

論文 高強度帯鉄筋を用いた RC 柱の変形性能

鎌田則夫*1・中山弥須夫*2・石橋忠良*3・中澤 淳*4

要旨:鉄筋コンクリート部材で大きな変形性能を得るためには、一般的に帯鉄筋量を増加させることが有効である。しかし、多量に帯鉄筋を必要とする場合、施工性に難点が生じる。そこで、降伏強度 $1,275\text{N}/\text{mm}^2$ の高強度帯鉄筋を用いて、普通鉄筋 (SD345) より少量で大きな変形性能が得られれば、施工性の向上や経済性が図られると考えられ、RC柱での実験を行った。その結果、高強度帯鉄筋を使用し、かつ副帯鉄筋を有する供試体は、SD345 を同じ帯鉄筋量として用いた供試体に比べ約 $1/2\sim 1/3$ の量で同じ変形性能を得ることができた。また、この高強度帯鉄筋を用いる場合、せん断耐力と曲げ耐力の比 (耐力比) とじん性率の関係式を表わした。

キーワード:高強度帯鉄筋, 帯鉄筋比とじん性率, 耐力比とじん性率, 副帯鉄筋

1. はじめに

阪神・淡路大震災以降、鉄筋コンクリート部材には大きな変形性能を確保し、安定した曲げ破壊性状とする必要が生じてきた。変形性能を向上させるためには、一般的に帯鉄筋量を増加させることが有効である。帯鉄筋を密に配置した RC 柱の変形性能については、帯鉄筋比 0.6% 以上としても、帯鉄筋の増加に伴いじん性率は増加し、最大耐力後の耐力低下も緩やかになり、安定した破壊形態となることが報告されている。¹⁾

しかし、曲げ耐力の大きな断面やせん断スパンの短い部材などでは、多量の帯鉄筋を配置することとなり、施工上困難をきたす。

ここでは、降伏強度 $1,275\text{N}/\text{mm}^2$ の高強度帯鉄筋を用いて、従来の普通鉄筋 (SD345) より少量でせん断耐力や変形性能が得られれば、施工性の向上や経済性に寄与するものと考え実験を行ったので以下に述べる。

2. 実験概要

実験は、引張鉄筋比と帯鉄筋比をパラメータとして副帯鉄筋を有するものを中心に、静的水平交番載荷を行った。供試体形状の例を図-1に、供試体諸元を表-1に示す。

供試体は、鉄道ラーメン高架橋の柱を想定し、実構造物の $1/2$ 縮尺とした RC 柱である。

A シリーズは、曲げ耐力を同一 (引張鉄筋比 0.96%) として帯鉄筋比 ($0.2\sim 1.25\%$) を変えたものとした。最小を 0.2% としたのは、高密度帯鉄筋の実験結果¹⁾ から強度比換算 ($1275/345$) で 0.8% 相当の SD345 を想定したものである。

また、最大 1.25% としたのは、変形性能の上限を見ることを目的としたものである。B シリーズは、A シリーズより曲げ耐力を落とし引張鉄筋比を 0.69% として、帯鉄筋比を変化 ($0.3\sim 0.8\%$) させたものである。

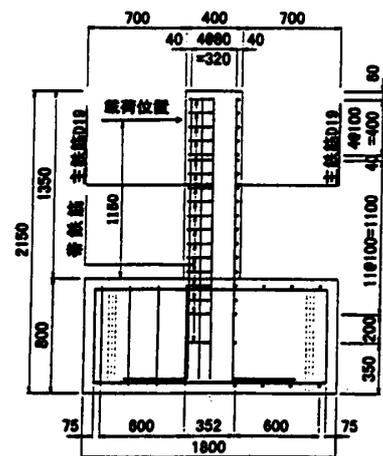


図-1 供試体形状寸法

*1 東日本旅客鉄道(株) 建設工事事務所 構造技術センター 副課長 (正会員)

