

論文 高強度コンクリートの応力-ひずみ関係に基づく L 型連層耐震壁の曲げ耐力と変形性能評価

阪井 由尚*1・西山 峰広*2

要旨: 単調単軸載荷に基づく既往の高強度コンクリートの応力-ひずみ関係提案式の下降勾配特性に対して、破壊領域長さの影響を考慮し修正を行った。また L 型断面の連層耐震壁部材の曲げせん断実験を実施し、修正応力-ひずみ関係提案式を用いたファイバーモデルによる曲げ解析との比較・検討を行った。

キーワード: コンファインドコンクリート、連層耐震壁、高強度材料、曲げ圧縮

1. はじめに

近年、超高層 RC 造集合住宅において、フリープランやスケルトン・インフィル方式など自由度の高い居住空間へのニーズが高まっている。このような空間を実現するため、30 層程度の超高層 RC 造建物を対象とし、壁断面形状を L 型とした連層耐震壁の曲げせん断実験を実施している¹⁾。このような連層耐震壁部材は、地震時における負担せん断力が大で、脚部には大きな曲げモーメントが作用する。またシアスパン比が大きく、主に曲げ変形が卓越した性状を示すことが特徴となる。この連層耐震壁部材に対して、圧縮領域となる壁端部コンクリートを横補強筋で有効に拘束することにより、大変形時においても靱性能の改善が要求される。拘束効果については、筆者は既往の研究^{2),3),4)}で、単調単軸載荷時における実験から、材料および形状に関わらず広範囲に適用できるコンファインドコンクリートの圧縮強度・変形特性推定式を提案している(表-1 参照)。また、近年においては、高強度材料を使用した実験が数多く行われるようになり、高強度コンクリートに関するデータが蓄積されるようになってきた。高強度コンクリートの応力-ひずみ関係において、とくに応力下降域は、ばらつきもあり、その評価は困難であるが、大変形時まで靱性能を期待する部材においては、曲げ解析に利用されるコンクリートの応力下降域の評価は重要である。本報では、近年の研究で得られた結果をもとに、単軸載荷に基づくコンクリート応力-ひずみ関係の既往提案式の修正を行うこととした。また、この修正提案式を、連層耐震壁部材の曲げ解析に適用し、実験結果との整合性および本提案式の妥当性の確認を行い、連層耐震壁部材の曲げ耐力と変形性能に関する基礎的な知見を得るものである。

2. 単軸載荷に基づくコンクリートの応力-ひずみ関係

コンクリートは、高強度になるにつれ応力-ひずみ関

係は弾性的なものになって、圧縮強度以降は脆性的な破壊性状を示す。拘束効果により、高強度コンクリートの圧縮強度・変形特性の改善を行うためには、より大きい横拘束力が必要となるが、拘束力を大にしようとするために横補強筋に高強度材料を使用しても、圧縮強度時において横補強筋ひずみは降伏ひずみに到らず、その使用効率が低いことが指摘されている^{例えば 2,5,6)}。このように高強度コンクリートの強度・変形特性は、コンクリートおよび横補強筋の材料強度の組み合わせによって、とくに応力下降域のばらつきも生じ、その評価は困難である。そのため筆者は既往の研究^{2),3),4)}で、応力下降勾配特性推定式においては比較的安全側の評価を行ってきた。一方、秋山ら⁶⁾は異型角型アクリル棒を試験体断面中心位置に埋込み、50mm 間隔にて高さ方向での局所ひずみ分布を計測している。応力-局所ひずみ関係より、コンファインドコンクリートの圧縮強度発現後、ひずみが大きく進展する領域、ひずみが減少する後退領域、そしてほとんどひずみが増減することのない停滞領域の 3 つに分類できるものとし、脆性的な破壊を呈する供試体では、ごく限られた区間に損傷が集中し、ひずみ進展領域が小さくなることを指摘している。文献 6 で秋山らは実験値による回帰式として、破壊領域長さ L_p を式(1)のように提案している。

$$L_p = 1644(p'_e / \sigma_{co})^{0.647} \quad (1)$$

ここで、 L_p の単位は mm、 p'_e は有効横拘束圧で、 σ_{co} はプレーンコンクリート強度を示し、表-1 中の F_o と同じである。また、文献 6 において、コンクリート圧縮強度の大きさや柱長さに関わらず、最大荷重後に局所ひずみが進展する破壊領域長さ L_p は等しくなり、圧縮強度発現後の応力-変位曲線下の面積(圧縮破壊エネルギー G_{fc}) は、応力-塑性変位 δ_{inel} 関係と一致することが確認されたとしている。そのため、試験体の幅高さ比が大きい場合など、このような破壊領域長さがコンクリート

