Japan Concrete Institute

コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 18, No. 2, 1996

論文　曲げ降伏後せん断破壊を起こすRC耐震壁の終局変形と靱性

江崎文也＊

要旨：曲げ降伏後せん断破壊を起こすＲＣ造耐震壁の荷重変形解析モデルを提案した。この解析モデルでは、平面保持の仮定に基づく曲げ破壊耐力と、コリンズらが提案したコンクリート有効係数を用いた下界定理に基づくせん断破壊耐力との比較によって、終局時の変形を求めた。有効係数は、２つのせん断型変形成分から求められる壁板対角線方向引張ひずみを、主引張ひずみに置き換えて求めた。解析で求めた荷重変形履歴は、実験値とよく一致すること、また、終局時の変形の実験値をおよそ予測できること、曲げ降伏時のせん断応力度と靭性率との関係は、実験で指摘されている傾向と同じとなることを示した。

キーワード：耐震壁、曲げ降伏、せん断破壊、終局変形、靭性率

１．序

ＲＣ構造物の耐震設計にあたっては、耐震要素に関して、せん断破壊や圧壊などの脆性破壊が生じることなく、曲げ降伏が先行する破壊機構が形成されるように設計する方法が一般的である。日本建築学会でも、靭性を期待した破壊機構が形成されるように建物を設計することを意図した「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」[１] が提案されている。ゆえに、ＲＣ造建物の設計では、このような破壊機構を保障するため、耐震壁に関してもその曲げ降伏後の変形性状を究明しておく必要があると考えられる。

ＲＣ耐震要素の重要な一つとして用いられている連層耐震壁は、壁の上下の動きを強剛に拘束する部材が取り付いていないと、上下の床が傾くことによって水平方向に変形する曲げ型変形が卓越する挙動を示す。このような挙動を示す耐震壁は、適切な補強をすれば、曲げ降伏が先行する靭性のある履歴性状を示すことが実験で認められている。しかし、曲げ降伏後の水平力に対する耐震壁のせん断破壊耐力の余裕が小さい場合は、曲げ降伏後の水平変形の増大とともに、壁板のせん断破壊および側柱のせん断破壊または圧壊が生じて急激に水平力が低下し、その後の靭性が期待できなくなる恐れがあることが実験で確認されている。このような破壊機構を検討するため、これまでに曲げ降伏後の水平力の低下を考慮した解析的研究が行われているが［２］～［４］、終局時変形および靭性率に関しては、まだ十分とはいえないと考えられる。

そこで、本論は、文献［５］で提案した解析モデルを用いて、曲げ降伏後の壁板および側柱のせん断破壊に起因する水平力の低下を考慮した荷重変形解析モデルを提案し、荷重変形曲線実験値との比較を行うとともに、急激な水平力低下が生じる終局時の変形を解析で求め、実験値との比較を試みたものである。また、曲げ降伏時の水平力と靭性率との関係についても考察を加えた。

２．解析

文献［５］に示す解析仮定のほか、以下に述べる仮定を用いる。

１）曲げ降伏後せん断破壊を起こす点は、水平力が耐震壁のせん断破壊耐力を超えた点とする。

＊九州共立大学教授　工学部建築学科、工博（正会員）

NII-Electronic Library Service

2）せん断破壊耐力は、文献［1］に示す下界定理に基づく算定式による。算定に用いるコンクリート有効係数νは、壁板対角線圧縮方向と相対する対角線引張方向のひずみを、コリンズらが提案したコンクリート圧縮軟化係数［6］に用いられている主引張ひずみに適用して求める。

