

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

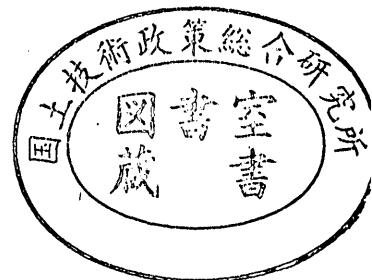
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 15

NO. 3

SEPT. 1976

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第15巻 第3号 (Vol. 15, No. 3), 1976年9月 (Sept. 1976)

目 次 (CONTENTS)

1. 波の連なりの統計的性質について…………… 合田良実………… 3
(On the Statistics of Wave Groups……………Yoshimi GODA)
2. ネガティブフリクションに関する実験と考察(第2報)
——アスファルトコーティング杭の現場実験——
…………… 高橋邦夫・沢口正俊………… 21
(Experimental Study on Negative Skin Friction on Piles (2nd Report)
——Field Experiment of Asphalt Coated Piles——
……………Masatoshi SAWAGUCHI, Kunio TAKAHASHI)
3. 空港舗装用アスファルトコンクリートのレオロジー的考察
…………… 福手 勤・佐藤勝久・渋谷英夫………… 53
(A Rheological Study on Asphalt Concretes for Airport Pavements
……………Tsutomu FUKUTE, Katsuhisa SATO, Hideo SHIBUYA)
4. 繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度(第1報)
…………… 堀井修身・上田 茂・柳沢雄博………… 69
(Study on Fatigue of Reinforced Concrete Beams (1st Report)
……………Osami HORII, Shigeru UEDA, Katsuhiko YANAGISAWA)
5. 海底パイプラインに作用する衝撃荷重の実験的研究
…………… 中山茂雄・清宮 理・藤澤孝夫………… 99
(Laboratory Impact Load of Anchors on Submarine Pipelines
……………Shigeo NAKAYAMA, Osamu KIYOMIYA, Takao FUJISAWA)
6. 海洋環境における鋼構造物の腐食の実態と集中腐食対策に関する研究
…………… 善 一章…………147
(Studies on the Situation of Corrosion of Steel Structures in Marine Environments
and Measures against Concentrated Corrosion……………Kazuaki ZEN)

5. 海底パイプラインに作用する衝撃荷重の 実験的研究

中山茂雄*・清宮 理**・藤澤孝夫**

要 旨

埋設された海底パイプライン直上に、錨などが落下した場合の現象を室内模型実験により検討したものである。実験用土槽は、原型載荷槽を使用した。鋼管（長さ 10.0 m、管径 318.5 mm）を地盤内に埋設し、鋼管の直上に錨の代用である重錘を落下させ、重錘の地盤衝突時の加速度、貫入量、地盤内土圧、間隙水圧及び鋼管に発生するひずみを測定した。模型地盤は、乾燥状態と飽和状態の2種類とし、鋼管の埋設深さ、重錘の重量また落下高さを種々変化させた。重錘の地盤への貫入量は、重錘の重量、落下高さ及び地盤反力係数によって決まるものであり、弾性体の衝突現象と仮定してもある程度の推定がなされることがわかった。衝撃荷重が作用した時の地盤内の鉛直土圧は、鋼管の埋設深さが小さい程、その値は大きく、土圧の鋼管軸方向分布も集中的なものとなる。この鉛直土圧の最大値と重錘の静止荷重に相当する同一地点での鉛直土圧の比を衝撃係数とすれば、埋設深さによってその値は異なってくるが、埋設深さが 0.5 m の時で 40~170 埋設深さが 1.5 m の場合でも 10~70 となる。

鋼管に発生する応力度については鋼管を弾性床上の梁と仮定して求めた軸方向応力度及びスパングレーの提案式により求めた円周方向応力度とも実験で得られたひずみから換算した応力度と比較して、よく一致する場合もあるが、実際の海底パイプラインの設計に用いるには、なお検討が必要と思われる。

* 構造部 沈埋構造研究室長

** 構造部 沈埋構造研究室

5. Laboratory Impact Load Test by Anchors on Submarine Pipelines

Shigeo NAKAYAMA*

Osamu KIYOMIYA**

Takao FUJISAWA**

Synopsis

This paper discusses the behavior of submarine pipelines and that of the seabottom under anchor impact loads. The laboratory test, in the large scale loading equipment vessel, was carried out in order to study these behaviors.

Earth pressures, ground pore water pressures, and pipe strains were measured when the steel pipe, in the sand, was under the impact load of model anchors.

The authors carried out the theoretical calculations of the stress of the buried pipe, and compared their results to the results from the laboratory tests.

The following were found: the penetration depth of the model anchor depends on drop height per bottom area of model anchor, and coefficient of subgrade reaction of the ground. The value of the coefficient of the impact load of anchors is far larger than that of the coefficient used for buried pipelines on land. Axial stress occurring in the steel pipe can be calculated by the method of a beam on an elastic ground, and circumferential stress can generally be calculated by Spangler's formula.

* Chief of the Subaqueous Tunnels and Pipelines Laboratory, Structures Division

** Member of the Subaqueous Tunnels and Pipelines Laboratory, Structures Division

目 次

要 旨	99
1. ま え が き	103
2. 実験方法とその内容	103
2.1 実験装置	103
2.2 実験地盤	106
2.3 測定項目と計測システム	108
2.4 実験の順序	111
3. 実験結果とその解析	113
3.1 加速度と貫入量	113
3.2 土圧と間隙水圧	116
3.3 鋼管に生ずるひずみと応力	125
4. 結 論	137
5. あとがき	138
参考文献	138
附録 波動論による解析	139
参考文献 (附録)	145

1. ま え が き

海底パイプラインの敷設工事は、近年諸外国、特に北海において大規模なものが活発に行われている。それにともなつての海底パイプラインの建設技術の発展も著しいものがある。我が国においては、近海領域内に海底石油資源がほとんどないという環境から大規模な海底パイプラインの需要は今日までなく、現在あるものは石油荷役用のシーバースからの海底パイプラインがほとんどである。

しかし、パイプライン輸送の持つ輸送効率あるいは安全性といった特性から、我が国においても大規模な海底パイプラインの需要は潜在しており、建設にかかわる技術的諸問題を早急に解決しなければならない時期に至っている。我が国においての海底パイプラインの建設に際しての重要な課題の1つは、パイプラインの埋設深さである。臨海部に経済蓄積が高く、また船舶交通の著しい海域が多い内海、湾内では海底パイプラインを海底下の安全な位置まで埋設することが要求されているが、当然のことと云つてよからう。この埋設深さをいかに決めるかについて数多くの検討がなされているが、いまだ基準的な考え方も提示されるには至っていない。船舶からの投錨時の錨の貫入量については実験例も多く、貫入量の推定もある程度可能となっているが、埋設されたパイプラインの直上に錨が落下した場合、あるいは走錨時の錨の挙動などの扱ひ方法については、ほとんど未検討と云つてよい。

陸上に埋設されたパイプライン（ガス、水道等）に作用する走行車両による衝撃荷重については、実験方法が比較的簡単でもあることから数多くの報告¹⁾⁻⁵⁾があるが、海底パイプラインにおけるこのような現象を対象とするものについては、2~3の実験や解析が報告^{6),7)}されているのみである。

海底パイプラインを対象とする衝撃荷重に関する実験を行うこととしたが、現地での実験は不可能であり、室内実験によることとした。海底地盤の再現については、実験槽内に注水し、地盤を飽和状態にした地盤を海底地盤と考え、注水する前の乾燥した状態での地盤についても比較検討のため実験を行った。パイプラインの直上に錨が落下した場合の衝撃荷重の算定において、陸上で取られているような衝撃係数の考え方を採用するならばその値をいくらにすべきかが、本実験の大きな目的の1つであり、埋設されたパイプラインの模型（鋼管長さ10m、

直径318.5mm、厚さ6.9mm）に発生する衝撃時のひずみ、地盤内の土圧、間隙水圧、重錘の地盤面落下時の加速度、貫入量を測定した。

2. 実験方法とその内容

2.1 実験装置

2.1.1 実験槽

実験で用いた実験槽は、原型載荷槽⁸⁾と呼ばれるもので、図-2.1に示すような縦12m、横10m、最大深さ4.5mのコンクリート製のものである。この実験槽には、槽内の水位を一定に保たせたり、排水させたりすることのできる給排水施設が設けられている。実験槽の床面と天井ホイスツクレーンの距離は、7.5mとなっている。模型地盤作成後の地盤面と重錘の距離の最大値は、鋼管の埋設深さが150cmの場合で3.5mであった。

2.1.2 鋼管

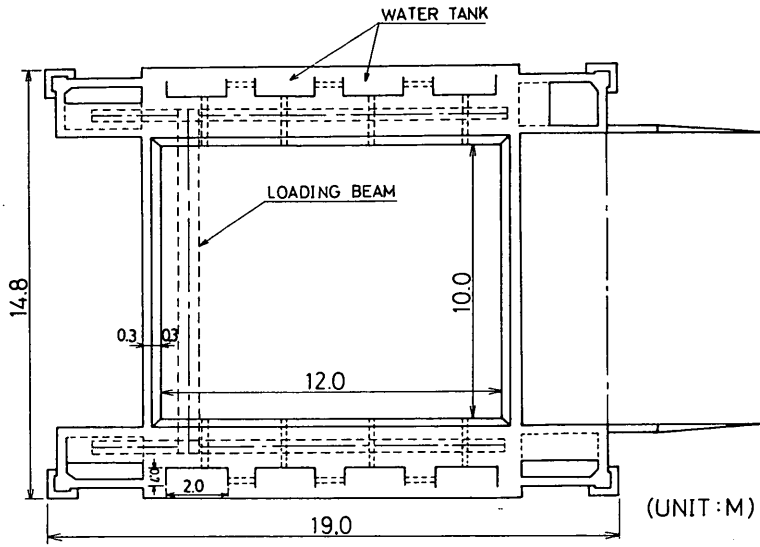
実験で使用した鋼管は、表-2.1、写真-2.1に示す一般構造用炭素鋼鋼管（JIS G 3444）STK 41を用いた。鋼管の全長は10mで、外径318.5mm、厚さ6.9mm、全重量530kgである。

表-2.1 鋼管の諸元

鋼管			
全長	10,000	mm	
管径	318.5	mm	
厚さ	6.9	mm	
重量	530.0	kg	
断面面積	67.55	cm ²	
断面二次モーメント	8,200	cm ⁴	
断面係数	515	cm ³	



写真-2.1 鋼管



LARGE SCALE LOADING EQUIPMENT

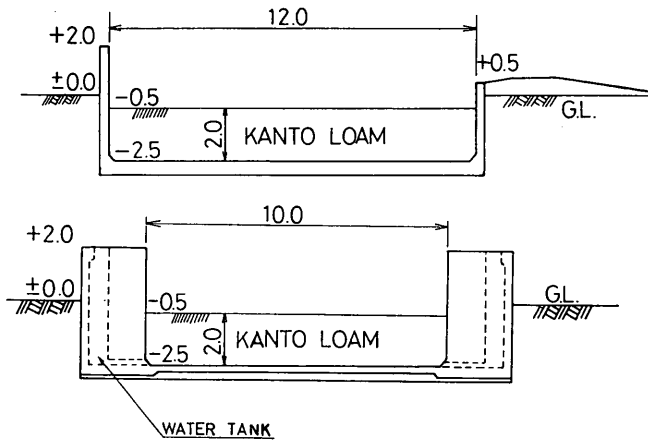


図-2.1 実験槽

なお、鋼管の両端を密閉し、埋設しても中空状態（大気圧）を保てるようにした。鋼管の埋設位置は、図-2.2 に示すように実験槽中央部で側壁に平行になるように埋設した。

2.1.3 重 錘

今回の実験は、錨の衝撃荷重現象という点からは、落下させる重錘として実物の錨を用いることが、最も望ましいことであった。しかし、今回の実験に最適な形状や寸法の錨が入りできなかったことにより、表-2.2、写真-2.2 に示すような重量 100 kg、200 kg、400 kg 程度の 3

種類の重錘を製作し、これらを錨の代用とした。重錘には、中央に寸法が $\phi 230 \times 200$ mm 程度の複数の鉄塊が入っており、この外側を鉄板で被い一体としたものである。重錘吊上げ用として、重錘の頂部にフックを取付け、重錘の地盤への貫入量を測定するために、重錘の側面に測定用目盛を円周方向の数ヶ所に取付けた。これらの重錘の形状は、すべて底部が円形で、ほぼ円筒状のものである。重錘の底部の直径は、100 kg の重錘で 26.5 cm、200 kg の重錘で 51.5 cm、400 kg の重錘で 52.0 cm である。

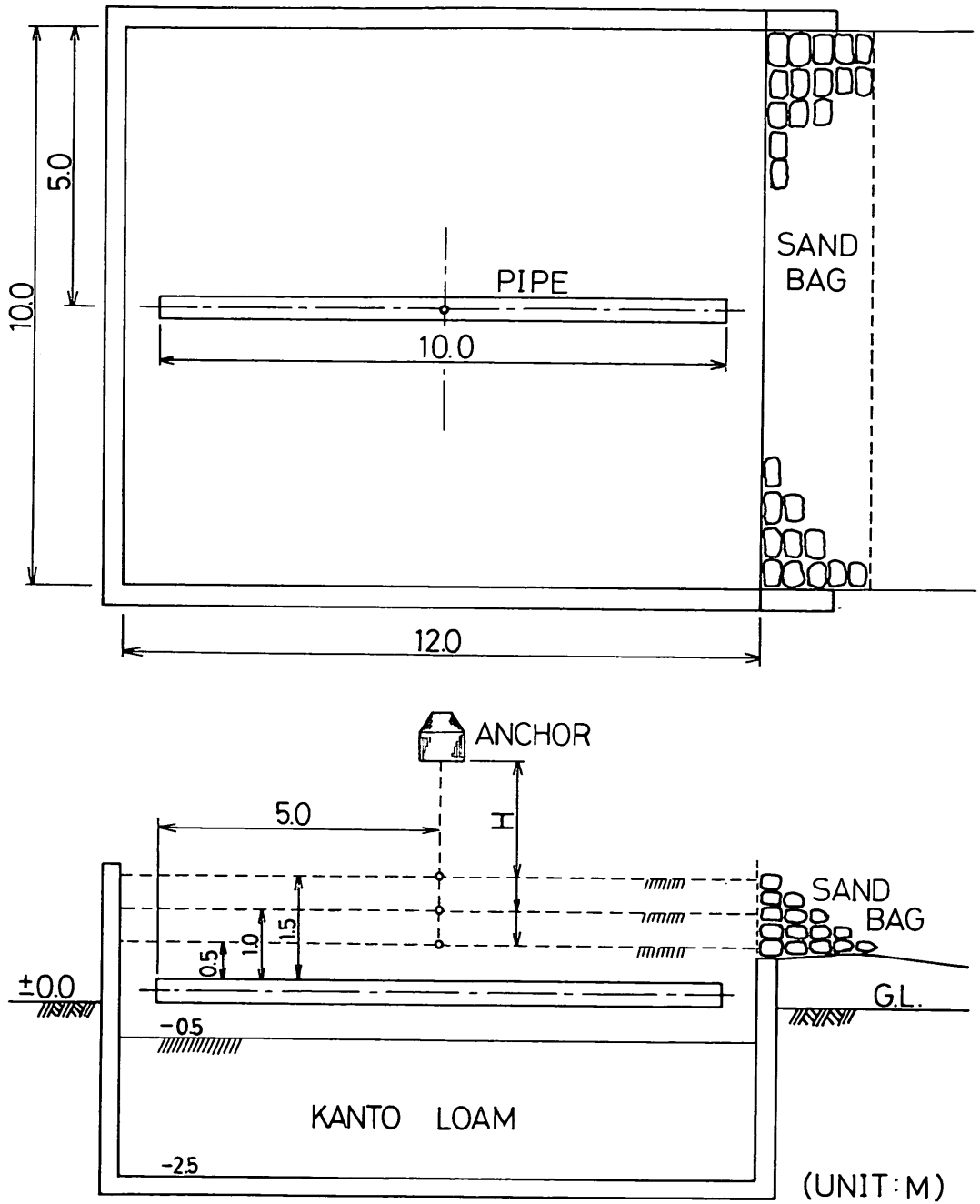


図-2.2 鋼管の埋設位置

表-2.2 重 錘 の 諸 元

	100kg 用	200kg 用	400kg 用
重 量 (kg)	102	215	400
直 径 (cm)	26.5	51.5	52.0
高 さ (cm)	28.5	42.0	50.0
断 面 積 (cm ²)	551.5	2,083.1	2,123.7
単 位 面 積 重 量 (kg/cm ²)	0.185	0.103	0.188

100 kg, 200 kg, 400 kg の重錘の直径比は約 1:2:2 で、重錘の底部面積比は約 1:4:4、単位面積当りの重量比は 1:0.56:1 となっている。

2.1.4 落下装置⁹⁾

重錘を安全にかつ、正確な位置に落下できる装置として、図-2.3 に示す落下装置を用いた。落下装置は、2 枚の S 字型の鉄板を利用し、ストッパーをはずすと、重錘の重量により直ちに落下させることができるものである。重錘の吊上げ状態を写真-2.3 に示す。

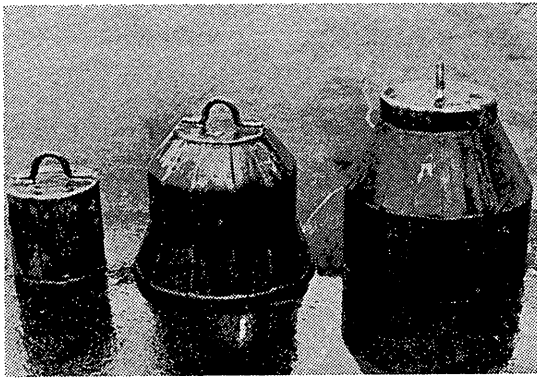


写真-2.2 重 錘



写真-2.3 重錘の吊上状態

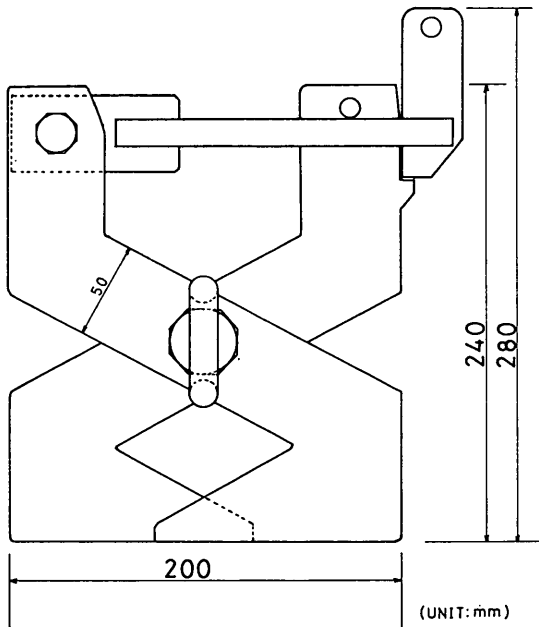


図-2.3 落 下 装 置

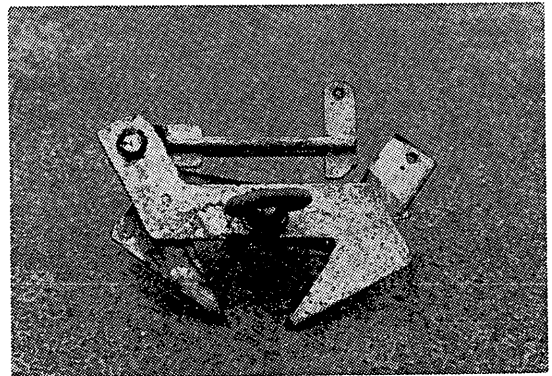


写真-2.4 落 下 装 置

2.2 実験地盤

2.2.1 地 盤

実験槽内には、既設の地盤として厚さ 2 m 余りの関

東ロームよりなる土層があり、実験にはこの土層をそのまま利用して行った。実験地盤に用いた材料は、千葉県産の山砂であり、土質試験の結果を表-2.3、図-2.4に示すが、比重 2.76、平均粒径 0.38 mm、単位重量 1.44 t/m³、含水比 15.6%、間隙比 1.103 であった。三軸試験結果によれば、図-2.5 に示されるように内部摩擦角 40 度、粘着力 0.0 t/m² を得た。地盤は人力により、この山砂を、敷均することによって製作した。従って地盤はほとんど締め固めはされていない状態のものである。実験地盤は、乾燥砂状態（以下、乾燥砂地盤と呼ぶ）及び

表-2.3 土質試験

比 重	2.76
単位体積重量	1.44 t/m ³
粗粒率(F.M.)	3.46
中央粒径	0.38 mm
含 水 比	15.36 %
間 隙 比	1.103

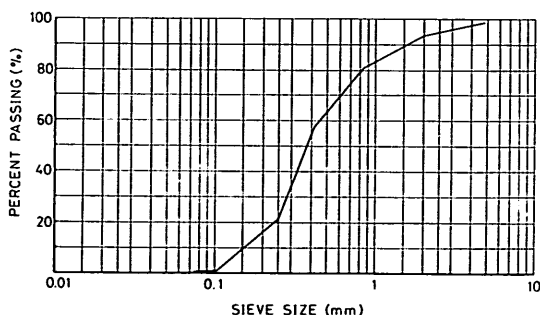


表-2.4 粒度曲線

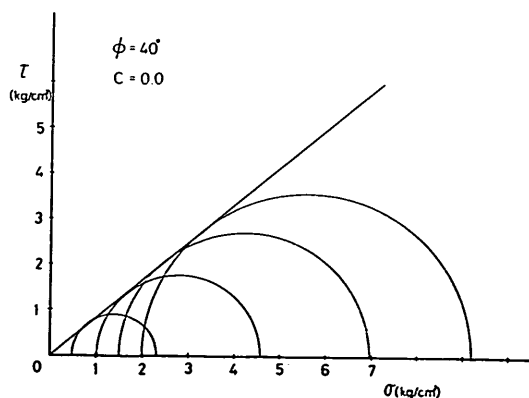


図-2.5 三軸試験

実験槽に水を注水して飽和砂状態（以下、飽和砂地盤と呼ぶ）とした 2 種類の地盤とし、それぞれについて鋼管の埋設深さを順次変えて同様の地盤を製作した。

2.2.2 貫入試験

地盤の貫入試験を土研式貫入試験機を用いて行った。乾燥砂地盤でも飽和砂地盤においても、貫入値はほとんど変わらず、標準貫入試験による値に換算（代表的に標準貫入試験をも実施した）すると、実験前で N 値 0 ~ 1、実験後は 0 ~ 3 の非常にゆるい状態であった。

