

港湾技術資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 604 Dec. 1987

斜面壁を有するケーソンに中詰された砂の土圧

高	橋	邦	夫
春	日	康	夫
滑	川	伸	孝
榊		信	昭
鈴	木		操

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. ま え が き	3
2. 斜面壁を有するケーソンの概要	4
2.1 斜面壁を有するケーソンの特徴	4
2.2 中詰土圧に関する研究成果	5
2.3 中詰土圧の現行設計法	5
3. 土槽による模型実験	6
3.1 土槽実験の概要	6
3.2 実験装置	6
3.3 実験方法	7
4. 実験結果及び考察	12
4.1 実験結果	12
4.2 静止土圧係数との関係	13
4.3 中詰土圧特性	17
5. 数値解析による壁間隔の検討	20
5.1 解析手法	20
5.2 解析モデル	20
5.3 解析結果と考察	20
6. 土圧特性の総合評価	24
7. 結 論	25
8. あとがき	25
参考文献	26
記号表	26
付録 A (相似則).....	26
付録 B (土圧計と荷重計の検定).....	26
付録 C (実際の構造物を想定した FEM 計算).....	27
付録 D (斜面壁の傾きと壁間隔の影響を考慮した中詰土圧計算法の 1 例).....	28

Earth Pressure due to Filling Sand in Inclined Wall Caisson

Kunio TAKAHASHI*

Yasuo KASUGAI**

Nobutaka NAMERIKAWA***

Nobuaki SAKAKI****

Misao SUZUKI****

Synopsis

In recent years, it has become necessary to construct port structures at the outer sea of greater depth. A new type caisson having inclined walls is suitable for such a site condition. No method is, however, available to estimate the filling sand pressure acting on a inclined wall. Furthermore, the calculation method for the filling pressure is not well-established when the distance between walls is small.

For these reasons, a series of large scale model test with FEM analysis was carried out to clarify the influence of inclination of the wall and distance between the walls on filling pressure. The major findings of this study are as follows:

1. With increasing inclination of the wall, the vertical component of the filling pressure acting on the inclined wall becomes small.
2. With increasing distance of the walls, the filling pressure increases.
3. Analytical results by FEM, which is applicable only to the case of vertical walls, give good coincidence with the measured filling pressured; the possibility to evaluate the filling pressure by FEM was confirmed.

*Chief of Foundations Laboratory, Soils Division

** Member of Foundations Laboratory, Soils Division

*** Coastal Development Institute of Technology

**** Steel Research Center, Nippon Kokan K. K.

斜面壁を有するケーソンに中詰された砂の土圧

高橋 邦夫*・春日井 康夫**

滑川 伸孝***・楳 信昭****

鈴木 操****

要 旨

大水深に適した構造物として、経済性、安全性などの要求を満足した各種の新形式港湾構造物の開発が盛んに行われている。その中の1つとして斜面壁を有するケーソン構造物が合理性や経済性の点から大水深に適した構造として評価されてきている。しかし、このような構造物を実現するにあたって、現行の中詰土圧の設計では斜面壁に作用する土圧の評価ができないこと、また壁間隔の影響についても現行設計法は便宜的に定められた方法であること、などの問題が残されている。そこで、中詰土圧に及ぼす斜面壁の傾きと壁間隔の影響を明らかにするために、模型実験と数値解析を行った。

主要な結論は、以下のとおりである。

① 鉛直壁の壁間隔を0.56m, 1.28m, 1.70m, 2.42mのように広くする程、中詰土圧は増加した。

② 壁間隔の影響をFEMによる数値解析で調べた結果は実験値と良い対応を示し、実験による結論を解析によりシミュレートすることができた。

③ 斜面壁の傾きが大きくなる程、中詰土圧は減少した。斜面壁に垂直な土圧は、鉛直壁に作用する土圧を1とした時、平均的な値として10°の傾きで0.67, 20°で0.56, 30°で0.46のように低減する、という結果が得られた。

1. まえがき

効率的な物流体系の形成、地域の活性化、港湾利用の高度化の促進などのために、沿岸域の有効利用が促進されている。これに対応して、経済性、安全性などの要求水準を満足した各種の新形式港湾構造物の開発が盛んに行われている。

その中の1つとして、斜面壁を有するケーソンがあげられる。今までの研究によれば、斜面壁を有するケーソンは、その合理性や経済性が評価されており、大水深構造物にも適用されることが予想される。しかし、同構造物を実現するにあたって、斜面壁に作用する中詰土圧の

評価が技術的課題として残されている。すなわち、その評価にあたって現行の中詰土圧の設計における考え方が妥当であるかが明確ではない。また、壁間隔の影響についても現行設計法には不明確な点が残されている。

また、現在の中詰土圧の設計では、土圧係数0.6の根拠やその壁間隔の影響の評価方法については、十分に論議されつくしたものとは言えない。しかも、中詰土圧係数0.6はその絶対値が変化すると、壁の設計に大きく影響を及ぼすと考えられる。しかしながら、今回の研究では砂を1種類しか用いておらず、砂の相違による影響を明確に評価することができない。

そこで、本資料では斜面壁の角度と壁間隔の中詰土圧

* 土質部 基礎工研究室長

** 土質部 基礎工研究室

*** (財)沿岸開発技術研究センター

**** 日本鋼管株式会社 鉄鋼研究所

に及ぼす影響を明らかにし、斜面壁に作用する中詰土圧の経済性を考慮した算定方法を検討することとする。そして、土圧係数そのものの値については、内部摩擦角との関係について検討する。

斜面壁を有する構造物としては、従来の鉄筋コンクリート部材にかわり、鋼とコンクリートの合成部材（これをハイブリッド部材という）を用いた、ハイブリッドケーソンが考案されてきており、(財) 沿岸開発技術研究センターが、日本鋼管(株)より受託し、昭和59年から委員会形式でこのハイブリッド港湾構造物の調査研究を行ってきた。

そして、ハイブリッドケーソンに代表される、斜面壁のある構造物に作用する中詰土圧の特性を解明するために、運輸省港湾技術研究所、日本鋼管(株)及び(財) 沿岸開発技術研究センターの3者による共同研究として

今回の調査研究を実施した。研究の実施にあたっては、斜面壁に作用する土圧の土槽実験の実施と解析、実験結果に基づく土圧特性の考察と土圧算定法の検討を運輸省港湾技術研究所が、壁間隔の影響に対する数値解析による検討を日本鋼管(株)及び(財) 沿岸開発技術研究センターがそれぞれ分担した。

2. 斜面壁を有するケーソンの概要

2.1 斜面壁を有するケーソンの特徴

近年、釜石の湾口防波堤の例のように、大水深に防波堤を建設する必要が生じてきている。このようにケーソンの設置水深が深くなる場合については、従来の矩形状のケーソンよりも、図-1に示す釜石の湾口防波堤に予定されているケーソンや図-2に示すハイブリッドケーソンのような台形型のケーソンの方が、建設の際のコンク

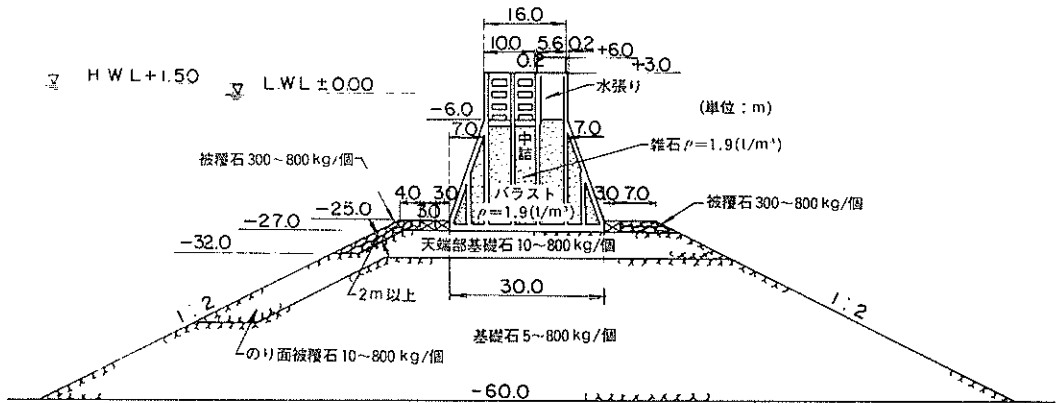


図-1 釜石湾口防波堤(案)

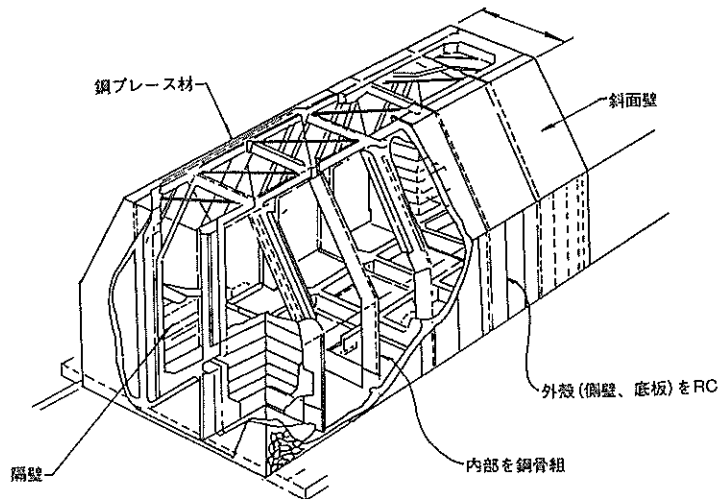


図-2 ハイブリッドケーソン

リート量の減少やマウンドを含めた断面での検討においても、経済的であることが明らかになった。また、端し圧の検討、偏心傾斜荷重に対する検討でも、台形型は基礎マウンドの安定性の点で、最も優れた形状と考えられている。なお、台形型ケーソンのように斜面を有する構造では、波力の鉛直成分が重量に加わり、滑動抵抗が増大することが期待できる。¹⁾

以上の点から、台形ケーソンなどの斜面壁を有する構造物は、今後次第にその建設の機会が増えていくと考えられる。

従来の構造物の設計では、隔壁の幅以上深い所では深さ方向に土圧が増えず、一定の土圧が作用するという便宜的な中詰土圧の設計法を用いている。また、大水深に建設されるケーソンには、従来の構造物に作用するよりも大きい外力が作用するであろう。そのため、壁間隔の影響を今以上合理的に評価する必要が生じてくると予想される。

また、斜面壁となった場合には、中詰土圧は減少することが考えられる。このことを安全かつ経済的に設計に反映させるには、中詰土圧の減少量を定量的に知る必要があるが、現在のところ、定性的にしかわかっていない。

2.2 中詰土圧に関する研究成果

一般の壁体の安定計算や強度計算には、通常壁が移動すると考えられるので主働土圧を考慮するが、中詰土を有する壁体の場合には、壁は土圧自身の力ではほとんど移動することがなく、一般的にいわれている静止土圧が作用していると想定される。

砂質土の静止土圧係数に関しては、締固めを行わなければ(1)式で示すヤークーの式から概略推定できると言われている。

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (1)$$

ここに、

締固める場合には、静止土圧係数の値は次第に大きく

表-1 静止壁の土圧係数²⁾

土の状態	K_0
正規圧密状態の土	$1 - \sin \phi'$
粘性土の突固め(人力タンパー)	1 ~ 2
同上(機械タンパーで裏込め上広く)	2 ~ 6
過圧密粘土	1 ~ 4
砂の突固め(中位)	0.5
同上(密実)	1 ~ 1.5

なり、表-1に示すように場合によっては1を超過することもある。²⁾

中詰土圧の研究としては、北島がセル構造物に関して行っており、模型実験と現地観測のデータから、中詰土圧係数を以下の式で表し、締固めを行わなければ0.6で良いとした。³⁾

$$K_0 = \tan \phi' \quad (2)$$

この式は、先に述べたヤークーの式と違い、 ϕ' が大きくなれば土圧係数が大きくなるというものである。この違いは以下の理由によるためと想定される。ある内部摩擦角をもつ砂粒子の構造であれば、水平方向には自重により発生する鉛直方向の力と、内部摩擦角により軽減された砂粒子がもたれかかる時に発生する水平方向の力(つまり水平土圧)が存在する。しかしながら、締固めを行うと、砂粒子には自重により発生する土圧以外に、締固めによって発生する水平方向の力が作用する。そのため、(2)式で求まる土圧が作用することになると考えられる。

斜面壁の角度による中詰土圧の変化については、定量的に明らかにした報告は現在のところなく、今回の研究が先駆的なものと思われる。

壁間隔の中詰土圧に及ぼす影響についても、港湾構造物のために研究された例はない。これに類似の問題として、サイロの設計に関して、ヤンセンによる水平圧の研究がある。ヤンセンによれば、サイロ内の粉体による圧力は以下の式で表される。⁴⁾

$$P_{vh} = \frac{\gamma R_H}{F} \left\{ 1 - \exp\left(-h \frac{F}{R_H}\right) \right\} \quad (3)$$

$$P_{hh} = P_{vh} K \quad (4)$$

ここに、 P_{vh} : 深さ h における静止時鉛直圧

P_{hh} : 深さ h における静止時水平圧

$F = \tan \lambda K$, λ : 壁面摩擦角

$$K = \frac{1 - \sin^2 \phi'}{1 + \sin^2 \phi'}$$

ϕ' : 砂の内部摩擦角

γ : 砂の単位体積重量

$$R_H = (\text{壁間隔} \times 1\text{m}) / (1\text{m} \times 1\text{m})$$

ただし、具体的に港湾のケーソン構造物を想定してヤンセンの式の適用性に関する研究を進めた事例はない。

2.3 中詰土圧の現行設計法

中詰土圧の設計法は「港湾の施設の技術上の基準」⁵⁾(以下、港湾の基準という)において、以下のように示されている。

(1) 中詰土圧

(a) 土圧係数 K は 0.6 とする。

ただし、中詰がブロック、コンクリートでん充の場合は考慮しない。

(b) 土圧は、壁の内のり b に等しい深さまで増加するが、それ以降は増加しないものとする (図-3 参照)。

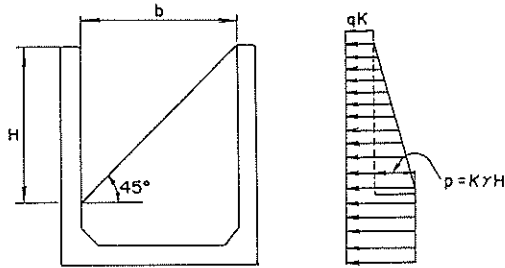


図-3 現行設計法の中詰土圧のとり方

ただし、図-3における記号は次のとおりである。

q ; 上方から中詰に伝達される載荷重 (tf/m²)

