

135

大規模特殊事業調査	
盛土に関する研究	
耐震調査	資料No



土 木 研 究 所 資 料

第 9 5 5 号

東京湾横断道路人工島(盛土)の地震時における安定性の解析

昭和49年 9 月

建設省土木研究所
振 動 研 究 室

東京湾横断道路人工島（盛土）の地震時における安定性の解析

土木研究所資料第 955 号

昭和 49 年 9 月 (1974)

栗林栄一・龍岡文夫・川島一彦・若月高晴・高木義和

キーワード 人工島・地震・安定性・有限要素法

要 旨 この報告書は、東京湾横断道路の人工島の地震時の安定性を平面歪有限要素法を用いて解析し、各種形式のモデルプランの安定性の比較検討を行った結果をとりまとめたものである。



東京湾横断道路人工島（盛土）の

地震時における安定性の解析

1974年9月 振動研究室

栗 林 栄 一

龍 岡 文 夫

川 島 一 彦

若 月 高 晴

高 木 義 和

目 次

1. 緒 言	1
2. 計算手法	6
3. 解析対象と物理定数	7
3-1 解析モデル	7
3-2 単位体積重量	7
3-3 剛 性	12
3-4 ポアソン比	16
3-5 減衰係数	16
3-6 強 度	16
4. 計算手法詳説	20
4-1 要素分割	20
4-2 自重による応力の解析	20
4-3 震度法による解析	20
4-4 平均応答速度スペクトルによる解析	25
4-5 地震波による応答解析	25
4-6 点安全率の計算	26
5. 解析結果	28
5-1 モーダルアナリシス	28
5-2 応答変位, 応答加速度	37
5-3 変形, 応力解析, 安定性解析	40
6. 結 論	68
7. 今後の課題	68
8. 参考文献	69

1. 緒 言

東京湾の川崎と木更津を結ぶ東京湾横断道路のモデルプランは、沈埋トンネルと橋梁を人工島で結びつける構成となっている（図-1-1、1-2）。ここでは、深さ約30mまでN値10以下のきわめて軟弱な沖積層に高さ約30mの盛土をする計画としている。そこで、盛土-地盤系（図-1-3参照）をモデル化し、有限要素法による静的及び動的解析を行い、盛土の構造種別による安定性の差を究明しようとした。（参考文献，1）

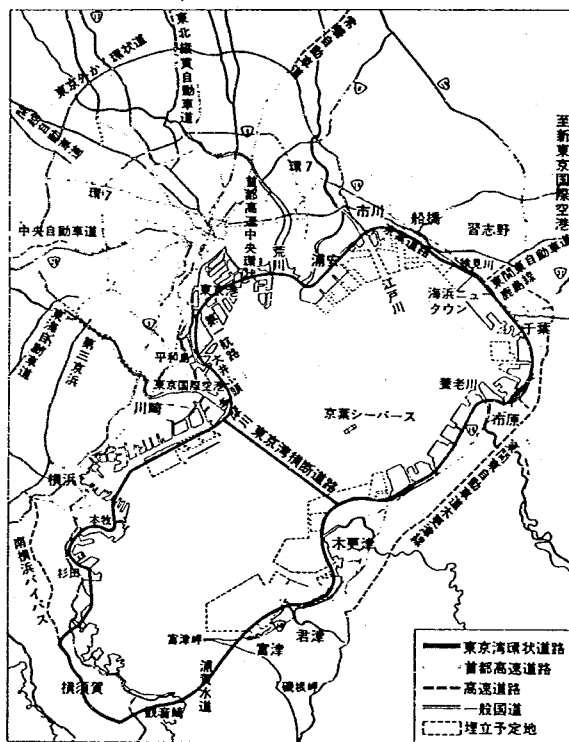


図-1-1 東京湾横断道路の位置図

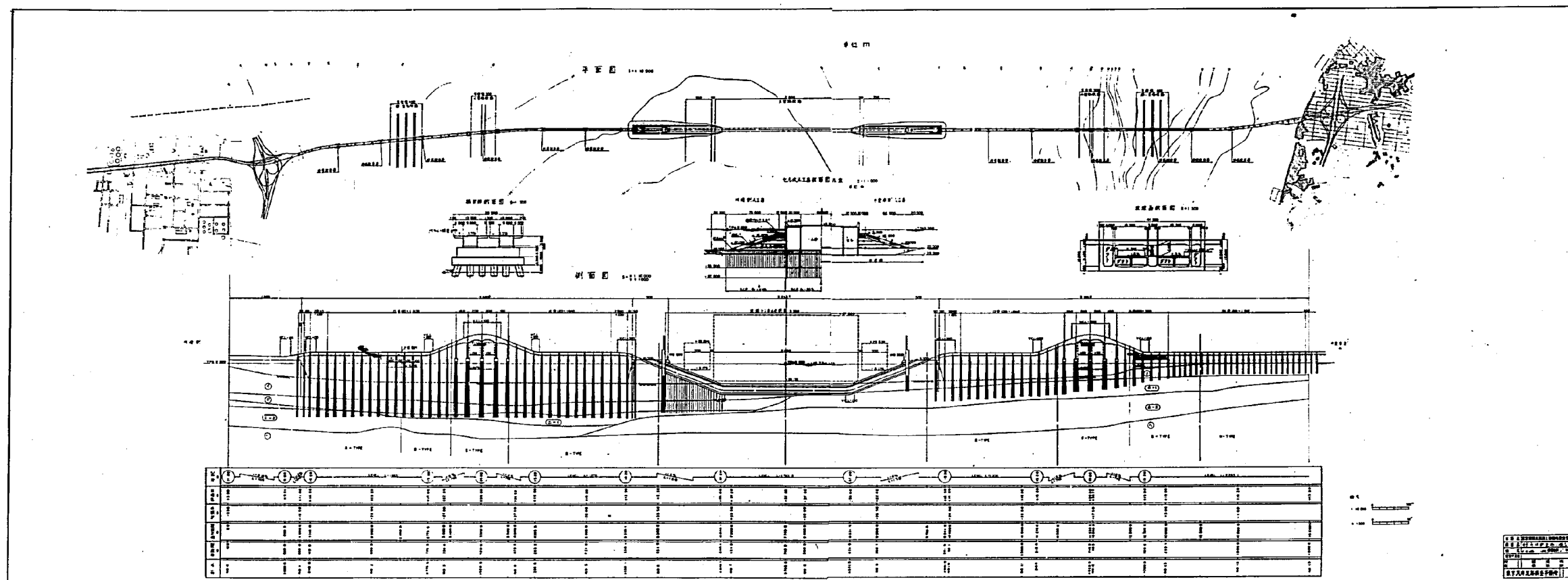


図-1-2 東京湾横断道路人工島部

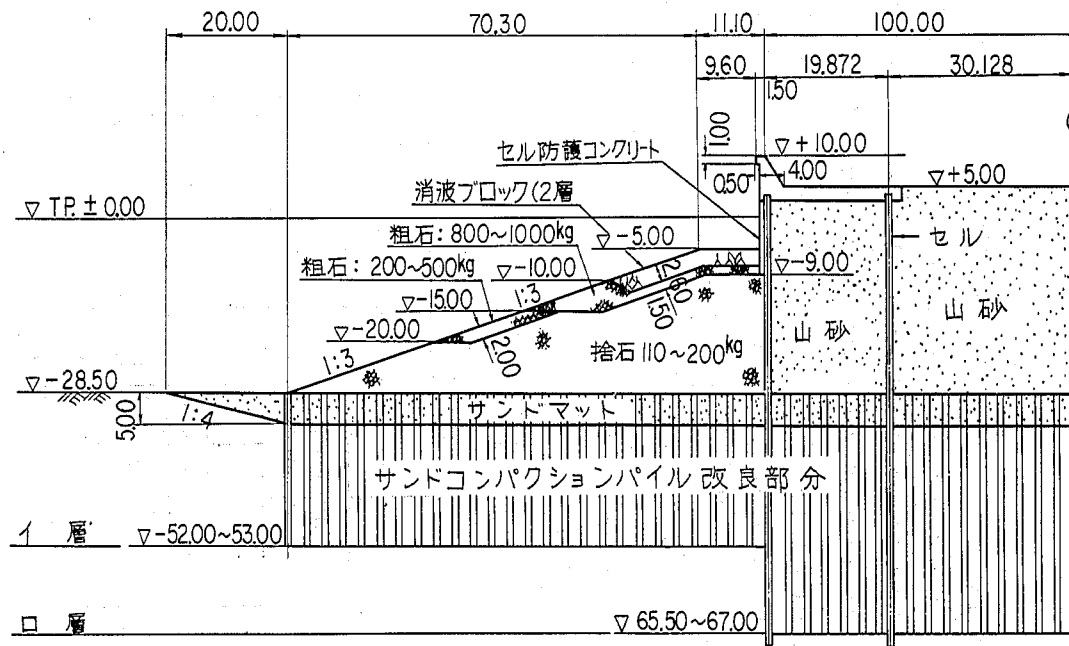


図-1-3 東京湾横断道路計画川崎側人工島標準横断面

2. 計算手法

図-2-1に計算の流れ図を示した。解析手法として次の5種の計算を行った。(1)(静的解析) 静的つりあい時の自重による応力を求める。(2)(震度法解析) 盛土-地盤系全体に自重の0.18倍の水平荷重をかけた時の応力を求める。(3)(地震波による応答解析) 建設省所管の強震計で観測された地震波記録(表-4-3参照)を直接用いた応答解析で応答加速度、動的応力等の応答等諸値を求める。(4)(平均スペクトルによる応答解析) 道路橋耐震設計指針で用いられている岩盤上、減衰定数 $h=0.20$ の平均スペクトル曲線(図-4-11参照)を用い、基盤水平加速度を 150gal として、動的応力を計算する。(5)(重畳) 静的つりあい時の応力と、動的応力を重畳する。その結果として、応答諸値について解析すると共に、盛土、地盤各点での静的つりあい時と、動的載荷時のそれぞれについて、発生した応力と強度の比較を行った。以上の解析では全て、平面歪問題として解析を行った。

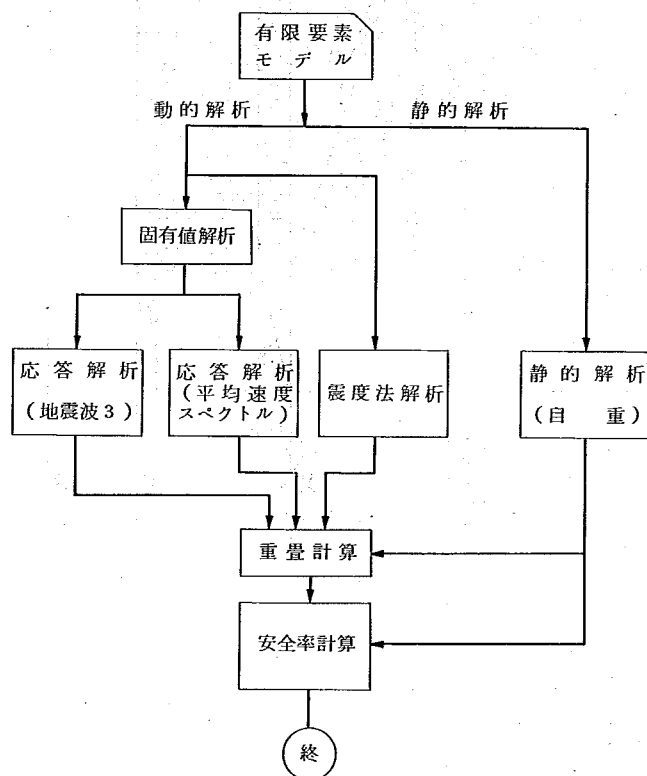


図-2-1 計算のフローチャート

3. 解析対象と物理定数

3-1 解析モデル

色々提案されているモデルプランの可能性と特徴を比較するために、表-3-1に示した人工島の解析モデルについて解析した。横断道路計画A案では2つの人工島が作られることになっているが、地盤がより軟弱である川崎側人工島の横断方向を主に解析した。図-3-1~3-8には、表-3-1に示した解析モデルを図示してある。図-3-1~図-3-6は、人工島の標準面をモデル化したものであり、セルの効果を検討するには、モデルC-KA-1, C-KA-2, C-KA-5のモデルでの解析結果を比較するとよい。図-3-7, 図-3-8は縦断方向をモデル化したものである。又、モデルC-KA-1, C-KA-3, C-KA-4では、剛性の大きいセルを基盤に固定すると現実には合わないで、セルの下に盛土下口層が若干存在することにして下端に若干の自由度を与えた。

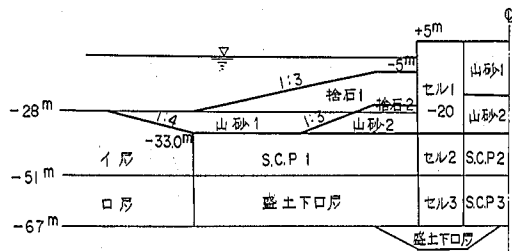
表-3-1 解析モデル

	CASE 名	内 容	1次モード 固有周期	1次モード 固有振動数
人工島 横断 方向	C-KA-1	川崎側 側面セル式(セル剛・大)	1.98 ^{sec}	0.504 ^{cps}
	C-KA-2	" (" 小)	2.32	0.432
	C-KA-3	" 側面セル式(セル剛性・大)斜路部	1.73	0.579
	C-KA-4	" 中央セル式(セル剛性・大)	2.05	0.489
	C-KA-5	" セル不使用(砂盛土)	2.44	0.411
	C-KI	木更津側 側面セル式(セル剛性・大)	1.62	0.616
縦断 方向	T-KA	川崎側 人工島	2.73	0.366
	T-HO	沈埋区間 水平原地盤	1.52	0.659

図-3-1~3-8に示してある解析モデルの各部分の物理定数は、次の様にして定めた。

3-2 単位体積重量

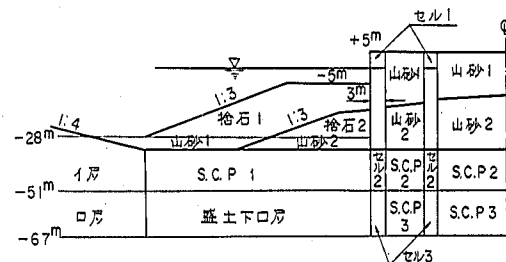
山砂、捨石部分では、間隙比が0.65程度になることが予定されている。砂粒子、岩石の比重 G_s は大体2.7前後であるから、飽和単位体積重量 γ_{sat} は次の様にして求まる。水の単位体積重量を γ_w として、



$\nu = 0.49$

	$\gamma_{\text{sat}} (\text{t/m}^3)$	$E (\text{t/m}^2)$	$\tau_r \text{ or } \phi$
イ 層	1.40	2400	$\tau_r = C_0$
ロ 層	1.70	5200	$\tau_r = C_0$
盛土下口層	1.73	"	$\tau_r = \tau_1$
S C P 1	1.56	"	$\tau_r = \tau_2$
S C P 2	1.60	"	"
S C P 3	1.81	"	"
山 砂 1	2.00	9000	$\phi = 35^\circ$
山 砂 2	"	12000	"
捨 石 1	"	9000	$\phi = 45^\circ$
捨 石 2	"	12000	"
セ ル 1	2.04	120000	$\phi = 35^\circ$
セ ル 2	1.64	"	$\tau_r = \tau_2$
セ ル 3	1.85	"	"

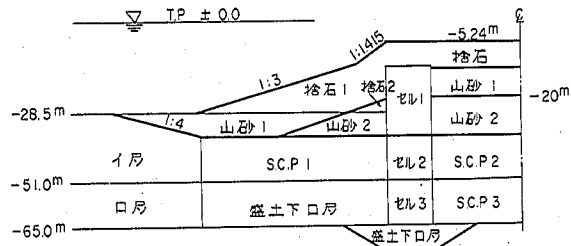
図 - 3 - 1 解析モデル C-KA-1
川崎側人工島，側面セル式（セル剛性大）



$\nu = 0.49$

	$\gamma_{\text{sat}} (\text{t/m}^3)$	$E (\text{t/m}^2)$	$\tau_r \text{ or } \phi$
イ 層	1.40	2400	$\tau_r = C_0$
ロ 層	1.70	5200	$\tau_r = C_0$
盛土下口層	1.73	"	$\tau_r = \tau_1$
S C P 1	1.56	"	$\tau_r = \tau_2$
S C P 2	1.60	"	$\tau_r = \tau_2$
S C P 3	1.81	"	$\tau_r = \tau_2$
山 砂 1	2.00	9000	$\phi = 35^\circ$
山 砂 2	"	12000	"
捨 石 1	"	9000	$\phi = 45^\circ$
捨 石 2	"	12000	"
セ ル 1	2.21	48000	$\phi = 35^\circ$
セ ル 2	1.80	"	$\tau_r = \tau_2$
セ ル 3	2.02	"	$\tau_r = \tau_2$

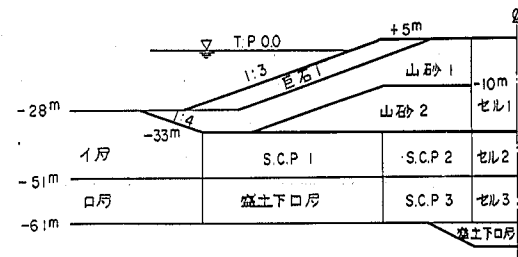
図 - 3 - 2 解析モデル C-KA-2
川崎側人工島，側面セル式（セル剛性小）



$$\nu = 0.49$$

	$\gamma_{sa} (t/m^3)$	$E (t/m^2)$	τ_r or ϕ
イ 層	1.40	2400	$\tau_r = C_0$
ロ 層	1.70	5200	$\tau_r = C_0$
盛土下口層	1.73	"	$\tau_r = \tau_1$
S.C.P. 1	1.56	"	$\tau_r = \tau_2$
S.C.P. 2	1.60	"	$\tau_r = \tau_2$
S.C.P. 3	1.81	"	$\tau_r = \tau_2$
山砂 1	2.00	9000	$\phi = 35^\circ$
山砂 2	"	12000	$\phi = 35^\circ$
拾石 1	"	9000	$\phi = 45^\circ$
拾石 2	"	12000	$\phi = 45^\circ$
セル 1	2.04	120000	$\phi = 35^\circ$
セル 2	1.64	"	$\tau_r = \tau_2$
セル 3	1.85	"	$\tau_r = \tau_2$

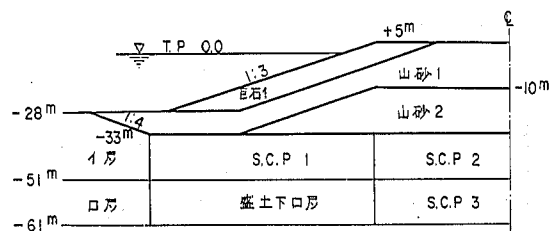
図-3-3 解析モデル C-KA-3
川崎側人工島、側面セル式(セル剛性大)斜路部



$$\nu = 0.49$$

	$\gamma_{sa} (t/m^3)$	$E (t/m^2)$	τ_r or ϕ
イ 層	1.40	2400	$\tau_r = C_0$
ロ 層	1.70	5200	$\tau_r = C_0$
盛土下口層	1.73	"	$\tau_r = \tau_1$
S.C.P. 1	1.56	"	$\tau_r = \tau_2$
S.C.P. 2	1.60	"	"
S.C.P. 3	1.81	"	"
山砂 1	2.00	9000	$\phi = 35^\circ$
山砂 2	"	12000	"
巨石 1	"	9000	$\phi = 45^\circ$
セル 1	2.04	120000	$\phi = 35^\circ$
セル 2	1.64	"	$\tau_r = \tau_2$
セル 3	1.85	"	"

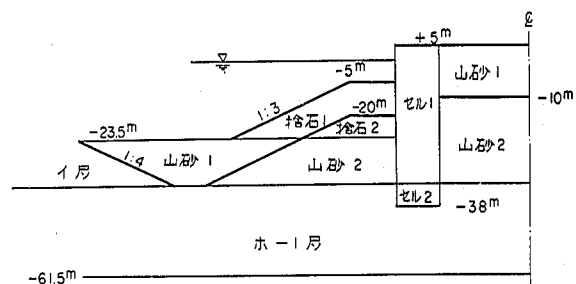
図-3-4 解析モデル C-KA-4
川崎側人工島中央セル式(セル剛性大)



$\nu = 0.49$

	$\gamma_{\text{sat}} (\text{t/m}^3)$	$E (\text{t/m}^2)$	$\tau_r \text{ or } \phi$
イ 層	1.40	2400	$\tau_r = C_0$
ロ 層	1.70	5200	$\tau_r = C_0$
盛土下口層	1.73	"	$\tau_r = \tau_1$
S C P 1	1.56	"	$\tau_r = \tau_2$
S C P 2	1.60	"	"
S C P 3	1.81	"	"
山 砂 1	2.00	9000	$\phi = 35^\circ$
山 砂 2	"	12000	$\phi = 35^\circ$
巨 石 1	"	9000	$\phi = 35^\circ$

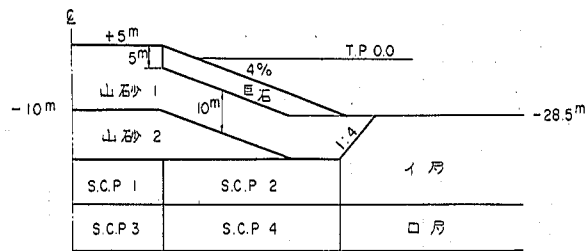
図-3-5 解析モデル C-KA-5
川崎側人工島, セル不使用 (砂盛土)



$\nu = 0.49$

	$\gamma_{\text{sat}} (\text{t/m}^3)$	$E (\text{t/m}^2)$	$\tau_r \text{ or } \phi$
イ 層	1.40	2400	$\tau_r = C_0$
ホ-1 層	1.80	9300	$\tau_r = C_1$
山 砂 1	2.00	9000	$\phi = 35^\circ$
山 砂 2	"	12000	"
捨 石 1	"	9000	$\phi = 45^\circ$
捨 石 2	"	12000	"
セ ル 1	2.04	120000	$\phi = 35^\circ$
セ ル 2	1.84	120000	$\tau_r = C_1$

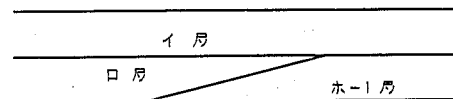
図-3-6 解析モデル C-KI,
木更津側人工島, 側面セル式 (セル剛性大)



$\nu = 0.49$

	$\gamma_{\text{sat}} \text{ (t/m}^3\text{)}$	$E \text{ (t/m}^2\text{)}$	$\tau_c \text{ or } \phi$
イ 層	1.40	2400	$\tau_c = C_0$
ロ 層	1.70	5200	"
S C P 1	1.56	"	$\tau_c = \tau_2$
S C P 2	1.60	"	"
S C P 3	1.81	"	"
S C P 4	1.78	"	"
山 砂 1	2.00	9000	$\phi = 35^\circ$
山 砂 2	"	12000	$\phi = 35^\circ$
巨 石	"	9000	$\phi = 45^\circ$

図 - 3 - 7 解析モデル T - KA, 川崎側人工島縦断方向



$\nu = 0.49$

	$\gamma_{\text{sat}} \text{ (t/m}^3\text{)}$	$E \text{ (t/m}^2\text{)}$	$\tau_c \text{ or } \phi$
イ 層	1.40	2400	$\tau_c = C_0$
ロ 層	1.70	5200	$\tau_c = C_0$
ホ - 1 層	1.80	9300	$\tau_c = C_1$

図 - 3 - 8 解析モデル T - HO
沈埋トンネル区間, 水平原地盤

$$r_{s0} = \frac{G_s + e}{1 + e} \cdot r_w = \frac{2.7 + 0.65}{1 + 0.65} \times 1.0 \div 2.0 \text{ t/m}^3 \quad (3-1)$$

有効単位体積重量, r' は

$$r' = r_{s0} - r_w \div 1.0 \text{ t/m}^3 \quad (3-2)$$

Ⅰ層, Ⅱ層の単位体積重量は, 土質調査の結果からそれぞれ 1.4, 1.7 と定めた。実際の値は, ばらつきがあるが, 平均値をとったものである。盛土下の各部分の単位体積重量は, 盛土による荷重の増加と, サンドコンパクションパイルによる改良の効果を考慮して, 表-3-2 のようにして定めた。

セル部分の単位体積重量は, 鋼材の単位体積重量を加味すると 0.04 t/m^3 増加することになるので, まわりの r_{s0} より 0.04 t/m^3 大きい値を用いた。

静的つりあい時の自重による応力分布を求める時は, 地下水面は r_{s0} , 地下水面下は r' を用いて計算した。動的応力を求める時は, 全ての場合, 全ての個所について r_{s0} を用いて計算した。

表-3-2 盛土下単位体積重量 (r_{s0})

	*) 原地盤 r_{s0}	*) e	**) $\Delta \log \sigma_v$	*) C_c	***) $- \Delta e$	U	$\Delta e U$	$e - \Delta e U$	****) 圧密後の r_{s0}	*****) 計算での r_{s0}
盛土下口層	1.7	1.36	0.3	0.4	0.12	0.80	0.10	1.26	1.73	1.73
s. c. p. A	1.4	3.13	0.4	1.2	0.48	0.95	0.46	2.67	1.45	1.56
s. c. p. B	1.4	3.13	0.7	1.2	0.84	0.95	0.80	2.33	1.50	1.60
s. c. p. C	1.7	1.36	0.5	0.4	0.20	0.95	0.19	1.17	1.76	1.81

*) 土質調査の結果から **) 推定 ***) $\Delta e = -C_c \Delta \log \sigma_v$

$$****) r = \frac{G_s + (e - \Delta e U)}{1 + (e - \Delta e U)}$$

*****) 砂置換率 $a_s = 0.2$, s. c. p. の単位体積重量 $r_s = 2.0$ として,

(計算で用いる r_{s0}) = (圧密後の r_{s0})

$$\times (1 - a_s) + r_s \cdot a_s$$

として求めた。

	盛土	
Ⅰ層	s. c. p. A	s. c. p. B
Ⅱ層	盛土下口層	s. c. p. C

3-3 剛性

線型弾性体のヤング率 E , ポアソン比 ν と, セン断弾性係数 G とは

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (3-3)$$

なる関係式で結ばれている。一方, セン断波速度 V_s と, 土のセン断弾性係数 G , 履歴減衰係数 η , 密度 $\rho = r_{s0}/g$ (g は重力の加速度) とは, 次の関係がある。

