

論文 小判形鋼板を用いた鋼・コンクリート複合主塔分離定着構造の検討

野並 優二*1・篠崎 裕生*2・中積 健一*3・牧 剛史*4

要旨: 著者らは、鋼板に斜材張力を受け持たせた鋼・コンクリート複合主塔分離定着構造を検討している。本論文では、小判形鋼板の円弧部に定着部コンクリートを配置した構造について、斜材 1 段分を実物大で模型化した試験体の荷重試験によりその耐荷挙動を明らかにした。解析では、鋼とコンクリート間の摩擦やスタッドのせん断抵抗をインターフェイス要素に組み込んだ FEM モデルにより、ずれ変位や鋼板のひずみ分布を比較的精度良く再現できることを確認した。

キーワード: 接合部, ずれ止め, 非線形有限要素解析, スタッド, 複合構造

1. はじめに

図-1 に示すように、斜張橋やエクストラドーズド橋の主塔定着構造において、従来の分離定着方式では、斜材張力に抵抗する PC 鋼材を、軸方向および直角方向に数多く配置する必要があること、また、定着具設置のための鉄骨と鉄筋が錯綜するなど、施工性に大きな課題があった。複合主塔構造として、鋼殻が用いられることもあるが、コストや施工精度確保の面で条件が厳しい。

ここで検討している鋼・コンクリート複合主塔構造は、斜材定着部を有するコンクリート柱を、鋼板で接合する構造であり、斜材張力は鋼板の引張力に変換される。また、斜材張力の鉛直分力は、コンクリートのみで負担することとし、高さ方向に複数に分割配置される鋼板同士は隙間を空けて配置することで鉛直力は伝達しない。これにより鋼板の加工精度が要求されない構造とした。

一方、本構造では小判形に加工した鋼板の円弧部に定着部コンクリートを配置することで、斜材張力をスムーズに鋼板引張力に変換することが可能である。スタッドなどのずれ止めは、コンクリートへの鉛直力の伝達のための量を配置すれば良い。このように、本構造は、施工の合理化とコスト低下を可能にした新しい主塔分離定着構造である。

本研究では、斜材 1 段を実物大で模型化した試験体の荷重試験を行い、定着部としての性能を有していることを確認するとともに、耐荷挙動を詳細に分析した。また、インターフェイス要素にスタッドのせん断抵抗および摩擦を組み込んだ解析を行うことにより、接合部での耐荷挙動を比較的精度良く再現できることを明らかにした。

2. 試験体の概要

2.1 試験体の設計と諸元

試験体の形状を図-2 に示す。試験体は、支間約 170m,

27本のPC鋼より線(直径15.2mm)をウェッジに個々に定着するシステムである、斜材システム27S15.2の2面吊りのエクストラドーズド橋を想定し、斜材1段分を切り出したものとした。荷重は、水平分力のみを模擬した。