γ ; 中詰材の水中単位体積重量 (tf/m³)、一般には $\gamma = 1.0$ tf/m³ としてよい。

K ; 中詰土圧係数 $K = 0.6$

b ; 壁の内のり (m)

(c) ケーソン上に強固な場所打ちコンクリートがあり、ケーソン内部に載荷重の影響が及ばないとみなせる場合は、載荷重は考慮しない。

(2) 防波堤ケーソンにおいては、強大な波力が作用して前壁の破壊した例が見られる。⁶⁾ 大きな波力を受ける前壁の設計に関しては、中詰材による静止土圧を抵抗土圧とし、波力を $p = 1.5wH\gamma_0$ として設計する方法がある。一方、前壁の破壊事例に注目して、その破壊状況を検討した例もある。⁷⁾ しかし、実用設計の点からは、谷本等の実験的研究及び現地被災例の検証によるものがよい。⁶⁾ この計算の仮定は以下による。

a) 設計法は便宜的に弾性設計法を用いる。

b) 前壁に作用する波力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 第2章 第5編 波力」⁸⁾ による。

c) (1)の中詰土圧を抵抗土圧として考慮する。

d) 許容応力度は常時扱いとする。

基準で土圧係数を 0.6 としたのは、一般的な砂の静止土圧係数としての値を採用したためである。また、中詰土圧の増加を壁の内のりに等しい深さまでとしたのは、以前には土圧を考えなくて設計していた事例より、中詰土圧が深さ方向に増加すると考えるのは得策ではないとの判断から便宜的に定めたものである。

3. 土槽による模型実験

3.1 土槽実験の概要

実験は、中詰土圧に影響を与える因子を全てとりあげ、相似則や実験再現可能性の要件を満たし、精度高く行うことが望ましい。ここでは、実験に要する時間や費用を考慮し、因子として、壁間隔、斜面壁の傾斜角、中詰方法 (中詰砂の単位体積重量) をとりあげ、中型の土槽 ($H \times B \times L = 2.0\text{m} \times 2.0\text{m} \times 2.4\text{m}$) を用いて、15 ケースの実験を行った。土槽の 2 m の深さは乾燥砂を使った実験であるので、相似則の検討から水中にある実物では 3.4 m の大きさに相当すると思われる。この点については付録 A で述べることにする。

実験用土槽は、壁間隔と斜面壁の傾斜角を容易に変えることができるような構造とした。

実験は、斜面壁をある所定の角度に固定して、その背後に砂を充填し、斜面壁に取り付けた土圧計と荷重計により土圧を測定した。この土圧を中詰土圧とした。

実験に用いた中詰砂は神奈川県相模川で採取された砂で、比重 $G_s = 2.749$ 最大間隔比 $e_{max} = 0.882$ 最小間隔比 $e_{min} = 0.547$ 粒徑加積曲線は図-4 に示される。同砂の内部摩擦角 ϕ は、かつて行われた別の実験結果より $e = 0.50$ で 44° $e = 0.79$ で 40° 程度とわかっている。この砂を気乾状態で用いた。

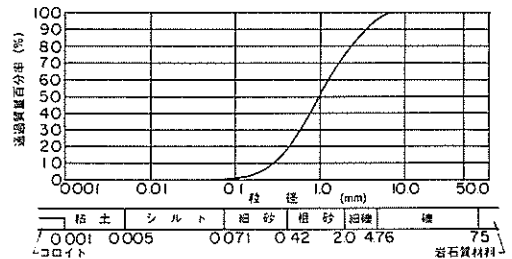


図-4 粒徑加積曲線

3.2 実験装置

実験用土槽は、図-5 に示すように幅 2 m、高さ 2 m、長さ 2.4 m の大きさとした。斜面壁は下端のヒンジにより回転できるような構造とし、隔壁は底版上を水平方向に移動できる構造とした。

(2) 斜面壁

斜面壁は、側壁の壁面摩擦力の影響を取り除くために、図-6 に示すようにテスト用パネルの両側にダミー用のパネルを取り付けた。パネルはテスト用、ダミー用ともコンクリート製とし、土槽の内側になる面は表面の凹凸

をなくすよう、一枚の鋼製型枠を使用した。計測機器の取り付け状況を図-7に示す。土圧計については受圧面とパネルの表面が一致するように、深さ方向に5個2列でとりつけた。荷重計についてはテスト用パネルを引張りささえるための引張型荷重計が4個、圧縮力を測定する荷重計が4個、そしてこの8個の荷重計とは直角に、テスト用パネルに作用する垂直力を測定する荷重計が2個、計10個でテスト用パネルに作用する全土圧合力を測定する構造とした。

土圧計と荷重計の精度を確認するため、土槽の中に水を入れて水圧によりその検定を行っている。その結果、土圧計は充分正確であるが荷重計は表面の摩擦の影響が若干入るため信頼性に多少欠けることが分かった。そこで、本資料の中詰土圧特性の検討には土圧計の結果を主として用い、荷重計は土圧計の照査に用いることとする。詳細については付録Bで述べる。

(2) 側壁部

側壁については、図-8に示すように中詰時の砂の移動状況が目視できるよう斜面壁付近(片側のみ)を強化

ガラスとし、他の部分は鋼製とした。

3.3 実験方法

図-9に実験の手順を示す。

(1) 荷重計の調整

テストパネルは荷重計のみで支えられている。このため、中詰による土圧作用時にこれらの荷重計の負荷が初期値の設定によっては、許容値を越えることや、逆に、全く負荷がかからなくなることがありうる。これを避けるため、各ケース毎に砂の投入前に荷重計の調整を行った。

(2) 実験ケース

斜面壁の傾き、壁間隔、地盤の作成方法(単位体積重量)の条件を変えるために、表-2に示すように15ケースの実験を行った。また、図-10にそのイメージを示す。

(3) 中詰砂の充填

中詰砂の充填方法は次の3種類とした。

a) 図-11に示すようにバケットの下にφ100 サニールホースを取り付け、投入後の中詰砂の表面と砂の出口と

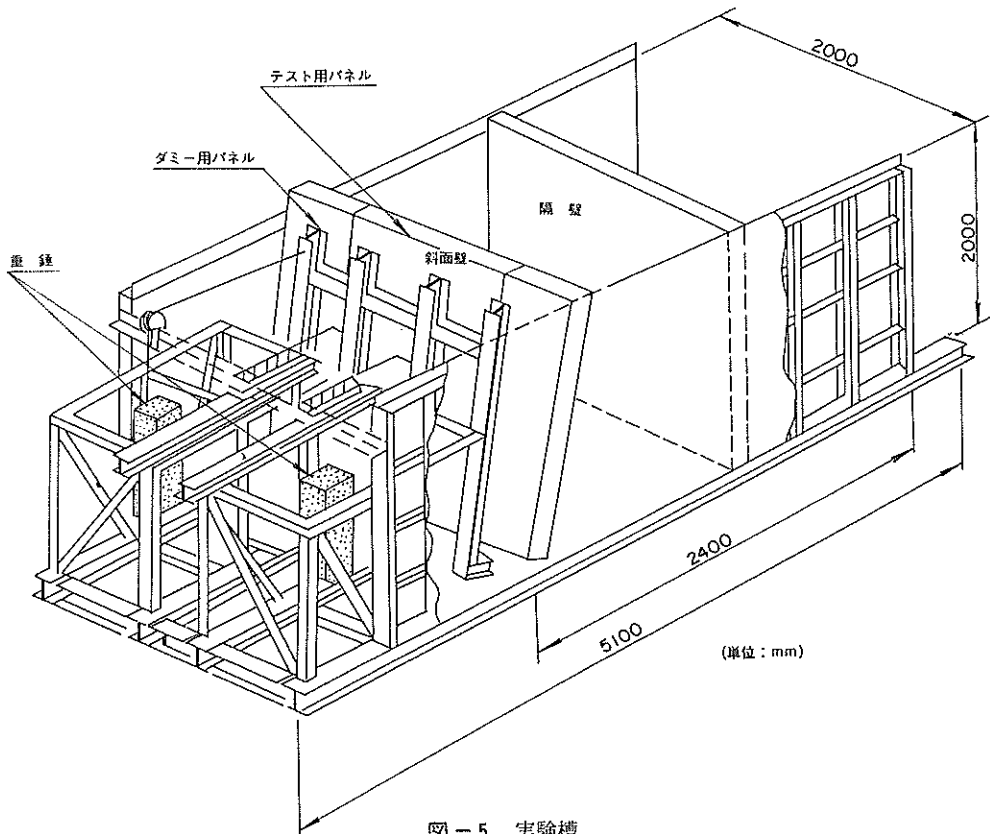
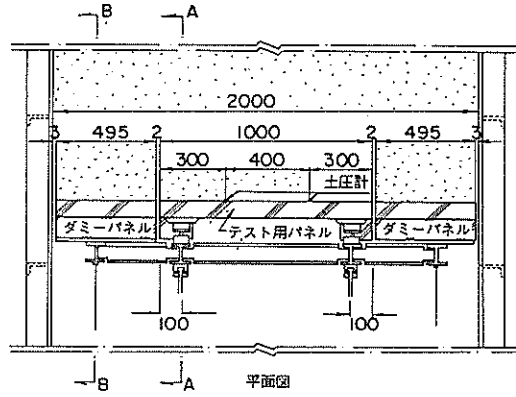
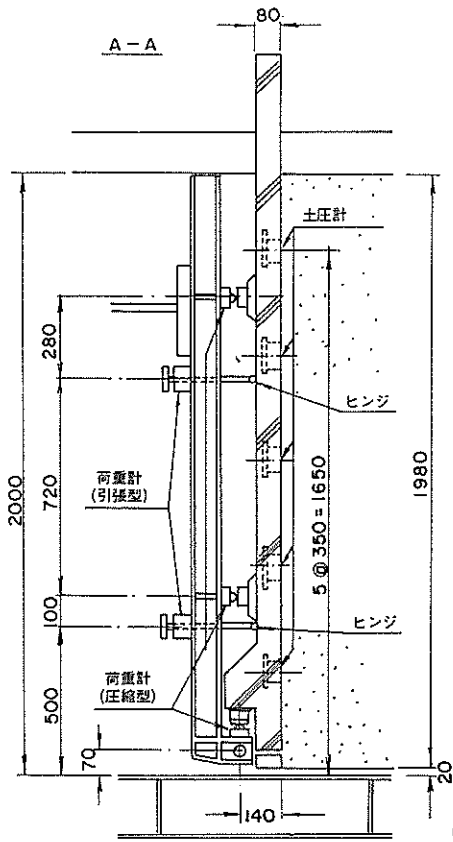


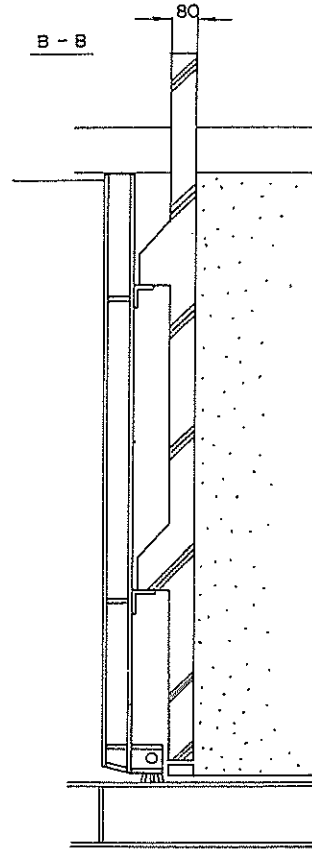
図-5 実験槽



(a) 平面図

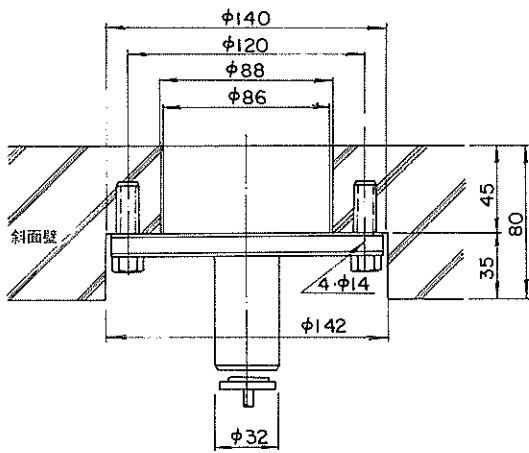


(b) 測定パネル

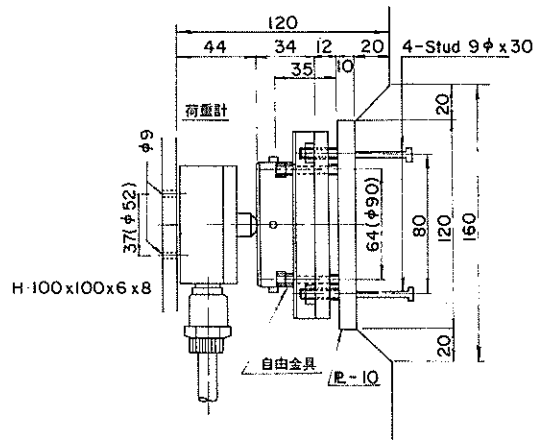


(c) ダミーパネル

図-6 斜面壁



(a) 土圧計



(b) 荷重計

図-7 計測機器の取り付け (単位 mm)

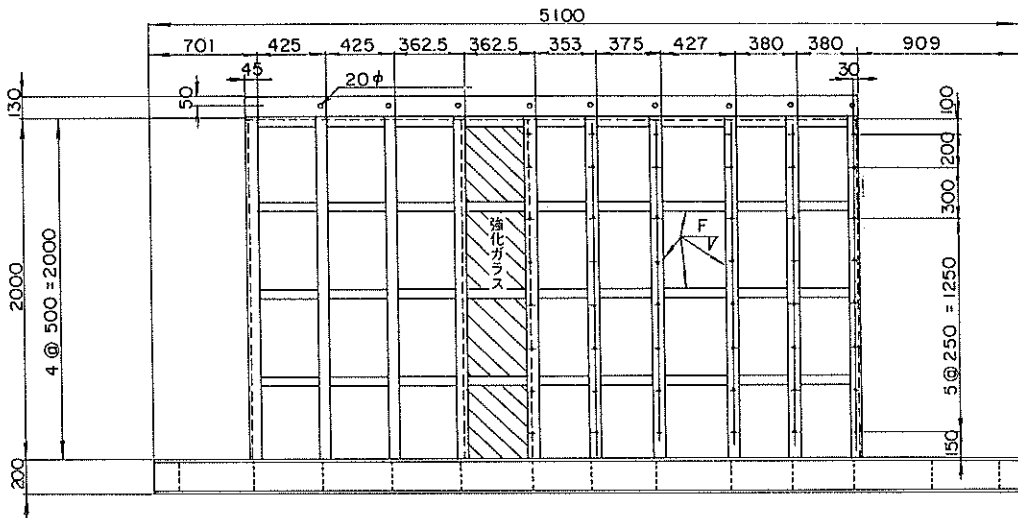


図-8 側壁 (単位 mm)

