

# 国土問題

56号 1998.5

国土問題研究会

大阪府茨木市・箕面市

住都公団施行

国際文化公園都市土地区画整理事業の  
造成及び防災工事に関する調査検討報告書



開発地 西部Ⅱブロック

国土問題 56 号

大阪府茨木市・箕面市

住都公団施行

国際文化公園都市土地区画整理事業の  
造成及び防災工事に関する調査検討報告書

1998年5月

国土問題研究会

大阪府茨木市・箕面市  
住都公団施行  
国際文化公園都市土地区画整理事業の  
造成及び防災工事に関する調査検討報告書

目 次

1. はじめに	1
2. 開発地の地形・地質の特徴と開発上の問題点	
2.1 地形	3
2.2 地質	7
(1) 地質構成	
(2) 活断層	
(3) 地区毎の地質状況	
2.3 地形・地質上の問題点	13
2.4 とくに馬場断層に関する問題について	14
3. 開発計画の特徴	
3.1 開発計画の概要	16
3.2 地区毎の開発計画	16
(1) 西部地区	
(2) 中部地区	
(3) 東部地区	
4. 大規模な切土、盛土から発生する諸問題	
4.1 高盛土と地下水位の変化による盛土法面の崩壊危険性	20
4.2 ブロック毎の問題点の指摘	21
(1) 西部Ⅰブロック	
(2) 西部Ⅱブロック	
(3) 中部地区	
(4) 東部Ⅰブロック	
(5) 東部Ⅱブロック	

大阪府茨木市・箕面市  
住都公団施行  
国際文化公園都市土地区画整理事業の  
造成及び防災工事に関する調査検討報告書

目 次

1. はじめに	1
2. 開発地の地形・地質の特徴と開発上の問題点	
2.1 地形	3
2.2 地質	7
(1) 地質構成	
(2) 活断層	
(3) 地区毎の地質状況	
2.3 地形・地質上の問題点	13
2.4 とくに馬場断層に関する問題について	14
3. 開発計画の特徴	
3.1 開発計画の概要	16
3.2 地区毎の開発計画	16
(1) 西部地区	
(2) 中部地区	
(3) 東部地区	
4. 大規模な切土、盛土から発生する諸問題	
4.1 高盛土と地下水位の変化による盛土法面の崩壊危険性	20
4.2 ブロック毎の問題点の指摘	21
(1) 西部Ⅰブロック	
(2) 西部Ⅱブロック	
(3) 中部地区	
(4) 東部Ⅰブロック	
(5) 東部Ⅱブロック	

4.3 防災対策工事の問題点	24
(1) 切土工の防災対策	
(2) 盛土工の防災対策	
(3) 具体的な工事設計の必要性	
4.4 地震時の地盤破壊の危険性	29
4.5 大規模開発に伴う河川環境の悪化	29
5. 開発に伴う治水対策の問題点	
5.1 安威川の治水計画とその問題点	31
(1) 安威川の計画高水流量とダムによる洪水調節	
(2) 安威川の基本高水の決定方法	
(3) 一般的な基本高水の決定方法とその安威川への適用	
(4) 安威川の基本高水の決定方法の問題点	
(5) 妥当な基本高水ピーク流量の検討	
5.2 開発に伴う調節（整）池計画の問題点	35
(1) 治水協議による恒久調節池計画に関する問題	
(2) 暫定調整池に関する問題	
(3) 計画降雨を超える雨が降る場合の問題	
(4) 調節（整）池の堤体の安全性に関する問題	
5.3 開発と安威川の治水対策との関連	43
6. おわりに	45
用語解説	47

## 1. はじめに

国際文化公園都市計画地域の開発は、1960年代の阪急電鉄などの土地買い占めに始まる。70年代前半には純然たる民間開発として計画され、サニータウンの造成がなされたが、その後第一次オイルショックで頓挫していた。しかし、80年代に入ると、開発地域にいたる道路や下水道の整備、河川改修、防災対策などにかかる経費を国や大阪府や茨木市が負担する公的開発とするように計画が変更された。“民間だけに開発をまかせると乱開発になるから”というのがその理由である。さらにその年代後半には、開発地域を民間企業所有地全域に拡大し、その中心地域に企業の研究施設を誘致するため官民共同出資の第3セクター会社「国際文化公園都市株式会社（本社・大阪市）」が設立された（1988年）。さらに90年代にはいと

(1) 国際文化公園都市計画の都市計画決定（1992年）

(2) 住都公団を事業主体とした土地区画整備事業の認可（1994年）

がなされ、茨木市、箕面市にまたがる丘陵と山地、約740ヘクタールの開発計画が策定されるに至った。

これに対し、かねて北部丘陵の開発がその自然を破壊するだけでなく災害の原因にもなることを恐れていた茨木市民は、「茨木北部丘陵地域の自然を守る市民会議」を結成（1991.7.15）し、開発計画の公開を要求するとともに、計画現地ウォッチング、学習会などを開催して問題の所在を検討してきた。

このような第3セクター方式による開発が、実は民間開発を公的開発と見せかけるための一手法であり、しかも、事業が行き詰まれば、出資している地方自治体の住民の税金で後始末されることになることは、すでに泉佐野コスモポリス株式会社の例で証明されていた。国際文化公園都市の場合も、企業誘致の見通しが全く立たない中で、すでに金融機関からの借入残高は659億円に達し、一日783万円の金利を支払い続け、倒産寸前の状態になっている。

このような事態であるにも関わらず、開発計画に関する多くの資料はなかなか公開されなかったが、1995年以後ようやく、「地質調査資料情報」、「地質等調査報告書」、「宅地造成協議会情報」など、そのかなりの部分が公開され、検討が可能となった。その結果、上記の問題にとどまらず、造成工事設計自体やその影響に関しても、地形、地質、安威川治水との関係など開発の自然条件にかかわる多くの疑問点が見いだされてきた。

一方、この開発計画区域の東に隣接する地域では、1967年に大阪府によりダム建設計画が進められ、それによる立ち退き住民の居住場所として、今回の開発地の東端近くの地域が指定されていた。しかし、その地域の真中を横切って、馬場断層の露頭が現れ、また、ダムの必要性や安全性をめぐる疑問もあって、これらに関する相談や調査依頼が、2・3年来「市民会議」から「国土問題研究会」になされてきた。これに引き続

き、「国際文化公園都市」造成に関しても、公開入手された「防災計画書」などの資料の検討を中心に、造成工事の問題点や、それによる自然破壊や災害の恐れなどについての調査・研究の依頼が同「市民会議」から「国土問題研究会」に、1997年5月24日になされた。

実は「国土問題研究会」は、この問題が起こるはるかな以前からこの地域を詳細に地質調査してきた会員を擁するが、「市民会議」からの依頼を受けて、さらに広い分野の専門家を加えた総合的調査団を組織し、防災問題を中心に現地調査の他、公開された文書その他の資料の検討など、数カ月にわたる取り組みを行ってきた。このほどようやくその結果のまとめをおこなうことが出来たので、ここに提出する次第である。

## 2. 開発地域の地質・地形の特徴と開発上の問題点

開発地周辺の地形を図 - 1.1 に示す。茨木市域は南部の沖積低地と北部の山地・丘陵地より成り立っている。そのうち前者は淀川地溝帯ともよばれる構造性の低地に属し、特に、真上断層、安威断層（2.2 (2) 参照）の間は、茨木低地帯と称せられ、湧水が多く軟弱地盤地帯をなしている。後者はこれと丹波山地に挟まれた漸移帯であって、活断層を含む多数の断層が密集している。さらに地域南部の断層は有馬－高槻構造線の延長上に位置する。国際文化公園都市はこのような地形的漸移帯に計画されているものである。計画地は安威川、茨木川、勝尾寺川という、茨木市では主要な河川に接している。ただし計画地はこれらの川が造る河谷は含んでおらず、これらの川に流入する支川と、これらに囲まれた山地（一部丘陵地）からなっている。

### 2.1 地形

開発地は北摂山地の南縁部に位置し、標高 120 ～ 320m の主に花崗岩類（茨木花崗岩）および古期堆積岩類（丹波層群）よりなる北部の山地と、標高 40 ～ 200m で大阪層群からなる南部の丘陵地から構成される。

土地分類基本調査「京都西南部」図幅では西側の山地地域を石堂ヶ丘山地、東側の山地地域を上音羽山地と呼んでいる。石堂ヶ丘山地は主に丹波層群の砂岩・頁岩よりなるが、北部のゴルフ場付近は花崗岩類からなる。起伏は 1km 方眼で 200 ～ 300m と大きく、特に、石堂ヶ丘山頂付近では大きい。谷密度は 70 前後である。開発地周辺の水系図を図 - 2.1 に示す。

一方、その東に位置する上音羽山地は盆地状に北西から南東にのびる。構成地質はマサ化した花崗岩類からなるが、北部の上音羽山頂付近は丹波層群からなり、著しくホルンフェルス化している。起伏は 1km 方眼で平均 100m 程度で小さいが、上音羽山頂付近では大きい。谷密度は平均 90 前後でやや多い。谷の横断面形が U 字状で、谷頭部の平面形は、輪郭が指先状に丸い。谷底はほとんどが水田化されている。馬場付近には段丘地形のほか、大阪層群からなる丘陵が見られる。また、佐保から馬場付近の馬場断層沿いには谷底平野が見られる。

丘陵地は茨木丘陵と呼ばれ、標高は 200m 以下である。勝尾寺川沿いには段丘地形が発達する。丘陵地の起伏は 100 ～ 200m と小さく、谷密度は 100 を超える。

開発地付近には南北に流れる 3 つの大きな河川があり、東から安威川、茨木川、勝尾寺川である。また、馬場付近には茨木川支流の八日日川が、中部では小河川の川合裏川が、また、西部では裏川が支流をなしている。

開発地域の地形を「防災計画書」の記述をもとにまとめれば、表 - 2.1 に示すとおりである。

この地域の傾斜分布を図 - 2.2 に示す。山地では多くが、傾斜 20 度以上 30 度未満と



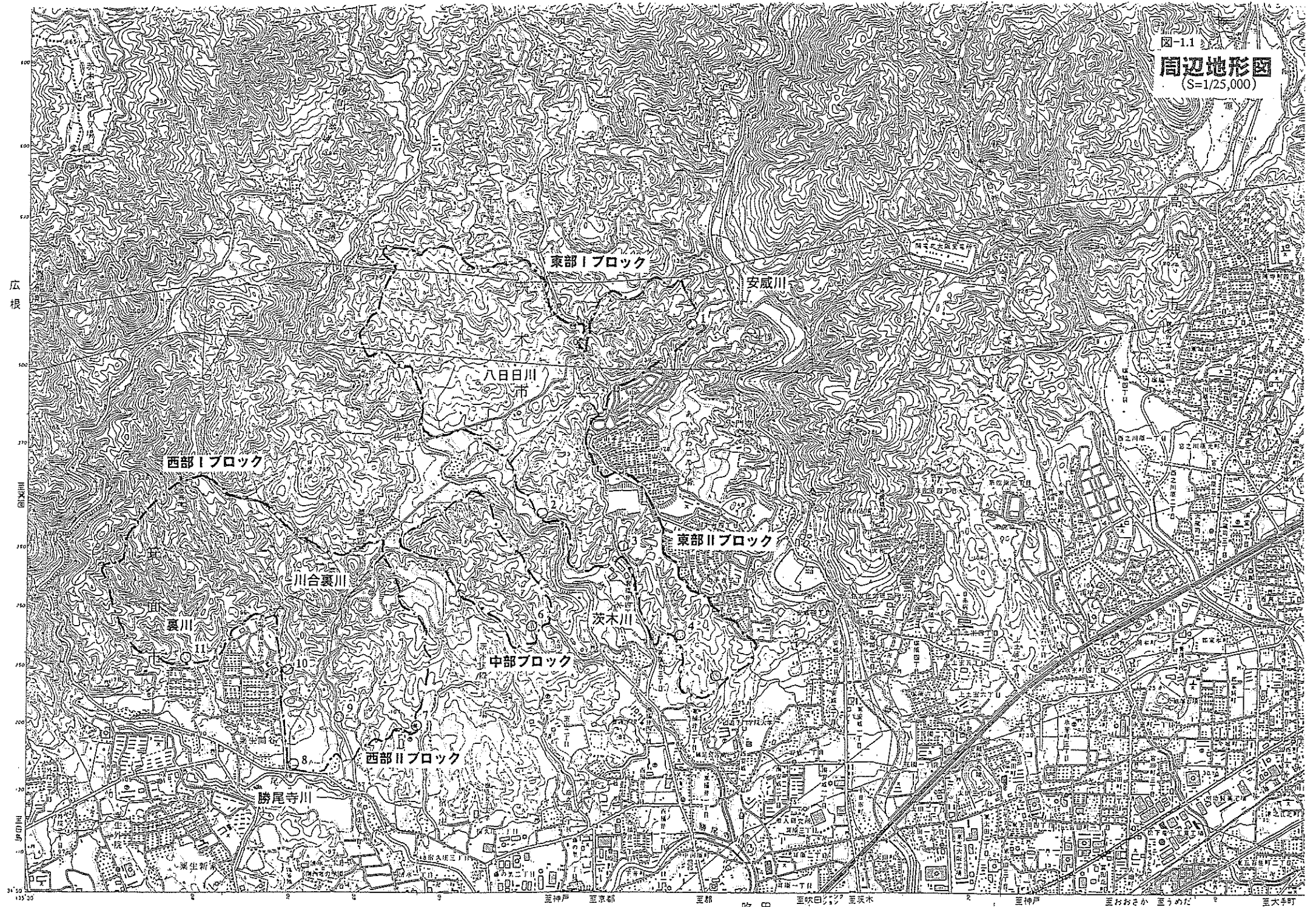


図-1.1  
**周辺地形図**  
 (S=1/25,000)

○1~11 調節池

本図は国土地理院発行2.5万分の1地形図「高槻」図幅を使用

図 - 1.1 周辺地形図

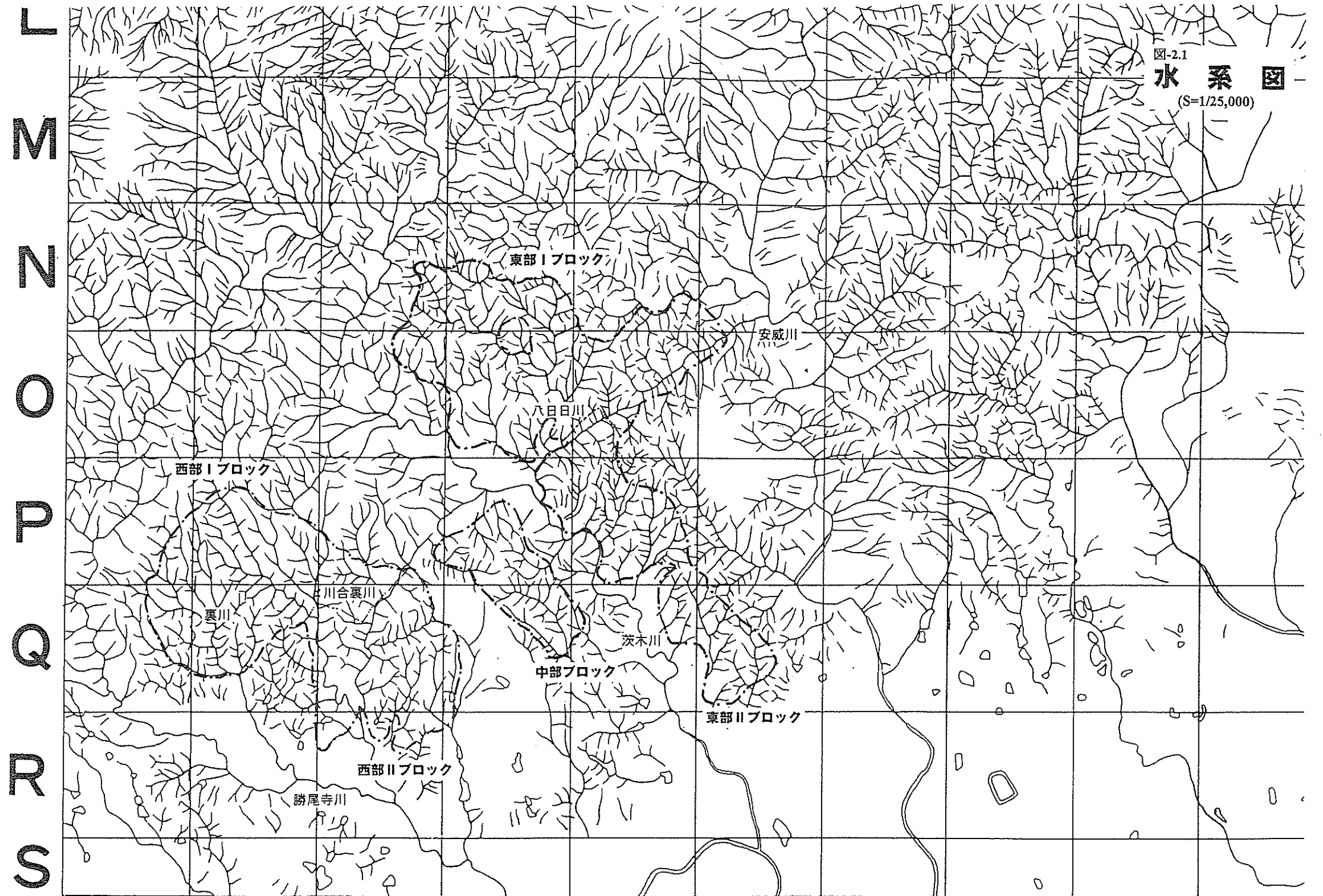


図-2.1  
**水系図**  
 (S=1/25,000)

