

本州四国連絡架橋調査
試 験 調 査
耐震調査資料 No 4

土 木 研 究 所 資 料

第 83 号

吊橋下部構造の地震荷重および 地盤反力算出法

昭和40年8月

建 設 省 土 木 研 究 所

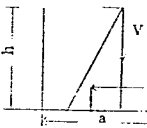
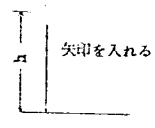
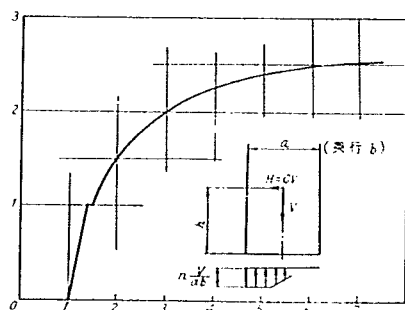
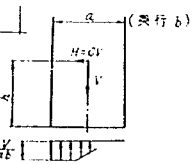
本・四・式・震・害・防・止

七・月・三・日

昭・和・四・十・年・八・月

建・設・省・土・木・研・究・所

正 誤 表

ページ	位 置	誤	正
目次	上から14行目	固有周期	固有周期
5	上から5行目	抵抗	抵抗
8	上から9行目	……とに……	……とは……
9	下から11行目	現象	現象
8	下から5行目	実態	実験
11	上段(2)(3)図	(2)(3)の図中の $\hat{a}$	a
◇	上から2行目	(4)式中 $\hat{a}$	a
◇	上から6行目	$\hat{a}$: ……	a : ……
12	上から2行目	$q = \frac{\sqrt{W}}{F \cdot \hat{a}} \cdot a$	$q = \frac{\sqrt{W}}{F \cdot a} \cdot a$
◇	上から3行目	式中の $\hat{a}$	a
13	上から2, 3行目	上部ほど大きい逆……	上部ほど大きい逆三角形分布とする。
15	FIG-8 (Ⅲ)		
16	上から4行目	……場合に $\hat{a}$ 生ずる……	……場合に $\frac{1}{2}(L+E)$ の条件のもとで生ずる……
◇	下から2行目	……となり、 $\hat{a}$ 1.5以上……	……となり、 $\frac{4}{3} \sim 1.5$ では μ_N が2以上の有限の値で $m=1$ になり大きな変位が生ずる。 1.5以上……
17	上から2行目	(9)式に付け加える	$= \frac{1}{\xi_1} \geq 1 \dots\dots (9)$
◇	上から7行目	08式中の $\mu_N = \frac{n}{2\xi_1} \leq 1$,	$\mu_N = \frac{n}{2\xi_1} \geq 1$
◇	下から3行目	$\xi_1 = \frac{1}{n} \sqrt{12(n-1-\frac{n}{3}m)} =$	$\xi_1 = \frac{1}{n} \sqrt{12(n-1-\frac{n}{3}m)} =$
18	FIG-10	縦軸 $0 \leq m \leq 1$, $1 < n \leq 1.5$ 内の曲線の修正 図中の $m = 6 \cdot \frac{a}{n}$	FIG-10のもと差し替え $m = 6 \cdot \frac{a}{n}$
			

ページ	位 置	誤	正
19	上から 6行目	$\frac{a}{3h}$	$\frac{a}{3h}$
20	上から 5行目	もつ本家の……	もつ本家の……
21	下から 7行目	w ; ケーソン……	w ; ケーソン……
24	下から 3行目	(C)式中 $4h_a^2$	$4h_a^2$
31	上から 2行目	(D)式中	最後に } を加える。
37	下から 4行目	E_s / h_s^2 に比例……	E_s / h_s (h_s は単に掘地深さの意味) に比例……
ク	下から 3行目	(C)式中の E_s^2	h_s^2
36	上から 1行目	(E1g 23参照)	(E1g 23参照)
ク	上から 2行目	E_s / a^2 に比例	E_s / a (a は支持幅の意味) に比例…

以 上

16	下から 6行目	(8-1)式中 (3n-1-m), (3n-1-6($\frac{h}{a}$))	(3n-3-m), (3n-3-6($\frac{h}{a}$))
----	---------	--	-------------------------------------

まえがき	1
1. 地震応答	2
(1) 弾性領域の地震応答	2
(2) 完全塑性域の地震応答	2
① 完全塑性系の荷重と変位	5
② 完全塑性系における地震応答	5
(3) 非線形復元力特性をもつケーソンの地震応答	7
① 偽調和振動	7
② 偽調和振動の地震応答	8
2. ケーソンの応答変位	10
(1) ケーソンと支持地盤が完全に附着して、地盤は完全に弾性的である場合のケーソンの応答変位	10
① 力学モデルと固有周期	10
② 線形的・弾性的な場合のケーソンの応答変位	12
(2) 非線形要素又は支持地盤の部分的な降伏あるいはその両者を同時に想定する場合のケーソンの応答変位	14
① 底面反力の分布と復元力特性	14
② 非線形性あるいは部分的弾性又はその両者が同時に想定される場合のケーソンの応答変位	20
3. 耐 震	24
(1) ケーソン側面の水および土の貯留重量の求め方	24
① 水の貯留重量	24
② 土の貯留重量	25
(2) ケーソン側面および底面の基礎地盤係数	28

(1) 垂直力による基礎係数	28
(2) 剪断力による基礎係数	29
(3) モーメントによる基礎係数	30
(4) k_1, k_2, k_3, k_4 の求め方	31
(5) ケーソンの固有周期を求める場合のケーソン周面の上のパネの影響および底面のパ ネの不均一性の影響などの置換法について	36
(1) ケーソン周面の土のパネの効果の置換	36
(2) ケーソン底面部の支持層のパネの不均一性の修正	38
む す び	39
参 考 文 献	40

ま え が き

本文は非線型的な挙動を示す吊橋下部構造の地震荷重の算出法とそれによる地盤反力の算出法について述べたものであるが、これらはいずれも単純化した仮定の下に論理的な既働を行なったものであり、実際の設計に応用するためには、更に検討を加えるべき多くの問題点を含んでいる。これらの諸点は今後の調査により解決をはかつてゆく予定である。

構造研究室長 大久保 忠 良

構造研究室研究員 栗 林 栄 一

1. 地震応答

(1) 弾性領域の地震応答

弾性領域における構造物の地震応答については、本州四国連橋架橋調査・試験調査・耐震調査報告書2「地震荷重に関する調査」¹⁾ですでに詳細に述べているので、ここではその一説を援用して、基本的な事項についてのみ破れておこう。

- ・ 支保地点で考えるべき地震の水平震度 α_2

(ただし鉛直方向の震度は α_1 とする)

- ・ 震度が α_2 の場合の地震応答スペクトル曲線：加速度応答スペクトル曲線は Fig. 1 に示すとうりのもの

速度応答スペクトル曲線は Fig. 2 に示すとうりのもの

これらの応答スペクトル曲線から構造物の固有周期と減衰定数に応じた基本応答震度が Fig. 1 から求められる。これから設計震度を求める場合には変形モードに比例した震度分布を求める場合には、高次のモードの影響 1割を加味して、この基本応答震度を 1.1 倍した震度が、その構造物の重心点における設計震度となる。若し一定震度分布とする場合には、さらに変形モードの影響を加味した係数を乗じて設計震度とする。又、地震の作用方向と直角の方向に運動が誘発される場合には、更にその影響を加味した係数を乗じて設計震度とする。

(2) 完全塑性域の地震応答

構造物の塑性変形を考慮した地震応答の考え方については、耐震調査報告書1²⁾の 1.1 頁ですでに記述しておいたが、その基本的な考え方を要約するとつぎのとうりである。速度応答スペクトルが一定であり (Fig. 2 に見られるように固有周期が 1 秒以上では α_2 はほぼ一定であるが、1 秒以下の固有周期では前記の一定値より小さくなっている。これについては後章触れることにしたい)、地震時に構造物に入射するエネルギーは $\frac{1}{2} \dot{u}_g^2$ に比例し、その固有周期に関係なく一定のエネルギーが入射してくるものと考えられ、したがって構造物が非線形挙動を示す領域でも入射エネルギーは一定量入射可能であると考えて、応答震度ならびに応答変位を求めることができる。

しかしながら完全塑性域に入ると同時に崩壊条件が形成される構造物では、この方法は適用できない。つまり、一定量のエネルギーを吸収および保有できて、なおかつ安定であることが必要な条件である。