*2 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 山手課 課員 工修 (正会員)

*3 東日本旅客鉄道(株) 建設工事事務所 構造技術センター 所長 工博 (正会員)

*4 川鉄テクノワイヤ(株) 千葉工場 製品開発室 主査 (正会員)

表-1 供試体諸元

No.	供試体断面 (mm)	せん断スパン (mm)	引張鉄筋比 (%)	帯鉄筋比 (%)
A1	400×400	1,150	0.99	0.2
A2				0.3
A3				0.4
A4				0.8
A5				1.25
B1			0.69	0.3
B2				0.4
B3				0.8
S1	0.99	0.8		

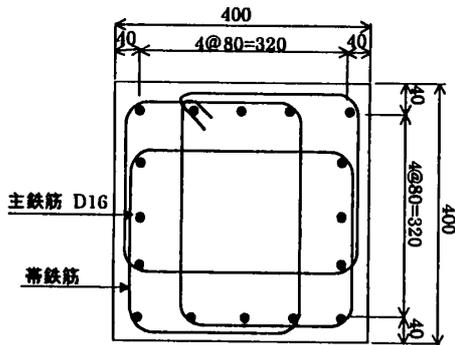


図-2 供試体断面及び高強度帯鉄筋の形状

Sシリーズは、副帯鉄筋の効果を確認する目的から、副帯鉄筋を有せず、スパイラル加工した外周のみの帯鉄筋とした供試体である。

供試体のコンクリートの設計基準強度は 26.5N/mm² とし、実験時材齢の圧縮強度は、標準供試体により確認した。また、使用した鋼材は軸方向鉄筋を SD345 とし、帯鉄筋は SBPDN1275/1420 の高強度鋼材を使用し、引張試験により確認している。この高強度帯鉄筋の特徴としては、図-2に示すような一本ものの鋼材で一筆書きで製作されたものである。そのため、定着部のフックは外周から内側の副帯鉄筋とともに一個所で閉合されている。

荷重方法は、一定軸方向応力（全ての供試体で 0.98N/mm²）のもとで、柱頭部（柱基部から 1.15m）を荷重点とした静的正負水平交番荷重試験を行った。最外縁の軸方向鉄筋のひずみが鉄筋の材料試験の結果から求まる降伏ひずみに達した時の変位を降伏変位 (δ_y) とし、これ以降 δ_y を片振幅とした変位制御により正負交番荷重をおこなった。

荷重サイクルは、降伏変位に達した時を 1 δ_y とし、これ以降を 2、4、6…と偶数倍を 1 サ

イクル荷重し、最大耐力を下回った点から 1 δ_y づつ 3 サイクルの交番荷重を行っている。

これは、低サイクル疲労と考えられる軸方向鉄筋の破断を防ぐため、このようなサイクルで荷重している。また、終局は最終破壊形態を見るため、最大耐力の 40% 程度まで荷重を行っている。

3. 実験結果

3.1 実験結果概要

実験及び計算結果を表-2に示す。

実験におけるじん性率 μ は、最外縁の引張鉄筋が降伏する時を降伏時、荷重荷重-荷重点変位曲線の包絡線が降伏荷重 P_y を下回るときを終局時とし、終局時変位 δ_u と降伏時変位 δ_y との比 (δ_u/δ_y) として算出している。

なお、表中における終局時変位は、終局前後の変位量を荷重の比により補完した値とした。

また、降伏変位 δ_y は計算により算出し整理している。

表-2 実験及び計算結果

	降伏荷重 P_y (KN)	最大荷重 P_{max} (KN)	降伏変位 δ_{y-cal} (mm)	終局変位 δ_{u-test} (mm)	じん性率 δ_u/δ_y test/cal
A1	223	273	5.8	57	9.9
A2	200	273	5.8	67.8	11.8
A3	229	309	5.6	70.3	12.5
A4	219	300	5.6	83.7	14.9
A5	214	287	5.8	92.5	16.1
B1	165	200	5.1	67.2	13.1
B2	160	203	5.1	60.8	12
B3	175	238	5.1	77.5	15.3
S1	227	290	5.68	72.3	12.7

