

港新橋について

中部地方建設局

〇上 条 俊一郎

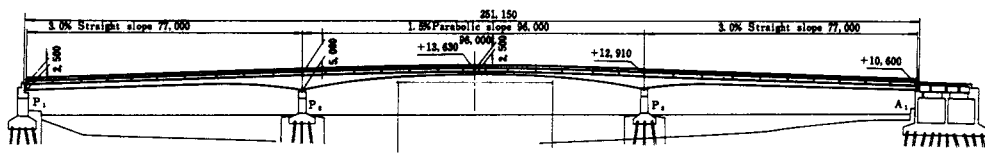
市川 稔

1 緒 言

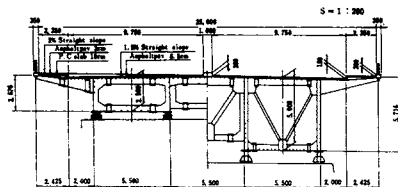
港新橋は名古屋区港区の堀川口に架橋されたもので、本年8月28日竣工した。下部着工は昭和37年12月で、1年9カ月を要している。期模は図—1に示すように3経間連続鋼床版箱桁（2連）の橋長251m（77m + 96m + 77m）、巾員2.5m（車道2 @ 9.75、歩道2 @ 2.25、分離帯1m）、桁高最高5m、最低2.5mで鋼重量は2,240t（357kg/m²）を要している。

