

鋼製簡易ドルフィンの開発 Development of Steel Simplified-Dolphin

富 永 真 生 *
Masanari Tominaga

古 谷 博 明 **
Hiroaki Furuya

榊 豊 和 **
Toyokazu Sakaki

小 関 楯 志 ***
Tateshi Koseki

石 田 昌 弘 ****
Masahiro Ishida

細 谷 由 光 *****
Yoshimitsu Hosoya

Synopsis:

The berthing facilities are divided into rigid and flexible structures. Independent structures such as breasting dolphins allow relatively large lateral deflections, and hence their flexibility can be reflected on the structural design.

From this viewpoint, the structure of breasting dolphin consisting of vertical piles were re-examined according to the latest engineering practices, resulting in reducing works on the sea and shortening the construction period by simplifying superstructure.

To clarify the scope of applications and to standardize the design method, the flexibility and characteristics of vibration were examined by indoor model tests and the field vibration test.

1. はじめに

船舶接岸設備については数多くのタイプが提案され、建設されているが、とくに海外僻地における接岸設備は施工機械、建設材料、労働力などの調達がむずかしく簡易な構造形式が望まれる。かかる観点から、簡易ドルフィンの開発を行い、その有用性を実証した。本構造体開発に際し、室内模型実験とともに現場施工された二種の相異なる構造形式を有する簡易ドルフィンに対して、現場実大実験を実施し、本構造体の基本的な静的・動的挙動を把握した。

2. 構造特性の検討

本簡易ドルフィンは1組の直杭と、杭頭部結合材および防舷材とで構成され、柔構造としての特性を生かした設計が可能であると考えられる。

Fig. 1の右側に斜杭と直杭を組合せた剛性の高い構造を、左側には直杭のみで構成された柔構造の比較一般図を示す。

水平力を受ける杭の挙動については多くの研究が行なわれてきたが、土の変形特性が完全弾性ではなく、統一的な解析手法は未だ確立されていないのが現状である。特に多数の杭を比較密接し

* エンジニアリング事業部土木技術部土木技術室主任(部長補)

** エンジニアリング事業部土木技術部土木技術室主任(課長)

*** エンジニアリング事業部土木技術部土木技術室主任(課長補)

**** エンジニアリング事業部土木技術部土木技術室主任(掛)

***** エンジニアリング事業部土木技術部土木技術室

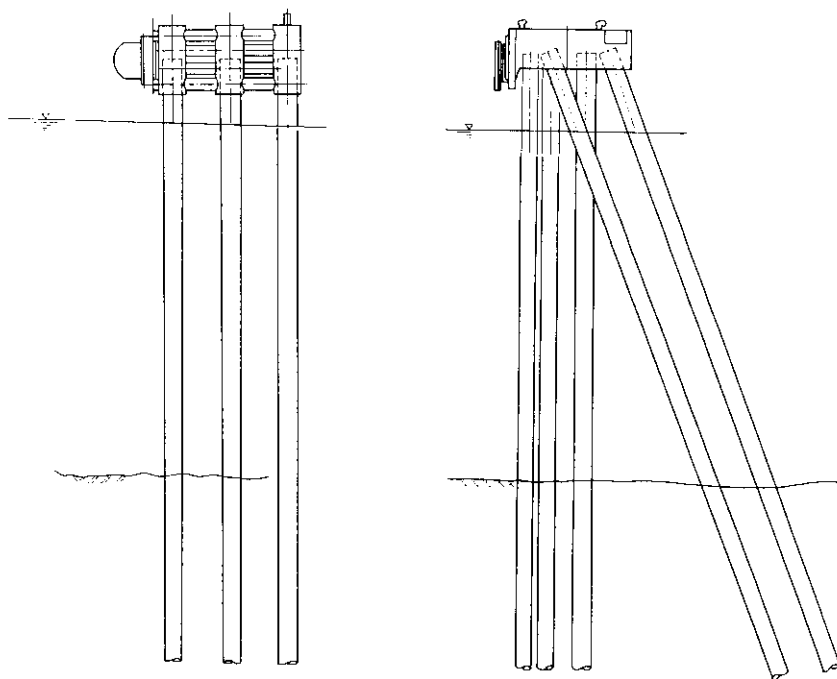


Fig. 1 Comparison of structure forms

て打設した群杭の水平挙動に関しては単杭のそれと比較して、杭の配列、杭間隔、杭頭固定度、杭相互の応力干渉など、多くの要素があり、不明な点が多い。

今回の実験では、このような杭～地盤系の水平荷重に対する挙動を明確にするとともに、簡易ドルフィンの設計にどのように群杭効果を折り込めば良いかを実験的に求めることを目的とした。

2-1 杭と地盤の相互作用に関する室内実験

Fig. 2 に示す様な土被り圧(σ_v)を受けている杭周辺地盤の薄片エレメントを考え、そこでの水平地盤反力(p)と杭の水平変位(y)の関係を求めるため、Fig. 3 に示す装置を用いて載荷試験を行った。この試験装置は砂の上面および側面がゴム袋で被われているため任意の空気圧をかけることで、実際の地盤内の応力状態を再現することができる。水平力はエアージャッキにより杭に載荷し、そのときの杭の変位を変位計により測定した。実験は単杭および3本並列の杭に対して、地盤密度(γ_0)および σ_v を変化させて行った。

実験結果を Fig. 4 に示すが、いずれの場合も非線型挙動を示している。

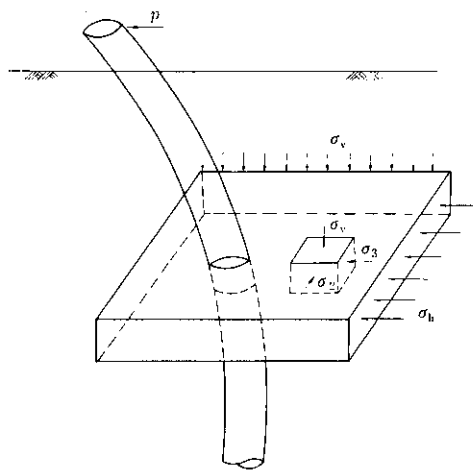


Fig. 2 General view of pile and soil interaction

地盤反力と杭の水平変位との関係は杭を弾性体とみなした弾性支承ばりの理論式(1)式において、

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 y}{dx^2} \right) + pB = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

深さ x における杭の単位面積あたりの水平地盤反力 p は一般に次式で表現されるとしている。¹⁾

$$p = kx^m y^n \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 y ：杭の水平変位 (cm)
 EI ：杭の曲げ剛性 ($\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$)
 B ：杭の直径 (cm)
 k ：水平地盤反力係数 (kgf/cm)
 x ：深さ (cm)

(2)式では指数 m および n の組合せにより数多く

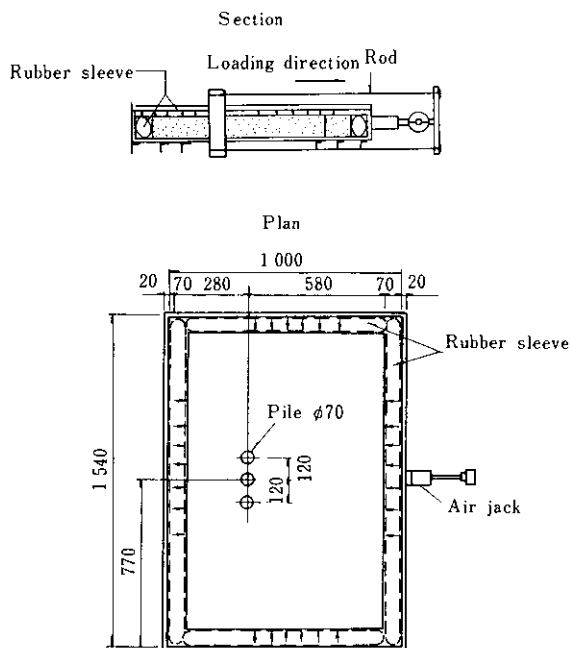


Fig. 3 Description of indoor test for pile and soil interaction

の提案がされているが、 $n=1$ とおく線形仮定では m のとり方のいかにかわらず水平荷重～変位曲線は直線上となり実情と合わない。しかし、取りあつかいの簡便さから、 $m=0$ かつ杭長さを無限大としたChang式²⁾が実用解として多用されている。 $n \neq 1$ とする非線形仮定ではより実験曲線に近似した解がえられるが取りあつかいが複雑な点に難がある、ここでは(2)式を考慮した実験値との照合を試みる。

地盤が均一な場合には土被り圧 σ_v は深さ x に比例すると考えられるので(2)式は次のようになる。

$$p = \bar{k} \sigma_v^m y^n \quad \dots\dots\dots (3)$$

Fig. 5は σ_v をパラメータとして $p \sim y$ 関係を両対数紙上にプロットしたものであるが、各ケースともほぼ直線上にのっている。(3)式が成立するものとして、 m 、 n 、 $\bar{k}$ の値を実験結果から求めたものがTable 1である。

表からわかるように、 $\bar{k}$ 値のバラツキは小さく安定している。したがって、本実験に関する限り杭の変位量が約5mm以下の範囲では(2)式が成立することがわかった。