3.2 破壊状況

Aシリーズ、BシリーズおよびSシリーズの破壊の傾向はほぼ同様な傾向を示し、概ね以下の通りである。

荷重に伴う破壊形態としては、柱下部に初期ひび割れが発生した後、く体の荷重面に曲げひび割れが何箇所か発生する。曲げひび割れが開くとともに側面の斜めひび割れに発展し、その後引張側の軸方向鉄筋が降伏する。

交番荷重に伴い、曲げひび割れが増加すると

共に側面の斜めひび割れが伸展し、斜めひび割れがX状になる。さらに交番載荷が進むと、載荷面の柱下部のコンクリートが若干粉碎される。

その後、載荷面に鉛直方向のひび割れが発生し、軸方向鉄筋のはらみ出しによりかぶりコンクリートが剥落し、柱下部の断面が減少し、その後耐力の低下に伴って終局に至った。

Aシリーズにおいて、帯鉄筋比が異なる2体の供試体の破壊状況を以下に示す。

帯鉄筋比が比較的少ない供試体A1は、68.6kNで柱下端に初期ひび割れが発生し、その後載荷面に曲げひび割れが5箇所程度生じた。生じた曲げひび割れが開くと共に側面の斜めひび割れが進展した。

交番載荷により6 δy 付近で載荷面下部に鉛直方向のひび割れが発生し、また側面の斜めひび割れが比較的大きく開いた。

8 δy 付近で柱下部のコンクリートが少しずつ粉碎され、8 δy 3サイクル目から9 δy 1サイクル目にかけて載荷面のかぶりコンクリートが剥落し、耐力が低下し終局に至った。

破壊後の状況は、載荷面のかぶりコンクリートが柱下端から30cm程度まで剥落し、軸方向鉄筋のはらみ出しは目視で2cm程度となった。

写真-1に8 δy および9 δy の破壊状況を示す。

また、写真-2に示すように試験終了後、浮き上がったかぶりコンクリートなどを取り除いて観察すると、帯鉄筋に囲まれたコアコンクリートの側面に大きな斜めひび割れが生じており、このひび割れは反対側の側面にまで達していた。この斜めひび割れの範囲は柱下端から0cm~25cm程度までで、斜めひび割れの交差部は柱下端から約12cmの位置であった。

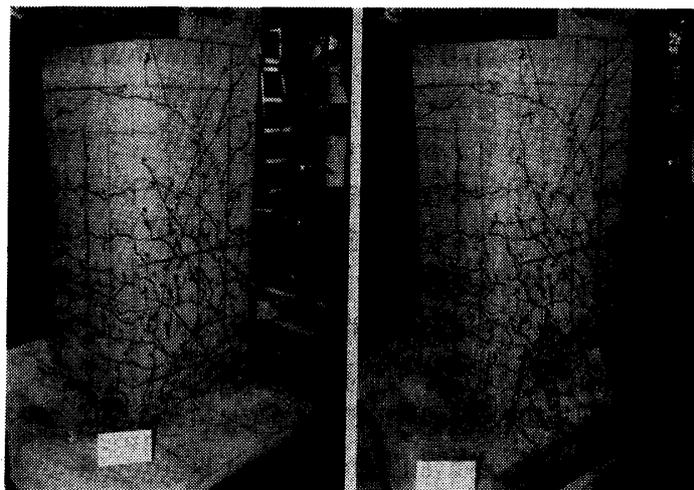
8 δy 終了時9 δy 終了時

写真-1 破壊状況(A1供試体)



写真-2 試験終了後の状況(A1供試体)

