

近鉄志摩線鳥羽岩崎橋付近海面埋立工事の経過及び問題点 (バイブロコンポーザー工法による地盤改良工事)

近畿日本鉄道株式会社 正員 水野 忠

〃 青位登建

〃 〇日高邦彦

1. 概 要

近鉄では昭和45年春の万国博開催を契機に、伊勢志摩国立公園の観光開発を一層促進するため、山田線終点宇治山田駅と志摩線起点鳥羽駅間(13.2^{km})に新線を建設すると共に、志摩線(25.2^{km})の体質改善(広軌化、昇丘等)を行って、賢島までの特急直通乗入れを実現した。水陸を結び観光都市として新鳥羽駅は他の交通機関との密接な連絡が望ましく、その位置決定に苦慮した。

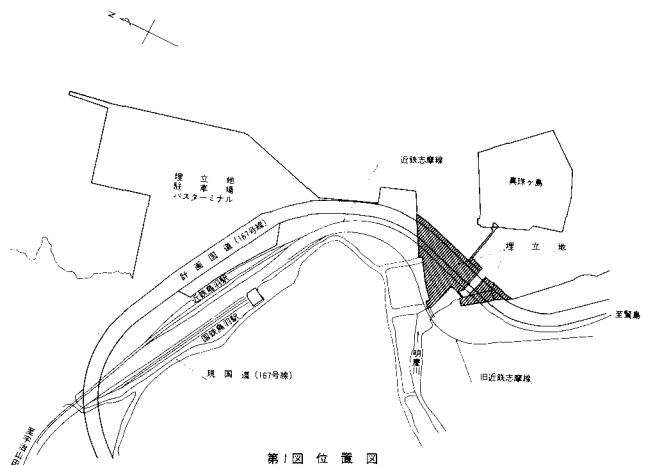
たまたま、鳥羽市では国鉄鳥羽駅東側一帯の海面を埋立て、港湾施設の移転拡張工事を進めており、三重県でも国道167号線改修の計画が具体化されていたので、この埋立地に当社線と乗入るべく接衝を重ね同意を得た。新駅と志摩線とを結びルート改良部分で、岩崎橋付近の海面を約150^mにわたって横切ることになったが、国道167号線も当社ルートに平行して海面を埋立てることとなったので、三重県との合併施工として、当社がその埋立を受託施工した。(第1図)

該地は、典型的な陥没地形で旧谷部が没し、背後地の浸蝕風化土砂が明度川を経て沈積している。即ち、海底面下から旧谷部の岩盤まで厚い軟弱シルト層が沈積して、その産状は明度川河口から流路に沿った所が最も厚く、岩盤の分布状況に従って不規則である。軟弱シルト層の上部には微細砂がかなり混入し、下部ほどその粒径が小さくなる傾向がある。礫層はきわめて薄い軟弱層の最下部に風化岩と一体となって存在している。

軟弱層は大別すると、上部で砂質シルト、下部でシルト質粘土に分けられ、N値は0から4と非常に低いため、埋立てに先立ちバイブロコンポーザー工法(サンドコンパクションパイル)で地盤改良を行って施工した。その後、3ヶ年を経過したので一応の区切りとして、設計及び施工管理とありに地盤改良が遂行されたかどうかを種々検討して報告する。

2. 地盤改良による埋立形式の採用について

該地のような海面(約150^m)を横断する手段として一般に考えられる方法は、1スパンまたは2スパンの橋梁や連続高架等による構造物形式と、埋立てによる盛土形式とに大別される。この場合、該地の地形及び地質特性から構造物の基礎を検討した結果、リバースサーキュレーション等による場内打ち鉄筋コンクリート杭や、斜杭を伴う鋼管杭等の杭基礎では、25^mにもおよぶ軟弱層に対す



第1図 位置図

る水平抵抗力が期待出来ず、又、ウエル、ケーソン等の掘削工法も基礎岩盤が深く、かつ傾斜しているため、その施工精度に不安があった。又、岩着層の浅い所に基礎を選んで1スパンで横断する橋梁（吊橋、デイベーク橋等）は、長大スパンとなり、かつ立地条件上も好ましくなく、不経済となる。以上、構造物形式による横断には問題が多いので、埋立形式を採用することとした。ただし、厚い軟弱シルト層を無視して埋立てると、最大約140cmにおよぶ圧密沈下と、埋立、護岸構造物等の施工荷重によるフロー（円弧スグリ）発生の危険があるので、地盤改良が必要となった。地盤改良の目的をフロー防止、圧密促進として置換工法、サンドドレーン工法、ウエルポイント工法、電気化学的処理工法等について夫々に検討したが、置換効果、ドレーン効果を兼ね合わせた上、応力集中効果によるせん断力の増大および圧密沈下の低減が期待出来るバイブロコンポーザー工法を採用した。

