

材端部に開孔を有するRC梁の開孔補強工法の開発

細矢 博* 岸本 剛**

1. はじめに

鉄筋コンクリート造の集合住宅などでは、梁に換気設備配管用の開孔を設けざるを得ないが、このとき、居室プラン上、開孔を梁端部に設けたいとの要望が強い。しかし、端部に開孔を有する梁が地震等の外力を受けると、開孔補強が適切でない場合には、開孔近傍で脆性的な破壊を起こすことが既往の研究から知られており、端部に開孔を設けることを避けてきた。そのため、従来工法では、柱面より梁せい以上離れた領域に開孔を設け、配管を外部に通しているのが一般的である。これに伴い、配管を収納するための下がり天井を設けるなどの対応が必要となり、居室プラン上、大きな制約を受けている。

これらの問題を解決すべく、鉄筋コンクリート(RC)梁の材端部に開孔を設けることを可能にするため、開孔補強工法(以下、本工法と記す)を考案し、縮小試験体の載荷実験によって開孔補強された有孔梁の構造性能を検討した。また実大施工実験を行い、主として開孔部の補強筋組の施工性ならびにコンクリートの充填性について検討した。

2. 本工法の概要と特長

考案した本工法は、図-1および図-2に示すように、開孔の両脇に配置する孔際補強筋と既製開孔補強筋、ならびに普通異形鉄筋をU形に折り曲げ成形した開孔補強鉄筋(以下、座屈補強筋と称す)により梁端部の開孔を補強し、設計で保証すべき強度と変形性能を確保するものである。このU形の座屈補強筋は、終局時に梁主筋の座屈を防止するとともに、開孔部近傍のコンクリートの圧壊、剥落に対する遅延効果があり変形性能を増大させ、かつ開孔部のせん断強度の増大にも寄与する。

本工法を採用すると、図-3に示すように、従来工法では開孔を柱面から梁せい(D)以上離さなければならぬものが、梁せいの1/3以上から梁せい未満に相当する区間に、直径が梁せいの1/3.5以下かつ300mm以下の開孔を設けることが可能である。したがって、従来工法に比べ、配管経路が短縮できること、また、下がり天井の出隅部分の張り出しが最大で梁せいの2/3、すなわち450~650mm程度小さくすることができる。このため、コスト上昇せずに居室空間を拡大できるうえ、居室プランのバリエーションが増え、居住者のニーズを反映させた建物の設計が可能になる。

