

## 1. はじめに

建築物に求められる性能として、人々の生命や財産を地震などの災害から保護する安全性は特に重要である。建物に要求される安全性を確保しつつ、機能および美観をも満足するよう構造を計画することが肝要であり、これらは構造設計の趣旨である。大地震時において、柱に要求される最低限度の性能は軸方向の耐力（荷重に耐える能力）を保持出来ることであり、大きな地震を受けても鉛直方向に潰れないようにして建物の倒壊を防ぐ。従って、地震時に損傷を受けた柱部材の鉛直支持能力を評価することが重要となる。

地震時の柱の軸力保持能力は水平力との複合応力であり、複雑となる。損傷を受けた柱の多軸非線形特性を柱の終局条件と塑性論に基づき図1に示したような曲げ耐力破壊曲面からの縮小破壊曲面<sup>3)</sup>として設定出来れば耐震性能の評価を解析に取り入れる事が出来る。地震時に損傷を受けた柱の破壊曲面を柱の水平加力後の軸耐力（図1の軸耐力低減率）とせん断耐力により推定できる。損傷後の軸耐力低減率が部材パラメータにより設定できれば解析プログラムにより倒壊の解析が可能となる。本研究では、損傷を受けた柱の残存軸耐力を実験より求めて、損傷後の破壊曲面を設定する手法を検討する。

