

V-246

アルカリシリカ反応を生じた帯鉄筋コンクリート柱の変形特性

広島大学工学部 学生員 谷村 充

呉工業高等専門学校 正会員 竹村 和夫

広島大学工学部 正会員 米倉亜州夫

1. まえがき

近年、アルカリ骨材反応、特にアルカリシリカ反応（以下ASRと略記）による構造物の損傷例が報告されているが、ASRを生じた部材に関する研究は主として曲げを受けるはり部材についてであり、軸方向力の卓越する柱部材に関する研究は殆んど行われていない。本研究では、軸方向鉄筋量、帯鉄筋間隔、コンクリート強度を変化させ、コンクリートの自由膨張量が1500 μ m程度のASRを生じた帯鉄筋コンクリート柱について、ASRを生じない普通コンクリート柱の場合と、一軸圧縮載荷時の変形特性について比較検討を行った。また、実測による荷重-変位関係から、終局耐力までの荷重-変位関係の定式化も行った。

2. 実験概要

セメントは普通ポルトランドセメント（アルカリ量=0.62%）、粗骨材には反応性のチャート砕石および非反応性の砕石、細骨材には風化花崗岩系山砂、一部反応性の細骨材を用いた。コンクリート

表-1. 実験計画

シリーズ	水セメント比 (%)	軸方向鉄筋		帯鉄筋	
		直径 (mm)	本数	直径 (mm)	ピッチs (cm)
A	59	D10 D16	4, 8, 12 8	ϕ 6 ϕ 6	10 10
B	59	D10	8	ϕ 6	0, 3, 5, 10, 15
C	ASR 普通	40, 50, 59, 65 50, 59, 71, 91	D10 D10	8 8	ϕ 6 ϕ 6
					10 10

の配合および軸方向鉄筋、帯鉄筋の配筋は表-1に示す通りであり、図-1に示す寸法の帯鉄筋柱を表-1の計画にしたがって作成した。ASRコンクリートにはNaOHを添加し、アルカリ量をNa₂O等量で7 kg/m³とした。普通コンクリートを用いた供試体は20℃の水中で養生を行い、ASRコンクリートを用いた供試体は40℃、100%R.H.の雰囲気中で促進養生を行った。自由膨張量の測定用には10×10×40cmの直方供試体を用いた。圧縮強度測定用には ϕ 10×20cmの供試体を用いた。柱の載荷中の変位を測定するため、対称な位置に変位計を2個設置した。普通コンクリートを用いたものは材令28日、ASRコンクリートを用いたものは自由膨張量1500 μ m程度で静的載荷試験を行った。

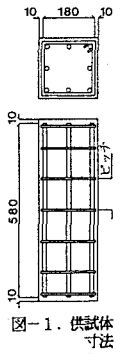


図-1. 供試体寸法

3. 結果と考察

図-2および図-3に、普通とASR柱の荷重-変位曲線を示す。図-4は同一配筋でコンクリート強度のほぼ等しい普通柱とASR柱の荷重-変位曲線の一例であるが、終局耐力（荷重の最高点）までの変位は、ASR柱の場合がひびわれの存在により弾性係数が低下しているため、全ての柱供試体について大きくなる。終局耐力以後の段階で普通とASR柱の挙動に明らかな差が認められるのは、図-2, 3の(b)であり、ASR柱の場合が帯鉄筋が有効に作用している。コンクリート強度が異なる場合(c)には、普通柱、ASR柱ともにコンクリート強度が小さい柱ほど破壊が脆性とはならない。

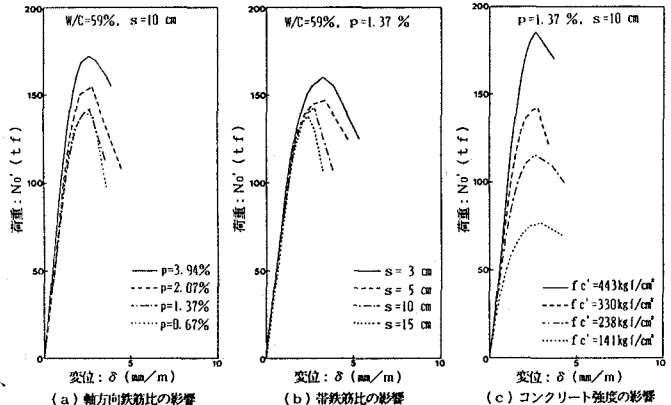


図-2. 荷重-変位曲線（普通コンクリート柱）

帯鉄筋柱の終局耐力までの荷重-変位関係の定式化に際し、図-5および図-6に示すE（O～A間）および α （A～B間）を用いた。図-6の0.9f以後の段階が曲線となるのは、かぶりコンクリートの損傷のためと考えられる。図-7および図-8は、柱の各要因（軸方向鉄筋比p、帯鉄筋比p₀、コンクリート強度

$f'c$ およびコンクリートの弾性係数 E_c) と E および α との関係を示したものである。 E の値に対して顕著な影響が認められるのは p と E_c 、 α では p と $f'c$ であり、 p はつまり

帯鉄筋量は終局耐力までの変位にはほとんど関与していない。そこで、 E については図-9の示すように $E'c$ と軸方向鉄筋の弾性係数 E_s を考慮した ($E_c + pE_s$) と関係づけた。それぞれ、図-8の(a),

