

北海道大学 正員 堺 孝 司
 北海道大学 正員 角田与史雄
 東 京 都 本間 修司

1. まえがき 一般的に、コンクリートには非常に大きな圧縮強度を持たせることができるが、その破壊はぜい性的であり、じん性の欠如した材料であることはよく知られている。従って、鉄筋コンクリート(RC)柱部材に、地震荷重のような比較的短時間の過大荷重に抵抗させるには、ぜい性的な性質のままでの利用は柱部材の局部的な破壊が構造物全体の崩壊を招くことになるので、はなはだ都合が悪い。RC柱部材をじん性のある部材とする方法として、コンクリートを帯鉄筋で拘束することが従来から考えられてきた。RC柱部材に帯鉄筋を配置した場合の効果は、(1) コンクリートの破壊形式を splitting failure から shear cone failure に変えることができる、(2) 軸鉄筋の座屈長を短かくすることができる、(3) コンクリートの強度およびじん性を改善することができる、の三つが考えられる。設計ではこれらのことを考慮して、その目的に応じた帯鉄筋の配置を合理的に決定しなければならない。現在の土木学会コンクリート標準示方書における帯鉄筋に関する規定は、主として、上述の(1)および(2)の観点からのものである。コンクリートの強度および変形特性に対する帯鉄筋の効果についても比較的早くから注目され、これまでも多くの研究がなされてきた。しかし、それらの定量的な扱いについてはまだ十分であるとは言い難い。従って、それらの有用性を高めるには、更にデータを積み重ね、多面的な検討を加える必要があるものと思われる。

以上のようなことを背景に、本研究では、帯鉄筋を有するRC柱部材の軸圧縮試験を行い、帯鉄筋の拘束効果を定量的に把握するための拘束コアコンクリートの応力～ひずみ関係の形式化を試みる。

2. 実験概要 図.1に供試体形状および寸法を示す。表.1は、実験で用いた供試体諸元の一覧である。本実験で考慮した変数は、帯鉄筋間隔、帯鉄筋量、帯鉄筋降伏強度、軸鉄筋分布とそれに対応する帯鉄筋形状、および軸鉄筋量であり、供試体総数は18である。軸鉄筋はSD35のD13、D16、D19およびD22の4種類を、帯鉄筋はSD35のD10 およびSD30のD6の2種類を用いた。帯鉄筋端部は135°フックを設けて十分な定着を図った。コンクリートの配合は、単位セメント量 $324\text{kg}/\text{m}^3$ 、水セメント比54%を標準とした。セメントは早強ポルトランドセメントを、骨材は川砂利および海岸砂を使用した。なお、粗骨材は供試体のかぶり寸法を考慮して、最大寸法を10mmとした。供試体は、材令2日に脱型した後、水中で養生し、材令7日で実験を行った。各供試体の実験値におけるコンクリート強度は、同時に打設した $\phi 10 \times 20\text{cm}$ の円柱供試体および $20\text{cm} \times 20\text{cm} \times 60\text{cm}$ の角柱供試体を用いた圧縮試験により得られた。軸鉄筋および帯鉄筋には、その変形を測定するためにそれぞれ2枚～4枚および4枚～8枚のひずみゲージをはり、防水処置をほどこした。供試体には、静的200ton載荷装置によって集中荷重を作用させた。用いた試験機は変位制御ができなかったので、ペンレコーダーを利用して、その最大荷重近傍まで目標ひずみ速度 $0.0025\%/ \text{sec}$ となるように手動により荷重を調節した。荷重は、試験機に取り付けられた圧力センサーによってペンレコーダーに連続的に記録された。軸鉄筋および帯鉄筋のひずみは、ペンレコーダーおよびデジタルひずみ測定器によって記録された。また、供試体側面においても相対する2面で軸変位測定を行った。

3. 実験結果および考察 実験では、ある荷重段階に至ると供試体表面に縦方向のひびわれが発生しそれが全体に広がっていき、逐にはかぶりが剥落してしまった。供試体の変形が進むと、コアコンクリート

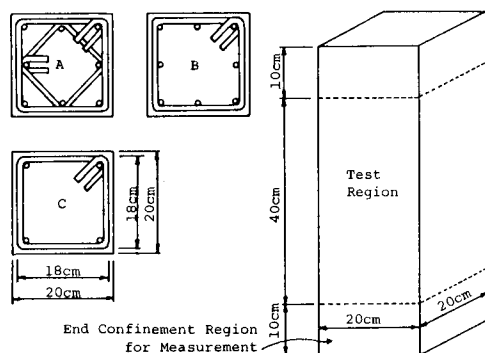


Fig. 1 Test specimens

が帯鉄筋の間から外側に膨れあがってとび出し、コアコンクリートのアーチ効果が徐々に失われていくことが観察された。帯鉄筋の拘束効果を定量的に評価するために、荷重～軸ひずみ関係における荷重から、かぶりコンクリートおよび軸鉄筋のうけもつ力を差し引いた。その際、かぶりコンクリートの寄与は、その最大強度までは角柱供試体の応力～ひずみ関係を、完全除荷は円柱供試体の50%応力低減に相当するひずみを、そしてその間の耐力低減過程は二次放物線を仮定した。また、軸鉄筋のそれは、引張試験の結果に基づいて評価した。

