第25回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2022年7月）

中空断面RC大型柱模型に基づく耐力劣化性状の把握

門谷　晃太[1]・植村　佳大[2]・高橋　良和[3]

[1]学生会員　京都大学大学院工学研究科（〒615-8540京都府京都市西京区京都大学桂）
[2]正会員　工博　京都大学助教　工学研究科（〒615-8540京都府京都市西京区京都大学桂）
[3]正会員　工博　京都大学教授　工学研究科（〒615-8540京都府京都市西京区京都大学桂）

1. はじめに

山間部に建設されるようなRC高橋脚を設計する際，橋脚の自重を軽減することで地震の慣性力の低下，地盤基礎への負荷の軽減，コスト削減が可能なため，中空断面が採用される場合がある．しかし，この場合，壁厚比を小さく内部を空洞とした構造のため，軸応力が大きくなり，柱基部のコンクリートの圧縮破壊が起きた際に軸耐荷力が急激に低下する可能性があることが指摘されている．また，壁厚が薄いことで，せん断ひび割れの発生が顕著となり，曲げ破壊するように設計された中空断面RC橋脚でも，繰り返し載荷により曲げ破壊からせん断破壊へ移行する可能性も考えられる．道路橋示方書・同解説—耐震設計編—においても，平成6年版[1)]以前では中空断面に関する記載はなく，平成8年版[2)]の段階では，理想的な配筋例を示すとともに帯鉄筋と中間帯鉄筋の必要性を示されるに留まっていたが，平成24年の改定[3)]により，中空断面RC橋脚に対する構造条件が追加され，中空断面が持つ問題が列挙された．特に塑性ヒンジ長の4倍の高さまで中実断面にしなければならないと規定され，その結果，柱基部が中空断面であるRC柱構造は現行の設計基準を満たさない構造となった．そのため，現存する基部が中空断面であるRC橋脚特有の限界状態の把握が必要であると言える．しかし，一般的な中実断面RC柱に対する検討に比べ，中空断面RC橋脚を対象とした既往の実験的検討は限られている．さらに現行の平成29年度の道路橋示方書・同解説—耐震設計編—[4)]が求めている柱基部が中実である中空断面供試体を対象とした実験もほとんど行われていないのが現状である．以上から，実際の配筋や断面構造を適切に表現した供試体による中空断面RC橋脚の実験データ，ならびに現行設計が要求する基部のみ中実断面である中空断面RC橋脚に対する実験データのさらなる蓄積が必要であるといえる．

そこで本研究では，基部が中空および中実断面である二種類の中空断面RC供試体を製作し，正負交番載荷を行う．その際，終局変位レベルでの同一振幅多数繰り返し載荷を行うことで，これまで検討されてこなかった中空断面RC橋脚でのポストピーク領域での同一振幅での多数繰返し変形時の荷重低下挙動，ならびに損傷進展・破壊形態を明らかにする．また，現行の道路橋示方書・同解説—耐震設計編—[4)]によって規定されている，基部が中実の中空断面RC橋脚を対象とした過去の研究が極めて少ないことから，基部の断面構造の違いが中空断面RC橋脚の破壊性状にどのような変化をもたらすのかを検証する．加えて，本研究により得られた知見と，道路橋示方書・同解説—耐震設計編—[4)]および道路橋示方書・同解説—コンクリート橋・コンクリート部材編—[5)]で記載されている内容との整合性を確認する．

2. 実験概要

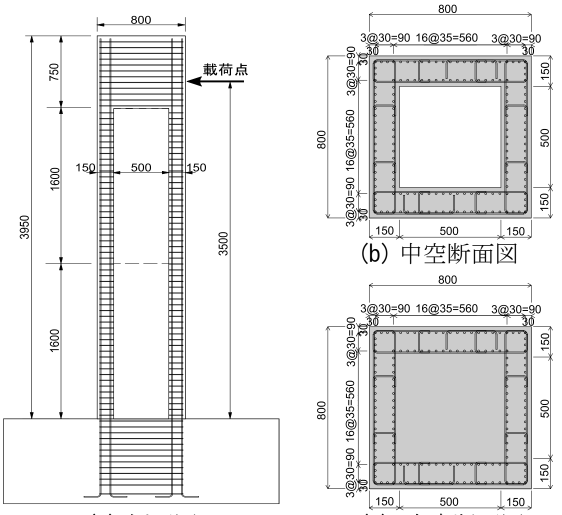
(1) 実験供試体概要

実験供試体概要を**図-1**に示す．また供試体の諸元を**表-1**に，使用した鉄筋の材料特性を**表-2**に示す．中空断面供試体では柱高さが0～3200mmの領域が中空断面であり，基部中実断面供試体では柱高さ0～1600mmの領域が中実断面，柱高さが1600～3200mmの領域が中空断面となっている．現行の道路橋示方書・同解説—耐震設計編—[4)]では，中間帯鉄筋は直角フックと半円形フックまたは鋭角フックの位置が外周面側と内面で千鳥状になるように配筋するよう

規定されている．また，中間帯鉄筋は周長方向の帯鉄筋にかけることが標準とされている．それに対し，本実験供試体では，中間帯鉄筋は直角フックとし，フック部を軸方向鉄筋にかける配筋とした．これは，柱全断面が中空断面である中空断面 RC橋脚が設計上許容されていた平成6年版の道路橋示方書—耐震設計編—[2)]では，中間帯鉄筋の形状配筋についての記載がなく，当時の基準で設計された中空断面RC橋脚が今なお現存していることから，それらの構造を念頭に置いた配筋を再現したためである．

