

R C 橋脚耐震補強のための P C 巻立て工法

RETROFITS OF RC BRIDGE COLUMNS WITH PRESTRESSING STEEL TIES

廣瀬 茂*、石澤 紀明**、吉岡 民夫***、狩野 誠一郎****

Shigeru HIROSE, Noriaki KOKUZAWA, Tamio YOSHIOKA and Seichiro KANO

*オリエンタル建設(株)技術研究所(〒321-43栃木県真岡市鬼怒ヶ丘5)

**オリエンタル建設(株)建築支店(〒102東京都千代田区五番町4-5)

***工博 オリエンタル建設(株)技術研究所(〒321-43栃木県真岡市鬼怒ヶ丘5)

****オリエンタル建設(株)技術研究所(〒321-43栃木県真岡市鬼怒ヶ丘5)

Seventeen circular and three rectangular (square) specimens were tested to investigate strength, ductility, hysteretic characteristics, energy absorption, damping and residual displacement of retrofitted reinforced concrete bridge columns by means of concrete jacketing, prestressing steel ties and planned plastic hinge induced by a thin slit at the column foot. Results show that the thin slit surely forms the plastic hinge at the planned position and hardly influences degradation. Post-tensioned strand ties of circular columns improve shear crack behavior, but hardly improve strength, ductility, energy absorption etc.

1. はじめに

昭和55年以前の基準で設計された鉄筋コンクリート(RC)橋脚は、特に軸方向鉄筋段落し部の曲げ耐力、橋脚全体のせん断耐力およびじん性の不足が指摘され、兵庫県南部地震をはじめ、宮城県沖地震、浦河沖地震等の巨大地震において、多大な被害を受けてきた。

これらの橋脚の補強方法としては、「RC巻立て工法」、「鋼板巻立て工法」、「連続繊維シート(テープ)巻付け工法」、「PCストランド巻付け工法」等があり、研究、実施されている^{1), 2), 3)}。

RC橋脚補強の基本は、①鉄筋段落し部の曲げおよびせん断補強を行い、段落し部を弱点としないこと、②補修が困難な基礎が破壊することなく、補修が可能な橋脚が計画的に曲げ破壊することである。

せん断耐力の増加とじん性の改善のためには、帯鉄筋を増やし、帯鉄筋内部のコアコンクリートを確実に拘束するために、帯鉄筋の定着を確実に行うことである。しかるに既設橋脚周辺の薄いコンクリート増厚部分で、確実にフックにより帯鉄筋を定着することには大きな困難が伴い、また、現場において帯鉄筋をフレア溶接により接続することには、現場における溶接の不確実性が懸念される。

帯筋として鉄筋の代わりにPC鋼材を用いると、①フックによる定着や溶接による接続と異なり、定着具や接続具を用いて確実に定着・接続される、②鋼材の降伏点が高く、鉄筋よりも長く拘束効果が持続し、せん断耐力やじん性の改善が期待される、③円形断面の場合に帯筋

を緊張・定着すると、新旧コンクリートの一体化や、せん断ひび割れの性状が改善されるなどの効果が期待される。

補修可能な橋脚を計画的に曲げ破壊させるためには、橋脚基部の一部に空洞を設け、巨大地震時にその部分が最初に破壊してスリットを形成すると、橋脚が大変形してもフーチングを破壊することなく、計画的に橋脚基部に塑性ヒンジを形成することができると考えられる。また、フーチングにさっ孔し、軸方向鉄筋をエポキシ樹脂を用いてケミカルアンカーするときに、軸方向鉄筋の一部にビニールテープを巻くなどしてその付着長をコントロールする(以後ボンドコントロールと呼ぶ)ことにより、軸方向鉄筋のフーチングからの拔出し量が増大し、変形性能の高い塑性ヒンジを橋脚基部に確実に形成することができ、軸方向鉄筋の抜け出し時のフーチングコンクリートの破損を防ぐことが出来ると考えられる。

そこで、PC鋼材を帯筋として用い、橋脚基部に計画的に塑性ヒンジを形成して、RC橋脚の耐震補強を行う方法について、円形断面17体および矩形(正方形)断面3体のコンクリート橋脚供試体を作製し、正負交番曲げ載荷実験を行った。本論では、その実験結果と考察について報告する。

2. 実験の概要

2.1 供試体

供試体の一覧を表-1に示す。供試体は断面形状、スリット幅(橋脚基部に設ける空洞の厚さ、図-2参照)、

軸方向鉄筋のボンドコントロール長（図－２参照）、帯筋の配置方法、帯筋の材質、横方向プレストレスの有無、帯筋のピッチおよび曲げ補強の有無をパラメータとして、全部で２０体製作した。試験体番号の最初のアルファベットＣは円形断面を、Ｒは矩形断面を意味する。供試体Ｃ－０は、補強前の旧橋脚モデルで、軸方向鉄筋が橋脚中間部で段落しされており、そこでは定着長が不足するため、段落し部でせん断破壊もしくは曲げ破壊するように設計されている。その他のすべての円形断面供試体は、この供試体Ｃ－０をベースに、増厚したり、鋼材を直接巻付けたりして補強している。供試体Ｃ－１～６は、主に軸方向鉄筋に施すボンドコントロール長が補強効果

