

論文 複数開口を有する RC 梁の構造性能に関する研究

米澤 健次^{*1}・津田 和明^{*2}・小宮 信明^{*3}

要旨：一般に RC 梁に設ける開口の大きさは、開口径が梁せい(D)の 1/3 以下が望ましいとされているが、某建物において、径が 1/3D 以上となる大開口を材端部に複数有する RC 梁が計画された。そこで、当該梁の構造性能の確認、及びせん断耐力の把握を目的に実験と FEM 解析を行った。その実験と解析の結果を基に部材内部の応力状態を考察し、開口径が 1/3D を超える場合においても、入力せん断応力度レベルによっては優れた構造性能を有することを確認した。

キーワード：有開口 RC 梁, 3次元 FEM 解析, せん断耐力, 大開口

1. はじめに

某建物において、径が梁せい(D)の 1/3 を超える大きな開口を材端部に複数有する RC 梁が計画された。日本建築学会“鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説”(以下、RC 規準)では、RC 梁に設ける開口径は 1/3D 以下であることが望ましいとされており、RC 梁の開口補強方法として種々の補強金物が商品化されているが、殆どが適用範囲において開口径を 1/3D 以下に制限している。また、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”(以下、靱性指針)では、RC 梁に設ける開口径の大きさに関する制限は無いが、そのせん断耐力算定式において、開口径が主筋間距離(Je)の 1/2 以上の場合は、開口補強筋の寄与分以外のせん断耐力がないものとして算定される。

しかし、既往の研究調査の結果、スパンが長く曲げ耐力時のせん断応力度が比較的小さな梁においては、1/3D 以上の開口を有する場合でも、適切に開口補強を行うことで十分な構造性能を発揮する可能性が高いことがわかった。

当該梁は材端部に 3つの開口が近接して設けられ、その内 2つは径が 1/3D 以上の大開口である。このような有開口 RC 梁については、過去に実験例が無く、既往の部材耐力算定式の適用範囲外であるため、その構造性能は未解明である。

そこで、本研究では当該梁の構造性能の確認及びせん断耐力の把握を目的に実物の形状を忠実に再現した 1/2 縮尺試験体を用いて実験を行った。さらに、それらの実験を対象とした 3次元 FEM による繰返し載荷解析を行い、実験との比較より解析手法の適用性を確認した上で、解析結果により部材内部の応力状態を考察し、当該梁の構造性能について検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体形状

試験体は当該梁の構造性能の確認を目的とした曲げ降伏先行型 2 体(F-1,F-2)とせん断耐力の把握を目的としたせん断破壊型 1 体(S-1)の合計 3 体を製作した。図-1 に試験体形状を、表-1 に試験体諸元を示す。試験体は実物の 1/2 スケールとし、梁断面 300×425mm、スパンは曲げ降伏先行型では 3630mm、せん断破壊型では 1700mm とした。3 体ともに 3 つの開口を有し、φ 75mm(1/5.7D)の開口が 1 個、φ 175mm(1/2.4D)の開口が 2 個、図-1 に示すように近接して設けられている。曲げ降伏型 F-1,F-2 では、スラブの有無が実験変数となっており、両試験体ともに実物がハーフプレキャストで施工されることを考慮して、梁上端から 100mm 下げた境界線でコンクリートを打ち分けた。F-2 試験体のスラブ幅は、RC 規準に従い両側スラブ内法スパンの 0.1 倍を有孔幅と考え、梁幅を含め 1000mm とした。

開口補強方法は、径が 6mm の高強度鉄筋を用いた開口補強金物¹⁾を、φ 75mm の開口に対しては 2 組、φ 175mm の開口には 3 組を配筋した。

F-1,F-2 試験体の鉄筋は、実物と同じ鋼種を用い、主筋は曲げ降伏時のせん断応力度が実物と同等になるように、せん断補強筋は鉄筋比が実物と同等になるように配筋し、実物の応力状態が再現できるように計画した。

S-1 試験体は、曲げ降伏先行型の試験体に比ベスパンを短くし、かつ、せん断補強筋の量と強度を減じてせん断破壊に至るように計画した。

各材料諸定数を表-2、表-3 に示す。

2.2 載荷方法

図-2 に一例として S-1 試験体の載荷装置を示す。加力は大野式加力により、せん断力を正負交番繰返し載荷とした。図に示すように、スタブ外側両端部を支点とし、

*1 株式会社大林組 東京本社技術本部技術研究所主査 博士(工学) (正会員)

