

# 畑中盛土の地震時の安定性

建設省土木研究所 正員 栗林栄一  
 建設省建築研究所 正員 岩崎敏男  
 建設省土木研究所 正員 龍岡文夫  
 建設省土木研究所 木本正則

## 1. 緒言

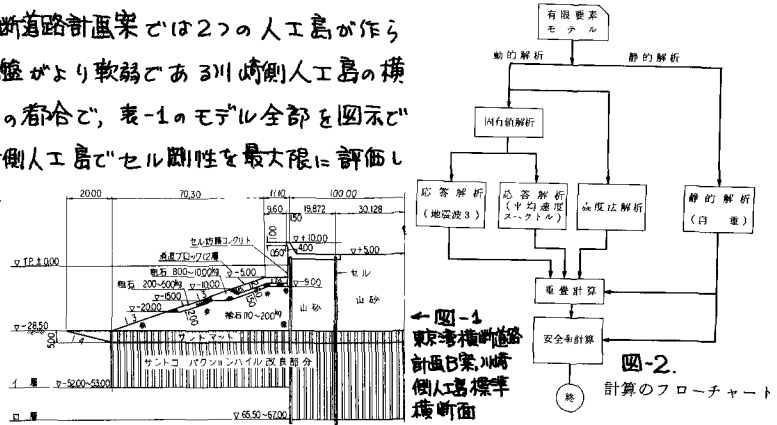
東京湾の川崎と木更津を結ぶ東京湾横断道路のモデルアランでは沈埋トンネルと橋梁を人工島で結びつける形式となっており、人工島は図-1の様な標準横断面を持っている。東京湾の様に、深さ約30mまでN値10以下のきわめて軟弱な沖積層に高さ約30mの砂盛土をする計画であり、又、東京湾地域は、将来かなりの規模の地震が発生することが予測されているから、建設される盛土は、十分に耐震性を持つ様にしなければならぬ。そこで、盛土-地盤系をモデル化し、静的及び動的有限要素法で解析を行い、盛土の動的な安定性を究明しようとして試みた。

## 2. 計算手法

図-2に計算の流れ図を示した。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倍の本平衡重をかけた時の応力を求める。(3)(地震動の波形による応答解析)強震計で観測された地震動の波形記録(表-2参照)を直接付いた応答解析で応答加速度、動的応力等の応答諸値を求める。(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 $\beta=0.20$ の平均スペクトル曲線(図5参照)を用い、基礎水平加速度を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、地盤各点ごとの静的つりあい時と動的耐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。

## 3. 解析対象と物理定数

提案されているモデルアランの可能性と特徴を比較するために、表-1に示した人工島横断面モデルについて解析した。横断道路計画案では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。紙面の都合で、表-1のモデル全部を図示できないうので、C-KA-1(川崎側人工島でセル剛性を最大限に評価した場合)、C-KA-2(同じ場合で、セル剛性を最小限に評価した場合)、C-KA-5(セルがない場合)の解析モデルを図3に示した。図3に示してある物理定数は、次のようにして



←図-1 東京湾横断道路新島日栄川崎側人工島標準横断面

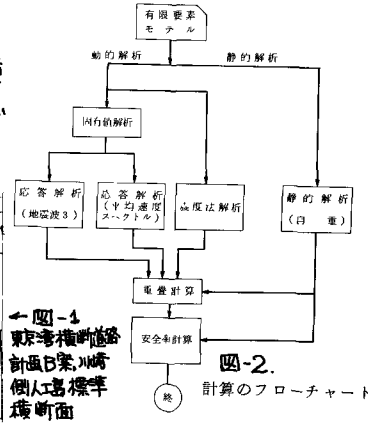


図-2. 計算の流れ図

定めた。

(単位体積重量) 山砂・捨石部分では、間隙比が0.65程度になるとすると、飽和単位体積重量  $\gamma_{sa}$  は、

$G_s = 2695$  とし、約  $2.0 \text{ t/m}^3$  となり、有効単位体積重量  $\gamma' = \gamma_{sa} - \gamma_w = 1.0 \text{ t/m}^3$  となる。原地盤の  $\gamma_{sa}$  は土質調査の結果から決め、