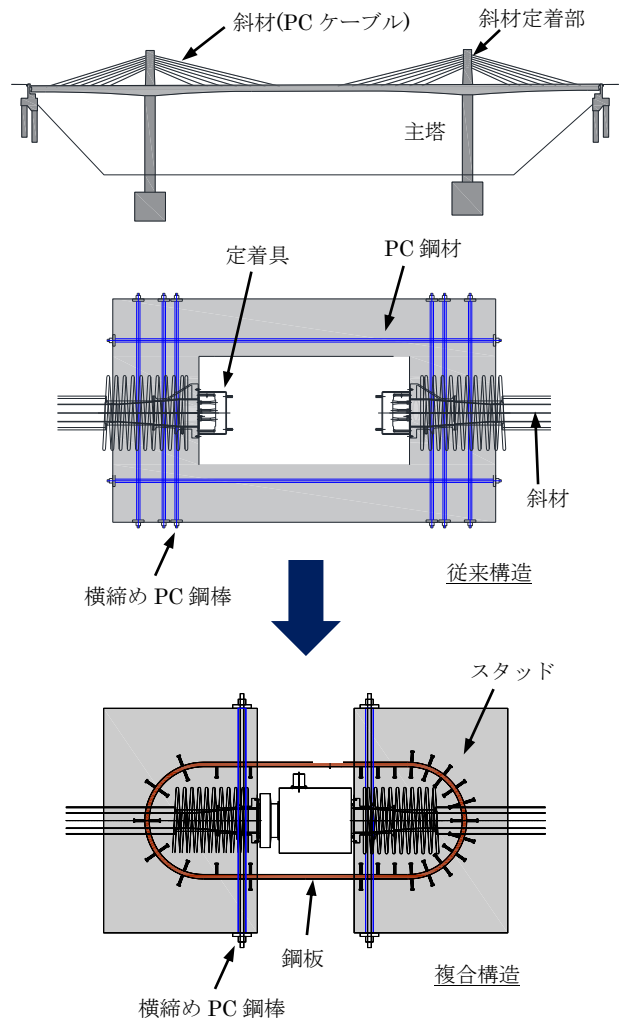


図-1 鋼板-コンクリート複合主塔分離定着構造

*1 三井住友建設(株) 技術本部技術研究所 工修 (正会員)

*2 三井住友建設(株) 技術本部技術研究所 工博 (正会員)

*3 三井住友建設(株) 土木本部土木設計部

*4 埼玉大学大学院理工学研究科環境科学・社会基盤部門 教授 工博 (正会員)

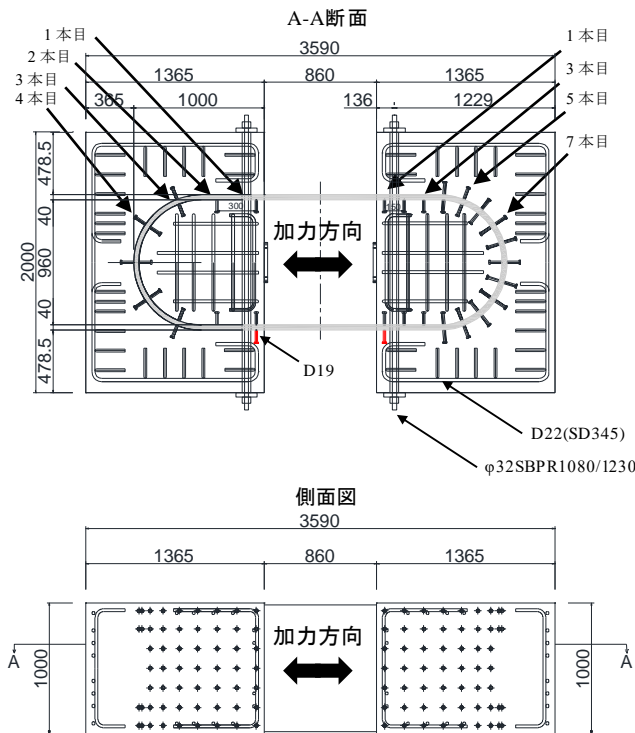


図-2 試験体形状

コンクリートブロックは、 $W \times B \times H = 2000 \times 1365 \times 1000$ (mm)で、鋼板厚は40mmである。コンクリートブロック間の距離は、使用するジャッキの形状から860mmとした。鋼板面には、頭付きスタッドを配置した。頭付きスタッドの径は19mmで、配置ピッチを試験体図左右の定着部で変えて、その影響を調べた。図の左側では、同規模の複合構造で最小量配置される場合の配置間隔300mm(水平・鉛直方向とも)とし、右側では、その半分の間隔150mmとした。なお、小判外側の鋼板直線部にはスタッドは配置していない。試験体に用いた鉄筋はD22(SD345)である。

仕口部において、鋼とコンクリート間で目開きが生じないように、横締めPC鋼棒($\phi 32$ mm、緊張力400kN)を2本配置するとともに、仕口部鋼板外側に、スタッドを追加で配置した(図-2の赤色位置)。本スタッドは、スタッド軸方向のみに抵抗するように、基部を緩衝材で養生した(写真-1(A))。

ジャッキから試験体への力の伝達は、写真-1(B)に示したリブキャストアンカーの突起部分により行われる。リブキャストアンカーは直径395mm、長さ350mmである。