*1 東急建設(株) 設計本部構造設計部 工修 (正会員)

*2 京都大学大学院工学研究科 教授 博士(工学) (正会員)

の応力-ひずみ関係に影響を及ぼすことが指摘されている^{7),8)}。以上のことを考慮し、本報では、図-1に示すコンクリートの応力-ひずみ関係を提案する。ひずみ進展領域となる破壊領域長さ L_p は式(1)により求める。ここで、式(1)中の有効横拘束圧 p'_e は、筆者が提案する横補強筋の形状、材料強度およびピッチの影響を考慮した、表-1の圧縮強度比における $\alpha\beta_F \cdot \kappa_F \cdot p_s \sigma_{sy} \cdot (1-1.24 \cdot S/D)$ として求めた。ひずみ後退領域では、応力の低下に伴い弾性勾配 E_c でひずみが戻るものと仮定した。圧縮強度以降の任意の応力において、表-1に示す既往提案式により求められる応力下降域のひずみ ε_i は圧縮試験体の全長により平均化した量として求められるので、ひずみ後退領域のひずみを ε_{mo} とすれば、ひずみ進展領域におけるひずみ ε_p は式(2-2)で求めることができる。

以上より、ひずみ進展領域の応力下降勾配比 $\overline{pE_{cf}/E_o}$ は既往提案式 $\overline{E_{cf}/E_o}$ に式(2-1)に示す係数 η を用いて修正を行うこととした。

$$\overline{pE_{cf}/E_o} = (\overline{E_{cf}/E_o})/\eta \quad (2)$$

$$\text{ここで、} \eta = \varepsilon_p / \varepsilon_i \quad (2-1)$$

$$\varepsilon_p = A \cdot (\varepsilon_i - \varepsilon_{mo}) + \varepsilon_{mo}, A = h/L_p > 1 \quad (2-2)$$

$$\varepsilon_i = \{\varepsilon_p + \varepsilon_{mo} \cdot (A-1)\} / A, \varepsilon_i = (F_{cf} - \sigma_i) / E_{cf} + \varepsilon_{cf} \quad (2-3)$$

筆者の提案推定式を誘導する基礎となった実験試験体の大きさは円柱で $150\phi \times 300\text{mm}$ 、角柱で $200 \times 200 \times 400\text{mm}$ であり、軸ひずみの検長はほぼ試験体高さとしている。以上の仮定を検証するため、試験体高さが大きく、幅高さ比が2以上となる文献9で行われた単調単軸圧縮载荷実験のデータと比較検討を行った。図-2に、実験結果との比較を示す。ここではとくに応力下降勾配の性状を確認するため、応力-ひずみをそれぞれ圧縮強度 F_{cf} 、圧縮強度時ひずみ ε_{cf} で除している。修正提案式は実験結果と概ね良い対応を示している。

図-3に、式(2)により修正した、後述する試験体

表-1 コンファインドコンクリートの既往圧縮強度・変形特性推定式

(1) 圧縮強度比 (F_{cf}/F_o)	$\frac{F_{cf}}{F_o} = 1 + 4.41 \cdot \alpha\beta_F \cdot \kappa_F \cdot \frac{p_s \sigma_{sy}}{F_o} (1 - 1.24 \frac{S}{D})$ $\kappa_F = 1 - e^{-A_{F1} \cdot 100 p_s}$ $A_{F1} = \frac{1}{(\sigma_{sy}/200 - A_{F2})^2} + A_{F2}$ $A_{F2} = \begin{cases} 2.0 & \dots\dots\dots (F_o \leq 60) \\ -F_o/30 + 4 & \dots\dots\dots (60 < F_o \leq 120) \end{cases}$ $\alpha\beta_F = 0.175n + 0.5 \leq 1.0$
(2) 圧縮強度時ひずみ比 ($\varepsilon_{cf}/\varepsilon_o$)	$\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon_o} = 1 + \alpha\beta_E \cdot \kappa_E \cdot \left(\frac{10}{F_o}\right)^2 \cdot 9.8 \cdot p_s \sigma_{sy} (1 - 1.11 \frac{S}{D})$ $\kappa_E = 1 - e^{-A_E \cdot 100 p_s}$ $A_E = \begin{cases} 6.5 & \dots\dots\dots (F_o \leq 60) \\ -F_o/10 + 12.5 & \dots\dots\dots (60 < F_o \leq 120) \end{cases}$ $\alpha\beta_E = 0.2n + 0.4 \leq 1.0$
(3) 応力下降勾配比 (E_{cf}/E_o)	$\frac{E_{cf}}{E_o} = \frac{1}{\alpha\beta_E \cdot \kappa_E \cdot \left(\frac{20}{F_o}\right)^2 \cdot \frac{1}{2 \cdot S/D + 1} \cdot 9.8 \cdot p_s \sigma_{sy} + 1}$ $\kappa_E = \begin{cases} 1 & \dots\dots\dots (F_o \leq 60) \\ 4 - 180/F_o & \dots\dots\dots (60 < F_o \leq 120) \end{cases}$ $\alpha\beta_E = 0.25n + 0.3 \leq 1.0$

