

緩い砂地盤に高架橋ができるまで—国鉄釧網線 網走高架橋—

The design and construction of viaducts on the loose sandy ground—Abashiri Viaduct in JNR Senmoh Line—

うめ はら とし お* ふく しま ひろ かつ**
梅 原 俊 夫* 福 島 弘 文**

1. まえがき

国鉄では、構造物の経済設計を目差し設計基準の改訂を行ってきた。基礎に関する基準である建造物設計標準解説(基礎構造物)も昭和61年3月に改訂した(以下、改訂後の標準を「新基礎標準」¹⁾、改訂前の標準を「旧基礎標準」²⁾と呼ぶ)。

直接基礎において、経済設計を目差す場合は、設計手法や許容値等の設定も大切であるが、基礎形式の選定に当たって、直接基礎の適用方について適切な判断を行い、可能であれば杭基礎を直接基礎にすることの方が、著しく経済的となることが多い。このため、新基礎標準においてもこの点を強調している²⁾。

直接基礎は、 N 値で評価すれば、砂地盤で30以上、粘性土地盤で20以上の、すなわち、「良質な支持層」³⁾がある場合に採用されるのが一般である。この理由は、良質な支持層で支持しないと、

- ・変位量が大きい。
- ・地震時に支持力が減少しやすい。

などの問題が生じやすいからである。

しかし、これらは原則的なことであって、十分な地盤調査とそれに応じた構造計画を行えば、良質でない支持層であっても直接基礎とすることは十分可能であり、これにより経済的な構造物とすることができる。

本稿は、緩い砂地盤において、当初杭基礎で計画していたものを直接基礎に変更した国鉄釧網線網走高架橋を例にとり、調査、設計、施工について概要を記し橋梁のできるまでを示したものである。

2. 網走高架橋の概要

2.1 高架化工事の計画

網走市は、第三次産業を主とした人口4万5千の市であるが、図-1に示すように網走川、網走港、天都山に挟まれた細長い町で不規則な道路網をしており、交通事情が悪い。

このため、市街のバイパス路線として、市道山下通線が計画され、図-2に示すように1P~6Pにおいて国鉄

釧網線と立体交差する必要が生じた(口絵写真-5参照)。

交差する付近に踏切が多いため釧網線の約600m間を高架にすることによって、8箇所踏切除却を同時に行う連続立交事業として実施された。

2.2 工事の概要

計画道路と競合する部分が多いので、現在線の一部を移設して、1k400mを別線ルートとして図-2に示すように約600mを高架化する。

中央部の架道橋は、下路PC桁(支間30m)で5連、延長154mである。

3. 調査と設計

3.1 調査と設計の関係

構造物の基礎の計画・設計・施工に当たっては、地形、地質、地下水、環境条件等、必要な事項について十分な調査を行わなければならない。

図-3に設計過程での調査の区分と順序を示す⁴⁾。

網走高架橋の場合は、基礎形式の選定で杭基礎を採用し概略設計を行い、杭基礎としての本調査を行った後に経済性追求のため、改めて、直接基礎の可能性の検討を行って直接基礎としての概略設計を行い本調査をやり直している。

