

# 1978年宮城県沖地震による液状化事例の解析

運輸省港湾技術研究所 正員 〇土田 肇  
正員 井合 進

## 1. はじめに

1978年宮城県沖地震によって、宮城県を中心とした東北地方太平洋岸の港湾の施設に被害を受けたものがあつた。これらの被害について所見される興味深い多数の事実のうち、本報告では、以下の2点に着目して被害事例と液状化現象について報告する。オ1点は、多数の鋼矢板式けい船岸が地震動を受けたが、それら施設の被害の程度と背後地盤の液状化現象との間に明瞭な相関性が見られるということである。オ2点は、同一延長上に連続して建設されたふたつの鋼矢板式けい船岸の片方には液状化現象が発生し、他方には発生しなかったということである。

## 2. 液状化現象と被害の程度

地震動の激しかった地域の主要な港湾は、石巻港、塩釜港塩釜港区（以後 塩釜港と書く）、塩釜港仙台港区（仙台新港）、相馬港である。これらの港湾の位置および震央を図-1に示す。ただし、図中の地名を示す〇印は港湾位置ではなく、都市中心部の位置を示している。また、図中の点線は地震の断面の水平面への投影である<sup>1)</sup>。前記の港湾には、17の鋼矢板式けい船岸がある。（標準断面の変るごとに計数しているのので、バース数とは対応していない）これらのけい船岸は、水深は-4.5mから-12.0mまで種々であり、もちろん、地盤条件や構造断面も相互に異なる。また、それぞれの地点における地震動も、当然のこととして、異なっていたと考えられる。これらの鋼矢板式けい船岸の地震時の挙動は以下のように3大別できる。

- ① 無被害または極く軽微な変状しか発生しないもので、全く補修工事を必要としないもの。
- ② エプロン舗装に沈下あるいはクラックが発生し、軽微な補修工事は必要であるが、鋼矢板、タイロッド、控え工の岸壁構造本体には異常の無いもの。
- ③ 矢板壁の頭部に顕著な移動が生じ、鋼矢板、タイロッド、控え工の岸壁構造本体に復旧工事が必要なもの。

上記の③に分類される鋼矢板式けい船岸は、前記の17のうち3であるが、そのいずれについても、背後地盤に顕著な沈下と大規模な噴砂のこん跡が見られ、液状化現象が発生したことが認められた。逆に①、②に分類されるものについては、軽微なエプロン舗装の沈下が生じた箇所はあるが、噴砂のこん跡の見られたものは無かった。噴砂のこん跡が無いということは、その地点において液状化現象が無かったということに対する十分条件ではない。しかし、数箇所を掘り出して点検したが、その際の地盤の断面の観察からも液状化現象が発生していないと判断された。

