نشریه شماره ۴

کمیته ملی آبیاری و زهکشی

عمران اراضی

جلد اول

اصول محاسبات زهکشی

(تخلیه زه آبهای سطحی و زیرزمینی)

تألیف

دکتر محمدرضا محسنیان

اسفند ۱۳۵۰

از انتشارات وزارت آب و برق

سایر آثار مؤلف

۱ ــ بررسی آبیاری برنج در ایران و آمریکا (۱۳٤۱)
۲ ــ آبیاری جهت تدریس دردوره فوق لیسانس در رشته مهندسی آبهای سطحی (۱۳٤٦) .
۳ ــ انتقال آب در آبیاری و استفاده از لوله‌های دریچه‌دار (۱۳٤۸)
٤ ــ اثر یك‌نوع پوشش (Mulch) در اقتصاد آب و تاثیر عوامل جوی در مقدار آب صرفه جوئی شده و استفاده از آن در دیم زارهای ایران (۱۳٤۹) .

5 — Effet du paillage sur l'économie de l'eau d'un sol déporvu de végétation, influence des facteurs météorologiques (1966) .

6 — Effet d'une couverture (mulch) sur l'économie de l'eau influence des facteurs météorologiques et son utilisation pour les cultures non irriguées de l'Iran.

کتابخانه شماره یک مرکز قدس
شماره ثبت ۳۱۳۵

حق چاپ محفوظ و مخصوص مؤلف است

چاپ از : چاپخانه کارته چاپ
تلفن‌های
۶۲۱۲۶۷
۶۲۵۲۲۸
۶۲۵۲۲۹

دیباچه

درسال‌های اخیر، شاهد تاسیس چند سازمان عمرانی برای توسعه امور کشاورزی و آبیاری با اعتبارات کافی بوده‌ایم، لیکن بدلیل سابقه نداشتن این نوع فعالیت‌ها درکشور، سازمان‌های مربوطه غالبا در تهیه و اجراء طرح‌ها، تا اندازه‌ای مواجه با اشکالاتی بوده‌اند.

کتب فنی بزبان فارسی که میتوانند بعنوان کمکی برای مهندسین و تکنسین‌ها در طرح‌های آبادانی کشور مورد استفاده قرار گیرند، متاسفانه در کشور ما باندازه کافی وجود ندارند.

بنابراین تنها تامین اعتبار دردی‌را دوانمیکند، مهم‌تر از تامین امکانات مالی تربیت کادر فنی برای اجراء طرح‌ها میباشد، زیرا یك نفر مهندس مطلع قادراست که هزینه‌های اجرائی طرح‌هارا بمقدار قابل ملاحظه‌ای تقلیل دهد، برای تربیت و بالابردن معلومات چنین افرادی احتیاج به نشریات علمی است.

در ایامی که در یکی از سازمان‌های عمرانی کشور مسئولیتی بعهده داشتم، به زیان‌های حاصله از فقدان کتب فنی توجه پیدا نمودم.

عوامل بالا وفقدان کتاب برای دانشجویان که کادر فنی آینده کشور مارا تشکیل خواهند داد، مرا بر آن داشتند که سه جلد کتاب بعنوان عمران اراضی تالیف نمایم، که عبارت‌اند از:

جلد اول ـ اصول محاسبات زهکشی (تخلیه زه آبهای سطحی وزیرزمینی)

جلد دوم ـ شبکه‌های آبیاری

جلد سوم ـ تقسیم آب در کشاورزی

کتاب حاضر (جلد اول) بعد از ٤ سال تقدیم مهندسین و دانشجویان عزیز میشود. باید اذعان نمایم که با تمام کوششی که در تهیه آن شده معذالك بعلل مختلف که تهیه کنندگان کتب علمی بیشتر بآنها واقف هستند، این کتاب خالی از نقص واشتباه نمیباشد، امیدوارم خوانندگان محترم از انتقادات خود مطلعم فرمایند.

چاپ کتب فنی درایران، نمیتواند مسئله ساده‌ای تلقی شود، کمبود امکانات سازمان‌های آموزشی وفنی، عدم تبحر کارگران چاپخانه‌ها، عدم وجود منابع مورد احتیاج، عدم همکاری‌های لازم، دست بدست هم داده وموجب شده‌اند که تعداد کتب فنی که درهرسال تالیف میشوند از تعداد محدودی تجاوز ننمایند، در حالیکه لازم است که همگام با

افزایش بودجه‌های عمرانی وآموزشی، به این امرمهم نیز توجه خاصی مبذول شود.

مطالب این کتاب تا حد امکان بطرز ساده‌ای تهیه گردید، تا امکان استفاده عملی از آن‌مقدور باشد، وبرای تفهیم بهتر مطالب از اشکال و مثال‌های متعدد استفاده شده است، بطوریکه جلد اول، حاوی ۲۶۳ شکل و ٤٨ جدول و ۷۰ مثال میباشد.

شماره اشکال وجداول، جهت رعایت اختصار برای هر فصل جداگانه تهیه شده‌واز بحث‌های‌مفصل ریاضی بمنظور جلوگیری از حجیم شدن کتاب ویا خسته شدن خوانندگان خودداری گردید، لیکن در موارد لازم فرمول‌های مهم اثبات شده‌اند.

مثال‌های موجود دراین‌کتاب، تاآنجا که مقدور بوده از کارهای انجام‌شده کشور، اقتباس گردیده‌اند، اگر چه این هدف درباره تمام فصول کتاب اجراء نشده، ولی‌درفصل دوم ازپایان‌نامه‌های فوق‌لیسانس دانشجویان رشته مهندسی آبهای سطحی که بعنوان استاد راهنما در تهیه آنهانظارت داشتم، استفاده شایانی گردید.

به کمك این دانشجویان برای اولین بار با استفاده از آمارهای پراکنده‌ای که در سازمان‌های مختلف وجود داشت، ١٤ حوضه آبریز مملکت تحت مطالعه قرار گرفتند، ونتایج این مطالعات بصورت مثال و شکل در فصل دوم این کتاب مشاهده میشوند.

در فصل سوم نیز، طرح‌هائی را که مولف در تهیه آنها همکاری‌داشته است، بعنوان مثال آورده شده‌اند.

در خاتمه لازم میدانم از آقای مهندس عزیزالله کهکشان معاونت فنی وزارت آب وبرق‌و ریاست کمیته ملی آبیاری و زهکشی ایران که بنا بدستور ایشان این کتاب با هزینه وزارت آب وبرق بچاپ رسید، تشکر نمایم.

از سایر دوستان که تنها از نظر دوستی، کمك‌های زیادی در انتشار این‌کتاب مبذول‌نموده‌اند، خصوصا از آقایان دکترجلال کیوانفر، دکتر محمدبای بوردی، دکتر فیروز تربیت، دکتر جعفر رفیع ومهندس جهانی صمیمانه تشکر مینمایم.

امیدوارم که انتشار این کتاب، بعنوان گام کوچکی‌در راه پیشرفت برنامه‌های عمرانی و آبادانی کشور محسوب شود.

تهران ـ اسفند ماه ۱۳۵۰ ـ محمد رضا محسنیان

فهرست مندرجات

موضوع	صفحه
هـدف	۹
فصل اول ـ رابطه آب و خاك	
I ـ رابطه آب و نبات	
۱ ـ جذب	۱۶
۲ ـ انتقال آب در نبات	۱۶
۳ ـ آب کل مورد احتیاج نبات	۱۷
II ـ رابطه آب‌و خاك	
۱ ـ دانـه بندی	۱۷
الف ـ طرز اندازه‌گیری دانه‌بندی خاك ، ب ـ طرزنمایش‌دانه‌بندی خاك	
۲ ـ بافت خاك	۲٤
۳ ـ ساختمان خاك	۲٦
٤ ـ وزن‌مخصوص خاك	۲٦
٥ ـ تخلخل خاك	۲۷
٦ ـ رطوبت خـاك (اندازه‌گیری بطریق وزنـی، الکتریکی، سوندنوترون)	۲۸
۷ ـ نیروهای مختلفی که بذره‌آب در داخل خاك وارد میشوند (نیروی ثقل، نیروی جـاذبه سطحی، نیروی کـاپیلاریته، نیروی هیدرواستاتیك)	۳۱

۸ ـ صور مختلف آب درخاك ۳۸
الف ـ آب اشباعی ، ب ـ آب کاپیلاریته ، ج ـ آب غشائی
۹ ـ مکش رطوبت خاك ۴۱
۱۰ ـ ظرفیت ذخیره آب در خاك ۴۳
الف ـ نقطه نگاهداری ، ب ـ نقطه پژمردگی ، ج ـ ضریب تعادل رطوبتی
۱۱ ـ حرکت آب در خاك ۴۴
الف ـ قانون دارسی ، ب ـ ضرائب آبگذری خاك
۱۲ ـ اندازه گیری ضرائب دینامیك خاك ۴۹
الف ـ طرز اندازه‌گیری قابلیت نفوذ خاك ، ب ـ طرز اندازه‌گیری تراوش هیدرولیکی خاك
۱۳ ـ جریان آب در خاك غیر اشباع (رطوبت خاك بین نقطه نگاهداری و نقطه پژمردگی) ۶۶

فصل دوم ـ هیدرولژی حوضه‌های آبریز از نظر آبیاری ، زهکشی و تنظیم جریان آب رودخانه‌ها

۱ ـ عوامل موثر در مدار آب ۷۱
الف ـ تشعشع خورشیدی ، ب ـ حرارت ، ج ـ رطوبت جو
۲ ـ ریزش‌های جوی ۷۷
الف ـ علت بوجود آمدن ریزش‌های جوی ، ب ـ نظریه تورنبرژرون ، ج ـ باران مصنوعی
۳ ـ اندازه‌گیری ریزش‌های جوی ۸۲
الف ـ اندازه‌گیری باران ، ب ـ اصولی که برای اندازه‌گیری باران توسط باران سنج بایستی رعایت شوند ج ـ اندازه‌گیری برف
۴ ـ تجزیه و تحلیل آمار جوی ۸۷
الف ـ طرز نمایش ریزش های جوی ، ب ـ تطبیق آمار حاصله با یکی از قوانین تئوری فرکانس ج ـ تعیین مقدار متوسط

۵ ـ تبخیر، تعرق، کمبود جریان ۱۰۷

الف ـ تبخیر ، ب ـ تعرق ، ج ـ تبخیر وتعرق ، د ـ آب مورداحتیاج برای آبیاری م، ـ قدرت تبخیر کنندگی جو ، ن ـ فرمول‌های تجربی برای محاسبه تبخیر، و ـ تبخیر از سطح خاك ه ـ رابطه‌بین تبخیر و تعریق با تبخیر از سطح طشتك ، ی ـ تبخیر از سطح برف ویخ ـ کمبود جریان

۶ ـ اندازه‌گیری جریان آب رودخانه‌ها ۱۳۹

الف ـ اندازه‌گیری ارتفاع آب ، ب ـ اندازه‌گیری سرعت آب ، ج ـ اندازه‌گیری جریان رودخانه (دبی) ، د ـ رسم منحنی تاراژ رودخانه ، م ـ روش‌های تقریبی وسریع اندازه‌گیری جریان رودخانه

۷ ـ طبقه بندی آماری دبی‌های اندازه‌گیری شده ۱۵۹

الف ـ برآورد متوسط دبی ماهیانه ، سالیانه، ماکزیمم ، ب ـ منحنی دبی کلاسه ، ج ـ رسم منحنی تراکمی دبی

۸ ـ پیش بینی سیل‌ها ۱۶۷

الف ـ طرز استفاده از قانون کوس ، ب ـ طرز استفاده از قانون گامبل ج ـ طرز استفاده از فرمول فولر

۹ ـ حوضه‌های آبریز ۱۷۶

الف ـ مشخصات فیزیکی حوضه‌های آبریز ، ب ـ مطالعه هیدروگرام رودخانه و موارد استفاده از آن ، ج ـ عوامل موثر در هیدروگرام یك حوضه آبریز ، د ـ تغییرات هیدروگرام رودخانه برحسب نوع حوضه آبریز ، م ـ رابطه دبی‌حوضه آبریز با مدت ، شدت و تناوب بارندگی، ن ـ تعیین‌مدت بارندگی برای‌طرح، و ـ محاسبه دبی‌مشخصه وایدومتریك

۱۰ ـ تجزیه هیدروگرام‌حاصل ازیك رگبار ۲۳۴

الف ـ طرق مختلف تجزیه هیدروگرام ، ب ـ منحنی‌برگشت هیدروگرام

۱۱ ـ هیدروگرام واحد جهت پیش‌بینی هیدروگرام حاصله‌ازرگبار ۲۴۲

الف ـ اصولی که جهت تشکیل هیدروگرام واحد بایستی در نظر گرفته شوند ، ب ـ طرز تهیه هیدروگرام واحد

۱۲ ـ طریقه منطقی وترکیب‌هیدروگرام جهت‌پیش‌بینی سیل ۲۶۳

الف ـ طریقه منطقی ، ب ـ ترکیب هیدروگرام

۱۳ ـ فرمول‌های تجربی که بصورت تقریب مقدار جریان ۲۷۸

یك حوضه را مشخص میکنند

الف ــ فرمول تالیوت ، ب ــ فرمول فورتی ، ج ، فرمول‌مك‌مت ، د ــ فرمول کوك

فصل‌سوم ـ هیدرولیك آب‌های‌زیرزمینی ازنظرزهکشی

۱ ــ جریان‌های زیر زمینی ۲۸۸

۲ ــ مهمترین نظریه‌ها راجع بجریان‌های آب زیرزمینی ۲۹۱

الف ــ نظریه دوپوئی ، ب ــ نظریه ژژر

۳ ــ مطالعه آزمایشی سطح سفره آب‌زیرزمینی وحرکت آب در خاك‌های زهکشی شده ۳۰۲

٤ ــ فرمول‌های مورد استفاده در زهکشی ۳۰۷

الف ــ حالت اول جریان‌های ماندگار (هوخهات ، ارنست)
ب ــ حالت دوم جریان‌های غیرماندگار (بوسینسك،دم)

٥ ــ عمق زهکش ۳۵۹

٦ ــ تعیین طول زهکش‌های زیر زمینی ۳٦۰

۷ ــ محاسبات زهکشی‌برای اراضی که آبیاری میشوند ۳٦۱

۸ ــ آزمایشات زهکشی ۳٦۲

اول ــ نتایج آزمایشات زهکشی درحالت جریان‌های ماندگار ، دوم ــ نتایج آزمایشات زهکشی در حالت جریان‌های غیرماندگار، سوم ــ نتایج آزمایشات زهکشی جهت تعیین بهترین عمق زهکش‌ها، چهارم ــ تعیین فواصل بین زهکش‌ها بطریقه آزمایشی ، چهارم ــ تعیین فواصل بین زهکش‌ها بطریقه آزمایشی

فصل‌چهارم ـ هیدرولیك کانال‌ها

۱ ــ تغییرات سرعت در مقطع‌عرضی یك کانال ۳۸٥

۲ ــ فرمول‌های عمومی جریان آب در رژیم یك نواخت ۳۸۷

الف ــ فرمول دارسی وبازن ، ب ــ فرمول کوتروکانگیه ، ج ــفرمول بازن ، د ــ فرمول تادینی

۳ ـ فرم‌های مختلف مقطع کانال ۴۰۵

الف ـ مقطع ذوزنقه‌ای ، ب ـ مقطع مستطیلی ، ج ـ مقطع نیم‌دایره‌ای

۴ ـ آکدوك‌ها ۴۱۵

الف ـ $\theta = ۲۴۰$ ، ب ـ $\theta = ۳۰۸$ ، ج ـ $\theta = ۳۶۰$

۵ ـ شیب و سرعت آب در کانال‌ها ۴۲۰

۶ ـ کانال‌های پوشیده شده و زهکش‌های زیر زمینی ۴۲۳

۷ ـ استفاده از نموگراف، جهت محاسبه کانال‌ها در رژیم‌های مختلف جریان ۴۳۷

الف ـ انرژی مخصوص ، ب ـ دیاگرام انرژی مخصوص ، ج ـ نموگراف برای رژیم آرام و یك‌نواخت، د ـ نموگراف برای رژیم بحرانی و یك‌نواخت، م ـ جریان غیر یك‌نواخت

۸ ـ کانال‌های خاکی ۴۵۲

الف ـ تعیین مسیر ، ب ـ برداشت مسیر ، ج ـ تهیه طرح

۹ ـ شیب شکن‌ها ۴۶۴

الف ـ شیب شکن‌های موقتی ، ب ـ شیب‌شکن‌های دائمی ، ج ـ ارتفاع شیب شکن‌ها

۱۰ ـ مقسم‌ها ۴۷۰

۱۱ ـ پوشش کانال‌ها ۴۷۲

الف ـ پوشش بتونی ، ب ـ پوشش از نوع بتون آرمه ، ج ـ پوشش‌های ساخته شده ، د ـ پوشش با بتون فشاری ، ل ـ پوشش با استفاده از مصالح قیری ، م ـ پوشش با مواد پلاستیك ، ن ـ پوشش با استفاده از مصالح خاکی ، و ـ پوشش با بنتونیت ، ه ـ پوشش با آجر

فصل پنجم ـ روشهای مختلف زهکشی

قسمت اول ـ مطالعات کلی جهت تهیه طرح زهکشی

۱ ـ تشخیص زمین‌های باتلاقی و مرطوب ۴۹۹

۲ ـ فوائد ومعایب و مشکلات زهکشی ۴۹۹

۳ ـ برنامه‌مقدماتی جهت تهیه طرح زهکشی ۵۰۱
٤ ـ مطالعه علت رطوبت اضافی خاك ۵۰۲
٦ ـ طرق مختلف مبارزه ۵۰۵
٦ ـ عوامل مورد احتیاج در تهیه طرح‌های زهکشی ۵۰۵
الف ـ سدهای خاکی ، ب ـ کانال های خاکی یازهکش‌های روباز ، ج ـ لوله‌ها، د ـ ایستگاههای پمپاژ
۷ ـ طرز کار زهکش‌ها ۵۱۲
الف ـ طرز کار زهکش‌های زیرزمینی ، ب ـ طرز کار زهکش‌های روباز ، ج ـ طرزکار زهکش‌های پوشیده شده ، د ـ طرز کار جمع کننده ، م ـ جهت زهکش‌ها
۸ ـ شکل عمومی یك‌شبکه زهکش ۵۱۷
قسمت دوم ـ زهکش بالوله‌های زیرزمینی
۱ ـ مطالعه جهت تهیه طرح زهکشی بوسیله لوله ۵۲۳
۲ ـ اصولی که برای تهیه طرح زهکشی بوسیله لوله بایستی رعایت شوند ۵۲٤
الف ـ طرح کلی ، ب ـ ترسیم شبکه زهکشی
۳ ـ تعیین عمق زهکش‌های زیر زمینی ۵۳۰
٤ ـ تعیین عمق جمع کننده‌ها ۵۳۳
۵ ـ فاصله بین زهکش‌ها ۵۳۵
٦ ـ محاسبه قطر لوله‌های زهکش وجمع‌کننده ۵۳۵
الف ـ محاسبه قطر لوله‌های زهکش ، ب ـ محاسبه قطر لوله‌های جمع کننده
۷ ـ استفاده از مواد متخلخل ۵٤۳
۸ ـ طرز کار زهکش‌های زیر زمینی ۵٤۵
۹ ـ ساختمان‌های مربوط به زهکشی ۵٤۸

الف ــ مخرج زهکشی ، ب ــ محفظه‌های بازرسی ، ج ــ لوله‌های واسط در مواردیکه شیب زمین مناسب نباشد ، د ــ محافظت زهکش‌ها ازعوامل نــامناسب

۱۰ ــ زهکش‌های ارزان قیمت ۵۵۲

الف ــ زهکشی توسط مخروطك ، ب ــ سوسولز زدن

قسمت سوم ــ زهکش‌های روباز

۱ ــ فاصله بین زهکش‌هــا ۵۵۷

۲ ــ معایب زهکش‌های روباز ۵۵۹

۳ ــ موارد استفاده زهکش‌های روباز ۵۶۰

قسمت چهارم ــ زهکش‌های عمودی و تغذیه مصنوعی

سفره‌های آب زیر زمینی

۱ ــ تزریق آب به طبقه با تخلخل زیاد بدون در نظر گرفتن آلودگی آب ۵۶۵

الف ــ مطالعه طبقه‌ایکه آب‌باید درآنجا جمع شود، ب ــ مطالعات‌مربوط به هیدرودینامیك طبقات خاك ، ج ــ کیفیت آب

۳ ــ نفوذ آب بطــریقه سطحی ۵۶۹

الف ــ قسمت‌های مختلف یك‌استخر نفوذ آب،ب ــ تصفیه آب‌دراستخرها

٤ ــ اثر استخر برروی کیفیت آب ۵۷۹

الف ــ اثر ارتفاع‌آب‌برروی تصفیه ومقدار نفوذ، ب ــ نفوذآب ازجدارو کف استخر

فصل ششم ـ تنظیم جریان آب‌رودخانه‌و اصلاح اراضی

قسمت اول ــ تنظیم جریان آب رودخانه و فاضل کش‌ها

۱ ــ تعریف فاضل‌کش‌ها ۵۸۳

۲ ــ مطالعه مقدماتی ۵۸۵

الف ــ تعیین نقاط مهم، ب ــ مشخص کردن حوضه‌ها، ج ــ تعیین حدود حوضه‌ها ، د ــ تعیین دبی نقاط مهم

۳ ــ تهیه نقشه زمین ۵۸۷

الف ــ تهیه نیم رخ طولی رودخانه ، ب ــ نیم‌رخ عرضی رودخانه ، ج ــ تهیه نقشه مسطحه

٤ ــ مطالعه طرح ۵۸۸

الف ــ اصلاح شیب نهر ، ب ــ افزایش متقطع

۵ ــ تغییرات واصلاح ساختمان‌هائیکه درمسیر نهر وجود دارند ۵۹۲

الف ــ محاسبه دهانه تقریبی پل ، ب ــ از بین بردن موانع

٦ ــ درختکاری ویا ایجاد مراتع در حوضه‌های آبریز ۵۹۹

الف ــ ذخائر مصنوعی آب ، ب ــ احداث سد و دیواره

قسمت دوم ــ اصلاح اراضی

۱ ــ زهکشی جهت شیرین کردن اراضی ٦۰۱

الف ــ مشخصات خاك‌های شور وقلیائی ، ب ــ طبقه‌بندی آب، ج ــ طبقه بندی شوری خاك از روی هدایت الکتریکی عصاره خاك ، د ــ اصلاح اراضی شوروقلیائی ، م ــ محاسبه آب لازم جهت شستشوی زمین

۲ ــ زهکشی تورب زارها ٦۱۲

۳ ــ زهکشی اراضی بدست آمده از دریا ٦۱۳

فصل‌هفتم ـ تاثیر عوامل اقتصادی در انتخاب طرح

۱ ــ تعیین درآمد و هزینه ٦۱٦

الف ــ تعیین عمرمفید تاسیسات ، ب ــ استهلاك‌وام ، ج ــ محاسبه‌تبدیل درآمد حاصله در زمان‌های آینده به زمان حال ، د ــ مقایسه بین هزینه و درآمد واخذ تصمیم

۲ ــ طبقه بندی طرح‌ها ٦۲٤

الف ــ طرح‌های مستقل ، ب ــ طرح های غیرقابل جمع‌شدن ، ج ــ طرح‌های تابع

۳ ــ ترسیم منحنی هزینه ودر آمد ٦۲٦

زهکشی اراضی باتلاقی و مرطوب

هدف

هدف عبارت است از خارج نمودن آب اضافی‌ازسطح زمین‌ویااز عمق مشخصی ازخاك، این‌آب اضافی‌ممکن است‌دراثریکی‌ازعلل زیرتولیدشود:

ـ سر ریزشدن آب ازرودخانه وسپس‌جاری شدن‌آن بزمین‌های‌اطراف

ـ جاری‌شدن آب‌ازاراضی بالادست به پائین دست (جریان زیر زمینی ویا سطحی).

ـ عدم وجود شیب ویا قابلیت نفوذ کافی زمین جهت خارج شدن آب‌از حوضه آبریز ویا نفوذ آن باعماق.

دراین کتاب علل بوجودآمدن اراضی باتلاقی‌ومرطوب وطرق جلوگیری و اصلاح آنها مورد بحث قرار خواهد گرفت.

عمران اراضی باتلاقی ومرطوب برای یکی از منظورهای زیـر بطور جداگانه ویا مجتمعاً ممکن است انجام گیرد:

الف ـ جلوگیری از اتلاف آب:

آبیکه در اثر سرریز شدن رودخانه و جریان آن بزمین‌های اطراف موجب باتلاقی شدن زمین میگردد گذشته‌از تولید هزینه زیادبرای عمران و اصلاح این اراضی، اصولا موجب تلف شدن مقداری از آب نیز خواهد شد.

بموجب محاسباتی که بعمل آمده میزان آب مـوجود در سطح زمین بشرح زیر است:

۱ ـ دریا و اقیانوسها	Km^3	۱۳۵۰۰۰۰،۰۰۰
۲ ـ یخچالهای قطبی	»	۲۵،۰۰۰،۰۰۰
۳ ـ رودخانه ورود و دریاچه‌ها	»	۲۵۰،۰۰۰
٤ ـ اتمسفر	»	۱۵،۰۰۰

رودخانه و رود ودریاچه‌ها تنهاوسیله‌منبع سطحی آب شیرین میباشند بدلیل آنکه درحال‌حاضر شیرین کردن آب‌های‌شور دریاها ویاذوب نمودن یخ‌های قطبی بآسانی وباهزینه کم مقدور نیست بطور کلی میتوان گفت که‌آب مورد احتیاج برای مردم دنیا از نزولات آسمانی تـامین میشود، زیرا این نزولات آسمانی هستند که‌موجب تغذیه سفره‌های‌آب زیرزمینی ویا رودخانه‌ها میگردند. حجم نزولات آسمانی معادل Km^3 ۱۰۰ر۰۰۰در سال برای مجموع خشکی‌های کره‌زمین میباشد، کـه نصف آن بصورت تبخیر و تعریق تلف میشود، بنابراین آب مورد لزوم برای ساکنین کره زمین باید از Km^3 ۵۰ر۰۰۰ باقیمانده تامین شود.

زندگی‌بشرهمواره درراه‌پیشرفت‌وترقی بوده ولازمه‌این‌پیشرفت‌افزایش مقدار آب‌مورد احتیاج برای‌کشاورزی وصنعت میباشد. اکنون‌دانشمندان مقدار آب مورد احتیاج برای هرشخص را در سالهای‌آینده براساس ۳متر مکعب در روز (اعم از مصارف کشاورزی و صنعتی وعادی) برای مجموع تـمام ساکنین کـره زمین حساب میکنند. طبق محاسبات انجام شده در فرانسه مقدار آب مورد احتیاج برای هر شخص درمدت ۳۰ سال ۲ برابر میشود.

مقدار آبیکه درشرائط فعلی‌درکشور ما (آبیاری) استفاده میشود از ۴۲ میلیارد متر مکعب در سال تجاوز نمیکند. بادر نظر گرفتن اینکه جمعیت کشور درسال ۱۳۶۰تقریبابه ۴۳ میلیون نفرخواهد رسید و اگرترکیب جمعیت شهری‌وروستائی‌رابه‌نسبت ۴۵ و ۵۵ درصددرسال ۱۳۶۰فرض نمائیم دراین‌سال‌تقریبا ۲۳ر۶۵ میلیون‌نفریا ۴ میلیون‌خانواده‌روستائی بکشاورزی اشتغال خواهند داشت. واگر کشت آبی هر خانواده را ۲ر۵ هکتار فرض‌نمائیم تنهابرای ۱۰ میلیون هکتار کشت آبی‌حداقل به ۱۰۰ میلیارد متر مکعب آب احتیاج خواهیم داشت. بنابراین بادر نظر گرفتن ارقام مصرف آب در رشته‌های مختلف، ازهم اکنون بایستی به کنترل و تنظیم و ترتیب جریان آب رودخانه توجه شود ودر هر مورد ابعاد کانال ویا لوله‌هائیکه عمل انتقال آب را بعهده دارند بدقت محاسبه شوند تـا

بتوانند مقدار آب مورد نظر را بسهولت تخلیه نمایند. اگر رودخانه یا فاضل‌کش دارای ظرفیتی باشد که نتواند آبهای وارده را تخلیه نماید، از هزینه‌ها وعملیات‌زهکشی هیچگونه‌نتیجه‌ای عاید نخواهد شد. ابعاد ساختمانهائیکه برروی رودخانه ساخته میشود ازقبیل: دهنه‌پل ـ سرریز ها، قبلا بایستی تحت مطالعه قرار گیرد تا موجب لبریز شدن رودخانه‌و مستغرق نمودن زمین‌های اطراف آن نگردد.

ب ـ از نظر بهداشتی:

زمینهای باتلاقی ومرطوب محل مناسبی برای رشد و پرورش پشه‌های مالاریا هستند. برای از بین بردن این حشرات، خشکانیدن باتلاقهای‌یك حوضه بهترین وسیله مبارزه خواهد بود.

بعنوان مثال دولت ایتالیا با خشکانیدن قسمتی از باتلاقهای سر زمین خود گام‌های مهمی در راه مبارزه با بیماری مالاریا درآن کشور برداشته است.

ج ـ از نظر کشاورزی

شبکه‌های زهکشی در دوهزار سال پیش بموجب نوشته‌های هردوت‌در دره نیل وجود داشته‌اولین‌شبکه‌های زهکشی‌بصورت‌سطحی بوده تاآبهای سطحی ناشی از طغیان‌رودخانه را تخلیه نماید، زیرا رودخانه نیل غالبا بعلت طغیان، باعث استغراق اراضی مزروعی میشده است.

اولین باریونانی‌ها برای اصلاح اراضی خوداز زهکشی‌استفاده نمودند و توسعه این کار از قرن دهم‌میلادی از شمال اروپا برای اصلاح اراضی باتلاقی شروع گـردید. استفاده ازلوله‌هـای سفالی برای زهکش‌هـای زیر زمینی از سال ۱۸۱۰ آغاز شد.

سطح اراضی زهکشی شده در تمام دنیا تقریبا به ۸۰ میلیون هکتار میرسد، آنچه که مسلم است ایجاد شبکه‌های زهکشی همگام باشبکه‌های آبیاری باید صورت گیرد چون در بسیاری از موارد بعلت خارج نشدن آب اضافی آبیاری، زمین‌های تحت کشت به باتلاق ویـاشوره‌زار تبدیل

خواهند شد.

عده‌ای از دانشمندان از بین رفتن تمدن خوزستان را بعلت شور شدن خاك ونبودن یك شبكه زهكشی میدانند. در اثر بالا آمدن سطح آب زیر زمینی تمام خلل وفرج خاك مملو از آب شده، واكسیژن بمقدار كافی در خاك وجود نخواهد داشت ودر نتیجه فعالیت باكتری‌های هوازی متوقف گردیده وباكتری‌های غیر هوازی شروع به فعالیت مینمایند.

ریشه نباتات علاوه بر آب و مواد معدنی به اكسیژن نیز احتیاج مبرم دارند وآنگهی خاك را یك محیط مرده نمیتوان محسوب نمود، چون باكتری‌های هوازی وغیر هوازی وریشه گیاهان عملیات مختلفی در آن انجام میدهند كه ماحصل آنها تجزیه بعضی مواد و تولید مواد جدیدی خواهد بود.

دریك محیط مرطوب انتقال گازها بآهستگی صورت میگیرد ودر نتیجه علاوه بر كمبود اكسیژن، گاز كربنیك افزایش مییابد و ضمنا ازقابلیت جذب بعضی از مواد خصوصا پتاسیم كاسته میشود.

فقدان اكسیژن به واكنشهای احیاء كننده مواد آلی كمك كرده و تركیبات سمی تولید میكنند. اگر فساد و تجزیه مواد آلی درشرایط بی‌هوازی انجام گیرد، ازت معدنی نا چیزی دراین شرایط تولید میگردد، بهمین دلیل در چنین شرایطی بیشتر كودهای ازته مخصوصا كودهای نیتراته توصیه میشود.

فعل وانفعالات تخمیری در خاك كه انرژی مورد لزوم گیاهان از آنجا تهیه میشود در شرایط باتلاقی بودن، انرژی كمی تولید مینماید زیرا در شرایط هوازی یك مولكول گلوكز ٦٨٦ كیلوكالری انرژی و ٦ مولكول گاز كربنیك تولید میكند در حالیكه در شرایط بی هوازی از یك‌مولكول گلوكز، یك مولكول‌اتانول ویك مولكول CO^2 و ٥٤ كیلو كالری انرژی تولید میشود.

ضمنا در محیط بی‌هوازی غلظت اسیدهای آلی و هیدرژن سولفوره

بمقدار خطرناك برای گیاه میرسد.

مواد آلی خاك که‌توسط باکتری‌های هوازی مورد حمله قرار میگیرند، مواد ازته معدنی تولید میکنند، در حالیکه باکترهای غیر هوازی ازت معدنی را مستقیما مورد استفاده قرار میدهند.

زیادی آب در خاك موجب افزایش تبخیر شده وخاك جهت انجام این تبخیر مجبور است که مقداری از حرارت موجود در خود را برای منظور فوق صرف نماید. در اثر این فعل وانفعالات درجه حرارت پائین آمده ومحصولات دراین‌اراضی دیررس‌میشوند ودر ضمن‌مقدار عملکردمحصول نیز پائین میآید. گرم شدن‌این‌نوع خاك‌ها در اثر تابش نورخورشید خیلی بکندی انجام میگیرد. طبق آزمایشات انجام شده نیروی لازم جهت شخم زدن زمینهای مرطوب ۳۰ ـ ۲۵٪ نسبت بزمینهای نسبتا خشك بیشتر است.

در زمینهای مرطوب‌ریشه‌ها خیلی بزودی پوسیده شده ویا مورد حمله قارچها قرار میگیرند. این نوع زمینها را چنانچه مقدار رطوبت آنها خیلی زیاد نباشد (بین رطوبت نگاهدارنده ورطوبت اشباعی) باید به چمنزارو یامرتع اختصاص داد. نباتاتی از نوع پست دراین نوع زمینها رشدنموده که ارزش غذائی‌آنها کم ونسبت به آفات‌وامراض گیاهی‌مقاوم نمیباشند.

هزینه کاشت وبرداشت زیاد بوده، وگیاهان نمیتوانند ازکودهای داده شده بنحو احسن استفاده نمایند.

نباتات را از نظر مقاومت به رطوبت بسه دسته میتوان تقسیم نمود.

ـ نباتات مقاوم به محیط مرطوب: برنج، نیشکر

ـ نباتات نیمه مقاوم‌به محیط مرطوب: سیب‌زمینی، لوبیا، توت‌فرنگی بقولات، سیب، گلابی، مرکبات.

ـ نباتات حساس به محیط مرطوب: نخود، لوبیا، ذرت، توتون، گیلاس، خرما.

د ـ از نظر ساختمانی

عملیات ساختمانی ازهرقبیل در این نوع زمینها مشکل و یـا پس از انجام ساختمان تولید خساراتی مینماید.

در زمینهای ورزش‌ترجیح میدهندکه پس ازیك‌بارندگی شدید، زمین بسرعت خشك شده ودر اختیار بازیکنان قرار گیرد، بنابراین مـرطوب ماندن این نوع زمینها برای مدت نسبتا زیاد صحیح نیست.

ه ـ از نظر آبیاری

بعضی اوقات در عین حال که زمینهای بـالا دست اصلاح میشوند از آب حاصله میتوان جهت‌آبیاری اراضی‌پائین دست نیز استفاده‌نمود.

فصل اول

رابطه آب و خاك

I ـ رابطه آب و نبات

نباتات جهت رشد و ادامه زندگی احتیاج مبرم بآب‌دارند، بطورکلی آب در نباتات دارای سه رل عمده است:

ـ تشکیل دهنده قسمتی از نسوج نباتی و دخالت درفتوسنتز.

ـ حمل مواد معدنـی.

ـ تنظیم حـرارت نباتـی.

مقدار آبی را که‌سه نوع نبات طبق آزمایشات انجام شده درسی‌سانتی متر اول خاك جذب مینمایند در جدول زیر مشاهده میگردد:

یونجـه	چغندر قند	مرکبات
٪٤٧	٪٦٢	٪٣٧

بنابراین نباتات‌قسمت اعظم‌آب‌مورد لزوم‌را از سی‌سانتی‌متر اول‌خاك اخذ میکنند، لیکن فرم ریشه که بستگی بنوع نبات دارد در اثـر تغییر دادن فاصله کشت ثابت نمی‌ماند، بالنتیجه میزان درصد آب جذب شده در سی‌سانتی‌متر اول خاك میتواند تغییر یابد، از نـظر کشاورزی بهتر است که عمق توسعه ریشه‌ها زیادتر باشد چون گیاه‌مواد غذائی ورطوبت لازم را از قشر ضخیم‌تری از خاك تهیه خواهد نمود. ریشه‌های‌نباتی در اعماق میتوانند بانیروی کمی مقدار آب زیادی را جذب نمایند، زیـرا نیروی‌مکش خاك دراعماق، کمتر ازسطح‌خاك است‌واین‌امرکمبود تعداد

ریشه‌هارا در اعماق جبران مینماید.

نباتات بر خلاف حیوانات نمیتوانند جهت بدست آوردن مواد غذائی تغییر مکان دهند، آب و مواد غذائی و هوا بایستی در اختیار ریشه‌ها قرار گیرند، بنابراین مطالعه روابط‌بین‌آب ونبات وخاك‌بما اجازه میدهد تا برای رشد نباتات، شرایط بهتری را فراهم سازیم.

۱ـ جذب Absorption.

آب مورد احتیاج نباتات توسط ریشه‌های موئی جذب شده ودر اختیار اندام‌های مختلف گیاهی گذاشته میشود.

ورود آب از خارج به داخل سلول، توسط کیفیت اسمز انجام میگیرد. کیفیت اسمز حاصل دو نوع فشار میباشد:

ـ فشار اسمتیك که در اثر شیره سلولی بوجود میآید.

ـ تورژسانس که در جهت مخالف فشار اول‌بوده‌وعبارت‌است‌از فشاری که توسط سلول به غشاء خارجی‌وارد میشود، هرقدر مقدارآب در سلول کمتر باشد این فشار کمتر خواهد بود.

تاهنگامیکه فشار اسمتیك از تورژسانس بیشتر باشد آب از محیط خارج بداخل سلول ریشه‌های موئی نفوذ مینماید و پس‌از ایجاد تعادل‌بین دوفشار، آبی بداخل سلول‌ها نفوذ نخواهد نمود.

نیروی‌مکش ریشه عبارت‌است از اختلاف‌فشار اسمتیك‌وتورژسانس، حداکثر این نیرو ۱۵ اتمسفر بوده واگر نیروی لازم جهت ورود آب از خاك بداخل ریشه‌ها از این حد تجاوز نماید، گیاه پژمرده خواهد شد.

استثنائا این نیرو در ریشه بعضی از گیاهانیکه در کویر میرویند گاهی به ۱۰۰ اتمسفر نیز میرسد.

۲ ـ انتقال آب در نبات:

آوندهای چوبی‌عمل‌انتقال‌شیره‌خام (آب ومواد معدنی‌حل‌شده)رابعهده دارند این آوندها شیره خام را دراختیاربرگ‌ها قرار داده‌و درآنجا پس

از تبدیل شیره خام به شیره‌پرورده (اثر عمل کلروفیلی) توسط آوندهای آبکش در دسترس اندام‌های مختلف گیاهی قرار میدهد.

آب پس‌از حل مواد معدنی وارد ریشه‌های موئی میشود و برای اینکه موادمعدنی بتواند بطور مرتب‌وارد گیاه شود لازم است که قسمتی ازآب وارد شده ازنبات خارج گردد واین عمل توسط تعریق (خروج‌آب‌ازداخل استمات‌ها)صورت میگیرد.

۳ ـ آب کل مورد احتیاج نبات:

مجموع آب‌هائیکه برای نسوج نباتی و تعریق وتبخیر از سطح خاك لازم است بنام آب کل مورد احتیاج نبات نامیده میشود.

II ـ رابطه آب وخاك

در بحث رابطه آب ونبات به خاك اشاره‌ای‌ننمودیم در حالیکه لازم‌است رابطه آب و خاك نیز مشخص شود چون تنها در بعضی شرایط آب از خاك جدا شده ودر دسترس ریشه‌ها قرار میگیرد ویا اینکه از منطقه توسعه ریشه نباتی خارج گردیده وبداخل زهکش‌ها جریان مییابد.

هر تیپ خاك توسط ٤ عامل زیر مشخص میشود:

ـ دانه بندی	Granulometrique
ـ ساختمان خاك	Structure
ـ آبگذری	Perméablité
ـ ظرفیت نگهداری آب	Capacité de retention

۱ ـ دانه بندی

خاك از ذرات جامد کوچك و بزرگی تشکیل یافته که بین آنها کلوئیدهای معدنی ویا آلی قرار گرفته‌اند.

طبقه بندی خاك بر اساس‌قطر ذرات تشکیل دهنده آن تنظیم یافته‌است.

درجدول زیر سه طبقه‌بندی که یکی از طرف سازمان بین‌المللی علوم خاك و دیگری توسط Kopecky برای قطر ذرات خاك (d) پیشنهاد شده

است مشاهده میشود:

طبقه بندی Kopecky :

رس	$d<1o\ \mu$
لیمون	$1o\mu<d<5o\mu$
شن‌ریز	$5o\mu<d<1oo\mu$
شن‌درشت	$1oo\mu<d<2mm$
سنگ ریزه	$2mm<d$

طبقه‌بندی سازمان بین‌المللی علوم‌خاك:

رس	$d<2\mu$
لیمون	$2\mu<d<2o\mu$
شن‌ریز	$2o\mu<d<2oo\mu$
شن‌درشت	$2oo\mu<d<2mm$
سنگریزه	$2mm<d<2omm$
سنگ	$2omm<d$

طبقه بندی آمریکائی:

رس	$d<2\ \mu$
لیمون	$2\mu<d<5o\ \mu$
شن‌بسیارریز	$5o\ \mu<d<1oo\ \mu$
شن‌ریز	$1oo\ \mu<d<25o\ \mu$
شن متوسط	$25o\ \mu<d<5oo\ \mu$
شن درشت	$5oo\ \mu<d<1mm$
شن‌بسیاردرشت	$1mm<d<2mm$

هرچندکه‌سنگهای مادری منشاءتشکیل‌خاکهای‌مختلف میباشند، لیکن نوع سنگ مادری در تشکیل نوع خاك تاثیر زیاد ندارد وبر عکس عامل مهم درتشکیل نوع‌خاك، آب وهواميباشد. پدولوژی علمی عملی است که تاثیر آب وهوا در تشکیل نوع خاك وطبقه‌بندی آنرا موردمطالعه قرارمیدهد.

الف ـ طرز اندازه گیری دانه‌بندی خاك:

استفاده از الکهای مخصوص

ـ هر یك از الکها سوراخهائی بقطرهای معینی دارند و طرز عمل

به این طریق است که یك مقدار معین خاك مثلا ۲۰۰ گرم را برداشته پس از خرد کردن از الك اول (با سوراخهائی کوچکتر از ۲۰ میلیمتر) عبور میدهند و خاك عبور داده شده را از الك دوم (با قطر سوراخهای کوچکتر از ۲ میلیمتر) و سپس این عمل را در الك‌های به قطرهای مختلف تکرار میکنند. معمولا این الك‌هادر ٤ سری زیر در آزمایشگاه‌ها وجود دارند:

ـ تعداد الك‌ها از ۳ عدد تشکیل شده‌اند.
ـ تعداد الك‌ها از ٥ عدد تشکیل شده‌اند.
ـ تعداد الك‌ها از ۱۳ عدد تشکیل شده‌اند.
ـ تعداد الك‌ها از ٦٥ عدد تشکیل شده‌اند.

چون قطر سوراخهای الك‌ها در نمرات پائین خیلی کوچك هستند لذا عبور خاك از آنهارا با اضافه نمودن آب به خاك انجام میدهند.

دراین حالت خاك‌روی‌الك‌ها دارای‌مقداری آب است، که‌باخشك نمودن **نمودن در اتو، وزن خشك خاك را مشخص میکنند.**

دربیشتر مواقع ذرات خاکرا برحسب قطر آنها بسه نوع تقسیم‌میکنند:

رس	سیلت (لیمون)	شن
۰٫۰۰۲ mm	۰٫۰۰۲–۰٫۰۵ mm	۰٫۰۵–۲mm

هیدرومتری

قطر ذرات‌خاکرا، بر اساس سرعت‌رسوب‌نمودن میتوان‌مشخص‌نمود، زیرا در یك ارتفاع معین به تدریج که ذرات معلق رسوب مینمایند **وزن مخصوص مایع کم میشود.**

هیدرومتر بایکاس درحقیقت غلظت سنج مخصوصی است که در ٦۷ درجه فارنهایت مدرج گردیده ومیزان‌مواد معلق درآب را مشخص‌مینماید.

درفواصل معینی از زمان‌که بعدا توضیح‌داده خواهدشد، قرائت‌دستگاه را تکرار نموده و مقدارشن، سیلت ورس موجود درخاك را پس‌از تصحیح

درجه حرارت تعیین خواهند کرد.

لوازم مورد احتیاج:

ـ هیدرومتر بایکاس
ـ دستگاه مکانیکی بهم‌زدن و ظرف شیشه‌ای ۲٫۵ لیتری
ـ محلول اشباع شده اکسالات‌دوسدیم .
ـ میزان الحراره
ـ استوانه مدرج به ظرفیت یك لیتر.
ـ کرنو متر .

طرز عمل :

مقداری از نمونه خاك را در اتوخشك نموده واز الك ۲ میلیمتری عبور میدهند و سپس ۵۰گرام آنرا برداشته و ۲۰۰سانتی‌مترمکعب‌آب مقطر اضافه میکنند.

برای تسریع در جدا شدن ذرات خاك پنج سانتی متر مکعب از هر یك از محلول‌های اکسالات‌دوسدیم وسیلیکات‌دوسدیم به این محلول اضافه نموده و ۱۵ دقیقه در دستگاه بهمزن برقی قرار میدهند.

ـ محلول بالا را در ظرف مدرج یك لیتری ریخته وبا اضافه نمودن آب مقطر، حجم آنرا به یك لیتر میرسانند.

ـ چندین مرتبه ظرف یك لیتری را تکان میدهند تا محلول یك نواختی حاصل شود، سپس به آهستگی هیدرومتر را در ظرف وارد خواهند نمود. در موقع وارد نمودن هیدرومتر، کرونومتر را بکار میاندازند و پس از گذشتن ۴۰ ثانیه درجه هیدرومتر و میزان‌الحراره را یادداشت میکنند .

ـ دو ساعت بعداز شروع کار مجددا قرائت هیدرومتر و میزان‌الحراره را تکرار خواهند کرد. چون هیدرومتر با یکاس برای حرارت ۶۷درجه فارنهایت مدرج گردیده بنابراین برای هر درجه بالاتر از ۶۷

درجه باندازه ۲ر۰ درجه به‌آن‌اضافه کرده وبرای هر درجه پائین‌تراز ۶۷درجه باندازه ۲ر۰ درجه از آن کم میکنند .

ـ عددی را که پس از ۴۰ ثانیه از شروع کار قرائت شده‌بود به ۵۰ تقسیم و به ۱۰۰ ضرب نموده، مستقیما مقدار درصدرس و سیلت را تعیین میکنند .

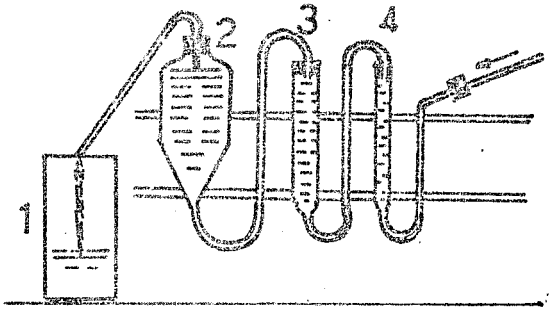
در صد رس با عدد قرائت شده پس از دو ساعت و انجام تصحیح تعیین شود .

ماسه و سیلت از روابط زیر بدست خواهند آمد:

ماسه = (رس + سیلت) ـ وزن نمونه

سیلت = (ماسه + رس) − وزن نمونه

طریقه رسوب



ش۱

این طریقه توسط Kopecky پیشنهاد شده است، مقداری از نمونه خاك را در آب‌حل نموده و ازظرف‌هائی مطابق شکل ۱ عبور میدهند .

همانطورکه از شکل بالا مشاهده میشود، قطر لوله‌ها بتدریج زیاد ودر نتیجه سرعت عبور آب نیز کم میشود .

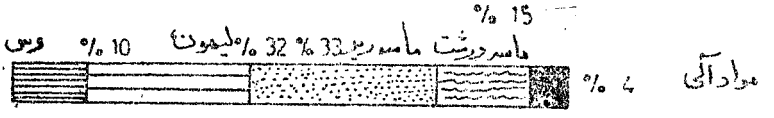
در لوله اول چون سرعت آب زیاد است لذا ذرات درشت ته‌نشین شده و ذرات ریزتر خارج میشوند، بطوریکه قطر ذرات رسوب شده در ظرف‌های انتهائی کمتر از ظرف‌های ابتدائی است.

