

論文

[2142] シアスパン比の大きい高強度鉄筋コンクリート耐震壁の
静加力実験

正会員 ○松本 和行 (横浜国立大学大学院)
正会員 壁谷澤 寿海 (横浜国立大学建設学科)
正会員 倉本 洋 (横浜国立大学建設学科)

1. 序論

高強度鉄筋コンクリート造建物の実用化を目標とした建設省総合プロジェクトの一環として、一昨年度に曲げ降伏型耐震壁のパイロット実験を行った。パイロット実験では、800kg/cm²級のコンクリートと8000kg/cm²級の鉄筋を用いて、せん断スパン比をパラメータとして高強度鉄筋コンクリート造耐震壁に特有の性状を明らかにした[1]。本研究では、この結果を踏まえて、より現実的な600kg/cm²級のコンクリートと7000kg/cm²級の主筋を用いて、比較的シアスパン比の大きい4体の耐震壁の実験を行った。実験では、横補強筋比、縦筋比をパラメータとして、異なる変形レベルで壁板が圧縮破壊するように計画して、補強筋比が復元力特性(降伏点剛性、強度、靱性等)に与える影響を明らかにするとともに、せん断設計式および靱性設計の方法を検討した。

2. 実験概要

試験体一覧を表1に、試験体配筋図を図1に示す。試験体は、1/4スケールの1層1スパンの耐震壁4体(NW-3~NW-6)で、水平断面の寸法は前シリーズ(NW-1)と同様で全試験体共通である。スパン長150cm、柱寸法20×20cm、壁厚8cm、壁内法高さ300cmとした。

素材試験結果を表2に、応力度歪度関係を図2に示す。使用材料の強度は、鉄筋は規格降伏強度を柱主筋で7000kg/cm²、壁筋で8000kg/cm²、側柱の帯筋(スパイラル)で13000kg/cm²として、コンクリートの設計基準圧縮強度600kg/cm²とした。コンクリートは、水セメント比が30%として、混和材として高性能減水剤を使用している。実際の強度は、コンクリートでやや下回る場合もあるが概ね設計強度に近いものになっている。

4試験体では配筋量を変えることにより、計算上の曲げ強度およびせん断強度の比をパラメータとした。柱主筋はNW-3では12-D10、NW-4およびNW-5が16-D10、NW-6では12-D13と増やして、壁板の縦横補強筋比を、NW-3とNW-4が0.27%、NW-5とNW-6では0.53%とした。一定軸力は、NW-4とNW-5の計算曲げ終局強度をほぼ等しくすること、計算

表1 試験体一覧

試験体名	側 柱				壁 板			軸力 [tonf]
	形状 b×D [mm]	主筋 SD 70 [p _s %]	帯筋 Spiral SD130 [p _w %]	副帯筋* SD130 [p _w %]	内法高さ h _w [mm] (M/Q1 _w)	壁厚 t _w × 内法長さ Q _w ' [mm]	壁筋 SD 80 [p _s %]	
NW-3	200 × 200	12-D10[2.14]	2-φ5 @ 40 [0.49]	2-φ5 @ 40 [0.49]	3000 (2.00)	80 × 1300	D6 @150 千鳥格子 [0.27]	140
NW-4		16-D10[2.85]					160	
NW-5		12-D13[3.81]					2-D6 @150	140
NW-6							[0.53]	160

注) * 副帯筋配筋範囲: 0 ≤ h_w ≤ 1500

せん断強度の等しい試験体 (NW-3 と NW-4、NW-5 と NW-6) の曲げ強度の差を大きくすること、を意図して、NW-3、NW-5 では $N=140t$ 、NW-4、6 では $N=160t$ としてやや異なるレベルにしている。

表2 素材試験結果 [単位: kg/cm^2]

