

論文 棒状せん断補強鉄筋を配置した RC 部材のせん断破壊挙動に関する基礎検討

小林 薫^{*1}・鷹野 秀明^{*2}・佐々木 尚美^{*2}

要旨：地中 RC 構造物の耐震補強は、構造物周辺に地盤があるため、後施工でせん断補強筋を内空側から施工する工法の開発が行われている。地中 RC 構造物の後施工せん断補強筋による耐震補強を低コストで実施可能とする方法として、太径鉄筋を用いることが考えられる。太径鉄筋をせん断補強筋として用いる場合、定着長、せん断補強効果に関して十分検討する必要がある。本研究では、太径鉄筋を壁部材に用いることを想定し、実断面高さの梁試験体でのせん断破壊実験、3 次元非線形 FEM 解析から破壊モードに着目した検討を行った。その結果、太径鉄筋を用いた場合、鉄筋先端部の付着切れから破壊が進行することが分かった。

キーワード：地中 RC 構造物、耐震補強、せん断補強

1. はじめに

阪神淡路大震災以降、コンクリート構造物の耐震補強が積極的に進められている。最近では、地中 RC 構造物での耐震補強工事の実施例も報告¹⁾されている。地中 RC 構造物の耐震補強工事は、構造物の周辺に地盤が存在するので、内空側から施工する方法が合理的であると考えられ、いくつかの研究例^{2)～6)}がある。

地中 RC 構造物での耐震補強では、主として部材のせん断補強を目的としている。内空側からの施工では、補強対象部材に削孔を行い、せん断補強筋を挿入後、グラウト材等の充填により補強鋼材と補強対象部材との一体化を図る。このような後施工でせん断補強筋を配置する場合、せん断補強鉄筋の形状は棒状となる。棒状せん断補強鉄筋を用いた既往の研究では、定着長を短くするための鉄筋先端に定着部を設けた場合^{2)～4)}、定着部を設けていない場合^{5) 6)}におけるせん断性能に着目した検討が実施されている。

既往の研究^{2)～6)}での試験体は、断面高さ(h)で 340～1000mm、有効高さ(d)で 300～905mm、用いたせん断補強鉄筋径(ϕ)で D10(SD295)～D22(SD345)になっており、参考文献 3) では PC 鋼棒 ϕ 13 (SBPR1080/1230)、 ϕ 17 (SBPR1080/1230) が用いられている。既往の研究におけるせん断補強鉄筋は、補強筋先端の定着部の有無を無視し、有効高さ(d)の 1/2 と補強筋径(ϕ)の比を求めると 9.4～26.6 となっており、定着長的な見方をすれば比較的長めの条件での実験が多い。

地中 RC 構造物の耐震補強工事において、低コスト化を図るためには、できるだけ太径鉄筋を用いて、配置本数を減らすことが有効であると考えられる。

本研究では、地中 RC 構造物のせん断補強を後施工で行う場合、太径鉄筋の適用を視野に実験的な検討を行っ

た。用いた試験体は、試験体高さ(h)700mm、有効高さ(d)600mm 程度、実カルバートと同程度の断面高さを有する RC 梁で、せん断補強筋に D25(SD345)と D38(SD390)を用いた。なお、有効高さ(d)の 1/2 と補強筋径(ϕ)との比は 8.4 と 12.0 である。両試験体のせん断補強量がほぼ等しいのに、実験結果は棒状せん断補強筋径によって破壊モードに違いが生じた。すなわち、D25 (SD345)を用いた試験体は曲げ破壊、D38 (SD390)を用いた試験体でせん断圧縮破壊となった。このような結果を踏まえ、本研究では、地中 RC 構造物の耐震補強を意識し、D38(SD390)の棒状の太径鉄筋をせん断補強筋に用いた場合の破壊メカニズムに着目し、3 次元非線形 FEM 解析等から検討を行ったものである。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1 に、試験体諸元を示す。図-1 に、試験体形状を示す。実験に用いた試験体は 3 体で、断面寸法を 420mm × 700mm とした。特に、断面高さは 700mm、有効高さを 600mm 程度とし、通常用いられるカルバートの部材高さと同等に設定した。せん断スパンは 1900mm で、せん断スパン比 (a/d) は 3.0 程度とした。3 体の試験体とも、載荷点から可動支点側を破壊側とし、表-1 に示す試験体諸元とし、載荷点から固定支点側は補強側とし D16(SD345)のせん断補強鉄筋を 100mm 間隔で配置し、せん断破壊が生じないようにした。これは、せん断破壊領域を明確にするために設定した。

