

繰り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

CYCLIC LOADING TESTS OF CONNECTION BETWEEN RC FRAME AND STEEL ROOF

Study of connection between RC frame and steel roof Part 1

山田 哲^{*1}, 島田 侑子^{*2}, 戸松 一輝^{*3}, 白井 佑樹^{*4}
松本 由香^{*5}, 長谷川 隆^{*6}, 向井 智久^{*6}, 竹内 徹^{*7}*Satoshi YAMADA, Yuko SHIMADA, Kazuki TOMATSU,
Yuki SHIRAI, Yuka MATSUMOTO, Takashi HASEGAWA,
Tomohisa MUKAI and Toru TAKEUCHI*

One of the typical damage in gymnasiums due to the 2011 Tohoku earthquake was failure at connection between RC frame and steel roof. In order to prevent the damage of connection between the RC frame and the steel roof, it is necessary to conduct experimental study which simulates the stress condition of connection part under earthquake, and to clarify the relation between the detail and the structural performance of the connection. Moreover, it is necessary to clarify behavior of the RC-frame and the steel frame roof under earthquake. As the start of research, cyclic loading tests on a connection between the RC frame and the steel roof were conducted. In this paper, the background of this research, parameters of specimens, the experimental method, and the outline of experimental results were described.

Keywords: Connection, Shear Transfer, Edge Failure, Shear failure, Gymnasium, Continuation Usability

定着部, セン断力伝達, 側方破壊, セン断破壊, 体育館, 継続使用性

1. 序

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震およびその余震では、RC 架構の上に鉄骨造の置き屋根を載せた体育館などで、鉄骨造屋根と RC 架構を繋ぐ接合部分(以下、定着部)において、コンクリートの側方破壊やアンカーボルトの破断といった大きな被害が発生した^{1)~3)}。写真1に示したせん断力によるコンクリートの側方破壊の被害例のように、高所から重量のあるコンクリート塊の落下は極めて危険である。このような定着部の損傷は、以前の地震でも発生しており⁴⁾、避難施設である体育館などの、地震後の継続使用性を阻害する要因となる。

側方破壊は一般にアンカーボルトのはしあき(応力(せん断力)作用方向の縁端距離を本研究では「はしあき」と呼ぶ)が不足している場合に起こる被害であり、現在では設計式が日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説」⁵⁾に示されているものの、古い建物では設計式が示される以前に設計されたため検討されていなかったこと、新しい建物であっても設計時に必ずしも考慮されていないことが被害の一因であると考えられる。また、地震時に鉄骨造である屋

根架構と RC 造である下部構造がそれぞれに大きく変形したことで、屋根架構と下部構造の間には局所的に設計時に想定した以上の大きな変形が生じたことや、局所的に設計時に想定した以上の大きな力が作用したことも被害の一因であると考えられる⁶⁾。設計時点において体育館の地震後の継続使用性を確保するためには、定着部が地震時における複雑な作用応力下での変形に対してどの程度損傷するのか、またどのような破壊性状を生じるのかを把握することが必要である。更にはそのような破壊に対して効果的な補強方法を検討することも、極めて重要な課題である。地震時における定着部の応力状態や変形状態を解明するためにも、実験により定着部の復元力特性を把握した上で、3次元応答解析による検討を行うことも必要である。

定着部の被害としては、コンクリートの側方破壊だけでなく、写真2に例示するアンカーボルトの破断も発生している。この例では定着部に回転が生じたことで、アンカーボルトにせん断力と同時に大きな引張力が作用したため破断したと考えられるが、前述したように設計時の想定を上回る大きな力が作用したことも、被害の原因

^{*1} 東京工業大学建築物理研究センター 教授・博士(工学)^{*2} 千葉大学大学院工学研究科 助教・博士(工学)^{*3} 東京工業大学大学院 大学院生^{*4} 日本学術振興会 特別研究員

東京工業大学大学院 大学院生・修士(工学)

^{*5} 横浜国立大学都市イノベーション研究院

准教授・博士(工学)

^{*6} 独立行政法人建築研究所構造研究グループ

主任研究員・博士(工学)

^{*7} 東京工業大学建築学専攻 教授・博士(工学)

Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Assist. Prof., Graduate School of Engineering, Chiba Univ., Dr. Eng.

Graduate Student, Tokyo Institute of Technology

JSPS Research Fellow

Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.

Assoc. Prof., Faculty of Urban Innovation, Yokohama National University, Dr. Eng.

Senior Research Engineer, Dept. of Structural Engineering, Building Research Institute,

Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Institute of Technology,

Dr. Eng.



写真1 定着部における側方破壊

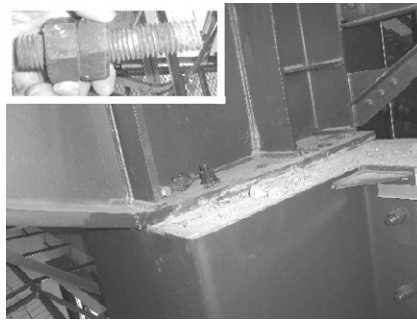


写真2 アンカーボルトの破断

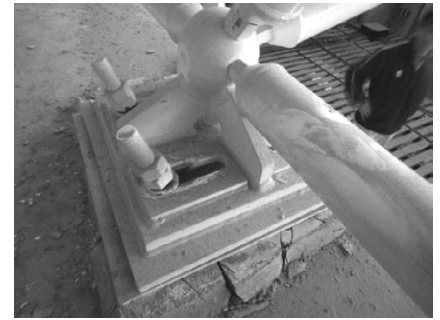


写真3 ルーズホールの可動部を超えた変形

として考えられる。側方破壊同様、現実的な条件下での3次元応答解析による検討が必要である。

また、片側の定着部をルーズホールとすることでピンローラーの条件とした設計が行われることも多いが、写真3に例示するように、ルーズホールで設定された限界変形を上回る変形が生じたことでアンカーボルトが破断した例も見られる。これは、設計時に想定した以上の大きな変形が生じたことによる被害であるが、このようなケースについても定着部における地震時の変形状態を予測することが被害抑止のために必要である。写真3の例では、ベースモルタルの破壊も見られる。露出型柱脚も含め、ベースモルタルが壊れて鉛直変位が生じることで定着部・柱脚位置が下がった例も多い。ベースモルタルの破壊が定着部の挙動に及ぼす影響についても検討が必要である。

鉄骨造置き屋根定着部は、露出型柱脚と同様の接合部であるが、地震時における応力状態、変形状態は必ずしも対応する訳では無い。側方破壊に関する基礎的検討^{7,8)}や、大きなせん断力が作用するブレース付き柱下部鉄筋コンクリート柱型の終局挙動に関する検討⁹⁾はこれまでに行われてきたが、定着部を対象とした履歴挙動や破壊メカニズムに関する研究¹⁰⁾は少なく、十分な検討はなされていない。本研究では、鉄骨置き屋根定着部に関する研究の端緒として、まず側方破壊に大きく関与するはしあきや、配筋によって生じるせん断補強の状況、側方破壊に対する簡便な補強と考えられるアンカーボルト周りでの中子筋の有無などをパラメーターとした試験体に対する繰り返し載荷実験を行った。上記のパラメーターは、側方破壊によりコンクリート部分が崩落する要因と防止策の把握に主として関係すると考えられるものである。本稿では、試験体、実験方法、破壊性状や耐荷機構などの実験結果を示す。

2. 試験体ならびに実験方法

2.1 試験体と実験パラメーター

試験体は図1に示すように、RC架構と鉄骨造屋根を有する体育館において、鉄骨造置き屋根のベースプレートにアンカーボルト4本でRC架構に接合する柱頭定着部を模擬したものである。実験パラメーターの概要を図2に、試験体の一覧と概形を表1および図3に、アンカーボルト、コンクリート、モルタルの材料試験結果を表2および図4に、鉄筋の強度(ミルシート値)を表3に示す。試験体の設計においてコンクリートの圧縮強度を 24N/mm^2 、モルタルの圧縮強度を 30N/mm^2 と設定したが、製作した結果、コンクリートの強度は設計よりかなり強くなっていた。

