

論文 大型鉄筋コンクリート梁のせん断強度の寸法効果

田村真利*¹ 白井伸明*² 森泉和人*³ 田島徹也*⁴

要旨：筆者らは既往の研究において、相似の断面寸法を有し、梁高さを15, 30, 60cmと変化させたせん断補強したRC梁試験体のせん断実験を行い、せん断強度の寸法効果について検討している。本研究では、さらに梁高さを60, 90, 120cmと変化させた大型RC梁試験体シリーズのせん断実験を実施し、既往の実験結果と併せて追加検討を行った。実験結果を要約すると、寸法の増大に伴ってRC梁試験体のせん断破壊モードに変化がみられ、せん断抵抗機構の変化が強度の寸法効果に大きな影響を及ぼすことが分かった。

キーワード：寸法効果, RC梁, せん断強度, 破壊モード, ひび割れ伝播速度

1. はじめに

近年、RC構造物は新材料の開発や建設技術の向上などに伴って、次第に大型化する傾向にあるが、設計式の基礎となる実験データは、実験装置等の容量の制約を受けるため、縮小モデル試験体に関するものが大部分である。一方、コンクリートの破壊力学の発展に伴い、寸法効果に関する理論的研究が徐々に進んでいるが、部材寸法に注目した系統的な実験が少ないため、鉄筋による補強効果と寸法効果現象との相関は十分に把握されていないのが現状である。こうした背景の下、筆者らは既往の研究で、梁高さ(D)が15, 30, 60cmの相似寸法を有するせん断補強されたRC梁試験体10体に関するせん断実験を行い、各種変動因子が寸法効果に及ぼす影響について実験的および解析的検討を行っている[1]。本研究では、梁高さをパラメータとする大型RC梁試験体シリーズ3体($D=60, 90, 120\text{cm}$)のせん断実験を行い、既往の実験結果と併せてせん断強度の寸法効果について検討を行う。

2. 寸法効果則による検討

近年、理論的考察に基づいたコンクリート構造物に対する寸法効果則が幾つか提案されている。代表的なものとして、構造物内に蓄えられたひずみエネルギーが、ひび割れの進展に伴って解放される速度の違いに着目して導かれたBažantの寸法効果則(Size Effect Law:以下、SELと呼ぶ)[2]と、コンクリート破面特性のマルチフラクタル性から導かれたCarpinteriの寸法効果則(Multifractal Scaling Law:以下、MFSLと呼ぶ)[3]が挙げられる。それぞれ、次式のように示される。

$$\sigma_N^{SEL} = Bf_t(1 + d/d_0)^{-1/2}, \quad \sigma_N^{MFSL} = Bf_t(1 + d_0/d)^\alpha \quad (1)$$

なお、 σ_N は公称強度、 d は構造物の寸法を表わすパラメータ、 f_t はコンクリートの引張強度、 B 及び d_0 は材料定数、 α は $0 < \alpha < 1$ の範囲で変化する定数である。既往の筆者らの実験結果に両寸法効果則を適用してパラメータを評価し、公称せん断強度を求めると図-1に示すようになる。SELによると、公称強度は D 値の増大に伴って徐々に低下し、最終的にはゼロに近づく予測結果を

*1 西松建設(株)

工修(正会員)

*3 日本大学助手

理工学部建築学科, 工修(正会員)

*2 日本大学教授

理工学部建築学科, 工博(正会員)

*4 日本大学大学院

理工学研究科建築学専攻

与えている。一方、MFSLによると、 D 値が非常に大きい領域では骨材寸法が D 値に比べ相対的に小さくなる。その結果、試験体は均質材料と見做せるようになり、公称強度の寸法効果は消失し、一定の公称強度に漸近する。つまり、両寸法効果則による公称せん断強度の予測結果は、 $D=15\sim 60\text{cm}$ の範囲ではほぼ同等であるが、 $D=60\text{cm}$ を超える範囲では相反する傾向を与えている。本研究の目的の一つは、 $D=60\text{cm}$ を超える範囲での寸法効果現象を実験的に明らかにすることである。

