

文献調査委員会

ミシガン湖上の空港計画

Civil Engineering/小森 修蔵

大型地震動シミュレータ

Earth, Eng. Rese. Cent. Report/花田 和史

連続折板の解析と実験

Proc. of A.S.C.E., EM/山下 清明

検潮器の周波数応答

Proc. of A.S.C.E., WW/谷本 勝利

鉄道橋と道路橋における実働荷重とその効果についての一考察
Der Bauingenieur/松浦 章夫

ミシガン湖上の空港計画

“An Airport in Lake Michigan for Chicago?”

Pikarsky, M. and Corey, B.W.

Civil Engineering Vol. 38, No. 9

pp. 52~54, September (1968)

シカゴの第3空港の最適地はミシガン湖上であるという報道が、本年(1968年)6月になされた。この空港は直径4.7マイル(7564m)の円形をしており、その中心はシカゴの31番街より8½マイル(13679m)沖であり、ここでの水深は35~55フィート(10.7~16.8m)ある。

まず、静水面上24フィート(7.3m)の高さをもつ堤防で空港建設地帯をまるく囲み、内部の水をポンプで排水するという工事方法である。なお、降水や湖からの浸出水を排除するために堤防完成後もポンプは常時動かしておく。

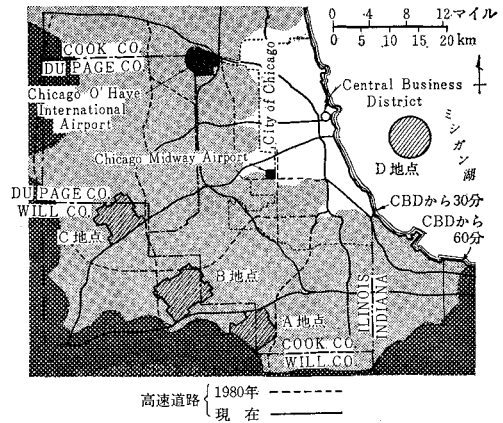
空港計画地点は4箇所あるが、そのうち3箇所は陸上にある。後述するように、陸上の計画地点の場合は湖上地点にくらべだいたい半分くらいの建設費ですむ。シカゴの中心街から空港までの距離では、湖上案が最もすぐれ、陸上案の25マイル(40.2km)に対し10マイル(16.1km)であり、乗客は年間5000万ドル(180億円)節約できることになる。

湖上案では17000の新しい空港関係の職が必要となるのに対し、陸上案では10000である。

さて、空港計画地点を選定するにあたっては、つぎのような条項が考慮された。

- ① 空港からシカゴの中心街まで近いこと。
- ② 既存の社会環境を乱さず、既存の空港との間での航空路障害を避けうること。
- ③ シカゴの住民に社会的、経済的に悪影響を与えぬ

図-1



こと。

こうしてまず15の計画地点があげられ、さらに検討の後、前述の4つの地点にしぼられた。図-1にその4つの計画地点と既存の2つの空港を示す。

さらに空港の面積としては最小8000エーカー(32.4km²)は必要であり、望ましい標準は11000~13000エーカー(44.5~52.6km²)である。

建設工事費に関しては

- A地点: 2億1180万~2億3570万ドル(762~849億円)
- B地点: 1億8800万~2億930万ドル(677~753億円)
- C地点: 4億80万~4億4300万ドル(1443~1595億円)
- D地点(湖上案): 4億1300万~4億2300万ドル(1487~1523億円)

である。D地点の湖上案の工事費には、湖岸から空港までの道路建設費4040万ドル(145億円)も含まれている。

空港からシカゴ中心街までの所要時間は、1980年代に今日と同じ交通形態がとられるものとして、ラッシュ時以外の時で1時間以内というのがひとつの制限になっている。

諸種の条件を考え合わせてみると、既存の空港の1つであるO'Hare空港と新空港との乗客利用比は、湖上に建設された場合51:49、陸上の場合77:23となる。

航空管制等の安全性については、連邦航空局の調べによると、シカゴの南西にあたるA、B地点の陸上案とD地点の湖上案がよいということである。

湖上案の空港を囲む堤防の構造は、外側すなわち湖側では湖底から静水面上-20フィート(-6.1m)までは斜面勾配は1:6であり、それから静水面上24フィート(7.3m)までの天端までは1:3.5である。空港サイト側では湖底から-15フィート(-4.6m)までは1:6

で上り、それ以上では 1:3 となっている。したがって堤防幅は底部で 750 フィート (22.9 m) に達する。

空港計画地点の最終決定にあたってはさらに種々の調査、研究が必要である。たとえば flight pattern, 湖底の土質、堤防にかかる波力、気象条件、空港への輸送能力、汚染等である。 (委員 小森 修蔵)

大型地震動シュミレータ

“Feasibility Study Large-scale Earthquake Simulator Facility”

Penzien, J., Bouwkamp, J.G.,

Clough, R.W. and Rea, D.

Earthquake Engineering Research Center Report.

