

鋼製ディスクとアンカーボルトを併用するシヤキーを用いた 間接接合工法の開発

Development of Indirect Joint Method Using Shear-key Consisted of Steel Disk and Anchor Bolt for Earthquake Retrofit

	高瀬 裕也 ^{*1}	阿部 隆英 ^{*2}	池田 隆明 ^{*1}	久保田 雅春 ^{*2}
	Yuya Takase	Takahide Abe	Takaaki Ikeda	Masaharu Kubota
八木 沢 康 衛 ^{*3}	佐藤 貴志 ^{*3}	今井 清史 ^{*3}	尾中 敦義 ^{*4}	板谷 秀彦 ^{*4}
Yasue Yagisawa	Takashi Satoh	Kiyoshi Imai	Atsuyoshi Onaka	Hidehiko Itadani

【要旨】

耐震性能の低い建物の地震に対する安全性を確保するため、耐震補強の促進が重要な課題となる。既存建物を耐震補強する際には、既存架構と耐震補強架構の接合部に、短い埋め込み深さで、高いせん断耐力とせん断剛性が求められることがある。そこで、著者らは埋め込み型のディスクと接着系アンカーボルトを併用した、接合部材（ディスクシアキー）を開発した。本研究では、単体基礎実験、接合部実験、架構実験の3タイプの実験を行い、ディスクシアキーの構造的な特徴について検証した。さらにこれらの実験結果を評価すべく、せん断耐力評価式の構築、および補強架構の保有水平耐力の計算方法について検討した。実験の結果より、ディスクシアキーは在来のあと施工アンカーに比べ高い耐力と剛性を持つことが明らかとなった。さらに提案する耐力評価式と保有水平耐力の算定方法により、本論文で実施した実験結果を適切に評価できることが明らかとなった。

【キーワード】 耐震補強 間接接合部 あと施工アンカー シヤキー 鉄骨鉄筋コンクリート造

1. はじめに

地震時に、必要な耐震性能を有していない既存建物の構造上の安全性を担保するため、近年、耐震補強の促進が重要な課題として捉えられている。耐震補強構法の中でも、既存架構に耐震補強架構を取り付けるものにおいては、既存躯体から耐震補強部材にせん断力（地震力）を適切に伝達する必要がある。

多くの耐震補強では、既存躯体に接続される接合部材として、あと施工アンカーが用いられる。しかしながら、鉄骨鉄筋コンクリート（以下、SRC）造建物を補強対象とすると、あと施工アンカー¹⁾ではその必要埋め込み長さを確保できず、耐震補強設計^{2,3)}が困難になる場合がある。

また近年は、建物を使用しながらの耐震補強工事が望まれることが多く、利用者の良質な居住環境を保持するには、振動騒音が少ない施工が要求される。一方で、耐震補強部材の大型化が進み、補強架構と既存架構の接合部に要求される耐力が高まっている。このようなケースに対し、現状ではあと施工アンカーの数量を増やすことでしか対処せざるを得ず、したがって工事中の振動騒音の発生頻度が増えることになり、居住環境に対する要望とは逆行する傾向にある。

そこで本研究では、耐震補強の接合部に関するこれらの問題を解決するため、短い埋め込み深さで高いせん断耐力とせん断剛性を発揮し、なおかつ小さな振動騒音工事で設置できる接合部材を開発した。この接合部材は、埋め込み型のディスクと接着系アンカーボルトを併用して構成され、既存躯体に埋め込まれたディスクの支圧抵抗によって、主に既存躯体から補強架構にせん断力を伝達するものである。著者らはこの接合部材を「ディスクシアキー」と呼称する。

本研究では、ディスクシアキーが内付け補強の間接接合部に設けられることを想定し、この構造性能を検証することを目的としていくつかのせん断載荷実験を行った。さらに、ディスクシアキーのせん断耐力の評価方法、およびディスクシアキーを持つ補強架構の保有水平耐力を算定する方法について検討した。

2. ディスクシアキーの概要

2.1 ディスクシアキーの構成と特徴

図-1にディスクシアキーの構成を、写真-1に構成部材をそれぞれ示す。ディスクシアキーは、ディスク、アンカーボルト、高ナット、そして接続ボルトの組合わ

せにより構成される。

ディスクは外径90mmの円柱形状で、片一方の底面に、高さ19mmの円形突出部を有し、ここが既存躯体に埋め込まれる。ディスクシアキーに作用するせん断荷重の増大に伴って転倒モーメントが大きくなると、ディスクがせん断方向に回転し有効に支圧抵抗できなくなることが危惧される。そこでこの懸念事項に対処するため、アンカーボルトを併用する。アンカーボルトは、施工中にディスクを既存躯体に固定するためにも使用される。

アンカーボルトには、施工時に低振動・低騒音工事が可能な接着系注入式^{4,5)}を採用する。接着系注入式は接着剤に一定の硬化時間を要するため、全ネジボルトや異形鉄筋を用いると、上向き（梁下）施工時には、接着剤が硬化するまでこれらを躯体に固定しなければならない。同時に、それまではアンカーボルトにディスクを固定できず、工程的にロスが生じる。これらの課題を解決するため、ディスクシアキーで用いるアンカーボルトの先端に拡張機能（芯棒打ち込み式）を持たせる。

間接接合部から補強部材にせん断力を伝達させるため、接続ボルトを設ける。この接続ボルトは、高ナットを介してディスクに固定される。高ナットとディスクの接触面には、互いに凹凸型の球面加工を施しており、構造的な一体性を高めている。

2.2 ディスクシアキーの施工方法

図-2にディスクシアキーの施工手順を示す。

ディスクシアキーを既存躯体に設置する施工手順は、以下の通りである。はじめに、アンカーボルトを打設するための穿孔作業を行い、次いでこの穿孔径を軸として、ディスクの円形突出部を埋め込む溝堀作業を行う。これらの穿孔作業と溝堀作業には、施工時の騒音と振動が出来る限り小さくなるよう湿式コアドリル⁶⁾を用いる。穿孔部と溝部のノロを清掃し、十分に乾燥させた後、これらに接着剤を注入し、高ナット、ディスク、アンカーボルトを組み付けた部材を設置する。ここで用いる接着剤は、一般的な注入式あと施工アンカーに使用されているもの

（例えば文献5）と同じである。またアンカーボルトには、図-1に示す突出部を設けているため、アンカーボルトが穿孔径の中心に配置され易くなる。さらに、ディスクと高ナットの球面加工による幾何学的性質により、施工時にディスクの中心とアンカーボルトの軸芯が一致し易くなる。

続いて、アンカーボルトの芯棒を専用の工具を用いて押し込んで、アンカーボルトの先端部を拡張させる。これにより、高ナット、アンカーボルト、ディスクを組み合わせた部材が、既存躯体に固定される。接着剤の硬化後、高ナットに接続ボルトを取り付けて、ディスクシアキーの施工が完了する。

