通信用 RC 造マンホールの補強工法に関する実大検証実験

Verification tests of new reinforcement system for RC telecommunication manhole based on full-scale model

丹羽正徳*, 鈴木秀明**, 城田正美***, 外島義規*** Masanori Niwa, Hideaki Suzuki, Masami Shirota, Yoshinori Sotojima

*工博,(㈱協和エクシオ,恵比寿総合技術センタ(東京都渋谷区恵比寿南2丁目) **(㈱協和エクシオ,研究開発センタ(東京都東村山市富士見町1丁目) ***(㈱協和エクシオ,恵比寿総合技術センタ(東京都渋谷区恵比寿南2丁目)

A reinforcement system is developed for aged RC telecommunication manholes which are unavoidable a sustainable use. Essential reinforcement parts of an aged manhole are a periphery of circular entrance on the upper slab and corners between the slab and walls. These parts may be critical to bending moment by excessive live loads of automobiles. The system is composed of the round arc CFRP plate for the upper slab and resin concrete segments for the corners. The former is effective to increase stiffness of the manhole as well as the latter to increase strength. This paper shows verification of the system based on full-scale model tests and on 3D-FEM simulation analysis.

Key Words: reinforcement, manhole, CFRP, resin concrete キーワード:補強 マンホール, 炭素繊維 レジンコンクリート

1. まえがき

わが国の社会資本は、戦後の復興期から高度成長期を経 て今日まで着実に整備・蓄積されて来ており、通信用マ ンホール (MH) も例外ではない、現在、国内の MH は約 84 万個に上っており、これらは 1970 年代を中心とする約 20 年間に急激に増加した。それらは経過年数 20 年以上の ものが 85%、30 年以上のものが 50%である。これは 10 年後には、現設備の大半が経過年数 30~40 年以上となる ことを意味し、老朽化した MH の大幅に増加することが 重大な懸念をもって指摘されている¹⁾.

これら膨大な量の設備は、今日の情報化時代を根幹か



図-1 通信用MHの概要図(直線型3号MH)

ら支えるものとして最も重要な社会資本のひとつとなっているが、今後の技術革新や社会ニーズの変化に対応して、如何に良好な状態を維持し、長期間供用するかが重要になって来ており、既存 MH の健全性の確認と共に、的確な補強方法の確立が喫緊の課題となっている.

本論文は、MH の劣化要因のうち構造的な面に着目し、 対荷重性能(耐荷性能)の向上を図るべく開発した乾式 補強工法(炭素繊維補強(CFRP)プレートとレジンコン クリートセグメントの併用)の有効性を、実大模型の載 荷実験と3次元弾塑性 FEM によるシミュレーション解 析に基づいて検証したものである.

2. MH の要補強箇所

既存 MH は, RC 造やレジンコンクリート造があり², 機能的にも直線型・L型・T型など様々であるが, 概ね 箱型であることや上床版に円形の開口部を持つこと,側 壁にダクトを持つことなどが共通している. 例として既 設数の最も多い直線型3号 MH の概要図を図-1に示す.

MH の要補強箇所を検討する上で考慮すべき要因とし て活荷重が上げられる.活荷重は、道路面より、主とし て鉄蓋、円筒状の首部を介して上床版開口部周りに作用 する.首部が短く、活荷重が鉄蓋から直接上床版に作用 する場合が最も厳しくなる.そこで、予備検討として、 過大な活荷重が作用したときに補強すべき箇所を確認す るため、直線型3号 MH の1/8 対称モデルの積層シェル 要素による3次元弾塑性FEM解析を行った.コンクリー ト強度は30MPaとし、荷重条件は最も厳しい場合を想定 して、上床版に鉄蓋相当範囲の等分布荷重を直接作用さ せて輪荷重³⁾を模擬した.材料の非線形特性などの詳細 は後述し、結果のみ示す.なお、本論文では、輪荷重と の対応を明快にするため、等分布荷重を集中荷重に換算 して表記する.

静的漸増解析によると、上床版の開口部内側のひび割 れ発生荷重は 191kN, 側壁外側のひび割れ発生荷重は 275kN, 最大耐力は 412kN であった. 破壊形態は, 隅角 部コンクリートの曲げ破壊で,外側に発生した横向きの 曲げひび割れが,最終的に内側まで貫通する形となって いる. このとき鉄筋の降伏は生じなかった. 図-2に, 最大耐力 412kN における MH 内側のひび割れ状況を示す. 上床版開口部に曲げひび割れが放射状に進展し, 隅角部 に沿って貫通ひび割れが生じている.

現設計の輪荷重 T-25 は上記解析の100kN に相当するの で,既存 MH のコンクリート強度が,解析で仮定した 30MPa に満たない場合や,衝撃的な荷重が繰返し作用す る場合には,上床版の開口部周辺や側壁上部の隅角部に ひび割れを生じ,構造的にも材料的にも劣化を促進する

要因となり得る ことを示唆して いる.