つぎに、(2)式をやや単純化したものとして、模型杭と実大杭との相似法則を利用した、いわゆる港研方式について考察する。この方式によると砂質土について次式を提案している。

$$p = k_s x y^{0.5} \quad \dots\dots\dots (4)$$

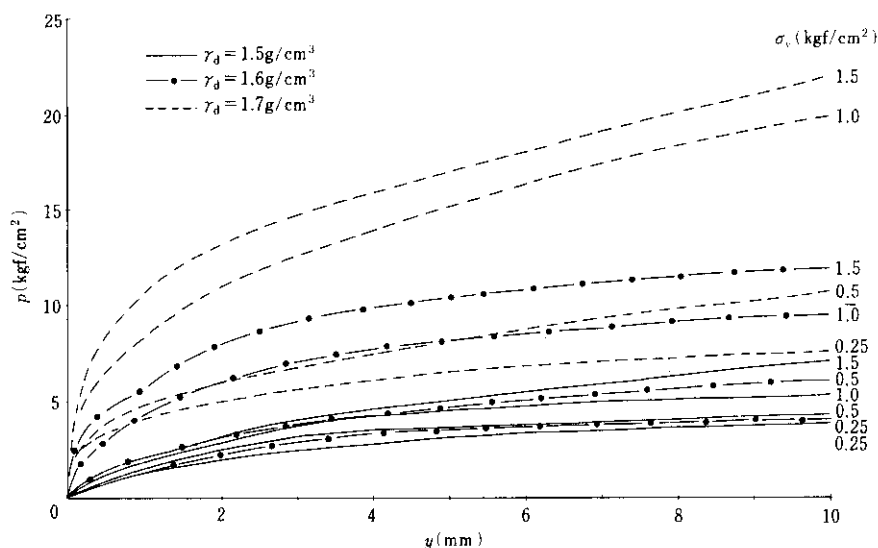
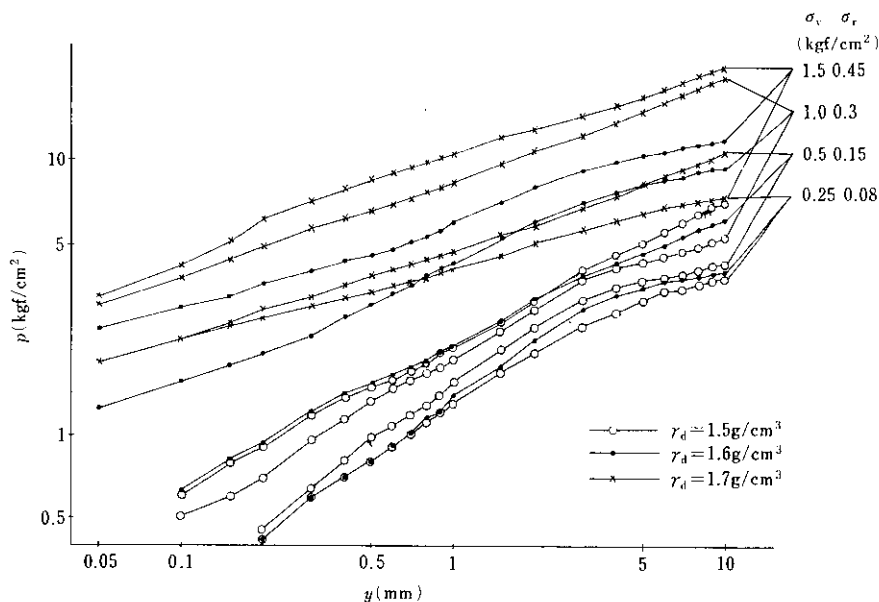


Fig. 4 Relation between load intensity p and displacement y

Fig. 5 Relation between load intensity p and displacement y on a log scaleTable 1 m, n and $\bar{k}$ values obtained from experimental results

γ_d (g/cm ³)	m	n	$\sigma_v = 0.25 \text{ kgf/cm}^2$		0.5		1		1.5		$\bar{k}$ mean
			$y = 0.5 \text{ mm}$	2	0.5	2	0.5	2	0.5	2	
1.5	0.33	0.57	$k = 6.9$	7.9	6.2	7.8	6.6	7.0	7.2	7.0	7.0
1.6	0.81	0.46	9.7	14.1	10.3	11.7	11.8	12.5	13.0	12.0	12.0
1.7	0.65	0.32	20.8	19.8	15.9	15.4	17.1	18.3	17.3	17.1	17.1

Table 2 k_s values by Port and Harbour Research Institute

Density γ_d (g/cm ³)	$\sigma_v = 0.25 \text{ kgf/cm}^2$		0.5		1.0		1.5		k_s mean
	$y = 0.1 \text{ cm}$	0.4 cm	0.1	0.4	0.1	0.4	0.1	0.4	
1.7	94.7	71.1	55.2	42.8	48.3	40.3	41.0	30.5	53.0
1.6	29.5	35.9	23.6	23.3	23.4	21.0	20.6	17.9	24.4
1.5	26.0	28.4	15.8	18.1	9.7	5.6	6.4	7.8	14.7

ここに、 k_s : 地盤に対する定数

(4)式が成立するものとして、実験結果より k_s 値を求めたものをTable 2に一括表示した。これによると密度 γ_d が1.7および1.6の時には k_s の値は比較的安定し、(4)式の妥当性を裏付けているが、 $\gamma_d = 1.5$ の場合はバラツキが大きく、(3)式の場合より精度は悪いと言えよう。

2.2 実物を想定した室内模型実験

2.2.1 実験概要

室内模型実験では4種の実験を行った。各々の実験概要および目的はつぎのとおりである。

(1) 実験 I

模型体はFig. 6に示すごとく、6本の鋼管杭($\phi 267.4$, $t 5.8$)をその杭頭部で木材と締付けケーブルにより固定した構造系とし、その前面に防舷材($\phi 500 \times 1000$)を設置する。模型体には防舷材を介して水平荷重を作用させ、鋼管杭と防舷材の荷重吸収機構をとらえる。

(2) 実験 II

模型体は実験 I と同様のものを使用し、模型体の頭部に水平荷重を載荷し、これを瞬時に解放することにより、模型体を自由振動させ、本構造体の振動特性を把握する。

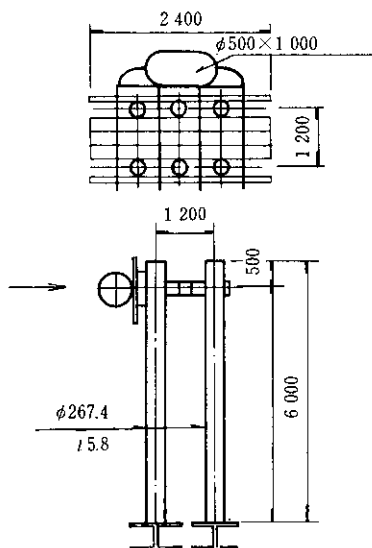


Fig. 6 Description of test I and II

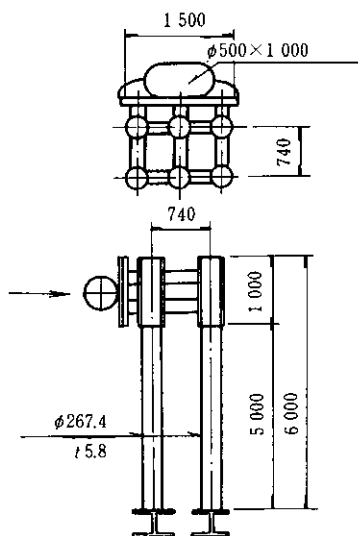


Fig. 7 Description of test III

(3) 実験III

模型体は Fig. 7 に示すごとく、杭頭結合材として二重鋼管フレームを使用した構造系とし、その前面に実験 I で使用した防舷材を設置する。模型体には防舷材を介して水平荷重を作用させ、鋼管杭と防舷材の荷重吸収機構をとらえる。

(4) 実験IV

Fig. 8 に示すような試験装置を用い、水平荷重は重錘により载荷する。ひずみの測定にはストレインゲージを用い、ダイヤルゲージと傾斜計を用

いて変位の測定を行った。土槽内の地盤条件は、 $\gamma_d = 1.7 \text{ g/cm}^3$ の密な地盤と $\gamma_d = 1.5 \text{ g/cm}^3$ のゆるい地盤とし、動的コーン貫入試験より得られた N 値は 18~36 (密な地盤) および 1~3 (ゆるい地盤) である。模型体は単杭 ($\phi 60.5$ のアルミパイプ) と単杭 6 本で構成される群杭の 2 種とした。本実験により地盤の剛・柔による群杭効果を明らかにする。

2-2-2 実験結果

(1) 実験 I

- 腹おこしおよびスペーサーによる荷重分配は良好である。
- 鋼管杭と腹おこしとの接触部で局部応力が発生する傾向にあるので、鋼管内面をアングル等で補強する必要がある。
- 本構造体に対するニューマチックフェンダーと柔軟な杭体でエネルギーを吸収する接岸エネルギー吸収システムにおけるフェンダーの圧縮特性は静的圧縮試験による特性とほぼ同一である。

(2) 実験 II

自由振動波形から求めた固有周期 T (s) と減衰定数 h は以下のとおりである。

$$T = 0.19 \text{ s}, \quad h = 0.18$$

(3) 実験 III

スペーサーとして二重鋼管フレームを用いると荷重分配は良好であるが、杭体による接岸エネルギーの吸収はほとんどなく、杭頭部に局部応力が発生する傾向にある。

(4) 実験 IV

Fig. 9 に水平加力試験における杭の土中部の曲げモーメントを示す。最大曲げモーメント発生位置は地表面に近く、ゆるい地盤の場合は密な地盤の場合と比較して曲げモーメントの発生が杭の深部にまで達しており、単杭と群杭の曲げモーメント (単杭: $P = 14 \text{ kgf}$, 群杭: $P = 84 \text{ kgf}$) の差や前列杭 (A 杭), 後列杭 (D 杭) の曲げモーメントの差も大きい。

