

## 論文

## [2052] 高強度コンクリートを用いたRC柱の変形性能に及ぼす軸力の影響

正会員○日比純一（鹿島）

正会員 小谷俊介（東京大学建築学科）

正会員 青山博之（東京大学建築学科）

## 1. はじめに

高層RC造建物に高強度コンクリートを使用する場合、その一階柱脚において降伏ヒンジの発生を許容し、かつ十分な変形性能（靱性）を持たせることが重要な課題となる。特にせん断性状の卓越する高強度コンクリートを用いたRC柱では、軸力がせん断変形能に大きく影響すること、がわかった[1]。本研究では、せん断性状が卓越する高強度コンクリートを用いたRC柱の曲げせん断実験を行ない、曲げ降伏後の変形性能について軸力比等の影響を検討した。さらに高軸力下でみられる縦ひび割れを伴う破壊に関する検討もおこなった。

## 2. 実験方法

**試験体：**試験体は5体で、シアスパン比1.5のものを2体（試験体S6, S7）、2.0のもの（試験体S8～S10）を3体製作した。試験体のパラメータを表1に、配筋図を図1に示す。シアスパン比1.5の試験体の固定因子は断面寸法（30×30cm）、コンクリート設計基準強度（800kg/cm<sup>2</sup>）、主筋・横補強筋降伏点（ $\sigma_y=3960\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{wy}=12600\text{kgf/cm}^2$ ）、配筋詳細とし、変動因子は、軸力比（軸力/全断面積/コンクリート圧縮強度=0.5、0～0.5）とした。シアスパン比2.0の試験体の固定因子は断面寸法（25×25cm）、コンクリート設計基準強度（800kg/cm<sup>2</sup>）、主筋・横補強筋降伏点（ $\sigma_y=3960\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{wy}=8740\text{kgf/cm}^2$ ）

、配筋詳細とし、変動因子は、軸力比（軸力/全断面積/コンクリート圧縮強度=0.15、0.35、0.5）、曲げ終局強度とした。また、各試験体とも主筋の付着を「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」[2]（以後「指針」と略）に従って検討し、付着強度が曲げ降伏時に生じる付着応力度を上回ることを確認した。

**使用材料：**材料特性を表2に示す。コンクリートは設計基準強度800kgf/cm<sup>2</sup>程度（実際は750k

表1 試験体一覧

ID	主筋		M/QD	軸力比	横補強筋			
	$\sigma_y$	配筋			配筋	$\sigma_{wy}$	pw	pw $\cdot\sigma_{wy}$
S6	3960	16-D13	1.5	0.5	4-5 $\phi$ ⑤0	12600	0.0053	67
S7				0.0.5				
S8	3960	12-D13	2.0	0.15	4-5 $\phi$ ⑧0	8740	0.004	35
S9				0.35				
S10				0.5				

$\sigma_y$ ：主筋降伏点(kgf/cm<sup>2</sup>)、M/QD：シアスパン比  
軸力比=軸力/全断面積/コンクリート圧縮強度  
 $\sigma_{wy}$ ：横補強筋降伏点(kgf/cm<sup>2</sup>)、pw：横補強筋比

