材端部に開孔を有するRC梁の開孔補強工法の開発

DEVELOPMENT OF REINFORCING METHOD OF R/C BEAM WITH AN OPENING AT BEAM-END REGION

細矢 博 —*1 濱田 真 —*2
 安居功二 —*3 萩原幸男 —*4
 浅野芳伸 —*5

Hiroshi HOSOYA —*1 Makoto HAMADA —*2
 Koji YASUI —*3 Yukio HAGIWARA —*4
 Yoshinobu ASANO —*5

キーワード：
 鉄筋コンクリート, 梁端開孔補強工法, 強度, 変形性能, 施工性

Keywords:
 Reinforced concrete, Reinforcing method for opening at beam-end region, Strength, Deformability, Workability

Inappropriate reinforcing methods for openings at beam-end regions could cause brittle fracture of beams in reinforced concrete condominiums subjected to earthquakes. Therefore, the openings are arranged outside beam-end regions. Consequently, large drop ceilings for storing the pipes are required constraining living space.

To solve this problem, a reinforcing method for openings was developed, and the performance of beams with such openings was examined by loading tests. These tests proved that the developed reinforcing method has the necessary strength and deformability guaranteed by the design. In addition, the full-scale construction experimental result showed that there is no problem in workability of installation of reinforcement and placing of concrete in the vicinity of openings.

1. はじめに

鉄筋コンクリート造の集合住宅においては、居室プラン上、換気設備配管用の開孔を梁端部に設けたいとの要望が強い。しかし、開孔補強が適切でないと、地震時に開孔近傍で脆性的な破壊を起こす可能性があることから、梁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ることが一般的である。これに伴い、配管を収納するための下がり天井を広範囲に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、縮小試験体の荷重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、設計方法を提案した。また、実大の施工実験を行い、主として開孔部の鉄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証した。

2. 本工法の概要と特長

今回開発した本工法は、設計で保証すべき梁自体の強度と変形性能を確保することを意図し、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、既製開孔補強筋ならびに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)を用いて、梁端部の開孔を補強するための工法である。

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ないものが、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(450~650mm)程度小さくすることができる。このため、コスト上昇なく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

ここでは、開孔周囲補強筋の有効な範囲を開孔補強範囲と称し、その範囲については、文献1), 2) を参考にするとともに、予備実験において、開孔部のせん断ひび割れが開孔中心または開孔の縁からほぼ45°方向に進展することが多かったことから、開孔周囲補強筋が有効な範囲を開孔中心から左右45°の対角線上で梁主筋と交差する区間とした。

図1 本工法の概要

*1 ㈱奥村組技術研究所 博士(工学)
 (〒300-2612 つくば市大字大砂387)

*2 ㈱熊谷組技術研究所
 *3 ㈱松村組建築営業本部
 *4 ㈱浅沼組技術研究所
 *5 ㈱奥村組技術研究所

*1 Technical Research Institute, Okumura Corporation, Dr. Eng.

*2 Technical Research Institute, Kumagaigumi Co., Ltd.
 *3 Building Sales Division, Matsumura-Gumi Corporation
 *4 Technical Research Institute, Asanuma Corporation
 *5 Technical Research Institute, Okumura Corporation

図2 配筋方法

図3 本工法と従来工法の外観上の比較

れた領域にある開孔に対しては従来工法で対応可能である。

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
 - ・コンクリート設計基準強度(F_c)： 21N/mm²以上54 N/mm²以下
 - ・梁端柱面のせん断応力度(τ_0)： $\tau_0 = (Q_L + Q_{mu}) / (bD) \leq 0.07F_c$ 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

本工法は、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適用できる。同時に、梁端柱面のせん断応力度の適用範囲の上限が0.07 F_c であることから、せん断応力度のレベル(τ_0/F_c)が一般的に高い中高層建物の梁にも適用できる。

4. 設計方法

構造設計方法の要点を以下に示す。

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	$D_e \geq D/3$ 、かつ200mm以上
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	$p_b \sigma_{bv} \geq 1.2N/mm^2$
梁端柱面せん断応力度	$\tau_0 = (Q_L + Q_{mu}) / (bD) \leq 0.07F_c$

