

論文 らせん鉄筋として帯鋼板を用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮挙動

米倉 亜州夫*1・渡辺 実*2・野村 義一郎*3・周 平*4

要旨：本研究では、らせん鉄筋として帯状の鋼板を用いることを考案し、その圧縮性状を把握しようとするものである。また、コンクリートに膨張コンクリートを用いてより能動的なコンファインド効果を発揮させることを期待し、帯鋼板をより有効に活用しようとするものである。その結果、帯鋼板を用いることにより圧縮耐力は向上し、変形性能も確保できることが明かとなった。また、その圧縮性状は、横補強筋体積比とともにコアコンクリート側面の拘束面積率の影響を検討する必要があると考えられる。

キーワード：帯鋼板、拘束面積率、らせん鉄筋、コンファインド効果

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造において、横補強筋としてらせん鉄筋を用いるとらせん鉄筋内部のコアコンクリートの軸圧縮による変形拘束効果が大きくなるので、大幅に圧縮耐力及び変形能力の向上が図れることは、多くの研究者によって報告されている。また、鋼管充填コンクリートについての同様の研究報告も多くなされている。

本実験では、丸形の鉄筋よりもコアコンクリートの拘束効果が大きい、帯状の鋼板をらせん鉄筋として用いることを試案し、その圧縮性状を従来のらせん鉄筋と比較することで明確にした。また、現在用いられているコンファインドコンクリートは受動的な拘束効果であるという点から、能動的なコンファインド効果を発揮させることによってより優れた部材の耐力及び変形能力を得ることを期待して、膨張コンクリートを用いた実験を行った。

2. 実験概要

2.1. 使用材料

(1)鋼材

本実験で横補強筋として用いた鋼材は、断面寸法が 32×1.36mm 及び 19×1.36mm の帯状の鋼板(以後鋼板と称す)である。また、本実験に用いた鋼板が一般に用いられる異形鉄筋に比べて高強度であるため、比較用として、φ 7.3mm の細径異形 PC 鋼棒(以後鋼棒と称す)を用いた。それぞ

表-1 横補強筋の材料特性

種類	降伏点強度 (MPa)	引張り強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	伸び率 (%)
細径異形 PC 鋼棒	1420	1475	200	10
帯状鋼板	814	914	205	12.2

表-2 主筋の材料特性

種類	降伏点強度 (MPa)	引張り強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	伸び率 (%)
異形鋼棒 D13	319	478	206	10

それぞれ

- *1 広島大学教授 工学部第四類(建設系) 工博(正会員)
- *2 広島大学大学院 工学研究科構造工学専攻
- *3 鋼板工業(株) 技術開発室部長
- *4 広島大学大学院 工学研究科構造工学専攻 工修(正会員)

れの材料特性を表-1 に示す。主筋には、D13 の異形鋼棒を用いた。主筋の材料特性を表-2 に示す。なお、横補強筋の降伏点強度は歪みが 0.2% オフセット時の応力となっている。

(2) 配合及び養生

通常のコンクリートは、セメントに早強ポルトランドセメントを用い、粗骨材最大寸法を 20mm とし、配合はいずれも W/C=0.45 とした。供試体は、材齢 1 日で脱型し、20±1℃ の水中にて 6 日間養生した。

膨張コンクリートは、W/C=0.3 として配合を行ったもののセメントを内割りで 30% を静的破碎剤で置換したものとした。供試体は、膨張を拘束するため、鋼製型枠に打ち込みをした状態のまま、20±1℃、95±5%RH の環境にて 7 日間養生した。