（耐力やじん性）に与える影響を観察するために計画されたものである。供試体Ｃ－７～９では、帯筋として降伏点の約５０％で緊張されたストランドが用いられている。供試体Ｃ－１０～１３は、曲げ補強を行わなかったもので、旧橋脚モデルである供試体Ｃ－０に、供試体Ｃ－１０およびＣ－１１はストランドを緊張して１本毎独立して巻付け、供試体Ｃ－１２およびＣ－１３では、ストランドを緊張することなく、スパイラル状に人力で直接巻き付けたものである。供試体Ｃ－１４は、曲げ補強のための軸方向鉄筋のまわりに、帯筋の代わりにストランドを緊張することなく人力で巻き付け、コンクリートを増厚したものである。

供試体Ｃ－ＲＣは、いわゆるＲＣ巻立て工法に相当するもので、スリットを設けたり、軸方向鉄筋のボンドコントロールなどは一切行っていない。供試体Ｃ－ＪＣは、曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法に相当する、比較のための試験体である。

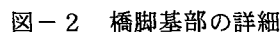
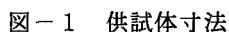
矩形断面の供試体Ｒ－０～２は、一辺５０ｃｍの正方形断面旧橋脚モデル供試体をベースとし、１０ｃｍの増厚を行ったもので、旧橋脚モデルは、供試体Ｃ－０よりやや大きなせん断耐力と曲げ耐力を有している。供試体Ｒ－１は、コンクリート増厚部にＰＣ鋼棒を配置し（フーチングにはアンカーされていない）、軸方向に約１．０ＭＰａのプレストレスが導入されている。供試体Ｒ－２は、橋脚基部に密にＰＣ鋼棒の帯筋を配置し、円形と比べて拘束効果の少ない矩形帯筋を多量に用いることにより、塑性ヒンジ部のじん性を改善しようと試みたものである。なお、Ｒ－２を除くすべての供試体で、一番下段の帯筋はフーチング上端から６．０ｃｍの位置に配置されている。また、帯筋はピッチのみがパラメータとして考慮されており、断面積や帯鉄筋比と降伏点応力度の積を一定とするような配慮はされていない。帯筋のピッチが同じ場合の鋼材断面積の比は、鉄筋（φ６）：ストランド（φ２．９ｍ）：ＰＣ鋼棒（φ７．１ｍｍ）＝１．０：０．７０：１．４１である。

表－１における帯筋の材質の項で、鉄筋とあるのはφ６丸鋼（ＳＲ２３５）、ＰＣ鋼棒とあるのはφ７．１ｍｍ細径異形ＰＣ鋼棒（ＳＢＰＤＮ１２７５／１４２０）、ストランドとあるのは２．９ｍｍ３本よりＰＣ鋼より線（ＳＷＰＤ３Ｎ）を意味する。

帯筋の配置法の項で、帯筋とあるのは各帯筋が独立して閉鎖したもの、スパイラルとあるのはストランドを連続的に巻付けたものを意味する。細径異形ＰＣ鋼棒はカップラーで接続した。ストランドは定着具周辺のコンクリートが破壊しても閉鎖性を維持できる、ＲＣ橋脚耐震補強用に開発された特殊な定着具を用いている。

表－１ 供試体一覧

供試体 番号	断面 形状	スリット幅 幅 (cm)	ボンドコントロール 長 (cm)	帯筋の 配置法	帯筋の 材質	プレストレス の有無	帯筋の ピッチ (cm)	曲げ補強 の有無
C-0 (旧橋脚)	円形	----	----	帯筋	鉄筋	ノンプレストレス	30.0	----
C-1	円形	2.5	5.0	帯筋	鉄筋	ノンプレストレス	10.0	鉄筋
C-2	円形	2.5	0.0	帯筋	PC鋼棒	ノンプレストレス	10.0	鉄筋
C-3	円形	2.5	5.0	帯筋	PC鋼棒	ノンプレストレス	10.0	鉄筋
C-4	円形	2.5	5.0	帯筋	PC鋼棒	ノンプレストレス	15.0	鉄筋
C-5	円形	2.5	10.0	帯筋	PC鋼棒	ノンプレストレス	10.0	鉄筋
C-6	円形	2.5	-5.0	帯筋	PC鋼棒	ノンプレストレス	10.0	鉄筋
C-7	円形	2.5	10.0	帯筋	ストランド	プレストレス	10.0	鉄筋
C-8	円形	2.5	10.0	帯筋	ストランド	プレストレス	12.0	鉄筋
C-9	円形	2.5	10.0	帯筋	ストランド	プレストレス	18.0	鉄筋
C-10	円形	----	0.0	帯筋	ストランド	プレストレス	5.0	無
C-11	円形	----	0.0	帯筋	ストランド	プレストレス	10.0	無
C-12	円形	----	0.0	スパイラル	ストランド	ノンプレストレス	10.0	無
C-13	円形	----	0.0	スパイラル	ストランド	ノンプレストレス	5.0	無
C-14	円形	2.5	10.0	スパイラル	ストランド	ノンプレストレス	10.0	鉄筋
C-RC	円形	0	0.0	帯筋	鉄筋	ノンプレストレス	10.0	鉄筋
C-JC	円形	0	0.0	鋼板	鋼板	----	----	----
R-0	矩形	2.5	10.0	帯筋	PC鋼棒	ノンプレストレス	10.0	鉄筋
R-1	矩形	2.5	10.0	帯筋	PC鋼棒	ノンプレストレス	10.0	鉄筋+PC鋼棒
R-2	矩形	2.5	10.0	帯筋	PC鋼棒	ノンプレストレス	10.0+3.4	鉄筋



旧橋脚部およびフーチングは、呼び強度 25.5 MPa のレディミクストコンクリートを、増厚部では、薄い増厚部に確実にコンクリートを充填するために、設計強度 40.0 MPa の高流動コンクリートを用いた。