Report No. EERC-67-1, pp. 1~119,

September (1967)

(1) 緒言

本報告は、大型振動台の有用性および技術的可能性について、カリフォルニア州建設局公益事業部に提出されたものである。

(2) 大型振動台建設の目的

表-1 満足させるべき実験規模

| | | 値 | 備 考 |
|-------|------------|----------------------------|---|
| 模 型 | 平面積 重 量 | 30.5×30.5m 1 000 t | 30.5×30.5m×3階のコンクリート製ビルに相当する。 |
| 最大加速度 | 水 鉛 平 直 | 2/3 g 2/9 g | 1940 年エルセントロ地震の最大水平加速度: 1/3 g |
| 最大速度 | 水 鉛 平 直 | 63.4 cm/sec 25.4 cm/sec | 1940 年エルセントロ地震の最大水平速度: 40.6 cm/sec 鉛直方向の値は水平方向の約 1/3 を採った。 |
| 最大変位 | 水 鉛 平 直 | 15.3 cm 5.1 cm | |

表-2 構造物系の諸元

| 構 造 物 | | 値 | 備 考 |
|---------|-------------|-------------------|--|
| 振 動 台 | 平面積 | 30.5×30.5m | 振動台/重量模型重量は 1/2 程度が効果的である。 |
| | デッキ厚 重 量 | 3.05 m 1 826 t | |
| 基 礎 | 重 量 | 2 722 t | (模型重量+振動台重量)/基礎重量は 1/10 程度なければ振動公害を防ぎ難い。 |
| 可 動 上 屋 | 平面積 | 61×61 m | 作業面積を考慮した。 3 階建築物に相当する。 |
| | 空 間 | 21.4 m | |

表-3 駆動系の諸元

| 装 置 | | 値 | 備 考 |
|---------|---------------|---|---------------------|
| アクチュエータ | 数 | 52 成分 | 水平各 20 成分, 鉛直 12 成分 |
| | 効果面積 ストローク | 645 cm ² 水平 30.5 cm 鉛直 10.2 cm | |
| ポンプ | 所要馬力 | 31 700 HP | ピーク時, 効率 80% として |
| 熱交換機 | 容 量 | 1 588 kcal/sec | 1/3 出力時 |

近來の電子計算機とマトリックス法の発達は、構造物の地震時挙動の解析を進歩させた。しかし数値解析は構造物系を理想化しているため、解析結果と、破壊に至るような強震を受ける実物の構造物の応答との相違は避けられない。一方 1964 年のアラスカ地震や新潟地震により、地盤の振動性状に関する問題が大きく提起された。

以上の問題点を考慮して、われわれは以下に述べる実験的解析を行なう目的で、(3) に記す電気・油圧式振動台建設を計画した。

1) 地上構造物: ① 建築物 (ラーメン, 各種せん断壁, 水平構), ② ダム, ③ 塔状構造物, ④ 核反応炉のエネルギー吸収率, 剛性, 破壊物性等の振動特性。

2) 土質構造—基礎構造物: ① 土質特性, ② 流状現象, ③ 自然および人工土堰堤の安定性, ④ 地盤—構造物の相互作用, ⑤ 多層地盤の応答

3) 岩盤および地盤を伝播する地震波

4) 振動公害の研究

(3) 大型振動台の諸元

構造物系, 駆動系の諸元を決定するにあたって, 表-1 の実験規模を満足させる能力を持たせるようにした。

1) 構造物系の諸元: 構造物系の諸元を表-2 に示す。また 図-1 に全体の平面図を, 図-2 に立面図を示す。

2) 駆動系の諸元: 駆動系の諸元を表-3 に示す。また 図-3 に各アクチュエータの配置図と装置概念図を示す。

4) 支持機構, 安定機構: 振動台の死荷重 (模型および台重量) は, 基礎ピットと台周囲をビニール系のシールによって空密にし, 最大 2.8 kg/cm² の圧さく空気を注入して支持する。したがって, 鉛直方向のアクチュエータは, 活荷重のみを受持つ。

一方, アクチュエータの合力と振動台および模型の慣性力の合力が共線形でないために生ずる転倒モーメントを防止するために, つぎの 2 種類の安定装置が考えられた。

① 能動的安定機構: 振動台の回転角に相当する信号をサーボ弁に帰還して安定をはかる。

② 受動的安定機構: 一対の

油圧ジャッキを振動台の両端に配し、一方のジャッキの上室と他のジャッキの下室をそれぞれ連結して、転倒モーメントに抵抗する。

表-4 受動的安定機構の諸元

| 装 置 | 数 | 値 | 備 考 |
|-------|---------|---------|--|
| 鉛直軸回転 | 数 | 4 対 | 連結管の内径は各 5.1 cm 初期油圧は 1050 kg/cm ² |
| | ストローク | 10.2 cm | |
| | シリンダー内径 | 33.0 cm | |
| 水平軸回転 | 数 | 12 対 | |
| | ストローク | 30.5 cm | |
| | シリンダー内径 | 33.0 cm | |