経済企画庁(1972)：土地分類基本調査「京都西南部」図幅(1/50,000)

図 - 2.1 水系図



経済企画庁(1972): 土地分類基本調査「京都西南部」図幅(1/50,000)

図 - 2.2 傾斜分布図

表 - 2.1 開発地の地形

地区	流域	山林	標高・比高	傾斜 <sup>*3</sup>
西部地区 <sup>*1</sup>	裏川, 川合裏川および勝尾寺流域	80%が山林	60～320m. 比高260mと急峻。特に西側の裏川流域が急峻	西部Iブロック <sup>*2</sup> :15～30度。西部IIブロック:3度未満の緩傾斜地発達。
中部地区	東西0.5km, 南北1.2km。北西部の川合裏川を除き大半が茨木川流域	90%以上が山林	80～220m. 比高140と西部より緩やか。	南部には3～8度の緩傾斜地発達。北部の基盤岩山地は20～30度。
東部地区	南北に4.2kmと長く、東部が安威川流域のほか、大半が茨木川流域。地区の北部は支川の八日川流域が広く深い谷筋を形成している。	70%以上が山林	南端で40m, 中央部で190m, 北端で290m。	東部Iブロックの南部は3～8度の緩傾斜地。東部IIブロックは15～20度卓越。所々20～30度。

<sup>\*1\*</sup>; 開発地を西, 中, 東に3区分するときには「地区」を使用。西部地区, 東部地区をさらに細分する場合には「ブロック」を使用する。<sup>\*3</sup>; 図-2.2「傾斜分布図」参照

15度以上20度未満の斜面からなる。上音羽と石堂ヶ丘山付近で20度以上の傾斜の斜面が多い他、馬場断層沿いの南側でも20度以上30度未満の傾斜が多い。

## 2.2 地質

### (1) 地質構成

開発地周辺の地質図を図-2.3 および図-2.4 に示す。開発地域の地質は中生代・ジュラ紀～古生代・二畳紀の丹波層群および超丹波帯構成岩類、中生代・白亜紀末の花崗岩類（茨木複合花崗岩体）、第四紀・洪積世（更新世）前期の大坂層群、第四紀・洪積世（更新世）中～後期の段丘堆積物および沖積層からなる。

丹波層群は石堂ヶ丘山地の南部、上音羽山地の北部に分布し、主に、頁岩や砂岩およびチャートからなるほか、少量の緑色岩を伴っている。超丹波帯構成岩類は、主に緑色の石灰質砂岩・頁岩からなり、高槻市周辺で採石されているものである。地層面は東西方向の走向が卓越し、北方に山下向斜軸が走るため、全体的に北傾斜している。

これらの丹波層群古期堆積岩類は花崗岩類により熱変成作用を受け、ホルンフェルス化している。ホルンフェルス化は著しく、角閃石のほか一部輝石も生じる角閃石ホルンフェルス相に達している。ホルンフェルスの幅は南部でより広い。

花崗岩類は茨木花崗岩と称せられ、Rb-Sr年代は96m.y.、K-Ar法で76m.y.で白亜紀のものである。この花崗岩体は岩体の周囲が石英閃緑岩、中間部が花崗閃緑岩、核部がアダメロ岩からなる。この地域では大部分花崗閃緑岩からなるが、中部地区および東部Iブロックの東端部では石英閃緑岩、東部Iブロック北西方の石堂ヶ丘ではアダメロ岩からなる。これらの花崗岩類は著しく風化作用が顕著で、全域でマサ化しており、マサ化は石英閃緑岩で著しい。なお、西部地区においては南北に走る石英斑岩脈が発達して

いる。

大阪層群は丘陵地に分布する。当地に分布するものは主に大阪層群・下部層に属し、砂礫、砂層が卓越する。東部Ⅱブロック南端部には、海成粘土層 Ma4～5 を挟む大阪層群・上部層も見られる。

段丘堆積物は西部の勝尾寺川に少量見られる。また、支流の川合裏川では厚さ1～5mの段丘礫層が見られる。

沖積層は馬場断層の北側で顕著に発達し、八日川流域などの谷底堆積物として見られる。主に、周囲の花崗岩の風化堆積物であるマサからなる砂質土で構成されており、きわめてルーズな固結度の低いものである。その厚さは1～5mで、地下水位が地表面下1～1.5mと高いため、N値が2～5と、きわめて軟弱である。西部から中部にも谷底堆積物が見られ、砂礫～礫混り粘性土よりなる。

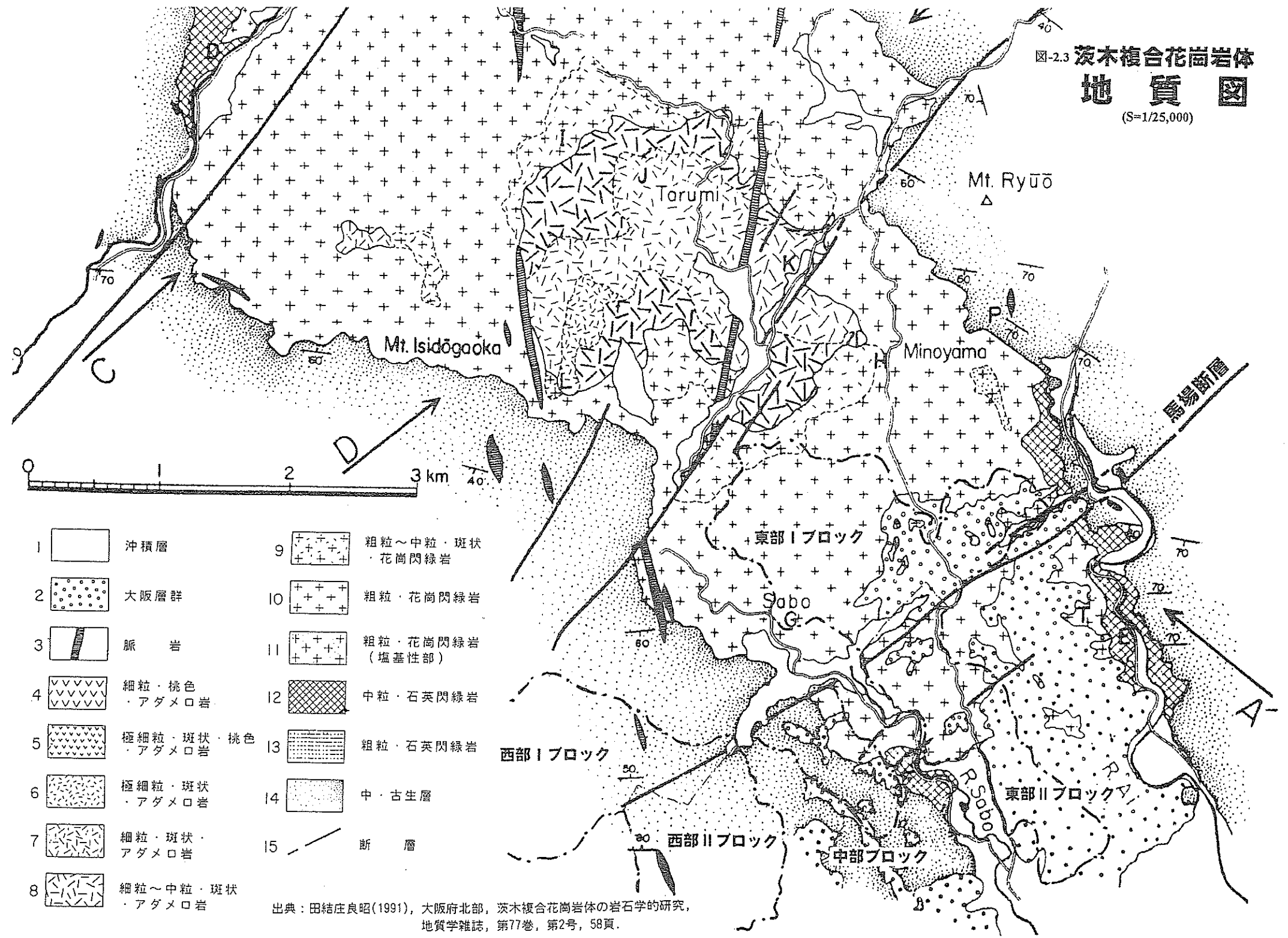
崩積土が東部、中部の花崗岩地帯で斜面沿いに多く見られる。

以上の地質構成を表 - 2.2 に示す。

表 - 2.2 開発地の地質構成表

地質時代		地質区分	土相・岩相および分布
新 生 代	第 四 紀	沖積層（谷底堆積物）	西部および中部では砂礫～礫混り粘性土。厚さ1～5m。東部では砂質土～礫質土主体。N=2～5と軟弱。
		崩積土	花崗岩地帯で発達
	洪積世中・後期	段丘堆積物	川合裏川の河岸では厚さ1～5m。礫質土主体。
	洪積世前期	大阪層群・下部層 （東部Ⅱブロック南端部には上部層分布）	Ma1層より下位の砂礫・砂層卓越。東部Ⅱブロックの南端にはMa1～Ma5の海成粘土層が分布する。西部地区東南部、東部地区東南部に広く分布。
中 生 代	白 亜 紀	花崗岩類 （茨木花崗岩/茨木複合花崗岩体）	花崗閃緑岩主体。石英閃緑岩を伴う。花崗閃緑岩は粗粒で、斜長石・カリ長石・石英・角閃石・黒雲母からなり、ときに単斜輝石を含む。
		ホルンフェルス	中部地区中部に分布。石英閃緑岩と接する部分ではおよそ300m、花崗閃緑岩と接する部分ではおよそ600mの幅を示す。一般に石英閃緑岩に接するものはホルンフェルス化が強いが、花崗閃緑岩に接するものは強くない。ホルンフェルス化を受けた砂岩は珪化作用が進んでいる。
	ジュラ紀	丹波層群	砂岩、頁岩、緑色岩、チャートからなる。西部地区、中部地区西部に分布。

図-2.3 茨木複合花崗岩体  
地質図  
(S=1/25,000)

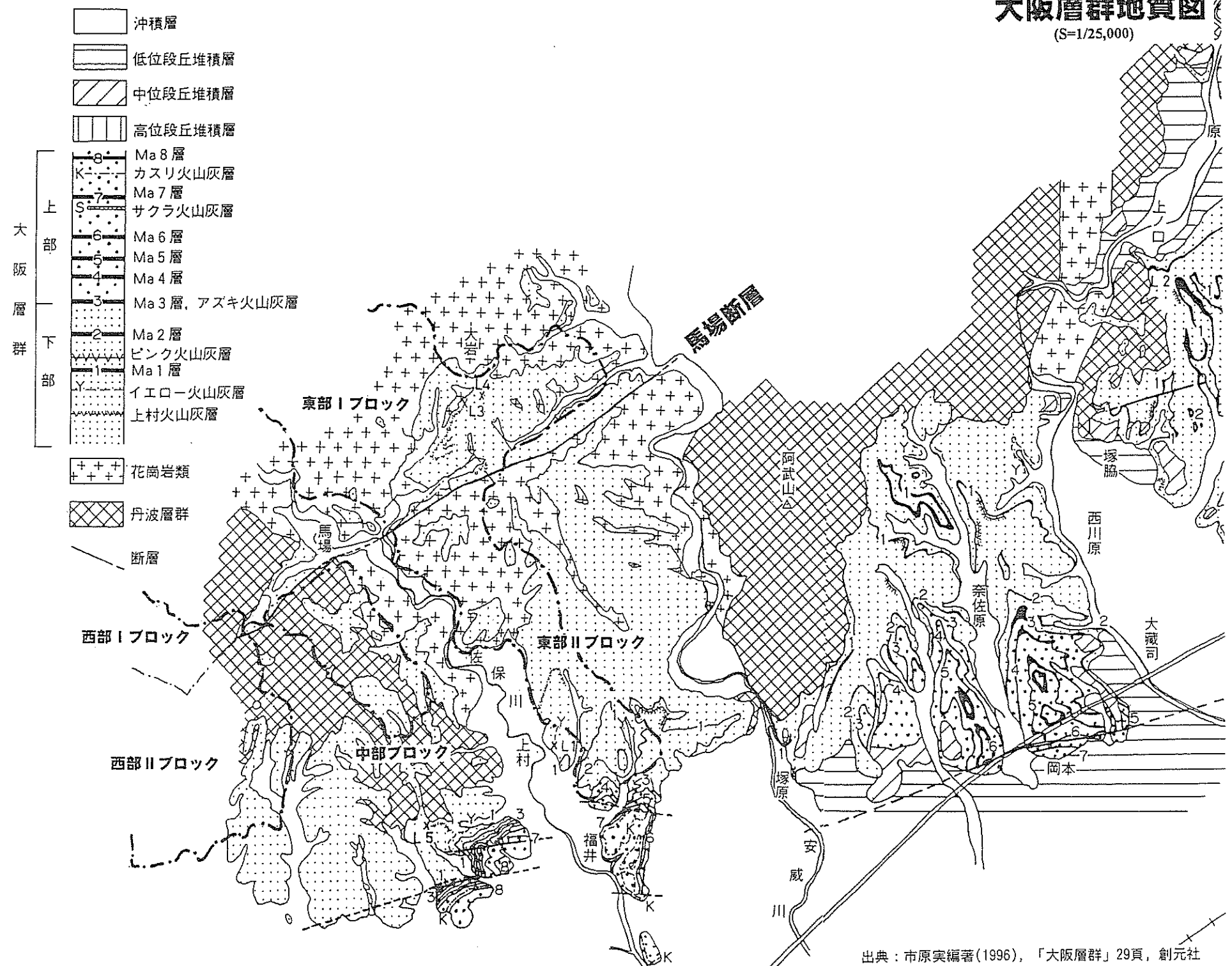


出典：田結庄良昭(1991)，大阪府北部，茨木複合花崗岩体の岩石学的研究，  
地質学雑誌，第77巻，第2号，58頁。

図 - 2.3 茨木複合花崗岩体地質図

# 大阪層群地質図

(S=1/25,000)



出典：市原実編著(1996), 「大阪層群」29頁, 創元社

図 - 2.4 大阪層群地質図

## (2) 活断層

当地域は北摂山地の南端部で、大阪平野との境界部に位置するため、多くの活断層（第四紀に活動した断層）が走る。

南端部を「有馬－高槻構造線」が走るが、これは北摂山地と大阪平野の地形を分ける大断層の集合体で、第一級の活断層である。これらは当地付近においては、真上断層、安威断層と名付けられ（寒川、1978年）、その間は茨木低地と称せられる。

さらに、本開発地の中央部を横断して「馬場断層」と呼ばれる活断層が走り、また、この断層の顕著な副断層が平行に2本見られる。開発地域の北西部には箕面断層、南西部には如意谷断層が北東－南西方向に走る。この他にも、東部Ⅱブロックの中央部に大阪層群と花崗岩類の分布を区切る断層が北北東－南南西方向に走る（「防災計画書」p.2-10）ほか、南部の勝尾寺川には坊島断層が見られる。なお、この地域にはこの他に、地図上には表せない小断層が随所に見られる。

開発地域では、馬場断層が特に重要で、破碎帯は特に断層の南部で著しく、生保付近では最大500mにも達する。花崗岩類は著しく破碎され、断層に沿って湧水も見られる。特に、八日川流域では大量の湧水が見られる。図-2.5は馬場断層の断面図を模式的に示したものである。この断層は大阪層群を明瞭に切り、断層に沿う谷（断層谷）が発達する。そのため破碎帯ではきわめて軟弱な地盤となっている。