3）せん断破壊以後は、図-1に示すR_{s1}の変形のみが進行し、対角線圧縮方向ひずみとコンクリート応力度の関係は、図-2に示す関係とする。

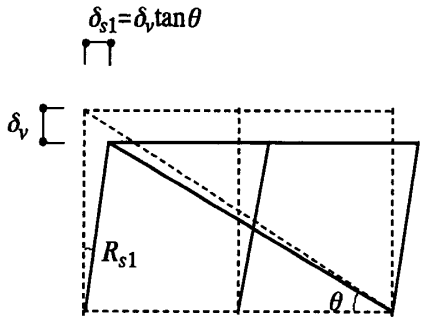

図-1　壁板および側柱のせん断破壊に伴うせん断型変形

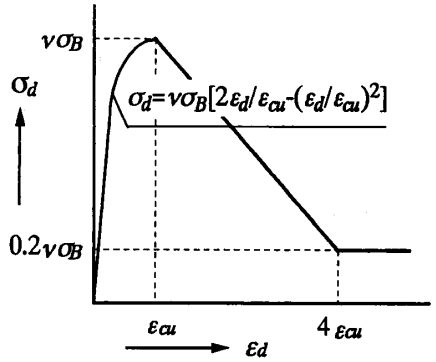

図-2　対角線圧縮方向ひずみε_dとコンクリート圧縮応力度σ_dとの関係

図-3に示す壁板の異方性化に起因するせん断型変形成分R_{s1}および圧縮ストラットの圧縮ひずみに起因する変形成分R_{s2}によって生じる対角線引張方向の各引張ひずみε_{t1}およびε_{t2}は、それぞれ、（1）式および（2）式で与えられる。

$$\varepsilon_{t1} = 2\varepsilon_v \sin^2\theta \qquad (1)$$

$$\varepsilon_{t2} = R_{s2} \sin\theta \cos\theta \qquad (2)$$

ここで、

$$\varepsilon_v = \frac{(2-h_1)\varepsilon_0}{2}$$

ε_0：耐震壁脚部の断面図心位置の垂直ひずみ

h_1：階高hの耐震壁脚部より反曲点までの高さh_0に対する比（$=h/h_0$）

θ：壁板対角線が水平軸となす角度

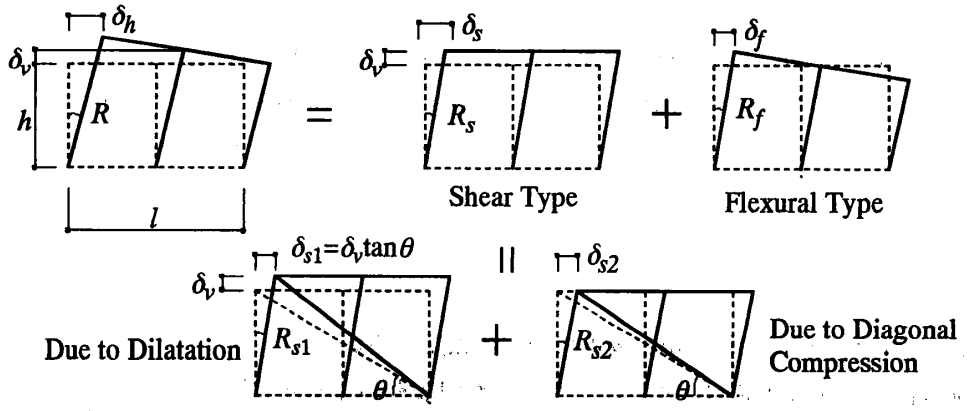

図-3　耐震壁の曲げ型およびせん断型の各変形成分

NII-Electronic Library Service

Japan Concrete Institute

（1）式および（2）式より、せん断型変形$R_s = R_{s1} + R_{s2}$によって生じる対角線引張方向の引張ひずみε_tは、（3）式で与えられる。

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{t1} + \varepsilon_{t2} = 2\varepsilon_v \sin^2\theta + R_{s2}\sin\theta\cos\theta \qquad (3)$$

（3）式に示すε_tを、コリンズらが提案した（4）式のコンクリート圧縮軟化係数ν[6]に用いられている主引張ひずみε_1に適用して、コンクリート圧縮強度を推定する。

$$\nu = \frac{1}{0.8 + 0.34\dfrac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{cu}}} \qquad (4)$$

