



土木研究所資料

第 6 6 3 号

根木名川堤防試験盛土の応力解析

昭和 46 年 3 月

建設省土木研究所

目 次

1 まえがき	3 頁
2 解析条件ならびに解析方法	3
(1) 解析に使用した断面ならびにその役割	3
(2) 解析に使用した弾性定数	3
(3) 解析の種類	9
(4) 基礎粘土地盤の破壊基準	9
3. 解析結果ならびに考察	12
(1) 段階施工による基礎地盤の変形	12
(2) 段階施工による基礎地盤内応力の水平、 鉛直成分 (σ_x 、 σ_y) の分布	15
(3) 段階施工による基礎地盤内のせん断応力 (τ_{xy}) の分布	24
(4) 段階施工による基礎地盤内の主応力 (σ_1 、 σ_3) の状態	24
(5) 基礎地盤の破壊領域について	29
4. 解析上の問題点ならびに今後検討を要する事項	30
5. 結 論	33
6. あとがき	33

1 ま え が き

本報告書は、千葉県開発局より当研究室に委託された千葉県成田市新妻の根本名川堤防試験盛土の応力解析に関して述べたものである。試験盛土個所を図1-1に示す。試験盛土の地盤処理状態ならびに標準横断面は図1-2のごとくである。従来、図1-2に示すような盛土下部に軟弱層がある場合、オスターバークの影響線図を用いて圧密増分応力 ΔP が求められ、これより地盤の圧密沈下量が算定される。この ΔP の値は、応力の鉛直成分 σ_y に相当する値であるから、この表からは、他の成分 σ_x 、 τ_{xy} 等は求めることができない。そこで本報告では、Finite Element Method を用いて、盛土が段階的に築造された場合の基礎地盤の応力状態の解析を主に行ない、計算図表との比較を行なうとともに、盛土が瞬間的に段階築造された場合の基礎地盤の変形状態、応力解析に基づく破壊領域についての解析ならびに考察を行なった。

2 解析条件ならびに解析方法

(1) 解析に使用した断面ならびにその分割

解析に使用した断面は、根本名川堤防試験盛土の標準横断面図を基本とした図2-1のごとき断面である。また断面の主な諸元、節点数、要素数は、表-1のごとくである。

(2) 解析に使用した弾性定数

解析に使用した弾性定数等は、表-2のごとくである。ここで、堤体材料、基礎粘土地盤の弾性係数は、径30cm、高さ10cmの不攪乱試料を現地で採取

表-1 断面の主な諸元、分割法

	諸 元	備 考
堤 体 盛 土 高	$H_1 = 5 \text{ m}$	
天 端 幅	$B_1 = 6 \text{ m}$	
小 段 幅	$B_2 = 3 \text{ m}$	小段は底面より3mの位置
堤 体 の 敷 幅	$B_3 = 32 \text{ m}$	
法 勾 配	1 : 2	
基礎地盤 横方向領域	$L = 64 \text{ m}$	堤体の敷幅の2倍
基礎地盤深さ 方向領域	$H_2 = 20 \text{ m}$	盛土高の4倍
総 節 点 数	244	
総 要 素 数	426	
境界ローラー支点数	25	地盤側方
境界フィックス支点数	17	地盤下方

表-2 解析に使用した弾性定数等

	定 数 値	備 考
堤 体 盛 土 の 弾 性 係 数	$E_E = 130 \text{ kg/cm}^2$	図-2の試験結果より決定*
堤体サンドマットの弾性係数	$E_{ES} = 150 \text{ kg/cm}^2$	*より推定
基礎粘土地盤の弾性係数	$E_B = 20 \text{ kg/cm}^2$	*に同じ
処理地盤の弾性係数	$E_T = 70 \text{ kg/cm}^2$	*より推定
堤体材料の単位体積重量	$\gamma_{Et} = 190 \text{ g/cm}^3$	*に同じ
堤体サンドマットの単位体積重量	$\gamma_{Est} = 180 \text{ g/cm}^3$	他の砂材料の密度より推定
基礎粘土地盤の単位体積重量	$\gamma_{st} = 130 \text{ g/cm}^3$	*に同じ
処理地盤の単位体積重量	$\gamma_{Tt} = 140 \text{ g/cm}^3$	*より推定
すべての材料のポアソン比	$\nu = 0.48$	仮定