(2) 載荷方法

図-2に本実験の実験システムを，**図-3**に載荷パターンを示す本実験では，最外縁の軸方向鉄筋が初めて降伏した時点の水平変位を基準振幅δ_{y0}(=16mm)とし，その整数倍の水平変位において繰り返し回数3回の正負交番載荷を実施した(載荷試験1)．その際，載荷軸力は1150kNとした．また本研究では，載荷面・載荷面裏側の軸方向鉄筋がともに座屈した時の変位を終局変位と定義し，終局後に終局変位において多数繰り返し載荷を行うことで，同一振幅下での多数繰り返し載荷が柱の地震時性能に与える影響について検討した(載荷試験2).



(a) 側面図　(b) 中空断面図　(c) 中実断面図

図-1 供試体概要(Unit:mm)

表-1 供試体諸元

		中空断面供試体	基部中実断面供試体
軸方向鉄筋	種別	D10(SD345) 152本	
	鉄筋比	2.78	1.70
帯鉄筋	種別	D6(SD345)@60mm	
	鉄筋比	0.70	0.26
中間帯鉄筋		D6(SD345)@60mm	
軸応力(N/mm^2)		2.95	1.80
曲げせん断耐力比		1.27	1.70
コンクリート強度(N/mm^2)		23.7	23.2

表-2 鉄筋の材料特性

鉄筋の使用箇所	径	規格	降伏強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	破断伸び (N/mm^2)
帯鉄筋・中間帯鉄筋	D6	SD345	367	200	587	25
軸方向鉄筋	D10	SD345	396	200	660	25

表-3 コンクリートの材料特性

供試体名	中空断面供試体			基部中実断面供試体		
リフト	1	2	3	1	2	3
圧縮強度(N/mm^2)	23.7	30.8	33.5	23.2	30.7	35.1

3. 実験結果および考察

本実験ではアクチュエータが供試体を引いている際の変位を正とし，例えば+7δ_{y0}の2サイクル目の載荷を「+7δ_{y0}-2」と表記することとする．また本章では，柱の損傷について述べる際，損傷の位置を柱側面の方角を用いて記述しており,**図-4**に柱側面の方角と載荷方向との関係を示す.

(1) 荷重－変位関係

図-5に両供試体の荷重－変位関係を示す．履歴ループは両供試体とも紡錘型であった．両供試体とも載荷試験1においては大きな差は見られなかったものの，載荷試験2において，中空断面供試体でのみ内側軸方向鉄筋の座屈が発生したW面側では急激な