(a) コンクリート

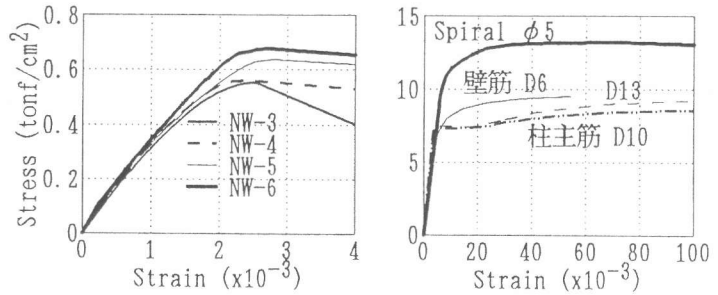
試験体名	材合(口)	圧縮強度	降伏歪	ヤング係数	割裂強度
NW-3	42	566* ¹	0.25%	3.42×10^5	34.59
NW-4	47	557* ¹ 597* ²	0.25% 0.25%	3.48×10^5	37.88
NW-5	55	615* ¹	0.26%	3.70×10^5	42.67
NW-6	74	665* ¹ 677* ²	0.27% 0.27%	3.58×10^5 3.68×10^5	45.25

cylinder size (cm) : *1=10φx20、*2=15φx30

(b) 鉄筋

補強筋	径	規格	降伏強度	降伏歪	引張強度	ヤング係数
柱主筋	D10	SD70	7272	0.36%	8568	2.0×10^6
	D13	SD70	7403	0.38%	9347	1.9×10^6
壁筋*	D6	SD70	7685	0.43%	9712	1.8×10^6
柱帯筋*	5φ	SD130	12583	0.72%	15540	1.7×10^6

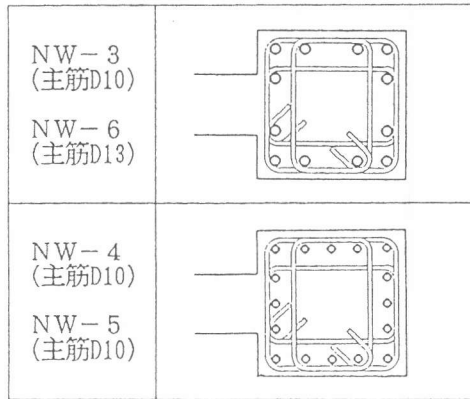
*: 0.2% オフセット



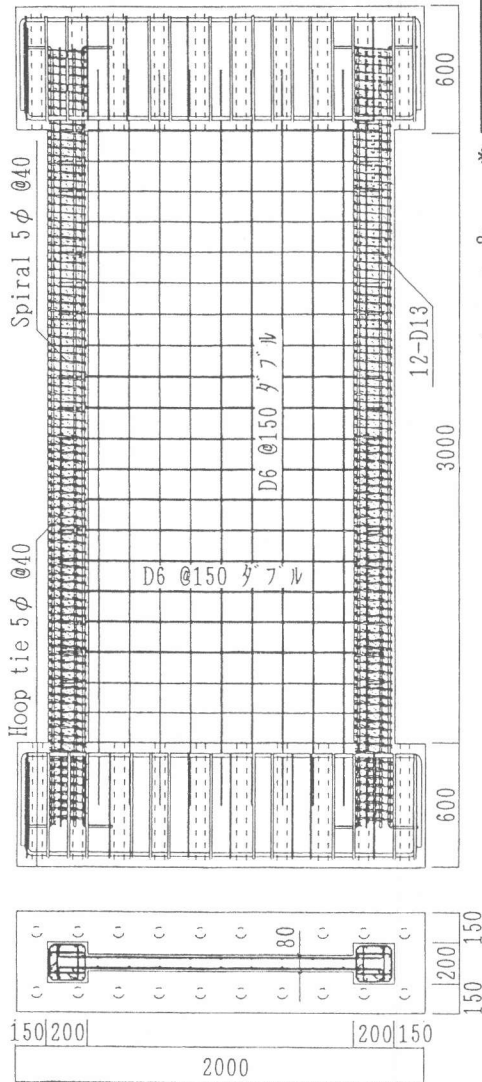
(a) コンクリート

(b) 鉄筋

図2 応力-歪の関係



側柱詳細図



Specimen NW-6

図1 試験体配筋図 [単位: mm]