2.2 載荷試験の概要

実験時のコンクリート強度試験結果は、圧縮強度 50.8N/mm^2 、弾性係数 29kN/mm^2 であった。また、鋼板の降伏荷重は、 381N/mm^2 、引張耐力は、 524N/mm^2 であった。スタッドは、降伏荷重 235N/mm^2 、 495N/mm^2 であっ



(A) スタッド養生 (B) リブキャストアンカー

写真-1 試験体詳細状況

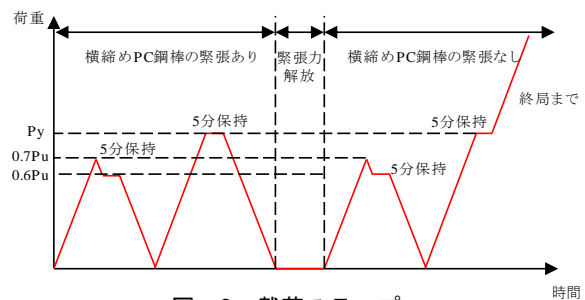


図-3 載荷ステップ

表-1 複合主塔構造評価基準

荷重段階	評価基準
使用限界状態(0.6Pu)	躯体にひび割れが生じない
斜材降伏荷重(Py)	目開きが0.2mm以下
斜材破断荷重(Pu)	定着具に有害な変形が生じない
	5分以上荷重を保持
	定着具に有害な変形が生じない

た。載荷は、定着具間にジャッキを配置し、押し広げることで行った。ジャッキは、27S15.2のPu(7100kN)以上載荷できるように容量10000kNの物を用いた。載荷時には、試験体が、水平方向に滑らかに移動できるように、試験体の底板の間にテフロンシートを設置した。載荷ステップは1)に基づき図-3のように決定した。設計荷重である、 $0.7P_u$ (4933kN)まで載荷後、クリープ乾燥収縮進行後を想定した $0.6P_u$ (4228kN)まで除荷して、5分間荷重を保持した。変状のないことを確認した後、0kNまで除荷し、 P_y (5994kN)まで載荷を行った。次に、横締めPC鋼棒による、目開き抑制の効果を確認するため、再度0kNまで除荷した後、横締めPC鋼棒の緊張力を0kNまで開放し、同様の載荷ステップで、 P_y まで載荷し、ひび割れなどの変状を確認し、その後ジャッキの容量まで加力を行った。横締めPC鋼棒の緊張力を0kNにした際には、ナットによる抵抗も生じないように固定はしなかった。