*2 株式会社大林組 東京本社技術本部技術研究所主任研究員 博士(工学) (正会員)

*3 株式会社大林組 東京本社設計本部課長 修士(工学) (非会員)

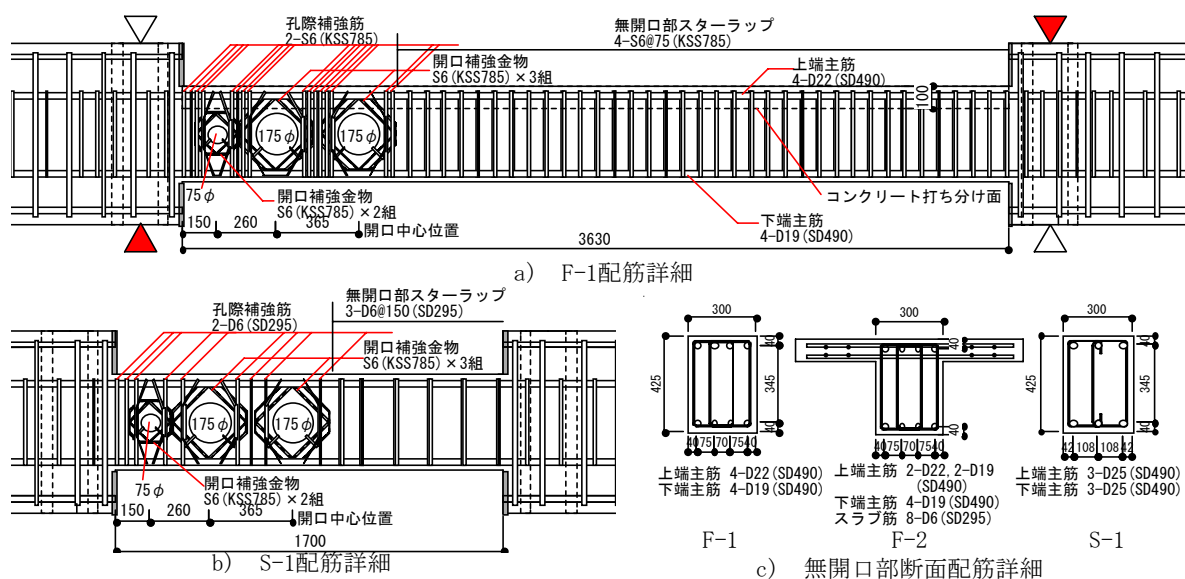


表-1 試験体の一覧

	F-1	F-2	S-1
断面	300×425		
スパン	3630		1700
主筋	上端 4-D22 下端 4-D19 (SD490)	上端 2-D22, 2-D19 下端 4-D19 (SD490) スラブ筋 8-D6 (SD290)	上端 3-D25 下端 3-D25 (SD490)
無開口部	4-S6@75	4-S6@150	3-D6@150
せん断補強筋	(KSS785)	(KSS785)	(SD295)
開口部	2-S6	2-S6	2-D6
せん断補強筋	(KSS785)	(KSS785)	(SD295)
破壊モード	曲げ降伏先行	曲げ降伏先行	せん断破壊

表-2 コンクリート材料定数 (単位N/mm²)

	F-1	F-2	S-1
弾性係数	30100 (30000)	21700 (30800)	29600
圧縮強度	44.5(42.1)	44.5(42.1)	46.8

()内は2回目に打設したコンクリート

表一3 鉄筋材料定数 (単位N/mm²)

	D6	S6	D22	D19	D25
ヤング係数	200000	192000	194000	192000	193000
降伏強度	292	984	508	514	519