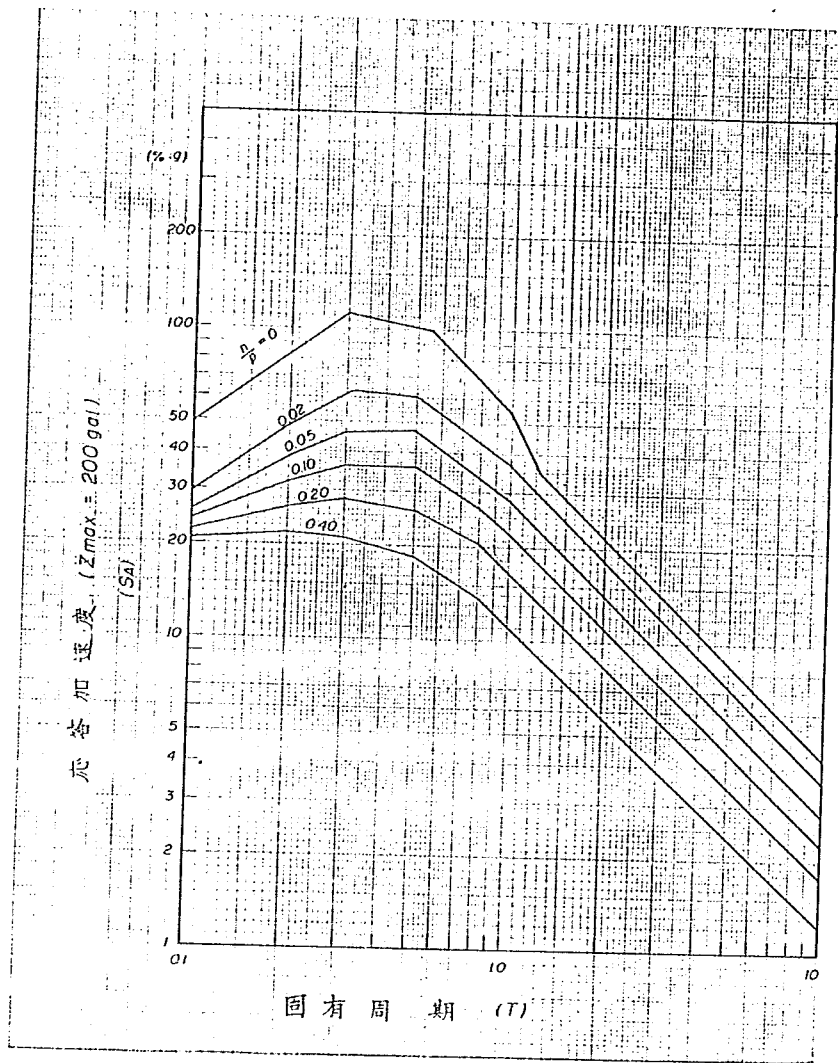


Fig-1

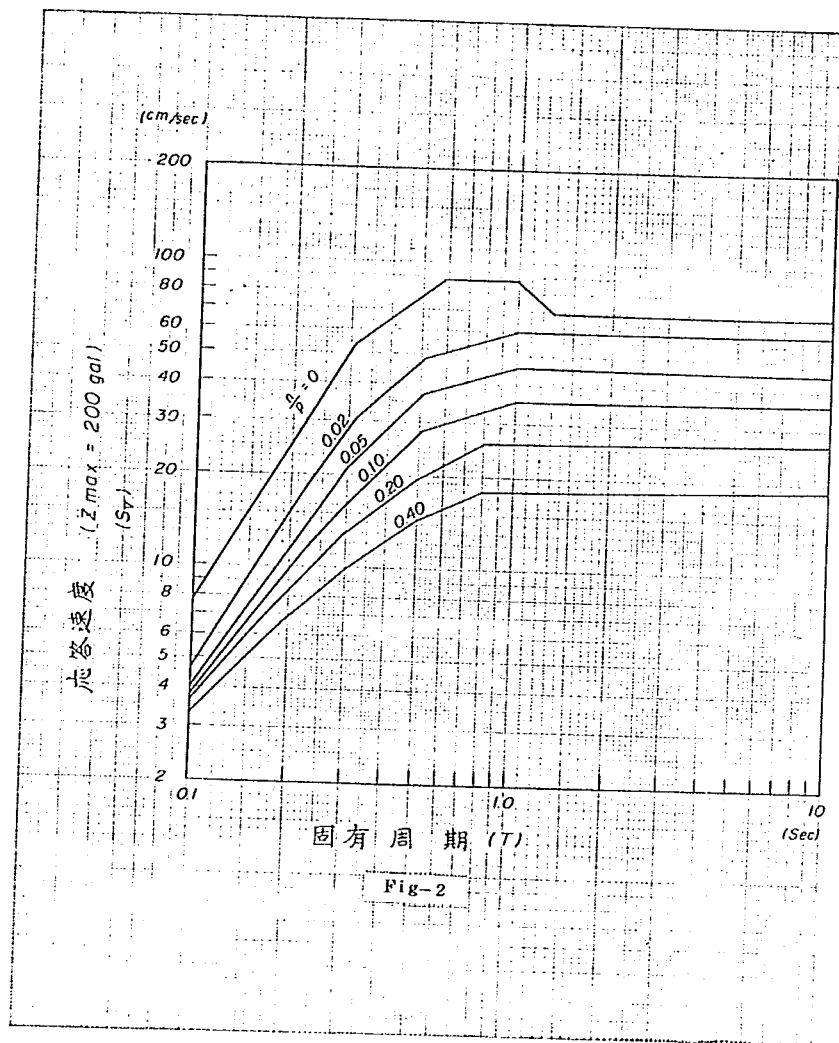


Fig-2

(1) 完全塑性系の荷重と変位

Fig. 3に示すように荷重が $+P$, $-P$ の間では荷重と変位の関係は一つのパネ係数で表わされる弾性系

であり、荷重が $+P$, および $-P$ に達すると、それ以上の抵抗を示すことなく変位が無限に増大するような系を完全塑性系と称している。この系ではまた、荷重・変位の変化にともないFig. 3に示すような矢印のある線で囲まれた塑性ループができる。このループによつて囲まれた面積の大きさは、その系に吸収されたエネルギーの量を示すものである。

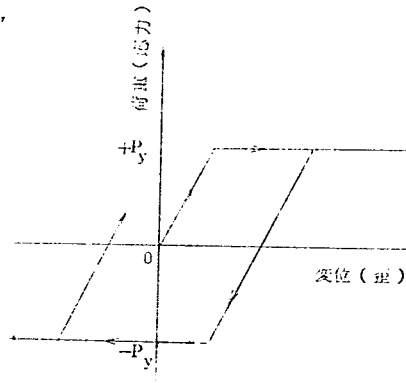


Fig - 3

(2) 完全塑性系における地震応答

今構造物に地震によつて S_v ($= 4.6 \text{ cm/sec}$) なる応答速度が生じたとする。

この S_v に相当する応答加速度 S_A はつきつようになり、

$$S_A = S_v \frac{2\pi}{T} = 2\pi \times 4.6 \times \frac{1}{T} \text{ cm/sec}^2$$

ここで T はこの構造物の固有周期である。

今法則の結合上周期 T を1秒と仮定すれば、

$$S_A = 2\pi \times 4.6 = 28.9 \text{ cm/sec}^2 = 28.9 \text{ gal}$$

したがつて基本応答変位はつきつようになる。

$$K = \frac{28.9}{9} = \frac{28.9}{980} = 0.295$$

ここでFig. 4に示すような完全塑性系 (o a b' c 曲線) では、最大の抵抗に比例する応答変位 Ky より、 S_v と T から求められた基本応答変位が大きい場合、すなわち、 $K = K_0 = 0.295 > K$ なる場合には、弾性的に保有できない余分のエネルギー、すなわち、Fig. 4では面積A+Cで表わされている構造物の単位重



.....(3)

- 6 -

したがって

$$U_1 = K_1 \cdot g \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} = 0.118 \times 9.80 \times \frac{1}{4\pi^2} = 2.93, \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{1}{2} \left\{ \left(2\pi \frac{S_y}{4K_1 \cdot g} \right)^2 + 1 \right\} = \frac{1}{2} \left\{ \left(2\pi \frac{4.6}{1 \times 0.118 \times 9.80} \right)^2 + 1 \right\} = 3.625$$

$$U_1 = \mu \cdot U_0 = 3.625 \times 2.93 = 10.6, \text{ cm}$$

となる。

参考までに、この場合約に S_y が作用した場合に全く弾性的に応答した場合の変位振巾を求めてみるとつぎのようになる。

$$U_1 = S_y = \frac{T}{2\pi} \cdot S_y = \frac{1}{2\pi} \times 4.6 = 7.32, \text{ cm} < U_1 = 10.6 \text{ cm}$$

ここで S_y は応答変位である。

[5] 非線型復元力特性をもつケーソンの地震応答

(1) 調和振動⁸⁾

質量とバネが振動の振幅の大きさに拘わらず常に一定である振動系の固有振動を「調和振動」と称している。これに対して、振幅の大きさの変化にともなつて、バネの剛さが変化する振動系の固有振動を「非調和振動」と称して、特に、バネの剛さの変化が正統的に生ずる振動系の固有振動を「準調和振動」と称して、一般の非調和振動と区別して取り扱っている。

例えば、準調和振動の一例としては、吊橋の吊り構造物の上下振動によつて生ずる主ケーブルの張力変化は、自重による張力に対して、附加的に、振巾に比例して、正統的に起る張力変化であり、この状態での固有振動は、準調和振動である。このような系では、バネの剛さの変化を無視して求めた固有周期の附近で強制振動による共振が現われる外、強制振動の周期が固有周期の $\frac{1}{2}$ 附近のところでも著しい振動が起るが、前者は強制振動、後者は不安定振動として区別されている。

非調和振動が生ずる系では、バネの剛さの変化（復元力特性）は、つぎの二種類に大別される。

- ・上反り型：ゴム状弾性特性
- ・下反り型：通常の弾性特性

これらの外、非線型要素としては、ガタ・摩擦などがある。

単体下部構造としてのケーソンのロッキング振動の復元力特性はつぎの二つの領域に別けて考えることができる。つぎに用いる線型・非線型の意味は地盤の非弾性を含んでいない。

- ・ 線型領域：鉛直力と水平力の合力の底面での作用点が core 内にある場合で、
- ・ 非線型領域：これらの合力の作用点が core 外に出てなおケーソン端部から出ない場合には下反り型の特長をもっている。

これらの合力の底面での作用点がケーソン端部外に出た場合は不安定となり、復元力は支持地盤の弾性と無関係になる。

偽調和振動の特徴は振幅の大きさに応じて固有周期の大きさが変わり、その周期の附近の周期をもつた強制振動を起こさせる。共振が生ずるとともに、高次調和振動と分次調和振動が起ることである。高次調和振動は、共振時の振幅の波型が正弦波ではないために、その波を調和解析してみれば、共振周期を基本とする高次振動が分離できるにすぎないのであつて、物理的には外力の振動数と同振動数の重んだ振幅波形の中に含まれているものである。分次調和振動は高次調和振動とは全く異なつた現象で、共振周期の 2 倍、3 倍……と云つた長周期の振動が現われ、基本の共振周期をもつた外力による振動を持続すれば、これらの長周期成分の振幅は次第に増大していく。これはあたかも共振の様子を呈しているのに、分次調和共振と名付けられているもので、不安定現象の一つである。

(2) 偽調和振動の地震応答

偽調和振動特性をもつた構造物では共振時に生起する高次振動ならびに分次調和共振などの影響を考慮する必要があるが、波数を伴なう系では、これらが大きな影響を及ぼすことはないと考えられており、例えば新葛飾橋橋脚のケーソンにおける実験結果³⁾をみてもこの事実が裏付けられている。

新葛飾橋の実験結果をごく簡単に紹介しておくのとつぎの通りである。

P：橋脚では

	減衰定数	共振振動数
共振時の起振力 4.6 ton	0.11	6.2 %
〃 3.10 〃	0.10	5.2 %

P₁ 橋脚では、

	減衰定数	共振振動数
共振時の起振力 4.0 × 10 ¹¹	0.06	5.8 1/s
〃 2.1 〃	0.05	5.1 1/s

実験時における橋脚天端における共振時の加速度は、両橋脚とも、大起振力の場合に約 200 gal であった。

これらの結果は、起振力が大きくなるにつれて共振振動数は低下していることを示しており、明らかに非線形性を物語っている。

したがって、各起振力に相当した固有振動は偽調和振動としての特性をもっているものであり、復元力型式は下反り型である。また減衰定数は共振振動数の低下とともにわかではあるが低下している。