Fig. 10 および 11 には傾斜計による杭の土中部の変位の測定結果を示した。ゆるい地盤における土中部の変位は密な地盤の変位に比較して大きく、

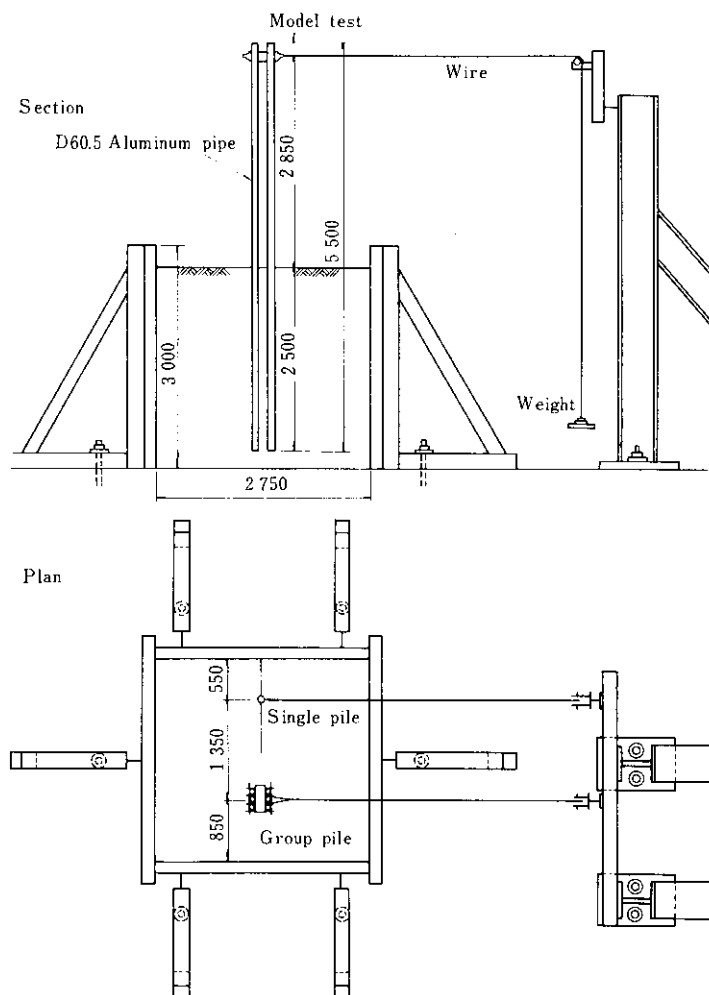


Fig. 8 Description of test IV

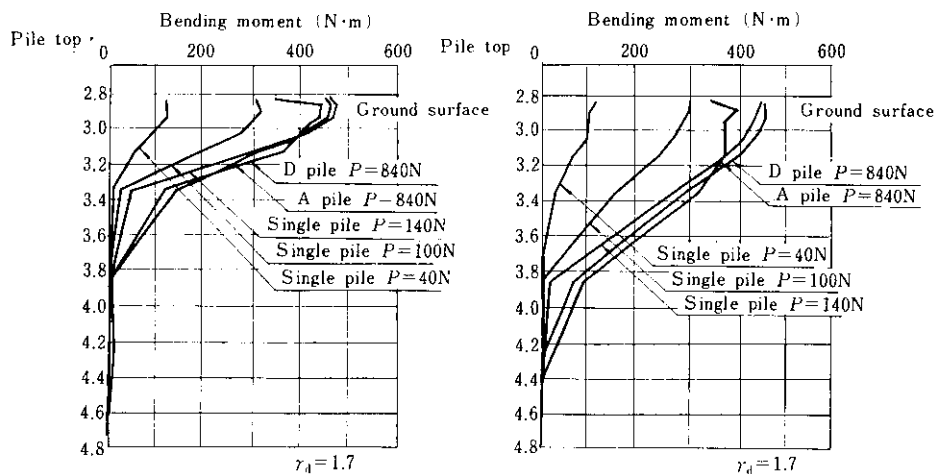


Fig. 9 Bending moment of the pile in soil

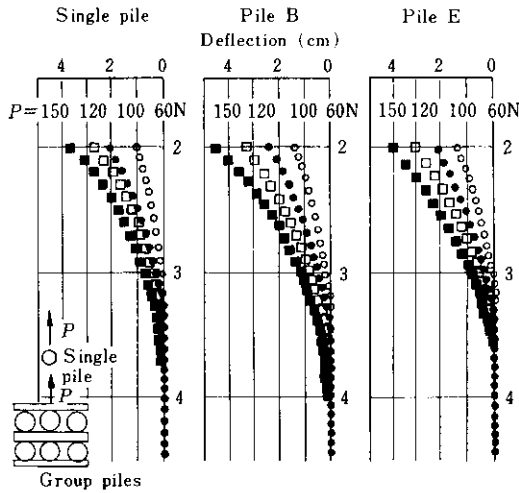


Fig. 10 Pile displacement at loose ground measured by inclinometer

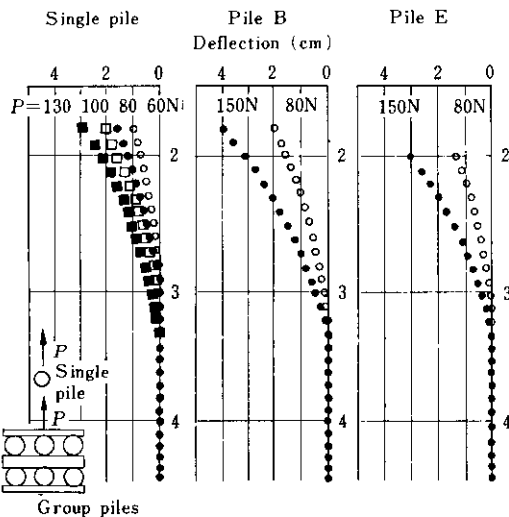


Fig. 11 Pile displacement at dense ground

杭の深部にまで達している。土中部の変位の大きい順にならべると、前列杭(B杭)→後列杭(E杭)→単杭となり、その傾向はゆるい地盤において特に顕著である。これはゆるい地盤においては土と杭の連成挙動が地盤の深部にまで達し、群杭間の相互作用が大きくなったためと考えられる。また、群杭において前列杭の曲げモーメントが後列杭のそれよりも小さく、しかも前列杭の土中部の変位が後列杭のそれに比べて大きいのは、後列杭の主働土圧が前列杭の受働土圧に影響をおよぼし、後列杭が前列杭よりも多くの荷重を分担したためと

考えられる。また、この荷重 p - 変位 y の関係を対数表示してみるとほぼ直線関係にあり、両者の関係を $p = ky^n$ と仮定した場合の指数 n を実験結果から逆算すると 0.5 前後であり、予備実験で行ったパイプの押込み実験結果と比較的よく一致する。さらに、両者の関係を $p = k_s x y^{0.5}$ と仮定し、単杭の実験結果から k_s を逆算すると、

$$0.67 \sim 0.88 \text{ N/cm}^{3.5} \text{ (密な地盤)}$$

$$0.14 \sim 0.20 \text{ N/cm}^{3.5} \text{ (ゆるい地盤)}$$

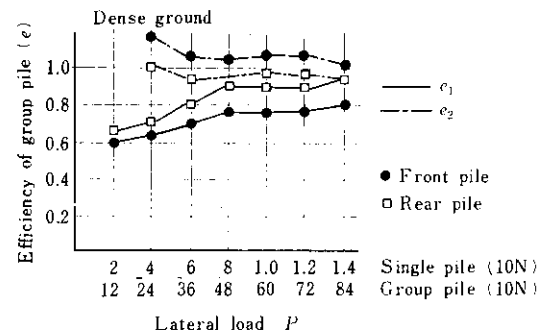
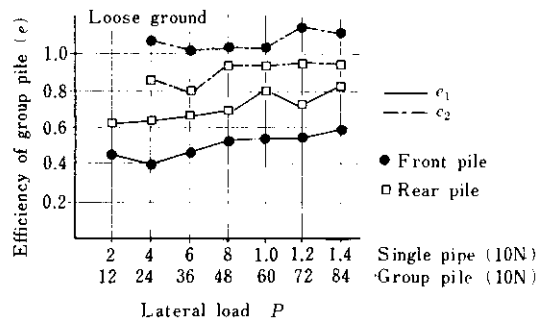
となり、前述のパイプの押込み実験より求められる k_s 値

$$0.41 \sim 0.54 \text{ N/cm}^{3.5} \text{ (密な地盤)}$$

$$0.15 \sim 0.18 \text{ N/cm}^{3.5} \text{ (ゆるい地盤)}$$

とほぼ一致する。

以上の実験結果にもとづいて群杭効果を群杭と単杭の地盤反力係数の比 e_1 、群杭と単杭の地表面位の比 e_2 、群杭と単杭の最大曲げモーメントの比 e_3 と定義し、それらと荷重の関係を Fig. 12 に示す。これによると地盤がゆるい方が群杭による一本当りの水平力に対する抵抗機能の低減率は大き



e_1 : Ratio of displacement, group pile to single pile
 e_2 : Ratio of max. bending moment, group pile to single pile

