

大開孔を有する鉄筋コンクリート造基礎梁の開孔補強工法の開発

石岡 拓^{*1}

清水 隆^{*2} 寺本 博紀^{*2}
 高山 真一^{*2} 傳野 悟史^{*1}
 三好 雅人^{*2} 中村 匠^{*2}

概 要

梁せいの1/2の直径を有する孔が貫通可能な鉄筋コンクリート造基礎梁の開孔補強工法の開発を行った。本工法は、K型の形状の補強筋を主体とした開孔補強であり、開孔補強筋量を変数とした4体の試験体により、その構造性能と既往の終局せん断耐力式の適用性を確認した。本実験により以下のことが得られた。

- 1) 開孔補強筋量が多いほど開孔周囲の破壊が抑制されて、最大耐力の上昇と靱性能の向上がみられた。
- 2) K型補強筋の斜め筋は開孔補強筋として効果的に力を負担していた。
- 3) 開孔補強筋量とせん断耐力の関係はほぼ線形であり、既往の終局せん断耐力式では過小評価する傾向がみられた。また、K型斜め筋の角度を変数とした有限要素解析により、角度が小さいほど最大耐力が低下する傾向がみられた。

Development of a Reinforcing Method for RC Beams with Large Openings

Taku ISHIOKA^{*1} Takashi SHIMIZU^{*2}
 Hiroki TERAMOTO^{*2} Shinichi TAKAYAMA^{*2}
 Satoshi DENNO^{*1} Masato MIYOSHI^{*2}
 Takumi NAKAMURA^{*2}

In this paper, the development of a reinforcing method for RC beams with large openings having diameters of one half of the beam depth is reported. This method is characteristic of using K-shaped reinforcement bars. From the experimental result of four specimens varying in the quantity of reinforcement bars, the performance of structure and the applicability of the existing ultimate shear strength formula were confirmed. The following conclusions were drawn from the experiments.

- 1) The ultimate shear strength and the deformation capacity improved, so that there was much quantity of reinforcement bars.
- 2) The diagonal bars of K-shaped reinforcement bars were working effectively.
- 3) The quantity of reinforcement bars had a linear relation to the ultimate shear strength, and it was shown that the existing ultimate shear strength formula underestimated this experimental result.

Moreover, the results of finite element analyses varying in the angles of diagonal bars of K-shaped reinforcement bars showed that the ultimate shear strength decreased, so that the angles were small.

^{*1} 技術研究所 ^{*2} 本社構造設計部

^{*1} Technical Research Institute ^{*2} Structural Design Dept.

大開孔を有する鉄筋コンクリート造基礎梁の開孔補強工法の開発

石岡 拓^{*1} 清水 隆^{*2}
 寺本 博紀^{*2} 高山 真一^{*2}
 傳野 悟史^{*1} 三好 雅人^{*2}
 中村 匠^{*2}

1. はじめに

鉄筋コンクリート造梁に貫通孔を設けると梁としての構造性能が低下することから、貫通孔が円形の場合には、貫通孔径は梁せいの1/3以下とすることが望ましいとされている。基礎梁においても直径600φ程度の人通孔を設ける場合には、設計から定まる必要断面にかかわらず、梁せいは1800mm以上必要となる。このことは土工事・躯体工事のコストアップにつながることから、新たに、梁せいの1/2程度の直径を有する孔が貫通可能な開孔補強工法の開発を行った(図-1参照)。

本工法における開孔補強の概要を図-2に示す。開孔補強筋は3種類の補強筋で構成されている。K型補強筋は材軸に沿った2本の鉄筋(=K型軸方向筋)と材軸からある角度をもって斜めに伸びた2本の鉄筋(=K型斜め筋)を鋼板に溶接して一体化した補強筋である。原則として2個1組で使用し、開孔を中心に向かい合わせで配置する。開孔際あばら筋は開孔周囲のあばら筋のうち、開孔中心より45°方向に引いた直線が引張鉄筋重心と交わる位置よりも、開孔側に配置されたあばら筋である。開孔部あばら筋は開孔上下の弦材部分のあばら筋である。

本開孔補強工法を基礎梁に適用することを想定して、開孔径を梁せいの1/2とした有孔梁試験体を用いた実験により補強方法の妥当性を確認した。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

試験体一覧を表-1に、試験体形状および配筋を図-3にそれぞれ示す。試験体は、開孔補強筋を実験変数とした1/2縮小試験体4体であり、すべて開孔部せん断破壊先行型で設計した。試験体断面、開孔径は全試験体共通であり、梁幅B=400mm、梁せいD=600mm、開孔径H=300mm(=D/2)とした。梁内法スパンは1800mmであり、シアスパン比は1.5とした。コンクリートの圧縮強度は約40N/mm²であった。梁主筋は、曲げ降伏が先行することを防止するために一般的な基礎梁で想定されるよりも太径、高強度とし、RCBO1、RCBO2試験体で8-D19(SD345)、RCBO3、RCBO4試験体で6-D22(SD490)とした。せん断補強筋はD6(SD295A)とし、開孔部以外でのせん断破壊を防止するために補強筋間隔を密にした。開孔補強筋は、RCBO1試験体はK型補強筋がなく、開孔際あばら筋2-D6@20、開孔部あばら筋2-D6@40のみとした。RCBO2試験体は、K型補強筋D10(SD345)を4

