

多摩丘陵における水循環機構と 都市化によるその変化に関する研究

— 地域水環境計画の基礎として —

1 9 8 1 年

虫 明 功 臣

東京大学生産技術研究所助教授

安 藤 義 久

東京大学工学部助手

小 池 雅 洋

東京大学生産技術研究所技官

目 次

1. はじめに	1
2. 多摩丘陵の水文地質構造と流出特性	4
2.1 水文地質構造	4
2.2 湧水、浸水地帯の分布と連光寺層上部泥層との対応関係	7
2.3 別所流域における地下水流出の分布特性	8
2.3.1 流域の水文地質構造	8
2.3.2 冬季湧水期の流量観測	11
2.3.3 地下水流出量の分布と水文地質構造	11
2.4 既開発地区の地下水流出	14
2.4.1 自然流域と既開発流域における冬季流量観測	14
2.4.2 結果の考察	18
3. 試験流域の設置と観測体制	20
3.1 試験流域の設置目的	20
3.2 長池試験流域	20
3.2.1 流域の特徴	20
3.2.2 観測体制	23
3.3 永山試験流域	24
3.3.1 流域の特徴	24
3.3.2 観測体制	29
4. 水収支解析からみた都市化の効果	30
4.1 水収支解析とは？	30
4.2 観測水文量の年間変動状況	33
4.3 年および月単位の水収支	38
4.3.1 水収支式とその適用法	38
4.3.2 解析結果と考察	39
4.4 週単位の水収支	44
4.4.1 解析の方法	44
4.4.2 解析結果と考察	45
4.5 降雨期間単位の水収支	47
4.5.1 解析の方法	47

4.5.2	解析結果と考察	51
5.	水循環モデルからみた都市化の効果	56
5.1	長池試験流域(自然丘陵地)の水循環モデル	56
5.1.1	直接流出機構	56
5.1.2	地下水流出機構	59
5.1.3	地下水涵養機構	61
5.1.4	水循環モデル	67
5.2	永山試験流域(都市域)の水循環モデル	69
5.2.1	直接流出機構	69
5.2.2	地下水流出機構	69
5.2.3	地下水涵養機構	70
5.2.4	水循環モデル	70
5.3	両モデルの比較からみた都市化の効果	72
5.3.1	直接流出機構	72
5.3.2	地下水流出機構	72
5.3.3	地下水涵養機構	73
5.3.4	蒸発散機構	73
6.	多摩丘陵の都市開発域における水循環機構の保全に関する提言	74
7.	あ と が き	75
	参 考 文 献	76

1. はじめに

多摩丘陵は従来採草地や薪炭林地など疎放な土地利用がなされ、その意味では豊かな自然環境を備えた地帯であった。しかし、昭和30年代から首都圏への人口集中の受け皿として宅地造成の対象とされ始め、昭和38年7月「新住宅市街地開発法」の制定公布にともない、いくつものニュータウン開発構想が出され、現在も開発が続行されており、大規模な改変を受けている。

こうした丘陵地の大規模開発が洪水流出を増大させ、下流の水害危険度を著しく高めることは、開発当初から認識され、その対策のために、洪水の貯留容量や流下能力だけの観点から、都市環境としては醜悪とも言えるコンクリート張りの防災調整池や雨水排水路を多く現出させてきた。

急速な都市化とそれに伴う種々の問題に直面してほぼ20年を経た今日、新規都市開発地における雨水制御や都市開発の面でもこれまでの経験の反省に基づいて、いくつかの新しい施策や試みが始められている。例えば、各種の雨水現地貯留方式や土地利用規制などを含む総合治水対策が昭和53年から進められている。また、住宅団地でも、豊かな環境づくりの観点から、いろいろなタイプの水空間の導入を図っているものがある。

水文学的に見ると、雨水の開発域内での貯留や新しい水環境の創造という問題は、都市化という著しい改変を受けた流域において、治水、利水ならびに環境面で調和のとれた新たな水循環の場を構築しようとする試みととらえることができる。この場合、開発後の水循環の場は、開発前の自然状態における水循環機構を1つのメルクマールとし、開発域からの洪水流出、低水流出および開発域での地下水涵養をそれに近づける方向で構築すべきである、という立場を筆者らは取っている。

このような立場をとる時、降雨と流出の関係を追う従来の水文学的常套手段だけでは不十分であり、水循環の場としての流域の構造ならびに流域内部での水循環の過程をフォローしなければならない。これが、この調査研究の基本的視点であり、本報告書は次のような構成となっている。なお、表題は「多摩丘陵」となっているが、主に調査研究の対象としたのは、南多摩の多摩ニュータウン区域、河川で言えば多摩川支流大栗川流域である(図1.1参照)。

2章には、南多摩丘陵の水循環の場としての地下構造を整理し、それと河川流出量との関係について、自然丘陵流域、都市開発流域の双方で調査した結果をまとめてある。

この研究では、前述したように流域の地表面下に立ち入った水循環の過程を追求することを目指しており、まず、自然丘陵地区、都市開発地区に、降雨量、流出量はもとより、蒸発量、深度ごとの不飽和帯水分量および地下水量の変化と言った、水循環過程に沿って一環した観測体制を備えた試験流域を設定した。それら試験流域の概要が3章で述べられている。

4章では、自然丘陵地区と都市開発地区の両試験流域の観測データを基に水収支解析を行ない、両者の解析結果の比較により、都市化が丘陵地の水循環に及ぼす影響について討議している。

5章では、前章の結果を踏まえ、さらに発展させて、自然試験流域、都市化試験流域のそれぞれで水循環モデルを構成し、モデルの構造とパラメータの比較によって都市化が水循環機構に及ぼす効果につ

いて議論している。

最後に6章では、以上の調査研究を通して得られる、多摩丘陵の開発域における水環境の保全と創造に関する水文学的知見を述べている。

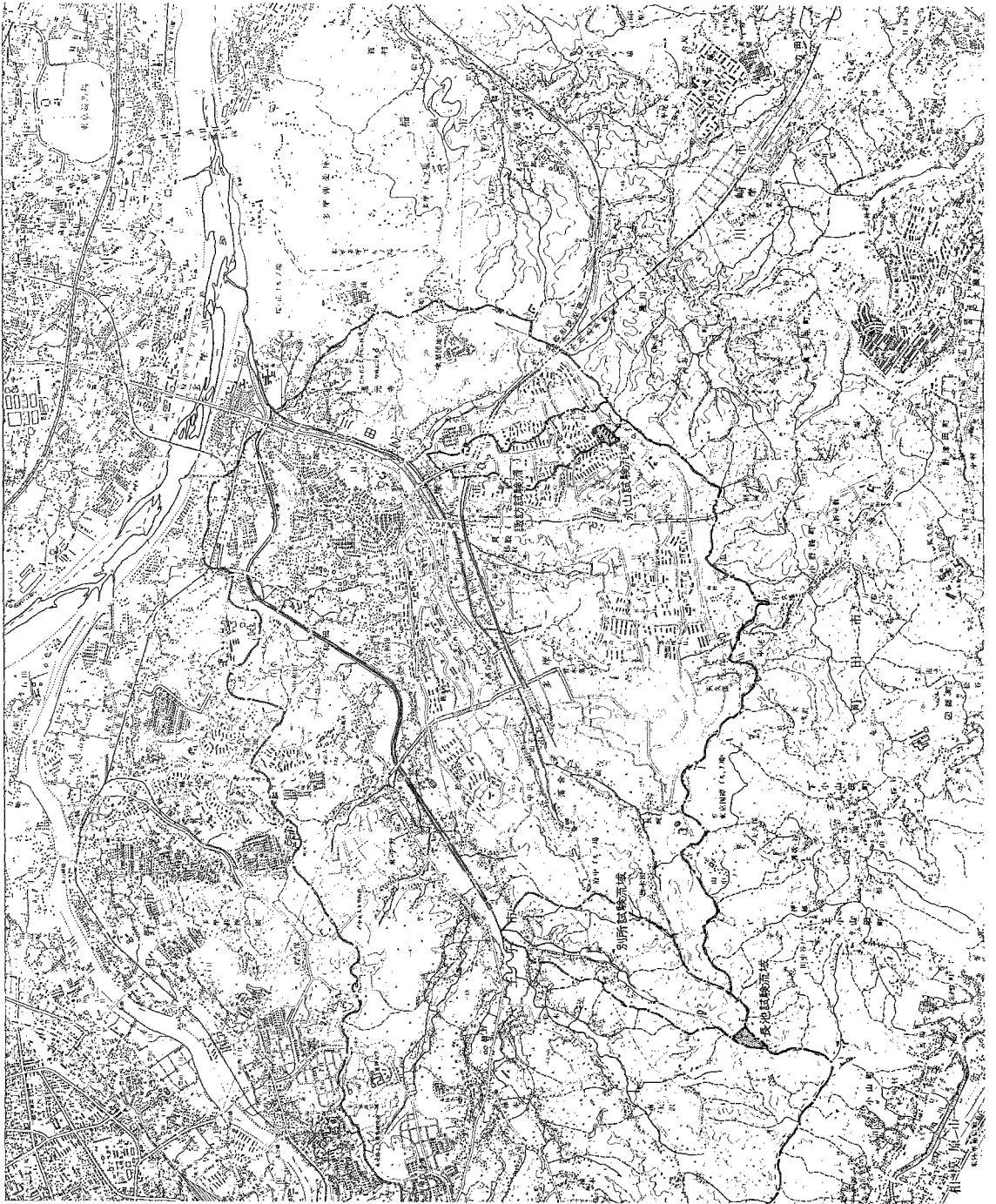


图 1.1 調查研究対象流域

2. 多摩丘陵の水文地質構造と流出特性

2.1 水文地質構造

多摩丘陵は、三浦層群に属する平山砂層、連光寺互層および稲城砂層と、これを不整合でおおう御殿峠礫層、おし沼砂礫層、下末吉層、関東ローム層などの洪積統で構成されている。各層の層序と材質を模式的に図 2.1 に示し、地層の特徴を以下に要約する。

(1) 平山砂層

層厚 60～70 m、下部の 5～10 m はラミナの発達した含礫中粒～細粒砂層で一部シルト質。中部 40 m 以上は黄白色の細粒砂層。上部 10～15 m は礫や浮石粒を含んだ粗粒～中粒砂層でラミナが発達。

多摩ニュータウン区域内では、西部の一部を除いてほとんどが地下に没している。南大沢や別所地区などの深井戸の採水層。

(2) 連光寺互層

層厚 20～50 m、礫層と泥層の下部層、砂層の中部層、砂礫層と泥層の上部層の 3 つに分けられる。下部層は 4～6 m の礫層と 8 m 程の泥層よりなる。中部層は 10 m 程の中粒砂層でラミナが発達し、一部礫混りの粗粒砂層。東に向けて地層は厚くなり岩相も変化。上部層は 2～4 m の砂礫層とその上位の 5～10 m の泥層からなる。砂礫層、泥層とも緻密で難透水層あるいは不透水層をなしている。

この層は、多摩ニュータウン区域内の地表に近い所に存在する最も有力な不透水層であり、地下水流出との関連で特に重要な意味をもつ。

(3) 稲城砂層

層厚 60～80 m、下部の約 10 m は粗粒～中粒の白色砂層。中部は 50～60 m の黄褐色の中粒～細粒砂層でラミナが発達。上部は塊状の細粒砂層。

多摩ニュータウン区域に広く分布し、下位の不透水層、連光寺泥層を止水盤とする帯水層となっている。

(4) 御殿峠礫層

三浦層群を不整合におおう地層。古相模川の扇状地性の段丘礫層と考えられている。

高位と低位の二段に分かれて分布。高位のものは七国峠—御殿峠—野猿峠—平山城趾—高幡および百草園への尾根部に分布。低位のものは七国峠の南の開都—相原—小山町—落合—乞田および瓜生—連光寺へと分布。高位と低位の基底の高度差は約 25 m。

(5) ローム層

下位より多摩ローム層、下末吉ローム層、武蔵野ローム層および立川ローム層。ただし、多摩ローム層と下末吉ローム層は侵食されて残っていない所が多い。

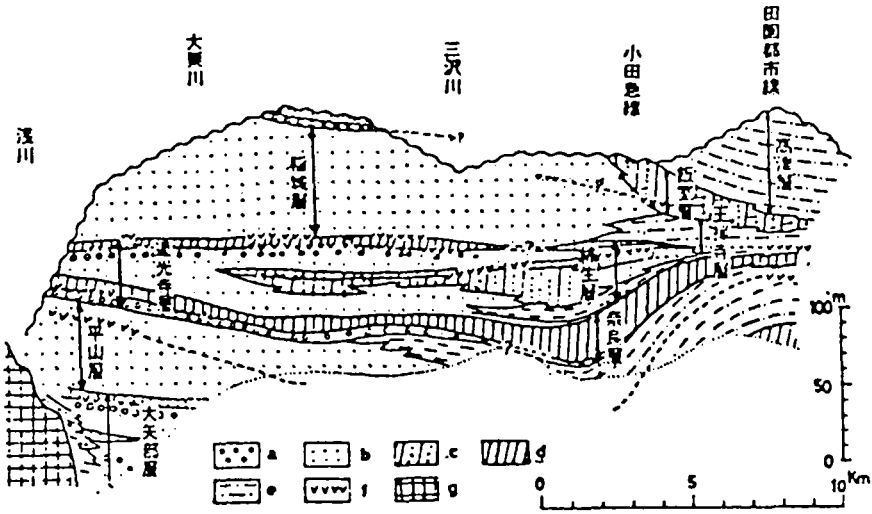
巾の広い尾根部のローム層の下部は粘土化が進み、透水係数 10^{-6} cm/sec オーダーを示す層もある

* 増田富士雄：多摩丘陵の地質について、地質学雑誌第 77 巻、第 3 号 PP153～165, 1971.3

て、その上部に不圧地下水が存在する（詳しくは後述）。

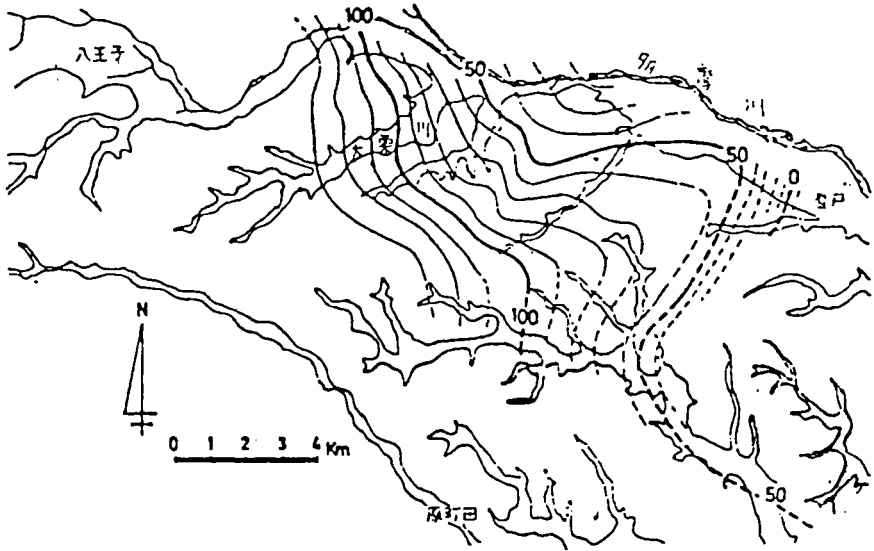
三浦層群は、全体として北東下りの傾斜をもっている。その概略を示すために、ニュータウン地区の地下水流出機構にとって重要な地位を占める連光寺層上部層の基底と稲城砂層の基底（連光寺層上部泥層の上面に相当）の等高線を図 2.2 (a), (b) に掲げる。

すなわち、図 2.2 (b) の連光寺泥層上面の傾斜に従って、稲城砂層の地下水の流動あるいは地表上への流出が行なわれているという作業仮説が立てられる。

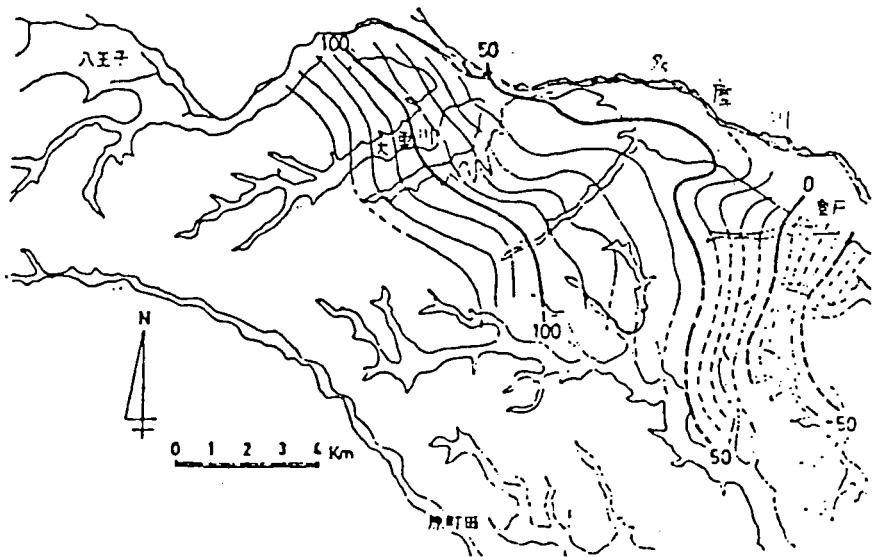


a : 礫, b : 砂, c : 砂質泥, d : 泥, e : 砂泥互層, f : タフ・ベミス, g : 基盤

図 2.1 模式層序断面



(a) 連光寺層上部層相当層の基底



(b) 稲城砂層相当層の基底

図 2.2 構造等高線図 (前出 増田による)

2.2 湧水、浸出水帯の分布と連光寺層上部泥層との対応関係

前項の作業仮説すなわち“難透水層と透水層の構造に従って地下水の流動と流出が生起している”という立場から、ニュータウン区域内で地下水の有効な湧出カ所および浸出カ所を調査し、既在の地質断面図^{*}を用いて地下構造との対比を行なった。

造成後も湧水が絶えない地点として、永山六丁目南の道路の切法面および永山駅のガード下があげられ、いずれも連光寺泥層上の稲城砂層からの湧水であり、かつ泥層が湧水地点の方へ下がった傾斜をもっていることが確認された。

丘陵を開析した谷地では、強度の湿地になっている所がある。すなわち地下水位が高いかあるいは地下水が浸み出している地帯である。こうした湿地に盛土して造成する場合、ヘドロをサンドマットで置き換え、ボラコン管などの暗渠を敷設して水を抜く工法がとられている。ニュータウン地区内の既造成地でこうした工法が採用されている例として、大谷戸川調整池上流、東部団地、青木葉、および栖原調整池跡の4カ所の調査を行なった。いずれの地点も、元の地表面下のあまり深くない所に泥層があり、しかもその傾斜が谷地の方向へ下がっていることが認められる。つまり、これらの強湿地帯は泥層上の地下水の浸出帯であり、模式的に描くと下図のようになる。

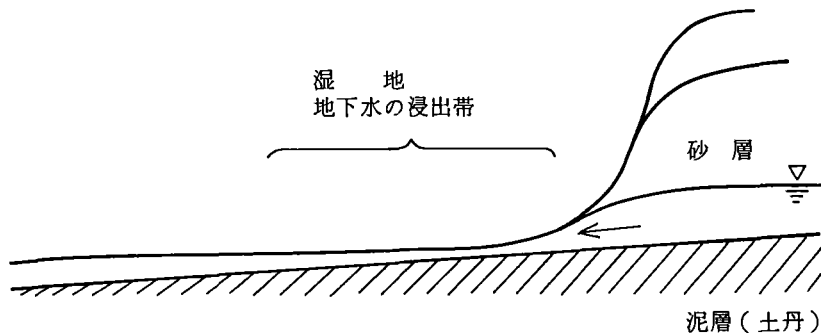


図 2.3 強湿地帯と地層の関係の模式図

上述の4例とも仮排水として暗渠を敷設して数年を経過するが、無降雨期といえども流水が絶えない。仮排水管の末端において流量を観測した結果を次表に示す。

表 2.1 仮排水路における流出量の観測結果

場 所	観 測 月 日	流出量 ℓ/S	備 考
大谷戸川調整池	5.13	1.7	置換面積7ha, サンドマットの厚さ1m, 盛土厚約10m
東部団地入口	5.13	0.8	
青木葉	5.30 7.16	0.2 0.2	置換面積1ha
栖原調整池跡	5.30 7.16	1.1 1.6	置換面積8ha

* 日本住宅公団南多摩開発局：南多摩B-4地区土質調査，日本工営株式会社，昭41

こうした予備的観測を背景に、昭和53年9月から54年3月にかけて、大谷戸川調整地上流と栖原調整池跡（多摩センター）において、1週間毎に流量観測が行なわれた。^{*}その結果を見ると、盲排水からの流出量は、降雨に対して極めて鈍感で、大谷戸川調整池上流においては1～2ℓ/s、栖原においては1～3ℓ/sの安定した地下水流出が継続していることがわかる。

大谷戸川や栖原谷地の湧水量は、この程度の流域規模であれば、今回実測された流量をわずかに上回る程度のもので推定されるから、盛土造成後も図2.3に概念的に示した地下水流出機構はほぼ保全されているものと考えられる。

2.3 別所流域における地下水流出の分布特性

この項では、別所流域を対象にさらに詳細に地下水流出と流域の地下構造との関係を調査検討した結果をまとめる。

2.3.1 流域の水文地質構造

ボーリング柱状図ならびに現地踏査によって、地質断面を推定して整理したのが図2.4である。この流域の地質層序は、上位から下位に向けて、立川、武蔵野、下末吉、多摩の各ローム層、御殿峠礫層、稲城砂層、連光寺互層、および平山砂層である。関東ローム層は水文地質の立場から大きく2つに区分される。上部のローム層（立川ローム層と武蔵野ローム層上部）は粘土化が弱く、その下部（武蔵野ローム層下部、下末吉ローム層および多摩ローム層）は強度に粘土化が進んでいる。ボーリング調査の土質名の呼称に習って、前者をローム層、後者を火山灰質粘土層と呼ぶことにする。火山灰質粘土層はやせ尾根には存在せず、比較的幅の広い尾根で地形にほぼ相似な形で分布している。この層のなかには、透水係数 10^{-6} cm/s オーダーの値を示すものもあり、難透水性基盤をなし、ボーリング時にもこの層の上部で不圧地下水が確認されている。また、道路沿いの露頭などを観察すると（たとえば、築池下流右岸の道路）、この層の上部から浸出水が認められる。

火山灰質粘土層から下位の地層の中で、連光寺泥層は緻密で固結度が高く、透水係数は 10^{-7} 以下で、有力な難透水層をなす。図2.5にこの連光寺泥層上面の等高線を、図2.6には、図2.4の各断面より推定したその立体模式図を示す。別所流域とその周辺では、この泥層はほぼ北下りの傾斜をもち、上流部では地下に没し、中・下流部で河床あるいは崖に露われる。中・下流域の露頭を観察すると、連光寺泥層が不透水性基盤となり、その上部の砂層から湧水や浸出水のみられる箇所が多い。また、中・下流域のE～Aの谷地は強度の湿地を呈している（地下水位が高く地下水の浸出がみられる）が、こうした湿地の下には連光寺泥層が地表からあまり深くない所にあるという共通性がみられる。

水文地質的考察と現地踏査によって得られたこのような知見から、別所流域では、火山灰質粘土層と連光寺泥層が主要な難透水性あるいは不透水層を形成しており、それぞれの上部の帯水層からの地下水流出によって、平常時の河川流量の多くが供給されているものと推定される。

* 日本住宅公団南多摩開発局，日本工営㈱：南多摩地区B-4実施計画，PP164～165，昭54.3

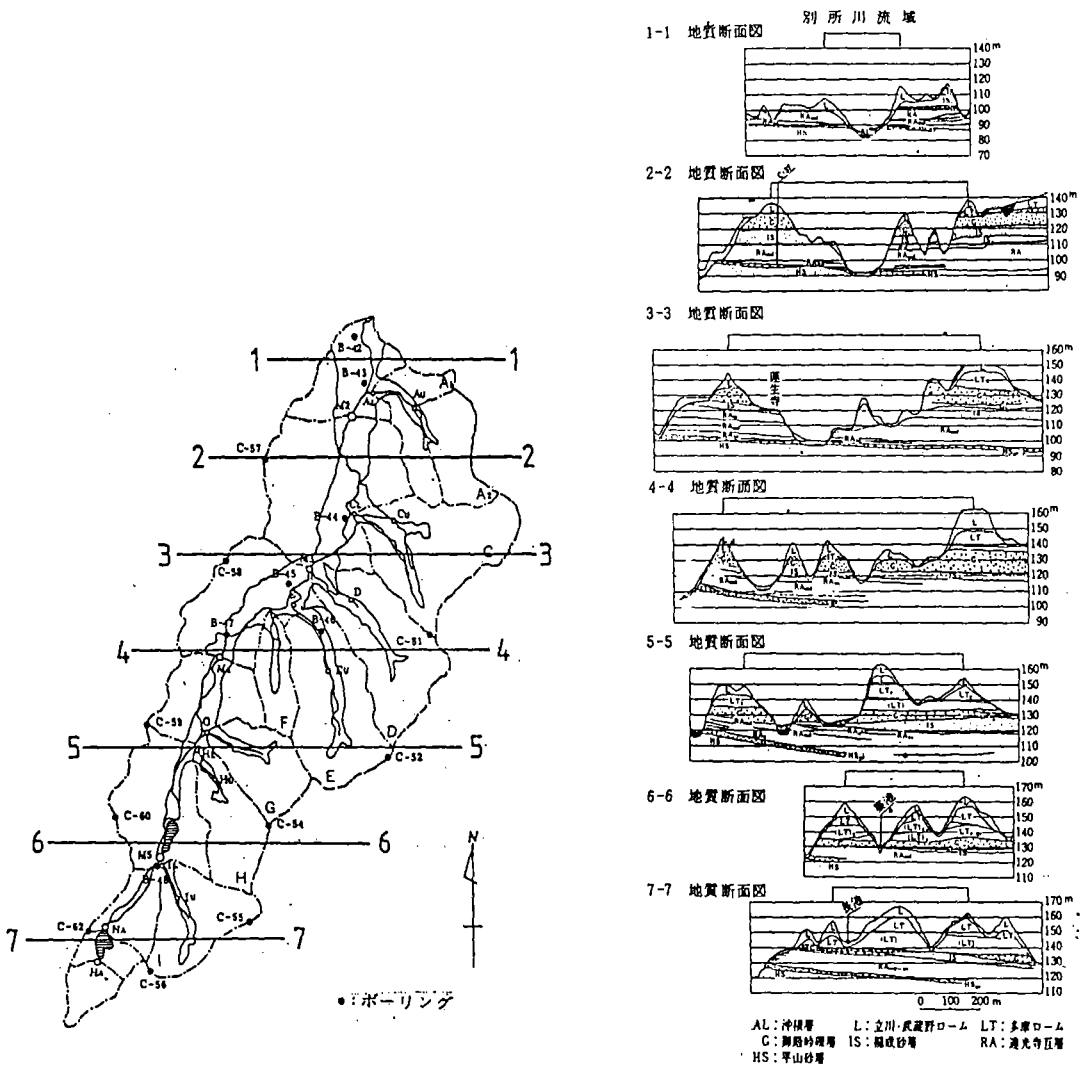


図 2.4 別所流域の推定地質断面

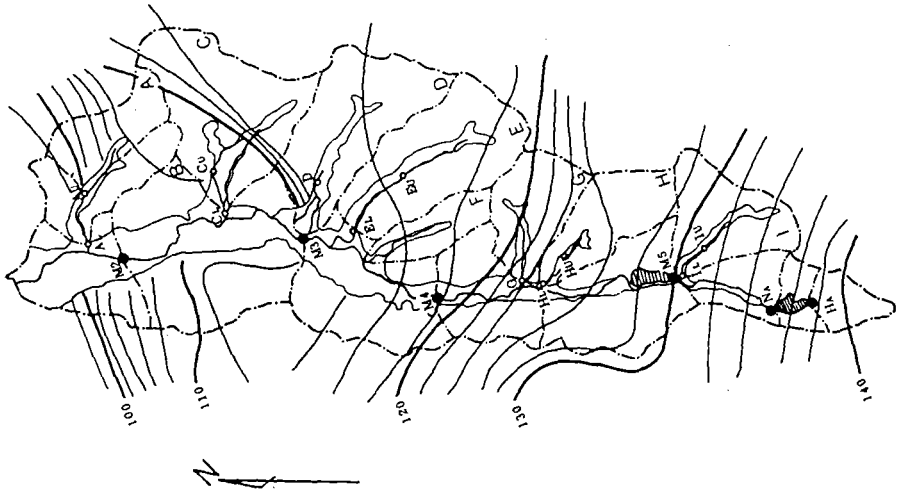


図 2.5 連光寺泥層上面の等高線

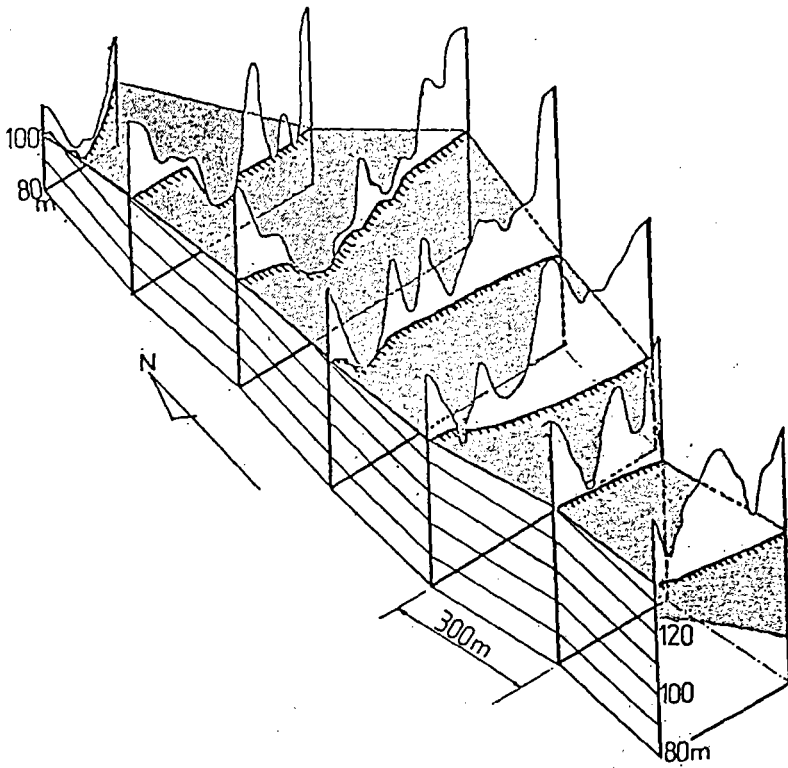


図 2.6 連光寺泥層上面の立体模式図

2.3.2 冬季渇水期の流量観測

前項の推定を定量的に裏付けるために、1977年12月～1978年2月の冬季渇水期に別所流域の本・支川19ヶ所に流量観測点を設定し、すべてに三角堰を設置して、1週間毎に観測を行なった。観測点の位置は図2.5中に示されている。

