

I-2. 小平ダム建設に伴う2号橋(道々霧立小平線)の設計概要について

北海道留萌土現	鈴木章左
北海道留萌土現	西部四郎
北海道土木部	正員 長尾博光
北海道留萌土現	福士彰二

はじめに

霧立小平線2号橋は2級河川小平薬川水系、小平薬川の北海道留萌郡小平町字滝下に多目的ダムの建設に伴う道々霧立小平線の補償工事の一環として行うものであり、架設地点はダムによって作られる湖水を横断し、橋長900m、橋脚平均高さ30mとなる。本報告は、このような地形条件に基づき実施した形式検討の概要、ならびに選定された三径間連続鋼鈑桁の高橋脚の設計に際した動的解析について報告するものである。

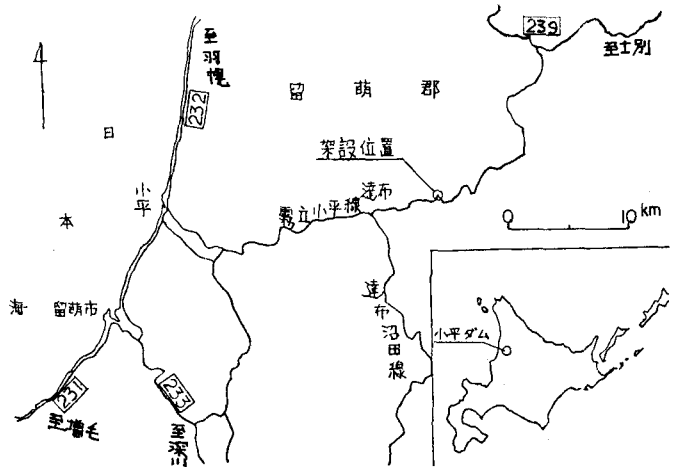


図-1 架設位置図

1 計画概要

1-1 架設地点の地形及び地質

架設地点は小平薬川が大きくU字形に蛇行する地点に当るため、橋は二ヶ所で川を渡り、地質は白亜紀上部階夾層群に属する泥岩を主体とした基盤(構造は東面の走向を示し、北落ちの単斜構造をなす)とこれを覆う第四紀洪積世の河岸段丘堆積世の氾濫原堆積物からなる。

1-2 橋梁形式の選定

本橋の架設位置は比較図でも分かるように起点側からなだらかな平地(河川2本横断)を通り終点山側に到達する区間900Mの橋長となり、その間特別に障害となるものがないだけに計画橋種としては種々な形式が考えられる箇所である。形式決定の要因としては、経済性、維持管理、美観等があるが、それらを考慮し当初5案で比較検討を行なったが経済性を重視し最終的に3案で比較検討を行った。その結果、図-2に示す径間連続鋼鈑桁形式とした。