2 上部構造

側 面 図



横断面図

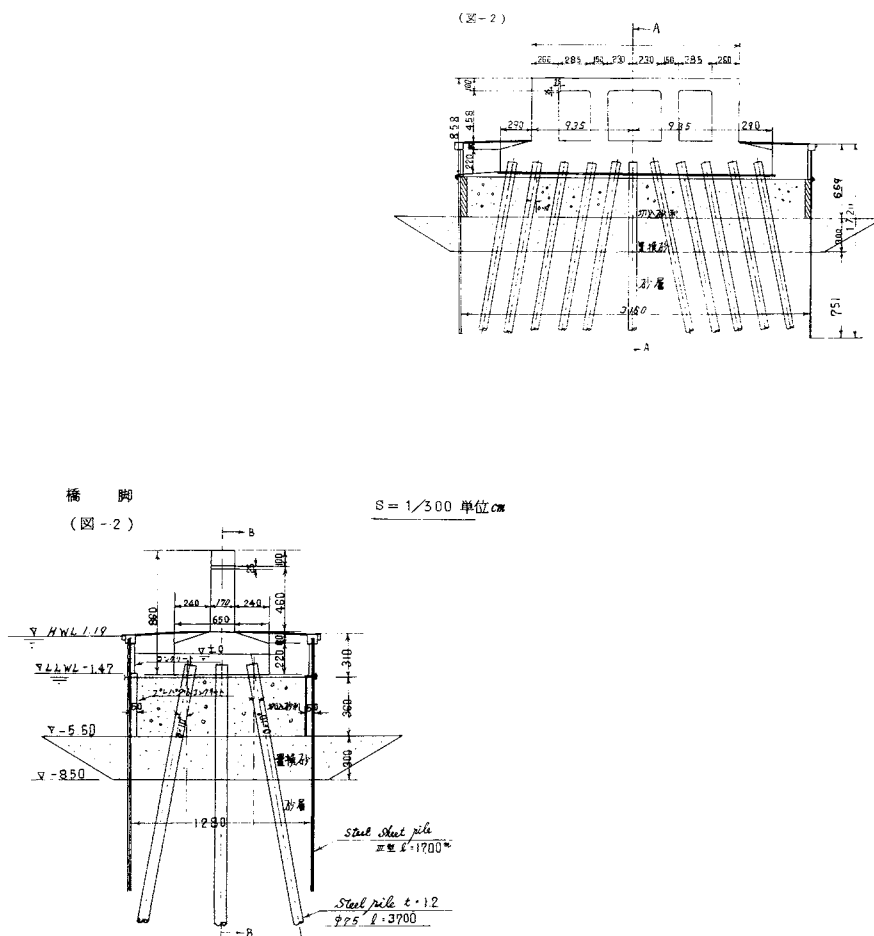


この型式の橋は既に新淀川橋、佃大橋、琵琶湖大橋と架橋例も多く上部構造については目新しい点も少ないので、港新橋が他橋と異なる下部工と架設を主として御紹介したい。

2 下部工の設計

港新橋は右岸を固定橋台にして図－1に示すような鋼管杭基礎を持つ薄壁式ラーメン橋台を採用しているが、下部工で特徴的なものは橋脚である。橋脚は図－2に示すような築島式逆T型ラーメンとも称すべきもので、躯体を思い切り上げ重量、工費の軽減と施工性の向上、工期の短縮を計っている。

橋脚構造のうち築島部の設計は外水位 $L.L.W.L - 1.47m$ 、矢板内の残留水位 $W.L \pm 0$ の場合について安定計算を行い、築島の巾及び矢板の根入長を決めた。又基礎鋼管杭の設計は -5.50 以上の築島部の切込砂利は無視しフーチングが $3.70m$ 浮き上がっているものとして設計々算をした。
(図－2 参考)



(1) 築島部の設計々算

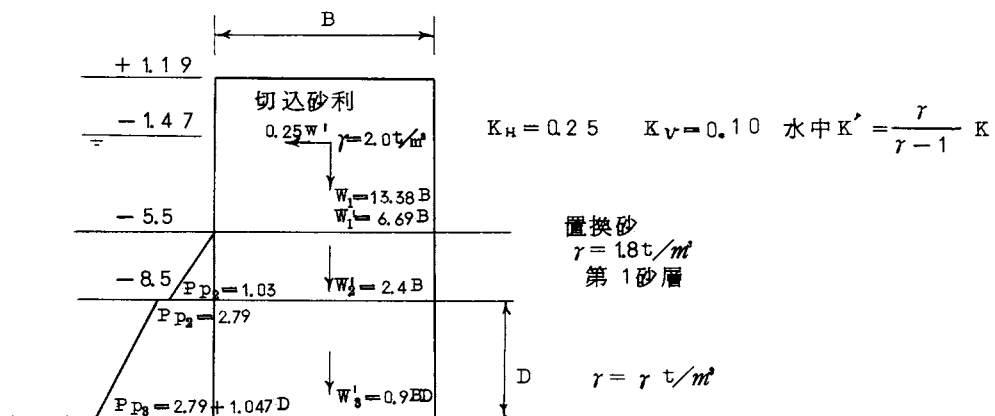
平常時と地震時の比較計算をしたが地震時の場合が大きく作用するので、地震時で構造寸法を算定した。

(a) 地震時における築島の安定計算水平滑動について

水平作用力 $P_1 = 0.25W = 3.35 \text{ B}$

抵 抗 力 $P_2 = 0.52 D^2 + (2.79 + 0.56 B) D + 1.54 + 5.67 B$

即ち B . D の如何に拘らず常に $P_1 < P_2$ で安定である。



底面反力

底面における外力のモーメントを M とすると

$$M = -0.17 D^3 - 1.40 D^2 + (3.35 B - 1.55) D + 2.12 B - 1.55$$

合力の偏心距離 e

$$e = \frac{M}{W} = \frac{-0.17D^3 - 1.40D^2(3.35B - 1.55)D + 21.2B - 1.55}{(9.09 + 0.9D)B}$$

$$e < B/6 \text{ とすれば最大反力 } P_{max} \text{ は}$$

$$P_{\max} = \left(1 + \frac{b_e}{B}\right) \frac{w}{B} = \frac{9.09B^3 + 127.8B - 9.27 - (0.9B^2 - 20.1B + 9.27)D - 8.37D^2 - 1.05D^3}{B^2}$$

第1砂層の内部摩擦角 $\phi = 32^\circ$ 、Terzaghi の式により、極限支持力 $q_u = 62.5 + 23.4 D + 10.3 B$

$$F_s = \frac{qu}{P_{\max}} \geq 2.0 \text{ とすれば}$$

$$y = 10.3B^3 + 44.32B^2 - 2544B + 18.54 + (252B^2 - 40.2B + 18.54)D + 16.74D^2 + 2.09D^3 \geq 0$$