## 2. 実験計画

建物倒壊危険度を評価するため残存軸耐力実験と柱崩壊実験の2シリーズの実験を行った。残存軸耐力実験により柱破壊曲面を推定し、柱崩壊実験により破壊曲面を確かめる。

### 2.1 残存軸耐力実験

①試験体 柱は旧基準で設計された既存 RC 低層連続スパン建物の変動軸力をあまり受けない中柱

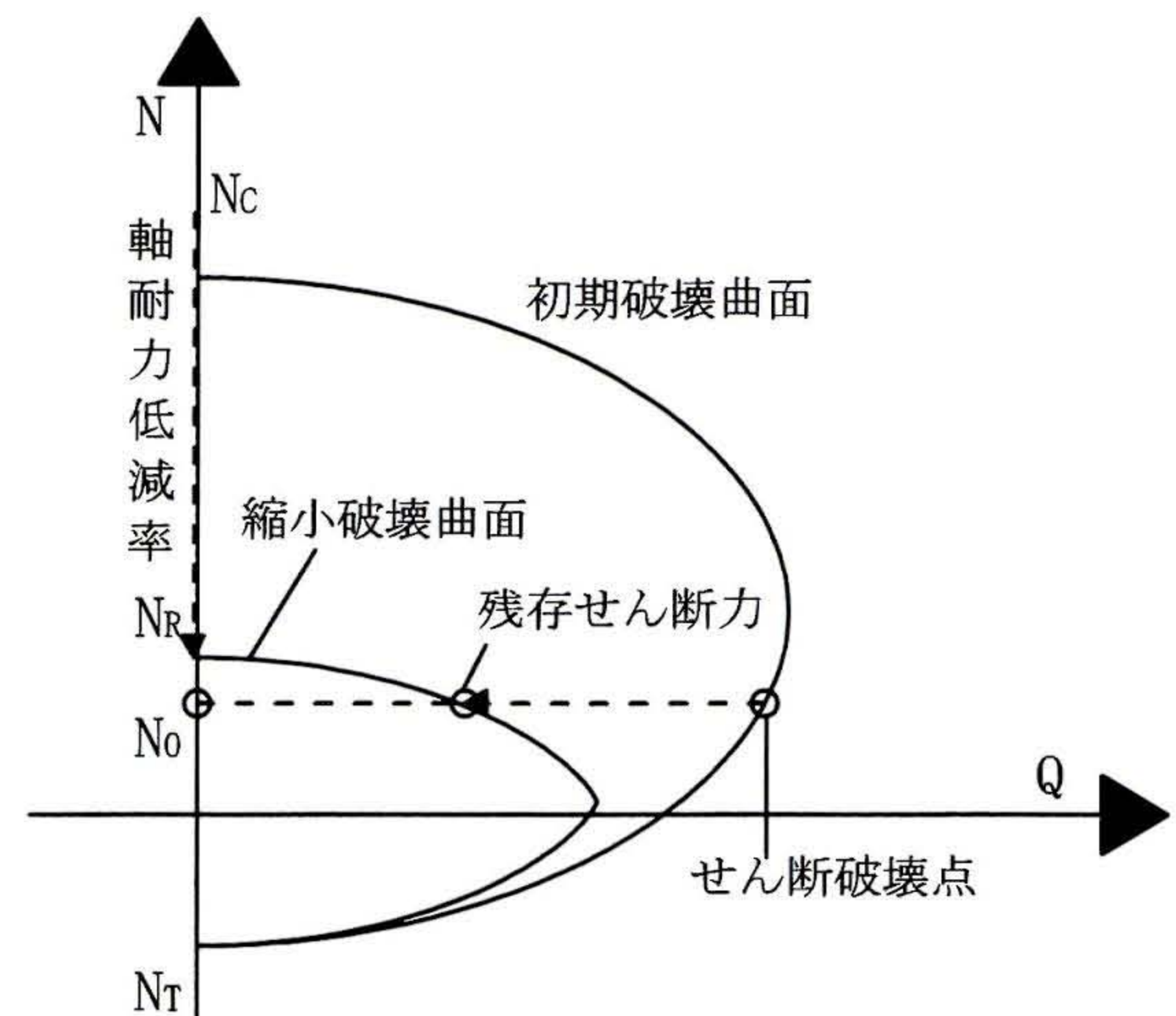


図1 縮小破壊面の模式図

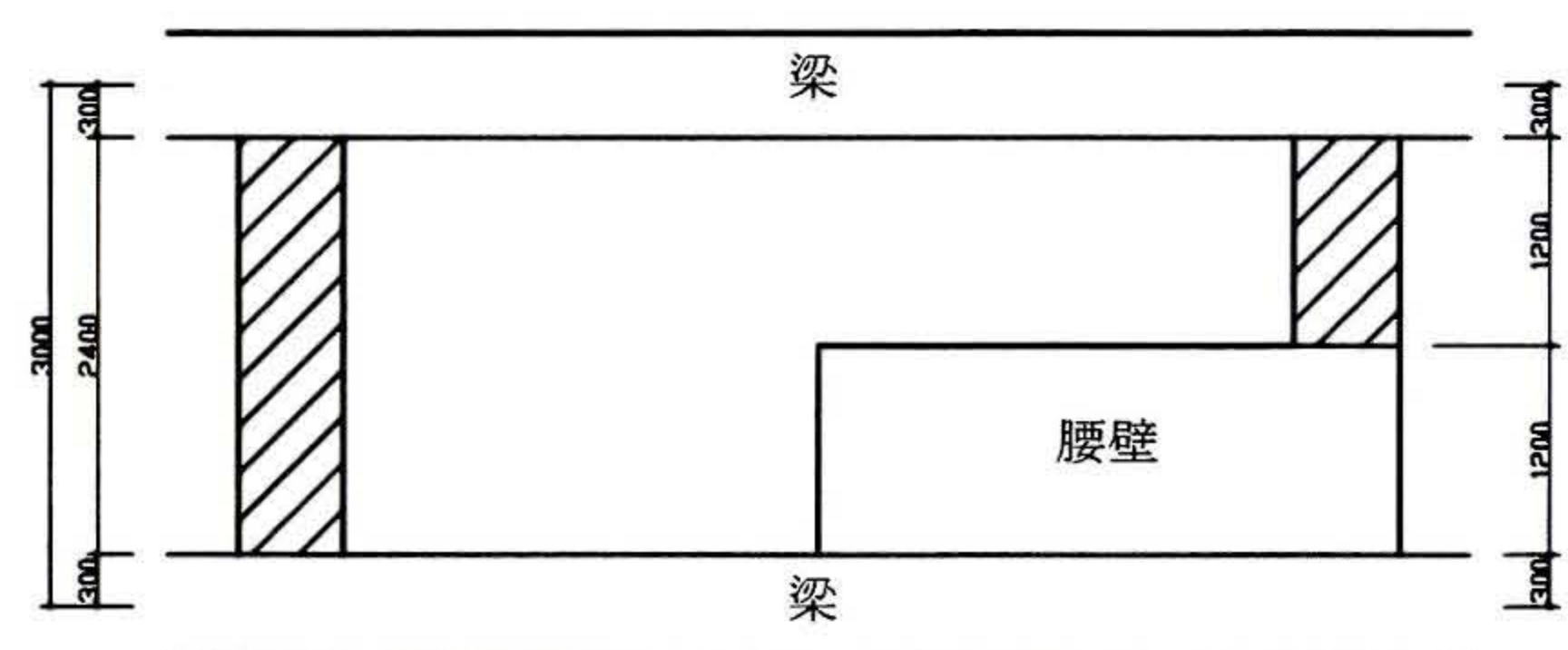


図2 対象とする柱

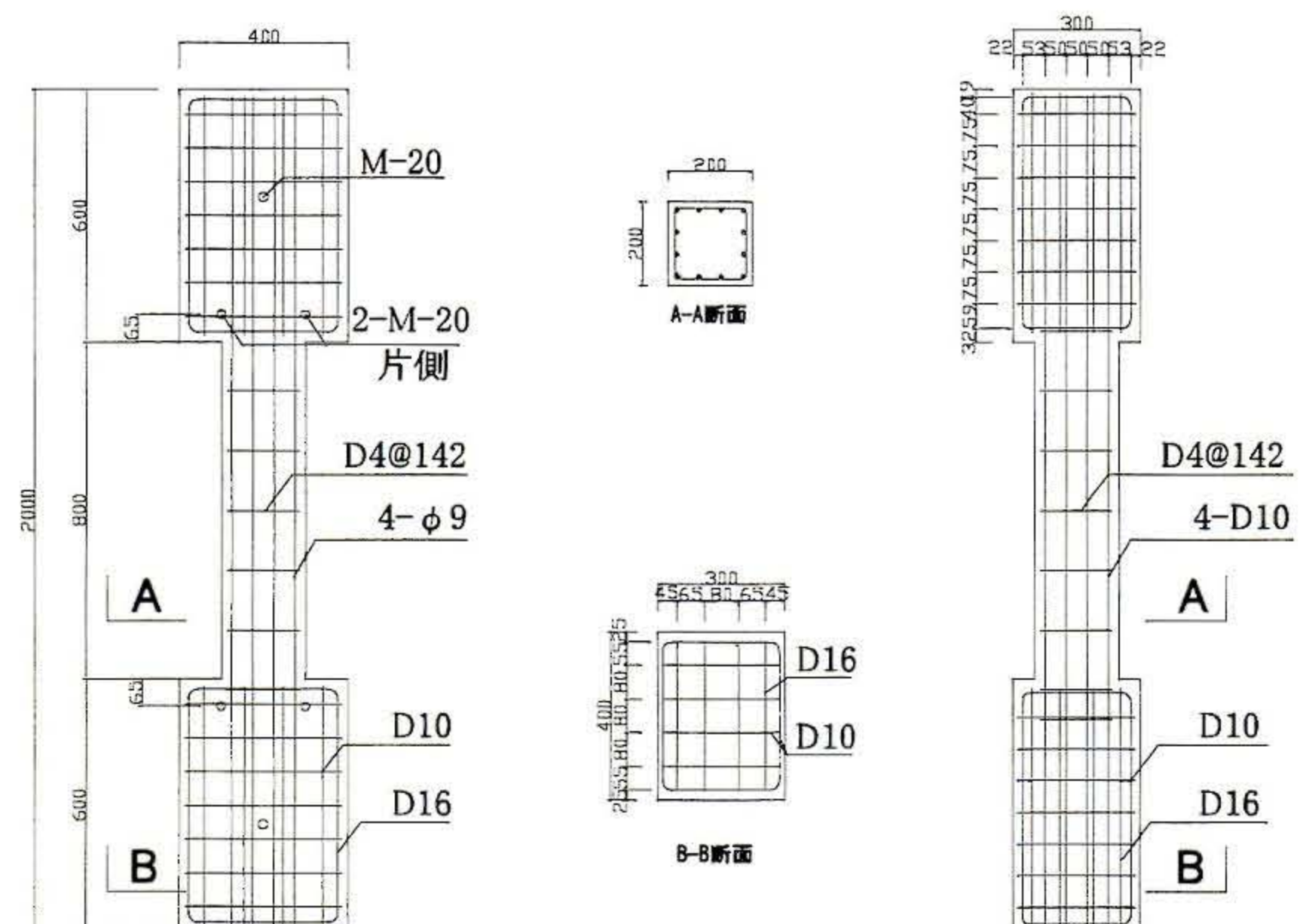


図3 試験体配筋図

を想定し、階高  $H_0=3000\text{mm}$ 、柱内法高さ  $h_0=2400\text{mm}$ 、柱断面寸法  $b \times D=600\text{mm} \times 600\text{mm}$  とした。試験体は実建物の 1/3 程度とし、コンクリート設計基準強度 ( $F_c=18\text{N/mm}^2$ )、柱断面寸法 ( $b \times D=200\text{mm} \times 200\text{mm}$ )、



