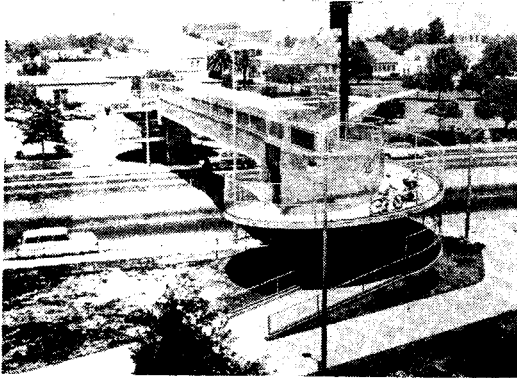


重要通過路線上の横断施設

“Crosses Over Heavy Continuous Traffic”
The American City, Feb. 1957.

カリフォルニアのロングビーチにある短期大学のリクリエーション機能は、州の高速道路で主要な敷地は分離されている。このためリクリエーション活動に向う多くの学生はこの交通にじやまされた。

写真—1 カリフォルニア州のロングビーチ市短期大学の二分された敷地をつなぐ州の高速道路上の横断路



交通工学上の研究によれば次第に自動車交通が多量に増加してゆくのには必至であるという。交叉が奇妙な線形になると、十分な交通物の進行に対して信号方式は適さなくなる。

その結果、交通工学は十分にサクがあり統制ある歩行者用横断路の建設をすすめていた。

地方の教育機関は学校地区に歩行者用横断路を建設してくれるよう州の道路部に熱心に要求していた。

もし交通整理のシグナルが州際道路上、かつこの地区に設置される場合、その費用はバランス上、市、学区がそれぞれ1/4、州が1/2に分割負担されることになる。完全ではないにしろこの財源構成の先例にもとづいて、市および学区は、横断路の建設費は、その関係三者間で均等に分担するよう提案した。それで州の道路部はこの財源方式はこの計画に関する三者協定をうまく運営するものになるものとして受け入れた。

昨年行われた公式協定において、州は横断路問題を単なる一地方の学区の問題として感じてはいたが、その設計および築造に同意した。この妥協は有効であつた。市と州はおのおのの構造物、斜路、照明の合計費用の1/3を支払うことに同意した。学区もこれらの費用の1/3を負担し、さらに側道の付替と、構造物上の金網設置の全額を負担することを同意した。学区は州に斜路や交叉部が道路法の適用をうけるようにさせた。市は将来の維持、管理を責任をもつてやることになつた。三関係機関の支出は市と州がおのおの2万ドル(≒720万円)、学区が2.5万ドル(≒900万円)である。契約は昨春なされ、機能は

登校、下校時にすでに十分に發揮されている。

(建設省計画局 渡部 与四郎)

格子桁橋の設計

“Grid Bridge Design”

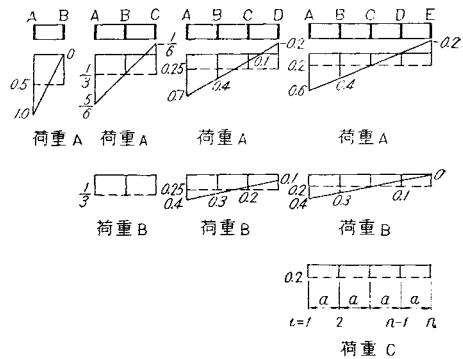
By Louis Balog

Civil Engineering, Jan. 1957, Vol. 27, No. 1

並列した主桁を横連結材(床桁、対傾構、床版などを含む)で連結したいわゆる格子構造に対し、AASHOの設計示方書では、各主桁への荷重配分は主桁の間隔によつて決定されるようになっていて、この構造の特性である格子剛性は無視されているが、このため実際には橋梁の構成が異なるごとに安全率が一定でない、という不合理を生じ、一般に不経済であり、しかも場合によつては危険側の誤差を生ずることさえある。このような不合理を改めるため、ここに一つの簡易計算法を提案し、従来発表されている各種の理論、および実測値とを比較検討したものである。

いま荷重点に剛体の横連結材がある主桁並列構造の単位荷重に対する、各主桁への荷重配分を示すと図—1のようになる。これはまた載荷桁に対する分布荷重影響線とみなすこともできる。