2.2.3 平板載荷試験と速度検層

実験地盤の地盤反力係数の把握のため、平板載荷試験を図-2.6 のように行った。試験方法は、直径 30 cm の円形載荷板を地表面に置き、その上に油圧ジャッキをのせ、実験槽備え付けの載荷梁で反力をもたせた。

試験は地盤が乾燥砂、飽和砂共に、鋼管の埋設深さが 1.5 m の時に行い、測定場所は鋼管の中央地点より鋼管軸方向に、約 3 m 離れた鋼管上とその鋼管両直角方向に約 2.5 m 離れた地点で測定した。その時の平板載荷試験結果を表-2.4 に示す。地盤の沈下量が 1.25 mm に対する平均 k 値は、乾燥砂地盤で 2.6 kg/cm³、飽和砂地盤で 1.0 kg/cm³ であった。

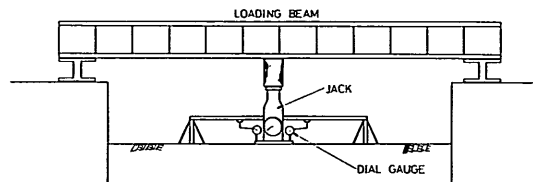


図-2.6 平板載荷試験

表-2.4 平板載荷試験結果

	Dry-1	Dry-2	Dry-3	Wet-1	Wet-2	Wet-3
1.25 mm に対応する荷重 (ton)	0.22	0.26	0.21	0.06	0.13	0.075
k 値 (kg/cm ³)	2.49	2.94	2.38	0.68	1.47	0.85
平均 k 値	2.60			1.00		

実験地盤において速度検層を行った。試験方法¹⁰⁾は、図-2.7 に示す板たたき法で行い、支持板の上に 200 kg の重錘を置き、その鉛直下の深さ 50 cm の地盤内と、その地点を通る平面上の鋼管軸方向に、150 cm 離れた地点に土圧計を設置した。土圧計の向きは、上下左右の各

成分方向について設置した。速度検層における結果を表-2.5に示す。乾燥砂地盤において平均の縦波弾性波速度： V_P は364 m/sec, せん断波速度： V_S は158 m/sec, 飽和砂地盤における平均の V_P は383 m/sec, 平均の V_S は158 m/sec であった。 V_P , V_S より地盤のポアソン比を計算すると, おおよそ $\nu=0.4$ の値を得た。

なお, ν は下記の式を用いて求めた。

$$V_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}$$

$$V_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}}$$

(2-1)

- V_P : 縦波弾性波速度 (cm/sec)
- V_S : せん断波速度 (cm/sec)
- E : ヤング係数 (kg/cm²)
- ρ : 密度 (kg/cm³)
- ν : ポアソン比

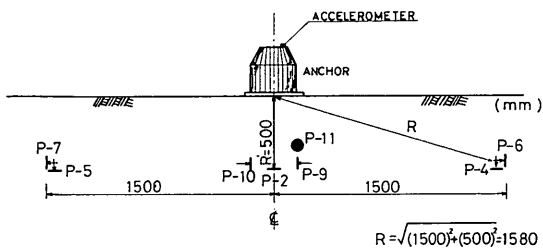


図-2.7 速度検層

	乾 燥	飽 和
平均の縦波弾性波速度： V_P	364	383
平均のせん断波速度： V_S	158	147

2.3 測定項目と計測システム

2.3.1 測定項目¹⁾

実験において測定した項目は次のものである。それぞれの測定方法などについて次節より述べることにする。

- i) 鋼管に発生する円周方向及び軸方向ひずみ
- ii) 地盤内の土圧及び間隙水圧
- iii) 重錘が地表面に衝突した時の加速度
- iv) 重錘が地表面に衝突した時の貫入量

以上の測定項目を図-2.8に示す。

2.3.2 ひずみ測定

鋼管に発生するひずみは, ひずみゲージによって測定した。ひずみゲージの取付け位置を図-2.9に示す。ひずみゲージ取付け位置は, 鋼管の中央断面およびそれより左右に75 cmと150 cm離れた位置の計5断面である。各断面におけるひずみゲージ位置は, 図-2.9に示すように管頂部, 管底部および管の両側面の4ヶ所で, それぞれ円周方向と軸方向にひずみゲージを取付けた。全断面でのひずみゲージの枚数は40枚である。また, ひずみゲージが, 直接湿気や衝撃を受けるのを防ぐために, エポキシ系接着剤により入念にコーティングを行った。測定用ケーブルは, 4芯クロロブレン・シールド付付コードを使用した。

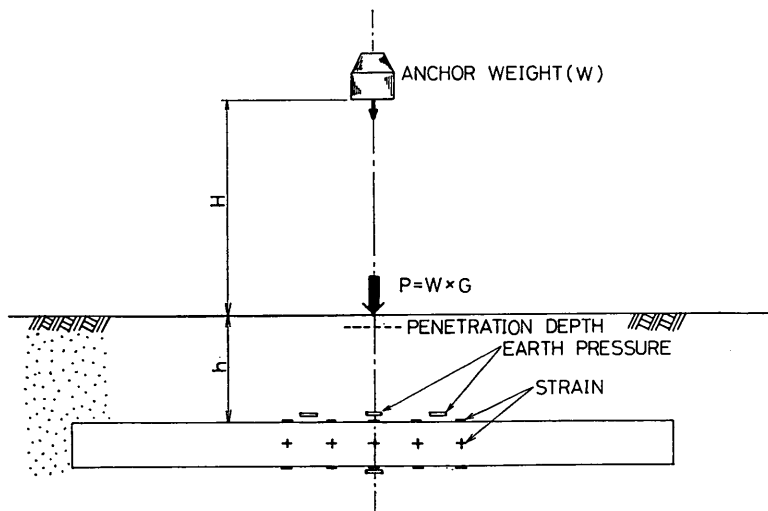


図-2.8 測定項目

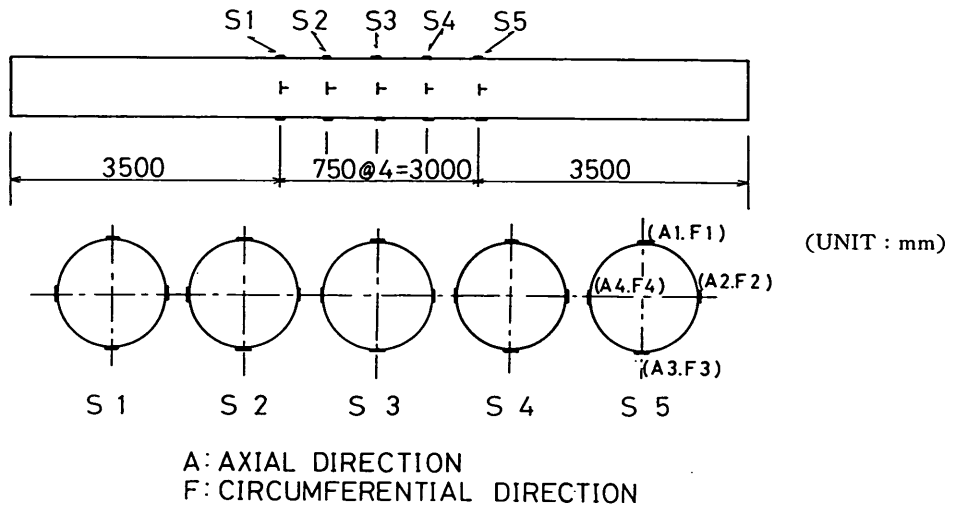


図-2.9 ひずみゲージ取付位置図

2.3.3 土圧測定

地盤内に発生する鉛直土圧を測定するために、ストレインゲージ型の土圧計を地盤内に設置した。土圧計は、乾燥砂地盤において 5 kg/cm^2 用 1 台、 2 kg/cm^2 用 2 台、 1 kg/cm^2 用 4 台、計 7 台を設置した。土圧計の設置位置と種類を図-2.10、写真-2.5 に示す。(写真-2.5 で右より 2 番目は間隙水圧計) 土圧計は鋼管の中央断面(重錘の落下位置)の鋼管上と鋼管真下に 2 kg/cm^2 用を各 1 台、 5 kg/cm^2 用を同じ鉛直線上の鋼管と地表面の中間点に 1 台、鋼管の中央断面より左右に 75 cm 離れた鋼管上に 1 kg/cm^2 用を各 1 台、同じ中央断面より 75 cm 離れた鋼管両直角方向に 1 kg/cm^2 用の土圧計を各 1 台ずつ設置した。飽和砂地盤においては、図-2.11

に示す同じような配置とした。衝撃時の土圧の分布形状を把握するため、土圧計を鋼管上に一直線に並べて、土圧分布を測定した。これらの設置位置を図-2.12 に示す。土圧分布の測定範囲は、 2.7 m であり 30 cm 間隔で測定した。

2.3.4 間隙水圧測定

飽和砂地盤の時に発生する地盤内の間隙水圧を測定するために、ストレインゲージ型の 2 kg/cm^2 用の間隙水圧計を地盤内に設置した。動的な間隙水圧の測定は非常に困難とされており、本実験では衝撃時の間隙水圧を定性的に把握することを第一の目的とした。間隙水圧計の設置位置を図-2.13 に示す。同様に間隙水圧分布を測定する時の設置位置を図-2.14 に示す。

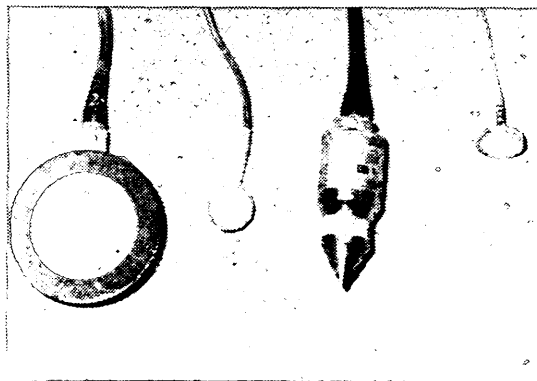


写真-2.5 土圧計と間隙水圧計

(左より 1 kg/cm^2 用、 5 kg/cm^2 用、 2 kg/cm^2 (間隙水圧計) および、 2 kg/cm^2 用)

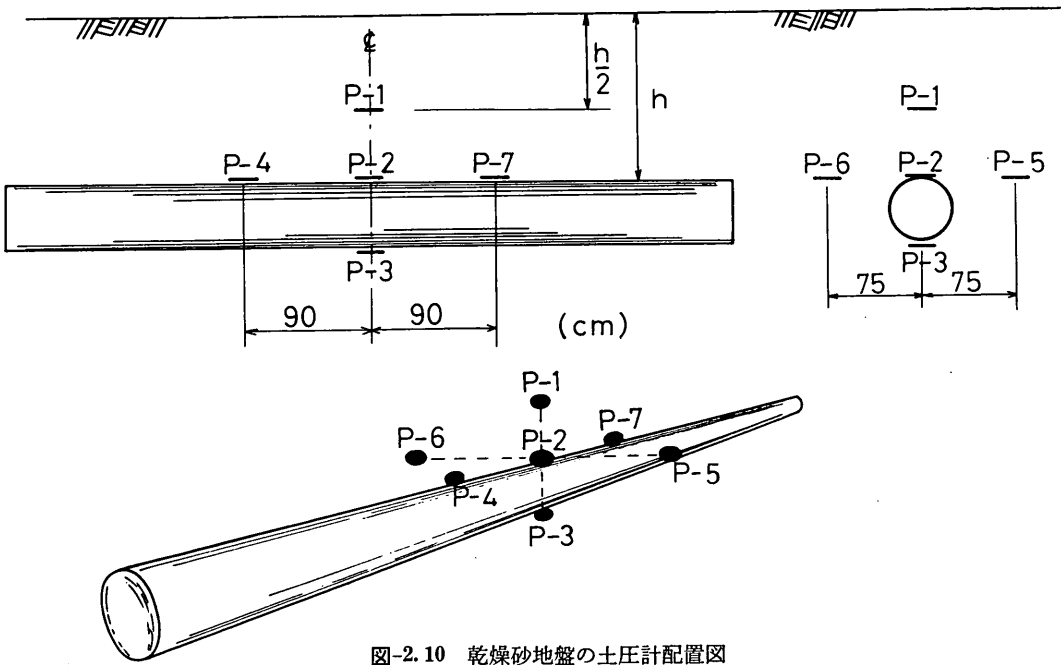


図-2.10 乾燥砂地盤の土圧計配置図

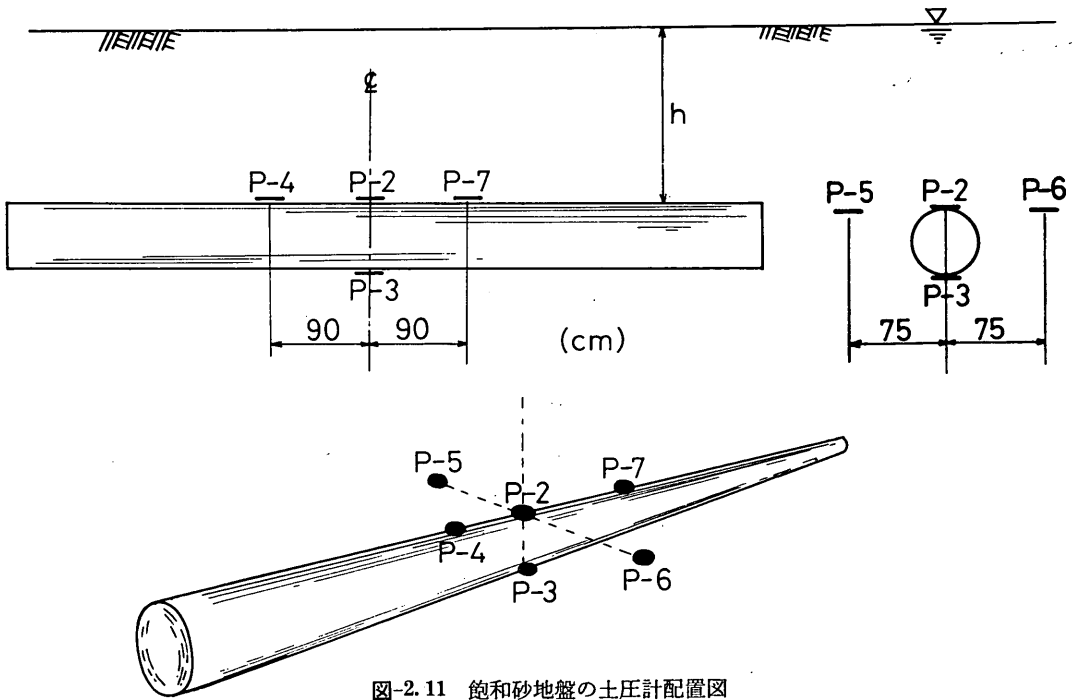


図-2.11 飽和砂地盤の土圧計配置図

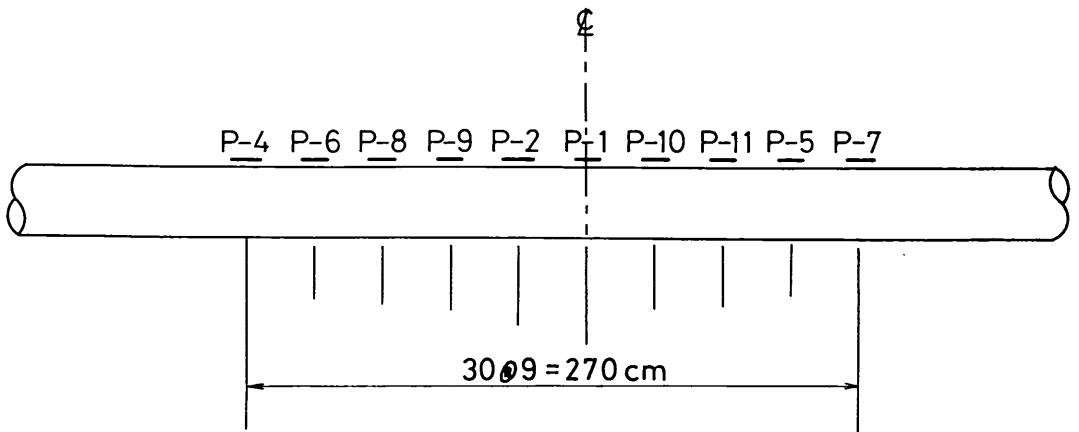


図-2.12 乾燥砂地盤の土圧計配置図（土圧分布測定）

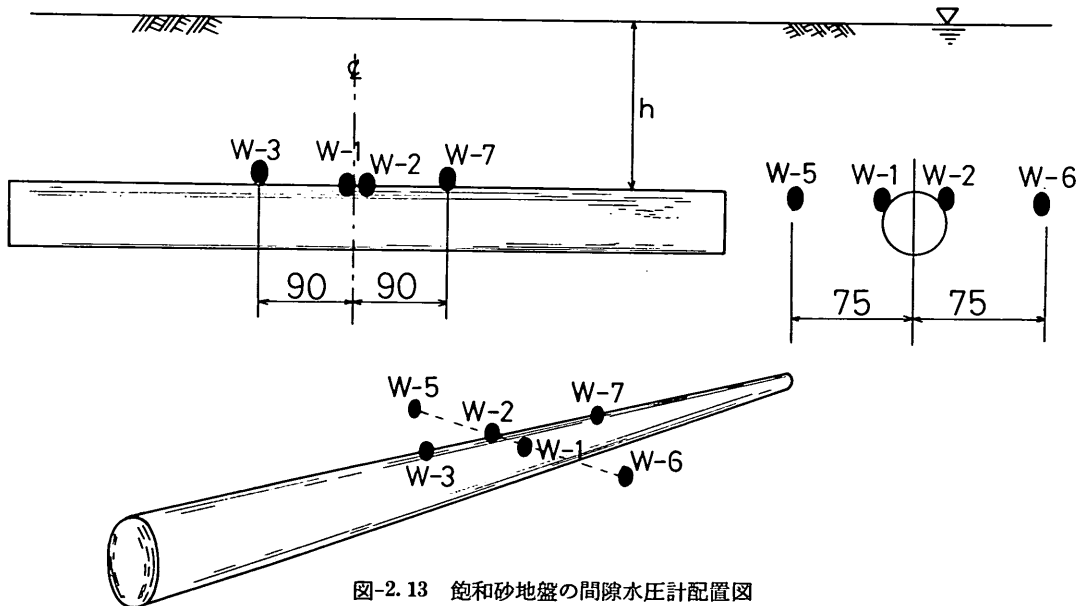


図-2.13 飽和砂地盤の間隙水圧計配置図

今回使用した間隙水圧計には、 40μ の専用フィルターを取付けた。フィルターを取付けた間隙水圧計を、写真-2.5に示す。

2.3.5 加速度及び貫入量測定

重錘が地表面に衝突した時に発生する加速度を測定するために、重錘の上部に加速度計を取付けた。使用した加速度計は、ストレインゲージ型の10G用で、重錘の上部に接着剤で固定した。

重錘の地盤への貫入量測定は、重錘側面に取付けた数

箇所の測定用目盛によって行い、重錘の平均的貫入量を算定した。

2.4 実験の順序

2.4.1 実験方法

鋼管は図-2.2に示すように、実験槽の中央付近に埋設した。実験ケースは、表-2.6に従い、地盤の状態、鋼管の埋設深さ、重錘の種類及び落下高さを変えて実験を行った。実験手順のフローチャートを表-2.7に示す。実験は乾燥砂地盤から始め、各実験の条件を変え

なおした。なお、100 kg用の重錘落下後の状態を写真-2.6に示す。

2.4.2 実験条件

i) 地盤の材料

千葉県産の山砂

ii) 地盤の状態

乾燥砂地盤, 飽和砂地盤

iii) 鋼管

長さ10.0 m, 管径318.5 mm, 厚さ6.9 mm

iv) 鋼管の埋設深さ(地表面より鋼管の頂部まで)

0.5 m, 1.0 m, 1.5 m

v) 重錘の種類

100 kg, 200 kg, 400 kg

vi) 重錘の落下高さ

0.5 m, 1.0 m, 1.5 m, 2.0 m, 2.5 m, 3.0 m, 3.5 m

なお、実験条件を示す番号として、表-2.8に示すものを使用した。

表-2.7 実験手順のフローチャート

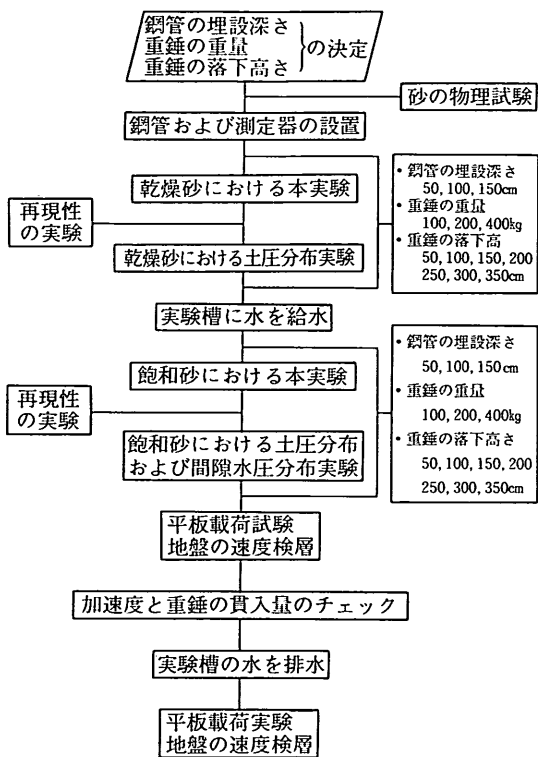


表-2.8

D100 A 50

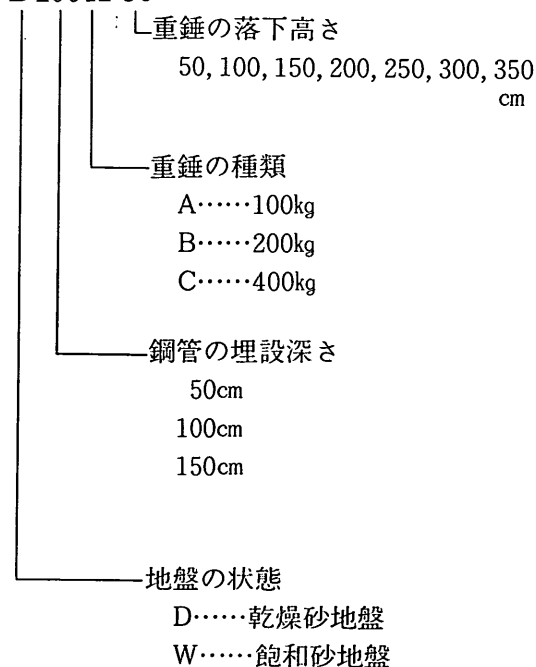


写真-2.6 重錘落下後の地盤の状態(飽和砂地盤)