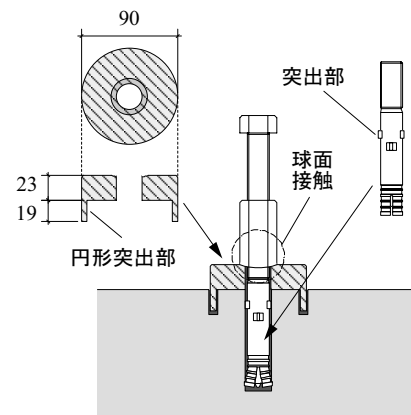


図-1 ディスクシアキーとその構成

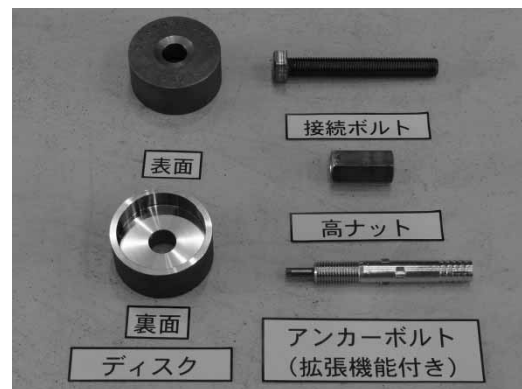


写真-1 ディスクシアキーの構成部材

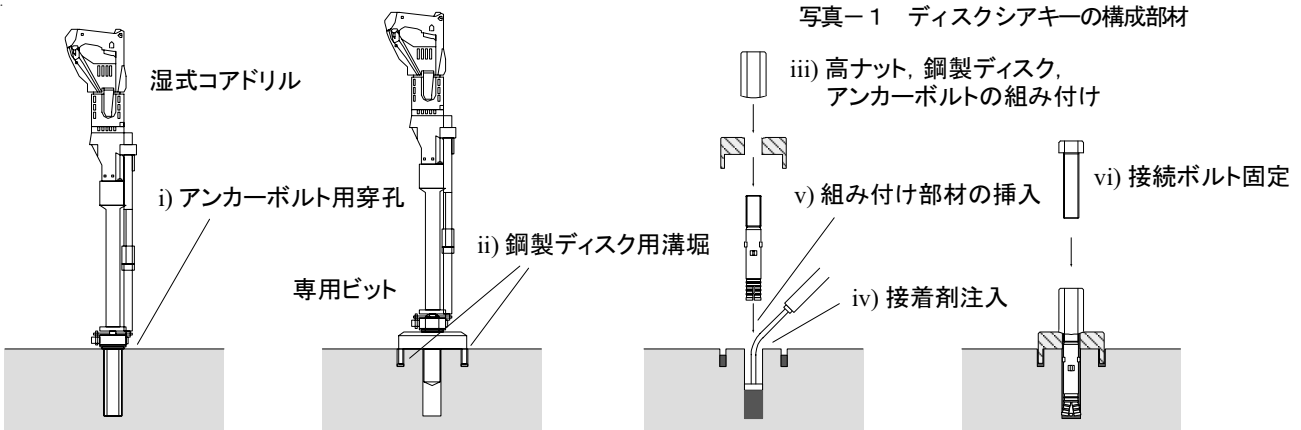


図-2 ディスクシアキーの施工手順

3. 実験概要

間接接合部に設けられたディスクシアキーの構造性能を把握するため、本報告では、3種の実験、即ち、単体基礎実験、接合部実験、架構実験を実施する。本章では載荷方法、試験パラメータ、試験体の諸元寸法について記述する。

3.1 各実験の載荷方法とその目的

図-3の(a)から(c)に、単体基礎実験、接合部実験、架構実験の加力方法を示す。

同図(a)の単体基礎実験は、コンクリート試験体にディスクシアキーを設置し、これに直接せん断加力を与えるものである。この実験では、ディスクシアキーの基本的な性能を検証する。試験体の片側側面に反力フレームを緊結する。ディスクシアキーに、専用の載荷プレートを介してセンターホールジャッキで単調せん断載荷を与える。また、専用載荷プレートのズレ変位を、高感度変位計（容量50mm）により2箇所計測し、これらの平均値をせん断変位とする。

同図(b)の接合部実験では、間接接合部を模擬した試験体を用いて、間接接合部に設置されたディスクシアキーの構造性能を検証するものである。間接接合部にL型加力ビームを設置し、既存躯体と間接接合部の界面を加力軸として、1500kN油圧ジャッキにより正負交番の繰り返しせん断載荷を与える。界面の相対ズレ変位を高感度変位計（容量50mm）により2箇所計測し、これらの平均値をせん断変位とする。

以上に述べた2つの実験は、ディスクシアキーそのものの性能を検証する、いわば要素的な実験である。しかしながら、既存架構の構面内に設けられる間接接合部には、既存梁のせん断変形に伴い、せん断応力のみならず、これと直交する方向に生じる応力（以下、垂直応力と呼ぶ）や、さらには既存柱から受けるパンチングシアによる応力なども作用し、前記の要素的な実験よりもかなり複雑な応力場が形成される。そこで架構実験を行い、実際の使用状況下を模擬して、ディスクシアキーの構造性能を検証する。

架構実験では、既存梁の両側に1500kN油圧ジャッキを取り付け、既存梁に軸力が生じないように、2つのジャッキが極力同じ荷重値になるよう制御し、加力方向に向かって押し引きする。既存梁の中心軸の水平変位を高感度変位計（容量50mm）で計測し、この計測値をスタブ上面からの高さで除した値を層間変形角とする。加えて、既存架構と間接接合部の界面のズレ変位や垂直変位も計測し、間接接合部の挙動を緻密に観察する。

