

## 新 稲 荷 橋 の 設 計 に つ い て

佐 々 木 貴 一\*

## 1. ま え が き

新稲荷橋は二級国道羽田空港線が東京都大田区内にて海老取川を横断する地点に架設される PC 箱断面の 2 ヒンジ ラーメン橋である。旧橋は巾員 9.0m の 3 径間ゲルバーけた橋であるが、道都圏整備事業の一環として本国道（都市計画街路環状 8 号線の一部）が巾員 30m に拡巾整備されるので、これをかけかえるものである。

道路巾員は 30m であるが交通需用上から歩道巾を 1.5m ずつせばめ、車道 21.0m 歩道おのおの 3.0m 橋長 55.2m の新橋を架設している。なお本橋は現在施工中なので架設工事については別の機会に報告したい。

## 2. 形式撰定と設計方針

形式の選定にあたっては、本橋が東京国際空港の入口に架設されるので外観の特にすぐれた構造形式とし、地形上斜角 79° で巾員 27m の斜橋を橋長 55m くらいで架設するので 1 径間の上路形式とする。

このような条件より、PC 構造と鋼構造について概略の比較検討を行なった結果、工費については大差がない。そこで高潮および通船上けた下空間を大きくして、しかも取りつけ道路が空港内施設に影響をおよぼさないようにアーチ形状のスレンダーな構造である外観のすぐれた PC 2 ヒンジ ラーメン橋の形式を採用することになった。またこれは風潮の被害も少ないものとする。

この形式では基礎にかなり大きい水平力が作用するが、架橋地点の地質、下部構造および上部構造の架設工法を検討の結果、次のような設計施工方針を立てて設計を行なった。なお地質は砂層（上層の  $N$  値 $\approx$ 20、下層の  $N$  値 $\approx$ 30 以上）を主体とし砂質シルトあるいは砂質粘土（ $N$  値 $\approx$ 10）を数層（層厚 $\approx$ 1~3m）はさんだもので、A.P.-20~24m 以下は砂礫、土丹となっている。

(1) 下部構造はニューマチック ケーソン基礎とし、施工によりディスターブされたと思われる箇所、すなわちケーソンの周囲 7~8m についてはパイロ フローテーション工事をして地盤の締め固めを行なう。

(2) 水平力を橋台背面の砂の抵抗土圧で受け後述の反力調整を行なうことと、脚部に防水加工をしなければならぬので、脚背面には直接土圧の作用しない構造とする。

(3) 架設は地形、地質および構造上から全ステージによる場所打ちとし、PC 工法は形式選定でも述べたようにスレンダーな構造とするため水平部材は箱断面とし、けた高を相当に低くしたい。したがって欠損断面の影響およびウェブ断面の小さいことなどよりケーブル本数が少ない方が施工も容易となりかつ経済的になるので、7 本より  $\phi 12.4$  mm, 12 本よりなる大型ケーブルを使用する。

(4) プレストレッシングによる水平反力の調節については、橋台背面の砂地盤の初期変形と、コンクリートの乾燥収縮、クリープ等による反力の調節も行なわねばならないので、支承背面にフラット ジャッキを使用し約 1 年間反力の調整を実施する。したがって断面構成には、予想される下部構造の初期変形量に耐えられる中央断面とすれば、構造上より、地震時における変形に対しても許容量をオーバーすることはないと考える。

(5) 巾員が非常に広く斜橋であり、かつ箱断面なので、経済性と施工の難易を考え、橋軸直角方向は鉄筋コンクリート構造とする。

## 3. 設 計

## (1) 設計条件

形 式：PC 箱型 2 ヒンジ ラーメン橋  
橋 長：55.2m  
支 間：50.0m  
巾 員：27.0m (3.0+21.0+3.0)  
橋 格：1 等橋  
斜 角：右 79°0'

## 材料強度および許容応力度

コンクリート

圧縮強度（材令 28 日） 400 kg/cm<sup>2</sup>

" （導入時） 350 "

PC スtrand（7 本より  $\phi 12.4$  mm）引張強度 175 kg/mm<sup>2</sup>

降伏点強度 150 "

許容応力度：土木学会 PC 設計施工指針による

## (2) 主けたの設計

1) ラーメンの構造寸法 ラーメンの軸線は図一1のように定める。ラーメンの構造、断面は巻末付図に示す。断面の変化は上縁は 2 次曲線、下縁は 3 次曲線によってすりつけたものである。

