

文献抄録

文献調査委員会

高強度ストランドを用いた鉄筋コンクリート	Concrete/満木 泰郎
日流量モデルを用いた上流貯水池群の評価	Water Resources Research/大熊 孝
氾濫原の形成	Proc. of A.S.C.E., HY/馬場 洋二
河床断面形態の分類とその発生	Sedimentology/田畑 茂清
つり合いのとれた道路—空港の設計	Proc. of A.S.C.E., TE/島田社八郎

高強度ストランドを用いた鉄筋コンクリート

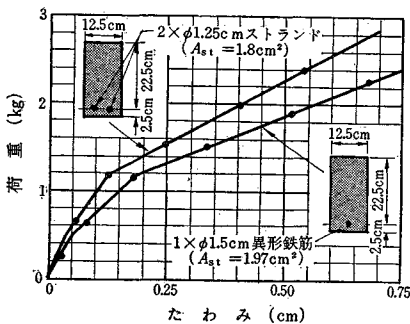
“High-Strength Strand Reinforcement for Concrete”
 Abeles, P.W. and Gill, V.L.
 Concrete Vol. 3, No. 4, pp.127~133, April (1969)

(1) まえがき

鉄筋コンクリートに高強度鉄筋を使用し、許容応力度を大きくすることは、鉄筋量を少なくできることなどの利点があるが、ひびわれ幅やたわみ量が大きくなり、これについての検討が必要である。このうちひびわれ幅は付着特性の優れた鉄筋を用いることにより解決できる。またたわみ量に関しても断面および鉄筋量が同一であれば(断面2次モーメントが一定)たわみ量は等しいはずであるが、鉄筋断面積の小さい鉄筋を数多く用いた方がたわみ量が小さいという結果をえた(図-1)。

上述のような利点をストランドが備えていることに注目して、PC用7本ワイヤーストランドが非常に高強度

図-1 同じ断面積の鉄筋とストランドを用いた
 はりの荷重—たわみ曲線

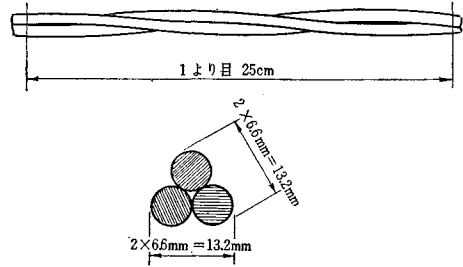


でRC用として使用できないため、新しく3本ワイヤーストランド(以下ストランドと呼ぶ)を開発した。

(2) 3本ワイヤーストランドの性質

ストランドの詳細を図-2に示す。ストランドはその

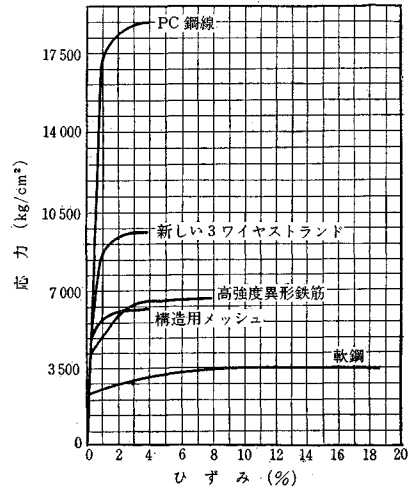
図-2 3ワイヤーストランドの詳細



比表面積が大きいため、付着抵抗性が大きく、可視ひびわれが入る前の微小ひびわれの期間が長くなり、ひびわれの本数が増大し、ひびわれ幅が小さくなる。また極限状態での鉄筋のすべりも防止できる。

ストランドは非常に高強度である。図-3はストラン

図-3 各種鉄筋およびPC鋼線の応力—ひずみ図



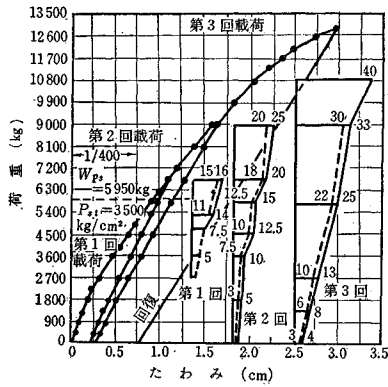
ドの応力—ひずみ特性を他の鉄筋などと比較したものである。また、本実験で矩形ばりに使用したストランドの断面積は9.5 cm²、引張強度は9590 kg/cm²、降伏強度は7100 kg/cm²、T形ばりに使用したストランドの断面積は10.5 cm²、引張強度は9660 kg/cm²、降伏強度は7350 kg/cm²であった。

(3) 矩形ばりを用いた実験

幅15 cm、高さ25~28 cm、長さ3 mの矩形ばりを用いた。載荷方法は2700 mmのスパンに3等分点載荷で3サイクル与えた。第1回は鉄筋応力度3500 kg/cm²

桁 No.	d (in)	d_1 (in)	U_w (lb/in ²)	A_{st} (in ²)	P (%)	$a_1=l_a/d_1$	M_{rs} (lb-in)	M_{rc} (lb-in)	$\frac{Pf_u}{100U_w}$	$\frac{d_n}{d_1}$	aU (in)	fU (lb/in ²)	$TU=A_{st}f_u$ (lb)	M_{max} (lb-in)
2BR1	10.125	8.78	6 200	0.294	0.56	0.925	119 000	—	0.123	0.307	7.70	137 000	40 000	308 000
2BR2	10.0	8.94	7 000	0.294	0.55	0.925	122 100	—	0.108	0.270	7.95	137 000	40 000	318 000
3BR	11*	9*	4 200	0.441	0.82	0.911	181 000	—	0.205	0.512	7.16	137 000	60 000	419 000
4BR1	10.25	9.0	6 100	0.588	1.09	0.897	238 000	—	0.244	0.610	6.80	137 000	80 000	544 000
4BR2	10.25	8.94	6 100	0.588	1.10	0.890	236 000	—	0.246	0.615	6.75	137 000	80 000	540 000
8BR1	11.125	9.56	6 950	1.176	2.05	0.870	(486 000)	348 800	0.405	0.90	6.11	123 300	144 000	881 000
8BR2	11.125	9.625	8 260	1.176	2.03	0.872	(493 000)	380 000	0.337	0.805	6.52	132 000	154 000	999 000