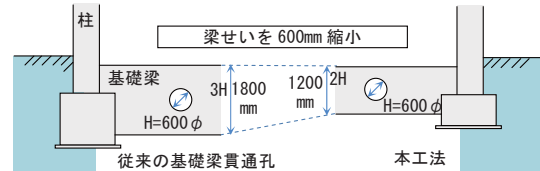


図-1 本工法のメリット

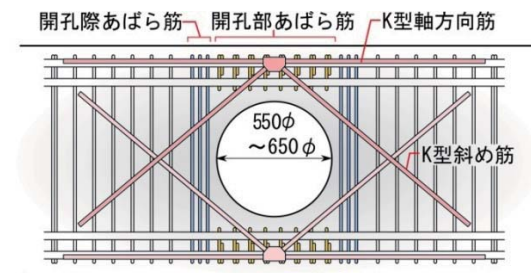


図-2 提案補強工法の概要

表-1 試験体一覧

試験体名	RCBO1	RCBO2	RCBO3	RCBO4
梁主筋	4+4-D19 (SD345)		4+2-D22 (SD490)	
K型補強筋	なし	2-D10(2組) (SD345)	2-D13(2組) (SD345)	3-D13(3組) (SD345)
pwd (%)	0	0.22	0.38	0.58
開孔部あばら筋	2-D6@20(SD295A)			4-D6@20 (SD295A)
pws (%)	0.28		0.27	0.55
開孔部あばら筋	2-D6@40 (SD295A)	2-D6@30 (SD295A)	4-D6@30 (SD295A)	4-D6@30 (SD295A)
pw (%)	0.40		0.53	1.07
一般部	2-D6@50 (SD295A)		2-D6@35 (SD295A)	4-D6@35 (SD295A)
(端部)	4-D6@50 (SD295A)		4-D6@35(SD295A)	
開孔補強量	K型補強筋なし	補強量小	補強量標準	補強量大

個2組として、開孔際あばら筋と開孔部あばら筋はRCBO1試験体と同様とした。RCBO3試験体は、K型補強筋D13(SD345)を4個2組とし、開孔際あばら筋2-D6@20、開孔部あばら筋2-D6@30とした。RCBO4試験体は、K型補強筋D13(SD345)を6個3組とし、開孔際あばら筋4-D6@20、開孔部あばら筋4-D6@30とした。開孔部あばら筋に中子筋を配筋するために、軸方向筋として2-D16を配置した。

試験体で使用したコンクリートと鉄筋、鋼板の材料試験結果を表-2に示す。コンクリートの粗骨材は最大径13mmとして、試験体の縮尺にあわせた。

^{*1} 技術研究所 ^{*2} 本社構造設計部

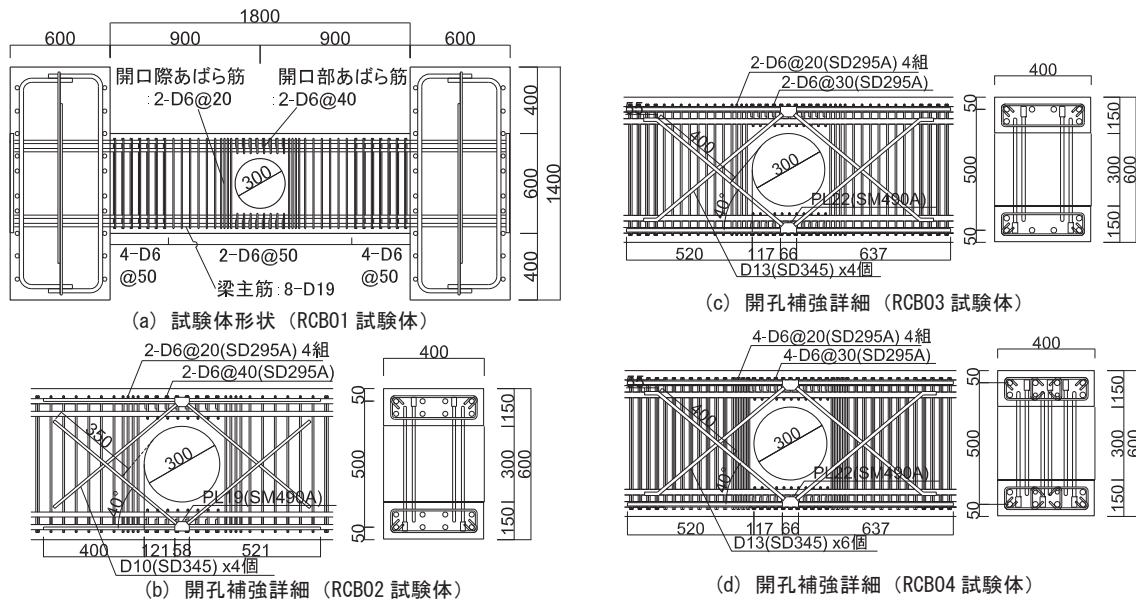


図-3 試験体形状および配筋

2.2 加力方法

実験における加力状況を図-4に、加力スケジュールを図-5にそれぞれ示す。試験体の加力は試験部に逆対称曲げせん断力が生じるように建研式加力装置を用いて、正負漸増繰り返し加力を行った。試験体の全体変形は、上下スタブ間に取り付けた変位計により計測した。試験体に生じる荷重は、水平加力ジャッキに内蔵したロードセルにより計測した。加力は、試験体の全体変形を内法スパン 1800mm で除した部材角 R で制御する変位制御を基本とし、 $R = \pm 1/1000\text{rad}$ を 1 回、 $R = \pm 1/400\text{rad}$ 、 $\pm 1/200\text{rad}$ 、 $\pm 1/133\text{rad}$ 、 $\pm 1/100\text{rad}$ 、 $\pm 1/67\text{rad}$ 、 $\pm 1/50\text{rad}$ を各 2 回、 $R = +1/33\text{rad}$ を 1 回加力した。ただし、 $R = \pm 1/400\text{rad}$ までは荷重制御として、加力途中で長期許容せん断力に達した場合には、ひび割れ幅の測定を実施し、短期許容せん断力に達した場合にはピーク時のひび割れ幅と除荷後の残留ひび割れ幅を測定した。許容せん断力は、後述する日本建築学会「RC 規準」¹⁾ の開孔の影響を考慮した許容せん断力式を用いて算出した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