圖1-1 試驗盛土箇所



図1-2 標準断面図

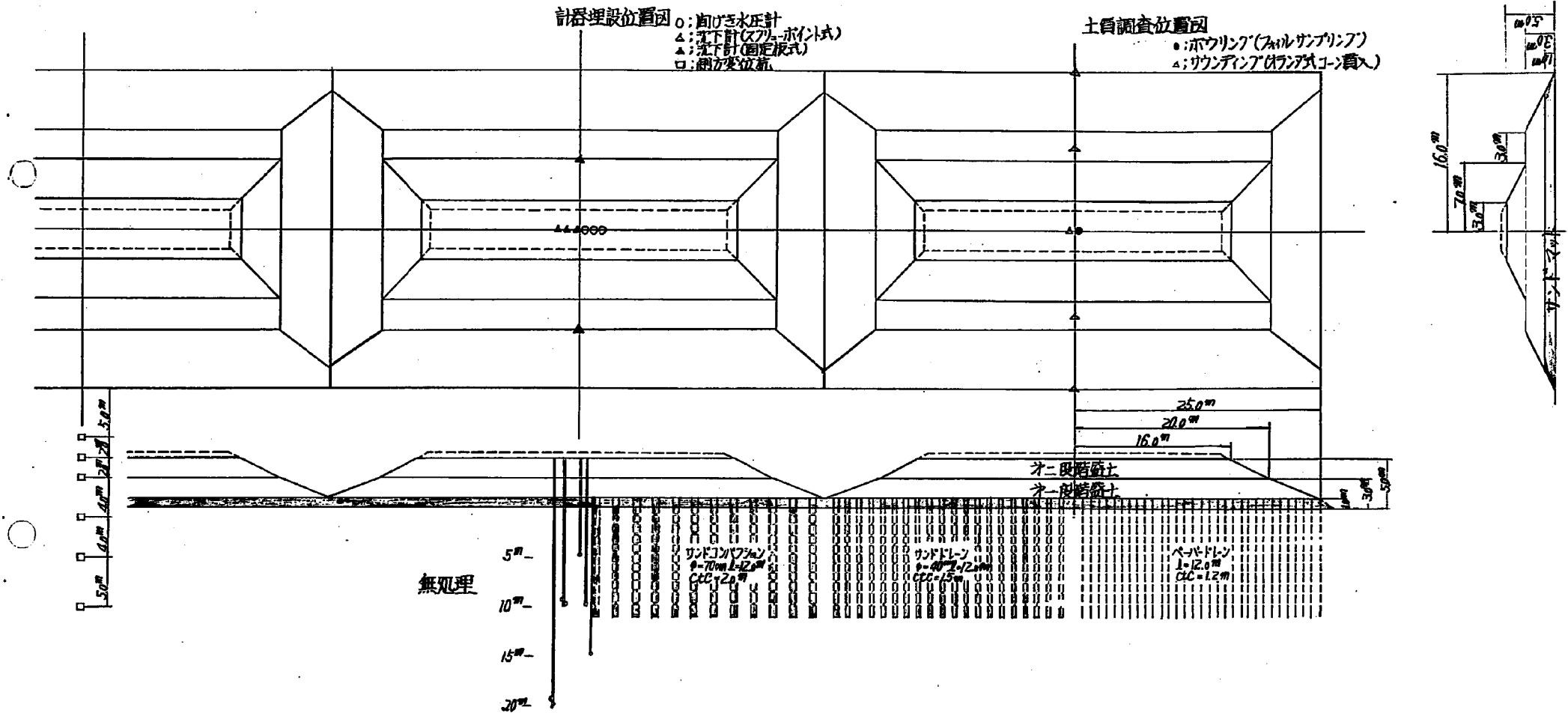
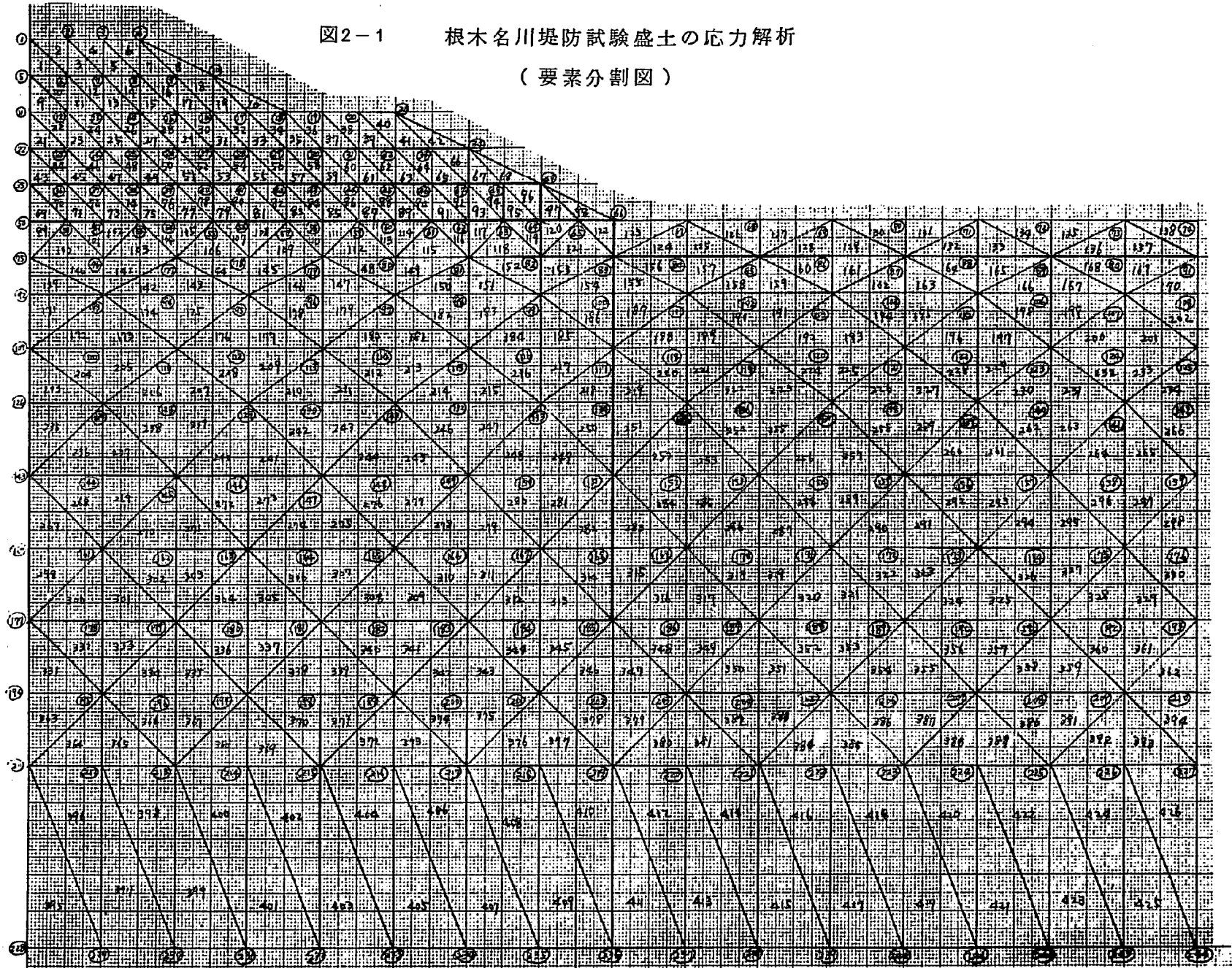
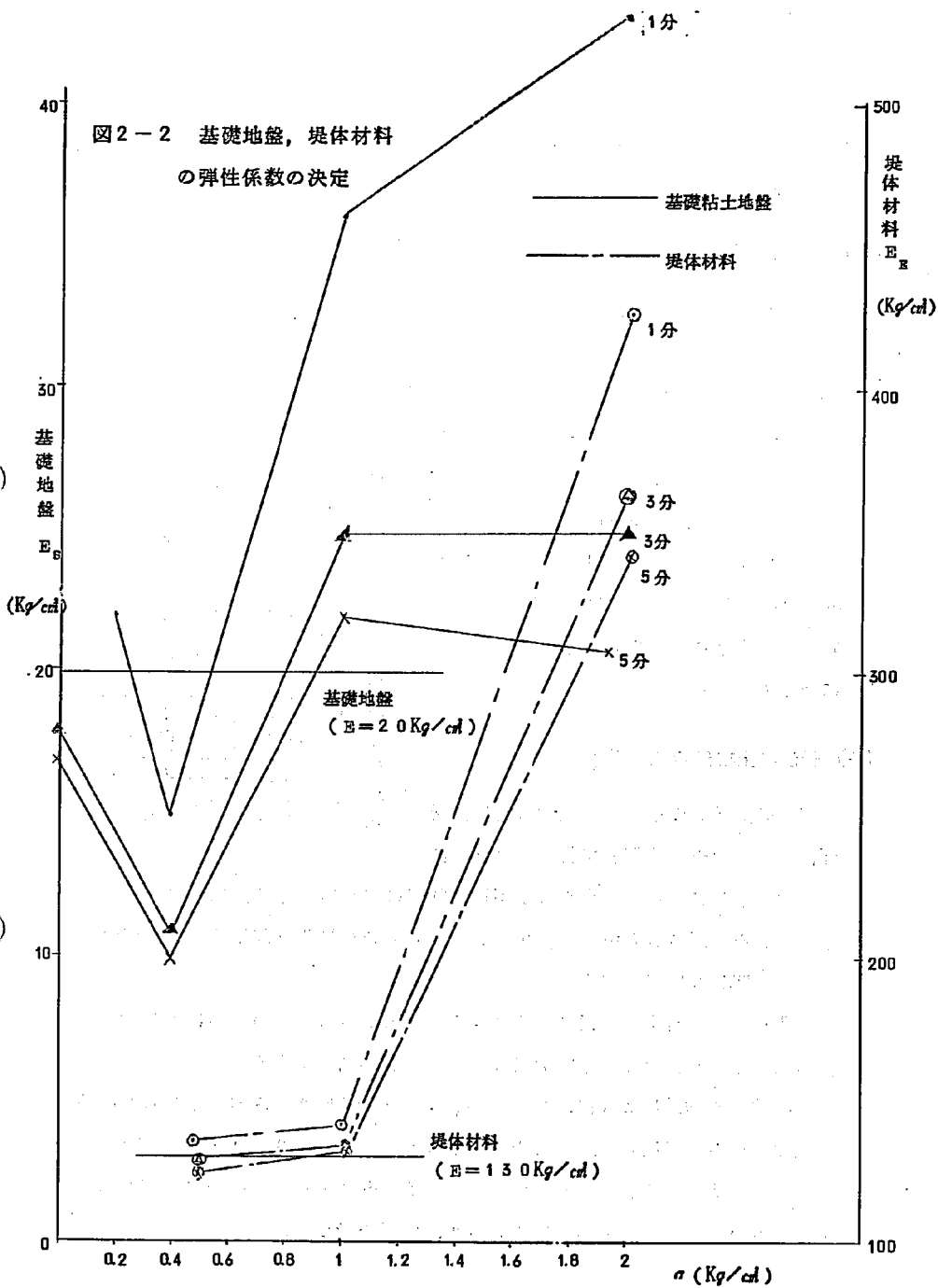


図2-1 根木名川堤防試験盛土の応力解析

(要素分割図)





して、クリープ試験の結果より求めた。(図2-2)単位体積重量は、このコアの実測値を基とした。

(3) 解析の種類

解析は、図2-1の分割に従って表-3のごとき条件で行なった。すなわち、基礎地盤の処理有無それぞれについて、盛土が1 mずつ段階的に施工された場合の解析を行なった。解析は現在の地盤に盛土が築造された場合の変形状態を調べるために基礎地盤の自重を考慮しない場合と、地盤内の実際の応力分布と地盤の破壊状態をみるため、基礎地盤の自重を考慮した場合の2つに分けて行なった。

表-3 解析の種類

	盛土高	基礎地盤の自重の考慮
基礎地盤未処理	1 m	有 無
	2 m	有 無
	3 m	有 無
	4 m	有 無
	5 m	有 無
基礎地盤処理後	1 m	有 無
	2 m	有 無
	3 m	有 無
	4 m	有 無
	5 m	有 無

(4) 基礎粘土地盤の破壊基準

試験盛土区間内基礎軟弱地盤の地質調査は、当研究所土質研究室で行なわれた。試験採取ならびにその結果得られる不攪乱試料の試験方法等の詳細については、別途報告を参照されたい。ここでは、三軸試験の結果より破壊領域を決定する強度の範囲について述べる。

図2-3は深さ9 m、図2-4は深さ約13.5 mの位置の試料による圧密非排水試験(CU試験)の全応力処理をした場合の結果である。

この試験の結果によれば、 $\sigma_{cu} = 0$ 、 $\phi_{cu} = 15^\circ$ であるが、これらの結果ならびに他の一軸圧縮試験結果を参照すると、 $\sigma = 0.08 \sim 0.18 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 0 \sim 15^\circ$ の間とみられるので、後に3、(5)でモールの破壊包絡線を基に考察する場合、この範囲の強度をとって、検討を行なう。

図 2-3 基礎地盤の主軸試験結果 (I) (全応力)