計測項目は、載荷荷重および鋼板と鉄筋ジベルのひずみ、さらに、試験体上面での鋼板とコンクリートのずれ変位などである。

本定着部の構造性能の評価は、参考文献2)を参考に各荷重段階で表-1のように基準を定めた。

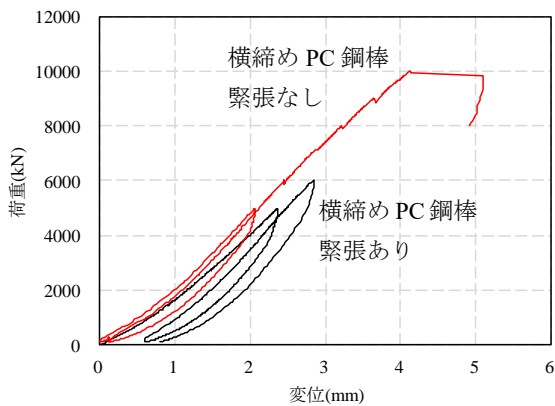


図-4 荷重とジャッキ伸びの関係

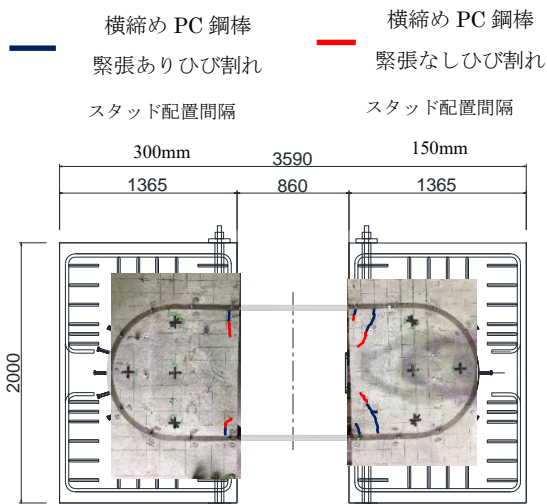


写真-2 試験体破壊状況

2.3 載荷試験の結果

(1) 耐荷挙動および試験体破壊状況

荷重とジャッキの伸びの関係を図-4 に示す。載荷試験後の試験体上面の破壊状況を写真-3 に示す。荷重とジャッキの伸びの関係のうち、横締め PC 鋼棒の緊張なしの結果は、荷重 0kN 時のジャッキ伸びを 0 として示している。また、写真-2 写真に示した青線および赤線はひび割れ状況を示しており、青線が横締め PC 鋼棒による緊張荷重あり、赤線が横締め PC 鋼棒による緊張荷重なしである。

荷重とジャッキ伸びの関係について、載荷初期はジャッキ伸びが比較的大きく増加する傾向が見られた。これは、ジャッキ頭部に組み込まれた球座の動きやジャッキと試験体の接触面での“なじみ”などが影響していると考えられる。ジャッキの伸び 2~3mm 以降は、ほぼ荷重に比例していた。

0.7 P_u まで載荷した後、0.6 P_u に荷重を落とし 5 分間保持した時点でスタッドの配置間隔を 150mm としたコンクリートブロックには、0.7 P_u 時にひび割れが発生したが、300mm 間隔としたコンクリートブロックには、ひび

割れは生じていなかった。また、荷重保持中のジャッキ伸びの増加はなかった。その後、除荷して P_y まで載荷して 5 分間荷重を保持した。この時点で、スタッド配置間隔 150mm, 300mm ともにコンクリート上面にひび割れが生じた。しかし、その幅は 0.2mm 以下であり、定着具付近に損傷やめり込みなどは生じなかった。その後横締め PC 鋼棒の緊張力を解放後、荷重を増加させたが上面のひび割れが伸展するのみで、新たなひび割れはジャッキ容量である 10000kN まで発生することはなかった。また、定着部周辺においては、ひび割れも生じておらず、10000kN まで荷重を保持すること、および有害な変形が生じないことが確認された。コンクリート上面のひび割れは、頭付きスタッドを配置した位置に向かって発生していた。

これらのことから、表-1 に示した判定基準をすべて満たしていることが確認された。

(2) 鋼板のひずみ分布

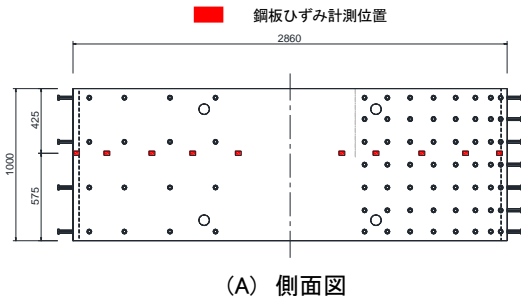
図-5、図-6 に鋼板ひずみの計測位置、鋼板のひずみ分布を示す。図の左側に、スタッドの配置間隔 300mm での結果を示し、右側に 150mm 間隔での結果を示す。ひずみ値は、鋼板表裏に貼ったゲージからの出力の平均値である。

コンクリート内の鋼板ひずみは、載荷端から離れるにしたがって低下していき、鋼板の円弧部では、直線部に比べて鋼板ひずみの低下量が増加することが確認された。これは、鋼板の直線部においてのせん断抵抗は、スタッドによる負担が主で、円弧部においては、鋼板に法線方向の力が作用するため、これに加え摩擦による抵抗があるためであると考えられる。