検討の対象としたけい船岸は、種々の異なった条件のもとに設計されており、各けい船岸がそれぞれの地点に生じた地震動に対して同一の安全度を有する状態

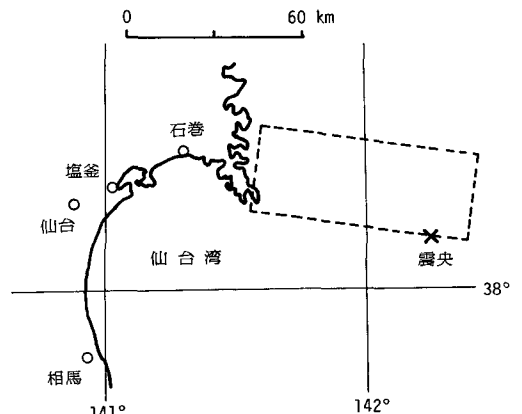


図-1 港湾および震央の位置

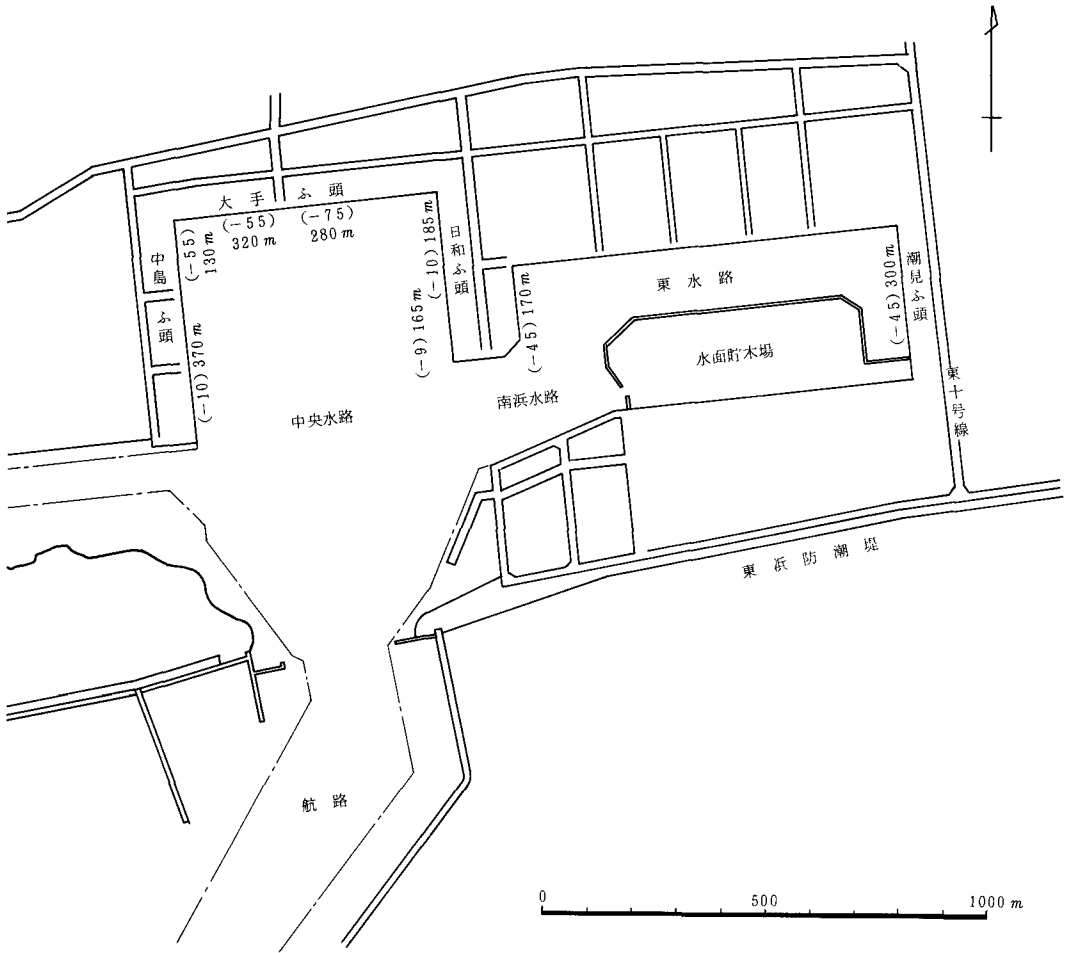


図-2 石巻港平面図

にあったわけではない。しかし、全体的に見て、液状化現象の発生がけい船岸に致命的な影響を及ぼしたと考えられる。

### 3. 石巻港日和埠頭の液状化現象

#### (1) 概要

図-2に石巻港の平面図(主要部分)を示す。同港の中島埠頭(水深-10m)、日和埠頭(-9m)、潮見埠頭(-4.5m)は、いずれも鋼鉄板式けい船岸で、前節における分類③に含まれるものであり、けい船岸背後の地盤は液状化したものである。そのことは、既にふれたように、エプロン舗装の著しい沈下、舗装のクラックあるいは岸壁の上部コンクリートとの境からの顕著な噴砂から明らかである。日和埠頭については、水深-10mの部分には岸壁の前方移動や背後地盤の沈下が生じていず、液状化現象が発生しなかったと判断される。日和埠頭の水深-9mのけい船岸と水深-10mのけい船岸は隣接しており、少なくとも基礎面においては、両けい船岸の地点ともにその地震動に大差はなかったと考えられる。しかるに、前者において液状化現象が発生し、後