3. 地盤改良の設計および経過

3-1. 原地盤の土質および地盤改良後の土質条件

	地盤改良前 (BB和43年10月調査)	地盤改良後 (BB和47年10月調査)
一軸圧縮強度	$q_u = 3.0 \sim 5.0 \text{ t/m}^2$	$q_u = 4.0 \sim 9.0 \text{ t/m}^2$
粘着力	$C = 1.0 + 0.09z$ "	$C = 2.0 + 0.40z$ "
内部摩擦角	$\phi = 5^\circ \sim 20^\circ$	$\phi = 5^\circ \sim 20^\circ$
圧密降伏応力	$P_y = 5 \sim 14 \text{ t/m}^2$	$P_y = 12 \sim 16 \text{ t/m}^2$
圧縮指数	$C_c = 0.3 \sim 0.7$	$C_c = 0.2 \sim 0.5$

旧海浜地盤は上部が砂質シルト、下部がシルト質粘土で構成されている。埋立前と比較した場合上部は砂分の混入が多い。これはサンドパイルの影響であると思われる。室内土質試験の結果を見ると粘着力： C 、圧密降伏応力： P_y 、および圧縮指数： C_c 等、上記の様な変化を示している。粘着力： C が相当増加したことは、せん断強度がきわめて大きくなったことを示すものであり、コンポーザーパイルの効果が発揮されたものと考えられる。

一方、圧密特性については、圧密降伏応力： P_y は増加し、圧縮指数： C_c は減少している。圧密降伏応力： P_y は上部で埋立後の有効応力に近似しており、下部では埋立前の有効応力に近い。これは上部層は、相当圧密が促進されており、下部は進んでいないことを意味する。沈下量は C_c に比例し、 $\log P_y$ に反比例するので P_y が大きくなり、 C_c が小さいことから今後の沈下量（残留沈下量）が減少することは、試験結果からも十分理解できる。

3-2. バイブロコンポーザーの設計

バイブロコンポーザーパイルは、砂質地盤に対しては締めの固め効果を発揮するが、該地のような粘性土の多い地盤には、置換効果、応力集中効果により、せん断強度、支持力度の増大をはかると共に、ドレーン効果により圧密を促進させる機能をもつ。さらに応力集中効果は、このほか圧密沈下の低減にも結びつく。

該地の地質条件、埋立および護岸等の上載荷重条件から、円弧スグリの検討をして、次の様な設計条件を定めた。

杭長：15m ケーシング径：500mm 杭間隔：1.5m 正方形配置
 分担面積： $A = 1.5^2 \text{ m}^2 = 2.25 \text{ m}^2$ 投入砂量： $A_s = 0.5 \text{ m}^3/\text{m}$

設計砂量; $A_s = A_s / F_s = 0.5 / 1.3 = 0.384 \text{ m}^3/\text{m}$ 応力分担比: $n = 4$

$$n = \sigma_u \leq \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \left(1 + \frac{0.79 q_u}{\sigma_c} \right) \quad (\sigma_c = 5.7 \text{ C})$$

但し, σ_u ; 粘性土の上限降伏値 q_u ; 一軸圧縮強さ ϕ ; 砂杭の内部摩擦角

σ_c ; 粘性土の鉛直応力, 以上の設計条件でスベリに対する安全率は, $F_s \geq 1.2$ となる。

3-3. 圧密沈下の検討

該地の粘性土は, 全体的に厚く上部でやや砂質分の多い所もあるが, 各々, 細かく区分せず一体のシルト層として理論沈下量および圧密時間を算定した。計算は(1), (2), (3) 式により行った。

$$\text{理論沈下量算定式} \quad S = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_z + \Delta \sigma_z}{P_y} \quad \text{----- (1)}$$

但し, S ; 圧密沈下量 (cm) C_c ; 圧縮指数 H ; 粘性土の厚さ (m)

e_0 ; 初期の空隙比 P_y ; 圧密降伏応力 t/m^2 σ_z ; 埋立を除く土厚り荷重 t/m^2

$\Delta \sigma_z$; 埋立荷重による地中応力 t/m^2

一方, 圧密時間の算定は

$$\text{未改良の場合} \quad T_h = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \quad \text{----- (2)}$$

コンポーザーパイルによる改良の場合 (サンドドレーンとして)

$$T_h = \frac{C_v \cdot t}{d_e^2} \quad \lambda = \frac{d_e}{d_w} \quad \text{----- (3)}$$