図-1 振動実験棟配置図

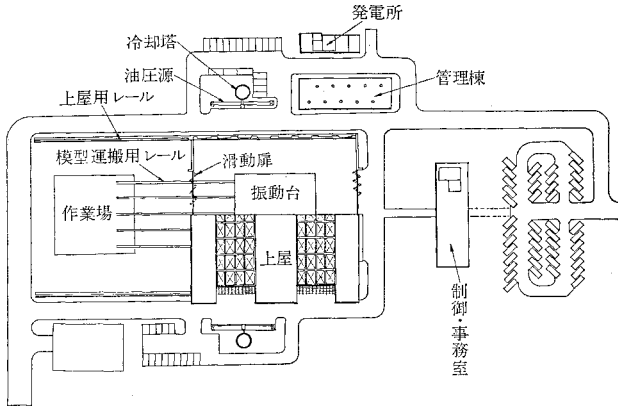


図-2 振動実験棟立面図

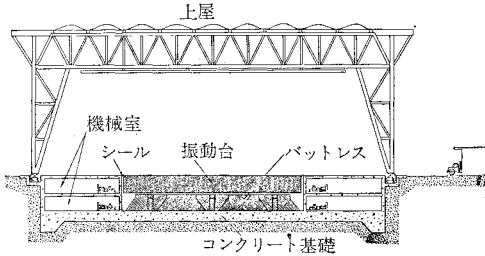
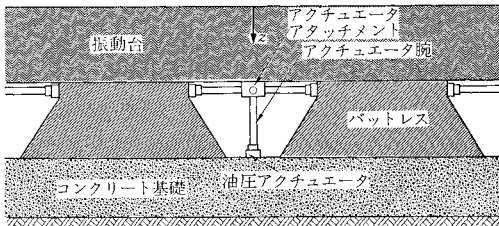
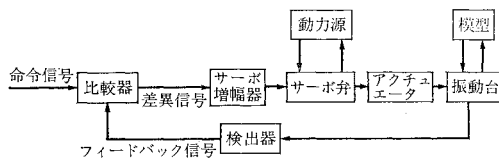


図-3 油圧アクチュエータ配置図



上図において斜線部分はパレットを、白部はアクチュエータを示す。台中央には鉛直方向のアクチュエータは存在しない。

図-4 制御系統ブロック図



(4) 制 御

振動台設計において最も困難な問題はサーボ弁制御である。サーボ弁制御に関する諸問題を列挙する。

- 1) 要求される加速度を変位制御により得なければならない。
- 2) 台中央における微小変形により、鉛直方向のアクチュエータが水平方向に加振力を与える。
- 3) アクチュエータの油筒によるばねと、模型振動台の質量による固有振動数が実験域に近接している。
- 4) 台重量が模型重量より小さいため、模型の慣性力が台の振動数に影響を与える。
- 5) 個々のサーボ弁の特性が異なるため、ピストンの動きに位相差が生じる。

われわれは所要加速度を得るために加速度を、台の安定のために速度を、台位置維持のために変位を、振動台より検出して各サーボ弁に帰還させるようにした。図-4 に簡略化した制御システムを示す。

(5) 結 語

製作費は 1955 万ドル (70 億 3 800 万円)、年間維持費は 300 万ドル (10 億 8 000 万円) にもなるが、以上の能力を有する振動台は、1906 年のサンフランシスコ地震だけでも、600 人の生命と 4 億ドル (144 億円) の財産を失ったわれわれの、大きな力となりえよう。

(委員 花田 和史)

連続折板の解析と実験

“Analytical and Model Studies of Continuous Folded Plates”
Goldberg, J.E., Gutzwiller, M.J., and Lee, R.H.
Proc. of A.S.C.E., EM, Vol. 94 No. 5,
pp. 1127~1158, October (1968)

(1) ま え が き

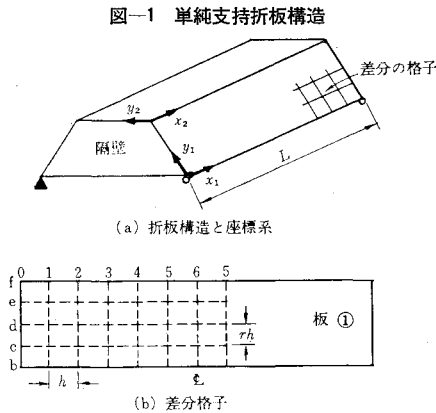
折板構造の解析方法として、近似解法と厳密解法がある。後者は解析の簡単化のための仮定を含んでいないものである。軸方向に連続、あるいは端部の条件が単純支持ではない折板構造の近似解法は今までも行なわれているが、ここでは厳密解法のこのような例への適用を示す。ついで実験的な立証を行なった。

(2) 解 析 方 法

折板構造の厳密解法は、板の理論と平面応力を扱う弾性論において、通常用いられる仮定に基礎を置き、付加的仮定として、構造を支持する隔壁はその面内には剛であるが、面外方向にはまったく抵抗しないとする。

厳密解法においてあらわれる微分方程式は（差分的手法によって代数方程式群に変換して解く。この代数方程式群は3対角行列方程式にまとめられ、ついで3対角行列の特性を生かした演算によって答が得られる。

図-1 に折板構造の各板に対する座標系を示す。



1) 板の方程式 板の曲げについての従来の4階偏微分方程式は、差分法によって表示する場合、3対角行列とならないので、この微分方程式をつぎのように表示しておく。

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + \frac{1}{\mu} \cdot \frac{\partial^2 M_x}{\partial y^2} + \frac{D(1-\mu)^2}{\mu} \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} = -q \dots\dots\dots (2)$$

2) 平面応力問題の弾性方程式 平面応力問題の解に対して得られる微分方程式は

$$2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + (1-\mu) \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + (1+\mu) \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + \frac{2(1-\mu^2)}{Et} \bar{X} = 0 \dots (3)$$

$$2 \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + (1-\mu) \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + (1+\mu) \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + \frac{2(1-\mu^2)}{Et} \bar{Y} = 0 \dots (4)$$

