論文 既存 RC 有孔梁のせん断破壊遅延型補強工法の開発

倉本 真*1·鈴木 卓*2·倉本 洋*3

要旨:本研究では,既存鉄筋コンクリート造建物において有孔梁の早期せん断破壊を遅延させる外付けせん 断補強工法の開発を目的としている。実験変数は孔の位置および補強の有無とし,4 体の試験体を用いて静 的載荷実験を実施した。本論では実験の概要を述べるとともに,当該梁部材の破壊性状,履歴特性および諸 鉄筋に及ぼす実験変数の影響を検討する。また,FEM 解析結果に基づいて RC 有孔梁のせん断伝達機構モデ ルを構築し,補強 RC 有孔梁の最大耐力評価を試みる。

キーワード: 耐震補強,静的載荷実験,有孔梁, FEM 解析, Tie and Strut Model

1. はじめに

筆者らは、既存鉄筋コンクリート(RC)造建物に対し、 外側のみからの簡易な補強を施し、早期に発生していた 既存梁のせん断破壊を遅延させる耐震補強工法の開発を 実施してきた。これまでの研究により最大耐力が 1.1~ 1.5倍程度上昇し、最大耐力時における変形角も大きくな ることから本工法により RC 梁の構造性能が向上するこ とを確認した^{1),2)}。また三次元非線形 FEM 解析を行い、 補強 RC 梁では、既存梁の断面形状、接続アンカー筋の 本数および埋込み長さに関係なく、接続アンカー筋を介 して既存梁から補強部に立体的なアーチ機構が形成され ることを示した³⁾。しかし、対象となる RC 造建物には 梁に貫通孔を有するものもあり、そのような建物に対す る本工法の補強効果は未だ不明瞭である。

そこで、本研究では既存 RC 有孔梁に対する本工法の 補強効果の検証を目的とし、孔の位置および補強の有無 を変数とした試験体を用いて、静的載荷実験を行った。 本論の前半では、当該試験体の破壊性状、履歴特性およ び諸鉄筋のひずみ状態について検討する。また後半では、 二次元線形 FEM 解析の結果から、簡略化した Tie and Strut Model を提案し、その耐力評価精度を検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体の形状および配筋詳細を図-1に,試験体諸元 を表-1にそれぞれ示す。試験体は実物大のもの4体で あり,いずれも最終破壊モードはせん断破壊型として計 画した。実験変数は孔位置および補強の有無とした。

既存梁は断面が 350mm×650mm であり,内法長さが 1,600mm(a/d=1.42)である。補強部は既存梁のせん断耐力 の増加のみに寄与させるため,両端に 50mm のスリット を設けた。孔の大きさは既存梁および補強部ともに

*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 大学院生(正会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 助教・博士(工学)(正会員)

*3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 教授・博士(工学)(正会員)

182mm (H=0.28D) とした。また,補強部は接続アンカー 筋により既存梁片面に接続している。なお,接続アンカ 一筋には D13 を用い,埋込み長さは 12da (=156mm) と した。

既存梁および補強部ともに,開口補強を行った。すな わち,孔周囲のせん断強度が孔のない場合のせん断強度 を上回るよう既存梁に対して斜め筋を,補強部に対して 開口補強筋を配した。

補強試験体の製作は以下の手順で行った。すなわち, 既存梁を打設した後,既存梁の片面に先端部が平先寸切 り状の接続アンカー筋を注入型の接着系樹脂により固着 させた。その後,補強部と既存梁の界面での目荒らし処 理は行わず,補強部を打設した。なお,既存梁および補 強部の両部位のコンクリート打設は水平打ちとした。