なお、柱面から梁せい以上離れた領域ある開孔に対しては従来工法で対応可能である。

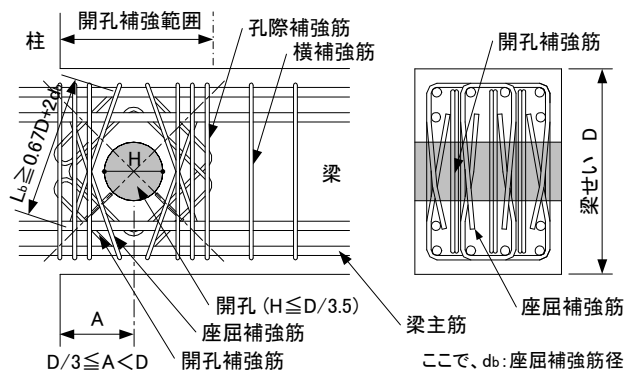


図-1 配筋方法

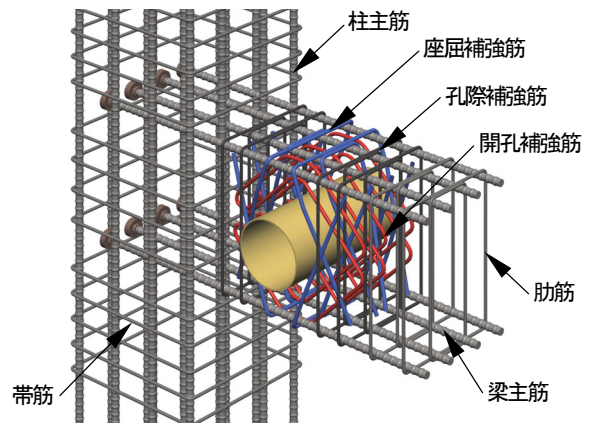


図-2 配筋例

*技術研究所 **東京支社建築設計部

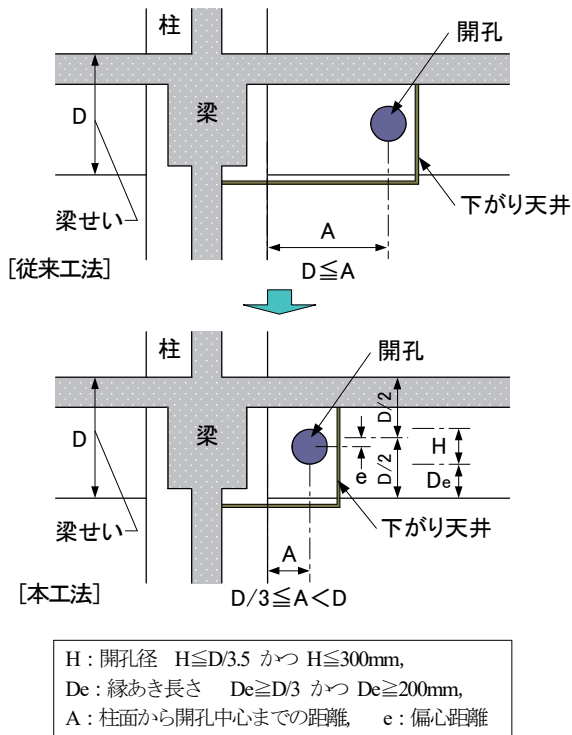


図-3 本工法と従来工法の外観上の比較

3. 適用範囲

本工法の適用範囲の概要を表-1に、使用材料の範囲を表-2に示す。また、その要点は以下の通り。

- ・ 開孔直径(H)： D/3.5 以下かつ 300mm 以下
- ・ 梁端柱面から開孔中心までの距離(A)： D/3以上かつ 1.0D未満 [梁中央部にも同時に開孔配置可能]
- ・ コンクリート設計基準強度(F_c)： 21N/mm²以上54 N/mm²以下
- ・ 梁端部断面のせん断応力度(τ_0)： $\tau_0 = (Q_L + Q_{mu}) / (bD)$ が0.07 F_c 以下

ここに、

Q_L ：鉛直荷重時せん断力、 Q_{mu} ：曲げ強度時せん断力、 b ：梁幅、 D ：梁せい

本工法では、材端部に開孔を設ける場合であっても、隣り合う開孔どうしの距離を本工法設計指針に準じて確保すれば、梁中央部に複数の開孔を設けることが可能である。また、コンクリート設計基準強度の上限が 54N/mm² であることから超高層建物の梁にも採用できる。同時に、梁端部断面のせん断応力度の適用範囲が 0.07 F_c 以下であることから、せん断応力度のレベル ($\tau_0 F_c$) が一般的に高い中高層建物の梁に対しても適用できる。

表-1 適用範囲の概要

項目	諸元
開孔形状	円形
開孔直径	$H \leq D/3.5$ 、かつ 300mm 以下
梁端-開孔中心間距離	$D/3 \leq A < D$
縁あき寸法	$D_e \geq D/3$ 、かつ 200mm 以上
梁端開孔～隣接中央部開孔中心間距離	$L \geq 2D$ (中央部開孔間距離 $L' \geq D$)
梁内法スパン比	$L_0/D \geq 4$
座屈補強筋定着長さ	$L_b \geq 0.67D + 2d_b$
孔際補強筋比	$0.5\% \leq p_v \leq 1.2\%$
開孔補強筋比	$0.4\% \leq p_d \leq 1.2\%$
座屈補強筋量	$p_b \sigma_{bv} \geq 1.2N/mm^2$

表-2 使用材料

材料	設計基準強度	
	普通コンクリート	F_c
使用部位	鉄筋種類	鉄筋径
主筋	SD295A~SD490	D13~D41
横補強筋 (肋筋、孔際補強筋)	SD295A~SD345 高強度鉄筋	D10~D16 S6~S16
開孔補強筋	KSS785	S6~S16
座屈補強筋	SD295A~SD345	D10~D19

4. 設計方法

構造設計方法の要点を以下に示す。

4.1 開孔補強範囲のせん断強度

開孔補強範囲のせん断強度は下式による。

$$Q_{su} \geq Q_L + 1.2Q_{mu} \tag{1}$$

$$Q_{su} = [0.053p_t^{0.23}(F_c + 18)(1 - 1.61H/D) / \{M/(Qd) + 0.12\} + 0.85\sqrt{p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}}] bj \tag{2}$$