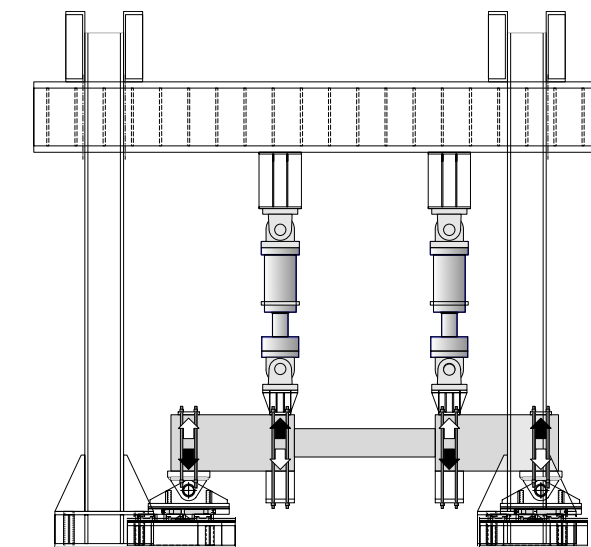


図-2 載荷装置 (S-1)

内側両端部を 2000kN アクチュエータで押し引きすること
 で、試験区間両側のスタブ面の平行を保持しながらせん断力を与えた。曲げ降伏先行型の試験体は変形角 $(R)=1/200, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33, 1/25\text{rad.}$ でそれぞれ 2 回正負交番繰返し载荷を行い、最後は正側で $R=1/10\text{rad.}$ まで押し切り载荷した。なお、設計において想定される最も大きな地震（レベル 2）に対する当該梁の応答変形角は $1/75\text{rad.}$ であった。せん断破壊型の試験体では、 $R=1/400\text{rad.}$ で 1 回、 $1/200, 1/100, 1/50, 1/25\text{rad.}$ でそれぞれ 2 回の正負交番繰返し载荷した後、正側で $R=1/10\text{rad.}$ まで押し切り载荷した。

3. 実験結果

図-3 に各試験体のせん断力—変形角関係を示す。また、写真-1 に F-1 の最終 $R=1/10\text{rad}$ 時の全体変形状況を示し、写真-2 に F-1, F-2 の開口部分の最終損傷状況を示す。

F-1 と F-2 は、 $R=1/15\text{rad}$.まで概ね同等な構造性能を示し、エネルギー吸収能に富んだ履歴ループを示しており、設計におけるレベル 2 の応答変形角 $1/75\text{rad}$.に対して、当該梁が十分な変形性能を有することがわかった。なお、

R=1/75rad.時においては、F-1、F-2 の両試験体ともに構造性能に支障をきたす大きなひび割れは観察されていない。

R=1/15rad.以降では、F-1 は写真-2 に示すように最も材端に位置する開口部周辺の損傷が顕著になり徐々に耐力が低下したが、加力を終了した R=1/10rad.においても最大耐力の 94%を保持していた。一方、F-2 試験体は最終の R=1/10rad.時まで耐力低下せず、大変形レベルにおいて、若干ではあるが両試験体の挙動に差異が生じ、スラブの拘束効果による影響が表れた。

S-1 は、写真-3(a)に示すように $R=1/100\text{rad}$ 時に $\phi 175\text{mm}$ の大開口間の斜めひび割れが大きく開いて最大耐力に至った。その後、変形を増す毎にその大開口間の損傷が激しくなり、最終 $R=1/10\text{rad}$ 時における荷重は最大耐力の30%程度まで低下して写真-3(b)に示す状態に至った。よって、S-1 試験体の破壊モードは大開口周辺のせん断破壊と判定した。

表-4 に最大耐力の実験値と計算値の一覧を示す。表中の $\text{cal}Q_{\max}$ は、F-1,F-2 に対しては曲げ耐力の略算値を示し、S-1 に対しては文献 1)に示される修正広沢式による開口部せん断耐力を示している。S-1 のせん断耐力は、開口径が適用範囲外で、かつ、連続開口であるにも拘わらず、計算値とほぼ同等であった。

F-1,F-2 は S-1 に比べせん断補強筋の強度も高く、量も

多いため、両試験体の開口部のせん断耐力は、S-1 の最大耐力 (250kN) 以上であることが容易に推定できる。S-1 の最大耐力時のせん断応力度は 2.47N/mm^2 であるのに対して、F-1,F-2 の入力せん断応力度は 1.5N/mm^2 程度であった。このことより、F-1,F-2 は十分なせん断余裕度を有するものと考えられる。なお、ここでのせん断応力度はせん断力を梁幅 B と曲げの応力中心間距離 $J(=7/8d, d: \text{有効せい})$ の積で除したものと定義する。