3.2 試験パラメータ

表-1の(a)から(c)に、単体基礎実験、接合部実験、架構実験のそれぞれの試験パラメータ一覧を示す。

ディスクシアキーは、コンクリートから受ける支圧応

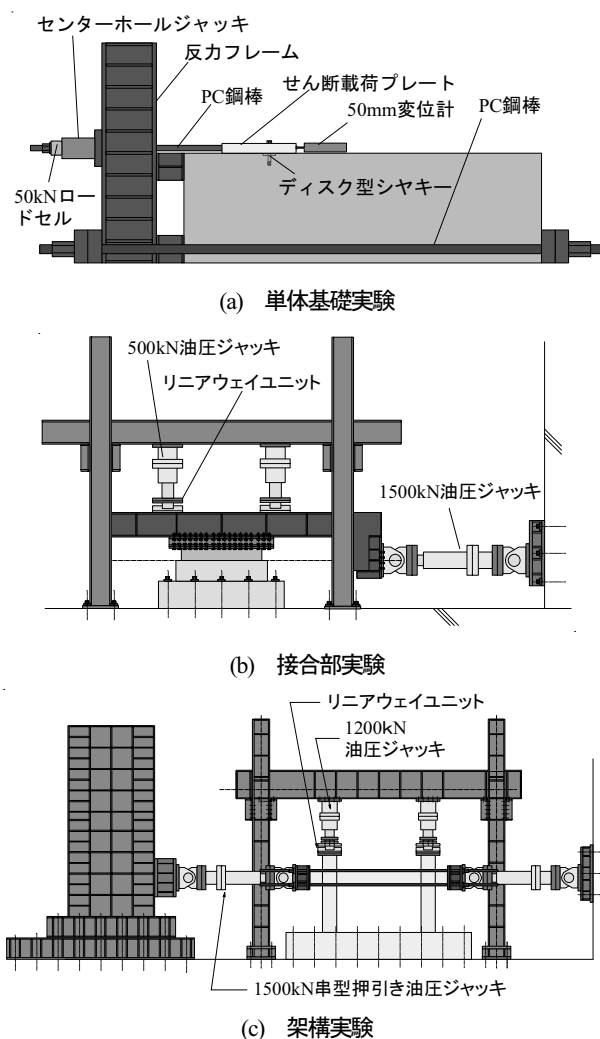


図-3 加力方法

力によってせん断抵抗するため、このせん断耐力はコンクリート強度、支承幅に主に依存すると考えられる。またディスクシアキーでは支圧抵抗を補助するためのアンカーボルトを用いることから、付着強度（埋め込み深さとコンクリート強度）がせん断耐力に影響を及ぼす可能性がある。なお、本実験においてはアンカーボルトの軸径 d_a を20mmに統一する。

表-1(a)に記す単体基礎実験では、①支承幅(試験体幅) T 、②コンクリート強度 σ_B 、③埋め込み深さ Le の3つを試験パラメータとする。支承幅 T にはコンクリート造建物の梁や柱の幅を想定し、250mm、350mm、450mm、600mmの4タイプを、コンクリート強度 σ_B には15、21、36N/mm²の3種類を、そしてアンカーボルトの埋め込み深さ Le には4.5 d_a (90mm)、7 d_a (140mm)と9 d_a (180mm)の3種をそれぞれ設定する。なお Le の最小値を4.5 d_a (90mm)としたのは、内部鉄骨とのコンクリートかぶり厚さが100mm程度のSRC造建物にも、ディスクシアキーを適用できるように考慮したためである。表-1(a)に記す試験体名は、M記号の後ろに σ_B を、さらにその後ろに T を、最後に Le とアンカーボルトの軸径との比をそれぞれ意味する数字を組み合わせ

せて構成される。同表にはコンクリートの実強度も示している。また同表(a)最下段の試験体のみ1/2スケールであり、試験体名の最後に「-s」を付している。

既に述べてある通り、本研究の大きな目的の1つは、短い埋め込み深さで、所定の性能を発揮する接合部材を開発することである。したがって、先の単体基礎実験においては基本性能を把握するため、アンカーボルトの埋め込み深さ Le を試験パラメータとしたが、以下に述べる2つの実験では、標準埋め込み深さを $4.5da$ とする。

表-1(b)に示す接合部実験では、コンクリート強度と梁幅の2つを試験パラメータとする。コンクリート強度は 13 N/mm^2 と 24 N/mm^2 を2種を設定し、それぞれの強度に対し支承幅を 250 mm と 300 mm 、および 350 mm と 450 mm の2種類づつを設定する。表-1(b)に記す試験体名は、C記号の後ろに σ_B を、さらにその後ろにTを、最後に間接接合部の幅Wをそれぞれ意味する数字を組み合わせる構成される。

架構実験では、表-1(c)に示す4体の実験を実施する。F-0試験体は既存架構の性能を把握するための無補強試験体である。F-1からF-3試験体は、鉄骨ブレースを有する補強架構試験体であり、いずれも間接接合部破壊型である。F-1試験体は、左右の既存柱側、スタブ側の間接接合部の3面にディスクシアキーを配置し、既存梁の下側にはディスクシアキーを配置せず、パンチングシアの影響のみを検証する。F-2試験体とF-3試験体には、全ての面の間接接合部にディスクシアキーを配置し、ディスクシアキーを持つ間接接合部が構面内に取り付けられる場合の構造性能を検証する。両試験体の違いはアンカーボルトの埋め込み深さだけであり、F-2試験体は $4.5da$ 、F-3試験体は $3da$ である。

上述の通り3種類の実験において、様々な試験パラメータを設定してきたが、ディスクシアキーの標準埋め込み深さが $Le=4.5da$ を想定していることや、一般的なSRC造梁の幅が 350 mm 程度であるとする、単体基礎実験ではM21-35-4.5試験体が、接合実験ではC24-35-20試験体が、架構実験ではF-2試験体が標準仕様に近い試験パラメータとなる。

3.3 試験体の諸元

表-2に試験体に用いる材料の機械的性質を、図-4の(a)から(c)に各試験体の諸元寸法をそれぞれ示す。

図-4(a)の単体基礎実験で用いる試験体は、直方形状で、高さ 400 mm と長さ 1300 mm は全試験体において共通であるが、幅については試験パラメータに合わせた4種類を用意する。試験体の内部には、割れ止め筋として試験体の長さ方向にD13の異形鉄筋を、さらに柱部材や梁部材のせん断補強筋を模擬する2-D10のスターラップを配す。各試験体には、試験体幅の中心線上に2つのディスクシアキーを配置する。

表-1 試験パラメータ

(a) 単体基礎実験			
試験体名	試験体幅 (mm)	σ_B (N/mm^2)	埋込長さ (mm)
M15-25-4.5	450	17.0	90
M15-25-7	450	17.0	140
M21-25-4.5	250	23.4	90
M21-25-7	250	23.4	140
M21-35-9	350	23.4	90
M21-35-7	350	23.4	140
M21-45-4.5	450	23.4	90
M21-45-7	450	23.4	140
M21-60-4.5	600	23.4	90
M21-60-7	600	23.4	140
M36-25-4.5	250	37.8	90
M36-25-9	250	37.8	180
M36-45-4.5	450	37.8	90
M36-45-9	450	37.8	180
M33-60-4.5-S	600	33.0	45

(b) 接合部実験					
試験体名	σ_B (N/mm^2)	σ_G (N/mm^2)	T (mm)	W (mm)	Le (mm)
C13-25-20	14.2	54.9	250	200	90
C13-30-20	13.0	52.7	300	200	—
C24-35-20	26.5	50.6	350	200	—
C24-45-25	26.8	54.8	450	250	—

T: 梁幅, W: 間接接合部幅

(c) 架構実験					
試験体名	Le (mm)	ディスクシアキー設置個数			
		梁下 個	スタブ 個	東柱 個	西柱 個
F-0	—	—	—	—	—
F-1	45	0	6	4	4
F-2	45	6	6	4	4
F-3	30	6	6	4	4

表-2 試験体に使用する材料の機械的性質

(a) 接合部試験体に用いる鉄筋				
	降伏 強度 σ_{sy} (N/mm^2)	引張 強度 σ_{su} (N/mm^2)	降伏 歪度 ϵ_{sy} ($\times 10^{-6}$)	ヤング 係数 Es (kN/mm^2)
D25(SD345)	371	593	1950	201
D10(SD295A)	407	616	2088	199

