

稲庭橋(フレキシブル橋脚を有する連続桁)の設計

西山 富男¹⁾ 亀尾順一郎²⁾

近年、山岳部の急峻な地形部の空間を架ける高架橋が多い。稲庭橋は、最大橋脚高さ46mのフレキシブル橋脚を有する、3径間および4径間連続鋼板桁橋である。本形式は、上部工の水平力のほかに、下部工の水平力も上部工に分担させ、橋台に集中させることにより、力学的に有利になり、美観上も構造的な機能美を有するものである。しかし、通常の連続桁形式に比べ、設計、製作あるいは架設について検討すべき点が多いものである。

ま え が き

東北自動車道八戸線は、東北自動車道安代ジャンクションから、岩手県北部を横断し、青森県八戸市に至る延長68kmの高速道路である。すでに開通している一戸～八戸間(41km)に、当工事の安代～一戸間(27km)が接続して、八戸線は完成する(図-1参照)。

安代～一戸間は、集落地、耕地、神社および環境保全地区などを極力避けて、丘陵地や山岳部の急峻な地形部に計画されているため、高橋脚で施工される長大橋が多い。

稲庭橋は、安代～一戸間の一部をなし、浄法寺町に位置する。架橋地点は、山岳部の急峻な地形である。また県道に近接したところであり、県道からの見通しのよい位置であることから、橋梁全体の景観に対する配慮も要求された。