2.2 材料特性

既存梁コンクリートの材料特性を表-2に、補強部コ ンクリートの材料特性を表-3に示し、鉄筋の材料特性 を表-4に示す。既存梁に使用したコンクリートの目標 強度は 15N/mm² であり、補強部の目標強度は 30N/mm² である。また、補強部の開口補強筋には高強度開口補強

| <u></u> | | | | | | |
|---------|-------|-------------|----------------------------------|--------------------|-------------------------|--------|
| | 討 | 験体名 | A01 | A01 A02 B01 毎 方 | | B02 |
| 変 | 補強の有無 | | 無 | | 有 | |
| 数 | 孔位置 | | 中央 | 端部 | 中央 | 端部 |
| 共 通 事 項 | 既存梁 | 断面 | 350×650 | | | |
| | | 主筋 | 3-D25/2D-22 | | | |
| | | あばら筋 | □-D10@150(p _w =0.27%) | | | |
| | | 内法長さ | 1,600 | | | |
| | 補強部 | 断面 | \backslash | | 150 × 650 | |
| | | 主筋 | | | 2-D10(pt=0.16%) | |
| | | あばら筋 | | | □-D10@150 | |
| | | 07101 07101 | | | (p _w =0.63%) | |
| | | 内法長さ | | | 1,500 | |
| | | アンカー | | \backslash | 12da(I - | 156mm) |
| | | 埋込長さ | | \backslash | 120a(L- | |

| 表-2 既存梁コンクリートの材料特性 | | | | | |
|------------------------------|---------------------------|---|----------------------------|--|--|
| Туре | σ _B (N/mm²) | E _c (×10 ⁴ N/mm ²) | σ _{cr} (N/mm²) | | |
| A01 | 14.73 | 2.09 | 1.52 | | |
| A02 | 15.61 | 2.18 | 1.51 | | |
| B01 | 15.41 | 2.00 | 1.68 | | |
| B02 | 14.06 | 2.13 | 1.45 | | |
| 表-3 補強部コンクリートの材料特性 | | | | | |
| Туре | σ _B (N/mm²) | Ec σcr (×10 ⁴ (N/mm ²) | | | |
| B01 | 01 39.53 3.2 | | 2.72 | | |
| B02 | 44.25 | 3.25 | 2.75 | | |
| JB:圧縮強度, Ec:ヤング係数, σcr: 割裂強度 | | | | | |
| 表-4 鉄筋の材料特性 | | | | | |

| 括別 | 体田笛武 | σ, | Es | σu | |
|------|---------|----------------------|---------------------------------------|----------------------|--|
| 作里力」 | 使用固用 | (N/mm ²) | (x10 ⁵ N/mm ²) | (N/mm ²) | |
| | 既存部あばら筋 | | | 412 | |
| D10 | 補強部軸筋 | 277 | 1.88 | | |
| | 補強部あばら筋 | | | | |
| D13 | アンカー筋 | | | 478 | |
| | スタブ補強筋 | 323 | 1.83 | | |
| | 既存部斜め筋 | | | | |
| D22 | 既存部主筋 | 362 | 1.81 | 553 | |
| | スタブ主筋 | 502 | 1.01 | 555 | |
| D25 | 既存部主筋 | 378 | 1 70 | 560 | |

σ_y:降伏応力度, E_s:ヤング係数, σ_u:引張強さ

筋金物(降伏強度=838N/mm²)を使用した。

2.3 載荷方法

載荷装置を図-2に示す。試験体は反力フレームにPC 鋼棒で固定し、水平力の正負繰り返し載荷は反力壁に取 り付けたオイルジャッキ(2,000kN)によって行った。さ らに反力フレームに取り付けた2台の鉛直オイルジャッ キ(各2,000kN)により、軸力N=0kNを保持し、スタブ に回転が生じないように当該ジャッキを制御した。実験 では試験体頂部の水平変位(8)を試験体の内法長さ (*l*=1,600mm)で除した部材角R=8/*l*で北側方向を正とし て制御した。

