

# 三谷川第二橋(エクストラードズド橋)の設計とサドル構造の実物大試験

飯束 義夫\*1・秋山 照義\*2・西村 勝\*3

## 1. はじめに

「三谷川第二橋(仮称)」は、図-1に示す徳島自動車道美馬～川之江東JCT間(第11次整備区間)のうち、井川池田IC(仮称)の西方約13kmに位置する高速道路橋である。

本橋は支間比が1:1.6という不等径間に加えて $R=1\,000\text{m}$ の平面曲線を有している。橋梁形式として国内で施工実績の少ない、独立一本主塔を用いたエクストラードズド橋を採用することとした。主塔の斜材配置(サドル)構造は貫通固定方式であるが、定着装置の構造は従来とは異なる「押さえブロック方式」を採用した。

本稿は、「三谷川第二橋」の設計概要とサドル定着装置の性能試験について報告するものである。

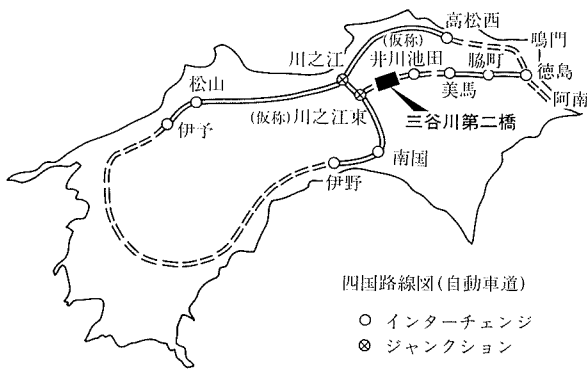


図-1 架橋位置図

## 2. 橋梁概要

「三谷川第二橋」の橋梁諸元および全体一般図を図-2に示す。

- 橋 種：プレストレストコンクリート道路橋
- 道路規格：第1種第3級B規格
- 橋梁形式：PC2径間連続エクストラードズド箱桁橋
- 荷 重：B活荷重
- 橋 長：152.0m
- 支 間：57.9m+92.9m
- 幅 員：20.4m(総幅員)
- 平面線形：A=400~ $R=1\,000\text{m}$
- 横断勾配： $i=4.27\% \sim 4.50\%$
- 主桁形式：2室箱桁(4車線一体断面)
- 主塔形式：独立一本柱
- 架設方法：張出し架設

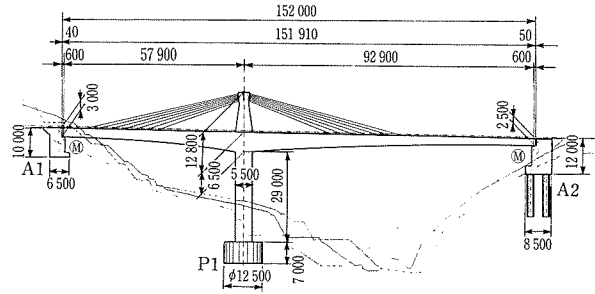


図-2 一般図

## 3. 上部構造諸元

### 3.1 桁 高

桁高は、 $h=6.0\text{m} \sim 7.0\text{m}$ の範囲で検討した結果、構造的・経済性より $h=6.5\text{m}$ に決定した。

桁高変化は、柱頭部桁高に対して張出し施工区間が長いことから、正弦曲線とした。これにより、斜材定着ブロックでの断面性能の向上を図った。

### 3.2 主塔高さ

主塔基部の断面寸法は、幅員構成内の中央分離帯幅および橋脚幅から $1.0\text{m} \times 5.5\text{m}$ とした。図-3に主塔構造寸法および柱頭部構造寸法を示す。

本橋は平面曲線 $R=1\,000\text{m}$ の曲線橋であり、主塔より斜材を配置した場合、図-4に示す主塔部において斜材の屈曲点が生じる。したがって主塔は、その角度成分により主塔頂部(鋼材位置)に常時面外方向の水平力が作用し、橋軸直角方向が支配的となる。ここで、主塔高と斜材本数(塔頂水平力)および斜材負担モーメントをパラメータとして最適高