一方、このような現象を捉えた振動波形はほぼ正弦波形であり、また共振曲線も調和振動形であるので、高次振動および分枝調和共振の現象は識別するに足る大きさではなかった。

したがって、減衰をともなつた偽調和振動系では、その振幅又は速度に応じた固有周期を推定して、その振幅と相当周期をもつた調和振動系として取り扱つてもよいと考えられる。

結論として、地震応答は相当周期をもつ振動体の応答として考えても差支えないと云えよう。

2. ケーソンの応答程度

ケーソンの応答程度を求めるに当りつぎの四つの場合を考慮しておく必要がある。

- ・ ケーソンと支持地盤が完全に附着していて、地盤は完全に弾性的である場合、
- ・ ケーソンの支持状態は線型的（合力の作用点が core 内にある）であるが、一部分の地盤が降伏する場合、
- ・ ケーソンの支持状態は非線型的（合力の作用点が core 外に出る）であるが、地盤は完全に弾性的である場合、
- ・ ケーソンの支持状態が非線型的でしかも一部分の地盤が降伏する場合、

(1) ケーソンと支持地盤が完全に附着していて、地盤は完全に弾性的である場合のケーソンの応答程度

(i) 力字モデルと固有周期

一般にケーソンは Fig. 5 の(i)図のように側面で水および土又は軟岩にとりまかれて、底面で支持層に支持されるものと考えられる。ここでは、このケーソンの固有周期を求めるために、(ii)図に示すように側面の水・土などを附着重量に置き換へ、さらに支持層の弾性係数をロッキング運動時のケーソン周囲の土又は岩のバネ作用を考慮にいたった弾性係数に置換して、(iii)図のように、これらの全重心の支持層面からの距離の2倍の高さのケーソンに置き換へ、その単位体積重量は、高さHの仮想ケーソンに重量の全てが一様に分布しているものとして定めることにする。

これらの値を置換する方法は3章で述べることにする。

ここではケーソンの固有振数はロッキング振動であるとしてゐるから、その基本振動周期は Biot が半無散体の表面上の単位幅当りのケーソンの振動周期⁴⁾

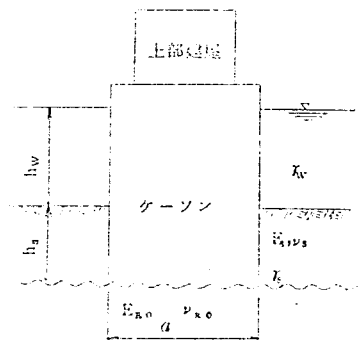
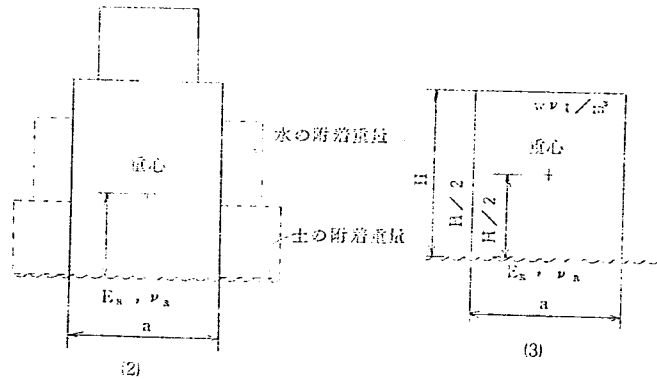


Fig - 5 - (i)



として導いた結果によれば、つぎのようになる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{4H^2 + a^2}{6g \left\{ \frac{\pi}{8} \frac{E_s}{(1-\nu_s^2)} \frac{a}{wH} - H \right\}}} \quad \dots\dots(4)$$

ここで

- T : ロッキング周期, sec
- H : 矩形ケーソンの全高, m
- a : ケーソンの底面の振動方向の放幅, m
- E_s : 支持地盤の弾性係数, t/m²
- ν_s : 支持地盤のポアソン比
- w : ケーソンの単位体積重量, t/m³
- g : 重力の加速度 (9.8 m/sec²)

(4)式で右辺の平方根記号内の分母の末項Hはケーソンの重心点の上下運動の影響項であり、実用上このHを取り去っても殆んど影響はない。このHを省略すれば、周期はつぎのようになる。

$$T = \sqrt{\frac{1}{3g} \frac{\pi}{(1-\nu_s^2)}} \cdot \sqrt{p(4p^2 + 1)} \cdot q, \text{ sec} \quad \dots\dots(4-1)$$

ここで

$$q = \frac{w}{E_R \lambda} \cdot a \quad : \text{スケール・ファクター} \quad , \text{m}^2$$

$$p = \frac{H}{a} \quad : \text{ケーソンのタテ・ヨコ比}$$

Tとqの関係をpをパラメーターとして図示すれば, Fig. -6のようになる。

つまり, p, qが大きくなればなる周周期Tは大きくなる。

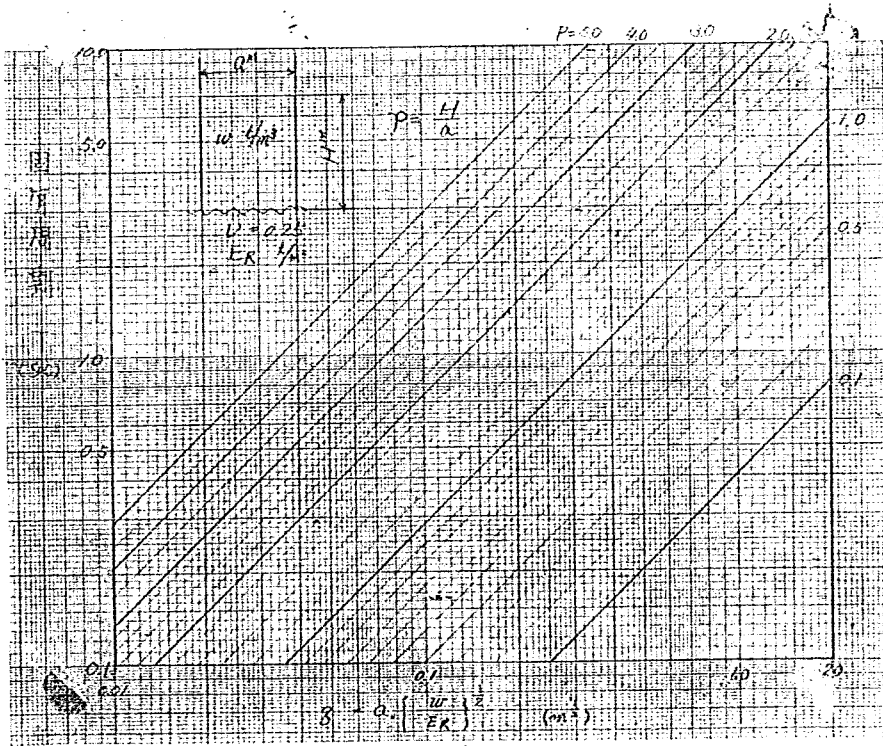


Fig. 6
(2) 線形的・弾性的な場合のケーソンの応答振幅

固有周期に対応した座本応答振幅が Fig. 1 から求められる。従来の実験例などから、減衰定数 (n/p) は 0.05 (5%) に採ることとした。この本応答振幅

度に高次の振動の影響を加味して、一増増した値を、仮想ケーソンの重心点における応答と見做す。この応答の分布は、ケーソン底面で零とし、上部ほど大きい逆三角形分布とする。

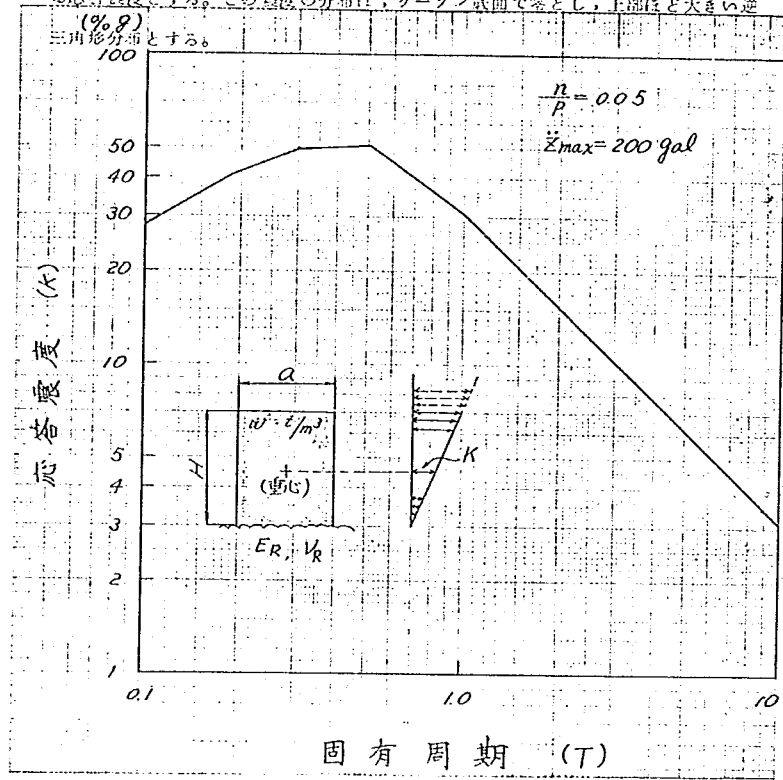


Fig - 7

Fig. 7に重心点の応答加速度を示しておく。

附着重量をもつたケーソンでは重心の位置は仮想ケーソンと同じであるが、質量の分布は仮想ケーソンと同じではないので、便宜的にその分布している高さまで、震度分布の直線を伸張して用いることにする。

(2) 非線型要素又は支持地盤の部分的な降伏あるいはその両者を同時に想定する場合のケーソンの応答変位

(1) 底面反力の分布と復元力特性

底面が支持地盤と附着して、支持地盤は完全に弾性的である場合には、復元力特性は線型的であり弾性的である。その支持状態は Fig-8 の (1) 図に示してある通りであり、この場合の応答変位は、すでに前節で求めたものである。しかし一般にケーソンでは底面における合力の作用点が core 外に出れば、一端は浮き上り、非線型性を示すものであり、また支持地盤は有限の支持力しか持たぬ故に、非弾性挙動を示すことになる。