(c) および図-9の横軸と縦軸の関係を線形と仮定して回帰式を求めると表-2のようになる。ただし、 α に関する式は p と $f'c$ の要因を重ね合わせた。図-10および

図-11に、本研究で一軸圧縮荷重試験を実施した全柱供試体の最大

応力の50%および90%における変位の実測値と、表-2に示す回帰式より算出した計算値との関係を示す。参考のために修正Kent&Park式⁽¹⁾

より求めた計算値もプロットした。0.9f時のASRコンクリート柱でKent&Park式による計算値が存在しないのは、0.9f時の応力がKent&Park式より求まる最大応力を越えているためである。

図よりKent&Park式は0.5fおよび0.9f時ともに変位を過小評価する傾向があり、ASRコンクリート柱の場合その傾向が顕著となる。修正Kent&Park式は、軸方向鉄筋の効果を考慮してい

ないことや、最大応力までの区間(図-5のO~B間)を2次曲線と仮定しているために、このような結果になったと思われる。

図-7. 各要因とEとの関係

〈参考文献〉(1) Park, R. et al, "Ductility of Square-Confined Concrete Columns," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. April, 1982, pp. 929-950

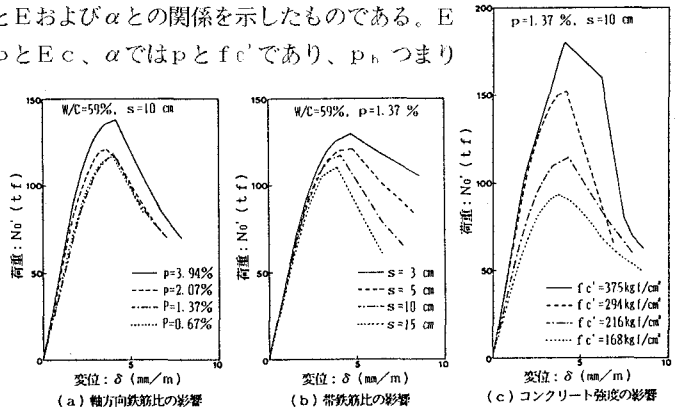


図-3. 荷重-変位曲線 (ASRコンクリート柱)

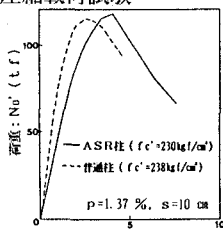


図-4. 普通柱とASR柱の荷重-変位曲線の比較 ($f'c$ のほぼ等しい場合)

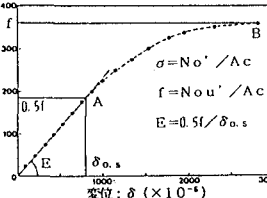
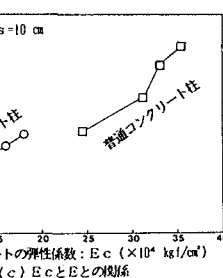
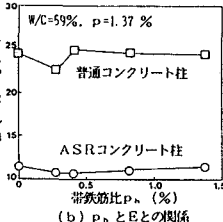
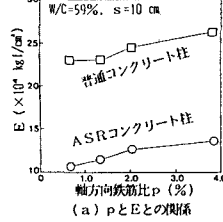


図-5. 応力-変位曲線の例

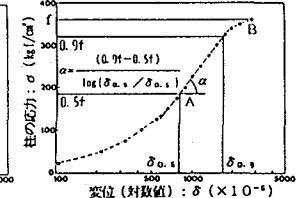


図-6. 応力-変位(対数値)曲線の例

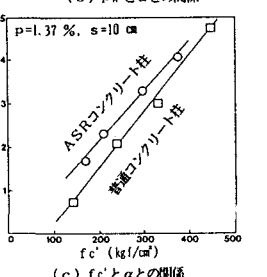
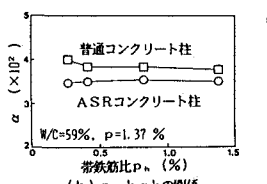
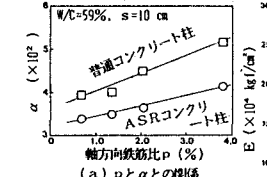


図-8. 各要因と α との関係

表-2. 各要因とEまたは α との関係

種類	回 帰 式
ASR柱	$E = 0.653(E_c + pE_s) + 2.53$
普通柱	$E = 0.778(E_c + pE_s) - 4.25$
ASR柱	$\alpha = 1.15f'c + 2430P + 50.1$
普通柱	$\alpha = 1.31f'c + 4130P - 67.5$

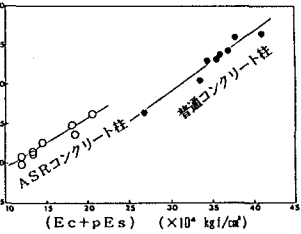


図-9. ($E_c + pE_s$) とEとの関係

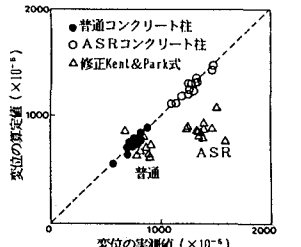


図-10. 0.5f時の変位の実測値と算定値

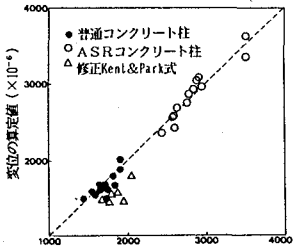


図-11. 0.9f時の変位の実測値と算定値