

C・6 高砂橋拡幅伸長工事について

—PCケーブルの橋脚への応用の1例—

留萌開発建設部 〇川 岸 寛
大谷内 彰

ま え が き

高砂橋は、道北の稚内と留萌を結ぶ一般国道 232号小平町の小平しべ川河口に、昭和32年に架設された。橋長 98.60m、幅員6.00mの3径間鋼ゲルバー橋であるが、小平しべ川改修計画による伸長と、最近の交通量の増大と車両の大型化により交通の障害となっている狭小幅員を解消するべく、昭和47～48年に拡幅伸長工事を実施したものである。

本工事では、既設橋台の橋脚への構造変更において一般交通を止める事なく、既設の沓座を利用してPCケーブルによりストレスを与えたはり材と、大口径鋼管ぐいの組合せによるラーメン式橋脚にしている。又、半重力式橋脚の拡幅においても、躯体上部を張出式にして、張出部コンクリートに生じる曲げ引張力をPCケーブルに受持たせる構造を採用したので、PCケーブルの橋脚への応用の1例として設計施工の概要をのべるものである。

1. 工事の概要

工事の概略について示すと、表-1、表-2、図-1のとおりである、橋長 98.60m幅員6.00mのゲルバー橋を車道8.00m片歩道1.50m計9.50mに拡幅し、橋長は、両側に支間 22.85mの活荷重合成ゲタを伸長して145.60mにするものである。

表-1 拡幅工事概要

		現 況	拡 幅 後
上	型 式	3径間鋼ゲルバーゲタ (H=2.20m)	同 左 2主げた新設
	橋 長	98.60m (支間30+38+30=98m)	同 左
部	巾 員	6.00m	8.00+1.50=9.50m
	床 版	R.C t=15cm	R.C t=15cm t=19cm
工	舗 装	アスコン t=5cm	車道アスコン t=5cm 歩道トベカ t=3cm
	その他		伸縮継手、高欄新設、床版補修(鋼版接着工法) 支承補修
下	P-1	控壁式 H=9.00m W=8.00m	門形ラーメン PCはり+鋼管
	P-4 (現橋々台)	基 礎 木ぐい	ぐい (D=1000mm L=30~36m)
部	P-2	半重力式 H=4.70m W=5.80m	半重力張出式(上部PCコンクリート)
	P-3	基礎 井筒4.40×8.20 L=14.00m L=14.50m	H=4.70~4.96m W=10.10m 基礎 同左

表-2 伸長工事概要

上	型 式	活荷重鋼合成ゲタ (H=1.40m 4主ゲタ)
部	伸 長	47.00m 2@ 22.85
	幅 員	8.00+1.50=9.50m
工	床 版	R.C t=19cm
	舗 装	車道アスコン t=5cm 歩道トベカ t=3cm
下	A-1	逆L型 H=8.50m W=11.50m
	A-2	基 礎 鋼管グイ D=600mm L=25~33m

2 調査および計画

(1)地質調査

地質の調査は、昭和46年に、新設橋台および既設橋台箇所について4本のボーリングと標準貫入試験をあわせておこなったが、全般に軟弱なシルト質粘土の層が厚く、N値10以下の層が深い所では、28mにおよび、支持層として期待できるのは、右岸は35m以深の泥岩層であり、左岸は25m以深の砂礫層がN値も30以上あり層の厚さも充分であると考えられる。

(2)既設橋の調査

イ 主ゲタなどの鋼材は、部材の表面に全面的な浮きさびが生じているが、部材の断面損失となるような深いさびは発生しておらず、亀裂、折損などの破損もみられない。

ロ 床版は、主鉄筋の腐食により床版下面に格子模様が生じた箇所がありヘアークラックが全面的に発生しているが0.3mm以下の小さなものである。また主ゲタおよび縦ゲタと床版は密着している。

ハ 支承は、左岸橋台の沓座モルタルが凍害などにより破損して、架設時に使用したライナープレートによりかろうじて倒壊をまぬがれているが、傾いており、また、伸縮継手は破損がいちじるしくトッププレートの折損がみられ、床版と離れた状態になっていて路面水が床版下面まで浸透している。

