

論文 プレストレスト構造を用いたプレキャストアーチカルバートの構造性能に関する実験的研究

松田 学^{*1}・山口 浩平^{*2}・日野 伸一^{*3}・周 艾欣^{*4}

要旨：耐震性を有するプレキャストアーチカルバートの開発として、アーチ形状を構成する5分割プレキャスト部材をPC鋼材によるプレストレス力にて圧着接合し、底版コンクリートとRC接合した閉合断面のアーチカルバートの構造性能を明らかにすることを目的に、実物大供試体の頂部載荷試験ならびに脚部切り取り供試体の水平載荷試験を実施した。その結果、本構造は常時、L1地震動時およびL2地震動時の設計荷重に対して十分な安全性が得られ、ひび割れ制御性や損傷制御性に優れた構造であることが実験的に確認された。

キーワード：プレキャスト，アーチカルバート，プレレストレスト構造，耐震性，閉合断面

1. はじめに

プレレストレストコンクリート構造（以下、PC構造と称する）は、ひび割れ制御、長スパン化、耐震性および工期短縮等に利点があり、導入されるプレストレス量によって設計荷重に対するひび割れ発生を制御することができる。耐震性については、過大な地震力が作用しても高い復元性により残留変位やひび割れ幅を小さく抑えることから、近年では修復性や損傷制御といった観点で、地震力が支配的となる橋脚や柱部材に対してPC構造やPRC構造が採用されつつある¹⁾。

また、PC構造のプレストレス力は、プレキャスト部材の接合にも利用できることからプレキャスト化に適した工法といえ、工期短縮にも効果的である。

既に実用化している大型分割式プレキャストボックスカルバートは²⁾⁴⁾、本研究のプレキャストアーチカルバートと同様な構造形式であり、日本各地に実績を有する。2011年3月に発生した東日本大震災では、20件の供用現場で震度5~7の地震動を受け、その後の追跡調査によって躯体ならびにプレキャスト部材の接合部にほとんど変状が認められなかったことを確認しており、耐震性に有効な構造形式であるとの知見を得ている。

本研究では、耐震性能の向上に有効と考えられるPC構造を用いたプレキャストアーチカルバートの開発を目指した。そこで、アーチ形状を構成する5分割プレキャスト部材をPC鋼材によるプレストレス力にて圧着接合し、底版コンクリートとRC接合した閉合断面のアーチカルバートの構造性能を明らかにすることを目的に、実物大供試体による頂部載荷試験および実物大供試体の脚部切り取り供試体（以下、脚部切り取り供試体と称する）の水平載荷試験を行った。

2. 既往の研究⁵⁾⁷⁾

著者らは、本研究の要素実験としてプレキャスト部材をPC鋼材によって圧着接合したスラブ供試体の構造性能に関する実験的研究を行った。実験は耐震設計したボックスカルバート（内幅3000mm×内高3000mm）の頂版に相当するスラブ供試体とし、既存工法であるRC構造のスラブ供試体（一体型供試体、機械式継手分割供試体）との比較で、PC圧着接合した分割スラブ供試体の曲げ載荷試験ならびにせん断載荷試験により、接合部の構造性能について検討した。なお、PC圧着接合部は常時荷重にてフルプレストレス状態、L2時荷重にてPC鋼材が弾性範囲内にあることを構造設計の基本とした。

その結果、曲げ載荷試験では既存工法と比べて、プレストレス導入効果により高い曲げひび割れ耐力や高復元性が得られ、PC圧着工法がひび割れ制御性や損傷制御性に優れていることを明らかにした。また、せん断載荷試験では、既存工法は最終的にせん断破壊を生じたのに対し、PC圧着接合したスラブ供試体はせん断破壊を生じることなく、最終的に曲げ破壊の様相を呈し、RC構造のスラブ供試体に比較して設計荷重を大きく上回るせん断耐力が得られることを明らかにした。

3. プレキャストアーチカルバートの構造概要

図-1にプレキャストアーチカルバートの概要図を示す。プレキャスト部材は、中心角から60°で等分割されたアーチ部材3つと脚部材2つの合計5部材で構成している。アーチ形状を構成する5つのプレキャスト部材の軸心にPC鋼材を配置して圧着接合にて一体化を図り、現場施工の底版コンクリートとRC継手接合することで構築される閉合断面構造のアーチカルバートである。