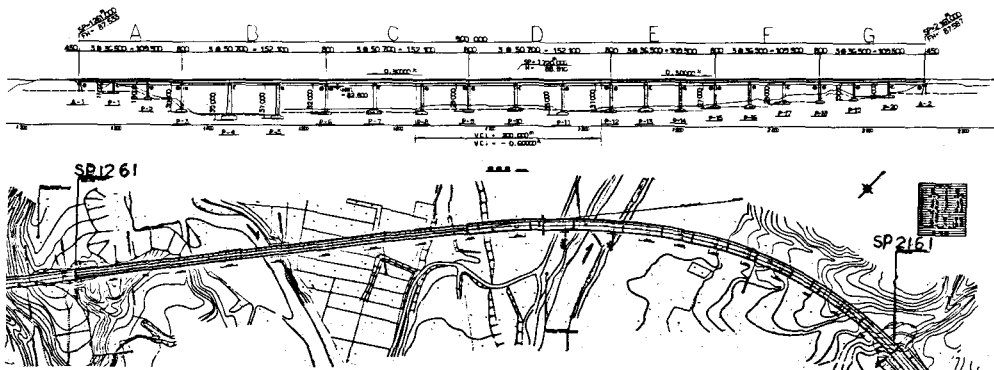


図-2 比較案-1 三径間連続鋼鈑桁

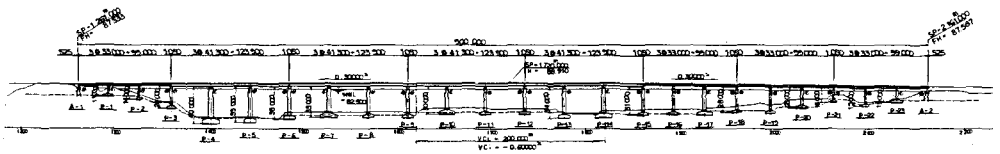


図-3 比較案-2 三径間連続PC合成桁

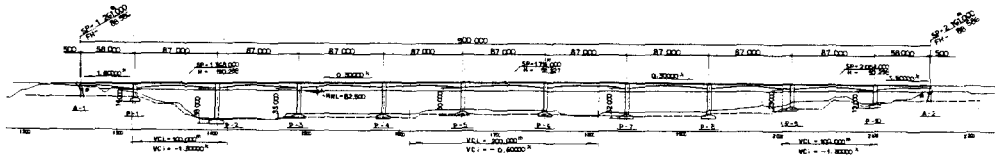


図-4 比較案-3 11径間連続有ヒンジラーメン橋

1-3 支間割に対する一考察

本橋はダム建設に伴う補償工事という性格から分かるように施工基面が高く、全橋脚数の8割近くが $H = 30 \sim 39$ mの高さとなるため、橋脚工の高さ別に比は支間割の上部工を組みめわせると経済的な構造となるかを見つめるために橋脚工の高さ別に各支間の工事費を算出(橋長200 m当り)して径間長決定の目安とした。

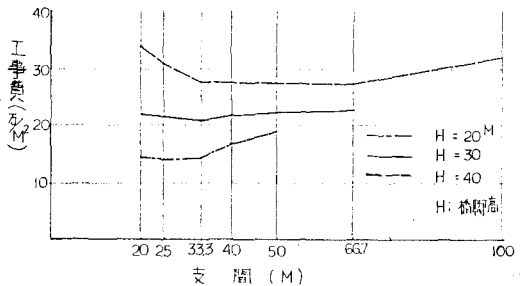


図-5 経済的な支間長

2 下部構造設計概要

2-1 支持地盤(泥岩)の評価

支持地盤のほとんどは泥岩より構成され、悪層理状を呈し新鮮岩は亀裂が少なく固結度も高く、弾性波速度は $2.0 \sim 2.6$ km/sとなり、一軸圧縮強度は $14.3 \sim 72$ MPaとなる。N値は5以上となり橋梁の支持地盤として十分な地耐力を有しているが泥岩は風化の促進が早い性状を有し、湿乾のくり返しから亀裂の亀裂が発生しボロボロとなり容易に風化が進行することから、施工時の岩盤掘削には細心の注意が必要である。

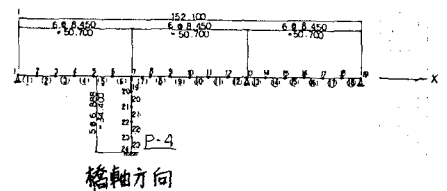
2-2 動的解析

本橋は平均高約30 mの高橋脚を有し、応答を考慮した修正震度法の結果によればほとんどの橋脚の固有周期が0.5秒を越えている。また、ダム湖水内に架けられるため湛水時には橋脚が水中に没し、地震時には動水圧が作用する。これらの条件から「北海道における鋼道橋の設計及び施工指針」の耐震設計法に対する基本的な考え方によれば、修正震度法により完了している実施設計断面に対して、動的解析により十分な検討を行うことが必要であると判断され、動的解析(平均応答スペクトル法)を実施することになった。解析の対称性は右橋を選定した。

