

論文 高強度材料を使用した RC 造梁部材の塑性ヒンジ領域に影響を及ぼす要因に関する研究

藤田 貴弘^{*1}・徳重 充^{*2}・岡本 修平^{*3}・中野 克彦^{*4}

要旨：塑性ヒンジ領域関連の研究は以前に精力的に行われてきたが、当時存在していなかった高強度材料を使用した時の挙動は不明確なままである。本研究では、キャンチレバー形式の梁でせん断スパン比・コンクリート強度・中子筋の有無を実験パラメータとした実験を行い、実験結果より高強度材料が塑性ヒンジ領域にどのような影響を与えるか考察した。その結果、高強度コンクリートを使用することで破壊領域としての塑性ヒンジ領域が狭まっていき、変形あるいは応力が集中することにより変形能力に悪影響を及ぼす可能性があることを明らかにした。

キーワード：鉄筋コンクリート梁、靱性能、塑性ヒンジ領域、高強度コンクリート

1. はじめに

塑性ヒンジ及びその領域長さに関する研究は、過去に部材実験を通して精力的に行われてきたこともあり、その当時においては概ねその挙動に関して明らかにされ、特にその領域長さは主にせん断スパン・せん断スパン比あるいは部材せいが影響し、実用的な範囲では大体 1.0D (D:部材せい)程度になる¹⁾としている。

しかし、近年建築物の高層化という社会的要求と RC 造関連の構造性能および解析・施工などの多くの技術開発により、超高層建物は現在に至るまでに飛躍的に発展している。それに伴い、以前では考えられなかった高強度のコンクリートおよび鉄筋が開発されてきた。しかし、それらの材料を使用したときの塑性ヒンジの挙動は不明確なままである。

一方で現行の設計指針(例えば終局強度型耐震設計指針¹⁾)では、せん断耐力の算出においてトラス理論とアーチ理論を組み合わせた評価式が使われており、式上では、主にせん断補強筋が寄与するトラス機構とコンクリートの負担せん断力であるアーチ機構の和で構成されることとなり、高強度材料の使用によりいずれか一方のみを大きくするとといった材料間のバランスを考慮しない設計をすることも可能であるのが現状である。しかし、コンクリートを高強度化することにより評価式上のせん断強度を増しても、変形能力が劣る場合があることを示した³⁾。これは高強度コンクリートにおいては塑性ヒンジ長さが約 0.5D (D:梁せい)と狭くなり応力が集中するためだと考えられる。

以上から、本研究では高強度材料を使用した鉄筋コン

表-1 試験体一覧及び実験結果

No.	せん断スパン比 a/D(a)	コンクリート強度 F_c	主筋配筋及び材質	せん断補強筋		計算値			限界変形 ^{*3} δu [rad.]
				材質	配筋	曲げ耐力 ^{*1} Q_{mu} [kN]	せん断耐力 ^{*2} Q_{mu} [kN]	Q_{mu}/Q_{su}	
1	2.5 (900mm)	42	6+6-D16 (SD490) pt=1.91% s σ_y = 571N/mm ²	KSS-785K (D6) pw=0.38% w σ_y = 1023N/mm ²	□-D6@80	208	387	1.84	1/23
2	3 (1080mm)	$\sigma_B=56$			□-D6@80	173	386	2.21	1/23
3	2 (720mm)	60 $\sigma_B=63$ N/mm ²			□-D6@80	259	414	1.52	1/26
4	2.5 (900mm)				目-D6@160	208	407	1.87	1/22
5	3 (1080mm)				□-D6@80	173	403	2.23	1/20 ↑
6	2 (720mm)				□-D6@80	259	439	1.59	1/23
8	2.5 (900mm)	80 $\sigma_B=94$ N/mm ²			□-D6@80	208	428	1.93	1/20 ↑
9	3 (1080mm)				目-D6@160	208	428	1.93	1/22
10	2 (720mm)				□-D6@80	173	421	2.28	1/20 ↑

*1：RC 規準曲げ略算式²⁾による値、*2：終局強度型指針 A 法非靱性式¹⁾による値、

*3：曲げ降伏後に最大耐力の 80% まで低下した時の包絡線上の変形角

*1 新潟工科大学大学院 工学研究科自然・社会環境システム工学専攻 (正会員)

*2 新潟工科大学大学院 工学研究科自然・社会環境システム工学専攻 (現：メークス(株)) (正会員)

*3 千葉工業大学 工学部建築都市環境学科

*4 千葉工業大学 工学部建築都市環境学科 教授 工博 (正会員)