予備検討の結 果,構造性能の 面から補強すべ き部位は,主と して上床版の開 口部周りと側壁 上部の隅角部で あることが明ら かになった.



図-2 活荷重による MH 内部の ひび割れ状況(1/8 対称モデル)

3. 補強工法の概要

補強工法の開発に当たっては、MH が通信用である特殊性に配慮する必要がある.すなわち、MH は今日の社 会活動の最重要基盤施設のひとつであるため、供用中の 工事が前提であり、しかも、例え瞬時であっても通信の 途絶があってはならない.従って、通信ケーブルや関連 機器への影響を極力最小限にとどめ、狭隘でデリケート な空間内での作業が可能な工法とする必要がある.

MHの内部には、ケーブル引き込み用のダクトがあり、 側壁の中央部には機器取付け金具があるなど、自由空間 はMHの上部と4隅に限られる(既出図-1参照). その ため、補強部材もこの空間内に収めることが前提となる.

ここに示す補強工法は、この制約条件を満たしたもので、 円弧形および直線形の CFRP プレートとレジンコンクリ ートセグメントを、それぞれエポキシ系樹脂でコンクリ ートに接着する乾式工法である.

本論文では、補強を「初期剛性と最大耐力が共に増加する効果が得られること」と定義し、既存 MH の最大耐力を1.3~2倍に増加させることを目標とした。図-3に直線型3号 MH に対

する補強部材の 配置例を示す. この例は、本工 法の最大限の補 強を想定したも のであるが,実 際の補強に際し ては、被補強 MHの形状や構 造性能に応じて 各補強部材を適 **盲組み合せ、最** 適な補強形態を 選択することが 可能である.以 下に, 各補強部 材の機能と特長 について述べる.



(b) 側壁内側と隅角部の補強図-3 補強の概要図(単位:mm)

上床版開口部に用いる円弧形 CFRP プレートは,特殊な 成型により炭素繊維を円周方向に配向させたもので,円 周方向の引張り応力に対する補強を行う上で有効である. 上床版開口部周りは活荷重によって面外曲げを受け,円 周方向の引張り応力が発生するので,円弧形 CFRP プレ ートの特長を最大限活用することが出来る.

円弧形 CFRP プレートは上床版開口部の径に対応させる必要があるが、本例では、図-4に示すように、開口部の径 ϕ 750mm に対して、内径 ϕ 820mm のものを用い、搬入の便を考え2つ割にしてある.他の形式のMHでは、 ϕ 900mm、 ϕ 1000mm も適宜選択する.

円弧形 CFRP プレートの幅と厚さは、剥離形態や剥離強 度に関する部材実験、上床版の実大実験、FEM 解析など

を実施し,幅100mm, 厚さ3mmとした. また,上床版の一 般部や側壁中央部に 面外曲げによる引張 り応力が生ずる場合 には,プレート幅50 mm,厚さ1~3mmの 直線形 CFRP プレー トを適宜用いる.



一方,上床版と側壁,あるいは側壁同士の隅角部は材端 モーメントの外引張り応力で発生するひび割れが内側に 進展する形態であるので,隅角部の外側に引張り材を配 置する方が原理的であるといえる.しかし,供用中の工 事でMH内部からの補強が前提となることから、隅角部の剛域を拡げることで補強することが現実的といえる.

さらに、ダクト開口部周辺の面内せん断応力を緩和す るためには、側壁の両端に柱材を配置することが効果的 である.このような複数の機能を持たせる補強材として レジンコンクリートセグメントを用いた.

レジンコンクリートはセメントコンクリートに比べ5 ~7倍の圧縮強度を有しているので、構造性能と共に施 工性も考慮したセグメント化が容易である.図-5にレ ジンコンクリートセグメントの形状を示す.





図-5 レジンコンクリートセグメントの 形状と取付け模式図(単位:mm)

既存 MH の隅角部には幅 50mm または 100mm のハンチ を有するものが一般的なのでセグメントは台形断面とし, SEG-A を 50mm 用, SEG-B を 100mm 用とした. セグメ ントの大きさは, 隅角部の自由空間内で補強できるよう に, 既存 MH のハンチ部分を含め 240mm×240mm の直 角 2 等辺三角形とした. さらに人手で揚重する施工手順 を考え, いずれの質量も 10kg 未満とした.

セグメントと MH, セグメント同士の接着には湿潤タ イプのエポキシ系樹脂を用い,接着性をより確実にする ために固定ボルトや連結ボルトで緊結する.固定ボルト はハンチ部に設けたホールインアンカーで止める.いず れのボルトも接着剤が硬化するまでの仮止め用で \$ 8mm である.取付けの模式図を図-5(C)に示す.また,レジ ンコンクリートと CFRP プレートの材料特性を表-1に, 接着剤の材料特性を表-2に示す.

