

水中ストラット式構造物の 実大規模構造体水平載荷試験について

Behavior Of Laterally Loaded New Type Quay Wall(Under Water Strutted Steel Structure System)

高橋邦夫*・清宮理*・佐藤光一**

Kunio.Takahashi, Osamu.Kiyomiya and Koichi.Satoh

Under Water Strutted Steel Structure System is a new type quay wall which was developed by Port and Harbour Research Institute and Nippon Steel Corp.

The deformation and stress distribution of the system against lateral load which are acting on the wall are measured and analyzed in this report.

Keywords : Strut, Quay Wall, Lateral loading test

1. はじめに

近年、沖合人工島構想や港湾再開発等にみられるように沿岸域の有効活用が一層活発化してきている。その際、護岸や岸壁などの構造物の建設地点が大水深、軟弱地盤域であったり、構造物の築造空間に制約があるなど、既往の構造形式では構造面、施工面あるいは経済面での対応が困難となる場合があった。

このような問題を解決すべく開発されたのが『水中ストラット式構造物』である。この構造は平成2年～3年にわたり釧路港中央埠頭-7.5 m 岸壁の改良工事に北海道開発局の『技術活用パイロット事業』として採用され力学的挙動の静的計測と本構造物に特有な工種に関する施工法の調査がなされ、設計・施工法の妥当性が検証されている。¹⁾ また、耐震設計は震度法によって行っているが、平成5年1月15日に発生した釧路沖地震では、構造物周辺のエプロンが20～30mm沈下した程度で亀裂の発生もなく、構造物本体にも変状は認められていない。

以下では、本構造物の設計法を提案するために行われた一連の構造試験の中で最も重要と考えられる実大規模構造体水平載荷試験について報告する。

2. 試験概要

本構造物を設計するための主要な外力として、土圧・水圧・地震力などの水平外力が考えられ、これらの水平外力が作用した時の本構造物の挙動を把握することが設計法を提案する上で重要である。

そこで、杭基礎部も含めた実大規模の水中ストラット式構造物を製作し、土圧・水圧などの水平外力が作用した時と類似の構造応答を示すように、水中ストラット式構造物の鋼管矢板壁背後2箇所より集中力を作用させる水平載荷試験を実施した。

また、水中ストラット式構造物を構成する前方杭および壁体が各々単独で存在する時の挙動および横抵抗に対する群杭効果の影響を調査するために、『単杭』および『一重壁』の水平載荷試験もあわせて実施した。

2-1. 試験体の設計

試験場所の土質条件を図-1に示す。これを海底地盤の土質条件とみなし、設計水深-7 m、裏埋土の内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ 、空中震度 $k_H=0.25$ 、見掛けの震度 $k_H=0.50$ を想定し、『港湾の施設の技術上の基準・同解説/日本港湾協会』および『ジャケット式鋼製護岸設計指針(案)/日本港湾協会』などをもとに試験体を設計した。

2-2. 試験シリーズと試験内容

1) 試験シリーズ

試験は、①水中ストラット式構造物、②単杭および③一重壁について実施した。格点にはW/C=44%で水中不分離性混和剤を混入した1:2モルタルを充填した。単杭および一重壁には水中ストラット式構造物に使用したものと同一サイズ、同一本数の鋼管を使用した。また、断面力は各部材に貼付した歪ゲージから、変位は変位計および傾斜計から求めている。なお、載荷方法は『杭の水平載荷試験方法・同解説/土質工学会』に準拠した。

2) 試験体の配置

同規模の水中ストラット式構造物2基を鋼管矢板壁間約50m離して互いに向かい合わせに構築した。また、各構造物の背後約25～28 mの位置に単杭と一重壁を配置した。試験体の配置状況を図-2に示す。

3) 試験順序と試験方法

試験方法の概要を以下に示す。なお、試験は①⇒②⇒③の順序で実施している。

① 水中ストラット式構造物の水平載荷試験

互いに向かい合わせに配置した試験体の鋼管矢板壁の背後に載荷桁を配置し、PCケーブルを介して油圧ジャッ

* 正会員 運輸省港湾技術研究所(〒239 横須賀市長瀬三丁目一番一号)

