へ定着している増設梁のアンカー周りに微細な付着割裂ひび割れが発生(写真-3 中 A)し、さらにスラブにも微細なせん断ひび割れが発生(写真-3 中 B)したことにより剛性が若干低下した。しかし、設計用作用力(1.5F_D)での繰返し荷重に対して、変形が進展し続けることは無く、取付部には十分な剛性が確保されていた。その後、1.7F_D でアンカー周りの付着割裂ひび割れが進展し、剛性が大きく低下したため、441kN (1.5F_D) を使用限界荷重と評価した。最終的には、1300kN (4.4F_D) でスタブ全体が持ち上げられて破壊に至った。なお、ブレース軸力の水平成分(梁軸方向)に対して、付着割裂ひび割れが生じたアンカーは、その後も貼付したひずみゲージの値が増加し、反力を保持し続けていた。さらに増設梁や既存梁のフェース位置には顕著な損傷は見られなかった。また、ブレース軸力の鉛直成分(柱軸方向)に対しては、柱と増設梁フェース位置にずれ変位は生じておらず、さらに梁端部がねじりやせん断で損傷した様子も見られなかった。

5.2 Type2 試験体

設計用作用力以上の 2.0F_D の繰返し荷重下でも変形の進展や損傷の発生は全く無く、3.3F_D まで取付部には十分な剛性が確保されていた。3.7F_D の繰返し荷重で変形の進展が確認されたことより、使用限界荷重を 980kN (3.3F_D) と評価した。使用限界荷重内では、柱定着部水平方向の左右のアンカー軸ひずみには大きな差異は見られず、柱軸方向に並ぶアンカーの軸ひずみ分布からは、ブレース軸力の鉛直成分による偏心曲げモーメントに抵抗する様子が見られ、ブレース軸力の鉛直成分は柱に、水平成分は梁に概ね伝達されていたことが確認できた。3.7F_D 以降では定着台の浮上りが生じる範囲が、定着部コーナーから柱下側にかけて徐々

表-3 各試験体の使用限界および破壊時の荷重と損傷状況

試験体	使用限界		最終破壊時	
	荷重[kN]	使用限界内の損傷状況	荷重[kN]	破壊形式
Type1	441 (1.5F _D)	増設梁のあと施工アンカー(柱)沿いに付着ひび割れ、スラブせん断ひび割れ	1300 (4.4F _D)	スタブの曲げ破壊
Type2	980 (3.3F _D)	柱定着部のグラウト周りに微細なひび割れ発生	1670 (5.7F _D)	定着部コーナーのあと施工アンカーが降伏
Type3	882 (3.0F _D)	小梁フェース位置にひび割れが発生	1550 (5.3F _D)	定着台すべり(大梁とグラウト間)