本橋は、景観性の他に、経済性、構造的、耐震性を考慮した、フレキシブル橋脚を有する、3径間および4径間連続鋼板桁橋である。

本橋は、昭和61年12月に、日本道路公団仙台建設局より発注され、平成元年8月に完成した。

本文は、稲庭橋の設計の概要について、報告するものである。



図-1 位置図

1) 東京橋梁工事事務所 計画課副課長 2) 東京橋梁技術部 設計課係長

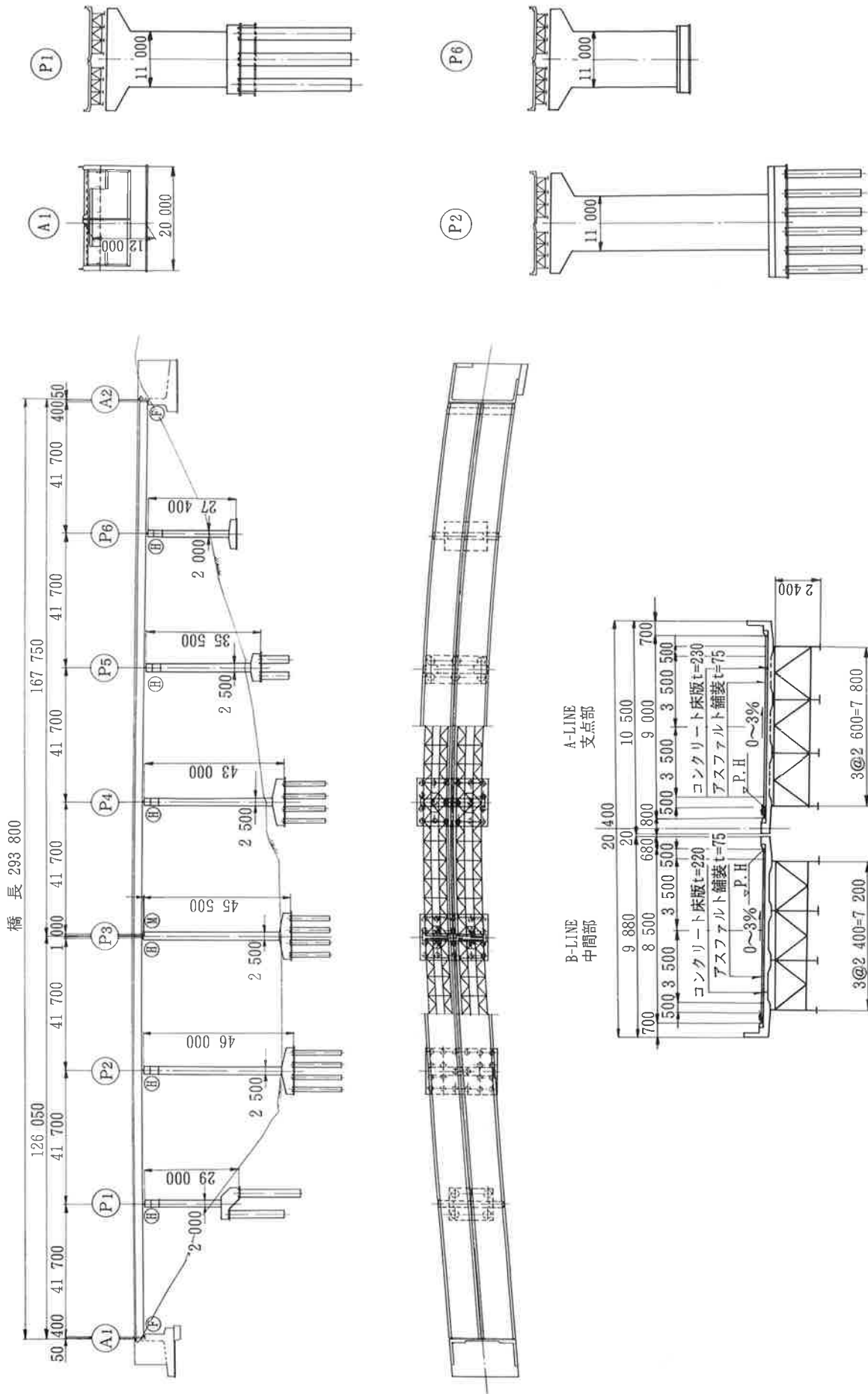


図-2 一般図

1. 工事概要

本工事の概要を以下に示す。また一般図を図-2に示す。

工事名	東北自動車道 稲庭橋(鋼上部工)工事
路線名	東北縦貫自動車道 八戸線
工事箇所	岩手県二戸郡浄法寺町大字駒ヶ嶺
道路規格	1種3級B
橋格	1等橋(TL-20, TT43)
構造形式	鋼3径間および鋼4径間連続鈹桁
橋長	293.8m
桁長	125.9m, 167.6m
支間長	3@41.7m, 4@41.7m
有効幅員	上り線:9.0m 下り線:8.5m
床版	鉄筋コンクリート床版 床版厚 上り線:23cm 下り線:22cm
舗装	アスファルト舗装 t=7.5cm
設計震度	橋軸方向 Kh=0.18 直角方向 Kh=0.25
主要鋼材	寒冷地仕様による SM41, SM53B HTB M22 (F10T)
鋼重	主構造:1091t 付属物:163t 合計:1254t

2. 線形条件

本橋の線形条件を以下に示す。

平面線形	直線~クロソイド曲線(A=400)~ 円曲線(R=900m)
縦断勾配	2.85%~-1.33% 縦断曲線(VCR=9600m)
横断勾配	0.00%~3.00% 片勾配
橋脚配置	上記の平面線形に対してP4橋脚を法 線方向、他の橋脚、橋台は全てP4橋脚 と平行に設置
桁配置	主桁は中間支点上で折れた支点折れ 直線桁、対傾構は橋脚に平行に配置

横断勾配は上記のとおりであるが、勾配の高い側には2%の路肩折れを設けてある。

3. 構造の特徴

稲庭橋は、上下線分離構造である。上部構造形式は、3径間および4径間連続鈹桁橋で、上下線同一支間構成である。下部構造形式は、橋台およびP6橋脚

が直接基礎、P1およびP5橋脚が深礎基礎、その他のP2~P4橋脚は場所打ち杭基礎である。躯体形式は、橋台がL式、橋脚が上下線一体の壁式構造である。

橋脚高さは、最大46mで、基礎の変形を考慮した橋軸直角方向の固有周期は、0.947SECである。日本道路公団では、フレキシブル橋脚は、橋脚高15m以上で、比較的たわみやすい長周期($T > 0.5\text{SEC}$)の構造系、と設計要領に定義されているが、本橋脚はこれに該当する。

本橋は、橋脚上で水平力を固定された多点ヒンジ構造で、3径間および4径間連続桁とも、橋台で固定された立体構造系である。したがって、設計するにあたり、通常の連続桁とは違い、次の点を考慮しなければならない。