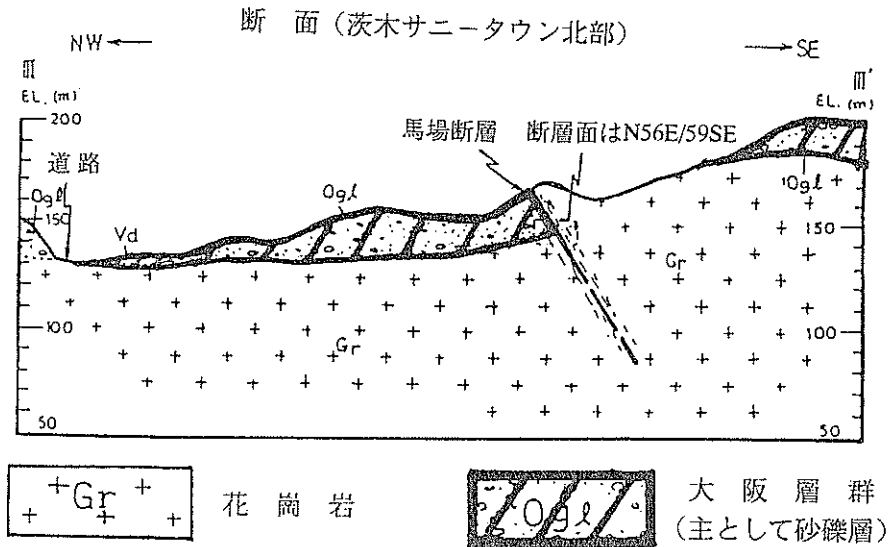


図 - 2.5 馬場断層断面図

(茨木北部丘陵地域の自然を守る市民会議発行「安威川  
ダムを安全を考える」パンフレットより)



### (3) 地区毎の地質状況

地区毎の地質状況を「防災計画書」の記述を中心にまとめれば下記（表 - 2.3～表 - 2.5）のようになる。

#### 1) 西部地区

表 - 2.3 西部地区の地質状況一覧表

地質区分	分布域	厚さ	土相・岩相
沖積層 (谷底堆積物)	河川沿い		砂礫～粘土混り砂礫, ルーズ
	大阪層群が広く発達する南東部において比較的幅広い谷地形が発達し、その谷底に厚く分布。	3～5m	軟弱
段丘堆積物	川合裏川の河岸。平坦面形成。	1～5m	礫質土主体
大阪層群	西部の尾根筋および東部の全域		砂・砂礫
丹波層群	東南部を除いた全域		砂岩がもっとも卓越。頁岩、緑色岩、チャートを伴う。砂岩は亀裂が発達。

#### 2) 中部地区

地区の北部に馬場断層が東北東－西南西に走る。

表 - 2.4 中部地区の地質状況一覧表

地質区分	分布域	厚さ	土相・岩相
沖積層 (谷底堆積物)	谷底部	1～3m	軟弱。砂礫、礫混り粘性土主体
大阪層群	馬場断層の南側の尾根部	薄い	砂礫主体
	馬場断層より北側	25～40m	砂礫主体
茨木花崗岩	地区北東部		粗粒・花崗閃緑岩。かなり深くまで風化が進む。尾根部では強風化しマサ化する。
ホルンフェルス	地区中部		砂岩の層理面は熱変成のため不明瞭となっている。
丹波層群	地区南西部		主として砂岩からなり、まれに頁岩や緑色岩を伴う。深さ 30m 程度から CM～CH 級となる。

### 3) 東部地区

地区の中央部を馬場断層が東北東－西南西に走る。

表 - 2.5 東部地区の地質状況一覧表

地質区分	分布域	厚さ	土相・岩相
沖積層 (谷底堆積物)	谷底部	1～3m 一部 6m	花崗岩類や大阪層群が浸食されて堆積した N=2～5 の砂質土～礫質土主体
大阪層群	地区南部および馬場断層の北側に分布。	南ほど厚い	砂礫層主体。一部に砂～粘土層を挟在。緩く南へ傾斜する。地区の南部では少なくとも 2 枚の海成粘土層 (Ma1,2) が伴われる。
茨木花崗岩	中央やや南から以北に分布。		粗粒・花崗閃緑岩。深層風化が著しく、尾根頂部や斜面部では 15～30m の深さまでマサ化する。地区中央部付近の尾根部では地表より 10m 付近までマサ化するが、以深では CM～CH 級。

### 2.3 地形・地質上の問題点

本開発計画の際だった特徴は、計画地内に断層が密集しているほか、広い範囲にわたって山を切り取り、谷を埋めることと、これに伴う標高変化が大きいことである。地表面が現状のまま残される部分や標高変化の小さい部分は極めて少ない。このことは本計画が地域の自然環境を大幅に変化させるものであることを意味する。計画地の面積が茨木市の面積の中で少なからぬ割合を占めていることを考えると、これは茨木市の自然環境を大幅に変化させるものであることをも意味する。

この自然環境の変化は多岐にわたるが、地質・地形学的な観点から見ると、過去 200 万年ほどにわたる地形変化の傾向を逆転させるような変化であることに注意する必要がある。すなわち、近畿の主要な第四紀の地殻変動が起こる前は、茨木市のほぼ全域が低平な地域であったが、六甲変動などの第三紀末～第四紀の地殻変動が始まると、馬場断層その他の活断層群の活動によって北部地域が隆起した。隆起部分では、侵食によって、地表を覆っていた堆積物が削剥されて多くの部分に丹波層群や花崗岩を主体とする古い基盤岩が露出した。それは今から 200 万年ほど前のことである。

その後、隆起地塊の中に谷が刻まれ、谷が上流に延びて行くと、下流部の谷底は新しい堆積物（沖積層）で埋められ、現在の地形が作られた。国際文化公園都市の開発計画は、開発地域の標高の高い部分を切り取り、谷を埋めて、広大な台地状の土地を造成しようとするものである。谷を埋めることは、侵食によって谷を刻んできた地形変化の歴史を逆転させることになる。

特に本件のようにかなり大きな谷を埋めると、200 万年前の状態にまで地形変化を逆行させることになる。その結果、開発地と沖積低地の境界には第四紀初めに出現した断層崖のような急斜面が長く続く。第四紀の初めにはこのような断層崖の急速な侵食に伴

って大規模な斜面崩壊や土石流が頻発したことが知られており、極めて危険な地形条件を作り出すことになる。さらに、埋め立てに用いられる土砂は第四紀初めに断層崖を構成していた岩石よりもはるかに軟弱であるから、斜面崩壊や侵食に対して極めて弱い。

そのため、造成にあたって大がかりな斜面安定工事が必要なほか、造成後も急崖の保全のために、半永久的に防災工事を継続しなければならないであろう。

なお、標高の高い部分の切土は、長期的な侵食傾向と同じ方向の地形変化を起こすものである。しかし、自然の長期的な浸食作用は、急傾斜部分をなだらかにして、地形を安定化させる効果をもっているのに対して、現在計画されている切土は、多くの部分で現在よりも急な斜面を作り出す。これはむしろ地形を不安定化させるもので、過去 200 万年ほどにわたって断層崖が次第に緩やかになって安定化してきた地形変化を逆行させる土地改変であると言える。

特に、もっとも大きな問題点は、八日川流域などの谷底平野に堆積する N 値 5 前後のきわめて軟弱な地盤で、しかも、地下水位が 1.5m 以浅と浅い位置に存在する区域に、高い盛土をすところにある。その結果、震度 5 の地震でも液状化、流動化し、大規模な災害に発展する可能性がある。また、200mm 以上の降雨でも崩壊する可能性があり、この開発の技術的な問題点は高い地下水位の排水にあると言って過言ではない。また、軟弱地盤の排出あるいは地盤改良をせずに盛土をすることは危険であり、大量の軟弱地盤を排除する場合には、周辺地域に大きな影響をおよぼさざるを得ない。

#### 2.4 とくに馬場断層に関する問題について

馬場断層をはじめ、その他の断層に関する問題については、上記の各地区毎の開発計画や、次章の切り土、盛土の問題に関するに検討の中で記述されているが、その特殊な重要性にかんがみて強調する必要があると思われる 2、3 の点について説明する。

1) 公開された「防災計画書」においても、馬場断層に関する問題については、「地形および地質の概要」の章の中で、とくに 1 節 (p.2-18~20) を設けて検討している。しかも、その断層破碎帯が予想以上に広く (最大約 100m としている)、影響がかなり広範に及んでいることを具体的に述べ、防災対策や湧水に対する適切な配慮の必要を繰り返し指摘している。

この内容は基本的に正しい。しかし、開発計画者はこの指摘をほとんど無視し、「防災計画書」が馬場断層の最終活動について約 7~8 万年前とした点だけに飛びついて、あたかも断層に関する問題がないとするかのような姿勢を見せている。これは甚だ問題である。たとえば、馬場断層がすでに活動を終焉したものであるという評価が正しいとしても、その存在する場所の開発造成によって、「防災計画書」も指摘するとおり、地下水位の変化、盛土・切り土法面の不安定化、あるいは構造物の変形など、対策を必要とする多くの問題が生ずることを軽視してはならない。なお、開発計画によれば、馬場断層の影響範囲につくられる予定の構造物には、西部地区の道路および道路造成に伴う切り土法面、中部地区の橋梁基礎・モノレール、それに伴う長大切り土法面、東部地区の

高盛土などが含まれていることを、念のため指摘しておく。

2) 馬場断層がもはや活動を止めた断層であるという断定も、実は楽観的に過ぎる。馬場断層は佐保付近で段丘層を切る活断層で、7～8万年前とする年代測定については誤差も大きく、信頼性に疑義が残る。さらに複数の測定が必要であり、地形に現れた状況から今後活動しない保証は一切ない。

馬場断層は、「日本の活断層」（東京大学出版会、1991年）によれば、その活動度はCと判定されており、大阪府もこの見解を踏襲している。一般に断層活動の繰り返しの周期は、断層が長大で活動度が大きいほど短いとされるが、そうとすれば、馬場断層ぐらゐの断層では、たとえ現在までの最後の活動が8万年前であるとしても、もう活動しないとは断定できない。

1995年兵庫県南部地震の教訓の一つに、繰り返し活動する断層でも、破断が地表まで達する場合と達しない場合があることが明らかになったことが挙げられている。この点から見れば、しっかりした調査に基づくとはいえ、地表調査の結果だけから断層の最終活動履歴を8万年前などと決定してしまうことには危険が伴う。

一方、近年、断層活動の繰り返し周期についての従来の捉え方が、やや機械的に過ぎたことが専門家の間で反省されていることにも注意する必要がある。こうした目で馬場断層についての調査結果を見ると、その破碎帯の、C級断層としては異常なまでの幅広さが注目される。断層破碎帯の幅の採り方には異なった見方がありうるが、われわれの「検討報告書」の300～400mを採らず、「防災計画書」の100mを採ったとしても、この値は、有馬－高槻構造線や、六甲断層系の甲陽断層のような、内陸の断層としては一級の断層のそれに匹敵する。

従来、馬場断層を有馬－高槻構造線の副断層と見るむきが多かったと思われるが、上記の破碎帯の発達状況は、むしろこれが箕面断層や如意谷断層などとともに、六甲断層系と同様な性格をもち、その延長をなす一群の断層系をなすことにもっと着目せねばならないことを示唆する（このような見方が従来なかったわけではない）。

それならば活動の再来周期はどうなるかということであるが、これに関連して、有馬－高槻構造線と六甲断層系や淡路島の野島断層などを一つのグループとして捉え、その中で、約400年前の慶長地震に際して動かなかった部分が1995年兵庫県南部地震を起こしたという考えがある（たとえば金折、1997年）。この考えを延長すれば、同じグループに属しながら、これらの地震に際しては、動かなかった馬場断層などが、次には活動するという見方もありうることを指摘しておく。

### 3. 開発計画の特徴

#### 3.1 開発計画の概要

国際文化公園都市計画は、大阪府北部の茨木市および箕面市にまたがる北摂山地の南縁にあたる、南下がりの丘陵性の山地を大規模に造成し、研究施設や国際会議場、住宅地などを建設し、約5万人の山間都市を造ろうとするものである。

造成面積は3地区併せて、742.6ha（西部地区：312.6ha、中部地区：62.5ha、東部地区：367.5ha）で、擁壁工事の総延長は41,220m、排水工事の総延長は135,740mに達する大規模なもので、工期期間も平成5年度から平成19年にかけての15年間と非常に長期に渡っている。

造成工事土量も、全切土量約3,504万 $m^3$ 、全盛土量約3,840万 $m^3$ と非常に大規模で、1 $m^2$ 当たりの単位土工量は約4.8 $m^3$ に達する。擁壁工の最高は16mにもおよび、最大切土高さは急峻な地形を呈する西部地区にあって約50m、最大盛土高さは東部地区の八日川谷部の深いところにある約45mに達している。切土・盛土の分布図を示すと図-3.1のようになる。

#### 3.2 地区毎の開発計画

開発計画を「防災計画書」に基づいて地区毎にまとめれば下記（表-3.1～表-3.6）のようになる。

##### (1) 西部地区

##### 1) 川合裏川流域

表-3.1 川合裏川流域の開発計画の概要

切土・盛土区分	分布・規模	地質
切土ブロック	西北部(約240万 $m^3$ )、中央部(約360万 $m^3$ )および裏川との流域界の山地(約320万 $m^3$ )にまとまった切土ブロックがある。	丹波層群
	南東部および南部には中小規模の切土ブロックが散在。	主として大阪層群の砂礫層
盛土ブロック	川合裏川や支川の付近に広がる。段丘や谷底平野が大きなスポットになる。	
	南東部に分布する沢筋や池が中規模の盛土ブロック。	

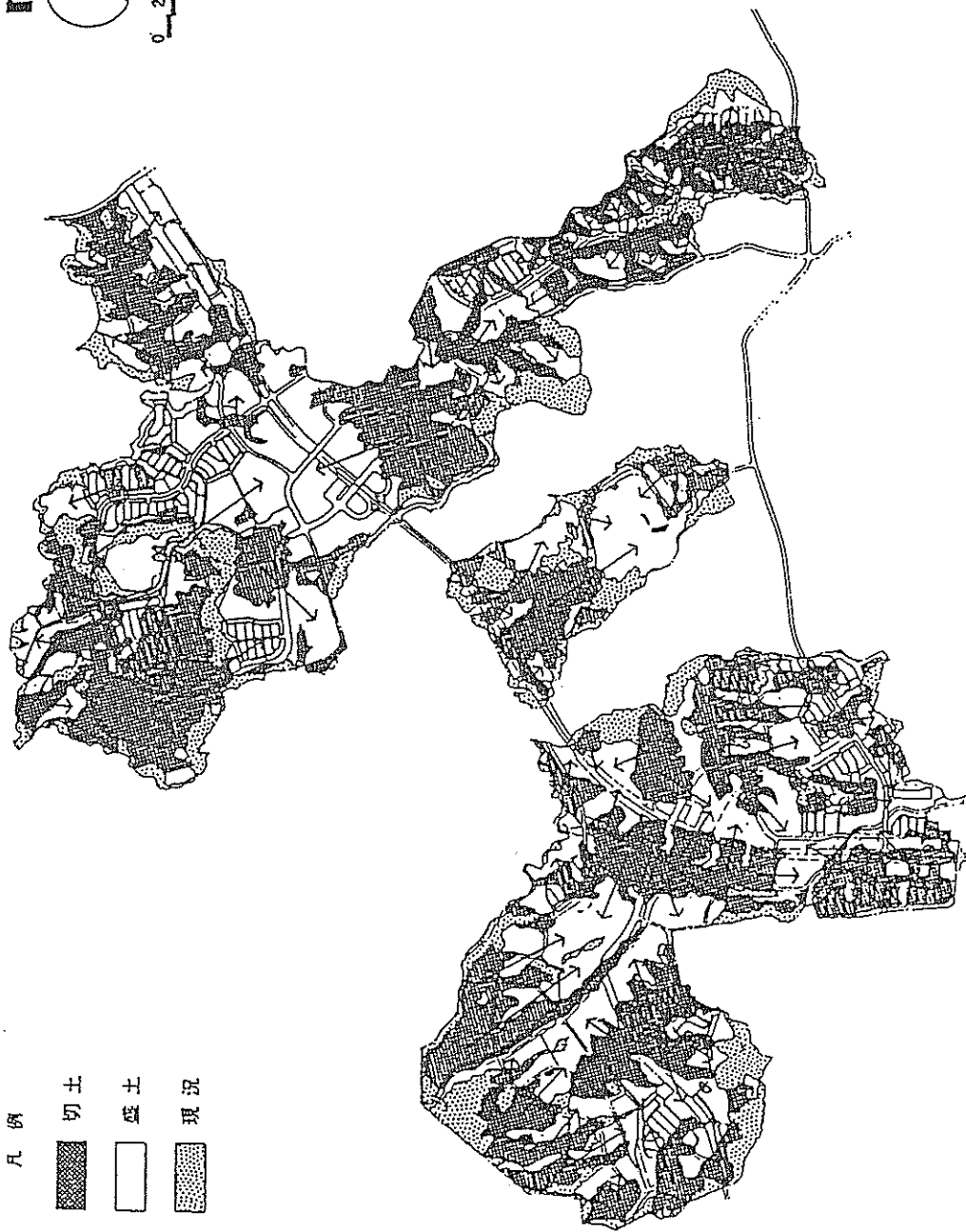
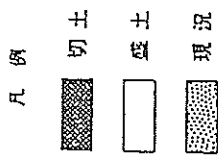
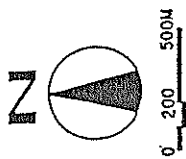


