

設計基準外事象に対する挙動が定性的に予測可能な埋め込みメナーゼヒンジRC構造の開発

五島 健斗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)

E-mail: goto.kent.78c@st.kyoto-u.ac.jp

²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)

E-mail: uemura.Keita.35a@st.kyoto-u.ac.jp

³正会員 京都大学 教授 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂)

E-mail: takahashi.yoshikazu.4v@kyoto-u.ac.jp

本研究では、設計基準外の地震動に対しても、柱の挙動の不確定性を最小限に留める鈍構造を実現させるために、メナーゼヒンジとスパイラル筋による補強をRC柱に導入した「埋め込みメナーゼヒンジRC構造」を提案し、正負交番載荷実験を行った。その結果、埋め込みメナーゼヒンジRC構造は、設計基準外の大変形が生じた場合でも、柱基部の軸変形、せん断変形を抑制し、メナーゼヒンジによるヒンジ形成と軸力の負担が確認された。従って、埋め込みメナーゼヒンジRC構造は、柱基部の損傷が進行するにつれ、メナーゼヒンジによるヒンジ機構が発現し、挙動の不確定性を低下させた鈍構造であることがわかった。これにより、設計基準外の事象に対するRC柱の定性的な挙動予測が可能となり、この構造は危機耐性向上へ向けた一つのアプローチになるといえる。

Key Words : anti-catastrophe, plastic hinge, insensitive structural system, uncertainty, Mesnager hinge

1. 背景

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震以降、設計基準外事象(Beyond Design Basis Events)に対して、確保されるべき安全性がたとえ損なわれた場合でも直ちに危機的な状況に陥らないようにすべきとされる危機耐性¹⁾の概念が提唱されている。そして近年、RC柱の危機耐性の実現に向けて、様々な構造技術の検討がなされている。例えば、豊岡ら²⁾により提案されているブロック型倒壊方向制御構造はその一つである。豊岡らは一連の検討の中で、構造物の倒壊方向を制御することで、人命損失を回避しつつ構造物の早期復旧を可能とし、提案構造が設計基準外の地震への対策や復旧性を考える上で有利であることを示している。また、西村ら³⁾は、通常の設計基準を満たす橋梁に対して、慣性力に抵抗せず、鉛直力のみを支持する自重補償柱を加えることで、通常の柱が鉛直支持力を失った場合でも、鉛直支持性能を維持することができる自重補償機構を提案した。これにより設計基準外事象に対して、構造物の崩壊を防ぐことを可能にしている。しかし、これら

の既往研究のように、設計基準外事象に対するRC柱の挙動を明確なターゲットとした構造技術の検討例はいまだ少なく、RC柱の危機耐性の実現へ向け更なる検討が必要であるのが現状である。

これらの状況を受けて、本研究では「鈍構造」⁴⁾という概念に着目した。鈍構造とは、「構造物が提供する機能の損失に対して鈍感な構造」と定義され、地震外力や構造物自身の非線形挙動などの不確定性の高い要因に対し、鈍感である構造を指す。そしてこの鈍構造は、「想定と異なる外力(設計基準外事象)に対する破壊挙動の不確定性を最小限に留めた構造」と解釈することができる。そこで本研究では、RC柱の危機耐性の実現に向けて、設計基準外の事象に対する破壊挙動の不確定性を最小限に留める構造(鈍構造)の実現を目指す。具体的には、RC柱基部にメナーゼ筋を埋め込み、従来の塑性ヒンジ形成とは別の新たなメカニズムによって構造ヒンジ機能を保証することで、設計基準外事象において柱基部の損傷が想定以上に進行した際のRC柱の挙動を定性的に予測可能とする構造技術を提案する。以下、RC柱基部にメナーゼ筋を埋め込んだ本構造を埋め

込みメナーゼヒンジ RC 構造と称し、正負交番荷重実験によりその耐震性能について検討する。

2. 構造ヒンジ機能を前提とする塑性ヒンジ機構

(1) 塑性ヒンジの性能に関する既往研究

現行の RC 柱の耐震設計では、強震時に柱基部で塑性ヒンジを形成することで安全性を確保しており、塑性ヒンジの性能が RC 柱の耐震性能に大きな影響を与えることが知られている。そのため、これまでも塑性ヒンジの性能向上に向けた様々な研究が行われてきた。川島・永井⁵⁾は、塑性ヒンジ区間のコンクリートを一般的な橋梁用免震支承に用いられる高減衰ゴムで代替する構造を提案し、柱基部周辺の損傷抑制に成功した。また、山野辺ら⁶⁾は、高い圧縮強度と曲げじん性を有する超高強度繊維補強コンクリート製プレキャスト型枠とアンボンド高強度鉄筋を用いた高性能塑性ヒンジ橋脚を提案し、60%以上の変形性能向上効果を示した。星隈ら⁷⁾は、軸方向鉄筋を2段に配置し、外側ならびに内側に配置された軸方向鉄筋を塑性ヒンジとなる断面領域においてX字状にクロスするように折り曲げて配筋した橋脚構造、およびアンボンド化により基部からの軸方向鉄筋の伸び出し量を大きくする構造を提案し、変形性能の向上と柱の損傷低減効果を確認した。また、菅野ら⁸⁾は、大変形領域における RC 柱の耐震性能向上を目的として、内巻きスパイラル構造を提案し、コアコンクリートの拘束効果を高めることで、従来の RC 柱に比べて、変形性能が飛躍的に向上することを確認した。また、この内巻きスパイラル構造はすでに実用化され、多数の実用化実績を有している。

(2) 塑性ヒンジの成立条件

塑性ヒンジとは、軸力、せん断力の伝達を行う構造ヒンジとしての機能を満足すると同時に、塑性化することによりエネルギー吸収能や変形性能の向上を図る構造である。

そして、前者の構造ヒンジとしての機能は、設計で想定するレベルの変形領域においては特段意識せずとも満足するため、2.(1)で挙げたような塑性ヒンジの性能向上に関する既往研究では、前者の機能を前提とした上で、後者の塑性変形性能に焦点を当てた議論がなされてきた。植村・高橋⁹⁾の過去の実験においても、設計上の終局の目安とされる軸方向鉄筋の座屈発生時の変位振幅の繰り返しにおいては、



(a) 軸方向鉄筋の座屈発生時

(b) 座屈発生振幅での繰り返し荷重終了時

図-1 植村・高橋の実験時の様子⁹⁾

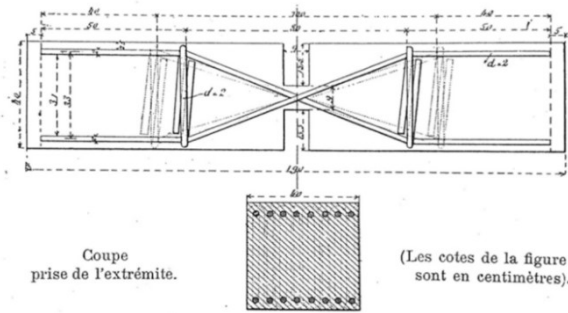
柱基部でのせん断変形、軸変形の発生は見られなかった(図-1)。しかしながら、RC 柱の危機耐性を考えるような大変形領域においては、現行の耐震設計レベルの変形領域で前提とされてきた軸力、せん断力の伝達機能、つまり構造ヒンジとしての機能が満足される保証はない。設計基準外事象に対して、塑性ヒンジ部が構造ヒンジとしての機能を失うと、その部分で局所的なせん断変形が発生し、たわみの連続性が大きく損なわれる恐れがある。しかし、柱の損傷の程度からどのレベルの不連続なたわみが発生するかという検討を設計時に行うことは困難である。そのため、塑性ヒンジにおけるたわみの連続性を保証することは、設計基準外事象における RC 柱の挙動を予測できるという点で重要であると考えられる。

他方で、設計基準外事象においても、設計基準事象と同様に、塑性ヒンジ部における高い塑性変形性能と構造ヒンジ機能の維持を両立させることは困難であるといえる。そこで本研究では、柱基部の構造ヒンジ機能を設計基準外事象においても維持することに焦点を当てた、埋め込みメナーゼヒンジ RC 構造を提案する。

