

# 文 献 抄 録

## 文献調査委員会

### 原子爆弾による運河掘削

(Proc. of A.S.C.E., WW)/中田 肇  
 ロンドン地下鉄ビクトリア線の建設計画  
 (Railway Gazette)/塚田 正弘  
 非弾性ばりの集中系の振動モデル  
 (Proc. of A.S.C.E., EM)/深沢 泰晴  
 非粘性土斜面の地震時の安定性  
 (Proc. of A.S.C.E., SM)/江刺 靖行  
 移動床水路の流速分布  
 (La Houille Blanche)/中村 宏  
 ベラザノ・ナローズ橋  
 (Civil Engineering)/松本陽太郎

## 原子爆弾による運河掘削

“Nuclear Excavation of a Sea-Level Isthmian Canal”

Vootman, L.J.

Proc. of A.S.C.E., WW., Vol. 90, No. 4, pp. 27~54, November (1964)

地下核爆発による爆孔については、ネバダ州の実験区域において各種の実験が行なわれている。最近のものでは頁岩地帯における Danny Boy 実験 (深 34 m, 規模 0.43 kt), 沖積土中の Sedan 実験 (深 194 m, 規模 100 kt) があり, それぞれ半径 33 m, 深 18 m, 半径 186 m, 深 99 m の爆孔を生じた。

### (1) 第2パナマ運河

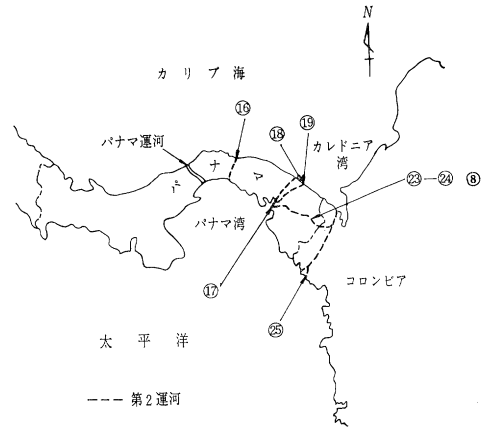
北米・南米両大陸の間に建設されたパナマ運河は, 数個のロックによって船舶を内陸の湖に押し上げ湖上を運行させた後再びロックにより海上に降ろすものである。この方式の大きな欠点は, 船舶通行のつどロック操作を必要とすることであり, 太平洋・大西洋を海水面の高さで直接結ぶ水路を開削すれば, この問題は一挙に解決す

表-1 計画ルート

番号	所在国	最高地点 標高・m	ルート延 長・km	掘削延 長・km
①	メキシコ	248	266	262
②	ニカラガ	232	270	270
⑬	パナマ	336	64	63
⑭	“	336	95	73
⑮	“	336	95	75
⑯	“	220	95	80
⑳	パナマ・コロンビア	143	217	204
㉑	“	292	214	201
㉒	コロンビア	284	168	167

る。パナマ運河会社は, 第2パナマ運河開削の目的で1947年各種ルートの実地測量および地質調査を行なっているここでは表-1の9ルートについて核爆発による掘削を検討した(図-1)。

図-1 ルート番号および平面



掘削にあたっては, 所要の核装置を予定ルートに一直列に埋設して同時爆発させ, 一気に掘削を終了させる。核装置の価格は米原子力委員会 (AEC) 発表の核装置代価により, その寸法, ボーリング費は表-2によった。

表-2 ボーリング費 (深 915 m 当)

規模 (kt)	直径 cm	ボーリング費 (単位 100 万円)		
		沖積土	砂岩	頁岩
10	76	—	—	—
60	91	144	180	216
200	107	176	214	256
750	122	211	248	293
2 000	137	234	281	331
5 000	152	256	311	367
5 000以上	183	310	373	432

(1ドル=360円)

⑭ ルートを例にとると掘削工費は 92%, 総工費においても 64% 節減が可能である(表-3)。

表-3 ⑭ルートの工費節減

	従来の工法 (有効幅員 183 m)	原子力工法 (有効幅員 305 m)	節減率 %
掘削費	1兆1970億円	976億円	92
付帯道路その他工費	4385 “	4385 “	—
(小計)	1兆6355 “	5361 “	—
技術費 (8%)	1310 “	428 “	—
経費	810 “	810 “	—
計	1兆8475 “	6599 “	64

(1ドル=360円)

### (2) 核爆発規模の推定

従来の実験によると, 地下核爆発によりほぼ放射線線の爆孔が生ずる。この際, 同一量の核装置を各種深にお

いて爆発させると最大の爆孔を生ずる深さ（最適深）があって、爆孔径に対する最適深は爆孔深に対する最適深より大きい。核装置を一行に埋設して爆発させたときの爆溝については、高性能爆薬による一行爆破実験からつぎの資料を借用した。すなわち単独爆発における爆心の最適深・最大爆孔半径およびそれに対する爆孔深を  $DOB \cdot R \cdot D$  とするとき、一行爆破の爆心の間隔  $S$  が

$$S \leq 1.3 R$$

……爆溝幅はほぼ均……………(1)

$$S \leq 1.1 R$$

……爆溝深はほぼ均……………(2)

この際爆溝断面は、ほぼ放物線形で爆心深  $DOB'$

$$DOB' = 1.1 DOB \dots\dots\dots(3)$$

爆溝幅を  $W$ 、爆溝深  $D'$  とすると爆心間隔  $S = 1.3 R$  のとき

$$W/2 = 1.05 R \dots\dots\dots(4)$$

$$D' = 1.15 D \dots\dots\dots(5)$$

爆心間隔  $S = 1.1 R$  のとき

$$W/2 = 1.20 R \dots\dots\dots(6)$$

$$D' = 1.25 D = 1.15 D$$

(爆破時の斜面の崩落その他不測の誤差として爆溝深  $D'$  については 10% の余裕をとる)……………(7)

爆溝幅・深さおよび爆心の最適深と核爆発規模の関係については諸説があり、信頼すべきものがない。著者は爆溝規模が核爆発規模の 1/3.4 乗または 1/4 乗に比例すると仮定したが実際にはこの中間の数値になると思われる。いずれにしても、二つの仮定の差は総工費には大きい差を生じない。ただし、所要の総爆発量は 2~3 倍になる。