最大耐力時のひび割れ発生状況を図-6に示す。いずれの試験体においても、加力初期に梁端部とスタブの打継部に若干の開きがみられ、その後梁上下面に曲げひび割れが発生した。部材角 $R = 1/1000\text{rad}$ までは開孔部の中心から 45 度方向に開孔部せん断ひび割れが 1、2 本発生した。このひび割れは部材角の進展とともに拡幅し、ひび割れを横切る K 型補強筋の斜め筋が降伏した。その後、開孔部の接線方向に新たな開孔部せん断ひび割れが発生し、主筋沿いのひび割れと一体となり、開孔を介して断面を斜めに横切るひび割れとなった。各試験体で最大耐力が生じた部材角には差異がみられたものの、いずれの試験体ともこのひび割れが大きく拡幅して最大耐力に達した。

最大耐力以降は、開孔部接線方向のひび割れを境に

表-2 材料試験結果

コンクリート	割線剛性 ($\times 10^3 \text{N/mm}^2$)	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
RCBO1	31.1	36.9	3.05
RCBO2	31.1	39.9	3.15
RCBO3	32.7	41.4	3.08
RCBO4	31.4	41.0	2.87

鉄筋・鋼板	ヤング係数 ($\times 10^3 \text{N/mm}^2$)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
D6	182	371	511
D10	194	401	546
D13	183	389	548
D16	192	384	530
D19	192	396	583
D22	190	539	710
PL19	197	403	545
PL22	204	399	569



図-4 加力状況

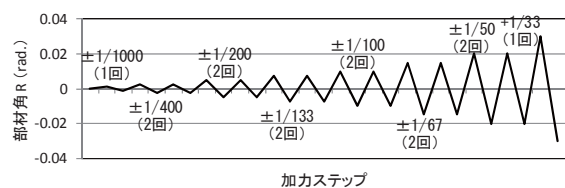


図-5 加力スケジュール

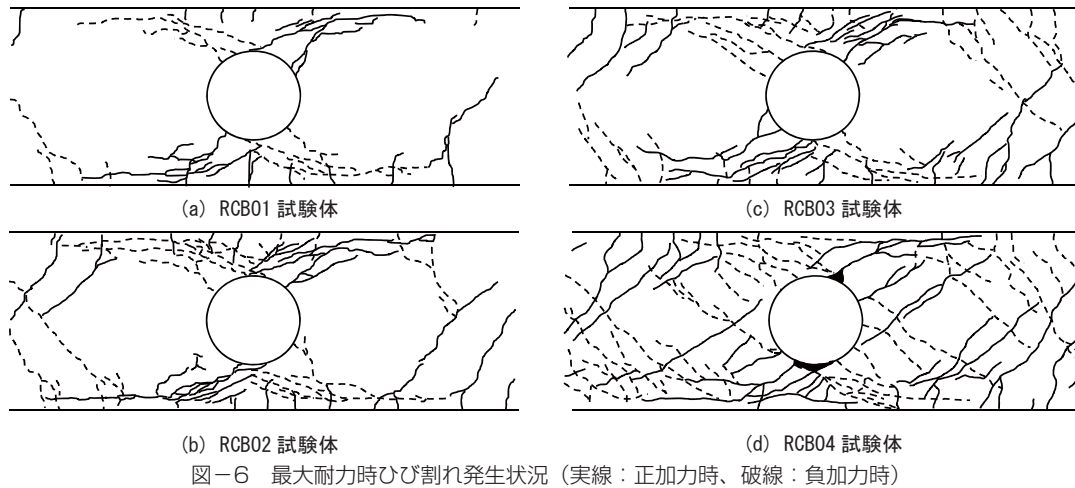


図-6 最大耐力時ひび割れ発生状況 (実線：正加力時、破線：負加力時)

して試験体上下がずれるように変形が進行し、徐々に耐力が低下した。

3.2 各種強度と荷重変形関係

各試験体の各種強度と発生部材角を表-3に、荷重変形関係を図-7にそれぞれ示す。表中には各試験体の実験結果として、開口部せん断ひび割れ発生時部材角と強度、長期許容せん断力時、短期許容せん断力時の部材角と計算値、最大耐力時の部材角と強度を示し、実験時のコンクリート圧縮強度 σ_B と最終破壊状況を併記した。

なお、ここでの長期・短期許容せん断力およびせん断終局強度は、日本建築学会「RC規準」¹⁾の開口の影響を考慮した式(1)、式(2)および式(3)によった。開口補強筋量 p_s には、K型補強筋の斜め筋および開口際あばら筋の断面積を算入した。