ここで、

ε_{cu}：コンクリート圧縮応力ピーク時のひずみ（正の値とする）

（4）式のε_1のかわりに（3）式のε_tを用いると、せん断型変形の増大とともにνの値が小さくなること、すなわち、コンクリート圧縮強度が低下することになる。このことは、せん断型変形が増大するとせん断破壊耐力が低下することを意味しているため、曲げ降伏による水平耐力がせん断型変形の増大によって低下したせん断破壊耐力を上回ると、せん断破壊が生じることになる。一般に、壁板および側柱が健全であれば、図-3に示す異方性化に伴う変形R_{s1}によって耐震壁は鉛直方向に伸びるが、壁板および側柱がせん断破壊を起こせば、図-1に示すように壁板対角線圧縮方向のひずみが進行し、逆に鉛直方向に縮む傾向があることが実験で観察されていることから、せん断破壊以降は、図-1に示すR_{s1}の変形成分のみとした。

3．実験結果との比較

図-4に、著者らが行った曲げ降伏後壁板および側柱がせん断破壊を起こした連層耐震壁[7]に関して、平均せん断応力度τ（$= Q/tl$、ここで、Q：水平力、t：壁厚、l：側柱中心間距離）と1階部分の層間変形角R（$= \delta/h$、ここで、δ：1階頂部の水平変形、h：1階部分の階高）との関係を示す。せん断スパン比M/Ql（ここで、M：耐震壁に作用する最大曲げモーメント）は1.4で、曲げ降伏が先行する

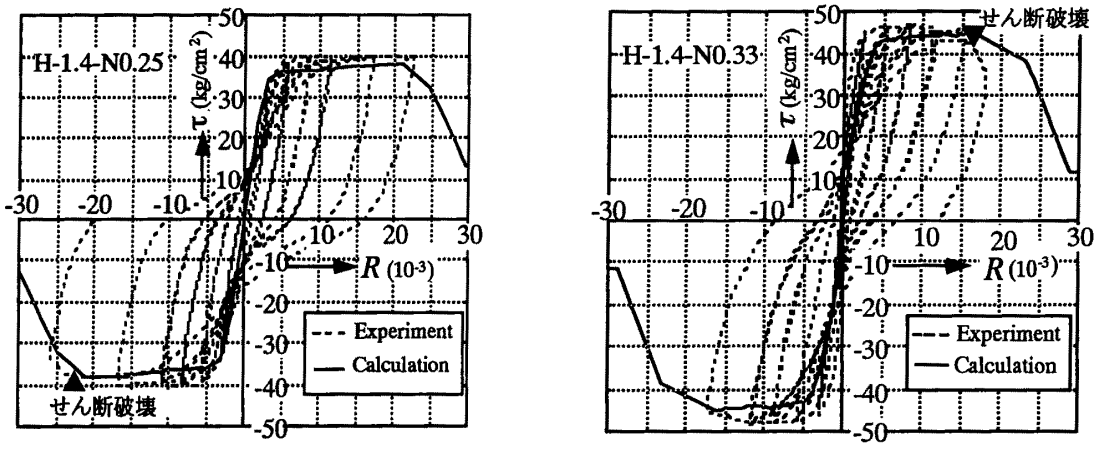

図-4 曲げ降伏後せん断破壊を起こした耐震壁[7]の平均せん断応力度τと層間変形角Rとの関係

NII-Electronic Library Service

ように計画されたものである。曲げ降伏先行後水平力を維持しながら水平変形の増大に耐えたが、Rが0.015を超えると壁板および側柱がせん断破壊を起こし、水平力が急激に低下し（図中の▼印）、鉛直荷重とともに水平荷重の支持能力が低下した。図中には、本論で提案した解析結果を実線で示す。いずれもせん断破壊が生じて水平力が低下する点をほぼ予測していることがわかる。

図-5に、水平断面図心位置での耐震壁1階頂部の伸びを階高で除した1階部分の鉛直方向平均ひずみε_vと層間変形角Rとの関係を示す。Rの増大とともにε_vが増大している（鉛直方向に伸びている）が、壁板および側柱のせん断破壊が生じるとε_vが低下している（鉛直方向に縮んでいる）。図中に、解析結果を実線で示す。実験結果とほぼ同じ傾向を示していることがわかる。