Table 1 Details of test specimens

Specimen	Longitudinal Steel			Tie Steel			
	Number and Size	Yield Strength (MPa)	Reinforcement Ratio ρ_L (%)	Size and Arrangement Type	Spacing s (cm)	Yield Strength (MPa)	Volumetric Ratio ρ_s (%)
1	4×D19	392	2.79	D10 C	5.0	404	3.22
2	8×D13	376	2.39	D10 A	5.0	404	5.50
3	8×D13	376	2.39	D10 B	5.0	404	3.22
4	8×D13	376	2.39	D10 B	5.9	404	2.75
5	8×D13	376	2.39	D10 A	6.0	404	4.58
6	8×D13	376	2.39	D10 A	10.0	404	2.75
7	8×D13	376	2.39	D10 A	5.5	404	5.00
8	8×D13	376	2.39	D10 A	6.5	404	4.23
9	8×D13	376	2.39	D10 A	15.0	404	1.83
10	8×D13	376	2.39	D10 A	20.0	404	1.38
11	4×D13	376	1.19	D10 C	5.0	404	3.22
12	4×D22	368	3.77	D10 C	5.0	404	3.22
13	4×D16	367	1.93	D10 C	5.0	404	3.22
14	8×D13	376	2.39	D6 A	5.0	295	2.25
15	8×D13	376	2.39	D10 A	7.5	404	3.67
16	8×D13	376	2.39	D6 A	7.5	295	1.50
17	8×D13	376	2.39	D6 A	3.2	295	3.67
18	8×D13	376	2.39	D6 A	4.1	295	2.75

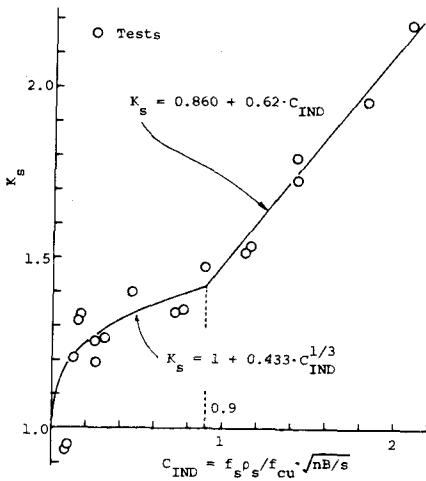


Fig. 2 Relationships between K_s and confinement index, C_{IND}

このようにして得られたコアコンクリートの最大強度と角柱供試体強度 f_{cu} との比を K_s 、その時の軸ひずみおよび帯鉄筋の応力をそれぞれ ϵ_{s1} および f_s で表わす。図.2および図.3は K_s および ϵ_{s1} に関する実験結果を示す。図の横軸は、種々の検討の結果から導びいた“confinement index”である。同図には、それぞれの特性を形式化した結果も示した。最大応力時までの応力～ひずみ関係は、帯鉄筋比が大きな場合二次放物線では表わし難く、Sarginの提案した一般式が適当であることが明らかになった。図.4は、Kentらが応力低減領域問題に対して導入した変数を横軸にした $\epsilon_{s80} - \epsilon_{s1}$ の値を示したものである。

ただし、 ϵ_{s80} は最大応力の80%の応力に対応するひずみである。図中の点線は回帰式を、また実線はKentらの式を ϵ_{s80} に焼き直した結果である。図から、両者はほとんど同じであることがわかる。

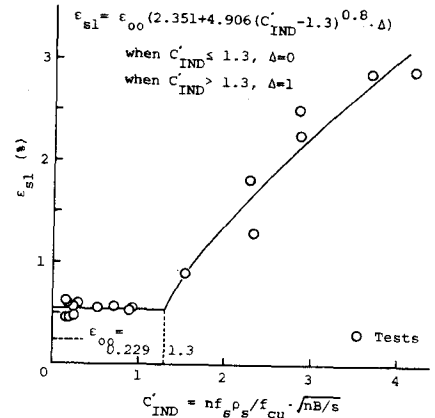


Fig. 3 Relationships between ϵ_{s1} and confinement index, C'_{IND}

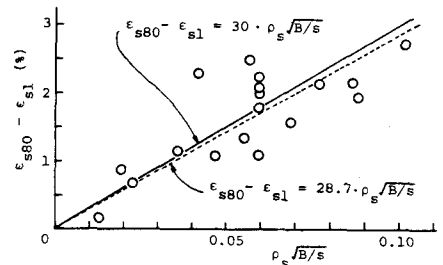


Fig. 4 Effects of ties on descending branch of core concrete stress-strain curve