- ① 橋軸方向の地震力および温度変化による水平力を設計荷重として考慮
 - ② 橋軸直角方向の橋脚のバネ効果を考慮した横荷重の計算。(最大橋脚高20m以上で、かつ橋脚高の差が10m以上の場合、橋脚の形式が異なり剛性の差が大きい場合など、横荷重の再分配が生じる)
 - ③ 常時、架設時のヒンジ沓に生じる、水平拘束力の検討
 - ④ 平面線形が、 $R=900\text{m}$ の曲線であることから、P3上可動沓の移動方向の検討
 - ⑤ P3上の伸縮桁長が293mと、大伸縮量を有することから、伸縮装置の断面形状の検討
- 以下、検討したこれらの項目の概要を述べる。

4. 主桁に作用する橋軸方向水平力

(1) 主桁断面決定

本橋はフレキシブル橋脚上にヒンジ沓を有する連続桁であるため、地震力および温度変化により橋軸方向の水平力が主桁に作用する。このため主桁断面決定にあたっては、通常の断面力の他に、これらの橋軸方向水平力を考慮する必要がある。具体的な断面決定は次の手順で行った。

- ① 格子計算結果による曲げモーメント、せん断力により主桁断面を決定する。
- ② 主桁に作用する下部構造による地震力を計算する。地震力は各橋脚の梁および柱の3/8に水平震度を乗じたものを、径間ごとに累積してゆく(図-3参照)。
- ③ 上部工の温度変化による水平力は上部工の伸びと、橋脚を片持ち梁としての上端でのたわみ量より計算される。
- ④ 主桁断面変化位置における地震時および温度変化による水平力を求める。
- ⑤ この水平力は、主桁の下フランジと、ウェブの1/3でもつものと仮定し応力度を算出する。

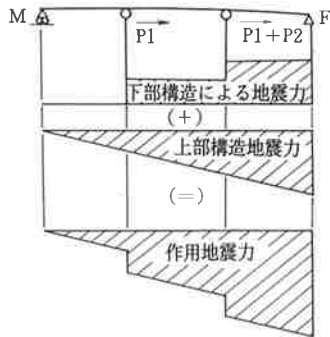


図-3 上部工に作用する地震力

⑥ 断面決定時の応力度に、水平力による応力度をたしあわせて、断面照査を行う。この際、許容応力度の割り増しは、組み合わせに応じて温度変化時、地震時の割り増し係数を用いる。

計算例を表-1に示す。表中の断面番号①,⑤,⑨,⑩が許容応力を満足していないため、水平力に対する断面補強が必要である。これらの断面は、図-4から分かるように、支点付近あるいは応力交番部の断面

である。

以上の検討を各主桁について行った。この方法で決定した断面と、主桁のウェブ、フランジは全断面有効と考え、道示3.3による軸方向力と曲げを受ける断面として決定した断面が、ほぼ一致することは、別途検討を行い確認できた。

(2) 固定端付近の補強

橋台上の固定支承部には、地震時の上部工水平力の他に、全てのヒンジ橋脚から、柱の3/8と梁の重量に設計水平震度を乗じた下部工水平力が、主桁を通じて伝わり、大きな水平力が生じる。

固定端近傍の主桁には、支承位置の水平力により、常時荷重では発生しない負の曲げモーメントが発生する。そのため固定端付近の負の曲げモーメントに対し、垂直補剛材間隔の照査を行い、必要な箇所は下段にも水平補剛材を配置した。また、ソールプレート上のウェブの座屈を防ぐため、支点上垂直補剛材の他に補強リブを設けた。