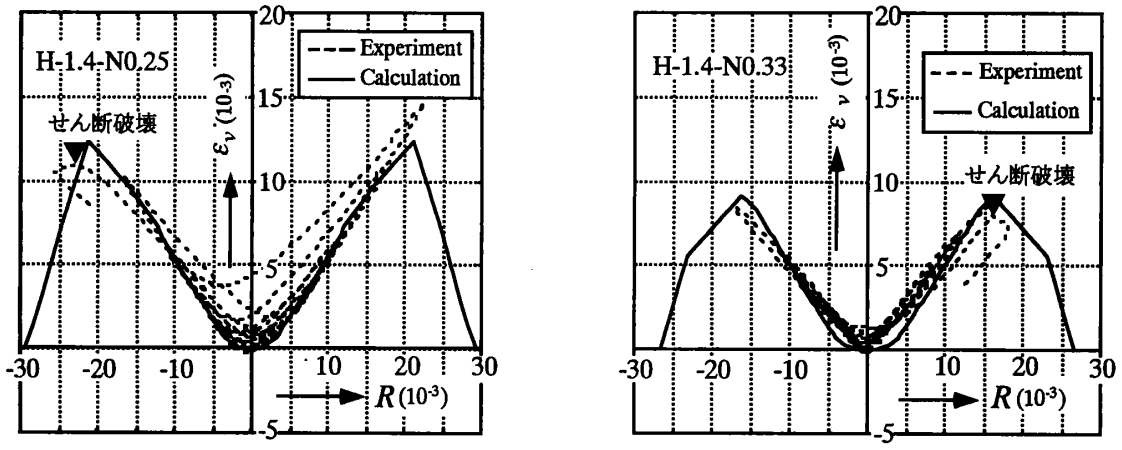

図-5曲げ降伏後せん断破壊を起こした耐震壁［7］の鉛直方向平均ひずみε_vと層間変形角Rとの関係

4．曲げ降伏強度と靭性率との関係および終局時変形

降伏時変形および終局時変形を求めるため、以下の仮定を新たに用いる。

1）曲げ降伏が先行した実験より得られた脚部ひずみの計測結果［8］、［9］に基づき、曲げ降伏以後終局時までの脚部の中立軸位置は、図-6に示すように、圧縮側柱と壁板との境界線とする。

2）曲げ降伏以後終局時までの対角線圧縮方向ひずみε_dは、コンクリート圧縮応力ピーク時のひずみε_{cu}とする。

3）曲げ降伏時の脚部の引張側柱中心位置の引張ひずみは、図-7に示すように、側柱主筋の降伏ひずみε_{yg}とする。

上記の仮定を用いると、曲げ降伏時の層間変形角R_yは（5）式で与えられる。

$$R_y = R_{fy} + R_{s1y} + R_{s2y} = \frac{1}{6}(3-h_1)\phi_y h + \varepsilon_{vy}\tan\theta + (\cot\theta + \tan\theta)\varepsilon_{cu} \qquad (5)$$

ここで、

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_{yg}}{l_w + \frac{D_c}{2}}$$

$$\varepsilon_{vy} = \frac{1}{4}(2-h_1)\phi_y l_w$$

ε_{yg}：引張側柱主筋降伏ひずみ

l_w：壁板内法長さ

NII-Electronic Library Service

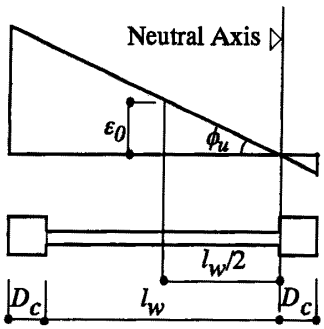

図 - 6　曲げ降伏以降の脚部中立軸位置

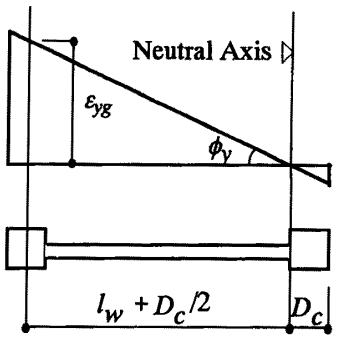

図 - 7　曲げ降伏時の脚部水平断面のひずみ

曲げ降伏後せん断破壊を起こすときの終局時の層間変形角 R_u は、以下のように求める。
曲げ降伏による水平耐力とせん断破壊耐力が等しくなるときのコンクリート有効係数を ν_f とし、上記の仮定を用いると、（3）式の第2項は ε_{cu} と同じ値なので、（3）式および（4）式より、せん断破壊を起こす終局時の耐震壁水平断面図心位置の鉛直方向平均ひずみ ε_{vu} が、（6）式のように求められる。

