

鉄筋コンクリート柱の終局強度に影響を与える寸法効果に関する一実験

寺井雅和*, 南 宏一*

Some Tests on Scale Effect on Ultimate Strength of RC Columns

Masakazu TERAJ* and Koichi MINAMI*

ABSTRACT

As appeared in fracture phenomena of compression, bending and shear failure, the size effect is probably the most important manifestation in view of the structural safety.

This paper presents the experimental work on elasto-plastic behavior of the full scale RC column, which has the cross-section size of 600*600mm subjected to cyclic horizontal load and varying axial load. Moreover, it compares these experimental results with the experimental ones of the scaled model, which have the cross-section size 300*300mm, and the size effect on the ultimate strength of RC column is studied.

キーワード：鉄筋コンクリート造柱，寸法効果，せん断耐力

Keywords：Reinforce Concrete Columns, Scale Effect, Shear Force

1. はじめに

通常，鉄筋コンクリート（以下，RC）などコンクリート構造物は，部材の寸法が大きくなるにつれて，相対的にその強度が低下する場合が多い．この現象を寸法効果といい，圧縮，曲げ，せん断などのそれぞれの破壊現象にあられるので，構造物の安全性を検討する上では極めて重要である．

この現象は実験的に，1900年代の初期から知られているが，最近ではコンクリートの破壊力学の発展に伴って，寸法効果に関する理論的研究も進んできている¹⁾．引張を受ける無筋コンクリート部材については，

- ・ Bazant の寸法効果則・・・構造物内に蓄積されたひずみエネルギーがひびわれの進展に伴って解放される速度の違いから導かれる．

$$\sigma_N = Bf_t(1+d/d_0)^{-1/2} \dots \dots \dots (1)$$

- ・ Carpinteri の寸法効果則・・・コンクリートの破面特性のマルチフラクタル性から導かれる．

$$\sigma_N = Bf_t(1+d/d_0)^\alpha \dots \dots \dots (2)$$

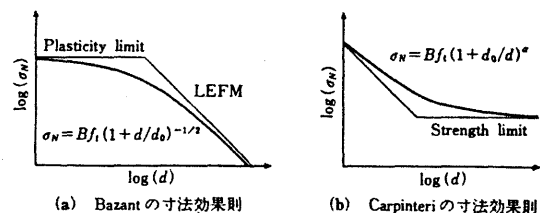


図-1 理論に基づく寸法効果則²⁾

*建築学科

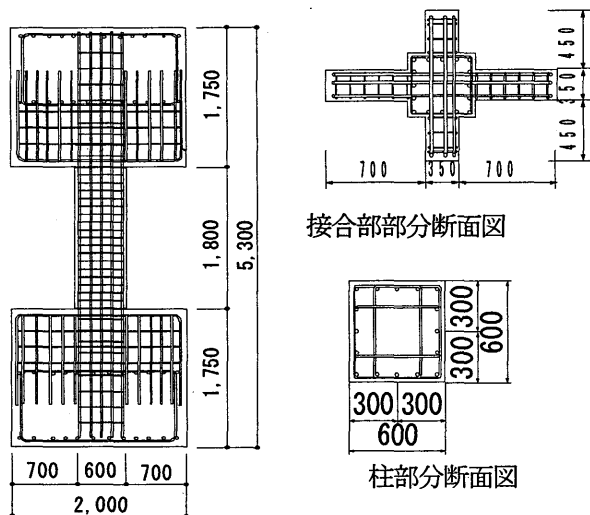


図-2 試験体形状および配筋図 (L-Type 試験体)

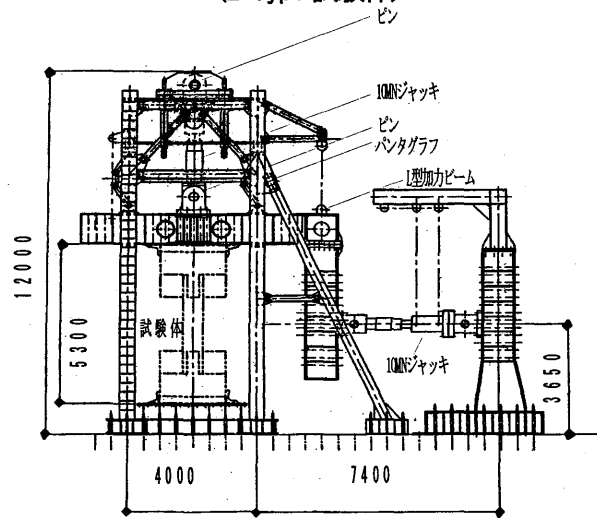


図-3 二軸荷重装置

など、理論的考察に基づいた一般解が提案されている(図-1)。これらの式で、 σ_N は公称引張強度、 d は構造物の代表寸法、 f_t はコンクリートの引張強度、 β および d_0 は実験定数、 $\alpha = 0.5$ である。

本研究では、RC 構造の圧縮、曲げおよびせん断の組み合わせ応力を受ける実大寸法の RC 柱に、寸法効果がどのように現れるかを実験的に検討する。

2. 圧縮、曲げ、せん断を受ける RC 柱の実験

まず、圧縮、曲げ、せん断を受ける RC 柱の実験内容を説明する。

2.1 実験概要

試験体は、寸法の違いが部材強度、変形性能などの部材性能に及ぼす影響を検討するために、筆者らの研究室で過去に行われた断面寸法 $300 \times 300 \text{mm}$ の縮小模型による試験体 (S-Type)³⁾ をもとに設計した。こ