Fig. 12 Efficiency of pile grouping

く、とくに前列杭において顕著である。

この現象は前述したように、ゆるい地盤においては杭と土の連成挙動が土中の深部にまでおよんでいるために生じたと考えられる。しかし、地盤固有の特性と考えられる地盤反力係数に着目した場合には群杭効果は顕著であるが、杭と土との連成を考慮して地表面変位に着目した群杭効果はあまり顕著でなく、曲げモーメントに着目すると群杭効果はほとんどない。

3. 設計および施工例

3.1 設計の考え方

前述の模型実験の結果より、群杭式簡易ドルフィンの設計方法に関して次のような事が導かれよう。

- (1) 船舶の接岸エネルギーは、防舷材の変形と杭の変形とによって吸収される。
- (2) 吸収すべき船舶の接岸エネルギーと防舷材—群杭システムのエネルギー吸収特性とによって定まる反力が群杭に作用する。
- (3) 個々の杭には、上記の反力が均等に作用するものとして、杭の設計を行なう。
- (4) この場合、杭体に発生する応力、すなわち曲げモーメントは、群杭効果を考慮せず、単杭として若干の余裕を見込んで設計すればよい。
- (5) また、杭の変位は群杭効果を考慮した方が大きくなり、同じ反力の場合には吸収エネルギーが大きくなるので有利である。しかし、これは設計上の安全率とし、設計には単杭の場合の変位を用いるのが良い。このことは、実際の群杭効果を正確に評価することが困難であることから実際的な方法であると言える。
- (6) 杭頭の拘束条件については実際の構造に応じて、自由端、回転のみ完全固定、あるいはラーメン構造として計算する必要がある。
- (7) 船舶の接岸による繰返し荷重に対する地盤杭系の挙動については不明な点が多く、今後実際の構造物について長期間の調査・観測を行なっていく必要がある。
- (8) 杭の荷重—変位の関係は非線型の関係式 $p = k_s x^m y^n$ で良く表わされる。しかし、前述の通り

実際の設計でこの関係式を用いることは煩雑であり、また、想定される実際のドルフィンでは杭の突出し長が大きく、弾性変位の割合が極めて大であるので通常用いられている線型関係のChangの式 $p = k_s y$ を用いても差支えないと考えられる。

3.2 施工例

本工法による施工例として、フィリピンに於ける発電台船係留設備およびドロマイト鉱石積出し設備について述べる。実施場所を Fig. 13 に示す。

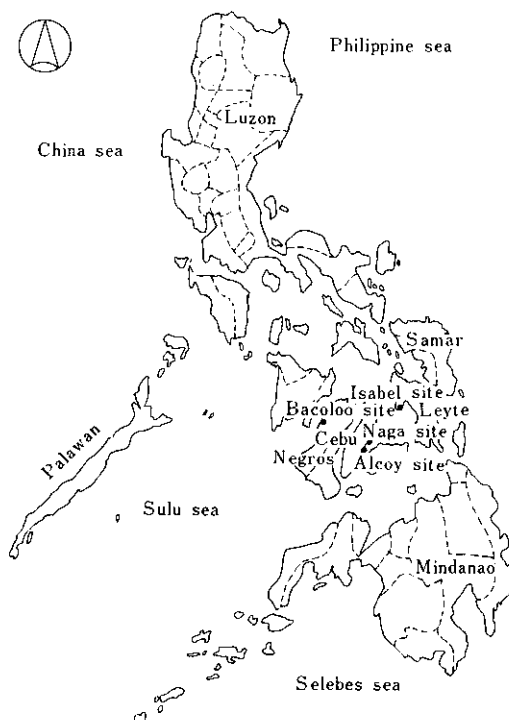


Fig. 13 Construction sites

- (1) 台船係留用ドルフィン（比国発電台船係留設備工事）

発電台船とは、台船の上にディーゼル発電設備を載せたプラント・バージの一種で、産業基盤の乏しい開発途上地域での電力供給に用いるものである。本工事では、8メガ・ワットのディーゼル発電機を各々4基搭載した発電台船2隻を係留する設備を、セブ島のナガ、レイテ島のイサベル、ネグロス島のパコロドの3カ所に建設したが、このうち、ナガとイサベルで本工法を採用した。

Fig. 14 および Photo. 1 にナガの係留ドルフィ

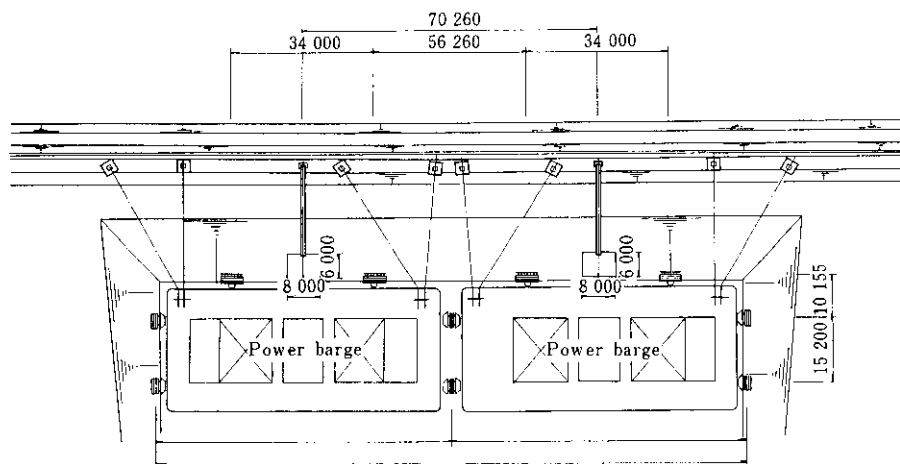


Fig. 14 Plan of power barge mooring facilities at Naga site

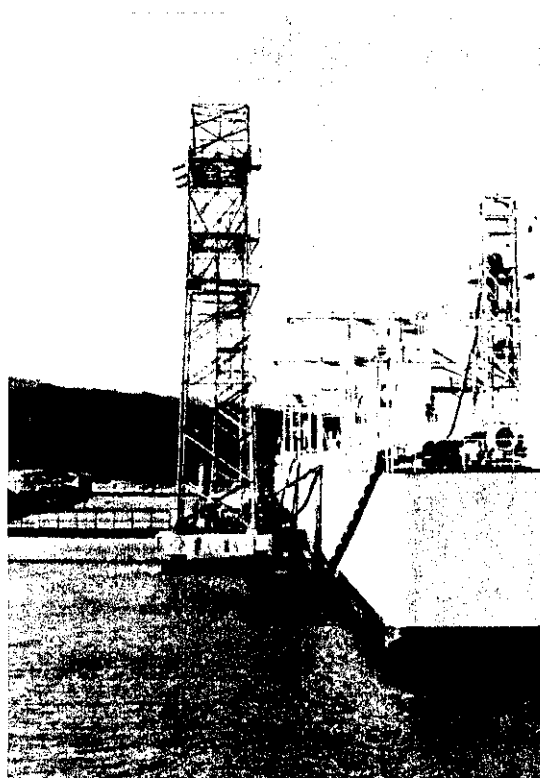


Photo. 1 Power barge mooring facilities at Naga site

ンを示す。台船本体は、全長 65m、型幅 30m、型深 7m、総トン数 4 100 トンである。

波浪や風による台船の動きを拘束するため、本工法によるドルフィンが台船の 3 辺に配置されている。このため、ドルフィンに作用する荷重の方向はほぼ一定となるので、強さに方向性を有する

細幅 H 型鋼を杭材に用いて経済性を計っていることは、このドルフィンの特徴の 1 つである。

また、杭頭の結合には木材とボルトを用い、コンクリートを用いていない。これは経済性の追求のみならず、将来、ドルフィン本体を解体して、新しいサイトにこれを再利用しようという発想から生まれている。杭には、ほとんど鉛直力が作用しない為、水平支持力を確保できるだけの根入れがあれば良く、解体時の引抜きが容易である。

Fig. 15 に、本工事の工程表を示した。杭打ち開始から上部工完了までの工期は、イサベル（台船 1 隻用）で 2.7 箇月、ナガ（台船 2 隻用）で 4.3 箇月である。一方、バコロド（台船 1 隻用）は、一般的な鋼矢板護岸であり、鋼矢板打設開始から上部コンクリート完了まで 4.6 箇月かかっている。数字の直接的比較は別としても、前 2 者の工期に関する有利性は明白である。

(2) 30 000 DWT 船接岸用ドルフィン（比国ドロマイト鉱石積出し設備工事）

本工事は、セブ島におけるドロマイト鉱山の開発に併い、採掘されたドロマイト鉱石を主として日本に輸出する為の港湾設備を建設したもので、設備の中心となる接岸ドルフィンに本工法を採用した。

対象船舶は 30 000 DWT の鉱石専用船で、所要水深は -14m である。接岸ドルフィンには 5 基あり、船の接岸力の他に、鉱石積込時に船をシフトする事により法線方向の力が作用するので、杭には方