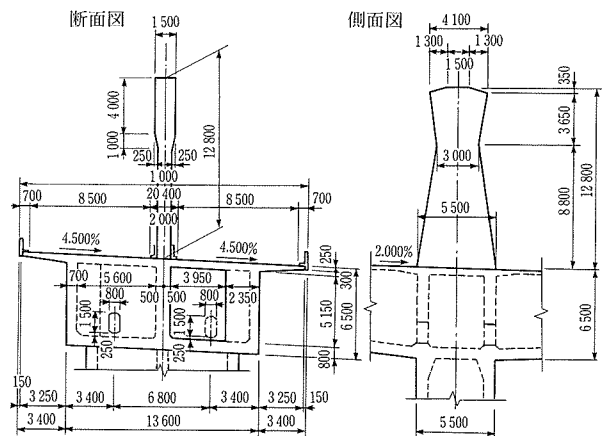


図-3 主塔部・柱頭部構造図

\*1 Yoshio IIZUKA: 日本道路公団 東北支社 仙台工事事務所 亘理工事長, 前 四国支社 池田工事事務所 構造工事長

\*2 Teruyoshi AKIYAMA: 川田建設(株)・飛鳥建設(株)共同企業体 所長

\*3 Masaru NISHIMURA: 川田建設(株)・飛鳥建設(株)共同企業体

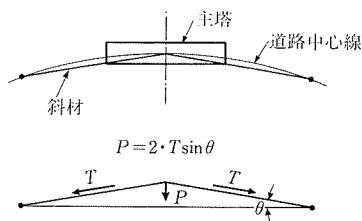


図-4 面外方向水平力概念図

を求めることにした。この結果より、主塔高 $h=12.8\text{m}$ と斜材数14本(2列7段)を選定した。

### 3.3 主塔構造形式

主塔は、前述した基部断面寸法を条件として、RC構造・PRC構造・SC構造について検討を行い、「PRC構造」を採用することにした。これは、主桁との結合が比較的容易であることに加え、偏心プレストレスによる塔頂変位の抑制と、RC構造に比べて耐久性の向上が図れるなどの理由からである。

## 4. 主桁の設計

### 4.1 設計概要

断面力の算定は、平面フレームモデルを用いた微小変形理論に基づいて、施工段階を考慮して行った。また、平面線形によるねじりの影響は、立体フレームモデルにより考慮した。さらに、斜材張力が主桁に対して有効になる範囲とせん断力分担率の確認を目的とした、全橋モデル(図-5)による3次元FEM解析を行った。

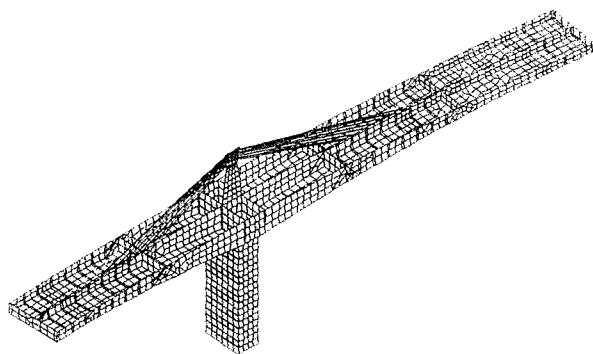


図-5 3次元FEM解析モデル

### 4.2 斜材張力の有効位置

斜材張力が有効となる範囲は、斜材定着位置から2ブロック以内(8m以内)となり、桁内PC鋼材の有効伝達長と同程度であることから、桁内PC鋼材と同じ取扱いが可能であった。したがって、斜材定着ブロックでの、中・外ウェブへの桁内PC鋼材本数配分は、斜材を考慮して行った。

### 4.3 各ウェブのせん断力分担率

主桁形式は2室箱桁で、中ウェブに斜材が定着される一面吊りの構造である。したがって、各ウェブに作用するせん断力が異なると考えられたため、中・外ウェブのせん断力分担率を算出した。解析の結果、各ウェブの斜材張力以外の分担率は、ほぼ均一であった。しかし、斜材張力の分担率は、斜材が定着されるブロックで均等分担率を1.0とし

た場合に、外ウェブの分担率は0.6程度を示した。したがって、FEM解析より求めた分担率を用いての照査を行った。

## 5. サドル部の構造

### 5.1 構造概要

主塔の斜材定着(サドル)構造は、国内で実績のある「貫通固定方式」とした。このサドル構造に要求される性能は、下記のとおりである。

- ① 斜材に生ずる疲労を抑制できること
- ② 左右の張力差により斜材が滑らないこと
- ③ 斜材の防錆が確実にできること
- ④ 斜材の取替えが可能であること

本橋においては、「押さえブロック方式」と称する従来とは異なる方式を採用した。押さえブロック方式のサドル構造は、斜材の張力差を斜材からグラウトを介して内管へと伝達させ、押さえブロックで定着する機能を有している。図-6に斜材張力差の伝達概念を示す。この「押さえブロック方式」定着の性能確認を行うため、主塔サドル構造の一部を取り出し、実物大供試体を用いた試験を実施した。

[主塔サドル部の諸数値]

- 斜材ケーブル：19S15.2(SWPR7B)  
(PEコーティングPC鋼より線)
- 斜材配置：ラジアル一面吊り形式  
(2列7段、サドル部は上下左右間隔400mmで配置)
- 斜材角度： $12.89^{\circ} \sim 21.29^{\circ}$
- サドル曲げ半径：5.9m $\sim$ 3.5m
- サドル内管長：3.6m $\sim$ 2.9m