Case-1 は、基本とした試験体でせん断補強を実施していない。Case-2 は、D25 の棒状せん断補強筋を 300mm 間隔で 2 列配置した試験体である。配置間隔の 300mm は、概ね有効高さ (d) の 1/2 であることを意識して決定

*1 東日本旅客鉄道 (株) JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 課長 博(工) (正会員)

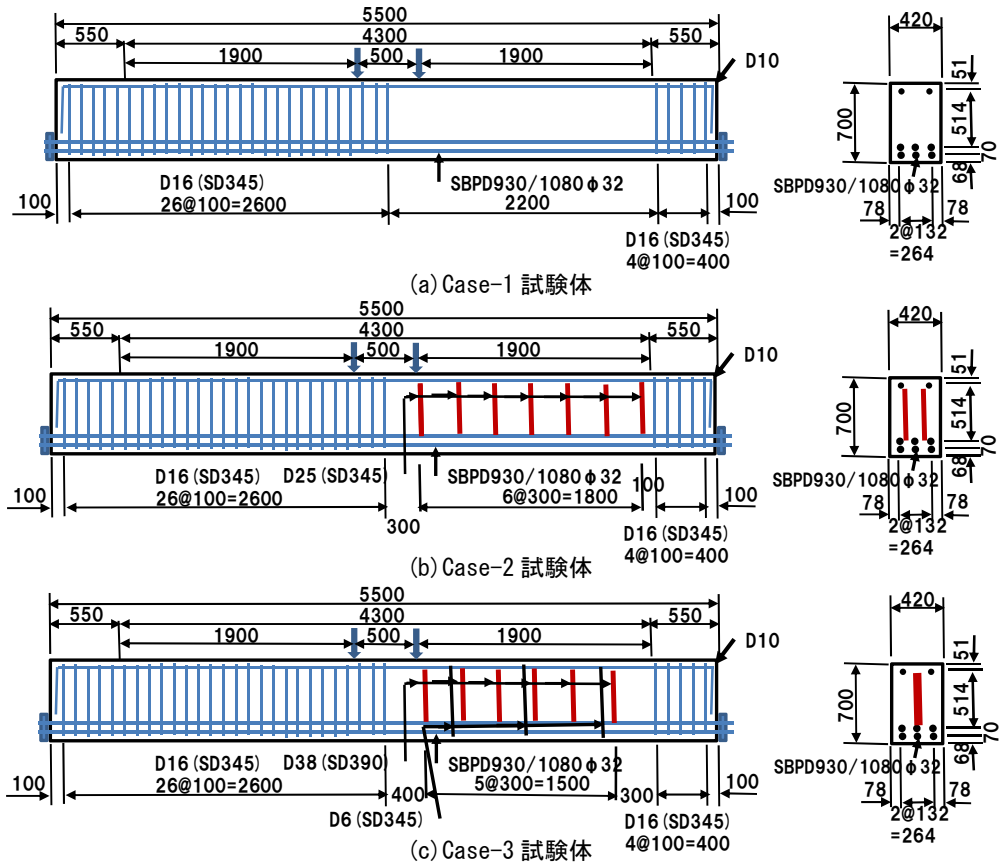
*2 東日本旅客鉄道 (株) JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 主席 (正会員)

表－1 試験体諸元

試験体名称	断面幅 B(mm)	断面高さ D(mm)	有効高さ d(mm)	スパン L(mm)	せん断スパン la(mm)	せん断スパン比 la/d	主筋径	主筋鋼材 規格	せん断補強筋	せん断補強 筋規格	せん断補強 筋形状	せん断補強 筋間隔 (mm)	コンクリート強度 f _{ck} (N/mm ²)
Case-1	420	700	603	4300	1900	3.15	D32	SBPD930 /1080	なし	—	—	—	22.3
Case-2	420	700	603	4300	1900	3.15	D32	SBPD930 /1080	D25半割2本 接着×2列	SD345	棒状	300	20.8
Case-3	420	700	635	4300	1900	2.99	D32	SBPD930 /1080	D38×1列	SD390	棒状	300	25.7
									D6-1組	SD345	閉合	600	