3. 実験結果とその解析

3.1 加速度と貫入量

重錘が地表面に衝突した時に発生する加速度の最大値及び重錘の貫入量を測定した。重錘の落下高さは、0.5 mより0.5 m毎に3.5 mまでの7段階とし、重錘は既に述べた3種のものを使用した。

重錘の落下高さに対する重錘の加速度および貫入量との関係をそれぞれ図-3.1および図-3.2に示す。これはいずれも乾燥砂地盤に対するものである。加速度および貫入量とも落下高さに比例して増大することがわかる。重錘の単位面積当りの重量は、0.185 kg/cm² (100 kgの重錘)0.103 kg/cm² (200 kg), 0.188 kg/cm² (400 kg)で100 kgと400 kgの重錘は、ほぼ同じであり、200 kgの重錘では単位面積当りの重量が約半分となっている。

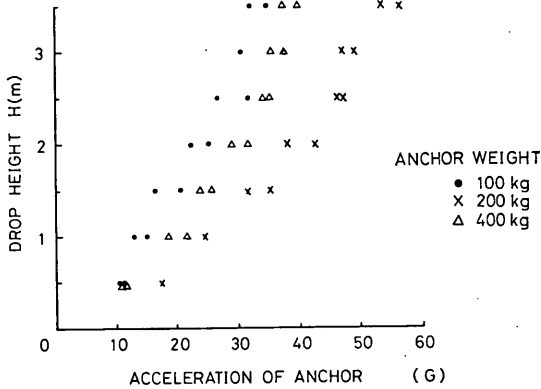


図-3.1 加速度と落下高さ

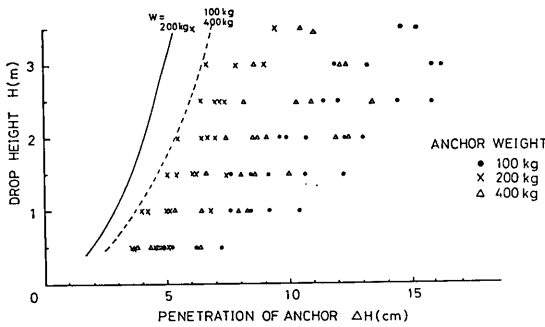


図-3.2 貫入量と落下高さ

加速度は、重錘の単位面積当りの重量と密接な関係を有することが図-3.1から判断されるが、貫入量に関しては、加速度に較べる程は顕著な傾向は示さない。

物体が地盤面などに衝突した時に発生する加速度、貫入量は、その物体の重量、衝突時の速度、落下高さ、地盤条件(地盤反力係数など)及び物体の形状によって決まるものと考えられる。このような衝突現象を、完全弾性体あるいは弾性体の衝突としてとらえる解法はあるが、衝突後、塑性変形を起こす本実験のような現象に対するの明解な解法は非常に困難であり、実用化には程遠

い状態にある。一般に、これらの塑性変形の現象を弾性変形するとの仮定で解く方法が実用上は用いられている。

今、地盤をバネ定数 K (kg/cm) を持つ弾性体と仮定し、重錘の運動エネルギーが弾性体地盤に対し ΔH なる貫入量を与えると仮定すれば、式(3-1)より貫入量 ΔH は式(3-2)のように与えられる。

$$\frac{1}{2} \frac{W}{g} \cdot v^2 = \frac{1}{2} K \cdot \Delta H^2 \quad (3-1)$$

$$\Delta H = \sqrt{\frac{Wv^2}{Kg}} \quad (3-2)$$

ここに、

- W ; 重錘の重量 (kg)
- v ; 重錘の地盤面衝突速度 (cm/sec)
- K ; 地盤のバネ定数 (kg/cm)
- ΔH ; 重錘の地盤への貫入量 (cm)
- g ; 重力加速度 (cm/sec²)

式(3-2)において $v = \sqrt{2gH}$ (H ; 重錘の落下高さ)

$K = k \cdot S$ (k ; 地盤反力係数, S ; 重錘の底面積) を代入すれば、式(3-3)が得られる。

$$\Delta H = \sqrt{\frac{2WH}{k \cdot S}} \doteq 1.4 \sqrt{\frac{WH}{K}} \quad (3-3)$$

地盤反力係数は平板載荷試験によって求めたが、乾燥砂地盤において平均 2.6 kg/cm³ であった。この k の値を用いて式(3-3)により、落下高さと貫入量の関係を計算したものが、図-3.2に示された曲線である。式(3-3)によれば、重錘の単位面積当りの重量が同じであれば、貫入量も同じになるので、図中の破線は100 kg及び400 kgの重錘を意味している。弾性体として算定した貫入量の値は、実験値より小さく、200 kgの重錘で計算値は実験値の、2/3程度100 kg及び400 kgの重錘では、約半分程度となっている。実際の現象においては地盤は弾性限界を越えた変形をしているので、弾性的な取扱いの限界を示しているものと考えられるが、弾性変形による考えを用いてもある程度の貫入量の推定が可能なることを示している。

加速度と貫入量の関係を直接比較したものが図-3.3である。この場合重錘の重量に比例して加速度及び貫入量が増加し、同一落下高さの条件下では図中の破線で示すような傾向を示す。

重錘の落下高さに対する貫入量の比と重錘の加速度との関係を図-3.3のデータを用いて整理したのが図-3.4

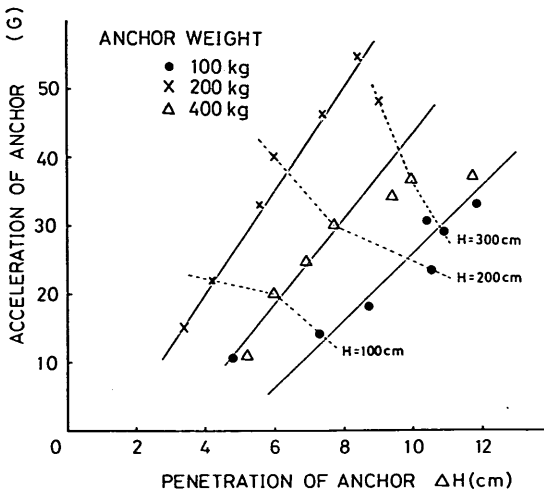


図-3.3 加速度と貫入量

である。今回の実験では $\Delta H/H$ が 0.1~0.02 程度の比較的貫入の度合の小さなものしかできず、実際の錨の貫入現象では $\Delta H/H > 1.0$ なること多いので、 $\Delta H/H > 1.0$ の領域については、不確定要素があるが、 $\Delta H/H$ と加速度 G との関係はほぼ、式 (3-4) の関係を満たす。

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{1}{G} \quad (3-4)$$

これは、式 (3-1) において $P = K \cdot \Delta H = \frac{W}{g} \cdot \alpha$ (α : 重錘の衝突加速度) とした時、 $\Delta H/H = 2/G$ のように求められることから、本実験における現象が、弾性変形としての取扱いでも十分説明できるものであることがわかった。これらの関係を 図-3.5 に示す。

ここで重錘の衝撃力を重錘の重量を基準として考え、既に述べたように、地盤のバネ定数と貫入量との積に等しいと置くと、式 (3-5) が得られる。

$$\beta \cdot \frac{W}{KH} = \frac{\Delta H}{H} \quad (3-5)$$

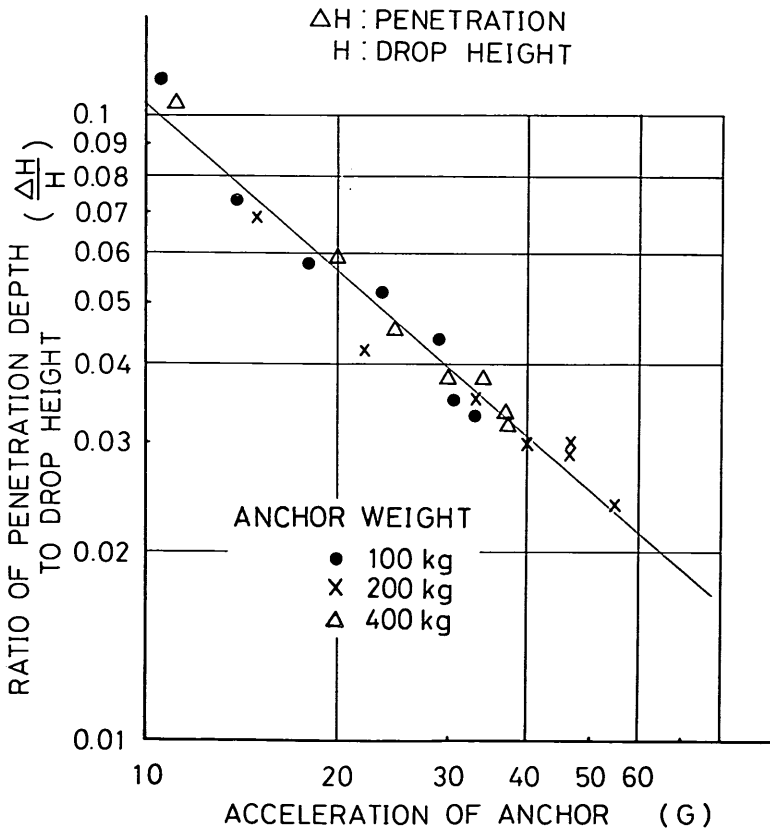


図-3.4 貫入量/落下高さ と 加速度 (1)

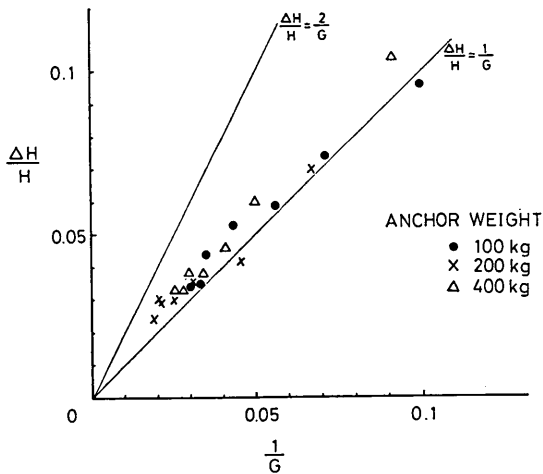


図-3.5 貫入量/落下高さ加速度 (2)

ここに β ; 衝撃力算定の係数, 図-3.6は, 縦軸に $\Delta H/H$, 横軸に W/KH の無次元量をとって整理したものである。これによると, 重錘の貫入量はかなり単純化して, 重錘の重量および地盤のバネ定数で表わすことができる。図中の直線は, 最小二乗法により求めたもので, 式(3-6)によって与えられる。

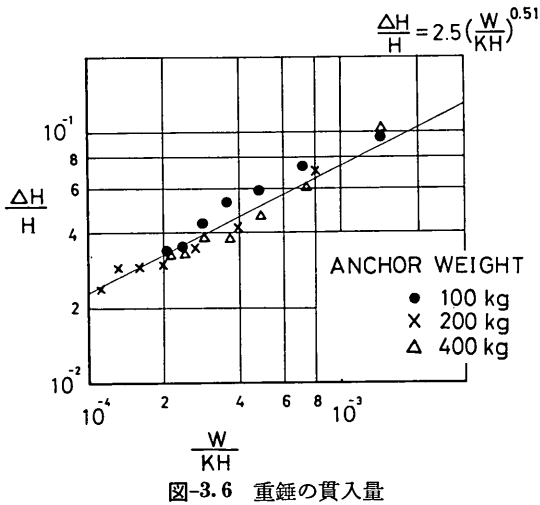


図-3.6 重錘の貫入量

$$\frac{\Delta H}{H} = 2.5 \left(\frac{W}{KH} \right)^{0.51} \quad (3-6)$$

式(3-6)における指数0.51を大胆に0.5とすれば, 式(3-6)は簡単になり $\Delta H = 2.5 \sqrt{\frac{WH}{K}}$ と表現される。これは式(3-3)と常数は異なるが, 同一関数にあると判断される。

即ち式(3-6)による ΔH の値は, 式(3-3)により ΔH の値と比較すると $2.5/\sqrt{2} = 1.76$ 倍大きいことになる。

これらの結果によっても, 弾性体としての衝突現象と仮定しても十分実用上は有効であると判断される。

3.2 土圧と間隙水圧

3.2.1 土圧と間隙水圧の最大値

重錘が, ある高さから落下して地盤に衝突した際, 地盤内に発生する鉛直土圧及び間隙水圧の最大値について整理を行った。地盤が乾燥状態の場合では, 鋼管上に発生する鉛直土圧の最大値は, 図-2.10のP-2の土圧計, および図-2.12のP-1の土圧計で各々測定された。また地盤が飽和状態の場合では, 鉛直土圧の最大値は, 図-2.11のP-2の土圧計, および図-2.14のP-2の土圧計で各々測定された。間隙水圧の最大値は, 図-2.13のW-1あるいはW-2の間隙水圧計, および図-2.14のW-1の間隙水圧計で各々測定された。図-3.7および図-3.8には, 地盤が乾燥状態における鉛直土圧の最大値と

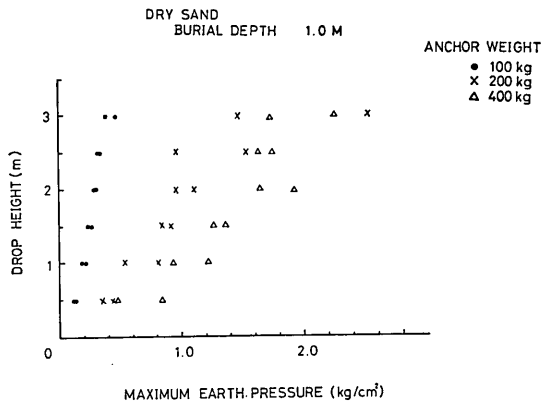


図-3.7 最大土圧と落下高さ (1)

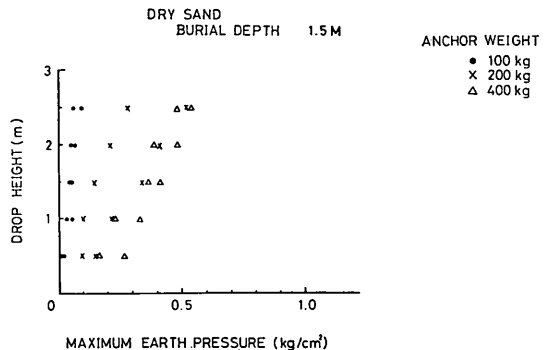


図-3.8 最大土圧と落下高さ (2)

海底パイプラインに作用する衝撃荷重の実験的研究

重錘の落下高さの関係を示してある。鉛直土圧の最大値は、ほぼ重錘の重量および落下高さに比例する。鋼管の埋設深さ 1 m、重錘の落下高さ 2 m の場合、100 kg の重錘では、 0.3 kg/cm^2 、200 kg の重錘では、 1.0 kg/cm^2 、400 kg の重錘では、 1.8 kg/cm^2 程度の最大の鉛直土圧が、鋼管上に発生した。

図-3.9 には鉛直土圧の最大値と(衝撃荷重)/(埋設深さ)²の関係を示す。

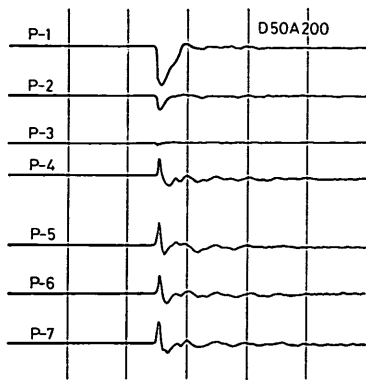
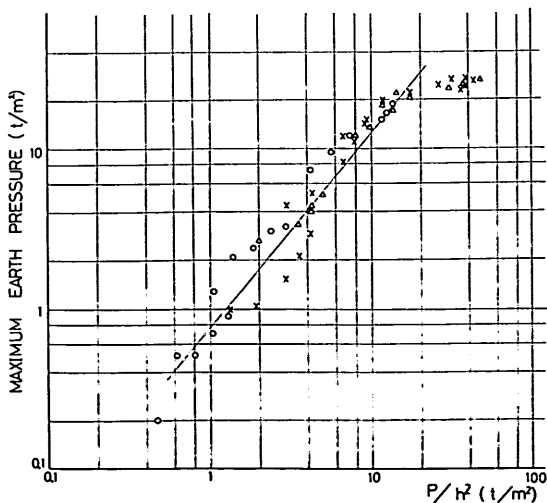


写真-3.1 測定記録

地盤が飽和状態での鉛直土圧の最大値と重錘の落下高さとの関係を 図-3.10 および 図-3.11 に示す。これらの関係は、地盤が乾燥状態の時とほぼ同様な傾向がみられる。鉛直土圧の最大値は、地盤が飽和状態あるいは乾燥状態の場合でも、ほぼ同じ値であった。



P : 衝撃荷重 h : 埋設深さ

図-3.9 最大土圧

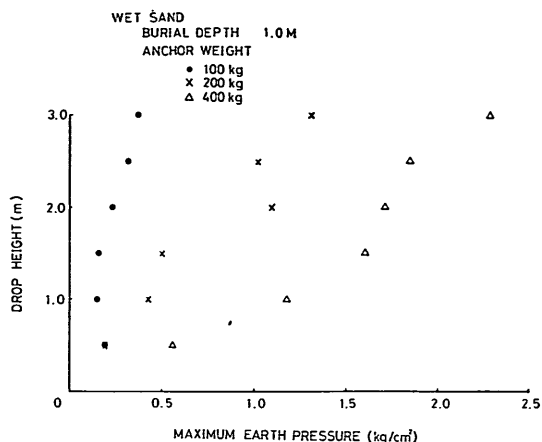


図-3.10 最大土圧と落下高さ (3)

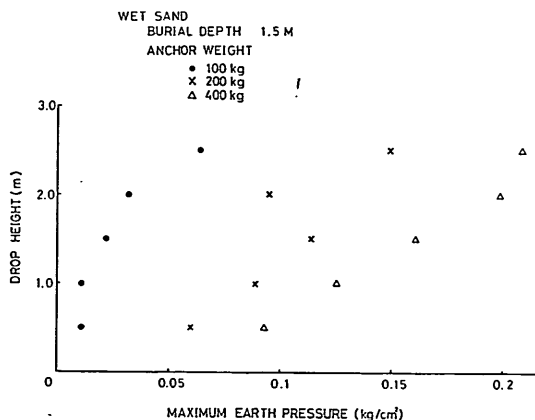


図-3.11 最大土圧と落下高さ (4)

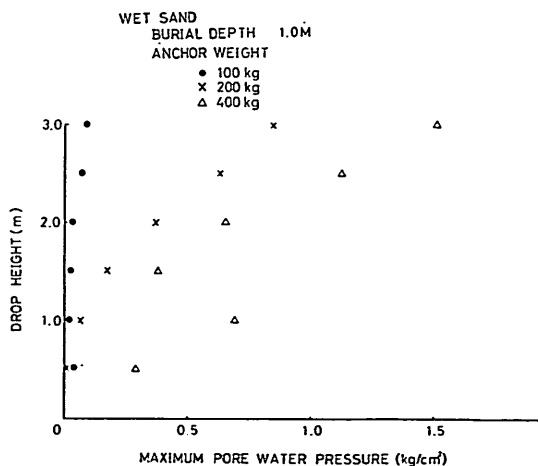


図-3.12 最大間隙水圧と落下高さ (1)

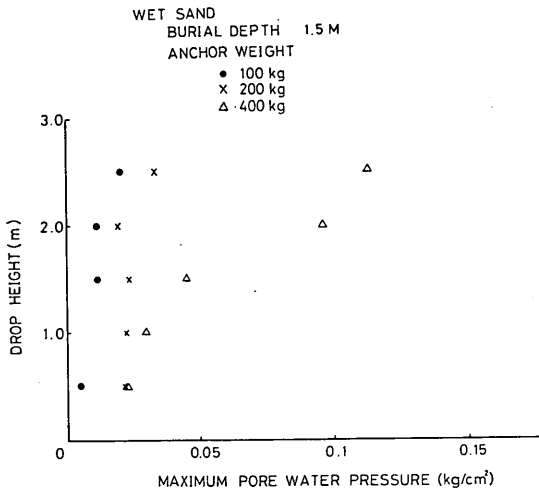


図-3.13 最大間隙水圧と落下高さ (2)

間隙水圧の最大値と重錘の落下高さとの関係を図-3.12および図-3.13に示す。間隙水圧の測定値は、かなりばらつきがあるが、大体、重錘の落下高さと同比例しているといえよう。鉛直土圧の最大値に対して間隙水圧の最大値は、100 kgの重錘の場合で約35%、200 kgの重錘の場合で約70%、400 kgの重錘の場合で約70%位発生している。鋼管の埋設深さにかかわらず、重錘の落下高さが比較的低い時には、鉛直土圧に対する間隙水圧の割合が、20~40%と比較的少いが、落下高さが増すにつれて、この割合が増加する傾向が見うけられる。

オシログラフの記録紙に記録された間隙水圧の時間的変化の形状は、土圧のそれに似かよっている。重錘が地盤に衝突した時に、間隙水圧が発生するが、その後急速に間隙水圧は低下する。土圧計や間隙水圧計の測定値が

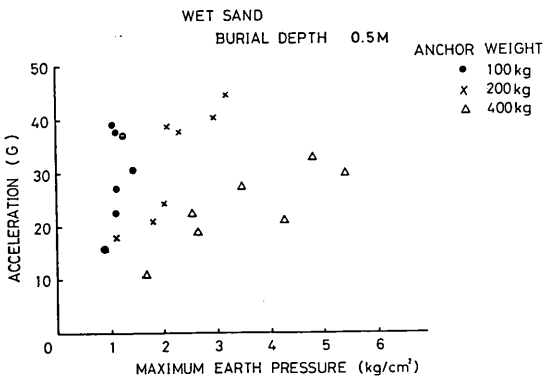


図-3.14 最大土圧と加速度 (1)

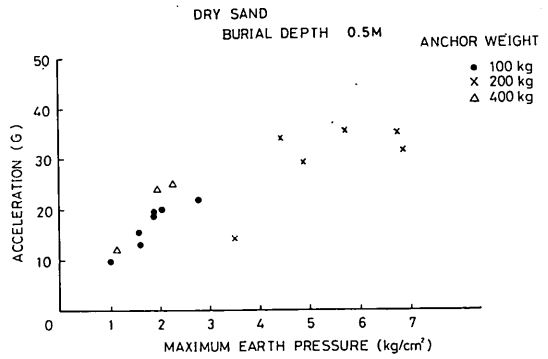


図-3.15 最大土圧と加速度 (2)