孔周囲の長期許容せん断力：

$$Q_{A0} = bj\{af_s(1-H/D) + 0.5w_f(p_s - 0.002)\} \quad (1)$$

孔周囲の短期許容せん断力：

$$Q_{A0S} = bj\{(2/3)af_s(1-H/D) + 0.5w_f(p_s - 0.002)\} \quad (2)$$

孔周囲の終局せん断強度：

$$Q_{sw0} = \left\{ \frac{0.092k_w k_p (\sigma_B + 18)}{M/Qd + 0.12} \left(1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_s \cdot \sigma_y} \right\} bj \quad (3)$$

開口部せん断ひび割れ発生時の部材角は $1/4000 \sim 1/1000$ rad.であり、発生強度にもばらつきがあった。ひび割れ発生前であることから、開口補強筋による影響というよりも目視確認によるためと考えられる。

長期許容せん断力計算値は開口補強筋量 p_s の制限により各試験体で大きな差がないが、短期許容せん断力計算値はRCBO1試験体で149kN、RCBO4試験体で389kNであり、試験体間で最大2.6倍の差がある。そのため、長期許容せん断力に達する部材角はばらつきがなく、短期許容せん断力に達する部材角は計算値の大きさに応じた結果となった。

各試験体の荷重変形関係の包絡線を図-8に示す。開口補強筋量の増大にともない、最大耐力の上昇と靱性能の向上がみられた。K型補強筋の有無で比較すると、K型補強筋を有するRCBO2試験体は、K型補強筋のないRCBO1試験体と比べて正加力時の最大耐力は1.26倍に上昇した。開口補強筋量で比較すると、RCBO2試験体と比べてRCBO3試験体は1.19倍、RCBO4試験体は1.83倍の最大耐力(正加力時)の上昇があった。

正加力時の最大耐力発生部材角は、RCBO1~4試験体でそれぞれ、 $1/224$ rad.、 $1/148$ rad.、 $1/132$ rad.、 $1/65$ rad.であり、開口補強筋量が大きいほど開口周囲の破壊が抑制されて、変形能力が向上した。

3.3 開口部周囲の鉄筋ひずみ分布

(1) K型補強筋

RCBO3試験体の最大耐力時までの負加力時のK型

表-3 各種強度と発生部材角

試験体名	RCBO1		RCBO2		RCBO3		RCBO4		
コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	36.9		39.9		41.4		41.0		
加力方向	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	
開口部せん断ひび割れ発生時	部材角 (10 ⁻³ rad.)	0.50	-0.39	0.36	-0.45	1.02	-0.35	0.26	-0.36
	強度 (kN)	112.3	-79.2	86.6	-96.7	130.0	-95.8	75.9	-86.5
長期許容せん断力時	部材角 (10 ⁻³ rad.)	1.00	-1.56	1.22	-1.49	1.92	-1.72	1.35	-1.66
	計算値 (kN)	141.4		185.6		207.8		207.2	
短期許容せん断力時	部材角 (10 ⁻³ rad.)	1.12	-1.56	1.60	-1.96	2.86	-2.48	4.14	-4.29
	計算値 (kN)	149.2		213.8		261.0		388.7	
最大耐力時	部材角 (10 ⁻³ rad.)	4.47	-4.39	6.76	-5.06	7.59	-7.58	15.44	-15.18
	強度 (kN)	301.0	-248.9	380.5	-347.8	452.8	-432.4	697.8	-657.0
最終破壊状況	開口部せん断破壊		開口部せん断破壊		開口部せん断破壊		開口部せん断破壊		