した。これは、
RC の設計基準
等で、せん断補
強鉄筋の最大の
配置間隔である。

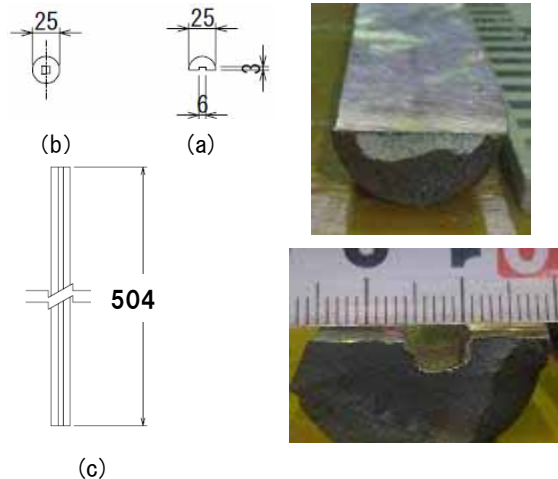
Case-2 に用い
た棒状せん断補
強鉄筋 D25 は、
鉄筋長手方向に
半分に割り、鉄
筋内部にひずみ
ゲージが貼り付
けることができる
程度の溝を削り、
同じロットの別の
D25 鉄筋を同様に
半分に割ったもの
を接着材で張り合
わせ 1 本の棒状
せん断補強筋を製
作した。図－2
に、case-2 試験
体に用いた棒状



図－1 試験体一般形状

せん断補強鉄筋 D25 の製作図を示す。図中の(a)は半割加工寸法、(b)は半割した鉄筋を合わせて 1 本の鉄筋にしときの断面、(c)が加工後の鉄筋長さを示している。写真－1 に、鉄筋の加工状況を示す。

棒状せん断補強鉄筋 D25 を上記のようなひずみゲージの取り付け方をした理由は、鉄筋の有する付着性状を乱さないように配慮したためである。製作上の管理としては、加工前の D25 鉄筋の重量を測定し、公称断面積と鉄筋長さによる体積から、鉄筋それぞれの単位体積重量を把握した。加工後、それぞれの鉄筋の重量を測定し、加工前の単位体積重量から加工後の鉄筋の平均的な断面積を把握した。製作した棒状せん断補強鉄筋は、断面積で 547.3mm²、降伏強度で 205.4kN (降伏ひずみ 2016μ)、引張強度で 282.2kN であった。これは、断面積で母材の 1.08 倍、降伏強度で 1.10 倍、引張強度で 1.04 倍であった。



図－2 D25 鉄筋の加工図 写真－1 D25 加工状況



写真-2 実験状況



写真-3 Case-1 の破壊状況



写真-4 Case-2 の破壊状況

Case-3 は、棒状せん断補強筋に D38 (SD390) を 1 列 300mm 間隔で配置し、D6 (SD345) の閉合せん断補強鉄筋を 600mm 間隔に配置した試験体である。D6 鉄筋は、配力鉄筋を意図しているが、できるだけ影響が小さいように断面積が小さい鉄筋を用いた。棒状せん断補強筋 D38 は、断面幅方向の中央位置に配置し、鉄筋の長さは主筋上側と圧縮側軸方向筋 D6 との間の長さ 560mm とした。D38 鉄筋の機械的性質は、降伏応力度で 405.7N/mm^2 (降伏ひずみ 2372μ)、引張応力度で 612.5N/mm^2 であった。ひずみゲージは、鉄筋表面の節を研磨してから取付けた。試験体に用いたコンクリートの強度は、 $20.8\sim 25.7\text{N/mm}^2$ の範囲であった。なお、棒状せん断補強筋は、あらかじめ試験体内に配置してコンクリート打設を行った。

2.2 実験方法

写真-2 に、実験状況を示す。実験は 4 点曲げ試験として実施した。載荷は、曲げひび割れが目視で確認できた段階で、載荷荷重をゼロ付近まで除荷した。その後、荷重を 50kN 程度の増加量で破壊まで載荷した。曲げひび割れ発生後、一旦除荷した理由は、載荷板や支点プレートの馴染みを考慮するためである。