F_o, ε_o : プレーンコンクリートの圧縮強度(MPa)およびその時のひずみ度

ここで、 $\varepsilon_o = 0.93(F_o)^{1/4} \cdot 10^{-3}$ 文献11)

F_{cf}, ε_{cf} : コンファインドコンクリートの圧縮強度(MPa)およびその時のひずみ度

E_o, E_{cf} : プレーンコンクリートおよびコンファインドコンクリートの応力下降勾配

ここで、 $E_o = (4.3 \times 10^{-3} \cdot F_o - 0.6) \times 10^3 \times 9.8$ 文献15)

$\kappa_F, \kappa_E, \alpha\beta_F, \alpha\beta_E, \alpha\beta_E$: 断面形状に関する低減係数

p_s : 横補強筋の面積比($= 2a_s/S$)、 a_s : 横補強筋の断面面積、 S : 横補強筋ピッチ

D : コアコンクリート幅、 σ_{sy} : 横補強筋の降伏強度(MPa)、 n : サブタイ本数

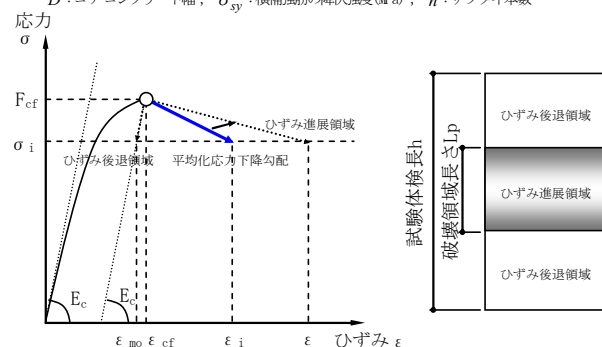


図-1 コンクリートにおける圧縮強度発現後の模式図

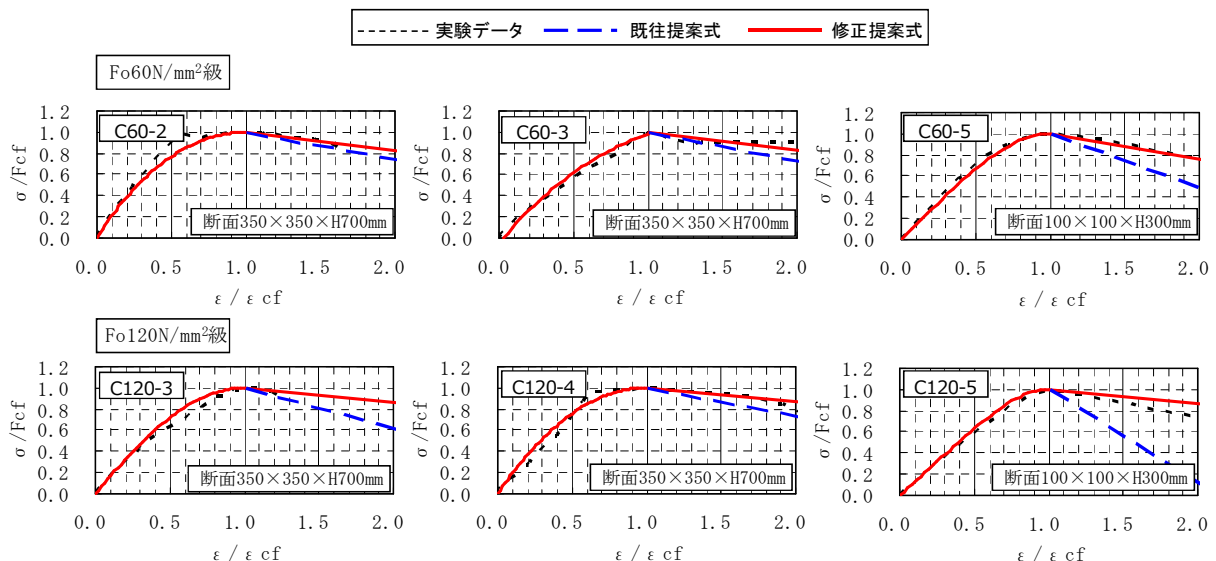


図-2 修正提案式の適合性(単軸载荷)