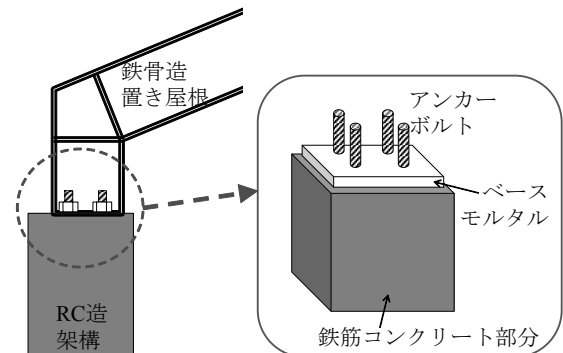


図1 試験体のイメージ

鉄筋コンクリート柱断面は $480\text{mm} \times 480\text{mm}$ とし、主筋はD25(SD345)、せん断補強筋はD10(SD295A)@70とした。また、一部試験体にはD10(SD295A)による中子筋を設置した。主筋の上端は曲げ内法寸法 $100\text{mm}(4d:dは鉄筋の径)$ 、余長 $100\text{mm}(4d)$ の180度フックとし、下端を試験体底面の鋼板(PL-25,SM490)に完全溶け込み溶接で接合した。なお、主筋を接合した試験体底面の鋼板には、試験体を実験装置に接合するための孔を開け、内側には高ナットを溶接してある。一方、せん断補強筋は曲げ内法寸法を $30\text{mm}(3d)$ とし、角部において余長 $60\text{mm}(6d)$ の135度フックとした。中子筋については、曲げ内法寸法を $30\text{mm}(3d)$ とし、溶接閉鎖で組み立てた。アンカーボルトは全長 500mm (鉄筋コンクリートとベースモルタル部分への埋め込み長さ 420mm)のM20-ABR400とし、埋込側の先端にナットを取り付けた。コンクリートは、定着部側が上となる方向で打設した。

また、施工現場では定着部の密着性向上のためにベースモルタルが充填されることから、ベースプレートとコンクリート間に平面形状が $270\text{mm} \times 270\text{mm}$ のベースモルタルを打設した。ベースモルタルは、コンクリートを打設した1週間後にコンクリート上面に設置した型枠にモルタルを流し込んで打設し、応力を作用させない状態で養生した。

試験体のパラメーターとしては、定着部のディテールが応力状態や破壊状態に及ぼす影響を把握するために、図2に示す4つ(①はしあき c 、②補強筋深さ e_1 、③ベースモルタル厚さ e_2 、④中子筋の有無・設置方法)を設定した。

試験体に関するパラメーターのうち、アンカーボルト中心からコンクリート側面までの水平距離である①はしあき c は、小さい値であると側方破壊をもたらすものであり、各種合成構造設計指針・同解説⁹⁾にははしあきに対する側方破壊耐力の評価式が示されてい

表1 試験体一覧

試験体名	載荷 シリーズ	はしあき c [mm]	補強筋 深さ e ₁ [mm]	ベース モルタル 厚さ e ₂ [mm]	中子筋
A-100-100-50	A	100	100	50	—
A-125-100-50		125			50
A-125-100-50-s1				1種類	
A-125-100-50-s2		2種類			
A-125-100-100		150	100	—	
A-125-150-50			50	—	
A-125-150-100			100	—	
A-125-200-50			200	50	—
A-140-100-50	140	100	—	—	
B-100-100-50	B	100	100	50	—
B-125-100-50		125			50
B-125-100-50-s1				1種類	
B-125-100-50-s2		2種類			
B-125-100-100		150	100	—	
B-125-150-50			50	—	
B-125-150-100			100	—	
B-125-200-50			200	50	—
B-140-100-50		140	100	—	—

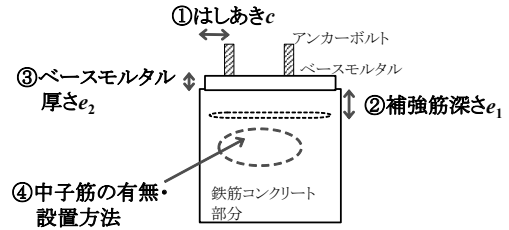


図2 試験体に関するパラメーター

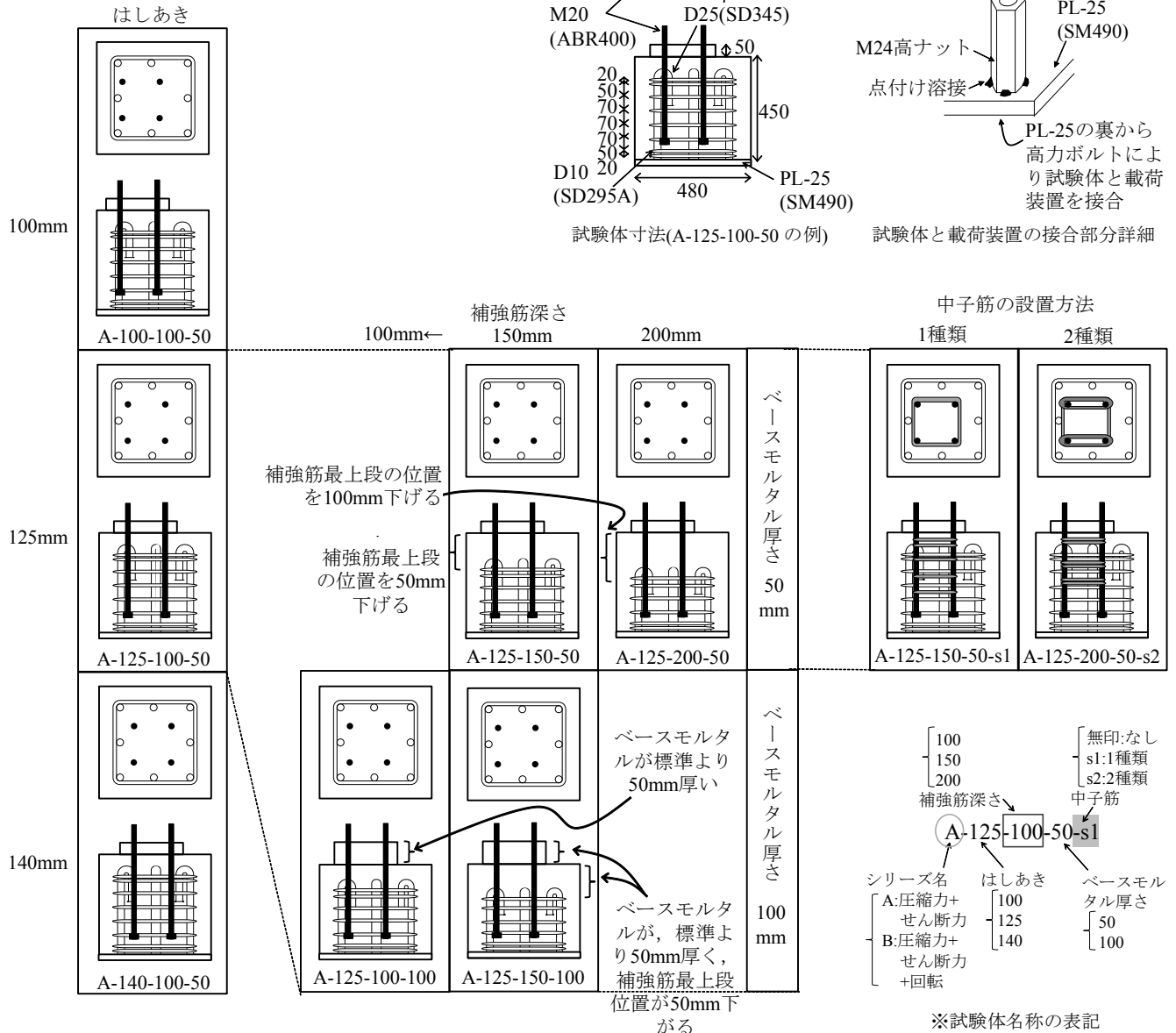
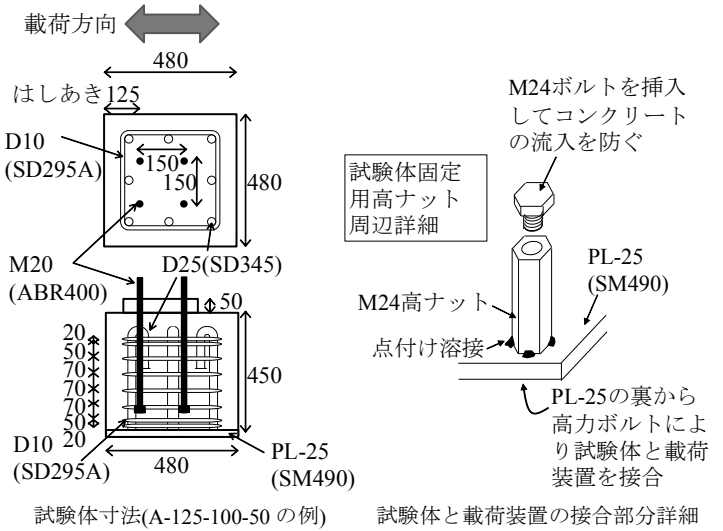