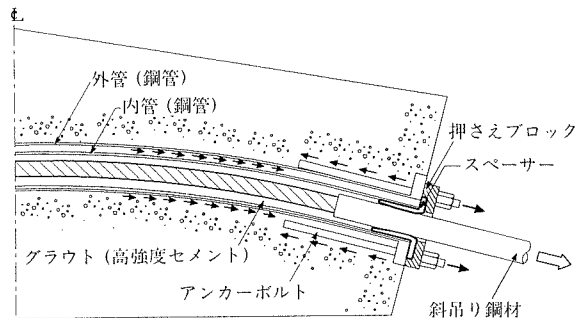


図-6 斜材張力差の伝達概念

### 5.2 サドル構造の設計

サドル構造部材は、最大張力差 $\Delta P=34\text{tf}$ (地震時の1.5倍)を作用荷重として設計された。この作用荷重は、グラウトを介して付着伝達され、斜材張力が増加する側の押さえブロックで定着固定される。

図-7にはサドル端部構成を示す。内管は張力差に対してグラウトとの合成断面として圧縮抵抗するものとして断面形状を決定した。さらに、グラウトが分担する荷重はスペーサー先端のテーパ部がくさびとして受ける。したがって斜材張力差は、内管とスペーサーによって押さえブロックに伝達され、アンカーボルトで主塔に定着される。アンカーボルトには、異形PC鋼棒4本を使用した。

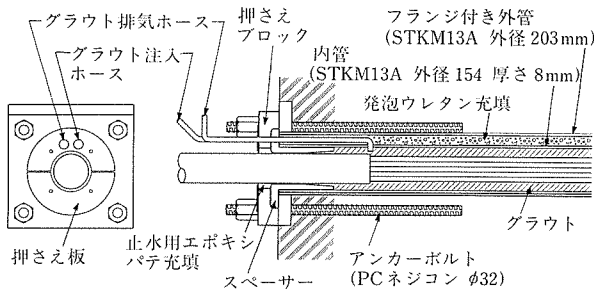


図-7 サドル端部構成

### 5.3 基礎試験

#### (1) グラウト付着長

内管に充填するグラウトには、高強度セメントグラウトを選定した<sup>1), 2)</sup>。これは、PC鋼材の防錆以外に大偏心外ケーブル方式のケーブル固定として、高い付着力と適度な付着長が要求されるからである。

付着長は、ストランド→グラウト→内管、それぞれの伝達長を考慮した。

- 設計付着長： $L = L_1 + L_2 = 708\text{mm}$
- ストランドとグラウト付着長：

$$L_1 = \Delta P / (19\pi \cdot \phi_s \cdot f_{bod})$$

- 内管とグラウト付着長：

$$L_2 = \Delta P / (19\pi \cdot \phi_p \cdot f_{bod})$$

ここで、 $\Delta P$ ：張力差、 $\phi_s$ ：ストランド径  
 $f_{bod}$ ：付着強度、 $\phi_p$ ：内管径

ただし、鋼管の付着強度は丸鋼と同等と考え、異形鉄筋の40%とした。

また、3次元FEM解析により求めた、弾性係数の変動と付着長の関係を図-8に示す。後述する、セメント系グラウト材の材料特性確認試験から得られた弾性係数 ( $10 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ ) では、付着長は550mm程度であることが読みとれる。

#### (2) グラウトの材料特性

高強度セメントグラウトの「材料特性確認試験」と「PC鋼線付着試験」を実施した。付着強度は最大荷重を付着面積にて除した値とした。付着試験に用いるストランド ( $\phi 15.2\text{mm}$ ) には2タイプを準備し、Aタイプが本橋で使用するPEコーティングPC鋼より線、Bタイプを通常の裸PC鋼より線とした。グラウト材は、水セメント比を37%とした。グラウトの練上りおよび現場養生温度は $10^\circ\text{C}$ であり、流動性はJ14漏斗試験において2.77秒、膨張およびブリーディング率は0%であった。硬化後の材料試験は圧縮・静弾性・付着強度について行い、その結果を表-1に示す。

表-1よりグラウトの静弾性係数は $10 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ 程度を得た。付着強度はBタイプよりもAタイプのものが高くなり、Aタイプは材齢3日で付着強度の最大値  $3.3 \text{N/mm}^2$  を上回った。したがって、PEコーティングPC鋼より線の使用については、問題がないことが確認できた。

#### (3) アンカーボルトの引抜き耐力

押さえブロック方式のサドルは、斜材の拔出しに対し、主塔に定着されたアンカーボルトの引抜きにより抵抗する構造となっている。また、異形PC鋼棒はコンクリートとの付着力もかなり高いが<sup>3)</sup>、サドル部には斜材が密に配置さ