図—1



図中実線は主桁のねじり剛性を無視した場合であり、破線はそれを無限大に考えた場合である。分布図は直線であるから、ねじり剛性を無視した場合の分布係数は

$$t_1 \cdots t_i \cdots t_n = \frac{1}{n} \pm \frac{3[n - (2i - 1)]}{n(n + 1)} \cdots \cdots (1)$$

ねじり剛性を無限大とした場合は

$$t_1 = t_2 = \cdots = t_i = \cdots = t_{n-1} = t_n = \frac{1}{n} \cdots \cdots (2)$$

となる。

従来発表されている各種の理論は、いま

l : スパン長, a : 主桁間隔, b : 橋梁幅員

λ : 横連結材間隔

EI_g および GI_g' : 主桁の曲げおよび、ねじり剛性係数

EI_c および GI_c' : 横連結材の曲げおよび、ねじり剛性係数

とすれば格子剛性はそれぞれ次のように表現される。

すなわち曲げに関しては

$$Z = \left(\frac{l}{2a}\right)^3 \frac{I_c}{I_g} \dots\dots\dots (3) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Enyedi 1928, Ostenfeld} \\ \text{1930, Leonhardt 1938,} \\ \text{Homberg 1949.} \end{array} \right.$$

$$\vartheta = \frac{b}{2l} \sqrt[4]{\frac{I_g \lambda}{I_c a}} \dots\dots\dots (4) \quad \text{Guyon 1946}$$

$$\alpha = \frac{12}{\pi^4} \left(\frac{l}{a}\right)^2 \frac{I_c}{I_g} \dots\dots\dots (5) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Hendry および Jaeger} \\ \text{1955.} \end{array} \right.$$

ねじれに関しては

$$\alpha = \frac{G \left(\frac{I_g t}{a} + \frac{I_c t}{\lambda} \right)}{2 E \sqrt[4]{\frac{I_g I_c}{a \lambda}}} \dots\dots\dots (6) \quad \text{(Massonnet 1950)}$$

$$\beta = \frac{\pi^2}{2} \left(\frac{a}{l}\right) \frac{G I_g t}{E I_c} \dots\dots\dots (7) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Hendry および Jaeger} \\ \text{1955.} \end{array} \right.$$

これらによる結果を比較するために支間中央に1本の横連結材を有する4主桁の鉄筋コンクリート橋($l=28.0$ m, $a=0.1l$, $b=13.4$ m, $I_c/I_g=0.5838$, $G I_g t/a=0.0261$, $G I_c t/\lambda=0.0022$)をモデルとし、これについて各格子剛性因子を計算すると $Z=72.98$, $\vartheta=0.342$, $\alpha=$

表-1 ねじり剛性を考慮しない場合

計 算 方 法	荷 重 A				荷 重 B			
	A	B	C	D	A	B	C	D
Leonhardt, 1938	0.7085	0.3911	0.0923	-0.1919	0.3911	0.3102	0.2064	0.0923
Guyon, 1946	0.6919	0.3712	0.0934	-0.1565	0.3775	0.3075	0.2200	0.0950
Homberg, 1949	0.7085	0.3911	0.0923	-0.1919	0.3911	0.3102	0.2064	0.0923
Beer & Resinger, 1954	0.7125	0.3900	0.0875	-0.1900	0.3960	0.3115	0.2045	0.0875
Hendry & Jaeger, 1955	0.7167	0.3825	0.0850	-0.1842	0.3825	0.3200	0.2125	0.0850
Engesser, 1889	0.7000	0.4000	0.1000	-0.2000	0.4000	0.3000	0.2000	0.1000

表-2 ねじり剛性を考慮した場合

計 算 方 法	荷 重 A				荷 重 B			
	A	B	C	D	A	B	C	D
Massonnet, 1950	0.5350	0.3310	0.1465	-0.0115	0.3310	0.2900	0.2325	0.1465
Jager, 1953	0.5285	0.3325	0.1525	-0.0135	0.3325	0.2900	0.2250	0.1525
Beer & Resinger, 1954								
Hendry & Jaeger, 1955	0.5431	0.3309	0.1451	-0.0191	0.3309	0.2970	0.2270	0.1451
(10), (11), (12) 式	0.5282	0.3313	0.1521	-0.0116	0.3313	0.2894	0.2272	0.1521
(9) 式	0.5194	0.3398	0.1602	-0.0194	0.3398	0.2800	0.2200	0.1602