表2.2 冬季低水量同時観測結果 '77～'78

観測地点	流域面積 (ha)	係数 β	12月			1月						2月				備考	
			9日	23	28	2	6	13	14	20	27	3	10	17	24		
別所川	AL	10.1	1.16	0.65	0.71	0.61		1.12	0.78		0.94	0.78	0.55	0.81	0.51	0.65	渇水期流出高 中 小
	AU	7.12	0.82	0.72	0.76	0.67		1.25	0.87		1.01	0.72	0.50	0.96	0.58	0.47	
	CL	13.6	1.58	0.86	0.90	0.79		1.33	0.86		1.11	0.90	0.79	0.98	0.65	0.69	
	CU	11.1	1.28	0.68	0.62	0.62		1.21	0.62		0.73	0.49	0.46	0.85	0.53	0.49	
	D	9.4	1.09			0.55		0.90	0.73		0.90	0.69	0.55	0.87	0.55	0.58	
	EU	11.7	1.35	0.70	0.76	0.64		0.96	0.70		0.88	0.67	0.50	0.70	0.53	0.45	
	GU	6.53	0.76	0.36	0.35			0.45			0.39	0.29	0.25	0.21	0.10	0.18	
	I	5.75	0.67	0.31	0.24	0.37		0.48	0.28		0.33	0.28	0.12	0.37	0.17	0.15	
	IL	6.58	0.78	0.45	0.32	0.32		0.36	0.38		0.42	0.35	0.27	0.42	0.23	0.21	
	HU	5.82	0.67	0.40	0.30	0.28		0.43	0.33		0.33	0.30	0.19	0.30	0.16	0.15	
	M	16.1	1.86			0.34		0.61	0.36		0.53	0.43	0.22	0.47	0.21	0.17	
	IA	7.76	0.90	0.43	0.33	0.25		0.68	0.30		0.53	0.38	0.15	0.57	0.19	0.21	
IU	6.19	0.72	0.31	0.34	0.15		0.44	0.20		0.44	0.29	0.13	0.34	0.12	0.12		
NA	4.40	0.51		0.20	0.20		0.39	0.39		0.24	0.15	0	0	0	0		
HA	2.52	0.29	0	0	0		0.01	0		0	0	0	0	0	0		
別所川本川	M	138.2	1.59	0.39	0.49					0.67		0.40	0.64	0.37	0.32	電気伝導度 80~80 μS/cm	
	M	113.0	1.32				0.69		1.01			0.60					
	M	71.1	8.22	0.63	0.51	0.54		1.05	0.66		0.81	0.59	0.49	0.56	0.42		0.37
	M	42.8	4.93	0.73	0.57	0.59		0.90	0.67		0.71	0.63	0.47	0.63	0.46		0.41
	M	16.1	1.86			0.34		0.61	0.36		0.53	0.43	0.22	0.47	0.21		0.17
	NA	4.40	0.51		0.20	0.20		0.39	0.39		0.24	0.15	0	0	0		0
HA	2.52	0.29	0	0	0		0.01	0		0	0	0	0	0	0		
既開発・源流地区	83.1	9.66	0.59	0.62			0.57	0.96		0.65	0.66		0.48	0.39	0.48	0.42	電気伝導度 190μS/cm

(注) 1) 流量単位はmm/日、これに係数 β を乗ずれば δ /秒の単位になる。また、mm/日の上記流量に0.116を乗ずれば、 δ /秒/ha単位となる。
 p (mm/日) Q (δ /秒) = $\beta \times p$ (mm/日) p' (δ /秒/ha) = $0.116 \times p$ (mm/日)

流量観測結果を表2.2に示し、図2.7(a), (b)にこれらを本川・支川別に図示する。図2.8には、観測期間中で最渇水を呈する2月24日の流出量が示されている。なお、流域間の比較を容易にするため流量単位はmm/日で表わす。

観測期間内に数回の降雨あるいは降雪があり、流量は変動しているが、いずれも地下水流出と見なせる。

2.3.3 地下水流出量の分布と水文地質構造

表2.2および図2.7および2.8をみると、流出高の大小によって観測点が3つのグループに明瞭に分かれていることがわかる。すなわち

グループI：観測点NA, HA。上流域に属し、無降雨期には流出量が枯渇することがある。つまり、渇水期流出高がもっとも小さい。

グループII：観測点EU, G, HU, M5, IA, IU。いずれも中流域に属し、最小流出高は0.2 mm/

日前後の中間的な値を示す。

グループⅢ：観測点 A1, Au, C1, Cu, D, E1。いずれも下流域に属し、最小流出高は 0.5 mm/日前後の相対的に大きな値を示す。

これらの観測結果に現地踏査による観察を加えて、渇水期流出高が小さい地帯—グループⅠ，渇水期流出高が中間的値を示す地帯—グループⅡ，渇水期流出高が大きい地帯—グループⅢ，を概念的に図上で示せば図 2.8 のようになる。流出高の多少によるこうした地帯区分は、流域の水文地質構造い換えれば帯水層と難透水層の層序と流路の位置関係によく対応していることがわかる。

グループⅠは上流域に位置するために、火山灰質粘土上の不圧地下水の流出が供給されるに過ぎない。この不圧地下水の流域界は地表流域界とはほぼ一致しているとみなせるから、帯水層の規模は比較的小さい。これがグループⅠの地帯で渇水期流出高が小さい理由である。

これに対して、グループⅢは連光寺泥層の上面が流路よりも高い所に露われる地帯である。また、この泥層は別所流域の地表流域を越えて南東方向の地下に広く広がっており、地下水流域の規模がきわめて大きい。しかも、右岸側 A～E の支川では河床と泥層の傾斜方向が一致している。したがって、河道がこの不透水基盤から上の地下水の流出を受ける形となっている。これが、グループⅢの地帯で渇水期流出高が大きい理由である。

本川筋の流出高の変化に着目する(図 2.7(a))と、この関係がより明確に理解できる。本川の河床と連光寺泥層の上面の位置関係を模式的に描くと図 2.9 のようになる。すなわち、泥層は本川の流下

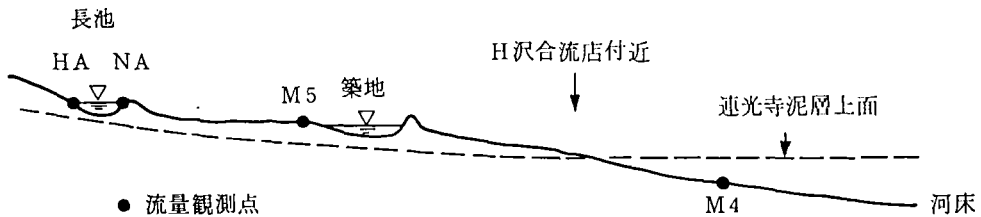


図 2.9 本川河床と連光寺泥層上面の位置関係

方向とはほぼ同じ方向に傾いているが、谷の勾配 $1/40$ に対して泥層上面の勾配は約 $1/50$ と緩やかであり、H 沢合流点付近で河床上に露われる。この地点の上流側の観測点 M5 と下流側 M4 と流出高を比較すると、この間で流出高が急に増大していることがわかる。これは、前述したような地下水流出機構で説明できる。

グループⅡは、両者の中間的位置に属し、ローム層中の不圧地下水、御殿峠礫層などの帯水層からの流出を受ける地帯である。

別所流域を例として渇水期の流出量分布の空間分布特性について検討した結果、河川の地下水流出量の多寡は、地域の地下構造およびそれと河道との位置関係と密接な関係をもつことが明らかである。

2.4 既開発地区の地下水流出

2.4.1 自然流域と既開発流域における冬季流量観測

上述のような地下水流出特性をもった丘陵地が都市開発を受けた場合、それがどのように変化するかを調べるために、流域面積40～100ka程度の自然流域5つと既開発流域4つを選び、別所流域と同期間に流量観測を行なった。各流域と観測点が図2.10に示されている。図中、A1～5が自然流域であり、U1～4が既開発流域である。

これらの流域の選定に当っては、流域の地下構造が類似していることを規準とした。例として図2.10中の1-1および2-2断面に対する推定地質断面図を図2.11(a),(b)に示す。既開発流域U-1, 2およびU3, 4とも泥層(それぞれ稻城泥層あるいは連光寺泥層)が流域の不透水性基盤をなしており、いずれも別所流域と同様に北下りの傾斜をもっている。

流量観測結果を表2.3に示す。流量と同時に、流水の電気伝導度、水温も測定し、水の色、透明度、臭いなどについても観察した。その結果を表2.4にまとめる。自然流域の流水には無色・透明、無臭で、電気伝導度は60～90 Ω/cm であるのに対して、都市化流域ではわずかに白濁したり油が浮いている場合も観察され、電気伝導度は190 Ω/cm 前後の値であった。道路の側溝などを通過して集水し、また少しは汚水が混入しているために自然流域に比べて水質が悪いが、電気伝導度から判断して観測された流量は大部分が地下水流出量と考えられる。

表2.3 自然流域と既開発流域における冬季流量観測結果

(1978.1～2)

流域番号	流域名	流域面積 (ka)	流 量 (mm/日)						
			1月2日	1月14日	1月21日	2月3日	2月10日	2月17日	2月24日
A-1	別 所	113	0.69	0.60	0.67	0.40	0.64	0.37	0.32
A-2	唐 木 田	59	0.45	0.24	0.63	0.36	0.55	0.36	0.32
A-3	清 水 入 谷 戸	99	0.57	0.38	—	—	—	—	—
A-4	南 大 沢	42	0.85	0.72	—	0.47	0.63	0.47	0.44
A-5	南 大 沢	91	0.61	0.53	—	0.64	0.63	0.41	0.35
U-1	永 山	83	0.57	0.65	0.66	0.48	0.59	0.48	0.42
U-2	間 引 沢	46	0.34	0.27	0.47	0.25	0.99	0.33	0.40
U-3	貝 取	41	0.25	0.11	0.24	0.10	0.11	0.05	0.06
U-4	青 木 葉	61	0.20	0.16	—	—	—	—	—

表 2.4 自然河川と雨水排水管の流水の水質

流域番号	1978年1月2日(気温7.5℃)			1978年1月14日(気温10.2℃)		
	電気伝導度 (μ/cm)	水温(℃)	備 考	電気伝導度 (μ/cm)	水温(℃)	備 考
A - 1	82	7.0	無透無 色明臭	66	7.2	無透無 色明臭
A - 2	87	8.5	無透無 色明臭	88	9.0	無透無 色明臭
A - 3	92	8.5	無透無 ややし尿臭	82	8.2	無透無 色明臭
A - 4	82	7.5	無透無 色明臭	75	6.8	無透無 色明臭
A - 5	62	8.0	無透無 色明臭	56	6.8	無透無 色明臭
U - 1	170	10.5	白濁無 色明臭	190	11.8	少し白濁無 色臭
U - 2	100	9.5	無透無 色明臭	185	10.5	無透無 色明臭
U - 3	195	9.5	無透無 色明臭	190	10.0	少し油を含む
U - 4	195	10.8	無透無 色明臭	190	11.0	無透無 色明臭

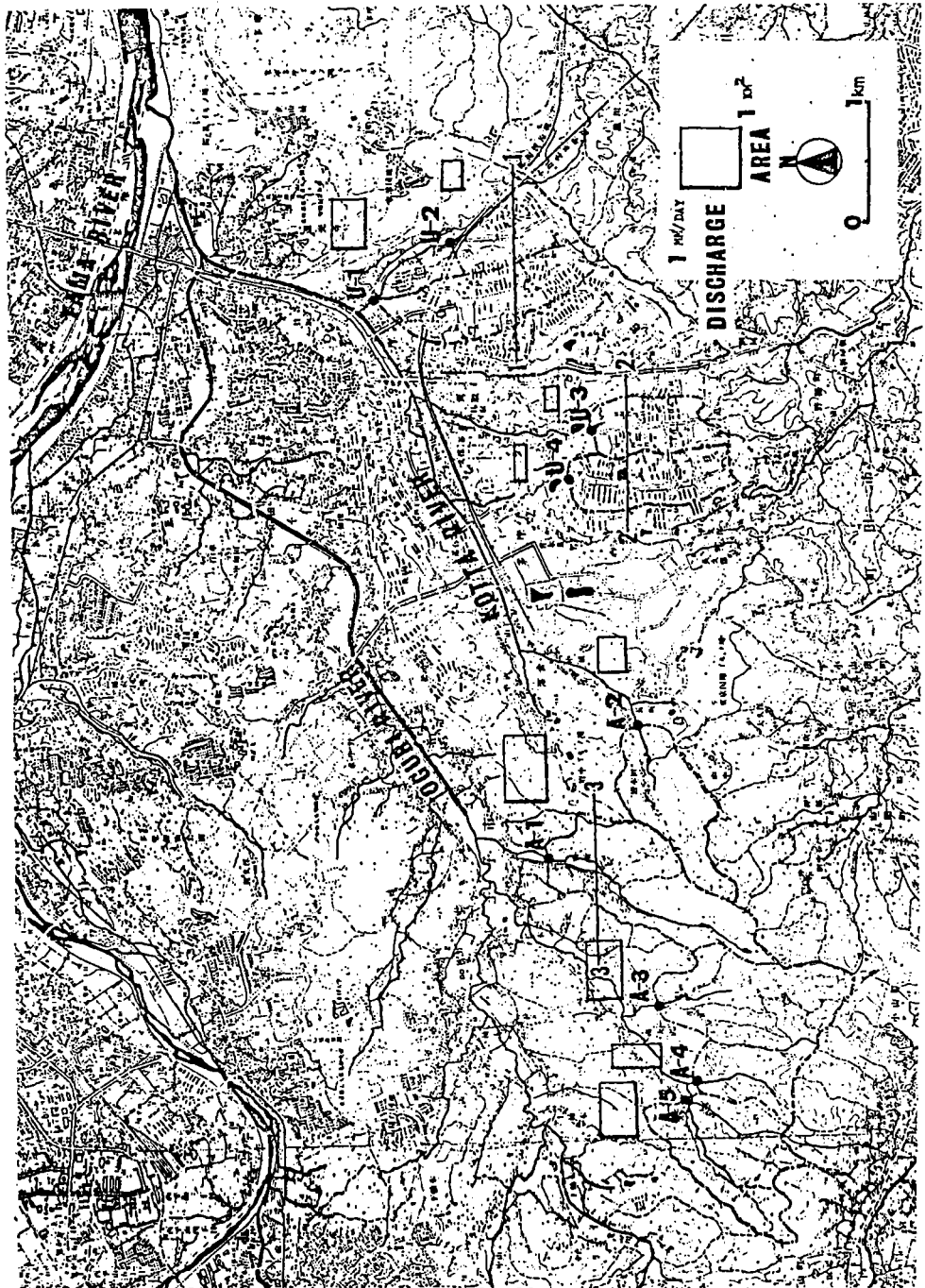
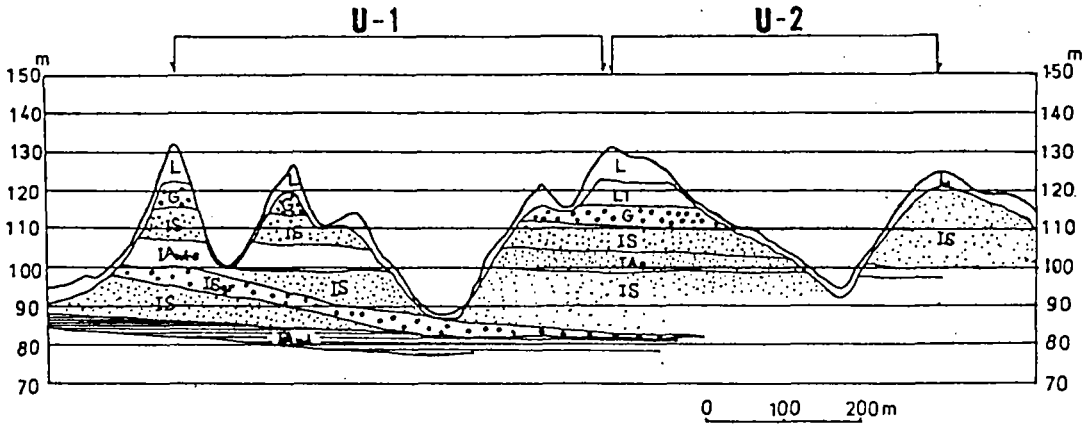
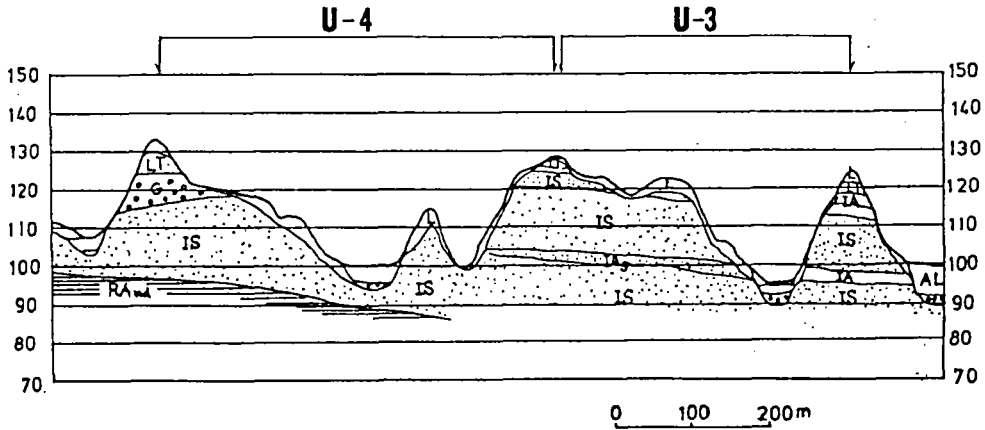


図 2.10 自然流域と既開発流域の対比のための流量観測点

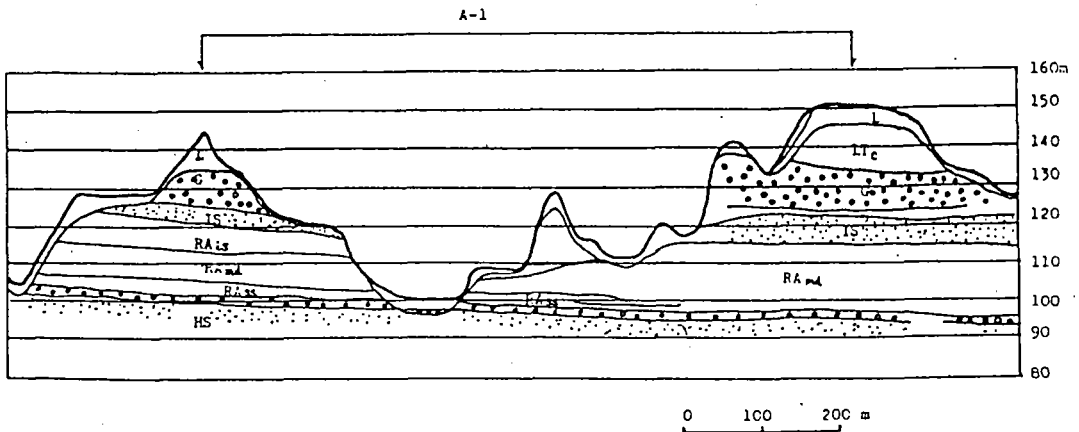
(a) 1-1 地質断面図



(b) 2-2 地質断面図



(c) 3-3 地質断面図



(L : ローム層, LT : 多摩ローム層, G : 御殿峠礫層, IS : 稲城砂層, IA : 稲城互層, md : 泥層, S : 砂層, gr : 礫層)

図 2.11 対象流域の地質断面図

2.4.2 結果の考察

流量観測の結果を図示したのが、図 2.1 2である。自然流域の流出高 A 1～5と都市化流域のそれ

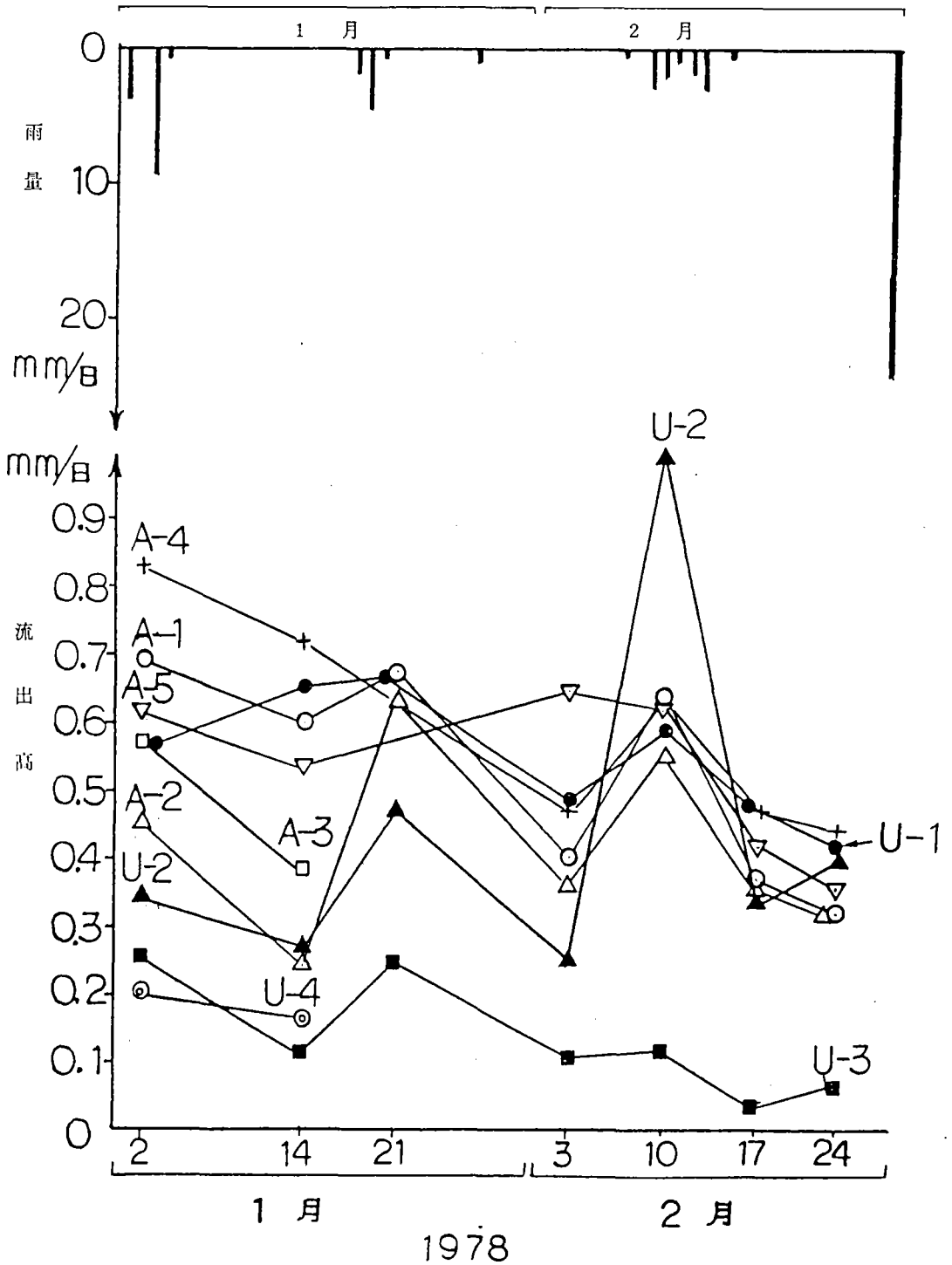


図 2.1 2 自然流域と既開発流域の地下水流出量の比較 (A ; 自然流域, U ; 既開発流域)

U1~4を比較すると、全体的にみれば都市化流域のほうが小さくなっている。1月2日を例にとれば、自然流域では0.45~0.83mm/日であるのに対して、都市化流域では0.2~0.57mm/日である(これらの値は図2.10の中に、流域面積を横軸、流出高を縦軸に表示されている)。

しかし、既開発流域のなかでU1の流出高は自然流域と同程度であり、U2の流出高はやや低い値を示すにすぎない点が注目される。U1流域の雨水排水路幹線は、中・下流域においては宅地開発前の河床とほぼ同じ高さに敷設されており、不透水層をなす泥層から上部の地下水流出を集水する形となっている。この流域の泥層上部の地下水流域は、別所流域におけるグループIIIと同様に、地表流域界をはるかに越えて南部に広がっており、その地域は大規模な改変を受けていない。U1流域の地表付近が改変され不浸透層が増加しても、地下水流出量が自然流域に匹敵しているのは、上述のような流域の地下構造と開発後の雨水管の敷設条件によるものと推察される。U2流域もこれとほぼ同じ条件を備えている。

いっぽう、U3とU4の流出高は相対的に小さい。これらの流域の雨水管は、谷地を10m以上盛土した上に敷設されており、末端においても泥層よりかなり高い所に位置し、その上部の地下水流出のすべてを受ける形にはなっていない。

以上の関係を模式的に画くと図2.13のようになる。

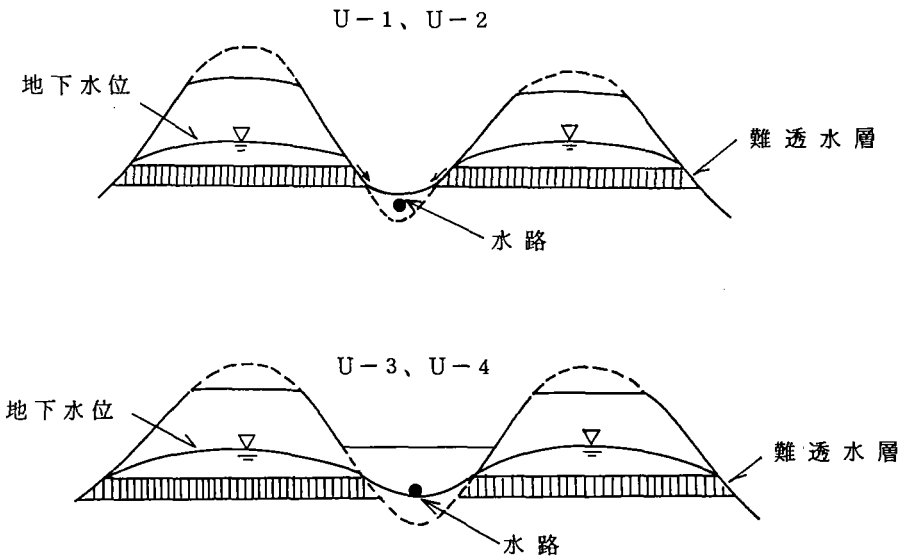


図 2.13 既開発流域の地下水流出量の多少と水文地質構造の関係

すなわち、都市化流域においても、地下水流出の多寡は、流域の地下構造およびそれと雨水排水系の位置関係に対応していることがわかる。

3. 試験流域の設置と観測体制

3.1 試験流域の設置目的

水力開発や水資源開発の対象となる山地河川と異なり、丘陵地河川では従来系統的な水文観測が行なわれることはほとんどなかった。1960年代に入り、大都市周辺の丘陵地が大規模土地開発の対象とされるのに伴い、こうした地帯における水文資料の取得が重要視されるようになり、観測施設が設置されるようになった。多摩ニュータウン区域においても、建設省土木研究所、東京都および日本住宅公団の分担・協力の下に、昭和44年以来、いくつかの試験流域が設けられ、観測が継続されている。これらの試験流域はいずれも開発に伴う洪水流出量の変化を調査することを目的としており、観測項目は雨量と流出量である。

この研究では、1.で述べたように、単に洪水流出量の変化だけでなく、大規模な都市化が平・低水時の流出機構や地下水流出機構、言い換えれば、流域の水循環機構に与える影響を把えることを目的としている。したがって、インプットの雨とアウトプットの流出だけでなく、流域の地表面下にも立ち入った水循環の過程をフォローしなければならない。

こうした考えから、この研究では、雨量、流出量のもとより、蒸発量、深さごとの土壌の水分量および地下水量の変化と言った、水循環に沿って一環した観測施設をもつ試験流域の設置が意図された。具体的には、昭和52年7月から丘陵自然林地区に長池試験流域と、昭和53年10月から既開発地区に永山試験流域をそれぞれ設定し、上述の観測体制を順次整備していった。両試験流域の観測資料を解析・対比することを基礎として、都市化が水循環の諸過程に及ぼす影響を解明するのが、試験流域設置の目的である。