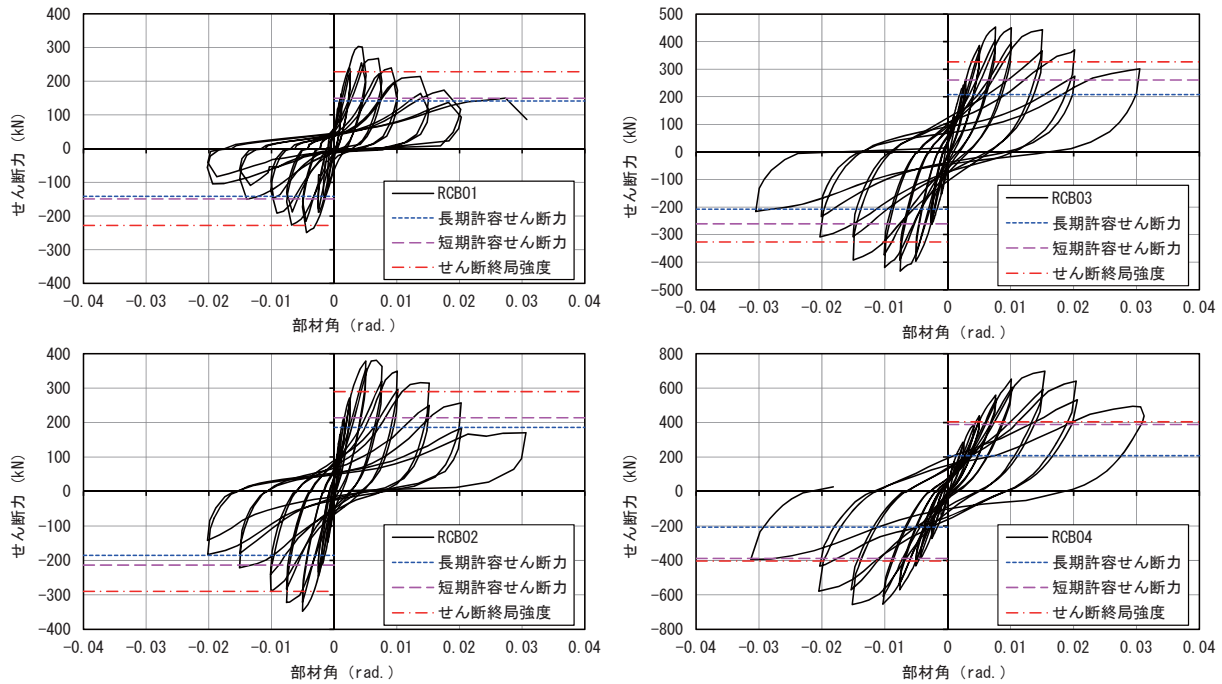


図-7 荷重変形関係

補強筋ひずみ分布を図-9に示す。斜め筋の開孔付近(i位置)のひずみは、開孔部の中心から45度方向に発生したひび割れの拡幅ともなって増大した。降伏部材角は、RCBO2試験体で1/523rad、RCBO3試験体で1/414rad、RCBO4試験体で1/146radであり、RCBO2、RCBO3試験体では式(2)で算出される短期許容せん断力時相当であった。斜め筋の端部(j位置)では降伏せず、そのひずみは最大1000 μ 程度であった。

軸方向筋のひずみ測定では、開孔際(c、d位置)と開孔際から20d(d:鉄筋径)離れた位置(b、e位置)、端部(a、f位置)の6箇所にひずみゲージを貼付した。軸方向筋のひずみ分布は、鋼板を中心として片側だけ(b、c位置)に引張りひずみが生じる分布となった。いずれの試験体とも降伏は部材角約1/67radで、開孔際(c位置)だけに発生した。降伏はRCBO2、RCBO3試験体では最大耐力以降、RCBO4試験体では最大耐力直前であった。b、e位置では降伏せず、試験体における軸方向筋の定着長の妥当性が確認できた。

(2) あばら筋

RCBO3試験体のあばら筋の正加力時のひずみ分布を図-10に示す。いずれの試験体においても開孔際あばら筋(m、o位置)と開孔部あばら筋(n位置)は実験終了時まで降伏しなかった。RCBO1、RCBO2試験体では1/200rad直後に最大耐力に達し、あばら筋のひずみはほぼ頭打ちとなった。両試験体のあばら筋のひずみは最大でも1000 μ 程度であった。RCBO3、RCBO4試験体では1/200rad以降も耐力が上昇し、開孔部周辺以外の損傷も進行するために、一般部(l、p位置)でもひずみが増大し、最大耐力以降であるが、降伏ひずみに達した。

(3) 梁主筋

RCBO3試験体の梁主筋の正加力時のひずみ分布を

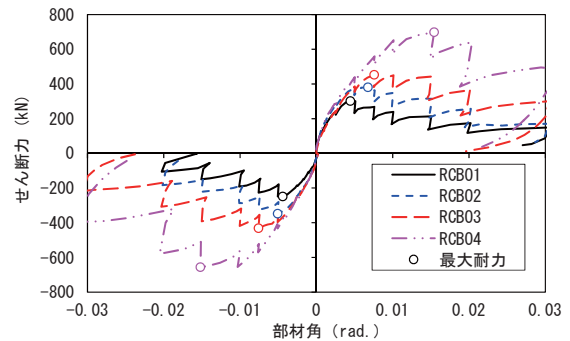


図-8 包絡線比較

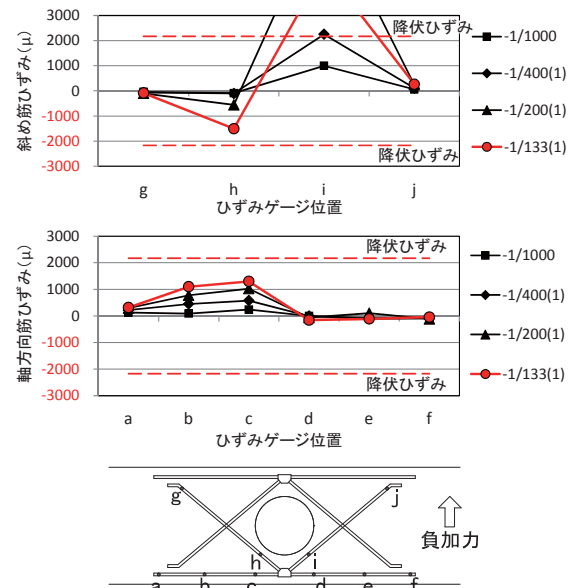


図-9 K型補強筋のひずみ分布 (RCBO3、負加力時)

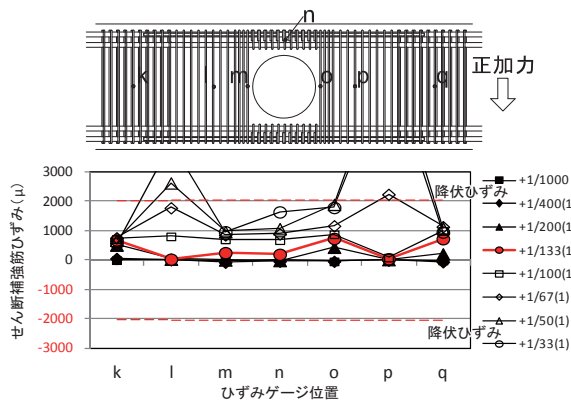


図-10 あばら筋のひずみ分布 (RCBO3、正加力時)