2) 影響線の計算 ラーメンの各部に生ずる応力を求めるには、水平反力  $H$  の影響線を次式によって求め

\* 東京都道路建設本部橋梁課

図-1 ラーメン軸線

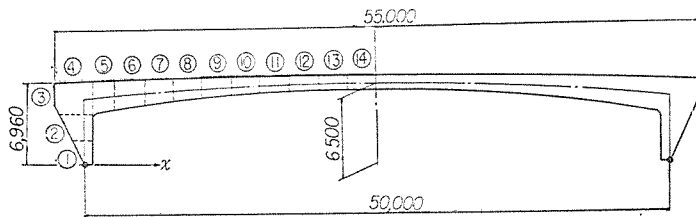
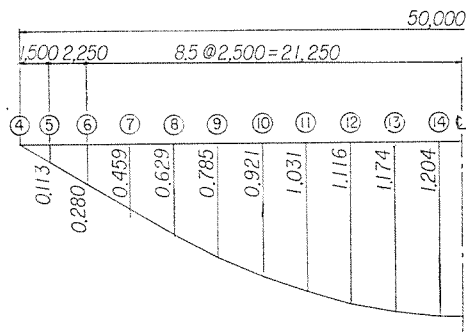


図-2 水平反力 H の影響線



ることにより、他のすべての応力に関する影響線は、静定構造と同様に計算することができる。

$$H = \frac{\sum \frac{M_0}{I} \cdot y \cdot S}{\sum \frac{y^2}{I} \cdot \Delta S + \sum \frac{1}{A} \cdot \Delta S}$$

3) 曲げモーメント、せん断力、軸力、反力の計算  
 さきに求めた影響線を用いてラーメン各部の曲げモーメント、せん断力、軸力および反力を計算すると表-1、2 図-3、4 のようになる。設計荷重に対しては、本橋のように水平部材の大半が箱型閉合断面である構造では、応力が全断面にはほぼ均等に分布されるので、全断面について計算した。

温度変化は ±15°C とし、乾燥収縮の影響はこれを温

表-1 曲げモーメントの集計 (単位 t-m)

点	けた自重	その他の死荷重	活荷重		合計		温度	地震
			M <sub>I</sub> max	M <sub>I</sub> min	M <sub>max</sub>	M <sub>min</sub>		
4	-8375	-1630	0	-2550	-10005	-12555	-238 476	±2163
5	-7045	-1400	90	-2240	-8355	-10685	-243 486	≈2030
6	-5300	-1080	235	-1810	-6145	-8190	-256 512	≈1839
7	-3560	-750	390	-1430	-3920	-5740	-263 526	≈1600
8	-2190	-470	530	-1110	-2130	-3770	-266 532	≈1390
9	-900	-200	650	-800	-450	-1900	-269 538	≈1170
10	135	18	755	-550	908	-397	-271 542	≈960
11	965	195	840	-340	2000	820	-272 544	≈750
12	1600	330	915	-185	2845	1745	-272 544	≈530
13	2080	420	960	-65	3460	2435	-272 544	≈320
14	2260	465	980	-6	3705	2719	-272 544	≈105
⊕	2290	470	990	0	3750	2760	-272 544	0

表-2 せん断力、軸力、反力の集計 (単位 t)

点	けた自重	その他の死荷重	活荷重	合計
			S <sub>I</sub> max	S <sub>max</sub>
4		100	202	860
5		100	209	859
6	542	100	214	856
7	529	100	215	844
8	508	100	214	822
9	474	95	206	775
10	418	85	187	690
11	313	70	170	553
12	220	50	150	420
13	130	29	129	288
14	45	10	112	167
⊕	0	0	104	104
4	1455	284	446	2185
⊕	1462	286	448	2196
H	1462	286	448	2196
V	1081	186	265	1532

図-3 曲げモーメント図

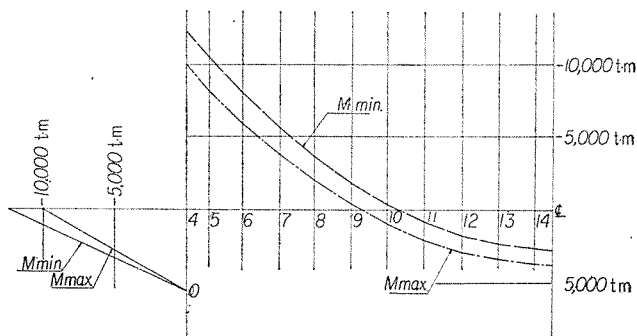
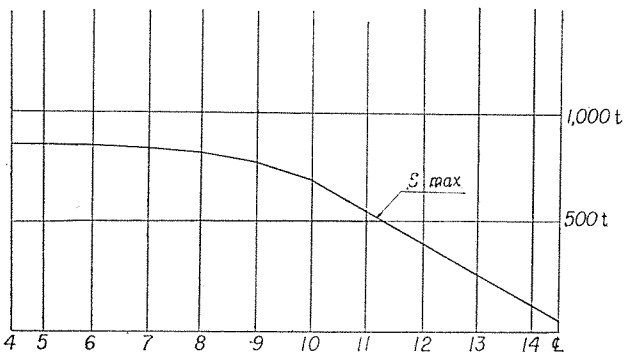