図 - 3.1 切土・盛土分布図（「防災計画書」による）

## 2) 裏川流域

表 - 3.2 裏川流域の開発計画の概要

切土・盛土区分	分布・規模	地質
切土ブロック	流域界にある山地(約 320 万 m <sup>2</sup> ) と西部から北西部の山地(数 10 万～ 100 万 m <sup>2</sup> 規模が 5ヶ所)	丹波層群
盛土ブロック	裏川の河谷の合流部付近および川合裏川の西側の支流で大部分が占められている。	

## (2) 中部地区

表 - 3.3 中部地区の開発計画の概要

切土・盛土区分	分布・規模	地質
切土ブロック	北部の山地(約 220 万 m <sup>2</sup> ) と南部の 6 号調節池 (40 万 m <sup>2</sup> )	主として丹波層群, 一部礫ソール化する。北東部には花崗岩類が分布。
盛土ブロック	中央部を南流する谷とそれに並行する谷が盛土ブロックの大半を占める。また、中央部の茨木川水系の谷がこれに次ぐ中規模の盛土ブロックとなっている。	

## (3) 東部地区

東部地区は安威川流域、八日川流域およびそれ以南の茨木川流域から構成されている。

### 1) 安威川流域

表 - 3.4 安威川流域の開発計画の概要

切土・盛土区分	分布・規模	地質
盛土ブロック	東流する谷筋が主な盛土ブロック	
切土ブロック	上記の谷の左岸の山地が切土ブロック	大阪層群の砂礫層が広く花崗岩類を覆う形で分布。

## 2) 八日川流域

表 - 3.5 八日川流域の開発計画の概要

切土・盛土区分	分布・規模	地質
切土ブロック	最大の切土ブロックは流域北西部の山地にあり約 610 万 m <sup>3</sup> 。	主として花崗岩類で構成されているが、表層部には厚く風化帯が発達 花崗岩類分布。深部は新鮮。
	この他、主な切土ブロックとしては 2 号調整池が計画されている付近の山地（約 380 万 m <sup>3</sup> ）がある。	
盛土ブロック	八日川の東西性の谷。	

## 3) 八日川以南

表 - 3.6 八日川以南地区の開発計画の概要

切土・盛土区分	分布・規模	地質
切土ブロック	南端の尾根部（約 140 万 m <sup>3</sup> ）で比較的まとまるが、ほぼ全域にわたって小規模なブロックが均等に分布。	北部では花崗岩類を覆う形で大阪層群が分布。南部は大阪層群
盛土ブロック	各谷筋に分布するが、北部のグランド跡地がややまとまった盛土ポケット。	



## 4. 大規模な切土、盛土から発生する諸問題

### 4.1 高盛土と地下水位の変化による盛土法面の崩壊危険性

「防災計画書」では、現在の地下水の状況と湧水の状況が記述され、湧水地点付近では地下水に関する注意が必要だとしているが、これはあまりにも問題を矮小化している。開発後の地下水流動系はこの湧水の影響を受けることは間違いないが、これは現在認識されている湧水に限らない。防災計画書には断層および断層破砕帯と湧水との関係を示しているが、現在確認できる湧水は地下水面の露頭が見られる場所に過ぎない。断層や断層破砕帯に沿ってあらゆる部分で湧水があると考えらるべきである。また湧水の発見方法として、顕著な湧水は崩壊を伴うことが多いので、崩壊跡地で湧水対策をおこなうことになっている。しかし「逆は真ならず」であり、崩壊跡地以外では地下水の湧出がないと考えることは極めて危険である。

それ以外に地下水は開発後の地表面からの雨水浸透の影響も強く受ける。開発後は河川（排水路）の高さが開発前よりもはるかに高くなるので、河川による自然な地下水排水は期待できず、地下水の流量が開発地内のすべての場所で、開発前よりも増加する可能性が高い。それは地下水位の上昇を意味する。盛土斜面の地下水の排除は一般に極めて困難である。ましてや開発前と同じく、盛土の底面付近に地下水位を保つことは不可能と断言できる。最悪の場合、地下水位は開発後の地表面近くまで上昇し、盛土全体が水浸し状態になる可能性がある。後背地に高い山地を有し、断層南部に直接花崗岩の基盤が露出するという地形・地質条件を有する本開発地域では、地下排水管のみではどうも盛土内に入ってくる地下水を排水できるものでない。ポンプで排水してもごく少量の水しか排除できず、盛土内の一定のレベルに地下水位を抑えることは極めて困難である。地下水位の上昇は盛土の力学的安定に致命的な問題を引き起こす。特に盛土末端の法面では斜面崩壊や地すべりを引き起こす可能性がある。

このような状況での人工的な地下水排除は地すべり対策としての地下水排除とよく似た状況になると思われる。地すべり土塊と盛土材料では水理特性が異なるが、地すべり土塊は粘土に富んで透水性が低く、地下水排除が困難である。盛土材料は粘土に富むとは考えにくい。施工上、水平成層した構造になりやすく、たとえ一層でも透水性の低い層が生じると、盛土全体として鉛直方向の透水性がその層に規定されて低くなってしまふという特徴がある。そのため、揚水井戸などの鉛直性構造の排水工は効果的ではなく、きめ細かい水平排水層の設置によって、層ごとに排水する必要がある。この場合も流末からの距離が大きくなると排水効果が薄れるため、水平排水層を何層も設置し、これによって集められた地下水を縦排水礫層によって集め、盛土下面に暗渠排水網を張り巡らせる必要がある。このような排水工は模式的に示されているが、具体的な施工計画は全く示されていないので、排水効果を評価することができない。

地すべり地では雨水が地下に浸透しないように表面排水を完備させることもおこなわ

れている。しかしこれが効果的におこなわれた場合、土壌が乾燥して開発地内には植物が育たず、砂漠のような環境になってしまう。地下水を増加させない程度の散水は許されるが、そのように散水量を管理することは容易なことではなく、きちんとした管理体制が必要である。

盛土末端の法面の地すべりや斜面崩壊の危険度は盛土材料の物性（土質定数）にも大きく依存する。それは全体の平均値ではなく、むしろ想定しうるすべり面に沿う物性に大きく依存する。山を切り、谷を埋め立てる、今回のような開発計画では、切り土部分の表土をまず切り取り、それを谷底に埋め立てることがまず行われる。そうすると、最も強度の低い表土部分が地下水で飽和した状態で谷底に敷かれ、その上に強度が高く、重い深部から切り取られた盛土材料が乗ることになるであろう。これは盛土末端の法面が底部からすべり破壊を起こしやすい条件を作り出す。そして、それは地下水位が高いほど危険である。しかし、このような問題点は施工計画では具体的に考慮されていない。

以上に見たように、基本的にはこの地域は高い盛土に適していないと言える。特に、軟弱層の上に盛土することは非常に危険であり、十分な対策が必要である。

#### 4.2 ブロック毎の問題点の指摘

前章で見たように、本開発は起伏の大きい山地を切り盛りしてなされるため、切土法面および盛土法面の高さが非常に高く（最大切土高さ約 50m、最大盛土高さ約 45m）、その規模も非常に大きいものとなっている。

これに伴い、本開発においては数多くの問題点が含まれている。以下、各ブロック毎にそれらの問題点を「土質調査報告書（抜粋）」および「防災計画書」に記述された内容を含めて、指摘する。なお、各ブロックの位置とその範囲は図 - 1.1 あるいは図 - 2.1 などに示されている。

##### (1) 西部 I ブロック

###### 1) 切取法面

強風化帯およびゆるみの範囲（開口割れ目の著しい所および破碎帯）は、尾根部で約 20m 程度に達する。従って大部分の切取法面には強風化岩が広く露出することになり、「表層崩壊」防止のため対策工（アンカー＋法枠工）が必要となる。

ブロック北西部に「箕面断層」が、東部に「馬場断層」が走り、それらに付随する副断層も多く、随所に破碎帯がみられ、長大法面の入り口（川合裏川）では、顕著な破碎帯が見られる。特に、馬場断層の破碎帯は幅が広く、切取法面との位置関係によっては大規模な法面すべりが生ずる危険性があり、適切な防止工が望まれる。

その他の小断層においても、その傾斜方向によっては、法面崩壊をおこす危険性がある。

###### 2) 盛土部

山地が急峻なため、盛土が施される谷底部の堆積物は、全体的にみれば 1～2m 前後

と薄い、ブロック南部の谷底部（ボーリング B-14 地点、粟生間谷東六丁目の西の谷の池の上流端付近）では層厚 3m に達し、軟弱地盤をなしている。この軟弱地盤は盛土のすべりを生じさせる原因となるため、除去あるいは地盤改良が必要とされる。また、堆積物と基盤の岩層との固着性が悪く、注意を要する。

さらに、その西隣の谷底部（ボーリング B-13 地点、粟生間谷西七丁目の北側の谷の出口付近）一帯は、断層影響範囲にあり、幅 2～3cm の割れ目が多数生じ、著しく破碎されている。さらに、幅 2m 前後の断層粘土・角礫なども見られる。この上には 40m を超える高盛土が計画されているが、盛土のすべりおよび土留め構造物基礎の安定性について検討が必要である。

## (2) 西部Ⅱブロック

### 1) 切取法面

破碎帯が出現する危険性がある。

### 2) 盛土部

南東部の大阪層群分布地域において、幅広い谷底に軟弱な沖積層が最大 4m の厚さで分布する。この層は 9 号調節池（調節池の位置は図 - 1.1 に示されている）の周辺に沖積粘土層として分布しており、この層の除去が必要である。

大阪層群の帯水層および丹波層群中の破碎帯からの湧水が見られ、盛土内の地下水上昇の危険性が大きい。

したがって、この軟弱層の除去、あるいは地盤改良や、地下水排除などの適切な処置を施さない場合には、地すべりが生じる可能性が高く、高盛土の施工は危険である。

## (3) 中部地区

### 1) 切取法面

中部地区においては、大阪層群で構成される地区南部の道路法面と、地区北部の道路法面に長大法面が計画されている。後者の高さは 60m にも達し、かつ、馬場断層の影響を受けるため、特に注意深い対策工が必要とされる。

### 2) 盛土部

北端部においては、N 値 10 以下の軟弱な谷底堆積物が、10m の厚さをなして分布し、地下水位も GL-1m 程度と盛土内に存在する。さらに、人工的な堆積物が随所に見られる。特に、馬場断層沿いの佐保付近において顕著である。この層は放置すると地すべりの可能性があり、除去が望まれる。

全体的に馬場断層以北では湧水が多く、地下水の盛土内への浸透が懸念される。

## (4) 東部Ⅰブロック

### 1) 切取法面

花崗岩類の D 級岩盤に CM～CH 級の玉石状の風化残留核が分布する。これは非常に硬質であるため細かく砕くことが困難である。また、法面にそれが出現する場合には、落石の危険性がある。特に、流れ盤をなす所では降雨により容易にトップリングを起こし、崩壊する。

切取面には花崗岩類の D 級岩（マサ）が分布するが、マサは降雨時に表面浸食を受けやすく、それが拡大して崩壊につながる危険性があるので、地中管などのパイピング現象を防ぐ工事等、十分な「法面保護工」が必要とされる。

大阪層群の砂礫層の法面においては、挟在する粘土層を境として湧水し、それによる表層浸食と、その拡大による法面崩壊の危険がある。

## 2) 盛土部

馬場断層の北側に位置する本ブロックの八日川谷の谷底平野は、休耕水田が地形に合わせて階段状に続く大湿地帯をなしている。盛土基礎には、砂質土層を主体とする谷底堆積物が 1～4m の厚さで分布する。これは N 値が 5 以下のルーズな地盤をなし、地下水位も GL-2m 以浅で、場所によっては地表付近にあり、また、部分的に被圧されている。従って、盛土がこの層からすべり破壊をおこす危険性が大きく、この堆積物は除去することが必要とされる。それが不可能な場合には地盤改良することとなるが、いずれにしても、その量が多量に達するため、大規模な土工が強いられる。

さらに、マサ土を使用した盛土自体の安定性に不安が見られる。すなわち、東部 I ブロック南端部の法高 30m に達する高盛土の安定計算においては、盛土材の C、 $\phi$  として平均値を使っても、地下水位が盛土高の 1/2 になった場合には、Fs -1.4～1.5 の安全率しか得られない（「防災計画書」、p.4-35～41）。盛土は施工時の締め固めのバラツキにより、場所によって上記の強度（C、 $\phi$ ）が得られないところが生じやすく、その様な所では、さらに安定性は低下する。

従って、この強度不足を補うため、ロック材によるゾーン設置や、盛土内の地下水をできるだけ排水するための地中管やポンプでの抜き取りなど、十分な「盛土内排水工」が必要とされる。

また、基礎地盤から盛土内への地下水の浸入によって盛土内の地下水位が上昇しないように「地下水排除工」が必要となる。当地の谷底は、谷底表流水が多く地下水位は地表付近から GL-2m までの浅所に存在し、部分的に被圧されている。さらに、大阪層群粘土層上面からの湧水、花崗岩類と大阪層群との不整合面からの湧水、断層破碎帯からの湧水等、全体的に湧水が非常に多いため、通常とは違った特別念入りの排水工が必要とされる。

## (5) 東部 II ブロック

### 1) 切取法面

茨木川に面するブロック西部に、高さ 40m を超す切取り法面が計画されている。

ブロック北部では花崗岩類が法面を形成するが、馬場断層に近いところでは、断層破碎帯が発達し、マサ状風化も進んでいる。馬場断層の破碎帯は現地の調査では 300～400m の幅で確認され、さらに南部にも比較的規模の大きい副断層が存在している。これらの断層破碎帯は法面の安定性にとって大きな悪影響を与える。馬場断層を挟んで数 100m、特に南部の 400m は危険である。また、地下水は被圧されて存在しており、この地下水の排除は法面の安定上欠かすことはできない。

ブロック南部では、大阪層群が法面を形成する。砂礫層が卓越するが粘土層も挟在され、東部Iブロックと同様、挟在する粘土層を境として湧水し、それによる表層崩壊と、その拡大による法面崩壊の危険性がある。

また、ブロックの南部には2枚以上の海成粘土層が存在する。海成粘土層の法面は植生がつかないため、その法面保護工は、注意を要する。

さらに、南端部付近には有馬一高槻構造線が走り、それに伴う副断層の発達が懸念される。このため、大阪層群が破碎されていることが考えられ、それが法面に現れた場合には、法面の安定性が損なわれることとなる。

## 2) 盛土部

盛土が施工される谷底部には、1～2mの厚さでN値が5前後の軟弱な谷底堆積物が堆積し、地下水位も浅い。特に、ブロック中央西部の30mに達する高盛土が計画されている谷底（g-g'断面/28安定解析断面/ボーリングB-71；「土質調査報告書抜粋」、表5-1）には軟弱層が6m以上の厚さで分布している。この部分では地下水位も地表付近と浅く、未改良のまま盛土すると、すべり破壊が予想される。したがって軟弱層の排土が必要で、排土ができなければ「表層混合処理工法」等により、地盤改良する必要がある。

また、大阪層群が盛土材として使用される、ブロック南部の盛土（k-k'断面/ボーリングB-77；「土質調査報告書抜粋」、表5-1）においては、1/2の盛土内水位を仮定すると、安全率は $F_s=1.42$ となり、目標安全率（ $F_s=1.50$ ）を下回る。この盛土部は4号調整池の建設が予定されている谷である。

したがって、この盛土においては、盛土内地下水位の低下工法が必要で、軟弱層の除去、谷筋に沿う排水処理、下部からの被圧水の処理も同時に必要とされる。

## 4.3 防災対策工事の問題点

以上、4.2で見たように、本開発地においては大規模な切土・盛土工に伴って、多くの問題が存在し、その対策には莫大な経費がかかることが明らかである。

### (1) 切土工の防災対策

〔岩盤状況が不良〕

地質的に開発地の山地は古期堆積岩類である「丹波層群」および中生代の「花崗岩類」より構成され、花崗岩類に近い部分の丹波層群はホルンフェルス化している。

丹波層群は全体に層理面および節理面に沿って割れ目が顕著に発達し、切取りを行うと、それらの割れ目から分離し崩壊を起こしやすい。また、当地の花崗岩類は粗粒であるため風化を受けやすく、全域的に強く風化を受け、マサ化している。マサは「マサ土」と呼ばれることもあり、岩と言えないほど土砂状化しており、切取法面は雨水により、浸食を受け崩壊を生じやすい。