なお, SEG-A と SEG-B は, それぞれ, 直線形, および, 円弧形 CFRP プレートとコンクリートとの界面剥離を防 止するための CFRP プレート端部の固定も兼ねている.

また、図-3(既出)では、上床版開口部付近の長辺隅 角部には SEG-B を配置しているが、セグメントの配置に 関する FEM 解析の結果、上記の箇所の補強では、SEG-A よりもむしろ剛性の小さい SEG-B を用いる方が最大耐力 が増加することによる.

表-1 補強材の材料特性

	レジン	CFRP
	コンクリート	プレート
ヤング率	28GPa	156GPa
ポアソン比	0.2	_
圧縮強度	110MPa	-
引張り強度	10MPa	2400MPa
せん断強度	10MPa	_
比重	2.3	-

表-2 接着剤の材料特性

項目	物性値			
硬化物比重	1.75 ± 0.20			
圧縮強さ	35MPa以上			
引張りせん断強さ	10MPa以上			
圧縮弾性係数	1GPa以上			
注:(混合比)主剤2:4	硬化剤1 (試験温度)20℃			

(供試体養生条件)20℃ 7日間

4. 実大模型の載荷実験

4.1 実験方法

試験体は直線形3号 MH を模擬し,輪荷重作用時の側 壁の変曲点を考慮して,高さ方向に2/3を切り出したも ので,試験体高さは1200mm,ピン支持を想定した.図 -6に試験体略図を示す.

上床版は、スラブ厚 200mm で下側 1 段配筋としてい る. 長辺の配筋は D10mm, @200mm で 8 本, 短辺は D13mm, @150mm で 17 本である. 床板中央には上底径 700mm, 下底径 750mm の円錐台状開口部を有し, 開口 補強筋として D10mm, R425mm の円周筋と D10mm の 斜め筋を配筋している.

側壁は、厚さ170mmで、長辺中央部は内側1段、端部 は2段配筋され、短辺は外側1段配筋である。鉄筋は全 てD10mmを用い、配筋ピッチは全側壁共通で、たて筋が @300mm、横筋が@200mmとなっており、長辺が8本、 短辺が5本である。短辺側壁にはダクトを模擬した 500mm角の開口部を設け、D10mmの横筋と斜め筋で開 口補強している。

測定点は、上床版開口部の沈込み量や試験体各部の変 形量、載荷装置の変形量などの変位測定と、鉄筋・コン クリート・円弧形 CFRP 板のひずみ測定など,約100 成 分である.この内,本論文で記述する主要測定点は,図 -6 に併記した.

耐荷性能を評価するための首部開口部の沈込み量は, ストローク型の変位計(共和電業製DTH-A100)により, 開口部の2点と試験体脚部の2点の絶対変位量を,不動 点フレームを用いて計測し,データ処理時に各々の平均 値の差を取り,試験体自体の相対変位量として求めた. 試験体期部の沈込み量は、支承フレームや反力床の変形 などによる試験体全体の沈込み量が求められるので,こ れをオフセット分として除去したものである.

鉄筋のひずみは相対する2枚のひずみゲージ(グリッド長5mm)を用い,データ処理時に直ひずみに換算した. 円周筋のゲージ位置は,鉄筋の重なりなどを避けたため, 幾何的に均等配置されなかった. 側壁の測定では,上床版の配筋との位置関係から,中心軸から150mm ずれた 1-1 通りで行った.また,コンクリート面のひずみは, 測定方向を定めてひずみゲージ(グリッド長68mm)を 貼り,測定値をそのまま用いた.

載荷方法は既往の載荷装置を利用した内力均衡方式とした.この載荷方法の場合,載荷能力は4隅のPC鋼棒 (総ネジ式PC鋼棒:ゲビンデスターブ#36)の耐力(2000 kN/本)に依存する.載荷は,上床版首部に直線形3 号 MH 用鉄蓋(ねずみ鋳鉄-4種,FC250)を置き,段 階的に荷重を増加させる片押し載荷方式とした.鉄蓋へ は井桁に組んだ載荷フレーム(H-300×200)により荷重 が伝達するようにしたので,載荷面は鉄蓋の形状から, 円周に沿って幅150mmの等分布荷重(内径720mm,外 径1020mm)となる.ジャッキ(オックスジャッキ製 RM20010)の載荷能力は2000kNで,荷重はロードセル

(計測興業製 KLC-200T) により監視し,載荷ステップ は最小で10kN刻みとした.図-7に載荷方法の略図を 示す(不動点フレームは省略).

本工法の補強効果を確認するための載荷実験では、円 弧形 CFRP プレート、レジンコンクリートセグメントの それぞれの寄与を定量的に把握するためには、試験体を 4体以上作成することが必要となるが、3次元弾塑性 FEM のシミュレーション(いわゆる数値実験)を併用す ることで、試験体数を2体に削減することとした.