(3)施工計画

工事は、昭和47年～48年の、2ケ年で完成させるものとし、1年目に拡幅を2年目に伸長をおこない、工事の施工にあたっては、適当な回路が無いことから一般交通は、現道箇所を通すことにする。

イ 拡幅の計画

上部は、既設橋の架設年次が比較的新しいことから、ブラケットによる張出部分以外を利用して、両側に既設ゲタと同高の主ゲタを設けて拡幅をするものとし、床版は、鋼板接着工法による補強をおこない伸縮継手、高欄は、新設することにする。また左岸の支承は据なおしをおこなうものとする。

下部については、既設橋台を橋脚に構造変更する必要があるが、河川改修計画の洗掘深にたいし根入れが浅いので、新しい構造物とする。既設橋台は、全面的に取こわさず沓座を車両交通が安全な範囲で最少断面になるように取こわし、これにコンクリートを打継ぎしてPCケーブルでストレスを導入したPCはりとし、口径1000mmの鋼管ぐい脚柱を組合せて門型ラーメンとする。

橋脚は、支持層が深く、水深も大であり基礎からの拡幅は困難であるのと、既設の基礎が井筒なので拡幅による荷重増加の割合は、あまり大きくないと考えられる、したがって躯体上部のみで拡幅をし躯体上部をPCコンクリートとする。

ロ 伸長の計画

伸長は、河川計画にもとづいて両岸に23.50mづつ伸し、上部型式は、活荷重鋼合成板ゲタとする。

下部は、鋼管ぐい基礎による逆L型橋台とする。

ハ その他

工事の施工にあたっては一般の通行をいかに確保するかがひとつの問題になるが、①う回路があり利用できる。②仮橋、仮道を作る。③現橋が利用できる。などの方法があるが、本工事においては、①のう回路は10km以上遠廻りとなり大型車の通行が困難である。②の仮橋は、確実な支持層が非常に深く、水深もかなりあり工費工期ともに問題があることから③の現橋を利用し最少限の仮橋、仮道を設ける方法をとるものとする。

3 門型ラーメン(P-1・P-4)の設計

門型ラーメン橋脚の計算方法としては、はり部と脚柱部は、それぞれ単独のものと考え単純はりといくとして計算をおこない、ぐいの頭部などは、ラーメンとして検討をおこなう方法とする。

(1) 上ばりの設計

イ 上部工反力による曲げモーメントおよびせん断力

上部工による各支点の反力は、表-3のとおりであるが、上ばりの荷重状態を、図-6のごとく考え、上部反力を1畚当りにすると。

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 350.98 \div 4 = 87.75 \text{ t}$$

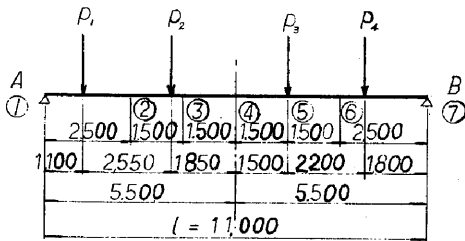


図-2 上ばり荷重状態

支 点 反 力

$$R_A = \frac{1}{11.00} \times 87.75 \times (9.90 + 7.35 + 4.00 + 1.80) = 183.88 \text{ t}$$