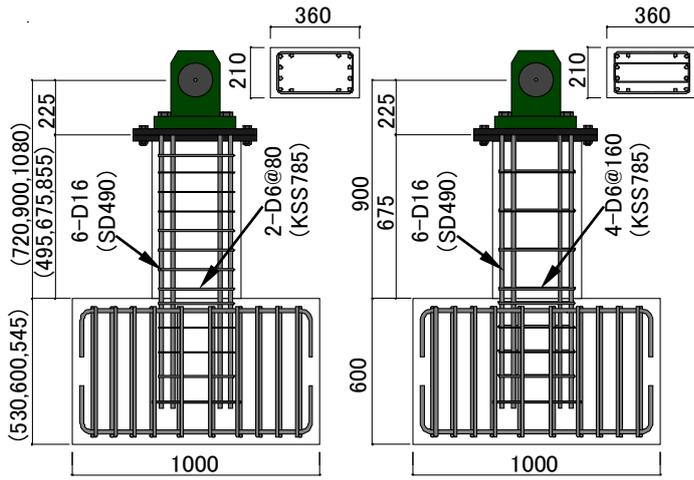


図-1 試験体形状及び配筋図

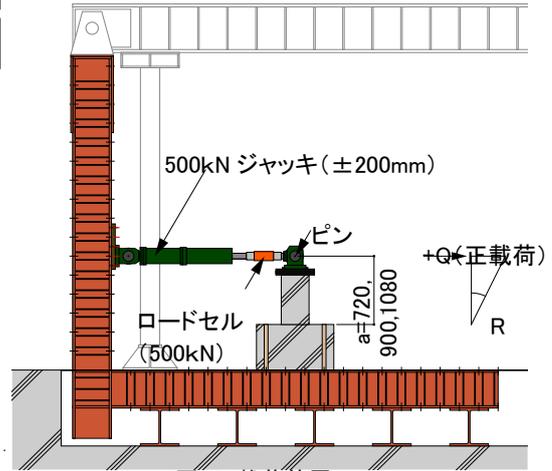


図-3 荷重装置

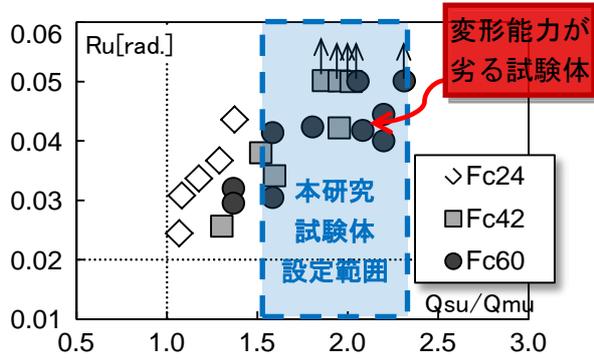


図-2 本研究試験体の位置づけ

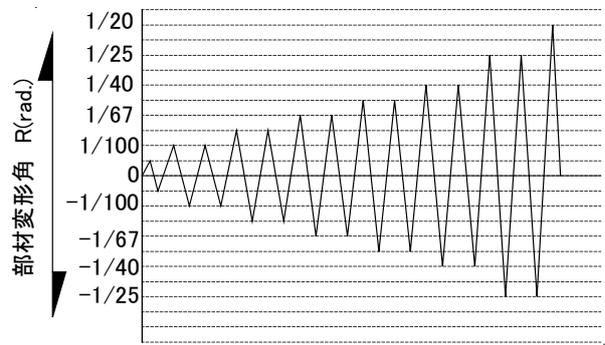


図-4 荷重履歴

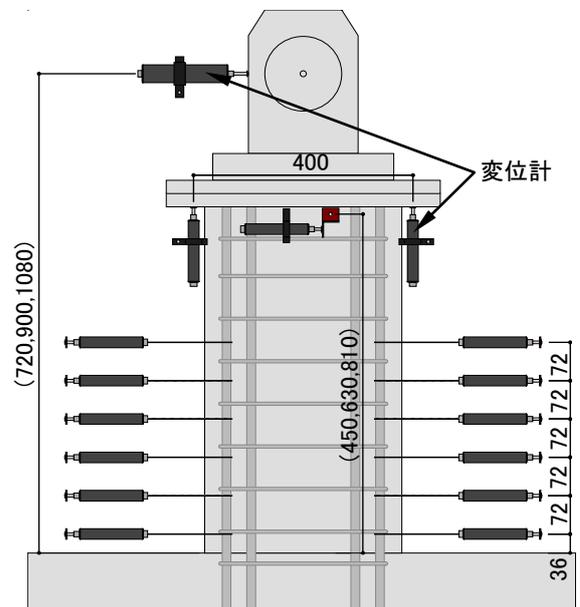
クリート梁部材の実験を行い、高強度材料が塑性ヒンジ及びその領域長さに与える影響をより詳細に検討し、その要因を明らかにすることを目的としている。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体要因一覧、図-1 に試験体形状及び配筋図を示す。図-2 に本研究試験体の既往研究における位置づけを示す。既往の研究³⁾においては、部材のせん断耐力の曲げ耐力に対する比であるせん断余裕度が十分に余裕がある試験体において、塑性ヒンジ領域の狭まりおよび応力の集中が発生していたことで変形能力が劣ることを確認した。よって本研究の試験体設定においても同じようにせん断余裕度に十分な余裕を持たせた試験体設定することとした。

