

石巻工業港防波堤H形鋼沈床の応力測定について

東北大学工学部	正員	河上房義
〃	〃	佐武正雄
〃	〃	小川正二
〃	〃	伊藤 驍
宮城県土木部	港灣課	佐藤 昭典

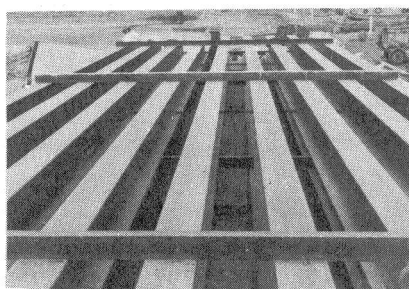
1 まえがき 宮城県石巻工業港防波堤基礎には、H形鋼沈床を用いる工法が採用されたが、これは軟弱な基礎地盤の内弧すべり面の長さを増入させて、すべりに対する安全率を高めようとするものである。従来、鋼桁沈床工法に関する施工例は少く、その設計のための資料もほとんどないので、H形鋼の応力分布等を調べる目的で、現場測定を行った。

ここにその概要を述べる。

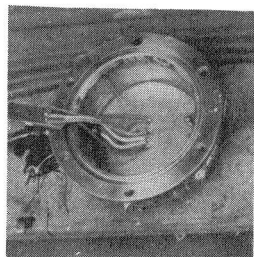
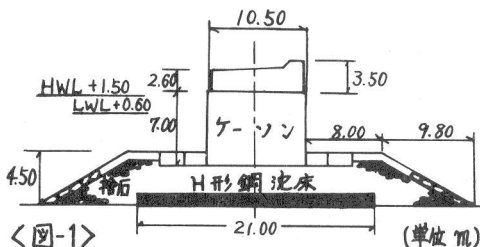


2 H形鋼沈床および防波堤の概要 防波堤基礎に用いた沈床は、写真-1に示すように、長さ21mのH形鋼（高さ60cm，断面二次モーメント113,990 cm⁴）を75cm間隔に並べ9本1組にしたものである。防波堤はこの沈床を図-1のように海底地盤の上に敷設し、その上に捨石マウンドを置き、ケーソンを据付けた混成堤である。なお、海底地盤は上部が層厚約2mの砂層（ $\phi = 25^\circ$, $C = 0$ ）でその下部は層厚約18mのシルト質ローム（ $\phi = 0^\circ$, $C = 0.17 \sim 0.33$ kg/cm²）となっている。

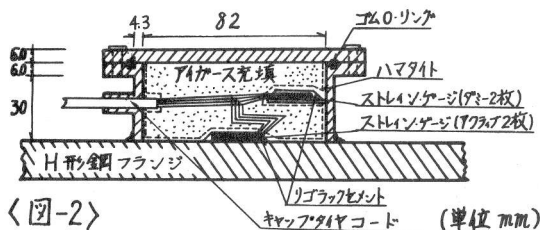
3 現場における応力測定 泥床中央のH形鋼
下部フランジにストレインゲージを貼付して曲げ応力を測定したが、現場は水深約9mの海底であるので、ゲージ貼付箇所には浸水や捨石等に対する保護工として、写真-2に示すようなプロテクターを用い、その内部には図-2のような防水工を施した。その効果は良好であったが、これらの防護工の影響を調べるため陸上で予備載荷試験を行った結果、プロテクター内部の応力は防護工を施さない場合の約65%であることがわかった。補正を行って施工