3) 差分法の適用 板と平面応力問題に対して得られた微分方程式を、差分法を用いて、各格子点（図-1）についての代数方程式に変換する。未知量は変位 u , v , w と断面力 M_x を用いる。例えば、式 (1) は点 (C, 2) に対して

$$M_{x_{c,2}} = -\frac{D}{h^2} \left[w_{c,1} - \left(2 + \frac{2\mu}{r^2} \right) w_{c,2} + w_{c,3} + \frac{\mu}{r^2} (w_{b,2} + w_{d,2}) \right] \dots\dots\dots (5)$$

端部 ($x=0$) で単純支持されているとすれば、境界条件は

$$w|_{x=0}=0, M_x|_{x=0}=0, N_x|_{x=0}=0, v|_{x=0}=0 \dots\dots (6)$$

ここで $N_x = \frac{Et}{1-\mu^2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \mu \frac{\partial v}{\partial y} \right)$ であるから、

結局、

$$\left. \begin{aligned} w_{c,0} &= 0, & M_{x_{c,0}} &= 0, & v_{c,0} &= 0 \\ u_{c,0} &= \frac{4}{3} u_{c,1} - \frac{1}{3} u_{c,2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

となる。

軸方向の一例、例えばC列についての差分方程式は、24の未知量について行列形式にまとめられ、つぎのような形にあらわせる。

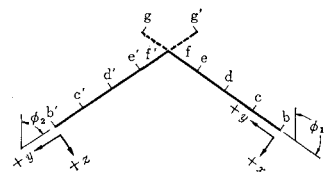
$$\overline{AS} \overline{X}_b + \overline{AR} \overline{X}_c + \overline{AT} \overline{X}_d = k_C \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 \overline{AS} , \overline{AR} , \overline{AT} は 24×24 の係数行列であり、 \overline{X} は各列に対する未知量ベクトル、 R_C は荷重ベクトルである。

板の境界線における未知量の扱いは、境界線の外側に仮定の格子点列を考え、ついで境界条件にしたがって未知量を消去する方法によった。このようにすれば方程式群は3対角行列にまとめられる。この結果、未知量の全体数が多くなっても、一度に扱う行列は小さくできるので有利である。

4) 折線部の扱い 折線部において板の座標系が回転するので、幾何学的連続条件は、各板の折線の外側に仮定の格子点を考えてあらわすようにする（図-2(a)）。この部分の方程式は3対角行列にまとめられない。

図-2(a) 折線部の格子点列



5) 連続折板

これまで、折板構造の厳密解法をいかにして差分法であらわすかを示したわけであるが、この差分を応用した厳密解法は、級数による解析が不可能な連続折板構造や、支持条件が単純でない構造の解析に対して意味を持つてくる。

一端 ($x=L$) が固定した構造の場合、その境界条件は $u|_{x=L}=0, v|_{x=L}=0, w|_{x=L}=0, \frac{\partial w}{\partial x}|_{x=L}=0 \dots (13)$

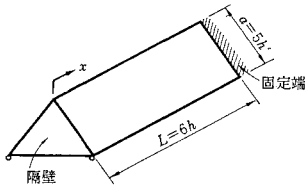
この条件も、端部の外側に仮定の格子点を考えることによって容易に考慮することができ、係数行列 \overline{AR} , \overline{AS} 等を少々修正するだけでよい。

図-4 に示した構造についての計算を2種類の格子サイズ ($L/6, L/12$) で行なった。図-5 は N_x に対する計算結果とそれより外そうした結果を示す。図-7 は M_x の軸方向分布を示す。

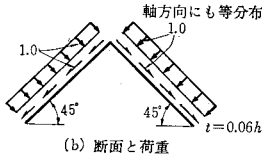
6) 実験 支間中央に隔壁を持つ逆台形桁（図

一11) と屋根構造についての精密な実験を行ない、数値計算結果と比較した。図-13 は逆台形桁に鉛直荷重が作用した場合、自由縁の上(外)側に生ずる軸方向ひずみの分布と差分法による計算結果を示したものである。

図-4 連続折板構造



(a) 概略図



(b) 断面と荷重

図-5 自由端における N_x

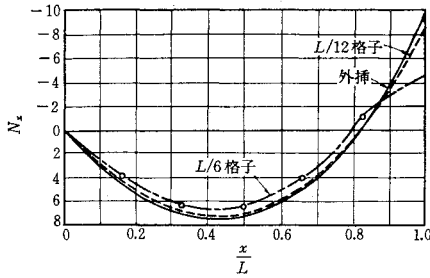


図-7 M_x の軸方向分布

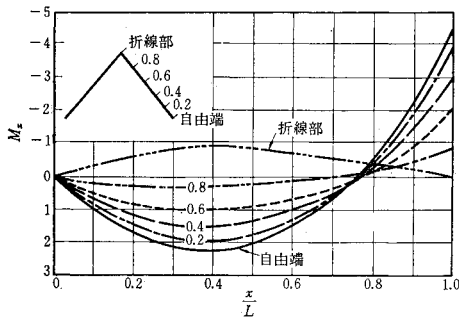
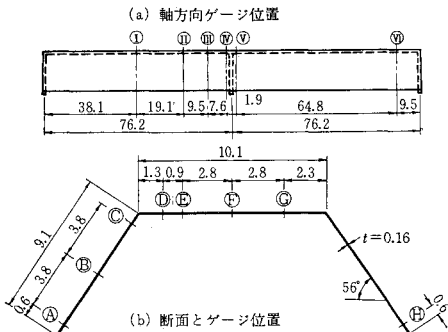
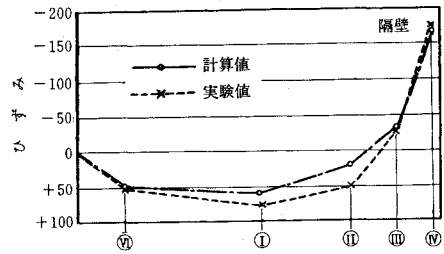