3. 埋め込みメナーゼヒンジ RC 構造

(1) メナーゼヒンジ

メナーゼヒンジとは、Augustin Mesnager¹⁰⁾により1907年に開発された擬似ヒンジ構造で、図-2のように開口部に交差させた鉄筋を配置した構造ヒンジである。軸力、せん断力の伝達を行い、また曲げモーメントの伝達を抑制することで、構造物の応答を

図-2 メナーゼヒンジ¹⁰⁾

下げることができる。また、メナーゼヒンジ等のコンクリートヒンジに関する各国の設計基準が Marx and Schacht¹¹⁾の論文中で整理されており、これによると、ヨーロッパ各国の設計基準で想定されているコンクリートヒンジの回転角は最大でも 0.05rad となっている。従って、メナーゼヒンジは大変形を想定して提案された構造ではなく、メナーゼヒンジを大変形が想定される部分に組み込むことは、メナーゼヒンジ本来の適用範囲を逸脱していると考えられることができる。

そのような中、Liら¹²⁾は、柱下端をメナーゼヒンジで接合している柱(ロッカー橋脚)の大変形領域における耐震性能評価を行うため、橋軸方向の載荷実験を行っている。実験の結果、メナーゼヒンジは、大変形領域においても小さな抵抗モーメントを示す優れたヒンジ特性を持つ回転変形をしていることが確認された。また、高原ら¹³⁾による実験的検討では、メナーゼヒンジを有するロッカー橋脚が回転角 0.1rad 程度までは軸力支持性能を維持していることから、トラス部材の一部材である斜 π 橋の垂直材としては十分な変形性能を有していることが示されている。これらの結果を受け、本研究では、大変形が想定される RC 柱基部にメナーゼヒンジを組み込む場合でも、安定したヒンジ機構の発現が期待できると考えた。

(2) メナーゼヒンジの設計

メナーゼヒンジはコンクリートヒンジとして、道路構造物における支承の 1 つとして取りまとめられ、その設計基準が道路橋支承便覧¹⁴⁾に以下のように提示されている。「メナーゼヒンジは Parsons and stang¹⁵⁾によって、理論的解法が提案され、内山¹⁶⁾によってその計算式が誘導されている。それらは鉄筋埋込み部分のコンクリートを無視し、交差鉄筋の基部が固定された三角トラスを形成していると仮定したものである。(日本道路協会, 2004)¹⁴⁾」道路橋支

承便覧では、この内山¹⁶⁾による計算式を参考に、簡易的な式によって鉄筋の圧縮応力度の算出式が規定されている。

$$\sigma_{sc} = \frac{N}{nA_s \cos \theta} + \frac{S}{nA_s \sin \theta} \quad (1)$$

ここに、 σ_{sc} は鉄筋の圧縮応力度、 N は軸力(N)、 S はせん断力(N)、 n は鉄筋本数(本)、 A_s はメナーゼ筋 1 本の断面積(mm²)、 θ はメナーゼ筋の部材軸方向に対する角度(°)である。なお、式(2)、式(3)より、メナーゼ筋によるコンクリートの支圧応力度を算出し、支圧応力度が許容値を満足するのに必要な支圧幅を求める。

$$\sigma_{ca} = \frac{S}{2.5dB} \quad (2)$$

ここに、 σ_{ca} はコンクリートの許容支圧応力度(N/mm²)である。但し σ_{ca} は次の式に従う。

$$\sigma_{ca} = \left(0.25 + 0.05 \frac{P}{B}\right) \sigma_{ck} \leq 0.5 \sigma_{ck} \quad (3)$$

d はメナーゼ筋の鉄筋径(mm)、 B は支圧力の作用幅(mm)、 P はメナーゼ筋の中心間隔(mm)、 σ_{ck} はコンクリートの設計基準強度(N/mm²)である。式(2)は支圧応力度に支圧面積をかけた値、つまりメナーゼ筋によるコンクリートへの支圧力とせん断力とのつり合い式である。また、式(3)は道路橋示方書・同解説-コンクリート橋編¹⁷⁾に記載されている許容支圧応力度の算出式を、メナーゼ筋の中心間隔 P 、支圧幅 B を用いた形に直したものである。

これらの式を用いることで、メナーゼ筋の圧縮応力度、コンクリートの支圧応力度を計算し、必要な鉄筋径、支圧幅を算出することができる。

(3) 埋め込みメナーゼヒンジRC構造

a) 埋め込みメナーゼヒンジRC構造の特長

埋め込みメナーゼヒンジRC構造は、通常のRC柱にヒンジ機能を別途付加するために、図-2のように鉄筋をX字状に配筋した構造上のヒンジ(メナーゼ筋)¹⁰⁾を柱基部に埋め込んだRC構造である。図-3に埋め込みメナーゼヒンジRC構造における塑性ヒンジ周辺の配筋を示す。このように、埋め込みメナーゼヒンジRC構造は、図-2で示した一般的なメナーゼヒンジの配筋とは異なり、軸方向鉄筋の内側にメ

ナーゼ筋を埋め込んでいる。これにより、埋め込みメナーゼヒンジRC構造では、設計基準内の変形には、通常のRC柱と同様に塑性ヒンジ形成によるエネルギー吸収と変形性能向上が図られ、設計基準外の大変形時には、メナーゼ筋によるヒンジ構造へ誘導を最低限保証することを期待している。すなわち、通常のRC柱では柱基部の損傷が進行していくにつれ、柱の挙動の不確実性が高まっていくのに対し、埋め込みメナーゼヒンジRC構造では、基部周辺の破壊が進行したとしても、メナーゼヒンジによる構造ヒンジ機能の発現は最低限保証されていることから、最終的な柱の挙動が不確実でなくなり、設計基準外事象に対する挙動が定性的に予測可能となる。ただし、このヒンジ構造自体は、曲げに対する抵抗力がなくなること許容しているため、単柱では不安定化する恐れがある。そのため、この埋め込みメナーゼヒンジRC構造を適用する際には、いくつかの配慮が必要である。例えば、門型ラーメン構造に

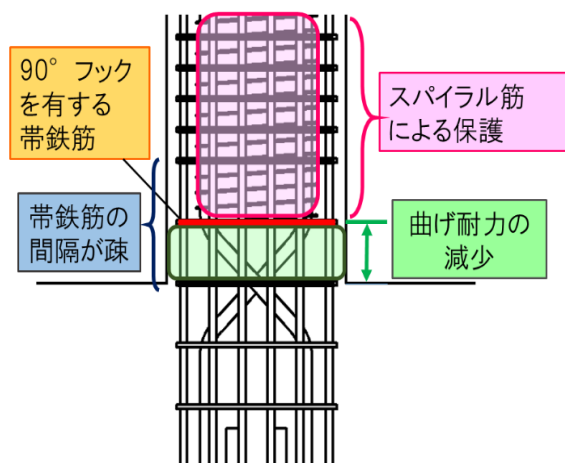


図-3 埋め込みメナーゼヒンジRC構造の配筋

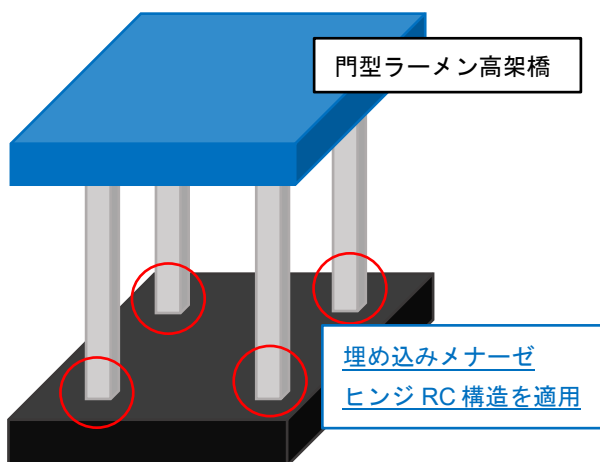


図-4 埋め込みメナーゼヒンジRC構造の適用例

形成される塑性ヒンジのうちの下部2つのみに本構造を適用する(図-4)など、すべての塑性ヒンジ部に適用するのではなく、本構造が設計基準外事象に対して効果的に作用するように適用法を工夫する必要がある。また、本構造はメナーゼヒンジが存在する平面に対して平行な方向の加振に対してのみヒンジ構造を保証するため、全方向の加振に対してヒンジ構造を期待する場合は、もう一对のメナーゼ筋を既存のメナーゼヒンジに対して直角方向に配筋することなどを検討する必要がある。なお、本研究においては、RC柱基部に埋め込んだメナーゼ筋の挙動を詳細に検討するため、埋め込むメナーゼ筋は一对としている。