ここに、

Q_{su} ：開孔補強範囲のせん断強度、 p_t ：梁引張鉄筋比、 $M/(Qd)$ ：せん断スパン比 { $M/(Qd) \leq 1$ の場合は 1、 $M/(Qd) \geq 3$ の場合は 3}、 σ_{vy} ：孔際補強筋規格降伏点 ($\leq 25F_c$)、 σ_{dy} ：開孔補強筋規格降伏点 ($\leq 25F_c$)、 j ：応力中心間距離、その他の記号は 2~3 章参照。

4.2 孔際補強筋と開孔補強筋の算定

孔際補強筋と開孔補強筋は、梁端部断面でのせん断応力度をコンクリート設計基準強度で無次元化したせん断応力度 ($\tau_0 F_c$) の大きさに応じて、以下の条件を満たすものとする。

- ・ $\tau_0 F_c \leq 0.05$ のとき $\xi \geq \tau_0 F_c + 0.1$ (3)

- ・ $0.05 < \tau_0 F_c \leq 0.07$ のとき $\xi \geq 9 \tau_0 F_c - 0.3$ (4)

ここに、 $\tau_0 F_c = (Q_L + Q_{mu}) / (bDF_c)$

ξ は、開孔部補強筋指標と称し、下式より求める。

$$\xi = (p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) / F_c \quad (5)$$

τ_0 / F_c は、以下の条件を満たすものとする。

$$\tau_0 / F_c = (Q_L + Q_{mu}) / (bDF_c) \leq 0.07 \quad (6)$$

4.3 座屈補強筋量の算定

座屈補強筋量は、以下の条件を満たすものとする。

$$p_b \sigma_{by} / F_c \geq \tau_0 / F_c \quad (7)$$

$$p_b \sigma_{by} \geq 1.2N/mm^2 \quad (8)$$

ここに、 p_b ：座屈補強筋比、 σ_{by} ：座屈補強筋規格降伏点($\leq 25F_c$)、その他の記号は2~3章参照。

5. 載荷実験

本工法を開発する際に構造性能を検討するため、約1/2の縮小模型試験体による載荷実験を行った。

5.1 試験体

試験体の諸元を表-3に示す。また、試験体の形状・寸法、配筋の例を図-4に示す。試験体は、コンクリート設計基準強度が24N/mm²と48N/mm²の2シリーズから成る。全試験体は、実際の梁の場合と同様に、材端部で曲げ降伏するように計画されている。また、座屈補強筋の定着長さは、開孔中心から15d_b(d_b：座屈補強筋径)まで延長することを条件としている。

5.2 材料試験

コンクリートの材料試験値を表-4に、鉄筋の材料試験値を表-5に示す。

5.3 実験結果

a. ひび割れ状況

ひび割れ状況の例を写真-1に示す。試験体は、コンクリート設計基準強度が $F_c=24N/mm^2$ である無孔梁試験体(L6-0)と、同強度で開孔径が D/3.5 である有孔梁試験体(L6-5-6M-B3、L8-8-12M-B3)である。

写真は、部材角が $R=40 \times 10^3 rad$ の第一サイクル正方向載荷後のひび割れ状況であるが、無孔梁ならびに有孔梁のひび割れ状況に差はほとんどみられない。また、開孔径が D/4 の試験体、ならびに梁端柱面から開