なお、開発地南部および東部を中心に洪積世前期の堆積層である「大阪層群」が分布する。本堆積層は砂礫層および砂層を主体とするが、粘土層の挟在も見られ、開発地の

南東端部では海成粘土層を伴っている。これらの堆積層は未固結で雨水によっても浸食されるため、切土法面は十分なる保護工により覆う必要がある。

#### [断層破碎帯]

当地においては、数多くの活断層が走るため、丹波層群や花崗岩類の岩石類は破碎され、粘土化している所も多い。特に、開発地中央部を横断する「馬場断層」は非常に古い活動履歴を持つ断層で、大阪層群堆積前から何度も活動を繰り返してきたため（「防災計画書」、p.2-17~18）、基盤岩類に幅広い破碎帯が発達しており、その最大幅は400mに達する。さらに、その南部にも規模の大きい副断層が発達している。

活断層以外にも断層破碎帯は数多く発達し、岩盤を脆弱化させている。

これらの断層破碎帯は切取法面の安定性に多大の影響を与え、法面崩壊をもたらす危険性が大である。

したがって、切取り法面の表層崩壊および法面すべりの防止には十分な対策工が必要とされる。すなわち、風化の進んだ、あるいは、破碎帯が発達する丹波層群の切取り法面では「アンカー工を併用した現場打ち法枠工」（図 - 4.1）とともに、湧水や降雨時に湧水が生ずるおそれのある箇所には「水平排水孔」（図 - 4.2）の施工が必要とされる。水平排水孔の長さは少なくとも2m以上必要で、深部の浸透水は横ボーリング孔を掘削し、ストレーナを設けた排水管により排水しなければならない。

また、亀裂の多い岩盤では「ロックボルト工」で亀裂面を補強する必要がある。

マサ化した花崗岩類の法面ではパイピング現象を防ぐために水平排水管などの「水抜

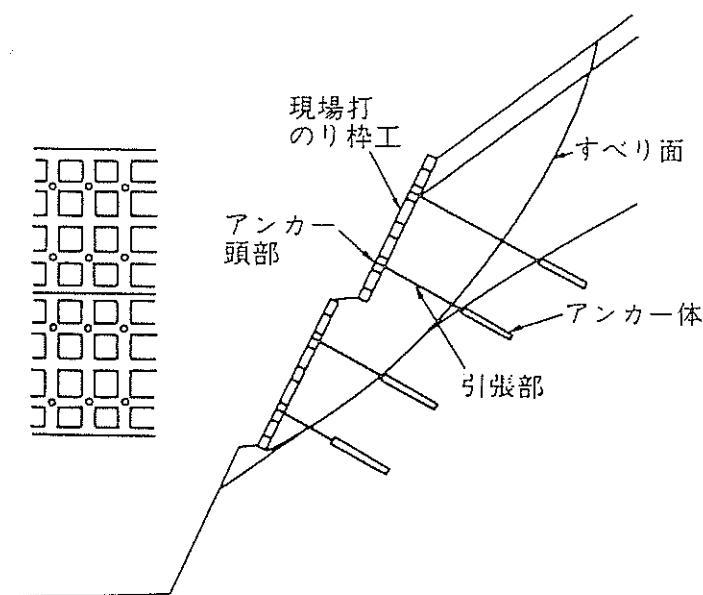


図 - 4.1 法面アンカー工の例（現場打ち法枠工との組み合わせ例）

（出典：社団法人 日本道路協会編（1986年）；道路土工のり面工・斜面安定工指針、p.211）

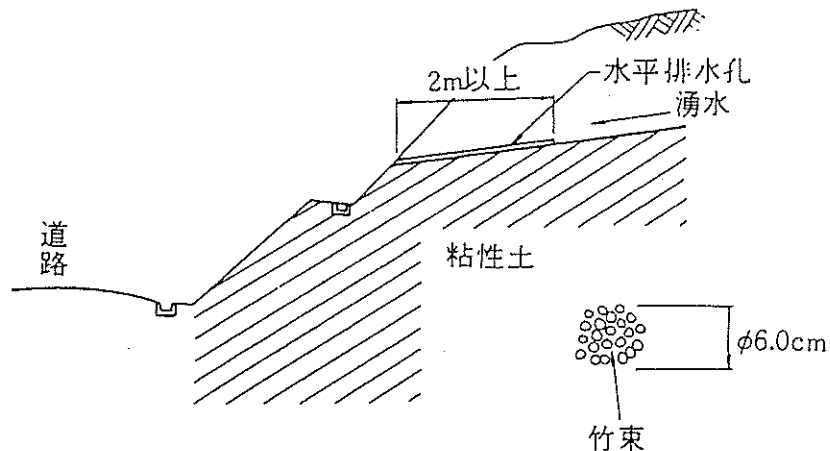


図 - 4.2 水平排水孔（出典：社団法人 日本道路協会編（1987年）；  
道路土工－排水工指針、p.122）

き工」が、雨水による浸食防止のため十分な「排水工」とともに、「法粹工」で法面全体を覆うことが必要とされる。

## (2) 盛土工の防災対策

〔軟弱地盤・高い地下水位・湧水〕

開発地の谷底部には全域的に軟弱層が分布し、谷幅が広く発達する花崗岩類および大阪層群の分布地内においては厚く分布している。

特に、東部Iブロックの八日川流域においては砂質土層を主体とするN値が5以下の軟弱層が1～4mの厚さで分布している。この地域では、地下水位も地表面下2mと浅く、場所によっては地表付近にある。また、部分的に被圧地下水となっており、湧水も多い。

このように、この地域では基礎地盤が悪く、地下水位が高く、また、湧水が見られるため、高盛土のためには大規模な不良土の除去、あるいは地盤改良が必要で、さらに、図 - 4.3 に示す様な「地下水排除工」が必要とされる。

盛土下の沖積層中の被圧された地下水の水位を低下させ、盛土基礎地盤から流入する浸透水を軽減させるためには図中 A、B に示す「排水井戸工」が必要とされる。

盛土基礎地盤から盛土内へ浸透する水、ならびに盛土内に流入した浸透水を排除するためには、盛土基礎地盤と盛土底面との境に設けた敷砂による「サンドマット工」（図中 C）および、盛土基礎地盤に深さ 0.5～1.0m のトレンチを掘り、砂、切込み砂利で埋めた「地下排水溝工」（図中 E）が必要とされる。

地下水の盛土内への流入を避けるためには、流入個所の地山に接して「地下排水溝」（図中 F）を設置する。不透水層の上にある透水層は湧水個所となりやすいので、そのような個所にはこれが必要となる。

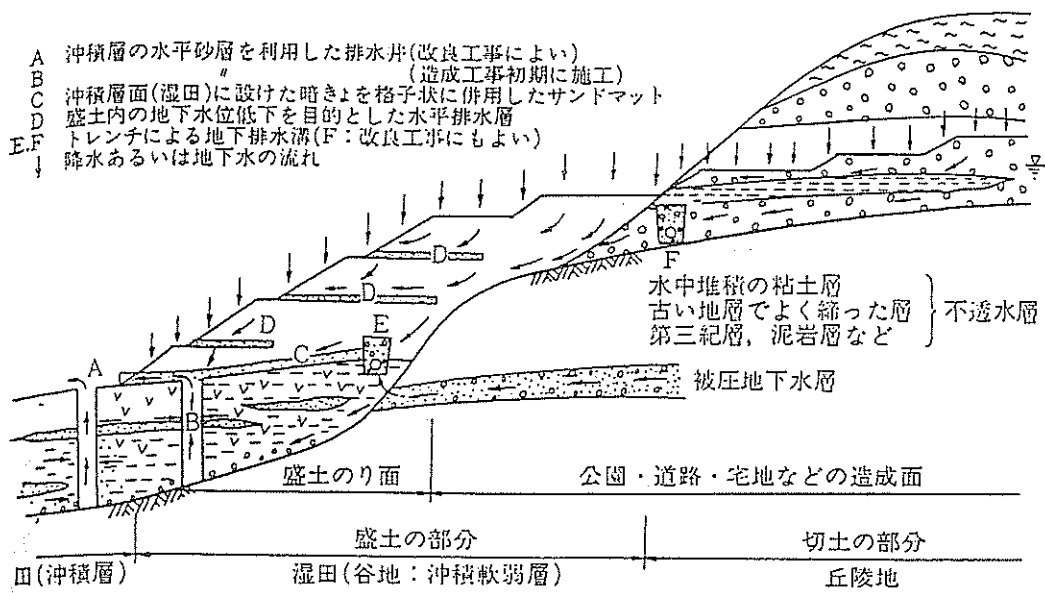


図 - 4.3 浸透水、湧水を対象とした排水施設

(出典：盛土の調査・設計から施行まで編集委員会編(1981年)；盛土の調査・設計から施行まで—現場技術者のための土と基礎シリーズ4、社団法人土質工学会)

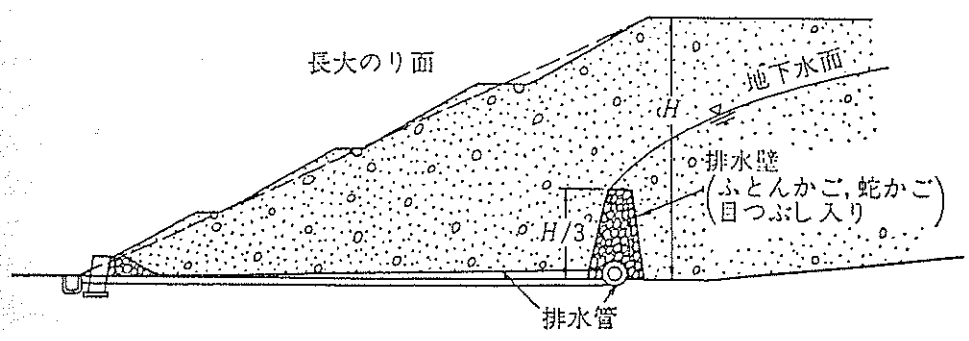


図 - 4.4 盛土内部の排水壁工 (出典：図 - 4.1 と同じ)

盛土内に浸透した水の排除ならびに盛土内に発生した間隙水圧を低下させるためには「水平排水層」(図中 D) の設置が要求される。

なお、当開発地のように、谷部に長大法面を持つ大規模な盛土を施工する場合には、地下水位の上昇防止のため図 - 4.4 に示すように、法肩の下の原地盤上に「フトンカゴ」などによる「排水壁」を築造し、排水管で地下水を排除する工法が必要とされる。

また、図 - 4.5 の a に示すような厚い碎石層を敷設したり、b の碎石壁(「防災計画書」ではロックフィルダムと呼んでいる)を設ける必要がある盛土も多く存在する。

(3) 具体的な工事設計の必要性

上に切土工と盛土工に分けて全般的な防災対策工の必要性を述べた。また開発予定地



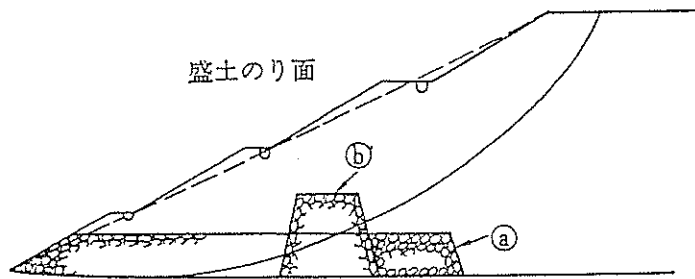


図 - 4.5 碎石層・碎石壁工（出典：図 - 4.1 と同じ）

の各部分ごとの特殊性に基づく注意点について、4.2 で述べた。この内容に該当する記述が「防災計画書」の第4章（p. 4-1~50）にあるが、多くの部分において具体性を欠き、かつ他人事のような責任感の感じられない文章になっている。いくつかの、定性的に危険度が高そうな造成斜面について、安全率の計算を行っているが、対策工が具体的に示されていないので、計算の前提となる地下水位やその他の条件が正しく設定されているか、疑問が残る。さらに、次の2つの問題がある。

層理面の傾斜を考慮して危険そうな斜面を選び出しているが、逆方向の層理（いわゆる受け盤）の場合も無条件に安定とは言えない。また、破碎帯の境界に沿うすべりも念頭に置いていない。

全ての造成斜面について安全率の計算と、それを達成するための対策工が明示されなければならない。

本開発計画は地形・地質的に無理がある大規模土地改変を伴っているため、防災対策工には多額の費用が必要と思われるが、これら2点があいまいになっているため、必要経費の積算は不可能と思われる。しかし、このままでは本開発計画の経済性が全くわからず、本開発計画を推進すべきかどうかの正しい判断は不可能となる。逆に、この点をあいまいにしたままに開発を強行すれば、開発途中で資金的に行き詰まって開発計画を放棄したり、逆に経済的理由のために必要な対策工事を取りやめたりする恐れがある。特に、「防災計画書」で予想しなかった地質構造が出現したり、応力解放などによって地盤状態が変化した場合には適切な追加対策工を採るとしているが、これが割愛されてしまう可能性を排除できない。もし、これらの事態が現実のものとなった場合は、ここに事業所を構え、あるいはここに居住する人だけでなく、下流一帯の住民を含めて多くの住民の命を危険に曝すことになる。

豪雨と地震が重なった時に、もし造成される長大斜面が底部から崩壊することになれば、例えば1984年の長野県西部地震による御岳崩れにおいて約千万立方メートルの土砂が13キロメートルの距離を流下したような大規模岩屑なだれもあり得る。もしそういう事態になれば、開発予定地に接する地域だけでなく、茨木市の中心部はもちろん、淀川までにも至る広大な区域が壊滅することになる。

#### 4.4 地震時の地盤破壊の危険性

1995年の兵庫県南部地震では花崗岩質の土砂を用いた海岸埋立地や人工島で液状化による大きな災害が発生した。また西宮市仁川の花崗岩質の土砂による盛土斜面と宝塚市の宝塚ゴルフ倶楽部の大阪層群の砂質の盛土斜面が共に地震時の過剰間隙水圧によって崩壊し、前者は多数の死者を出した。本開発予定地を横切る馬場断層およびそれに平行な断層群は構造地質的に兵庫県南部地震を起こした断層群と同一グループに属しており、将来、本開発予定地あるいはその近くで地震が起こる可能性はかなり高い。また盛土のかなりの部分は花崗岩質のマサ土や大阪層群の砂質土であり、過剰間隙水圧の発生も液状化も起こりやすい。

地盤の液状化は特定の粒径のゆるい砂地盤で起こりやすいと言われてきたが、兵庫県南部地震のような直下型地震では、従来言われてきたよりも広い範囲の粒径で、かなり締め固められた地盤でも液状化が起こっている。液状化は地表面からある深さまでで、地下水位が地表面近くにあるときに起こるとされてきたが、この定説も兵庫県南部地震によって修正を余儀なくされている。地下深部であっても地震動によって生じた過剰間隙水圧が解放されるような地下水の流路がある場合、つまり兵庫県南部地震の場合は埠頭の海底付近の深度では噴砂現象を伴う液状化と地盤破壊が起こっており、また別の場所で、地下水面が低くても飽和した場所では過剰間隙水圧が生じている。本開発計画地では地下水位を下げるために礫層を密に配置して排水が図られているが、地下深部では地下水で飽和することは避けられず、しかも地震によって発生した過剰間隙水圧のために、排水層に向かって速い地下水流動が起こると考えられるので、噴砂現象とそれに伴う地盤破壊は避けられない。これを防ぐためには、噴砂が起こらない程度に、地下水排水の効率を下げる必要があるが、地下水排水効率を下げすぎると地盤のすべり破壊が起こるので、網渡り的な防災工事が要求される。このような防災工事を可能にするような地下水の定量的解析はおこなわれておらず、極めて危険な開発計画だと言わざるを得ない。

防災計画書の盛土地盤の安定解析においては地震時の過剰間隙水圧の発生は全く考慮されておらず、地震時には何事が起こるか全く予測できない状態である。技術的にはすでに非排水振動三軸圧縮試験機やリング剪断試験機による斜面安定評価法が確立されており、これらの技術を用いて地震時の斜面安定を評価しなかった理由が疑われる。

#### 4.5 大規模開発に伴う河川環境の悪化

河川の低水流量は地下水によって涵養される。開発によって地下水流動系が大きく変化すると考えられるので、低水流量も大きく変化すると予測される。しかし「防災計画書」ではこの点は全く見過ごされている。開発地から出る河川の低水流量は、地下水流動系の定量的な予測がなければ予測できないし、環境評価でこの点の予測が全くないので、現時点では何とも言えないが、盛土の崩壊を防ぐための地下水位低下工法が効果的であると、低水流量は確実に減少する。低水流量が少しでも減少すると、環境に対して