以下の項で、長池、永山試験流域の流域の特徴と観測体制について概説する。

3.2 長池試験流域

3.2.1 流域の特徴

自然林地区の試験流域は、東京都八王子市別所の谷地の最上流部に設定した。この試験流域の下流端に長池（水面積0.26ha）という池があることから、これを長池試験流域と呼ぶことにする。流域面積は4.40haである。

この試験流域の主な特徴について以下に列記する。

- (1) 地形：標高145～170mの丘陵地地形をなし、平均斜面長は57m、平均斜面勾配は16°である。
- (2) 植生：丘陵斜面と尾根部の大部分は、クヌギ・コナラ林で覆われ、湿地状をなす長池上流の谷部には、ハンノキ林がある。いずれも落葉広葉樹で、標高は7m前後のものが多く、これらの樹冠による降水遮断の効果は無視できないものと推察される。
- (3) 地下構造：多摩丘陵は一般に、砂層、礫層、泥層が互層をなす三浦層群とこれを不整合で覆う

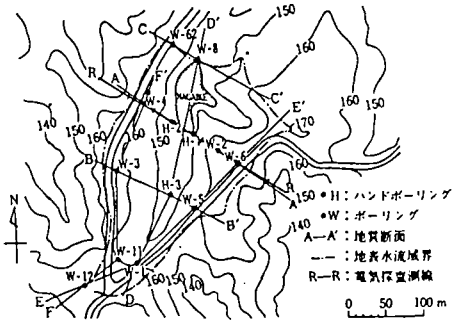


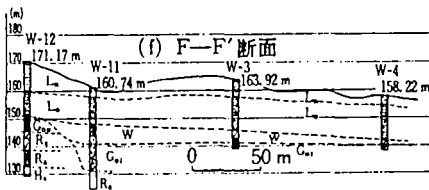
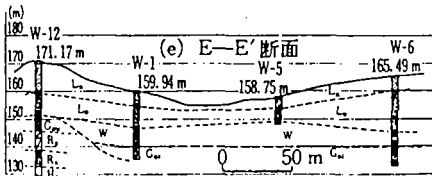
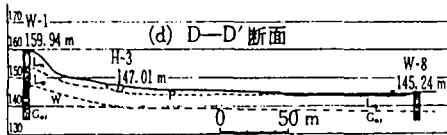
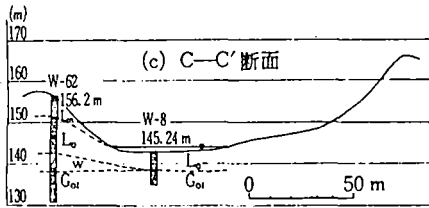
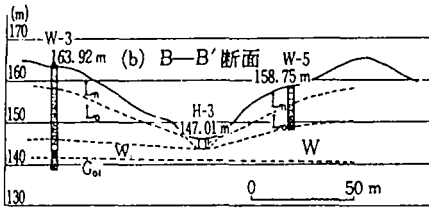
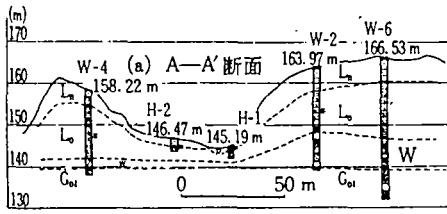
図 3.1 長池試験流域のボーリング、地質断面、電気探査測線の位置

御殿峠礫層、おし沼礫層、および各時代の関東ローム層で構成されている。試験流域内で図 3.1 に示す地点でボーリングが行なわれ、それを基に地形断面を検討するとともに、各深度のサンプルについて表 3.1 に示す土質試験結果が得られた。その結果、長池への流出に関与するのは主に関東ローム層であることが明らかとなった。すなわち、試験流域とその周辺では、風成ローム層の下位に尾根から谷にかけて粘土化が著しく進んだローム層（以下、火山灰質粘土層と呼ぶ）が連続的に分布し、これらの層中に不圧地下水が存在する。不圧地下水の水位は、その下位の地層の被圧地下水水位よりかなり高く、雨に対する反応も敏感である。

分布し、これらの層中に不圧地下水が存在する。不圧地下水の水位は、その下位の地層の被圧地下水水位よりかなり高く、雨に対する反応も敏感である。

表 3.1 ローム層の土質試験結果

深度 (m)	標高 (m)	地質		仮比重	透水係数 (cm/s)	間隙率 (%)	有効空隙率 (%)
		地質名	土質名				
0.05	166.48	立川ローム層	表土	0.46	1.2×10^{-4}	77	32
0.15	166.38			0.45		77	27
0.25	166.28			0.46		79	23
0.35	166.18			0.46		76	18
0.50	166.03			0.48		80	11
0.70	165.83			0.53		80	12
1.00	165.53			0.56		79	7
1.50	165.03			0.54		75	11
2.00	164.53			0.72		70	5
2.94	163.59			0.62		79	5
3.05	163.48			0.63		77	4
3.18	163.35			0.64		76	6
4.18	162.35			0.66			
4.39	162.14			0.68		1.2×10^{-4}	
4.93	161.60			0.74		2.0×10^{-5}	
5.08	161.45			0.73		76	5
5.96	160.57			0.71			75
6.19	160.34	0.73	1.8×10^{-5}	76	4		
7.12	159.41	0.62	2.8×10^{-3}		76	4	
7.27	159.26	0.60		76		4	
8.11	158.42	0.60	1.0×10^{-3}		76	9	
8.26	158.27	0.59		7.5×10^{-4}		70	4
9.02	157.51	0.66	1.3×10^{-3}		82		4
9.17	157.36	0.68		1.0×10^{-2}		74	3
9.87	156.66	0.86	9.1×10^{-6}		80		9
10.02	156.51	0.89		2.0×10^{-5}		80	8
11.04	155.49	0.55	1.9×10^{-4}				
11.29	155.24	0.82					
11.94	154.59	0.76					
12.24	154.29	0.80					
13.99	152.54	0.55					
14.19	152.34	0.64					
17.02	149.51	0.57					
17.24	149.29	0.53					



L_w : ローム層 L_0 : 火山灰質粘土層 P: 腐植土
 W: 水成多摩ローム層 G_0 : 御殿峠礫層 (G_{0w} : 高位面, G_{0l} : 低位面)
 R_s : 連光寺砂層 R_A : 連光寺互層 H_s : 平山砂層

図 3.2 ボーリング柱状図と推定地質断面

表 3.1 の透水係数は深度によってバラついているが、火山灰質粘度層の中には 10^{-6} cm/s のオーダーを示すものもあり、この層の下部のある層が不透水性基盤をなしているものと推定される。透水係数だけではこの推論は成り立たないが、(1)不圧地下水水位が雨に対応して上昇しても、その下の被圧地下水水位はきわめて反応が鈍いこと、(2)火山灰質粘土層から下方へ漏水がないという仮定のもとに行なった後述の水収支解析において、収支要素が妥当な結果を示すこと、の2つの論拠から、火山灰質粘土層の下部を不透水性基盤とみなしてよいと考えられる。

(4) 地下水流域界：この火山灰質粘土層の上面は、地形とはほぼ相似な形となっており、観測井の不圧地下水水位もほぼ標高に対応している。しかし、観測井の数は限られており面的な地下水形状をフォローするには充分ではない。そこで、L-10型大地比抵抗測定器を用い、電気探査によって地下水面を追跡した。結果の例を図 3.3 に示す。地下水面形状も地形にほぼ相似な形になっていることが確認された。したがって、長池試験流域では、地表流域界と地下水の流域界はほぼ一致するとみなしうる。

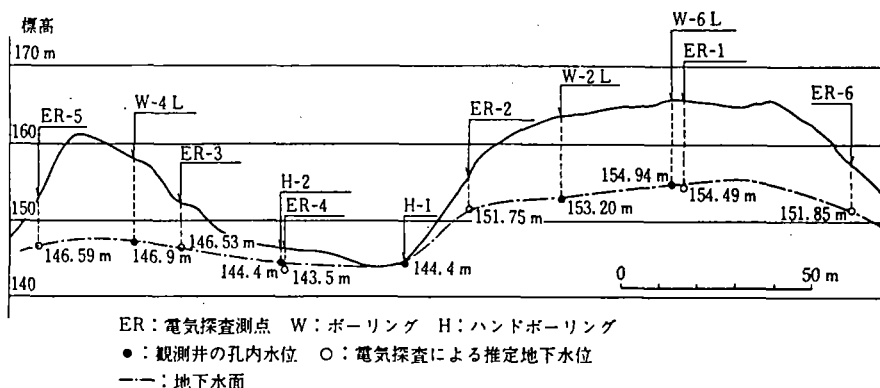


図 3.3 推定地下水断面

3.2.2 観測体制

地下構造をも含めた上述の流域特性の把握を背景に水循環の諸過程をフォローする資料を得るために、図 3.4 および表 3.2 に示す観測施設が、昭和 52 年 8 月から昭和 53 年 3 月にかけて配置され、資料収集が継続されている。

表 3.2 観測項目と方法

観測項目	記号	観測器機など
雨量	R	0.5 mm 転倒マス型隔測雨量計、 R-1: 林内、R-2: 林外
水位	N	リチャール式自記水位計 N-1: 1/1、N-2、3: 1/5
流量	D	直角三角堰
蒸発量	E	自記蒸発計
地下水水位	不圧 W-OL	地下水用自記水位計、1 部にフロートレス自記水位計
	被圧 W-OS	地下水用自記水位計
不飽和帯水分量	T	自記テンシオメーター 深度: 5, 15, 25, 35, 50, 70, 100, 150, 200, 300, 400, 600 cm.

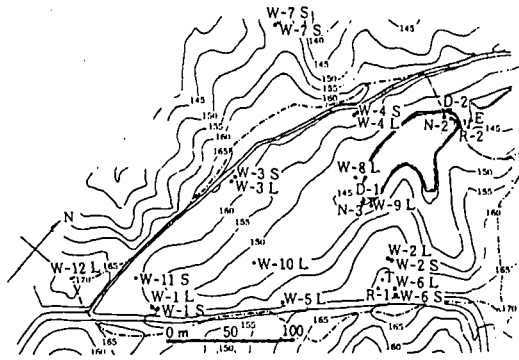


図 3.4 長池試験流域における観測施設の配置

3.3 永山試験流域

3.3.1 流域の特徴

既開発地区の試験流域は、多摩ニュータウン区域の中でも最も開発の早い川崎市多摩区永山4丁目の1区に設定された。集水面積は2.8haである。開発前のこの地帯は、標高106m位の谷部と比高約30mの尾根よりなる丘陵地上流部に当たっていたが、尾根部は切土され、谷部は盛土されて、標高113～119mの宅地に造成され、現在、5階建の中層集合住宅が10棟、約330世帯、約1,200人の生活する住宅団地となっている。

この試験流域の水文学的な特徴を以下に列記する。

- 1) 土地利用：土地利用の状況を図3.5および表3.3に示す。

各土地利用区分を構成している地目の内容は次のようである。

- (1) 建物：5階建の中層集合住宅10棟と屋根付の自転車置場10ヶ所により構成されている。
 - (2) 舗装地：アスファルト舗装された道路、コンクリート舗装された街路、及び駐車場より構成されている。
 - (3) 芝地：建物の前庭の芝がはってある場所である。管理がゆきとどいているので、芝のはげた所はほとんどない。
 - (4) 踏固め裸地：建物の出入口付近で土が露出している場所をさす。元は芝をはってあった場所であつたらしいが、日当りの悪さや人の往来により芝が干れており、土はよく踏み固められている。
- 2) 地下構造：図3.6の地質断面測線のうち、C-C、D-D断面の推定地層構造を図3.7に示す。

永山試験流域の位置はこの図の左に当たっている。また、図中の点線は、切盛造成工事による現地盤を表わしている。大局的にみると、別所流域と同様に北下りの地層構造をもっている。元の地山は、上位から、立川・武蔵野ローム層(L)、多摩ローム層(LT)、一部に御殿峠礫層(G)と続き、その下位に稲城砂層(IS)と稲城互層が交互に表われる。稲城互層は、粘岩、シルト質砂質岩、固結度のかなり高い砂礫層などが互層をなしており、別所流域における連光寺互層と同様に

不透水性基盤となっている。したがって、この上部の稲城砂層に飽和地下水帯が形成され、大局的には地表傾斜の方向すなわち北向きに流動していると推定される。すなわち、永山試験流域では、地表流域界と地下水流域界は一致していない。

この試験流域内では、図 3.8 に示す W1, W2, W3 の 3ヶ所でボーリング調査が行なわれ、図 3.9 の結果が得られた。W1 は、開発前に谷部斜面に当たり、地表から約 1.4 m 程度盛土されているのがわかる。W2 と W3 の地表柱状図をみると、地表から深度 4 ~ 5 m 付近までは、草根混入あるいはロームの上に中砂がくるなど自然状態では起こり得ない土層となっている。つまり、盛土部といえども地表から数 m までは、造成工事によってかなり乱されていると考えられる。

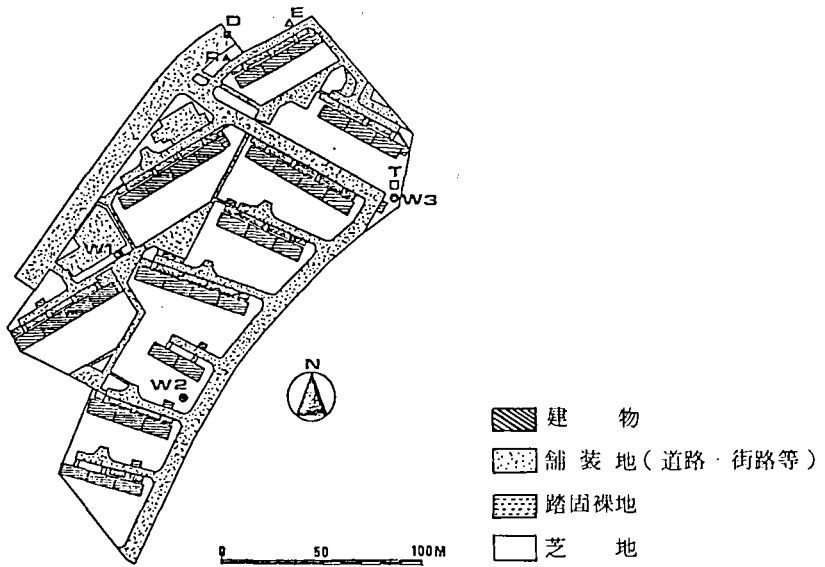


図 3.5 永山試験流域の土地利用

表 3.3 永山試験流域の土地利用状況

土 地 利 用		面積 (ha)	割合 (%)
建 物	中層集合住宅	0.34	12.1
	自転車置場	0.01	0.4
	小 計	0.35	12.5
舗 装 地	道路・街路	0.90	32.1
	駐 車 場	0.13	4.6
	小 計	1.03	36.7
踏 固 裸 地		0.14	5.0
芝 地		1.28	45.7
合 計		2.80	100.0

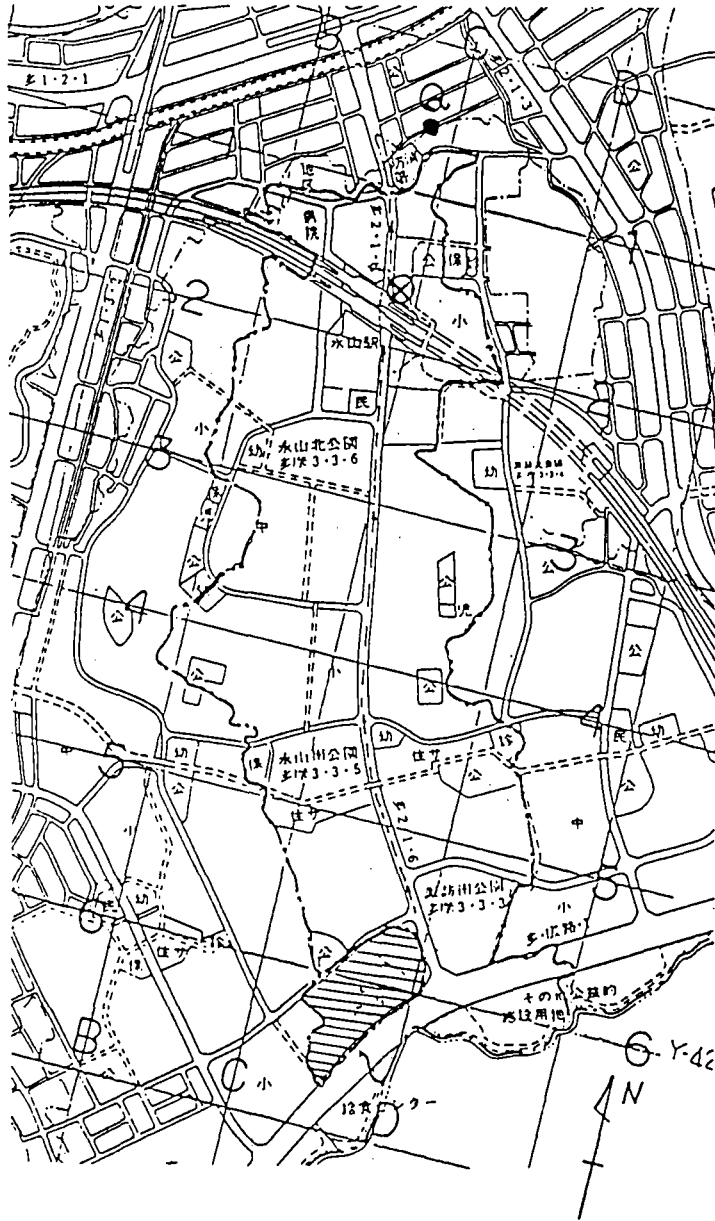
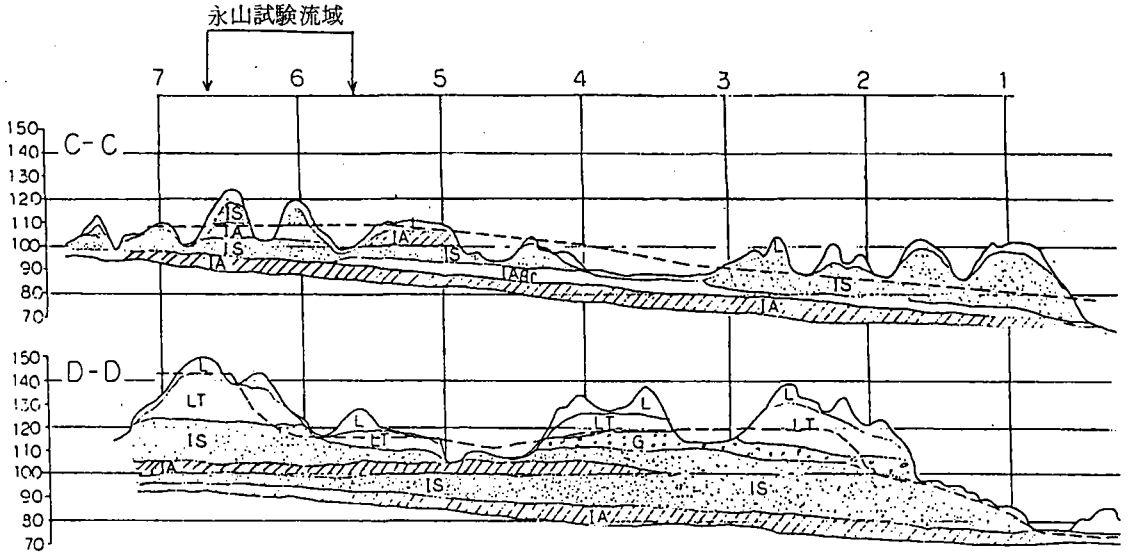


図3.6 地質断面の測線



L : 立川・武蔵野ローム, LT : 多摩ローム, G : 御殿峠礫層, IS : 稲城砂層, IA : 稲城互層
 : 現地盤

図 3.7 永山-諏訪地区推定地質断面 (S-N方向)

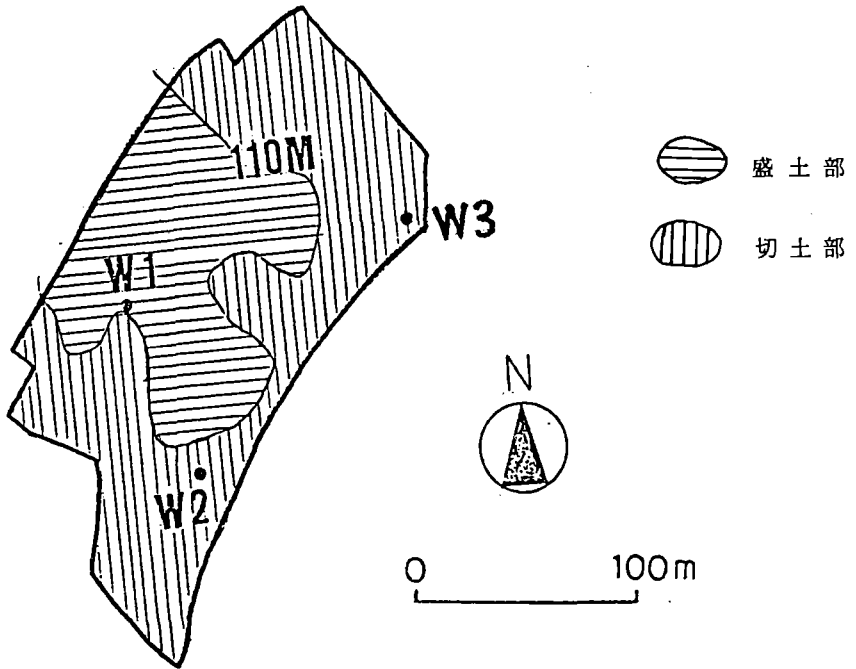


図 3.8 永山試験流域のボーリング位置と盛土部, 切土部

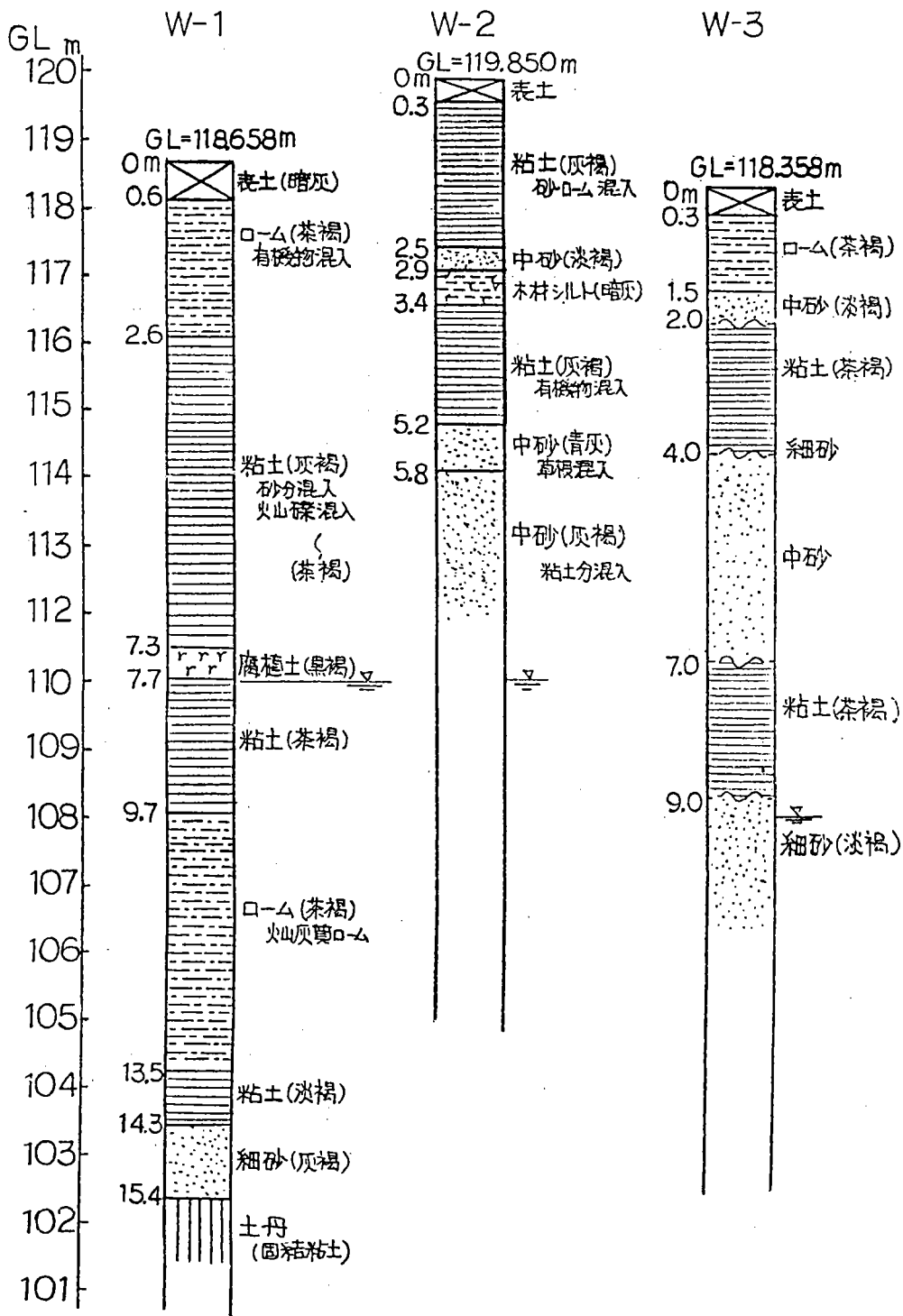
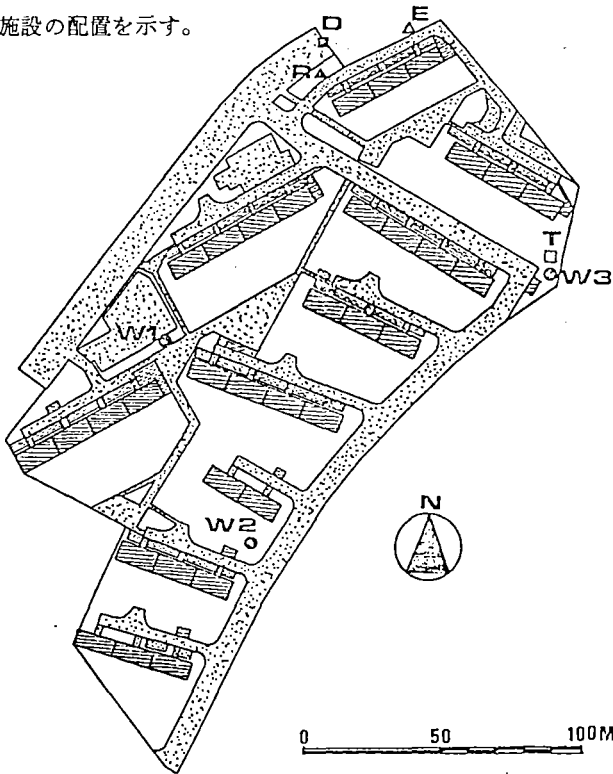


図 3.9 永山試験流域におけるボーリング調査結果

3.3.2 観測体制

永山試験流域では、日本住宅公団が1969年から、都市域における洪水流出の資料を得るために雨量と水位を継続的に観測している。今回の調査研究の立場、すなわち、“水循環”という視点からの資料を得るために、前述のボーリング調査孔を地下水観測井とするとともに、自記テンシオメータによる不飽和帯水分の観測（深度5、15、25、50、100、150、200、300、400cmの10深度）、ならびに蒸発量の観測を新たに付け加えた。自然地区の長池試験流域と同じ項目の観測施設が昭和59年1月までに整備され、住宅公団南多摩開発局と共同の下に資料収集が継続されている。

図3.10に観測施設の配置を示す。



記号	観測項目	観測器械
R	雨量	0.5mm転倒マス型自記雨量計
D	流量	水研62型水位雨量計
W1	地下水位	水研62型長期自記水位計
W2	"	"
W3	"	"
T	不飽和帯水分量	自記テンシオ・メーター
E	蒸発量	自記蒸発計

図3.10 永山試験流域における観測施設の配置

4. 水収支解析からみた都市化の効果

4.1 水収支解析とは？

水収支解析とは、ある対象時間内における対象領域への入量と出量の差が、貯留量の変化に等しいという。いわゆる連続式に基づいて、各水文要素の収支を追跡することである。式で表わせば、

$$I - O = \Delta S / \Delta t \dots\dots (4.1)$$

I : Δt 時間内の入量

O : Δt 時間内の出量

ΔS : Δt 時間内の貯留量変化

Δt : 水収支解析の単位時間

図 4.1 に長池試験流域の水収支の概念図と水収支式を示す。この流域では、前章で述べたように、地表流域界と地下水流域界が一致していると思わせるので、地表面下での水平方向の流入、流出はないと考えて、水収支式(4.2)が成り立つ。

$$P - (Q + E) = I_c + \Delta M_s + \Delta H \cdot P_a + \Delta W_s \dots\dots (4.2)$$

各記号の意味については、図 4.1 参照

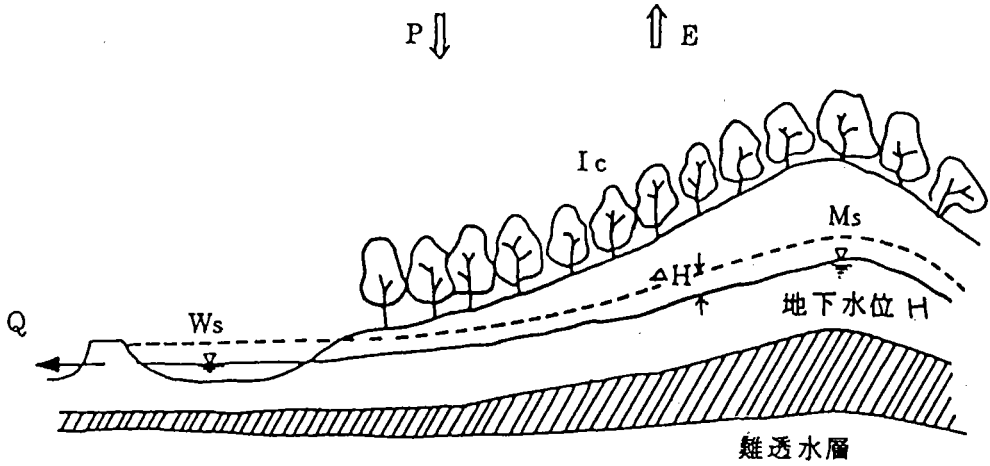
いっぽう、永山試験流域は、図 4.2 の概念図にみられるように、地表流域界と地下水流域界が異っているため、水収支の対象領域を地表流域界とした場合、地下水の流入および流出の項を加えなければならない。したがって、永山流域の水収支式は、次式のようになる。

$$P - \{ Q_d + (G_o - G_i) + E \} = \Delta M_s + \Delta H \cdot P_a \dots\dots (4.3)$$