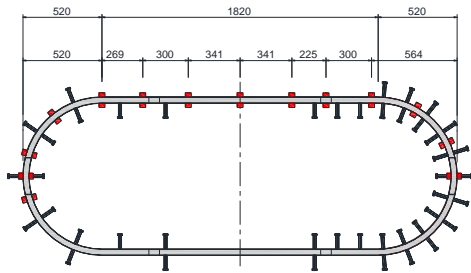
PC 鋼棒ありの場合では、スタッド 150mm 間隔側において、300mm 間と比べると載荷端から離れていくにしたがって、載荷端でのひずみとの差が大きくなる傾向がみられた。しかし、鋼板直線部においては、スタッド 300mm 間隔での鋼板ひずみの減少が大きくなる傾向になった。これは、150mm 間隔のコンクリートブロックにひび割れが発生し、直線部のスタッドに作用するせん断力が減少したためであると考えられる。鋼板円弧部においては、PC 鋼棒ありなしともに、150mm 間隔でのひずみの減少量が大きくなることが確認された。

(3) スタッドのひずみ

鋼板内側のスタッドのひずみを図-7 に示す。図-7 の結果は、スタッドの両面のひずみを平均化したものとなっている。計測位置は図-2 に示している。150mm 間隔および 300mm 間隔でひずみに大きな変化は見られなかった。最もひずみの大きなもので、150mm 間隔で配置したコンクリートブロックのスタッド 1 本目において、400 μ 程度であり、10000kN の載荷荷重においても降伏して

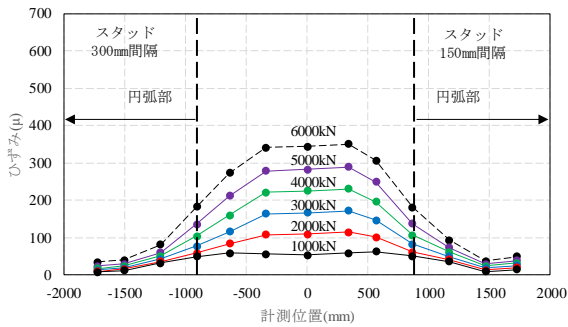


(A) 側面図

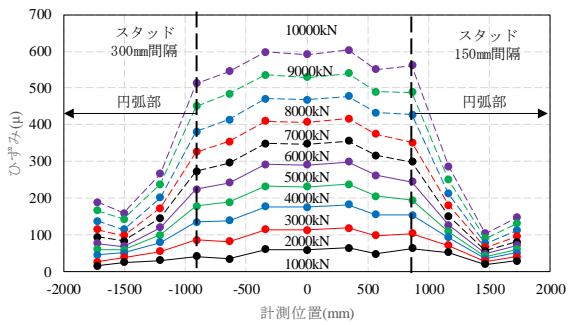


(B) 平面図

図-5 鋼板ひずみ計測位置



(A) 横締め PC 鋼棒の緊張あり



(B) 横締め PC 鋼棒の緊張なし

図-6 鋼板ひずみ分布

いないことが確認できた。コンクリート端側では、引張挙動を示しており、せん断抵抗が確認されたが、鋼板円弧部においては、圧縮挙動を示しており、せん断抵抗をすることができないことが確認された。

どの位置のスタッドにおいても、ひずみが急激に増加はしておらず、コンクリートブロックに大きな変状が生じていないことを示している。

(4) 鋼-コンクリート間の目開き

鋼-コンクリート間での目開き評価のための変位計計

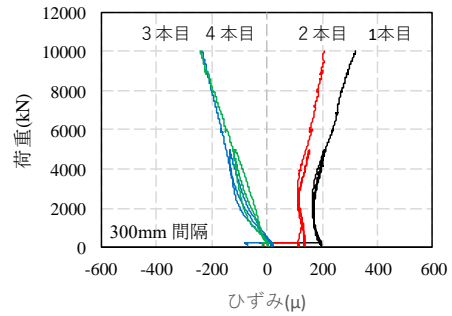
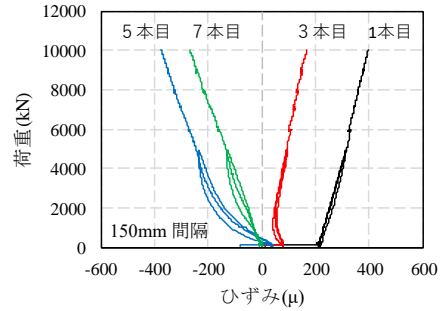


