

論文 軸方向鉄筋の途中定着を有する中空円断面コンクリート橋脚の耐震挙動

山口隆裕*¹・辻昌宏*²・葛野敦*³・池田尚治*⁴

要旨：断面形状が中空の円形で、軸方向鉄筋の途中定着と断面の肉厚の変化を有するコンクリート高橋脚の地震時挙動を把握するために、対象とした橋脚をモデル化した柱供試体を用いて、静的正負繰返し載荷実験と準動的載荷実験を行った。その結果、対象とした橋脚は許容応力度法で合理的に設計されていることが確認されたが、設計で想定した規模を大幅に上廻る地震を受けるとせん断によって損傷する場合のあることが示唆された。モデル供試体におけるせん断破壊挙動に関しては斜めひび割れの発生や伸展状況およびコンクリートの損傷状況が中空円断面独特のものであることが明らかとなった。

キーワード：コンクリート橋脚、軸方向鉄筋引張部定着、中空円断面、準動的載荷実験

1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート橋脚には、軸方向鉄筋の一部が高さ方向に途中定着（以下、途中定着と記す）されているものが多い。特に高橋脚となると、経済性を考慮して軸方向鉄筋の途中定着が数カ所行われ、かつ中空断面となっているものもある。これらの橋脚は、許容応力度設計法の範囲では合理的かつ経済的に設計されているが、1995年に発生した兵庫県南部地震のような予想外の大きな外力を受けた場合の挙動については全く検討されていなかった。

本研究は、断面形状が中空の円形で、軸方向鉄筋の途中定着と断面の肉厚の変化を有するコンクリート高橋脚（以下、中空RC橋脚と記す）の地震時挙動の把握を目的として行った実験的研究であり、対象とした中空RC橋脚をモデル化した柱供試体を用いて、静的正負繰返し載荷実験と準動的載荷実験を行ったものである。

2. 実験供試体

供試体の形状を図-1に、その諸元を表-1に示す。供試体はフーチング付き独立1本柱形式とし、フーチング天端から高さ1600mmまでは途中3カ所で軸方向鉄筋の途中定着が施され断面の肉厚が変化している中空RC構造で、その上部の水平力載荷治具取付部は、鋼製の角柱となっ

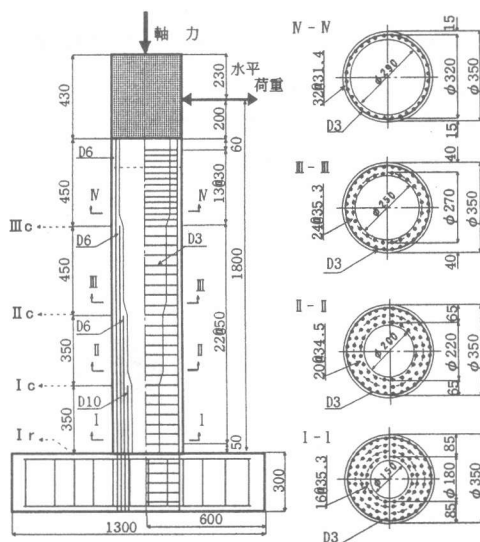


図-1 供試体の形状

*1 横浜国立大学助手 工学部建設学科（正会員）

*2 横浜国立大学大学院 工学研究科計画建設学専攻

*3 横浜国立大学 工学部建設学科

*4 横浜国立大学教授 工学部建設学科、工博（正会員）

ている。鋼製の角柱は、RC柱と22mm厚の鋼板を介し、最も外側の段の軸方向鉄筋とナットにより定着されている。以降、図-1に示すように途中定着部を境界とし、下からI面、II面、III面、IV面とし、フーチング天端と柱の境界面をIr、3カ所の途中定着部をそれぞれIc、IIc、IIIcの記号で表すこととする。供試体は合計3体であり、そのうち2体に静的正負繰り返し載荷を、残り1体に準動的載荷を行った。