各記号の意味については、図 4.2 参照

この章では、水収支解析の単位時間を、年、月、週および一降雨期間にとり、長池試験流域では 1977 年 9 月～1978 年 8 月、永山試験流域では 1978 年 12 月～1979 年 11 月の観測資料を用いて水収支解析を行ない、両試験流域の解析結果を比較することによって都市化の影響について議論する。

● 水収支概念図



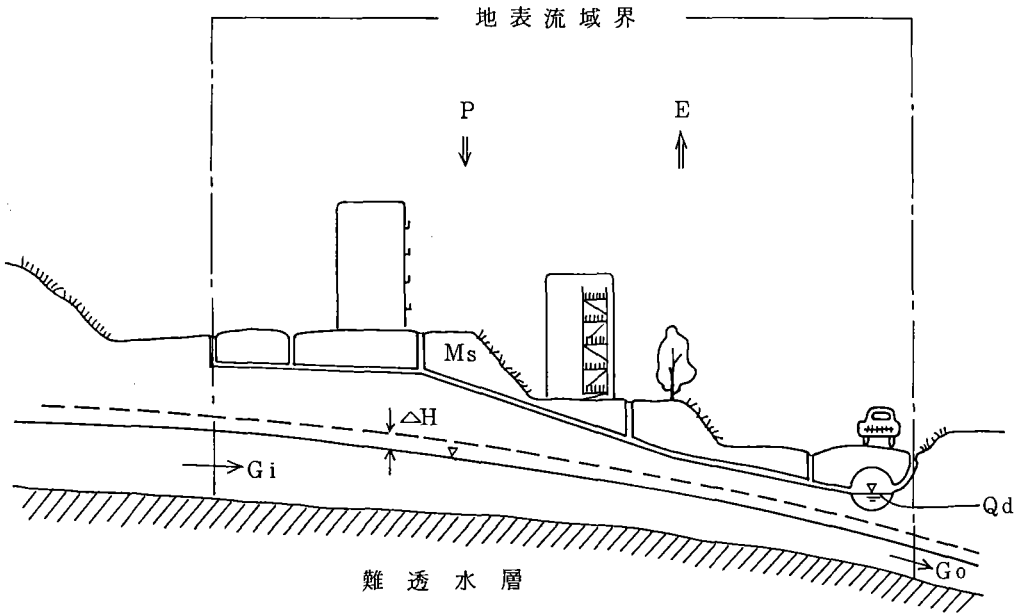
● 水収支式

$$P - (Q + E) = I_c + \Delta M_s + \Delta H \cdot P_a + \Delta W_s \dots\dots (4.2)$$

- 但し、
- P : 雨 量
 - Q : 流 出 量
 - E : 蒸 発 散 量
 - I_c : 樹冠遮断量
 - ΔM_s : 不飽和帯の土湿変化
 - ΔH · P_a : 地下水貯留量の変化
 - ΔH : 地下水位の変化
 - P_a : 地下水位変化部分の有効空隙率
 - ΔW_s : 長池貯留量の変化

図 4.1 長池流域の水収支概念図と水収支式

● 水収支概念図



● 水収支式

$$P - \{ Q_d + (G_o - G_i) + E \} = \Delta M_s + \Delta H \cdot P_a \dots\dots (4.3)$$

但し、

P : 雨量

Q_d : 直接流出量 (雨水管の流量)

G_o : 地下水流去量

G_i : 地下水流入量

E : 蒸発散量

ΔM_s : 不飽和帯の土湿変化 (窪地貯留を含む)

$\Delta H \cdot P_a$: 地下水貯留量の変化

ΔH : 地下水位の変化

P_a : 地下水位変化部分の有効空隙率

図 4.2 永山流域の水収支概念図と水収支式

4.2 観測水文学の年間変動状況

図 4.3 に、自然丘陵地内の長池試験流域における 1977 年 9 月から 1978 年 8 月までの 1 年間の観測結果を示す。図中、 E_p は小型蒸発計からの日蒸発量、 P は日雨量、 H は地下水位標高、地下水位の観測結果に付してある 1-L、2-L、3-L などの記号は、地下水観測井の番号を表わす。8-L、10-L、12-L は 1978 年 3 月から観測を開始したので、それ以前の観測結果はない。なお、 E_p は、その日の 9 時から翌日の 9 時までの日蒸発量であり、 P はその日の 0 時から 24 時までの日雨量であり、 H はその日の 0 時の地下水位標高であり、 Q は日流量を mm/day 単位で表わしている。

図 4.3 をみると、年間の傾向としては、秋は雨量が多く、地下水位も全般に高く、流出量も多いが、冬は雨量が非常に少ないために地下水位も低く、流出量もほぼゼロに等しい。また、春は雨量が多く、それに伴って地下水位も上昇し、流量も増大するが、夏の 8 月は無降雨日が 1 ヶ月も続き、地下水位が低下し、流量も非常に少なく、夏季渇水となっていることがわかる。

図 4.4 に、長池流域のテンシオ・メーターによる、不飽和帯の深度別の水分保留量の観測結果を示す。観測期間は、図 4.3 の場合と同様であり、1977 年 9 月から 1978 年 8 月までの 1 年間である。 P は日雨量を表わし、 Q は深度 0.05 m ~ 8 m の 13 深度における不飽和帯の水分保留量を容積含水率の形で % を単位として表わす。この容積含水率は、週毎の記録紙のとりかえの際にテンシオ・メーターを直読して各深度の土の吸引圧を水柱目盛で読みとり、それを pF に変換し、 pF -水分曲線を用いて容積含水率になおすことによって求めた。この pF -水分曲線には脱水過程の値をもちいた。これは、水分消費の観点にたてば、脱水過程でよいといわれているからである。

図 4.4 をみると、測定深度が 2 m 以上の深い深度では、欠測が多い。これは、測定深度が深い場合にはテンシオ・メーター内に気泡が入りやすく、しかも水銀切れが生じやすいためである。

また、不飽和帯の中でも、深度 5 ~ 35 cm までの水分保留量の変動は非常に大きく、ついで 50 cm ~ 2 m の水分保留量の変動が大きいが、3 ~ 8 m の水分保留量はほとんど変化しないことがわかる。

図 4.5 に都市域の永山試験流域における 1978 年 12 月から 1979 年 11 月までの 1 年間の雨量・地下水位・流出量の観測結果が示されている。図中、 P は日雨量、 H は地下水位標高、 D は流出量を表わす。図をみると、流出量 D は雨量 P とよく反応しており、無降雨日には流出量がないことがわかる。この現象は、地下水位が流量観測所より低いことを考え合わせると、流出量 D は直接流出量であり、地下水流出量は含んでいないと考えられる。また、地下水位の変動に着目すると、都市化地盤にもかわらず $W-1$ と $W-2$ は降雨に敏感に反応する。 $W-3$ は年間を通してほとんど変動せず、目詰りしている可能性が高いので、解析には用いない。

図 4.6 には、永山試験流域におけるテンシオ・メーターによる不飽和帯水分量の観測結果を示す。テンシオメーターは深度 5, 15, 25, 35, 50, 100, 150, 200, 300, 400 cm の 10 深度に埋め込んでいるが、深度 400 cm はほとんど欠測しているのので、図示していない。深度 5, 15, 25, 50, 200 cm の水分量の変動が大きく、深度 35 cm の水分量の変動はきわめて小さいことがわかる。

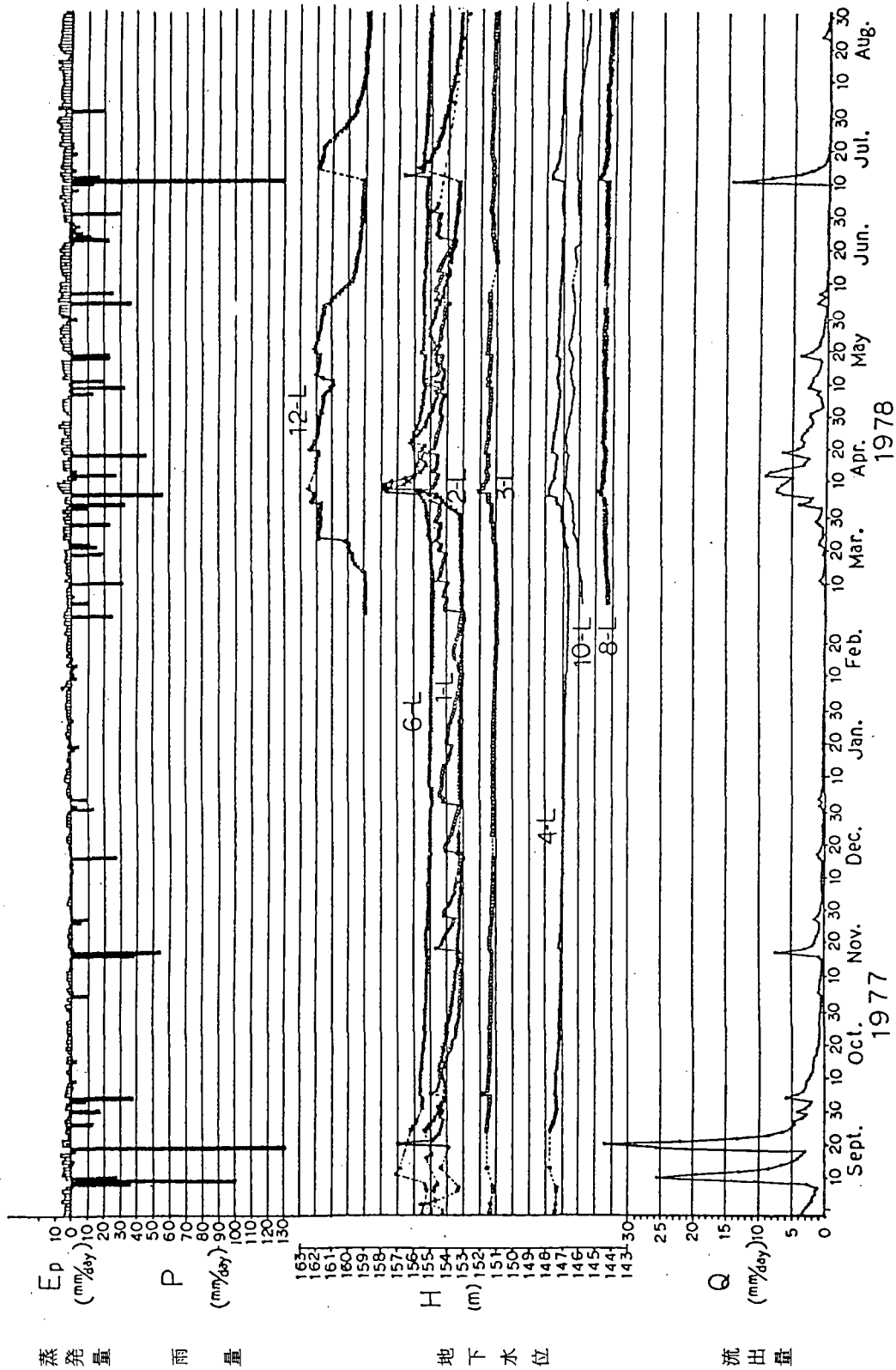


図 4.3 長池試験流域における1年間の観測結果

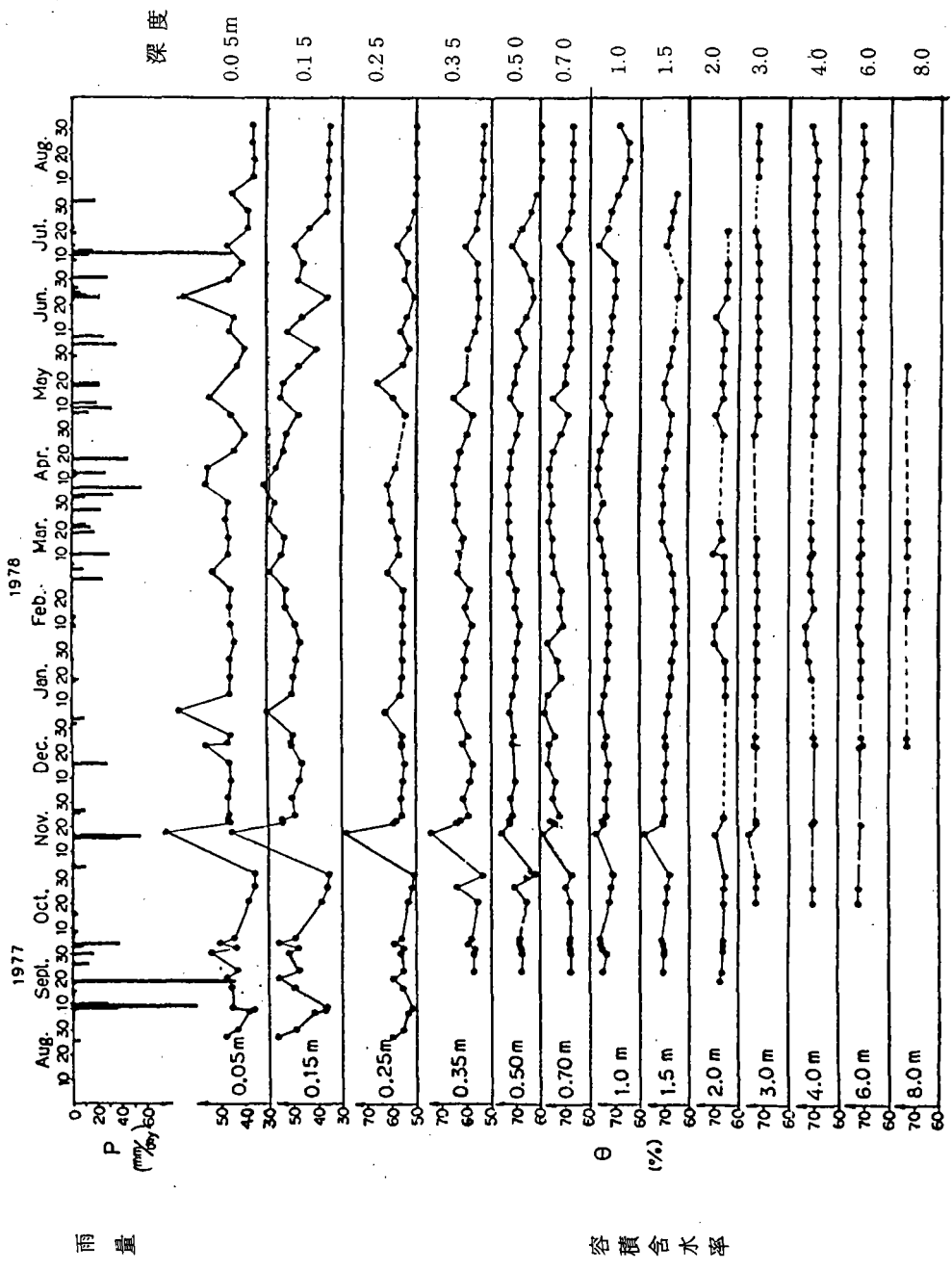


図 4.4 長池試験流域の不飽和帯水分量の 1 年間の観測結果

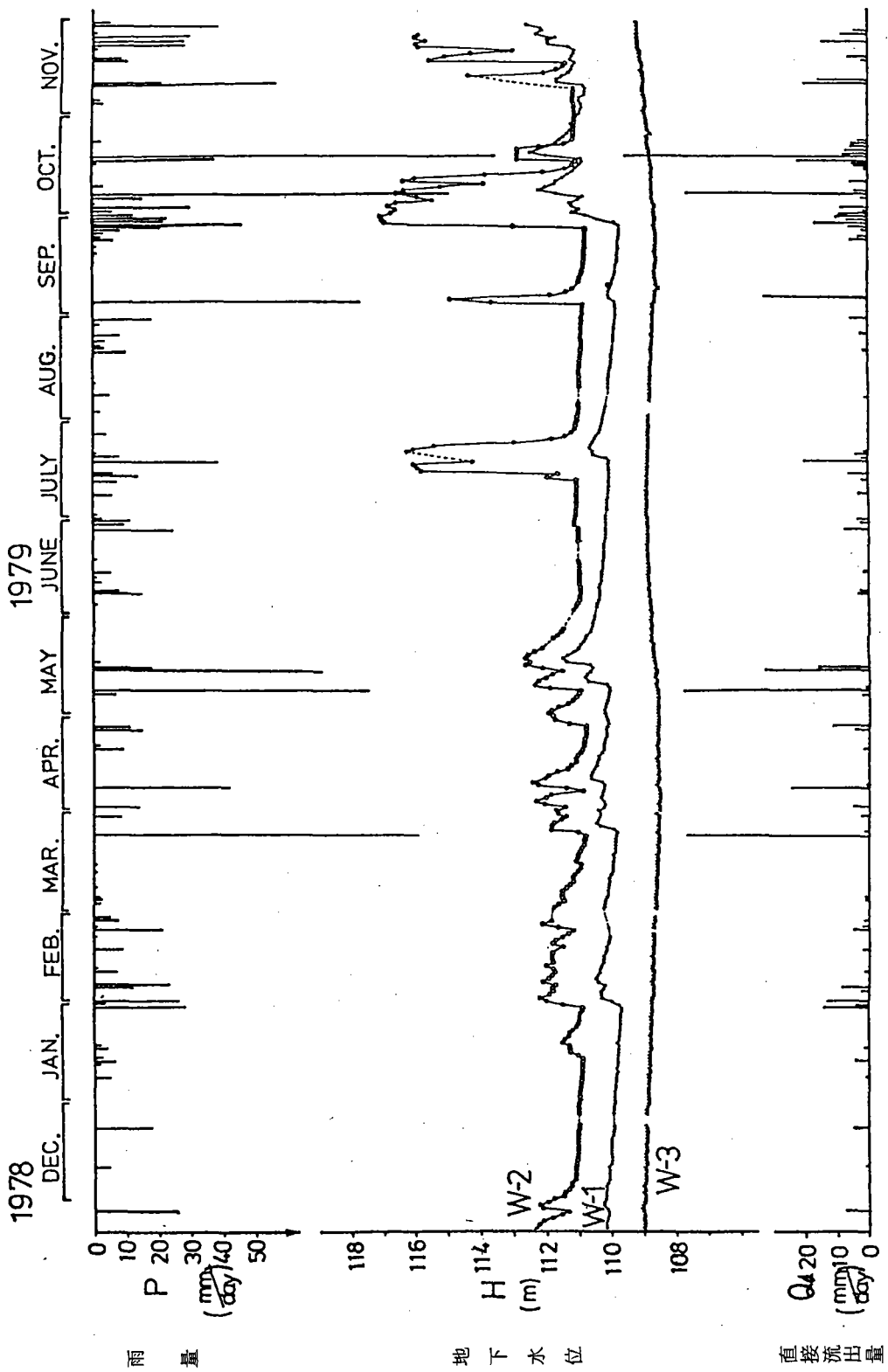


図 4.5 永山試験流域の 1 年間の雨量・地下水位・流量の観測結果

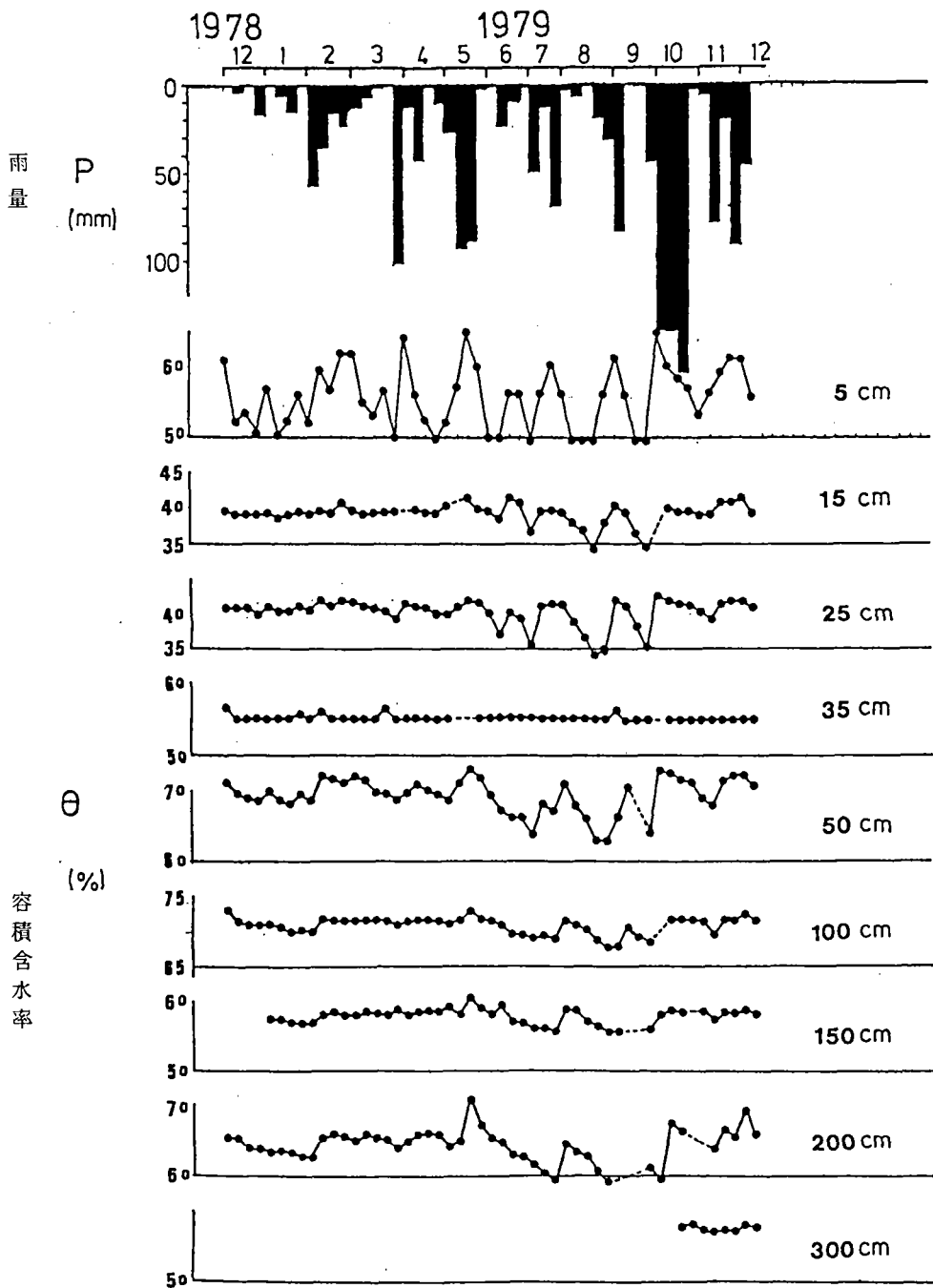


図 4.6 永山試験流域におけるテンシオ・メーターによる不飽和帯水分量の観測結果

4.3 年および月単位の水収支

4.3.1 水収支式とその適用法

1) 長池試験流域

長池試験流域を対象に水収支解析を行なうに際して、次のような前提条件をおいた。

- (1) 火山灰質粘土層が難透水層であることから、長池へ流出する地下水はその上部の不圧地下水であり、被圧地下水は長池への流出には関与しない。
- (2) 火山灰質粘土層から下部への漏水は無視できる。
- (3) ボーリングを含む地質調査の結果より、地表流域界と地下流域界は一致するとみなせる。
- (4) 不圧地下水の帯水層の水文地質特性はほぼ一様とみなせると考えて、いずれの観測井についても地下水位変化部分の有効空隙率は等しい値を用いることとし、W-6地点の土質試験結果より $P_a = 4\%$ とする。
- (5) 各観測井を代表する領域を地形条件から指定し、その面積率を重みとして、各観測井の水位変化 ΔH_i に乗じ、それらの荷重平均として、流域全体の地下水位変化 ΔH を求める。

月単位の水収支においては、樹冠遮断量 I_c は、蒸発散量 E に含まれる。したがって (4.2) 式は次のようになる。

$$P - (Q + E) = \Delta M_s + \Delta H \cdot P_a + \Delta W_s \dots\dots\dots (4.4)$$

この水収支式の各要素の中で、蒸発散量 E を除く量は、観測データによって求めることができる。したがって、上式で E を未知量としてこれを算出し、その値の妥当性を通して、前項に挙げた前提条件と仮定の妥当性についても推論する。

観測値の中で、現状で最も精度が低いのは不飽和帯の水分保留量の変化 ΔM_s と考えられるので、 ΔM_s になるべく小さい日を水収支期間の境界とする。また、境界日付近は雨がなく地下水位が安定していることが望ましい。以上の2点と、月ざかい付近という条件を満たす日を見出し、水収支期間が1ヶ月程度になる期間を定めた。

ΔM_s は、テンシオ・メーターの pF 観測値を、別に実験室で求めた pF -水分曲線を用いて水分量に変換して定めた。

2) 永山試験流域

永山試験流域における水収支式 (4.3) において、 $(G_o - G_i)$ と E が観測されていない未知量であり、このままの形では、両者を算出することができない。

ところで、地下水帯の水収支は、地下水涵養量を R とすると、

$$R - (G_o - G_i) = \Delta H \cdot P_a \dots\dots\dots (4.5)$$

で表わされる。(4.3) と (4.5) 式より、次式を得る。

$$P - (Q_d + R + E) = \Delta M_s \dots\dots\dots (4.6)$$

地下水涵養が生じる降雨時の最大地下水位変化を ΔH_{max} とすると、(4.5)式より、 $R = \Delta H_{max} \cdot Pa + (G_o - G_i)$ であるが、地下流域における流入量と流出量がバランスしている。もしくは、 $(G_o - G_i) / \Delta H_{max} \cdot Pa$ がきわめて小さい、と仮定すると、近似的に次式を得る。

$$R = \Delta H_{max} \cdot Pa \dots\dots\dots (4.7)$$

ここでは、(4.7)式を用いて、水収支期間内の降雨毎の地下水涵養量を算出し、それらの総和をもって期間内総地下水涵養量として、(4.6)式において蒸発散量 E を未知量として水収支解析を行なった。

なお、 Pa の値は、地下水変動部付近の土壌サンプルの室内試験より、0.014と定めた。また、 $W-1$ 観測井が盛土部の、 $W-2$ 観測井が切土部の、それぞれ地下水変動を代表するものと仮定して、流域の盛土部面積率0.64、切土部面積率0.36をそれぞれの地下水位変動にウェイト付けした和によって、流域の平均的な地下水位変化量とした。

水収支の単位期間の設定の仕方、 ΔM_s の算定法については長池流域の場合と同様である。

4.3.2 解析結果と考察

1) 年単位の水収支

長池流域における水収支解析の結果を表4.1に示す。この表で年単位の水収支結果に着目すると、年間の雨量 P は1,367mmで、流出量 Q は599mm、蒸発散量 E は912mmとなっている。この結果は、表4.2に示す関東地方の他の小試験流域の年間水収支結果と比べると、妥当な値であることがわかる。即ち、表4.2に示す関東地方の他の試験流域の年間水収支では、降水量1,600mm前後であり、流出量は700mm前後であり、損失高は900mm前後である。長池試験流域における年間の水収支結果は、これらの値と類似の値を示しており、妥当な値と考えられる。このことから、前述した水収支解析の前提条件と仮定は満たされていると考えて以下の議論を進める。

永山流域の水収支結果を表4.3に示す。表中、1年間の水収支解析結果に着目すると、年間の雨量は約1,600mmであり、そのうち約1,000mmが流出し、約600mmが蒸発散となり消失している。また、年間の地下水涵養量は約300mmである。年間の地下水貯留量の変化は20mm弱であり、不飽和帯の水分保留量の変化は-1.1mmと極めて小さい。図4.7には、永山試験流域と長池試験流域の年単位の水収支結果の比較を示すが、これをみると都市流域は自然流域と比べると、直接流出率が5倍も大きいかわりに、地下水流出率が半分程度と小さく、蒸発散量の割合も

0.6倍程度と小さい。直接流出率の増大は、自然流域である長池流域においては直接流出の生起領域が池・湿地などの飽和域であるのに対して、都市流域である永山流域においては直接流出の生起領域が建物・道路等の不浸透域であるためと考えられる。また、永山流域ではこの不浸透域が流域の50%程度を占めるため、浸透域が少なく地下水涵養量が減少したため自然流域である長池流域に比べて地下水流出量が少ないと考えられる。蒸発散量に関しても、主要な蒸発散面である浸透域の減少が都市化に伴う蒸発散量の減少をもたらしたと考えられる。

次に、流域からの蒸発散量 E を、浸透域からの蒸発散量 E_i と不浸透域からの蒸発散量 E_{imp} に分けることを考える。後述するように、永山試験流域に降る雨量の内、流域内の48%を占める芝生地などの浸透域に降る分は全部浸透し、流域の52%を占める建物・道路などの不浸透域に降る分は、屋根や舗装面に吸収される初期損失と窪地貯留を除いて全部流出すると見なせる。初期損失と窪地貯留の大部分は、降雨後に蒸発すると考えられる。従って、不浸透域からの年間の蒸発量 E_{imp} は次式により求められる。

$$E_{imp} = I_{imp} \times P - Q_d \dots \dots (4.8)$$

ここで、 I_{imp} ：不浸透域面積率、 P ：1年間の総雨量、 Q_d ：1年間の直接流出量である。

$I_{imp} = 0.52$ 、 $P = 1.613.5 \text{ mm}$ 、 $Q_d = 728.9 \text{ mm}$ を(4.8)式に代入すると、 $E_{imp} = 110 \text{ mm}$ が得られる。一方、永山流域の1年間の降雨日数は108日である。従って、1降雨日当たりの不浸透域からの蒸発量 E_{imp} は約1mmとなる。表4.3中の E_{imp} は、不浸透域からの蒸発量で、降雨日数に一律1mmをかけて推定した。