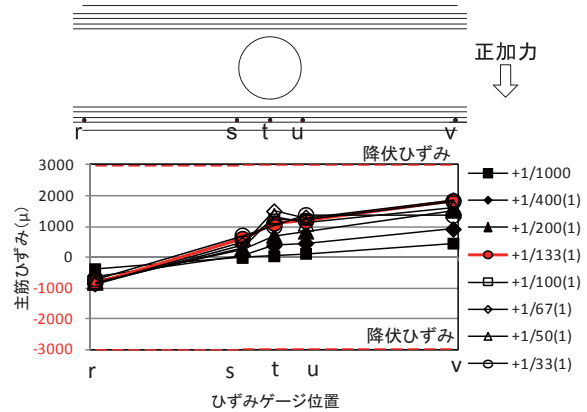


図-11 梁主筋のひずみ分布 (RCBO3、正加力時)

図-11 に示す。梁主筋のひずみは、一端 (v 位置) は引張ひずみ、他端 (r 位置) は圧縮ひずみとなっており、試験部に逆対称曲げモーメントが生じていた。各試験体とも最大耐力付近までは材軸方向に沿って直線的なひずみ分布となっていたが、最大耐力以降は開孔上下のコンクリートの損傷が進行するために開孔位置 (t 位置) における梁主筋ひずみが大きくなる傾向がみられた。

4. 考察

本実験における最大耐力と計算値との比較を表-4 に示す。表中には式 (3) による計算値の他に、式 (4) に示す日本建築学会「靱性保証型指針」2) によるせん断強度および式 (5) に示す日本建築学会「RC 規準」3) による降伏曲げモーメントから算出したせん断力を併記した。式中の記号は各文献による。

$$V_u = 2b_c j_{es} \rho_{ns} \sigma_{sy} \cot \phi_s + A_x \sigma_{sy} \sin \theta_x \quad (4)$$

$$M_y = 0.9 a_f \sigma_y d \quad (5)$$

また、式 (3) と式 (4) による実験値と計算値との比較を図-12 に示す。図中には実験値/計算値の下限値 (破線) を併記した。

本試験体の最大せん断耐力は、式 (3) に対しては 1.09 倍以上、式 (4) に対しては 1.13 倍以上の余裕度を有すると考えられる。また、式 (3) では開孔補強筋量が最も大きい RCBO4 試験体で最大耐力を過小評価したが、式 (4) では開孔補強筋量にかかわらず、最大

耐力を過小評価する傾向があった。

開孔補強筋量と最大耐力の関係を図-13 に示す。図中には式 (3) の計算値を併記した。式 (3) ではせん断耐力に対する開孔補強筋の効果は平方根の項としてあらわされているが、本試験体では開孔補強筋量とせん断耐力の関係はほぼ線形であった。そのため、本試験体の範囲内では開孔補強筋量が多いほど最大耐力を過小評価する結果となり、特に RCBO4 試験体ではその影響が大きかったと考えられる。

K 型補強による耐力と K 型補強筋比との関係を図-14 に示す。K 型補強による耐力は RCBO1、RCBO2 試験体の最大耐力差とした。図中には式 (4) の第 2 項を併記した。試験体 1 体での評価となるが、式 (4) 第 2 項は K 型補強筋の効果を比較的良好に評価していると考えられる。

最大耐力実験値から式 (4) 第 2 項計算値を差し引いた値を開孔上下の弦材のせん断耐力として開孔部あばら筋比との関係を図-15 に示す。図中には式 (4) の第 1 項を併記した。式 (4) 第 1 項は弦材耐力の傾向をとらえているが、開孔部あばら筋比に関係なく全体的に過小評価である。式 (4) 第 1 項と弦材せん断耐力との差の平均値は 85kN であり、有孔梁で考慮しないアーチ作用による耐力上昇と推測されるが、試験体数が限られているため今後の検討課題としたい。

表-4 最大耐力と計算値との比較

試験体名	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	最大耐力			(3) 式との比較		(4) 式との比較		(5) 式との比較	
		部材角		実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値
		(10 ⁻³ rad.)	(rad.)							
RCBO1	36.9	4.47	+1/224	301.0	227.6	1.32	167.4	1.80	477.1	0.63
		-4.39	-1/228	-248.9						
RCBO2	39.9	6.76	+1/148	380.5	289.8	1.31	240.7	1.58	477.1	0.80
		-5.06	-1/198	-347.8						
RCBO3	41.4	7.59	+1/132	452.8	326.8	1.39	352.9	1.28	667.3	0.68
		-7.58	-1/132	-432.4						
RCBO4	41	15.44	+1/65	697.8	403.7	1.73	580.8	1.20	667.3	1.05
		-15.18	-1/66	-657.0						
					(平均)	1.37	(平均)	1.39	(平均)	0.75

