

帯鉄筋のみによるRC柱の耐震補強

J R東日本 構造技術センター 正会員 小林 将志
J R東日本 構造技術センター フェロ-会員 石橋 忠良
J R東日本 構造技術センター 正会員 松田 芳範

1. はじめに

現在、RC高架橋柱の鋼板巻きによる耐震補強が進められている。しかし、狭隘箇所や耐震壁以外の簡易な間仕切り壁等が柱と柱の間に設置されている場合、施工時に支障する部分を一部撤去してから補強工事を行う必要があるため、工事が大掛かりとなり工事期間が長く、工事費の増大が懸念されている。

そこで、施工困難な環境における既設RC高架橋柱を対象に、既存の補強工法と同程度の性能を有すると共に、既存工法の工事費を下回る耐震補強工法の開発を目指して、補強方法に対する実験的検討を行ったのでここに報告する。

2. 補強工法の概要

図-1に補強工法のイメージ図を示す。この工法は、壁と柱の接続部の一部を削孔して棒鋼を設置し、柱の角に設置した支持材で定着させるものである。棒鋼は、既存の柱を取り囲むようにして配置し、壁の除去範囲を最小限に抑える。柱の隅角部に配置する支持材にはL形鋼を設置し、あらかじめ両端をネジ状に加工した棒鋼をボルトにより定着させる。鋼材は、一定の変形性能を有するように配置する。

図における、L形鋼のカバー材、モルタル等は、棒鋼の耐食法に対する一例である。

3. 試験概要

3.1 試験体形状

供試体断面及び諸元を図-2、表-1に示す。No. 1は、帯鉄筋を配置しないRC柱試験体であり補強試験体の補強効果を確認するための基準試験体である。No. 6は、比較のため補強試験体のせん断補用棒鋼と同程度の帯鉄筋量とした鉄筋コンクリート（RC）柱である。No. 10～13は棒鋼を配置していないRC柱（No. 1）を補強した試験体である。補強試験体はNo. 10を基準として、No. 11は隅角部の支持材のサイズを大きくしたもの、No. 12は鋼材量をNo. 10と同等にし、棒鋼の径を太くしてピッチを飛ばしたもの、No. 13はNo. 10の支持材間をモルタルで充填しないものである。補強高さは、フーチング天端から20mmの位置から載荷板下端の高さ850mmまでとし、柱基部には曲げ耐力に影響が無いように20mmのスリットを設けた。

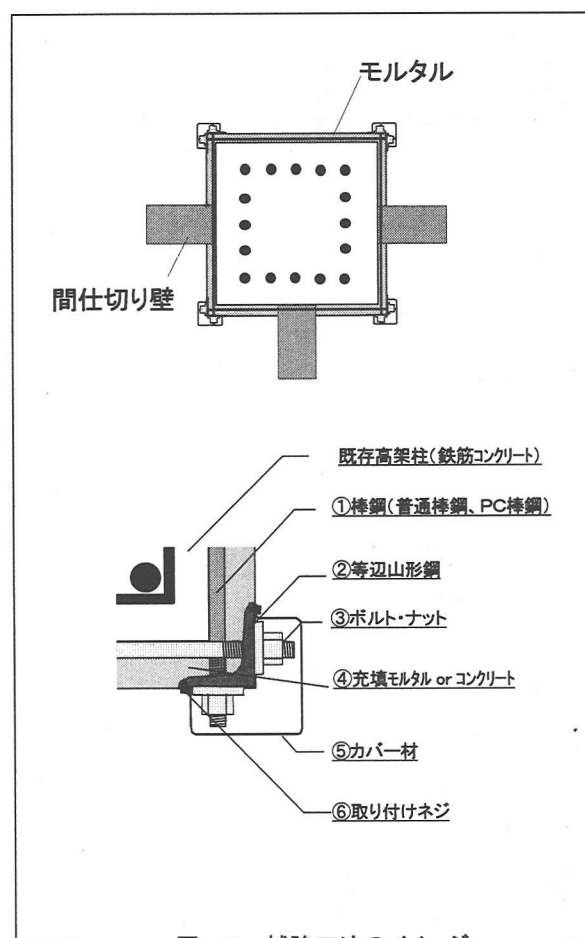


図-1 補強工法のイメージ

キーワード：じん性補強、間仕切り壁、交番載荷試験

連絡先 (〒151-8578 渋谷区代々木2-2-2 JR東日本ビル・03-5334-1288・03-5334-1289)