以上の結果より、当該梁は入力せん断応力度が比較的小さいこともあり、材端部に $1/3D$ 以上の開口が複数あるにも拘わらず、優れた構造性能を示すことがわかった。また、当該梁のように大開口が連続する場合のせん断耐力を把握することができた。

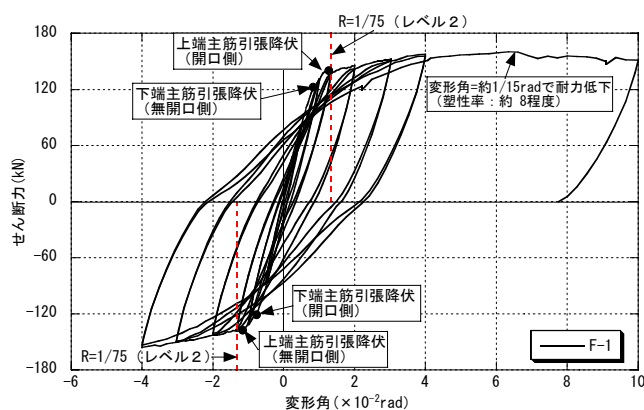


図-3(a) F-1の荷重—変位関係

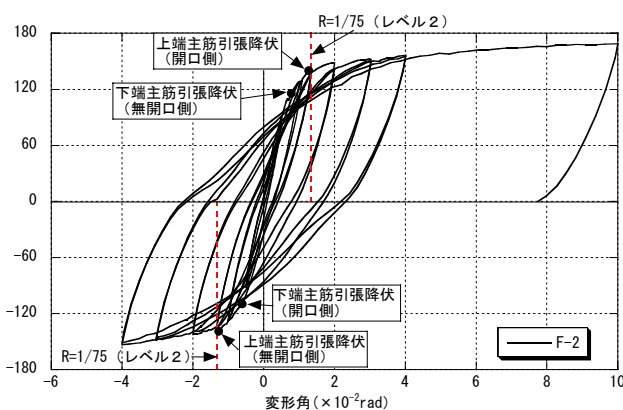


図-3(b) F-2の荷重—変位関係

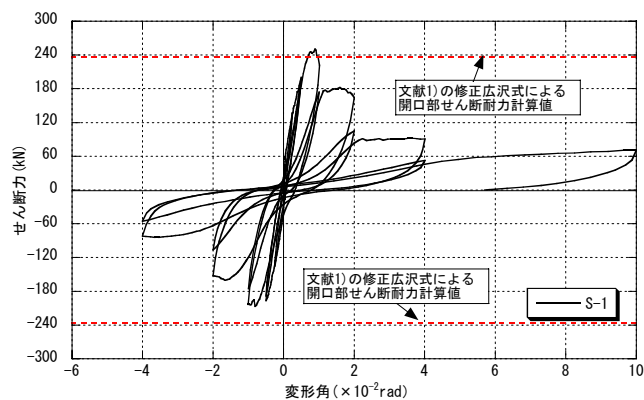


図-3(c) S-1の荷重—変位関係



写真-1 全体変形状況 (F-1,R=1/10時)



写真-2 開口部周辺の損傷状況 (R=1/10時)

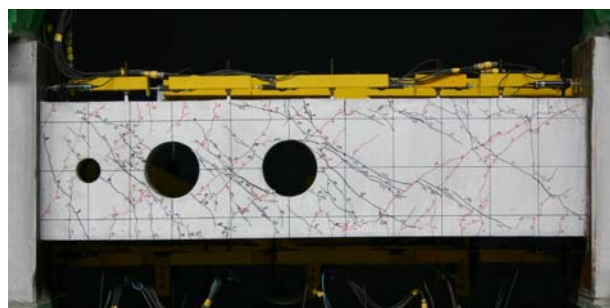


写真-3(a) S-1の損傷状況 (R=1/100時)