*1 (株)ヤマックス 技術本部部長 工博 (正会員)

*2 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門助教 工博 (正会員)

*3 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門教授 工博 (正会員)

*4 九州大学大学院 工学府 都市環境システム工学専攻

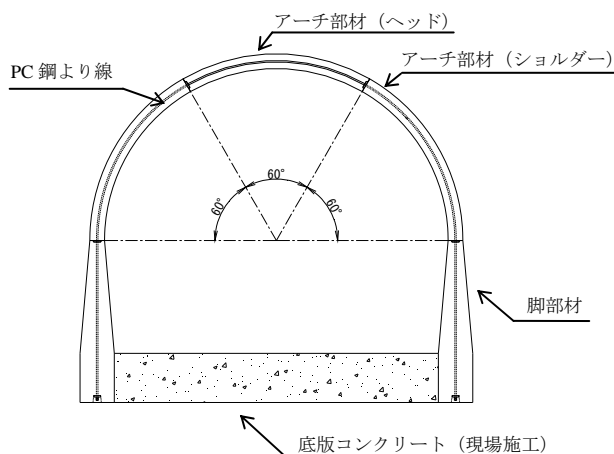


図-1 プレキャストアーチカルバートの概要図

4. 実験方法

4.1 使用材料

表-1 に使用材料，表-2 にコンクリートの示方配合を示す。プレキャスト部材のコンクリートは設計基準強度 40N/mm² のコンクリート配合，底版コンクリート部は現場施工コンクリートの適用を考慮して設計基準強度 30N/mm² のコンクリート配合を用いた。

アーチ部材の主鉄筋には D16 の異形鉄筋を用い，D10 のフープ筋を 250mm 間隔で配置した。脚部材には D22 (内側)，D25 (外側) を主鉄筋とし，D19 のフープ筋を 250mm 間隔で配置した。PC 鋼材は φ17.8mm の PC 鋼より線を用い，プレキャスト部材の断面中央に 256mm の間隔で 4 本を配した。また，底版コンクリートは脚部材と同様の配筋とした。

4.2 設計条件

表-3 に実物大供試体の作製における設計条件を示す。地盤条件は，カルバート構造物の標準的な建設条件として設定した。常時の構造設計は，骨組み解析モデルを用いた平面解析により断面力を算定し，許容応力度法にて安全性の照査を行った。耐震設計は，応答変位法にて断面力を算定し，レベル 1 地震動時 (以下，L1 時と称する) は許容応力度法，レベル 2 地震動時 (以下，L2 時と称する) は限界状態設計法の終局限界状態にて安全性の照査を行った^{8),9)}。

図-2 に常時設計ならびに L2 時設計の構造計算結果における代表的なモーメント図を示す。アーチカルバート構造物は，上載荷重が軸方向圧縮力として伝達する，いわゆるアーチアクションが構造的な特徴となる。したがって，アーチ部よりも脚部や底版部の発生モーメントが卓越しており，L2 時設計ではその傾向がより顕著となっている。

そこで，本研究では，PC 構造を用いたプレキャスト脚

表-1 使用材料

コンクリート	設計基準強度：プレキャスト部材	40N/mm ²
	底版コンクリート	30N/mm ²
鉄筋	設計スランプ：18.0cm，設計空気量：2.0%	
	実測スランプ：頂部供試体	17.5cm
	脚部供試体	18.5cm
	実測空気量：頂部供試体	1.8%
	脚部供試体	1.6%
PC 鋼材	主鉄筋 (SD345)：D16，D19，D22，D25	
	フープ筋 (SD295A)：D10	
PC 鋼材	PC 鋼より線 φ17.8mm (SWPR19L)	
	導入緊張力：300kN×4 本	

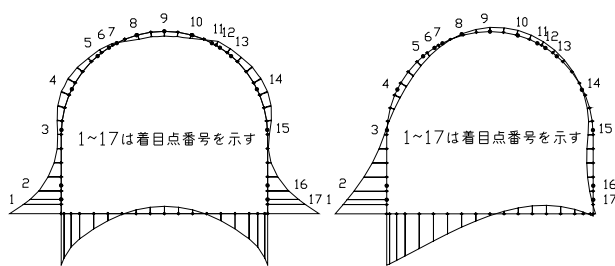
表-2 コンクリートの示方配合 (プレキャスト部材)

