# 外ケーブルPC橋の端部定着を想定した定着部の耐久性能に関する実験

オリエンタル建設(株) 正会員 小嶺啓蔵 九州大学大学院 F会員 彦坂 熙 オリエンタル建設(株) 正会員 江口信三 オリエンタル建設(株) 正会員 吉村 徹

### 1.はじめに

外ケーブル PC(プレストレストコンクリート)橋の定着体には,支持するプレストレス力に対する耐荷性 能および耐久性能が十分に要求される.耐荷性能については,FEM 解析あるいは模型実験が行われ,その検 討結果も報告されている<sup>2)</sup>.ところが,耐久性能に着目した実験事例は少なく,初期のひび割れ幅をある制 限値に抑えることで検討結果の代用にしている場合が多い.本研究では,定着体の耐久性能に着目し,疲労 試験および持続荷重載荷試験を行った.実験では,供試体に発生するひび割れや補強筋のひずみの経時変化 等を観察し,実験結果と解析結果を比較した.

#### 2.実験概要

表 - 1 に試験供試体の諸条件を示し,図 - 1 に供試体形状およ び配筋要領を示す<sup>1)</sup>.基準強度は,疲労試験および持続荷重試験 のそれぞれについて,27N/mm<sup>2</sup>および 36N/mm<sup>2</sup>とした.PC 定着 工法は,静的載荷実験で実証されており,かつ定着体に関する豊 富な実験データの入手が可能なことから,OBC 工法 4S12.7 を選

定した.鉄筋径は,スパイラル筋を 13,その 他は D10 を使用した.

疲労試験では,上限・下限荷重をそれぞれ 0.7 Pu (511kN)・0.65 Pu (472kN)とし,載 荷振動数は 10Hz に設定した.荷重繰返し回 数を 200 万回としたが,試験体全 6 体のうち 2 体については 1000 万回まで延長し,経時変 化を観察した.また,200 万回および 1000 万 回終了後も破壊まで至らなかった供試体は, 静的載荷によって破壊耐力を確認した.写真 - 1 に,疲労試験状況を示す.

持続荷重試験では,2体の供試体をアンカ ーディスクにはさんで対称に設置し,測定ひ ずみやひび割れに経時的変化がなくなる時期 まで持続載荷を行うよう計画した(図-2).

#### 3.FEM 解析

供試体の弾性域の挙動を把握するために, 線形 FEM 解析により応力度を算出した.ま た,弾性挙動の把握とあわせて,載荷荷重の モデル化の違いが解析結果に与える影響を調 べるために,荷重モデルを変えて計算を実施 した.27N/mm<sup>2</sup>供試体に 0.7 Pu (511kN)の

キーワード:耐久性,OBC工法,FEM 解析,合理化

連絡先:〒810-0001 福岡市中央区天神 4-2-31 オリエンタル建設(株) 福岡支店 TEL:092-761-6934 FAX:092-741-3499

An and a second se

写真 - 1 疲労試験



表 - 1 試験供試体の諸条件

定着具 の種類	実験種類	コンクリートの基準強度 (N/mm²)	供試体数
		27	3
4S12.7	疲穷試験	36	3
(OBC 工法)	持続荷重試験	27	2
		36	2



図 - 1 供試体形状および配筋要領

-611-

荷重を載荷した場合の直角方向(X方 向)の解析結果を図-3に示す.図-3 は,支圧板とアンカーディスクを 両方ともモデル化し,アンカーディス ク後方に荷重を載荷した結果である (以下,荷重モデルAと呼ぶ).図-3 は,支圧板もアンカーディスクも モデル化せず,支圧板全面位置に荷重 を載荷した結果である(以下,荷重モ デルBと呼ぶ). 図では供試体縁端





より 30mm 程の位置で最大応力が発生しているが, 図では 縁端より 90mm 程の位置で最大応力が発生している.荷重モ デルの違いが解析結果に影響を与えることが確認できる.

#### 4.疲労試験結果

図 - 4 に,補強筋のゲージ位置図を示す.ゲージ位置は, FEM 解析結果より選定した.また,図 - 5 に補強筋ひずみの 試験結果を示す.補強筋の引張りひずみは経時的に増加して おり,100~200 μ程の増加率となっている.また,疲労試験 終了後の静的破壊試験では,破壊荷重が 27N/mm<sup>2</sup> 供試体で



1.3 Pu(978kN), 36N/mm<sup>2</sup>供試体で1.2 Pu(893kN)となり,十分な破壊耐力を有していることが確認できた.

## 5.持続荷重試験結果

図 - 6 に,持続荷重 0.7Pu (511kN)を載荷し,56 日経過した時点でのひび割れ幅の実測結果を示す.図 より,56 日後もひび割れ幅は完全には収束せず,初期ひび割れからの増加幅も 0.09mm (36N/mm<sup>2</sup>供試体) を最大として増加傾向であった.したがって,引き続き荷重載荷を持続し,経時挙動の観察を続けた.

### 6.実験値と解析結果の比較

図 - 7 および図 - 8 は,27N/mm<sup>2</sup>供試体に 0.7Pu (511kN)の初期 載荷をおこなった場合 の供試体縁端から 30mm および 90mm の 位置におけるコンクリ ートひずみの実験結果 である.図 - 7では, 供試体の弾性域と考え られる 200kN 付近まで は,荷重モデル A の解



図 - 7 コンクリート表面ひずみ(縁端 30mm)

図 - 8 コンクリート表面ひずみ(縁端 90mm)

析結果と実験結果はよい一致がみられる.また,図-8では荷重モデルAもBもほぼ同じ結果となり,解析 結果は図-7と同様に,200kN付近までは実験結果とほぼ一致している.以上より,荷重モデルAで解析す ることで,弾性域の実挙動をより忠実に再現できることが確認できた.

<参考文献>1) 土木学会:2002 年制定コンクリート標準示方書 [規準編]土木学会規準,pp.76-77,20022) 江口・阿部:3次元 FEM 線形解析と非線形解析の比較,オリエンタル建設㈱技術研究所報第13号,pp2-9,2001