** 正会員 新日本製鐵株式会社

キにより互いに引き合うように水平力を載荷した。

なお、実際の構造物には土圧・水圧が分布荷重として作用するので、これらが作用した時と類似の構造応答を示すように、鋼管矢板壁背後の2箇所から集中力が作用するように載荷桁を配置した。

② 単杭の水平載荷試験

前記①の試験に用いた構造体の一方を反力体として、PCケーブルを介して油圧ジャッキにより単杭に水平力を載荷した。なお、載荷高さは地表面上1.0 m の位置である。

③ 一重壁の水平載荷試験

前記①の試験に用いた構造体のもう一方を反力体として、PC ケーブルを介して油圧ジャッキにより一重壁に水平力を載荷した。なお、載荷高さは地表面上1.0 m の位置である。

3. 試験結果と理論解析

3-1. 理論解析の概要

杭基礎部については、以下に示す①線形弾性地盤反力法（いわゆるYL.Changの方法、以下 Changの方法）と、②非線形弾性地盤反力法（港研方式）の2種類の方法について理論解析を実施している。なお、水中ストラット式構造物については、地表面から上の上部構造と下の下部構造（杭基礎部）を一体に構造解析している。

①線形弾性地盤反力法（Chang の方法）

$$p = k_n \cdot y$$

p : 杭の単位面積当たりの地盤反力 [kgf/cm²]

y : 杭の水平変位 [cm]

k_n : 横方向地盤反力係数 [kgf/cm³]

$k_n = \alpha \cdot N$ ($N = 5$), N : N値

②非線形弾性地盤反力法（港研方式）

$$p = k_c \cdot y^{0.5} \quad (\text{C型地盤})$$

$$p = k_s \cdot x \cdot y^{0.5} \quad (\text{S型地盤})$$

k_c : C型地盤における横抵抗定数 [kgf/cm^{2.5}]

k_s : S型地盤における横抵抗定数 [kgf/cm^{3.5}]

x : 地表面からの深さ [cm]

3-2. 『単杭』の水平載荷試験結果と理論解析

1) 荷重と地表面水平変位の関係

載荷重と地表面水平変位量の関係は、載荷初期の段階より非線形的挙動を示しており、地盤の非線形性を考慮した港研方式C型地盤による解析値が実測値と最もよい対応を示した。このときの解析に用いた横抵抗定数 $k_c = 2.0 \text{ kgf/cm}^{2.5}$ である。

一方、Chang の方法では、横方向地盤反力係数が地盤の変位量によって変化し一定ではないが、地表面変位が1 cmのときの横方向地盤反力係数として $k_n = 2.7 \text{ kgf/cm}^3$ が得られた。

また、最大曲げモーメント点における杭の曲げ応力が $1,000 \text{ kgf/cm}^2$ となる載荷重に対応する k_n を逆算すると $k_n = 1.6 \text{ kgf/cm}^3$ となった。これは、横山²⁾が提案するN値- k_n 関係図において、N値に対して若干高めの k_n に対応し、 $k_n = 0.3 \cdot N$ ($N=5$)の関係となっている。

2) 水平変位の深さ方向分布

載荷重が25.1tfと51.1tfのときの水平変位の深さ方向の分布を図-3に示す。これによれば、地表面だけでなく地中部においても実測値と港研方式C型地盤による解析値とはよく対応していることがわかる。

3) 曲げモーメント分布

載荷重が25.1tfのときと51.1tfのときの曲げモーメント分布を図-4に示す。同図には各解析法により求めた曲げモーメント分布も示してある。これによれば、曲げモーメント分布も変位分布と同様に実測値と港研方式C型地盤による解析値とはよく対応していることがわかる。これに対し、chang の方法では変位量によって k_n が変化することから深さ方向での曲げモーメント分布の評価が難しいことがうかがえるが、最大曲げモーメントについては港研方式と同様により対応を示していることがわかる。

4) 地表面変位分布

単杭前方の地表面での地盤の水平変位の分布を調査したところ、地盤変位の範囲、いいかえれば単杭の横抵抗に寄与している範囲は、単杭前方左右45° 以内で、水平距離が3.5m以内という結果を得た。これは、これまでいわれている杭径の5倍とほぼ一致するものである。