No.2 の曲げ解析 case1 に用いるコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係を例として示す。コンクリートの応力-ひずみ関係における、圧縮強度時までの上昇域は同図中に示す曲線¹⁰⁾、圧縮強度以降の応力下降勾配については直線で評価し、設計上、比較的簡便なモデルを採用することとした。図-3 には New RC 式¹¹⁾で評価したコンクリートの応力-ひずみ曲線も同時に示している。最大圧縮強度については、提案式は New RC 式に比べて低めの評価となっているが、応力下降勾配は New RC 式とほぼ同じになる。

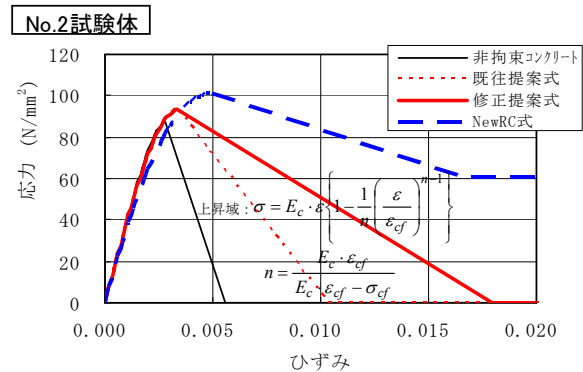


図-3 コンクリートの応力-ひずみ関係(単軸載荷)

3. L 型連層耐震壁の曲げ耐力と変形性能について

図-3 に、本報で解析を行う試験体断面図を示す。L 型断面をした試験体のため、3 体のうち 45° 方向加力の試験体 NO.2 の隅角部が最も厳しい応力状態となる。ここでは試験体 NO.2 に着目し、検討を行う。実験概要および実験結果については、文献 1 に詳しいので参照されたい。

本報では、2 章で提案した、単軸載荷に基づくコンクリートの応力-ひずみ関係を用いた曲げ解析(以下、case1 とする)を行うもので、せん断変形成分については考慮しない。実験では曲げ変形成分 δ_{exp} のみを分離するために、試験体に埋め込んだボルト間の距離の変化を、図-5 に示す位置に設けた変位計で測定した。軸変形のデータから各セグメントの曲げ変形による部材角を求め、これに基づき試験体頂部の水平変位 δ_{exp} を式(3)により算出した。この変位にはスタブからの壁脚部主筋の拔出し変形も含まれている。

$$\delta_{exp} = \sum ((\delta_{Li} - \delta_{Ri}) / L_i \cdot h_i) \quad (i=1,5) \quad (3)$$

解析には、市販の SNAP Ver5.0 ((株)建築ピポット)を使用した。図-6 に示すように、解析モデルは脚部を固定とした片持ち柱の線材としているが、平面的には L 型をしているので、断面の図心位置を線材の節点位置に合わせている。高さ方向については、試験体の軸方向変形の測定位置にあわせ、解析モデルも 5 分割した。また、試験体上部のピン治具部分は剛域とし、スタブ部分は弾