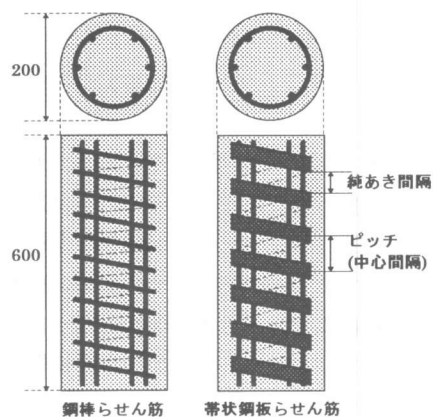


図-1 φ 20×60cm 供試体

表-3 供試体一覧

名称	純あき間隔 (ピッチ) (cm)	横補強筋 体積比 ρ_s (%)	$\phi 20 \times 60 \text{cm or } 40 \text{cm}$			
			$\phi 10 \times 20 \text{cm}$ 圧縮強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	最大荷重 (KN)	式(3)による 計算値 (KN)
UB-2L	2 (2.73)	3.84	61	134	2452	3588
UB-3L	3 (3.73)	2.81	41	82	1500	2707
UB-4L	4 (4.73)	2.22	61	95	1736	2538
UB-6L	6 (6.73)	1.56	55	96	1765	2019
UB-8L	8 (8.73)	1.20	55	94	1716	1789
K32-2L	2 (5.2)	4.26	61	142	2766	2872
K32-3L	3 (6.2)	3.57	46	111	2158	2421
K32-4L	4 (7.2)	3.07	55	94	1834	2308
K32-6L	6 (9.2)	2.41	58	83	1618	2110
K19-2L	2 (3.9)	3.37	53	121	2354	2454
K19-4L	4 (5.9)	2.68	51	90	1755	2033
K19-6L	6 (7.9)	1.66	51	84	1638	1785
K32-2S	2 (5.2)	1.69	46	66	2059	—
K32-3S	3 (6.2)	1.41	45	56	1765	—
K32-4S	4 (7.2)	1.22	45	54	1667	—
K19-2S	2 (3.9)	1.33	47	76	2354	—
K19-4S	4 (5.9)	1.06	47	55	1716	—
K19-6S	6 (7.9)	0.66	47	52	1618	—
UB-2LB	2 (2.73)	3.84	48	135	2471	3409
UB-4LB	4 (4.73)	2.22	42	106	1942	2261
K32-2LB	2 (5.2)	4.26	48	130	2530	2670
K32-4LB	4 (7.2)	3.07	42	106	2089	2100

[名称の例]



UB:鋼棒 K32:幅 32mm 鋼板 K19:幅 19mm 鋼板

L:60cm S:40cm

[横補強筋体積比 ρ_s]

$$\rho_s = \frac{4A_s}{DS}$$

ここに、 A_s :横補強筋断面積、 D :有効直径、 S :横補強筋のピッチ、

ρ_s :横補強筋体積比

2.2. 供試体

圧縮耐荷力試験に用いる供試体の L 及び LB シリーズについては、図-1 に示すような $\phi 20 \times 60\text{cm}$ の円形断面のらせん鉄筋柱である。配筋はかぶりを 20mm として配置し、横補強筋体積比確保のため鋼板は 2 枚重ねとした。S シリーズは、 $\phi 20 \times 40\text{cm}$ の円形断面柱で、主筋を配置せず横補強筋のみとした。実験変数は、横補強筋の純あき間隔とした。軸方向変位の計測長は供試体全高とした。供試体一覧を表-3 に示す。

3. 実験結果及び考察

3.1. 圧縮耐力及び変形能力

図-2 に L シリーズの幅 32mm の鋼板を用いたものの荷重-変位関係を示す。鉄筋間隔の拡大に比例した圧縮耐力低下の傾向は、様々な既往の研究の報告と同様である。鋼板を用いた供試体は、いずれも鋼板の破断によって最終的な破壊に至った。破断箇所は、例外なく主筋が座屈している。これに対して鋼棒を用いたものは、純あき間隔が $6, 8\text{cm}$ のものは破断せずに終局に至った。

次に、図-3~図-5 に各純あき間隔ごとの荷重-変位関係を示す。いずれの供試体においても、かぶりコンクリートの剥落までの挙動は全くと言っていいほど同じ挙動を示し、拘束効果に差は見られない。しかし、かぶりコンクリート剥落後に訪れるピーク荷重は、鋼板を用いたものの方が向上しており、変形能力も鋼棒と比較して遜色ない程度を確保している。ここで注意しなければならないのは、鋼棒と鋼板の降伏点強度比が 1.74 ということである。鋼板を用いたものはおおむね横補強筋の降伏が最大圧縮強度付近で起こっているの、仮に降伏点強度が鋼棒の降伏点と同じ 1.74 倍であればさらに圧縮耐力は増加すると思われる。言い換えれば、鋼板は鋼棒に比べてその約