* 載荷実験では、座屈補強筋の定着長さを開孔中心から15 d_b の位置まで延長したが、実設計では、その定着長さは実験時の定着長さを包含し、かつ梁せいと座屈補強筋径により一義的に決定されるように規定した。

表2 使用材料

材料	設計基準強度	
普通コンクリート	F_c	21～54N/mm ²
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	D10～D16
開孔補強筋	KSS785	直径6～16mm
座屈補強筋	SD295A～SD345	D10～D19

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より求める。式(2)は文献1)の曲げ強度略算式、式(3)は文献1)、2)の広沢式を孔際補強筋と開孔補強筋の効果をそれぞれ評価するように修正したせん断強度式である。

$$Q_{su} \geq Q_L + 1.2Q_{mu} \quad (1)$$

$$Q_{mu} = 0.9a_t \sigma_y d/a \quad (2)$$

$$Q_{su} = [0.053p_t^{0.23}(F_c + 18)(1 - 1.61H/D) / \{M/(Qd) + 0.12\} + 0.85 \sqrt{p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}}] b j \quad (3)$$

$$p_v = \min \{a_{v1}/(bC_1), a_{v2}/(bC_2)\} \quad (4)$$

$$p_d = \sqrt{2} a_d / (bC_2) \quad (5)$$

ここに、 Q_{su} ：開孔補強範囲のせん断強度、 a_t ：梁引張鉄筋断面積、 σ_y ：梁主筋上限強度、 d ：圧縮縁から梁引張鉄筋重心までの距離、 a ：シアスパン長さ、 p_t ：梁引張鉄筋比、 $M/(Qd)$ ：せん断スパン比、 p_v ：孔際補強筋比、 σ_{vy} ：孔際補強筋規格降伏点($\leq 25F_c$)、 p_d ：開孔補強筋比、 σ_{dy} ：開孔補強筋規格降伏点($\leq 25F_c$)、 j ：応力中心間距離、 a_{v1} 、 a_{v2} ： C_1 、 C_2 内の孔際補強筋の断面積の合計、 a_d ： C_2 内の開孔補強筋の断面積の合計、 C_1 、 C_2 は図1参照。その他の記号は前掲。

4.2 孔際補強筋と開孔補強筋の設計条件

孔際補強筋と開孔補強筋は、梁端柱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(τ_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。

$$\begin{aligned} &\tau_0/F_c \leq 0.05 \text{ のとき} \\ &\xi \geq \tau_0/F_c + 0.1 \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} &0.05 < \tau_0/F_c \leq 0.07 \text{ のとき} \\ &\xi \geq 9 \tau_0/F_c - 0.3 \end{aligned} \quad (7)$$

$$\tau_0/F_c = (Q_L + Q_{mu}) / (bDF_c) \quad (8)$$

ξ は、開孔部補強筋指標と称し、下式より求める。

$$\xi = (p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) / F_c \quad (9)$$

τ_0/F_c は、以下の条件を満たすものとする。

$$\tau_0/F_c = (Q_L + Q_{mu})/(bD F_c) \leq 0.07 \quad (10)$$

4.3 座屈補強筋の設計条件

座屈補強筋量は、以下の条件を満たすものとする。

$$p_b \sigma_{by}/F_c \geq \tau_0/F_c \quad \text{かつ} \quad p_b \sigma_{by} \geq 1.2 \text{ N/mm}^2 \quad (11)$$

$$p_b = a_b (\sin \theta_b + \cos \theta_b) / (b C_2) = \sqrt{2} a_b \sin(\theta_b + 45) / (b C_2) \quad (12)$$

ここに、 p_b ：座屈補強筋比、 σ_{by} ：座屈補強筋規格降伏点、 a_b ： C_2 内の1組の座屈補強筋の断面積の合計、 θ_b ：座屈補強筋の脚部と梁材軸とのなす角度(°)、その他の記号は前掲。

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の縮小小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15 d_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 載荷方法

本実験での載荷は片持ち梁形式をとり、梁の反曲点に相当する位置に油圧ジャッキを取り付け、変位制御により水平力を加えた。加えた部材角(R)は、 $\pm(5, 10, 20, 30, 40, 50) \times 10^{-3}$ radであり、各部材角