表-2には、道路橋示方書⁴⁾に従った設計上の計算値を示す。同表から判るように、補強を行った各供試体のせん断耐力の曲げ耐力に対する比は、1.2~2.8で、2.0を超える供試体が7体ある。1.5を下回る供試体は2体しか無く、全般にせん断補強が過剰であるきらいがある。

表-2 計算値

— 1287 —

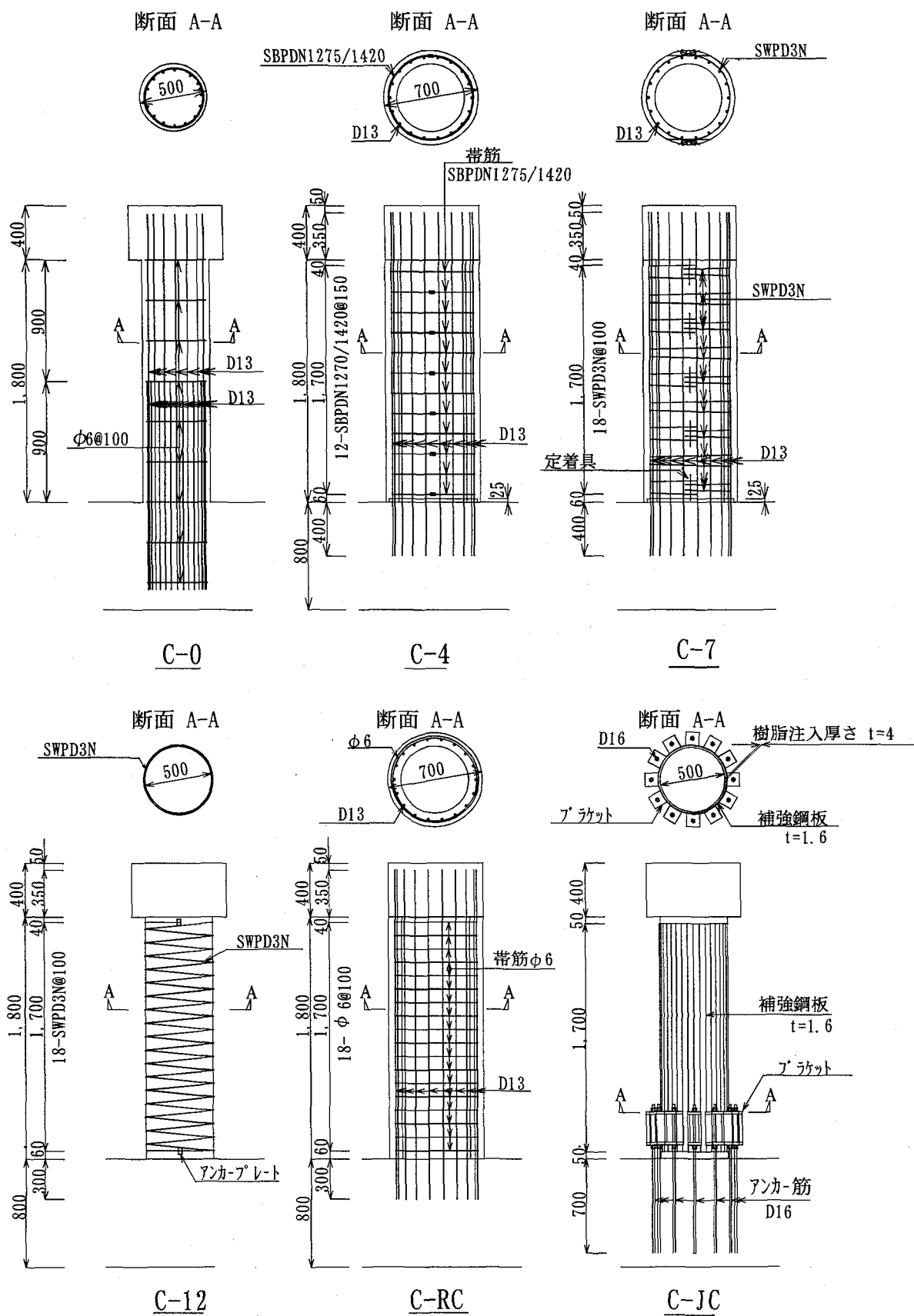


図-3 代表的供試体の配筋図

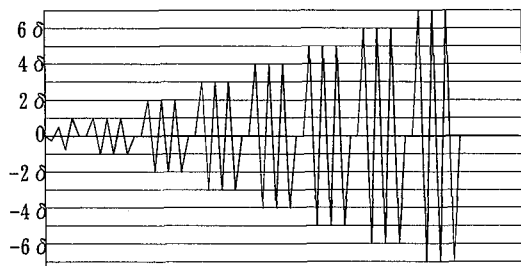


図-4 荷重ステップ

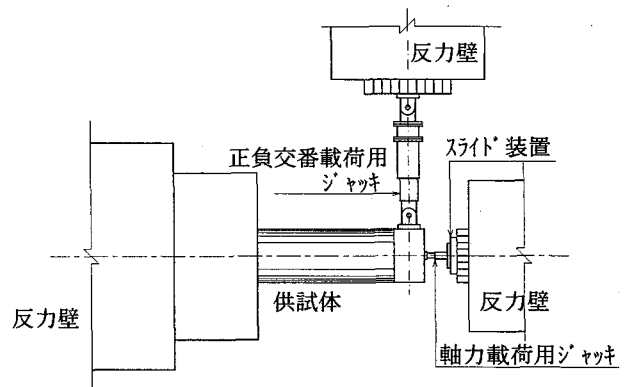


図-5 載荷装置

2.2 載荷荷重

載荷は、正負交番曲げ載荷とする。先ず、旧橋脚モデルにおいて1.0MPaに相当する軸力を導入し、続いて軸方向筋が最初に降伏するまで、徐々に荷重を増しながら荷重管理で載荷し、軸方向筋のひずみが予め行っていた引張試験の結果より、降伏したと判定できるまで載荷する。この点を降伏変位とする。その後は、供試体載荷位置での変位が降伏変位の整数倍になるように、変位管理で載荷する。同じ管理変位量で3回連続して載荷し、一度0に戻した後に、次の載荷ステップへ進む。載荷は供試体の断面破壊（一般に軸方向鉄筋の破断）まで行う。図-4に載荷ステップを示す。

2.3 載荷装置

載荷は、供試体を水平に設置し、反力壁を用いて、一定軸力載荷および正負交番水平載荷を行う。軸力の載荷は、偏心が生じたり、水平力が作用したりしないように、スライド装置を用いた。載荷装置を図-5に示す。

2.4 測定項目

鋼材のひずみは、ひずみゲージを用いて、軸方向鉄筋および帯筋で測定する。ただし、アンボンド鋼材を用いて帯筋を緊張する場合は、帯筋のひずみは測定しない。変位は、変位計を用いて、載荷点、中間点、柱基部の水平変位および柱基部の鉛直変位（軸方向筋の抜け出し量）を測定する。

表-3 主要測定結果

供試体 番号	コンクリート圧縮強度 (MPa)		降伏変位 (mm)	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	終局荷重 (kN)	終局変位 (mm)	じん性率	座屈した ときの δ
	旧橋脚	増厚部							
C-0	19.9	-	14.2	123	154	131	42.2	3.0	3
C-1	21.9	35.8	6.4	189	288	215	67.5	10.5	9
C-2	20.6	39.9	5.1	151	274	185	69.7	13.7	13
C-3	22.8	30.7	6.6	196	293	240	67.5	10.2	10
C-4	21.3	35.6	7.3	177	275	181	109.7	15.0	9
C-5	24.3	33.5	9.2	235	302	240	78.8	8.6	5
C-6	23.5	35.1	8.8	216	288	221	55.3	6.3	7
C-7	22.8	34.2	9.3	210	316	241	75.9	8.2	7
C-8	23.4	33.9	7.6	192	296	213	81.6	10.7	7
C-9	25.4	35.9	6.8	196	305	204	74.5	10.9	8
