貫通孔径の異なる鉄筋コンクリート造基礎梁の終局強度に関する研究

大貫通孔　シアスパン　履歴特性　1240072　佐藤　弘都*
残留ひび割れ幅　応力推移　せん断強度　指導教員　鈴木　卓

1. はじめに

鉄筋コンクリート造基礎梁には，設備点検のために人の通れる直径 600mm 程度の貫通孔が設けられる。貫通孔径は梁せいの 1/3 以下とし，スパン中央に設けることが推奨されている [1)]。そのため，低層建物では前述した貫通孔と梁せいの比（以下，貫通孔比）の規定により過剰な梁せいを有する基礎梁となる場合がみられる。

近年，貫通孔比 1/3 以上の大貫通孔を有する基礎梁の開発研究が進められている [2)]。しかし，これらの研究では，逆対称曲げモーメント分布の試験体に対して貫通孔を中央付近に配置したものが多く，曲げモーメントの影響を受ける位置に貫通孔を設けた場合の検討事例は不十分である。

本研究では，曲げモーメントを受けるシアスパン中央に大貫通孔を有する鉄筋コンクリート造基礎梁の構造性能の把握を目的として貫通孔径の異なる試験体の静的載荷実験を実施した。本論では履歴特性，損傷状況および鉄筋の応力状態を示すとともに，終局強度の結果を示す。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は実大の約 1/3 スケールのもの 4 体である。図 1 に試験体形状および断面寸法詳細を，図 2 に貫通孔付近の寸法詳細を，表 1 に試験体一覧を示す。

本論では，貫通孔上下投影位置を弦材と呼称する（図 1 (a) のハッチ位置参照）。実験変数は貫通孔径 H および弦材あばら筋比である。貫通孔径は 130mm（H/D=0.33），170mm（H/D=0.43）および 200mm（H/D=0.50）であり，試験体名の数値と一致させた。試験体 170M の弦材あばら筋比 p_w（0.95%）は他の試験体（0.32%）の 3 倍である。表 2 にコンクリートの材料特性を，表 3 に鉄筋の材料特性を示す。

2.2 載荷方法

図 3 に載荷装置を，表 4 に文献 3)を参考に計算した許容せん断力の計算結果を示す。試験体は PC 鋼棒によりスタブを載荷フレームに固定した。実験では載荷フレームに取り付けた 2 台の水平ジャッキ（押し：各 500kN）によって水平力載荷を作用させた。水平力載荷は表 4 の長期および短期許容せん断力による荷重制御と載荷点の水平変位 δ をスタブ上端