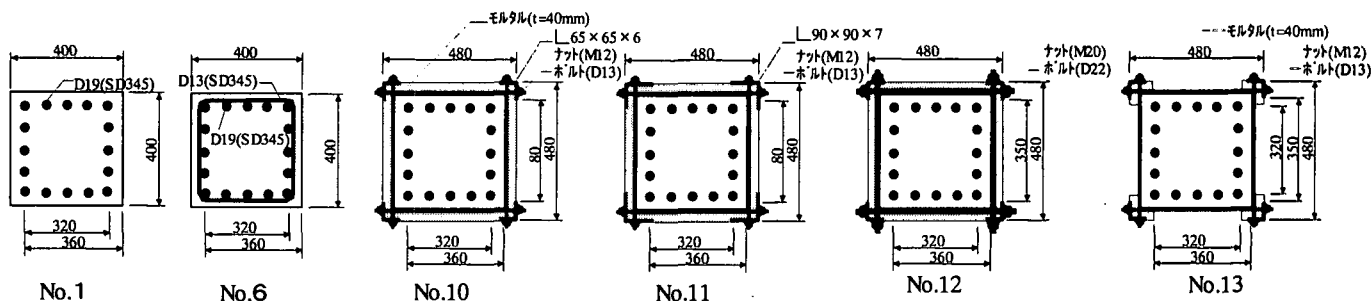


図-2 試験体の断面図

表-1 試験体諸元

番号	柱断面寸法 (フーチング・柱接合部) b × h (mm)	有効高 d(mm)	せん断 スパン比 la/d	引張鉄筋 配置	軸方向 鉄筋比 P(%)	帯鉄筋配置 (又はネジ鉄筋)	支持材	記事
No.1	400 × 400	360	3.19	D19 × 5	—	—	—	無補強基準試験体
No.6	400 × 400	360	3.19	D19 × 5	2.865	D13 - 2 ctc. 60	┌65*65*6	RC柱(耐力比2.0)
No.10	400 × 400	360	3.19	D19 × 5	2.865	D13 - 2 ctc. 65	┌65*65*6	提案補強工法
No.11	400 × 400	360	3.19	D19 × 5	2.865	D13 - 2 ctc. 65	┌90*90*7	" (支持材)
No.12	400 × 400	360	3.19	D19 × 5	2.865	D22 - 2 ctc. 180	┌65*65*6	" (帯筋間隔)
No.13	400 × 400	360	3.19	D19 × 5	2.865	D13 - 2 ctc. 65	┌65*65*6	" (モルタル有無)

柱1: 補強厚さは40mmとし、フーチングから20mmのスリットを設けて曲げ耐力に寄与しないものとした。

柱2: プレミックスタイプの無収縮モルタルを用いた。

表-2 試験結果の概要

番号	材料試験値				計算値			実験値		
	f _{ck} (柱) (N/mm ²)	f _{ck} (モルタル) (N/mm ²)	f _{sy} (主鉄筋) (N/mm ²)	f _{sy} (帯鉄筋) (N/mm ²)	V _y (kN)	V _{mu} (kN)	V _y /V _{mu}	δ _y (mm)	V _{max} (kN)	μ
No.1	23.2	—	367	—	129	245	0.53	7.0	184	1.0
No.6	19.4	—	381	359	589	247	2.38	5.8	242	13.4
No.10	26.6	45.3	381	359	662	257	2.57	6.1	261	13.4
No.11	29.5	46.6	367	381	701	253	2.77	5.5	258	16.9
No.12	23.8	47.7	381	415	755	254	2.98	6.0	270	14.0
No.13	20.1	47.5	381	359	582	248	2.35	6.2	269	12.6