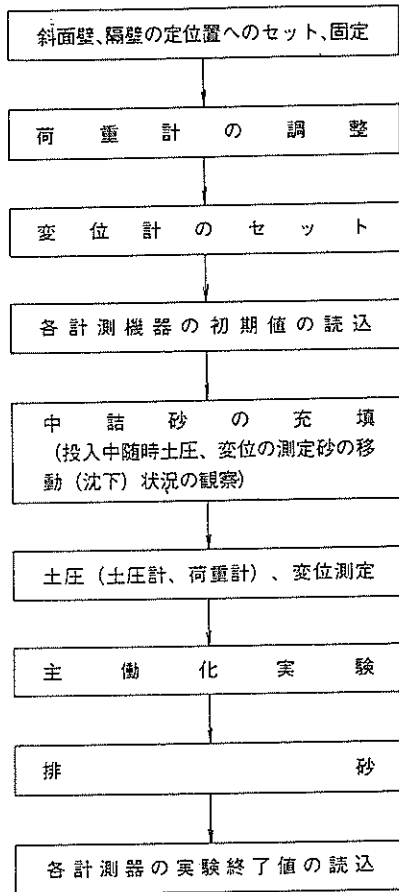


図-9 実験の手順(1ケース)

の距離が常に10cm以下になるように、山谷ができないように均一に投入した。(表-2の r_1 に相当)

b) 1)と同じ投入方法であるが、投入厚10cm毎に図-11に示すような重錘を中詰砂の表面3cm程度の高さから落とし締固めた。同じ場所での重錘の落下回数は1回とし、落下場所の間隔があいたり、重複したりすることがないようにした。(表-2の r_2 に相当)

c) 1)と同じ投入方法であるが、投入後50cm毎に図-11に示すようなバイブレーターで動的締固めを行った。バイブレーターの挿入は20cm四方に1箇所とした。1箇所あたりの挿入深さは50cmとし、1分間振動させた後締固めた砂がゆるまないようにゆっくりと引抜いた。(表-2の r_3 に相当)

なお、投入した砂の重量を知るため、1回毎に投入前のバケットの重量と投入後のバケットの重量を測定した。

(4) 測定項目

壁間隔、斜面壁の傾斜角によって、中詰土圧分布がどのように変化するかを把握できるように、土圧計を壁の深さ方向5個2列に配置した。また、土圧計の読み値から求まる中詰土圧を検定する意味で、壁に作用する全土圧合力を測定するため、荷重計を配置した。そのほか、中詰土圧は、壁の変位の影響を大きく受けることが予想されたため、壁の変位の測定を上下2点で行った。表-3に測定項目と測定に用いた機器を示す。

表-2 実験ケース

Case	隔壁	斜面壁角度	砂の単重	Case	隔壁	斜面壁角度	砂の単重
1	なし	0	r_1 (tf/m ³)	9	L_3	0	r_1
2	"	0	r_3	10	"	20	"
3	"	10	r_1	11	L_4	0	"
4	"	30	"	12	"	30	"
5	L_1	0	"	13	"	30	r_2
6	L_2	0	"	14	CASE 5を再度実施		
7	"	10	"	15	L_1	0	r_3
8	L_2	10	r_2				

注) L_1, L_2, L_3, L_4 は図-10参照

r_1 は砂を自然落下させる

r_2 は砂を自然落下させた後重錘で締固める

r_3 は砂を自然落下させた後振動機で締固める……詳細は3.3.(3)参照

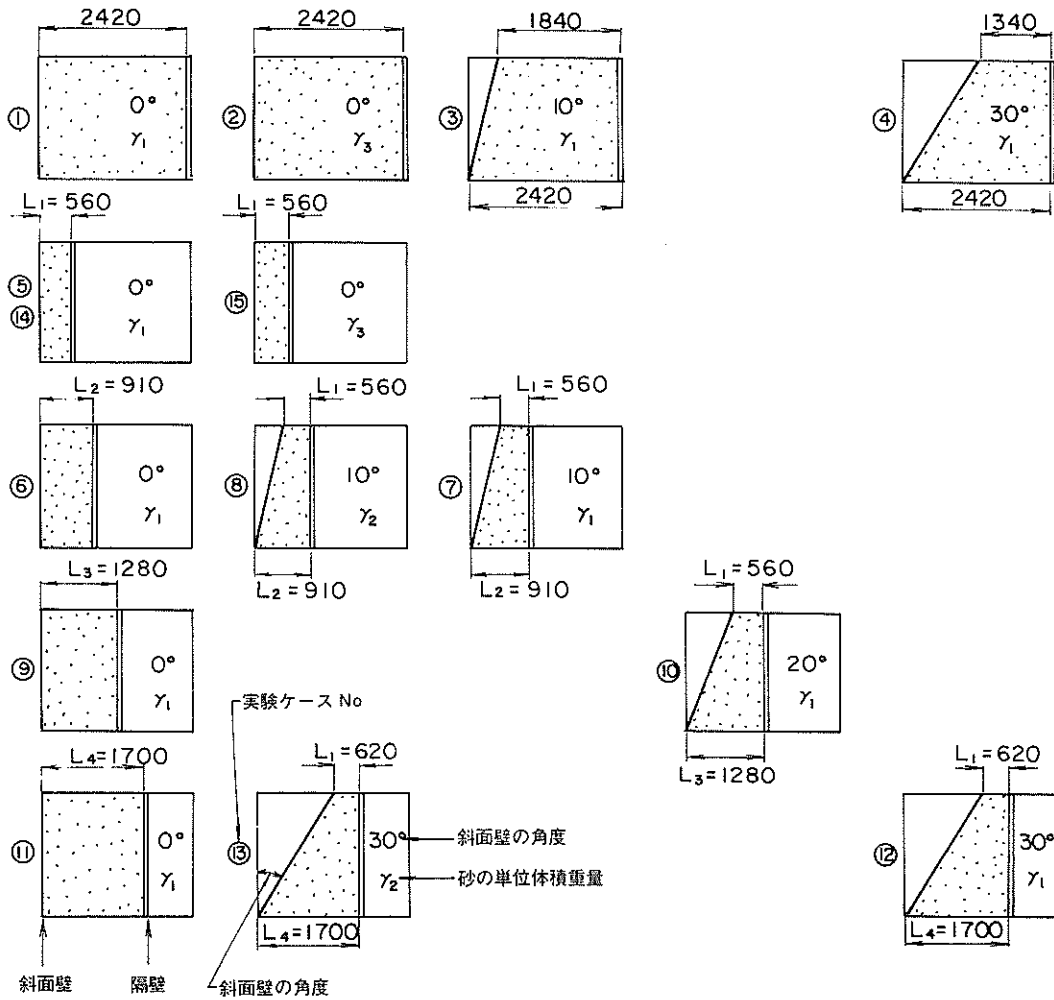
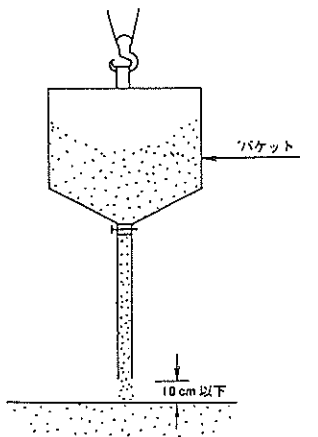
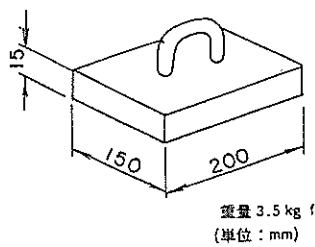


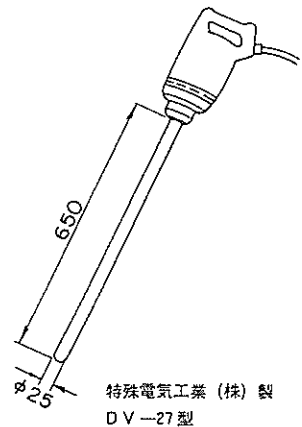
図-10 実験ケース



(a) バケットによる中詰砂の投入



(b) 締固め用重錘



(c) バイブレーター

図-11 中詰砂の充填

表-3 測定項目と測定に用いた機器

測定項目	測定機器	数量	仕様
斜面壁に作用する土圧	土圧計	10	φ73 1kgf/cm ² (共和電業BE-1KRS ₁₂)
斜面壁の反力	荷重計	10	1tf 圧縮型(共和電業LC-1TF型) 2tf 圧縮型(共和電業LC-2TF型)
斜面壁の変位	ダイヤルゲージ	5	1tf 引張型(共和電業BL-1TB型)
中詰砂の重量	荷重計	1	
土槽の寸法	スチールテープ	1	

4. 実験結果及び考察

4.1 実験結果

表-4に実験結果の一覧表を示す。一覧表に示した土圧係数などの定義方法についてはこの後の(1)で詳しく述べておく。ここで壁間隔は、図-10に示す断面において、下辺の長さを示すものである。中詰土圧係数は、現行設計法との対応と壁の設計の簡便さを考慮し、壁に直角な成分に対するものとした。

Case-5については、中詰途中、斜面壁と側壁の間のわずかな隙間から砂がもれるというトラブルが発生したため、実験結果は、参考としてあげ、再度実験ケース14として実施した。

(1) 諸計算値の算定方法

a) 全中詰土圧合力(土圧計より求める) P_E

同じ深さにある2個の土圧計の読み値の平均値をとり、深さ方向に積分して求めた。算定式を以下に示す。

$$P_E = (1/2) \sum_{i=1}^6 d_i (\bar{p}_i + \bar{p}_{i+1}) \times B$$

ここに、 d_i : 土圧計間の距離 (cm)

\bar{p}_i : 2個の土圧計の読み値の平均値(kgf/cm²)

B : テストパネルの幅 (=100cm)

ただし、図-12中 \bar{p}_7 は土圧計で測定することができないため、 \bar{p}_5 と \bar{p}_6 を結ぶ直線をのばし、次式で求めた。なお、 $\bar{p}_1 = 0$ である。

$$\bar{p}_7 = (d_6/d_5) \times (\bar{p}_6 - \bar{p}_5) + \bar{p}_6$$

表-4 実験結果一覧表

CASE	単位体積重量 (tf/m ³)	傾き (度)	下辺長 (cm)	中詰	中詰	壁面摩擦角	壁面摩擦角	土圧合力作用深さ	土圧合力作用深さ	壁の相対変位量 Δ/H
				土圧係数 K_E (土圧計)	土圧係数 K_L (荷重計)	$\tan \delta_E$	$\tan \delta_L$	壁の長さ h_a/H (土圧計)	壁の長さ h_b/H (荷重計)	
1	1.743	0	242	0.3337	0.2394	0.4813	0.6710	0.6536	0.6069	-0.0003
2	1.861	0	242	0.2854	0.3381	0.6385	0.5389	0.5323	0.5539	-0.0001
3	1.722	10	242	0.2264	0.2165	0.4671	0.4884	0.6774	0.6408	0.0002
4	1.711	30	242	0.1865	0.1546	0.4714	0.5686	0.7698	0.6613	0.0003
5	1.669	0	56	0.2016	0.2005	0.5584	0.5616	0.6436	0.6033	0.0001
6	1.659	0	91	0.2227	0.2370	0.6142	0.5773	0.6752	0.6551	0.0014
7	1.677	10	91	0.1871	0.1721	0.6303	0.6852	0.6799	0.5931	-0.0001
8	1.699	10	91	0.2465	0.1842	0.3950	0.5287	0.6288	0.6128	-0.0001
9	1.659	0	128	0.3068	0.2897	0.4873	0.5161	0.6586	0.6131	-0.0000
10	1.697	20	128	0.2001	0.1648	0.3543	0.4302	0.7209	0.6359	0.0001
11	1.669	0	170	0.2966	0.2547	0.5012	0.5837	0.6726	0.6477	-0.0001
12	1.704	30	170	0.1623	0.1060	0.4301	0.6589	0.7524	0.5894	0.0001
13	1.740	30	170	0.1529	0.0939	0.4494	0.7320	0.7536	0.5505	0.0002
14	1.699	0	56	0.1605	0.1978	0.7826	0.6348	0.6415	0.6054	-0.0000
15	1.820	0	56	0.1297	0.1724	0.9015	0.6779	0.5655	0.5346	0.0001

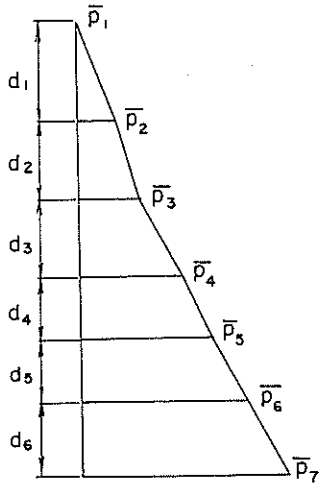


図-12 土圧合力算定に用いる土圧分布

b) 全中詰土圧合力 (荷重計より求まる) P_L
 テストパネルの受圧面に直角な方向についている8つの荷重計の読み値の合計で求めた。

c) 中詰土圧係数 (土圧計より求まる) K_{Ei} , K_E
 中詰土圧係数は、各土圧計の位置における係数と全体の平均的な係数があり、前者を K_{Ei} 、後者を K_E とする。 K_{Ei} は土圧計の読み値とその位置における鉛直土圧との比で、次式で求めた。

$$K_{Ei} = p_i / (\gamma h)$$

ここに、 p_i : 土圧計の読み値 (kgf/cm^2)

γ : 砂の単位体積重量 (kgf/cm^3)

h : 中詰砂表面から土圧計までの深さ (cm)

土圧計は、同じ深さに2個ついているため、これらの2つの K_{Ei} の平均を \bar{K}_{Ei} とする。

また、 K_E は全中詰土圧と鉛直土圧の深さ方向の積分値との比で次式で求めた。

$$K_E = \frac{P_E}{(1/2) \gamma H^2 B}$$

H : 土槽の深さ (cm)

d) 中詰土圧係数 (荷重計より求まる) K_L

$$K_L = \frac{P_L}{(1/2) \gamma H^2 B}$$

e) 壁面摩擦角

土圧計より求まる壁面摩擦角 δ_E は

$$\delta_E = \tan^{-1} (P_V / P_E)$$

ここに、 P_V : テストパネルの下端にある上下方向の2つの荷重計にかかる荷重 (kgf)