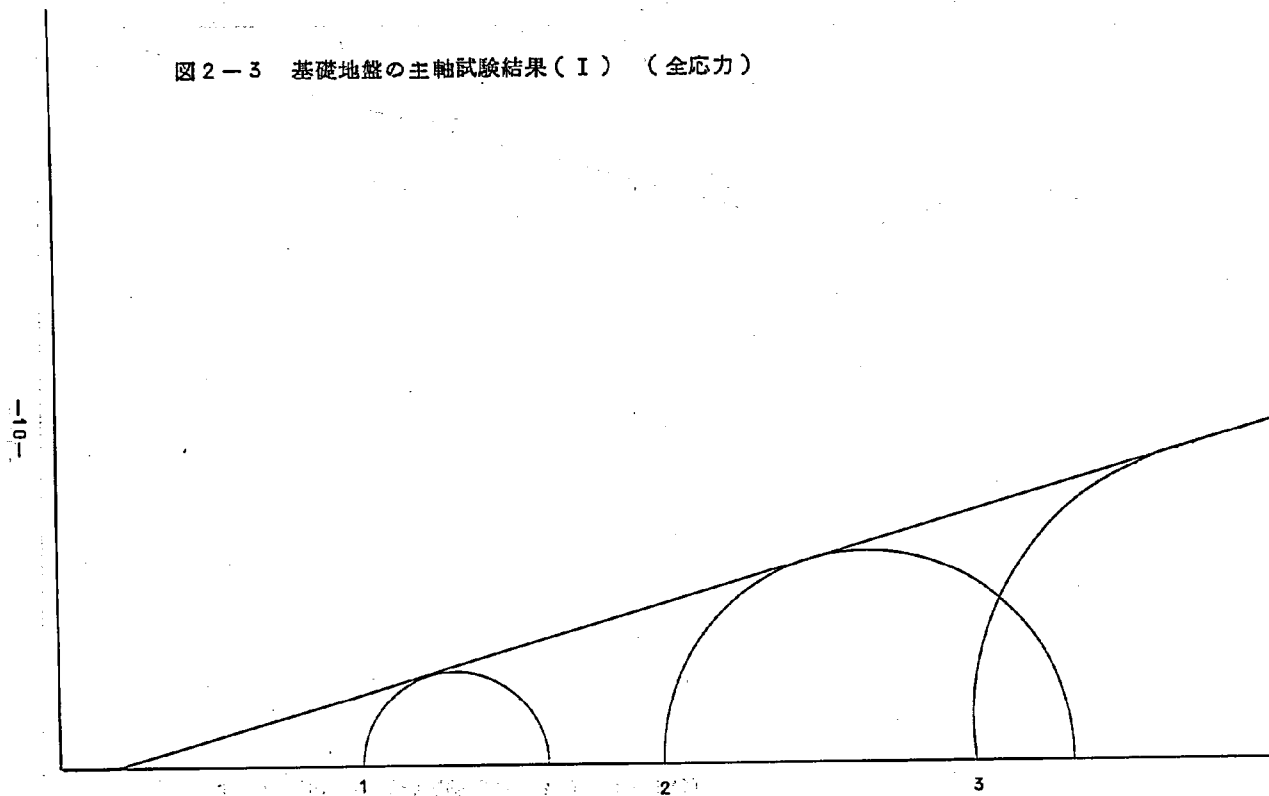
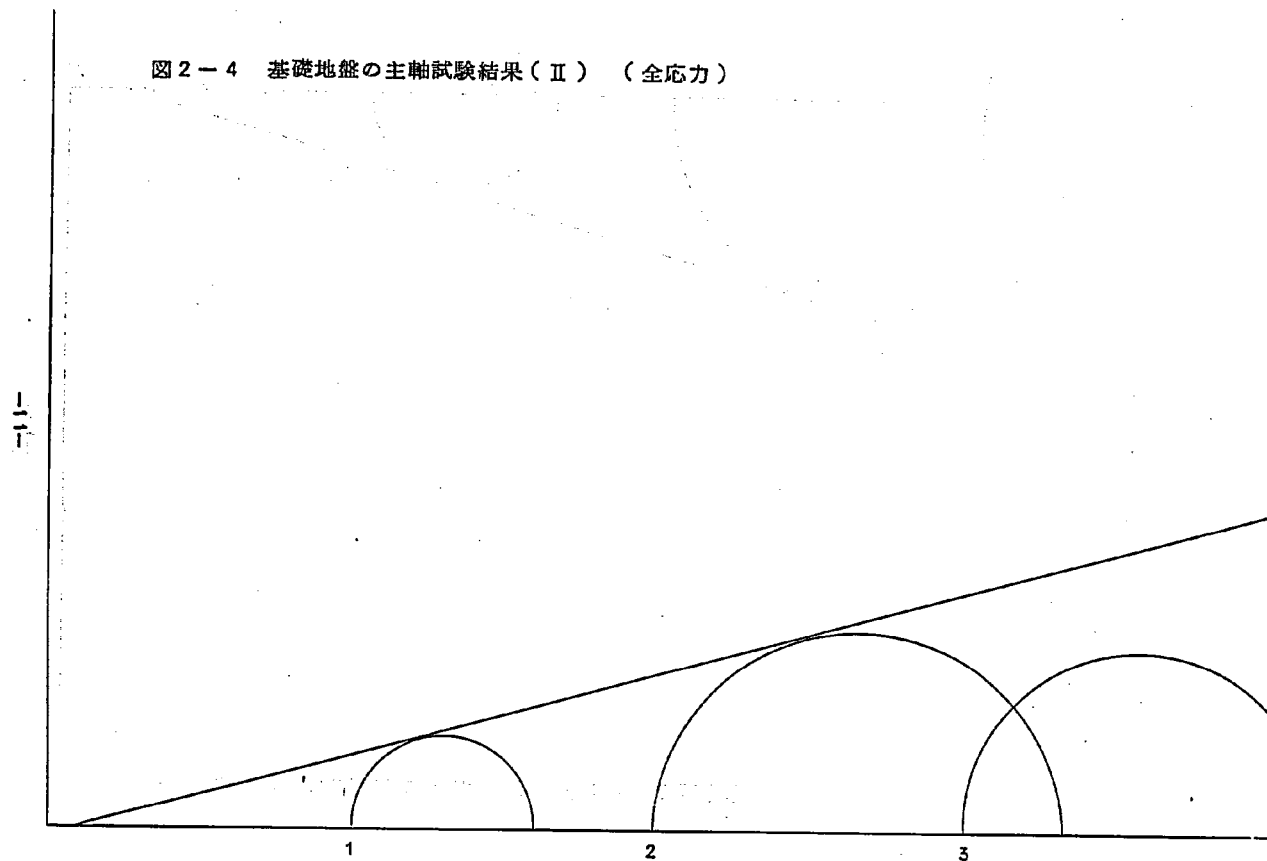


図 2-4 基礎地盤の主軸試験結果(Ⅱ) (全応力)



3 解析結果ならびに考察

まえがきで述べたように、以下主に基礎地盤の変形状態、応力状態、破壊領域について、順次考察を行なう。

なお、段階施工の影響については、段階荷重による変化が少なかったため、第1層めと第5層めの比較を中心に検討を行なった。

(1) 段階施工による基礎地盤の変形

段階施工による基礎地盤の変形に関して、基礎処理を施さない場合の変形の状態を図3-1に、基礎処理を施工した場合を図3-2に示す。図は、縦方向に鉛直変位を、横方向に水平変位を示し、盛土を1mごとに段階的に築造した場合の変形の状態を重ねて表わしている。

これらの図から、以下のような事がみられる。

- a) 鉛直変位も、水平変位も、中央小段(第3層)までは、変形はほぼ等量的に増加し、それ以上の上部の影響は次第に少なくなる。
- b) 鉛直変位は、盛土直下中央部で最大となり、深さが増すと変形は、急激に小さくなる。これは、盛土荷重による応力の伝播状態と対応している。また、法先の附近では、変形は小さくなり、法先を越えた外方では、若干の地盤の盛り上がりが見られる。
- c) 水平変位は、地盤底部を固定点としているため、弓形の分布形状を成し、地盤の深さ7~8mで最大となっている。

また、盛土中央附近の水平変位は少なく、法先附近で最大となり、更に外方になると、再び小さくなっている。すなわち、盛土自体が中央から斜め下外方の地盤に押し出しているような分布形状を成している。

盛土下部では、水平変位量の値は鉛直変位量に比して小さく、その割合は、

図 3-1 根木名川堤防試験盛土の応力解析段階施工による変形
(基礎処理無)

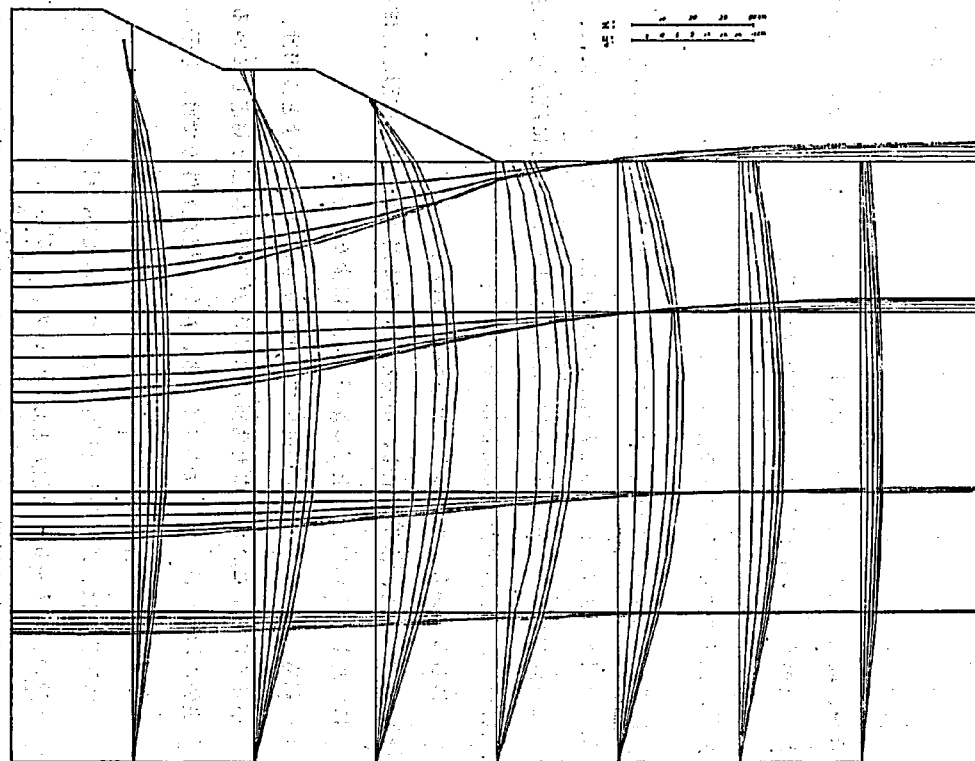
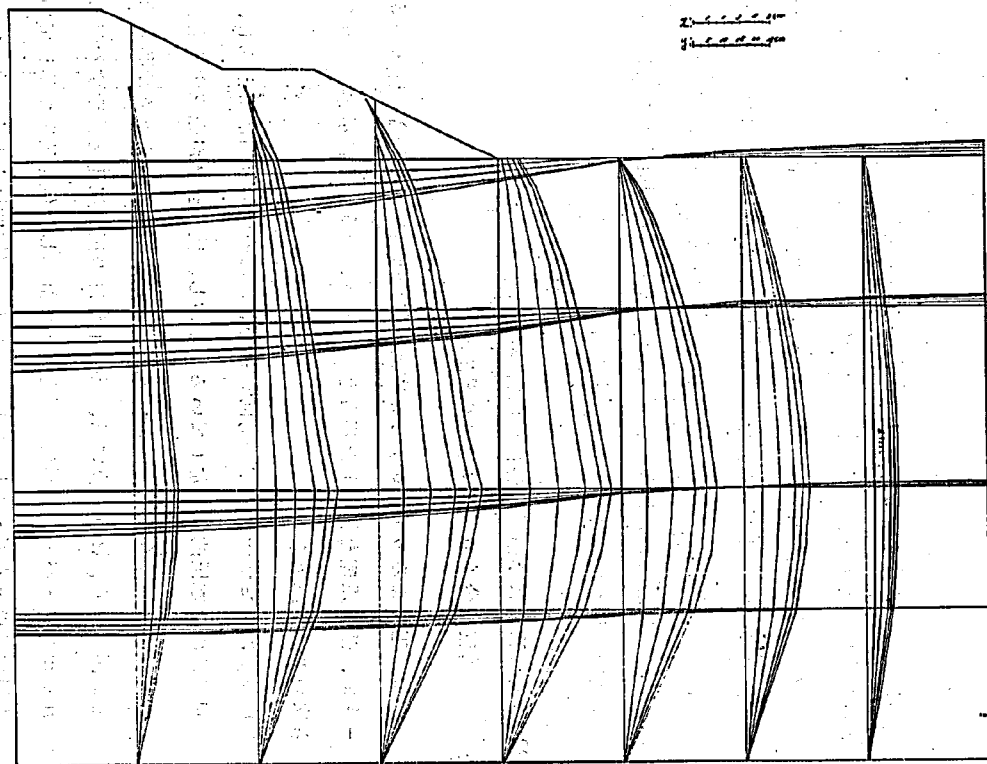