主筋比は共通である。荒川終局せん断耐力式によるせん断余裕度が 0.35～0.85 となるように計画した。試験体は表 1 に示したようにせん断補強筋比(0.1%、0.3%)、せん断スパン比 (M/Qd=1、2)、主筋 2 種類として、損傷レベル、繰り返し回数を変えた組み合わせの 6 種類 18 体である。図 2 に対象とする柱図を、図 3 に主な試験体の配筋図を、表 2 に材料試験結果を示す。

②加力方法 はじめに地震時に受ける損傷を再現するため、図 4 に示すように試験体を水平に倒し 1MN 油圧ジャッキにより PC 鋼棒を用いて定軸力 0.15bDFc (N)を作用させながら、5 MN 圧縮試験機により、大野式加力で逆対称モーメントを作用させた。次に試験体を鉛直にして回転を拘束した加圧盤を取り付けた 5 MN 圧縮試験機により鉛直加力を行い損傷後の残存軸耐力を求めた。

### 2.2 柱崩壊実験

試験体は、残存軸耐力実験でせん断破壊して建物の崩壊に至る可能性が高いケースⅠ、ケースⅢ、ケースⅣ、ケースⅤと同じ試験体 (No. 8C、No. 12C、No. 14C、No. 16C) を合計 4 体とした。

加力方法は、はじめに残存軸耐力実験加力方法と同じく図 4 に示すように試験体を水平に倒し 1MN 油圧ジャッキにより定軸力 0.15bDFc (N)を作用させながら、5 MN 圧縮試験機により、大野式逆対称モーメントを層間変形角 R=1/100 で 1 回繰り返し作用させる。次に R=1/50 で繰り返し加力作用させながら油圧ジャッキにより軸力を水平変位 1mm あたり 1KN 増となるように漸増させながら柱を崩壊まで加力を行った。

### 3. 残存軸耐力実験

#### 3.1 実験結果

全ての試験体で損傷レベルが上がるほどひび割れが増加した。M/Qd=2 の異型鉄筋試験体では、せん断型試験体に主筋の座屈が見られ、曲げ型試験体、丸鋼試験体に端部ひび割れが見られた。M/Qd=1 では、対角せん断ひび割れが生じ、コンクリートの圧壊、剥離が見られた。表 3 に実験結果一覧、図 5、図 6 に代表的なせん断力～水平変形関係、

表 1 試験体一覧

ケース番号	試験体	設計基準強度F <sub>c</sub>	柱内法高h <sub>0</sub> (mm)	柱断面b×D	主筋	せん断補強筋	破壊形式
I	No. 1～No. 4 No. 7、No. 8	18	800	200mm	12-D10	2-D4@124	せん断型
II	No. 5、No. 6 No. 9、No. 10					2-D4@42	曲げ型
III	No. 11、No. 12					2-D4@124	せん断型
IV	No. 13、No. 14	(N/mm <sup>2</sup> )	400	200mm	(SD295)	2-D4@42	曲げ型
V	No. 15、No. 16					12-Φ9	せん断型
VI	No. 17、No. 18					2-D 4 @142	
			800		(SR235)		

表 2 材料試験結果

鋼材	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
D10 SD295	375	523	水平加力時 軸力加力時	22 22.2	2.26	2.15×10 <sup>4</sup>
φ9 SR235	356	461				
D 4 SD295	410	625				