(b) 架構試験体に用いるコンクリート				
	σ_B (N/mm^2)	架構部 E_c (kN/mm^2)	σ_t (N/mm^2)	グラウト σ_G (N/mm^2)
F-0	16.5	24.4	2.95	—
F-1	19.9	26.1	1.6	50.9
F-2	20.1	24.3	2.1	53.5
F-3	20.5	24.9	2.1	53.5

(c) 架構試験体に用いる鉄筋				
	降伏 強度 σ_{sy} (N/mm^2)	引張 強度 σ_{su} (N/mm^2)	降伏 歪度 ϵ_{sy} ($\times 10^{-6}$)	ヤング 係数 Es (kN/mm^2)
$\phi 6$ (SR235)	334	485	2072	173
D13(SD345) ^{*1}	372	595	2481	186
D13(SD345) ^{*2}	379	577	2228	190
$\phi 3.2$ (SWM-B) ^{*3}	—	716	—	—

*1 F-0,F-1 試験体の主筋に用いた鉄筋, *2 F-2,F-3 試験体の主筋に用いた鉄筋, *3 $\phi 3.2$ (SWM-B)製品検査成績表に準ずる値

同図(b)の接合部実験で用いる試験体は、スタブ、並びに、既存梁および間接接合部をそれぞれ模擬する部分の、3層で構成される。各接合部試験体には、ディスクシアキーを270mmピッチで3個配置する。コンクリート界面は金鍍仕上げとし、さらにグリスを塗布することで界面の固着力や摩擦力を出来る限り除去している。

同図(c)の架構実験で用いる試験体は、旧耐震の建物を想定し、柱のせん断破壊で終局耐力となるように設計されている。試験体寸法は1/2スケールである。柱と梁の断面寸法は、それぞれ250mm×300mmと200mm×300mmである。F-0試験体を除く他の試験体には、鉄骨ブレースで補強を行う。これらの試験体が、間接接合部の破壊で終局耐力に至るよう、補強架構で降伏や座屈させないために十分な大きさである120mm×120mmの角型ブレースを用いる。

4. 実験結果とその考察

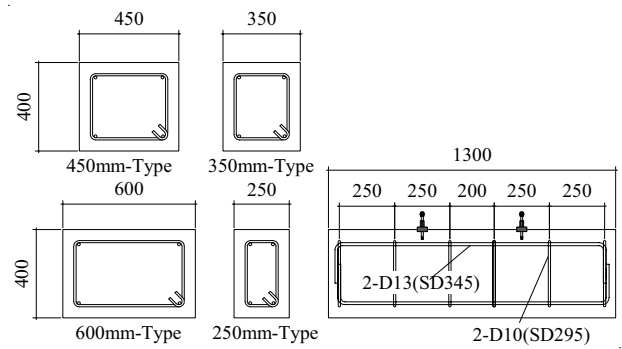
本章では3つの実験結果を観察し、試験パラメータとせん断耐力の関係や変形性能などから、ディスクシアキーの構造性能について検証する。

4.1 単体基礎実験

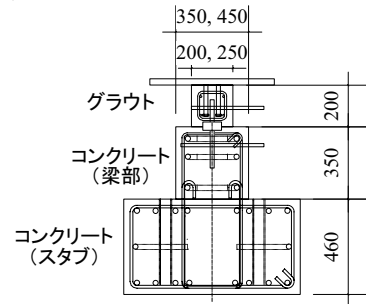
図-5に単体基礎実験の荷重-変位曲線の一例を示す。この図にはコンクリート強度が21N/mm²の試験体を対象とし、(a)に埋め込み深さが $L_e=4.5d_a$ 、(b)に $L_e=7d_a$ の試験体の結果をそれぞれ示す。また表-3には、単体基礎実験の結果を一覧する。

接合部材の構造性能に要求される事項として、最大せん断耐力だけでなく許容ずれ変位（せん断剛性）が挙げられる。中野ら⁹⁾は接着系あと施工アンカーの許容ずれ変位を2mm以内とするべきであると示唆しているが、図-5よりディスクシアキーはせん断変位2mm以内で最大耐力を発揮するかまたは降伏し、一部の条件を除いて最大耐力後もせん断変位4mm程度までは最大耐力に近い荷重を維持する。そこで本報告では、特筆しない限りディスクシアキーのせん断耐力を、せん断変位2mmまでに得られる最大耐力とする。この耐力を Q_{2mm} と表記する。

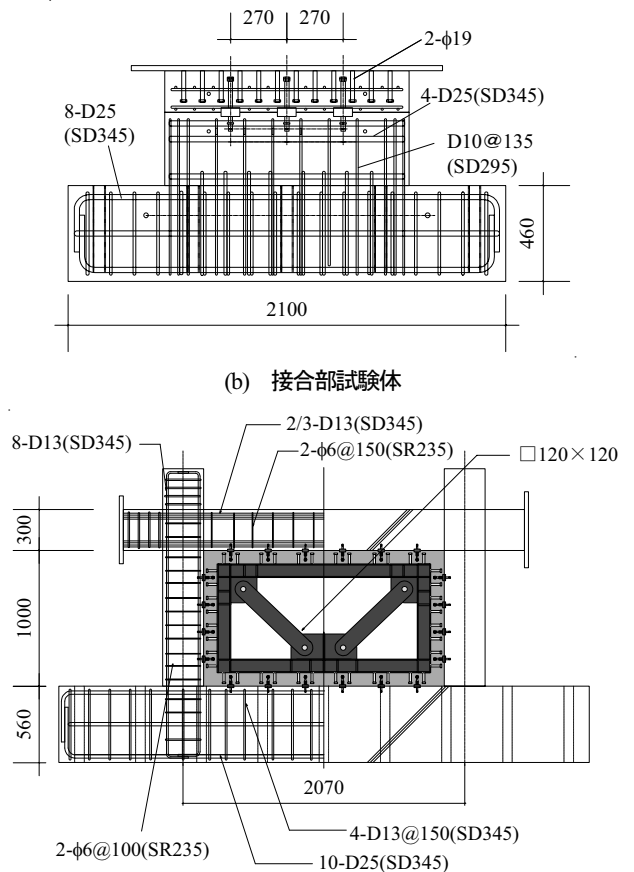
最大耐力以後に荷重軟化する挙動を示した試験体は、支承幅が最も狭い250mmで、埋め込み深さが最も短い4.5 d_a と、厳しい条件が二つ重なったものである。支承幅が狭ければコンクリートの水平投影面積も小さく、これに従ってせん断耐力が低くなる。そのため、 $T=250mm$ の試験体には荷重の増加に伴ってせん断ひび割れが発生し、これがアンカーボルトの付着耐力を低下させる。このことが、ディスクシアキーの最大耐力の低下を招き、さらに最大耐力以後に荷重軟化させたと推察される。しかし支承幅 $T=250mm$ であっても、アンカーボルトの埋め込み深さが L_e が7 d_a の試験体では、図-5(b)に示す通りこれで十分に必要付着長さが得られたためか、最大耐力の低下や