ごとに2サイクルの繰返し載荷を行った後、 $R=+100 \times 10^{-3}$ radまで単調載荷を行った。

5.4 実験結果

(1) ひび割れ状況

$F_c=24\text{N/mm}^2$ 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)と、同強度の無孔梁試験体(L6-0)のひび割れ状況の例を写真1に、同有孔梁試験体の最終ひび割れ状況を図5に示す。写真は、部材角が $R=40 \times 10^{-3}$ radの第1サイクル正方向載荷後のひび割れ状況であるが、有孔梁ならびに無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 $F_c=48\text{N/mm}^2$ の試験体でも同様なひび割れ性状を示した。以上から、 $R=40 \times 10^{-3}$ rad程度までは、有孔梁と無孔梁との破壊状況に大きな差はないといえる。

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 配筋	P_t (%)	開孔諸元*1 径 水平方向 鉛直方向	肋筋 配筋	P_w (%)	孔際補強筋 配筋*2	P_v (%)	開孔補強筋 配筋*3	P_d (%)	開孔部全体 $P_s \sigma_{sy}$ *4 (N/mm ²)	座屈補強筋 配筋*5	P_b (%)	$P_b \sigma_{by}$ (N/mm ²)	τ_{mu0} / σ_B *6
Fc24(1)	L6-0	24	6-D19 [SD345]	1.67	—	—	0.61	—	—	—	—	—	—	—	—	0.057
	L6-5-4L-N				D/3	—		—	—	S6×2	0.37	0.91	4.74	—	—	0.058
	L6-5-6L				D/3.5	D/3		4-D6×2 [SD295A]	0.53	S6×3	0.56	1.09	6.20	4-D6	0.34	1.12
	L6-5-6M				D/4	中央		—	—	S6×2	0.37	0.91	4.74	—	—	0.050
	L6-5-6S				D/3.5	—		—	—	—	—	—	—	—	—	—
	L6-5-4M				D/4	—		—	—	—	—	—	—	—	—	—
	L6-5-4S				D/4	—		—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fc24(3)	L6-5-6SE-B1	24	6-D19 [SD345]	1.67	D/4	孔中心 +D/24	0.61	4-D6×2 [SD295A]	0.48	S6×3	0.51	0.99	5.63	6-D6	0.46	1.68
	L6-5-6SF				2×D/3	中央		—	—	—	—	—	—	—	—	—
	L6-5-6M-B1				D/3.5	D/3		4-D6×2 [SD295A]	0.53	S6×3	0.56	1.09	6.20	4-D6	0.34	1.23
	L8-12-8M-B2				D/3	—		—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fc24(4)	L8-12-8M-B3	24	8-D19 [SD345]	2.28	D/3.5	D/3	1.35	4-D10×2 [SD295A]	1.18	S6×4	0.75	1.93	9.87	4-D10	0.76	2.75
	L8-12-8M-B3				D/3.5	D/3		4-D6×3 [SD295A]	0.80	S8×4	1.17	1.97	11.87	4-D8	0.53	2.23
	L8-8-12M-B3				D/3.5	D/3		—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fc48(1)	H6-0	48	6-D19 [SD490]	1.67	—	—	0.61	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	H6-5-9S-B2				D/4	中央		4-S6×2 [KSS785]	0.53	S8×3	0.88	1.41	11.06	4-D10	0.76	2.76
	H6-5-12S-B2				D/4	中央		4-S6×2 [KSS785]	0.53	S8×4	1.17	1.70	13.35	4-D10	0.76	2.76
	H6-5-9S-B1				D/4	中央		4-S6×2 [KSS785]	0.53	S8×4	1.17	1.70	13.35	4-D10	0.76	2.76
Fc48(2)	H6-5-9SE-B2	48	6-D19 [SD490]	1.67	D/4	孔中心 +D/24	0.61	4-S6×2 [KSS785]	0.48	S8×3	0.79	1.28	10.01	4-D10	0.69	2.50
	H8-12-8M-B2				D/3.5	D/3		4-S10×2 [KSS785]	1.19	S6×4	0.75	1.94	15.19	4-D10	0.76	2.75
	H8-8-12M-B2				D/3.5	D/3		4-S6×3 [KSS785]	0.79	S8×4	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15 d_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($Q_{mu}=0.9a_k \sigma_y d/a$ 、 a_k ：梁主筋断面積、 σ_y ：梁主筋降伏強度、 d ：圧縮縁から梁引張鉄筋重心までの距離、 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} 、 $\sigma_{by} \leq 25 \sigma_B$ 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
呼び名	D19	D6	D10	S6	S10	S6	S8	D6	D8	D10
	375	381	-	-	-	981	-	-	-	-
Fc24(1)	560	513	-	-	-	1126	-	-	-	-
	367	329	-	-	-	905	-	329	-	-
Fc24(2)	587	503	-	-	-	1096	-	503	-	-
	371	361	-	-	-	977	-	361	-	-
Fc24(3)	534	528	-	-	-	1148	-	528	-	-
	375	367	362	-	-	905	938	-	417	362
Fc24(4)	552	519	506	-	-	1121	1110	-	573	506
	538	-	-	882	-	-	993	361	-	364
Fc48(1)	690	-	-	1068	-	-	1162	528	-	500
	538	-	-	833	915	905	938	-	-	362
Fc48(2)	690	-	-	1056	1083	1121	1110	-	-	506