### (3) 斜面の安定

沖積土については図-2の運河断面が長期間に崩落し 1:10 の傾斜となって安定すると考えた。頁岩・砂岩に

図-2 運河断面  
原子力掘削

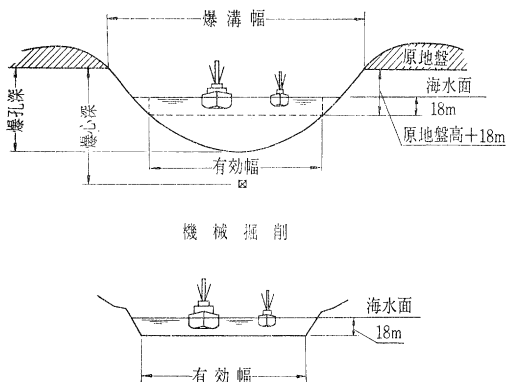


表-4 地下核爆発と爆溝 (単位: m 換算)

	頁岩	沖積土		砂岩			
		1 kt 換算		1 kt 換算			
		0.43kt 1/3.4 乗	1/4 乗	100 kt 1/3.4 乗	1/4 乗	6.6 kt 1/3.4 乗	1/4 乗
$S = 1.3 R$	DOB'	37	46	213	67	89	55
	$w/2$	34	43	196	51	62	46
	$D'$	21	26	113	29	36	29
	$S$	43	53	242	63	77	101
$S = 1.1 R$	DOB'	37	46	213	55	67	89
	$w/2$	39	49	224	58	71	93
	$D'$	21	26	113	29	36	51
	$S$	36	—	205	53	65	86

については斜面の最終的な安息角を 30° と考え、爆破の影響を受けなかった部分は一切崩落しないものとした。すなわち、爆心深 (DOB) の 1.33 倍の深さで見掛け爆溝幅 ( $W$ ) の 1.1 倍の幅を持つ放物線断面内の岩石が爆破により破砕されるもので、他の部分は爆破の影響を受けていないものとした (図-3)。

運河の有効幅員が 30.5m (100 ft) および 457.5 m (1500 ft) について掘削費を算定すると表-5, 6 となる。

図-3 斜面の安定

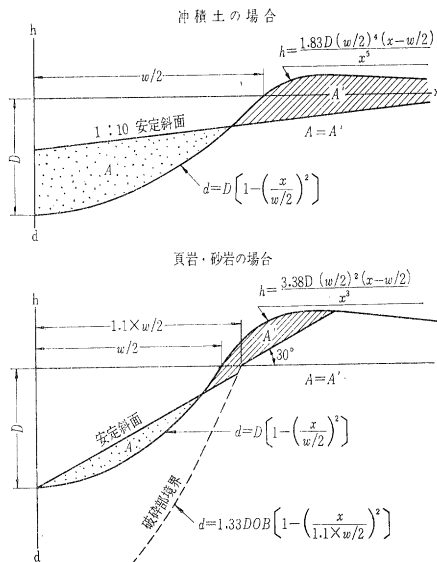


表-5 運河幅員 30.5 m の場合

ルート 番号	核装置数		核装置最大規模 (メガトン)		総核爆発量 (メガトン)		掘削費 (億円)	
	1/3.4 乗	1/4 乗	1/3.4 乗	1/4 乗	1/3.4 乗	1/4 乗	1/3.4 乗	1/4 乗
①	1 015	1 010	4	20	349	921	3 787	3 902
⑤	958	957	4	20	259	657	3 787	3 935
⑯	273	271	9	50	122	541	953	968
⑰	251	254	7	50	108	356	1 020	1 079
⑳	260	262	9	50	106	369	1 048	1 105
㉑	278	279	3	15	103	327	1 124	1 185
㉒	1 046	1 017	2	3	116	217	3 320	3 275
㉓	1 034	1 006	6	20	136	288	3 274	3 230
㉔	688	687	6	30	148	391	2 452	2 494

(1ドル=360円)

表一6 運河幅員 457.5 m の場合

ルート 番号	核装置 設置数		核装置最大規模 (メガトン)		総核爆発量 (メガトン)		掘削費 (億円)	
	1/3.4乗	1/4乗	1/3.4乗	1/4乗	1/3.4乗	1/4乗	1/3.4乗	1/4乗
①	784	786	6	30	574	1 653	3 254	3 394
②	737	724	5	30	469	1 379	3 209	3 353
⑬	219	218	10	80	179	842	843	860
⑭	189	189	10	60	178	635	860	910
⑮	199	198	15	70	177	643	897	945
⑯	211	210	5	25	177	634	954	1 010
㉓	852	852	3	8	206	433	2 938	2 950
㉔	847	846	8	25	227	518	2 917	2 924
㉕	564	564	9	50	230	693	2 175	2 222

(1ドル=360円)

(4) 機械掘削の併用

標高 9.0 m までは従来の機械掘削工法により、9.0 m 以上の部分を原子爆弾によって掘削した場合が表一7で

表一7 機械掘削の併用工費

ルート 番号	核装置 設置数	核装置最大規模 (メガトン)	総核爆発量 (メガトン)	掘削費 (億円)
⑮	114	50	537	677
⑰	150	50	347	976
⑳	234	15	320	1 105
㉓	373	3	204	2 052
㉔	361	20	361	2 002
㉕	510	30	384	2 509

(1ドル=360円)

ある。運河の有効幅員を 30.5 m とし、機械掘削の単価を 117円/m<sup>3</sup> 爆溝寸法が 1/4 乗に比例すると仮定した場合である。

(4) 今後の問題

本計画の実現にあたって、最大の問題は総量において数百メガトンに達する核爆発による衝撃・爆風からいかにして周辺地区住民の安全を確保するかの点である。これに比し、放射能の影響は大きい問題とならないようである。また全ルートの同時掘削は実際上不可能であり、数個の工区に分別して爆破後、工区接合部の整形を行なうことになると思われる。

(委員 中田 肇)

ロンドン地下鉄ビクトリア線の建設計画

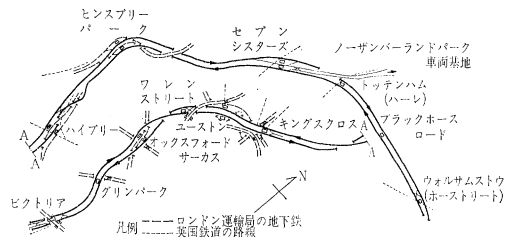
“Tube Tunnel Construction on the Victoria Line”  
Railway Gazette, Vol. 119, No. 12, pp. 322~325, September 20, (1963)  
“Details of Victoria Line, London Transport”  
Railway Gazette, Vol. 117, No. 9 pp. 248~pp. 250, August 31, (1962)  
“Victoria Line Sanctioned”  
Railway Gazette, Vol. 117, No. 8, pp. 231~232, August 24, (1962)