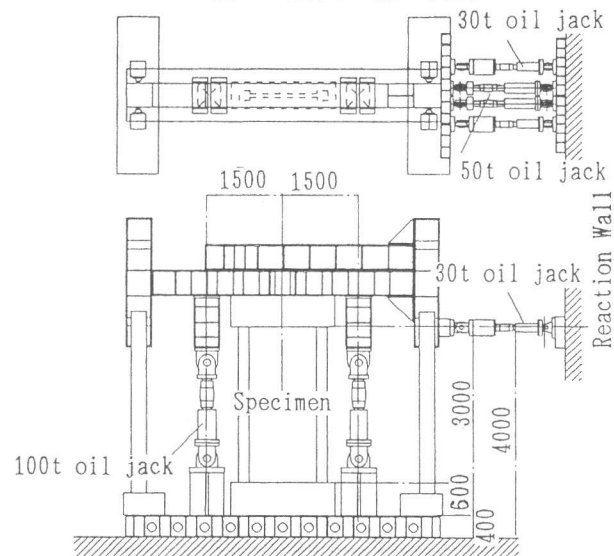


図3 加力状況図 [単位: mm]

加力状況を図3に示す。加力は、パイロット実験と同様に、試験体上部に固定された門型の鋼製加力治具を介して、両端に設置された2台の100 ton オイルジャッキにより一定軸力を与えて、各2台ずつ配置した50ton、30tonのオイルジャッキにより繰返し水平力を与えた。水平力は、試験体の上部梁下面位置としたが、上部回転変形によって作用位置が変わる（P-Δ効果）ことになるので、両端の鉛直のジャッキで微調整のモーメントを与えることによりシアスパン（ $M/Q=3000\text{mm}$ ）を一定に保った。加力は、脚部からの変形角が 2.5, 5.0, 7.5, 10.0, 15.0, 20.0（ $\times 10^{-3}$ ）で各2回繰返す変位漸増型の加力とした。

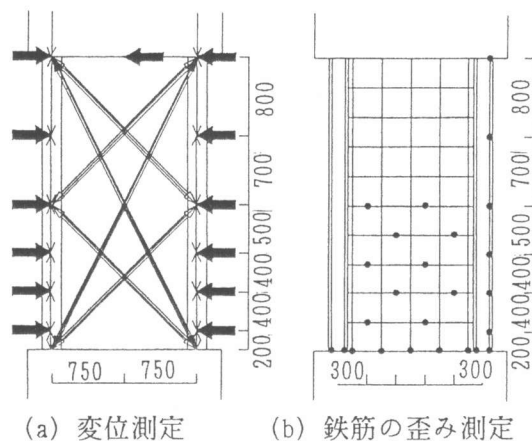


図4 測定状況

測定状況図を図4に示す。試験体上部（加力点高さ）での全体の水平変形、両側柱の鉛直変位、試験体を高さ方向に6分割した点の水平変位および柱の軸方向変形、さらに耐震壁の対角方向にも変形を測定した。鉄筋の歪は、危険断面付近を中心に柱筋、壁筋、帯筋等で測定した。

3. 実験結果

終局時の破壊状況を図5に示す。全試験体ともに変形部材角 $R=1/400$ の繰返し加力では、引張り側の側柱、壁脚部に曲げ亀裂が生じ、更に曲げせん断、せん断亀裂が、前後して生じた。変形部材角 $R=1/133$ までに曲げ、せん断亀裂が密に発生した。その後、試験体 NW-3 では、 $R=+1/100$ で、壁板の圧縮側下層部分に圧壊の兆しが見られて、 $R=1/100$ の2回目の繰返しに於いては、耐力は伸びず変位が進行した。 $R=1/100$ を過ぎた所で、壁板の圧縮側下層部分から 60° 方向に大きなせん断ひび割れが壁中央部に入り、さらに、せん断補強筋が破断して耐力が低下した。試験体 NW-4 では、 $R=1/133$ の繰返しまでに、試験体 NW-5、6 よりもせん断ひび割れの増し方が早期であった。これは、せん断補強筋の割合が両試験体に比べて低いせいである。 $R=+1/100$ では、壁板の圧壊の兆候があり、耐力の低下が若干見られた。 $R=-1/120$ では、下層