なお供試体PS-NC-STとPS-N-PDについては、RC柱の上端部150mmの部分を供試体製作後、速硬化のコンクリートを充填して中実断面とした。この改良は、最初に載荷実験を行った供試体PS-N-STの破壊形態を参考にして行ったものである。フープ筋にはすべてD3鉄筋を使用し、その配置間隔はIV断面のみ30mmとし、他の断面ではすべて50mmとした。供試体の柱部に使用したコンクリートと鉄筋の力学的特性を表-2と表-3にそれぞれ示す。

実験時に作用させた軸圧縮力は、すべての供試体において73.5kNとした。応力としてはI断面で最も小さい値の0.94MPa、IV断面で最も大きい値の2.44MPaとなっている。

今回用いた供試体の特性を見るために、計算降伏抵抗曲げモーメントと計算せん断耐力の分布を図-2に示す。ここで、計算降伏抵抗曲げモーメントとは、最外縁の引張鉄筋が降伏ひずみに達するときの曲

表-1 供試体の諸元

供試体名 ^{*1}	軸方向鉄筋比(%)				フープ筋比(%)			
	I断面	II断面	III断面	IV断面	I断面	II断面	III断面	IV断面
PS-N-ST								
PS-NC-ST	4.52	3.71	3.76	3.36	0.14	0.19	0.28	0.78
PS-N-PD								
供試体名	計算降伏抵抗モーメント(kNm) ^{*2}				計算せん断耐力(kN) ^{*3}			
	I断面	II断面	III断面	IV断面	I断面	II断面	III断面	IV断面
PS-N-ST	100.7	80.1	66.8	46.2	67.1	56.6	46.9	53.7
PS-NC-ST	108.6	87.2	72.1	49.3	78.3	65.1	52.7	57.2
PS-N-PD	100.7	80.1	66.8	46.2	67.1	56.6	46.9	53.7

*1 (PS:シリーズ名)-(N,NC:柱部コンクリートの圧縮強度の違いを示し、NCはNの1.8倍)-(ST:静的正負繰り返し載荷実験, PD:準動的載荷実験)

*2 ファイバーモデルの計算値による

(ただし軸方向鉄筋の定着長は考慮していない)

*3 平成8年版土木学会コンクリート標準示方書による(ただし $\gamma_w=1$ とする)

表-2 コンクリートの力学的特性

供試体名	圧縮強度(MPa)	引張強度(MPa)	弾性係数(GPa)
PS-N-ST	26.1	2.25	18.3
PS-NC-ST	44.6	2.84	21.4
PS-N-PD	27.3	2.27	18.2

表-3 鉄筋の力学的特性

種類		降伏強度(MPa)	引張強度(MPa)	弾性係数(GPa)	適用
呼び径	規格				
D3	—	319	412	191	フープ筋
D6	SD345	401	502	178	軸方向鉄筋
D10	SD295A	340	495	175	軸方向鉄筋

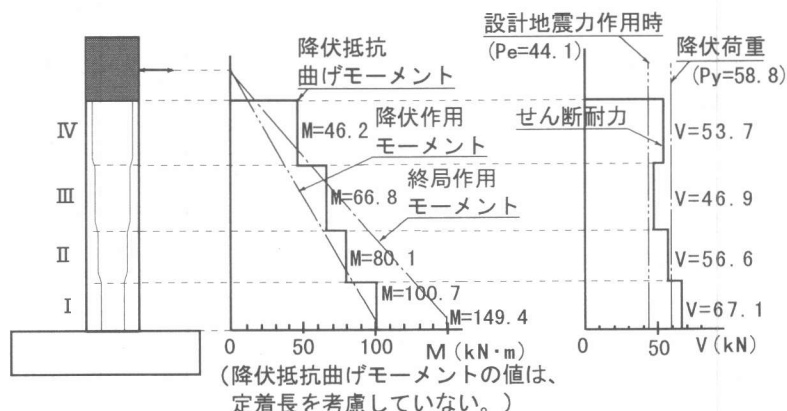


図-2 計算降伏抵抗曲げモーメントと計算せん断耐力の分布

げモーメントであり、断面をファイバー状に一次元的にモデル化(以下、ファイバーモデルと記す)し材料の非線形性を考慮して求めた値で、軸方向鉄筋の定着長は考慮していない。なお、コンクリートの圧縮強度は目標強度の23.5MPaとし、図中に示す作用モーメントはI断面での計算値で、断面の二次元的大きさを棒部材に置き換えている点を考慮し、フーチング天端から $H/4$ (H : 外径)の位置に反力点の位置を仮定している。[1]

