

## 士狩大橋の計画と設計

渡邊 政義<sup>\*1</sup>・戸松 義博<sup>\*2</sup>・花田 真吉<sup>\*3</sup>・梅木 宏也<sup>\*4</sup>

### 1. はじめに

帯広・広尾自動車道は、北海道横断自動車道の帯広市近郊から分岐し、帯広空港を経由しながら道東太平洋側の重要港湾十勝港を有する広尾町までを結ぶ延長 80 km の高規格幹線道路である。

そのうち、士狩大橋は当道路が一級河川十勝川を渡河する地点に計画された橋梁で、橋長 610 m、最大支間 140 m を有する大偏心外ケーブル方式（エクストラード）PC 5 径間連続箱桁橋である。

本形式は PC ケーブルを桁高以上に大きく偏心させて効率的なプレストレスを与えることが可能であり、通常の桁橋に比べ桁高を低くすることが可能となる。また、斜張橋と桁橋との中間的な構造特性を有することから、

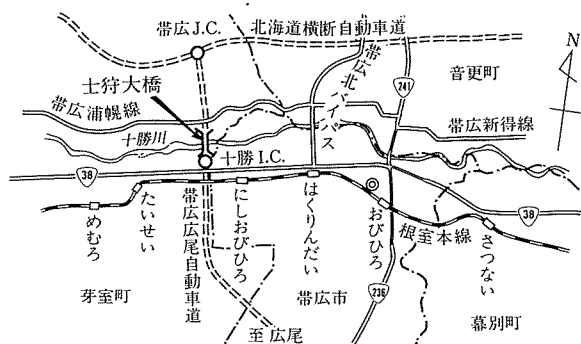


図-1 位置図

最大支間が 100 m～200 m 程度の橋梁においては経済的にも有利な形式となる。

今回は士狩大橋の計画概要および、その設計上の課題を解決するため設置した技術検討委員会での審議内容のうち実施設計に関係する項目について報告する。

### 2. 計画概要

#### 2.1 構造諸元

路線名：帯広・広尾自動車道 帯広川西道路

道路規格：第1種第2級B規格

設計荷重：B活荷重

構造形式：大偏心外ケーブル方式 PC 5 径間連続箱桁橋

橋長： $L=610.0$  m

幅員： $W=22.0$  m

縦断勾配：1.0%

横断勾配：2.0%

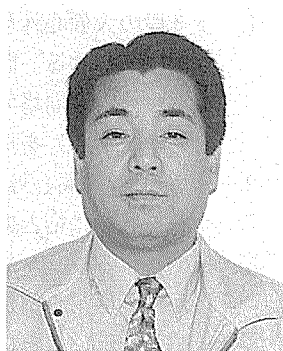
平面線形： $R=\infty$

#### 2.2 橋長・支間割り

橋長は、河川および堤防が交差物件となり、橋台を堤内地に設置した結果、 $L=610.0$  m と決定した。また、支間割りは、基準径間長、護岸工からの離れ、および計画低水路内に設置する橋脚数（1基のみ可能）等の河川条件を満足できる位置を選定した中から比較検討を行った結果、5 径間（95+3@140+95）に決定した。