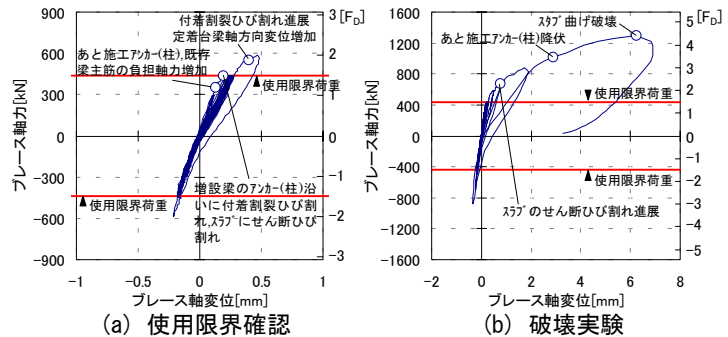


図-8 Type1 試験体履歴曲線

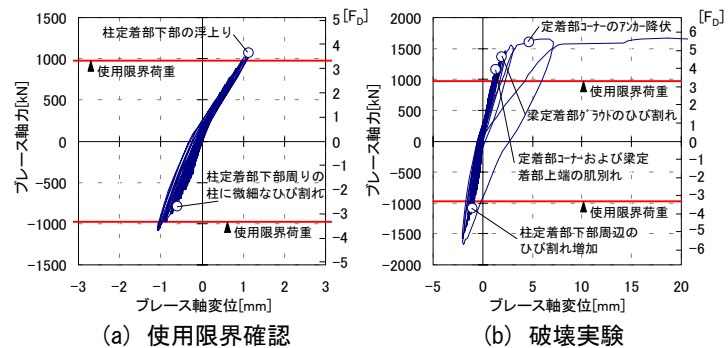


図-9 Type2 試験体履歴曲線

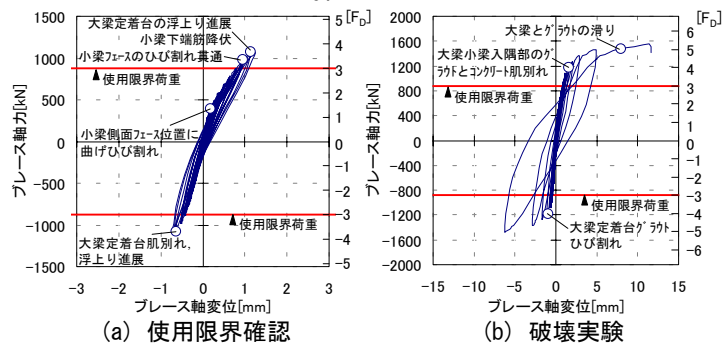


図-10 Type3 試験体履歴曲線

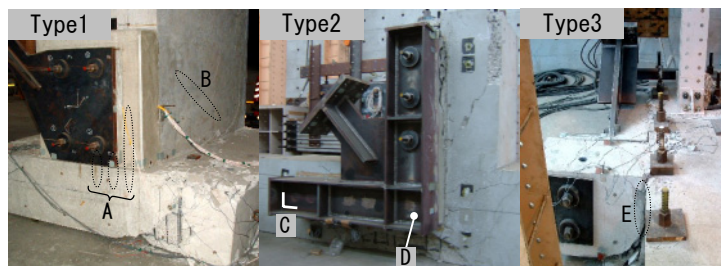


写真-3 各試験体の最終破壊状況

に広くなり、柱定着部下部(写真-3 中 C)に浮上りが生じ始めると、ブレース軸変位が徐々に進展した。最後まで定着台と既存架構の間に滑りが生じることはなかったが、1670kN (5.7F_D) のブレース引張軸力作用時に定着部コーナーのアン

カー(写真-3中D)が降伏すると、柱定着部の浮上りが止まらなくなり最終破壊に至った。

5.3 Type3 試験体

1.0F_D 以下の繰返し荷重下で取付部は弾性挙動を示していた。1.3F_D で小梁側面(定着台の反対側)のフェース位置(写真-3中E)に曲げひび割れが生じ剛性が若干低下したものの、その後の2.0F_D の繰返し荷重下でも変形の進展は見られず、十分な取付性能を有していることを確認した。それ以降、3.3F_D の繰返し荷重で、小梁フェース位置のひび割れが貫通すると、除荷時の小梁軸方向変位に残留が確認され、同時にブレース軸変位が進展したため、実験では使用限界荷重を 882kN (3.0F_D) と評価した。使用限界荷重内では、大梁定着台と小梁が概ね平面を保持する変形性状を示し、ブレース軸力に対して両者が一体で抵抗する傾向が見られたが、3.3F_D 以降は、小梁の変形が大きくなり、平面を保持する変形性状は見られなくなった。その後、大梁定着台まわりのグラウトなどにも損傷が生じ始め、大梁定着台の浮上りや水平変位が大きくなり、最終的には 1550kN (5.3F_D) のブレース引張軸力作用時に、大梁とグラウトの間に滑りが生じて破壊に至った。

6. 非線形 FEM 解析によるブラインド解析

3 体の試験体について、加力実験前に非線形 FEM によるブラインド解析を行った。本章では、解析より評価した取付性能を示し、実験結果との比較から、FEM 解析による取付部性能評価の精度と有効性を確認する。

6.1 試験体のモデル化

3 体の試験体を図-11 のように 3 次元要素で分割し、表-4 の構成要素を用いて離散化した。

弾塑性体材料の構成則については、加力前に行った材料試験結果を参考にし、文献 2) と同様の方法でモデル化した。さらに、制震ブレース取付部の圧着接合部

界面や、あと施工アンカーやスタッドとの界面に生じる挙動を考慮するために界面要素(図-12)を用い、それぞれの界面には表-5 に示す値を設定した。制震ブレース軸力の偏心曲げモーメントによって圧着接合部界面に生じる浮上りについては、PC 鋼棒緊張による面圧力で抵抗すると考え、離散ひび割れ要素で表現した。