杭の公称降伏応力度に対応する載荷重は52.3tfであるが、前記関係は載荷重90.6tfにおいても認められた。

3-3. 『一重壁』の水平載荷試験結果と理論解析

1) 荷重と地表面水平変位の関係

載荷重と地表面水平変位量の関係は載荷初期の段階より非線形的挙動を示しており、地盤の非線形性を考慮した港研方式C型地盤による解析値が実測値と最もよい対応を示した。このときの解析に用いた横抵抗定数 $k_c = 0.75 \text{ kgf/cm}^{2.5}$ である。この値は対単杭比でみると約 $1/2.7$ となっている。

一方、Chang の方法では、地表面変位が1 cmおよび最大曲げモーメント点における鋼管矢板の曲げ応力が 1000 kgf/cm^2 となる載荷重に対応する横方向地盤反力係数として、 $k_n = 0.93$ および 0.6 kgf/cm^3 が得られた。これらの値は対単杭比でみると約 $1/2.7 \sim 1/2.9$ となっている。

2) 水平変位の深さ方向分布

載荷重157.2 tfおよび296.6 tfのときの水平変位の深さ方向分布を港研方式C型地盤による解析結果とともに図-5に示す。これによれば、単杭の場合と同様に両者は非常によく対応していることがわかる。

3) 曲げモーメント分布

載荷重157.2tf および296.6tf のときの曲げモーメント分布を図-6に示す。なお、同図には港研方式C型地盤による解析結果も示してある。これによれば、荷重296.6 tfのときの最大曲げモーメント点近傍を除き、実測値と解析値とはよく対応していることがわかる。

載荷重296.6 tfのときの最大曲げモーメント点近傍の解析値が実測値よりも小さいのは、鋼管矢板がすでに降伏応力を超過しているにもかかわらず解析では線形弾性計算をしているからである。

4) 地表面変位分布

一重壁前方の地表面での地盤の水平変位の分布を調査したところ、地盤変位の分布範囲、いいかえれば、一重壁の横抵抗に寄与している範囲は、概ね一重壁前方左右約45° 以内で水平距離が4.5 m 以内という結果を得た。

これは一重壁前面に生ずるであろう受動すべり面の地表面位置（一重壁前方約11m）に比べかなり小さいものとなっている。

3-4. 『水中ストラット式構造物』の水平載荷試験結果と理論解析

1) 荷重と水平変位の関係

水中ストラット式構造物の水平載荷試験から得られた載荷重と地表面および天端での水平変位の関係を図-7に示す。また、載荷重と前方杭および鋼管矢板壁の地表面水平変位の関係を両対数グラフに整理した結果を図-8に示す。同図には、単杭の水平載荷試験結果から推定した単杭の k_c 値（ $=2.0 \text{ kgf/cm}^2 \cdot \text{s}$ ）を前方杭に適用し、鋼管矢板壁の k_c 値をパラメーターにして解析した結果も示してある。さらに、この解析結果を当該構造物の地震時設計荷重 350 tf に相当する載荷重 349.5 tf に着目し、鋼管矢板壁の k_c 値と鋼管矢板壁地表面水平変位の関係で整理すると図-9の通りとなる。これらの図から次のことがいえる。

- ① 水中ストラット式構造物は載荷初期の段階から非線形的挙動を示している。
- ② 載荷重が 600 tf 程度までは、 $\log P \sim \log y$ 関係はほぼ直線に近く、 k_c 値をパラメーターとした解析曲線との対応から、鋼管矢板壁の k_c 値は $0.5 \sim 1.0 \text{ kgf/cm}^2 \cdot \text{s}$ とみなすことができる。
- ③ 鋼管矢板壁の地表面水平変位の実測値と等しくなるときの鋼管矢板壁の k_c 値は、図-9から $k_c = 0.77 \text{ kgf/cm}^2 \cdot \text{s}$ と推定される。この値は、一重壁水平載荷試験から得られた $k_c = 0.75 \text{ kgf/cm}^2 \cdot \text{s}$ とほぼ等しい。