図-7 スタッドひずみ

測位置及び結果を図-8、図-9に示す。変位計による計測はコンクリートに変位計を設置し、鋼板の変位を計測した。計測高さは、鋼板の天端位置で計測を行った。目開きは、6000kNの段階で、横締めPC鋼棒ありの状態では、0.05mmであり、横締めPC鋼棒の緊張なしの状態では0.09mmであった。小判形鋼板を用いた際には、鋼板による拘束があるため、目開きが生じにくく、横締めPC鋼棒による補強は必要がないことが確認された。また、目開き防止用に配置したスタッド(図-9の紫線)においても、そのほかの鋼板外側部分(図-9の赤線、緑線)と同程度の値であり、こちらにおいても、補強の効果は見られなかった。

3. 非線形有限要素解析

3.1 解析モデル

前述の試験体に対して、1/8モデルでの非線形有限要素解析によるシミュレーションを、汎用性FEMプログラムDIANAを用いて行った。解析は、横締めPC鋼棒による緊張を行っていないケースについて行った。解析に用いたメッシュを図-10に示す。コンクリート、鋼板はすべて20節点ソリッド要素によりモデル化し、鋼材要素とコンクリート要素の境界面の鋼板直線部には20節点インターフェイスでスタッドの特性の要素を配置し、鋼板の円弧部分には、スタッドの特性の要素および摩擦の特性の要素の2要素を配置した。各要素に用いた材料特性を表-2に示す。解析モデルを簡易的にするために、リブキャストアンカーおよびリブキャストアンカーの内部の孔はモデル化していない。

コンクリートは、実験供試体において大きな損傷が見

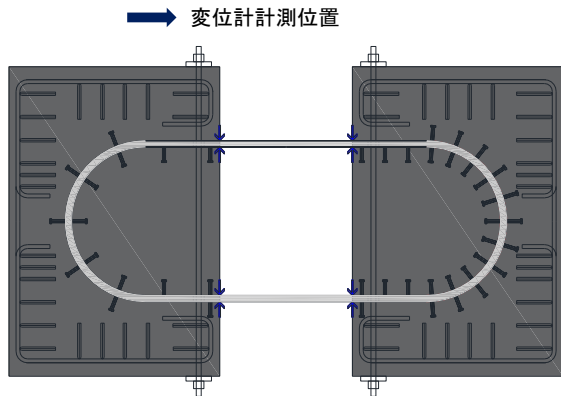
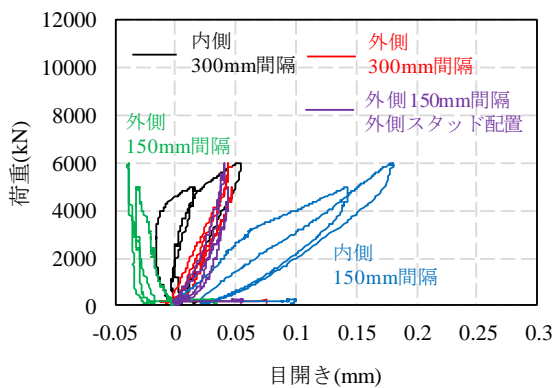
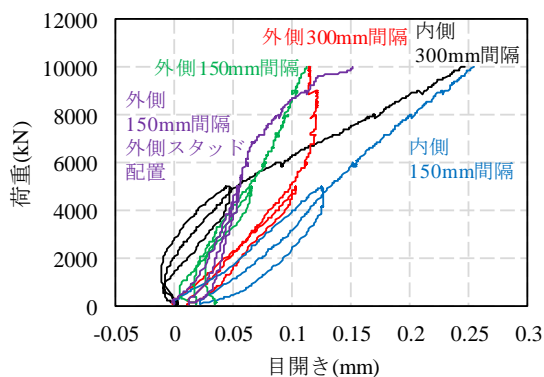