また、大変形時において確実にヒンジ機構を発現させるためには、RC柱の複雑で不確定な破壊挙動を適切に制御し、損傷をメナーゼ筋交叉部に集中させる必要がある。そのため、埋め込みメナーゼヒンジRC構造では、損傷が進行した際に、積極的にメナーゼ筋交叉部付近のかぶりコンクリートを損傷させ、狙った破壊モードへ誘導するための構造(図-3)を取り入れた。以下に破壊制御にあたっての埋め込みメナーゼヒンジRC構造の特長を述べる。

b) 柱基部の帯鉄筋量の減少と90°フックを有する帯鉄筋の配置

埋め込みメナーゼヒンジRC構造では、塑性ヒンジとなる区間を限定化するために、塑性化を想定する区間での帯鉄筋量を通常の区間よりも小さい値に設定する。更に塑性化を想定する区間の中央部にのみ通常の帯鉄筋よりも軸方向鉄筋の座屈に対する拘束力の小さい90°フックを有する帯鉄筋を使用することで、軸方向鉄筋の座屈変形の腹を塑性化を想定する区間の中央部に誘導する。なお、この手法は、菅野ら⁸⁾により提案されている内巻スパイラル構造で取り入れられており、実験によりその効果が確認されている。

c) メナーゼ筋交叉部付近における断面の曲げ耐力減少による損傷箇所の誘導

埋め込みメナーゼヒンジRC構造において、メナーゼ筋交叉部付近、つまりメナーゼ筋が軸方向に対して斜めに配筋されている区間では、他の区間に比べてメナーゼ筋が、断面の内側に配置されているため、断面の曲げ耐力が減少している。通常のRC柱では、曲げ耐力が急激に変化するとその部分に損傷が集中し、思わぬ損傷が生じることが懸念される。しかし、曲げ耐力減少部分で曲げびび割れが発生し、損傷が集中するという現象は、柱基部に損傷を集中させたい本研究の狙いには適しているといえる。

d) スパイラル筋による損傷の限定化

RC柱におけるスパイラル筋の配置はコアコンクリートの拘束力を高める効果を持つ。これによりコアコンクリートは無拘束の場合に比べて優れた耐力や靱性が得られることが知られており、その効果は菅野ら⁸⁾の研究の中でも示されている。埋め込みメナーゼヒンジRC構造では、設計時に塑性化を想定している区間より上部の柱部分にスパイラル筋を配置することで、その区間のコアコンクリートを保護し、塑性化が柱上部へ進行することを防ぐ。これにより、柱の損傷を柱基部に限定化することを狙う。

ここで本構造と内巻きスパイラル構造の違いを整理する。内巻きスパイラル構造は、柱基部のスパイラル筋内部のコアコンクリート保護により変形性能を高めることに主眼を置いた構造であり、軸方向鉄筋座屈後においても高い耐力を維持することができる。しかし、保護されているコアコンクリートの損傷が進行したときのRC柱の最終的な挙動を予測することは、通常のRC柱同様困難であるといえる。

一方、埋め込みメナーゼヒンジRC構造では、大変形時において高い耐力は持たないものの、メナーゼ筋の配筋によってせん断変形を防止することで、設計基準外事象に対しても、定性的な挙動予測が可能なヒンジ構造が保証される。本研究では、以上の特長を有する埋め込みメナーゼヒンジRC構造の開発により、柱の破壊が進行していくにつれ、柱の挙動の不確実性が低下して定まった挙動を示す構造(鈍構造)を実現し、危機耐性の向上を目指す。

4. 正負交番載荷実験概要

本研究では、大変形時において挙動の不確実性を最小限に留める埋め込みメナーゼヒンジRC構造に対して正負交番載荷実験を行い、柱基部での破壊性状の制御やヒンジ機構への移行などについて検討する。以下に実験についての詳細を示す。

(1) 実験供試体

本研究において実験供試体は、現行の耐震基準を満たす通常のRC柱であるC50-STと、埋め込みメナーゼヒンジRC構造供試体であるC100-WMの2体を作成した。図-5に両供試体の断面図及び配筋図を示す。断面はいずれも一辺が320mmの正方形であり、基部から載荷点までの高さは1050mm、フーチングの厚さは450mmである。また、軸方向鉄筋は両供試体ともD13が22本配筋されている。

コンクリートには、セメントが早強ポルトランドセメント、スランプ18cm、粗骨材の最大寸法15mmのものを用い、コンクリートの圧縮強度は、テストピースによる圧縮試験の結果、34.1MPaであった。

a) C50-ST

C50-STは、現行の設計基準を満たすRC柱で、鉄道ラーメン橋を想定した供試体であり、軸方向鉄筋の座屈による曲げ破壊で終局を迎えるよう設計した。なお、帯鉄筋間隔は50mm、帯鉄筋比は0.8%、帯鉄筋間隔有効高さ比は0.172となっている。図-6(a)に道路橋示方書・同解説-耐震設計編¹⁸⁾に基づいて算出した骨格曲線を示す。計算において鉄筋の降伏強度および弾性係数は、各種鉄筋の引張試験を行った結果の値を使用した。これらの値を表-1に示す。図中のプロットは、耐震性能2の限界状態に相当する変位 δ_{ls2} 、耐震性能3の限界状態に相当する変位 δ_{ls3} を表している。C50-STでは δ_{ls2} が20.7mm、 δ_{ls3} が27.2mmとなっている。通常の耐震設計では耐震性能3に至るまでの挙動における安全性を照査しており、それ以降の挙動に関しては耐震安全性が検討されていない。そのため、耐震性能3の限界状態を超える挙動は、耐震設計において設計基準外の挙動であるといえる。

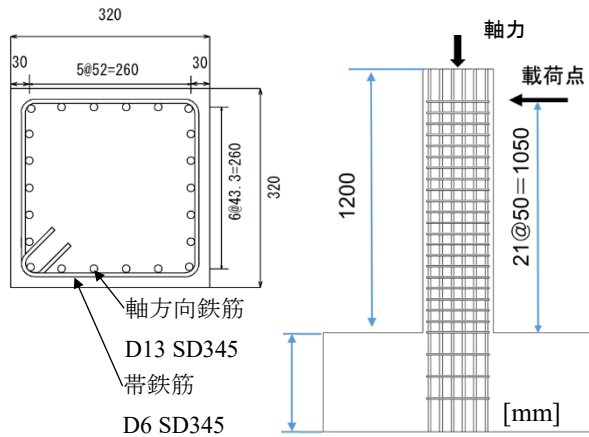
b) C100-WM

C100-WMはC50-STに対して、メナーゼ筋とスパイラル筋を軸方向鉄筋の内側に配置した埋め込みメナーゼヒンジRC構造供試体である。メナーゼ筋の交叉部が柱高さ10mmの位置になるように配置し、スパイラル筋は、柱高さ100mmから上の区間に配置している。帯鉄筋間隔については、柱高さ200mmまでの区間では100mm、それより上の区間では50mmとした。また、柱高さ100mmの帯鉄筋にのみ90°フックを有する帯鉄筋を使用し、それ以外は、鋭角フックを有する帯鉄筋を使用している。図-6(b)に道路橋示方書・同解説-耐震設計編¹⁸⁾に基づいて算出した骨格曲線を示す。なお、メナーゼ筋は軸方向鉄筋とみなして計算し、スパイラル筋は柱基部には配筋されていないため、計算時には考慮していない。