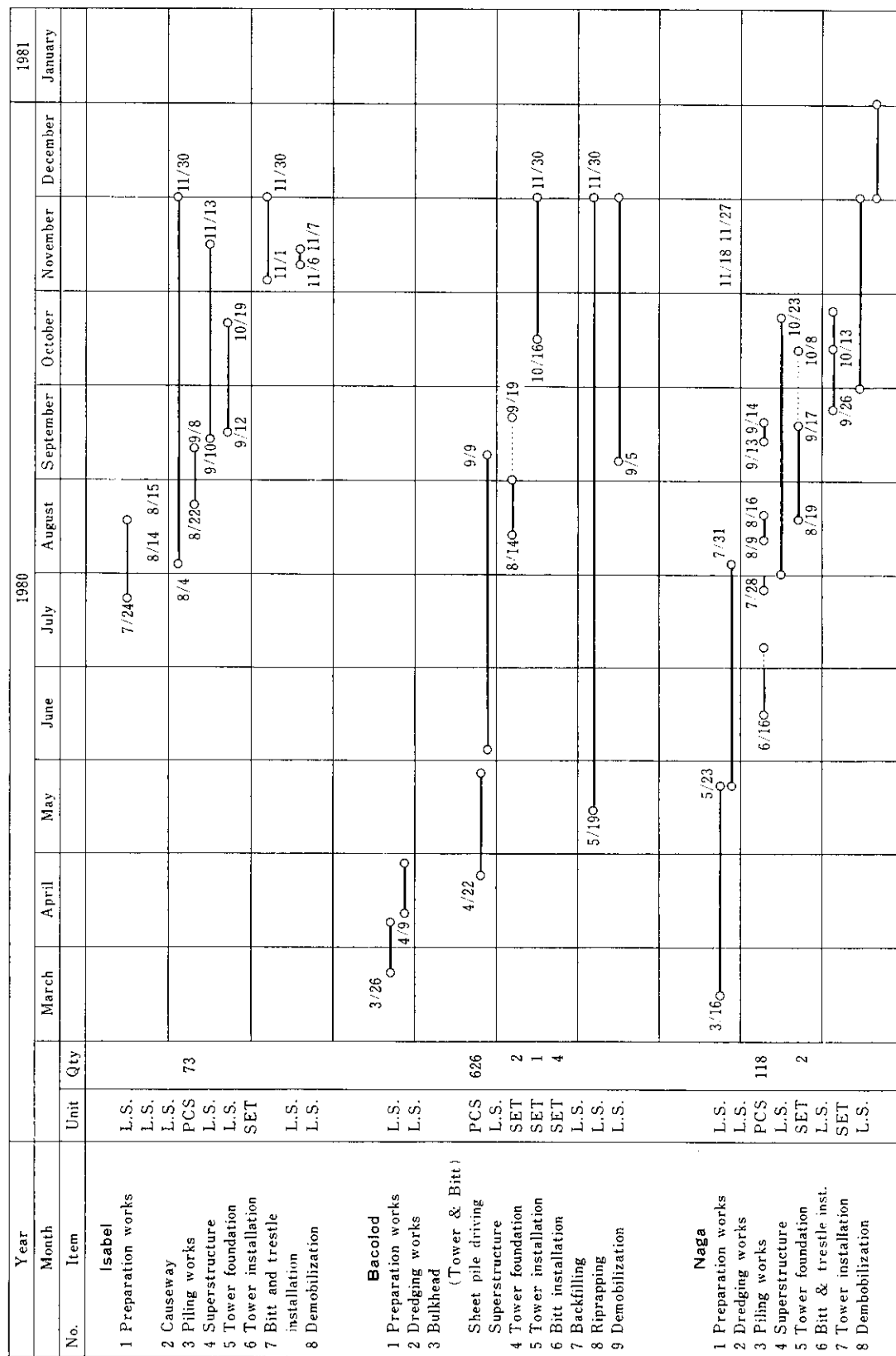


Fig. 15 Project schedule of power barge mooring facilities

向性の無い鋼管杭を用いた。

Fig. 16 にその平面・断面を、Photo. 2 に全景を示す。

現場は大きな町から遠く離れており、コンクリ

ート用骨材などの入手も、やや困難な僻地にある。このような場所で構造物の十分な強度を確保し、かつ海上での急速施工を可能にする為、杭頭の結合はセミ・ジャケット式とした。

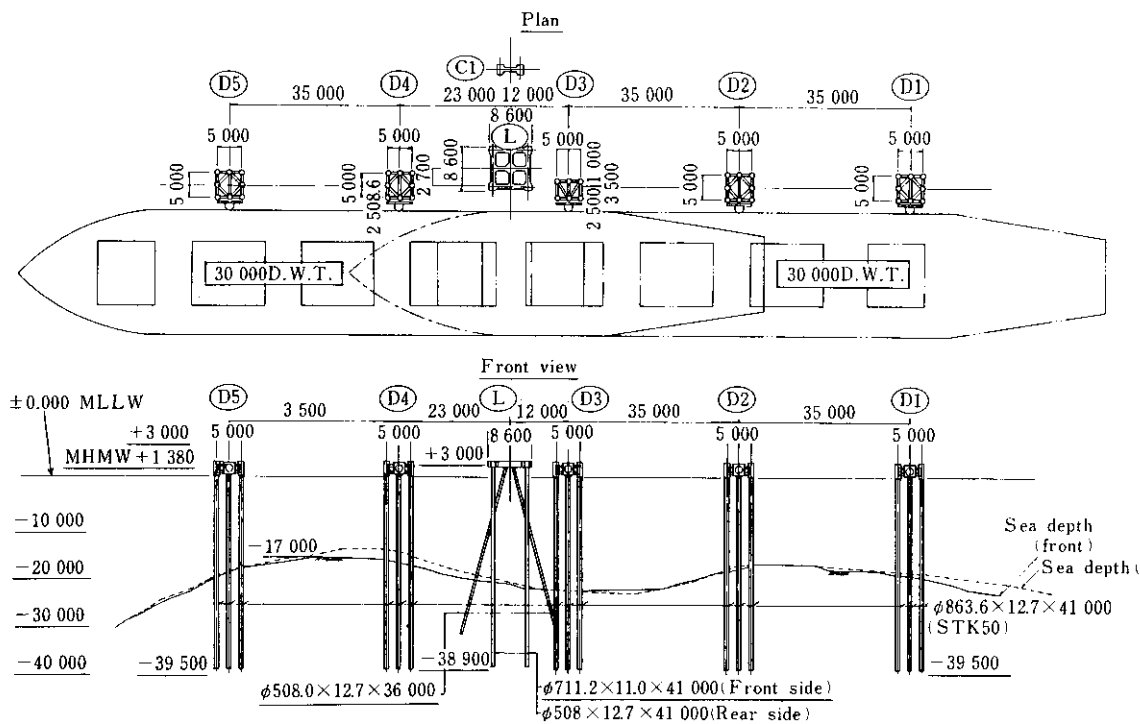


Fig. 16 Plan and section of dolomite loading facilities at Alcoy site



Photo. 2 Dolomite loading facilities at Alcoy site

Fig. 17 の工程表に示したように、38本の杭の打設は16日、5基のセミ・ジャケットの据付けは、わずか3日で完了している。また、杭打ち開始からセミ・ジャケットの中詰コンクリート完了までの期間も約1.5箇月と短く、初期の目的は十分達成された。

上記2例は、いずれも本工程の特長を生かして、構造の簡素化、海上作業量の減少、工期の短縮などの成果を挙げ、ひいては経済性も得られたと言える。

4. 現場実大実験にもとづく構造物の振動特性

前出の比国ドロマイト鉱石積出し用ドルフィン

を対象に自由振動試験、常時微動測定、波浪による応答測定、船舶接岸時の動的挙動測定の4種の振動実験と傾斜計測定を実施し、本構造体の基本的振動特性を適確にとらえ、同構造物の動的設計資料とした。

4.1 常時微動測定

工事現場付近の地盤上2箇所について常時微動測定を行った。これはドルフィンが建設された地点の地盤の動的特性を把握するために行ったもので、地震時の地盤の動的挙動を解析する場合の基礎データとなる。測定位置は構造物建設地点のごく近傍の原地盤と推定される地表面2箇所で約5分間測定を継続した。測定結果はTable 3に示