試験体は、片持ち形式の RC 梁とし、概ね実大の 1/3 スケールの断面 $b \times D = 210 \times 360 \text{ mm}$ であり、主筋の配筋およびせん断補強筋は一定のパラメータである。主要パラメータは、せん断スパン比 a/D 、コンクリート強度 F_c 及びせん断補強筋の配筋形式(中子筋の有無)であり、 $a/D = 2.0, 2.5, 3.0$ ($a = 720, 900, 1080 \text{ mm}$)、 $F_c = 42, 60, 80 \text{ N/mm}^2$ ($\sigma_B = 56, 63, 94 \text{ N/mm}^2$) の範囲を組み合わせる試験体を計画した。いずれの試験体においても終局強度型指針 A 法の非靱性式によるせん断耐力計算値が曲げ耐力に対して 2 倍程度になるように設計した。なお、終局強度型指

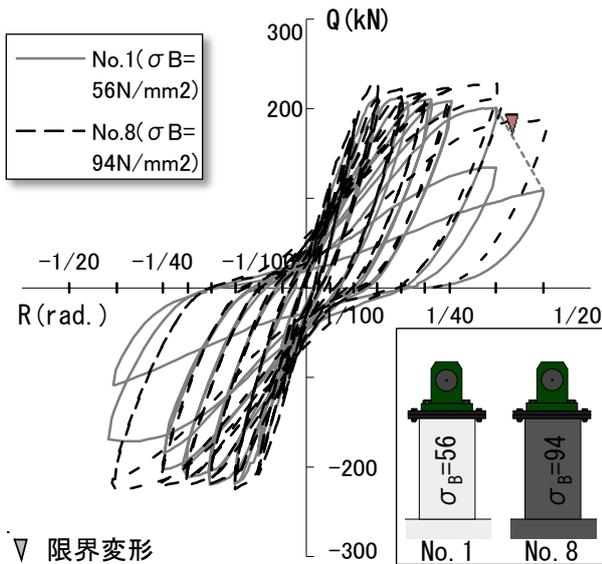


(a)全体図



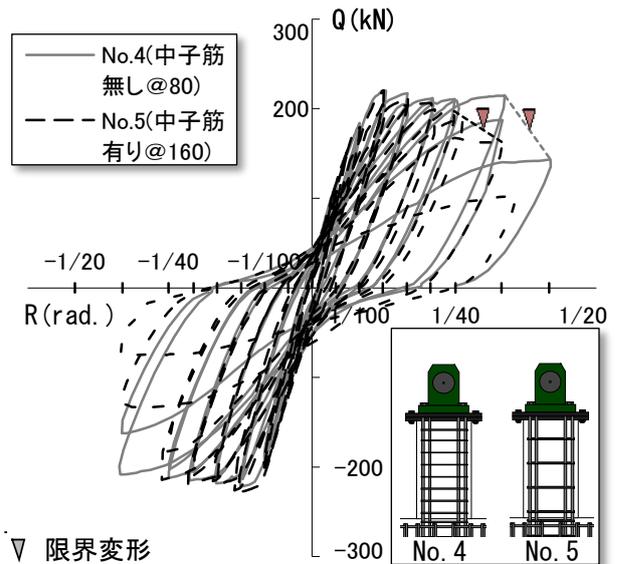
(b)主筋挙動測定部の断面

図-5 変位計測定位置



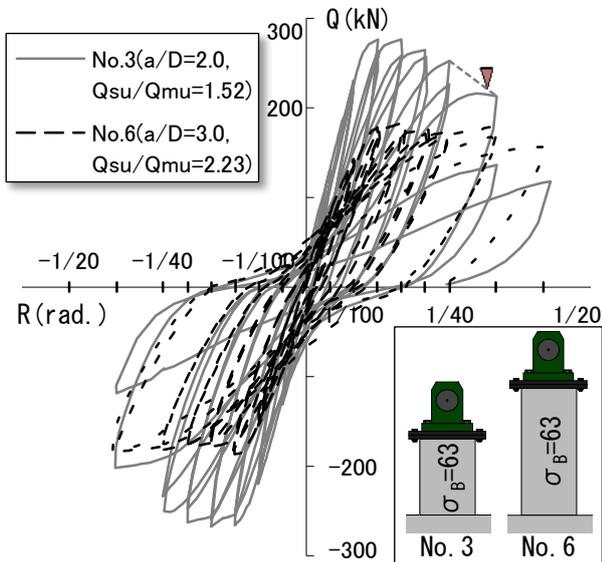
▽ 限界変形

(a) コンクリート強度別比較

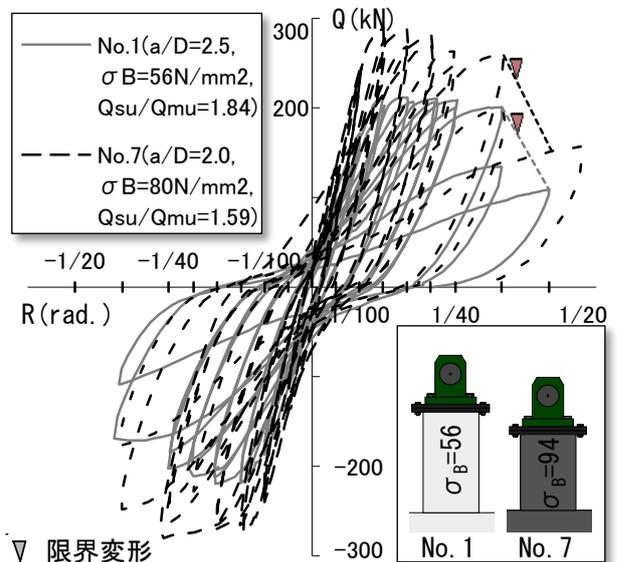


▽ 限界変形