荷重計より求まる壁面摩擦角 δ_L は

$$\delta_L = \tan^{-1} (P_V / P_L)$$

f) 相対的土圧作用深さ h_a/H

土槽の深さに対する中詰土圧合力作用深さの比とした。

g) 壁の相対変位量 Δ/H

斜面壁の長さに対する壁の上端部の壁面直角方向の変位量の比とした。

(2) 中詰土圧分布

図-13には各ケース毎の中詰土圧 \bar{p}_i の分布を示している。今回の実験結果は、全体的に現行設計法 (Case-1, 2, 5, 6, 9, 11, 14, 15は現行設計法で求まる) よりも小さめの値を示している。Case-2やCase-15についてはバイブレーターの締固めによる影響があらわれており、地表面付近が大きな土圧を示している。その他の中詰土圧の分布は、いずれの場合でも三角形分布に近い。壁が傾くと中詰土圧は小さくなり、 30° 傾くと約半分になる。

(3) 中詰土圧係数分布

図-14は、各ケース毎の中詰土圧係数 \bar{K}_{Ei} の分布を示したものである。この図より中詰土圧係数の分布は、全体的に地表面付近がやや大きな値を示しており、深くなるとほぼ一定になる。バイブレーターで締固めたケースについては、地表面付近で特に大きな中詰土圧係数の値を示している。

4.2 静止土圧係数との関係

実験で測定した中詰土圧はほとんど変位が生じない剛な壁に作用する土圧であるので、一般的な静止土圧と非常に近い意味を持っている。そこで、ここでは中詰土圧の結果を静止土圧との関係により比較検討することとする。

実験結果は設計に用いられる土圧係数0.6に比べ、いずれの場合もかなり小さめの値を示した。その理由は後でも述べるが、0.6の値自体が壁に対して安全側の設定であることや、今回用いた砂の内部摩擦角が大きく、静止土圧が小さくなると予想されることが原因と思われる。

図-15は、中詰土圧測定後、壁を主働方向に移動させた時の全体の中詰土圧係数 K_E の変化の一例を示したものである。横軸には壁の変位量と壁の高さの比 Δ/H をとっているが、今回の実験のように、表-4に示してある Δ/H ではほとんどのケースにおいて十分に静止土圧に近い値を示していると考えられる。

(1) 式のヤーキーの式によると、砂の静止土圧係数は

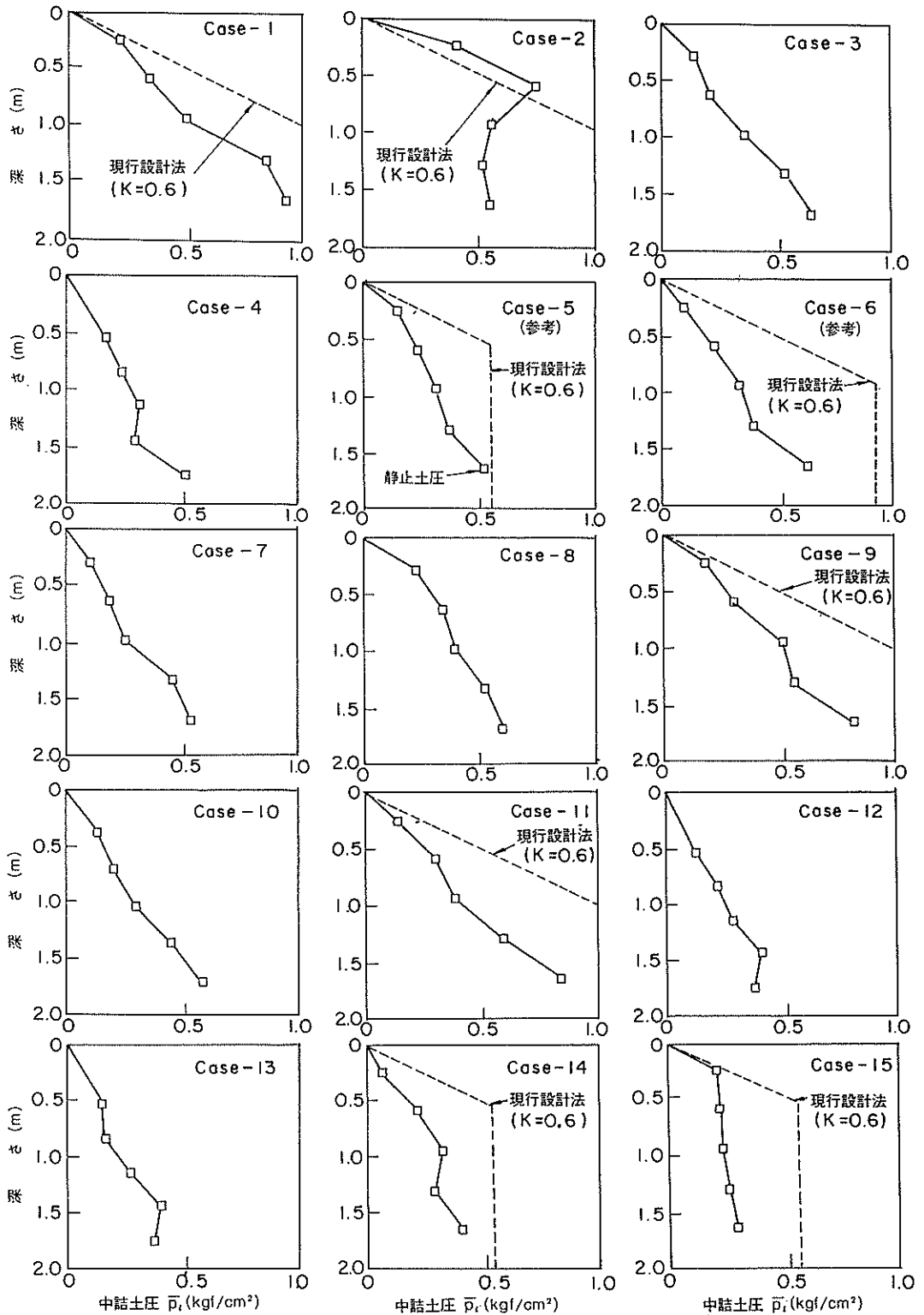


図-13 中詰土圧分布 (全ケース)

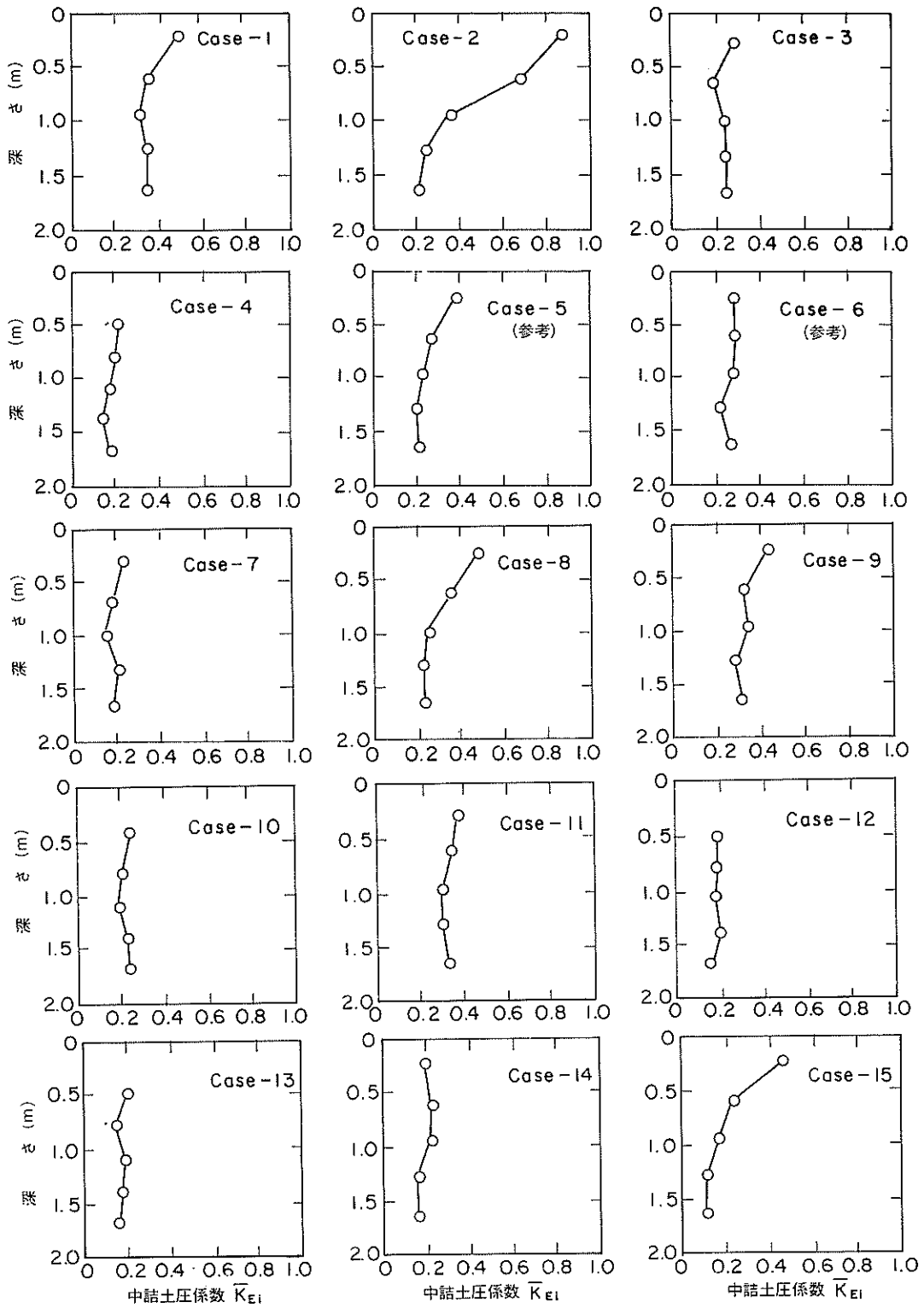


図-14 中詰土圧係数分布 (全ケース)

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

ここに、 K_0 ：砂の静止土圧係数

ϕ' ：砂の内部摩擦角(度)

で表される。これを図示すると、図-16のようになる。⁹⁾

この図には、他の研究者による値も示してある。

今回、実験に用いた砂の内部摩擦角 ϕ' は、Case-1で $\gamma = 1.743 \text{ tf/m}^3$ であり、 $G_s = 2.749$ であるので、3.1よ

り $\phi' = 43^\circ$ 程度と考えることができる。これをヤークーの式に代入して静止土圧係数を求めると、

$$\begin{aligned} K_0 &= 1 - \sin \phi' \\ &= 1 - \sin(43^\circ) \\ &= 0.318 \end{aligned}$$

となる。

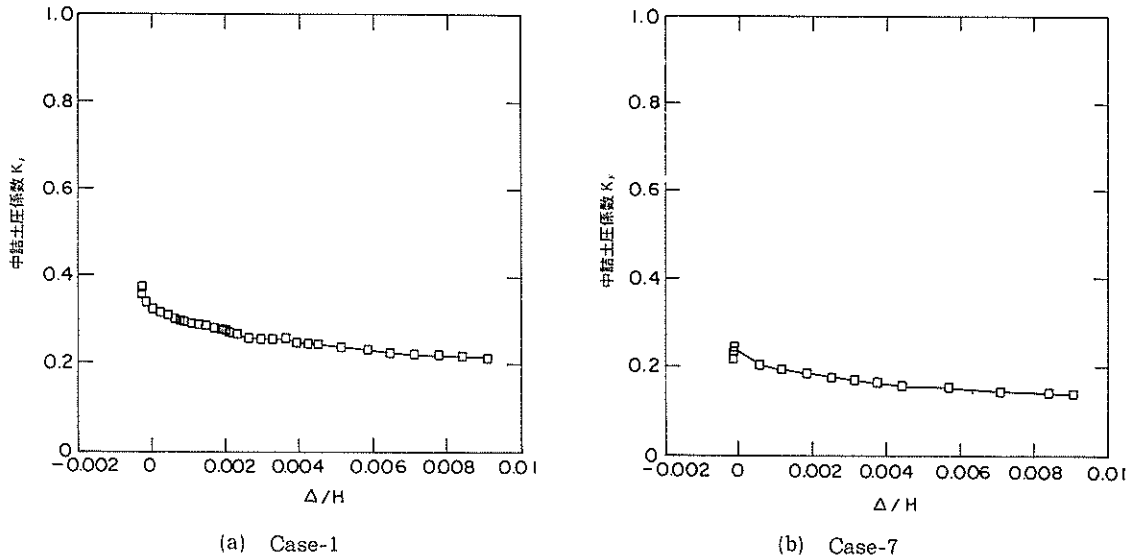


図-15 主働化実験結果の1例

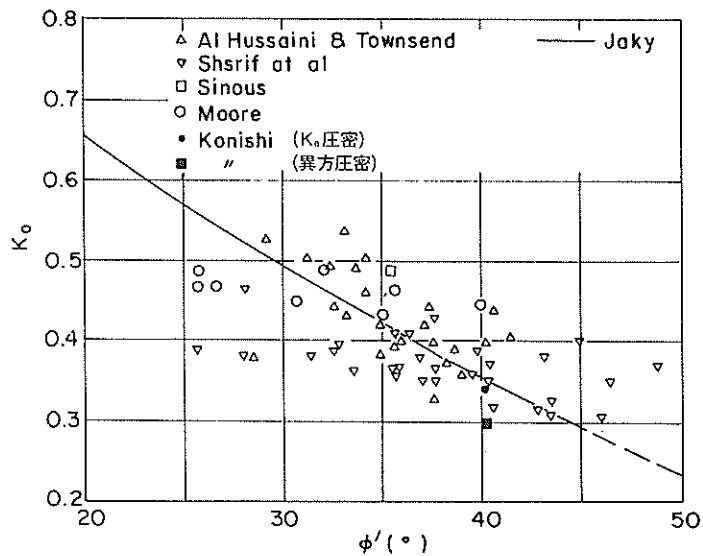


図-16 $\phi - K_0$ の関係⁹⁾

今回の実験ケースのうち、鉛直壁で壁間隔が最も長い Case-1 にヤーキーの式が適用できると考えられるが、実験で求まる平均的な中詰土圧係数 K_E は、0.334 であり、ヤーキーの式より求まる値とほとんど変わらない。すなわち、実験により求まった土圧係数が 0.6 に比べて小さい値を示しているのは、中詰砂の内部摩擦角が通常考えられている砂 ($\phi=30^\circ$ 程度) よりも大きいためであると考えられる。

4.3 中詰土圧特性

Case-2 や Case-15 のように、バイブレーターによって中詰砂を締固めると、中詰土圧は、地表面で大きくなり、下部で小さくなる分布を示すことがわかった。Case-6 については、中詰途中の壁の変位が大きく、実際の中詰状態とかけはなれた状態になったと考えられる。しかし、実験ケースも少ないので全 15 ケースを考察の対象とする。