せん断耐力については、コンクリート標準示方書[2]のRC棒部材の設計せん断耐力の式を用い、部材係数 $\gamma_b=1$ として求めたものである。この計算結果から、III断面のせん断耐力が最も小さく、最外縁の引張鉄筋の応力が設計地震力作用時の許容応力度である294MPaとなる荷重と比べるとすべての断面のせん断耐力の方が大きい、降伏荷重と比べるとI断面を除きせん断耐力の方が小さい値となっていることがわかる。ただし、実際のRC高橋脚の場合には、柱の自重の影響のため、地震時に作用するせん断力は上部ほど小さくなる。

3. 静的正負繰返し載荷実験

3. 1 載荷方法

載荷には2本のアクチュエーターを使用し、図-1に示すように柱頭部に一定の軸圧縮力を載荷しながら水平力または水平変位を作用させた。載荷方法は2体とも同じであり、供試体PS-N-STのI断面を対象として求めた計算降伏荷重59.4kN時の載荷点における水平変位の正負の平均値を降伏変位 δy とし、変位を1 δy ずつ増加させながら、載荷終了まで各変位で1回の正負載荷を行うことを基本とした。

3. 2 実験結果と考察

(1) 耐荷挙動

供試体PS-N-STとPS-NC-STの載荷実験により得られた荷重-載荷点の変位曲線の包絡線を図-3に示す。供試体PS-N-STにおいては、降伏荷重時の変位(δy)は、21.0mmとなり、この時にはすでにI_rとI_cでの最外縁の軸方向鉄筋は降伏ひずみを越えていた。これよりさらに変形が進み、耐力が上昇するにつれてII_c、III_cと順番に降伏が生じ、1.5 δy の変形時には、すべての途中定着部の最外縁の軸方向鉄筋が降伏していた。I断面の計算終局耐力は、87.2kNであったが、耐力は2 δy 時の74.5kNをピークにせん断破壊により減少し、3.5 δy 付近でRC柱頭部のコンクリートの圧壊により急激に大きく低下した。コンクリートの圧縮強度が供試体PS-N-STより1.8倍大きい供試体PS-NC-STの計算降伏荷重は、62.8kNとなるが、PS-N-STと同様に59.4kN時ですでにI_rとI_cでの最外縁の軸方向鉄筋は降伏し、その時の変位18.8mm($\delta y'$)の1.5倍の変位時では、すべての途中定着部の最外縁の軸方向鉄筋が降伏していた。コンクリート強度が大きいこととRC柱頭部の一部が中実断面になっていることにより、+3 δy までは耐力の大きな低下もなく、最大耐力もPS-N-STより若干大きい80.4kNとなった。それ以降は、PS-N-STのようにRC柱頭部でコンクリートの圧壊は生じなかったが、せん断破壊により耐力が低下した。

各供試体の終局変位を降伏荷重を下回らない最大変位とし、その終局変位を各供試体の降伏変位で除した値を靱性率とすると、PS-N-STでは2、PS-NC-STでは4となった。