(b) 中子筋の有無



(c) せん断スパン比別比較



▽ 限界変形

(d) せん断スパン比及びコンクリート強度が異なる

図-6 各要因別せん断力-変形角関係

針による曲げ耐力による付着の余裕度に関しては概ね 1.0 倍～1.7 倍程度の設定となっている。

2.2 荷重及び測定方法

加力は図-3 に示す荷重装置を用いてキャンチレバー形式で行い、図-4 に示す荷重履歴のように漸増の正負交番繰り返し荷重の総繰り返し 14 回で実験を行った。

変位の測定は図-5 に示すように測定し、加力点位置の変位計から図-3 に示すように部材変形角 R を算出した。本研究では荷重方向の主筋の挙動で、特に部材の曲げ降伏後の塑性ヒンジ領域に生じるせん断変形等を詳細に測定するために梁端部から約 1.0D 区間に上下端 12ヶ所で主筋に巻きつけたワイヤーを介して荷重方向の水平計測を行った。

3. 実験結果

3.1 せん断力-変形角関係

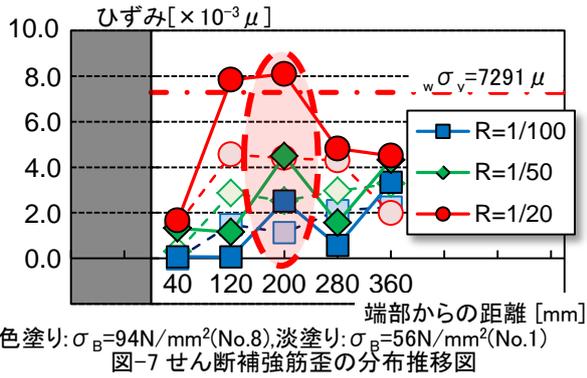
図-6 に主な各要因別のせん断力-変形角関係を示す。

なお、図中に示す限界変形角は、曲げ降伏後にせん断力が最大耐力の 80% まで低下した時点の包絡線上の変形とした。記載していない各試験体の限界変形角に関しては表-1 に併記した。また、曲げ降伏後に最大耐力の 80% までせん断力が低下しなかった試験体に関しては最大経験変形角に”↑”を付記した。