$$\varepsilon_{vu} = \frac{\frac{\varepsilon_{cu}}{0.34}\left(\frac{1}{\nu_f} - 0.8\right) - \varepsilon_{cu}}{2\sin^2\theta} \qquad (6)$$

（6）式の ε_{vu} を用いると、終局時の層間変形角 R_u が、（7）式で与えられる。

$$R_u = R_{fu} + R_{s1u} + R_{s2u} = \frac{2(3-h_1)\varepsilon_{vu}h}{3(2-h_1)l_w} + \varepsilon_{vu}\tan\theta + (\cot\theta + \tan\theta)\varepsilon_{cu} \qquad (7)$$

（7）式で求めた終局時の変形計算値 ${}_{cal}R_u$ と実験値 ${}_{ex}R_u$ との関係を図 - 8 に示す。${}_{ex}R_u$ は、変位漸増中に荷重変形曲線の急激な降下が発生したときの R とした。採用した実験資料は、文献 [10] で採用された試験体のうち、コンクリート圧縮強度がおよそ 400kgf/cm^2 以下のものについて、曲げ降伏後せん断破壊を起こした破壊モードに該当する資料を選択した。表 - 1 に採用した実験資料一覧を示す。（6）式の ν_f の算定にあたって、曲げ降伏による水平耐力 Q_{fu} として、実験より得られた水平最大耐力 Q_u を用い、ε_{cu} の値は、0.002 とした。また、連層耐震壁の頂部に水平力を載荷したものは、1層壁として取り扱った。図 - 8 によれば、多少ばらつきは大きいが、およそ予測可能な範囲にあるものと考えられる。

図 - 9 に、日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の18条に示されている耐震壁の計算例に関し、せん断スパン比 $M/Ql = 1.5$ の場合について、曲げ降伏後せん断破壊を起こすときのせ

表 - 1　終局時変形解析用実験資料一覧

文献	著者	数	文献	著者	数	文献	著者	数	文献	著者	数	文献	著者	数
1) -7)	小野他	12	8)	東端他	6	9)	牧田他	2	10)	片桐他	1	11) -13)	高木他	12

文献：1）AIJ 大会、pp.1179-1180, 1975.10.　2）AIJ 大会、pp.1601-1602, 1976.10.　3）AIJ 大会、pp.1631-1632, 1977.10.　4）AIJ 大会、pp.1633-1634, 1977.10.　5）AIJ 大会、pp.1645-1646, 1977.10.　6）AIJ 大会、pp.1609-1610, 1978.9.　7）AIJ 大会、pp.1623-1610, 1980.9.　8）AIJ 大会、pp.1189-1192, 1975.10.　9）AIJ 大会、pp.569-570, 1990.10.　10）AIJ 大会、pp.579-580, 1990.10.　11）AIJ 大会、pp.2017-2018, 1983.9.　12）AIJ 大会、pp.2019-2020, 1983.9.　13）AIJ 大会、pp.1829-1830, 1984.10.