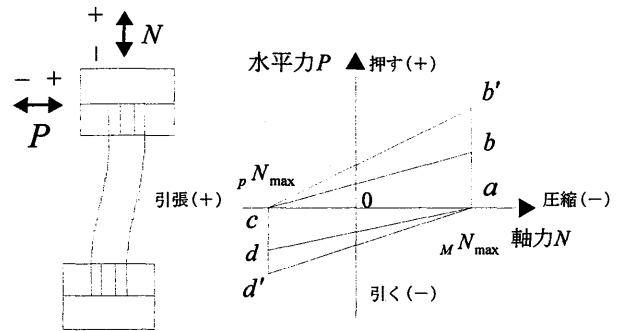


図-4 変動軸力の考え方

表-1 試験体諸元

コンクリート	主筋	せん断補強筋	軸力
圧縮強度	16-D25 (SD345)	4-S100100 (KSS785) (溶接閉鎖)	圧縮
$\sigma_{B0} = 27.2 \text{N/mm}^2$	降伏強度	降伏強度	$-0.6bD\sigma_B = -5400 \text{kN}$
弾性係数	$\sigma_y = 385.2 \text{N/mm}^2$	$\sigma_y = 904.1 \text{N/mm}^2$	引張
$E_c = 25600 \text{N/mm}^2$			$0.26bD\sigma_B = 1800 \text{kN}$

σ_B : コンクリート強度 ($=\lambda \cdot \sigma_{B0}$) , σ_{B0} : $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ の供試体による圧縮強度
 λ : 低減係数 ($=0.85$)

の縮小模型による実験では、高層建築物などの高軸力、高せん断力を受ける RC 柱で、耐力及び靱性を確保するために、高強度構造材料の有効性について検討された。このたび製作した試験体 (L-Type) は、寸法が実験パラメータとなるように、このときの縮小模型試験体にプロポーションをあわせて設計している。

本実験の試験体諸元を表-1 に、試験体形状および配筋図を図-2 に示す。断面は $b \times D = 600 \times 600 \text{mm}$ 、高さは $2a = 1800 \text{mm}$ 、シアスパン比は $a/D = 1.5$ 、主筋には 16-D25 (SD345)、せん断補強筋には高強度鉄筋 (KSS785) を溶接閉鎖し、もち網形式に配筋した。なお、柱端部の境界条件として、実構造物の柱梁接合部における条件に近づけるために、柱端部に柱梁接合部に相当する部分を設け、さらにそれに接着して定着ブロックを設けた。

荷重は、図-3 に示す建研式二軸荷重装置で行った。鉛直荷重は 10MN の油圧ジャッキにより、一方水平荷重は L 型反力梁を介して、柱せいの中央位置に高さを調節した 5MN の油圧ジャッキにより、それぞれ荷重した。荷重の制御方法は自動制御油圧装置を用いて行い、鉛直方向については鉛直方向荷重 V を、水平方向については層間変位 δ_h を制御する荷重・変位制御とし、二軸制御プログラムを用いた。荷重履歴は同一部材角で 2 回繰り返す。部材角 $1/25 \text{rad}$ まで $1/200 \text{rad}$ ずつ漸増させた。層間変位は定着部ブロック間の相対変位をとり、柱梁接合部の変形も含むものとした。

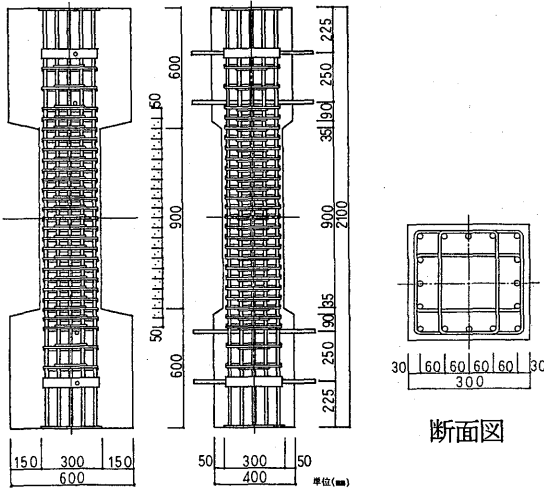


図-5 縮小模型の配筋図
(S-Type 試験体)

表-2 縮小模型の試験体諸元

コンクリート	主筋	せん断補強筋	軸力
圧縮強度 $\sigma_c = 39.8 \text{ N/mm}^2$	16-D16 (SD685)	4-D13@50 (SBPR785/1030) (溶接閉鎖)	軸力比 $N / \sigma_c \cdot b \cdot D = 0.3$
降伏強度	降伏強度 $\sigma_y = 684.8 \text{ N/mm}^2$	降伏強度 $\sigma_y = 929.6 \text{ N/mm}^2$	