図3 試験体概形と試験体一覧 (Aシリーズで代表)

表2 コンクリートおよびモルタルの材料試験結果

コンクリート				モルタル		
材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
36	44.2	4.29 ^{*2}	33400	30	29.8	3.03
70	51.7	4.26	32800	63	30.1	2.67
115	49.9	4.35	30900	108	31.0	3.71
142	47.1	4.00	31100	135	30.6	2.91

*1 いずれも3体の平均値

*2 割裂強度の材齢は37日

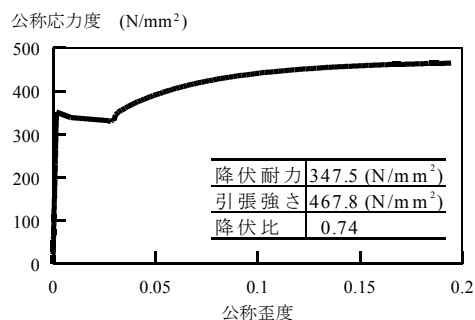


図4 アンカーボルトの引張試験結果

表3 鉄筋の強度(ミルシート値)

使用部位	規格	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
主筋	D25SD345	379	534
せん断補強筋	D10SD295A	360	463

る。(本論文では、設計式において長期荷重ならびに短期荷重に対する低減係数を考慮しない場合を側方破壊耐力の評価式とする)本実験では、はしあき 125mm を標準に、側方破壊耐力が低くなる 100mm と、側方破壊耐力が高くなる 140mm の 3 種類を設定した。

また、コンクリート表面からコンクリート内に設置された一番上のせん断補強筋上端位置までの鉛直距離である②補強筋深さ e_1 は、耐火、耐久性のために確保しなければならない被り厚さを柱頭部において必要以上に確保した場合に、ベースプレート下面位置(アンカーボルトを埋め込んだ表面)からせん断補強筋までの相対距離が長くなり、この区間についてアンカーボルトを主筋としてみるとせん断補強筋の無い区間となり、せん断破壊が起こる可能性が高まることから設定した。補強筋深さ e_1 については 100mm を標準として、被り厚さが大きくなった場合を想定して 150mm と 200mm を設定した。

③ベースモルタル厚さ e_2 であるが、一般にベースプレートと柱型コンクリート上面の間には厚さ 30 ～ 50mm 程度のベースモルタルが充填され、柱型コンクリート表面とベースプレートを密着させて力の伝達が十分に行えるようにするが、50mm 以上の厚さのベースモルタルが充填されている事例も散見される。ベースモルタル厚さ e_2 については 50mm を標準として、それよりベースモルタルを多く充填した場合を想定して 100mm を設定した。

④中子筋の有無・設置方法であるが、中子筋をアンカーボルト周辺に配することにより、その拘束効果で試験体全体としての耐力上昇が期待できる。中子筋はアンカーボルト 4 本全体をまとめて拘束する形状の s1 と、s1 に加えてせん断力の作用方向に並んだアンカ

ーボルト 2 本ずつをそれぞれ拘束する形状 s2 の 2 種類の配筋を設定した。中子筋は鉄筋コンクリート部分の配筋状況を考え、s1 については鉄筋コンクリート部分上端から 35mm、55mm、125mm、195mm、265mm の位置にアンカーボルト 4 本全体をまとめて拘束する中子筋を配置し、s2 については鉄筋コンクリート部分上端から 45mm、145mm、215mm の位置にアンカーボルト 4 本全体をまとめて拘束する中子筋と、その上端側にせん断力の作用方向に並んだ 2 本のアンカーボルトを拘束する中子筋を配置した。

また、地震荷重時における定着部の応力状態、変形状態を考えた場合、定着部には繰り返しせん断力が作用するだけで無く、曲げに伴う回転が生じることも考えられる。こういった応力状態、変形状態の違いが履歴挙動や破壊性状に及ぼす影響を把握するため、載荷条件もパラメーターとし、屋根架構側を回転させず繰り返しせん断力のみ作用させる A シリーズと、繰り返しせん断力と併せて屋根架構側の回転も加える B シリーズの 2 シリーズを設定した。

2.2 セットアップ

セットアップを図 5 に示す。載荷には東京工業大学すずかけ台キャンパスにある多自由度大変形実験装置¹⁾を使用した。試験体の上端は、アンカーボルトを定着部鉄骨側ベースプレート周辺を模擬した加力治具に手締めで接合し、加力治具を載荷梁を介して上部反力ブロックに接合した。加力治具のベースプレート(図中 B.PL と表記: SM490)は 250mm × 250mm、板厚は 40mm、アンカーボルト位置にはクリアランス 4mm となる $\phi 24$ の孔をあけてある。一方、下端は、水平に移動可能な加力ブロック治具に高力ボルトで接合した。水平荷重は加力ブロックに接続された油圧ジャッキ(以下、水平ジャッキ)により加え、鉛直荷重は上部反力ブロックを介して接続された 3 台の油圧ジャッキ(以下、鉛直ジャッキ)により加えた。鉛直ジャッキのうち 2 台は図 5 に示すように載荷構面内に、1 台は直交方向の構面内に設置されており、直交方向の 1 台は上部反力ブロックが構面外に倒れないよう制御している。

2.3 計測

試験体に関する主な計測項目を図 6 に示す。試験体に作用する荷重については、鉛直ジャッキならびに反力梁端部のピンを兼ねる 2 分力計によって計測した水平方向ならびに鉛直方向の分力の和として、せん断力 Q および軸力 P を求めた。また、2 分力計により計測した各方向成分の荷重に水平・上下各方向のモーメントアームを掛けて足し合わせることで、加力治具ベースプレート下面中心位置に作用するモーメント M を求めた。モーメントアームは上部反力ブロックが動くことにより変動するが、バネ式変位計により上部反力ブロックの動きを計測し、加力治具ベースプレート下端中心位置の変位を算出して補正している。

なお、載荷の制御にあたっては、制御装置の都合上、水平ジャッキのピンを兼ねる 2 分力計によって計測した水平力を使用した。

試験体の変形については、バネ式変位計により計測した上部反力ブロックの動きから加力治具ベースプレート下端中心位置の水平方向の変位 δ_{th} 、上下方向の変位 δ_v と回転角 θ を算出した。上下方向の変位 δ_v は、載荷フレームならびに下部加力ブロックが十分剛であることから、試験体の鉛直変形とした。また、ワイヤー式変位計で計測した下部加力ブロックの水平変位 δ_{bh} から、 δ_{th} とバネ式変位計により計測した試験体と下部加力ブロック間のずれ δ_{ch} を引くことで、

試験体の水平変形 δ_h を求めた。

このほか、試験体の鉄筋コンクリート部分のせん断補強筋ならびに中子筋に歪ゲージを貼付し、せん断補強筋ならびに中子筋に流れるせん断力の計測を行った。またアンカーボルトの2断面にも表裏に歪ゲージを貼付し、アンカーボルトに作用する応力の計測を行った。