57%の強度しかないにもかかわらず、鋼棒よりも優れた圧縮耐力とほぼ同程度の変形能力を有していることになる。これらの性状は、横補強筋の断面

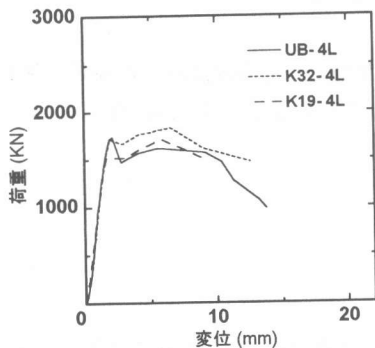


図-4 荷重-変位関係(純あき間隔 4cm)

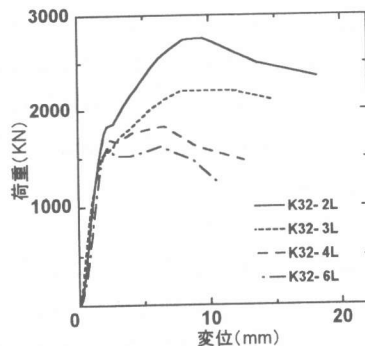


図-2 荷重-変位関係(鋼板幅 32mm)

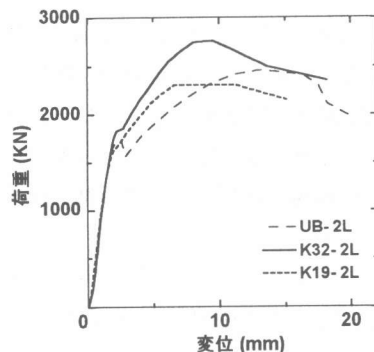


図-3 荷重-変位関係(純あき間隔 2cm)

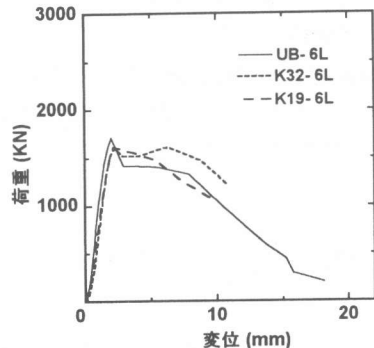


図-5 荷重-変位関係(純あき間隔 6cm)

ことによって有効拘束面積が増加したことによるものと考えられる。横補強筋が帯状になることによって、コアコンクリートの拘束面積が増加し、よって拘束により発生する側圧が増加して、すなわち、コンファインド効果が増大してコンクリートの見掛け上の強度が増加したと思われる。

3.2. 横補強筋体積比の影響

各供試体の最大圧縮強度 f_c を無筋供試体の最大圧縮強度 f_0 で割った値を圧縮耐力増加比とし、横補強筋体積比 ρ_s との関係を図-6 に示す。横補強筋体積比に比例して圧縮耐力が増加するのは既往の研究から既知のことであるが、鋼板を用いたものの方がその増加割合が大きい。図中の各直線は最小二乗法によって近似した直線であるが、鋼棒の傾きが0.27であるのに対して鋼板はおおむね0.7程度の傾きとなっている。幅32mmと19mmの間では顕著な差は見られなかった。

3.3. 拘束面積率の影響

横補強筋が直接拘束するコアコンクリート側面の面積とコアコンクリート全側面積との比を求めて横補強筋の拘束面積率とし、前節と同様の圧縮耐力増加比との関係を図-7 に示す。ただし、ここでは鋼棒の拘束する側面積は鋼棒の直径から求めている。横補強筋の拘束面積は、横補強筋の断面形状が一定であれば横補強筋体積比に比例する。

しかし、図-6 と違い圧縮耐力増加比と拘束面積比の関係はほぼ同様な増加傾向を示している。さらに、強度が同一の鋼板供試体の間に明らかな差異が認められる。このことから、圧縮耐力の増加は、横補強筋体積比とともにコアコンクリートの拘束面積にも影響されていると考えられる。

また、図-6 及び7 から、同一横補強筋体積比または拘束面積率のとき鋼板の幅が32mmよりも19mmの方が圧縮耐力増加が大きくなっている。これは、同一横補強筋比または拘束面積率でも純あき間隔は幅32mmの方が広くなるので、純あき間隔の狭い方がコアコンクリートの拘束効果が優るためによるものと考えられる。