悪い影響が出る。

開発地内では、排水路の高さが開発前の河川よりもかなり高くなるので、人工的な地下水汲み上げでもしない限り、地下水が地表に排出されることはなく、地下水流動系がどうなるにせよ、低水流量は激減し、流域上端部の未開発部分から流れ出す河川の低水流量だけになる。それも地下に漏出してゼロになる可能性が高い。すなわち、開発地内の河川（排水路）は雨の時にしか水の流れない、きわめて劣悪な環境条件を持った水路になるであろう。

これらのことから防災と水環境の間には深刻なジレンマがあることがわかる。防災面を重視すれば、開発地は砂漠化し、低水流量の減少によって下流域の環境も悪化する。逆に環境保全を重視すると、洪水や地盤崩壊の危険が高まる。このようなはざままで防災と環境保全を両立させるためには開発前後の水文環境の詳細な調査と評価が必要であるが、そのような作業は全く行われておらず、行政指導に基づく仮定値が用いられているに過ぎない。実際の水文特性がこのような仮定値に一致することは期待し難く、災害が起こるか、環境が破壊されるか、どちらかの被害が出ることはまず避けられない。

## 5. 開発に伴う治水対策の問題点

丘陵地や山地などの自然地を開発する場合には、開発によって洪水流量が増加するので、開発地下流の水害の危険性が大きくなる。本開発計画においては、このような流量増加に対して調節（整）池を建設することにより洪水時の流量を調節して、下流へのピーク流出量を小さくするという対策が採られることになっている。この調節（整）池計画は安威川の治水計画の問題と深く関係しているので、ここではまず、安威川の治水計画とその問題点について述べることにする。

### 5.1 安威川の治水計画とその問題点

#### (1) 安威川の計画高水流量とダムによる洪水調節

「安威川全体計画書（大阪府、1989年）」によると、安威川の治水計画は図-5.1のようである。

図において、（ ）内の数字は基本高水のピーク流量である。本計画においては、安威川ダムによってダム地点において  $600 \text{ m}^3/\text{sec}$  の洪水調節が行われ、基準地点相川における計画高水流量を  $1,250 \text{ m}^3/\text{sec}$  に低減することになっている。

上記の治水計画においては、基本高水のピーク流量の決定方法に重大な問題がある。この問題については次項以下で述べる。

#### (2) 安威川の基本高水の決定方法

「安威川全体計画書」によると、安威川の基本高水の決定方法は概略次のようである。

安威川における計画規模を 1/100 と設定した。計画降雨量については、明治 34 年から昭和 44 年までの 69 年間の実績降雨量を確率評価（Gumbel 法）して定めた。ここで、計画降雨の継続時間を 1 日とし、基準地点相川上流域の計画降雨量は日雨量で  $247 \text{ mm}$

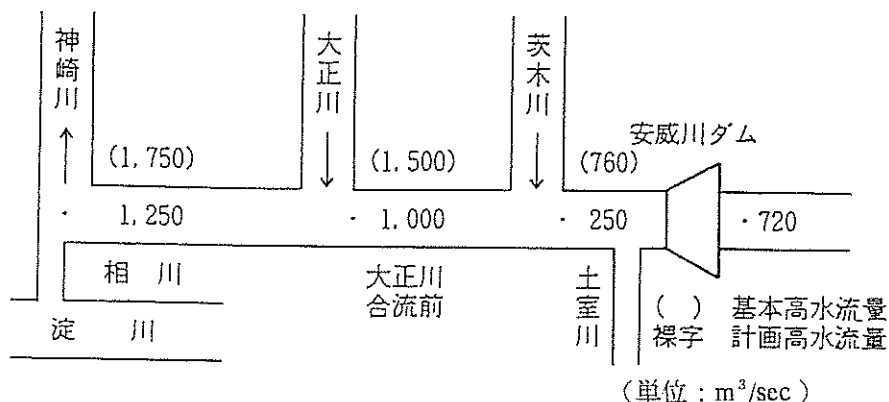


図 - 5.1 安威川の計画高水流量図（「安威川全体計画書」による）

となった。計画対象降雨は、昭和 28 年 9 月型（2 日雨量で既往最大降雨）、昭和 42 年 7 月型（日雨量で既往最大降雨）および人工降雨（短期集中豪雨を想定）の 3 降雨波形とし、降雨量が計画降雨量に等しくなるように伸縮して計画対象降雨とした。ここで、人工降雨は 1 時間から日雨量までの全ての時間内の最大降雨強度が 100 年確率降雨となるような波形を人工的に作成したものである。図 - 5.2 に人工降雨の時間分布を示す。

上記で設定した 3 洪水の計画降雨をもとに、等価粗度法による洪水流出モデルを用いてハイドログラフを求め、それぞれの洪水に対する基本高水を決定した。各基準地点における計画対象高水のピーク流量の流出計算結果は表 - 5.1 のようになる。各基準地点とも、人工降雨による流出量が最大となったので、基本高水のピーク流量として人工降雨による流出量を採用した。基準地点相川の基本高水のピーク流量は  $1,717 \text{ m}^3/\text{sec}$ （図 - 5.1 の安威川の計画高水流量図においてはこれを  $1,750 \text{ m}^3/\text{sec}$  としている）となる。

(3) 一般的な基本高水の決定方法とその安威川への適用

「建設省河川砂防技術基準（案）（山海堂、1976 年）」において示されている一般的な基本高水の決定方法の概略について述べると次のようになる。

- ① 計画の規模を降雨量の年超過確率で決定する。（安威川の場合、計画規模は 1/100 となる）

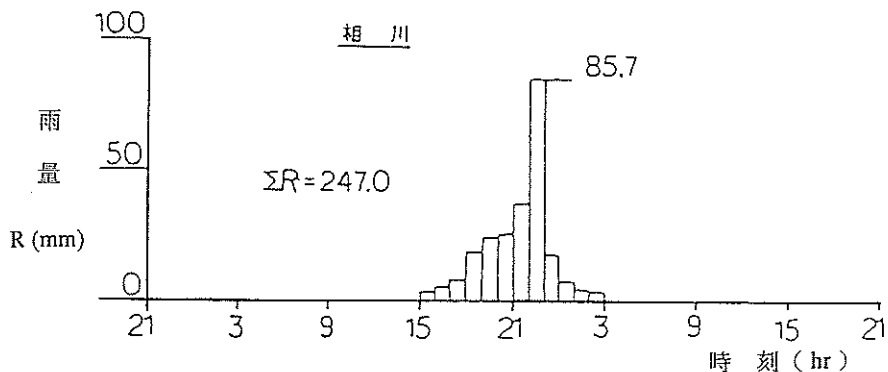


図 - 5.2 人工降雨の時間分布（「安威川全体計画書」による）

表 - 5.1 各基準地点における計画対象高水のピーク流量表（単位： $\text{m}^3/\text{sec}$ ）  
（「安威川全体計画書」による）

計画降雨	基準地点			
	ダム	茨木川合流前	大正川合流前	相川
S.28.9	701	735	1,315	1,559
S.42.7	513	559	1,188	1,484
人工降雨	714	752	1,497	1,717

- ② 定められた計画の規模に対して計画降雨量を計画基準点ごとに決定する。(安威川の場合、相川基準点における計画降雨量は日雨量で 247 mm となる)
- ③ 計画降雨の時間分布及び地域分布を定める。この場合、通常次の方法を用いる。過去に生じた幾つかの降雨パターンを、降雨量が計画降雨量に等しくなるようにそのまま伸縮して降雨量の時間分布と地域分布を作成し、検討対象洪水の計画降雨(群)とする。この伸縮の値を引き延ばし率というが、その値は 2 倍程度に止めることが望ましい。(安威川の場合、表 - 5.2 に示した人工降雨を除く 16 洪水が検討対象洪水の計画降雨群となる)
- ④ このようにして選定された検討対象洪水の計画降雨群(通常 10 降雨以上あることが望ましい)について、適当な洪水流出モデルを用いて洪水のハイドログラフを求め、このハイドログラフ群の中から 1 個または数個のハイドログラフを計画として採用する。この場合、基本高水のピーク流量がハイドログラフ群のそれをどの程度

表 - 5.2 各基準地点における計画対象 16 洪水および人工降雨のピーク流量の計算結果  
(「安威川全体計画書」による)

順位	対象洪水	大正川合流前地点 計算ピーク流量 ( $m^3/sec$ )	相川 計算ピーク流量 ( $m^3/sec$ )	引き延ばし率	カバー率
1	S. 47. 9. 6	1,440	1,662	1.820	94.1
2	S. 28. 9. 25	1,315	1,559	1.570	88.2
3	S. 41. 7. 1	1,277	1,558	1.874	82.3
4	S. 42. 7. 9	1,188	1,484	1.078	76.5
5	S. 35. 8. 29	1,204	1,396	1.356	70.6
6	S. 36. 6. 25	1,142	1,360	1.972	64.7
7	S. 41. 9. 18	1,033	1,317	1.892	58.8
8	S. 58. 9. 27	895	1,147	1.403	52.9
9	S. 44. 6. 25	877	1,115	1.452	47.1
10	S. 29. 6. 29	806	1,005	1.979	41.2
11	S. 40. 5. 26	763	952	1.471	35.3
12	S. 34. 8. 13	721	905	1.878	29.4
13	S. 47. 7. 12	552	687	1.481	23.5
14	S. 45. 6. 15	456	605	1.945	17.7
15	S. 58. 6. 20	457	576	1.813	11.8
16	S. 36. 10. 27	436	576	1.650	5.9
	人工降雨	1,497	1,717	---	---

充足するかを検討する必要がある。この充足度を一般にカバー率と言う。このカバー率は50%以上を採用すべきであるが、1級水系の主要区間を対象とする計画においては、この値が60～80%程度となった例が多い。(安威川の場合の対象洪水に対するカバー率は表-5.2の右の欄に示されている)

上記の基本高水の決定方法によると、「カバー率50%以上」の検討対象洪水の中から、それぞれの河川に関する諸検討の結果を総合的に考慮して基本高水を決定することになっている。

いま、表-5.2の結果を用いて検討対象16洪水のピーク流量とカバー率との関係を図示すると、図-5.3のようになる。

ここでは、「1級水系の主要区間を対象とする計画においては、この値が60～80%程度となった例が多い。」ことを参考にして、カバー率70%に相当する検討対象洪水のピーク流量を図-5.3から求めると、大正川合流前地点および相川地点においてそれぞれ $1,150 \text{ m}^3/\text{sec}$ および $1,400 \text{ m}^3/\text{sec}$ となる。

#### (4) 安威川の基本高水の決定方法の問題点

図-5.1においては、大正川合流前地点および相川地点の基本高水のピーク流量は、それぞれ $1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ および $1,750 \text{ m}^3/\text{sec}$ とされており、一般的な方法によって決定される

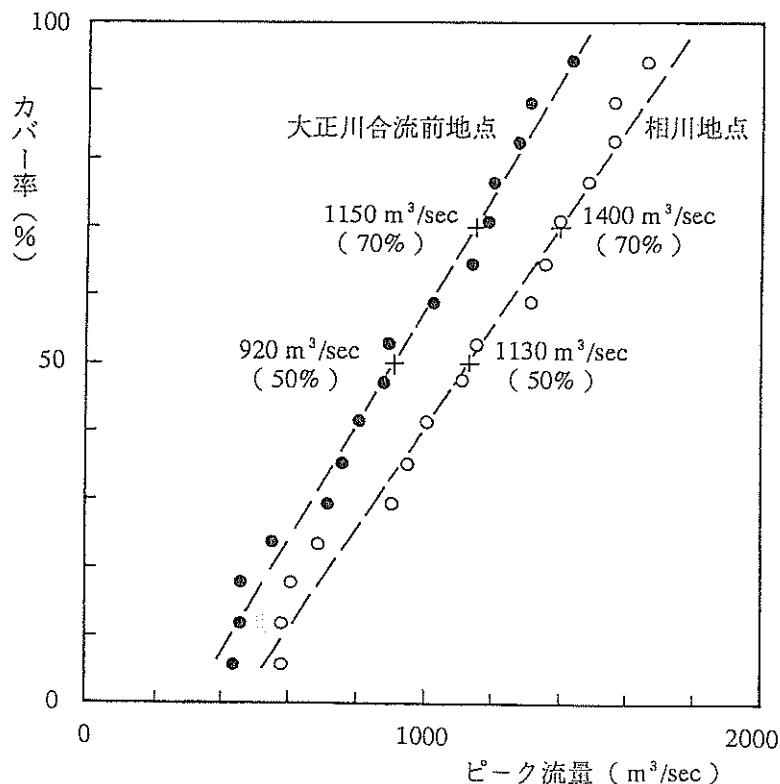


図-5.3 計画対象16洪水の計算ピーク流量とカバー率との関係

上記の値との差は両地点とも  $350 \text{ m}^3/\text{sec}$  となっている。このことから、安威川の基本高水のピーク流量が過大であることは明らかである。

この原因は、実績降雨群によるピーク流量の計算結果の最大値よりもさらに大きいピーク流量を発生させる人工降雨を計画降雨として用いたことによる。

#### (5) 妥当な基本高水ピーク流量の検討

「安威川全体計画書」によると、明治 34 年（1901 年）から昭和 44 年までの 69 年間に、昭和 42 年 7 月には日雨量で既往最大の降雨が記録され、安威川の大正川合流前におけるピーク流量は既往最大の約  $830 \text{ m}^3/\text{sec}$  に達したと推定されている。また、昭和 28 年 9 月には 2 日雨量で既往最大を記録し、ピーク流量は  $620 \text{ m}^3/\text{sec}$  であったと推定されている。昭和 44 年以後は大きな洪水は発生していないので、1901 年以後の 96 年間の安威川の最大のピーク流量は約  $830 \text{ m}^3/\text{sec}$  であったことになる。

昭和 42 年以後の流域の変化も含めて総合的に考慮すると、安威川の計画規模 1/100 の基本高水の大正川合流前におけるピーク流量は約  $900 \text{ m}^3/\text{sec}$  と考えてもよいであろう。

一方、「建設省河川砂防技術基準（案）」に基づく基本高水の決定方法によると、表 - 5.2 に示されている計画対象 16 洪水のピーク流量の計算結果は、いずれも生起確率 1/100 の計画降雨量（日雨量で  $247 \text{ mm}$ ）に対するものであり、生起確率 1/100 のピーク流量は理論的には上記の計算結果のうちの中央値、すなわち「カバー率 50%」に対応する値となるはずである。図 - 5.3 を用いて検討すると、カバー率 50% に相当する検討対象洪水のピーク流量は大正川合流前地点において  $920 \text{ m}^3/\text{sec}$  となり、この値が過去の洪水の実態から検討した  $900 \text{ m}^3/\text{sec}$  という値とほぼ一致していることが注目される。以上から、大正川合流前におけるピーク流量として上記のカバー率 70% に相当する対象洪水のピーク流量  $1,150 \text{ m}^3/\text{sec}$  を採用すれば、それは計画規模 1/100 の基本高水のピーク流量  $900 \text{ m}^3/\text{sec}$  の 1.28 倍となり、かなり高い安全性を持っていると評価できる。

## 5.2 開発に伴う調節（整）池計画の問題点

「防災計画書」（p.3-1）においては、国際文化公園都市開発に伴う調節（整）池計画に関しては、

① 下流河川が将来計画に改修されるまでの間は、開発による影響を開発区域外に及ぼさないよう暫定調整池計画を立案すること。

② 1号を除くすべての調節池を恒久化するとともに、調節池を河川計画上位置づけ、茨木川水系改修計画と一体化した総合的な治水対策を講じること。

という内容の取り決めが、大阪府と建設省との治水協議においてなされたことが記述されている。ここでは、この取り決めに基づいて検討された暫定調整池（11 基の設置が計画されている）および恒久調節池（11 基の暫定調整池のうち 1号を除く 10 基を恒久調節池とする）についてそれらの問題点を指摘することとする。なお、各調節（整）池の位置は図 - 1.1 に番号を付して○印で示されている。

### (1) 治水協議による恒久調節池計画に関する問題



治水協議による恒久調節池の計画においては、調節容量を計算するに当たって、計画降雨として「安威川全体計画書」で採用されている相川地点（流域面積 162.7km<sup>2</sup>）の 1/100 確率降雨量 247mm を用い、計画対象降雨波形として同様に中央集中型の人工降雨を用いている。流出計算には、同様に等価粗度法が用いられている。

また、調節池からの放流量の決定に当たっては、茨木川全体計画において設定している計画高水流量を変えないことを前提として調節池のオリフィス（放流口）の規模を決定し、その時の調節池の必要容量を算定している。計算結果は表 - 5.3 および図 - 5.4 のようである。