$B = 8m$ の場合

$$y = 6083 + 1207D + 16.74D^2 + 2.093D^3$$

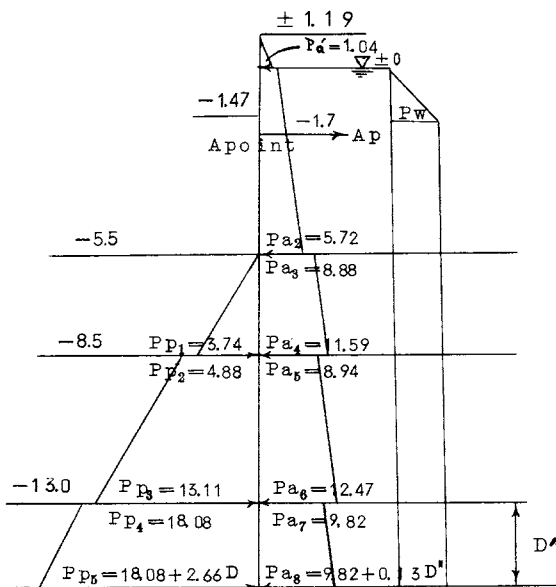
上式は常に $0 < D$ に対して正であるから安定である。又一般には更に B を増せば一層安定となる。故に築島の巾 B は基礎杭の打込巾等を考慮して $B = 12.80m$ とした。

(b) 地震時における矢板の安定計算

A 点に関するモーメントを 0 と置くと

$$M = 0.85D'^3 - 17.72D'' - 67.2D'' + 332.5 = 0$$

$D''(m)$	2.70	2.72	2.73
M	+5.17	+1.62	-0.4



$$K_H = 0.25 \quad K_V = 0.10 \quad \text{水中 } K' = \frac{r}{r-1} K$$

$$r = 2.0 \text{ t/m}^3 \\ \phi = 35^\circ$$

$$r = 1.8 \text{ t/m}^3 \\ \phi = 30^\circ$$

$$r = 1.9 \text{ t/m}^3 \\ \phi = 32^\circ$$

$$r = 1.95 \text{ t/m}^3 \\ \phi = 37^\circ$$

矢板の設計所要深度 $-(13.0 + 2.7) = -15.7m$

故に矢板必要長 $\ell = 17.00m$ にした。又矢板の大きさは計算の結果は八幡II型でよいが打込時の衝撃応力及び施工時の仮締切の水圧等

を考へて八幡Ⅲ型を採用した。

(2) 基礎杭の設計々算

(a) 支持力は図-3の地質柱状図に示す通りの土質であり、支持力の計算はTerzaghiの修正式より計算した。その結果

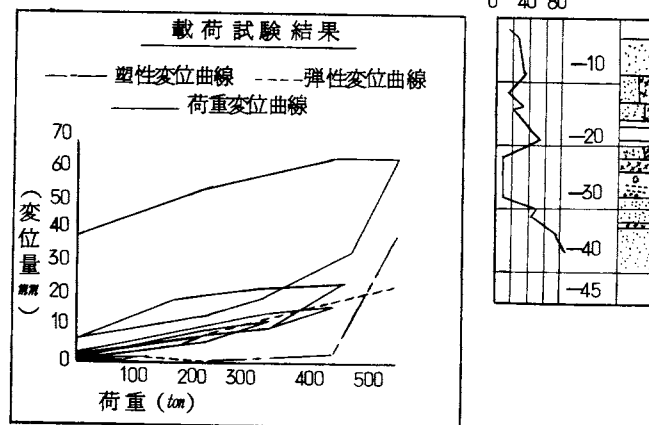
極限支持力 $Q = Q_1 + Q_2 = 500 \text{ ton/本}$

