

護岸液状化対策としての砕石パイルの適用例

APPLYING CRUSHED STONE PILES AS A SOLUTION TO LIQUEFACTION PROBLEM OF REVETMENT

いし 原 研 而* さい とう 章 藤 あきら 章**
 あり 有 ま 馬 ひろし 宏***

1. ま え が き

砂質地盤の液状化現象は、1964年6月の新潟地震以来、土質工学上の大きな問題として取り上げられてきた。しかし、液状化が構造物に致命的な打撃を与えるわりには、その対策の具体的方法がまだ確立していないのが現状である。埋立て護岸の液状化対策についても同じことがいえよう。

日本鋼管(株)扇島製鉄所は、横浜・川崎両市にまたがる既存扇島の前面海域約515万m²を砂質土で造成された埋立て地に立地している。

今回検討の対象とした扇島東護岸は、背面が緩い埋立て砂層(60%粒径0.3mm前後、均等係数3前後、N値7~10)で構成されており、解析結果からも地震時に液状化することが予想され、それが護岸の全面的な崩壊につながるおそれもあったので、何らかの対策工を施すことが必要とされた。

対策工法としては一般に振動締め固め工法が用いられるが、この工法は強力な起振機を使用するため、既設構造物(護岸、埋設管)に対し振動・圧入による悪影響を及ぼすことが想定され、既設構造物の近傍で使用することには問題がある。そこで、護岸の安定上必要な最小改良範囲のうち、特に既設構造物に近接した範囲については、既設構造物に悪影響を与えることなく、かつ、液状化対策に有効な工法を考案する必要がある。

この条件を満足するものとして、地震時に砂地盤に発生する過剰間隙水圧の早期消散を目的とした無振動工法としての砕石パイル工法(仮称)

を今回採用してみた。しかし、過去に過剰間隙水圧の早期消散を目的とした砕石パイル工法を施工した例はみあたらず、また、過剰間隙水圧の消散に関する定量的な報告も少ない。そこで、砕石パイル工法の有効性を確認するために、扇島内において種々の調査を行った。

本文は、これら一連の調査及び対策についての検討結果を報告するものである。

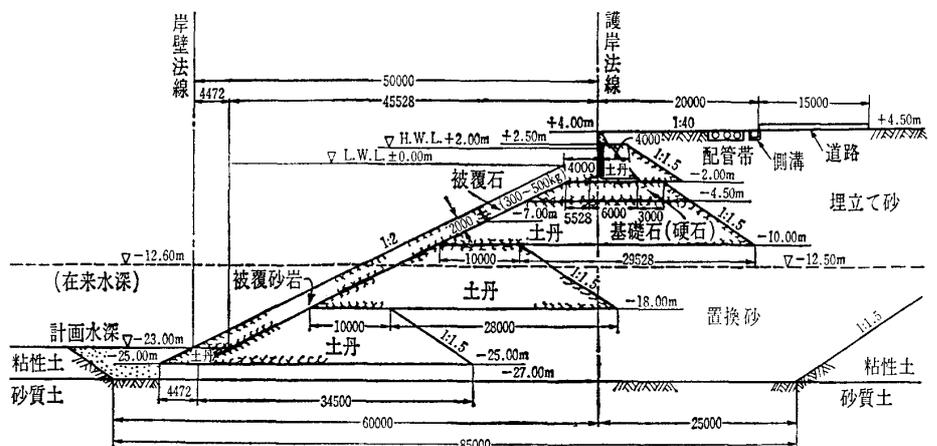
2. 砕石パイルのドレーン効果に関する現場試験

砕石パイルのドレーン効果を調査するため、昭和52年2月から5月までの間に、扇島製鉄所の敷地内において、振動試験及び強制揚水試験を実施した。

2.1 振動試験

地震力によって生じる過剰間隙水圧が、砕石パイル中において、あるいはその周辺地盤において、どのように消散していくかを、実際に近い挙動として把握するために、原位置振動試験を行った。振動源としては、地震力のかわりに、パイプロ・ロッド¹⁾(振動締め固め機一種)の加振力を用いることにした。

