

論文 非構造壁に耐震デバイスを取付けるアンカーボルトのせん断耐力

白井 佑樹^{*1}・小野 真鈴^{*2}・渡邊 亨^{*3}・島崎 和司^{*4}

要旨：鉄筋コンクリート構造ラーメン架構において非構造壁に構造スリットを設けることは地震時に架構の靱性能力に期待することであり、過大な地震力の入力による残留変形によって建物の継続使用が困難となる場合がある。これまで、非構造壁の耐力が上限耐力となる耐震デバイスを開発してきた。本研究ではこのデバイスと非構造壁の接合方法を、アンカーボルト径、埋込み長さ、鋼管補強の有無をパラメータとして実験的に検討した。径が小さい試験体において、コーン状破壊と異なる非構造壁長さ方向に割裂する破壊性状を確認した。既往研究算定式を用いることで、剛性低下が生じないボルト径を選定できることを確認した。

キーワード：非構造壁, 構造スリット, 耐震デバイス, 先付アンカーボルト, せん断耐力, コーン状破壊

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造ラーメン架構の柱部材の靱性能力を確保しつつ、構造体でないため極大地震などでの損傷を許容する設計とすることが多い非構造壁への地震力の入力を低減することを目的として、非構造壁周囲の架構との間に構造スリットを設ける事例が多い。一方で靱性能力に期待することで、地震時の大変形、架構の残留変形そして非構造部材の損傷により、建物として継続使用が困難になる場合がある¹⁾。

これに対して著者らは以下の損傷クライテリアを満たす範囲での非構造壁耐力を上限としたデバイスを非構造壁に取付けることで、非構造壁への地震動入力を抑えつつ、上記を上限とした非構造壁の耐力を架構耐力として期待することを目指し、このデバイスを開発してきた²⁾。ここで非構造壁の損傷クライテリアとして、曲げクラックを許容し、曲げ降伏およびせん断クラックは許容しないこととし、デバイスの要求性能として単位長さ幅の非構造壁のせん断クラック強度からデバイスの上限耐力を100kN/mとした。このデバイスは非構造壁とRC梁間の水平構造スリット内に設置し、一般的な水平構造スリット高さ25mmの中に納まる薄いものを目指した。鉛直スリット幅を超える変形は考慮しないこととし、要求変形能力は30mmとした。

本論では、デバイスの取付け方法として先付アンカーボルトによることを想定し、非構造壁に埋め込まれたアンカーボルトのせん断耐力を実験的に検討し、そのせん断耐力算定を目的としている。特に非構造壁は厚さ150mm程度と薄く、アンカーボルトのへりあき距離の確保が困難となることから、コーン状破壊が卓越することが予想されるため、破壊性状についても詳細に検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1に標準試験体の試験体詳細を示す。試験体寸法は実大で、RC壁の厚さは150mm、長さは1000mm、高さは400mmである。寸法について、厚さ方向は一般的な非構造の厚さを参考に、長さ方向はアンカーボルトのへりあき距離がアンカーボルト径の7倍以上となるように、高さ方向はアンカーボルトの破壊性状に影響を与えない範囲でかつ短くなるように設定した。なお本論では、へりあきは加力方向、へりあきは加力直交方向とした。

試験体は、非構造壁の下端一部を模したRC壁、デバイスおよびデバイスを取り付ける先付アンカーボルトからなる。配筋について、非構造の曲げ破壊が先行しないように曲げモーメントに抵抗するRC壁端には十分な配筋をし、壁一般部のせん断補強筋は2-D10 (SD295A) @200でせん断補強筋比は0.48%とした。アンカーボルトが取付く壁下端には、ひび割れを防止する目的でD10-4を配筋した。なお、せん断補強筋端に折り曲げ加工等は施していない。先付アンカーボルトは異形棒鋼を