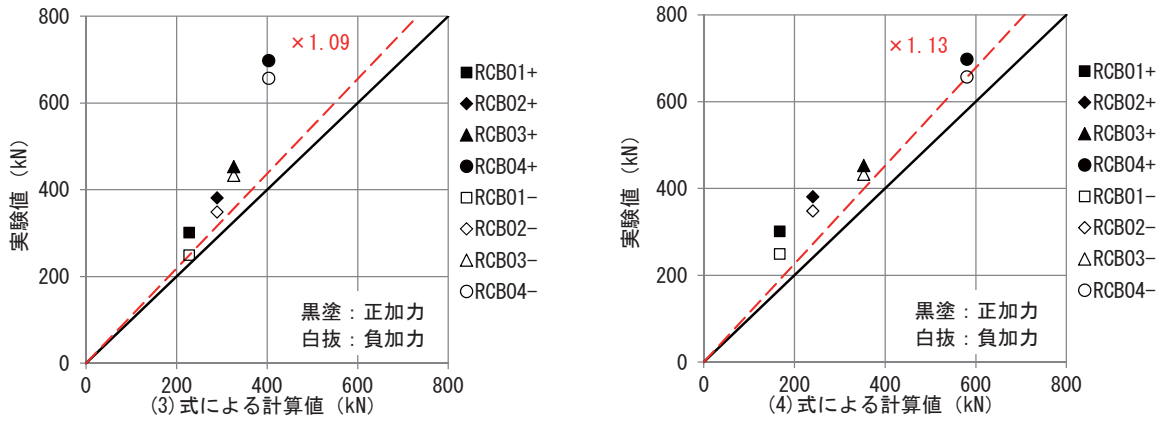


図-12 最大耐力と計算値との比較

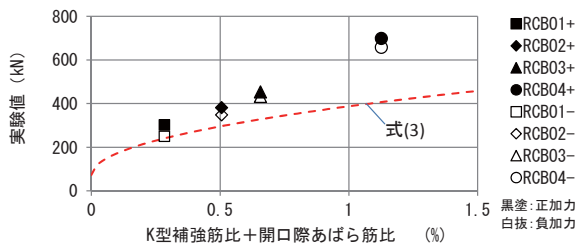


図-13 開口補強筋量と最大耐力

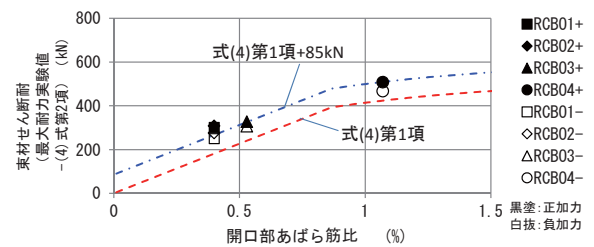


図-14 K型補強による耐力

5. 有限要素解析

5.1 解析モデル概要

本実験のRCB03試験体に関して2次元非線形有限要素解析を適用して、K型補強筋の応力伝達等を検討した。解析モデルを図-16に示す。解析には汎用有限要素解析プログラム「ADINA」を用いた。コンクリート要素は4節点平面応力要素とし、応力-歪関係は使用プログラムの構成側を用いて⁴⁾、1軸圧縮強度からモデル化した。ひび割れは非直交固定ひび割れモデルとした。梁主筋や各補強筋はトラス要素でコンクリートとは完全付着とし、応力-ひずみ関係は bilinear 型とした。

5.2 解析結果

解析結果の荷重変形関係を実験値とともに図-17に示す。本解析では梁端部における主筋抜け出しによる変形をモデル化していないため、実験値の部材角は梁端部の回転変形を除いた値で比較している。解析値の初期剛性は実験値より大きい、最大耐力は実験値の98%程度であった。

ひび割れと圧縮主応力の発生状況を図-18、図-19に示す。実験と同様にひび割れはまず梁端部に発生し、続いて開孔の中心から45度方向に発生した。また、荷重直後にスパン中央の開孔上下にも曲げひび割れが発生しており、開孔位置で梁断面が小さくなることによる影響が解析においても表現されていた。

圧縮主応力は梁端部を斜めにつなぐ方向に増大し、圧縮ストラットを形成しているが、開孔により分割されていた。

K型補強筋の軸方向応力度を図-20に示す。開孔際のひび割れに対応して、K型斜め筋の引張応力度が増大していた。最大耐力時には降伏に達しており、実験時と同様であった。