Fig-8 に示すように、ケーソン底面 (矩形) の図心に作用する鉛直力 V に対する水平力 H の割合を C で表わし、 C を水平力係数とすれば、それらの合力の底面における作用点が core 内にあれば線型である故、これを L で表わし、core 外に出れば非線型である故、これを N で表わし、底面の支持力分布中に降伏した部分が存在すれば、これを Y 、降伏していない場合には、これを E で表わすことにした。

L 、 N と Y 、 E の状態の組み合わせによつて、Fig-8 の (1), (2), (3), (4) 図のような外力の作用状態と支持力の分布が考えられる。(ケーソン底面が支持地盤と附着している場合は特に L を $\bar{L}$ で表わした) 本節ではこれらの状態すなわち

$$I \quad \bar{L} + E$$

$$II \quad L + Y$$

$$III \quad N + E$$

$$IV \quad N + Y$$

について考察していきたい。

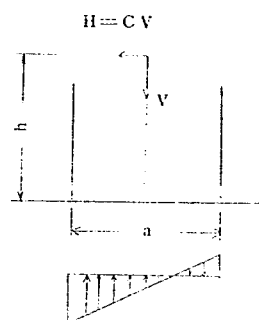
ここで便宜上つぎの二つのパラメーターを定義しておこう。

$$m = \frac{R}{R_0} = 6 C \frac{h}{a} \quad \dots\dots\dots (5)$$

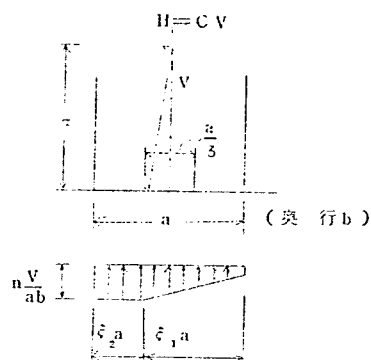
$$\mu_i = \frac{\theta}{\theta_0} \quad (i = I, II, III, IV) \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで

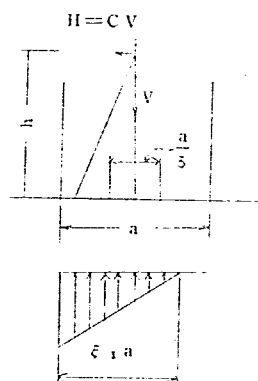
m は合力の作用点が core の周辺上にあつた場合の底面の図心に対するモーメント (R_0) に対する任意のモーメント (R) の割合、



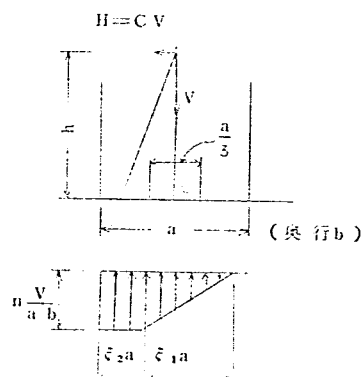
(i) $\bar{L} + E$



(ii) $L + Y$



(iii) $N + E$



(iv) $N + Y$

Fig. 8

Cは水平力係数，

hは水平力の作用点と底面との距離，

aは底面の全幅，

μ_1 は合力の作用点が core の周辺上にきた場合に生ずる底面の傾斜角 (θ_0) である。
 μ_1 は合力の作用点が core の周辺上にきた場合に生ずる底面の傾斜角 (θ_0) である。

※ 対する任意の傾斜角 θ の割合，

に ⑤式から明らかとなり，mはC，h，aを与えることによつて決定され，復元力形式には全く関係なく定まる。 μ_1 はmが定まれば，それぞれの状態でのつぎのようになる。

I (L + E) では

$$\mu_1 = m = 6C \frac{h}{a} \dots\dots\dots (7)$$

となる (Fig - 9 参照)

II (L + Y) では

$$\mu_n = \frac{n}{2\xi_1} \left\{ 1 - \frac{2}{\xi_1} \left(\frac{1}{n} - 1 + \frac{1}{2}\xi_1 \right) \right\}, \quad 1 \leq n \leq 2.0 \dots\dots\dots (8)$$

ここで

$$\xi_1 = \frac{1}{2(n-1)} (3n - \frac{4}{3} - m) = \frac{1}{2(n-1)} (3n - \frac{4}{3} - 6C \frac{h}{a}) \leq 1, \quad (8-1)$$

$$\text{参考までに } \xi_2 = 1 - \xi_1 = \frac{1}{2(n-1)} (1 - n + 6C \frac{h}{a}) \leq 1, \quad (8-2)$$

ξ_1 は底面幅 a に対する弾性的な部分の割合， ξ_2 は降伏した部分の割合である。

また n は鉛直力 V による平均応力に対する降伏支持力の倍率である。この場合，n

は 1 より小さくは不安定となり，1.5 以上では他の三つの状態のいずれかに移行する。
 (Fig - 9 参照)

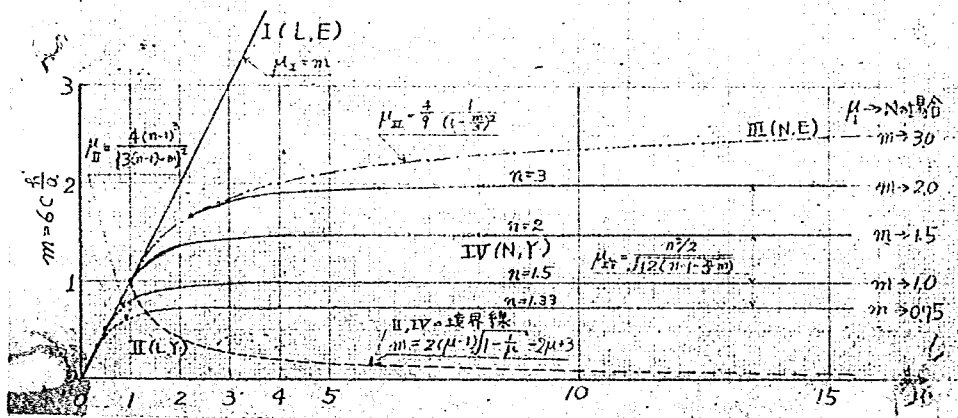


Fig-9

II (N + E) では

$$\mu_m = \frac{4}{9} \cdot \frac{1}{(1 - \frac{m}{3})^2} = \frac{4}{9} \frac{1}{(1 - 2C \frac{h}{a})^2} = \frac{4}{9} \geq 1 \quad (9)$$

参考までに $\xi = \frac{3}{2} (1 - 2C \frac{h}{a}) \leq 1, \quad (9-1)$

$$\xi_2 = 0 \quad (9-2)$$

となる。(Fig-9 参照)

IV (N + Y) では

$$\mu_{IV} = \frac{n}{2\xi_1} \geq 1, \quad n \geq \frac{1.5}{1} \quad (10)$$

ここで

$$\xi_1 = \frac{1}{n} \sqrt{12(n-1-\frac{n}{3}m)} = \frac{2}{n} \sqrt{3(n-1-2nC \frac{h}{a})} \leq 1, \quad (10-1)$$

参考までに $\xi_2 = \frac{1}{n} - \frac{1}{2}\xi_1 \leq 1, \quad (10-2)$

になる。(Fig-9 参照)

今 $\mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = \mu_4$ とすれば m の間にはつぎの関係が成り立っている。

$$m_1 \geq m_2 \geq m_3 \geq m_4 \geq 0 \quad (11)$$

$n = 1.33, 1.5, 2.0, 3.0, 5.0$ の場合について、 $m \sim \mu_1$ の関係を求めると Fig-9 のようになる。

Fig-9 からつぎのようなことが云える。

すなわち、ケーソンの鉛直力による底面での平均応力に対する支持地盤の降伏応力の倍率 n が初めまでは回転変位に対する抵抗の伸びは比較的大きいが、3 以上では、その伸びは急激に減少していく。(Fig-10 参照)

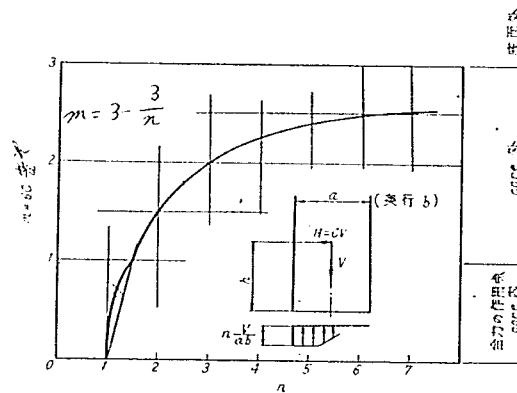


Fig-10 $\mu_1 \sim \infty$ の場合の m, n の関係

つぎに水平抵抗係数 C とケーソンの寸法すなわち m のみでは、静力学的転倒限界は定まらず、一般に地盤支持力の大きさが関係してくる。例えば $n = 1.33$ では合力の作用点が core 内にあつても、支持面全体が降伏して $m = 1.33$ (底面圆心と合力の作用点間の距離は圆心から core 外周距離の 0.75 倍であることを意味する) で崩壊する。 $n = 1.5$ では $m = 1$ (合力の作用点が core 外周上にある) で崩壊し、 $n = 3$ では $m = 2$ (合力の作用点が core 外周とケーソン局部の中心にある) で崩壊する。

最後に n を 3 以上に大きくしても、回転変位に対する抵抗の伸びはきわめて小さいので、以上述べてきたような考え方に基づく実用上の崩壊の限度は $m = 2$ とした方がよい。

以上のような結果から、ケーソンの復元力特性をより簡単に表すために、 n に対応する復元力特性 (Fig. 9) の包絡線としての完全塑性復元力特性を求めた。これを Fig. 11 に示してある。Fig. 11 によれば、水平力係数 C は $\frac{a}{3h}$ 以下の値になる。