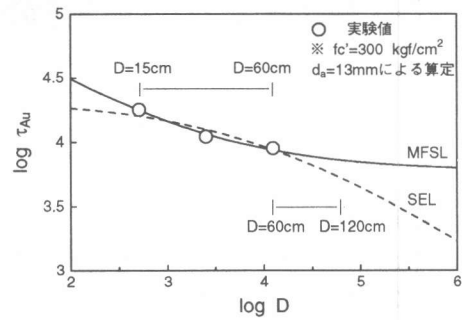


図-1 寸法効果則による推定結果

3. 実験概要

3.1 試験体

筆者らによる既往の研究では、 D 値が15, 30, 60cmのRC梁試験体について、せん断スパン比、せん断補強筋間隔、骨材寸法および力学的鉄筋比等のパラメータを変化させた寸法効果実験を行った。本研究では、試験体の変動因子として試験体寸法($b \times D$; b :梁幅)のみを選び、コンクリート強度および骨材寸法を除くその他のパラメータは既往の試験体と同等となるように大型RC梁試験体を設計している。図-2に試験体の寸法および配筋詳細を、表-1に構造諸元を示す。試験体名称は次のように名づける。PROTは既往の試験体シリーズを示している。すなわち、ほぼ実大のRC梁を模擬するL-PROT($b \times D=30 \times 60\text{cm}$)、その1/2および1/4の断面寸法を有するRC梁試験体をそれぞれM-PROTおよびS-PROTと呼んでいる。一方、本研究で新たに計画した大型RC梁試験体をHシリーズと呼ぶことにする。Hシリーズの試験体は、せん断スパン比($a/D=1.0$; a :せん断スパン)およびせん断補強

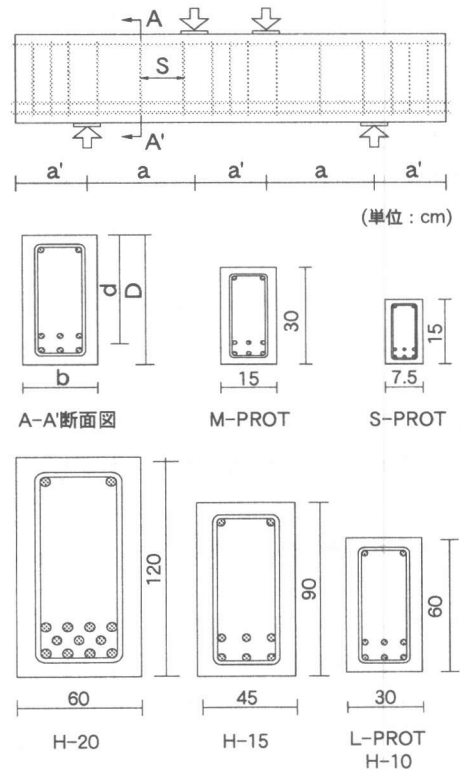


図-2 試験体寸法・配筋詳細図

表-1 構造諸元

試験体	寸法(cm)					せん断補強筋			主筋	
	b	D	d	a	a'	Type	S(cm)	Ps(%)	Type	Pt(%)
S-PROT	7.5	15	12.5	15	15	2-D3	5.3		6-D6	2.06
M-PROT	15	30	24.9	30	20	2-D6	12	0.35	6-D13	2.04
L-PROT	30	60	49.8	60	20	2-D13	24		6-D25	
H-10	30	60	49.8	60	40	2-D13	24		6-D25	2.04
H-15	45	90	74.7	90	60	2-D19	36	0.35	6-D38	
H-20	60	120	99.6	120	80	2-D25	48		8-D38,3-D35	2.01

表-2 コンクリート材料試験結果

試験体	d_a^{*1} (cm)	f_c^{*2} (kgf/cm ²)	f_t^{*3} (kgf/cm ²)	E_c^{*4} $\times 10^5$ (kgf/cm ²)	G_F^{*5} (kgf/cm)
S-PROT		291	16.0	2.65	
M-PROT	1.3	296	21.8	2.51	—
L-PROT		297	18.1	2.42	
H-10		234	15.2	2.72	
H-15	2.0	236	16.3	2.74	0.11
H-20		257	16.4	2.76	