C-10	24.2	-	14.7	128	156	147	91.8	6.2	6
C-11	24.2	-	13.4	118	156	126	79.8	6.0	5
C-12	25.5	-	15.5	123	147	130	79.8	5.1	5
C-13	26	-	14.8	115	149	133	78.5	5.3	6
C-14	21.7	30.5	7.7	186	276	213	81.5	10.6	9
C-RC	22.8	30.7	5.3	175	309	192	97.5	18.4	15
C-JC	25.3	-	13.4	175	250	197	128.5	9.6	9
R-0	22.7	27.2	5.0	196	282	207	54.4	9.1	8
R-1	22.1	28.2	3.7	175	275	193	47.7	9.0	9
R-2	22.2	28.6	5.2	205	283	224	59.0	10.7	10

表－４ 破壊状況の簡単な記述

供試体番号	破壊状況の記述
C-0	段落部の曲げせん断破壊。軸方向筋が座屈しているが破断していない。
C-1	柱基部の曲げ破壊。最下段の帯筋が破断。軸方向筋が1～2段目帯筋間で座屈。
C-2	柱基部で曲げ破壊。1段目帯筋（PC鋼棒）のキャプラーはずれ。軸方向筋が2段目帯筋より下で座屈、破断。フーチング上面の一部が破損。
C-3	柱基部の曲げ破壊。1段目帯筋（PC鋼棒）のキャプラーはずれ。軸方向筋が2段目帯筋より下で座屈。
C-4	柱基部での曲げ破壊。軸方向筋が1段目帯筋より下および1～2段目帯筋間で座屈、破断。
C-5	柱基部で曲げ破壊。1段目帯筋（PC鋼棒）のキャプラーはずれ。軸方向筋が1段目より下および一部1～2段目帯筋間で座屈、破断。
C-6	柱基部で曲げ破壊。1段目帯筋（PC鋼棒）のキャプラーはずれ。軸方向筋が2段目帯筋より下で座屈、破断。フーチング上面の一部が破損。
C-7	柱基部の曲げ破壊。軸方向筋が1段目帯筋より下および一部1～2段目帯筋間で座屈、破断。
C-8	柱基部の曲げ破壊。軸方向筋が1段目帯筋より下および一部1～2段目帯筋間で座屈、破断。
C-9	柱基部の曲げ破壊。軸方向筋が1段目帯筋より下および一部1～2段目帯筋間で座屈、破断。
C-10	段落部の曲げ破壊。段落部で軸方向筋が座屈、破断。
C-11	段落部の曲げ破壊。段落部で軸方向筋が座屈。
C-12	段落部の曲げ破壊。段落部で軸方向筋が座屈。
C-13	段落部の曲げ破壊。段落部で軸方向筋が座屈、破断。
C-14	柱基部の曲げ破壊。軸方向筋が1段目帯筋より下および一部1～2段目帯筋間で座屈、破断。
C-RC	柱基部が曲げ破壊。1段目帯筋が破断。軸方向筋が1～2段目帯筋間で座屈、破断。フーチングに大きなひび割れが生じ、一部コンクリートに浮きが生じた。
C-JC	アンカー筋より旧橋脚軸方向鉄筋の方が先に降伏した。3δからブラケット上面の鋼板が膨れ始める。アンカー筋の座屈なしに旧橋脚の軸方向鉄筋の座屈、破断。
R-0	柱基部の曲げ破壊。軸方向筋が1段目帯筋より下および一部1～2段目帯筋間で座屈、破断。
R-1	柱基部の曲げ破壊。軸方向筋が1段目帯筋より下で座屈、破断。
R-2	柱基部の曲げ破壊。軸方向筋が1段目帯筋より下で座屈、破断。