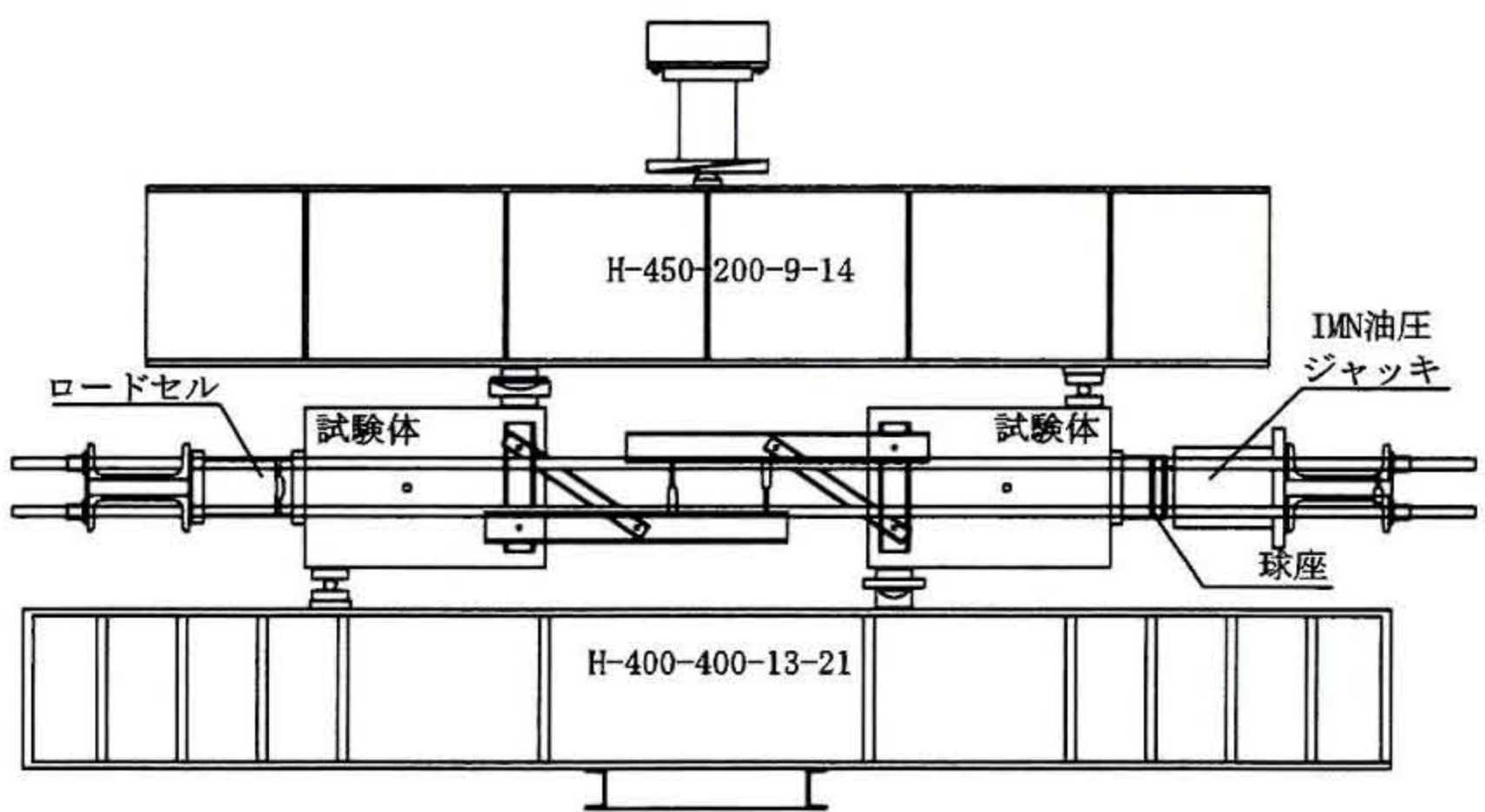


図 4 水平加力装置

表 3 実験結果一覧

試験体	曲げひび割れ(KN)	長期軸力N <sub>0</sub> (KN)	終局強度計算値		荷重P <sub>max</sub> (KN)		最大水平荷重時のせん断力(KN)	
			曲げ <sup>注1</sup> せん断(KN)	せん断余裕度 <sup>注2</sup>	水平荷重(+) (-)	軸力N' <sub>max</sub>	(+) (-)	(-) (-)
No. 1	68.6	108	48.6	0.69	162 169.1	1143.7	54.4	56.8
No. 2	70.6				236.2 227.1	1125	79.3	76.2
No. 3	72.5				243.8 180.6	242.6	81.8	60.6
No. 4	70.2				Nmax=162.3			
No. 5	83.3		59.8	0.85	234.8 232.6	1182.9	78.8	78.1
No. 6	98				266.8 243.6	1046.6	89.6	81.8
No. 7	68				210 201	953	70.5	67.5
No. 8	80				223 170	250	74.9	57.1
No. 9	38.4		59.8	0.85	210.3 207.8	1058	70.6	69.8
No. 10	82.5				234 229.7	942	78.6	77.1
No. 11	98.5				149.5 114.7	469.3	83.5	64.0
No. 12	80				146.4 76.2	199.7	81.7	42.5
No. 13	96		82.4	0.59	183 150.5	475	102.2	84.0
No. 14	93				172.3 129.2	220	96.2	72.1
No. 15	65				193 164.5	551	107.8	91.8
No. 16	80				188.6 145.8	214	105.3	81.4
No. 17	95.3		63.5	48	144.8 125.2	1002	48.6	42.0
No. 18	83				136.5 130.2	876	45.8	43.7

