

函館本線追分川橋梁改良工事について

正員 札幌鉄道管理局 能勢之次

1) ま え が き

営業線の保守を担当する鉄道管理局の施設部門においては、建設線を主体とする国鉄工事々務所、および北海道庁、北海道開発局と異なり、列車を安全に運転しつつ施工を実施しなければならない使命がある。

すなわち、列車間合における作業の完成であり、十分な安全度を確保しつつ、できる限り短期間の列車除行中での施工である。更に本道においては、雪塞地対策と共に克服しなければならない特殊事情として、北海道特有の泥炭、所謂軟弱地盤対策が荷せられるのである。

その1例として、昨年実施した函館本線手稲、琴似間278,027.46 m、追分川橋梁改良工事の概要について述べる。

追分川橋梁は手稲山系より石狩平野を横切り石狩川にそそぐ支流にして、支間6.70 mの上路鉸桁の複線橋梁であり、札幌国道に平行し札幌より約8 km 函館寄りの位置にある。石狩平野特有の泥炭地帯であり、盛土路盤、レベル、直線区間である。列車回数、通過t数は、上り線45レ/日、1,246万t、下り線42レ/日、933万tである。

上り線は明治13年“義経号”時代より経過せる路線にして現在橋台は筏基礎上の練瓦構造であり、下り線は明治42年に開通した路線にして現在橋台は木杭基礎上の練瓦構造である。在来橋台は経年の結果破損変状はなはだしく河川の変動により河底が著しく洗掘され、橋台傾倒の虞あり蛇籠による防止工にて危険のため改築をせられたのである。

2) 地 質 調 査

計画設計時におけるボーリングおよび貫入試験の実施と共に施工着手後、北大工学部専攻研究室に依頼して地質調査を実施した。

ボーリングによる地質柱状図を図-1に示す。標準打込試験およびコーンペネトロメーターのごとく標準の方法ではないが、落錘10 kg (コーンの径4 cmの尖端角30°) 50 cmの高さで5 cmの打撃数の貫入試験を実施した。一定長当りの打込みに要する打撃回数からは、貫入抵抗のみを知りうるものであり、実際の支持力すなわち地耐力

でないことは明かであり、貫入抵抗の示すものはそれぞれの深度における単独の土層の相対的強度であり、貫入抵抗値と地耐力の推定はこの両者の比較値が重要な問題となるのである。貫入試験の実用性については標準の方法と異なり多小の疑点があつたが地質柱状図のみにては基礎構造の推定も困難であるので、地耐力を知るため上記試験の2~3の実施例より打撃回数と極限地耐力との関係図表を求め一応地耐力の推定の基準としたのであり設計上の唯一の資料であつた。試験結果の1例を図-1に示す。図に示すごとく軌条面より6 m附近は推定極限支持力は約30 tであるが、在来下り線の基礎杭の先端が丁度この位置でとどまり、かつ現在の列車荷重を保ちえている事実、および基礎根掘施工中に、この位置において直径40 cm 載荷鉤、25 t オイルジャッキを使用して実施した載荷試験の荷重—沈下曲線よりの極限地耐力の27.2 t値より推定の信頼度の裏付けと考えた。