載荷サイクルは R=0.125×10⁻² および 0.25×10⁻²rad.まで を 1 サイクルずつ載荷を行い, 0.50×10⁻², 0.75×10⁻², 1.0×10⁻², 1.5×10⁻², 2.0×10⁻², 2.5×10⁻² および 3.0×10⁻²rad. までを 2 サイクルずつ載荷を行い, 4.0×10⁻²rad.まで一方 向載荷することとした。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-3に試験体 B01 を例に,最大耐力時における破壊 状況を示す。図中の色付き部分は補強部を示す。

全試験体ともに,R=0.125×10⁻²rad.の載荷サイクルで 既存梁頂部および脚部に曲げひび割れ,既存梁孔周囲に せん断ひび割れおよび既存梁に曲げせん断ひび割れが発 生した。

無補強試験体では孔位置に関わらず, R=0.25×10⁻²rad. の載荷サイクルでせん断ひび割れが発生し, R=0.5×10⁻²



rad.の載荷サイクルで主筋に沿って割裂ひび割れが発生 した。補強試験体では、両試験体ともに R=0.25×10⁻²rad. の載荷サイクルで補強部孔周囲にひび割れおよび補強部 に曲げひび割れが発生し、R= 0.5×10^{-2} rad.の載荷サイク ルで既存梁にせん断ひび割れが発生し、R= 0.75×10^{-2} rad. の載荷サイクルで主筋に沿った割裂ひび割れが発生した。 試験体 B01 においては、R= 1.5×10^{-2} rad.の載荷サイクル で補強部に曲げせん断ひび割れが発生し、R= 2.0×10^{-2} rad. の載荷サイクルで既存梁と補強部の境界にひび割れが発 生した。試験体 B02 においては、R= 0.75×10^{-2} rad.の載荷 サイクルで補強部に曲げせん断ひび割れおよび既存梁と 補強部の境界にひび割れが発生した。

無補強試験体では、主筋の降伏が認められなかったが、 補強試験体では、試験体 B01 において R=1.5×10⁻²rad.の 載荷サイクルで, 試験体 B02 において R=0.75×10⁻²rad. の載荷サイクルで既存梁主筋の降伏が認められた。しか しながら,補強試験体においても最大強度は曲げ降伏強 度(537kN)を若干下回っており、せん断破壊が先行した ものと判断できる。

各試験体は上記の破壊推移を示した後、最終的には全 試験体ともに既存梁のせん断ひび割れ、付着割裂ひび割 れの伸展および既存梁の孔付近の損傷が顕著となり,破 壊に至った。

3.2 履歴特性

Shear force (kN)

Shear force (kN)

-200

図-4に各試験体のせん断力-部材角関係を示す。同 図では,最大耐力点もあわせて示す。

全試験体ともに R=0.125×10⁻²rad.の載荷サイクルにお いて曲げひび割れ発生に起因する剛性低下が確認された。

無補強試験体では、試験体 A01 は R=1.0×10⁻²rad.にお いて最大耐力に達し、試験体 A02 は R=0.75×10⁻²rad.に おいて最大耐力に達した。補強試験体では、両試験体と もに R=1.5×10⁻²rad.において最大耐力に達した。最大耐 力時以降は、せん断破壊に伴う緩やかな耐力低下が確認 された。

試験体 B01 は 1.34 倍, 試験体 A02 に対して試験体 B02 は1.37倍となった。

り 1.3 倍程度耐力が上昇しており, 孔がある場合でも同 程度の補強効果があることがわかる。

孔位置による比較では、中央に孔を設けた試験体およ び端部に孔を設けた試験体の最大耐力は同程度であり, 孔位置による最大耐力の変化は見られなかった。

3.3 既存梁斜め筋およびあばら筋ひずみ分布

図-5に無補強試験体における斜め筋のひずみ度-部 材角関係を示す。斜め筋のひずみは図-6に示す位置の 引張を受けるひずみゲージ2つのひずみの平均値を採用 した。

図-5より、いずれも R=0.75×10⁻²rad.の載荷サイクル において降伏が確認でき,斜め筋が孔周囲の引張力を負 担していることがわかる。

また図-7に無補強試験体におけるあばら筋のひずみ 分布を示す。同図にはひずみゲージ貼り付け位置も示す。

両試験体ともに,最大耐力時までは孔の左右に配筋さ れたあばら筋のひずみが他の位置のひずみに比べ大きい ことが確認できる。このことから、梁に配されているあ ばら筋のうち, 主に孔周辺の鉄筋が引張力を大きく負担 していることがわかる。