振動試験は、次の手順により行った。



図一 扇島東護岸断面図

*工博 東京大学教授 工学部土木工学科
 **工博 日本鋼管(株) 土木建築技術部(前建設本部) 部長
 ***日本鋼管(株) 重工設計部(前建設本部) 課長

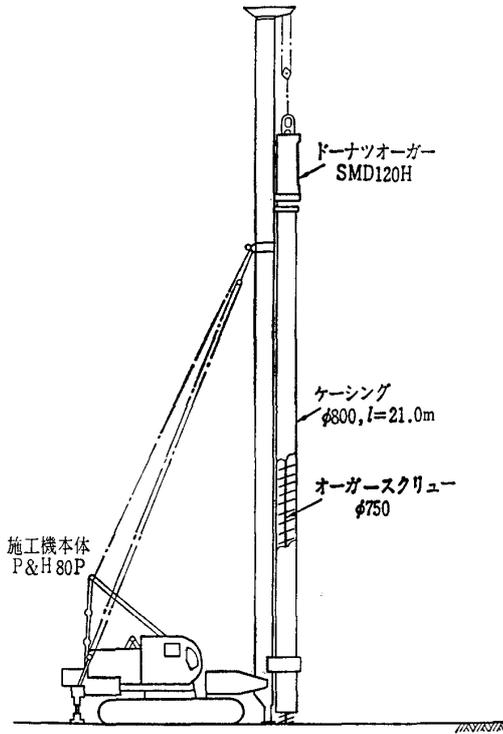


図-2 ドーナツオーガー施工機姿図

- i) ドーナツオーガー施工機（図-2 参照）により、砂地盤中に碎石パイル（直径 $\phi=800$ mm, パイル長 $l=10$ m）3本を互いに近接させて設置する。
- ii) 図-3 に示すように、加速度計及び間隙水圧計を一对にしたカプセルを2個用意し、一方は碎石パイル（No.1）中の G.L.-7m の位置に、他方は碎石パイルより水平距離で 3 m 離れた砂地盤（No.2）中の G.L.-7m の位置に設置する。
- iii) 両者の中心位置にパイプロ・ロッドを貫入させることにより加振力を与える。

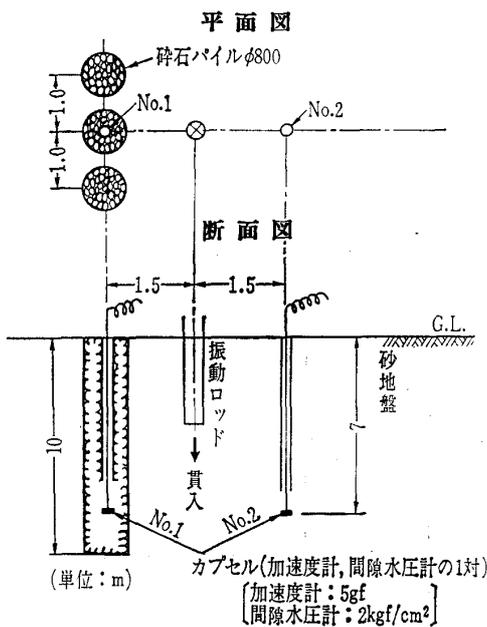


図-3 現場振動試験計器配置図

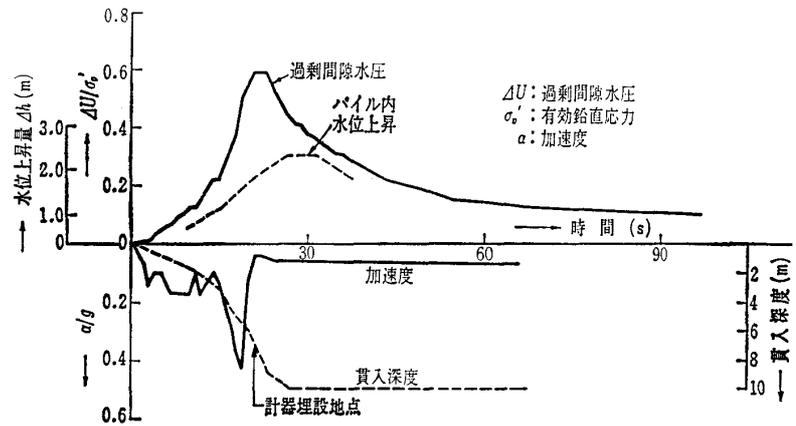


図-4 現場振動試験結果 No.1 (碎石パイル中)

iv) パイプロ・ロッドの貫入に伴って碎石パイル No.1 中及び周辺地盤 No.2 中に発生する加速度及び間隙水圧を経時的に測定するとともに、碎石パイル No.1 及び砂地盤 No.2 における水位上昇量を水位計により経時的に測定する。

これらの測定結果を図-4, 5 に示す。

まず、振動ロッドの貫入に伴う過剰間隙水圧の発生状況を見ると、ロッドの先端が計器埋設地点のやや上方に位置しているときに最大加速度が発生しており、その直後に最大過剰間隙水圧の発生がみられる。また、同時に碎石パイル内においては急激な水位上昇（最大水頭 2.3 m）が観測された。これは、パイルの周囲に発生した過剰間隙水圧による被圧水がパイル内に消散するべく集中し、それが水頭となって現れたものと考えられる。これに対し、砂地盤中における水位上昇量はわずか（最大水頭 0.05 m）であった。

図-6 は上記の水位上昇分を差し引いた過剰間隙水圧と時間の関係を示したものである。図をみると、砂地盤中に発生する過剰間隙水圧と碎石パイルに発生するそれとは明らかに差があり、これが動水勾配となって、過剰間隙水圧が碎石パイル内に消散されるものと推定される。