従って、浸透域からの蒸発散量 E_i は次式から求まる。

$$E_i = E - E_{imp} \dots \dots (4.9)$$

表中の E_i は浸透域からの蒸発散であり、浸透域の単位面積当りに換算すると約1000mm/年となり、長池流域の約900mm/年と大差ないことがわかる。 E_i^* は、浸透域の単位面積当りの月平均日蒸発散量であり、冬季には1~2mm/日、夏季には3~5mm/日、春季と秋季にはこれらの中間の値をとり、長池試験流域とはほぼ同様な値を示す。

以上のことから、都市流域である永山試験流域の年間の蒸発散量は約600mmで、自然流域の長池試験流域の800mm以上と比べると小さく、都市化すると蒸発散量は減少するといえる。しかし、都市流域の中でも、浸透域からの蒸発散高は自然流域と同程度であり、都市化によって蒸発散量が減少するのは、不浸透域からの蒸発高が自然流域に比べて極めて小さいためであると判断される。

表 4.1 長池試験流域における年および月単位の水収支表

年	月	水収支期間	日数 days	P mm	Q mm	ΔW_s mm	ΔHPa mm	ΔM_s mm	E mm	\bar{E} mm/day	\bar{E}/\bar{E}_p
'77	9	8/30~10/2	33	331.5	257.4	- 0.5	1.2	- 0.8	74.2	2.2	0.76
	10	10/2~10/27	25	53.5	48.1	- 1.4	-13.1	-30.3	50.1	2.0	0.87
	11	10/27~11/25	29	103.5	28.5	- 0.1	- 0.3	38.2	37.0	1.3	0.76
	12	11/25~12/27	32	43.5	14.4	- 0.6	- 6.0	1.0	34.7	1.1	0.65
'78	1	12/27~1/27	31	34.0	10.9	- 0.5	- 0.5	- 0.8	24.9	0.8	0.36
	2	1/27~2/24	28	12.5	6.3	- 2.7	- 6.9	-11.8	27.6	1.0	0.34
	3	2/24~3/31	35	133.0	12.9	4.0	18.8	-54.7	42.6	1.2	0.39
	4	3/31~4/28	28	174.5	124.1	1.0	12.7	-36.0	72.7	2.6	0.72
	5	4/28~5/26	28	124.5	50.1	- 1.0	- 7.1	- 7.2	89.7	3.2	0.91
	6	5/26~6/30	35	136.5	9.2	- 3.0	- 4.1	-57.0	191.4	5.5	1.2
	7	6/30~7/28	28	201.5	35.0	- 1.0	2.5	- 1.9	166.9	6.0	1.1
	8	7/28~9/1	35	18.5	2.4	-23.8	-15.4	-45.3	100.6	2.9	0.49
'77.8/30~78.9/1			367	1,367	599.3	-29.4	-18.2	-97.2	912.4	2.5	0.75

(注) ΔM_s : 9月は25cmまで, 12, 1, 3, 4, 8月は1.5mまで, 10, 11, 2, 5, 6, 7月は2mまでの深度のテンシオ・メーターの測定結果によって ΔM_s を算出した。

表 4.2 関東地方の他の試験流域の年間水収支

試験流域	所在地	面積 (<i>ha</i>)	平均 高度 (<i>m</i>)	地質	地形	植生	降水量 (<i>mm</i>)	流出量 (<i>mm</i>)	損失高 (<i>mm</i>)	観測 年数	出所
太田 広葉樹林区	茨城県	15.7	330~ 380	御在所系 角閃岩類	山地	広葉樹天然 生林	1,567	916	651	5	(1)
太田 針葉樹林区		36.6	220~ 460	同上	同上	スギ人工林	1,654	752	902	4	(1)
太田 幼齢林区		21.1	40~ 460	同上	同上	スギ植栽地	1,666	905	761	4	(1)
笠間 広葉樹林区	茨城県	5.9	120~ 300	古生層 粘板岩類	山地	広葉樹天然 生林	1,646	504	1,142	4	(1)
笠間 針葉樹林区		7.3	150~ 300	同上	同上	スギ人工林	1,674	574	1,100	5	(1)
笠間 無立木地区		5.2	150~ 300	同上	同上	伐採跡地	1,526	394	1,132	1	(1)
逆川	埼玉県	358	130~ 340	結晶片岩 ローム	山地	山林	1,684	832	852	3	(2)
平均							1,631	697	934		

(注) 出所 (1): 中野秀章著「森林水文学」, 共立出版, 1976. PP163~164.

出所 (2): 金子良著「農業水文学」, 共立出版, 1973. P156.

表 4.3 永山試験流域の年および月単位の水収支解析結果

年	月	日数 (日)	P (mm)	Q (mm)	Qd (mm)	Go-Gi (mm)	$\Delta H \cdot Pa$ (mm)	R (mm)	ΔMs (mm)	E (mm)	Eimp (mm)	Ei (mm)	$\bar{E}i^*$ (mm/日)
1978	12	27	21.5	9.8	5.2	4.6	- 4.4	0.2	-16.4	32.5	2.0	30.5	2.35
1979	1	29	22.0	10.5	6.5	4.0	- 1.8	2.2	-10.1	23.4	6.0	17.4	1.25
	2	29	130.0	69.6	47.5	22.1	8.8	30.9	25.0	26.6	12.0	14.6	1.05
	3	27	21.5	12.7	4.3	8.4	- 8.4	0.0	-15.8	33.0	8.0	25.0	1.93
	4	32	168.5	122.3	90.9	26.2	2.6	28.8	3.6	45.2	5.0	40.2	2.62
	5	30	210.0	148.0	123.9	24.1	8.9	33.0	1.9	51.2	7.0	44.2	3.07
	6	30	34.0	14.2	5.8	8.4	- 8.2	0.2	-85.1	63.1	7.0	56.1	3.90
	7	46	142.0	63.3	48.6	14.7	- 1.1	13.6	8.7	71.1	16.0	55.1	2.50
	8	29	134.5	58.1	40.6	17.5	4.3	21.8	- 9.2	81.3	10.0	71.3	5.12
	9	36	323.5	168.2	129.9	38.3	33.2	71.5	30.4	95.7	18.0	77.7	4.50
	10	31	250.5	204.2	165.8	38.4	- 6.6	31.8	10.5	42.4	8.0	34.4	2.31
	11	21	155.5	124.8	63.9	60.9	- 9.1	51.8	5.4	34.4	9.0	25.4	2.52
計	367	1,613.5	996.5	728.9	267.2	18.6	285.8	- 1.1	599.9	108.0	491.9	2.79	

P : 雨量, Q : 流出量, Qd : 直接流出量. Go-Gi : 地下水流出量. $\Delta H \cdot Pa$: 地下水貯留量の変化, R : 地下水涵養量, ΔMs : 不飽和帯の水分保留量の変化, E : 蒸発散量, Eimp : 不浸透域の蒸発量, Ei : 浸透域の蒸発散量, $\bar{E}i^*$: 浸透域の月平均日蒸発散量

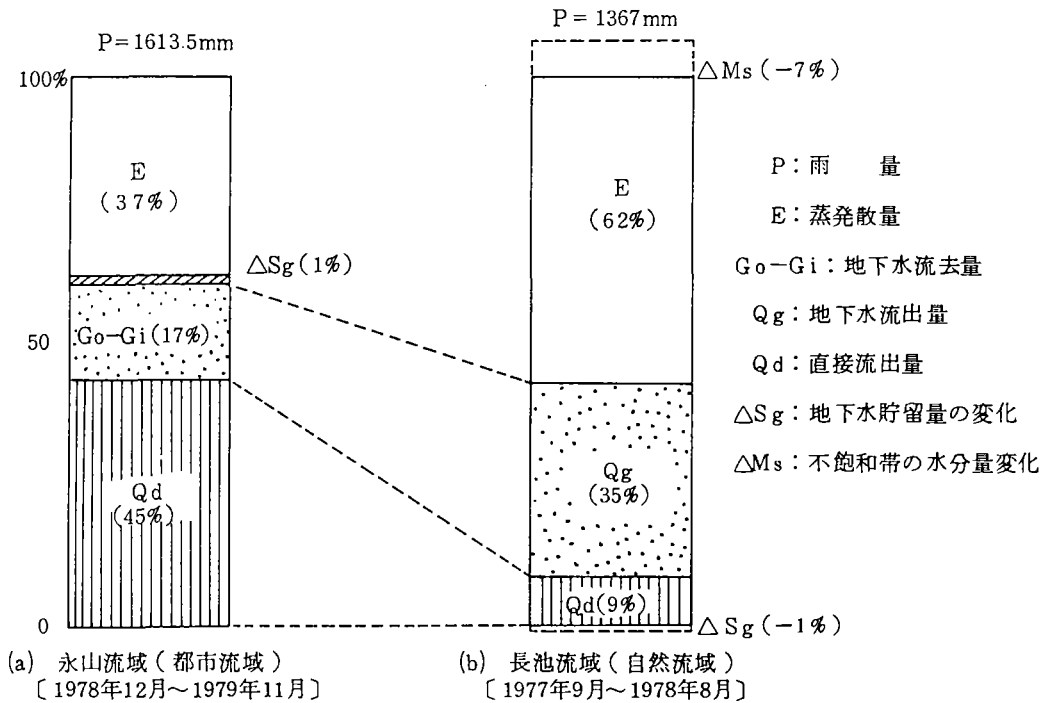


図 4.7 永山試験流域と長池試験流域の年単位の水収支の比較

2) 月単位の水収支

表 4.1 中の E/E_p は、月平均日蒸発散量と蒸発計の日蒸発量の比を示すが、これをみると月平均日蒸発散量は蒸発計の日蒸発量とは必ずしも等しくないということがわかる。即ち、5～7月の値は1前後であるが、12～3月の値は0.4以下であり、他の月の値はその中間の値を示している。これは、5～7月は植物の生育期に相当しているために蒸散が活発に行われ、12～3月は植物の休眠期に相当しているために蒸散がほとんどないという植生の季節変化で説明できるであろう。

図 4.8 には、長池流域の月単位の水収支図を示す。この図において、 E は蒸発散量、 P は降水量、 W_s 、 M_s 、 $H \cdot Pa$ はそれぞれ貯留量、不飽和帯の水分保留量、地下水貯留量であり、水収支の起点にあたる1977年8月30日の貯留量を仮に0mmとして表わしてある。 Q は流出量である。雨量 P に着目すると、9月が300mm以上で最も多く、3～7月も100mm以上と多いが、12、1、2月の冬季と8月が50mm以下で少ないことがわかる。流出量 Q もこれとほぼ同様の傾向を示すが、6、7月の雨量 P は4月と同程度の大きさであるにもかかわらず流出量 Q は4月よりずっと少ない。これは、6、7月の蒸発散量 E が大きく、雨量の大部分が蒸発散に消費されているためであることがわかる。このように、長期間の流出には、蒸発散が大きな影響を及ぼしていることがわかる。

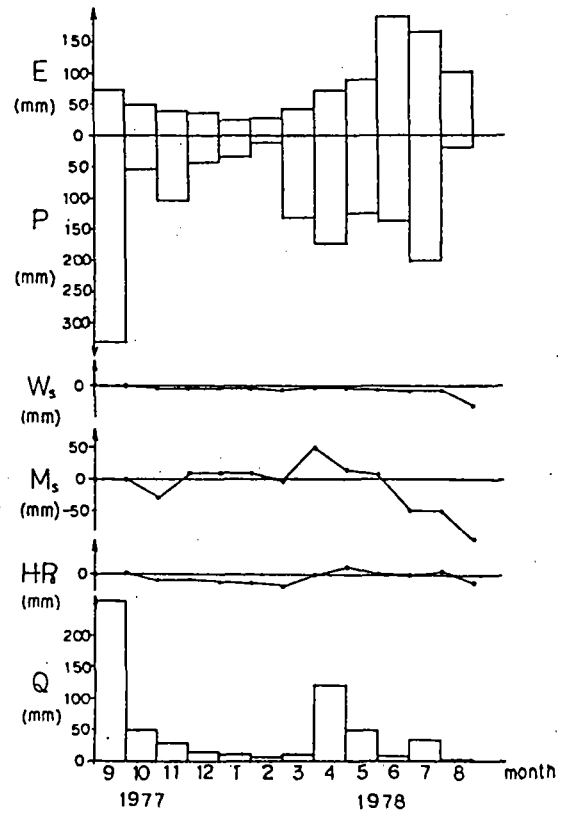


図 4.8 長池試験流域における月単位の水収支図

次に流域貯留量である W_s 、 M_s 、 $H \cdot Pa$ に着目すると、池の貯留量 W_s の年間の変動幅は30mm前後と小さい。不飽和帯の水分保留量 M_s の年間の変動幅は150mm前後で流域貯留の中では最も大きい。地下水貯留量 $H \cdot Pa$ の年間の変動幅は50mm前後である。

図 4.9 には、都市化地区の永山試験流域における月単位の水収支図が示されている。この図をみると、流出量の中に占める直接流出量の割合が大きく、地下水流去量の割合が小さいことが月別にみてもはっきりわかる。また、雨量 P の少ない時には不飽和帯水分量 M_s は減少しており、雨量 P の多い月には M_s は増大しており、年間の変動幅は46mmであることがわかる。地下水涵

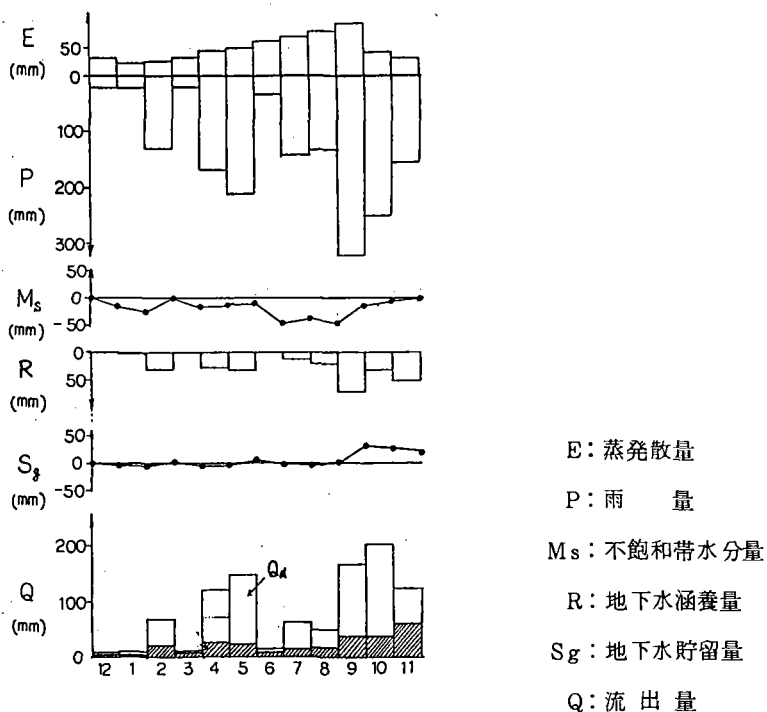


図 4.9 永山試験流域における月単位の水収支図

養量については、年間の値は 286 mm であり、雨量が 100 mm 以上の月には 10 mm 以上の地下水涵養がある。地下水貯留量 S_g に関しては、1978 年 12 月から 1979 年 8 月まで余り変化がないが、9 月の 300 mm をこす降雨により大きく増加しており、年間の変動幅は約 40 mm であり、不飽和帯の水分量の年間変動幅より若干小さいことがわかる。

4.4 週単位の水収支

4.4.1 解析の方法

月単位の水収支により算出した各月の蒸発散量 E を、長池流域の約 3 km 北に位置する東京農工大学波丘地利用実験実習施設の小型蒸発計観測記録に基づき比例配分することによって、週単位の蒸発散量を算出する。即ち、

$$E(j, k) = E(j) \times \frac{E_p(j, k)}{E_p(j, i)} \quad (4.10)$$

ここに、 $E(j, k)$: j 月の第 k 週の蒸発散量、 $E(j)$: j 月の月蒸発散量、 $E_p(j, i)$: j 月の第 i 週の蒸発計蒸発量、である。

このようにして求めた週単位の蒸発散量 E を既知として、長池流域に対しては(4.4)式を、永山流域に対しては(4.6)式を適用し、 ΔMs を未知量として週単位の水収支解析を行なう。

4.4.2 解析結果と考察

長池試験流域の週単位の水収支結果を図4.10に示す。

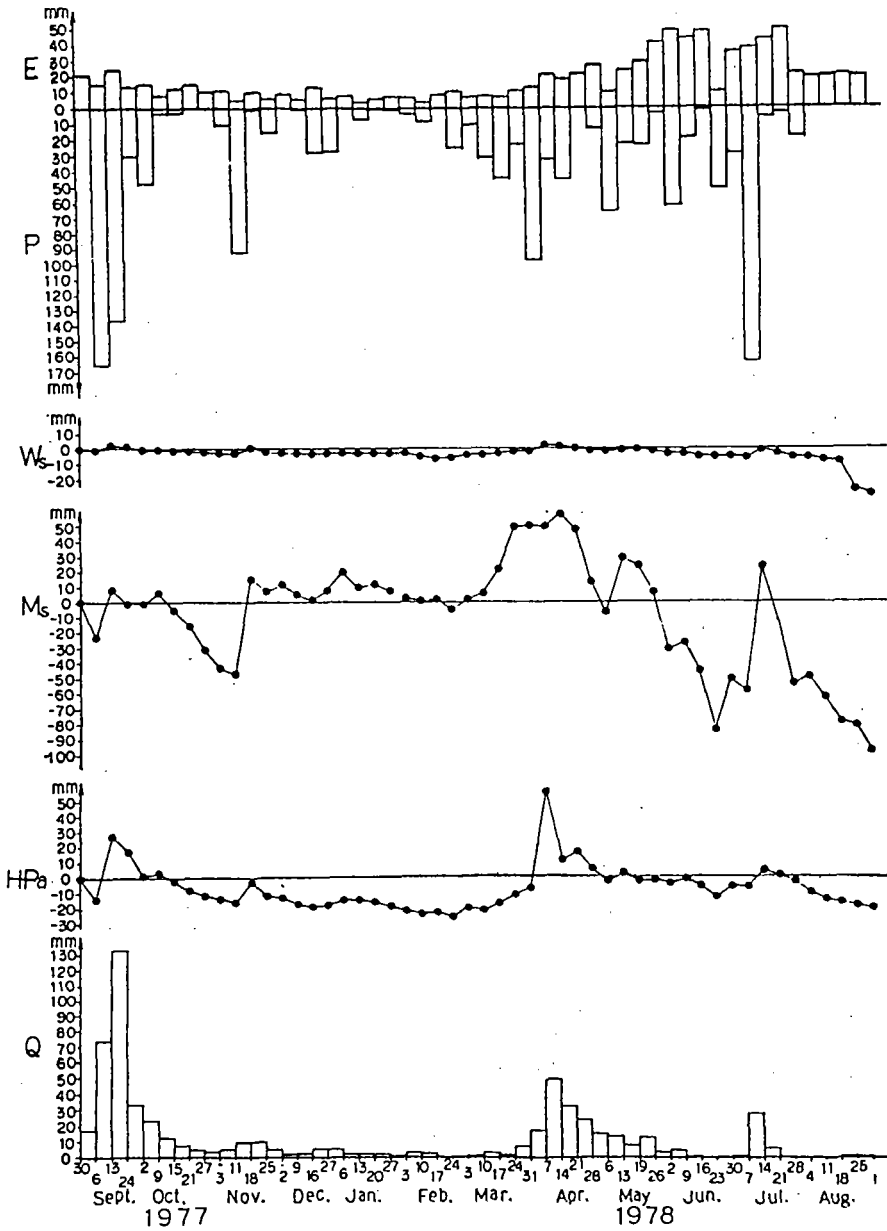


図 4.10 長池試験流域における週単位の水収支

図中、 W_s は長池の貯留量、 M_s は不飽和帯の水分保留量、 $H \cdot Pa$ は地下水貯留量を意味し、いずれも1977年8月30日の値を仮に貯留量0として示してある。流域の貯留量の中で、池の貯留量 W_s の変動が最も小さく、最大値と最小値の差は32mmである。地下水貯留量 $H \cdot Pa$ は、冬の終りの2月下旬に最小値にまで減少し、春先の降雨により増大して4月上旬に最大値に達しているが、この変動幅は82mmと大きい。不飽和帯の水分保留量 M_s は春の降雨により増大して4月中旬に最大値に達し、8月の無降雨期後に最小となっているが、この変動幅は154mmと流域貯留量の中では最も大きい。また、不飽和帯の水分保留量 M_s と地下水貯留量 $H \cdot Pa$ の和である地下貯留量 $\{M_s + H \cdot Pa\}$ は、4月上旬に最大値になり、8月の無降雨期後に最小となっているが、この変動幅は222mmと非常に大きいことがわかる。

図4.1.1には、永山試験流域における週単位の水収支図を示す。不飽和帯水分量 M_s に着目すると、5月中旬に最大値をとり、9月下旬に最小となっており、年間の変動幅は110mmに達している。一方、地下水貯留量 S_g は11月下旬に最大値をとり、9月下旬に最小となっており、年間の変動幅は約40mmである。これらのことから、長池試験流域と同様に、地下水貯留量の年間変動幅より不飽和帯水分量の年間変動幅の方が大きいことがわかる。

また、地下水涵養量 R に着目すると、図中のA、B、Cの3週は雨量 P が90mm前後ではほぼ同程度であるにもかかわらず、地下水涵養量 R はC週が最大で、ついでA週が大きく、B週が最小である。これらの結果と不飽和帯水分量 M_s の大小と対応させると、 M_s が大きい週は R も大きく、 M_s が小さい週は R も小さいことがわかる。従って、長池試験流域でも述べたように、地下水涵養量の規定要因として雨量だけでなく、不飽和帯水分量が重要であることが明らかとなった。

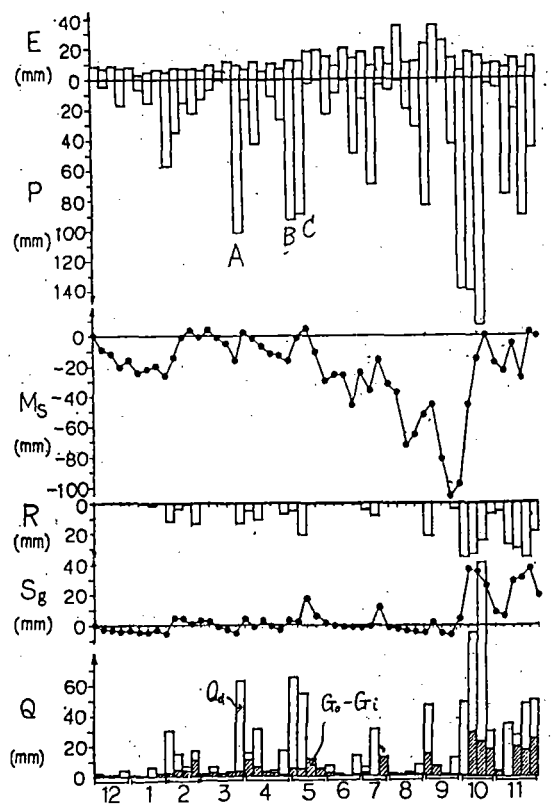


図 4.1.1 永山試験流域における週単位の水収支

4.5 降雨期間単位の水収支

4.5.1 解析の方法

(1) 長池試験流域

降雨期間を水収支期間にとると、(4.2)式の中で蒸発散量 E は近似的に0と考えてよい。したがって、降雨期間中の水収支式は、次式で与えられる。

$$P - Q = I_c + \Delta M_s + \Delta H \cdot Pa + \Delta W_s \quad (4.11)$$

上式において、 P は一雨雨量、 Q は降雨期間中の流出量とともに実測されている。樹冠遮断量 I_c は林外雨量 P と林内雨量 P_f との差をとり、樹冠面積率0.94を乗じて求める。 ΔH は、各観測井の降雨終了時と降雨開始時の地下水位の差を各観測井が代表する領域面積によって重みづけした荷重平均として算出できる。 ΔW_s は、長池の水位変化 Δh に池の全流域に対する面積率0.059を乗じて計算する。そうすると、(4.11)式において未知量は不飽和帯の水分保留量の変化 ΔM_s のみとなり、これを水収支式から算出することができる。

(2) 永山試験流域

ここでは、降雨期間中を対象としているから、蒸発散量 $E = 0$ とすると、(4.3)式は次のようになる。

$$P - \{ Q_d + (G_o - G_i) \} = \Delta M_s + \Delta H \cdot Pa \quad (4.12)$$

上式において、 P 、 Q_d 、 ΔH は観測値として得られる。 ΔM_s もテンシオメータによって継続観測されているが、次章で指摘するように、降雨時には封入空気の影響があって、現状では水分量への変換が難しい。したがって、 ΔM_s と $(G_o - G_i)$ の2項が未知量であり、(4.12)式だけでは水収支をフォローすることができない。

ここでは、降雨直前の地下水流入量と地下水流出量の関係が降雨期間中にも保たれると仮定して、次の関係式を用いる。

$$G_o - G_i = [-\Delta H \cdot Pa] \text{ 降雨前} \quad (4.13)$$

これは、地下水涵養がない時の地下水帯の水収支式である。また、 $(G_o - G_i)$ は、この領域からの純地下水流出量を表わす。

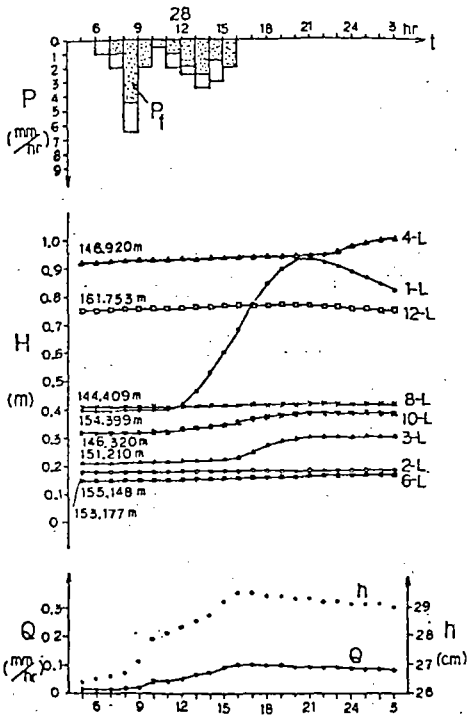
ΔH は、流域の平均の地下水位変化である。永山流域には $W-1 \sim 3$ の3つの観測井があるが、 $W-3$ は、年間を通してほとんど変動せず、 $W-1, 2$ で観測している地下水より、下部の地下水位を把握している可能性がある。そこで、 $W-3$ の地下水位は使用せず、 $W-1, 2$ の地下水位記録を用いて平均地下水位変化を求める。 $W-1$ は切土部の地下水位を、 $W-2$ は盛土部の地下水位を代表するものとして、次式により、流域の平均地下水位変化を算出する。

$$\Delta H = a_1 \Delta H_1 + a_2 \Delta H_2 \quad (4.14)$$

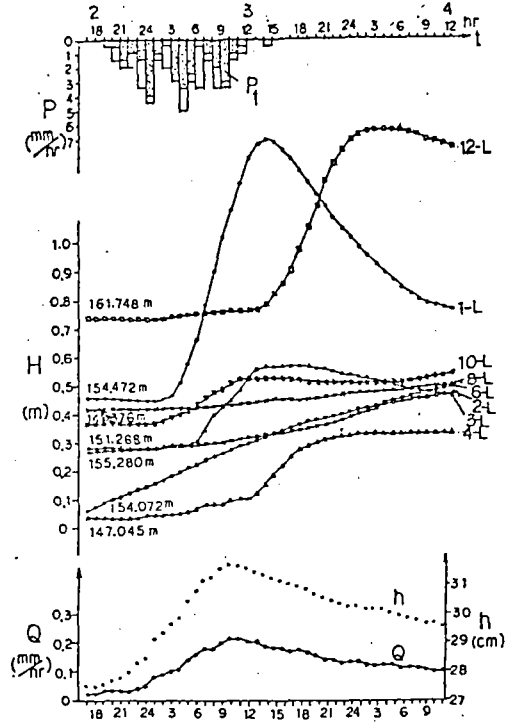
ここに、 a_1, a_2 : W-1, 2それぞれの代表面積率で、永山流域の切土部の面積率より、 $a_1 = 0.64$ 、盛土部のそれより、 $a_2 = 0.36$ 、 $\Delta H_1, \Delta H_2$: W-1, 2それぞれの水収支期間内の地下水位の増分、である。

地下水位変化部分の有効空隙率 P_a は、ボーリング・コアの土質試験より、 0.014 とする。
以上より(4.12)、(4.13)式によって、未知量 ΔM_s が算定される。