また、地盤が良質でないことから、精密調査として現地大型載荷試験を行った。

3.2 先行調査

構造計画、基礎形式の選定および概略設計に必要な先行調査を行った。その結果は次のようであった。

(1) 地質の概要

図-1のように、網走市街の南側に天都山と南部台(桂台)がある。天都山は、新第三紀の網走層(粗粒砂岩と礫岩)の上に第四紀の美幌層が薄く堆積している。また、桂

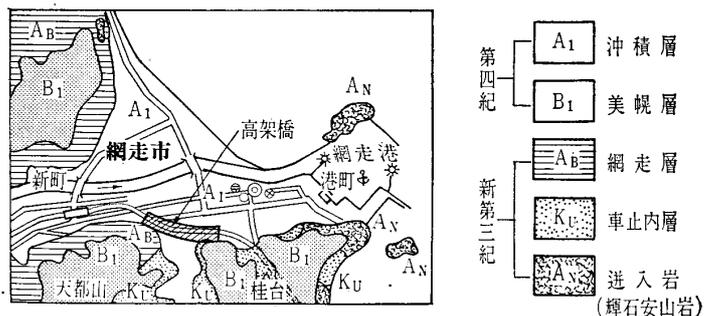
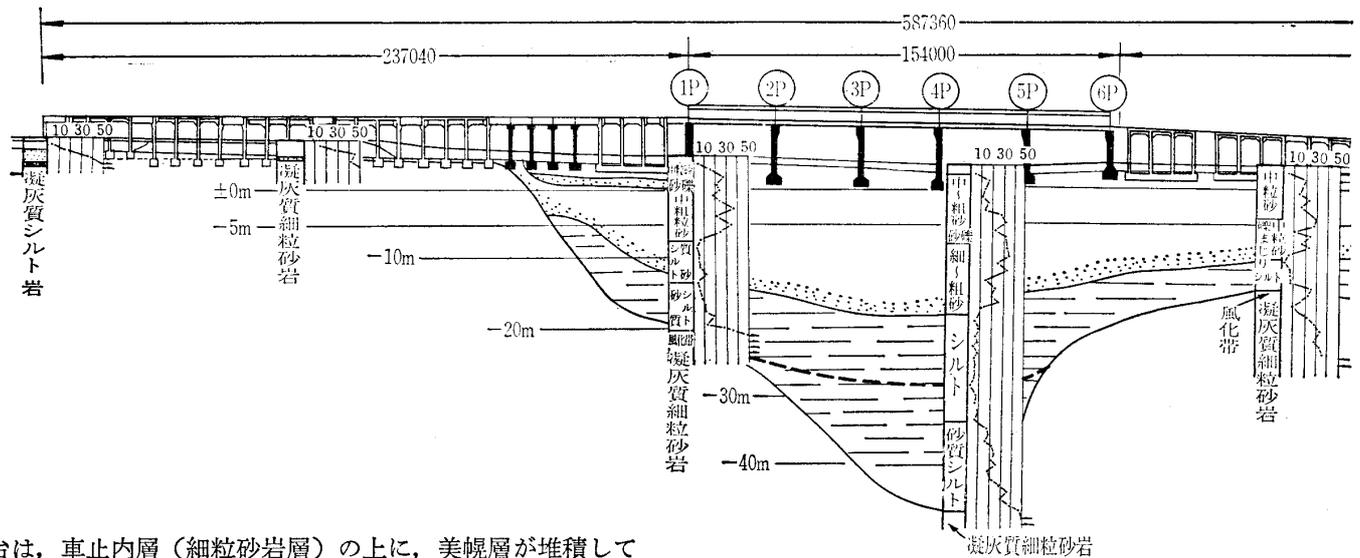


図-1 位置図および地質図

*国鉄構造物設計事務所基礎土構造 主任技師

**国鉄構造物設計事務所基礎土構造 主席



図一2 高架橋および地質縦断面図 (単位 mm)

台は、車止内層（細粒砂岩層）の上に、美幌層が堆積している。これらの台地の周辺は、崖となっており、網走層と車止内層が露出している。当高架橋は、これらの台地と網走市街の境にあり、二つの台地に挟まれた谷間に、北側の網走市街の厚い沖積地盤が、図一2に示すようにおぼれ谷状に入り込んだ所にある。

(2) 地盤調査

ボーリングを伴う標準貫入試験により、図一2に示す地質縦断面図が得られた。なお、この段階では、軟岩層（砂岩）上面は、図中の破線の位置に想定されていた。これによるとおぼれ谷となっている部分の地表に近い砂層は、層厚は5~15mと十分あるもののN値は、15~25程度で、高架橋の支持層としては、良質な支持層ではない。

3.3 構造計画

(1) 杭基礎としての当初計画面

先行調査により求めた地質縦断面図（図一2）によれば、当高架橋は、おぼれ谷となっている部分に当たる。このため上層の沖積砂層で支持する直接基礎を採用することは無理と考え当初計画面では、杭基礎が適切であるとした。しかしながら、この案では、杭長は、長い所で30mに及ぶ長大杭にする必要が生じた。これは、支持層が深い所では、摩擦支持とすることも可能であるが、杭先端が軟岩に支持される支持杭と、粘性土で支持される摩擦杭が連続することは構造物の相対沈下の面から好ましくないで、深い部分も杭先端が基岩層（軟岩）であるように計画したことによるものである。