サントコン117330110 (a) C-KA-1

イルによる改良部分は、砂置換率を20%として  $\gamma_{sa}$  を決めた。静的つりあい時の自重による応力を求めるときは、水面上は  $\gamma_{sa}$ 、水面下は  $\gamma'$  を用い、動的応力を求めるときは  $\gamma_{sa}$  を用いて計算した。

(剛性) ヤング率  $E$ 、ポアソン比  $\nu$  と、土の等価せん断変形係数  $G$  とは、 $E = 2(1+\nu)G$  の関係があるから  $G$  を定める必要がある。  $G$  は主として、土の密度、拘束圧、せん断歪の大きさ

によるから、この要因を加味して次のようにして  $G$  の値を決めた。東京湾での地盤調査の結果から、 $10^{-6}$  の歪レベルに対して、次式が成り立つ。

$$V_s = 60\sqrt{N} \quad (1)$$

ここで、 $V_s$  はせん断波速度 (m/sec)、 $N$  は  $N$  値。表の小さい土では、密度を  $\rho$  ( $\text{t}\cdot\text{sec}^2/\text{m}^3$ ) であらわして、 $G = V_s^2 \rho$  ( $\text{t/m}^2$ )

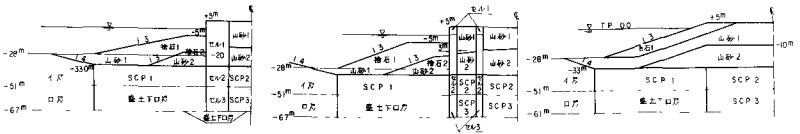
であらわせば、(1) と (2) から、

$$G = 3600 N \rho \quad (2)$$

今回、解析の対象としているのは、 $10^{-3}$  の歪レベルであるから、 $G$  は  $10^{-6}$  の歪レベルの値の約  $1/4$  になると仮定すれば、 $G$  は  $10^{-3}$  の歪レベルに対して、次式であらわせる。

$$G = 900 N \rho \quad (3)$$

今回は、山砂・捨石部分では、深さ15mより浅い所では  $G = 3000 \text{ t/m}^2$ 、15mより深い所では  $4000 \text{ t/m}^2$  とし、原地盤に対しては、土質調査で得た  $N$  値から (4) 式を用いて  $G$  の値を決めた。一方、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  $E$  の値の比で決まる。今回は、静的載荷時と動的載荷時での  $E$  の絶対値は異なっても、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) 式を用いて  $G$  の値を決めた。



ρ=0.49

層	厚 (m)	γ (t/m³)	γ' (t/m³)	Tr or P
山砂1	1.0	2400	-	Tr = C <sub>1</sub>
山砂2	1.0	5200	-	Tr = C <sub>2</sub>
山砂3	1.73	-	-	Tr = T <sub>1</sub>
SCP1	1.56	-	-	Tr = T <sub>2</sub>
SCP2	1.60	-	-	-
SCP3	1.81	-	-	-
山砂1	2.00	9000	φ = 35°	-
山砂2	-	12000	-	-
山砂3	-	9000	φ = 45°	-
山砂4	-	12000	-	-
山砂5	2.04	120000	φ = 35°	-
山砂6	1.64	-	-	Tr = T <sub>3</sub>
山砂7	1.83	-	-	-

ρ=0.49

層	厚 (m)	γ (t/m³)	γ' (t/m³)	Tr or P
山砂1	1.40	2400	-	Tr = C <sub>1</sub>
山砂2	1.70	5200	-	Tr = C <sub>2</sub>
山砂3	1.73	-	-	Tr = T <sub>1</sub>
SCP1	1.56	-	-	Tr = T <sub>2</sub>
SCP2	1.60	-	-	-
SCP3	1.81	-	-	-
山砂1	2.00	9000	φ = 35°	-
山砂2	-	12000	-	-
山砂3	-	9000	φ = 45°	-
山砂4	-	12000	-	-
山砂5	2.21	18000	φ = 35°	-
山砂6	1.80	-	-	Tr = T <sub>2</sub>
山砂7	2.02	-	-	-