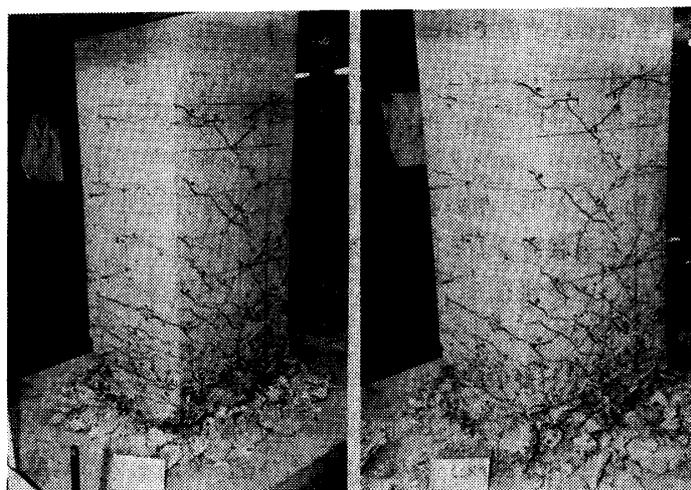
14 δy 終了時15 δy 終了時

写真-3 破壊状況(A5供試体)

写真-3に供試体A5の荷重進行に伴う破壊性状を示す。帯鉄筋比が比較的多い供試体A5も、68.6kNで柱下端に初期ひび割れが発生し、その後荷重面に曲げひび割れが5箇所程度生じた。生じた曲げひび割れが開くと共に側面の斜めひび割れが進展した。

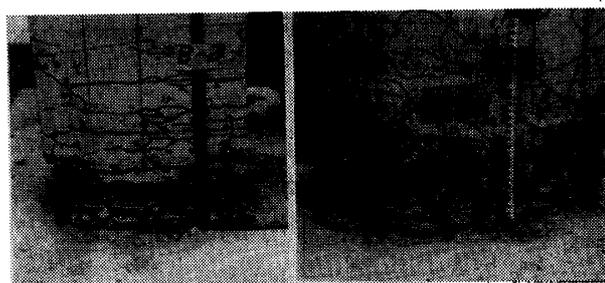
交番荷重により、6 δy 付近で側面の斜めひび割れが比較的大きく開き、8 δy 付近で柱下部のコンクリートが少しずつ粉砕される。この時点で斜めひび割れが開くのは柱下端から約30cm以内であった。12 δy 付近では斜めひび割れが開くのは柱下端から約10cm以内であり、13 δy の1サイクル目荷重中に荷重面のかぶりコンクリートが剥落するが耐力は維持し、14 δy 荷重時には柱下端から10cm以内のかぶりコンクリートが全て剥落した状態であったが、14 δy までの耐力の低下は緩やかであった。

その後、耐力が急激に低下し終局に至った。破壊後の状況は、荷重面のかぶりコンクリートが柱下部から20cm程度まで剥落し、軸方向鉄筋のはらみ出しは目視で1cm程度となった。また、試験終了後浮き上がったかぶりコンクリートなどを取り除いて観察すると、帯鉄筋に囲まれたコアコンクリートの側面に大きな斜めひび割れが生じており、このひび割れは反対側の側面にまで達していた。この斜めひび割れの範囲は柱下端から0cm~15cm程度までで、斜めひび割れの交差部は柱下端から約5cmの位置であった。

Aシリーズ、BシリーズおよびSシリーズ共に曲げ降伏以降、軸方向鉄筋のはらみ出しおよびかぶりコンクリートの剥落による破壊形態となるが、帯鉄筋量を増加することにより、交番荷重による損傷範囲が小さくなっていることが判る。

3.3 荷重-変位曲線

Aシリーズの代表的な荷重-荷重点変位曲線(以下、P- δ 曲線)を図-3および図-4に示す。2体の供試体における各 δy 毎のP- δ 曲線は、終局に至るまで安定した紡錘型のループを示している。