許容支持力 圧縮力 $Q_{ac} = \frac{500}{3} = 167 \text{ ton/本}$

杭の自重を考慮して $Q_{ac} = 140 \text{ ton/本}$

引抜力 $Q_{at} = 300/3 = 100 \text{ t/本}$

図-3



以上のような設計推定値にもとづいて鉛直載荷試験を500 tonまで載荷した結果は、図-3の試験結果表の通りであり、設計推定値とほぼ一致しているものと考えられる。

(b) 鋼杭の計算

常時の作用荷重 上部工反力 $2,230 \text{ ton}$

橋脚躯体重量 $1,325 \text{ ton}$

計 $W = 3,555 \text{ ton}$

杭の所要数 $n = \frac{W}{Q_{ac}} = \frac{3,555}{140} \div 26 \text{ 本}$

地震時の作用荷重

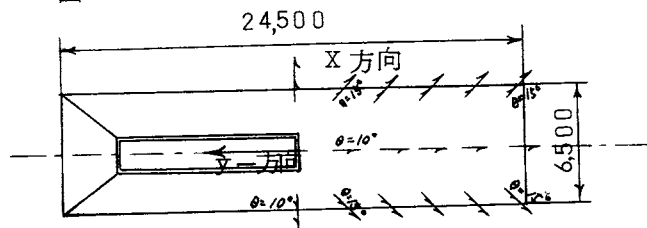
橋軸方向 (x-方向)

橋軸直角方向 (y-方向)

	鉛直荷重	水平荷重	モーメント	水平荷重	モーメント
上部工反力	1,460 t	73 t	880 t	365 t	4,400
橋脚躯体	1,325 t	331	1,990	331	1,870
土圧		86	300	23	
計	2,785 t	490 t	3,170 t-m	719 t	6,270 t-m

鋼杭の配置

図 - 4



地震時の鋼杭の応力計算

橋軸方向 (x-方向) の場合

各杭頭の変位が等しいと仮定する。

$$a = 1/200 \text{ cm/tm とする}$$

鉛直杭 $H = 11$ 本 斜杭 ($\theta = 10^\circ$) $H_1 = 2$ 本

斜杭 (45° 方向で $\theta = 15^\circ$) $H_2 = 20$ 本

斜杭の水平分担力 H_1 $f =$ 杭頭水平変位置

$$H_1 = f \cdot \frac{1}{a} (H_1 \sin^2 \theta + H_2 \sin^2 \theta \cos \theta) = 201560 f$$

各杭頭に作用する水平力 H_2

$$H_2 = H - H_1 = 490,000 - 201,560 f$$

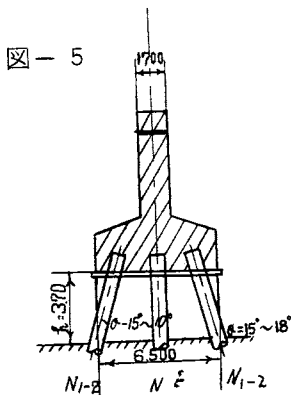


図 - 5

杭頭水平変位置 (杭頭部は固定とする)

$$f = \frac{H_2 \{ (1 + \beta R) + 2 \}}{12 E I \beta^3 \sum N} = 0.73 \text{ cm } h = 3.70 \text{ m}$$

$$H_2 = 490,000 - 201,560 f = 342,900 \text{ kg}$$

杭頭拘束モーメント

$$M_0 = \frac{H_2}{2\beta} (1 + h) = 11.61 \times 10.7 \text{ kg-cm}$$

$$\sum M_0 = \frac{M_0}{\sum N I} y = 670 \text{ kg/cm}$$

水平荷重による斜杭の軸力

$$H_o = 1/a \cdot f \cdot \sin \theta = 25,400 \text{ kg}$$

$$H_o' = 1/a' \cdot f \cdot \sin \theta \cdot \cos \phi = 26,700 \text{ kg}$$

$$= \frac{H_o'}{A} = \frac{26,700}{278} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