NII-Electronic Library Service

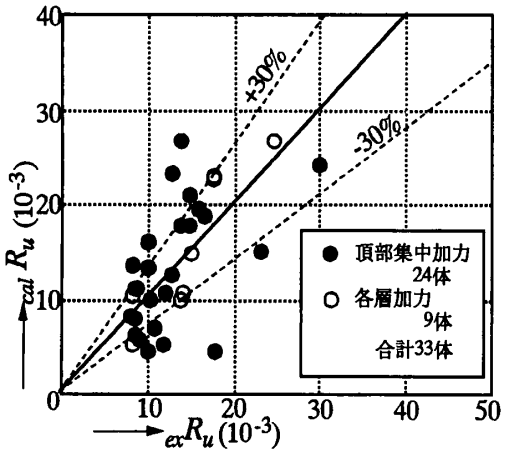

図-8　終局時変形実験値$_{ex}R_u$と計算値$_{cal}R_u$との関係

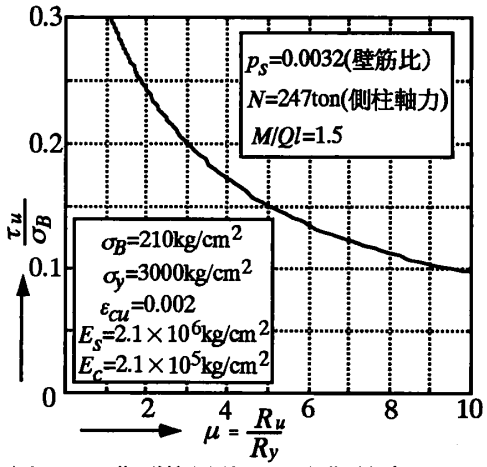

図-9　曲げ終局強度τ_uと靭性率μとの関係

ん断終局強度τ_uのコンクリート圧縮強度σ_Bに対する比τ_u/σ_Bと、終局時の層間変形角R_uの降伏時の層間変形角R_yに対する比（ここでは、、靭性率μと定義する）$\mu=R_u/R_y$との関係を示す。図によれば、曲げ降伏後の靭性を期待するためには、コンクリート圧縮強度に対する曲げ降伏時のせん断応力度の比率をあまり高くしないようにする必要があるとの実験結果による指摘と同じ傾向を示している。

5．結論

本論で提案した曲げ降伏後せん断破壊を起こすＲＣ造耐震壁の荷重変形解析モデルによれば、解析で求めた荷重変形曲線は、実験で得られた曲線とほぼ一致し、既往の実験資料で得られたせん断破壊が生じる終局時の変形をおよそ予測できることがわかった。また、一般に実験で指摘されている傾向と同様、曲げ破壊による終局せん断強度のコンクリート圧縮強度に対する比が小さくなるほど靭性率が大きくなる傾向があることが認められた。

[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、pp.122-134, 1989.
2）鈴木紀雄・井上範夫：線材モデルによるＲＣ耐震壁の荷重-変形解析、JCI年次論文報告集、Vol.11, No.2, pp.555-560, 1989.
3）塩原等：コンクリートの有効強度低減を考慮する鉄筋コンクリート耐震壁の簡単な荷重-変形解析、JCIコロキウム「ＲＣ構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集、pp.1-8, 1989.10.
4）白石一郎・菅原正晴・狩野芳一：曲げ降伏先行型耐震壁の復元力特性に関する解析的研究、その１、その２、AIJ大会学術講演梗概集（東北）Ｃ構造Ⅱ、pp.389-392, 1991.9.
5）江崎文也：曲げ降伏が先行するＲＣ耐震壁の荷重変形解析、JCI年次論文報告集、Vol.17, No.2, pp.547-552, 1995.
6）Vecchio, F. J. and Collins, M. P. ：The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, pp.219-231, March-April 1986.
7）江崎文也：曲げ挙動が卓越する耐震壁の靭性に及ぼす鋼管の補強効果、JCI年次論文報告集、Vol.16, No.2, pp.1325-1330, 1994.
8）松本和行・金本清臣・壁谷澤寿海：高強度材料を用いた曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性、その２、 AIJ大会学術講演梗概集（中国）Ｃ構造Ⅱ、pp.609-610, 1990.10.
9）江崎文也：せん断型および曲げ型変形を受ける耐震壁の靭性改善のための補強法に関する実験的研究、その１、AIJ九州支部研究報告、第33号1（構造系）、pp.209-212, 1992.3.
10）日本建築学会鉄筋コンクリート構造運営委員会・靭性設計小委員会：靭性設計小委員会報告書（終局強度型耐震設計法に関する最新の研究成果）面材ＷＧ報告書、pp.19-88, 1992.8.

NII-Electronic Library Service