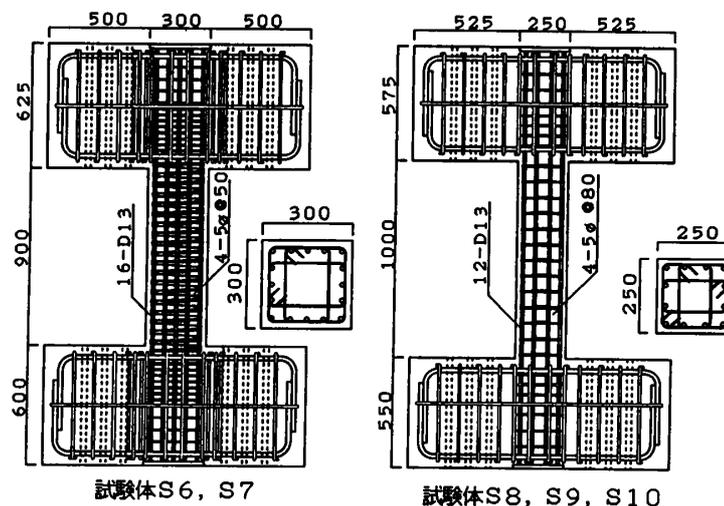


図1 試験体配筋図

単位:mm

gf/cm<sup>2</sup>程度)の高強度コンクリートを2バッチ練って使用した。主筋は、降伏点3960kgf/cm<sup>2</sup>のD13の異形鉄筋、横補強筋は降伏点8740kgf/cm<sup>2</sup>および12600kgf/cm<sup>2</sup>の丸鋼外周スパイラル筋および中子筋を使用した。 $\sigma_y=8740\text{kgf/cm}^2$ の横補強筋には明確な降伏点がみられなかったが、その他の鉄筋には明確な降伏点がみられた。明確な降伏点のみられなかった鉄筋の降伏点は0.2%オフセットにより算出した。加力時のコンクリート強度は加力の前後(材令50日、71日)に行なった材料試験の結果から推定した。

**加力方法:** 加力装置を図2に示す。加力には、東京大学工学部総合試験所大型構造物試験室の2000tonf大型構造物試験機および3台のジャッキを用いて行なった。すなわち、2000tonf試験機で一定軸力をかけた状態で、試験体の上スタブと下スタブを平行に維持し、軸力を一定に保つように試験体の両側2本の鉛直方向ジャッキを制御しながら、試験部分の中央高さの水平ジャッキで正負交番繰り返し水平加力を行なった。加力は、柱の水平変形で制御し、試験体S6, S7では、部材角 1/400 rad で1サイクル行なった後、部材角 1/200、1/100、1/50、1/25 rad で2サイクルずつ行ない、これらの繰り返し载荷の後、正方向に大変形(1/10 rad程度)の载荷を行なった。試験体S8, S9, S10では、部材角 1/200 rad で1サイクル行なった後、部材角 1/100、1/50、1/25 rad で2サイクルずつ行ない、これらの繰り返し载荷の後、正方向に大変形(1/10 rad程度)の载荷を行なった(部材角:部材の水平変形を内法高さで除した値)。なお、試験体S7は、隅柱での変動軸力を想定し、正方向加力時(水平力+)では軸力比0.5の定軸力を与え、負方向加力時(水平力-)では軸力0で加力をおこなった。

表2 材料特性  
(1) コンクリート

試験体	4週強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	加力時強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
S6	685	752
S7	685	757
S8	680	758
S9	680	763
S10	680	773

(2) 鉄筋

材料名	$E_s$	$\sigma_y$	$\epsilon_y$	$\sigma_m$
D13	2.00	3960	2040	5570
5φ	2.04	8740	6310	9780
5φ	1.99	12600	6720	12900

$E_s$ :弾性係数( $10^4\text{kgf/cm}^2$ ),  $\epsilon_y$ :降伏歪( $\times 10^{-3}$ )  
 $\sigma_y$ :降伏点(kgf/cm<sup>2</sup>),  $\sigma_m$ :引張強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