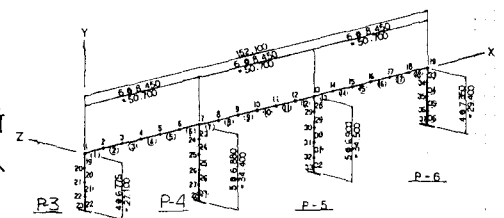
2-2-1 解析モデルの設定

本橋の動的解析を行うにあたり、解析モデルは上部構造および下部構造を一体とした全体系とし、図-6に示す曲げせん断型多質点モデルに理想化する。理想化に際し設定した条件を以下に示す。

①部材断面剛性: 上部構造の鉄筋コンクリート床版の剛性は考慮せず、質点としてのみ考慮する。また鉄筋コンクリート橋



橋軸方向



橋軸直角方向

図-6 解析モデル骨組図

脚は全断面有効とする。

②骨組線：上部構造の骨組線は便宜的に下部工天端位置を結んだ線上とし、橋脚については中立軸位置に骨組線を設ける。慣性力の作用位置も同様とする。

③支点条件：各橋脚天端の支点条件は、橋軸方向は $P-4$ のみヒンジとし他は可動、橋軸直角方向は全2固定とする。

④弾性係数：鋼のヤング係数 E_s 、せん断弾性係数 G_s は以下の通りとする。

i) 鋼： $E_s = 2.1 \times 10^4 \text{ t/m}^2$, $G_s = 8.1 \times 10^3 \text{ t/m}^2$

ii) 鉄筋コンクリート： $E_c = 2.6 \times 10^4 \text{ t/m}^2$ ($G_{ck} = 2.10 \times 10^3 \text{ t/m}^2$), $G_c = E_c/2.3 = 1.12 \times 10^4 \text{ t/m}^2$

⑤地震時動水圧：地震時に考慮する動水圧は全動水圧を「道路橋示方書・耐震設計編」により求め、水梁方向に寄分布と仮設して求められる付加質量を各質点の質量に加えることにより考慮するものとする。

2-2-2 設計地震入力

(1) 入力地震波

地震応答スペクトル曲線として、栗林らが提案した4成分の地盤種別平均応答スペクトル曲線(1970、以下土研スペクトルと称す)と2マテ成分の強震記録より得られた平均応答スペクトル曲線(以下、縮アロスベクトルと称す)の二つを用いた。

表-1 各最大加速度の一覧表(単位:gal)

各種提案法	最大加速度
設計震度	130
河月の期待値	100~150
後藤・龜田の期待値	100
重回帰式	77

(2) 最大水平加速度

架設地点における地震加速度の最大値は架設地点に影響を与えると考えられる地震のマグニチュード、震央距離、地震の頻度、地盤条件、橋梁の重要度などを考慮して①～③の提案法により定める。

①静的震度法を用いる設計震度に相当する加速度を最大値とする

②最大地震加速度の期待値による

③重回帰分析による回帰式による

①～③で得られた各最大加速度は表-1に一覧する。これより本解析で用いる地震最大加速度 $A_{max} = 100 \text{ gal}$ が適当と為えられ、この値を採用することにした。

動的解析に用いる応答スペクトルおよび最大加速度を表-2に一覧する。

(3) 減衰定数

「北海道における鋼道路橋の設計及び施工指針」では、鋼構造の場合0.02、コンクリート構造の場合0.05を用いることを標準としている。また「道路橋示方書・耐震設計編」の修正震度法における設計震度を決定する場合、0.5 sec 付近の短周期の橋に対しては0.2から0.4を、1 sec 付近の周期では0.02を採り、これらの中間の周期を持つ橋の場合には両者の中間を採ることを基本としている。本橋で用いる減衰定数は以下の値を採用することにした。

橋軸方向 ($T = 1.26 \text{ sec}$) --- $\lambda = 0.02$ (参考値 $\lambda = 0.05, 0.1$)

橋軸直角方向 ($T = 0.59 \text{ sec}$) --- $\lambda = 0.1$ (参考値 $\lambda = 0.05, 0.02$)

2-2-3 解析結果

(1) 固有周期及び振動モード

1～5次の固有周期および制振係数を表-3、4に示す。また、それに対応した振動モードを図-6に示すがサージ水位の場合と常時満水位の場合とで大きな差ないので、サージ水位の場合のモードのみを示した。