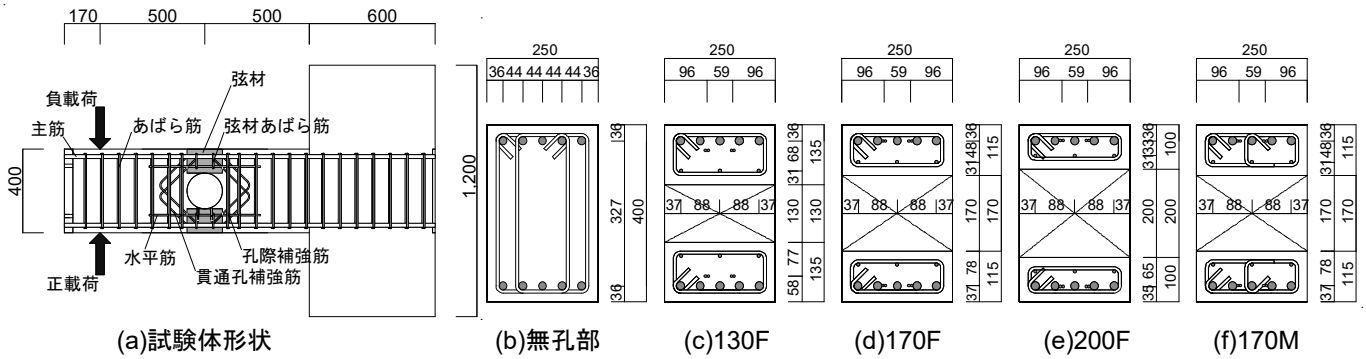

図 1　試験体形状および断面寸法詳細

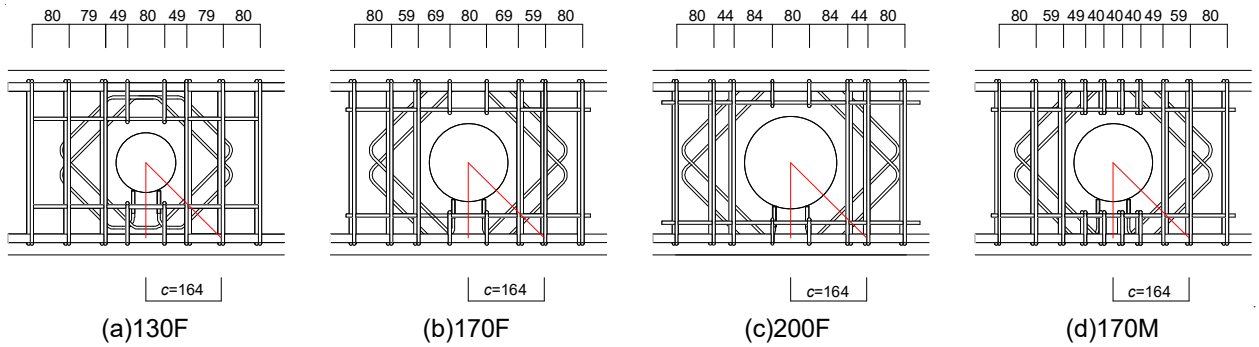

図 2　貫通孔付近の寸法詳細

Study on the Ultimate Strength of RC Foundation Beams with Different Through Hole Diameters　Hiroto SATO

表 1　試験体一覧

試験体名		130F	170F	200F	170M
躯体	幅×せい (mm)	250×400			
	シアスパン比	2.75 (h = 1,000 mm)			
	貫通孔径 (mm)	130	170	200	170
	貫通孔比 (H/D)	0.33	0.43	0.50	0.43
主筋		5-D16, 1.09 (%)			
あばら筋		4-D6@80, 0.63 (%)			
孔際補強筋		4-D6, 0.31 (%)			
弦材あばら筋		2-D6@80, 0.32 (%)			3-D6@40, 0.95 (%)
貫通孔補強筋		4-S6, 0.44 (%)			
水平筋		3-D6, 0.46 (%)			

表 2　コンクリートの材料特性

		圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	圧縮強度時ひずみ (μ)
130F	梁	29.6	27.8	1,850
	スタブ	33.1	30.4	1,950
170F	梁	30.0	26.8	1,990
	スタブ	35.0	31.9	2,010
200F	梁	30.3	27.9	2,020
	スタブ	35.3	30.5	2,160
170M	梁	30.1	27.8	1,970
	スタブ	37.6	32.2	2,130

表 3　鉄筋の材料特性

径	材種	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
D6	SD295	412	532	218
S6	KSS785	1,006	1,204	187
D16	785 相当	806	1,017	214

表 4　許容せん断力の計算結果（単位：kN）

試験体	130F	170F	200F	170M
長期	32	21	13	21
短期	113	102	94	102

から載荷点までの高さ（h=1,000mm）で除した変形角 R による制御である。許容せん断力の式は文献 3)を参照されたい。

加力プログラムは長期許容せん断力を 1 サイクル，短期許容せん断力，0.5，0.75，1.0，1.5，2.0，2.5，3.0，4.0×10^{-2}rad を 2 サイクル，および 5.0×10^{-2}rad の正載荷のみとした。ただし，試験体 170F では，載荷中の人為的なミスにより 1.0×10^{-2}rad の 2 サイクルは行っておらず，0.75×10^{-2} rad の除荷時から 1.5×10^{-2}rad のピーク時までのデータが計測されていない。

3.　実験結果

3.1 破壊性状

図 4 に耐力のほぼ上限に達した変形角（200F：0.75×10^{-2} rad，その他：1.5×10^{-2}rad）の正載荷 1 サイクル目ピーク時の破壊性状を示す。