以上述べたように、地盤内に発生する過剰間隙水圧の消

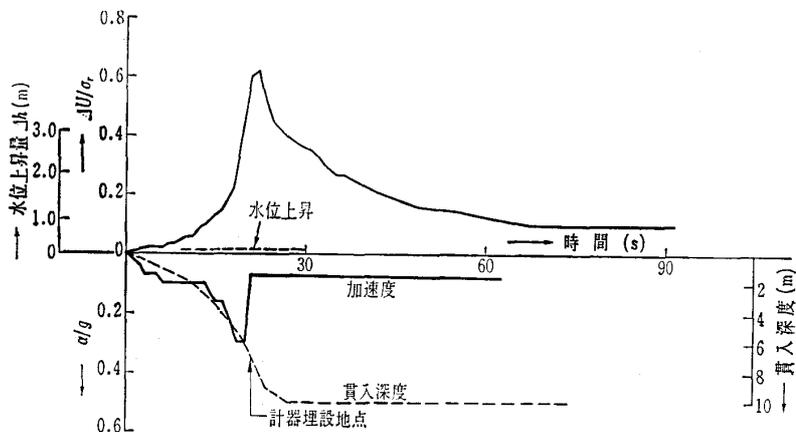
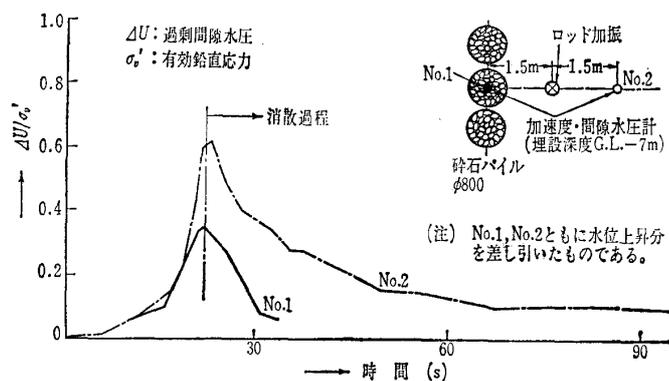


図-5 現場振動試験結果 No.2 (砂地盤中)



図一六 現場振動試験まとめ一過剰間隙水圧の経時変化

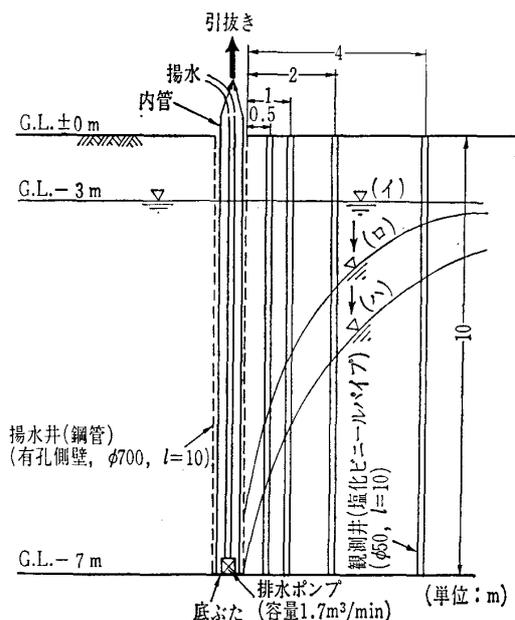
散は、碎石パイル内水位の急上昇というかたちで現れており、このことから、碎石パイルは過剰間隙水圧の早期消散に有効な役割を果たしているものと判断できる。

2.2 揚水試験

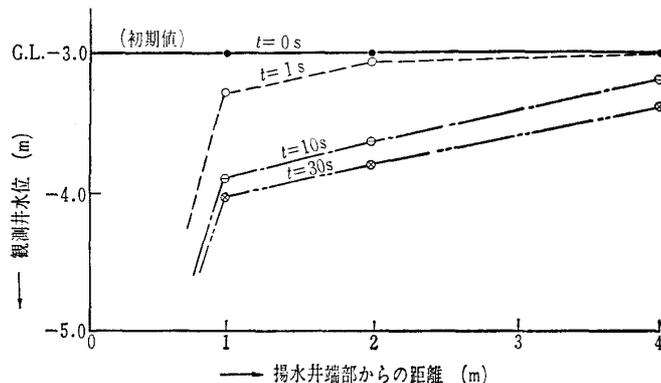
地震時に砂地盤中に発生した過剰間隙水圧によって惹起される被圧水が短時間内に碎石パイルへ集中移動することにより、砂地盤中の過剰間隙水圧がどのように消散されるかを類推するために、現地において揚水試験を実施した。揚水試験は、有孔壁の揚水井より強制揚水することにより、井戸内の水位を底面付近に一定に保ちながら、周辺地盤における水位低下状況を観測するという方法を用いた。碎石パイルそのものを用いて揚水試験を行うことは、条件が複雑となるため、試験技術上困難であり、また解析面からの追跡も困難と思われたので、かわりに上記の揚水井（空水井）を用いることにした。