2.4 載荷方法

軸力については 50kN(圧縮)の一定軸力とし、回転を加えない A シリーズでは 3 本の鉛直ジャッキ先端の鉛直変位が一定になるよう制御し、目標値である 50kN に対し ± 10 kN 程度に収まるよう載荷した。一方 B シリーズでは、3 本の鉛直ジャッキのうち、載荷構面と直交方向にある鉛直ジャッキ先端の鉛直変位が、載荷構面にある 2 台の鉛直ジャッキ先端の鉛直変位の平均値となり、かつ回転角が目標値となるよう変位制御し、目標値である 50kN に対し ± 10 kN 程度に収まるよう載荷した。

水平力(水平ジャッキの 2 分力計で計測したせん断力)については、所定の軸力を加えた後に、水平ジャッキを荷重制御でコントロールし、図 7 に示すように、最初はアンカーボルトの短期許容せん断耐力 Q_{sa} の 20%程度である ± 30 kN で 1 サイクルの繰り返し載荷を行った。ここで荷重ならびに水平変位の正負については、はしあきが小さい方向への載荷を正とした。その後は、荷重振幅の増分を 30kN として、各荷重振幅で 2 サイクルずつの漸増荷重振幅載荷を、原則、側方破壊やせん断破壊などが発生するまで行った。ここで、同じ荷重振幅で載荷した 2 サイクルを 1 セットと呼ぶ。側方破壊やせん断破壊が発生し耐力が目標荷重に到達しなくなったら、図 8 に示すように、正側については前のセットにおける加力ブロックの水平変位の正側ピークを $\delta_{bh}(i-1+)$ 、2 セット前の正側ピークを $\delta_{bh}(i-2+)$ として、加力ブロックの水平変位の振幅で $\delta_{bh}(i-1+)+2 \times (\delta_{bh}(i-1+)-\delta_{bh}(i-2+))$ 、負側についてはそれまでのピーク値を水平変位の振幅とする、変位制御での載荷を行った。

また、B シリーズにおける回転角の制御であるが、図 9 に示すように、各半サイクルごとに加力ブロックの水平変位がほぼ 0 となったところで水平力を一旦除荷し、各半サイクルの目標回転角 θ_t まで回転を加えた後、水平方向の載荷を再開した。ここで目標回転角 θ_t

は、ベースプレート中心位置が移動する方向の先端が沈み込む方向に対して、第 1 サイクルでは 0.001(rad)とし、各半サイクル開始までに経験した加力ブロックの水平変位の最大値(絶対値)が 2mm を

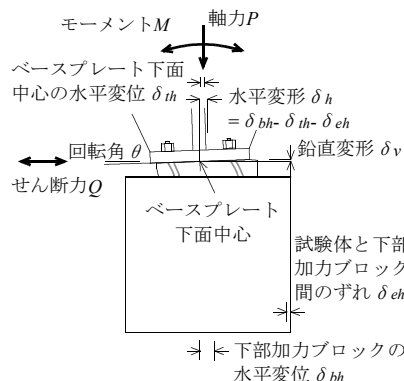


図6 主要計測項目 (試験体に作用する力と試験体の変形)

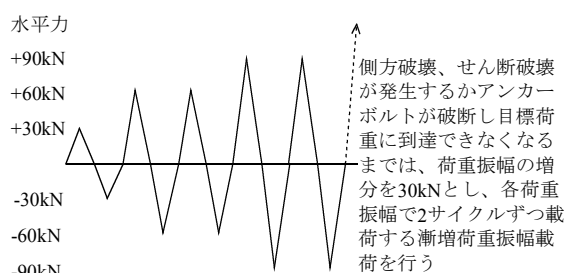


図7 載荷履歴(漸増荷重振幅)

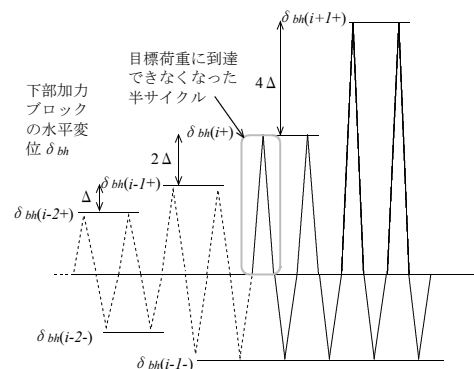


図8 載荷履歴(目標荷重に到達しなくなってから)

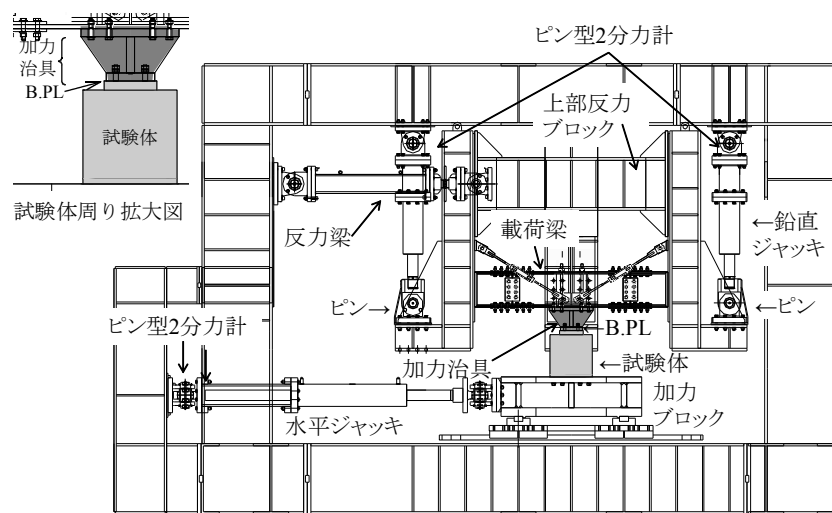


図5 セットアップ(載荷構面)

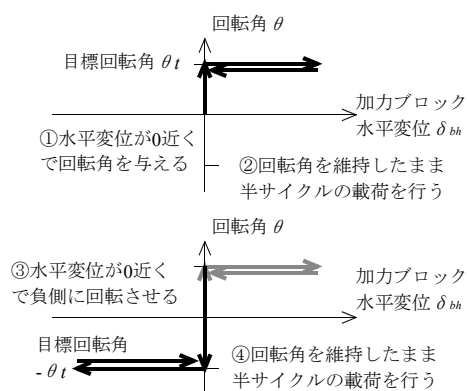


図9 回転角の制御

表4 実験結果一覧

	試験体名	はしあき <i>c</i> (mm)	補強筋深さ <i>e1</i> (mm)	ベースモルタル厚さ <i>e2</i> (mm)	中子筋	試験日 材齢 (日)	コンクリート推 定強度 (N/mm ²)	コン状破壊 耐力*1 <i>Q_c</i> (kN)	コンクリート破 壊確認時 点の耐力 <i>Q_c</i> (kN)	最大耐力*2 <i>Q_{max}</i> (kN)	破壊モー ド
A シ リ ー ズ	A-100-100-50	100	100	50	—	68	51.3	123.2	120.3	120.3	側方破壊
	A-125-100-50	125			—	48	46.9	176.6	205.2	205.2	側方破壊
	A-125-100-50-s1				1種類	62	50.0	182.4	192.0	223.9	側方破壊→アンカー破断
	A-125-100-50-s2				2種類	71	51.7	185.4	225.2*3	225.2	側方破壊・アンカー破断
	A-125-100-100		100	—	50	47.3	177.4	102.6	108.0	側方破壊	
	A-125-150-50		150	50	—	56	48.6	179.8	205.6	205.6	側方破壊
	A-125-150-100		100	—	51	47.5	177.6	133.0	133.0	せん断破壊	
	A-125-200-50		200	—	58	49.1	180.6	187.0	187.0	せん断破壊	
	A-140-100-50		140	100	50	—	78	51.4	228.0	—	224.9
B シ リ ー ズ	B-100-100-50	100	100	50	—	98	50.6	122.2	99.8	135.5	側方破壊
	B-125-100-50	125			—	96	50.7	183.6	—	169.6	アンカー破断
	B-125-100-50-s1				1種類	115	49.9	182.2	—	191.7	アンカー破断
	B-125-100-50-s2				2種類	125	49.9	182.2	—	193.6	アンカー破断
	B-125-100-100		100	—	103	50.4	183.0	218.9	218.9	側方破壊	
	B-125-150-50		150	50	—	110	50.1	182.4	130.4	130.4	せん断破壊
	B-125-150-100		100	—	104	50.4	183.0	92.5	92.5	側方破壊	
	B-125-200-50		200	—	111	50.1	183.0	151.3	153.8	せん断破壊	
	B-140-100-50		140	100	50	—	91	50.9	226.8	183.5	200.8