図 3 - 2 根木名川堤防試験盛土の応力解析段階による変形
(基礎処理有)



ほぼ $1/7 \sim 1/10$ 程度であり、鉛直方向の変位が、変位量の大部分を示している。

また、法先附近では、ほぼ等量の変位状態となり、地盤はほぼ 45° の方向に変位し、外方では、水平の移動量の方が卓越している。

- d) 基礎処理の有無による差は、基礎処理を施工すると、鉛直変位は最大で $1/2$ 程度に減少するが、反対に、水平変位は増加する。分布の形状は、鉛直変位については大きな差はみられないが、水平変位は弓形の最大値の位置が、低い位置になり、処理領域末端で最大となるような分布になっている。これは、処理された区間と、処理されない区間の弾性係数の差によって、主に側方変形が大きくなるためであろう。

(2) 段階施工による基礎地盤内の応力の水平、

鉛直成分 (σ_x , σ_y) の分布

段階施工による σ_x , σ_y の分布は、基礎処理無しの場合を図 3-3、図 3-4 に、基礎処理を施工した場合を図 3-5、図 3-6 に示す。これらの図から次のことが認められる。

- a) σ_y は深さが一定の水平方向の分布はほぼ一定の分布形状を成し、深さ方向にはほぼ水圧的に増加している。しかし、盛土全体が完成すると、盛土下部分の値が大きくなり、外方の $\sigma_y = \gamma h$ に漸近するような分布となっている。図 3-4、図 3-5 には、盛土下地盤の圧密沈下を算定する時に用いられるオスターバークの影響線図を用いて計算した値を破線で示している。第 1 層ではほとんど一致し、完成断面でも、解析結果とよく一致している。
- b) σ_x の分布は、基礎地盤内深さ方向にはほぼ静水圧的分布を成し、水平面上の値はほぼ等しい。次に盛土内の下の部分では、下部軟弱地盤に盛土中央部が沈下するような状態で、引張領域が生じている。また、他の盛土部分でも、