2.3 棒状せん断補強鉄筋のひずみ計測概要

棒状せん断補強筋のひずみ計測は、長さ方向に 4 等分し、中央、中央から上下に $1/4L$ 点の位置にひずみゲージを貼り付けた。

3. 実験結果の概要

3.1 破壊挙動

(1) Case-1 試験体 (基本試験体)

Case-1 では、載荷荷重が 231kN 時に等曲げ区間下縁に曲げひび割れが発生した。その後、荷重の増加とともに曲げひび割れ本数が増加した。載荷荷重が 350kN 程度で、載荷位置から支点方向に約 700mm 付近 (有効高さ d の約 1.2 倍程度の位置) のひび割れが斜めひび割れに移行した。載荷荷重が 450kN 時では、載荷位置から支点側に約 950mm 付近 (有効高さ d の約 1.58 倍の位置) から伸びた斜めひび割れが上縁から 200mm 程度の高さまで進展した。載荷荷重が 480kN 付近で斜めひび割れが載荷点近

傍に達し、最大荷重 485kN を記録した途端に、斜めひび割れが載荷点近傍を抜け、荷重が急激に低下した。写真-3 に、Case-1 の破壊状況を示す。載荷点近傍には、コンクリートの圧壊が認められなかったことから、破壊モードは斜め引張破壊と判定した。

(2) Case-2 試験体 (D25 鉄筋を 2 列 300mm 間隔)

Case-2 試験体では、載荷荷重 200kN で等曲げ区間に曲げひび割れが発生した。載荷荷重が 500kN 時に載荷点から支点側に約 600mm 付近 (有効高さ d の約 1.0 倍の位置) から発生したひび割れが斜めひび割れに進展した。

載荷荷重が 600kN 時では、載荷点から支点側に約 600mm、約 800mm、約 1100mm、約 1300mm 付近のひび割れが斜めひび割れに進展した。載荷荷重が 750kN 時では、載荷点から支点側に約 1000mm 位置から発生した斜めひび割れ先端が上縁まで約 80mm 程度までに達した。さらに、載荷荷重を増加すると 800kN を超えてから軸方向鉄筋上面位置付近に試験体軸方向にひび割れが発生した。載荷を続けると、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが載荷点位置から等曲げ区間の上縁に向かう方向に進展し、その後、等曲げ区間の上縁コンクリートが圧壊した。このときの荷重は 892kN であった。

上縁付近まで進展した斜めひび割れは、軸方向鉄筋に沿ったひび割れの発生によって、斜めひび割れの進展はほぼ止まり、ひび割れ先端付近では閉じているように見えた。Case-2 の破壊状態のひび割れの発生状況は、棒状せん断補強鉄筋を迂回し、等曲げ区間に侵入し、上縁コンクリートが圧壊したことから、破壊モードは曲げ破壊であった。写真-4 に、Case-2 の破壊状況を示す。

(3) Case-3 試験体 (棒状の D38 (SD390) を 1 列 300mm 間隔、閉合形状の D6 (SD345) を 600mm 間隔で配置)

Case-3 では、曲げひび割れが載荷荷重 140kN で発生した。載荷荷重が 300kN 付近で、載荷点から支点側に約 600mm 付近 (有効高さ d の 1.0 倍) から発生した曲げひび割れが斜めひび割れに進展した。載荷荷重が 400kN 時点では、載荷点から支点側に向かって約 450mm、約 500mm、約 750mm、約 1250mm 位置の下縁から発生した曲げひび割れが斜めひび割れに移行した。載荷荷重が 500kN 時点で、載荷点から支点側に約 1250mm 付近位置から発生した斜

めひび割れ先端が上縁まで約 50mm 程度の位置まで進展した。



写真-5 Case-3 の破壊状況

さらに荷重を増加

させ、載荷荷重が 600kN 時点では、斜めひび割れ先端が上縁位置まで約 30mm 程度まで達した。その後、載荷荷重が増加しても上縁に近い位置まで進展したひび割れの進展はほぼ止まり、他の斜めひび割れの進展が確認された。載荷荷重が 800kN になると、載荷点から支点側に約 750mm 付近の位置から発生した斜めひび割れが載荷点位置を目指すように進展した。載荷を継続したところ、載荷点近傍の上縁に圧壊が生じ、荷重が低下した。写真-5 に、Case-3 試験体の破壊状況を示す。最終的には、載荷点から約 750mm 位置から発生したひび割れが載荷点近傍に発達し、上縁コンクリートの圧壊とともに耐荷性能を失ったことから、破壊モードとしてはせん断圧縮破壊であった。