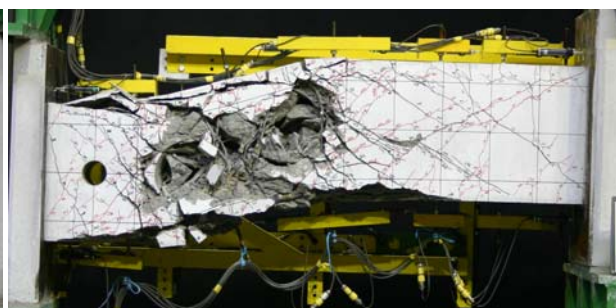


写真-3(b) S-1の損傷状況 (R=1/10時)

4. 三次元 FEM 解析

3 体の試験体について三次元繰返し FEM 解析を行い、実験結果との比較により解析モデルの適用性を確認した上で、解析結果より部材内部の応力状態を考察し、当該梁の構造性能について検討した。

4.1 解析概要

(1) モデル化手法

図-4 に F-2 試験体の解析モデルを示す。解析には“FINAL”を用い、形状を忠実に再現できる三次元モデルとした。解析モデルは対称性を利用して半分のみをモデル化し、コンクリートは六面体要素、各鉄筋をトラス要素で表現し、主筋とコンクリート間には接合要素を挿入して、付着—すべり挙動を考慮した。

(2) 材料構成則

コンクリートは等価一軸ひずみに基づく直交異方性体とし、図-5 に示す主応力—等価一軸ひずみ関係²⁾を仮定した。主応力—等価一軸ひずみ関係における圧縮側の最大強度に至るまでの上昇域及び最大強度後の軟化域の特性には修正 Ahmad モデル³⁾を用い、最大強度は畑中等の係数⁴⁾を用いた 4 パラメータモデル⁵⁾により求め、3 軸応力状態による強度上昇と靱性能の向上を表現した。引張側に関しては、ひび割れ発生までは線形を仮定し、ひび割れ後は出雲モデル⁶⁾($c=1.0$)により引張軟化特性を考慮した。また、ひび割れは最大 9 方向のひび割れが考慮できる非直交分布ひび割れモデル⁷⁾を用いて表現し、ひび割れ面のせん断伝達特性にはコンクリート強度、配筋量、及び、ひび割れ面の平均せん断応力～平均せん断ひずみ関係で定義した長沼モデル⁸⁾を用いた。

鉄筋の応力—ひずみ関係はパイリニア型として、履歴特性には修正 Menegotto-Pinto モデル⁹⁾を用いた。鉄筋とコンクリート間の付着すべり関係は、図-6 に示すように曲線でモデル化¹⁰⁾し、最大付着応力は靱性指針¹¹⁾により算定し、最大付着応力時のすべりは 1mm を仮定した。

4.2 解析結果（解析精度の確認）

図-7 に解析と実験から得られた 3 体の荷重—変位関係の比較を示す。

F-1 については、解析は約 1/15rad.時に急激な耐力低下が生じて解析が不安定化しており、実験でも同じ約 1/15rad.時より徐々に耐力が低下している。このように最大耐力以降の挙動に関しては両者に差異が見られるが、耐力が低下し始める変形やそれ以前の剛性・耐力・履歴ループ形状に関して実験と解析は良好に対応している。

F-2 に関しては、解析は大きな変形レベルまで実験の非線形挙動を良好に再現できている。

S-1 の解析では、実験に比べ、 $R=1/100\text{rad.}$ のループにおける剛性と最大耐力がやや小さいが、履歴ループの形状に関しては、実験を概ね良好に再現できている。

表-4 実験結果一覧

	F-1	F-2	S-1
$Q_{\max}$	160	169	250
$\tau_{\max}$	1.58	1.67	2.47
Q_y	140	140	—
$cal Q_{\max}$	129 ^{*1}	132 ^{*1}	237 ^{*2}

$Q_{\max}$: 最大せん断力(kN),

$\tau_{\max}$: 最大せん断応力度(N/mm^2 ,

$Q_{\max}/(B \times J)$), Q_y : 両端部の主筋

降伏時せん断力, $cal Q_{\max}$: 最大せん断力計算値(kN)