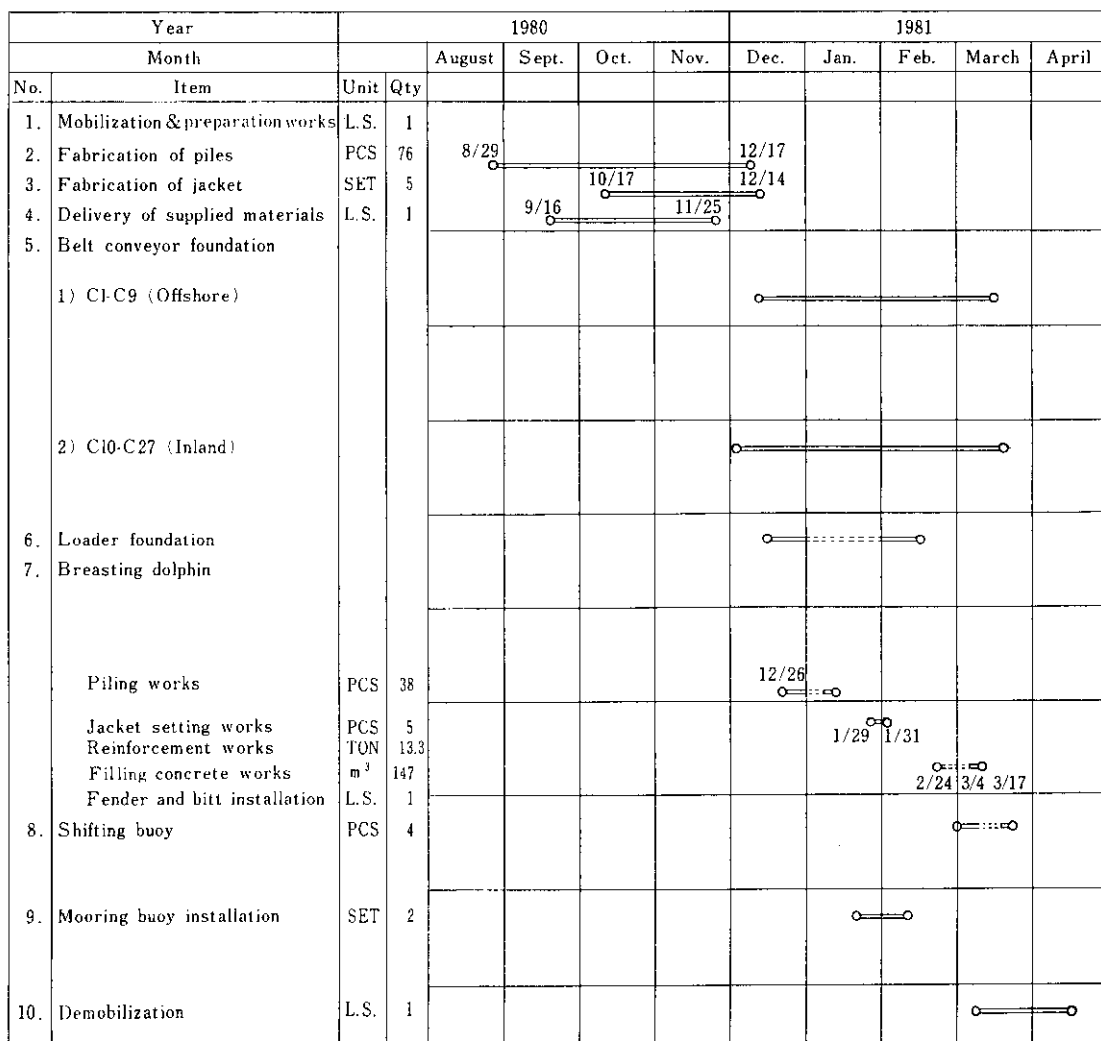


Fig. 17 Project schedule of dolomite loading facilities at Alcoy site

Table 3 Microtremor measurement results at two points of dolphin construction site

	Direction	Acceleration (Gal)	Displacement (mm)
Point I	N-S	0.067	0.0067
	E-W	0.05	0.005
	Vertical	0.033	0.0067
Point II	N-S	0.042	0.0067
	E-W	0.033	0.005
	Vertical	0.033	0.0067

すように測定両地点にはほとんど差違はなく、水平方向加速度で0.033～0.067Gal、鉛直方向加速度は水平方向のそれよりも小さく、0.033Galとなった。また、水平方向変位は0.005～0.0067mm、鉛直方向のそれは0.0067mmと両者ほぼ同様の値を示した。

つぎに、データーレコーダーに収録された常時微動記録から、その50秒記録をフーリエ変換し、パワースペクトルを求めた。その1例をFig. 18に示す。これらから、地盤の卓越周波数はN-S成分で0.484～1.050Hz、E-W成分で0.525～0.888Hz、U-D成分で0.646～1.212Hzとなり、鉛直成分の周波数が水平成分のそれを若干上廻っているものの、比較的長周期成分が卓越することから、

建設地点は比較的軟弱地盤と推測される。

4.2 自由振動試験

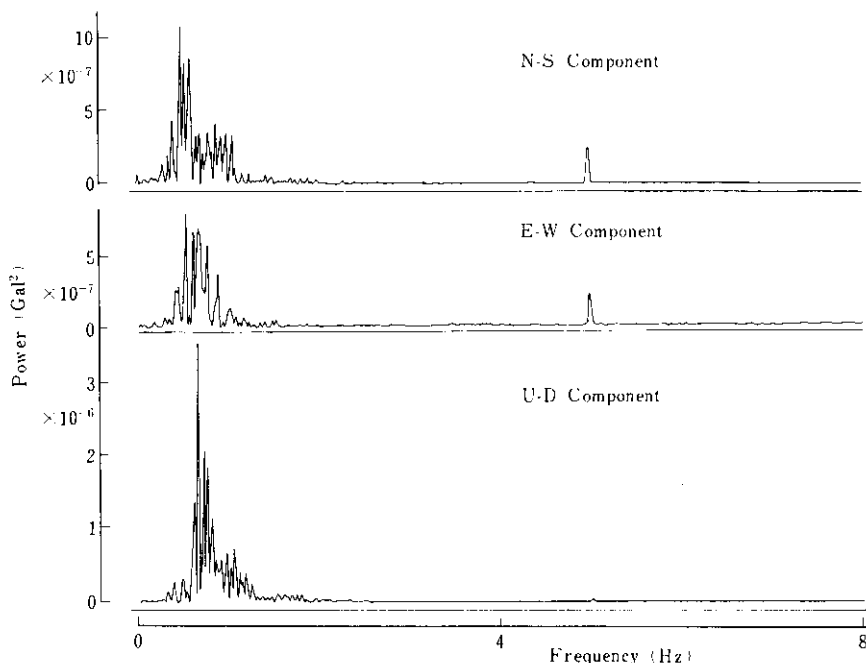
5基あるドルフィンの内、構造形式が相異なるドルフィン、D2とD3の2基をワイヤーで相互に引張り、ワイヤーの途中に設けた切断ピースを所定の荷重で切断させ、ドルフィンに自由振動を惹起させ、その挙動をとらえるものである。なお、切断ピースの切断荷重は5、10、15、20tの4段階とした。

Fig. 19に自由振動波形の1例を示す。

Table 4および5にそれぞれD2およびD3の自由振動初期部分の最大変位量を一括表示する。同表におけるピックアップの位置をFig. 20および21に示す。

Fig. 22および23に自由振動時のドルフィン頭部の最大変位と切断荷重の関係を図示する。両図とも切断荷重—変位の関係はほぼ直線関係にあり、D2ドルフィンの方が若干剛性が高いことを示している。いま、この関係を直線とみなしたとき、ばね定数はD2で4.5t/cm、D3で3.7t/cmとなる。

つぎに自由振動波形から固有振動数を求めた結

**Fig. 18** Power spectrum at measuring point I in Table 3

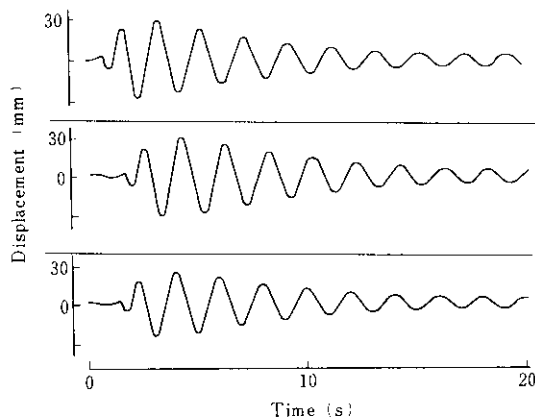


Fig. 19 Examples of wave shape of free vibration at D3 dolphin

Table 4 Free vibration test results at D2 dolphin

Cut off force	Pick up No.	Component	Direction	Displacement (mm)
5 tons	1	H	N-S	12.5
	2	V	U-D	0.41
	3	V	U-D	0.21
	5	H	E-W	5.0
	6	H	N-S	10.0
	7	H	K-W	5.0
	8	H	N-S	10.0
	9	H	E-W	5.0
10 tons	1	H	N-S	20.8
	2	V	U-D	0.83
	3	V	U-D	0.21
	5	H	E-W	10.0
	6	H	N-S	20.0
	7	H	E-W	10.0
	8	H	N-S	25.0
	9	H	E-W	10.0
15 tons	1	H	W-S	33.3
	2	V	U-D	1.25
	3	V	U-D	0.21
	5	H	E-W	12.0
	6	H	N-S	30.0
	7	H	E-W	10.0
	8	H	M-S	40.0
	9	H	E-W	10.0
20 tons	1	H	N-S	41.7
	2	V	U-D	1.88
	3	V	U-D	0.42
	5	H	E-W	12.0
	6	H	W-S	40.0
	7	H	E-W	12.0
	8	H	W-S	50.0
	9	H	E-W	12.0

Pick up position is shown in Fig. 20

Table 5 Free vibration test results at D3 dolphin

Cut off force	Pick up No.	Component	Direction	Displacement (mm)
5 tons	1	Horizontal	N-S	10
	2	Vertical		1.25
	3	V		0
	5	H	E-W	1
	6	H	N-S	11
	7	H	E-W	1
	8	H	W-S	12
	9	H	E-W	1
10 tons	1	H	N-S	19.2
	2	V		1.3
	3	V		0.3
	5	H	E-W	2.0
	6	H	N-S	20.0
	7	H	E-W	1.0
	8	H	W-S	20.0
	9	H	E-W	—
15 tons	1	H	N-S	41.7
	2	V		4.2
	3	V		0.83
	5	H	E-W	4.0
	6	H	N-S	40.0
	7	N	E-W	4.0
	8	H	N-S	40.0
	9	H	E-W	4.0
20 tons	1	H	N-S	58.0
	2	V		1.67
	3	V		0.83
	5	H	E-W	10.0
	6	H	N-W	50.0
	7	H	E-W	5.0
	8	H	N-S	50.0
	9	H	E-W	50.0

Pick up position is shown in Fig. 21

果を Table 6 に示す。

同表から D 2 の固有周期が D 3 のそれよりも若干短周期側にあり、D 2 の方が構造的に剛性が高いことを示している。これは前述したバネ定数の比較からも容易に推測される。

つぎに、自由振動波形の減衰性状から対数減衰率を求め、減衰定数を算出した結果を Table 7 に示す。各ドルフィンとも切断荷重の増加にともなって減衰定数が増大する一般的傾向を失っていない。