3.4. 等価側圧の検討

横補強筋体積比及び拘束面積の増加は、すなわち、ある程度以上の荷重が加わった時にコアコンクリートに作用する側圧が増加するということになる。側圧は一般に、次式に示す等価側圧 σ_L として求められる。[1]

$$\sigma_L = \frac{2A_s f_{sy}}{DS} = \frac{1}{2} \rho_s f_{sy} \quad (1)$$

ここに、 A_s :横補強筋断面積、 f_{sy} :横補強筋の降伏点強度、 D :有効直径、 S :横補強筋のピッチ、 ρ_s :横補強筋体積比

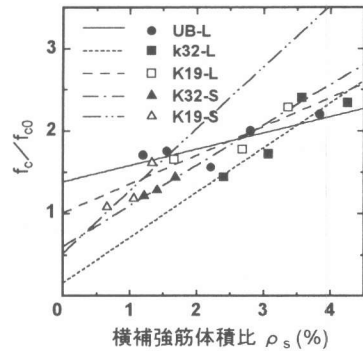


図-6 圧縮耐力増加比—
横補強筋体積比関係

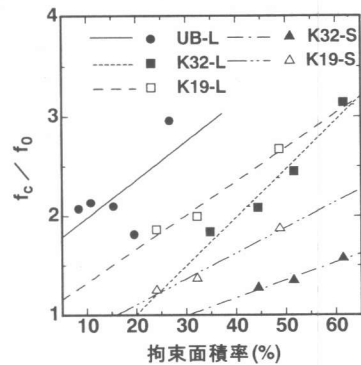


図-7 圧縮耐力増加比—
拘束面積率関係

横補強筋の拘束によって発生する側圧は、横補強筋体積比に比例するのはもちろんだが、前述したように拘束面積にも影響を受けると考えられる。しかし、式(1)は横補強筋を断面積が等価な鋼管に置き換えて側圧を求めており、拘束面積率はどの場合も 100%となっている。ところが、実際は横補強筋の断面形状が異なれば拘束面積率は異なる。従って、側圧を評価するときには拘束面積率を考慮すべきであると考えられる。

3.5. 一軸圧縮強度式

一般に、拘束されたコンクリートの最大圧縮強度 f_{cc} は次式で表現される。

$$f_{cc} = f_0 + k\sigma_L \quad (2)$$

ここに、 f_0 :無筋供試体の一軸圧縮強度、 k :拘束係数

最大圧縮強度の実験値と等価側圧の関係を、縦軸、横軸ともに無筋供試体の一軸圧縮強度で除して無次元化して図-8 に示す。結果は、幅 32mm の鋼板よりも幅 19mm の鋼板の方が k が大きくなっている。これは前述したように、式(1)による等価側圧(横補強筋体積比)或いは拘束面積率が等しくても、幅 19mm のものの方が純あき間隔は狭くなりコンクリートのアーチアクション効果が優るためと考えられる。また、各シリーズによる k の値にはばらつきがあるものの、おおむね $k=4\sim 5.4$ 程度となっている。

3.6. 設計断面耐力式

土木学会「コンクリート標準示方書」[2] によるらせん鉄筋柱の設計断面耐力 N'_{oud} は以下のように与えられる。

$$N'_{oud} = 0.85f'_{cd}A_e + f'_{yd}A_{st} + 2.5f_{pyd}A_{spe} \quad (3)$$

ここに、 A_e :らせん鉄筋で囲まれたコンクリートの断面積、 A_{st} :軸方向鉄筋の全断面積、 A_{spe} :らせん鉄筋の換算断面積、 f'_{cd} :コンクリートの設計圧縮強度、 f'_{yd} :軸方向鉄筋の設計圧縮強度、 f_{pyd} :らせん鉄筋の設計引張降伏強度

上記の式(3)による本実験の供試体の計算値と実験値との関係を図-9 に示す。結果は、鋼板及び鋼棒ともに適合は悪く、全て計算値が実験値を上回り、安全側での評価は不可能である。特に、鋼棒を用いたものは一致しない。この原因としては、本実験に用いた各材料が高強度であるため、式(3)は適応しないことが考えられる。また、式(3)はコンクリートのポアソン数を 6 としているが、破壊付近のポアソン数としては不相当であると考えられる。

3.7. 能動的コンファインド効果

膨張コンクリートを用いた供試体の荷重-変位関係を図-10 及び 11 に示す。なお、図中には通常のコンクリートを用いた供試体の荷重-変位曲線も合わせて示している。