*1 試験日材齢に応じて材料試験結果から線形補完したコンクリートの推定強度を用いて、各種合成構造設計指針⁵⁾の評価式により算定

*2 正側(はしあきの小さい側)への載荷で発現した最大せん断耐力

*3 最大耐力発現後に破壊が生じたことから、最大耐力を以て破壊に対する耐力とした

を超えた時点で 0.002(rad)、6mm を超えた時点で 0.003(rad)、その後は試験体に側方破壊やせん断破壊が発生するまで、最大値が 4mm 増えるごとに θ_i を 0.001(rad)ずつ増やしていった。なお、試験体に破壊が生じて以降は、 θ_i はそれまでの最大値として載荷を行った。

3. 実験結果

3.1 実験結果の概要

実験結果の一覧を表 4 に、各試験体の荷重-変形関係(せん断力-水平変形関係)と代表的な試験体の破壊状況を図 10 に示す。表中および図中には、試験日材齢に応じて材料試験結果から線形補完したコンクリートの推定強度に基づき、各種合成構造設計指針・同解説⁵⁾の評価式により算定したコーン状耐力(側方破壊耐力) Q_c を示している。ここで Q_c は、破壊時までアンカーボルトは 4 本均等に応力を分担するものと仮定し、はしあき側 2 本のアンカーボルトに対する耐力の 2 倍の値をとっている。また、図中の●は鉄筋コンクリート部分の破壊を確認した点、▽は正側の最大耐力点を示す。鉄筋コンクリート部分に破壊を生じたものについては、コンクリートの破壊モードも記載している。なお、コンクリートの破壊モードについては、図 11(1)に示すように、はしあき側のアンカーボルトに押されることでコンクリートが破壊したものを側方破壊、図 11(2)に示すように、奥側のアンカーボルトから斜め方向に破壊したものをせん断破壊と分類した。また、いずれの試験体においても早期にアンカーボルト周辺でベースモルタルが割れ、コンクリートが破壊するまでの水平変形は、ほとんどがベースプレートと鉄筋コンクリートの間で生じた。

実験経過であるが、まず回転を加えず繰り返しせん断力を加えた A シリーズのうち、補強筋深さを 100mm、ベースモルタル厚さを 50mm としてはしあきをパラメーターとした試験体では、はしあきを 100mm とした試験体(A-100-100-50)は+120.3kN(は正方向載荷、-

は負方向載荷を表す。以下同様)で側方破壊により最大耐力に達した。その後耐力は少し低下したものの正側の新たな変形領域においては側方破壊時と同程度の耐力を維持していた。はしあきを 125mm とした試験体(A-125-100-50)は、+205.2kN で側方破壊により最大耐力に達した。それ以降耐力は少し低下したが、載荷方向を変えるまでは側方破壊時と同程度の耐力を維持していた。はしあきを 140mm とした試験体(A-140-100-50)では、鉄筋コンクリート部分で破壊が生じる前に負側の-246.3kN でアンカーボルトが軸部で破断した。正側の最大耐力は+224.9kN であった。

A シリーズで補強筋深さとベースモルタル厚さを変化させた試験体については、補強筋深さを標準(100mm)より 50mm 下げた試験体(A-125-150-50)では+181.3kN でせん断ひび割れが発生し少し耐力が低下したが、その後すぐに耐力は再上昇し更に載荷を進めたところ、+205.6kN で側方破壊により最大耐力に達し耐力が低下した。補強筋深さを標準より 100mm 下げた試験体(A-125-200-50)では、+163.6kN でせん断ひび割れが発生し、+187.0kN でせん断破壊により最大耐力に達し、その後耐力が大きく低下した。補強筋深さを標準とし、ベースモルタル厚さを標準(50mm)から 50mm 増した試験体(A-125-100-100)では、+102.6kN で側方破壊が発生した。その後の載荷では正側の新たな変形領域において側方破壊時と同程度の耐力を維持し、最大+108.0kN の耐力を発揮した。補強筋深さを標準より 50mm 下げ、かつベースモルタル厚さを標準から 50mm 増した試験体(A-125-150-100)では、+74.6kN でせん断ひび割れが発生し、+133.0kN でせん断破壊により最大耐力に達し耐力が低下した。

A シリーズで中子筋を設置した試験体のうち、アンカーボルト 4 本をまとめて拘束した試験体(A-125-100-50-s1)では、+192.0kN で側方破壊が発生した。その後載荷を続けたところ+219.2kN で一部アンカーボルトが軸部で破断した。その後耐力は再上昇し、正側の最大耐力は+223.9kN となった。せん断力の作用方向に並んだアンカ

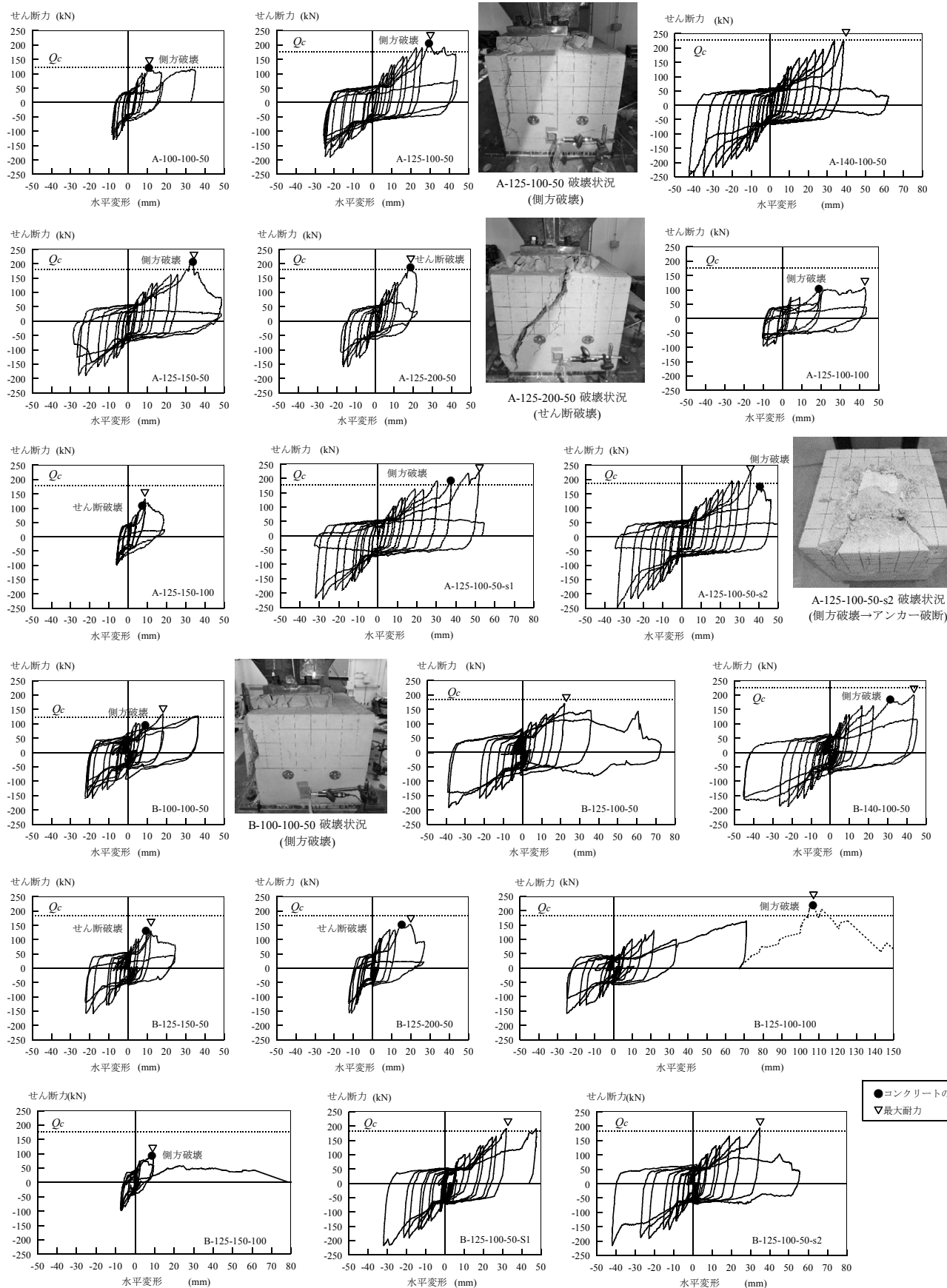
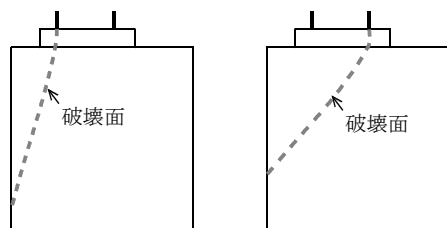