*1 最大骨材寸法 *2 圧縮強度 *3 割裂強度 *4 弾性係数

*5 破壊エネルギー

表-3 鉄筋材料試験結果

種類	f_{sv}^{*1} (kgf/cm ²)	f_{st}^{*2} (kgf/cm ²)	E_s^{*3} $\times 10^6$ (kgf/cm ²)
D3(SD295B)	3775 ^{*4}	5392	1.77
D6(SD295B)	4200 ^{*4}	5888	1.81
D13(SD295B)	3837	5484	1.97
D25(SD345)	3887	6023	1.83
D13(SD295B)	3328	4762	1.76
D19(SD295B)	3601	5399	1.77
D25(SD295B)	3645	5487	1.97
D25(SD390)	4270	6263	1.92
D35(SD390)	4516	6676	1.85
D38(SD390)	4477	6518	1.90

*1 降伏強度 *2 引張強度 *3 弾性係数 *4 0.2%オフセット値

筋比 ($P_s=0.35\%$) が PROT シリーズと同一になるように設計した。本シリーズの試験体名に関しては、L-PROT と等しい D 値を有する RC 梁試験体を H-10、その 1.5 および 2 倍の断面寸法を有する試験体をそれぞれ H-15 および H-20 と呼ぶことにする。使用したコンクリートと鉄筋の材料試験結果を表-2 および 3 に示す。PROT シリーズでは、S-PROT 試験体の寸法を考慮して、最大骨材寸法 (d_a) が 1.3cm のコンクリートを使用した。H シリーズ試験体のコンクリートでは $d_a=2.0$ cm の骨材を使用している。なお、表-2 中に示したコンクリートの破壊エネルギー (G_F) は、RILEM[4] の切欠き梁供試体 (20×10×120cm, スパン 113cm) に関する 3 点曲げ試験から求めたものである。なお、実験では、供試体の急激な破壊の進展を防ぐため、アムスラー試験機の荷重ヘッドと反力ベンチの間に簡易高剛性装置を挿入して加力を行い、ピーク後においても安定した荷重-変形応答の計測を行うことができた。

3.2 荷重および測定方法

PROT および H シリーズ試験体の荷重および測定方法を図-3 に示す。PROT シリーズでは、荷重は容量 200tf のアムスラー試験機により、荷重の検力はロードセルにより行った。一方、H シリーズでは、荷重は本学設置の容量 3000tf 万能試験機により行い、試験機の検力値を用いた。なお、試験体毎に球座銅板と試験体間との接触面積を調節して、受圧が各試験体とも同一になるように工夫した。ひずみの計測はせん断補強筋および主筋に貼付したひずみゲージにより行い、変位は荷重点位置に取り付けた変位計により、荷重点と反力点間の相対鉛直変位について計測している。なお、H シリーズ試験体では、試験区間せん断補強筋配筋位置の平均ひずみを測定するため、せん断補強筋に沿う方向の相対変位についても計測を行った。