柱1: 曲げ耐力は、20mmのスリットの断面にて算出した。

柱2: せん断耐力は、補強部の断面にて算出し、モルタルを考慮した数値とした。

3.2 試験方法

荷重は、一定の鉛直方向の圧縮応力度 1N/mm² のもとで、フーチング天端から 1150mm の高さに繰返し水平荷重を行った (図-3 参照)。

荷重サイクルは、No. 1 は 1mm 毎に交番荷重し、No. 6, 10~13 は軸方向鉄筋が降伏ひずみ値に達する時の荷重点水平変位を 1 δ_y とし、その整数倍の変位を試験体に加え、各 1 回ずつ荷重する静的正負交番試験とした。

3.3 試験結果

1) 変形性能

試験結果の概要を表-2 に示す。ここでの耐力比は文献1) のせん断耐力式 (各係数を 1.0 として算出) によりコンクリート (モルタル断面を含む) のせん断耐力を算出したものであり、鋼材により補強されるせん断耐力の分担は、鋼材の降伏強度まで負担することを前提に求めたものである。

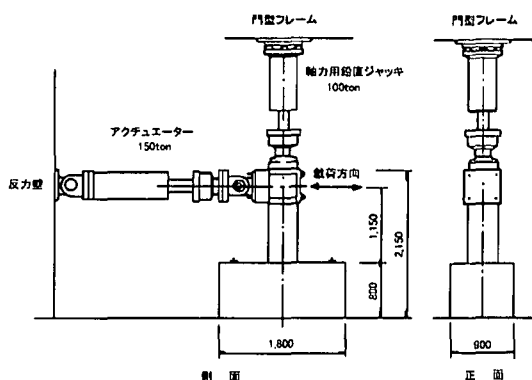


図-3 試験装置の概要

表より、無補強試験体の No. 1 は、曲げ降伏前にせん断破壊し、じん性率は 1.0 であった。帯鉄筋を密に配置した RC 柱は、計算上の耐力比が 2 以上であり、部材靱性率も 13 程度の大きい変形性能を有していた。補強試験体の 4 体も、 $12\delta y$ 以上の大きな変形性能を有しており、補強効果があることが確認された。特に No. 13 は、柱隅角部の支持材の間をモルタルにより充填していないにもかかわらず、終局変位（降伏耐力を下回る荷重に成った時点の水平変位）後の耐力低下が他の補強試験体より若干大きいものの、変形性能はほぼ同等であった。

2) ひび割れ性状

写真-1～5 は、柱のひび割れ状況を示したものである。写真-1 は No. 1 の $1\delta y$ 変位時点におけるひび割れ状況を示したものであり、載荷点から対角線状のひび割れが発生し、せん断破壊が確認された。

写真-2 は、No. 6 の $10\delta y$ 時点のひび割れ状況を示す。載荷平行方向の面にはせん断による斜めひび割れが無数に発生しており、特に 1D 区間（D は、補強前の断面高さ）にひび割れが集中している。また、載荷面には曲げによる水平ひび割れと中央に縦ひび割れが発生している。

写真-3～5 は、補強試験体の $10\delta y$ 時点のひび割れ状況である。各補強試験体のひび割れ状況には、ほとんど差が見られなかった。載荷平行面にはせん断力による斜めひび割れが発生しているものの No. 6 よりもひび割れ数は少なかった。また、載荷面のひび割れも曲げひび割れ及び縦ひび割れが発生しているものの、ひび割れ数は少なかった。このことから、補強試験体は、支持材を棒鋼で連結することにより載荷平行面が拘束され大変形時にも損傷を受け難くなっていると思われる。