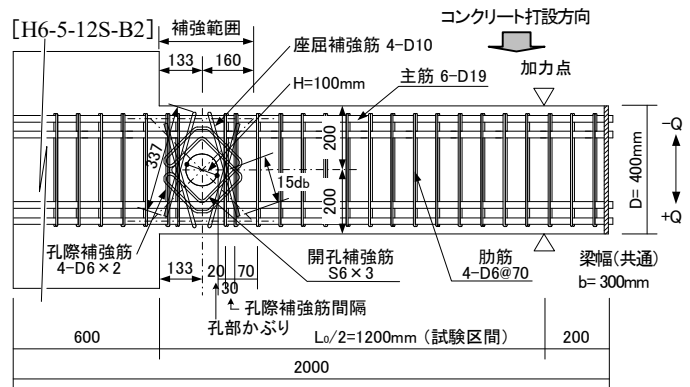


図-4 試験体の形状・寸法、配筋の例

表-3 試験体諸元

シリーズ	試験体	F _c (N/mm ²)	梁主筋		開孔諸元 ^{*1}			筋筋		孔際補強筋		開孔補強筋			開孔部全体			座屈補強筋			τ _{mu0} /σ _B ^{*6}				
			配筋	P _t (%)	径	水平方向	鉛直方向	配筋	P _w (%)	配筋 ^{*2}	P _v (%)	配筋 ^{*3}	P _d (%)	P _s (%)	P _s σ _{sy} ^{*4} (N/mm ²)	配筋 ^{*5}	P _b (%)	P _b σ _{by} (N/mm ²)							
Fc24(1)	L6-0	24	6-D19 [SD345]	1.67	—	—	—	4-D6@70 [SD295A]	0.61	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.057				
	L6-5-4L-N				D/3	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.058	
	L6-5-6L				D/3.5	D/3	中央			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.050
	L6-5-6M				D/4	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.050
	L6-5-6S				D/3.5	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.050
	L6-5-4M				D/4	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.050
	L6-5-4S				D/4	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.050
Fc24(3)	L6-5-6SE-B1	24	6-D19 [SD345]	1.67	D/4	D/3	孔中心 +D/24	4-D6@70 [SD295A]	0.61	4-D6x2	0.48	S6x3	0.51	0.99	5.63	6-D6	0.46	1.68	—	—	0.048				
	L6-5-6SF				2x D/3	中央	4-D6x2			0.53	S6x3	0.56	1.09	6.20	4-D6	0.34	1.23	—	—	—	—	—			
	L6-5-6M-B1				D/3.5	D/3	中央			4-D6x2	0.53	S6x3	0.56	1.09	6.20	4-D6	0.34	1.23	—	—	—	—	—		
Fc24(4)	L8-12-8M-B2	24	8-D19 [SD345]	2.28	D/3.5	D/3	中央	4-D10@70 [SD295A]	1.35	4-D10x2	1.18	S6x4	0.75	1.93	9.87	4-D10	0.76	2.75	—	—	0.073				
	L8-12-8M-B3				—	—	—			4-D6x3	0.80	S8x4	1.17	1.97	11.87	4-D8	0.53	2.23	—	—	—	—			
	L8-8-12M-B3				—	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Fc48(1)	H6-0	48	6-D19 [SD490]	1.67	—	—	—	4-S6@70 [KSS785]	0.61	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.036				
	H6-5-9S-B2				D/4	D/3	中央			4-S6x2	0.53	S8x3	0.88	1.41	11.06	4-D10	0.76	2.76	—	—	—	—			
	H6-5-12S-B2				—	—	—			4-S6x2	0.53	S8x4	1.17	1.70	13.35	4-D10	0.76	2.76	—	—	—	—	—		
	H6-5-9S-B1				—	—	—			4-S6x2	0.53	S8x4	1.17	1.70	13.35	4-D10	0.76	2.76	—	—	—	—	—		
	H6-5-9SE-B2				—	—	—			孔中心 +D/24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fc48(2)	H8-12-8M-B2	48	8-D19 [SD490]	2.28	D/3.5	D/3	中央	4-S10@90 [KSS785]	1.06	4-S10x2	1.19	S6x4	0.75	1.94	15.19	4-D10	0.76	2.75	—	—	0.073				
	H8-8-12M-B2				—	—	—			4-S6x3	0.79	S8x4	1.17	1.96	15.38	4-D10	0.76	2.75	—	—	—	—			

*1：開孔の水平方向の位置は梁端柱面より開孔中心までの距離、鉛直方向の位置は梁上端面より開孔中心までの距離、(D：梁せい) *2：開孔補強筋範囲のうち開孔中心より片側の補強範囲に配筋された補強筋、*3：KSS785、*4： $p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}$ (N/mm²)、*5：座屈補強筋の定着長さ：開孔中心より15d_bまで延長 (d_b：座屈補強筋の径)、*6： $\tau_{mu0} = Q_{mu} / bD$ 、Q_{mu}：梁曲げ終局強度(Q_{mu}=0.9a₁σ_yd/a、a₁：梁主筋断面積、σ_y：梁主筋降伏強度、d：有効せい、a：シアスパン長さ)、ここで、補強筋量の算出にあたっては、σ_{vy}、σ_{dy}、σ_{by} ≤ 25σ_Bとした。σ_B：コンクリート圧縮強度