پس از اتمام آزمایش، رسوب هر لوله را بر داشته و دراتو خشك مینمایند وبا وزن کردن رسوب خشك، مقدار درصد ذرات نمونه خاك را با استفاده از جدول زیر معین میکنند:

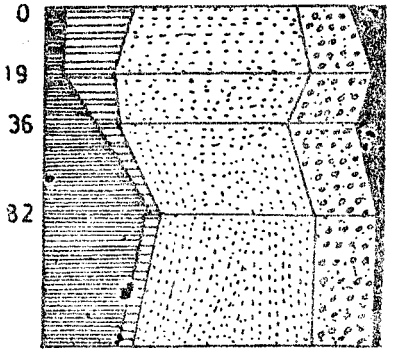
شماره لوله	قطر لوله برحسب Cm	قطر ذرات رسوب
۱	(بدون تأثیر)	$<$ ۲۱۰ μ
۲	۱۷٫۸	۱۰-۵۰ μ
۳	۵٫۶	۵۰-۱۰۰ μ
۴	۳	$>$ ۱۰۰ μ

ب ــ طرز نمایش دانه بندی خاك:

دراین طریقه‌هر یك ازمواد تشکیل دهنده خاك‌را بایك علامت نشان داده و سطحی راکه برای هریك از این مواد اختصاص میدهند، نسبت مستقیم با درصد آن‌ها در نمونه دارد (شکل ۲ و ۳).



ش ۲

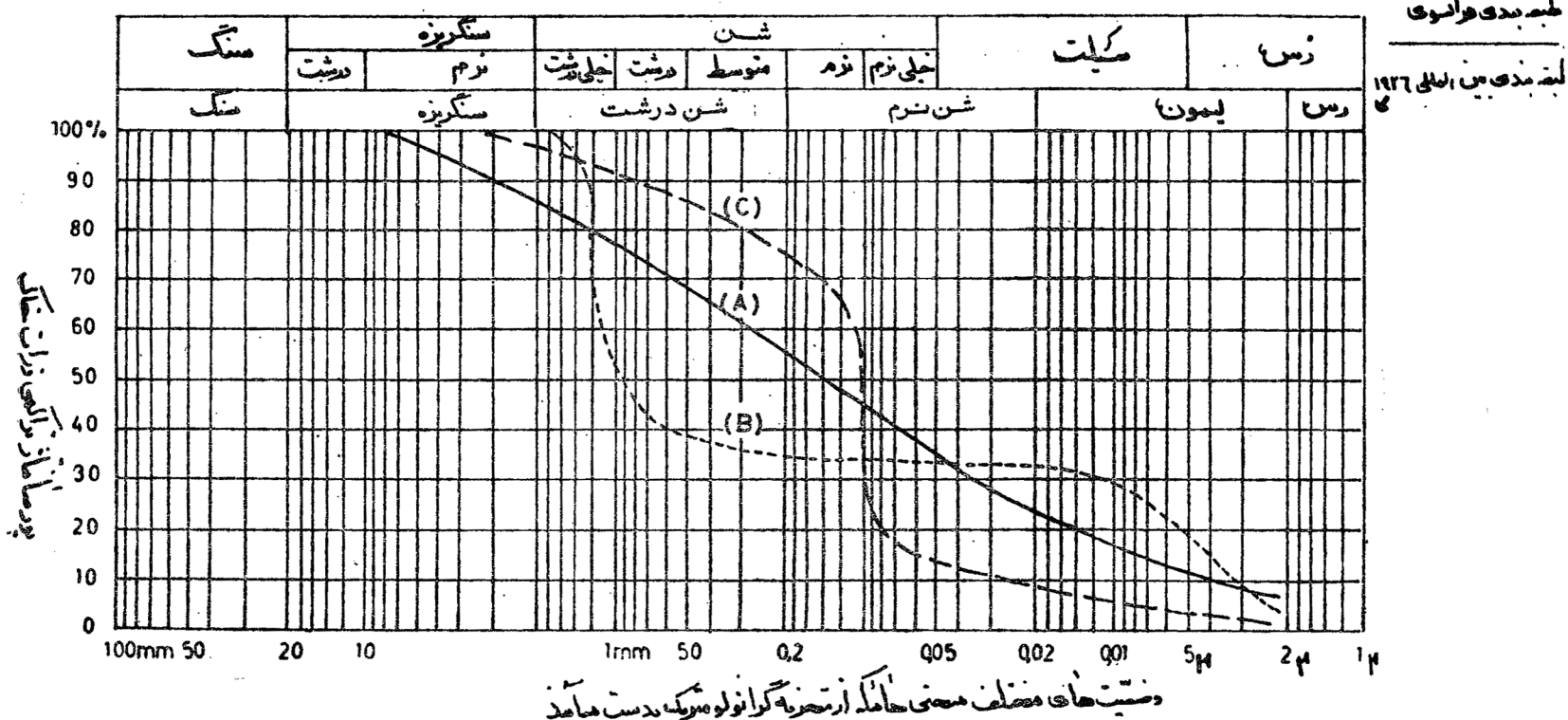


ش ۳

منحنی Granulometrique

دراین طریقه درصدوزن خاك برروی‌محورطولهاولگاریتم‌قطر ذرات‌خاك در محور عرض‌ها برده میشوند (شکل ٤). مثلا ۸۵٪ درستون عمودی نشان دهنده اینست که ۸۵٪ قطر ذرات خاك روی منحنی A کوچکتر از 1mm میباشند و از روی سه منحنی A,B,C. که از تجزیه سه

COURBES GRANULOMETRIQUE



دانسیته های مختلف معنی حاصله از تجزیه گرانولومتریک بدست میآید

ش۴

نمونه خاك بدست آمده میتوان تجزیه و تحلیل های مختلفی نمود.

۲ ـ بافت خاك Texture

خیلی کم اتفاق میافتد که همه ذرات خاك از یك نوع باشند، بلکه‌از انواع ذرات با نسبت های مختلف تشکیل یافته‌اند.

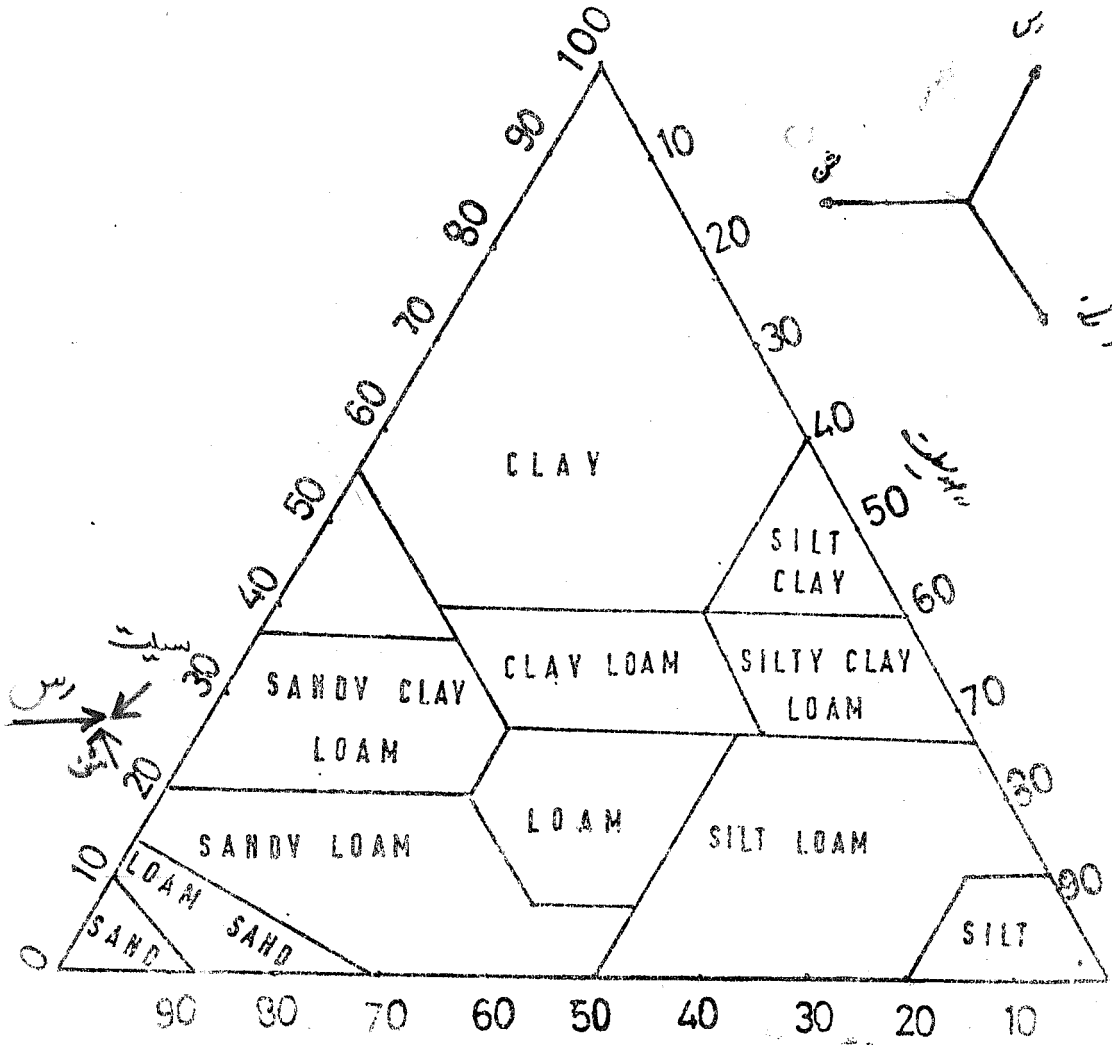
چگونگی خاك از نظر نسبت ذرات تشکیل‌دهنده بافت خاك نامیده میشود. مثلا خاك‌ها دارای بافت شنی، خاك هائی هستند که دارای بیش از ۸۵ درصد شن و کمتر از ۱۵ درصد سیلت (لیمون) میباشند .

آمریکائی‌ها طبقه‌بندی زیررا برای بافت خاك درنظر گرفته‌اند:

	درصدشن	درصدسیلت	درصدرس
sand	۸۰—۱۰۰	۰—۲۰	۰—۲۰
sandy loam	۵۰—۸۰	۰—۵۰	۰—۲۰
silt loam	۰—۵۰	۰—۱۰۰	۰—۲۰
silt clay loam	۰—۳۰	۵۰—۸۰	۰—۲۰
sandy clay loam	۵۰—۸۰	۰—۳۰	۲۰—۳۰
clay loam	۲۰—۵۰	۲۰—۵۰	۲۰—۳۰
silty clay	۰—۲۰	۵۰—۷۰	۳۰—۵۰
sandy clay	۵۰—۷۰	۰—۲۰	۳۰—۵۰
clay	۰—۵۰	۰—۵۰	۳۰—۱۰۰
loam	۴۰—۵۰	۳۰—۵۰	۱۰—۳۰

برای تعیین بافت خاك پس از وصول‌نتیجه تجزیه فیـزیکی، جهت سهولت از مثلث خاك مطابق شکل ۵ استفاده میکنند:

معمولا در صحرا بافت خاك را بوسیله مالش مقداری از گل آن‌بین انگشتان دست تعیین میکنند:



ش ۵

sand ــ شن مرطوب ممکن است در اثر فشار دست شکلی بخود میگیرد
لیکن با حرکت کوچکی از هم پاشیده میشود.

sandy loam ــ ذرات شن بخوبی دیده میشود و خاك مرطوب

آن شکلی بخود میگیرد و میتوان آنرا ازمحلی به محل دیگر منتقل نمود.
loam ـ خاك خشك آن نیـز بهـم میچسبد و درجه استحکام آن از نوع قبلی بیشتر است .
silt loam ـ خـاك خشك و یا مـرطوب آن بـآسانی در اثـر فشار دست میچسبد لیکن اگر آنرا بین انگشت شست و سبابه فشار داده تـا نواری درست شود، این عمل مقدور نبوده چون بزودی قطعه‌قطعه‌میشود.
clay loam ـ اگر از این خاك نوار نـازکی مثل حالت قبل درست کنیم بآسانی نمیشکند.
clay ـ خاك خشك آن خیلی سخت و خـاك مرطـوب‌آن چسبنده ونوار نازك خاك بآسانی درست میشود.

۳ ـ ساختمان خاك Structure

ساختمان خاك عبارت است از طرز اتصال ذرات‌خاك‌به‌کلوئیدهاواین اتصال بصورت اشکال گوناگونی نظیر منشوری و یا کروی ممکن است ظاهر شوند .

در طبقه بندی خاکها، ساختمان خاك اهمیت زیـادی دارد، بطـور کلی در موقع تشریح ساختمان خاك باید بسه موضوع زیر توجه داشت:

ـ شکل یا طرز قرار گرفتن ذرات خاك (صفحه‌ای، منشوری، مکعبی، کروی).

ـ اندازه شکل (خیلی ریز ،ریز، متوسط، درشت، خیلی درشت).

ـ درجه وضوح شکل (بی‌شکل ، ضعیف، متوسط، قوی) .

۴ ـ وزن مخصوص خاك :

الف ـ وزن مخصوص ظاهری Densité apparente

عبارتست از نسبت وزن خشك شده یك نمونه خاك بوزن آب هـم حجم آن، وزن مخصوص ظاهری خاك را با A_s نشان میدهند.

طرز اندازه‌گیری :

قشر سطحی خاك را که معمولا ریشه های نباتی در آنجا زیاد است

کنار زده و نمونه‌ای از خاکرا برداشته ووزن آنرا پس از خشك نمودن تعیین می‌نمایند. برای اندازه‌گیری حجم، ساده‌ترین‌طریقه عبارتست از استفاده از ماسه استاندارد که از الك ۵۰ و ۳۰ گذشته باشد. ماسه را قبلا در ظرف مدرجی میریزند و با ریختن آن در حفره، حجم نمونه را بآسانی میتوان تعیین نمود.

P = وزن نمونه خاك

V = حجم نمونه خاك

$$A_s = \frac{P}{V}$$

بعضی مواقع از نمونه بهم نخورده استفاده میکنند و برای تهیه آن از یك نوع نمونه بردار مخصوص، که تولید فشردگی در جدار نکند، استفاده میشود.

ب ـ وزن مخصوص حقیقی خاك: Densité réelle

عبارتست از نسبت وزن ذرات جامد خاك به وزن آب هم‌حجم ذرات خاك، در این طریقه‌حجم خلل و فرج خاك ازحجم‌کل نمونه‌کسر شده است. وزن مخصوص حقیقی خاك را با R_s نشان میدهند.

طرز اندازه‌گیری:

اگر نمونه‌ای از خاکرا در داخل ظرف مدرج حاوی‌آب، وارد نمایند، اضافه حجم عبارتست از حجم ذرات جامد خاك. وزن مخصوص حقیقی‌خاك معمولا از ۱ر۵ تا ۲ر۷ تغییر می‌کند.

۵ ـ تخلخل: Prosité

عبارتست از نسبت حجم فضای بین ذرات خاك به حجم نمونه‌خاك (حجم ظاهری). تخلخل بر حسب نوع خاك‌از ۶۰ ـ ۲۰ درصد ممکن‌است تغییر نماید و برای زمین های زراعی ۴۵ـ۳۵ درصد میباشد. تخلخل چند نوع خاك درجدول زیر مشاهده میشود:

نوع خاك	تخلخل
لیمون فشرده شده	٪۳۴
رس	٪۴۰
تورب	٪۸۰

بطور کلی خاك دارای دو نوع فضا میباشد:

اول ـ فضاهای موئی یا Microprosité که اختصاص بنگاهداری آب در خاك دارد .

دوم ـ فضاهای درشت یا Macroprosité که اختصاص به ـ جریان هوا و گاز کربنیك و آب اشباعی دارد .

آب باران یا آبیاری، پس‌از پر نمودن فضاهای میکرو پروزیته فضاهای ماکرو پروزیته را پر میکند، لیکن از پر شدن فضاهای اخیر ـ الذکر باید خودداری‌نمود، زیرا نبات علاوه بر آب به هوا نیز احتیاج دارد .

تخلخل از فرمول زیر تعیین میشود:

$$\text{تخلخل } P = ۱۰۰\left(۱ - \frac{A_s}{R_s}\right)$$

A_s = وزن مخصوص ظاهری

R_s = وزن مخصوص حقیقی‌خاك

۶ـ رطوبت خاك :

الف ـ طرز اندازه گیری:

طریقه وزنی:

این طریقه تقریبا در بیشتر کارهای عملی و تحقیقی عمومیت‌دارد.

نمونه‌ای از خاك‌را مثلا بوزن ۲۰۰ گرام در داخل جعبه های آلومینیومی سرپوش‌دار (جهت جلوگیری از تبخیرخاك) میریزند، این جعبه‌ها قبلا توزین شده ووزن هریك از آن‌ها معلوم است جعبه‌ها را بآزمایشگاه حمل کرده ومدت ۲٤ ساعت در اتو، با حرارت ۱۰۵ درجه سانتی‌گراد قرارمی‌دهند تا زمانیکه وزن آنها تغییر نکند و از رابطه زیر مقدار رطوبت خاك مشخص خواهد شد:

مقدار رطوبت خاك= وزن نمونه خشك ـ وزن نمونه مرطوب .

عیوب این متد عبارتند از:

ـ تلف نمودن ۲٤ ساعت وقت جهت اندازه گیری رطوبت خاك.

ـ مشخص ننمودن تمام رطوبت خاك، چون ۳ـ۱٪ رطوبت که با جنس خاك متغیر است در خاك باقی مانده و نمیتوان تمام رطوبت رااز خاك جدا نمود ،هر اندازه که مقدار رس یا موادآلی در خاك زیادتر باشند مقدار آب باقی مانده در خاك بیشتر خواهد بود.

ـ سوختن مقداری از مواد آلی خاك، در اثر حرارت زیاد. در نتیجه مقداری از اختلاف‌وزن، به از بین رفتن مواد آلی خاك مربوط است.

طریقه استفاده از جریان الکتریکی:

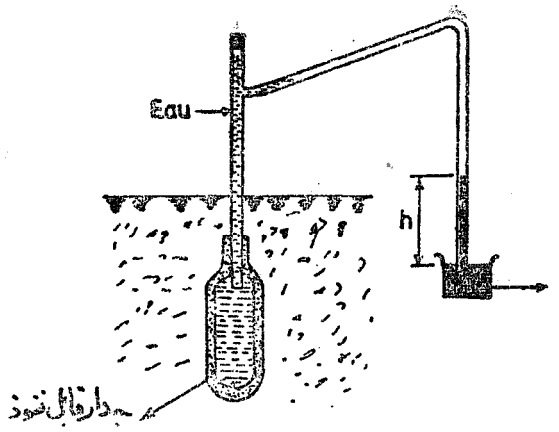
قطعاتی از گچ بشکل مکعب میسازند که در آن‌ها دوالکترود وارد مینمایند و این دو الکترود بوسیله دو رشته سیم به یك‌پیل و یك گالوانمتر متصل می‌شوند.

هر اندازه مقدار رطوبت موجود در خاك زیادتر باشد مقدار آب بیشتری توسط قطعات گچ جذب شده و در نتیجه مقاومت جریان بین‌دو الکترود کم میشود و تغییرات مقاومت را از روی گالوانمتر می‌توان مشخص نمود، معمولا منحنی‌هائی وجود دارند که رابطه بین مقاومت جریان و مقدار درصد رطوبت را (که ممکن است بطریق وزنی‌اندازه‌گیری‌کرد) نشان می‌دهند. یکی‌ازعیوب‌مهم این طریقه اینستکه‌حساسیت قطعات گچ پس از چند نوبت آبیاری کم شده و یا بکلی‌از بین‌میروند.

طریقه استفاده از Tensiomètre

این دستگاه مطابق شکل ٦ از یك ظرف باجدار قابل نفوذ و یك فشار سنج تشکیل یافته است و پس از پر نمودن آب، آنرا در داخل خاك قرار میدهند، هر اندازه که رطوبت خاك کمتر باشد نیروی مکش آن زیادتر است واز روی تغییرات فشار سنج میتوان میزان نیروی‌مکش خاك و بالنتیجه مقدار رطوبت را تعیین نمود .

اگر نیروی مکش‌خاك‌بیش‌ازیك اتمسفرباشد، هوا وارد ظرف شده و حساسیت دستگاه را کم مینماید.



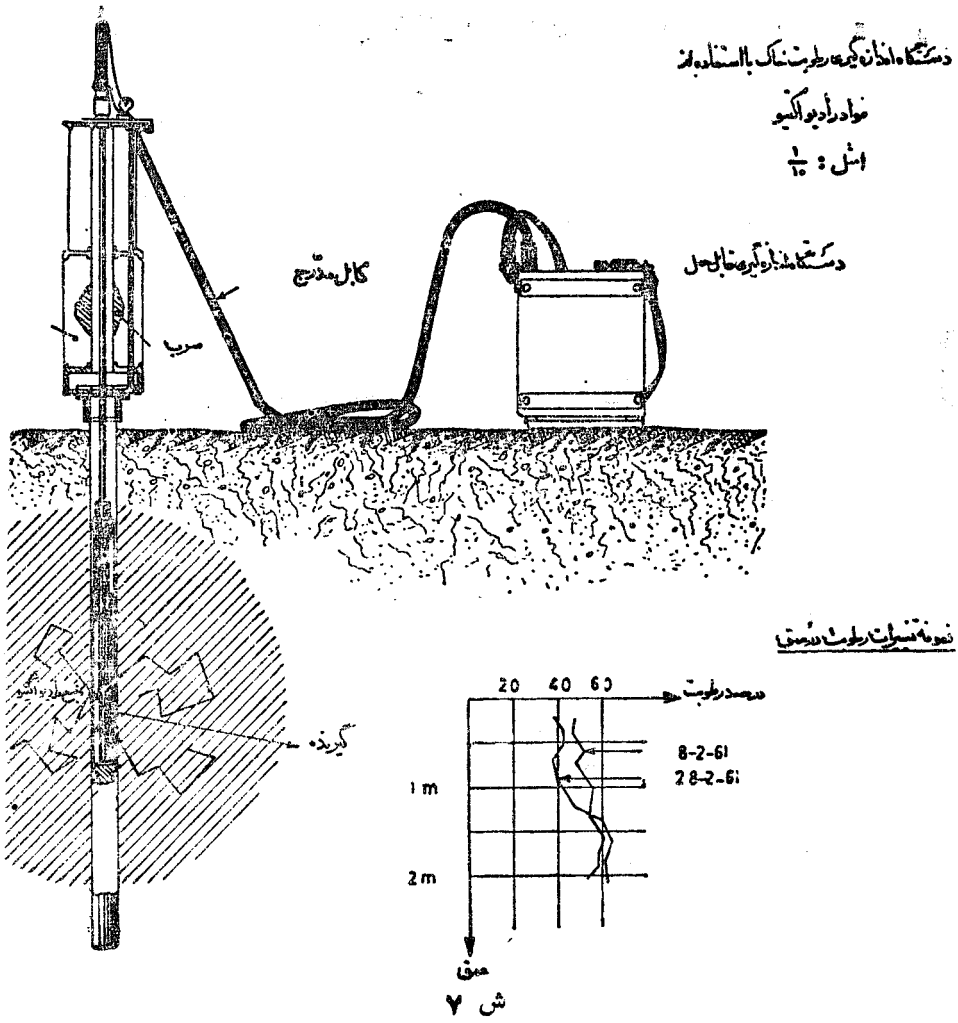
ش ۶

طریقه استفاده از سوند نوترون:

اساس استفاده از این طریقه تبدیل نوترون سریع به نوترون بطئی و اندازه‌گیری آن میباشد. قبلا سوراخی بقطر معین در زمین حفرنموده و لوله دستگاه را در اعماق مختلف آن قرار میدهند. (شکل ۷)

در این لوله یك منبع نوترون سریع radium berylium polontum قرار دارد، نوترونهای متصاعد در اثر برخورد با هیدروژن آب موجود درخاك تبدیل به نوترون بطئی می‌شوند وبکمك یك آشکار کننده تعداد نوترونهای بطئی رامی‌توان تعیین نمود. منحنی هائی وجود دارند که رابطه بین نوترون های بطئی و مقدار رطوبت موجود در خاك را مشخص می‌کنند، بااین وسیله می‌توان مقدار رطوبت خاکی را بآسانی وباسرعت زیاد تعیین نمود لیکن قیمت زیاد دستگاه‌و خطراتی‌که در اثر بی‌احتیاطی ممکن است دامنگیر شود، استفاده از آنرا محدود مینماید .

دستگاهی نیز شبیه رطوبت سنج فوق جهت اندازه گیری وزن مخصوص ظاهری خاك ساخته شده که اساس آن بر اثر تغییرات شدت عبور اشعه گاما از خاك میباشد.



ش ۷

۷ـ نیروهای مختلفی که بذره آب در داخل خاك وارد میشوند :

ـ نیروی ثقل زمین Force de pesanteur

این نیرو از پتانسیل newtonien (gz) مشتق میشود.

ـ نیروی جاذبه سطحی Forces d'adsorption

این نیـرو از پتانسیل جذب سطحی (H_a) مشتق میشود که مقدار آن فوق‌العاده زیاد است. در اثر ایـن نیرو قشری از آب بصورت غشاء نازك و بضخامت چندین مولکول (۱۵ـ۲۰) در اطـراف ذره‌خـاك جمع

میشوند .

ـ نیروی کاپیلاریته Forces de cpillarité

این نیرو از پتانسیل کاپیلاریته (ψ) (بعدا شرح آن‌داده خواهد شد) مشتق میشود.

ـ نیروی هیدرواستاتیک Forces d'hyorostatique

این نیرو از پتانسیل هیدرواستاتیک (H_b) مشتق میشود.

پتانسیل کل که از آن منتجه تمام نیروهای وارده بر مولکول آب‌در خاك مشتق میشود مساویست با: $\varphi = H_a - \psi + gz + H_b$

وقتی‌که رطوبت خاك معادل رطوبتی باشد که در اثر نیروی کاپیلاریته نگهداری میشود در این حالت نیروهای هیدرواستاتیك ونیروی ثقل و نیروی جاذبه سطحی در مقابل نیروی کاپیلاریته ناچیزهستند و در این حالت پتانسیل کل مساویست با: $\varphi = -\psi$

علت ترجیح پتانسیل به نیرو اینستکه، پتانسیل یك کمیت Scalaire یا مقداری است و میتوان آنهارا باهم‌جمع‌جبری نمود، درحالیکه نیرو که از مشتق پتانسیل حاصل میشود بصورت کمیت‌های برداری بوده و علاوه بر مقدار دارای جهت نیز میباشد .

اکنون به تعریف پتانسیل های مختلف که بآنها اشاره شده می‌پردازیم .

پتانسیل ثقل :

پتانسیل ثقل‌عبارت‌است از کار انجام شده برای انتقال آب از سطح شروع تاسطح مورد نظر برای‌واحد جرم‌آب مقدار آن مساویست‌با: $\psi = gz$

وبرای واحد وزن $\psi_m = h$

پتانسیل کاپیلاریته :

پتانسیل در فیزیك عبارت است از کار نیروی F برای جرم m

دریك فاصله، پتانسیل کاپیلاریته آب در خاك بوسیله کار لازم بـرای اینکه یك گرم آبرا علی‌رغم نیروئی کـه باعث اتصال آب بذرات خاك میشود و در جهت مخالف قوه ثقل زمین حرکت دهد، تعیین میشود. کار انجام شده مساویست با $dT=F\times ds$ کـه در این فرمـول F وds بترتیب عبارت انداز نیروی حرکت دهنده آب و فاصله طی شده، دراین صورت پتانسیل کاپیلاریته آب عبارت خواهد بود از کاریکه بـاید روی آب انجام شود تـا تغییرات اشاره شده صورت گیرد، در نتیجه علامـت پتانسیل کاپیلاریته نسبت بسایر انواع پتانسیل منفی خواهد بود.

اگر نیروی کاپیلاریته مساوی صفر باشد (یعنی آب از خاك اشباع باشد) در اینصورت نیروی F خیلی جـزئی خـواهد بود، بنابـراین پتانسیل رطوبت خاك را بر حسب ارتفاع یا لگاریتم ایـن نیرو میتوان مشخص نمود (توضیحا نیـروی F همان نیروی مکش خاك میباشد که بعدا توضیح بیشتری دراین خصوص داده خواهد شد).

با توضیحات بالا معلوم میشود که هرچه مقدار رطوبت خاك کمتر باشد پتانسیل کاپیلاریته آن بیشتر خواهد بود (چون F بیشتری‌مورد احتیاج است)و برعکس اگر رطوبت خاك زیاد بـاشد پتانسیل آن کمتر خواهد بود.

همانطور که اختلاف پتانسیل‌حرارت ویاالکتریسته باعث انتقال‌حرارت ویا الکتریسته میشوند، اختلاف پتانسیل نیز موجب حرکت‌آب در خاك میگردند. لیکن برعکس حرارت و یا الکتریسته، آب از محلیکه‌پتانسیل آن کمتر است به محلی که پتانسیل کاپیلاریته آن بیشتر است حـرکت خـواهد نمود.

نیروی کاپیلاریته که از مشتق پتانسیل کاپیلاریته حاصل میشود شامل نیروهای کشش سطحی ونیروی چسندگی مایع بجدار میباشد، در اثر این نیرو آب تا ارتفاعی از سطح ثابت بالا میآید، برای تفهیم بیشتر بتعریف علیحده هریك از آنها میپردازیم:

کشش سطحی یا Tension superficiel

اگر بیك حباب صابون توجه نمائیم میتوان شباهتی بین این حباب صابون و یك ورقه لاستیك قائل شد درنتیجه میتوان قبول‌نمود که بین مولکول‌های آب نیز یك نیروی کشش سطحی وجود دارد، برای بیان این مطلب باید فرض نمود که بین مولکول‌های آب نیروی هائی موجود است. این نیرو را گاهی بنام نیروی التصاقی نیزمینامندکه با فاصله مولکول‌ها رابطه عکس دارد. درمورد گازها، که این فاصله نسبتا زیاد است، مقدار آن خیلی کم میباشد.

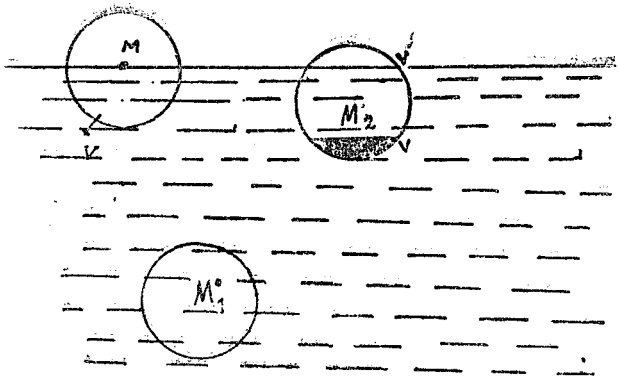
شعاع عمل مولکولی Rayon d'action moleculaire

عبارتست از فاصله‌ایکه نیروی التصاقی قابل ملاحظه است، این فاصله در حدود چند صدم میکرون میباشد.

بنابراین نیروهای التصاقی که به‌یك مولکول مثل M واردمیشود عبارت‌اند از نیروهای وارده از کره‌ای بمرکز M_1 و شعاع عمل مولکولی R، اگر یك مولکول مثل M_1 در داخل آب واقع شده باشد منتجه تمام نیروهای وارده مساوی با صفر است (چون سطح‌مولکول بطور متقارن تحت تاثیر نیروها قرار میگیرد).

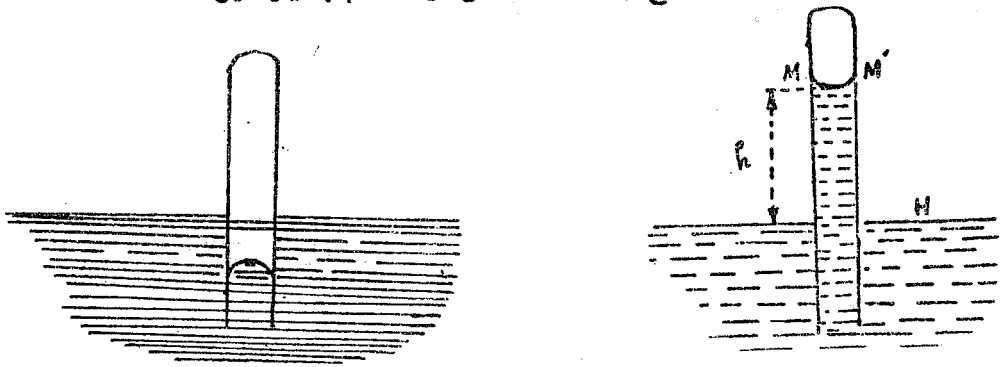
اگر یك مولکول مثل M_2 در زیر سطح آب بفاصله کمتری از شعاع عمل مولکولی قرار گیرد، بطور متقارن تحت اثر نیروهای التصاقی‌قرار نمیگیرد چون اگردر این‌حالت کره‌ای بمرکز M_2 وشعاع R (شعاع عمل مولکولی) درنظر بگیریم‌چون در کنج V' مولکولی‌موجود نیست‌بنابر- این مولکول‌های موجود در کنج قرینه آن (V) خنثی نمیشوند و درنتیجه مولکول M_2 تحت اثر نیروهای کنج V قرار گرفته و برآیند این نیروها پائین و عمود بر سطح آب خواهد بود.

اگر مولکول در سطح آب‌واقع شده باشد در اینصورت مولکول M_3 تحت اثر نیروهای التصاقی واقع در کنج V'' قرار میگیرد.



ش ۸

چون نیروهای‌وارده ازطرف مولکول‌های مایع‌از داخل آب که‌در شعاع عمل‌مولکولی‌قرار دارندبیشتر ازنیروهای وارده ازطرف‌مولکول‌های‌هوا نسبت به مایع میباشند نتیجتا منتجه‌این‌دو نوع‌نیرو، نیروئی‌خواهدبود که میخواهند مولکول‌های‌آبرابسمت داخل‌بکشند و درسطح‌آب‌یك‌غشائی مانند غشاء لاستیك‌درست میکند، بنابراین مولفه‌های مماسی نیروی التصاقی مولد نیروهای کشش سطحی خواهند بودکه در اثر این‌نیروها ذره مایع دارای حجمی میشود که مساحت سطح خارجی آن حداقل باشد. نیرو های کشش سطحی بستگی به نوع مایع‌و درجه حرارت دارد و بعد آن برحسب نیرو بر طول میباشد. اگر یك لوله موئی را در آب و لوله موئی دیگر را در جیوه فرو نمائیم، سطح آب در داخل لوله اول بالا آمده در حالیکه سطح جیوه در داخل لوله دوم پائین میرود.



ش ۹

مطابق فرضیه لاپلاس در دو سطح آبگونه یك اختلاف فشاری وجود دارد که مقدار آن از رابطه زیر معلوم میشود:

$$\Delta p = \frac{2A}{R}$$

$A =$ کشش سطحی

$R =$ شعاع انحناء سطح

اگر این سطح بصورت مقعر باشد Δp منفی و برعکس Δp مثبت خواهد بود و علت بوجود آمدن این دو نوع سطح مربوط به‌نیروهای کشش سطحی مایع و نیروی چسبندگی جدار به مایع میباشد .

مایعات معمولا در مجاورت یك جدار قائم بصورت افقی قرار نمیگیرند ویك زاویه‌ای تشکیل میدهند که‌آنرا بنام Angle de raccordement مینامند (α).

در مورد آب خالص و لوله موئی کاملا تمیز . $\alpha = 0$ و برای جیوه $\alpha = 120$ درجه خواهد بود .

اگر سطح مشترك مایع با هوا بصورت یك سطح مقعر در داخل لوله موئی بالا بیاید، میگویند که مایع جدار را تر میکند و بالعکس مایع جدارراتر نمیکند (جیوه).

لوله شیشه‌ای بقطر بسیار کوچکی را انتخاب کرده و در داخل طشتك آب قرار میدهیم، متوجه خواهیم شدکه آب د رلوله بالا آمده و از قانون ظروف مرتبط تبعیت نمیکند.

حجم آبیکه از سطح طشتك بالاتر رفته است در اثر نیروئی میباشد که از منتجه ۳ نیروی (کشش سطحی معادل $2\pi rA$ ونیروی چسبندگی جدار بمایع و جدار به هوا) حاصل شده است و میتوان نتیجه گرفت که نیروی وزن آب بالا رفته مساوی با نیروی کاپیلاریته است.

اگر از نیروی چسبندگی جدار بمایع و رانش هوا و قسمت کوچکی از سیاله که بصورت انحنائی در بالای سطح آب قرار دارد صرفنظر نمائیم از تعادل نیروها نتیجه میشود که:

$$2\pi rA = \pi r^2 \gamma h$$

$$h = \frac{2A}{\gamma r}$$

$$A = \frac{h\gamma r}{2}$$

پتانسیل هیدروستاتیك :

پتانسیل هیدروستاتیك عبارت است از کار انجام شده در اثرفشار مولکول‌های آب بر روی یکدیگر در یك فاصله 1 .

اگر $\frac{dp}{d1}$ مساوی با تغییرات فشار در واحد طول باشد بنابراین برای واحد حجم آب پتانسیل هیدروستاتیك مساوی خواهد بود با :

$$H_b = \int \frac{dp}{d1} d1 = p$$

$p = \gamma_0 h$ وزن آب =

پتانسیل اسمزی

پتانسیل اسمزی عبارت است از مقدار کاریکه لازم میباشد که بر روی واحد آب خالص انجام گیرد تا ترکیب شیمیائی آن به ترکیب شیمیائی محلول خاك برسد. پتانسیل اسمزی را با ψ_1 نشان میدهند.

نیروی اسمزی

املاح موجود در خاك مستقیما در انتقال آب در خاك موثر نیستند ولی اگر یك پرده نیمه تراوا وجود داشته باشد، انتقال آب از طرفین این پرده با املاح محلول درخاك رابطه‌ای خواهد داشت، چون ریشه ـ گیاهان دارای یك غشاء نیمه تراوا هستند بنابراین تبادل آب بین‌خاك و ریشه گیاهان تحت تاثیر املاح موجود در خاك خواهند بود در نتیجه

نیروی اسمزی که از پتانسیل اسمزی مشتق میشود، نیز باید بعنوان یکی از نیرو های موثر بذره آب در داخل خاك در نظر گرفته شود.

۸ ـ صور مختلف آب درخاك

الف ـ آب اشباعی Eau de saturation

اگر تمام خلل و فرج خاك مملو از آب باشد میگویند که خاك از آب اشباع شده است و ضریب تخلخل مشخص کننده حداکثر آبی است که فضای خالی بین ذرات خاك میتواند در خود جای دهد .

حالت اشباعی خاك از نظر آبیاری مفید نبوده بلکه زیان آور نیز میباشد چون در اثر ورود آب، هوا از بین ذرات خاك خارج شده و در نتیجه ریشه های نباتی در اثر فقدان هوا از بین خواهند رفت .

آب اشباعی در اثر قوه ثقل (وزن آب) از بین فضا های خاك حرکت نموده و باعماق پائین میروند بهمین علت آب اشباعی را آبی میدانند که در فضا های Macroprosité خاك وجود داشته و در اثر قوه ثقل خارج میشود، گاهی‌آب اشباعی را به آب‌ثقل نیز نام گذاری نموده‌اند.

بنابراین رطوبت‌خاك در حالت اشباع دارای پتانسیل ثقلی است که این پتانسیل طبق قانون نیوتن مساوی است با: $\varphi_m = gz$

ب ـ آب کاپیلاریته Eau de capillarité

از تعریف آب اشباعی نتیجه میشود که آب اشباعی بصورت موقت در بین ذرات خاك بوده و بعدا در اثر قوه ثقل خارج میشود لیکن در بعضی مواقع بعلت وجود یك طبقه غیر قابل نفوذ و یا بالا بودن سطح سفره آب زیر زمینی حرکت آب اشباعی باعماق صورت نگرفته و در فضای بین ذرات خاك باقی میماند .

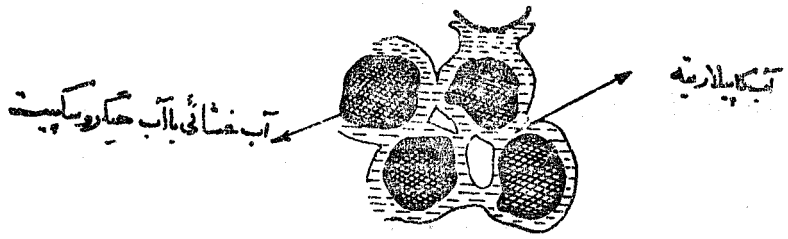
در سایر موارد آب اشباعی (آب ثقل) پس از اشباع خاك از آن‌خارج شده و باعماق فرو میرود.

پس از خروج آب اشباعی (آب‌ثقل) مقداری آب در فضای بین ذرات خاك باقی میماند .

بنابراین نیروئی که آنها را در داخل فضا Microprosité نگاه

میدارد خیلی بیشتر از نیروی ثقل خواهد بود .

خروج آب اشباعی موجب میشود که یك مقدار هـوا وارد فضا بین ذرات خاك شود، آب باقی‌مانده در بین لـوله‌های شعریه خـاك محبوس شده و تحت اثر نیروی کاپیلا ریته نگاهداری میشود و خود این نیرو در اثر ارتباط بین هوا و مولکول های آب و جدار لوله های شعریه تـولید میشود و هلال(Minisque)بوجود آمده در فضای بین ذرات خـاك، اتصال این ذرات را موجب میشود. آبیکه تحت اثر نیروی کاپیلاریته در خاك نگهداری میشود بنام آب کاپیلاریته موسوم است.



ش ۱۰

این حالت از نظر آبیاری دارای بهترین وضعیت میباشد چون ریشه‌های نباتی اولا میتوانند از هوا و آبیکه در اختیار آن‌ها میباشد استفاده نموده و ثانیا از هدر رفتن آب (نفوذ باعماق)، جلوگیری نمود.

آبیکه تحت اثر نیروی کاپیلاریته در داخل فضای ذرات خاك باقـی میماند بعنوان آب ذخیره نیز موسوم است، چـون ریشه هـای نباتـی میتوانند از این آب متمتع گـردند .

بهمین دلیل در کشـاورزی اقـدام بـه شخم عمیق (در صورتیکه خـاك تحت الارض مناسب باشد) ویا سوسولززدن می‌نمایند. سوسولز دستگاهی است که خاك را تا عمق ۱٫۵ ـ ۱ متر خراش داده بدون آنکه موجب زیرورو شدن خاك شود. از سوسولـز در مناطقی استفاده میکنند که خاك تحت‌الارض از نظر کشاورزی مناسب نمیباشد.

با این طریقه آب زیادتری در خاك ذخیره شده و نبات از این آب ذخیره شده میتواند تا مدتی استفاده نماید.

اگر h ارتفاع معادل آب ذخیره شده و s سطح زراعت (که گاهی به چند صد هزار هکتار میرسد) باشد، حجم آب ذخیره شده $V=s\cdot h$ خواهد بود، چنانچه همین مقدار آب توسط سدهای مخزنی ذخیره میشد، هزینه اجراء چنین طرحی خیلی گران‌تر از طریقه ذکر شده (جمع آوری آب در داخل خاك) میگردید، توضیحا این طریقه برای گیاهانی با ریشه‌های عمیق قابل استفاده میباشد.

آبیکه تحت اثر نیروی کاپیلاریته در خاك وجود دارد بتدریج در اثر نیروی مکش ریشه مصرف میشود و در بحث های آینده مشاهده خواهیم نمود که هر قدر رطوبت خاك کم شود بهمان اندازه نیروی بیشتری لازم است تا آنرا از خاك جدا نماید بنابراین با مصرف آب، این نیرو بتدریج زیاد شده تا به ۱۵ اتمسفر میرسد، دراین حد رطوبت خاك برای اکثر گیاهان قابل استفاده نیست و اگر رطوبت خاك زیاد نشود گیاه در اثر فقدان آب از بین خواهد رفت.

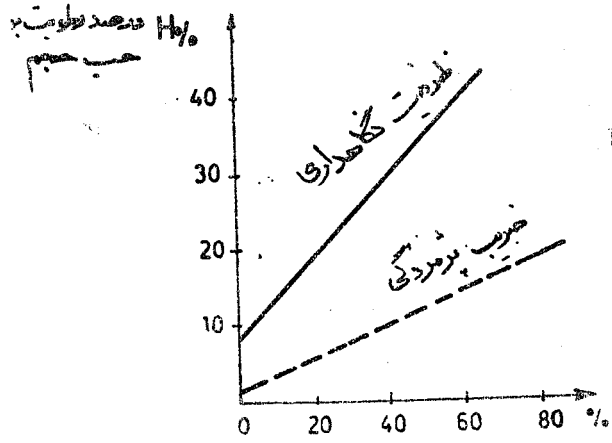
مقدار آب موجود در خاك را از روی حجم آب موجود در خاك و یا از اختلاف انرژی یا پتانسیل آن میتوان تعیین نمود.

ج ـ آب غشائی Eau d'hygroscopicité

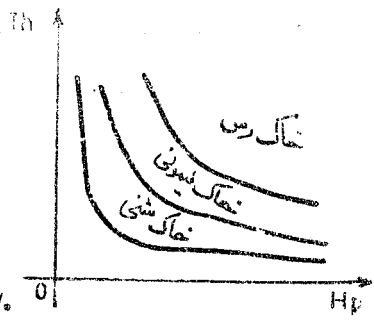
آب غشائی بصورت ورقه نازکی بضخامت ۲۰ ـ ۱۵ مولکول به اطراف ذرات خاك چسبیده شده و نیروئی معادل ۱۰۰ ـ ۱۰۰۰ اتمسفر لازم است که این آبرا از خاك جدا نماید.

طبقه‌بندی صور مختلف آب با درنظر گرفتن نیروی مکش تنها ارزش نسبی دارد و بیشتر بطرز عمل آزمایش کننده مربوط میشود، بنابراین یك حد فاصل دقیق بین حالات مختلف آب در خاك وجود ندارد. نیروی کشش ذرات خاك در حالتی که رطوبت ثابت باشد بامقدار رس خاك متغیر

خواهد بود (ش ۱۱ و ۱۲).



ش ۱۲



مقدار رس خاک

ش ۱۱

مکش رطوبت خاک Tension d'humidité du sol

نیروی مکش خاک معادل نیروی وارده جهت جدا نمودن آب از خاک میباشد، این نیرو، نشان‌دهنده فشار منفی آب درخاک است، بنابراین نیروی مکش خاک معادل فشار وارده بر آب ولی با علامت منفی است.

نیروی مکش خاک را توسط تا نسیومتر و بشرح زیر اندازه میگیرند:

یك ظرف سفالی را پر از آب نموده و بوسیله لوله‌ای آنرا به فشار سنج جیوه‌ای متصل میکنند، سپس مطابق شکل ظرف سفالی را در داخل خاك، قرار میدهند تجربه نشان میدهد که هر قدر رطوبت خاك کمتر باشد مقدار آب نشت نموده از داخل ظرف سفالی به خاك بیشتر و در نتیجه اختلاف ارتفاع ستون جیوه زیادتر خواهد بود، چون سطح جیوه در قسمتی که با هوا تماس دارد، پائین میآید بنابراین فشار طرف دیگر جیوه که با خاك تماس دارد، مسلما دارای فشار منفی باید باشد. نیروی مکش خاك که توسط تانسیومتر اندازه گیری میشود، فشار

منفی خاك را نشان میدهد، در حالیکه پیزومتر فشار آب در داخل خـاك را مشخص مینماید .

پدیده فشار منفی را با تغییر ارتفاع ستون جیوه میتوان انـدازه گرفت و معمولا این فشار را معادل ارتفاع ستون آب مشخص میکنندکه لگاریتم اعشاری آنرا با pF نشان میدهند .

چون pF با رطوبت خاك رابطه دارد بنابراین میتواند رطوبت خاك را نیز مشخص نماید وبهمین دلیل رطوبت نقطه نگاهـداری آب در خاك ویا نقطه پژمردگی را با آن معین میکنند.

جدول زیر رابطه بین pF با ارتفاع مکش برحسب سانتی متر ارتفاع آب و یا برحسب اتمسفر را نشان میدهد:

نوع خاك	ارتفاع مکش = H سانتی‌متر ارتفاع آب	مکش برحسب اتمسفر	$pF = \log H$	
	۱	$\frac{۱}{۱۰۰۰}$	۰	
	۱۰	$\frac{۱}{۱۰۰}$	۱	
خاك‌های ماسه‌ای	۱۰۰	$\frac{۱}{۱۰}$	۲	نقطه نگاهداری
خاك های رسی	۳۲۶	$\frac{۱}{۳}$	۲/۵	
خاك های ماسه‌ای	۱۰۰۰	۱	۳	ضریب تعادل رطوبتی
خاك‌های رسی	۱۰۰۰۰	۱۰	۴	
خاك‌های ماسه‌ای	۱۵۸۴۹	۱۵	۴/۲	نقطه پژمردگی
خاك‌های رسی	۳۱۶۲۳	۳۱	۴/۵	
خاك‌های ماسه‌ای	۱۰۰۰۰۰	۱۰۰	۵	نقطه هیگروسکپیك
خاك‌های رسی	۱۰۰۰۰۰۰	۱۰۰۰	۶	

۱۰ ـ ظرفیت ذخیره آب:

الف ـ نقطه نگاهداری آب در خاك Point de retention

عبارت است از درصد رطوبت (نسبت بـوزن خشك نمونه) کـه پس از آبیاری و بعد از خارج شدن آب ثقل تحت اثر نیروی کاپیلاریته در خاك نگاهداری میشود.

مقدار نیـروی مکش همانطـور کـه از جدول بـالا مشاهـده میشود برای نقطه نگاهداری آب در خاك ۵ر۲ تا ۲ = PF است.

طرز اندازه گیری: کرتی را انتخاب و آبیاری نموده و پس ازاتمام آبیاری هر ۱۲ ساعت یك بار از خاك نمونـه برداشته و مقدار رطوبـت آنرا تعیین میکنند بتدریج رطوبت خاك پائین آمده لیکن پس از مدتی که با جنس خاك متغیر است این مقدار رطوبت تقریبا ثابت مانده که مشخص کننده نقطه نگاهداری‌آب در خاك میباشد.