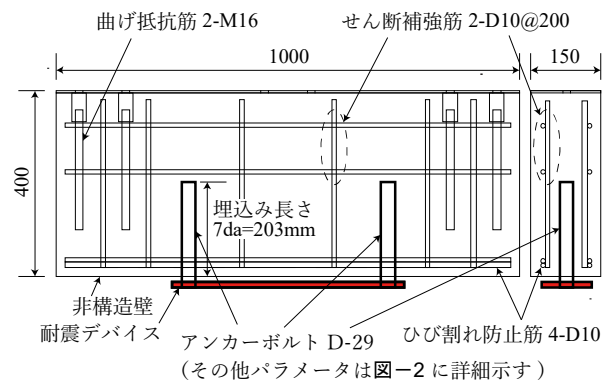


図-1 試験体詳細 標準試験体

*1 神奈川大学 建築学部建築学科 助教 博士 (工学) (正会員)

*2 株式会社鈴木建築設計事務所 修士 (工学)

*3 岡部株式会社 技術開発部 エグゼクティブエンジニア 博士 (工学)

*4 神奈川大学 建築学部建築学科 教授 博士 (工学) (正会員)

表-1 試験体一覧 コンクリート材料特性一覧

試験体	実験パラメータ			コンクリート材料特性		
	アンカー ボルト径	埋込み長さ*1 [mm]	鋼管 補強	圧縮強度	ヤング係数	引張強さ
				[N/mm ²]	×10 ⁴ [N/mm ²]	[N/mm ²]
標準	D29	203 (7)	-	32.5	2.53	2.4
4da		116 (4)	-	32.6	2.53	2.4
鋼管 補強		203 (7)	○	33.0	2.51	2.6
D22	D22	154 (7)	-	32.6	2.53	2.4
D35	D35	245 (7)	-	33.2	2.51	2.7

*1: 括弧内はアンカーボルト径 da に対する倍率

表-2 鋼材材料特性一覧

使用箇所	呼び名	鋼種	降伏強度 [N/mm ²]	ヤング係数 ×10 ⁵ [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]
壁筋	D10	SD295A	354.8	1.82	471.9
アン カー ボル ト	D22	SD490	514.2	1.95	733.3
	D29		558.3	1.98	743.4
	D35		549.2	2.04	742.3

表-3 アンカーボルトの設計耐力

参考文献	算定値	D22	D29	D35
4)	q_{a1} [kN]	168	315	385
	q_{a2} [kN]	298	494	737
	q_{a3} [kN]	121		
5)	Q_a [kN]	46.5	80.7	118
	β [1/mm]	0.040	0.031	0.025
6)	q_e [kN]	51.9	96.6	147
	β' [1/mm]	0.079	0.064	0.055

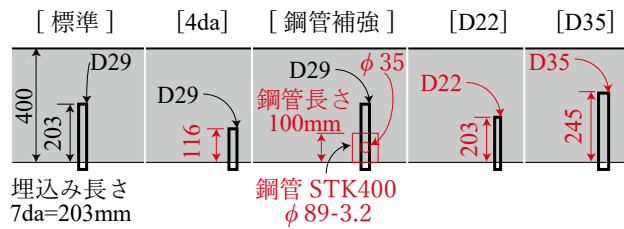


図-2 実験パラメータ

加工したもので、コンクリート側先端は標準フックを用いない直線定着によるストレート形先付施工法、デバイス側は切削ねじ加工を施した。コンクリートの打設方向は順打ちとし、デバイスが取り付け、アンカーボルトが定着する側を下方とした。なお RC 梁は鋼製加力治具で再現し、デバイスとは高力ボルトによる支圧接合とした。デバイスには全試験体共通で、鋼板を円状に加工した鋼板円形デバイスの C45Wt16-M³を用いた。図-2 に外形を示す。このデバイスの最大耐力は 138kN³⁾である。

表-1 に試験体一覧、図-2 に実験パラメータを示す。実験パラメータは、アンカーボルト径、アンカーボルトの埋込み深さ、そしてアンカーボルトまわりの補強として鋼管補強の有無をパラメータとした。アンカーボルトの設計は各種合成構造設計指針・同解説⁴⁾ならびに既往研究^{5,6)}に基づき行った。アンカーボルト径は D29 を標準として D22 と D35 を用意し、切削ねじ径はそれぞれ M27, M20 および M30 である。アンカーボルトの埋込長さはアンカーボルト径 da に対して $7da$ を標準として、 $4da$ を用意した。鋼管補強は標準試験体のアンカーボルトを囲むように鋼管 $\phi 89-3.2$ をコンクリート表面から長さ 100mm で設置した。コンクリートの充填を確実にするために、図-2 に示すように鋼管側面に $\phi 35$ を穿孔した。