図-4 せん断力図



度降下 15°C とし、乾燥収縮の影響はこれを温

せん断力は、けた高の変化による上向せん断力を考慮したものである。

4) 断面の応力度の計算 設計荷重によって生ずる曲げモーメントと軸力による合成応力度と有効プレストレストを、支間中央断面、水平と脚部材の隅角部断面(それぞれ 4', 2' 断面とする)について計算すると表-3、4、5 のようになる。

各断面の応力は次の仮定によって行なった。

a) 水平部材については橋軸線に直角な断面について応力計算をする。

表-3

断面	諸 値		N(t)	M(t-m)	A (cm <sup>2</sup> )	W (cm <sup>3</sup> )	σ (kg/cm <sup>2</sup> )	
	荷 重						上 縁	下 縁
支 間	けた自重		1 462	2 290	137 955	$\frac{3\ 407\ 000}{3\ 658\ 000}$	77.8	-51.9
	その他の死荷重		286	470	141 767	$\frac{3\ 472\ 000}{3\ 902\ 000}$	15.7	-9.8
中 央	活荷重	min	0	0	〃	〃	0	0
		max	448	990	〃	〃	31.8	-22.2
断 面	温度変化 +15°		42	-272	〃	〃	-7.4	7.3
	〃 -30°		-84	544	〃	〃	15.1	-14.5
合 計	M <sub>min</sub> M <sub>max</sub>						86.1	-54.4
							140.4	-98.4
有効プレストレス		12-φ12.4mm -60ケーブル					-38.9	117.7
合 成 値							101.5	19.3

表-4

断面	諸 値		N(t)	M(t-m)	A (cm <sup>2</sup> )	W (cm <sup>3</sup> )	σ (kg/cm <sup>2</sup> )	
	荷 重						上 縁	下 縁
4'	けた自重		1 455	-7 932	228 432	$\frac{14\ 367\ 800}{12\ 341\ 600}$	-48.8	70.7
	その他の死荷重		284	-1 552	233 134	$\frac{14\ 949\ 700}{12\ 473\ 500}$	-9.2	13.7
断 面	活荷重	min	446	-2 449	〃	〃	-14.5	21.6
		max	15	30	〃	〃	0.3	-0.2
合 計	温度変化 +15°		42	-239	〃	〃	-1.4	2.1
	〃 -30°		83	479	〃	〃	2.8	-3.5
M <sub>min</sub> M <sub>max</sub>							-73.9	108.1
							-54.9	80.7
有効プレストレス		12-φ12.4mm -74ケーブル					88.0	-30.0
合 成 値							14.1	78.1

表-5

断面	諸 値		N(t)	M(t-m)	A (cm <sup>2</sup> )	W (cm <sup>3</sup> )	σ (kg/cm <sup>2</sup> )	
	荷 重						上 縁	下 縁
2'	けた自重		1 081	-6 270	354 630	$\frac{13\ 707\ 000}{13\ 574\ 800}$	51.1	-43.1
	その他の死荷重		186	-1 218	360 992	$\frac{13\ 744\ 700}{13\ 830\ 200}$	9.4	-8.3
断 面	活荷重	min	334	-1 910	〃	〃	14.8	-12.9
		max	0	0	〃	〃	0	0
合 計	温度変化 +15°		0	-178	〃	〃	1.3	-1.3
	〃 -30°		0	356	〃	〃	-2.6	2.6
M <sub>min</sub> M <sub>max</sub>							76.6	-65.6
							57.9	-48.8
有効プレストレス		12-φ12.4mm -100ケーブル					-10.4	71.6
合 成 値							66.2	6.0

b) 脚部材については支承線方向 (Skew 方向) の断面について応力を求め、橋軸線と直角な方向とのなす分力については、これを2次応力と考える。この2次応力についての照査は行なわれなかったが、脚部材の全長にわたって横けたを設けてあるので十分安全であると考え。なおこの支承線方向は脚部材断面の主軸とほぼ一致している。