揚水試験は、次の手順により行った。

i) 図一七に示すように、ドーナツオーガー施工機によ



図一七 揚水試験断面図



図一八 揚水試験結果

り砂地盤を削孔後、管壁に多数の孔明け加工を施し、底蓋を取り付けた外径 700 mm の鋼管を設置し、更にこの鋼管の中に外径 660 mm の通常の鋼管を挿入する。このとき、あらかじめ外管の底蓋上にゴム製シーリング板を設置しておくことにより、底蓋と内管の接合部を水密に保つ。これで揚水井の設置が完了したことになる。

ii) 観測井を上記揚水井端部より水平距離で 0.5 m, 1.0 m, 2.0 m, 4.0 m 離れた位置に設置する。

iii) 揚水井の内管の中に排水ポンプを設置し、試験直前に内管の中の水を汲み上げて空の状態にする。このとき周辺地盤の水位は静水位にある (図の (イ) の状態)。

iv) 内管を引き抜くと同時に、排水ポンプを作動させて水位を底面付近に一定に保ちながら、観測井によって周辺砂地盤の水位変化を経時的に測定する (水位は、図において、(イ)→(ロ)→(ハ)と変化する)。

測定結果を図一八に示す。

図をみると、測定開始30秒後には、揚水井から 1 m 離れた位置において、約 1.0 m の水位低下 (初期水圧の約 25% に相当する水圧低下) が観測され、揚水井の周辺地盤では短時間にかかなりの水位低下が起こりうるということがわかった。これより、空井戸の場合の間隙水圧の消散過程を推定することができる。この結果は、後に、「碎石パイルのドレーン効果の解析」の項 3.2 で、比較検討の対象として用いる。

なお、後述の水理解析に必要な砂地盤の透水係数を求めるために、定常揚水試験を行った結果、透水係数の平均値は 1.0×10^{-2} cm/s となった。

3. 碎石パイルのドレーン効果に関する考察

3.1 ドレーン効果の考え方

緩い砂層の液状化現象を過剰間隙水圧と時間の関係として考えると、地震力によって上昇した過剰間隙水圧はある程度消散するまでに数分間を要し、この間、地盤中の砂のせん断抵抗力がゼロに近い状態が続くことになる。

いま、砂層中に排水能力無限大の仮想の空井戸を設置したとすると、この空井戸の中では常に過剰間隙水圧はゼロとなり、空井戸周辺の砂地盤では、上昇した過剰間隙水圧

はこの空井戸に消散するので、極めて早期にせん断抵抗の回復がなされることになる。

次に、砕石パイルの場合について考えると、空井戸と異なり、砕石の排水能力は、砂に比べれば大きいとはいえ、有限であるため、砕石中の過剰間隙水圧は常にゼロにはならず、ピーク時に、例えば U_1 の水圧が発生し、以後時間とともに $\Delta U = U_1 - f(t)$ で表されるような消散過程をたどる。いかえれば、砕石パイルの場合の過剰間隙水圧の消散能力は、空井戸と無処理（砂地盤のまま）の場合の中間にあると考えられる。

3.2 ドレーン効果の解析

液状化に伴う過剰間隙水圧の消散過程を、空井戸と砕石パイルの場合について、水理解析の面から推定する。

(1) 空井戸の場合

空井戸のドレーン効果の解析を行うにあたり、次のような仮定を設ける。

- i) 液状化の排水は空井戸の方へ向かう水平流のみとする。
- ii) 空井戸内での過剰間隙水圧は常にゼロである。
- iii) 空井戸より十分遠い所（無限大離れた位置）では液状化によって生じた過剰間隙水圧がいつまでも不変で残るものとする。

1本の空井戸に周囲から水が流入する状態を、軸対称座標系で解析する。

中心の排水溝から r なる距離において排水溝に向かって流れる水流と過剰間隙水圧の間の基本方程式は近似的に

$$\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \left[\frac{\partial^2 U}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial U}{\partial r} \right] \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 k : 砂地盤の透水係数

m_v : 砂地盤の体積圧縮係数

U : 過剰間隙水圧

γ_w : 水の単位体積重量

で与えられる（図-9参照）。

この式が軸対称座標における間隙水圧消散の基本式である。サンドドレーンにおける圧密の方程式と全く同様である。

この場合の境界条件は次のとおりである。

$r = a$: $U = 0$ (a : パイルの半径)

$r = \infty$: $U = U_0 (= \gamma' H)$ (H : 排水層厚)