3.2 荷重変位関係

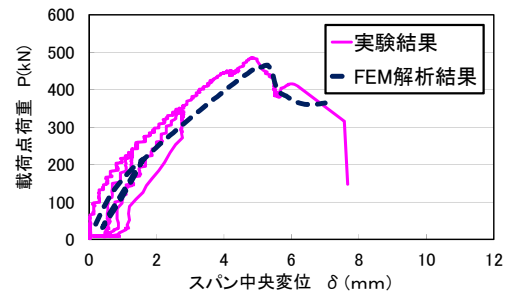
3 体の実験結果として、図-3(a)～(c)に荷重変位曲線を示す。なお、4 章で詳述する解析結果の荷重変位曲線も合わせて示す。荷重は、載荷点における全荷重、変位はスパン中央の鉛直変位である。最大荷重を記録したスパン中央の鉛直変位は、基本試験体である Case-1 は 5mm 程度、曲げ破壊した case-2 で 20mm、せん断圧縮破壊した Case-3 で 30mm であった。

3.3 棒状せん断補強筋のひずみ発生状況

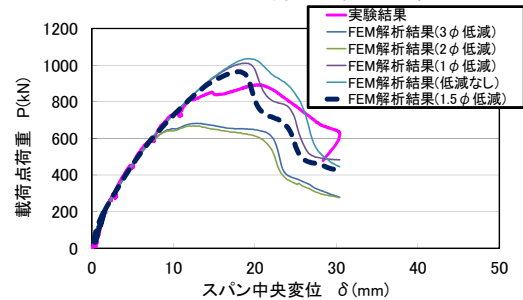
棒状せん断補強筋のひずみ発生状況について、図-4 に Case-2 試験体、図-5 に Case-3 試験体を示す。図-4、図-5 は、横軸に棒状せん断補強筋ひずみ、縦軸に載荷点荷重で示した。

棒状せん断補強鉄筋に D25(SD345)を用いた Case-2 試験体では、スパン中央から 900mm 区間に配置された棒状せん断補強鉄筋のひずみは 700～800 μ (補強筋①～③) 程度であった。スパン中央から 1200mm に配置した棒状せん断補強鉄筋(補強筋④)は、最大荷重時で 500 μ 程度であったが、最大荷重の 75%に荷重低下した時点で降伏ひずみに達した。補強筋ひずみの最大値は 4000 μ 程度に達した。

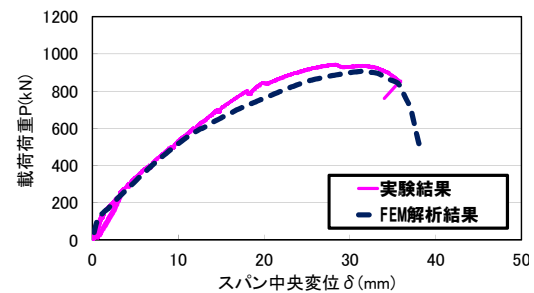
棒状せん断補強鉄筋に D38(SD390)を用いた Case-3 試験体では、棒状せん断補強鉄筋のひずみの最大値は 1200 μ 程度、スパン中央から 700mm (補強筋②: 載荷点から 400mm) 位置で、補強筋の中央位置に貼り付けたひずみ



(a) Case-1 荷重・変位曲線



(b) Case-2 荷重・変位曲線



(c) Case-3 荷重・変位曲線

図-3 各試験体の荷重・変位曲線

ゲージでの測定値であった。D38(SD390)鉄筋の降伏ひずみが 2372 μ であるので、ほぼ降伏ひずみの 1/2 程度のひずみが発生していた。

4. 3次元非線形 FEM 解析による破壊メカニズムの検討

各試験体のせん断破壊性状の検討を行うため、3 次元非線形 FEM による解析を実施した。

4.1 解析モデルの概要

本検討に用いた解析モデルを図-6 に示す。解析モデルは、対称性を利用して 1/2 モデルを適用した。解析に適用した構成則は、東京大学コンクリート研究室で開発された任意の載荷経路依存性を考慮した材料構成モデルに基づく RC 平面モデル⁷⁾ を 3 次元に拡張したものである。

