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EXPELIMENTAL STUDY ON MECHANICAL BEHAVIOR OF ANCHOR BOLTS
AND SURROUNDING CONCRETE UNDER COMBINED LOADING白井 佑樹^{*1}, 山田 哲^{*2}, 坂田 弘安^{*3}, 島田 侑子^{*4}, 吉敷 祥一^{*5}Yuki SHIRAI, Satoshi YAMADA, Hiroyasu SAKATA,
Yuko SHIMADA and Shoichi KISHIKI

The purpose of this study is to describe the failure behavior, ultimate strength, yield strength of anchor bolts and the surrounding concrete under combined loads and the effect of reinforcement in the concrete. Monotonic loading tests were conducted for both headed and bonded anchor bolts in ordinary concrete. The ultimate strength when the anchor bolt ruptures or the bond fractures under combined loads are in good correlations with the design recommendation. However, the ultimate strengths when concrete cone failure occurs are in poor correlation with the design recommendation. New equations are proposed for evaluating the ultimate strength under combined loads. Stiffness deterioration occurs when the anchor bolts yield. The yield strength under combined loads is in good correlations with the estimates based on a beam on an elastic foundation theory and the M-N interaction curve.

Keywords : Headed Anchor Bolts, Bonded Anchor Bolts, Combined Loading, Ultimate Strength, Yield Strength

頭付きアンカーボルト, 接着系アンカーボルト, 組合せ荷重, 終局耐力, 降伏耐力

1. はじめに

アンカーボルトは、頭付きアンカーボルト、接着系アンカーボルトに代表されるように、鉄骨造柱脚のコンクリート基礎への接合や既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震補強における新設耐震要素の接合に用いられている。これらアンカーボルトに関して多くの引張・載荷実験^{1),2)}、せん断・載荷実験^{3),4)}、そして数値解析⁵⁾が国内外で広く行われてきた。これらの成果に基づき、各種合成構造設計指針・同解説(以後、指針⁶⁾)において終局強度算定式が提案されている。

既往研究の多くは、実験によりアンカーボルトに引張力もしくはせん断力のみが作用する条件を扱っており、引張力とせん断力が複合的に作用する組合せ荷重下での実験は少ない^{7),8),9)}。またこれらの実験の多くはアンカーボルトの破断に着目したものであり^{7),8)}、コンクリートのコーン状破壊に言及したものは少ない⁹⁾。過去の地震でも見られた被害であるが、東北地方太平洋沖地震では写真1のような、アンカーボルトに引張力とせん断力が作用することによって引き起こされたと考えられる破断やコンクリートのコーン状破壊が報告されている^{10),11),12)}。これらの被害を防止するためにも、組合せ荷重下でのアンカーボルトとその周辺コンクリートの破壊性状に関する幅広い検討が必要である。

本論では、アンカーボルトとその周辺コンクリートを取り出した試験体を製作し、アンカーボルトに対して組合せ荷重を与える実験

(a) アンカーボルトの破断 (b) コンクリートの破壊
写真1 東北地方太平洋沖地震での被害

を行い、組合せ荷重を受けるアンカーボルトとその周辺コンクリートの終局耐力を評価するとともに、荷重と変位の関係に基づきコンクリートに埋め込まれたアンカーボルトの降伏耐力を評価する。

2. 実験概要

2.1 試験体

図1に試験体形状を示す。試験体は図1に示す幅をパラメータとした長さ700mm、高さ400mmのコンクリートとそれに埋め込まれたアンカーボルトからなる。試験体の高さは、一般的な戸建住宅基礎のせいの半分程度を想定している。アンカーボルトをコンクリート上面中央に配し、有効埋め込み長さ l_e は $12d_a$ とした。ここで d_a はアンカーボルトの径である。

^{*1} 東京工業大学大学院 大学院生・修士(工学)

日本学術振興会特別研究員

^{*2} 東京工業大学 建築物理研究センター 教授・博士(工学)^{*3} 東京工業大学大学院 理工学研究科 教授・工博^{*4} 千葉大学大学院 工学研究科 准教授・博士(工学)^{*5} 東京工業大学 建築物理研究センター 准教授・博士(工学)

Grad. Stud., Tokyo Institute of Technology, M. Eng.

JSPS Research Fellow

Prof., S.E.R.C., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., Graduate School of Science and Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

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

Assoc. Prof., S.E.R.C., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

表 1 に試験体一覧を示す。試験体は 24 体である。実験パラメータは、コンクリート設計基準強度 F_c 、アンカーボルト種類、加力方向 θ 、へりあき距離 c 、そして配筋の有無である。コンクリート設計基準強度 F_c は 18N/mm^2 、 13.5N/mm^2 を設定した。表 1 に実験時のコンクリートの材料試験結果を示す。なお、実験時のコンクリート圧縮強度 σ_b はそれぞれ、 $\sigma_b=33\text{N/mm}^2$ 、 17N/mm^2 程度であった。

アンカーボルトには、頭付きアンカーボルト（以下、H ボルト）と接着系アンカーボルト（以下、B ボルト）を設定する。H ボルトに SR235 ($\phi 16$)、SS400 ($\phi 16$)、SBPR1080/1230 ($\phi 17$) を、B ボルトに SD345 (D16)、SHD685 (D16) を用いた。表 1 にアンカーボルトの力学的特性を示す。H ボルトの頭部には小径、及び厚さが、 $\phi 16$ に対して径の 1.7 倍、及び 1.0 倍、 $\phi 17$ に対して径の 2.1 倍、及び 1.6 倍のナットをねじ接合した。B ボルトの先端を 45 度に切断し、回転・打撃型の接着系アンカーを用いた。接着剤は有機系である。