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \cdot \frac{\sqrt{2(1 + 2\eta)^2}}{\sqrt{1 + (2\eta)^2 + 1}} \quad (3-4)$$

η が十分小さい時には次式を用いる。

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

一方、東京湾での地盤調査によると、弾性波速度 V_s と、 N 値との間には、図-3-9 に示してあるように、 N 値とは、

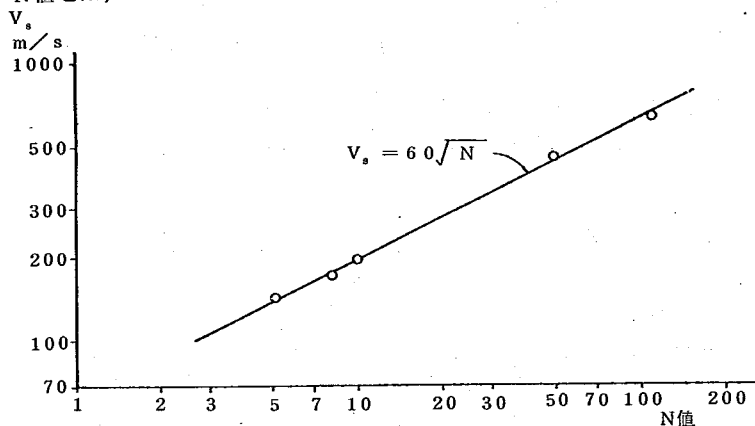


図-3-9 V_s と N 値の関係

$$V_s = 60 \sqrt{N} \quad \dots\dots\dots (3-6)$$

の関係がある。現位置での弾性波速度試験で、土中に発生するヒズミは大体 10^{-6} 程度と言われている。従って、この値のヒズミレベルに対して、(3-5)(3-6)式から G を t/m^2 、 ρ を $t \cdot sec^2/m^4$ であらわして、次式が成り立つ。

$$G = 3600 N \rho \quad \dots\dots\dots (3-7)$$

一方、今回解析の対象としているのは、ヒズミレベルが強震時に土中に生ずる大きさである 10^{-3} の大きさの場合である。 10^{-6} から 10^{-3} にヒズミレベルが変化すると、 G は約 $1/4$ になると仮定すれば、 10^{-3} に対する G は (3-7) から次式が求まる。

$$G = 900 N \rho \quad \dots\dots\dots (3-8)$$

今回の計算は、 G の値を固定した弾性計算を行ったが、実際の土はヒズミレベル、くりかえし回数等によって刻々 G 、 η (減衰係数) を変化させているので、より精度高い計算を行うためには (セン断ヒズミの仮定) $\rightarrow$ (G 、 η の値の決定) $\rightarrow$ (ヒズミの大きさの計算) $\rightarrow$ (G 、 η の値の決定) $\rightarrow$ (ヒズミの大きさの計算) $\rightarrow \dots$ と言う様な、くり返し計算が必要である。

以上の諸関係を用いて、次のようにして動的応力を計算する際に用いる G の値を決めた。

原地盤は、地盤調査結果によると、 N 値のばらつきは相当あるが、平均値は、イ層では 6、ロ層では 11 である。盛土下ロ層、サンドコンパクション部分も平均して $N=11$ として、(3-8)式を用いて G の値を定めた。共振法土質試験機による実験結果によると他の条件が同じであれば G は拘束圧の平方根に比例するから、同じイ層あるいはロ層でも深さ方向に G が一定と考えることはできない (参考文献 2, 3, 4, 5)。特に表層近くでは著しく小さな値となるであろう。今回の解析は、

近似的なものであるから、同じ層ではGは一定とした。

山砂、捨石部分のGは、共振法土質試験の結果を参考にして次のようにして決めた。ヒズミレベル 10^{-4} に対して、実験式として砂の種類によらず次式が成り立つことが分っている。

$$G = 697 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sqrt{p} \quad (\text{Kg/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (3-9)$$

$$\text{ここで、} p ; \text{平均主応力} = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{1}{3} (1 + 2 K_0) \sigma_v \quad \dots\dots\dots (3-10)$$

K_0 ; 静止土圧係数 σ_v ; 鉛直方向応力 (有効応力)

一方、ヒズミレベルが 10^{-4} から 10^{-3} まで大きくなると、Gは約 $1/3$ になることが分っている。又、深さZをmであらわして

$$\sigma_v = \frac{G_s - 1}{1 + e} r_v \cdot \left(\frac{Z}{10} \right) \quad (\text{Kg/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (3-11)$$

$e = 0.65$, $K_0 = 0.5$, $G_s = 2.7$ とすると $r = 10^{-3}$ に対して、

$$G = 697 \frac{(2.17 - 0.65)^2}{1 + 0.65} \times \frac{1}{3} \times \sqrt{\frac{1}{3} (1 + 2 \times 0.5) \frac{2.7 - 1}{1 + 0.65} \times 1 \times \frac{Z}{10}}$$

$$= 85 \sqrt{Z} \quad (\text{Kg/cm}^2) \quad (Z ; \text{m}) \quad \dots\dots\dots (3-12)$$

従って、 $Z < 15 \text{ m}$ では $G = 3,000 \text{ t/m}^2$, $Z > 15 \text{ m}$ では $G = 4,000 \text{ t/m}^2$ とした。

次に、セルの部分の剛度の評価は、次の様にして行った。昨年度の解析 (参考文献6) から、盛土の振動は、セン断モードが卓越することが分っているから、セル部分を、等価な剛性を持つセン断柱におきかえる。

(i) セルの剛性をありうる上限値で評価した場合

(モデル C-KA-1, C-KA-4, C-KI)

図-3-10 に示してあるように、セルとセルに囲まれた部分を、セン断剛性率 G_{eq} を持った等質のセン断柱とすると、

$$G_{eq} = \frac{\mu' A_{st} G_{st} + A G_{sand}}{A} \quad \dots\dots\dots (3-13)$$

ここで μ' ; 継手効率をあらわすインデックス

A_{st} ; 鋼管断面積

G_{st} ; 鉄のセン断弾性係数

A ; セルに囲まれた部分の面積

G_{sand} ; 砂のセン断変形係数

$$\mu' = 1.0, G_{st} = 7.0 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2, A_{st} = 21,384 \text{ cm}^2, A = 4.028 \times 10^6 \text{ cm}^2,$$

$A = 4.028 \times 10^6 \text{ cm}^2$, $G_{sand} = 300 \text{ Kg/cm}^2$ として、 G_{eq} は次の値となる。

$$G_{eq} \approx 4,000 \text{ Kg/cm}^2$$

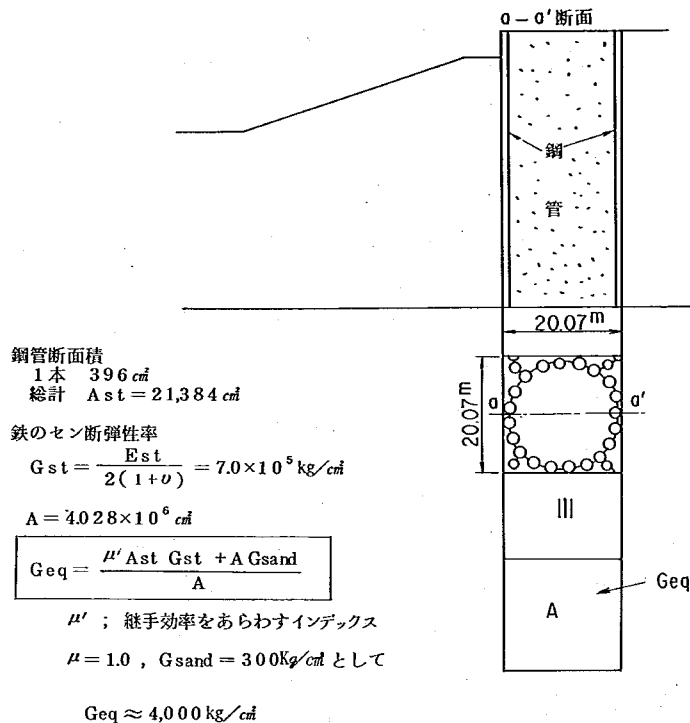


図-3-10 セルの剛性評価

(ii) セルの剛性をありうる下限値で評価した場合

(モデル C-KA-2)

これは、セルの継手効率 $\mu' = 0.0$ として、鋼管 1 本を、杭頭自由の単杭として考える方法である。この方法によると、セルを図-3-2 の様に幅 3 m の等価の杭 2 本とすると換算のヤング率 E は、4,800 kg/cm² となる。(詳細は省略)

静的載荷時の E は、次の様にして決めた。線型弾性体の応力分布は各部分の E の絶対値ではなく、各部分の E の値の比で決る。今回は、静的載荷時と動的載荷時での E の絶対値は異っていても、各部分の E の値の比は両者で同じと仮定して、前者に対しても後者の場合と同様に (3-8) (3-12) 式を用いて G の値を決めた。自重載荷時の盛土内、原地盤内の応力分布をもっと厳密に求めるためには、土の応力～歪関係の非線型性を考慮した計算が必要になる。そのためには、更に綿密な検討が必要であり、今後の課題である。

3-4 ポアソン比

非排水状態の飽和砂のポアソン比は、近似的に 0.5 としてよいことが知られているが、平面歪で $\nu = 0.5$ とすると、計算できないので、便宜上 0.49 とした。

3-5 減衰係数

土の減衰係数は、 10^{-3} の歪レベルで、大体 20% 前後になることが知られている。土の減衰特性は、履歴的性格によるものであるから、振動の周期にはよらない。そこで、各モードでの盛土-地盤系の振動を一自由度系のフォークトモデルでおきかえた場合（即ち、基準振動）の減衰比（damping ratio）、 h はモード数によらず 20% とした。

3-6 強度

後に述べる点安全率の計算のために、各部分のせん断強度を求めておく必要がある。元より静的つまりあい時の土の強度と、動的振動時の強度は、異った値となる。特に、動的強度は、载荷速度、くりかえし回数（くりかえし荷重履歴）、排水条件等によって決まるものであり、一般には、ゆるい砂、軟弱な粘土は、静的強度（くりかえしのない単純载荷によるもの）は、動的強度（くりかえし载荷によるもの）より低い値となる。しかし、現在の段階では動的強度を合理的に定めるには、実験データが不足しているので、今回の解析では、静的強度を動的強度をあらわすインデックスとして用いた。

(i) 原地盤（イ層、ロ層）

原地盤からサンプリングした粘土試料の一軸非排水強度 q_u は、平均的に次式であらわせる。

$$q_u = 0.30 Z (t/m^2, Z; m) \quad (3-14)$$

従って、原地盤のせん断強度 τ_i は、

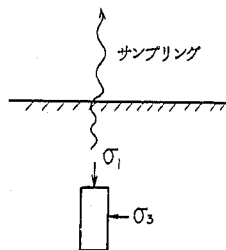
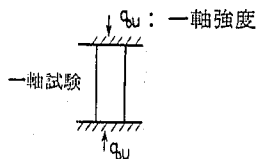
$$\tau_i = c_o = 0.15 Z (t/m^2, Z; m) \quad (3-15)$$

厳密に言うと、静的強度、動的強度が異なる点の他に、一軸排水強度は、試験をした応力状態と、実際に土中での破壊時の応力状態は異なるから、土中の真の強度をあらわしてはいない（図-3-11 参照）。しかし、今回ののは、近似計算なのであるから、 q_u をもって地震時強度をあらわした。

(ii) 盛土下口層

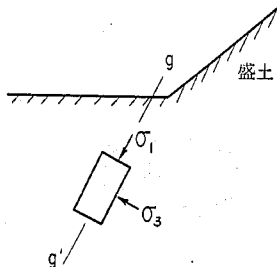
盛土下のロ層は、盛土建設によって鉛直荷重が増加し、圧密度が進むとせん断強度（非排水強度）が増加するので、指針（参考文献 7）に従って、次式によってせん断強度を求めた。

$$\tau_i = c_o + mU \Delta p (t/m^2) \quad (3-16)$$



原地盤での主応力方向と同じ方向に主応力を増加した時の強度

$$q_0 = \sigma_1 - \sigma_3$$



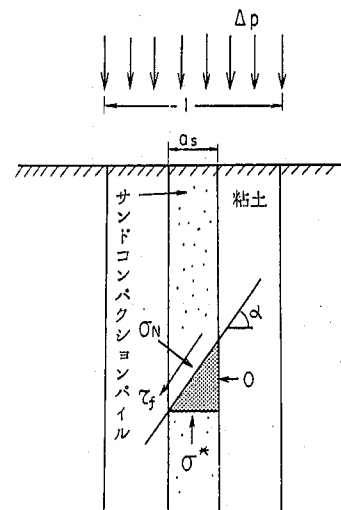
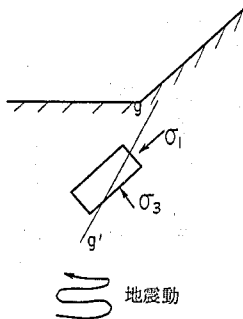
盛土を建設した時の主応力方向と、同じ方向に主応力を増加した時の強度

$$q_1 = \sigma_1 - \sigma_3$$

地震力によって、静的つりあい時とは異った方向の主応力によって破壊するときの強度

$$q_2 = \sigma_1 - \sigma_3$$

$$q_u \approx q_0 \approx q_1 \approx q_2$$



$$\sigma^* = \mu_s \cdot \Delta p + r_s' z$$

$$\sigma_N = \sigma^* \cos^2 \alpha + 0 \cdot \sin^2 \alpha$$

サンドコンパクションパイル部分のせん断強度

$$\tau_f = \sigma_N \cdot \tan \phi_s$$

△ 部分の力のつりあいを考えて、 τ_f を出している。

図-3-12 サンドコンパクションパイル改良部分の強度（指針による）

図-3-11 種々のせん断強度

ここで $c_0 = 0.15 Z$, Z : 原地盤深さ (m)

m : 圧密による強度増加係数 = 0.3

U : 圧密度 = 0.8

dp : 盛土建設による鉛直応力増加分 = $\sigma_v - r'Z = \sigma_v' - (1.40 - 1.0)Z$

σ_v' : 計算で求めた静的つりあい時の鉛直方向有効応力

(iii) 山砂, 捨石, 巨石部分

この場合も, 地震時には, 完全排水状態で破壊するとは考えにくいから, 厳密に言えば三軸排水試験で求めた ϕ_r で強度をあらわすことはできないが, 今回は便宜的に山砂部分は $\phi_r = 35^\circ$, 巨石捨石部分は $\phi_r = 45^\circ$ を用いて, 排水強度で動的強度をあらわすことにした。

(iv) サンドコンパクションパイルによる改良部分

この部分は, 原地盤部分とサンドコンパクションパイル部分から構成されることになるが, これを一樣な強度を持つものにおきかえると, そのせん断強度は, 指針によると図-3-12を参照して,

$$\tau = [(1 - a_s) c + a_s (\mu_s \cdot dp + r' \cdot z) \cos^2 \alpha \cdot \tan \phi_s] \dots \dots \dots (3-17)$$

ここで a_s : 砂置換率 = 0.2

$$c = c_0 + \mu_c \cdot dp \cdot U \cdot m$$

$$\mu_s = \frac{n}{(n-1)a_s + 1} = 2.143$$

$$\mu_c = \frac{1}{(n-1)a_s + 1} = 0.714$$

$$n: \text{応力分担比} = \frac{\text{砂くい部分の受ける単位面積あたりの応力}}{\text{粘土地盤の受ける単位面積あたりの応力}} = 3$$

ϕ_s : サンドコンパクションパイル内の砂の内部摩擦角 = 30°

r_s : " 有効単位体積重量 = 1.0

$m = 0.30$

U_s : 圧密度 = 0.95

dp : 盛土荷重による応力増加 = $\sigma_v' - r'z$

σ_v' : 盛土建設時の鉛直有効応力

r' : 原地盤の有効単位体積重量 = 0.4

所が, この式に従うと, $\alpha = 90^\circ$ のとき

$$\tau = (1 - a_s) C < C \dots \dots \dots (3-18)$$

となって, サンドコンパクションパイルがない時よりも強度が小さくなる矛盾が生じてくる。これは, 図-3-12に示してある様にサンドコンパクションパイルの水平拘束力 = 0 として, せん断強度を求めているからである。円弧すべり法で, 全体の力のつりあいで, 安全率を求めるときは, $\alpha \sim 90^\circ$ になることはないから, 上述の様な矛盾は顕在化しない。しかし, 点安全率の様に, 個々の

場所の安全率を求めるときは、 $\alpha \approx 90^\circ$ となることも予想される。そこで、図-3-13に示してある様に、サンドコンパクションパイル部分の水平拘束力を考えると、結局、強度は(3-17)に代って、次式によって定めるのが適当と思われる。

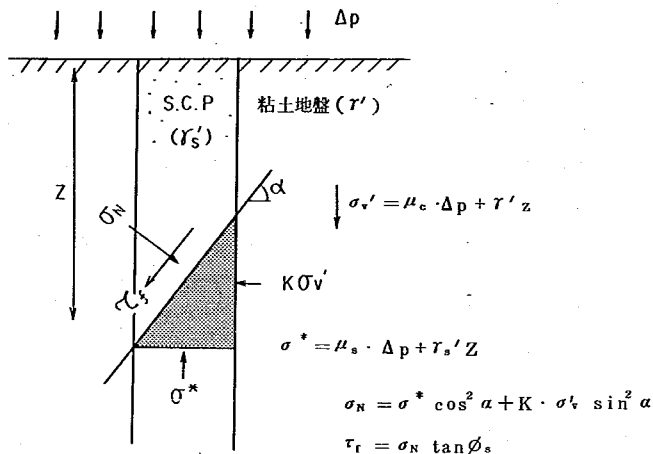


図-3-13 側方拘束力を考えた時のサンドコンパクションパイルのせん断強度

$$\tau_1 = \tau_2 = (1 - a_s) c + a_s \{ (\mu_s \cdot \Delta p + \gamma'_s \cdot Z) \cos^2 \alpha + K (\mu_c \cdot \Delta p + \gamma'_s \cdot Z) \sin^2 \alpha \} \tan \phi_s \quad (3-19)$$

ここで、K；図-3-13に示してある、粘土地盤中の鉛直応力に対する水平応力の比=0.5
 α は、対象とする応力状態で、最大主応力方向と 30° なす方向と、水平方向のなす角
 α_1 、 α_2 のうち小さい方の値とする。

4. 計算手法詳説

4-1 要素分割

各解析モデルの要素分割を図-4-1～4-8に示す。各モデルで、応力集中の生じやすい所は、細かく要素分割した。表-4-1に自由度、節点数、要素数がまとめられている。

4-2 自重による応力の解析

単位体積重量のとり方、境界条件のとり方は、図-4-9に示してある。対称軸である盛土中央及び、のり先のかなり先の部分は、自重载荷による水平変位はないものと考えられるから、図のようにモデルの側面は水平方向固定、上下方向自由の境界条件が与えてある。

4-3 震度法による解析

飽和重量の0.18倍の水平力を、盛土と地盤の全ての部分について荷重として与えた。境界条件

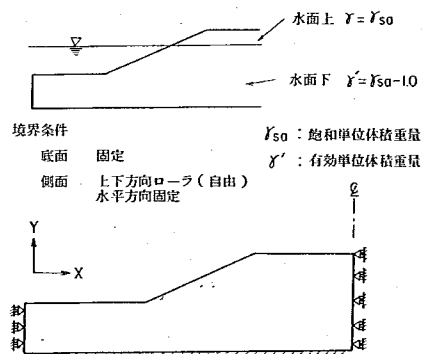


図-4-9 自重载荷による応力解析の条件

表-4-1 有限要素モデル

モデル	自由度	節点数	要素数
C-KA-1	1,566	1,735	293
C-KA-2	1,730	2,000	321
C-KA-3	1,388	1,141	259
C-KA-4	1,704	925	316
C-KA-5	1,606	900	300
C-KI	1,320	720	252
T-KA	498	300	84
T-HQ	458	313	77

注) 節点数が不統一なのは、とび番号の故であってモデルの規模の評価は自由度でして下さい。

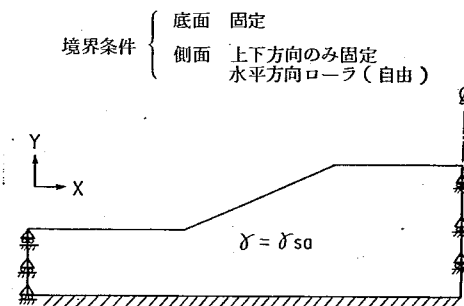
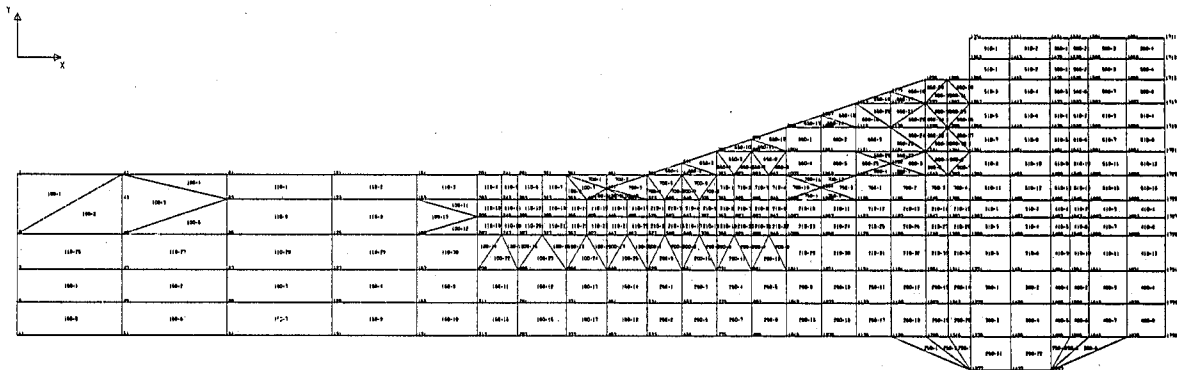


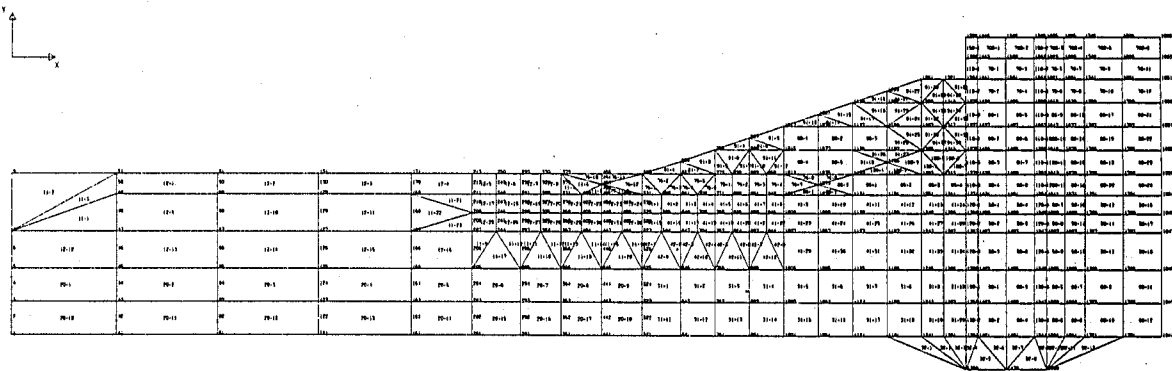
図-4-10 震度法, スペクトル法, 地震波による応答解析法の境界条件



C-KA-1
INPUT

20.00

図-4-1 モデルC-KA-1 (川崎側側面セル式セル剛性大)



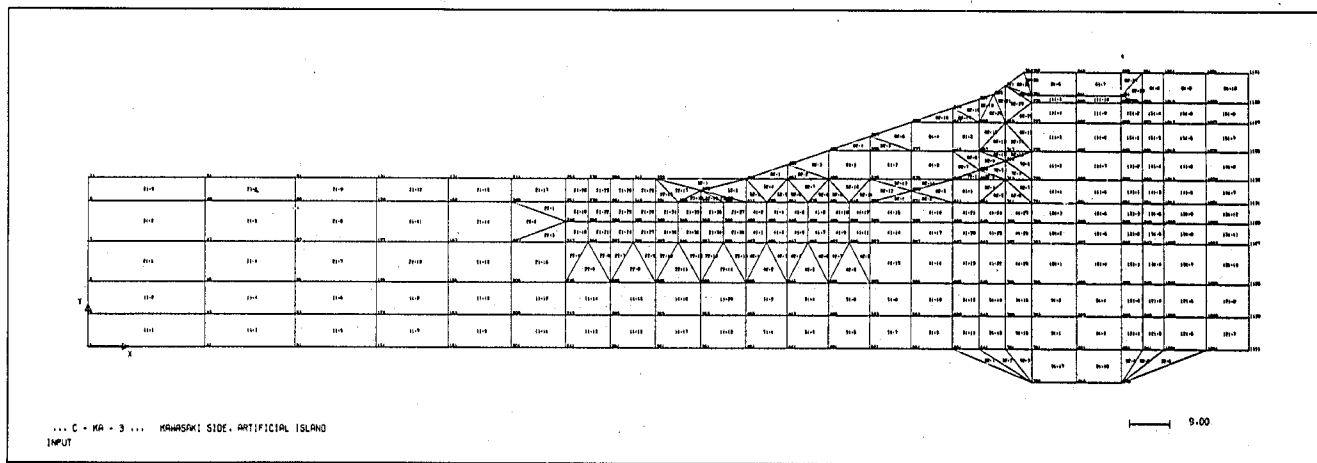


図-4-3 モデルC-KA-3 (川崎側側面セル式(セル剛性大)斜路部)