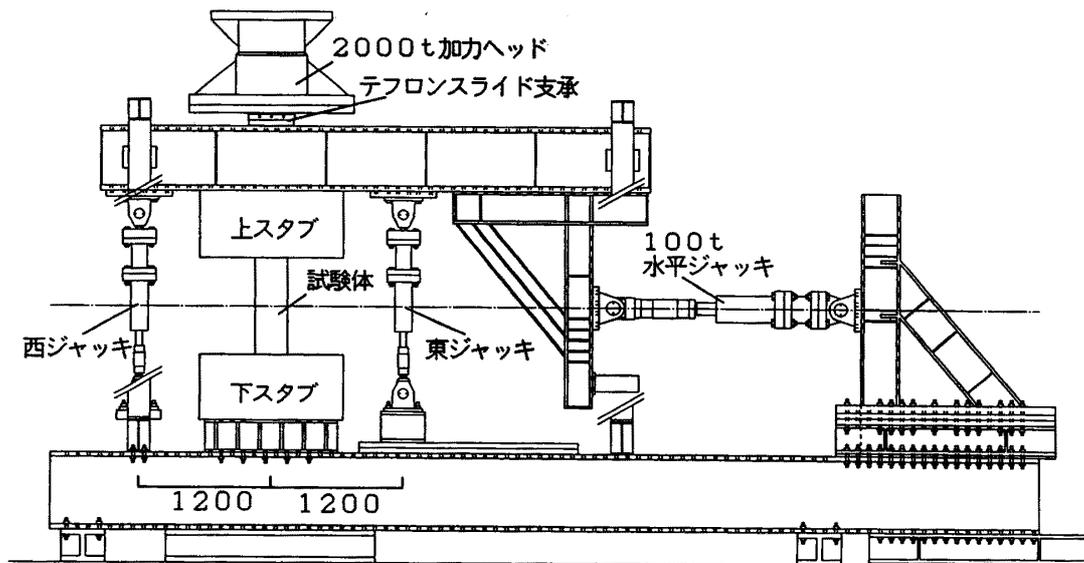


図2 加力装置

単位:mm

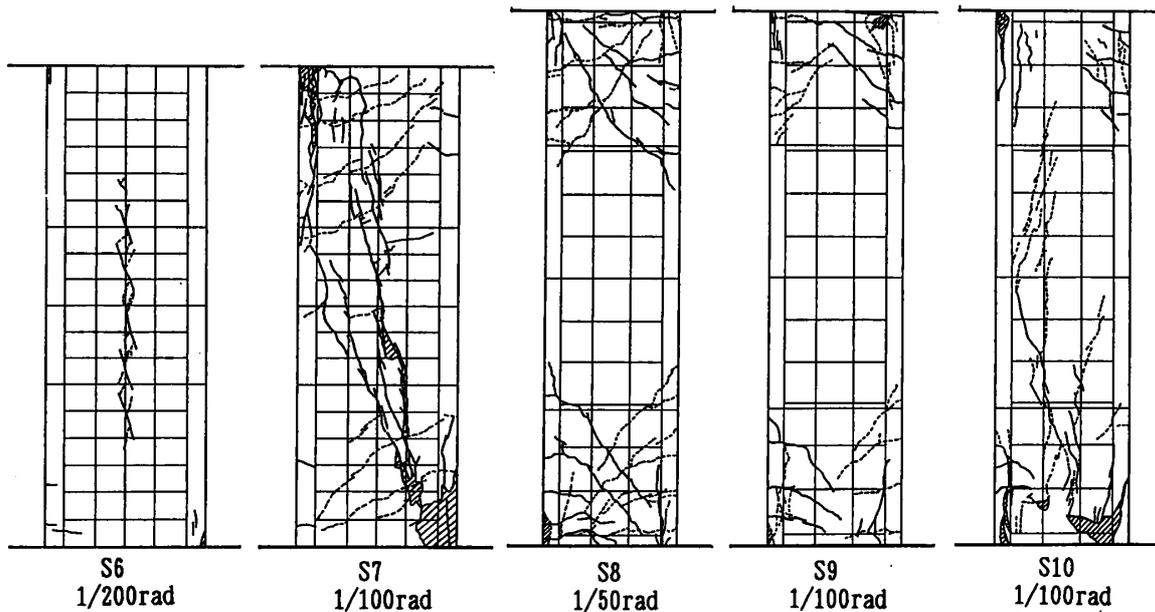


図3 ひび割れ状況

**測定方法：**柱にかかる水平力、軸力をロードセルにより、柱の層間変位、軸方向変位、曲率分布、縦ひび割れによる変形（ずれ、開き）を、電気式変位計により測定した。また、箔ひずみゲージによって、主にヒンジ領域の主筋、帯筋の歪を測定した。

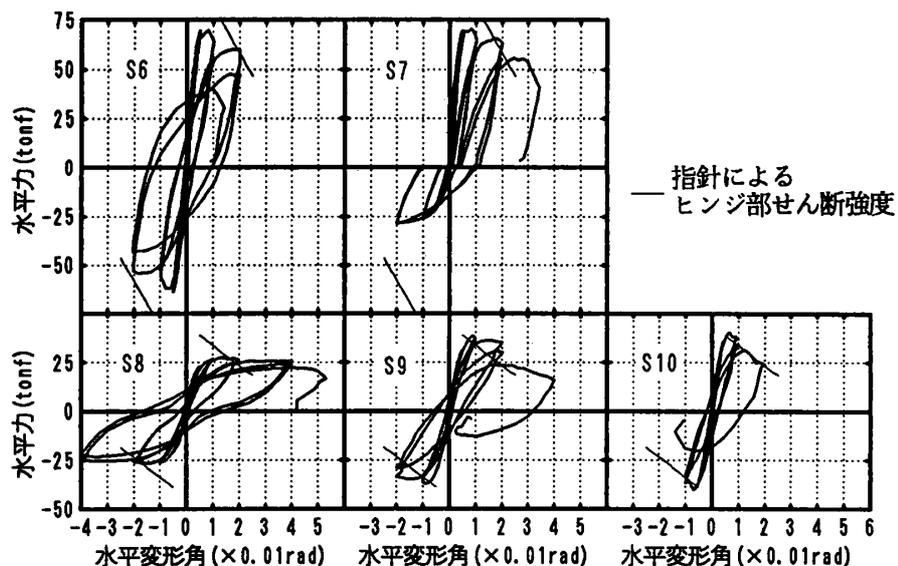


図4 水平力-水平変形角関係

### 3. 実験結果および考察

**破壊性状および復元力特性：**各試験体のひび割れ状況（最大耐力を示したサイクル時）を図3に、荷重-変形角関係（P-Δ効果、支承の摩擦を補正）を図4に示す。

試験体S6、S7（正側）では、主筋の圧縮降伏が先行し、最大耐力 $Q_{max}$ はコンクリートの圧壊によって決まった（S6:部材角0.005radで $Q_{max}=70\text{tonf}$ 、S7:部材角0.0056radで $Q_{max}=71\text{tonf}$ ）。また、両試験体とも部材角0.004rad、水平力69tonfにおいて縦ひび割れが部材中央の主筋に沿って数本発生し、縦ひび割れは最大耐力以降圧縮端のひび割れとつながって対角線状のひび割れに進展した。最終的には部材角1/50radのサイクルを終えた後、試験体S6は部材角0.015radで、試験体S7は部材角0.03radで軸力が保持不能となり、加力を終了した。主筋の引張降伏は試験体S7の負サイクルでみられたのみで、ほかでは引張降伏しなかった。

試験体S8では部材角0.0013radで曲げひび割れが発生、1/100radのサイクルで曲げひび割れか

ら圧縮端へひび割れが伸び、曲げせん断ひび割れに進展した。1/50radのサイクルで、柱脚圧縮側のコンクリートが圧壊し、最大耐力に至った（部材角0.013radで $Q_{max}=28\text{tonf}$ ）。その後、1/25radのサイクルにおいて、ヒンジ部のせん断ひび割れが増加し、徐々に耐力低下していった。最終的には主筋の座屈、せん断ひび割れの拡大が起こり、1/20radにおいて、軸力が保持出来なくなり、加力を終了した。主筋は0.004radで圧縮側と引張側がほぼ同時期に降伏した。