\*1 Masayoshi WATANABE  
北海道開発局帯広開発建設部  
帯広道路事務所  
第2工事課 課長



\*2 Yoshihiro TOMATSU  
北海道開発局帯広開発建設部  
帯広道路事務所  
第2工事課 第1建設係長



\*3 Shinkichi HANADA  
北海道開発コンサルタント(株)  
橋梁部  
技師長



\*4 Hiroya UMEKI  
北海道開発コンサルタント(株)  
橋梁部

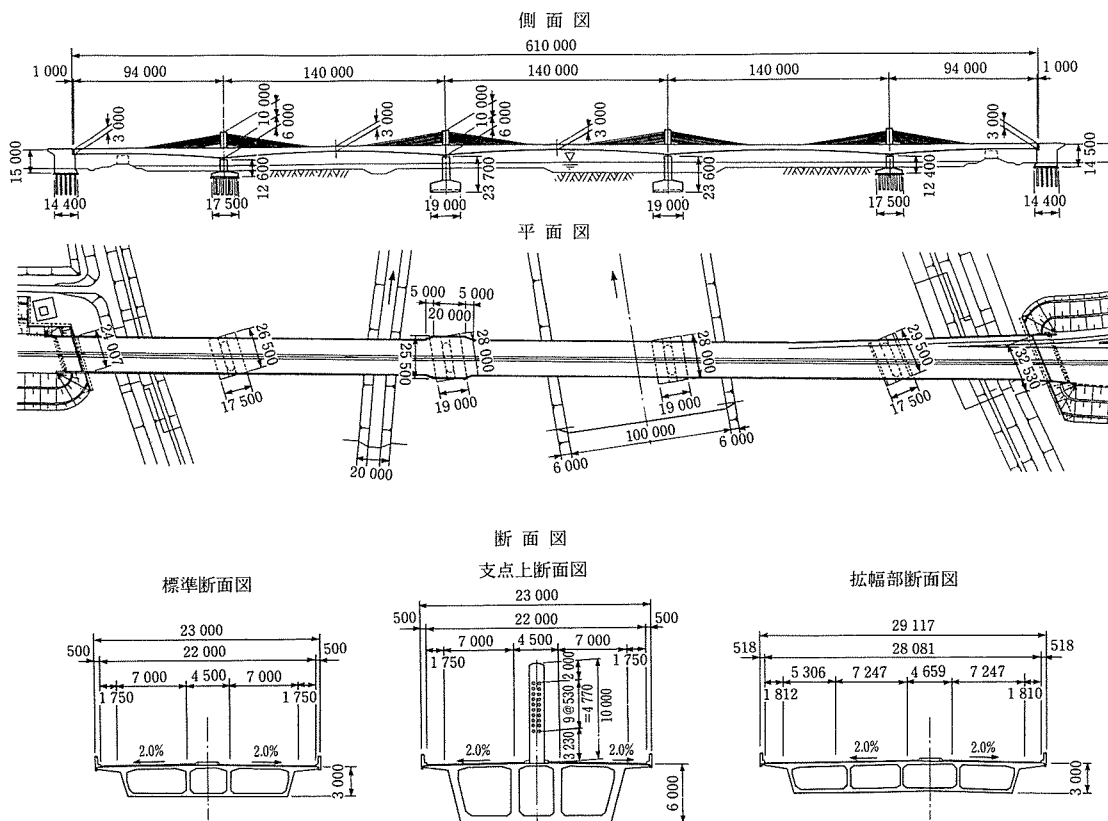


図-2 一般図

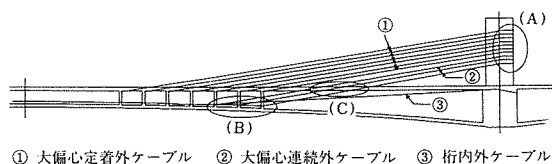


図-3 土狩大橋の大偏心外ケーブル配置

### 2.3 上部工形式

高速での走行性を考慮し、多径間連続桁を基本とした。

以下の3橋種（①大偏心外ケーブル方式 PC 5 径間連続箱桁橋、②PC 5 径間連続箱桁橋、③鋼 5 径間連続鋼床版箱桁橋）について比較検討を行った結果、総合的に優れた①大偏心外ケーブル方式 PC 5 径間連続箱桁橋に決定した。

決定根拠を以下に示す。

- ・ 経済性に優れる。
- ・ 橋台上の桁高を低くできるため、本線縦断線形、IC の幾何構造の改善が図れ、用地面積の縮小により周辺土地利用への影響が最小限にできる。
- ・ シンボリックな景観を持ち、IC 付近のランドマークとしても優れる。