れ、群定着となる。この場合にも設計上の付着力を満足するかを、サドル部の実配置に即した供試体で確認した。試験要領は、埋込み長およびスパイラル補強筋の有無をパラメータとした4タイプ (表-2) について、コンクリートが設計基準強度  $50 \text{N/mm}^2$  に達した時点で、設計荷重  $8.5\text{tf}$  (作用荷重を4本のアンカーボルトで定着) まで引抜き、最大  $24\text{tf}$  (付着強度で  $4.7 \text{N/mm}^2$ ) まで行った。

これより、すべてのタイプで群定着のアンカーボルトに設計荷重が働いても引き抜かれることはなかった。また、図-9には各荷重における埋込み長さ方向のひずみ分布状況を示したが、 $24\text{tf}$ の荷重に至るまでアンカーボルトひずみが深さ方向に低減する傾向であることから、終始付着で抵抗していると考えられる。

さらに、図-10にはコンクリート上面における引抜き変位量を測定した結果を示したが、これからも引抜き変位量と引抜き力の関係は線形的であるので付着は切れてないと考えられる。また、埋込み部のひずみ低減傾向を三角形分布と仮定し伸び量換算すると、ひずみの伝達長 ( $L_b$ ) は  $340\text{mm}$  程度であると推定できる。

### 5.4 サドル定着装置の性能試験

#### (1) 試験方法

試験には、荷重変動により張力が最も増加する最上段 (斜材角度  $14^\circ$ ・サドル内曲げ半径  $5.9\text{m}$ ) の斜材に着目し、主塔サドル部の上段2斜材分を取り出した貫通固定部の供試体を製作した。試験は図-11に示す構造で行い、試験方法は以

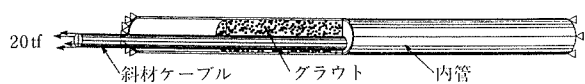
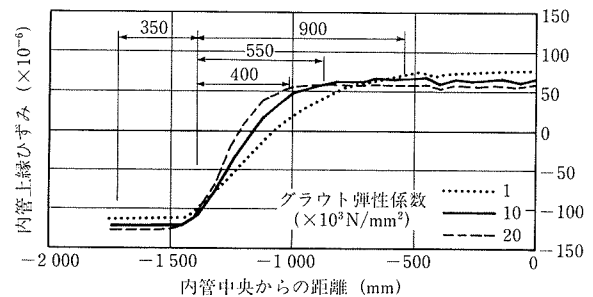


図-8 弾性係数と付着長の関係

表-1 グラウトの特性値

単位: (N/mm<sup>2</sup>)

材 齢(日)	1	3	7	14	28
圧縮強度	12.7	26.8	37.8	46.9	47.3
静弾性係数	4 700	8 000	10 200	11 800	12 100
付着強度-A	2.10	3.40	3.16	3.05	2.96
付着強度-B	-	2.15	-	-	2.11

表-2 アンカーボルトの引抜き

タイプ名	埋込み長	補強筋の有無	引抜きの有無		備 考
			8.5tf	24tf	
N5	50cm	なし	なし	なし	採用案
S5	〃	あり	なし	なし	
N7	70cm	なし	なし	なし	
S7	〃	あり	なし	なし	

◆ 設計報告 ◆

下の2通りとした。これより、図-12に示す試験荷重ステップに従い、各試験を実施した。その試験状況を写真-1に示す。

① 斜材張力差の伝達機能

施工時荷重変動と活荷重または地震荷重により発生する張力差によって、サドル構造内に作用する応力の伝達状況

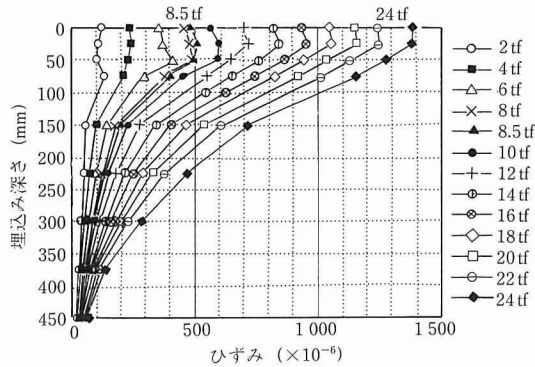


図-9 タイプ名N5の深さ方向ひずみ分布

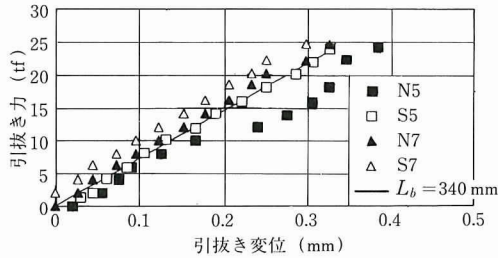


図-10 各タイプの引抜き変位量

を把握する。設計での斜材1本の緊張力は250tfであるが、死荷重時には施工時断面力変動により左右の斜材張力がそれぞれ27tf, 18tf増加し、①死荷重時張力差は9.0tfとなる。さらに、②活荷重時張力差は4.0tf、③地震時張力差は13.5tfであった。試験では斜材1本に対し、使用時(①+②)13tfと地震時(①+③)22.5tfを基準とした張力差を与えるが、試験時斜材張力は5tf刻みで設定することにした。これにより、各ステップで斜材張力を右側斜材では死荷重時270tf