全試験体ともに，短期許容せん断力のサイクルで貫通孔から斜め 45 度方向に斜めひび割れ発生が確認された。試験体 130F では，4.0×10^{-2}rad のサイクルにおいて貫通孔接線方向のひび割れ幅（以後，接線ひび割れ）の拡幅に伴う曲げ降伏後のせん断破壊が認められた。試験体 170F および 170M では 2.0×10^{-2}rad のサイクルで，試験体 200F では 1.0×10^{-2}rad のサイクルにおいて接線ひび割れ幅の拡幅に伴うせん断破壊が確認された。

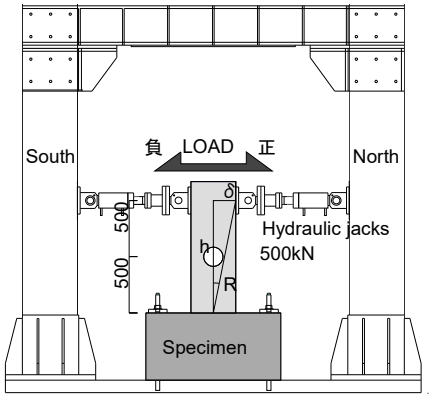

図 3　載荷装置

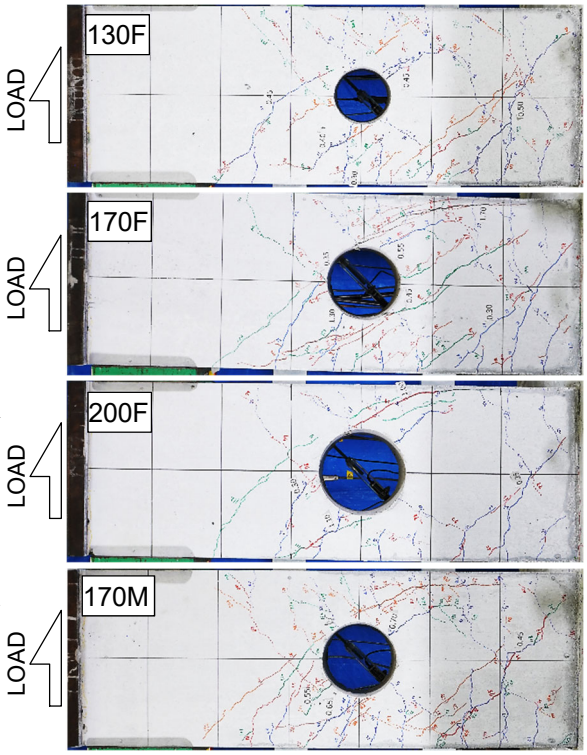

図 4　破壊性状（200F：0.75×10^{-2}rad，その他：1.5×10^{-2}rad）

3.2 履歴特性

図 5 に各試験体のせん断力－変形角関係を示す。図 1 には 3 章で示す既往の式による終局強度の計算値を示す。

試験体 130F では，1.5×10^{-2}rad のサイクルで主筋降伏に伴う耐力の頭打ちが確認され，4.0×10^{-2}rad のサイクルで耐力低下が生じた。一方で試験体 170F および 170M では 2.0×10^{-2} rad のサイクルで，試験体 200F では 1.0×10^{-2}rad のサイクルで耐力低下が認められた。

3.3 残留ひび割れ幅の推移

図 6 にひび割れ位置および短期許容せん断力以降の貫通孔周囲の最大残留ひび割れ幅推移を示す。左図に孔下部に生じたものを，右図に孔上部に生じたものを示している。縦軸は正載荷 1 サイクル目ピーク時のせん断力を，横軸は同サイクル除荷時の最大ひび割れ幅である。同図には，1/3 縮尺の影響を式(1)により考慮した残留ひび割れ幅の制限値（実大で