〔注〕写真中の試験体番号は、試験当時のもので整理上変更している。

写真-4 試験終了後の状況(A5供試体)

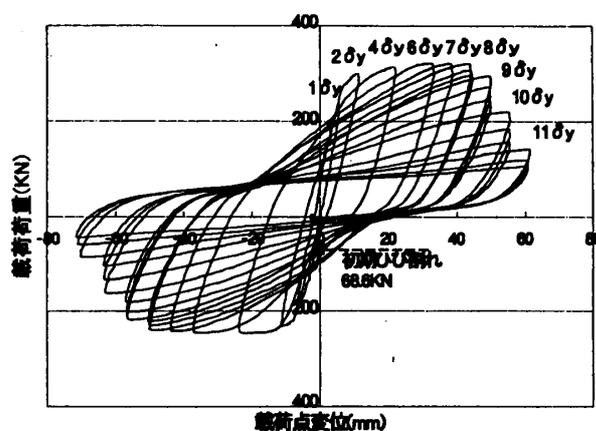


図-3 荷重-変位曲線(A1)

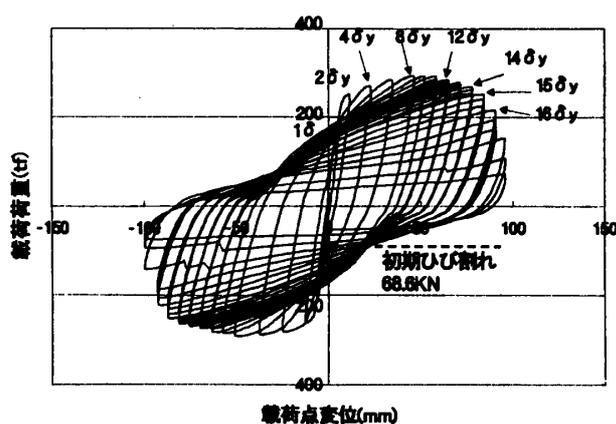


図-4 荷重-変位曲線(A5)

供試体A1は9 δy を境に急激に耐力が低下し、A5は14 δy を境に急激に耐力が低下している。これは、3.2で示した、かぶりコンクリートが剥落したサイクルと一致している。

3.4 じん性率と帯鉄筋比

図-5に全供試体のじん性率と帯鉄筋比との関係を示す。この図からでは、帯鉄筋比の増加によりじん性率は向上している。しかし、スパイラル加工した外周のみ帯鉄筋としたSシリーズが同じ帯鉄筋量(0.8%)とした副帯鉄筋を有するA、Bシリーズの供試体よりじん性率としては小さな値を示した。また、帯鉄筋量の少ないA1供試体もじん性率10程度と小さな値を示している。

高密度配筋として普通鉄筋(SD345)を用いた実験結果¹⁾と、高強度帯鉄筋を使用した場合の結果を比較したものが図-6である。この場合、双方の供試体寸法や軸方向鉄筋量は同一のものを使用している。

この結果からみると、じん性率10~12程度では同様なじん性率を得るのに高強度鉄筋に比べ、双方の相関関係から計算して、普通鉄筋では約2~3倍程度の量が必要となっている。また、帯鉄筋量を1.2%以上と多量とした場合、高強度帯鉄筋および普通鉄筋ともじん性率は16程度と同様な値となった。

3.5 じん性率と耐力比

じん性率及びせん断耐力と曲げ耐力の比(以下耐力比という)の関係を図-7に示す。また、表-3にせん断耐力、曲げ耐力、耐力比の計算結果を示す。この場合、せん断耐力の算定は二羽らの式²⁾により求めており、部材耐力(せん断と曲げ)の比をパラメータとした変形性能の評価を行っている。