(a) 単体基礎試験体



(b) 接合部試験体

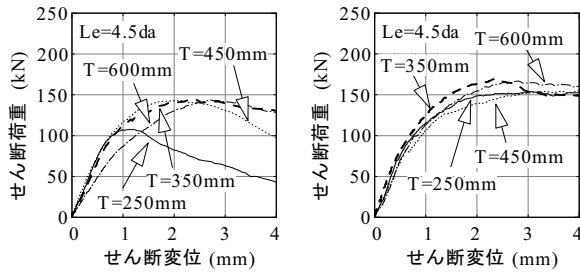


(c) 架構試験体

図-4 試験体の諸元寸法

荷重軟化は見られなかった。

また表-3より、ディスクシアキーの Q_{2mm} がコンクリート強度が高くなるにつれ、大きくなることわかる。さらに、図-6より埋め込み深さが長い方が、 Q_{2mm} も大きくなる。同じ支承幅の試験体で、 $L_e=4.5d_a$ の Q_{2mm} を基



(a) $\sigma_B=21\text{N/mm}^2$, $L=4.5\text{da}$ (b) $\sigma_B=21\text{N/mm}^2$, $L=7\text{da}$
 図-5 単体基礎実験の荷重-変位曲線の一例

表-3 単体基礎実験の結果一覧

試験体名	最大荷重 (kN)	最大荷重時の変位(mm)	2mmまでの最大荷重 $Q_{2\text{mm}}$ (kN)
M15-25-4.5	103	2.06	102
M15-25-7	130	9.02	111
M21-25-4.5	108	1.11	108
M21-25-7	156	5.22	149
M21-35-9	120	1.56	120
M21-35-7	169	2.32	163
M21-45-4.5	143	2.05	143
M21-45-7	178	7.37	139
M21-60-4.5	143	2.22	138
M21-60-7	171	9.96	155
M36-25-4.5	132	1.59	132
M36-25-9	189	4.74	181
M36-45-4.5	175	2.15	175
M36-45-9	189	2.04	189
M33-60-4.5-S	49.3	4.46	48.3

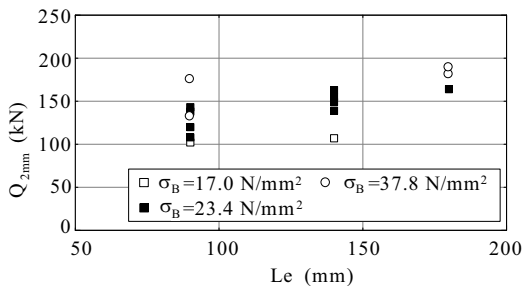


図-6 $Q_{2\text{mm}}$ と Le の関係

準とすると、 $Le \geq 7\text{da}$ で1割から3割程度大きくなる。

4.2 接合部実験

図-7にF-2試験体の接合部界面の挙動の推移を、図-8に接合部実験の荷重-変位曲線の一例を、表-4に接合部実験の結果一覧をそれぞれ示す。

接合部実験では、後述する架構実験の標準試験体であるF-2試験体において、接合部界面のせん断方向および垂直方向の挙動を計測し、その挙動に基づいて定めた制御指標に則り、図-3(b)に示される垂直方向に設置された油圧ジャッキを制御した。図-7にF-2試験体の接合部界面の挙動の推移と、接合部実験の制御指標を示しており、接合部実験において荷重値が安全側となるよう、制御指

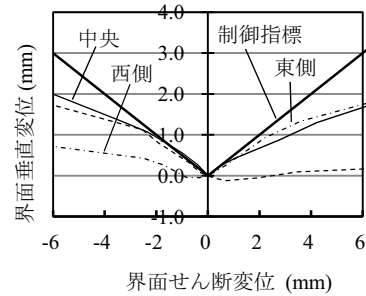
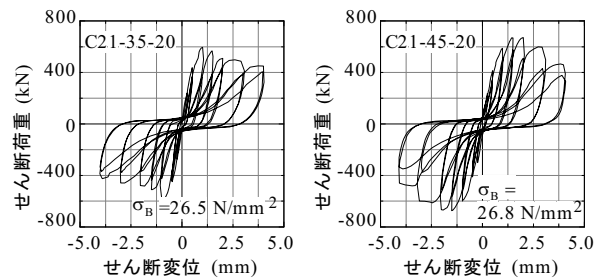


図-7 F-2試験体の接合部界面の挙動の推移

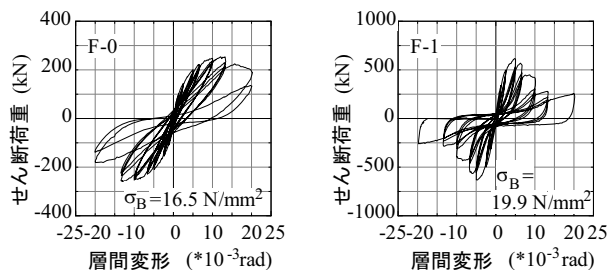


(a) C21-35-20 試験体 (b) C21-45-20 試験体

図-8 接合部実験の荷重-変位曲線の一例

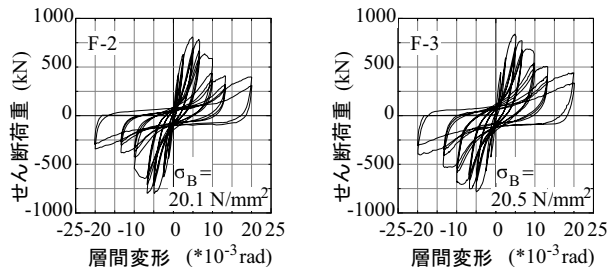
表-4 接合部実験の結果一覧

試験体名	最大荷重		最大荷重時の変位	
	正側(kN)	負側(kN)	正側(mm)	負側(mm)
C13-25-20	394	-421	1.54	-1.00
C13-30-20	472	-445	1.33	-0.99
C24-35-20	600	-580	1.00	-0.90
C24-45-25	670	-674	1.50	-1.50



(a) F-0 試験体

(b) F-1 試験体



(c) F-2 試験体

(d) F-3 試験体

図-9 架構試験体の荷重-変形曲線

標を計測値よりもやや大き目に設定した。

図-8および表-4より、接合部実験ではせん断変位1mmから1.5mm以内で最大耐力を発揮し、その後緩やかに荷重低下する様子が理解できる。

既述の通り、中野⁹⁾らは接着系あと施工アンカーの許容

ずれ変位を2mm以内とするべきであると示唆しているが、既往の接着系あと施工アンカーのせん断実験(例えば文献7,8))を概観すると、せん断変位が2mm, 条件によっては5mmを超えても最大耐力に至らないケースがある。しかしながら前掲の図-5および図-8に描かれる荷重-変位曲線を見ると、いずれもせん断変位が2mmに達するまでに最大耐力に至るか、若しくは降伏することが確認される。このことからディスクシアキーは、接着系あと施工アンカーに比べ高いせん断剛性を有していると判断できる。