ب ـ نقطه پژمردگی : Point de flétrissement

پس از آبیاری و رسیدن رطوبت بحد نقطه نگهداری، گیاه بتدریج از آب موجود در خاك استفاده نموده و آنرا بمصرف تعریق میرساند و قسمتی نیز از سطح خاك بصورت تبخیر بجوباز میگردد تا اینکه رطوبت خاك به نقطه پژمردگی برسد. نیـروی مکش خـاك در این حالت بـرای خاکهای ماسه‌ای در حدود ۱۵ اتمسفر و برای خاکهای رسی ۳۱اتمسفر میباشد. از این حد به‌بعد ریشه های گیاه قادر باستفاده از رطوبت خاك نیستند وگیاه شروع به پژمردگـی مینماید و اصطلاح نقطه پـژمردگی از همین موضوع اقتباس شده است .

طرز اندازه گیری: آسانترین طریقه استفاده از کشت دانه هـای

آفتاب گردان در خاك مورد نظر میباشد، سطح خـاکرا باید بـا پارافین مایع پوشانید تا از تبخیر سطحی خاك جلوگیری شود، موقعیکه برگ‌های آفتابگردان بحالت پژمردگی دائم رسیدند میتوان مقدار رطوبت خـاك مورد نظر را اندازه گرفت و از آنجا نقطه پژمردگی را مشخص نمود.

ج ـ ضریب تعادل رطوبتـی Humidité equivalente

چون اندازه‌گیری نقطه نگاهداری خاك تا انـدازه‌ای مشکل است از این نظر از ضریب تعـادل رطـوبتی استفاده میکنید و عبارت است از مقدار رطوبتی که در نمونه خاك بعد از اشباع نمودن و گذاشتن بمدت نیم ساعت در یك سانتریفوژ بـا قدرت گریز از مرکز ۱۰۰۰ g باقـی میماند. این نیرو معادل است بانیروی ستونی از آب بـارتفاع ۱۰۰۰ سانتی متر و سطح یك سانتی متر مربع (PF=3).

لیکن نیروی مکش خاك در حد ظرفیت زراعی بین $\frac{1}{3}$ ـ $\frac{1}{10}$ آتمسفر میباشد و از این نظر جدول هائی تنظیم نموده‌انـد کـه میتوان از روی ضریب تعادل رطوبتی به نقطه نگاهداری آب در خاك رسید.

بین ضریب تعادل رطوبتی و سایر ضرایب رطوبت خاك روابطزیر مـوجود است:

۲ر۶۲ + ضریب تعـادل رطـوبتی ۰ر۸۶۵ = نقطـه نگاهـداری

نقطه پژمردگی ۱ر۸۴ = ضریب تعادل رطوبتی

۱۱ ـ حرکت آب در خاك و اندازه‌گیری ضرائب دینامیك آن :

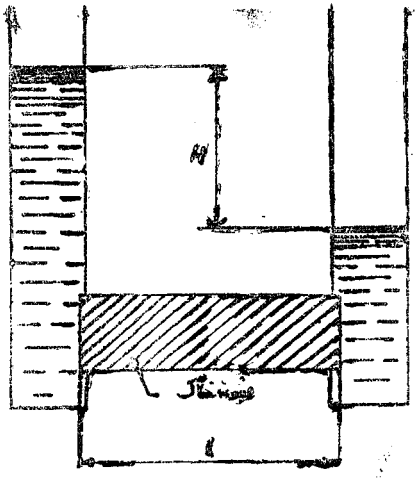
الف ـ قـانون دارسی :

قبل از قانون دارسی حرکت آب در داخل خاك را بر اساس قانون

$$V=C\frac{\varphi r^4}{L}$$

قانون Poiseuille میدانستند

r و L قطر و طول لـوله های شعریـه و φ اختـلاف پتانسیل کاپیلاریته بین دو نقطه مشخص خاك و C ضریب ثابتی است. چـون تعیین قطر و تعداد لوله های شعریه کار آسانی نیست‌از این نظردارسی آزمایشی در سال ۱۸۵۶ در dijon مطابق شکل ۱۳ انجام داد:



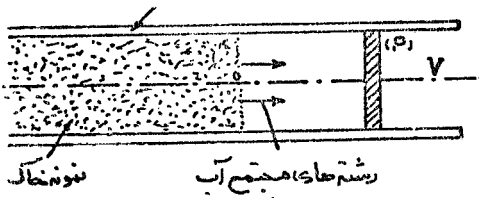
ش ۱۳

ازاین آزمایش فرمول $V=K\frac{H}{L}$ را بدست آورد که در این فرمول $I=\frac{H}{L}$ شیب آبی میباشد و عبارت است از: اختلاف پتانسیل بین دو نقطه، تقسیم بر مسیر طی شده. شیب آبی را افت فشار در طول مسیر نیز میگویند و چون نمی‌دانیم که آیا افت فشار بطور یك نواخت در طول مسیر پخش شده است بنابراین آنرا با مشتق مشخص میکنند یعنی $I=\frac{dH}{dL}$ در موردسطح سفره آب زیر زمینی اگر α زاویه شیب سطح آب با سطح افق باشد در اینصورت $I=\frac{\Delta y}{\Delta x}$ و اگر Δx کوچك شود Δy نیز کوچك خواهد شد بنابراین، درحد $\lim_{x\to 0}\frac{\Delta y}{\Delta x}=\frac{dy}{dx}$ که شیب سطح سفره آب زیر زمینی را در هر نقطه مشخص میکند و چون بار نزولی است بنابراین $I=-\frac{dy}{dx}$ خواهد بود.

K تراوش هیدرولیکی خاك بوده که دارای همان ابعاد سرعت میباشد و دبی از رابطه $Q=V.S=K.S.I$ بدست میآید.

V سرعت حقیقی عبور آب از داخل ذرات خاك نیست چون با در نظرگرفتن شکل شماره ۱۴ مشاهده میشود که عبور آب از داخل فضای بین ذرات خاك بطورخط مستقیم نبوده ودر بیشتر مواقع مجبور است که ذرات خاك را دور بزند و با این ترتیب طول مسیر اضافه میشود، در حالیکه در فرمول دارسی طول مسیر مستقیم فرض شده بود . حجمی که اختصاص بحرکت آب‌در داخل خاك دارد از تخلخل خاك کمتر است چون مقدار معینی از آب همانطور که در مبحث‌های قبل شرح داده شد با انرژی زیادی بذرات خاك چسبیده در نتیجه از فضای آزاد بین ذرات خاك کم مینماید و از همین بحث علت اینکه قانون دارسی به Poiseuille برتری دارد استنباط میگردد. بنابراین V سرعت حقیقی عبور آب از آب از داخل فضاهای خاك نمی‌باشد بلکه یك سرعت ظاهری (خروج آب) خواهد بود .

ش ۱۴



ش ۱۵

مفهوم مراتب بالا را میتوان از شکل ۱۵ درك نمود. در این شکل نمونه‌ای از خاك داخل سیلندری قرار گرفته که در انتهای آن دریچه متحرکی وجود دارد. آب در داخل نمونه با سرعت V' در حرکت‌بوده و آب خروجی از نمونه باعث میشود که دریچه با سرعت V بحرکت در آید .

در آزمایش دارسی V در تمام مقطع S ثابت است لیکن در

جریان های زیر زمینی در تمام مقاطع جریان، V ثابت نیست بنابر- این برای مشخص نمودن V بطور صحیحی بهتر است آنرا با $V=\frac{dQ}{ds}$ مشخص نمود .

حریم استفاده از قانون دارسی

حرکت آب، در فرمول دارسی، دارای جریان ماندگار است (افت افشار با V_m رابطه مستقیم دارد) لیکن جریان ماندگار دائمی نبوده و در بعضی از شرایط، این جریان تبدیل بجریان متلاطم خواهد شد .

لازم است توضیح داده شودکه عبور از مرحله جریانهای ماندگار بحالت جریانهای متلاطم در داخل ذرات خاك بهمان شدت تغییر رژیم جریان، در لوله نمیباشد.

Muskat برای استفاده از فرمول دارسی پیشنهاد مینماید که سرعت متوسط عبور آب (V_m) از سرعت بحرانی (V_c) نبایدبیشتر باشد و سرعت بحرانی را از فرمول و عدد رینولدز میتوان تعیین نمود:

$$R_c=\frac{V_c\rho d}{\mu}\ (C.G.S) \qquad \text{و} \psi=\frac{\mu}{\rho}$$

$d=$ قطر ذرات تشکیل دهنده برحسب Cm

$\psi=$ ضریب لزجت حرکتی

$\mu=$ ضریب لزجت

$\rho=$ جرم مخصوص

$\psi=0/01$ (C.G.S)

اگر قطر ذرات $0/1$ cm باشد $V_c=0/1$ cm/s خواهد بود .

در اکثر موارد، سرعت عبور آب باین حد نخواهد رسید مگر در شرایط ومحلهای مخصوص مثلا سرعت نفوذآب ازکناره‌های جانبی چاه‌بداخل‌آن. اگر $V_m>V_c$ باشد، دراین حالت‌فرمول زیرجهت افت‌فشار توسط عده زیادی از دانشمندان پیشنهاد شده است $I=av+bV^2$

مع‌الوصف آزمایشات Pieeke در مورد خاکهای داری بافت ریز و یا متوسط ثابت نموده که حتی در مواقعیکه V_m معادل ۳۰ـ۵ برابر V_c باشد، اختلاف سرعت اندازه گیری‌شده‌توسط قانون دارسی و سرعت حقیقی عبور آب، خیلی کمتر از اختلافات و یا اشتباهات‌مربوط بعلت‌عدم همگن‌بودن خاك و درجه‌حرارت ویا اندازه‌گیری درنقاط‌مختلف خواهد بود .

بطور کلی از فرمول‌دارسی برای خاکهای بابافت ریز ویا متوسط میتوان استفاده نمود و در مورد بافت های با دانه بندی درشت،قانون دارسی بهمان اندازه خاك دارای بافت ریز قابل قبول نخواهد بود.

ب ـ ضرائب آبگذری خاك:

سه عامل زیر در مسائل آبیاری و زهکشی دارای اهمیت زیادی‌هستند:

ـ نفوذ آب در خاك Infiltration

ـ تراوش هیدرولیکی خاك یا ضریب آبگذری خاك یا هدایت آبی خاك Hydraulic counductivity

ـ ضریب سرعت نفوذ آب در خاك Perméablité

اغلب اشتباهاتی که در تعریف و اختلاف آنها صورت میگیرد ازاین نظر هر یك از آنها علیحده شرح داده میشوند :

ـ نفوذ آب در خاك :

عبارتست از مقدار آبیکه در واحد زمان در خاك نفوذ مینماید و این مقدار را معمولا بر حسب ارتفاع آب نشان میدهند. اگر ارتفاع ارتفاع آب در کرت h باشد مقدار آب نفوذ نموده را در زمانهای مختلف میتوان اندازه گیری نمود که با جنس خاك و جهت نفوذ و شیب آبی تغییر مینماید (مقدار آب نفوذ نموده در اوائل آزمایش خیلی بیشتر از انتهای‌آنست علت این امر بعدا شرح داده خواهد شد) و میتوان گفت که نفوذ، سرعت ورود آب درخاك را مشخص مینماید.

در اثر نفوذ آب قشرهای بالای خاك بحالت اشباع در میآیند در

حالیکه ممکن است قشر های پائین‌تر بحالت غیر اشباع باشند .

ـ تراوش هیدرولیکی خاك یا ضریب آبگذری خاك :

عبارتست ازدرجه سهولت سرعت‌حرکت‌آب درداخل خاك اشباع‌شده‌که با شیب آبی بستگی نداشته و با جنس خاك و درجه نفوذ پذیری آن‌ونوع سیاله تغییر میکند و با حرف K و برحسب متر درروز یا سانتیمتر در ثانیه نشان میدهند. ضریب آبگذری بر خلاف نفوذ ،جریان آب در داخل خاك را مشخص مینماید و عواملی‌که موجب تغییر یون‌های خاك میشوند، مقدار K را نیز تغییر خواهند داد.

خاك های دارای قابلیت نفوذ زیاد	$K>10^{-3}$ cm/s
« « « متوسط	$10^{-5}<K<10^{-3}$ cm/s
« « « سنگین	$K<10^{-5}$ «

در اکثر کتابهای فرانسوی نفوذ ثابت شده را همان K انتخاب میکنند در حالیکه نفوذ ثابت شده با I (شب آبی تغییر) مینماید و در حالیکه K با I رابطه‌ای ندارد زیرا: $V=K\frac{H}{L}$

ـ ضریب سرعت نفوذ آب در خاك :

این عامل را با K' نشان میدهند و مقدار آن از رابطه $K=K'\frac{\gamma}{\mu}$ بدست میآید. γ وزن مخصوص‌و μ ضریب لزجت سیاله میباشد. بنابراین K' فقط با جنس خاك رابطه دارد و با نوع سیاله و شیب آبی تغییر نمینماید.

۱۲ ـ اندازه‌گیری ضرائب دینامیك خاك :

الف ـ طرز اندازه‌گیری قابلیت نفوذ آب در خاك:

کرتی بمساحت s که ارتفاع آب روی‌آن h باشد، انتخاب نموده و از روی تغییرات ارتفاع آب مقادیر آب نفوذ نموده را در زمان های T_1 و T_2 و T_n تعیین مینمایند. در زمان شروع آزمایش مقدار آب

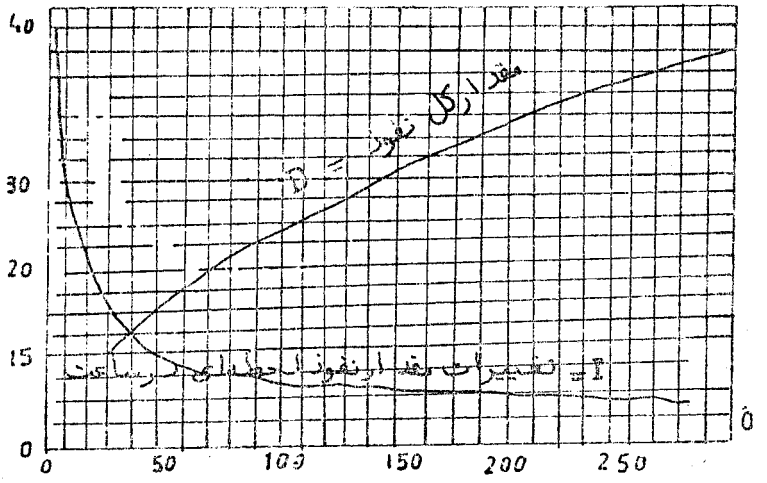
نفوذ نموده زیاد استچون نیروی‌مکش در سطح بالای‌خاك کم و یاصفر بوده در حالیکه در قشر های پائین نیروی مکش زیاد است. این اختلاف نیروی مکش و همچنین آب جمع شده در اطراف ذرات خاك جهت رسیدن بـه نقطه نگاهداری، موجب میگردندکـه در شروع آزمایش مقـدار آب نفوذ نموده زیادباشد، لیکـن پس از مدتی مقـدار آب نفوذ نموده بـه مقدار ثابتی تنزل مینماید (ش ١٦).

در طرح های آبیاری بارانی سرعت ریزش آبپاشها را کمی کمتر از نفوذ ثابت درنظر میگیرند .

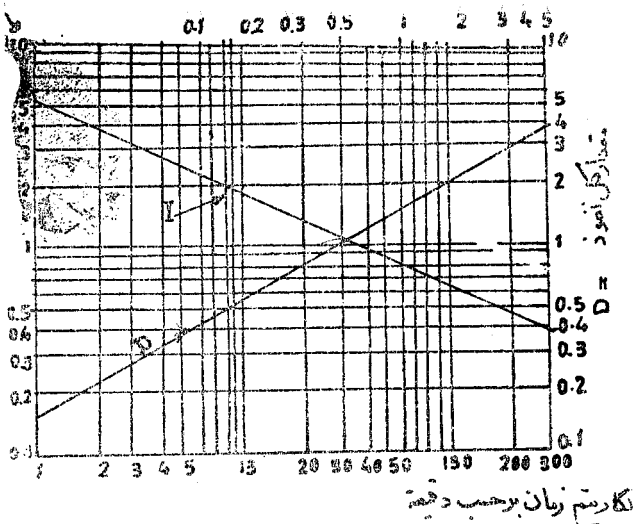
معادله منحنی نفوذ آب عبارتست از: $I=aT^n$

چون منحنی نزولی است بنابراین $n<o$ خواهد بود .

اگر لگاریتم مقادیر آب نفوذ نموده در واحد زمان را بر روی محور x ها و لگاریتم زمان را بر روی محور y هـا منتقل نمائیم بجـای منحنی نفوذ خط نفوذ مطابق شکل شماره ١٧ خواهیم داشت:



ش ١٦



ش ۱۷

چون

$$\log I = \log aT^n$$

$$\log I = \log a + n \log T$$

که نشان دهنده یک تابع خطی است ، n,a را میتوان مستقیما از روی منحنی و یا از یك رگرسیون ساده تعیین نمود. جهت بدست‌آوردن مقدار کل نفوذ در زمان $T_1 - T_2$ میتوان از رابطه $I = aT^n$ انتگرال گرفت .

ب ـ اندازه گیری تراوش هیدرولیکی خاك یا ضریب آبگذری خاك:

در بیشتر مواقع اختلافی بین تراوش هیدرولیکی خاك و ضریب سرعت نفوذ خاکرا در نظر نمیگیرند درحالیکه اختلاف بین‌این دورا از رابطه $K = K' \frac{\gamma}{\mu}$ میتوان تشخیص داد.

یك خاك ممکن است از چند طبقه با ضریب آبگذری های مختلف تشکیل شده باشد، در مسائل زهکشی و آبیاری معمولا مقدار متوسط ضریب آبگذری در دو حالت زیر مورد احتیاج است:

الف ـ تعیین مقدار متوسط ضریب آبگذری در جهت افقی (K_m)

اگر خاک‌مورد نظر از چند طبقه بضخامت‌های l_1 و l_2 و l_3 و ضرایب آبگذری (در جهت افقی) K_1 و K_2 و K_3 تشکیل شده باشد، در این حالت مقدار متوسط ضرایب آبگذری (K_m)عبارت خواهد بوداز:

$$K_m = \frac{K_1 l_1 + K_2 l_2 + K_3 l_3}{l_1 + l_2 + l_3}$$

$$l = l_1 + l_2 + l_3$$

$$K_m = \frac{K_1 l_1 + K_2 l_2 + K_3 l_3}{l}$$

ب ـ تعیین مقدار متوسط ضریب آبگذری در جهت عمودی (K_v)

در این حالت مقدار متوسط ضریب آبگذری عبارت خواهد بود از:

$$K_v = \frac{l_1 + l_2 + l_3}{\frac{l_1}{K'_1} + \frac{l_2}{K'_2} + \frac{l_3}{K'}}$$

K'_1 و K'_2 و K'_3عبارت‌اند از ضریب آبگذری در جهت عمودی برای طبقات l_1 و l_2 و l_3 .

مقدار K بازمان تغییر میکند و معمولا K را درسه حالت‌زیر اندازه میگیرند :

ضریب آبگذری لحظه‌ای

ضریب آبگذری پس از ۳ ساعت

ضریب آبگذری پس‌از ۲۴ ساعت

استفاده از منحنی گرانولومتریك (طریقه غیر مستقیم) :

قبل از تشریح این طریقه لازم است اصطلاح قطر موثر شرح داده شود :

قطر موثر عبارت از قطری است که ۱۰٪ ذرات نمونه خاك در منحنی گرانولومتریك قطری بیش‌از آن و ۱۰٪ قطری‌کمتراز آن داشته باشند و آنرا بصورت D_{10} نشان میدهند .

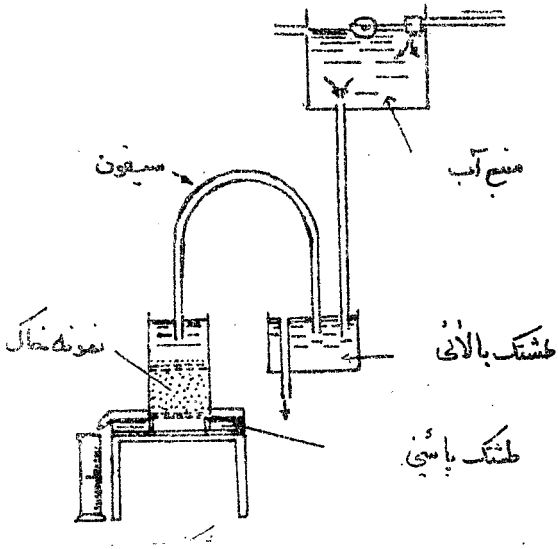
فرمول HAZEN $K = ۰.۰۱ (D_{10})^2$ را برای محاسبه Kپیشنهادنموده

است .

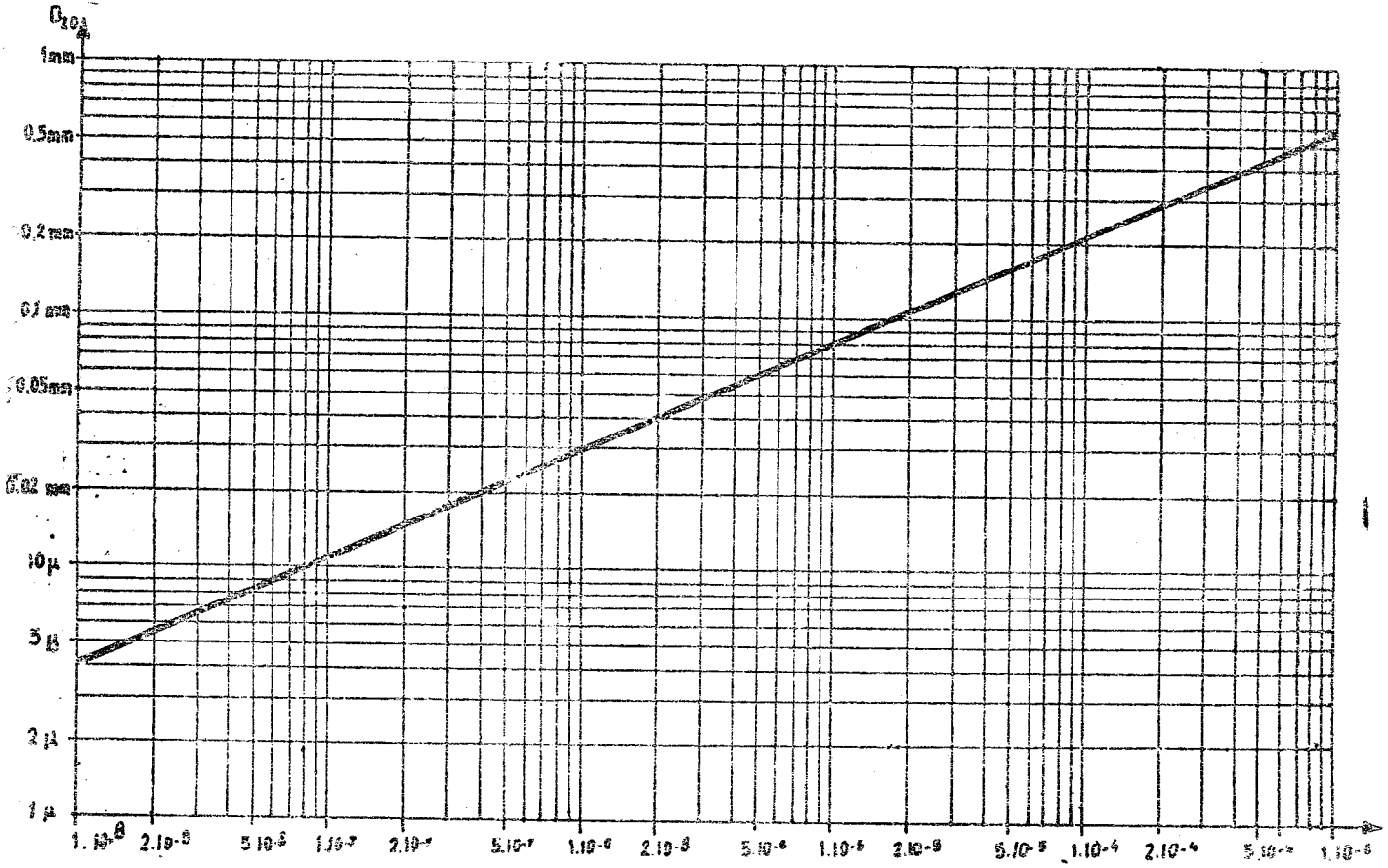
دیاگرامی مطابق شکل ۱۸ با استفاده از D_{20} نیز تهیه شده است(D_{20} عبارت از قطر ذرات خاکی است که در منحنی گرانولومتر یك ۸۰٪ ذرات خاك دارای قطری بیشتر ازآن و ۲۰٪ دارای قطری کمتر از آن باشند).

اندازه‌گیری K بوسیله فشار ثابت و در آزمایشگاه

قسمت تحقیقات مهندسی زراعی فرانسه دستگاهی مطابق شکل ۱۹ جهت این منظور ساخته که با استفاده از فرمول $K=\frac{Q.L}{S.H}$ میتوان K رامحاسبه نمود. برای اینکه مقدار آب نفوذ نموده بمقدار ثابتی درآید مدت ٤ ساعت آب از نمونه عبور داده و شروع اندازه‌گیری پس‌از این مدت خواهد بود، و بعدا مقدار متوسط آب اندازه گیری شده در مدت ۲ ساعت را در فرمول بالا قرار میدهند. دقت اندازه‌گیری در این طریقه و یا سایر طرقی که بعدا گفته خواهد شد بیشتر از طریقه استفاده از منحنی گرانولومتریك است .



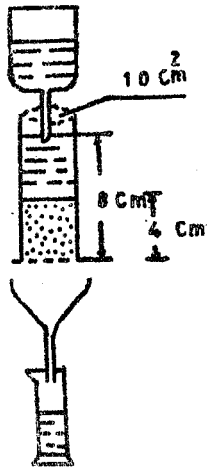
ش ۱۹


D_{20A}
1mm
0.5mm
0.2mm
0.1mm
0.05mm
0.02mm
10μ
5μ
2μ
1μ
1.10⁻⁸
2.10⁻⁸
5.10⁻⁸
1.10⁻⁷
2.10⁻⁷
5.10⁻⁷
1.10⁻⁶
2.10⁻⁶
5.10⁻⁶
1.10⁻⁵
2.10⁻⁵
5.10⁻⁵
1.10⁻⁴
2.10⁻⁴
5.10⁻⁴
1.10⁻³

ش ١٨

اندازه‌گیری K بوسیله فشار ثابت در آزمایشگاه (طریقه Finielz)

دستگاهی مطابق شکل ۲۰ درست شده که نمونه خاك در قسمت انتهای ظرف قرار داردبا استفاده از یك بطری نظیر آنچه در دستگاه MUNTZ گفته خواهد شد ، آب در ارتفاع معینی ثابت میماند .

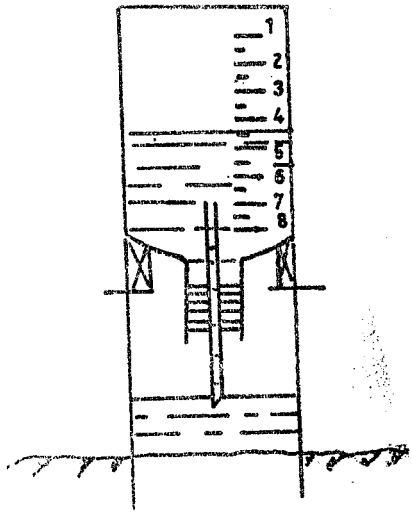


ش ۲۰

پس از شروع آزمایش باید مدتی صبر نمود تا دبی خروجی آب بمقدار ثابتی برسد و بعدا با استفاده از فرمول $K=\frac{Q.H}{S.L}$ مقدار K را مشخص میکنند .

اندازه گیری در مزرعه (Muntz)

برای اندازه‌گیری در مزرعه از دستگاهی مطابق شکل ۲۱ استفاده میکنند، این دستگاه تشکیل یافته‌از استوانه فلزی به مساحت ۱۰۰ سانتی متر مربع که ٦ سانتی متر آنرا داخل خاك میکنند، یك بطری مدرج که لوله باریکی از دهانه آن خارج شده، ارتفاع آبرا باندازه ۳ سانتی متر بر روی خاك ثابت نگاه میدارد . موقعیکه سطح آب‌در اثر نفوذ در خاك پائین‌برود،مقداری هوا توسط لوله باریك واردبطری مدرج شده و موجب میشود که

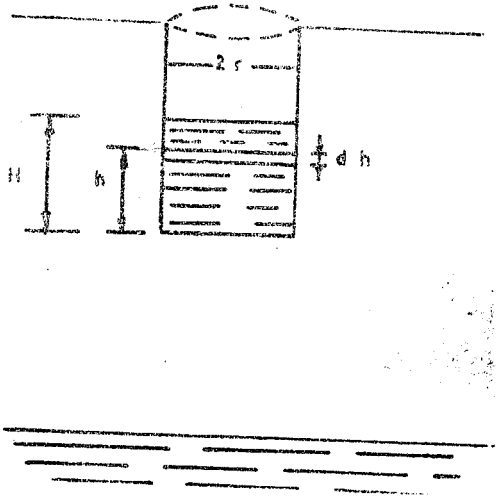


ش ۲۱

آب از بطری بطرف سطح خاك جریان یابد. پس از آنکه ارتفاع ۳ سانتی متری آب در سطح خاك بر قرار شد، ورود آب‌قطع خواهد گردید. چون آب خروجی بر حسب دسی لیتر در ساعت و سطح دستگاه نیز بر حسب دسی متر مربع میباشد بنابراین K بر حسب سانتی متر در ساعت خواهد بود. برای جلوگیری از نفوذ جانبی، یك‌استوانه خارجی نیز داخل خاك میکنند که در حد فاصله بین دو استوانه آب میریزند و ارتفاع آب در هر دو استوانه ثابت میباشد .

حفر چاهك آزمایشی برای اندازه‌گیری K (خاك غیر اشباع) :

در این حالت سفره آب زیر زمینی خیلی پائین میباشد. حفره‌ای بقطر ۱۰ ـ ۵ سانتی متر توسط یك مته مطابق شکل ۲۲ ایجاد میکنند و تا آنجا که مقدور باشد ،سعی میکنند که فشردگی جدار حفره، حالت طبیعی را داشته باشد .



ش ۲۲

مقداری آب وارد چاهك نموده و این عمل را چند مرتبه تکرار میکنند (جهت رسانیدن رطوبت خاك چاهك بحد اشباع) از تغییر ارتفاع آب در زمان‌های مختلف‌که رابطه مستقیم با آب نشت شده از کف چاهك و جدار های خیس شده آن دارد K را محاسبه مینمایند. مقدار آب تنزل یافته درزمان

dt در چاهك مساويست با :

$$Q = -\pi r^2 \frac{dh}{dt}$$

$$S = \pi r^2 + 2\pi rh$$

$$Q = KSI$$

جهت سهولت محاسبه I = ۱ (شیب آبی) فرض میشود .

چون آب تنزل‌یافته در چاهك مساویست با آب نشت نموده از کف و دیواره های چاهك بنابراین:

$$-\pi r^2 \frac{dh}{dt} = 2\pi r\,(h + \frac{r}{2})K$$

$$-\frac{dh}{h+\frac{r}{2}} = \frac{2kdt}{r} \qquad (۱)$$

اگر از رابطه (۱) انتگرال بگیریم خواهیم داشت

$$-\log_n (h+\frac{r}{2}) = \frac{2kt}{r} + ct \qquad (۲)$$

باندازه‌گیری h_1 و t_1 و h_2 و t_2 و گذاشتن آنها در رابطه (۲) دو رابطه بدست میآید که اگر آنها را ازهمدیگر تفریق کنیم‌مقدار ثابت حذف شده و K تعیین میشود .

$$-\log_n(h_1+\frac{r}{2}) = \frac{2kt_1}{r} + ct$$

$$-\log_n(h_2+\frac{r}{2}) = \frac{2kt_2}{r} + ct$$

$$\log_n(h_2+\frac{r}{2}) - \log_n(h_2+\frac{r}{2}) = -\frac{2k\Delta t}{r}$$

$$K = -\frac{1}{\Delta t}\left[\frac{r}{2}\log_n (h_2+\frac{r}{2}) - \frac{r}{2}\log_n(h_1+\frac{r}{2})\right]$$

حفر چاهك آزمایشی برای اندازه‌گیری K (خاك اشباع)

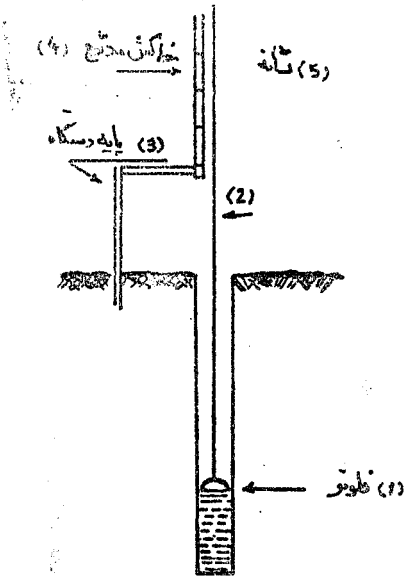
از این طریقه غالبا در تهیه طرح های زهکشی اراضـی باتلاقی و شور استفاده میشود .

اساس کار دراین روش بسیار ساده است. یك‌چاهك آزمایشی در زمین حفرکرده، بطوریکه ازسطح آب‌زیرزمینی عبور کند. پس‌از ایجاد **تعادل رطوبت بین سفره آب و سطح آب در چاهك، مقداری از آب‌موجود** آنرا خارج مینمایند.

دوالی سه‌بار آب چاهك را برای بازشدن خلل و فرج خاك خـارج میکنند و بعدا آزمایش را شروع مینمایند .

شکل چاهك بایستی درمدت آزمایش تغییر ننماید از این لحاظ در **اراضی ماسه‌ای که ریزش آنهازیـاداست از لوله باجدار مشبك‌استفاده میشود .**

برای خاك هائیکه جنس آنها در یك عمق نسبتا زیاد یك نـواخت باشد کف چاهك ۷۰ ـ ۶۰ سانتی‌مترپائین‌تر ازسطح‌آب زیرزمینی‌خواهد بـود .



ش ۲۳

اگر نیمرخ خاك از دو یا چند طبقه درست شده باشد بهتر است که K را برای هر طبقه علیحده محاسبه نمود و برای این منظور چاهکی که برای مطالعه طبقه اول حفر میشود کف آن در حدود ۲۰ ـ ۱۵ سانتی متر بالای طبقه دوم خواهد بود، شکل شماره ۲۳ یك چاهك آزمایشی را نشان میدهد .

H = عمق چاهك در زیر سطح آب زیر زمینی

y_o = فاصله بین سطح سفره آب زیر زمینی و سطح آب در چاهك سطح آب در چاهك را معمولا ۴۰ ـ ۲۰ سانتی متر پائین میبرند، هرچه قابلیت تراوش کم‌تر باشد، سطح آب را پائین‌تر میبرند تا با افزودن قدرت تراوش از مدت زمان لازم برای اندازه‌گیری مطمئن کم‌کنند،این فاصله برای اراضی با نفوذ پذیری کم ۴۰ سانتی متر و برای اراضی با نفوذ پذیری زیاد ۲۰ سانتی متر میباشد .

y_n = فاصله بین سطح سفره آب زیر زمینی و سطح آب در چاهك هنگام آخرین قرائت ارتفاع آب

$\Delta y_t = y_n - y_o$ = صعود سطح آب در چاهك در مدت اندازه‌گیری .

y = فاصله بین سطح سفره آب زیر زمینی و حد متوسط آب در چاهك آزمایشی در مدت اندازه‌گیری :

$$y = \frac{y_n - y_o}{2} = y_o - \frac{1}{2}\Delta y$$

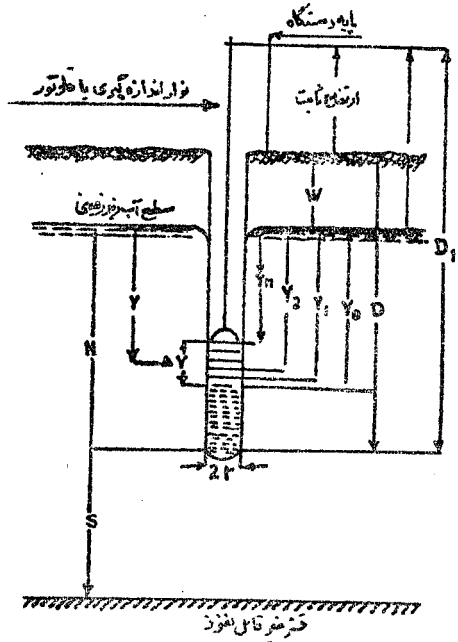
r = شعاع چاهك .

s = عمق قشر خاك غیر قابل نفوذ تا کف چاهك یا قشری که‌قابلیت نفوذ آن در حدود $\frac{1}{10}$ کمتر از قابلیت نفوذ لایه‌های فوقانی باشد.

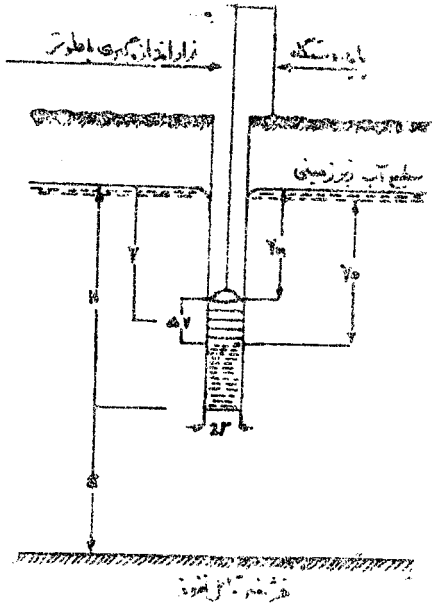
تبصره: اندازه‌گیری باید قبل از $y_n < \frac{3}{4} y_o$ انجام شود چون پائین آمدن سطح آب زیر زمینی در اطراف چاهك باعث تغییراتی در

مقدار H خواهد شد .

جهت اندازه‌گیری تغییرات سطح آب میتوان از یکدستگاه الکتریکی یا از یك فلوتر استفاده نمود (شکل ٢٤ ـ ٢٥)،معمولا ٥ بار اندازه‌گیری برای یك آزمایش کافی بنظر میرسد .



ش ٢٤



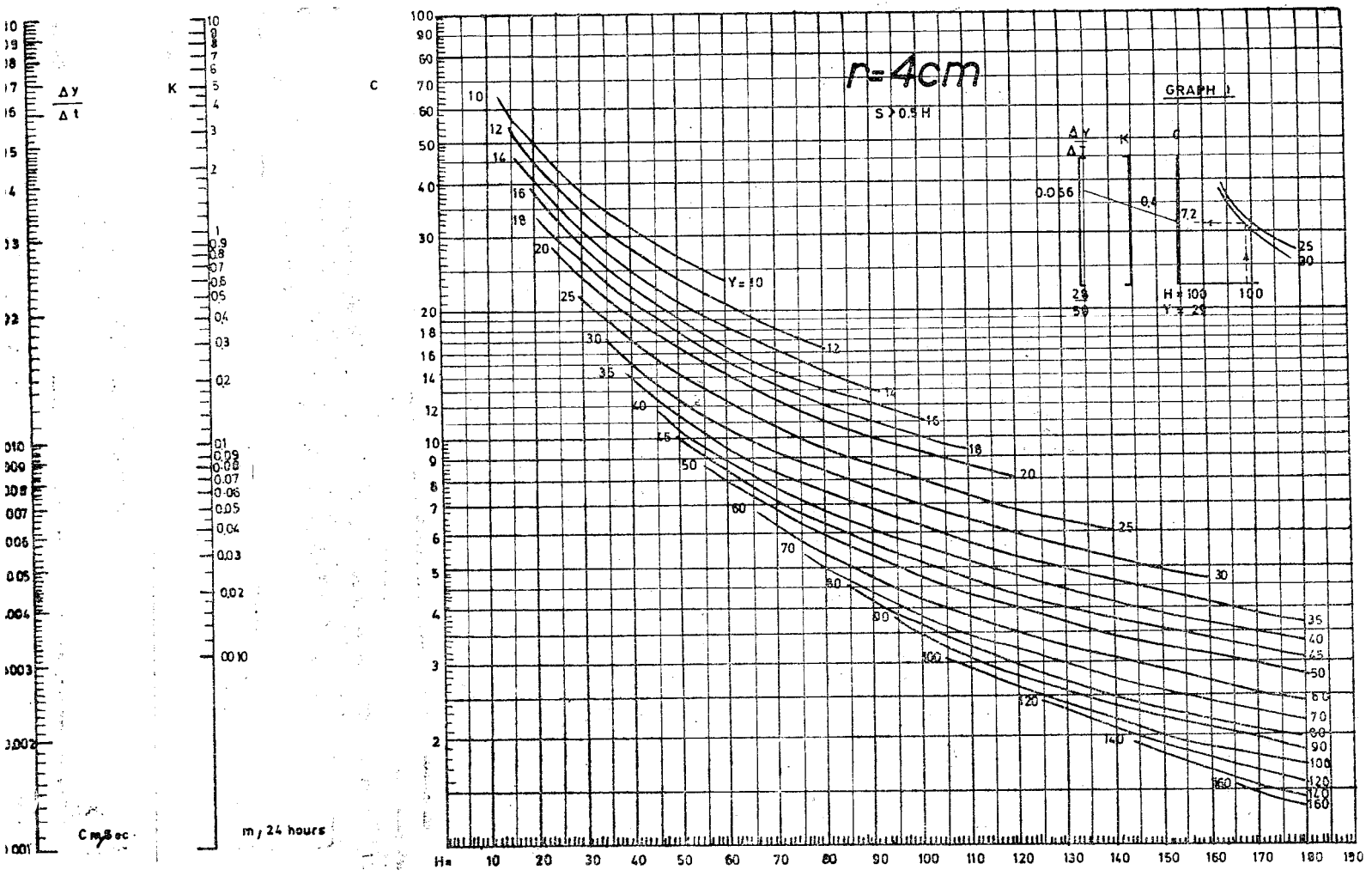
ش ٢٥

رابطه بین ضریب K و بالا آمدن سطح‌آبرا میتوان بشرح زیر بیان کرد:

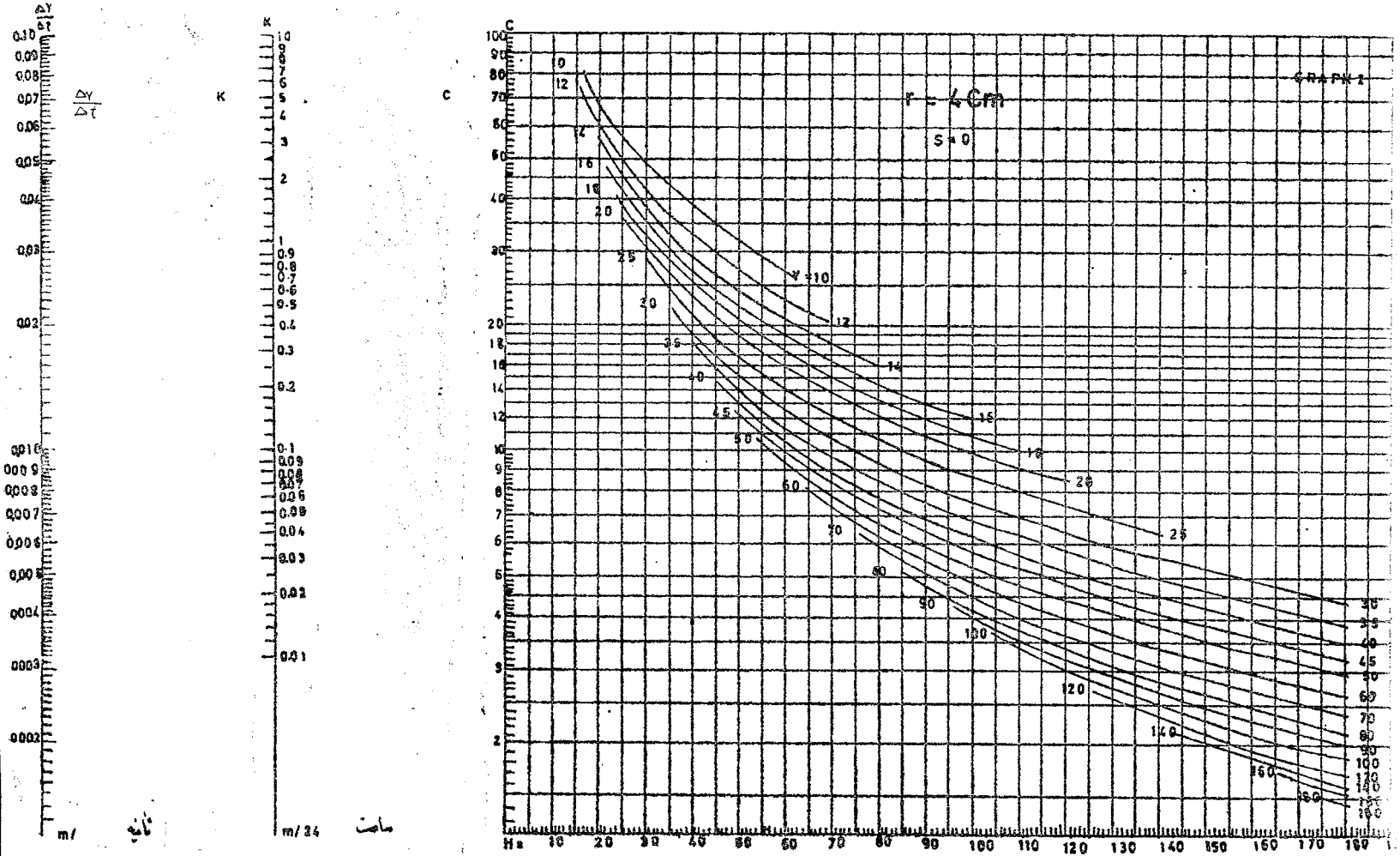
$$K=C\frac{\Delta y}{\Delta t}$$

مقدار K تابعی است از y و H و r و s که از روی گرافیك میتوان تعیین نمود .