図-11 モデル1の概要とゲージ位置 (単位 cm)



(b) 断面とゲージ位置

図-13 ゲージ位置 A におけるひずみの比較



(3) 結論

連続折板構造の厳密解法を、差分法を応用して行なった。差分法により得られた代数方程式群は3対角行列方程式にまとめられるので、その特性を利用した演算を行なうことによって、多量の未知量に対する解が可能となる。しかし計算機の容量と速度には限界があるので、より精度のよい解が必要な場合には、同じ構造に対する2つの計算結果から外そうするという手法も検討される必要がある。

差分法における精度は、板の縦横比や、構造の寸法比によって左右されないが、近似解法はその特性として影響を受ける。連続構造における支間は比較的短くなるので、近似解法によって、連続構造を解析する場合には、精度に対して十分注意しなければならない。

式、図の番号は原文のままとした。

(委員 山下 清明)

検潮器の周波数応答

“Tide Gage Frequency Response”

Cross, R.H.

Proc. of A.S.C.E., WW, Vol. 94, No. 3

pp. 317~330, August, (1968)

普通用いられている自記検潮器の構成は、検潮井戸、浮標および記録装置から成る。その中で検潮井戸は直立パイプであるのが普通であり、ただ一つの導水孔を通じてのみ周囲の海水と接している。このような検潮器は、一般に潮汐の観測に完全な応答で用いられているが、さらに周期数分から数十分の津波や港内振動の観測にも重要な役割を果たしている。この場合、実際の問題としてどの程度の周期までそのまま測定可能であるか、またより周期の短い風波の影響は現われまいかという疑問が生じる。この論文では、これらの問題に対し、① 検潮井戸の周波数応答特性、② 非線形フィルターとしての導水孔と非線形浅海波との間の相互作用について理論的に解析し、アメリカで標準的に使用されている USC & GS 型検潮器を対象として数値的結果を示している。

(1) 検潮井戸の周波数応答

図-1 に示すような断面積 A_2 の検潮井戸について理論を展開する。導水孔は平均海面下 Y_0 にあり、オリフィス面積を A_1 とする。

導水孔を通して流れる海水の速度は、検潮井戸内外の圧力差による。その流れを定常、かつ浅海波に対して井戸の外側の圧力を平均海面上瞬間水位 a_2 に対応する静水圧と仮定すれば、検潮井戸内の連続の条件からつぎの微分方程式が得られる。

$$\frac{d\eta_1}{d\theta} = \pm K \sqrt{|\eta_2 - \eta_1|} \dots\dots\dots(1)$$

(符号は $\eta_2 \geq \eta_1$ に対応)

ここに、

$$K = \frac{T}{2\pi a_0} \cdot \frac{A_1}{A_2} \cdot C \sqrt{2g a_0}, \quad \eta_1 = \frac{a_1}{a_0}$$

$$\eta_2 = \frac{a_2}{a_0}, \quad \theta = \frac{2\pi t}{T}$$

C はオリフィス係数である (記号は 図-1 参照)。

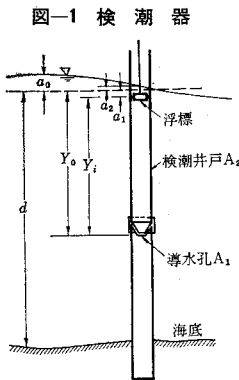


図-2 検潮器の応答

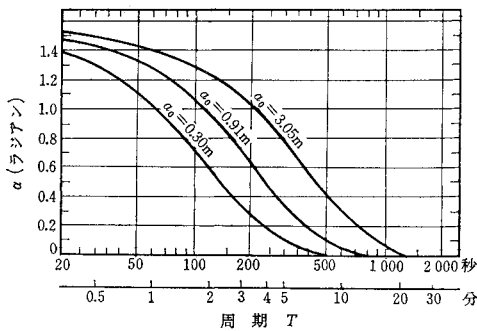
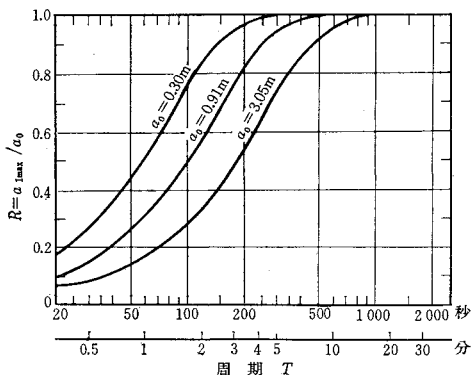


図-3 ピークの遅れ



外側の無次元水位が正弦的に変化するとき、レスポンス $R = \eta_{1 \max}$ およびピークの遅れ α は、Keulegan 等が示しているように K の関数として求められる。今、直径 30.5 cm の井戸に直径 2.54 cm の導水孔がある場合の R と α を $C = 0.9$ として求めると 図-2 および 図-3 のようになる。以上の議論において、検潮井戸内の海水の慣性効果は無視してあるが、その影響はほとんどない。