有効プレストレスの計算に考慮した事項は次のとおり

である。

a) PCストランドとシースの間の摩擦係数は、角変化による摩擦係数  $\mu=0.25$ 、長さに関する摩擦係数  $\lambda=0.004$  として計算した。

b) 定着具のすべり量 = 4 mm

c) コンクリートの弾性変性による損失

$$\Delta\sigma_p = n \cdot \frac{1}{2} \left( \sigma_{cp} \frac{N-1}{N} + \sigma_{op} \right)$$

d) コンクリートのクリープおよび乾燥収縮

$$\sigma_{p\phi} = \frac{n \phi \Sigma \sigma_{cp} + E_p \epsilon_s}{1 + n \frac{\sigma_{cp} t}{\sigma_{pt}} \left( 1 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

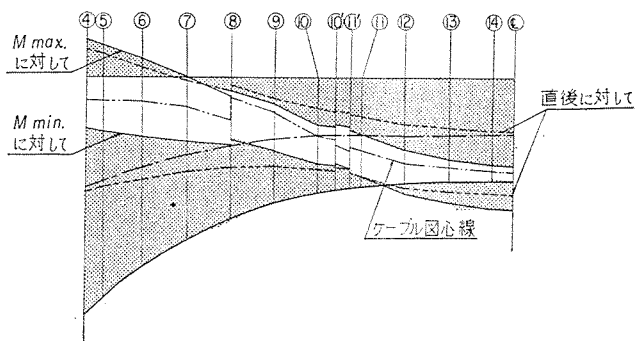
$$\phi = 2.0, \epsilon_s = 20 \times 10^{-5}$$

e) PCストランドのレラクセーション 5%

有効プレストレスは各断面について有効率  $\eta = P_e/P_t$  を求めて計算を行なった。

その他の断面については、 $M_{max}$ 、 $M_{min}$  に対する限界曲線を求め、PCストランドの配置を決めた。なおこの計算には死荷重による軸圧も考慮してある。

図-5 限界曲線図



5) せん断応力の計算 コンクリート断面に作用するせん断力は、荷重によるせん断力  $S_{d+l}$  とPCストランドの湾曲による垂直合力  $P_e \sin \alpha$  との合力である。この  $S_{d+l} - P_e \sin \alpha$  と、抵抗せん断力を、設計荷重作用時と破壊荷重時について求め斜引張応力の検算を行なった。水平部材については各断面とも斜引張応力が許容値以内であり、計算上のスターラップは不必要であった。しかし箱断面のねじれ、シースの組み立てその他を考慮して相当量の腹鉄筋を使用した。脚部材については斜引張応力が  $15.8 \text{ kg/cm}^2$  であり脚1基につき  $\phi 19 \text{ mm}$  をU型にして10組を構造図に示す間隔で配置した。

6) プレストレッシングおよびクリープによる水平反力 これらの計算は、猪股俊司氏著「プレストレストコンクリートの設計と施工」により求めた。計算結果は次のとおりである。

プレストレッシングによる水平反力  $\equiv -75 \text{ t}$

クリープ " "  $\equiv -45 \text{ t}$

乾燥収縮による不静定力については、これを温度降下

による影響と考え前述の応力計算に計上した。

7) 安全度の計算 土木学会 PC 指針による荷重状態に対して安全度を求めると次のとおりである。

- 支間中央断面  $F=1.79$
- 4' 断面 (死荷重と活荷重)  $F=1.83$
- "    ( "    と地震荷重)  $F=2.27$
- 2'  "    ( "    と活荷重)  $F=2.05$
- "    ( "    と地震荷重)  $F=2.45$

8) たわみ たわみの計算はモールの定理を適用し各荷重作用ごとに各点のたわみを算出した。これらの結果より支間中央において、けた自重とプレストレスでは1 cm 逆に上がり、活荷重については  $\delta_e/l=1/2000$  である。

(3) 横方向の設計

床板に生ずる活荷重曲げモーメントは鋼道路橋設計示方書により算出した。断面は複鉄筋とし、鉄筋は  $A_s = \phi 16 \text{ mm } c \text{ to } c 15 \text{ cm}$   $A_s' = \phi 16 \text{ mm } c \text{ to } c 30 \text{ cm}$  で配置し、横けたは Massonnet の理論により設計した。

(4) ヒンジの設計

ヒンジは反力が大きいことと、水平反力の調節を実施するので鋳鋼製ピンシューを脚1基につき2個ずつ使用した。

支承部コンクリートには反力の局所載荷を受け、材軸と直角方向の引張応力が起こるので、脚部材には3段に  $\phi 16 \text{ mm}$  の鉄筋を配置し、下シュー受けコンクリートブロックは  $\phi 22 \text{ mm}$  の鉄筋を10~15 cm の間隔でカゴ形の配置をして補強した。