図-4



注 最大ひびわれ幅 $\times 10^{-2}$
 ——— 供試体下面
 - - - - - 鉄筋位置
 VC: 可視ひびわれ
 W_{ps} : 鉄筋の許容応力を $P_{st}=3500\text{kg/cm}^2$ としたときのはりの許容荷重
 W_{pc} : コンクリートの許容応力を $P_{rc}=U_w/2.73$ としたときのはりの許容荷重

まで、第2回は鉄筋応力度 5000kg/cm^2 まで、第3回は破壊まで加えた。実験したはりの本数は7本で、ストランドを2, 3, 4および8本と変化された。これらのはりの諸元および許容最大曲げモーメント、最大荷重、破壊荷重、安全係数などを表に示した。また、図-4にストランドを4本用いたはりの実験結果を示した。図および表から、1) 鉄筋の許容応力度(P_{st})を 3500kg/cm^2 としても安全設計をすることができる。2) 破壊荷重の計算値(W_{ps} , W_{pc})と破壊荷重の実験値とを比較すると、ストランドを8本使用したはりが計算値の方が12%小さかったのを除けば、ほぼ一致している。3) P_{st} を 3500kg/cm^2 としたときの安全係数はすべて2以上で、最大2.7であり、 P_{st} を 4200kg/cm^2 としても1.8の安全係数はえられた。4) 破壊時のたわみは大きく、スパンの $1/60\sim 1/100$ であった。これは鉄筋が降伏したためである。破壊しないときのたわみは最大60%除荷により回復した。これは付着特性がよいためである。5) 鉄筋応力度(σ_s) 3500kg/cm^2 のときの最大ひびわれ幅は 0.13mm および 0.2mm で、CEB規定よりも

小さかった。6) 実験ばりの全高が大きいため、たわみは小さかったが、桁高の低い場合は問題となるであろう。

(4) T型ばりを用いた実験

実験に用いた長さ 7700mm のT型ばりの詳細を図-5に示した。鉄筋比はフランジの 0.12% である。載荷の方法は矩形ばりの場合と同様であるが、試験装置の関係で荷重は 2700kg までとした。図-6はT型ばりよりえた結果を図示したものである。この実験から、1) $P_{st}=3500\text{kg/cm}^2$ としたときの安全係数は2.6である。2) この断面を用いるとスパンを 7350mm 以上とすると自重でひびわれが入る。3) $\sigma_s=3500\text{kg/cm}^2$ のときのたわみは 2.25cm で $L/330$ であった。第2サイクルでは $\sigma_s=5600\text{kg/cm}^2$ まで加えた。このとき1%の永久変形があったが、第3サイクル中の $\sigma_s=3500$

図-5 Tばりの断面

スパン 715cm 、荷重はスパン中心から左右におおの 67.5cm はなれた点に $1/2$ ずつ載荷した。

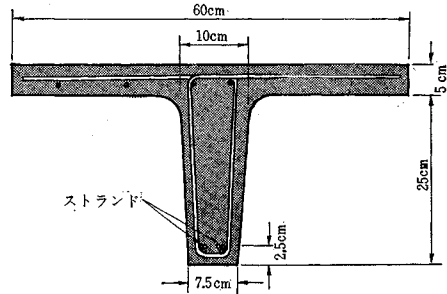
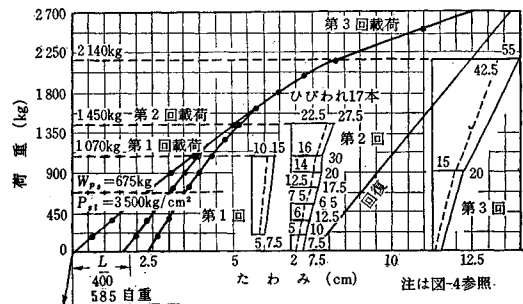


図-6(a) 荷重-たわみおよびひびわれ幅曲線



W_{max} (lb)	$W_{failure}$ (lb)	W_{pa} (lb)	W_{pc} (lb)	安全 係 数
16 600	18 100	6 700	—	2.7
17 100	17 800	6 840	—	2.6
23 300	25 600	10 050	—	2.55
29 700	28 600	13 300	—	2.15
29 500	29 300	13 200	—	2.22
48 300	44 700	—	19 400	2.31
54 800	48 900	—	21 100	2.32

* 公称値

日流量モデルをもちいた 上流貯水池群の評価

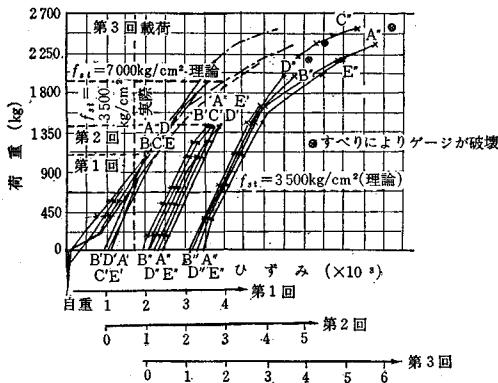
“Assessing Upland Reservoirs Using a Daily
Flow Model”

Young, G.K. and others

Water Resources Research Vol. 5, No. 2

pp. 362~379 April (1969)