71.92 (5式), $\alpha=0.171$ (6式), $\beta=0.00907$ となり、荷重分布図の縦距は表-1および表-2のようになる。

いま横連結材のねじり剛性効果を無視して

$$\tau = (l/2a)^3 \frac{G I_g t}{E I_g} \dots\dots\dots (8)$$

というねじり剛性因子を、(3)式のZと同様の考え方で定義し、これを(1)式に導入すると

$$t_1 \dots t_i \dots t_n = \frac{1}{n} \pm \frac{3[n-(2i-1)]}{n(n+1)-\tau} \dots\dots\dots (9)$$

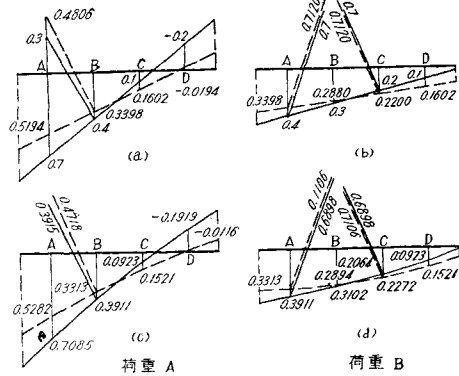
となる。

このモデルに対しては $n=4$, $\tau=13.41$ となるから、(9)式によつて計算した荷重分布は図-2(a)および(b)のようになる。

次に曲げに関する因子Z(3式)および、ねじりに関する因子 τ (8式)を同時に考慮すると、基本荷重分布図の縦距は

桁Aに荷重がある場合の t_A および t_D

図-2



$$= \frac{5+Z}{10+4Z} \pm \frac{3+9Z}{6+20Z+\tau Z} \dots\dots\dots (10)$$

桁Aに荷重があるときの t_B および t_C
 桁Bに荷重があるときの t_A および t_D

$$= \frac{Z}{10+4Z} \pm \frac{3Z}{6+20Z+\tau Z} \dots\dots\dots (11)$$

桁Bに荷重があるときの t_B および t_C

$$= \frac{5+Z}{10+4Z} \pm \frac{3+Z}{6+20Z+\tau Z} \dots\dots\dots (12)$$

となる。

これらを計算した結果は図-2(c)および(d)のようになる。

格子剛性による荷重配分効果を考慮しないときは載荷桁が荷重1を分担し、その桁に対する影響線は両隣りの桁で0になる直線であるから、各主桁に作用する曲げモーメントの計算においては、この構造を(1)主桁が単独に支持されている構造(格子剛性を考慮しない)および、(2)格子剛性の効果により横連結材の位置においても、また仮想的に支持されている構造の二つが重ね合わせられたものとして取扱えばよい。その関係を図-2にあわせて示してある。

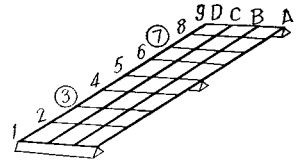
中桁と耳桁との剛性が異なる場合には、両桁の断面二次モーメント比を導入して(9)式を変形すればよい。この方法を用いた計算結果と、各理論による計算結果とを、多数の実測例について比較検討している。

例えば二径間連続4主桁プレストレストコンクリート橋について、P.B. Morice および G. Little が、タワミ測定結果から求めた荷重配分について比較してみると表-3のようになる。

また床版のみで連結された二主桁橋梁については、スラブのねじれ剛性をどのように評価するかという問題があるが、Laiblach River 橋(プレストレストコンクリート橋)について検討してみると、非載荷桁のモーメン

表-3

	荷 重 A ₃				荷 重 B ₃			
	A ₃	B ₃	C ₃	D ₃	A ₃	B ₃	C ₃	D ₃
測 定 値 (10),(11),(12)式	0.4618	0.3058	0.1637	0.0687	0.3058	0.2916	0.2389	0.1637
Massonnet	0.4700	0.3052	0.1683	0.0565	0.3052	0.2876	0.2389	0.1638
Massonnet	0.4607	0.3074	0.1643	0.0675	0.3074	0.2927	0.2356	0.1643