表-1、表-2 に試験体材料特性一覧を示す。コンクリートは、実験時の圧縮強度が 24N/mm^2 となるようコンクリート設計基準強度 $Fc21$ とした。載荷実験はコンクリート材齢 4 週以降で行い、実験時のコンクリート圧縮強度は 33N/mm^2 程度であった。コンクリートの材料試験は載

荷実験中に適宜実施し、表-1 の材料特性はそれらを材齢を基に載荷実験実施日で線形補完して求めた。鋼材の材料特性は表-2 に示す。非構造壁の壁筋に SD295A、アンカーボルトに SD490 を用いた。デバイスの鋼板には SN400B を用いた³⁾。デバイスの鋼板はデバイス単体実験³⁾と同バッチの鋼材である。

2.2 アンカーボルトの設計

アンカーボルトの入力せん断力はデバイスの上限荷重である 100kN を想定した。

表-3 にアンカーボルトの設計耐力をアンカーボルト 2 本分として、以下の算定式を 2 倍したものを示す。指針⁴⁾によるアンカーボルトのせん断強度による強度 q_{a1} 、コンクリートの支圧による強度 q_{a2} 、およびコンクリートのコーン状破壊による強度 q_{a3} をそれぞれ算定した。 q_{a1} でねじ部有効断面積を用いた。 q_{a2} で設計時のヤング係数は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁷⁾から求めた。 q_{a3} でコーン状破壊面の有効投影面積 A_{ac} ははしあき距離 270mm のはしあき距離が短い側を用いた⁸⁾。指針による設計耐力はコンクリートのコーン状破壊による決まり、表-3 には q_{a3} を示す。なお、指針⁴⁾の適用範囲は鉄筋アンカー径は D25 以下、はしあきおよびへりあき距離は $3da$ 以上であり、指針⁴⁾の適用範囲外を含む実験パラメータとなっている。

指針⁴⁾による設計耐力は終局状態を想定している。一方耐震デバイスの接合部としては、せん断力を受けるアンカーボルトの剛性低下は避けたい。既往研究⁵⁾では、コンクリートの最小応力度がコンクリート支圧強度の

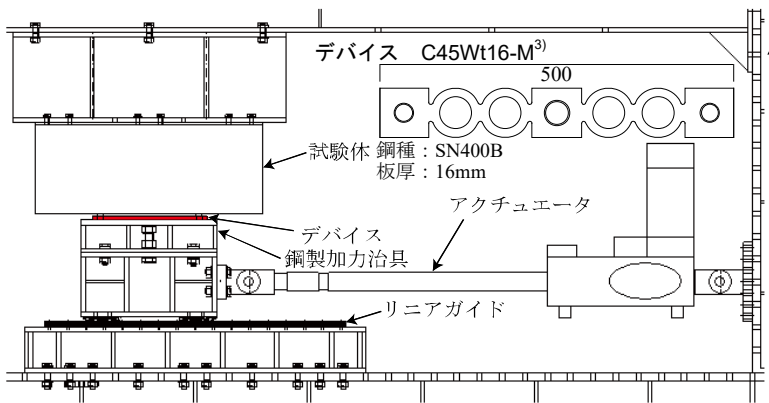


図-3 加力セットアップ

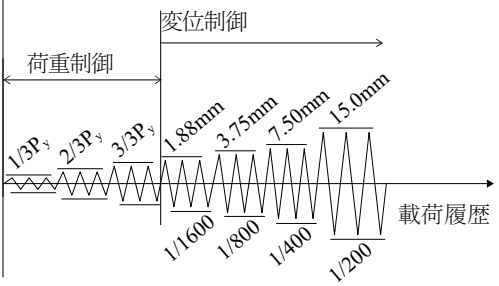


図-4 加力サイクル

1/3 になった点を剛性低下点と仮定し、そのときのせん断力 Q_a を提案している。表-3 に算定値と算定に用いた β を示す。なお Q_a は支圧面積の広がり十分に確保されていることを条件としており、本試験体のへりあき距離が小さい場合は適用範囲外だと考える。また既往研究⁶⁾では、アンカーボルトのコンクリート内部での曲げ降伏時のせん断力 q_e を弾性床土理論を用い導出している。表-3 に算定値と算定に用いた β' (既往研究⁶⁾では β と表記) を示す。なお、 β' を算定するためのコンクリート反力係数 k' は既往研究⁹⁾を用いた。