図一6(b) Tばり A₂ での電気抵抗ひずみ計の読み



電気抵抗ひずみ計の読み

ゲージはストランドのおおのワイヤーにはった。
ゲージA, Bはストランド1に7.5cmはなしてはった。
ゲージC, D, Eはストランド2に1カ所にはった。
ゲージは曲げモーメントが一定である部分にはった。

kg/cm² のたわみは 3.25 cm を越えていない。4) ひびわれは深く貫通し、鉄筋位置よりウェブの方が大きかった。5) ストランドにゲージをはり、そのいずれの測定値より、実験値と計算とがよく一致していることがわかる。

(5) 結 論

- 1) ストランドは付着特性がすぐれ、ひびわれ分散能がよく、高強度鉄筋に要求される条件を備えている。
- 2) 許容応力度は 3500 kg/cm² とした場合の安全係数は所要量の 1.8 を越えており、4200 kg/cm² とすることも可能であろう。
- 3) コンクリートの強度はビーム 3 を除けば大きく、420~570 kg/cm² であった。高強度コンクリートは付着抵抗性が大きくなり有利であった。
- 4) ひびわれは付着性がよいため小さく、CEB 限界以下であった。
- 5) たわみに関しては断面が小さくなるので十分な考慮が必要である。

(委員 満木 泰郎)

この論文は、下流地域の水需要に対し、上流の貯水池群が、二種類の貯水池操作方法において、どのような効果をもっているかをシミュレーション解析によって評価したものである。シミュレーションでは、月単位の貯水池操作が、100年間行なわれている。評価の方法は、経済的な費用・便益評価ではなく、日単位の水不足の確率表示および貯水池水位の確率表示にもとづいている。日単位の水不足は、シミュレートされた月流量に日単位の変動を付加して算出された日流量と、日需要量との差からもとめられている。この研究の対象流域はワシントン市を流れる Potomac 川の流域である。水需要地域はワシントン市である。

(1) 月流量の作製

図-3 に、流量観測地点と、既設および計画貯水池の位置とが示されている。既設の Savage 貯水池をのぞく残りの 6 貯水池群の支配流量は、ワシントンでの流量に対し約 14% である。

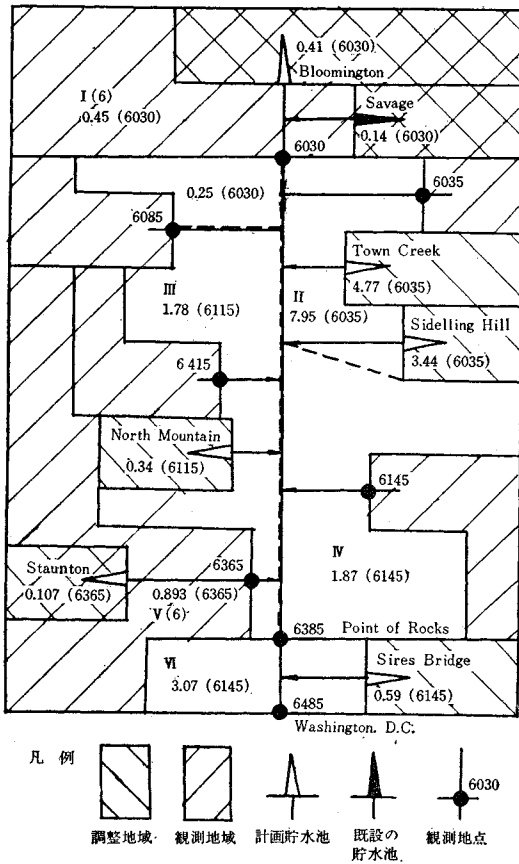
貯水池地点の流量は観測されておらず、この流量をもとめる必要がある。そのために、観測されていない地域を、水文状況などを考慮して、いくつかの小地域に分割し、それぞれの地域を観測地域と関連づけて、流量算出のための係数 (a_{ij}) を定めた。また、100 年間のシミュレーションを行なうための流量を合成する必要がある。27 年間の実測流量記録にもとづいた空間的・時間的パラメーターから、観測地点の月流量が合成された。この 6 観測地点の合成月流量を z_i ($i=1, \dots, 6$) とすると、貯水池 i の月流入量 I_i と、取水地点の月流量 U_1 は次式のように求められる。ただし、 U_1 は貯水池群によって支配されない流域の流量である。

$$\left. \begin{aligned} I_1 &= a_{11}z_1 + a_{12}z_2 + \dots + a_{16}z_6 \\ &\vdots \\ I_7 &= a_{71}z_1 + a_{72}z_2 + \dots + a_{76}z_6 \\ U_1 &= a_{81}z_1 + a_{82}z_2 + \dots + a_{86}z_6 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

(2) 貯水池の操作方法

Savage 貯水池は既設のものであり、操作方法が固定

図-3 Potomac 川流域の貯水池地点、観測地域、非観測地域とシミュレーションモデルで用いた水路



水池に配分し、放流させねばならない。各貯水池の放流量 R_i は、各貯水池をできるかぎり満杯にたもつことを目的として、次のように定められた。

$$R_i = \frac{\text{(貯水池 } i \text{ の貯水量)}}{\text{(貯水池群の総貯水量)}} \times \Delta \dots\dots\dots (16)$$

取水地点での月平均調整流量は、 $Q = U_3 + \sum_{i=1}^6 R_i$ となる。

2) 操作方法 2 下流の条件には関係なく、1年を2期にわけ、次のように操作する。高水期間(1月~6月)は、すべての流入量を貯溜させ、満杯のときだけ余剰を越流させる。低水期間(7月~12月)は、各月とも、7月はじめの貯水量 S_i の1/6に各月の流入量を加えたものを放流量とする。すなわち、次式となる。

$$R_i = S_i(\text{July})/6 + I_i \dots\dots\dots (18)$$

(3) 取水地点(ワシントン市)の日流量

シミュレートされた月平均流量 Q から日流量をもとめる。日流量は、単純マルコフ過程とし、それぞれの月に対し、次式のごとく算出される。

$$q_{i+1} = Q + \rho(q_i - Q) + \omega_i CV Q (1 - \rho^2)^{1/2} \dots\dots\dots (20)$$