(2) オリフィスと波的非線形相互作用

長周期波のほかに周期の短い風波やうねりがある場合、それにより生ずる誤差について調べる。

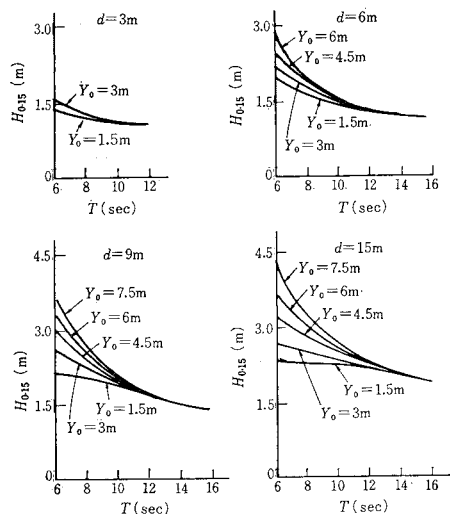
今、波の一周りに亘り検潮井戸内への総流入量が 0 であるような平衡状態を考える。ここで再びオリフィスを通る流れを定常流として取扱い、レスポンスがほとんど無視されるような風波に対して井戸内の圧力を静水圧 τY_i と仮定する。一方外側、波の存在下での圧力を $p(t)$ とすれば上述平衡条件は次式で表わされる。

$$\int_0^T \pm C A_1 \sqrt{2g} \left| \frac{p(t)}{\tau} - Y_i \right| dt = 0 \dots\dots\dots(2)$$

波動理論から与えられる外側の圧力変動 $p(t)$ に対し井戸内の平衡水位 Y_i が上式から求められる。今 Y_0 を風波に対する平均水面下のオリフィス水深とすれば、検潮井戸内オリフィス水深 Y_i との誤差は $\Delta Y = Y_0 - Y_i$ である。式 (2) は微小振幅波理論から与えられる圧力に対して ΔY が 0 であることを示す。かくして線形周期波については、オリフィスの相互作用はないことが知られる。

第 2 次ストークス波に対して、式 (2) はつぎのようになる。

図-4 誤差 0.15 m を生ぜしめる波高



$$\int_0^T \pm CA_1 \sqrt{2g|Y_0 - Y_i + K_1 \cos \sigma t + K_2 \cos 2\sigma t + K_3|} dt = 0 \dots (3)$$

ここに、 K_1, K_2, K_3 は検潮井戸の設置条件、波の特性による定数で時間に独立である。式(3)を数値計算することにより、 ΔY の評価が可能であり、図-4 は数値計算結果の一例である。図中 $H_{0.15}$ は、誤差 $\Delta Y = 0.15$ m を生ぜしむるような波高を示し、オリフィスは非線形形状、すなわち流入に対して $C = 0.8$ 流出に対して $C = 1.0$ の場合である。

(委員 谷本 勝利)

鉄道橋と道路橋における実働荷重とその効果についての一考察

“Eine Betrachtung über die Größe der Betriebslasten von Eisenbahn- und Straßenbrücken und ihre Auswirkung auf die Bemessung dieser Bauwerke”

Pelikan, W.

Der Bauingenieur, 43 Heft 6, Juni (1968)

(1) まえがき

鉄道橋や道路橋の設計荷重は、日常載荷されている荷重よりもやや大き目のものが用いられている。この理由は、きわめてまれにしか起らない交通事故のような異状事態に対しても、発生する応力の安全性や構造の安定性が十分に確保されていなければならないからである。しかし、橋梁がその使用期間中に、数百万回のくり返し応力を受けると仮定する疲れ強さ設計法を取り入れる場合に、このような設計荷重を直接用いると、橋梁の安全に対する評価が実際とはかなり異なったものになる。

鉄道橋の設計では、応力、安定性、疲れ強さに対してすべて同一の S 荷重を用いているので、ある部材の真の疲れ破壊に対する安全性は不明のままである。また道路橋では、DIN で規定されている荷重を用いて応力および安定性のみから設計を行っており、くり返し応力を特に強く受けるとされる部材の疲れ強さがどの程度であるかわからない。

本文では、橋梁に実際に載荷されている実働荷重を単純な荷重モデルにおき換え、鉄道および道路橋の疲れ強さに対する安全性の評価のしかたについて、例を挙げて考察している。