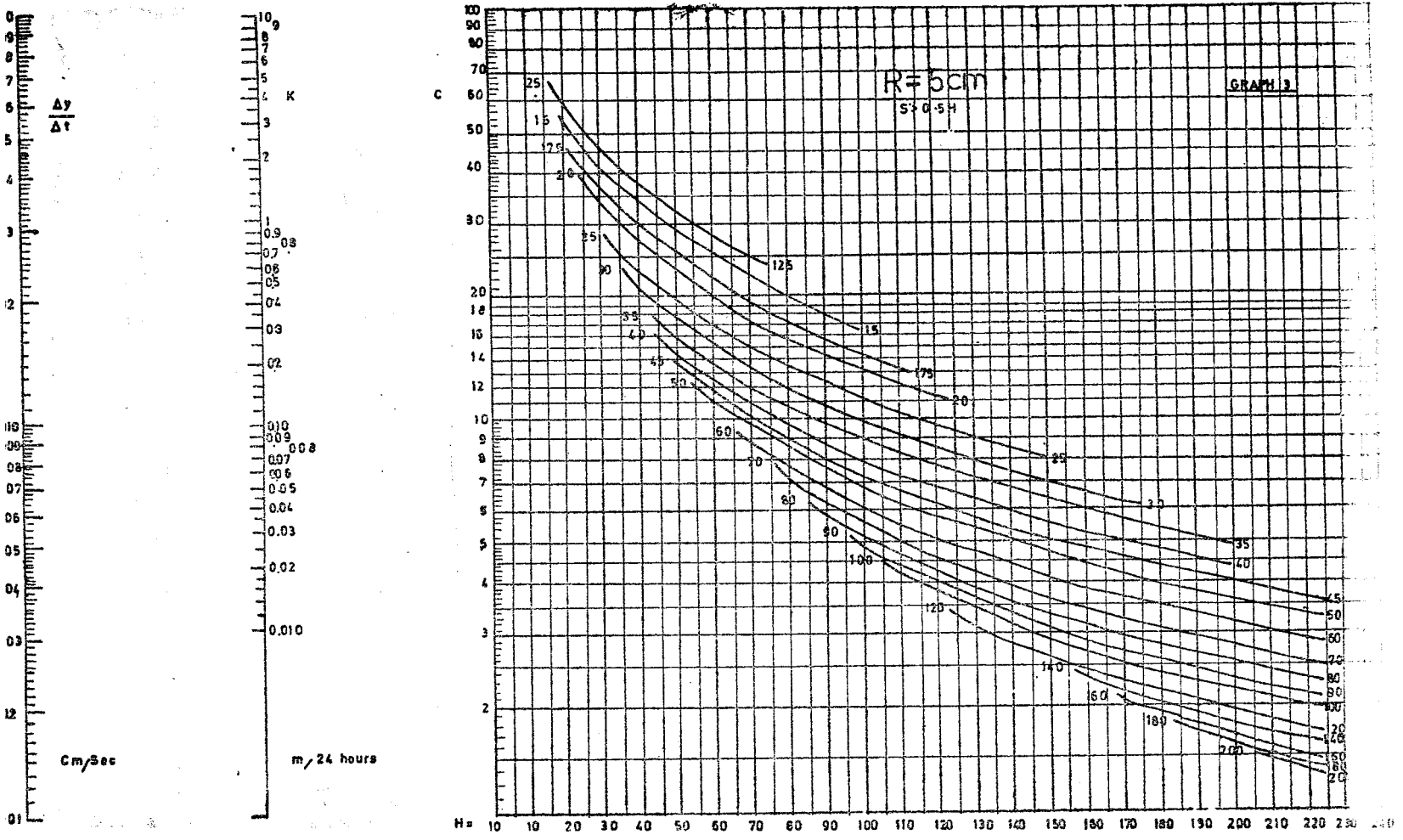
گرافیك‌های شماره ٢٦ و٢٧ و٢٨ و٢٩ برای چاهك‌های بقطر ٤٫٥ سانتی متر و برای $s\geq\frac{1}{2}H$ و $s=0$ تهیه شد و اگر $s<\frac{1}{2}H$ باشد معادله و یا گرافیك مخصوصی برای آن وجود ندارد و در این حالت از



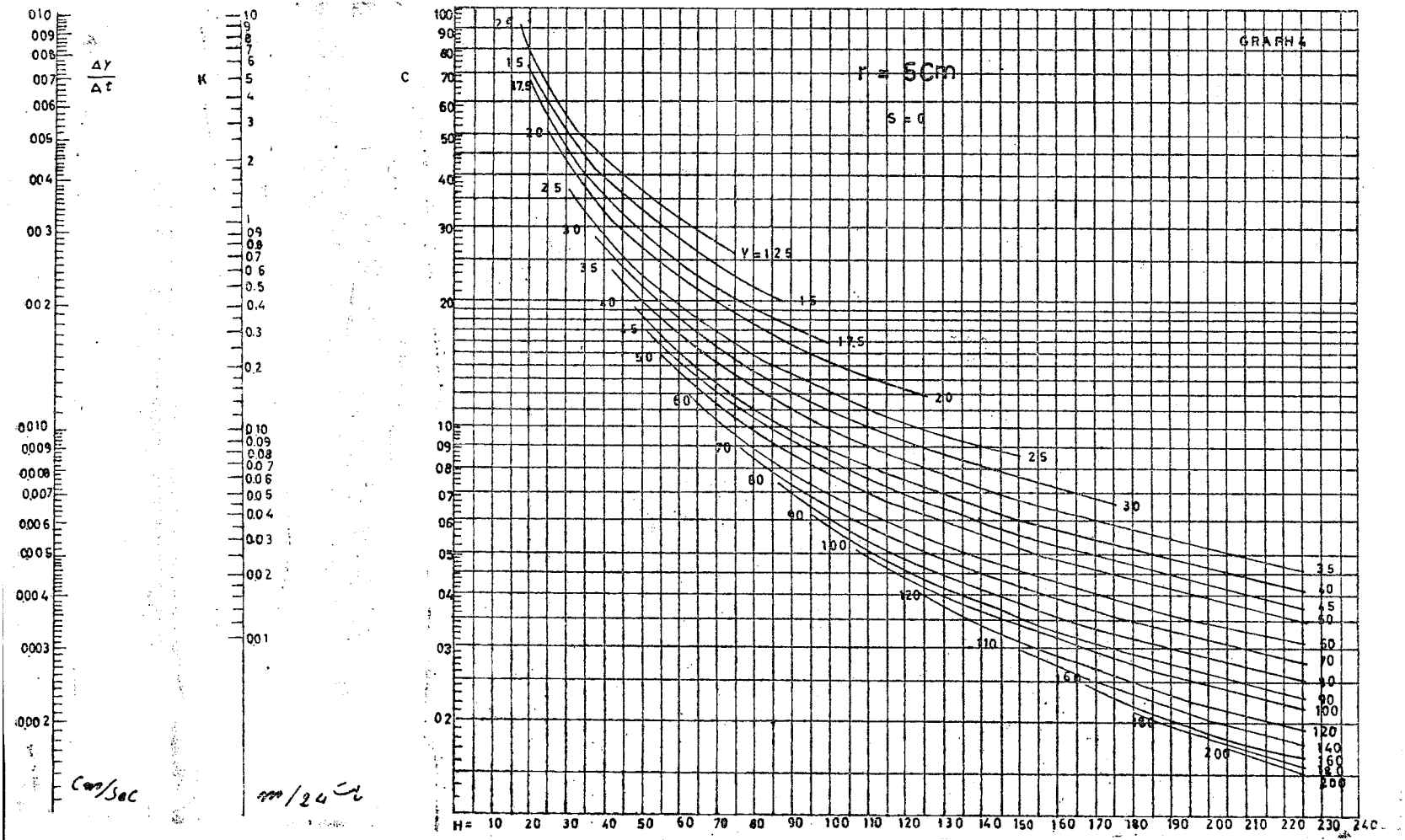
ش ۲۶



ش ٢٧



ش ٢٨



ش ۲۹

حد متوسط K که درازاء $s \geq \frac{1}{2}H$ و $s = o$ بدست‌میآید استفاده‌خواهد شد. طرز استفاده درگوشه‌راست گرافیك۲۷ نشان‌داده‌شده‌است.

اگر گرافیك در دست نباشد میتوان‌ازدو فرمول زیر استفاده‌نمود:

$s \geq \frac{1}{2}H$

$$K = \frac{4000}{\left(\frac{H}{r}+2o\right)\left(2-\frac{y}{H}\right)} \cdot \frac{r}{y} \cdot \frac{\Delta y}{\Delta t}$$

$s = o$

$$K = \frac{3600r^2}{(H+1or)\left(2-\frac{y}{H}\right)} \cdot \frac{\Delta y}{\Delta t}$$

K بر حسب متردر روز و کلیه مقادیر دیگر بـرحسب سانتی متر و ثانیـه میباشند.

مثال : از یك چاهك آزمایش ارقامی بشرح زیر بدست آمده استK را محاسبه نمائید.

$H = 126$ Cm

$s > \frac{1}{2}H$

$r = 4$ Cm

سطح آب زیرزمینی تا سطح زمین مساویست با ۷٤ سانتی‌متر و کلیه ارقام ٤۰ سانتیمتر بالای زمین خوانده شده‌اند.

t	yt	Δyt
۰	۱۴۵٫۲	
		۱٫۲
۱۰	۱۴۴	
		۱٫۲
۲۰	۱۴۲٫۸	
		۱٫۱
۳۰	۱۴۰٫۶	
		۱٫۰
۵۰	۱۳۹٫۶	
۵۰	۵٫۶	۵٫۶

$$y_o = 144/2 - (74 + 4o) = 31/2$$

$$y = y_o - \frac{1}{2}\Delta y$$

$$y = 31/2 - 2/8 = 18/4$$

از روی گرافیك با مشخصات بالا C=۶ خواهد بود.

$$K = C\frac{\Delta y}{\Delta t} = 6\frac{5/6}{4} = ۰/6$$

متردر روز

۱۳ ـ جریان آب درخاك غیراشباع رطوبت بین نقطه‌نگاهداری‌واشباع:

ضرایب آبگذری و سرعت نفوذ آب در خاك از قانون دارسی و در شرایط اشباع خاك بدست آمده‌اند، اگر رطوبت خاك از حد اشباع پائین‌تر باشد مسلما ضرائب مربوط تغییر پیدا خواهد نمود، معهذا جریان آب در این شرایط را نظیر جریان آب در قانون

دارسی و مطابق فرمول زیر میدانند:

$$Q=K''S.i$$

در این فرمول K'' رابطه مستقیم با مقدار رطوبت خـاك دارد، و اگر خاك از آب اشباع باشد در اینصورت $K=K''$ خواهدبود، بنابراین

$K''=f(H)$

$H=$ مقدار رطوبت خاك

$K=f(p)$

$p=$ تخلخل

ـ جریان آب در خاك غیر اشباع (حالت مخصوصی کـه رطوبت بین نقطه‌نگاهداری و نقطه پژمردگی باشد)

اگر رطوبت خاك پائین‌تر از ظرفیت نگاهداری باشد باز هم جریان و یا حرکت آب وجود خواهد داشت لیکن قوانین جریان آب در این حالت خیلی پیچیده‌تر از حالت‌های قبلی خواهد بود.
سرعت جریان آب خیلی کم بوده و عامل حرکت آب همان‌اختلاف پتانسیل کل میباشد، در اینصورت مقدار جریان آب در واحد زمان و در واحـد سطح عبارت خواهد بود از:

$$q=v=\lambda\frac{d\psi}{dz}$$

λ عبارت است از ضریب هدایت‌یا coefficient de conductibilité

برای خاك مورد نظر، اگـر جهت عبور آب بطرف پـائین بـاشد، پتانسیل کل مساوی جـمع جبری پتانسیل کـاپیلاریته و پتانسیل ثـقل (برای واحد وزن آب) خواهد بود.

$$q=\lambda\frac{d(\psi+z)}{dz}$$

اگر حرکت آب در جهت افقی باشد اثر نیروی ثقل زمین قابل‌صرفنظر کردن خواهد بود.

$$q=\lambda\frac{d\psi}{dz}$$

هـر قدر که رطوبت خـاك کم شود بهمان اندازه مقدار λ نیز کـم خواهد شد و چون پتانسیل کل رابطه عکس با رطوبت دارد، بنابرایـن λ با ψ رابطه عکس خواهد داشت، نتیجتاً میتوان مقدار آب بان یافته را تابعی از مقدار تغییرات رطوبت خاك $\left(\frac{dH}{dz}\right)$ دانست،

$$q=\lambda\frac{d\psi}{dH}\cdot\frac{dH}{dz}$$

$$q=D\frac{dH}{dz} \qquad \text{با} \qquad D=\lambda\frac{d\psi}{dH}$$

D بـه ضریب پخشیدگی یا coefficient de diffusivité موسوم میباشد میباشد که با $\frac{d\psi}{dH}$ رابطه مستقیم دارد و هرقدر که H (رطوبـت خاك) اضافه شود شیب خط کـم میشود، بنابراین از تغییرات شدیـد H با رطوبت خاك کاسته میگردد

Childs و Hallaire تصور میکـردند که برای D میتوان مقدار ثابتی قبول نمود درحالیکه مقدار D با رطوبت خاك تغییر مینماید.

Moore در سال ۱۹۳۹ روش زیر را برای تعیین λ معرفی نمود:

ستونی از خاك را مـورد آزمایش قـرار داد کـه سطح پائین آن بحالت اشباع وسطح بالای‌آن درمعرض تبخیر بوده است ، بااستفاده از تـانسیومتر تغییـرات $\frac{d\psi}{dz}$ را بـرای نقاط مختلـف تعیین نمـود.

مقدار q عبارت است ازتغییرات رطوبت خاك دراثرتبخیر بنابراین‌از رابطه $q=\lambda\frac{d\psi}{dz}$ میتوان مقدار λ را مشخص نمود .

Hallaire درسال ۱۹۵۳ رابط زیر رابرای محاسبه λ پیشنهاد نموده است.

$$\lambda=\frac{A}{\psi\text{-}1000}$$

ضریبی است که با نوع خاك تغییر مینماید $A=$

(توضیحا فرمول Hallaire موقعی صادق است که رطوبت خاك کمتر از ظرفیت نگاهداری باشد).

Gardner (۱۹۵۸ ـ ۱۹۵٦) طریقه زیر را برای تعیین λ و D پیشنهاد نموده است:

بر روی پلاك های متخلخلی فشار هائی معادل p_1 و p_2 و p_3 وارد نموده وبرای هر آزمایش مقدار آب خارج شده و سرعت خروج آنرا اندازه میگیرند، چون کشش خاك همان فشار منفی خاك است که میتوان آنرا با معادل ارتفاع آب نیز نشان داد، بنابراین فشار وارد شده بخاك جهت جدا نمودن آب از خاك وتبدیل آن بآب آزاد معادل فشار منفی خاك است و چون بین پتانسیل و مکش خاك رابطه زیر برقرار است:

$$\psi = -vp_s$$

$P_s=$ مکش خاك

$v=$ حجم آب خارج شده

بنابراین کشش خاك ویا فشار وارد آمده بر خاك میتواند معرف پتانسیل خاك باشد، بادر نظر گرفتن $p_1 - p_2$ و $p_2 - p_3$ و تغییرات رطوبت خاك میتوان تغییرات λ را برحسب مکش خاك و تغییرات D را برحسب مقدار رطوبت خاك رسم نمود.

فصل دوم

هیدرولژی حوضه‌های آبریز از نظر آبیاری، زهکشی و تنظیم جریان آب رودخانه‌ها

هیدرولژی علمی است که مراحل مختلف مدار آب (Cycle de l'eau) و نحوه تحول آنرا بازمان، درطبیعت مورد مطالعه قرار میدهد. منظور از نحوه تحول با زمان عبارتست از پیش‌بینی باران، برف، جریان رودخانه سیل، با اشل‌های مختلف زمانی.

مدار آب Cycle de l'eau : آب در طبیعت مسیرهای مختلفی را طی میکندتا بحالت اولیه خود برگردد، مجموع این مسیرها مدار آب را تشکیل میدهد.

مسیرهای مختلف آب: آب‌پس‌ازتبخیر از سطح اقیانوس‌ورودخانه و خشکی‌ها وارد جو میگردد، بخارآب‌حاصله‌پس از صعودواشباع، ریزش‌های جوی را موجب میشود. قسمتی از آب نازل شده توسط شاخ وبرگ درختان نگاهداری شده وقسمت دیگرآن پس از نفوذ در زمین توسط ریشه‌های نباتی بمصرف تبخیر و تعریق میرسد، قسمت دیگر آن در زمین نفوذ نموده و تشکیل سفرهای آب زیر زمینی را میدهند وبالاخره قسمت آخر آن در سطح زمین جریان یافته که پس از ورود به دریا ویا دریاچه‌ها، تبخیر شده و برای تکمیل‌مدار آب بجو بر میگردد.

بنابراین مدار آب شامل پدیده‌های تبخیر، تعریق، نفوذ وحرکت آب در سطح زمین و سفرهای آب زیرزمینی میباشد.

۱ـ عوامل موثر در مدارآب

الف ـ تشعشع خورشیدی Radiation solaire

منبع گرمای اولیه زمین اشعه های خورشید میباشد،هوای خشک‌و بدون آلودگی، محیط شفافی برای اشعه‌های با طول موج‌های کوتاه و متوسط محسوب میشود. زمین پس ازوصول‌اشعه های نورانی‌خورشید وتبدیل این اشعه‌ها به‌انرژی حرارتی با طول‌موجهای بلند (در اثرانعکاس وجذب) موجب گرم شدن طبقات پائین آتمسفر میگردد و بهمین علت هرچه از سطح زمین بالاتر رویم درجه حرارت پائین میآید.

بعضی از اشعه‌ها، مثل اشعه ماوارء بنفش توسط اوزن کـه در ۳۰ کیلومتری آتمسفر قرار دارد جذب شده و مانع میشونـدکـه به سطح زمین برسند.

تشعشع خورشیدی در سطح زمین:

مقداری از اشعه‌های خورشید که بسطح زمین میرسند بعلت انتشار و جذب کم میشود:

ـ انتشار: بعلت وجود مولکول‌های ابر وگـرد و غبار، قسمتی از اشعه‌های خورشیدبه‌اطراف‌منعکس‌ومنتشرمیشوند. قسمتی ازاین اشعه‌ـ های انعکاس یافته، بطرف خارج از جو رفته و قسمت دیگر بطرف زمین متوجه میگردند. مجموع اشعه‌های انعکاس‌یافته (بطریق‌غیر مستقیم) و اشعه‌های وصول‌شده توسط‌زمین (بطریق مستقیم) باسم تشعشع کـل Radiation globale نامیده میشود.

ـ جذب: ذرات تشکیل دهنده توده‌هوا موجب میشوند که‌از اشعه‌های مستقیم و غیر مستقیم خورشید کاسته شوند، اشعه‌های جذب‌شده‌به اشعه‌ـ های حرارتی تبدیل شده و موجب گرم شدن طبقات جو میگردند.

بخار آب که معمولا در طبقات پائین جو و بمقدار زیاد وجود دارد، اشعه‌های ماوراء قرمز را با طول‌μ۳ـ۸ر. جذب میکند، بنابراین قطرات بخار آب عامل مهمی جهت گرم کردن آتمسفر محسوب میشوند.

اشعه‌های وصول شده توسط سطح زمین شامل:

ـ اشعه‌های مستقیم و غیر مستقیم بطول موج ۰٫۲ — ۳μ

ـ اشعه‌های حرارتی از جو وابر بطول موج ۵ — ۵۰μ

اختلاف بین انرژی وصول شده وانرژی خـارج شده از سطح زمین بمصرف تبخیر، تغییر درجه حرارت زمین، تغییرات‌شیمیائی مواد موجود در خاك میرسد.

انعکاس اشعه‌های وصولی از خورشید بستگی بجنس جسم منعکس کننده دارد، مثلا سطح برف ۸۵ ـ ۸۰٪ وخاك‌های زراعی ۹ ـ ۷٪وجنگل ها ۹ ـ ۸٪ اشعه خورشید را منعکس میکنند.

زمین عامل مهمی جهت گرم‌شدن آتمسفر محسوب میشود و آتمسفر بخودی خود گرمای قابل ملاحظه‌ای تولید نمیکند.

بیلان تشعشعی خورشیدی بشرح زیر است:

۴۳٪ در اثر انعکاس بطرف سایر سیارات میروند.

۱۲٪ توسط بخار آب به حرارت تبدیل میشوند.

۵٪ توسط اوزن جذب میگردند.

ملاحظه میشود کـه تنها ۴۰٪ از تشعشع خـورشیدی بسطح زمین (مستقیم و غیر مستقیم) میرسند.

اهمیت تشعشع خورشیدی :

انرژی حاصله بـطور متوسط kw ۰٫۲ ـ ۰٫۱ در متر مـربع ودر یکساعت میباشد که معادل ۱٫۴ ـ ۰٫۷۳ میلیون کالری متر مربع خواهد بود، این مقدار کالری میتواند ۲٫۶ ـ ۱٫۳ متر آب را تبخیر نماید.

حداکثر انرژی واصله بسطح زمین k w ۱ وانرژی حاصله از خورشید در حد آتمسفر k w ۱٫۳ در متر مربع میباشد.

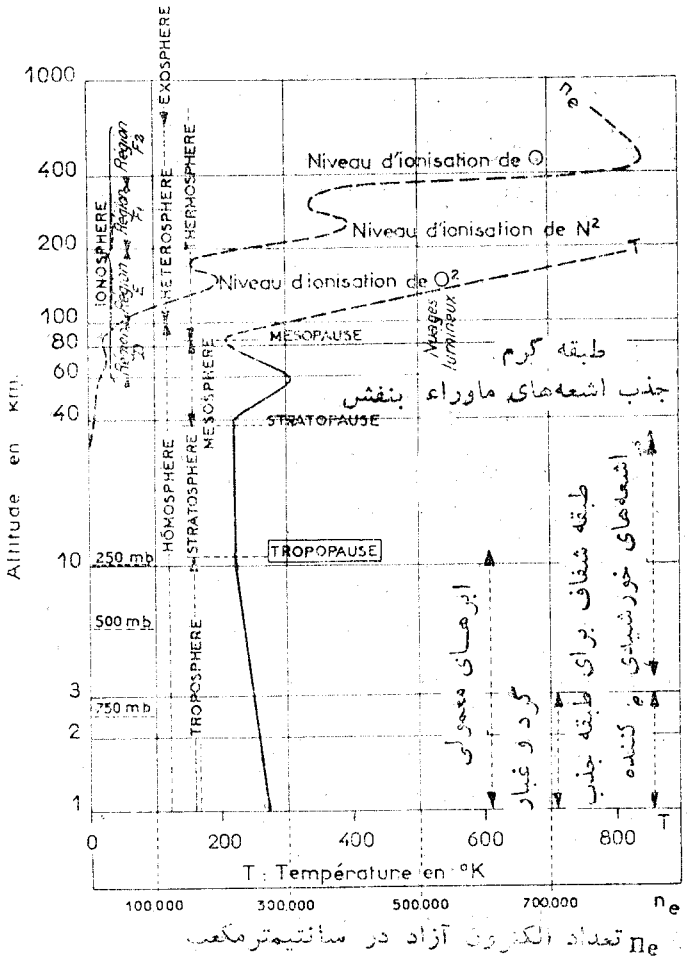
ب ـ حرارت Température

همانطوریکه قبلا اشاره گردید، آتمسفر یك مقدار زیاد از حرارت خود را از زمین اخذ مینماید (تبدیل امواج با طول موج کوتاه به امـواج

با طول موج بلند) لیکن عـامل Condensation نیز در بـالا رفتن درجـه حرارت آتمسفر تاثیر دارد.

کندانساسیون Condensation

تبدیل بخار بمایع راکندانساسیون مینامند، هر گرم آب باید ۵۹۶ کالری حرارت‌راجذب نماید تا تبدیل‌به‌بخارشود،اگر بخار آب‌تقطیرشده وتبدیل به آب گردد باید همان مقدار کالری را به محیط پس دهد.



ش ۱ ــ تقسیمات عمودی جو (از E. Bontrand)

عوامل موثر در تبادلات حرارتی

عواملی که در تبادلات حرارتی تاثیر دارند موجب میشوند که آتمسفر بدو طبقه متمایز تقسیم شود (شکل ۱).

اول طبقه Troposphere: ضخامت این طبقه بطور متوسط ۱۰ کیلو متر بوده که در قطب‌ها ٦ کیلو متر ودر استوا ۱۷ کیلو متر است.

درجه حرارت در این طبقه بازاء هـر ۱۰۰ متر از سطح زمین ٦ر۰ درجه پائین میاید.

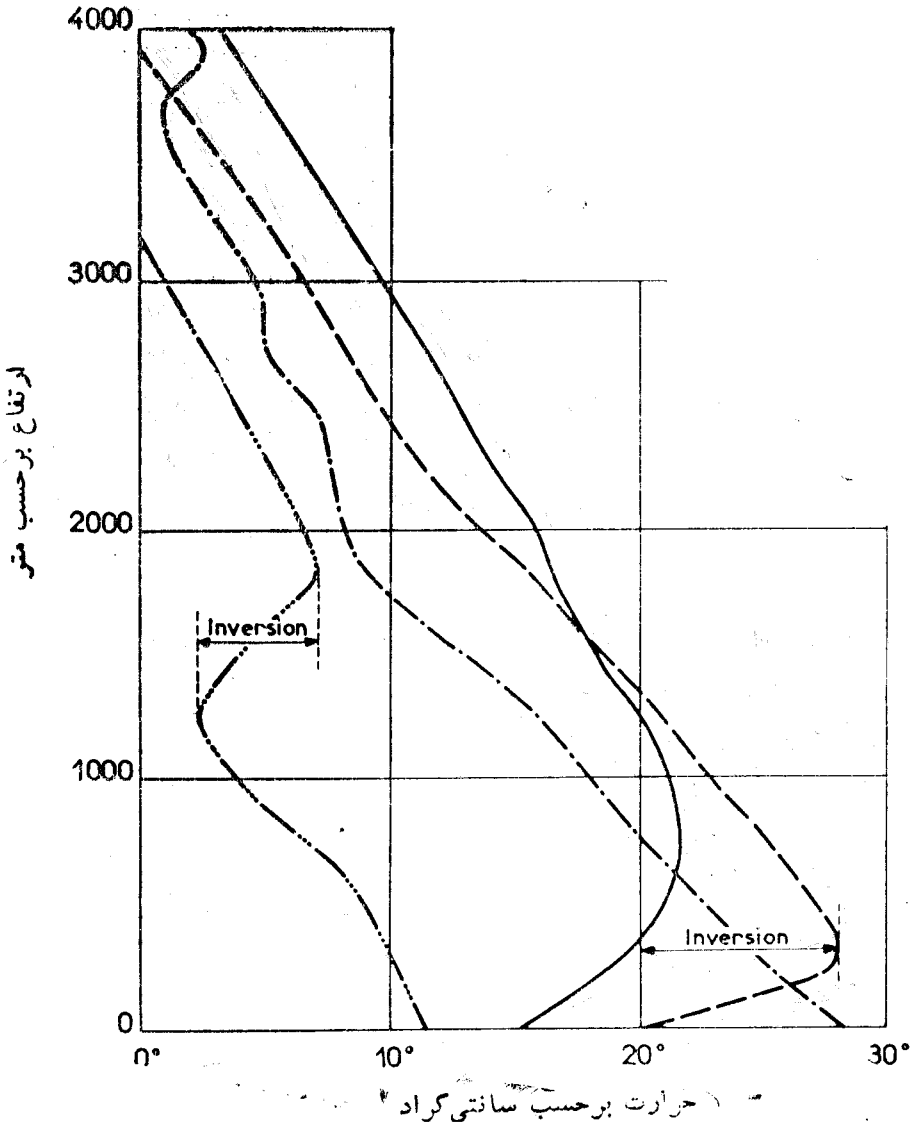
دوم طبقه Stratosphere: ضخامت این طبقه بین ٤۰ ـ ۳۰ کیلو متر است و حرارت آن تقریبا ثابت میباشد، درقطبین حرارت این‌طبقه ۵۵ـ درجه ودراستوا ۸۵ ـ درجه‌سانتی‌گراد است. حدفاصل بین این دوطبقه باسم Tropopause نامیده میشود.

انتقال حرارت

انتقال حرارت توسط دو عامل Conduction (هـدایت حـرارتی) و Convection (جابجا شدن توده‌های‌هوا در اثرباد) صورت میگیرد.

عامل اول فقط در قشر نازکی از آتمسفر که مجاور سطح زمین است انجام میگیرد، در حالیکه عامل دوم (باد) عامل اصلی گـرم شدن طبقات آتمسفر میباشد. در هنگام شب، زمین از انرژی ذخیره خـود، تشعشات حرارتی تولید میکند و چون بجای انرژی خارج شده از زمین انرژی اخذ نمیکند در نتیجه حرارت سطح خاك وقشرنازکی از آتمسفر که با خاك تماس دارد نیز پائین میاید، بنابراین در این ضخامت از جو، حرارت با ارتفاع رابطه مستقیم خواهد داشت (شکل ۲).

در هنگام روز بعلت گرم‌شدن زمین، منحنی تغییرات‌ارتفاع با حرارت حالت طبیعی خود را پیدا مینماید.



ش ۲ ــ نتایج حاصله ازچهارنوبت اندازه‌گیری درجه‌حرارت در طبقات مختلف جو ومشاهده حالت Inversion (برگشتگی)

ج ــ رطوبت جو

رطوبت موجود در جو منشاء تمام ریزش‌های جوی است که با تبخیر از سطح خاك و دریاها و تعریق نباتی رابطه دارد. رطوبت موجود در جو را بطرق مختلف مشخص میکنند که عبارت‌اند از:

رطوبت مطلق، عبارتست از وزن بخار آب بر حسب گرم در متر مکعب‌هوا

رطوبت نسبی، عبارتست از نسبت درصد رطوبت مطلق ظاهری هوا به رطوبت مطلق هوای اشباع شده.

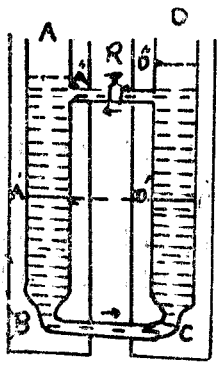
رطوبت مخصوص، عبارتست از جرم بخار آب به جرم هوای مرطوب بر حسب کیلو گرام.

رطوبت نسبی را از روی اختلاف درجه حرارت میزان الحراره خشك و مرطوب و با استفاده از جداول مخصوص تعیین میکنند.

د ــ باد Vent

باد از عوامل مهم مدار هیدرولژی است، علت تولید آن بهم خوردن تعادل حرارتی میباشد زیرا در اثر تغییر درجه حرارت وضع خطوط هم فشار تغییر پیدا نموده و هوا از مناطق دارای فشار بیشتر بطرف مناطق دارای فشار کمتر حرکت مینماید و در اثر این حرکت هوا باد تولید میشود، برای تفهیم بیشتر موضوع به مثال زیر توجه شود:

مقداری آب درظرفی‌مطابق ش ــ ۳ ریخته‌شده‌است، بااضافه‌نمودن‌حرارت



ش ۳

قسمت DC حجم آب اضافه میشود، لیکن در امتداد سطح $A'D'$ (سطح خنثی) فشار در دو ظرف D و A مساوی میباشد.

در بالای سطح $A'B'$ فشار (در ارتفاع ثابت) در ظرف D از ظرف A بیشتر است، فشار در سطح $D'' > A''$ بوده ودرنتیجه آب از D'' بطرف A'' جریان مییابد، لیکن فشار دردوسطح B و C ثابت است زیرا مقدار مایع تغییری پیدا ننموده است، در نتیجه باوارد شدن مقدار آب ازظرف D بظرف A، فشار در سطح B اضافه شده وآب از B بطرف C جریان پیدا مینماید واین حرکت از B بطرف C واز D'' بطرف A'' ادامه خواهد داشت تا تعادل حرارتی بین دو ظرف برقرار شود. نظیر این حرکت در جو برای هوا که یك نوع سیاله است نیز وجود دارد. طول حرکت عمودی باد در حدود ۱۰ کیلو متر بوده در حالیکه طول حرکت افقی در حدود چند صد کیلو متر است.

حرکت زمین باعث میشود که باد در جهت عمود بر خطوط هم فشار نتواند جریان یابد و حرکت زمین با قوه‌ای معادل $F = 2\omega \sin\lambda$ که ω سرعت زاویه‌ای حرکت زمین و λ عرض جغرافیائی است، باعث انحراف باد میشود. این انحراف دراستوا مساوی صفر ودر قطبین ماکزیمم است. در نیم کره شمالی انحراف باد بطرف راست ودر نیم کره جنوبی انحراف باد بطرف چپ میباشد.

۲ ـ ریزش‌های جوی

تمام نزولات آسمانی بطور مایع ویا جامد از قبیل باران، برف وتگرگ بنام ریزش‌های جوی نامیده میشوند.

دربعضی شرایط بخارآب محتوی جو طبق قانون اجسام سرد برروی زمین ویااندام‌های گیاهی بصورت قشر نازك آب ویایخچه ظاهر میشود لیکن دراین گونه موارد، آب حاصله بسرعت در اثر حرارت تبخیر ویا

تصعید میشود، اگر چه این مقدار آب در نواحی معتدلـه دارای اهمیتی نبوده، لیکن در نواحی جنگلی مناطق حاره این آب میتواند ٪۱۰۰ ـ ۱۰ ریزش‌های جوی را شامل شود .

الف ـ علت بوجود آمدن ریزش‌های جوی

بطور اجمال میتوان گفت که آب در ابر بصورت ذرات بسیار کوچکی یافت‌میشود. قطراین‌ذرات‌بین ۰٫۰۳ ـ ۰٫۰۱ میلیمتر باسرعت سقوط‌در حدود سانتی‌متر در ثـانیه و بفاصله در حـدود ۱ میلیمتر از یـکدیگر میباشند و میتوان گفت که هر سانتی متر مکعب ابـر ۱۰۰۰ قطره آب وجود دارد. مقداربخارآب درجو تقریبا ۱ ـ ۰٫۵ گرم‌درمترمکعب‌میباشد. قطر ذرات‌باران بین۲ـ۰٫۵ میلیمتر بوده وتقریبایك‌قطره درهردسی‌متر مکعب هواموجود است، بنابراین حجم ذرات باران در حدود ۱۰۰۰٫۰۰۰ برابر حجم ذرات‌آب موجود در ابر میباشد. دو مکانیسم ممکن است این افزایش قابل ملاحظه قطر ذرات آب در ابر را موجب شوند:

اول پدیده Coalescence

عبارت است از جمع شدن چندین قطره کوچك جهت تشکیل‌دادن یك قطره بزرگ .

دوم ـ پدیده کندانساسیون Condensation

عبارت است از تبدیل بخار بمایع، در اثر این پدیده بخارآب موجود در ابرها روی سطح ذرات مایع ویا جامد تبدیل بمایع میشود .

اول پدیده Condensation

همانطوریکه قبلا گفته شد در اثر این پدیده چندین قطره کوچك در هم ذوب شده ویك قطره بزرگتر را تشکیل میدهند وعوامل مهم‌این پدیده عبارت‌اند از:

جذب الکتروستاتیك قطرات ابر که دارای بار الکتریکی میباشند.
جذب هیدرو دینامیکی قطرات.
اثرمیکروتور بولانس که باعث تصادم‌هائی شبیه آنچه در سینیتیك‌گازها وجود دارد، خواهد شد.

ـ اثر جاروب نمودن‌قطرات ریز توسط قطرات درشت در حالت سقوط این عوامل وقتی که ذرات‌نسبتا درشت‌آب وجود داشته باشند موثرند، لیکن بطور کلی تمام آنها نمیتوانند توجیه موثری برای بـزرگ شدن قطر ذرات آب باشند.مثلاموقعی‌که‌قطرذرات‌آب از ۰/۵ میلیمتربزرگتر باشند، اثر جاروب نمودن موثر خواهد بود.

دوم ـ پدیده بزرگ شدن قطر ذرات در اثر کندانساسیون بخار آب:

این پدیده در ۳ حالت مهم زیر ممکن است انجام گیرد:

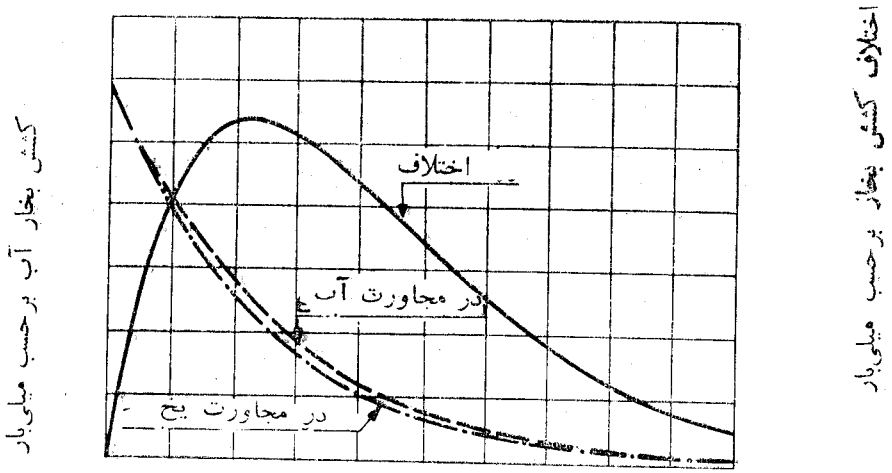
ـ چنانچه ابر حاوی قطرات ریز آب و قطرات یخ باشدبـا در نظر گرفتن تئوری Tor-Bergeron (که بعدا شرح داده خواهد شد) قطرات ریز آب روی قطرات ریز یخ قرار میگیرند (این حالت عامل مهم بارندگی در نقاط معتدل و سرد میباشد).

ـ اگر اختلاف‌درجه حرارت بین ذرات آب موجود در ابر نسبتا زیاد باشد. ذرات مایع دارای درجه حرارت‌بیشتر بنفع ذرات‌مایع دارای درجه حرارت کمتر تبخیر شده و برروی آن‌ها قرار میگیرند (این حالت عامل مهم بارندگی در نقاط حاره میباشد).

ـ اگر ابر دارای ذرات محلول نمك طعام باشد در این حـالت طبق قانون رائولت قطرات‌حاوی محلول نمك طعام دارای کشش بخاری کمتر از ذرات دارای آب شیرین بوده و ذرات آب شیرین دراطراف ذرات حاوی محلول نمك طعام جمع میشوند.

ب ــ نظریه Tor-Bergeron

اختلاف کشش بخاری ذرات یخ و ذرات آب در حرارت صفر درجه تقریبا ناچیز است، لیکن درحرارت ۱۰ درجه این اختلاف کشش بخاری، زیاد میباشد، بطوریکه دراین حرارت ودرمدت ۲۰ دقیقه تقریبا تمام ذرات بخار آب روی سطح ذرات یخ جمع میشوند لیکن لازمه این تجمع این است که حداقل در هرمتر مکعب هوا یك ذره یخ وجود داشته باشد (ش ــ ٤).



ش ۴ ــ تغییرات کشش بخار آب درصورت وجود یخ ویا آب و درجه حرارت پائین‌تر ازصفردرجه سانتی‌گراد

ذرات بزرگ شده در اثر عوامل فوق بـطرف زمین سقوط مینمایند لیکن چون درجه حرارت‌جو درطبقات پائین کمتر است، ذرات یخ ذوب‌شده و تبدیل به قطرات آب میگردند.

قطر ذرات آب حاصله در حدود ۱ر۰ میلیمتر بوده‌که قطر آنها نیز بنوبه خود در اثر پدیده‌های مختلف Coalescence (خصوصا جـاروب شدن) بزرگ شده وبطرف زمین سقوط خواهند نمود.

اگر پدیده‌های بالا رونده هوا موجود باشد، قطرات حـاصله بطرف بالای جو برده میشوند واین حرکت بالا رونده وپائین رونده آنقدر ادامه مییابد تا ذرات آب بصورت بارا ن‌بطرف زمین نازل شوند، بهمین دلیل در بعضی مواقع قطر ذرات باران تا ٤ میلیمتر نیز میرسد.

ج ـ باران مصنوعی

اول ـ در ابرهای سرد

در بعضی مواقع درجه حرارت ابر زیـر صفر بـوده لیکن قطرات درشت آب جهت سقوط تشکیل نمیشوند. بهترین مثال‌ابرهای کومولوس میباشند که ارتفاع آنها زیاد و ضخامت آن‌هـا گـاهی به چند کیلـومتر میرسد. در حقیقت دراین قبیل موارد ابرها احتیاج به اشاره‌ای دارند تا قطرات درشت تشکیل شده و باران نازل شود.

ذرات انیدریدکرنیك خشك در زیر میکروسکپ شبیه ذرات یخ بوده و میتواند یك هسته مرکزی برای قطرات باران را تشکیل دهد از ایـن نظر سابقا انیدریدکرنیك خشك راتوسط هواپیما بداخل ابـرها جهت ایجادباران مصنوعی وارد مینمودند (توضیحا انیدریدکرنیك خشك در فشار معمولی در ۸۰ درجه تصعید میشود)، لیکن این طریقه متروك شده و اکنون از یدورنقره استفاده مینمایند. یدور نقره را بطرق مختلف‌در سطح زمین سوزانده و دود آنرا وارد ابرها مینمایند، مسلما درجه تاثیر یدورنقره جهت باروری ابرها با حرارت ابر رابطه دارد.

دوم ابرهای گرم

ابرهای گرم مخصوص مناطق حاره و یا زیر حاره میباشند. در این گونه موارد از کلرورسدیم که با دقت خشك وبصورت پودر ریزدر آمده استفاده مینمایند.

باران مصنوعی اگر چه در شرایط مکانی و زمانی مخصوص، نتیجه مثبت داده است لیکن کنترل آن‌از نظر مکانی و زمانی برای حوضه‌های آبریز بزرگ، بسیار مشکل است .

باران مصنوعی خصوصا برای‌نواحی‌کوهستانی که جریان بالارونده هوا وجود دارد نتیجه بهتری داده است.

شرایط لازم برای تولید باران مصنوعی عبارت‌اند از:

ـ اگر ازیدورنقره‌برای‌باروری ابرها استفاده نمایند درجه حرارت ابرباید بین ۲۰ ـ تا ۵۰ ـ درجه‌سانتی‌گراد باشد وبطور دائم بایستی هسته‌های یدور نقره بداخل ابرها فرستاده شود، این عمل در نـواحی کوهستانی باعث شده که مقدار باران ۲۰٪ اضافه شود.

ـ ایجاد باران مصنوعی با شرایط اقلیمی و جغرافیائی وجوی رابطه دارد و برای هر منطقه بایستی باصرفه‌ترین طریقه، طرح ریـزی شود. چون در بسیاری از موارد بعلت اشتباه در این مـورد نتیجه عکس ببار آورده است.

ـ رابطه بین‌باران مصنوعی وتعدادهسته‌های تراکم ویاانجماد هنوز بطور دقیق معلوم نشده است لیکن باید قبلا اندازه‌گیری سریعی نسبت به تعداد هسته‌های طبیعی موجود در ابرها و نیز اندازه قطر آنها نمود و سپس به تعداد هسته‌هائی که‌باید وارد ابرها گردد، تصمیم گرفت.

۳ ـ اندازه‌گیری ریزش‌های جوی

ریزش‌های جوی را بر اساس معادل ارتفاع آب آنها مشخص‌مینمایند

که عبارتست از ضخامت آبی که برروی یك صفحه افقی جمع‌آوری شود.

از انواع مختلف ریزش‌های جوی تنها دو نوع باران و برف بیشتر از انواع دیگر حائز درجه اهمیت هستند .

الف ــ اندازه گیری باران (باران سنج‌ها).

باران سنج‌ها را بسه نوع تقسیم بندی میکنند :

اول ــ باران سنج‌های غیر ثبات

دوم ــ باران سنج‌های ثبات

سوم ــ باران سنج‌های ذخیره‌ای

اول ــ باران سنج‌های غیر ثبات

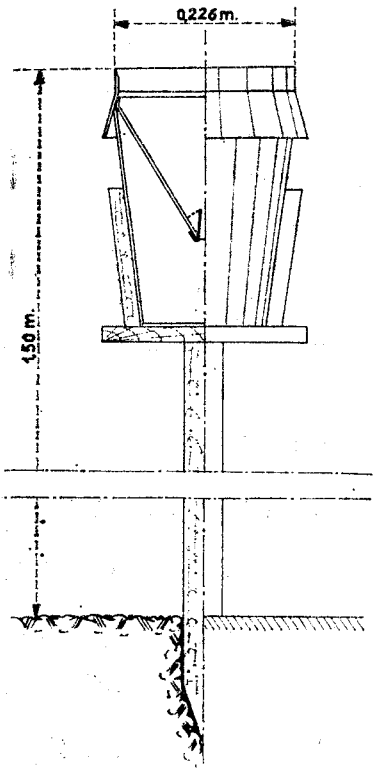
باران سنج‌های نوع Association

این نوع باران سنج‌ها مطابق شکل (۵) از ۳ قسمت تشکیل یافته‌اند .

ــ یك سطل فلزی

ــ یك قیف فلزی که آب حاصله از باران را بداخل سطل فلزی وارد می‌نماید .

ــ یك حلقه دایره‌ای ولبه تیز بقطر ۲۲۶ میلیمتر وسطح ۴۰۰ سانتی‌متر مربع .



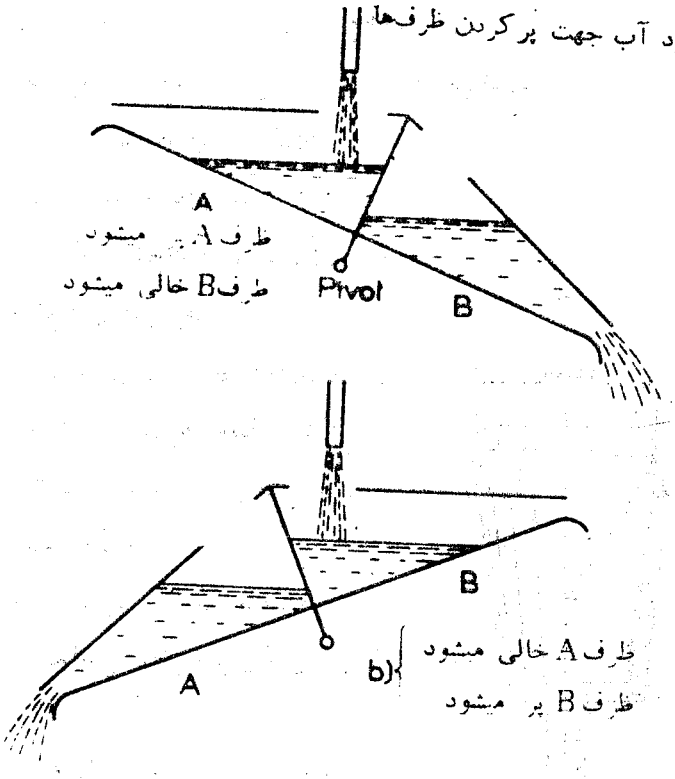
ش ۵ ــ باران‌سنج Association

این نوع باران سنج‌ها را در ارتفاع ۱٫۵ متری از سطح زمین نصب‌می‌نمایند، معمولا مقدار باران‌را دردو نوبت (ساعت ۷ وساعت ۱۹) اندازه میگیرند .

دوم ـ بارانسنج‌های ثبات

ـ بارانسنج ثبات با آبگیری‌های ترازوئی شکل (ش-٦).

این نوع بارانسنج از سه قسمت مختلف ساخته شده است:



۶ ـ بارانسنج یا آبگیرهای ترازوئی

ـ دو ظرف متقارن که روی یك محور مشترك قرار دارند.

ـ قیف ورود آب.

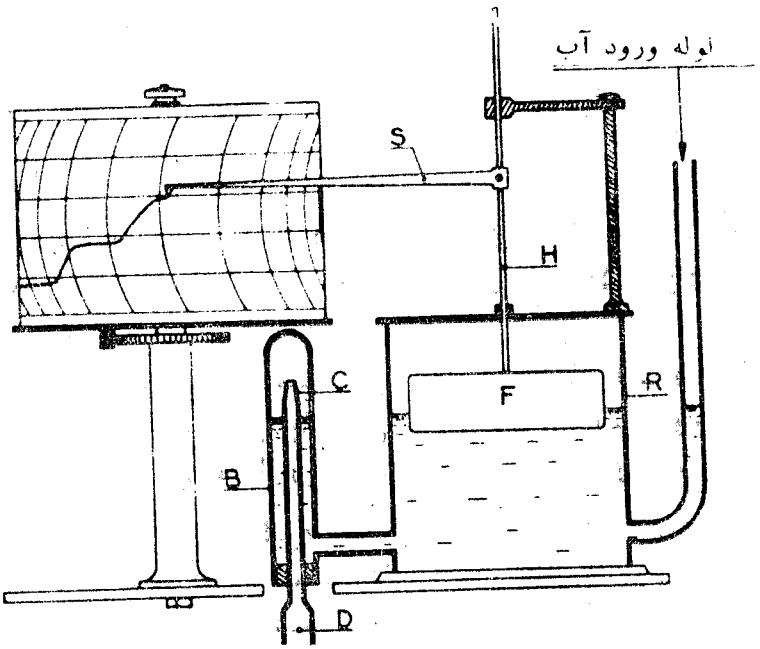
ـ ظرف جمع‌آوری آب (که برای کنترل آب ثبت شده مورد استفاده قرار می‌گیرد).

طرز کار:

ظرف اول بتدریج توسط آب حاصله از بارندگی پر میشود و بعد از

پرشدن، ظرف دوم در مقابل آب حاصله از باران قرار میگیرد و هر حرکت نوسانی کفه‌ها باعث پیشروی یك دنده، چرخ دنده شده و یك سیستم مکانیکی حرکت را از چرخ دنده به استوانه ثبات که هر دور کامل آن یك روز ویا یك هفته طول میکشد، انتقال میدهد.

ـ باران سنج ثبات سیفونی (ش ۷)



ش ۷ ـ باران سنج ثبات ریشارد

آب حاصله از بارندگی وارد ظرفی شده که در آنجا یك جسم شناور وجود دارد، بتدریج که ارتفاع آب اضافه میشود، جسم شناور بالا آمده و اهرمی که مجهز به یك قلم میباشد تغییرات ارتفاع آب را روی یك استوانه (دارای حرکت دورانی) ثبت مینماید و منحنی حاصله منحنی تراکمی بارندگی را مشخص میکند.

سوم ـ باران سنج‌های ذخیره‌ای

در بعضی مناطق بعلل مختلف سرکشی دائمی به باران سنج‌ها

مقدور نیست در این مناطق از باران سنج‌های ذخیره‌ای استفاده میکنند که هر ٦ ماه یا ٣ ماه یك بار مقدار نزولات جوی را اندازه‌میگیرند، باران سنج‌های ذخیره‌ای شبیه باران سنج‌های معمولی میباشد با این تفاوت که حجم ظرفیت ذخیره باران زیادتر است .

جهت جلوگیری از یخ زدن آب، محلول کلرور دوکلسیم اضافه‌نموده وبـرای احتراز از تبخیر سطحی آب مقداری روغن بضخامت ١٠ ـ ٥ میلیمتر، بداخل مخزن میریزند.

ب ـ اصولی که برای اندازه‌گیری باران توسط باران سنج‌بایستی رعایت شوند :

اگر چه در نظر اول تصور میشودکه اندازه‌گیری باران، خیلی ساده است لیکن اندازه گیری باران توسط باران سنج دارای اشکالات زیادی بشرح زیر میباشد:

ـ انواع مختلف باران سنج تولیـد یك اغتشاشات ائـرو دینامیکی مینمایند، این اغتشاشات‌گرد بادهائی در اطراف‌باران سنج بوجودآورده که باعث اشتباهاتی در مقدار ریزش‌های جوی‌اندازه‌گیری شده میشوند.

ـ مقدار باران اندازه‌گیری شده توسط باران سنج نسبت به سطح باریده شده بی‌نهایت‌کوچك است، بنابراین‌هر اندازه‌که‌بارندگی برروی حوضه غیر یك نواخت‌تر باشد و بهمان نسبت باران اندازه‌گیری شده توسط باران سنج کمتر معرف حوضه خواهد بود.