(1) Case-2 試験体解析モデルの概要

Case-2 試験体の解析では、棒状せん断補強筋の定着をどのように考慮するかが重要となる。鉄筋端部の定着が十分でない場合、定着不良の影響を鉄筋無効区間として、鉄筋径の 10 倍の区間を考慮する方法が既往の研究⁸⁾ で提案されている。

本検討では、鉄筋無効区間（要素内鉄筋比を零）⁸⁾ を

パラメータとして解析的に検討を行い、実験結果との整合性から鉄筋無効区間を特定し、その結果から破壊メカニズムを検討することにした。

(2)Case-3 試験体解析モデルの概要

Case-3 の解析モデルでは、棒状せん断補強筋 D38 を鉄筋要素として配置した。D38 鉄筋周辺にはコンクリートとの付着性状を表現するためのボンド要素を配置した。ボンド要素の付着強度は、参考文献 9) に示されている付着強度式の計算値 ($\tau_{bok}=2.0\text{N/mm}^2$) を与えた。ボンド要素を配置した鉄筋の付着挙動の確認は、鉄筋配置を Case-3 試験体と同じにし、鉄筋の定着長を変化させた解析から検討を行った。鉄筋定着長は、鉄筋径 (ϕ) の 7.5 倍、4.5 倍、3.0 倍である。解析は、鉄筋要素上端から強制変位を与えて行った。参考文献 10) から降伏時の無次元すべり量程度 (鉄筋降伏時での無次元すべりで 0.03, 引抜き変位で 1.0mm) の変位を与えた。検討結果を図-7 に示す。本試験体に用いた D38 (SD390) 鉄筋の降伏時の引張強度は 465.2kN であるが、定着長を 7.5 ϕ とした場合、鉄筋の降伏強度の概ね 1/2 程度の 220kN 程度で鉄筋とコンクリートとのすべりが顕著になった。実験結果から得られた D38 鉄筋のひずみが降伏ひずみの 1/2 程度であることを考えると鉄筋の付着特性としては概ね妥当と判断し、解析に適用した。

4.2 解析結果

(1)荷重・変位曲線の比較

解析結果の荷重・変位曲線を図-3(a)～(c)に示した。

Case-2 の解析結果は、棒状せん断補強鉄筋の鉄筋無効区間を 1.5 ϕ とした場合が実験結果と比較的整合性が良かった。Case-3 試験体の解析結果は、実験結果との整合性が比較的良好な結果となった。