表-3 より、指針⁴⁾による耐力はアンカーボルト径に関わらずコンクリートのコーン状破壊で決まることがわかった。一方既往研究による剛性低下点⁵⁾およびアンカーボルトの曲げ降伏⁶⁾の算定式はアンカーボルト径により変化し、D22 では耐力が不足しており、D29 がデバイス入力せん断力 100kN と同程度であった。そこで実験パラメータのアンカーボルト径は D29 を標準として、D22 と D35 を用意した。

引張力について、アンカーボルトに生じる引張力は十分に小さく、生じたとしても異形鉄筋の直線定着で負担できると考えた。埋込み長さの標準とした $7da$ は指針⁴⁾の接着径アンカーボルトを参考にした。これは、頭部や標準フックを有していないためである。

2.3 加力方法と計測方法

図-3 に加力セットアップを示す。試験体をデバイスが下になるように加力フレームに設置し、RC 梁を模した鋼製加力治具を介してアクチュエータを接続している。治具の下部にリニアガイドを二列並列で取り付けることで、デバイスに対して鋼製加力治具が水平に変位する条件とした。荷重は 200kN アクチュエータを使用した正負交番漸増繰り返し荷重である。アクチュエータの荷重が試験体に作用するせん断荷重 Q である。セットアップの手順は試験体上面を上部治具に固定してから、下部の鋼製加力治具を設置し、デバイスと治具を高力ボルトで接

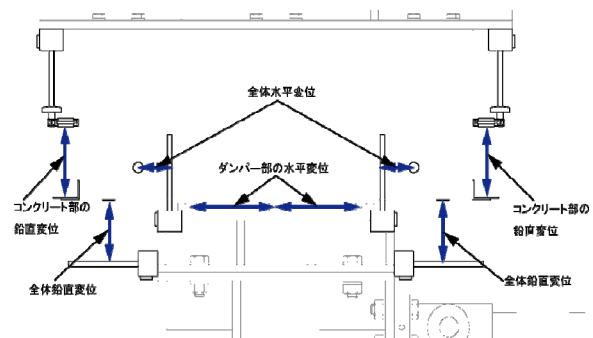


図-5 計測位置

合した。デバイスにはねじ孔が穿孔されており、下部の鋼製加力治具の孔はボルト径より 4mm 大きい。このとき、試験体上面が凹状となっていたためか、試験体コンクリート上面に曲げひび割れを確認した。

図-4 に加力サイクルを示す。デバイスの降伏耐力 P_y の 1/3, 2/3, 3/3 を目標として 3 サイクルずつ行ない、その後変位制御で後述する全体水平変位 δ_G の 1.88mm, 3.75mm, 7.50mm, 15.0mm を目標として 3 サイクルずつ行う。デバイスの降伏耐力 P_y は事前の FEM 解析により求めた 72kN とした。階高を 3000mm と想定すると、上記の目標変位はそれぞれ 1/1600, 1/800, 1/400, 1/200 の層間変形角に相当する。

図-5 に計測位置を示す。棒状変位計 CDP25, CDP50 を使い、コンクリート部の鉛直変位(2箇所)、全体鉛直変位(2箇所)、全体水平変位(2箇所)の計 4箇所を計測した。デバイスに穿孔したねじ穴を用いて、デバイスの水平変位(4箇所)を計測した。また、ひずみゲージ位置はアンカーボルト周りの壁筋の片側(計 4箇所)と端部のひずみを確認するために左右対称であると仮定し、片側に(計 2箇所)貼り付けた。ただし、端部のひずみは全試験体で最大でも 40 μ 程度であった。加力サイクルで制御する層間変形角はデバイスの水平変位から求めた。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