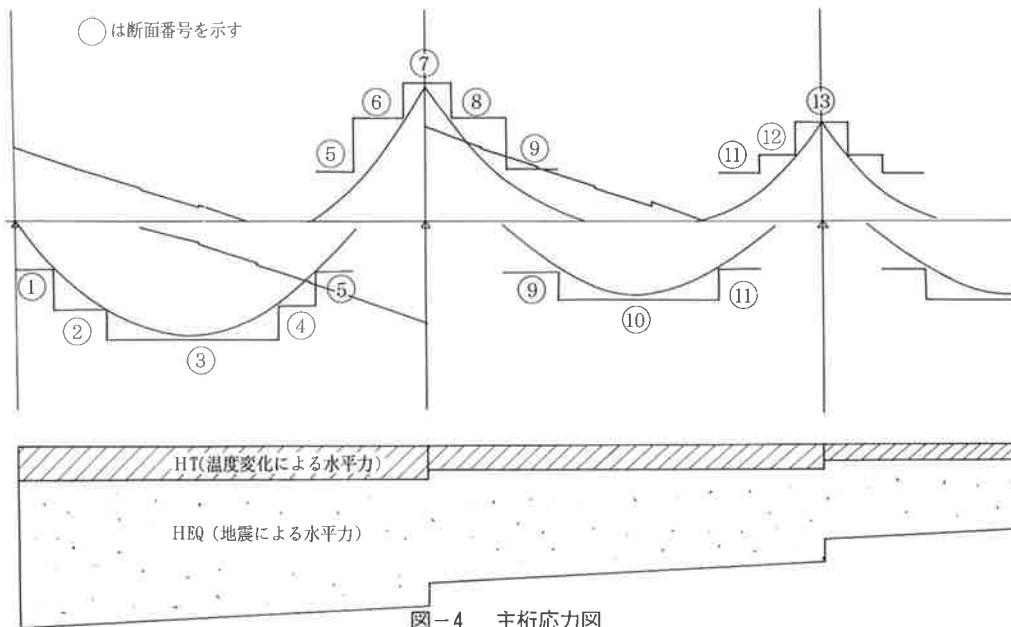


図-4 主桁応力図

表-1 橋軸方向水平力による断面照査

		① R	① L	②	③	④	⑤ R	⑤ L	⑥	⑦	⑧	⑨ R	⑨ L	⑩	⑪ R	⑪ L	⑫	⑬
水 平 力 (T)	HT	35.3	35.3	35.3	35.3	35.3	35.3	35.3	35.3	35.3	27.2	27.2	27.2	27.2	27.2	27.2	27.2	27.2
	HEQ	156.2	154.2	151.8	147.4	142.9	140.8	138.0	136.0	134.8	118.4	115.4	112.8	108.4	103.9	101.7	99.8	98.4
断 面 積 (Kg/cm ²)	AW/3	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0
	AF	36.0	36.0	54.4	85.8	49.0	48.0	48.0	105.6	142.8	105.6	60.8	60.8	85.5	36.0	36.0	94.0	140.0
	ΣA	116.0	116.0	134.4	165.8	129.6	128.0	128.0	185.6	222.8	185.6	140.8	140.8	165.5	116.0	116.0	174.6	220.0
応 力 度 (Kg/cm ²)	σT	304	304	263	213	272	276	276	190	158	147	193	193	164	234	234	156	124
	σEQ	1347	1329	1129	889	1103	1100	1081	733	605	638	820	801	655	896	877	572	447
	σO	0	1357	2087	2029	2026	1277	-900	-1632	-1713	-1628	-971	1095	1301	1305	-854	-1137	-1239
	σD	0	770	1197	1154	1013	453	-348	-1057	-1133	-1045	-414	293	554	409	-254	-613	-721
組	(σO+σT)/1.15	-265	1445	2043	1919	1999	1350	-1022	-1585	-1627	-1543	-1012	1120	1274	1339	-947	-1124	-1185
合	(σD+σT+σEQ)/1.70	-971	1414	1523	1327	1405	1076	-1003	-1165	-1116	-1076	-839	757	808	905	-803	-788	-760
許 容 応 力 度 (Kg/cm ²)		-908	1400	2100	2100	2100	1400	-949	-1698	-1740	-1698	-1010	1400	1400	1400	-908	-1164	-1253
許 容 応 力 の 予 裕	<	643	-45	57	151	101	50	-73	113	113	155	-2	280	126	61	-39	40	68
	>	-63	-14	577	773	695	324	-54	533	624	622	171	643	592	495	105	375	493

σ : 温度変化による応力度 σ : 死荷重+活荷重による応力度
 σEQ : 地震による応力度 σO : 死荷重による応力度

5. 横荷重の解析

本橋は、最大橋脚高20m以上で、かつ、橋脚高の差が10m以上の、不等橋脚を有する連続桁であるため、横荷重の算出時には、橋脚のバネ効果を考慮した解析を行った。検討方法としては、慣用法の他に、各橋脚を1つのバネに置き換え、弾性支点を持つ連続梁としたモデルを考えた(図-5参照)。すなわち風荷重や地震荷重による水平力に対し、剛支持あるいはバネ支持された梁としての水平反力を求め、端対傾構、中間支点上対傾構、横構等の作用力とした。モデルの支点条件は次の4種類を考え、橋脚の変位を考慮したタイプ3、タイプ4のモデルには、上部工からの荷重の他に、地震時に橋脚から上部構造に付加される、下部工慣性力を載荷した。