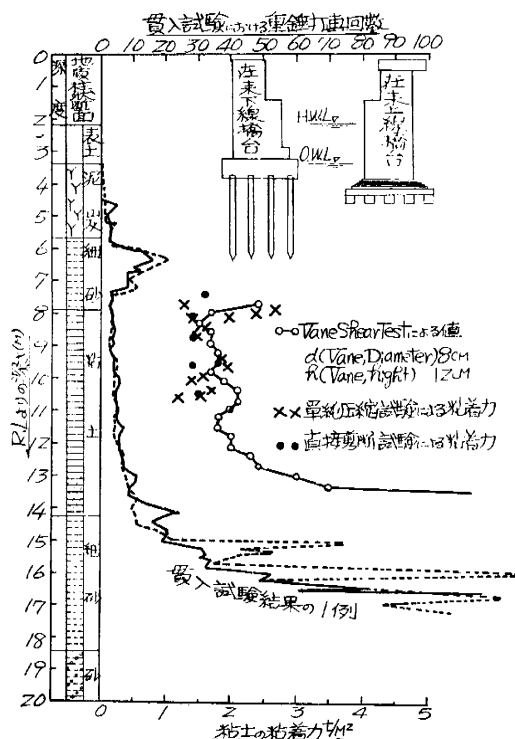


図-1 地質調査

又軌条面より 16 m 附近は極限支持力 70 t 以上と推定された。軌条面より 8~14 m 附近は粘土層であり、図-1 に示すごとく、ベインシヤ試験、薄肉サンプラーによる試料の単純圧縮試験、および剪断試験等により求めた粘着力は粘土全層の平均約 2t/m^2 と推定される。又単純圧縮試験において粘土をこね合わせて鋭敏比を求めたが 5~7 程度のかかなり鋭敏な粘土であった。

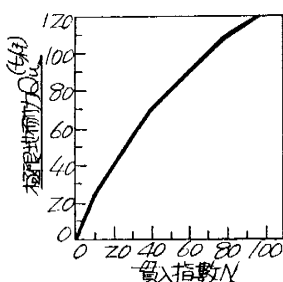


図-2
貫入指数推定極限地耐力

3) 計画設計

複線橋合の改築、特に橋合の根入を深くする場合には正攻法として仮迂回線を敷設して実施すべきであるが、地質調査より泥炭地帯であり、盛土路盤の線路保守の困難度、路盤の落着きの面より工期も長く、かつ工事費も多額を要するので、列車を運転しつつ現在線にて改築の工法の検討をなした。

すなわち、列車を運転しつつ施工し得る限度迄線路に接近し、又現在橋合裏側に接近(最小の径間拡張)した位置に、前述する地質調査により推定した軌条面より 16 m 附近の深さの極限支持力 70t/m^2 以上を期待する基礎構造物を線路をはさみ 2 箇所設け、これにて上下線上路鉄桁を支持する鉄筋コンクリート橋合桁を受ける方法を決した。

最小の径間拡張として上路鉄桁の支間は 12.9 m であり鉄筋コンクリート橋合桁の支間は 13 m である。

又橋合桁を支持する基礎構造の形式として、軌条面より 16 m 附近迄ウエルを下げる方法と、杭基礎とする方法につき入念に検討したのであるが、

- (イ) 道床に接近し道床圧の影響を受ける軟弱地盤のウエル沈下の施工上の問題
- (ロ) 軌条面より 6 m 附近の確からしい約 30t/m^2 の極限支持力地帯の適切な利用の問題

上記の点を考慮して、プレキャストコンクリート杭を使用する工法を採用したのである。仮迂回線案との工費の比較は大略前者 20,000 千円、後者約 14,000 千円である。

4) 設計概要

本工事の設計概要について述べる。(図-3 参照) 上路鉄桁は KS 18・支間 6.70 m を 12.90 m に架替えるものであり、架替方法は列車間合の短時間に岩見沢材修場所有の 10t ロコモティブクレーンを使用して直営工事により実施する。