ここに q_i : 平均 Q である月の i 日目の流量

ρ : 1ヵ月内の日流量の1日遅れの相関係数

CV : 1ヵ月内の日流量の変動係数

ω_i : 平均 0, 分散 1, ひずみ度 r のガンマ分布変数

ρ と CV は、それぞれの月に対し、取水地点の65年間の実測データから推定された。 r は、 Q とともに変化し、月ごとに固定されていない。65年間の各月最小日流量の生起確率を考慮して、平均 Q , 標準偏差 $CV \cdot Q$ をもったガンマ分布に、日流量分布をあてはめる。このガンマ分布のひずみ度と ρ から r を求め、その r から ω_i が求められる。

結局式(20)は、過去の実測日流量の変動を統計的に合成流量 Q に付加することによって、日流量を算出するものである。

(4) ワシントンにおける水需要予測とその日変動

ワシントンの水需要は1985年で、年平均 $26 \text{ m}^3/\text{sec}$ ($225 \text{ 万 m}^3/\text{日}$) と予測されている。この値には、取水地点を通過して直接河口に供給される流量は含まれていない。需要量の日単位変動は、1965年の日変動パターンを1985年の年平均需要量にあてはめて求められた。

(5) 水不足の発生確率(評価・1)

次の4つの場合に対して、それぞれに2種類の操作方法を適用して、水不足確率がシミュレーション結果から表-7, 8のように求められた。ただし、前述の t の値

されているために、研究の対象とならない。その流入量 I_i に対する放流量 R_i を過去の実績から最小二乗法により求めた。取水地点での流量は、この放流量を加えて、 $U_2 = U_1 + R_i$ となる。次に、残りの6貯水池の越流(Spill)の可能性を考慮すると、貯水地点の月流量は次式となる。

$$U_3 = U_2 + \sum_{i=1}^6 (\text{Spill})_i \dots\dots\dots (11)$$

1) 操作方法 1 U_3 が月水需要量を満たしえないときには、その不足量を6貯水池群から放流する必要がある。 U_3 は月平均流量であるが、実際上では、日流量は変動しており、水需要も日単位で異なる。日単位の水不足に対処して、これらの変動を考慮して月流量を多目に確保する必要がある。月平均需要量を D , 日流量の変動係数を CV とし、 t を日変動係数を修正する値とする。この t は skill parameter と名づけ、試行錯誤により1日水不足確率を最小にする値として定められる。取水地点での必要流量は、 $D + tCV \cdot D$ となる。不足量を Δ とすると $\Delta = D + tCV \cdot D - U_3$ となる。この Δ を各貯

は1日水不足確率を最小におさえた $t=6$ という値を採用した。

①新規に貯水池がつかられない場合、②計画貯水池が6つともつくられた場合、③計画貯水池が1つしかつくられない場合、4計画貯水池のうち5つだけつくられた場合

この結果から、水不足確率が、水供給を目的とする場合、貯水池地点の選定や貯水池操作方法の優劣をはっきりと評価する規準となりえないことがわかるであろう。

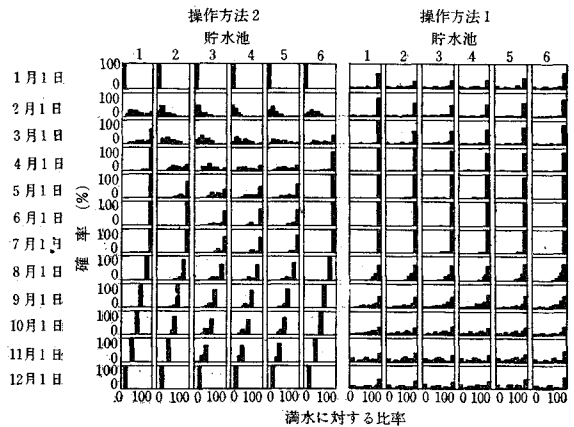
表-7 1日から22日まで継続する水不足の平均確率

水不足の継続日数 (日)	水不足の確率		
	貯水池がない場合 (%)	すべての貯水池がある場合	
		操作方法2 (%)	操作方法1 (%)
1	3.14	1.04	0.97
2	2.05	0.52	0.48
3	1.44	0.27	0.24
4	1.04	0.11	0.11
5	0.78	0.04	0.04
6	0.60	0.01	0.02
7	0.48	0.005	0.01
8	0.38	0	0.003
9	0.30	0	0
10	0.25	0	0
11	0.21	0	0
12	0.17	0	0
13	0.14	0	0
14	0.12	0	0
15	0.10	0	0
16	0.07	0	0
17	0.06	0	0
18	0.04	0	0
19	0.02	0	0
20	0.01	0	0
21	0.005	0	0
22	0	0	0

(6) 貯水池水位の確率 (評価 2)

貯水池の水位は、種々の目的にとって、とくにレクリエーションを目的とする場合、高く安定していることが望ましい。貯水池水位を10段階にわけ、それぞれの段階における確率を、各月のはじめに関して求めた結果が図-5である。

図-5 2種類の操作方法に対する貯水池水位の比率



水不足の確率に関しては、2種類の操作方法による違いは明瞭でなかったけれども、貯水池水位の確率に関しては、操作方法1の skill parameter を用いたほうがずっと有利であることが図-5から知れる。

(式番号、図番号などは原文のままもちいた)

(大熊 孝)