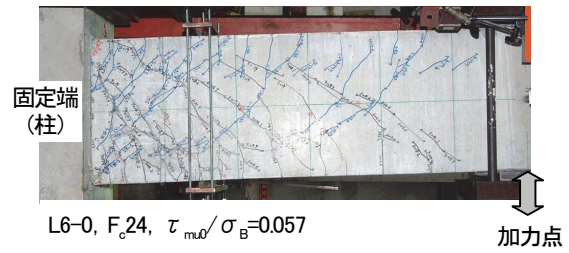
表-4 コンクリート材料試験値

シリーズ	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 ($\times 10^{-3}$)	弾性係数 (kN/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
Fc24(1)	24.4	2.01	24.7	2.42
Fc24(2)	27.1	2.05	25.4	2.65
Fc24(3)	28.9	2.03	27.3	2.34
Fc24(4)	24.6	1.84	23.9	2.34
Fc48(1)	54.6	2.63	32.2	3.69
Fc48(2)	35.6	2.01	30.0	3.49

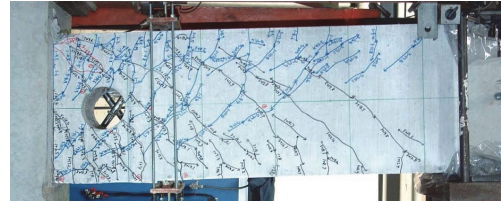
表-5 鉄筋材料試験値

部位	主筋	肋筋, 孔際補強筋					開孔 補強筋		座屈補強筋		
		D19	D6	D10	S6	S10	S6	S8	D6	D8	D10
Fc24(1)	375	381	-	-	-	981	-	-	-	-	
	560	513	-	-	-	1126	-	-	-	-	
Fc24(2)	367	329	-	-	-	905	-	329	-	-	
	587	503	-	-	-	1096	-	503	-	-	
Fc24(3)	371	361	-	-	-	977	-	361	-	-	
	534	528	-	-	-	1148	-	528	-	-	
Fc24(4)	375	367	362	-	-	905	938	-	417	362	
	552	519	506	-	-	1121	1110	-	573	506	
Fc48(1)	538	-	-	882	-	-	993	361	-	364	
	690	-	-	1068	-	-	1162	528	-	500	
Fc48(2)	538	-	-	833	915	905	938	-	-	362	
	690	-	-	1056	1083	1121	1110	-	-	506	

上段：降伏強度，下段：引張強度 (単位: N/mm²)



L6-0, F_c24, $\tau_{mu0}/\sigma_B=0.057$



L6-5-6M, F_c24, H=D/3.5, A=D/3, $\tau_{mu0}/\sigma_B=0.050$



L8-8-12M-B3, F_c24, H=D/3.5, A=D/3, $\tau_{mu0}/\sigma_B=0.073$

写真-1 ひび割れ状況の比較 (R=40×10⁻³rad)

孔中心までの水平距離(A)が D/2 の試験体、開孔の偏心距離(e)が D/24 の試験体でも、そのひび割れ状況は同様であった。さらに、コンクリートの設計基準強度が F_c=48N/mm² の試験体でも同様であった。以上から、R=40×10⁻³ rad 程度までは、無孔梁と有孔梁との破壊状況に有意な差はないといえる。

b. 最大強度の実験値と計算値との関係

最大強度の実験値(Q_{max})と計算値(Q_{mu})を表-6に示す。ここで、Q_{max} は最大強度の正方向側の実験値、Q_{mu} は日本建築学会曲げ強度略算式(表-3脚注参照)から得られた計算値である。全試験体が材端部で曲げ降伏し最大強度に至り、実験値は計算値に対して5~25%程度上回った。曲げ強度略算式は、本工法で開孔部を補強された材端部有孔梁に対しても、曲げ強度を安全側に評価するといえる。

c. 限界部材角

限界部材角(R_u)の実験値を表-6に示す。本報告では、限界部材角として、Q-R 曲線の包絡線上で荷重が最大強度の80%に低下したときの正方向側の部材角をとっている。開孔径が D/3.5 および D/4 の試験体の R_u は、全試験体で 40×10⁻³ rad 以上であり、本工法で開孔部を補強された有孔梁は、設計で保証すべき変形性能を満たしていることがわかる。なお、本報告では、文献1)に示された方法により求めた梁端ヒンジ