(1) 概要

ビクトリア線は図一1に示すように、ビクトリア駅〜ウォルサムストウ（ホーストリート）駅間の延長 16.9 km (10.5 mile) の路線で、駅は 12 カ所に設置され、そのうち 11 駅が既存の地下鉄道および英国鉄道との連絡駅となるよう計画されている。

全線 1968 年に完成の予定で、車両費および諸設備費をふくめた総建設費は約 560 億円(5 600 万ポンド)である。

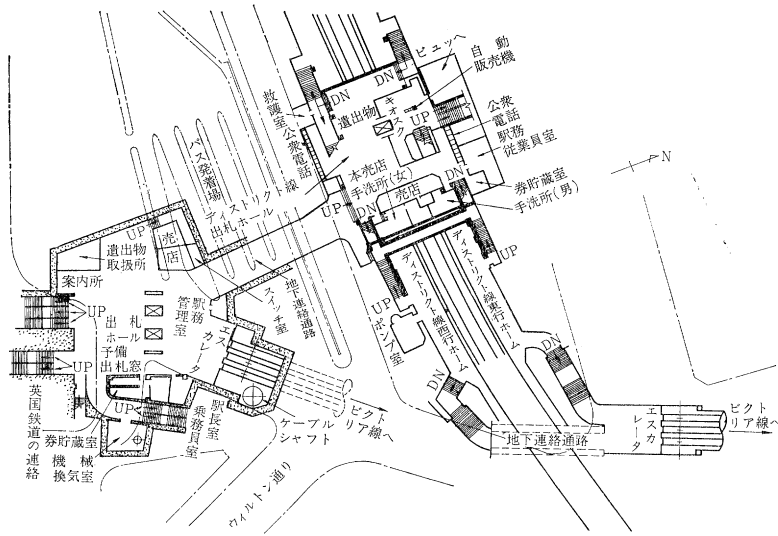
図一1 ビクトリア線路線概要



(2) ビクトリア線の特徴

- セントラルロンドン地区内、および北部と南部郊外地区から中心地区への直接的かつより早い連絡をはかる。
  - ビクトリア駅が初めてグリーンパーク駅およびオックスフォードサーカス駅と直接連絡され、さらにユーストン、セントパンクラスおよびキングクロス駅との間を短絡する。
  - 11 カ所の既存地下鉄道駅および英国鉄道駅と連絡される。
  - ビクトリア線の利用により、自家用車利用が減りしたがって道路混雑を減少させる。
  - 出入口および連絡通路の適正な計画、およびできるだけエスカレータを設置して、旅客の流れを円滑にする。
  - 工業テレビの設置により、旅客の動きを監視し、これを円滑にさばくようにする。
  - ラッシュ時には 2 分間隔で運転し、片道 1 時間当たり 32 000 人の旅客を輸送する。これは 14 車線の自動車道路の容量に相当する。
  - その他、新しい換気装置の設置、ロングレール使用により騒音の軽減、自動列車運転制御装置などが計画されており、また各駅は明るい現代的デザインとする。
- 特徴 3) にあげた連絡駅においては、既設駅の大規模な改良工事が計画されている。たとえば、ビクトリア駅では図一2のように、新しい路面下の出札ホールや既設駅とを結ぶ地下連絡通路やエスカレータの設置など現在の駅施設は面目を一新する。

図一2 ビクトリア駅計画平面



(3) トンネルの掘削および覆工

ビクトリア線は、全線機械化掘削によるシールド工法で掘削し、フレキシブルセグメント覆工を採用する計画である。ここで使用予定の機械化掘削シールドは、マックアルパイン氏の設計によるもので、トロントの地下鉄建設の経験により改良を加えたものである。もちろん、掘削からセグメント装置まですべて機械化されており、切削回転輪 (cutting wheel) の回転速度は毎分6回転まで変化させられるようになっている。

フレキシブルセグメントは、駅間の普通部トンネルに使用する予定で、鋳鋼製のものとコンクリート製のものがある。このセグメントによる覆工は、粘土質地盤 (ロンドンクレイ) においてのみ有効であろう。この覆工工法は、セグメントを環状に設置してからジャッキで強く粘土に押しつけ、トンネルの上半部と下半部を鋳鋼セグメントの場合はパッキングによって、またコンクリートセグメントの場合はくさびによって最終的に固定するものである。

この方法では個々のセグメントを締め付けるボルトは全く不必要であり、その上覆工後のグラウトも必要がない (駅部、連絡通路およびエスカレータなどのチューブトンネルには、従来のボルト締め鋳鋼セグメントを使用する計画である)。

この工法の採用により、トンネル建設速度は従来のご二倍に早められ、一時間当たり約 1.5~1.8 m (5~6 ft) となる。

(注) ビクトリア線の建設計画については、すでに大分年月をへており、海外視察報告などの文献も出されている。

(委員 塚田 正弘)

非弾性ばりの集中系の振動モデル

“Discrete Dynamic Models for Elasto-Inelastic Beams”

Wen, R. K. and Toridis, T.

Proc. of A.S.C.E., EM., Vol. 90, No. 5, pp. 71~102. October (1964).

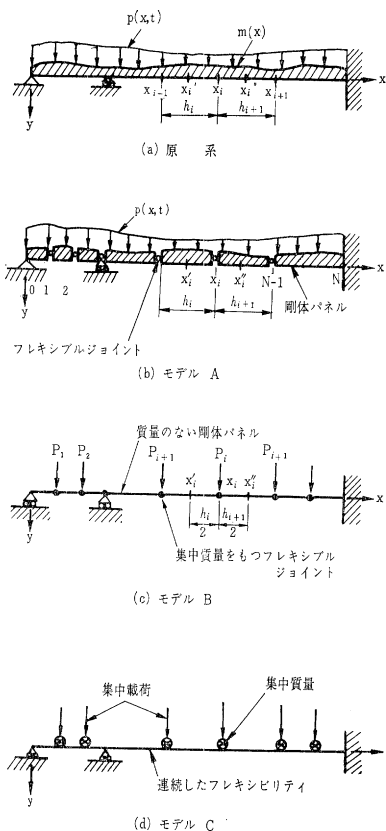
非線型特性を有するはりの振動問題の解析法は、原系の連続性をそのまま生かした分布パラメータ系として取り扱う方法と、有限自由度の集中パラメータ系におきかえて解析する方法とに大別される。