$$R_B = 350.98 - 183.88 = 167.10 \text{ t}$$

曲げモーメントおよびせん断力

$$M = 183.88 \times 5.50 - 87.75 \times (4.40 + 1.85) = 462.90 \text{ tm}$$

$$S = 183.88 - 87.75 \times 2 = 8.38 \text{ t}$$

ロ 自重による曲げモーメントおよびせん断力

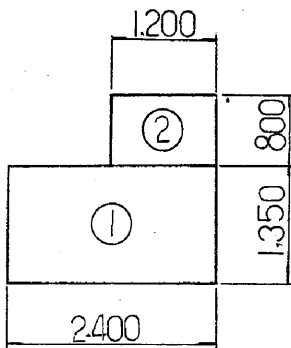


図-3 はり断面図

自重 ① $W = 2.40 \times 1.35 \times 2.50 = 8.10 \text{ t/m}$

② $W = 1.20 \times 0.80 \times 2.50 = 2.40 \text{ t/m}$

曲げモーメント

$$M_1 = \frac{1}{8} \times 8.10 \times 11.00^2 = 122.51 \text{ tm}$$

$$M_2 = \frac{1}{8} \times 2.40 \times 11.00^2 = 36.30 \text{ tm}$$

計 158.81 tm

せん断力 $S_1 = \frac{1}{2} \times 8.10 \times 11.00 = 89.10 \text{ t}$ $S_{cl} = 0$

$S_2 = \frac{1}{2} \times 2.40 \times 11.00 = 13.20 \text{ t}$ $S_{cl} = 0$

曲げモーメントおよびせん断力の合計

$$M = 462.90 + 158.81 = 621.71 \text{ tm}$$

$$S = 8.38 + 0 = 8.38 \text{ t}$$

ハ PC工法の選択およびケーブルの配置

PCの工法には、ケーブルの碇着方法により多くの種類があるが、本工事のように、はり長が短かく、コンクリートの打継ぎのような部材のばあいには、ケーブルの碇着時におけるスベリが無く1ケーブル当りの緊張力が

表-3 支点反力および水平力

単位 t/基

支 点 反 力 お よ び 水 平 力	上段の数値は衝撃を30%考慮した場合を示す。						
	A — 1	P — 1	P — 2	P — 3	P — 4	A — 2	
全 幅 分	Rd	105.91	212.02	350.49	350.49	212.02	105.91
	Rl	84.99	138.96	189.40	189.40	138.96	84.99
	ΣR	66.77	110.12	150.29	150.29	110.12	66.77
	HR	190.90	350.98	539.89	539.89	350.98	190.90
		172.68	322.14	500.78	500.78	322.14	172.68
拡 幅 増 加 分	Rd	42.36	36.86	68.97	113.70	36.86	42.36
	Rl			G 1	G 2	G 1	G 2
				100.03	69.57	100.03	69.57
				36.20	37.46	36.20	37.46
				32.53	28.81	32.53	28.81
				ΣR		ΣR	
				136.23	107.03	136.23	107.03
				132.56	98.03	132.56	98.38
				HR		HR	
				19.68	13.69	32.45	22.57

大きな工法が適しているのでBBRV工法を採用し、140tケーブル(34-φ7)8本を使用するものとし、その配置は図-4のとおりである。

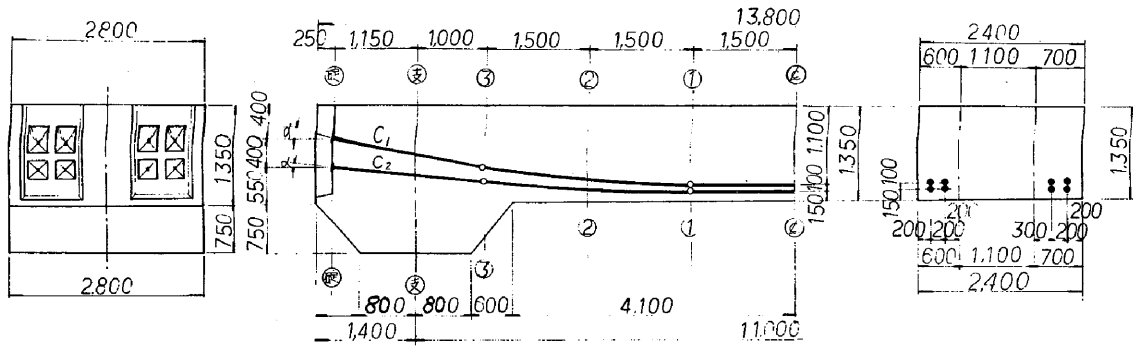


図-4 はり断面およびPCケーブル配置図

二 PC鋼線引張力 (P t) の計算

PCケーブルは、両引きし弾性変形によるプレストレスの減少を別途に考えて、角変化1ラジアン当りの摩擦係数 0.3、PC鋼線長さ1m当りの摩擦係数を0.004、と仮定して部材中央での引張力が1ケーブル当り138tになるように、各断面について、計算をし、PCケーブル8本を用いたときのプレストレス導入直後の引張力は、表-4となる。