### 2.4 下部工形式

橋台は構造高が A 1 橋台が 15.0 m、A 2 橋台が 14.5

m となり箱式橋台とし、橋脚は河道内に設置するため小判型の壁式橋脚とした。

### 2.5 基礎形式

橋台および高水敷の橋脚の基礎形式は、施工性、経済性に優れる杭基礎とし、低水路の橋脚は、施工条件からニューマチックケーソン工法による直接基礎とした。

## 3. 土狩大橋技術検討委員会

### 3.1 土狩大橋の構造的特徴

土狩大橋は他のエクストラドロード橋に比べ、以下に示すような特徴を有している。

- ① 下 3 段の大偏心外ケーブルは主塔（土狩大橋では偏向塔と称する）間を桁内のデビエーターにより偏向させて偏向塔で定着する形式（以下大偏心連続外ケーブル）を採用
- ② 上 7 段の大偏心外ケーブル（以下大偏心定着外ケーブル）は桁と偏向塔で定着させる形式を採用
- ③ 拡幅によるウェブ数の変化を伴う広幅員の斜角構造物かつ 1 面吊り構造
- ④ 橋脚高が低いことによる水平力分散散を用いた連続桁形式を採用

さらに、大偏心方式の外ケーブルの設計は通常の外ケーブルよりも張力変動が大きく、設計当初において国

内唯一の外ケーブル構造の基準となっていた「外ケーブル方式の設計・施工ガイドライン（高速道路調査会）」の適用範囲外であったことや、大偏心連続外ケーブルのデビエーター部でのすべりによる疲労の影響も設計を進めるうえでの重要な項目であった。

土狩大橋で用いる外ケーブルの構造特性（設計値）を表-1に示す。

表-1 土狩大橋の外ケーブルの特性

	①定着ケーブル	②連続ケーブル		③桁内外ケーブル
	(A)	(B)	(C)	(B)
ケーブル曲げ半径	4.0 m	3.0 m	8.0 m	3.0 m
軸応力変動 (kgf/mm <sup>2</sup> )	4.5	1.9		0.5
偏曲部ずれ量	—	5.1 mm		—

### 3.2 委員会検討項目

土狩大橋では、上述した様々な構造的特徴やそれらに起因する技術的問題等を検討するために技術検討委員会（委員長：角田與史雄北海道大学教授）を設置した。

委員会で審議される検討項目を表-2に示す。

表-2 土狩大橋技術検討委員会検討項目

検討項目	検討方法
1 外ケーブルの許容応力度の設定	曲げ部の疲労試験
2 外ケーブルの最小曲げ半径の設定	
3 断面力の算出	完成系3次元FEM解析
4 終局耐力の照査	非線形解析
5 耐震設計	応答スペクトル法による動的解析
6 定着部及び偏向部の構造と補強	部分立体モデルによるFEM解析
7 偏向塔主桁連結部の構造と補強	平面モデルによるFEM解析
8 施工時の柱頭部補強	架設系3次元FEM解析
9 ケーブル制振対策	ケーブルの固有値解析
10 計測計画	

現在までの3度の開催により、設計に関係する項目の1~8までが審議終了している。

## 4. 曲げ部の疲労試験

ケーブルの疲労特性には鋼材の応力度と曲げ半径の双方が大きく影響するため、定着部、偏向部に着目した2種類のケーブルの疲労試験を行うことによって、その安全性を確認するとともにその結果を総合的に判断した許容応力度、曲げ半径の設定を行うこととした。以下に2種類の試験の概要および载荷条件を示す。ただし、応力振幅は両試験とも5 kgf/mm<sup>2</sup>とし、また、試験2のずれ量はトラック荷重に相当するp1荷重によるずれ量と

疲労試験機の能力を考慮して1.4 mmとした。

試験1：偏向塔定着部 (R=4.0 m) に着目した軸方向引張力の変動により、曲げ部に生じるフレッチング疲労に対する安全性の確認を行う。

試験2：主桁内偏向部 (R=3.0 m) に着目したずれの可能性を考慮したフレッチング疲労に対する安全性の確認を行う。

安全性を確認する評価方法<sup>1)</sup>は以下の2点により行った。

- ① 200万回の繰返し载荷で全素線本数の2%破断(3本)以下であること。
- ② 疲労試験後の静的载荷試験で規格降伏荷重の95%以上の強度を有すること。

表-4に疲労試験結果を示す。試験2では計画したずれ量より小さな値となったが、これは当初正確に予測できなかった摩擦の影響がためたものであるが、上述した評価方法①および②は十分満足しているため、詳細設計においてはPC鋼材の許容応力度0.6σ<sub>pu</sub>、最小曲げ半径3.0 mを用いて行うこととした。