(2) ひび割れ状況と変形状

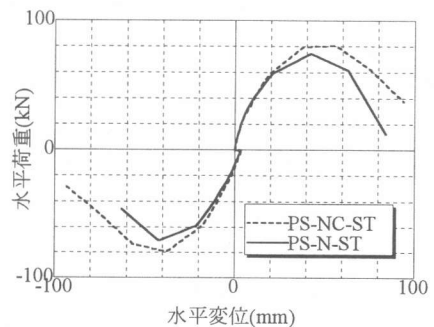


図-3 荷重-変位曲線の包絡線

供試体PS-N-STとPS-NC-STにおける降伏変位の2倍の変形時のひび割れ発生状況をそれぞれ図-4の(a)、(b)に示す。供試体PS-N-STの場合、設計地震力作用時を少し越えた-49kN時にすでに全面にわたってひび割れが発生しており、Ⅲ面とⅣ面において曲げひび割れが斜め方向に傾き始めた。ひび割れ幅は、曲げ、斜めとも最大で0.04mm程度であった。-2 δy 時においては、Ⅱc～Ⅳc面の全面にわたって斜めひび割れが大きく伸展していた。曲げひび割れ幅は、柱の根元、および軸方向鉄筋の途中定着部付近より発生したものが大きく、最大値はⅠr付近の0.45mmであった。斜めひび割れ幅の最大値は、Ⅲ面での1.0mmで曲げひび割れ幅をかなり上回るものであった。一方、コンクリートの圧縮強度が1.8倍大きい供試体PS-NC-STのひび割れ発生状況は、図-4に示されるように供試体PS-N-STと大きな差は見られない。-2 δy 時の曲げひび割れ幅の最大値はⅠr付近の0.45mmであり、斜めひび割れ幅の最大値は供試体PS-N-STより小さくⅢ面での0.55mmであった。

写真-1の(a)、(b)に供試体PS-N-STの-3 δy 時と供試体PS-NC-STの-3.5 $\delta y'$ 時の状況を示す。この時点での2体の供試体の載荷点における変位量はほぼ同じである。2体の損傷状況はよく似ており、途中定着部のⅢcの上下に当たるⅢ面、Ⅳ面でのせん断破壊による損傷が最も激しく、かぶりコンクリートの崩落も見られた。Ⅳ断面の計算せん断耐力がⅡ断面の値とほぼ同じでⅢ断面の値より大きいにもかかわらず、終局時にはⅣ断面の損傷が最も激しかったのは、せん断力に占めるフープ筋とコンクリートの分担の割合の影響と考えられる。Ⅳ断面の計算せん断耐力は、ほとんどがフープ筋によるものであるが、Ⅳ断面の様に中空円形でコンクリートの壁厚が薄い場合フープ筋が曲率を持っているのでフープ筋の軸方向の抵抗が小さくなり、斜めひび割れの伸展も容易でコンクリートの損傷の度合いも大きくなる独特のせん断破壊状態になったのである。

図-5にPS-NC-STの各変位段階における途中定着部の水平変位を示す。変位が $\pm 2\delta y'$ を越えるあたりからⅡc点での変位角が急に大きくなっている。この変位時は、Ⅲ面とⅣ面でのせん断による損傷が大きくなるときと対応しており、Ⅲ面とⅣ