5. 破壊挙動の検討

Case-2 試験体の解析結果で、最大荷重直前と最大荷重

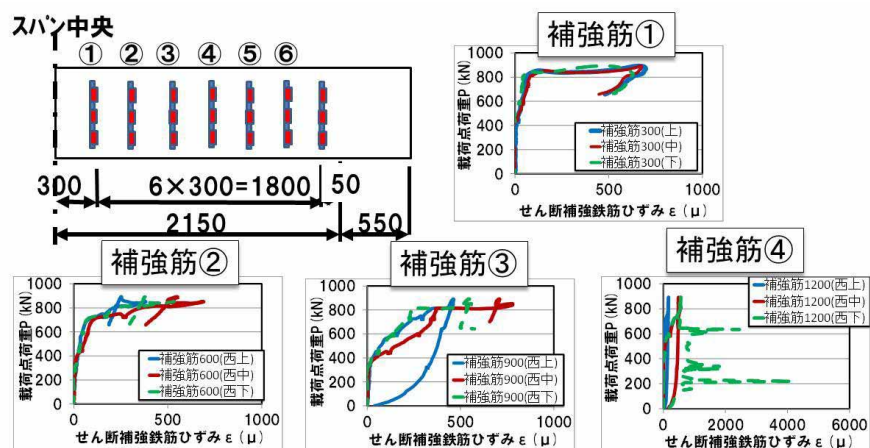


図-4 Case-2 試験体棒状せん断補強筋のひずみ発生状況

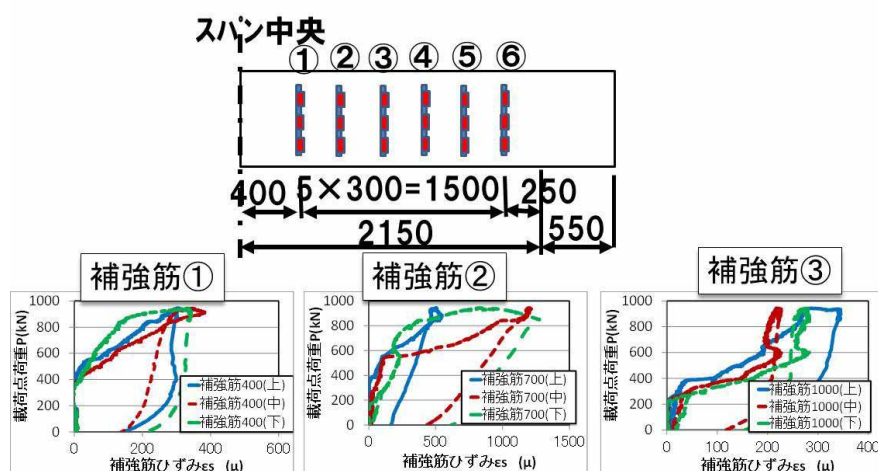


図-5 Case-3 試験体棒状せん断補強筋のひずみ発生状況

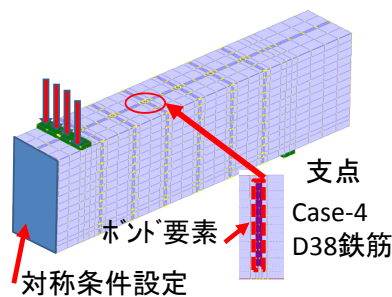


図-6 FEM 解析モデル

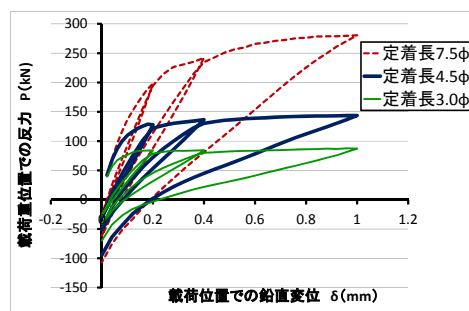
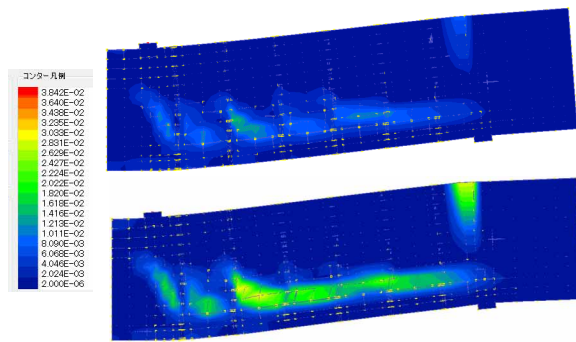


図-7 D38 鉄筋に設定した付着特性

付近の主ひずみ分布を図-8 に示す。解析では、斜めひび割れ発生後、主筋に沿うようにひび割れが発生し、スパン中央上縁に破壊が移行し、曲げ破壊した。

(最大荷重直前)



(最大荷重付近)

図-8 Case-2 試験体破壊挙動解析結果

Case-3 試験体の解析結果として、主ひずみ分布の推移を図-9(a), (b)に示す。図-9は、側面と鉄筋が配置されている中央断面での解析結果を示す。図-9(a)の最大荷重直前では、D38 鉄筋の下端部(軸方向鉄筋近傍)の付着が切れはじめた。図-9(b)の最大荷重付近では、載荷点近傍の D38 鉄筋上端部も鉄筋のすべりが発生し、上縁位置の主ひずみが大きくなり、コンクリートが圧壊した。なお、この時点では、側面側では上縁コンクリートの圧壊は発生していない。さらに変形を増加すると上縁コンクリートの圧壊領域が拡大し、急激な荷重低下を示した。解析結果から、本研究で用いた Case-3 試験体の破壊挙動は、太径鉄筋のせん断補強筋端部からのすべりの発生が破壊の発端になったと考えられる。