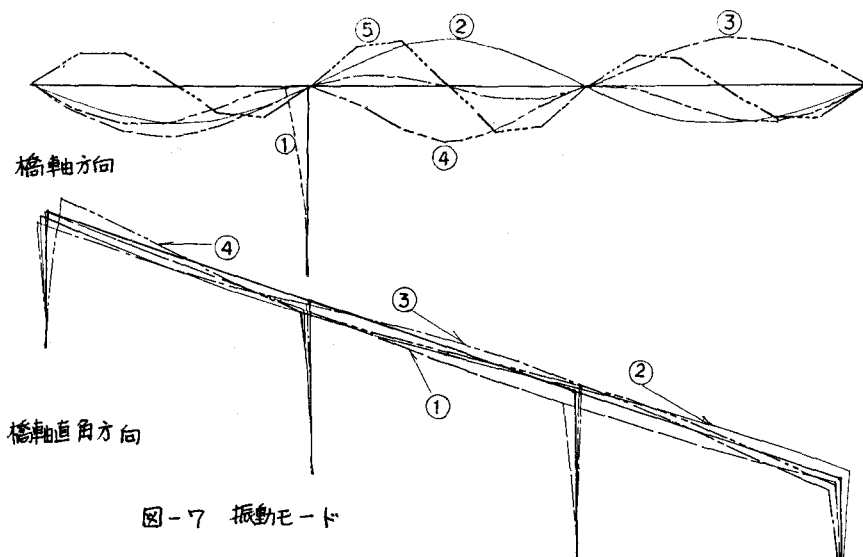


図-7 振動モード

表-3 橋軸方向モデルの固有周期および刺激係数

橋名	次数	固有周期 (sec)		刺激係数			
		サージ水位	常時満水位	サージ水位		常時満水位	
				水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
B橋	1	1.257	1.228	-18.032	0.000	17.283	0.000
	2	0.973	0.973	0.000	-2.804	0.000	-2.804
	3	0.691	0.691	0.000	-0.040	0.000	-0.040
	4	0.492	0.492	0.000	-11.573	0.000	11.573
	5	0.249	0.249	0.000	-0.026	0.000	0.026

表-4 橋軸直角方向モデルの固有周期および刺激係数

橋名	次数	固有周期 (sec)		刺激係数 (水平方向)	
		サージ水位	常時満水位	サージ水位	常時満水位
B橋	1	0.589	0.580	21.327	-20.840
	2	0.512	0.504	2.755	3.023
	3	0.438	0.433	-10.557	-10.311
	4	0.364	0.357	-2.556	-2.263
	5	0.233	0.232	-2.139	-2.131

(2) 地震入力による比較

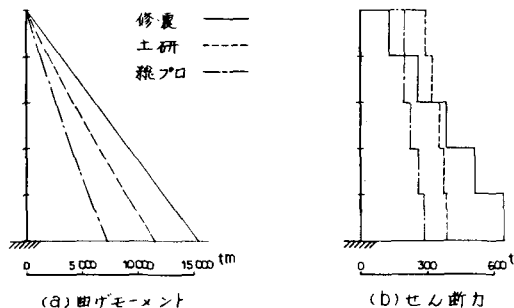


図-8 P-4の橋軸方向断面力 ($R=2\%$, SWL)

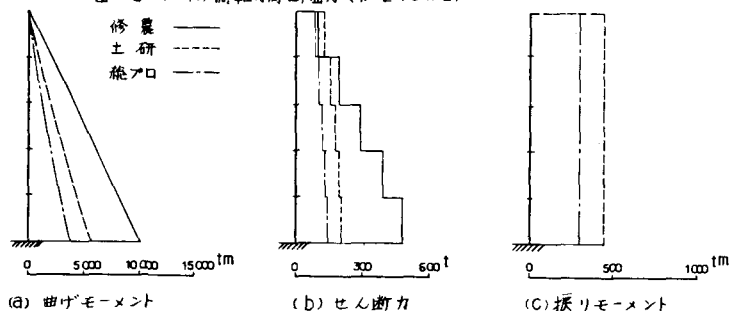


図-9 P-4の橋軸直角方向断面力 ($R=10\%$, SWL)