表-3 载荷条件

	試験1	試験2
PC鋼材張力	上限値σ <sub>pmax</sub> =119 kgf/mm <sup>2</sup> (0.63σ <sub>pu</sub> ) 下限値σ <sub>pmin</sub> =114 kgf/mm <sup>2</sup> (0.60σ <sub>pu</sub> )	
曲げ半径	4.0 m	3.0 m
応力振幅	Δσ <sub>p</sub> =5 kgf/mm <sup>2</sup>	Δσ <sub>p</sub> =5 kgf/mm <sup>2</sup>
ずれ量	—	1.4 mm (0.05 mm)*
载荷振動数	0.6 Hz	0.6 Hz
载荷回数	200万回(300万回)*	200万回(300万回)*

(\*)の値は実際に行った値

表-4 試験結果

	試験1	試験2
実際のずれ量	—	0.1 mm
破断素線本数	0本	0本
引張試験	降伏荷重の95%以上	降伏荷重の95%以上
安全性の評価	安全	安全

## 5. 完成系立体FEM解析

### 5.1 検討内容

主桁の設計は梁理論により行うが、本橋の構造的特徴から3次元挙動を把握して設計に取り入れる必要があるため、立体FEM解析を行った。挙動の確認ができる範囲で解析モデルを簡素化した結果、実際の5径間を3径間の構造にモデル化して解析を行った。