また、杭種は、施工環境上の必要性から場所打ち杭で計画されたが、この場所打ち杭基礎を施工するには、施工管理上から杭先端の軟岩の位置を明確にする必要がある。この目的のため、追加調査を行い計19本のボーリングにより、想定した地質縦断面図が図一2である。これによれば、おぼれ谷が予想以上に深く、杭長が40mに達し杭に要する工費が多大となるため(2)に示す直接基礎を検討することとした。

(2) 計画を修正した直接基礎案

おぼれ谷部分も直接基礎を用い上部沖積砂層で支持する

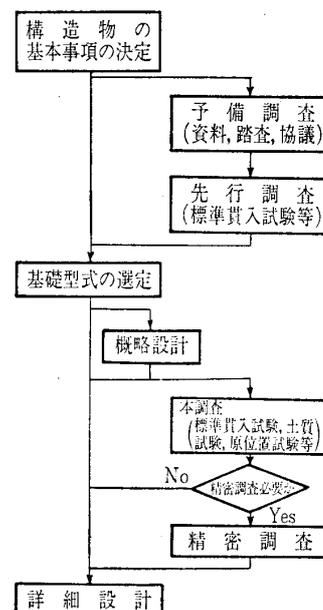
ことにすると、その地盤条件での検討のほか、両側の軟岩で支持する部分との支持性状の極端な違いに対する注意が必要であり、次のような点に注意し構造計画を行った。

i) 軌道構造 軌道構造は、レール・枕木・バラストからなるバラスト軌道とレールがスラブコンクリートで支持されるスラブ軌道とに大別される。前者の場合は、構造物間に相対沈下が生じてもバラストにより軌道整備をすることが可能であるが、後者はバラストがないので相対沈下に対する調整代が少なく保守が困難である。

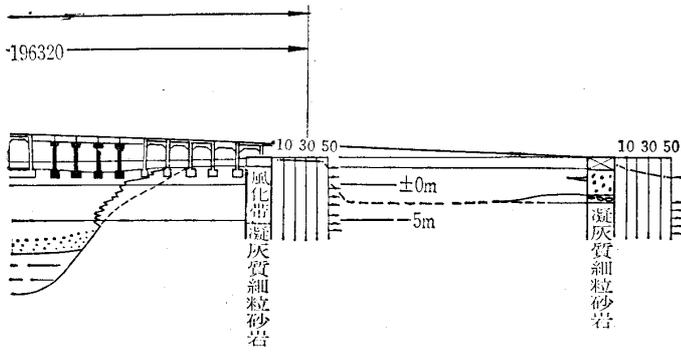
当高架橋では、緩い砂地盤の沈下により、構造物間（ラーメン高架橋ブロック間、橋脚間）に相対沈下が生じて、追従性のある軌道構造とするため、高架橋全体をバラスト軌道とした。

ii) 各地盤条件での基礎および構造形式の選定

① 軟岩区間



図一3 調査の進め方



もっとも問題のない支持地盤であり、経済的な基礎形式、構造形式とすることができる。ここでは、図-4に示す地中梁のない連続フーチングを有する両端ゲルバー式ラーメン高架橋とした。

② 緩い砂地盤上の区間

当地盤は一様な砂地盤であっても、

- ・列車振動により締固まる。
- ・地震時に大きな沈下をする。
- ・施工時に、緩めたり乱したりしやすい。

などにより、基礎間の相対沈下が大きくなると思われる。このため架道橋部分は、道路との交差を考慮し、図-5に示す橋脚とし、下路PC単純桁(支間30.0m, 5連, 延長154m)とした。また、その両側のラーメン高架橋は、基礎間のある程度の相対沈下に対処するため、図-6に示す地中梁付き両端ゲルバー式ラーメン高架橋とした。