加力方向 θ は、アンカーボルト材軸方向からの傾きと定義し、0 度、30 度、60 度を設定した。

へりあき距離 c は試験体幅の半分に対応し、350mm、200mm、及び 75mm を設定した（以下、mm を省略）。

アンカーボルト周辺の鉄筋について、図 2 に配筋図を示す。鉄筋はコーン状破壊が想定される面を通るように配筋した。配筋は同規模のアンカーボルトが使用される戸建住宅基礎の配筋と同程度とし、アンカーボルトの直交方向（主筋）に 1-D13、材軸方向（せん断補強筋）に D10@300 を配し、鉄筋には SD295A を用いた。主筋ははしあき端で捨て型枠を兼ねた鋼板に、せん断補強筋は試験体下部の鋼板に点付け溶接で固定した。

2.2 実験方法

図 3 にセットアップ状況の一例と計測状況を示す。試験体をアンカーボルトが垂直になるよう加力フレームに配置し、試験体下部鋼板の内側に設置したナットを介してボルトで固定した。アンカーボルトは、加力治具、PC 鋼棒 ($\phi 19$) を介して反力フレームに取り付けた油圧ジャッキにより加力し、その反力をロードセルにより計測する。アンカーボルトと加力治具はナットで接合され、アンカーボルトに数マイクロの歪度が生じる程度までナットを締めた。PC 鋼棒の材軸方向の傾きが加力方向 θ と対応し、コンクリート表面におけるアンカーボルト図心位置を通る。加力に伴う PC 鋼棒の材軸方向の傾きの変化は、PC 鋼棒両端のナット接合は回転拘束が小さく、ま

たアンカーボルトの最大変形時においても最大で 2 度程度となり、この影響は少ないと考える。加力は一方向単調載荷とし、明確な破壊性状の発現、またはアンカーボルトの完全な引抜きまで行った。

計測項目は、ロードセルによる PC 鋼棒の軸力 n_e 、コンクリート表面でのアンカーボルトの鉛直変位 δ_v 、水平変位 δ_h 、及びアンカーボルト（H ボルトのみ）と主筋、せん断補強筋の歪度、そしてコンクリートのひび割れ幅である。変位は図 3 に示すように、試験体コンクリートに固定された計測治具より、加力治具に設置したターゲットの動きを計測し、コンクリートからの相対変位とした。そのため、コンクリート表面からターゲットまでのアンカーボルトの変形量を含んでいるが、その値は最大でも 0.1mm 程度であり、本論では無視できると考えた。ひび割れ幅は、 n_e の 10kN 毎に計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状の概要

表 2 に実験での破壊性状の一覧を、写真 1 に破壊状況を示す。破壊性状として、アンカーボルト破断、付着破壊、及びコンクリートのコーン状破壊が観察された。

写真 2(a)にアンカーボルト破断の状況を示す。アンカーボルト破断はコンクリートから突出したナット下部で生じた。破断は、加力方向 θ が 0 度の H-0-75-R、H-0-350、B-0-350 ではアンカーボルトのねじ部で、 θ が 30 度、60 度の H-30-350、H-60-350、B-30-350、B-60-350 ではアンカーボルトの軸部で見られ、いずれもアンカーボルトのしぼりを伴う破断であった。せん断力が作用する θ が 30 度、60 度では、アンカーボルトからの支圧によるコンクリートの圧壊、コンクリート内部でのアンカーボルトの曲げ変形が見られた。

写真 2(b)に付着破壊の状況を示す。付着破壊は、B ボルトの加力方向 θ が 0 度である B-0-200、B-0-75、B-0-75-R で見られた。アンカーボルトはコンクリートから抜け出る性状を示し、接着剤とコンクリートの界面で破壊が生じた。コンクリートのひび割れは、コーン状破壊時とは異なり、コンクリートが分離するような全断面には及ばず、アンカーボルトを引抜いた後もコンクリートは一体性を保っていた。コンクリートのひび割れは、破壊と同時に上面のへりあき方向と側面のアンカーボルト材軸に沿って生じた。

写真 2(d)~(f)にコーン状破壊の状況を示す。コーン状破壊は、前述以外の試験体で見られた。またこの破壊では加力方向 θ が 0 度のひび

表 1 試験体一覧

試験体	実験パラメータ					使用材料の力学的特性					
						アンカーボルト ^{*2}			コンクリート ^{*3}		
	コンクリート 設計基準強度	アンカー ボルト種類 ^{*1}	加力方向	へりあき 距離	配筋の 有無	鋼種	降伏強さ	引張強さ	圧縮強度	ヤング係 数	引張強度
	F_c		θ			-	σ_s	σ_u	σ_B	$E_c(\times 10^4)$	σ_T
	N/mm ²	-	度	mm	-	-	N/mm ²		N/mm ²		
H-0-75-R	18	H	0	75	配筋有	SS400	336	466	33.7	2.55	3.1
B-0-75-R		B				SD345	397	547	33.7	2.55	3.1
H-30-75-R		H	30			SS400	336	466	32.1	2.55	2.9
B-30-75-R		B				SD345	397	547	32.1	2.55	2.9
H-60-75-R		H	60			SS400	336	466	31.5	2.55	2.9
B-60-75-R		B				SD345	397	547	31.6	2.55	2.9
H-0-350		H	0	350	SS400	336	466	33.1	2.55	3.0	
B-0-350		B			SD345	397	547	33.2	2.55	3.0	
H-30-350		H	30		SS400	336	466	32.1	2.55	2.9	
B-30-350		B			SD345	397	547	32.2	2.55	2.9	
H-60-350		H	60		SS400	336	466	31.6	2.55	2.9	
B-60-350		B			SD345	397	547	31.6	2.55	2.9	
H-0-200	13.5	H	0	200	配筋無	SBPR1080/1230	1154	1251	16.6	1.91	1.6
B-0-200		B				SHD685	760	955	16.5	1.89	1.5
H-30-200		H	30			SBPR1080/1230	1154	1251	17.2	1.97	1.8
B-30-200		B				SHD685	760	955	16.8	1.93	1.6
H-60-200		H	60			SBPR1080/1230	1154	1251	17.5	2.00	1.9
B-60-200		B				SHD685	760	955	17.5	2.00	1.9
H-0-75		H	0	75	SR235	320	447	16.4	1.88	1.5	
B-0-75		B			SD345	385	568	16.4	1.88	1.5	
H-30-75		H	30		SR235	320	447	16.6	1.91	1.6	
B-30-75		B			SD345	385	568	16.7	1.92	1.6	
H-60-75		H	60		SR235	320	447	17.4	1.99	1.8	
B-60-75		B			SD345	385	568	17.4	1.99	1.8	