全体的な結果としては、比較的せん断余裕度を高めな設定であるにもかかわらず多くの試験体で耐力低下が発生していた。また、耐力低下した試験体の多くがせん断補強筋の降伏が生じていない破壊となっていた。以下に各要因ごとの考察を述べる。

【コンクリート強度別の影響】

コンクリート強度による変形能力への影響は、共にせん断スパン比が等しい試験体 No. 1 と No. 8 を比較すると、 $\sigma_B = 56 \text{ N/mm}^2$ とした No. 1 の方が $R = 1/25 \text{ rad.}$ の繰り返し荷重の時点で大幅に耐力低下し、 $\sigma_B = 94 \text{ N/mm}^2$ とした No. 8



より変形能力が劣る結果となり、通例通りにコンクリート強度の上昇に従って変形能力も向上した。既往の研究³⁾において生じていたコンクリート強度の高強度化による変形能力の逆転現象は確認されなかった。しかし、 $\sigma_B=94\text{N/mm}^2$ としたNo.8では図-7に示すように梁端部から200mmに位置しているせん断補強筋の歪が局所的に上昇しており $R=1/20\text{rad}$ の時点では降伏値まで達していた。また破壊領域としての塑性ヒンジ領域の狭まりも確認したが、これに関しては4.2節で詳細に述べる。

【中子筋の有無による影響】

せん断補強筋量が等しく中子筋の有無が異なる試験体に関して、 $\sigma_B=63\text{N/mm}^2$ とした試験体No.4とNo.5を比較すると中子筋を配したことでせん断補強筋の間隔が粗いNo.5のほうが著しく変形能力が劣っていた。また、 $\sigma_B=94\text{N/mm}^2$ とした試験体No.8とNo.9でも同様に中子筋を配したことでせん断補強筋の間隔が粗いNo.9のほうが変形能力が劣っていたが $\sigma_B=63\text{N/mm}^2$ の場合とは異なり顕著な差異は見られなかった。

【せん断スパン及びコンクリート強度の影響】

せん断スパン比が異なる試験体No.3とNo.6並びにせん断スパン比が異なりコンクリート強度も異なる試験体No.1とNo.7を比較すると、どちらの場合もせん断スパン比が大きいことでせん断余裕度が高くなっている試験体No.1とNo.6の変形能力が優れていた。一般的にRC梁部材の変形性能はせん断余裕度で概ね評価できることが報告されている⁴⁾が、今回の場合、特にNo.1とNo.7ではせん断余裕度に差がある割には変形性能に大きな差は見られなかった。耐力低下の挙動としてはNo.3とNo.7が図-8上図ようなせん断補強筋が降伏することによる耐力低下であったのに対してNo.1とNo.6が図-8下図のようにせん断補強筋の降伏が生じない破壊であった。以上のことからせん断補強筋の降伏が伴わない破壊の場合、せん断余裕度だけでは変形能力の評価が出来ない可能性が考えられる。