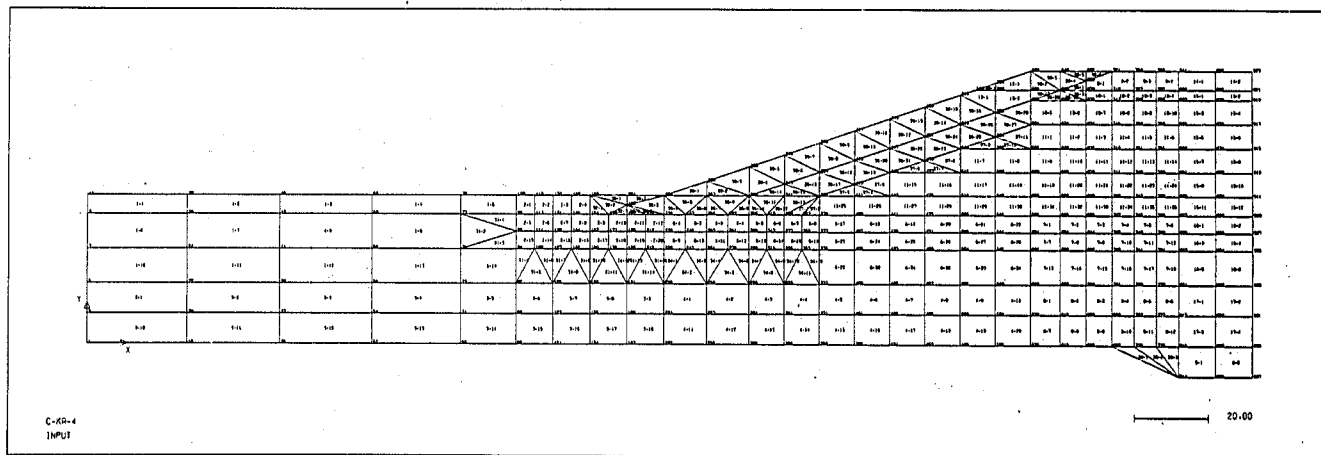


図-4-4 モデルC-KA-4 (川崎側, 中央セル(セル剛性大))

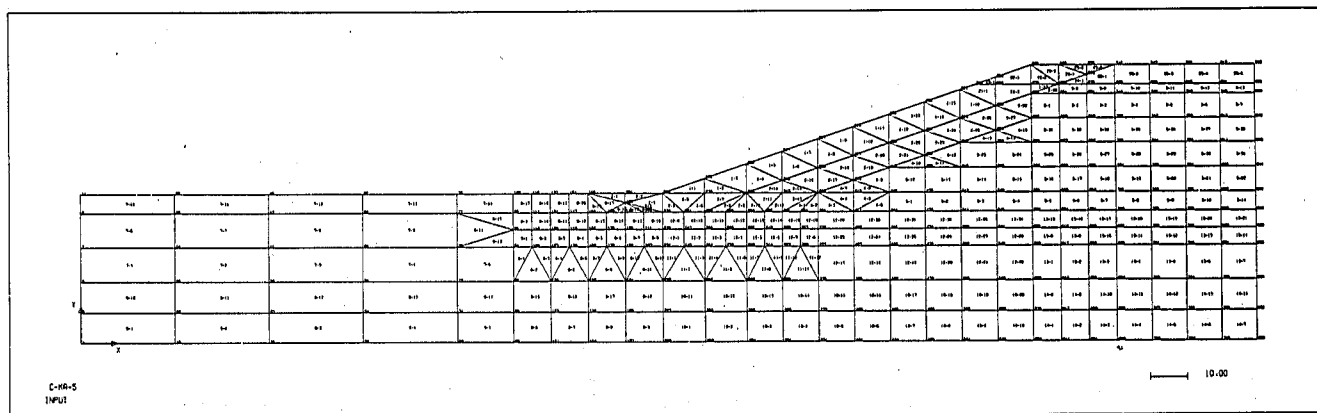


図-4-5 モデルC-KA-5 (川崎側砂盛土)

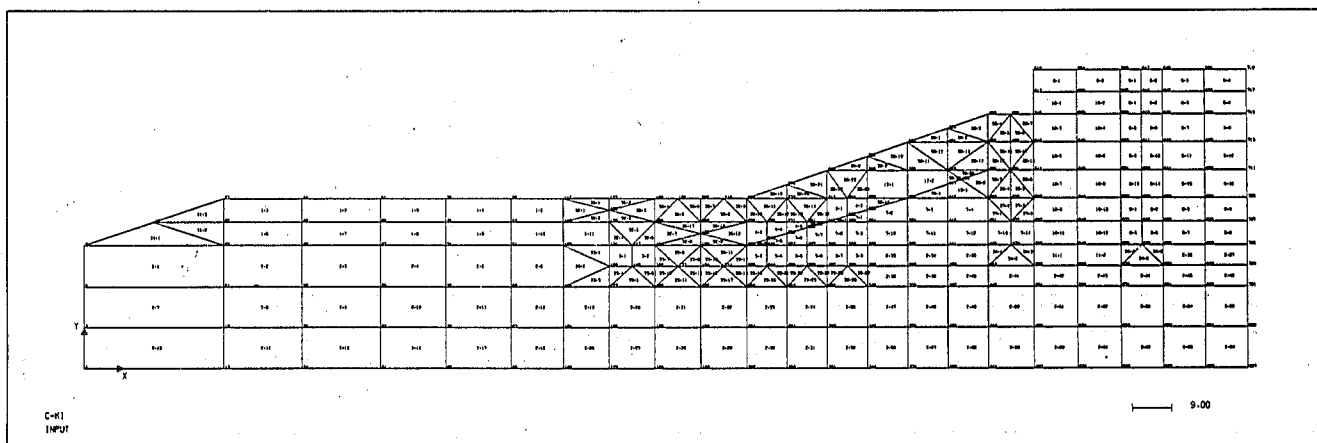


図-4-6 モデルC-KI (木更津側, 側面セル, セル剛性大)

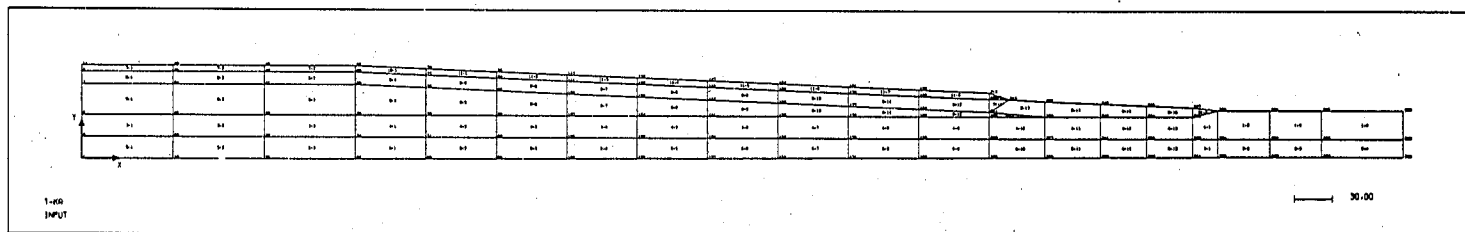


図 - 4 - 7 モデル T - K A (川崎, 縦断方向)

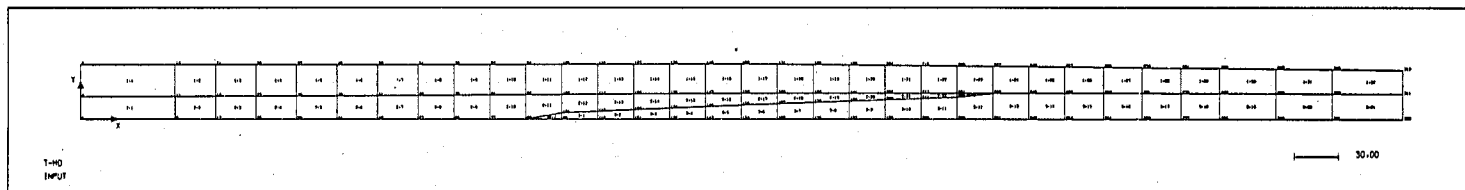


図 - 4 - 8 モデル T - H O (水平原地盤)

は、図-4-10に示してある様に、側面では上下方向固定、水平方向自由であり、この条件はスペクトル法による解析、地震波による応答解析についても同様である。これは、地盤の水平方向のせん断振動を中心に考えているため、左右対称モデルでは対称軸に対して対称な上下振動モードは水平方向の応答に対して寄与しないことを考慮しているからである。

4-4 平均応答速度スペクトルによる解析

応答スペクトル曲線は、道路橋耐震設計指針（昭和47.4.日本道路協会）の平均応答スペクトル（岩盤上、減衰比 $h = 20\%$ ）を使用した。基盤水平加速度は 150gal とする。速度応答スペクトルは次式によって求めた。

$$S_v = C' T^{\alpha'} \dots\dots\dots (4-1)$$

S_v : 速度応答スペクトル

T : 非減衰固有周期

C' , α' ; 定数、表-4-2

によって定める。

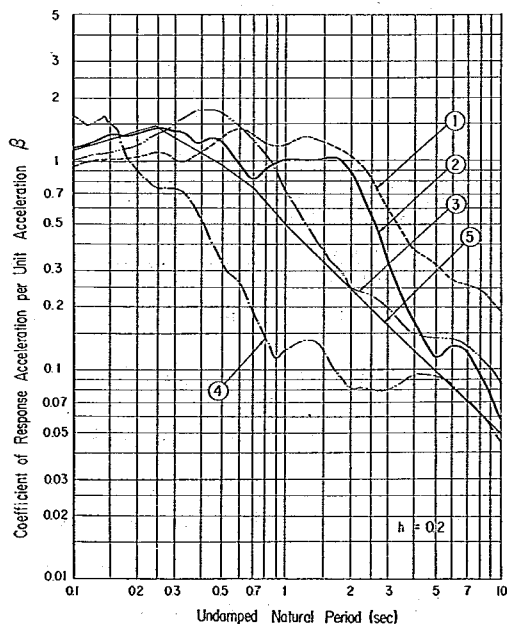
図-4-11に、この平均応答スペクトル曲線が示されている。応答スペクトル曲線を用いた解析では、1次から20次までの振動モードのうち、刺激係数の大きい順に6つの振動モードを選び出し、各次のモードごとの応答値の自乗和の平方根によって、最大応答値を求めた。

4-5 地震波による応答解析

表-4-3、図-4-11に示してある4種の地震波記録を直接、基盤入力として用いた。計算における時間間隔は 0.01 秒である。

表-4-2 C' , α' と T の関係

T	C'	α'
$0.1 \leq T \leq 0.25$	52.57690777	1.30149096
$0.25 \leq T \leq 0.50$	16.46430447	0.463947101
$0.50 \leq T \leq 0.70$	12.73176910	0.093038433
$0.70 \leq T \leq 1.00$	11.984	-0.076576247
$1.00 \leq T \leq 10.0$	11.984	0.0



番号は表-4-3に示してある地震入力番号

図-4-11 応答加速度係数 β

表-4-3 解析に使用した地震波と平均応答スペクトル

地震名	記録場所	マグニチュード M	震央距離 d (km)	最大加速度 gal	継続時間 秒
① 根室半島沖 1973. 6. 17	静内橋 -40 m	7.4	305	45	12
② 八丈島近海 1972. 12. 4	観音崎 -80 m (NS)	7.2	275	10	15
③ 越前沖 1963. 3. 27	岩屋	6.9	153	22	9
④ 多摩川下流 1970. 9. 30	川崎 -127 m (NS)	4.5	30	6	10
⑤ 平均応答スペクトル (岩盤上, h = 20%)					

この番号は図-4-11の番号に対応している。

4-6 点安全率の計算

盛土-地盤内各所の点安全率 SF は、次の諸式によって算定した。

(i) 粘土地盤, サンドコンパクションによる改良部分

$$SF = \frac{\tau_t}{\tau} \dots\dots\dots (4-2)$$

ここで τ_t ; セン断強度

$$\tau = \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_3|$$

σ_1 ; σ_3 ; 自重載荷時,あるいは動的荷重載荷時の対象とする地点の最大,及び最小主応力

(ii) 山砂, 捨石, 巨石部分

$$SF = \frac{\sin \phi}{\sin \phi_m} \dots\dots\dots (4-3)$$

ここで ϕ ; 内部摩擦角

$$\phi_m = \arcsin \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

σ_1 , σ_3 ; 自重載荷時,あるいは動的荷重載荷時の対象とする地点の最大,最小主応力

今回の解析では、弾性計算で応力を求め、破壊は、それとは別個な基準で判断しており、両者には連続性が欠けている。実際には図-4-12に示してある様に土の変形と破壊は連続的な現象であり、これを解析にとり入れるためには、土の応力～歪関係の複雑な非線型性を考慮しなければならない。今後の課題である。

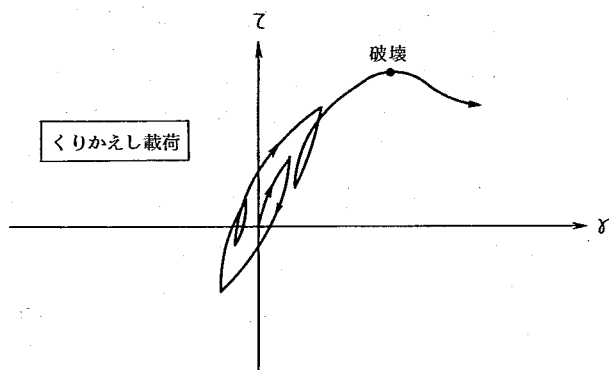
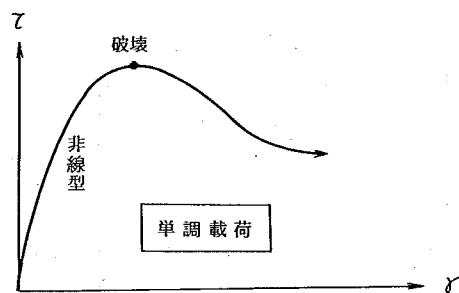


図-4-12 土の変形と破壊(模式図)

5. 解析結果

5-1 モーダルアナリシス

図-5-1～5-8は、各モードの1次モード、2次モード(モデルC-KA-1だけは6次モードまで)が示しており、表-5-1～5-8には各モデルの1～6次の振動モードの振動数固有周期、刺激係数、有効質量比をまとめている。

各モデルで、有効質量比の値を見て分るように、セン断モードである1次モードが最っとも卓越している。そこで、1次モードについて若干考察してみる。

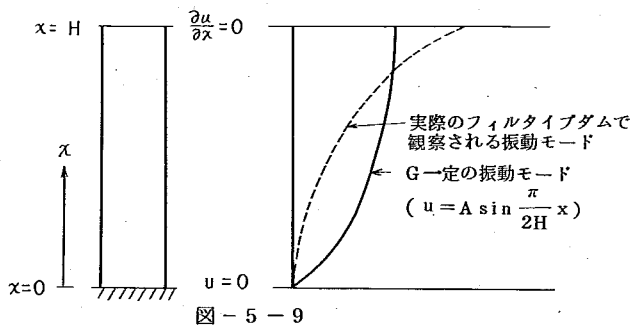
川崎側人工島の横断面の解析モデルで、1次モードの固有周期の長い順に並べると、

C-KA-5	セルなし	$T_1 = 2.44$ 秒
C-KA-2	側面セル式、セル剛性小	$T_1 = 2.32$ 秒
C-KA-4	中央セル式、セル剛性大	$T_1 = 2.05$ 秒
C-KA-1	側面セル式、セル剛性大	$T_1 = 1.98$ 秒

セルの存在によって、固有周期は若干短くなっているが、人工島の固有周期は大体2秒前後と考えるとよい様である。これは、通常のロックフィルタイプダムよりかなり長い固有周期であり、従って、このことは図-4-11を見て分るように、応答加速度倍率 β は遠距離大地震の場合でも、 $\beta \approx 1.0$ 前後である可能性を示している。

次に、セン断振動モードについて若干の考察をしよう。

今、図-5-9の様な、一次元の一様なGの弾性セン断柱の一次の振動モードは、基盤で $u=0$ 、頂場で $\frac{du}{dx}=0$ の条件から、図の様な形となる。今回の各モデルの1次の振動モード



もこれに近い形をしている。しかるに、実際のフィルタイプダムの振動モードは図-5-9の破線のような形をしており、この方が自然である(参考文献8)。この原因の一つは、Gの分布が若干不適切だったためと思われる。共振法土質試験での実験結果によると他の条件が同じであれば

表-5-1 モデルC-KA-1

モード次数	振動数(cps)	周期(sec)	制 激 係 数	有効質量比
1	0.504	1.98	40.3	0.679
2	0.653	1.53	16.71	0.118
3	0.878	1.14	2.68	0.003
4	1.030	0.97	0.73	0.000
5	1.162	0.86	2.62	0.003
6	1.267	0.79		0.004

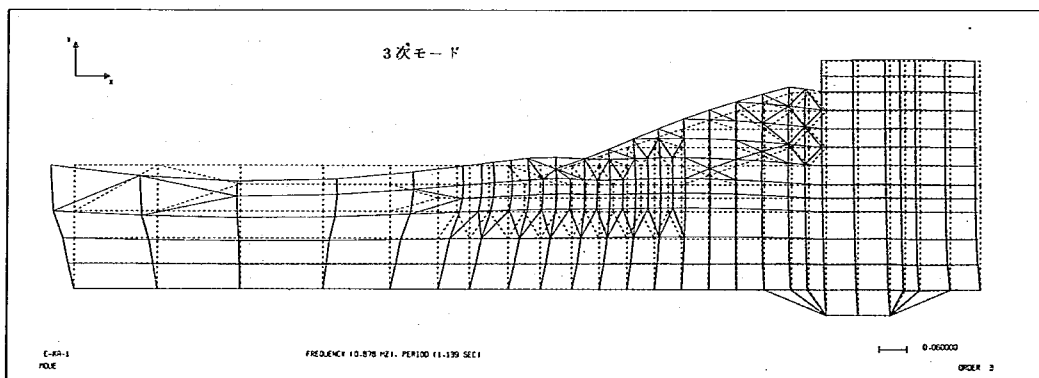
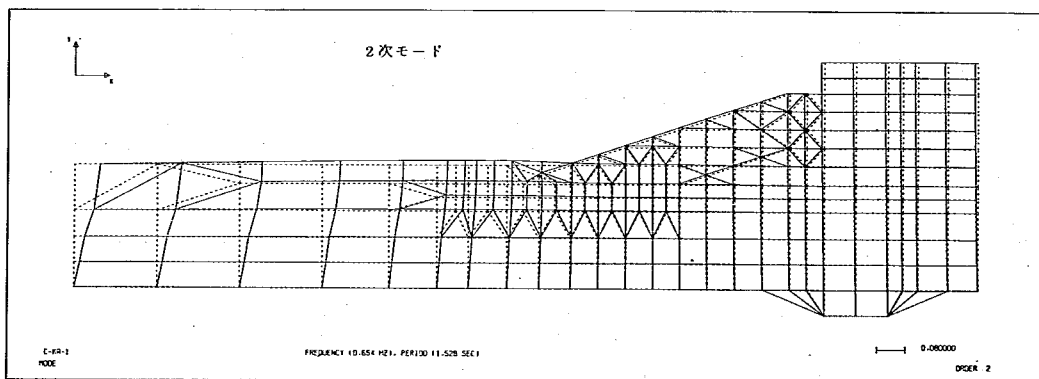
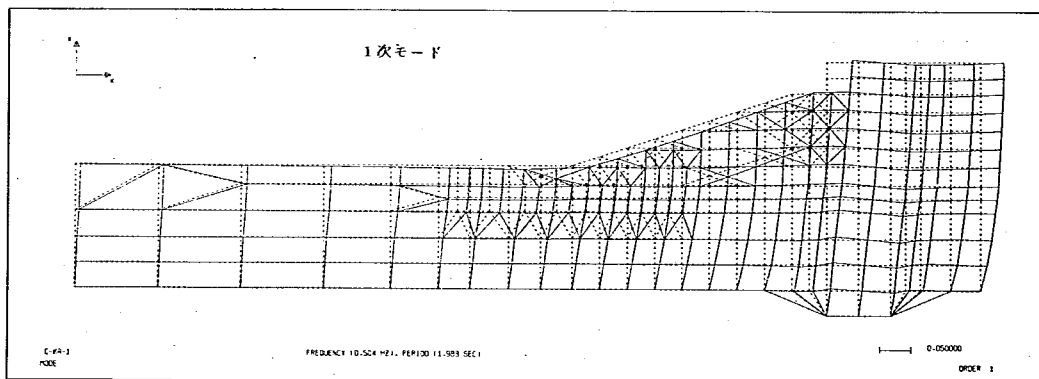


図-5-1 モデルC-KA-1 (川崎側人工島側面セル式(セル剛性大))-1

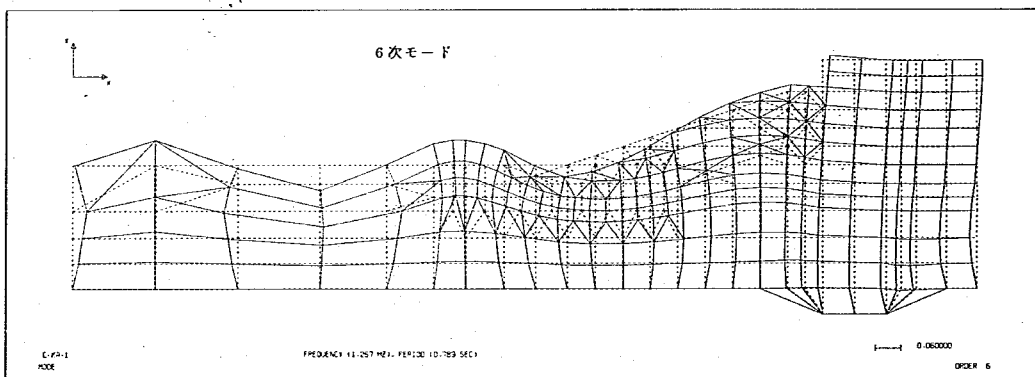
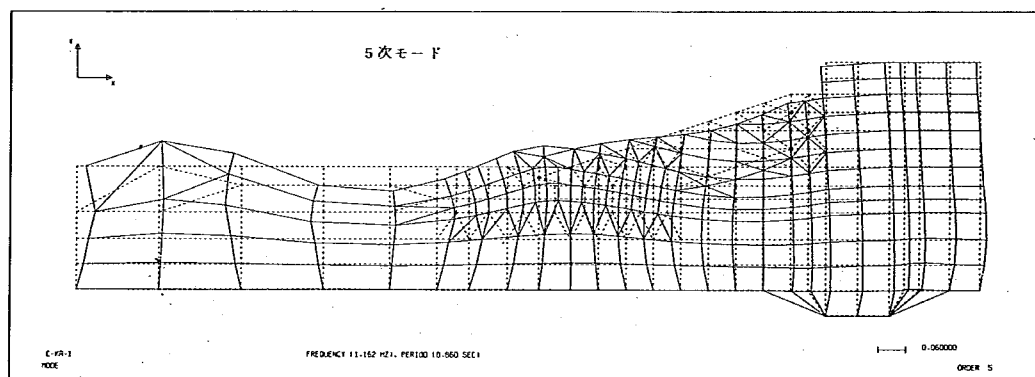
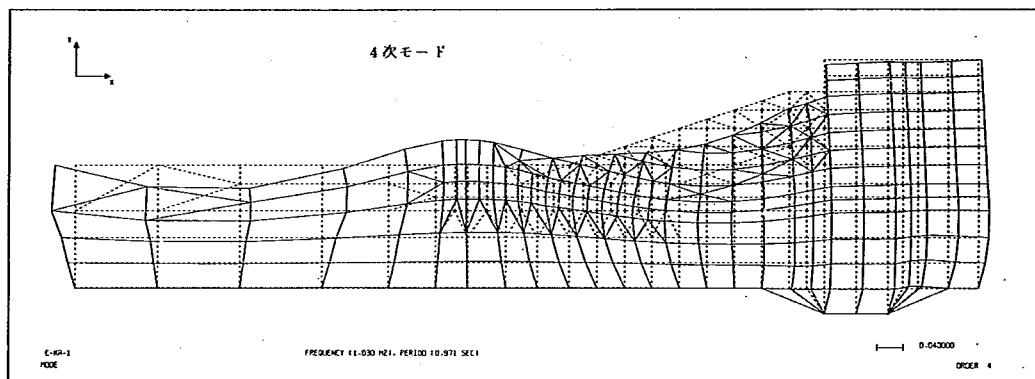


図-5-1 モデルC-KA-1 (川崎側人工島側面セル式(セル剛性大)) - 2

表-5-2 モデルC-KA-2

モード次数	振動数(cps)	周期(sec)	刺激係数	有効質量比
1	0.432	2.32	38.31	0.623
2	0.651	1.54	-19.79	0.166
3	0.849	1.18	-3.75	0.006
4	0.955	1.05	-1.95	0.002
5	1.103	0.91	1.63	0.001
6	1.151	0.87	-5.98	0.015

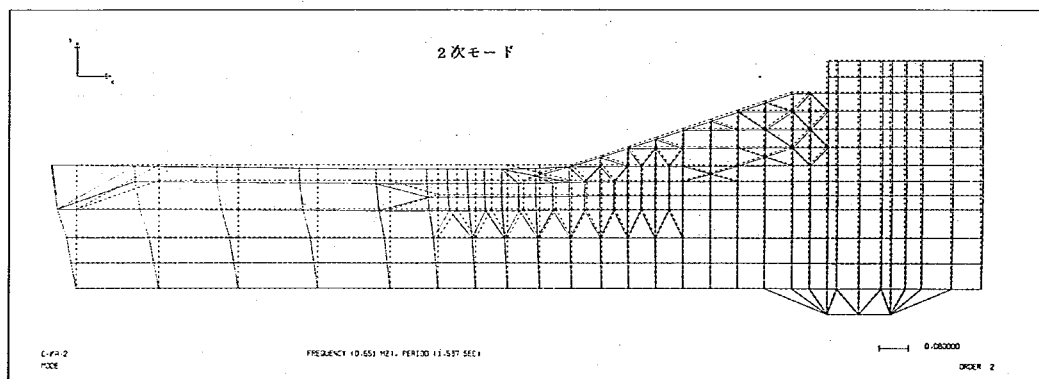
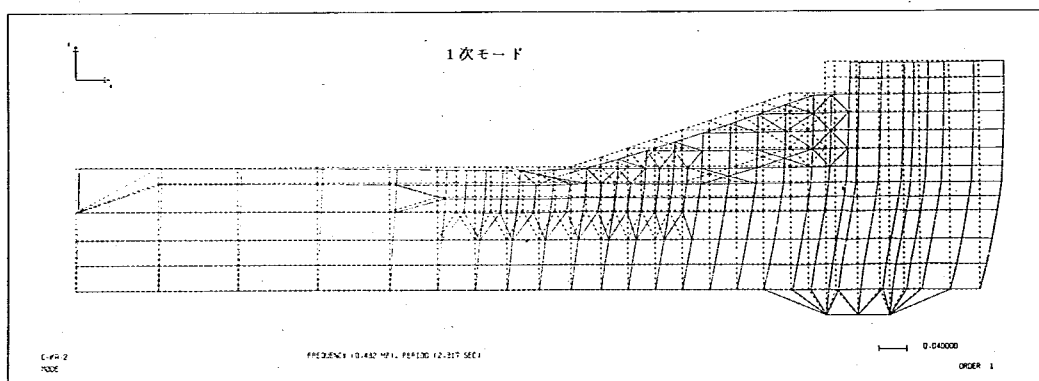