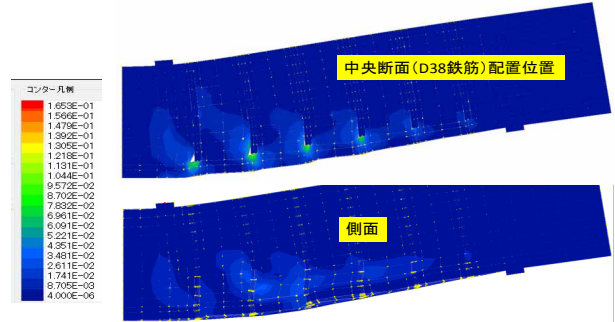
6. まとめ

本研究のまとめを以下に示す。

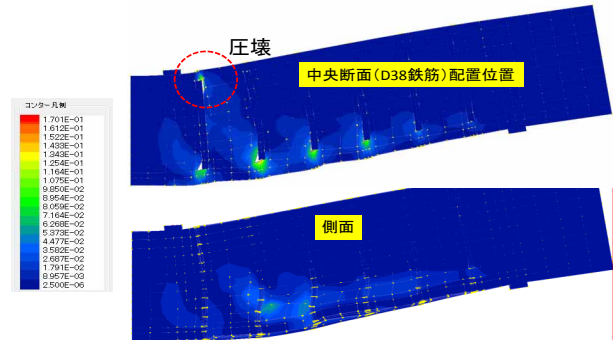
- (1) 2種類の棒状せん断補強鉄筋(D25, D38)を用いて、同程度のせん断補強とした RC 梁の破壊実験結果からは、D25 鉄筋の場合は曲げ破壊、D38 鉄筋の場合はせん断圧縮破壊となった。
- (2) D25 鉄筋を用いた場合、鉄筋無効区間を鉄筋径の1.5倍とすることで、概ね破壊挙動を再現できた。
- (3) 太径補強筋を用いた場合、せん断圧縮破壊は、最大荷重付近で太径鉄筋上下端部の付着が切れはじめると圧縮側で応力が集中し、圧壊の発生とともに、せん断ひび割れが上縁を貫通することで破壊にいたる。

参考文献

- 1) 加藤幸輝, 青井晃樹: 新千歳空港における土木施設の耐震対策について, 第9回空港技術報告会, 2008.12
- 2) 岡本晋, 三浦達夫, 堀口賢一, 府川徹, 中条基, 加納宏一: 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋による耐震補強工法の開発, 大成建設技術センター報, 第40号, 2007
- 3) 田中浩一, 江尻譲嗣: 地中構造物の面外せん断補強



(a) 最大荷重直前



(b) 最大荷重付近

図-9 Case-3 試験体破壊挙動解析結果

技術「マルチプルナットバー」の開発, 大林組技術研究所報, No.74, 2010

- 4) 金光嘉久, 古市耕輔, 山野辺慎一, 曾我部直樹, 石井明俊, 鴻上浩明, 植田政明, 佐貫武: セラミック定着体を用いた地下構造物の耐震補強工法の開発と適用, 鹿島技術研究所年報, 第59号, pp.29-36, 2011.9.30
- 5) 山村賢輔, 清宮理: 開削トンネル擁壁部のせん断力に対する鉄筋差込による耐震補強方法, 土木学会論文集, No.777/VI-65, pp.37-51, 2004.12
- 6) 半井健一郎, Hai LE DUYEN, 前川宏一: 離散配置補強筋による既設RC部材のせん断補強効果, 土木学会論文集E, Vol.63, No.1, pp.116-126, 2007.2
- 7) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.5
- 8) 前川宏一, 中村光, 佐藤靖彦, Toongoenthong.K: セン断補強筋の定着不良がRC梁のせん断耐力に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No2, pp.973-978, 2004
- 9) 土木学会: 2007年制定コンクリート標準示方書設計編, pp34, 2007.12
- 10) 三島徹也, Buja BUJDHAM, 前川宏一, 岡村甫: 鉄筋コンクリート離散ひび割れを構成する材料モデルの開発, 土木学会論文集, No.442/V-16, pp.171-179, 1992.2