上段:降伏強度, 下段:引張強度 (単位: N/mm²)

D6, S6, S8, S10の降伏強度:0.2%オフセット法による

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, $\tau_{mu0}/\sigma_B=0.073$ L6-0, F_c24, $\tau_{mu0}/\sigma_B=0.057$

写真1 びび割れ状況の比較

(R=40 × 10⁻³ rad, 第1 サイクル正方向)

[L6-5-6M]

[L8-8-12M-B3]

著しく拡大した主たるひび割れは、孔際補強筋、開孔補強筋と交差するように進展している。これらのひび割れ状況から、開孔周囲補強筋は、開孔部周辺の損傷の軽減、せん断強度の確保に寄与していると考えられる。

図5 最終びび割れ状況

(R=100 × 10⁻³ rad)

(2) 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}, Q_{su})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}は式(2)による計算値、Q_{su}は無孔梁を除き式(3)による計算値である。全試験体が材端部で曲げ降伏し最大強度に至った。その際、せん断余裕度(Q_{su}/Q_{mu})が約1.15の有孔梁試験体では、Q_{max}/Q_{mu}は1.05~1.08、Q_{su}/Q_{mu}が1.22以上の試験体では、Q_{max}/Q_{mu}は1.14~1.25であった。Q_{max}/Q_{mu}に20%程度の違いがあるものの、式(2)の曲げ強度略算式は、本工法で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。

(3) 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、図6に示すように、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3)に示された方法により求めた梁端ヒンジ領域の回転角(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。

(4) 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(孔際補強筋量と開孔補強筋量の和)の比((p_vσ_{vy}+p_dσ_{dy})/τ_{mu0})との関係を図7に示す。(p_vσ_{vy}+p_dσ_{dy})/τ_{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 × 10⁻³ 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。

(5) 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(ξ=(p_vσ_{vy}

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			実/計	備考
		Q _{max} (kN)	R _u ($\times 10^{-3}$ rad)	Q _{mu} (kN)	Q _{su} (kN)	Q _{su} /Q _{mu}		
Fc24(1)	L6-0	198	53	166	189*	1.14	1.19	無孔梁
	L6-5-4L-N	174	21		192	1.16	1.05	p _b =0%
Fc24(2)	L6-5-6L	196	41	163	215	1.32	1.20	H=D/3
	L6-5-6M	202	43		221	1.36	1.24	
	L6-5-6S	201	49		226	1.39	1.23	
	L6-5-4M	194	42		199	1.22	1.19	
	L6-5-4S	204	42		204	1.25	1.25	
Fc24(3)	L6-5-6SE-B1	192	44	164	225	1.37	1.17	e=D/24
	L6-5-6SF	193	44		234	1.43	1.18	A=D/2
	L6-5-6M-B1	195	46		229	1.40	1.19	-
Fc24(4)	L8-12-8M-B2	261	67	216	263	1.22	1.21	
	L8-12-8M-B3	258	60		263	1.22	1.19	
	L8-8-12M-B3	256	67		278	1.29	1.19	
Fc48(1)	H6-0	270	100 ↑	238	301*	1.26	1.13	無孔梁
	H6-5-9S-B2	272	100 ↑		353	1.48	1.14	
	H6-5-12S-B2	278	100 ↑		382	1.61	1.17	
	H6-5-9S-B1	271	75		353	1.48	1.14	
	H6-5-9SE-B2	274	100 ↑		339	1.42	1.15	e=D/24
Fc48(2)	H8-12-8M-B2	332	61	310	361	1.16	1.07	
	H8-8-12M-B2	334	67		358	1.15	1.08	