D22 を除くすべての試験体で、層間変形角 1/200 の加力サイクルでデバイスの鋼材が破断し実験を終了した。以下コンクリートの損傷が大きい試験体から順に示す。

写真-1(a),(b)に D22 の最終破壊状況を示す。層間変形角 1/800 の 1 回目正側からアンカーボルト周りのコンクリートの圧壊が始まり、1/800 の 2 回目負側途中で大きく破壊したため、そこで実験を終了した。そのためダンパーは破断しなかった。最終破壊状況は、非構造壁下面に 2 本のアンカーボルトをつなぐようにひび割れが生じており、非構造壁の厚さ方向に割裂していた。はしあき方向もコーン状ひび割れではなく、加力方向と平行にひび割れが伸展していた。アンカーボルト近傍ではコンクリートの支圧破壊も確認できる。加力方向のひび割れは、非構造壁下端にひび割れ防止筋を配したことが影響していると考えられる。一方で非構造壁表面のアンカーボルトに沿うひび割れは小さく、ひび割れ防止筋のアンカーボルト近傍に貼付したゲージによるひずみは最大で 800 μ 程度であった。以上から、D22 の最終破壊性状はコンクリートのコーン状破壊とは異なるコンクリートの破壊と考える。

4da は非構造壁下面でアンカーボルト周辺のコンクリートの圧壊および加力方向にコーン状のひび割れを確認した。このことから、D22 の加力方向平行のひび割れはひび割れ防止筋の影響ではないと考えられる。非構造壁表面のアンカーボルトに沿うひび割れは小さく、ひび割れ防止筋アンカーボルト近傍のひずみは最大で 800 μ 程度であった。最終破壊性状はデバイスの破断であった。

標準は 4da と同様の損傷が見られたが、その程度は小さかった。最終破壊性状はデバイスの破断であった。

鋼管補強は、アンカーボルト周辺のコンクリートの圧壊のみであった。鋼管の補強効果と考える。鋼管からのへりあきが小さいため非構造壁表面のアンカーボルトに沿うひび割れは確認されたものの、ひび割れ幅は小さく、ひび割れ防止筋アンカーボルト近傍のひずみも最大で 600 μ 程度と小さい。最終破壊性状はデバイスの破断であった。

最後に D35 はアンカーボルト周辺のコンクリートの圧壊も見られず、コンクリートは無損傷といえる。最終破壊性状はデバイスの破断であった。

3.2 セン断荷重と変位の関係

図-6 に標準試験体のせん断荷重 Q と各種変位の関係を示す。ここでは全体変位 δ_G 、デバイス変位 δ_D および既往研究³⁾でのデバイス単体でのせん断荷重 Q とデバイス変位 δ_D の関係を示す。デバイス単体のデバイス変位 δ_D は図-5 と同様にデバイスの変形を直接計測している。せ

ん断荷重 Q も同様である。標準試験体が図-3 に示すようにデバイス上部が非構造壁を模したコンクリートになっているのに対して、デバイス単体実験は上部も鋼製加力治具で、高力ボルトによる支圧接合となっている。

図-6 においてデバイス変位 δ_D を標準試験体とデバイス単体実験と比較すると、載荷履歴が異なるため経験する変形が異なるが、デバイス変位 δ_D が 5mm 程度までは同様の復元力特性となっている。一方で変形が大きくなると、デバイス単体のせん断荷重 Q が大きくなった。これは文献³⁾にあるように、デバイスと鋼製加力治具との接触によるものである。以上から、デバイス単体の復元力特性は同様であったと考え、以降ではデバイス変位 δ_D が 7.5mm まで、層間変形角 1/400 までを対象に検討する。なおデバイスの降伏はデバイス変位 δ_D が 0.4mm のときであり、高剛性のデバイスであることがわかる。

図-6 より、標準試験体の全体変位 δ_G とデバイス変位 δ_D を比較すると、同じせん断荷重 Q の時の変位は全体変位 δ_G が大きいことがわかる。これは、デバイスと上部のコンクリート間のずれ変位 δ_A 、および下部の鋼製加力治具とのガタ変位 δ_E が生じているからと考える。除荷後の再載荷直後の剛性が低い点から、変位が増大し剛性が急激に増大する点までの変位は、標準試験体では 4mm 程度である一方、鋼管試験体は 2mm 程度であり、下部鋼