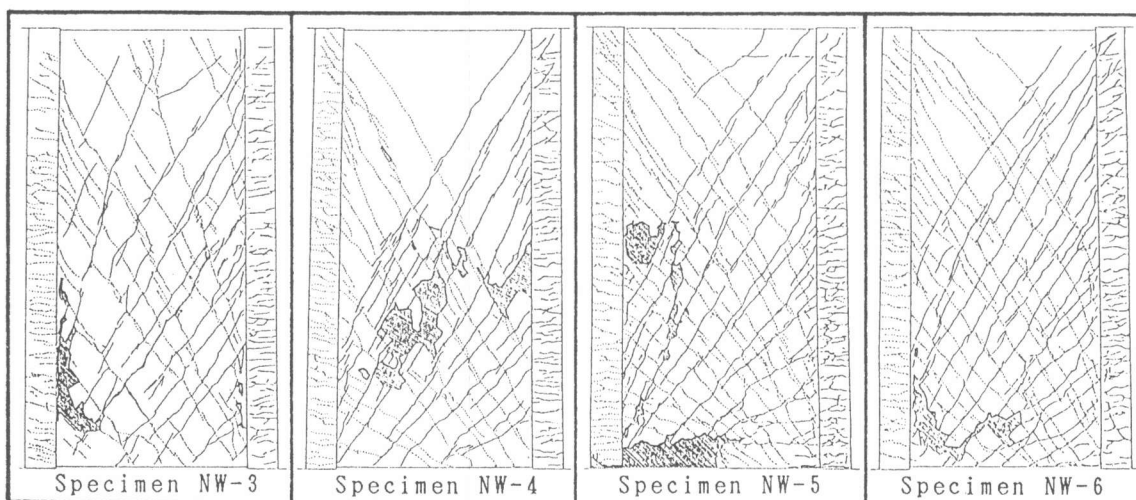


図5 終局時の破壊状況

部から2 mぐらい上の横筋が破断して、それから、壁板中央部に圧壊が始る。直後に壁中央部から上部に向かって、60°方向のせん断ひび割れ、および大幅な壁板の圧壊が見られて、耐力が低下した。壁板の圧壊は、壁板の中央部の集中した。試験体 NW-5 では、 $R=+1/67$ では、圧縮側(側柱寄り)の壁板中央部に圧壊の兆しが見られて、 $R=+1/67$ を過ぎようとした所で、壁板中央から下層に向けて壁板の圧壊により耐力が低下した。試験体 NW-6 では、 $R=+1/75$ に、壁板の圧縮側下層部分にいきなり圧壊が生じて耐力が大幅に低下した。壁板の圧壊は、壁板の下層部の集中した。終局時を通して、全試験体ともに縦筋の破断は見られなかった。また、側柱については、僅かな剥離が見られる程度で健全であった。