注：曲げ終局強度時のせん断強度

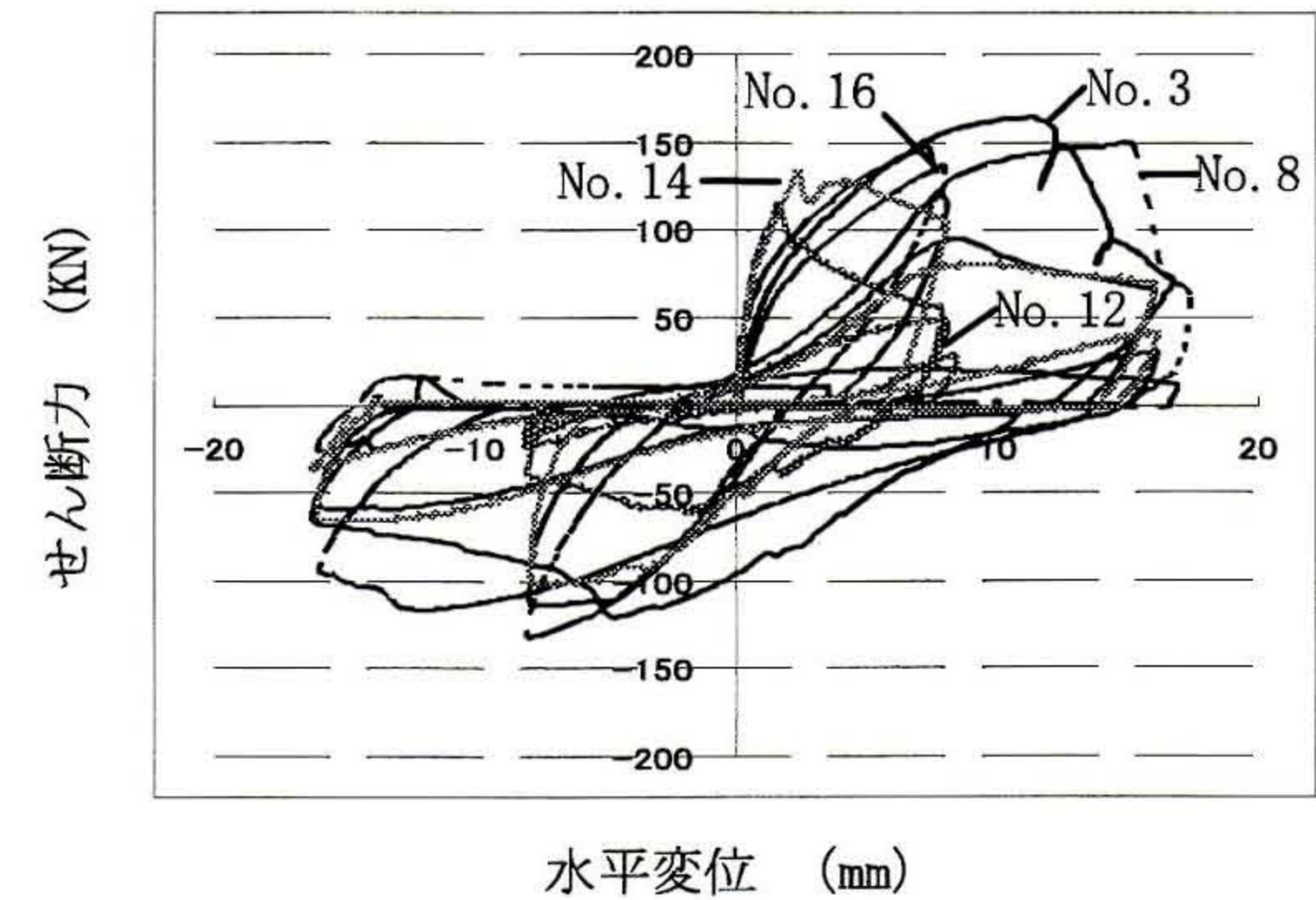


図 5 せん断力～水平変位

残存軸耐力率～層間変形角を示す。

損傷レベルが上がるほどせん断耐力、軸耐力の低下が見られた。No. 12、No. 14、No. 16 の試験体



では、著しく軸耐力の低下が見られた。鉛直加力時 No. 8 では、主筋の座屈が進み、耐力が上がらず軸歪が増加していった、その後ひび割れが閉じ耐力が多少上がった。

### 3. 2 残存軸耐力

柱縮小せん断破壊曲面を仮定するには、実験データにより残存軸耐力を定式化し、これらにより残存軸耐力  $N_R$  を算定する必要がある。破壊モード、損傷レベル、異形鉄筋と丸鋼などのパラメータによる柱の残存軸耐力率～せん断余裕度関係、残存軸耐力率～層間変形角関係を図 7 に示す。これらの考察結果よりせん断余裕度～残存軸耐力の関係を定式化した。式 1 に  $M/Qd=2$ 、 $R=1/100$  の異形鉄筋試験体；式(1)に  $M/Qd=2$  試験体；式(2)に  $M/Qd=1$  試験体の残存軸耐力率計算式を示す。この残存軸耐力率算定式を用いて縮小破壊面を設定する事ができる。

## 4. 柱崩壊実験

### 4. 1 実験結果

No. 8C 試験体では、端部に大きなせん断ひび割れが入り、せん断補強筋の降伏後、主筋が座屈した。No. 8C 試験体以外の試験体では、柱端部付近に曲げひび割れが生じ、その後、端部から端部にかけて対角にせん断ひび割れが生じた。全ての試験体に主筋の座屈が見られた。

図 8 に鉛直力～水平変位(軸縮み) 関係を、表 4 に実験結果一覧を示す。図の△は試験体せん断破壊点を、●は柱崩壊点を示す。No. 14C 試験体以外軸縮みが約 6mm で柱が崩壊し、せん断余裕度が大きいほど軸耐力が大きいことが分かった。すべての試験体でせん断破壊後、急激な軸耐力の低下が見られ、すぐ崩壊に至った。

### 4. 2 縮小破壊曲面との比較

残存軸耐力実験により柱破壊曲面を設定した。これらに、①破壊曲面を 2 次曲線とする；②初期破壊曲面は、初期軸耐力点  $(0, N_c)$ 、引っ張り耐力点  $(0, N_t)$ 、及びせん断破壊点  $(Q_s, N_0)$  を通る；③破壊の進行に伴い、破壊曲面が引っ張り耐力点不動のまま初期破壊曲面との相似形を保ちながら縮小す