動的解析と修正震度法による計算の結果の比較する
 Eビレ減衰定数は橋軸方向2%、橋軸直角方向10%およびサージ水位による結果を採用した。また、総プロスペクトルについては応答値が最大となるもののみを採用した。

表-5 P-4天端の橋軸方向変位および変位率 (R=2%, SWL)

地震入力	変位 (mm)	変位率 (%)
土研スペクトル	49.5	288.78
総プロスペクトル	30.0	195.10
修正震度法	61.2	277.84

表-6 P-4天端の橋軸直角方向変位および変位率 (R=10%, SWL)

地震入力	変位 (mm)	変位率 (%)
土研スペクトル	10.9	122.22
総プロスペクトル	7.3	83.53
修正震度法	16.4	116.43

(3) 減衰定数による比較

減衰定数による応答値の比較を行う。ただし、土研スベクトルおよびサーチャージ水位による結果を採用した

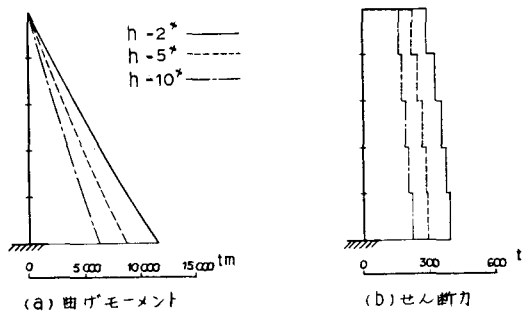


図-10 P-4の橋軸方向断面力(土研, SWL)

表-7 P-4天端の橋軸方向変位および支点水平力(土研, SWL)

減衰定数	変位(mm)	支点水平力(t)
2%	49.5	288.78
5%	37.2	217.60
10%	26.8	158.82

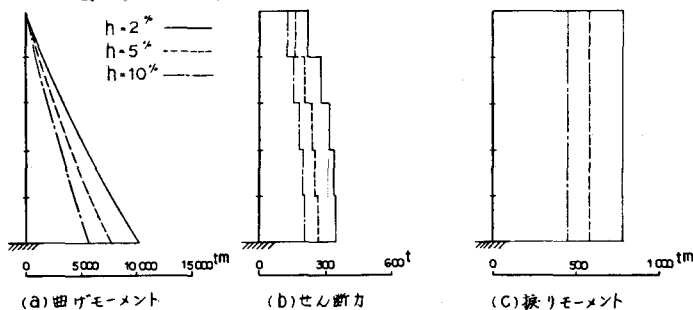


図-11 P-4の橋軸直交方向断面力(土研, SWL)

表-8 P-4天端の橋軸直交方向変位および支点水平力(土研, SWL)

減衰定数	変位(mm)	支点水平力(t)
2%	19.3	214.35
5%	14.3	159.64
10%	10.9	122.22

(4) 水位差による比較

サーチャージ水位と常時満水位の応答値の違いと比較する。ただし、土研スベクトルの減衰定数は橋軸方向2%, 橋軸直交方向10%の結果を採用した。

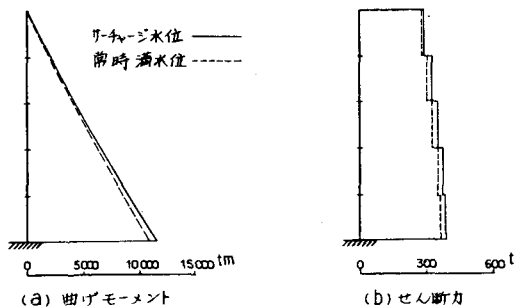


図-12 P-4の橋軸方向断面力(土研, h=2%)

表-9 P-4天端の橋軸方向変位および支点水平力(土研, h=2%)