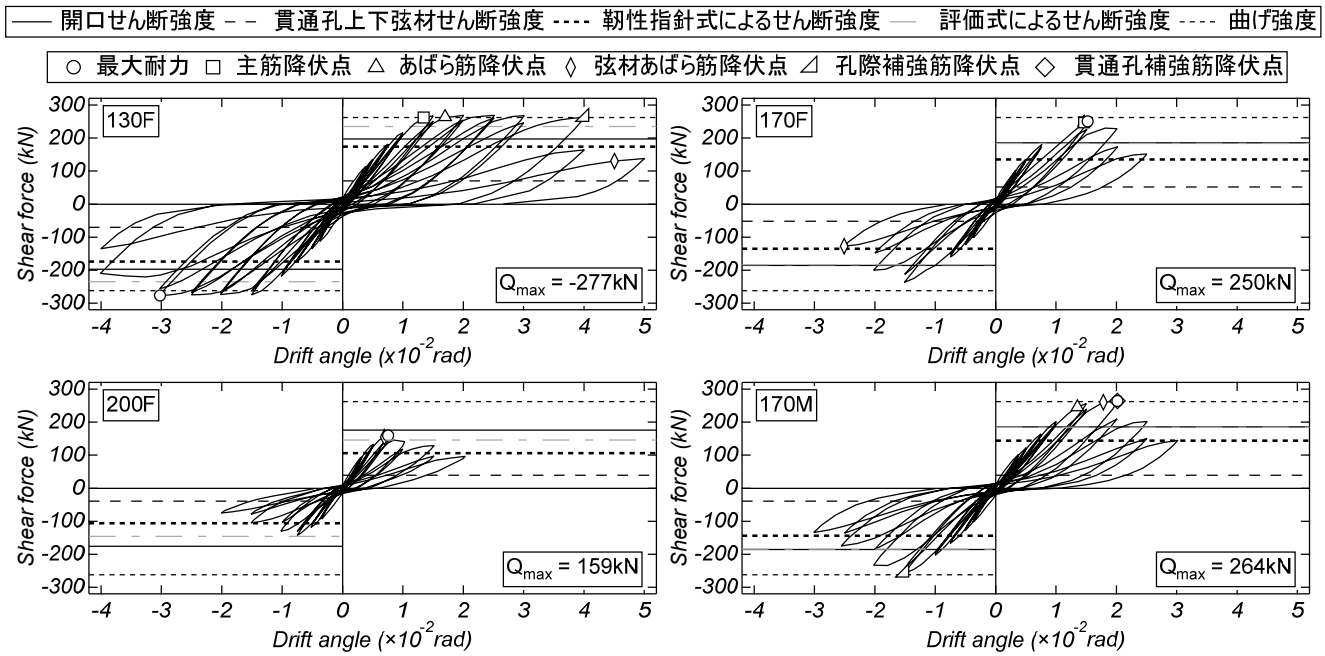

図５　せん断力－変形角関係

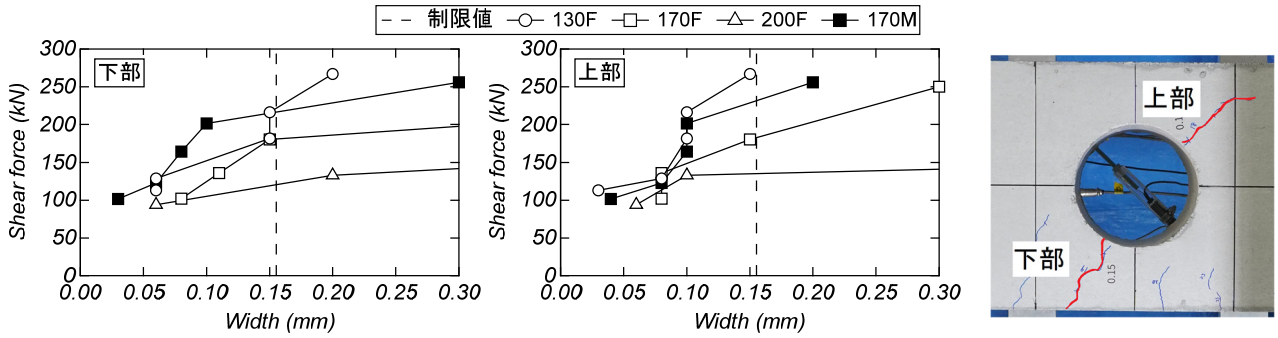

図６　ひび割れ位置および残留ひび割れ幅の推移

0.3 mm）を併せて示している[4)]。

$$w_r = n^{0.6} \cdot w_s \tag{1}$$

ここで，w_r，w_s：実大，縮尺 1/n の試験体の残留ひび割れ幅である。

貫通孔比の増大に伴いひび割れ幅推移の増加傾向が認められる。一方で弦材あばら筋比 0.32%の試験体 170F のひび割れ幅推移は 0.95%の試験体 170M のものと比べて大きい。また，全試験体ともに短期許容せん断力のサイクルである初期点における幅は 0.1mm 未満であり，制限値（0.155mm）未満の値であった。

3.4 貫通孔補強筋の応力推移

図 7 に 1.5×10^{-2}rad の正載荷 1 サイクル目ピーク時までにおける貫通孔補強筋の応力推移を示す。応力は履歴特性をバイリニア型と仮定してひずみゲージの計測値から算出した。貫通孔比 0.50 の試験体 200F の応力上昇は他の試験体のものと比べて高い。また，貫通孔比 0.33 および 0.43 の試験体 130F，170F の応力上昇に大きな差はみられなかった。試験体 170M は試験体 170F と比べて孔下部では応力が高いものの，孔上部ではほとんど差がみられなかった。また，全試験体ともに耐力のほぼ上限に達した変形角（200F：0.75×10^{-2}rad，その他：1.5×10^{-2}rad）までに降伏は認められなかった。

4.　終局強度評価

開口せん断強度は文献 1)，5)を基に式(2)により算出した。