$t = 0, r > a$: $U = U_0 (= \gamma' H)$

この式の厳密解は非常に複雑であるので、階差法によって近似解を求める。

(1)式を階差の形になおすと次のようになる（図-10参照）。

$$U_{n+1,i} = U_{n,i} + \frac{k}{m_v \gamma_w} \frac{\Delta t}{(\Delta r)^2}$$

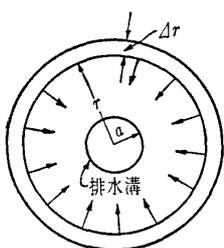


図-9 排水溝に向かう水流

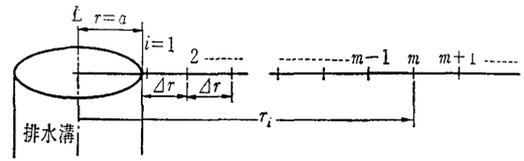


図-10 階差式のモデル

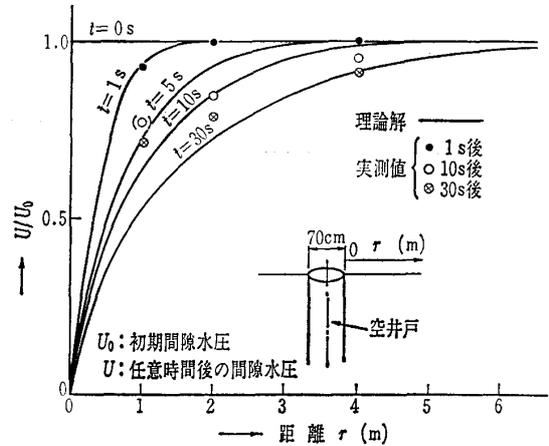


図-11 空井戸のドレーン効果（試験結果と計算結果）

$$\left\{ U_{n,i+1} + U_{n,i-1} - 2U_{n,i} + \frac{\Delta r}{2r_i} (U_{n,i+1} - U_{n,i-1}) \right\} \dots (2)$$

ここに、 n : 時間

Δt : 時間間隔

Δr : メッシュ間隔

また、透水係数と体積圧縮係数は現地実験結果などより推定し、次の値を用いた。

$k = 0.01 \text{ cm/s}$

$m_v = 0.005 \text{ cm}^2/\text{kgf}$

計算結果を図-11に示す。また、同図に2.2で述べた現場揚水試験結果（図-8）を整理したものをあわせてプロットした。図-11をみると、空井戸の近傍では、試験結果は計算結果よりも水位低下が遅れる傾向にある。これは、揚水試験時に、排水ポンプの作動開始の遅れなどにより、揚水井内の水位を厳密に底面付近に保つことができなかったなどの理由によると思われる。

(2) 砕石パイルの場合

砕石パイルの場合には、前述のようにパイル内にも過剰間隙水圧が発生するため、空井戸の場合と同じ基本方程式(1)を用いるが、境界条件は修正しなければならない。

境界条件として追加するべきは、パイル内の水圧の推移であるが、図-6において、砕石パイル No.1 に発生する過剰間隙水圧と、砂地盤 No.2 に発生するそれとの差が動水勾配となるのであるから、ピーク時以後の各々の間隙水圧の推移の比率 (No.1/No.2) をとって、次の式で近似することができる（図-12参照）。

$0 \leq t \leq 10 \text{ (s)}$

$\Delta U/U_0 = 0.56 - 0.043 t$

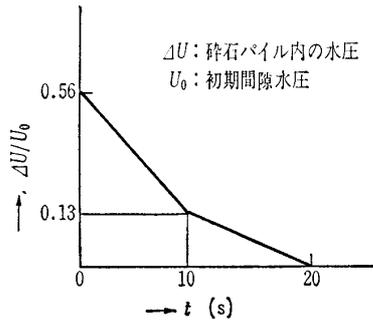


図-12 砕石パイル内水圧の推移

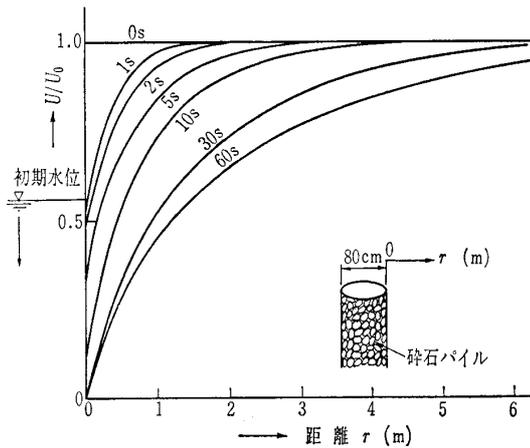


図-13 砕石パイルのドレーン効果 (計算結果)

$$10 \leq t \leq 20 \text{ (s)}$$

$$\Delta U/U_0 = 0.13 - 0.013(t - 10)$$

$$t \geq 20$$

$$\Delta U/U_0 = 0$$

パイル径 80 cm ($a=40$ cm) の砕石パイルに対して、階差式(2)により計算した結果を図-13に示す。これを空井戸の場合と比較すると、パイル内の水圧が消散するまでは、空井戸の場合に比べて水圧低下が遅れるが、それ以後は徐々に両者が接近する傾向にある。したがって、過剰間隙水圧のピーク後30秒程度を消散時間とするならば、砕石パイルの排水能力は空井戸にかなり近いと考えられる。