試験体S9では部材角0.003radで曲げひび割れが発生し、1/100radのサイクルで曲げひび割れから圧縮端へひび割れが伸び、曲げせん断ひび割れに進展した。その後柱脚圧縮端のコンクリートの圧壊が始まり、最大耐力に至った（0.009radで $Q_{max}=39\text{tonf}$ ）。1/50radのサイクルでは、たて長のせん断ひび割れが部材中央高さ附近に多数発生し、縦につながった。最終的には1/25radのサイクルで、縦のひび割れが大きく開き、1/25rad負側のサイクルに入ったところで、軸力が保持できなくなり加力を終了した。主筋は部材角0.0045radで圧縮側が、部材角0.008radで引張側が降伏した。

試験体S10では部材角0.004radで曲げひび割れと圧縮端コンクリートの圧壊がほぼ同時に発生し、部材角0.006radで圧縮コンクリートの圧壊がさらに進み、最大耐力に至った（ $Q_{max}=40\text{tonf}$ ）。その後中段筋に沿った縦ひび割れの発生とともに急激に耐力低下し、1/50radのサイクルに入って、軸力が保持できなくなり加力を終了した。主筋は部材角0.0035radで圧縮降伏したが、引張降伏はしなかった。

軸力比を変化させた試験体（S8～S10）では、軸力が大きいほど曲げ降伏後の変形性能は劣る傾向がみられ、水平力が最大耐力の80%に至った時における変形角はそれぞれ0.045、0.02、0.01radであった。変動軸力で加力した試験体S7では、定軸力で加力した試験体S6に比べ、変形性能がよく、最大耐力の80%に至った部材角は試験体S6が0.02radであったのに対し、試験体S7では0.025radであった。

**横補強筋の歪**：各部材角1サイクル目のピーク時における、加力方向に平行する横補強筋（外周フープ）の歪を図5に示す。横補強筋の歪は、各鉄筋の裏表に貼った歪ゲージの値の平均値として求めた。1/100rad時でみると負側で軸力を与えなかった試験体S7よりも定軸力を与えた試験体S6のほうが鉄筋の歪が若干大きい。また試験体S8, S9, S10では、軸力が大きくなるほど横補強筋の歪は大きく、とくに試験体中央部でその傾向が顕著である。これらの傾向は試験体のひび割れ状況と密接に関係があり、縦ひび割れの見られた試験体S6, S7や高軸力の影響で部材中央にひび割れが進展した試験体S8では歪が大きくなっている。端部の歪はどの試験体も大差なく、軸力の影響をあまり受けていないと言える。なお横補強筋の歪はいずれも降伏歪には達していない。