	荷重 A ₃ および B ₃				荷重 B ₃ および B ₇				荷重 A ₃ , B ₃ および C ₇ , D ₇			
	A ₃	B ₃	C ₃	D ₃	A ₃	B ₃	C ₃	D ₃	A ₃	B ₃	C ₃	D ₃
測 定 値 (10),(11),(12)式	0.3766	0.2966	0.1988	0.1280	0.3199	0.3098	0.2356	0.1347	0.4722	0.3284	0.1832	0.0162
Massonnet	0.3876	0.2964	0.2036	0.1124	0.3268	0.3023	0.2346	0.1362	0.4953	0.3327	0.1673	0.0047
Massonnet	0.3840	0.3001	0.2000	0.1159	0.3299	0.3094	0.2299	0.1308	0.4890	0.3393	0.1608	0.0190

ト影響線をサインカーブと仮定し、ねじりに関するスラブの有効幅を主桁間隔の4/3倍とすれば、(9)式を用いて計算した主桁モーメントは W. Klemp が F. Ferraz の理論にもとづいて誘導した結果に一致する。また AASHTO 示方書による計算結果と比較すると、H 20-S 16-44 トラック荷重に対し、スパン中央点のモーメントは、示方書によるものよりも 21.3% 小さくなる。

以上の研究から次のような結論が得られている。

1. この簡易計算法は設計の目的に対しては十分な精度で利用できる。
2. AASHTO 示方書は、格子桁橋の設計については、かなり改良の余地がある。

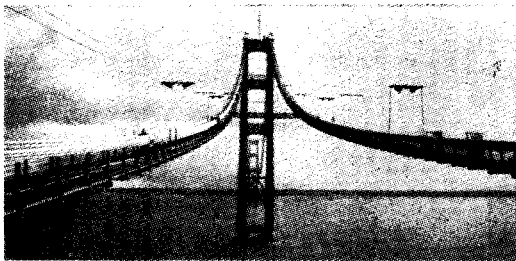
(早稲田大学 堀井 健一郎)

世界最長の Mackinac 吊橋の近況

"Spinning Mackinac's Record Cables"
Engineering News Record.
March 28, 1957

Mackinac 海峡を渡る大吊橋は Michigan 州 70 年来の夢をのせて現在工事中である。その有料橋は 5 マイル 1 億ドルの計画で、今年の 11 月 1 日までは通行が開始される予定になっている。この吊橋は 4 車線で 1954 年 7 月 24 日の着工以来、40 カ月以内で交通を始める予定となっている。

写真-1 工事中の Mackinac 橋



この Mackinac 吊橋の中央径間は 3800 ft (≒1158 m) で、1937 年に完成した San Francisco の金門橋の中央径間よりも 400 ft (≒122 m) 短い、その定着間距離は 8344 ft (≒2543 m) で、金門橋の 6450 ft (≒1966 m) および G. Washington 橋の 4760 ft (≒1451 m) に比して長い。

その建設に当つては財政、設計、技術、資材、構造など、すべてが高度に完成されており、それらの中から特に一つを取り出すことは不可能なことである。

Mackinac 橋の年次計画は次のごとくであつた。

1953 年 予算および設計

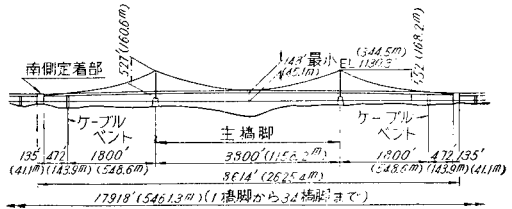
1954 年 吊橋部の定着、ケーブル ベント および橋脚の水面下の構造

1955 年 取付部径間の橋脚を含めた下部構造の完成および 2 本の主塔の架設

1956 年 ケーブルの張渡しおよび取付部径間の架設

1957 年 おもな仕事は補剛構の架設および橋床張(路面)の完成

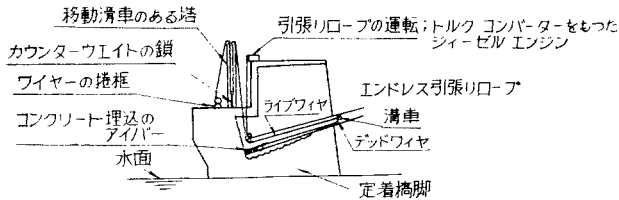
図-1



直径 24 1/2 in (≒62 cm)、中心間隔 68 ft (≒20.7 m) の 2 本の主ケーブルを張渡すための、おもな準備としては、各ケーブルに仮設ロープ足場を架設すること、この橋より 50 マイル (≒80 km) 北方にある Sault Ste. Marie ("the soo") にワイヤーのリーリング工場を設立することである。