図-5-2 モデルC-KA-2 (川崎側人工島側面セル式(セル剛性小))

表-5-3 モデルC-KA-3

モード次数	振動数(cps)	周期(sec)	刺激係数	有効質量比
1	0.579	1.73	37.12	0.722
2	0.696	1.44	-11.68	0.071
3	0.948	1.05	-1.28	0.001
4	1.133	0.88	-0.94	0.000
5	1.251	0.80	-1.86	0.002
6	1.366	0.73	1.68	0.001

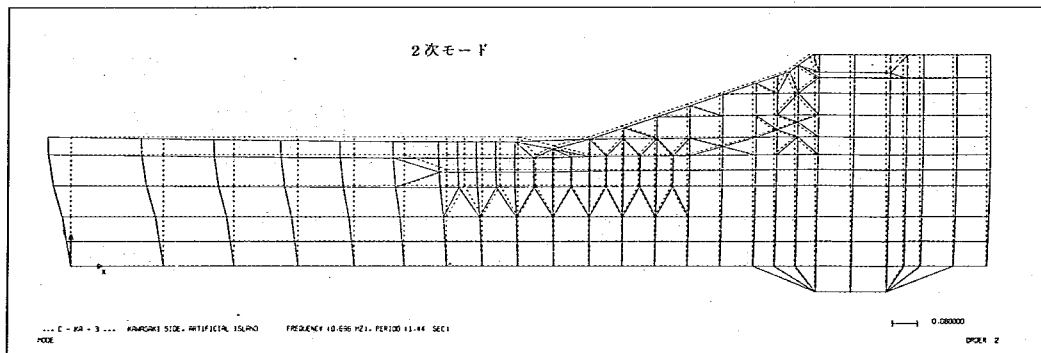
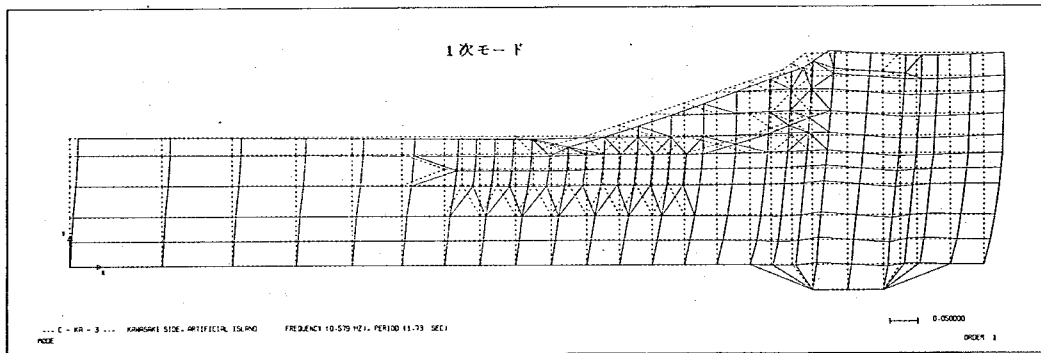


図-5-3 モデルC-KA-3 (川崎側人工島側面セル式(セル剛性大)斜路部)

表-5-4 モデルC-KA-4

モード次数	振動数(sps)	周期(sec)	刺激係数	有効質量比
1	0.489	2.05	43.81	0.703
2	0.650	1.54	-17.55	0.113
3	0.805	1.24	-0.66	0.000
4	0.905	1.11	4.28	0.007
5	1.01	0.99	-1.83	0.001
6	1.14	0.87	0.49	0.000

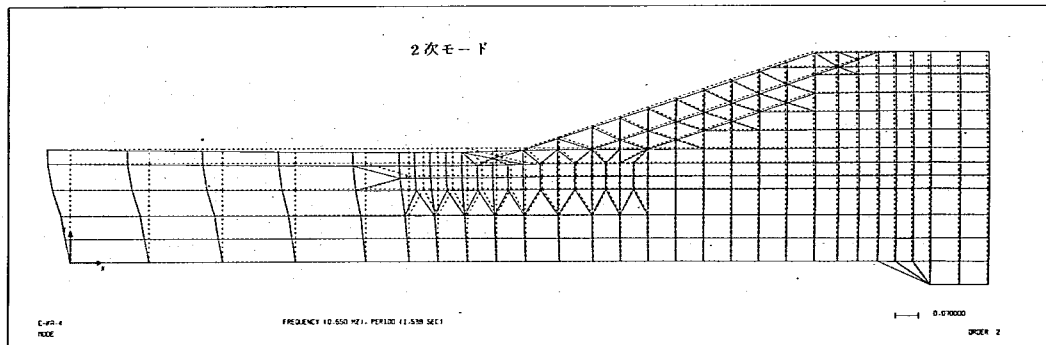
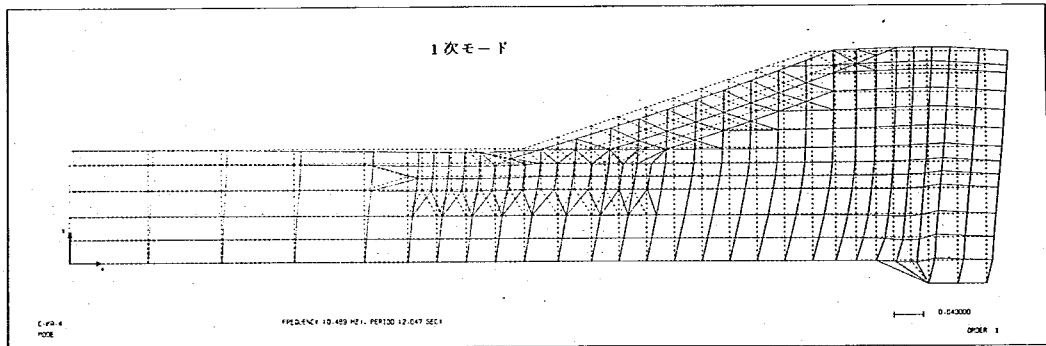


図-5-4 モデルC-KA-4 (川崎側人工島中央セル式(セル剛性大))

表-5-5 モデルC-KA-5

モード次数	振動数(cps)	周期(sec)	刺激係数	有効質量比
1	0.411	2.44	41.47	0.643
2	0.647	1.55	21.16	0.167
3	0.760	1.32	2.54	0.002
4	0.880	1.14	3.28	0.004
5	0.977	1.02	0.74	0.000
6	1.108	0.90	2.65	0.003

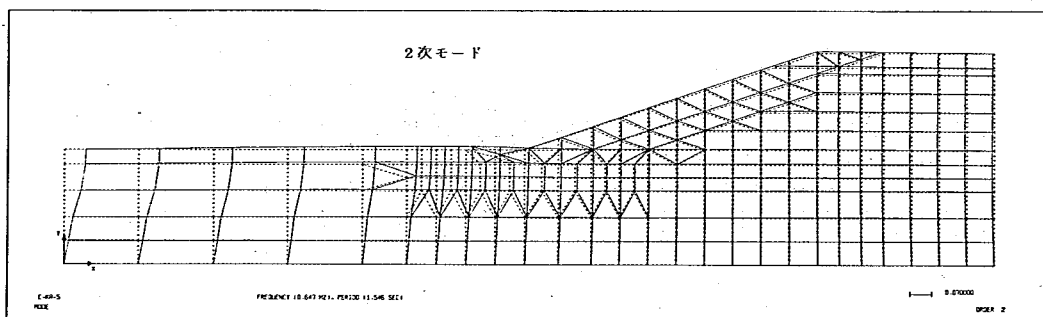
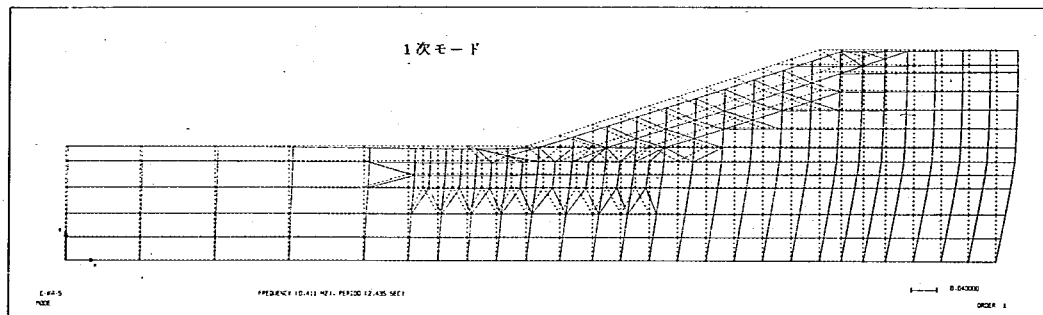


図-5-5 モデルC-KA-5 (川崎側人工島セルなし)

表-5-6 モデルC-K I

モード次数	振動数(cps)	周期(sec)	刺激係数	有効質量比
1	0.616	1.63	36.49	0.617
2	0.972	1.03	22.00	0.225
3	1.19	0.84	0.11	0.000
4	1.38	0.73	- 0.82	0.000
5	1.49	0.67	- 3.87	0.007
6	1.57	0.64	6.00	0.017

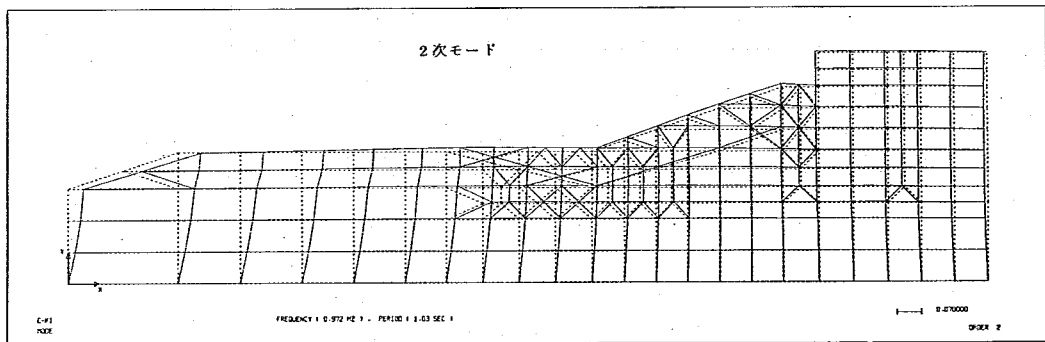
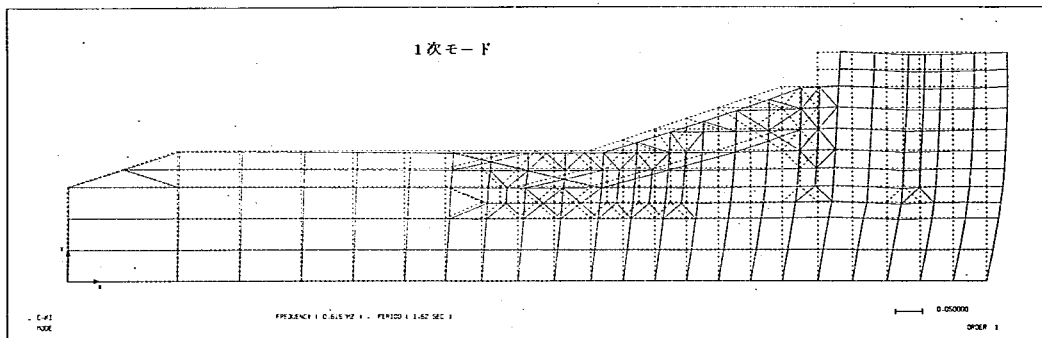


図-5-6 モデルC-K I (木更津側人工島側面セル式(セル剛性大))

表-5-7 モデルT-KA

モード次数	振動数(cps)	周期(sec)	刺激係数	有効質量比
1	0.366	2.73	75.25	0.556
2	0.459	2.17	-39.19	0.151
3	0.540	1.85	26.27	0.068
4	0.620	1.61	20.09	0.040
5	0.674	1.48	-23.44	0.054
6	0.706	1.42	4.44	0.002

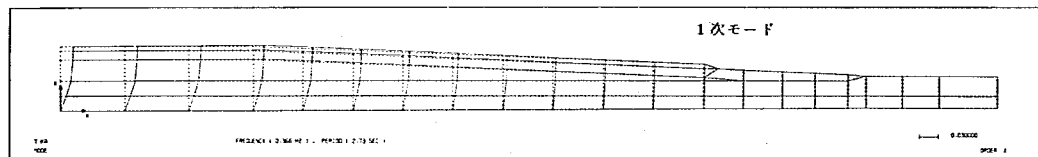


図-5-7 モデルT-KA (川崎側人工島縦断方向)

表-5-8 モデルT-HO

モード次数	振動数(cps)	周期(sec)	刺激係数	有効質量比
1	0.659	1.52	38.35	0.313
2	0.706	1.42	-21.47	0.098
3	0.759	1.32	20.43	0.089
4	0.810	1.23	18.86	0.076
5	0.853	1.17	22.27	0.105
6	0.884	1.13	15.60	0.052

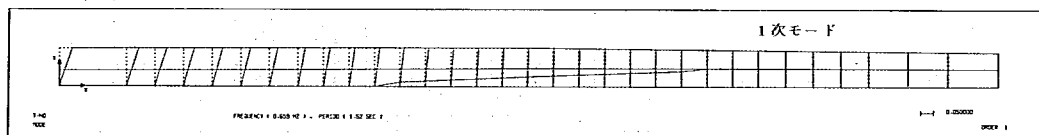


図-5-8 モデルT-HO (水平原地盤)

Gは拘束圧の平方根に比例し、セン断歪の増加によるGの減少率も、拘束圧の低い場合の方が大きい。このことから、表面近くのGは、もっと小さく評価し、かつ深部はもっと大きくGを評価する必要があったものと思われる。

5-2 応答変位、応答加速度

図-5-10、図-5-11は、川崎側人工島モデルの両極端のモデル化をしたものであるC-KA-1（側面セル式、セル剛性大）とC-KA-5（セルなし）の時間応答曲線である。(5)は、根室沖地震の際に静内橋地下40mでとれた水平加速度記録であり、(3)、(4)は盛土頂部中央での応答変位、応答加速度であり、地震波記録と比べて、盛土-地盤系の振動特性が強く反映しており、なめらかな曲線となっている。(1)、(2)は盛土頂部での中央と肩との相対変位、相対加速度であり、この値は応答変位値、応答加速度値に比べてかなり小さい値であるからモーダルアナリシスの結果から推定された様に、このモデルはセン断振動モードが最っとも卓越している。表-5-9は、この地震入

表-5-9 静内地震入力（最大加速度44.63ガル）に対する応答

	川崎側 側面セル セル剛性大	川崎側 側面セル セル剛性小	川崎側 側面セル 斜路部	川崎側 中央セル セル剛性大	川崎側 セルなし	木更津側 側面セル セル剛性大
	C-KA-1	C-KA-2	C-KA-3	C-KA-4	C-KA-5	C-KI
A. 盛土頂部、中央 での最大応答変位	6.98 cm	8.10 cm	5.2 cm	6.93 cm	8.29 cm	5.19 cm
B. 盛土頂部、中央 と肩の最大相対 応答変位	0.765 cm	1.83 cm	0.662 cm	0.375 cm	0.276 cm	0.329 cm
B/A	0.11	0.23	0.13	0.05	0.03	0.06
C. 盛土頂部、中央 での最大応答加 速度	79.5 gal	63.2 gal	73.1 gal	68.0 gal	61.8 gal	75.7 gal
D. 盛土頂部、中央 と肩の最大相対 応答加速度	11.7 gal	8.22 gal	12.1 gal	8.46 gal	8.63 gal	5.16 gal
C/D	0.15	0.13	0.17	0.12	0.14	0.07

力に対する盛土頂部での最大応答値、最大相対応答値をまとめたものであり、川崎側人工島標準横断面では、静内地震入力に対する最大応答変位は大体7~8cm、最大応答加速度は70~80galであることが推定される。又、いずれの解析モデルでも、盛土頂部での中央と肩との最大相対応答値B/A、C/Dは、最大応答値よりかなり小さいことから、いずれのモデルでもセン断振動モードが

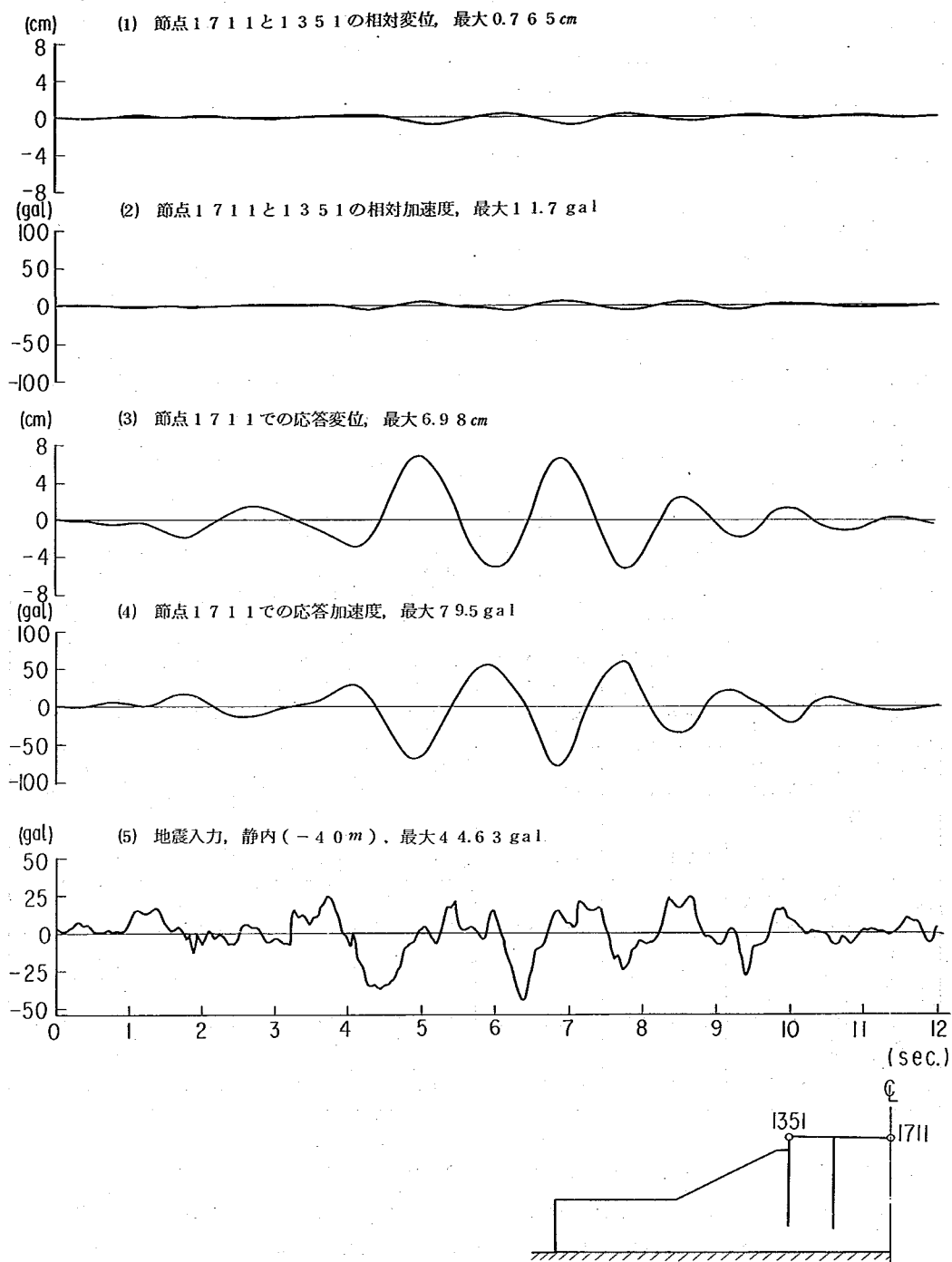


図-5-10 モデルC-KA-1の静内地震入力に対する応答

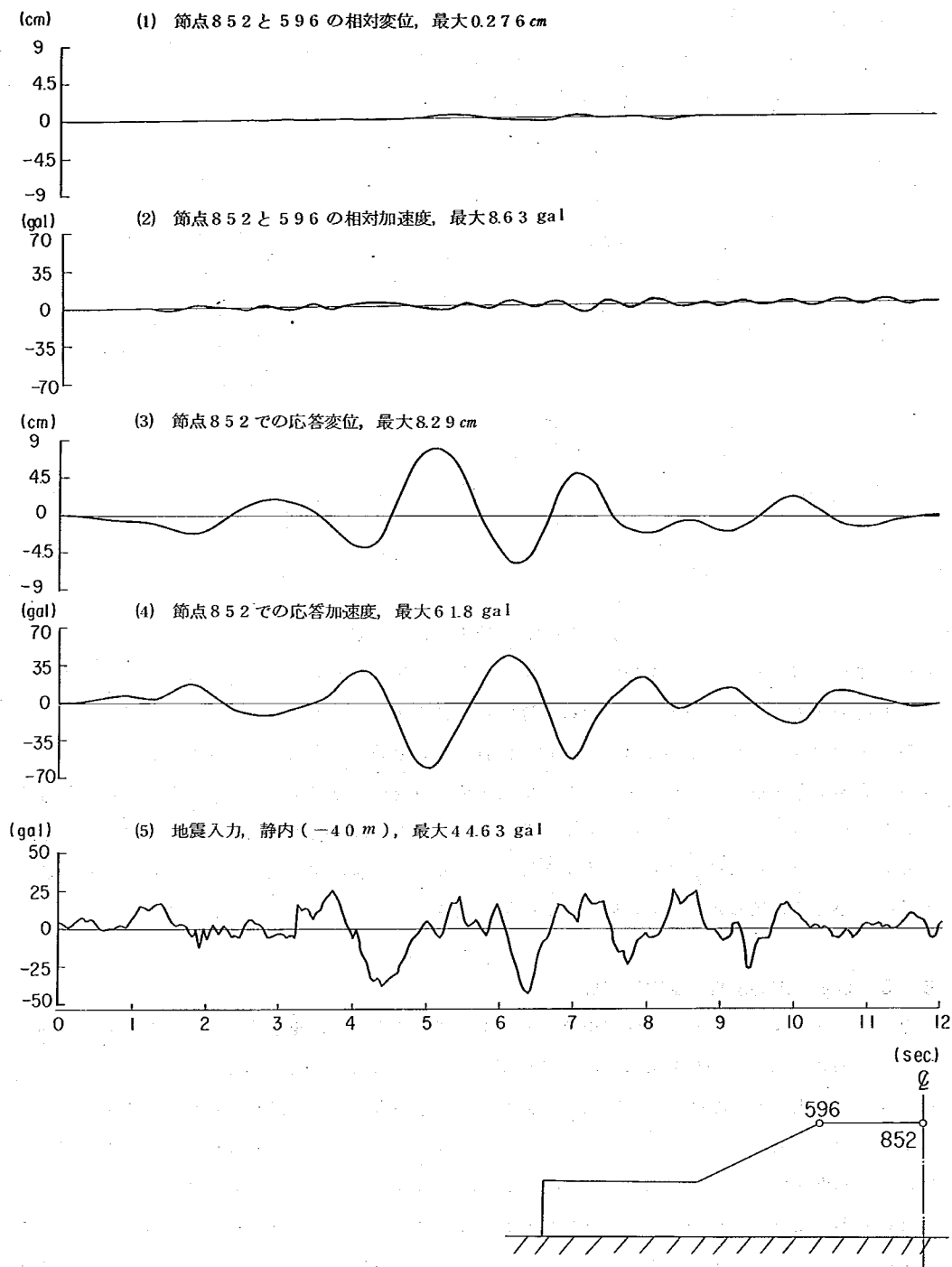


図-5-11 モデルC-KA-5の静内地震入力に対する応答

最っとも卓越していることが分る。

図-5-12は、モデルC-KA-1、C-KA-5での3種の地震に対する、各部分の応答最大加速度を示したものである。図を見て分るように、各応答値は図-4-11の応答スペクトル曲線が

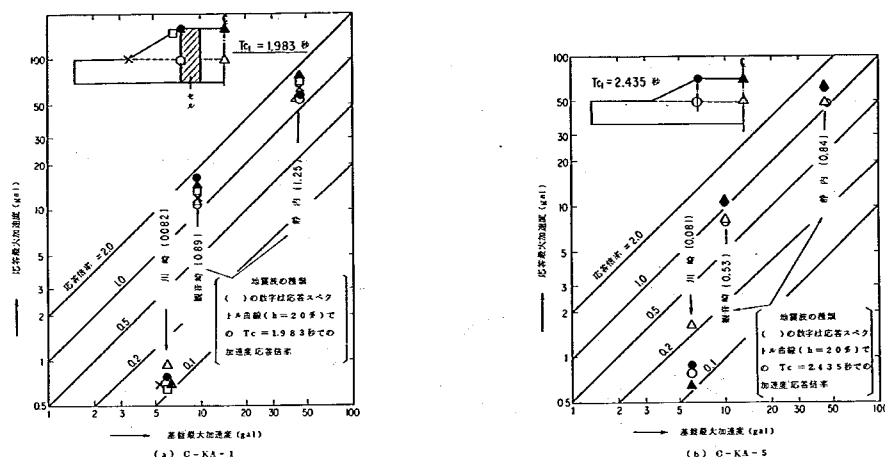


図-5-12 最大応答加速度

ら推定される値よりもやや大きい値を示しているが、大体一致している。このことは、このモデルの固有周期が大体2秒と相当長いために、遠距離地震の様に、長周期成分の多い地震動に対しての応答倍率が大きくなり、その場合には、他の固有周期の短い構造物よりも、相対的に危険である可能性のあることを示している。又、近距離地震の様に短周期成分の多い地震動に対しては、応答倍率が非常に小さいことも注目する必要がある。又、静内、観音崎地震入力に対しては、原地盤面よりも頂部での応答加速度は大きく約1.5倍となっている。前に述べた様に、表面近くのGの値をもう少し小さく評価したら、この倍率はもう少し大きくなるものと思われる。

