

# 論文 材端近傍に開口を有する RC 梁のせん断耐力に関する研究

杉本 裕\*1・佐藤 立美\*2

**要旨**：本論は、材端近傍に開口を有する鉄筋コンクリート梁(以下、RC 材端開口梁と称す)の実験結果に基づき、材端開口部での終局せん断耐力の評価方法について検討したものである。材端開口部補強は、開口部両側の縦補強筋のみとし、開口位置と主筋の配筋方法を変動因子とする 3 体の試験体を計画した。

実験結果より、RC 材端開口梁の終局せん断耐力は、トラス機構、アーチ機構によるせん断耐力の累加強度で評価できることを提案した。また、トラス機構、アーチ機構のせん断負担割合は、開口位置により変化するが、累加強度はほぼ一定値となることを確認した。

**キーワード**：鉄筋コンクリート、材端開口梁、トラス機構、アーチ機構、修正広沢式

## 1. はじめに

建築物における設備配管配置の自由度を高めるため、梁には柱との接合部付近の材端近傍、すなわち  $S=1.0D$  以内 ( $S$ : 梁端からスパン方向の開口中心位置,  $D$ : 梁背) に開口中心位置を設けることが望まれており、実際に設置・施工された例もある。

現在の RC 構造計算規準では梁端近傍に開口を設ける梁(以下、材端開口梁)は許容されていない。梁端近傍は、地震時にせん断力と大きな曲げモーメントが生じる位置であるが、せん断力は梁スパン全長にわたり一定であることから、梁スパン方向の開口位置の変動は、曲げモーメントの影響が大きいことになる。

更に、材端開口梁とすれば主筋に X 形配筋<sup>1)2)</sup>を用いることが可能となり、せん断と曲げに対し同時に補強することができる。

しかし、曲げモーメントの大きさがせん断耐力、変形能力に及ぼす影響が定量化されていないため、開口位置の適用範囲が不明瞭であり、材端開口梁の構造安全性の評価方法を早期に明確にする必要があるといえる。

本研究は、まず RC 材端開口梁の開口部補強を

縦補強筋(開口部補強範囲内のあばら筋)のみとし、開口位置 ( $S=0.5D, 0.25D$ ) によるせん断耐力、破壊性状、変形能力などの差を確認し、せん断耐力の評価方法を検討することを目的に、以下に示す実験の検証を行った。

## 2. 試験体概要

表-1 に試験体概要、表-2 に使用鋼材の引張試験結果を、図-2 に試験体 (X-025) の配筋図を示す。

表-1 試験体概要

試験体名	開口位置	主筋			P <sub>s</sub> (%)	せん断余裕度
		平行	X 形	M <sub>y</sub> (kN・m)		
P-050	0.50D	2-D22	---	298.3	0.38	0.45
P-025	0.25D	2-D25	D25	297.8		0.75
X-025						

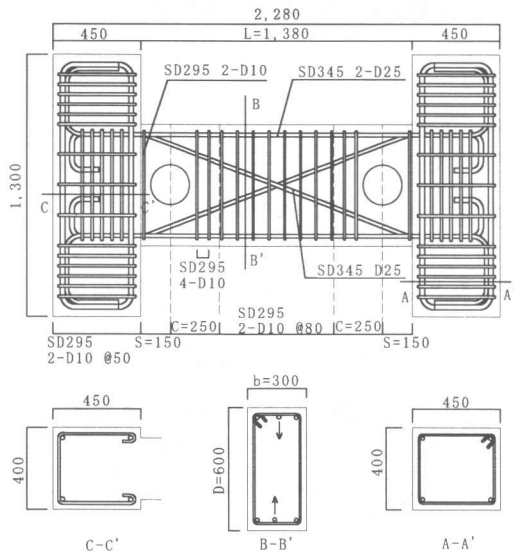
注) P<sub>w</sub>=0.6%, σ<sub>B</sub>=24N/mm<sup>2</sup> は共通

表-2 使用鋼材の引張試験結果一覧

使用鋼材	使用部位	降伏強度	引張強度	伸び率 (%)
		(N/mm <sup>2</sup> )		
D22 SD685	平行主筋	778.0	983.0	14
D25 SD345	平行主筋・X 筋	403.3	572.0	22
D10 SD295A	縦補強筋	357.3	512.1	28

\*1 広島工業大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (正会員)

\*2 広島工業大学 工学部建設工学科 工博 (正会員)



図一 試験体配筋図 (X-025)