これら前述した 2 つの振動要素、固有周期および減衰定数から本構造物の耐震性について言及してみよう。

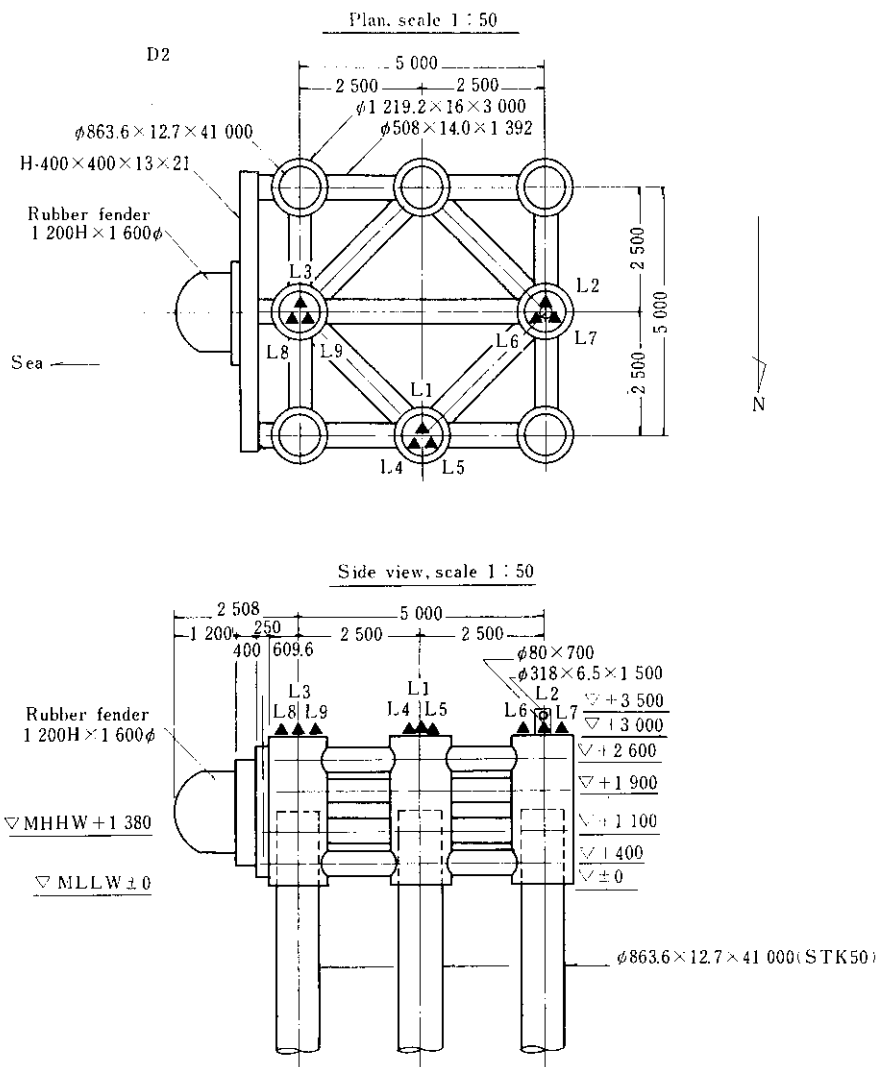


Table 6 Undamped natural period obtained by free vibration test

	D2 dolphin	D3 dolphin
Period (s)	1.43	1.67
Frequency (Hz)	0.7	0.6

Table 7 Damping ratio obtained by free vibration test

Cut off force	D2 dolphin (%)	D3 dolphin (%)
5 tons	5.69	7.66
10 tons	5.79	9.74
15 tons	7.33	10.65

4.1 で述べたごとく、構造物建設地点の常時微動測定から、地盤の卓越振動数は $0.5 \sim 0.6 \text{ Hz}$ と推察されるから、D3 ドルフィンについては地震時の応答倍率が極めて大きくなることが予想される。しかしながら、スレンダーな構造物にもかかわらず減衰定数が $8 \sim 10\%$ と比較的大きいことから、中規模程度以上の地震に対しては地震時の応答倍率は軽減されるであろう。

4.3 波浪による応答測定

ドルフィンに作用する波浪による応答は船舶接

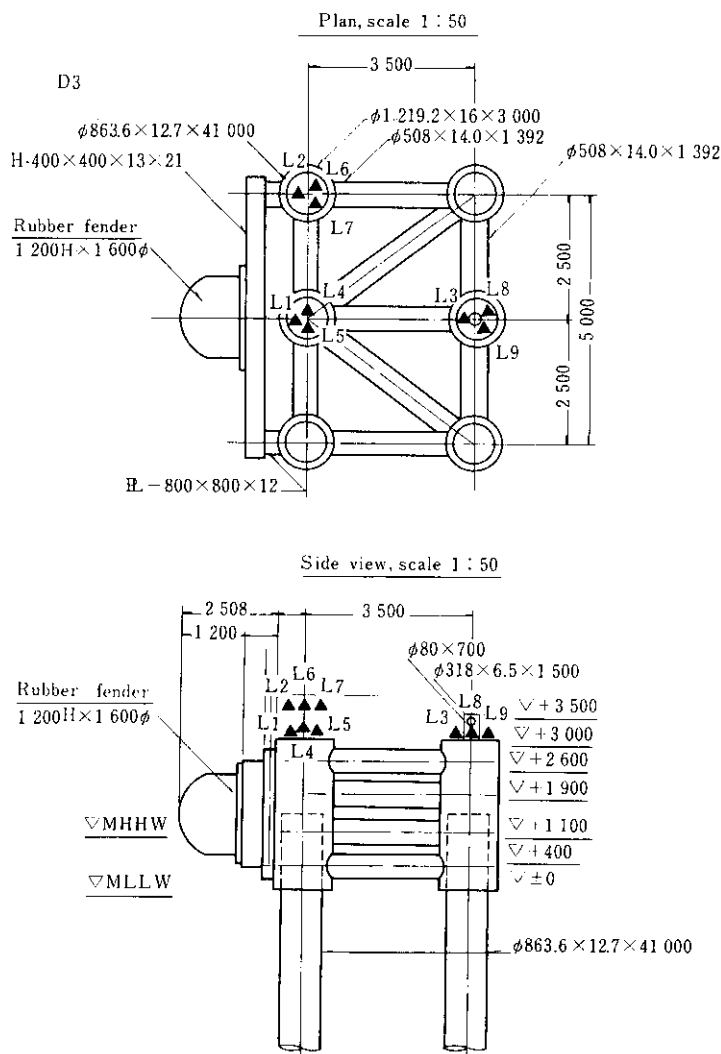


Fig. 21 Locations of low frequency vibration meters in free vibration test and berthing test at D3 dolphin

岸時の応答と同様に重要である。ここでは比較的波浪が高いと判断される時をねらって、その挙動をとらえた。

Table 8 および 9 に、それぞれ D 2 および D 3 の波浪による最大応答変位、最大応答加速度を示す。D 2 については水平方向変位は 1.2~1.8mm、鉛直方向のそれは 0.3~0.5mm 程度であった。これを自由振動試験時の頭部変位結果の Fig. 5, 6 に当てはめると 0.5~0.7t の水平荷重に相当する。また、D 3 については水平方向変位は 1.5~3.9mm、鉛直方向のそれは 0.021~0.063mm 程度であった。

また、この場合の応答加速度は水平方向で 4~6 Gal、鉛直方向で 0.2~0.5 Gal と極めて小さい値を示した。

また、応答周波数については応答波形の 50s データをフーリエ変換し、そのパワースペクトルから、それぞれの構造系の固有周期と全く一致する周期で挙動していることが判明した。本構造物のように波の応答が支配的である場合、波の周期を考慮すれば波による共振現象は回避されるだろう。

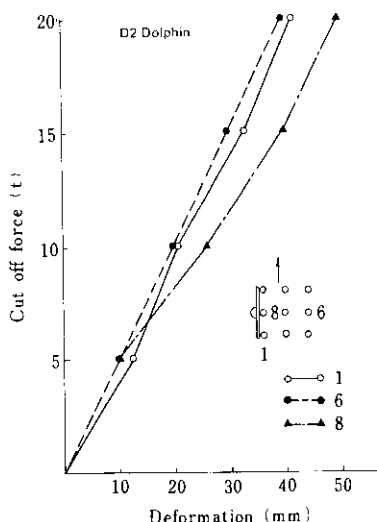


Fig. 22 Maximum deformation in free vibration at D2 dolphin

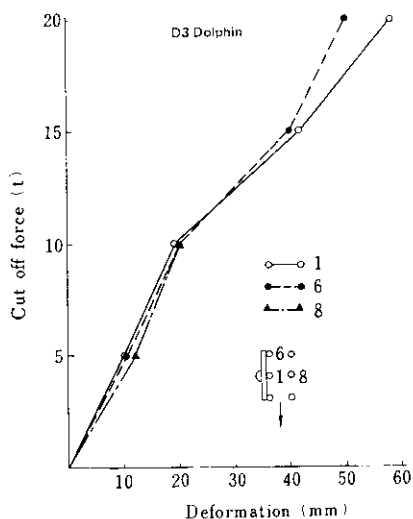


Fig. 23 Maximum deformation in free vibration at D3 dolphin

4.4 船舶接岸時の応答測定

自由振動試験では加力方向が実荷重である船舶接岸時に防弦材から伝達される荷重と異なるため、小型ボートを直接防弦材に衝突させ、そのときのドルフィンの挙動をとらえた。小型ボートは約18トンであり、その接岸速度は約20km/hであった。本試験のピックアップの配置位置は Fig. 20 および 21 に示すとおりで、その最大応答値を Table 10 および 11 に一括表示する。