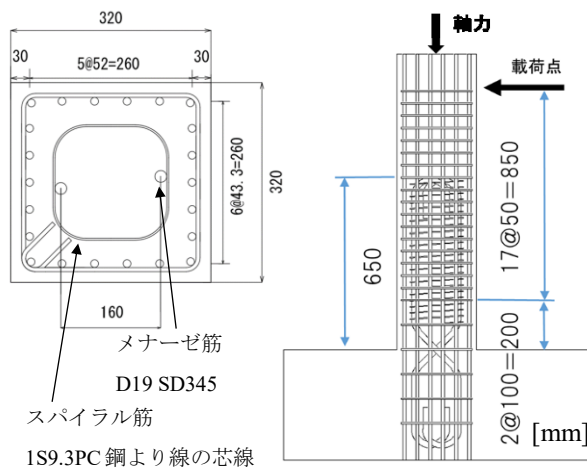
C100-WMでは、かぶりコンクリートが限界ひずみに達したことで終局を迎え、 δ_{ls2} 、 δ_{ls3} が21.7mmとなっている。本供試体では、90°フックを有する帯鉄筋および、メナーゼ筋の交叉部付近の曲げ耐力減少による柱基部の損傷位置の誘導や、大変形時におけるスパイラル筋による柱基部の損傷の限定化などといった破壊性状の制御と、メナーゼヒンジによる軸変形・せん断変形の防止とヒンジ機構の発現などについて検討する。

表-1 鉄筋の引張特性

	規格	材質	降伏点(N/mm)	引張強度(N/mm)	弾性係数(N/mm)
帯鉄筋	D6	SD345	454.7	620.2	2.056×10^6
軸方向鉄筋	D13	SD345	390.5	580.0	1.951×10^6
メナーゼ筋	D19	SD345	398.5	585.1	2.055×10^6



(a) C50-ST

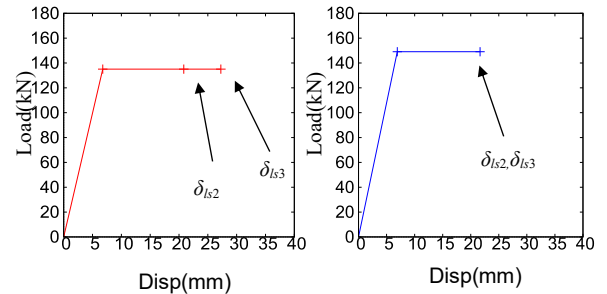


(b) C100-WM

図-5 断面図および配筋図

c) メナーゼ筋, 90°フックを有する帯鉄筋, スパイラル筋の詳細

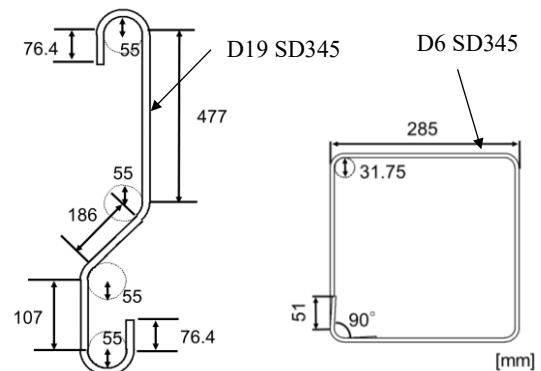
まず, 式(1), 式(2), 式(3)を用いてメナーゼ筋に必要な鉄筋径, 支圧幅を算出した. 計算に用いた軸力 N は実験条件から100kNとした. また, メナーゼ筋が構造ヒンジとして機能する時には, 柱基部の損傷が激しくなりメナーゼ筋にかかるせん断力は大幅に低下している状態が想定されるため, せん断力 S は図-6(b)に示した降伏荷重の四分の一程度である40kNとして計算した. この値の妥当性については5.(6)にて検討する. その結果, 必要な鉄筋径は19mm, 支圧幅は59.7mmとなった. 支圧幅についてはメナーゼ筋に厚さ1.5mm, 一辺60mmの正方形の



(a) C50-ST

(b) C100-WM

図-6 各供試体の骨格曲線



(a) メナーゼ筋

(b) 90°フックを有する帯鉄筋

図-7 メナーゼ筋及び90°フックを有する帯鉄筋寸法

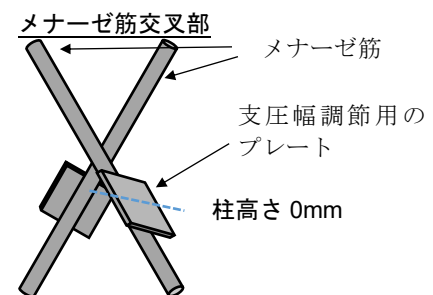


図-8 支圧幅調整用プレート貼り付け方の概略図

鉄のプレートをプレートの中心が柱高さ0mmの位置になるように貼り付けて支圧幅が59.7mm以上となるように調整した(図-8).

スパイラル筋には, 1S9.3PC鋼より線の芯線を使用した. なお, 1S9.3PC鋼より線の芯材は材料試験の結果最大引張力16kNとなっており, 矩形的スパイラル状にして配置した. また, スパイラル筋のピッチについては, 菅野ら⁸⁾の研究より, 内巻き耐力

比(内巻きスパイラルによるせん断耐力と曲げ耐力に達するときのせん断耐力との比)が2.4程度で、ピッチが10mmから28mmの範囲でスパイラル筋を配筋することで最も効果的にコアコンクリートを保護できることが示されている。よって埋め込みメナーゼヒンジRC構造では、スパイラル筋のピッチを25mmとし、内巻き耐力比が2.4程度となるようにした。

90°フックを有する帯鉄筋には、通常の帯鉄筋と同様にSD345のD6の異形鉄筋を使用し、フック先端の定着部の長さは51mm(8 ϕ)とした。図-7に本実験で使用するメナーゼ筋、90°フックを有する帯鉄筋の寸法を示す。

(2) 荷重方法と測定データ

荷重方法は正負交番荷重とした。柱基部の軸方向鉄筋のひずみをモニターしながら荷重を行い、軸方向鉄筋の降伏した点を降伏変位 δ_y (=5.0mm)とし、それを基準として、その整数倍の変位振幅での繰り返し荷重を行った。荷重回数は、繰り返し回数を3回とした。また荷重軸応力は約1.0MPaとした。測定データについては、供試体の各変形状態における復元力を得るため、アクチュエータに設置されているロードセルにより供試体の荷重位置における復元力及び軸力を測定した。また、供試体の荷重位置における水平変位を計測するため、供試体の荷重位置にワイヤ式変位計を設置した。

5. 結果と考察

本章では、各供試体の正負交番荷重実験から得られた、荷重-変位関係、破壊性状、最大荷重の推移、に関して実験結果を整理し、考察を行う。その際、供試体のアクチュエータ側の面をW面(荷重面側)、その裏側の面をE面(荷重面裏側)と表記する。

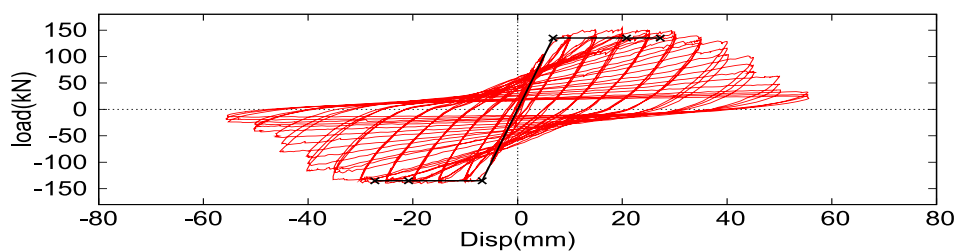
(1) 荷重-変位関係

a) C50-ST

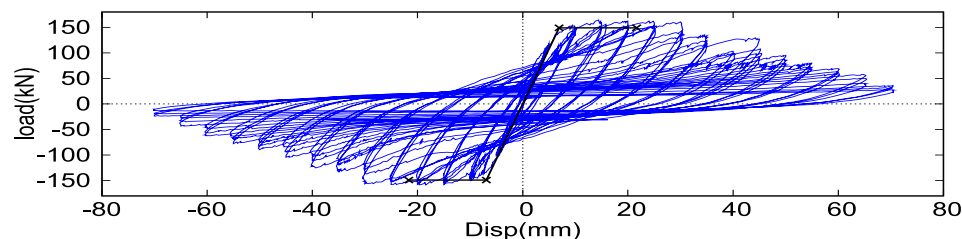
C50-STの荷重-変位関係を図-9(a)に示す。図-9(a)より、C50-STでは、荷重振幅30mmまでは、履歴ループが紡錘型になっており、典型的な曲げ挙動を示していることが分かる。そして軸方向鉄筋の座屈を迎え、これを機に履歴ループが逆S字型に変化、さらに剛性が低下し、著しい荷重低下が発生した。その後荷重振幅55mmで荷重を終了した。また最大荷重は正負ともに荷重振幅20mmの1サイクル目で最大となり、正最大荷重が154kN、負最大荷重が140kNであった。

b) C100-WM

C100-WMは、軸方向鉄筋座屈発生前までは、C50-STと同様に典型的な曲げ挙動を示していた。そして、軸方向鉄筋の座屈発生後は履歴ループは逆S字型へ移行し、剛性が低下したが、C50-STに比べて緩やかな荷重低下を示した。その後、荷重振幅70mmで荷重を終了した。また、正最大荷重は荷重振幅15mmの1サイクル目で164kN、負最大荷重は荷重振幅20mmの1サイクル目で158kNとなった。