6.2 解析方法

解析は、まず圧着接合部に面圧を作用させた後、ブレース軸力を定着台に実験と同様の角度で、荷重制御によって一方向単調載荷した。解析には、汎用 FEM 解析コード「DIANA8.1」⁷⁾を用いた。

6.3 解析結果ならびに取付部の性能評価

一方向単調載荷解析では、実験と同様の繰返し荷重による性能評価ができない。そこで、本解析では定着台の滑り・浮上りや、既存架構にひび割れが生じるステップを抽出し、各々のステップ前後で接線剛性の低下率が最大となるステップの荷重を使用限界荷重として評価した。解析で得られた各試験体の使用限界荷重時の変形図を図-13 に、荷重変形関係(ブレース軸力

表-4 構成要素一覧

既存架構	コンクリート	8節点ソリッド要素	弾塑性性
定着台接合部	グラウト	8節点ソリッド要素	弾塑性性
スタブ	コンクリート	8節点ソリッド要素	弾塑性性
増設梁	グラウト	8節点ソリッド要素	弾塑性性
定着台	鋼材	8節点ソリッド要素	弾性
柱・梁主筋	鋼材	埋め込み鉄筋要素	弾塑性性
柱・梁せん断補強筋	鋼材	埋め込み鉄筋要素	弾塑性性
スラブ筋	鋼材	埋め込み鉄筋要素	弾塑性性
PC鋼棒	鋼材	トラス要素	弾性
あと施工アンカー	鋼材	トラス要素	弾塑性性
スタッド	鋼材	トラス要素	弾塑性性

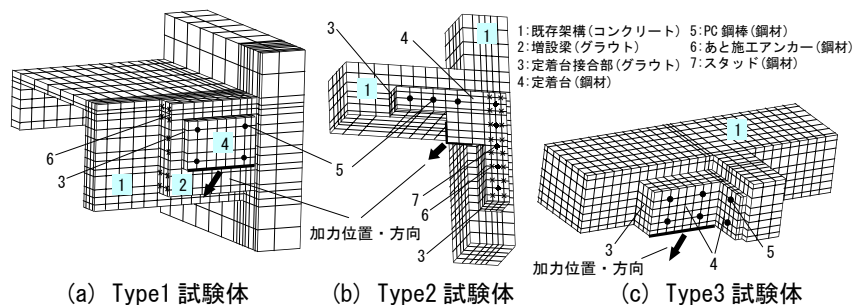


図-11 要素分割図

表-5 界面要素一覧

界面部分	参考モデル	τ_{max} [MPa]	S [mm]
圧着接合部界面のせん断伝達	野口らの実験 ³⁾	面圧 $\times \mu$ μ : 摩擦係数 (1.0)	0.1
あと施工アンカーで接合された既存架構とグラウト間のせん断伝達	Type1	1.1	1.1
	Type2	1.6	1.1
スタッドで接合されたグラウトと定着台間のせん断伝達	CEBモデル ⁵⁾	1.0	0.1
あと施工アンカーとコンクリート(グラウト)間の付着伝達	森田・角らの実験 ⁶⁾	9.8	0.05
スタッドとグラウト間の付着伝達	森田・角らの実験 ⁶⁾	9.8	0.05

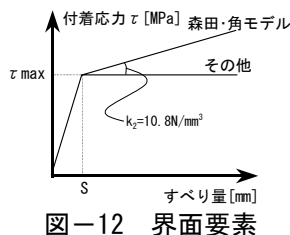


図-12 界面要素

軸変位)と損傷過程を図-14 に示す。なお、いずれの試験体も損傷が顕著であったブレース引張軸力作用時の結果を示し、変形図については変形を誇張して示している。

変形図を見ると、Type1 は増設梁フェース位置に変形が集中し、ねじりやせん断、引張などにより複雑な挙動を示しているのが確認できる。Type2 は L 字形定着部コーナーの浮上りが他のそれに比べて大きくなることなど、Type3 は小梁フェース位置の曲げ変形が大きくなることなど、いずれの試験体も実験と同様の変形状況が確認できる。

初期剛性はいずれの試験体も実験と良く一致し、解析より評価した使用限界荷重は Type1 が 499kN (1.7F_D)、Type2 が 840kN (2.9F_D)、Type3 が 871kN (3.0F_D) であり、実験で確認した使用限界荷重と同等ないしは若干安全側の評価であった。使用限界に至るまでの損傷状況は、Type1 と Type3 については実験とほぼ一致していたものの、Type2 については実験と解析で損傷状況が異なった。しかし、使用限界に至るまでの剛性や、取付部の浮上りが定着部コーナーから柱側にかけて大きくなることにより剛性低下していく挙動は、実験と解析で良く一致していた。

