

論文

[2195] 高強度コンクリート (Fc600) を用いた耐震壁の力学性状

長嶋 俊雄*1 麻生 直木*2 菅野 俊介*3

1.はじめに

高強度コンクリート (Fc=600kgf/cm²) を用いた鉄筋コンクリート造耐震壁の強度、変形性能を把握するため、実験変数を 壁補強筋量とシアスパン比とした試験体 3体による 静加力実験を行った。さらに、既往の実験結果 (文献 [4~8]) を含め、文献 [2] による せん断設計式の高強度コンクリート耐震壁への適用性の検討を行った。

2.実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体形状および配筋を図-1に示す。試験体は実規模の約1/4縮尺モデル3体で、連層耐震壁最下層3層1スパンを模擬した試験体No.1,2を曲げ降伏先行型 (シアスパン比1.8)とし、最下層1層1スパンを模擬した試験体No.3をせん断破壊型 (シアスパン比1.2)として計画した。各部の断面は、全試験体とも柱断面 20×20cm、1層壁厚8.5cm、壁補強筋量は試験体No.1,3でPs=1.2%、試験体No.2でPs=1.7%とした。試験体No.1,2は梁型を設け、2層 壁厚6.0cmとした。軸力(N)は、文献 [2] に示される設計用軸力の上限界値を作用させることとし、

$$N = A_{core} \cdot \sigma_B - A_s \cdot \sigma_y$$

(A_{core}: 圧縮側柱コアの断面積
A_s: 壁縦筋断面積、σ_B: コンクリート強度、σ_y: 壁縦筋降伏点)より試験体No.1について求め、加力装置を含め N=146 (tf) とし、全試験体共通とした。

表-1 試験体一覧

試験体名	せん断スパン比	コンクリート強度 (kgf/cm ²)	軸力 (tf)	側柱			1層壁					
				形状 b×D (mm)	主筋 SD345	帯筋 KSS80	中子筋 KSS80	壁厚 t (mm)	内法長さ (mm)	内法高さ (mm)	壁筋 SD295	
No.1	1.8	636	146	200 × 200	12-D13	2-5 φ	2-5 φ	85	1500	1170	D6@65 φ'φ'ル Ps=	1.16%
No.2											D6@45 φ'φ'ル Ps=	1.67%
No.3	1.2										D6@65 φ'φ'ル Ps=	1.16%
No.1	2層梁			2層壁			3層梁		3層壁			
	形状 b×D (mm)	主筋 SD345	筋筋 KSS80	壁厚 t (mm)	内法長さ (mm)	内法高さ (mm)	壁筋 SD295	形状 b×D (mm)	主筋 SD345	筋筋 KSS80	壁厚 t (mm)	
No.1	140 × 330	3-D13 Pg=0.55%	2-5 φ Pw=0.43%	60	1500	530	D6@65 φ'φ'ル Ps=1.64%	140 × 195	3-D13 Pg=0.93%	2-5 φ Pw=0.43%	85	

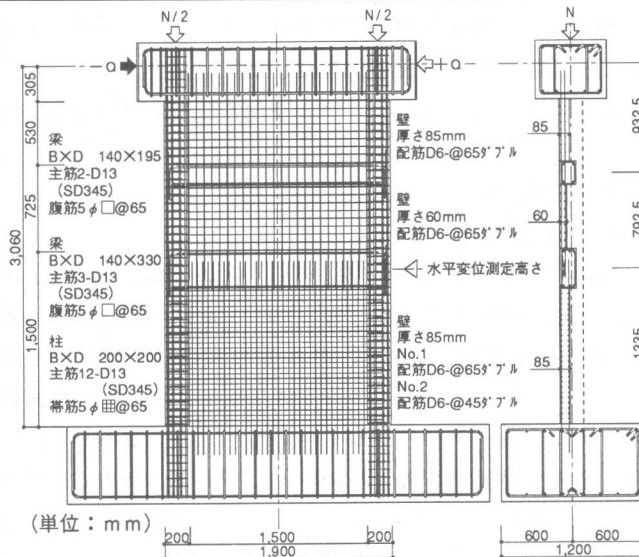


図-1 試験体形状および配筋 (試験体No.1, No.2)

*1 竹中工務店技術研究所 主任研究員 (正会員)
*2 同 研究員 (正会員) *3 同 主席研究員 工博 (正会員)