前者の解法を適用し得る範囲は、現在の段階では支持条件、非線型特性などが特別な二、三の場合に限られ、通常の桁構造の場合には後者の方法がより有力とされている。本論文は、集中パラメータ系の典型的な3種のモデルを考え、任意な曲げモーメント-曲率の関係をもつはりの振動問題の解法を提案し、さらにそれら3種のモデルの効率を数値計算の結果に基づいて比較検討している。

(1) 原系と集中パラメータ系のモデル

図一1(a)に示すような連続パラメータ系の原系を、つぎのような典型的な3種の集中パラメータ系のモデルに置換する。

図-1



モデルA：質量は連続的に分布し、曲げ剛さは集中的に分布する系（図-1 (b)）。  
 モデルB：質量、曲げ剛さともに集中的に分布する系（図-1 (c)）。  
 モデルC：質量は集中的に分布し、曲げ剛さは連続的に分布する系（図-1 (d)）。

なお、原系の曲げモーメント  $M$  と曲率  $k$  とは任意な非線型関係にあり、変形の履歴にも依存するものとする。すなわち、

$$M(x) = f[k(x)] \text{ の履歴} \dots\dots\dots (1)$$

(2) 振動方程式と数値積分

変位  $y_i$  と回転角  $\theta_i$  との関係は微小変形に対し

$$\theta_i = -\frac{1}{h_i} y_{i-1} + \left( \frac{1}{h_i} + \frac{1}{h_{i+1}} \right) y_i - \frac{1}{h_{i+1}} y_{i+1} \dots\dots\dots (2)$$

と書ける。

振動方程式は、各モデルに対しそれぞれつぎのように表わされる。

モデルAの場合：

$$\begin{aligned} \phi_i &= a_i y_{i-1} + b_i y_i + c_i y_{i+1} \dots\dots\dots (3) \\ \ddot{\phi}_i - \frac{1}{h_i} M_{i-1} + \left( \frac{1}{h_i} + \frac{1}{h_{i+1}} \right) M_i - \frac{1}{h_{i+1}} M_{i+1} \end{aligned}$$

$$+ q_i p_{i-1} + r_i p_i + s_i p_{i+1} = 0 \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $a_i, b_i, c_i, q_i, r_i, s_i$  は質量  $m$ 、荷重  $p$  などの分布に関する定数。Dots は時間に関する微分の意。

モデルBの場合：

$$\begin{aligned} m_i \ddot{y}_i - \frac{1}{h_i} M_{i-1} + \left( \frac{1}{h_i} + \frac{1}{h_{i+1}} \right) M_i - \frac{1}{h_{i+1}} M_{i+1} \\ - P_i = 0 \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

モデルCの場合には質量の集中点に対しては式(5)がそのまま成り立つ。

数値積分の手法をモデルAの場合について示すとつぎのとおりである。

- ① 式(3)を用いて、 $y_i(t_1), \dot{y}_i(t_1) \rightarrow \phi_j(t_1), \dot{\phi}_j(t_1)$ 。
- ② 式(4)を用いて、 $M_i(t_1), p_i(t_1) \rightarrow \phi_j(t_1)$ 。
- ③ 次式を用いて、 $\dot{\phi}_j(t_1), \ddot{\phi}_j(t_1) \rightarrow \Delta \phi_j(t_2)$ 。

$$\begin{aligned} \Delta \phi_j(t_2) \equiv \phi_j(t_2) - \phi_j(t_1) \equiv \Delta t \dot{\phi}_j(t_1) + \frac{1}{2} (\Delta t)^2 \ddot{\phi}_j(t_1) \\ \dots\dots\dots (6) \end{aligned}$$

- ④ 次式を境界条件を考慮して解いて、 $\Delta \phi_j(t_2) \rightarrow \Delta y_j(t_2)$ 。

$$\begin{aligned} \Delta \phi_j(t_2) = a_j \Delta y_{j-1}(t_2) + b_j \Delta y_j(t_2) + c_j \Delta y_{j+1}(t_2) \\ \dots\dots\dots (3)' \end{aligned}$$

- ⑤ 式(2)を用いて、 $\Delta y_k \rightarrow \Delta \theta_k$ 。

- ⑥ 式(1)を用いて、 $\Delta \theta_k \rightarrow \Delta M_k(t_2) \equiv M_k(t_2) - M_k(t_1)$

- ⑦ 式(4)を用いて、 $\left. \begin{aligned} y_j(t_2) \equiv y_j(t_1) + \Delta y_j(t_2) \\ M_k(t_2) \equiv M_k(t_1) + \Delta M_k(t_2) \end{aligned} \right\} \rightarrow \phi_j(t_2)$

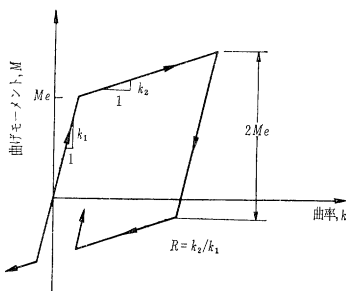
- また次式を用いて、 $\dot{\phi}_j(t_1), \ddot{\phi}_j(t_1), \phi_j(t_2) \rightarrow \dot{\phi}_j(t_2)$ 。  
 $\dot{\phi}_j(t_2) \equiv \dot{\phi}_j(t_1) + \frac{1}{2} \Delta t [\ddot{\phi}_j(t_1) + \ddot{\phi}_j(t_2)] \dots\dots\dots (7)$

- ⑧ 以上のステップをくり返していく。

(3) 数値計算結果と検討

図-2 に示すような bilinear な非線型特性をもつ単純ばりに等分布荷重

図-2



$$\begin{aligned} p(t) &= n p_e e^{-t/2T_1}; \\ (n &= \text{荷重係数}, p_e = \text{静的極限荷重}, \\ T_1 &= \text{基本周期}) \end{aligned}$$