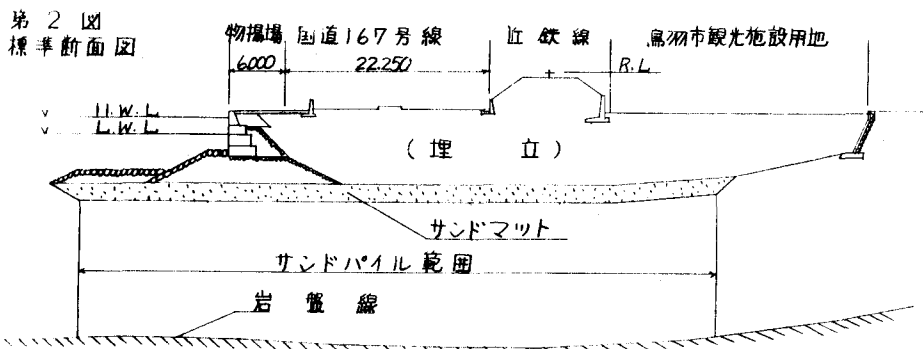
但し, T_h ; 時間係数 C_v ; 圧密係数 t ; 圧密時間 (sec) H ; 排水距離 (cm)

d_e ; サンドパイルの有効円 d_w ; サンドパイル径

標準断面 (第2図) の理論沈下量は, 137.9 cm になる。コンポーザーパイルによる, 圧密沈下の低減率を β とすると

$$\beta = \frac{1 - \frac{A_s}{A}}{1 + \frac{A_s}{A}(n-1)} = 0.63$$

となる。低減量を加味した理論沈下量は, $S' = S \times \beta = 86.9 \text{ cm}$ である。

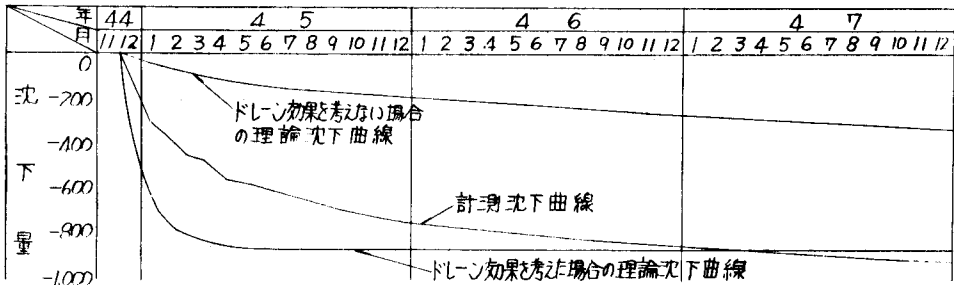


圧密時間については, コンポーザーパイルがサンドドレーンと同様に, 圧密促進効果があるとする。圧密時間は, 第3図のようになる。尚, 参考としてドレーン効果を考えない場合の, 圧密沈下曲線も図示した。

3-4. 理論沈下と沈下計測結果との対比

沈下計測は, 埋立完了時 (昭和44年12月) から近鉄施工基面において定期的に行った。計測結果 (第3図) によると, ドレーン効果を考慮した理論沈下曲線は, 施工後約7ヶ月でほぼ沈下 (86.9 cm)

が完了することになるが、計測結果から判断すると沈下速度は相当遅れている。計測沈下量が、埋立層の沈下も含まれていることを考慮すれば、むしろドレーン効果を考慮しない場合（未改良）の沈下曲線に近似していると考えられる。昭和47年10月行った土質調査結果から、今後の沈下量を算定すると同位置では約50cmとなる。このことから総沈下量は、約140cmに達することになる。コンポーザーパイルによる、低減を考慮した理論沈下量は、前述のとおり約90cmであるので約50cmは増加することになる。



第3図 沈下曲線

4. 考察および問題点

コンポーザーパイルによる地盤改良の結果、土質試験およびビズミ計測等によると、円弧スクリューに対しては十分な効果を発揮した。沈下量については、前述したように理論沈下と沈下計測結果とに差異が生じたが、その原因および問題点を推察すると

- ①沈下計測を盛土天端で行ったものであるから、埋立盛土の自然転圧、電車荷重等による沈下量が相当ある。（特に埋立施工時における、土砂の流出による沈下も無視出来ない。）
- ②コンポーザーパイル打設後に、地盤の盛り上りが生じて、埋立荷重による収縮沈下が生じたと考えられ、埋立直後の沈下計測結果が、圧密による沈下以外の要素が多く出る可能性がある。
- ③複合地盤（コンポーザーパイル打設による）としての応力分担による圧密沈下が、理論どおりに生じなかった等である。

又、沈下速度がドレーン効果を考慮した場合のそれより、遅れている原因と考えられるものは、

- ①コンポーザーパイルが、通常のドレーンパイルとして形成されていない場合も考えられる。（施工上の問題）又、砂柱の断面が不確定であるため、サンドドレーンの理論計算に乗らない可能性がある。
- ②サンドマット（置砂）が、海上施工のため軟弱層と一体となつて、ドレーン効果を十分に発揮していないか、埋立後徐々に粘土と一体となり、時間と共にドレーン効果が、低下したことも考えられる。

これらの事から、該地のような海上施工による地盤改良工事は、海面下の埋立土砂の転圧およびサンドマットの施工に問題があるため、埋立土砂の沈下量が大きくなり、改良地盤に対してドレーン効果が十分発揮出来ない可能性があるため、今後の設計施工に当ってはこれらの点を十分考慮したい。

本工事に当って、技術的な御指導を賜った大阪大学工学部伊藤富雄教授ならびに本文作成に当り協力を賜った全日本コンサルタント(株)山本茂章氏に感謝の意を表します。