2) 構造物の水平変位分布

常時および地震時の設計荷重に相当する載荷重 190.2 tf と349.5 tfのときの構造物の水平変位分布を図-10に示す。同図にはchang の方法と港研方式C型地盤による解析結果も示してある。これらの図から次のことがいえる。

- ① 載荷重 190.2 tf では、実測値と $k_n = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ ($k_n = 0.3 \cdot N$ ($N = 5$)) としたchang の方法あるいは港研方式C型地盤の解析値とはよく対応している。
- ② 載荷重 349.5 tf では、実測値がいずれの解析値よりも若干大きな変位量となっている。これは、解析では前方杭および鋼管矢板壁の下端を軸方向に固定しており軸方向変位特性を考慮していないためである。
そこで、前方杭および鋼管矢板壁に軸方向非線形パネを与え解析すると、図中太線で示したように実測値とよく一致する結果が得られる。

3) 構造物の断面力分布

常時および地震時の設計荷重に相当する載荷重のときの構造物の断面力分布を図-11 および図-12 に示す。同図にはchang の方法と港研方式C型地盤による解析結果もあわせて示してある。これらの図から次のことがいえる。

- ① 各解析法による曲げモーメント分布は、鋼管矢板壁地中部で実測値と若干の差があるものの、全体的にはよい対応を示している。特に、港研方式C型地盤による解析結果は、いずれの載荷重においても実測値とよく対応しており、本構造物に対する適用性も良好なことがわかる。
なお、杭（壁体）幅の影響を特に考慮しないchang の方法でも、 N 値から推定した横方向地盤反力係数を用いた解析結果は、港研方式の解析結果と大差はなく設計上はなんら問題のないことがわかる。
- ② 理論解析における根入下端の境界条件は、鉛直（軸方向）変位のみを拘束し、水平変位、回転は無拘束としている。また、軸方向の摩擦パネや先端パネの影響は考慮していない。

上部構造の軸力分布をみると、実測値と解析値は比較的良好に対応している。鋼管矢板地上部の載荷点近傍での実測値が理論解析値よりも大きいのは、載荷桁等の固定方法に起因している。

また、前方杭の地中部における軸力は深くなるにつれて減少している。これは、杭周面に作用する摩擦力によるものである。しかし、地中部における鋼管矢板壁の軸力分布をみると、支持層の直上まで地表面での軸力

とほぼ同じ値となっており周面摩擦による低減がみられない。

これは良く締まったシルト質微細砂からなる支持層のN値が50以上（換算N値>100）と大きく、この部分での摩擦抵抗力が埋立砂からなる中間層の摩擦抵抗力よりも予想以上に大きかったためと考えられる。

4) 格点部耐力

格点は斜材に作用する力を前方杭に伝達する重要な役割を果たす部分であり、構造解析上、剛結合節点として機能するものとしている。このため、斜材と前方杭とはシャーキーを有する二重鋼管からなるメカニカルグラウト接合により一体化がはかられている。

格点部には斜材に発生する軸圧縮力がパンチングとして、またその鉛直成分がグラウト接合部に対しせん断力として作用する。

格点部は、最大載荷重 705.8tf（地震時設計荷重の約2倍）が作用してもパンチング破壊には至っていない。このときの斜材に発生していた軸圧縮力は約470tf である。さや管の降伏応力度を3100 kgf/cm²（素材試験結果）として格点部の耐力を API RP 2Aに規定されている方法により算定した結果を図-13 に示す。同図には、主管断面を①外管（さや管）のみ ②二重鋼管の効果を考慮し等価換算板厚を用いた場合 について示してある。この図から、実際のパンチング耐力は二重鋼管の効果を考慮して算定したものに近いことがうかがえる。

海洋構造物の設計では通常①の方法でパンチング耐力の照査が行われ、②の方法は波浪による繰り返し荷重により斜材には軸圧縮力だけでなく軸引張力も作用するため通常は採用されていない。しかし、本構造物における斜材では通常軸圧縮力の作用が支配的であるため、グラウト接合二重鋼管の特長を活かした②の方法等で耐力照査を実施してもよいと考えられる。