この結果から、じん性率-帯鉄筋量の関係と同様に、スパイラル加工した外周のみ帯鉄筋としたS1は、耐力比を同様とした副帯鉄筋を有する供試体A4に比べ、じん性率としては小さな値を示した。このS1を除いた、じん性率と耐力比の関係を示したものが、図-8である。この相関関係から直線式を求めたものが次式である。

$$\mu = 0.74 \cdot V_y \cdot a / \mu + 9.67 \quad (1)$$

ただし、 $2.0 \leq V_y \cdot a / \mu \leq 9.3$

ここで、 V_y : せん断耐力 ($V_c + V_s$)

V_c : コンクリートの受持つせん断耐力

V_s : せん断補強鋼材により受持つせん断耐力

a : せん断スパン, μ : 曲げ耐力
また、その相関係数は0.84となっている。

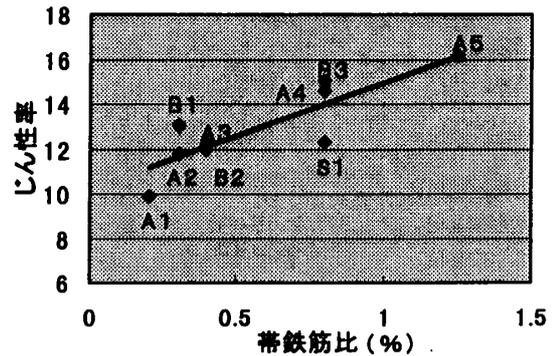


図-5 じん性率と帯鉄筋比

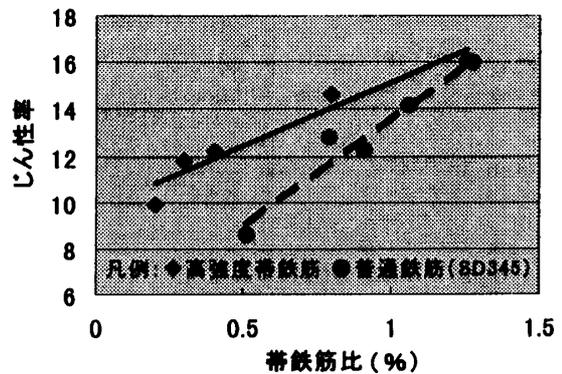


図-6 高強度鉄筋と普通鉄筋の比較

表-3 耐力比の計算値

No.	せん断耐力 V_y (kN)	曲げ耐力 μ (kN·m)	せん断スパン a(mm)	耐力比 $V_y \cdot a / \mu$
A1	485	275	1,150	2.0
A2	595	276		2.5
A3	806	295		3.1
A4	1,436	296		5.6
A5	2,234	276		9.3
B1	586	215		3.1
B2	821	216		4.4
B3	1,420	232		7.0
S1	1,411	291		5.6

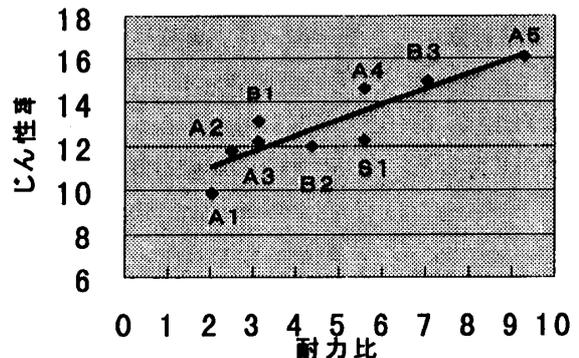


図-7 じん性率-耐力比関係

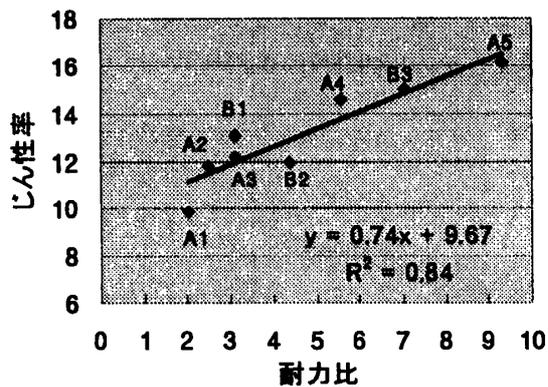


図-8 じん性率-耐力比(S1除く)