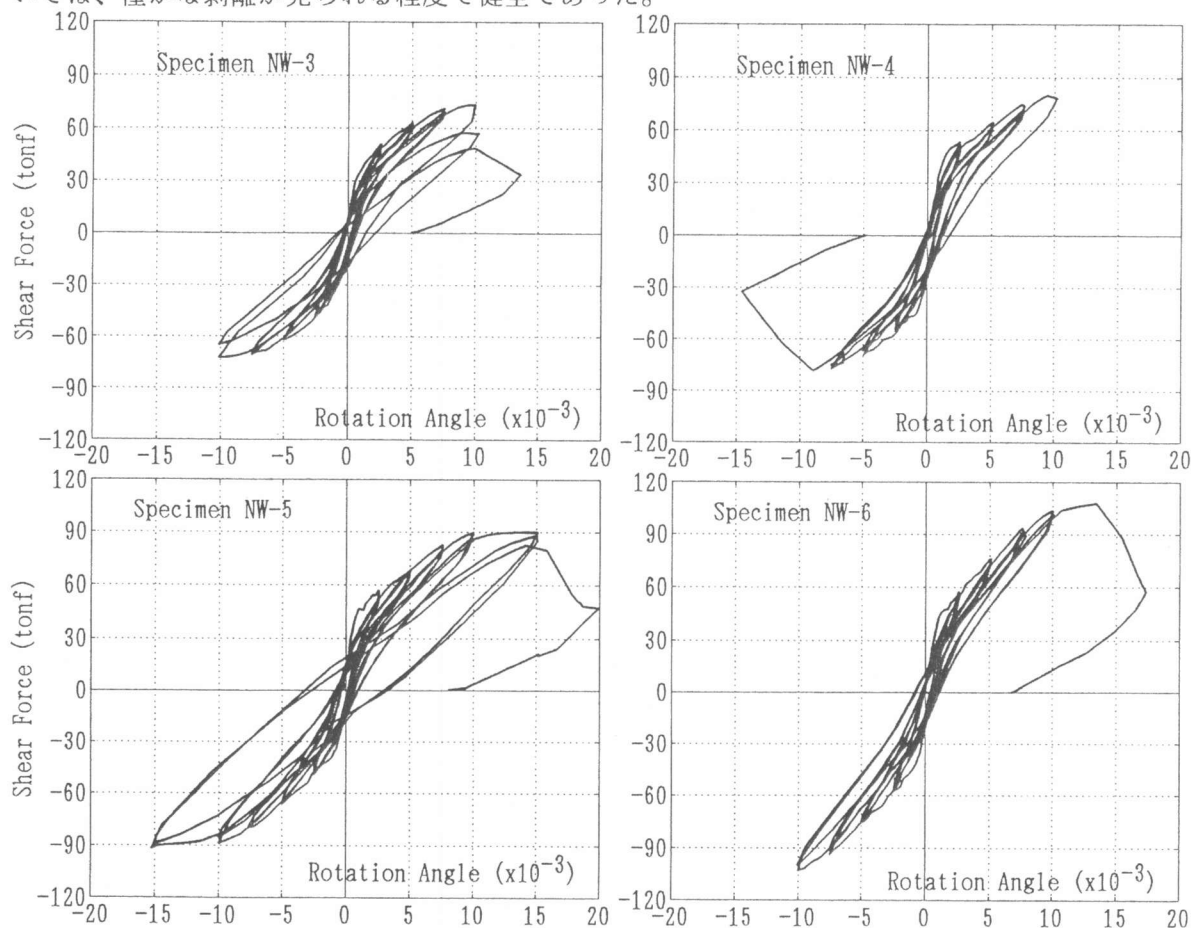


図6 せん断力と頂部水平変位の関係

せん断力と頂部水平変位の関係を図6に示す。全試験体ともに、変形部材角 $R=1/133$ の繰返しまでは、高強度材料の耐震壁特有のエネルギー吸収能力の少ない復元力特性であった。 $R=1/100$ の繰返しに於いては、試験体NW-3は、全試験体とも比べて、若干残留変形が大きい。試験体NW-5では、部材角 $R=1/67$ の繰返しまでは、安定した曲げ降伏型の復元力特性が得られた。さらに、試験体NW-4とNW-5は、モーメントレベルが計算上(終局曲げ強度 M_u)同一であるが、履歴ループを見る限りNW-4が劣っている。このことは、コンクリート強度が低い上に軸力が大きかったためである。

曲率は高さ方向に6分割して柱軸方向変形を測定して、各ブロックから算定されている。曲率分布を図7に示す。変形角 $R=1/133$ までは、NW-4を除いた試験体では、上層部から下層部にかけて、なだらかに減少するが、 $R=+1/100$ において、全試験体ともに中央の区間(高さ:1m~1.5m)が下層区間(0.2~1m)より若干値が高い。NW-4の高さ0.2~1.5m区間では、各変形角ごとの

曲率の値があまり変っていない。

柱の軸方向変形から算出された曲率による変形を曲げ変形とし、残余分をせん断変形と定義して、部材角ごとの全変形量に対するせん断変形量を図8に示す。変形量が増すごとにせん断変形も増すが、各試験体ともせん断変形量が0.005 rad.程度で、壁板圧壊が始まっている。

試験体NW-5、6のせん断力と耐震壁圧縮側の対角方向歪みの関係を図9に示す。全試験体ともに圧縮側の歪みが、0.2%を境に壁板に圧壊が始り、さらには、0.2%を越えた時点で、耐力の低下が見られた。なお、横軸の正方向が圧縮側である。