(a) C50-ST



(b) C100-WM

図-9 荷重-変位履歴関係

(2) 柱基部における破壊性状の制御

C100-WMでは、メナーゼヒンジによるヒンジ機構の発現のために柱基部での破壊性状を制御する工夫を施した。ここでは、C50-STとC100-WMでの破壊性状の違いを比較しながら、軸方向鉄筋の座屈発生前後の様子について検討する。

a) C50-ST

C50-STでは、柱基部に水平な曲げひび割れが発生し、その後座屈発生直前には柱基部に小さなひび割れが多数発生した(図-10(a))。そして軸方向鉄筋の座屈を迎え、座屈発生点は、W面(載荷面側)で載荷振幅30mmの3サイクル目、E面(載荷面裏側)で、載荷振幅35mmの1サイクル目であった。軸方向鉄筋の座屈発生後は、柱基部の損傷が進むにつれてコアコンクリートが玉石状に崩壊し、載荷終了時にはコアコンクリートの損傷は柱高さ200mm付近まで及んだ(図-12(a))。

b) C100-WM

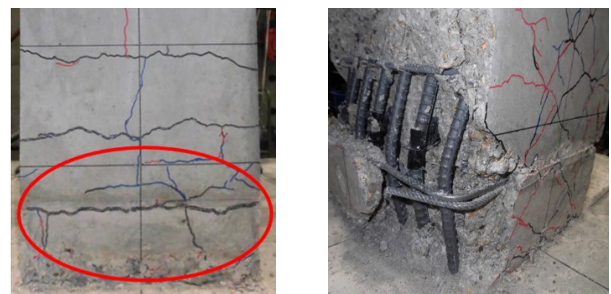
C100-WMでは、柱高さ100mmの位置に曲げひび割れが発生し(図-10(b), 図-11(a))、その後、このひび割れが大きく開くことで、軸方向鉄筋の座屈を迎えた。このひび割れ発生位置は、断面の曲げ耐力が減少しているメナーゼ筋が軸方向に対して斜めに配筋されている区間の上端部、つまり柱高さ100mm

と一致している。さらに、座屈発生時(図-11(b))にはこのように90°フックを有する帯鉄筋の高さの位置が軸方向鉄筋の座屈変形の腹になっていることが確認された。なお、座屈発生点はW面(載荷面側)、E面(載荷面裏側)ともに載荷振幅30mmの2サイクル目であった。

また、軸方向鉄筋の座屈発生後から載荷終了時にかけて、かぶりコンクリートは柱高さ300mm付近まで剥落したが、スパイラル筋により保護された部分のコアコンクリートが損傷なく残存しており、スパイラル筋の配置によりコアコンクリートの損傷は柱高さ100mmより下部に限定されていた。

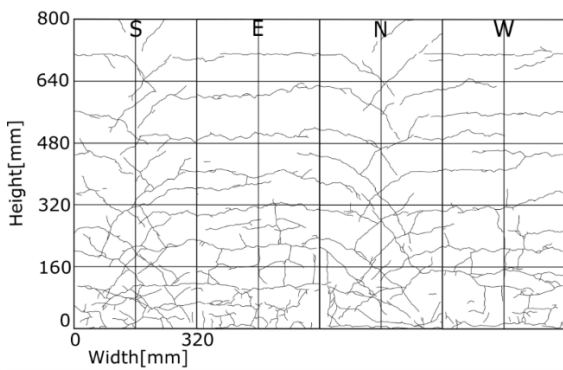
c) 比較とまとめ

本実験では、両供試体とも軸方向鉄筋の座屈は柱

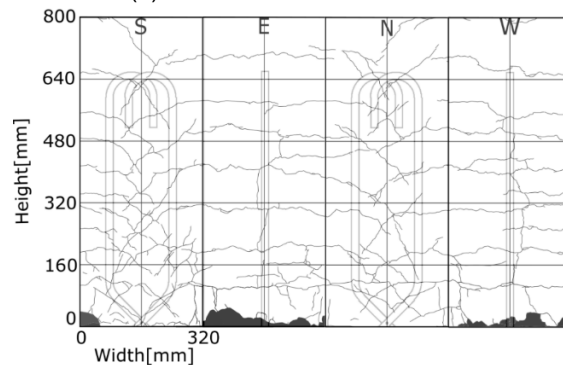


(a) 軸方向鉄筋座屈発生前 (b) 軸方向鉄筋座屈発生後
(載荷振幅 25mm) (載荷振幅 35mm)

図-11 C100-WMにおける軸方向鉄筋座屈発生前後の柱基部の様子



(a) C50-ST(載荷振幅25mm終了時)



(b) C100-WM(載荷振幅25mm終了時)

図-10 各供試体のひび割れ発生の様子



(a) C50-ST



(b) C100-WM

図-12 載荷終了時の各供試体の柱基部の様子

高さ 100mm 付近で発生しており、座屈発生位置に大きな違いは見られなかった。しかし、両供試体において座屈発生に至るまでの載荷面および載荷面裏側のひび割れ発生状況に違いが見られた。これは、3.(3) b), c)で述べたメナーゼ筋交叉部付近の断面の曲げ耐力の変化および 90° フックを有する帯鉄筋の使用による効果であると判断できる。

また、軸方向鉄筋の座屈発生後の損傷に関しても、C50-ST と C100-WM でコアコンクリートの損傷領域に違いが見られ、スパイラル筋を配筋することで柱基部の損傷が限定化された。

以上より、C100-WM では、軸方向鉄筋の座屈発生以降の柱基部での破壊性状が適切に制御され、メナーゼ筋の交叉部への損傷の集中が図られたことが確認された。

(3) 柱基部での軸変形、せん断変形の防止とヒンジ機構への移行

各供試体の柱基部での軸変形、せん断変形について検討する。

a) C50-ST

C50-ST では、軸方向鉄筋の座屈発生後、載荷振幅 40mm 以降の挙動で柱基部でのせん断変形が生じた。このせん断変形は載荷振幅が大きくなるにつれて増加し、載荷振幅 55mm 終了時には約 40mm のせん断変形が確認された(図-13)。また軸変形についても、載荷振幅 45mm 以降で大幅な増加がみられ、載荷振幅 55mm 終了時には 21.6mm の沈下が確認された(図-15(a))。これは、軸方向鉄筋の座屈発生およびコアコンクリートの損傷の進行によって、柱基部の変形に対する抵抗が低下しているため、このような変形が発生したと考えられる。

b) C100-WM

C100-WM では、軸方向鉄筋の座屈発生後、かぶりコンクリートが剥落し、柱基部のコアコンクリートの損傷が進んだ状態においてもせん断変形は確認されなかった(図-14)。

軸変形についても、C50-STで軸変位の増大が起こった載荷振幅45mm以降も大きな変化は見られず、沈下量は最大で3.9mmであった(図-15(b))。また載荷振幅65mm以降では、軸方向鉄筋の破断が発生したが、その際も大きな軸変形、せん断変形は発生しておらず、メナーゼヒンジにより、柱基部の軸変形、せん断変形が防止されている様子が確認された。従来のRC柱で軸方向鉄筋の破断が起こった場合には、より大きな軸変形やせん断変形発生のかっけになる恐れがある。しかしC100-WMにおいては、軸方