3. 測定結果と考察

3.1 破壊モード

各供試体の主要測定結果を表－3に、破壊状況の簡単な記述を表－4に示す。ここで、降伏変位とは最外縁の軸方向筋が降伏したと考えられるときの変位、降伏荷重とは降伏変位の時の荷重、終局変位とは荷重が降伏荷重にまで低下したときの変位、終局荷重とは終局変位の時の荷重を意味する。

図－6には、代表的供試体の試験終了時のひび割れおよび破壊状況を示す。同図より、供試体C－0段落し部にX字状のかぶりコンクリートの剥落が見られ、せん断の影響が顕著であったことが判る。コンクリートを増厚した供試体はすべて橋脚基部で曲げ破壊し、段落し部には顕著なせん断ひび割れは発生しなかった。

橋脚基部にスリットを設けたり、軸方向筋のボンドコントロールを行った供試体C－4、C－7およびR－1では、確実に橋脚基部に塑性ヒンジが形成されているが、そうでない供試体C－RCでは、フーチング上面に損傷が生じている。

図－6において、スリットを設け、軸方向鉄筋のボンドコントロールを行い、最下段の帯筋（ストランド）が試験終了後も健全であった供試体C－7と、そうでない供試体C－RCとでは、橋脚基部の被害状況に差が見られる。

旧橋脚モデルC－0に直接PC鋼材を巻き付けた供試

体C－12は、段落し部で曲げ破壊した。段落し部でせん断の影響を大きく受けて破壊した供試体C－0と異なり、せん断の影響は顕著ではなく、ストランドを緊張することなく直接巻き付けたことによりせん断耐力が改善された。なお、プレストレスを導入した供試体C－10とそうでない供試体C－12とでは、段落し部におけるせん断ひび割れの性状に差が観察され、帯筋にプレストレスを導入することによって、せん断ひび割れ性状の改善に役立つものと考えられる。

コンクリート増厚部にPC鋼棒を配置して軸方向にプレストレスを導入した供試体R－1では、ひび割れ本数も少なく、橋脚基部の極めて限定された範囲でのみかぶりコンクリートが剥落している。同図には示していないが、帯筋を橋脚基部に密に配置した供試体R－2でも同様の現象が観察される。

3.2 履歴曲線

図－7に、供試体C－0、C－4、C－7、C－12、C－RCおよびR－1の履歴曲線を示す。同図より、補強された供試体と旧橋脚モデルの供試体C－0の履歴曲線を比較すると、補強により耐力やじん性が改善されていることが判る。供試体C－12は供試体C－0に人力でストランドをスパイラル状に巻き付けたものであるが、C－0の履歴曲線と比較して、耐力は増加せずにじん性が大幅に改善されていることが判る。