図 3-3 根木名川堤防試験盛土の応力解析段階施工による σ_x, σ_y の分布
(基礎処理無) 1 層

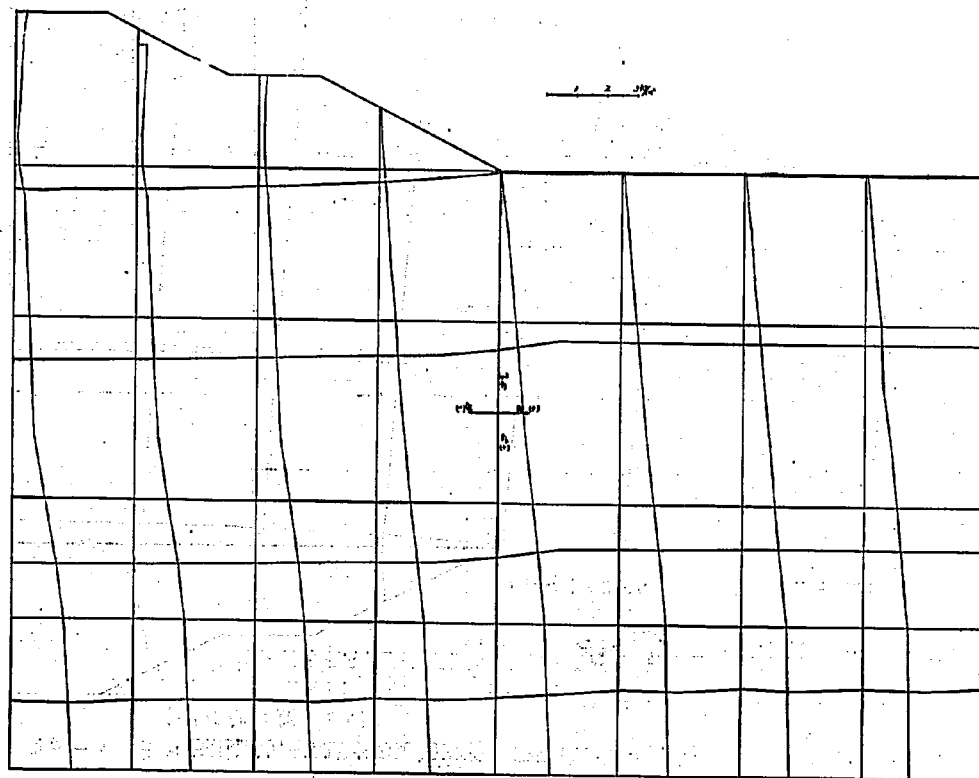


図 3-4 根木名川堤防試験盛土の応力解析 段階による α の分布
(基礎処理無) 5 層

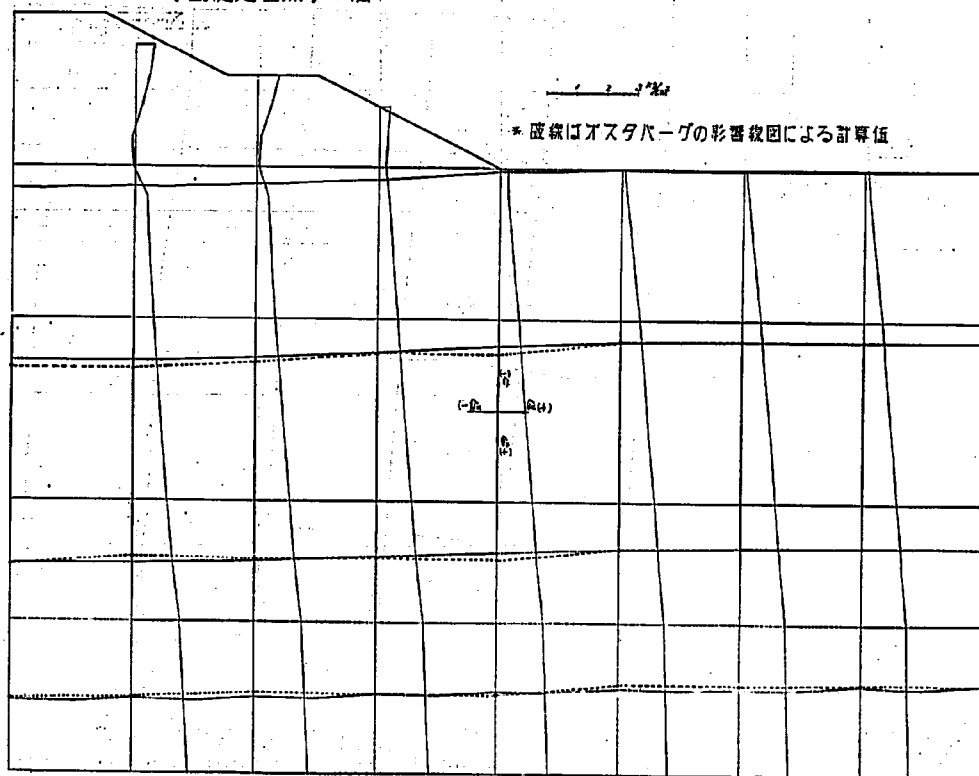


図 3-5 根木名川堤防試験盛土の応力解析 段階施工による σ_x, σ_y の分布
(基礎処理有) 1層

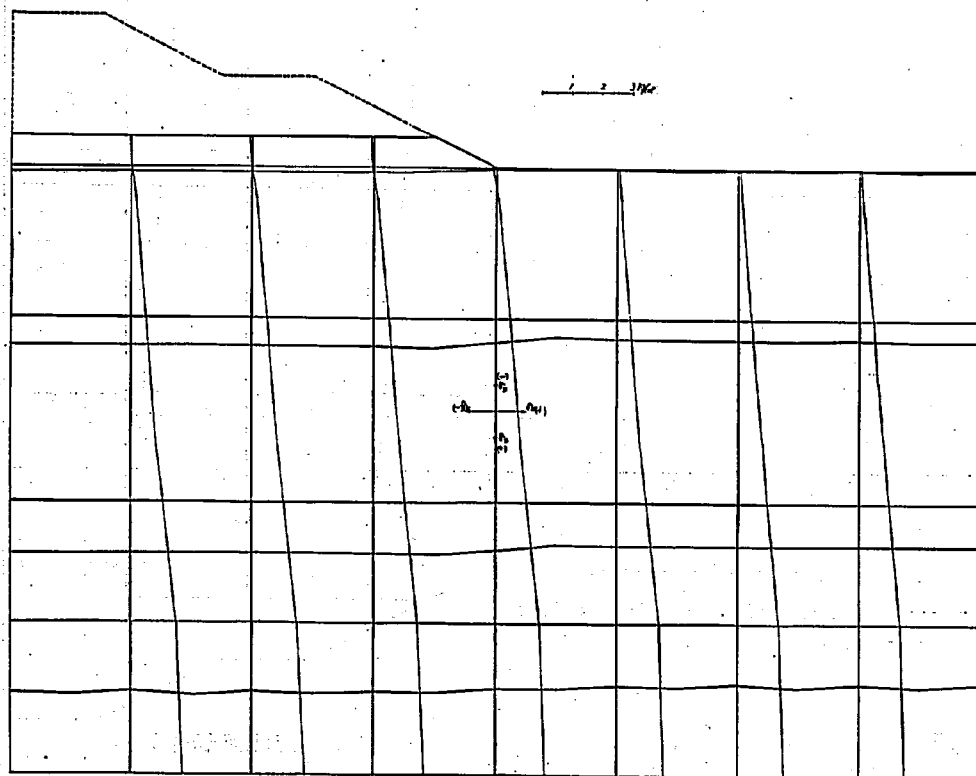


図 3-6 根木名川堤防試験盛土の応力解析段階施工による $\alpha_z \alpha_y$ の分布
(基礎処理有) 5 層

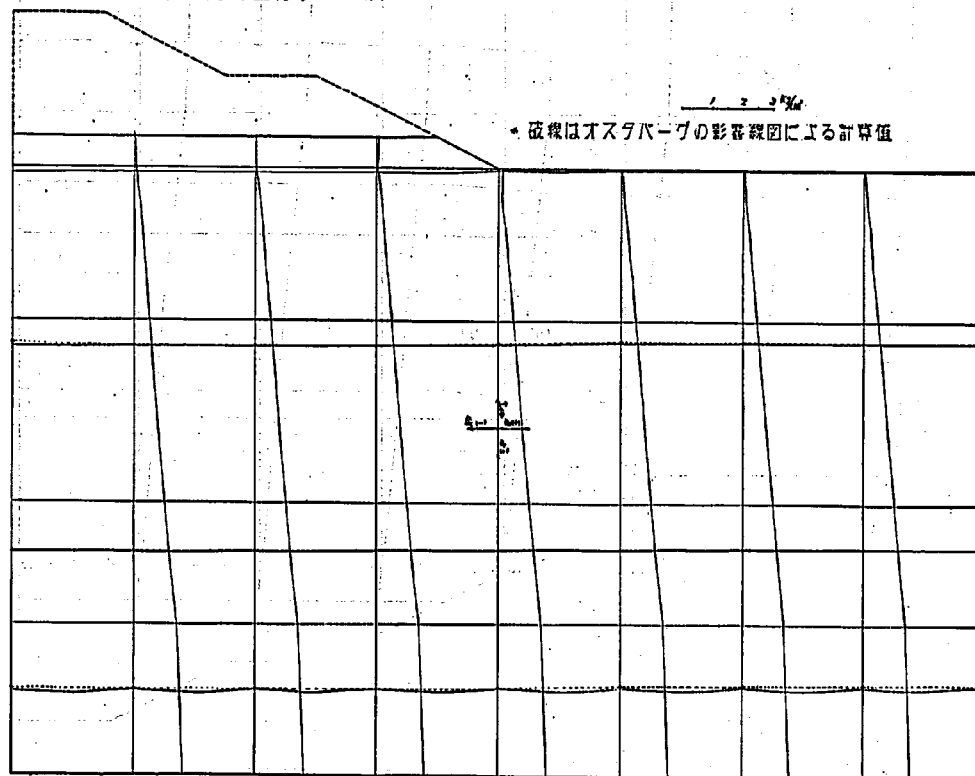


図 3-7 根木名川堤防試験盛土の応力解析 段階施工による τ_{xy} の分布
(基礎処理無) 1 層

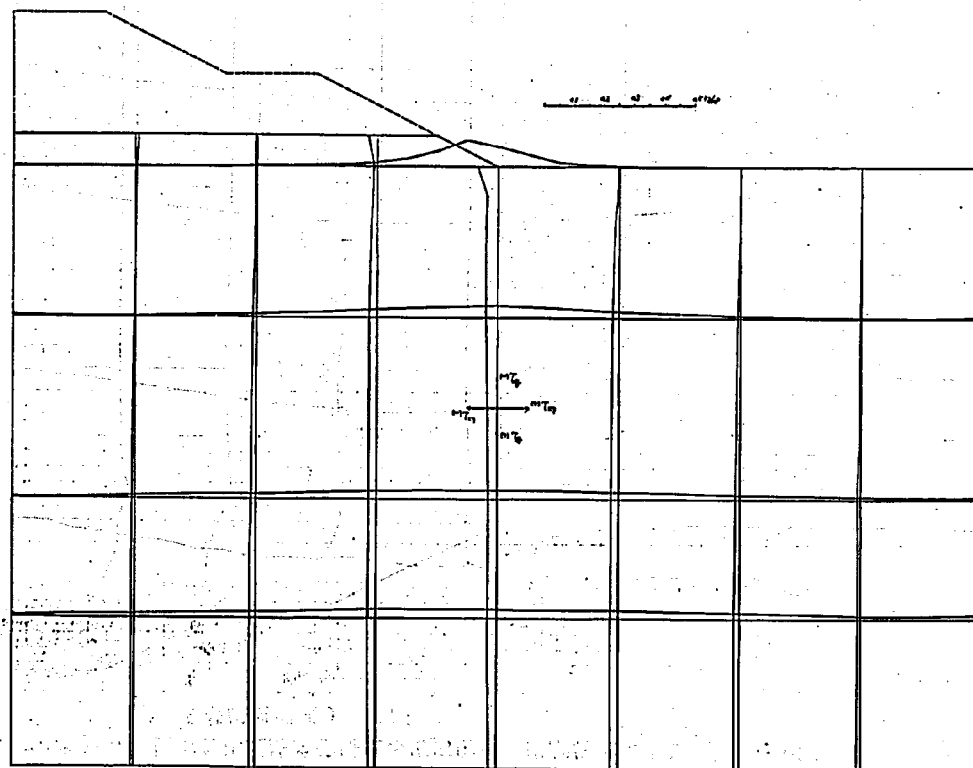


図 3-8 根木名川堤防試験盛土の応力解析 段階施工による τ_{xy} の分布
(基礎処理無) 5層

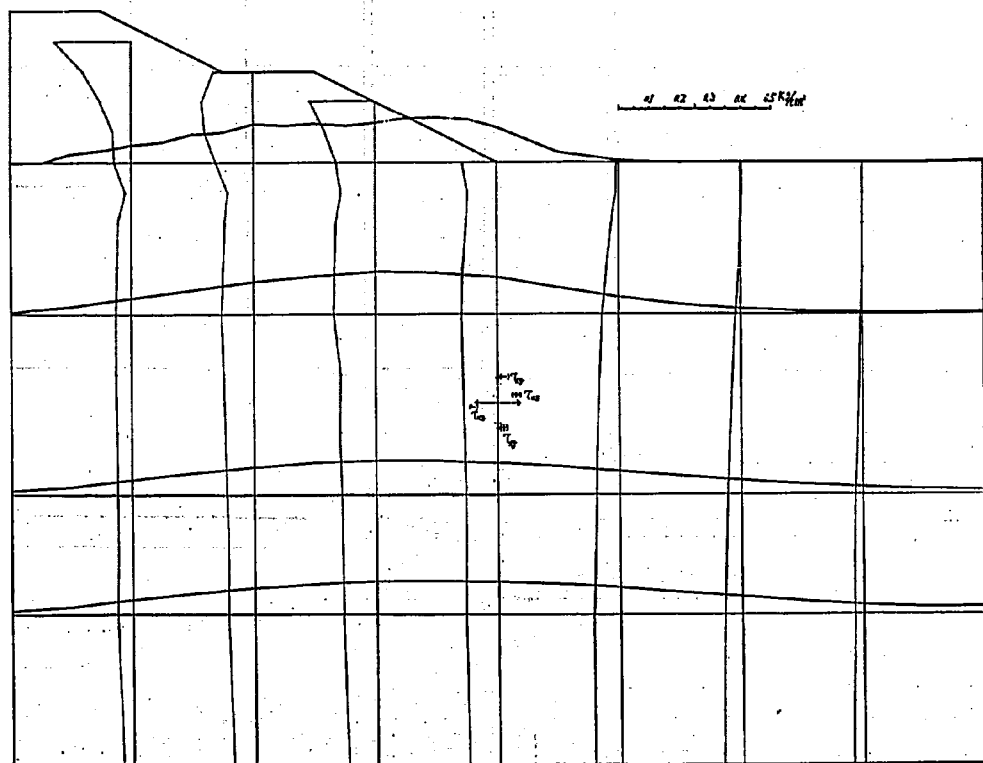


図 3-9 根木名川堤防試験盛土の応力解析 段階施工による τ_{xy} の分布
(基礎処理有) 1層

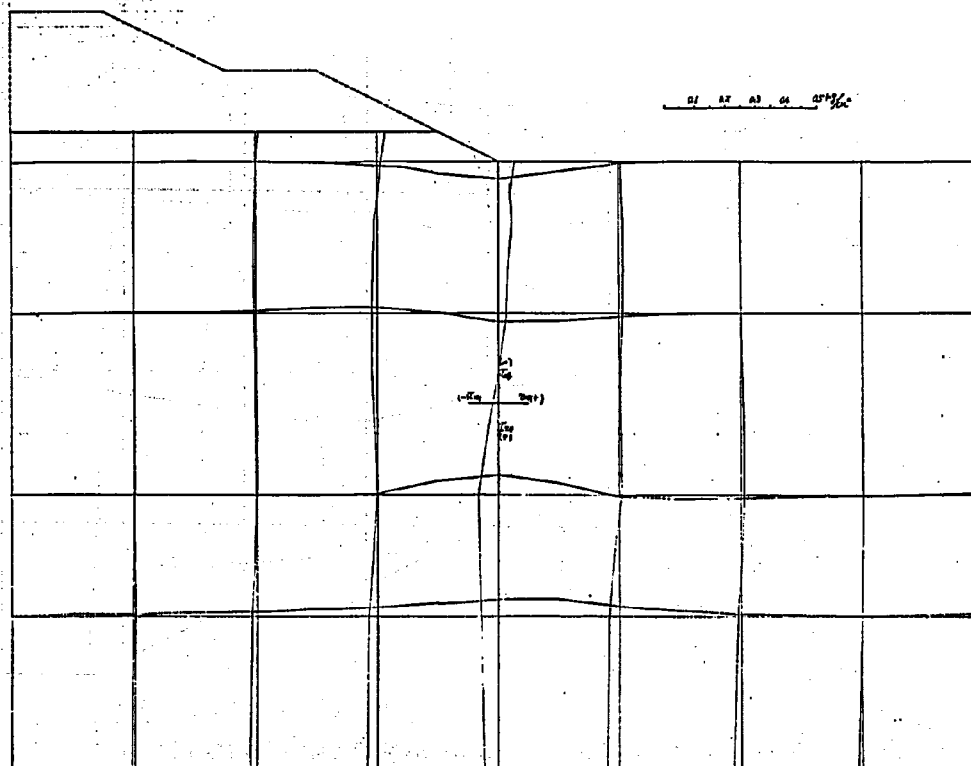
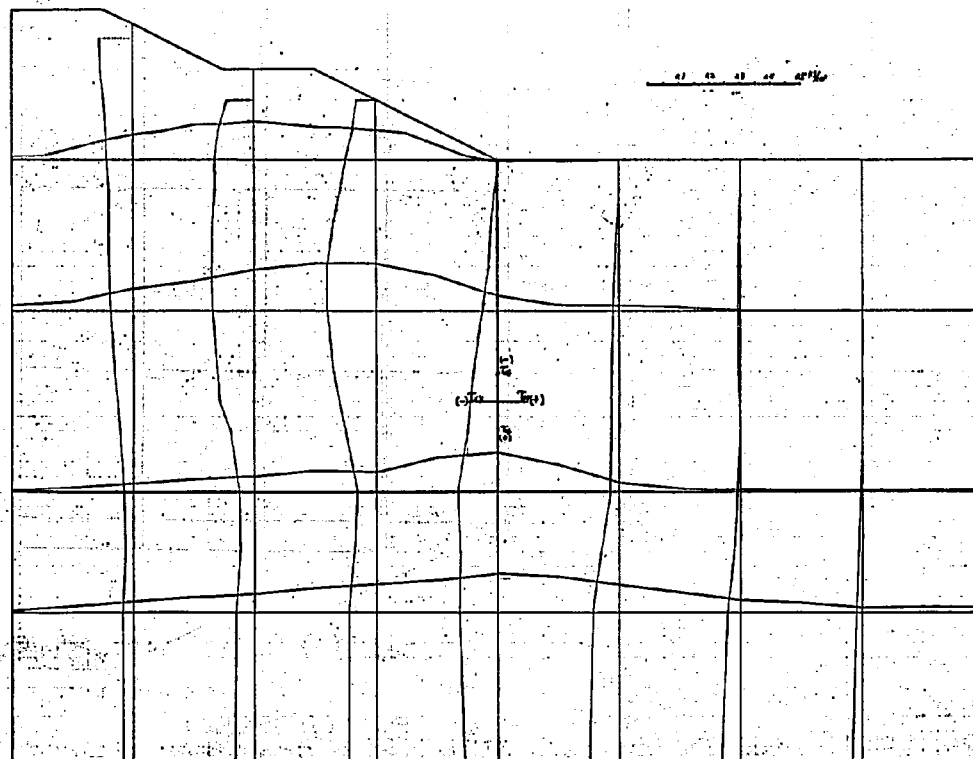