表-8 1日水不足の平均確率、平均水不足量、および標準偏差

貯水池	操作方法2			操作方法1		
	1日水不足の確率 (%)	平均水不足量 (m³/sec)	水不足の標準偏差 (m³/sec)	1日水不足の確率 (%)	平均水不足量 (m³/sec)	水不足の標準偏差 (m³/sec)
貯水池がない場合	3.14	267 7.56	175 4.96	3.14	267 7.56	175 4.96
・6貯水池がある場合	1.04	260 7.36	170 4.81	.97	271 7.67	169 4.78
-1貯水池しかない場合						
Bloomington	2.33	257 7.28	169 4.78	2.35	260 7.36	167 4.73
Town Creek	2.60	260 7.36	170 4.81	2.66	255 7.22	167 4.73
Sideling Hill	2.65	263 7.44	170 4.81	2.68	256 7.25	167 4.73
North Mountain	2.40	256 7.25	170 4.81	2.36	260 7.36	167 4.73
Staunton	2.30	258 7.31	169 4.78	2.30	260 7.36	167 4.73
Sixes Bridge	2.54	259 7.33	170 4.81	2.58	256 7.25	167 4.73
・5つの貯水池がある場合 (次の貯水池をのぞく)						
Bloomington	1.24	251 7.11	172 4.87	1.13	270 7.65	167 4.73
Town Creek	1.16	255 7.22	171 4.84	1.03	270 7.65	168 4.76
Sideling Hill	1.13	258 7.31	170 4.81	1.03	269 7.62	169 4.78
North Mountain	1.22	254 7.19	171 4.84	1.11	272 7.70	167 4.73
Staunton	1.24	253 7.16	170 4.81	1.14	269 7.62	167 4.73
Sixes Bridge	1.18	251 7.11	172 4.87	1.04	271 7.67	168 4.76

氾濫原の形成

“Formation of Flood Plain Lands”

Carey, W.C.

Proc. of A.S.C.E., HY Vol. 95, No. 3,

pp. 981~994, May (1969)

(1) 概要

著者は、80年間にもわたるミシシッピ川下流部の試験区域における調査結果より、沖積河川の氾濫原形成の問題を論じている。氾濫原の4つのタイプの各特性、識別方法および河道変遷の予知の可能なことを論じ、河岸の大量欠壊の恐ろしい事実を例にあげている。土地利用計画や水理・河川構造物その他各種施設の配置計画に際して、また人的・経済的損失を防ぐためには、あらかじめ氾濫原のタイプ、生成原因、将来の変化などを適確にとらえておくことが必要だとしている。

(2) 氾濫原のタイプ

氾濫原は、局所的なあるいは全般的な河道の変遷にしたがって形成されるもので、その堆積現象は、sheet accretion, point bar accretion, eddy accretion および back-swamp accretion の4つのタイプに分けられる。それらの生成原因および特徴は次のようである。

1) sheet accretion これは、低水面上の広い地域に、土砂が層状に堆積するもので、その厚さは場所によってまちまちである。また、以下の 2), 3), 4) の土砂堆積作用により形成された場所の上に、この sheet accretion が作用して土砂を堆積させ、その場所の堆積を完成させるような、補足的なプロセスである。植生によって、土砂の沈降堆積が急激に行なわれるようになる。こうして植生と堆積のサイクルが、繰り返されることになる。最終的には、洪水位よりもわずかに低い高さまで、土砂を堆積する。Fancy Point Towhead (図-2) では、既往最高洪水位より 7 ft 低かった。

2) point bar accretion もっとも活発に氾濫原を形成するのが、この作用である。侵食によってわん曲部凹岸が後退するにつれて、その対岸に point bar が形成される。この堆積は、粗砂が層状をなし、その層は流れ方向に傾斜している。ここに堆積する土砂の粒径が細くなるにつれて、その層の傾斜はゆるくなり、一方 point bar の外縁近くでは粗砂が堆積するので、全体として崖の切り立った砂州となる。

多くの氾濫原は、はじめこのプロセスから形成され、1) の作用で完成される。その代表例が Solitude Point (図-1) である。Solitude Point の反対側の凹岸は全部砂質土であり、何らかのきっかけがない限り、この彎曲部

図-1 Solitude Point 試験域

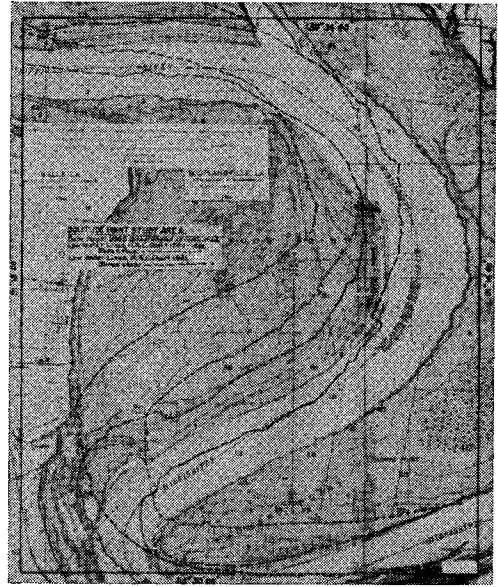


図-2 Port Hudson 試験域



は、現在の中心角や曲率半径を保ったまま、下流へ移ってゆくものと考えられている。この場所は、河岸が年間 22.5 m (75 ft.) のかなり早い割合で後退し、対岸の point bar には、5 000 000 cu.yd. の堆積がある。

凹岸の後退が、対岸の point bar の生長より急速である場合や、point bar が伸びてゆく過程に、砂州や中州が発生する。この中州には、さらに土砂が寄り付くとともに植生が始まり、1) の作用を受けることになる。図-2