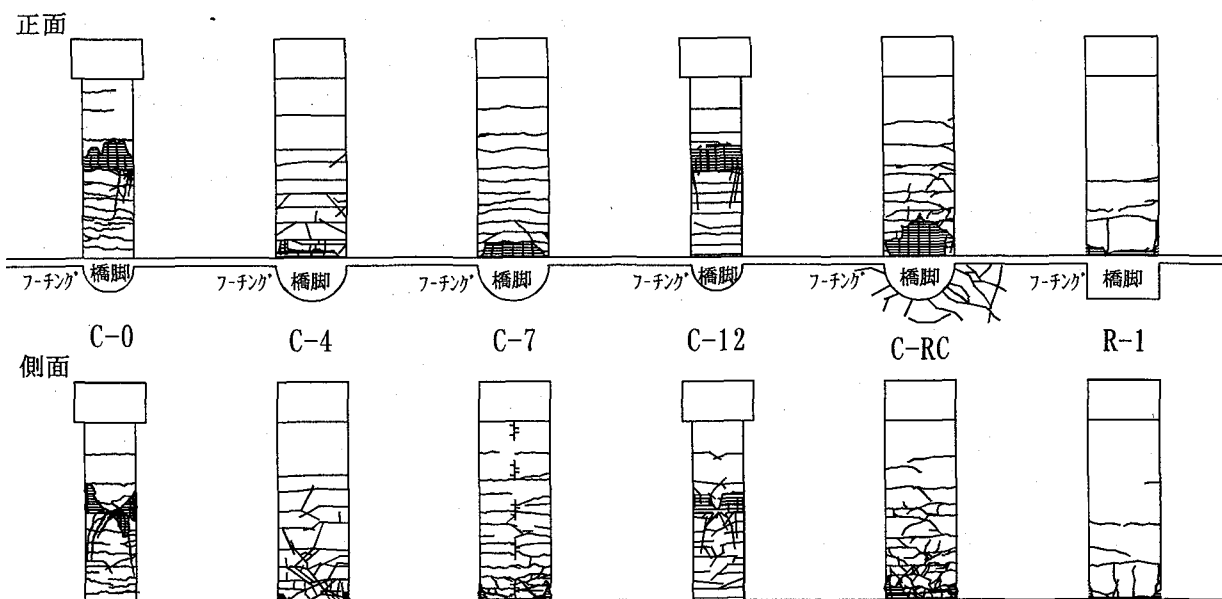


図-6 代表的供試体の試験終了時のひび割れおよび破壊状況

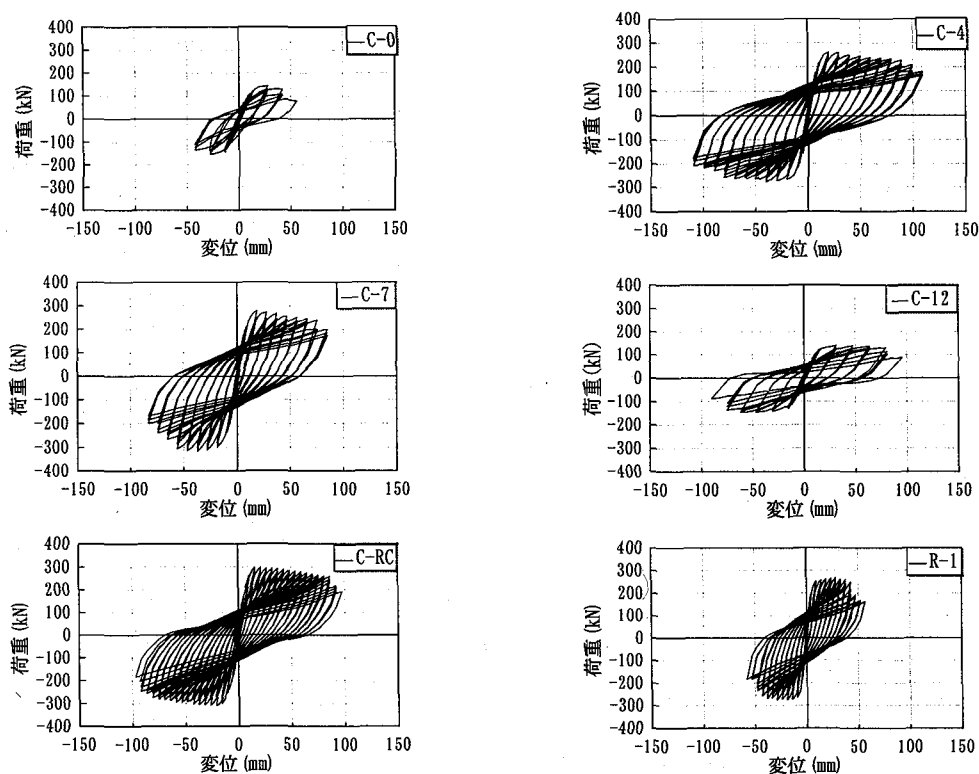


図-7 履歴曲線

履歴曲線は(+)側と(-)側でわずかに異なる挙動を示しているが、(+)側に着目すると、軸方向鉄筋の降伏後剛性が低下し始め、2～3 δ_y (δ_y :降伏変位)で最大荷重となり、その後緩やかに荷重が低下してゆく。コンクリートの増厚を行った供試体では、かぶりコンクリート

の剥落や軸方向鉄筋の座屈が始まる7～8 δ_y より荷重の低下が急激となる。いずれの履歴曲線も典型的な紡錘型を示しており、ストランド帯筋を緊張した供試体C-7の場合でも、特に履歴特性に帯筋を緊張しない場合と有意な差は観察されない。