表 - 5.3 調節池の洪水調節計算結果（「防災計画書」による）

調整池	項目	流域面積 (ha)	流入量 (m <sup>3</sup> /s)	調節容量 (m <sup>3</sup> )	最高水位 (E.L. m)	放流量 (m <sup>3</sup> /s)	備考 (オリフィス諸元)
NO.1		59.6 (60.9)	—	—	—	—	
NO.2		245.0 (244.8)	49.7 (49.7)	140,250 (138,600)	102.66	26.8 (26.8)	1.80×1.85, 92.6 (1.80×1.80)
NO.3		32.2 (31.8)	7.3 (7.3)	20,070 (18,600)	97.91	3.5 (3.7)	0.70×0.80, 92.0
NO.4		30.9 (31.4)	6.9 (6.9)	19,400 (20,200)	65.89	3.4 (3.5)	0.70×0.80, 60.3
NO.5		19.7 (21.2)	4.5 (4.7)	14,080 (14,500)	52.86	2.3 (2.4)	0.70×0.65, 49.1
NO.6		33.7 (33.3)	7.7 (7.5)	27,920 (26,500)	101.33	3.2 (3.3)	0.70×0.75, 95.9
NO.7		22.2 (21.2)	5.0 (4.8)	14,690 (13,000)	78.95	2.6 (2.6)	0.70×0.70, 74.8
NO.8		10.9 (11.2)	2.6 (2.6)	5,970 (6,700)	67.07	1.6 (1.5)	0.60×0.60, 64.2
NO.9		71.3 (73.9)	16.0 (16.5)	41,650 (41,600)	70.75	7.8 (7.9)	1.00×1.05, 62.4
NO.10		295.2 (294.6)	44.9 (44.9)	128,450 (128,200)	89.87	29.1 (29.3)	2.00×2.00, 81.4 (2.05×2.05)
NO.11		56.2 (56.6)	12.4 (12.7)	38,010 (38,000)	116.02	5.8 (6.1)	0.85×0.90, 107.6

注：調節容量は洪水調節容量（ネットの値）である。  
 ( ) 内は茨木川全体計画の数値を示す。

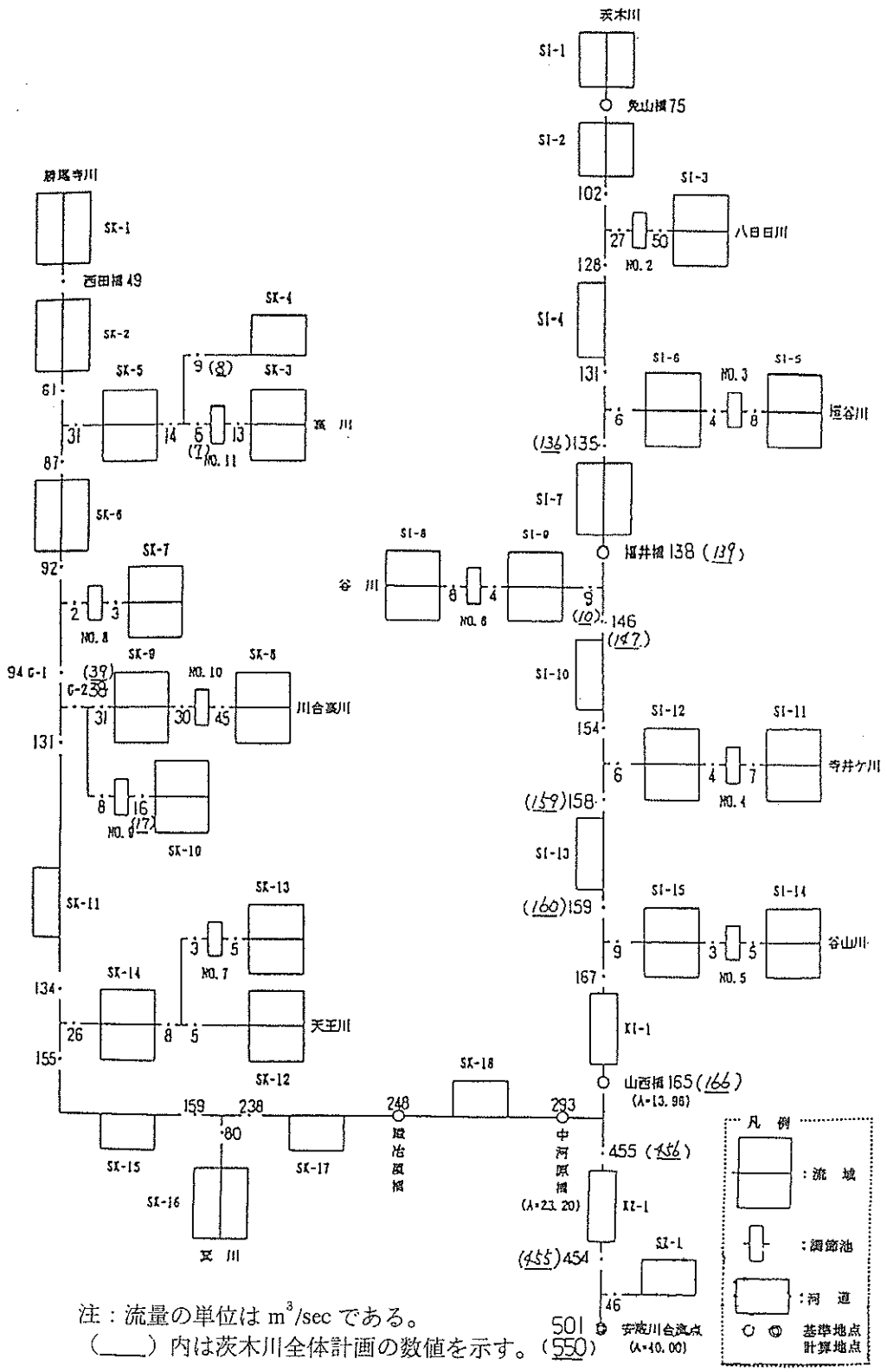


図 - 5.4 茨木川の計画高水流量（「防災計画書」による）

ここで問題となるのは、計画降雨として相川地点の 1/100 確率降雨量 247 mm を用い、計画対象降雨波形として中央集中型の人工降雨を用いたことである。

まず、流入量と放流量について検討する。先に、安威川の治水計画において人工降雨波形を計画降雨として採用すると基本高水のピーク流量が過大になるため、その値としてはカバー率 70% に相当する対象洪水のピーク流量を採用するのが妥当であることを指摘した。本調節池の計画についても全く同様の議論ができるので、調節池の流入量と放流量を算出する際には、実績降雨のうちカバー率 70% に相当する降雨波形を採用することが妥当であると言える。図 - 5.3 を用いて検討すると、カバー率 70% に対する計算ピーク流量は、人工降雨波形を計画降雨として採用する場合の値の約 80% に相当することになる。したがって、表 - 5.3 および図 - 5.4 の流入量と放流量に関してもそれらの値の約 80% とするのが妥当であると言える。このように放流量を小さくするためには、表 - 5.3 に記されているオリフィスの規模を小さくする必要がある。

上記のように、オリフィスの規模を小さくして放流量を小さくすると、調節池の容量を増加させる必要が生じる。というのは、先述のように、カバー率 70% に対応する降雨波形を採用しても、計画降雨量は同じ 247 mm であるので、調節池への総流入量はもとの値から変化することはなく、放流量だけが小さく絞られるからである。ただ、計画降雨波形を変えることに応じて調節池への洪水の流入のパターンと調節池からの洪水の流出パターンが変化することを、調節池の必要容量の算定に対して考慮に入れる必要がある。これに関しては、与えるべき降雨波形に関する資料がないので詳しい検討ができないが、降雨波形によっては調節池の容量をかなり大きくしなければならない場合があると考えられる。なお、降雨波形として人工降雨波形を用いたときに放流量だけ 80% に減少させた場合の各調節池の容量の必要増加量を概算すると、表 - 5.3 に記されている調節容量の 10～25% となった。適切な降雨波形を用いる場合にはこの量はもう少し小さいものとなると考えられる。

以上の検討結果から、調節池のオリフィスの規模を小さくし、調節池の容量を若干大きくしなければならないので、防災調節池の設計計算を再検討する必要があると言える。

もし、計画通りの調節池が建設される場合には次のような問題が生じる。すなわち、開発に伴う調節池計画において、計画降雨として 1/100 確率降雨量 247 mm を用い、計画対象降雨波形として中央集中型の人工降雨を用いるということは、危険な降雨の状態に対応し得る非常に安全な調節池計画であるように見えるが、実際には、開発による洪水時の流量増加を十分に調節することのできない調節池の建設を認めることになる。その結果として、開発による洪水時の流量増加の一部を下流の河川改修によって尻拭いさせることになる。

## (2) 暫定調整池に関する問題

暫定調整池の計画においては、暫定治水対策として、1/3、1/10、1/30、1/50、1/100 の確率規模の洪水に対して、ピーク流量をそれぞれ開発前の流出量に抑制するように洪水

調節を行うことを目的として、それに必要な許容放流量を算出している。

「防災計画書」(p.3-52)における許容放流量の算出方法は以下に示すようであり、計算の結果は表-5.4のようになっている。

-----  
<算出方法>

流量は以下のように算出する。

$$Q = 1/360 \times f \times R \times A \quad \text{①式}$$

ここに、f: 流出係数、0.9 (開発地)、0.6 (自然地)

R: 降雨強度 (mm/h)

A: 面積 (ha)

①式を基に流量増加分  $Q_z$  は次式で算定される。

$$Q_z = 1/360 \times (f_1 - f_2) \times (A_1 + A_2 + A_3) \times R \quad \text{②式}$$

ここに、 $f_1$ : 0.9 (開発地)、 $f_2$ : 0.6 (自然地)

$A_1$ : 調整池流域内開発区域面積 (ha)

$A_2$ : 調整池流域外造成地面積 (ha)

$A_3$ : 調整池流域内開発区域外造成地面積 (ha)

(調整池 No.10: 外大面積除く)

開発後の調整池地点流入量  $Q_0$  は次式で算定される。

$$Q_0 = 1/360 \times \{f_1 \times (A_1 + A_3) + f_2 \times A_4\} \times R \quad \text{③式}$$

ここに、 $A_4$ : 調整池流域内開発区域外自然地面積 (ha)

許容放流量  $Q_a$  は②、③式から次式で算定される。

$$Q_a = Q_0 - Q_z \quad \text{④式}$$

-----  
ここで、②式と③式を用いて④式を書き換えると、次のようになる。

$$Q_a = Q_0 - Q_z$$

$$= 1/360 \times \{f_2 (A_1 + A_2 + A_3 + A_4) - f_1 A_2\} \times R \quad \text{⑤式}$$

⑤式からわかるように、許容放流量は  $f_1$ 、 $f_2$  および  $R$  によってその値が変化する。また、⑤式における各流量  $Q$  はピーク流量に関するものであり、降雨強度  $R$  に関してもピーク時の降雨強度 (mm/h) がそれらの流量を決定することに注意する必要がある。

ここで、まず問題となるのは、流出係数  $f$  の値が妥当なものであるかどうかである。この流出係数に関しては、開発地の流出係数  $f_1$  を 0.9、自然地の流出係数  $f_2$  を 0.6 としている。

⑤式においては、自然地の流出係数  $f_2$  が大きい役割を果たしており、ここで用いられている 0.6 という値が実際よりも大きい場合には、許容放流量が過大となり、開発前よりも大きい放流をすることになる。下流地域の安全を考慮すると、自然地の流出係数は現地地の洪水観測に基づいて決定する必要がある。

一方、開発地の流出係数  $f_1$  は⑤式においては調整池流域外の造成地に関係しており、

表 - 5.4 開発地区の調整池許容放流量 (m<sup>3</sup>/sec) (「防災計画書」による)

調整池番号	1/3年	1/10年	1/30年	1/50年	1/100年
No.1	3.767 (5.681)	5.602 (8.449)	6.954 (10.488)	7.533 (11.362)	8.277 (12.484)
No.2	15.769 (22.844)	23.451 (33.973)	29.112 (42.174)	31.538 (45.688)	34.651 (50.199)
No.3	2.060 (3.117)	3.064 (4.635)	3.804 (5.754)	4.121 (6.233)	4.528 (6.849)
No.4	1.918 (3.013)	2.852 (4.480)	3.540 (5.562)	3.835 (6.025)	4.214 (6.620)
No.5	1.121 (1.921)	1.668 (2.856)	2.070 (3.546)	2.243 (3.841)	2.464 (4.221)
No.6	1.960 (3.286)	2.915 (4.886)	3.618 (6.066)	3.920 (6.571)	4.306 (7.220)
No.7	1.417 (2.138)	2.107 (3.180)	2.606 (3.948)	2.834 (4.277)	3.114 (4.699)
No.8	0.699 (1.063)	1.039 (1.580)	1.290 (1.962)	1.398 (2.125)	1.535 (2.335)
No.9	4.537 (6.520)	6.747 (9.696)	8.376 (12.036)	9.074 (13.039)	9.970 (14.326)
No.10	18.782 (24.027)	27.932 (35.733)	34.674 (44.358)	37.564 (48.055)	41.272 (52.798)
No.11	3.461 (5.479)	5.147 (8.149)	6.390 (10.116)	6.923 (10.959)	7.606 (12.041)

[上段：許容放流量、下段（ ）：最大流入量]

洪水が調整池に流入しないような造成地の面積が大きい場合には、その影響が大きい。開発地の流出係数  $f_1$  は、むしろ、開発後の洪水の調整池への流入量に大きく影響し、その値の大小が調整池の容量の大小に関係する。開発地は道路や住宅地などで覆われ、土の地面が残る場合でも、切土部分では森林が破壊され、森林土壌が有機質に乏しい風化土または岩盤に変化するので、浸透能は大幅に低下する。また、高盛土の地盤を安定させるために地盤改良工事を行ったり、地表面の排水をよくしたり、地下に各種の排水施設を設けて、盛土基礎地盤から盛土内へ浸透する湧水や盛土内に浸透する雨水を排除する工事も行われることになっているが、このような対策によって開発地の洪水の流出係数は大幅に増加すると考えられる。以上に述べたような開発に伴う洪水の流出機構の変

化に関する予測は環境アセスメントには含まれておらず、開発後の流出係数を一律に0.9としているのは問題がある。

次ぎに問題となるのは、計画降雨の採り方である。

許容放流量を計算するに当たっては、1/100の確率規模の洪水に対する計画降雨としては、恒久調節池の場合と同様に「安威川全体計画書」で採用されている相川地点の1/100確率降雨量247mmを用い、計画対象降雨波形として中央集中型の人工降雨を用いている。また、1/3、1/10、1/30、1/50の確率規模の洪水に対しても、降雨量は異なるものの、計画対象降雨波形として中央集中型の人工降雨を用いている。ここで、図-5.2に示される人工降雨の時間分布に注目すると、ピーク時の降雨強度が85.7mm/時であるのに対して、2番目に大きい降雨強度はピーク時の半分以下であることがわかる。したがって、このような降雨分布に対しては⑤式におけるRとしてはこの85.7mm/時が採用されることになり、この値が決定的な意味を持つことになる。しかし、実際にはこのような降雨分布は過去に全く生起しなかったし、今後も起こる可能性は非常に小さいと言える。したがって、計画対象降雨波形として中央集中型の人工降雨を用いることは、⑤式における降雨強度Rを、妥当な計画降雨波形を用いるよりも過大に与えることを意味し、その結果として許容放流量を過大に算出することになる。5.1の(5)において指摘したように、安威川の治水計画においては生起確率1/100の基本高水のピーク流量は理論的にはその計算結果のうちの中央値、すなわち「カバー率50%」に対応する値となるはずである。したがって、暫定調整池の許容放流量を計算する場合にも、理論的に考えて生起確率1/100のピーク流量を与えるような降雨波形を用いる必要がある。このような降雨波形に対する許容放流量に関しては、恒久調節池の場合と同様に考えて、図-5.3を用いてその概略の値を類推することができる。図より、「カバー率50%」に対応するピーク流量が計画降雨波形として中央集中型の人工降雨を用いた場合のピーク流量の値の約64%に相当することがわかるから、⑤式における降雨強度Rについても中央集中型の人工降雨を用いる場合のRの値の約64%程度のRの値を用いる必要があると考えられる。このことを考慮すると、妥当な許容放流量は表-5.4の各値の約64%になると考えられ、それに応じてオリフィスの規模を小さくする必要がある。

上記のように、オリフィスの規模を小さくして放流量を小さくすると、恒久調節池の場合と同様に調整池の容量を増加させる必要が生じる。というのは、先述のように、カバー率50%に対応する降雨波形を採用しても、計画降雨量は同じ247mmであるので、調整池への総流入量はもとの値から変化することなく、放流量だけが小さく絞られるからである。計画降雨波形を変えることに応じて調整池への洪水の流入のパターンと調整池からの洪水の流出パターンが変化することを、調整池の必要容量の算定に対して考慮に入れる必要があるが、これに関しては、与えるべき降雨波形に関する資料がないので詳しい検討ができない。ここでは、降雨波形として人工降雨波形を用いたときに放流量だけ64%に減少させた場合の各調整池の容量の必要増加量を概算した結果について述べると、「防災計画書」の調節池容量検討表(p.3-57)に記載されている洪水調節容