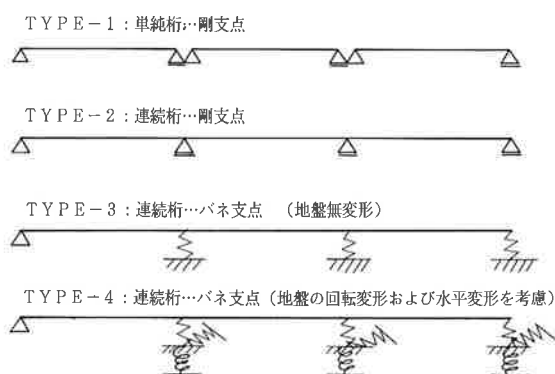


図-5 横荷重解析モデル

- タイプ1: 橋脚の変位を考慮しない剛な支承条件を持つ単純桁のモデル
- タイプ2: 橋脚の変位を考慮しない剛な支承条件を持つ連続桁のモデル
- タイプ3: 橋脚の変位を考慮した弾性支点を持つ連続桁のモデル
- タイプ4: 橋脚の変位および基礎地盤の変位を考慮した弾性支点を持つ連続桁のモデル

対傾構の設計は、こうして求めた水平反力の最大値を用い、風荷重に対しては“対傾構の組数=3台”地震荷重に対しては片効き時の安全を考慮して“2台”で分担するものとした。なお、P3橋脚上には、3径間側と4径間側の、2列の端対傾構が並ぶため、それぞれ均等に負担すると考え、1列あたりは、その1/2づつとした。支点上対傾構設計用の作用力を、A1~P3間の3径間を例に図-6に示す。

横構の設計は、横構をトラスとして支点位置に水平力を載荷した場合の部材力を、各タイプについて求め、パネルごとの最大値を設計用軸力とした。横構パネルごとの設計軸力を、BラインA1~P3間の3径間を例に図-7に示す。

単位: ton

		3 径 間 連 続 桁			
		A1 橋 台	P1 橋 脚	P2 橋 脚	P3 橋 脚
タイプ 1	CASE-1	18,160	36,320	36,320	18,160
	CASE-2	12,156	24,312	24,312	12,156
タイプ 2	CASE-1	14,528	39,953	39,951	14,527
	CASE-2	9,724	26,742	26,741	9,724
タイプ 3	CASE-1	13,557	43,757	35,256	16,390
	CASE-2	9,074	29,289	23,599	10,970
	CASE-3	-1,342	23,945	38,637	43,760
タイプ 4	CASE-1	17,787	34,714	40,654	15,806
	CASE-2	11,906	23,235	27,212	10,579
	CASE-3	0.071	13,932	30,303	36,575
最大作用力		18,160	43,757	40,654	43,760
計算作用力		18,160	43,757	40,654	21,880

- CASE-1: 上部工死荷重
- CASE-2: 上部工風荷重
- CASE-3: 下部工慣性力

上記水平力は対傾構一台あたりの作用力である

図-6 支点上対傾構水平力

単位: ton

PNL No.	タイプ1 MaxN	タイプ2 MaxN	タイプ3 MaxN	タイプ4 MaxN	設計軸力 N
1	13,035	11,494	14,404	11,575	14,404
2	9,075	7,656	10,462	7,707	10,462
3	5,808	4,720	7,225	4,700	7,225
4	3,265	5,681	4,943	6,319	6,319
5	5,798	8,726	7,414	9,254	9,254
6	9,063	12,406	10,458	12,819	12,819
7	13,053	16,565	13,981	16,880	16,880
8	13,035	15,444	13,556	19,774	19,774
9	9,075	11,413	10,316	15,501	15,501
10	5,808	8,025	7,489	11,203	11,203
11	3,265	5,441	6,795	6,904	6,904
12	5,798	8,025	9,279	6,527	9,279
13	9,063	11,413	12,245	10,824	12,245
14	13,053	15,444	15,627	15,102	15,627
15	13,035	16,272	15,156	14,523	16,272
16	9,075	12,186	11,576	10,748	12,186
17	5,808	8,572	8,441	7,426	8,572
18	3,265	5,581	5,840	4,670	5,840
19	5,798	4,638	6,250	5,466	6,250
20	9,063	7,521	9,200	8,395	9,200
21	13,053	11,289	12,815	12,082	13,053