図-8 目開き計測位置



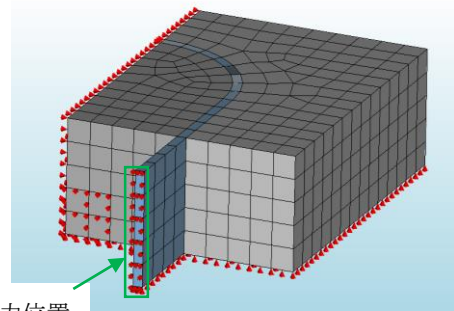
(A) 横締め PC 鋼棒緊張あり



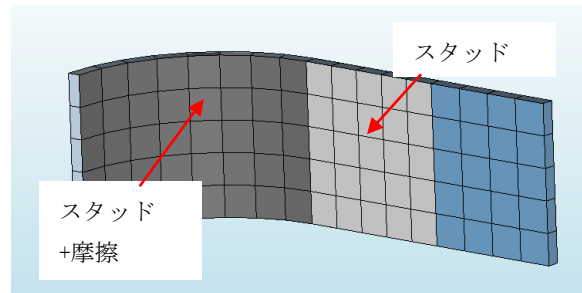
(B) 横締め PC 鋼棒緊張なし

図-9 荷重と目開きの関係

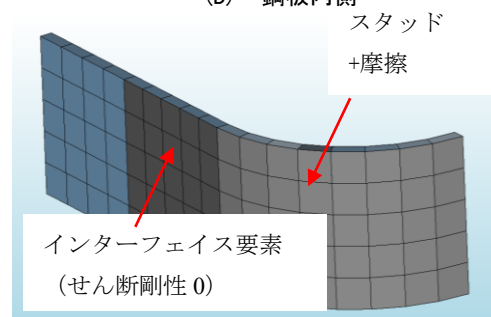
られなかったことから、解析の簡易化を目的とし、弾性モデルを用いた。また、鋼板は von Mises の降伏条件に基づく弾塑性モデルを用いた。鋼板には、スタッドのせん断剛性は、複合構造標準示方書³⁾に基づき、せん断耐力の1/3 剛性を、スタッドの配置間隔である 150mm または 300mm 四方の単位剛性に換算し決定した。引張剛性は、スタッドの軸引張剛性を 150mm, 300mm 四方の単位面積あたりに換算した。圧縮剛性は十分に大きな値として決定した。また、摩擦係数は、複合構造標準示方書に基づき 0.5 とした。また、スタッドを配置していない鋼板外側には、接触・剥離を考慮するため、せん断剛性および引張剛性を 0 としたインターフェイス要素を用いた。なお、荷重条件は、鋼板に変位制御で引張力を作用さ



(A) 境界条件



(B) 鋼板内側



(C) 鋼板外側

図-10 解析モデル

表-2 解析に用いた材料特性

(A) コンクリート

ヤング係数 (kN/mm ²)	29
ポアソン比	0.2

(B) 鋼板

降伏強度 (N/mm ²)	315
ヤング係数 (kN/mm ²)	200

(C) インターフェイス要素

スタッド配置間隔	法線方向 (N/mm ² /mm)		接線方向 (N/mm ² /mm)	
	開口(引張)	閉口(圧縮)	開口(引張)	閉口(圧縮)
150mm	9806	22.12	23.56	23.56
300mm	9806	5.53	5.89	5.89

せ、実際の荷重条件と近い条件とするため、リブキャストアンカーと同程度の大きさおよび位置である 200mm × 200mm の要素を拘束した。実験では、所定の荷重レベルで数回の除荷・再荷重を行っているが、解析はすべて単調荷重にて行った。