また、最大載荷重 705.8tfが作用してもグラウト接合部はせん断破壊には至っていない。このときのせん断力を斜材に発生している軸圧縮力の鉛直下向き成分として算定した結果を図-14 に示す。同図から最大載荷重時には約400tf のせん断力が発生していたことがわかる。

グラウトの圧縮強度を400kgf/cm²、シャーキーの高さ・ピッチを13mm・500mm として、API RP 2AとDOE に規定されている方法により付着耐力を算定すると約980 ～1230 tf となる。これは、最大載荷重時、地震時設計荷重時および常時設計荷重時に作用するせん断力の約 2.5～3.1 倍、6.5 ～8.2 倍および 14 ～17.6倍に相当し耐力的には十分余裕のあることがわかる。

5) 上部工はり材の応力状態

上部工はり材の3断面において、鉄筋とH形鋼の歪を測定した。載荷重190.2tf と349.5tf のときの実測値からはり材を構成する鉄筋、H形鋼およびコンクリートがそれぞれ分担する曲げモーメントを求めたのが図-15 である。同図には港研方式C型地盤での解析（上部工はり材：全断面有効）結果も示してあるが、鉄筋とH形鋼の分担割合はほぼ同程度となっており、H形鋼も構造部材として有効に機能していることがわかる。

6) 上方結合部の応力状態

上部工はり材、鋼管矢板壁および斜材が交わる上方結合部は、複雑な応力状態になるため十分な補強に留意する必要がある。このため、上方結合部には、図-16 に示すように斜材と鋼管矢板を結合する『せん断補強プレート』、H形鋼と鋼管矢板を結合する『のみこみ鉄筋』を配置している。これらに発生した歪から上方結合部の応力状態を検討すると次のようである。

①せん断補強プレート

3軸ゲージから得られた3方向の歪の実測値は、各方向とも複雑な履歴となっているが、応力としては載荷重190.2tf、349.5tf および705.8tf が作用したときで、各々約85,125および345kgf/cm²と小さなものであった。

また、載荷重190.2tf、349.5tf が作用したとき、せん断補強プレートは斜材に発生した軸圧縮力の鉛直成分の約20～23 %を分担していた。

②のみこみ鉄筋

各鉄筋ともせん断補強プレートと同様に複雑な履歴を示しており、応力としては載荷重190.2tf、349.5tf および705.8tfが作用したときで、各々約210,510 および1260kgf/cm² となっている。

なお、載荷重190.2tf、349.5tf が作用したとき、のみこみ鉄筋は斜材に発生する軸圧縮力の鉛直成分の約6.5～8%を分担していた。

7) 地表面変位分布

構造物を構成する前方杭と鋼管矢板壁の前方における地表面の地盤の水平変位分布を調査したところ、次に示す結果を得た。

① 地表面変位量は載荷重の増加とともに徐々に増加しているが、変位の分布範囲に変化は認められなかった。

② 地表面変位の分布範囲は前方杭は単杭の、鋼管矢板壁は一重壁の水平載荷試験と各々同様な結果となった。

③ 横抵抗に対する群杭効果については、宮本・沢口³⁾がその評価方法について提案している。この評価方法を用いて解析した結果、解析値は実測値に対して前方杭、鋼管矢板壁の地表面変位で約 3.7倍、3.5倍、また最大