図-2 実験システム

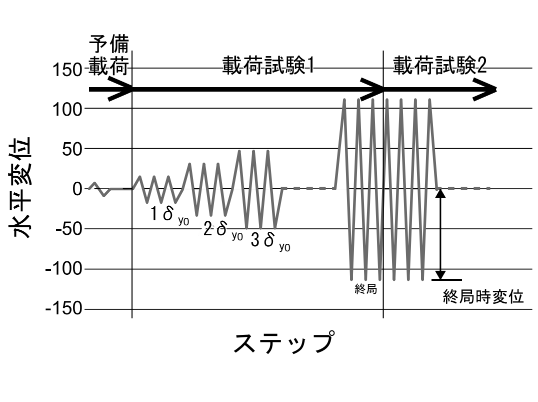


図-3 載荷パターン

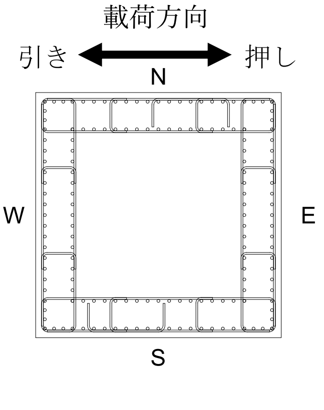
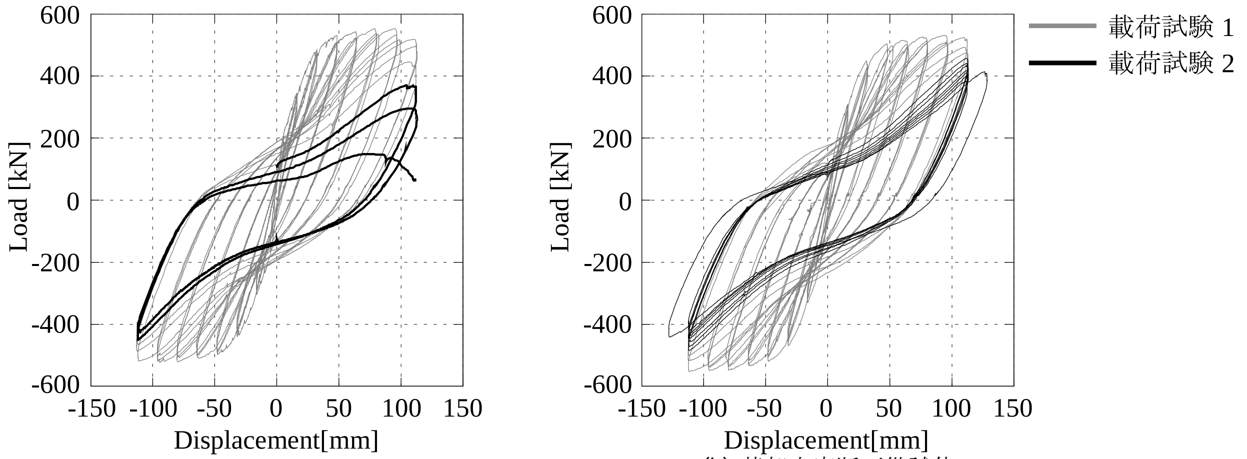
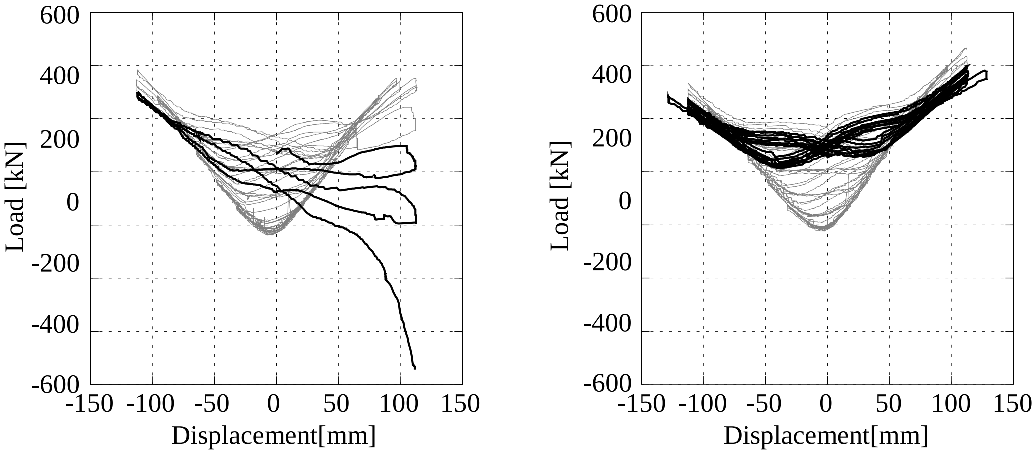


図-4 各面の名称



(a) 中空断面供試体　(b) 基部中実断面供試体

図-5 荷重－変位関係



(a) 中空断面供試体　(b) 基部中実断面供試体

図-6 鉛直変位－水平変位関係

復元力の低下および軸沈下が見られた．一方，内側座屈が発生しなかったE面側では急激な耐力低下減少は見られなかった．この脆性的な破壊は，載荷振幅の増大に伴うものではなく，同一振幅での繰り返し載荷によって生じたものである．よって，基部が中空断面である柱構造では，内側軸方向鉄筋の座屈が発生すると，応答変位が増大せずとも，その後の繰り返し応答により急激な荷重低下が発生することが明らかとなった．特に，主要動の繰り返し回数が多い海洋型（タイプII）地震動に対しては，この影響が特に大きくなる可能性があり，中空断面RC橋脚における基部断面の中実化は重要であるといえる．

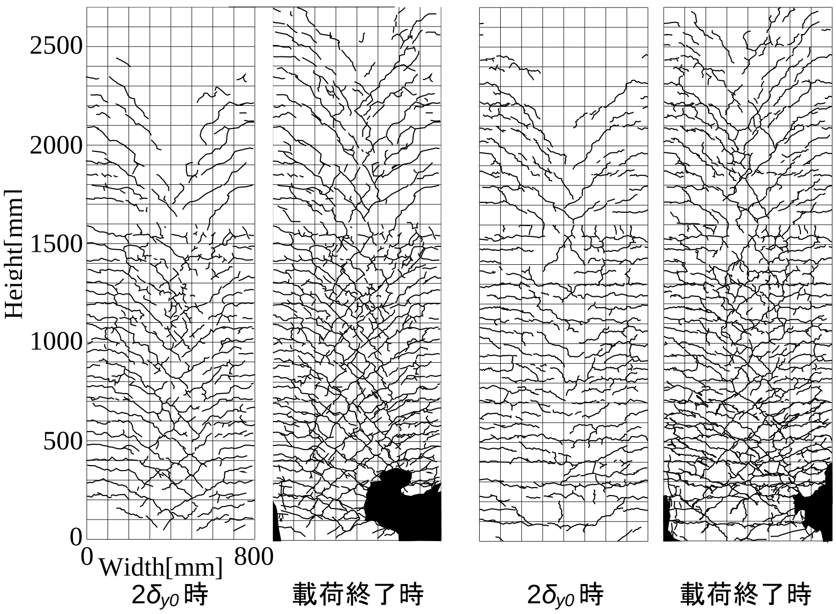
(2) 鉛直変位－水平変位関係

図-6に両供試体の鉛直変位－水平変位関係を示す．図より，$6\delta_{y0}$までは両供試体とも鉛直方向に伸びるように変形の傾向を示しており，顕著な差は確認されなかった．一方，$7\delta_{y0}$の載荷にて軸方向鉄筋の座屈が発生すると，軸変位の傾向に変化が見られ，最大振幅の軸変位の低下が確認された．特に，中空断面供試体では，$7\delta_{y0}$の繰り返しにおいて，$7\delta_{y0}$-1を基準として，負最大振幅時の軸変位が27.4%低下していた．一方，正最大振幅時の軸方向の低下は10.3%程度であり，基部中実断面供試体においても，正負ともに7.5%程度の低下であった．