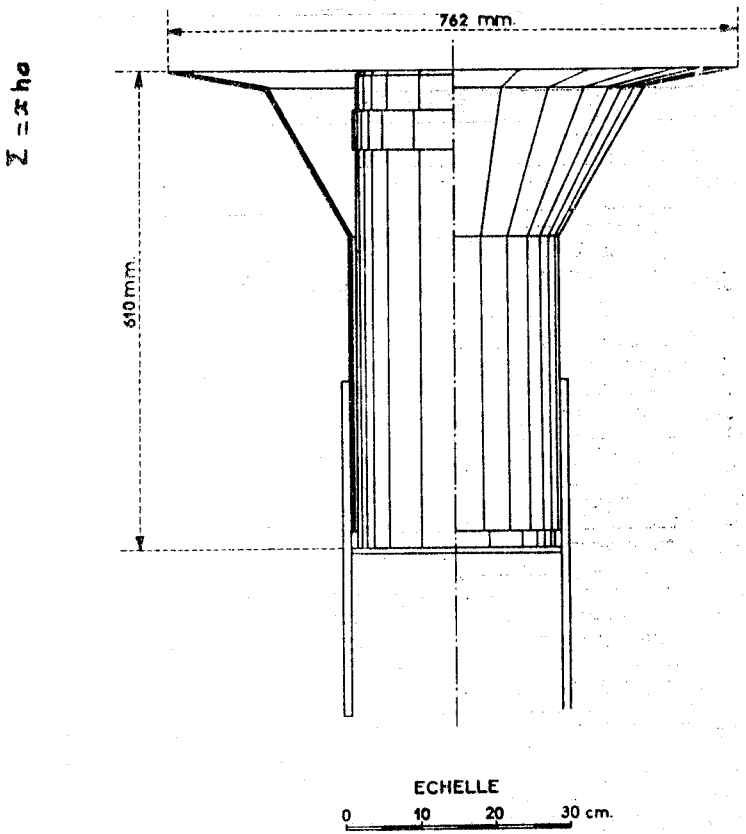
ـ اگر در اندازه‌گیری‌یك باران اشتباهی رخ داده باشد، جبران این اشتباه در بارندگی‌های بعدی غیر مقدور است.

ج ـ اندازه‌گیری برف

غالبا ارتفاع آب معادل برف را در نظر میگیرند و در بعضی‌مواقع ارتفاع برف را نیز مشخص میکنند.

برای اندازه‌گیری برف میتوان از یك صفحه افقی‌که برف روی آن انباشته میشود، استفاده نمود و بکمك یك خط‌کش معمولی ارتفاع برف

را معین میکنند (ش ۸).



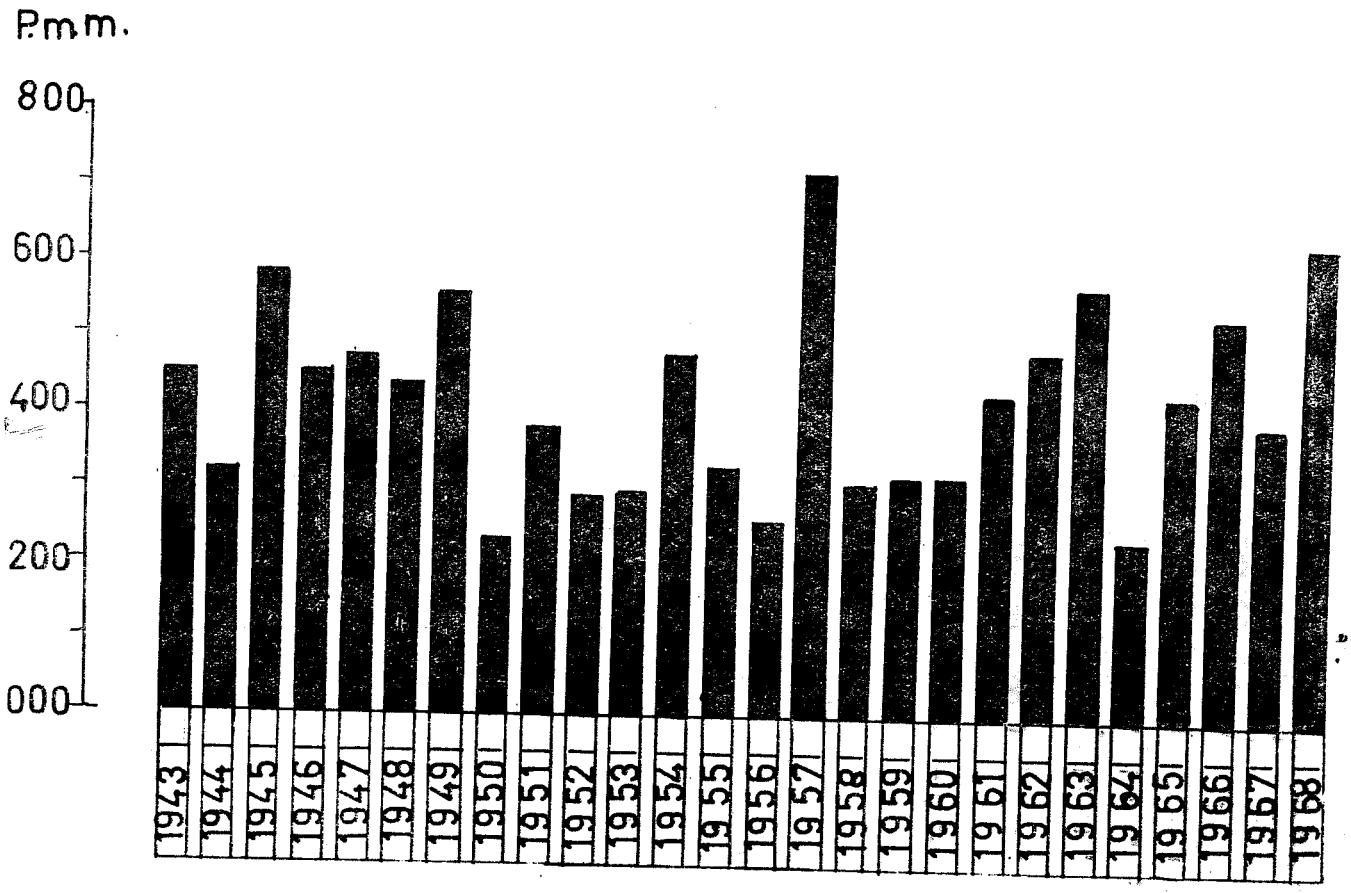
ش ۸ ــ صفحه اندازه‌گیری برف‌که برروی باران سنج قرارداده شده است

٤ ــ تجزیه و تحلیل آمار جوی

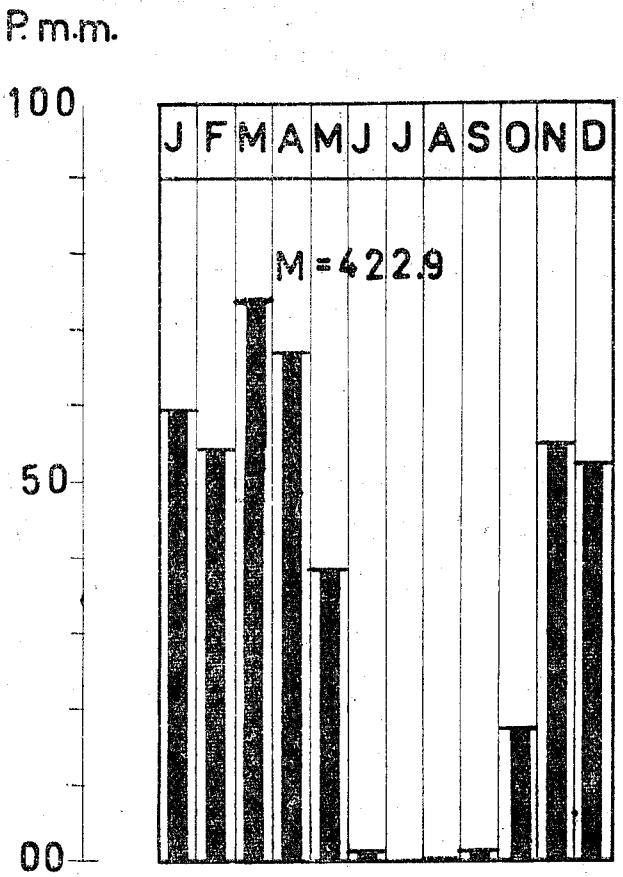
برای اظهار نظر جهت عوامل‌جوی یك منطقه به‌آمار اندازه‌گیری‌شده آن عوامل برای مدت نسبتا زیاد (حداقل ۳۰ ــ ۲۰ سال) احتیاج است.

ارقام حاصله دراین مد ت‌نسبتا زیاد بوده و برای معرفی ساده‌تر این ارقام آنها را بروش‌های مختلف طبقه‌بندی نموده و بصورت منحنی‌ــ های مختلف نشان میدهند .

الف ــ طرز نمایش ریزش‌های جوی :



ش ۹ــ منحنی پاه‌کانی ریزش‌های جوی سالیانه کرمانشاه ۱۹۶۸ــ۱۹۴۳



ش ۱۰ ــ متوسط ریزش‌های جوی ماهیانه کرمانشاه ۱۹۶۸ ــ ۱۹۴۳

از این منحنی‌ها برای نشان دادن اندازه‌گیری‌های سالیانه (ش۹)ویا ماهیانه و یا متوسط اندازه‌گیری‌های ماهیانه (ش ۱۰)استفاده‌میکنند.

اشکال شماره ۹ و ۱۰ مقدار بارندگی ۱۹۶۸ ـ ۱۹۴۳ ایستگاه کرمانشاه را مشخص میکنند، از منحنی‌های نظیر، میتوان برای‌نشان دادن سایر عوامل جوی از قبیل درجه حرارت، رطوبت،تبخیر.... نیز استفاده نمود.

در بعضی مواقع به رسم منحنی تغییرات مقادیر ماکزیمم ومی‌نیمیم و متوسط این عوامل اکتفا میکنند (ش ۱۱).

منحنی مرتب شده

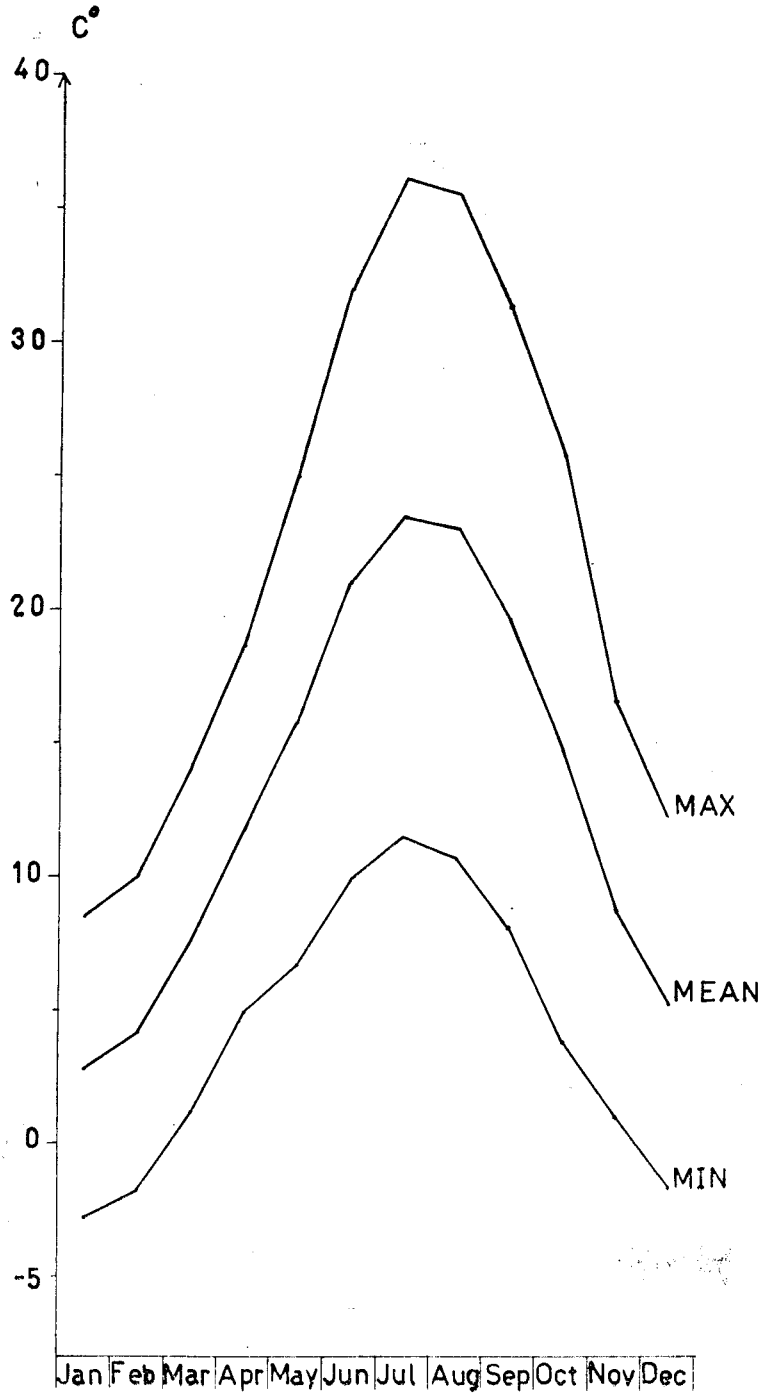
اگر مقدار بارندگی سالهای مختلف یك ایستگاه، به ترتیب نزولی‌مرتب گردد، از این طبقه‌بندی میتوان تعداد سالهائی راکه مقدار بارندگی بین دو مقدار معین مثلا ۱۲۰ ـ ۱۰۰ میلیمتر است، مشخص‌نمود. با انتقال تعداد سالها برروی محور طول‌ها (بترتیب صعودی)و مقادیر بارندگی بر روی محور عرض‌ها، منحنی بارندگی مرتب‌شده‌بدست‌میاید (ش ۱۲).

محور X ها ضمنا فرکانس بارندگی‌ها را نیز مشخص مینماید و با یك نگاه اجمالی میتوان تعیین نمود که‌مقدار بارندگی مثلا بااحتمال ۵۰٪ مشاهدات در این ایستگاه چه اندازه میباشد.

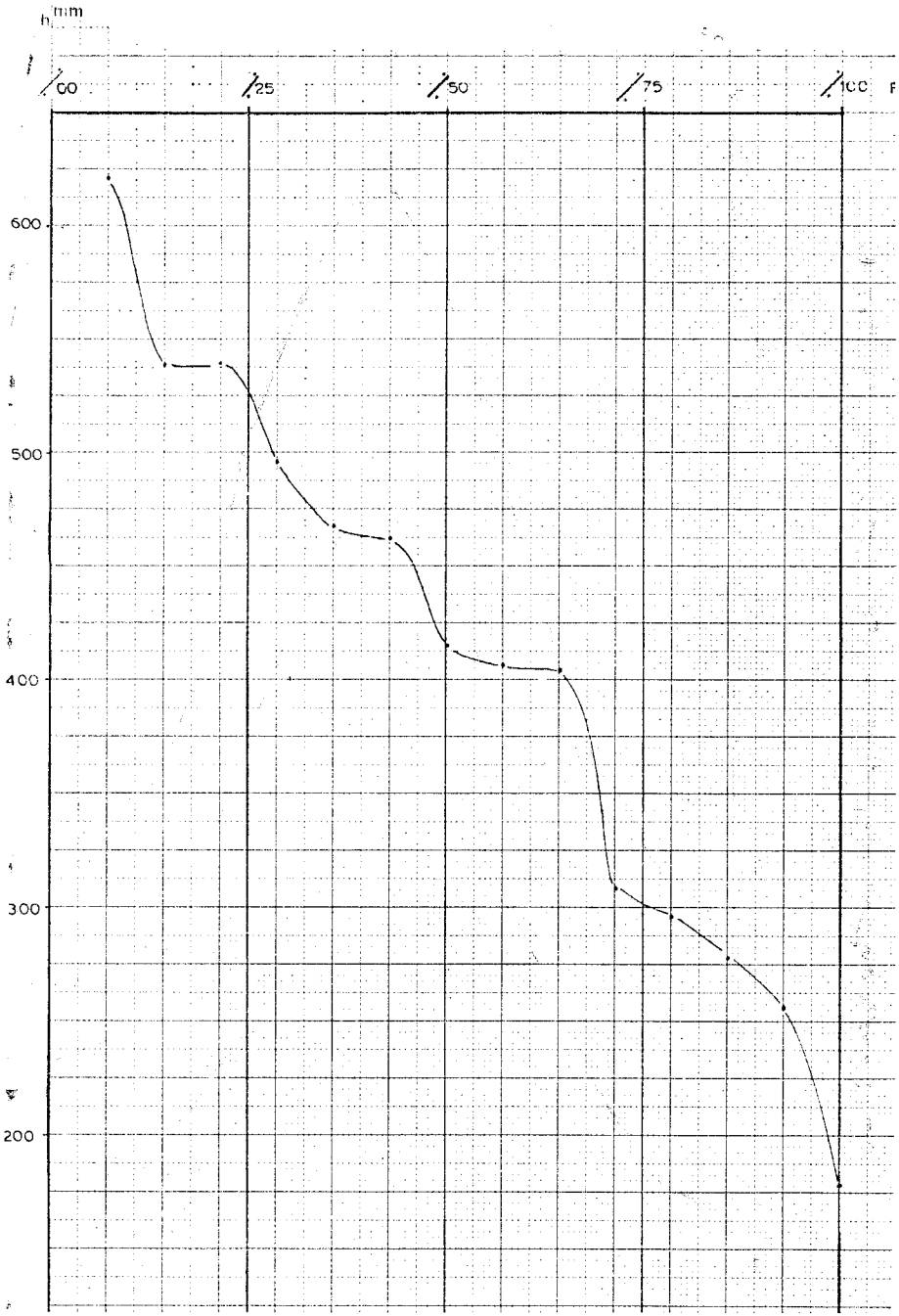
نمایش تغییرات مقادیر عوامل‌جوی در ماههای مختلف سال بر حسب فرکانس‌آنها

شکل ۱۳ تغییرات مقدار بارندگی را برای ایستگاه کرمانشاه‌بافرکانس های ۱۰ و ۲۵و۵۰ و ۷۵ و ۹۰٪برای‌ماههای‌مختلف سال نشان‌میدهد.

برای رسم این منحنی‌ها ابتداء مقدار بارندگی را برای هریك از



ش ـ ۱۱ منحنی‌های ماکزیمم ومتوسط ومینیمم درجه حرارت‌دروانسی کرمانشاه(۱۹۶۹ ـ ۱۹۵۴)



ش ۱۲ منحنی بارندگی سالیانه مرتب شده برای دوره ۶۹–۱۹۵۶ پلور

ماههای سال بترتیب نزولی در یك‌جدول مرتب نموده و سپس‌فرکانس هر یك از آنها را از رابطه $F=\frac{m}{n+1}\times 100$ (فرمول Kimball) بدست میاورند. در این فرمول m شماره ردیف و n تعداد سالهائی است که آمار موجود میباشد (جدول شماره ۱). اگر فرکانس برای ارقامی نظیر ۲۵٪ و یا ۵۰٪ در نظرباشد، میتوان با یك‌تناسب ساده مقداربارندگی را برای فرکانس‌های فوق محاسبه نمود.

بعد از تعیین فرکانس‌های مورد نظر، نقاط حاصله رابیکدیگر متصل نموده و منحنی‌های شکل ۱۳ بدست خواهند آمد.

ب ـ تطبیق یکی از قوانین تئوری فرکانس به آمار حاصله ازیك سری مشاهدات عوامل جوی :

چنانکه آمار بارندگی برای‌یك مدت نسبتا دراز در اختیار باشد، میتوان تحقیق نمود، که تغییرات بارندگی درآن ایستگاه ازکدام یك از قوانین تئوری فرکانس تبعیت مینماید وبعد از تحقیق و انطباق به‌یکی از این قوانین میتوان، مثلا وقوع بارندگی را با احتمالات یك در هزار و یا یك در صد محاسبه نمود.

معلوم است‌که با این ترتیب میتوان مثلا از ارقام مشاهدات انجام شده در مدت ۵۰ سال، برای تعیین مقدار بارندگی‌که در هر ۱۰۰۰ سال‌یك بار اتفاق میافتد، پیش‌بینی لازم را نمود. چون از قانون‌گوس Gausse بیش از قوانین دیگر، در این قبیل‌موارد استفاده میشود، لذا بطرز استفاده از این قانون، اشاره مختصری میشود .

قانون گوس Gausse

بموجب این قانون در یك سری از آزمایشات و داده‌های طبیعی از قبیل باران، سیل، برف، تعداد درصد مشاهدات در اطراف میانگین بطرف مثبت یا منفی جمع میشود و هر اندازه که تعداد مشاهدات‌کم باشد بهمان اندازه فاصله ارقام از میانگین اضافه میشود.

برای استفاده از قانون گوس احتیاج به محاسبه $t,\sigma,\bar{x}$ میباشدکه

No.	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	July	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	
1	118.8	112.9	224.5	150	174.7	14.3	1.0	1.0	13.2	151.8	163.4	116.8	3.7
2	115.7	95.8	159	121.4	142.6	10	0.0	1.0	7.8	77.4	124.5	112.3	7.4
	115.6	90.9	152.1	121.2	101.9	4.5	0.0	5	6.9	63.2	120.3	99.5	10%
3	115.3	88.9	149.2	121.1	84.6	2.2	0.0	0.3	6.6	57.2	118.3	94.1	11.1
4	111.2	78.6	141.0	117.5	77.6	1.8	0.0	0.3	4.5	37.8	115.2	92.8	14.8
5	95.7	73.6	122.1	110.2	71.4	1.4	0.0	0.0	3.3	30.1	107.3	83.7	18.5
6	92.9	72.0	103.3	108.3	65.1	1.3	0.0	0.0	0.4	23.1	99.9	73.8	22.2
	79.8	71.9	95.2	104.4	55.5	0.5	0.0	0.0	0.1	22.8	96.4	73.6	25%
7	75.6	71.9	92.6	103.3	52.5	0.2	0.0	0.0	0.0	22.8	95.3	73.6	25.9
8	70.5	71.7	79	86.2	50.9	0.1	0.0	0.0	0.0	12.6	66.4	72.2	29.6
9	65.6	71.4	72.7	82.5	43.9	0.0	0.0	0.0	0.0	9.6	63.5	69.3	33.3
10	65.5	70.1	69	80.1	39.8	0.0	0.0	0.0	0.0	9.2	63.4	66.2	37.0
11	56.4	63.0	68.0	73.5	31.2	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	58.8	59.7	40.7
12	61.6	58.6	67.8	72.0	29.3	0.0	0.0	0.0	0.0	5.7	56.0	55.4	44.4
13	61.6	56.3	58.7	69.8	22.8	0.0	0.0	0.0	0.0	4.4	53.8	55.1	48.1
	59.5	56.0	57.8	51.4	21.5	0.0	0.0	0.0	0.0	4.2	46.9	53.6	50%
14	57.1	55.8	57.1	53.4	20.2	0.0	0.0	0.0	0.0	3.9	40.4	52.2	51.8
15	52.9	54.4	55.1	53.2	19.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	37.8	43.9	55.5
16	50.5	46.1	54.5	42.7	19.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	37.4	35.3	59.2
17	42.6	45.3	47.6	39.8	17.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	35.4	31.2	62.9
18	34.3	40.1	47.1	38.7	16.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	28.7	28.1	66.6
19	33.4	37.7	46.4	37.9	6.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	27.3	27.8	70.3
20	31.6	35.9	42.3	31.8	5.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.3	27.1	74.0
	31.6	33.8	42.1	31.8	5.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.7	26.7	75%
21	31.4	27.8	41.7	31.8	5.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	13.8	25.7	77.7
22	27.8	27	37.5	26	3.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.2	21.1	81.4
23	23.0	19.3	33.6	24.6	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.4	19.8	85.1
24	22.8	17	30.5	23	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2	14.6	88.8
	21	15.4	27.2	22.8	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	9.1	90%
25	16.7	12.2	20.6	22.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	8.7	92.5
26	12.9	5.6	18.7	20.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.2	96.2

جدول شماره۱

ش ۱۳ – فرکانس ریزشهای جوی ماهیانه کرمانشاه در دوره ۶۶–۱۹۴۳

هر یك از آن بترتیب، شرح داده میشوند.

میانگین یـا معدل :

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} x_i$$

n عبارتست از تعداد نمونه‌هـا

انحراف معیار یـا پراکندگی :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{(x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$$

در اکثر موارد میانگین نمیتواند وضع داده‌ها را مشخص نمایـد، بوسیله انحراف معیار یا پراکندگی میتوان وضع پراکندگی این داده‌ها را از میانگین معلوم نمود. اگر $\sigma = 0$ باشد اندازه کلیه داده‌ها بایکدیگر مساوی بوده و برعکس هر اندازه که σ بـزرگتر باشد بهمان انـدازه پراکندگی از میانگین بیشتر خواهد بود.

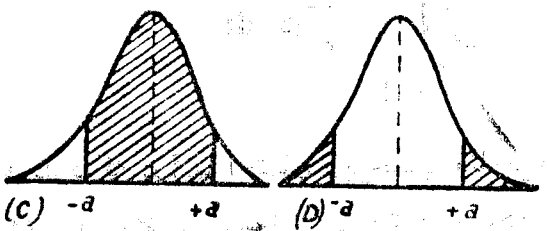
انحراف معیار کوچك شده :

$$t = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma}$$

اگر در زمینی شامـل ۵۰۰ قطعه یك نـواخت، گندم کشت شود پس از برداشت محصول مشاهده میگردد که عمل‌کرد محصول در ایـن قطعات با یکدیگر مساوی نیستند و پس از طبقه‌بندی مشاهده خواهد شدکه محصول اکثر قطعات نزدیك به میانگین بـوده و محصول قطعاتی که از میانگین اختلاف داشته باشند بـه نسبت فـاصله آنها از میانگین دارای فرکانس کمتری خواهند بود.

در چنین شرایطی میتوان‌گفت که پراکندگی عمل کرد محصول از قانون گوس تبعیت مینماید.
وضع عمومی قانون گوس عبارتست از اینکه متغیر پیوسته و مشخص بوده و یك انباشتگی نتایج حاصل از آزمایشات در نزدیکی‌های میانگین قرار دارند و سپس متغیرهای مربوط بطور قرینـه از میانگین بطـور صعودی و یا نزولی پخش شده وبه نسبت اختلاف از میانگین، فرکانس

مشاهدات کم خواهند گردید (شکل ١٤).



ش ١٤ـ منحنی گوس

سطح زیر منحنی فرکانس وقوع آنها را نشان میدهد، مثلا مطابق شکل ١٤ قسمت‌ها شورزده احتمال اینکه، عامل مورد نظر بین دو مقدار $a, -a+$ باشد، نشان‌میدهد وقسمت‌ها شورنزده احتمال‌عدم وقوع‌آنرا مشخص مینماید.

اگر سطح زیر منحنی برابر واحد باشد بنابراین احتمال وقوع و یاعدم وقوع عاملی را بر حسب درصد میتوان تعیین نمود. اگر احتمال اینکه متغیری بین دو مقدار $a, -a+$ قرار گیرد ٦٨٪ باشد، بدان‌معنی است‌که ٦٨٪ احتمال وجود داردکه بین دو مقدار $a, -a+$ باشد و٣٢٪ احتمال وجود داردکه خارج از این دو مقدار قرارگیرد، بنابراین هرقدر فاصله بین $a, -a+$ بیشتر باشد، احتمال اینکه متغیر مورد نظر بین این دو مقدار قرار گیرد بیشتر و احتمال عدم وقوع‌آن‌کمتر خواهدبود، روی محور x‌های منحنی‌گوس مقادیر $t\sigma$ برده شده است، چون σ ثابت است بنابراین منحنی تغییرات معادله گوس را میتوان برحسب مقادیر t رسم نمود.

سطح زیر منحنی، احتمال وقوع متغیر را بین دو مقدار $t, -t+$ مشخص مینماید. تابع احتمال گوس عبارتست از :

$$P(t) = \frac{1}{2\pi}\int_{-t}^{+t} e^{-\frac{t^2}{2}}\, dt$$

جدول‌هائی وجود دارد که درآنها احتمال P برحسب مقادیر t حساب شده است، بنابراین اگر داده‌های مورد نظر مثلا (بارندگی) از قانون گوس تبعیت نمایند، میتوان با احتمالات مختلف مقدار t مربوطه و سپس از روابط زیر مقدار $+a, -a$ را مشخص نمود:

$$\bar{x} + t\sigma = +a$$
$$\bar{x} - t\sigma = -a$$

در صورتیکه در ایستگاهی بارندگی‌های نازل شده از قانون‌گوس تبعیت نمایند.

۵۰٪ احتمال وجود دارد که مقدار بارندگی بین $\bar{x}+\frac{2\sigma}{3}$ و $\bar{x}-\frac{2\sigma}{3}$ باشد.

٪۶۸ » » » » $\bar{x}+\sigma$ و $\bar{x}-\sigma$ »

٪۹۵ » » » » $\bar{x}+2\sigma$ و $\bar{x}-2\sigma$ »

٪۹۹/۷ » » » » $\bar{x}+3\sigma$ و $\bar{x}-3\sigma$ »

مثال

ـ طرز استفاده از قانون‌گوس برای بارندگی‌های ایستگاه‌مشیران در حوضه آبریز ارس:

داده‌های‌آماری را بشرح‌جدول شماره ۲ دسته‌بندی نموده واحتمال وقوع آنها را برروی‌کاغذ مخصوص گوس منتقل مینمائیم. اگر این داده‌ها از قانون گوس پیروی نمایند نقاط بدست‌آمده در اطراف خط مستقیمی جمع خواهند شد و در این حالت میتوان‌گفت که پخش پدیده‌

آمارمرتب شده بارندگی‌سالیانه ایستگاه مشیران
(حوضه رودخانه ارس)

ردیف	سال	بارندگی mm	احتمال $\frac{m}{n+1}$	$x_i - \bar{x}$	$(x_i - \bar{x})^2$
۱	۱۹۶۸	۲۵۰/۴	۵	۱۰۹/۷	۱۲۰۳۴/۱
۲	» ۶۹	۲۴۹/۸	۱۰	۹۸/۸	۹۷۶۱/۴
۳	» ۵۱	۲۳۹/۵	۱۵	۹۸/۸	۹۷۶۱/۴
۴	» ۶۷	۲۳۰/۳	۲۰	۸۹/۶	۸۰۲۸/۲
۵	» ۵۷	۲۲۸/۱	۲۵	۸۷/۴	۷۶۳۸/۸
۶	» ۶۶	۲۰۳/۸	۲۰	۶۳/۱	۳۹۸۱/۶
۷	» ۵۲	۱۵۸/۲	۳۵	۱۷/۵	۳۰۶/۳
۸	» ۵۶	۱۵۷/۱	۴۰	۱۶/۴	۲۶۹/
۹	» ۵۳	۱۲۸/۶	۴۵	-۱۲/۱	۱۴۶/۴
۱۰	» ۶۴	۱۲۴/۷	۵۰	-۱۲	۱۴۴
۱۱	» ۶۳	۱۱۴/۳	۵۵	-۲۶/۴	۶۹۷
۱۲	» ۵۵	۱۰۸/۸	۶۰	-۳۱/۹	۱۰۱۷/۶
۱۳	» ۵۴	۹۹/۹	۶۵	-۴۰/۸	۱۶۶۴/۶
۱۴	» ۶۵	۸۰/۷	۷۰	-۶۰	۳۶۰۰
۱۵	» ۶۱	۷۸/۳	۷۵	-۶۲/۴	۳۸۹۴/۴
۱۶	» ۶۲	۷۰/۱	۸۰	-۷۸/۷	۴۹۸۴/۴
۱۷	» ۵۹	۶۲/۷	۸۵	-۷۸	۶۰۸۴
۱۸	» ۶۰	۴۶/۹	۹۰	-۹۳/۸	۸۷۹۸
۱۹	» ۵۸	۴۱/۶	۹۵	-۹۹/۱	۹۸۲۰/۸

$$\text{انحراف معیار} = \sigma = \sqrt{\frac{(x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{۹۴۷۳/۲}{۱۸}} = ۷۲/۵$$

$$\bar{x} = \frac{۲۶۷۳/۸}{۱۹} = ۱۴۰/۷$$

های تجربی از پخش پدیده‌ها، طبق قانون گوس پیروی میکند، (خطای بین فرکانس‌های مشاهده شده و آنهائی که توسط قانون گوس بدست میآیند خیلی کوچك بوده و قابل صرف نظر کردن است). از جدول شماره ۳ احتمال خطای کوچك شده برحسب مقادیر مختلف t تعیین میشود، سطح زیر منحنی معادل یك است وجدول اشاره شده احتمال نصف سطح بین $t-$ و $t+$ را مشخص میکند.

بعد از تعیین t میتوان با استفاده از فرمول زیر حدبالا و حدپائین مقدار بارندگی و یا سیل رودخانه را با احتمال مورد نظر تعیین نمود.

$$\bar{x} - \sigma t \leq x_i \leq \bar{x} + t\sigma$$

دوره تناوب احتمال وقوع یك حادثه مساویست با عکس احتمال وقوع آن، مثلا اگر احتمال وقوع یك بارندگی ۱٪ باشد، میتوان گفت که در هر ۱۰۰ سال یکبار ممکن است بارندگی از این حد بیشتر و یا ۹۹٪ احتمال وجود دارد که مقدار بارندگی ازاین حدکمتر باشد. با همین روش میتوان مقدار بارندگی را در تناوب‌های ۵۰ سال یکبار نیز مشخص نمود.

طبق محاسبات انجام شده برای ایستگاه مشیران مقدار بارندگی با احتمال ۹۵٪ مساویست با : $۱۸ \leq x_i \leq ۱۷۱$ میلیمتر.

ج ـ تعیین مقدار متوسط بارندگی

تهیه نقشه هم باران، هم‌حرارت و هم تبخیر :

دربیشتر مواقع چنانچه تعداد ایستگاه‌های اندازه‌گیری عوامل جوی، باندازه کافی باشند، آمارحاصله رابرروی نقشه‌حوضه‌آبریز انتقال داده و سپس با استفاده از فواصل و وضع پستی و بلندی و سایرعوامل

جدول سطح زیر نرمال

z	.00	.01	.02	.03	.04	05	.06	.07	.08	.09
.0	0000	0040	0080	0120	0160	0199	0239	0279	0319	0359
.1	0398	0438	0478	0517	0557	0596	0636	0675	0714	0753
.2	0793	0832	0871	0910	0948	0987	1026	1064	1103	1141
.3	1179	1217	1255	1293	1331	1368	1406	1443	1480	1517
.4	1554	1591	1628	1664	1700	1736	1772	1808	1844	1879
.5	1915	1950	1985	2019	2054	2088	2123	2157	2190	2224
.6	2257	2291	2324	2357	2389	2422	2454	2486	2517	2549
.7	2580	2611	2642	2673	2704	2734	2764	2794	2823	2852
.8	2881	2910	2939	2967	2995	3023	3051	3078	3106	3133
.9	3159	3186	3212	3238	3264	3289	3315	3340	3365	3389
1.0	3413	3438	3461	3485	3508	3531	3554	3577	3599	3621
1.1	3643	3665	3686	3708	3729,	3749	3770	3790	3810	3830
1.2	3849	3869	3888	3907	3925	3944	3962	3980	3997	4015
1.3	4032	4049	4066	4082	4099	4115	4131	4147	4162	4177
1.4	4192	4207	4222	4236	4251	4265	4279	4292	4306	4319
1.5	4332	4345	4357	4370	4382	4394	4406	4418	4429	4441
1.6	4452	4463	4474	4484	4495	4505	4515	4525	4535	4545
1.7	4554	4564	4573	4582	4591	4599	4608	4616	4625	4633
1.8	4641	4649	4656	4664	4671	4678	4686	4693	4699	4706
1.9	4713	4719	4726	4732	4738	4744	4750	4756	4761	4767
2.0	4772	4778	4783	4788	4793	4798	4803	4808	4812	4817
2.1	4821	4826	4830	4834	4838	4842	4846	4850	4854	4857
2.2	4861	4864	4868	4871	4875	4878	4881	4884	4887	4890
2.3	4893	4896	4898	4901	4904	4906	4909	4911	4913	4916
2.4	4918	4920	4922	4925	4927	4929	4931	4932	4934	4936
2.5	4938	4940	4941	4943	4945	4946	4948	4949	4951	4952
2.6	4953	4955	4956	4957	4959	4960	4961	4962	4963	4964
2.7	4965	4966	4967	4968	4969	4970	4971	4972	4973	4974
2.8	4974	4975	4976	4977	4977	4978	4979	4979	4980	4981
2.9	4981	4982	4982	4983	4984	4984	4985	4985	4986	4986
3.0	4987	4987	4987	4988	4988	4989	4989	4989	4990	4990
3.1	4990	4991	4991	4991	4992	4992	4992	4992	4993	4993
3.2	4993	4993	4994	4994	4994	4994	4994	4995	4995	4995
3.3	4995	4995	4995	4996	4996	4996	4996	4996	4996	4997
3.4	4997	4997	4997	4997	4997	4997	4997	4997	4997	4998
3.6	4998	4998	4999	4999	4999	4999	4999	4999	4999	4999
3.9	5000									

جدول شماره ـ ۳

که باعث تغییراتی در این‌آمار میشوند، خطوط هم‌باران ویا هم حرارت و یا هم تبخیر را در بین فواصل ایستگاهها رسم مینمایند و سپس از فرمول زیر مقدار متوسط آنها را محاسبه خواهند نمود:

$$P_m = \frac{\Sigma p_i s_i}{\Sigma s_i}$$

که در این فرمول P_i مساویست با نصف‌مجموع ارتفاع داده شده دو خط میزان منحنی s_i سطح بین آنها میباشد (ش ۱۵ و ۱۶ و ۱۷).

ش ۱۵ نقشه خطوط هم‌باران ایران را که‌از ۷۲۰ ایستگاه واز آمارسال‌های ۴۸ ـ ۱۳۴۴ تهیه شده‌است، نشان میدهد.

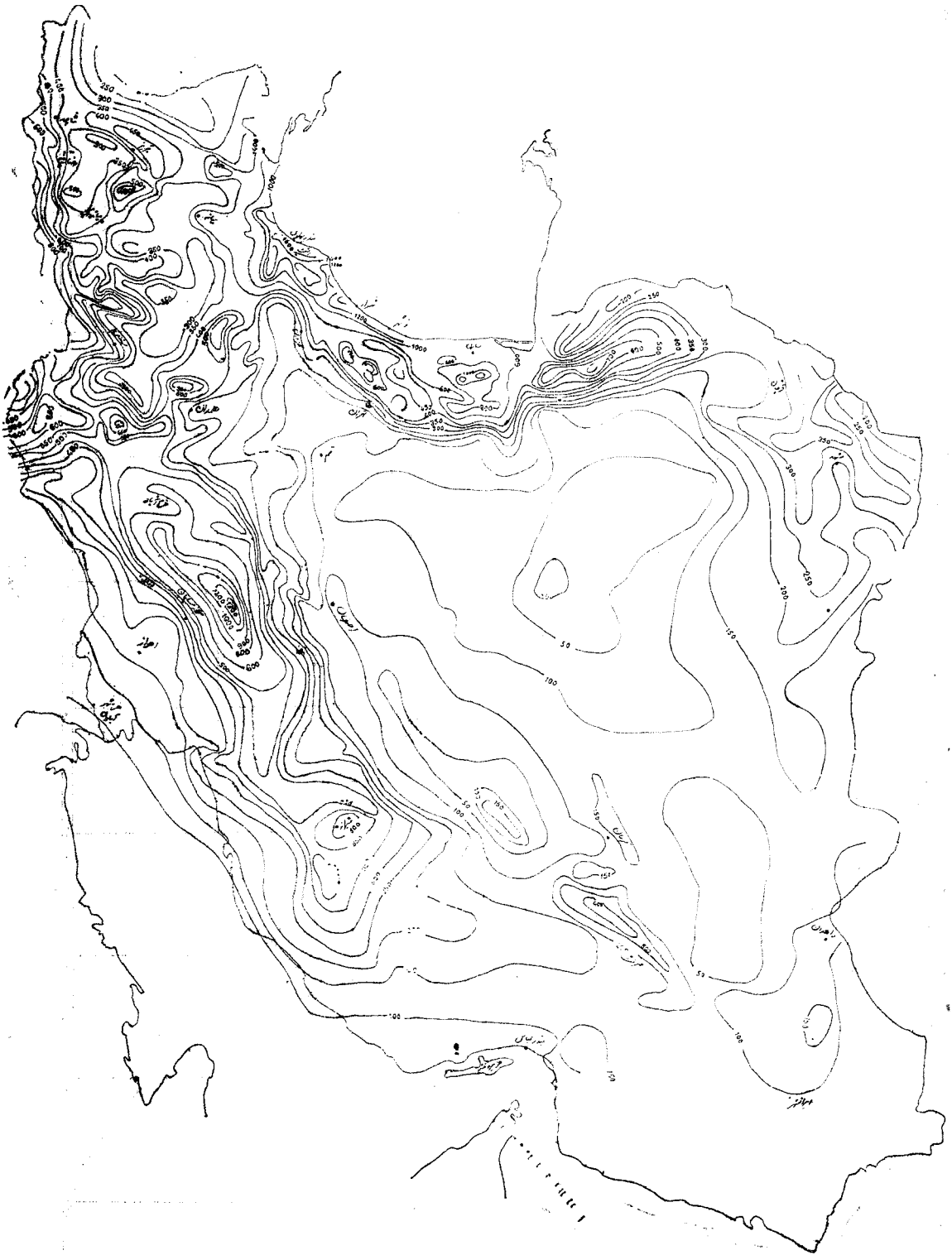
ش ۱۶ نقشه خطوط هم حرارت حوضه آبریز ارس (قسمت ایران) و شکل ۱۷ نقشه خطوط هم تبخیر همان حوضه میباشد.

معمولا اگر تعداد ایستگاههای بارندگی کافی نباشد از روش‌تیسن برای تعیین مقدار متوسط بارندگی یك حوضه بشرح زیر استفاده مینمایند :

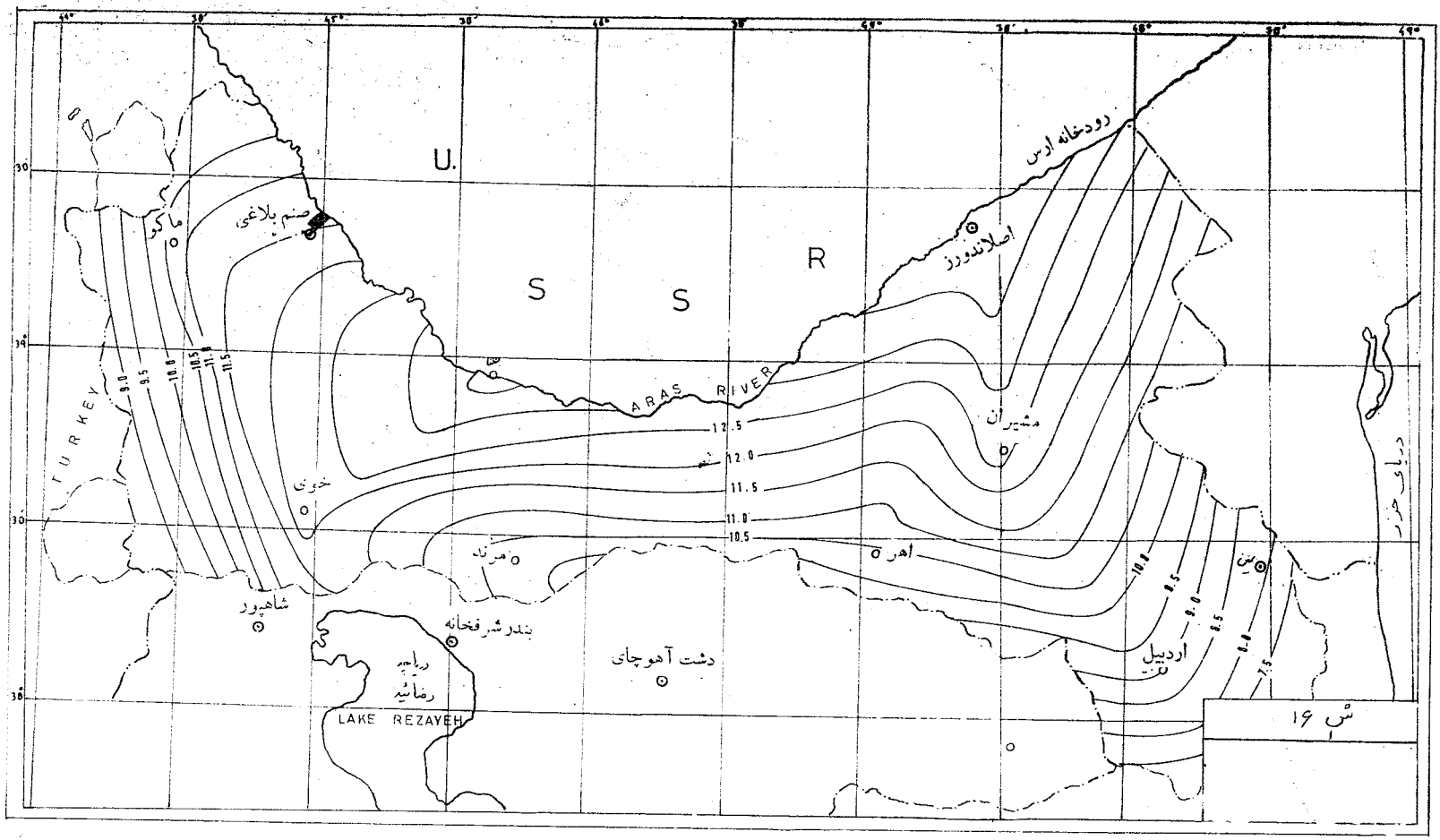
پس‌از انتقال‌مقدار بارندگی ایستگاهها بروی نقشه حوضه‌آبریز، مثلث‌هائی با اتصال این ایستگاهها بوجودمیآورند وسپس عمودمنصف این مثلث‌ها را رسم نموده وچند ضلعی‌هائی‌بدست‌میآیدکه‌ایستگاههای باران سنجی تقریبا در وسط این چند ضلعی‌ها قرار دارند و با استفاده از فرمول

$$P_m = \frac{\Sigma P_i S_i}{\Sigma S_i}$$

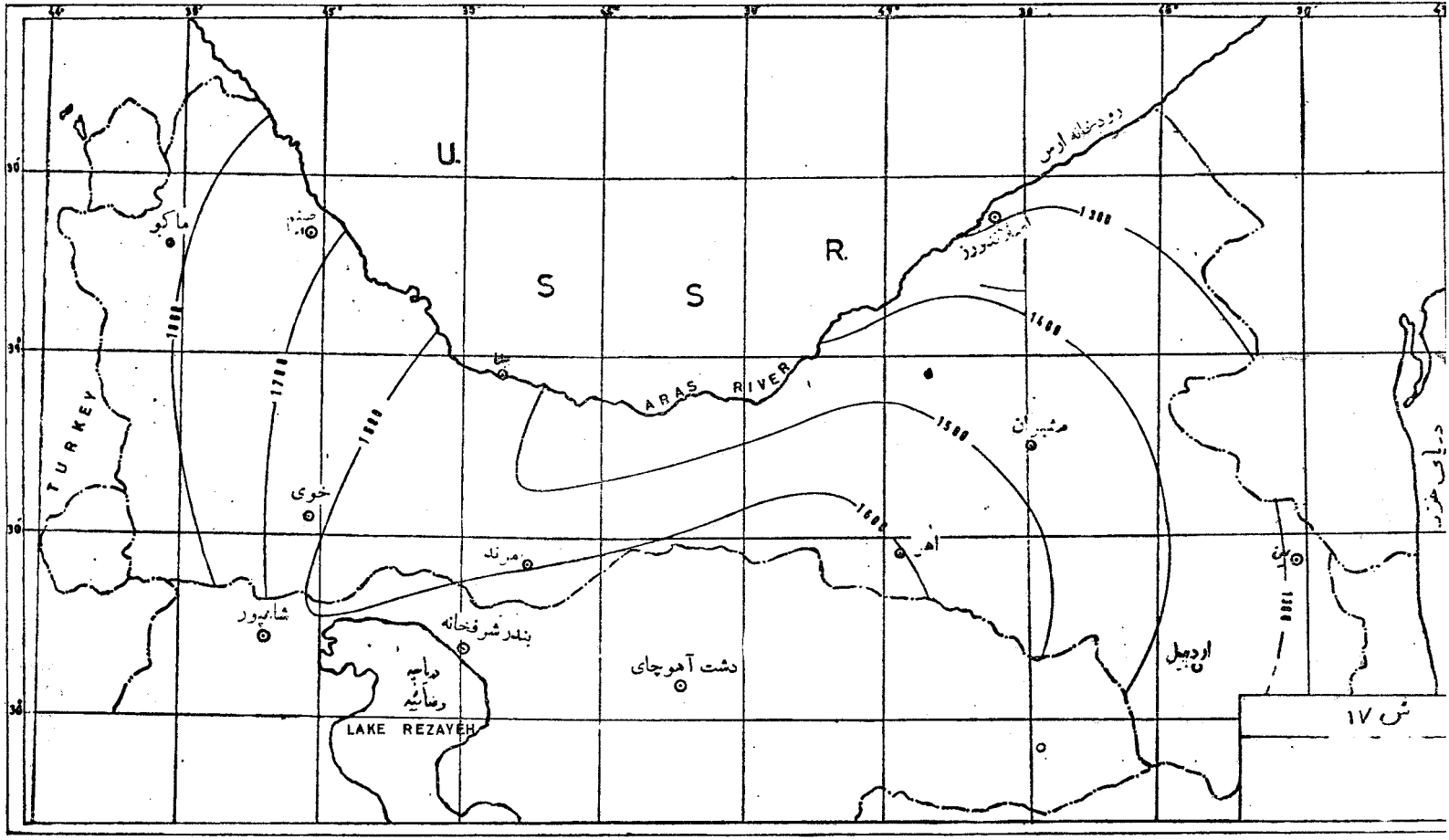
مقدار متوسط بارندگی را حساب مینمایند، در این فرمول P_i ارتفاع بارندگی مربوط‌به یك چند ضلعی و S_i سطح مربوط‌بآن‌میباشد (ش ۱۸).