図-3

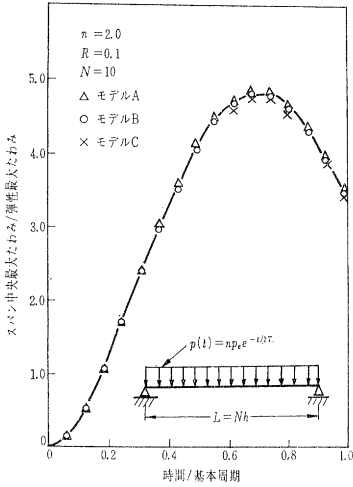


図-4

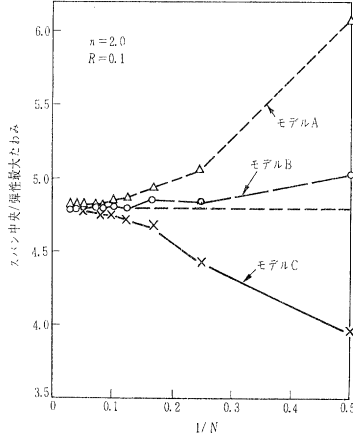
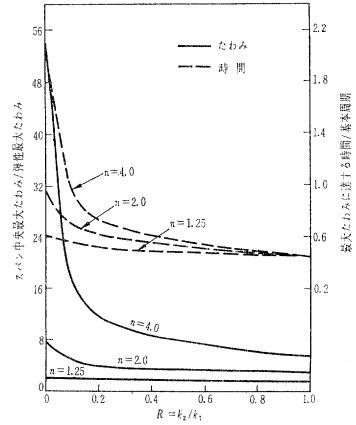


図-5



が作用した場合の解を各モデルについて求めた結果は、その一例をスパン中央のたわみの履歴曲線で示せば 図-3 のようになる。図-4 は分割数  $N$  による最大たわみの収れんの具合を表わしている。 $N$  を十分大きくとれば ( $N > 14$ ) いずれのモデルも満足すべき結果を与えるが、精度ならびに計算時間から総合的に判断すると、モデル B が最も効率が良いようである。図-5 は最大たわみおよびその所要時間と剛度比  $R = k_2/k_1$  ならびに荷重係数  $n$  との関係を示している。 $R$  の小さい範囲では  $R$  の影響曲線は非常に急カーブである点に注目しなければならない。

(委員 深沢 泰晴)

### 非粘性土斜面の地震時の安定性

“Earthquake Stability of Slopes of Cohesionless Soils”

Bolton, H. and R. E. Goodman

Proc. A.S.C.E., SM., Vol. 90, No.6., November (1964).

非粘性土斜面の安定におよぼす地震加速度の影響を求めるために、斜面の粒子が変位を起こす最小の加速度すなわち降伏加速度と、その方向、斜面の傾斜角、静的安全率、および斜面粒子のせん断強度などの関係を理論的に求め、これを裏付ける模型実験を行なった。また降伏加速度の理論値と実験値の差の原因と考えられる点についてくわしく調べ、理論値と実験値の一致を見、さらに簡単に最小降伏加速度を求める方法を導びいた。

#### (1) 降伏加速度の理論値

傾斜角  $\alpha$  の乾燥した非粘性土斜面上の重さ  $W$  の土が

受ける加速度  $a$ 、貫性力  $\frac{a}{g}W$ 、斜面に垂直な成分  $N$ 、この時働くせん断抵抗力  $S = N \tan \phi$  とすると、これは摩擦面上のブロックのすべりに似て、 $W$  と  $\frac{a}{g}W$  の合力  $R$  が垂直に対し  $\phi - \alpha$  の傾斜角に達したときにすべり始める。この加速度が降伏加速度  $a_y$  であり、降伏加速度係数  $K_y = \frac{a_y}{g}$  で表わす。 $a_y$  が水平に対し  $\theta$  の伏角を持つとき

$$K_y = \frac{\sin(\phi - \alpha)}{\cos(\phi - \alpha - \theta)} \dots \dots \dots (1)$$

$\theta = 0$  のとき、

$$K_y = \tan(\phi - \alpha) \dots \dots \dots (2)$$

また  $\theta = \phi - \alpha$  のとき、

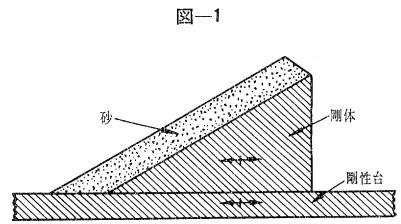
$$(K_y)_{\text{最小}} = \sin(\phi - \alpha) \dots \dots \dots (3)$$

で与えられ最小降伏加速度の方向は  $\phi - \alpha$  によって変化する。この斜面の初期の静的安全率は  $F_i = \tan \phi / \tan \alpha$  であるから、

$$(K_y)_{\text{最小}} = \frac{\sin \phi (F_i - 1)}{F_i \left(1 + \frac{\tan^2 \phi}{F_i^2}\right)^{1/2}} \dots \dots \dots (4)$$

#### (2) 降伏加速度の実験値

実験は 図-1 のように振動台上の長さ 135 cm、幅 60 cm の砂の斜面が一樣な分布の水平加速度を受ける状態で行ない、加速度は振動台の一端にあ



るスプリングに 68 kg の重りを当て、粒子がすべりを起こす加速度に達するまで次第に打撃力を増した。

実験に用いた砂は、①カルフォルニア Monterey の均一な中細砂、締固め密度 1.67 g/cm<sup>3</sup>、このときの三軸圧縮試験による内部摩擦角 40.5°、②Watsonville の花崗岩碎石、4 番ふるい通過 8 番ふるい残留の均一な粗砂、密度 1.70 g/cm<sup>3</sup>、内部摩擦角 44.5°、の二種類で実験結果は理論値と一致せず 200% を越える場合があり、その原因としてつぎのことが考えられる。

- 1) 実験で、すべりの起き始めたときの判定が不正確である。
- 2) 理論に誤りがある。
- 3) 理論値を求めるさい代入する材料のせん断強度の求め方が誤っている。

これらの原因を補うため 1) に関しては、砂粒子が始めてすべり出すときを明らかにするため、着色した砂粒子を斜面の砂に入れその動きを望遠鏡で注意深く観察した。3) に関しては、近年 Bishop らによって面ひずみ状態の内部摩擦角は、三軸試験のひずみ状態の値より数度高いことが認められているので、改良した直接せん断試験機を用いて面ひずみ状態の内部摩擦角を求めた (Monterey 砂 42°、花崗岩碎石 46°)。また密度の高い非粘性材料の破壊包絡線が垂直力 0 のときにもごく微少のせん断強度を持つこと、その値は粒径が大きいほど大きいことを確かめ、密度が高く拘束力が小さい非粘性土のせん断強度を次式で与えた。