図 3-10 根木名川堤防試験盛土の応力解析 段階施工による τ_{xy} の分布
(基礎処理有) 5層



地盤の影響で中央方向に押えつけられたような形となり、内部の応力は静水圧的分布とはならず、複雑な分布形状を成す。

また、 σ_x が段階施工によって増加する割合は僅少で、ほぼ一定とみなして差支えない程度である。

c) 基礎処理を施工した図3-5、図3-6は、全体的に処理の無い場合と大差はみられない。ただ処理区間の周辺部の分布に若干の相違が認められる。

(3) 段階施工による基礎地盤内のせん断応力 (τ_{xy}) の分布

段階施工によるせん断応力の分布は、図3-7～図3-10に示すとおりである。図は水平方向と鉛直方向の分布の状態を表わしている。

各図から次のことがわかる。

- a) τ_{xy} の水平方向の分布は、盛土小段から法先付近の値が大きくなり、鉛直方向では、ほぼ一定の分布形状を成している。
- b) 基礎処理を施工すると、分布はかなり異なった形となり、 τ_{xy} の正の領域が生ずる。(図3-9)、また、完成断面では、水平方向の τ_{xy} の最大値は基礎処理無しの場合と位置がずれ、鉛直方向の分布も一様ではなくなってくる。

(4) 段階施工による基礎地盤内の主応力 (σ_1 、 σ_2) の状態

主応力の状態は、図3-11～図3-14に示すとおりである。

これらの図から次のことがわかる。

- a) 第一層だけの施工では、第一主応力はほぼ鉛直方向を向いているが、完成断面に近づくにつれて方向は盛土の中心方向に傾斜し、応力の値の変化よりも方向の変化が顕著である。
- b) 盛土直下部付近では、第一主応力と第二主応力の比が比較的大きく、深さ