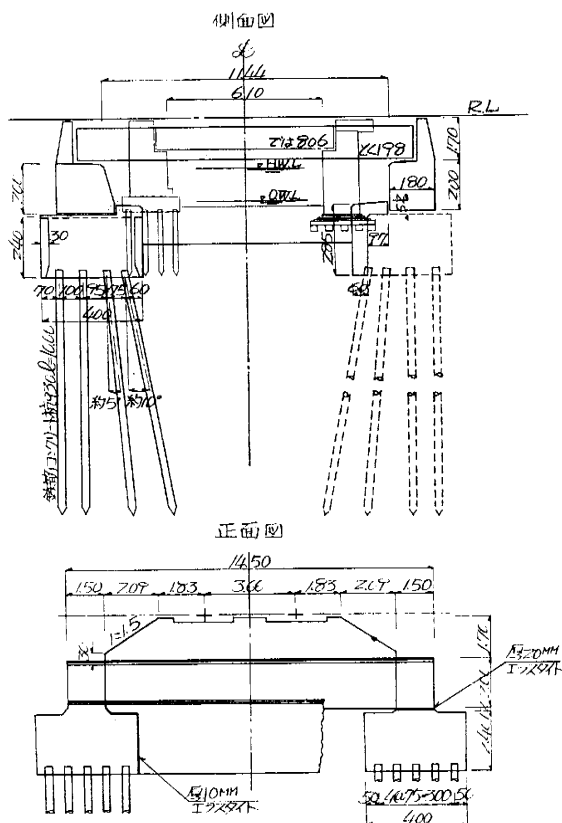


図-3 設計図

橋合鉄筋コンクリート桁は、基礎コンクリート底面の位置の関係および背面の土圧を出来得る限り小さくする点を考慮して桁高を 2.00 m と定めた。桁巾 1.80 m、全長 14.50 m、支間 13.00 m の断面形状である。又鉄筋コンクリート桁断面として上路鉄桁よりの活荷重の偏心を少なくするため、橋梁径間は 11.44 m、橋合桁座面長を 1.10 m とした。そのため桁支承部分を除き水きりのためテーバーをつけた。

鉄筋コンクリート桁と基礎コンクリート支承関係は桁両端それぞれ図に示すごとく 1.50 m 断面を増加して支持するものとし、両端自由支承とした。(厚さ 20 mm エラストイトを挿入する。)

基礎コンクリートは施工上より矢板工等の種々の方式を検討したのであるが、厚さ 30 cm の鉄筋コンクリート箱枠を沈下させ杭基礎施工後中埋コンクリートを行なう形式とした。

基礎コンクリートの断面寸法は $4.00\text{m} \times 4.00\text{m}$ であり、深さは前述の在来橋合木杭基礎の打止り位置で軌条面より 6 m 附近の確からしい約 30t の極限支持力のある深さまで、すなわち 2.40 m とした。

杭基礎として直径 30 cm、長さ 10.00 m のプレキャスト

トコンクリート杭を最小杭間隔 2.5 d として基礎 1 箇所 20 本を使用する。なお前 2 列は約 10°, 約 5° の傾杭として使用した。

以上の設計形式のため両端基礎コンクリートの中間には図-3 に示すごとく土留鉄筋コンクリートを設けた。

5) 設計施工上の 2~3 の問題

(1) 仮設工

在来橋合の裏を裸にして、列車を運転しつつの施工は本工事の最も重大な問題であり、種々の方法を検討して図-4 に示すごとく仮設工を決定した。すなわち②に示すごとく杭打ベンドと在来橋合を支点として長さ 5.35m の古工桁 (KS 13) を仮設した。この段取として①に示すごとく、列車間合の比較的条件の良い夜間作業を重ねて、軌条桁にて保持して杭打ベンド仮設、在来橋合の一部を取壊して古工桁の仮設を実施した。この状態にて基礎構造物、橋合桁の施工を行ない、胸壁コンクリートの施工は古枕木サンドルにて軌条桁に架替へ実施する予定であったが、列車運転の安全度を考慮して桁架替えまで②の仮設工でとし、桁架替時に在来上路鉄桁と同時に仮設工桁もロコモブクレーンにより撤去した。