2.2 使用材料

コンクリートの調合を表-2に、コンクリート、鉄筋材料試験結果を、表-3に示す。コンクリートの調合は、実験時の圧縮強度が600kgf/cm²級となるように計画した。

柱、梁の主筋にはSD345, D13を、柱帯筋、梁肋筋には8000kgf/cm²級、5φ(突き合わせ溶接された)閉鎖型、壁筋にはSD295, D6を使用した。

2.3 加力・測定

加力方法を図-2に示す。水平力は2台のオイルジャッキにより、試験体頂部に繰返し載荷した。

軸力は加力治具を含めて合計146tfとし、PC鋼棒を介して両側の柱に、オイルジャッキにより均等(各柱73tf)に与え、試験中一定に維持した。載荷履歴は変位漸増型で、1層高さ(h=1335mm)における壁の変形角で制御し1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67で各2回繰返し履歴を与えた。

測定は、試験体各層高さにおける水平変位、両側柱の軸方向変位、耐震壁の対角方向の変形、柱筋、壁筋、帯筋の歪みを測定した。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

最終時の破壊状況を図-3に示す。試験体No.1, No.2はほとんど同じ破壊経過を示した。R=1/400の加力サイクル(第1サイクル)で、引張側柱の曲げひび割れ、壁の曲げせん断およびせん断ひび割れが生じ、その後圧縮側柱主筋の圧縮降伏、引張側柱主筋の引張降伏が生じた。R=1/200の加力サイクル(第3サイクル)で、壁脚部の縦筋の引張降伏、圧縮側柱脚部かぶりコンクリートの圧壊が前後して生じた。試験体No.1はR=+1/77で正側最大耐力(93.1tf)に達し、壁板圧縮側下部に圧壊の兆しが見え、耐力が若干低下した。R=-1/78で負側最大耐力(99.9tf)に達し、壁板下部に圧壊が生じて耐力が低下しはじめ、R=-1/71で壁板下部の圧壊が進み、耐力が大幅に低下し壁板下部が破壊した。試験体No.2はR=+1/69で正側最大耐力(94.4tf)に達し、壁板圧縮側下部に圧壊が生じ、耐力が若干低下した。R=-1/76で負側最大耐力(100.7tf)に達し、壁板下部に圧壊が生じ、耐力が若干低下した。その後の正側加力時

表-2 コンクリートの調合

設計基準強度 F _c (kgf/cm ²)	水灰比 W/C (%)	スランプ S.L. (cm)	空気量 (%)	細骨材率 s/a (%)	単位水量 W (kgf/m ³)	単位量 (kgf/m ³)			
						C	S	G	Ad. (混和剤)
600	35	21	3.0	44.5	170	486	746	969	7.78

C:セメント S:砂 G:砂利

表-3 材料試験結果

種別	径	降伏点 σ _y (kgf/cm ²)	引張強さ σ _t (kgf/cm ²)	ヤング係数 E _s (×10 ⁴ kgf/cm ²)	降伏ひずみ ε _y (×10 ⁻⁴)	伸び (%)	
		コンクリート	養生法	材令 (日)	圧縮強度 σ _B (kgf/cm ²)	ヤング係数 E _c (×10 ⁴ kgf/cm ²)	割裂強度 c σ _t (kgf/cm ²)
鉄筋	柱・梁主筋	D13	3670	5390	1.99	1900	24.6
	柱帯筋	5φ	9420	10270	2.19	-	14.3
	梁肋筋	D6	4210	5170	2.09	2040	26.0
コンクリート	封緘	24	636	3.64	37.1		