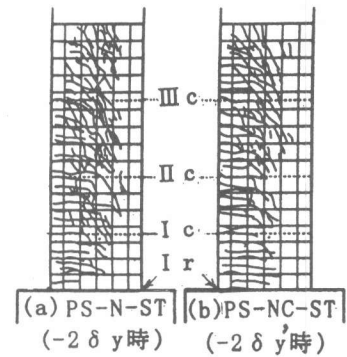


図-4 ひび割れ状況

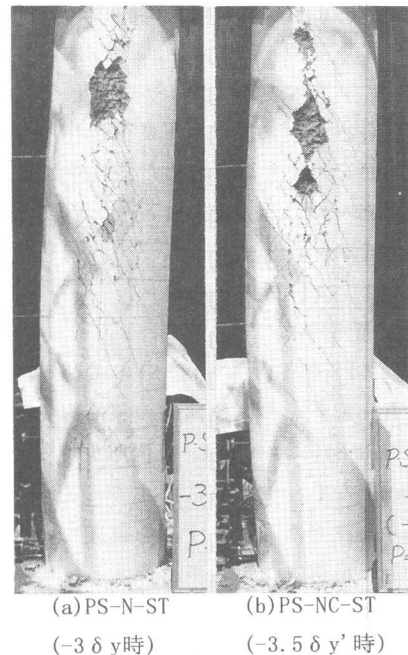


写真-1 損傷状況

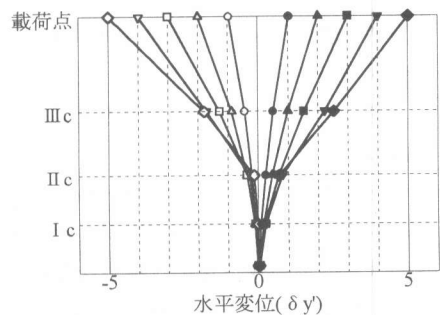


図-5 変形状況

面でのせん断変形が大きくなっていることが推定される。Ⅱc点での変形角が大きく、急に折れ曲がっている様子は、写真-1によっても確認することができる。

表-4 実験の要因及び初期入力データ

実験番号	固有周期 (s)	初期剛性 (MN/m)	仮想質量 (t)	減衰定数	加速度レベル	最大加速度 (gal)
①	1.6	11.8	763	0.03	818gal相当	16.6
②	0.6	11.8	107	0.03	818gal相当	91.6

4. 準動的載荷実験

4. 1 実験概要

兵庫県南部地震で記録された

地震波を用いて、動的映像記録化システムを組み入れた準動的載荷実験を行った。入力地震波は神戸海洋気象台のN S成分の加速度波形とし、加速度データは0.01秒の時間間隔で15秒間とした。今回用いた入力加速度波形における最大加速度の生起時刻は、初期微動を除いたため2.55秒時となっている。実験要因及び初期入力データを表-4に示す。仮想質量は供試体を1質点1自由度モデルと仮定し、設定した固有周期と初期剛性から求めた。固有周期については、想定した実構造物を参照した1.6秒と、入力地震波の応答スペクトルの大きいところでの挙動を見るために0.6秒の2ケースを設定した。初期剛性は、静的正負繰返し載荷実験より得られた供試体PS-N-STのひび割れ前までの剛性とした。

入力地震波の最大加速度の大きさは設定した固有周期により異なり、表中の実験番号の①と②に示す値とした。これらの値は、最外縁の軸方向鉄筋の応力が計算上において設計地震力作用時の許容応力度である294MPaとなるときの水平荷重と仮想質量から求めた加速度を、応答を考慮するために道路橋示方書[3]に規定される固有周期別補正係数で除し、その値を想定した実構造物の設計上の地盤加速度0.2Gに相当すると考え、比例計算により求めたものである。減衰定数は、0.03とし、1 δ を越えてからは0とした。実験は表-4に示す①から始め、終了後に水平変位を0にして表-4に示す②を行うこととした。

4. 2 実験結果と考察

実験①と実験②において得られた復元力-変位応答曲線と時刻歴応答変位曲線をそれぞれ図-6、図-7に示す。実験①の場合、仮定した固有周期が長いと神戸海洋気象台のN-S成分ではほとんど応答せず、4.32秒時に最大応答変位-6.4mm(-0.3 δ_y)を記録したにすぎなかった。このため15秒時の残留変位はほぼ0mmであり、ひび割れは全く確認されず健全な状態のままであった。

固有周期を0.6秒と設定した実験②の場合、生起時刻4.74秒時には応答変位が最大の50.0mm(2.5 δ_y)となり、静的正負繰返し載荷実験の結果と同様に、供試体全面に多くの斜めひび割れが生じた。特に計算せん断耐力の小さいⅢ断面での損傷が最も大きい結果となり、2.5 δ_y 時での損傷の状況は、図-3に示す計算せん断耐力分布とほぼ対応したものであった。また載荷終了の15秒時での、残留変