仮設ロープ足場の架設は昨年 5 月の後半から始められ 6 月 19 日に完成したのであるが、この足場は幅 9 ft (≒2.7 m) で 10 ft (≒3 m) 間隔に置いた木床桁に支えられた 2 in (≒5 cm) メッシュの金網の床をもっている。各足場にはワイヤーロープの高欄があり、照明や通信用の電線は木製の高欄支柱に沿って張渡されている。足場を支えるロープを張渡してから、足場 100 ft (≒30 m) 分をたばね、ケーブルベントや主塔の頂上に持ち上げ、支持ロープに沿って所定の位置にすべらせる。さらに足場の横方向の固定のために、対風ケーブルを取りつけてある。定着間に張渡すエンドレスロープを支えている装置は、今日まで用いられていた古い型式の掛具よりもよほど軽量で、2 本の亜鉛メッキワイヤー(径 1 in ≒ 2.5 cm) で支持された 100 ft (≒30 m) 間隔ごとの管状

図-2



鋼掛具、あるいは支持ワクよりなっている。

ケーブルの張渡し作業は2交代制で行われ、おのおの150人の熟練作業員を必要とする作業であった。2本のケーブルは径0.196 in(≒5 mm) 亜鉛メッキ鋼線10980 tよりなり、各交代作業で実働78日間で張渡された。この作業は昨年7月18日に開始され9月19日に完成し、各ケーブルは340本のワイヤー37撚り全部で12580本の素線から成っている。

ケーブル張渡しの工程進行の要は“Soo”におけるリーリング工場にあった。2交代制の張渡し作業に、ワイヤーの供給を間に合わせるために、1日3交代作業をせねばならないので、仕事のテンポはそのことから定められてしまう。工場の延床は50000 ft²(≒4645 m²)である。ケーブル用亜鉛メッキ線はNew Jersey州Trentonにある工場より、350~550 lbs(≒159~249 kg)の重量のコイルとして陸上輸送された。コイルは接合されワク車に巻かれ、そのワク車は平底船でSt. Ignaceの積換えドックに運び、それから定着部にハシケで運ばれ、水面上70ft(≒21 m)に設置された張渡し機械の中に引上げられた。

Mackinac 吊橋の主ケーブルを形成する各ワイヤーは運搬設備のエンドレスロープ上の2コの溝車によつて張渡された。すなわち一方の溝車が一方の定着部に着くと同時に、他方の溝車は反対側の定着部に到着するようになっている。車が一方より他方の定着部へ移動するときに、2本のデッドワイヤーは、2本のライブワイヤーが橋に沿つて移動している間に、ストランドに結合される。そしてそれらは順次に車の帰路にはデッドワイヤーとなる。作業員は足場に沿つて位置し、車が通過する際にデッドワイヤーをフックの下に引き下す。同様に毎分約700 ft/min(≒213 m/min)移動するライブワイヤーは、木製ハンドルフックで引き下され、足場に沿つて固定されている滑車の下に置かれた。車が両方の定着部に達すると、ループ状にかけてあるワイヤーを同時に取りはずし、コンクリート定着部に定着された調整用アイバーリンクの端部にあるストランドのシューに掛けられた。溝車の一行程で結局4本のワイヤーを平行に張渡せることになる。

張力の調整については、ワイヤー架設中はカウンターウエイトによつて常にワイヤーに張力を与えていた。これは溝車にワイヤーを巻いているワク車上にある手動ブレーキとカウンターウエイト塔内にある滑車の一つに取りつけられた重いクサリにより調整される。個々のワイヤーをストランドに形成するとき、各ワイヤーは2つ