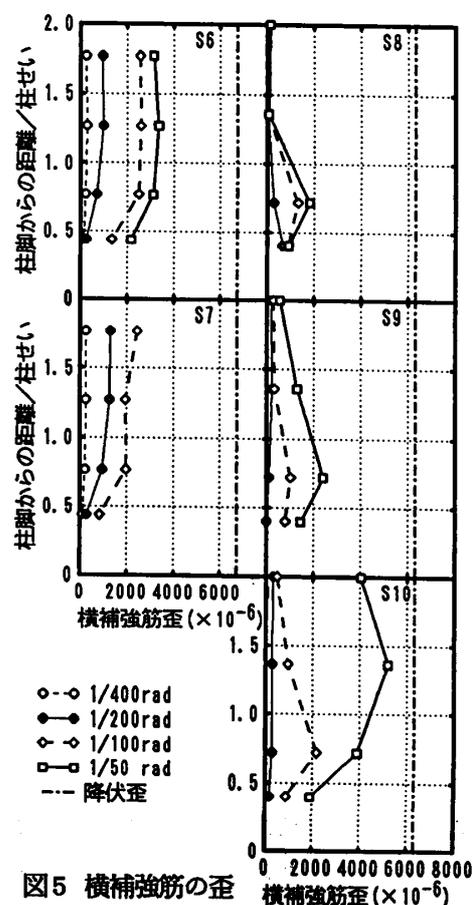


図5 横補強筋の歪

#### 4. 縦ひび割れを伴う破壊の検討

縦ひび割れは試験体S6, S7において部材角 $0.004rad$ 、水平力69tonf時に部材中央の主筋に沿って数本発生した。このような現象は他にも報告されており[3]、特に高強度コンクリートを用いた高軸力を受ける柱に顕著であるとされている。これはせん断破壊の一種ともいえるが既存のモデルでは説明できない破壊形式である。そこで筆者は縦ひび割れを伴う破壊が起こる時の耐力を、末永・石丸の「くさび理論」[4]で用いられた方法を図6に示すモデルに適用して試算した。

モデルは縦ひび割れが起こった試験体の破壊状況をもとに考案した。破壊面は図中BEで表される縦割れ部とAB, EFで表される圧縮端から縦割れ部に伸びる部分（軸線との角度 $\alpha$ 、ただし $\tan \alpha > D/H$ ）により構成され、BEではコンクリートの引張破壊、AB, EFではせん断すべり破壊を仮定する。柱の上半分をとり出して図(b)のような応力を破壊直前の状態について仮定すると、x, y方向の力の釣り合いから次式を得る。

$$\sigma + \tau \cot \alpha = n \quad (1)$$

$$-\sigma \cot \alpha + \tau = -f_t (k - \cot \alpha) + q \quad \text{ただし } k = D/H \quad (2)$$

また、圧縮応力を受けるコンクリートのせん断強度 $\tau$ と圧縮応力 $\sigma$ の関係を、コンクリートの摩擦係数の相当する係数 $\mu$ と純せん断強度 $\tau_0$ を用いて、

$$\tau = \mu \sigma + \tau_0 \quad (3)$$

と表すと、(1)(2)(3)より、

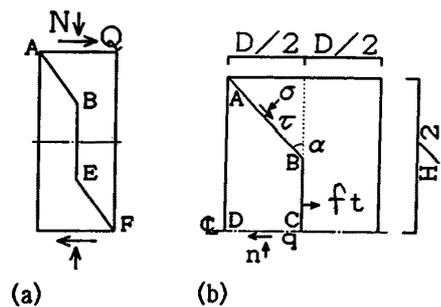
$$q = \frac{(\mu - \cot \alpha)(n - \tau_0 \cot \alpha)}{\mu \cot \alpha + 1} + \tau_0 + f_t (k - \cot \alpha) \quad (4)$$

となる。qはせん断すべり破壊部の角度 $\alpha$ の関数であり、仮定した $\alpha$ の大きさによって種々の値をとり得るが、破壊は考え得る最小のqの値によって起こると考えられ、この値( $q_{\min}$ )によって崩壊加重を評価することとする。求める耐力値 $Q_{cal}$ は下式で与えられる。

$$Q_{cal} = q_{\min} \cdot B \cdot D \quad (5)$$

各試験体について求めた $Q_{cal}$ と、最大耐力値 $Q_{max}$ を比較したものを表3に示す。表中の試験体S1～S5は昨年度筆者らが行なった高強度コンクリート柱試験体である[1]。ここで、式(3)の $\mu$ は、Mattockによるコンクリートのせん断強度式[4]を参考に $\mu = 0.8$ 、 $\tau_0$ は文献[5]の実験結果をもとに $\tau_0 = 0.088 \sigma_c + 63.4$ とした。結果的に $Q_{cal}$ の値は大きめとなり、縦ひび割れの生じた試験体S6, S7についても $Q_{max}/Q_{cal}$ の値は0.7程度にとどまったが、縦ひび割れの発生した試験体の $Q_{max}/Q_{cal}$ は他のものと比べ大きくなっており、傾向はつかめている。