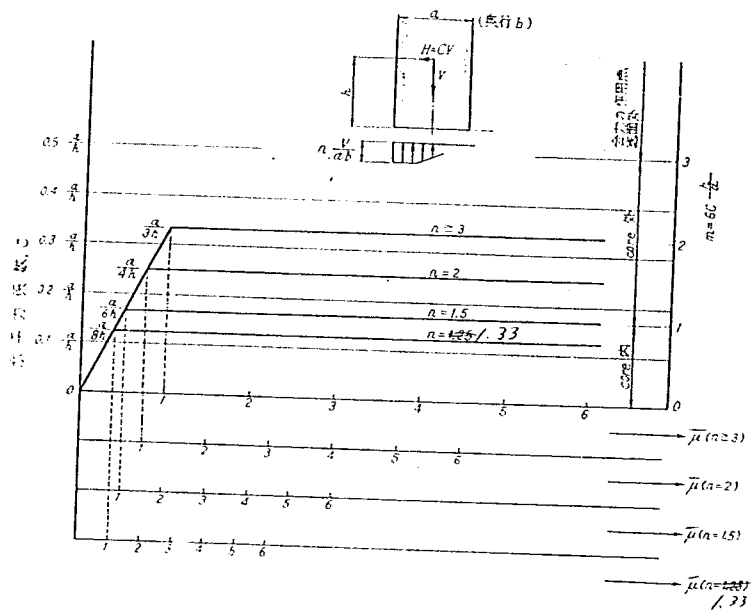


Fig. 11

(2) 非線型性あるいは部分的塑性又はその両者が同時に想定される場合のケーソンの
応答震度

前節では非線型性と塑性とが混在した復元力特性をもつた系を Fig. 11 のよ
うな完全塑性系に置換して考えることにした。しかしながら、この種のケーソンの
もの本系の復元力特性 (Fig. 9) は n が大きい場合には完全に弾性的であり、
完全塑性系に置換して考えることは便宜的な手段であり、安全側 (水平荷重の評価
に大きな誤りをもたらさず、変位は大き目に評価することになる) の考え方である
から、ここで採用することにした。

すでに 1, (2), (2) で述べたが、完全塑性系における地震応答震度は弾性領域では
1, (1) で述べた弾性領域の地震応答と同じであるが、塑性領域にまで変位が増大す
ると、応答スペクトル曲線とは無関係に支持地盤それ自身の極限の強度およびケーソ
ンの寸法で定まり、それに相当した水平力係数 C 以上に大きくなることはない。一
方地震応答変位は、塑性領域では (2), (3) 式から求められる。すなわち、変位 U_1 を
再び書けば、

$$U_1 = \mu U_e$$

$$\text{ここで } U_e = K_y \cdot g \frac{T^2}{4\pi^2}, \quad \mu = \frac{1}{2} \left\{ \left(2\pi \frac{S_v}{TK_y g} \right)^2 + 1 \right\}$$

上式中の K_y と前述の C との関係は、水平方向ではケーソンに物体力のみが作用
しているとした場合には $K_y = C$ となる。物体力の外に外力が存在する場合には、
その水平外力と鉛直力の比の値を C から差し引いたものが K_y になる。ここで注意
すべきことは K_y が 2, (1), (2) で Fig. 7 に示した応答震度のより小なる場合に、
これらのことが成立することである。

$$K_y = C - K' \leq K \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで $K' =$ 外部から加ゆる水平力/鉛直力 (M)

また S_v の値は一定であることが、(2), (3) 式の前提 になつている。固有周期 (T)
が 1 秒より長い場合には $S_v = 4.6 \text{ cm/sec} = \text{const.}$ でこの条件を満足している
が、1 秒より短い場合には漸減しているので、前提からはづれることになる。しか
し、ここでは便宜的に S_v が step function であるとして、必要とする周期帯
では一定であるものと仮定して、Fig. 2 に示してある $\frac{n}{p} = 0.5$ の場合の S_v

の値を用いることにした。

震度のタテ方向の分布は弾性領域の場合と同じ様に逆三角形分布とし、同様に応答変位も逆三角形分布とする。

上述のようにして求められたケーソンの非線型・非弾性領域における降伏時の震度と地震応答スペクトル曲線による応答震度との相対関係を調べるために、つぎのような条件を具備したケーソンについて、両方の震度を求めた。両者は共に設計震度ではあるが、説明の便宜上、上述のように区別して呼ぶことにする。

降伏時の震度 (K_y) に対しては

$$n = \frac{\sigma_y}{V} \quad ; \quad 1.25, 1.5, 2.0, \geq 3$$

$$a \quad b$$

ここで σ_y は支持地盤の極限持力 (t/m^2) である。

$$\frac{a}{h} = \frac{2a}{H} = \frac{2}{p} \quad ; \quad 0.4 \sim 0.8 \quad (p = 5.0 \sim 0.25)$$

K' ; 0 (物体力以外に外力は無いものとした)

応答震度係数に対しては

$$a \quad ; \quad 6.0m, 10.0m$$

W ケーソンの見掛けの単位体積重量 (t/m^3) ; 2.5 t/m^3

$$E_s \quad ; \quad 1 \times 10^5 \quad t/m^2, \quad 1.0 \times 10^5 \quad t/m^2$$

$$\nu_s \quad ; \quad 0.25$$

$$p = \frac{H}{a} = \frac{2h}{a} \quad ; \quad 0.2 \sim 5.0$$

これらによつて求めた結果を Fig-12 に示してある。

横座標は両方の震度によつて唯一の共通項であるケーソンのタテ・ヨコ比 p にとつてある。

$a = 60\text{ m}$ の場合は主塔基部を対象としており、 100 m の場合はアンカー機列を対象としたものであるが、Fig. 12から云える共通点はずぎのとうりである。

E_s が $10 \times 10^5 \text{ t/m}^2$ (100000 kg/m^2) では最も応答変位が大きい部分は降伏時の変位を上まわるからてい減しうる。しかし E_s が $1 \times 10^5 \text{ t/m}^2$ (10000 kg/cm^2) ではてい減されることは余り期待できない。また、変位は両者共に、おおむね $p = \frac{H}{a}$ が大きくなる程、小くなる傾向を示している。一万合力の作用点が core 内にある場合には、支持地盤に部分的な降伏を許さないとすれば（この場合 n は 2 以上でなければならぬ）、 p が 1 より小なる場合には、応答変位はてい減されることなく、設計変位になる。

上述の諸点から、ケーソンの設計変位を合理的にかつ安全に低める基本的な考え方を求めればづぎのとうりである。

- i 根入れを深くする（ p を大きくする）
- ii 同時に良質の堅い地盤に支持させる（てい減率を増加させる）
- iii ケーソンの数き幅が大きい程てい減率は減少するが安全度は増加する。

これらは、従来から経験的に知られていた構造物の経済的な耐震設計上欠かすことの出来ない原則であつて、ここでは、それを論理的に再確認したわけである。ii と iii はあたかも矛盾する関係にあるように受けとられるが、この両者の兼ね合いによつて、適切な安全度をもつた設計変位が求められ、ここに耐震設計の妙味が生まれるものと考えられる。

3. 附 録

(1) ケーソン側面の水および土の附着重量の求め方

本州國道連絡橋、附属設計指針第⁵⁾(土木学会)によれば、水の附着重量は地震時の水压の大きさに等しく採り、土の附着重量はケーソン前面のそれぞれ半円柱の土の重量とするとしている。

(1) 水の附着重量 (Fig. 13 参照)

(Westergaard の式)

$$\text{水压} \quad \Delta P = \frac{7}{8} K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h_w y} \quad \text{t/m}^2 \quad (\text{片側当り})$$

ここで K_h : 地震の水平震度 (R2)

γ_w : 水の単位体積重量, t/m^3

h_w : 水深, m

y : 水面からの深度, m

附着重量

$$P = \frac{7}{6} K_h \gamma_w b h_w^2 \quad (\text{両側当り}), \quad \text{t} \quad (a)$$

ここで b : ケーソンの前面最大巾, m

作用点

$$h_{w0} = \frac{3}{5} h_w, \quad \text{m} \quad (b)$$

(土木学会・指針第、後藤・土岐の式)

$$\text{水压} \quad \Delta P = \alpha \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot A \cdot \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b}{4h_w}\right) \sqrt[3]{\frac{y}{h_w}} \quad (\text{両側当り}) \quad \text{t/m}^2$$

α : 遷移式による修正係数

A : ケーソンの断面積, m^2

a : 地震に平行方向のケーソンの幅, m

他は前式に同じ。 α は通常1とする。

附着重量

$$\begin{aligned} P &= \alpha K_h \gamma_w b^2 h_w \frac{5}{4} \left(1 - \frac{b}{4h_w}\right) \\ &= K_h \gamma_w b h_w^2 \left\{ \alpha \frac{5}{4} \left(\frac{b}{h_w} - \frac{b^2}{4h_w^2}\right) \right\} \quad (\text{片側当り}), \quad \text{t} \quad (c) \end{aligned}$$

作用点

$$h_{w0} = \frac{4}{7} h_w, \quad \text{m} \quad (d)$$

式 (c) は $\frac{b}{4h_w} < \frac{1}{2}$ で用いることが推奨される。

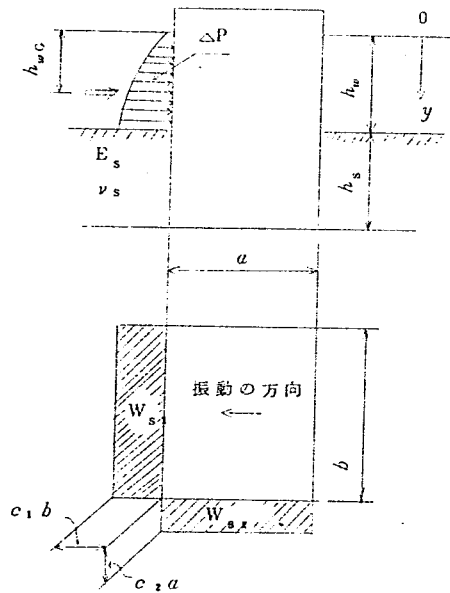


Fig - 13

(2) 土の附着重量 (Fig. 13 参照)

土の附着重量はケーソン前・後面ならび、両側面の土に対して考えることができる。
これを求めるに当たっての仮定はつぎのとおりである。

- ・ 土には地盤反力係数 ($1/m'$) が存在する。

- ・ 地盤反力係数は、土の弾性係数 (t/m^2) と有効な層の厚さによつても決まるものとする。
- ・ 有効な層の表面 (ケーソンの前面又は側面に接する部分) に変位が生じた場合には、その変位は表面からの垂直距離に比例して漸減し、層底部では零になる。
- ・ したがつて附着重量としての有効分は層厚の半分の土の重量を採ればよいことになる。