3.2 破壊状況

図-9にコンクリート強度別の実験写真($R=1/33$,

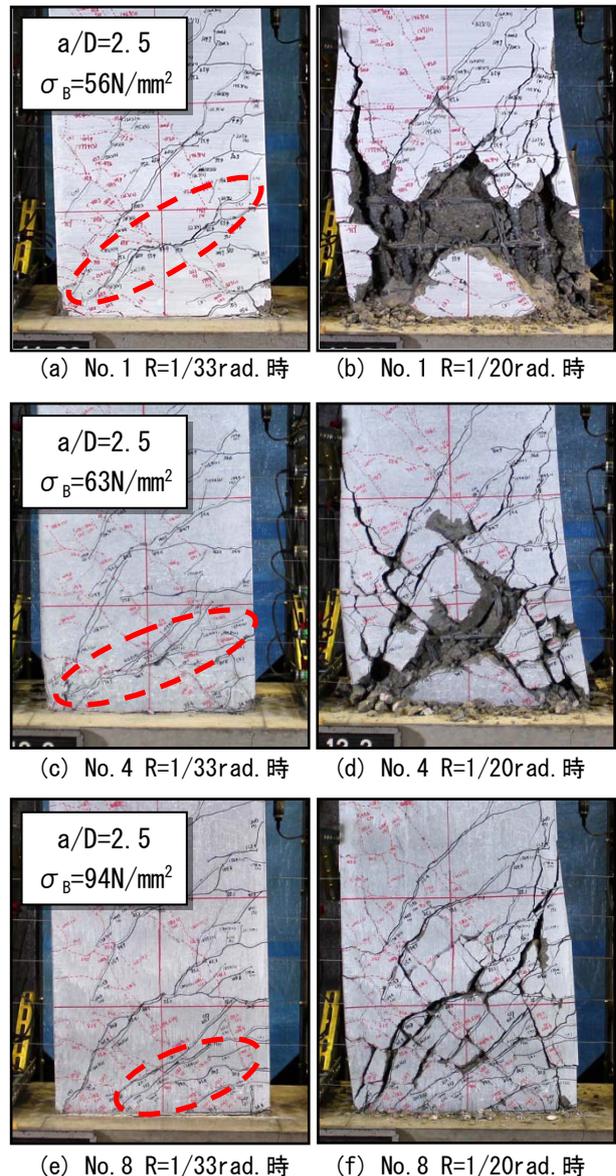
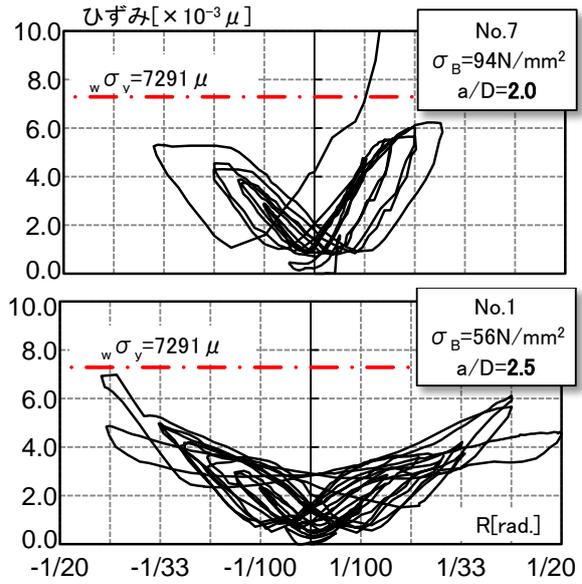


図-9 コンクリート強度別実験写真

1/20rad.時)を示す。ここでは特にコンクリート強度別のひび割れ発生状況及び破壊状況を見ていくこととする。概ね新規のひび割れが発生しなくなる R=1/33rad.時でのひび割れを見てみるとコンクリート強度がより高強度になるにつれて写真の赤破線で囲んだ領域のようにより梁の端部までせん断ひび割れが生じていることが見てとれる。しかしそれ以降、極端に端部にあるひび割れはあまり口開くことはなく、約 0.5D 辺りに生じているひび割れが口開いていった。最終破壊状況である R=1/20rad.時では、 $\sigma_B=56\text{N/mm}^2$ と比較的にコンクリート強度が小さい試験体 No.1 において圧縮側主筋が約 1.0D の長さで目視でもわかるほどに座屈していた。

4. 塑性ヒンジ領域の広がり

一般的に塑性ヒンジ領域とは曲げモーメントにより主筋が降伏し、その影響により塑性変形が集中する領域のことを指すが、本研究では耐力低下時にはせん断変形が卓越していくことで前述の領域とは異なる領域に変形が集中する事象が生じていた。そのため本節では主筋の降伏領域としての領域と最終的に塑性変形が集中する範囲としての領域の2つに分け検討することとした。

4.1 主筋降伏領域としての塑性ヒンジ領域

図-10 に引張側主筋および圧縮側主筋に貼付けた歪ゲージから算出した曲率分布を示す。図中の赤太破線で挟まれた矢印は載荷終了までに引張側主筋が降伏値に達することで曲率が大幅に上昇している区間を示す。

【せん断スパン比による影響】

一般的にせん断スパン比が大きいほど塑性ヒンジ領域が拡大していくとされており、本研究においても共に $\sigma_B=94\text{N/mm}^2$ で $a/D=3.0$ である(a)のNo.10と $a/D=2.0$ である(b)のNo.7を比較するとせん断スパン比が大きくなることで塑性ヒンジ領域の拡大が確認された。

【コンクリート強度による影響】

$a/D=3.0$ が同じで、 $\sigma_B=56\text{N/mm}^2$ のNo.2と $\sigma_B=94\text{N/mm}^2$ のNo.10の主筋の降伏領域を見ると、よりコンクリート強度が高強度のNo.10のほうが試験体端部からより遠くの領域まで主筋が降伏していた。 $a/D=2.0$ の場合も同様の傾向があり、コンクリート強度を引き上げることで主筋の降伏領域が拡大していた。