4. 実験結果の検討

実験で得られた各種強度と対応する変形を整理して表3に示す。

最大強度の実験値（壁板圧縮破壊時）をせん断強度の計算値と比較して図10に示す。曲げ強度との対応も明らかにするために、何れもの曲げ終局強度の計算値[3]に対する比で示している。また、同図には、前報[1](NW-1、2)の結果も含めた。

ここで、せん断強度式(Vu)の等価壁長さは、簡単のために全せい($l_{wa} = l_{wb} = 170\text{cm}$)として建築学会の終局強度指針式[2]を基本にした。ただし、コンクリート強度有効係数(ν_o)に関しては、CEB1987年改訂案を参照して、 $\nu_o (= 3.68 \sigma_B^{-0.67} / \sigma_B)$ とし、コンクリート圧縮束の角度を $\cot \phi = 1.5$ と仮定した。いずれも指針式より高い強度を与える危険側の仮定であるが、実験値は計算値を上回っており、以上の仮定が概ね適切であると考えられる。

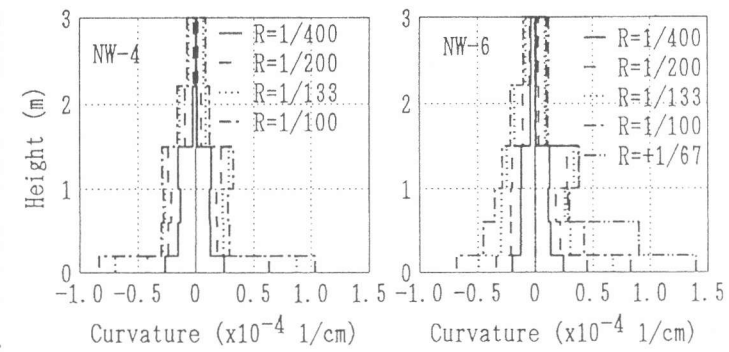


図7 曲率分布

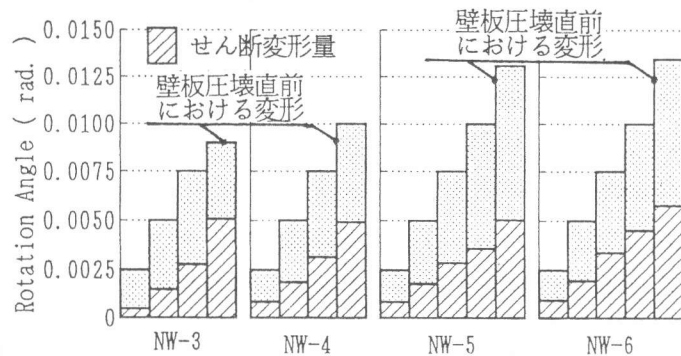


図8 全体の変形量に対するせん断変形量

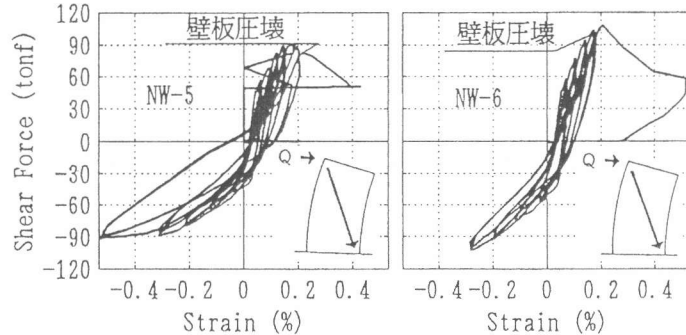


図9 せん断力と耐震壁の対角方向歪の関係

表3 各種耐力と変形

試験体名	曲げひび割れ	せん断ひび割れ	柱主筋降伏	壁縦筋降伏	最大強度
NW-3	19.5(0.27)	42.6(1.65)	64.08(5.80)	72.50(9.10)	73.20(9.9)
NW-4	25.8(0.69)	50.2(1.79)	75.60(8.40)	—	80.00(9.3)
NW-5	19.4(0.15)	46.2(0.97)	74.57(6.05)	83.80(8.38)	91.80(15.2)
NW-6	24.6(0.50)	47.7(1.73)	95.60(8.49)	103.50(9.97)	107.70(13.4)

単位: tonf, ()内: 変形部材角 (unit in $\times 10^{-3}$ rad.)