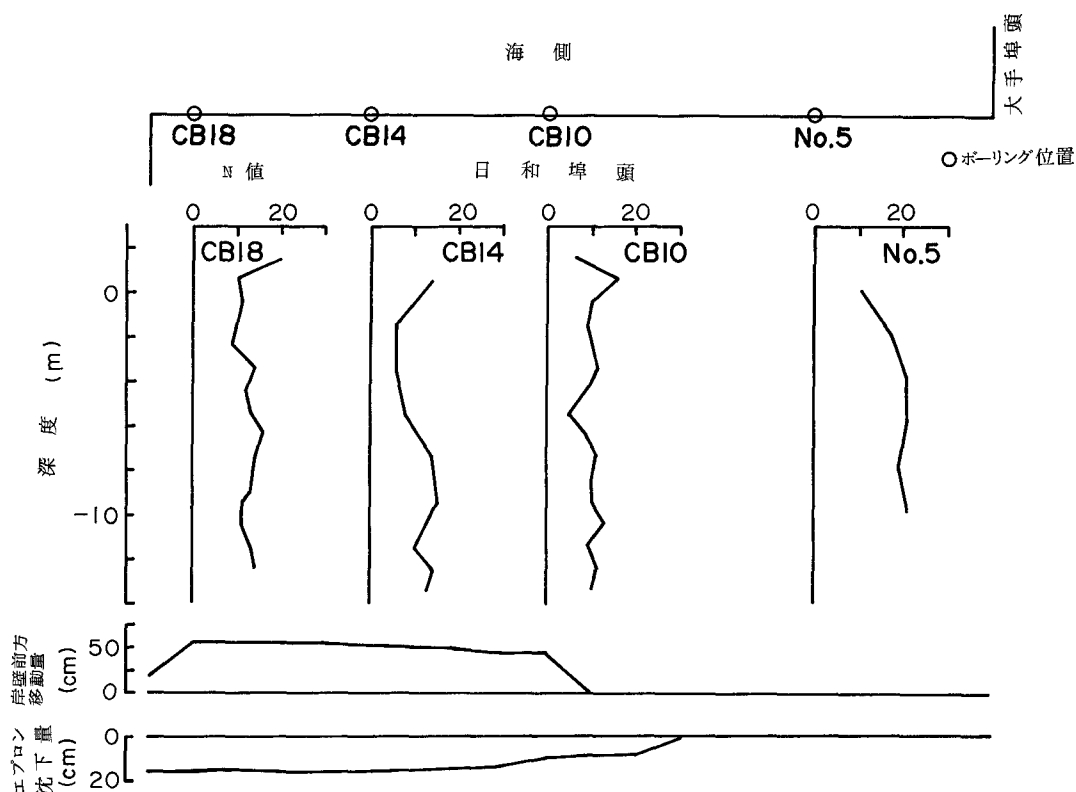


図-3 N値および沈下量

者においては、それが発生していない。その原因について考察する。

(2) 地盤条件および沈下

日和埠頭のけい船岸延長に沿った4地点の地盤のN値を図-3に示す。CB 18, 14, 10は地震後に行なった土質調査の結果である。したがって、地震動および液状化現象の影響を受けた後のものである。しかし、潮見埠頭で地震後に行なった標準貫入試験の結果を地震前に行なったものと比較したところ、大きな差はなかった。それ故、近似的に地震前の地盤のN値と考えるとよいであろう。No. 5は地震前に行なった標準貫入試験の結果である。CB 18, 14, 10とNo. 5とでN値にこのような差があるのは、水深-9mのけい船岸を建設するに当たって、下方の粘土層の地盤改良のために、エゼクタを用いて砂柱を施工したためと考えられる。図-3には、岸壁の前方移動量および岸壁前面(法線)から3m後方におけるエプロン舗装(アスファルト舗装)の沈下量をも示した。これからも、水深-9mのけい船岸部分と若干の隣接部に限って変状が生じていることがわかる。図-4には、CB 18, 10およびNo. 5の位置の深度-1.0~-1.4mおよび-3.0~-3.4mの土の粒径加積曲線を示した。ただし、これはCB 18およびCB 10の位置の土についても地震前の土質調査の結果を用いている。これから、土の粒度はいずれの場所の土についてもほぼ同じであることがわかる。