以上より，中空断面供試体において，繰り返し回数の増大に伴って軸沈下の進行した様子が確認でき，特に$7\delta_{y0}$–6の載荷において，急激な軸沈下が発生した．この急激な軸沈下は，内側軸方向鉄筋の座屈が生じたW面が圧縮になるときのみ発生しており，3.(3)で述べる内側軸方向鉄筋の座屈に伴うフランジ部のコンクリート断面積の減少が，柱の軸耐荷力の急激な低下につながったと考えられる．また，3.(1)に示したように，急激な軸沈下の発生に伴い，荷重－変位関係の履歴ループに負の剛性が現れており，$P-\Delta$効果による自己崩壊の危険性をはらんでいたことがわかる．

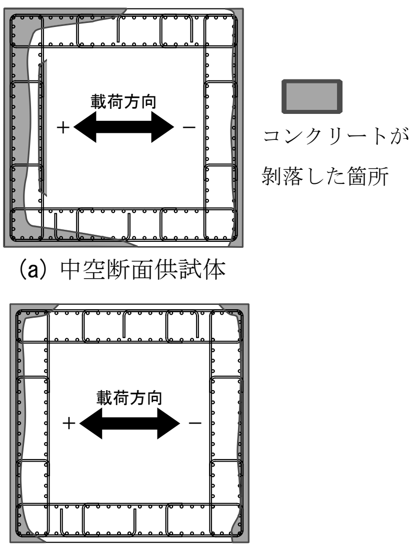
(3) 破壊性状

各供試体における載荷側面のひび割れ図を**図-7**に示す．図より，中空断面部ではウェブ部で中空特有の斜めひび割れが確認された．一方，中実断面部で



(a) 中空断面供試体　　(b) 基部中実断面供試体

図-7 供試体側面のひび割れ図



(b) 基部中実断面供試体

図-8 供試体基部損傷図

は載荷初期においては水平ひび割れが発生していたが，載荷が進むにつれてそのひび割れが斜め方向に進展する様子が確認された．その後，両供試体ともひび割れの増加・進展，外側かぶりコンクリートの浮き・剥離，外側軸方向鉄筋の座屈の順に破壊が進行した．また，中空断面供試体でのみ，内側軸方向鉄筋の内側座屈が確認された．**図-8**に載荷試験終了時の各供試体の基部断面の損傷部(灰色網掛け部)を示す．中空断面供試体はフランジ部コンクリートが大きく損傷しており，粉体化が確認された．中空断面供試体でのみ急激な耐力低下がみられたのは，内側軸方向鉄筋の内側座屈により，軸力を保持する圧縮領域のコンクリート断面積が大きく減少したものによると考えられる．なお，これらの現象は，前項でも述べたように，この現象は載荷変位増大によって生じたものではなく，同一振幅での繰り返し載荷によって生じたものである．そのため，柱基部が中空断面である柱構造では，内側軸方向鉄筋の座屈が発生すると，最大変位が増大せずとも，柱基部の損傷が急激に進行する可能性があるといえる．

(4) 各鉄筋のひずみの高さ分布

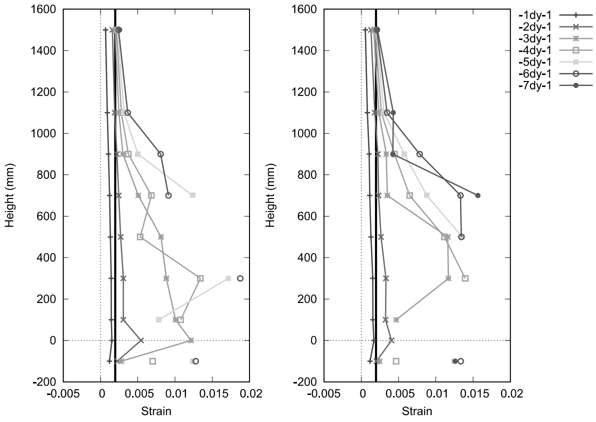
a) 軸方向鉄筋のひずみ分布

図-9に各供試体の引張時のW面外側軸方向鉄筋の高さ方向のひずみ分布を示す．なお，図中の縦線は軸方向鉄筋の降伏ひずみの値ε_y=0.00198を示している．両供試体とも終局変位である7δ_{y0}時において，W面内側では−100～1100mm，W面外側では−100～1500mm，E面内側では−100～1100mm，E面外側では−100～1500mmの高さで軸方向鉄筋の塑性化が確認できる．また，両供試体とも軸方向鉄筋が初降伏したδ_{y0}においては，基部に近いほどひずみが増大していき，載荷ステップが進むにつれて，ひずみが急激に増える領域が広がった．このひずみの値が急増した範囲は，両供試体とも高さ0～900mmの範囲であった．以上により，軸方向鉄筋のひずみの高さ分布の傾向は両供試体とも同じであり，基部断面構造の違いによる軸方向鉄筋の塑性化範囲に大きな差は生じないことがわかった．