〔前面の土の附着重量〕

$$W_{s1} = \frac{1}{2} \gamma_s b h_s \frac{E_s}{K_{s1}} \quad (\text{片側当り}), \quad t \quad (e)$$

ここで W_{s1} : 前面の土の附着重量, t
 γ_s : 土の単位体積重量, t/m^3
 b : ケーソンの前面幅, m
 h_s : 土覆りの大きさ, m
 E_s : 土の弾性係数, t/m^2
 K_{s1} : 土の地盤反力係数, t/m^3

K_{s1} は E_s に比例する値であるから、結局 E_s/K_{s1} は、ケーソンと土との接面の形状と寸法のみに支配されることになる。すなわち

$$\frac{E_s}{K_{s1}} = C_1 \cdot b, \quad m \quad (f)$$

$$\text{よつて } W_{s1} = \frac{1}{2} \gamma_s b^2 h_s C_1 \quad (\text{片側当り}), \quad m \quad (g)$$

同様にして側面の土の附着重量も求めることができる。

〔側面の土の附着重量〕

$$W_{s2} = \frac{1}{2} \gamma_s a h_s \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} \cdot \frac{1}{K_{s2}} \\ = \frac{1}{2} \gamma_s a^2 h_s \cdot C_2 \quad (\text{片側当り}), \quad m \quad (h)$$

$$\text{ここで } C_2 = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} \cdot \frac{1}{K_{s2}} \cdot \frac{1}{a} \quad (i)$$

(C_1 , C_2 の値および附着重量の採り方について)

K_{s1} , K_{s2} については後述するが、結果を先づ示そう。

Fig-14 に $h_g/b \sim C_1$, $h_g/a \sim C_2$ の関係曲線を示してある。半円柱式 (すなわち指針案の片側当り) によれば、 C_1 は $0.59 \sim 0.8$ となる。しかるに質量一平衡系として静的に算出され C_1 は、 h_g/b によつて可成り広い範囲の値を示し、 h_g/b が小なる程 C_1 も又小さくなる。半円柱式と同値になるのは $h_g/b = 0.8$ の附近である。 C_2 も又 C_1 と同様な傾向を示しているが、その値は C_1 の半分に達しない。

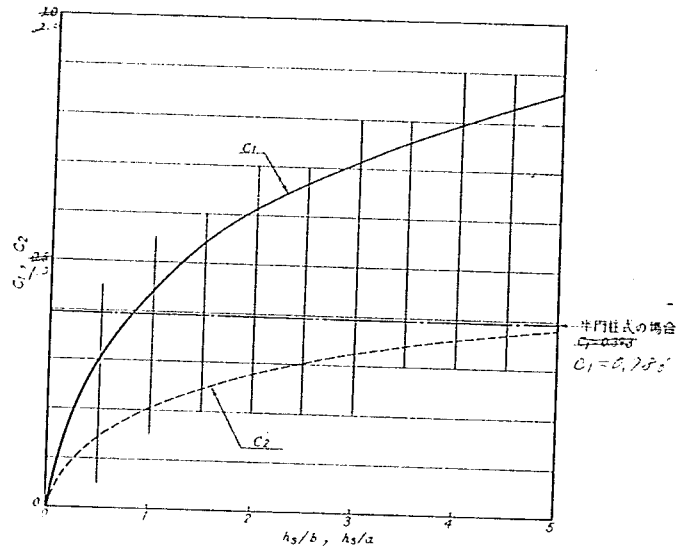


Fig- 14

ケーソンに大きな変位が、地震時に生じたとすれば、側面の土および背面の土が附着してケーソンの運動に追従すると考えられないので、ケーソン当りの土の附着重量は前面の土の附着重量 W_s に採つておくことが妥当なところではなからうか。

[2] ケーソン側面および底面の基礎地盤係数

ケーソンと周辺の土または岩との接面では、半無限弾性体上でその接触面の大きさの部分で接合しているものと仮定する。さらに接合面では応力の分布が与えられ、変位は拘束されないものとする。

F. Vogt は後者の仮定に基づいて、直応力、剪断応力、モーメントによる逆対称三角分布の直応力などによる平均変位を求めた。(6)

したがって、剛板による載荷の場合でも、基礎係数を論ずる場合には、このVogtの計算式を用いても差し支えないであろう。

(1) 垂面力による基礎係数

$$\Delta K_{s1} = b \cdot k_{s1} \text{ (一面の単位幅当り)} \quad t/m^2 \quad (a)$$

ここで

$$k_{s1} = \frac{1}{\beta'_b b} \quad t/m^2 \quad (b)$$

$$\beta'_b = \frac{k_2}{E_s} \quad m^2/t \quad (c)$$

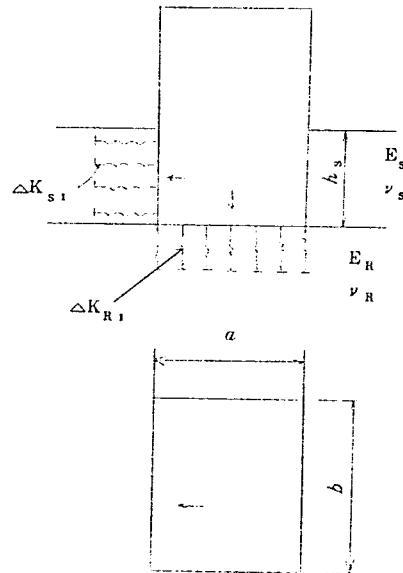


Fig 15

ΔK_{R1} は サフイツクス S を R に変更すればよい。

k_2 はタテ、ヨコ比 $\vartheta = h_s / b$, ν_s または $\vartheta = a / b$, ν_a から定まる。(後述)

(2) 剪断力による基礎係数 (Fig 16 参 照)

$$\Delta K_{S2} = b k_{S2} \quad (\text{一面の単位幅当り}) \quad , \quad t / m^2 \quad (d)$$

ここで

$$k_{S2} = \frac{1}{r_b^t a} \quad t / m^2 \quad (e)$$

$$r_b^t = -\frac{k_s}{E_s} \quad m^2 / t \quad (f)$$

ΔK_{R2} は サフイツクス S を R に変更すればよい。

k_2 はタテ、ヨコ比 $\vartheta = h_s / a$, ν_s または $\vartheta = b / a$, ν_a から定まる。(後述)

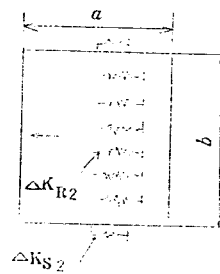
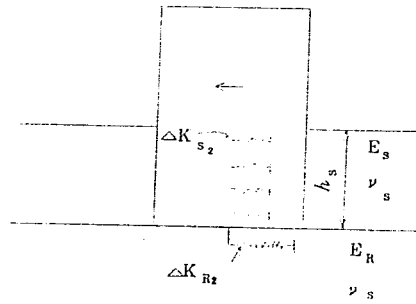


Fig 16

(3) モーメントによる基礎係数 (Fig. 17 参照)

$$\Delta K_s = -\frac{1}{\alpha'_{ab}} + \frac{2}{\alpha'_{ab}} + \frac{2}{\delta'_{ab}} \cdot \frac{a}{b} \quad (\text{一ゲージソンの単位幅当り}), \text{ t/m (g)}$$

ここで

$$\alpha'_{ab} = k_1 / E_s a^2 \quad , \quad 1/t \quad (h)$$

$$\alpha'_{ba} = k_1 / E_s h_s^2 \quad , \quad 1/t \quad (i)$$

$$\delta'_{ab} = k_4 / E_s h_s^2 \quad , \quad 1/t \quad (j)$$

(h) 式では k_1 は $\vartheta = b/a$, ν_a から, (i) 式では k_1 は $\vartheta = b/h_s$, ν_s から, k_4 は $\vartheta = a/h_s$, ν_s から定まる。(後述)

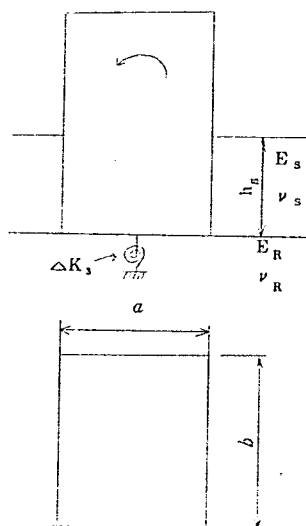


Fig 17

(4) k_1, k_2, k_3, k_4 の求め方

$$k_1 = \frac{24}{\pi} (1 - \nu^2) \left\{ \frac{\sqrt{1+\theta^2} (3 - 14\theta^2 - 2\theta^4) + 15\theta^3 + 2\theta^5}{15\theta} + \theta \log \frac{1+\sqrt{1+\theta^2}}{\theta} \right\} \quad (k)$$

$$k_2 = \frac{2}{\pi} (1 - \nu^2) \left\{ \log(\theta + \sqrt{1+\theta^2}) + \theta \log \frac{1+\sqrt{1+\theta^2}}{\theta} - \frac{(\sqrt{1+\theta^2})^3 - 1 - \theta^3}{3\theta} \right\} \quad (l)$$

$$k_3 = \frac{2}{\pi} (1 - \nu^2) \left\{ \log(\theta + \sqrt{1+\theta^2}) + \theta \log \frac{1+\sqrt{1+\theta^2}}{\theta} - \frac{(\sqrt{1+\theta^2})^3 - 1 - \theta^3}{3\theta} \right. \\ \left. + (\nu + \nu^2) \left\{ \theta \log \frac{1+\sqrt{1+\theta^2}}{\theta} - \frac{\sqrt{1+\theta^2} (2\theta^2 - 1) - 2\theta^3 + 1}{5\theta} \right\} \right\} \quad \dots \dots \dots (m)$$

$$k_4 = \frac{1}{5\pi} \left\{ \left(90 - \frac{24}{\pi} + \frac{5}{\theta^2} - \frac{5}{8\theta^4} + \frac{9}{112\theta^6} \right) + \nu \cdot \left(90 - \frac{48}{\theta} + \frac{15}{\theta^2} - \frac{15}{8\theta^4} + \frac{65}{112\theta^6} \right) \right. \\ \left. - \nu^2 \left(\frac{24}{\theta} - \frac{10}{\theta^2} + \frac{12}{8\theta^4} - \frac{54}{112\theta^6} \right) \right\} \quad \dots \dots \dots (n)$$