PC鋼線の有効係数(η)は、コンクリートの乾燥収縮、クリープによる応力の減少量を15%、PC鋼線のリラクセーションによる減少量を5%と仮定すれば

$$\eta = 1 - (0.15 + 0.05) = 0.80$$

となる。

ホ 有効断面の計算

はりの設計断面は、図-4のとおりとし、新コンクリートは、設計基準強度 $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ のものを使い、旧コンクリートの $\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ と考えて応力計算に用いる有効断面を算出する。

新コンクリートのヤング係数 $E_c = 3.50 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

旧コンクリートのヤング係数 $E'_c = 2.55 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{ヤング係数比 } n = \frac{E_c}{E'_c} = 0.73$$

有効幅 $b = (60 + 70) + 1.10 \times 0.73 = 210 \text{ cm}$ 有効高 $h = 135 \text{ cm}$

したがって

$$\text{断面積 } A = b \times h = 28,350 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数 } Z = \frac{b h^2}{6} = 637.88 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

へ 曲げ応力度の計算

荷重およびプレストレスによる応力度は、次の各式によって求められる。

$$\text{荷重による曲げ応力度} \quad \frac{\sigma_{cd}'}{\sigma_{cd}} = \frac{\sigma_{cw}'}{\sigma_{cw}} = \mp \frac{M}{Z} \quad \sigma_{cd}': \text{はりの自重による曲げ応力度}$$

$$\text{プレストレスによる応力度} \quad \frac{\sigma_{cpt}'}{\sigma_{cpt}} = \frac{P_e}{A} \mp \frac{P_e e_p}{Z} \quad \sigma_{cw}: \text{全荷重による曲げ応力度}$$

$$\text{有効引張力による応力度} \quad \frac{\sigma_{cpe}'}{\sigma_{cpe}} = \frac{\sigma_{cpt}'}{\sigma_{cpt}} \times (\eta)$$

表-4 PC鋼線引張力 (P t)

単位 t

断面	引張端	②	③	②	①	⑥
Pt	1,182.80	1,177.36	1,172.72	1,140.48	1,104.00	1,104.00
Pt COS α	1,168.08	1,164.08	1,158.72	1,136.96	1,104.00	1,104.00
Pt Sin α	176.24	175.44	174.72	85.28	0	0
偏心量 ep	- 7.5	9.9	24.9	41.9	47.5	47.5

表-5

プレストレス導入直後のコンクリートの応力度

上式によって求めたプレストレス導入直後のコンクリートの応力度は、表-5、のとおりであり、断面 ②、③、④、の上縁で許容応力(表-6)をこえているが、プレストレス導入時には、既設上部の荷重が作用しているため安全である。

断面	①		②		③		④	
応力度	上	下	上	下	上	下	上	下
自重 6d	0	0	13	-13	18	-18	19	-19
プレストレス 6pt	23	59	-35	115	-43	121	-43	121
導入直後 6ct	23	59	-22	102	-25	103	-24	102

表-6 材料の許容応力度

材料種別	許容応力度	
	曲げ引張	曲げ圧縮
PC導入直後 全荷重作用時		
コンクリート	-15	180
P C 鋼線	108.5	93

また、全設計荷重が作用したときのコンクリートに生ずる応力度を算出すると、表-7、のとおりとなり、どの断面においても許容応力度以内であり安全である。

表-7 設計荷重作用時のコンクリートの応力度

断面	①		②		③		④		⑤		⑥		⑦	
	上	下	上	下	上	下	上	下	上	下	上	下	上	下
全荷重による	0	0	70	-70	94	-94	97	-97	97	-97	73	-73	0	0
有効プレストレス	18	47	-28	92	-34	97	-34	97	-34	97	-28	92	18	47
全設計荷重作用時	18	47	42	22	60	3	64	0	63	0	45	19	18	47