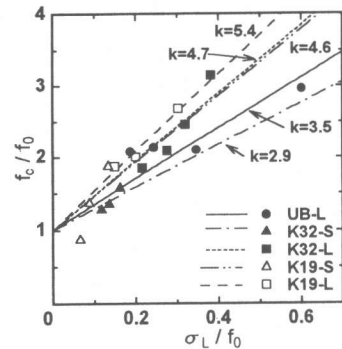


図-8 最大圧縮強度－等価側圧関係

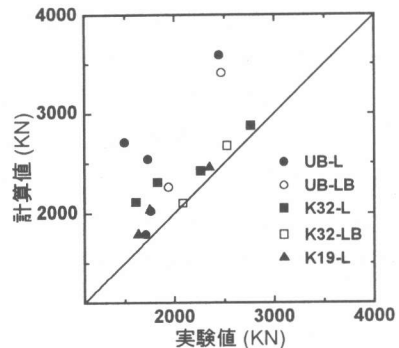


図-9 計算値－実験値関係

純あき間隔が 2cm の供試体については、圧縮耐力は膨張コンクリートの方が通常コンクリートに比べて劣るものの、かぶりコンクリート剥落後の傾きが立ち上がっておりコアコンクリートの見掛け上の剛性が向上している。しかし、かぶりコンクリート剥落後の変形性能は減少している。純あき間隔が 4cm の供試体については、同様にかぶりコンクリート剥落後の剛性の向上が見られ、圧縮耐力も膨張コンクリートの方が優っており、変形性能についても若干劣る程度にとどまっている。

膨張コンクリートを鋼製型枠に打設してから脱型するまでに、鋼棒、鋼板ともに 1600~2000 μ 歪みが出ており、これを横補強筋の応力 σ_s に直し、式(1)の f_{SY} と置き換えて等価側圧 σ_L を求めると、UB-2LB と K32-2LB は 0.79MPa、UB-4LB は 0.36MPa 及び K32-4LB は 0.57MPa となる。横補強筋応力 σ_s としては 30~40MPa の比較的高応力となるが、等価側圧としては大きな側圧とは言い難い。従って、膨張コンクリートによるかぶりコンクリート剥落後の見掛け上の剛性の向上は、能動的なコンファインド効果というよりは、受動的側圧がより敏感に効率的にかぶりコンクリート剥落直後から作用した結果ではないかと考えられる。本実験よりさらに強力な膨張圧を作用させることにより耐力の向上を図ることができると考えられるが、その場合、横補強筋には荷重が加わる以前に高歪みが生じることになるため、横補強筋に高張力鋼を使用し、且つ十分な鉄筋量を持たせることが、変形能力確保の点からは必要であると考えられる。

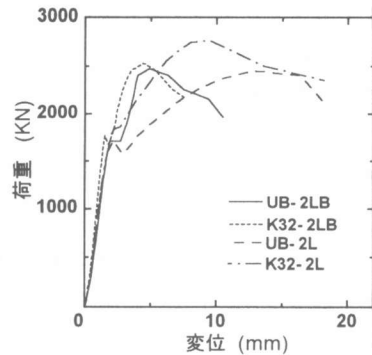


図-10 荷重-変位関係 (あき間隔 2cm)

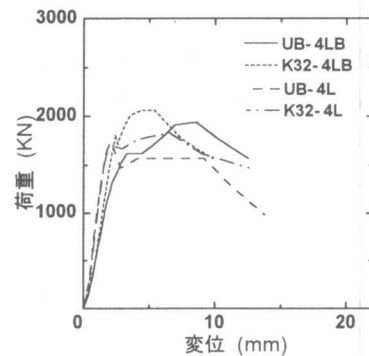


図-11 荷重-変位関係 (あき間隔 4cm)

4. まとめ

以上の実験結果より、らせん鉄筋として帯状の鋼板を用いると通常の丸形断面の鋼棒と比較して、以下のような圧縮性状の特徴が見られる。

- ①同一の純あき間隔の配筋であれば、帯状の鋼板を用いたものは鋼棒を用いたものと同等以上の耐力を発揮し、変形性能も同程度に確保できる。
- ②圧縮耐力は、横補強筋体積比の影響と拘束面積率の影響を受ける。
- ③既往の一軸圧縮強度式(2)においては、拘束係数 k はおよそ 4~5.4 である。
- ④膨張コンクリートを用いた能動的なコンファインド効果は、かぶりコンクリート剥落後の部材の見掛け上の剛性を向上させる。

参考文献

- [1] 畑中重光ほか:コンファインド高強度コンクリートの圧縮靱性とその評価、コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、1990
- [2] 土木学会:コンクリート標準示方書 [平成 3 年] 設計編