の Fancy Point Islands がその例である。

3) eddy accretion 流れの方向の急変部には、大きな圧力渦が存在する(図-3)。このような地形が全体として下流へ移動する際には、この渦が中州を作ることがある(図-1)。このような地域の特徴は、等高線が河道に対して凹になっていることであり、他と識別できる。反対に point bar では、凸状となっている。なお最大の水深は、このような急屈曲箇所が生じ、ミシシッピー川下流では、その水深が 60 m (約 200 ft) にも達する。

4) back-swamp accretion 河岸を越えた洪水流は、途中で粗い土砂を沈降させ、シルトや粘土分のみを浮遊させた流れが、河道から比較的離れた低い土地に、粘土質の堆積を行なう。これが back-swamp accretion である。

(3) 大量の河岸欠壊例

ミシシッピー川下流部で、4 件の河岸欠壊の事故があり、広大な陸地、洪水調節装置、輸送設備および住宅が川の中へ沈んだ。それは、ほとんど一瞬のうちに起こり人に重大な脅威をあたえた。これら 4 件の事故発生場所は、ともに過去に同様な大量の欠壊の経験のある場所であった。

図-3

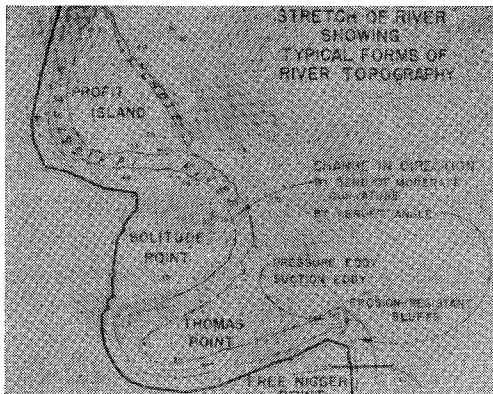


図-4 急屈曲部欠壊例

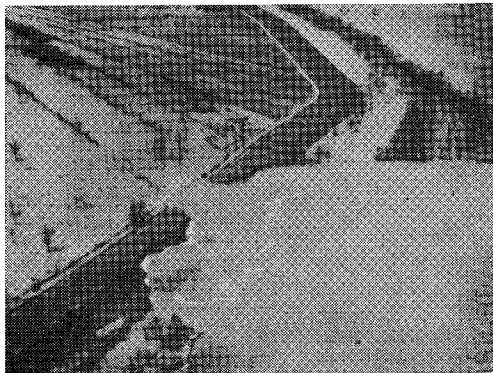


図-4 は、1949年3月の欠壊例で、80 840 m² (20 エーカー) の土地が川の中へ没し、河岸は数百 ft 後退し、また主堤防は、わずか 60 cm (2 ft) の越流水深になったときに、クレバスを生じた。図-4 には、河岸の陥没と堤防のクレバスとが見られる。

(委員 馬場 洋二)

河床断面形態の分類とその発生

“Classification and Origin of Flaser and Lenticular Bedding”

Reineck, H.E. and Wunderlich, F. Sedimentology Vol. 11, No. 1~2, pp. 99~104 October (1968)

リップルとか鱗片状河床とかレンズ状河床とかはよく知られているが、実際の河川の河床形状を述べるには十分な定義とか分類とかがなされていない。この報告では、以下のように河床形を分類した。

- (1) 鱗片状交斜層 Cross bedding with flasers
- (2) 鱗片状河床 Flaser bedding
 - (a) 単純鱗片状河床 simple f.b
 - (b) 分岐 “ bifurcated f.b
 - (c) 波状 “ wavy f.b
 - (d) 分岐波状 “ bifurcated wavy f.b
- (3) 波状河床 wavy bedding
- (4) 厚レンズ状河床および薄レンズ状河床 Lenticular bedding with thick or flat lenses
 - (a) 連続性レンズ状河床 continuous l.b
 - (b) 単一性 “ broken l.b

ここに提案された分類の目的は、河床型のあらゆる型を網羅することと同時に、フィールドで計測することなく使用できるほど簡便であることである。

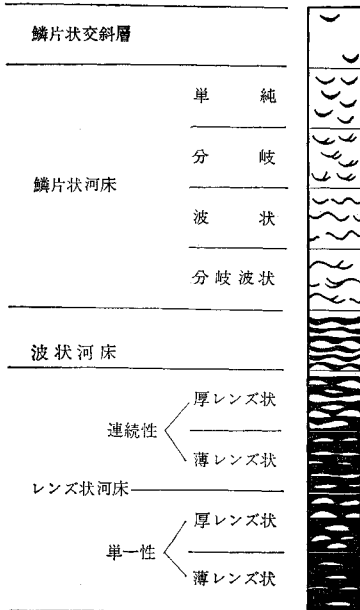
河床形は、リップルまたは内部に泥をもった交斜層から成り立っている。泥は多かれ少なかれ残存したリップルの上であり、したがって、リップルの波形を模している。だから河床は、一層からだけでなく二つのちがった形の層が幾重にも表われるものである。

1) 鱗片状交斜層: 交斜層はリップルの前進によってできるものであるが、この砂礫層に泥状のものが堆積すると、河床形は鱗片をもった交斜層になる。

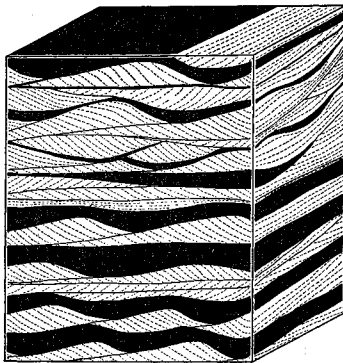
2) 鱗片状河床: 上に述べた泥の鱗片がたくさんまじってくると鱗片状河床となる。この鱗片の形状によって四つに細分される(図-1 参照)。