中詰土圧係数の平均的な値 K_E について、図-17 に示

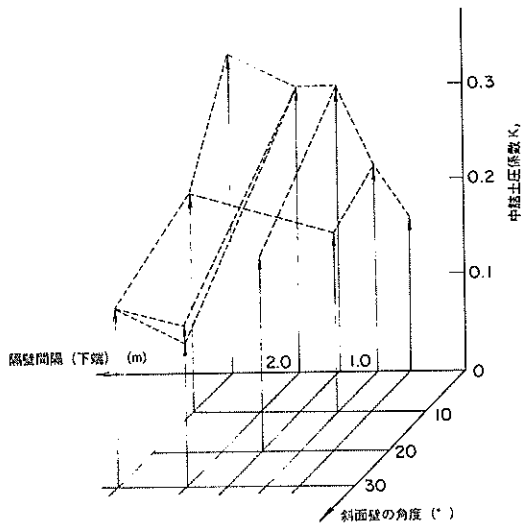


図-17 中詰土圧係数 K_E

す。この図から、壁間隔の影響、斜面壁の傾斜角の影響を知ることができる。すなわち、下端の壁間隔(下辺長)が長くなれば、斜面壁の傾斜角が同一の場合中詰土圧係数は大きくなり、また、斜面壁の傾斜角が大きくなれば中詰土圧係数は小さくなること、実験より確認された。

(1) 斜面壁傾斜角の影響

斜面壁の下端の間隔を一定にして、斜面壁の傾斜角を変えたときの中詰土圧特性を知るため、図-18 にそれぞれの中詰土圧分布 (\bar{p}_i) を示した。ここでは、鉛直な壁に作用する土圧と斜面壁に作用する土圧の比較を行っている。そのときの斜面壁の角度については鉛直壁と比較の図を図中に示しておく。これらの図から壁が傾くと中詰土圧係数は小さくなることが明らかである。

(2) 壁間隔の影響

斜面壁の傾斜角が同じで、隔壁の位置が異なるものどうしで中詰土圧を比較する。

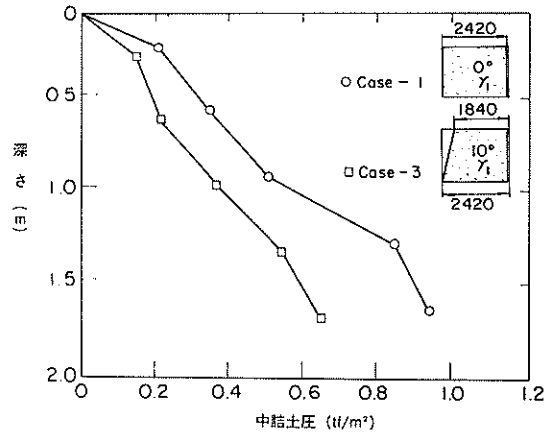
図-19 は、傾斜角が $0^\circ, 10^\circ, 30^\circ$ のケースについての中詰土圧分布 (\bar{p}_i) の比較である。図より壁間隔が広くなれば、中詰土圧は大きくなる傾向がみられる。ただし図-20 にみられるような現行の設計法による土圧分布と違い、土圧は全て深さ方向に直線的に増加する結果となった。

(3) 地盤の締固め方法の影響

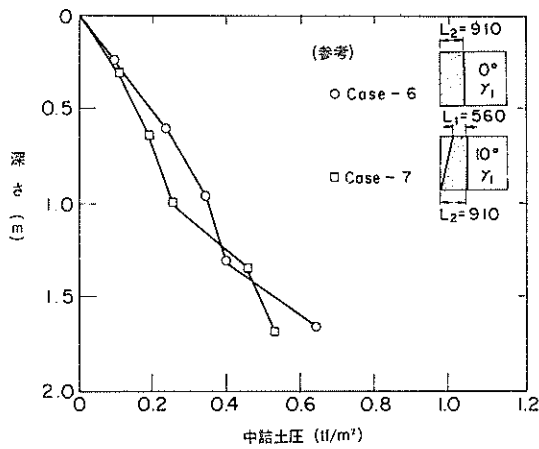
地盤の作成方法の違いによる単位体積重量 r と土圧係数 K_E の変化の比較を表-5 に示す。ここから、Case-7 と 8 (単位体積重量の差があまりない) の関係を除くと、単位体積重量が大きくなれば中詰土圧は小さくなる傾向がある。これは地盤を締固めることにより内部摩擦角が増加し、そのため中詰土圧係数が小さくなることが原因と考えられる。しかし、Case-2 と Case-15 のように地盤を過度に締固めると、締固めの力が地盤の表面付近に残留してしまうため、土圧は三角形分布とならず地表面付近が大きくなる結果となった。

表-5 単位体積重量の影響

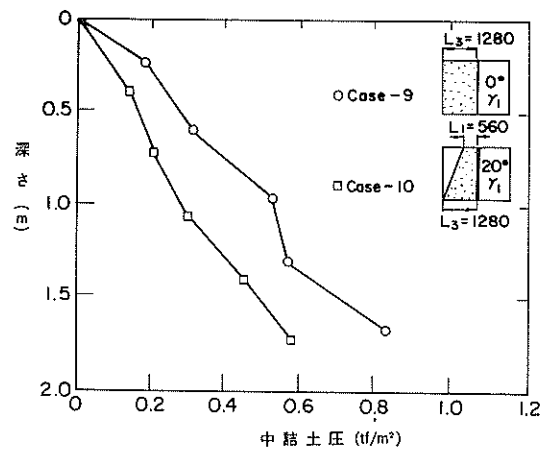
単位体積重量 $r_1(\text{gf/cm}^3)$	単位体積重量 $r_2, r_3(\text{gf/cm}^3)$	単位体積重量の変化率	土圧係数の変化率	備考
1.743	1.861	+ 6.8 %	- 8.6 %	Case2/Case1
1.677	1.699	+ 1.3 %	+ 19.8 %	Case8/Case7
1.704	1.740	+ 2.1 %	- 5.1 %	Case13/Case12
1.699	1.820	+ 7.1 %	- 14.4 %	Case15/Case14



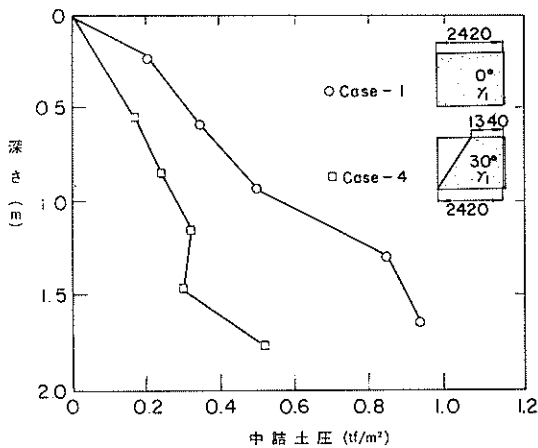
(a) Case-1 (0°) と Case-3 (10°) の比較



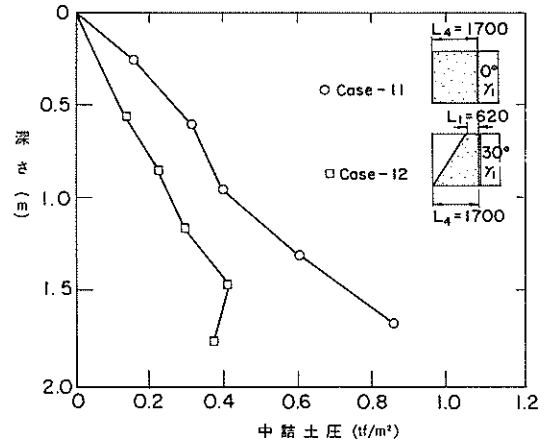
(b) Case-6 (0°) と Case-7 (10°) の比較



(c) Case-9 (0°) と Case-10 (20°) の比較

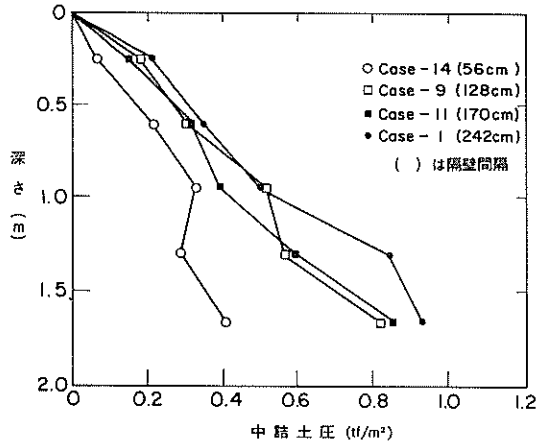


(d) Case-1 (0°) と Case-4 (30°) の比較

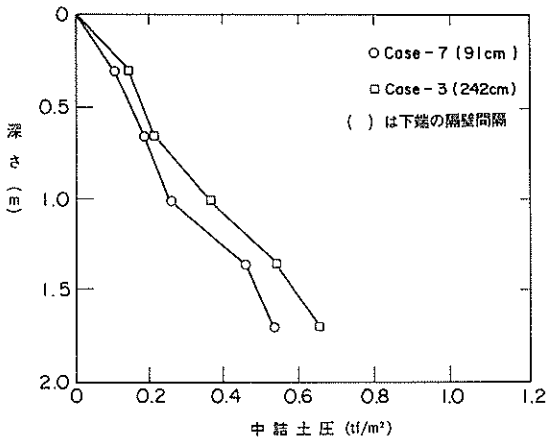


(e) Case-11 (0°) と Case-12 (30°) の比較

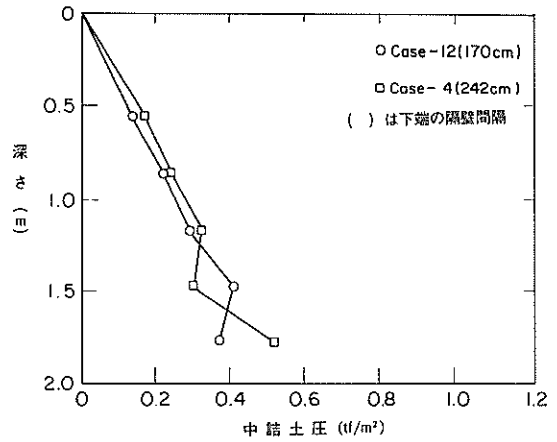
図-18 斜面壁傾斜角の影響



(a) 傾斜角 0°



(b) 傾斜角 10°



(c) 傾斜角 30°

図-19 隔壁間隔の影響

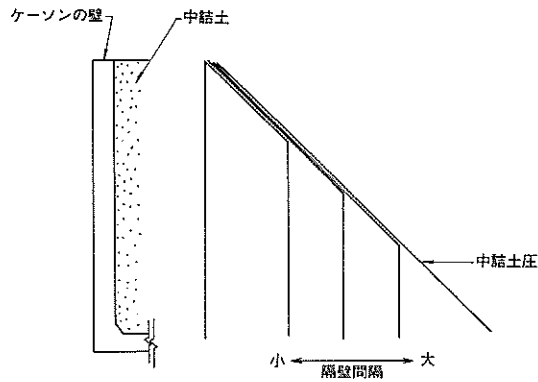


図-20 現行設計法による中詰土圧

5. 数値解析による壁間隔の検討

土槽実験により、中詰土圧特性として、斜面壁の傾斜角の影響は明確になったが、壁間隔の影響は実験値に多少のばらつきがあり、定量的にはやや不明確な点があった。また、実験の構造物に対する設計法を検討するためには、現在想定される規模の構造物に作用する中詰土圧を数値的に示す必要がある。このため、土槽実験の結果をシミュレートする意味で鉛直壁について、FEMにより計算を行った。

ここでは、壁間隔の影響と解析手法の精度の検討のため、土槽実験のCase-1, 14, 6, 9, 11に対する計算を行った。また、サイロの設計に使われるヤンセンの式によっても壁間隔の影響を上記ケースで計算した。

なお、ここで用いたFEMにより、実際の構造物に対する検討を付録Cにおいて行っている。

また、斜面壁に対するFEMによる数値計算は、低拘束圧下の壁付近の土要素とジョイント要素の降伏則のモデル化が非常に困難なことから計算は行わなかった。

5.1 解析手法

解析に用いたFEMプログラムは、日本鋼管で開発した‘有限要素法による地盤の非線形挙動解析プログラム’(NAPG-2D)である。NAPG-2Dは、地盤～構造物系の静的応力変形解析を行うことを目的として開発されたプログラムであり、その特長は以下のとおりである。

- 1) 外力に対して強い非線形性を示す地盤材料を、弾-完全塑性体、Cam-Clayモデル¹⁰⁾、西の式¹¹⁾などによってモデル化し取り扱うことができる。
- 2) 地盤～構造物間のすべりや剝離現象を表現できる非線形ジョイント要素を有している。
- 3) 掘削や盛土などの施工過程を考慮した解析が可能である。
- 4) 計算の安定化をはかるため、Zienkiewicz¹²⁾、小林¹³⁾の提案する粘塑性のアルゴリズムを解法として採用している。

解析は、中詰の経過を極力再現するため、深さ方向に数段階で自重をかける方法とした。

5.2 解析モデル

土槽実験の解析モデルは、図-21に示すものとした。図において、ハッチ部分は斜面壁、隔壁および底版を表しており、各々の厚さは、8cm, 5cm, 22cmとしている。

中詰砂は、Mohr-Coulombの破壊基準に従う弾-完全塑性体として扱い、他は、線形弾性体とした。斜面壁と中詰砂の間、隔壁と中詰砂の間には、はく離とすべり

が可能なジョイント要素を、底版と中詰砂の間には、すべりが可能なジョイント要素を用いた。ジョイント要素の復元力特性を図-22に示す。自重のかけ方は、各ケースとも、7段階とした。

解析に用いる諸定数のとりかたによって、解析値は多少異なってくる。解析値に比較的影響を与える定数としては、砂の弾性係数、砂のポアソン比、ジョイント要素のせん断方向のばね定数の3つである。砂の弾性係数 E については、標準貫入試験との関係について宇都の研究があるが¹⁴⁾、今回の実験では N 値は測定されていない。砂のポアソン比 ν については、砂が弾性体領域にあるときは、土圧係数 K と $K=\nu/(1-\nu)$ の関係にあるため、その影響は他の2つに比べて大きい。実験のCase-1について、 $\nu=0.275$ と $\nu=0.3$ で比較したところ、全中詰土圧合力比は1:1.11であった。ジョイント要素のせん断方向のばね定数 K_s については、 K_s が小さくなれば中詰土圧は大きくなり、 $K_s=0$ (壁面摩擦0)で最大となる。以上の点から解析に用いた諸定数は、一般的な定数として表-6に示す値とした。ここで弾性係数としては、一般的な土の値を用いたが、この値は結果に影響をほとんど与えないことがわかっている。ポアソン比は実験結果の土圧が小さいため若干小さめとした。