3) 破壊性状

写真-6～9 は、各試験体が終局変位を下回る $14\delta y$ 時点の損傷状況を示したものである。写真-6 は No. 6 の損傷状況を示しており、載荷面のコンクリートが剥離すると共に載荷平行面のコンクリートが D/2 区間においてほとんど剥落している状況であっ

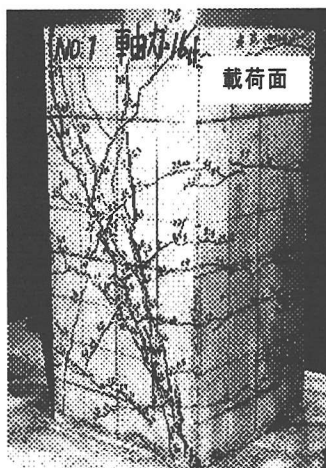


写真-1 No.1 ($1\delta y$)

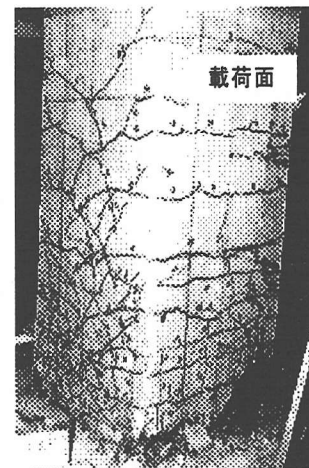


写真-2 No.6 ($10\delta y$)

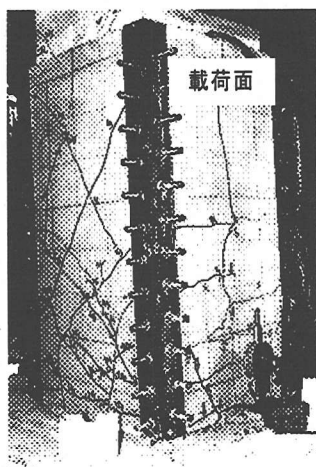


写真-3 No.10 ($10\delta y$)

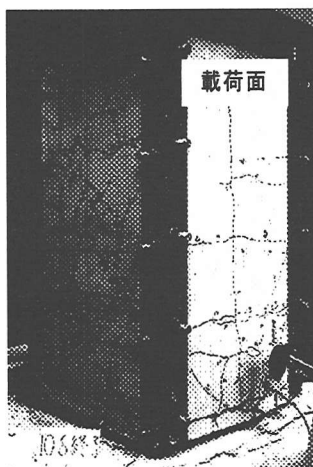


写真-4 No.12 ($10\delta y$)

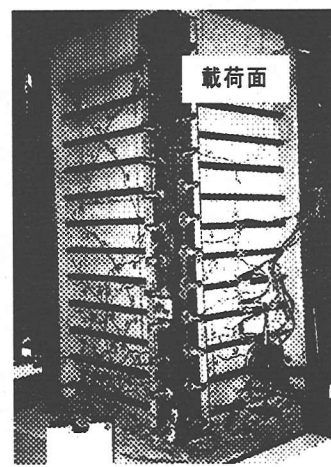


写真-5 No.13 ($10\delta y$)

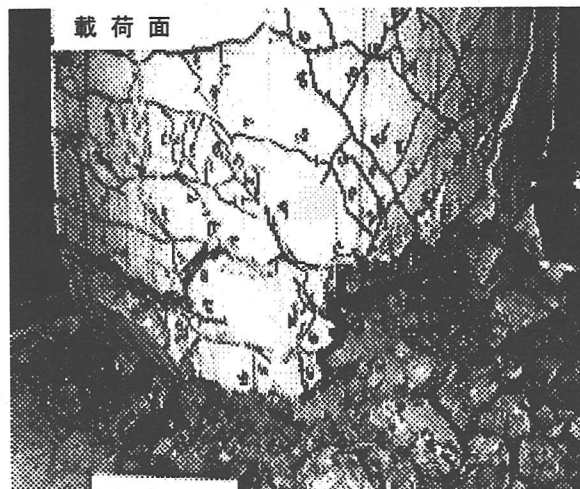


写真-6 No.6 ($14\delta y$)