4. RC 有孔梁のせん断伝達機構のモデル化

RC有孔梁のせん断伝達機構は未だ不明瞭な所も多い。



そこで, 簡易的に二次元線形有限要素解析を実施し, 有 孔梁中のせん断力の流れを確認した。その後, 実験結果 とあわせてせん断伝達機構のモデル化を行った。

4.1 二次元線形有限要素解析

(1) 解析概要

解析では、実験で用いた試験体 A01 および A02 を対 象とした。図-8に試験体 A01 の要素分割図を一例とし て示す。各要素は試験体の主筋およびあばら筋に準じて 分割した。加力は下側スタブ左端において試験体に作用 する軸力 N=0kN を保持し、上側スタブ右端に実験と同 様の部材角となるよう強制変位を与えた。また、下側ス タブ左端の接点の変位を拘束し、上側スタブの左端と右 端の y 方向の変位を従属させた。コンクリートは四辺形 要素でモデル化し、主筋およびあばら筋は線材でモデル 化を行い、いずれの要素も弾性とした。なお、解析は解 析ソフト「FINAL」を用いて行った。

(2) 解析結果

図-9に最大耐力点における各試験体の最小主応力分 布(圧縮応力分布)を示す。解析における最大耐力点は, 実験における最大耐力点を通るようコンクリートのヤン グ係数を調整して出力した。(図-10参照)

いずれの試験体も一端から孔にかけて圧縮ストラット が明確に形成されており,圧縮端部および孔周囲に高い 圧縮応力が生じていることがわかる。

4.2 Tie and Strut Model を用いたせん断耐力評価手法

Tie and Strut Model は部材中の力の流れを圧縮ストラットと引張力によって設定し,部材の耐力を静的釣り合い条件から算定するモデルである⁴。

ここでは,部材中の力の流れを幾何学的に設定し,そ の釣り合い条件から有孔梁のせん断耐力を算出するマク ロモデルを提案する。

(1) 力の流れの設定

前項の FEM 解析による最小主応力分布および前々項 での斜め筋・あばら筋が孔周囲において引張力を負担し ているという結果から,試験体 A01 を例として図-11 に 提案するせん断伝達機構のモデルを示す。これは部材に 入力されたせん断力が,一方の圧縮端から孔に向けて二 手に分かれて圧縮ストラットが形成され,孔位置におい て鉄筋による引張力を受けることでその角度を変え,他 方の圧縮端へ流れていくというモデルである。このモデ ルを幾何学的に解くことで有孔梁のせん断耐力を算出す ることとした。

(2) モデルの解法

図-12に試験体 A01 のモデルの詳細を示す。

端部の圧縮域を A node で示す様な x,y, α , β をそれぞれ 辺長とする四角形とし、上部および下部でのストラット の角度が変わる領域を B node で示す様な α , β , γ をそれぞ



れ辺長とする三角形として定める。

圧縮域とそこから伸びる圧縮ストラットは垂直に交



わるものとする。また、孔の上部および下部に伸びる圧縮ストラットの角度をそれぞれ θ_1 および θ_2 とし $\mathbf{2}-12$ に示すように梁の形状によって値が定まることとする。 ここで θ_1 は梁の端点から孔へ接線を引くときにできる角度であり、 θ_2 は梁の端点から梁中央の主筋かぶり位置を結ぶ直線の角度である。