試験体は断面を 300mm×600mm、せん断スパン比を  $M/Qd=1.25$ 、開口径比を  $1/3$  とし、開口を両端近傍に設けた RC 材端開口梁 3 体を作製した。開口中心は全て梁背中心に設け、スパン方向においては開口位置による影響を比較するため、 $S=0.5D, 0.25D$  の位置に設けた試験体をそれぞれ 1 体作製した。更に、 $S=0.25D$  の試験体で主筋の配筋を X 形としたものを別に 1 体作製し、平行配筋試験体との比較を行うこととした。

また、3 試験体について開口部せん断耐力を確認するために、曲げ降伏時のせん断力以下で開口部のせん断破壊が先行するように主筋量を決定した。なお、X 形配筋試験体は、平行配筋試験体と主筋量が異なるが、鉄筋種類を変え、曲げ降伏耐力  $M_y$  を同等とすることで、平行配筋試験体との比較を可能とした。

せん断余裕度の算定には曲げ耐力略算式<sup>3)</sup>と修正広沢式<sup>3)</sup>によるせん断耐力を使用している。 $S=0.25D$  の試験体では、開口両脇の補強範囲 (C 範囲) の内、梁端側 C 範囲は柱部の剛性、すなわちコンクリート断面の増大、柱主筋を梁部せん断補強筋として考慮すると、せん断耐力は梁スパン中央側 C 範囲より大幅に上昇する。したがって、開口部せん断耐力は梁スパン中央側 C 範

囲で決まり、梁スパン方向に開口位置が変動しても修正広沢式によるせん断耐力は変わらないものとした。図-2 に  $S=0.25D$  の場合の修正広沢式による開口 C 範囲を示す。

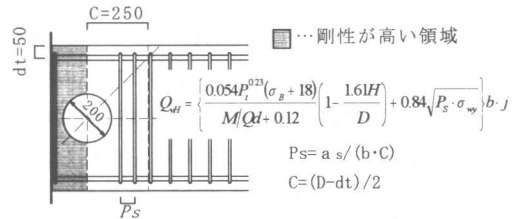


図-2 材端開口梁 ( $S=0.25D$ ) の開口 C 範囲

### 3. 実験方法

実験方法は、試験体両端の柱部の回転を拘束した状態で、梁に逆対称曲げモーメントが生じるように荷重した。

荷重は変位制御で部材角  $R=0.25\%$  から以後  $R=0.25\%$  ずつの漸増部材角で、正負各 1 回の繰返し荷重とした。実験の終了の目安は、耐力が最大耐力の 50% まで低下したループとした。

また、平行主筋、X 形主筋、開口部縦補強筋について計 10~16 点のひずみ測定を行った。

### 3. 実験結果

実験結果の各種ひび割れ発生時耐力及び塑性率を表-3 に示す。ここで、塑性率  $\mu$  は最大耐力の 80% に達した時と、最大耐力の 80% まで低下した時の部材角の比と定義した。

また、図-3 に各試験体の荷重-部材角関係及び破壊状況を合わせて示す。

表-3 実験結果一覧表

試験体名	初期剛性 kN/mm	ひび割れ発生時			最大耐力 $Q_{max}$	塑性率 $\mu$
		曲げ $Q_{mcr}$	開口部			
			斜め	接線		
P-050	65.4	120.6 [0.057]	123.9 [0.063]	229.3 [0.327]	317.0 [0.733]	1.78
P-025	63.4	80.3 [0.039]	97.0 [0.044]	223.8 [0.438]	328.2 [0.735]	1.35
X-025	134.7	133.9 [0.061]	122.4 [0.046]	336.7 [0.352]	482.2 [0.504]	2.50

注) 耐力は (kN), [] 内は部材角 (%)