図-7 横構部材力集計表

6. 支承部に生じる水平拘束力の影響

(1) 沓に作用する常時荷重による水平力の解析

本橋の支点条件は、4 径間連続桁の P3 上端支点を除き、すべて固定支点と考えられる。このため支点部では、主桁の活荷重たわみの影響で、常時荷重による橋軸方向の水平力が作用する。沓設計時には、地震時水平力の他に、この水平力も設計荷重として扱った。水平力の一覧を図-8に示す。水平力の算出は、主桁ウェブおよび橋脚を軸線とし、沓位置にピン結合節点をもつ平面骨組みとして解析を行った。解析モデルの剛度、断面積は、上部工では上り線、下り線合計8主桁の合計断面とし床版は無視した。下部工は各橋脚の実断面より断面諸量を求めた。

(単位 : t)

		A1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	A2	
※作用水平力 (外桁は、設計用水平力として使用する。-----G1, G4)										
A	G1	H _D	3.3	2.0	0.7	2.1	0.6	0.0	1.2	1.2
		H _{EQ}	194.9	54.9	74.1	52.1	72.1	60.4	55.8	215.9
		H _T	26.9	10.0	6.6	10.3	12.4	14.8	8.1	35.3
		H	225.1	66.9	81.4	64.5	85.1	75.2	65.1	252.4
	G2	H _D	3.3	2.0	0.7	2.1	0.6	0.0	1.2	1.2
		H _{EQ}	171.0	45.8	66.3	48.5	67.2	54.3	51.4	193.4
		H _T	26.9	10.0	6.6	10.3	12.4	14.8	8.1	35.3
		H	201.2	57.8	73.6	60.9	80.2	69.1	60.7	229.9
	G3	H _D	3.3	2.0	0.7	2.1	0.6	0.0	1.2	1.2
		H _{EQ}	166.3	44.4	63.0	48.4	60.5	49.7	44.2	175.0
		H _T	26.9	10.0	6.6	10.3	12.4	14.8	8.1	35.3
		H	196.5	56.4	70.3	60.8	73.5	64.5	53.5	211.5
G4	H _D	3.3	2.0	0.7	2.1	0.6	0.0	1.2	1.2	
	H _{EQ}	216.5	63.4	83.1	53.8	83.5	68.3	68.1	250.0	
	H _T	26.9	10.0	6.6	10.3	12.4	14.8	8.1	35.3	
	H	246.7	75.4	90.4	66.2	96.5	83.1	77.4	286.5	
Σ H		869.5	256.5	315.6	252.4	335.4	291.9	256	980.3	
Σ H/4		217.4	64.1	78.9	63.1	83.8	73.0	64.2	245.1	
※内桁用設計水平力 (G2, G3)										
内桁	H _D	3.6	2.2	0.8	2.2	0.6	0.0	1.3	1.3	
	H _{EQ}	184.7	50.8	71.1	50.2	70.3	57.3	54.3	206.2	
	H _T	29.1	11.1	7.1	10.7	13.0	15.6	8.6	37.6	
	H	217.4	64.1	78.9	63.1	83.8	73.0	64.2	245.1	

a. H_D : 常時荷重 (死荷重)
 H_{EQ} : 地震時荷重 (上部工+下部工)
 H_T : 温度変化荷重
 H : H_D + H_{EQ} + H_T
 b. 内桁設計用水平力は、全桁の平均水平力を用いる。

図-8 水平力一覧表

(2) ヒンジ沓の固定方法

一般的なプレートガーダーの場合、主桁架設後の温度変化や、床版コンクリート打設のたわみ等による主桁の回転角の影響で、沓位置での支間長が変化する。ところが本橋のような支承条件（橋台が固定で橋脚がヒンジ）の場合、主桁架設時に沓を固定すると、この動きを拘束するため、橋脚天端の変位や主桁の内部応力が生じることになる。これらの対応策としては、以下のような方法が考えられる。