曲げモーメントで約 2.6倍、2.3倍となり、大きくかけ離れた結果となった。

このことと前記②から、本試験においては前方杭と鋼管矢板壁が地中応力を介して互いに干渉しあう横抵抗に対する群杭効果の影響は生じなかったものといえる。

4. さいごに

『水中ストラット式構造物』の設計法を踏まえ、今回の試験結果をとりまとめると次の通りである。

- ① 上部構造と下部構造（杭基礎部）を一体として骨組構造計算を行ってもよい。その際、杭基礎部に港研方式を適用すると実際の挙動をよりよく表現できるが、changの方法を適用しても実用上問題はない。
- ② 今回の試験と類似の地盤条件（横抵抗に有効な範囲（ $1/\beta$ 程度）の N 値 ≈ 5 ）、構造条件（構造体幅=6.5m）下においては、横抵抗に対する群杭効果の影響を考慮しなくともよい。すなわち、前方杭および鋼管矢板壁がおのおの単独に存在するときの横抵抗定数あるいは横方向地盤反力係数を用いて設計してもよい。
- ③ 格点はシャーキーを有する二重鋼管からなるメカニカルグラウト接合とすることにより剛結合節点として機能する。この格点の耐力（グラウト接合部の付着耐力、パンチング耐力）照査には、API RP 2A などに規定されている方法を準用することができる。なお、これらの照査方法を本構造物に適用すると過大設計となる場合があるので、要素試験等により格点の耐力を確認するなどして構造特性にみあったより合理的な設計法を検討する必要がある。
- ④ 上部工はり材に埋設されているH形鋼などの鉄骨材は、応力材とみなすことができる。なお、鉄骨材を応力材とみなして設計する場合には、鋼管矢板や前方杭との結合に十分留意する必要がある。
- ⑤ 設計荷重範囲内での上方結合部における『せん断補強プレート』や『のみこみ鉄筋』の応力分担は少なかったが、この部位は複雑な応力状態となるため十分な補強を心掛ける必要がある。

最後に、本試験は運輸省港湾技術研究所と新日本製鐵株式会社との共同研究として行われたことを付記する。

【参考文献】

- 1) 得永道彦、関野高志、高橋邦夫、清宮理、塩見雅樹、佐藤光一、白井博己；『釧路港における水中ストラット式鋼製岸壁について』、第17回海洋開発シンポジウム、海洋開発論文集 Vol. 8、平成4年6月
- 2) 横山幸満；『鋼杭の設計と施工』、昭和44年3月、朝山海堂
- 3) 宮本六男、沢口正俊；『群グイの横抵抗に対するグイ間隔の影響（第1報）— 縦間隔について —』、港湾技術研究所報告 Vol.10, No. 4, 1971