D 2 ドルフィンについて、その最大応答変位は衝撃力方向で25~40mm、衝撃力直角方向で8~10mm程度であった。これを自由振動試験時の頭部変位結果の Fig. 22, 23 に当てはめると13~18tの水平荷重に相当する。これはボート衝撃時の視覚による Air Block Fender (1200H×1600φ) の推定変形量から同フェンダーの構造仕様に当てはめた Reaction Force 18t と良い対応を示す。

D 3 ドルフィンについてはD 2 ドルフィンよりも大きい応答を示し、衝撃力方向で80~100mm、同直角方向で16~25mm程度となった。

4.5 実験結果の考察

本ドルフィンのごとくスレンダーな構造物に対して、Fixed-free end load model⁷⁾を用いて、その解析解と実験値の照合を行う。

本モデルは Fig. 24 に示すごとく、ビームの一端に質量を有し、他端を固定とするものである。本モデルから ω_n は(1)式で与えられる。

$$\omega_n = \sqrt{\frac{3EI}{l^3(m + 0.23m_b)}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

Table 8 Wave response results of D2 dolphin

Measurement Points	1	2	3	5	6	7	8	9
Components	H	V	V	H	H	H	H	H
Direction	N-S	U-D	U-D	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W
Displacement (mm)	1.25	0.30	0.51	1.2	1.8	1.8	1.5	1.5

Table 9 Wave response results of D3 dolphin

Measurement Points	1	2	3	5	6	7	8	9
Components	H	V	V	H	H	H	H	H
Direction	N-S	U-D	U-D	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W
Displacements (mm)	1.46	0.063	0.021	3.9	3.0	1.5	3.6	1.8
Acceleration (Gal)	5	0.5	0.2	6	5	5	4	5

Table 10 Berthing test results at D2 dolphin

Measurement points	1	2	3	5	6	7	8	9
Component	H	V	V	H	H	H	H	H
Direction	N-S	U-D	U-D	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W
Test 1 Displacement (mm)	8.33	1.46	0.42	25	10	25	10	25
Test 2 Displacement (mm)	8.33	1.67	0.42	35	10	35	15	40
Test 3 Acceleration (Gal)	83.3	8.3	4.2	100	50	150	50	150

Pick up position is shown in Fig. 20

Table 11 Berthing test results at D3 dolphin

Measurement points	1	2	3	5	6	7	8	9
Component	V	H	H	V	H	H	H	H
Direction	U-D	N-S	E-W	U-D	N-S	E-W	N-S	E-W
Test 1 Displacement (mm)	0.625	16.67	83.3	1.2	15	—	20.0	80.0
Test 2 Displacement (mm)	0.625	20.83	100.0	1.5	20	—	25.0	90.0
Test 3 Acceleration (Gal)	—	166.7	166.7	—	20	—	50.0	150.0

Pick up position is shown in Fig. 21

Table 12 Condition and results of natural frequency calculation

	m	m_b	E	I	l	ω_n	f_n	T_n
	kg·s ² /cm	kg·s ² /cm ²	kgf/cm ²	cm ⁴	cm	rad/s	Hz	s
D 2	86.02	89.03	2.1×10^6	2.456×10^6	2 000	4 260	0.678	1.475
D 3	64.68	66.78	2.1×10^6	1.842×10^6	2 200	3 690	0.587	1.702

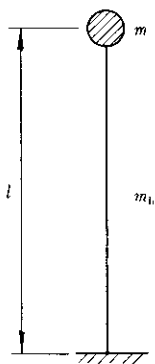


Fig. 24 Analytical model

ここに、 m : 質量 (kg·s²/cm)
 m_b : ビーム質量 (kg·s²/cm)
 l : ビーム長 (cm)
 I : ビームの断面 2 次モーメント (cm⁴)
 E : ヤング率 (kgf/cm²)
 ω_n : 固有円振動数 (rad/s)

上式に本構造物の仕様を適用すれば Table 12

のようになる。同表中の f_n が固有振動数であるが、これらは自由振動実験から得られた結果と極めて良好な対応を示し、本構造物のようなスレンダーな構造物に対しては本項で用いた **Fixed-free end load model** 化が妥当であることが判明した。

4.6 傾斜計測定

傾斜計測定は D 2 および D 4 ドルフィンを構成している各 1 本の鋼管について実施した。本測定は次の 2 つの目的をもっている。

- (1) 水平載荷時の鋼管傾斜量測定
- (2) 長期残留傾斜量測定のための初期値測定

Fig. 25 に測定間隔 1 m ごとに測定したデータから計算した鋼管杭の変位曲線および発生応力を示す。この変位曲線は自由振動実験時の最大応答変位量と極めて良好な対応を示した。

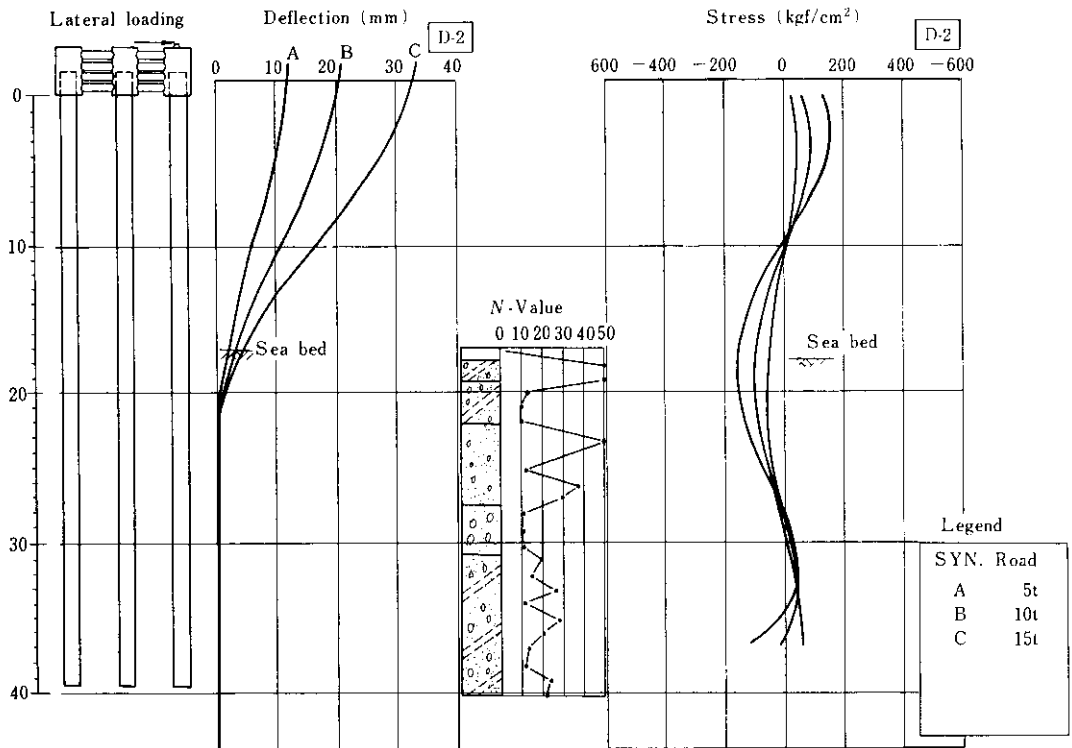


Fig. 25 Lateral loading measurement results

5. むすび

従来、我々は海上構造物の規模拡大に対応しつつ、ドルフィンタイプにも剛性を高める構造特性を求めていた傾向があったと思われ、変形を許す設計法を採用することには感覚的に抵抗があった。それは変形特性を考慮した設計の難しさがあったと言えよう。鋼材という撓りの特性を生かし、かつ、フィリピンの僻地で建設されるため、現場環境に応じた容易な施工法の必要性が生じたため、可撓性の鋼製ドルフィンを前述の二つのプロジェ

クトに採用することにした。

計画設計の過程は、

- (1) 室内模型試験にて構造形式による変形特性を調べた。
- (2) さらに、各プロジェクトサイトにおける施工可能で容易な構造を設計し、施工した。
- (3) 本構造の荷重特性が **Impact Load** であることが一般的であるため、構造物がもつ振動特性を現地における載荷試験・振動試験から、適確にとらえた。

この結果、フィリンにおける僻地工事の中で容易な施工性を改めて認識しつつ、本構造物が設計できるという自信をもった次第である。

参考文献

- 1) 久保浩一：杭の横抵抗に関する実験的研究（その1），運輸技術研究所報告，11（1961）6，169～242。
- 2) Y.L.Chang：“Discussion on Lateral Pile Loading Tests” by Feagin, Trans, ASCE, 1937
- 3) 久保浩一：杭の横抵抗に関する実験的研究（その2），運輸技術研究所報告，11（1961）12，533～559
- 4) 久保浩一：杭の横抵抗に関する実験的研究（その3），運輸技術研究所報告，12（1962）2，181～205
- 5) 久保浩一：杭の横抵抗の新しい計算法，港湾技術研究所報告，2（1964）3，1～37
- 6) 山下生比古・荒田昌潔：C型地盤における頭部埋込杭の基準曲線，港湾技術研究所資料，No.65，1969.3，15～25
- 7) Cyril. M. Harris and Charles. E. Crede：Shock and Vibration Handbook Vol.1, 1961, McGRAW·HILL