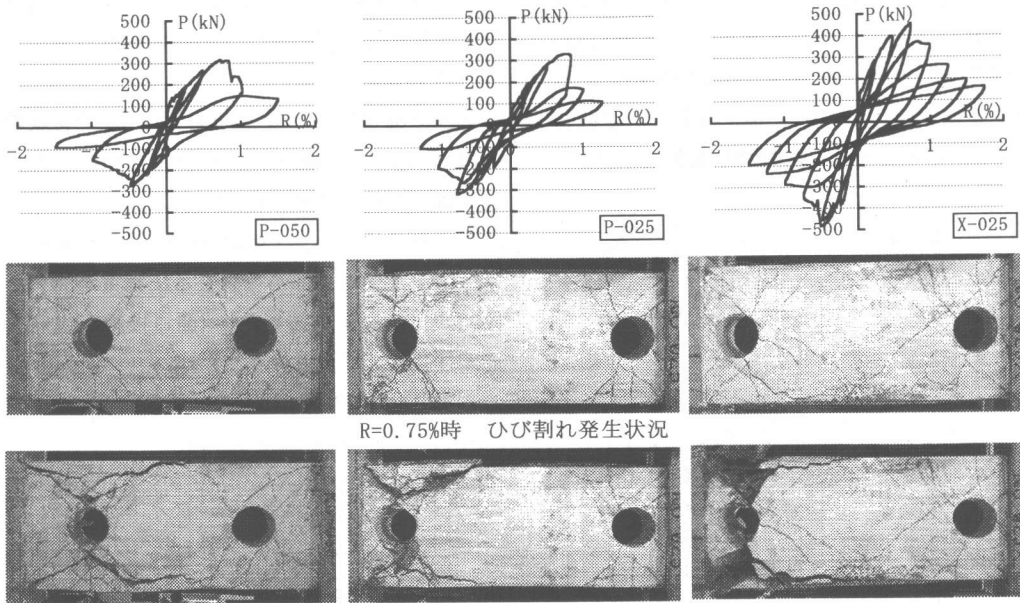


図-3 P-R 関係及び破壊状況

3 試験体とも平行主筋の降伏は見られず、また、試験体は全て開口部でせん断破壊しており、試験体のせん断耐力は実験値による直接的比較が可能である。なお、3 試験体は最大耐力以後に主筋に沿う付着ひび割れが生じた。

ここで、図-4 に開口部に発生するひび割れの名称の定義を示す。

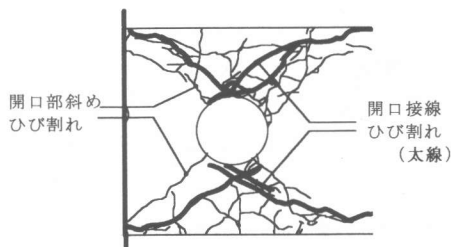


図-4 開口部に発生するひび割れの名称

表-3 より、3 体ともまず梁端の曲げひび割れが部材角  $R=0.05\%$  付近で発生し、ほぼ同時に開口部斜めひび割れが発生したが、試験体 P-025 では曲げ及び開口部斜めひび割れがやや早期に発生する傾向が見られた。また、これらのひび割れの発生により、平行配筋試験体では剛性が低

下したが、X-025 では剛性の低下はなかった。

開口に接する斜めひび割れ(接線ひび割れ)は3 体ともに最大耐力の約 70%かつ  $R=0.5\%$  の繰り返し載荷時に発生している。

3 体とも、 $R=0.75\%$  時のループで最大耐力に達し、開口接線ひび割れ幅の拡大が見られた。試験体 X-025 は P-025 に比べ最大耐力が 47% 上昇し、無開口部でもせん断ひび割れ ( $Q_{scr}=361\text{kN}$ ) が生じた。表-3 及び図-3 の P-R 関係から判るように、P-025 は P-050 に比べ最大耐力は上昇しているが、その後の耐力低下が急激であり、P-025 の塑性率は P-050 に比べ 34% 低下している。

なお X-025 では  $R=1.0\%$  までは比較的安定した P-R 関係となっており、塑性率も P-050 の 40% 増まで向上している。

また、最大耐力後の破壊進行状況は、開口から梁端までの範囲では3 体ともに柱梁隅角部から開口への接線ひび割れが顕在化した。 $S=0.25D$  の試験体では、開口が梁端寄りとなるため、接線ひび割れは材軸に対してより急角度となっていることが図-3 より判る。これは、開口位置により圧縮応力伝達の傾きが異なることを示し