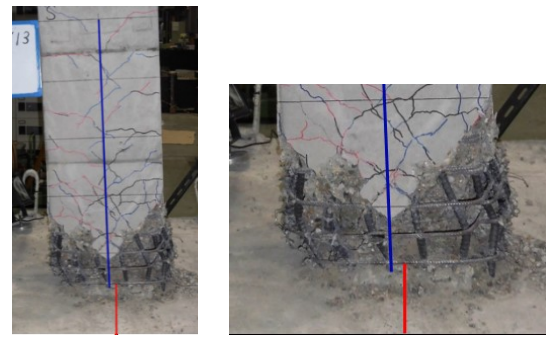


図-13 C50-STにおける柱基部のせん断変形の様子(載荷振幅55mm)

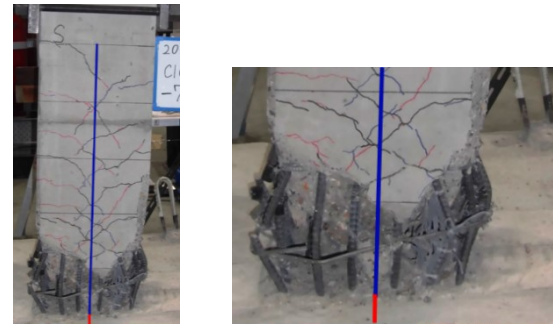
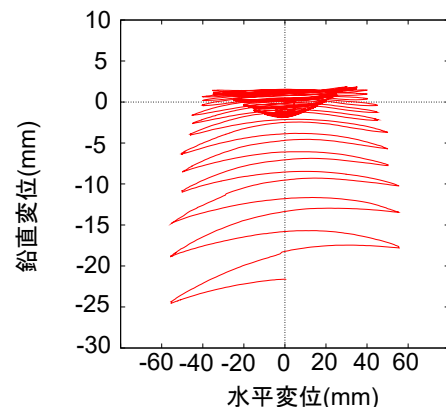
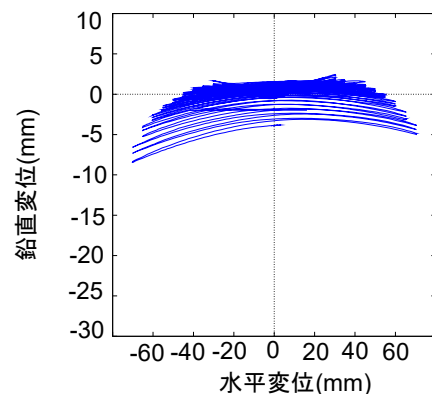


図-14 C100-WMにおける柱基部でのせん断変形防止の様子(載荷振幅70mm)



(a) C50-ST



(b) C100-WM

図-15 各供試体の水平変位-鉛直変位関係

向鉄筋の破断が発生したとしても、メナーゼ筋により柱基部でのせん断変形および軸変形が防止されるため、柱の挙動は依然として予測可能であることがわかった。

c) 比較とまとめ

2.(2)で述べたように、C50-STで確認された塑性ヒンジ部における軸変形やせん断変形といった挙動は、不確定性の高い現象であり、RC柱の挙動予測を困難にする。それに対し、C100-WMで確認された、大変形時における柱基部でのせん断変形および軸変形の抑制は、設計基準外事象に対するRC柱の挙動の定性的予測を可能にする上で有益であるといえ、危機耐性の向上に資するといえる。

(4) メナーゼヒンジが発揮する軸力及びヒンジ機構への移行

ここでは、メナーゼ筋にかかる軸力をメナーゼ筋交叉部のひずみデータをもとに算出し、メナーゼヒンジによるヒンジ機構への移行について、より詳細な検討を行う。

鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性体のバイリニア型と仮定し、ひずみデータから求めた断面のひずみ分布からメナーゼ筋が発揮する圧縮力及び引張力を算出した。ただし、W面側(載荷面側)のメナーゼ筋のひずみゲージにデータ欠損がみられたため、ここではE面側(載荷面裏側)のメナーゼ筋でのひずみデータを用いて考察していく。

図-16(a)は、軸方向鉄筋座屈発生前(載荷振幅25mm以前)、図-16(b)は、軸方向鉄筋座屈発生後(載荷振幅30mm以降)のメナーゼ筋が負担する軸力を示したグラフである。グラフ中のY軸の正の部分ではメナーゼ筋が引張力、負の部分では圧縮力が発揮していることを示している。図-16(a)から、軸方向鉄筋の座屈発生前には、メナーゼ筋には引張応力が作用していることがわかる。しかし、図-16(b)を見ると、軸方向鉄筋の座屈発生を機に、メナーゼ筋の発揮する応力が次第に圧縮側に転じていた。これは、設計基準事象ではメナーゼ筋が通常の軸方向鉄筋と同様に引張力を発揮することでRC柱の復元力に寄与しているのに対し、設計基準外事象において柱基部の損傷が激しくなると、メナーゼ筋がヒンジ構造として柱にかかる軸力の一部を負担していることを示している。つまり、設計基準事象と設計基準外事象で期待している性能が異なる埋め込みメナーゼヒンジRC構造において、メナーゼ筋は理想的な挙動を示しているといえる。なお、メナーゼ筋が負担する軸力は、載荷振幅が大きくなるにつれて増加

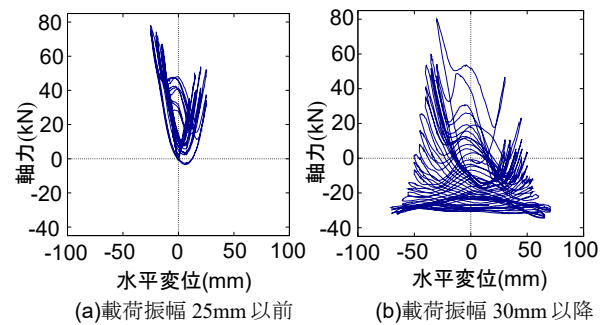


図-16 メナーゼ筋が負担する軸力

しており、負最大振幅(変位-70mm)時で-31.8kN、正最大振幅(変位70mm)時で-30.9kNであった。また、繰り返し載荷の際に変位の正負が入れ替わる点での最大負担軸力は、変位が正から負に入れ替わる時と負から正に入れ替わる時とで異なる値が得られた。前者の最大負担軸力は-23.5kN、後者は-30.6kNであった。これらを踏まえ、一方のメナーゼ筋が同程度の軸力を負担していたと仮定すると、柱が鉛直な状態、つまり変位が0mmの時にメナーゼ筋2本が負担する軸力は最大で約54kN程度、全鉛直力の内の5割程度であった。残りの鉛直力は、軸方向鉄筋と一部残存しているコアコンクリートにより支持されていたと推測される。

4.(3)と本節より、C100-WMでは、柱基部の損傷が進行した大変形時において、メナーゼヒンジが柱基部での軸変形、せん断変形を防止した上で、メナーゼヒンジによるヒンジ機構が発現したことがわかった。以上より、C100-WMは、設計基準外の大変形時においては、挙動の不確定性を最小限に留める安定したヒンジ機構へ移行することが確認された。

(5) 軸方向鉄筋の挙動の安定による荷重低下改善

図-17に軸方向鉄筋の座屈発生後である載荷振幅35mm以降の各供試体の最大荷重に対する荷重保持率を示す。図-17より軸方向鉄筋の座屈発生後、C50-STでは、著しい荷重低下が発生していたのに対し、C100-WMでは、荷重低下が緩やかになっていた。星限ら⁷⁾の検討によると、軸方向鉄筋座屈後のRC柱の荷重は、座屈変形した鉄筋の再引張による引張抵抗力の影響が大きく、座屈変形した鉄筋の再引張時における引張抵抗力がRC柱の荷重をピンチング的に増加させることが知られている。ここで、両供試体の変位45mm~55mmにおける各振幅の最終サイクルの履歴ループ(図-18(a),(b))を見ると、C100-WMでは、変位55mmの載荷においても柱の荷重がピンチング的に増加していることがわかる。