b) 帯鉄筋のひずみ分布

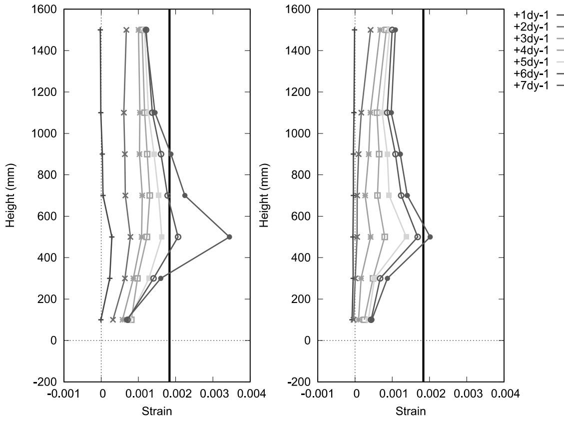
各供試体の載荷側面の帯鉄筋の高さ方向のひずみ分布を**図-10**に示す．なお，図中の縦線は帯鉄筋の降伏ひずみの値ε_y=0.00184を示している．図より，載荷側面における帯鉄筋のひずみは，中空断面供試体の値のほうが基部中実断面供試体の値よりも全体的に大きい値を示していることがわかる．特に，中空断面供試体では，複数の断面高さで帯鉄筋の降伏が確認できる．これは，中空断面供試体では，せん断抵抗に寄与するコンクリート断面が中空部の面積分減少することが要因であると考えられる．

図-11に載荷側面における外側帯鉄筋ひずみのサイクル歴およびひび割れ進展図を示す．両供試体ともまず始めにコンクリートがせん断力に抵抗し，その後，帯鉄筋がせん断力に抵抗したことがわかる．また，基部中実断面供試体では，載荷の進行に伴って帯鉄筋ひずみが徐々に増大し，終局段階で降伏に至った帯鉄筋が少なかったのに対して，中空断面供試体では変位振幅が小さい段階で急激にひずみが増