4.2 破壊領域としての塑性ヒンジ領域

図-11 に梁端部から約 1.0D 区間での主筋の荷重方向挙動を示す。なお、限界変形を示したサイクル(限界変形を示さない試験体は最大変形角)の計測値は太実線で表し、前後サイクルの計測値は破線で示す。図中の赤太破線で挟まれた矢印は限界変形を示したサイクルで圧縮側の主筋において全体の変形角の150%以上の変形角が生じている区間、あるいは明らかに変形が集中している区

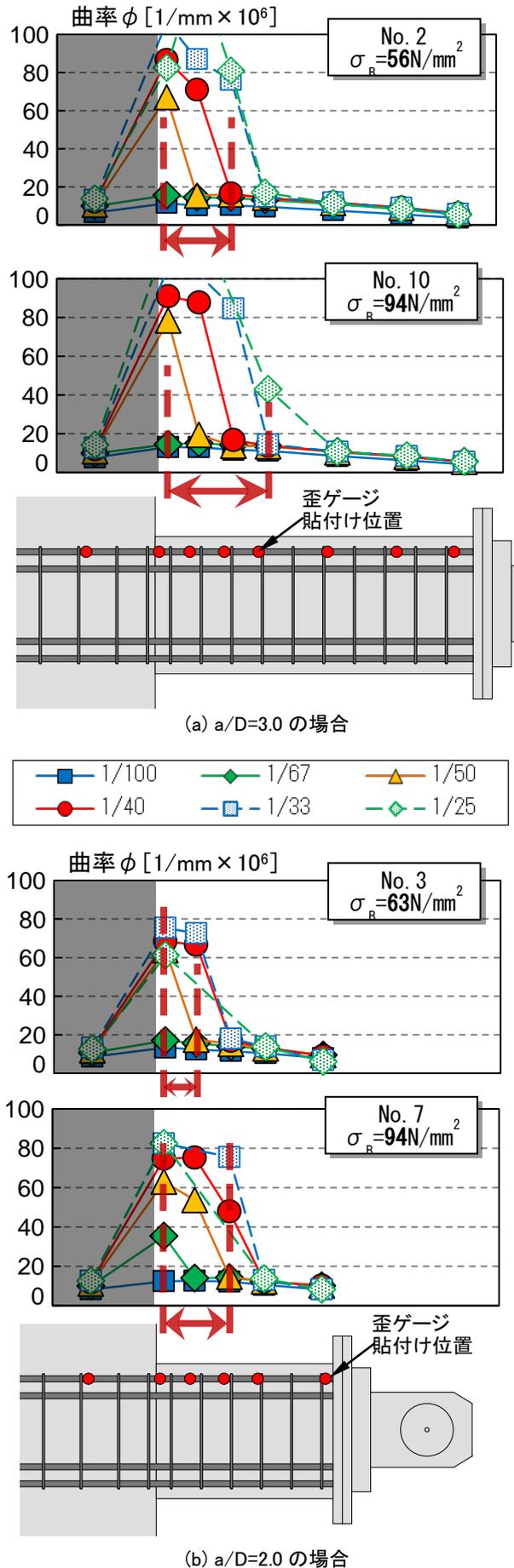


図-10 主筋歪から算出した曲率分布

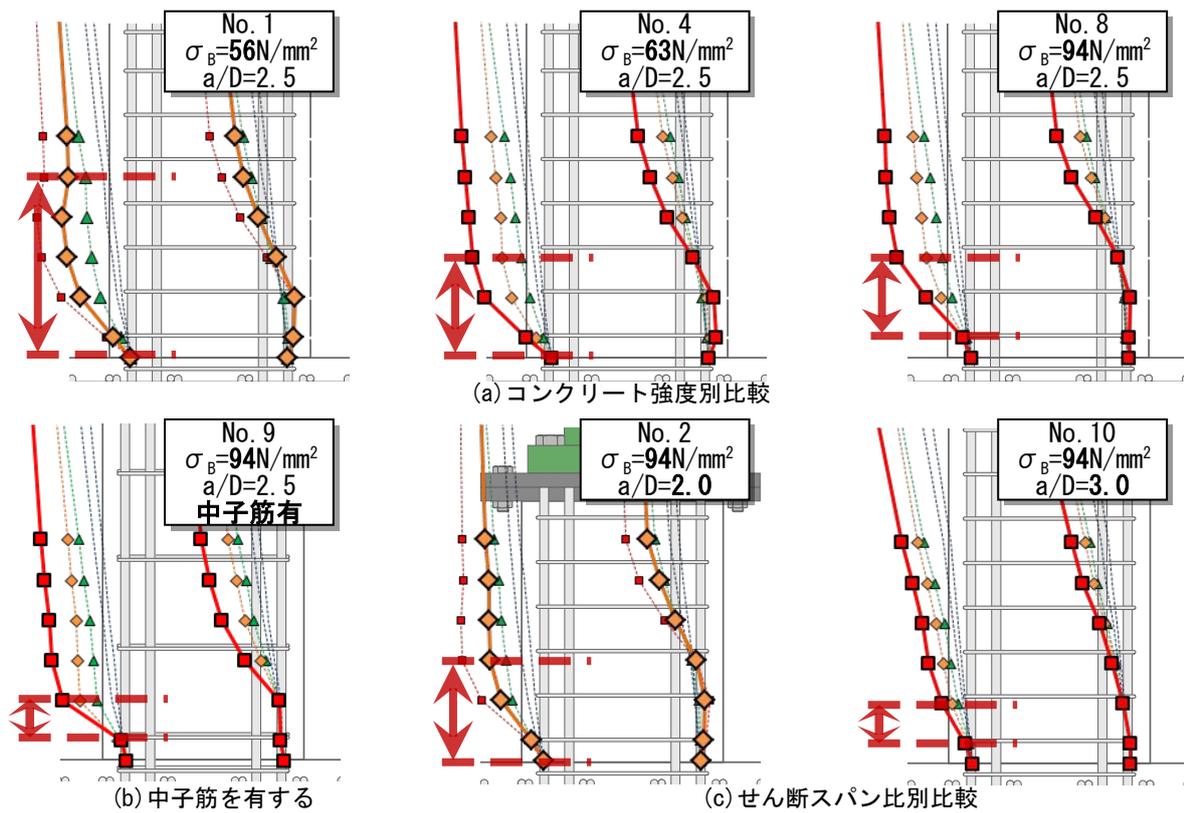


図-11 塑性ヒンジ領域の主筋挙動

間を示している。本節ではこの区間を破壊領域としての塑性ヒンジとして考察を述べる。

【コンクリート強度による影響】

$a/D=2.5$ と一定としてコンクリート強度を変化させた3体を見ていくと、 $\sigma_B=56\text{N/mm}^2$ としたNo.1では顕著に座屈をしていたこともあり、破壊領域も端部から0.9D区間と比較的広く、 $\sigma_B=64\text{N/mm}^2$ としたNo.4では梁端部から0.5D区間が破壊領域となっていた。よりコンクリート強度を引き上げたNo.8では破壊領域がさらに狭く0.4Dとなっており、コンクリートを高強度化していくと破壊領域としてのヒンジ領域は狭まっていくのを確認した。

【中子筋の有無比較】

せん断補強筋量が等しく中子筋の有無のみを実験パラメータとしたNo.8,9を比較すると、中子筋を配したことでせん断補強筋の間隔が粗いNo.9では一区間に極端に変形が集中しているのが確認できる。このようにして中子筋を配したことでせん断補強筋の間隔が粗い試験体では破壊領域が集中することでせん断変形が卓越し早期に耐力低下すると考えられる。