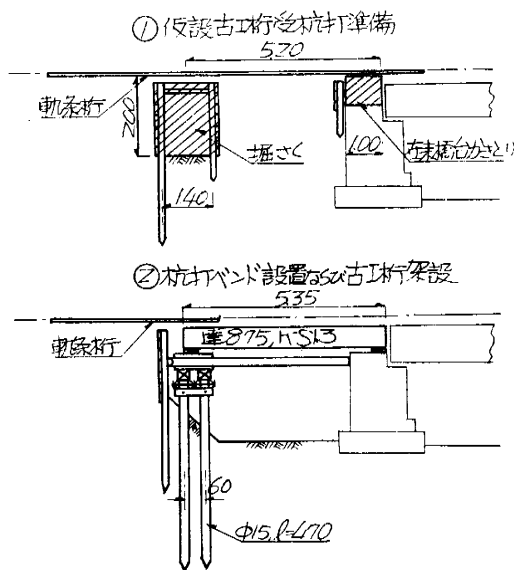


図-4 仮設工

(2) 鉄筋コンクリート橋合桁

設計々算は国鉄“無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準”により進めた。支間 10.00 m, 最大曲げモーメントは 803.526 t-m であり、桁高 2.00 m としてはかなり無理な設計であつたが、異形丸鋼 (SSD 49, 32 mm 42 本) を使用して許容応力度 $\sigma_s = 1600 \text{ kg/cm}^2$ とし、コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 65 \text{ kg/cm}^2$ として設計した。すなわち構造物の設計において基準とした材齢 28 日におけるコンクリートの圧縮強度を 200 kg/cm^2 としたのである。

又活荷重の作用点が桁断面中心線よりの偏心、背面よりの土圧を考慮して図-5 に示す配筋とした。

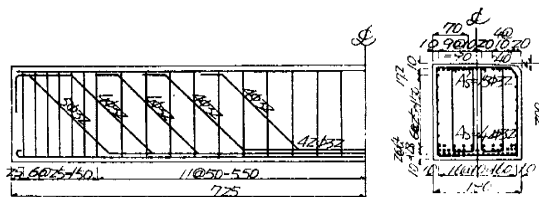


図-5 鉄筋コンクリート橋合桁

鉄筋材料表

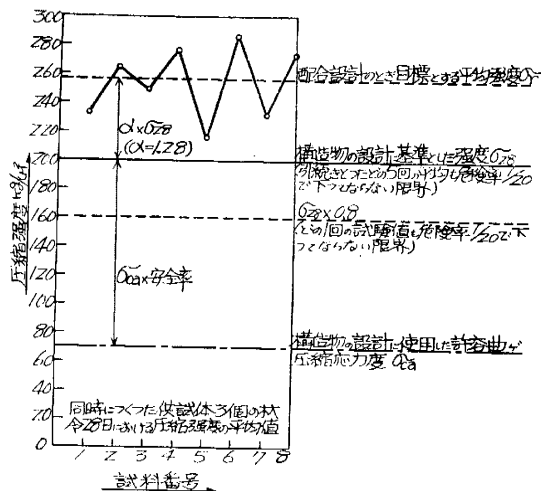
No.	直径	長さ (mm)	本数	延長 (m)	重量 (kg)	備考
a ₁	φ32	14,708	17	250.036	1578.5	異形鉄筋 SSD 49
a ₂	φ32	14,300	19	271.700	1715.2	—
a ₃	φ32	8,204	4	32.816	207.2	—
a ₄	φ32	10,564	4	42.256	266.8	—
a ₅	φ32	12,496	4	49.984	315.5	—
a ₆	φ32	15,684	4	62.736	396.1	—
a ₇	φ32	17,324	5	86.620	546.8	—
b	φ19	14,372	12	172.464	383.9	—
c ₁	φ12	7,100	35	248.500	220.7	—
c ₂	φ12	4,200	70	294.000	261.1	—

純鉄筋総重量 5,891.8

コンクリートの品質としては、上記国鉄設計基準 28 条に示す配合設計を行なうとき、設計強度に乗ずる係数 (表-1 参照) 1.28 を目標として配合設計を実施した。大工事と異なり不十分な設備であつたが、現場監督者およ

表-1 配合設計を行なうとき設計強度に乗ずる係数

構 造 物 別	変 異 係 数 C				
	0.10	0.125	0.15	0.175	0.20
重要な構造物 (例えば列車荷重を直接うける構造物)	1.13	1.16	1.28	1.42	—
普通の構造物	—	1.13	1.20	1.33	1.50



図—6 コンクリートの品質

び施工業者に特段の注意をうながし図—6に示す品質のコンクリートを施工した。

セメントは浅野ポルトランドセメントを使用し、コンクリートの示方配合および使用骨材を表2、表3に示す。なお主鉄筋の継手はガス圧接により施工した。その採取試験結果の例を表—4に示す。