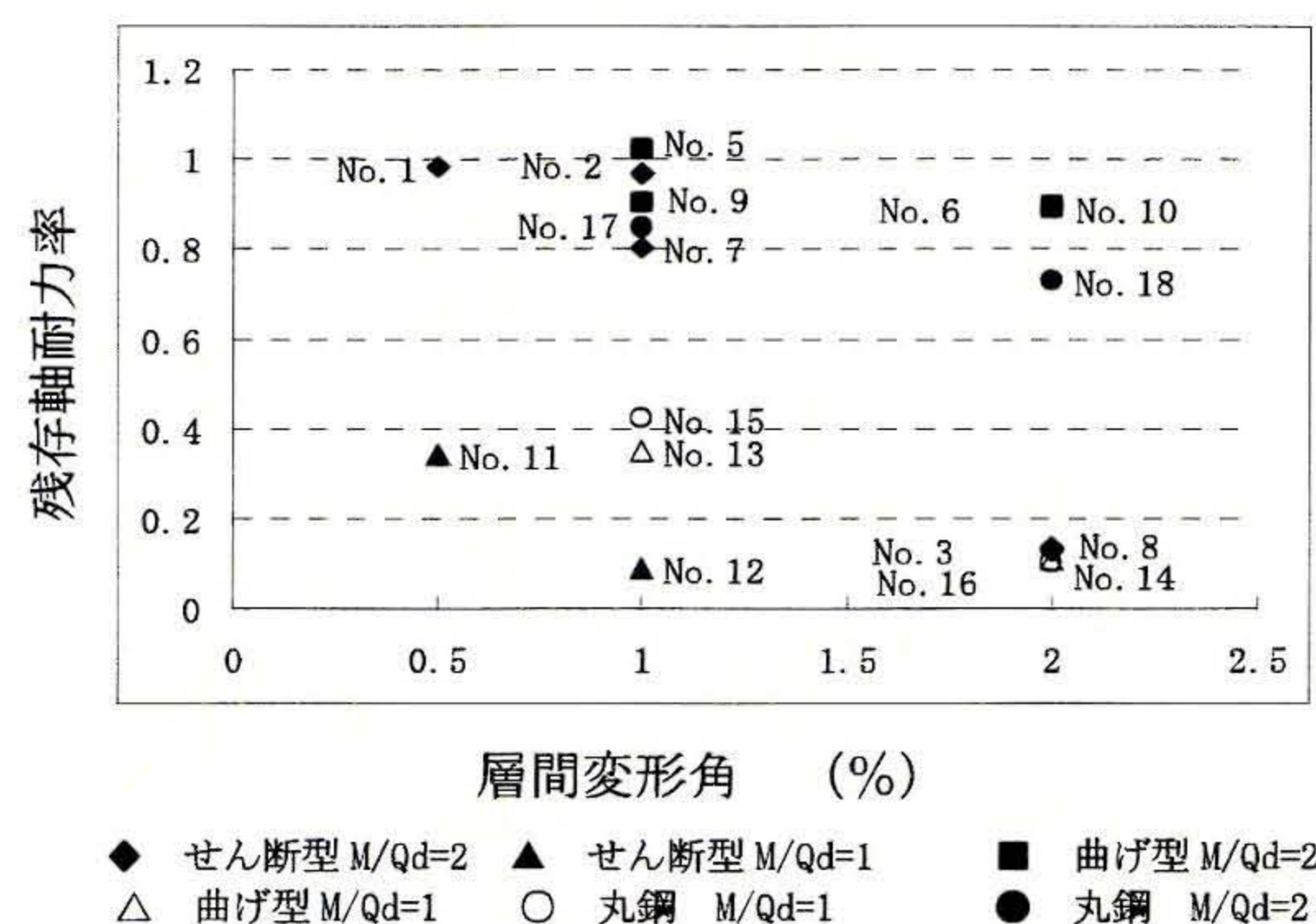


図 6 残存軸耐力率～層間変形角

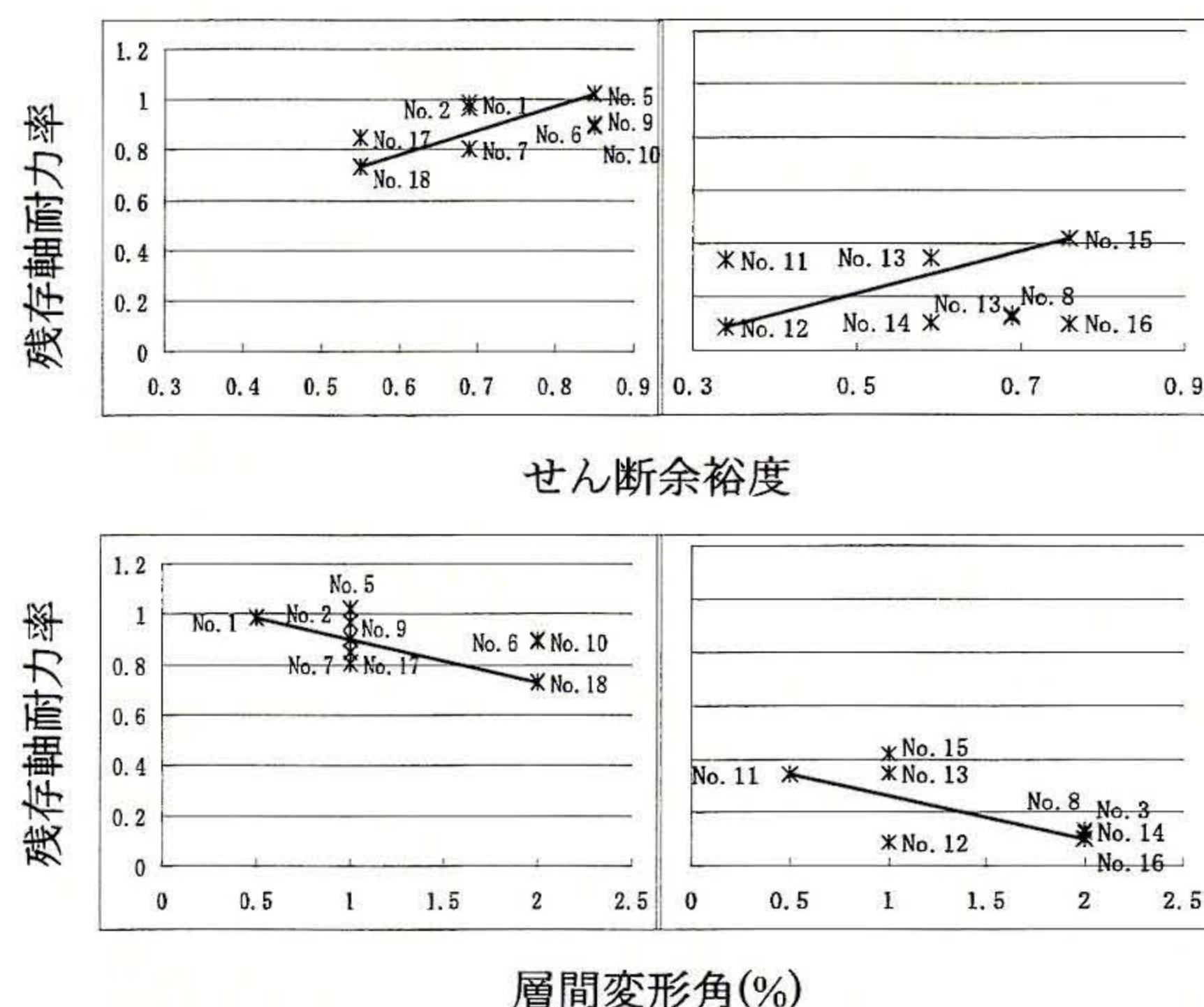


図 7 残存耐力率～せん断余裕度(層間変形角)

$$\eta = \frac{Q_{su}}{Q_{mu}} + \frac{(\log R + 2) \times (-1)^n}{3} - (n - 2) \frac{N_0}{N_c - N_0} \quad (1)$$

$$\eta = \left| \frac{Q_{su}}{Q_{mu}} - \left( 60R - \frac{N_0}{N_c - N_0} n \right) \right| \quad (2)$$