5-3 変形・応力解析, 安定性解析

以下に示すのは、前述した手法で求めたモデル内部の応力状態、変形状態、点安全率分布である(図-5-13~図-5-19参照)。ここで点安全率図の見方について考えてみよう。実際の土構造物内部では、土はその強度以上の応力を支えられるはずがないから、点安全率SFが1を割ることはあり得ない。従って、もし土の非線型の応力-歪関係を忠実に追跡した計算をすることができれば、この解析法ではSF<1.0になった部分の応力は、SF>1.0になっている他の断面で負担することになる。従って、連続した断面全体でSF=1.0になったとき、はじめてこの盛土-地盤系モデルは安定性を欠くことになる。以上のことから、弾性計算でSF<1.0の個所が部分的に存在するからと言って、盛土-地盤系全体が不安定であると判断するのは適切でなく、SF<1.0の区域

の広さで安全性の判断、各種モデル相互の比較をするのがよいであろう。

図-5-13～5-19 から次のことが分る。

(1) セルへの応力集中。セルのあるモデルの場合は、どの場合もセルに応力が集中しているのが分る。

(2) 最大せん断応力線。土の場合に、有効応力で求めた内部摩擦角を ϕ とすると、砂でも粘土でも最大せん断応力方向から最大主応力 σ_1 方向へ $\phi/2$ の角度をなす方向がすべり線となる。すべり線方向は2方向あり得る訳であるが斜面に平行な方向を選んで、連続的な曲線を描くと、円弧すべり法でのすべり線と同じ意味のすべり線が求まる。図-5-16(2)、図-5-16(11)に $\phi=30^\circ$ としてすべり線の1つが例として書き込んである。このすべり線は無数に存在し得る訳であるが、この中ですべり線全体としての安全率が最っとも小さいものが、実際のすべり線となる。このようにして求めたすべり線が、円弧すべり法のと近似しているということは全体の安定、不安定を評価するには、円弧すべり法が適切であることを示すものと思われる。しかし、どの部分が相対的に弱いか、を判断するにはここで示した点安全率法が適切であるものと思われる。

(3) 自重载荷時の安定性。縦断方向のモデルT-KAと水平地盤のモデルT-HOを除いたモデルで、自重载荷で安全率が1.0を割っている区域が、盛土頂部の肩、のり先にあらわれているのが特徴である。のり尻の部分だけに注目してみると、安全率が1.0以下の面積の広さは、C-KA-5(セルなし)、C-KA-4(中央セル)、C-KA-2(側面セル、セル系)、C-KA-1(側面セル、セル剛)の順に小さくなり、これはセルの効果がセルの外側に対して効いていることを示している。しかし、その効果は、決定的には大きくはない様である(図-5-20参照)。従って、のり先の安全率を増すには、のり尻の地盤を改良して強度を増加するのが効果的と言えよう。更にモデルC-KA-1、C-KA-2、C-KA-4、C-KA-5、C-K.Iでは頂場肩付近にも安全率 <1.0 の部分が、かなりあらわれているが、これは、のり先の部分の剛性が小さいために、斜面がすべり落ちようとするに対する拘束が小さくなっているためであろう。従って、のり先部分の改良は頂部付近の安全率を増すことにもなるであろう。

(4) 震度法について。全体を通じて言えることは原地盤、盛土全体に自重の0.18倍の水平荷重をかける方法はきわめて苛酷であるということである。たとえば図-5-19(2)の水平地盤に震度法を適用してみたものを見ると、地盤全体が安全率1.0を割っている。他のモデルについても震度法では、原地盤全体が安全率を割っており、盛土-地盤モデルでは安全率が0.5を割っている区域も非常に広がっている。このことは、平均応答スペクトル法、静内地震入力による地震応答解析法による結果と著しい差があることを示している。震度法によって、全体が不安定になると判定された地盤が、実際の地震時にすべるかどうかは現在の段階では判断できないが、この手法によるとC-KA-1、C-KA-2、C-KA-4、C-KA-4、C-KA-5など形式による差が出てこないで、点安全率分布を求める手法として適切なものとは言えない様である。

(5) 平均応答スペクトル法，静内地震入力による地震応答解析法。地震応答解析法では，最大応答時を対象にしている。両者の変形状態，応力分布，点安全率分布はよく似た結果となっている。この場合の点安全率が1以下の部分は，自重載荷時の場合より拡大しており，かなり，のり先，盛土頂場肩が弱点となっていることが分る。従って，地震時の安定性を増す方法としても，のり先の剛度，強度を増すことは有効なものと判断される。のり先の剛度を増すことは，盛土の振動に対する拘束を増すことになるであろう。又，図-5-18，5-19を見て分るように，この手法によると川崎側人工島縦断面モデル，水平地盤モデルでは点安全率が1を割る部分があらわれていない。従って，横断面に比して縦断面，水平地盤は地震時にも十分安定であると判断してよいものと思われる。又，川崎人工島の各種モデルを比較してみると，自重載荷時と同様に，C-KA-5，C-KA-4，C-KA-2，C-KA-1の順に安全率 <1.0 の範囲が広がっていると言えるが，その差は決定的ではない（図-5-20参照）。従って，地震時にもセルはセルの外側の安定性には若干寄与しているが，決定的に効いているとは言えない様である。