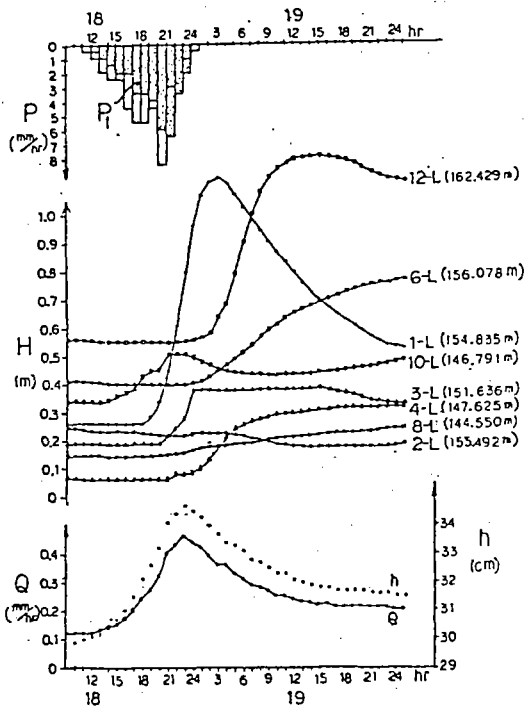
(a) 28 Mar. 1978 P=23mm



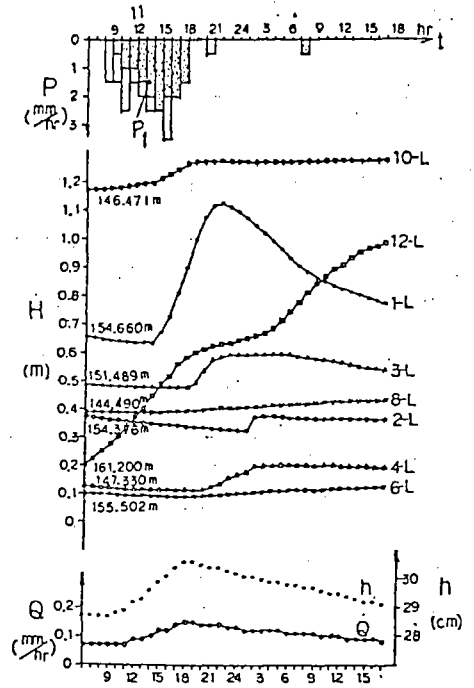
(b) 2,3 Apr. 1978 P=42mm



(c) 18,19 Apr. 1978 P=45mm



(d) 11 May 1978 P=20mm



P : 雨量 H : 地下水位 Q : 流出量 h : 長池水位

図 4.1.2 長池試験流域における降雨時の観測結果例

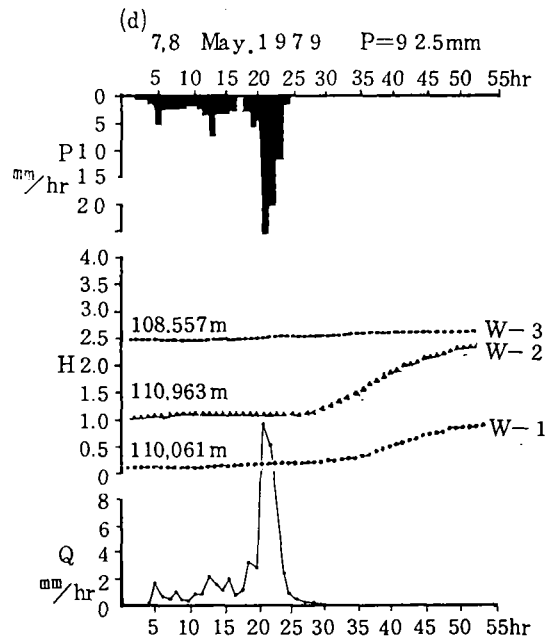
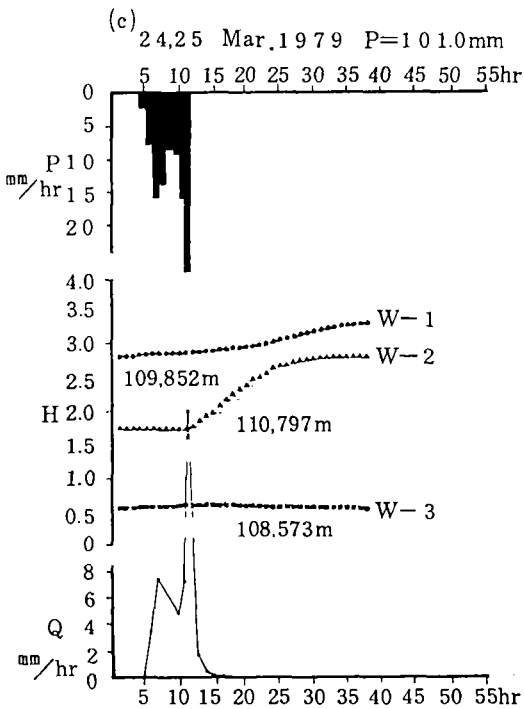
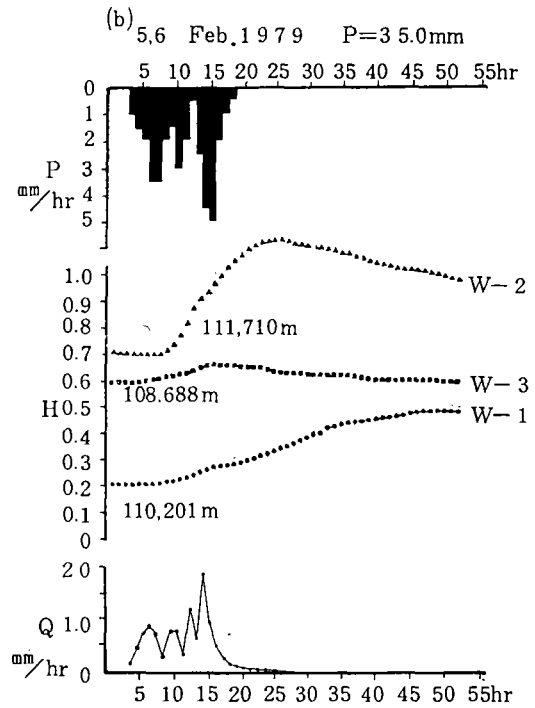
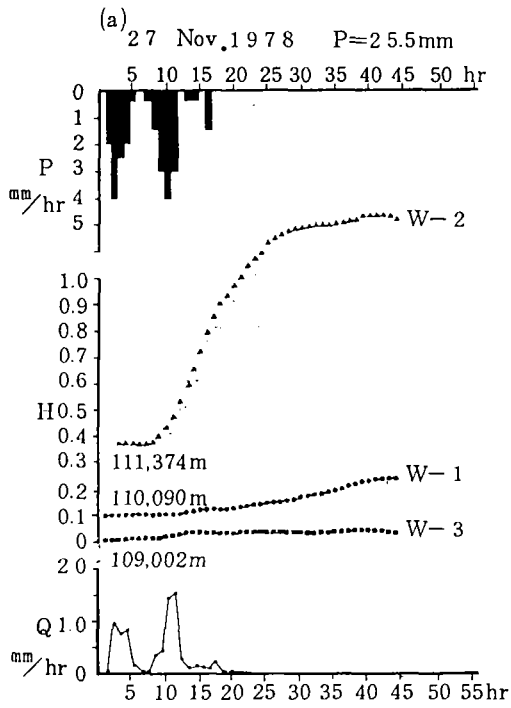


図 4.1 3 永山試験流域における降雨時の観測結果例

4.5.2 解析結果と考察

解析の対象とした降雨は、長池試験流域が1977年9月～1978年7月の23降雨、永山試験流域が1978年11月～1979年10月の間の27降雨である。前者の解析結果を図4.14に、後者のを図4.15に示す。これらの図では、一雨雨量 P が各水文要素(樹冠遮断量、土壌水分量、地下水貯留量、流出量など)に配分されるパーセンテージで表示されている。従って、それぞれの絶対量を議論する場合には、 P にパーセンテージを乗じなければならない。

また、図4.16と図4.17には、長池、永山両流域の一雨雨量に対する各水文要素量の対応関係が示されている。

これらの解析結果より、丘陵自然林地と都市域間の水収支配分の主な相違について以下にまとめる。

- (1) 自然林地では、樹冠遮断量がかなりのウェイトを占めるが、当然のことながら都市域ではその効果はない。
- (2) 流出量は、自然域では強雨に対しても10%前後であるのに対して、都市域では、最大60%程度に増加する。ここでは、降雨期間を単位としているので、パーセンテージが厳密には流出率に対応しないが、両試験地とも流域が小さく減水が速やかなために、パーセンテージを流出率と見なしてもよい。都市域における強雨に対する流出率60%は、予想外に低い値と言える。
- (3) 都市域においても、不飽和帯における水分保留の割合がかなり大きいことが注目される。
- (4) 地下水貯留量は、都市域では自然域に比べてかなり減少するものの、前期条件によっては、開発域でもかなりの地下水涵養があるものと推察される。
- (5) 両試験地において、一雨雨量と降雨期間内の流出量をプロットした図4.16(a)と図4.17(a)に着目する。図には、最小二乗法を適用した直線が描かれている。 P の係数は、ほぼ流出率に相当するが、長池流域の0.12は、池や湿地などの飽和域の面積率に、永山流域の0.55は、建物や舗装などの不浸透域面積率に、それぞれ対応している。

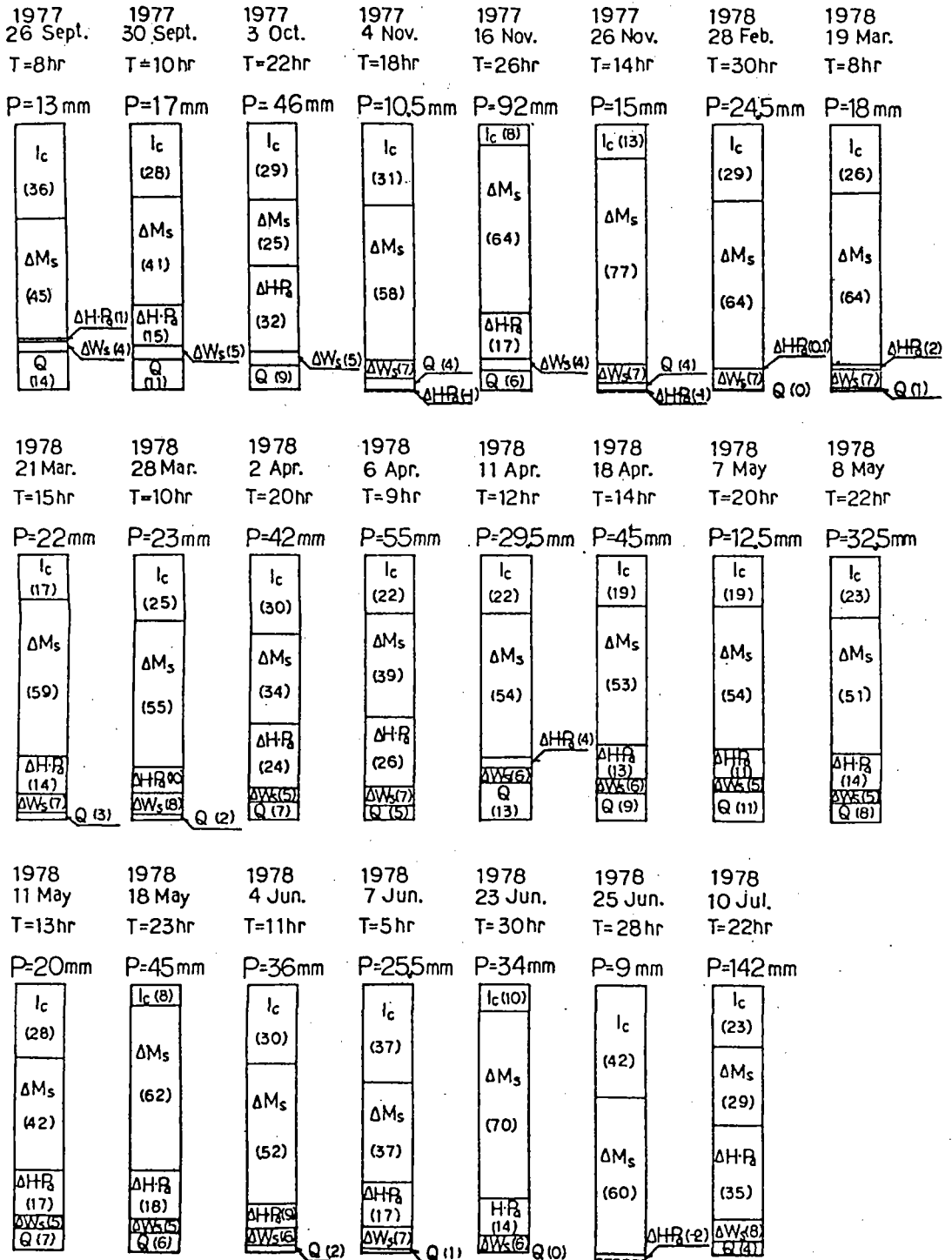


図 4.1.4 長池試験流域における降雨期間単位の水収支解析結果

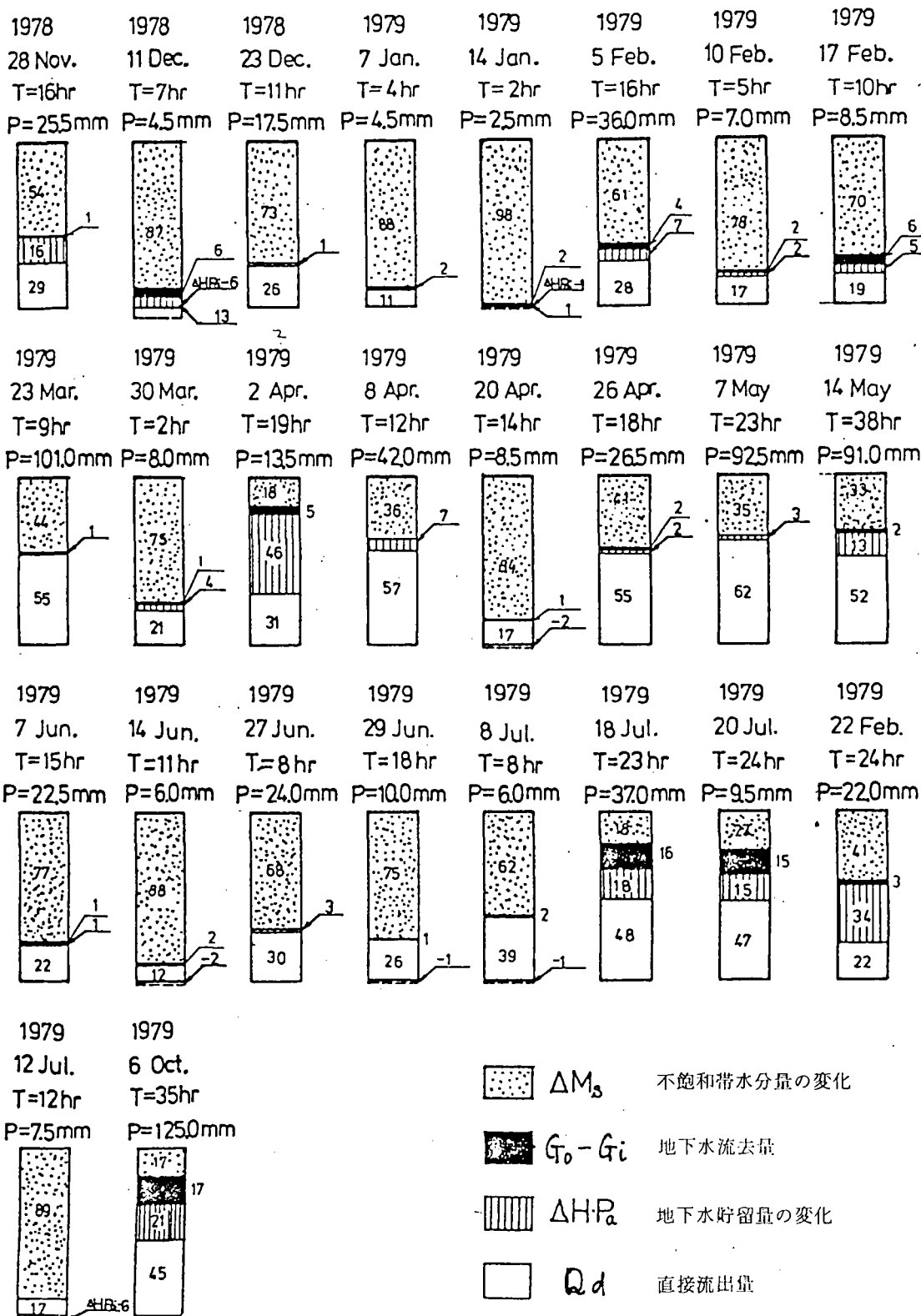
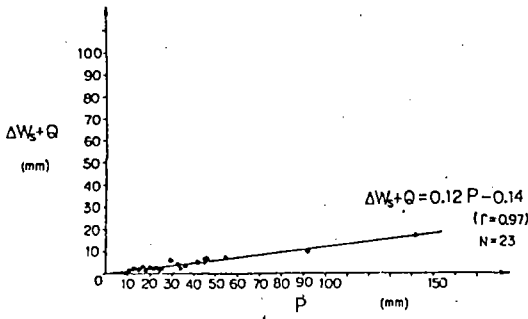
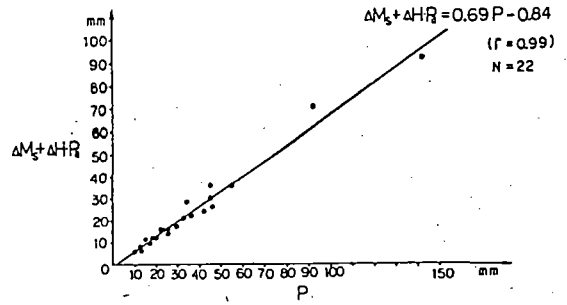


図 4.1 5 永山試験流域における降雨期間単位の水収支解析結果

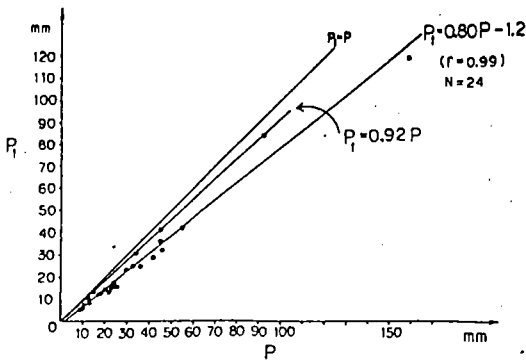
(a) 雨量Pと{ $\Delta W_s + Q$ }の相関図



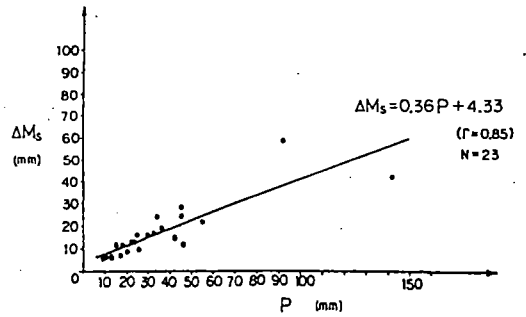
(c) 雨量Pと地下貯留量変化
{ $\Delta M_s + \Delta H \cdot P_a$ }の相関図



(b) 林外雨量Pと林内雨量P_fの相関図



(d) 雨量Pと不飽和帯の水分保留量変化
 ΔM_s の相関図



(e) 雨量Pと地下水貯留量変化
 $\Delta H \cdot P_a$ の相関図

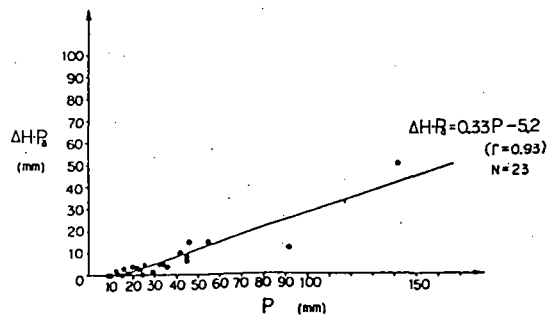
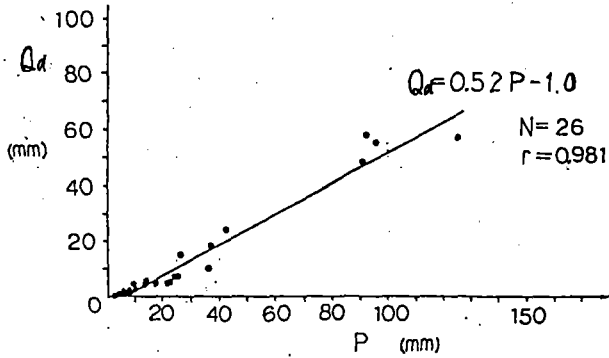
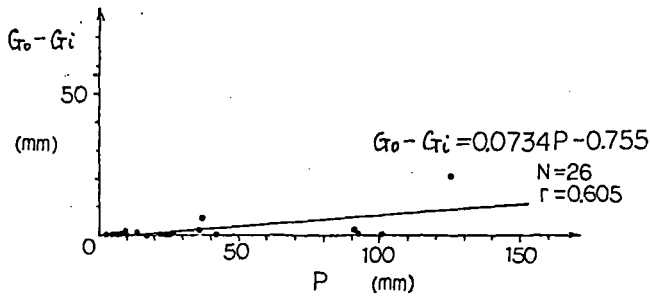


図 4.16 長池試験流域における一雨雨量と各種水文量の対応関係

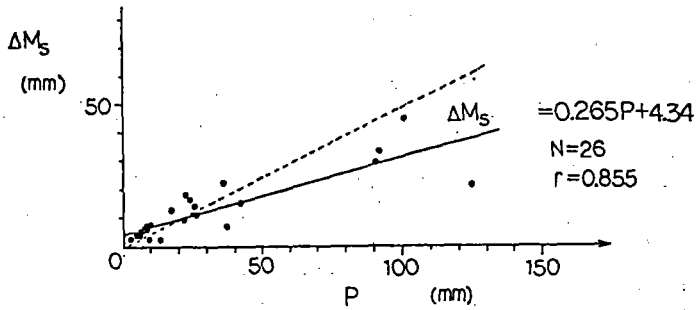
(a) 雨量 P と直接流出量 Q_d の相関図



(b) 雨量 P と地下水流出量 $G_o - G_i$ の相関図



(c) 雨量 P と不飽和帯水分量変化 ΔM_s の相関図



(d) 雨量 P と地下水貯留量変化 $\Delta H \cdot P_a$ の相関図

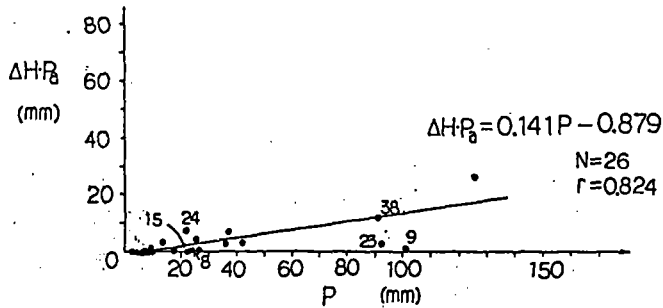


図 4.1.7 永山試験流域における一雨雨量と各種水水量の対応関係

5. 水循環モデルからみた都市化の効果

この章では、前章における水収支解析を踏まえ、これをさらに発展させて、丘陵自然流域（長池）と都市流域（永山）の双方において、まず、直接流出、地下水流出、地下水涵養などの水循環の部分機構を検討する。次いで、これらを基に日単位の流域水循環モデルを合成し、観測データとの対比の上でその妥当性を検討する。さらに、両流域で得られたモデルの構造とパラメータの比較を通して都市化の効果について議論する。

5.1 長池試験流域（自然丘陵地）の水循環モデル

5.1.1 直接流出機構

まず、長池試験流域の直接流出機構について、観測された雨量と流量のデータの解析、表面流出観測施設の観測結果、及び散水実験結果に基づき、直接流出の生起領域という観点から検討する。

1) 直接流出率

図 5.1 には、長池試験流域において、1977 年 8 月～1978 年 10 月に観測された 32 降雨について、一雨雨量 P を横軸に、直接流出量 Q_d を縦軸にプロットしてある。図中の直線は 32 組のデータから最小二乗法によって求めた回帰直線である。この図をみると、長池試験流域における一雨ごとの直接流出率は、小降雨から大降雨に至るまで 9.8% 前後の値を示すといえる。一方、長池試験流域の谷部の池や湿地などの非浸透域の面積は流域面積の約 10% であり、直接流出の生起領域は谷部の非浸透域であると考えられる。

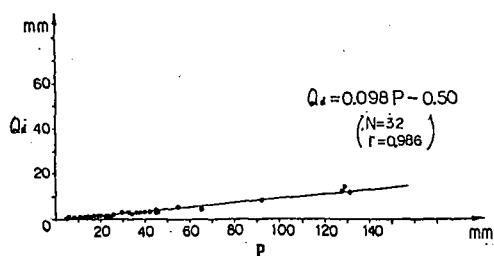


図 5.1 長池試験流域における一雨雨量と直接流出量の相関

2) 尾根と斜面における表面流出の観測

長池試験流域の尾根と斜面において、表面流出が生起しているかどうかを検討するために、図 5.2 に示す A、B の 2 地点に表面流出観測施設を設置した。A は尾根部にあり、勾配は $7^{\circ}50'$ と緩く、集水面積は 7.2 m^2 である。B は斜面部にあり、勾配は $35^{\circ}20'$ で流域内で最も急勾配であり、集水面積は 57.6 m^2 である。A、B いずれも、表面流出をトイで集水してポリ容器に貯留させ、週 1

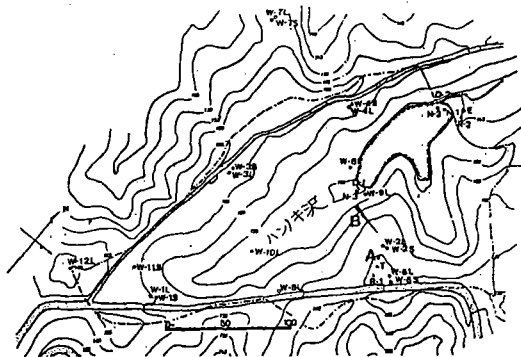


図 5.2 表面流出観測施設の設置場所

回バネばかりにより水量を測定する。

表 5.1 には、1978 年 9 月から 1979 年 5 月までの間の表面流出の観測結果を示す。表に記されている 10 週の雨量は 17.5 ~ 185.5 mm と小降雨から大降雨までが含まれている。尾根部の A では表面流出率 (qA/P) は 0.61% 以下であり、急斜面の B でも表面流出率 (qB/P) は 0.26% 以下と非常に小さい。この程度の表面流出は、トイを埋込む際に乱した地表面部分からの表面流出と考えられ、尾根と斜面では表面流出は生起していないと推察される。

表 5.1 表面流出観測施設の観測結果

PERIOD		P (mm)	A			B		
			QA (l)	qA (mm)	qA/P (%)	QB (l)	qB (mm)	qB/P (%)
1978	9/29...10/6	45.5	0.014	0.0019	0.0	5.0	0.087	0.19
	10/6...10/13	41.0	0	0	0	6.0	0.10	0.24
	10/13...10/20	32.5	0.66	0.092	0.28	4.8	0.084	0.26
	10/27...11/3	41.0	1.52	0.211	0.52	2.7	0.047	0.11
	11/24...12/1	17.5	0	0	0	0.9	0.016	0.089
1979	2/2...2/9	36.0	0	0	0	1.5	0.026	0.07
	3/23...3/30	95.0	4.2	0.58	0.61	6.1	0.106	0.11
	4/6...4/13	66.5	1.3	0.18	0.27	2.1	0.037	0.056
	4/24...5/1	42.5	0.6	0.083	0.20	2.8	0.049	0.11
	5/8...5/15	185.5	3.3	0.459	0.25	8.3	0.144	0.077

(注) 1979 年 5 月 8 日から 5 月 15 日までの降雨の内訳は、5 月 8 日降雨 (一雨雨量 101 mm, 時間最大雨量 16 mm/hr) と 5 月 14 日降雨 (一雨雨量 84.5 mm, 時間最大雨量 9 mm/hr) である。

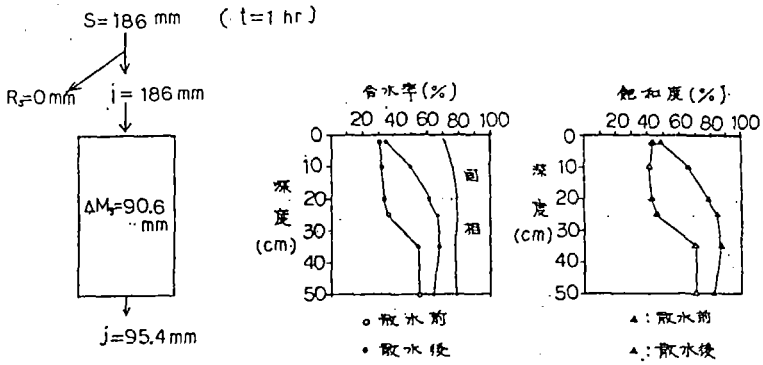
3) 散水実験

散水実験の目的は、自然降雨では 100 mm/hr 以上の雨量強度の雨は余り期待できないので、人工的な散水により、150 mm/hr 以上の強度の場合に、尾根・斜面・谷部において、直接流出が生起するかどうかをみることにある。更に、散水実験により、土壌帯の水分保留状況と浸透能をも検討する。

散水実験は、尾根部では 3ヶ所、斜面では 2ヶ所、谷部では 2ヶ所で行なった。散水実験の方法は、内径 30 cm, 高さ 35 cm の円筒を土中に打込み、市販の園芸用噴霧器で土の表面に散水する。円筒には、打込んだ時に地表面となる高さに穴があいており、そこからの流出量を測定する。なお、散水前後に、深度 50 cm までの土の試料を 100 cc のサンプラーに採取し、含水量を調べる。