以上のような構造上の配慮のほかに、設計時点から施工時に地盤を乱さないように、また、緩みをできるだけ少なくするように、4に示すように施工に関する条件をつけた。

③ 支持地盤が急変する区間

軟岩から緩い砂地盤へ移る、すなわち、支持層が急変する部分の高架橋は軟岩部分での沈下がほとんどないのに比較し、緩い砂地盤では、②に記したような沈下が生じるので、相対沈下が一層大きくなる。したがって、相対沈下が生じても構造上問題のない、図-7に示す橋脚を用いたスパン8.22mの単純桁方式とした。

3.4 本調査

直接基礎としての本調査は、次のような事項について調査検討を行った。

(1) 試掘による土質調査

現地において、直接基礎を想定した場合の底面位置まで掘削し、地盤を目視し、湧水状態を調べ、サンプリングを行って、せん断試験・粒度試験等の土質試験を行った。また、近くで施工していた下水道工事現場からも、サンプリングを行い土質試験を行った。その結果を表-1に示す。

なお、精密調査で、原位置大型平板載荷試験を行った位

置でのものと、6号橋脚(6P)の位置で行った土質調査結果も、同表に示す。

(2) 地震時の流動化調査

このような緩い砂層の場合に最も注意を要するのは、「砂上の楼閣」の原因となる支持層の地震時の過剰間隙水圧の上昇による地盤強度の低下である。ここでは、標準貫入試験のN値と、基礎底面まで試掘してサンプリングした試料による粒度試験の結果を基に、次の判定法により検討を行った。

i) 旧基礎標準⁵⁾による判定

旧基礎標準では「G.L.より10mより浅いところにある

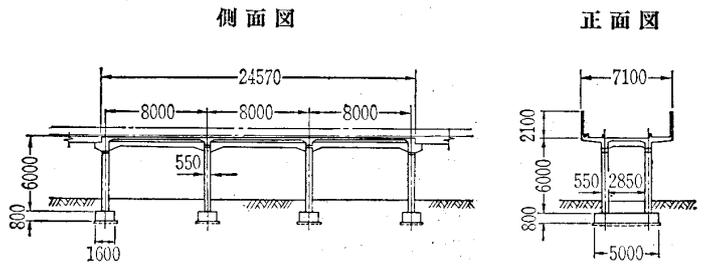


図-4 両端ゲルバー式ラーメン高架橋(単位 mm)

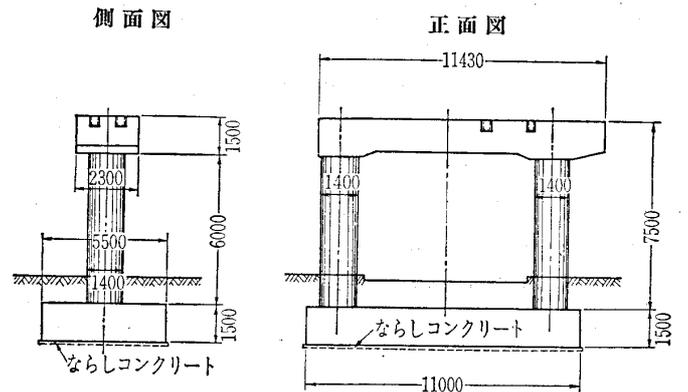


図-5 PC単純桁用橋脚(単位 mm)

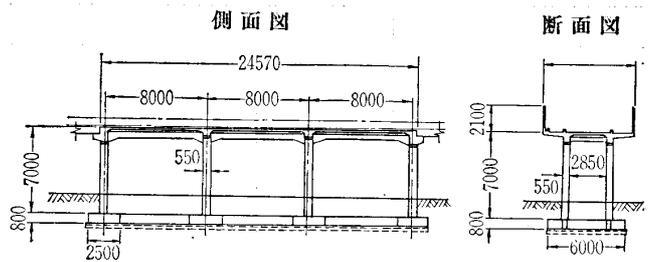


図-6 地中梁付き両端ゲルバー式ラーメン高架橋(単位 mm)