W/B (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					
		W	C	FA	S	G	Air (%)
38.0	36.7	160	321	100	638	1249	2.0

注) W/B：水結合材比，s/a：細骨材率，Air：空気量，C：セメント，FA：フライアッシュ

表-3 設計条件

形状寸法	内空幅 7000 × 内空高 5800mm	
地盤条件	活荷重	T25 荷重
	土被り	3.0m (地下水なし)
	原地盤面まで	N 値 10
	基盤面まで N 値	15
荷重条件	常時荷重 (建設初期，中期，供用時) L1 地震動時荷重，L2 地震動時荷重	



(1) 常時設計 (2) L2 時設計
図-2 常時および L2 地震時のモーメント図

部材の安全性の照査が重要と考え，実物大供試体の頂部載荷試験とともに脚部切り取り供試体の水平載荷試験を実施し，プレキャストアーチカルバートの構造性能を検討することにした。

4.3 実物大供試体の作製

(1) 頂部載荷試験用供試体

図-3 に頂部載荷試験用供試体の概要図を示す。供試体は実験場および設備等の関係からスプリングラインの内空幅 7.0m (r=3.5m)，内空高さ 5.8m および施工長を

1.0m とした。プレキャスト部材は、中心角から 60° で等分割されたアーチ部を 3 部材 (2.9t/部材), 脚部を 2 部材 (4.6t/部材) の合計 5 部材 (17.9t/5 部材) で構成している。製品の組付けは地組み施工とし、基礎コンクリート上に各部材を所定の形状にレベル調整して配置し、断面中央に設置されたシース管内に PC 鋼より線 4 本をそれぞれ挿入した後、PC 鋼より線の両端にジャッキを取付けて 300kN/本の緊張力で圧着接合した。PC 定着部をエポキシ樹脂被覆ならびに無収縮モルタルで防錆処理を行った後、クレーンで引き上げて荷重試験場に敷設した。

脚部材と底版コンクリートは RC 継手工法である重ね継手で接合し、底版部にコンクリートを打設した後、コンクリートの養生期間中に PC グラウト工を行い、閉合断面のアーチカルバートを構築した。

(2) 水平荷重試験用供試体

図-4 に水平荷重試験に用いた脚部切り取り供試体の概要図を示す。脚部切り取り供試体は、実物大供試体のプレキャスト脚部材と底版コンクリートで構成しており、脚部材を製造した後に底版部のコンクリートを施工して作製した。

4.4 荷重方法

(1) 頂部荷重試験

図-5 に頂部荷重試験の試験方法を示す。荷重は PC 鋼棒を底版コンクリートに固定し、油圧ジャッキで PC 鋼棒に緊張力を与えて供試体の頂部位置に荷重を加えた。

試験荷重値は、本荷重方法にて構造計算書における各設計条件の最大曲げモーメントと同等の曲げモーメントが荷重位置に発生するように、骨組み解析モデルの平面解析により断面力を求めて荷重値に換算した。

なお、今般の設計条件では、常時の荷重組合せケースの中でアーチ頂部に T25 輪荷重が作用した荷重条件で、L1 時荷重よりも発生断面力が大きくなったため、荷重は常時と L2 時の設計荷重時点で除荷と再荷重を繰り返して、ひび割れ性状や残留変位量を測定した。

また、実際の供用時には土圧の影響で側壁の変形が拘束されることから、その役割を側壁締付け用治具に置換する目的で PC 鋼材を配置した。

測定は荷重点位置における変位量、アーチ部材接合面の開口変位、内側と外側の主鉄筋ひずみを各 17 点測定した。荷重点変位は容量 100mm の高感度出力変位計、開口変位は標点距離 100mm のパイ型変位計を用い、油圧ジャッキの上部に設置した容量 500kN の圧縮センターホール型荷重計にて荷重値を測定した。