ρ=0.49

層	厚 (m)	γ (t/m³)	γ' (t/m³)	Tr or P
山砂1	1.40	2400	-	Tr = C <sub>1</sub>
山砂2	1.70	5200	-	Tr = C <sub>2</sub>
山砂3	1.73	-	-	Tr = T <sub>1</sub>
SCP1	1.56	-	-	Tr = T <sub>2</sub>
SCP2	1.60	-	-	-
SCP3	1.81	-	-	-
山砂1	2.00	9000	φ = 35°	-
山砂2	-	12000	-	-
山砂3	-	9000	φ = 35°	-

(c) C-KA-5

図-3. 解析モデル

表-1. 人工島横断面解析モデルの種類

CASE. NO.	内 容	1次モード固有周期	1次モード固有振幅数
C-KA-1	1/4側倒, 側面式 (山砂剛性式)	1.98 sec	0.504 cps
C-KA-2	" " (山砂)	2.32 sec	0.432 cps
C-KA-3	側面式 (山砂剛性式) かつ 山砂	1.73 sec	0.579 cps
C-KA-4	" , 中央セル式 (山砂剛性式)	2.05 sec	0.489 cps
C-KA-5	" , セル不使用 (山砂)	2.44 sec	0.411 cps
C-KI	木更津側, 側面式 (山砂剛性式)	1.62 sec	0.616 cps

表-2. 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 Δ (km)	最大加速度 a <sub>ml</sub>	継続時間 秒
① 根室高平 1973.6.17	静内橋 -40m	7.4	305	45	12
② 八丈島近海 1972.12.4	観音崎 -80m (NS)	7.2	275	10	15
③ 藤前沖 1983.3.27	船屋	6.9	153	22	9
④ 多摩川下流 1970.9.30	川崎	4.5	30	6	10
⑤ 平均応答スペクトル (考慮上, δ=20%)					

①-④の番号は図5の番号に対応している。

(ポアソン比) 非排木であれば土のポアソン比は0.50であるが、計算の便宜上  $\nu = 0.49$  とした。

(減衰定数)  $10^{-3}$  のレベルに対するものとて、

$\beta = 20\%$  とした。

(強度) 後に述べる点安全率の計算のため、山砂捨石部分では  $\phi_s = 35^\circ$  とし、

原地盤に対しては、土質調査<sup>1)</sup>から、 $\gamma$ を原地盤深さ(m)とて、

$C_0 = 0.15 \gamma^2 (t/m^2)$  (5)

とした。盛土下口層は、次式によってせん断強度を定めた。

$$\tau_1 = C_0 + m U_1 \Delta p \quad (6)$$

ここで、 $m = 0.3$ ,  $U_1 =$  圧入度  $= 0.8$ ,  $\Delta p = \sigma'_v + (\gamma_{sa} - 1)z$ ,  $\gamma_{sa} = 1.4$ ,  $\sigma'_v =$  自重荷重時鉛直方向応力。

サンドコンパクション改良部分では、次式<sup>2)</sup>によって、せん断強度を定めた。

$$\tau_2 = (1 - a_2)C + a_2 \{ (k_s \Delta p + (\gamma_s - 1)z) \cos^2 \alpha + k(\mu_c \Delta p + (\gamma - 1)z) \sin \alpha \} \tan \phi_s \quad (7)$$