*1 : 曲げ耐力略算値,

*2 : 文献 1)の開口部せん断耐力計算値

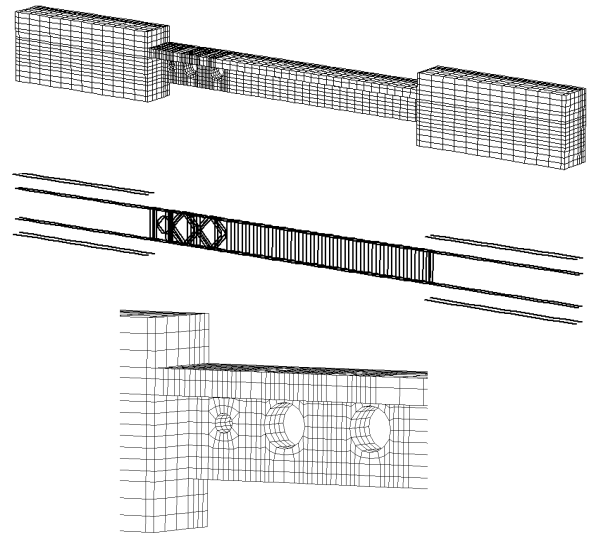


図-4 解析モデル (F-2)

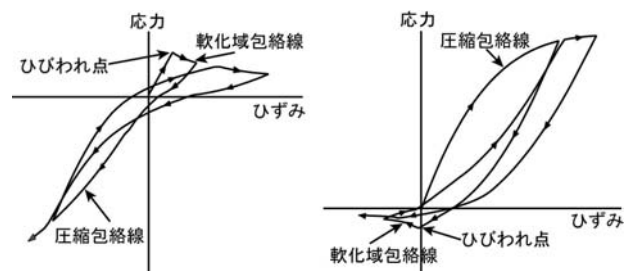


図-5 コンクリート履歴則²⁾

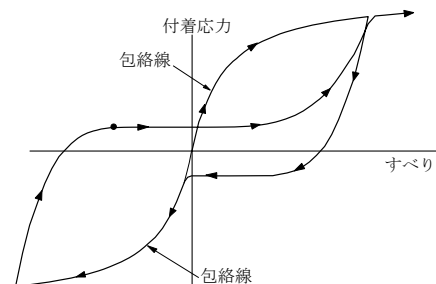


図-6 付着—すべりの履歴則¹⁰⁾

S-1 の最大耐力時 ($R=1/100\text{rad.}$) について、図-8～10 に解析から得られたコンクリート内部の最小主応力コンター、最大主ひずみコンター、及び、主応力の流れをそれぞれ示し、図-11 に実験のひび割れ状況を示す。

なお図-8、図-10 に示すように開口周辺のコンクリートの圧縮束は、それぞれの開口の接線を結ぶ方向に形成され、開口近傍に圧縮応力が集中する傾向が見られる。

図-9 の最大主ひずみコンターからわかるように、各

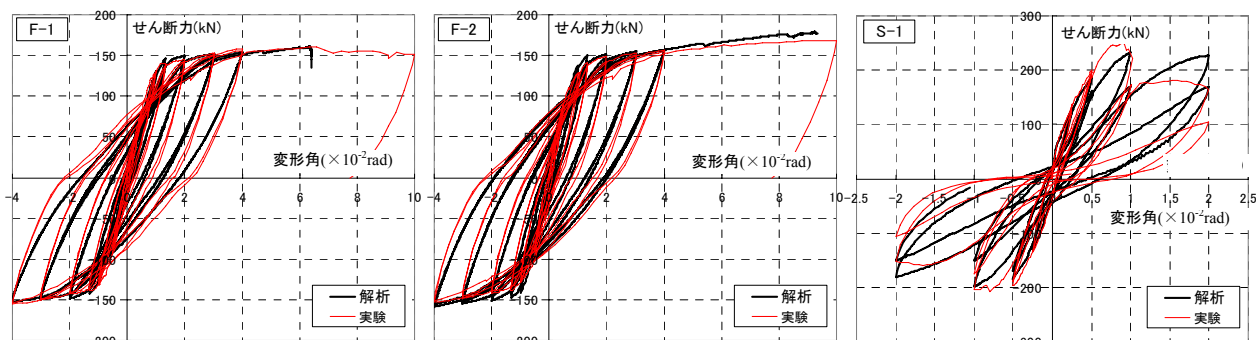


図-7 解析と実験の荷重－変位関係の比較

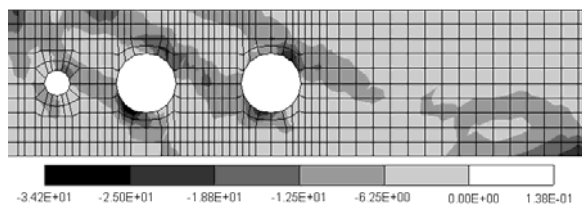


図-8 最小主応力コンター (S-1,R=1/100)