ている。しかし、梁スパン中央方向へのひび割れの進展は3体ともに同様であり、このひびわれ進展範囲は開口C範囲内にほぼ収まっている。

図-5に試験体P-025, X-025の開口部縦補強筋, X形主筋のひずみ-一部材角包絡線を示す。

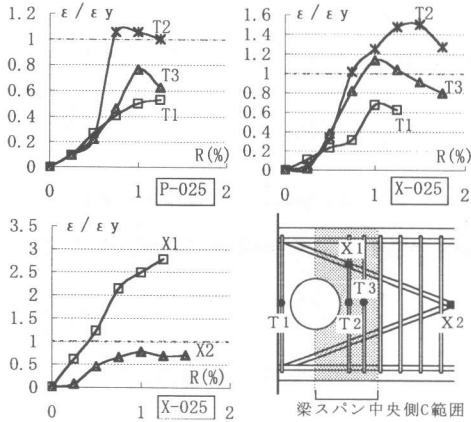


図-5 縦補強筋, X形主筋の $\epsilon$ -R包絡線

図-5より, 2試験体とも全ての開口部縦補強筋は $R=0.75\%$ まではほぼ同様にひずみが増大し, 最大耐力付近でT2が降伏ひずみに達している。また, X-025の開口部縦補強筋は最大耐力後もひずみが増大しており, X形主筋との併用により開口部縦補強筋の補強効果が増大することが判る。また, 2試験体ともT1はT2と開口について対称な位置にあるが, T2に比べひずみはさほど増大していないことから,  $S=0.25D$ の試験体は梁スパン中央側C範囲で破壊したといえる。

X形主筋のひずみ計測位置X1では, 接線ひび割れにほぼ直交する位置であるために,  $R=0.5\%$ 時には降伏ひずみに達している。その後 $R=1.0\%$ 付近で開口部縦補強筋の効果は減少するが, X形主筋は実験終了時までひずみは増大しており, X-025のせん断耐力, 塑性率が大きくなることを裏付けている。

#### 4. 最大耐力の検討

実験時最大耐力を評価するに当たり, ここではトラス機構, アーチ機構<sup>4)</sup>の累加せん断耐力及び修正広沢式によるせん断耐力算定式を用い

た。アーチ機構が存在する要因は, 開口が材端近傍に位置していること, せん断補強筋が少ないことである。

トラス機構によるせん断耐力は, まず実験時の破壊状況から, 図-6に示す圧縮束の応力伝達機構が形成されると仮定した。ここでトラス機構の破壊角度 $\phi_s$ は実験時のひび割れ状況と同様に, 柱梁隅角部から生じる圧縮束が開口へ接線状に伝達する時の傾き(開口接線が主筋と最端補強筋の交点と成す角)とした。

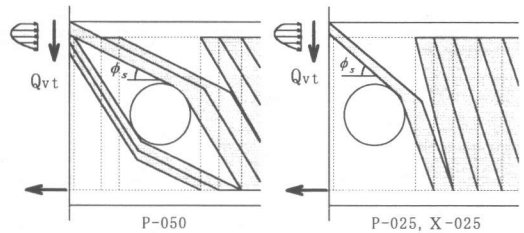


図-6 トラス機構の簡略図

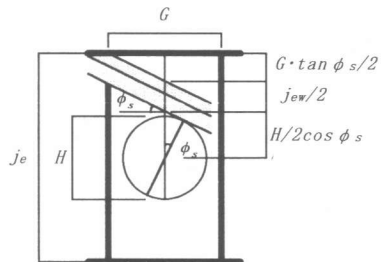


図-7 開口部詳細図

[トラス機構によるせん断耐力]

$$Q_{vt} = b \cdot j_{ew} \cdot P_s \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi_s \quad (1)$$

ここに,  $j_{ew}$ : トラス作用の有効背

$$j_{ew} = j_e - (H / \cos \phi_s) - G \cdot \tan \phi_s$$

$j_e$ : 縦補強筋の背方向の芯々間隔 ( $j_e = 52.2 \text{ cm}$ )

$G$ : 開口両脇の縦補強筋間隔 ( $G = 27 \text{ cm}$ )

$\sigma_{wy}$ : 縦補強筋の信頼強度 ( $\sigma_{wy} = 357.29 \text{ N/mm}^2$ )

$\phi_s$ : トラス機構の角度 (通常は  $2-20R_p$  以下の値)

$$(S=0.5D: \phi_s = 25.96^\circ, \quad S=0.25D: \phi_s = 38.99^\circ)$$

$R_p$ : 終局限界状態でのヒンジ領域の回転角度 (rad)

図-6に示したように, 材端開口梁のトラス機構による斜め圧縮応力伝達は,  $S=0.25D$  の場

合には、開口下部では圧縮力と釣合う縦補強筋が存在しないため、開口上部と同様な圧縮束が存在しているとは考えられず、トラス機構の開口部せん断耐力が半減する。

また  $S=0.50D$  になると、開口上下での応力伝達が可能となり、圧縮束の有効背をそれぞれ  $j_{ov}/2$  と見なすこととした。

次に、図-8 に仮定するアーチ機構による応力伝達を示す。アーチ機構によって生じる斜め圧縮応力  $\sigma_a$  は図-8 中の平行四辺形を解くことで求まる。