表-6 最大強度と限界部材角

シリーズ	試験体	実験値		計算値 Q _{mu} (kN)	実/計 Q _{max} /Q _{mu}	備考
		Q _{max} (kN)	R _u ($\times 10^{-3}$ rad)			
Fc24(1)	L6-0	198	53	166	1.19	無孔梁 p _b =0%
	L6-5-4L-N	174	21		1.05	
Fc24(2)	L6-5-6L	196	41	163	1.20	H=D/3
	L6-5-6M	202	43		1.24	
	L6-5-6S	201	49		1.23	
	L6-5-4M	194	42		1.19	
	L6-5-4S	204	42		1.25	
Fc24(3)	L6-5-6SE-B1	192	44	164	1.17	e=D/24 A=D/2
	L6-5-6SF	193	44		1.18	
	L6-5-6M-B1	195	46		1.19	
Fc24(4)	L8-12-8M-B2	261	67	216	1.21	-
	L8-12-8M-B3	258	60		1.19	
	L8-8-12M-B3	256	67		1.19	
Fc48(1)	H6-0	270	100↑	238	1.13	無孔梁
	H6-5-9S-B2	272	100↑		1.14	
	H6-5-12S-B2	278	100↑		1.17	
	H6-5-9S-B1	271	75		1.14	
	H6-5-9SE-B2	274	100↑		1.15	
Fc48(2)	H8-12-8M-B2	332	61	310	1.07	-
	H8-8-12M-B2	334	67		1.08	

領域の回転角(R_p)と部材角(R)との関係を参考に、一般的に設計で用いられている R_p=20×10⁻³ rad を保証するのに必要十分な部材角として R=40×10⁻³ rad を設定し、その値を基準に試験体の変形性能を評価している。

d. 限界部材角-座屈補強筋量関係

R_u と曲げ終局強度時せん断応力度に対する座屈補強筋量の比(p_bσ_{by}/τ_{mu0})との関係を図-5に示す。以後、p_bσ_{by}/τ_{mu0} を座屈補強筋係数と称する。図中、6-D6 の座屈補強筋が配筋された試験体では、座屈補強筋が束ね鉄筋であったため定着性能を発揮できず R_u

は小さいが、他の試験体では、補強筋係数が増大すると R_u も増大する傾向があり、座屈補強筋係数が 0.83 以上あれば、 R_u は $40 \times 10^3 \text{rad}$ 以上であった。このとき、座屈補強筋量は $p_b \sigma_{by} \geq 1.12 \text{N/mm}^2$ であった。これより、安全側の配慮のもとに、式(7)、式(8)を設定している。

e. 限界部材角—開孔部補強筋量関係

R_u と曲げ終局強度時せん断応力度に対する開孔部補強筋量 (孔際と開孔補強筋量の和)の比($(p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) / \tau_{mu0}$)との関係を図-6に示す。 $(p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) / \tau_{mu0}$ を開孔部補強筋係数と称する。本実験の範囲では、開孔部補強筋係数が 3.16 以上あれば、 R_u は $40 \times 10^3 \text{rad}$ 以上を確保できること、 R_u は開孔部補強筋係数に対して線形的に増大する傾向があることがわかる。

f. 開孔部補強筋指標—無次元化せん断応力度関係

開孔部補強筋量をコンクリート強度で無次元化した値 ($\xi = (p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) / \sigma_B$) と曲げ終局強度時せん断応力度をコンクリート強度で無次元化した値 (τ_{mu0} / σ_B) との関係、および本工法と類似した補強法を採る試験体による既往実験²⁾での同関係を図-7に示す。上記 e. で示したように、 R_u と $(p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) / \tau_{mu0}$ とには相関関係があり、また、座屈補強筋を有する全ての試験体の R_u が $40 \times 10^3 \text{rad}$ であったことから、開孔径 $D/3.5$ の材端有孔梁に対して $R_u = 40 \times 10^3 \text{rad}$ を確保しうる $\xi - \tau_{mu0} / \sigma_B$ 関係を求めると、式(3)、式(4)を得る。

g. 限界部材角—せん断余裕度関係

限界部材角(R_u)とせん断余裕度(Q_{su}/Q_{mu})との関係を図-8に示す。ここで、 Q_{su} は、座屈補強筋は部材の靱性の増大には寄与するが、せん断強度の増大には寄与しないと安全側の判断のもとに仮定し、式(2)により求めた開孔部のせん断強度の計算値である。本実験の範囲では、 Q_{su}/Q_{mu} が 1.15 以上であれば、開孔部近傍でのせん断破壊が先行せず、 R_u は $40 \times 10^3 \text{rad}$ 以上であった。これより、安全側の配慮のもとに式(1)を設定している。なお、実験時の孔際補強筋比は $0.48\% \leq p_v \leq 1.19\%$ 、開孔補強筋比は $0.37\% \leq p_d \leq 1.17\%$ である。