(3) 液状化する条件の検討

前項の説明から明らかなように、液状化現象の発生した部分と発生しなかった部分の地震動ならびに地盤の条件について、差があるものはN値である。そこで、各地点のN値を同一グラフにプロットしてみた。その結果が図-5である。これによれば、液状化現象の発生した地点(CB 18, 14, 10)と発生しなかった地点

(No. 5)の地盤のN値には明瞭な差があり、この差が液状化現象の有無となって現われたものと考えられる。

CB 14の地点について、地盤を6質点系にモデル化し、地震応答計算を行なった。その結果では、地表加速度は約250 Galとなった。また最大せん断ひずみは、深度-4.7mから-13.9mまでの部分の平均的な値で $0.7 \times 10^{-3}$ と求まった。せん断ひずみの振中が前記最大値の約 $1/2$ となるまでのくり返し回数は約6波であった。対象地盤の土の粒度は、新泻港万代島の砂の粒度と似ているので、万代島砂の振動三軸試験の結果を用いて、液状化の予測を行なったところ、液状化すると判定された。この検討には、計算に用いる諸数字の選定に裁量の余地があり、ここに報告するものが唯一の解答ではないが、一応現象と矛盾しない結果が得られた。液状化現象の発生しなかったNo. 5の地点については、目下検討中である。

港湾構造物の設計に於ける液状化現象の予測は、粒度とN値により行なうことが多い<sup>2)</sup>。粒度については、均等係数の小さい土の場合、図-4の上段の図の(B)として示した範囲内のものが、液状化の可能性のある土とされ、(A)として示された範囲内のものが特に液状化の可能性のある土とされている。N値については、限界値が地震動の最大加速度の関数として与えられており、地下水面下の地盤のN値が限界値より小さいとき、液状化の可能性ありとされている。先の地震応答計算の結果では、地表の最大加速度は250 Galである。この加速度に対する限界N値は14である。図-5のN値の分布と比較すると、液状化現象の発生した地点のN値は14より小さく、発生しなかった地点のN値は深度0mの値をのぞき14より大きい。したがって、予測基準はほぼ妥当ということになるが、この結果は地表の最大加速度の計算値に依存していることに注意する必要がある。

1) 1978年宮城県沖地震報告, 土木学会誌, 1978年12月, pp. 56-70. 2) 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 1979年3月.

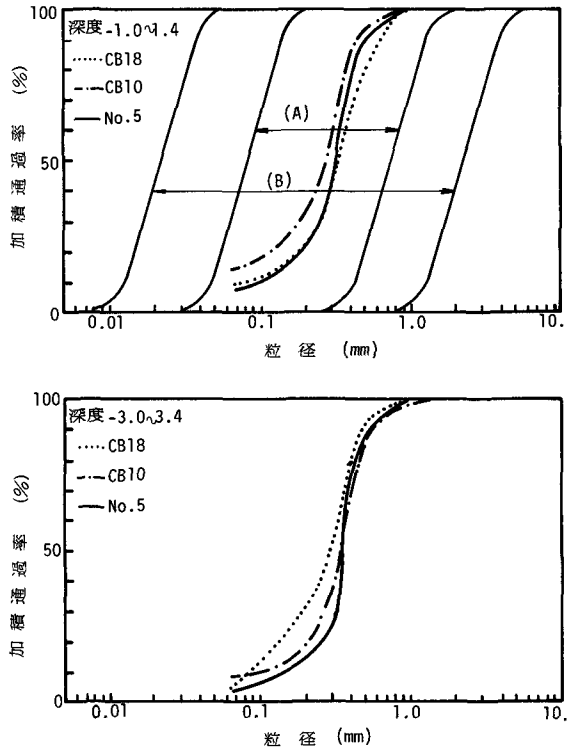


図-4 各地点の土の粒度(深度別)

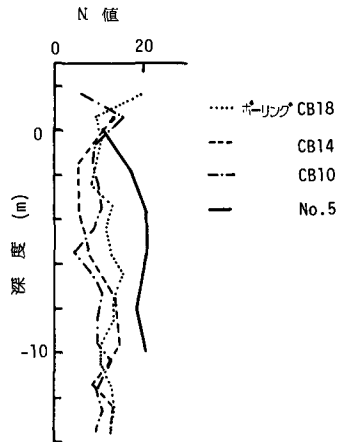


図-5 各地点の地盤のN値