また P, Q および T はそれぞれ x, y および γ の幅に作 用している力である。

A node において、次の関係が成り立つ。

$$M = P \cdot e \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (1) \qquad Q = \frac{2M}{h} \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (2)$$

$$Q = byF_c \cdot \cdot \cdot \cdot (3) \qquad P = bxF_c \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (4)$$
ここで Q:せん断力(N) b:梁幅(mm) D:梁せい(mm) h:部材長(mm)
F_c: = ンクリート圧縮強度(N/mm²)

ここで,式(5)が成り立つと仮定すると,式(1)~式(5)より式(6)が求まる。

また幾何学関係から、次の関係が成り立つ。

$$x = \alpha \cos \theta_1 + \beta \sin \theta_2 \cdot \cdots \cdot \cdots \cdot (7)$$
$$y = \alpha \sin \theta_1 + \beta \cos \theta_2 \cdot \cdots \cdot \cdots \cdot (8)$$

B node においては、次の関係が成り立つ

$$\alpha = \frac{\sin a}{\sin c} \gamma \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (9) \quad \beta = \frac{\sin b}{\sin c} \gamma \cdot \cdot \cdot \cdot (10)$$

$$\Box \equiv \overline{C}, \quad a = \pi - \theta_2 \quad b = \frac{\pi}{2} - \theta_1 \quad c = \theta_1 + \theta_2 - \frac{\pi}{2}$$

以上,式(6)~式(10)より未知数 x,y,z,α,β,γ が求まる。 求まった y を式(3)に代入することで部材のせん断力が算 出される。

図-13 および図-14 に試験体 A02 のモデルを示す。 試験体 A02 も A01 と同様にモデル化を行った。ただし, 孔位置が偏在しているため,上・下スタブの四角形領域 および孔の上・下の三角形領域がそれぞれ異なり,新た に C node および D node を設定する。ストラットの角度 も A01 と同様に考え試験体形状によって θ₁~θ₄ が定まる こととした。

A node および D node において,式(1)~(4)が成り立ち, 式(5)が成り立つと仮定すると式(6)を得る。また各 node において試験体 A01 と同様な幾何学関係が成り立つた



め,未知数 x,y,z,α₁, α₂,β₁, β₂,γ が求められ,求まった y を 式(3)に代入することでせん断力が算出される。

(3) 補強試験体のモデル

補強試験体は,既存梁と補強部のせん断力をそれぞれ 別に計算し,それらを累加することで補強試験体のせん 断耐力とした。

既存梁については前述と同様の計算を行った。補強部 については、実際には既報³⁾より図-15上部に示すよう な、既存梁から補強部に立体的なアーチ機構が形成され ているが、計算上便宜的に同図下部に示すような、既存 梁と同様なせん断伝達が行なわれていると考えせん断力 を求めた。その際に補強部の梁幅bについては全断面を 有効とはせず、既往の研究^{1),3)}から得られた補強部とし て実際に作用したと考えられる有効幅 b_e=75mm を用い て算出した。

4.3 実験結果との比較

表-5に前述のモデルを用いて算出した各試験体のせん断耐力を示す。

実験値と計算値を比較すると、本せん断伝達モデルで 無補強試験体および補強試験体ともに耐力を±10%の誤 差内で概ね評価出来ることがわかる。

また**表-6**に無補強試験体における鉄筋の負担引張力 について示す。

計算値 T_{cal}は式(11)より算出した。また実験値 T_{exp}は, 最大耐力時において鉄筋に生じているひずみを応力に換 算した値を用いて同様に式(12)より算出したものである。 ここで引張力を負担する鉄筋は,図-7より最大耐力時 にひずみが出ている孔から左右にそれぞれ2組のあばら 筋および引張を受ける斜め筋とした。