すなわち,各補強段階では剛性の増加を確認できる程 度の載荷にとどめ,最大耐力の確認は,最終補強段階の みとした.これに代わり,各補強段階の最大耐力は適宜 FEMにより推定することとし,同一バッチで作成された 2体の試験体に対して6種類の載荷実験を行った.各実 験の狙いは次の通りである.

・T1-1:無補強試験体

初期剛性確認のため 600kN まで載荷, 最大耐力は FEM により推定.

T1-2: T1-1 に上床版開口部周辺のみ補強
 円弧形 CFRP プレートと SEG-B を用いた上床版開口



図-7 載荷方法の略図

部補強,効果を剛性の増加で確認.

- ・T1-3:T1-2に隅角部補強を追加
 短辺隅角部以外全て補強,最大耐力確認まで載荷.
 (注)実験では載荷装置の不具合のため最大耐力を確認できなかった.
- •T2-1: 隅角部の一部を補強 長辺隅角部に SEG-A のみ用いた補強,効果を剛性の増 加で確認. 最大耐力は FEM により推定.
- T2-1-2:補強前の剛性確認
 T2-1 実験後の試験体の再載荷実験, T2-2 補強前の劣
 化状況を確認。
- T2-2: T2-1 に図-3の補強
 最も密に補強,最大耐力確認まで載荷.
 各実験の流れを図-8に示す.



図-8 載荷実験の流れ

4.2 荷重~変形 (P~δ) 関係

既出図-6 に示した上床版開口部内側の沈込み量を用 いて P~ δ 関係を求め図-9 に示す.実験ケースによっ ては、荷重の小さい段階でオフセットに乱れがあり、P ~ δ 関係に若干揺らぎが認められる.また、沈込み量が 0.5mmにおける載荷荷重を初期剛性と定義し、各実験結 果を比較して表-3に示す.以下に、実験結果の概要を 示す.

T1実験シリーズ 無補強のT1-1実験では初期剛性が 705kN/mm と求められた. P~ δ 関係は、400kN を超 えてやや剛性低下の傾向が窺える. この時の開口部の下 側のコンクリートは 45°方向に放射状のひび割れを生 じている. また、円周筋のひずみは、図-6(a)に示した 測定点 32°38°59°で大きいが 500×10⁻⁶(以後 μ と 表記)程度で弾性範囲にある. なお、T1-1の実験では、 試験体の一部側壁下端で面外にすべりを生じた箇所があ

表-3	各実験の初期剛性の比較
-----	-------------

実験種類	初期剛性 kN/mm	剛性比	備考
T1-1	705	1.00	
T1-2	1623	2.30	
T1-3	1658	2.35	
T2-1	975	1.38	1.00
T2-1-2	743	1.05	0.76
T2-2	969	1.37	0.99

り,他の実験に比べ若干剛性が小さ目に求められた可能 性がある.

T1-1 実験の除荷後に図-8 に示す開口部を補強した T1-2 実験では、初期剛性が 1623kN と求められ、T1-1 に比べ剛性比は2.3倍であった、これは、長辺中央部に 設置した SEG-B が剛性増加に寄与したことを示してい る. $P \sim \delta$ 関係は、900 kN 超で剛性低下が顕著であるが、 側壁に横方向のひひ割れが進展したためである。この時 の図-6(c)に示した側壁中段の測定点の鉄筋のひずみは -100 µ (圧縮) から徐々に引張り側に移行し、1000kN で0 μ, 1100kN で 460 μ(引張り)を示した. このため載 荷を終了した.円周筋のひずみは最大の 32° で 930 µ, 円弧形 CFRP 板は最大の 45° が 1400 µ であった. 開口 部の下側のコンクリートのひび割れは表面まで達してい なかった.以上の測定結果や試験体の状況から、本実験 は概ね最大耐力付近まで載荷したものと思われ、破壊形 熊はセグメント下部の位置での側壁の曲げ破壊と推定さ れる.

T1-3 実験は、T1-2 実験の除荷後に図-8に示す追加補 強して行った. P~ δ 関係は荷重 1000kN 程度までほぼ 線形的な性質を示し、初期剛性は 1658kN/mm と求めら れた. これはT1-1 実験の 2.35 倍、T1-2 実験と同程度で あった. T1-2 実験では最大耐力付近まで載荷したことを 考慮すれば、結果として剛性低下分に相当する補強がな されたことを意味する. ただし、1300kN で載荷装置に 不具合を生じ実験を中止したため最大耐力の確認はでき なかった.

T2 実験シリーズ T2-1 実験は,長辺の中央付近を除く 隅角部を補強して行った. P~δ 関係は 800kN まで直線 的な傾向を持ち,初期剛性は 975kN/mm と求められる が,1000kN 超で非線形性を呈した. 側壁縦筋の上段, 中段のひずみ測定点では,圧縮ひずみが 800kN まで各々 -200 μ, -180 μ と直線的に増加したが,800kN 超で



増加が緩慢になり、1000kN 超で圧縮ひずみから引張り 方向へ減少する兆候が認められたため1070kNで実験を 終了した.この時,円周筋のひずみは32°が大きく1250 μであった(5.3 節の図-16~図-17参照).