【せん断スパン比別比較】

せん断スパン比が異なり $\sigma_B=94\text{N/mm}^2$ とした試験体を比較すると、せん断スパン比が小さいNo.2が最も破壊領域が広く、せん断スパン比が大きくなるにつれて破壊領域が狭まっていった。せん断スパンが異なることでせん断余裕度が大きく異なることから明確な比較は出来ないが、せん断スパン比が大きい場合破壊領域が狭まる可能

性がある。

5. 結論

本研究により得られた知見を以下に示す。

- ・塑性ヒンジ領域には、主筋の降伏領域としてのヒンジ領域と最終的に破壊が集中していく破壊領域としてのヒンジ領域があり、両者は異なった領域となる。
- ・コンクリート強度を高強度化すると主筋の降伏領域としてのヒンジ領域は拡大していく。
- ・破壊領域としてのヒンジ領域はコンクリート強度やせん断補強筋の配筋形式によって変化していき、高強度材料を使用するとこの領域が狭まることで応力が集中し早期に耐力低下することがある。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1991
- 3) 藤田，吉澤，中野，向山，太田，松崎：RC梁部材の構造性能にせん断補強筋の配筋が及ぼす影響に関する実験的研究—高強度せん断補強筋(MK785)の開発—その1 実験概要と結果，日本建築学会，学術講演梗概集，pp.429-430，2011
- 4) 渡邊，是永，中野，松崎：曲げ降伏後にせん断破壊するRC梁部材の靱性評価に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，第560号，pp.161-168，2002.10