図-6 床版断面図

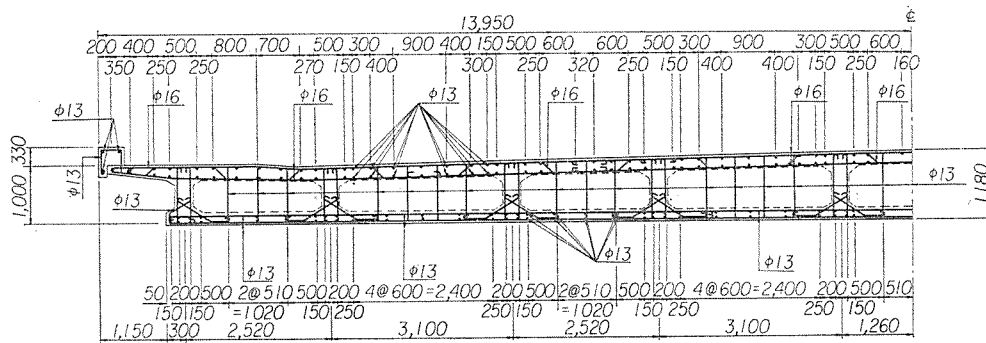
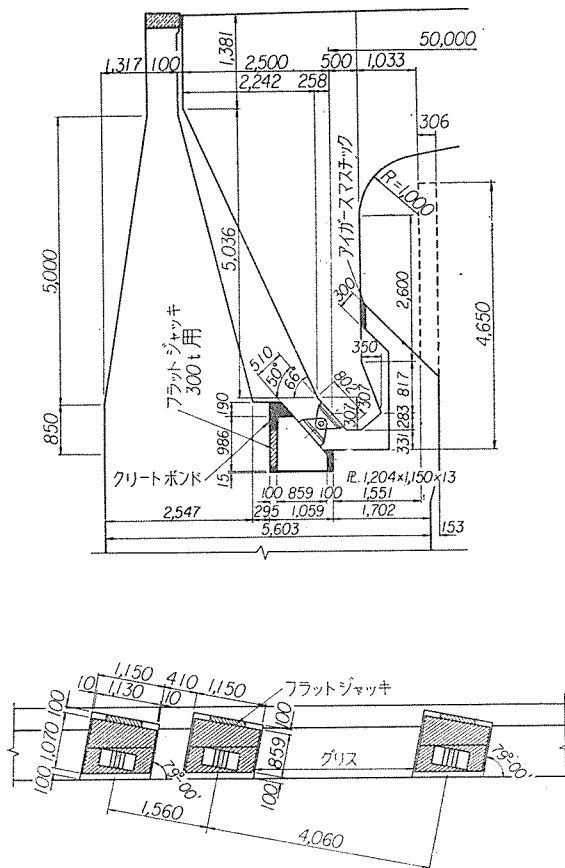


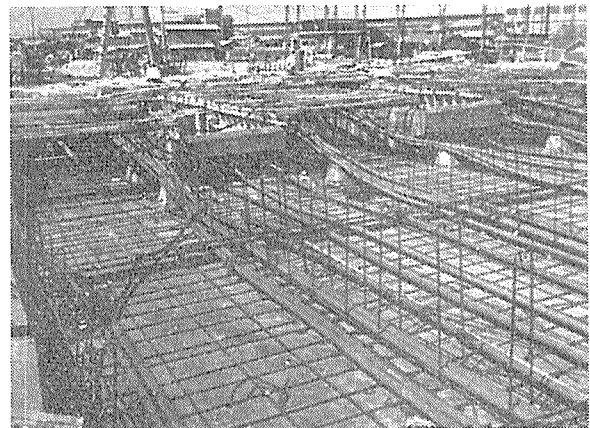
図-7 支承部詳細図



4. あとがき

本橋は前にも述べたとおり、地質その他に各種の問題点があると思われる。特に架設工法には大きな仮定による計算結果にもとづく水平反力の調整を行なうので、パイロ工工事、反力調整装置の実験等を行なうとともに施工の進行にともない、実測研究を行なって残された問題点の解決に努力してゆく方針である。なお本橋の架設工事は昭和36年11月よりオリエンタルコンクリートKKにて施工中である。おわりに本橋の計画、設計にあたって種々ご指導をいただいた関係者の方がたに厚く感謝の意を表する次第である。

写真-1 床版工事中新稲荷橋



1962.4.20 受付