3.3 砕石パイルのピッチ

以上の解析結果に基づき、砕石パイルの適切なピッチについて考察する。

砕石パイルのピッチを決定するにあたって必要な条件は、間隙水圧の消散時間と消散の程度である。これに関しては、有力な判断基準はないが、ここでは、

大地震の一般的継続時間とされる30秒間に6割の水圧が消散しうる範囲と仮定する。そうすると、図-13において、パイル1本が分担する有効範囲は、パイル周面より $r=0.60$ m となる。パイル径 80 cm を考慮に入れて、三角形配置としてパイルピッチを計算すると、ピッチ $\Delta 1.7$ m が得られる。砕石パイルをあるピッチで多数打設する場合には、図-13に示した解析の場合と異なり、パイル1本の分担範囲以外からの間隙水の移動はないので、図-13の場合より消散は容易となる。しかしながら、パイル内の水圧消散過程が果たして図-12で与えたもので正しいかどうか疑問があり、さらに30秒で6割の水圧が消散しうる距離までを有効分担範囲としたが、この仮定の当否も問われるところなので、現在の段階では、砕石パイルはかなり密に配置した方がよいと考えられる。したがって、今回の場合は、砕石パイルのパイルピッチを $\Delta 1.2$ m とした。

4. 護岸液状化対策への適用

4.1 改良工法について

これまでに述べた砕石パイルのドレーン効果に関する試験及び解析結果によって、砕石パイルは液状化時に発生する過剰間隙水圧の早期消散に関して有効であるという結論を得たので、対策工法としては、既設構造物の近傍は砕石パイル工を、既設構造物から離れた位置においてはパイプロッド工法による振動締固め工を採用することにした。

図-1にみるように、東側護岸は、前斜面に土丹を張りながら埋立て砂による盛土を施工し、のり肩にL型ブロックを据え付けた、計画水深 -23 m の重力式護岸である。この護岸の前斜面の勾配は、前面泊地の関係上 1 : 2 という急勾配を余儀なくされたため、地震時に背面の埋立て砂が液状化した場合、護岸のすべりに対する安全率は 0.8 程度しかなく、何らかの対策を施すことが必要であった。

護岸法線より約 20m 後方には 15m 幅の道路があり、この道路の護岸側には排水側溝が設けられており、更にその排水側溝の護岸側には工業用水を送水するための配管 ($\phi 300$ A ~ $\phi 450$ A, 3本) が埋設されている。

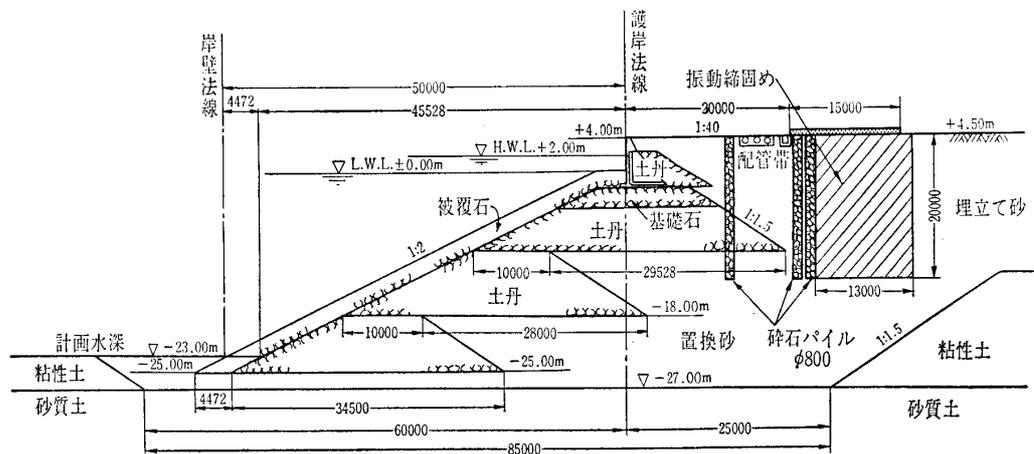


図-14 護岸背面改良工断面図

こうした護岸側既設構造物のすぐ近傍で振動締め工法を使用すれば、既設構造物に対して振動・圧入による悪影響を与えるばかりでなく、護岸そのものにも悪影響を与えることが想定される。そこで、振動締め工法の施工位置は護岸法線及び既設構造物から一定距離をおく必要がある。