5.3 解析結果と考察

土槽実験に対するFEMの結果を図-23に示す。図によると、FEMの結果は下端付近で小さくなり、ジョイント要素による下端のすべりの影響を大きく受けてはいるが、実測値とかなり良い相関を示している。この結果から、FEMを用いれば一般的な定数でも実験値を良くシミュレートすることができることがわかり、FEMを用いた解析手法は妥当であると思われる。

ただし、通常のケーソンは、斜面壁と床版は剛結合していると考えられる。そのため、壁の下端にジョイント要素を入れずに剛な壁要素としてCase-1について解析を行うと、中詰土圧は図-24のようになる。この図から、通常のケーソンのように壁の下端が剛であれば中詰土圧は三角形分布に近くなる。

一方、サイロの設計に用いられるヤンセン式をこころみに中詰土圧の算定に適用してみる。⁴⁾ 図-25は、実験値($\bar{\sigma}$)、FEM解析値、現行設計法による計算値とヤンセン式の計算結果を示したものである。ここで、FEMは、ヤンセン式との比較を行うため、壁と床を剛結合として図-24のような壁の拘束条件のもとで計算した。この図より、サイロの内部圧を求めるためのヤンセン式で求めた中詰土圧は、FEMの結果とほぼ同じ値を示し、実験値ともよく対応している。したがって、ヤンセンの式

で壁間隔の影響を求める方法はかなり有望と思われる。

図-26は、現行設計法より求まる全中詰土圧に対する実験値 P_p 、FEM、ヤンセン式によるそれぞれの全中詰土圧の比を壁間隔をファクターとして示したものである。この図より、FEM、ヤンセン式では、壁間隔 / 深さ (b/H) が大きくなると縦軸の値は小さくなり、 b/H

$= 1$ 付近で最小、その後微増する。実験値でもこの傾向がやみられるが、 b/H が小さくなくても縦軸の値はほとんど変わらない。このことから、壁間隔が広くなれば、現行設計法は FEM 解析やヤンセン式で中詰土圧を求めた場合に比べ安全側になる傾向があるといえる。

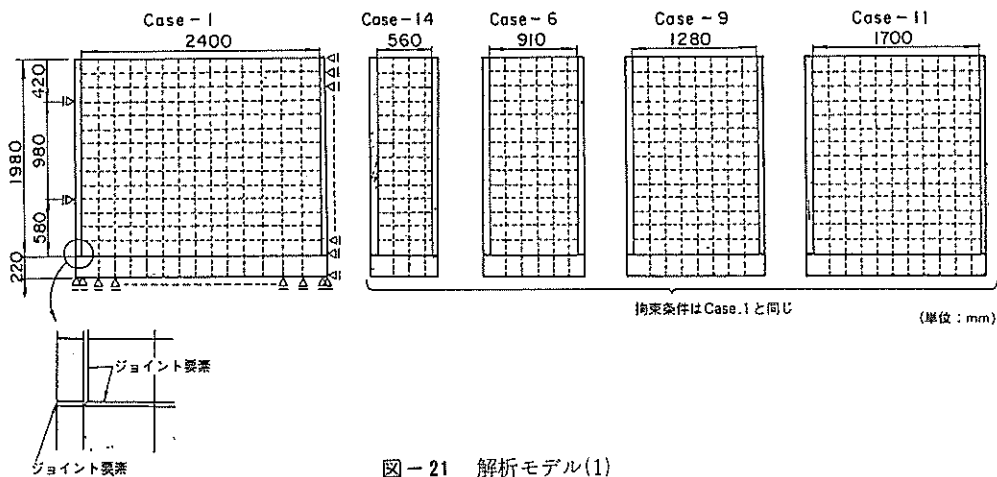


図-21 解析モデル(1)

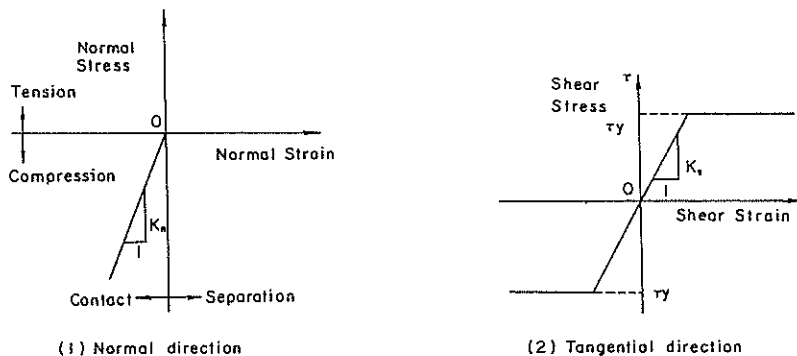
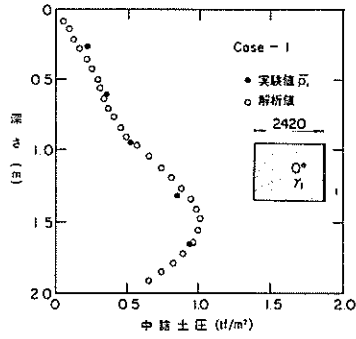


図-22 ジョイント要素の復元力特性

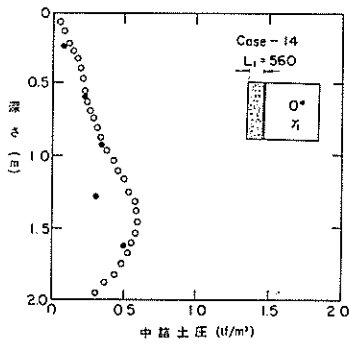
表-6 解析に用いている諸定数 (その1)

		ヤング率	ポアソン比	単位体積重量	内部摩擦角	粘着力	壁面摩擦角
2次元要素	砂	2 800 tf/m ²	0.275	各 Case の実験値	40°	0	27° (=2/3×40)
	壁	2 700 000	0.167	2.30 tf/m ³	-	-	-
	底版	21 000 000	0.30	7.85	-	-	-
ジョイント要素		垂直方向のばね係数 25 000 tf/m ³		せん断方向のばね係数 100 tf/m ³			

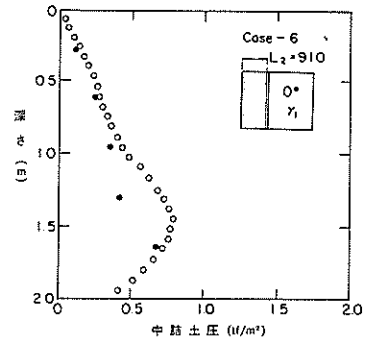
ジョイント要素は砂と壁の間 (剥離とすべりが可) と、砂と底版の間 (すべりのみ可) に入れている。



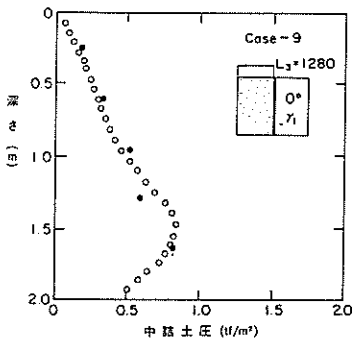
(a) Case-1 ($L = 240\text{cm}$)



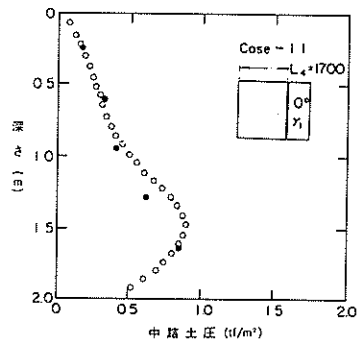
(b) Case-14 ($L_1 = 56\text{cm}$)



(c) Case-6 ($L_2 = 91\text{cm}$)



(d) Case-9 ($L_3 = 128\text{cm}$)



(e) Case-11 ($L_4 = 170\text{cm}$)

図-23 解析結果(1)

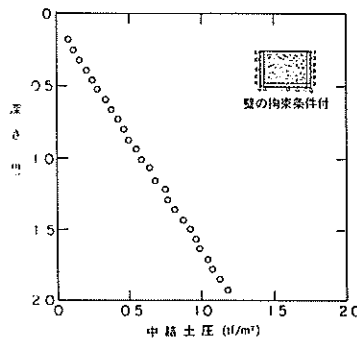
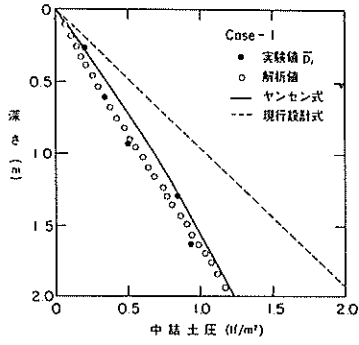
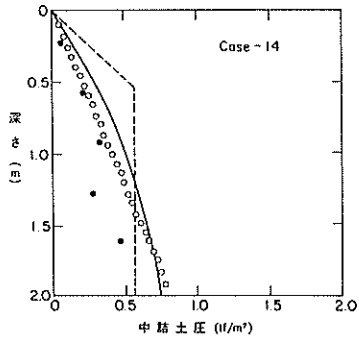


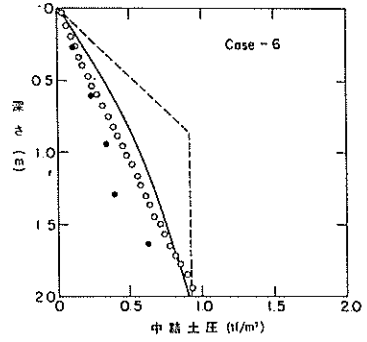
図-24 ケース1の解析結果(壁と床版剛結)



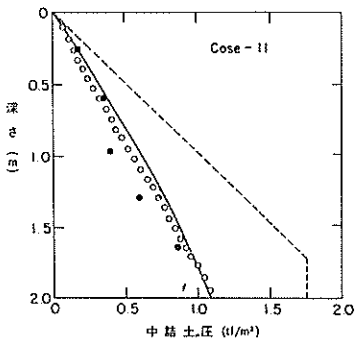
(a) Case-1 ($L = 240\text{cm}$)



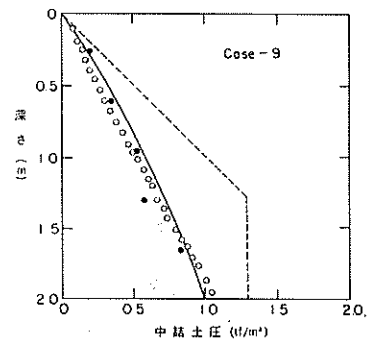
(b) Case-14 ($L_1 = 56\text{cm}$)



(c) Case-6 ($L_2 = 91\text{cm}$)



(d) Case-9 ($L_3 = 128\text{cm}$)



(e) Case-11 ($L_4 = 170\text{cm}$)

図-25 中詰土圧分布の比較

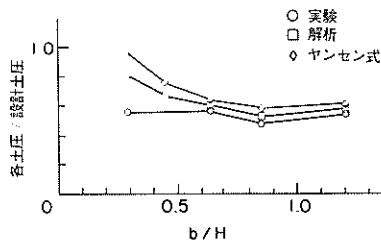


図-26 現行設計法との比較

6. 土圧特性の総合評価

鉛直壁の場合について実験結果をFEMとヤンセン式で検討した結果、実験値と計算結果は非常に良く対応した。このため、この章ではこれらの実験結果をもとに中詰土圧の算定方法について検討する。

鉛直壁については、実験値は全て（特殊なケースを除く）現行設計法を下回っている。それは壁の間隔の影響がほとんど入ってこないCase-1でもいえる。この理由としては、4.2でも述べたように、今回実験に用いた砂の内部摩擦角が大きいため、静止土圧係数が小さくなり、壁に作用する土圧が小さくなったことが原因と推定できる。したがって、鉛直壁に作用する土圧を正確に求めようとする場合には、FEMによる数値解析により壁に作用する土圧を評価する必要があるが生じてくる。

斜面壁については、壁の下端を中心に壁が傾けば中詰

土圧は下がり、鉛直壁の現行設計法を適用しておけば安全側の設計となるが、経済的には好ましくない。以上のことから斜面壁にも経済的に対応できる中詰土圧の算定法を検討することにする。

図-27は、斜面壁の傾斜角による中詰土圧係数 K_{Ei} の低減を表す図であり、隔壁の影響が表れないと考えられる各土圧計（土圧計の取り付け深さがその位置における隔壁までの水平距離よりも浅い位置にある）について、 K_{Ei} を全ケースに示したものである。

この図より、壁が傾いたときの中詰土圧係数の平均的な低減は、鉛直壁を1とすると次のようになる。

- 10° …… 67%
- 20° …… 56%
- 30° …… 46%

図には、各中詰土圧係数値の平均値 $\pm\sigma$ （標準偏差）の線（全体の84%点）も入れてある。ここでは実験値の

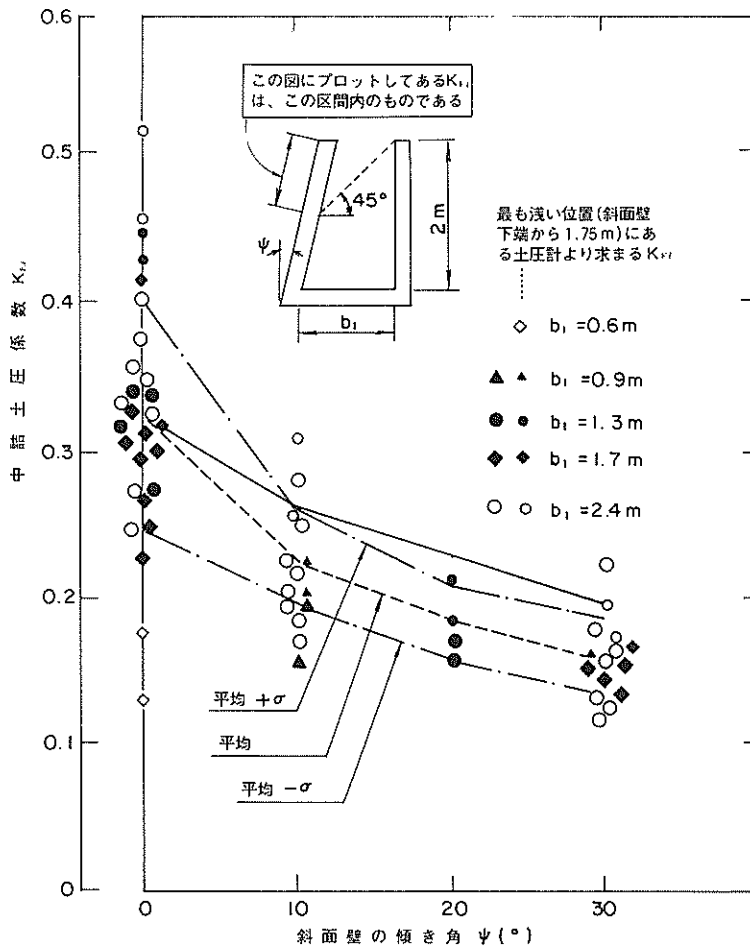


図-27 斜面壁の傾きの影響

ばらつき、設計計算の簡易さを考え、安全側の値として、図で示した+σよりも大きくなる低減値として、中詰土圧係数の低減を以下のようにしてみる。

- 10° …… 80%
- 20° …… 70%
- 30° …… 60%

この検討結果を0°の平均を基準として示したのが図中の実線であるが、0°の時に對し、壁が傾いた時はより安全側になっている。

図-28は、壁体の設計には静止土圧の最大値を考慮に入れる必要があるとして、福岡¹⁵⁾らが長年に渡り実測を重ねてきた5m擁壁背面に作用する土圧合力の壁面垂直成分だけについて示したものである。中詰土圧とは多少異なるが、壁の傾斜による土圧係数の減少は参考になると思われ、ここで想定した低減値を用いて壁に作用する土圧を計算すれば、実測データよりも大きめの土圧を与えることとなり、土圧に対して安全側の設計となるのでこの低減値で妥当と考えることができる。