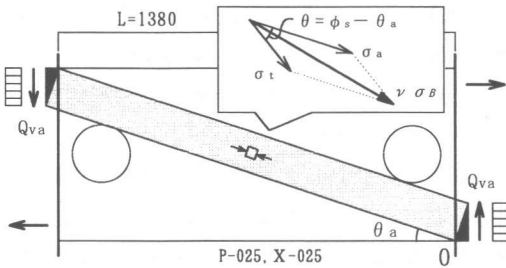


図-8 アーチ機構の簡略図

[アーチ機構によるせん断耐力]

$$Q_{va} = \sigma_a \cdot b \cdot A \cdot \tan \theta_a \quad (2)$$

ここに、

$A$ : アーチ機構による圧縮応力がかかる有効背

$$A = (D - L \tan \theta) / (1 + \tan^2 \theta)$$

$\theta_a$ : アーチ機構の角度(開口接線が0点と成す角)

$$(S=0.5D: \theta_a=20.64^\circ, S=0.25D: \theta_a=18.24^\circ)$$

$\nu$ : ヒンジ領域コンクリート圧縮強度の有効係数

$$\nu = (1 - 20R_p) \nu_o, \quad \nu_o = 0.7 - \sigma_B / 200$$

$\sigma_t$ : トラス機構による斜め圧縮応力

$$\sigma_t = P_{ws} \sigma_{wy} / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$\sigma_a = \nu \sigma_B \cdot \sin [\cos^{-1} (b / \nu \sigma_B)] - \sigma_t \cdot \cos \theta$$

ここで、3 試験体はいずれもせん断破壊先行型の非靱性部材であるため、 $\nu=1$  とした。

トラス、アーチ機構の開口位置による終局せん断耐力負担割合の推移 ( $H/D=1/3, M/Qd=1.25$  の場合) を図-9 に示す。図-9 より、開口位置によって両者の負担割合は大きく異なるが、累加

強度はほぼ一定であり、梁スパン方向に開口位置が変動しても、せん断耐力はほぼ同等となることが理論的に検証できることが判る。

これより、材端開口梁はアーチ機構が確保できる位置に開口を設けることと定義できる。

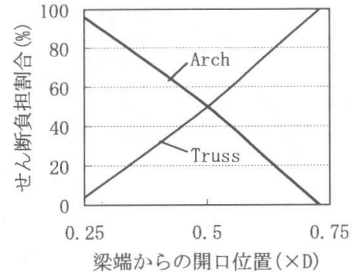


図-9 トラス、アーチのせん断負担の推移

なお、X形主筋の負担せん断力は式(3)により求め、平行配筋部の耐力に累加した。

[X形主筋のせん断耐力]

$$Q_{vx} = 2\gamma \cdot a_x \cdot \sigma_{xy} \cdot \sin \theta_x \quad (3)$$

ここに、 $\gamma$ : 反曲点高比による補正係数 ( $\gamma=1$ )

$\theta_x$ : X形主筋の勾配角度 ( $\theta_x=20^\circ$ )

また、修正広沢式による終局せん断耐力は、実験結果より、 $S=0.25D$  の試験体は梁端側C範囲に含まれる縦補強筋は降伏せず、梁スパン中央側C範囲で破壊していることから、計画時の仮定と同様に、梁スパン中央側のC範囲で開口部補強筋比  $P_s$  を決定し、式(4)により算定した。

[修正広沢式による終局せん断耐力]

$$Q_{vH} = \left\{ \frac{0.054P_t^{0.23}(\sigma_B + 18)}{M/Qd + 0.12} \left( 1 - \frac{1.6IH}{D} \right) + 0.84\sqrt{P_s \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (4)$$

ここに、 $P_s = a_s / (b \cdot C)$  ,  $C = (D - d_t) / 2$  ( $C=250\text{mm}$ )

$d_t$ : 部材の引張縁から主筋までの距離 ( $d_t=50\text{mm}$ )

$P_t$ : 引張鉄筋比 ( $P_t = a_s / bD$ )

$M/Qd$ : せん断スパン比 ( $M/Qd = L/2d = 1.25$ )

$j$ : 応力中心間距離 ( $j = 7d/8 = 48.1\text{mm}$ )