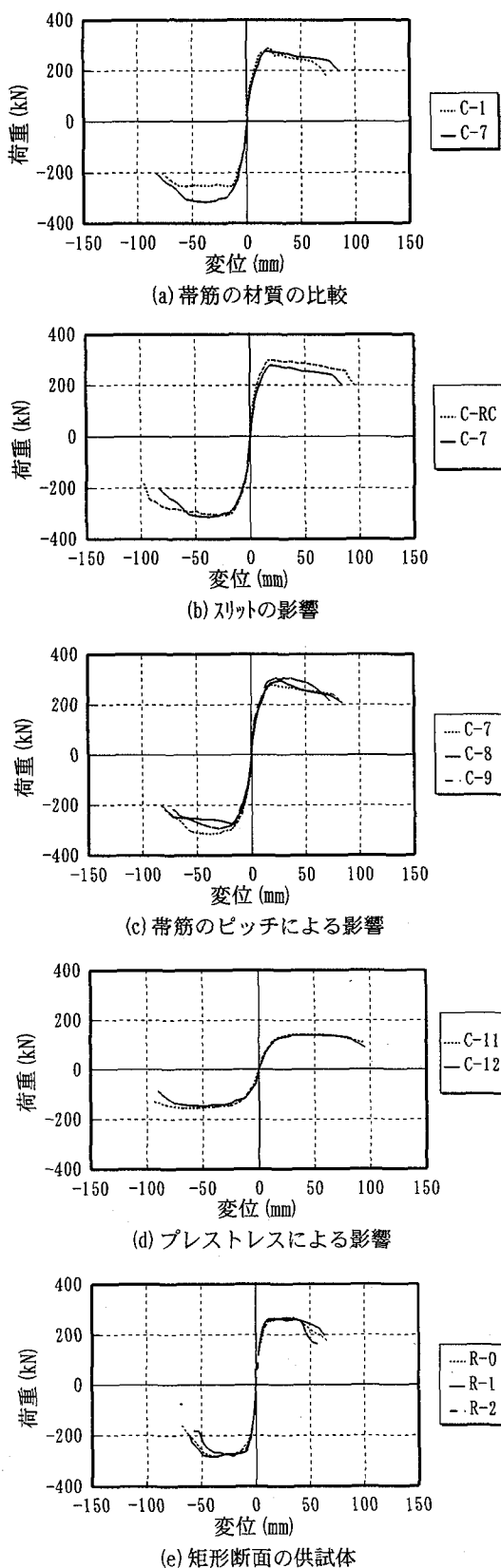


図-8 履歴曲線の包絡線

3.3 包絡線

図-8に履歴曲線の包絡線の一部を示す。同図(a)は、帯筋が鉄筋である供試体C-1と帯筋がストランドであ

る供試体C-7を比較し、帯筋の材質の相違を観察するためのもので、C-7の方がやや耐力およびじん性でC-1よりよい傾向を示している。供試体C-1では最下段の帯筋が破断し、下から2番目の帯筋も降伏していると考えられるのに対し、供試体C-7ではすべての帯筋が健全である。にもかかわらず、包絡線において明確な差が観測されないのは、帯筋の降伏と軸方向筋の座屈がほぼ同じ時期に起こっているからではないかと考えられる。同図(b)は、橋脚基部にスリットを設けて弱点を作ったことの影響を見ようとするもので、スリットを設けて断面が欠損しているにもかかわらず、それが耐力およびじん性に及ぼす影響は小さいことを示している。同図(c)は、帯筋のピッチ(10、12および18cm)の影響を見ようとするもので、同図に関する限り、帯筋のピッチの差の影響は顕著ではない。これは、せん断耐力の曲げ耐力に対する比が十分に大きいために、すでに十分なじん性が確保されているためでないかと考えられる。これは、また、RC橋脚が適正にせん断補強され、曲げ破壊先行型であれば、そのじん性は、橋脚基部に形成された塑性ヒンジのじん性に大きく依存すると考えて良いことを示している。よって、塑性ヒンジのじん性に大きな影響を与えられられる最下段の帯筋がまったく同じ条件であるため、帯筋のピッチの相違による有意な差が観測されなかったのではないかと考えられる。同図(d)は、帯筋を緊張してプレストレスを導入した場合の影響を見ようとするもので、両者にはほとんど差がなく、プレストレスが耐力やじん性に与える影響はあまり無いものと考えられる。同図(e)は矩形断面の供試体R-0～2の包絡線の比較を示している。R-1が他の2体と比べて早くに耐力の急激な低下が始まっているが、これは軸方向筋の破断が原因と考えられる。供試体R-1はかぶりコンクリートの剥落が極めて狭い範囲に限定されており(図-6参照)、帯筋や軸方向筋の座屈の状況がよく観測できなかったため、軸方向筋が何故早くに破断したかは不明で、現在検討中である。R-0とR-2は橋脚基部の帯筋の密度が異なっているが、両者の包絡線には有意な差は観測されない。これは、コンクリートの増厚が大きすぎたために、構造のじん性が橋脚基部の塑性ヒンジのじん性に大きく依存し、塑性ヒンジのじん性に影響が大きいと考えられる最下段の帯筋が共に降伏したり破断したりせずに、軸方向筋の座屈に支配されたために、帯筋の密度の差による影響が出なかったのではないかと考えられる。

3.4 エネルギー吸収能

図-9には、供試体C-4、C-7およびC-RCの履歴吸収エネルギーを示す。履歴吸収エネルギーとは、1サイクルの間に橋脚が吸収した履歴エネルギーで、履歴曲線の囲む面積より求めた⁵⁾。同図より、橋脚基部の損傷の程度(かぶりコンクリートが剥落した範囲)に大きな差があった供試体C-7およびC-RCの履歴吸収

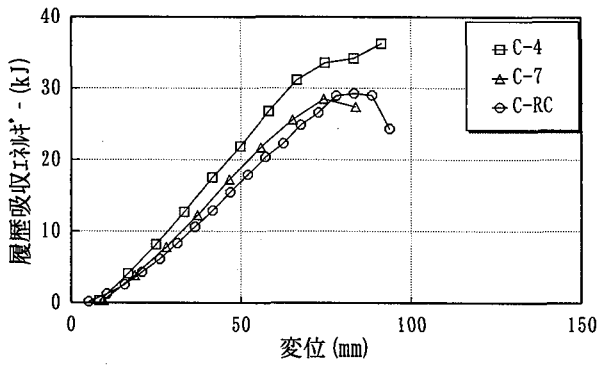
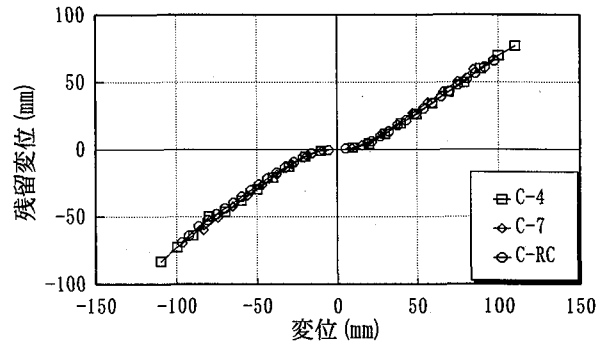