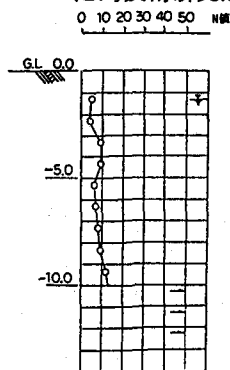


図-1. 土質条件

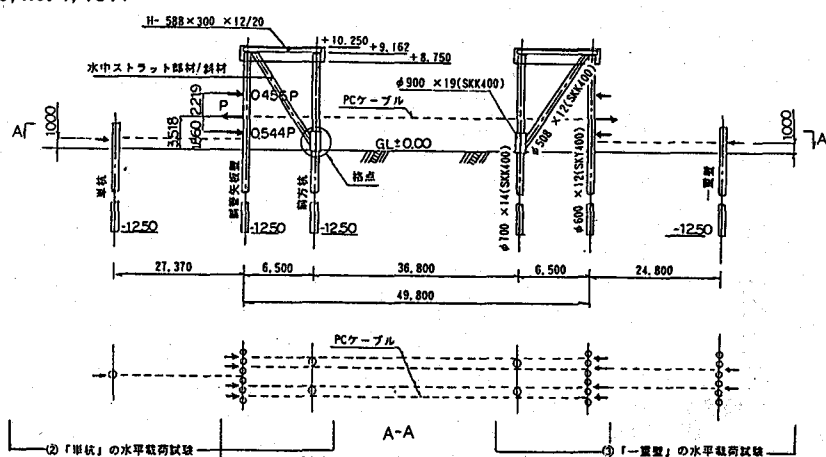


図-2. 試験体の配置状況

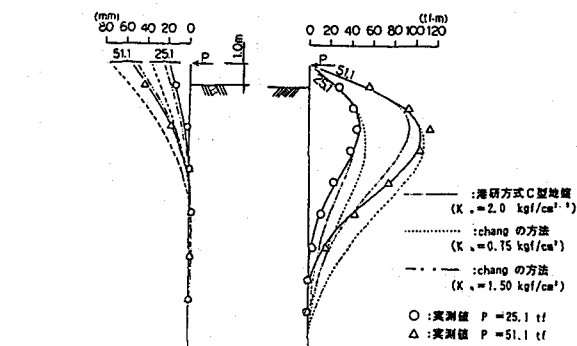


図-3. 水平変位の深さ方向分布（単杭）

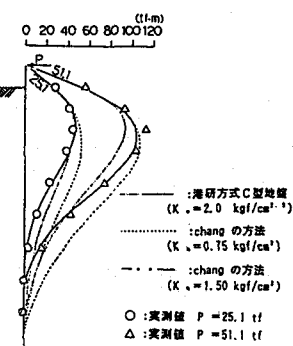


図-4. 曲げモーメント分布（単杭）

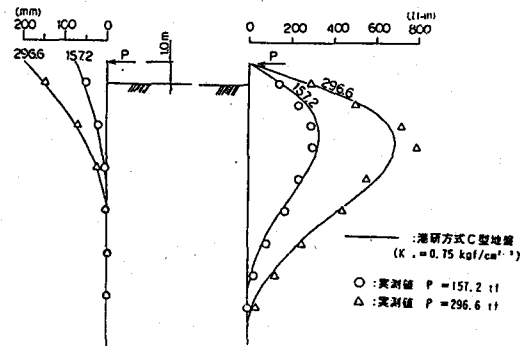


図-5. 水平変位の深さ方向分布（一重壁）

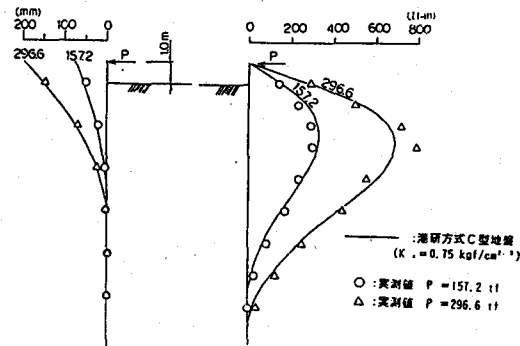


図-6. 曲げモーメント分布（一重壁）

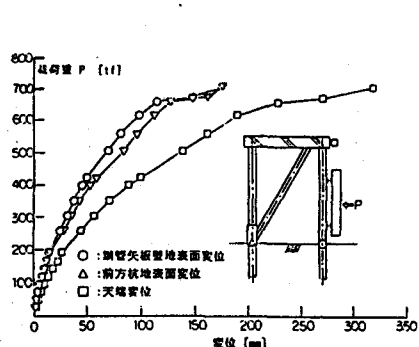


図-7. 载荷重と水平変位の関係

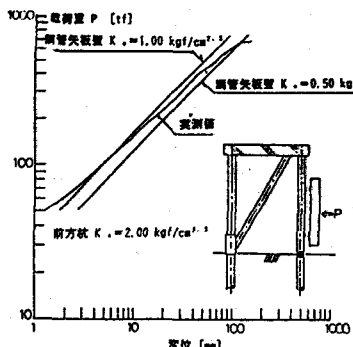


図-8. (a) 载荷重と鋼管矢板壁の
地表面変位の関係

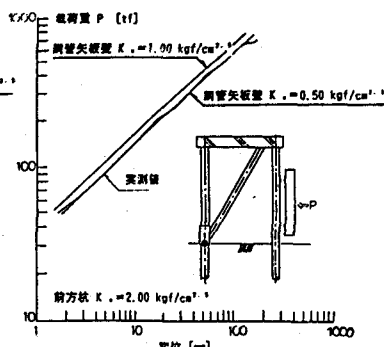


図-8. (b) 载荷重と前方杭の
地表面変位の関係

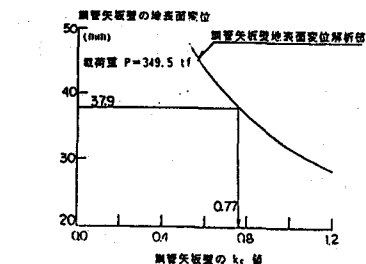
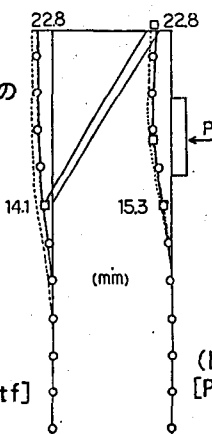