* 荒川[min式]¹⁾による 図6 限界部材角(R_u)の定義

+p_dσ_{dy}/σ_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⁴⁾での同関係を図8に示す。上記(4)で示したように、R_uと(p_vσ_{vy}+p_dσ_{dy})/τ_{mu0}とは相関関係があり、ま

図7 $R_u - (p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) / \tau_{mu0}$ 関係 図8 $\xi - \tau_{mu0} / \sigma_B$ 関係 図9 $R_u - p_b \sigma_{by} / \tau_{mu0}$ 関係

図10 限界部材角とせん断余裕度との関係

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 $D/3.5$ の材端部有孔梁に対して $R_u = 40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ を確保する $\xi - \tau_{mu0} / \sigma_B$ 関係を求めると、式(6)、式(7)を得る。

(6) 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($p_b \sigma_{by} / \tau_{mu0}$)との関係を図9に示す。以後、 $p_b \sigma_{by} / \tau_{mu0}$ 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、座屈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、本実験の範囲では、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(11)を設定している。

(7) 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10に示す。ここで、 Q_{su} は、座屈補強筋は部材の靱性の向上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(3)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、梁端柱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

配筋ケースを表7に、鉄筋組の状況を写真2に、出来形を写真3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、表8に示す施工実験でのCase-4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4に示す。本工法の上限に近い補強筋量(Case-4)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 3.2 m^3 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、棒状パイププレート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 28.2 N/mm^2 であった。本工法の上限に近い補強筋量であったため、開孔補強範囲では、梁材軸直交方向は鉄筋が込み入っているものの、コンクリートは柱および梁中央部から梁材軸方向に沿って開孔周辺部に流入するため、容易に打設できた。

表 7 配筋ケース

ケース名	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
鉄筋組順番	1	2	3	4
孔際補強筋	4-D13	2-D13	4-D13	4-D13
開孔補強筋	S13	S13	S13	S13
座屈補強筋	4枚	4枚	4枚	4枚
座屈補強筋	4-D13	4-D13	4-D13	4-D16
座屈補強筋	上下各2組	上下各2組	上下各2組	上下各2組

写真2 鉄筋組状況

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 (Case-4)

写真3 鉄筋組出来形

表 8 鉄筋組に要した時間

作業内容	ケース名	Case-4
	配筋	
1 開孔補強筋を梁筋内に挿入、仮結束	孔際補強筋	4-D13 3組
2 孔際補強筋、肋筋を所定の位置に移動、結束	開孔補強筋	S13 4枚
3 座屈補強筋を梁筋内に挿入、結束	座屈補強筋	4-D16
4 開孔補強筋を所定の位置に結束		上下各2組
5 座屈補強筋の位置・傾き等を修正		9分
合計		40分30秒

コンクリートの充填状況を写真5に示す。コンクリートの打設約1週間後に脱型し、躯体コンクリート表面と開孔部の円周内側面を目視で観察したが、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なく、コンクリートを密実に打設できることを確認できた。

7. まとめ

材端部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、設計で保証すべき梁自体の強度と変形性能を有することを確認し、設計方法を提案した。また、施工実

開孔部(スリーブ)

コンクリート流入方向

写真4 コンクリート打設状況

(a) 表面

(b) 梁切断面

写真5 コンクリート充填状況

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。

謝辞

本工法の研究・開発にあたっては、日本建築総合試験所 益尾 潔 構造部長に有益なご助言、ご指導をいただきました。ここに記して謝意を表します。

また、本工法の研究・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、ティエム技研、松村組、りんかい日産建設(五十音順)の10社が共同で行ったものであり、ご協力いただいた方々に謝意を表します。

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、1999年版
- 2) 広沢雅也、清水 泰：鉄筋コンクリート造有孔ばりのせん断強度とじん性、建築技術、No.331、pp.93~101、1979.3
- 3) R. Park and T. Paulay：Reinforced Concrete Structures、pp.236~254
- 4) 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

[2003年10月10日原稿受理 2004年2月23日採用決定]