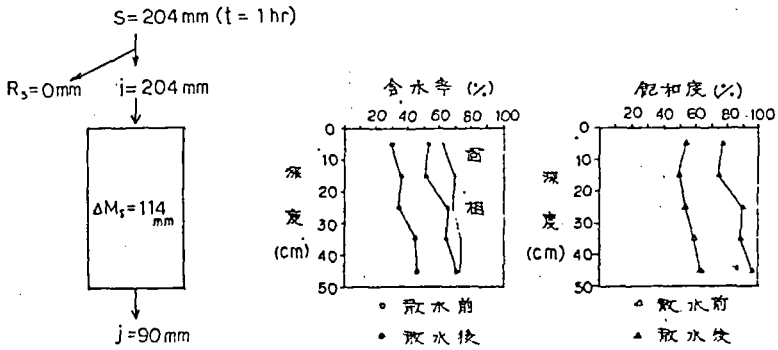
図 5.3 には、散水試験の結果を例示する。この図をみると、散水強度 S が 200 mm 前後では、尾根部 (No. 2) と斜面 (No. 4) では表面流出がおこらず、 $\Delta Ms = 100$ mm 程度が土壌帯に保留され、

(a) 散水実験 #1 尾根部, 傾斜 8° 1978.10.13



S: 散水強度, i: 浸透量, R_s : 表面流出量, ΔM_s : 土壌帯の水分保留量の変化, j: 深部浸透量, t: 散水時間

(b) 散水実験 #4 ハンノキ沢右岸斜面上部, 傾斜 3.5° 1978.11.3



(c) 散水実験 #3 ハンノキ沢の湿地, 傾斜 地下水位 G.L. -12 cm 1978.10.27

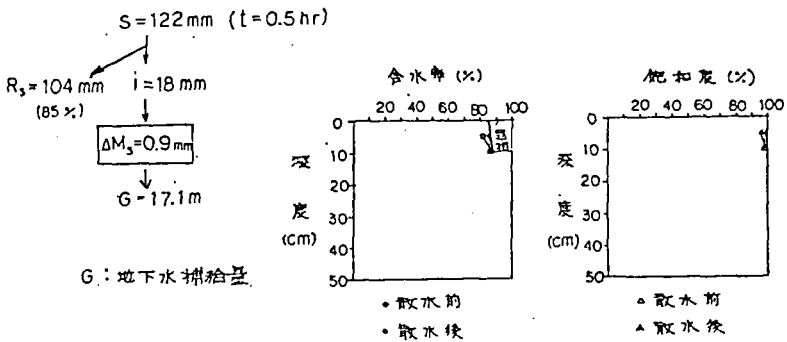


図 5.3 散水実験の結果の例

$j = 90 \text{ mm}$ 程度が深部に浸透していることがわかる。散水後の飽和度は深度が深い程高いが、完全に飽和しておらず、不飽和のまま浸透していると推察される。一方、谷部(463)では、30分間に122mm散水したが、 $R_s = 104 \text{ mm}$ が流出し、 $G = 17 \text{ mm}$ が地下水へ補給されたが、地下水位はG.L. - 1.2cmであり、この分も直接流出になると考えられる。以上の散水実験の結果からも、谷部の非浸透域が直接流出の生起領域となっており、尾根・斜面では浸透能200mm/hr以上と極めて大きく、観測された200mm以下の降雨では直接流出は生起しないと考えられる。

4) まとめ

長池試験流域における直接流出率・表面流出の観測・散水実験による検討から、この流域では直接流出の生起領域が谷部の非浸透域であるということを明らかにした。このことは、流域が火山灰に被覆され、ポーラスな森林土壌をもち、尾根・斜面の浸透能が大きいという流域の特性に対応している。降雨の中で、谷部の非浸透域に降る約10%は直接流出となり、尾根・斜面の浸透域に降る約90%は、直接流出とはならず、樹冠に遮断されたり、土中に侵入すると考えられる。

5.1.2 地下水流出機構

従来、丘陵山地における地下水流出機構に関する研究においては、地下水流出の低減特性からのアプローチが支配的であるが、本研究では地下水位が観測されているという特徴を生かして、丘陵地の不圧地下水の流出機構を地下水貯留量と地下水流出量との対応関係、即ち貯留関数的なアプローチを試みる。その準備として、不圧地下水流出の低減式と貯留関数との対応関係を検討する。

1) 不圧地下水流出の低減式と貯留関数

不圧地下水流出の低減式として、(5.1)式が、Werner and Sundquist, Roche, 及び高木不折によって理論的に導かれている。但し、Rocheと高木は、更に $a = K\sqrt{Q_0}$ と表わされることを示している。そして三者とも実際の河川の低減曲線を用いて(5.1)式の適合性を検討している。

$$Q_g = \frac{Q_0}{(1 + at)^2} \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

(但し、 Q_g : 不圧地下水流出量
 Q_0 : $t = 0$ の不圧地下水流出量
 a : 定数 ($= K\sqrt{Q_0}$) t : 時間)

一方、不圧地下水の貯留量と流出量との対応関係、即ち貯留関数として、(5.2)式が、Coutagne, と Ding, によって提示されている。Coutagneは、貯留関数(5.2)式と連続式(5.3)式を連立させて、(5.7)式を導いている。その方法は、(5.2)式と(5.3)式を連立させて(5.4)式を得、この両辺を積分して $t = 0$ で $S_g = S_0$ により(5.5)式を得、(5.5)式を(5.2)式に代

$$Q_g = K^2 S_g^2 \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

(但し、 K : 定数 S_g : 地下水貯留量)

$$Q_g = -\frac{dS_g}{dt} \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

$$\frac{dS_g}{dt} = -K^2 S_g^2 \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

$$S_g = \frac{S_0}{1 + K^2 S_0 t} \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

入して、 $Q_0 = K^2 S_0^2$ により (5.7) 式を得ている。
 Ding は、(5.8) 式に (5.1) 式を代入して、(5.9) 式を得、(5.2) 式を導いている。いずれにしても、不圧地下水流出は、低減式で表わすと (5.1) 式で表わされ、貯留関数で表わすと (5.2) 式で表わされることがわかる。なお、被圧地下水流出の低減式が $Q_g = Q_0 e^{-\alpha t}$ 、貯留関数が $Q_g = \alpha S_g$ であることは同様に示されている。

$$Q_g = \frac{K^2 S_0^2}{(1 + K^2 S_0 t)^2} \dots\dots\dots (5.6)$$

$$Q_g = \frac{Q_0}{(1 + K\sqrt{Q_0 t})^2} \dots\dots\dots (5.7)$$

$$S_g = \int_t^\infty Q_g dt \dots\dots\dots (5.8)$$

$$S_g = \frac{\sqrt{Q_g}}{K} \dots\dots\dots (5.9)$$

長池試験流域の地下水流出は、ほぼ不圧地下水層からの流出であることがわかっているため、この試験流域に (5.2) 式を適用して、その妥当性を検証することを試みる。

2) 不圧地下水流出の貯留関数についての長池試験流域のデータによる検討

長池試験流域からの無降雨日の流出量を Q 、池の貯留量変化を ΔW_s 、小型蒸発計蒸発量を E_p とすると、 Q は地下水流出と考えられるが、 Q には池の貯留効果と蒸発の影響が含まれているので、次式によりこれらの効果を補正した地下水流出量 Q_g を求める。

$$Q_g = Q + \Delta W_s + E_p \times 0.7 \times 0.059 \dots\dots\dots (5.10)$$

一方、地下水貯留量 S_g は、 $W-1-L$ 、 $3-L$ 、 $4-L$ 、 $6-L$ の 4 観測結果を用いて算出した。即ち、流域単位の地下水位変化 ΔH は、各観測井の代表する領域面積 a_i で重み付けした加重平均として

$$\Delta H = \frac{a_i \Delta H_i}{A} (i=1, 3, 4, 6) \dots\dots\dots (5.11)$$

で求められる。 A は流域面積である。従って、地下水貯留量の変化 ΔS_g は

$$\Delta S_g = \Delta H \cdot Pa \dots\dots\dots (5.12)$$

で与えられる。 Pa は地下水位変化部分の有効空隙率であり、 $W-6-L$ での実側値は 4% である。今回は、1977年8月30日の地下水貯留量を仮に基準として 50 mm と仮定し、1977年9月24日～1978年5月27日の期間の地下水貯留量を求めた。

図 5.4 には、こうして求めた無降雨日の地下水貯留量 S_g と地下水流出量 Q_g の相関図を示す。図中の点の分布から放物線であることが想定される。二次回帰分布を行なったところ、次式が得られた。

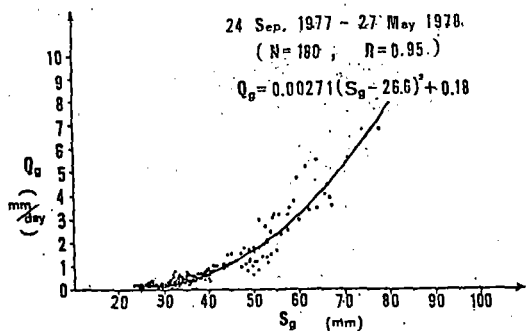


図 5.4 長池試験流域における地下水貯留高と地下水流出高の関係

$$Q_g = 0.00271(S_g - 26.6) + 0.18 \quad \dots\dots\dots (5.13)$$

サンプル数 N は 180 で、重相関係数 R は 0.95 と高い。従って、長池試験流域では、(5.2) 式の $Q_g = K^2 S_g^2$ が成立していることがわかり、不圧地下水流出の貯留関数としての(5.2)式の妥当性が検証された。

3) 長池試験流域における不圧地下水流出機構のタンク・モデルによる表示

不圧地下水流出量 Q_g が、地下水貯留量 S_g の 2 乗に比例し、 $Q_g = K^2 S_g^2$ という関係式で表わされることについては既に述べた通りである。ここでは、長池試験流域における不圧地下水流出機構を、タンク・モデルによって表示することを考える。図 5.5 には、図 5.4 と同様に、長池試験流域における不圧地下水の貯留量と流出量の相関図を示す。図中にプロットされている点は、前述したように $Q_g = K^2 S_g^2$ という放物線で表わされるが、

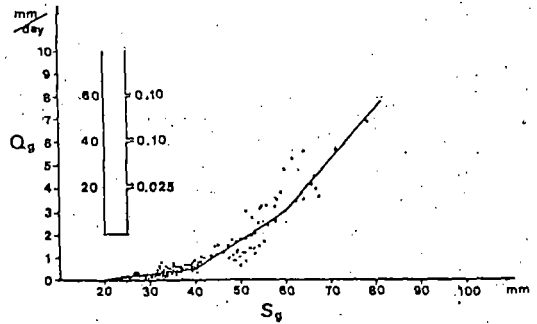


図 5.5 長池試験流域の地下水流出のタンク・モデルによる表示

近似的には図中に示してあるような折線でも表わされることがわかる。これらの折線を式で表示すると、

$$Q_g = \left\{ \begin{array}{ll} 0 & S_g < 20 \\ 0.025(S_g - 20) & 20 \leq S_g < 40 \\ 0.025(S_g - 20) + 0.10(S_g - 40) & 40 \leq S_g < 60 \\ 0.025(S_g - 20) + 0.10(S_g - 40) + 0.10(S_g - 60) & 60 \leq S_g \end{array} \right\} \quad (5.15)$$

となる。このことは、長池試験流域における地下水流出機構が、図 5.5 の中に示すようなタンク・モデルによって表示できることを意味している。

5.1.3 地下水涵養機構

ここでは、水循環過程の中の地下水涵養過程について、土湿不足との関係から検討を加える。

1) 年間の水循環における地下水涵養

長池試験流域において、1977年9月～1978年8月の1年間に観測された水文データに基づき、週単位の水収支解析を行なった。即ち、まず次式によって、月単位の水収支解析を行ない、未知量としての月別の蒸発散量(E)を算出した。

$$P - (Q + E) = \Delta M_s + \Delta H P_a + \Delta W_s \quad \dots\dots\dots (5.15)$$

但し、 P : 雨量、 Q : 流出量、 E : 蒸発散量、 ΔM_s : 不飽和帯の水分保留量変化、 $\Delta H P_a$: 地下水貯留量変化、 ΔW_s : 地表水の貯留量変化

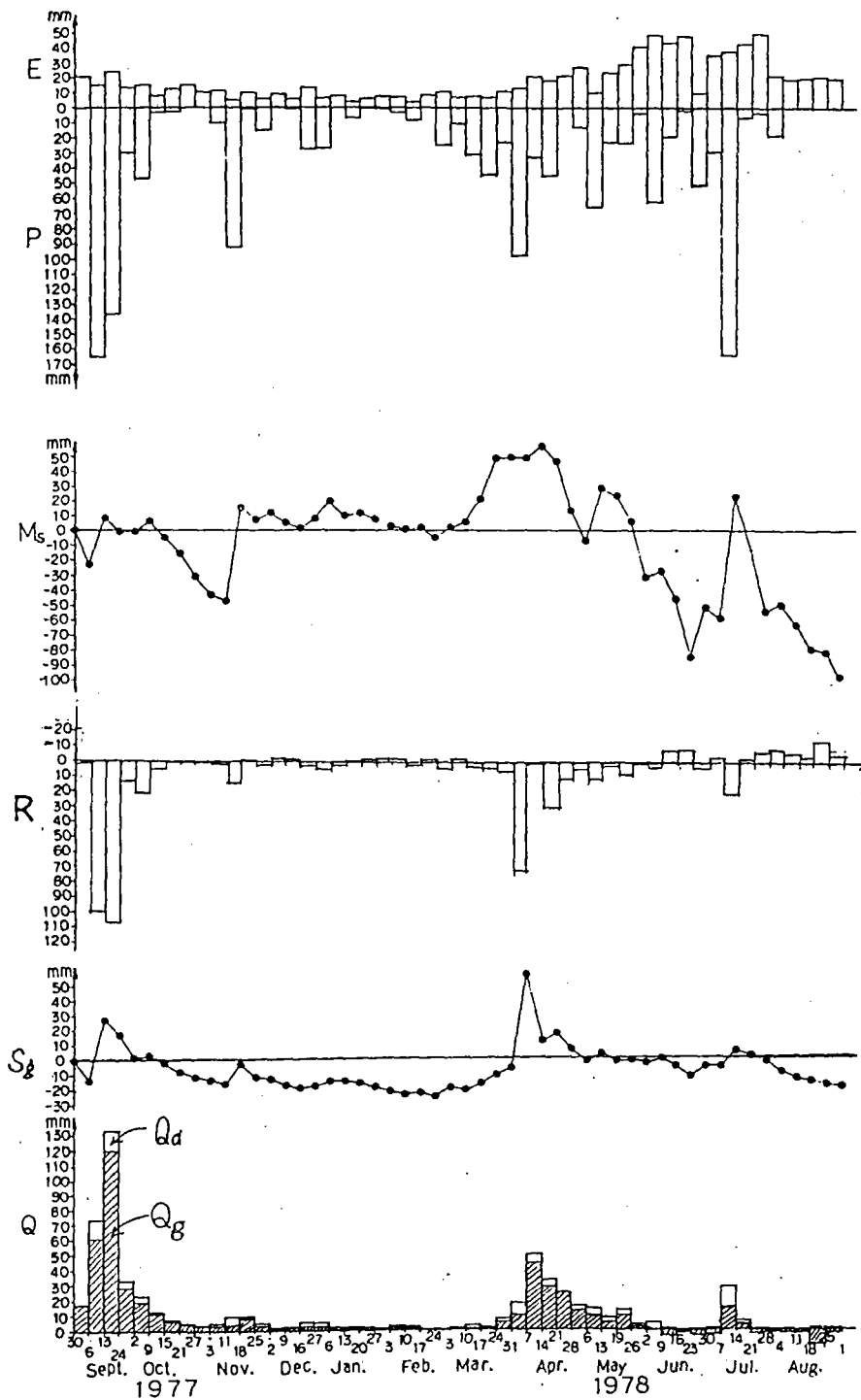


図 5.6 長池試験流域の週単位の水収支 (Q_d , Q_g を分離)

更に、月別の蒸発散量を小型蒸発計の蒸発量によって週単位に比例配分して、週別の蒸発散量を求め、時間単位を週単位にとり、(5.15)式により ΔM_s を未知数として週単位の水収支解析を行なった。そして、流出量について地下水流出量(Q_g)と直接流出量(Q_d)を分離し、次式により地下水涵養量(R)を求めた。

$$R = Q_g + \Delta H \cdot P_a \quad \dots\dots\dots (5.16)$$

以上の方法によって求めた年間の週単位の水循環図を図5.6に示す。1年間の地下水涵養量は428mmである。なお、図5.6において、1978年6月～8月の地下水涵養量 R がマイナスの値を示すのは、漏水の影響と考えられる。図中で注目すべきことは、1977年9月6日～9月13日、同年9月13日～24日、及び1978年7月7日～14日の三者の雨量はいずれも150mm前後の値であるにもかかわらず、前二者の場合の地下水涵養量が100mm程度の値を示すのに、後者の期間の地下水涵養量が30mm程度でしかないという点である。同様な傾向は、1977年11月11日～18日と1978年3月31日～4月7日においてもみられる。いずれの期間の雨量も95mm程度であるにもかかわらず、前者の期間の地下水涵養量は20mm弱であるのに対して、後者の期間の地下水涵養量は70mm以上に達している。これらの結果を不飽和帯の水分保留量(M_s)と対応させてみると、 M_s が大の時には地下水涵養量 R が大きく、 M_s が小の時には R も小さいことがわかる。

2) 降雨時の不飽和帯の水収支解析による土湿不足と地下水涵養についての検討

前節の結果から、地下水涵養量の多少を規定する要因として、雨量だけでなく不飽和帯の水分保留量の多少があることが推察されるが、本節ではこのことを更に検討するために、降雨時の不飽和帯の水収支解析を行なった。その方法は、時間単位を1時間にとり、まず流出量 Q を直接流出量 Q_d と地下水流出量 Q_g に分離し、(5.16)式により1時間単位の地下水涵養量 R を求める。降雨時の流域全体の水収支式(5.17)式により不飽和帯の水分保留量変化 ΔM_s を算出し、不飽和帯の水収支式(5.18)式により浸入量 I を求める。

$$P - Q = \Delta M_s + \Delta H \cdot P_a + \Delta W_s + I_c \quad \dots\dots\dots (5.17)$$

$$I - R = \Delta M_s \quad \dots\dots\dots (5.18)$$

こうして求めた不飽和帯の水収支解析結果を図5.7に例示する。不飽和帯の水分保留量 M_s は降雨終了後6～24時間で安定状態になることがわかるが、この状態が最小含水量(圃場含水量)状態 M_n と考えられる。初期含水量を M_o とすると、

$$M_d = M_n - M_o \quad \dots\dots\dots (5.19)$$

によって土湿不足 M_d が定義される。(5.18)式から、一雨ごとの地下水涵養量 R は、

$$R = I - \Delta M_s = I - M_d \quad \dots\dots\dots (5.20)$$

で表されることになる。即ち、地下水涵養量 R は、浸入量 I から土湿不足 M_d を差し引いたものに等しい。

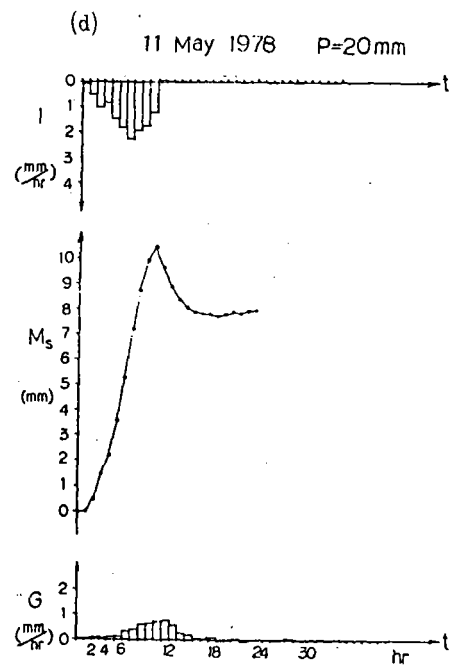
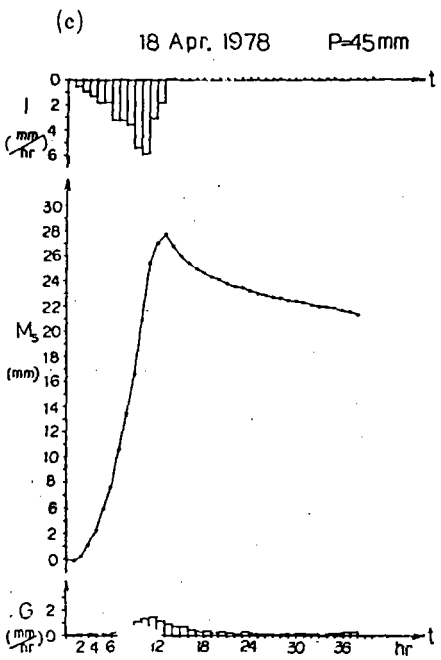
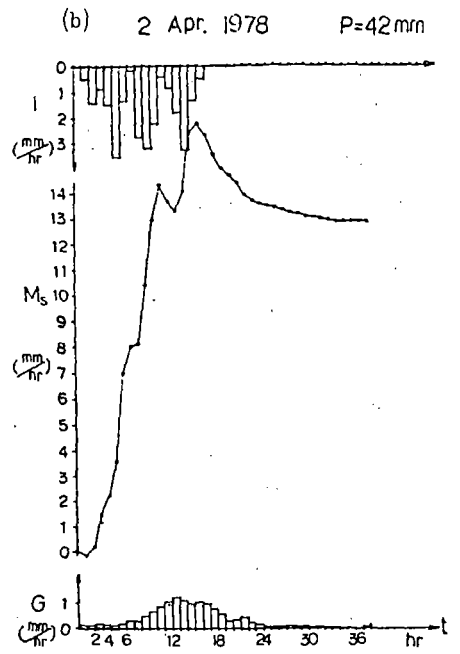
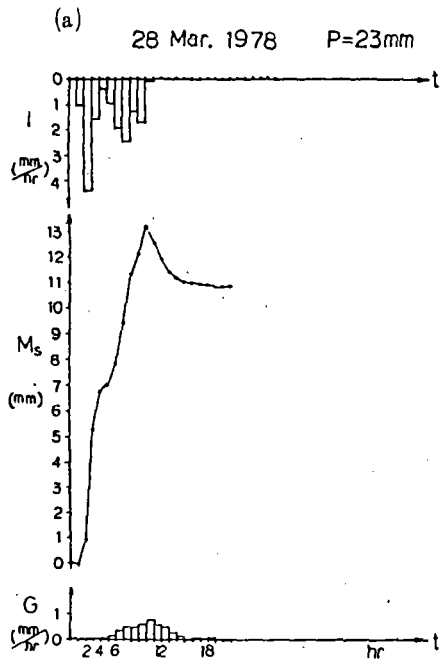


図 5.7 不飽和帯の水収支解析結果の例

3) 土湿不足と蒸発散

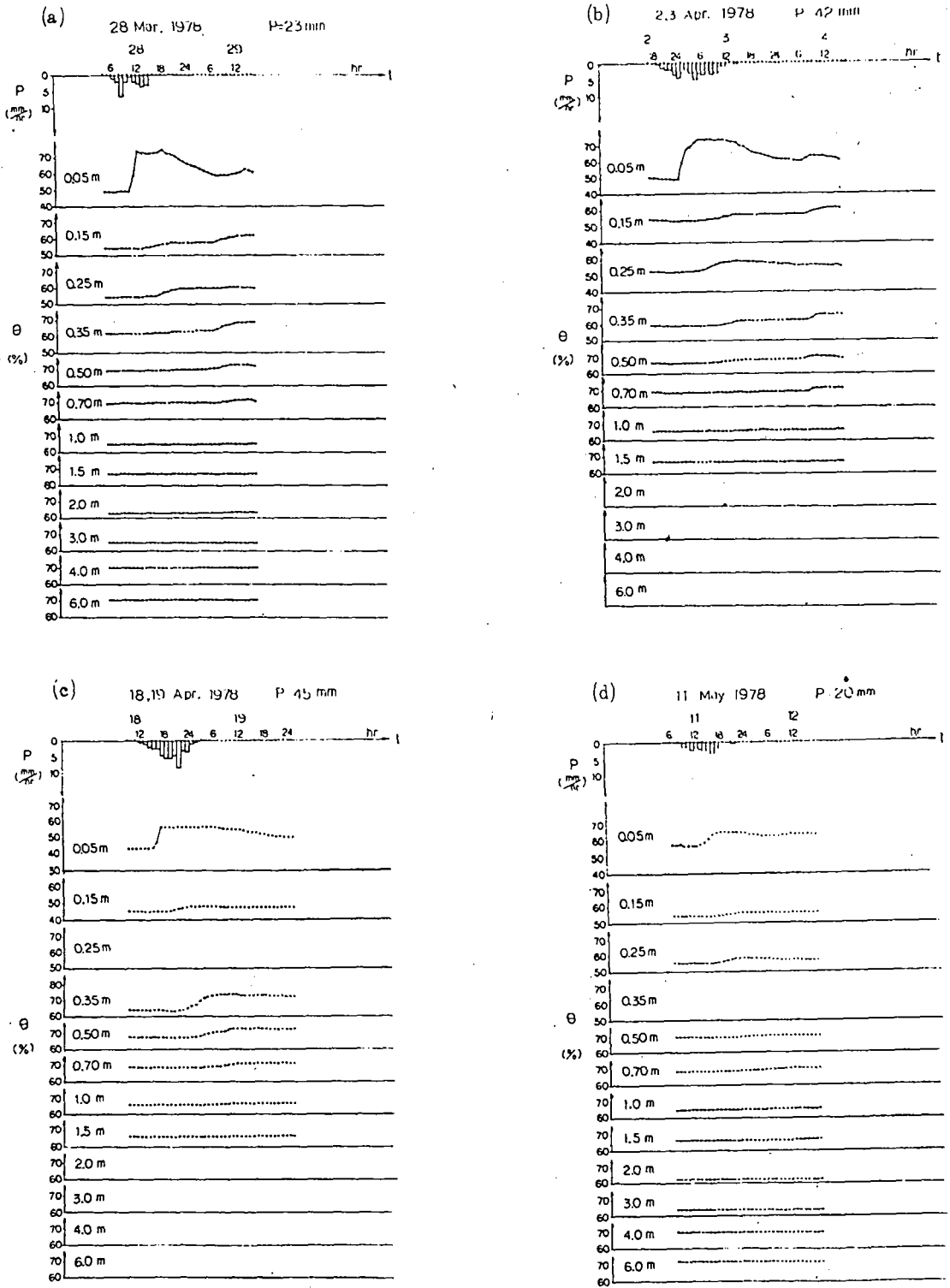


図 5.8 降雨時のテンシオ・メータによる不飽和帯の水分保留の動態

図 5.8 には、テンシオ・メーターによる降雨時の不飽和帯の水分保留の深度別動態を例示する。これをみると、深度 5 ~ 35 cm の土壌帯の水分保留量は変動しているが、深度 50 cm 以上の不飽和帯の水分保留量は、ほとんど変動していないことがわかる。従って、土湿不足が生じている領域は、不飽和帯の中でも表層の土壌帯の部分が主であると推察される。この土湿不足の生じる原因は、降雨前の無降雨期間における地表からの蒸発散と考えられる。土湿不足 M_d が推定できれば、(5.20) 式から地下水涵養量 R が推定できるという意味で、土湿不足 M_d の推定は重要である。

筆者らは、不飽和帯の水収支結果から、(5.19) 式によって、観測された 14 降雨について土湿不足 M_d を求め、 $(1-s) \times (\Sigma E - \Sigma r)$ との相関を調べた。ここに、 s は池の面積率であり、 $1-s = 0.94$ である。最小二乗法による回帰直線は、

$$M_d = (1-s) (\Sigma E - \Sigma r) + 0.80 \quad \dots\dots\dots (5.21)$$

であり、相関係数は 0.94 と高い。従って、土湿不足 M_d は、地下水涵養のない期間の蒸発散量 ΣE と雨量 Σr から、

$$M_d \approx (1-s) (\Sigma E - \Sigma r) \quad \dots\dots\dots (5.22)$$

で推定できることが、流域レベルで実証されたといえる。

(4) 地下水涵養機構のタンク・モデルによる表示

前項までに明らかにされた地下水涵養機構をタンク・モデルによって表示することを考える。前述したように、降雨開始時の不飽和帯（特に土壌帯）の保水量が最小容水量以下の場合には、土中への浸入量は土湿不足を満たすのに消費され、これを超過した保留量が地下水涵養量となる。これをタンク・モデルで表示すると図 5.10 のようになる。一日単位を対象としているので、タンクは樹冠と土壌帯の両方を含む表層全体を表わすタンクを考えた。図中、 P は雨量、 E は蒸発散、 M_n は最小容水量、 M_s は表層の水分保留量、 M_d は土湿不足、 R は地下水涵養量、 β は係数を表

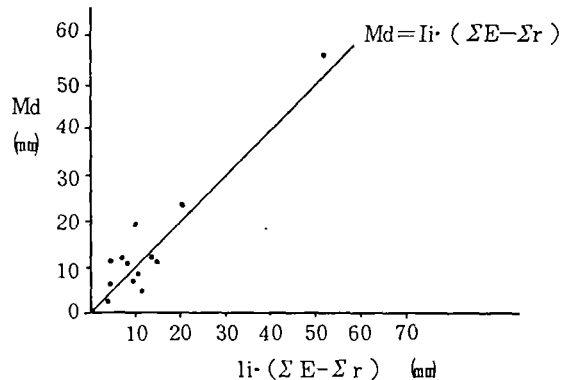
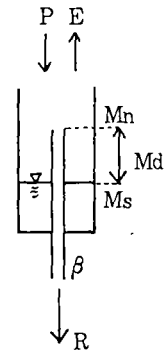


図 5.9 水収支から求めた土湿不足 M_d と

$I_i \cdot (\Sigma E - \Sigma r)$ による推定値の相関



- P : 雨量
- E : 蒸発散
- M_n : 最小容水量
- M_s : 表層の水分保留量
- β : 係数, $\beta = 1$
- R : 地下水涵養量