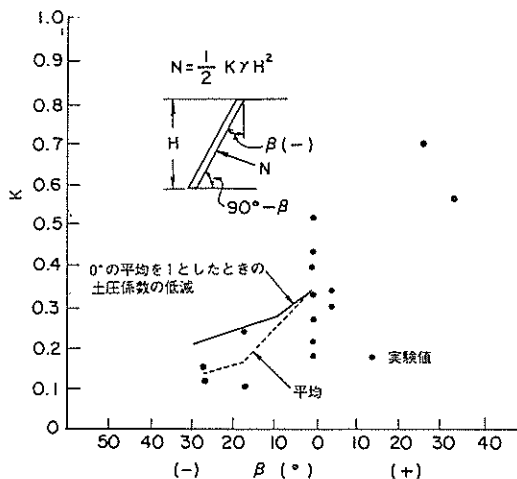


図-28 壁に直角な土圧分布¹⁵⁾

以上の低減値と現行の設計法の考え方を利用して、壁間隔が狭い斜面壁に作用する中詰土圧の計算法を暫定的な案として付録Dに示す。

7. 結論

斜面壁に作用する中詰土圧について実験的検討を加えた結果、以下のことが明らかとなった。

①鉛直壁に作用する中詰土圧について、壁間隔を0.5m, 1.28m, 1.70m, 2.42mと変化させた結果、多少のばらつきはあるが、壁間隔が広くなれば中詰土圧は増

加する傾向にあることがわかった。

②鉛直壁の場合の壁間隔の影響については、FEMによる数値解析を行なった。その解析結果は実験値と良い対応を示し、①の実験による結論を解析によりトレースすることができた。このことから、壁間隔が中詰土圧に及ぼす影響について、本解析手法により検討可能であることが明らかとなった。また、サイロの設計に用いられるヤンセンの水平方向圧力も実験結果と良い対応を示し、壁間隔の影響を検討するための方法として有望であるとの見通しを得た。

③斜面壁の傾きが大きくなる程、中詰土圧は減少した。すなわち、斜面壁に垂直な土圧は、鉛直壁に作用する土圧を1とした時、平均的な値として10°の傾きで0.67, 20°で0.56, 30°で0.46のように低減する、という結果が得られた。

④③の結果から、低減値を鉛直壁に対する中詰土圧係数 K に乗ずることにより、斜面壁に対する中詰土圧係数を求めることができる。この方法により、現行の中詰土圧係数を用いるよりもかなり経済的な設計が可能となる。

8. あとがき

ここで検討した結果は室内のもので、実験に用いた砂が一種類であること、実験値が相似則から3~4m規模の構造物の土圧に相当するものであるため、今後、実際の構造物において中詰土圧を測定し、ここでの検討結果の是非を確認することが必要になってくるであろう。また、ここで用いたFEM数値解析は鉛直壁の壁間隔の問題にしか適用できない限界があった。そのため、今後は同手法を斜面壁に適用可能なように改良していく必要がある。

なお、この研究の実験の遂行にあたっては、基礎工研究の針金技官を中心とする方々に熱意をもって実施していただいた。ここに関連した各位に深甚なる感謝の意を表する。

(1987年9月30日受付)

参考文献

1) 谷本勝利：防波堤の新しい構造を求めて、プレストレストコンクリート Vol.27, No.4, 1985.7
 2) 山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂，1984年，p.240
 3) 北島昭一：セル岸壁の安定性に関する研究，運輸技術研究所報告第12巻3号，1962年，pp.234~335
 4) 末原忠司：土木学会編 新体系土木工学 95 貯蔵タンク・サイロ 技報堂出版
 5) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，運輸省港湾局監修 1979年3月
 6) 谷本勝利，小舟浩治，大里睦男：ケーソン壁に作用する波力と応力計算，港湾技研資料，1975年，No.224
 7) 竹田英章，柳生忠彦，蓮見隆：大きな波力を受ける鉄筋コンクリート隔壁構造物外壁の設計法に関する研究，土木学会第31回年次学術講演会，1976年
 8) 前出5) pp.2-105~2-123
 9) 小西純一，平井修正：三軸圧縮試験機による砂の K_0 値，第15回土質工学研究発表会講演集 1980年，pp.401-404
 10) Atkinson, J.H. and Bransby, P.L. : The Mechanics of Soils -An Introduction to Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill Book Co., London, 1978
 11) 西好一，江刺靖行，吉田保夫：超軟弱地盤における護岸基礎地盤の安定性の検討，電力中央研究所報告，No.378021，昭和54年2月
 12) Zienkiewicz, O.C. and Cormeau, I.C. : Viscoplasticity and creep in elastic-solids --a unified numerical solution approach, *Int. J. Num. Meth. Eng.* Vol. 8, 1984
 13) 小林正樹：有限要素法による地盤の安定解析，港湾技術研究所報告，第23巻，第1号，1983年3月
 14) 宇都一馬：基礎地盤調査，構造物の基礎，土木学会関東支部，1967年，p.46
 15) 福岡正巳，中川英憲：プレキャスト・プレストレスト・コンクリート曲面擁壁構造，土と基礎，Vol.33, No.4, 1985年4月，pp.11-14

記号表（主要なもの）

- B : テストパネルの幅
 b : 壁間隔（上端長）
 b_1 : 壁間隔（下端長）
 H, h, h_i : 深さ
 h_0/H : 相対的土圧作用深さ
 K : 鉛直壁に対する設計中詰土圧係数
 K_i : 斜面壁に対する設計中詰土圧係数
 K_{Ei} : 各土圧計より求まる中詰土圧係数
 $\overline{K_{Ei}}$: 同じ深さにある土圧計の K_{Ei} の平均
 K_E : 土圧計より求まる全体の中詰土圧係数

- K_L : 荷重計より求まる全体の中詰土圧係数
 L_1, L_2, L_3, L_4 : 壁間隔
 p_i : 各土圧計より求まる中詰土圧
 \bar{p}_i : 同じ深さにある土圧計の p_i の平均
 P_E : 土圧計より求まる全中詰土圧合力
 P_L : 荷重計より求まる全中詰土圧合力
 $\gamma, \gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$: 砂の単位体積重量
 d/H : 壁の相対変位量
 δ : 壁面摩擦角
 δ_E : 土圧計より求まる壁面摩擦角
 δ_L : 荷重計より求まる壁面摩擦角
 ϕ : 砂の内部摩擦角
 φ : 斜面壁の傾斜角

付録A（相似則）

斜面壁に作用する土圧(p)は，土の単位単積重量(γ)，斜面壁の高さ(H)，砂の内部摩擦角(ϕ)，斜面壁の傾斜角(φ)，壁面摩擦角(δ)の関数であると考えられる。

したがって，無次元量 $p/(\gamma H)$ ， ϕ ， φ ， δ はある関数を構成する。これは，

$$p/(\gamma H) = f(\phi, \varphi, \delta) \quad (1)$$

を意味する。 $f(\phi, \varphi, \delta) = K$ とおけば，

$$p = K \gamma H \quad (2)$$

が斜面壁に作用する土圧をあらわす式となる。 K は土圧係数である。(2)式を模型と実物に適用すると，

$$\frac{p_p}{p_m} = \frac{K_p \gamma_p H_p}{K_m \gamma_m H_m} \quad (\text{添字 } p: \text{実物}, m: \text{模型})$$

が得られる。

ここで，砂は実物では水中にあるが，模型では気乾状態の砂を用いることとし， $\gamma_p = 1.0 \text{ tf/m}^3$ ， $\gamma_m = 1.7 \text{ tf/m}^3$ とする。また，砂が水中でも乾燥していても， $\phi_p = \phi_m$ ， $\delta_p = \delta_m$ であると考え， $K_p = K_m$ となり

$$\frac{p_p}{p_m} = \frac{1.0 \times H_p}{1.7 \times H_m} = \frac{H_p}{1.7 H_m}$$

従って， $p_p = p_m$ とすると， $H_p/H_m = 1.7$ となり，今回用いた模型の2mは，実物では約3.4mに相当する。

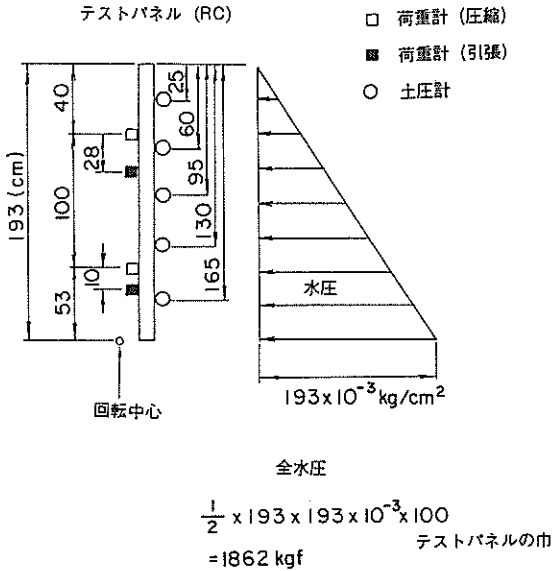
付録B（土圧計と荷重計の検定）

土圧計，荷重計の検定を行うために，土槽の中に砂のかわりに水道水を入れ，水圧の測定を行った。

1) 各計器の読みの理論値

a) 土圧計 (付図-1)

上から順に	(対応する計器番号)
0.025 kgf/cm ²	10, 15
0.060 "	11, 16
0.095 "	12, 17
0.130 "	13, 18
0.165 "	14, 19



付図-1 土圧計に作用する水圧

b) 荷重計

圧縮型の荷重計を支点として付図-2のような状態とすると圧縮型の荷重計では、片側当たり

上 106 kgf
下 825 kgf

2) 測定値と理論値の比較

満水後10分経過してから(水流がなくほぼ完全な静水状態)の測定値と比較する。(付表-1)

付表-1より以下のことが明らかとなる。

a) 土圧計の精度はすべてにおいて十分と思われる。(静水圧分布を示している)

b) 土圧計の読み値より水圧の合力を求めると1818 kgfであり、理論値1862 kgfと比較すると0.976:1である。

c) 荷重計については、ややばらついた値を示しているが、これらから水圧の合力を求めると1769 kgfで、対理論値比0.950:1であり、全体的にみると精度は十

分と思われる。

付図-3は各計器の注水時、満水時、排水時のそれぞれのステップにおける読み値を示したものである。土圧計は注水前と排水後でもその値は変わらず、途中経過も良好であるのに対し、荷重計は、注水前と排水後では全体的に正、負で打消し合っていて、バランスはとれているものの、値が変わっている。

このように、荷重計がややばらついた値を示しているのは、各荷重計に摩擦力を減じる装置をとりつけたが、これらが均等にはたらかず、摩擦力の低減がやや不十分な荷重計があったためであると考えられる。

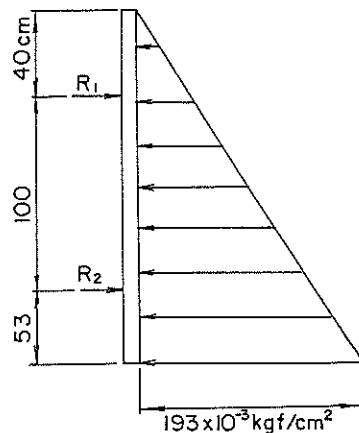
以上のことにより、実験による中詰土圧特性の検討には、土圧計を正とし、荷重計は土圧計の照査に用いるものとする。

付録C (実際の構造物を想定した FEM 計算)

実際の構造物に対する検討を行うため、10m x 5m, 10m x 6m, 10m x 7m の構造物を想定した計算をFEMにより行った。

解析モデルは、付図-4に示すものとした。寸法は、各々(深さ x 幅) 10m x 5m, 10m x 6m, 10m x 7m とした。自重のかけ方は、全て5段階とした。解析に用いた諸定数を、付表-2と付図-5に示す。

実際の構造物に対するFEMによる中詰土圧の計算結果を付図-6に示すが、結果は現行設計法で示される土圧よりも小さくなる。このため、実際考えられる規模の構造物に対しても現行設計法を適用できると考えられ、壁間隔が広がっても、中詰土圧の評価は危険側になることはない。



付図-2 荷重計に作用する水圧

付録D (斜面壁の傾きと壁間隔の影響を考慮した中詰土圧計算法の1例)

斜面壁の傾きの影響については、本文中に示した中詰土圧低減の方法を用いることができる。壁間隔の影響については、本文に述べたようにFEMを用いて実際に近い土圧が計算されるが、常にFEMに頼らなければならないのは現実的でない。そこでFEMに依らない場合の壁間隔の影響については、安全側でもあるので現行の考え方(図-20参照)を踏襲することとする。具体的には、次のような計算手法が考えられる。(付図-7)