注) 値は、各々3本の平均を示す。

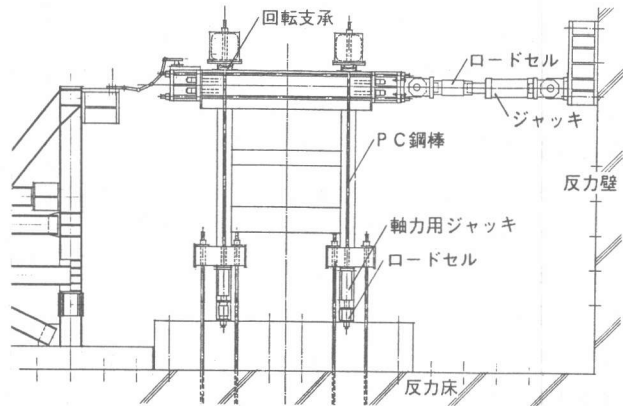


図-2 加力方法

に壁板下部の圧壊が進み、耐力が大幅に低下し、壁板下部が破壊した。

試験体No.1, No.2では、壁横筋の引張降伏は最大耐力時近くで生じた。また、側柱は、かぶりコンクリートの破壊が見られるが、軸力は保持された。

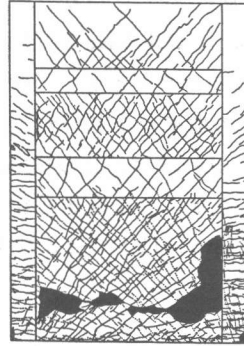
試験体No.3は、 $R=1/400$ の加力サイクルまではNo.1,2試験体と同様な性状であったが、壁脚部の縦筋が引張降伏した。 $R=1/200$ の加力サイクルで、圧縮側柱脚部かぶりコンクリートの圧壊、壁横筋が引張降伏した。 $R= \pm 1/133$ (第5サイクル)で最大耐力(正側131.8tf 負側131.4 tf)に達した。 $R=+1/107$ で壁板下部に圧壊が生じ、耐力が大幅に低下した。その後、負側に加力した時、壁板下部の圧壊および圧縮側柱のせん断圧縮破壊が生じ、耐力が大幅に低下し破壊した。軸力は保持できなかった。

3.2 荷重-変形関係

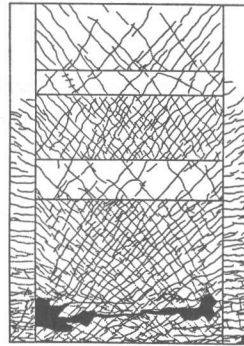
荷重(壁せん断力)と最下層壁水平変形角の関係を図-4~図-6に示す。試験体No.1,2は $R=1/100$ 、試験体No.3は $R=1/133$ の繰返しまでは、安定した復元力特性が得られた。試験体No.3では、同一変形角での繰返しによる耐力低下がNo.1,2試験体に比べ若干大きかった。限界変形角 R_u (急激に耐力が低下した変形角、又は、最大耐力の80%の耐力を保持できる水平変位の変形角で定義)は試験No.1, No.2で $R_u=1/67$ 、試験体No.3で $1/107$ であった。

3.3 曲率分布

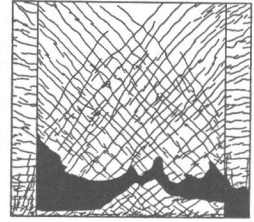
曲率は高さ方向に9分割して測定した柱の軸変形から平面保持を仮定して算定した。曲率分布を図-7に示す。各試験体共、 $R=1/133$ までは下層部から上層部にかけてなだらかに