^{*1}: H: 頭付きアンカーボルト, B: 接着系アンカーボルト, ^{*2}: ミルシートに拠る,
^{*3}: 材料試験に拠る, なお圧縮強度は JIS A 1108 に, 引張強度は JIS A 1113 に基づき求めた。

図 3 加力治取付け状況, 及びセットアップ状況の一例 ($\theta = 60$ 度) と計測状況

写真 2 破壊状況 (mesh@50mm)

割れは、破壊と同時にコンクリート上面のへりあき方向と、側面ではアンカーボルト材軸方向、及びアンカーボルトの頭部から加力直交方向の左右に生じた。 θ が30度、60度では、へりあき距離 c が 75 と小さいと、配筋の有無に関わらず破壊前で最大 0.2mm のひび割れがコンクリート上面に生じた。 c が 200 の試験体では、破壊前のひび割れは確認されなかった。主要なひび割れは破壊と同時に現れ、コンクリート上面のへりあき方向と、側面ではアンカーボルト材軸方向、及びアンカーボルトの頭部または先端を中心に加力直交方向に沿って生じた。また、配筋された試験体のコンクリート上面の加力方向では直線状の割裂ひび割れが見られた（写真 2(c)）。

表 2 に最大ひび割れ幅を示す。最大ひび割れ幅は、終局耐力後に全試験体上面のアンカーボルト周辺で観察された。ただし、配筋無しでコーン状破壊に至った試験体は、幅 10mm 以上のひび割れやコンクリート片の分離が生じたため、計測不能と示した。最大ひび割れ幅は配筋の有無によって異なり、本実験の範囲においては、配筋

された試験体の最大ひび割れ幅は 1.0mm 程度であった。後述する鉄筋歪度において、破壊と同時に鉄筋歪度の増大が確認でき、ひび割れ幅の進展抑制に鉄筋が作用していることがわかる。

3.2 終局耐力

表 2 に試験体の終局耐力の一覧を示す。終局耐力は破壊までの最大荷重とした。終局耐力時のアンカーボルト材軸方向の引張力 $\max p_e$ と材軸垂直方向のせん断力 $\max q_e$ は、PC 鋼棒の軸力 $\max n_e$ を加力方向 θ に応じて分解して得た。

図 4(a)に全試験体の加力軸方向における終局耐力 $\max n_e$ を示す。アンカーボルト破断に至った試験体の $\max n_e$ は加力方向 θ に関わらず同程度となった。一方、コーン状破壊に至った試験体では、 θ が 0 度で最も $\max n_e$ が大きく、 θ が 30 度、60 度で小さくなる傾向が見られた。

図 4(b)に終局耐力時の引張力 $\max p_e$ とせん断力 $\max q_e$ を示す。加力方向 θ によって、 $\max p_e$ と $\max q_e$ が異なる値で終局状態に至っており、組合せ荷重の影響が確認できる。

表 2 実験結果と指針式⁶⁾に基づく計算値

試験体	実験結果					計算値					
	破壊性状	最大ひび割れ幅	終局耐力			引張力を受ける時			せん断力を受ける時		
			PC 鋼棒軸力	引張力	せん断力	アンカー破断	コーン状破壊	付着破壊	アンカー破断	支圧破壊	コーン状破壊
			$\max n_e$	$\max p_e$	$\max q_e$	p_{a1}	p_{a2}	p_{a3}	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}
	-	mm	kN			kN			kN		
H-0-75-R	アンカー破断(ねじ部)	0.2	78	78	-	73	107	-			
B-0-75-R	付着破壊	0.7	70	70	-	86	104	55			
H-30-75-R	コーン状破壊	0.7	37	32	19	94	105	-	54	71	91
B-30-75-R	コーン状破壊	0.9	48	41	24	109	103	54	63	71	91
H-60-75-R	コーン状破壊	0.8	36	18	31	94	104	-	54	70	91
B-60-75-R	コーン状破壊	1.0	50	25	44	109	120	53	63	70	91
H-0-350	アンカー破断(ねじ部)	0.1	77	77	-	73	236	-			
B-0-350	アンカー破断(ねじ部)	0.2	96	96	-	86	226	102			
H-30-350	アンカー破断(軸部)	0.3	91	79	46	94	232	-	54	71	338
B-30-350	アンカー破断(軸部)	0.2	99	86	50	109	221	100	63	71	338
H-60-350	アンカー破断(軸部)	0.1	77	38	66	94	230	-	54	70	335
B-60-350	アンカー破断(軸部)	0.2	88	44	76	109	219	99	63	70	335
H-0-200	コーン状破壊	(計測不能)	115	115	-	284	186	-			
B-0-200	付着破壊	3.0	86	86	-	150	158	71			
H-30-200	コーン状破壊	(計測不能)	90	78	45	284	190	-	164	66	170
B-30-200	コーン状破壊	(計測不能)	56	49	28	190	159	72	110	45	168
H-60-200	コーン状破壊	(計測不能)	60	30	52	284	191	-	164	67	171
B-60-200	コーン状破壊	(計測不能)	66	33	57	190	163	73	110	47	171
H-0-75	コーン状破壊	(計測不能)	52	52	-	70	75	-			
B-0-75	付着破壊	5.0	43	43	-	89	73	38			
H-30-75	コーン状破壊	(計測不能)	32	28	16	90	75	-	52	44	66
B-30-75	コーン状破壊	(計測不能)	33	29	16	113	74	39	65	44	66
H-60-75	コーン状破壊	(計測不能)	33	16	28	90	77	-	52	46	67
B-60-75	コーン状破壊	(計測不能)	42	21	36	113	75	39	65	46	67