(2) 水平荷重試験

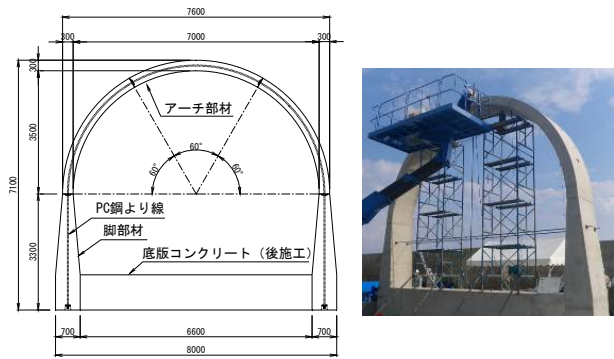


図-3 頂部荷重試験供試体の概要図

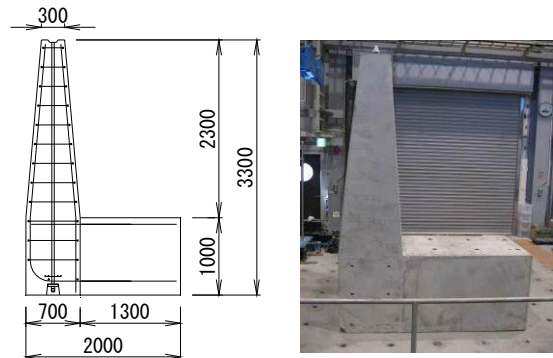
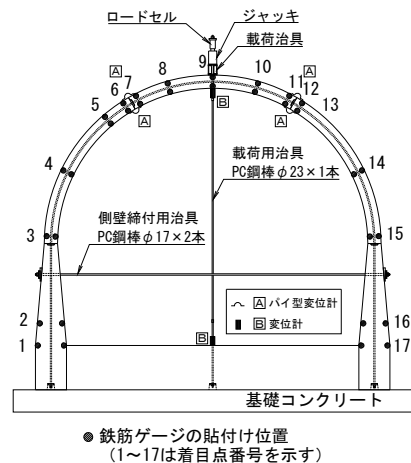


図-4 脚部切り取り供試体の概要図



● 鉄筋ゲージの貼付け位置
(1~17は着目点番号を示す)

図-5 頂部荷重試験方法

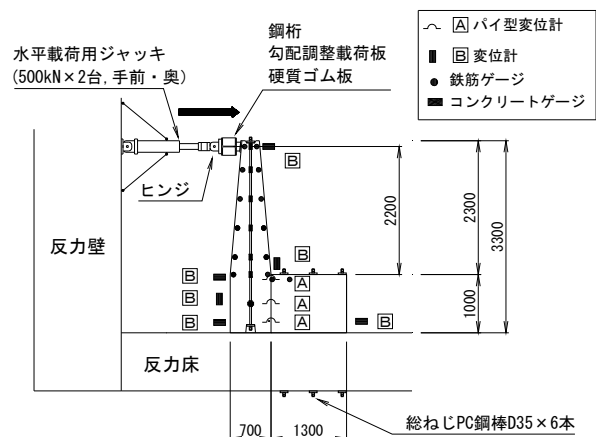


図-6 脚部切り取り供試体の荷重方法

図-6 に脚部切り取り供試体の試験方法を示す。供試体は反力床に総ねじ PC 鋼棒 D35 で固定し、反力壁に取り付けた 500kN 油圧ジャッキ 2 台にて荷重を与え、それぞれの荷重値を容量 500kN の圧縮センターホール型荷重計にて測定した。載荷点における変位量は容量 100mm の高感度出力変位計、内側および外側の主鉄筋ひずみは鉄筋ゲージ、主鉄筋位置ならびに軸線上のコンクリートひずみを表面ゲージにて測定した。

5. 実験結果および考察

5.1 材料特性値

表-4 にコンクリートの特性値、表-5 に鉄筋の特性値を示す。コンクリートの設計基準強度ならびに鉄筋の JIS 規格を満足する結果を確認した。

5.2 頂部載荷試験

(1) ひび割れおよび変形性状

図-7 に荷重と載荷点変位の関係を示す。常時荷重時点ではひび割れの発生は認められず、試験荷重値 140kN で載荷点の直下に 0.05mm 未満の初期ひび割れを観察した。荷重の増加とともにひび割れが僅かに進展拡大したが、L2 時荷重時点における最大ひび割れ幅は 0.06mm と小さく、また、載荷点位置の変位量は 2.34mm であった。

L2 時荷重を除荷後のひび割れ幅は 0.05mm 未満で、残留変位量は 0.25mm であり高い復元力を示した。なお、接合部の開口変位量は、L2 時荷重時点で 0.01mm 未満であり、接合部に変状は認められなかった。