T2-1・2 実験は、T2-1 実験後再載荷して初期剛性の低下 を調べたもので、800kN まで載荷した.初期剛性は 743 kN/mm と得られ、T2-1 の 0.76 倍であった.

T2-2 実験は、T2-1-2 実験後の試験体に最も密に補強を 行ったものである(既出図-8 参照). P~ δ 関係は 1500kN 付近まで直線的な傾向を持ち,初期剛性は 969kN/mm と得られた. 1500kN 超で非線形性が顕著に 現れ,沈込み量が急激に増加したことから,試験体の崩 壊を懸念して 1780kN で載荷を終了した. 円周筋のひず みは 1640kN で全てが急激に解放された. 実験後に0° 方向の CFRP 板付近に発生したひび害れの目視観察,打 音検査,はつり調査を行った. 図-10 に示すように, CFRP 板端部から発したひび害れが円周筋を跨いで開口 部円錐台側面に貫通しており,押しぬきによるコンクリ ートのせん断破壊であることが確認されたが,破壊は局 部的であった. このことにより,円周筋のひずみが解放 されたものと思われる.

一方, 側壁縦筋の引張りひずみは最大荷重まで増大し ているが, ひずみの大きい中段の測定点でも1100µに留 まっており, また, 側壁コンクリートの水平のひび割れ も急激に拡大しているものの裏面への貫通は確認できな かった. 以上の測定結果や観察より破壊形態を推定する ことは難しいが, 開口部周辺コンクリートの押し抜きせ ん断破壊が支配的であったと推定される.



図-10 首部開口部 0°方向のひび割れ観察結果

両実験シリーズの比較 無補強に比べ,開口部をSEG-B で補強したT1-2実験では初期剛性が2.3倍と得られ,長 辺の隅角部に沿ってSEG-Aで補強したケースT2-1では 1.4倍と得られた.いずれの場合でも補強により初期剛性 の増加が顕著に認められたが,開口部付近にセグメント で補強する方が剛性増加に対して,より寄与が大きいこ とが認められた.

次に、T1 試験体とT2 試験体それぞれの2 段階目の補 強の効果を比べると、T1-2 とT1-3 は、ほぼ同じ剛性比 となっている.T2-1 とT2-2 も同様にほぼ同じ剛性比と なっている.これは、両試験体共に補強前の載荷によっ て塑性化し、剛性が低下していたためである.T2-1の実 験前と実験後では剛性比は約 0.8 倍になっており、結果 として剛性低下分に相当する補強がなされたことになる. 最大耐力については、T1-1~T1-2~T1-3,あるいは、 T1-1~T2-1~T2-2 と明らかに増加している様子が認めら れるが、実験で求められたのは T2-2 のみであり、約 1800kN である.また、T1-3 では、最大耐力を確認して いないが、最大荷重の 1300kN を超えた 1400~1500kN 程度と推定される.

T1 実験シリーズとT2 実験シリーズは、補強の順番を 変え、都度載荷実験を行った.このことが、剛性と最大 耐力の結果に明瞭に現れ、隅角部を含む上床版開口部付 近の補強と他の隅角部補強の寄与が抽出できる.すなわ ち、T1 シリーズは、先に開口部付近の補強を行ったため、 隅角部の損傷がある程度進み、他の隅角部の補強を行っ ても、全体剛性の回復には十分機能しなかったと考えら れる.一方、T2 シリーズは、長辺隅角部を先に補強した ため、開口部の損傷がある程度進み、開口部付近の補強 を行っても剛性増加効果が十分発揮されなかったと考え られる.

以上の結果を総合的に考察すると、本補強工法の特長 として、開口部付近の補強は剛性の増加に寄与が大きく、 他の隅角部の補強は最大耐力の増加に寄与が大きいこと が結論される.このことは、T1実験シリーズの補強結果 が、T2シリーズの補強結果に比べ、剛性増加が著しい割 に最大耐力が大きくならないことと整合している.

5. 3次元弾塑性 FEM によるシミュレーション解析

5.1 解析方法

本解析は、ソリッド要素を用いた3次元弾塑性 FEM による静的漸増載荷解析とした.

コンクリートとレジンコンクリートは、キューブ形 状・プリズム形状のソリッド要素でモデル化し、分散ひ ひ割れモデルを用い、互いに直交する3方向のひひ割れ を考慮した.降伏条件はDrucker-Pragerによった.

コンクリートの圧縮側の応力~ひずみ関係,および圧 縮強度時のひずみは崎野式⁴⁾を参照し,原点から圧縮強 度 Fc までを3折線で,Fc 以降は 0.25Fc まで直線で, 0.25Fc 以降は応力を一定とさせたモデルである.引張り 側は,引張り強度までを線形とし,それ以降は出雲らの 式⁵⁾によった.圧縮強度は試験値を用い,引張強度とヤ ング率は RC 規準式⁶⁾より求めた.引張強度は曲げ引張 り強度とした.表-4にコンクリートの材料定数を示す.