ここで

$\eta$ : 残存軸耐力率  $N_R$ : 残存軸耐力

$N_c$ : 初期軸耐力  $N_0$ : 定軸耐力

$n$ : 繰り返し回数  $Q_{su}$ : せん断終局強度

$R$ : 層間変形角  $Q_{mu}$ : 曲げ終局時のせん断力

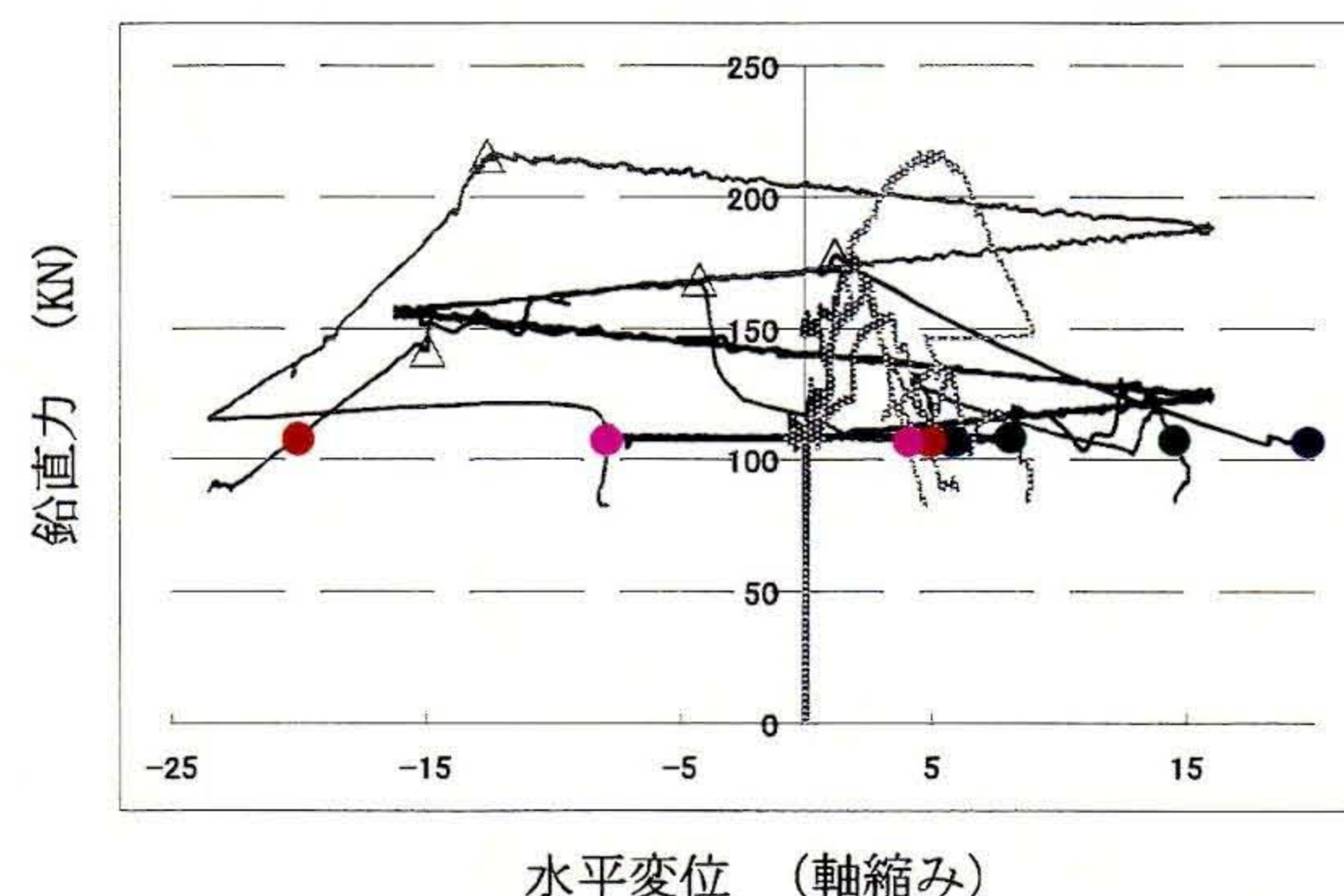


図 8 鉛直力～水平変位(軸縮み)



る。と仮定した。なお、曲面縮小のルールをこのように仮定すると、縮小した破壊曲面は引張耐力点において初期破壊曲面に内接する。

図 9 に縮小破壊曲面を示す。図の  $N_R$  は(2)、(3)式による計算した残存軸耐力である。崩壊実験結果を残存軸耐力実験による縮小曲面と比べ、No. 14C 以外の試験体では柱  $N \sim Q$  関係の崩壊点は縮小破壊曲面の内側にあることが分かった。これはせん断余裕度、せん断スパン比、せん断補強筋比が影響していると考ええる。No. 14C と No. 8C を比較すると、せん断余裕度が同じ程度となったのは、せん断補強筋比の影響だと思われる。丸鋼試験体の No. 16C では、せん断余裕度が高いが、付着破壊先行したことで崩壊を早めたと思う。そして、この結果を解析に取り入れ、検討する必要がある。

試験体の耐荷機構を検討するため、 $M/Qd=2$  のせん断型試験体を代表として図 10 に示したようにモデル化し、FEM 解析を行った。そして柱の応力分布と主筋座屈が実験結果とほぼ同じになることが確認できた。

図 11 にせん断余裕度 0.69、0.75、0.85 となる、せん断スパン比  $M/Qd=2$  の合計 5 体の試験体を損傷レベル  $R=1/50$  で繰り返しをした崩壊解析結果を示す。No. 8C 試験体の実験値と解析結果がほぼ同じ値を示す。また、図に示したようにせん断余裕度の増加によりせん断耐力、軸耐力が増加し、曲げ破壊先行型に変わって行く。

### 5. 終わりに

本研究により、柱部材の地震後の残存軸耐力を定式化し、柱縮小破壊曲面を仮定して既存 RC 建物の倒壊リスクを検討する基準を設定する事を目的に、得られた知見を以下に示す。

地震時の最大変形を残存軸耐力式の層間変形角と等しいと考えれば、計算により柱縮小破壊曲面を推定することが出来る。また、解析に取り入れることで柱の崩壊を検討し、既存 RC 建物の倒壊リスク評価が可能となる。

今後、実験で得られた柱縮小破壊曲による各パラメータの崩壊を解析的に検討する必要がある。

表 4 実験結果一覧

試験体	曲げ ひび割れ (KN)	長期 軸力 $N_L$ (KN)	終局強度計算値			荷重 $P_{max}$ (KN)		最大水平荷重時		
			曲げ (KN)	せん断 (KN)	せん断 余裕度	水平荷重		軸力 $N_{max}$	せん断力 (KN)	
						(+) (−)	(−) (+)		(+) (−)	(−) (+)
No. 8C	89	108	70.2	48.6	0.69	215.6	207.3	177.8	120.4	118.7
No. 12C	110		140.5	47.4	0.34	167.8	93.4	154.6	93.7	52.1
No. 14C	115			82.4	0.59	177	132	216	59.4	44.3
No. 16C	111			127	0.55	186	142	168	62.4	47.7