また表-4のうち、一般的なコンクリート強度であるC24-35-20試験体とC24-45-25試験体において、ディスクシアキー1個当たりの最大せん断耐力は、正側でそれぞれ200kNと223kNとなる。多くの耐震補強設計で頻繁に用いられるD16の接着系アンカーの設計せん断耐力が48.1kN(SD345を用いて鋼材で決まる場合)であることから鑑みると、ディスクシアキーのせん断耐力は接着系アンカーの4倍近い耐力を発揮しており、極めて高いせん断耐力を持つ部材であることが明らかとなった。

4.3 架構実験

図-9に架構試験体の荷重-変形曲線を、写真-2に架構試験体の最終破壊状況の一例をそれぞれ示す。

図-9(a)のF-0試験体の荷重-変形曲線に着眼すると、層間変形角が $\pm 1/100$ で ± 250 kN近くに達し、 $\pm 1/75$ までは概ねその荷重を維持するが、 $\pm 1/50$ に至ると荷重が低下する傾向を示す。ピーク時に柱のせん断補強筋が降伏したことから、せん断破壊により最大耐力に至ったと考えられる。

同図(b)に示すF-1試験体では、層間変形角が $\pm 1/200$ の载荷サイクルで最大耐力618kN(-630kN)に至り、その次の $\pm 1/150$ の载荷サイクル以降、徐々に耐力が低下し、 $\pm 1/75$ では ± 250 kN近くまで耐力が低下する。ピーク時に、引張側柱の頂部で斜めひび割れが発生していることから、最大耐力はパンチングシア破壊により決まったと判断される。

続いて、同図(c)と(d)に示すF-2試験体とF-3試験体の荷重-変形曲線、および写真-2に示す両試験体の最終破壊状況に注目する。両試験体とも層間変形角 $1/200$ で最大耐力に至っている。試験体には、この変形角を4回繰り返し与えているが、同図(c)と(d)を見てみると2回目以降の同変位载荷においても荷重値が大きく低下していないことが分かる。さらに層間変形角を $1/150$ まで载荷しても、その処女载荷では最大耐力に近い値を発揮している。ピーク時には、梁下側の間接接合部に大きな水平ひび割れが発生している。したがって、間接接合部破壊により最大耐力が決まったと考えられる。

また、著者らは標準埋め込み深さとして $4.5d_a$ を考えていたが、架構実験の結果のみを見る限りでは、 $3d_a$ まで浅

くしても殆ど同程度の性能を示すことが分かった。

5. ディスクシアキーのせん断耐力評価式

図-10にディスクシアキーによりコンクリートが支圧応力を負担する領域を示す。また図-11には、提案耐力評価式と実験結果を比較したものを示す。なお、前4節までは試験体幅を、ディスクシアキーから支圧応力を受ける領域として「支承幅」と表記してきた。しかし、設計を行う上では、へりあき長さとして扱う方が便利な場合が多い。そこで、耐力評価式を取り扱う本章以降では、試験体幅の半分の長さを「へりあき長さ」として扱うこととする。

ディスクシアキーのせん断耐力を、直に評価可能な耐力式は既往の文献や指針などには、著者らが調べる限り見当たらないが、コンクリートに埋め込まれた円型断面の部材が支圧応力を受けてせん断力に抵抗するという観点からみれば、スタッドボルトの抵抗機構が類似してい



写真-2 架構試験体の最終破壊状況の一例

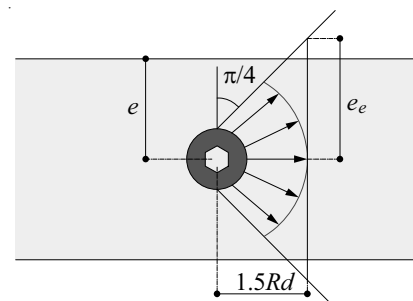


図-10 支圧応力を負担する領域

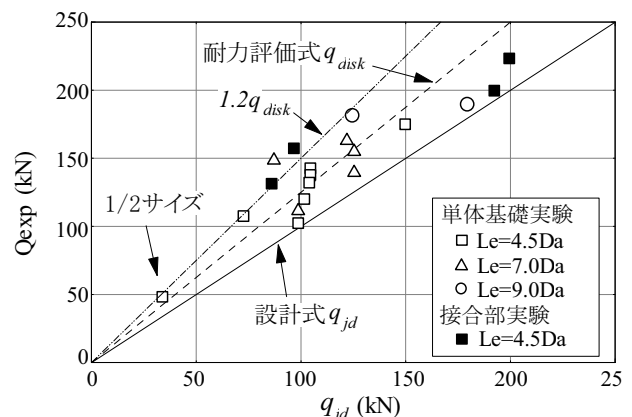


図-11 せん断耐力評価式と実験値の比較

と考えられる。スタッドボルトのせん断耐力として、Fisherら⁹⁾が提案する式(1)があり、この式は既往の指針⁴⁾でも採用されている。

$$q = 0.5 \cdot A_S \sqrt{E_C \cdot F_C} \quad (1)$$

A_S はスタッドボルトの断面積を、 E_C 及び F_C はコンクリートのヤング係数と圧縮強度をそれぞれ意味する。

著者らは、ディスクシアキーのせん断耐力 q_{disk} を、この式を参考に考え、次式(2)を提案する。

$$q_{disk} = a \cdot A_B \cdot K_1 \cdot K_2 \sqrt{E_C \cdot \sigma_B} \quad (2)$$

ここに、 a は実験係数を、 A_B は支圧応力を受ける部分のディスクの側面積（以下、受圧面積と呼ぶ）を、 K_1 はへりあき長さに関する補正係数を、 K_2 はアンカーボルトの埋め込み深さに関する補正係数をそれぞれ意味する。

受圧面積 A_B は図-10に示すよう、せん断方向に向かってディスクの中心から $\pm \pi/4$ rad の領域に作用すると考え、次式(3)により表す。

$$A_B = \frac{\pi}{4} R_d \cdot h_d \quad (3)$$

ここに、 R_d はディスクの直径(90mm)を、 h_d はディスクの既存側埋め込み深さ(19mm)をそれぞれ意味する。

前節で述べた単体基礎実験や接合部実験の結果より、ディスクシアキーのせん断耐力はへりあき長さ e と相関関係にある。そこで、提案耐力評価式では、へりあき長さ e が必要へりあき長さ e_e よりも短い場合に、その比率分だけ耐力を補正することとする（次式(4)）。

$$K_1 = \begin{cases} e/e_e & (e/e_e \leq 1) \\ 1.0 & (1 < e/e_e) \end{cases} \quad (4)$$

単体基礎試験体や接合部試験体の載荷終了後のコンクリート界面を観察すると、ディスクの中心から凡そ $1.5 R_d$ の領域まで大きく圧壊している。そこで、必要へりあき長さ e_e は、ディスクの縁から $\pi/4$ の傾きで引いた直線が、ディスクの中心から $1.5 R_d$ 離れたラインと交差するまでの範囲として、 $e_e = 2 R_d$ とする。