表-4 コンクリートの材料定数

	圧縮強度	ヤング率	引張強度	圧縮強度時
	(MPa)	(GPa)	(MPa)	のひずみ
T1シリーズ	32.9	25.4	3.2	0.0022
T2シリーズ	35.4	26.0	3.3	0.0023

レジンコンクリートの応力~ひずみ関係は、圧縮強度 RFcにおけるひずみR ϵ_y を0.006として3折線でモデル 化し、圧縮強度以降は $1.5_R\epsilon_y$ で 0.25_RFc まで直線で低 下させたモデルとした.また、ひび割れ後は急激な耐力 低下を起こすと考えられることから、応力を0とした. ヤング率はカタログ値を、圧縮強度及び引張強度は試験 値を用いた.レジンコンクリートの材料定数は表-1(既 出)に示してある.

鉄筋は軸剛性のみを持つバネ要素でモデル化し、鉄筋 位置は近似の節点位置に合せ、コンクリートとは完全付 着(剛接)とした. 応カーひずみ関係はバイリニアとし、 降伏後の剛性は初期剛性の 1/100 とした. ヤング率は公 称値,降伏強度はミルシートを用いた. 表-5 に鉄筋の 材料定数を示す. 表中の D13 は上床版の短辺方向に用い られ、その他はすべて D10 である.

	1匹71万之	ヤング率	降伏強度	
	r] O î₁	(GPa)	(MPa)	
D10	SD295A	205	365	
D13	SD345	205	407	

表-5 鉄筋の材料定数

CFRP プレートはシェル要素でモデル化し、コンクリ ートとは完全接合(剛接)とした. 応力ーひずみ関係はバ イリニアとし、引張り側のみ有効とした. 便宜的に繊維 引張り強度を降伏点とみなし、降伏後の剛性は初期剛性 の 1/100 とした. CFRP プレートの材料定数は表-1(既 出) に示してある.

なお、図-2(既出)に示した積層シェル要素による3 次元弾塑性 FEM の解析条件も本項と同様である.

5.2 解析モデル

解析モデルは図-11のように,試験体の対称性を利用 して1/4カットモデルとし,脚部の支持条件は実験状況 を考慮して側壁外側でピン支持とした.切断面の境界条



件は対称条件とした.荷重は図-12に示すように,開口部に沿って外径 φ 1050mm,内径 φ 700mm,幅 175mmのリング状の等分布荷重を漸増載荷し実験を模擬した.

5.3 T2-1 実験のシミュレーション解析

T2-1実験の $P\sim\delta$ (首部の沈込み)関係における実験 値と解析値を比較して図-13に示す.

T2・1 実験は、T2・2 実験に備え、初期剛性を確認する 目的で実施し、非線形性を呈し始めた 1070kN で載荷を 中止した.一方、解析値は最大耐力を確認するため、変 形が急激に増加し安定しなくなるまで漸増解析し、1517 kN で解析を打ち切った.解析値は、T2・1 実験に該当す る範囲で、初期剛性や 800kN 超の剛性低下の様子を概 ね捉えている.

なお、実験では確認できなかった本補強形式の最終破 壊形態を解析結果により検討する. 図-14 は FEM 解析 による最大荷重直前の1400kNにおける試験体のひび割 れ状況を外側と内側の2方向から見たものである. 側壁 の曲げ変形に伴う外側の横方向に伸びるひび割れが, セ グメント下部に相当する位置で発生し、中央部では内部 まで貫通している様子や横方向のひび割れが 45°方向 に分岐して上床版表面の短辺側壁に沿った形で生ずるひ び割れとつながる様子、開口部裏面の放射状のひび割れ がセグメントを回りこむ様子などが見て取れる. このと きの破壊形態は、側壁のセグメント取り付け部下部で曲 げ変形が進み、中央部の縦筋が降伏している.





図-15 は T2実験シリーズ終了後の上床版および長辺側壁の外側のひび割れ状況を展開図で示し, T2-1 解析結果と比較したものである.実験結果は実験の手順や補強の状況など解析と同一条件ではないが,解析結果は実験の最大荷重時のひび割れ状況の特徴とよく対応しており,実験結果を概ね模擬しているといえる.

図-16は、長辺中央部の壁筋のひずみに関する T2-1 実験値と解析値を比較したもので、実験値は載荷した 1070kNまでを示した.実験値は、800kN付近までは圧 縮ひずみを示しているが、塑性化が進むにつれ引張側方 向へと変化している様子が見られ、解析でもその性状は 良く表現されている.細部に見れば、実験に比べ解析は 早めに引張側方向へ変化し、側壁上段では引張側方向へ の変化量も実験よりも緩やかであるなどの相違点も見受 けられるが、全般的に見て、解析は実験の特徴を良く捉 えていると言える.