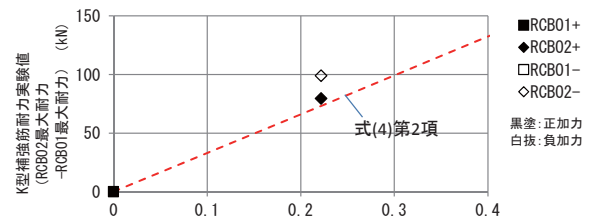


図-15 弦材耐力の評価

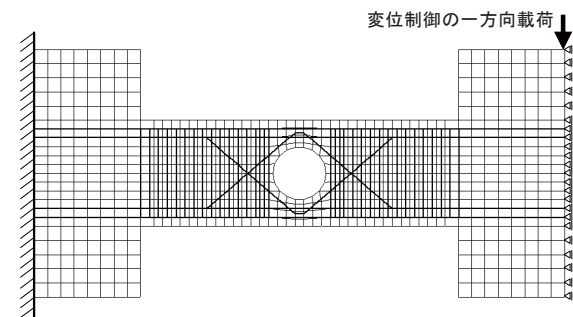


図-16 解析モデル形状

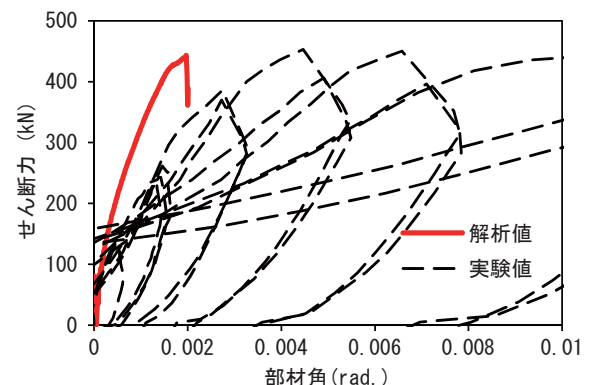


図-17 荷重変形関係

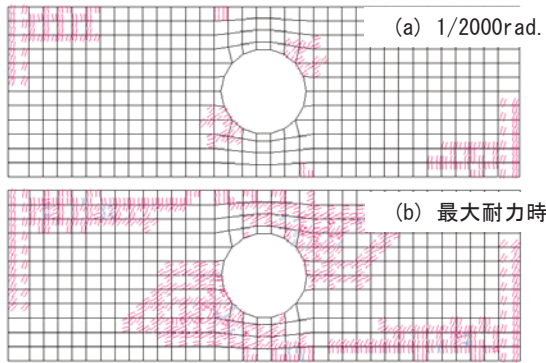


図-18 ひび割れ発生状況

5.3 K型斜め筋角度の影響

K型斜め筋が開孔から離れた場合の影響について検討するために、K型斜め筋の材軸に対する角度を試験体の40度から減じた解析モデルを作成した。解析モデルの概要を図-21に示す。K型斜め筋の角度は30度と20度とした。

各モデルの荷重変形関係を図-22に示す。初期剛性に違いはみられなかった。角度が小さいほど、K型斜め筋が開孔部から離れて孔際の引張応力を負担できなくなるために、最大耐力は減少した。

ひび割れ発生状況を図-23に示す。K型斜め筋の角度が大きいほど、ひび割れが分散する傾向が若干みられたが、発生状況に大きな違いはみられなかった。

6. まとめ

K型の形状をした補強筋を用いて開孔補強した鉄筋コンクリート造有孔梁の加力実験および有限要素解析により、以下の結果が得られた。

- 1) 開孔補強筋量が多いほど開孔周囲の破壊が抑制されて、最大耐力の上昇と靱性能の向上がみられた。
- 2) 開孔周囲の補強筋のひずみ分布から、K型補強筋の斜め筋は効果的な開孔補強として働いていたことがわかった。
- 3) 本試験体では開孔補強筋量とせん断耐力の関係はほぼ線形であり、既往の終局せん断耐力式では過小評価する傾向がみられた。
- 4) K型斜め筋の角度を変数とした有限要素解析の結果から、角度が小さいほど最大耐力は減少する傾向がみられた。

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、pp.355-358、2010
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、pp.169-175、1999
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、p.76、2010
- 4) ADINA R&D, Inc., ADINA Theory and Modeling Guide, 2012

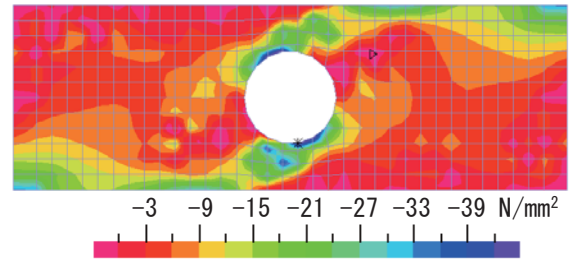


図-19 圧縮主応力発生状況(最大耐力時)

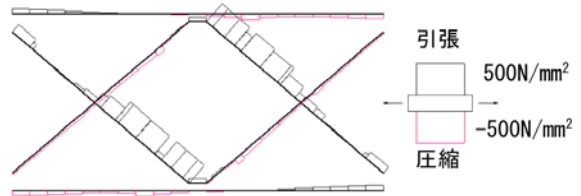
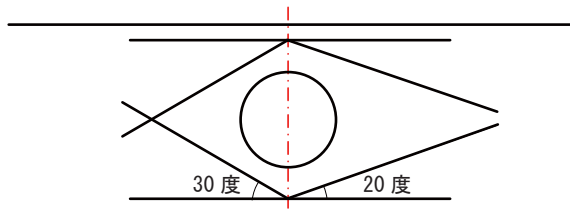


図-20 K型補強筋軸方向応力度(最大耐力時)



(a) 角度30度 (b) 角度20度

図-21 解析モデル

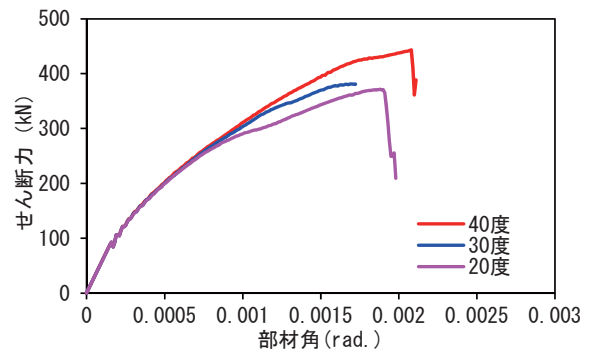


図-22 荷重変形関係

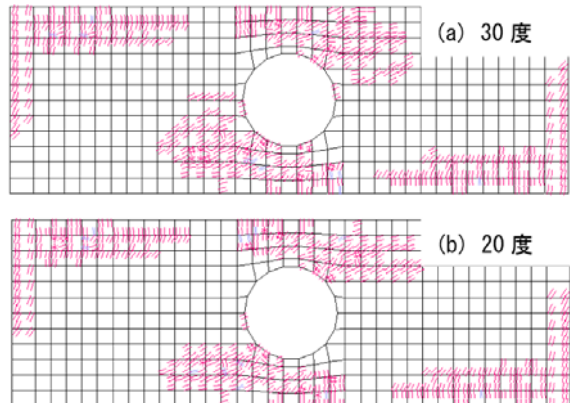


図-23 ひび割れ発生状況(最大耐力時)