(a) D22 全体



(b) D22 はしあき

写真-1 試験体最終破壊状況

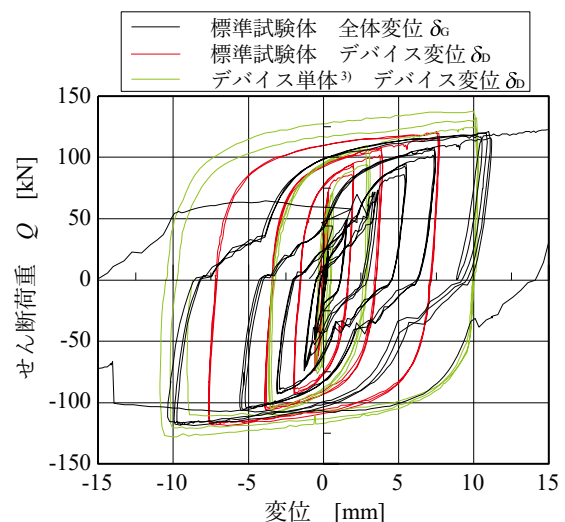


図-6 セン断荷重と変位の関係 標準試験体

製加力治具の孔径とボルト径のクリアランス（4mm）のみによるものではないと考える。

ずれ変位 δ_A とガタ変位 δ_g の和は、全体変位 δ_G とデバイス変位 δ_D の差であることから(1)式で求まる。なおデバイスとコンクリートのずれ変位 δ_A は、アンカーボルトの水平変位 δ_A となる。

$$\delta_A + \delta_g = \delta_G - \delta_D \quad (1)$$

ここで、 δ_A はアンカーボルトの水平変位[mm]、 δ_g は下部の鋼製加力治具と高力ボルトのクリアランスによるガタ変位[mm]、 δ_G は全体変位で非構造壁コンクリートと鋼製加力治具の水平変位[mm]、 δ_D はデバイスの水平変位[mm]である。

3.3 せん断荷重とアンカーボルトの水平変位の関係

図-7に各試験体のせん断荷重 Q に対するアンカーボルトの水平変位 δ_A とガタ変位 δ_g の和の関係を示す。アンカーボルトの水平変位 δ_A とガタ変位 δ_g の和は(1)式より求め、以降では変位 δ と呼称する。ここでは、層間変形角+1/800 1回目、+1/800 3回目、+1/400 1回目を目標とする加力サイクル正載荷での、荷重が零から最大せん断荷重に達するまでを取出し、荷重が零のときの変位 δ が零となるようにシフトして示す。なお、D22は層間変形角+1/800 3回目ではなく+1/800 2回目を示す。また、全試験体で層間変形角-1/1600 3回目までの関係は+1/800 1回目と同様であった。

図-7より、同じせん断荷重 Q に対する変位 δ は、小さい順に、D35、4da、鋼管、標準、D22であった。破壊性状との対応を確認すると、損傷程度の小さい順にD35、鋼管、標準、4da、D22であった。試験体によってデバイスと鋼製加力治具を接合する高力ボルトの固定度は異なり、下部の鋼製加力治具と高力ボルトのクリアランスに

よるガタ変位 δ_g が一定でないため定量的な評価はできないが、同じせん断荷重 Q に対する変位の大小との関係が見られた。

図-7より、前述の通り定量的な評価はできないが、D35の変位 δ に対する各試験体の変位がアンカーボルトの水平変位 δ_A とすると、標準試験体ではせん断荷重 Q が100kNのときに2mmの変位がある。デバイスの降伏時変位が0.4mm程度であることから、デバイスを取り付けるアンカーボルトの剛性評価が重要であることがわかる。