3) 単純鱗片状河床: 泥の鱗片は、互いにつながっておらず、一つ一つは上に凹の形をしている。泥はリップルのくぼみにのみ、あるいは、全体に堆積したが、次の流れでフラッシュされてしまったからこのようなものができたとと思われる。

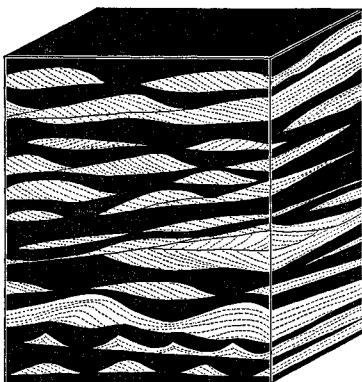
図一 河床形の分類
(黒：泥または頁岩，白：砂または礫)



図二 波状河床



図三 レンズ状河床



4) 分岐鱗片状河床：鱗片はしばしば二またに分かれている。これは先にできた鱗片が、部分的に露出してその直後できた鱗片と接触したことによってできたと思われる。

5) 波状鱗片状河床：リップルの凹部だけでなく凸部にも泥が堆積して鱗片を作っているが、それが連続した層を作るには至っていないものである。

6) 分岐波状鱗片状河床：上の二つの性質を兼ねそなえているものである。

7) 波状河床：泥の層は礫でできたリップルの全体にわたって覆っており、その表面形は下のリップルの凹凸にならっている。だから泥の層の厚さが大きくなるほど下にあるリップルの形は、泥の層の表面に姿をあらわさなくなる。鱗片状河床との相違点は、リップルが垂直的に非連続であることである(図一2)。

8) レンズ状河床：リップルはレンズ状になり、垂直的にだけでなく水平的にも非連続である。75%以上が非連続であるものを、単一性レンズ状河床といい泥の中に浮んでいるように見える。レンズの形状からみると、厚いものと薄いものとに分けることができ、レンズの長さとの比が 20 以下のものを原レンズ状河床といっている(図一3)。

9) 河床形の発生と分布：これら河床形の発生は、流れや波の動きに関係する。だから流れの停滞と水の乱れとが交互に起こるようなところがかつ独立した砂の存在するところ、すなわち感潮区域がよく発生する環境といえよう。この区域の河床形は、潮の流れと停止に深く関係しており、いわゆる感潮河床 (tidal-bedding) と呼ばれる。

リップルの前面層は洪水や干潮流の方向に二つある。潟や浅い湖でのリップルは、非対称または左右相称である。また、レンズ状河床は海のデルタの先端や、湖の小さなデルタ状のもの先端および一面の洪水の堆積物のなかに見い出される。

(委員 田畑 茂清)

つり合いのとれた道路—空港の設計

“Balanced Highway-Airport Design”

Evans, H.K.

Proc. of A.S.C.E., TE, Vol. 95, No. 1,

pp. 213~228, February (1969)

(1) 序 説

アメリカ連邦航空庁の予測によれば、アメリカの主要空港における 1980 年の旅客は、1965 年の 5.3 倍、また定期貨物は、15倍にも達するようになる。ボーイング 747 機は、360~490 人の旅客を運び、1970 年代半ばに

就航する超音速機は、300人乗りで現在の航空機より運航回数は多くなる。さらに、ロッキード L-500 は900人以上の旅客を輸送する。このように旅客が増加し、一機当りの乗客が多くなれば、それに伴う地上交通の容量の増加も当然考えなければならなくなる。例えば現在ある1時間に25便の旅客機から2100人の旅客が降りると、次の1時間に1400台の車が空港から離れる。これが、もしジャンボ機が25便とすれば、10000人の旅客が降りて、6700台もの車が道路に殺到する。

(2) 空港における交通の特徴

大空港における交通の特徴は、ショッピングセンターやビジネスセンターと似かよっている。来港者には、航空旅客の他に、送迎者、従業者、見学者、その他があり、旅客の割合はそれほど多くない。サンフランシスコ国際空港における例を示せば、表-1 のようである。

表-1 サンフランシスコ空港における、目的別地域別交通量(1967年7月)

目的	サンフランシスコ中心ビジネスセンター		サンフランシスコのそれ以外の地域		その他の地域		計	
	人数	割合	人数	割合	人数	割合	人数	割合
航空旅客	4257	61	3470	35	13818	28	21545	32
送迎者	1303	18	3114	32	14136	28	18553	28
業務員	507	7	477	5	2668	5	3652	6
乗員	126	2	310	3	2236	5	2672	4
従業員	490	7	2015	20	14419	29	16924	25
その他	340	5	512	5	2678	5	3530	5
計	7023	100	9989	100	49955	100	66876	100

1日における旅客のピークは、午前9時~10時で、1日の旅客全体の9.7%、および午後7時~8時の9.2%であるが、これは都市部の傾向より2時間遅れている。しかし従業員を考えると、市内中心部のピークと非常によく似てくる。すなわち、一般に午前7時~8時と午後4時~5時にピークがくる。

旅客の空港まで、および空港からの交通手段は、表-2

表-2 来港者の交通機関別割合

区分	アメリカの都市	その他の都市
自家用車	52%	22%
タクシー	24	25
バス	22	33
鉄道その他	2	20
計	100	100

のようであり、アメリカでは50%が自家用車によっている。

空港は周辺の地域を開発し、特に空港が都心から少し離れており、周辺の土地に余裕がある場合には従業員の住宅、モーター、関連産業が空港の周辺に集まる傾向にある。このように空港周辺が発展すると、空港の拡張できる制限要素は、周辺の道路の状態ということになる。

例えばロスアンゼルス空港において、1975年の1年間の旅客80百万人を対象として滑走路やゲートを計画しても、空港内の道路および駐車場は52百万人、周辺道路に至っては40百万人しか処理できない。