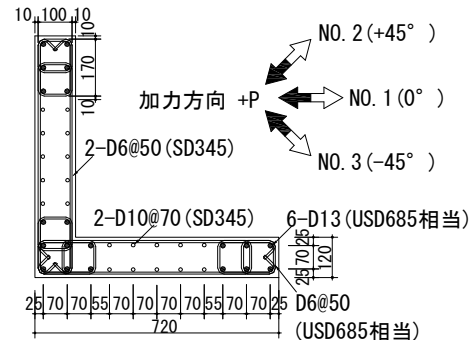


図-4 試験体断面図

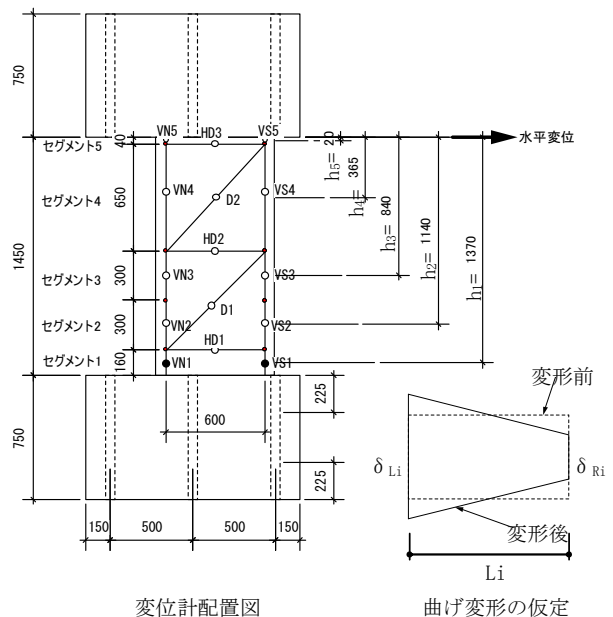


図-5 軸ひずみ計測位置

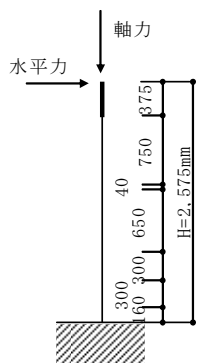


図-6 解析モデル

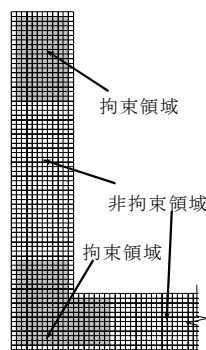


図-7 ファイバーモデル

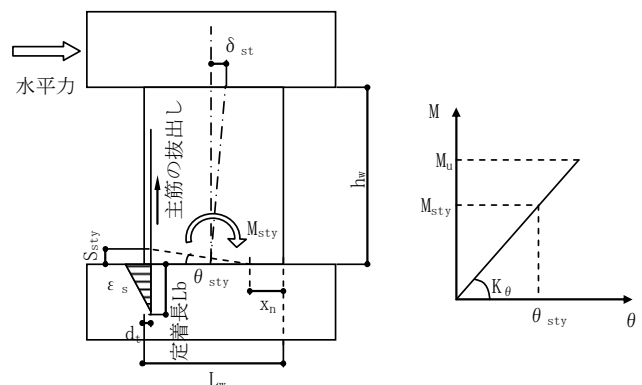


図-8 主筋の拔出しによる頂部の付加変形量概要

性とした。図-7に示すようにL型水平断面は小要素に分割して、平面保持を仮定したファイバーモデルとした。コンクリートの応力-ひずみ関係については、横補強筋で拘束された範囲および非拘束部分ともに、図-3に示すモデルを用いた。図-3における非拘束コンクリートの圧縮強度は、本来、表-1に示すプレーンコンクリートの圧縮強度 F_c 、すなわち部材の実強度である。しかし、ここでは試験体の壁厚が120mmであるので、寸法効果の影響は無視し、シリンダー強度を採用することとした。鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とする。解析モデル頂部に軸力および水平力 P を作用させ、静的漸増荷重解析を行った。

ここでは曲げモーメント分布と解析によって得られた各セグメントの下端位置での $M-\phi$ 関係から高さ方向の曲率分布を設定し、これを積分することにより曲げ変形 δ_b を得た。また、壁脚部主筋のスタブからの拔出し変形による変形 δ_{st} を加えた。脚部が中立軸位置を中心に回転することによる頂部の付加変形量である。中立軸位置は曲げ解析によって求められた値を採用した。鉄筋降伏時における主筋の拔出し変形量 S_{sty} は、稲田ら¹²⁾が提案した式(4)に基づき、図-8に示すように主筋の拔出し変形量 S_{sty} を鉄筋のひずみ分布形状を三角形分布と仮定して求めた。

$$S_{sty} = L_b \cdot \varepsilon_s / 2 \quad (4)$$

ここで、 L_b は定着長さで $40 d_b$ とした。 ε_s は鉄筋の降伏ひ

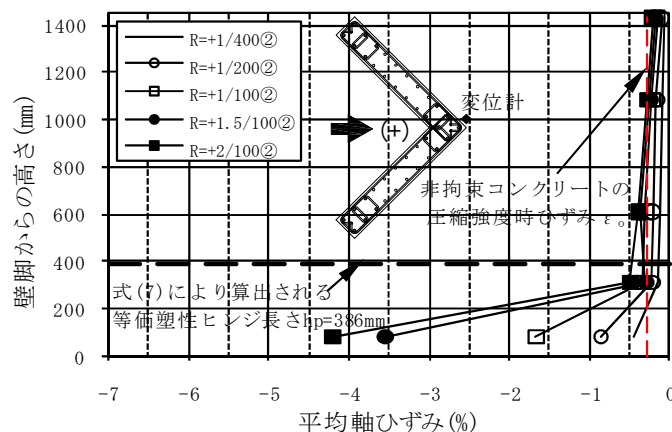


図-10 コンクリートの材軸方向の平均ひずみ分布 (No. 2)



図-9 曲げ解析結果

ずみ、 d_b は鉄筋の公称直径である。これより、 δ_{st} は図-8に示す関係および、式(5)、式(6)により算出される。

$$\theta_{sty} = S_{sty} / (L_w - d_t - x_n) \quad (5)$$

$$\delta_{st} = (M / M_{sty}) \theta_{sty} \cdot h_w \quad (6)$$

ここで、 L_w は壁投影長さ、 d_t は引張縁から最外縁引張主筋位置までの距離、 x_n は中立軸高さ、 θ_{sty} は主筋降伏時における拔出し回転角、 M_{sty} は主筋降伏時の曲げモーメン