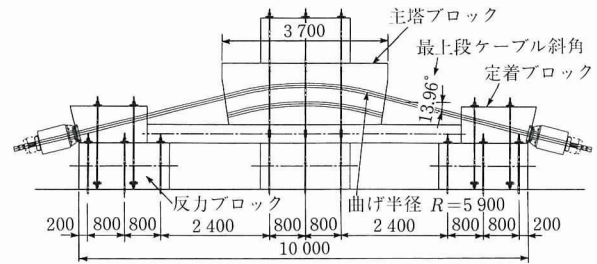


図-11 サドル定着装置の性能試験

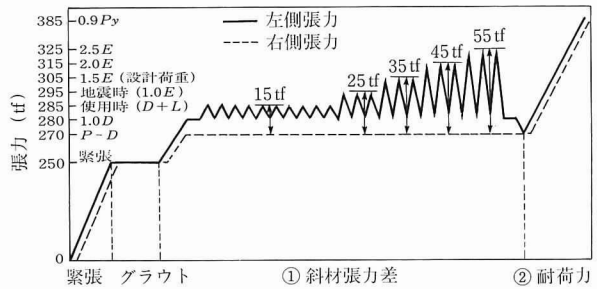


図-12 試験荷重ステップ

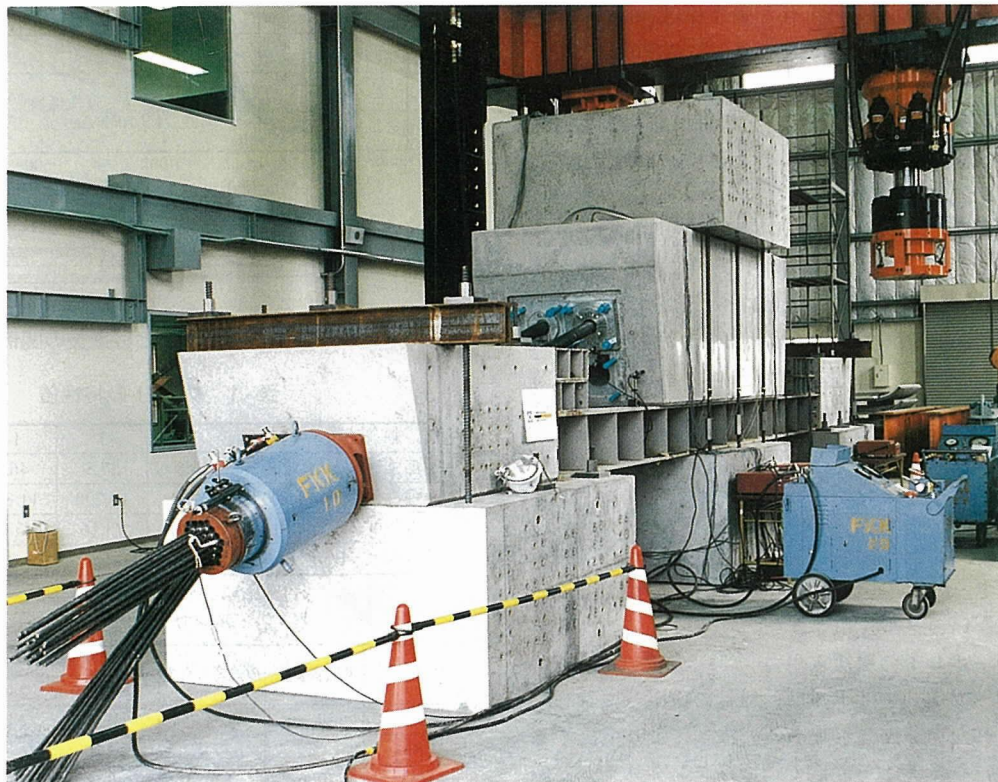


写真-1 試験状況

(P-D), 左側斜材では死荷重時280tf (1.0D)・使用時285tf (D+L)・地震時295tf (1.0E) に設定した。

試験方法は, ジャッキ2台で左右対称に基準値である250tfまで緊張し, 内管内にグラウトを施工した。強度発現後, 右側死荷重時斜材張力の270tf (P-D) まで左右対称に緊張し, その後左側斜材の死荷重状態280tf (1.0D) まで再度緊張した。この状態を活荷重時 (D+L) および地震時 (1.0E) の始点とした。活荷重については10回の繰返し片引きを行うことによって活荷重時の検討とし, 地震荷重に対しては0.5倍ずつ2.5倍まで張力差を与えた。