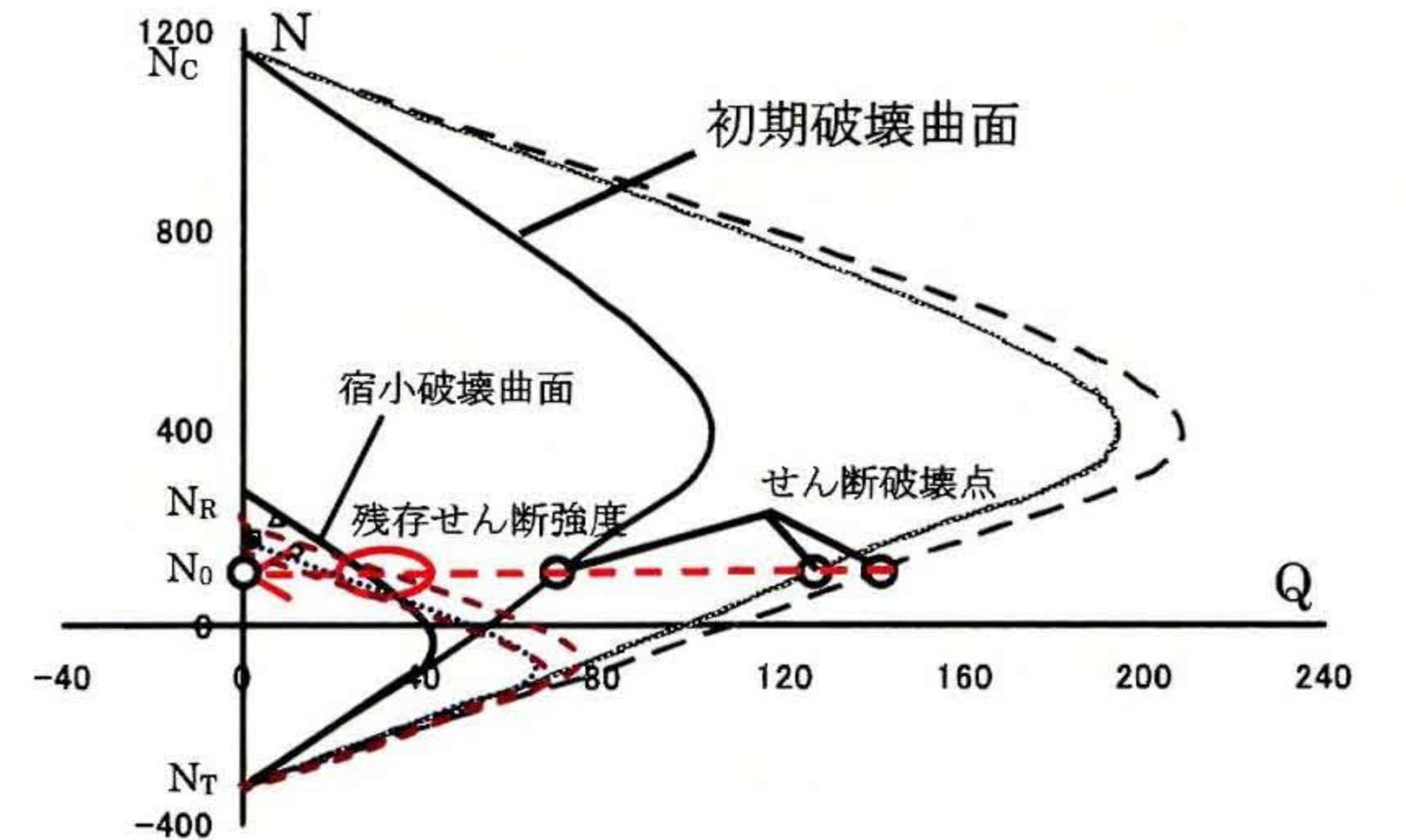


図 9 せん断破壊曲面



図 10 解析モデル化と応力分部

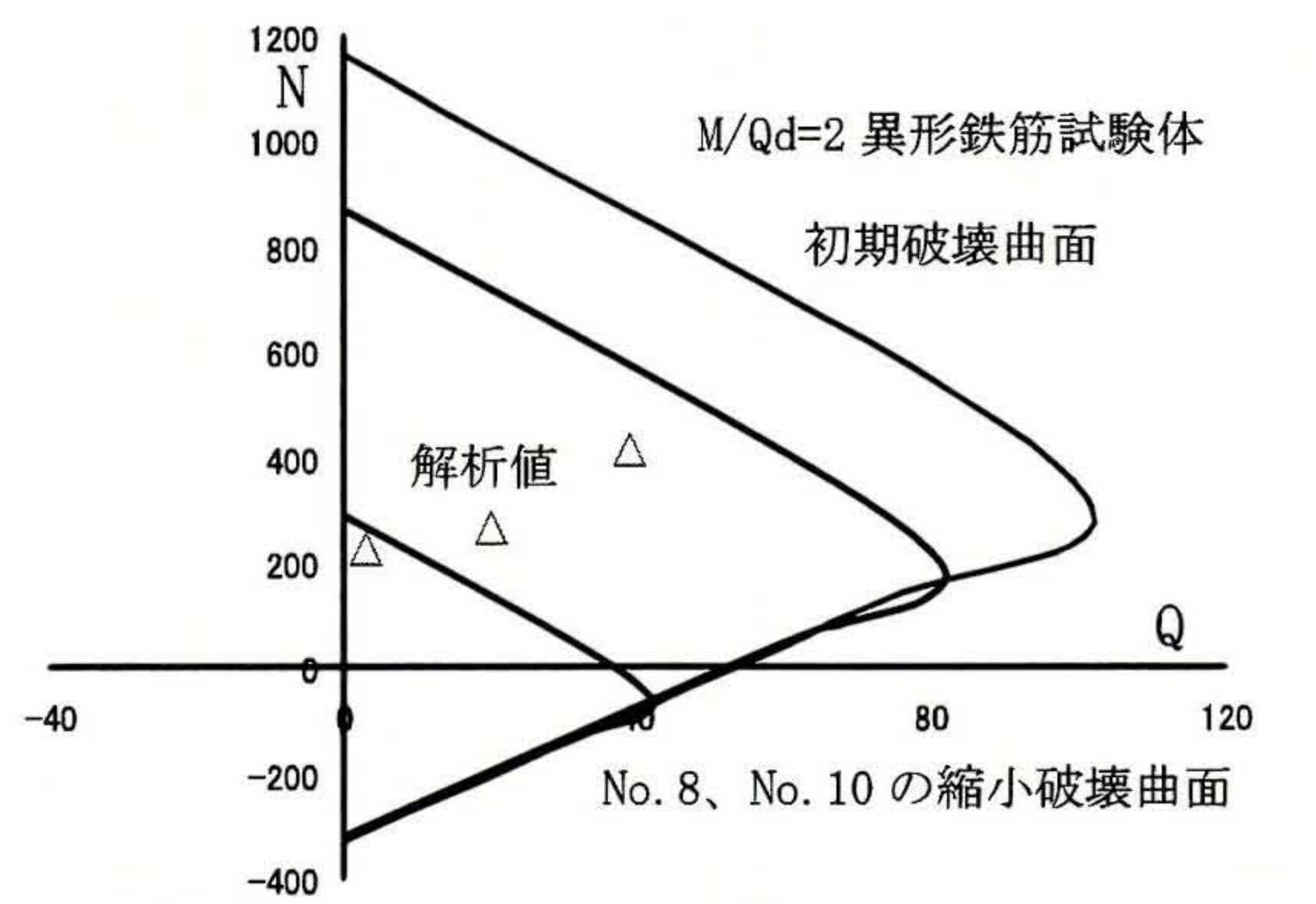


図 11 解析結果

#### 【謝辞】

本研究は神奈川大学における文部科学省学術フロンティア研究プロジェクト(災害リスク軽減を目的としたソフト・ハード融合型リスクマネジメントシステムの構築に関する研究、研究代表者：荏本孝久)の一環として実施しました。実験の計画、実施では神奈川大学・教務技術主任五十嵐泉氏、2005・2006・2007 年度当研究室卒業生、機械工学科技術職員各位にご協力を頂きました。この場を借りて関係者各位に御礼申し上げます。

#### 【参考文献】

- 1) 日本建築学防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説 2001 改正版
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1999 年
- 3) 日本建築学会構造系論文集：芳村学、高稲宜和：破壊局面縮小の概念に基づくせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の鉛直変形評価に関する研究 2005. 06
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 1987