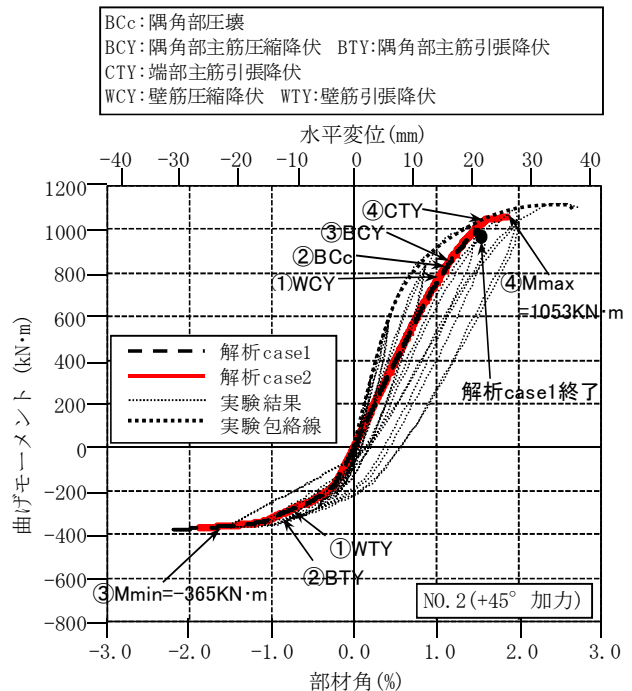


図-11 曲げ圧縮を受けるコンクリートの概念図

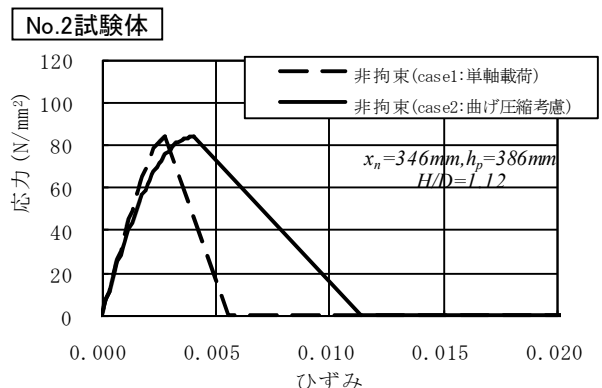


図-12 曲げ圧縮を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係

R=+1/200 時

R=+1/100 時

写真-1 曲げ圧縮部の性状 (試験体 No. 2)

ト、 h_w は壁の高さである。

図-3 に示す単軸載荷に基づくコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて曲げ解析 (case1) を行った結果と実験との比較を図-9 に示す。解析結果 case1 は、実験で得られた曲げモーメント-部材角 (M-R) 関係に対して、軸力比が大きい No.2 の正加力において、最大曲げ耐力時の変形が $R=1.50\%$ であった。最大曲げ耐力以降は、急激に耐力が低下し解析が終了し、曲げ耐力および変形ともに、実験結果よりも小さい結果となった。本解析では、壁脚部におけるかぶりおよび非拘束とした壁板部コンクリートの最大耐力以降における急激な軟化のために、大きな力の不釣合いが生じたためと考えられる。しかし、図-10 に示すコンクリートの材軸方向平均ひずみ (試験体に埋め込んだボルト間の距離を変位計で測定し求めたもの) 分布では、 $R=+1/200$ で壁脚部においてひずみが 0.9% となるが、実験ではこの時点においてかぶり部分は健全である (写真-1)。これは図-3 で仮定する非拘束コンクリートの応力-ひずみ関係とは明らかに矛盾している。

一方、図-10 において、試験体の部材角が大になるほど、壁脚部のひずみの増大が顕著となっている。津田ら¹³⁾は、連層耐震壁における等価塑性ヒンジ長さについて、柱の塑性ヒンジ領域に関する既往研究結果¹⁴⁾を参考に既往実験結果と計算結果の終局限界変形の対応を検討して、式(7)を提案している。

$$h_p = 0.15(M/Q\ell) \cdot \ell \quad (7)$$

上式中、 h_p は等価塑性ヒンジ長さ、 $M/Q\ell$ はシアスパン比、 ℓ は両側柱芯々間距離である。式(7)によると、試験体 NO.2 の等価塑性ヒンジ長さ h_p は 386mm となり、実験結果と比較的整合している。また、式(1)により算出される破壊領域長さ L_p は 110mm 程度であり、等価塑性ヒンジ長さ h_p とは異なる。これは、破壊領域長さ L_p は軸圧縮載荷に基づく量であるため、曲げ圧縮の場合には破壊領域長さが異なるものと推測される。