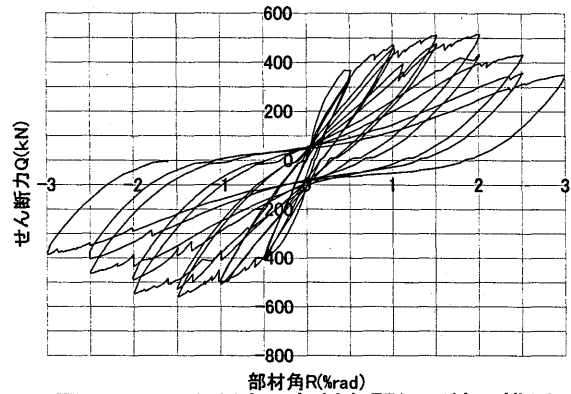
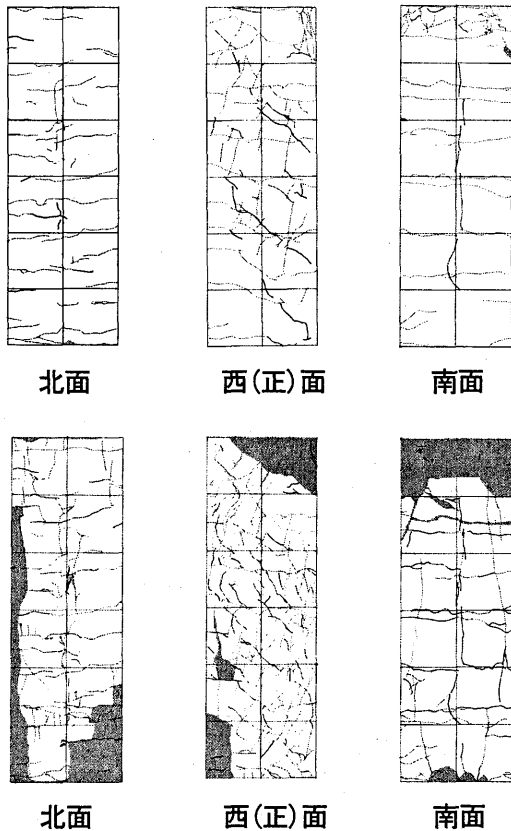


図-6 せん断力-部材角関係 (縮小模型)

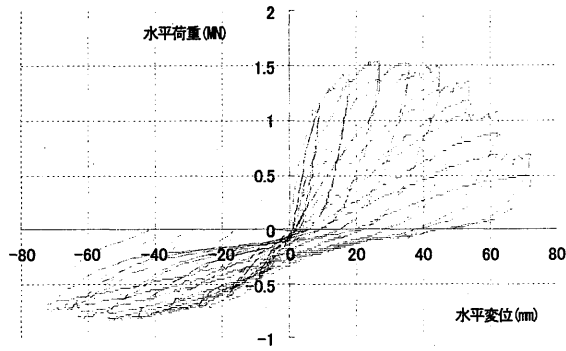


(上) R=1/100 (下) 最終状態
図-7 ひびわれ状況

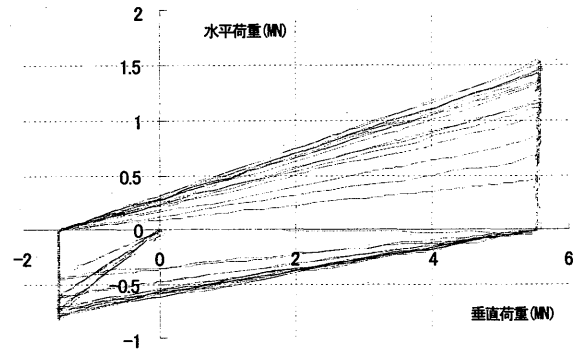
軸力の荷重は実構造物が受けるものを模擬するため、変動軸力とし、そのルールは図-4に示す方法とした。すなわち、正方向の水平加力時における軸力は $M N_{max}$ ($= -5400 \text{ kN}$; 圧縮) で一定とし、目標値まで変位制御によって荷重を行う (a→b)。正加力からの除荷時には、水平力が0となるときに軸力が $P N_{max}$ ($= 1800 \text{ kN}$; 引張) となるように比例的に荷重制御で変動させた (b→c)。その後、負方向の水平加力時は、目標変位まで軸力は $P N_{max}$ で一定とし (c→d)、負方向からの除荷時には、水平力が0となるときに軸力が $M N_{max}$ となるように比例的に軸力を変動させた (d→a)。

試験体の層間変位は、定着部ブロックに固定された計測フレームに取り付けられた4本の200mm変位計の平均で測定する。また、柱と梁の接合部における回転角度の変化を柱頭と柱脚部分に治具を介して取り付けられた25mm変位計により測定する。試験体の主筋、帯筋およびコンクリート表面のひずみについては、それぞれの部分に頒布したひずみゲージによって測定した。

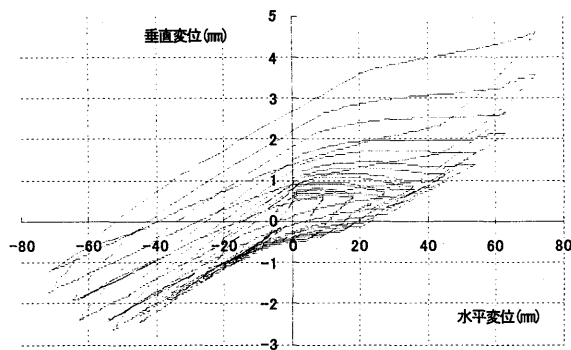
ここで、断面寸法 $600 \times 600 \text{ mm}$ を有する本実験の結果と、本研究室で過去に行われた断面寸法 $300 \times 300 \text{ mm}$ の縮小模型の実験結果との比較を行うために、図-5にこの縮小模型の配筋図、表-2に試験体諸元、図-6にせん断力-部材角関係の履歴曲線を示す。この縮小模型実験では、柱主筋にも高強度鉄筋が用いられていること、軸力比が0.3で