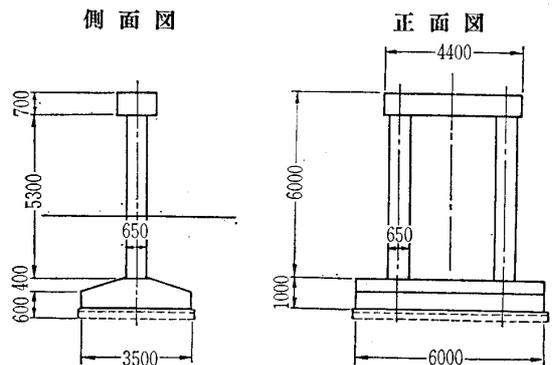


図-7 単純桁方式用橋脚(単位 mm)

飽和砂質土で N 値が10以下、均等係数が6以下でかつ粒径加積曲線の D_{20} が0.04~0.5 mmの間にあるときに流動化する」としている。これに対し、当地盤では、飽和砂層で、 N 値が15程度がときどきあるが、均等係数は3~1.5、 D_{20} は、0.15~0.3の範囲である。したがって、 N 値により流動化を考慮する必要はないが U_c 、 D_{20} は流動化に対し微妙な条件にある。

ii) 道路橋示方書による判定

道路橋示方書、耐震設計編⁶⁾により、流動化抵抗率 F_L を求め流動化の判定を行った。試掘調査により、サンプリングを行い粒度試験によって求めた D_{50} を用いた。

また、 N 値は試掘調査に近い図-2の4P付近のものを用いた。

さらに、基礎底面より下方の地盤の流動化が、構造物に大きな影響を与えるが、基礎による増加荷重が作用した有効応力の状態での流動化の判定は、有効応力-相対密度-地震時せん断応力比の関係が明らかでない点があるので基礎の影響のない流動化しやすい一般地盤における判定を行った。

したがって、ここでの判定は、実際よりも F_L が小さい値となり流動化しやすい判定結果となる。

その結果は、4P付近についてのみ $F_L=1.15$ となったので、流動化に対し無対策では直接基礎は危険と判断した。

それ以外のところは、 $F_L>1.5$ がほぼ確保されており過剰間隙水圧の上昇に伴う支持力の低下等について考慮する必要はなく、直接基礎として十分安全であるとした⁷⁾。

ii) 1961.11の釧路に大きな被害をもたらした釧路沖地震および1968.5の十勝沖地震の際には、当高架橋付近にお

いては噴砂などの流動化現象は発生しなかった。

iv) 以上の判定結果を勘案し、 N 値が15を下回る4Pについては、締固め杭を用いることにした。これにより高架橋全体としては、流動化に対し十分安全であると考えられる。

3.5 精密調査

直接基礎における極限支持力と沈下量の算出には、まだ明らかでない点がある。特に当高架橋のように緩い砂地盤では、その精度に疑問がある。そこで、安全性を確認し、経済性を図る目的で、最も均一な地盤である4P~5P付近において、図-8に示すように30 cm×30 cmから3 m×3 mまでの各種載荷板計20個を配置し鉛直平板載荷試験を行った。

測定は、載荷板の沈下のほかに、載荷板周辺の沈下性状をみるため、図-9に示すように、3 m×3 mの載荷板の中心下に層別沈下計を、載荷板の側方に傾斜計を、さらに全載荷板の近傍の地表には鉛直変位計を設置した。

これらの測定結果をもとに、次の点について検討した^{8),9),10),11)}。

(1) 支持力関係

- ① 実測値と算定式による計算値
- ② 載荷板幅と極限支持力
- ③ 根入れ深さと極限支持力
- ④ 荷重の偏心と極限支持力
- ⑤ 沈下量を考慮した支持力
- ⑥ 載荷による締固め効果