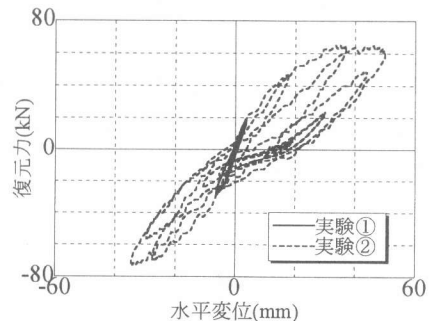


図-6 復元力-応答変位曲線

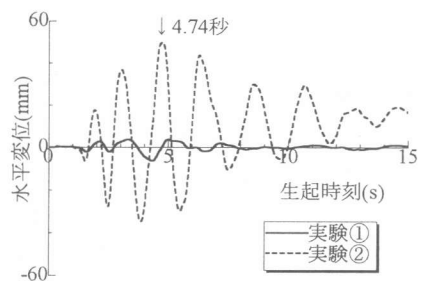


図-7 時刻歴応答変位曲線

位は16.5mmとなり、斜めひび割れが閉じずに残存した。写真-2(a)、(b)には図中に示す生起時刻でのⅢ面の状況を示す。この写真はビデオ映像をビデオプリンターで出力したものである。

5. まとめ

本研究により得られた結果をまとめると次の通りとなる。

(1) 中空円断面で軸方向鉄筋の途

中定着と断面の肉厚の変化を有する柱部材に大きな地震力が作用する場合を想定して載荷実験を行った結果、コンクリートの肉厚が薄いこととフープ筋が曲率を持っていることにより、フープ筋の軸方向の抵抗が小さくなり、斜めひび割れの伸展も容易でコンクリートの損傷の度合いも大きくなる独特のせん断破壊挙動のあることが示された。この場合、コンクリートの圧縮強度が1.8倍異なる場合においても、最大耐力には若干の差が生じたが、ひび割れ発生状況と破壊性状には大きな違いは認められなかった。

(2) 準動的載荷実験を行った結果、対象とした中空RC高橋脚のモデル供試体は、818gal相当の入力加速度に対し固有周期を1.6秒と仮定した場合には、ほとんど応答せず大きな損傷や耐力の低下など生じなかった。一方、入力地震波の応答スペクトルの大きいところでの挙動を見るために固有周期を0.6秒と仮定した場合には、最大応答変位が降伏変位の2.5倍程度となり、静的正負繰返し載荷実験の結果と同様に、供試体全高に斜めひび割れが多数交差して生じ、載荷終了後においてもひび割れは閉じずに残存した。

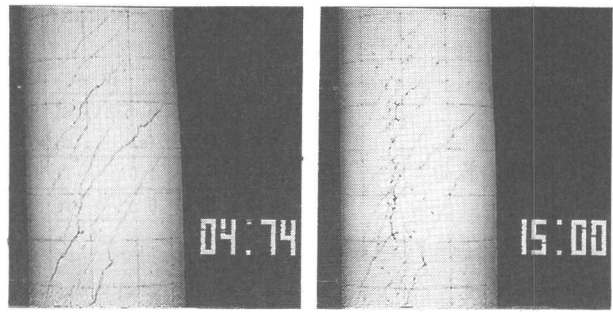
(3) 動的映像化システムを組み入れた準動的載荷実験により、軸方向鉄筋の途中定着と断面の肉厚の変化を有する中空円断面供試体の直下型地震による動的挙動をビデオ映像として記録することができた。

謝辞

本研究は、日本道路公団の大川氏、西氏および長田氏との共同研究の一環として行ったものである。また供試体の製作においては鹿島建設㈱の須田氏とオリエンタル建設㈱の岩渕氏に、実験の実施にあたっては横浜国立大学の森下技官及び坪井君に多大の協力を得た。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- [1] 池田・山口・鶴澤：鉄筋コンクリート柱の地震時挙動と耐震設計の評価、コンクリート工学論文集、Vol. 2, No. 1, pp105-114, 1991. 1
- [2] 土木学会：コンクリート標準示方書設計編(平成8年制定)
- [3] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編



(a) 4.74秒時

(b) 15.0秒時

写真-2 PS-N-PDのⅢ面での損傷状況