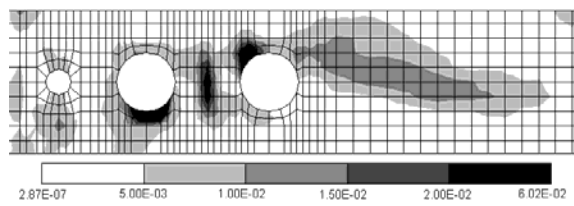


図-9 最大主ひずみコンター (S-1,R=1/100)

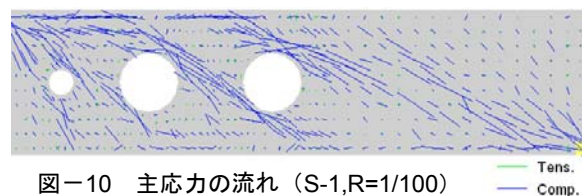


図-10 主応力の流れ (S-1,R=1/100)

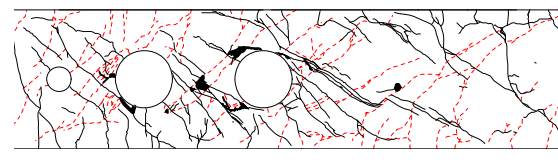


図-11 実験のひび割れ状況 (S-1,R=1/100)

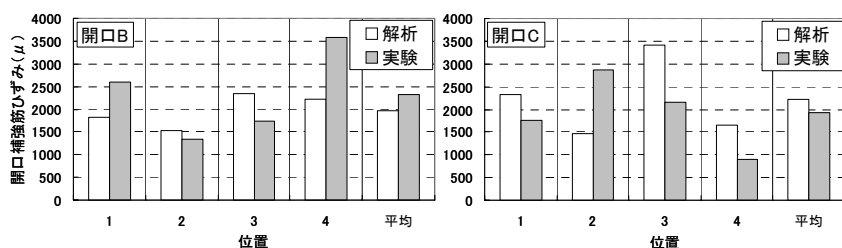


図-12 解析と実験の開口補強筋ひずみの比較 (S-1,R=1/100)

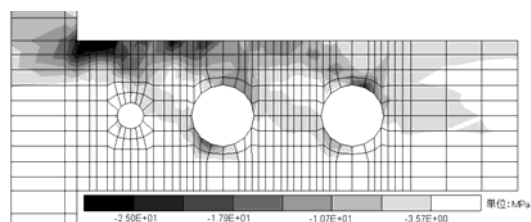
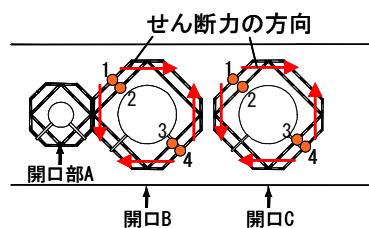


図-13 最小主応力コンター (F-1, R=1/75rad時)

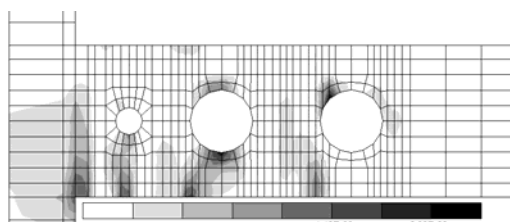


図-14 最大主ひずみコンター (F-1, R=1/75rad時)

大開口周辺、大開口間、及び、右端の大開口から無開口圧縮端を結ぶ斜め部分に引張ひずみが集中している。実験においても、それぞれの引張ひずみ集中部分に幅広い顕著なひび割れが観察されており（図-11 参照）、コンクリートのひずみ性状についても実験と解析は符合していることがわかる。