のバックスティ径間、2つの側径間および中間径間を通じて、たるみの量を計ることにより調整された。作業員はこの5径間の各中央点に位置して型板上にあらかじめ記録した点に、ワイヤーが調整されるのを監視した。溝車が一方の定着部を離れて、最初のケーブルベント上を過すると同時に、2本の472 ft(≒144 m)のデッドワイヤーは定着部に置かれた電動巻上機によつて正しい形状に調整される。この調整は他の定着部に至るまで橋に沿つて続けられ、次に作業が逆になり、2組のライブワイヤーはデッドワイヤーとなり、最初の定着部の方向に調整されてゆく。このようにして交互にストランド上を動いている、おのおのの車でもつて4本のストランドは一つの連続作業で張渡される。そしてこの作業が一方より他方の定着部に移動するのに約15分かかった。

4本のストランドを張渡してから作業が他のケーブルに移る際、ストランドを正しい形状に調整するのが普通である。ストランドは定着部にある水圧ジャッキによつて調整するが、この作業はストランドの温度が一定する夜間に行われる。ワイヤーは自己定着法でリーリングおよび張渡し作業の間に接合される。2本のワイヤーのネジ端部が、連結器の中心で合致するとき、接合作業は完全と考えられ、連結器の各端でネジ部がまわり、または二まわり半見えるということである。

ケーブルが張渡されたら今度は結束して24 1/2 in(≒62 cm)直径の円形断面に詰めつけ、そしてかりの鋼バンドでとめる。その後ハンガーを取りつけられる永久的なケーブルバンドを定位置に取りつけ、そして足場は主ケーブルから吊下げられ、足場用ロープは取除かれる。

Mackinac 橋の吊橋部分は8614 ft(≒2626 m)でSt. Ignace側の取付部は全長3610 ft(≒1100 m)で、12支間の上路トラスがあるが、1支間を残して架設は完了し、コンクリート床版は6支間分施工された。またMackinac側は全長5694 ft(≒1735 m)で、上路トラス16支間中1支間のみ未架設で、コンクリート床版は10支間分が施工を完了している。

(KK 宮地鉄工所 小塚 義夫)

まれに起るような大洪水の頻度の算定

“The Estimation of The Frequency of Rare Floods”

By B.A. Whisler & C.J. Smith

Proc. of A.S.C.E., No. HY 2 April, 1957

従来より普通行われている洪水流量の統計的研究では洪水を起す多数の要素の組合せは、依然たる偶発現象であるという仮定にもとづいており、従つて確率の理論によつて解析される。多くの研究者は河川の年ピーク流量の分布を対数確率紙におとすと、これらの点は直線に近づくようである。この事実より年ピーク流量の対数は正規分布に従うものとして解析している。しかしこれらの点を通る最適直線より、まれに起るような大洪水の生起確率

年数を求めると、大多数の流域で非常に大きい値となる。またこれらの点も厳密には直線よりむしろ曲線上におちており、さらに実際にまれに起るよう大洪水が統計理論より考えられる以上に、しばしば起っていることは、年ピーク流量が対数正規分布に従う仮定が間違っているか、あるいはその応用に、なんらかの欠陥があるものと思われる。すなわち年ピーク流量を用いることは、それより小さい大多数のピーク流量を無視しており、従つて確率現象に従うと考えられる、ある現象の研究を行うのに選択された資料を用いることになり、間違つた統計方法といえる。これらより考えて、すべてのピーク流量を解析に用いることは、年ピーク流量のみを用いるよりも、はるかに多くの資料にもとづいていることから、よりよい統計的解析といえる。いま、ある流域のすべてのピーク流量を用いて実際に起つたある年ピーク流量と同じ流量の生起頻度を確率法則より求め、これと実際の年ピーク流量の頻度分布と比較して、この2つがよく合致すれば、この方法の妥当性が証明される。

この研究で考えているピーク流量とは、その前後の日の24時間平均流量より大きい24時間平均日流量として定義した。図-1, 2には Lehigh 河の Tannery, および Tunkhannock 川の Dixon (いずれも Pennsylvania) ですべてのピーク流量を用いて計算した、生起頻度の一部を図示してある。Tannery の記録によるもの