既述の通り単体基礎実験の結果から、 $Le \geq 7da$ であれば耐力が $Le = 4.5da$ の場合と比べ、全般的に1割から3割程度高い値を示すことから、埋め込み深さによる補正係数 K_2 を式(5)で与えることとする。

$$K_2 = \begin{cases} 1.0 & (Le/da \leq 4.5) \\ 2/25(Le/da) + 16/25 & (4.5 < Le/da \leq 7) \\ 1.2 & (7 < Le/da) \end{cases} \quad (5)$$

実験係数 a の設定について、単体基礎実験には $a = 0.15$ 、接合部実験には $a = 0.24$ とそれぞれ設定する。この両者の相違は、垂直方向の転倒モーメントに対する抵抗力の違

いによるものである。単体基礎実験では転倒モーメントに対しアンカーボルトのみで抵抗するが、接合部実験においては間接接合部から受ける反力もこれに付加され、その分ディスクシアキーのせん断耐力が高くなる。

提案耐力評価式による計算値を、単体基礎実験および接合部実験の結果と比較したものが図-11である。なお、ここで扱う実験値はせん断変位2mmまでに得られる最大せん断耐力である。同図を見ると明らかなように、提案耐力式のおおよそ $\pm 20\%$ の範囲に実験値が収まっている。したがって、本論文で提案する耐力評価式により、適切にディスクシアキーのせん断耐力を評価できると言える。また、ディスクシアキーのせん断耐力の下限値を q_{jd} とすると、下式(6)により表すことができる。

$$q_{jd} = 0.8 \times q_{disk} \quad (6)$$

6. ディスクシアキーを用いた補強架構の保有水平耐力

ディスクシアキーを用いた間接接合部を耐震補強に適用するには、その保有水平耐力を適切に評価しなければならない。前章では単体基礎実験と接合部実験の結果を精度良く評価可能な、ディスクシアキー単体の耐力評価式を提案した。しかし、実際の間接接合部には数多くのディスクシアキーが配置されることから、個々の耐力を累加して考えて良いか検証が必要である。そこで本章では、架構実験で得られた保有水平耐力を適切に評価し得る設計手法について検討する。

6.1 補強架構の保有水平耐力の算定方法

(1) 補強架構の保有水平耐力

既往の指針では、ブレースにより耐震補強された補強架構の保有水平耐力は、ブレースにより決まる耐力 sQ_{SU1} 、スタッドにより決まる耐力 sQ_{SU2} 、アンカーにより決まる耐力 sQ_{SU3} のうち、最も小さい耐力で決まる。

$$sQ_{SU1} = sQ_U + Q_{C1} + Q_{C2} \quad (7)$$

$$sQ_{SU2} = Q_{js} + P Q_C + Q_{C2} \quad (8)$$

$$sQ_{SU3} = Q_{ja} + P Q_C + Q_{C2} \quad (9)$$

ここに sQ_U はブレースの水平耐力を、 Q_{C1} 、 Q_{C2} は引張側柱、圧縮側柱のせん断耐力を、 Q_{js} はスタッドのせん断耐力を、 Q_{ja} はディスクシアキーのせん断耐力を、 $P Q_C$ は引張側柱のパンチングシア耐力をそれぞれ意味する。

ここでは、 Q_{ja} にディスクシアキーのせん断耐力の下限値 q_{jd} に設置個数を乗じた値を代入して、補強架構の保有水平耐力を評価する。

(2) ブレース耐力

架構試験体では、材質 SS400 の 120mm × 120mm の断面の角型鉄骨ブレースを用いている。ブレースの水平耐力はブレース全断面ではなく、ピン接合部分における最も断面の小さい部分での降伏耐力を用いて算出する。

圧縮側と引張側のそれぞれのブレース耐力の水平成分を合算すると 752kN になる。

(3) 既存柱のせん断耐力

本架構実験では、既存架構の柱をせん断破壊するように設計し、さらに実験においてもせん断破壊によって終局耐力を示した。そこで、柱のせん断耐力を次に示す荒川^{min式^{2),3)}} (式(10)) によって評価する。

$$Q = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (10)$$

ここに P_t は引張鉄筋比を、 $M/(Q \cdot d)$ はシアスパン比を、 P_w は補強筋比を、 σ_{wy} は補強筋の降伏強度をそれぞれ意味する。

(4) パンチングシア耐力

パンチングシア耐力は既往の指針²⁾に準拠し、以下の式(11)および式(12)を用いて評価する。

$$P Q_C = k_{\min} \cdot \tau_0 \cdot be \cdot D \quad (11)$$

$$k_{\min} = 0.34 / (0.52 + a/D) \quad (12)$$

ここに τ_0 はパンチングシアによるせん断応力、 be はパンチングシアを受ける柱の直交材を考慮した有効幅、 D はパンチングシアを受ける柱のせい、 a はパンチングシアの作用区間をそれぞれ意味する。

ここではパンチングシアの作用区間 a の値を、架構実験の破壊性状から間接接合部せいの中間の値とし、 τ_0 を求める際に用いる柱軸応力は載荷軸応力とする。

6.2 保有水平耐力と実験値の比較

表-5 に架構試験体の耐力一覧を、表-6 に架構試験体の実験結果を計算耐力で除した安全率 (Q_{exp}/Q_{cal}) を、図-12 に F-2 試験体と F-3 試験体の包絡曲線をそれぞれ示す。

はじめに既存架構(既存柱)のせん断耐力に注目する。

表-5 より、F-0 試験体から F-3 試験体の既存柱の耐力計算値は、各試験体のコンクリート圧縮強度のバラツキ等に応じて、それぞれ 110kN から 120kN 程度の範囲の値となっている。表-6 の F-0 試験体の安全率が 1.13 となっており、実験値が適切に評価されていると判断できる。

続いて、補強架構の保有水平耐力の実験値と計算値の比較結果について考察する。既存躯体から補強部材へのせん断力の伝達をパンチングシアのみとした F-1 試験体の正負平均の安全率は、表-6 より 1.44 とかなり高めの値となっている。載荷中の試験体の変形状況を観察してみると、界面でグリスの塗布だけでは除去しきれない摩擦抵抗や、鉄骨フレームを介してブレースからスタブへと応力が伝達していることなどにより、パンチングシア

以外の伝達機構も少なからず作用していたと考えられる。そのため、パンチングシア耐力の評価式の精度を、この試験体から直接検証することは難しいが、少なからず実験値を安全側に評価できていることは確かである。

F-2 試験体と F-3 試験体は、ディスクシアキーを用いた間接接合部を持つ補強架構試験体である。アンカーボルトの埋め込み深さは、F-2 試験体で 4.5da、F-3 試験体で 3da である。表-6 より、計算耐力値の安全率は両試験体共に正負の平均で 1.16 である。したがって、ディスクシアキー個々の耐力を累加して考えることで、適切に補強架構の保有水平耐力を評価することができる。