図 4 終局耐力

3.3 歪度性状

図5にHボルトの歪ゲージ貼付位置を示す。なお、歪ゲージはベース部に保護養生テープを薄く貼付するのみとし、アンカーボルトの溝切り加工などは行っていない。歪ゲージはアンカーボルト1本につき、コンクリート表面から $2d_a$ 、 $4d_a$ 、 $10d_a$ の位置に、せん断力方向に対し表裏に計6枚を貼付した。ここで d_a はアンカーボルトの直径である。同一断面表裏の歪度 ε^+ 、 ε^- から、引張歪度 ε^N は式(1)、曲げ歪度 ε^M は式(2)を用いて算出した。

$$\varepsilon^N = (\varepsilon^+ + \varepsilon^-) / 2 \quad (1)$$

$$\varepsilon^M = -(\varepsilon^+ - \varepsilon^-) / 2 \quad (2)$$

図5にHボルトの歪度性状を、へりあき距離 c が200の試験体におけるPC鋼棒の軸力 n_e と引張歪度 ε^N 、曲げ歪度 ε^M との関係で歪ゲージ位置と併せて示す。ここに示すのは全て弾性範囲である。 θ が0度の ε^N は n_e と対応し、深さ方向で一様に分布しており、 ε^M は微小であった。 θ が30度、60度の ε^N は θ が0度と同様で、深さ方向で一様に分布し、引張力 p_e と対応していた。これより引張力に対しては、せん断力が同時に作用する組合せ荷重下においても軸部で一様な引張応力度が生じ、アンカーボルト頭部の支圧で抵抗していることがわかった。一方、 ε^M についてはせん断力 q_e が大きく、コンクリート表面に近い、浅い位置で大きくなる傾向がある。これよりせん断力に対しては、浅い位置でアンカーボルトの曲げにより抵抗していたと考える。この傾向は c が200の試験体以外でも同様に確認できた。

アンカーボルトの曲げ変形を周辺コンクリートが拘束するため、曲げ歪度性状は周辺コンクリートの影響を受ける。図6(a)にHボルトの曲げ歪度 ε^M に対するへりあき距離 c の影響を、 c が200のH-60-200と75のH-60-75において、PC鋼棒の軸力 n_e と ε^M の関係で示す。図6(a)より、へりあき距離 c はアンカーボルトの曲げ歪度性状に影響をほとんど与えていない。図6(b)にHボルトの曲げ歪度 ε^M に対する配筋の影響を、配筋されたH-60-75-Rと無筋のH-60-350において、PC鋼棒の軸力 n_e と ε^M の関係で示す。ここで、これら2体の c は異なるが、前述のようにその影響は少ないと考える。図6(b)よりコンクリート表面から $2d_a$ 、 $4d_a$ の ε^M は、無筋の試験体と比較して、配筋された試験体では1/3程度に小さくなっていた。配筋の有無により、アンカーボルトの曲げ性状が変化したと考える。

図7.8に主筋、及びせん断補強筋の歪ゲージ貼付位置を示す。主筋の歪度性状について、図7にB-60-75-RのPC鋼棒の軸力 n_e と主筋の歪度の関係を示す。終局耐力 $\max n_e$ までの鋼板近傍の歪度は100 μ 未満と微小であり、はしあきの鋼板による実験への影響は無視できる。コンクリート破壊面を貫通しているアンカーボルト近傍の主筋の歪度は n_e の増大に伴い段階的に増大し、この時にコンクリートにひび割れ等の損傷が生じていたと考えられる。 n_e が40kNの時に歪度は156 μ であり、コンクリート上面のアンカーボルト近傍のひび割れ幅は0.1mmであった。その後歪度は $\max n_e$ の直前で490 μ にまで増大し、この直後の破壊と同時に大きく進展した。

せん断補強筋の歪度性状について、図8にH-30-75-RのPC鋼棒の軸力 n_e とせん断補強筋の歪度の関係を示す。せん断補強筋の歪度は終局耐力 $\max n_e$ まで最大でも100 μ 未満であり、この後の破壊でも大きく変化しなかった。アンカーボルト破断したH-0-75-Rを除く試験体についても同様であった。以上より主筋に比べせん断補強筋は、コンクリートのコーン状破壊時でも応力負担が少ないことがわかった。