図 5.10 長池試験流域の地下水流出機構のタンク・モデルによる表示

す。地下水涵養量Rを数式で表すと、

$$R = \begin{cases} 0 & 0 \leq M_s \leq M_n \\ \beta(M_s - M_n) & M_n < M_s \end{cases} \dots\dots (5.23)$$

となる。ここでは、1日単位を対象としているので、超過保水量 $\{M_s - M_n\}$ が全量、地下水涵養量Rとなるように、 $\beta = 1$ とする。降雨終了後に最小容水量状態となり、その後、蒸発散Eにより土湿不足Mdが生じていく。

タンクの底から最小容水量 M_n までの高さをどの位にするかが問題となるが、以下に述べる2点の根拠から160mmとすることにした。

- (1) 流域単位の水収支解析結果において、不飽和帯の水分保水量の年間変動幅が約160mmであること。
- (2) テンシオ・メーターの年間の観測結果において、地表から地下1.5mまでの土層の最小容水量と平衡保水量の差が約160mmであること。

5.1.4 水循環モデル

長池試験流域を対象として述べてきた、直接流出機構、地下水流出機構、及び地下水涵養機構という水循環過程の部分機構から、図5.11に示す水循環の全体機構モデルを構築した。即ち、降水量Pは、非浸透域に降る P_s と浸透域に降る P_i に分けられ、 P_s は0.10Pに相当し、全部直接流出 Q_d となる。 P_i は0.90Pに相当し、全部が表層タンクに入り、超過保留分が地下水帯タンクに涵養される。そして、地下水帯タンクからの流出が地下水流出 Q_g となり、 Q_g と Q_d を合わせたものが総流出量Qとなる。なお、蒸発散Eは、表層タンクの貯留分から差し引かれる。図5.11に示す水循環機構モデルの妥当性を検証するために、流出量と地下水貯留量の両方について、水循環機構モデルによる

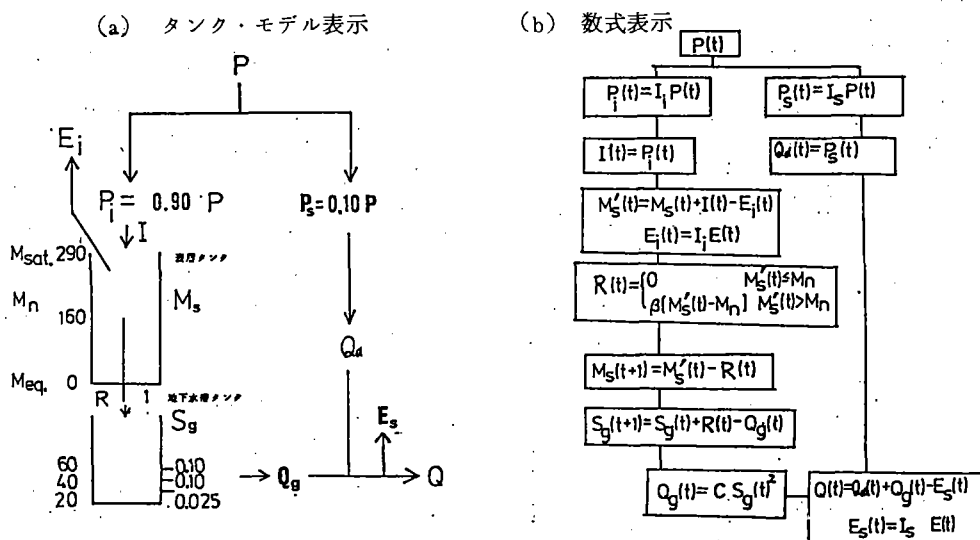
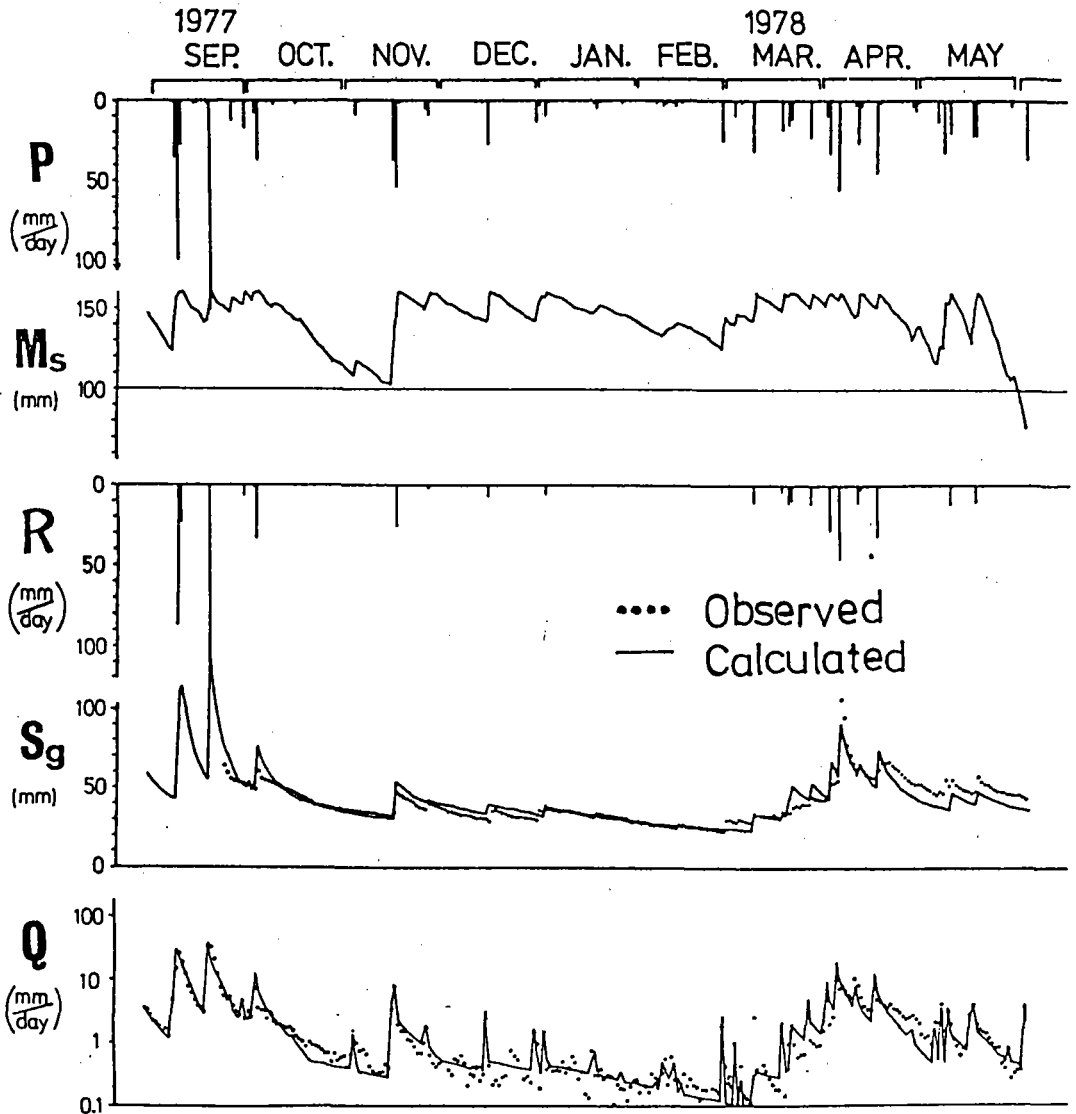


図5.11 長池試験流域の水循環モデル

計算値と実測値を対比した。図 5.1 2 には、流出量についての 1977 年 8 月 30 日～1978 年 6 月 24 日の 9 ヶ月間の計算値と実測値を示すが、両者はよく対応していることがわかる。図 5.1 2 の S_g には、地下水貯留量についての 1977 年 9 月 23 日～1978 年 6 月 3 日の 8 ヶ月間の水循環機構モデルによる計算値と実測値を示すが、両者はよく対応していることがわかる。従って、ここで提案した水循環機構モデルは妥当なものと判断される。



P : 雨量, M_s : 不飽和帯水分量, R : 地下水涵養量, S_g : 地下水貯留量, Q : 流出量

図 5.1 2 長池試験流域の水循環モデルによる流出量と地下水貯留量の計算値と実測値の比較

5.2 永山試験流域（都市域）の水循環モデル

5.2.1 直接流出機構

図 4.17 (a)で示したように、一雨ごとの直接流出 Q_d は、

$$Q_d = 0.52P - 1.0$$

で表されるが、日単位でも同様な式が成り立つと考える。上式は次のように一般化できる。

$$Q_d = I_{imp} \cdot P - I_{imp} \cdot L \quad \dots\dots\dots (5.24)$$

ここで、 L は降雨時の不浸透域における損失で、屋根・道路などの初期吸収・窪地貯留と不浸透域からの蒸発である。永山流域の場合、 $I_{imp} = 0.52$ 、 $L \approx 2 \text{ mm}$ である。

5.2.2 地下水流出機構

永山流域の地下水貯留量 S_g は、 $W_1, 2$ において地下水位 H_1, H_2 が観測されているので次式で求まる。

$$S_g = \Delta H \cdot P_a + S_0 \quad \dots\dots\dots (5.25) ; \quad \Delta H = (\Delta H_1 A_1 + \Delta H_2 A_2) / A \quad \dots\dots\dots (5.26)$$

ここで、 ΔH は流域平均の地下水位変化、 P_a は地下水位変化部分の有効空隙率で永山流域の場合 0.014 である。 S_0 は地下水貯留量の初期値で、1978年1月21日の値を 50 mm と仮定した。 A_1 は W_1 の代表する領域（盛土部）の面積 1.8 km^2 、 A_2 は W_2 の代表する領域（切土部）の面積 1.0 km^2 、 A は流域面積である。

一方、無降雨日の地下水流出量 Q_g は、その日の地下水貯留量 S_g の減少分に等しいと考えられる。すなわち、

$$Q_g = -dS_g / dt \quad \dots\dots\dots (5.27)$$

により、無降雨日の地下水流出量 Q_g は推算できる。

こうして求めた、永山流域の無降雨日の地下水貯留量 S_g と地下水流出量 Q_g の相関図を図 5.13 に示す。永山流域では不圧地下水流出であり、地下水流出量 Q_g は地下水貯留量 S_g の 2 乗に比例し、次式で表される。

$$Q_g = 0.0030 (S_g - 35)^2 \quad \dots\dots\dots (5.28)$$

比例定数に注目すると、長池流域の 0.0027 とほぼ同程度の値であることがわかる。

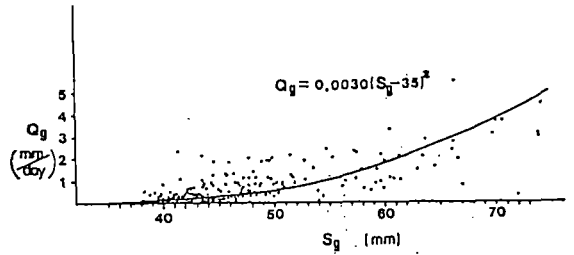


図 5.13 永山試験流域の地下水貯留量と地下水流出量の相関図

5.2.3 地下水涵養機構

地下水涵養機構は、長池流域で述べたように、

$$R = \begin{cases} 0 & M_s \leq M_n \\ \beta (M_s - M_n) & M_s < M_n \end{cases} \quad \dots\dots (5.29)$$

で表される。長池流域では、日単位の水循環モデルでは、 $\beta = 1$ としたが、永山流域では地下水の涵養が降雨終了後1日程度続くので、 $\beta = 0.7$ とする。一方、平衡水分量状態を0とした場合の最小含水量状態 M_n の値に関しては、以下に述べる2点を勘案して100mmとした。

- (1) 図4.11に示すように、永山流域の1年間の不飽和帯水分量の最大値と最小値の差が110mm程度であること。
- (2) 表5.2に示す永山流域の飽和・最小・平衡水分量によると、最小含水量と平衡水分量の差は159mmであり、流域全体に換算すると約80mmであること。ただし、表中の平衡水分量はpF 2.7の時の水分量として求めた。同様に、飽和水分量はpF 0の時の水分量として求めた。最小含水量は、不飽和帯水分量の降雨後の安定状態の値として求めた。

表5.2 永山試験流域の表層の飽和・最小・平衡水分量

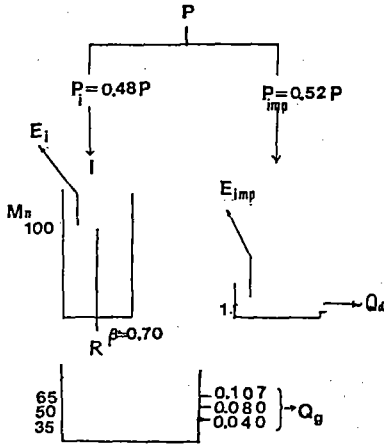
深 度 (m)	代表土 柱高 l (mm)	飽和水分量 M_{sat}			最小含水量 M_n			平衡水分量 $M_{eq.}$		
		%	mm	pF	%	mm	pF	%	mm	pF
0.05	100	66	66	0	63	63	1.2	47	47	2.7
0.15	100	41	41	0	40	40	1.2	34	34	2.7
0.25	100	44	44	0	41	41	0.5	34	34	2.7
0.35	125	57	71	0	56	70	0.2	55	69	2.7
0.50	325	74	241	0	71	231	1.3	62	202	2.7
1.00	500	73	365	0	71	355	1.8	66	330	2.7
1.50	500	61	305	0	60	300	0.8	54	270	2.7
2.00	500	73	365	0	66	330	1.2	57	285	2.7
合 計	2,250		1,498			1,430			1,271	

5.2.4 水循環モデル

永山流域の日単位の水循環モデルを図5.14に示す。図5.14(a)はタンク・モデルによる表示であり、図5.14(b)は数式表示である。降雨 P の内、不浸透域に降る降雨 P_{imp} は1mmの損失以外は全て直接流出 Q_d となる。損失量はその後蒸発する。浸透域に降る降雨 P_i は、全て浸透し、不飽和帯水分量 M_s と最小含水量 M_n の大小により(5.29)式に従って地下水へ涵養される。不圧地下水流出の貯留関数 $\{Q_g = CSg^2\}$ に従って、地下水は流去する。なお、浸透域からの蒸発散 E_i は月別の水収

支から求めた月蒸発散量を小型蒸発計蒸発量により比例配分して推算した。不浸透域からの蒸発は降雨毎に最大1mm(不浸透域換算L=2mm)とする。

(a) タンクモデル表示



(b) 数式表示

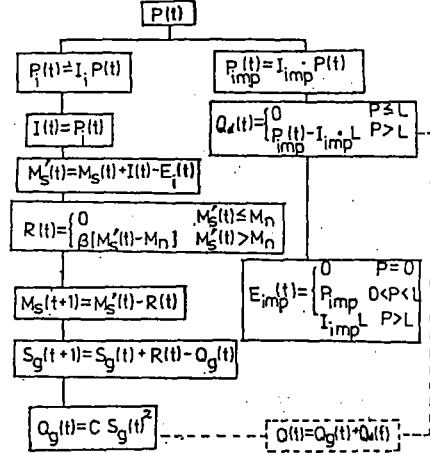


図 5.1 4 永山試験流域の日単位の水循環モデル

図 5.1 5には、この水循環モデルによる計算値と実測値を示す。直接流出量Qdと地下水貯留量Sgの計算値と実測値はよく対応しており、モデルは妥当なものと判断される。

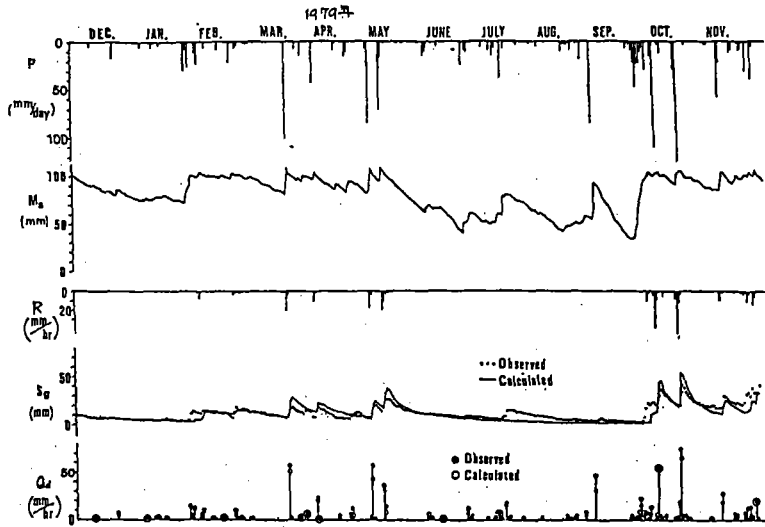


図 5.1 5 永山試験流域の日単位の水循環モデルによる計算値と実測値

5.3 両モデルの比較からみた都市化の効果

ここでは、前節までで構築した自然丘陵地（長池流域）と丘陵都市域（永山流域）の水循環モデルの比較により、丘陵地の水循環機構に対する都市化の効果についてまとめる。表 5.3 には、両水循環モデルのパラメータが比較されており、これらのパラメータを基に議論する。

表 5.3 自然流域と都市流域の水循環モデルのパラメータの比較

	自然流域（長池流域）	都市流域（永山流域）
直接流出	$I(t) = I_s \cdot P(t)$ [$I_s = 0.10$]	$I(t) = I_{imp} \cdot (P(t) - L)$ ($I_{imp} = 0.52$) ($L = 2$)
浸透	$I(t) = I_j \cdot P(t)$ ($I_j = 0.90$)	$I(t) = I_j \cdot P(t)$ ($I_j = 0.48$)
地下水流出	$Q_g(t) = C \cdot S_g(t)^2$ ($C = 0.0027$)	$Q_g(t) = C \cdot S_g(t)^2$ ($C = 0.0030$)
地下水涵養	$I(t) = \begin{cases} 0 & M'_S(t) < M_n \\ \beta(M'_S(t) - M_n) & M'_S(t) \geq M_n \end{cases}$ ($\beta = 1.0$)	$I(t) = \begin{cases} 0 & M'_S(t) < KM_n \\ \beta(M'_S(t) - KM_n) & M'_S(t) \geq KM_n \end{cases}$ ($\beta = 0.7$)
蒸発散	$E_s(t) = I_s \cdot E(t)$ $E_j(t) = I_j \cdot E(t)$	$E_{imp}(t) = \begin{cases} 0 & P(t) = 0 \\ I_{imp} \cdot P(t) & 0 \leq P(t) < L \\ I_{imp} \cdot L & P(t) \geq L \end{cases}$ $E_j(t) = I_j \cdot E(t)$

5.3.1 直接流出機構

直接流出の生起領域が、自然流域の場合には、湿地や池などの飽和域であるのに対して、都市流域の場合には、建物や道路などの不浸透域である。すなわち、直接流出率は自然流域の場合には飽和域面積率 I_s （長池流域では $I_s = 0.10$ ）にはほぼ等しいのに対して、都市流域の場合には不浸透面積率 I_{imp} （永山流域では $I_{imp} = 0.52$ ）にはほぼ等しい。

浸透域への降雨は、本研究期間に観測された降雨に関する限り、自然流域ではほとんどが浸透し、都市流域でも浸透あるいは凹地貯留となってほとんどが直接流出成分となっていない。

従って、多摩丘陵の都市開発による洪水流出量の増大の第一の要因は、不浸透域の増大であり、開発域においても浸透域をできるだけ残すことが、洪水流出量の低下につながると考えられる。

5.3.2 地下水流出機構

自然流域も都市流域も不圧地下水流出の貯留関数である ($Q_g = CS_g^2$) で表される。両者の定数は 0.003 程度の類似の値を示し、表層付近が改変されても地下水流出機構はあまり変化しないものと判断される。

5.3.3 地下水涵養機構

地下水涵養域である浸透域が、自然流域では都市域に比べて著しく減少する点が、大きな効果をもつ。すなわち、長池流域では90%の浸透域があるのに対して、都市域の永山流域では42%と半分以下になり、それがそのままここで提案したモデルでは地下水涵養量の減少につながる。すなわち、水循環機構の保全の面でも5.3.1で指摘した浸透域の確保が強調される。

水循環モデルにおける地下水涵養の比例定数 β が自然流域では1であるのに対して、都市流域では0.7と若干小さくなり、地下水涵養に要する時間が長びく傾向があるのが認められる。表5.4には両流域の浸透域表層（深度約2m）までの水恒数を平衡水分量を0として示してある。最小容水量と平衡水分量の差は自然、都市流域とも200mm前後ではほぼ等しいが、飽和水分量と最小容水量の差は自然流域では140mm程度であるのに対して、都市流域では70mm程度と約半分であり、都市化に伴い重力水の移動できる空隙の減少がみられる。

5.3.4 蒸発散機構

自然流域では全域が蒸発散面であるが、都市域では不浸透域から一雨ごとに約1mm（不浸透域換算では約2mm）の蒸発しかない。すなわち、流域単位でみると、都市化による蒸発散面の減少が蒸発散量の減少と直接結びついている。

表 5.4 自然流域と都市流域の浸透域の表層の水恒数

	自然流域 (長池流域)	都市流域 (永山流域)
飽和水分量 Msat	320 mm	280 mm
最小容水量 Mn	180	210
平衡水分量 Meq	0	0

6. 多摩丘陵の都市開発域における水循環機構の保全に関する提言

最近、新住宅開発地において、水と緑を採り入れた豊かな環境づくりをするという発想のもとに、いろいろなタイプの水空間の導入が検討されている。多摩丘陵のニュータウンでも、池やせせらぎなどが導入あるいは計画されている事例は多い。

このような問題を考える場合、都市開発後の水空間の水源を何に求めるかが1つのカギとなる。一般に開発後の水源としては、

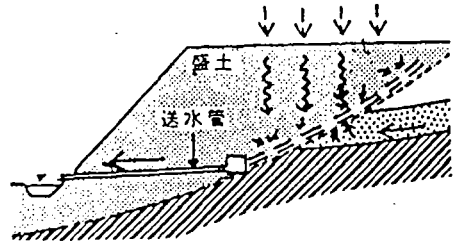
- (1) 人工的水源：上水、地下水の揚水、下水処理水、貯水施設、ポンプによる循環、など
- (2) 開発後にもその地区で期待される自然流量
- (3) (1)と(2)の併用

が考えられる。

これまでに実現している庭園程度の小規模なせせらぎや池の場合には、上水や地下水の揚水などの人工的水源に依存するものがほとんどであり、その程度の規模のものであればそれであまり問題はないと思われる。

しかし、最近では、開発前にその地区を流れていた小川程度の規模の流水空間を再現しようとか、開発域の下流の川の平時の流量を保全したいと言った、より大きな規模の水空間の再現あるいは保全が要請されている。そのような場合、専ら人工的水源に依存する方式では、施設の建設ならびにその後の維持管理に多大な費用を要し、将来ますます重要性を増すであろう省水資源、省エネルギーの立場からも好ましい方法とは言えない。したがって、比較的規模が大きい水空間の水源確保の方式としては、自然の流出機構を生かした(2)の方法をまず検討し、その

① 透水性暗渠で集水する



水量で十分でない時に人工的な流量増強策を図るという立場を支持したい。

2章の「多摩丘陵の水文地質構造と流出特性」をこうした応用的な立場から見ると、次のような有用な知見を導き出すことができる。

多摩丘陵のように透水層と難透水層が互層をなし比較的規則的な構造をもつ丘陵地では、自然地区、都市地区にかかわらず、地下水流出（平時の表流水の成分）は第一義的には流域の地下構造と密接な関係をもっている。2.4で述べたように、地下水流域の規模が大きい有力な帯水層からの地下水流出は、都市開発後もあまり変化していないと考えられる。現状ではこのような流出成分は地下の雨水管を通して人の目にふれぬまま廃棄されている。これを、例

② 盛土内部に堰を設け人工滞水層を築造する

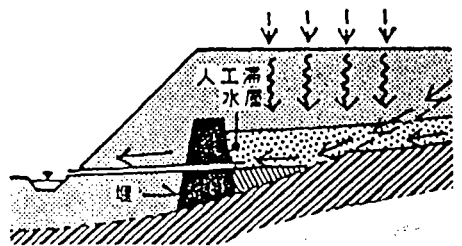


図 6.1 集水方式の例

えば図 6.1 に示すような方法で地表に導き出し、都市開発域の水空間の水源として利用するのは、実現可能性の高い水源確保の方法である。

また、4 章、5 章を通して、小さな試験流域の観測成果に基づいているという制約はあるが、多摩丘陵の自然域と都市域の水循環を一応定量的にモデル化することができた。この研究過程で得られた主な結論の 1 つとして、洪水流出ならびに地下水涵養を含む水循環機構に対して、都市開発に伴う不浸透域の増大の効果が大きい点を指摘した。言い換えれば、都市開発に伴う不浸透域の拡大により、流域の雨水の地下貯留能が低下し、それが洪水流出量の増大につながっていると言える。したがって、水循環機構の保全という観点からは、都市域において雨水の浸透を強化し地下水涵養を促進するとともに、洪水流出の低減を図るという利水・治水両面を満たす方策が最も好ましいものと言える。

都市域における雨水浸透処理法としては、ここ 2、3 年来、種々のタイプのものが考案され、日本住宅都市整備公団や東京都などにより試験的に施工されており、筆者の研究室においてもそれに関する研究を進めているが、今回の調査研究を通して、多摩丘陵の都市開発域においても雨水浸透処理法を適用できる可能性は高いと判断される。これについては、今後の検討に待つところも多いが、洪水流出の低減、地下水涵養ならびに地下水流出の保全を流域の一環した水循環過程の中でとらえ、開発前の多摩丘陵の水循環機構をできるだけ維持しながら、都市域での水環境（水害の軽減と日常的な水との係わりを含めてこう呼びたい）を整備する方向を推奨する。

7. あとがき

本調査研究の対象地域は南多摩地区に限定されているが、多摩丘陵が水文学的に類似の流域特性を有しているため、ここで得られた知見は多摩丘陵全体に適用できると考えている。

さらに、わが国の平野周辺に広く分布する第三紀鮮新世以後の丘陵は、多摩丘陵のように、砂、礫、シルトなど透水層と難透水層が互層をなす比較的規則的な地下構造をもっているため、本研究で得られた知見は、他の丘陵地にも定性的に適用できると考えられる。

この研究に対して、昭和 53 年から 3 カ年間、研究助成をいただいた財団法人とうきゅう環境浄化財団に衷心より感謝の意を表する次第である。この研究の端緒を与えられ、全面的な協力をいただいている住宅都市整備公団南多摩開発局の各位に深謝する。試験流域の設置から流域調査、観測にわたって惜しみないご助力をいただいた村上雅博氏はじめ、観測資料の収集・整理と解析にご協力された当時学生の内田善久、福永保寛、渡辺博文、大矢哲朗、岡泰道、百井高志、仲根俊彦、山本聡、花田哲、宮崎二郎、信清佳昭、袴田歩の諸氏にこの紙面を借りて感謝の意を表する。なお、多摩丘陵の試験流域を基礎とした研究は現在も発展、継続中であるが、本報告書に納めた成果は次の 3 名の共同研究である。

東京大学生産技術研究所 助教授 虫 明 功 臣
工 学 部 助 手 安 藤 義 久
生産技術研究所 技 官 小 池 雅 洋

参 考 文 献

- 1) 虫明功臣, 安藤義久, 村上雅博, 小池雅洋; 多摩丘陵への試験流域の設置とその水文地質構造, 生産研究, 30 卷 1 号, 1978.11
- 2) 虫明功臣, 安藤義久, 小池雅洋; 多摩丘陵・長池試験流域の流出特性, 土木学会関東支部年次学術発表会講演概要集, 第 6 回, 1979.1
- 3) 虫明功臣, 安藤義久, 内田善久; 長池試験流域における降雨期間中の水収支, 同上, 1979.1
- 4) 虫明功臣, 安藤義久, 小池雅洋; 多摩丘陵の小河川における地下水流出と水文地質構造, 同上, 1971.1
- 5) 安藤義久, 虫明功臣, 内田善久; 丘陵地の小試験流域における水循環機構について, 土木学会水理講演会論文集, 第 23 回, 1979.2
- 6) 虫明功臣, 安藤義久, 高橋裕, 松下潤; 環境用水としての地下水流出の分布特性と都市化による変化, 環境問題シンポジウム講演論文集, 第 7 回, 1979.8
- 7) 虫明功臣, 安藤義久, 小池雅洋; 河川の低水時流量の地域的偏在とその要因(2) — 多摩丘陵河川の場合 —, 生産研究, 31 卷 5 号, 1979.9
- 8) 安藤義久, 虫明功臣; 丘陵地における直接流出の生起領域, 自然災害科学総合シンポジウム講演論文集, 第 16 回, 1979.9
- 9) 安藤義久, 虫明功臣; 丘陵地の不圧地下水の貯留量と流出量, 土木学会年講概要集第 2 部, 第 34 回, 1979.10
- 10) 虫明功臣, 小池雅洋, 内田善久; 多摩丘陵の関東ロームの pF — 水分曲線について, 土木学会関東支部年講概要集, 第 7 回, 1980.1
- 11) 安藤義久, 虫明功臣; 丘陵地の自然状態の小試験流域における水循環機構, 土木学会水理講演会論文集, 第 24 回, 1980.2
- 12) 虫明功臣; 丘陵地の大規模都市開発における地下水流出の保全・強化, 地下水と井戸とポンプ, 22 卷 11 号, 地下水技術協会, 1980.11
- 13) 虫明功臣, 小池雅洋, 岡泰道; 多摩丘陵の関東ローム層の pF — 水分曲線について, 土木学会関東支部年講概要集, 第 8 回, 1981.7
- 14) 安藤義久, 虫明功臣, 高橋裕; 丘陵地の水循環機構とそれに対する都市化の影響, 土木学会水理講演会論文集, 第 25 回, 1981.2