壁板の圧縮破壊に至る変形能力を以下のように検討した。まず、変形能力として繰返しによる影響も考慮するため、加力履歴における累積変形を用いた。これは、方向を区別せず、耐力が80%に低下するまでに経験した変位を累積したものであるが、最大変形との対応関係は当然加力履歴の設定の影響を受けるので、一般的な定義としてはさらに検討が必要である。この変形レベルを予測する指標として、指針[2]と同様に、曲げ強度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強度有効係数 ν_m (ν_0 に対する比)を採る。このように定義された累積変形能力と有効係数の比 (ν_m/ν_0) の関係を図11に示した。図に示すように、6体の試験体について、 ν_m/ν_0 が小さいほど変形能力が大きくなる明かな関係があり、指針と同様の考え方で靱性設計が可能になるであろうことを示している。

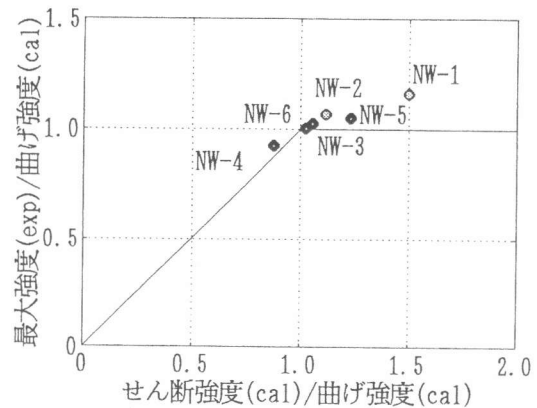


図10 終局強度における実験値および計算値

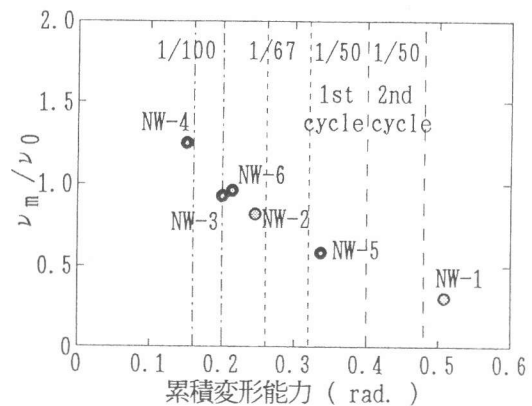


図11 有効係数比 (ν_m/ν_0) と累積変形能力の関係

5. まとめ

高強度鉄筋およびコンクリートを使用した耐震壁の静加力実験を行い、以下の結果を得た。

- (1) 本実験では、横補強筋の降伏あるいは壁板圧縮破壊によって脆性的な破壊を目標にした。NW-3では $R=1/100$ を過ぎた所でせん断補強筋破断、NW-4は $R=1/120$ で壁板の圧壊、NW-5、6は圧縮側下層部の壁板圧壊により脆性的な破壊が生じた。しかし軸力は十分に保持し安定していた。
- (2) 壁板圧縮破壊時の対角方向の圧縮歪は全試験体で共通して0.2%をやや上回る程度であり、コンクリートの最大強度時の歪に概ね対応している。
- (3) 曲げ終局強度略算式、および $\nu_0 = 3.68 \sigma_B^{0.67} / \sigma_B$ 、 $\cot \phi = 1.5$ としたせん断強度式が適用可能である。
- (4) 累積塑性変形は、曲げ強度時せん断力のせん断強度に必要なコンクリート強度有効係数との関係において、 ν_m/ν_0 が小さいほど変形能力は大きくなる。

[謝辞] 本研究は、建設省総プロNew RC (委員長青山博之東大教授、構造性能分科会面材WG主査狩野芳一明治大学教授)の一環として行なったものである。また、実験の実施にあたっては、卒論生 増尾 光彦氏、石田 博英氏の御助力を得た。ここに謝意を表す。

[参考文献] [1] 松本、壁谷澤『高強度鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形能力に関する実験的研究』コンクリート工学年次論文報告集、第12巻、1990年6月

[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年

[3] 日本建築センター『構造計算指針・同解説』1988年