### 5.2 大偏心外ケーブル張力による軸力分布

大偏心外ケーブル張力が主桁全体まで一様に作用する

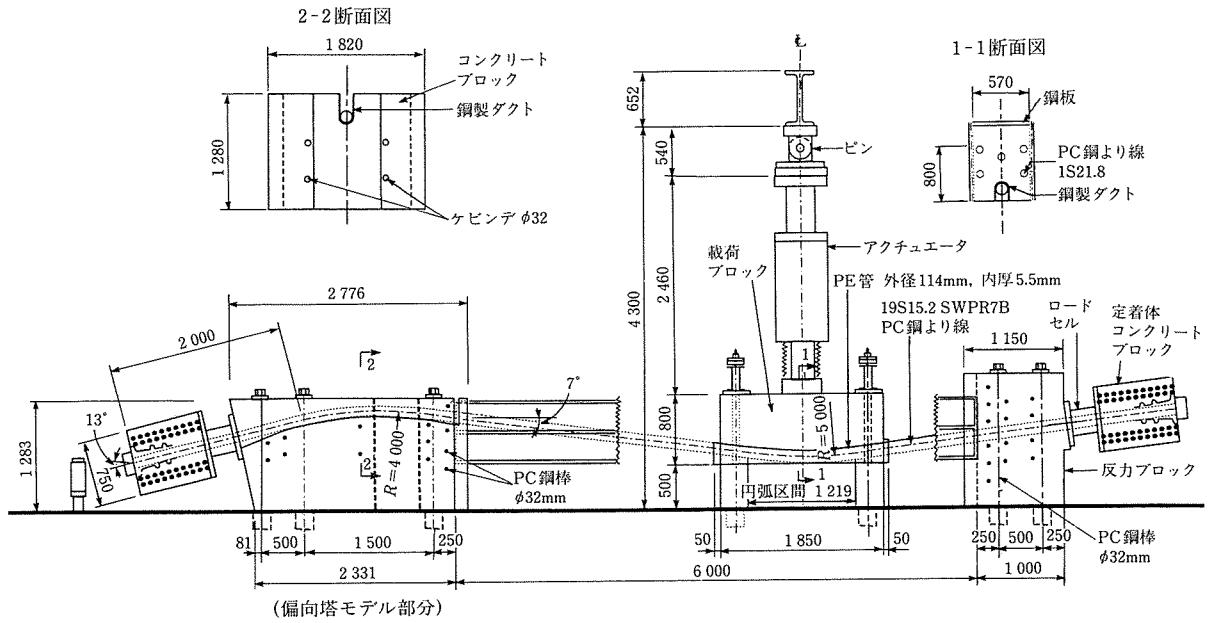


図-4 試験 1

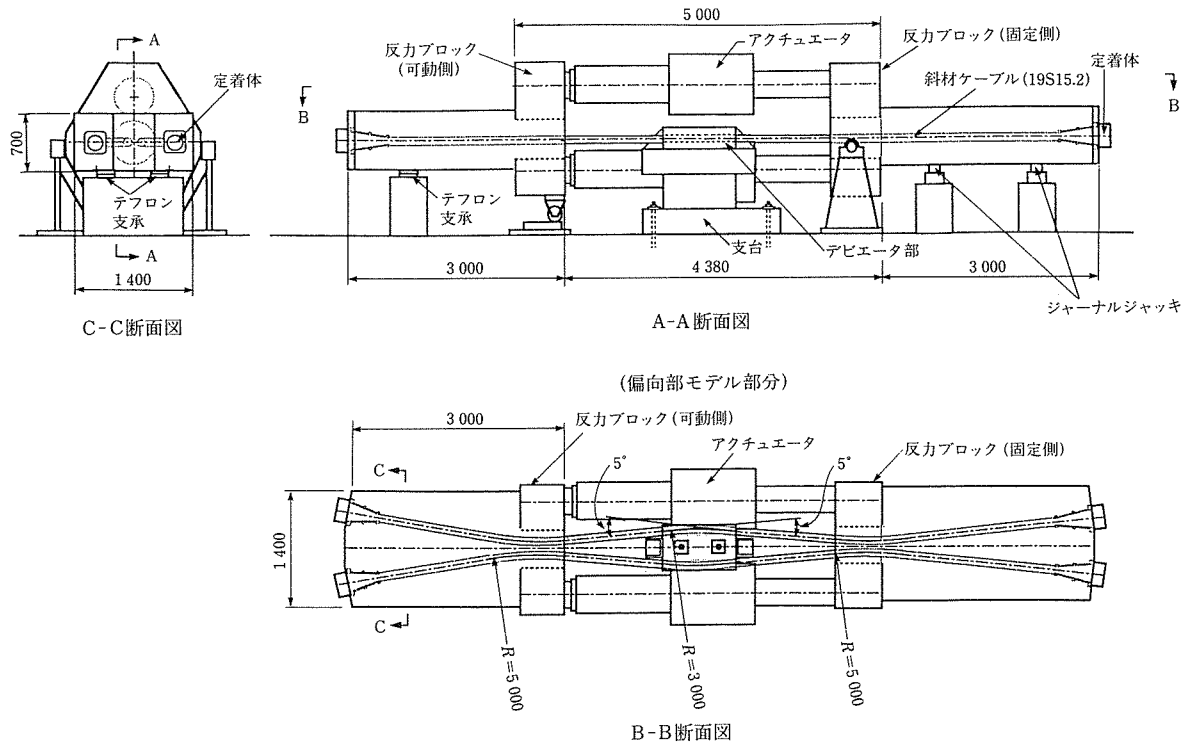


図-5 試験 2

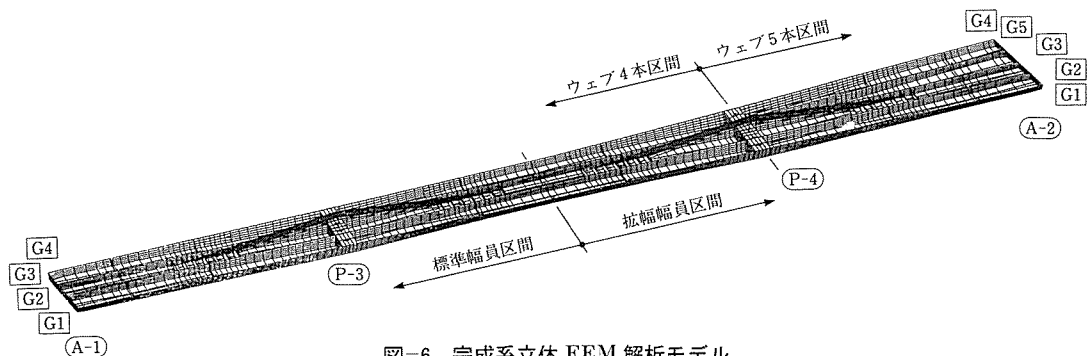


図-6 完成系立体 FEM 解析モデル

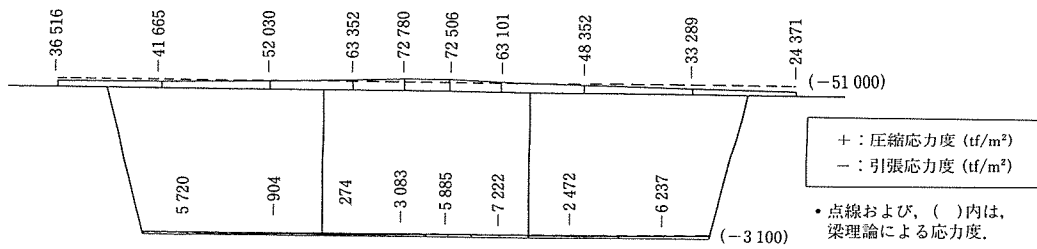


図-7 応力度の比較

有効域を求めるために、3次元 FEM モデルおよび平面骨組みモデルの両方に S 4 ケーブル 1 段分 (2 本) の張力を載荷した。図-7 にその比較図を示すが、S 6 ケーブル位置 (S 4 ケーブルから 7 m 位置) でほぼ両モデルの値が等しくなると考えられる。

### 5.3 ウェブのせん断力分担比

ウェブのせん断力分担比とは、全せん断力をウェブの厚さの違いを考慮して各ウェブに均等に作用するとしたとき (分担比=1.0) のせん断力に対しての FEM 解析結果の各ウェブのせん断力の比である。

死荷重および活荷重によるせん断力分担比解析の結果、設計においては梁理論で算出したせん断力に対して以下の割増計数  $K$  を設定した。

標準幅員部:  $K_1=1.15$

拡幅幅員部:  $K_2=1.30$