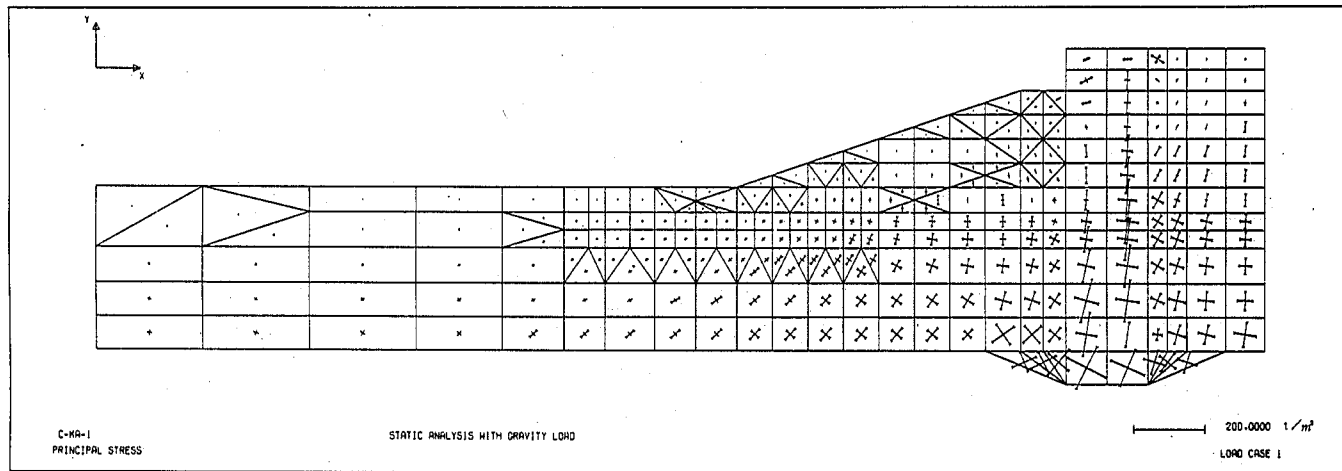


図 - 5 - 1 3 (1) C - K A - 1 , 自重載荷, 主応力図

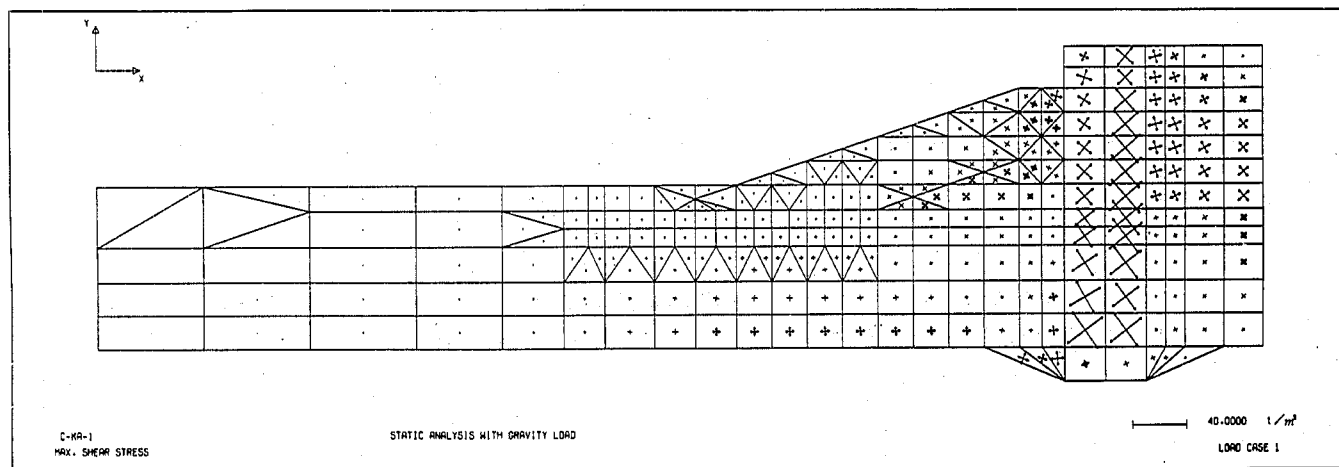


図 - 5 - 1 3 (2) C - K A - 1 , 自重載荷, 最大セクション断応力図

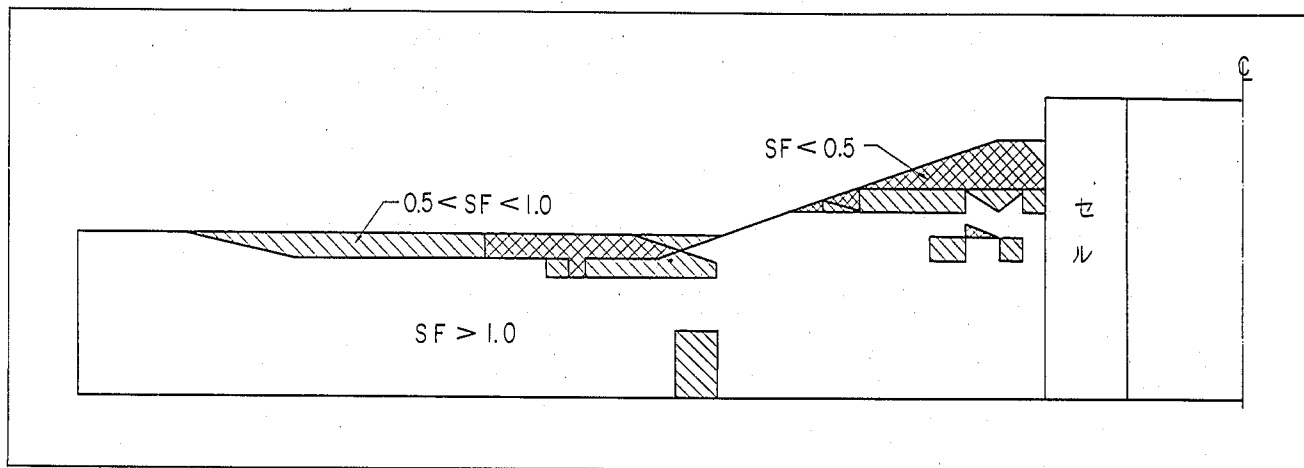


図 - 5 - 1 3 (3) C - K A - 1 , 自重載荷, 点安全率図

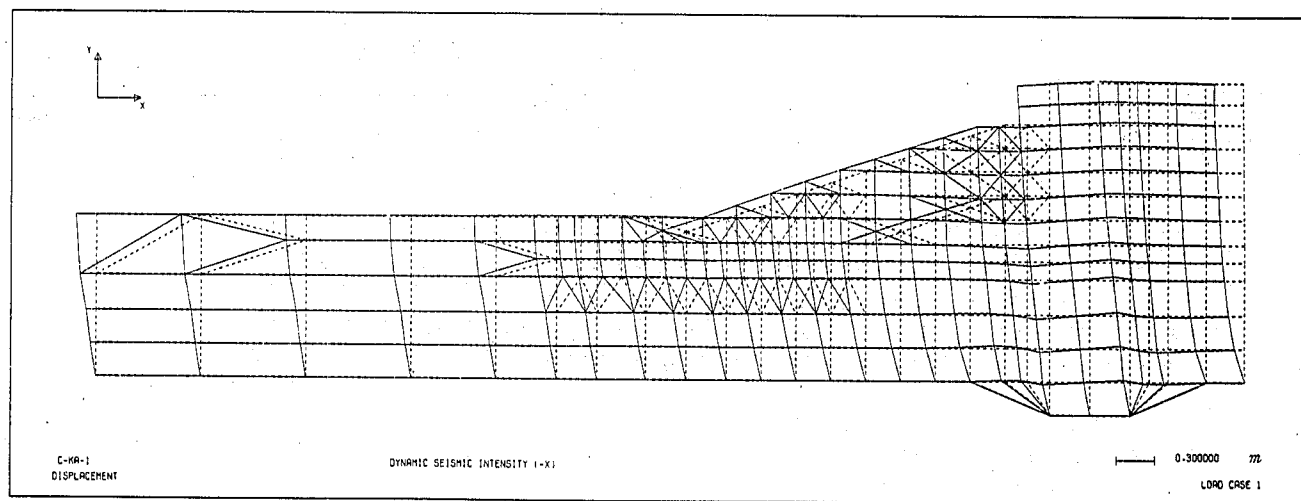


図 - 5 - 1 3 (4) C - K A - 1 , 震度法 (左方向載荷) 変位図

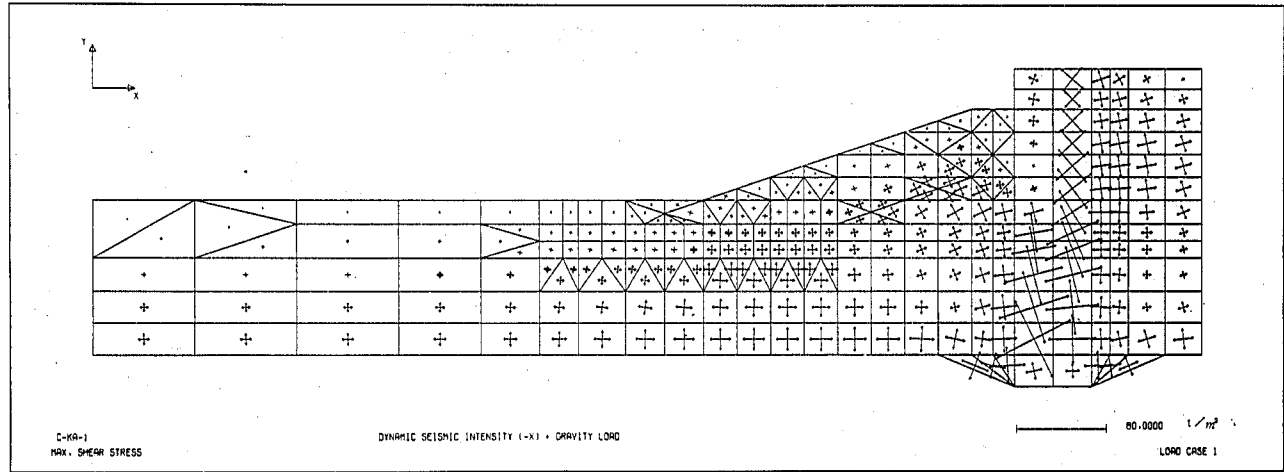


図-5-13(5) C-KA-1, 震度法(左方向載荷)セリ断応力図

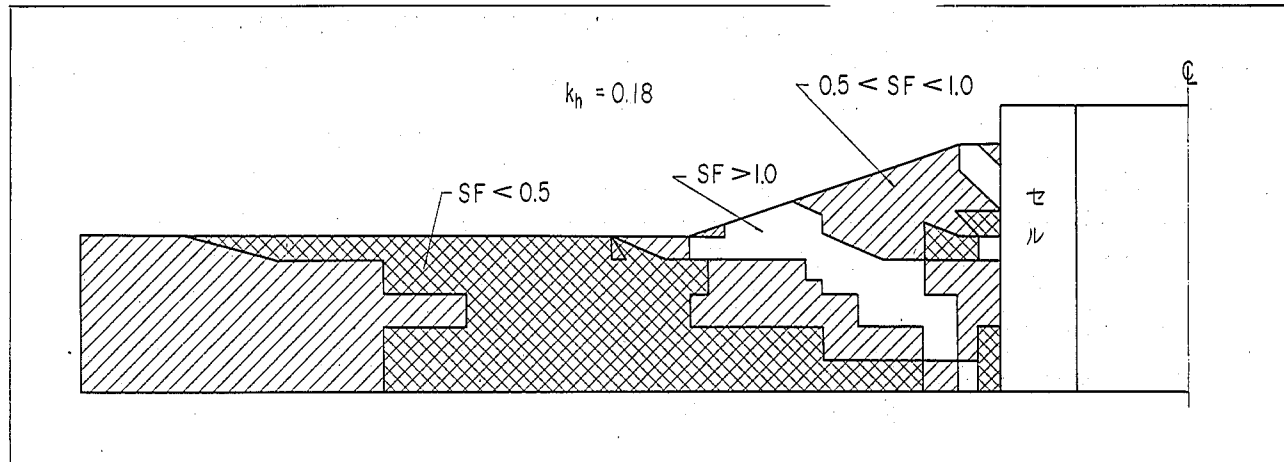


図-5-13(6) C-KA-1, 震度法(左方向載荷)点安全率図

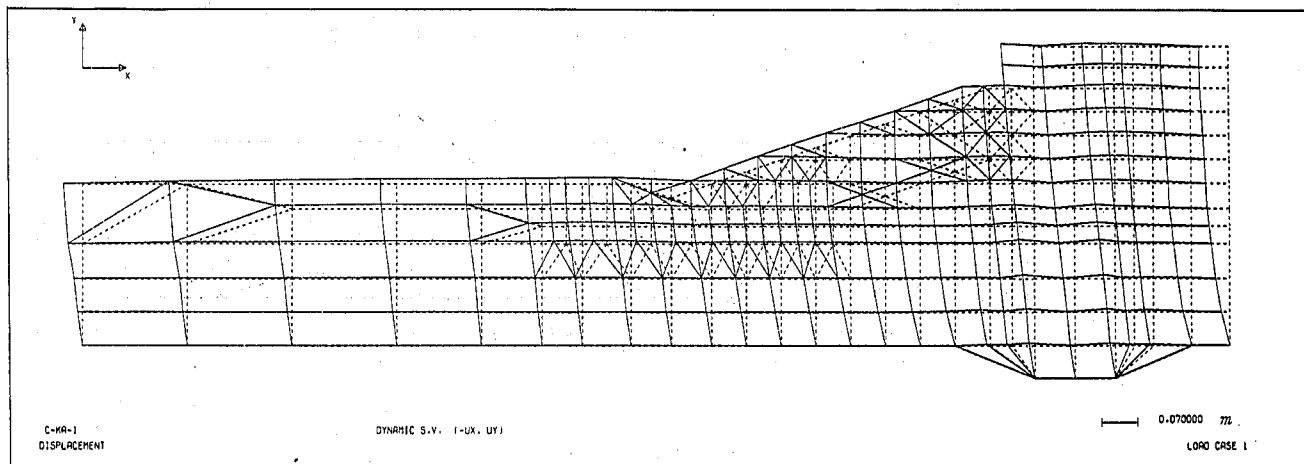


図-5-13(7) C-KA-1, 平均応答スペクトル法 (荷重方向 $\leftarrow$) 変位図

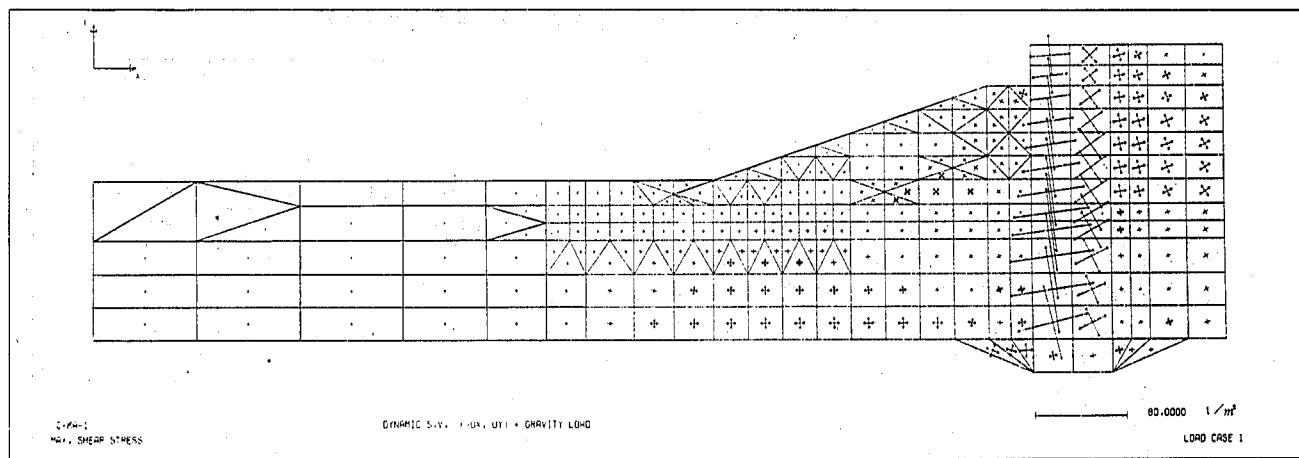


図-5-13(8) C-KA-1, 平均速度スペクトル法 (荷重方向 $\leftarrow$) 最大セクション応力図

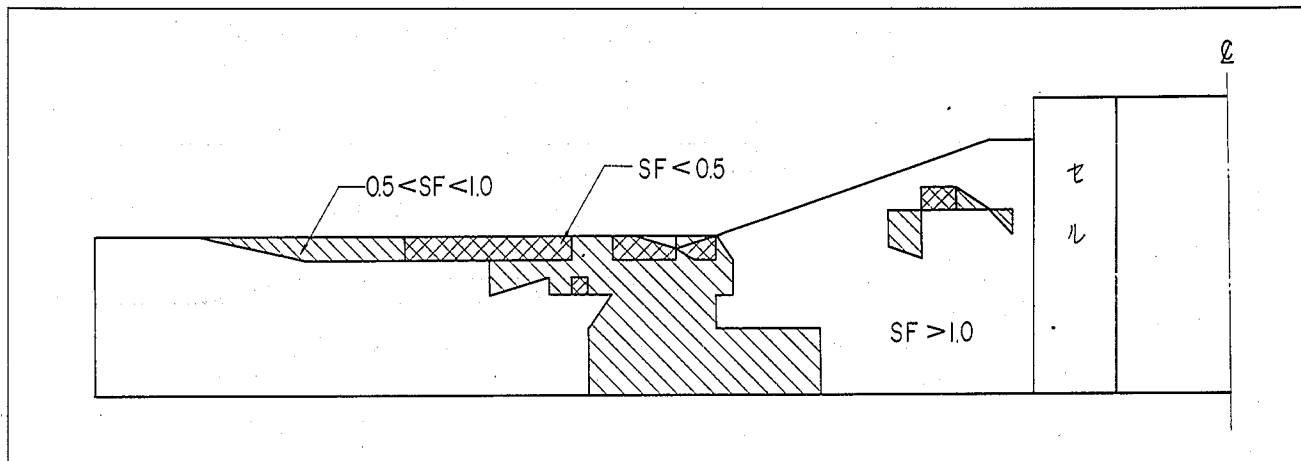


図-5-13(9) C-KA-1, 平均速度スペクトル法 (載荷方向 $\leftarrow$) 点安全率図

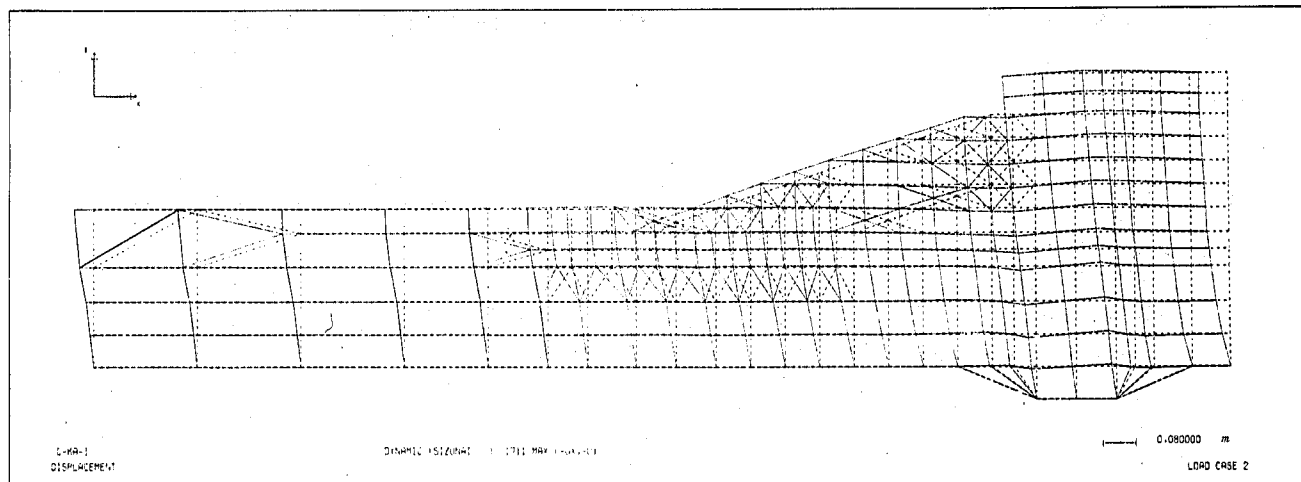


図-5-13(10) C-KA-1, 静内, 最大応答時 (左方向載荷) 変位図

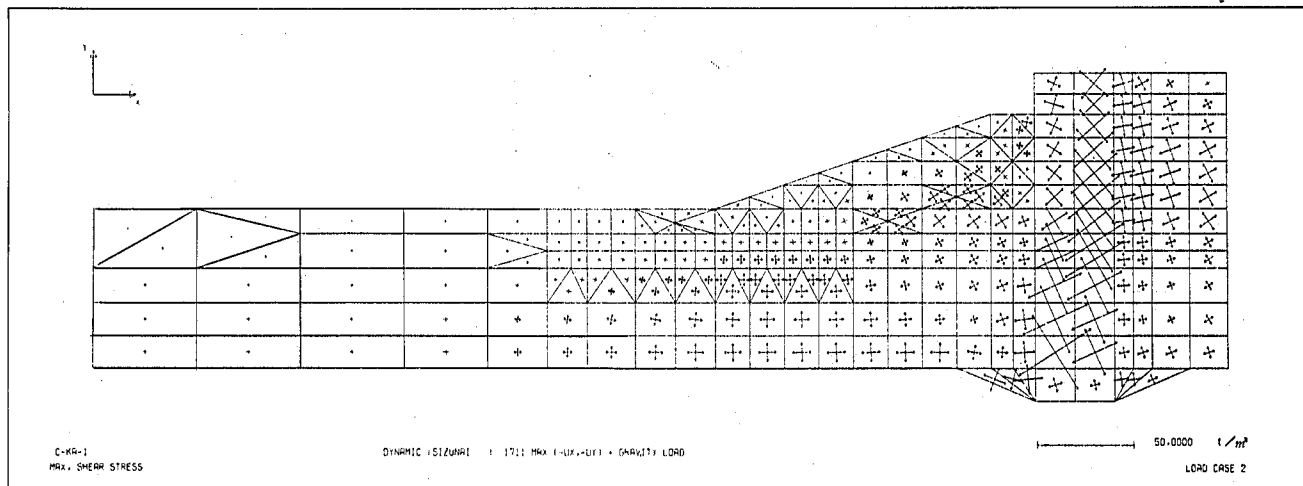


図-5-13 (11) C-KA-1, 静内, 最大応答時 (左方向載荷) 最大せん断応力図

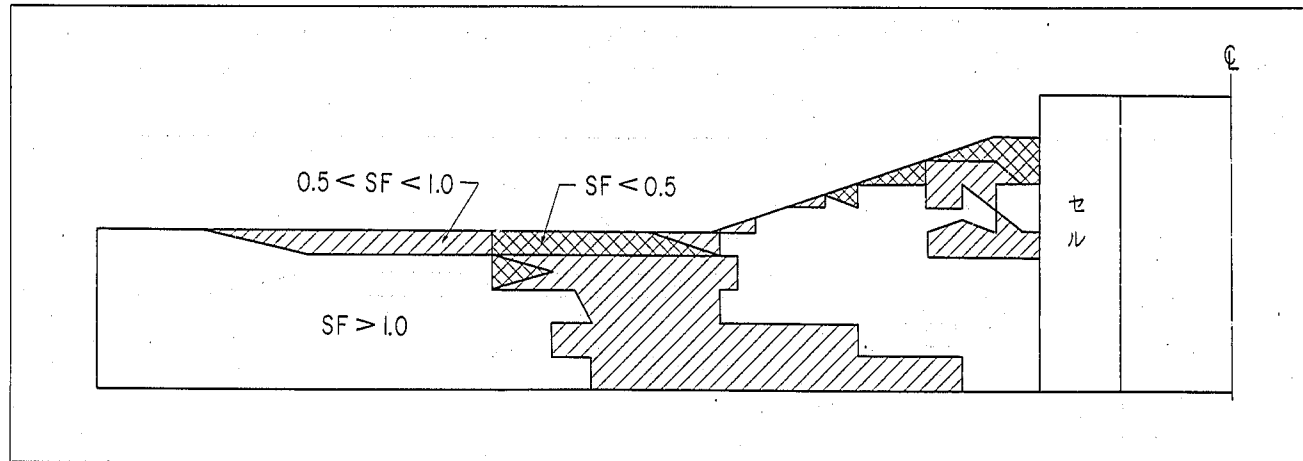


図-5-13 (12) C-KA-1, 静内, 最大応答時 (左方向載荷) 点安全率図

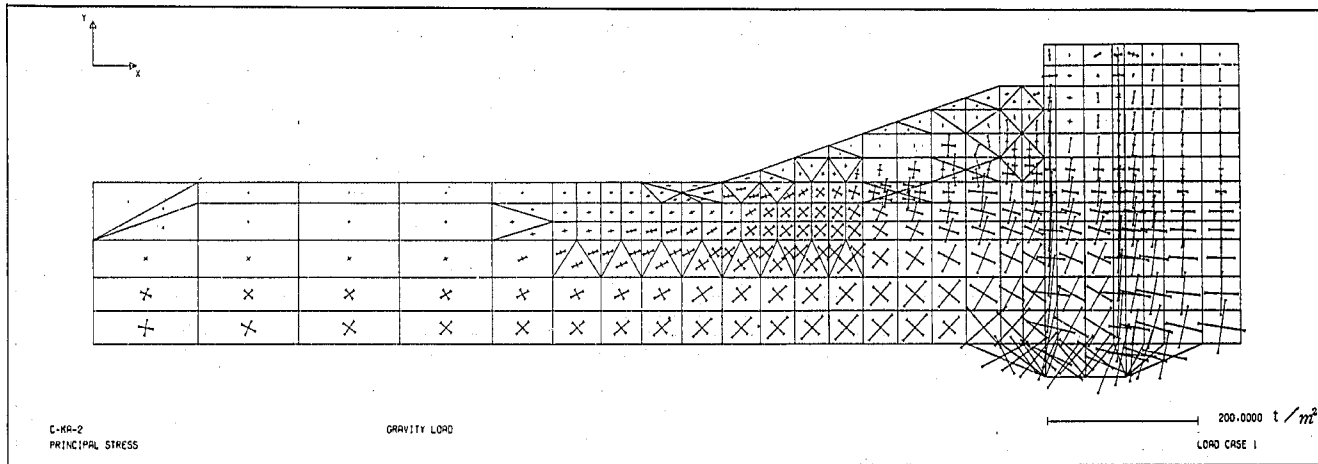


図 - 5 - 1 4 (1) C - K A - 2 , 自重載荷, 応力図

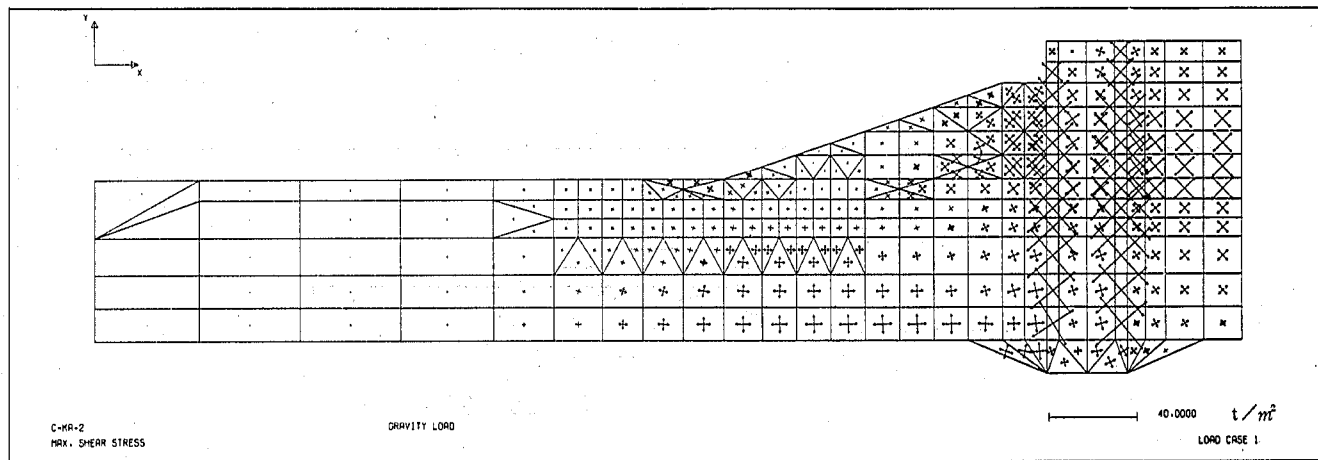


図 - 5 - 1 4 (2) C - K A - 2 , 自重載荷, 最大セシ断応力図

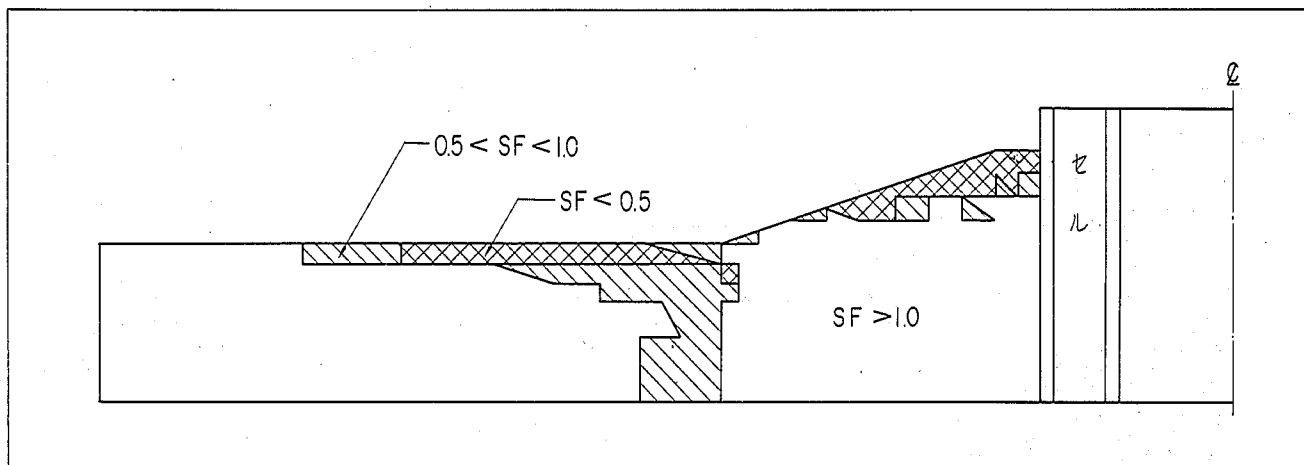


図 - 5 - 1 4 (3) C - K A - 2 , 自重載荷, 点安全率図

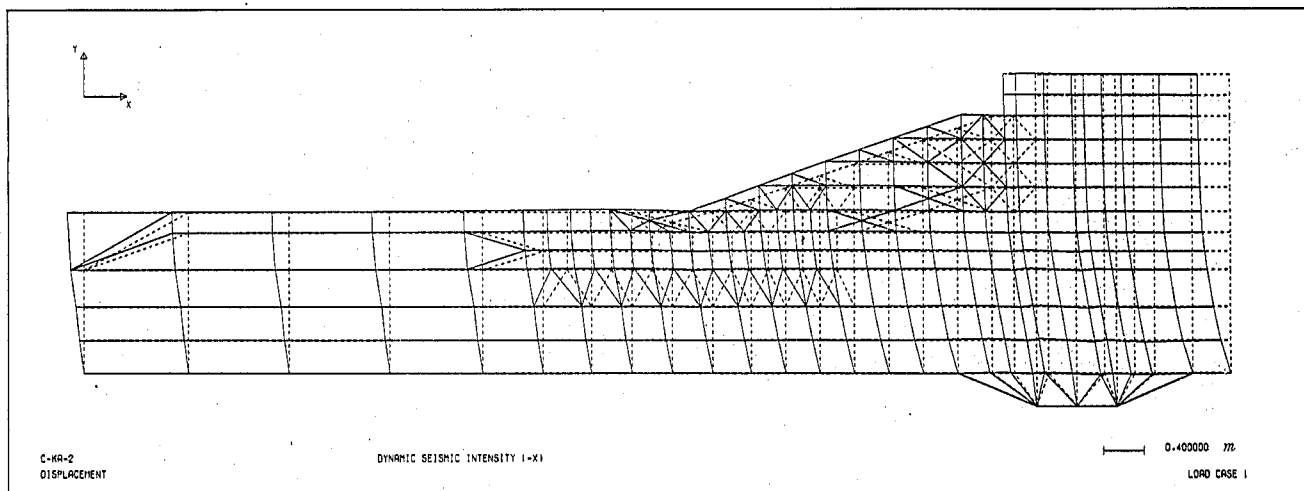


図 - 5 - 1 4 (4) C - K A - 2 , 震度法 (左方向載荷) 変位図

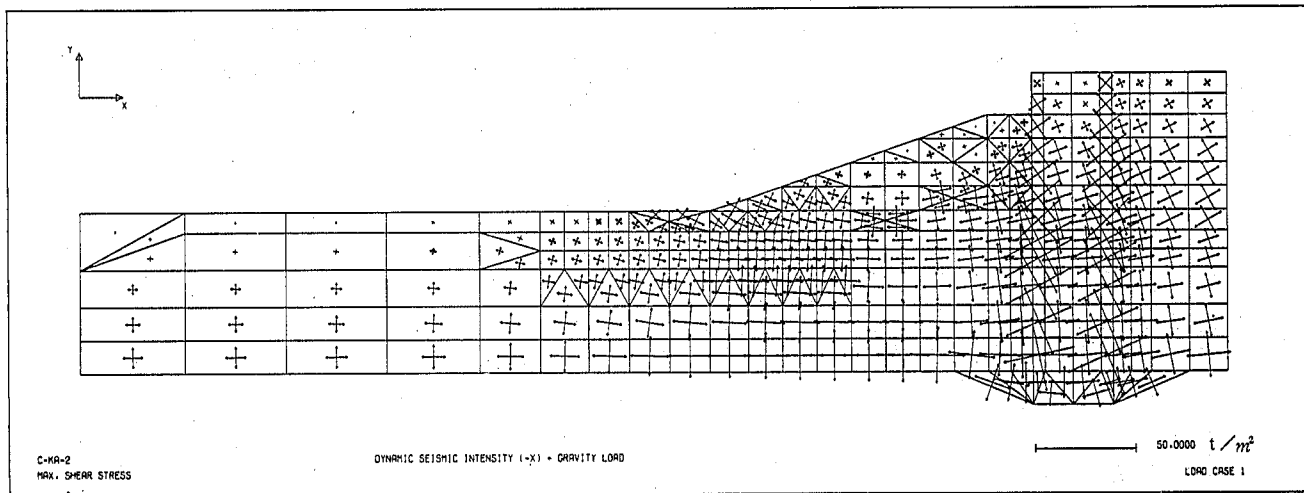


図-5-14(5) C-KA-2, 震度法(左方向載荷)最大せん断応力図

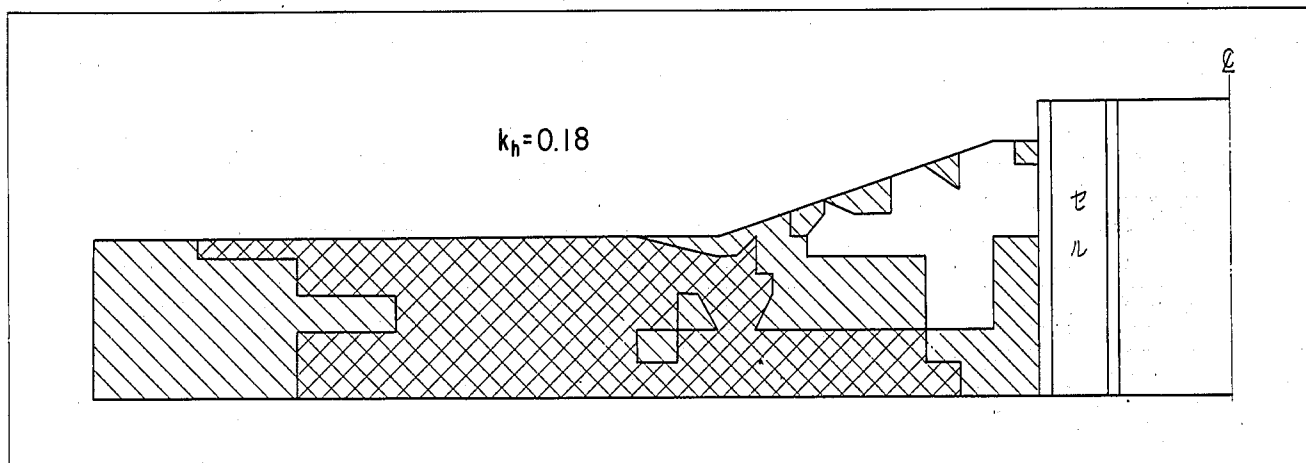


図-5-14(6) C-KA-2, 震度法(左方向載荷)点安全率図

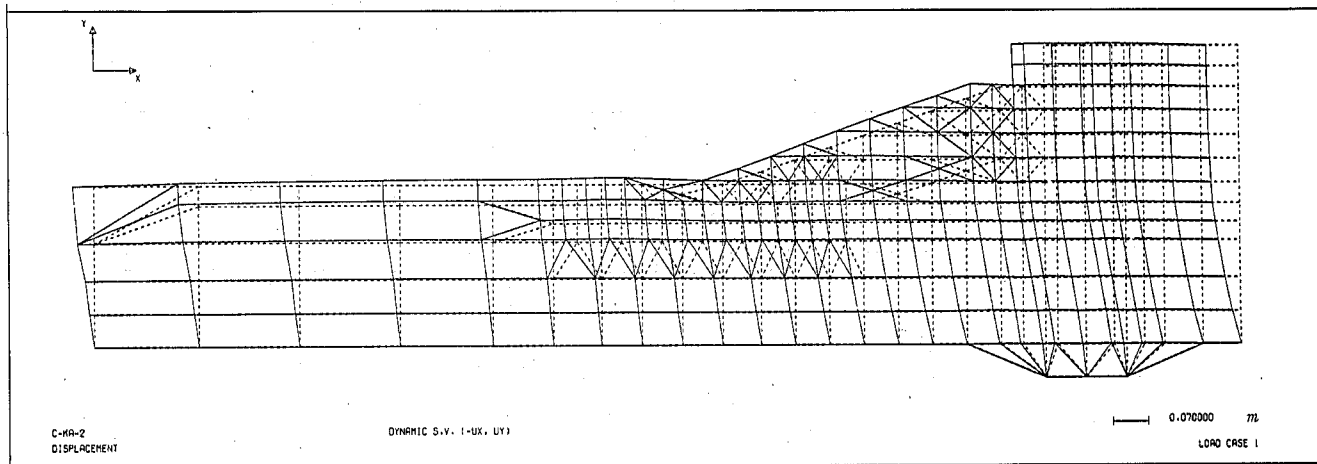


図-5-14(7) C-KA-2, 平均応答スペクトル法 (荷重方向 $\uparrow$) 変位図

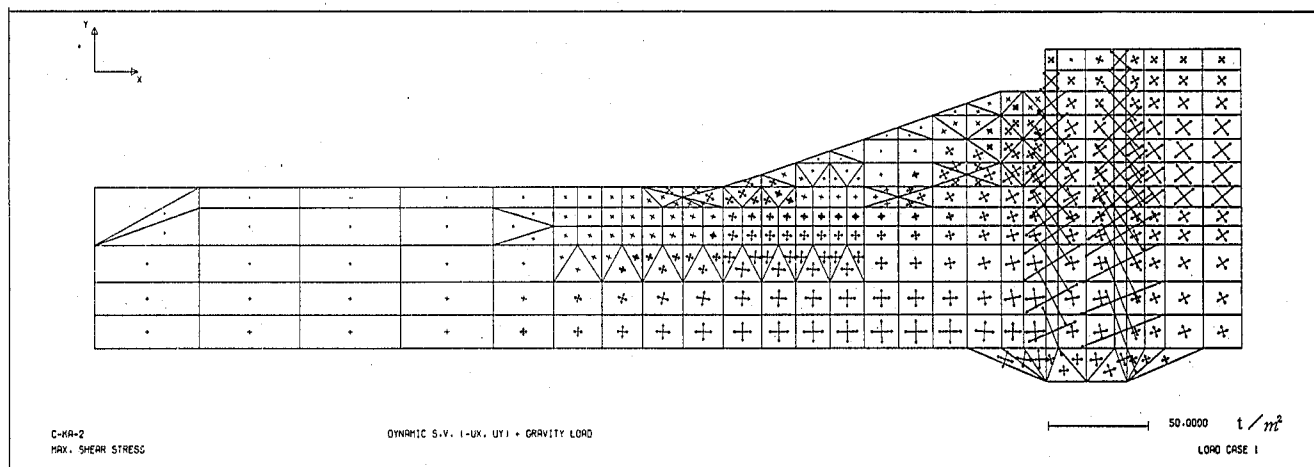


図-5-14(8) C-KA-2, 平均応答スペクトル法 (荷重方向 $\uparrow$) 最大せん断力図

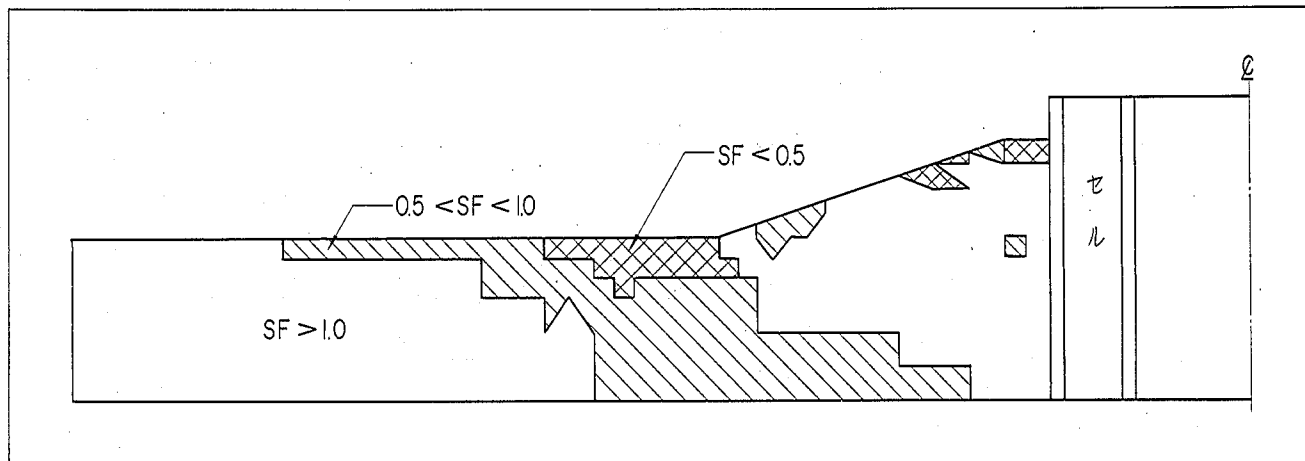


図-5-14(9) C-KA-2, 平均応答スペクトル法 (載荷方向 $\leftarrow$) 点安全率図

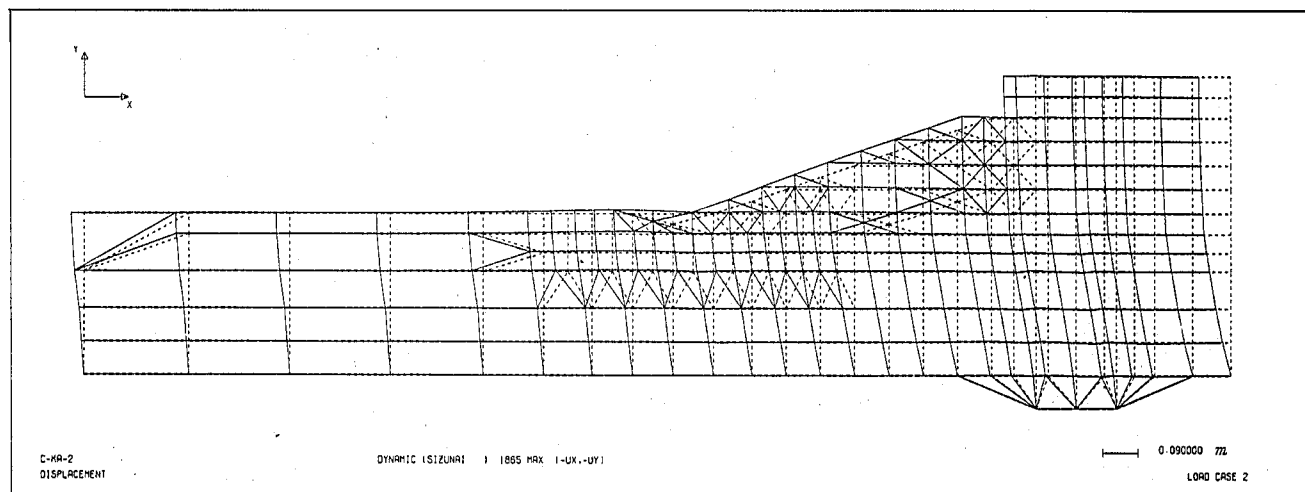


図-5-14(10) C-K-2, 静内, 地震入力 (左方向載荷) 変位図

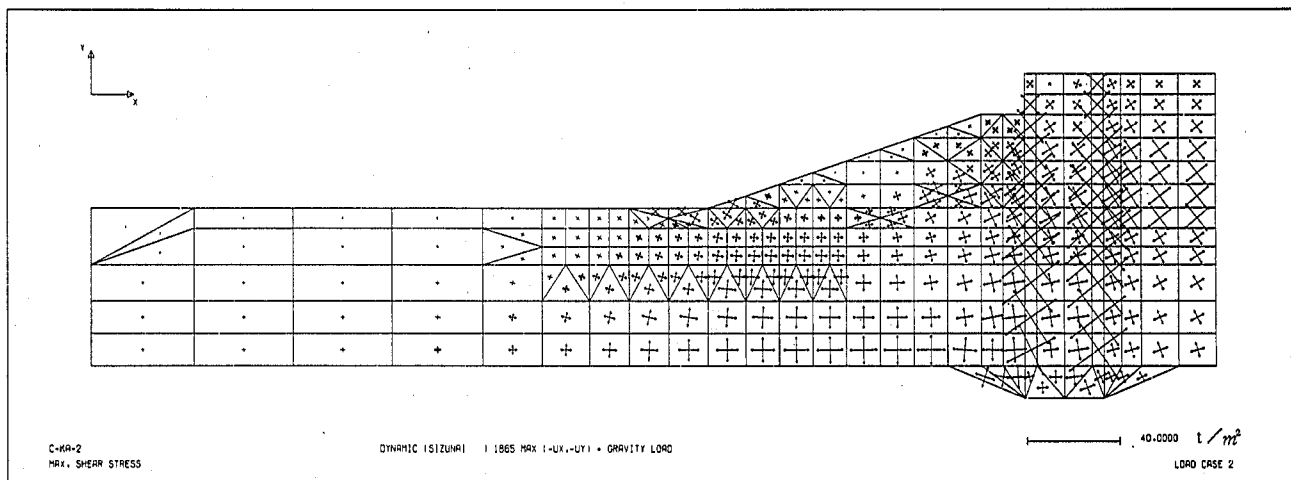