た。

写真-7は、No. 10 の破壊状況であり、No. 6 と比較すると載荷面のコンクリートの剥離は同等であるが、載荷平行面の損傷は小さく、せん断面の損傷は小さいといえる。

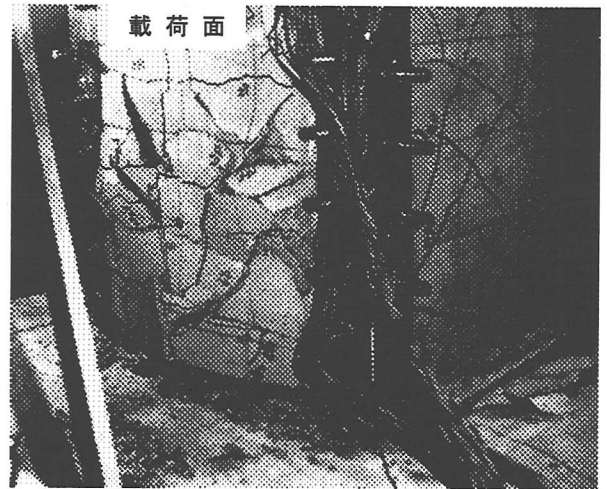


写真-7 No.10 (14δy)

写真-8は、No. 13 の終局変位時の状況である。No. 13 のように隅角部の支持材とく体部のみをモルタルで充填し補強したものと、No. 10 の全面的連結用棒鋼をモルタル被覆したものは同様な抵抗機構を有すると思われる。このことから、隅角部のみにモルタルが設置され、棒鋼で支持材が連結されていれば、変形性能に対する補強効果を十分発揮できると思われる。

写真-9は、No. 12 試験体の終局変位時の破壊性状を示したものである。載荷平行面の損傷状況は No. 10 とほとんど同等であるが、載荷面のコンクリートは完全に剥落しており、この状況より、フーチング天端から2段目の棒鋼の間 (0.7D程度) に損傷が集中していることが分かる。

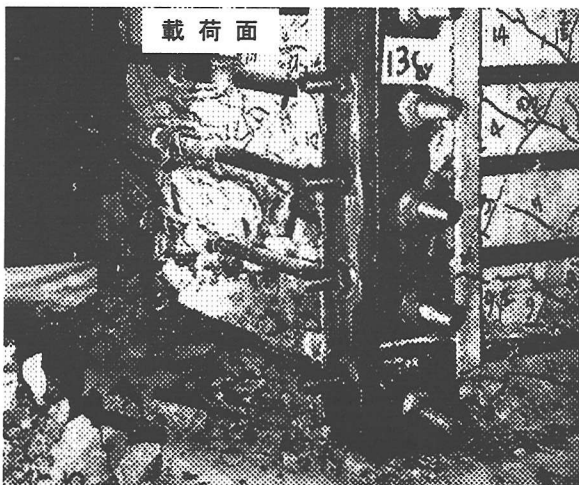


写真-8 No.13 (14δy)



写真-9 No.12 (14δy)

4. 設計上の各パラメータの影響

1) 棒鋼の被覆モルタルの影響

図-4は、各試験体の耐力比 (V_{yd}/V_{mu}) と部材靱性率 (μ) の関係を比較したものであり、図-5は、荷重変位関係の包絡線を比較したものである。

No. 10, 13 の耐力比と部材靱性率の関係より、部材靱性率の差は 0.8 程度である。No. 13 はモルタル分の断面積が小さいことにより耐力比が小さくなるので、その分の変形性能の低下は見られるものの、棒鋼の被覆モルタルの有無が部材靱性率に対して大きく影響しないことが確認さ