- ① 架設中はヒンジ沓を可動状態にしておき、沓の固定を、床版打設完了後、標準温度時に行う。
- ② 計算上予想される変位量を、強制変位として与えておき、沓を固定する。床版打設完了後、橋脚は正規の位置となり、無応力状態になる。
- ③ 支承位置の変化による作用力を橋脚主桁に対する設計値として与え、架設完了後の内部応力として残す。

これらの方法のうち、②は架設中の強制変位量の管理が困難であること、③は内部応力の状態で断面が決定され不経済であることから、今回は①の方法を採用した。ヒンジ沓の下沓をベース部で上下に分割し、スライド可能な構造とした（図-9参照）。架設中は可動沓と同様に取り扱い、すべての架設が完了した後に、スライド部を溶接で固定することにより、正確かつ安全に施工できた。ヒンジ沓の架設フローチャートを図-10に示す。

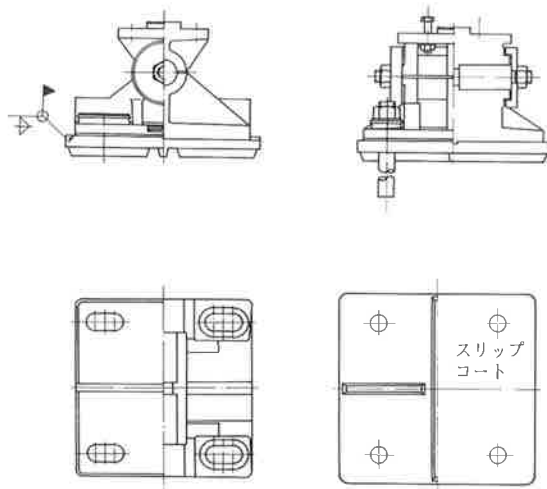


図-9 ヒンジ沓

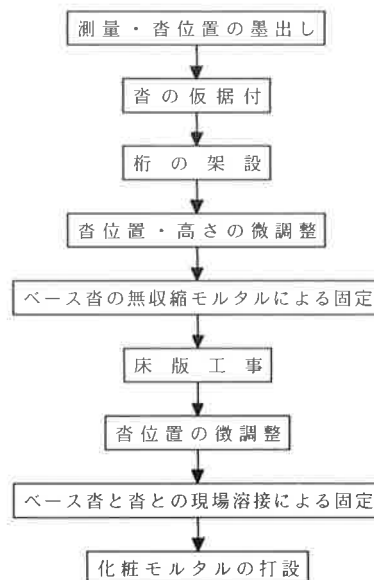


図-10 ヒンジ沓の架設フローチャート

7. P3上可動沓の移動方向

本橋は、フレキシブル橋脚上にヒンジ沓を有する連続桁であるため、可動沓の移動方向は、桁の伸縮方向の他に、脚の変位方向の影響も受ける。P3橋脚上には、3径間連続桁のヒンジ沓と4径間連続桁の可動沓があり、3径間連続桁の伸縮時には、P3橋脚は強制変位を与えられることになる。扁平なフレキシブル橋脚に、斜角を持った主桁方向の水平力が載荷された場合の、橋脚変位の状態を検討した。

その結果、本橋の橋脚は、上り下り線一体の扁平な断面であるため、橋軸直角方向の変位およびねじれ変形を起こしにくい構造であることがわかった。P3橋脚は3径間連続桁の伸縮により、P4橋脚は4径間連続桁の伸縮により、それぞれ橋脚直角方向に変位し、その量はP3-P4間の桁の伸縮量に比べて十分大きい。よってP3上可動沓の移動方向は、主桁方向、固定沓からの方向にかかわらず、橋脚に対して90°の方向とした(図-11参照)。