曲げ圧縮部におけるコンクリートの応力-ひずみ関係については、せん断応力、曲げひずみ勾配、および曲げモーメント勾配などの影響を受け、単軸載荷から得られる応力-ひずみ関係とは異なることが指摘されている^{15)~19)}。ただ本実験のような耐震壁部材においては、中立軸深さがそれほど浅くはならず、曲げひずみ勾配の影響はほとんど無いものと考えられる。ここでは、曲げモーメント勾配による端面拘束により、曲げ圧縮部における破壊領域の寸法・形状がコンクリートの応力-ひずみ関係に影響を及ぼしているものと考え、図-3 に示す非拘束コンクリートの応力-ひずみ関係モデルのみ修正を試みることにする。図-11 に曲げ圧縮を受けるコンクリートの破壊領域における形状寸法の概略図を示す。

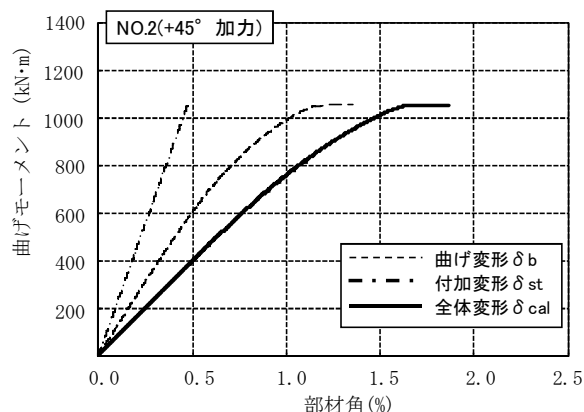


図-13 曲げ解析 case2 における各変形量

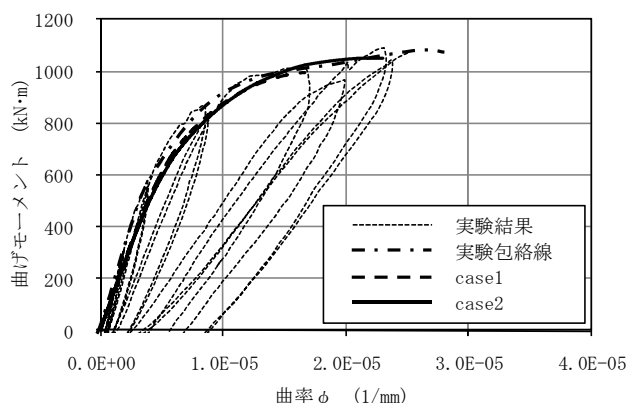


図-14 曲げモーメント-曲率関係

中立軸高さを幅 D 、破壊領域長さを高さ H として、曲げ圧縮部の形状寸法 H/D を仮定する。幅高さ比 H/D によるコンクリートの応力-ひずみ関係の影響については、菅田¹⁹⁾が実験によりその推定式(8-1)~(8-3b)を提案しており、いずれも幅高さ比 H/D が小さいほど、コンクリートの強度・変形特性は上昇する傾向を示す。ここで、破壊領域長さは式(7)により求めた等価塑性ヒンジ長さ h_p とした。中立軸高さ x_n は曲げ解析によって求めた値であるが、コンクリートの応力-ひずみ関係の多少の差異によって、さほど中立軸高さ x_n は変化せず、部材角 $R=1.5/100$ を超えてから、中立軸高さ x_n はほぼ一定の値を示すことを確認している。ここでは部材角 $R=1.5/100$ 時点の値 ($x_n=346\text{mm}$) を採用した。

$$F_{H/D}/F_{H/D=2} = (2/(H/D))^{0.4} \quad (8-1)$$

$$\varepsilon_{H/D}/\varepsilon_{H/D=2} = (2/(H/D))^{0.6} \quad (8-2)$$

$$E_{H/D}/E_{H/D=2} = 3^{(H/D-2)} \quad (H/D \leq 2) \quad (8-3a)$$

$$E_{H/D}/E_{H/D=2} = 1 \quad (H/D > 2) \quad (8-3b)$$

図-12 に示す曲げ圧縮部の影響を考慮した非拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を用いた曲げ解析 (以下、case2 とする) を行った結果と実験との比較を図-9 に合わせて示す。case2 の解析結果による最大耐力発現時部材角は、No.2 の正加力においては実験結果より小さくなるものの、概ね精度の良い結果が得られた。