図-8 に各設計荷重における着目点の主鉄筋ひずみの分布（内側）を示す。なお、図中には主たる荷重が上載荷重である常時設計の構造計算結果を主鉄筋ひずみに読み替えた計算値を併記した（図-2 (1)のモーメント図参照）。載荷点位置である着目点 9 番に最大引張ひずみ、アーチ肩部中央の着目点 4 番および 14 番の近傍に最大圧縮ひずみの発生が認められた。L2 時荷重時点の主鉄筋の引張ひずみの最大値は 103×10^{-6} と測定され、主鉄筋が弾性範囲内であることは明らかであり、設計荷重に対して

表-4 コンクリートの特性値（材齢：載荷試験日）

測定項目	頂部載荷用供試体	脚部切り取り供試体
圧縮強度 (N/mm ²)	47.4	42.3
ヤング係数 (kN/mm ²)	37.8	37.5

表-5 鉄筋の特性値

種類	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)
SD345			
D16	390	596	24
D22	397	610	21
D25	388	594	23

注) D16：アーチ部材，D22 脚部材（内），D25 脚部材（外）

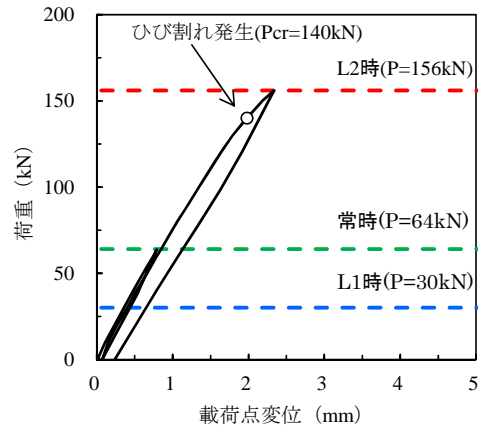


図-7 荷重と載荷点変位の関係

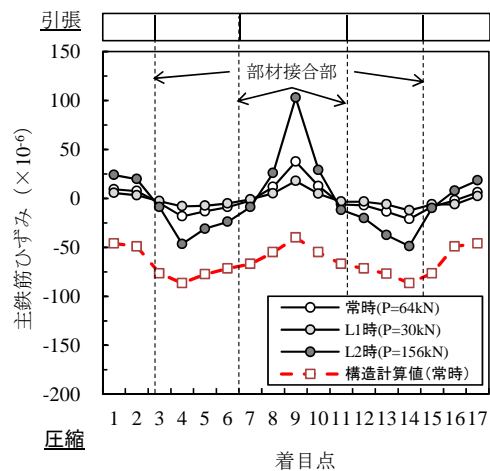


図-8 主鉄筋ひずみの分布（内側）

十分な安全性が確認できる。

載荷試験では、供用時の土圧による軸方向圧縮力が部材に作用しないので、実験値は構造計算値（常時）に比べて全体的に引張ひずみ側にシフトしているが、ひずみの発生分布としては、良い対応が確認できる。

構造計算では、剛結合の閉合断面構造と仮定した骨組みモデルで解析しており、構造計算における応力の発生分布が実験において良く再現されていることから荷重の伝達は良好であり、プレストレス導入による部材の圧着接合に特に問題はないと判断される。

(2) 計算値と実験値の比較

表-6 に頂部載荷位置の計算値と実験値の比較を示す。計算値は、試験荷重載荷時の断面力および変位量を骨組みモデルの平面解析にて求めており、実験値はひずみの測定値を応力度に読み替えて示した。

計算値に対して変位量と引張応力度の実験値は、やや小さい値を示しているが、概ね良い対応が確認される。

なお、圧縮応力度の実験値は、引張応力度や変位量と比較すると相対的にやや大きい値となっているが、曲面

表-6 頂部載荷位置の計算値と実験値の比較

区分	計算値			実験値	
	発生 モーメント (kN・m)	応力度 (N/mm ²)	変位 量 (mm)	応力度 (N/mm ²)	変位 量 (mm)
常時	M=-40.8	$\sigma_c=5.44$ $\sigma_s=13.6$	1.3	$\sigma_c=5.63$ $\sigma_s=7.51$	0.8
L1時	M=-21.3	$\sigma_c=4.17$ $\sigma_s=10.4$	0.9	$\sigma_c=2.63$ $\sigma_s=3.57$	0.4
L2時	M=-93.9	$\sigma_c=9.02$ $\sigma_s=22.6$	2.4	$\sigma_c=14.3$ $\sigma_s=20.6$	2.3