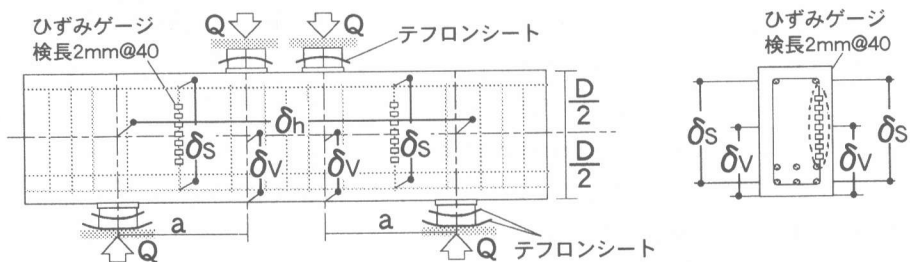


図-3 荷重・測定方法

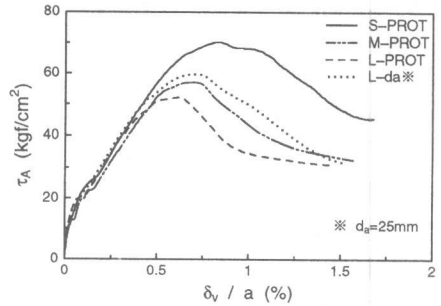
表-4 実験結果一覧

試験体	bQ_{cr}^{*1} (tf)	$b\tau_{cr}^{*5}$ (kgf/cm ²)	sQ_{cr}^{*2} (tf)	$s\tau_{cr}^{*5}$ (kgf/cm ²)	Q_u^{*3} (tf)	τ_u^{*5} (kgf/cm ²)	δ_v/a^{*4} (%)	破壊モード
S-PROT	1.5	14.7	2.2	21.5	5.7	55.8	0.85	タイプ I
M-PROT	3.4	8.32	6.5	15.9	18.6	45.5	0.70	
L-PROT	8.0	4.90	25.0	15.3	68.1	41.7	0.61	
H-10	20.0	12.2	26.9	16.5	74.5	45.6	0.64	タイプ II
H-15	29.7	8.08	52.9	14.4	175.7	47.8	0.72	
H-20	48.1	7.38	105.5	16.2	318.4	48.9	0.66	

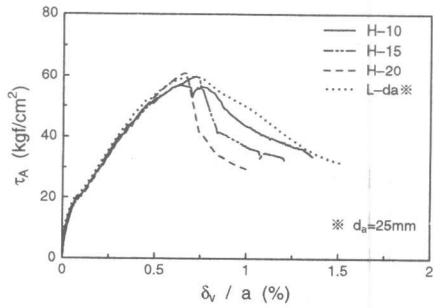
*1 初期曲げひび割れ強度 *2 初期せん断ひび割れ強度 *3 最大せん断耐力 *4 ピーク時相対鉛直変位
*5 Q/bd_e ; b:梁幅、 d_e :有効高さ

4. 実験結果および考察

表-4に実験結果の一覧を示す。なお、初期曲げひび割れ強度 (bQ_{cr}) 並びに初期せん断ひび割れ強度 (sQ_{cr}) は目視によるひび割れ観測に基いて結果を整理している。また、表中の破壊モードは次の定義による。タイプIはウェブコンクリートの圧壊、タイプIIはせん断ひび割れ面に沿うズレ破壊を意味する。図-4(a)および(b)は、それぞれ(a)PROTシリーズと(b)Hシリーズ各試験体の公称せん断応力 ($\tau_A = Q/bd_e$; Q :作用せん断力、 d_e :有効高さ)と相対鉛直変位 (δ_v/a) の関係をプロットしたものである。なお、図中には参考値として、L-PROT ($d_a=1.3\text{cm}$) に対して骨材寸法を変化させた試験体 L-da ($d_a=2.5\text{cm}$) の結果も示してある。本研究では、作用せん断力を公称せん断応力に基準化するための断面積 (A_e) として梁幅 (b) と引張側主筋最外縁から梁上端までの有効高さ (d_e) の積とする。PROTシリーズでは D 値の増大に伴いピーク時のせん断応力が低下しており、せん断強度の寸法効果が認められる。一方、Hシリーズにおいては D 値が増大してもほぼ同一のピーク値を示している。また、参考値として示した L-da の結果と L-PROT および H-10 の結果を比較すると、コンクリート圧縮強度より、最大骨材寸法の方がせん断強度に大きく影響を及ぼしている。このことは次のように解釈される。図-5は、CEB-FIP MODEL CODE 1990[5]に従い、骨材寸法 (d_a) とコンクリート圧縮強度 (f'_c) をパラメータとして求めた破壊エネルギー (G_F) の変化をプロットしたものである。この図は f'_c の変化より、 d_a の変化の方が G_F に及ぼす影響が大きいことを示している。すなわち、H-10 は L-PROT に比べ、 f'_c は低いが、 d_a が大きいため、