試験体No.1



試験体No.2



試験体No.3

図-3 最終破壊状況

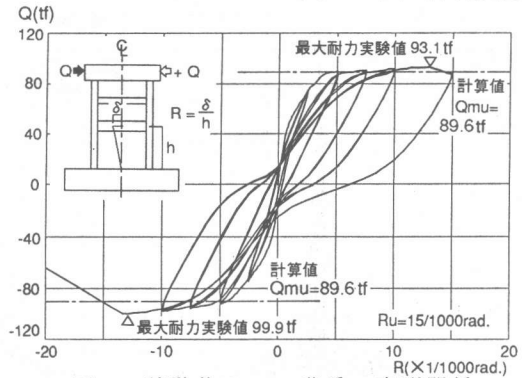


図-4 試験体No.1 荷重-変形関係

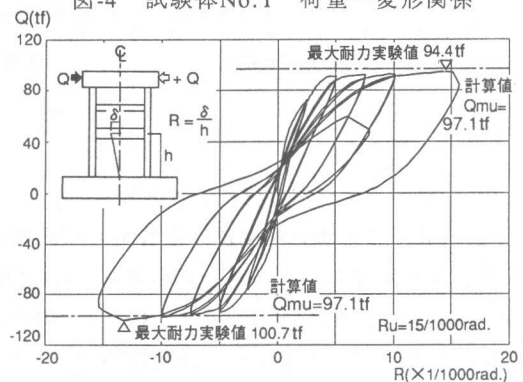


図-5 試験体No.2 荷重-変形関係

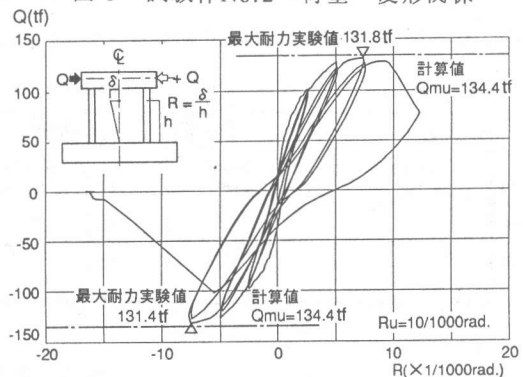


図-6 試験体No.3 荷重-変形関係

減少する。R=1/133以降、試験体No.1では、1層中間部（ベースから0.3~0.8mの高さ）で下層部（0.05~0.30mの高さ）より若干高い値を示した。試験体No.2では、他の試験体に比べ脚部（0.00~0.05mの高さ）での曲率が、他の試験体ほど増大せず、下層部から上層にかけてなだらかに減少した。試験体No.3では、1層中間部での曲率が小さいが、脚部での増加が大きく、No.2 試験体と同様の値を示した。各試験体のヒンジ領域は、試験体No.1,2で脚部から1.0mの高さ、試験体No.3で脚部から0.7mの高さと見なせ、各試験体とも、耐震壁水平長さより短く、1層壁高さ（1層高さ：1.5m、2層高さ：0.725m）以下でせん断スパン(M/Q)の1/3の高さとなった。

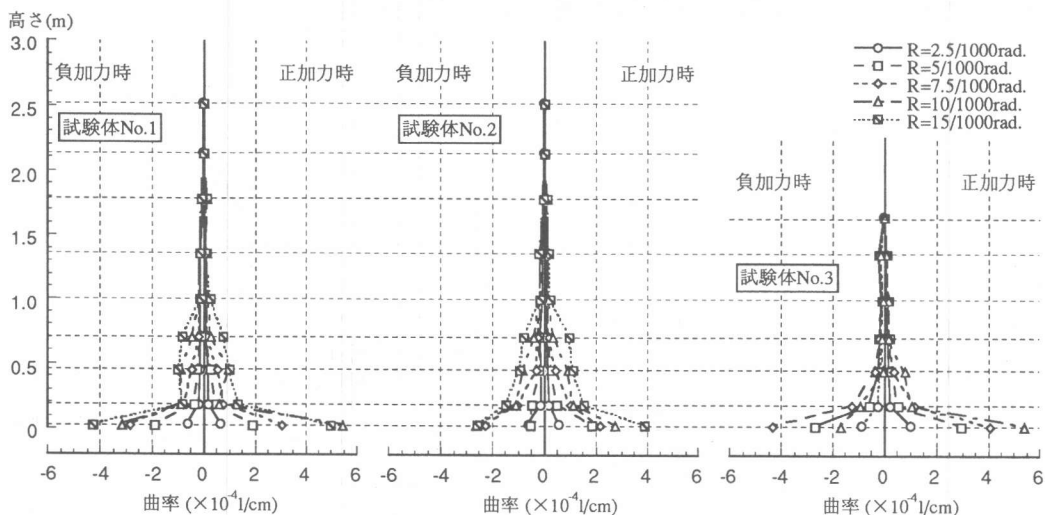


図-7 曲率分布

3.4 変形成分（曲げ変形、せん断変形）

柱の1層部分の軸方向変位から算出した曲率による変形を曲げ変形とし、その他の変形をせん断変形と定義し、各繰返し変形角時における全体変形に対する曲げ、せん断変形の比率を図-8に示す。試験体No.1,2では、曲げ変形がR=1/133以降全体変形のほぼ60%で一定になった。限界変形時のせん断変形は、試験体No.1で1/156rad、試験体No.2で1/155radで、これ以後壁の破壊が始まっている。試験体No.3は、曲げ変形がR=1/400以降全体変形のほぼ50%で一定になる。壁破壊直前のせん断変形は、1/171radで、これ以後壁の破壊が始まった。