図-17は、T2-1実験の上床版開口部補強筋(円周筋) のひずみに関する実験値と解析値とを比較したものであ る.実験値は図-6(既出)に示した位置である.位置 の違いよるひずみの大小関係やひずみの大きさなど、実 験値と解析値とで概ね整合した結果が得られている.

以上のように、解析結果は、 $P \sim \delta$ 関係、ひび割れ状況、壁筋のひずみ、円周筋のひずみなど、T2-1 実験の個々の現象を良く捉えており、解析手法の妥当性が確認されたと結論できる.

5.4 各試験体の比較

前節で解析の妥当性を確認したので、無補強から順次 補強を増加した T1-1, T2-1, T2-2 について、数値実験 を行い、補強の効果を確認した.



解析は健全試験体を対象として静的漸増載荷を模擬し ていることから,T1-1解析とT2-1解析は実験と同一条 件であるが,T2-2に対しては,T2-1実験で約0.8倍に 剛性低下した試験体に補強を行っていることや開口部付

近のSEG-Bをモデル 化していないなど, T2-2 実験と若干異な っているので参考解 析に留め, F2-2 解析 と表示する.図-18 にF2-2 解析モデルを 示す.図中〇印の部分 のSEG-Bをモデル化 していない.



図-18 F2-2の解析モデル

各解析ケースの P~δ関係を図-19に、イベント発 生時期を表-6に示す.



表-6 イベント発生時期(kN)

		T1 - 1	T2-1	F2-2
コンク リート	開口下端	260	370	390
	上床版上端	532	705	723
	壁外側横ひび割れ	426	725	777
	壁内側コーナー部	542	721	775
鉄筋降伏	開口補強筋	719	1191	1491
	壁縦筋		1427	1726
最大耐力		975	1517	1728



図-20 T1-1解析の最終変形状態 図-21 T2-1解析の最終変形状態



これらの図表に沿って各ケースの非線形性状をたどれ ば、無補強試験体の T1-1 解析では、開口部下端の放射 状のひび割れ→側壁外側の横方向ひび割れ→上床版表面 の短辺側壁に沿ったひび割れ→側壁同士の隅角部内側の ひび割れ→円周筋の降伏と続き、最終的に側壁外側のひ び割れが内側まで貫通し、上床版が内側に回転する形で 曲げ破壊を呈した.このとき、側壁縦筋は降伏していな い.図-20に最終変形状態を示す.なお、図中に破壊 部分を実線で示す.

これに対し、T2-1解析では、開口部下端の放射状のひ び割れ→上床版表面の短辺側壁に沿ったひび割れ→側壁 外側の横ひび割れ→側壁同士の隅角部内側のひび割れ→ 円周筋の降伏→側壁縦筋の降伏と続き、やはり上床版が 内側に回転する形で曲げ破壊を呈した.図-21に最終 変形状態を示す.

T1-1 解析とT2-1 解析では、側壁の横ひび割れの発生 位置が異なっており、前者が上床版裏面の位置に一致す るのに対し、後者は、セグメントの下端を迂回する形で 発生している.このことが最大耐力の差として現れたと 考えられる.

F2-2 解析では、開口部下端の放射状のひひ割れ→上床 版表面の短辺側壁に沿ったひび割れ→側壁外側の横ひび 割れ→側壁同士の隅角部内側のひび割れ→円周筋の降伏 →側壁縦筋の降伏と続き、T2-1 解析とほぼ同様の経過を たどっているが、側壁縦筋の降伏荷重と同程度の荷重レ

> ベルで,開口部周辺に取り付けた円弧形 CFRP 板の外側から円錐台形開口部の側 面に向かって押し抜きせん断破壊を発生 しており,最大耐力時には開口部が破壊 する形を呈している.最終変形状態を図 -22に示す.(b)図には,開口部周辺の 押し抜きせん断破壊の部位を示した.こ の破壊形態は,T2-2実験の破壊形態に類 似している.

> T2-1 解析と F2-2 解析の最終変形を比 べると、上床版のひび割れ位置が T2-1 解析では側壁内側に沿って発生してい るのに対し、F2-2 解析ではセグメントの 内側に入り込む形で発生しており、この ことが最大耐力を増加させ、開口部の押 し抜きせん断破壊をもたらしたと考え られる.

> 各解析結果の初期剛性,最大耐力に着 目すると以下のことが言える.すなわち, 図-17 で初期剛性範囲と見なせる荷重 は,表-6のイベント発生時期の長辺側 壁外側のコンクリートひび割れ発生荷 重よりやや高めの荷重に該当し,T1-1 解析から T2-1 解析への剛性の増加が 1.7倍である.これは,長辺の開口部付

近を除く隅角部に取り付けたセグメントの剛性増加へ の寄与と見なすことができる. T2-1 解析と F2-2 解析で は初期剛性の差はそれほど顕著ではなく, 短辺隅角部や 側壁同士のなす隅角部にセグメント補強しても剛性増 加にほとんど寄与しないことが言える.