6. 実大施工実験

本工法を用いる場合には、梁端部断面のせん断応力度に応じて、孔際補強筋、開孔補強筋のほか座屈補強筋量を増大させるため、せん断応力度が大きい有孔梁に対しては密な配筋となる場合がある。このため、主

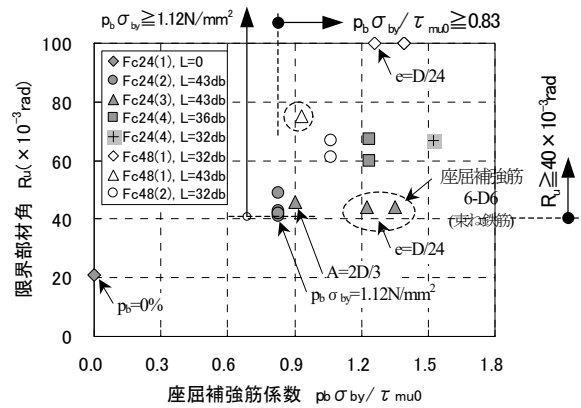


図-5 $R_u - p_b \sigma_{by} / \tau_{mu0}$ 関係

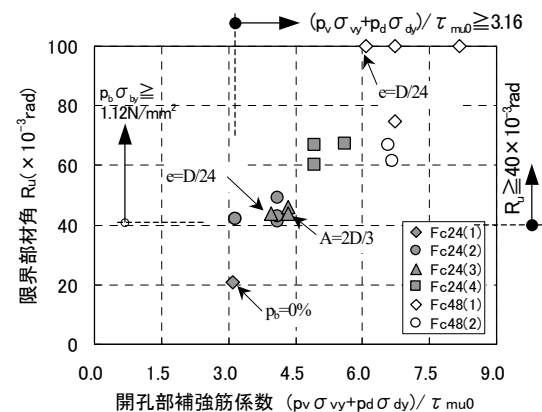


図-6 $R_u - (p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) / \tau_{mu0}$ 関係

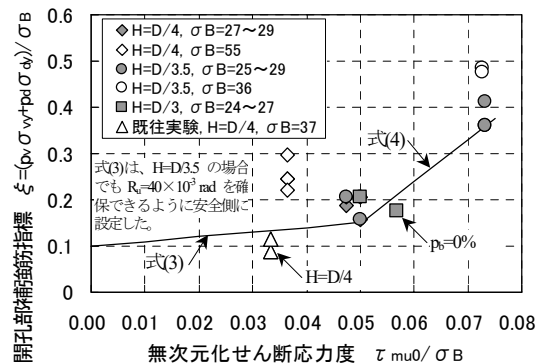


図-7 $\xi - \tau_{mu0} / \sigma_B$ 関係

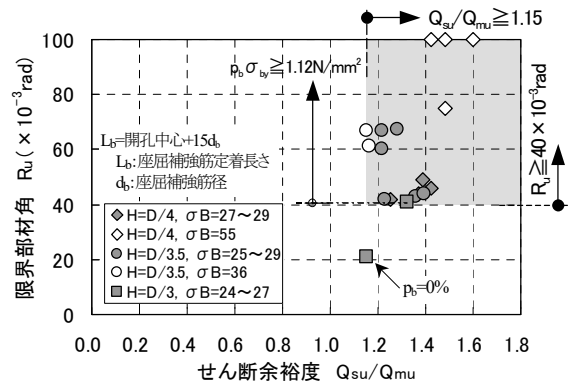
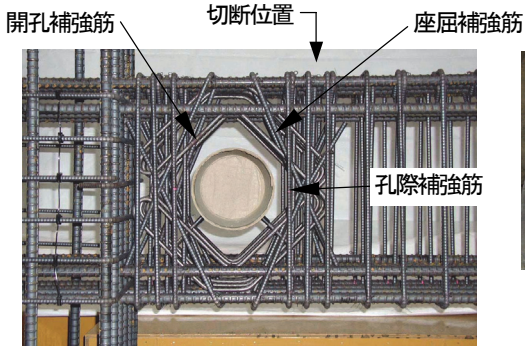