ここで θ は板荷面のタテ，ヨコ比である。

これらをグラフ化したものが Fig. 1 B, -1 B, -2 B, -2 C に示してある線図である。⁷⁾

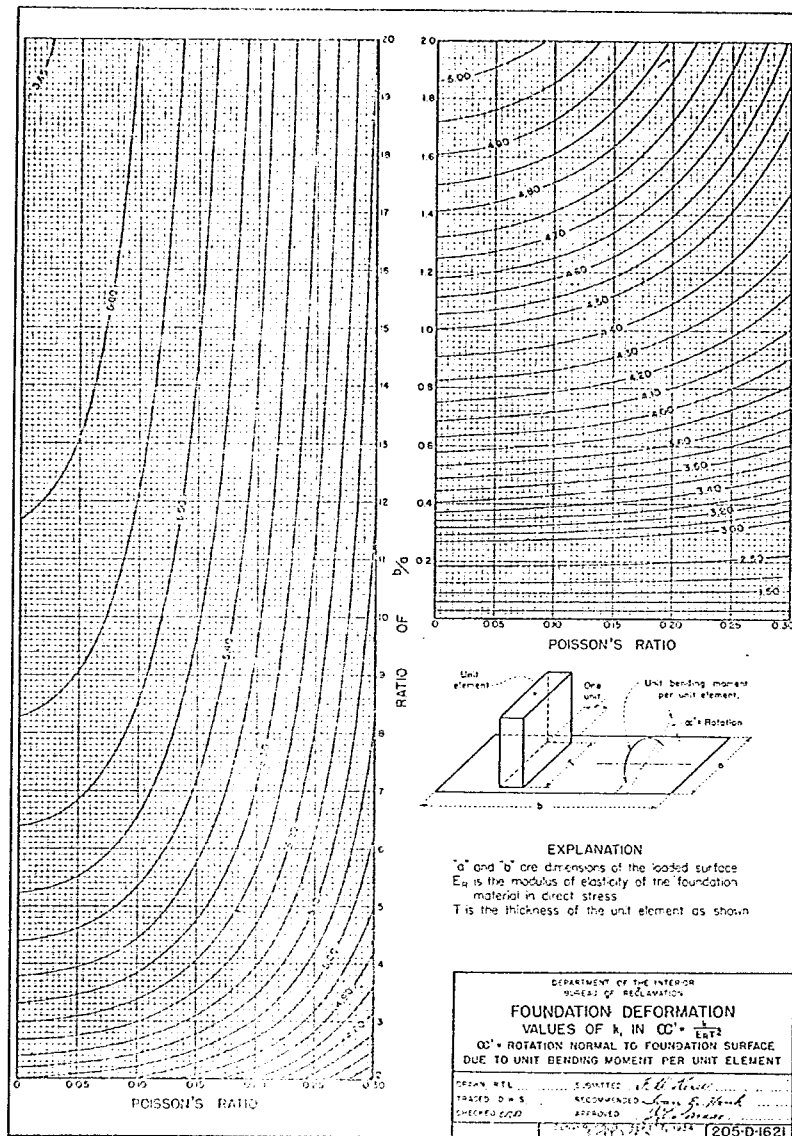


Fig- 18

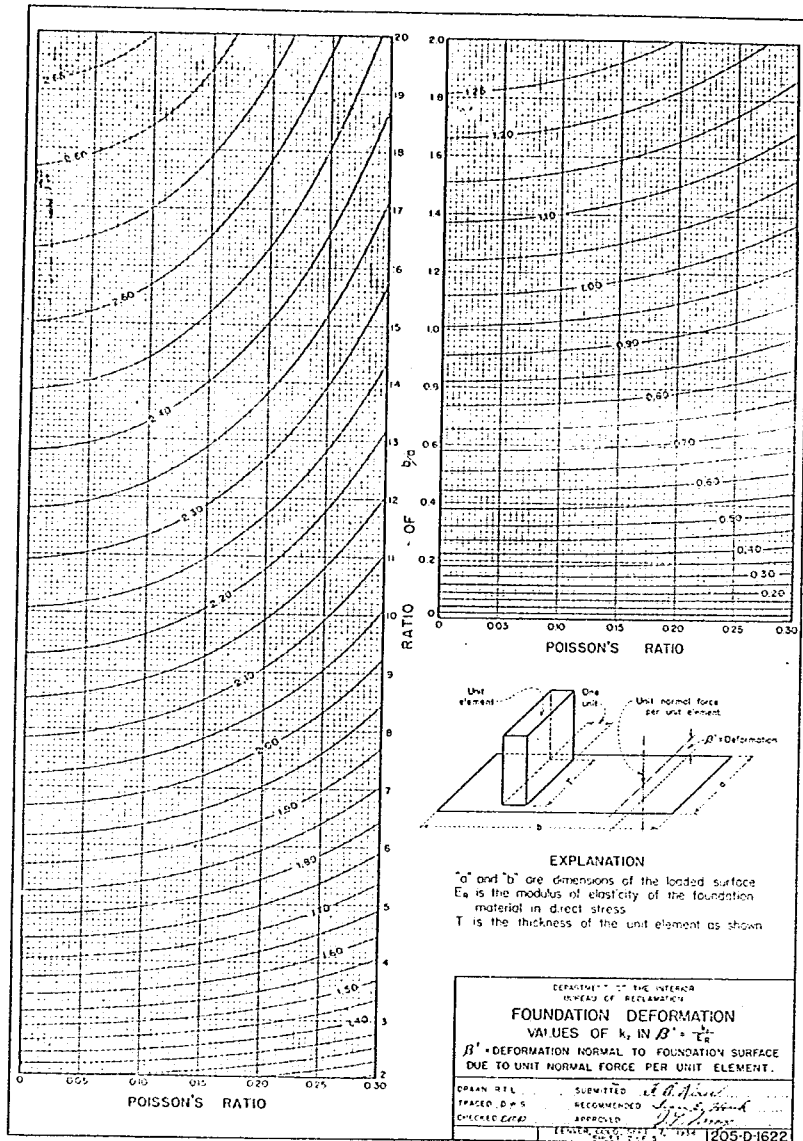


Fig- 19

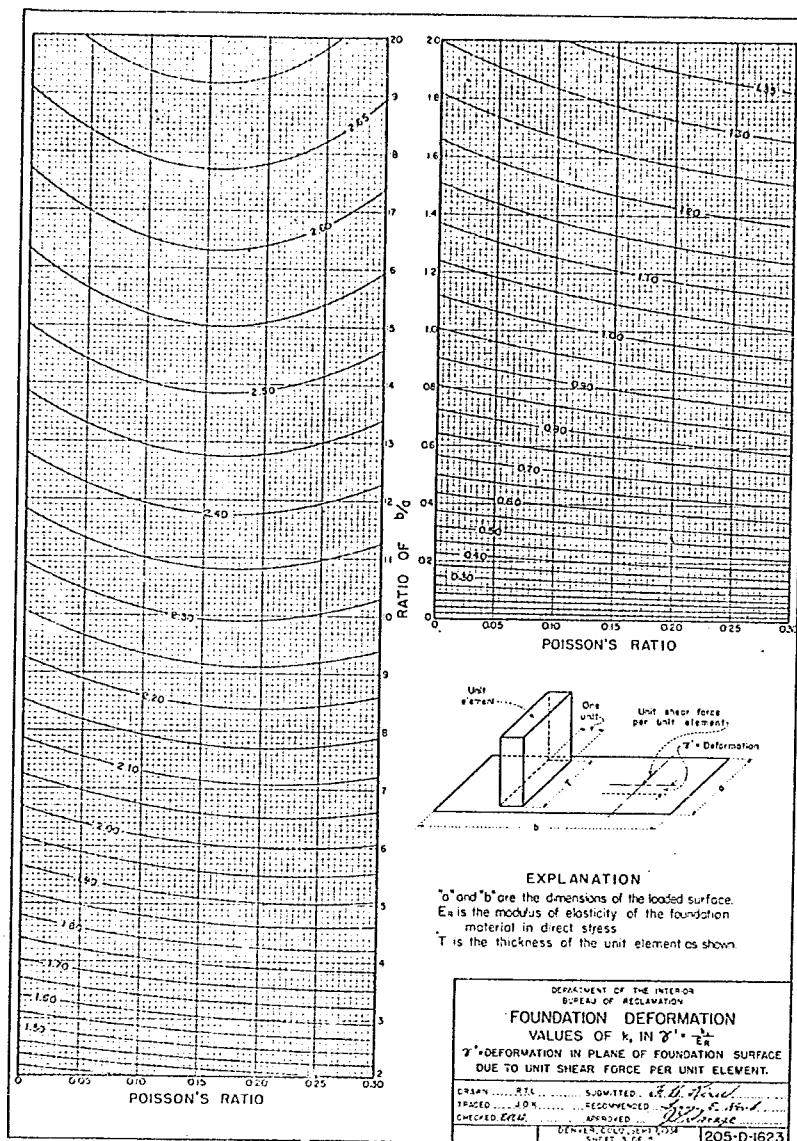


Fig- 20

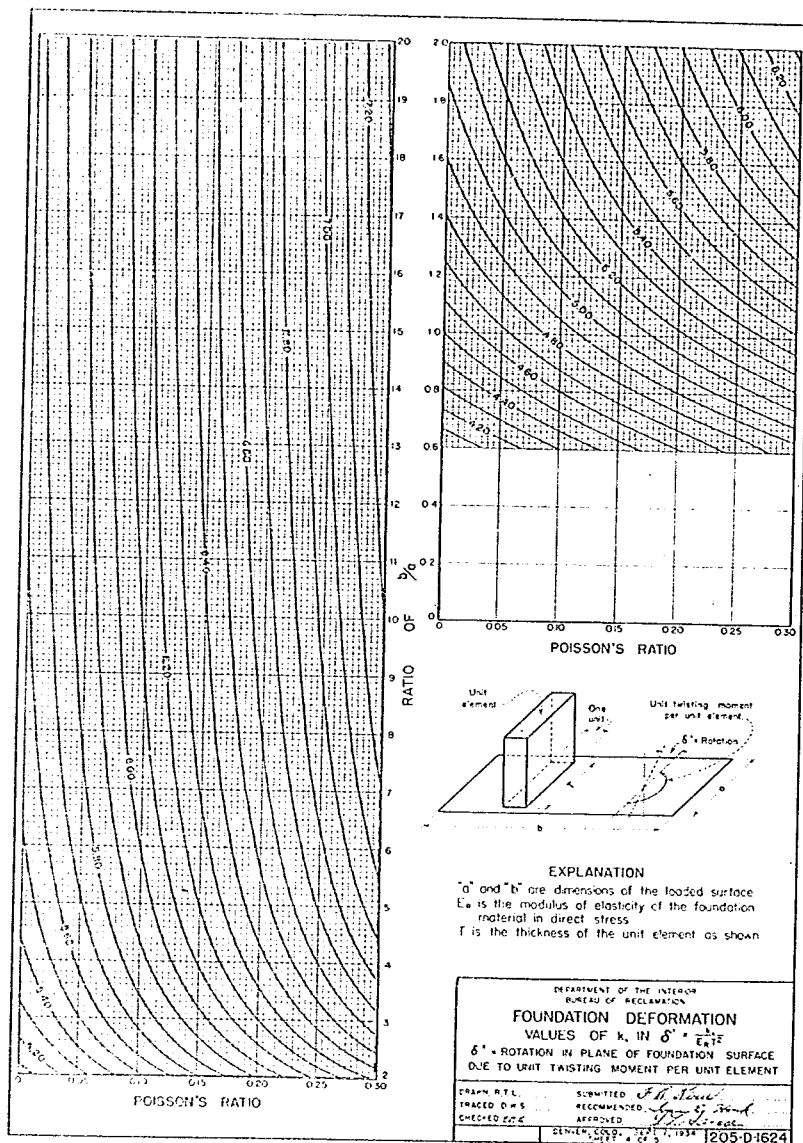


Fig- 21

(3) ケーソンの固有周期を求める場合のケーソン周囲の、土のバネの影響および、
底面のバネの不均一性の影響などの直換法について。

Fig 6およびFig 7 から、ケーソンのロッキング周期および応答振幅を求める際に、
ケーソンは底面のみで、一様な弾性係数をもった地盤に支持されているものと仮定した。
したがって表記について、簡単にその取り扱い方を述べておく。

(1) ケーソン周囲の土のバネの効果の直換

側面の土層が弾性的に不均一な場合には、つぎの式によつて、ロッキング振動を対象とし
た場合の平均の弾性係数を求める。(Fig 22 の(1), (2)図参照)

$$E_s = \frac{1}{h_{s1} y_1^2 + h_{s2} y_2^2 + h_{s3} y_3^2} (E_{s1} h_{s1} y_1^2 + E_{s2} h_{s2} y_2^2 + E_{s3} h_{s3} y_3^2), \text{ t/m}^2 (a)$$

ここで E_s ; 平均した弾性係数 , t/m²

h_{si} ; 土層の厚さ ($i = 1, 2, 3, \dots$) , m

y_i ; ケーソン底面高から、各土層の厚さの中心までの距離
($i = 1, 2, 3, \dots$) , m

E_{si} ; 土層の弾性係数 ($i = 1, 2, 3, \dots$) , t/m²

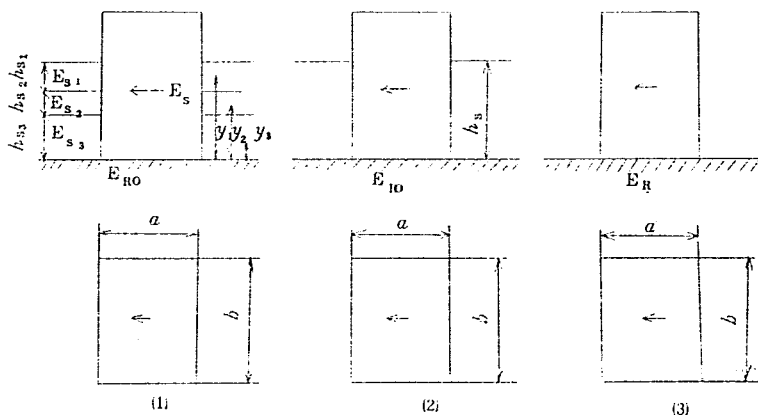


Fig - 2 2

周囲の土のパネ効果をロッキング振動の場合に底面の弾性係数に置換するとつぎのようになる。(Eig 22の(2),(3)図参照)

$$E_R = E_{R0} \left(1 + \frac{h_s^3}{a^3} \frac{E_s}{E_{R0}} k_1 \left\{ p \left(\frac{1}{k_1} + \frac{1}{2k_2} \right) + q \left(\frac{1}{k_4} + \frac{1}{2k_5} \right) \right\} \right), t/m^2 \quad (b)$$

- ここで E_R ; 修正された底面の弾性係数, t/m^2
 E_{R0} ; 本来の底面の弾性係数, t/m^2
 E_s ; ケーソン側面の土の弾性係数, t/m^2
 a ; ケーソンの振動方向の幅, m
 h_s ; 側面の土層の厚さ m
 p ; ケーソン前面の土のパネ効果のみを考慮する場合には1となり, 前後両面でパネ効果を考慮する場合には2となる。
 q ; ケーソンの振動方向に沿う側面で土のパネ効果を考慮する場合には2となり, 考慮しない場合には0となる。
 k_1 ; 本章(2) (4)の(k)式による値 ($\vartheta = b/a$ とする)
 k_2 ; " " " " ($\vartheta = b/h_s$ とする)
 k_4 ; " " (ℓ)式による値 ($\vartheta = b/h_s$ とする)
 k_4 ; " " (n)式による値 ($\vartheta = a/h_s$ とする)
 k_5 ; " " (m)式による値 ($\vartheta = a/h_s$ とする)

$q=0$ すなわち振動方向に沿う側面で土のパネ効果を考慮せぬ場合には, 土の基礎係数は E_s/h_s に比例するとして求めたつぎの略算式を用いてもよい。