図-7より、実験パラメータの比較を行う。アンカーボルトの径について、非構造壁厚さ方向の割裂破壊が生じたD22について検討する。D22は他の試験体と比べても変位 δ が大きく、剛性も低い。表-3より、指針⁴⁾によるコンクリートのコーン状破壊耐力 q_{a3} は121kNであるが、それよりも小さいせん断荷重 Q でコンクリートの破壊が生じた。へりあき距離のアンカーボルト径 da に対する比は2.9で適用範囲外であるものの、既往研究⁶⁾でも指摘されているように、非構造壁などの薄板状でへりあき距離を確保することが難しいコンクリートに対するアンカーボルトの設計では、特にコンクリートのコーン状耐力で決まる場合、耐力に十分な余裕を持たせることが重要と思われる。

表-3、図-7より、D22の剛性低下点⁵⁾およびアンカーボルトの曲げ降伏⁶⁾の算定式は46.5kNと実験での入力せん断力の半分程度であり、支圧コンクリートの劣化およびアンカーボルトの曲げ降伏が生じていたと考えられる。そのため、コンクリート内部でアンカーボルトの変形が進んだため、変位 δ が大きく、写真-1(a),(b)に示すような割裂が生じたと考える。

表-3、図-7よりD29とD35について、既往研究に

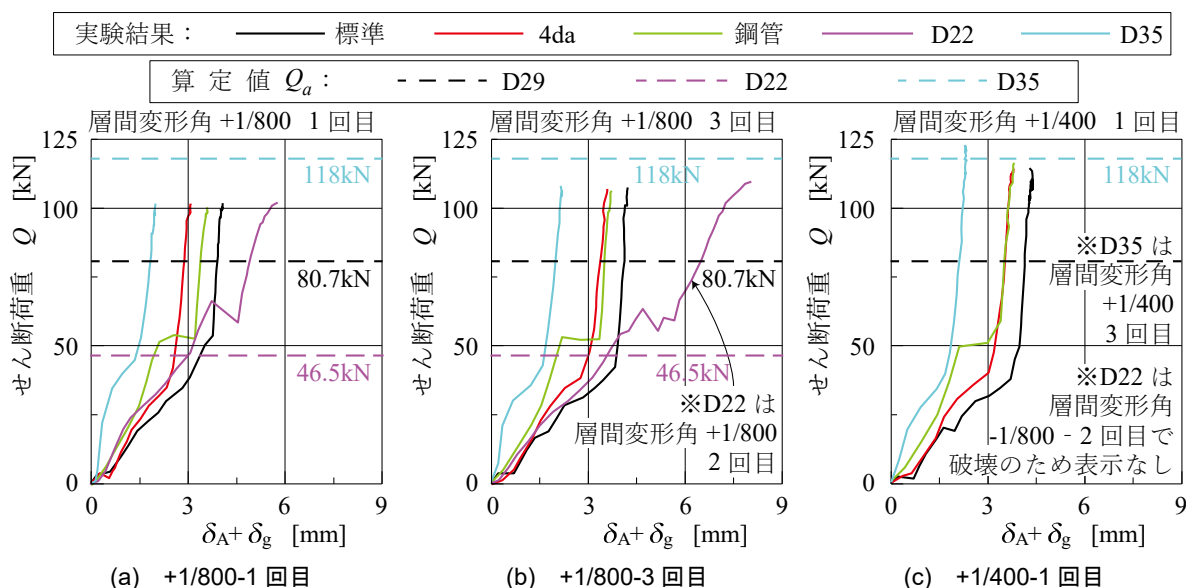


図-7 せん断荷重に対するアンカーボルトの水平変位 δ_A とガタ変位 δ_g の和の関係

基づく剛性低下が生じる算定値 $Q_a^{5)}$, $q_e^{6)}$ と比較する。本実験の計測計画ではアンカーボルトの復元力特性を把握することはできないが、D29 の試験体に対して算定値 $Q_a^{5)}$, $q_e^{6)}$, D35 の試験体に対して算定値 $Q_a^{5)}$ での顕著な剛性低下は確認できず、耐力を小さく算定した。さらに算定値 $Q_a^{5)}$ において本試験体のへりあき距離から適用範囲外となることが想定されたが、本実験の範囲では耐力を小さく算定することができた。