(2) 地盤反力係数関係

- ① 繰返し荷重より求めた地盤係数
- ② 載荷板幅と地盤係数

表-1 上部砂層の土質試験結果のまとめ

| 試料採取箇所 | | 6P | テストピット | | | 下水現場 | 載荷試験箇所(図-8の△印) | | | |
|----------|-----------------------------|---------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|---------------|---------------|---------------|
| 試料番号 No. | | | (1) | (2) | (3) | (4) | 1 | 2 | 3 | |
| 採取深度(m) | | 基礎底面 | 2.35 | | | 2.40 | 載荷試験面 1.70 | | | |
| 物理試験 | 土粒子の比重 G_s | 2.87 | | | | | 2.66 | 2.65 | 2.74 | |
| | 密度 | 湿潤密度 ρ_t kg/m ³ | 1700 | 1949 | 2054 | 2079 | 1650 | 1530 | 1680 | 1720 |
| | | 乾燥密度 ρ_d kg/m ³ | 1600 | 1654 | 1708 | 1708 | 1493 | — | — | — |
| | 粒度 | 粒度配合 | | | | | | | | |
| | | 礫 分 % | 6 | 4.9 | 5.1 | 8.1 | 0.0 | 0.4 | 0.0 | 0.1 |
| | | 砂 シルト・粘土 分 % | 91 (3) | 92.8 2.3 | 93.1 1.8 | 89.9 2.0 | 98.5 1.5 | 99.0 0.6 | 98.6 1.4 | 99.5 0.4 |
| | 試験 | 20%粒径 D_{20} mm | 0.30 | 0.24 | 0.25 | 0.26 | 0.18 | 0.20 | 0.16 | 0.15 |
| | | 50%粒径 D_{50} mm | 0.44 | 0.39 | 0.38 | 0.44 | 0.22 | 0.30 | 0.23 | 0.23 |
| | | 均等係数 U_c | 2.4 | 2.4 | 2.2 | 2.9 | 1.5 | 2.2 | 1.8 | 2.1 |
| | 統一分類法 | | SPu 均等粒度の砂 | SPu 均等粒度の砂 | SPu 均等粒度の砂 | SPu 均等粒度の砂 | SPu 均等粒度の砂 | SPu 均等粒度の砂 | SPu 均等粒度の砂 | SPu 均等粒度の砂 |
| 力学試験 | 試験の条件 | CD | CD | CD | CD | CD | CD | CD | CD | |
| | 粘着力 c kgf/cm ² | 0.005 | 0.07 | 0.09 | 0.15 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | |
| | せん断抵抗角 ϕ 度 | 37.9 | 37.3 | 38.1 | 39.8 | 35.6 | 34.0 | 36.9 | 35.5 | |
| | 試験の条件 | CD | CD | CD | CD | CD | CD | CD | CD | |
| | 粘着力 c kgf/cm ² | 0.044 | 0.15 | 0.13 | 0.15 | 0.08 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | |
| | せん断抵抗角 ϕ 度 | 34.0 | 44.2 | 47.4 | 48.7 | 45.2 | 29.1 | 40.0 | 32.8 | |