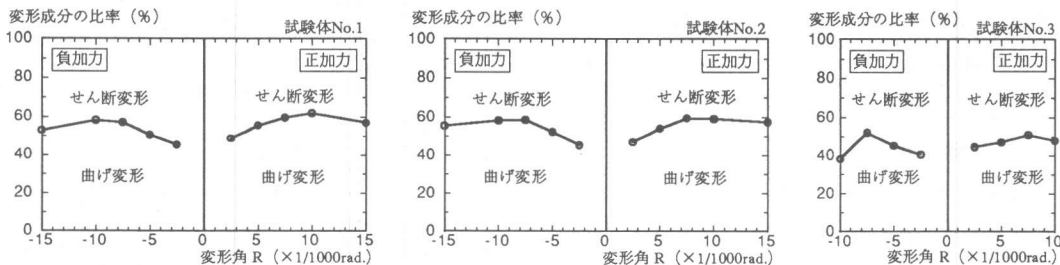


図-8 変形成分比

4. 実験結果の検討

1) 最大耐力実験値と文献 [1] による曲げ終局耐力の略算値、及び、文献 [2] によるせん断強度式のトラス機構におけるコンクリート圧縮束の角度を $\cot \phi = 1.0$ および $\cot \phi = 1.5$ とした場合の計算値を、表-4 に示す。なお、コンクリート有効強度係数(ν_0)に関しては、CEB 1987年改訂案 [3] より $\nu_0 = 3.68 \sigma_B^{0.667} / \sigma_B$ とし、保証変形角 R_u は、実験結果より試験体No.1, 2で $R_u = 1/67$ 、試験体No.3は曲げ降伏が先行したため、 $R_u = 1/100$ とした。No.1, No.2 試験体の最大耐力実験値は、曲げ耐力計算値を上回り、また曲げ耐力計算値との対応も良い。No.3 試験体は曲げ降伏が先行し、その最大耐力実験値は、曲げ耐力計算値の98%、せん断耐力計算値の96% となり、計算値を若干下回ったが、計算値と実験値は対応している。さらに、強度計算値と最大強度実験値の対応を見るため、最大強度実験値とせん断強度($\nu = \nu_0$) 計算値の曲げ強度計算値に対する比で、強度計算値と実験値の比較を行ない、図-9 に示す。これには、既往の高強度コンクリート耐震壁の実験結果 文献 [4~8] も含めた。壁補強筋量の多い試験体3体 ($P_s \cdot \sigma_{sy} > 80 \text{kgf/cm}^2$)で、実験値がせん断強度計算値を下回り、作用軸力 [$N = 2 \times (A_{core} \cdot \sigma_B - A_s \cdot \sigma_{yu})$] の過大な2体で、実験値が曲げ強度計算値を下回ったが、その他の試験体の強度計算値は、実験値とよい対応を示している。

表-4 実験値と計算値の比較

試験体名	実験値 最大耐力 (tf)	計算値			
		曲げ耐力		$\cot \phi = 1.5$ せん断耐力 (tf)	$\cot \phi = 1.0$ せん断耐力 (tf)
		Q_{mu} (tf) (実験値/ Q_{mu})	$Q_{su} \phi = 1.5$ (実験値/ Q_{su})	$Q_{su} \phi = 1.0$ (実験値/ Q_{su})	
No.1	99.1	89.6 (1.11)	119.4 (0.83)	94.0 (1.05)	* 最大耐力実験値は負加力時の値を示す * Q_{mu} : 文献 [1] による略算値 * $Q_{su} \phi = 1.5$ せん断耐力 : 文献 [2] による $\cot \phi = 1.5$ の時の計算値 * $Q_{su} \phi = 1.0$ せん断耐力 : 文献 [2] による $\cot \phi = 1.0$ の時の計算値
No.2	100.7	97.1 (1.04)	122.4 (0.82)	119.0 (0.85)	
No.3	131.4	134.4 (0.98)	136.9 (0.96)	116.9 (1.12)	

2) 文献[2]により定められた保証変形角 R_u に対する、降伏ヒンジ領域のコンクリート有効強度低減式の適用性の検討のため、限界変形角とコンクリート強度有効係数の比 (ν_m / ν_0 , ν_m : 計算曲げ耐力時のせん断力に等しい計算せん断強度を与えるコンクリート有効強度係数) の関係を、図-10に示す。 ν_m / ν_0 が小さいほど限界変形角 R_u が大きく、 ν_m / ν_0 と R_u の関係は、文献 [2] のコンクリート強度有効係数低減式とほぼ対応する。指針の低減式は ν_m / ν_0 の値を、若干大きめに評価する例が見られるが、本論文の ν_0 (CEB改訂案による) が指針 ν_0 より大きいためとも考えられるので、さらに検討を要する。