② サドル構造の耐荷力

張力差試験が終了した後, 死荷重前状態の270tf (P-D) までいったん除荷した。その状態より, 最大0.9Pyに達するまで両側の斜材張力を増加させ, サドル構造の機能が低下しないかを確認した。

(2) 試験結果と考察

採用したサドル構造は, 張力の増加が発生する側の押さえブロックで定着固定されるため, サドル中央部では引張りが働くが, 張力増加側のサドル端部では圧縮力が作用する。図-13に各荷重ステップにおける内管ひずみ分布状況を示すが, 活荷重時と耐荷力試験時のように, 両引きで張力が増加するときには左右どちらの内管端部にも圧縮ひずみ

が発生する。一方, 地震時では, 片引き張力が卓越する側のみが圧縮力を受けるようになる。また, 活荷重の繰返し载荷によっても内管のひずみ分布に変化はなく, 地震時においても315tf (2.0E) まで固定側の内管には張力差による影響がなかった。これにより, サドル構造の設計で仮定したグラウトの付着伝達機能は設計張力305tf (1.5E) まで確実に維持されていることが分かった。さらに, 斜材の張力差によって生ずる引張りひずみが常に最大となるのは図中のC点であるので, グラウトの付着長は900mm程度になると考えられる。

図-14は内管ひずみ分布図のA~F点の断面に着目してステップごとの張力 (緊張側) とひずみの推移を示したものである。これより, 斜材に地震時のような張力差が働いても, それを直接受ける内管中央部では張力に比例して引張りひずみが増加する傾向であることから, グラウトの付着効果が持続していると考えられる。また, 地震時の305tf (1.5E) における引張りひずみの最大値は270μ (グラウト応力換算で2.6N/mm<sup>2</sup>) であるので, この観点からも設計張力差までは付着切れがないと考えられる。

押さえブロックの変位について測定した結果を図-15に示す。これより, 押さえブロック変位は「片引き」「両引き」にかかわらず, 張力が285tfまで小さい。したがって, 内管