図-8 限界部材角とせん断余裕度との関係

として鉄筋組の施工性ならびにコンクリートの充填性の確認を目的として、梁端部近傍を取り出した部分架



本工法の設計指針で規定する上限に近い補強筋量を配筋した場合

写真-2 鉄筋組出来形

構試験体による実大施工実験を行った。

6.1 鉄筋組の施工性および鉄筋組時間

鉄筋組の出来形を写真-2に示す。梁端部を対象として、本工法の設計指針で規定する中程度から上限近くの補強筋量を配筋し、鉄筋組の精度、鉄筋組に要する時間などを検討した。座屈補強筋の鉄筋組に工夫が必要であったものの、上限に近い鉄筋量の場合であっても、精度良く鉄筋組できることを確認できた。また、施工現場での開孔部の補強筋組に要する時間は、施工実験での作業時間のデータを基に鉄筋工の習熟効果も見込むと、上限に近い鉄筋量の場合であっても、鉄筋工2人1組で1箇所あたり約40分と想定される。

6.2 コンクリートの充填性

コンクリートの打設状況を写真-3に示す。本工法の上限に近い補強筋量が配筋された梁部分を含んだ部分架構試験体の型枠に、ホッパーを用いて柱部、次に梁中央部から3.2m³のコンクリートを約15分かけて打設した。打設に際しては、棒状バイブレータを用いてコンクリートを締め固めた。打設したコンクリートは21-18-20Nで、スランプの実測値は19.5cm、現場封緘養生の材齢50日での圧縮強度は28.2N/mm²であった。本工法の上限に近い補強筋量であったが、コンクリートが、柱および梁中央部から梁材軸方向に沿って、すなわち開孔補強筋面内方向から開孔部に流入するため、容易にコンクリートを打設できた。

コンクリートの充填状況を写真-4に示す。コンクリート打設約1週後に脱型し、躯体コンクリート表面を観察したが、豆板や気泡はみられなかった。また、開孔部の補強筋が最も交錯する断面でコンクリートを切断したが、切断面に充填不良箇所は確認されず、コンクリートを密実に打設できることを検証できた。

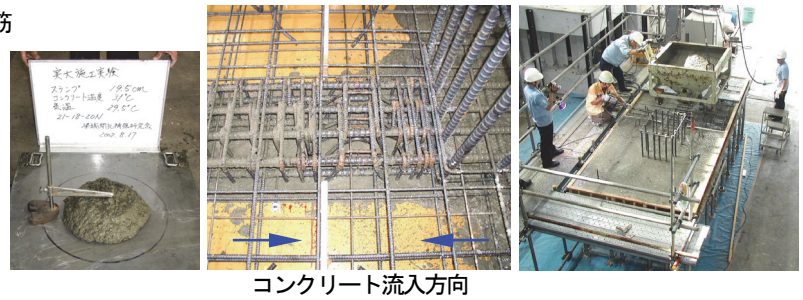
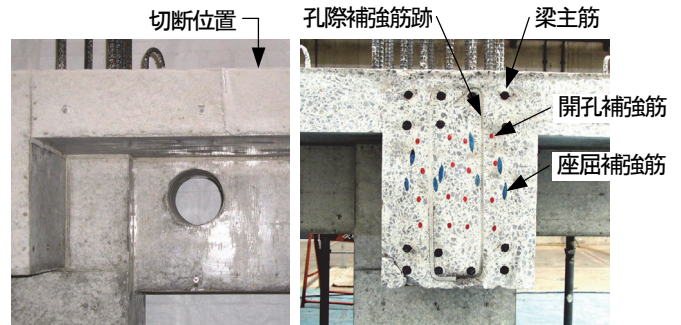


写真-3 コンクリート打設状況



(1) 表面

(2) 梁切断面

写真-4 コンクリート充填状況

7. まとめ

材端有孔梁を対象に開孔補強工法を考案し、載荷実験により構造性能を検討した。その結果、設計で保証すべき強度と変形性能を有することを確認し、さらに設計方法を提案できた。また、施工実験結果から、開孔部の補強筋組の施工性ならびにコンクリートの充填性に問題の無いことを確認できた。

8. おわりに

本開発は、浅沼組、安藤建設、大木建設、奥村組、熊谷組、五洋建設、大末建設、テイエム技研、日産建設、松村組(五十音順)の10社による共同開発研究である。なお、本工法は(財)日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得している。

【参考文献】

- 1) R. Park and T. Paulay, "Reinforced Concrete Structures", pp.236~254
- 2) 黒沢俊也、駿河良司ほか、「梁端部ヒンジ領域に開口を有するRC梁の曲げせん断実験(その1, 2)」、23262, 23263、日本建築学会大会学術講演梗概集、2000.9