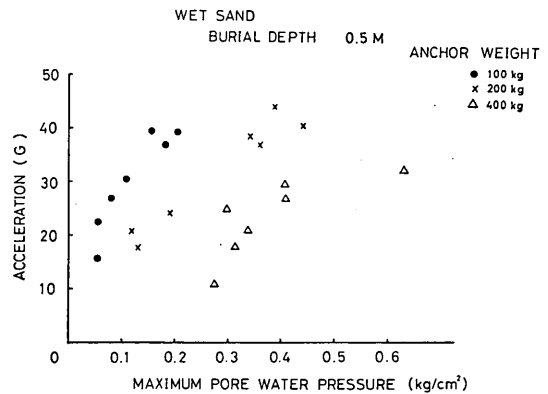


図-3.16 最大間隙水圧と加速度

ばらついているため、土圧や間隙水圧と、重錘の重量、落下高さ、鋼管の埋設深さ等との関係において整理がなされず定性的なものに終わった。土圧や間隙水圧の測定値がばらつく原因として考えられることは、重錘が地盤に衝突した時の重錘の姿勢の不統一、土圧計や測定計器の精度、鋼管の存在による影響、地盤状態の変化などであり今後検討しなければならない。また土圧計および間隙水圧での測定値が、負の値である場合があったが、明確な原因がつかめていない。

3.2.2 土圧および間隙水圧の分布

図-2.12に示すように乾燥状態の地盤内に土圧計を配置した。P-4およびP-7の土圧計は鋼管上に、P-5およびP-6の土圧計は地盤内に各々鋼管の中心点から平面的に75 cm離れた所に設置されている。この状態で重錘が地表面に衝突した時に地盤内に発生する鉛直土圧の分布を図-3.17から図-3.19に示す。図-3.17には、鋼管の埋設深さが0.5 m、重錘の重量が、100 kgの場合の鉛直土圧の分布を示してある。鉛直土圧の分布

は、平面的に分散性が少なくほぼ紡錘形をしている。重錘が地表面に衝突した直下に最大の鉛直土圧が発生しているが、75 cm 離れた所では、ほとんど鉛直土圧は発生していない。逆に多少の負の土圧が発生している場合も見受けられた。鋼管の埋設深さが、0.5 m で重錘の重量が、200 kg および 400 kg の場合も、重錘重量が 100 kg の時とはほぼ同じ傾向が見られる。

鋼管の埋設深さが、1 m の場合は、鋼管の埋設深さが 0.5 m の場合に較べて、鉛直土圧の値そのものも小さく

なり、鉛直土圧の分布は分散する。鋼管の埋設深さが、1.5 m の場合は更に、鉛直土圧は分散する。

また鋼管上での土圧分布を調べるため、図-2.12 に示すように土圧計を鋼管上に 30 cm 間隔で 10 台設置した。これらの土圧計で測定された鉛直土圧の分布形を図-3.20 から図-3.23 に示す。これによれば、図-3.17 から図-3.19 の鉛直土圧の分布を更に良く把握できる。図-3.20 には、鋼管の埋設深さが 0.5 m、重錘の重量が 100 kg の場合に鋼管上に発生した鉛直土圧の分布形を示し

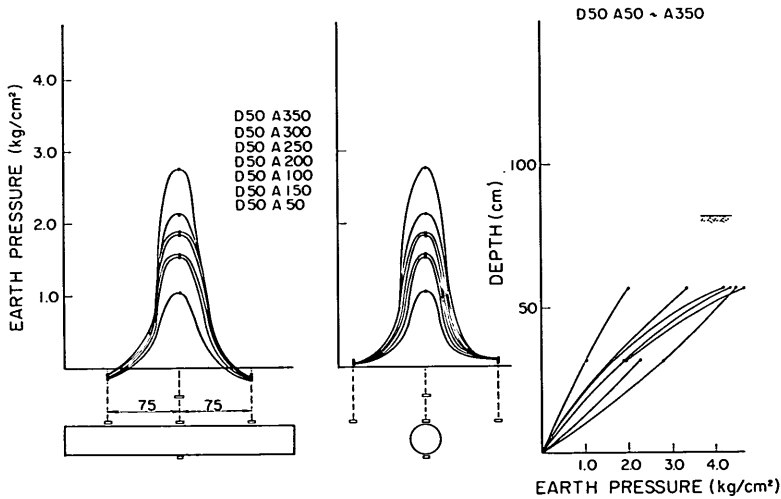


図-3.17 土圧分布(1)

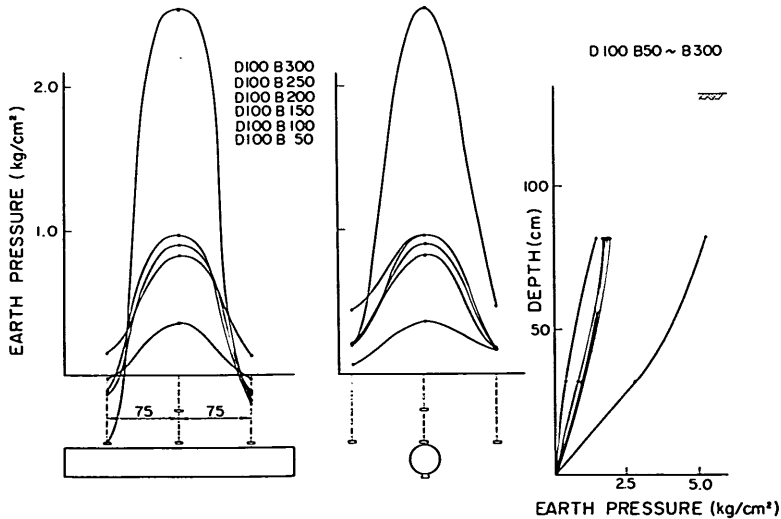


図-3.18 土圧分布(2)

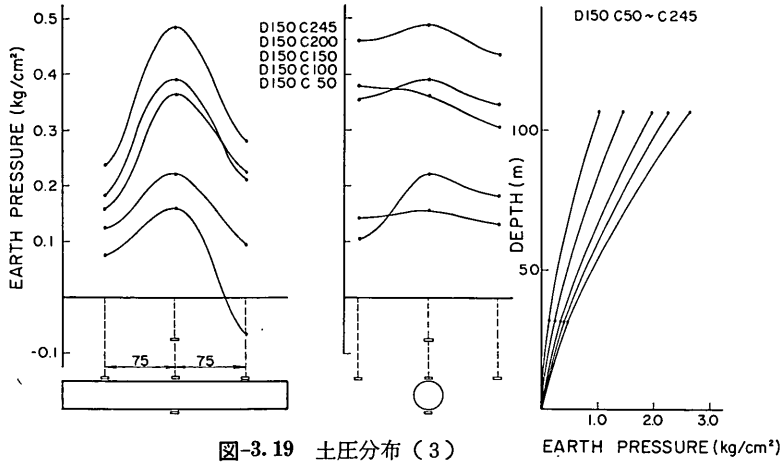


图-3.19 土压分布 (3)

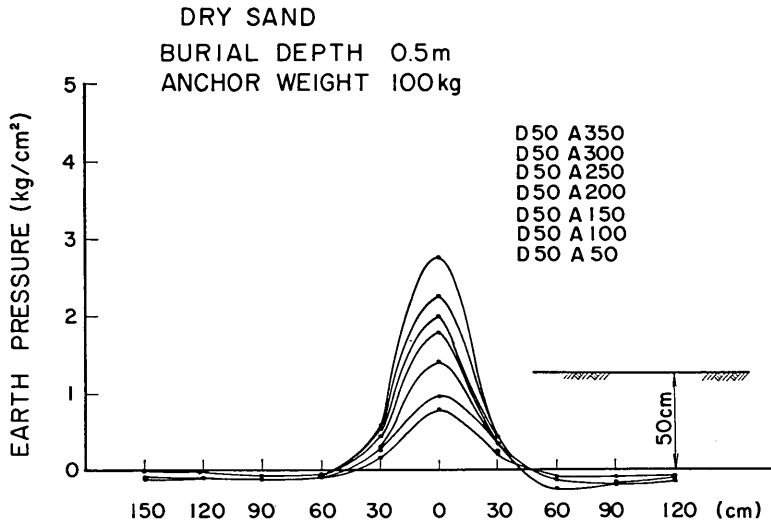


图-3.20 土压分布 (4)

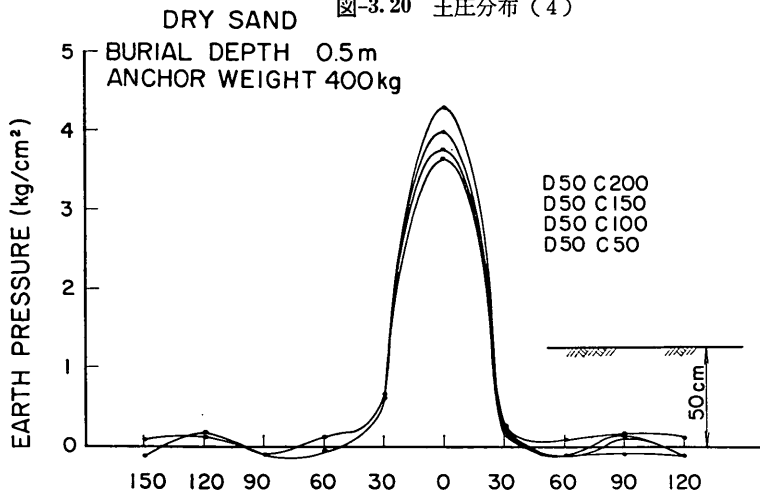


图-3.21 土压分布 (5)

海底パイプラインに作用する衝撃荷重の実験的研究

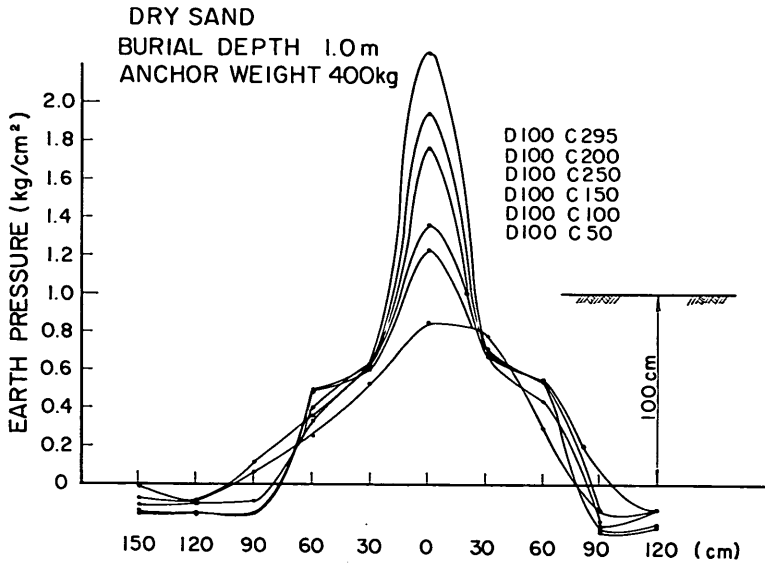


図-3.22 土圧分布(6)

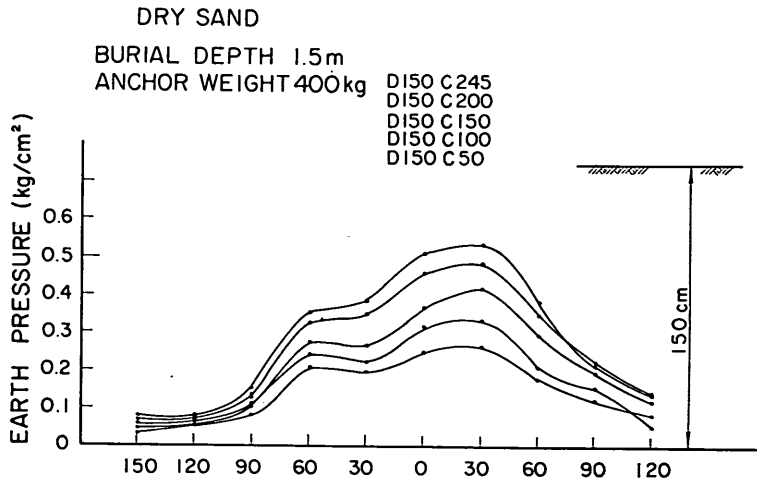


図-3.23 土圧分布(7)

ているが、重錘が落下した鋼管の中央から30 cm離れた所では、ほとんど鉛直土圧が発生してないことがわかる。100 kgの重錘の底面の直径は26.5 cmであるので、このことから考えると、重錘の衝突によって発生した地盤内応力は、ほとんど分散せずに、鋼管上に作用したことを示している。

重錘の底面の端部と鋼管上での鉛直土圧が、ほとんど0となる地点を結んだ線と、重錘の底面の端部から垂直におろした線とが交わった角度を分散角と定義すれば、

分散角は約30度である。埋設深さが、1 mの場合、鉛直土圧が0となるのは、鋼管の中心から80 cm程の距離の所である。この距離は、重錘の重量によってもほとんど変わらない。また、分散角は、鋼管の埋設深さが、0.5 mの時と同様に約30度であった。

埋設深さが、1.5 mの場合には、鉛直土圧はかなり分散するため、分散角を厳密には、求められないが、およそ30度と考えられる。

分散角の厳密な定義は、現在の所なされていない。図

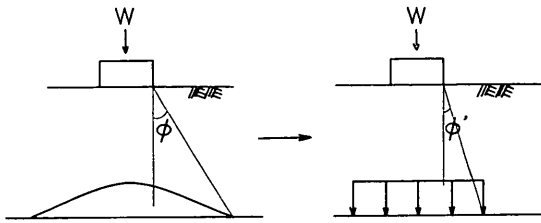


図-3.24 分散角

-3.24 で示す通り。もし鉛直土圧の鋼管上での分布を鉛直土圧の最大値での等分布荷重に置換えた場合、分散角を約30度に考えるのは、少々大き過ぎるようである。この場合の分散角は、15度から20度位が適切ではないかと思われる。

図-2.10 に示す通りP-1の土圧計は、地表面と鋼管との中間に、P-3の土圧計は、鋼管の真下に配置して、鋼管の中央の鉛直方向の土圧の分布状態を測定した。鋼管の真下のP-3の土圧計の受圧面は、下に向いている。しかしこのP-3の土圧計では、ほとんど鉛直土圧が測定されなかった。

鋼管上に間隙水圧計を30cm間隔に設置した場合に、重錘が地表面に衝突した際地盤に発生する間隙水圧の分布形を図-3.25から図-3.27に示す。図-3.25は鋼管の埋設深さ0.5mで重錘の重量が100kgの場合の間隙水圧の分布を示している。この場合の間隙水圧の最大値は高々0.2kg/cm²で鉛直土圧の最大値が、1~3kg/cm²であることを考えると、ほとんど間隙水圧は発生していない。重錘の重量が、200kg, 400kgの実験ケースの場合は、かなりの値の間隙水圧が発生しており、この場合

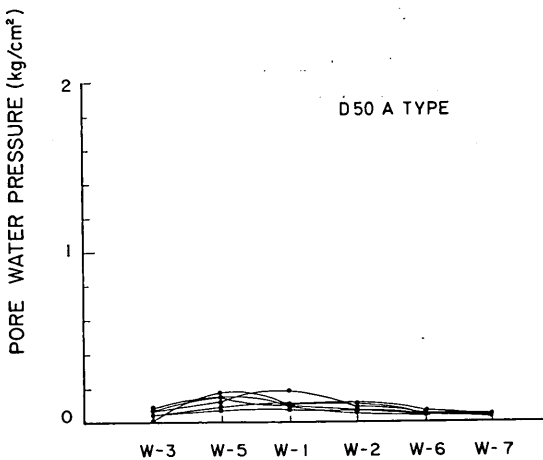


図-3.25 間隙水圧分布(1)

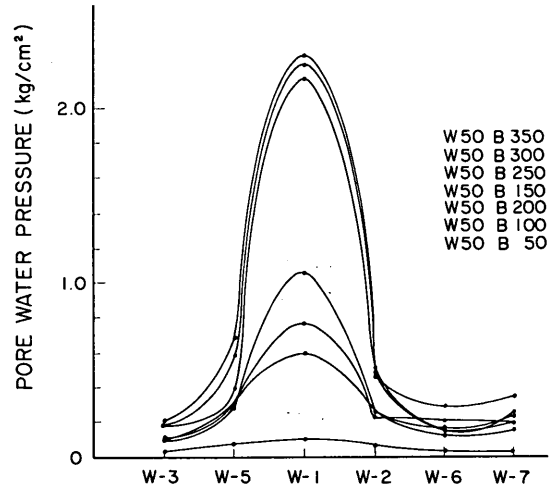


図-3.26 間隙水圧分布(2)

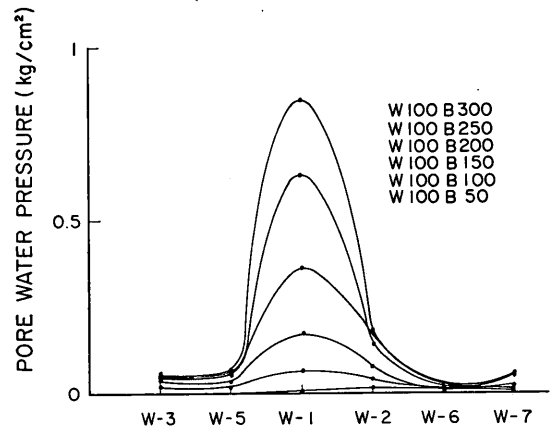


図-3.27 間隙水圧分布(3)

の間隙水圧の鋼管軸に関する分布形は、鉛直土圧の分布形とよく似かよっており、分布形もあまり分散していない。鋼管の中心から30cm位離れると、間隙水圧は、ほとんど0となる。

鋼管の埋設深さが、1.0mの場合も、鋼管の埋設深さが0.5mの場合と同様な傾向が見られた。重錘の重量が100kgの場合には、間隙水圧がほとんど発生せず、重錘の重量が、200kgおよび400kgでは、かなりの値の間隙水圧が発生している。しかし間隙水圧の鋼管上での分布形は、鉛直土圧の分布形ほどには、分散していない。鋼管の中心から30cm離れた鋼管上では、ほとんど間隙水圧が発生していない。埋設深さが、1.5mの場合には、間隙水圧の値は小さく、また鋼管上での分布形もきわだ

ったピークは見られなかった。

3.2.3 実測土圧と計算土圧の比較

地表面の一点に静的に荷重が載荷された時に、地盤内の各点での応力を算定する方法¹²⁾は、いくつか提案されている。これらの中で、比較的計算が簡潔かつ実用的とされている4つの提案式を用いて鋼管上の鉛直土圧を算定した。ただし今回の計算では、衝撃荷重を、静的荷重に置換えた。この荷重 (P) は次式で表わせられる。

$$P = W \cdot G \quad (3-7)$$

ここに W : 重錘の重量 (ton)

G : 重錘が地盤に衝突した時の加速度 (G)

次に簡単に4つの提案式について述べる。

a) ブジネスク (Boussinesq) の式 (集中荷重)

$$\sigma_z = \frac{3 P z^3}{2 \pi r^{5/2}}$$

σ_z : 鉛直土圧

P : 集中荷重

z : 深さ

$$r = \sqrt{x^2 + z^2}$$

x : 中心軸からの距離

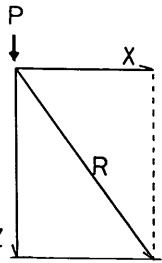


図-3.28 座標 (a)

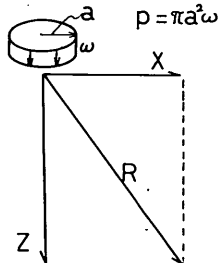


図-3.29 座標 (b)

b) ブジネスク (Boussinesq) の式 (等分布荷重)

$$\sigma_z = a\omega \int_0^\infty (1+z\xi) \xi e^{-z\xi} J_1(\xi a) J_0(\xi x) d\xi \quad (3-8)$$

σ_z : 鉛直土圧

z : 深さ

ω : 等分布荷重

x : 中心軸からの距離

a : 等分布荷重の半径

ただし $P = \pi a^2 \omega$

c) フレーリッヒ (Fröhlich) の式

$$\sigma_z = \frac{\mu P z^\mu}{2 \pi [x^2 + z^2]^{1+\mu/2}} \quad (3-9)$$

σ_z : 鉛直土圧

P : 集中荷重

z : 深さ

ν : ポアソン比

x : 中心軸からの距離

μ : 集中係数 $\mu = 1 + 1/\nu$

d) ウェスターガード (Westergaard) の式

$$\sigma_z = \frac{P \beta}{2 \pi z^2 \left\{ \beta^2 + \left(\frac{x}{z} \right)^2 \right\}^{3/2}} \quad (3-10)$$

σ_z : 鉛直土圧

P : 荷重

z : 深さ

ν : ポアソン比

x : 中心軸からの距離

$$\beta = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}}$$

(a) のブジネスクの式は、地表面に集中荷重が、作用した時の地盤内の任意の点での鉛直土圧を算定する式である。(b) のブジネスクの式は、地表面に円形の等分布荷重が、作用した時の地盤内の任意の点での鉛直土圧を算定する式である。このブジネスクの式は、多少の数値積分を行う必要がある。(c) のフレーリッヒの式および (d) のウェスターガードの式は、(a) および (b) のブジネスクの式と異なり、地盤のポアソン比の影響が入ってくる。図-3.30 は、この4つの提案式の比較を行ったものである。この場合の計算に用いた値は、D50 A 100の実験ケースの場合であり、ポアソン比を0.4とした。この計算ケースでは、ウェスターガードの式で算定された鉛直土圧の最大値は、他の3つの式で算定された鉛直土圧の最大値の2倍程度の値となった。他の3つの式では、だいたい同じ鉛直土圧が算定された。ブジネスクの式において、荷重を集中荷重と円形(半径13cm)と考えた場合の計算結果の違いは、集中荷重として算定された鉛直土圧の最大値の方が、2割程度、等分布荷重の値よりも大きかった。