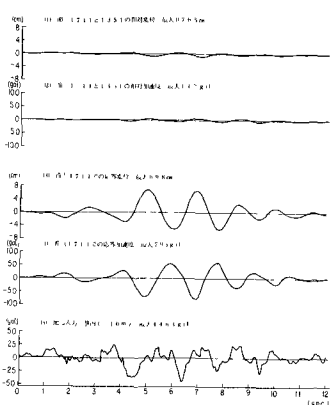


図-4 モデルC-KA-1の静内地震入力に対する応答

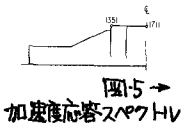


図-5 加速度応答スペクトル

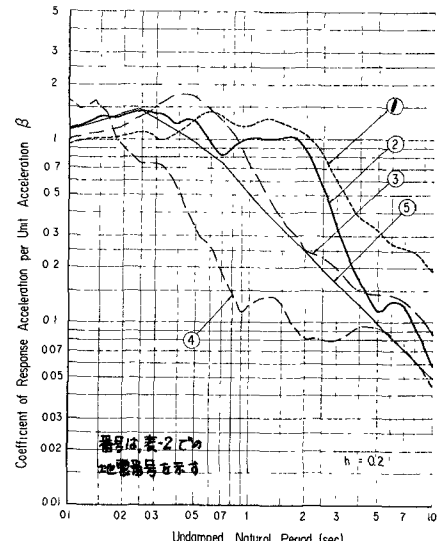
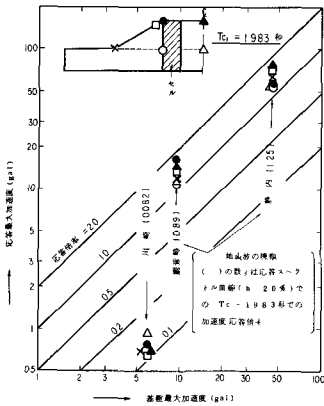
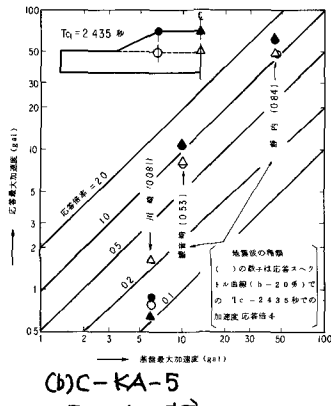


図-6 最大応答加速度



(a) C-KA-1



(b) C-KA-5

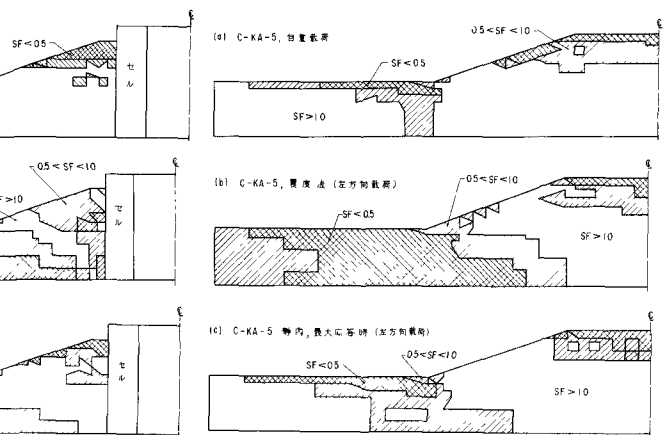


図-7 点安全率分布 (a) 自重載荷時 (b) 図で左方向に自重の0.18倍の荷重をかけた時の点安全率分布 (c) 現場で、左方向に最大応答加速度が生じる時の点安全率分布

点安全率(CSF)の計算方法  
 ○粘土, S.C.P.の改良部分  
 $SF = \frac{\tau_1}{\tau}$   
 $\tau_1$ : 図3に示したせん断強度  
 $\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$   
 $\sigma_1, \sigma_3$  は計算で定めた最大、最小応力  
 ○山砂, 捨石部分  
 $SF = \frac{\sin \phi_s}{\sin \phi}$   
 $\phi_s = 35^\circ$   
 $\phi = \sin^{-1} \left| \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right|$