また図-13 に解析 case2 における曲げ変形 δ_b と付加変形量 δ_{st} とを分離した結果を示す。付加変形量 δ_{st} は、全

体変形の30%弱程度を占めている。

図-14に、曲げ解析 case2 で用いたコンクリートの応力-ひずみ関係と case1 の違いが解析結果にどの程度影響を及ぼしているかを把握するために、壁脚部における曲げモーメント-曲率($M-\phi$)関係を用いて比較することとした。ここで、実験結果における曲率 ϕ は、図-5に示す位置に設けた変位計のデータから算出した。解析 case2 においては、既往式に比べ、概ね実験結果を終局時まで評価出来ている。

4. まとめ

既往の単軸圧縮載荷に基づくコンファインドコンクリートの圧縮強度・変形特性推定式において、圧縮破壊領域を考慮し、応力下降勾配特性に係数 η を用いる修正を行った。修正提案式は実験結果を良好な精度で推定可能であることが示された。

さらに修正提案式を用いて、L型連層耐震壁を対象とし、ファイバーモデルを用いて曲げ解析を行った結果、非拘束コンクリートに曲げモーメント勾配の影響を考慮すれば、実験結果と解析は良好な対応を示すことが確認できた。

連層耐震壁部材の曲げ靱性能を適切に評価するためには、シアスパン比、コンクリート強度、柱型部の主筋量、壁端部および隅角部におけるコンクリートへの拘束力、拘束範囲など様々な要因と、その他に主筋の座屈や終局限界点の定義、およびスタブからの拔出し変形量などとあわせて考えていく必要がある。本報で得た知見は試験体数も少なく、今後それらの影響について解明していく。

謝辞

本論文の作成に当たり、清水建設の熊谷仁志氏より、貴重なデータをご提供いただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 竹田史郎, 阪井由尚ほか: 中央コア壁を有する超高層 RC 建造物の開発 その1~その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集(C-2), pp.387-392, 2005.
- 2) 中塚侑, 阪井由尚ほか: 高強度材料による円形コンファインドコンクリートの強度変形特性, 日本建築学会構造系論文集, No.483, pp.129-138, 1996.5.
- 3) 中塚侑, 阪井由尚ほか: コンファインドコンクリートにおける角形横補強筋の拘束機構, 日本建築学会構造系論文集, No.492, pp.61-68, 1997.2.
- 4) 中塚侑, 阪井由尚ほか: コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式, 日本建築学会構造系論文集, No.505,

pp.93-99, 1998.3.

- 5) 孫玉平, 崎野健治: 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の靱性改善に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.719-724, 1993.
- 6) 秋山充良ほか: 一軸圧縮を受ける高強度 RC 柱の破壊性状および力学的特性に関する研究, 土木学会論文集 E, Vol.62, No.3, pp.477-496, 2006.8.
- 7) 平井圭, 中村光ほか: コンクリートの圧縮破壊領域の推定に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.17, No.2, pp.339-344, 1995.
- 8) 立松博, 中村光ほか: 柱基部におけるコンクリートの圧縮破壊領域に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.19, No.2, pp.897-902, 1997.
- 9) 熊谷仁志ほか: 超高強度鉄筋コンクリート立体耐震壁の曲げ圧縮破壊に関する研究, コンクリート工学論文集 第16巻第3号, No.3, pp.59-68, 2005.9.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 2002
- 11) 建設省総合技術開発プロジェクト: 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発, 平成4年度構造性能分科会報告書, pp.3.2.79-3.2.88
- 12) 稲田泰夫: 原子炉建屋立体耐震壁の復元力特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No.378, pp.16-26, 1987.8.
- 13) 津田和明ほか: 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の復元力特性(スケルトンカーブの算定法) 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の性能評価手法に関する研究(その1), 日本建築学会構造系論文集, No.569, pp.97-104, 2003.7.
- 14) 吉岡研三, 岡田恒男, 武田寿一: 鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究, 日本建築学会論文報告集, No.282, pp.37-45, 1979.8.
- 15) 中塚侑: コンクリートの応力度-ひずみ度特性とコンクリート曲げ部材の終局域特性に関する基礎的研究, 大阪大学学位論文, 1989.
- 16) 藤本良, 河野進, 西山峰広, 渡邊史夫: 多軸載荷を受ける RC 柱の履歴特性と損傷評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.22, No.3, pp.355-360, 2000.
- 17) 滝口克己ほか: RC 柱端部コンクリートの圧縮特性に関する基礎実験, 日本建築学会構造系論文報告集, No.442, pp.123-131, 1992.12.
- 18) 滝口克己ほか: 偏心圧縮を受ける R/C 部材におけるコンクリートの圧縮挙動, 日本建築学会構造系論文集, No.464, pp.109-118, 1994.10.
- 19) 中川明徳, 中塚侑, 阿波野昌幸, 菅田昌宏: 幅と高さ比が異なるプレーンおよびコンファインドコンクリートの強度・変形特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集(C-2), pp.15-16, 2002