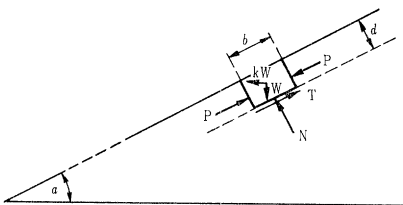
$$S = S_i + N \tan \phi \dots\dots\dots (5)$$

$S_i$  は交差せん断強度を示し、これが非粘性土の表面すべりに重要な影響を持つことを実験的に確かめた。

### (3) 降伏加速度の修正した求め方

前述した降伏加速度の理論的な求め方を修正する。水平加速度  $a$  を受ける傾斜角  $\alpha$  の斜面上にある 図-2

図-2

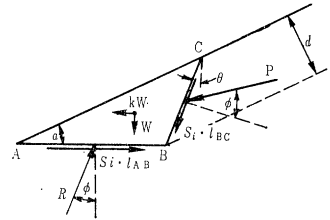


のような土 (密度  $\gamma$ 、長さ  $b$ 、深さ  $d$ 、重さ  $W$ ) のエレメントの極限つりあい状態の水平降伏加速度係数  $(K_y)_{\text{水平}}$   $= \frac{a}{g} \cdot W$  は、

$$(K_y)_{\text{水平}} = \tan(\phi - \alpha) + \frac{S_i}{\gamma r (\cos \alpha - \sin \alpha \cdot \tan \phi)} \dots\dots\dots (6)$$

したがって  $d \rightarrow 0$  で  $(K_y)_{\text{水平}} \rightarrow \infty$ 、 $d \rightarrow \infty$  で  $(K_y)_{\text{水平}} = \tan(\phi - \alpha)$  すなわち  $S_i = 0$  と同じ、 $S_i$  はすべりの境界が斜面の内部に生ずる原因となる。

図-3



かざられた長さの斜面では斜面先に 図-3 に示す小さなくさび状の領域ができ、受動土圧  $P$  の抵抗を受ける。

$$P = \frac{d^2 \gamma}{2 \cos(2\phi - \theta)} \left[ \{ \cos \alpha + \tan(\alpha + \theta) \} \{ \sin \phi - K \cos \phi \} + \frac{2 S_i}{d \gamma} \cos \phi \left\{ \frac{1}{\sin \alpha} + \frac{\sin(\phi - \theta)}{\cos(\alpha + \theta) \cos \phi} \right\} \right] \dots\dots\dots (7)$$

この  $P$  を全斜面  $l$  に等しいせん断抵抗力  $S_e = P/l$  で表わすと、

$$(K_y)_{\text{水平}} = \tan(\phi - \alpha) + K_{ys} \dots\dots\dots (8)$$

ただし、

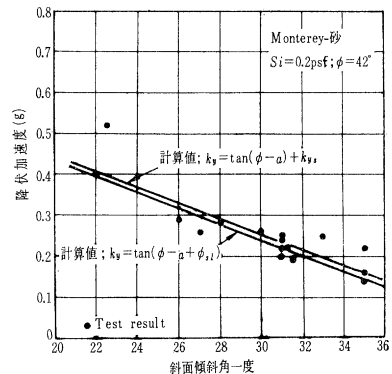
$$K_{ys} = \frac{S_i}{d \gamma} + \frac{S_e}{d \gamma} \dots\dots\dots (9)$$

$$4 = \cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi \dots\dots\dots (10)$$

$K_{ys}$  はある  $d$  の値で最小になり、この深さにすべり面が生ずる。

図-4 に示すごとく  $(K_y)$  の実験値と一致するが計算過程がはん雑でおおのの斜面について個々の解析を必要とする。

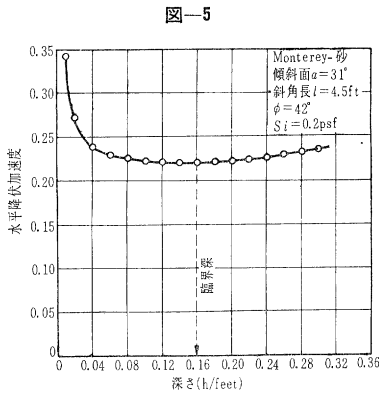
図-4



### (4) 最小降伏加速度の別の求め方

降伏加速度を簡単に求めるため、多くの実験中にできたすべり面の形に基づき 図-3 に示すように、すべり面が近似的に AB と BC の二直線によって表わされるとし、このすべり線の位置を  $\beta, \delta, h$  で決め、2つのくさびが BD を境に相対的に動くことと仮定して降伏加速度を計算した。  $\alpha, l, \gamma, S_i, \phi$  の初期条件に対し  $h$  を決めて  $\beta, \delta$  を変えた場合の降伏加速を計算し、さらに他の  $h$  についてくり返し計算し、2つの面からなるすべてのすべり面形の降伏加速度を求めた。各  $h$  に対し  $(K_y)_{\text{最小}}$

与える  $\beta$  と  $\delta$  が存在する。その一例を 図-5 に示す。図からもわかるが  $h$  の値に対し強い最小値はなく、したがって斜面材料のわずかな変化がすべり面の起る位置に大きく影響し計算によるすべり面位置との差の原因となる。



この方法によれば、 $K_y$  は  $\alpha, l, S_i, r, \phi$  の組合せで決まり  $S_i, l$  が一定であれば、その関係式は次式で表わされる。

$$K_y = \tan(\phi - \alpha + \phi_{sI}) \quad \dots\dots\dots(10)$$

$\phi_{sI}$  は  $S_i$  と  $l$  の関数で、これを求めれば容易に  $K_y$  が求められる。この値も 図-4 に示すごとく実験値と良くあう。

(委員 江刺 晴行)

### 移動床水路の流速分布

“Velocity Distribution in alluvial channels”  
Grade, R.J. and Paintal, A.S.  
La Houille Blanche No. 6, pp. 719~725 (1964)

移動床水路の流速分布は、岩垣, Einstein and Chien, 椿などの研究によれば、

$$\frac{u}{u_*} = \frac{2.3}{K} \log_{10} \frac{y}{k_s'} \quad \dots\dots\dots(1)$$

で表わされる。ここで  $u$  は河床からの距離  $y$  における流速、 $u_*$  は摩擦速度、 $K$  はカルマン定数、 $k_s'$  は長さの次元を有する変数である。