〈写真-1〉



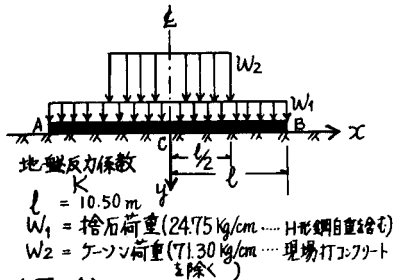
〈写真-2〉



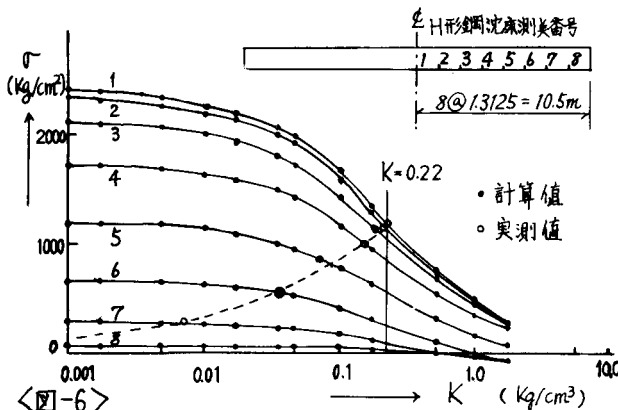
段階毎に得られた曲げ
応力の分布を図示する
と図-3のようになる。
この応力分布は次に述
べる弾性床上の梁とし
て計算する結果とはシ
類似した分布を示している。

4 地盤反力係数の算定 理論計算によって実

測値を解析するため、この沈床を図-4に示すような荷重を受ける弾性床上の梁とみなし、 $EI \frac{d^4 y}{dx^4} = w(x) - bKy$ (b はフランジ中) によって計算を行った。この場合、実際の地盤反力係数 K (kg/cm^3) は未知であるので、これを種々変化させて曲げ応力 (σ) を計算する (図-5)。この場合、両端 A, B でのせん断抵抗を無視すると、捨石荷重 W_1 によっては曲げモーメントは生じないことになるので、実測値においても捨石荷重による値を差引いたものとの比較を行った。測点毎に示せば図-6 のようになり、図中の実線は実測値を示す。図から明らかなように、 K の値は、梁の各点で一定とならないので、単一の K

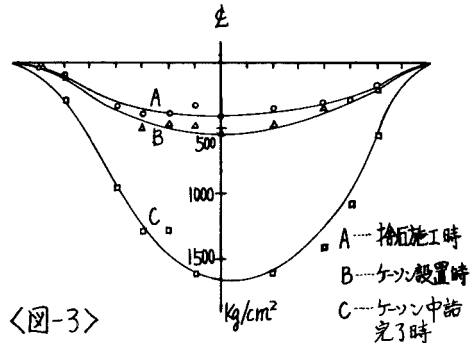


<図-4>

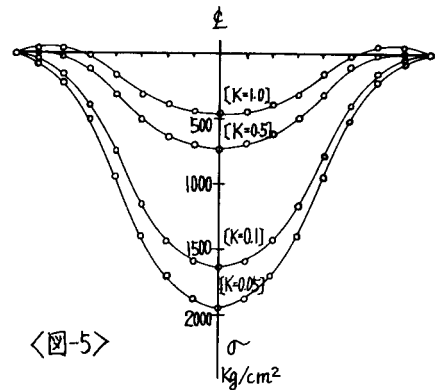


<図-6>

実際には沈下もかなり大きく、沈下と反力の関係は非線形になるものと考えられる。また、応力測定を行わないで、別の方法により、実際の海底地盤の反力係数を見出すことも、この種の沈床の設計上是非必要であると考えられる。最後に、実測に際してお世話になった宮城県石巻工業港工事々務所の諸氏に厚く感謝する。



<図-3>



<図-5>

$$K = 0.22 \text{ kg}/\text{cm}^3$$

を得る。石巻工業港では、防波堤の延長工事に伴い、25m H形鋼沈床も施工され、この K 値を用いて断面算定を行った。この場合、捨石荷重の影響も含めるため、A, B 両端のせん断抵抗を考慮した計算を行った。

5 あとがき ここでは、沈床を弾性床上の梁と考えて計算を行ったが、実測の結果もほぼ類似の応力分布となることわかった。しかし