単位 kg/cm²

ト アンカー鉄筋

旧沓座コンクリートと新設コンクリートを一体とするために、図-5のように旧コンクリートに鉄筋をうめて設計断面においてアンカー鉄筋をせん断抵抗させるものとする。

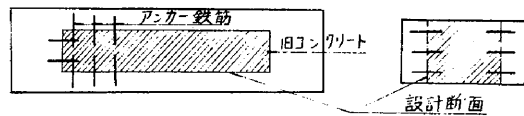


図-5 アンカー鉄筋

(2) 脚柱(くい)の設計

脚柱は、径1000mmの鋼管くいを鋼管矢板の継手を用いて2本1組として使用することにし、くいとしての計算をおこなった。

4 半重力式橋脚(P-2・P-3)の設計

設計断面は、図-6として、躯体上部にPCケーブル4本を使用して、張出部コンクリートに生じる曲げ引張応力の大部分を受けもたせ不足分は、鉄筋に受けもたせる構造とする。

(1) 計算に用いる有効断面

実断面は、複雑なので断面を 図-7のような、く形に仮定しこれにより設計計算に用いる有効断面を下記の計算により求めると図-8の断面になる。

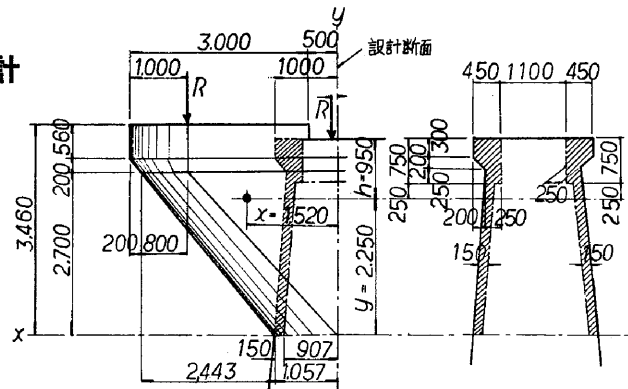


図-6 橋脚幅断面図

新旧コンクリートのヤング係数比

$$n = \frac{E_c'}{E_c} = \frac{2.55 \times 10^5}{3.00 \times 10^5} = 0.85$$

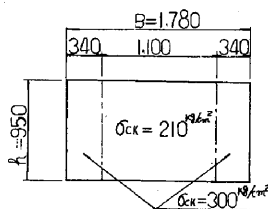


図-7 仮定断面図

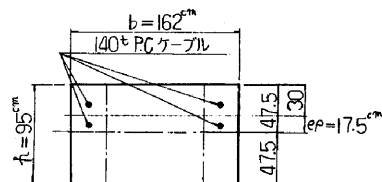


図-8 有効断面

有効幅 $b = 34 \times 2 + 110 \times 0.85 = 162 \text{ cm}$

有効断面積 $A = 162 \times 95 = 15,390 \text{ cm}^2$

断面係数 $Z = \frac{162 \times 95^2}{6} = 243.68 \times 10^3 \text{ cm}^3$

(2) 応力に対する検討

PCケーブルは、プレストレス導入時の引張力 $P_t = 140 \text{ t}$ とし有効係数 $\eta = 0.80$ と仮定すると、設計荷重作用時のPCケーブルの引張力 $P_e = 140 \times 0.8 \times 4 = 448 \text{ t}$ であり、図-8のようにPCケーブルが、重心より偏心して配置されるので、プレストレスすることにより、荷重による曲げモーメントと逆方向の曲げモーメントが生ずる。

荷重による曲げモーメント $M_w = 384.37 \text{ t}\cdot\text{m}$

プレストレスによる曲げモーメント $M_{pe} = 448 \times 0.175 = 78.40 \text{ t}\cdot\text{m}$

合計曲げモーメント $\Sigma M = 384.37 - 78.40 = 305.97 \text{ t}\cdot\text{m}$

全荷重による曲げ引張応力度 $\frac{\sigma_c}{\sigma_c} = \frac{-M}{Z} = \frac{-305.97 \times 10^5}{243.68 \times 10^3} = -125 \text{ kg/cm}^2$