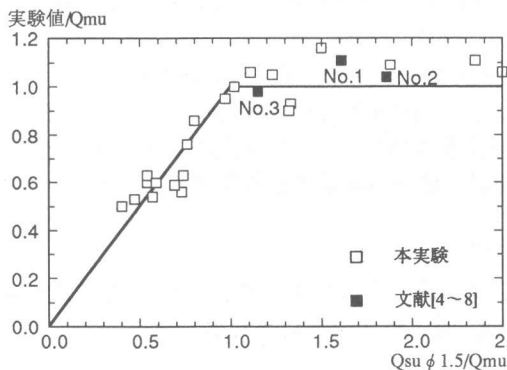


図-9 強度計算値と実験値の比較

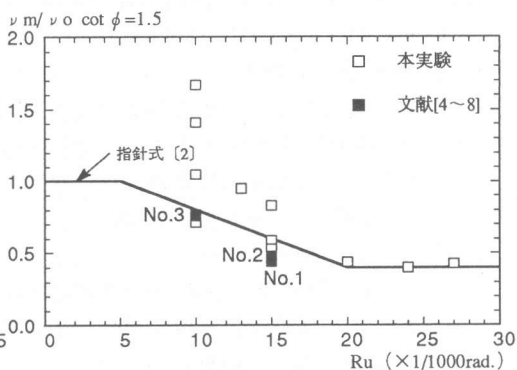


図-10 限界変形角とコンクリート強度有効係数の比の関係

3) 試験体No.1,2において、壁補強筋量 ($P_s \cdot \sigma_{sy}$)の違いによる変形性能の改善が見られなかった。これは、図-11の強度計算値と保証変形角の関係が示すように、試験体 No.1, 2で1/67rad.以降、せん断強度式中の $P_s \sigma_{sy}$ 項がコンクリート有効圧縮強度から決まる上限値に達し、壁補強筋量の違いによる強度の差が現れなかったためと考えられる。

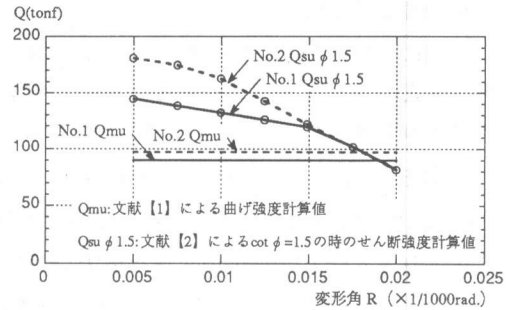


図-11 強度計算値と保証変形角関係

5.まとめ

- 1) 試験体は3体とも曲げ降伏が先行し、壁板下部の圧壊により破壊が生じた。限界変形角は試験体No.1,2で $R_u=1/67$ 、試験体No.3で $R_u=1/107$ であった。
- 2) 限界変形角時の壁せん断変形角は、試験体No.1,2で1/155rad.、試験体No.3で1/171rad.でこれ以後破壊が始まった。
- 3) 試験体No.1,2において、壁補強筋比の違いによる変形性能の改善が見られなかった。これは、トラス機構のコンクリート圧縮ストラットの破壊により耐力が決った事によるものと考えられる。
- 4) 脚部ヒンジ領域の長さは、各試験体ともせん断スパン (M/Q)の1/3で、壁水平長さ以下であった。
- 5) 既往の実験結果も含めて検討した結果、高強度コンクリート耐震壁の耐力実験値は、曲げ終局強度略算式、 $\cot \phi=1.5$ 、 $\nu_m=3.68 \sigma_B^{0.67} / \sigma_B$ としたせん断強度式と良く対応した。
- 6) ν_m / ν_0 が小さいほど限界変形角 R_u が大きい。 ν_m / ν_0 と R_u の関係は、文献[2]によるコンクリート強度有効係数低減式とほぼ対応するが、指針式は、若干大きめに評価する例が見られる。

[参考文献]

- [1] 日本建築学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」
- [2] 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)」
- [3] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON:CEB-FIP MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES,1978
- [4] 菅野 他「高強度コンクリート耐震壁の強度と変形性能に関する実験的研究」日本建築学会大会学術講演梗概集 構造II, 1991年9月, pp.437-438
- [5] (財)国土開発技術研究センター「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 平成元年度 構造性能分科会報告書」, 平成2年3月, pp.4-6-1~4-6-17
- [6] 同 上, pp.4-7-1~4-7-13
- [7] (財)国土開発技術研究センター「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3年度 構造性能分科会報告書」, 平成4年3月, pp.4-8-1~4-8-13
- [8] 同 上, pp.4-9-1~4-9-14