 $T = \sum_{a_{i}} a_{i} \cdot \sigma \cdot \cdots \cdot \cdots \cdot \cdots \cdot \cdots \cdot (12)$ ここで a_i: 引張を負担する鉄筋の断面積(mm²), σ : 鉄筋応力(N/mm²) **表**-6を見ると、T_{cal} に対して T_{exp} が小さいことがわ かる。これは、実際には入力されたせん断力の全てがス トラットと鉄筋引張力によって伝わるのではなく、ある 割合で直接コンクリートによって伝わる機構(いわゆる アーチ機構)が存在するものと推測される。

また, T_{exp}/T_{cal} について試験体 A02 に対して試験体 A01 の値が小さい。表-7より各ストラットの負担せん断力 を比較すると, A node と B node を結ぶストラットの負 担せん断力において試験体 A02 の方が大きい。よって試 験体 A02 では孔周囲の鉄筋のひずみが大きくなるが, 試 験体 A01 では前述のアーチ機構による割合も大きく, 試 験体 A02 と比べて鉄筋のひずみが小さくなるからだと考 えられる。

5. まとめ

本研究では,簡易な外付け補強を施した RC 有孔梁の 静的載荷実験を行い,その補強効果を検討した。得られ た知見を以下に示す。

- (1) 本せん断破壊遅延型補強工法により,試験体の耐力 および靱性を向上させることができ,有孔梁につい ても適用可能であることが示された。
- FEM 解析を実施し、Tie and Strut Model を用いて簡 略化した有孔梁のせん断伝達モデルを提案した。
- (3)本せん断伝達モデルによって試験体の最大耐力を 概ね評価することが可能である。しかしながら鉄筋 の負担引張力について計算値と実験値に差異があり、この点については今後の課題である。

謝辞

実験の実施および本論文の執筆にあたり東亜建設工業樋渡健 氏および飛島建設久保田雅春氏,阿部隆英氏の協力を受けた。 ここに深甚なる謝意を表する。

参考文献

1) 掛悟史,阿部隆英,加々良昌史,倉本洋:既存梁部材の外



| <u> 訊</u> 駅14-石 | | 最大耐刀 Q _{exp} (kN) | 既存梁 | 補強部 | 合計 | Q _{exp} /Q _{cal} |
|---------------------------|-------------------|-------------------------------|---------------------------|---------------|----------|------------------------------------|
| 既存 | A01 | 383 | 374 | $\overline{}$ | 374 | 1.02 |
| 試験体 | A02 | 378 | 361 | | 361 | 1.05 |
| 補強 | B01 | 513 | 391 | 149 | 541 | 0.95 |
| 試験体 | B02 | 519 | 325 | 151 | 476 | 1.09 |
| 表-6 鉄筋による負担引張力 | | | | | | |
| 試験体名 | | | | | A01 | A02 |
| 計算值 T _{cal} (kN) | | | | | 275 | 236 |
| 実際に鉛 | 失筋が | 負担している | 引張力 T _{exp} (kN) | | 130 | 177 |
| T_{exp}/T_{cal} (%) 4 | | | | 47 | 75 | |
| 表-7 各ストラット負担せん断力 | | | | | | |
| 弐陸仕々 | | 各ストラットの負担せん断力(kN) | | | | |
| 武海火 14 | A-B node A-C node | | le B-D | node | C-D node | |
| A01 | | 325 | 49 | | 49 325 | |
| A02 | | 343 | 18 | 1 | 21 | 240 |

側せん断補強工法の開発, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.1027-1032, 2012

- 倉本真,掛悟史,阿部隆英,樋渡健:スラブ付きRC梁に 対するせん断破壊遅延型補強工法の効果,コンクリート工 学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.997-1002, 2013.
- 掛悟史,倉本洋,Juan Jose CASTRO,加々良昌史,樋渡健, 阿部隆英,久保田雅春:既存 RC 梁の外付けせん断補強工 法におけるせん断伝達機構,日本建築学会構造系論文集 第79 巻 第695 号, pp.113-120, 2014

4) 土木学会:コンクリート標準示方書構造性能照査編, 2002