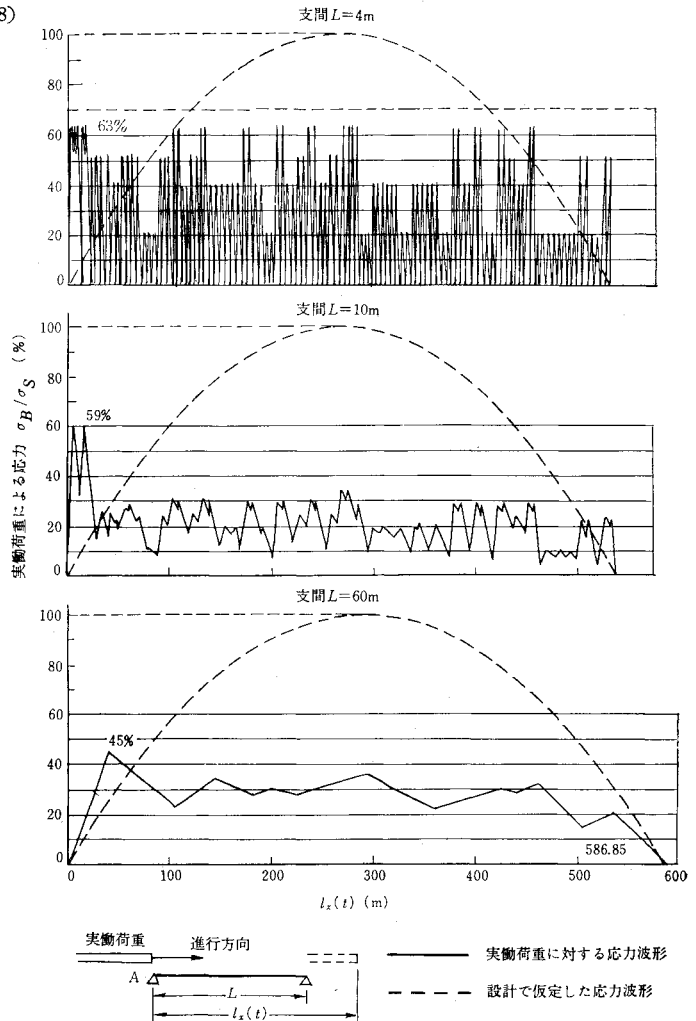
(2) 鉄道橋

荷重モデル、すなわちここで仮定する実働荷重としては、ドイツ国鉄の列車本数の

多い路線を基準にして、1日当たり146本の列車を編成した。これらの列車は、軸距、輪重の違いによって機関車2種類、客車2種類、2軸貨車15種類、ボギー貨車11種類、重量物運搬貨車1種類が含まれている。1本の貨物列車に連結されている貨車は100両で、その種類の割合はドイツ国鉄保有の全貨車の種類の割合と同一である。

図-1に上で仮定した貨物列車1本が支間4m, 10m, 60mの単純支持桁橋を通過する場合の、支間中央曲げ応力の波形を示す。 $L = 4$ mの場合はピークが106個存在し、ほとんどの波はそれぞれのピークから0にもどっている。設計で考えている応力波形は破線で示すように1列車当たり1個である。このことにより実際に生じる最大応力は設計応力の63%程度であるけれども、応力の

図-1 実働荷重に対する応力波形



くり返し数は、設計で考えているものよりもはるかに大きいことがわかる。 $L=10\text{m}$ では応力波形の最大値は、 $\sigma_B=59\%$ 、ピークの数 は 51 個であり、 $L=60\text{m}$ では応力の変動はほとんどなく、ピークの数 は 7 個である。したがって、応力のくり返し数は支間によって著しく異なることがわかる。

前に仮定した 1 日 146 本の列車が 100 年間にわたり、桁に載荷することによって得られる応力の累積頻度分布の計算例を 図-2 に示す。これは応力波形で示した実働荷重による応力がある σ_B の値を越える回数をならべたものである。この形状は一列車内の貨車のならべ方に大きく影響を受けるが、ほぼ実状に近いならべ方がもっとも大きな応力頻度を有するので、図-2 はそれによる結果を示した。累積頻度は、 $L=4\text{m}$ のときに 360×10^6 回、 $L=10\text{m}$ のときに 120×10^6 回であり、支間が短かくなると急激に大きくなる。 $\sigma_B=85\%$ の応力を受ける頻度は $L=4\text{m}$ で 2.5×10^6 回であり、設計で考えている 2.0×10^6 回をすでに越えているが $L=6\text{m}$ の場合に

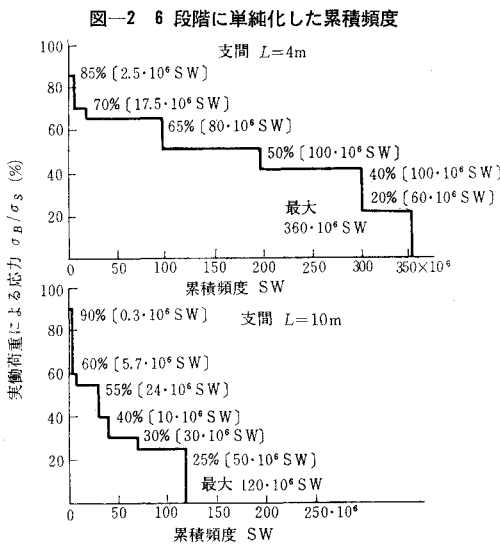
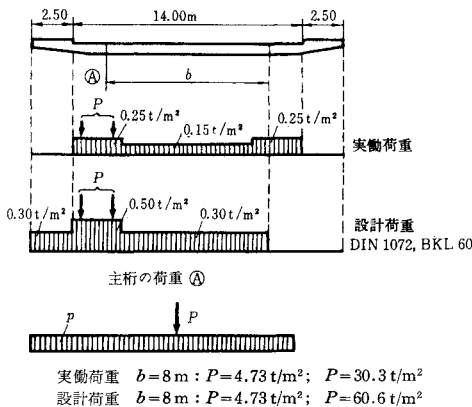


図-3 実働荷重と設計荷重



同様な計算を行なうと 0.3×10^6 回となり、 2.0×10^6 回に比較してきわめて少ない。

したがって、このような考えをもとにして疲れ強さ設計法に対する許容応力を決めることができるが、いままで解ったことはつぎのごとくである。a) 支間 4m 以下の桁は、疲れ強さに対して、さらに深く研究すべきである。b) 支間 $4\sim 6\text{m}$ ではいままでの設計方法で十分であろう。c) 支間 6m 以上ではいままでよりもさらに経済的に設計のできる方法を研究すべきである。