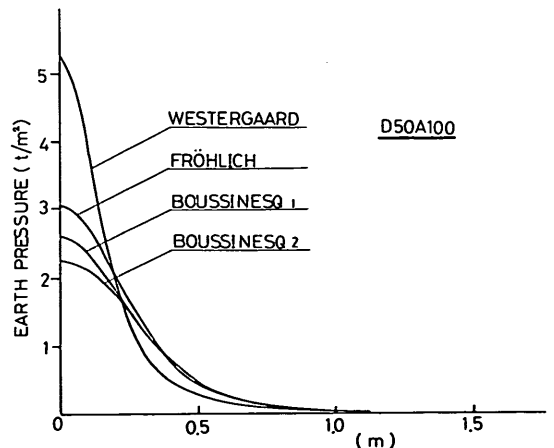


図-3.30 計算値の比較

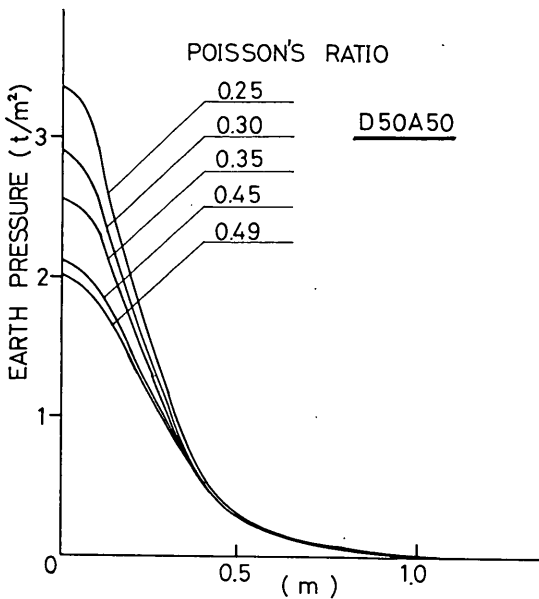


図-3.31 ポアソン比について (Fröhlich)

しかし、鋼管の埋設深さが、深くなれば、両者の差はほとんどなくなる。鋼管の埋設深さが、1.5 m の時には、両者は、ほぼ等しい値となる。

図-3.31 は、D 50 A 50 の実験ケースにおけるフレリッヒの式を用いた場合のポアソン比を 0.25 から 0.49 に変えた鉛直土圧の分布形を示しているが、この場合、ポアソン比が大きくなるに従って鉛直土圧の最大値は小さくなる。ポアソン比が、0.25 の時の鉛直土圧の最大値は、ポアソン比が、0.49 の場合のおよそ 1.3 倍程大きい。図-3.32 は、同様にウェスターガードの式を用いた場合の鉛直土圧の分布を示している。ウェスターガードの式による場合には、フレリッヒと異なりポアソン比の影響が顕著である。また傾向としても、ポアソン比が大きくなるに従って、鉛直土圧の最大値も増加していき、フレリッヒの式による場合とは逆の傾向となっている。ウェスターガードの式によって鉛直土圧を算定する場合は、ポアソン比の値の取り方について十分な検討が必要となってくる。

表-3.1 は、実験で測定された鉛直土圧の最大値と上記の 4 つの方法による算定式によって求めた鉛直土圧の最大値との比較を行ったものである。ここで用いた荷重は、重錘に取り付けてある加速度計で測定された加速度記録の最大値 (G) と重錘の重量 (ton) との積とした。実測による鉛直土圧は、鋼管の中央に設置された土圧計

で計測された値である。また速度検層の結果からポアソン比が、およそ 0.4 と推定されたので、フレリッヒおよびウェスターガードの式による場合は、ポアソン比を 0.4 とした。

いずれの算定式によっても、実測による鉛直土圧の値の方が、計算による鉛直土圧の値よりも大きくなった。

鋼管の埋設深さが、0.5 m の場合には、100 kg、200 kg、400 kg のいずれの重錘でも、ブジネスクの方によって算定した鉛直土圧 2 倍ないし 7 倍程度の鉛直土圧が測定されている。フレリッヒの式によって算定した鉛直土圧についてもブジネスクの式による場合と同じような傾向が見られたが、ウェスターガードの式によって算定した鉛直土圧は、実測の鉛直土圧に対して半分が同程度の値であった。鋼管の埋設深さが、1.0 m の場合は、ブジネスクの式によって算定した鉛直土圧の 2 倍ないし 3 倍程度の実測による鉛直土圧が測定されている。ウェスターガードの式によって算定した鉛直土圧は、実測の鉛直土圧の半分から同程度となっている。鋼管の埋設深さが 1.5 m の場合は、ブジネスクの式によって算定した値の 2 倍程度であるが、ウェスターガードの式によって

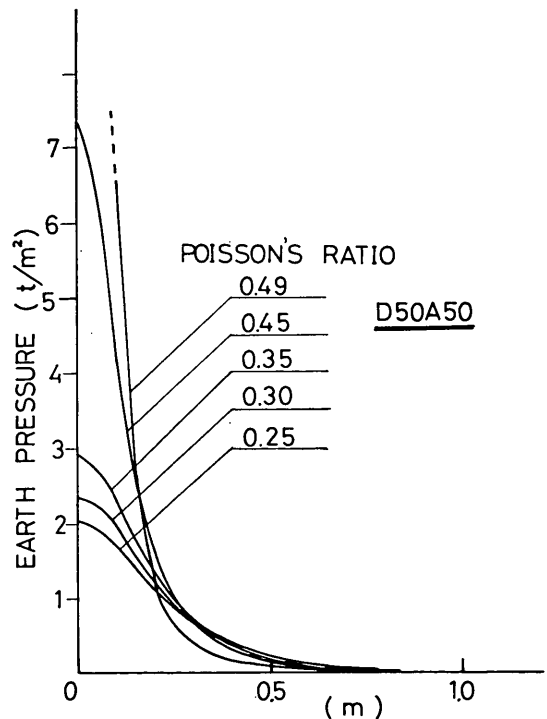


図-3.32 ポアソン比について (WESTERGAARD)

表-3.1 計算土圧と衝撃係数

実験番号	衝撃荷重	実測土圧	ブジネスク (集中荷重)	ブジネスク (円形荷重)	フレー リッヒ	ウェスタ ーガード	衝撃係数
	(t)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	
D 50 A 50	1.05	7.50	2.01	1.72	2.35	4.02	46.0
D 50 A 100	1.38	9.61	2.64	2.25	3.08	5.27	55.7
D 50 A 150	1.83	13.83	3.49	2.98	4.08	6.98	84.9
D 50 A 200	2.35	17.53	4.49	3.83	5.24	8.98	107.6
D 50 A 250	2.89	20.17	5.52	4.71	6.44	11.03	123.8
D 50 A 300	3.04	22.38	5.81	4.95	6.78	11.61	137.4
D 50 A 350	3.31	27.56	6.31	5.38	7.37	12.63	169.2
D 50 B 50	2.96	29.56	5.66	4.14	6.60	11.32	105.9
D 50 B 100	4.39	34.63	8.38	6.12	9.78	15.76	124.1
D 50 B 150	6.62	39.21	12.64	9.24	14.74	25.28	140.5
D 50 B 200	7.96	43.33	15.20	11.10	17.73	30.39	155.2
D 50 B 250	9.32	39.02	17.79	13.00	20.79	35.59	139.8
D 50 B 300	9.55	38.51	18.23	13.32	21.27	36.46	138.0
D 50 B 350	10.89	43.08	20.81	15.20	24.27	41.61	96.7
D 50 C 50	4.34	36.49	8.28	6.03	16.56	16.56	89.7
D 50 C 100	7.91	37.75	15.10	10.99	30.20	30.20	75.4
D 50 C 150	9.75	40.03	18.62	13.55	37.24	37.24	97.7
D 50 C 200	11.96	43.08	22.85	16.63	45.70	45.70	103.0
D 50 C 250	13.70	—	26.19	19.04	53.23	52.32	—
D 50 C 300	14.61	—	27.90	20.31	55.80	55.80	—
D 50 C 350	14.79	—	28.25	20.56	56.50	56.50	—

算定した鉛直土圧は、実測による鉛直土圧の同程度の値となっている。一般的な傾向としては、鋼管の埋設深さが深くなるにつれて、計算による鉛直土圧の値と実測による鉛直土圧の値は、一致してくるようである。

地表面に静止して置かれた重錘の荷重によって鋼管上の中央に生ずる鉛直土圧に対し、同じ重量の重錘が落下して発生する衝撃荷重による鋼管の中央に生ずる鉛直土圧の比を衝撃係数とここで定義するとすれば、この衝撃係数 α は、次式で求めることができる。

$$\alpha = \frac{\text{衝撃荷重によって生じたある点での鉛直土圧}}{\text{静止荷重により算定されたある点での鉛直土圧}} \quad (3-11)$$

静止荷重は、重錘を地表面に静置した時、即ち加速度を1G(980 gal)と考えた時の値である。

図-3.33 から 図-3.35 にこの衝撃係数の値と重錘の落下高さとの関係を示してある。鋼管の埋設深さが、0.5 m の場合には、衝撃係数は、40(落下高さ 50 cm) ない

し 170(落下高さ 350 cm) 程度の値であり、おおむね重錘の落下高さあるいは加速度と比例するようである。鋼管の埋設深さが、1.0 m の場合も大体衝撃係数の値は 0.5 m の場合と同程度の値であった。鋼管の埋設深さが、1.5 m の場合には、衝撃係数の値は、10 ないし 70 程度となった。図-3.36 は、衝撃係数の値と落下高さとの関係で鋼管の埋設深さをパラメーターとして整理したものである。この図によれば、埋設深さが深くなると、衝撃係数は、減少していく傾向にあることがわかる。

図-3.37 は、鋼管の埋設深さ 0.5 m の場合の衝撃係数に対して、埋設深さ 1 m および 1.5 m の場合の衝撃係数の比を示している。埋設深さが、1 m の場合には、0.7 位、1.5 m の場合には、0.3 位に、衝撃係数の比が減っている。埋設深さが、深くなるに従って、この比の値がさらに小さくなり、衝撃荷重の影響は埋設深さが大きくなるにつれ、減小する。

3.3 鋼管に生ずるひずみと応力

本節では、重錘が地盤に衝突した際、鋼管に発生する

ひずみと応力について述べる。鋼管に発生するひずみは図-2.9に示すように、鋼管の表面に取付けたひずみゲージによって測定した。ひずみゲージは、鋼管の中央から75 cm 間隔に離れた5断面 (S1, S2, S3 (中央部), S4, S5) に取付けられた。測定したひずみの値は、次式を用いて応力に変換した。

$$\left. \begin{aligned} \text{円周方向応力度: } \sigma_f &= \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_f + \nu\epsilon_a) \\ \text{軸方向応力度: } \sigma_a &= \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_a + \nu\epsilon_f) \end{aligned} \right\} (3-12)$$

ここに

ϵ_a : 軸方向ひずみ ϵ_f : 円周方向ひずみ
 E : 鋼管のヤング係数 ν : 鋼管のポアソン比

円周方向ひずみと軸方向ひずみのうちどちらかが測定できなかった時には、

$$\left. \begin{aligned} \text{円周方向応力度: } \sigma_f &= \epsilon_f E \\ \text{軸方向応力度: } \sigma_a &= \epsilon_a E \end{aligned} \right\} (3-13)$$

の関係を用いて円周方向応力度または軸方向応力度を求

BURIAL DEPTH 1.0 m
ANCHOR WEIGHT

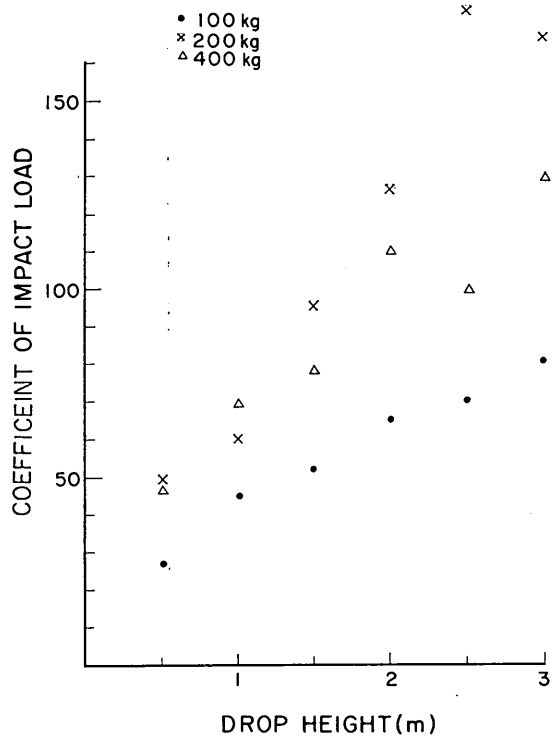


図-3.34 衝撃係数と落下高さ (2)

BURIAL DEPTH 0.5 m
ANCHOR WEIGHT

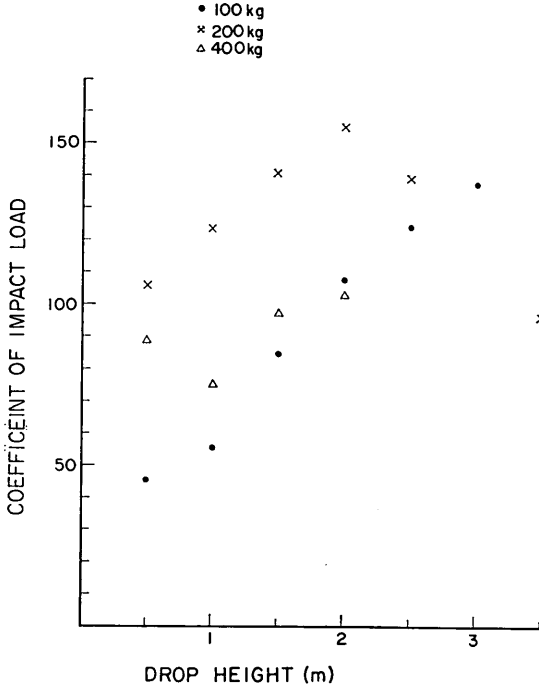


図-3.33 衝撃係数と落下高さ (1)

BURIAL DEPTH 1.5 m
ANCHOR WEIGHT

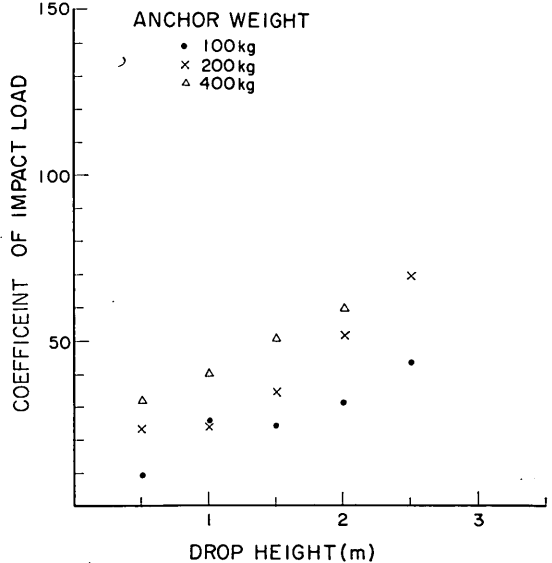


図-3.35 衝撃係数と落下高さ (3)

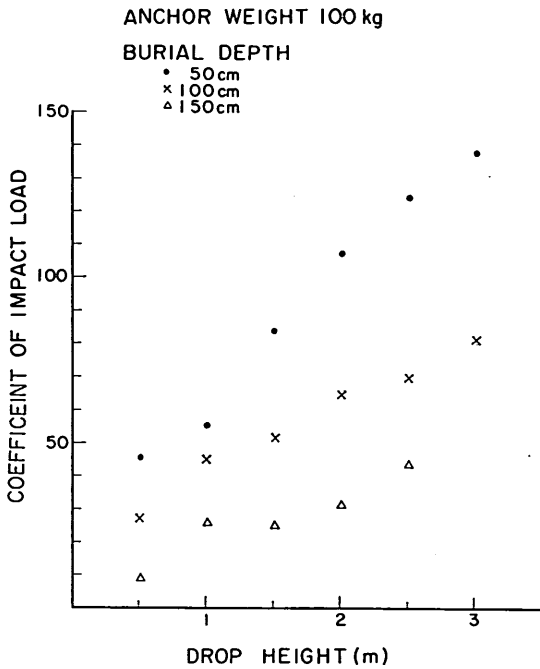


図-3.36 衝撃係数と落下高さ (4)

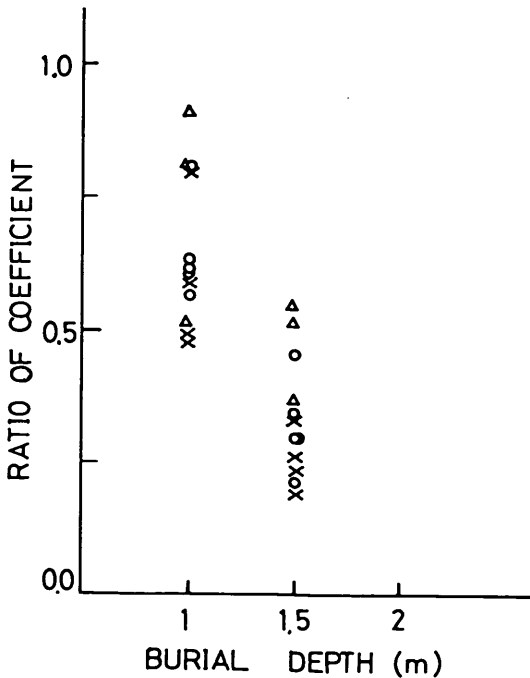


図-3.37 衝撃係数の比

めた。また、引張のひずみと応力を正に、圧縮のひずみと応力を負と表現することとした。

3.3.1 応力の最大値

鋼管に発生する応力の最大値を円周方向応力度と、軸方向応力度とに分けて別々に述べる。

a) 軸方向応力度の最大値

軸方向応力度の最大値は、ほとんど鋼管の中央で発生する。今回の実験では、鋼管の管頂部での軸方向ひずみゲージが不良だったため、これを除いた鋼管の管底部と側面とでの軸方向応力度の最大値について整理を行った。

図-3.38は、地盤が乾燥状態における最大軸方向応力度と重錘の落下高さとの関係を示している。鋼管の埋設深さ0.5 m、重錘の重量200 kg、落下高さ2.5 mの実験ケースの場合には、軸方向応力度の最大値は、275 kg/cm²となっている。同じ条件で埋設深さが、1.0 mの場合には180 kg/cm²、また埋設深さが、1.5 mの場合には、115 kg/cm²の軸方向応力度が発生していた。軸方向応力度の最大値は、おおむね、重錘の重量と落下高さとの比例するようである。

図-3.39は、鋼管上での鉛直土圧の最大値と軸方向応力度の最大値との関係を示している。これによると軸方向応力度の最大値は、ほぼ鉛直土圧の最大値と比例すると考えてよいものと思われる。

図-3.40は、地盤が、飽和状態における軸方向応力度と重錘の落下高さとの関係を示している。鋼管の埋設深さが0.5 m、重錘の重量が200 kg、落下高さ2.5 mの場合、鋼管に発生する軸方向応力度の最大値は、265 kg/cm²、埋設深さが、1.0 mの場合には、180 kg/cm²、埋設深さが、1.5 mの場合には、125 kg/cm²となっている。今回の実験によれば、軸方向応力度の最大値は、乾燥状態あるいは飽和状態などの状態にかかわらず、ほとんど同程度であった。

b) 円周方向応力度の最大値

円周方向応力度の最大値もほとんどの場合、鋼管の中央の断面においては、管頂部、管底部および両側で、ほぼ同じ値の円周方向応力度が発生しているが、一般的には、管頂部で最大値をとる場合が多かった。

図-3.41は、地盤が乾燥状態における円周方向応力度の最大値と重錘の落下高さとの関係を示している。円周方向応力度の最大値も、軸方向応力度の場合と同様に、ほぼ重錘の重量と落下高さとの比例するものと考えられ

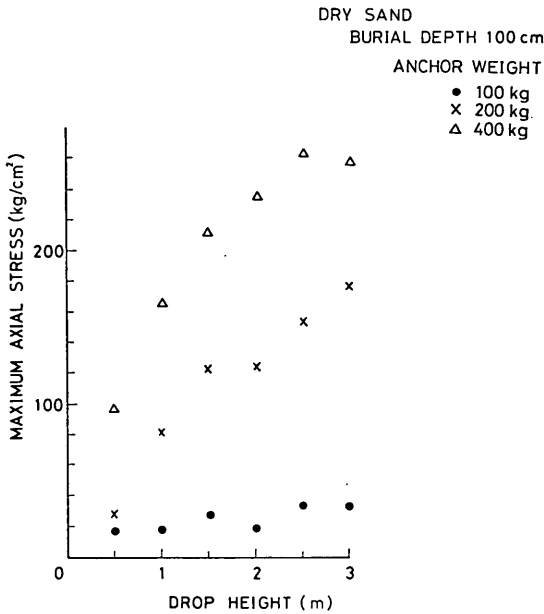


図-3.38 最大軸応力と落下高さ

る。図-3.42には、円周方向応力度の最大値と衝撃荷重/(埋設深さ)²との関係を示している。衝撃荷重/(埋設深さ)²は、鉛直土圧の最大値とほぼ比例することから、円周方向応力度の最大値もほぼ鉛直土圧の最大値と比例すると考えてもよいと思われる。同一断面における円周方向応力度および円周方向応力度の最大値の大小関係は、鋼管の中央断面での軸方向ひずみが欠測していたこ

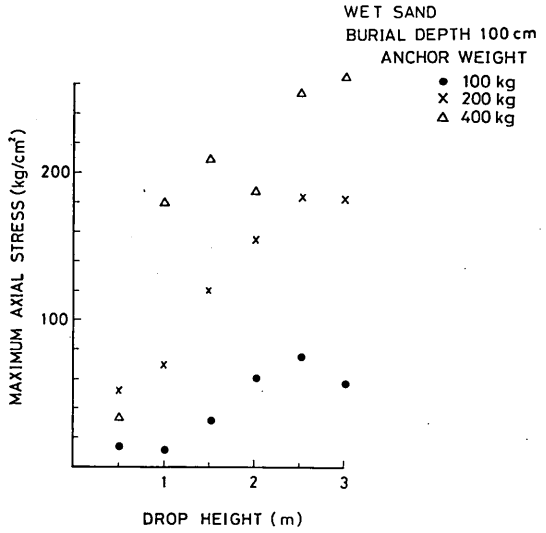


図-3.40 最大軸応力と落下高さ

とにより、直接の比較はできなかったが、他の鋼管部あるいは側面においては、おおむね円周方向応力度の方が軸方向応力度より大きい値となっている。しかし軸方向応力度の方が円周方向応力度より卓越しているという結果を示している報告もあり、今後、十分検討を行う必要があると思われる。