図10 荷重-変形関係



(1)側方破壊 (2)せん断破壊
図11 コンクリートの破壊モード

一ボルト 2 本ずつをそれぞれ拘束した試験体(A-125-100-50-s2)は、+225.2kN で正側の最大耐力を発現した。次のサイクルの正側ではそれまでのサイクルに比べ耐力の上昇は芳しくない。最終的には+173.4kN で側方破壊により耐力が低下したが、その直後にアンカーボルトの軸部破断も確認した。

次に、回転と繰り返しせん断力を加えた B シリーズにおいては、補強筋深さを 100mm、ベースモルタル厚さを 50mm としてはしあきをパラメーターとした試験体のうち、はしあきを 100mm とした試験体(B-100-100-50)は+99.8kN で側方破壊が発生した。その後のサイクルで耐力は上昇し、最大耐力は+135.5kN となった。最大耐力以降も正側では側方破壊時と同程度の耐力を維持した。はしあきを 125mm とした試験体(B-125-100-50)はコンクリートに細いひび割れの発生は観察されたものの破壊せず、アンカーボルトの軸部破断により最大耐力が決まった。正側の最大耐力は+169.6kN であった。水平変形 60mm あたりのスパイク状の挙動は、ナットがベースプレートに引っ掛かりアンカーに引張力が作用して急激に抵抗が生じたものであり、アンカーボルトが破断したことで耐力も急激に低下している。はしあきを 140mm とした試験体(B-140-100-50)は+183.5kN で側方破壊が発生し耐力が多少低下したが、その後の載荷では正側の新たな変形領域において側方破壊時と同程度の耐力を維持し、最大耐力は+200.8kN となった。

B シリーズで補強筋深さとベースモルタル厚さを変化させた試験体については、補強筋深さを標準(100mm)より 50mm 下げた試験体(B-125-150-50)では、+130.4kN でせん断破壊が発生し最大耐力に達した。補強筋深さを標準より 100mm 下げた試験体(B-125-200-50)では+151.3kN でせん断破壊が発生し耐力が多少低下したが、その後の載荷では正側の新たな変形領域においてせん断破壊時と同程度の耐力を維持し、+158.3kN で最大耐力に達した。補強筋深さを標準とし、ベースモルタル厚さを標準から 50mm 増加した試験体(B-125-100-100)については、試験装置の制御トラブルにより修理のため途中で一度試験体を外している。荷重-変形関係において破線で示した部分が、再開後の実験結果である。+218.9kN で側方破壊により最大耐力に達した。補強筋深さを標準より 50mm 下げ、ベースモルタル厚さを標準から 50mm 増した試験体(B-125-150-100)では、+92.5kN で側方破壊により最大耐力に達した。

B シリーズで中子筋を設置した試験体のうち、アンカーボルト 4 本をまとめて拘束した試験体(B-125-100-50-s1)は、コンクリートに細いひび割れの発生は観察されたものの破壊せず、最終的にアンカ

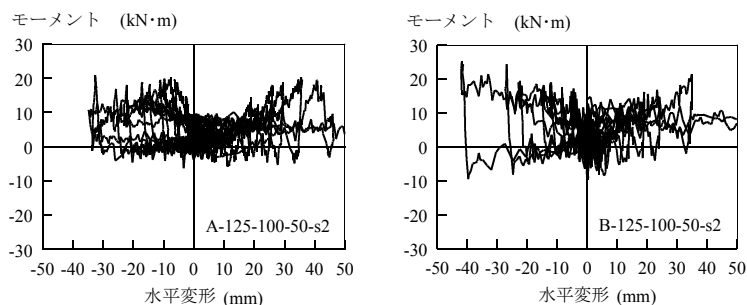


図12 ベースプレート下面中心に作用したモーメント(例)

ーボルトが軸部で破断した。正側の最大耐力は+191.7kN であった。せん断力の作用方向に並んだアンカーボルト 2 本ずつをそれぞれ拘束した試験体(B-125-100-50-s2)についてもコンクリートに細いひび割れの発生は観察されたものの破壊せず、最終的にアンカーボルトが軸部で破断した。正側の最大耐力は+193.6kN であった。

なお定着部に作用したモーメントについて、ベースプレート下面中心に作用したモーメントと水平変形との関係で図 12 に例示する。耐力、変形能力ともに他の試験体より大きい値を示した A-125-100-50-s2 と B-125-100-50-s2 で比較すると、A,B 両シリーズで大きな違いは見られない。これは水平変形に伴いアンカーボルトが比較的早期に降伏したことで、定着部の曲げ剛性も比較的早期に頭打ちになったことによる。

3.2 実験パラメーターと破壊モード・耐力

3.2.1 はしあきと破壊モード・耐力

はしあきをパラメーターとした試験体(補強筋深さ 100mm、ベースモルタル厚さ 50mm、中子筋無し)について、コンクリート破壊時の耐力 Q_c (アンカーボルトの破断で最大耐力が決まった試験体については最大耐力 Q_{max})をコーン状破壊耐力(側方破壊耐力)の計算値 Q_e に対する比較で、破壊モードと併せて図 13(1)に示す。

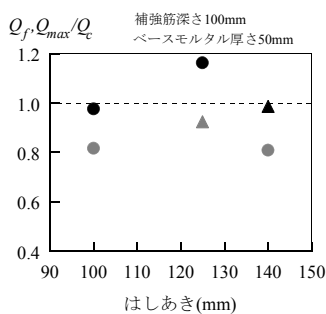
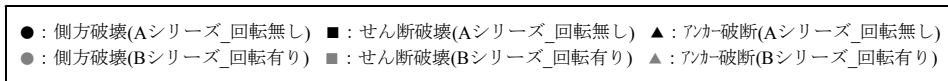
はしあきによらず、繰り返しせん断力のみ加えた試験体の方が回転も加えた試験体より耐力は高いという結果であった。側方破壊が発生した 4 体について破壊時の耐力をみると、各種合成構造設計指針・同解説⁹⁾の評価式によるコーン状破壊耐力と同程度であった。また、2 体で、コーン状破壊耐力と同程度でアンカーボルトの破断により最大耐力が決まっていた。

3.2.2 補強筋深さと破壊モード・耐力

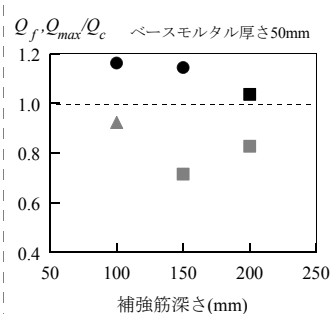
補強筋深さならびにベースモルタル厚さをパラメーターとした試験体(はしあき 125mm、中子筋無し)について、耐力と破壊モードを図 13(2)に示す。

補強筋深さを 200mm とした試験体では 2 体とも、補強筋深さを 150mm とした試験体では 4 体中 2 体で、破壊モードがせん断破壊となっている。柱頭側においてアンカーボルトを主筋としてみたときにせん断補強筋が無い区間が長くなると、はしあきを確保していたとしても RC 柱としてのせん断破壊が起こり得る。定着部下に RC 柱型がある場合には、アンカーボルトを主筋とした RC 柱としてのせん断補強筋間隔を満足するように、RC 柱上端の補強筋位置を設定する必要がある。