モーメントによる斜杭の軸力

$$\frac{M}{\sum \ell_i} \cdot \left\{ \sum \ell_i \right\} P_m = M$$

$$P_m = \frac{M \cdot \ell_o}{2H \sum \ell_i^2} = 64,000 \text{ kg}$$

$$m = \frac{P_m}{A} = 230 \text{ kg/cm}^2$$

鉛直荷重による軸力

$$P_s = \frac{W}{N} = 84,400 \text{ kg}$$

$$\phi_s = P_s / A = 300 \text{ kg/cm}^2$$

故に鋼杭の作用力

$$P_A = \pm 26,700 \pm 64,000 + 84,400 = \begin{cases} + 175,100 \text{ kg} < Q_{ac} = 140 \text{ ton} \\ - 6,700 \text{ kg} < Q_{at} = 100 \text{ ton} / \text{本} \times 1.5 \end{cases}$$

$$\phi_A = \pm 670 \pm 100 \pm 230 + 300 = \begin{cases} + 1,300 \text{ kg/cm}^2 < 2,100 \text{ kg/cm}^2 \\ - 700 \text{ kg/cm}^2 < 2,100 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

橋軸に直角方向 (y-方向)

x-方向と同様であるから計算式省略

$$P_A = \pm 36,200 \text{ kg} \pm 42,000 + 84,400 = \begin{cases} + 162,600 \text{ kg} < Q_{ac} = 140 \text{ ton} / \text{本} \\ - 0 \end{cases} \times 1.5$$

$$\phi_A = \pm 960 \pm 130 \pm 150 + 300 = \begin{cases} + 1,540 \text{ kg/cm}^2 < 2,100 \text{ kg/cm}^2 \\ - 940 \text{ kg/cm}^2 < 2,100 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$f = 0.99 \text{ cm}$$

以上のように基礎構造を鋼杭の組杭の特徴を生かし、地震時の水平荷重の大きさに応じた斜杭の配置方法として基礎面を河床より引き上げ橋脚の安定を増した構造とした。この基礎構造は、本埋設の矢板を仮締切に併用出来るから、工事は非常にやりやすく、簡基礎より工費は10%以上安く、工期は30%以上短かくすることが出来た。

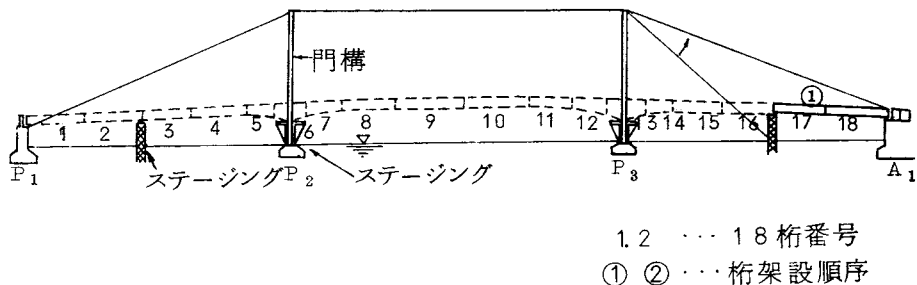
3 架設について

この形式、規模の橋梁架設は常識的には門構およびケーブルキャリヤを使用して、まず両側経間をケーブルエレクションで架設し、次いで中央経間をキャンチレバーエレクションで架設することが考えられるが、当地点は大型船舶（400t前後）を通すために左岸に跳開部を持つ旧港新橋が新橋と80mしか離れておらず、また新橋の左岸経間のクリアランスが少なく、この部分は常に開放しておく必要があること、堀川の両岸に沿って道路、鉄道があり橋桁架設用の門構ケーブルクレーンのアンカーの設置が困難なこと等の理由から架設の基本方針として、三経間連続桁橋の一部分を欠いた状態において、地上仮組立時の状態に近い形に架設するため、左右岸より約33mの地点に鋼管パイルのステージングを設置して、非対称の影響を除き、橋脚上の門構より斜吊索でブロックを吊りキャンバーを調整しつつ架設することとし、部材小運搬は舢舨、架設はフローティングクレーンによることとした。この方式により左岸2ブロック分約33mを船舶航行のため閉合せずに開放して架設諸作業を進め最後のブロックを閉合後最短時間に交通開始させるように計画した。仮設備は橋脚上に置かれるブロックを支持するための鋼製ステージング、両岸より33m地点の鋼管パイルによるステージング、両橋脚（P₂、P₃）上に設置される高さ40mの門構2基、30tフローティングクレーン2台、鋼製ポンツーン等が主なものである。架設は図－6に示す順序で進められたが、12月末の最初の桁架設から供用開始までに5カ月余を要した。