図 3-11 根木名川堤防試験盛土の応力解析 主応力図
基（基礎処理無） 1層

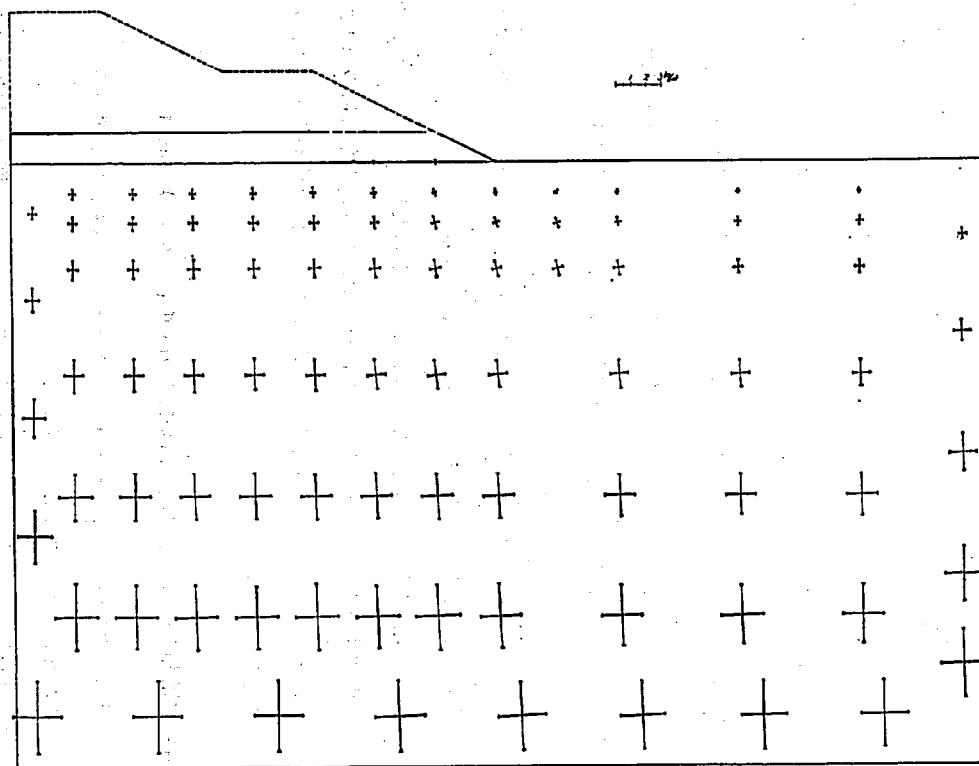


図3 - 1 2 根木名川堤防試験盛土の応力解析 主応力図
(基礎処理無) 5層

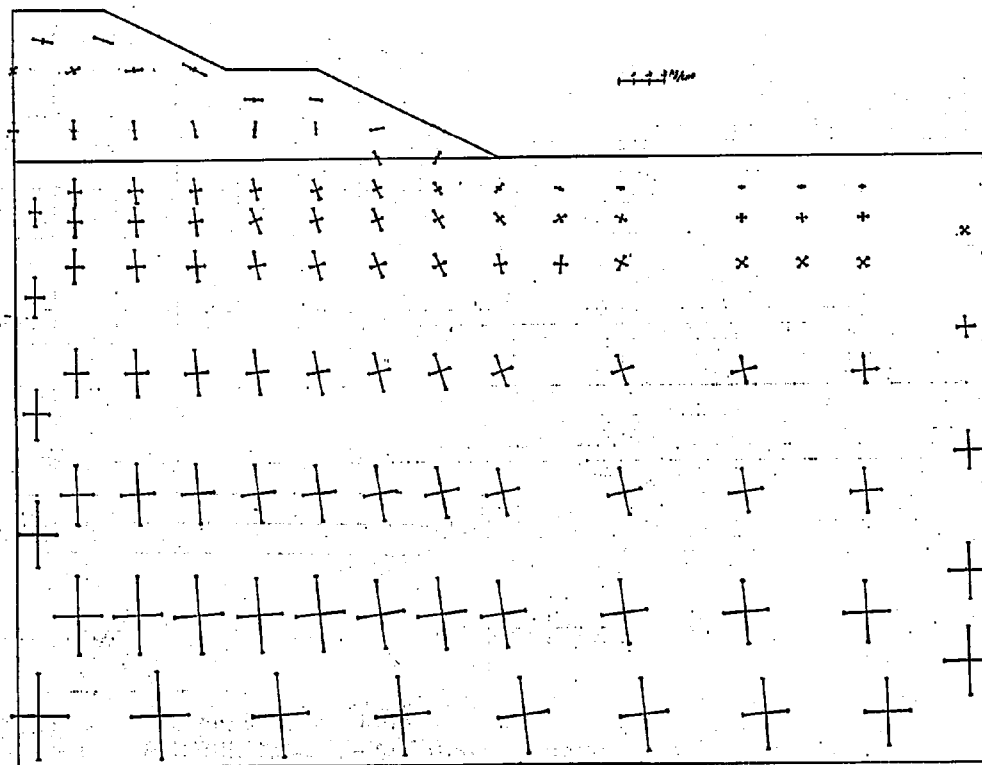


図3-13 根木名川堤防試験盛土の応力解析 主応力図
(基礎処理有) 1層

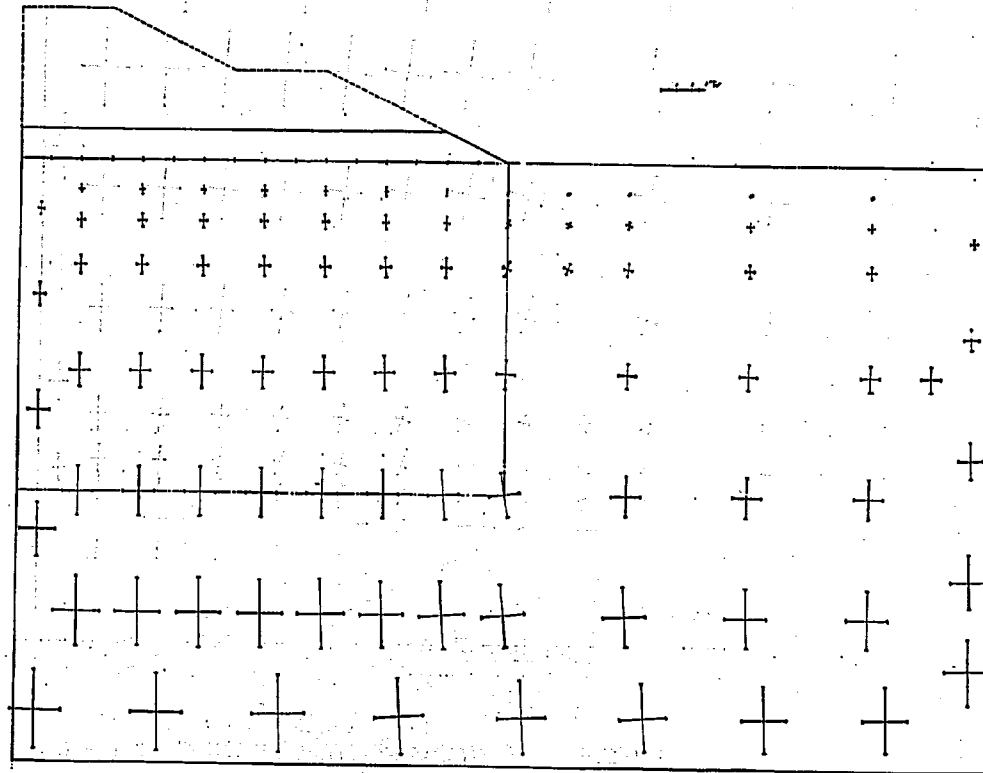
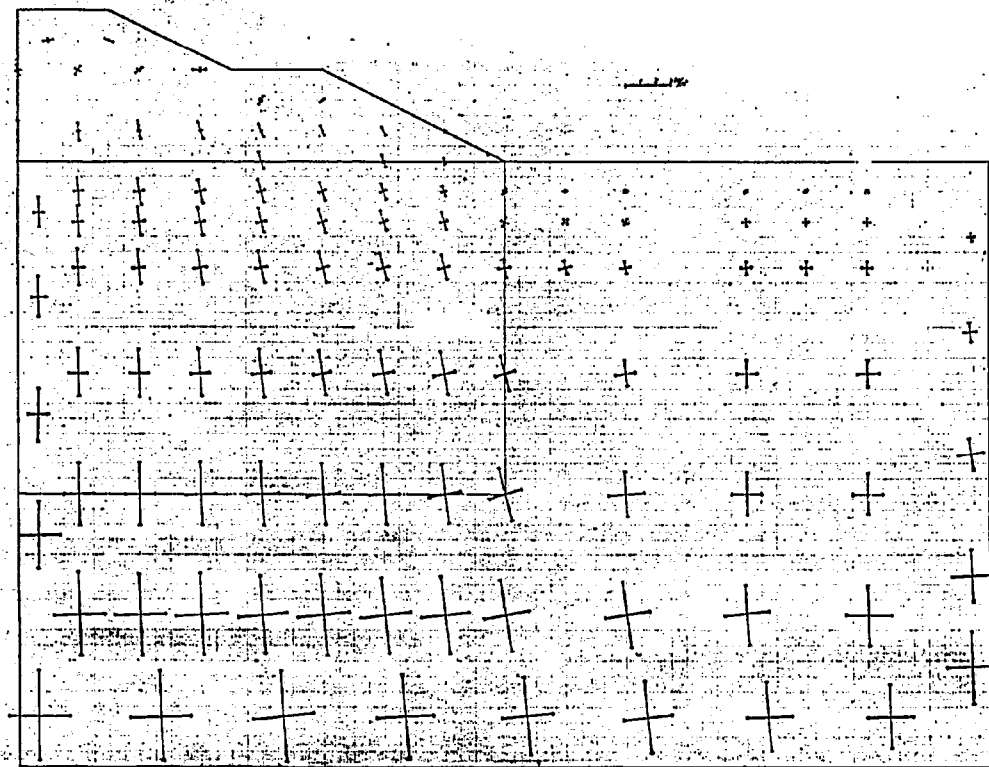


図 3-14 根木名川堤防試験盛土の応力解析 主応力図
(基礎処理有) 5層



が増すにつれ、また盛土から離れるに従って比は大きくなっていく。従って破壊基準にモールの破壊包絡線を使用すると、盛土直下部が破壊しやすいといふことがわかる。

- c) 盛土内部ならびに法先付近では、主応力の方向は一定せず、応力は不安定な状態となっている。
- d) 基礎処理を行なう場合と行なわない場合の主応力の分布は、ほとんど差が生じない。すなわち、弾性係数の変化による応力の変化は少ない。

(5) 基礎地盤の破壊領域について

2、(5)で述べた強度をもとに地盤の破壊領域について考察する。

図3-15に示すように、モール円が破壊線 $\sigma = C + \sigma \tan \phi$ を超えれば、破壊状態に入ると仮定する。モールの円の中心 $O \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, 0 \right)$ から破壊線に垂線 OH を下し円との交点を P とすると、モールの円が破壊線に最も近い点は P 点である。 $PH = d$ とすると、

$$d = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \tan \phi + C \right) \cos \phi - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (1)$$

従って、応力計算により

(σ_1, σ_3) が定まれば、

この値を式に代入して、

$d > 0$ ならば非破壊領域、

$d \leq 0$ ならば破壊状態にあるといふことができる。

図3-16は (σ_1, σ_3) を座標に取り、計算で得られた (σ_1, σ_3) の組を

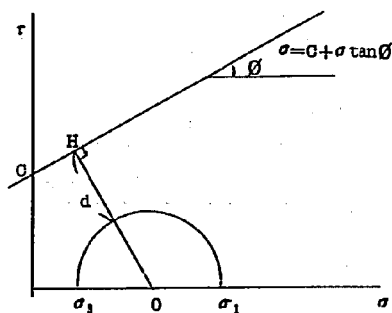


図3-15 モールの破壊基準

プロットしたものである。図には、また(1)式で $d=0$ とした直線

$$\sigma_3 = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \sigma_1 - \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2)$$

も示している。図中の直線は、2・(5)で述べた (c, ϕ) の値を基に A ($c=0.1, \phi=10^\circ$), B ($c=0.15, \phi=10^\circ$), C ($c=0.08, \phi=15^\circ$), D ($c=0.15, \phi=15^\circ$) の4本を示した。この図に示されるように破壊領域は、 c, ϕ の値に大きく左右される。また、破壊領域は(5)、(6)で述べたような傾向を示し、地盤の比較的浅い位置で生じると考えられることから、強度定数 c をこの領域を代表するように最低の値とし、 ϕ は試験で得られる値を適用する(図のCの直線)と、破壊域は図3-17の斜線のような領域となる。すなわち、盛土中央下部10m程度の間で破壊が生じ得るという結果となる。また領域が法先の方に増加する傾向も若干みられることは、円弧すべり的な破壊の発生する傾向を示唆するとともに、図3-1、図3-2で示した変形量の大きな領域が破壊領域に入る傾向にあることは興味あることである。