(3) 斜 杭

杭基礎の滑動にたいする抵抗力は、フーチング基礎と同様に底面に接する土の土質より決めるように、又擁壁橋台等のように水平荷重が常時作用する建造物の杭基礎において杭の周囲の土が軟い場合にはなるべく斜杭により水平荷重に抵抗させるのがよく、斜杭の滑動にたいす

る許容水平抗力はその杭の許容支持力を杭の軸方向のベクトルで表した場合、このベクトルの水平分力に等しいものとみなすと前述の国鉄設計基準に示されている。

本設計においてはコンクリート基礎底面における滑動にたいする安全率としては、基礎底面の摩擦角 $\phi' = 20^\circ$ と仮定すると

$$n_s = \frac{N \tan \phi'}{H} = 1.86 > 1.5$$

ここに N —滑動面に垂直に作用する力 t

H —滑動面に水平に作用する力 t

以上のごとく ϕ' の仮定、および水平荷重が常時作用する点を考慮して、前2列をそれぞれ約 10° 、約 5° の斜杭として水平荷重の一部を分担させる。斜杭による許容水平抵抗力を求めると

約 10° の場合

$$\begin{cases} \text{水平分力} = 20 \times \sin 10^\circ = 3.47 \div 3 \text{ t} \\ \text{垂直分力} = 20 \times \cos 10^\circ = 19.69 \div 20 \text{ t} \end{cases}$$

約 5° の場合

$$\begin{cases} \text{水平分力} = 20 \times \sin 5^\circ = 1.74 \div 2 \text{ t} \\ \text{垂直分力} = 20 \times \cos 5^\circ = 19.92 \div 20 \text{ t} \end{cases}$$

故に斜杭による抵抗力 $H' = 5(3+2) = 25 \text{ t}$ である。

設計上の斜杭の打込みは札鉄工事課において施工経験なく、施工当初において、打ちうる範囲内に傾け、試験的に施工する予定でいたが、杭打込設備、すり足場の調子よく設計通り約 10° 、 5° の斜杭を困難せず打込を実施できた。杭打込設備としては 4.5 寸丸太を主材とする行燈檣を組立て、 $125 \times 65 \times 6$ の溝形鋼を2枚溶接して柱となし $75 \times 75 \times 12$ の山形鋼で支材としたすり足場を適宜傾

表—2 コンクリートの示方配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	水セメント比 (%)	単位容積重量 (kg)	絶対細骨率 (%)	単位ポゾリス量 (kg)	空気量の範囲 (%)
30	8~10	48	310	36	ポゾリス No.5 1.55	3.5 ± 0.5

表—3 使用骨材

	産地	単位容積重量 (kg/m³)	比重	吸水率 (%)	粗粒率
粗骨材	富川産	1,760	2.71	1.1	7.68
細骨材	浜厚真産	1,775	2.68	0.85	2.57

表—4 ガス圧接、鉄筋の試験結果

	引張強さ (kg/mm²)	伸び (%)	備考
異形丸鋼 (φ32)	52	23	母材個所にて切断180°に曲げ、破断外側亀裂認めず
同上ガス圧接せるもの	52	—	

むけて施工したのであり、垂直杭に比し落下抵抗に多小の差が示された。(図-7 参照) 杭打設備を 図-8 に示す。なお落錘は 150 貫と 100 貫モンキーを $75 \times 75 \times 12$ の山形鋼で緊結して 0.953 t とし、ウインチ捲きによる打撃打込みをなした。

(4) 杭の支持力の確認

本工事の杭基礎の設計において、杭の許容支持力は、貫入試験の結果をもとにして粘土層に打込まれる先端支持杭に近い長さ 10 m の杭として静力学的支持力計算を行ない 20 t/本 と推定して計算を進めたのであるが、そ