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.092 k_u' k_p (\sigma_B + 18)}{M/(Qd) + 0.12} \left(1 - 1.61 \frac{H}{D}\right) + 0.85\sqrt{p_r \sigma_{ry} + p_s \sigma_{wy}} \right\} bj \tag{2}$$

貫通孔上下弦材のせん断強度は文献 1)に示される式(3)，文献 6)に示される式(4)，および文献 7)に示される式(5)に従いそれぞれ算出した。

$$Q_{su2} = \sum \left\{ \frac{0.092 k_u' k_p (\sigma_B + 18)}{3.12} + 0.85\sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} bj \tag{3}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u &= 4 b_e j_e p_{ws} \sigma_{sy} \\ V_u &= \frac{2 p_{ws} \sigma_{sy} + 2\lambda \nu \sigma_B}{3} \cdot b_e j_{es} \\ V_u &= \lambda b_e j_{es} \nu \sigma_B \end{aligned} \right\} \tag{4}$$

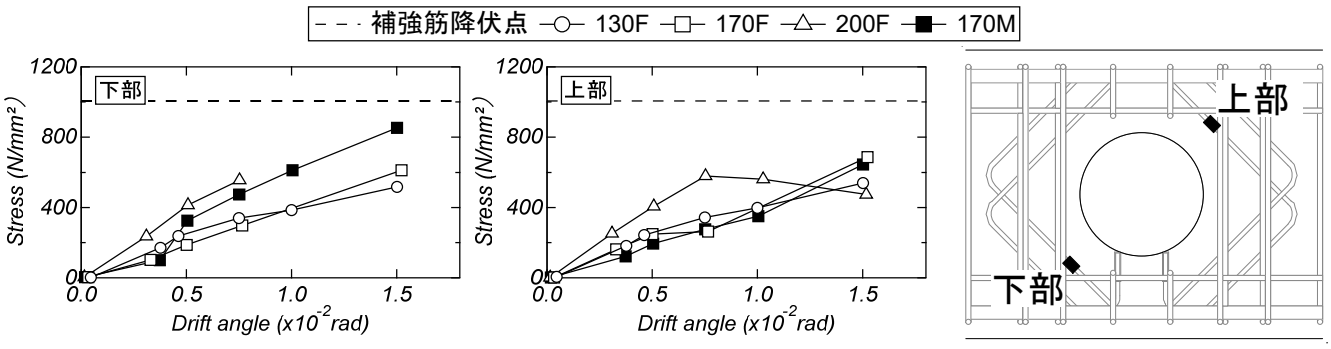

図 7　貫通孔補強筋の応力推移

$$Q_{su3}=2b\left[d'p_o\sigma_{oy}\cot\phi+\left\{\nu_0\sigma_B-\left(1+\cot^2\phi\right)p_o\sigma_{oy}\right\}\frac{D'}{2}\tan\theta\right] \quad (5)$$