$$E_R = E_{R0} \left(1 + 4p \frac{h_s^2}{a^3} \frac{E_s}{E_{R0}} \right), \quad t/m^2 \quad \dots\dots (c)$$

この式を用いる場合の注意事項は, $b/a \approx b/h_s$ の条件を著しく逸脱しないことである。

(2) ケーソン底面部の支持層のパネの不均一性の修正。(Fig 23 参照)

支持層の基礎係数は E_R/a に比例するものとしたときの、ロッキング振動時の平均の弾性係数はつぎようになる。

$$E_R = E_{R1} \left\{ 1 + \frac{E_{R1} a_1}{E_{R1} a} \left(\frac{a^2 b}{a_1^2 b_1} - 1 \right) \right\}, \quad t/m^2 \quad (d)$$

$$\text{又は } E_R = E_{R1} \left\{ 1 + \frac{k_{V2}}{k_{V1}} \left(\frac{a^2 b}{a_1^2 b_1} - 1 \right) \right\}, \quad t/m^2 \quad (e)$$

- ここで E_R : 平均の弾性係数, t/m^2
 E_{R1} : 中心部の支持層の弾性係数, t/m^2
 a_1 : 支持面の振動方向の大きさ, m
 b_1 : 振動に直角方向の大きさ, m
 k_{V1} : 支持層の基礎係数, t/m^2
 E_{R2} : 中心部を除いた部分の支持層の弾性係数, t/m^2
 k_{V2} : の基礎係数, t/m^2
 a : ケーソンの振動方向の大きさ, m
 b : 振動に直角方向の大きさ, m

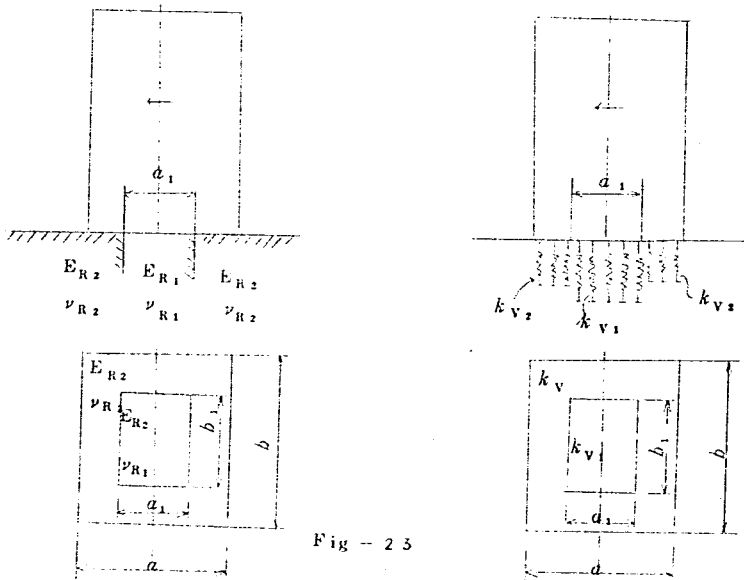


Fig - 23

む す び

ケーソンが水平力を受けた場合、ケーソンの支持地盤の一部が降伏することを許容して求めたその特性から、地震荷重および支持地盤の応力算出法を求め、数理的にその耐震設計上の基本的な問題点を考求した。その結果、従来から橋梁下部構造の耐震設計上考慮されてきたつぎの三点を再確認した。

- (1) ケーソンの根入は大きくすることが望ましい。
- (2) 支持地盤は充分強固であることが望ましい。
- (3) ケーソンの敷幅は大きい程望ましい。

これらの考察に当つて、用いられた仮定の中には、「支持地盤の滑り面」および「ケーソンの滑動」などに関する考慮は払われていない。これらの点は今後更に充分調査検討して、本方法を修正していくことが必要になるであろう。

以 上

※ 参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所, 本州四国連絡架橋調査, 試験調査, 計測調査資料 (又は報告書)
第2 "地震荷重に関する調査・吊橋の地震荷重 (其の二)" 1964年10月
- 2) 建設省土木研究所, 本州四国連絡架橋調査, 試験調査, 計測調査報告書第1 "地震荷重に関する調査・吊橋の地震荷重 (其の一)", 1964年9月
- 3) 建設省土木研究所, "新葛崎橋々脚振動試験", 昭和39年3月
- 4) M. A. Biot, "Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology", Trans. A. S. C. E. 1943 Paper No 2183
- 5) 土木学会, "本州四国連絡橋・耐震設計指針 (案)", 昭和40年3月
- 6) Vogt, Fredrik, "Über die Berechnung der Fundamentdeformation", Det Norske Videnskaps Akademi, Oslo, 1925
- 7) UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR BUREAU OF RECLAMATION, "TREATISE ON DAMS, DESIGN SUPPLEMENT 第2" (CHAPTER 10—ARCH DAMS (2) Foundation Constant, p 58)
- 8) 松平精, "基礎振動学" 共立出版株式会社