図-12にS-1のR=1/100rad.時における解析と実験の開口補強金物のひずみを比較して示す。各ひずみ測定箇所（図-12 参照）における開口補強筋ひずみの平均値は、開口Bで実験値2315 μ 、解析値1978 μ 、開口Cで実験

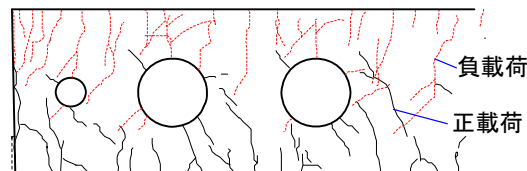


図-15 実験時ひび割れ状況 (F-1, R=1/75rad時)

値1919 μ 、解析値2213 μ であり、せん断抵抗に対する開口補強金物の寄与分に関して、解析と実験は概ね良好に対応している。

以上より、曲げ降伏先行型・せん断破壊型ともに、本解析手法により当該有開口梁の非線形挙動を精度良く

再現できることを確認した。

4.3 解析結果による内部応力状態の考察

F-1 の $R=1/75\text{rad}$ 時について、図-13, 14 に解析から得られたコンクリートの最小主応力コンター、及び最大主ひずみコンターを示し、図-15 に比較のため実験のひび割れ状況を示す。図-13 より、材端の曲げ圧縮域のコンクリートに圧縮応力が集中し、開口周辺にも若干の応力集中が見られるが、その圧縮応力は 12N/mm^2 程度と一軸圧縮強度よりもかなり小さい。また、図-14 により、材端部開口周辺の引張ひずみは曲げひび割れに沿った部分が大きく、せん断破壊型 S-1 の図-9 と比較して、大きなせん断ひび割れが生じていないことがわかる。

以上より、設計におけるレベル 2 の応答変形角 $R=1/75\text{rad}$ 時において、当該梁は曲げ降伏が生じた後に關しても、十分なせん断余裕度を有することを解析から確認できた。

5. まとめ

1) 当該梁は材端部に 3 つの開口を有し、その内 2 つは $1/3D$ 以上の開口径であるにも拘わらず、優れた構造性能を有することを実験及び FEM 解析により確認できた。これより、入力せん断力が小さい場合には $1/3D$ 以上の開口を有する場合でも十分な構造性能が得られることを確認した。

ただし、入力せん断力が当該梁よりも高い梁に大きな開口を設ける場合や条件が異なる場合には、新たな開口補強技術の開発が必要である。

2) 配筋量とスパンを減じたせん断破壊型の試験体の最大耐力は、文献 1) の修正広沢式による開口部せん断耐力計算値とほぼ同等であった。

3) 本研究で仮定した FEM 解析手法により、大きな開口を有する梁の曲げせん断挙動における荷重～変形関係、損傷状況及び鉄筋ひずみの推移等を精度良く再現することがわかった。

参考文献

- 1) 駿河良司，他：鉄筋コンクリートはり端部に適用可能な開口補強方法，コンクリート工学，Vol.40，No.8，pp.20-26，2002.8
- 2) 長沼一洋，大久保雅章：繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル，日本建築学会構造系論文集，第 536 号，pp.135～142，2000.10
- 3) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 474 号，pp.163-170，1995.8
- 4) 畑中重光，小阪義夫，谷川，恭雄，筒井一仁：各種コンクリートの圧縮靱性の統一評価（その 1：低側圧 3 軸圧縮実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.189-190，1985.10
- 5) W.F.Chen：コンクリート構造物の塑性解析，丸善株式会社，1982
- 6) 出雲淳一，島 弘，岡村 甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87. Vol.9-1，pp.107-120，1987.9
- 7) 米澤健次，長沼一洋，江戸宏彰：RC 構造部材の三次元繰返し FEM 解析の精度向上，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.427-430，2003.9
- 8) 長沼一洋：平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル，日本建築学会構造系論文報告集，第 421 号，pp.39-48，1991.3
- 9) Ciampi,V,et al.:Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov., 1982
- 10) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O., Eto, H.: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three Dimensional Finite Element Method,13th WCEE, Paper No.586, Aug. ,2004
- 11) 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，1999 年版