こうした観点から、今回の対策工としては、図-14に示すように、道路下砂層部の排水側溝側に碎石パイル（直径 $\phi=800$ mm, 長さ $l=20$ m, ピッチ $\Delta 1.2$ m）を2列配置し、工業用水配管の護岸側には、更に碎石パイル（ $\phi=800$ mm, $l=20$ m, ピッチ 1.0 m）を1列配置することにし、道路下砂層部の他の部分はパイプロ・ロッド工法による振動締め（締め幅 13 m, 深さ 20 m）を施すことにした。護岸側の碎石パイルは、特に土丹下の緩い砂層部に発生する過剰間隙水圧の消散効果を期待したものであり、道路下砂層部の大部分を締め固めたのは、道路より更に内陸側の砂層部の液状化による動水圧に抵抗するための“壁”の役割を期待したものである。

4.2 地震時安定解析

護岸の安定を検討する方法としては、液状化現象を過剰間隙水圧の上昇としてとらえ、その分だけ有効応力が減少するものとして安定解析を行うという方法を用いた。

この場合、せん断抵抗は次式で計算される。

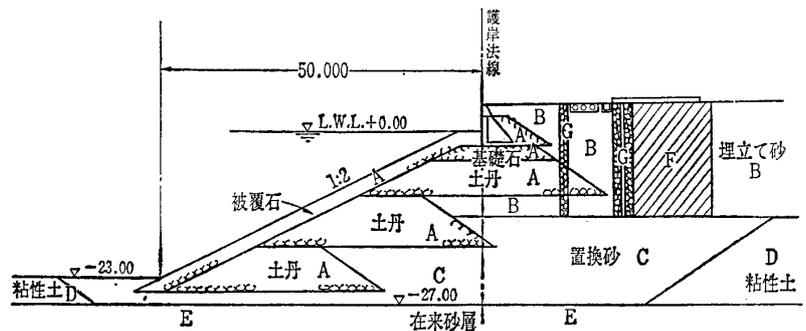
$$\begin{aligned}\tau &= (\sigma_v' - \Delta U) \tan \phi \\ &= \sigma_v' \left(1 - \frac{\Delta U}{\sigma_v'}\right) \tan \phi\end{aligned}$$

ここに、 σ_v' : 有効鉛直応力

ΔU : 過剰間隙水圧

ϕ : 内部摩擦角

安定解析を行うにあたっては、まず地震力によって地盤中に発生する過剰間隙水圧を推定するに必要な最大せん断応力 τ_{\max} を地震応答解析によって求める必要がある。このための地震応答解析法としては、有限要素法による計算プログラム“LUSH²⁾”を用い、土の非線型の影響を考慮した解析を行った。入力地震動としては、遠距離地震（八戸 E-W, マグニチュード $M=8$, 震央距離 $l=80$ km）及び近距離地震（EL CENTRO E-W, $M=7$, $l=35$ km）の2通りを用いた。一方、地盤中における有効鉛直応力 σ_v' 及び静止土圧係数 K_0 を静的解析によって求める必要があるが、このための解析法としては、有限要素法による計算プログラム“ISBILD³⁾”を用いて、同じく土の非線型性を考慮した解析を行った。



地盤区分	記号	標準貫入試験 N(平均値)	単位体積重量 γ_s (tf/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c (tf/m ²)	せん断剛性係数 G_0 (kgf/cm ²)
土丹及び石	A	5~10	1.8	30	0	700
上部埋立て砂	B	7~10	1.9	25	0	400
下部置換砂	C	20	2.0	30	0	1000
在来粘性土	D	1	1.5	0	4	130
在来砂層	E	30	2.0	35	0	1400
締め砂	F	20	2.0	30	0	1200
碎石パイル	G	(5~10)	1.8	30	0	700