(a) 土圧係数 K は鉛直壁の場合は0.6とする。

斜面壁の場合は、傾きに応じて付表-3のように低減する。

(b) 土圧は鉛直壁の場合は壁の内のり b に等しい深さまでは増加するがそれ以降は増加しない。

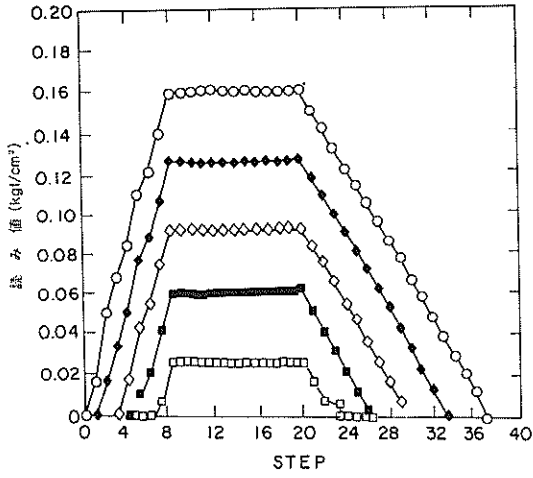
斜面壁の場合にはある深さ h_1 において斜面壁とその向かい側の壁との水平距離 b_1 が h_1 に等しくなるまでは付表-3の低減値をもって鉛直壁の場合と同様に増加し、それ以降は最下部の壁の内のり b_1 と等しい壁の内のりをもつ鉛直壁の最下部の土圧 p_0 に直線ですりつく。ただし、 $b_1 > h$ のときの壁の最下部に作用する土圧は、現行設計法で求める b_1 の壁間隔を持つ鉛直壁の下端に作用する土圧 $K\gamma b_1$ を越えることはない。

この提案した計算法の結果を実験値と比較したのが付図-8である。この図より計算結果は実験値を全てカバーしていることがわかる。特に壁間隔がせまく斜面壁となっているケースについては経済的になっている。

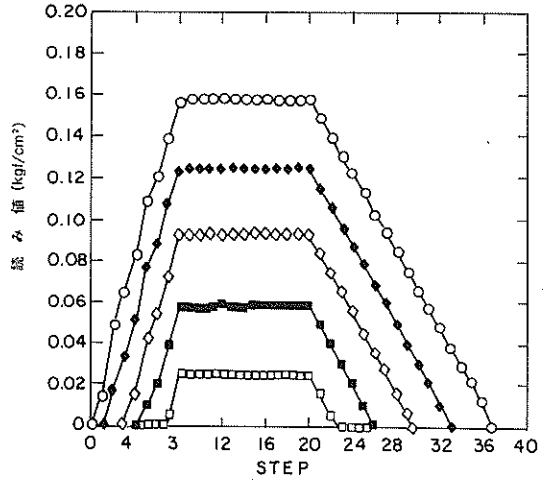
付表-1 水圧による検定結果一覧表

測定日時-'86.12.05. 14:03:09

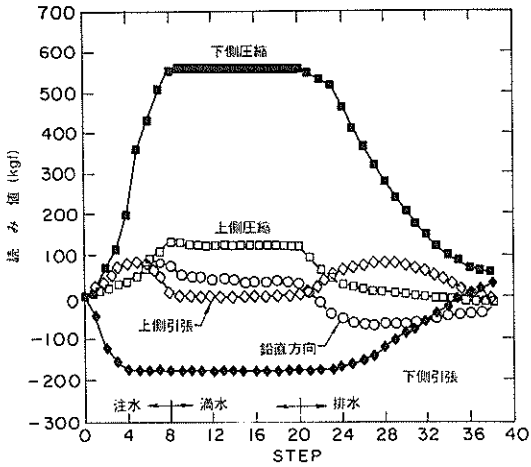
		計器番号	測定値	理論値	測定値 / 理論値
水が作用する面からみて左側の荷重計	上側圧縮	(M) 000	+ 0.1223 tf → 0.1235	0.106	1.165
	下側圧縮	(M) 001	+ 0.5624 tf → 0.7381	0.825	0.894
	上側引張	(M) 002	- 0.0012 tf		
	下側引張	(M) 003	- 0.1757 tf		
	鉛直方向	(M) 004	+ 0.0379 tf	0	—
水が作用する面からみて右側の荷重計	上側圧縮	(M) 005	+ 0.1729 tf → 0.1789	0.106	1.687
	下側圧縮	(M) 006	+ 0.5358 tf → 0.7288	0.825	0.883
	上側引張	(M) 007	- 0.0060 tf		
	下側引張	(M) 008	- 0.1930 tf		
	鉛直方向	(M) 009	- 0.0752 tf	0	—
水が作用する面からみて左側の土圧計		(M) 010	+ 0.0261 kgf	0.025	1.044
		(M) 011	+ 0.0603 kgf	0.060	1.005
		(M) 012	+ 0.0935 kgf	0.095	0.984
		(M) 013	+ 0.1268 kgf	0.130	0.975
		(M) 014	+ 0.1606 kgf	0.165	0.973
水が作用する面からみて右側の土圧計		(M) 015	+ 0.0248 kgf	0.025	0.992
		(M) 016	+ 0.0588 kgf	0.060	0.980
		(M) 017	+ 0.0932 kgf	0.095	0.981
		(M) 018	+ 0.1253 kgf	0.130	0.964
		(M) 019	+ 0.1590 kgf	0.165	0.964



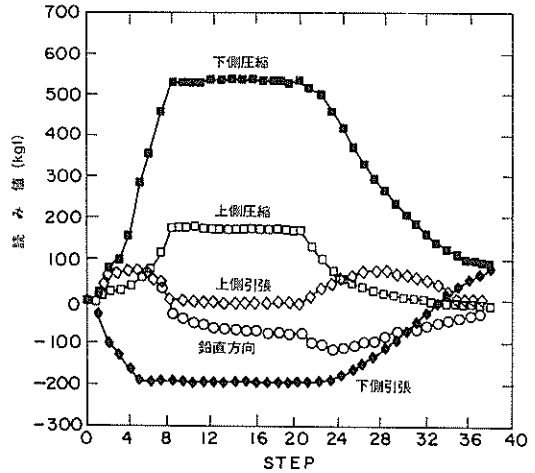
(a) 水圧が作用する側からみて左側の土圧計



(b) 水圧が作用する側からみて右側の土圧計

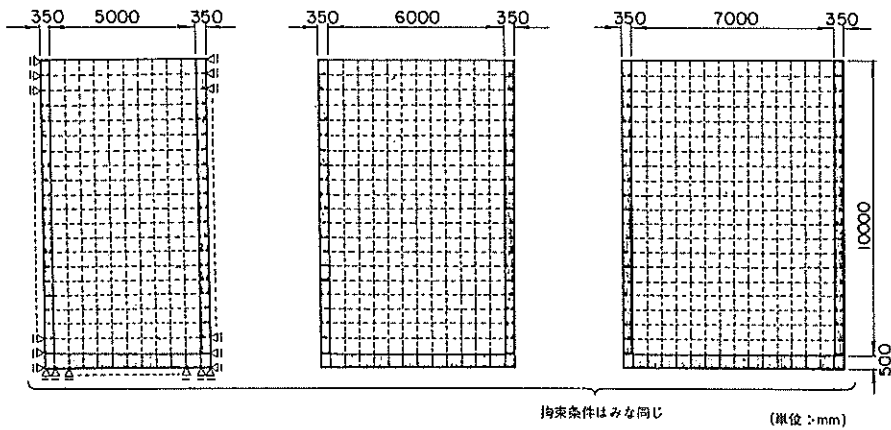


(c) 水圧が作用する側からみて左側の荷重計



(d) 水圧が作用する側からみて右側の荷重計

付図-3 水圧による土圧計, 荷重計の検定

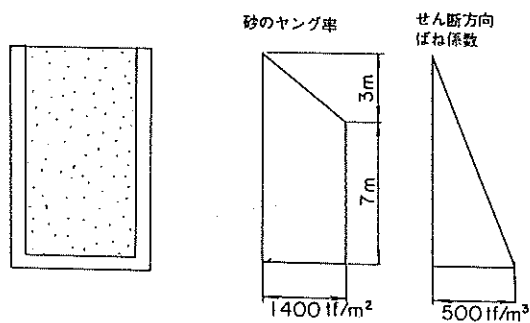


付図-4 解析モデル(2)

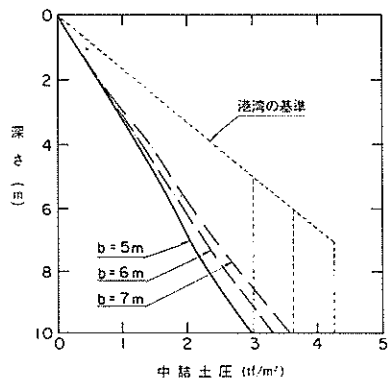
付表-2 解析に用いている諸定数(その2)

		ヤング率	ポアソン比	単位体積重量	内部摩擦角	粘着力	壁面摩擦角
2次元要素	砂	下図 tf/m^2	0.3	1.0 tf/m^3	35°	0	$24^\circ (=2/3 \times 35)$
	壁	2 700 000	0.167	2.30	—	—	—
	底板	2 700 000	0.167	2.30	—	—	—
ジョイント要素		垂直方向のばね係数 $25\,000 \text{ t/m}^3$		せん断方向のばね係数 付図-5			

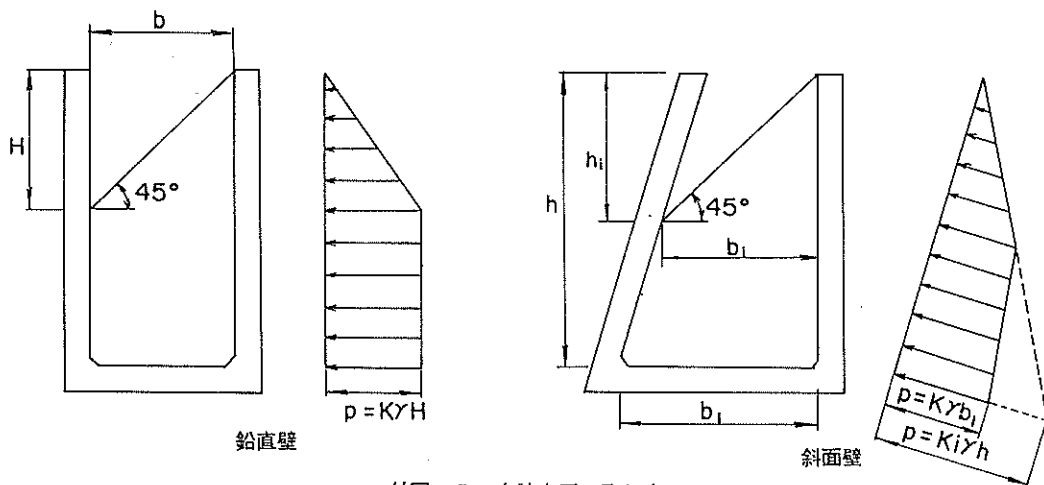
ジョイント要素は砂と壁の間(剥離とすべりが可), と砂と底板の間(すべりのみ可)に入れている。



付図-5 解析に用いた諸定数



付図-6 解析結果(2)

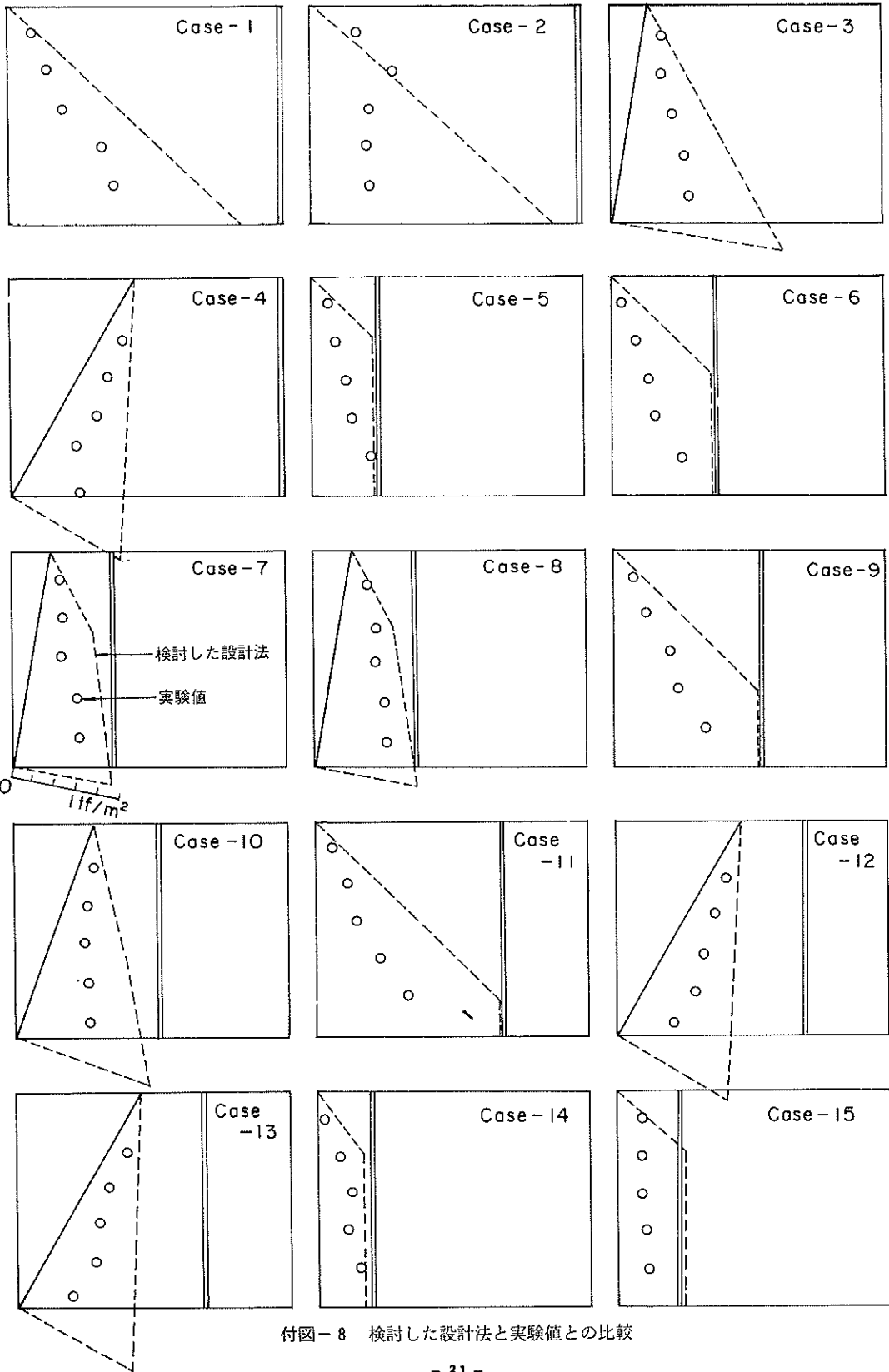


付図-7 中詰土圧の取り方

付表-3 土圧係数の壁の傾斜による低減値

傾き	0°	10°	20°	30°
α	1.0	0.8	0.7	0.6

注: 実際の傾きがこの表にない値のときには, その前後の値を用いて直線補間して求める。ただし傾きは 30° までとする。



付図-8 検討した設計法と実験値との比較

港湾技研資料 No. 604

1987・12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 有限会社 つばき印刷技研

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.