以上のブラインド解析と実験の比較から、本解析手法によって制震ブレース取付部の性能を比較的精度良く評価できることが確認できた。

7. まとめ

以上、新たに考案した3タイプの外付け制震ブレースの取付方法について、実大加力実験と非線形 FEM 解析を実施し、いずれの取付方法

も設計用作用力に対して十分な性能を有していることを確認した。さらに、ブラインド解析で評価した取付性能は実験結果と概ね対応しており、非線形 FEM 解析による取付部性能評価の精度と有効性が確認できた。

謝辞

非線形 FEM 解析を行うにあたり、日本大学理工学部建築学科白井伸明教授に、ご指導・ご助言を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 上田ほか:外付けブレースが取付く既存架構の梁端部のせん断ねじり加力実験,JCI 年次論文集,pp.1195-1200,2002.6
- 2) 白井ほか:RC 造柱・梁接合部の破壊モードと変形性状に関する 2-D および 3-D 解析(その 1 試験体のモデル化と予備解析),AIJ 大会梗概,C2,pp.445-446,2003.8
- 3) 野口ほか: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,JCI 年次論文集,Vol.19,No.1,pp.345-350,1997
- 4) 松崎ほか:プレキャスト部材接合面におけるせん断伝達に関する実験研究(その 4 架構式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の耐震性能に関する研究),AIJ 大会梗概,C2,pp.593-594,1993.9
- 5) CEB:FIP MODEL CODE1990 DESIGN CODE, Thomas Telford Service Ltd., 1993
- 6) 森田ほか:繰返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究,AIJ 構造系論文集,第 229 号,pp.15-24,1975.3
- 7) DIANA Foundation Expertise Center for Computational Mechanics : DIANA Finite Element Analysis User's Manual, TNO Building and Construction Research., 1999

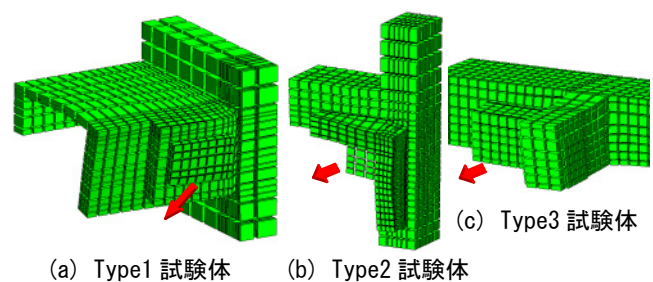


図-13 使用限界時の変形図

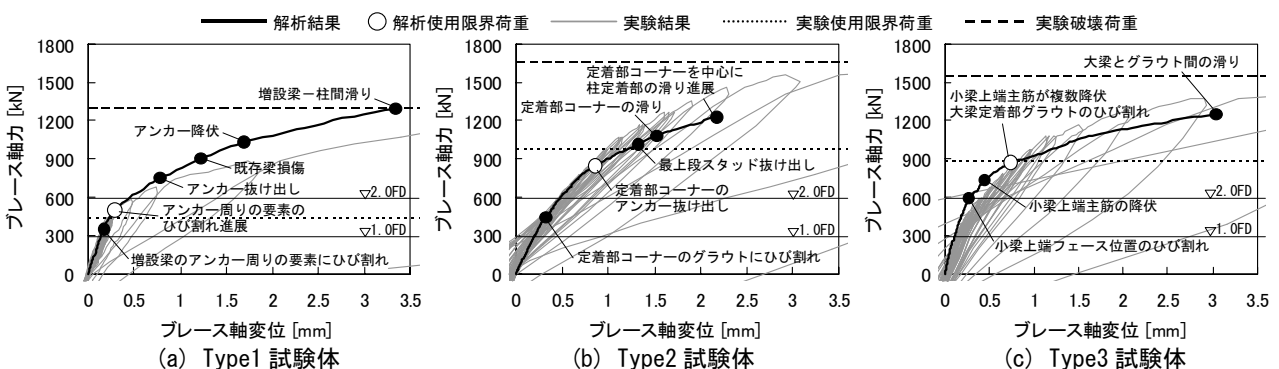


図-14 荷重変形関係(ブレース軸力-軸変位関係)と損傷過程