図 - 5 - 1 4 (11) C-K-2, 静内, 地震入力 (左方向载荷) 最大せん断応力図

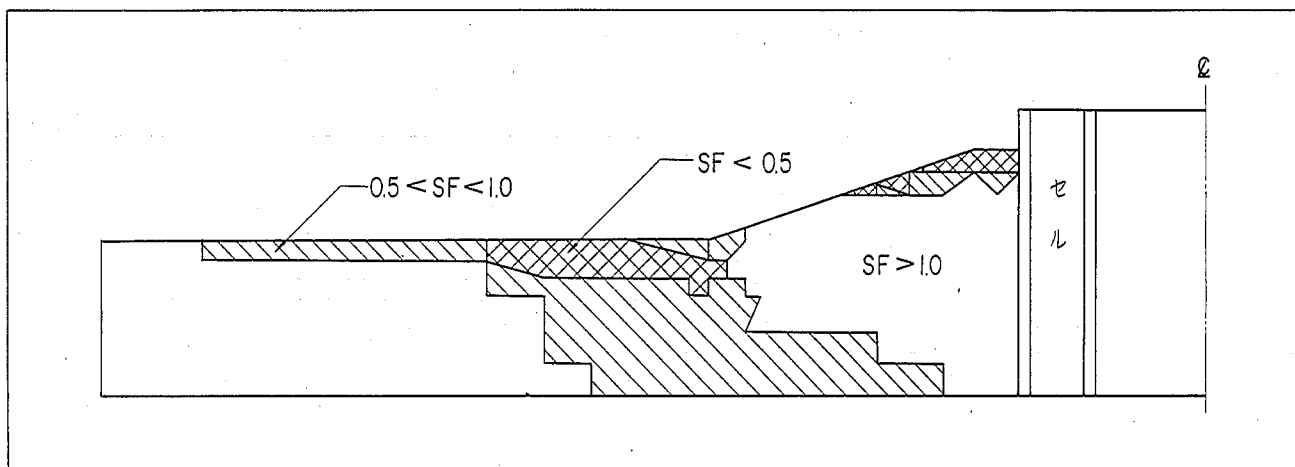


図 - 5 - 1 4 (12) C-K-2, 静内, 地震入力 (左方向载荷) 点安全率図

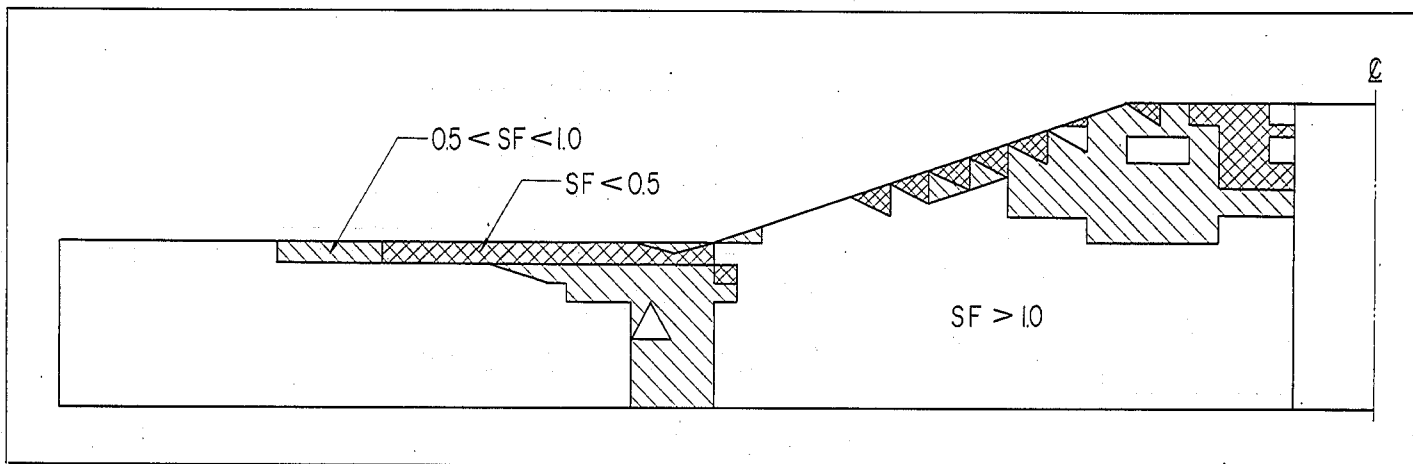


图-5-15(1) C-KA-4, 自动荷载, 点安全率图

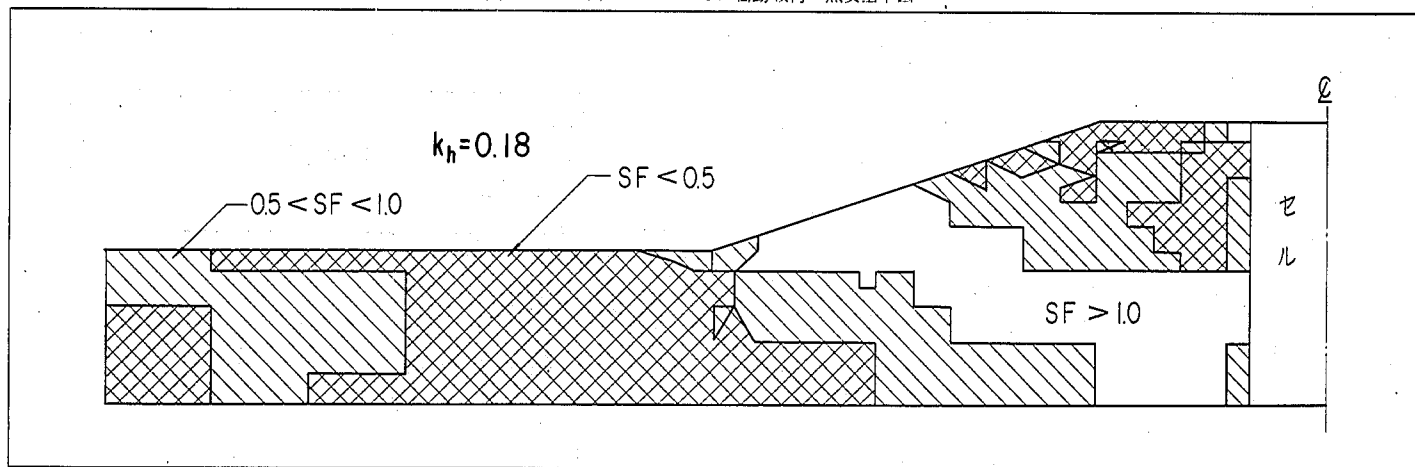


图-5-15(2) C-KA-4, 震度法(左方向荷载)点安全率图

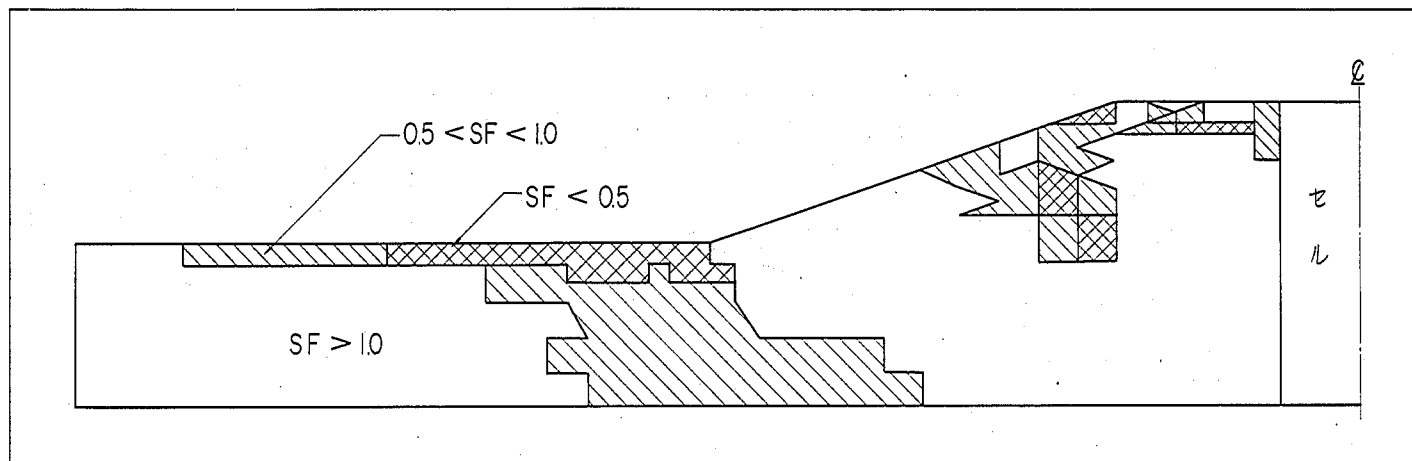


図-5-15(3) C-KA-4, 平均応答スペクトル法 (载荷方向 $\downarrow$) 点安全率図

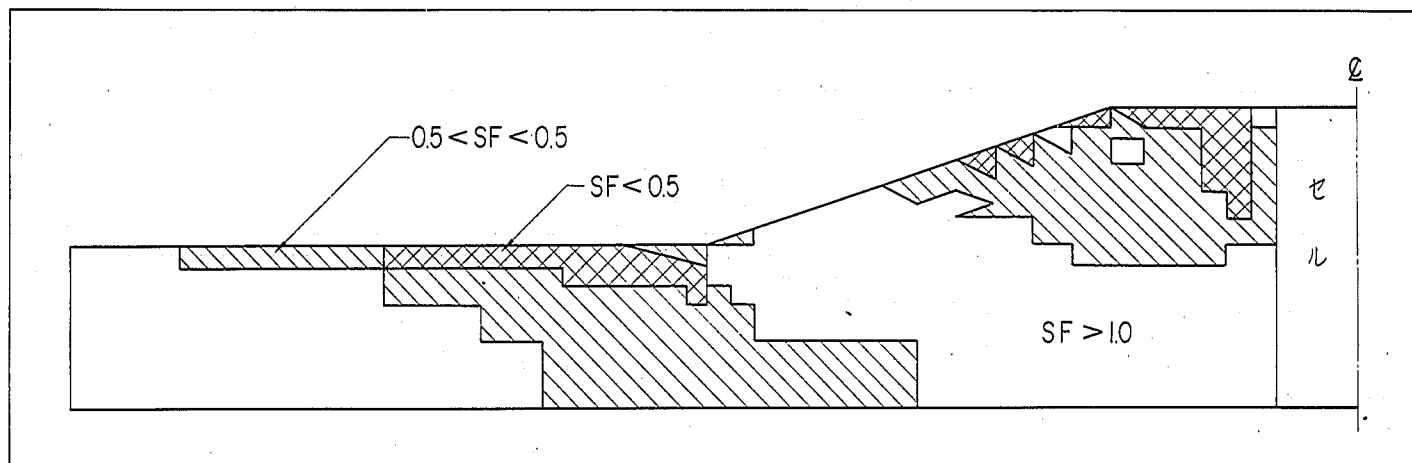


図-5-15(4) C-KA-4, 静内, 地震入力 (左方向载荷) 点安全率図

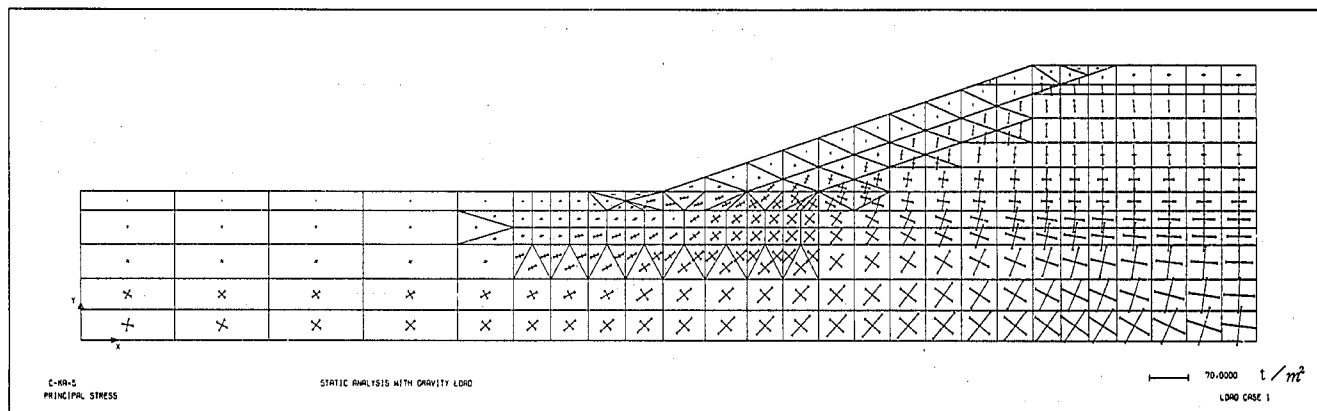


図 - 5 - 1 6 (1) C - K A - 5 , 自重載荷時, 主応力図

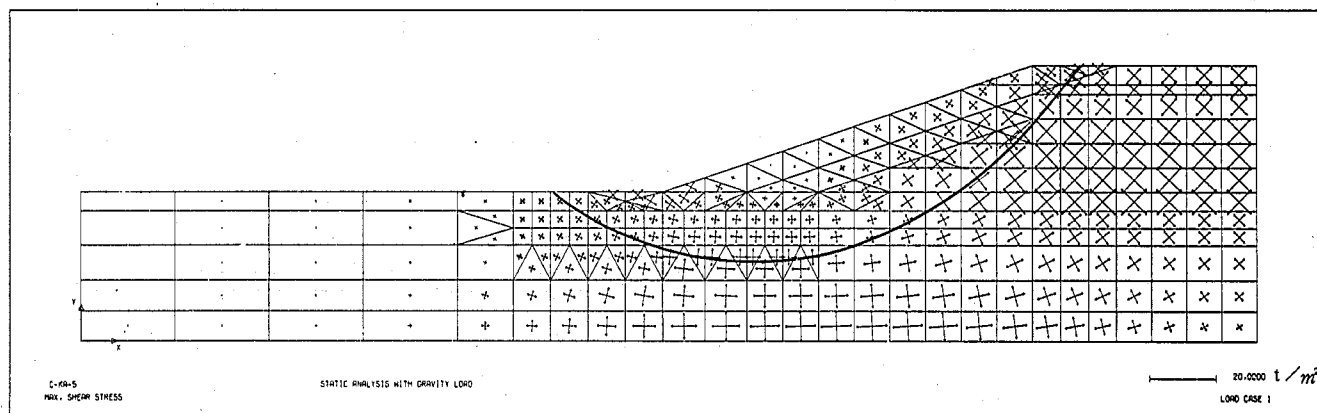


図 - 5 - 1 6 (2) C - K A - 5 , 自重載荷時, セン断応力図

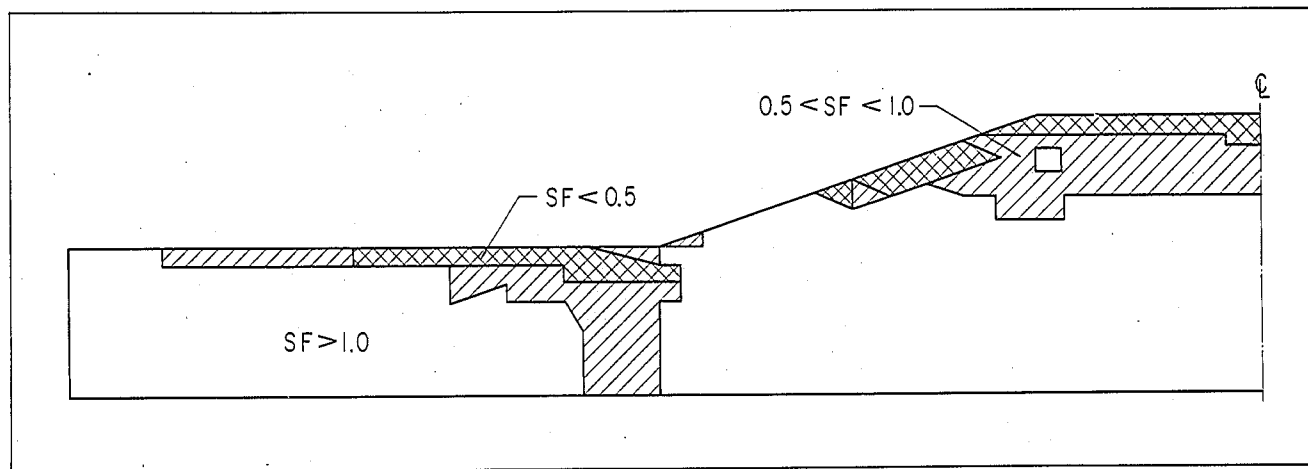


图 - 5 - 1 6 (3) C - K A - 5, 自重荷载时, 点安全分布图

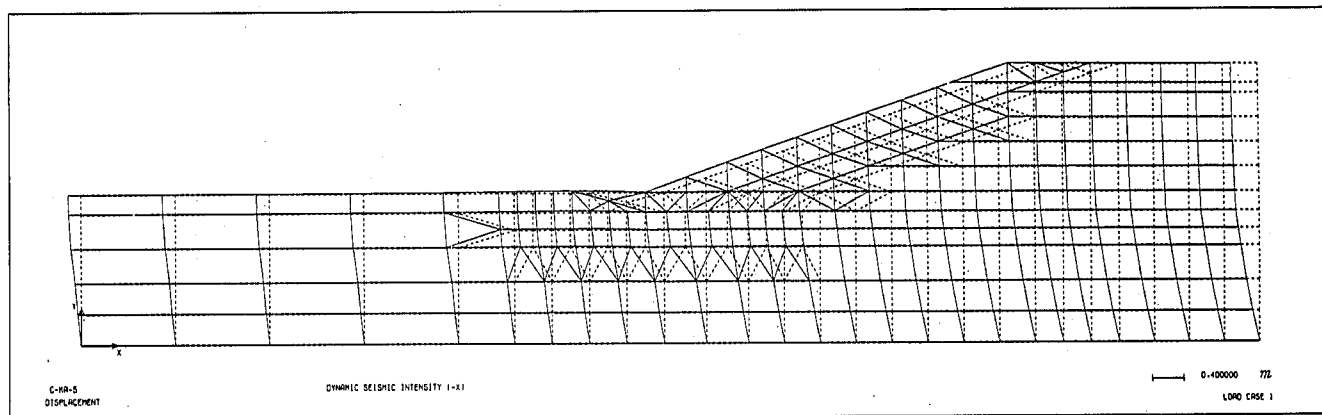


图 - 5 - 1 6 (4) C - K A - 5, 震度法 (左方向荷载) 变位图

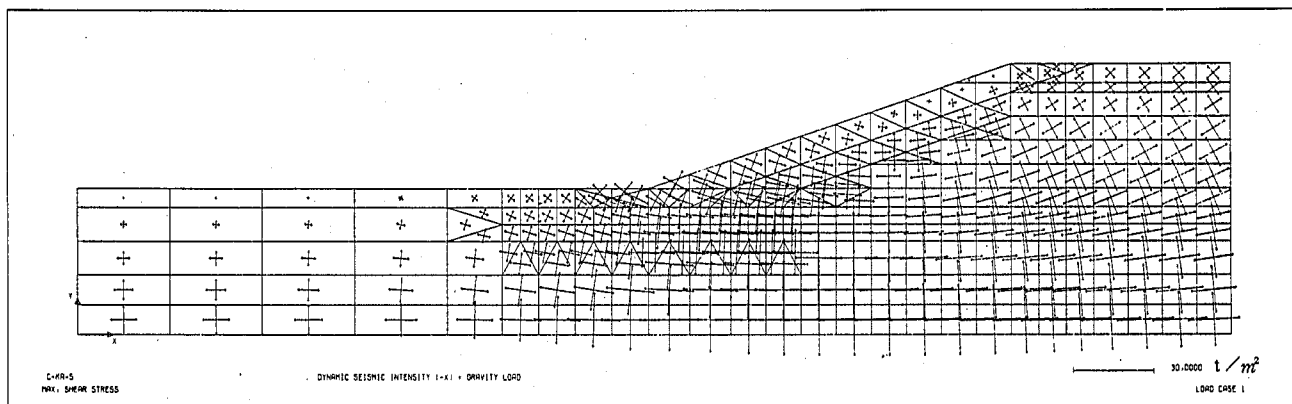


図-5-16(5) C-KA-5, 震度法(左方向載荷)せん断応力図

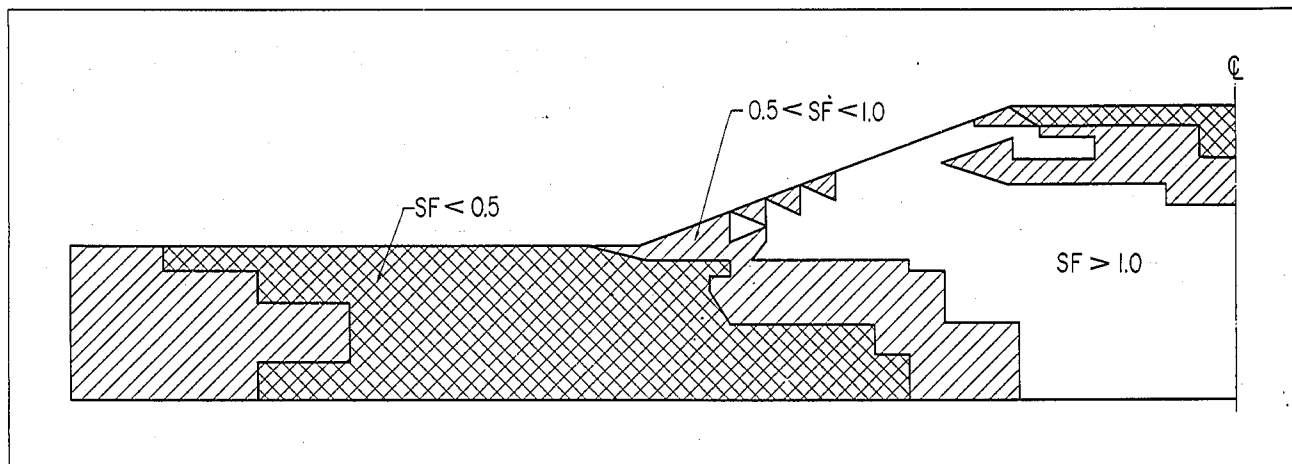


図-5-16(6) C-KA-5, 震度法(左方向載荷)点安全率図

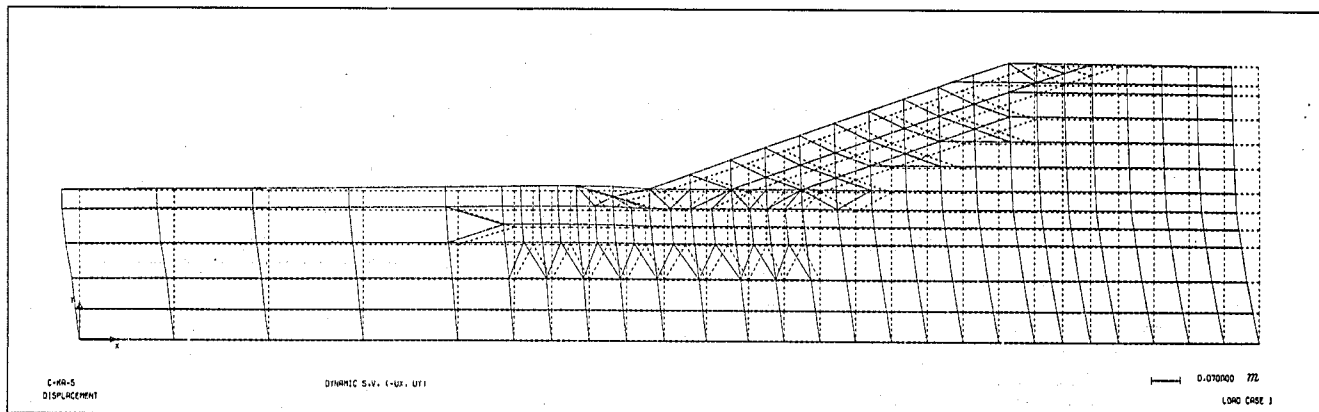


図-5-16(7) C-KA-5, 平均応答スペクトル法(荷重方向 $\uparrow$)変位図

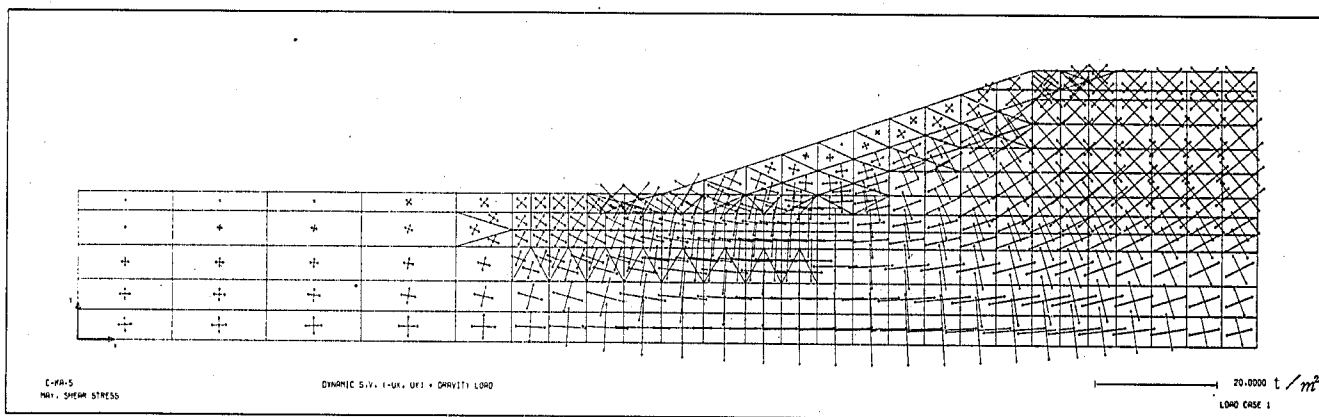


図-5-16(8) C-KA-5, 平均応答スペクトル法(荷重方向 $\uparrow$)最大セクション応力図

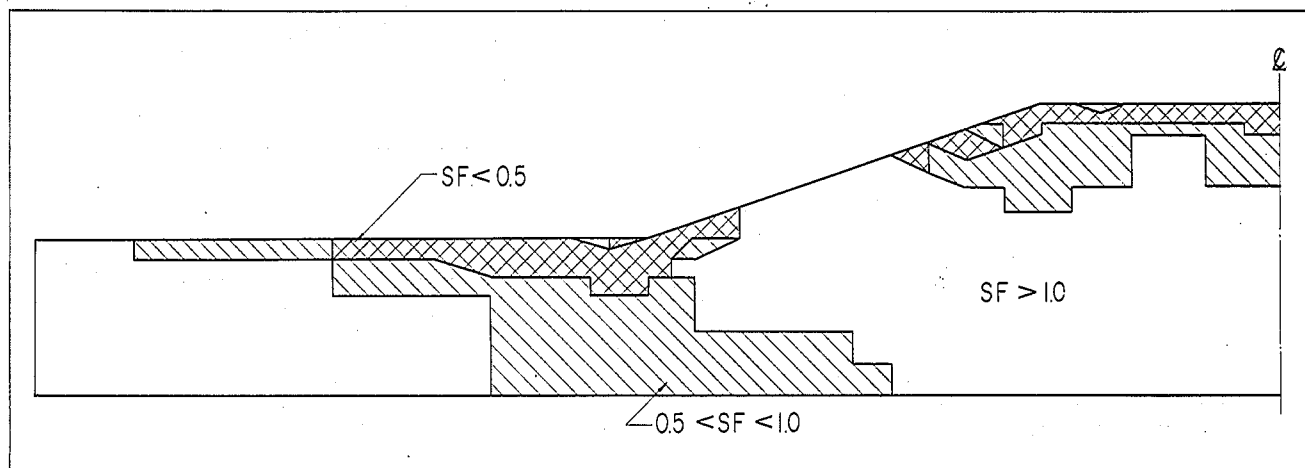


図-5-16(9) C-KA-5, 平均応答スペクトル法 (荷重方向 $\uparrow$) 点安全率図

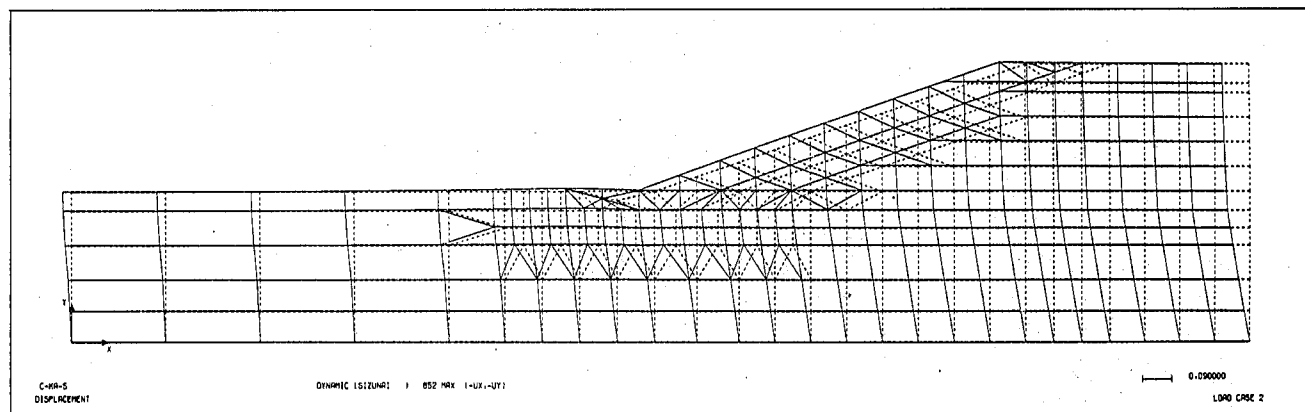


図-5-16(10) C-KA-5, 静内, 最大応答時 (左方向荷重) 変位図

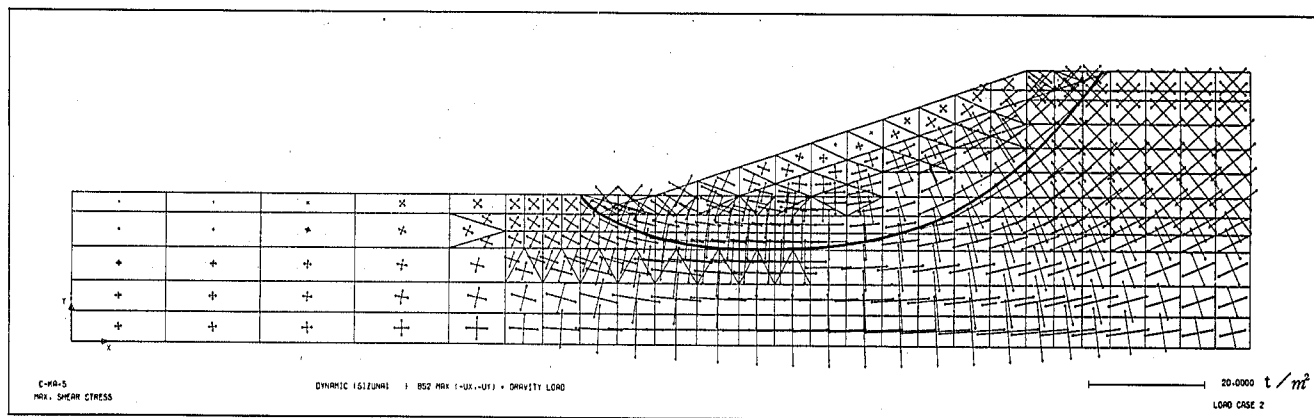


図 - 5 - 1 6 (11) C-KA-5, 静内, 最大応答時 (左方向載荷) 最大せん断応力図

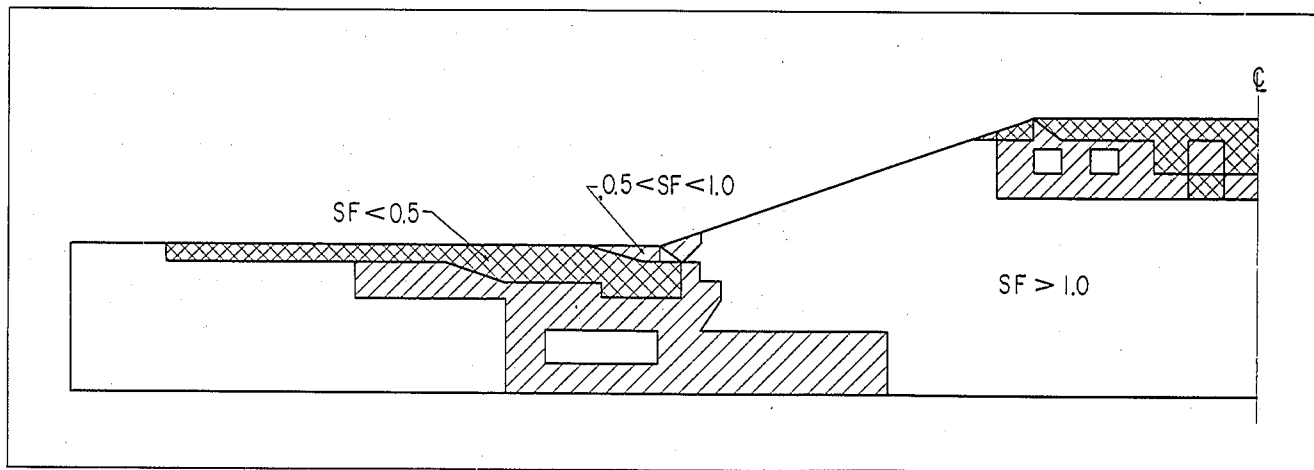


図 - 5 - 1 6 (12) C-KA-5, 静内, 最大応答時 (左方向載荷) 点安全率図

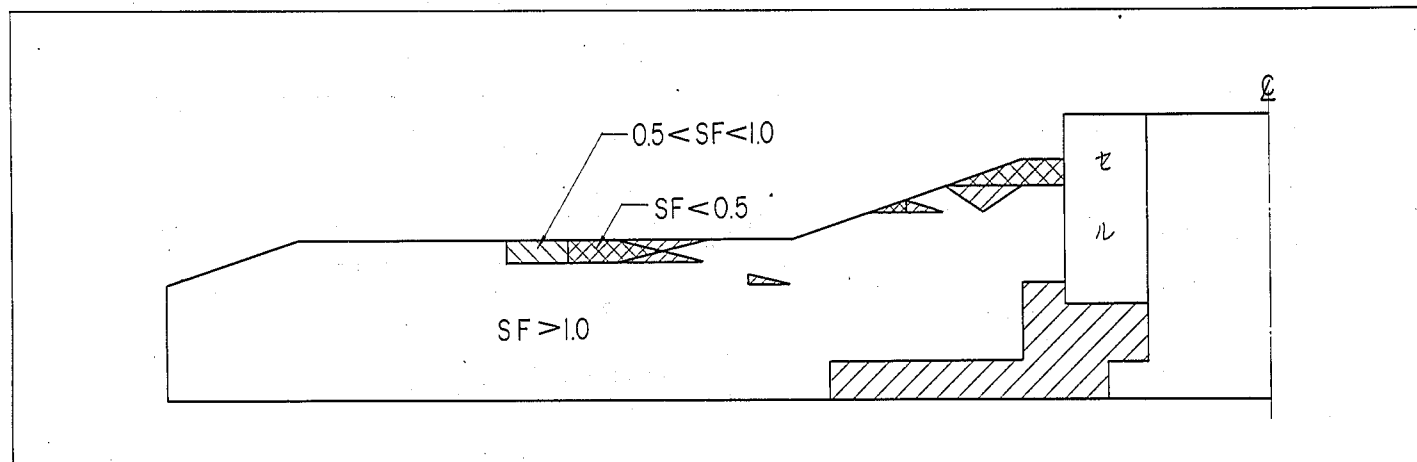


図-5-17(1) C-KI, 自重載荷, 点安全率図

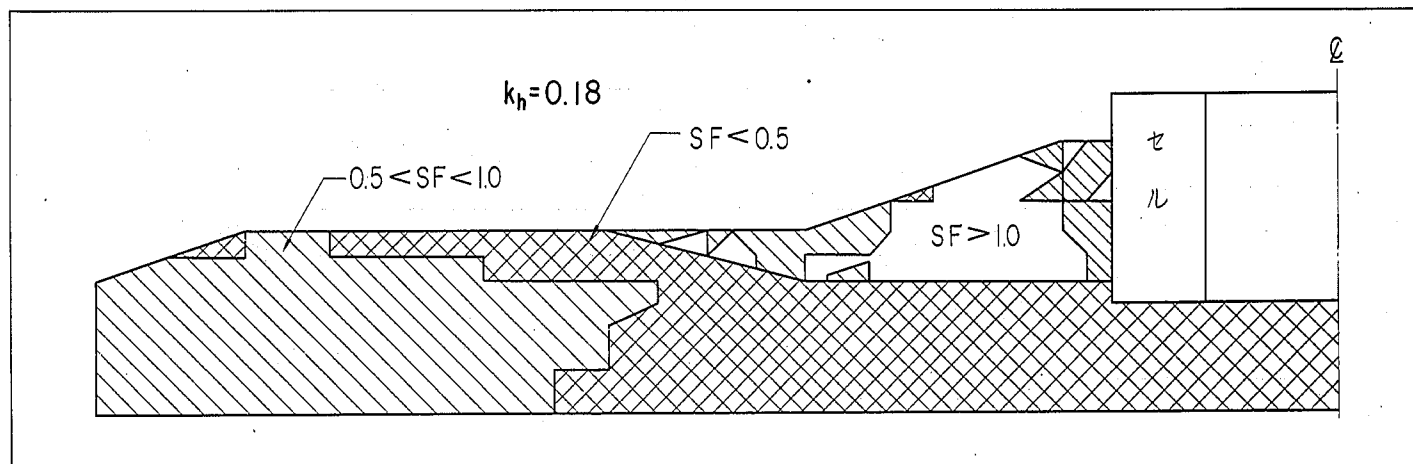


図-5-17(2) C-KI, 震度法(左方向載荷)点安全率図

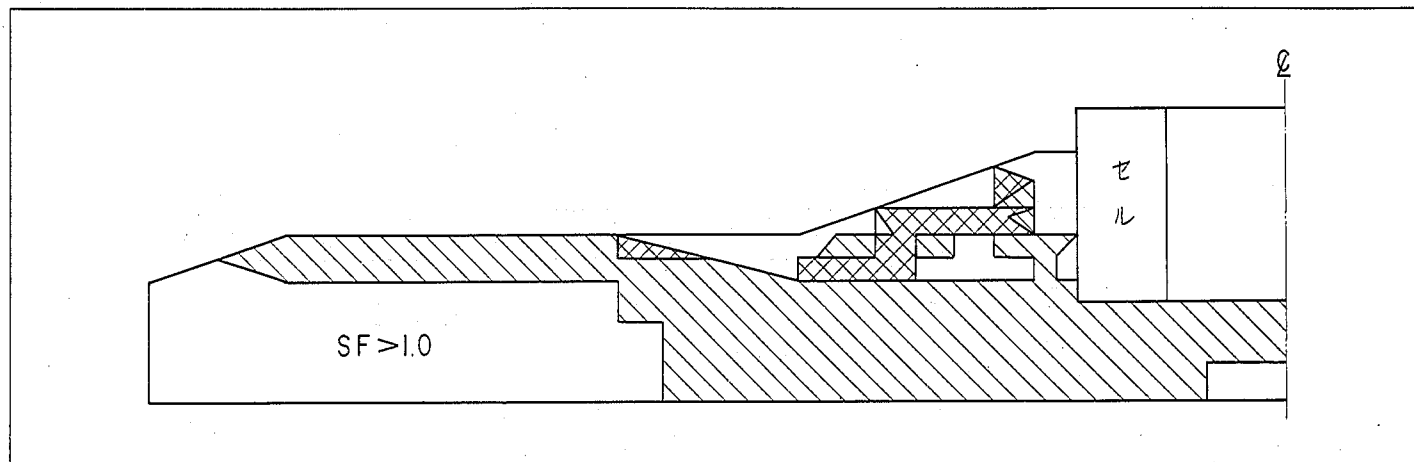


図-5-17(3) C-KI, 平均応答スペクトル法 (載荷方向 $\uparrow$) 点安全率図

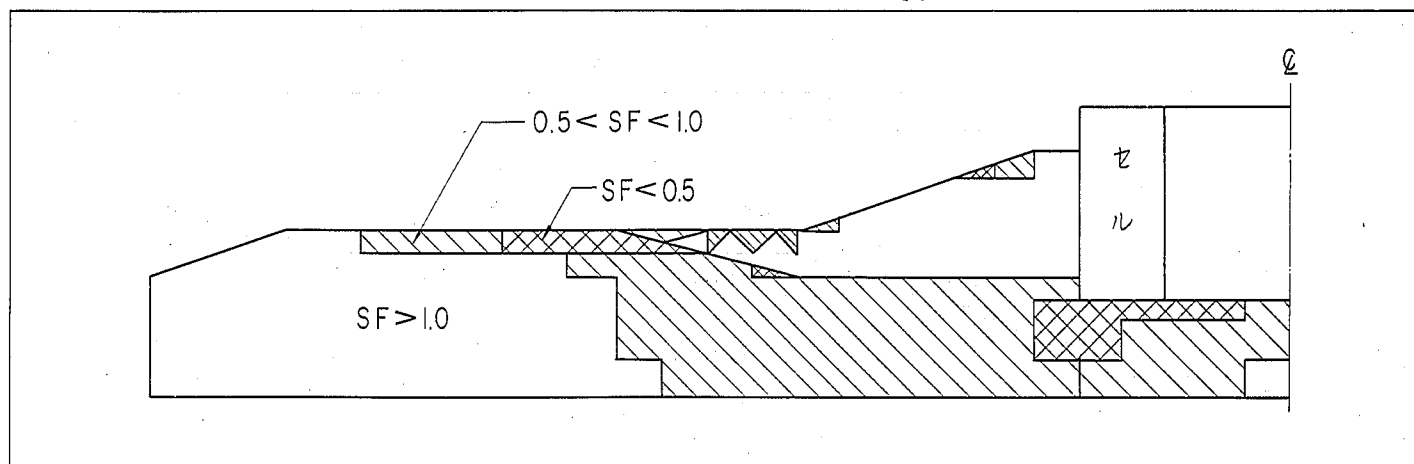


図-5-17(4) C-KI, 静内, 地震入力 (左方向載荷) 点安全率図

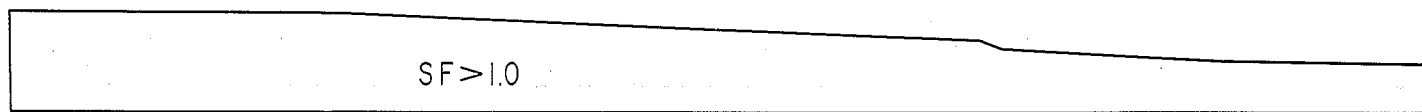


図-5-18(1) T-KA, 自重載荷, 点安全率分布

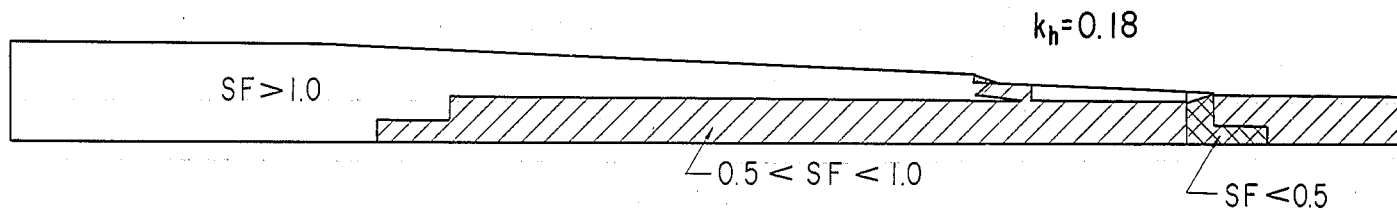