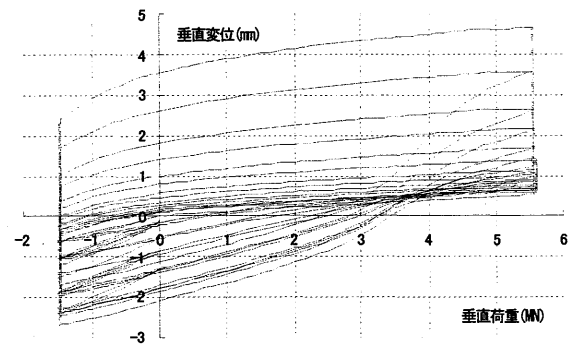
(a) 水平荷重—水平変位関係



(b) 水平荷重—垂直荷重関係



(c) 垂直変位—水平変位関係



(d) 垂直変位—垂直荷重関係

図-8 履歴曲線

定軸力であること、接合部部分をモデル化していないことが本実験との大きな違いである。

2. 2 実験結果 (L-Type 試験体)

最大水平耐力 (1540kN) を記録した部材角 $1/50\text{rad}$ 時、および最大水平変位 (72mm) である $1/25\text{rad}$ 時のひび割れ状況を図-7に示す。

初期曲げひび割れは $1/1000\text{rad}$ 付近で柱頭部に発生した。 $3/1000\text{rad}$ で柱中段付近に小さいせん断ひび割れが発生し、 $1/100\text{rad}$ で大きいせん断ひび割れが柱頭から柱脚にかけて発生して最大耐力 (1540kN) となった。 $2.5/100\text{rad}$ 付近では外側柱主筋沿いに付着ひび割れも発生し、急激に耐力低下が見られた。 $1.4/100\text{rad}$ 付近から柱頭部分のコンクリートが剥落し始め、 $3/100\text{rad}$ 付近から柱頭部分の南西方向隅の主筋座屈が始まった。 $5/1000\text{rad}$ から梁部分にもせん断ひび割れが発生し、変形の増大とともに梁全体にひび割れが進展した。一方、負方向には、 $-3/100\text{rad}$ で最大 -820kN であった。

載荷装置による P- Δ 効果を補正した試験体の履歴曲線を図-8に示す。図-8 (b) は水平荷重—垂直荷重関係であるが、図-4に示されている本実験の加力方法に基づいて載荷されていることがわかる。また、

図-8 (c) の関係から、水平変位の増大とともに、軸方向にも試験体が伸縮しており、その変化量も増大していくことが確認できる。

3. 圧縮強度に対する寸法効果評価式妥当性の検証

「円柱型・角柱型の断面形」と「高さ—直径比 (H/D)」をパラメータとした供試体の実験が既往の提案式でどのように表されるかを検討する。

3. 1 供試体による一軸圧縮実験

RC 柱試験体に用いたものと同一調合のプレーンコンクリート供試体を製作し、一軸圧縮載荷実験を行った。はじめに、この実験結果の概要を示す⁴⁾。

我国では円筒型標準試験体がコンクリート強度の評価の基準であることと、実大 RC 柱の解析では角柱を用いることを考慮して、供試体の形状は円筒型と角柱型の二種類とした。供試体のパラメータは、この断面形状の他に、断面寸法 (100mm から 400mm)、形状比 (高さと断面寸法の比 1 から 3) とし (表-3)、パラメータ毎に 3 体ずつ供試体を製作した。実験から得られた最大圧縮強度の一覧を表-3に、図-9には実験結果と圧縮強度と断面寸法の関係を示す。この図からは、明確な寸法効果は見られない。

表-3 コンクリート供試体の実験結果

供試体No.	比重	材令(日)	最大強度(kN)	圧縮強度(MPa)		
				補正前	材齢による補正	形状による補正
C12-No.1	2.27	134	253.5	32.0	30.8	30.8
C12-No.2	2.28	134	249.7	31.6	30.3	30.3
C12-No.3	2.29	134	249.9	31.6	30.4	30.4
C22-No.1	2.23	134	658.0	21.2	20.3	20.3
C22-No.2	2.22	134	668.0	21.4	20.6	20.6
C22-No.3	2.22	134	714.5	22.9	22.0	22.0
C23-No.1	2.25	141	903.0	29.1	27.8	29.2
C23-No.2	2.23	141	781.5	25.1	24.0	25.2
C23-No.3	2.26	141	971.5	31.4	29.9	31.4
C31-No.1	2.26	171	2041	29.5	27.4	24.7
C31-No.2	2.26	174	1786	25.7	23.9	21.5
C31-No.3	2.24	171	1972	28.4	26.4	23.8
C32-No.1	-	175	1732	25.0	23.2	23.2
C32-No.2	-	175	1947	28.2	26.2	26.2
C32-No.3	-	175	1961	28.4	26.3	26.3
C33-No.1	-	176	1868	26.9	24.9	26.2
C33-No.2	-	176	1582	22.9	21.2	22.3
C33-No.3	-	176	1980	28.3	26.2	27.5
C41-No.1	-	175	3847	30.7	28.5	25.6
C41-No.2	-	264	3910	31.4	27.7	24.9
C41-No.3	-	175	4322	34.6	32.1	28.9
C42-No.1	-	181	3605	28.7	26.5	26.5
C42-No.2	-	181	3712	29.7	27.4	27.4
C42-No.3	-	181	3810	30.3	28.0	28.0
C43-No.1	-	264	3570	28.5	25.1	26.3
C43-No.2	-	264	3367	26.9	23.7	24.9
C43-No.3	-	264	3522	28.1	24.7	26.0