図7に試験体S6における軸力比と $Q_{cal}$ の関係を示す。 $Q_{cal}$ は軸力の増大に伴って急激に小さ



$n = N/B D$ ,  $q = Q/B D$   
B:部材幅、D:部材せい、H:柱内のり

図6 縦ひび割れのモデル

表3 縦ひび割れの検討

試験体	M/QD	$\sigma_B$	f t	N	$\eta$	Qmax	Qcal	$\tan \alpha$	Qmax/Qcal	縦われ
S1	1.5	910	48	264	0.32	74.8	168	0.57	0.44	無
S2	1.5	943	49	264	0.30	79.2	174	0.56	0.46	無
S3	1.5	978	51	376	0.43	71.4	130	0.47	0.55	無
S4	1.5	980	51	376	0.43	77.2	131	0.47	0.59	有
S5	1.5	1006	47	376	0.42	83.3	131	0.49	0.64	有
S6	1.5	752	34	329	0.49	69.8	103	0.50	0.67	有
S7	1.5	757	34	329.0	0.48	70.3	104	0.50	0.68	有
S8	2.0	758	36	69	0.15	27.5	150	0.91	0.18	無
S9	2.0	763	37	162	0.34	38.9	126	0.60	0.31	無
S10	2.0	773	37	231	0.48	40.2	98	0.49	0.41	無

M/QD:アスパン比,  $\sigma_B$ :コンクリート圧縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>), f t:コンクリート引張強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

N:軸力(tonf),  $\eta$ :軸力比,  $\alpha$ :せん断すべり破壊部の角度

Qmax:最大耐力実験値(tonf), Qcal:縦ひび割れ破壊耐力計算値(tonf)

くなり、高軸力での縦ひび割れの卓越を良く模擬している。

### 5. まとめ

- ① 変動軸力下での柱では一定軸力下のものに比べ80%耐力時の変形角にして20%程度変形性能が優れていた。
- ② シアスパン比が2.0の柱においても軸力による変形性能の違いが顕著にみられ、高軸力であるほど変形性能は劣った。
- ③ シアスパン比1.5の試験体で部材中央に縦ひび割れが発生した。
- ④ 考案した縦ひび割れを伴う破壊のモデルによる耐力計算値は既往の実験結果の傾向はとらえてはいるが計算値自体は過大評価となった。

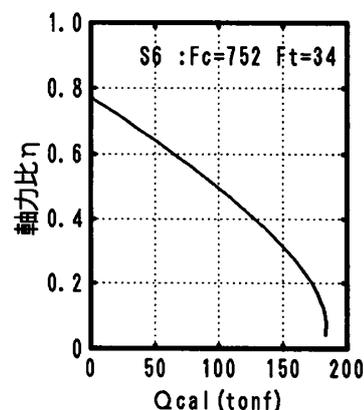


図7 縦ひび割れ破壊の耐力計算値と軸力

### 謝辞

本研究は、建設省New RC総プロの研究活動の一環である。鉄筋は川鉄テクノワイヤおよび神戸製鋼所から提供して頂いた。試験体の製作は大林組技術研究所で行なった。実験実施は東京大学細川助手および大学院生、学部卒論生、東京大学総合試験所大型構造物試験室にお世話になった。ここに慎んで感謝の意を表します。

### 参考文献

- 1) 日比純一、美原義徳、小谷俊介、青山博之:高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後のせん断変形性能に関する実験的研究(その1)(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)、C構造II、pp.199-202、1991.9。
- 2) 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針、日本建築学会、1990.10。
- 3) 平石他:高強度鉄筋コンクリート造柱の高軸力下の変形性状(その1~2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C構造II、pp.845-848、1990.10。
- 4) Mattock, A.H.: Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an angle to the Shear Plane, Vol.2, SP42, ACI, Detroit, Michigan, 1974, pp.17-42。
- 5) 加藤武彦、佐藤孝一、渡部聡、河口俊郎:高強度コンクリートの力学的性質・耐久性に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集 9-1、pp.145-150、1987。