$K$  の値は土砂濃度と河床形状に支配されると考えればこれは  $\tau_* = r_f RS/g(\rho_s - \rho_f)d$  および  $\mathcal{F} = U/(gR)^{1/2}$  に

したがって変化するであろう。ただし、 $r_f$  は水の単位重量、 $R$  は径深、 $s$  は勾配、 $\rho_s$  は粒子の密度、 $\rho_f$  は水の密度、 $d$  は粒径である。また  $k_s'$  は

$$\frac{k_s'}{d} = f\left(\frac{u_* d}{\nu}, \mathcal{F}, \tau_*\right) \quad \dots\dots\dots(2)$$

で表わされる。 $u_* d/\nu$  は土砂粒径の層流底層の厚さに対する比に比例する項と考えられるが、砂れんを生ずる場合には起伏の高さや間隔が抵抗を支配するから。この項は式(2)からのぞくことができる。最近の研究によれば河床の起伏の大きさは  $U/(gR)^{1/2}$  に比例し、抵抗や土砂輸送の問題では  $U[(4r_s/\rho_f) \cdot d]^{1/2}$  の方が重要である。流速分布に対してはフルード数を  $\mathcal{F} = U[(4r_s/\rho_f) \cdot d]^{1/2}$  とするのがよいと考えられる。Manning の係数  $n$  と  $k_s'$  とは

$$\frac{k_s'}{d} = f\left(\frac{n}{d^{1/6}}\right) \quad \dots\dots\dots(3)$$

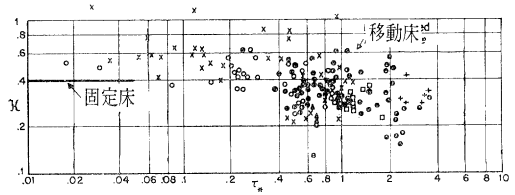
関係があるであろう。

現場および実験室の既往の資料を用いてつぎのような解析を行なった。

$u/u_*$  と  $\log_{10} y$  の関係を各資料について求め、これより計算によって  $K$  と  $k_s'$  の値を求めた。さらに  $\tau_*$  と  $\mathcal{F}$  の値を各資料について求めた。

$\tau_*$  に対する  $K$  の変化は 図-1 のとおりで、 $\tau_*$  の増

図-1  $\tau_*$  と  $K$  との関係



加するにつれて  $K$  が減少する傾向にある。

$\mathcal{F}$  および  $k_s'/d$  に対する  $\tau_*$  の変化は 図-2 のとおりで、点はばらついてはいるけれども  $k_s'/d$  は  $\mathcal{F}$  によっても変化する傾向がある。粒径 0.04 mm の砂を用いた Laursen の資料をのぞけば、 $\mathcal{F}$  が一定の場合の線を引くことができる。

表-1 解析に用いた資料

現場資料		実験資料	
流路	記号	研究者	記号
U.P. Canals (India)	●	Laursen	○
American Canals	○	Pien	⊕
Niobrara River (U.S.A.)	●	Barton & Lin	●
Middle Loup River (U.S.A.)	□	Einstein & Chien	+
		U.S.G.S.	×
		Vanoni & Brooks	△



図-2  $\mathcal{F}$ ,  $k_s'/d$  と  $\tau_*$  との関係

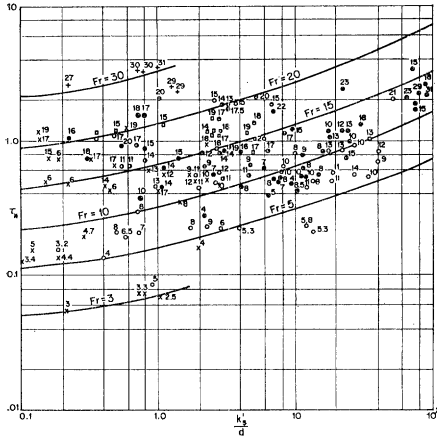
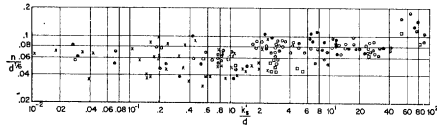


図-3  $k_s'/d$  と  $n/d^{1/6}$  との関係



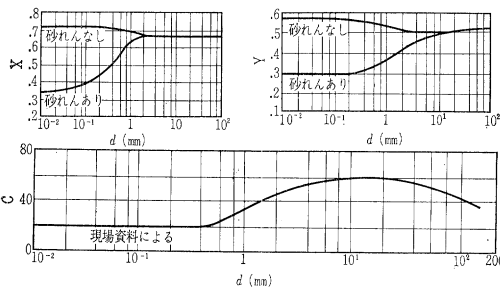
$k_s'/d$  と  $n/d^{1/6}$  との関係は 図-3 のとおりで、明確な関係は見い出せなかった。

$k_s'$  を知るためには平均流速  $U$  を知らねばならないが、 $U$  は

$$U = CR^x S^y$$

より求めることができる。ただし、 $C, x, y$  の値は 図-

図-4  $d$ (mm) と  $x, y$  および  $C$  との関係



4 より求める。

以上の解析の結果、 $R, S, d, \rho_s$  および  $\rho_f$  が既知の場合、つぎの手順によって流速分布を求めることができる。

- 1) 河床物質の大きさはわかっているから、 $C, x$  および  $y$  の値を 図-4 より求め、 $U$  を計算する。
- 2)  $\tau_*$  と  $\mathcal{F}$  を計算する。
- 3) 図-1 から  $\tau_*$  に対する  $\mathcal{K}$  の値を読む。
- 4) 図-2 から  $\tau_*$  と  $\mathcal{F}$  に対する  $k_s'$  の値を読む。
- 5) 式(1)に  $\mathcal{K}$  と  $k_s'$  を代入して流速分布を求める。

(中村 宏)

## ベラザノ・ナローズ橋

“Verrazano-Narrows Bridge”

Civil Engineering, Vol. 34, No. 12, pp. 38~50 December (1964)

ニューヨーク港の入口ナローズを結ぶトンネルまたは橋は、永年夢であったのと同時に幾多の計画がなされていたのである。トンネルの掘削は 1923 年に開始されたのであるが 2 年後には廃止された。

1964 年 11 月 21 日アンカー間距離 2195 m, 主径間(塔中心間隔) 1298 m, 側径間 370 m, 幅員 11.3 m 上下にデッキを有する 12 車線のベラザノ・ナローズ橋が完成した(口絵写真 参照)。