## 6. 終局荷重作用時の曲げ破壊安全度の照査

### 6.1 検討内容

外ケーブルのように付着のない緊張材は、平面保持の仮定ができないため、部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの算定にあたっては、内ケーブルと同様な取扱いができない。そのため終局荷重作用時におけるコンクリート部材の安全性を厳密に検討するためには、幾何学的非線形および材料非線形を考慮して構造系としての終局耐力を算定する必要がある。

土狩大橋の詳細設計では線形解析を基本とするが、非線形解析を用いたより厳密な解析との比較により終局耐力の評価を行うものとした。モデル化は 3 径間モデルとした。

### 6.2 解析方法

線形解析による破壊抵抗曲げモーメントの算出方法として、①部材評価法、②換算内力載荷法があるが、両方法の検討を行った結果、各ケースでの差はみられないことから①部材評価法を採用した。

非線形解析方法はファイバーモデルを用いた平面解析を行った。道路橋示方書<sup>2)</sup> (以下、道示) に示される 3 種類の荷重組合せに対して表-5 の下線部の係数を破壊が生じる (コンクリートの圧縮ひずみが  $3500\mu$ ) まで逐

表-5 荷重組合せ

組合せ No.	荷重の組合せ式	備 考
1	$1.7 (D+L)+1.0 P_{re}$	D: 死荷重
2	$1.0 D+2.5 L+1.0 P_{re}$	L: 活荷重+衝撃
3	$1.3 D+2.5 L+1.0 P_{re}$	$P_{re}$ : プレストレス 2 次力