4 解析上の問題点ならびに今後検討を要する事項

これまで述べた解析方法は、盛土内部も基礎地盤も弾性体と仮定して盛土が瞬間的に築造された場合の応力、変形について主に述べたが、実際の状態では盛土荷重が載荷されると徐々に基礎地盤に圧密が生じ、応力-ひずみの関係は直線ではなくなってくる。このような現象を追跡するには、別に応力-ひずみの関係を時間ごとに区切って計算に入れてやる必要がある。しかしこの場合でも、粘土地盤が極めて軟弱で側方流動というような現象が生じる場合には、応力-変形の関係はまた異なったものとなるので、地盤の状態と求める目的に応じて、適切な計算の方法を選択する必要がある。

図 3-16 根本名川応力解析に基づく破壊領域の決定

(基礎処理無)

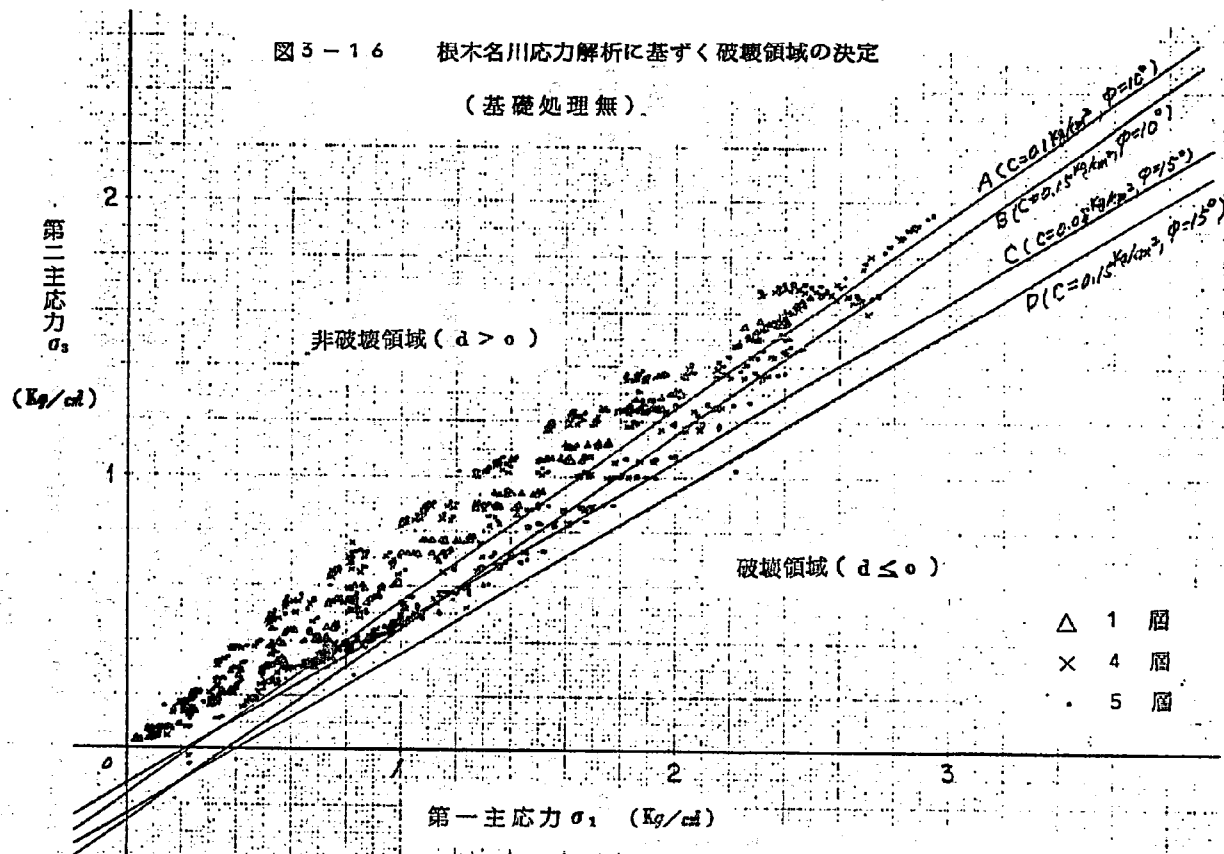
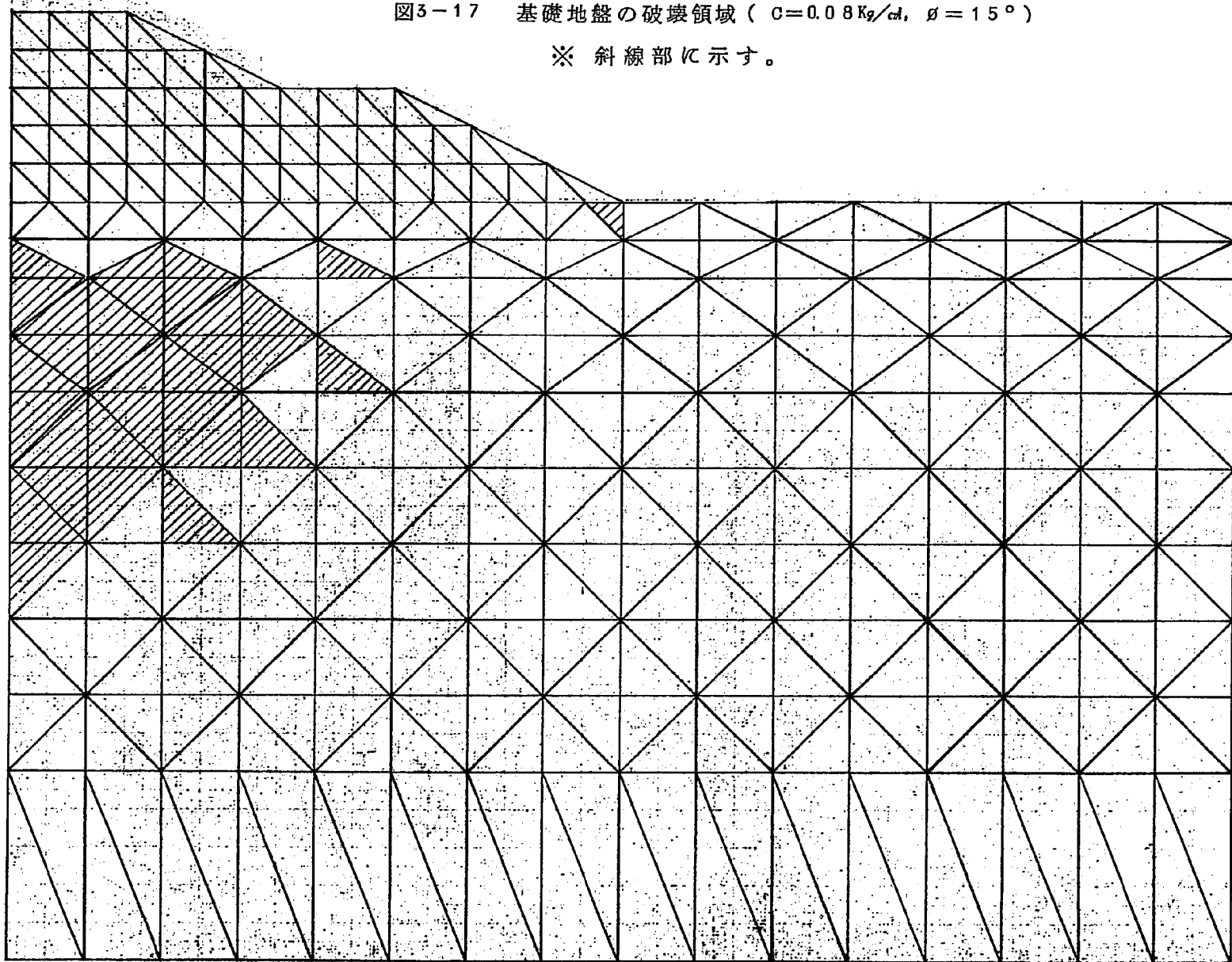


図3-17 基礎地盤の破壊領域 ($c=0.08 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi=15^\circ$)

※ 斜線部に示す。



しかし今まで述べた中で、基礎地盤内の応力分布は、弾性係数、ポアソン比による影響が少ないので、クリープ的挙動を開始する前の応力の状態を、およそ表わしているとして差し支えないものとする。しかし破壊を考える場合には、変形に伴って半ば圧密された場合の強度に対して地盤各部分で破壊が連続して生じ、それによってまた変形が促進されるという進行性破壊を成すと思われるので、解析上困難な点が多く、破壊基準の考え方とともに問題は今後に残される。

5 結 論

本報告により次のことが明らかとなった。

- (1) 盛土築造により鉛直方向変位は地盤直下で最大となり、法先の方にゆくにつれて水平変位が卓越してくる。
- (2) σ_y は鉛直方向にほぼ水圧的に増加し、オスターバークの図表で求めた値とよく一致する。
- (3) σ_x は鉛直方向にほぼ水圧的に増加し、水平方向の変化は少ない。
- (4) 基礎地盤の弾性係数を変化させても σ_x 、 σ_y (σ_1 、 σ_3) には、大きな影響を与えないが、 τ_{xy} はかなり変化する。
- (5) 主応力は盛土を築造するとその方向が盛土中心方向に次第に傾くが、応力の絶対値には大きな差は生じない。
- (6) 破壊領域は、基準とする試験法、破壊包絡線(基準)の取り方によって大きく異なる。

6 あ と が き

本報告では、一応の応力計算値、変形量が得られたが今後現場における応力の

測定、内部ならびに表面の変形状態を実測することにより、計算値の妥当性を確かめたい。

終りに、本報告を作成するに当って御協力戴いた千葉県開発局の方々に深く感謝致します。

施 工 研 究 室

伊 勢 田 哲 也

水 野 正 憲

田 中 俊 彦