こゝで:  $Q_2=0.2, Y=1.4, U_2=0.95, \delta_s=2.0, K=0.5, m=0.3, \phi_s=30^\circ, \mu_c=0.714, \mu_s=2.143, d=$ 対象とする応力状態の主応力方向と $30^\circ$ をなす方向の水平方向となす角 $d_1, d_2$ の小さい方。

(セル部分)モデルC-KA-1, C-KA-4, C-KI C"は、セルを構成する鋼管間の結合率が100%を採りしとて、セル部分の換算ヤング率 $E_{eg}$ を、次式によって決めた。

$$E_{eg} = \frac{I}{I^*} E_s + E_{sand} \quad (8)$$

こゝで、 $I=$ 鋼管部分の断面二次モーメント、 $I^*=$ セル部分の断面二次モーメント、 $E_s=$ 鋼のヤング率、 $E_{sand}=$ 砂の等価ヤング率  
 モデルC-KA-2では、鋼管間の継手初率が無いとして、等価の剛性を持つくいに置きかえて、 $E_{eg}$ の値を決めた。

#### 4. 解析結果

表-1に、一次モードの固有周期が示してあるが、セルの存在によって、固有周期は若干短くなるが、大体2秒前後である。図-4にモデルC-KA-1の、静内橋(-40m)で与れた地震動波形に対する応答であり、(1),(2)は、セルに囲まれた部分は、セリ断変形をしているから、頂部の中央と端での相対変位、相対加速度はほとんどないことを示しており、(3),(4)では、頂部中央の応答変位、応答加速度を示してある。表-3は、この地震入力に対する2つのモデルの最大応答値を示したものであり、応答値に関してはセルの効果はあまりない様である。

図-6(a),(b)は3つの地震入力に対するモデルC-KA-1, C-KA-5の各部分での最大応答加速度を示しており、図-5の各地震の応答加速度スベクトル曲線から推測できる様に、盛土-地盤系モデルの固有周期が約2秒と長いため、近距離地震の方が、近距離地震よりも大きな応答倍率を示している。又、静内、観音崎の地震入力に対しては、原地盤面よりも頂場での応答加速度は大きく、約1.5倍となっている。

表-3. 静内地震入力に対する応答

モデル	C-KA-1 (セル剛性あり)	C-KA-5 (セルなし)
最大応答変位	6.98cm	8.29cm
最大応答加速度	79.5gal	61.8gal

図-7は、モデルC-KA-1, C-KA-5での(a)自重載荷時(b)震度法解析(c)静内地震入力に対する最大応答時の点安全率分布である。今回の計算は弾性計算であるため、応力集中が生じ、部分的に点安全率が1.0以下になっても、盛土全体が不安定であるとは限らないから、安全率1.0以下の区域の広さによって、安定性の比較をするのが適当であろう。自重載荷時の、のり尻の安全率1.0以下の区域を比較すると、セルの効果は若干あるが決定的ではない様である。又、のり尻付近の原地盤の剛度が相当小さいために、斜面がすべり落ちようとする事に対する拘束が小さいため、盛土頂部付近でも、安全率が1.0以下の区域が、かなり発生している。(b)は、震度法による動的荷重載荷法は、あまりにも過酷であることを示している。(c)は、静内地震入力に対しての最大応答時には、点安全率1.0以下の区域は静的載荷時より相当広がっていることを示している。この場合も、セルは、セルの外側の安定性には若干寄与しているが、決定的には効いてはいない様である。

#### 5. まとめ

川崎側人工島の固有周期は大体2秒前後であり、セルの応答変位、加速度に対する影響は顕著ではない。セルは内側の安定性に対して寄与するが、外側の安定性に対する効果は若干あるが決定的ではない。のり先の原地盤が軟弱なことは、盛土の安定性に対して不利な条件となっている。

(参考文献) 1) 観音崎地質調査報告書、建設省観音崎道路調査事務所(1973) 2) 観音崎道路技術調査報告書、道路協会(1974)