図-9 履歴吸収エネルギー



(a) 円形断面供試体

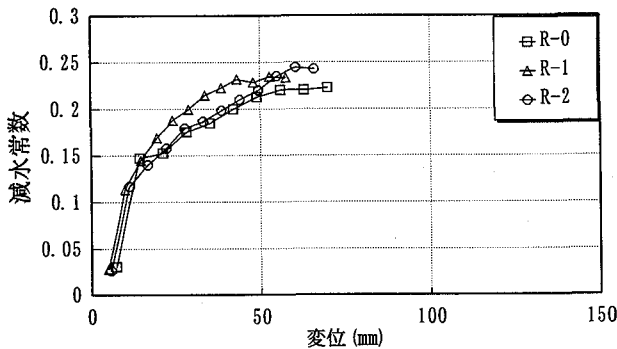
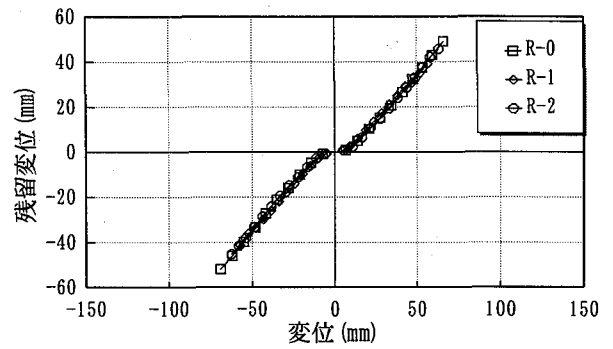


図-10 等価減衰定数



(b) 矩形断面供試体

図-11 各履歴ループにおける残留変位

エネルギーに大差はなく、スリットを設けたり降伏点の高い帯筋を緊張して用いたりしても、履歴吸収エネルギーに与える影響は余りないものと考えられる。

図-10に、矩形断面供試体の等価減衰定数を示す。等価減衰定数は h_e は、次式で求めた⁵⁾。

$$h_e = 1 / 2 \pi \cdot \Delta W / W$$

ここに、 ΔW および W は、それぞれ弾性エネルギーおよび吸収エネルギーである。供試体R-1およびR-2は、供試体R-0と比べて、橋脚基部の損傷が極めて限定された範囲に止まっていたが、同図より等価減衰定数に有意な差は観測されず、プレストレスを導入したり多量の帯筋を用いたりしても、エネルギー吸収能の面からは特に問題となることはないと考えられる。

3.5 残留変位

図-11に各履歴ループにおける残留変位を示す。同図(a)は円形断面供試体の一部、同図(b)は矩形断面の場合を示す。同図(a)より、帯筋の材質やスリットを設けたことの残留変位に与える影響はほとんどないものと考えられる。同図(b)より、フーチングにアンカーされていないPC鋼棒を軸方向に配置してプレストレスを導入したり、多量の帯筋を塑性ヒンジ部に配置しても、残留変位の改善には有用ではないと考えられる。

4 結 論

途中に軸方向鉄筋の段落しがあるRC橋脚を、コンクリートの増厚やPC鋼材を帯筋として用いて耐震補強したときの効果を観察するために、RC橋脚の正負交番曲げ載荷実験を行った。当実験の研究においては、供試体の数の割には検討パラメータが多すぎて、理論的検討を検証するに十分なデータが得られてないことや、コンクリートの増厚が大きすぎて帯筋の特性や軸方向プレストレスの影響が顕著に表れなかった等の問題点を含んでいると考えられるが、実験結果より、以下のような知見が得られたと言ってよいであろう。

- (1) RC橋脚のじん性は、曲げ破壊先行型であれば、塑性ヒンジのじん性に大きく依存すると考えられる。
- (2) 塑性ヒンジのじん性は、その部分の帯筋の強度とピッチに依存すると考えられ、定着・接続が確実で、降伏点の高いPC鋼材を帯筋として用いることの有用性が期待される。
- (3) 橋脚基部にスリットを設けて、計画的に塑性ヒンジを形成させる方法では、スリットを設けて断面が欠損したにもかかわらず、耐力、じん性、エネルギー吸収、残留変位などに及ぼす影響は小さいと言ってよいであろう。

う。

(4) 橋脚基部にスリットを設け、軸方向鉄筋のボンドコントロールを行った場合、確実に橋脚基部に塑性ヒンジを形成することができ、また、その部分に的確に帯筋を配置することにより、塑性ヒンジのじん性を制御することができる。

(5) 円形断面RC橋脚の帯筋を緊張して、橋脚にプレストレスを導入した場合と、そうでない場合とでは、せん断ひび割れの性状に相違があったものの、耐力、じん性、エネルギー吸収能、残留変位などに有意な差は観察されなかった。

(6) フーチングにアンカーされてないPC鋼材を軸方向に配置してプレストレスを導入したり、塑性ヒンジ部に多量の帯筋を配置したりした場合、塑性ヒンジ長が小さくなるが、エネルギー吸収能および残留変位に与える影響は当実験の範囲内では顕著ではなかった。

参考文献

- 1) 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料(案), 日本道路協会, 平成7年6月
- 2) 既設RC橋脚の耐震性向上設計要領(案), 首都高速道路公団保全施設部, 平成7年11月
- 3) 川島, 運上, 飯田: 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究, 土木研究所報告, 平成5年9月
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・コンクリート橋編, 平成2年2月
- 5) 川島, 長谷川, 長島, 小山, 吉田: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法に関する研究, 土木研究所報告, 平成5年9月

(1996年9月6日受付)