この曲げ引張応力度を引張力(T)になおすと

$T = 0.125 \times 47.5 \div 2 \times 162 = 481 \text{ t}$

$P_e - T = 448 - 481 = -33 \text{ t}$

PCケーブルだけでは、引張力が不足しているので、不足分の33tを鉄筋に受けもたせるものとする。

5 施工およびその結果

(1) 拡幅下部

イ 門型ラーメンの施工は、図-9に示す順序で進めたが、工程上から門型ラーメンの完成時期が、上部工の工程を大きく左右するので、詳細な工程表を作り工程管理に特に注意をした。

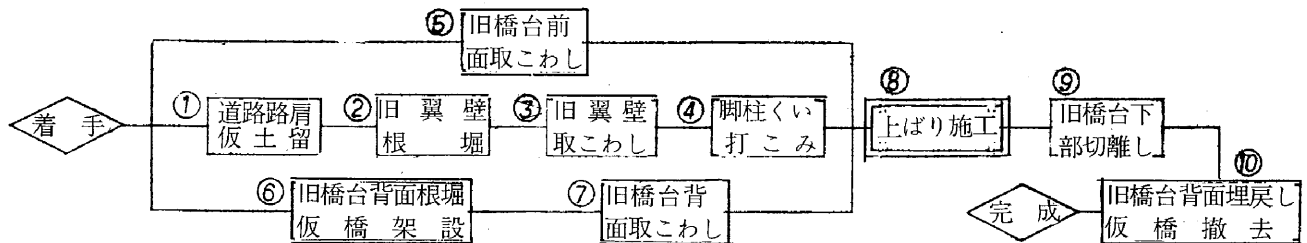


図-9 門型ラーメン施工順序図

ロ 上図①の道路路肩仮土留は、脚柱くい打込みのさい支障になる 既設翼壁取こわしの根堀による道路の崩壊を防ぐためのもので、路肩両側に鋼矢板を打込んだものである。また、⑨は、橋脚であるから土圧を考慮していないので、伸長するまでの仮橋台として使用する間におけるはり材に作用する背面土圧、旧橋台下部荷重の影響を少なくするため、はり下部の旧橋台部分の幅20cmを、ピックハンマーで橋台全幅にわたり取りこわしたものである。

ハ 脚柱の鋼管ぐいは鋼管矢板と同様の継手により2本を1組として使用されているが、その打込みは、一般の基礎ぐいよりも精度を要求されるので、本工事では、やり方による他トランシット2台でぐいの中心

および、くい軸方向について随時チェックしたが、頭部における偏心量は0～66mmではほぼ満足できる結果であったが、偏心方向が一様に片寄ってる、これは、ジャンクションの影響と考えられる。

ニ 新旧コンクリートの打継ぎは旧コンクリート面を全面的にチッピングしてエポキシ樹脂接着材の塗布をおこない新旧コンクリートの密着をはかった。また、アンカー鉄筋の埋込みには、エポキシ樹脂と珪砂を混合したエポキシ樹脂モルタルを使用した。

ホ 上ばりの施工においては、橋台背面で作業をおこなう必要があるため、上ばり下面まで根堀をするため仮橋が必要となる、図-10は、仮橋の施工図であり鋼矢板2枚を重ねた投げ渡し式を採用した。