4. 終局耐力評価

実験で観察された各破壊性状の終局耐力を、指針⁶⁾に基づいて評価する。表2に指針式⁶⁾の考え方を基に材料強度を用いて算出した終局時の計算値 $p_{a1} \sim p_{a3}$ 、 $q_{a1} \sim q_{a3}$ を示す。アンカーボルト破断の計算では、引張力方向には引張強さ σ_u を、せん断力方向には von Mises の降伏条件を破断時に拡張し、 σ_u に $1/\sqrt{3}$ を乗じた値を用いた。有効断面積は実験での破断位置に対応させた。コーン状破壊と付着破壊の計算値では、へりあき距離による低減係数を与え、安全係数は乗じていない。また指針⁶⁾では、組合せ荷重下の終局耐力は式(3)で表している。

図5 Hボルトの歪ゲージ貼付位置と歪度性状

図6 Hボルトの歪度性状に対する周辺コンクリートの影響

図7 主筋歪ゲージ貼付位置と歪度性状 (B-60-75-R)

図8 せん断補強筋歪ゲージ貼付位置と歪度性状 (H-30-75-R)

$$(\max p_e/p_a)^2 + (\max q_e/q_a)^2 = (1.0)^2 \quad (3)$$

終局耐力の評価は、縦軸を実験結果である終局耐力時の引張力 $\max p_e$ を計算値の最小値 $p_a = \min(p_{a1}, p_{a2}, p_{a3})$ で除した値、横軸を同様に、せん断力 $\max q_e$ を $q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$ で除した値とした、引張力とせん断力の実験値の計算値に対する比の相関図を用いて行う。図 9、図 12、及び図 13 に各試験体の評価結果を○×で示し、○は計算値の最小で予測される破壊モードが実験の破壊性状と一致した試験体、×は不一致の試験体である。

4.1 アンカーボルト破断耐力

図 9 にアンカーボルト破断に至った試験体の評価結果を示す。加力方向 θ が 0 度の試験体の終局耐力は計算値と対応しており、予測された破壊モードとも一致した。一方、組合せ荷重を受ける θ が 30 度、60 度の試験体の終局耐力は、計算値を 1.2~1.3 倍上回る安全側の評価となり、B ボルトの試験体では破壊モードが不一致となった。

組合せ荷重を受ける試験体のアンカーボルト破断耐力を過小に評価した要因を、アンカーボルトの変形状態に基づいて検討する。

図 9 より、加力方向 θ が 30 度の終局耐力時の PC 鋼棒軸力 $\max n_e$ は計算値を 1.2 倍上回っていた。一方で表 2 より、 $\max n_e$ と引張力を受ける時の破断耐力 p_{a1} は近い値になっている。これは、加力方向 θ と破断面におけるアンカーボルトの材軸の傾き ϕ が一致したことによると考える。

終局耐力時のせん断力 $\max q_e$ によりアンカーボルトのある断面で塑性ヒンジが形成され、水平変位がその塑性ヒンジの回転により生じると仮定する。図 10(a) に、塑性ヒンジ位置をコンクリート表面と仮定した時の、H-30-350 の終局耐力時の変形状態と作用する力を示す。アンカーボルトの変形には、変位計から得られた終局耐力時の鉛直変位 $\max \delta_v$ と水平変位 $\max \delta_H$ を用いた。図 10(a) より、塑性ヒンジでの回転角、つまりアンカーボルトの材軸の傾き ϕ は 54 度と加力方向 θ とは異なり、上記の仮定とは異なる結果となった。

そこで、写真 2(a) に示すようにコンクリート内部でアンカーボルトの曲げ変形が見られ、また、図 5 よりアンカーボルトにはコンクリート表面より深い位置で大きく曲げ歪度 ϵ^M が生じていることから、図 10(b) に示すように塑性ヒンジの位置がコンクリートの内部にあると仮定する。コンクリート内部のアンカーボルトの変形状態に関して弾性床土梁理論（以下、BEF）（図 11）を適用した研究がされている^{13,14)}など。そこで本論でも BEF（式(4)）を用いて検討する。コンクリート内部の塑性ヒンジ位置はアンカーボルトの最大曲げモーメント深さ $l_{\max}$ （式(5)）とした。ただし境界条件は、半無限長梁、梁始端にせん断力のみが作用し曲げモーメントは作用しないとした（式(a),(b),(c)）。

$$EI \cdot (d^4 y / dx^4) = -k' d_a \cdot y \quad (4)$$

$$y|_{x \rightarrow \infty} = 0 \quad (a)$$

$$M|_{x=0} = 0 \quad (b)$$

$$Q|_{x=0} = -\max q_e \quad (c)$$

$$l_{\max} = \pi / 4\beta \quad (5)$$

ここで、 EI はアンカーボルトの曲げ剛性[Nmm²]、 $k' d_a$ はコンクリート反力係数[N/mm²]である。また β [mm⁻¹] は $k' d_a$ の関数であり、式(6)で表わされる。

$$\beta = \sqrt[4]{k' d_a / 4EI} \quad (6)$$

コンクリート反力係数 $k' d_a$ が定まれば $l_{\max}$ は決定される。コンクリ

ート反力係数内の k' はコンクリート圧縮強度 σ_B 等によって定まり、本論では式(7)¹⁵⁾を用いて定めた。

$$k' = 269 \times \sqrt{\sigma_B} \times d_a^{-2/3} \quad (7)$$

BEF、及び式(7)に基づく、H-30-350 のアンカーボルトの最大曲げモーメント深さ $l_{\max}$ は 22.6mm となった。図 10(b) に $l_{\max}$ を用いた変形状態を示すが、実験での加力方向 θ が 30 度であったのに対し、材軸の傾き ϕ は 33 度となり概ね一致した。B-30-350 も同様に塑性ヒンジの位置を BEF、及び式(7)を用いて検討したところ、 θ と ϕ は概ね対応する結果となった。