水位	変位(mm)	支点水平力(t)
サーチャージ水位	49.5	288.78
常時満水位	47.5	284.87

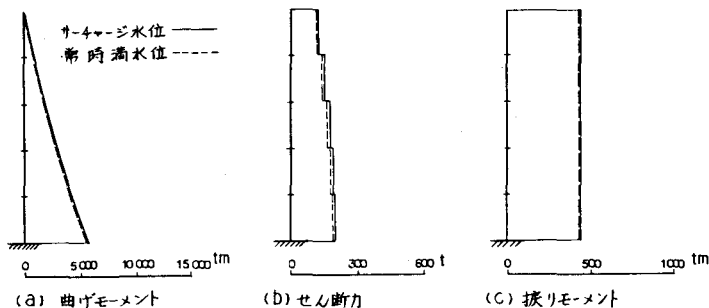


図-13 P-4橋軸直交方向断面力(土研, h=10%)

表-10 P-4天端の橋軸直交方向変位および支点水平力(土研, h=10%)

水位	変位(mm)	支点水平力(t)
サーチャージ水位	10.9	122.22
常時満水位	10.4	120.21

(5) 解析結果のまとめ

(1)～(4)の比較結果をまとめるに次のようになる。

①固有周期について

橋軸方向、橋軸直角方向を問わず、サーチャージ水位の場合の方が周期が長くなる。ただし、その差は3%以内にじまっている。

②地震入力による比較

P-4の橋軸方向断面力および変位($\rho=2\%$ S.W.L.)について橋脚上方のせん断力を除き修正震度法による結果が最大であり、総プロによる結果が最小となっている。橋軸直角方向($\rho=10\%$ S.W.L.)の曲げモーメント、せん断力についても橋脚上方のせん断力を除き、橋脚方向と同様の傾向を示している。橋軸直角方向については他の橋脚も同様の傾向を示している。

支点上の水平力については、橋軸方向、橋軸直角方向共に土研による結果が最大で総プロが最小である。

③減衰定数による比較

P-4の橋軸方向断面力および変位(土研, S.W.L.)については $\rho=2\%$ の場合がすべて最大となっており、 ρ が大きくなるに従って応答値は小さくなる。橋軸直角方向(土研, S.W.L.)についても同様の傾向を示している。橋軸直角方向については他の橋脚も同様である。支点上水平力も橋軸方向、橋軸直角方向共に ρ が大きくなるに従って応答値は小さくなる。

④水位差による比較

P-4の橋軸方向断面力、変位および支点上水平力(土研, $\rho=2\%$)はすべてサーチャージ水位の方が大きい。その差は数%である。橋軸直角方向の断面力、変位(土研, $\rho=10\%$)については水位差による応答値の差は数%程度で、水位差による応答値の有意差は認められない。これは他の橋脚についても同様である。

2-2-4 考察

断面力、変位について応答を考慮した修正震度法による結果のほとんどが最大となっており、支点上水平力のみに土研による結果が最大となっている。最小値は総プロである。水位差($\Delta W.L.=11.5\text{m}$)は固有周期、応答値にほとんど影響を与えない。応答を考慮した修正震度法と固有値解析により得られた固有周期とを比較すると有意差が認められない。

以上のことから次の点が本橋梁形式についての今後の動的解析に対する有益なデータとなる。

①固有周期については修正震度法により得られる値が十分な精度を有している。

②減衰定数の値が応答値に大きな影響を与えるので、減衰定数の決定に十分な配慮が必要となる。

③本解析における水位差11.5mの応答値に与える影響は微小であるが、水位差が大きくなれば応答値にも差が生じてくると思われるので注意を要する。例えば橋梁完成から湛水までの期間が長期にわたるような場合には湛水前と湛水後の構造系について動的解析および修正震度法による計算を行なうことが望ましい。

④修正震度法による結果がほとんど最大となっている。しかし、支点上水平力は部分的に動的解析結果の方が大きくなるものもあるので、両者を併用して検討する必要がある。

あとがき

以上、霧立小平線二号橋の橋梁形式の選定および下部の設計において考慮した動的解析について述べてきたがこれらの検討結果が同様の橋梁計画に参考になればと願う次第である。