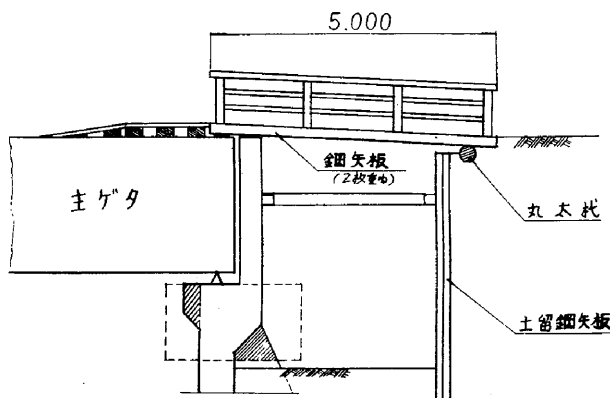


図-10 橋台背面仮橋図

(2) 拡幅上部工

イ 既設ゲタと新設ゲタの連結において既設ゲタは、床版などの死荷重によりすでにタワミが生じているため新設ゲタとの間にタワミのズレが生じる、そのため、既設ゲタ補剛材と対傾構接合部は、長円孔をあけて架設時にボルトで仮締をし、新設ゲタの拡幅部死荷重によるタワミの完了後HTボルトにより完全な締付をした。新設ゲタの製作にあたっては、既設ゲタのタワミを実測してこの実測値により新設ゲタの製作反りの補正をおこない、荷重作用時の新設ゲタと既設ゲタのタワミがほぼ等しくなるようにした。

ロ 床版は、図-11のB点まで鉄筋を残して既設床版を取こわして、1次コンクリートを打設し、コンクリートの完全硬化および新設ゲタのタワミの落ち着きを確認後A・B間の2次コンクリートを打設し床版を1体化させたが、セメントは早強を使用しておりA・Bのコンクリート打継面には、エポキシ樹脂接着材を塗布し打継部コンクリートには膨張性混和材を使用した。

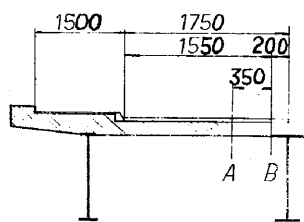


図-11 床版打継図

(3) その他

イ 仮道について

伸長工事の施工において図-12のような仮道をもうけている施工高は現道と同高にし幅員を車道6、50m歩道1.50mにとり橋台根堀の土留と仮道法止めを兼用して鋼矢板2重締切の形をとり矢板内の盛土の上を仮道として使用した。

ロ 仮橋について

図-12において現橋と仮道をつなぐ仮橋は、図-13のようにH型鋼によるものを使用した。

ハ 交通の規制について

拡幅工事では、既設床版とりこわしから拡幅床版が交通可能になるまでの間、全面的に片側通行をおこない主ゲタ架設時のみ夜間2日間の時間帯による交通止めをおこなった。また、伸長工事においては、仮橋の架設、撤去作業時のみ片側通行をおこなった。