以上の算定法による各試験体のせん断耐力の計算結果を表-4に示す。

表-4 せん断耐力算定値と実験値との比較

試験体名	P-050	P-025	X-025
最大耐力 $Q_{exp}$ (kN)	317.0	328.2	482.2
X形 $Q_{vX}$ (kN)	---	---	145.5
Truss $Q_{vT}$ (kN)	135.3	11.2	11.16
Arch $Q_{vA}$ (kN)	136.1	261.6	261.6
$Q_{vT}+Q_{vA}+Q_{vX}$ (kN)	271.4	272.8	418.3
$Q_{exp}/(Q_{vT}+Q_{vA}+Q_{vX})$	1.17	1.20	1.15
広沢式 $Q_{vH}+Q_{vX}$ (kN)	241.5	241.5	402.3
$Q_{exp}/(Q_{vH}+Q_{vX})$	1.31	1.36	1.20

表-4より、トラス、アーチ機構の累加せん断耐力算定値で、実験時最大耐力を精度良く、安全側に評価できることが判る。

また、材端開口梁のせん断耐力評価に修正広沢式を用いても安全側の評価を得ることができるが、平行配筋試験体についてやや過小評価する傾向がある。

したがって、材端開口梁の終局せん断耐力は、トラス、アーチ理論による累加強度算定式が適切であるといえる。

次に最大耐力以後の耐力の評価として、トラス、アーチ理論による累加強度算定式にヒンジ領域でのコンクリート圧縮強度の低減係数  $\nu$  を考慮し、 $R=1.0\%$ 及び $1.25\%$ 時の耐力を算定した。この時、式(1)において圧縮束の有効幅を縦補強筋内のみとし( $b_e=22.2\text{cm}$ )、カバーコンクリート部を除いて算定を行った。表-5に算定結果と実験値との比較を示す。

表-5  $R=1.0\%$ 、 $1.25\%$ 時の耐力算定結果

試験体名		P-050	P-025	X-025
R=1.0%時 耐力(kN) ( $\nu=0.46$ )	${}_e Q_{R=1.0\%}$	210.4	194.5	357.2
	${}_a Q_{R=1.0\%}$	136.1	107.1	252.6
	${}_e Q_R / {}_a Q_R$	1.55	1.82	1.41
R=1.25%時 耐力(kN) ( $\nu=0.44$ )	${}_e Q_{R=1.25\%}$	140.2	105.0	259.4
	${}_a Q_{R=1.25\%}$	130.7	98.3	243.8
	${}_e Q_R / {}_a Q_R$	1.07	1.07	1.06

注)  ${}_e Q$ : 実験値,  ${}_a Q$ : 算定値

表-5より、 $R=1.0\%$ 時には耐力を過小評価しており、低減係数  $\nu$  の算定を検討する必要がある。しかし、 $R=1.25\%$ 時では実験時耐力を精度良く評価している。また  $R=1.0\%$ 、 $1.25\%$ 時ともに安全側に評価できることから、トラス、アーチ理論による累加強度算定式にヒンジ領域でのコンクリート圧縮強度の低減係数  $\nu$  を導入することで、最大耐力以後少なくとも  $R=1.25\%$ までは耐力の推定が可能であるといえる。

## 5. 結論

- 1) 開口位置が梁端部に近くなると、開口が中央部に位置している場合に比べ、最大耐力発生後の変形能力が低下する傾向がある。ただし、X形配筋を用いることで、せん断耐力と変形能力を向上させることが可能である。
- 2) 材端開口梁はアーチ機構が確保できる位置に開口を設けることと定義できる。また、開口位置によって、トラス、アーチそれぞれのせん断負担割合が大きく異なるが、両者の累加終局強度はほぼ同等の値をとる。
- 3) 材端開口梁は、本研究で用いたトラス、アーチ理論により、終局せん断耐力を適切に評価できる。また、ヒンジ領域でのコンクリート圧縮強度の低減を考慮することで、部材角  $R=1.25\%$ までは耐力を推定することが可能である。

## 参考文献

- 1) 建設省建築研究所: 建築技術, 特集~X形配筋ガイドンス, pp101~pp161, 1991.5
- 2) 南宏一: X形配筋柱の弾塑性性状に関する基礎的研究, 1984.12
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 1991
- 4) 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, 日本建築学会, 1999
- 5) 杉本, 佐藤: 材端近傍に開口を有するRC梁のせん断耐力に関する研究, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第24巻, pp25~28, 2000.3