供試体No.	比重	材令(日)	最大強度(kN)	圧縮強度(MPa)		
				補正前	材齢による補正	形状による補正
B21-No.1	2.20	137	1500	36.6	35.0	31.5
B21-No.2	2.23	137	1320	33.1	31.7	28.5
B21-No.3	2.22	137	1296	31.7	30.4	27.4
B22-No.1	2.21	137	1101	27.4	26.2	26.2
B22-No.2	2.18	137	943.0	22.1	21.1	21.1
B22-No.3	2.21	137	1216	29.5	28.3	28.3
B31-No.1	-	175	3029	34.1	31.6	28.5
B31-No.2	-	175	2685	29.9	27.8	25.0
B31-No.3	-	175	3057	33.7	31.3	28.2
B32-No.1	-	175	2847	31.7	29.4	29.4
B32-No.2	-	175	2522	28.4	26.3	26.3
B32-No.3	-	175	2855	32.1	29.8	29.8
B41-No.1	-	265	4802	29.8	26.2	23.6
B41-No.2	-	265	4652	29.1	25.6	23.1
B41-No.3	-	265	4972	31.5	27.7	24.9
B42-No.1	-	265	4595	28.8	25.3	25.3
B42-No.2	-	267	3962	24.8	21.8	21.8
B42-No.3	-	267	4212	26.3	23.1	23.1

供試体番号 C 1 3-No.1
 (a) (b) (c)
 (a) 断面形状 B:角型, C:円形
 (b) 断面寸法 1:100mm, 2:200mm, 3:300mm, 4:400mm
 (c) 高さ-断面寸法比 (H/D) 1:1, 2:2, 3:3

3. 2 材齢による実験結果の補正

表-3からわかるように、本実験では材齢134日目から267日目まで実験を行っている。コンクリートは28日経つと強度の増進が安定するが、その後も少しずつ増加することが知られている⁵⁾。本実験の供試体の強度発現過程を図-10に示すが、このたびの実験は、グレーに網掛けをした期間に行われた。

これを近似すると次式で表される。

$$\sigma = 4.3 \ln(t) + 10.8 \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 σ は圧縮強度、 t は材齢(日)とする。