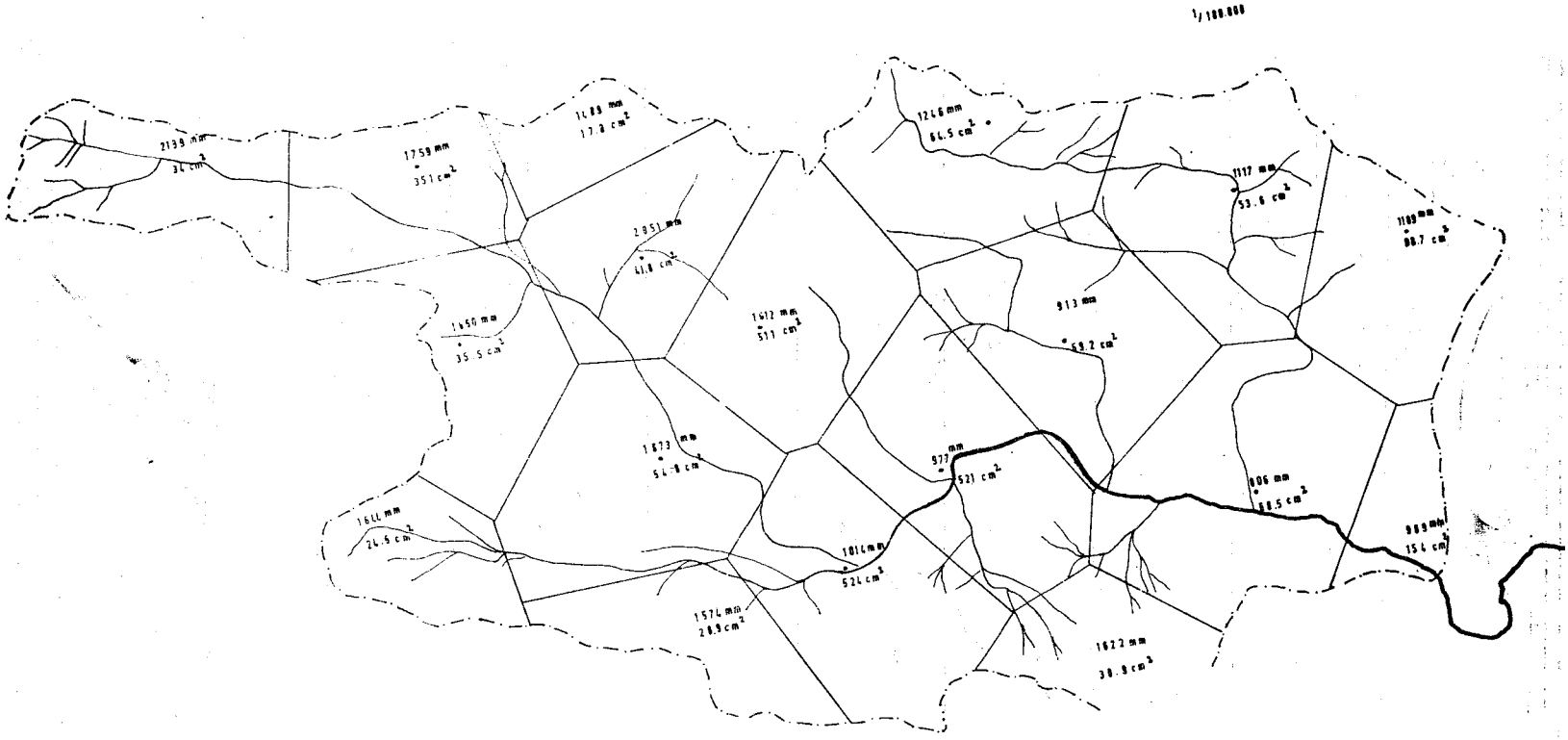
ش ۱۵ ـ نقشه خطوط هم باران ایران (۱۳۴۸ ـ ۱۳۴۳)



ش ـ ۱۶ نقشه خطوط هم حرارت حوضه رودخانه‌ارس در سال‌های ۱۹۶۹ تا ۱۹۶۷



ش ۱۶ نقشه خطوط هم‌تبخیر حوضه رودخانه ارس درسال‌های ۴۸ تا ۴۶



ش ۱۸ ــ استفاده از روش تیسن جهت محاسبه باران متوسط حوضه آبریز رودخانه هراز (سال آبی ۴۸ ــ ۴۷)

۵ ـ تبخیر، تعریق، کمبود جریان

تعاریف

الف ـ تبخیـر Evaporation

تبخیر در فیزیك عبارتست از یك عمل فیزیکی تغییر شکل آب به بخار آب، این‌عمل ازهمان شروع‌بارندگـی صورت میگیرد زیـرا قسمتی از باران کـه بصورت قشر نازکی سطح اندام‌هـای‌گیاه و سطح خـاك را میپوشاند بتدریج تبدیل به بخار شده و بجو باز میگردد.
آبیکه به طبقات تحت‌الارض خاك نفوذ مینماید نیز بتدریج در اثر قـوه کاپیلاریته بسطح خاك بالا آمده و تبخیر میشود. ضمنا عمل تبخیـر از سطح برف و ذخائر سطحی آزاد آب نیز صورت میگیرد، در هیدرولژی مجموع پدیده‌های بالا را تبخیر مینامند .

ب ـ تعریـق Transpiration

عبارتست از آبیکه تـوسط ریشه‌هـا از زمین جـذب شده و توسط آوندها (درگیاهان‌پهن برگ) ویاخته‌های دی‌کرائید (درگیاهان‌سوزنی برگ) در اختیار برگها قرار گرفته و سپس از آنجا وارد جو میگردند.

ج ـ تبخیر و تعریق Evapotranspiration

همانطورکه قبلا گفته شد عبارتست از مجموع دو مقدار تبخیر و تعریق که جهت سهولت با E.T نشان میدهند که در بعضی مواقع آنرا با قدرت تبخیر دهندگی محیط، معادل میدانند .

تبخیر و تعریق حقیقی Evapotranspiration réelle (E.T.R)

عبارتست از مقدار آب مصرف شده در اثر تبخیر وتعریق مشاهده شده این مقدار با تغییرات رطوبت خاك و فصل رشد متغیر است.

ظرفیت تبخیر و تعـریق Evaportanspiration potentielle (E.T.P)

عبارتست از مجموع آب مصرف شده در اثر تبخیر و تعریق وقتی کـه

تراکم گیاه زیاد و در حال ماکزیمم رشد خود بوده و رطوبت خاك نیز همیشه در حد ظرفیت نگاهداری باشد. در حقیقت E.T.P مقدارماکزیمم E.T.R میباشد، معمولا برای محاسبه آب مورد احتیاج از E.T.P استفاده میکنند چون همیشه در محاسبه مربوط به‌کانالها و یا لوله‌های‌آبیاری مقدار ماکزیمم آبی‌که در یکی از ماههای رشد مورد احتیاج است درنظر گرفته میشود.

د ـ آب مورداحتیاج برای آبیاری

عبارتست از مجموع مقدارتبخیر وتعریق‌با در نظرگرفتن راندمان انتقال و پخش آب

م ـ قدرت تبخیرکنندگی جو Pouvoir évaporant de l'atmosphère

بنابنظر Coutagne قدرت تبخیرکنندگی جو را میتوان ازتبخیر سنج‌های مختلف که دارای یك سطح متخلخل که بطور دائم آغشته بآب بوده ودر شرائط تعادل با محیط باشند، تعیین نمود. در این شرایط تبخیر از سطح متخلخل تنهاوابسته به عوامل جوی (رطوبت، حرارت، تابش خورشید و باد . . . .) خواهد بود .

حرارت هوا

کشش‌بخاری آب اشباع با درجه حرارت اضافه میشود، بنابراین اگر مقدار کمبود رطوبتی هوا ثابت باشد، مقدار تبخیر با اضافه شدن درجه حرارت زیاد میگردد.
چون اندازه‌گیری درجه حرارت هواآسان است و خود درجه حرارت هوا تابعی از عوامل دیگر ازقبیل‌تشعشع خورشید و درجه رطوبت‌هوا است، بنابراین میتوان از درجه حرارت هوا برای تعیین مقدار تبخیر استفاده نمود.

تابش خورشیدی

حرارت در اثر تابش خورشید که در سطح زمین تبدیل به امواج‌حرارتی

میشود، تولید میگردد، بنابراین خیلی اصولی خواهد بود که اگر عامل تشعشع خورشیدی را نیزدر محاسبات مربوط به تبخیر دخالت دهیم.

سرعت باد

باد بعلت جابجا نمودن بخار آب موجود در هوا، در مقدار تبخیر تاثیر زیادی دارد.
معمولا سرعت باد را برحسب تبخیر سنجی بین ۵ر۰ تا ۱۰ متر از سطح زمین اندازه میگیرند.

فشار بار ومتری

همانطور که قبلا گفته شد این عامل در تبخیر تاثیر زیادی ندارد ولی بطور کلی موقعیکه فشار کم میشود، تبخیر زیاد میگردد.
مقدار تبخیریکه از طریق طشتکهای تبخیر و یا ذخائر سطحی آب با وسعت و عمق کم بدست میآید نیز قدرت تبخیرکنندگی جو را باتقریبی مشخص میکنند.
قدرت تبخیر کنندگی جو با عوامل زیر نیز رابطه دارد:

درجه اشباع محیط

در سال ۱۸۰۲ دالتون ثابت نمود، اگر تمام عوامل دیگریکه در قدرت تبخیرکنندگی موثرند ثابت باشند، تبخیر از سطح آزاد آب با کمبود رطوبتی جو رابطه خواهد داشت:

$$E=K\frac{F_{te}-f_a}{H}$$

$E=$ مقدار تبخیر

$F_{te}=$ کشش بخاری اشباع در حرارت سطح آزاد آب

$f_a=$ کشش بخاری موجود در جو

$H=$ فشار بار ومتری (گاز + بخار آب)

مقدار F_{te} را از روی جداول مخصوص میتوان تعیین نمـود و از

$F = \frac{f_a}{F_{te}} \times ۱۰۰$ که همان رطوبت نسبی است مقـدار f_a را بشرح

زیر معلوم میکنند:

ازروی اختلاف درجه‌حرارت، دماسنج مرطوب وخشك وبا استفاده از جداول مخصوص، مقدار رطوبت نسبی تعیین میشود و سپس مقدار f_a را تعیین میکنند.

H یا فشار بار ومتر بعنوان یك ضریب تصحیح کننده در محاسبه مورد استفاده قرار میگیردکه ممکن است صرفنظر شود .

شوری آب

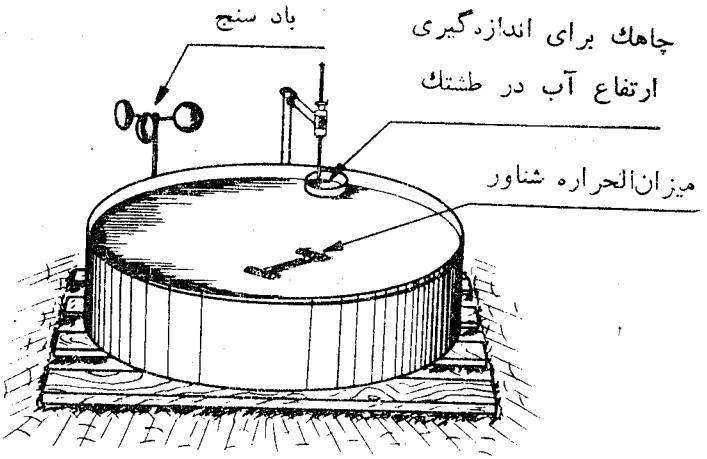
اگرتمام شرایط ثابت‌باشد، تبخیر درآب‌های شور (دریا) ۲ تا ۳٪ از آب‌های شیرین کمتر است بازاء ۱٪ اضافه شدن غلظت نمك، تبخیر بمیزان ۱٪ کاسته میشود .

ی ـ اندازه‌گیری تبخیر :

طشتك‌هـای تبخیـر

دو نوع از این طشتك‌ها وجود دارند:

طشتك‌هائی که در بالای سطح خاك قرار میگیرند (ش ۱۹)



ش ۱۹ ـ مشخصات طشتك‌نوع A : ارتفاع۲۵ر۴، عمق‌آب۲۰ر۴، قطر ۱۲۱ر۹ سانتی‌متر

یك‌نوع ازاین طشتك‌هابنام طشتك‌کلاس A، در آمریکا مـورد استفاده قرار میگیرد که دارای ابعاد زیر است :

قطر $D = ۱۲۱/۹$ Cm

عمق $h = ۲۵/۴$ Cm

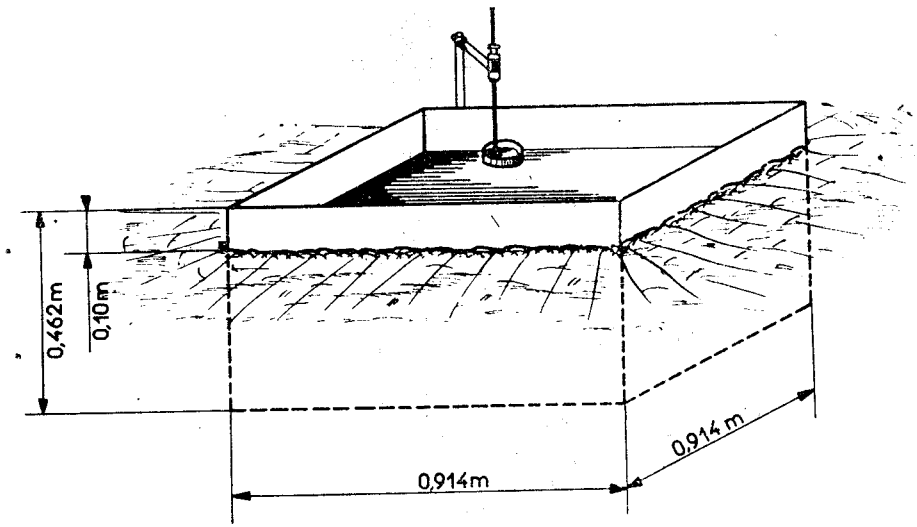
تغییرات عمق آب بین ۱۷٫۵ ـ ۲۰ سانتی‌متـر است. این نـوع طشتك‌ها از آهن گالوانیزه ساخته شده‌اند که برروی یك صفحه چوبی در ارتفاع ۱۵ سانتی‌متری از سطح زمین قرار میگیرند و بوسیله یـك میله‌آهنی سرکج ، تغییرات روزانه ارتفاع آب اندازه گرفته میشود.

ـ طشتك‌هائی که در داخل زمین قرار میدهند (طشتك‌های کلرادو)

طشتك‌های نوع اول چون در خارج از زمین قـرار دارند نقـل و انتقالات حرارتی آن‌ها بیش از طشتك‌های نوع اخیر میباشد.

اگر چه لبه این نوع طشتك در حدود ۱۰ سانتی‌متربالاتر ازسطح زمین است، مع‌الوصف قطرات باران در اثر برخورد با زمین وارد این نوع طشتك، خواهند شد .

طشتك نوع کلرادو که از ایـن تیپ طشتك‌ها است، بشکل مـربع بوده و هر یك از اضلاع آن ۰٫۹۱۴ متر میباشد (ش ۲۰).



ش ۲۰ ـ طشتك کلرادو

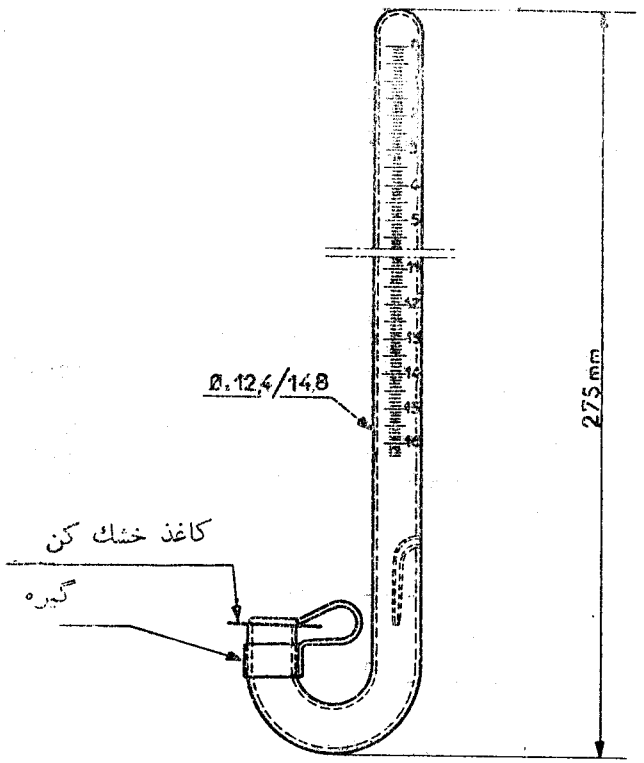
طشتک‌هـای شناور

این نوع طشتک‌ها رابرروی‌آب دریاچه ویا رودخانه قرار میدهند، لیکن انـدازه‌گیری آنها مشکل بوده و ممـکن است مقداری آب در اثـر **امواج وارد طشتک شود .**

تبخیر طشتک‌های شناور نـزدیک به تبخیر طشتک‌هـای دفـن شده **است لیکن تبخیر طشتک‌های نصب شده برروی سطح زمین زیادتر از طشتک‌های دفن شده و یا شناور میباشد. طشتک‌های عمیق در ماههای زمستان و** طشتک‌های کـم عمق در تابستان تبخیـر بیشتری را نشان **میدهند.**

تبخیر سنج Piche

این نوع تبخیر سنج مطابق شکل ۲۱ **از یك لوله شیشه‌ای مـدرج** بطول ۲۷٫۵ سانتی‌متر و قطر ۱٫۵ سانتی متر تشکیل شده است .



ش ۲۱ ــ تبخیرسنج پیش

دهانه فوقانی آن مسدود بوده در حالیکه دهانه تحتانی‌آن بوسیله یك صفحه‌کاغذفیلتر نرمالیزه‌بقطر ۳۰ میلیمتر وضخامت ۵ر۰میلیمتر، پوشانیده شده است، این صفحه‌کاغذ توسط فنری بدهانه تحتانی‌متصل میشود.

لوله در بدوامر از آب مقطر پر میشود لیکن بعدا ارتفاع آب در لوله بتدریج تنزل مینماید و از روی تغییرات سطح آب میتوان مقدار تبخیر را تعیین نمود .

نتایج حاصله از تبخیرها را بشرط در نظر گرفتن‌یك ضریب، میتوان برای سطوح نسبتا بزرگ (ذخائرآب) تعمیم داد. این ضریب از واحد کوچکتر بوده و مقدار آن‌برحسب‌نوع تبخیر سنج متغیر است، مقادیر ضرایب متوسط سالیانه برای انواع تبخیر سنج‌ها در امریکا بشرح زیر میباشند:

برای تبخیر سنج‌های تیپ Aمساوی ۷ر۰ (تغییرات از ٦ر۰ تا ۸ر۰)

برای‌تبخیرسنج‌های‌تیپ‌کلرادومساوی ۸ر۰ (تغییراتاز ۷۵ر۰تا ۸۵)

برای‌تبخیرسنج‌های‌تیپ‌شناورمساوی ۸ر۰ (تغییراتاز ۷ر۰تا ۸ر۰)

بنابآزمایشات Coutagne اگرنتایج حاصله از تبخیر سنج Piche مورد استفاده قرار گیرد ضریب مربوطه مساوی ۷ر۰ ، برای یك سطح آزاد آب بمساحت ۹ متر مربع خواهد بود، مقادیر حاصله از تبخیر-سنج‌های شناور و کلرادو مساوی ٤۵ر۰ تا ٦ر۰ مقادیر تبخیر حاصله از تبخیر سنج Piche میباشند.

ن ـ فرمول‌های تجربی برای محاسبه تبخیر:

تعداد این فرمول‌ها زیاد میباشند، لیکن دراین مبحث تنها به سه نوع آنها اکتفاء میشود که عبارت‌اند از:

فرمول لوژن Lugeon

فرمول لوژن عبارتست از:

$$E = ۰/۳۹۸\, n\,(F_e - f_a)\,\frac{۲۷۳+t}{۲۷۳}\cdot\frac{۷۶۰}{B-F_e}$$

ارتفاع آب تبخیر شده در یك مدت یك‌ماه برحسب‌میلیمتر (n روز) = F

کشش بخار اشباع بر حسب میلیمتر جیوه برای متوسط‌ماکزیمم = Fe

درجه حرارت ماهیانه.

کشش بخار حقیقی آب بر حسب‌میلیمتر جیوه = f_a

فشار متوسط ماهیانه بارومتری برحسب میلیمتر جیوه = B

متوسط ماکزیمم درجه حرارت یك‌ماه برحسب سانتی‌گراد = t

فرمول مایر Meyer

فرمول مایر عبارتست از:

$$E_m = C\ (F_a - f_a)\ \ (1+\frac{V}{10})$$

مقدار ارتفاع تبخیر ماهیانه برحسب اینچ = E_m

کشش بخار اشباع برحسب اینچ جیوه برای متوسط درجه حرارت ماهیانه . = F_a

کشش بخار حقیقی آب برحسب اینچ جیوه = f_a

سرعت‌بادبرحسب مایل درساعت که در ۲ فوت بالای‌سطح آب = V

اندازه‌گیری میشود.

فرمول Coutagne

فرمول کوتانی عبارتست از: $E_J = \theta\ (1+\alpha v)$

تبخیر Piche روزانه برحسب میلیمتر = E_J

اختلاف‌درجه حرارت میزان‌الحراره خشك ومرطوب برحسب سانتی گراد = θ

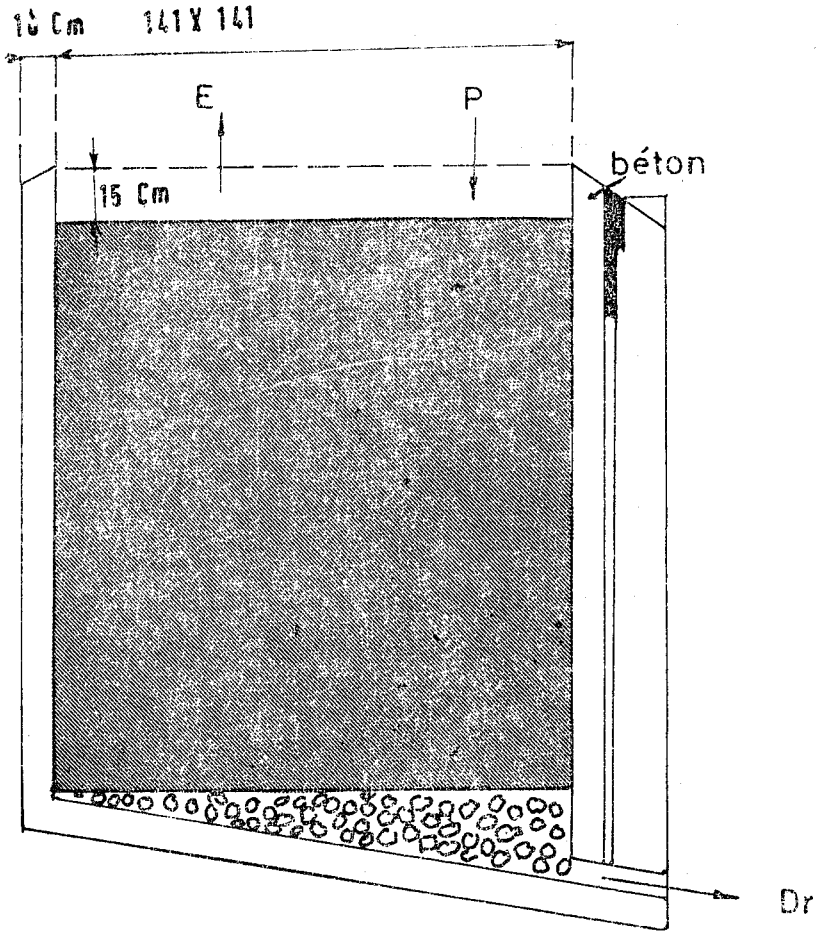
ضریبی است که تغییرات آن در حدود ۱۵ر۰ ـ ۱ر۰ میباشد = α

سرعت متوسط روزانه باد برحسب متر در ثانیه = V

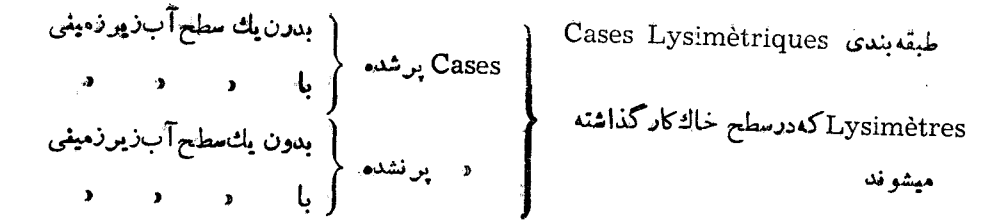
ی ـ اندازه گیری ظرفیت تبخیر و تعریق E. T. P

ساده‌ترین طریقه جهت این منظور استفاده از Cases Lysimètriques میباشد. چون این‌دستگاهها اهمیت‌زیادی درمطالعات‌آبیاری وهیدرولژی دارند، بنابراین لازم است که بشرح مختصر آنها بپردازیم.

دستگاههای فوق تشکیل شده‌اند از جعبه‌های بتونی، آهنی و یـا چوبی که‌بطرز دقیقی که‌بعدا توضیح‌داده خواهدشد از خاك‌پر شده‌اند، شکل۲۲ یك Case را نشان میدهد.



ش ۲۲ ــ جعبه لیزیمتریك



Lysimètres زیر زمینی: دسته اخیر بیشتر جهت مطالعه در سفره‌های آب زیرزمینی (چاهها) مورد استفاده قرار میگیرند، لیکن بعلت اینکه نتایج بدست آمده ازآن‌ها رضایت بخش نبوده این تیپ از Lysimètres متروك شده‌اند.

Lysimètres سطحی بدو تیپ تقسیم میشوند:

« غیروزنی
« وزنی

Case غیر پرشده وقتی است که جدارها مستقیما داخل خاك‌شوند. در قسمت پائین Lysimètres سوراخی تعبیه شده که از آنجا آب اشباع طبقات بالا در اثر قوه ثقل خارج شده واندازه‌گیری میشود.

آبیکه وارد این جعبه‌ها میشود عبارتست از مجموع آب آبیاری و نزولات جوی، اگر نباتی در سطح آن کشت شده‌باشد، مقدارتبخیر از رابطه زیر بدست میآید :

(۱) مقدار آب زهکشی شده ـ مقدار آب وارد شده = تبخیر و تعریق درصورتیکه نباتی کشت نشده باشد، مقدار تبخیر از سطح خاك از رابطه‌زیر مشخص میشود :

(۲) مقدارآب زهکشی‌شده ـ مقدارآب حاصله ازنزولات آسمانی=تبخیر درته این جعبه‌ها، ریگ بابعاد تقریبی ۳ سانتیمتر، بضخامت تقریبی ۱۰ سانتیمتر قرار دارند. این طبقه عامل موثری جهت کشش آب‌طبقات بالائی بطرف مخرج دستگاه میباشد ودر حقیقت مثل یك پمپ آب اشباع طبقات بالا را بپائین میکشد .

درصورتیکه مقدار رطوبت خاك در اول وآخر دوره اندازه گیری تقریبا مساوی باشد فرمول‌های (۱) و (۲) صحیح هستند. اگر مطالعات

بالا در دوره نسبتا طولانی مثلا یکسال انجام گیرد میتوان بادقت بسیار زیاد مقدار تبخیر ویا مقدار تبخیر وتعریق را اندازه گیری نمود.

چون در شروع سال ودر خاتمه آن در نواحی مرطوب رطوبت سطح خاك تقریبا در حالت اشباع است بنابراین میتوان گفت که در صد رطوبت در اول ودر آخر دوره آزمایش تقریبا مساوی است. اگر این مطالعات در دوره‌های بسیار کوتاه مثلا روز ویا هفته انجام گیرد نتایج بدست آمده دارای دقت زیادی نخواهند بود چون بلافاصله بعد از بارندگی، زهکشی خاك شروع نمیشود .

امروزه برای رفع این اشکال Lysimètres وزنی ساخته‌اند. متاسفانه دستگاههای وزنی گران تمام میشوند ونمیتوان تعداد زیادی از آنها را که جهت تکرار هر آزمایش بسیار ضروری است، تهیه نمود. دستگاههای وزنی برروی ترازوئی قرار دارند که تغییرات وزن‌دستگاه را که در اثر تبخیر انجام میگیرد بر روی صفحه کاغذی بطور خود کار ثبت مینماید، در نتیجه میتوان حتی تبخیر روزانه را بدست آورد. اخیرا لیزیمترهای هیدرولیکی ساخته‌اند که مقدار تبخیر از روی تغییرات ارتفاع یك ستون مایع حساب میشود. دستگاههای هیدرولیکی‌بدستگاههای وزنی‌ترجیح دارند چون‌بامروز زمان‌حساسیت ترازوها کم میشوند. لازم است توضیح داده شود که جهت مطالعات مربوطه به تبخیر و تعریق یعنی وقتی که نبات در آنها کشت شوند دستگاههای وزنی ویا هیدرولیکی قابل استفاده نیستند چون اضافه شدن‌وزن براثررشدگیاه رانمیتوان حساب‌نمود. دراین‌صورت‌جهت‌اندازه گیری تبخیرو تعریق از دستگاههای طبقه اول استفاده مینمایند.

اولین Lysimètres در سال ۱۶۸۸ در پاریس ساخته شد وپس از آن بنا باهمیتی که در مطالعات آبیاری داشته در سایر کشورها اقدام بساختن آنها نمودند.

سطح Lysimètres ازیك مترمربع تا ۶۲۵ مترمربع (هلند) میباشد. اکثر فرمول‌هائیکه تا کنون جهت محاسبه مقدار تبخیر و تعریق ویا تبخیر از سطح خاك در اختیار مهندسان گذاشته شده بااستفاده از

دستگاههای فوق‌الذکر بوده است.

پر کـــردن Lysimètres

طریقه‌های مختلفی جهت پرکـردن آنها وجود دارد اما بهتریـن طریقه عبارتست از اینکه خاك مورد نـظر را در محـلی خشك نموده و بابستن سوراخ خروجی Lysimètres بارتفاع ۲۰ سانتیمتر آب داخـل جعبه ریـخته شود. سپس خـاك خشك شده را بـارتـفاع ۱۰ سانتیمتر در داخل جعبه میریزند. ایـن عمل یعنی ریختن آب و وارد نمودن مجدد خاك تا پرشدن جعبه ادامه خواهد داشت.

وقتی خاك خشك شده داخل آب میشود، ذرات‌خاك از هـم باز شده وبطور یکنواختی پخش میشوند. بنابراین جهت پر کردن جعبه از همان طریقه طبیعی رسوب ذرات معلق در آب استفاده میشود.

با طریقه بالا از ایجاد درزوشکاف، در نیم رخ طولی و عرضی‌خاك که موضوع بسیاربا اهمیتی در مطالعات مربوطه میباشد، جلوگیری میشود. پس از پرنمودن جعبه، سوراخ خروجی را باز نموده تا آب اضافی خارج شود.

درچه مواردی میتوان از Lysimètres **استفاده نمود؟**

ـ جهت مطالعات هیدرولژی یك حوضه آبریز.

رابطه زیر مقدار آب جاری‌شده از سطح یك‌حوضه آبریز را بـرحسب ارتفاع و بطور تقریب نشان میدهـد :

$D = P - E$

$P =$ ارتفاع آب حاصله از نزولات آسمانی

$E =$ ارتفاع آب تبخیر شده از سطح جعبه

$D =$ ارتفاع آب جاری شده از سطح حوضه آبریز

آبیکه در اثر نزولات آسمانی بسطح خاك میرسند یك قسمت آن تبخیر شده و یك قسمت باعث افزایش سطح آب زیر زمینی میشود (مقدار آن ناچیز بوده و میتوان صرفنظر نمود) ویك مقدار دیگر باعث افـزایش

رطوبت خاك‌میگردد والباقی از سطح خاك جاری شده و وارد رودخانـه ها میشود. اگر تغییرات مقدار رطوبت خاك را با توضیحاتی که قبلاداده شده صرفنظر نمائیم میتوان مقدار تبخیر را از Lysimètres بدست آورد پس‌از تفریق آن از نزولات آسمانی، بادر نظر گـرفتن سطح حـوضه آبریز، دبی متوسط رودخانه را بطور تقریب میتوان مشخص نمود.

ـ اندازه‌گیری تبخیر ازسطح خاك (بدون پوشش زنده گیاهی).

ـ اندازه‌گیری تبخیر ازسطح‌خاك (با پوشش‌زنده گیاهی) که‌همان TEP را مشخص میکند .

چون در مبحث مربوط به تشریح Lysimètres توضیحات کافی در خصوص دوقسمت اخیر داده‌شده است لذا ازتوضیح مجدد در این‌باره خودداری میشود.

فرمول‌های تجربی برای محاسبه ظرفیت تبخیر و تعریق یا ETP

فرمول Thoronthwaite

این فرمول مبتنی بر نتایج حاصله ازلیزیمترها بدست آمده است

$$E\ T\ P = Ct^{a} \qquad (1)$$

ETP = ارتفاع تبخیر ماهیانه (۳۰ روز) برحسب‌سانتی‌متر و یك‌مدت تئوری روشنائی بمدت ۱۲ ساعت‌روی ۲٤ ساعت

t = متوسط درجه حرارت ماهیانه برحسب سانتی‌گراد

C, a = ضرایب حرارتی که برای محل مقادیر ثابتی میباشند

مقدار a را میتوان از مجموع اندیس‌های حرارتی ماهیانه یکسال بشرح زیر تعیین نمود:

$$i = \left(\frac{t}{5}\right)^{1.514}$$ اندیس حرارتی یکماه =

$$I = \sum i$$

در نتیجه مطالعات Serra مقدار a عبارت خواهد بود از:

$$a=\frac{۱/۶}{۱۰۰}I+۰د۵$$

مقدار C درجهت عکس مقدار I تغییر میکند وبالاخره فرمول کلی (۱) را بصورت زیر میتوان نوشت :

$$ETP=۱د۴\left(\frac{t}{T}\right)^a$$

$$Etp=1,6\left(\frac{t}{I}\right)^a$$

- فرمول Turc

اگر رطوبت نسبی ماهیانه هوا بیشتر از ۵۰٪ باشد مقدار ETP مساوی خواهد بود با :

$$ETP = ۰/۴\ (Ig+۵۰)\frac{T}{T+۱۵}$$

$$ETP\ (۱)= ۰/۱۳\ (Ig+۱۵۰)\frac{T}{T+۱۵}$$

ETP = مقدار ظرفیت تبخیر و تعریق برحسب میلیمتر برای یك ماه

ETP (۱) = مقدار ظرفیت تبخیر و تعریق برحسب میلیمتر برای ده روز

T = مقدار درجه حرارت ماهیانه (درپناهگاه اندازه‌گیری میشود) برحسب درجه سانتی گراد

Ig = تشعشع کل خورشید در یك سطح افقی و برحسب کالری کوچك درسانتی مترمربع و متوسط روزانه یك ماه

برای ماه فوریه باید بجای ضریب ٤ر۰ در فرمول Turc مقدار ۳۷ر۰ را قرار داد. **اگر مقدار رطوبت نسبی ماهیانه هوا کمتر از ۵۰٪ باشد** مقدار ETP راکه‌از حالت اول‌بدست‌میآید، بایددرضریب $۱+\frac{۵۰-h_r}{۷۰}$ **ضرب نمود .**

h_r **عبارتست از متوسطرطوبت هوا در یك‌ماه موردنظر.**

Day of month	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	June	July	Aug.	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.
	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.
	Latitude 30° N.											
1	10 15	10 46	11 33	12 29	13 20	13 57	14 03	13 34	12 46	11 53	10 59	10 22
5	10 17	10 53	11 40	12 36	13 26	13 59	14 01	13 29	12 39	11 46	10 53	10 19
9	10 21	10 59	11 47	12 43	13 31	14 02	13 58	13 23	12 32	11 38	10 48	10 16
13	10 24	11 05	11 54	12 50	13 37	14 04	13 55	13 17	12 25	11 32	10 42	10 14
17	10 27	11 12	12 02	12 57	13 42	14 04	13 52	13 11	12 18	11 25	10 36	10 14
21	10 33	11 18	12 09	13 04	13 47	14 05	13 48	13 04	12 10	11 17	10 32	10 12
25	10 37	11 25	12 16	13 10	13 50	14 05	13 43	12 58	12 03	11 11	10 28	10 13
29	10 43	11 33	12 24	13 17	13 55	14 03	13 39	12 51	11 56	11 05	10 24	10 14
	Latitude 35° N.											
1	09 51	10 30	11 26	12 34	13 35	14 21	14 29	13 54	12 55	11 50	10 45	10 00
5	09 53	10 37	11 34	12 42	13 43	14 25	14 27	13 47	12 47	11 41	10 37	09 55
9	09 57	10 45	11 44	12 52	13 50	14 27	14 24	13 40	12 38	11 32	10 31	09 52
13	10 02	10 53	11 52	13 00	13 57	14 30	14 19	13 33	12 29	11 24	10 24	09 50
17	10 06	11 01	12 01	13 08	14 03	14 30	14 16	13 25	12 21	11 16	10 18	09 48
21	10 11	11 08	12 09	13 16	14 09	14 31	14 10	13 18	12 12	11 07	10 11	09 48
25	10 17	11 17	12 19	13 24	14 14	14 31	14 05	13 09	12 03	11 00	10 06	09 48
29	10 25	11 26	12 27	13 32	14 19	14 29	13 59	13 01	11 54	10 51	10 01	09 50
	Latitude 40° N.											
1	09 23	10 10	11 18	12 39	13 54	14 49	14 58	14 16	13 05	11 47	10 29	09 33
5	09 27	10 19	11 28	12 50	14 02	14 53	14 55	14 08	12 55	11 36	10 20	09 29
9	09 31	10 28	11 38	13 00	14 11	14 57	14 52	14 00	12 44	11 26	10 11	09 25
13	09 36	10 37	11 50	13 10	14 19	15 00	14 47	13 51	12 34	11 16	10 03	09 22
17	09 42	10 47	12 00	13 20	14 27	15 00	14 42	13 41	12 24	11 06	09 55	09 20
21	09 49	10 58	12 11	13 30	14 34	15 01	14 36	13 32	12 13	10 55	09 48	09 20
25	09 56	11 07	12 21	13 40	14 40	15 01	14 29	13 22	12 03	10 46	09 42	09 20
29	10 03	11 18	12 32	13 49	14 45	14 59	14 22	13 13	11 52	10 37	09 36	09 22
	Latitude 42° N.											
1	09 11	10 02	11 14	12 42	14 02	15 02	15 11	14 26	13 09	11 45	10 22	09 22
5	09 15	10 11	11 26	12 53	14 12	15 07	15 09	14 17	12 58	11 34	10 13	09 17
9	09 19	10 21	11 36	13 04	14 21	15 10	15 04	14 08	12 48	11 24	10 03	09 13
13	09 24	10 31	11 48	13 16	14 29	15 12	14 59	13 59	12 36	11 12	09 54	09 10
17	09 31	10 41	12 00	13 26	14 37	15 14	14 54	13 49	12 25	11 02	09 46	09 08
21	09 39	10 52	12 11	13 37	14 45	15 15	14 48	13 38	12 45	10 51	09 38	09 07
25	09 46	11 03	12 23	13 47	14 52	15 15	14 40	13 28	12 03	10 40	09 30	09 08
29	09 55	11 14	12 34	13 57	14 57	15 13	14 32	13 17	11 52	10 29	09 24	09 09
	Latitude 44° N.											
1	08 58	09 52	11 10	12 45	14 11	15 16	15 26	14 36	13 14	11 45	10 15	09 09
5	09 01	10 03	11 22	12 57	14 21	15 21	15 23	14 27	13 02	11 32	10 04	09 03
9	09 06	10 13	11 34	13 08	14 31	15 24	15 18	14 17	12 50	11 20	09 54	08 59
13	09 12	10 24	11 46	13 20	14 40	15 28	15 13	14 07	12 39	11 08	09 44	08 56
17	09 19	10 35	11 59	13 32	14 49	15 29	15 07	13 56	12 26	10 57	09 35	08 54
21	09 27	10 47	12 11	13 44	14 47	15 29	15 00	13 45	12 14	10 45	09 27	08 53
25	09 35	10 59	12 23	13 55	15 04	15 29	14 52	13 34	12 03	10 34	09 19	08 54
29	09 45	11 10	12 36	14 06	15 11	15 27	14 44	13 23	11 50	10 23	09 12	08 56
	Latitude 46° N.											
1	08 43	09 42	11 06	12 47	14 21	15 30	15 41	14 48	13 19	11 43	10 07	08 56
5	08 47	09 53	11 20	13 00	14 31	15 35	15 38	14 37	13 06	11 30	09 55	08 49
9	08 53	10 05	11 32	13 14	14 42	15 40	15 34	14 27	12 54	11 18	09 44	08 45
13	09 00	10 17	11 46	13 26	14 52	15 42	15 27	14 15	12 41	11 04	09 34	08 42
17	09 07	10 29	11 58	13 38	15 01	15 44	15 21	14 05	12 28	10 52	09 24	08 40
21	09 15	10 42	12 12	13 51	15 10	15 45	15 13	13 53	12 15	10 39	09 15	08 38
25	09 25	10 53	12 25	14 03	15 18	15 45	15 04	13 41	12 02	10 27	09 06	08 39
29	09 35	11 06	12 38	14 14	15 25	15 43	14 56	13 29	11 50	10 15	08 59	08 40

جدول‌شماره ۴ـ ساعات روشنائی نجو می (H)

h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m.	h. m	h. m.
Latitude 48° N.												
08 27	09 32	11 02	12 51	14 31	15 46	15 59	15 00	13 25	11 41	09 57	08 40	
08 32	09 43	11 16	13 05	14 42	15 52	15 55	14 49	13 11	11 28	09 45	08 35	
08 38	09 56	11 30	13 18	14 54	15 57	15 50	14 38	12 57	11 14	09 33	08 29	
08 44	10 09	11 44	13 32	15 05	16 00	15 43	14 25	12 43	11 00	09 22	08 26	
08 53	10 21	11 58	13 46	15 15	16 02	15 36	14 13	12 30	10 46	09 12	08 23	
09 02	10 35	12 12	13 59	15 24	16 03	15 28	14 01	12 16	10 33	09 02	08 22	
09 12	10 49	12 27	14 11	15 33	16 03	15 18	13 47	12 02	10 20	08 52	08 22	
09 23	11 02	12 40	14 24	15 41	16 00	15 08	13 35	11 48	10 07	08 44	08 24	
Latitude 50° N.												
08 16	09 20	10 58	12 55	14 41	16 04	16 18	15 14	13 31	11 39	09 48	08 24	
08 15	09 33	11 12	13 09	14 54	16 11	16 13	15 03	13 16	11 24	09 35	08 17	
08 21	09 46	11 28	13 24	15 07	16 16	16 08	14 50	13 01	11 10	09 22	08 12	
08 30	10 00	11 42	13 38	15 19	16 20	16 01	14 37	12 47	10 56	09 10	08 08	
08 38	10 15	11 58	13 53	15 30	16 22	15 53	14 23	12 32	10 40	08 58	08 06	
08 48	10 28	12 13	14 07	15 40	16 23	15 44	14 09	12 17	10 26	08 47	08 04	
08 59	10 43	12 28	14 21	15 50	16 21	15 34	13 55	12 02	10 12	08 38	08 05	
09 11	10 58	12 43	14 34	15 59	16 20	15 22	13 41	11 47	09 59	08 29	08 07	
Latitude 52° N.												
07 51	09 08	10 52	12 57	14 53	16 24	16 39	15 29	13 37	11 38	09 38	08 07	
07 56	09 21	11 09	13 14	15 08	16 31	16 34	15 16	13 21	11 22	09 23	07 59	
08 03	09 36	11 25	13 30	15 22	16 37	16 28	15 02	13 05	11 06	09 09	07 53	
08 12	09 51	11 42	13 46	15 34	16 41	16 21	14 48	12 49	10 50	08 56	07 48	
08 21	10 05	11 58	14 01	15 46	16 43	16 11	14 33	12 34	10 34	08 43	07 46	
08 33	10 21	12 14	14 17	15 58	16 44	16 02	14 19	12 17	10 19	08 32	07 44	
08 45	10 37	12 29	14 31	16 09	16 43	15 50	14 03	12 02	10 04	08 21	07 46	
08 57	10 52	12 45	14 46	16 18	16 41	15 38	13 48	11 46	09 49	08 12	07 48	
Latitude 54° N.												
07 29	08 53	10 48	13 02	15 07	16 46	17 03	15 46	13 43	11 36	09 26	07 47	
07 35	09 09	11 04	13 19	15 23	16 54	16 58	15 31	13 27	11 18	09 11	07 39	
07 43	09 24	11 22	13 36	15 38	17 01	16 51	15 16	13 10	11 02	08 55	07 32	
07 52	09 40	11 40	13 53	15 52	17 05	16 43	15 01	12 53	10 44	08 40	07 26	
08 03	09 57	11 56	14 10	16 05	17 08	16 33	14 45	12 36	10 28	08 27	07 24	
08 15	10 14	12 14	14 27	16 18	17 09	16 22	14 29	12 19	10 11	08 15	07 22	
08 28	10 30	12 31	14 43	16 29	17 08	16 10	14 13	12 02	09 55	08 02	07 23	
08 42	10 48	12 49	15 00	16 39	17 06	15 56	13 56	11 44	09 38	07 52	07 26	
Latitude 56° N.												
07 05	08 38	10 42	13 07	15 22	17 12	17 31	16 05	13 51	11 34	09 14	07 24	
07 11	08 53	11 00	13 25	15 39	17 21	17 25	15 49	13 34	11 16	08 56	07 15	
07 20	09 11	11 19	13 43	15 56	17 28	17 17	15 32	13 15	10 57	08 40	07 07	
07 30	09 29	11 38	14 02	16 11	17 33	17 08	15 16	12 57	10 38	08 24	07 02	
07 43	09 47	11 56	14 20	16 26	17 36	16 57	14 59	12 38	10 20	08 09	06 58	
07 56	10 05	12 15	14 39	16 40	17 37	16 44	14 41	12 19	10 02	07 55	06 57	
08 10	10 23	12 34	14 56	16 53	17 37	16 31	14 23	12 01	09 44	07 42	06 58	
08 25	10 42	12 53	15 14	17 04	17 34	16 16	14 05	11 43	09 27	07 30	07 00	
Latitude 58° N.												
06 36	08 20	10 35	13 11	15 39	17 42	18 03	16 27	14 00	11 31	08 59	06 58	
06 44	08 37	10 55	13 31	15 57	17 52	17 56	16 09	13 40	11 12	08 41	06 49	
06 53	08 56	11 15	13 51	16 16	18 01	17 47	15 51	13 21	10 52	08 23	06 39	
07 06	09 16	11 36	14 11	16 34	18 06	17 37	15 32	13 01	10 32	08 04	06 33	
07 19	09 35	11 56	14 31	16 50	18 10	17 25	15 13	12 41	10 12	07 48	06 29	
07 33	09 55	12 16	14 51	17 05	18 11	17 10	14 54	12 21	09 52	07 33	06 27	
07 49	10 15	12 36	15 11	17 19	18 10	16 55	14 35	12 01	09 33	07 18	06 28	
08 07	10 35	12 57	15 30	17 33	18 06	16 39	14 15	11 41	09 13	07 05	06 32	

بقیه جدول شماره ۴

چون دراکثر ایستگاههای هواشناسی دستگاههای اندازه‌گیری تشعشع خورشید وجود ندارد لذا از فرمول زیر استفاده میکنند :

$$Ig = I_0\left(0/18 + 0/62\ \frac{h}{H}\right)$$

h عبارتست ازساعات روشنائی اندازه‌گیری‌شده (توسط هلیوگراف)

H عبارتست از ساعات روشنائی نجومی (ماهیانه ویا ده روزه)

Io عبارتست از تشعشع ماکزیمم، که توسط داده‌های نجومی محاسبه میشود (ماهیانه ویا ده روزه) .

° lat. N	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51
Janvier	336	321	307	293	278	264	250	236	222	208
Février	468	454	441	427	414	400	387	373	360	347
Mars	651	640	629	618	606	595	584	573	562	551
Avril	819	812	805	798	791	785	778	771	764	757
Mai	939	937	934	932	929	927	925	922	920	918
Juin	985	985	984	984	984	984	983	983	983	983
Juillet	954	952	950	948	946	944	942	940	938	936
Août	846	840	835	829	823	817	812	806	800	794
Septembre	689	679	668	658	648	638	627	617	607	597
Octobre	510	496	483	470	457	443	430	417	404	391
Novembre	362	347	332	318	303	289	275	260	246	232
Décembre	294	280	266	251	237	223	208	194	180	166

I_o

جدول‌شماره ۵ ــ تشعشع ماکزیمم خورشیدی درصورت فقدان جو و برحسب کالری کوچك در سانتی‌مترمربع و در روز (با استفاده از جداول Angot)

بنابراین مقادیر H و I_o بستگی به عرض جغرافیائی دارد واز روی جدول شماره ٤و٥ میتوان آنها را تعیین نمود.

فـــرمـــول Penman

پن‌من مقدارظرفیت تبخیروتعریق‌را از دومرحله محاسبه وتعیین‌مینماید:
مرحله اول محاسبه شامل تبخیراز سطح آزاد آب (باعمق کم) است که از شکل ۲۳ بدست میآید.