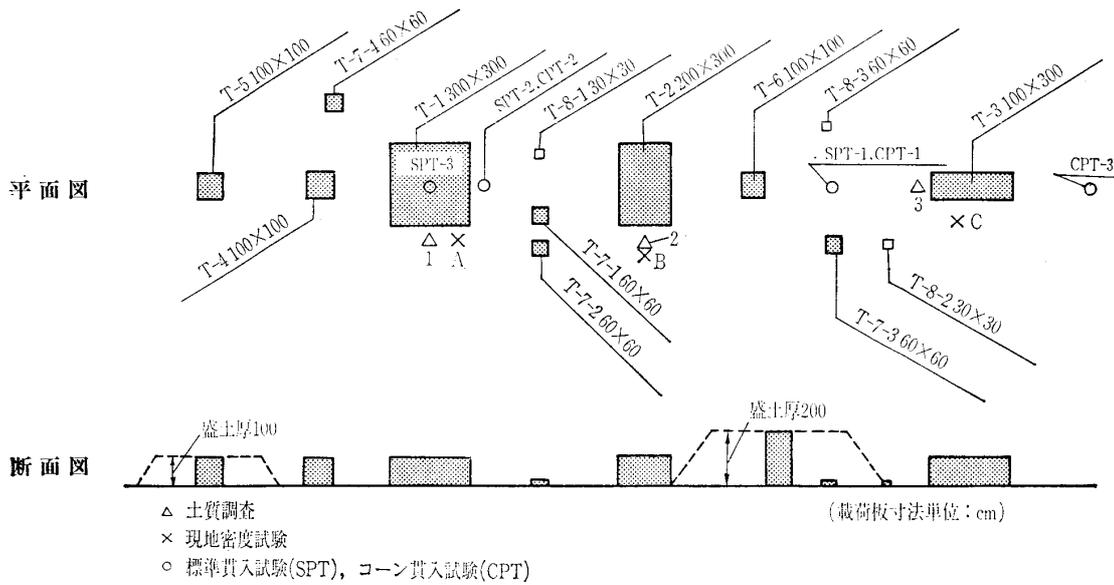


図-8 鉛直載荷板の配置図

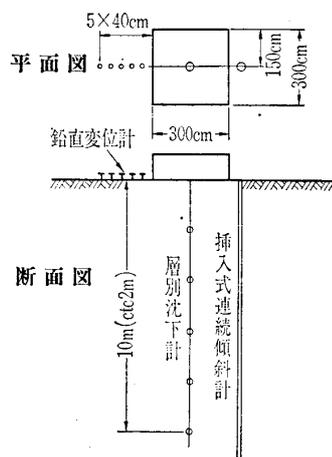


図-9 変位計配置図

- ③ 標準貫入試験, ボーリング孔内載荷試験との比較
- ④ テルツァーギ式との沈下の比較

(3) 地盤変位関係

- ① 載荷板中心下方の沈下
- ② 載荷板の側面下方の水平変位
- ③ 載荷板近傍の地表の鉛直変位

この中で特に注目される実測値と算定式による極限支持力の比較を図-10に示す。

この図で明らかなように、旧基礎標準で算出している $\phi = 0.3N + 27$ より $\phi = 32^\circ$ とし、 $c=0$ として求めた極限支持力④は、1桁以上小さな値であり、極めて安全側であることがわかる。また、土質諸数値(ϕ, c)を知る手段として現在では最も有効と思われる三軸試験により求めた $\phi = 36^\circ, c=0$ を用いて算出したものでも数分の1の小さなものである。

なお、新基礎標準においても地震時の極限支持力は、過剰間隙水圧の上昇による支持力の低下を考慮して低く押え

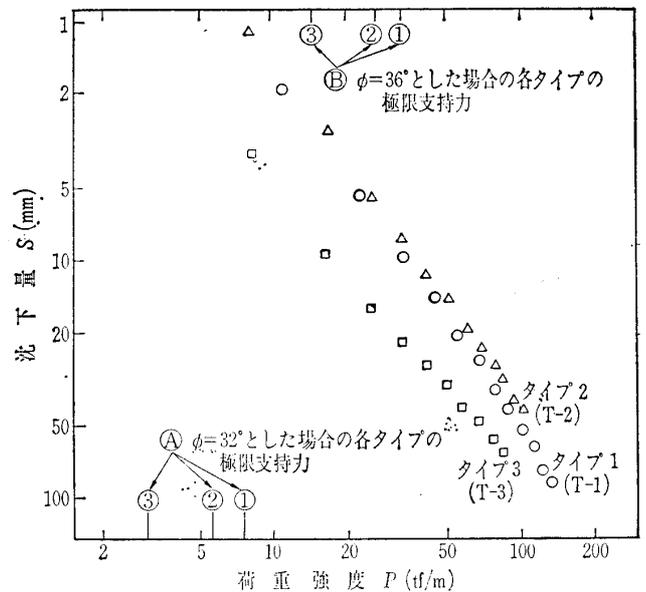


図-10 実測値と算定式による極限支持力の比較

ているので、このようなN値の低い所においては、旧基礎標準とほぼ同様な値となっている。

4. 施工

1) 施工上の注意

緩い砂地盤での根掘りは、地盤をゆるめやすい。これは基礎の沈下の原因となるので、次の点に配慮し施工した。

- ① 掘削時には、ウエルポイントを用い地下水を低下させて、ボーリング等による緩みがないようにした。
- ② 機械掘削は、基礎底面より30cmまでとし、それより下方は人力施工とした。
- ③ 掘削床面は、振動ローラーにより締固めを行い、ウエルポイントによる地下水位低下と合せて、締固め効果を期待した。