さらに図-12 に両試験体の正側の包絡曲線を示す。この図では縦軸に実験値を計算値で除した値を示しており、その値が 1.0 を越えていれば、実験値が計算値を上回ることを意味する。同図より F-2 試験体も F-3 試験体も、最大耐力以後では層間変形角が 1/150 まで縦軸の値が 1.0 を超え、1/100 では 0.8 程度、1/75 では 0.6 程度まで低下することが確認される。ディスクシアキーを用いた間接接合部を持つ補強架構は、接合部破壊時にも層間変形角 1/150 までは耐力を維持することができ、従って

表-5 架構試験体の耐力一覧

試験体名	F-0	F-1	F-2	F-3
σ_B (N/mm ²)	16.5	19.9	20.1	20.5
σ_0 (N/mm ²)	0.18 σ_B	0.15 σ_B	0.15 σ_B	0.15 σ_B
Q_C (kN)	113	119	119	120
sQ_u (kN)		752	752	752
PQ_C (kN)		316	318	324
Q_{js} (kN)	—	612	612	612
q_{jt} (kN)		0	42.4	42.7
Q_{jt} (kN)		0	254	256
既存架構の耐力 (kN)	226	238	238	240
sQ_{su1} (kN)		989	990	993
sQ_{su2} (kN)	—	1052	1056	1064
sQ_{su3} (kN)		554	693	702
保有水平耐力(kN)	226	554	693	702

表-6 架構試験体の安全率

試験体名	F-0	F-1	F-2	F-3
正加力	1.12	1.42	1.17	1.20
負荷力	1.14	1.45	1.15	1.11
平均	1.13	1.44	1.16	1.16

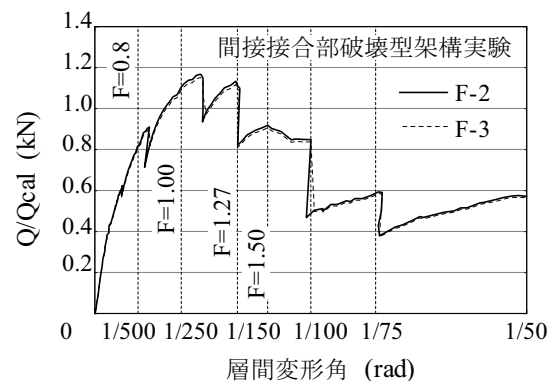


図-12 F-2 試験体と F-3 試験体の包絡曲線

この際の靱性指標 F 値¹⁰⁾は 1.27 に相当する。

以上の検証から、本節で述べた補強架構の保有水平耐力の算定方法により、ディスクシアキーを持つ補強架構の保有水平耐力およびその変形性能を、適切かつ安全側に評価できると判断できる。

7. 結論

本研究では、低振動・低騒音工事で施工でき、かつ短い埋め込み深さで高いせん断耐力とせん断剛性を発揮するディスクシアキーを開発し、要素的な実験から架構実験まで様々な実験を行って、この構造的特徴について検証した。さらに、ディスクシアキーのせん断耐力の耐力評価式を提案し、補強架構の保有水平耐力の算定方法について検討を加えた。以下に本研究により得られた知見を列記する。

- 1) ディスクシアキーのせん断耐力はコンクリート圧縮強度に相関する。
- 2) 単体基礎実験と接合部実験の荷重-変位曲線の観察から、ディスクシアキーはせん断変位2mm以内で最大耐力に至るか又は降伏する、高いせん断剛性を有する部材であることがわかった。
- 3) ディスクシアキーは4.5da(90mm)の埋め込み深さでも、接着系あと施工アンカーと比べせん断耐力が高い。
- 4) 提案式によりディスクシアキーのせん断耐力を約±20%以内の精度で、実験値を評価することが可能である。したがって、提案耐力評価式による計算値を0.8倍した値により、実験結果の下限値の評価が可能となる。
- 5) ディスクシアキーのせん断耐力は、1個当たりの平均せん断耐力の和として算定しても、補強架構の保有水平耐力を安全側に評価できる。
- 6) ディスクシアキーのせん断耐力を、提案式の0.8倍で算定した下限値により評価し、柱せん断耐力とパンチングシア耐力を加算することで、補強架構の耐力を2割程度安全側に評価できる。

以上に述べた結果から、ディスクシアキーは接着系あと施工アンカーと比べ高い接合性能を有しており、耐震補強の促進に寄与する可能性が極めて高いと考えられる。

謝辞：本研究は、国土交通省「住宅・建築関連先端技術開発助成事業費補助金」の助成を受け実施致しました。

元サンコーテクノ技術顧問・山本憲一郎氏には、本研究の実施に際し甚大なるご協力を頂きました。また、工学院大学名誉教授・廣澤雅也博士、東京理科大学名誉教授・松崎育弘博士、東京ソイルリサーチ常務取締役・秋山友昭氏より多くの貴重な助言を頂きました。ここに深い謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 広沢雅也, 松崎育弘: あと施工アンカー設計・施工読本-初歩から応用まで, 建築技術, 1991.12.
- 2) 日本建築防災協会: 2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 日本建築防災協会, 2001.10(改訂版発行).
- 3) 日本建築防災協会: 2009年改訂版既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 日本建築防災協会, 2009.12(改訂版発行).
- 4) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 日本建築学会, 2010.11.
- 5) 瀬戸口英恵, 阿部隆英, 高瀬裕也, 佐藤眞一郎, 高橋宗臣, 佐藤貴志: 湿式コアドリル工法によるあと施工アンカーの性能確認実験 (その2) 注入式アンカーを用いた付着性能実験, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造IV, pp.149~150, 2010.9.
- 6) 中野克彦, 松崎育弘: 構造用接着系あと施工アンカーのせん断設計法に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.653~654, 2002.8.
- 7) 安藤祐太郎, 中野克彦, 林信行, 松崎育弘, 杉山智昭: 接着系あと施工アンカーの引張・せん断特性に関する実験的研究(その2 へりあきを有するアンカーボルトのせん断特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.291~292, 2008.9.
- 8) 津吉真人, 貞末和史, 石村光由, 南宏一: 傾斜あと施工アンカーのせん断強度に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, 2010.7.
- 9) Ollgaard, J. G., Slutter, R. G. and Fisher, J. W.: Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete, AISC Eng. Journal, pp.55~pp.64, Apr. 1971.
- 10) 日本建築防災協会: 2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 日本建築防災協会, 2001.10(改訂版発行).

Summary Earthquake retrofitting is so important in order to ensure the safety of concrete structure lacking of earthquake capacity. Indirect joint method is one of those that connect earthquake retrofitting member to existing frame. Then post-installed anchor is used for connecting existing frame and indirect joint generally. But, it is difficult that post-installed anchor is applied to steel reinforced structures because anchor bolt can not be embedded anchorage length required. Therefore, we developed shear-key consisted of steel disk and anchor bolt which has high shear strength and stiffness in spite of a short anchorage length. We conducted some tests to figure out the structural performance of disk shear-key. Furthermore, we proposed the strength formula and computational method of horizontal load-carrying capacity for disk shear-key.

Key Words : Earthquake Retrofit, Indirect Joint Method, Shear-key, Post-installed Anchor, Steel Reinforced Concrete Structure