E_o عبارتست از تبخیر از سطح آزاد آب برحسب میلیمتر در روز

$\frac{n}{D}$ نسبت ساعات روشنائی به حداکثر ساعات روشنائی ممکن.

t عبارتست از درجه حرارت هوا بر حسب سانتی‌گراد .

u_2 عبارتست از سرعت باد در ۲متری سطح آب .

h عبارتست از رطوبت نسبی برحسب درصد .

R عبارتست از تشعشع خورشیدی برحسب کالری کوچك درسانتی‌متر مربع و در روز .

مرحله دوم محـاسبه، عبارتست از تبدیـل تبخیر از سطح آزاد آب بـه ظرفیت تبخیر وتعریق، پن‌من برای‌این مرحله‌ازمحاسبه ضریبی‌بشرح‌زیر انتخاب نموده است :

در تابستان	$f=0/8$
درزمستان	$f=0/6$
درنواحی استوائی	$f=0/7$

مثال

درجه‌سانتی‌گراد $t=۱۸$

$\frac{n}{D}=۰/۴$

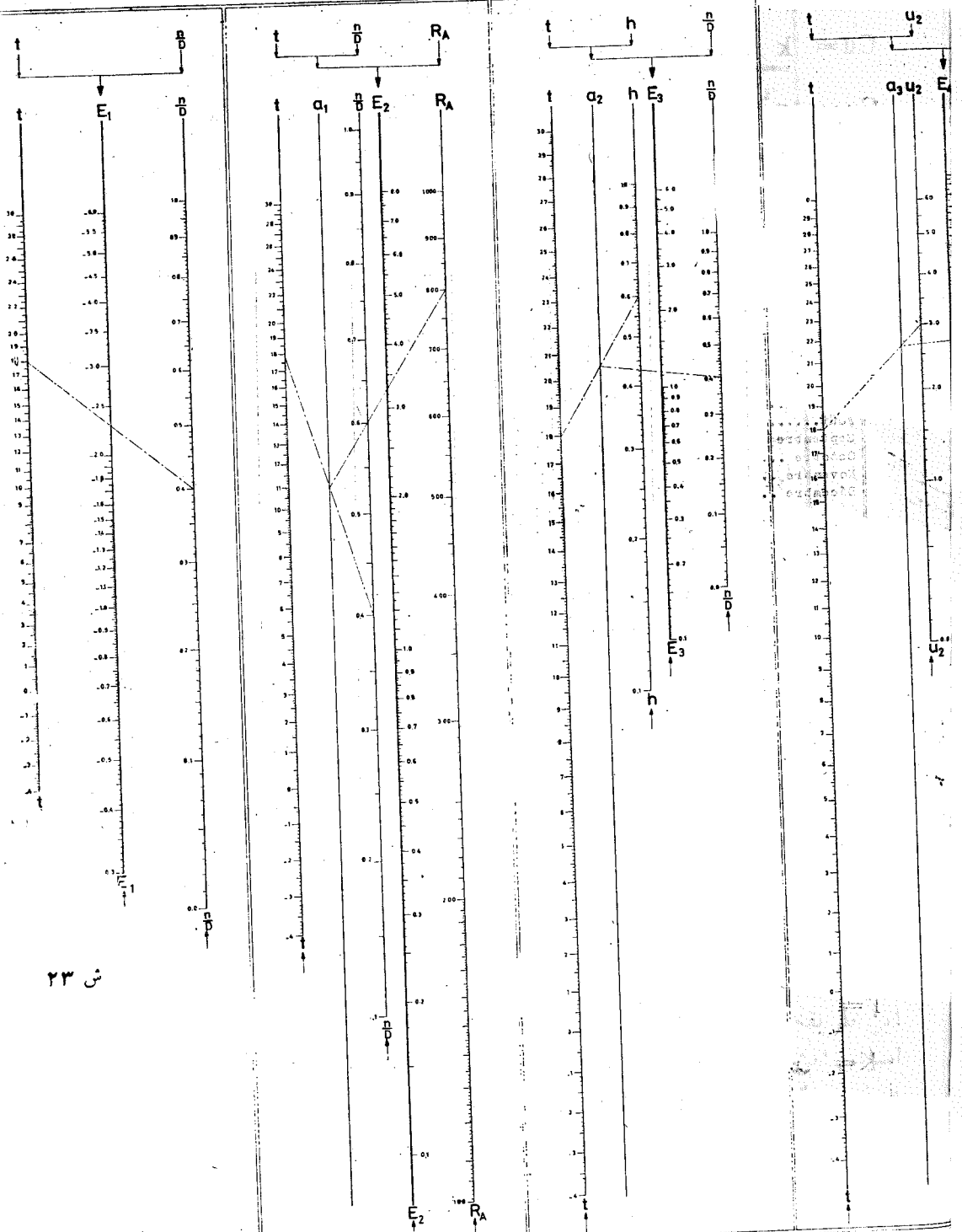
$R=۸۰۰$

$h=۰/۶$

$u_2=۳$

با استفاده ازشکل ۲۳

$$E_o=E_1+E_2+E_3+E_4=-۲/۲۸+۳/۳+۱/۱۲+۱/۵۲=۳/۶۶$$



ش ۲۳

فـــرمـــول Blaney و Criddle

$$Cu = k \cdot F \cdot T$$

Cu = مقدار آب مورد احتیاج نبات برای یك‌ماه وبرحسب اینچ

F = نسبت‌درصدروشنائی یك‌ماه به‌نسبت روشنائی‌سال (جدول‌شماره ٦)

Mois	26°	28°	30°	32°	34°	36°
	٪	٪	٪	٪	٪	٪
Janvier ...	7,49	7,40	7,30	7,20	7,10	6,99
Février ...	7,12	7,07	7,03	6,97	6,91	6,86
Mars	8,40	8,39	8,36	8,37	8,36	8,35
Avril	8,64	8,68	8,72	8,75	8,80	8,85
Mai	9,38	9,46	9,53	9,63	9,72	9,81
Juin	9,30	9,38	9,49	9,60	9,70	9,83
Juillet ...	9,49	9,58	9,67	9,77	9,88	9,99
Août.....	9,10	9,16	9,22	9,28	9,33	9,40
Septembre .	8,31	8,21	8,34	8,34	8,36	8,36
Octobre ...	8,06	8,02	7,99	7,93	7,90	7,85
Novembre ..	7,36	7,27	7,19	7,11	7,02	6,92
Décembre ..	7,35	7,27	7,14	7,05	6,92	6,79
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00

Mois	38°	40°	42°	44°	46°	48°
	٪	٪	٪	٪	٪	٪
Janvier ...	6,87	6,76	6,62	6,49	6,33	6,17
Février ...	6,79	6,73	6,65	6,58	6,50	6,42
Mars	8,34	8,33	8,31	8,30	8,29	8,27
Avril	8,98	8,95	9,00	9,05	9,12	9,18
Mai	9,92	10,02	10,14	10,26	10,39	10,53
Juin	9,95	10,08	10,21	10,38	10,54	10,71
Juillet ...	10,10	10,22	10,35	10,49	10,64	10,80
Août	9,47	9,54	9,62	9,70	9,79	9,89
Septembre .	8,38	8,38	8,40	8,41	8,42	8,44
Octobre ...	7,80	7,75	7,70	7,63	7,58	7,51
Novembre ..	6,82	6,72	6,62	6,49	6,36	6,22
Décembre ..	6,66	6,52	6,38	6,22	6,04	5,86
	100,00	100, 00	100,00	100,00	100,00	100,00

جدول شماره ۶

T = متوسط درجه حرارت ماهیانه برحسب فارنهایت

K = ضریبی است که برحسب نوع نبات و منطقه متغیر

است و میتوان از جدول زیر مقدار آنرا تعیین نمود :

محصول	نواحی خشك	نواحی مرطوب
یونجه	۰/۸۵	۰/۸
لوبیا	۰/۷	۰/۶
غلات	۰/۸۵	۰/۷۵
پنبه	۰/۷۵	۰/۶۵
مرکبات	۰/۶۵	۰/۵
درختان میوه	۰/۷	۰/۶
علوفه	۰/۷۵	—
برنج	۱/۲	۱
سیب زمینی	۰/۷۵	۰/۶۵
ذرت خوشه‌ای	۰/۷	—
چغندر قند	۰/۷۵	۰/۶۵

توضیح: برای مناطق مرطوب حد پائین وبرای مناطق خشك حد بالای k بایددر نظر گرفته شود (درماههای مختلف مقدار k متغیر است) .

جهت صحت این ضرایب بهتر است که درهر منطقه وبرای هر محصول حداقل یك بار k اندازه گیری شود (در آزمایشاتی که در سال ۱۳٤۰ در لاهیجان وبرروی برنج انجام‌شد، معلوم‌گردید که به k مقدار خیلی‌کمتری نسبت به ضریب تعیین شده در جدول بالا باید داده شود). اصولا فرمول بالا بهتر است برای مناطق خشك مورد استفاده قرار گیرد وبرای‌مناطق مرطوب از فرمول Penman استفاده شود.

ن ـ استفاده از طریقه‌های آزمایشی جهت تعیین آب مورد احتیاج نبات:

طریقه نمونه برداری

این طریقه دقیق‌ترین روش جهت اندازه‌گیری آب‌مورد احتیاج میباشد. اساس این طریقه باین شرح است که رطوبت خاك را بکمك آبیاری بحد ظرفیت نگـاهداری میرسانند، بعدا آنقدر انتظار میکشند که رطـوبت خاك بحد نقطه پژمردگی برسد تا آبیاری را مجددا شروع کنند.

وقتی رطوبت خاك بحد نقطه پژمردگی رسید، تا اندازه‌ای به نبات لطمه وارد میآید، چون هرقدر که رطوبت خاك به نقطه پژمردگی نزدیکتر شود بهمان اندازه مولکول‌های آب بانیروی بیشتری بذرات‌خاك چسبیده‌شده‌وریشه‌های گیاه بانیروی‌زیادتری‌باید آبرا جذب نمایند. از این نظر در آبیاری معمولا وقتی که ۶۰٪ رطوبت قابل استفاده (نقطه پژمردگی ـ نقطه‌نگاهداری = رطوبت‌قابل استفاده) مصرف‌شد، آبیاری را شروع مینمایند.

لوازم مورد احتیاج عبارت‌اند از:

مته جهت نمونه برداری خاك، جعبه‌های آلومینیومی، اتووترازو.

بدوا با یکی از طریقه‌هائی که در فصل اول گفته شد رطوبت نقطه نگاهداری و نقطه پژمردگی رامشخص مینمایند.

بانمونه برداری از خاك و تعیین رطوبت آن میتوان موقع شروع آبیاری را مشخص نمود اگر رطوبت نقطه نگاهداری را با Fc و رطوبت موجود در خاك ر ابا P (برحسب وزن خاك) نشان دهیم، از رابطه زیر میتوان ارتفاع آب مورد احتیاج نبات را بدست آورد.

$$\frac{Fc-P}{100}\times As\times D=h$$

$As=$ وزن مخصوص ظاهری خاك

$D=$ عمق توسعه ریشه نباتی

$h=$ ارتفاع آب مورد احتیاج

چون رطوبت خاك با عمق تغییر مینماید بنابراین مقدار $\frac{Fc-P}{100}=P_w$ در اعماق مختلف خاك ثابت نیست ومعمول اینستکه که اگر D عمق‌توسعه ریشه‌نباتی باشد و ۳ نمونه از ۳ عمق مختلف برداشته شود متوسط ۳ مقدار $\frac{P'_w+P''_w+P''_w}{3}=P_w$ رادرمحاسبه‌منظورمینمایند، اگر ارتفاع آب مورد احتیاج در نوبت اول h_1 ودر نوبت دوم h_2 ودرنوبت آخر h_m باشد، ارتفاع آب مورد احتیاج جهت‌برداشت محصول عبارت

خواهد بود از :

$$H=h1+h2+.....+h_m$$

اندازه‌گیری درمزرعه

دقت‌این طریقه کم‌لیکن سرعت عمل زیاد میباشد وبطرز زیرانجام‌میشود: زمینی را انتخاب نموده که تا حد امکان مسطح و یکنواخت باشد، آب ورودی وخروجی را بکمك دوپارشال‌فلوم اندازه میگیرند.

آب خروجی ـ آب ورودی = آب مصرفی

باجمع‌نمودن آب مصرفی در نوبت‌های مختلف آبیاری میتوان آب مصرفی را در دوران رشد نباتی تعیین نمود.

استفاده از مزارع آزمایشی

در دوطریقه قبلی نمیتوان‌زمـان دقیق شروع آبیاری را تعیین نمود، زیرا مثلا نمیتوان زمـان شروع آبیاری را پس‌از مصرف ۶۰٪ ویا ۵۰٪ رطوبت قابل استفاده انتخاب نمود .

برای پاسخ بسئوال بالا در مزارع آزمایشی (براساس یکی از طرح‌های آماری) آب مورد احتیاج دقیق نبات را اندازه میگیرند.

نقطه نگـاهداری را میتوان حـد بالای رطوبت خـاك منظور نمود و آبیاری را براساس اینکه ۵۰٪ یا ۶۰٪ یا ۷۰٪ . . . . . رطوبت قابـل استفاده مصرف شده باشد، شروع نمود بعدا از روی عمل کرد محصول بهتریـن مـوقع شروع آبیاری انتخاب خـواهد شد و چـون مقـدار آب آبیاری در هر نوبت اندازه گیری میشود، مقدار کل آب مصرفی نبات را در دوران رشد میتوان تعیین کرد.

و ـ تبخیر از سطح خاك

تاثیر عوامل مختلف در تبخیر از سطح خاك:

جنس خاك :

برخلاف آنچه تصور میشد جنس خاك در مقدار تبخیر تاثیر زیادی ندارد، رفیع در تزدکترای خود (پاریس ۱۹۶۲) آزمایشاتی در این خصوص برروی خاکهای دارای بافت‌های $5<d<100mm$ و $1<d<5mm$ و $d<1mm$ = قطر ذرات خاك) انجام داد و مشاهده نمود که اگر چه در اوایل آزمایش مقدار تبخیر در خاکهای با ذرات درشت زیادتر از مقدار تبخیر در خاك‌های با ذرات ریز است لیکن پس‌از چند روز که از شروع آزمایش گذشت این موضوع بحالت عکس در میآید و مقدار کل تبخیر در انتهای آزمایش در خاکهای با بافت ریز بمقدار جزئی زیادتر ازخاکهای با بافت درشت‌بوده است. بهمین دلیل فرمولهائی که جهت محاسبه تبخیر از سطح خاك در سالهای اخیر ارائه شده، دراکثرآنها جنس‌خاك در نظر گرفته نشده‌اند.

تغییرات ساختمان خاك :

سابقا تصور میشدکه‌با عملیات زراعی‌که دو طریقه مهم‌آن عبارتند از سله شکنی و غلطك زدن، میتوان تغییراتی در تبخیر داده و از این عمل بمنظور صرفه‌جوئی در مصرف آب و یا استفاده بیشتر از آب موجود در خاك استفاده نمود. مثلی است معروف‌که هردو سله شکنی ارزش یك نوبت آبیاری را دارد (سله شکنی عبارت است از بهم زدن زدن‌سطح‌روئی‌خاك‌بوسیله‌چنگك‌های مخصوص). نتایج‌حاصله‌ازآزمایشات نگارنده دراین خصوص وبروی Cases Lysimètriques (در آزمایشگاه فیزیك خاك ورسای)، ثابت نموده که عمل سله شکنی تاثیر موثری در تبخیر آب ندارد، این امر بظاهر غیر قابل قبول بنظر میآید چون قبلا باین ترتیب استدلال مینمودند که آب تبخیر شده ازسطح خاك، تحت اثر نیروی کاپیلاریته از آبهای موجود در اعماق پائین‌تر جبران‌میشود و نیروی کاپیلاریته نیز رابطه عکس با قطر فضای‌خالی بین ذرات خاك

دارد، حال اگر بوسیله سله شکنی، انتقال آب از اعماق بسطح خاك را بوسیله پاره نمودن لوله‌های‌موئی بین ذرات خاك متوقف نمائیم نتیجتا آب بسطح خاك نیامده و مقدار زیادی در آنجا ذخیره شده و گیاه از آب بیشتری استفاده خواهد نمود. لیکن همانطور که‌در بالا اشاره شد، این عمل اثر مهمی جهت‌این ایده انجام‌نمیدهد. دلایل این امر را بشرح زیر میتوان خلاصه نمود :

Hallaire در تز دکترای خود ثابت نموده است که اگر چه تبخیر از سطح خاك توسط انتقال آب از اعماق جبران میشود لیکن این انتقال‌آب‌بصورت جاودانی وهمیشگی وبایك سرعت‌یکنواخت نیست ، چون پس از مدتی سرعت انتقال آب تنزل مینماید . Turc در تز دکترای خود (پاریس ۱۹۵۵) توضیح داده است‌که پس از آنکه ۳۵ میلیمتر رطوبت‌خاك ازحد ظرفیت نگاهداری تبخیر شدتبخیرروزانه بشدت تنزل مینماید. در حقیقت پس از آنکه خاك ۳۵ میلیمتر فوق‌الذکر را بصورت تبخیر از دست داد در سطح خاك طبقه خشکی بنام self mulched درست میشود که مانع انتقال آب از اعماق بسطح میگردد، بنابراین اگر با عمل سله‌شکنی مانع بالا آوردن آب از طبقات زیری خاك بشویم کار مثبتی انجام نداده‌ایم چون اگر این عمل را انجام نمیدادیم پس از تلف شدن ۳۵میلیمترآب بصورت تبخیر، توقف تبخیر شروع میگردید .

Henin, Monnier در آکادمی علوم پاریس اظهار داشته‌اند که وقتی سطح خاك از یك طبقه مرده گیاهی، مثلا خرده‌های کاه پوشش یافته باشد، توقف تبخیر پس از تلف شدن ۱۰ میلیمتر رطوبت (بصورت تبخیر) انجام خواهدگرفت، اگر در سطح خاك یك پوشش‌زنده نباتی وجود داشته‌باشد، در این حالت پس‌از تلف شدن ۱۰۰ میلیمتر از رطوبت خاك، توقف تبخیر آغاز خواهد شد.

عده‌ای ازکشاورزان تصور میکردند که با غلطك‌زدن میتوان قطر

لوله‌های شعریه خاك راکم نمود و با این ترتیب نیروی کاپیلاریته خاك را افزایش داده و آب بیشتری را از اعماق بسطح خاك آورد.

مولف در این قسمت نیز مطالعاتی انـجام داد، لیکن بجای غلطك‌ـ زدن، خاك بوسیله دیگری فشرده گردید ونتایج حاصله ثابت نمود کـه فشرده نمودن خاك تاثیری در بالا آوردن رطوبت و استفاده بیشتـر از آب موجود در خاك را ندارد.

فرمول‌های تجربی جهت اندازه‌گیری تبخیر از سطح خاك (بدون پوشش گیاهی):

برای دوره‌های ۱۰ روزه فرمول زیر که اساس آن توسط Turc گـذارده شد پس‌از اصلاح توسط مـولف (بـراساس نتایج حـاصله از Lysimètres) مقدار تبخیر از سطح خاك را میتوان محاسبه‌کرد:

$$E = \frac{P+a}{\sqrt{1+\frac{P+a}{L}}} \qquad L = \frac{t\sqrt{Ig}}{16} \qquad a = \begin{cases} 10 & \text{حداکثر} \\ 35-\Delta & \\ 1 & \text{حداقل} \end{cases}$$

$t =$ متوسط درجه حرارت ده روز برحسب سانتی‌گراد

$L =$ قدرت تبخیرکنندگی محیط

$Ig =$ تشعشع کل خورشیدی (متوسط روزانه ده روزه) برحسب کالری کوچك و برسانتی مترمربع برروی سطح افقی.

$a =$ ارتفاع آبی‌است که‌خاك میتواند از رطوبت موجود در خود وقتی که بارندگی صفر باشد، بمصرف تبخیر برساند.

$\Delta =$ تفاضل رطوبت موجود در خاك از رطوبت نقطه نگاهداری

در صورتیکه Ig در محل اندازه‌گیری نشده باشد از روی فرمولی که قبلا ذکر شده میتوان آنرا محاسبه نمود.

اندازه گیری مقدار تبخیر خاك دارای پوشش

چنانچه این پوشش از یك طبقه خرده‌های‌کاه درست شده باشد ۲ فرمول

توسط مولف جهت محاسبه مقدار تبخیر داده شده است :

$$E=\frac{P+a}{\sqrt{1+\frac{P+a}{L}}} \qquad \text{و} \quad L=\frac{t-1}{2} \quad \text{و} \quad a=\begin{cases}10-\Delta \\ \text{حداقل } 1\end{cases}$$

ارتفاع آب تبخیر شده ده روزه برحسب میلیمتر $E=$

$$dr=0/262\sqrt{Ig}-\sqrt{P-20}-7/13$$

مقدار آب ذخیره شده ماهیانه برحسب میلیمتر $dr=$

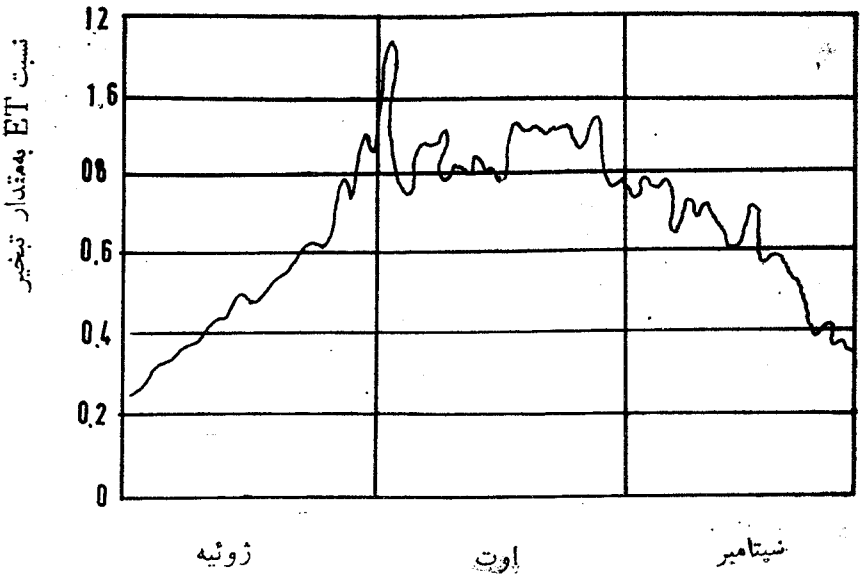
(Mulching عبارتست از پوشش سطح خاك بوسیله خرده‌های کاه الیاف سلولزی و پلاستیك و . . . . . مطالعه در این زمینه بمنظور صرفه‌جوئی در مصرف آب چند سالی است‌که شروع شده ونتایج حاصله بسیار جالب توجه بوده است و مطالعات انجام شده، در شرایط آب و هوائی ورسای (فرانسه) ثابت نموده که بایك طبقه پوشش مرده گیاهی میتوان تا ۵۰٪ از تبخیر خاك را کم نمود).

هـ ـ رابطه بین تبخیر و تعریق با تبخیر از سطح طشتك :

دانشمندان زیادی سعی‌کرده‌اندکه رابطه‌ای بین ET (تبخیر و تعریق) و تبخیر آزاد آب را پیدا کنند .

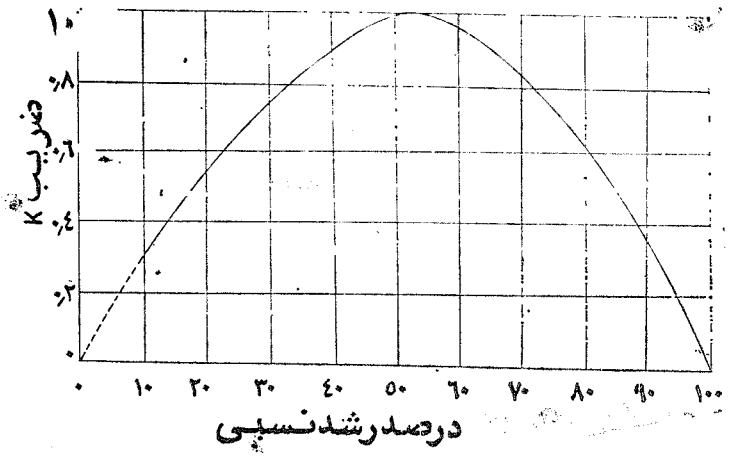
ET همانطورکه گفته شد از دو عامل محیطی و نوع نبات تبعیت میکند و مقدار آن در مراحل مختلف رشدثابت‌نیست، لیکن قدرت‌تبخیر ـ کنندگی محیط برای طشتك تبخیر و برای تبخیر و تعریق نبات، ثابت است.

اگر نسبت تغییرات ET به مقدار تبخیر از سطح طشتك را رسم نمائیم، شکل ۲۴ بدست میآید، مشاهده میشود که این نسبت در روزهای ماکزیمم مصرف آب، به یك نزدیك میشود .



شکل ۲۴ ـ نسبت تغییرات ET به مقدار تبخیر ازسطح طشتك درماههای مختلف

اگر بر روی محور طـول‌ها، بجای زمـان نسبت درصد رشد آنها و و برروی محور عرض‌ها نسبت ET به تبخیر از سطح طشتك برده‌شوند شکل ۲۵ حاصل میشود که در هر مرحله از رشد میتوان مقدار تبخیر را تعیین نمـود .



شکل ۲۵ ـ نسبت تغییرات ضریب K به درصد رشد نسبی گیاه

هـ ـ تبخیر از سطح برف و یـخ

تبخیر از سطح برف و یخ که در حقیقت همان تصعید است خیلی کمتر از تبخیر از سطح‌آب‌آزادمیباشد و معمولا درشرایط‌یکسان معادل

تبخیر از سطح آب آزاد است، بطور متوسط تبخیر از سطح بـرف بمیزان ۱۵ میلیمتر در یك ماه میباشد، لیکن اگر سرعت بـاد افزایش یابدممکن است به ۱۵۰ میلیمتر در ماه نیز برسد.

هراندازه که آب دربرف‌زیادتـر باشد، بهمان نسبت به مقدار تبخیر نیز اضافه میشود.

۶ ـ کمبود جریان

اگر P ارتفاع متوسط سالیانه ریزش‌های جوی برروی یك حوضه آبریز و Q معادل ارتفاع متوسط سالیانه آب‌جاری شده‌از رودخانه‌باشد، در اینصورت کمبود جریان (D) عبارت خواهد بود از :

$$D=P-Q$$

بیلان جریان در یك حوضه آبریز عبارتست از :

$$P+R=Q+D+(R\mp\Delta R)$$

$R=$ منابع آبی مربوط به دوره قبلی بیلان

$\Delta R=$ تغییرات مقدار رطوبت خاك

اگر تغییرات مقدار رطوبت و منابع آبی در اول و آخر دوره بیلان ناچیز باشد، در اینصورت :

$$D=P-Q$$

فایده بزرگ کمبود جریان سطحی در اینستکه مقدار متوسط‌سالیانه آن (با استفاده از آمار کافی) و در شرایط منطقه‌ای، دارای‌تغییرات زیادی نمیباشد. در مناطق معتدله (باستثنای ارتفاعات) مقدار آن بین ۶۰۰ تا ۴۰۰ میلیمتر در سال است.

تغییرات ضریب جریان $\left(\frac{Q}{P}\right)$ خیلی بیشتر از تغییرات کمبود جریان میباشد و در بعضی از شرایط از ضریب جریان برای نشان دادن رابطه بین P,Q استفاده مینمایند.

فرمول‌های تجربی جهت محاسبه کمبود جریان

ـ بر اساس رابطه $D = f(T)$

رابطه $D = f(T)$ فقط برای حوضه‌های آبریزیك نواخت ودارای ریزش‌های جوی نسبتا زیاد قابل استفاده است زیرا ریزش‌های جوی اگرزیادباشند اثر پخش زمانی و مکانی آن قابل صرفنظر کردن خواهد بود .

Coutagne برای عرض‌های جغرافیائی بین ۶۰ تا ۳۰ درجه شمال و برای ریزش‌های جوی $P=800mm\mp20$ رابطه زیررا پیشنهاد میکند:

$$D=210+30T$$

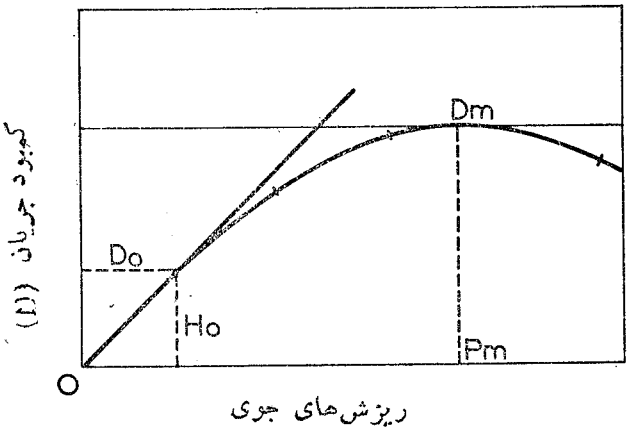
متوسط درجه حرارت سالیانه برحسب سانتی‌گراد $T=$

برای حوضه‌های آبریز آمریکا که بارندگی تقریبا ۱۰۰۰ میلیمتر است رابطه زیر مورد استفاده قرار میگیرد :

$$D=255+33T$$

ـ براساس رابطه $D=f(P)$

رسم منحنی $D=f(P)$، اگر P بین صفر تا یك مقدار زیـادی تغییر نماید آسان است (ش ۲۶)، مقدار D هرگز نمیتواند از مقدار P بیشتر باشد،



ش ۲۶ ــ منحنی تغییرات کمبود جریان با بارندگی

بنابراین ضریب زاویه خط مماس در مبدا مساوی یك خواهد بود و هر اندازه که P زیاد شود بهمان نسبت مقدار D زیادخواهد شد، لیکن مقدار D از یك مقدار Dm که معادل‌قدرت تبخیر کنندگی‌محیط است نمیتواند تجاوز نماید و علت اینکه در بیشتر حوضه‌های آبریز اروپا مقدار D تقریبا ثابت است اینستکه مقدار بارندگی و D دراین حوضه‌ها بترتیبی هستند که بر قسمت ماکزیمم منحنی $D=f(P)$ تطبیق مینمایند.

فرمول‌های زیادی بـرای تعیین D ازروی P پیشنهاد شده است لیکن منطقی تر خواهد بود که اگر در این فرمول‌ها عامل T را نیز دخالت‌دهند یعنی برای هردرجه حرارت یك منحنی کشیده شود.

ــ براساس رابطه $D=f(P,T)$

a ـ فرمول Coutagne

این فرمول عبارتست از:

$$D=P-\lambda P^2$$

$$\lambda=\frac{1}{0/8+0/14T}$$

این فرمول تنها موقعی که P بین دوحد $\frac{1}{2\lambda}$ و $\frac{1}{8\lambda}$ تغییر نماید، قابل استفاده است.

D= کمبود جریان سالیانه برحسب متر

P= ریزش‌های جوی برحسب متر

T= متوسط درجه حرارت سالیانه برحسب درجه‌سانتی‌گراد

اگر $P<\frac{1}{8\lambda}$ باشد دراینصورت $D=P$ خواهد بود یعنی جریان سطحی وجود نخواهد داشت.

اگر $P=\frac{1}{2\lambda}$ باشد مقدار D از P مستقل بوده واز T تبعیت خواهد نمود :

$$D=0/2+0/35T$$

b ـ فرمول Ture

فرمول Ture عبارتست از :

$$D=\frac{P}{\sqrt{0/9+\frac{P^2}{L^2}}}$$

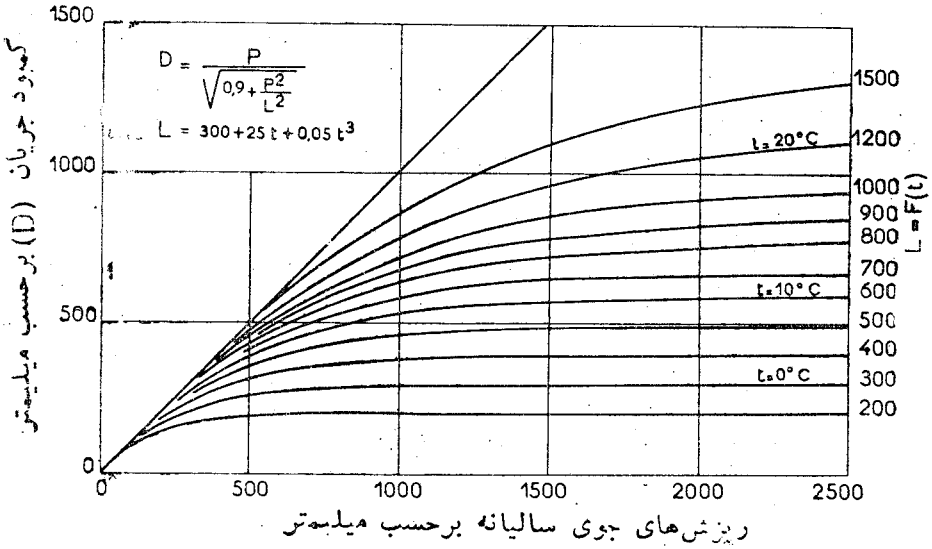
$$L=300+25T+0/05\,T^3$$

D= کمبود سالیانه جریان برحسب میلیمتر

P= ریزش‌های جوی سالیانه برحسب میلیمتر

T= متوسط درجه حرارت سالیانه برحسب سانتی‌گراد

بااستفاده ازشکل ۲۷، میتوان مستقیما مقدار D را تعیین نمود. Turc اختلاف بین کمبود جریان اندازه‌گیری شده و محاسبه شده (e) را برای حوضه‌



ش ۲۷ ــ نموداریکه براساس فرمول تورك جهت‌محاسبه کمبودجریان تهیه‌شده است

های آبریزی که‌این فرمول را بکار برده است بشرح زیر معرفی نموده است :

برای ۲۵٤ حوضه‌ها . $0 < e < 222$ mm

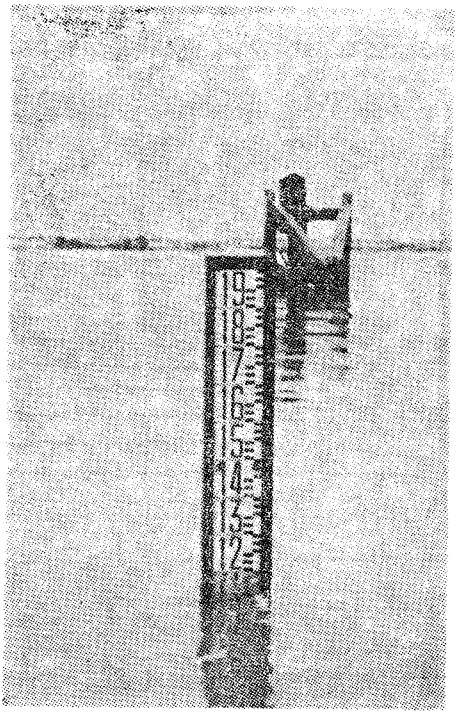
برای ۵۵٪ حوضه‌ها . $0 < e < 40$ mm

۶ ــ اندازه گیری جریان رودخانه‌ها

الف ــ اندازه گیری ارتفاع آب

اشل لیمنیمتریك Limnimetrique

اشل لیمنیمتریك تشکیل یافته از صفحه مدرجی بشکل‌مربع مستطیل که ممکن است از چوب ویا آهن ساخته شده‌باشد، لیکن تقریبا در اکثر موارد از آهن ساخته شده که روی آن یك لعابی داده‌اند (ش ۲۵).



ش ۲۸ ــ اشل لیمنیمتریك

برای درجه‌بندی آنها از رنگ سیاه در زمینه زرد ویادر زمینه سفید استفاده میکنند، محل نصب آن‌ها باید دارای شرایط زیر باشد:

ــ قسمت ابتداء اشل، حتی در کم آب‌ترین مواقع سال در آب واقع‌شود.

ــ از نصب اشل در کنار پایه‌های وسطی پل‌ها خودداری گردد.

ــ محل نصب اشل، حتی‌المقدور دربالا دست پل ویا ساختمان‌های‌آبی

بوده وفاصله آن تا این تاسیسات باید باندازه کافی باشد، تا بالا آمدن آب، اثری بر روی اشل نداشته باشد.
ـ ازنصب اشل‌در قسمت‌های تنگ‌شده رودخانه باید خودداری گـردد.
ـ محل نصب اشل بهتر است که دارای شکل هندسی باشد.
ـ عواملی که باعث نوسانات زیاد سطح آب میشوند، نباید در محل‌نصب اشل وجود داشته باشند.
ـ محل نصب‌اشل ممکن است با محل اندازه گیری دبی رودخانه اختلاف داشته باشد. معمولا برای نصب اشل، سکوئی از مصالح ساختمانی‌در کنار رودخانه میسازند و یااز پایه‌های جداری پل استفاده میکنند، پس از نصب اشل، بایستی صفر آنرا با یکی از نقاط واقع شده در خارج از آب طرازیابی نمود.

لیمنیگـراف‌هـا Limnigraphes

دستگاههائی هستند که تغییرات ارتفاع آبرا ثبت می‌نمایند، بطور کلی دو نوع از آنها وجود دارند:

ـ لیمنیگراف‌های با جسم شناور
ـ لیمینگراف‌ها ی‌فشاری

لیمنیگراف‌های با جسم شناور

تغییرات سطح آبرا بایك نسبتی کوچك نموده وبر روی کاغذی که بدور استوانه متحرکی پیچیده شده، ثبت مـی‌نمایند. بنابرایـن از دو قسمت زیر تشکیل یافته‌اند :

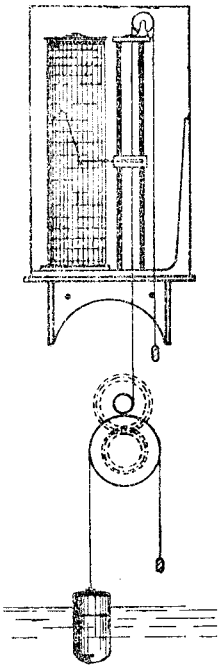
اول ـ قسمت‌های انتقال دهنده (جسم شناور، کابل، چرخ دنده‌ها).

دوم ـ قسمت‌های وصول کننده (قلم ثبات، استوانه متحرك).

برروی کاغذیکه بدور استوانه متحرك پیچیده شده است، خطوطـی موازی یکدیگر ودر امتداد محور طـول ها وعرض‌هـا چاپ شده است،

محور افقی زمان و محور عمودی ارتفاع آبرا معین میکند.
چند نوع آنها که بیشتر متداول است، بترتیب زیر شرح‌داده میشوند:

a ـ لیمینگراف ریچارد (ش ۲۹)



ش ۲۹ ـ لیمنیگراف ریچارد

خطوط‌عمودی کاغذ که قبلا شرح آن داده شده است، ممکن‌است بصورت خط مستقیم ویـا منحنی باشد، لیکن بیشتر از کاغذهای نـوع اول استفاده میکنند. تغییرات ارتفـاع سطح آب کـه مـوجب بالا رفتن جسم شناور میشود، توسط چرخ دنده‌ها به کابل و سپس به قلم ثبات منتقل میشود .

تغییرات سطح آب در یك رودخانه ممکن است بچند متر برسد ، لیکن‌ارتفاع استوانه‌متحرك‌از ۵۰۰میلیمتر تجاوزنمیکند، بنابراین‌حرکت عمودی را توسط یك دستگاه تبدیل کننده، کوچك نموده وبه قلم‌ثبات منتقل می‌نمایند، قسمت تبدیـل کننده مابین جسم شناور و قلـم ثبات

قرار دارد .

با این نوع لیمنیگراف بخوبی میتوان تغییرات ارتفاع آبراتا ۱۰ متر بخوبی رسم نمود (ارتفاع استوانه ۲۰۰ میلیمتر است).

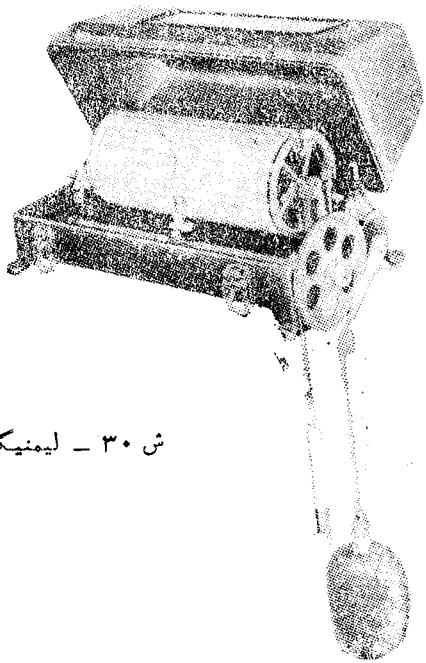
هر دور کامل این استوانه ممکن است یك روز ویا یك هفته ویا ۱۵ روز طول بکشد.

b ـ لیمنیگراف Ott Type xv

این نوع لیمنیگراف شبیه نوع قبلی بوده با این تفاوت که تبدیل کننده در داخل دستگاه قرار دارد وضمنا پیچی در آنها تعبیه شده که جهت میزان کردن قلم ثبات در موقع تعویض کاغذ بکار میرود واحتیاجی به حرکت دادن کابل نیست. ارتفاع استوانه در این نوع ۲۵۰ میلیمتر است. اگر نسبت تبدیل ۵۰ باشد میتوان ۱۲٫۵ مترتغییر ارتفاع سطح آبرا ثبت نمود.

حرکت هر دور استوانه ممکن است یك ساعت و یا ½ روز تا ۸ روز طول بکشد.

c ـ لیمنیگراف Ott Type x (ش ۳۰)



ش ۳۰ ـ لیمنیگراف Ott Type x

دراین نوع، استوانه متحرك افقی بوده ویك دستگاه خود کار به قلم ثبات متصل میشود تا پس از آنکه قلم بحد بالای خود رسید آنرا مجددا بحالت‌اول رجعت‌دهد، بنابراین میتوان هرتغییر ارتفاع آبرا ثبت نمود.

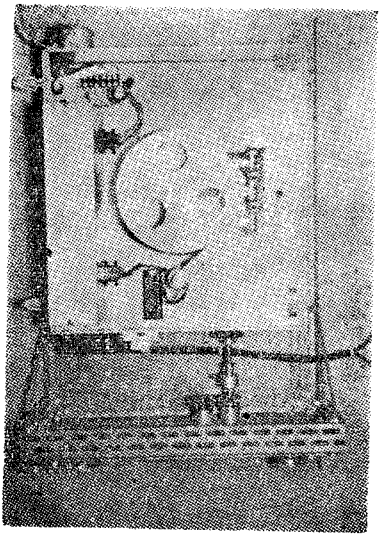
استوانه متحرك در یك دور ثبت، میتواند ۵ دور بچرخد، وسرعت حرکت آن در انواع مختلف متغیر است.

d ـ لیمنیگراف Bär

این نوع لیمنیگراف ساده و محکم و سنگین است و در نصب آن‌ها دقت‌های لازم را باید ملحوظ نمود. حرکت زمانی استوانه متحرك‌توسط وزنه انجام میگیرد وهر دور استوانه ۸۰ـ۷۰ روز طول میکشد بنابراین برای مناطقی که بازدید آنهـا مشکل است از این نـوع لیمنیگـراف میتوان استفاده نمود.

e ـ لیمنیفون Limniphone (ش ۳۱)

عبارت از دستگاههائی هستند که تغییرات ارتفاع آبرا روی یك



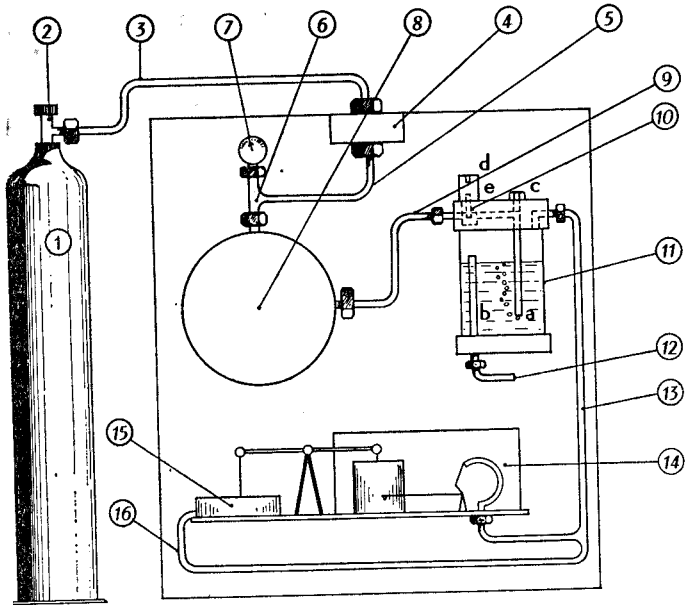
ش ۳۱ ـ لیمنیفون

عده نوارهای مغناطیسی ثبت نموده و سپس اطلاعات حاصله توسط یك سیستم انتقال امواج به محل نسبتا دورتری از محل نصب دستگاه مخابره میشوند .

اخیرا دستگاههائی ساخته‌اند که بجای ثبت تغییرات ارتفاع آب روی یك نوار مغناطیسی، تغییرات (ارتفاع آب) در فواصل زمانی، بوسیله سوراخ نمودن روی یك نوار انجام میگیرد. درصورت استفاده ازماشین‌های کامپیوتر ازاین سیستم بخوبی‌میتوان‌استفاده‌نمود.

ـ لیمنیگراف‌های فشاری

لیمنیگراف حبابی (ش ـ ۳۲)



ش ۳۲ ـ شمای لیمنگراف حبابی

۱ ـ کپسول‌محتوی هوای فشرده شده ۲ ـ شیرقطع وصل‌جریان‌هوا ۳ ـ لوله ارتباط دهنده هوای فشرده شده به‌فیلتر ۴ ـ فیلتر ۵ و ۶ ـ لوله ارتباط دهنده فیلتر به انبساط‌دهنده فشار و فشارسنج ۷ ـ فشارسنج ۸ ـ انبساط دهنده فشار ۹ ـ لوله ارتباط دهنده به محفظه شیشه‌ای‌قابل رؤیت ۱۱ ـ محفظه شیشه‌ای‌قابل رؤیت ۱۲ ـ بطرف اخذفشار ۱۳ ـ لوله ارتباط دهنده محفظه شیشه‌ای به‌فشارسنج ثبات ۱۴ ـ فشارسنج ثبات ۱۵ ـ قطع‌خودکار ۱۶ ـ لوله ارتباط دهنده قطع جریان

هوای فشرده شده از کپسول (۱) پس از عبور از محفظ کم کننده فشار (٦) بصورت حباب‌وارد محفظه شیشه‌ای قابل رویت (۸) میشود ($\frac{۳}{۴}$ آن پر از آب است)، و محفظه اخیر توسط لوله‌ای به رودخانه‌متصل میشود، هر اندازه که ارتفاع آب در رودخانه اضافه شود، بهمان‌نسبت فشار در انتهای لوله‌اضافه شده ومانع خروج هـوا میگردد و در نتیجه فشار هوا در داخـل ظرف شیشه‌ای بالا میرود و چـون این ظرف به یك فشار سنج مرتبط است، لذا تغییرات فشار را میتوان توسط یك‌فشار سنج ثبت کننده ترسیم نمود. اگر از افت فشار مابین ظرف شیشه‌ای‌و سطح آب‌رودخانه صرفنظر شود فشار ثبت شده‌معادل ارتفاع‌آب رودخانه خواهد بود. اگر مواد معلق وارد لوله شود فشار اضافه شده، تا مواد معلق از لوله خارج شود. اصولا این نـوع لیمنیگـراف‌ها خیلی حساس بوده وبه مواظبت و مراغبت زیاد احتیاج دارند.