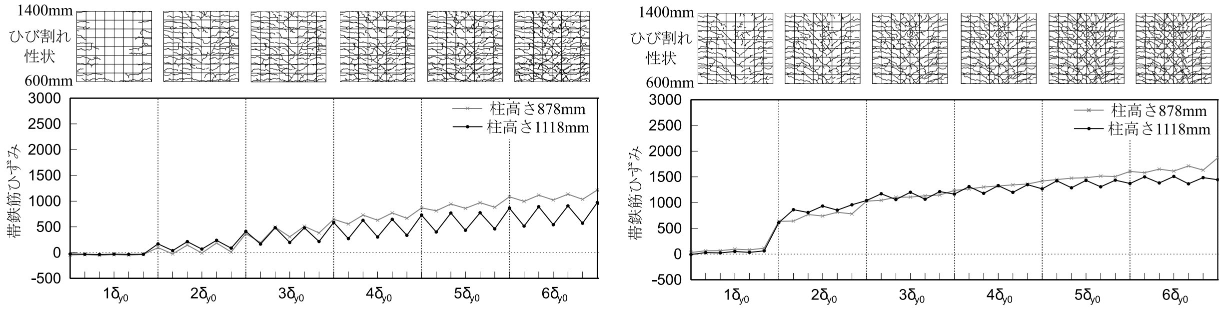
(a) 中空断面供試体　(b) 基部中実断面供試体

図-9 軸方向鉄筋ひずみの高さ方向分布



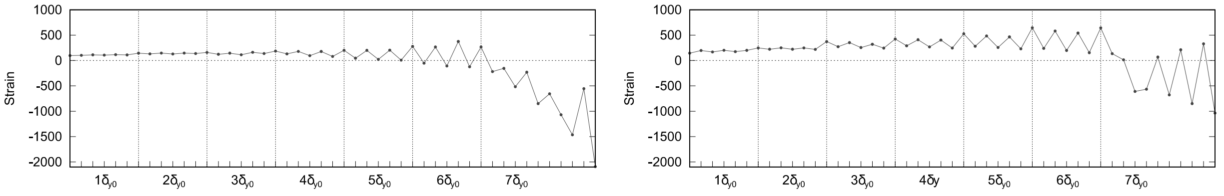
(a) 中空断面供試体　(b) 基部中実断面供試体

図-10 帯鉄筋ひずみの高さ方向分布



(a) 中空断面供試体　　(b) 基部中実断面供試体

図-11 ひび割れ性状と帯鉄筋ひずみのサイクル歴の比較



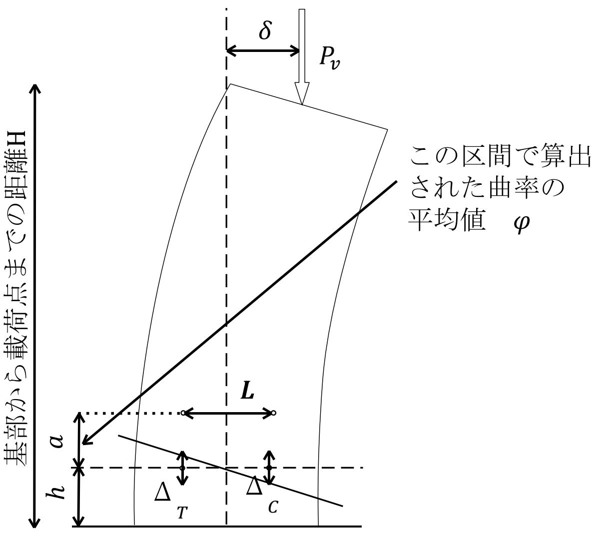
(a) 中空断面供試体　　(b) 基部中実断面供試体

図-12 中間帯鉄筋のサイクル歴の比較

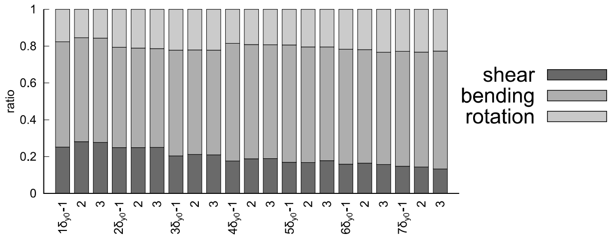
大し，終局段階で複数の帯鉄筋の降伏が確認された．しかしながら，以上のような帯鉄筋ひずみの発生性状の差異に，柱のせん断破壊を引き起こすほどの影響はないといえ，本実験供試体における基部の断面構造の違いは，コンクリートおよび帯鉄筋のせん断抵抗メカニズムに大きな影響を与えないことがわかった．

c) 中間帯鉄筋のひずみ分布

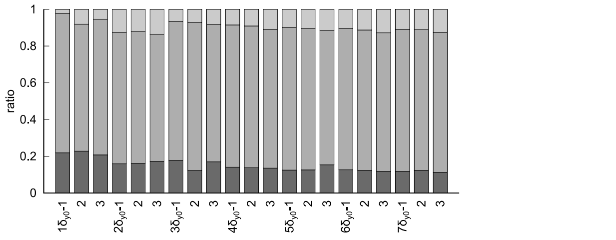
両供試体損傷の程度が大きかった，高さ 100mm の W 面の中間帯鉄筋のひずみのサイクル歴を**図-12**に示す．図より，軸方向鉄筋の座屈をきっかけとして，圧縮ひずみが発生していることがわかる．ここで，曽我部[6]らは，中空断面 RC 柱で軸方向鉄筋が座屈すると，中間帯鉄筋が軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束するため，中間帯鉄筋のひずみが引張側に増大すると報告している．しかし，今回の実験では図が示すように座屈前の 4～6δ_{y0} では見られたものの座屈後は引張に抵抗するひずみの値が出ていなかった．これは，2. (1) で述べたように，本実験における中空断面供試体では，平成 6 年版の道路橋示方書・同解説－耐震設計編－[1]に準拠した既存不適格な中空断面 RC 橋脚を想定したため，直角フックを有する中間帯鉄筋を用いており，軸方向鉄筋の座屈により中間帯鉄筋に引張力が加わった際に，中間帯鉄筋がコアコンクリートから抜け出したことが原因であると考えられる．現行の道路橋示方書・同解説―耐震設計編―[4]に準拠した中間帯鉄筋の配筋の場合，帯鉄筋に鋭角または半円フックがかかることで帯鉄筋が拘束され，結果的に中間帯鉄筋で軸方向鉄筋全体の座屈を拘束しているのに対し，今回の中間帯鉄筋の配筋では軸方向鉄筋 1 本に直角フックでかかっているため，中間帯鉄筋は 1 本の軸方向鉄筋の座屈しか拘束できない．そのため，軸方向鉄筋が座屈した際，道路橋示方書・同解説―耐震設計編―[4]



図−13 軸方向鉄筋の抜け出し変形量の算出方法



(a) 中空断面供試体



(b) 基部中実断面供試体

図−14 水平変位量の割合

に規定される配筋では帯鉄筋が波打つのに対して，今回の実験では帯鉄筋全体がはらみ出す結果となった．以上により，中空断面 RC 橋脚における軸方向鉄筋の座屈拘束効果を適切に確保するためには，道路橋示方書・同解説―耐震設計編―[4]に規定されるような適切な中間帯鉄筋の配筋を行うことが不可欠であるといえ，本実験での中空断面供試体のような既存不適格な中空断面 RC 橋脚では，中間帯鉄筋による軸方向鉄筋の座屈拘束効果は十分に期待できないと考えられる．

(5) 変形成分割合

供試体に作用する水平変位は，曲げ変形による変位，せん断変形による変位，回転による変位の3種類の変位に分解することができる．すなわち，δを柱全体の水平変位量，δ_bを曲げによる水平変位量，δ_sをせん断による水平変位量，δ_rを回転による水平変位量とすると，

$$\delta = \delta_b + \delta_s + \delta_r \tag{1}$$

と表すことができる．ここで，各変形に起因する水平変位量の算出方法を下記に述べる．

a) 各変形量

- **回転変形**

回転変形は軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しによって発生する．ここで村田ら[8]の検討を参考に，フーチングからの軸方向鉄筋の抜け出し量を算出する．軸方向鉄筋の抜け出しによる水平変位をδ_rとすると，以下の式(2)により算出することができる．

$$\delta_r = \mathrm{h}\cdot\theta - \varphi\cdot \mathrm{h}\cdot \mathrm{H} \tag{2}$$

ここで，$\theta = \frac{\Delta_t - \Delta_c}{L}$であり，$\Delta_t, \Delta_c$は計測区間における引張縁近傍および圧縮縁近傍の相対変位 (mm)，Lは 引張縁側と圧縮縁側に配置された変位計の距離(mm)，a, h, φは図−13に示す距離(mm)や曲率(1/m)である．