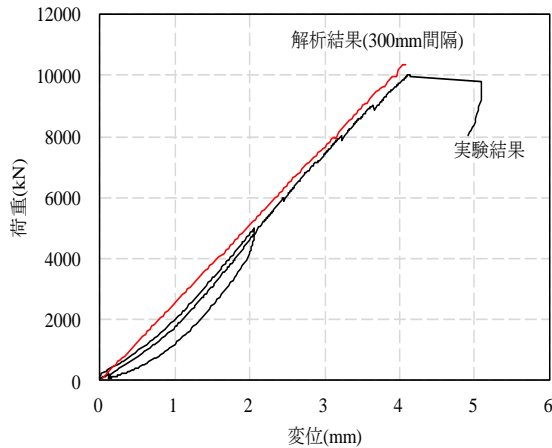


図-11 解析による荷重と変位の関

3.2 解析結果

(1) 荷重と変位関係

解析結果の荷重と変位の関係を、実験結果と合わせて図-11に示す。解析結果は、300mm間隔でスタッドを配置したケースについて示した。全体の挙動は概ね再現できている。

(2) 鋼板ひずみ分布

各荷重域における鋼板ひずみ分布を図-12に示す。解析によるひずみ値は、各要素の20点の平均値として算出した。スタッド間隔300mmのケースでは、実験値と概ね同様の傾向を示すことが確認された。150mm間隔でスタッドを配置したケースでは、鋼板円弧部において、実験値よりひずみが小さくなる傾向となった。これは、実験においてスタッドを150mm間隔で配置したコンクリートブロックにひび割れがより多く発生しており、解析ではコンクリートのひび割れを考慮していないことによる違いであると考えられる。

4.まとめ

本研究では、小判形鋼板を用いた主塔構造についての耐荷挙動の確認を行うため、実物大の試験体での載荷試験を行い、解析的検討を行った。本研究の範囲内で得られた知見を以下に示す。

- (1) 本定着構造は、あらかじめ設定した評価基準（使用限界状態時にひび割れが生じないこと、斜材降伏荷重時にコンクリート表面ひび割れ幅が0.2mm以下

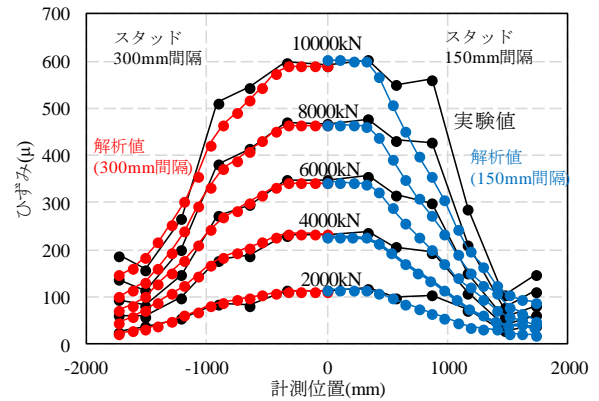


図-12 解析による鋼板ひずみ分布

で定着具に有害な変形損傷めり込みがないこと、斜材破断荷重時に5分間荷重を保持し、定着具に有害な変形損傷めり込みがないこと)を満足し、十分な定着性能を有していることが確認された。

- (2) 横締めPC鋼棒の緊張力ありとなしでは、荷重Pyまででは、鋼-コンクリートの目開きに大きな違いはなかった。また、開き止めの追加スタッドにおいても、目開き量に違いは確認されなかった。
- (3) スタッドを150mm間隔で配置した場合と300mm間隔で配置した場合で、鋼板のひずみに大きな違いはなかった。また、コンクリート端にスタッドを多く配置した場合には、コンクリートのひび割れの発生の可能性があるため、スタッドの配置間隔については、検討を行う必要があることが確認された。
- (4) スタッドおよび摩擦の特性のインターフェイス要素を組み入れた非線形有限要素解析を用いて、載荷試験の再現解析を行った。複合構造標準示方書に基づいた、構成モデルを用いることで、実験の傾向を概ね再現可能であることが確認された。

参考文献

- 1) 野並優二, 篠崎裕生, 中積健一: 2枚鋼板タイプ鋼・コンクリート複合主塔分離定着構造の実験的検討, 三井住友建設技術研究開発報告, No16, pp.21-26, 2018
- 2) プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説, 日本建築学会, pp.429-431, 1998
- 3) 複合構造標準示方書 2009年制定, 日本土木学会, 2009