次増分して非線形解析を行った。着目断面および活荷重載荷ケースを図-8 に示す。

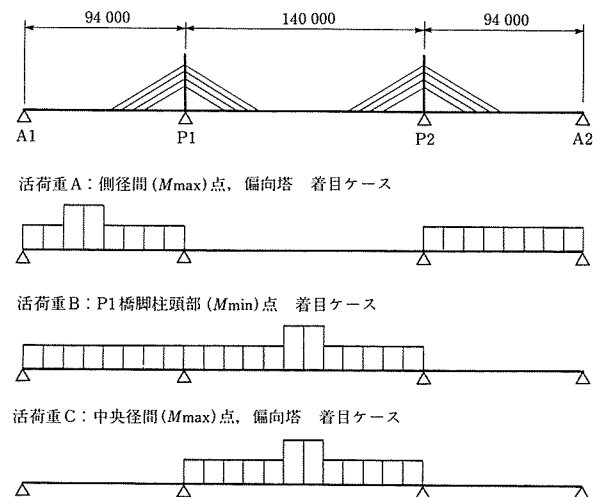


図-8 載荷ケース

### 6.3 解析結果

表-6 に解析結果を示すが、すべてのケースにおいて破壊時の荷重係数  $\alpha$  は、道示に示される組合せ係数を超えており、道示の終局荷重作用時の曲げ破壊安全度を満たしている。表-7 に荷重係数  $\alpha$  の最も小さな組合せ 1 の主要解析結果を示す。

表-6 解析結果

	組合せ 1 $\alpha (D+L)$		組合せ 2 $1.0 D+\alpha L$		組合せ 3 $1.3 D+\alpha L$	
	$\alpha$	破壊断面	$\alpha$	破壊断面	$\alpha$	破壊断面
活荷重 A	2.18	( 3)	2.18	( 6)	2.18	( 6)
活荷重 B	2.27	(36)	2.27	(67)	2.27	(67)
活荷重 C	2.29	(36)	2.29	( 9)	2.29	(67)

表-7 組合せ1  $\alpha (D+L)$  の主要解析結果

ケース	破壊時の荷重係数	破壊断面	破壊断面曲げモーメント	
			終局荷重作用時	破壊荷重作用時
活荷重 A	2.18	側径間 3	16 883	20 312
活荷重 B	2.27	P 1 柱頭部 36	-144 410	-173 530
活荷重 C	2.29	P 1 柱頭部 36	-131 070	-176 520

終局荷重作用時：道示に示される荷重の組合せ載荷時

以上から、非線形解析を考慮した解析によると、線形解析の結果に比べ、曲げ破壊安全度には余裕があることがわかる。したがって、本橋においては線形解析による曲げ破壊安全度の照査を行っておけば安全側の照査を行っているといえる。

### 7. 動的解析

架橋位置が北海道でも有数の地震地帯であることや、士狩大橋が国内でも前例のない外ケーブル方式を有していることから、震度法レベルでの動的解析を行って構造物に過大な断面力および変形が生じないことを確認した。

解析に用いた入力地震動は、水平方向に道示による加速度応答スペクトルを用い、鉛直方向は水平方向の加速度応答スペクトルの 1/2 を用いている。

固有値解析の結果を表-8 に、橋軸方向 1 次のモード図を図-9 に示す。

表-8 固有値解析結果

モード次数	橋軸方向		直角方向	
	固有周期	モード減衰定数	固有周期	モード減衰定数
1	2.236	0.058	0.568	0.027
2	2.189	0.030	0.460	0.020
3	1.529	0.029	0.421	0.013

主要点の最大応答値を表-9 に示すが、過大な断面力は発生しなかった。問題として想定された大偏心外ケーブルの張力も 3 kgf/mm<sup>2</sup> 程度しか発生せず特に弱点となる部分はなかった。また、変位については沓に生じる変位が支配的であり、桁全体が移動する 1 次モードが卓越していた。これは、桁高が比較的高いことと、沓を有