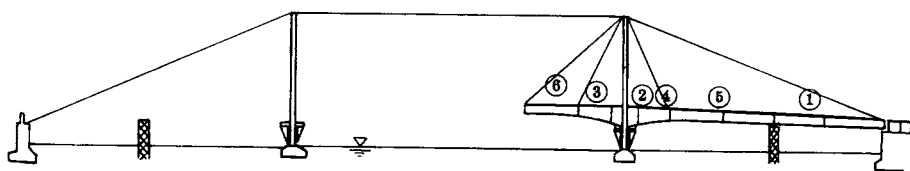
図－6

架 設 順 序

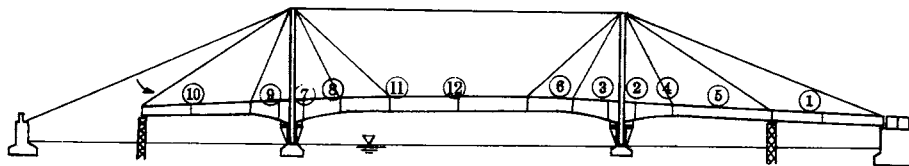
1 ⑬⑭ブロック架設



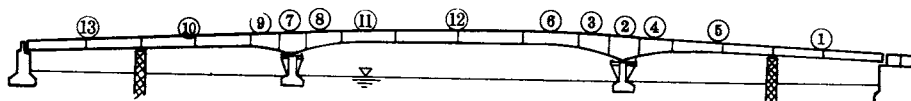
2 ⑪ ⑫ ⑬ ⑭ ⑮ ⑯ ブロック架設



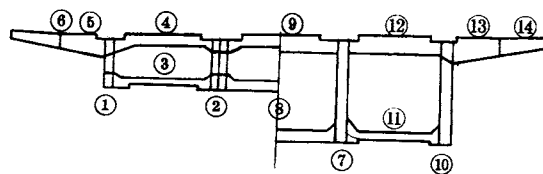
3 ⑧ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ブロック架設



4 ① ② ブロック架設



組立順序



説明図からも判る通り本橋の架設に当つて最も重要なのは、側桁間と中央部の結合部分の処理である。A₁が固定で他は全て可動であるためP₂・P₃の沓を固定して架設を進めることが必要である。そのため可動沓の両端に鋼製楔を入れて固定した。側桁間（17桁・18桁）の結合は、ステージ上で30mmの隙間を取つて架設し、ドリフトピンもボルトもとらずにおき、11桁架設完了後、主桁上面吊ビースにチェーンブロックをかけ沓に設置されたジャッキ楔をきかしながら夜間と日中の温度差による橋体の膨張を利用して結合を行つた。3月中旬の作業では1日約10mm引き寄せることが出来3日間で密着させることが出来た。上流中央部の場合は、朝の6時より架設を開始し、約30mmの隙間がある状態で結合作業を行つたが、午後にはドリフトピン及びボルトをとることが出来た。下流側中央部の場合は余り多くの隙間をとると3～8桁が上、下流別個に引寄せることになるので中央鋼床版を完全に架設せずできる限り摩擦を小さくして落し込みを行なつたが、時期が春分時でもあり朝と日中の温度差がかなりあつたため朝6時より段取りし、7時に架設開始したが殆んど隙間がなく正午頃には完全にドリフトピン、ボルトを取ることが出来た。その後最終桁（1桁・2桁）の架設を行なつたのであるが5月4日に架設を開始し、5月20日には中央部2車線を供用開始することが出来た。