全ての供試体がこの近似式と同じ割合で強度発現したものと仮定し、材齢が100日(標準試験体の材齢)となるように補正する。補正した値を表-3に示す。

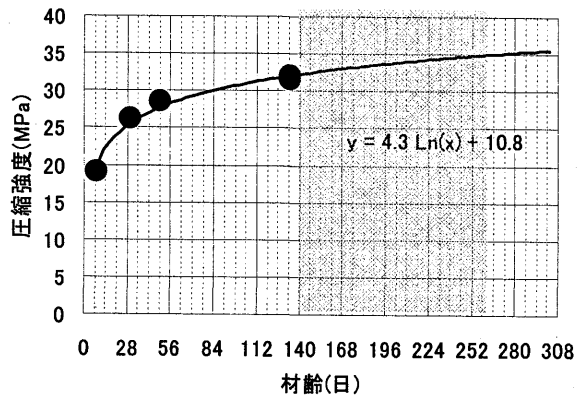


図-10 強度発現過程

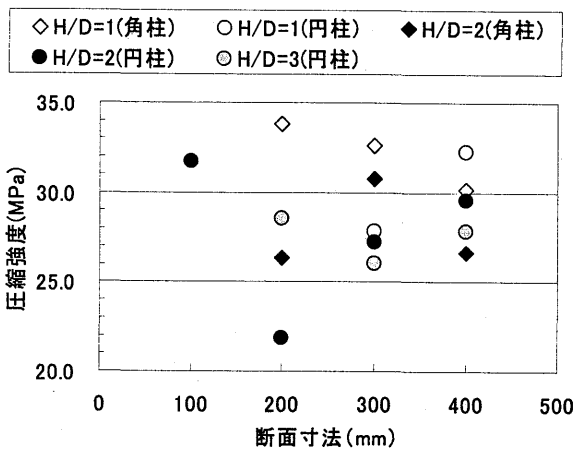


図-9 圧縮強度と断面寸法の関係

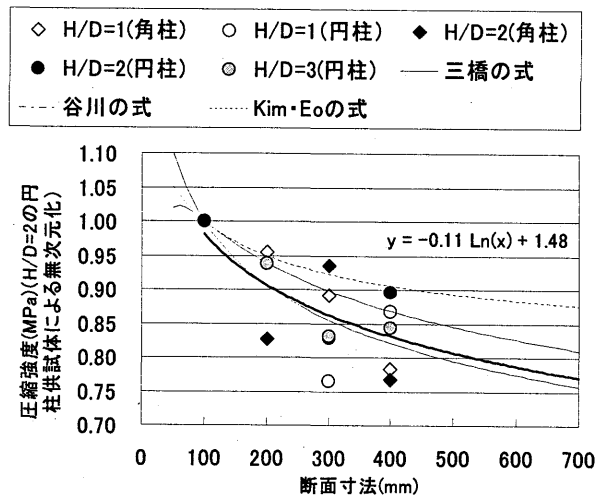


図-11 圧縮強度(無次元化)と断面寸法の関係

3. 3 形状による実験結果の補正

一般に“ずんぐり”した形状の供試体（高さと断面の比(H/D=1)が1:1)では、標準供試体(H/D=2)に比べて強度は高めとなり、逆に“細長い”形状(H/D=3以上)では、強度は低くなるのが既往の研究から知られている⁵⁾。このたび行った実験では、H/D=1, 2, 3の3種類があるので、全ての供試体において以下の補正を行う。補正した値は表-3に示す。

- ・ H/D=1の供試体は5%強度を低減する。
- ・ H/D=3の供試体は10%強度を増加する。

3. 4 既往の提案式との比較

3. 2と3. 3に基づいて図-9を強度補正したグラフを図-11に示す。なお、図-11では縦軸を断面寸法の直径が100mmで、H/D=2の標準供試体の強度で無次元化している。この図-11より、断面形状が円形か四角かに関わらず、本実験結果は断面寸法が大きくなると、相対的に強度が小さくなる“寸法効果”が現れていることがわかる。これらの近似式は図-11に太線で示してある。

$$\sigma/\sigma_0 = -0.11\ln(d) + 1.48 \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 σ は圧縮強度(MPa)、 σ_0 は標準試験体(H/D=2の円柱供試体)の圧縮強度(MPa)、 d は供試体の断面寸法(mm)。図-11には圧縮強度に対してこれまでに提案されている3つの寸法効果評価式(谷川式⁶⁾、三橋式⁷⁾、Kim-Eo式⁸⁾)をあわせて示してある。本実験の結果では、三橋の提案式が良い適合性を示していることがわかる。

このたび行ったL-TypeのRC柱では断面寸法が600mm角であるので、(4)式で $d=600$ とすると、コンクリートの圧縮強度は0.78倍に低減されることが確認できた。

4. 圧縮、曲げ、せん断を受けるRC柱の寸法効果を考慮した終局耐力評価式の検討

塑性理論に基づく、累加強度理論を適用し、RC柱の終局耐力を検討する。

4. 1 終局曲げ耐力

RC柱の終局曲げ耐力は累加強度理論⁹⁾で計算する。始めに、一段配筋のRC柱として考え、コンクリートと鉄筋それぞれの曲げ耐力の和が柱全体の耐力であるとして計算する。次に、中間主筋は軸力のみ作用することにして、先に求めた耐力線をN軸方向に移動させることにより求める。さらにコンクリート強度は、寸法効果を入れて、

$$\sigma_N = \lambda \sigma_B \dots \dots \dots (5)$$

として求める。

この理論計算によって求めた中間主筋を考慮した終局曲げ耐力線を図-12に実線で示す。細線は $\lambda=1.0$ として寸法効果を考慮しない場合、太線は前述の考慮にもとづいて、 $\lambda=0.78$ と寸法効果による耐力低減を考慮したものである。中間主筋を考慮した終局曲げ耐力式を付録に示す。

4. 2 終局せん断耐力

終局せん断耐力は、アーチ機構とトラス機構で計算される耐力の和で表される。既往の式として、RCの終局強度型耐震設計指針⁹⁾のA法とB法により検討した。

$$V_u = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D v \sigma_B / 2 \dots \dots (6)$$

ここに、

$$\tan \theta = \{ \sqrt{[(L/D)^2 + 1]} - L/D \} \dots \dots \dots (7)$$

$$\beta = \{ (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} \} / (v \sigma_B) \dots \dots \dots (8)$$

ただし、 $p_w \sigma_{wy}$ が $v \sigma_B / 2$ を超える場合は、 $p_w \sigma_{wy} = v \sigma_B / 2$ とする。 σ_B はコンクリート強度、