表-9 主要点の最大応答値

部	材	最大応答値		
		橋軸方向	鉛直方向	
主桁水平変位 (mm)		1	171	
		192	182	
偏向塔天端水平変位 (mm)	P 1	500	176	8
	P 2	520	176	3
	P 3	540	181	3
	P 4	560	185	6
主桁曲げモーメント (tfm)	第 1 径間	7-401	1 409	4 060
	P 1 支点上	38-31	4 537	12 812
	第 2 径間中央	68-54	1 319	3 009
	P 2 支点上	98-77	4 155	12 384
	第 3 径間中央	128-100	1 264	3 134
	P 3 支点上	158-123	3 172	12 330
	第 4 径間中央	188-146	1 051	2 995
	P 4 支点上	218-169	5 116	13 297
	第 5 径間	238-454	2 567	4 236
	偏向塔基部曲げモーメント (tfm)	P 1	309-509	131
P 2		329-529	137	126
P 3		349-549	163	117
P 4		369-569	165	290
大偏心定着外ケーブル張力 (tf)	P 1 L 側		3.6	3.8
	R 側		1.1	6.7
	P 2 L 側		3.3	4.6
	R 側		1.1	5.3
	P 3 L 側		2.9	5.2
	R 側		1.5	4.7
	P 4 L 側		3.7	6.2
	R 側		1.5	3.5
大偏心連続外ケーブル張力 (tf)	A 1~P 1		3.8	7.8
	P 1~P 2		5.2	6.3
	P 2~P 3		4.3	6.7
	P 3~P 4		5.2	6.6
	P 4~A 2		4.9	6.7
桁内外ケーブル			4.7	6.8

していることから通常の桁橋に近い特性を示したと思われる。

### 8. 定着部および偏向部の FEM 解析

開口部を有する壁状構造となる隔壁部では大偏心外ケーブルが上床版との結合部直下で定着され、大偏心連続外ケーブルおよび桁内外ケーブルがデビエーター部で偏向されている。図-10 に示す部分立体モデル（半断面）による立体 FEM 解析を行って、以下の 3 ケースの荷重を考えて隔壁部の応力伝達状況の把握および補強の検討を行った。局所的な応力集中を除けば大きな引張応



図-9 橋軸方向 1 次モード図

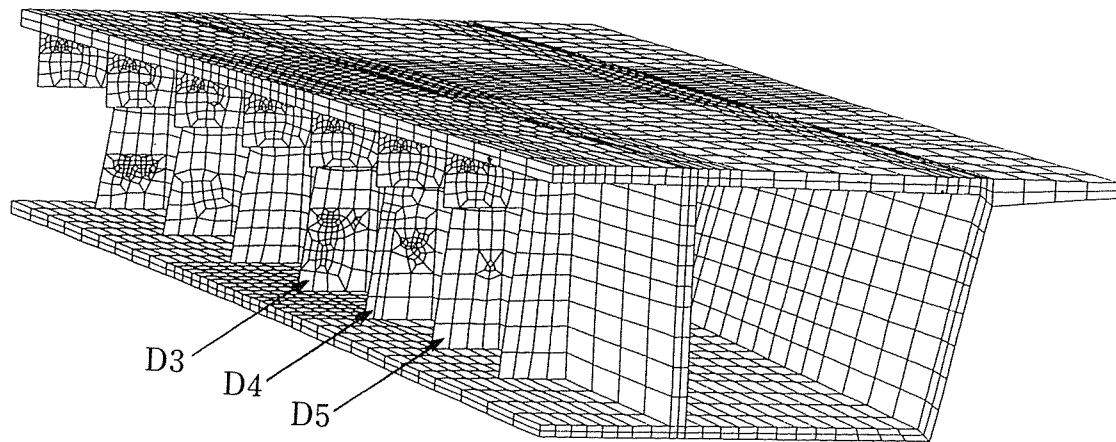


図-10 FEM 解析モデル

力は発生しておらず、鉄筋による補強で対応した。

- ① 大偏心定着外ケーブル緊張時の D 3 隔壁定着部
- ② 大偏心連続外ケーブル緊張時の D 4 隔壁部
- ③ 桁内外ケーブル緊張時の D 3 隔壁部

## 9. おわりに

今回実施した外ケーブルのフレッチング疲労試験は世界的にも事例が少なく、その意義は大きいと思われる。今後機会があればその試験結果の詳細、さらに、来春から本格化する上部工事の施工状況等について報告したいと考える。

なお本橋の設計に当たりご指導ご検討をいただいている「土狩大橋技術検討委員会」の委員各位ならびに関係者の皆様に厚くお礼申し上げます。

## 参 考 文 献

- 1) Post-Tensioning Institute Committee on Cable-Stayed Bridges : Recommendations for Stay Cable Design, Testing and Installation, August, 1993
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，1995. 2

【1996年12月19日受付】