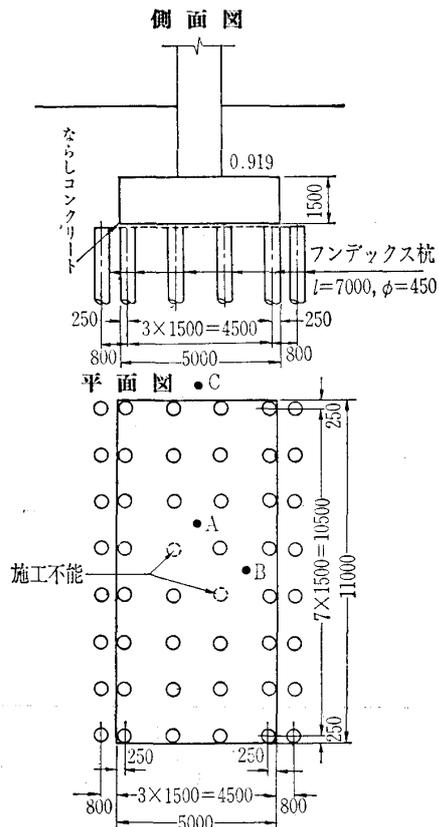


図-11 締固め杭の配置図(単位 mm)

④ 土留めのH鋼杭の引抜きは、埋戻し完了後、ウエルポイントを稼働させたまま引抜き、その跡孔は砂を入れ水締めした。

2) 締固め杭

4 P付近は、 N 値が15以下の緩い砂層のため支持力確保と、液状化防止のため締固め杭を用いた。

締固め杭の配置は、図-11のとおりである。この杭の施工前後の N 値を比較すると、施工後は図-11のA、B点において N 値30~40で、施工前のほぼ2倍となっている。したがって、締固め杭の目的は、十分達したと思われる。

5. 実基礎の沈下

施工後の実基礎の沈下を、フーチングコンクリート打設

時より継続測定しているが、沈下量のもっとも大きい3 Pで、桁架設時に3 mmの弾性沈下、3日後でクリープにより2 mm沈下したが、その後の測定では全く沈下していない。以上の測定結果から軌道敷設後に生じ有害となる相対沈下量は、ほぼ0であるといえる。

6. おわりに

最近では、全く良質な地盤でないと直接基礎は用いられなくなった。これは、良質でない地盤では地震時の流動化に伴う支持力の低下等の心配によるものが大きな理由であると思われるが、高度経済成長期に、構造物の経済性追究がやや下向きであったことも一因であると思われる。

本稿は、この点に注目して緩い地盤においても、十分な調査と適切な設計計画を行えば、十分安全な直接基礎を設計することができ、場所打ち杭基礎等に比較すれば、大幅な工費の削減を行うことができた例を示した。

参考文献

- 1) 土木学会編：国鉄建造物設計標準解説（基礎構造物，抗土圧構造物），昭和61年3月。
- 2) 同上，例えば p. 86
- 3) 同上，例えば p. 85
- 4) 同上，例えば p. 10
- 5) 日本国有鉄道編：建造物設計標準解説（基礎構造物および抗土圧構造物），日本鉄道施設協会，p. 57，昭和49年6月。
- 6) 道路橋示方書同解説，V耐震設計編：日本道路協会，pp.16~20，昭和55年5月。
- 7) 文献 1)，p. 103
- 8) 福島弘文・梅原俊夫・岡田勝也：大型載荷板による現位置平板載荷試験，土木学会第39回年次学術講演概要集，III-164，昭和59年6月。
- 9) 国鉄建造物設計事務所監修：構造物設計資料，日本鉄道施設協会，pp. 17~23，昭和59年12月。
- 10) 岡田勝也・梅原俊夫・福島弘文：大型平板載荷試験による地盤の動き，第20回土質工学研究発表会，昭和60年発表講演集，377，1985。
- 11) 藤井俊茂・野口久雄・菅原 博・福島弘文：ゆるい砂地盤に直接基礎を用いた高架橋の調査・設計および施工<釧網本線網走高架橋>，鉄道土木，日本鉄道施設協会，Vol. 27, No. 4, pp. 25~29, 1985。

(原稿受理 1986.5.31)