量の20～40%となった。適切な降雨波形を用いる場合にはこの量はもう少し小さいものとなると考えられる。

以上の検討結果から、調整池のオリフィスの規模を大幅に小さくし、調整池の容量をかなり大きくする必要があると考えられる。この場合にも、防災調整池の設計計算を再検討する必要があると言える。

もし、計画通りの調整池が建設される場合には、それは開発による洪水時の流量増加を十分に調節することができず、一方、下流の河川改修は完了していないので、そこで水害を発生あるいは増大させることになる。

### (3) 計画降雨を超える雨が降る場合の問題

計画降雨以上の雨が降る場合には、洪水が調節（整）池の満水位を超えて流入するため、調節（整）池のオリフィスからの流出を含めて非常用の洪水吐からも流出する。この場合には、洪水の流入量に近い流量が調節（整）池から流出する。このようになると、開発によって洪水の流出量が増加する分だけ下流地域に流出する洪水量が増大するし、洪水吐からの流出が始まるときに流出量が急激に増加するため洪水の被害が大きくなる。「防災計画書」においては、計画降雨を超える雨が降る場合の問題については全くくなくにも示されていない。

このような場合を考慮に入れると、開発による流量増加を可能な限り小さくするような方法で開発を行うことが重要である。そのためには自然を残しながら部分的に開発すること、開発地の道路を浸透性舗装で仕上げること、住宅地や規模の大きい建造物の周辺に降った雨水の貯留や地下浸透を計るなどの対策が必要である。

### (4) 調節（整）池の堤体の安全性に関する問題

本開発地域は地形的・地質的に多くの問題があることを先に見てきたが、洪水対策として設置が計画されている11基の調節（整）池のうちには、問題がある場所に建設されようとしているものがあるので注意を要する。

「防災計画書」によると、11号調節池堤体下に断層影響範囲があり、その付近の基礎地盤は、粘板岩、砂岩よりなっており、支持力はあるが、破碎を受けている、と指摘されている。このため、11号調節池はロックフィルタイプの堤体とすることにしており、ロックフィルタイプの堤体の基礎としては問題がない、と述べられている。しかし、このようにする場合にも調節池の堤体の下になる部分の軟弱地盤層を取り除くことが必要であり、ロックフィルタイプの堤体の場合には堤体の底面積が大きいので、必要な排土の量も非常に大きいものとなる。また、先に指摘したように、適正な洪水調節を行う場合には、調節池の容量を増加させなければならないが、その際にロックフィルタイプの堤体の場合には高さを大きくしても容量がそれほど大きくなり、かなり高い堤体にする必要がある。これに応じて堤体の底面積も大きくなり、必要な排土の量も増加し、多額の建設費用がかかることになる。

10号調節池に関しては、左岸側と堤体下に断層影響範囲があり、その付近の基礎地盤は地表より8mまでは強風化した粘板岩で、それ以下には破碎された砂岩が分布してお

り、また調節池の左岸に崩壊箇所がある、と指摘されている。その対策としては、崩壊箇所に関しては処置が必要、としているが、断層影響範囲に関しては調節池堤体と断層影響範囲の位置関係などの確認が必要、とされているのみであり、十分な対策がなされるかどうか疑問がある。表 - 5.3 の調節容量に示されるように、10号調節池は11基の調節（整）池のうちでも最大級の調節池であり、十分な安全対策がなされるように注意する必要がある。

その他に、3号調節池付近は断層破砕体が露出していることや、5号調節池付近の盛土部では海成粘土層相当層の下位の砂礫層は滞水層となっており、被圧地下水が存在することなどが指摘されていることに注意を要する。

### 5.3 開発と安威川の治水対策との関連

以上に見たように、開発に伴う調節（整）池計画は安威川の治水計画と対応させて作られており、このことが重要な問題を生みだしていることがわかった。

安威川の治水計画においては、計画降雨波形として中央集中型の人工降雨を用いており、このために安威川の基本高水のピーク流量が過大に算出されている。これに対応させて、開発に伴う調節（整）池計画に中央集中型の人工降雨を計画降雨波形として用いると、恒久調節池の放流量あるいは暫定調整池の許容放流量は過大に算出される。したがって、先に述べたように、恒久調節池の放流量あるいは暫定調整池の許容放流量として妥当な値を採用すると、オフィスの規模を小さくする必要があり、それに伴って恒久調節池および暫定調整池の必要容量を大きくしなければならない。

開発に伴う調節（整）池計画において、計画降雨として1/100確率降雨量247mmを用い、計画対象降雨波形として中央集中型の人工降雨を用いるということは、危険な降雨の状態に対応し得る非常に安全な調節（整）池計画であるように見えるが、実際には、開発による洪水時の流量増加を十分に調節することのできない調節（整）池の建設を認めることになっているのである。その結果として、開発による洪水時の流量増加を部分的に下流の河川改修によって尻拭いさせたり、河川改修が完了していない場合には開発地下流で被害を発生させたり、増大させたりすることになる。

安威川の流域がどんどん開発され、これと同様な考えに基づく調節（整）池の建設が進むと、開発地から安威川への洪水の流出量は確実に増加することになる。また、計画降雨以上の雨が降る場合には、安威川の洪水に対する危険性は激増することになる。

開発地の下流地域をこのような危険な状態にすることは大きな問題であり、これを避けるためには、調節（整）池による洪水調節のみに頼るのではなく、開発による流量増加そのものを可能な限り小さくすることが重要である。そのためには開発地の道路を浸透性舗装で仕上げる、住宅地や規模の大きい建造物の周辺に降った雨水の貯留や地下浸透を計るなどの対策が必要である。

ところが、本開発計画においては、湧水のある谷間の湿地帯に高盛土の造成地を造り出すことになっており、これに関しては重大な問題がある。すなわち、先に4.3におい



て述べたように、このような高盛土の地盤を安定させるためには盛土内の地下水位を下げる必要があります、このために地表面の排水をよくしたり、地下に各種の排水施設を設けて、盛土基礎地盤から盛土内へ浸透する湧水や盛土内に浸透する雨水を排除しなければなりません。

開発地の下流地域において洪水災害を引き起こさないようにするためには開発地の雨水浸透を大きくする必要があります、一方、開発地の地盤を安全に保つためには雨水を排除してそれを調節（整）池に集める必要があるというように、本開発計画においては防災対策の基本において矛盾する内容が存在する。下流地域の災害を引き起こさないことや地震時も含めた造成地の安全性を考えると、大規模な高盛土の造成を含む本開発計画は根本的に見直す必要があると言える。

## 6. おわりに

以上に見るように、本開発計画には「茨木北部丘陵地域の自然を守る市民会議」が危惧するとおり、計画地の地形、地質にかかわって、その造成自体に地下水、切り土・盛土、調節（整）池と安威川治水との関係などに少なからぬ問題が存在する。

とくに、東西の地域をそれぞれ南北に分ける馬場断層に関係する基礎地盤と地下水との関係は深刻である。開発地の設計には、かなり無理な箇所が指摘される。造成・施工が大規模にならざるをえないだけでなく、きわめて慎重な事故防止・防災対策が要求される。

現代の土木技術をもってすれば、土地造成工事自体は、採算を無視して十分な安全対策をとれば、大きな事故なしに可能であるかもしれない。しかし、もしそうすれば事業は赤字となり、住都公園の経営を圧迫し、いずれはそのツケが国民に回されることとなる。

だが現実はずっと厳しい。工事費が制度上、土地区画整理事業による保留地の処分によって生み出されることになっている以上、採算性を無視した工事が行われることはあり得ない。しかも、バブルがはじけた今、予想を越えた開発経費を売価に上乘せして採算を取れる見込みがないことは、泉佐野コスモポリスの例を見るまでもない。結果的には、安全性を無視した工事が行われる恐れは否定できない。

また、開発に伴う調節（整）池計画は開発による洪水時の流量増加を十分に調節することのできない調節（整）池を建設するという内容になっており、さらに、計画降雨以上の雨が降る場合には安威川の洪水に対する危険性は激増することになる。開発地の下流地域の安全性を考えると、開発地の雨水浸透を大きくするなどの方法で開発による流出増加を極力抑制する必要がある。一方、開発地の地盤を安全に保つには雨水を排除してそれを調節（整）池に集める必要がある。このように、本開発計画においては防災対策の基本において矛盾する内容が存在するため、大規模な高盛土の造成を含む本開発計画は根本的に見直す必要があると言える。

ところで、地域開発は、そのための造成工事ができればよいというわけのものではないことは、言うまでもない。一般に、50年かせいぜい100年ぐらい先のことしか視野にないのは日本の国土開発の悲しい現実であるが、「国際文化公園都市」の開発計画に関しては、この点がとくに甚だしいと言わざるをえない。この問題は、本文ではあまり扱わなかったもので、ここで強調しておきたい。

とくに問題なのは、開発、造成に伴う地盤の風化状況の変化である。盛土や破碎岩はもとより、元は堅硬であった泥起源の堆積岩や花崗岩類などの新しい露出岩盤も、意外に早く劣化が進む場合がある。このような問題は、応用地質学的な研究がなされていないわけではないが、未だ定量的な予想がなされるにはほど遠いのが実状である。一般的に言えば、本文中で指摘した多くの問題点は、技術的な対応によって収まるのではな

く、年月の経過とともに顕在化、増大するものが多いと思わなければならない。高さ数10mに及ぶ切土や盛土、あるいは長大法面が断層破碎帯の上に造られたとき、たとえそれなりの対策が講ぜられていたとしても、はたして何10年その強度を保ちうるだろうか。この問いに責任をもって答えられるものは、おそらく誰もいないであろう。当初造成され得た構造物や防災施設も、時とともに劣化し、その保守に末長くかかわっていかねばならなくなる可能性は否定できない。この意味で、「国際文化公園都市」の巨大自然改変計画は、子孫に対して無責任であること甚だしいものと言わないわけにはいかない。同じことは、この開発によって影響を受ける河川の流域全体についても言えることは指摘するまでもないだろう。

## 用語解説

### 淀川地溝帯

断層運動によって帯状の陥没地となったものを地溝帯と呼ぶ。淀川地溝帯は京都盆地から大阪湾に至るもので、その北西縁は丹波山地に接し、南東縁は生駒山地や枚方の丘陵に接している。

### 漸移帯（山地と低地の間の）

丘陵や山地には山と谷の起伏があるが、峯と峯を連ねた滑らかな面（接峯面と呼ぶ）を考え、この高さを丘陵や山地の高さと定義する。実際の地形は凹凸が激しくても、接峯面は平坦であることが多い。しかし、断層の影響が大きい地域ではこれが著しく傾いたり、階段状になったりする。このようなゾーンを地形的漸移帯と呼ぶ。

### 谷密度

単位面積（普通  $1 \text{ km}^2$ ）内の谷の総延長（km）で定義する。谷の入り方が密かまばらかの程度を表わす。例えば谷密度が 70 の時、その逆数（約 140 m）は谷と谷の間の平均間隔の目安となる。

### ホルンフェルス

堆積岩などの岩石が地下深部でマグマに接する時、マグマは冷却し固結して花などの火成岩になるが、周囲の岩石は逆に熱せられて変質したり、再結晶したり、異なる鉱物が出来たりする。その結果生じる硬く緻密な岩石を元の堆積岩などと区別してホルンフェルスと呼ぶ。

### 走向と傾斜

地層が傾斜しているとき、地層面と水平面が交わる線の方向を走向と呼び、走向と直行する方向、すなわち最大傾斜方向に測った傾斜を地層の傾斜と定義する。地層が谷状または尾根状になった構造をそれぞれ向斜および背斜と呼ぶ。

### 大阪層群

第四紀（別に説明あり）が始まる少し前から第四紀の前半にかけて堆積した泥、砂、礫の地層で、大阪平野や京都・奈良の盆地の周辺の丘陵地に見られる。平野や盆地の内部では地下に存在している。この地層が出来た頃、第四紀地殻変動によって侵食作用が活発になり、大量の土砂が堆積した。砂礫質のものは主に陸上の河川の堆積物で、シルト・粘土質のものは沼や湖、内湾の海底で堆積したものである。

### 段丘堆積物

第四紀（別に説明あり）は海水準変動が激しい時期である。海水準が高い時期には、河川の勾配が緩くなるため河床に砂礫が堆積して高くなる。こののち海面が低下すると、河床面は削り込まれて一部が段となって残される。およそ 20 万年前頃より現在に至るまでの間に出来たこのような段々の地形を段丘という。したがって段丘堆積物の多くはかつての河床の砂礫などである。氾濫原の泥なども含まれる。

## 谷底堆積物

谷地形は浸食によって形成されるが、谷底の勾配が緩くなると、谷底には堆積物がたまるようになる。とくに2万年前から現在にいたる間、海面が100 m以上も上昇したため、平野に近い谷底には新しい堆積物がたまることとなった。これは圧密が進んでいないため、泥などは軟弱地盤となっている。

## 第四紀

約46億年の地球の歴史の中で、最も新しい約170万年間を第四紀と言う。それ以前の第三紀の時期には日本列島は亜熱帯から温暖帯の気候であったが、第四紀に入り次第に寒冷化していく。やがて大陸氷河が拡大する氷期と温暖な間氷期の繰り返すことになり、別名氷河時代と呼ばれることもある。ただし日本列島が氷河に覆われたわけではない。氷期には、海水の一部が大陸に氷として固定されるために海水準が下がり、間氷期には上昇した。日本列島のような地殻変動の激しい地域では、地殻変動による陸の隆起・沈降と海水準変動が重なっている。

## 風化残留核

地殻変動が激しい地域では、岩石に割れ目（節理）が入って、それに沿って急速に風化が進むことが多い。風化は表面から内部へ進行していくため、節理に囲まれた岩石ブロックの中心部が、果実の核のように未風化状態で残されることがある。これを風化残留核と呼ぶ。

## パイピング

地下水流が特定の場所に集中し、流速が大きく、侵食力が大きくなって、管状の空洞が生じること。地下水が地表に湧水するところでパイピングが起こると、地盤が不安定になり、崩壊（特にパイピング崩壊と呼ぶ）を起こしやすい。パイピングを防ぐためには、周囲の地下水流を流れやすくして、流れが特定の場所に集中しないようにする。

## 海成粘土

粘土は河川の氾濫原、湖沼や海など、流速の小さい場所に運ばれて沈殿、堆積する。大阪層群の海成粘土層は、間氷期の海水準の上昇期に内湾にたまったものである。海水中で堆積しているので、イオウは鉄と化合して硫化鉄の形で残されている。これが地表で酸化すると再び硫酸イオンとなり、強酸性の土壌となる。かつて大阪層群で出来ている丘陵地を宅地造成し、そこで埋設したガスの鉄管が腐食して大騒ぎになったことがある。

## 表層混合処理工法

軟弱地盤を改良する方法のひとつ。排土して別の土を埋める置換工法に対し、既存の土と他から運んできた土を混合して必要な強度を得る工法。

## 被圧地下水

水を通しやすい地層（帯水層）の上に水を通さない不透水層が載っているような地質構造のところで、帯水層の水が閉じこめられて圧力が高くなったもの。通常、山地

などの標高の高いところで浸透した雨水が地質構造に沿って深く潜り込んでいる時に発生する。帯水層の上面での圧力は、その深さの水によって生ずる圧力（静水圧）より大きい。したがって不透水層を切る割れ目など地表面まで達する通路がある場合は、湧水が生ずる。そして湧水点付近が崩れやすい。

#### 間隙水圧

堆積岩や風化物質は粒子状の鉱物から成っているが、粒子の間には間隙があり、それが水で飽和することもある。間隙中の水圧（間隙水圧）が高いと、地層は内部から押されて粒子どうしの噛み合いが弱まり、摩擦強度が低下する。また間隙水圧は地下水流の原因となる。

#### フトンカゴ

礫を金網の中に積めてフトンのような形（必ずしも扁平ではない）にしたもの。礫は地下水を通しやすく、間隙水圧の上昇を防ぎ、摩擦抵抗が大きいため、フトンカゴは斜面の力学的安定を高めるために有効である。

#### ロックフィル

数十センチメートル級またはそれ以上の岩石を積み上げたり、それで空間を埋めたもの。全体として強度が高く、また変形しても強度が落ちないため、地盤が強固でない場所でのダム構築や地中補強に使われる。

#### オリフィス

水の流れを制御するため管路の一部に設けられる断面積の小さい部分。流量は管路の両端の水圧差とオリフィスの特性値で決まる。貯水池や調整池からの放流量を水位に比例させるためによく使われる。