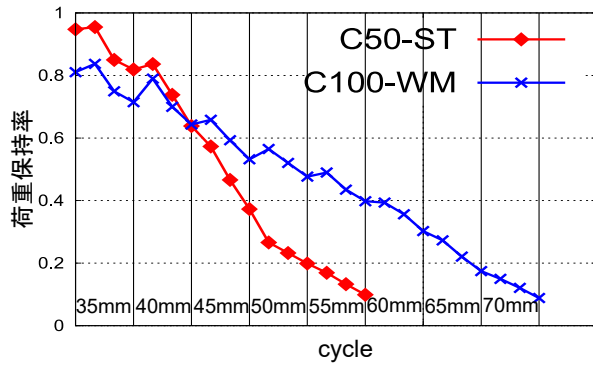


図-17 荷重振幅35mm以降の荷重保持率の推移の比較

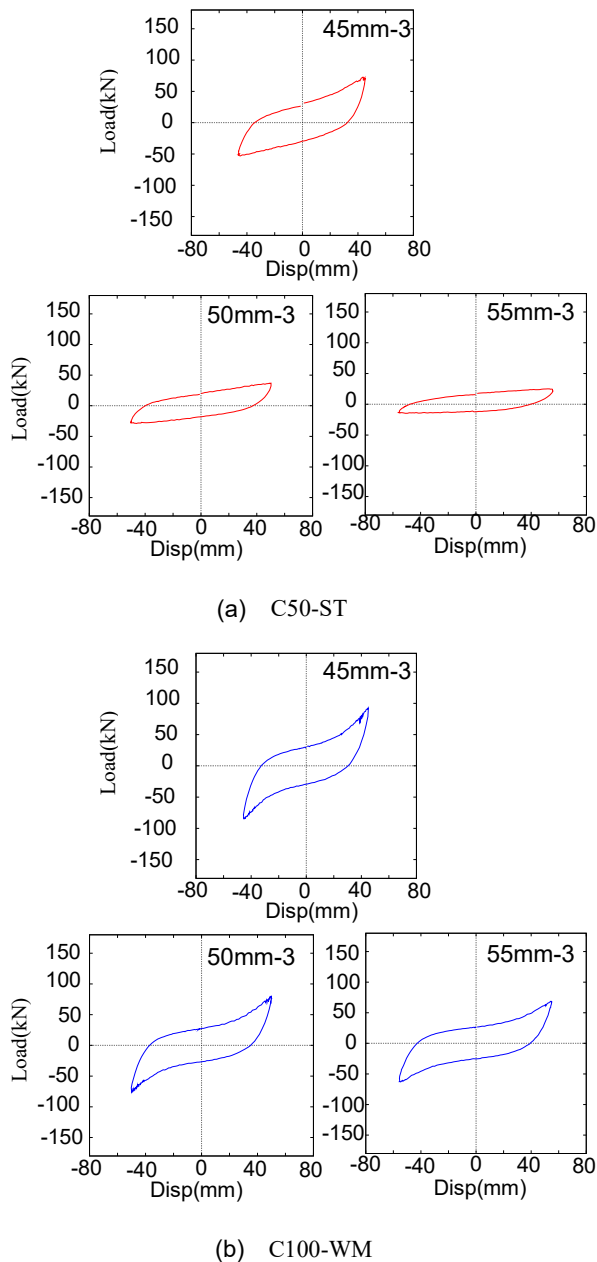


図-18 各供試体における変位 45mm~55mm における各振幅の最終サイクルの履歴ループ

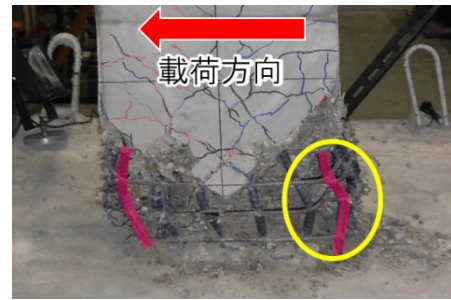


図-19 C50-STにおける軸方向鉄筋の様子 (荷重振幅55mm)

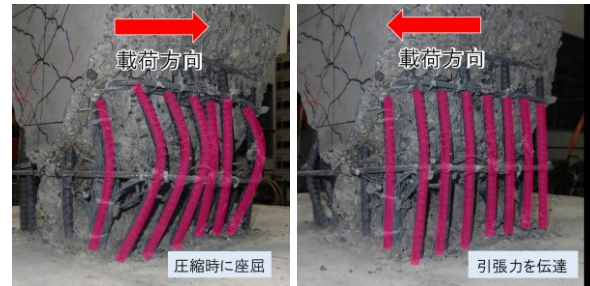


図-20 C100-WMにおける軸方向鉄筋の様子 (荷重振幅60mm)

それに対し、C50-ST では荷重振幅 45mm においてはピンチング挙動が見られるものの、荷重が進むにつれてその挙動は消失していき、荷重振幅 55mm では、ピンチング挙動は見られなくなった。ここで両供試体の柱基部での軸方向鉄筋の座屈の様子を図-19、図-20に示す。C50-STでは、柱基部でのせん断変形の発生により、図-19のように圧縮により座屈した軸方向鉄筋が、引張側に転じても曲がったままとなっていた。更に柱の軸方向の沈下によって、鉄筋の伸び量が小さくなり、これらの要因が合わさることで、軸方向鉄筋が引張力が発揮できず、ピンチング挙動の消失による顕著な荷重低下が発生したと考えられる。一方、C100-WMでは柱基部でのせん断変形の防止により、図-20のように圧縮により座屈した軸方向鉄筋が、引張側に転じた際にまっすぐになり、さらに軸方向の沈下を抑制したことで、鉄筋の伸び量が大きくなった。これらにより軸方向鉄筋が引張抵抗力を発揮し、軸方向鉄筋座屈後のRC柱の荷重低下が改善されたと考えられる。以上より、柱基部でのせん断変形が防止されることで、座屈した軸方向鉄筋の挙動が安定し、さらに軸沈下防止により十分な伸び量を得ることで、引張抵抗力が発揮され、軸方向鉄筋座屈後の荷重低下改善につながると推測される。

以上の結果から、埋め込みメナーゼヒンジRC構

造では、設計基準外の変形領域において、柱の耐力を緩やかに低下させながら、ヒンジ機構による定まった挙動へ移行することが可能であることがわかった。

(6) メナーゼ筋設計時に設定したせん断力 S の妥当性について

本検討において、メナーゼ筋がヒンジ構造として働くときのメナーゼ筋への作用せん断力 S を設計時に決定することは困難であった。そのため、C100-WMでは作用せん断力 S を降伏荷重の四分の一程度である40kNとして計算した。なお、メナーゼ筋の鉄筋径のみによる支圧幅38.2mmにおいて許容される作用せん断力 S は27.4kNであり、この値は、設計時に設定した作用せん断力40kNよりも小さい値であった。そのため本実験では、支圧幅調整用の鉄のプレートを設置することで、必要な支圧幅を確保していた。本節では、この作用せん断力 S の値の妥当性について検討していく。

本実験において、柱の荷重が40kNとなった載荷振幅は-65mm-1サイクル目であった。その時のC100-WMでは、載荷面側の軸方向鉄筋が2本破断していたが、他の軸方向鉄筋は残存していた。そのため、RC柱に作用するせん断力すべてがメナーゼ筋にかかっているとは考えられず、設計時に設定した作用せん断力 S の40kNは、十分に安全側に設定された妥当な値であると判断できる。さらに載荷振幅65mm終了時には載荷面側、載荷面裏側の軸方向鉄筋がそれぞれ4本ずつ破断していることが確認されたが、この時点でも軸方向鉄筋は残存しており、メナーゼ筋には、柱の荷重よりも小さなせん断力が作用していると推測される。また、このときの柱の荷重は27.7kNとなっており、メナーゼ筋のみの支圧幅38.2mmにおいて許容される作用せん断力27.4kNよりもわずかに大きい値であった。従って、埋め込みメナーゼヒンジRC構造においては、必要な支圧幅をメナーゼ筋のみで満足し、支圧幅調整用の鉄のプレートが必要ない可能性が考えられる。また、軸力 N に関しても、5.(4)で述べたように、メナーゼ筋が実際に負担する軸力は、柱にかかる全鉛直力と比べて、4割程度に小さくなっているため、メナーゼ筋の鉄筋径も小さくできる可能性があることがわかった。

しかしながら、以上の検討は本実験結果を一検討例とした結果であり、今後実験ケースを増やして更なる検討を行う必要があると考えられる。

6. 結論

本研究では、大変形時においても破壊性状が制御され、最終的にメナーゼヒンジによるヒンジ機構へ移行し、挙動の不確定性を最小限に留めた鈍構造が実現できる構造として、「埋め込みメナーゼヒンジRC構造」を提案し、その耐震性能を検証した。以下に、本研究で得られた知見を示す。