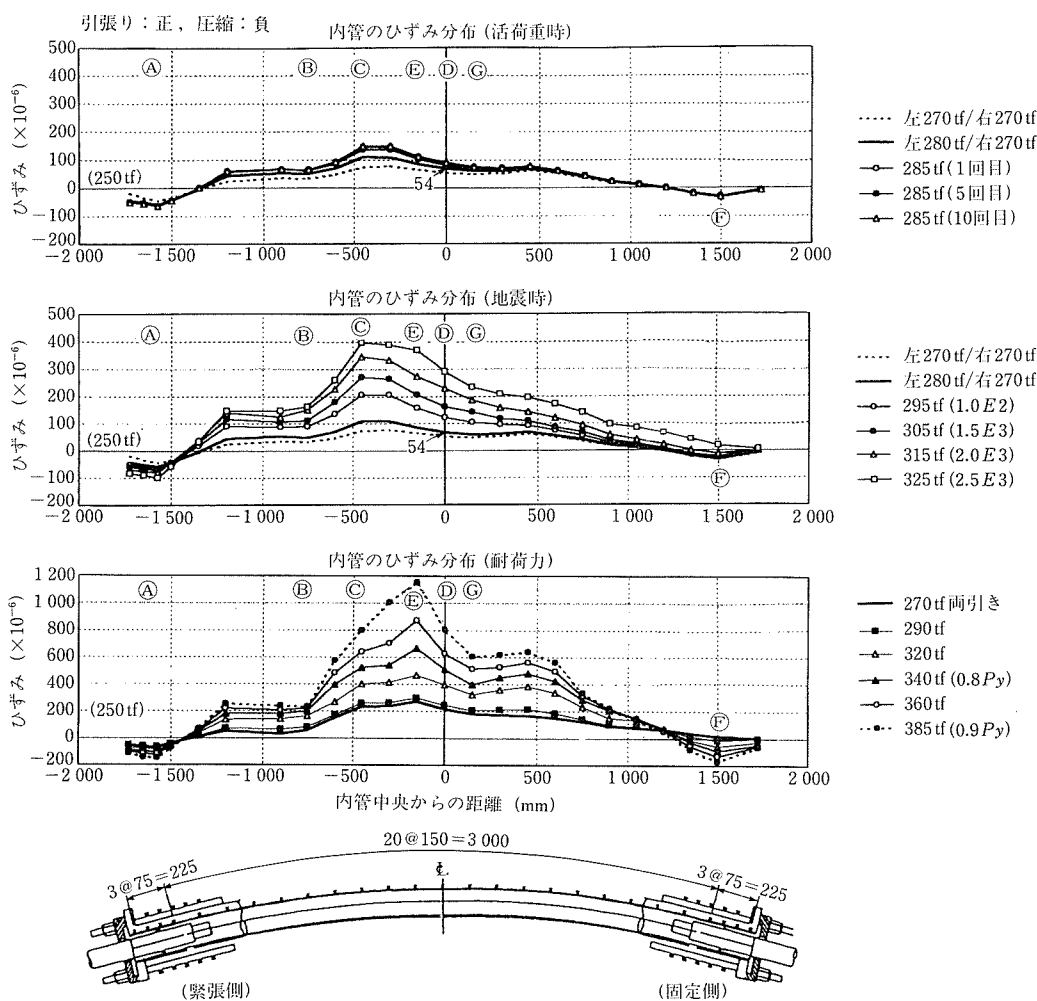


図-13 内管カット断面ひずみ

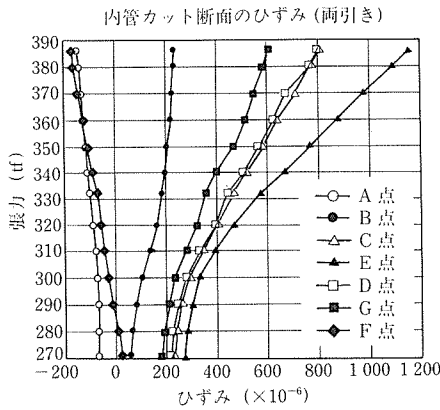
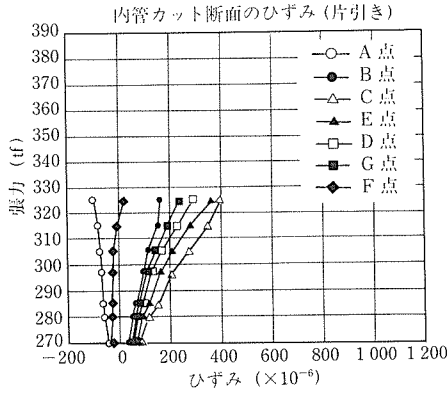


図-14 内管ひずみ分布

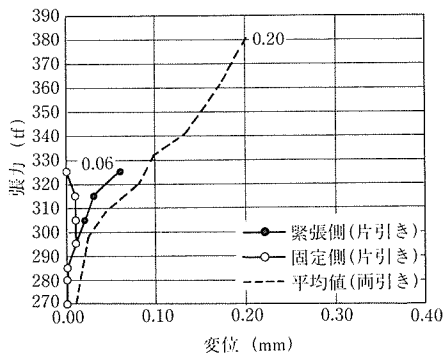


図-15 押さえブロック変位

と外管の間には緊張力250tfに対する静止摩擦力が35tf以上あると考えられる。

5.5 サドル構造の張力差伝達挙動

張力差の伝達機構を確認するために、図-16、17に示す簡易ばねモデルを用いた試算を行った。ここで、ばねの剛性は、内管端部の付着が不完全な区間(700mm)に内管だけの値( $K_1$ )、付着が完全な区間(2100mm)に斜材・グラウト・内管の三者が合成された値( $K_2$ )を用いている。また、変動張力はこれらのばねを直列に繋いだ中間節点に作用するものとしている。

図-16は、図-12において左右対称に張力増加20tfが生じた(P-D)の状態を、図-17は、さらに地震荷重の2.5倍の張力差55tfが働く(2.5E)の状態を想定した結果である。(P-D)の状態において、端部定着がない場合には内管中央部に引張りひずみ(内管①)が生じ、端部定着がある場合には、