3.3.2 鋼管に発生する応力の分布

鋼管に発生する軸方向応力度と円周方向応力度の分布を、鋼管の横断面および軸方向に関して整理を行った。鋼管の横断面内では、鋼管の管頂部、管底部および両側面の4箇所にひずみゲージが貼られてあり、各々の箇所

で軸方向ひずみと円周方向ひずみが測定された。図-3.43から図-3.45は、地盤が乾燥状態における、鋼管の中央(S3断面)での軸方向応力度と円周方向応力度の分布を整理したものである。円周方向応力度は、鋼管の管頂部と管底部に圧縮が、鋼管の側面に引張が発生する。ちょうど円環を上下に圧縮した時に、円環に発生する応力分布と同じと考えてよいであろう。したがって鋼管の横断面の水平軸から45度回転した付近では、ほとんど円周方向応力度が発生していないと推定される。

鋼管の管頂部と管底部における円周方向応力度は、ほぼ同じであるが、やや管頂部の方が管底部より大きいという傾向がみられた。

鋼管の両側面の円周方向応力度は、その絶対値において、管頂部及び管底部とほぼ同じ値であった。

鋼管の中央(S3断面)以外の断面においても、円周方

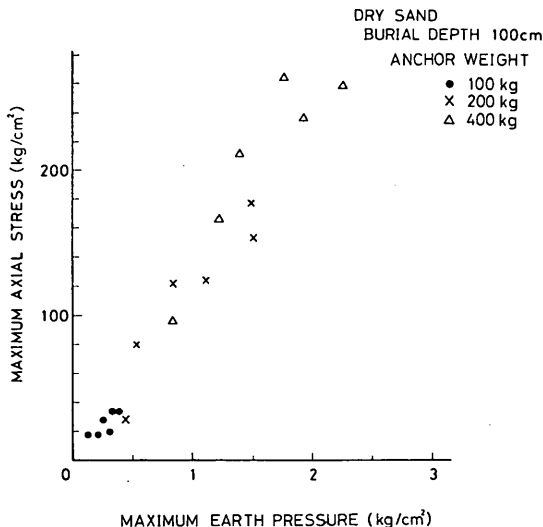


図-3.39 最大軸応力と土圧

海底パイプラインに作用する衝撃荷重の実験的研究

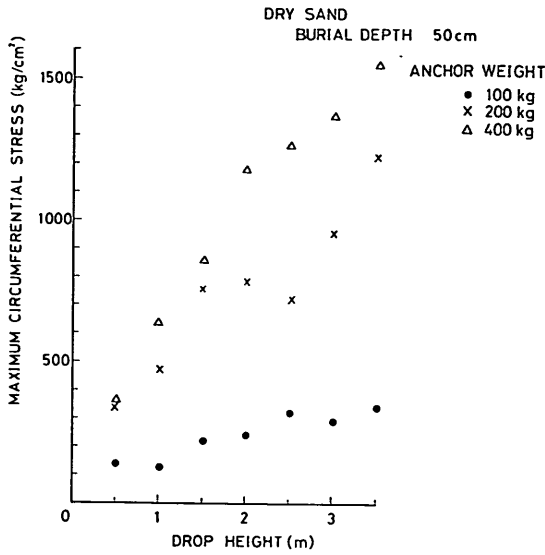


図-3.41 最大円周応力と落下高さ

向応力度の分布の傾向は、S3断面とほぼ同じ傾向がみられた。地盤が、飽和状態においても円周方向応力度の分布は、乾燥状態における分布とほぼ同じ傾向であった。鋼管の管頂部での軸方向のひずみ記録が欠測のために、鋼管の横断面内の軸方向応力度の分布の性状について詳しく検討することができないが、鋼管の管底部と両側面は、引張の軸方向応力度が発生するが多かった。鋼管の中央 (S3断面) 以外のS2, S4, S5断面においては、管頂部では、圧縮の軸方向応力度が発生して

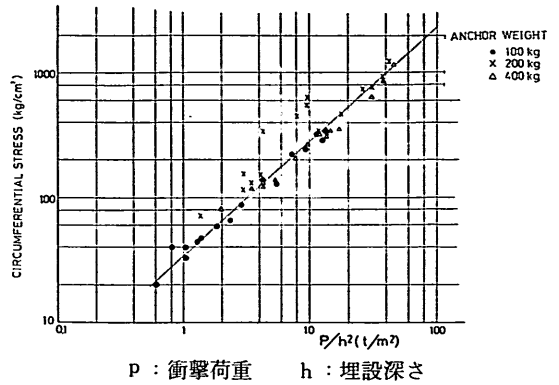


図-3.42 円周方向応力度について

いる。このことから鋼管の中央の管頂部でも、圧縮の軸方向応力度が発生していたことは容易に考えられる。

図-3.46 および 図-3.47 は、円周方向応力度の鋼管軸方向に関する分布について整理したものである。

鋼管の中央 (S3断面) では、鋼管の管頂部および管底部に圧縮応力度が、両側面に引張の円周方向応力度が発生しており、S2 および S4 の断面でも同様の傾向がみられた。鋼管の埋設深さが、0.5 m の時、鋼管にかかる鉛直土圧の分布は、3.2 で述べてあるように分散性が少なく、鋼管の中央から 30 cm 離れた所では、鉛直土圧の値は、ほとんど 0 に等しい。しかし円周方向応力度は、鋼管の中央から 75 cm 離れた S2 および S4 断面でも、鋼管の中央 (S3断面) に発生した円周方向応力度の 1/2 から 1/3 程度発生している。

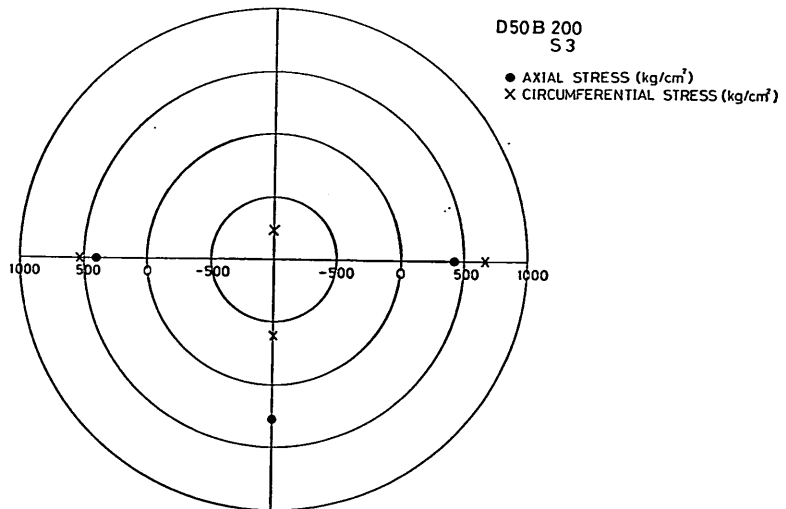


図-3.43 鋼管断面の応力の分布 (1)

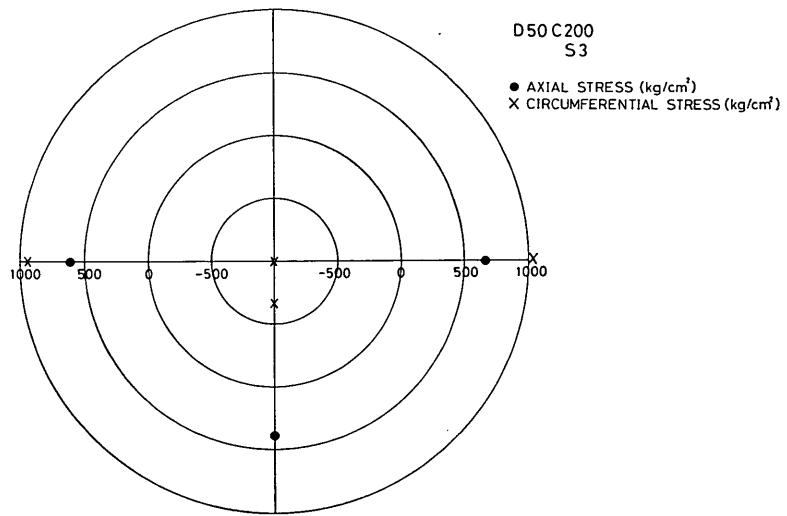


図-3.44 鋼管断面の応力の分布 (2)

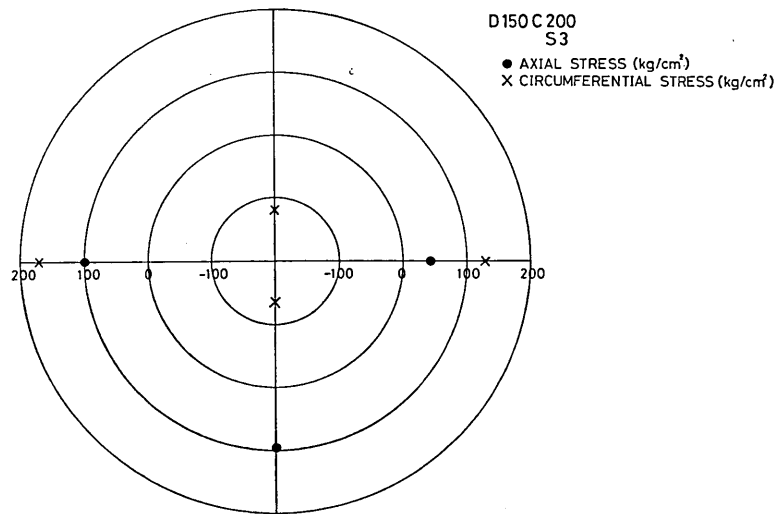


図-3.45 鋼管断面の応力の分布 (3)

鋼管の中央から 1.5 m 離れた S1 および S5 断面でもわずかながらの円周方向応力度が発生している。

地盤が飽和状態における円周方向応力度の分布と、乾燥状態における円周方向応力度の分布は、ほぼ同じ形状をしており、両者の顕著な差はみうけられなかった。

図-3.48 および 図-3.49 は、軸方向応力度を鋼管の軸方向について整理をしたものである。鋼管の中央 (S3 断面) と同様に、S2 および S4 断面においても、大体、鋼管の管底部と側面に引張の軸方向応力度が発生している。軸方向応力度の分布は、円周方向応力度の分布に較

海底パイプラインに作用する衝撃荷重の実験的研究

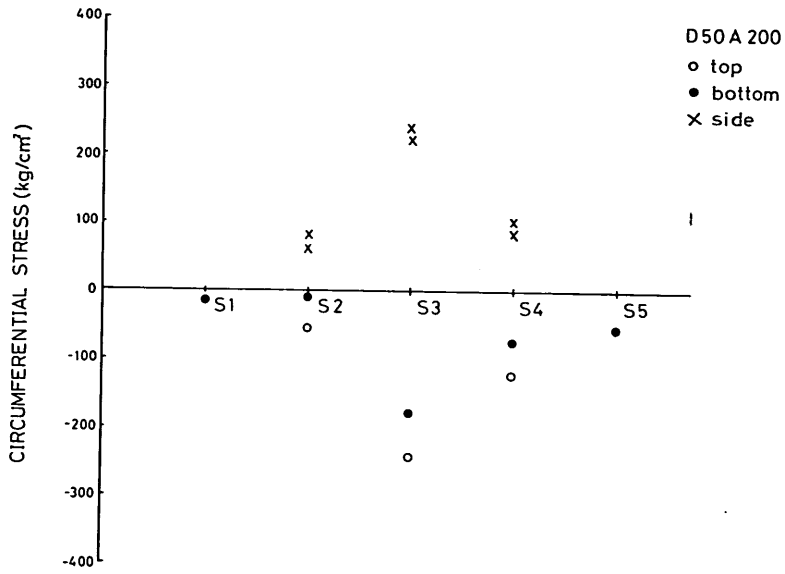


図-3.46 円周方向応力度の軸方向の分布 (1)

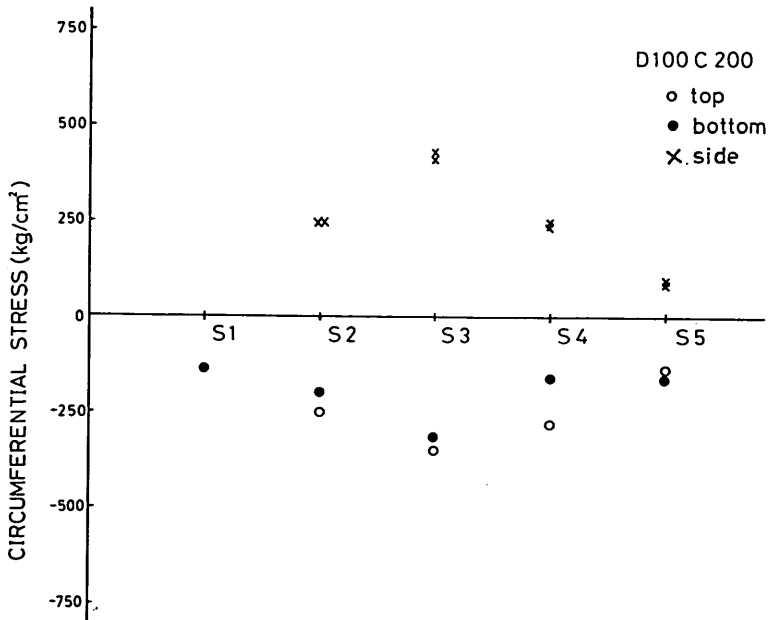


図-3.47 円周方向応力度の軸方向の分布 (2)

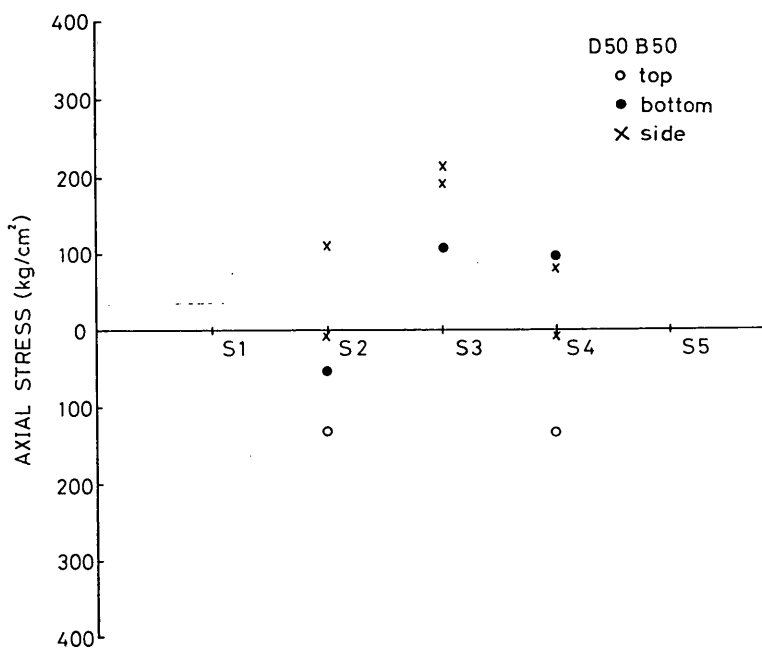


図-3.48 軸方向応力度の軸方向の分布 (1)

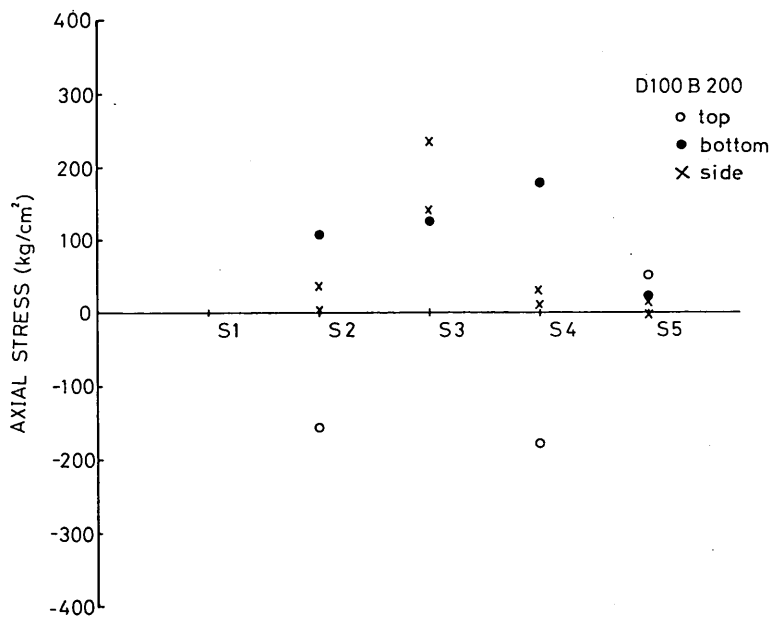


図-3.49 軸方向応力度の軸方向の分布 (2)

べると、ややばらつきがある。

鋼管の S2 および S4 断面において、鋼管の管頂部に発生する軸方向応力度の絶対値は、管底部に発生する軸方向応力度の絶対値とおおよそ同じ値であるが、やや管頂部の方が大きくなっている。

3.3.3 実測の応力と計算による応力の比較

衝撃荷重が鋼管に加えられた時に、鋼管に発生する軸方向応力度および円周方向応力度の算定法については、2～3の方法がある。ここでは鋼管を弾性支承上の梁と仮定して軸方向応力度の算定を行い、鋼管の円周方向に関しては、スパングレーの提案式を用いて、円周方向応力度の算定を行った。

a) 弾性支承上の梁としての軸方向応力度の算定

弾性支承上の梁の基礎方程式は、次式で与えられる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Ky = f(p) \quad (3-14)$$

ここに

EI : 鋼管の剛性 $f(p)$: 荷重

K : 地盤のバネ定数

この式の一般解は

$$y = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) + f(p)/K$$

ここに、 $\beta = \sqrt[4]{K/EI}$

A, B, C, D は、係数である。

$f(p)$ は、鋼管上に作用する鉛直土圧である。計算を行うに当っては鉛直土圧の分布形を任意の数に分割を行い、各々を直線分布荷重として $f(p)$ を考えた。計算は、当所計算室に登録されてあるライブラリープログラムを使用して行った。

図-3.50 から 図-3.52 は、実測による軸方向応力度と、上記の計算による軸方向応力度の分布を示している。

弾性支承上の梁の計算に用いた鉛直土圧は、
(イ) 実験において測定された鉛直土圧
(ロ) 衝撃荷重を静止荷重に置換えてブジネスクの式によって算定した鉛直土圧 (3.2.3 参照)
の2種類を考えた。ここでの静止荷重は、3.2.3 で述べ

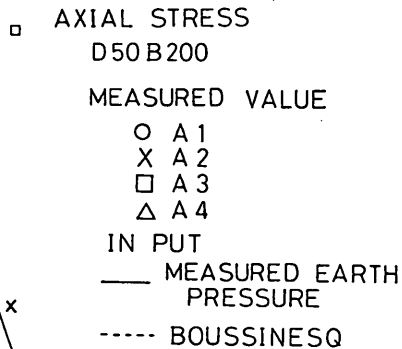


図-3.50 軸方向応力度の計算値と実測値の比較 (1)

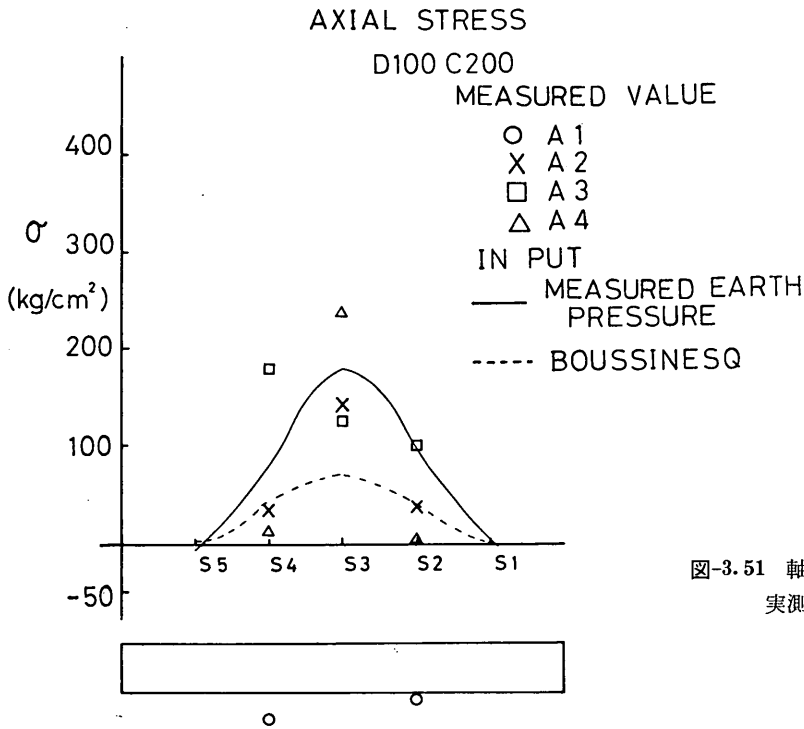


図-3.51 軸方向応力度の計算値と実測値の比較

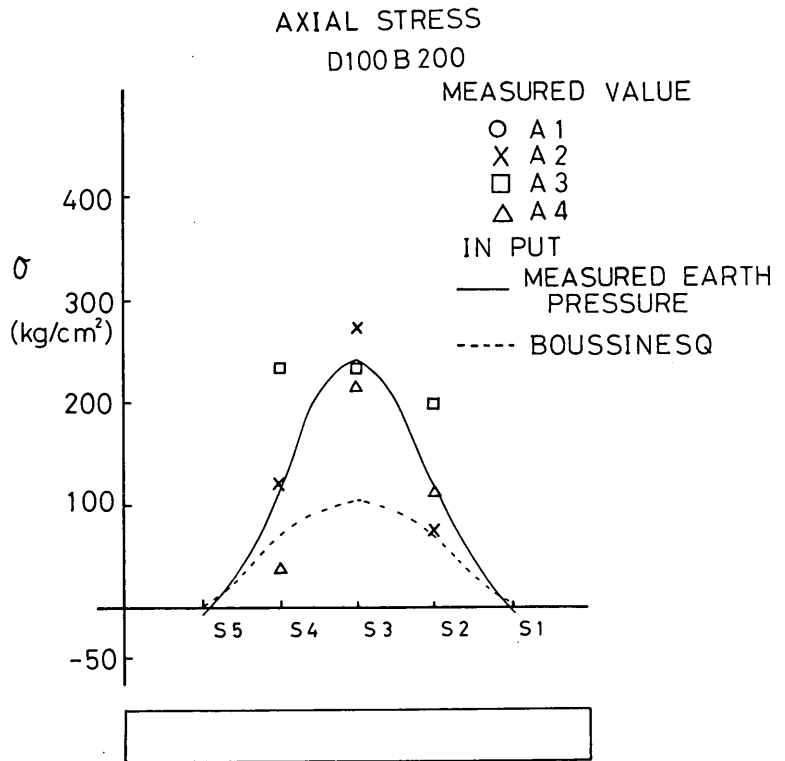


図-3.52 軸方向応力度の計算値と実測値の比較

ているように、重錘の重量と重錘が地盤に衝突した時の加速度の積とした。

3.2で述べている如く、(ロ)で求められた鉛直土圧の値は、(イ)で求められた鉛直土圧よりも小さい。

軸方向応力度に関しても同じ結果となるのは当然であるが、(イ)によって求めた軸方向応力度の値は、実測によって得られた軸方向応力度とはほぼ一致していた。

しかし、弾性支承上の梁として算定する軸方向応力度は、横断面に関して一様な値となる。実験では、鋼管の管頂部には、圧縮の軸方向応力度が発生し、その他の管底部や側面では、引張の軸方向応力度が発生しており、応力の符号が、計算値と合わない所がある。軸方向応力度の分布形は、両者とも比較的良好な似た形をしていた。

b) スパンダラーの式を用いて算定された円周方向応力度

スパンダラーによれば、埋設された円形のパイプは、埋戻し土の荷重、車輪による荷重、衝撃荷重等による鉛直土圧によって、偏平に変形を起し、パイプの側面は、外側にふくらむ。この際、そのふくらみの変形に対して、外側の土が抵抗すると考えた。この際パイプに働く外力として、次の3つを考えている。