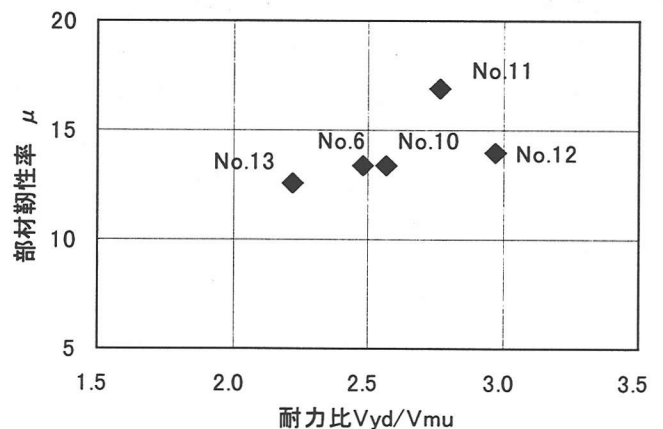


図-4 靱性率と耐力比の関係

れた。しかし、図-5より、耐力の低下については、No. 13の方が急激に低下することが分かる。

また、No. 6のRC柱の変形性能とNo. 10の変形性能と比較してほぼ同等とみなされ、く体がもともと有するせん断耐力と補強鋼材（棒鋼がモルタル被覆されている場合はこの耐力も考慮）のせん断耐力を足しあわせることにより算出される耐力比が、2.0よりも大きければ、部材靱性率が10以上となることを確認した。

2) 棒鋼の配置間隔 (s)

棒鋼の配置間隔をなるべく大きく取ることは工事内容を簡易にし、コストを最小限にするために有効である。

図-6は、No. 10, 12の $P-\delta$ y包絡線を比較したものである。No. 12は、D22鉄筋を用いており、棒鋼の配値間隔を $d/2$ 程度（ d は断面の有効高さ）としたもので、棒鋼の受け持つせん断耐力が大きいため耐力比が若干大きくなっているものの、耐力比の増加に伴い、変形性能も若干増加する傾向が見られた。また、No. 10, 12の包絡線を比較すると、形状はほとんど一致しており、棒鋼間隔の影響は見られない。

この試験結果から、せん断補強棒鋼の配置間隔(s)を、 $d/2$ 程度まで大きくしてもせん断耐力は確保され、棒鋼間隔が $d/10$ 程度の補強試験体と同等の変形性能が得られることを確認した。

3) 支持材 (L形鋼) の大きさ

隅角部の支持材の大きさが変形性能に与える影響について、靱性率と耐力比の関係を図-4に示した。これによるとNo. 10, 11の靱性率の差は、鋼材によるせん断補強耐力を棒鋼のみが影響するとして算出した耐力比以上に増加していることが分かり、支持鋼材の大きさが変形性能に与える影響が大きいといえる。

また、No. 10, 11の $P-\delta$ y曲線の包絡線を図-7に示す。図より、支持材のサイズが大きくなると、終局変位後の包絡線の下り勾配が緩やかに成る傾向にあり、靱性率が上がることも確認された。このことから、支持材が大きいと、主鉄筋の座屈によるはらみ出しを抑制し、コアコンクリートを拘束し終局ひずみを増加させることにより変形性能を向上させているのではないかと予想される。支持材の大きさを考慮することにより変形性能の算定方法の精度が向上することと思われるが、今回の実験の範囲ではこの効果を付加的なものとして扱い、変形性能を確保するためには棒鋼のみが鋼材によるせん断耐力に寄与するとして整理した。

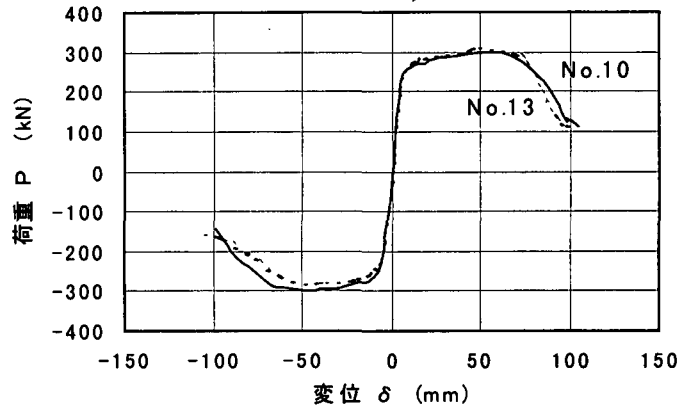


図-5 荷重変位曲線(1)