長大橋の設計と施工は特殊な条件を満足しなければならないのである。この問題は、構造自体の大きさによって倍加されるが、主に中央主径間長およびそこに載せられる荷重によって計られるのである。この点においてはベラザノ・ナローズ橋はジョージワシントン橋および金門橋をはるかに凌駕したものである。支間長 1298 m はジョージワシントン橋より 232 m 長く全荷重は両塔間で 10% 増である。6 車線の金門橋と比較すれば、支間においては 18 m 増であるが、荷重は塔間で約 70% 増である。これは構造の設計および低価格の高強度の材料等科学と技術の進歩によってもたらされたもので、今日のベラザノ・ナローズ橋が生まれた所以である。ベラザノ・ナローズ橋は、マンハッタン経由のサウスジャージー大西洋岸とロングアイランド、ニューイングランドを結ぶ自動車専用道路の連結を形づくっているものである(図-1)。

### (1) 交通容量と床組の処理

長大橋では交通量の決定が重要な問題である。長大橋では最小幅と動荷重の振動による過大な応力および機械的な風荷重に耐えられるだけの高さが必要である。本橋は 12 車線として計画された研究の結果当初 8 車線として計画されたが、その工費が 1 車線当り 2000 万ドル、4 車線追加されてもわずか 1 車線当り 350 万ドル追加に過ぎないことがわかった。いいかえれば交通量 50% 増に対して橋梁の工費は 10% 増に過ぎなかったのである。上下二つのデッキを有するこの橋は、両タワーから平均重量 55 t/m がつけられることになる。活荷重(重車両載荷)は 7.1 t/m で死荷重のわずか 13% に過ぎない。実際の活荷重は、恐らくこの値までは達しないであろう。床組とそれに付属する構造の設計に対しては最新の道路橋標準示方書(AASHTO)が適用された。衝撃の影響は大分省略され応力の代表差は疲労が無視できる程度までにせばめられた。経済性という点からは、低価格の高張

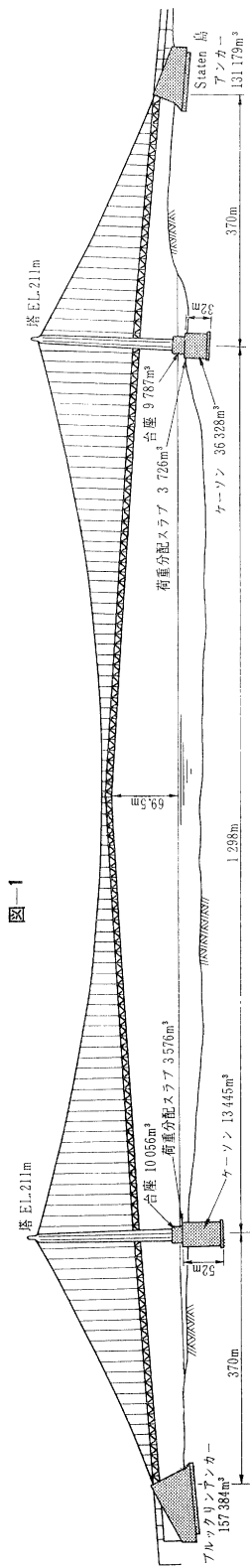


図-4

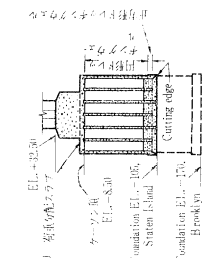


図-3

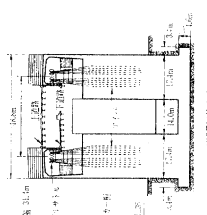
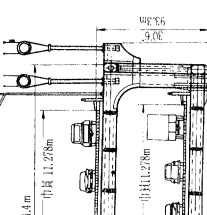


図-2



力鋼 (lowalloy-steel) が使用されたことである。デッキ構造の約半分は、この高張力鋼が使用された。

## (2) 上部工の特質

上部工デッキの設計施工における最も重要な要素は上床組と同時に下床組が建設されるようにされたことで、これが機械的風荷重に抵抗するようになっているのである。これは、表-1 の下床組の重量よりわかることであり、二つの補剛トラスおよび上下横構がそれである。それでも補剛トラスの高さはできるだけ低くされており、支間長の 1/180 である。これは所要の建築限界を数フィート上まわるだけの高さになっており、経済的な理由によるばかりでなく、橋の優美な型をつくる理由にもよるのである (図-2)。

表-1 材料表 (主材料)

	主 径 間	アプローチ	計
鋼 構 造	118 500 t	20 000 t	138 500 t
鉄 筋	24 000 t	10 000 t	34 000 t
ケーブルワイヤ	38 200 t		38 200 t
計	180 700 t	30 000 t	210 700 t
ケーブルワイヤ延長	230 087 km		230 087 km
コンクリート	458 730 m³	84 101 m³	542 831 m³

主径間およびアプローチ部分の建設費のみで 790 億 2 000 万円である。

## (3) ケーブルと吊材

直径約 91 cm のケーブルは、高強度鋼索で従来許容軸応力 82 000 lb/in<sup>2</sup> (57.6 kg/mm<sup>2</sup>) として、使用されていたものを 87 000 lb/in<sup>2</sup> (61 kg/mm<sup>2</sup>) として使用された。吊材は 2 本ずつ対になっており直径 5.5 cm で鋼ケーブルバンドでとめられている (図-3)。

## (4) 塔

塔は高さ 211 m で、頂上でケーブルより 105 000 t の垂直荷重をうけ、塔の自重 132 000 t とともに 132 000 t の荷重を基礎に伝えることになる。この垂直荷重に比べて風荷重による横荷重は以外に小さい。塔は、ケーブルの変形による塔頂の橋軸方向のたわみに対してフリーである。これは塔頂において鋼のサドルとケーブルとの摩擦によって固定されているからである (図-3)。

## (5) 建設のスピード

ベラザノ・ナローズ橋はその建設期間でも特筆すべき点がある。ジョージワシントン橋と比べると、鋼重で 70% 大きく非常に深い基礎、3 倍近いコンクリート量がありながら前者と変わらない期間中に建設が完了したことである。ケーブルのスピニングでは特にそうで、ジョージワシントン橋で 105 000 マイルを 9 ヶ月半ついやしたのに比して、ベラザノ・ナローズ橋では 143 000 マイルを 5 ヶ月半で完成したのである。(委員 松本陽太郎)