以上から、既往研究に基づく剛性低下が生じるせん断力の算定値 $Q_a^{5)}$, $q_e^{6)}$ を用いることでデバイスを取付けるアンカーボルトとして、剛性低下が生じないアンカーボルト径を選定できる。一方で、D29 と D35 では剛性低下は生じておらず、算定値 $Q_a^{5)}$, $q_e^{6)}$ は支圧劣化による剛性低下点、およびアンカーボルトの曲げ降伏を小さく算定していると考えられる。

次に埋込み長さについて、標準の $7da$ に対して $4da$ は繰返し載荷による変位 δ の増大が確認できる。また損傷状態も前述のように $4da$ の方が大きい。本試験体のアンカーボルトは標準フックを用いない直線定着によるストレート先付施工であることから、指針⁴⁾の接着径アンカーボルトに準じて $7da$ とすることが適切であると考えられる。

最後に鋼管補強について、損傷状況においてアンカーボルト周辺でのコンクリートの圧壊が少なくなることは確認できたが、変位 δ の違いは小さく、その補強の効果は小さいと言える。これは、鋼管に対するへりあき距離がかぶり厚さの 30mm 程度であったことが要因だと考える。

4. まとめ

非構造壁を模したコンクリート試験体に埋め込んだアンカーボルトのせん断載荷実験により得られた知見を以下に示す。

- 1) 試験体 D22 において、コンクリートのコーン状破壊とは異なり非構造壁長さ方向に割裂する破壊性状を確認した。最大のせん断力は、各種合成構造設計指針・同解説の適用範囲外ではあるが、指針による強度を下回った。
- 2) 既往研究の算定式^{5,6)}により剛性低下が予想された試験体 D22 において、コンクリートの支圧劣化およびアンカーボルトの曲げ降伏が生じた。一方で、算定式^{5,6)}により求めたせん断力のとき、荷重低下や顕著な剛性低下は見られず、これらの算定式は耐力を小さく算定している可能性がある。以上から、算定式^{5,6)}により、剛性低下が生じないボルト径を選定できる。

謝辞

本研究は神奈川大学と岡部株式会社の共同研究の一環として実施した。実験実施は神奈川大学技術職員佐藤宏貴氏に指導をいただいた。また神奈川大学卒業生山内翔氏をはじめとする学生諸氏に協力いただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会：東日本大震災合同調査報告建築編 1 鉄筋コンクリート造建築物, 2015.05
- 2) 島崎和司, 小野真鈴, 渡辺亨, 白井佑樹, 田口朝康, 佐藤宏貴, 宇田川亮：RC 非構造壁に取付ける鋼板円形ダンパーに関する研究 その 1 部分試験体と実験概要及び履歴特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), No.23179, pp.357-358, 2021.09
- 3) 小野真鈴, 渡辺亨, 白井佑樹, 佐藤宏貴, 田口朝康, 島崎和司, 宇田川亮：RC 非構造壁に取付ける鋼板円形ダンパーに関する研究 その 3 要素試験体の実験概要及び履歴特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), No.23297, pp.593-594, 2022.09
- 4) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説, 2011, 11
- 5) 島崎和司, 戸澤正美, 宮崎裕一, 濱智貴：RC 根巻型構造のスタッドの耐力と剛性の検討 粘弾性壁型制震ダンパーの RC 根巻き型構造取り付け部の検討 その 2, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.691, pp.1641-1648, 2014.09
- 6) 白井佑樹, 山田哲, 坂田弘安, 島田侑子, 吉敷祥一：組合せ荷重を受けるアンカーボルトと周辺コンクリートの力学的挙動に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.717, pp.1735-1744, 2015.11
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018.12
- 8) 山田哲, 島田侑子, 戸松一輝, 白井佑樹, 松本由香, 長谷川隆, 向井智久, 竹内徹：繰返し荷重を受ける鉄骨置き屋根定着部の実験 鉄骨置き屋根定着部に関する研究 その 1, 日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.705, pp.1687-1697, 2014.11
- 9) 白井佑樹, 山田哲, 坂田弘安：一方向せん断力を受ける頭付きアンカーボルトと接着系アンカーボルトへの弾性床梁理論の適応とその整合性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.724, pp.993-1003, 2016.06