空港の駐車場は、市内中心部とは若干様相が異なる。サンフランシスコ空港では、13800台の駐車スペースに1日30000台が駐車し、回転率は2.2台/日であるが、カリフォルニア大学構内では、回転率は2.7台/日である。ロスアンゼルス空港では従業員の割合が少ないので回転率は高く4.5台/日となっている。空港の駐車場の特徴のもう一つは、長時間駐車が多いということである。サンフランシスコおよびロスアンゼルス空港における駐車時間の割合は、表-3 のようである。

表-3 サンフランシスコおよびロスアンゼルス空港における駐車時間

駐車時間	サンフランシスコ		ロスアンゼルス	
	台数	割合	台数	割合
0~6時間	13300台	47.0%	12900台	90.6%
6~24	13000	45.9	270	1.9
24時間以上	2000	7.1	1080	7.5
計	28300	100.0	14250	100.0

(3) 空港の計画

空港の拡張計画は、現在各空港で行なわれているが、横方向への広がりと同時に市内中心部の再開発と同様に駐車場の高層化のように縦方向へも延びている。また新しい計画では、シカゴやロスアンゼルスで、湖上または海上に、島式あるいは浮遊式の空港も考えている。

空港に入ってくる道路は少なくとも2方向あることが望ましい。これは、空港やその周辺地域に関する道路のみが混雑するのを防ぐ。ロスアンゼルス空港にしてもサンフランシスコ空港にしても、道路の容量ということから考えれば、今1本高速道路を作り、これが現在の道路の反対側から空港へ入るようにするべきである。また滑走路をはさんでターミナルと反対側にある地域の開発も必要である。現在整備地区などは、道路や駐車場がターミナル地区へのみ片寄っている関係でこの付近にある場合が多いが、これは航空機の移動その他を考えると滑走路をはさんだ反対側にある方がよい。

(4) 空港への高速交通

最近空港への高速交通に対する思想が大きくなり上げ

表-4 地上交通の全所要時間に対する割合

空港間の距離	地上交通に要する割合
0~250 mile	51~65%
251~500	39~54
501~1000	35~49
1000以上	22~32

表—5 地上交通の速度別による旅行時間

(単位 分)

区 分	直 行						途 中 停 車 (5 mile ごと)			
	時 速 60 mile		時 速 120 mile		時 速 180 mile		時 速 120 mile		時 速 180 mile	
空港からの距離 (mile)	15	30	15	30	15	30	15	30	15	30
空港までの地上交通	15.5	30.5	8.5	16.0	6.5	11.5	11.8	24.4	10.9	22.6
チェックインなど	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
飛行時間	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0
荷物受取など	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
目的地までの地上交通	15.5	30.5	8.5	16.0	6.5	11.5	11.8	24.4	10.9	22.6
合計所要時間	196.0	226.0	182.0	197.0	178.0	188.0	188.6	213.8	186.8	210.2
地上交通所要時間	31.0	61.0	17.0	32.0	13.0	23.0	23.6	48.8	21.8	45.2
地上交通の割合 (%)	16	27	9	16	7	12	13	23	21	22

られている。これは旅行の全所要時間に対する地上交通に要する時間が、1/3 から 1/2 にも及ぶことから検討され始めた(表—4 参照)。現在いろいろな空港で鉄道、モノレールなどが用いられているほか、エアークッションカーなどの計画がある。クリーブランド空港では高速鉄道を計画しており、これは自動車で 40 分かかるとを 22 分に短縮でき、しかも費用は 35 セントと安い。しかし高速鉄道は 1 本の線にすぎず、むしろそれに乗るまでに時間がかかるといふ欠点がある。

バスも空港までの交通機関として有効である。しかし高速道路における交通渋滞にまき込まれるおそれがあり、バス専用車線を作ることなどを検討しなければならない。

これら交通機関を、速度別、直行か途中停車かなどに分けて 2 つの地域間の旅行に要する時間を検討すると、表—5 のようになる。

(委員 島田杜八郎)

土木振動学便覧編集小委員会編

土木技術者のための **振 動 便 覧**

A 5・450 2400 円 会員特価 2000 円 (〒110)

基礎、応用の 2 編に分け、13 章に分類した土木に関係するあらゆる振動問題を取上げた便覧。付録として耐震規定、耐風設計規定などを付す。機械、建築など他分野からも評価が高い。研究者、設計者、実務者むき。

測定法編集小委員会編

建設技術者のための **測 定 法**

A 5・422 2000 円 会員特価 1800 円 (〒100)

土木学会誌に講座として連載されていたものを大幅に加筆、項目追加を行なったユニークな測定に関する便覧。建築、気象関係者などから注目を集む。9 章に分け詳述す。大学教科書、設計者、研究者、実務者むき。

岩盤力学委員会編集小委員会編

土木技術者のための **岩 盤 力 学**

B 5・490 3600 円 会員特価 3000 円 (〒130)

土木地質学、岩石の力学的性質、岩盤試験、強度・変形に対する理論的あるいは模型実験の解析法、透水の影響、斜面安定、掘削などの解説のほか工事例を多数収録す。研究者、設計者、実務者むきの岩盤研究への指針。

土木製図基準改訂委員会編

土木製図基準

(付・製図のかき方)

A 4・160 色刷 4 折込

付図 20 枚 上製豪華本

定価 1300 円 会員特価 1100 円

(〒130)

第1編 総則 第2編 鋼構造物 第3編 コンクリート構造物 第4編 測量その他・条文および解説つき

付録・製図のかき方/製図に関係ある規格/参考文献/添付図面・橋梁(一般図・プレートガーダー・合成桁・トラス・ラーメン・箱桁・T桁・橋脚・橋台・PC橋) 鉄道・道路・河川・ダム・下水道などの計画図。

〒160 新宿区四谷1丁目

土木学会 電話 03(351)4131
振替東京 16828 番