図-15 護岸断面と土質条件

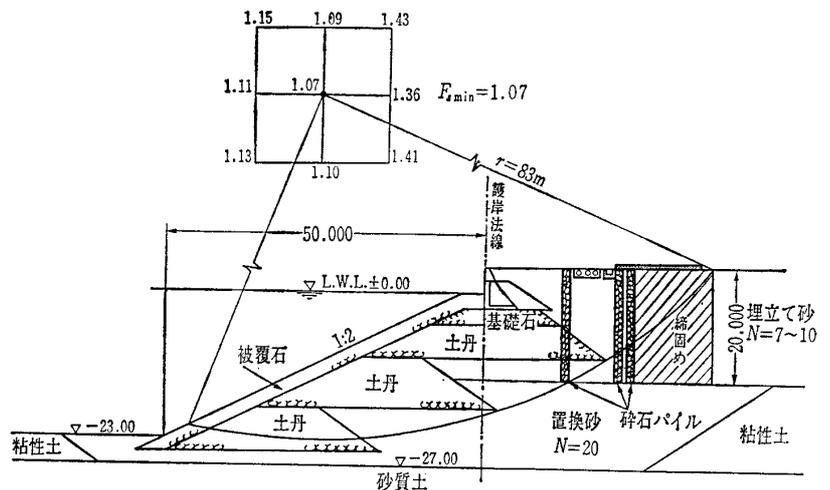


図-16 地震時安定計算結果

入力条件として用いた土質条件を図-15に示す。

解析過程の詳細については、紙面の都合により別の機会に報告することにした。

安定解析は、円弧すべり面を仮定して、すべり破壊に対する安全率を求める方法で行った。解析の結果、近距離地震に対してよりも遠距離地震に対しての方がより危険であることがわかった。そこで前述の改良工法によって地盤改良を施し、かつ入力地震動が遠距離地震の場合の安定計算結果を図-16に示す。無処理のままでは遠距離地震に対する最小安全率は 0.81 であるのに対し、改良地盤では図-16にみるように 1.07 となり、地震時においても護岸の安定をほぼ確保できるものと判断した。

4.3 碎石パイルの施工

以上により、護岸液状化対策工法として、図-14に示すような断面配置で、碎石パイル工法とパイプロ・ロッド工法の併用施工を、護岸背面の法線方向延長 700 m について

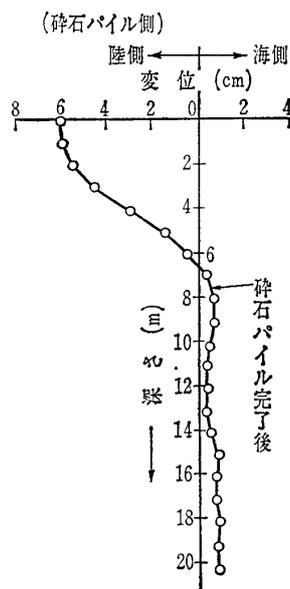


図-17 地中変位測定結果

実施した。施工は昭和52年9月より昭和53年3月に至る約半年間にわたって行われた。

砕石パイルの施工はドーナツオーガー施工機を用いて行ったが、一部の施工区域では、護岸工事の際に基礎土丹層が厚く施工されており、ドーナツオーガー施工機での施工が困難であったため、ベント施工機を使用した。

施工方法は、ケーシングを用いて削孔し、削孔完了後ケーシング内に砕石（粒径 20~70 mm）をシュートを用いて投入し、投入完了後にケーシングを引き抜くという手順によった。

また、砕石パイル工法の施工による周辺地盤への影響を調査するために、砕石パイルの施工位置から陸側へ約 2.5 m離れた位置に傾斜計を埋設し、施工に伴う地中内変位を測定した。その結果図-17に示すように、地表面付近の地盤が砕石パイルの方向へ最大 6 cm 程度移動した。これは、砕石投入後ケーシングを引き抜く際に、周辺地盤がパイル側へ引き込まれて移動したものと考えられる。しかし、地中深部の変位は極めて小さく無視できる程度のもので、

護岸の安定上からは全く問題ないと考えられた。

5. あとがき

以上、扇島東護岸における液状化対策工の一部として実施した砕石パイル工法について、過剰間隙水圧の早期消散を目的とした場合のドレーン効果に関する試験及び解析、並びに現場における施工例について報告した。護岸の地震時安定解析などについては紙面の都合により多くを割愛せざるをえなかったが、その一端を紹介した。

液状化対策工法として一般に用いられるのは振動締め固め工法であるが、本例のように、既設構造物の近傍で施工する場合など、振動締め固め工法の適用に安定上、あるいは環境保全上問題がある場合は、砕石パイル工法は今後有効な対策工法の一つとして期待できるといえよう。

ここで述べた砕石パイルのドレーン効果に関する試験・解析手法には不十分な点が見受けられようし、また過剰間隙水圧の消散時間の設定などについては、今後検討する必要があると思われる。これらの点については、今後更に調査・検討を続けていくつもりである。

本文が今後における液状化対策検討の一端として役立てば幸いである。

最後に、本試験の遂行にあたり協力をいただいた不動建設(株)の大塚次長を初めとする多くの方々に謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 斎藤 彰・米山利治・有馬 宏・福田正美：扇島地区における液状化予測と対策の実施例，土と基礎，Vol. 24, No. 12, 1976
- 2) J. Lysmer, T. Udaka, H. B. Seed, R. Hwang : A Computer Program for Complex Response Analysis of Soil-Structure System, LUSH, Report No. EERC 74-4, Univ. of Calif.
- 3) Y. Ozawa, J. M. Duncan, : A Computer Program for Analysis of Static Stresses and Movements in Embankment, ISBILD, Report No. JE, 73-4, Univ. of Calif. (原稿受理, 1979. 10. 9)

※

※

※