一方, 表-6の最大耐力を見ると, T1-1 解析に対して, T2-1 解析で耐力は約 1.6 倍に, F2-2 解析では約 1.8 倍に なっており,開口部付近以外の隅角部の補強効果は最大 耐力の増加に明瞭に現れているということができる.こ の理由については,最終変形状態の考察で述べた.

なお、T2-2 実験値と F2-2 解析値を比べると、最大耐 力は同等に得られているといえる.実験値は、試験体が 崩壊する危険を避け、沈込み量 4.2mm で実験を中止し たが、概ね最大耐力に達していると判断できる.

しかし、実験値と解析値とでは実験値の初期剛性が解 析値に比べ小さめに出ており、また、最大耐力に至る過 程にも差異が認められる.この原因として、初期剛性の 違いについては、解析で T2-1 実験による剛性低下を考 慮していないこと、最大耐力に至る過程の差異について は、解析で開口部付近の SEG-B 部分をモデル化してい ないことによると考えられる.一方で、これらの差異に よる特徴は、前述の開口部周辺の補強が初期剛性の増加 に寄与が大きく、周辺隅角部の補強が最大耐力の増加に 寄与するとした実験結果と整合していると見ることもで きる.

6. 結論

本論文では、CFRP プレートとレジンコンクリートセ グメントを上床版やMHの隅角部に取り付けることで発 揮される補強効果(剛性や最大耐力の増加)を実大実験 と3次元弾塑性 FEM 解析により把握した.

実大実験によれば、MHの補強に当たっては、上床版 開口部付近の隅角部補強は剛性の増加に寄与が大きく、 他の隅角部の補強は最大耐力の増加に寄与が大きいこと が結論された.さらに、試験体数を削減するために FEM 解析を補完的に行い、実験で確認していない各補強段階 における最大耐力や最終破壊形態を評価した.

また, FEM 解析での補完に先立ち,キャリブレーションとして実施した T2-1 実験のシミュレーション解析 では, P~δ関係,ひび割れ状況,壁筋のひずみ,円周 筋のひずみなど,実大実験の個々の現象を良く捉えてお り,解析手法の妥当性を確認した.

以上により、本論文に示した補強工法は、MH の補強 に有効であることを実大実験と3次元弾塑性FEMにより 検証した.

なお、本工法を適用するに当たっての補強設計法の考 え方は次のとおりである. すなわち、既存 MH のコンク リートや鉄筋の諸元・物性値や荷重条件が与えられるこ とを前提とし、レジンコンクリートセグメントについて はハンチを有する隅角部の剛域を考慮することで現行の 設計法⁷⁾ との整合が可能であり、また、CFRP プレート についてはコンクリート表面に付加する引張り補強材と して、現行の取り扱い方法⁸⁾ を準用することが可能であ ると考えている.ただし、MH の形状や設計条件によっ ては本補強工法の適用に限界がある.

謝辞

本開発に当たって、東京電機大学工学部教授 片山恒 雄先生、NTT アクセスサービスシステム研究所 入江浩 志氏、吉田安克氏、長谷川恵氏、NTT インフラネット技 術開発部 室貴久男氏に貴重なご助言を戴きました.ま た、鹿島技術研究所 石田雅利氏、二村有則氏にFEM 解 析でご協力を戴きました.ここに記して謝意を表します.

本論文は、下記の方々と行った共同開発の成果の一部 をまとめたものです.ここに記して謝意を表します. 日本メックス㈱CCR 推進部 大輪幾氏,大木高志氏,日 鉄コンボジット㈱技術部 斉藤誠氏,小林朗氏,同トウ シート部 谷口硯士氏,㈱サンレック東事業部 吉田光 雄氏,同技術本部 佐藤隆治氏

最後に、匿名の査読者諸氏から、的確なご意見を多々 戴きました.ここに記して謝意を表します.

参考文献

- 守屋洋,小松秀一:次世代ネットワークを支える基 盤設備技術の概要,NTT 技術ジャーナル 2006.3, pp32-35,2006
- 2) 岩永三樹男,及川陽,山川喜弘,本田健:新版通信 土木施設,東京出版センター,1983
- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説,(社)日本 道路協会,1996
- 崎野健治,孫玉平:コンファインド高強度コンクリ ートの中心圧縮性状に関する実験的研究,コンクリ ート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp713-718, 1993
- 5) 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 Vol.25, No.9, pp1-14, 1987
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造 計算基準・ 同解説,許容応力度設計法,日本建築学会,1999
- 7) 例えば、土木学会: 2002 年制定コンクリート標準 示方書、[構造性能照査編]、土木学会、2002
- 例えば、日本コンクリート工学協会:コンクリート 構造物の補強技術研究委員会報告書、日本コンクリ ート工学協会、2003

(2006年9月11日受付)