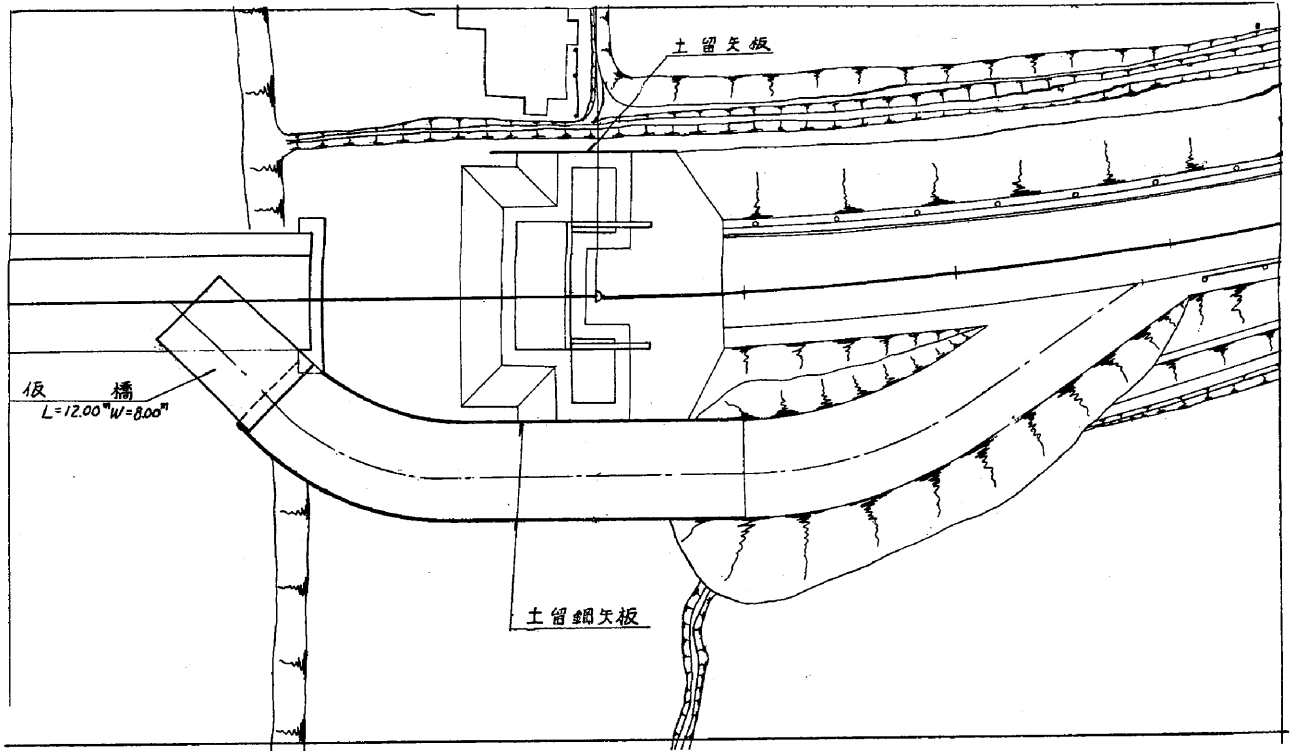


図-12 仮道一般図

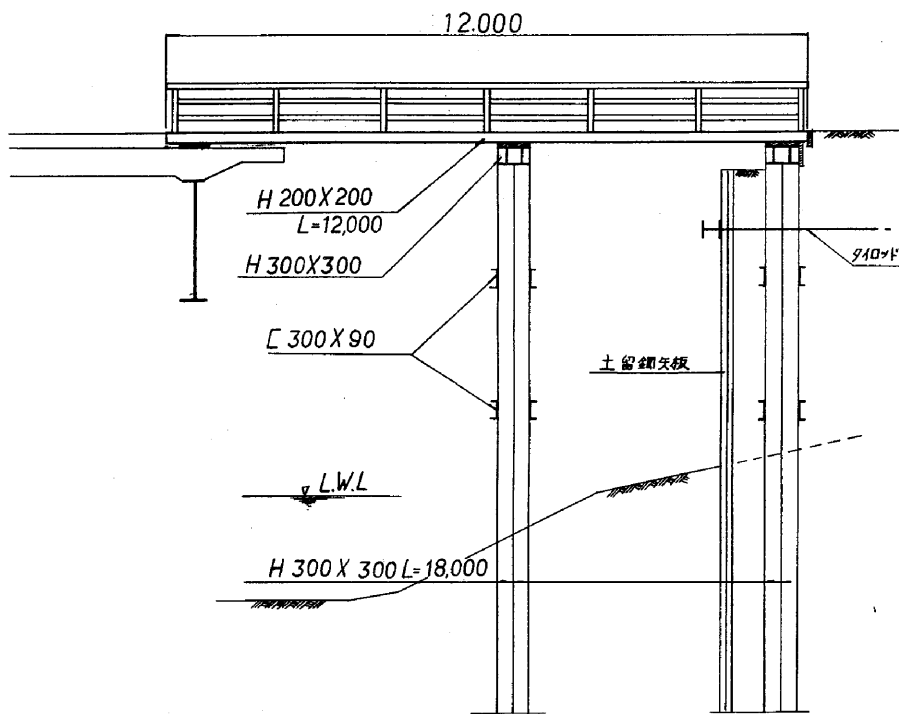


図-13 仮橋設計図

あ と が き

以上、計画から施工の概要をのべてきたが、PCケーブルの下部における施工例は少なく、設計計算の手法も確立されていない。本工事のように同一構造物の1部分をPCコンクリートにしたばあい実際にはどのような応力が構造物に作用しているか、設計断面の考え方など数多くの問題が残されているが、今後この種の工法で施工されるばあいの多少なりとも参考になれば幸いである。おわりに完成まで協力をいただいた方々に謝意を表す。

参 考 文 献

高砂橋拡幅伸長工事設計計算書

プレストレストコンクリート設計施工指針

プレストレストコンクリート道路橋示方書

北海道開発コンサルタント

土木学会

日本道路協会