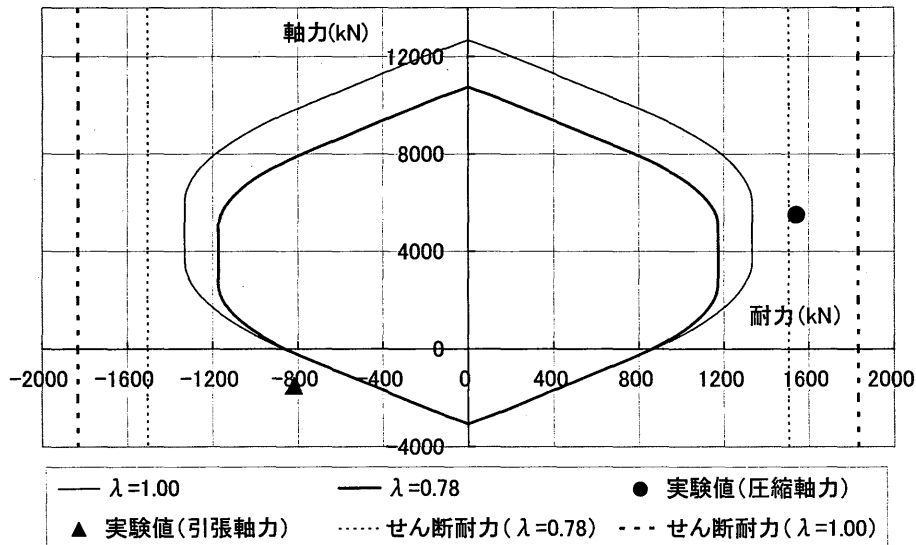


図-12 終局耐力の計算値と実験値の比較

表-4 終局せん断耐力計算値と実験値との比較

試験体	断面寸法	実験値	計算値		実験値/計算値		
			A法	B法	A法	B法	
L-Type	600mm×600mm	1540	λ=1.00	1832	1534	0.84	1.00
			λ=0.78	1505	1403	1.02	1.10
S-Type	300mm×300mm	600		687	717	0.87	0.84

※L-Typeはコンクリート強度 $\sigma_N = \lambda \sigma_c$ に対して, 上段: $\lambda = 1.00$, 下段: $\lambda = 0.78$

※実験値と理論値の単位: kN

σ_{wy} はせん断補強筋の強度で, σ_{wy} が $25 \cdot \sigma_B$ を超える場合には, $\sigma_{wy} = 25 \cdot \sigma_B$ とする. b, j_t, D, L は, それぞれ部材の幅, 主筋中心間距離, 全せい, 内法長さで, p_w は, せん断補強筋比である. また, ν はコンクリート圧縮強度の有効係数, ϕ はトラス機構のコンクリート圧縮束の角度で, A法では以下による.

$$\nu = 0.7 - \sigma_B / 2000 \dots \dots \dots (9)$$

$$\cot \phi = \min \{ 2.0, j_t / (D \tan \theta), \sqrt{\nu \sigma_B / (p_w \sigma_{wy})} - 1.0 \} \dots \dots \dots (10)$$

一方, B法では, $\tan \theta, \nu, \cot \phi$ は次の値を用いる.

$$\tan \theta = \{ \sqrt{[(2M / VD)^2 + 1]} - 2M / VD \} \dots \dots \dots (11)$$

$$\nu = (2M / VD + 1) / 4 \quad (0.5 \leq \nu \leq 1.0) \dots \dots \dots (12)$$

$$\cot \phi = 1.0 \quad (\phi = 45^\circ) \dots \dots \dots (13)$$

ここで, V, M はそれぞれ設計せん断耐力, 曲げモーメントである.

計算に当たっては, 白井ら¹⁰⁾がRCはりのせん断破壊実験で行ったように, 既往の耐力式においてコンクリート強度を部材寸法に応じて低減補正する方法を参考とした. 本論では, アーチ機構, およびトラス機構によるコンクリートストラットの耐力を求める際のコンクリートの圧縮強度としては, 以下の式で評価することにする.

$$\sigma_N = \lambda (\nu \sigma_B) \dots \dots \dots (14)$$

ここで, λ : 寸法効果に対する補正係数, ν : せん断に対して塑性理論を適用するための補正係数. λ は前章の結果から 0.78 の値を適用することとした. すなわち, (6)式は次式のように白井らが提案した式と同じ形で表される.

$$V_u = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D \sigma_N / 2 \dots \dots \dots (15)$$

A法とB法による計算結果と実験値の比較を表-4にまとめる. 表-4の計算値において, L-Typeの上段は $\lambda = 1.00$ の場合, 下段は $\lambda = 0.78$ の場合である. また, A法による計算結果を図-12に点線で示す. 太い点線が $\lambda = 1.00$ の場合, 細い点線が $\lambda = 0.78$ の場合である.

図-12からわかるように, せん断耐力計算式において, コンクリート強度を低減補正することにより, せん断耐力が曲げ耐力に近づき, せん断余裕度が低下している. 図-7のひびわれの状況からも, 柱面全体にわたってせん断ひびわれが生じていることが確認でき, 本実験では曲げ・せん断破壊により部材耐力に

至ったことが計算結果からも推定できる.

5. まとめ

本研究では, RC構造の圧縮, 曲げおよびせん断の組み合わせ応力を受ける実大寸法のRC柱に, 寸法効果がどのように現れるかを実験的に検討した.

1. 断面寸法 600mm×600mm の RC 柱の実験を行った.
2. RC 柱試験体に用いたものと同一調合のプレーンコンクリート供試体を製作し, 一軸圧縮載荷実験を行い, 既往の寸法効果提案式との比較を行った.
3. 断面寸法 600mm 角のコンクリートでは, 圧縮強度が標準試験体 (断面 100mm, H/D=2 の円柱) の約 0.78 倍に低減することを確認した.
4. 縮小模型試験体と実大寸法試験体のせん断耐力について, 既往の提案式との比較を行った. 実大寸法試験体では, コンクリート強度を 0.78 倍に低減すると, 塑性理論に基づく既往の式で評価できることが確認できた.