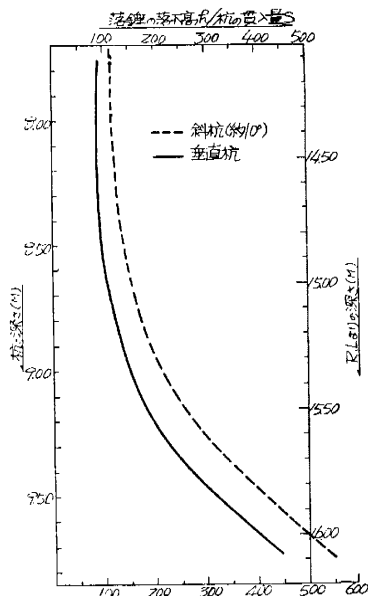


図-7 杭動的試験結果の 1 例

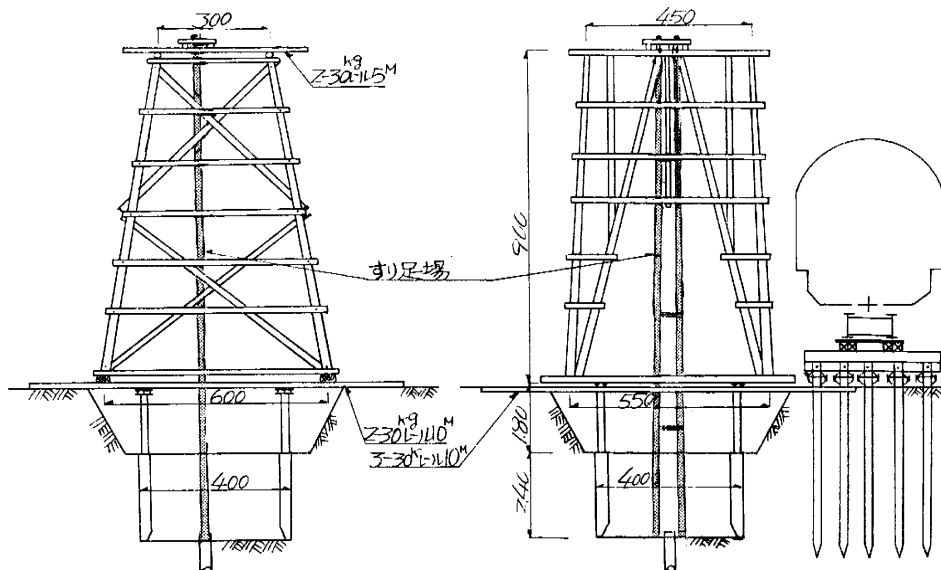
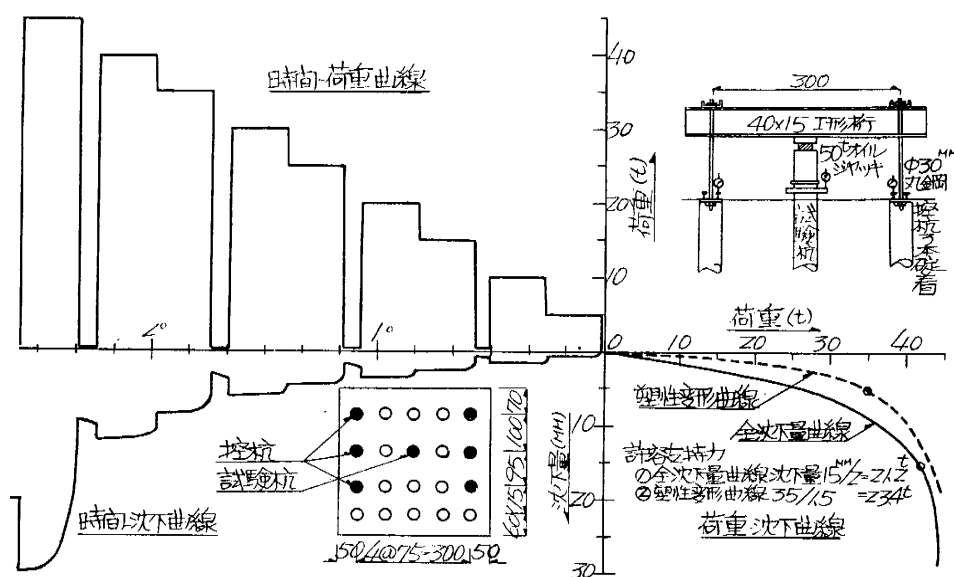