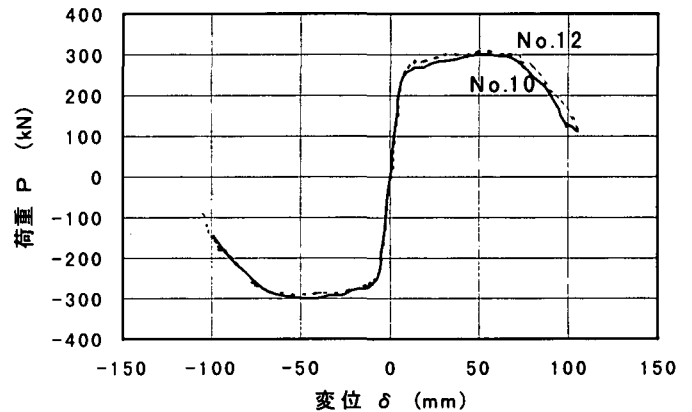


図-6 荷重変位曲線(2)

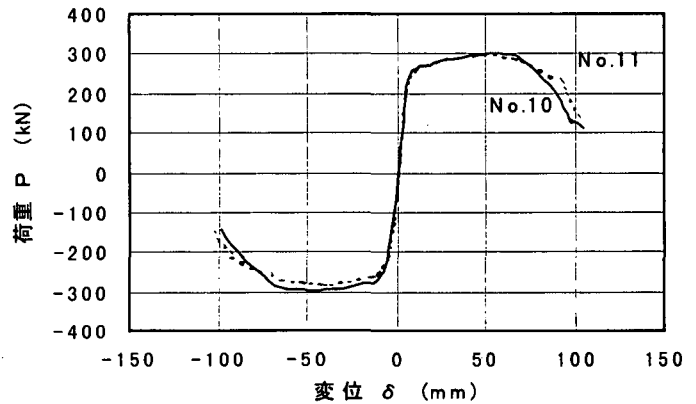


図-7 荷重変位曲線(3)

5. まとめ

実験結果をまとめると以下ようになる。

- ・支持材を棒鋼で連結した場合、変形が進むにしたがって載荷平行面を拘束するために、大変形時においてもRC柱と比較して、この面の損傷が小さくなることが確認された。
- ・鋼材を支持材として棒鋼で連結した場合、棒鋼をモルタルで被覆する効果は、あまり大きなものではなく、終局変位以降の下り勾配の緩急に影響する程度であることから、棒鋼をモルタルで被覆しなくとも、十分な変形性能を確保できる事が明らかとなった。
- ・本補強工法における棒鋼を帯鉄筋としてせん断力を負担するものとして耐力比を2.0以上とすれば、 $10\delta_y$ 以上の変形性能を確保できることが分かった。
- ・せん断補強の棒鋼配置間隔については、今回の試験範囲より棒鋼間隔を $d/2$ 程度にして径を太くしても、部材靱性率に対してはほとんど影響しないことを確認した。
- ・支持材のサイズを大きくすることにより、く体の拘束範囲が増えるため、部材靱性率も向上する。

【参考文献】

- 1) 運輸省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善株式会社，1992.4
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書〔耐震設計編〕，1996
- 3) 中山、石橋、鎌田、鬼柳：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, 1997.7
- 4) 小林、松田、海原、鎌田：形鋼を棒鋼で接合し補強したRC柱の交番載荷実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20, No.2, 1998.7
- 5) 鎌田、石橋、小林：コストと労力からみた鉄道用ラーメン高架橋の合理的耐震設計法について，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，1998.1