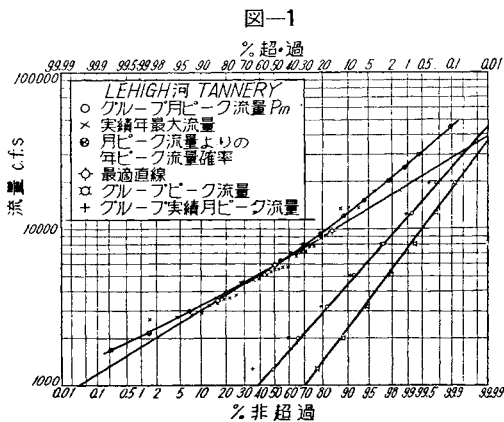


図-1

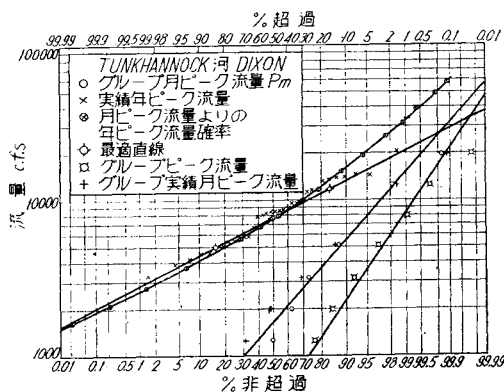
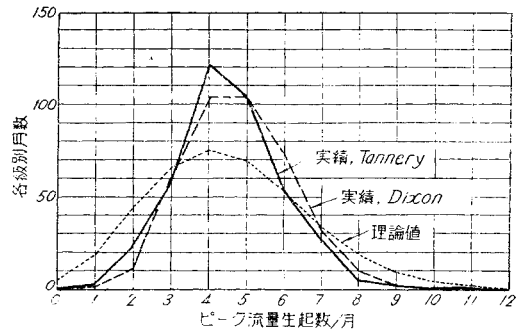


図-2

図-3



は非常によく直線につており、Dixon のものも、おおむね直線につていいる。このことはすべてのピーク流量の生起頻度は対数正規分布の型に従う可能性のあることを示している。しかしながら解析にすべてのピーク流量を用いることは、非常に手数のかかることなので、この代りに月ピーク流量を用いて十分満足すべき結果をうることがわかつた。Tannery の記録は 406 カ月で 1854 のピーク流量があり、Dixon では 408 カ月で 1961 のピーク流量があつた。これより 1 カ月の内に含んでいるピーク流量の数を調べ、その分布を求めたのが 図-3 である。同時にこれの理論分布曲線を求めて同じ図に示してあるが、この方が実際の分布曲線よりも平たくなつていいる。これは降雨と流出の主要な原因である台風の擾乱が、約 1 週間の間隔でこの地方を通過するからであると考えられる。ある大きさと生起頻度をもつピーク流量が、ある月の最大流量である可能性は確率法則より決定される。これを Tannery と Dixon につき実際のピーク流量の数の月分布を用いて決定した結果を 図-1, 2 に示してある。これをみると、流量値の大きい所ではすべてのピーク流量による理論頻度と、実際の月ピーク流量記録とは実質的に一致している。これより実用的には実際の月ピーク流量の解析により、すべてのピーク流量記録より得られたものと同程度の、良好な結果をうることがわかつた。一方すべてのピーク流量を用いた頻度解析は、ある特定の時間間隔に無関係であつたが、ここで求められた年ピーク流量の頻度により、ある特定の時間間隔に結びつけられた。

ここで P_m をある事象が 1 カ月に起る確率とすると、それが 1 カ年に起る確率 P_y は次式で与えられる。

$$P_y = 1 - (1 - P_m)^{12}$$

これを用いて月ピーク流量の生起確率を、年ピーク流量の確率に変換することができる。Tannery と Dixon で求めたのが 図-1, 2 に示してある。この月ピーク流量の直線より求めた年ピーク流量の曲線は、実際の年ピーク流量によく一致している。さらに年ピーク流量が対数正規分布に従うとみなして求めた最適直線を 図-1, 2 に図示してある。いま一例として 1955 年のハリケーンは、Tannery で瞬間最大流量 $58\,300 \text{ cfs} \approx 1\,632 \text{ m}^3/\text{s}$ で、これは 24 時間平均 $40\,000 \text{ cfs} \approx 1\,120 \text{ m}^3/\text{s}$ であつた。直線によるとこの生起確率年数は 10 000 年であるが、曲