図-5-18(2) T-KA, 震度法(右方向載荷)点安全率図

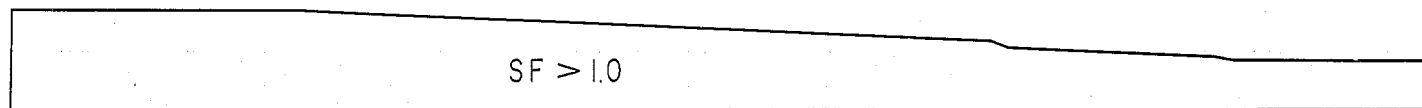


図-5-18(3) T-KA, 平均応答スペクトル法(載荷方向 $\perp$)点安全率図

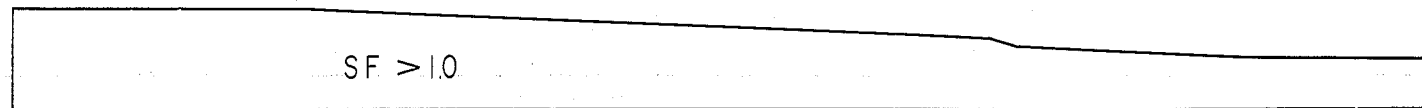


図-5-18(4) T-KA, 静内, 地震入力(右方向載荷)点安全率図



図-5-19(1) T-HO, 自重載荷, 点安全率図

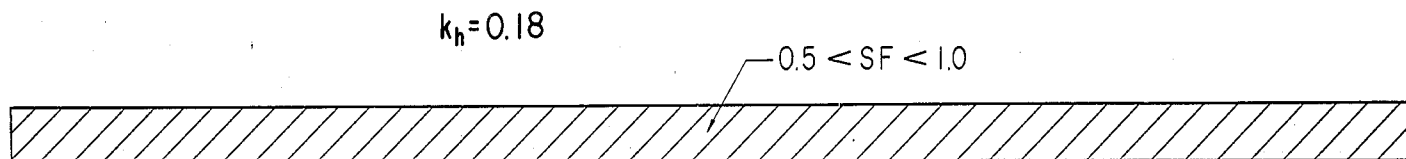


図-5-19(2) T-HO, 震度法 (左方向載荷) 点安全率図

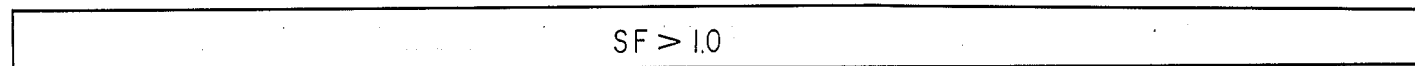


図-5-19(3) T-HO, 平均応答スペクトル法 (載荷方向 $\rightarrow$) 点安全率図



図-5-19(4) T-HO, 静内, 地震入力 (左方向載荷) 点安全率図

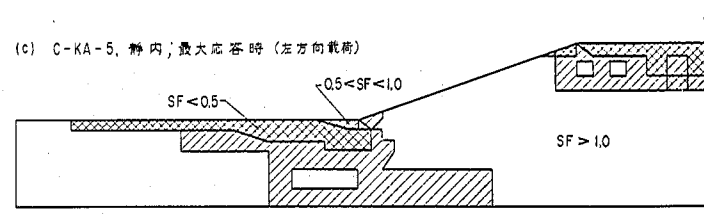
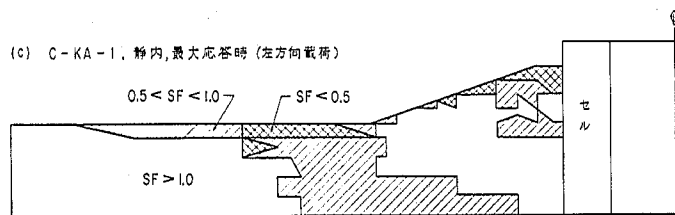
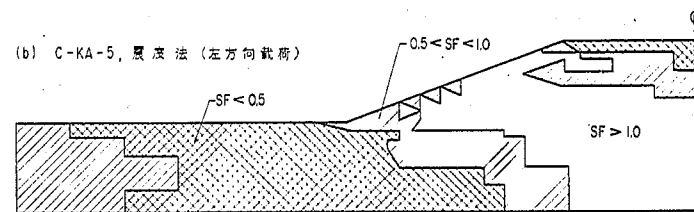
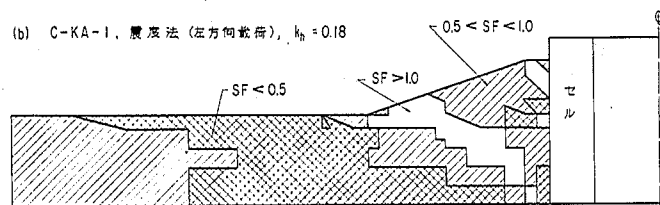
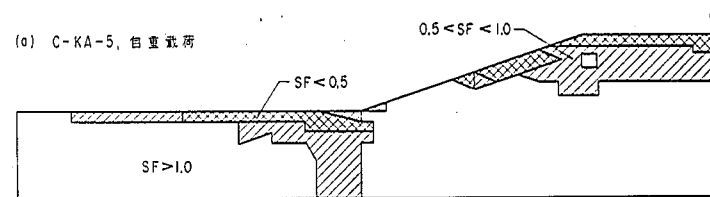
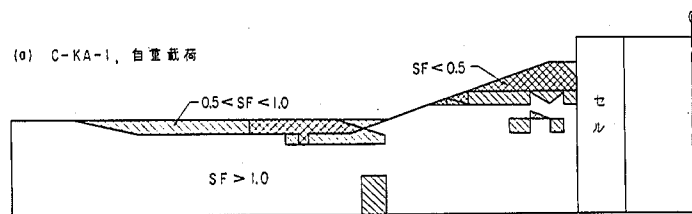


図-5-20 安全率分布の比較

6. 結 論

東京湾横断道路人工島の、構造種別の地震時の安定性に及ぼす影響を、二次元有限要素法を用いた計算で解析して、次の結論を得た。

- (1) 川崎側人工島の固有周期は、セルを剛く評価した側面セル式で1.98秒、セルがない場合で2.44秒で大体2秒前後である。応答変位は同じく、静内地震入力（最大加速度44.6ガル）に対して、頂場中央でセル剛側面セル式で6.98cm、セルなしで8.29cmである。従ってセルの存在によって、固有周期は若干短くなり、応答変位も若干小さくなる。
- (2) 固有周期の長いことは、近距離で発生した地震に対する応答倍率は小さく、遠距離で発生した地震に対しての応答倍率を相対的に大きくしている。
- (3) 盛土の振動は、セン断振動モードが卓越している。
- (4) セルの存在は、その内側に対して寄与する外、外側の安定性に対しても、静的つりあい時、動的荷重載荷時共に、若干寄与するが決定的とは言えない。
- (5) のり先の地盤が、軟弱であることは、盛土の静的及び動的安定性に対して、不利な条件となっている。
- (6) 解析手法として、盛土－地盤全体に自重の0.18倍の水平荷重をかける方法は、きわめて苛酷なものであり、構造形式による差が判別できず、適切な方法とは言えない様である。

7. 今後の課題

以上の解析から、今後に残された課題として、次のものがあることが分った。

1. 土の非線型応力～歪関係を考慮した、自重応力状態の合理的解析。
2. 土のセン断剛度G、減衰係数 η の、セン断歪振幅依存性を考慮した、動的応力状態の合理的解析。
3. 土の動的強度の合理的推定法を確立し、それを基礎として、点安全率計算の合理化。
4. 実際の盛土による解析法の検証。
5. 計算結果を元にした、動的沈下量などの合理的推算方式の開発。

8. 参考文献

1. 栗林, 岩崎, 龍岡, 木本 "海中盛土の地震時の安定性" 第13回地震工学研究発表会, 1974.
2. 栗林, 岩崎, 龍岡, 堀内 "土の動的性質, 共振法土質試験機による測定" 土研資料 №912, 1974.
3. 岩崎, 龍岡, 堀内 "砂質試料の動的変形係数の一測定法" 土木学会, 第1回関東支部年次研究発表会概要素 Ⅲ-3, 1974.
4. 岩崎, 龍岡, 堀内 "共振法土質試験機による土の動的変形係数" 土質工学会第9回研究発表会講演集, 1974.
5. 栗林, 岩崎, 龍岡, 堀内 "砂の動的変形特性に及ぼす応力状態の影響" 第13回地震工学研究発表会, 1974.
6. 栗林, 岩崎, 川島, 若月, 高木 "沈埋トンネル及び盛土の耐震性に関する調査報告" 土研資料 №851号, 1973.12.
7. 日本道路協会 "東京湾横断道路技術調査報告書" 1974.3.
8. 国生, 高橋 "フィルタイプダムの上下流方向の振動に与える谷の形状のえいぎょう" 土木学会第28回年次学術講演会概要集, Ⅲ, 1973.