P3上伸縮装置の鋼製フィンガーの角度も、沓の移動方向に合わせて、支承線直角方向とした。

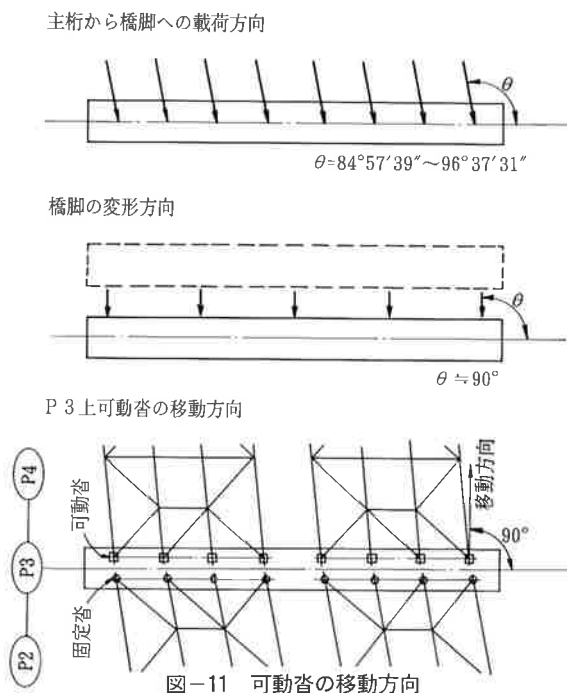


図-11 可動沓の移動方向

8. P3上伸縮装置の構造検討

日本道路公団仙台建設局において、伸縮桁長が150m以下では、鋼製フィンガージョイントが標準化されているが、本橋の伸縮桁長は、その2倍近い291.1mである。このため、標準的な鋼製フィンガージョイントを採用すると、伸縮装置のウェブ遊間が標準温度時で545mm、最大時で655mmとなりバックアップ材に種々の問題が生じることが分かった。そこで、同公団他局での実験結果等を踏まえて、標準タイプ

に次のような改良を加えた鋼製フィンガージョイント(非排水型)を採用した。

- ① バックアップ材断面形状の変更
- ② バックアップ材支持材を追加し、バックアップ材のたわみを防止
- ③ バックアップ材のひずみが過大になるのを防ぐため、地覆部のウェブ遊間を車道部と合わせ、地覆部にはカバープレートを設けた

改良後の伸縮装置の断面を図-12に示す。なお、壁高欄部分には安全上および美観上から、スライド構造のカバープレートを取り付けた。

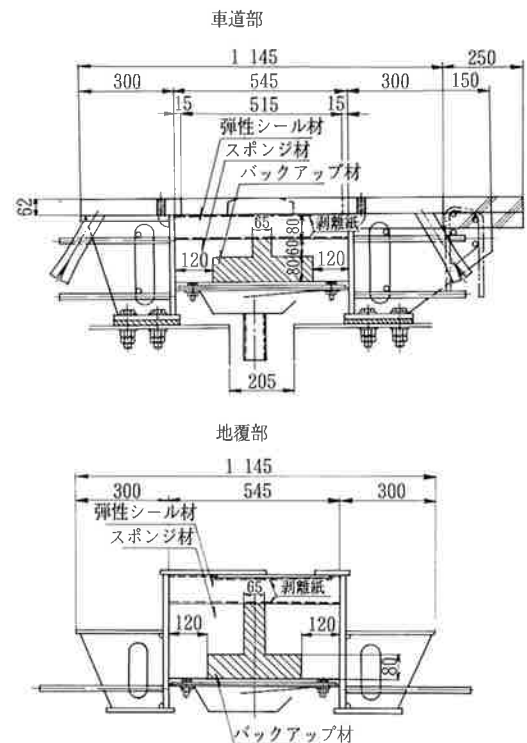


図-12 伸縮装置の断面図

あ と が き

以上、稲庭橋の設計について、本橋の特徴であるフレキシブル橋脚を有する連続桁としての検討項目を中心に、概要を述べた。

本橋は、日本道路公団の高架橋では数多く採用されている、支間長をほぼ等しくする多径間連続桁であり、ハイピアの影響もあって、スマートな印象を与えている。設計計画段階でも、下部工付検査路や排水管の取付面など、景観的な配慮も加えられており、竣工後の現在では、稲庭岳の麓に美しい姿を見ることができる。今後実施される同種の橋梁の設計に、本稿が多少なりとも参考になれば、しあわせに思います。

最後に、本橋の設計にあたり、諸般にわたり多大のご指導、ご支援をいただきました、仙台建設局構造技術課の皆様、一戸工事事務所構造工事区の皆様に、心より感謝の意を表します。