- **曲げ変形**

曲げ変形による水平変位量は，以下の式(3)のように各断面曲率を柱高さ方向に積分することで算出することができる．

$$\delta_b = \sum \varphi_i (h - y_i)\,\Delta_y \tag{3}$$

ここで，φ_iはi番目の区間で測定された曲率，hは基部から水平変位計測点の高さ(2500mm)，y_iはi番目の測定区間の中心の高さ(mm)，Δ_yは区間の長さ(mm)である．

- **せん断変形**

せん断変形量は式(1)より柱全体の水平変位量から曲げによる水平変位量と回転による水平変位量を引くことにより求めた．

b) 変形成分割合

両供試体での柱全体の水平変位量に占める曲げ・せん断・回転による水平変位量の割合を図−14 に示す．両供試体とも，実験開始時から曲げ・せん断・回転に起因するすべての変形成分が確認され，載荷が進むにつれてせん断成分が減少する傾向にあることがわかった．一方で，2δ_{y0}以降，中空断面供試体はせん断変形量が 13~28%であったのに対し，基部中実断面供試体は 7~22%であり，中空断面供試体のほうが基部中実断面供試体に比べてせん断変形が卓越していたことがわかる．これは，3.(4)b)に示したように，中空断面供試体において，せん断抵抗に寄与するウェブ面のコンクリート断面積が小さいことによるものだと考えられる．また，中空断面供試体において，同一振幅での繰り返し回数の増加に伴

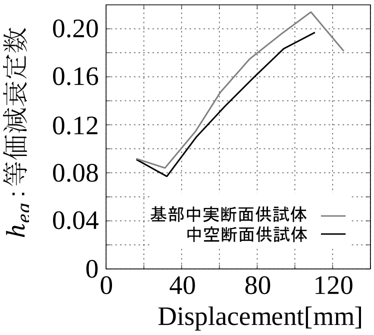
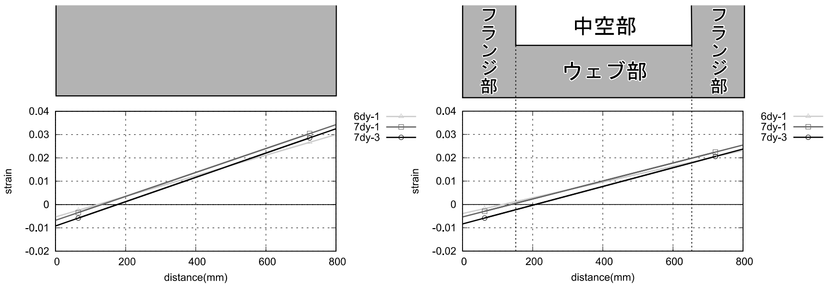


図-15 等価減衰定数—水平変位関係



(a) 中空断面供試体　　(b) 基部中実断面供試体

図-16 正載荷時の中立軸位置

い，せん断成分がわずかに増加していることがわかる．これは，繰り返し回数の増加により，コンクリート部のせん断抵抗力が劣化したためであると推測される．

c) せん断変形成分の増加が地震時応答に及ぼす影響

本項では，本実験で確認された中空断面供試体におけるせん断変形成分の増加が柱の地震時の応答に与えた影響についての考察を行う．まず始めに，式(4)~式(6)により，各載荷振幅ごとの等価減衰定数h_{eq}を算出し，両供試体が有する履歴減衰性能について考察する．

$$k_e = \frac{F_a}{a} \tag{4}$$

$$h_{eq} = \frac{\Delta W}{4\pi W_e} \tag{5}$$

$$W_e = \frac{1}{2} k_e a^2 \tag{6}$$

ここに，k_e：等価剛性，F_a：そのサイクルにおける最大水平変位時の荷重，a：そのサイクルにおける最大水平変位，ΔW：履歴ループの1サイクルの面積，W_e：等価ポテンシャルエネルギーである．両供試体における等価減衰定数—水平変位関係(**図-15**)を見ると，基部中実断面供試体の等価減衰定数が中空断面供試体に比べて常に大きな値となっており，$7\delta_{y0}$時で約1.7%の差異が確認できる．そこで，中空断面供試体での履歴減衰性能の低下が，地震時の応答に与える影響を把握するため，中空断面供試体および基部中実断面供試体の$7\delta_{y0}$時における履歴減衰による応答スペクトルの低減率(式(7))を算出した．

$$\frac{S_d(h)}{S_d(h=0)} = \frac{1}{1+10h} \tag{7}$$

ここに，hは減衰定数，$S_d(h)$は減衰定数がhの場合の変位応答スペクトルである．その結果，履歴減衰による応答スペクトルの低減率は，$7\delta_{y0}$において中空断面供試体で0.835，基部中実断面供試体で0.824であった．よって，概算ではあるが，中空断面供試体で確認されたせん断変形成分の増加が発生したとしても，地震時の変位応答が1.1%増大する程度の影響に留まる可能性があるといえる．

(6) 中立軸

載荷時における各供試体基部の断面ひずみ分布を**図-16**に示す．なお，中空断面供試体の図の縦方向の点線は中空断面における壁部を示している．また，断面のひずみ分布は，供試体側面に設置した変位計で計測された鉛直変位をひずみに変換し，平面保持の仮定を行うことで算出している．中空断面供試体では，$6\delta_{y0}$までは断面ひずみの中立軸位置がフランジ面の中にあるのに対し，$7\delta_{y0}$–3になると，内側軸方向鉄筋が座屈したW面が圧縮側となる正最大振幅時において，中立軸が中空断面ウェブ部にあたる区間に移動し，フランジ部が全圧縮領域となっていることがわかる．その結果，3. (1)，3. (3)に示したような，フランジ部の圧縮破壊が進行し，急激な耐力低下につながったといえる．