BEF とコンクリート反力係数を適切に設定することで、 θ が 30 度の試験体では、せん断力に対してコンクリート表面に塑性ヒンジが形成されるのではなく、コンクリート内で塑性ヒンジが形成されることで加力方向 θ と材軸の傾き ϕ が近づき、アンカーボルト破断面に対して垂直応力度が作用する抵抗機構を形成したと考えられる。

一方、加力方向 θ が 60 度の試験体は、図 10(c) に示す BEF、及び式(7)に基づく検討より、加力方向 θ と材軸の傾き ϕ は対応しなかった。終局耐力 $\max n_e$ が引張力を受ける時の破断耐力 p_{a1} より 2 割程度低くなっていることから、アンカーボルト破断面に対して垂直応力度とせん断応力度が作用していたと考えられる。

4.2 付着破壊耐力

図 12 に付着破壊に至った試験体の評価結果を示す。実験で得られた終局耐力は計算値を 1.1~1.2 倍上回っており、妥当に評価できている。また、計算値で予測された破壊モードとも一致した。計算値にへりあき距離 c による低減を与えない場合、終局耐力は計算値の 0.6 倍程度と危険側になることから、低減の有効性が確認できた。

4.3 コーン状破壊耐力

図 13 にコーン状破壊に至った試験体の評価結果を示す。B-60-200 以外の試験体の終局耐力は計算値の 0.5~0.9 倍程度となり、危険側の評価となった。また、H-0-200 以外の試験体では計算値で予測された破壊モードと異なった破壊性状を示した。指針⁶⁾においてコーン状破壊耐力の下限值は、式(3)に安全係数 2/3 を乗じて式(8)で与えられるとしている。

$$(\max p_e/p_a)^2 + (\max q_e/q_a)^2 = (2/3)^2 \quad (8)$$

図 13 に式(8)を併せて示すと、下限値を下回る試験体もあり、安全係数を導入しても危険側の評価となっている。本実験の加力方法は、せん断力によるアンカーボルトの加力点での回転に対する固定度が小さくなっており、これが危険側の評価となった原因の一つと考える。

図 14 に、縦軸に終局耐力時の引張力 $\max p_e$ をコーン状破壊耐力 p_{a2} で除した値を、横軸に同様に、 $\max q_e$ をコーン状破壊耐力 q_{a3} で除した値とした相関図を示す。引張力のみが作用する場合に比べて、組合せ荷重としてせん断力が作用することで、引張力成分における計算値に対する終局耐力が低下しており、その傾向はアンカーボルトの種類に関わらず確認できる。またこの傾向は、指針で示された式(3)、(8)よりも各加力成分の相互の影響が大きく、相関は一次関数的である。そこで、組合せ荷重を受けるコーン状破壊耐力の評価式として、安全係数 2/3 は変えず、各加力成分の相互影響を大きくした式(9)を示す。各加力成分の累乗部分を一乗とし単純累加する一次式で、各加力成分の相互影響を大きくした。

$$(\max p_e/p_{a2}) + (\max q_e/q_{a3}) = 2/3 \quad (9)$$

図 14 に式(9)を示すと、ばらつきはあるものの、実験結果の中央値を概ね捉えている。図 13 には、破壊性状に関わらず各加力成分の累乗部分を一乗とした式(10)を示す。

$$(\max p_e/p_a) + (\max q_e/q_a) = 2/3 \quad (10)$$

図 13 より、式(10)はおおよそ下限値を捉えている。

図 9 アンカーボルト
破断耐力評価

図 12 付着破壊耐力評価

図 13 コーン状破壊耐力評価

図 14 コーン状破壊耐力における
各加力成分の影響

図 10 アンカーボルト破断時 抵抗機構の検討

図 11 BEF による
アンカーボルトの応力状態

図 15 荷重 - 変位関係と von Mises の降伏条件に基づく降伏耐力

$\max p_e$, $\max q_e$ と p_{ey} , q_{ey} を示す。ただしここに示す図は、載荷開始初期に計測が乱れたデータを削除し、各試験体で原点が重なるように横軸をシフトしている。

前述の歪度性状において、配筋の有無によりアンカーボルトの曲げ歪度 ϵ^M が 1/3 程度低下したことを述べた (図 6(b))。しかし、荷重 - 変位関係の剛性では有意差が見られなかった。

各実験における剛性低下について、剛性低下の要因の一つであるアンカーボルトの降伏を von Mises の降伏条件を用いて検討する。図 16 に示すように、PC 鋼棒の軸力 n_e を加力方向 θ に応じて分解した引張力 p_e とせん断力 q_e をアンカーボルトの軸部断面面積、またはねじ部有効断面面積のうち小さい断面面積 a で除して得た垂直応力度 σ 、及びせん断応力度 τ と von Mises の降伏条件を仮定する。これらの仮定より von Mises の降伏条件に基づく降伏耐力 p_y , q_y を求めた。

図 15 に von Mises の降伏条件に基づく降伏耐力 p_y , q_y を併せて示す。加力方向 θ が 0 度の試験体の剛性低下した荷重は、von Mises の降伏耐力 p_y と概ね対応し、H ボルトの試験体において歪度が降伏歪

度に達した荷重 p_{ey} より 1 割程度低くなっていた。これより、剛性低下はアンカーボルトのコンクリートから突出したナット下ねじ部が降伏することで生じており、von Mises の降伏条件により評価できた。一方、H-0-200 の剛性低下は PC 鋼棒の軸力 n_e が 40kN 程度で生じており、これは p_y (262kN) の 2 割程度であった。H-0-75 でも p_y の 5 割程度で剛性低下が生じた。図 5 に示した歪度性状よりアンカーボルト頭部での支圧により抵抗していたことは明らかであり、剛性低下は頭部での支圧破壊による影響¹⁶⁾と考える。コンクリートの支圧破壊による剛性の変化はアンカーボルトの降伏による剛性低下に比べ緩やかな傾向を示した。