- 埋め込みメナーゼヒンジRC構造は、軸方向鉄筋の座屈発生前における挙動では、通常のRC柱と同傾向の荷重-変位関係を示した。そのため、埋め込みメナーゼヒンジRC構造は、設計基準内の変形に対しては、通常のRC柱と類似した挙動を示すことがわかった。
- 埋め込みメナーゼヒンジRC構造では、メナーゼ筋交叉部付近の曲げ耐力減少と、その部分に配置した90°フックを有する帯鉄筋の効果により、標準RC供試体と比べて柱基部の破壊性状に違いが見られた。
- 標準RC供試体では、軸方向鉄筋座屈後、柱基部のコアコンクリートの損傷が進展し、柱高さ200mm付近まで玉石状に破壊されていた。一方、埋め込みメナーゼヒンジRC構造では、スパイラル筋が柱上部のコアコンクリートを保護することで、塑性部の柱上部へ進行を抑制した。その結果、柱に大変形が加わった場合も、柱の損傷をスパイラル筋の配置区間より下の部分に限定化できることが分かった。
- 標準RC供試体では、柱の大変形時における柱基部周辺の損傷の進行により、柱基部において軸変形およびせん断変形といった無秩序な破壊が生じていた。それに対し、埋め込みメナーゼヒンジRC構造では、標準RC供試体に比べ、大変形時における柱基部の軸変形、せん断変形が大幅に抑制された。さらに、柱基部において、メナーゼ筋が負担する軸力についての検討により、メナーゼ筋が柱にかかる軸力の4割程度を負担することが確認された。以上より、柱基部にメナーゼ筋を配置することで、大変形時においても、安定したヒンジ機構が発現し、定まった挙動を示すことが確認された。
- 標準RC供試体では柱基部に、軸変形及びせん断変形が生じることで、座屈した軸方向鉄筋が引張力を発揮することができず、荷重のピンチング挙動が弱まり、結果としてRC柱の顕著な荷重低下につながった。一方、埋め込み

メナーゼヒンジRC構造では柱基部に配置されたメナーゼ筋により、柱基部での軸変形、せん断変形が防止されるため、軸方向鉄筋座屈後のRC柱の挙動が安定し、座屈した鉄筋の引張抵抗力が発揮された。その結果、軸方向鉄筋座屈後のRC柱の荷重が大変形時においてもピンチング的に増加していることが確認でき、標準RC供試体に比べ、荷重低下改善効果が確認できた。

- 埋め込みメナーゼヒンジRC構造において、メナーゼ筋への作用せん断力は軸方向鉄筋が残存している影響を受けるためRC柱にかかる荷重よりも小さくなると考えられる。これにより設計時に設定したメナーゼ筋への作用せん断力 S の40kNが十分に安全側で設定された妥当な値であることを確認した。また、実験時の荷重と軸方向鉄筋の破断の様子やメナーゼ筋が実際に負担する軸力の検討から、必要な支圧幅とメナーゼ筋の鉄筋径については、実験ケースを増やして更なる検討を行う必要があることがわかった。

以上より埋め込みメナーゼヒンジRC構造は、設計基準外の大変形が生じた場合でも、RC柱の破壊性状を適切に制御し、柱基部の軸変形・せん断変形を防止しながら、最終的にヒンジ機構へ移行する構造であることが確認された。よって埋め込みメナーゼヒンジRC構造は、柱基部の損傷が進行するにつれ、破壊挙動の不確定性が低下するという点で鈍構造であるといえる。つまり、破壊時の定性的な挙動予測が可能な構造であり、この構造は危機耐性向上へ向けた一つのアプローチとなることがわかった。

謝辞：本研究の一部は一般財団法人大成学術財団および科学研究費補助金基盤研究(B)18H01522 の助成を受けて実施した。謝意を表します。

参考文献

- 1) 本田利器, 秋山充良, 片岡正次郎, 高橋良和, 野津厚, 室野剛隆: 「危機耐性」を考慮した耐震設計体系—試案構築にむけての考察—, 土木学会論文集 A1, Vol. 72, No. 4, pp. I_459-I_472, 2016.
- 2) 豊岡亮洋, 布川博一, 小野寺周, 室野剛隆: ブロック型倒壊方向制御構造を有するラーメン高架橋柱の耐力・変形性能評価試験, 第 21 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 335-340, 2018.
- 3) 西村隆義, 室野剛隆, 本山紘希, 五十嵐晃: 危機耐性を高める自重補償構造の提案と成立性, 第 20 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 299-304, 2015.
- 4) 高橋良和, 日高拳: 不確定性の高い地震作用に対する構造戦略としての鈍構造の提案とその適用事例に関する一考察, 土木学会論文集 A1, Vol. 70, No. 4, pp. 535-544, 2014.
- 5) 川島一彦, 永井政伸: 塑性ヒンジ領域にゴム層を有する鉄筋コンクリート橋脚の開発, 土木学会論文集, No. 703/I-59, pp. 113-128, 2002.
- 6) 山野辺慎一, 曾我部直樹, 家村浩和, 高橋良和: 高性能塑性ヒンジ構造を適用した高耐震性 RC 橋脚の開発, 土木学会論文集 A, Vol. 64, No. 2, pp. 317-332, 2008.
- 7) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏, 塩島亮彦: 軸方向鉄筋の配置方法に基づく RC 橋脚の耐震性能の向上に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 745/I-65, pp. 1-14, 2003.
- 8) 菅野貴浩, 石橋忠良, 木野淳一, 小林薫, 小原和宏: 軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の地震時変形性能, コンクリート工学論文集, Vol. 20, No. 2, pp. 1-12, 2009.
- 9) 植村佳大, 高橋良和: 軸方向鉄筋の節の一部を高くすることによる RC 柱の荷重低下改善効果の検討, 土木学会論文集 A1, Vol. 73, No. 4, pp. 60-73, 2017.
- 10) Mesnager, A.: Experiences sur une semi-articulation pour routes en Béton armé, *Annales de Ponts de Chaussées*, 2, pp. 180-201, 1907.
- 11) Marx, S. and Schacht, G.: Concrete hinges historical development and contemporary use, *3rd Fib International Congress*, pp. 10-16, 2010.
- 12) Li, S., Ikawa, Y., Ohshiro, T., Takahashi, Y. and Hashinoki, M.: An examination of the seismic performance of rocker pier bridges in Japans oldest expressway, *Proc. of International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management*, 2016.
- 13) 高原良太, 広瀬剛, 緒方辰夫, 武田篤史: メナーゼヒンジを有する部材の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol. 39, No. 2, pp. 775-780, 2017.
- 14) 日本道路協会: 道路橋支保便覧, 2004.
- 15) Parsons, D. E. and Stang, A. H.: Test of Mesnager hinges, *Journal of ACI*, Vol. 31, No. 1, pp. 304-325, 1935.
- 16) 内山実: メナーゼ鉄の圧縮試験について, 土木学会誌, Vol. 23, No. 5, pp. 471-487, 1937.
- 17) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 共通編 コンクリート橋編, 2012.
- 18) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 2017.

(2018.11.9 受付, 2019.1.25 修正, 2019.2.17 受理)

DEVELOPMENT OF EMBEDDED MESNAGER HINGE RC STRUCTURE
CAPABLE OF PREDICTING BEHAVIOR QUALITATIVELY
FOR BEYOND DESIGN BASIS EVENTS

Kento GOTO, Keita UEMURA and Yoshikazu TAKAHASHI

In this study, we propose a RC structure reinforced by Mesnager hinge and spiral reinforcements, and performed cyclic loading test. This structure has an insensitive structural system that keeps the uncertainty of the behavior of the column to minimum even when earthquake beyond design basis occurred. As a result, the RC column embedded with Mesnager hinge suppressed axial deformation and shear deformation of the base of column and formed a hinge structure at the base of the column even when large deformation beyond design basis occurred. Hence, it was found that the RC column embedded with Mesnager hinge has the structure that declines the uncertainty of the behavior because of the hinge mechanism of Mesnager hinge as the damage of the column become serious. Therefore, it is possible to predict the behavior of columns, and this structure can be said to be one approach toward improving anti-catastrophe.