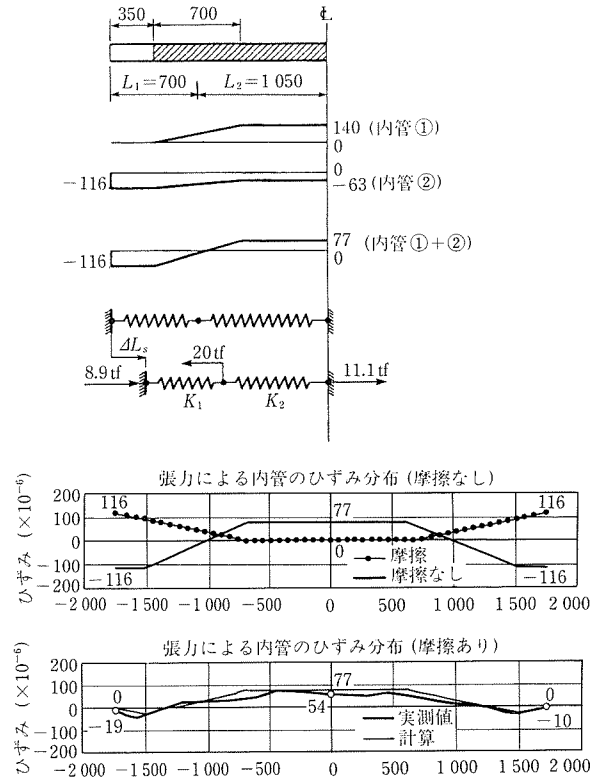


図-16 増分張力(P-D)による推定内管ひずみ分布

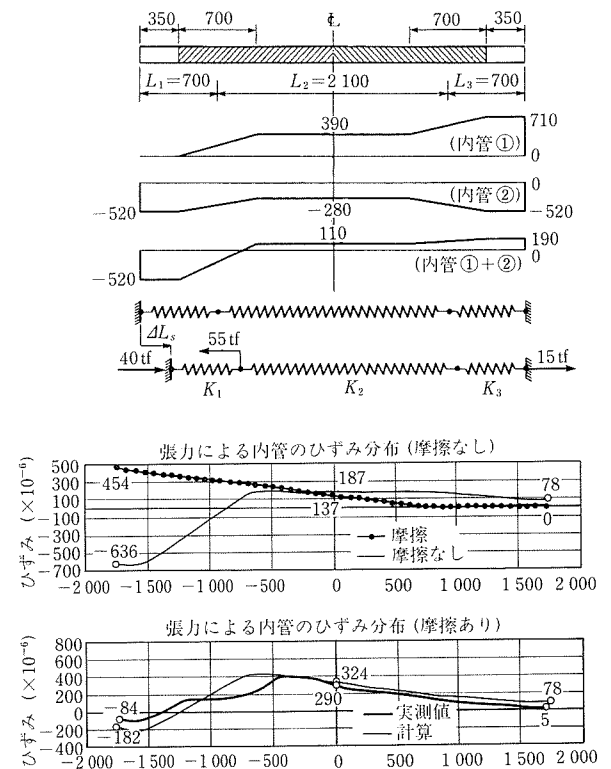


図-17 張力差(2.5E)による推定内管ひずみ分布

この伸び変形が端部ばねを介して拘束されるため、内管全体に圧縮ひずみ(内管②)が発生する。実際のひずみ分布はこれらを重ね合わせたもの(内管①+②)となり、張力増分20tfに対して、内管中央部で11.1tfの引張り力、端部で8.9tfの

圧縮力を受け、押さえブロックには張力増分より低減された8.9tfの反力が作用することになる。一方、(2.5E)の状態では端部圧縮ひずみが $636\mu$ 、反力が48.9tfとなる。

両者とも引張りひずみについては、ほぼ実測値と同じ傾向が得られる。しかし、圧縮ひずみについては、実測値より大きな値となる。この差は、内管と外管の間の摩擦によるものと考えられ、試験で確認された摩擦抵抗力35tfを考慮することにより、圧縮ひずみも実測値と同程度の結果が得られることが分かる。

#### 5.6 ま と め

本試験において、「押さえブロック方式」のサドル定着装置に関して得られた結果を以下に示す。

- ① 本サドル構造に高強度セメントグラウトを用いた場合、設計上の付着性能を満足した。
- ② アンカーボルトの引抜き耐力は、主塔コンクリートに群定着を行う場合にも設計上の付着力を満足した。
- ③ サドル構造の張力伝達挙動を、斜材・グラウト・内管を簡易なばねモデルに置き換えて推定できた。
- ④ 張力差の伝達機能は設計張力差が働く場合に健全であり、斜材耐力の90%の張力が作用してもサドル定着装置には有害な変形や損傷が認められず、十分な耐荷性を有していた。

以上、今回の試験で「押さえブロック方式」サドル定着装

置の性能が確認できた。また、施工性についても改善課題を抽出し、実橋で使用される装置の製作に反映した。

## 6. おわりに

現在、三谷川第二橋(PC上部工)工事は、来春の完成を目標に張出し施工中である。施工では、省力化と急速施工を図るためにプレハブ鉄筋の採用を行っている。今後は、施工および安全管理に留意しながら工事の進捗に努め、徳島自動車道の早期供用を目指したいと考えている。

最後に、本橋の計画・設計にあたりご指導・ご助言をいただいた関係各位に深く感謝の意を表する次第である。

#### 参 考 文 献

- 1) 木水・松井・春日：小田原港橋におけるサドル構造に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol.36，No.5，pp.7～14，1994
- 2) 宮崎・森藤・古賀・前田・野永：北陸新幹線 屋代南・屋代北橋梁の斜材主塔部固定構造(貫通固定式)の実物大試験について，プレストレストコンクリート，Vol.36，No.5，pp.54～63，1994
- 3) F・レオンハルト：レオンハルトのコンクリート講座①，⑤，鹿島出版会
- 4) 飯東・花田・西村・大石：三谷川第二橋の計画と設計(その1)，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，Vol.8，pp.551～556，1998.10
- 5) 望月・安藤・北野・劉：三谷川第二橋の計画と設計(その2)，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，Vol.8，pp.557～561，1998.10

【1998年11月17日受付】