加力方向 θ が 30 度と 60 度の試験体では、剛性低下した荷重は von Mises の降伏条件に基づく降伏耐力 p_y , q_y よりも 3 割程度低くなっていた。一方 H ボルトでへりあき距離 c が 200 以外の試験体では、歪度が降伏歪度に達した荷重 p_{ey} , q_{ey} と対応した。歪度性状より曲げ降伏していたことから、剛性低下はアンカーボルトの軸部が曲げ降伏することで生じ、von Mises の降伏条件では剛性低下した荷重を

図 16 アンカーボルトの降伏耐力 von Mises の降伏条件と降伏時の M-N 相関曲線に基づいて

図 17 荷重 - 変位関係と BEF の曲げ降伏耐力

過大評価することがわかった。H ボルトで c が 200 のアンカーボルトに高強度鋼を用いた試験体では上記と異なり p_{cy} , q_{cy} と対応しなかった。これは、アンカーボルトに高強度鋼を用いることで、アンカーボルトに先行してコンクリートが破壊したためと考えられる。

荷重 - 変位関係における主な剛性低下は、本実験の範囲ではアンカーボルトの降伏によって生じた。アンカーボルトが降伏するときの荷重は加力方向 θ が 0 度では von Mises の降伏条件による降伏耐力で評価できたが、 θ が 30 度、60 度では過大評価する結果となった。これは、アンカーボルトの軸部で曲げ降伏が生じているためである。

そこで、アンカーボルト軸部での曲げ降伏を BEF と M-N 相関曲線を用いて検討する。図 16 に示すアンカーボルト降伏時の M-N 相関曲線、及びアンカーボルトの曲げ降伏は式(4)に示す BEF より、最大曲げモーメント深さ l_{max} の位置で生じると仮定する。アンカーボルトが引張力と曲げモーメントによる降伏する時の M-N 相関曲線は、アンカーボルト軸方向の引張力 p_e を引張力降伏耐力 N_y で除した値と、 l_{max} の位置の曲げモーメント M_{max} を曲げ降伏耐力 M_y で除した値の関係で示される。また、 M_{max} とせん断力 q_e の関係は、式(4)、及び式(a-c)から式(11)で示される。

$$M_{max} = \alpha \cdot q_e \quad (11)$$

ここで α は式(12)で表わされる定数である。

$$\alpha = \left(e^{-\pi/4} \cdot \sin \pi/4 \right) / \beta \quad (12)$$

これらの仮定より BEF と M-N 相関曲線に基づく降伏耐力 p_{cy} , q_{cy} を求めた。M-N 相関曲線に基づく引張力 p_e による曲げ降伏モーメント M_y の低減は、本実験の範囲において M_y に対する比で、加力方向 θ が 30 度で 0.74、60 度で 0.89 であった。

図 17 に荷重 - 変位関係と併せて BEF と M-N 相関曲線に基づく降伏耐力 p_{cy} , q_{cy} を示す。 p_{cy} , q_{cy} は、アンカーボルトに高強度鋼を用いた H ボルトでへりあき距離 c が 200 以外の試験体(図 17(a),(b),(c))において、歪度が降伏歪度に達した荷重 p_{cy} , q_{cy} を安全側に評価し、実験での荷重 p_{cy} , q_{cy} は計算での耐力 p_{cy} , q_{cy} を 1.5 倍程度上回っていた。一方、H ボルトでへりあき距離 c が 200 の試験体(図 17(d))では、 p_{cy} , q_{cy} と p_{ey} , q_{ey} は良く対応した。

以上より、組合せ荷重下でのアンカーボルト軸部での曲げ降伏時の耐力は、BEF と M-N 相関曲線を仮定することで安全側に評価でき、軸力の影響を考慮しない場合は危険側の評価になる。

6. まとめ

コンクリート内に設置した頭付きアンカーボルトと接着系アンカーボルトを対象に、アンカーボルト材軸方向に対して 0 度、30 度、60 度方向に引張力を与えることでアンカーボルトに引張応力度、せん断応力度、及び曲げ応力度を作用させる実験を行なった。実験結果に基づき、組合せ荷重を受けるアンカーボルトとその周辺コンクリートの力学的挙動に関する検討を行い、以下の結論を得た。

1) アンカーボルト破断、及び付着割裂破壊に至った試験体では、実験で得られた終局耐力が指針式⁹⁾による計算値を上回る安全側の評価となった。一方、コーン状破壊に至った試験体では、実験で得られた終局耐力が指針式⁹⁾による下限値を下回るものもあり、危険側の評価となった。また指針式⁹⁾により予測される破壊モードと不一致の試験体が多く、コーン状破壊の計算値を過大に評価する傾向がみられた。この原因の一つとして、アンカーボルトの

曲げに対する固定度が小さいことが考えられる。

- 2) アンカーボルト破断により決まる終局耐力は、アンカーボルトに作用するせん断力によるコンクリート内での変形状態を弾性床上梁理論により評価することで、指針式⁹⁾と比べて終局耐力評価の精度を向上することができた。
- 3) コーン状破壊による終局耐力は、せん断力が作用することで引張力における計算値に対する終局耐力が低下し、その傾向は直線的であった。引張力成分とせん断力成分の関係を一次関数で評価することで、実験結果の中央値を捉えることができた。
- 4) アンカーボルトの荷重と変位の関係における剛性低下は、アンカーボルトの降伏時に生じた。
- 5) 組合せ荷重下でのアンカーボルトの降伏荷重は、von Mises の降伏条件に基づく危険側の評価となった。一方、弾性床上梁理論と降伏時の M-N 相関曲線に基づき評価をすると、降伏荷重を安全側に評価することができた。この時、引張力による低減を適切に設定する必要がある。