曲げ強度は文献 1)に示される式(6)により算出した。

$$Q_{mu}=0.9a_t\sigma_y d/h \quad (6)$$

ここで，式(2)～式(6)の記号は文献 1)，5)～ 7)を参照されたい。

表 5 に計算結果および実験結果の一覧を示す。ここでは，実験の最大耐力および終局強度計算値の比を強度比と呼称する。曲げ降伏先行型である試験体 130F の曲げ強度による強度比は 1.06 となり精度良く評価できている。一方のせん断破壊型の試験体では，式(2)による強度比の平均が 1.23 となり，前述した有孔梁のせん断強度評価法の中で最も評価精度が高い。しかし，既往の評価式では，貫通孔に及ぼす曲げモーメントの影響が考慮されていない。また，式(2)の想定する破壊モードは貫通孔左右際のせん断破壊であり，実験での破壊モードと一致していると判断するのは難しい。以上のことから，既往のせん断強度評価法は本論に示したシアスパン中央に大貫通孔を有する基礎梁の最大耐力を精度良く評価できていると言い難く，今後の研究課題としたい。

表 5　計算結果および実験結果の一覧（単位：kN）

試験体	130F	170F	200F	170M
開口 Q_{su1}（式(2)）	197	185	176	185
弦材 Q_{su2}（式(3)）	70	52	39	69
靭性指針式 V_u（式(4)）	174	135	106	144
評価式 Q_{su3}（式(5)）	235	183	146	184
曲げ Q_{mu}（式(6)）	262	262	262	262
実験 Q_{max}	277	250	159	264
Q_{max}/Q_{su1}	-	1.35	0.90	1.43
Q_{max}/Q_{su2}	-	4.81	4.07	3.83
Q_{max}/V_u	-	1.85	1.50	1.83
Q_{max}/Q_{su3}	-	1.36	1.09	1.43
Q_{max}/Q_{mu}	1.06	-	-	-

5. まとめ

本研究ではシアスパン中央に大貫通孔を有する基礎梁の静的載荷実験を実施した。本論より得られた知見を以下に示す。

1) 貫通孔比 0.33 の試験体では曲げ降伏先行型のせん断破壊が，貫通孔比 0.43 および 0.50 の試験体ではせん断破壊が確認された。
2) せん断破壊型の試験体では，貫通孔比が 0.43 から 0.50 に増加することで最大耐力および変形性能の低下が確認された。
3) 貫通孔比 0.50 の試験体の貫通孔補強筋の引張応力は貫通孔比 0.43 および 0.33 のものと比べて高い。
4) 既往の終局強度評価法は本報に示したシアスパン中央に大貫通孔を有する基礎梁の最大耐力を精度良く評価できるとは言い難い。

参考文献

1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
2) 石岡拓，清水隆，和泉信之：大口径貫通孔を有する梁部材の開口補強工法の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 157-162，2018.7
3) 西岡康志郎：RC 有孔梁の許容せん断力とひび割れ幅に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），構造IV，pp. 289-290，2023.9
4) 真田靖士，市之瀬敏勝，高橋之，飯塚桃子：RC 耐震壁の開口高さによる耐力低減率の検証，日本建築学会構造系論文集，Vol. 80，No. 709，pp. 481-490，2015.3
5) 寺井雅和，福原実苗，南宏一：鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗に見られる寸法効果に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），Vol. C2，pp. 129-130，2010.9
6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針（案）・同解説，1997
7) 平瀬智樹，日比野陽，篠原保二，林靜雄：RC 造有孔梁のせん断伝達機構に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp. 259-264，2011.7

*高知工科大学
システム工学群　建築・都市デザイン専攻
Kochi University of Technology, School of System Engineering,
Architecture and Infrastructure System