- (イ) パイプの頂部に一様な分布をした鉛直荷重がかかる。
- (ロ) パイプの底部に一様な分布をした反力を考え、その総和は、(イ)の荷重の総和と等しい。パイプ下部の基礎の支持条件によって、荷重の範囲が異なる。
- (ハ) パイプの側方の土の抵抗力は、パイプの中央部で100度の範囲で放物線の形状をした分布をする。この時の土の抵抗力の最大値は、水平方向地盤反力係数にパイプの水平方向変位の半分との積に等しい。

パイプに発生するモーメント (M) は、次式で求めることができる。

$$M = \frac{2 R^2 K' D_e}{1 + \frac{0.061 k R^4}{EI}} \quad (\text{kg-cm}^2) \quad (3-15)$$

- ここに R : パイプの直径 (cm) K' : 定数
- EI : パイプの鋼性 (kg-cm^2)
- k : 地盤のバネ定数 (kg/cm^3)
- D_e : たわみ時間係数 $D_e \div 1.0$

円周方向応力度 (σ) は、次式で求めることができる。

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{6}{t^2} M \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (3-16)$$

- Z : 断面係数 (cm^3)
- t : パイプの肉厚 (cm)

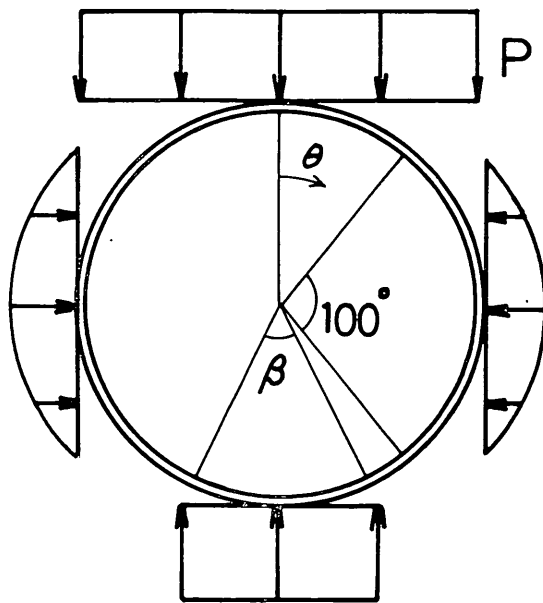


図-3.53 パイプにかかる外力

表-3.2は、鋼管の支持条件 β を 60度、90度および120度とした場合の、鋼管の管頂部、管底部および側面での K' の値を示している。表-3.3は、スパンダラーの提案式によって算定した円周方向応力度についてまとめたものである。計算に用いた鉛直土圧は、鋼管上で実測された鉛直土圧である。表-3.3によれば、スパンダラーの式によって算定された円周方向応力度は、実測された円周方向応力度よりかなり大き目の値となる。重錘重量が、100 kg で埋設深さが 0.5 m の場合、今回行った実験によって得られた鋼管中央の円周方向応力度の最大値は、重錘の落下高さによって異なるが、せいぜい 100 kg/cm² から 350 kg/cm² の範囲であった。スパンダラーの式によって算定された円周方向応力度は、地盤の支持条

表-3.2 K' の値

β	K_b	K_t	K_s	
60°	0.189	0.143	0.147	K_b : 管底部
90°	0.157	0.137	0.140	K_t : 管頂部
120°	0.138	0.131	0.133	K_s : 側面

表-3.3 円周方向応力度の計算値 (kg/cm²)

実験番号	荷重 (kg/cm ²)	頂 部			側 面			底 部			
		β	60°	90°	120°	60°	90°	120°	60°	90°	120°
D 150 A 50	0.0209		16.23	15.54	14.86	16.68	15.89	15.09	21.45	17.81	15.66
D 150 A 100	0.0540		41.92	40.16	38.40	43.10	41.04	38.99	55.41	46.03	40.46
D 150 A 150	0.0523		40.60	38.90	37.20	41.74	39.75	37.76	53.66	44.58	39.18
D 150 A 200	0.0660		51.24	49.09	46.94	52.67	50.16	47.66	67.72	56.26	49.45
D 150 A 250	0.0907		70.41	67.46	64.51	72.38	68.94	65.49	93.07	77.31	67.95

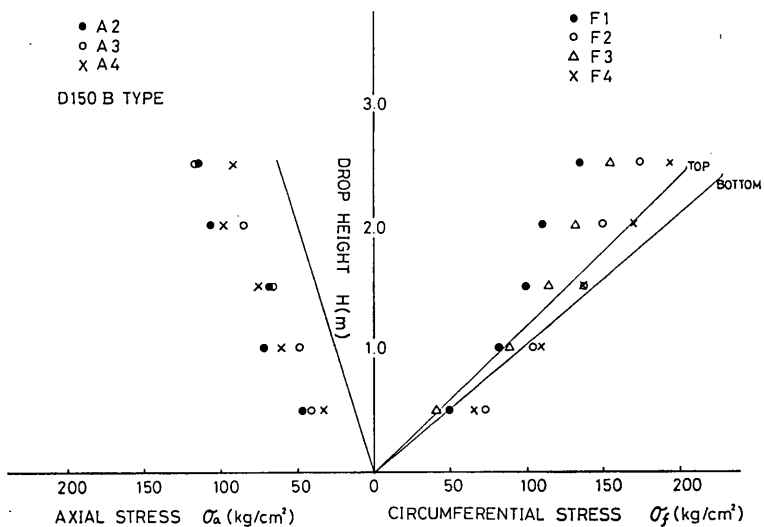


図-3.54 鋼管に発生する応力の計算値と実測値 (1)

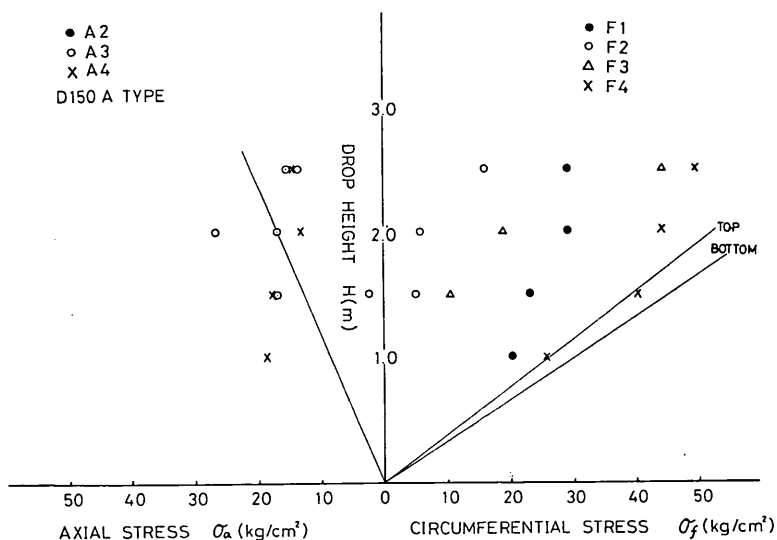


図-3.55 鋼管に発生する応力の計算値と実測値 (2)

件 β によって多少異なるが、500 kg/cm² から 2,800 kg/cm² の範囲である。実測の値に比較して、計算の値が数倍大きい。

しかし、鋼管の埋設深さが、深くなるに従って、実測の値と計算の値との差は小さくなる傾向にある。鋼管の埋設深さが 1 m で重錘の重量が 100 kg の場合、実験から得られた円周方向応力度は、20 kg/cm² ~ 100 kg/cm² 程度であったが、スパングレーの式によって算定された円周方向応力度は、90 kg/cm² ~ 400 kg/cm² と両者の値が比較的似かよってくる。鋼管の埋設深さが、1.5 m で重錘の重量が 100 kg の場合では、実測から得られた円周方向応力度は、10 kg/cm² ~ 50 kg/cm² 程度であり、スパングレーの式によって算定された円周方向応力度は、15 kg/cm² ~ 90 kg/cm² でありこの場合は両者ほぼ一致しており、地盤の支持条件 β を 90 度および 120 度とした場合は、ほとんど一致しているといつてよい。重錘の重量が、200 kg および 400 kg の場合でも重錘の重量が、100 kg の場合とほぼ同じ傾向にあった。今回の実験では、鋼管の埋設深さが、最大で 1.5 m であったが、更に埋設深さを深くすれば、実測の値と計算の値が一致する方向に進むことが予想される。

スパングレーの式によって算定された円周方向応力度は、鋼管の横断面内で考えた場合、その絶対値は、鋼管の管底で最大の円周方向応力度が発生し、管頂で最小の円周方向応力度が発生することになるが、この点については、今回の実験の結果からは、良好な一致は見られなかった。

3.3.2 で述べたように、実測の円周方向応力度は、鋼管の中央から離れてもさほど減少せず発生している。スパングレーの式については、鋼管の軸方向への連続性は考慮されておらず、鋼管の一断面での円周方向応力度の算定方法である。従って鋼管の軸方向に関する円周方向応力度の算定は、やや無理があると考えられる。

4. 結 論

重錘の地盤への貫入量については、3.1 に述べたが、貫入量は、次式によって表わされた。

$$\Delta H = 2.5 \sqrt{\frac{WH}{kS}} \quad (4-1)$$

- ここで、
 W : 重錘の重量 (kg)
 H : 重錘落下高さ (cm)
 k : 鉛直方向地盤反力係数 (kg/cm³)
 S : 重錘の底部面積 (cm²)

図-4.1 は、 W および S を実物の錨の諸元とし、 H には、実際の錨の海底接地速度と等しくなるような空中自由落下における高さを用い、鉛直方向地盤反力係数 k をパラメーターとして算定したものである。既に報告されている錨の貫入量に関する資料では、地盤の分類が細くなくされていないが、図-4.1 によると地盤反力係数の値を媒介にしての貫入量の推定がなされよう。もっとも地盤反力係数の推定が困難となる所であるが、一般に埋戻し土は、在来土でなく他から調達することが多いので、陸上において、地盤反力係数の測定を行えば比較的容易に求めることができると思われる。

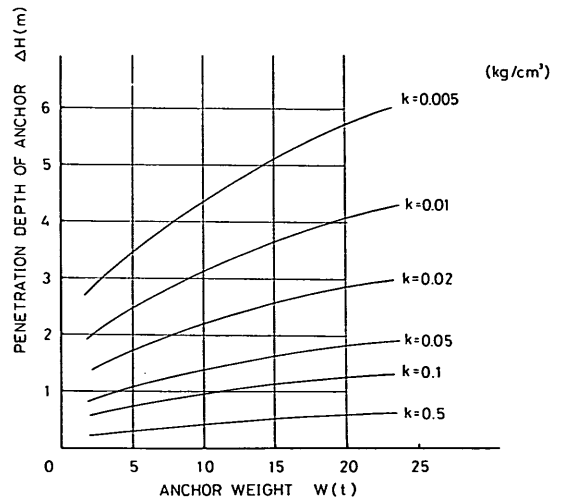


図-4.1 貫入量の計算値

衝撃荷重が作用した場合の鋼管上の荷重分布の算定は次式によって表わされるものとする。(図-4.2)

$$W_a = \frac{W \cdot D}{(L + 2h \tan \theta_1)(B + 2h \tan \theta_2)} \cdot i \quad (4-2)$$

ここで W_a : 鋼管上に作用する荷重 (kg/cm)

W : 重錘 (錨) の重量 (kg)

D : 鋼管の外径 (cm)

L : 重錘の底部の長さ (cm)

B : 重錘の底部の幅 (cm)

h : 鋼管の埋設深さ (cm)

θ_1, θ_2 : 荷重の分散角度 (度)

i : 衝撃係数

この式において、荷重の分散角度および衝撃係数が問題となる。この分散角については、一般に埋設深さ (応力を算定する位置) によらず一定で、ストローシュナイダ

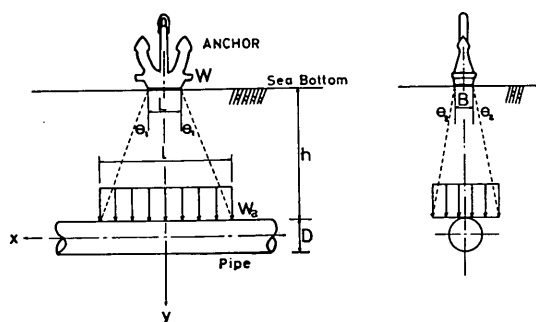


図-4.2 衝撃荷重

— (stroyschneider) によれば、砂質土で 40 度～45 度、粘土土で 70 度程度としており、最も簡単でしかもよく用いられるケーグラー (Kögler) の計算法 (式 (4-2) もこの方法である。) によれば 30 度～45 度程度としている。今回の実験では、埋設深さが小さい場合には、地盤内鉛直土圧分布は、集中性の高いつりがね状となるが、埋設深さが大きい場合には、その分布も広がってくるようであった。つまり、厳密には分散角が変化するというのである。ただし、重錘の重量による差異は見うけられなかった。実際の海底パイプラインにおいても、埋設深さは一定でなく海底パイプラインの規模によって異なるが一般的に言えば 2.0m～4.0m 程度のものが多い。今回の実験での最大の埋設深さは 1.5m であり、埋設深さが 2.0m～4.0m の場合の推定は容易ではないが、この場合の分散角として 20 度～30 度程度考えればよいと思われる。また衝撃係数も埋設深さによって大きな変動があるが、一般には埋設深さが大きくなれば、地表面荷重による影響は指数的に減少することが確かめられている。これらはブジネスクの地盤内応力の算定式でも推定される所である。埋設深さが 1.0m の場合の応力を 1.0 とすれば、埋設深さ 2.0m の場合には、約 0.3、埋設深さ 3m の場合には約 0.15、埋設深さ 4m の場合には約 0.1 となる。従って、実験で得られた衝撃係数が、埋設深さ 0.5m および 1.0m で最大 170 程度、1.5m で最大 50 程度であることにより、おおむね上の関係を満たしているものと考えられる。埋設深さが 3m の場合には、衝撃係数を 20～25、同じく 4m の場合には 15～20 と考えればよいと言えよう。また、応力度の算定にあたっては、軸方向応力度については弾性床上の梁と考えること、円周方向応力度についてはスパングラの提案式によることがおおむね妥当であることがわかった。ただし、埋設深さ、重錘の条件などによって実測値と計算値の良好な

一致がかならずしも得られていない場合があり、円周方向応力度の軸方向分布については、シェルの理論などの適用を試みる必要がある。

5. あとがき

海底パイプラインの設計、特に埋設深さを合理的に決めるための方法が確立していないことから、本実験を行った訳である。海底パイプラインの安全かつ合理的な埋設深さを決める手法は、現在でも確立されておらず、各々投錨試験などを行って決めているのが実情である。

埋設深さの決定過程において支配的なものは、錨の海底地盤への貫入量であり、本実験で行った衝撃荷重の影響は、埋設深さの決定に関しては、二次的なものと考えられる。しかし、海底パイプラインが、陸上パイプラインとは異なり維持、補修が困難であることから、十分すぎる程の安全性の検討が行わなければならない。本実験によって、衝撃荷重に対する考え方のすべてが整理されておらないが、設計法確立のための 1 つの手がかりとなる。

なお、本報告をとりまとめるにあたって、実験、資料整理、図面作成に、反田隆幸君の多大の協力を得た。ここで感謝する次第である。

また、今回の実験においては、衝撃現象を波動論的に取組んだ整理を行っていないが、基本的な考え方をまとめたので参考のため付録としてまとめた。

(1976 年 6 月 30 日受付)

参考文献

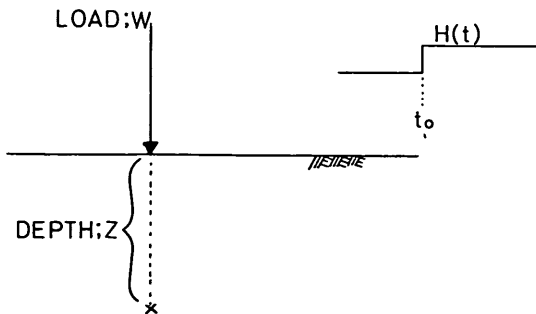
- 1) 山口豊生他：鋼管の埋設実験，日本鋼管技報，No. 53 (1971) pp. 25～33
- 2) 加室 昂：埋設管に対する路面荷重の影響について，日本瓦斯協会誌，第 23 巻 8 号 (1970) pp. 81～93
- 3) 菊池清成他：埋設導管に生ずる応力の研究，東京瓦斯 (株) 総合研究所報告，第 13 号 (昭和 43 年) pp. 173～189
- 4) 加室 昂他：導管および受防護におよぼす地盤沈下の影響について (第 2 報)，東京瓦斯 (株) 総合研究所報告第 17 号 (昭和 47 年) pp. 149～163
- 5) 加室 昂：地下埋設管の挙動—応力算出法について，配管技術 73 年 8 月 pp. 69～78
- 6) 中山茂雄他：投錨試験における錨の貫入量，港湾技研資料 No. 215 (1975) pp. 18
- 7) 河本 清：海底パイプラインの落錘実験，川崎製鉄技報 Vol. 6, No. 1 (1974) pp. 78～89
- 8) 須田 熙：原型載荷槽および原型走行荷重車の製作

- について、港灣技研資料 No. 97 (1970) pp. 33
- 9) (社)鋼材倶楽部：新しい落石覆の開発に関する研究 昭和48年4月 p. 9
 - 10) 嶋悦三：弾性波試験，土と基礎 1972年1月 pp. 61~69
 - 11) 山原 浩：動的現象の測定法とデータ処理，土と基礎，1971年7月 pp. 59~65
 - 12) 最上武雄：土質力学 pp. 221~327, 623~741
 - 13) 土質工学会：埋設管に関するシンポジウム発表論文集 昭和50年10月
 - 14) 土質工学会：設計施工基準（設計編）地中構造物，昭和46年3月
 - 15) 建設コンサルタント協会大阪支部：管きよ設計資料集成 昭和42年1月

附録 波動論による解析

3.2では、重錘の落下による衝撃荷重を静的な荷重に置換えて地盤内の鉛直土圧の算定を行ったが、付録では、衝撃荷重によって地表面の一点に生じた点源から波が地盤内を伝播し、その際に地盤内に発生する応力の算定を行った。波動論による方法については、古くから研究がなされてきている。1904年にLambが、地盤を一樣な弾性体と考え、地表面に δ 関数で表わせる線状の荷重がかかった時の地表面の変位解を得た。その後、Pekeris¹⁾⁻³⁾、Lifsonらによって、ヘビサイドの単位関数で表わせられる集中荷重が、地盤内の一点にかけられた時の地表面の変位解を得た。また野本氏⁴⁾は、地盤をバネとダッシュポットの要素に置換えて、粘弾性体の中を伝播する波動について研究を行った。ここでは、1章に述べてある各種の土質試験の結果において、地盤の物理定数を比較的容易に把握できるという観点から、Pekerisの方法を用いて、地盤内の応力の算定を行った。Pekerisの方法の主な仮定は、次のとおりである。

- イ) 地盤は、半無限の均質な弾性体とする。
- ロ) 衝撃荷重は、地盤内のある一点に鉛直方向の集中



附図-1 Pekerisの方法

荷重としてかかる。またこの荷重は時間に対してヘビサイドの単位関数と考える。

Pekerisの方法は、もともと地震時に発生する波動が地盤内にどのように伝播するかについて考察したものである。特に、地盤内の一点に衝撃荷重がかけられた時に、地盤内に発生するせん断波(S波)と圧縮波(P波)が、地盤内を伝播しかつ反射、回折を起こすことにより、地表面がどのように挙動するかを調べた。Pekerisの方法を、今回行った実験結果と対応させるためには、次の二点が必要である。第一点は、地表面の一点に衝撃荷重がかかった時の地盤内の応力を算定する必要がある。第二点は、衝撃荷重は、重錘が地表面に衝突した時の加速度と、重錘の質量の積と考えられるので、任意の加速度波形に対する地盤の応答の解析が必要である。第一に対しては、Pekerisが得た変位解を弾性理論を用いて応力解に変換した。第二点に対しては、Duhamelの積分を用いて数値積分を行って、時間に関して変動する外力に対する地盤応答を求めた。またPekerisの方法による解析は、実験結果と対応させるため、重錘が地盤の表面に衝突した時に地盤内に発生する鉛直土圧の値について主に行った。次にPekerisの解析の手順を簡単に述べる。解析の手順は、Pekerisおよび鶴銅氏の論文⁵⁾に従った。

解析の対象とする地盤を軸対称と考えると地盤の運動方程式は、次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} \\ \rho \frac{\partial^2 \omega}{\partial t^2} &= \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\sigma_{rz}}{r} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

- ここに ρ : 地盤の密度
 u : 水平方向変位
 ω : 鉛直方向変位

応力とひずみの関係は、次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \lambda \epsilon + 2 \mu \frac{\partial u}{\partial r} & \sigma_z &= \lambda \epsilon + 2 \mu \frac{\partial \omega}{\partial z} \\ \sigma_\theta &= \lambda \epsilon + 2 \mu \frac{u}{r} & \sigma_{rz} &= \mu \left(\frac{\partial \omega}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここに λ, μ はラーメの定数で、地盤のヤング率およびポアソン比は、これらを使って次式で示される。

$$E = \frac{\mu(3\lambda + 2\mu)}{\lambda + \mu}, \quad \nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)}$$