(a) PROTシリーズ試験体



(b) Hシリーズ試験体

図-4 作用公称せん断応力-相対鉛直変位関係

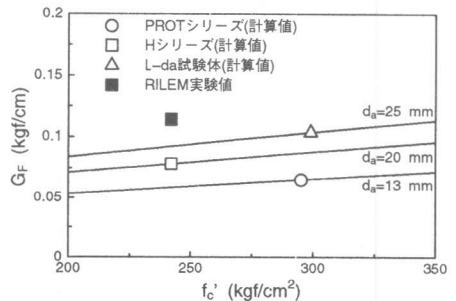


図-5 破壊エネルギーの算定

破壊エネルギーが大きくなり、これがせん断強度の増大を導いている。図-6はピーク前の応力レベル ($\tau_A=24 \text{ kgf/cm}^2$) におけるひび割れ状況を、図-7は最終のひび割れ状況を比較したものである。まず、ピーク前の応力レベルにおけるひび割れ状況に注目すると、 D 値の大きい試験体では、すでに大きなせん断ひび割れが進展しているのに対し、 M および S -PROT試験体ではせん断ひび割れの進展が遅れている。また、最終ひび割れ状況から破壊モードを調べると、 D 値の大きい試験体では、せん断ひび割れが試験体を貫通するせん断破壊を示しているのに対し、 M および S -PROT試験体では、荷重点近傍のウェブコンクリートの圧壊により最終破壊を迎えており、破壊モードの違いが観察される。つまり、 D 値の増大に伴ってせん断抵抗機構が変化し、これがせん断強度の寸法効果に影響を及ぼしたと考えられる。図-8は公称せん断強度の実験値を D 値に対してプロットしたものである。また、 D 値を変動因子とし、 $a/D(=1.0)$ 、 $P_s(=0.3\%)$ および $b(=25\text{cm})$ を一定とした、Walravenの実験結果 [6]、並びに図-1に示したSELおよびMFSLの計算値も併せて示してある。実験結果は明確な寸法効果を示しており、特にMFSLが実験の傾向を良好に捉えている。なお、縦軸は最大せん断応力をコンクリートの f_{eq} で基準化してある。ここで、 f_{eq} はコンクリートの G_F に基づいて評価される破壊力学パラメータであり、図-9にその概念を示す。まず、コンクリートの引張軟化曲線；すなわち、引張応力 (σ) - 開口変位 (W) 関係は二直線モデルで近似されるものとする。次に、 W をゲージ長さ (h) で除してひずみ ($\varepsilon = W/h$) に変換する。さらに、この σ - ε 曲線で囲まれる面積；すなわち、 G_F に基づくひずみエネルギー U_{GF} を評価する。コンクリートを弾性体として考えると、そのひずみエネルギーは $U_e = \sigma^2/2E_c$ と定義される。今、 $\sigma = f_{eq}$ のとき、 $U_e = U_{GF}$ が成立すると仮定すれば、 f_{eq} は次式のように導かれ、 f_{eq} を等価強度と呼ぶことにする。

$$f_{eq} = \sqrt{2E_c G_F / h} \quad (2)$$

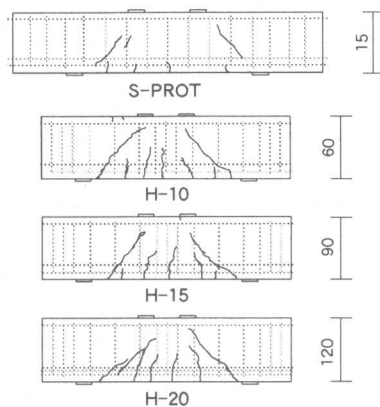


図-6 ひび割れ状況 ($\tau_A=24\text{kgf/cm}^2$)