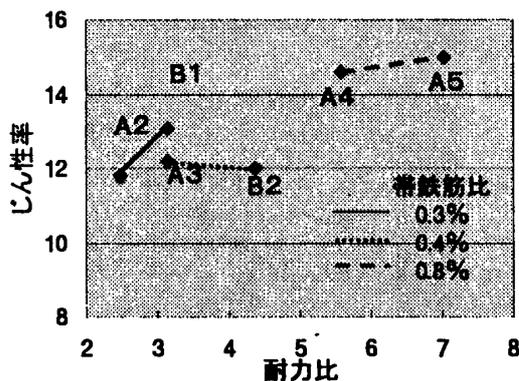


図-9 同一帯鉄筋比とじん性率の関係

3.6 耐力比と帯鉄筋比

同一帯鉄筋量で、耐力比の異なる供試体のじん性率について比較したものが図-9である。この図からA3・B2供試体を除いて概ね耐力比の増加に伴いじん性率は向上する傾向がみられる。

また、耐力比を同一とし帯鉄筋比の異なるA3とB1は、じん性率として帯鉄筋量の少ないB1(13.1)がA3(12.5)より多少大きな値を示した。

3.7 副帯鉄筋の影響

副帯鉄筋のじん性率に及ぼす影響は、供試体形状、帯鉄筋比(0.8%)、引張鉄筋比(0.99%)、耐力比(5.6)を同様としたA4とS1供試体に着目してみる。じん性率として副帯鉄筋を有するもの(A4)は14.9、外周のみ高強度鉄筋(S1)は12.7と、副帯鉄筋を有する供試体が上回っていることが判る。

高強度帯鉄筋を用いた既往の実験結果³⁾では、副帯鉄筋を有する試験体は、副帯鉄筋が外周の帯

鉄筋より先行してひずみが大きくなり、降伏に達していること。また、材端部ヒンジ領域におけるコアコンクリートおよび主鉄筋の座屈の拘束に対して副帯鉄筋が有効に働いていること。および、連続的に曲げ加工されていることで補強効果を十分に発揮していること、などが報告されている。

すなわち、副帯鉄筋による内部コンクリートの拘束効果が大きく、その結果じん性性能が向上しているものと考えられる。

4. 結論

今回、副帯鉄筋を有する高強度帯鉄筋を用いたRC柱について、じん性率と耐力比との関係に着目した交番載荷試験を行った。

以下に結論を示す。

(1) 高強度帯鉄筋を使用した場合、同一供試体で、同一な軸方向鉄筋量とした場合、帯鉄筋比の増加に伴いじん性率は向上する。

(2) 副帯鉄筋を有する高強度鉄筋を使用した場合、普通鉄筋(SD345)に比べ、じん性率10~12程度の範囲では、同様なじん性率が約1/2~1/3程度の量で得られる。

(3) 副帯鉄筋を有する高強度帯鉄筋を用いた場合、同一帯鉄筋量としたスパイラル加工の外周のみ帯鉄筋とした供試体よりじん性率は向上する。

(4) 副帯鉄筋を有する高強度帯鉄筋を使用した場合、耐力比2~9の範囲で耐力比-じん性率は(1)式で評価できる。

参考文献

- 1) 中山弥須夫, 石橋忠良, 鎌田則夫, 鬼柳雄一: 帯鉄筋を密に配置したRC柱の変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, 1997. 6
- 2) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村 甫: せん断補強鉄筋を用いないRC梁のせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第372号, V-6, 1986. 8
- 3) 中澤 淳, 三原重郎, 益尾 深, 南 宏一: 高強度マルチフープを用いた鉄筋コンクリート柱の曲げ変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, 1992. 6