ひずみ ϵ は

$$\epsilon = \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{u}{r} + \frac{\partial \omega}{\partial z}$$

また $A = \lambda + 2\mu$, $G = \lambda + \mu$ と置いて (式-1) を整理すると

$$\left. \begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= A \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} - \frac{u}{r^2} + \frac{\mu}{A} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) + G \frac{\partial^2 \omega}{\partial r \partial z} \\ \rho \frac{\partial^2 \omega}{\partial t^2} &= G \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r \partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial z} \right) + \mu \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \omega}{\partial r} + \frac{A}{\mu} \frac{\partial^2 \omega}{\partial z^2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$z \rightarrow \infty$ で水平変位 u および鉛直変位 ω が 0 となる解として、次式を考える。

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{1}{p} e^{pt - \theta z} \cdot R J_1(\xi r) \\ \omega &= \frac{1}{p} e^{pt - \theta z} \cdot Q J_0(\xi r) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

(式-4) を (式-3) に代入して、整理を行うと、 θ に関する 4 次方程式となる。この 4 次方程式の正根を、 $k\alpha$, $k\beta$ とし、 u , ω を求める。 u , ω を (式-2) に代入し、かつ ξ および p に関して積分を行えば、 σ_z および σ_{rz} が求められる。

$$\begin{aligned} \sigma_z(r, z, t) &= \int_{s-i\infty}^{s+i\infty} \frac{e^{pt}}{p} \int_0^\infty \left[R \left\{ \lambda \xi - (\lambda + 2\mu) \frac{k^2 \alpha^2}{\xi} \right\} e^{-k\alpha z} - 2\mu \xi R' e^{-k\beta z} \right] J_0(\xi r) d\xi dp \quad (5) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{rz}(r, z, t) &= - \int_{s-i\infty}^{s+i\infty} \frac{e^{pt}}{p} \int_0^\infty \left[2k\alpha R e^{-k\alpha z} + \frac{2\xi^2 + k^2}{k\beta} R' e^{-k\beta z} \right] J_1(\xi r) d\xi dp \quad (6) \end{aligned}$$

R , R' は地盤表面での境界条件より決定する。地表面 $Z=0$ で

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= P(r, t) \\ \sigma_{rz} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

とする。

$$R' = \frac{2k\alpha}{2\xi^2 + k^2} R$$

$$R = - \frac{(2\xi^2 + k^2)\xi^2}{2\pi i \mu \{(2\xi^2 + k^2)^2 - 4k^2\alpha\beta\xi^2\}}$$

$$\times p \int_0^\infty \mathcal{L}\{P(r, t)\} r J_0(\xi r) dr \quad (8)$$

衝撃荷重 $P(r, t)$ が時間項 $T(t)$ と座標項 $R(r)$ に分けられるとする。

$$P(r, t) = R(r) \cdot T(t) \quad (9)$$

$T(t)$ をヘビサイドの単位荷重、 $R(r)$ を集中荷重 W とすれば

$$p \int_0^\infty \mathcal{L}\{P(r, t)\} r J_0(\xi r) dr = \frac{W}{2\pi} \quad (10)$$

となる。以上から R , R' が決定される。

$$\sigma_z(r, z, t) = \frac{1}{2\pi i} \int_{s-i\infty}^{s+i\infty} \frac{e^{pt}}{p} \sigma_z(r, z, p) dp$$

において

$$\begin{aligned} \sigma_z(r, z, p) &= - \frac{W}{2\pi\mu} \int_0^\infty J_0(\xi r) \xi \left[\lambda \xi^2 - (\lambda + 2\mu) k^2 \alpha^2 \right] \times (2\xi^2 + k^2) e^{-k\alpha z} + 4\mu \xi^2 k \alpha k \beta e^{-k\beta z} \frac{d\xi}{f(\xi)} \quad (11) \end{aligned}$$

ここで $f(\xi) = (2\xi^2 + k^2)^2 - 4k^2\alpha\beta\xi^2$
今、 $\xi = kx$, V_s をせん断波速度とすれば、

$$\begin{aligned} k &= \frac{p}{V_s}, \quad \alpha = \sqrt{x^2 + \frac{\mu}{\lambda + 2\mu}} = \sqrt{x^2 + m}, \\ \beta &= \sqrt{x^2 + 1} \end{aligned}$$

とおける。(式-11) で $r \neq 0$ での解を求めるのは、かなり難しいので、 $r=0$ の時、すなわち荷重直下の σ_z の解を求めるものとする。

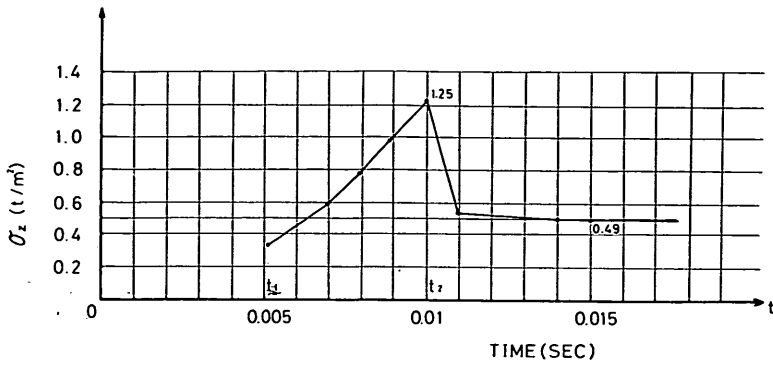
$$\begin{aligned} \sigma_z(0, z, p) &= - \frac{Wk^2}{2\pi\mu} \int_0^\infty x \frac{-(2x^2 + 1)^2 e^{-k\alpha z} + 4x^2 \alpha \beta e^{-k\beta z}}{(2x^2 + 1)^2 - 4x^2 \alpha \beta} dx \quad (12) \end{aligned}$$

ここで、上式の第一項を I_1 とおき x を α へ、第二項を I_2 とおき x を β へ変換を行ってラプラス変換をとれば、(式-12) の解がもたまる。

$$\sigma_z(0, z, t) = \frac{W}{2\pi V_s} \frac{\partial}{\partial z} \mathcal{L}^{-1} \{I_1 + I_2\} \quad (13)$$

第一項に関しては、

$$\begin{aligned} I_1 &= \int_{\sqrt{m}}^\infty \frac{-\alpha(2\alpha^2 - 2m + 1)^2 e^{-k\alpha z}}{\{(2\alpha^2 - 2m + 1)^2 - 4(\alpha^2 - m)\alpha\sqrt{\alpha^2 - m + 1}\}} d\alpha \\ &= \int_{\sqrt{m}}^\infty \Phi(\alpha) e^{-k\alpha z} d\alpha \end{aligned}$$



附図-2 テストケースの結果

$$= \int_{\sqrt{m}}^{\infty} \phi(\alpha) e^{-\beta \frac{\alpha z}{V_s}} d\alpha \quad (14)$$

$t > \frac{\sqrt{m}}{V_s} z$ の範囲で

$$\mathcal{L}^{-1} \{I_1\} = \phi \left(\frac{V_s t}{z} \right) \frac{V_s}{z} \quad (15)$$

同様に、第二項に関しては、

$t > \frac{z}{V_s}$ の範囲で

$$\mathcal{L}^{-1} \{I_2\} = \psi \left(\frac{V_s t}{z} \right) \frac{V_s}{z} \quad (16)$$

以上をまとめると最終的な σ_z の解は、 $T = \frac{V_s t}{z}$ とおけば次式で示される。

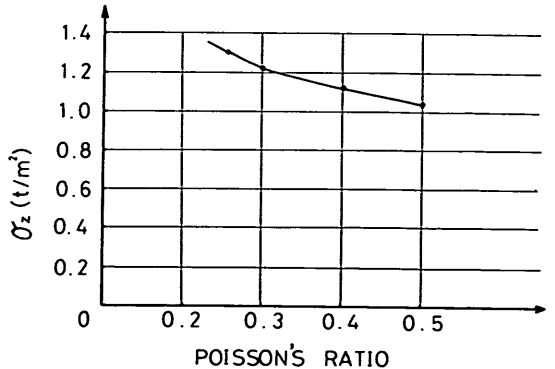
$$\left. \begin{aligned} T < \sqrt{m} \text{ で} \\ \sigma_z &= 0 \\ \sqrt{m} < T < 1 \text{ で} \\ \sigma_z &= -\frac{W}{2\pi z^2} \left[\phi(T) + T \frac{\partial}{\partial T} \psi(T) \right] \\ T > 1 \text{ で} \\ \sigma_z &= -\frac{W}{2\pi z^2} \left[\phi(T) + \psi(T) \right. \\ &\quad \left. + T \frac{\partial}{\partial T} \left\{ \phi(T) + \psi(T) \right\} \right] \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

さて(式-17)で示される σ_z の解がどのような性質をもつか調べてみる。附図-2に、テストケースとして、せん断波速度 (V_s) を 100 m/sec、深さ (z) を 1 m、荷重 (W) を 1 トン、ポアソン比 (ν) を 0.3 とした場合についての、鉛直土圧 (σ_z) と時間 (t) との関連を示してある。この計算結果から、荷重が地表面にかけられてから、 $t_1=0.0053$ 秒たって圧縮波 (V_p) による鉛直応力が、深さ (z) が 1 m の所に発生し、 $t_2=0.01$ 秒の時にせん

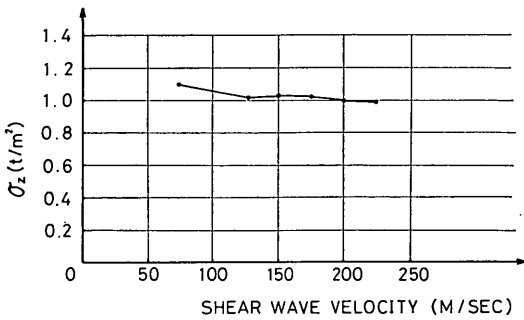
断波 (V_s) による鉛直応力が発生することがわかる。鉛直土圧の最大値は、せん断波 (V_s) が致着した時点で発生し、その後時間とともに、急速に鉛直土圧は減少し、0.015 秒後には、ほとんど一定値となる。この一定となった値は、ブジネスクの式

$$\sigma_z = 3W/2\pi z^2 \quad (18)$$

で算定した鉛直土圧と、ほとんど等しい値である。計算で求めた鉛直土圧の最大値は、ブジネスクの式で算定した鉛直土圧の約 2.6 倍であった。附図-3では、ポアソン比を 0.25 から 0.49 まで変化させた時の各々の鉛直土圧の最大値を示してある。ポアソン比が 0.25 の時で鉛直土圧の最大値は、ブジネスクの式で算定した鉛直土圧の約 2.7 倍、またポアソン比が 0.49 時で、鉛直土圧の最大値は、ブジネスクの式で算定した鉛直土圧の約 2.2 倍であった。附図-4には、せん断波速度の大きさによる影響を示している。ただしこの時は、ポアソン比は 0.4 とした。せん断波速度による影響は、このケースでは、さほどないと考えられる。



附図-3 ポアソン比による影響



附図-4 せん断波速度による影響

(式-17)は、ヘビサイドの単位関数として表わされる衝撃荷重が、地表面の一点にかかった時の荷重直下の鉛直土圧を算定したものであるが、入力として考える衝撃荷重が、時間に対して任意の形をしている時は、Duhamelの公式を用いて、この鉛直土圧を算定することができる。Duhamelの公式によると入力が、ヘビサイドの単位関数 $H(t)$ の時の、応答を $A(t)$ なる関数で求められる場合、入力が $f(t)$ で表わせられる関数の時の応答 $y(t)$ は、次式で求めることができる。

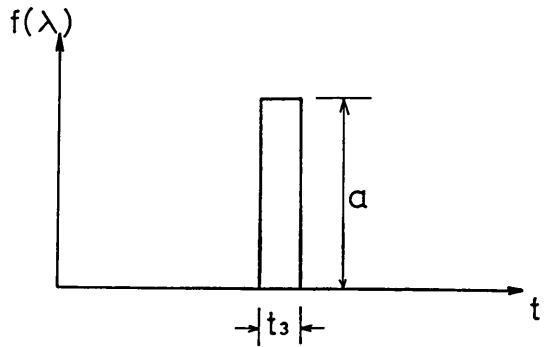
$$y(t) = \int_0^t f(\lambda) \frac{d}{dt} A(t-\lambda) d\lambda + A(0)f(t) \quad (19)$$

上式の $A(t)$ に (式-17) を用いればよい。ところで $A(t)$ は、 $t_1 = z\sqrt{m}/V_s$ および $t_2 = z/V_s$ で不連続になるので、積分を行う際は、デルタ関数を用いるとよい。すなわち

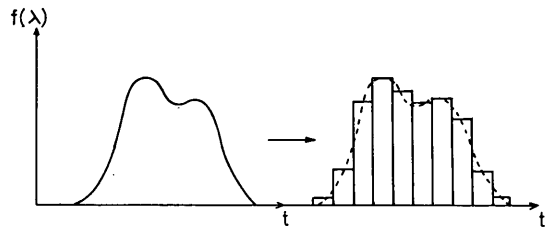
$$\begin{aligned} y(t) &= \int_0^t f(\lambda) \frac{d}{dt} (t-\lambda) d\lambda \\ &+ \int_0^{t_1} \alpha_1 \delta(t-\lambda-t_1) f(\lambda) d\lambda \\ &+ \int_0^t \alpha_2 \delta(t-\lambda-t_2) f(\lambda) d\lambda \end{aligned} \quad (20)$$

従って

$$\left. \begin{aligned} t < t_1 \text{ のとき} \\ y(t) &= 0 \\ t_1 < t < t_2 \text{ のとき} \\ y(t) &= \int_0^t f(\lambda) \frac{d}{dt} A(t-\lambda) d\lambda \\ &+ \alpha_1 f(t-t_1) \\ t > t_2 \text{ のとき} \\ y(t) &= \int_0^t f(\lambda) \frac{d}{dt} A(t-\lambda) d\lambda \\ &+ \alpha_1 f(t-t_1) + \alpha_2 f(t-t_2) \end{aligned} \right\} (21)$$



附図-5 矩形波



附図-6 加速度記録の近似

ここで α_1 および α_2 は (式-17) で $V_s t/z = 1.0$ および $V_s t/z = \sqrt{m}$ を代入して各々決定される。

$f(\lambda)$ は、重錘に取り付けられている加速度計で記録された値を用いる。しかし、測定された加速度の記録を簡単な数式で表現することが難しいので、この加速度の記録をいくつかの矩形波に分割して、各々の矩形波に対する応答を求めて、重ね合わせた。 $f(\lambda)$ を矩形波とすると、(式-19) の積分は容易である。矩形波の高さを a 、幅を t_3 とすると、次式の積分となる。

$$\int_0^{t_3} a \frac{d}{dt} (t-\lambda) d\lambda = a A(t_3)$$

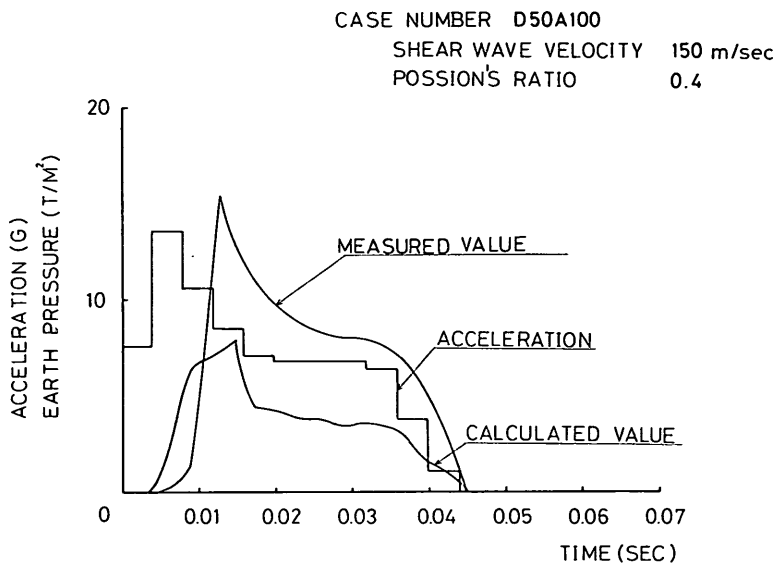
以上の方法によって得られた計算の結果について次に述べる。計算に用いた、せん断波速度 (V_s) およびポアソン比 (ν) は、速度検層の結果を用いた。速度検層の結果からせん断波速度は、150 m/sec、ポアソン比は 0.4 と推定された。附図-7 には、鋼管の埋設深さ 0.5 m、重錘重量 100 kg、重錘が地盤に衝突した時の最大加速度を 13 G とした時の計算結果を示してある。

これによれば、測定された鉛直土圧の時間に対する分布と、計算による分布とは、ほぼ似かよっている。鉛直土圧の最大値に関しては、測定された鉛直土圧の方が、計算による鉛直土圧の 1.9 倍ほどになる。ビジネスの式で算定される鉛直土圧の 3.2 倍位が計算土圧としてで

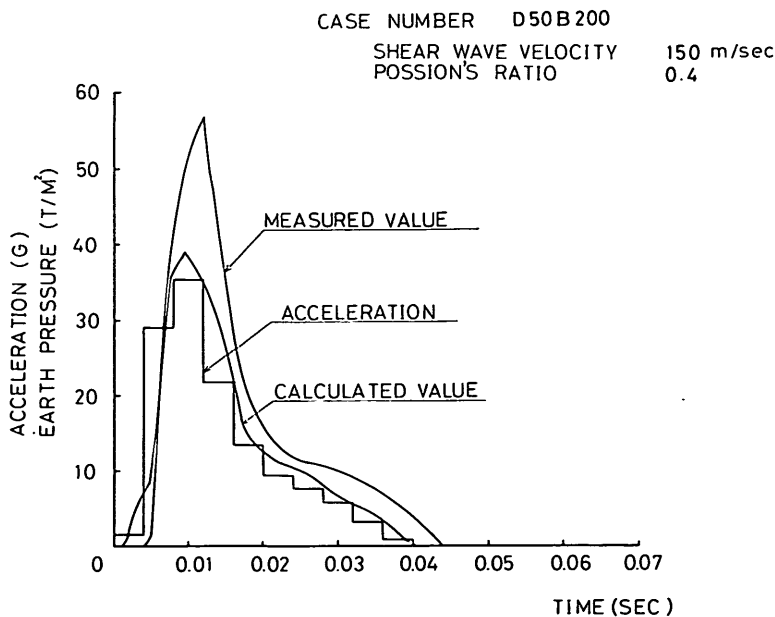
海底パイプラインに作用する衝撃荷重の実験的研究

ている。附図-8、附図-9 および 附図-10 には 同様の 計算例について各々示している。実測された鉛直土圧と、計算による鉛直土圧との各々の最大値については、あまりよい一致はみられなかったが、各々の分布形は、ほぼ

似かよっている。また、いずれのケースでもブジネスク の式で算定される鉛直土圧の2倍から3倍程度の鉛直土 圧の最大値が本計算から得られる。

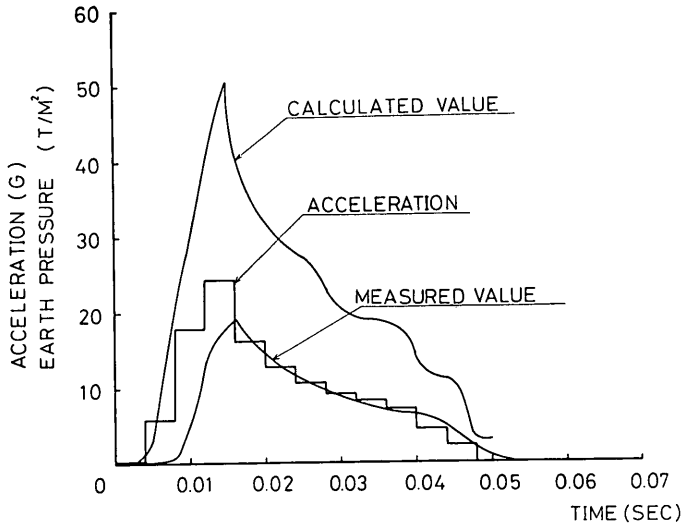


附図-7 計算値と実測値との比較 (1)



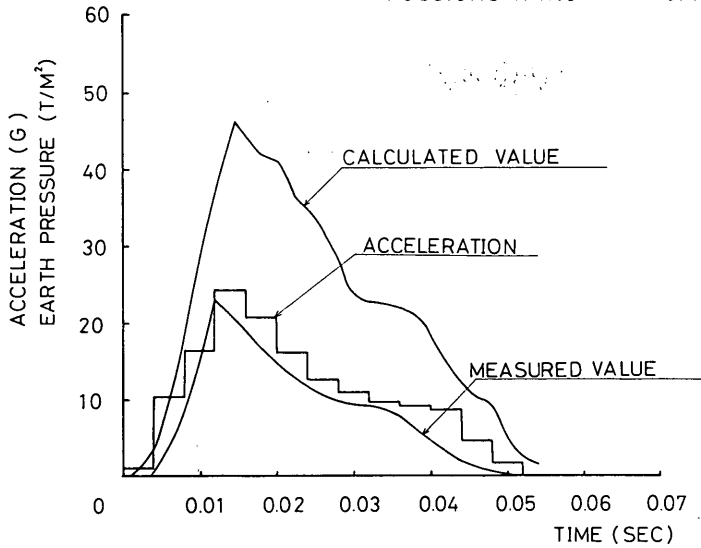
附図-8 計算値と実測値との比較 (2)

CASE NUMBER D50C100
SHEAR WAVE VELOCITY 150 m/sec
POSSION'S RATIO 0.4



附図-9 計算値と実測値との比較 (3)

CASE NUMBER D50C200
SHEAR WAVE VELOCITY 150 m/sec
POSSION'S RATIO 0.4



附図-10 計算値と実測値との比較 (4)

海底パイプラインに作用する衝撃荷重の実験的研究

参 考 文 献 (附 録)

- 1) Pekeris : The Seismic Surface Pulse, Proc. N. A. S. Vol. 41, 1955 年, pp. 469~480.
- 2) Pekeris : Solution of an Integral Equation Oc-

- curing in Impulsive Wave Propagation Problems Proc. N. A. S. Vol. 42, 1956 年, pp. 439~443.
- 3) Y. C. ファン : 固体の力学 (培風館), pp. 228~232.
- 4) 野本 明 : 粘弾性体における衝撃の伝播 (論文)
- 5) 鶴銅恵三 : 衝撃荷重に対する地盤応答 (修論)