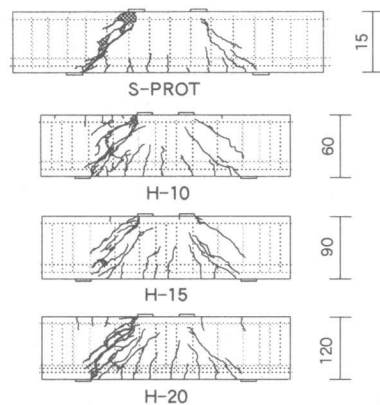


図-7 最終ひび割れ状況

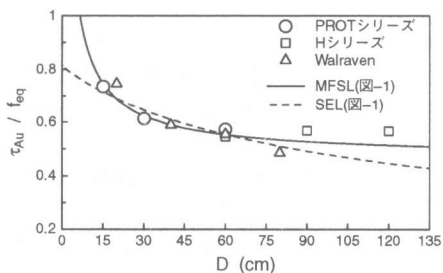


図-8 基準化公称せん断強度-梁高さ関係

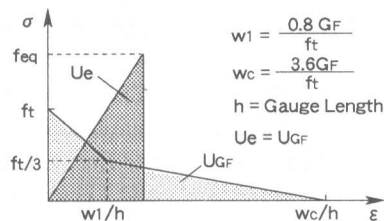


図-9 等価強度概念図

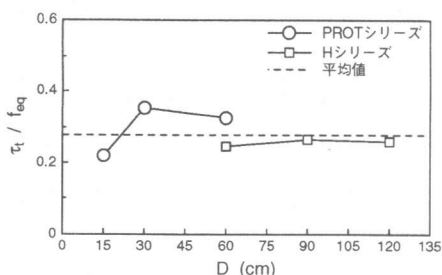


図-10 トラス機構負担せん断力-梁高さ関係

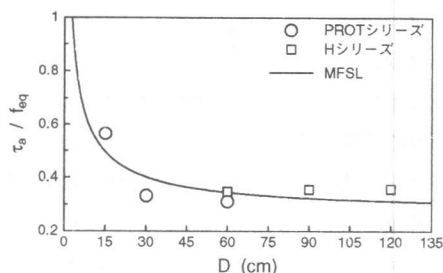


図-11 アーチ機構負担せん断力-梁高さ関係

本研究では、 $h=6\text{cm}(3 \times d_a)$ と仮定し、 G_F は文献[5]により、 E_c は実験値を用いて結果を整理している。 f_{eq} は、 G_F を考慮することによって、 f'_c 並びに d_a の変化に伴うせん断強度の寸法効果を良好に評価することが可能な破壊力学パラメータであると思われる。次に、ひずみゲージにより計測されたせん断補強筋のピーク荷重時の最大ひずみを用いて、トラス機構が負担するせん断力(Q_t)を学会指針式[7]により求め、さらに実験のせん断耐力(Q_u)から Q_t を差し引いたせん断力をアーチ機構が負担するせん断力(Q_a)とする。図-10および11は、それぞれトラスとアーチ機構が負担する標準化したせん断応力を D 値に対してプロットしたものである。S-PROTを除くと、トラス機構のせん断負担分には顕著な寸法効果は認められず、寸法効果は主としてアーチ機構の負担分に生じているのが分かる。また、この寸法効果はMFSLを適用することにより評価できそうである。

5. まとめ

以上の検討結果をまとめると、(1)せん断補強されたRC梁においてもせん断強度の寸法効果が存在するが、 $D=60\text{cm}$ を越えると寸法効果は消失する。これは、 D 値の増大に伴ってせん断抵抗機構が変化し、これがせん断強度の寸法効果に影響を及ぼしたと考えられる。(2)本研究で提案した等価強度(f_{eq})は、寸法効果を評価する破壊力学パラメータとして有効と思われる。(3)寸法効果は主としてアーチ機構の負担分に生じており、この寸法効果はMFSLを適用することにより評価できそうである。

[謝辞] 本研究の計画にあたり、(株)フジタ 三瓶昭彦氏をはじめとする技術研究所の方々、三友エンジニアリング(株) 山村吉広氏には多大なるご協力を賜りました。また、実験の実施およびデータ整理に協力頂いた今市公太君、小森善隆君、古橋輝彦君に感謝します。

参考文献

- [1] 白井伸明ほか：せん断補強した鉄筋コンクリートはりのせん断強度の寸法効果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，pp.869-874，1994.9
- [2] Bažant, Z. P. and Sun, H. H. : Size Effect in Diagonal Shear Failure: Influence of Aggregate Size and Stirrups, ACI Materials Journal, pp.259-272, Jul./Aug.1987
- [3] Carpinteri, A., et al. : A Truncated Statistical Model for Analyzing the Size-Effect on Tensile Strength of Concrete Structures, FRAMCOS-2, Vol.1, No.6, pp.557-570, Jul.1995
- [4] RILEM Draft Recommendation (50-FMC) : Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by means of Three-point Bend Tests on Notched Beams, Materials and Structures, Vol.18, No.106, pp.285-290, 1985
- [5] Comite Euro-International du Beton(CEB) : CEB-FIP MODEL CODE 1990 Final Draft Chapters1-3, Comite Euro-International du Beton(CEB), pp.2-5 - 2-6, Jul.1991
- [6] Walraven, J. C. and Lehwalter, N. : Size Effect in Short Beams Loaded in Shear, ACI Structural Journal, pp.585-593, Sept./Oct.1994
- [7] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説，丸善，1990