注1) σ_c : 圧縮応力度, σ_s : 引張応力度

注2) 許容応力度: 常時でコンクリート 14N/mm², 鉄筋 180N/mm²を用いる。L1時は常時の1.5倍とする。L2時は終局限界状態の照査であり, コンクリートは設計基準強度 40N/mm², 鉄筋は 345N/mm²を耐力の算定に用いる。

であるアーチ天端部と載荷板(ゴム板配置)との面接触に局所的な加圧が生じて, 実験値に影響を与えた可能性が指摘される。

本載荷試験の結果, 常時荷重点でひび割れの発生は確認されず, また, 載荷による発生応力度は許容応力度以下であること, L2時荷重点で鉄筋の降伏ならびに構造部材が終局状態に至っていないことが実験的に確認された。

5.3 水平載荷試験

(1) ひび割れおよび変形状

図-9に荷重と載荷点変位の関係, 表-7に各荷重におけるひび割れ性状を示す。常時荷重点でひび割れの発生は認められず, 荷重値 180kNで脚部付根のやや上部に0.05mm未満の初期ひび割れを観察した。L1時荷重点ではひび割れが僅かに進展拡大したが, 最大ひび割れ幅は0.05mmと微細であった。

その後, 荷重の増加とともに曲げひび割れが分散して進展拡大が生じ, L2時荷重点で脚部付根部分に0.25mmの最大ひび割れ幅を観察した。なお, 最大荷重511kNで供試体の固定方法に起因して底版コンクリートにひび割れが発生したために載荷を終了した。

図-10に各荷重における引張主鉄筋のひずみ分布を

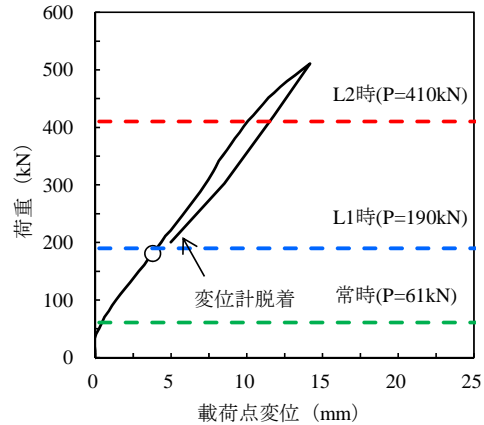
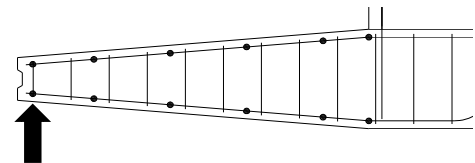
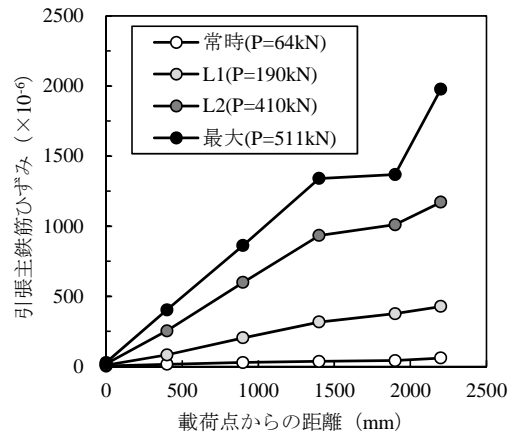


図-9 荷重と載荷点変位の関係



(・ 鉄筋ひずみの測定位置)

図-10 引張主鉄筋のひずみ分布

示す。なお, 図中には鉄筋ひずみの測定位置図を併記している。鉄筋応力の伝達に問題はなく, L2時荷重点まで引張主鉄筋は弾性範囲内であることが確認される。本載荷試験の最大荷重511kNでは, 脚部付根付近の引張主鉄筋のひずみが急激に増大しており, 降伏挙動を示して

表-7 各荷重におけるひび割れ性状

区分	常時	L1時	L2時	最大荷重時
ひび割れ図				
ひび割れ幅	ひび割れなし	0.05mm (最大値)	0.25mm (最大値)	未計測
破壊状況	降伏および終局に至らず	降伏および終局に至らず	降伏および終局に至らず	鉄筋降伏挙動あり