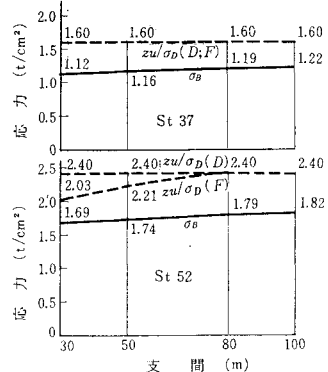
(3) 道路橋

道路橋には非常に多種の自動車が載荷するので、荷重モデルの設定は鉄道橋の場合にくらべて困難である。そこで、DIN 1072 による設計荷重により、応力、安定に対して設計される橋梁がくり返し荷重を受けたときに十分安全であるかどうかを確かめるために、つぎのような安全側の荷重を設定する。

ここで仮定する実働荷重は、SLW 60 の半分である SLW 30 と、その前後に LKW 15 MP を 20m 間隔に橋軸方向にならべたものと同等の等分布荷重 250KP/m^2 を主車線に、LKW 9 MP と同等の等分布荷重 150KP/m^2 を従車線に載荷するものとする。

幅員 19m の道路橋についての計算例をつぎに示す。実働荷重は SLW, LKW のみを取り、主桁間隔は $b=8\text{m}$ とする。設計荷重と実働荷重の載荷状態を 図-3 に示す。このような荷重に対する単純支持桁の主桁に発生する最小曲げモーメントと最大曲げモーメントの比 $\kappa = \min \sigma / \max \sigma$ を、支間 $30\text{m}, 50\text{m}, 80\text{m}$ について求めた。その結果、この実働荷重による κ の値はコンクリート床版橋では $43\sim 32\%$ 、鋼床版橋では $66\sim 52\%$ だけ、設計荷重による κ の値を上まわった。また、図-4 に示すように St 37, St 52 によるコンクリート床版橋の支間に対する主桁の実働応力 σ_B は、溶接組立ての形状 D, F (ドイツ) により疲労を考慮した許容応力 $\sigma_D(D), \sigma_D(F)$ よりもはるかに小さい。その他、鋼床版の場合に

図-4 コンクリート床版を有する主桁の応力

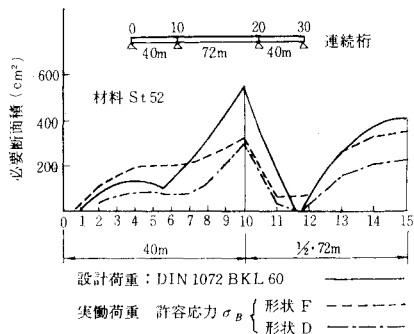


ついても同様である。したがって、DIN 1072 により設計されたコンクリート床版、鋼床版の主桁の設計において、特に疲労を考慮する必要がないといえる。

つぎに上と同様の断面による連続桁橋 40+72+40 m における主桁の必要断面積を設計荷重、 $\sigma_D(D)$, $\sigma_D(F)$ を用いた実働荷重に対して求めた。図-5 に St 52 に対してその例を示す。これを見れば D の場合は設計応力による必要断面積を越えないが、F の場合は側支面の中央付近でこれを越えている。したがって、この付近では F すなわちガーダー連結部の隅肉溶接、前面隅肉溶接などを避けるべきである。しかし、新しい DIN 1073 による σ_{HZ} なる新しい許容応力を用いれば、この点についても疲労に対する危険性はないものと考えられる。

最後に、40+72+40, 77+100+100+100+77m の図-3 で示した断面を有する場合のデッキプレートと縦り

図-5 鋼床版桁の必要断面積



づとの接合部、縦り肋と横り肋との接合部などの応力を計算し、上と同様な考察を行なった結果、疲労に対する危険性はまったくないことがわかった。

(委員 松浦 章夫)

地盤沈下に関する国際シンポジウム開催のお知らせ

ユネスコが日本政府と協力し、国際水文学会 (IASH) と国際土質基礎工学会 (ISSMF) の後援で標題のシンポジウムを下記により開催することになった。

期 間：1969 年 9 月 17 日から 22 日まで 5 日間

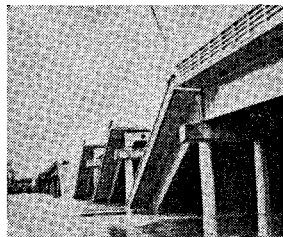
場 所：東京都内

このシンポジウムに参加ご希望の方は 1969 年 1 月 31 日までに日本ユネスコ国内委員会あて、提出予定論文の題名を明記して、仮登録への要請を提出するものとする。

なお、詳細は土木学会総務課 (351-4133) までお問合せ下さい。

土木学会新潟震災調査委員会編

昭和 39 年 新潟地震震害調査報告



- 第1編 総論
- 第2編 地震
- 第3編 土質・地質
- 第4編 道路
- 第5編 鉄道
- 第6編 地盤変動
- 第7編 道路橋
- 第8編 鉄道橋
- 第9編 河川
- 第10編 電力施設
- 第11編 衛生
- 第12編 農林土木
- 第13編 建築
- 第14編 港湾・漁港・空港
- 第15編 工場災害
- 第1編 通信施設

B5判・904ページ 上製箱入

頒価 10000 円 送料 200 円
 会員特価 9000 円

お申込みは土木学会または書店へ……書店経由の場合
 は会員であっても会員特価の取扱いはありません。