参考文献

- 1) 阿部保彦, 宇佐美滋, 松崎育弘: 先付けアンカーの引張耐力に及ぼすフック及びヘッドの形状・寸法の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1905-1906, 1983.09
- 2) 清原俊彦, 松崎育弘, 中野克彦, 福本晃治: 接着系あと施工アンカーの構造特性に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.199-204, 1998
- 3) 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, Vol.75, No.654, pp.1517-1525, 2010.08
- 4) 松崎育弘, 阿部保彦, 宇佐美滋: 樹脂アンカーのせん断耐力(正負交番繰返しせん断力および組合せ力)に関する実験研究, 関東支部研究報告集, No.64, pp.253-256, 1981
- 5) Y. Li, R. ELIGEHAUSEN, J. OZBOLT, B. LEHR: Numerical Analysis of Quadruple Fastenings with Bonded Anchors, ACI Structural Journal, Vol.99, No.2, pp.149-156, 2002.03-04
- 6) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11
- 7) 大橋芳郎, 中島茂寿: 引張力・せん断力・組み合わせ応力を受けるアンカーボルト露出部の力学的性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp.391-392, 1996.09
- 8) 中島茂壽: 繰り返しの組合せ引張・せん断力を受けるアンカーボルト露出部の力学性状 (M16 の場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp.741-742, 2000.09
- 9) Patrik, J. M., G. S. Roger, W. F. John: Headed Steel Anchor under Combined Loading, AISC Engineering Journal, Vol.10, pp.43-52, Second Quarter/1973
- 10) 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一調査の概要一, 日本建築学会技術報告集, Vol.18, No.40, pp.935-940, 2012.10
- 11) 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, Vol.19, No.42, pp.585-590, 2013.06
- 12) 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, Vol.20, No.44, pp.133-138, 2014.02
- 13) 中野克彦, 松崎育弘: プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法, 日本建築学会構造系論文集, No.550, pp.151-158, 2001.12
- 14) 阿野田瑛二, 片平直也, 高橋之, 市之瀬敏勝: 鉄筋コンクリート部材内にあるダウエル鉄筋の荷重変形関係, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.73-78, 2013
- 15) Dei Poli S., P. M. Di, P. G. Gambarova: Shear Response, Deformations, and Subgrade Stiffness of a Dowel Bar Embedded in Concrete, ACI Structural Journal, Vol.89, No.6, pp.665-675, 1992.11-12
- 16) 近藤吾郎, 森田司郎: 引抜き力をうけるアンカーボルトの応力伝達機構の解析, 日本建築学会構造系論文集, No.435, pp.141-150, 1992.05

EXPELIMENTAL STUDY ON MECHANICAL BEHAVIOR OF ANCHOR BOLTS AND SURROUNDING CONCRETE UNDER COMBINED LOADING

Yuki SHIRAI^{*1}, *Satoshi YAMADA*^{*2}, *Hiroyasu SAKATA*^{*3},
Yuko SHIMADA^{*4} and *Shoichi KISHIKI*^{*5}

^{*1} Grad. Stud., Tokyo Institute of Technology, M. Eng.
JSPS Research Fellow

^{*2} Prof., S.E.R.C., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

^{*3} Prof., Graduate School of Science and Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

^{*4} Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, Chiba Univ., Dr. Eng.

^{*5} Assoc. Prof., S.E.R.C., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Both headed and bonded anchor bolts are used for installing not only simple equipment and facilities, but also massive structural elements such as newly-built frames for retrofit and dampers. Many studies including pure shear tests, pulled out tests and numerical analyses have been carried out all over the world. According to previous studies, the concept of ultimate strength is incorporated by design recommendations for composite construction. However, there are few study on concrete core failure under combined shear and tension. During the 2011 Tohoku earthquake, the concrete failure instead of bolt fracture was observed at connections, probably it occurred by combined loads. The purpose of this study is to describe the failure behavior, ultimate strength, yield strength of anchor bolts and the surrounding concrete under combined loads and the effect of reinforcement in the concrete.

24 specimens were prepared, each of which consisted of one anchor bolt and the surrounding concrete. The anchor bolts in the specimens were subjected to monotonic loading in an inclined direction. Monotonic loading test were conducted for both headed and bonded anchor bolts in ordinary concrete. In the experiment, five parameters, that is, the specified concrete strength, the types of anchor bolts, the loading directions, the distance to the concrete edge and the existence of reinforcement, were considered. The load and displacement of the anchor bolts, the strain of the reinforcement and the crack widths were measured.

Three types of failure were observed, that is, the fractures of the anchor bolts, the bond slip failure and the concrete cone failure.

The following findings were obtained from the experiment.

- (1) The ultimate strengths when the anchor bolt ruptures or the bond fractures under combined loading are in good correlations with the design recommendation. However, the ultimate strengths when the concrete cone failure occurs are in bad correlations with the design recommendation. New equations are proposed for evaluating the ultimate strengths under combined loads and evaluate the experimental test results better than the design recommendation.
- (2) Stiffness deterioration occurs when the anchor bolts yield. The yield strength under combined loads is in good correlations with the estimates based on a beam on an elastic foundation theory and the M-N interaction curve.

(2015 年 1 月 10 日原稿受理, 2015 年 8 月 5 日採用決定)