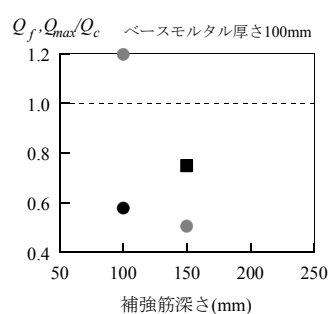
また、ベースモルタル厚さを 100mm とした試験体では、途中で載荷を中断した 1 体を除きコンクリート破壊時の耐力はベースモル



(1) はしあきの影響



(2) 補強筋深さとベースモルタル厚さの影響



(3) 中子筋の効果

図13 実験パラメーターと破壊モード・耐力

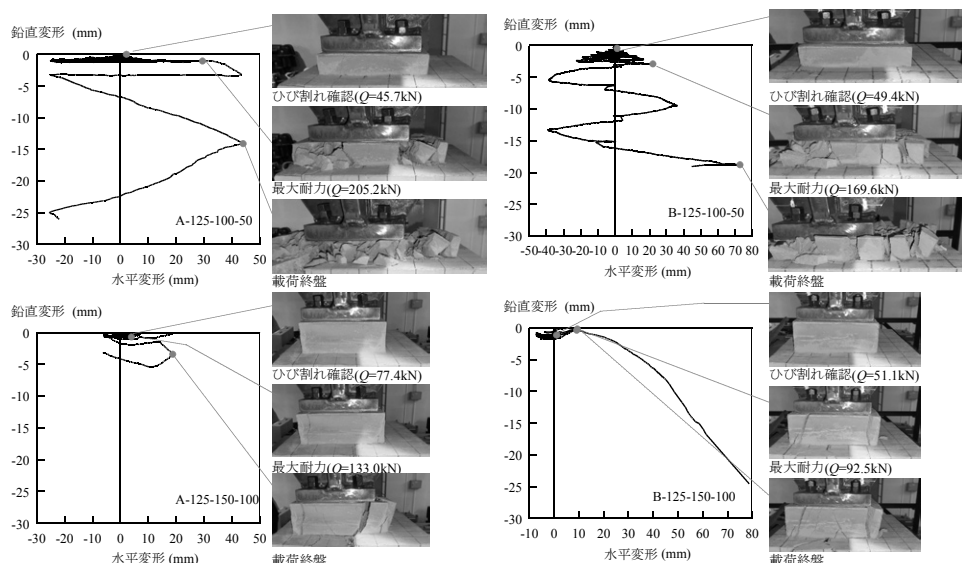


図14 鉛直変形とモルタルの破壊状況

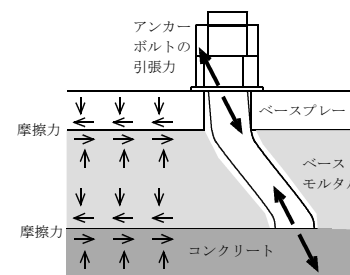


図15 最大耐力までの耐荷機構 (大変形時)

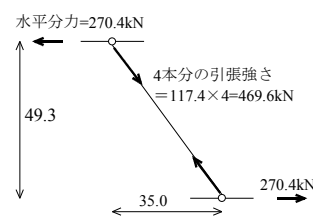


図16 アンカーボルト耐力の検討

タル厚さを 50mm とした試験体より低下しており、コーン状破壊耐力を大幅に下回っている。今回の実験結果の範囲であるが、過大な厚さのベースモルタルを設置した場合には、コンクリート破壊時の耐力は低下する結果となった。

回転の影響であるが、途中で載荷を中断した 1 体を除き、耐力はせん断力のみを加えた試験体より大幅に下回っている。

3.2.3 中子筋の有無と破壊モード・耐力

中子筋の有無、設置方法をパラメーターとした試験体(はしあき 125mm, 補強筋深さ 100mm, ベースモルタル厚さ 50mm)について、耐力と破壊モードを図 13(3)に示す。

中子筋を設置した試験体では、耐力は中子筋無しの試験体を上回っていた。また、側方破壊が発生した試験体も含め、いずれも最終的にはアンカーボルトが破断しており、中子筋を設置することで耐力の向上が見られる結果であった。なお、中子筋の設置方法による違いは見られなかった。また、中子筋を設置した場合でも回転も加えた試験体の耐力が繰り返しせん断力のみを加えた試験体より低下しているが、回転も加えた試験体ではアンカーボルトの破断で最大耐力が決まったことから、回転に伴いアンカーボルトが伸ばされた

ことの影響と考えられる。

3.3 ベースモルタルの破壊状況と鉛直変位

ベースモルタル厚さを 50mm と 100mm とした試験体について、A-125-100-50, B-125-100-50 と A-125-150-100, B-125-150-100 を例に、鉛直変形-水平変形関係と併せて、ひび割れ発生確認時、最大耐力時および載荷終盤におけるベースモルタルの状態を図 14 に示す。他の試験体においても同様であったが、比較的早い段階でアンカーボルト周辺にベースモルタルのひび割れが確認されたが、コンクリートが破壊するまでは、ひび割れ幅は大きくなるもののベースモルタルが崩れることはなく、鉛直変形もあまり生じなかった。コンクリートの破壊以降は、モルタルの破壊も進行し、鉛直変位も大きくなった。

3.4 最大耐力までの耐荷機構

最大耐力までの耐荷機構を、大変形時を例に図 15 に模式的に示す。ベースモルタルが早期に割れたものの鉛直支持能力は喪失していなかったことから、ベースプレートから鉄筋コンクリートまでの応力伝達は、鉛直方向の圧縮力についてはベースモルタルを介して伝達され、せん断力については摩擦力とアンカーボルトにより伝達

された。アンカーボルトによるせん断力の伝達は、変形が小さな領域では主としてアンカーボルト上端がベースプレートよりせん断力を受ける曲げせん断により、変形が大きな領域では図 15 に示したように主としてアンカーボルトの引張力により伝えられた。なお、この耐荷機構はコンクリートが支圧抵抗を失わないことが前提である。本実験で用いた試験体では、各種合成構造設計指針・同解説⁹⁾により評価したコンクリートの支圧により決まるせん断耐力はアンカーボルト 1 本あたり約 150kN と、アンカーボルトから伝えられるせん断力に対しては十分な耐力を有している。

3.5 アンカーボルトの破断によって決まった最大耐力

アンカーボルトの破断によって決まった試験体では、正側の最大耐力より負側の最大耐力の方が大きく、繰り返しせん断力のみ加えた A シリーズでは 250kN 程度に達していた。回転を加えた B シリーズでは最大耐力は回転に伴う引張により最大耐力は低下しているが、A シリーズでは試験体間の耐力の違いは大きくないことから、A-140-100-50 を例に、アンカーボルトの破断によって決まった最大耐力について検討する。負側最大耐力時の変形状態を図 16 に模式的に示す。ベースプレート下端とコンクリート上端でピンを仮定し、アンカーボルト 4 本が引張強さを発揮したとすると、水平分力は 270.4kN となる。これに摩擦力を加えたものが、アンカーボルトの引張耐力に基づく最大耐力の推定値となるが、負側の最大耐力は 246.3kN であり、摩擦力を無視しても推定値を下回っている。これは、アンカーボルトが引張力だけでなく、コンクリート表面近傍およびベースプレート下面近傍で大きな繰り返し曲げを受けたことで、比較的低い荷重で破断したためと考えられる。なお、今回の試験体ではアンカーボルトにねじ部を転造加工した ABR400 を使用したが、ねじ部を切削加工したアンカーボルトを使用し、ベースプレート側でねじ部が曲げられた場合には、より早期に破断すると考えられる。

4. 結論

東北地方太平洋沖地震およびその後の余震において多くの被害が出た RC 架構への鉄骨造の置き屋根の定着部を対象に、はしあき、補強筋深さ、ベースモルタル厚さ、中子筋による補強の有無をパラメーターとした試験体について、一定圧縮軸力下での繰り返し載荷実験を行った。載荷方法もパラメーターとして、屋根架構側を回転させない場合と回転させる場合の 2 通りの実験を行った。本報では、研究の背景、試験体ならびに実験方法について述べるとともに、実験結果の概要を報告した。本実験から得られた主な知見を以下に示す。