注) 供試体の固定方法に起因して, 底版部にひび割れが発生したために載荷を終了した。

表-8 計算値と実験値の比較

項目	荷重値 (kN)		鉄筋の引張応力 (N/mm ²)		コンクリートの圧縮応力 (N/mm ²)	
	設計計算値	実験値	設計値 (許容)	実験値	設計値 (許容)	実験値
常時	61	—	180 以下	12.1	14 以下	1.50
ひび割れ	171	180	—	79.8	—	5.91
L1 時	190	—	270 以下	85.6	21 以下	6.25
L2 時	410	—	345 以下	234	40 以下	12.5
降伏	502	511	—	396	—	15.5
終局	536	—	—	—	—	—

注) 設計計算値：構造計算に用いた材料特性値を用いて計算した。

許容値：常時でコンクリート 14N/mm²、鉄筋 180N/mm²を用いる。L1 時は常時の 1.5 倍とする。L2 時は終局限界状態の照査であり、コンクリートは設計基準強度 40N/mm²、鉄筋は 345N/mm²を耐力の算定に用いる。

いると推定される。

(2) 計算値と実験値の比較

表-8 に脚部付根位置を照査断面とした計算値と実験値の比較を示す。なお、表中の鉄筋の引張応力度ならびにコンクリートの圧縮応力度は、ひずみの測定値を応力度に読み替えて示した。

ひび割れ荷重および降伏荷重の実験値は、設計計算値よりも大きく、安全側にあることが確認された。

また、常時、L1 時および L2 時の全ての設計荷重において、鉄筋の引張応力度およびコンクリートの圧縮応力度の実験値は、構造設計の許容値以下であることが示され、各設計荷重に対して十分な安全性が確認された。

6. まとめ

本研究では、PC 構造を用いたプレキャストアーチカルバートの構造性能を明らかにすることを目的として、実物大供試体による頂部載荷試験および脚部切取り供試体の水平載荷試験を行った。その結果、次のことが明らかとなった。

(1) 頂部載荷試験では、常時荷重点でひび割れが発生せず、L2 時荷重の除荷後も残留変位量が小さく高い復元力を確認した。また、構造解析による応力分布状況が実験において良く再現されていることから、鉄筋応力の伝達は良好であり、プレストレス導入による部材の圧着接合に特に問題はないと判断される。

(2) 脚部切取り供試体の水平載荷試験では、常時、L1 時および L2 時の全ての設計荷重において、鉄筋の引張応力度ならびにコンクリートの圧縮応力度の実験値は、構造設計の許容値以下であることが確認され、各設計荷重に対して十分な安全性が確認された。

謝辞

本研究は九州大学との共同研究の下で実施されたものであり、実験にあたっては九州大学技術専門職員の柴田

博之氏、同大学建設設計工学研究室の三浦祐輔氏にご協力をいただきました。また、本研究の要素実験である「PC 圧着工法を用いたプレキャスト RC スラブの構造性能に関する実験的研究」の実施にあたっては、熊本大学大学院教授の村上聖博士にご指導いただきました。ここに記して感謝を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書【設計編】，2012
- 2) 佐藤光徳，長谷川明，鷺尾晴美：斜角を有する PRC ボックスカルバート実験，土木学会東北支部技術研究発表会（平成 17 年度），pp.128-129，2005
- 3) 後藤琢磨，駒谷太子，長谷川明：スーパーボックスカルバートの設計と施工，土木学会東北支部技術研究発表会（平成 17 年度），pp.800-801，2005
- 4) NETIS 新技術情報提供システム：スーパーボックスカルバート (TH-030024-V)，2010.3
- 5) 目野主税，村上聖，武田浩二，山口信，松田学：PC 圧着工法によるプレキャスト RC スラブの構造性能に関する実験的研究（その 1 実験方法およびせん断試験シリーズ結果），2012（第 52 回）日本建築学会九州支部研究報告会（大分），135
- 6) 村上聖，武田浩二，山口信，目野主税，松田学：PC 圧着工法によるプレキャスト RC スラブの構造性能に関する実験的研究（その 2 解析方法および曲げ試験シリーズ結果，2012（第 52 回）日本建築学会九州支部研究報告会（大分），136
- 7) 目野主税，村上聖，武田浩二，山口信，松田学：PC 圧着工法によるプレキャスト RC スラブのせん断性能に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.861-862，2013.8
- 8) （社）日本下水道協会：下水道施設の耐震対策 指針と解説，2006
- 9) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部工編，2012