(7) 現行設計との比較

塑性ヒンジ領域とその近傍(高さ2×D)を中実断面とした基部中実断面供試体と，柱全体を中空断面とした中空断面供試体を比較すると，内側軸方向鉄筋の座屈が発生する以前では，比較的類似した荷重—変位関係(3. (1))，軸沈下挙動(3. (2))，損傷過程(3. (3))を示していた．しかし，中空断面供試体は，内側軸方向鉄筋の座屈が発生すると，最大振幅変位を増大させずとも，同一振幅の繰り返し変形下において急激な荷重低下を示した．一方，基部中実断面供試体では，軸方向鉄筋の座屈以降，多数繰り返し載荷を行っても急激に荷重が低下することはなく，大きな損傷が起きることもなかった．これらのことから，中空断面RC橋脚の柱基部を中実断面とすることは，柱の耐震性を考える上で重要であるといえる．なお，今回の実験では両供試体とも終局時(外

側軸方向鉄筋座屈時)には軸方向鉄筋が900mmまでの高さにおいて大きく塑性化しており，曲率分布では中空断面供試体が720mm，基部中実断面供試体では840mmの高さまでの値が増大していた．また，外見上では中空断面供試体では300mm，基部中実断面供試体では280mmの高さまで鉄筋が露出していた．基部中実断面供試体の塑性ヒンジ長*Lp*は364mmであったことから，どの高さまでの断面を中実化させるかについての現行の構造細目は安全側の規定であるといえ，橋脚部の重量低減を図るためにも，より合理的な中実化高さの設定が可能であるといえる．

5. 結論

本研究では，基部の断面構造が異なる2種類の中空断面RC柱供試体を用いた正負交番載荷実験を通じて，中空断面の損傷進展，破壊形態・復元力特性に関する検討を行い，さらに，現行の道路橋示方書・同解説―耐震設計編―[4]および道路橋示方書・同解説―コンクリート橋・コンクリート部材編―[5]の比較・検討を行った．

以下に本研究で得られた知見を示す．

- 中空断面供試体と基部中実断面供試体はともに終局以前は復元力特性や軸沈下量に大きな差異は見られず，荷重―変位関係は両供試体ともに曲げ破壊特有の紡錘型であった．
- 終局後同一振幅多数繰り返し載荷にて中空断面供試体のみ内側軸方向鉄筋の内側座屈に起因する低下が確認された．このことから，基部が中空であるRC橋脚では，繰り返し回数の多い海洋型(タイプII)地震動に対して特に脆性的な破壊をする可能性があることから，現行設計で求められている中空断面RC柱の基部を中実にすることは重要であることが示された．
- 塑性ヒンジとその近傍(4×Lp)を中実断面とすることは過度に安全側の設計となっていると考えられるため，橋脚部の重量低減に向けた，より合理的な中実化高さの設定が可能であるといえる．
- 中間帯鉄筋については，今回の実験において両側直角フックであり，軸方向鉄筋にかけた結果，軸方向鉄筋が座屈したときにフックが開き，中間帯鉄筋の拘束効果が発揮されなかった．このことから，現行設計で求められている少なくとも片方のフックを鋭角または半円形フックにし，帯鉄筋にかけることが重要であることがわかった．
- 両供試体の変形成分を分離すると，どちらも曲げ変形が卓越していたが，中空断面供試体の方が基部中実断面供試体に比べせん断変形量が多いということがわかった．これはせん断を負担するウェブ部のコンクリートが，基部中実断面供試体に比べて少ないことによるものであるといえる．
- 曲げ変形が卓越するよう設計された中空断面RC橋脚では，繰り返し荷重を受けたときに外側軸方向鉄筋の外側座屈に伴うかぶりコンクリートの剥落が起き，フランジ部のコンクリートが減少する．その後，軸力を保持する圧縮領域のコンクリートが減少し，内側座屈が生じてしまう．この時，中立軸がフランジ内側から中空部内側に移動することで，フランジ部の圧壊が進行し，柱の急激な軸沈下につながる可能性が示されたといえる．

以上のことから，中空断面RC柱は現行の道路橋示方書・同解説―耐震設計編―[5]で求められている構造細目を満たすことで靭性のある橋脚となることがわかった．

謝辞： 本研究は，西日本高速道路株式会社との共同研究として実施し，一部は「2020年度京都大学と西日本高速道路株式会社における共同研究」の助成を受けて実施した．謝意を表します．

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1994.2.
2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1996.12.
3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2012.3.
4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2017.11
5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，III コンクリート橋・コンクリート部材編，2017.11.
6) 曽我部直樹，木次克彦，伊吹数行，森山陽一，石山一幸，山野辺真一，須田久美子，渡辺義光：RC 橋脚における軸方向鉄筋，帯鉄筋への高強度鉄筋の適用に関する実験的検討，土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造），Vol.67，No.1，pp.131-149，2011.
7) 村田裕志，渡辺典男，水谷正樹，小尾博俊，福浦尚之：SD490 を用いた高鉄筋比の RC 橋脚の耐震性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.56A，pp.928-937，2010.3.