(1) いずれの試験体でもベースモルタルがアンカーボルト周辺で早期に割れ、コンクリートが破壊するまでの水平変形は、ほとんどがベースプレートと鉄筋コンクリートの間で生じた。今回用いた試験体では、ベースモルタルは最大耐力時まで大きく崩れることはなく軸力の支持に支障は見られなかったが、ベースモルタルと鉄筋コンクリートの一体性が失われたことから、ベースプレートから鉄筋コンクリートまでの応力伝達は、摩擦力とアンカーボルトによるものとなった。アンカーボルトによるせん断力の伝達は、変形が小さな領域では主として曲げせん断により、変形が大きな領域では主として引張力により伝えられた。

(2) コンクリートの破壊によって決まる最大耐力は、ベースモルタル厚さを 50mm とした試験体ではコーン状破壊耐力の計算値と同程度であったが、ベースモルタル厚さを 100mm とした試験体では大きく下回る結果となった。

(3) 回転を加えた試験体では、回転を加えなかった試験体に比べ最大耐力が低下するケースが多い。アンカーボルトの破断により最大耐力が決まった試験体については、回転に伴いアンカーボルトが伸ばされたことの影響と考えられる。

(4) 柱頭側においてアンカーボルトを主筋としてみたときにせん断補強筋が無い区間が長くなると、はしあきを確保していたとしても RC 柱としてのせん断破壊が起こる。

定着部の復元力特性や歪ゲージによる計測結果に基づく補強筋の効果など実験結果の詳細な検討結果については、次報以降で改めて述べる。併せて既存定着部の補強法に関する実験や 3 次元応答解析による定着部における応力状態の解明、地震応答を踏まえた実験などを進めていく。

謝辞

本研究は(独)建築研究所の研究課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築」の一環として実施したものである。研究を遂行するにあたり、建築研究所、東京工業大学、横浜国立大学、大阪工業大学、千葉大学で共同研究を締結した。

参考文献

- 1) 山田 哲, 松本由香, 伊山 潤, 五十子幸樹, 吉敷祥一, 池永昌容, 島田侑子, 小山 毅, 見波 進, 浅田勇人: 東北地方太平洋沖地震等で被災した鉄骨造文教施設の調査 ―調査の概要―, 日本建築学会技術報告集 第 40 号, pp.941-946, 2012.10
- 2) 吉敷祥一, 山田 哲, 松本由香, 浅田勇人, 小山 毅, 島田侑子: 東北地方太平洋沖地震等による鉄骨造文教施設の柱脚・定着部被害, 日本建築学会技術報告集 第 42 号, pp.585-590, 2013.6
- 3) 山田 哲, 伊山 潤, 島田侑子, 松本由香, 長谷川隆, 清家 剛, 中野達也, 吉敷祥一: 東北地方太平洋沖地震および余震による学校体育館の構造被害, 日本建築学会技術報告集 第 44 号, pp.133-138, 2014.2
- 4) 梶川鉄平, 高松隆夫, 松尾 彰: 既存屋内運動場における RC 柱と鉄骨造屋根梁との定着部コンクリート破壊に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.805-806, 2002.8
- 5) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11
- 6) 成田和彦, 竹内 徹, 松井良太: RC 妻面架構を有する鉄骨屋根体育館の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.693, pp. 1895-1904, 2013.11
- 7) 矢野明義, 菅家重夫, 松崎育弘, 阿部保彦, 宇佐美滋: 機器配管用支持構造物: 埋込金物の耐力に関する実験研究: その 9・頭付アンカーの支持耐力とへりあき寸法との関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1573-1574, 1981.9
- 8) 浅田勇人, 吉敷祥一, 山田 哲: 鉄骨造露出型柱脚における鉄筋コンクリート基礎・アンカー系の側方破壊挙動, 日本建築学会構造系論文集 第 654 号, pp.1517-1525, 2010.8
- 9) 浅田勇人, 吉敷祥一, 山田 哲: 鉄筋コンクリート基礎立上部に設置した引張ブレース付露出型柱脚のせん断抵抗, 日本建築学会構造系論文集 第 76 巻 第 665 号, pp.1347-1356, 2011.7
- 10) 竹内良太, 白鳥和希, 山下哲郎: 鉄骨空間構造上屋と下部 RC 躯体をつなぐ支承部の繰り返し加力実験 その 1 実験概要/その 2 繰り返し荷重に対する挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.929-932, 2013.8
- 11) 山田 哲, 石田孝徳, 島田侑子, 松永達哉: 一定軸力下で水平 2 方向外力を受ける角形鋼管柱の繰り返し載荷実験, 日本建築学会構造系論文集 第 78 巻 第 683 号, pp.203-212, 2013.1

CYCLIC LOADING TESTS OF CONNECTION BETWEEN RC FRAME AND STEEL ROOF

Study of connection between RC frame and steel roof Part 1

Satoshi YAMADA^{*1}, *Yuko SHIMADA*^{*2}, *Kazuki TOMATSU*^{*3},
Yuki SHIRAI^{*4}, *Yuka MATSUMOTO*^{*5}, *Takashi HASEGAWA*^{*6},
Tomohisa MUKAI^{*6} and *Toru TAKEUCHI*^{*7}

^{*1} Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

^{*2} Assist. Prof., Graduate School of Engineering, Chiba Univ., Dr. Eng.

^{*3} Graduate Student, Tokyo Institute of Technology

^{*4} JSPS Research Fellow

Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.

^{*5} Assoc. Prof., Faculty of Urban Innovation, Yokohama National University, Dr. Eng.

^{*6} Senior Research Engineer, Dept. of Structural Engineering, Building Research Institute, Dr. Eng.

^{*7} Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Due to the 2011 Tohoku Earthquake, many gymnasiums were seriously damaged. One of the typical damage in gymnasiums was failure at connection between a RC frame and a steel roof. In the damaged gymnasiums, various types of damage, such as fracture of anchor bolts and edge failure of a concrete, were observed at the connection between the RC frame and the steel roof. Especially failure of the concrete is very dangerous; because the heavy concrete mass from top of column is possible to fall and injure someone. Such damage at connection between the RC frame and the steel roof spoils continuous usability of gymnasiums after severe earthquake. In order to prevent the damage of connection between the RC frame and the steel roof, it is necessary to conduct experimental study which simulates the stress condition of connection part under earthquake, and to clarify the relation between the detail and the structural performance of the connection. Moreover, it is necessary to clarify behavior of the RC-frame and the steel frame roof under earthquake. Therefore, examination by 3D response analysis of gymnasiums reflecting the restoring force characteristic of the connection is also required. In addition, an effective reinforcement method needs to be developed. As the start of research, cyclic loading tests on a connection between the RC frame and the steel roof were conducted. In this paper, the background of this research, parameters of specimens, the experimental method, and the outline of experimental results were described. The parameters of specimen were the edge distance of the anchor bolt, the distance from the RC column head to the top shear reinforcement re-bar, the thickness of the base mortar, and additional reinforcement of the anchor bolt. As loading condition, cyclic shear force was applied to specimen under constant dead load. The parameters of loading condition are rotation of the steel roof. In series A, the steel roof was not rotated. In series B, rotation of the steel roof was considered. Considering both the parameters of specimens and loading conditions, a total of 18 specimens were tested.

Major findings from experiment were summarized as follows.

- (1) In all specimens, the base mortar crushed around the anchor bolts at an early stage. The most part of deformation of the specimens was the deformation between the base plate and the RC column until failure of the concrete occurred. Since the base mortar was crushed, most part of stress from the base plate to the RC column was transferred by tensile force of the anchor bolts in the large deformation range. The maximum strength of specimens determined by the fracture of anchor bolt was less than the sum of the maximum strength of the anchor bolts. This is because anchor bolt fractured under tensile force and cyclic bending tensile force.
- (2) In case of standard-shaped specimens, the maximum strength determined by failure of the concrete was around calculated value by design formula. In case of specimens with a thick base mortar, the maximum strength determined by failure of the concrete was much less than calculated value by design formula.
- (3) If distance from the RC column head to the top shear reinforcement re-bar is too long, shear failure might be generated under severe earthquake.

(2014年5月10日原稿受理, 2014年8月11日採用決定)