線によると 555 年となり非常に大きい誤差がある。

以上年ピーク流量の分布を決定するのに月ピーク流量を用いる方法は、次の多くの利点をもっている。

1. この方法は年ピーク流量を用いるよりさらに多くの基礎資料にもとづいている。
2. 流量年表を用いて比較的簡単に作業ができる。

3. 月ピーク流量の頻度の対数分布は非常に直線に近く、合理的に外挿することができる。

4. 年ピーク流量の頻度の対数分布は、すべてのピーク流量が偶発性の法則に従うとしたときの分布に近い。

(建設省河川局 稲田 裕)

建物に應用されるプレストレスト コンクリートのシンポジウム

Central Building Research Institute Roorkee U.P. Inda から標記のシンポジウムを明年 2 月下旬に同研究所で開催するとの通知に接しました。

目的はインドで不足しているセメントや鋼材の重要資材を節約するため、インドにおける建物にプレストレスト コンクリートを広く使用することを推進するためです。

このため次の標題のもとに海外から広く論文を募集していますから希望者は応募して下さい。

- a) Advances in the analysis and design of prestressed concrete as applied to buildings.
- b) Method of manufacture of precast pretensioned or post-tensioned building components.
- c) Problems of site work.
- d) Research in prestressed concrete as applied to buildings.
- e) Economics of prestressed-concrete for buildings.

書 評

土質力学 (上巻)

チェボタリオフ 著
石井 靖 丸 訳 技報堂 刊

原著はアメリカにおいて、テルツァギとともに土質力学の先駆者と目されるチェボタリオフの労作であつて、その邦訳はわが国の土木技術者に有益なものと認められていたところであるが、今回石井氏は少数氏によりその邦訳が完成されたことは、喜ぶべきことである。同氏は渡米中原著者の下で研究を続ける間、原著に関する校正、文意補正などの労をとられたそうであるから、訳者としては最適任かと思われる。

原著は 19 章から成るが、本訳書はその前半、すなわち土の成因、一般的性質、透水、圧密、せん断強度、ノリ面安定、基礎、土圧など土質力学の基本的部分を含むもので、各章ごとに数例の演習問題とその全解、および参考文献を添付してある。

内容は著者のきわめて豊富な現場の体験と智識を土台とし、数多い文献の結果を引用しつつ、主として実

際的な立場から土質力学を解説しており、現場的、実験的データも広くとり入れられている点、一般技術者にとっては有用な指針を与えるものと思われ、研究者にとつても 400 にわたる各種報文の主所が明示されており、何が問題として残されているかも克明に記されている点に、本書の少なからざる価値を見出せよう。

土質力学は、土の示す複雑多岐な現象を、現場への適用を念頭において、系統的に分類整理し、大規模かつ精密な実験と照合しつつ、数量的にも確立された体系へ持込む努力によつて、いちじるしい発達をとげてはきたが、まだ学問的に完成された形に集約されてるとはいいがたい。

その見地からすれば、本書もその欠陥をまぬかれない。むしろ在来の流儀を徹底させるものともいえる。したがつて本書には多くの事項が生地のまま盛り上げられすぎたといつ

た感が深い。しかしそのために、むしろ土質力学の苦しい生長過程を画き出した告白ともいえようが、ただ評者は、そのような点に関する啓蒙的記述を、このような碩学にもう一步突つ込んでなされて欲しかつたと愚考するまでである。

訳語は原文のフィート・ポンドをメートル・キログラムに換算してある点便利ではあるが、これが徹底しきれなかつたうらみもある。例えば本文と図表の数値の間に一、二の相違をみる。訳文は比較的流麗で生硬な蘇訳調の少ないのは好ましいが、一步進めて文章間の接続調を工夫して、必要に応じて補えば、一層理解しやすいものとなし得たであろう。なお原文の明らかにミスと思われるものが残されている部分もある。しかしこのようなキズは本書が邦訳された大きな功績にくらべれば、微々たるものであるに相違ない。

訳者：正員、工博、運輸技術研究所、A 5 版 380 ページ・上製、定価 650 円、昭和 32 年 7 月 1 日発行。