図-8

の確認、支持力を決定するに最も信頼し得る方法として載荷試験を実施した。試験要領は 図-9 に示すごとく垂直杭 2 列目中央の杭を試験杭とし、杭径の 5 倍の位置の両側 3 本の杭をそれぞれ控杭として古レールにより碇着したものの中央より $\phi 30$ mm 丸鋼各 2 本により 40×15 1 形桁を固定し、50 t オイルジャッキの反力を支える方法とした。土質試験により粘土層はかなり鋭敏な粘土であり杭打込後 1 箇月位経過後に載荷すべきであつたが、先端が砂層に支持される事も考慮して工期の関係もあり打込後 12 日で試験を実施した。沈下の測定は載荷設備に影響のない支持梁に固定したストローク 50 mm のダイヤルゲージを試験杭および控杭に取り付け、載荷の方法は当列設計荷重の 1/4、すなわち 5 t を段階的に載せて実施した。試験は釜場設けポンプアップしつづの載荷であり時間的要素に不充分なきらいはあつたが 図-9 に示すとき結果を得た。

荷重沈下曲線より許容支持力を求めるに①全沈下量曲線の沈下量 15mm に相当するときの全荷重の 1/2 を許容支持力とする方法によると $q = 21.3$ t であり、②塑性変形曲線の急折する点の荷重を安全率 1.5 で除したものを許容支持力とする方法によると $q = 23.4$ t である。①と②の求め方について②の方が合理的であると思はれるが許容支持力として 22 t とする。

次に杭打込の際の落錘の落下エネルギーによる杭の貫入量を求め、杭打公式により検討する動的試験は、本工事のごとき地層、杭打方法にては如何なる杭打公式に頼ることも不安である。参考のために、サンダー、エンジニアリングニュース、ヒレーの式により支持力を求めた 1 例を表-5 に示す。



図—9 杭の載荷試験結果

表—5

名 称	杭 打 公 式	許容支持力
サンダー	$P = \frac{RH}{8S}$	40 t
エンジニアリング ニュース	$P = \frac{RH}{6(S+2.54)}$	11 t
	安全率を 3 とした場合	23 t
ヒ レ ー	$W = \frac{RH\eta}{S+C/2}$	
	安全率を 3 とした場合	29 t
	安全率を 4 とした場合	22 t
杭の載荷試験による許容支持力		22 t

R 落錘の重量 = 0.953 t

h 錘の落下高 = 310 cm

S 杭の貫入量 = 0.7 cm

P 杭の許容支持力 t

W 杭の極限打込抵抗 t

H 錘の自由落下距離 = 0.75 h

C 杭杭頭部の硬本とパツキングおよび地盤の 1 時的弾性圧縮の総計

表より求めた値 = 1.1 cm

η 打撃効率

表より求めた値 = 0.494

在来良く使用されていた、サンダーの式、エンジニアリングニュースの式も、その適用範囲を十分に検討すべきと思われる。すなわちサンダーの式は貫入量の小さいとき 0~1.5 吋 (0~3.8 cm) において常に過大の支持力を表わすのであるから貫入量の小さい場合には不適である。又エンジニアリングニュースの式の適用範囲は落下重錘打込による場合は 2000~3000 lb (0.9~1.4 t) またはそれ以上の重錘を 20~30 ft (6~9 m) あるいはそれ以上自由落下させ、しかも錘の落下は 5~20 秒ごとに 1 回とすべきであると示されている。ヒレーの式は安全率の定め方、重錘の落下高の調節、打撃効率、一時圧縮等の値を詳細に検討しているので、一時弾性圧縮値の入念な災測、打込応力の繰返し計算を充分行なえば他の公式より好結果を得るのではないと思われる。

6) あとがき

以上設計施工の概要を述べたのであるが、本工事は昭和 31 年 5 月より 12 月迄の工期で、札幌工業株式会社の施工である。

なお本工事の杭基礎の設計施工の詳細については国鉄本社施設局の第 24 回土木工事施工研究会資料に述べてある。