参考文献

- 1) 例えば, 破壊力学の応用研究委員会報告書, 日本コンクリート工学協会, 1993
- 2) 土木学会コンクリート委員会寸法効果小委員会(304): コンクリート技術シリーズ 18, コンクリートの寸法効果と引張軟化曲線, 1997
- 3) 山下祐司, 桑田祐次, 南宏一ほか: 8000kgf/cm² 級の高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状に関する実験的研究(その 1~5), 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp. 1~10, 1997. 9
- 4) 永富泰宏, 寺井雅和, 南宏一: 無筋コンクリートの圧縮破壊性状に及ぼす寸法効果に関する実験的研究, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 24 巻, pp. 45~52, 平成 13 年 3 月
- 5) コンクリート便覧 [第二版], 日本コンクリート工学協会編, 技報堂出版, 1996
- 6) 谷川恭雄, 山田和夫: コンクリートの圧縮強度の寸法効果について, 日本建築学会論文報告集, 第 262 号, pp. 13-21, 昭和 52 年 12 月

- 7) 和泉正哲, 三橋博三: 確率過程論に基づいたコンクリートの破壊理論 Part III, 日本建築学会論文報告集, 第 310 号, pp.1-8, 昭和 56 年 12 月
- 8) Jin-Keun Kim, Swong-Tae Yi, Chan-Kyu Park, and Seok-Hong Eo: Size Effect on Compressive Strength of Plain and Spirally Reinforced Concrete Cylinders, ACI Structural Journal, Jan.-Feb. 1999
- 9) 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, 日本建築学会, 1990
- 10) 白井信明, 森泉和人ほか: 超大型寸法を考慮した RC 梁のせん断強度の寸法効果 (その 2) 破壊力学概念を用いたせん断強度式, 日本建築学会 1997 年度大会 (関東) 学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 285 ~ 286, 平成 1997 年 9 月

【謝辞】本研究は, H11 年度私立大学ハイテクリサーチ整備事業の援助のもとで行われた. (株) 平田建築構造事務所および (株) 前田組には試験体の製作に関し, 理研精器には載荷システムに関し, 多大な助力をいただいた. ここに記して, 深甚の謝意を表します.

本稿は平成 14 年 3 月に福山大学大学院工学研究科建築学専攻を修了した, 永富泰宏君の修士論文『(題目) 変動軸力を受ける実大鉄筋コンクリート柱の断塑性挙動に関する実験的研究』を取りまとめて, 編集したものである.

<付録> 累加強度理論

この手法は, 日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」などに示されている.

$$N = {}_c N + {}_r N \quad (1) n_1 \leq n \leq n_2$$

$$M_p = {}_c M_p + {}_r M_p \quad m = \frac{1}{2}(n + 2, \mu) \{1 - (n + 2, \mu)\}$$

N, M_p 軸をそれぞれ次式のように無次元化し, n, m 軸でグラフを描く.

$$n = \frac{N}{bD\sigma_B}, m = \frac{M_p}{bD^2\sigma_B}$$

$$n_1 = -2, \mu$$

$$n_1 = -2, \mu + \frac{1}{2}(1 - r, D_1)$$

$$n_1 = \frac{1}{2}(1 - r, D_1)$$

$$n_1 = \frac{1}{2}(1 + r, D_1)$$

$$n_1 = 2, \mu + \frac{1}{2}(1 + r, D_1)$$

$$n_1 = 1 + 2, \mu$$

$$(2) n_2 \leq n \leq n_3$$

$$\frac{1}{r, \mu, D_1} \{m - \frac{1}{8}(1 - r, D_1^2)\} - \frac{1}{2, \mu} \{n - \frac{1}{2}(1 + r, D_1)\} = 1$$

$$\therefore m = \frac{r, D_1}{2} n + \frac{1}{8}(1 - r, D_1)^2 + r, \mu, r, D_1$$

$$(3) n_3 \leq n \leq n_4$$

$$m = \frac{1}{2}n(1 - n) + r, \mu, r, D_1$$

$$(4) n_4 \leq n \leq n_5$$

$$\frac{1}{r, \mu, D_1} \{m - \frac{1}{8}(1 - r, D_1^2)\} + \frac{1}{2, \mu} \{n - \frac{1}{2}(1 + r, D_1)\} = 1$$

$$\therefore m = -\frac{r, D_1}{2} n + \frac{1}{8}(1 - r, D_1)^2 + r, \mu, r, D_1$$

$$(5) n_5 \leq n \leq n_6$$

$$m = \frac{1}{2}(n - 2, \mu) \{1 - (n - 2, \mu)\}$$

ここに,

${}_c N$: コンクリートの軸力

${}_r N$: 鉄筋の軸力

${}_c M_p$: コンクリートの曲げモーメント

${}_r M_p$: 鉄筋の曲げモーメント

r, μ : 鉄筋係数 = $\frac{r, a_t \sigma_y}{bD\sigma_B}$

b : 部材の幅

D : 部材のせい

σ_y : 主筋の降伏強度

σ_B : コンクリート圧縮強度

r, a_t : 引張主筋の断面積

※中間主筋を考慮する場合, n 軸方向に m, μ だけ平行移動させる.

m, μ : 中間鉄筋係数 = $\frac{m, a_t \sigma_y}{bD\sigma_B}$

m, a_t : 引張主筋の断面積