図-9. 鋼管矢板壁の k_c 値と鋼管
矢板壁地表面水平変位の関係

図-10. 構造体の
水平変位分布

(a)
[P=190.2 tf]



(b)
[P=349.5 tf]

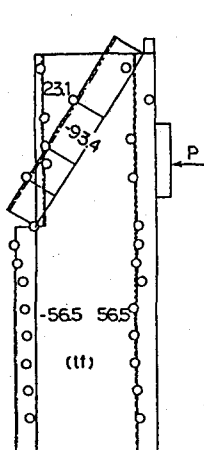
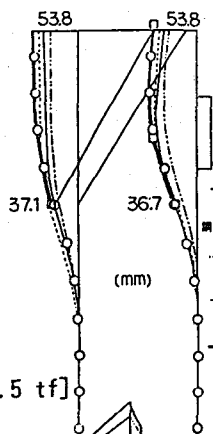


図-11. (a)
構造体の軸力分布
[P=190.2 tf]

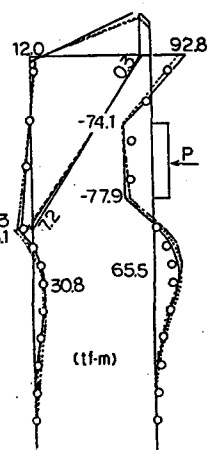


図-11. (b)
構造体の曲げモー
メント分布
[P=190.2 tf]

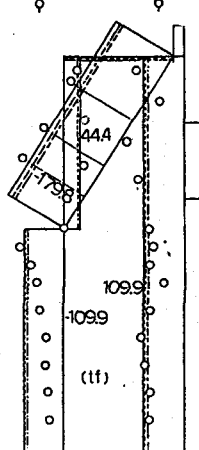


図-12. (a)
構造体の軸力分布
[P=349.5 tf]

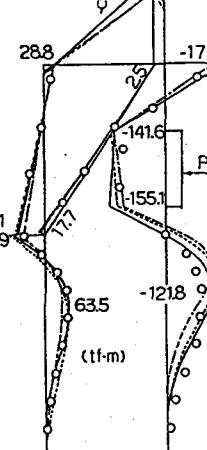


図-12. (b)
構造体の曲げモー
メント分布 [P=349.5 tf]

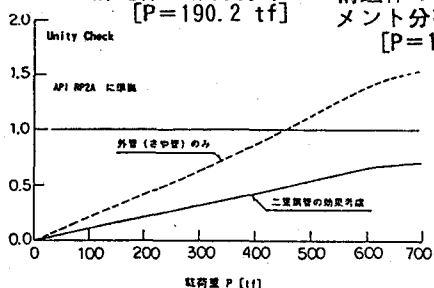


図-13. 格点のパンチング耐力

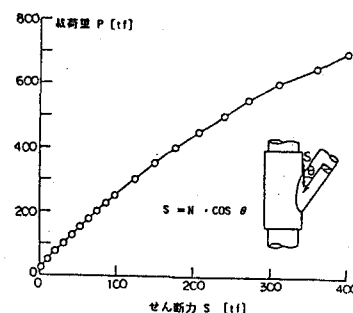


図-14. 格点に作用するせん断力

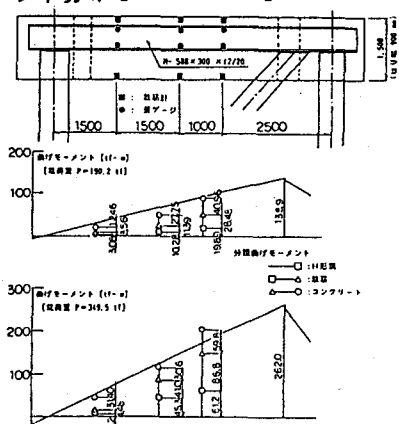


図-15. 上部工はり材の曲げモーメント

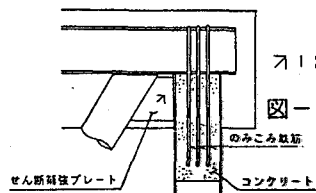


図-16. 上方結合部