نصب لیمنیگـراف‌هـا

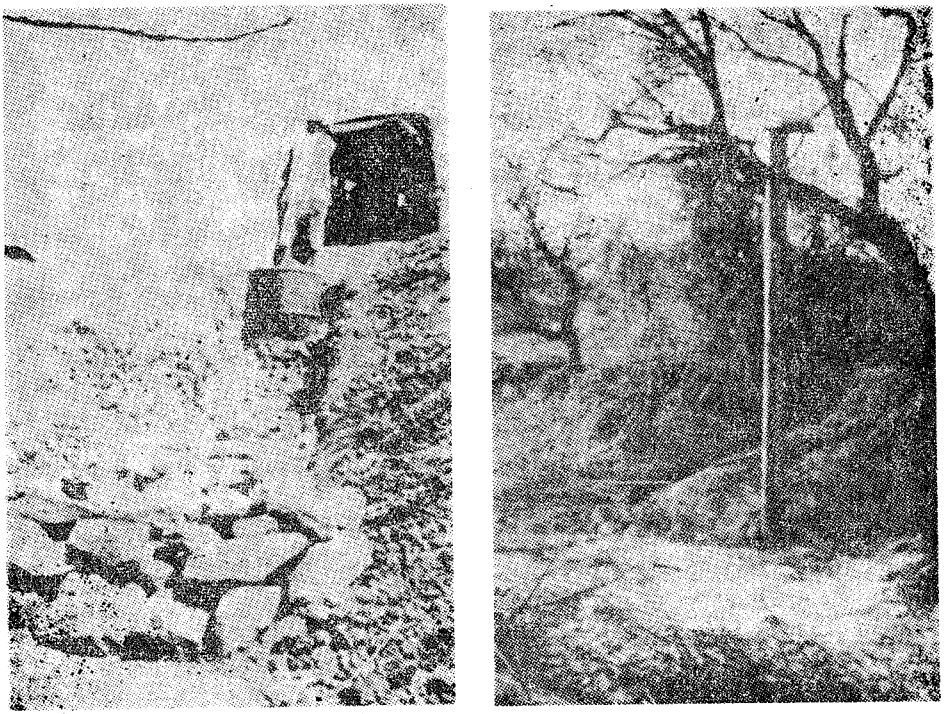
برای نصب لیمنیگراف‌ها از شرایـط گفته شده بـرای اشل‌ها بایـد استفاده نمود وتاآنجائیکه مقدوراست بایداز هزینه‌زیادبرای این منظور خودداری نمود. نصب آنها برحسب شرایط بیکی از سه صورت زیرممکن است انجام گیرد :

ـ نصب موقتی ش (۳۳)

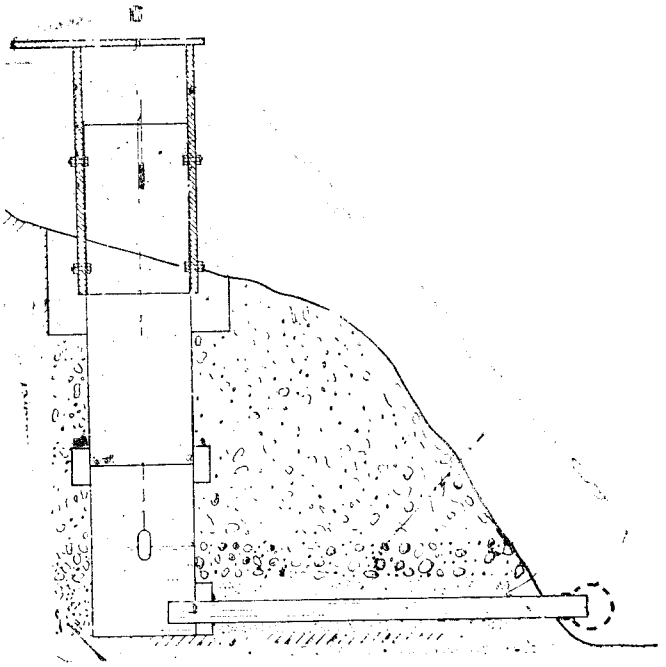
از این طریقه برای نصب موقت لیمنیگراف‌ها استفاده میکنند. قسمت شناور لیمنیگراف را داخل لوله‌ای بقطر ۳۰سانتی‌متر قرارداده ولوله‌را با آب رودخانه مرتبط میسازند، بطوریکه اگر ارتفاع آب رودخـانه زیاد شود ارتفاع آب در داخل این لوله نیز اضافه گردد.

برای جلوگیری از سقوط لوله‌ها ممکن است آنرا بشاخه درختان‌و یا بوسیله‌ای در کنار رودخانه نگاهداری نمود .

ـ نصب دائمی (ش ۳٤)



ش ۳۳ ــ نصب موقتی اشل



ش ۳۴

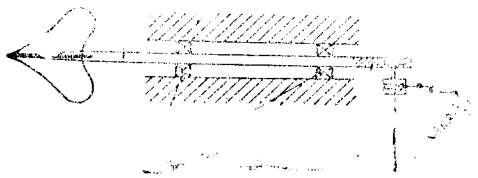
بفاصله ٦ـ٥ متر ازکنار رودخانه چاهی حفر می‌نمایند و این چاه توسط یك کانال افقی به رودخانه مرتبط میشود. قطر این چاه باید باندازه کافی باشد تا در مواقع لایروبی یك کارگر بتواند بآسانی داخل چاه شود .

برای جلوگیری از ریزش چاه ممکن است از بشکه‌های بنزین بقطر ٥٥سانتی‌مترویالوله بتونی‌بقطر ١٠٠ـ٦٠سانتی‌متراستفاده‌نمود.جدار حد فاصل لوله‌ها بایستی بوسیله‌ای غیر قابل نفوذ گردد و محلی را که کانال افقی برودخانه متصل میشود با تورسیمی مشبکی جهت جلوگیری از ورود گل ولای ویا حیوانات آبزی مسدود نمود. کلیه ایستگاههای لیمنیمتریك با یك اشل کنترل میشوندایـن اشل بایستی در نزدیك ایستگاه نصب شود وارتفاعات ثبت شده توسط لیمنیمتر وارتفاعات خوانده شده‌توسط اشل، بایستی با یکدیگر منطبق باشند.

ب ـ اندازه‌گیری سرعت آب

مولینه‌ها Moulinets (ش ٣٥)

در اکثر موارد برای اندازه‌گیری سرعت آب در رودخانه از مولینه استفاده میشود. تمام انواع مولینه‌ها از دو قسمت زیر تشکیل‌یافته‌اند:



ش ٣٥

ـ قسمت متحرك: این قسمت در جلوی مولینه قرار گرفته ودر اثرحرکت آب بحرکت میاید، هر اندازه که سرعت آب‌بیشتر باشد بهمان نسبت سرعت چرخش (قسمت متحرك) مولینه بیشتر خواهد شد.
قسمت متحرك ممکن است بصورت پروانه ویا از نیم کره‌هائی درست شده باشد .
ـ قسمت انتقال دهنده: حرکت قسمت متحرك موجب قطع و وصل یك مدار جریان برق میشود و میتوان تعداد دورهای قسمت متحرك را بوسیله یك دستگاه کنتور ویابوق ویاخاموش و روشن شدن یك چراغ اندازه گیری نمود.

برای اندازه گیری سرعت آب باید از تعداد دورهای پروانه ویا نیم کره‌ها در ثانیه و فرمولی که توسط سازنده آنها داده شده است استفاده نمود :

$V = an + b$

$V = m/s$ سرعت آب

$n =$ تعداد دور دریك ثانیه

$a =$ ضریبی است‌که بنوع پروانه بستگی دارد

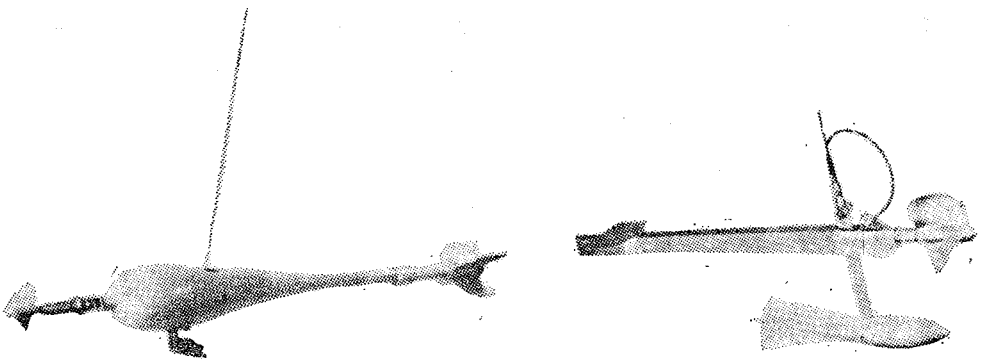
$b =$ سرعت مالش

مقادیر a و b در کاتولوك مولینه‌ها یافت میشود و برای مقادیر n مقدار a متغیر است .

ـ ضمائم مولینه

درروودخانه‌هائیکه سرعت‌آب زیاد است، برای اینکه بتوانند سرعت آبرا در نقطه مشخصی از رودخانه اندازه‌گیری نمایند مولینه را بوزنه‌ای مطابق شکل ۳۶ متصل میکنند، از این وزنه‌ها بدو صورت میتوان استفاده نمود :

مولینه رادر ابتدای وزنه قرار میدهند. برای اینکه وزنه و مولینه حالت تعادل را برقرار نمایند حلقه‌ای درانتهای وزنه قرار دارد که با حرکت آن تعادل برقرار میشود، در انتهای وزنه پره‌هائی وجود دارد که موجب میشوند تا وزنه و مولینه در امتداد جریان آب قرار گیرند.



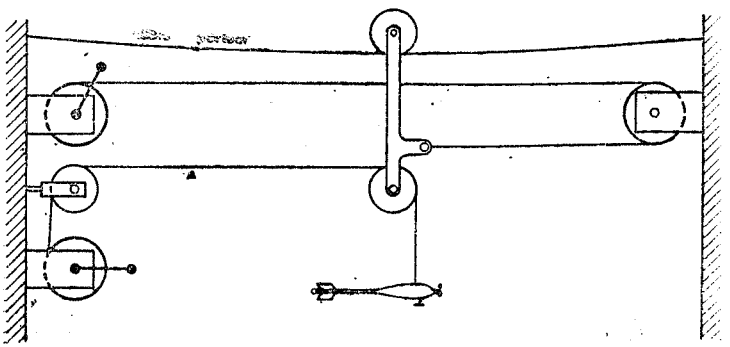
ش ۳۶

ـ وزنه در سطح پائین مولینه قرار دارد. اگر از این طریقه استفاده شود امکان اندازه‌گیری سرعت در نزدیکی کف رودخانه مقدور نخواهد بود.

طرز استفاده از مولینه

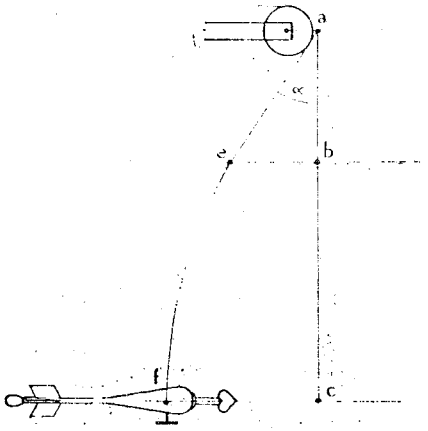
ـ چنانچه عمق‌آب ویا سرعت آن زیاد نباشد، میتوان یك ریسمان در عرض رودخانه قرار داد وروی این‌ریسمان بفواصل معینی علامت‌گذاری نمود. سپس مستقیما وارد رودخانه شده و عمق آبرا در نقاط علامت گذاری شده توسط متر و سرعت آبرا توسط مولینه اندازه‌گیری کرد.

ـ استفاده از کابل‌های هوائی (ش ـ ۳۷)



ش ۳۷ ـ استفاده ازکابل هوائی جهت‌اندازه‌گیری سرعت‌و عمق‌آب

اگر سرعت آب ویا عمق آن در رودخانه زیاد باشد ترجیح میدهند سرعت آبرا در نقاط مختلف مقطع با کمك از یك کابل هوائی انـدازه گیری نمایند. فواصل افقی و عمودی و سرعت حـرکت پروانه‌هـا را بآسانی میتوان در کنار رودخانه تعیین نمود، اگر عرض رودخانـه زیاد باشد دراین صورت مقطع کابل را باندازه کـافی انتخاب نموده و یـك اطاقك کوچکی نیز بر روی کابل قرار میدهند. در داخل ایـن اطاقك مسئول اندازه‌گیری با مولینه قرار دارد (تلـه‌فریـك). جهت تصحیح



قسمت موائی کابل $ab = \frac{ae}{\sec\alpha}$

قسمت متفرق کابل $bc = ef\,(1-k)$

∝ en degrés	sec ∝	K	(1 − K)
4	1,0024	0,0006	0,9994
6	1,0055	0,0016	0,9984
8	1,0098	0,0032	0,9968
10	1,0154	0,0050	0,9950
12	1,0223	0,0072	0,9928
14	1,0306	0,0098	0,9902
16	1,0403	0,0128	0,9872
18	1,0515	0,0164	0,9836
20	1,0642	0,0204	0,9796
22	1,0785	0,0248	0,9752
24	1,0946	0,0296	0,9704
26	1,1126	0,0350	0,9650
28	1,1326	0,0408	0,9592
29	1,1547	0,0472	0,9528
32	1,1792	0,0544	0,9456
34	1,2062	0,0620	0,9380
36	1,2361	0,0698	0,9302

ش ۳۸

اشتباه حاصله ازقرار گرفتن مولینه بطور مایـل از شکل و جـدول ۳۸ میتوان استفاده نمود.

ج ـ اندازه گیری جریان رودخانه (دبی)

برای اندازه‌گیری دبی رودخانه احتیاج به دوفاکتور میباشد کـه اولی سرعت آب و دومی مقطع خیس شده رودخانه خواهد بود.

$$Q=S.\ V_m$$

سرعت آب را بوسیله مولینه میتوان در نقاط مختلف اندازه‌گیری نمود، لیکن سرعت آب در نقاط مختلف یکسان نیست، بنابراین برای اندازه‌گیری دبی بیکی از سه طریقه زیر متوسل میشوند.

طریقه اول ـ تهیه جدول اندازه‌گیری

اکثرا از این طریقه جهت محاسبه جریان آب در ایستگاههای هیدرولژی استفاده میکنند .

چنانچه‌عمق آب ازیك متر کمتر باشد، سرعت آبرا در یك نقطه ($\frac{۶}{۱۰}$ عمق آب) ودرصورتیکـه از یك متر بیشتر بـاشد، سرعت آبـرا در دو نقطه ($\frac{۲}{۱۰}$ و $\frac{۸}{۱۰}$ عمـق آب) ودر بعضی مـواقع در ۳ نقطه انـدازه میگیرند . با استفاده از اندازه‌گیری‌های انجام شده، جدولی نظیر جدول شماره ۷ برای این منظور تهیه میکنند .

شماره	1	2
فاصله از مبداء m	1/3	3/3
عمق m	0/6	0/72
ارتفاع مولینه	0/6	0/6
تعداد دور	240	400
مدت (ثانیه)	44	40
سرعت — در یک نقطه	1/414	2/6
سرعت — $\frac{0/2+0/8}{2}$		
سرعت — متوسط مقطع	0/709	2/009
عمق متوسط	0/3	0/66
عرض مقطع	1/3	2
سطح مقطع	3/9	1/32
دبی m^3/s	0/276	2/652

جدول شماره ۷

چنانچه سرعت دریك‌مقطع قائم‌در ۲ ویا ۳ نقطه‌اندازه‌گیری شود،سرعت متوسط قائم را درآن‌مقطع محاسبه میکنند وسپس دبی رودخانه ازرابطه زیر بدست میآید :

$$\Sigma\ q = Q$$

طریقه دوم ـ رسم خطوط هم سرعت

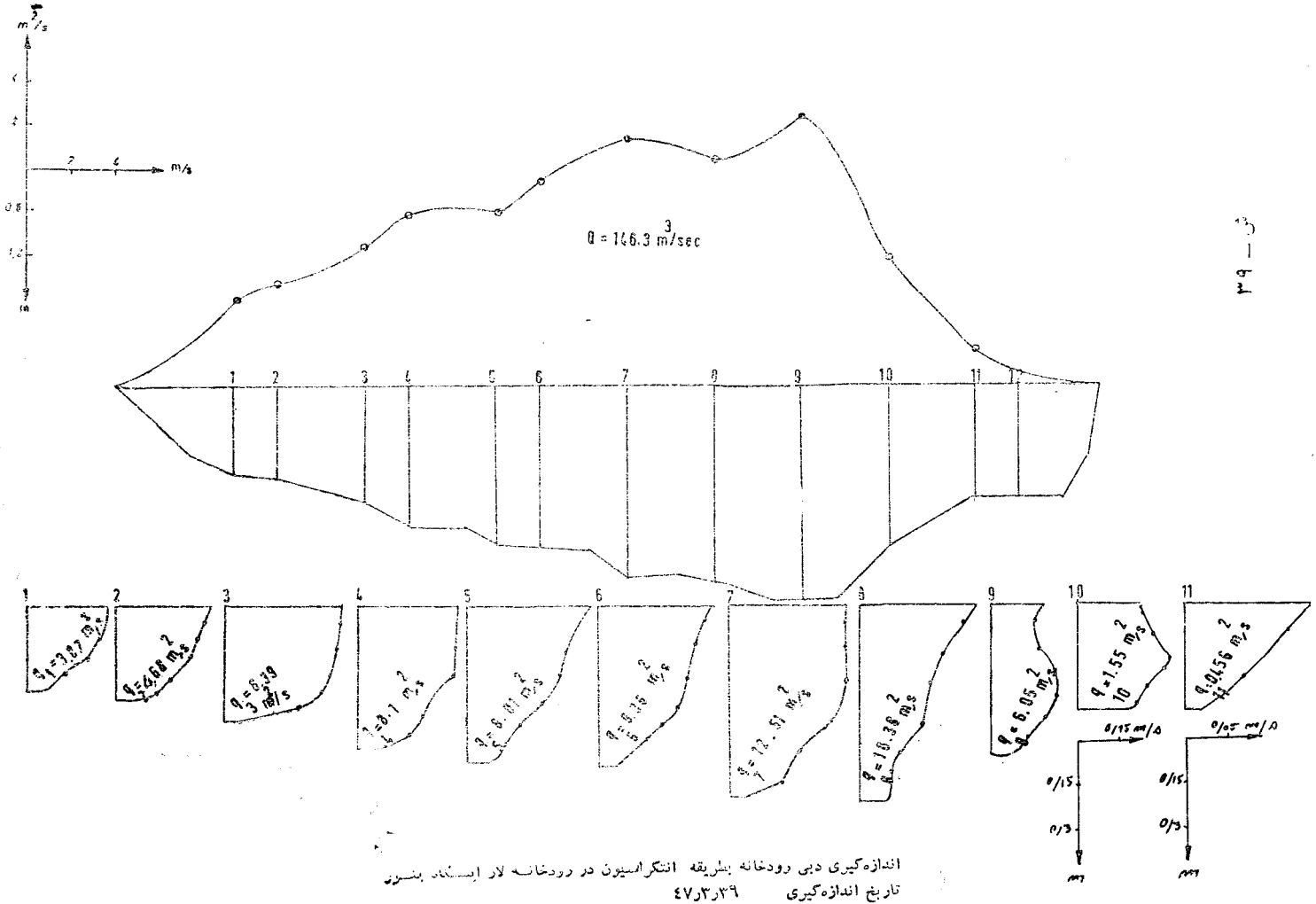
خطوط هم سرعت را با درنظر گرفتن سرعت‌هـای انـدازه‌گیری شده توسط مولینه در نقاط مختلف مقطـع رسم میکنند. اگـر سطوح بین خطوط هم‌سرعت را توسط پلانیمتراندازه گیری نموده ودرسرعت‌های مربوط ضرب نمائیم پس از جمع‌نمودن ارقام حاصله میزان دبی‌رودخانه مشخص میشود .

طریقه سوم ـ انتگراسیون

منحنی تغییرات سرعت را نسبت‌به عمق در نقاطـع مختلف میتوان رسم نمود، اگر سطح زیر منحنی‌ها را توسط پلانیمتر اندازه بگیریم مساحت آنها بدست خواهد آمد (بُعد m^2/s) اگر ارقام حاصله را درواحدـ های عرض رودخانه ضرب نمائیم، دبی در واحد عرض رودخانه تعیین خواهد شد .

$$\Sigma\ q = Q$$

جهت سهولت در محاسبات میتوان مقادیر حـاصله که از پـلانیمتر سطوح تغییرات سرعت بر حسب عمق (m^2/s) بدست آمده بودند با مقیاسی بـطور عمودی در نـقاط مختلف عـرض رودخانـه رسم نمود. اگر نقاط حاصله را بیکدیگر متصل نمائیم، یك منحنی حاصل میشودکه یا پلانیمتر نمودن سطح زیر منحنی دبی کل رودخانـه مشخص میشود



اندازه‌گیری دبی رودخانه بطریقه انتگراسیون در رودخانه لار ایستگاه بشری

تاریخ اندازه‌گیری ۴۷/۳/۳۹

(ش ـ ۳۹). با این طریقه علاوه بر تعیین دبی رودخانه اطلاعات زیـر نیز اخذ میشود .

ـ مقطع عرضی رودخانه

ـ سطح خیس شده

ـ عمق متوسط رودخانه (نسبت سطح خیس شده به عرض رودخانه)

ـ سرعت حـداکثـر : u

ـ سرعت متوسط $V_m = \frac{Q}{S}$

ـ سرعت متوسط سطحی (V_{ms}) :

درنقاط مختلف مقطع وبر روی عرض رودخانه، سرعت‌های سطحی اندازه گیری شده را منتقل می‌نمائیم، نقاط حـاصله را بیکدیگر متصل نموده و سپس سطح زیر منحنی را پلانیمتر نموده وبا تقسیم نمودن آن بر عرض رودخانه سرعت متوسط سطحی نتیجه میشود : (V_{ms})

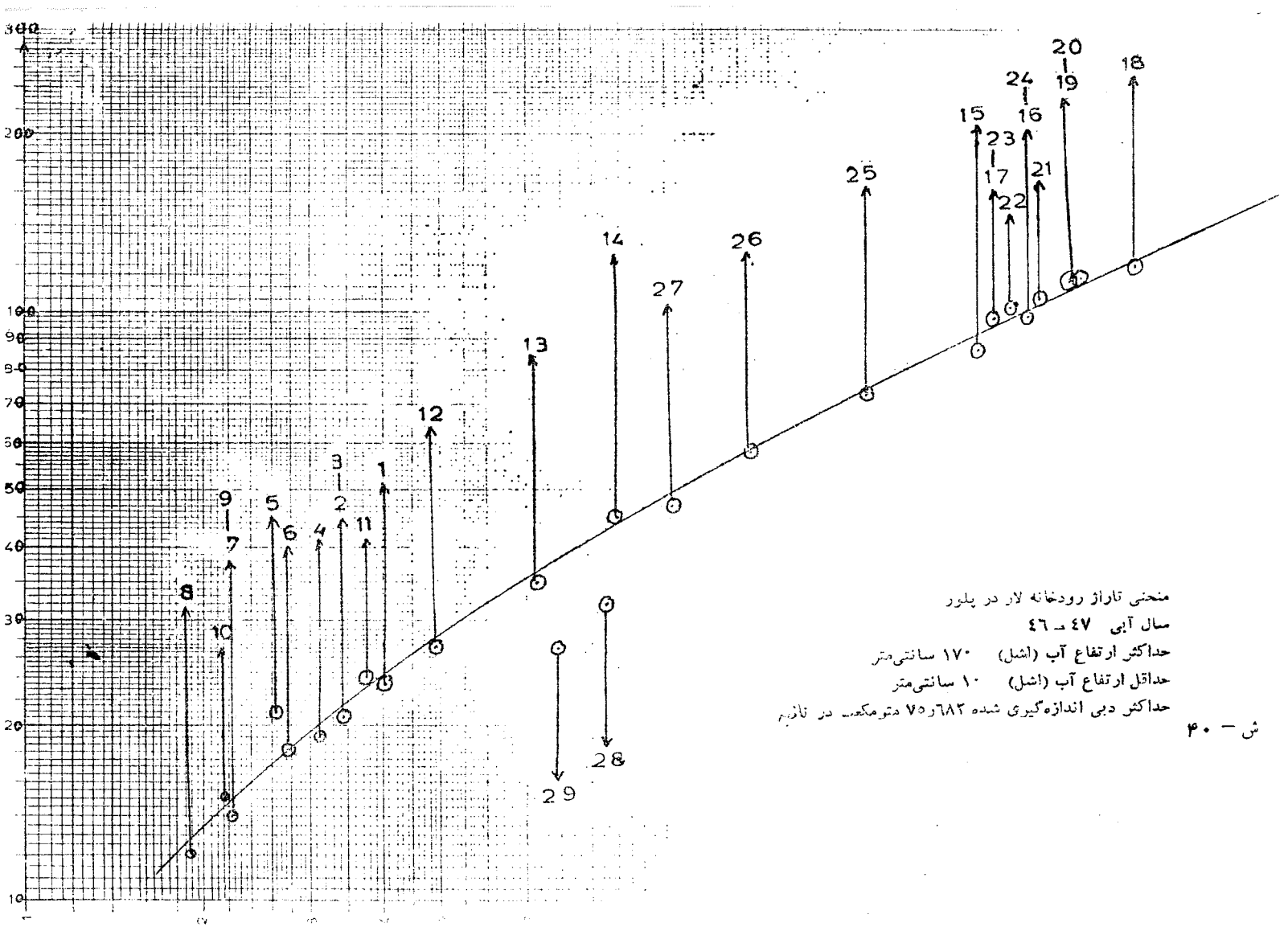
ـ نسبت سرعت متوسط به سرعت متوسط سطحی $\frac{Vm}{Vms}$

د ـ رسم منحنی تاراژ رودخانه (ش ـ ٤٠)

معمولا مقدار دبی‌رودخانه تابع‌زمان بوده بنابراین دبی‌رودخانه را در زمان‌های مختلف باید تعیین نمود، لیکن اندازه‌گیری دبی رودخانه بیکی از سه طریقه‌ایکه بـطور اختصار شرح داده شد عملا بـرای تمام روزهای سال غیر مقدور میباشد، لذا برای تعیین دبی‌رودخانه که‌معمولا در مواقع عادی سال دومرتبه در روز ودر مواقع سیلابی حداقل بفواصل زمانی ۲ ساعت انجام میگیرد، از منحنی تاراژ رودخانه استفاده میشود.

منحنی تاراژ

اگر دبی‌های مختلف اندازه‌گیری شده را برروی محور x ها وارتفاعات



منحنی تاراژ رودخانه لار در پلور
سال آبی ۴۷ ـ ۴۶
حداکثر ارتفاع آب (اشل) ۱۷۰ سانتی‌متر
حداقل ارتفاع آب (اشل) ۱۰ سانتی‌متر
حداکثر دبی اندازه‌گیری شده ۷۵٫۶۸۲ مترمکعب در ثانیه

ش ـ ۴۰

نظیر آنها را که از دستگاه‌های لیمنیگراف و یـا اشل رودخانـه حاصل میشود، برروی‌محور y ها منتقل نمائیم، از نقاط‌بدست آمده یك‌منحنی نتیجه میگردد که رابطه بین دبی وارتفاع رودخانه را مشخص می‌نماید. این منحنی بنام منحنی تاراژ رودخانه موسوم است. محل اندازه گیری دبی رودخانه و محل نصب اشل ویا دستگاههای لیمنیگراف طوری‌انتخاب میشوند که رابطه $Q=f(H)$ ثابت‌باشد، یعنی‌به یك ارتفاع‌معین اشل همیشه یك دبی مشخص مربوط شود.

با استفاده از منحنی تاراژ میتوان با قرائت ارتفاع آب توسط اشل و یا لیمنیگراف، دبی را مشخص نمود .

م ـ روش‌های تقریبی و سریع اندازه‌گیری جریان رودخانه

استفاده از داغ آب رودخانه

برای محاسبه تاسیسات آبی، سیل حداکثر بیشتر مورد توجه است لیکن اکثر این‌سیل‌ها در زمـان قبل از نصب اشل یا لیمنیگراف صورت گرفته ویـا اینکه‌ارتفاع آب باندازه‌ای بوده کـه بیکی از علل، قـرائت ارتفاع آب توسط اشل و یا لیمنیگراف مقدور نبوده است. در این‌حالت از یکی‌ازفرمول‌های هیدرولیك مثلا فرمول‌مانینگ‌میتوان استفاده نمود.

$$V_m = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

$n=$ ضریب زبری جدار

$R=$ شعاع هیدرولیکی

$I=$ شیب کف رودخانه

ضریب n برحسب‌نوع جدارمتغیراست وبرای‌کانال‌های خاکی $n=0/025$ اختیار میشود. فرمول مانینك بصورت زیر نیز نوشته میشود.

$$Q = S\,Vm = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \times S$$

$$Q = S\,R^{\frac{2}{3}} \times K$$

$$K = \frac{Q}{SR^{\frac{2}{3}}}$$

تعیین مقدار صحیح n عملا برای رودخانه‌ها که وضع مقطع آن‌ها ازنظر هندسی ومواد متشکله ثابت نیست، مقدور نمیباشد. لیکن اگر تعدادی اندازه‌گیری در رودخانه (خصوصا با دبی‌ها زیاد انجام شده‌باشد) میتوان تغییرات Kرا برحسب H (ارتفاع آب در رودخانه) رسم نمود. بنابراین با مشخص نمودن ارتفاع داغ آب میتوان مقدار K را تعین و سپس با استفاده از فرمول مانینك مقدار Q را بدست آورد.

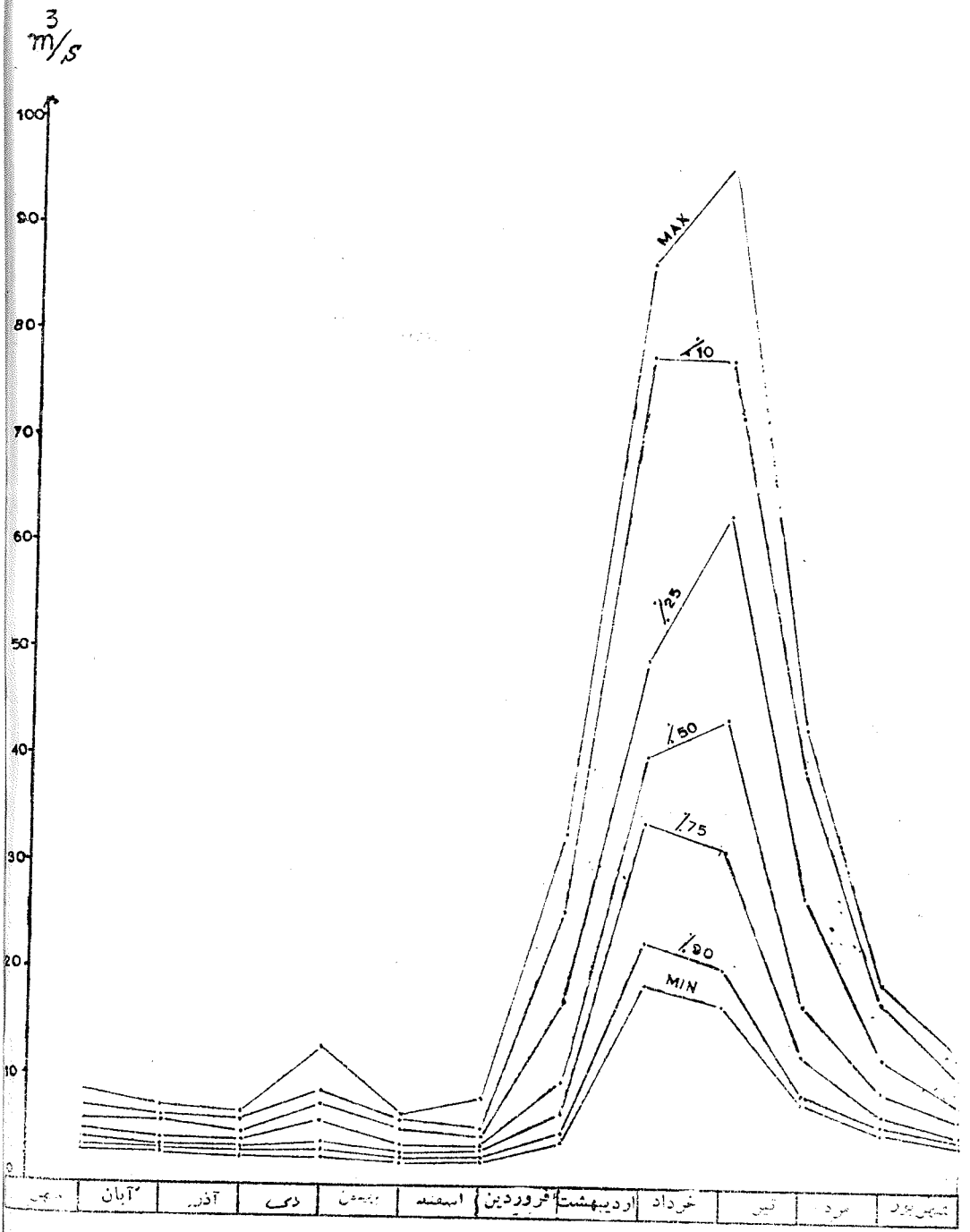
۷ ـ طبقه‌بندی آماری دبی‌های اندازه‌گیری شده

الف ـ برآورد متوسط دبی ماهیانه، سالیانه، ماکزیمم :

متوسط دبی ماهیانه از متوسط حسابی دبی‌های ماهیانه سالهائیکه‌آمار آب اندازه گیری شده آنها در اختیار میباشد، محاسبه میشود.

دبی ماهیانه نیز از متوسط حسابی دبی‌های روزانه یك ماه بدست میآید، برای تعیین فرکانس‌دبی‌های ماهیانه در یك‌مدت مشخص اندازه گیری، میتوان از محاسبات شبیه آنچه که در مورد تعیین فرکانس بارندگی گفته شد، استفاده نمود. جدول ۸ طبقه بندی و فرکانس وقوع دبی‌های متوسط‌ماهیانه درروخانه لار در دوره ۱۳۴۸ ـ ۱۳۲۵ را نشان میدهد و شکل ٤١ با استفاده از این جدول تهیه شده است.

فرکانس‌های ۹۰٪ و ۷۵٪ را در بعضی نشریات فنی با علامت ۱۰ ـ ۲۵٪ ـ معرفی میشوند وعلامت منفی‌مشخص میکند که ۱۰٪ ویا ۲۵ احتمال وجود دارد که دبی ازاین حد تجاوز نماید.



ش ۴۱ ـ فرکانس دبی‌های متوسط رودخانه لار درپلور در۴۸ ـ ۱۳۳۵

فرکانس دبی‌های متوسط رودخانه لار درپلور درپریرد ۴۸ - ۲۵

ماه / درصد	مهر	آبان	آذر	دی	بهمن	اسفند	فروردین	اردیبهشت	خرداد	تیر	مرداد	شهریور
Max	8.80	7.30	6.90	12.70	6.57	8.26	32.80	86.58	96.0	43.0	19.35	12.80
%10	7.10	6.40	6.00	8.70	6.10	5.30	25.60	77.60	77.5	39.0	17.4	10.4
%25	5.95	5.75	4.73	7.55	5.10	4.55	15.45	49.0	62.70	27.20	12.20	7.80
%50	5.12	4.34	4.12	5.90	3.60	3.94	9.81	40.3	43.36	17.00	9.02	6.54
%75	4.45	3.77	3.42	4.05	2.94	3.37	6.72	34.16	31.47	12.56	6.96	5.18
%90	3.99	3.52	3.29	3.23	2.50	2.78	5.01	22.94	20.52	8.63	6.07	4.76
Min	3.88	3.30	3.20	2.66	2.07	2.71	4.13	18.80	17.41	8.11	5.44	4.62

جدول شماره ۸

متوسط دبی سالیانه

دبی سالیانه از متوسط حسابی دبی‌های روزانه یکسال بدست میآیدو متوسط دبی سالیانه از متوسط حسابی دبی‌های‌سالهائیکه آمـار آنها مـوجود است، تعیین میشود .

معمولا دبی سالیانه و ماهیانه در نشریات ادارات هیدرولـژی موجود میباشد، بنابراین با استفاده از آمار موجود در این نشریـات محاسبه متوسط دبی سالیانه و یا ماهیانه آسان خواهد بود.
همانطور که قبلا توضیح داده‌شد، در صورتیکه پراکندگی ارقام زیاد باشند میانگین حسابی یامعدل نمیتواند وضع جریان‌را مشخص نماید .

ب ـ منحنـی دبی کلاسه :

برای‌مرتب کـردن دبی یك رودخانه در مدت یکسال ویا چندسال از منحنی دبی‌کلاسه‌استفاده‌میکنند، :این‌منحنی بترتیب‌زیر تهیه‌میشود:

دبی‌های روزانه یکسال را بترتیب نزولی مرتب نمـوده وسپس تعداد روزهائی را که دبی از مقدار معین Q_1 کمتر استوهمچنین تعداد روزهائی را که دبی بین Q_1-Q_2 ویا Q_2-Q_3 قراردارد، تعیین مینمایند.

با استفاده از جدولی که‌بشرح بالا تهیه میشود روی محورطول‌ها زمان (۳٦۵روز) و بر روی محور عرض‌ها دبی انتقال داده‌میشوند و از اتصال نقاط حاصله منحنی بدست میآید کـه بنام منحنی دبی‌کلاسه مـوسوم است .

شکل ٤۲ منحنی دبی کلاسه رودخانه چالوس درسال ۱۳٤۸ ـ ۱۳٤۷ را نشان میدهد. اگر منظور رسم منحنی دبی کلاسه‌چندسال باشد، اساس کار عینا شبیه رسم منحنی دبی کلاسه برای یکسال خواهدبود. دبی‌تمام سال‌ها را بترتیب‌نزولی مرتب کرده وجدولی شبیه جدول‌اشاره شده‌تهیه مینمایند .

محور افقی دبی کلاسه نمایش دهنده $n\times$ ۳٦۵روزبوده ویاهرروز در روی محور افقی معادل n روز میباشد .

برای رسم منحنی دبی کلاسه رودخانه چالوس در پل ذغال‌دردوره ۱۳٤۸ ـ ۱۳۳۷ بدوا آمار انـدازه‌گیری شده آب رودخانه بـرای‌دوره مذکور را مطابق جدول شماره ۹ مرتب نموده و سپس منحنی‌دبی‌کلاسه مطابق شکل ٤۳ رسم گـردید .

از منحنی دبی کلاسه‌میتوان اطلاعات زیر را استنتاج نمود:

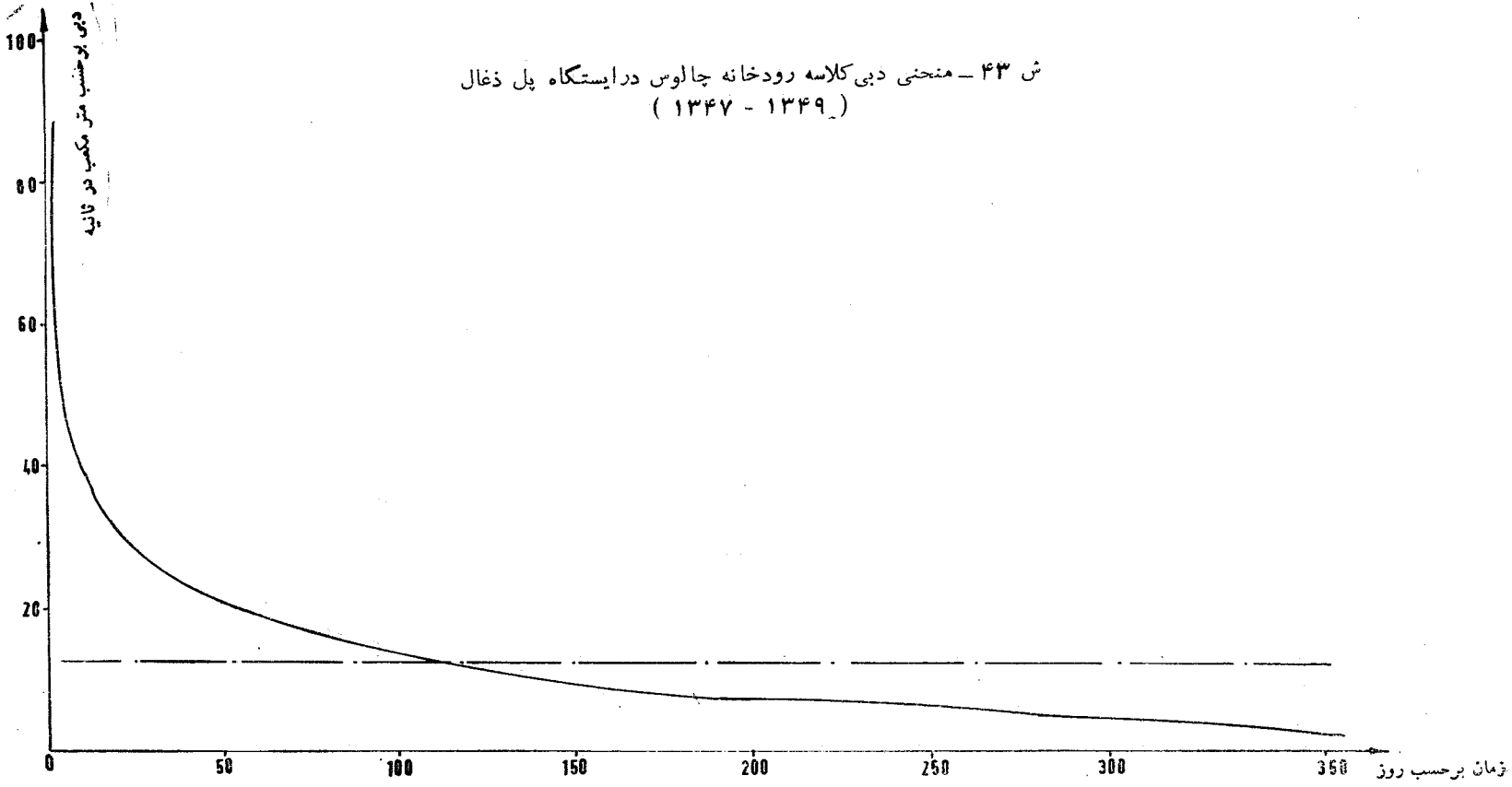
ش ۴۲ ــ منحنی دبی کلاسه رودخانه چالوس ۱۳۴۸ ــ ۱۳۴۷

جدول دبی کلاسه در دوره (۴۸ ـ ۳۷)

Q	سالها	۳۶-۳۷	۳۷-۳۸	۳۸-۳۹	۳۹-۴۰	۴۰-۴۱	۴۱-۴۲	۴۲-۴۳	۴۳-۴۴	۴۴-۴۵	۴۵-۴۶	۴۷-۴۸	تا ۳۷ ۴۸
Q<۶		۱۲	۹	–	۵۵	۱۲۳	۱۰۴	۱۲۲	۱۴۳	۱۰۰	۱۵۵	۱۶	۸۲۷
۶<Q<۱۰		۸۱	۱۴۳	۱۹۸	۲۲۹	۱۴۸	۱۰۸	۱۲۳	۱۰۹	۱۳۳	۳۹	۱۴۳	۱۳۸۳
۱۰ <Q<۱۵		۱۴۰	۶۴	۱۲۴	۵۱	۲۳	۶۰	۲۷	۴۷	۳۸	۶۰	۴۵	۵۳۹
۱۵ <Q<۲۰		۸۴	۳۲	۴۱	۲۰	۵۵	۳۵	۵۰	۲۸	۲۵	۱۴	۲۲	۳۲۲
۲۰ <Q<۳۰		۳۷	۵۴	۲	۱۰	۱۵	۵۷	۳۷	۳۸	۵۷	۶۳	۳۰	۳۷۰
۳۰ <Q<۴۰		۴	۴۵	–	–	–	–	۶	–	۷	۲۵	۵۰	۱۳۳
۴۰ <Q<۵۰		۲	۱۵	–	–	۱	–	–	–	۲	۶	۳۲	۵۶
۵۰ <Q<۹۰		۱	۲	–	–	–	۱	–	–	۲	۳	۱۹	۲۷
Q>۹۰		–	۱	–	–	–	–	–	–	۱	–	۱	۳
	Σ	۳۶۵	۳۶۵	۳۶۵	۳۶۵	۳۶۵	۳۶۵	۳۶۵	۳۶۵	۳۶۵	۳۶۵	۳۶۵	۳۶۵۰

جدول شماره ۹

ش ۴۳ ــ منحنی دبی‌کلاسه رودخانه چالوس درایستگاه پل ذغال
(۱۳۴۹ - ۱۳۴۷)



DCC دبی مشخصه سیل یا دبی رودخانه کـه در مدت ۱۰ روز در سال از این مقدار تجاوز نموده است .

DC1 دبی رودخانه که در مدت یك ماه از این مقدار تجاوزنموده‌است.

DC3	»	»	۳ ماه	»	»
DC6	»	»	۶ ماه	»	»
DC9	»	»	۹ ماه	»	»
DC11	»	»	۱۱ ماه	»	»

منحنی دبی کلاسه بـرای اطلاعات مقدماتـی میتوانـد مـورد استفاده قرارگیرد لیکن برای محاسبه حجم مخزن نمیتوان از آن کاملا استفاده نمود، زیرا اگر چه توسط منحنی دبی‌کلاسه میتوان اطلاع‌حاصل نمود که در چند روز از سال‌دبی‌رودخانه‌از مقدار Q بیشتر میباشدلیکن‌بهیچوجه نمیتوان اطلاع حاصل نمود که آیا این تعداد روزها بطور متوالی ویا متناوب هستند؟ (حجم مخزن به‌جریان پی‌درپی رودخانه بستگی دارد).

ج ـ رسم منحنی متراکمی دبی :

برای محاسبه محاسبه مخزن فصلی یك رودخانه جهت برداشت‌بایك دبی مشخص، معمولا ازمنحنی تراکمی دبی استفاده میکنند،این‌منحنی حجم آبی را که‌درفاصله‌زمان Δt ازیك ایستگاه اندازه‌گیری‌آب‌میگذرد تعیین مینماید، بنابراین:

$$W = \int_{o}^{t} Q dt$$

که Q عبارت است از دبی رودخانه که تابعی از زمان است یا:

$$Q = f(t)$$

شیب خط تماس در هر نقطه از منحنی، دبی رودخانه را در آن نقطه و یا درآن زمان تعیین میکند. شکل ٤٤ منحنی تراکمی رودخانه چالوس در پل ذغال را در فاصله زمانی ۱۳٤٥ ـ۱۳٤۲ نشان میدهد. اگر ابتدا منحنی را بانتهاء آن بوسیله خطی متصل نمائیم‌شیب‌این‌خط دبی متوسط‌رودخانه را دراین فاصله زمانی معلوم میکند، مسلما برای استفاده از این‌دبی متوسط احتیاج به‌مخزنی خواهد بود که‌در زمانهائیکه دبی رودخانه از مقدار متوسط بیشتر است درآن ذخیره‌شده تا درمواقع کم آبی، از آب مخزن استفاده شود .

بزرگترین فاصله عمودی بین ماکزیمم‌و می‌نیمم منحنی تراکمی دبی رودخانه، حجم مخزن مورد نیاز را برای استفاده از دبی متوسط معلوم مینماید. حجم مورد احتیاج برای رودخانه فوق‌الذکردرحدود ۱۳٥میلیون‌متر مکعب میباشد .

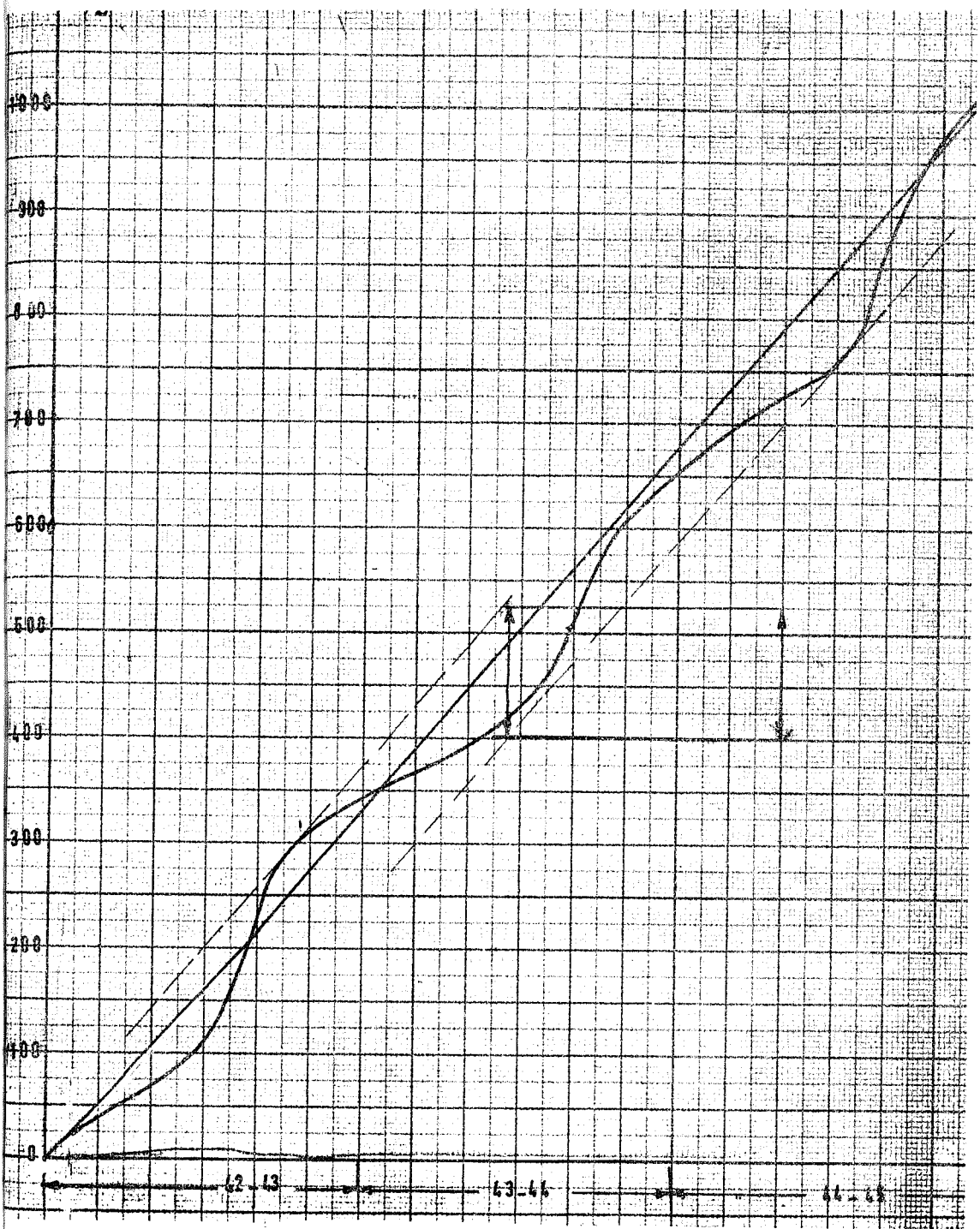
۸ ـ پیش بینی سیل‌ها

برای پیش‌بینی سیل‌ها با احتمالات و یا زمانهای برگشت‌مختلف میتوان از قوانین احتمالات استفاده نمود بشرط آنکه آمار برای مدت کافی در اختیار باشد .

از قانون گوس Gauss و گامبل Gumbel وفرمول‌فولر Fuler و هایزن Hazen . بیش ازسایر قوانین احتمالات استفاده‌میشود، لیکن در این کتاب منحصرا بطرز استفاده از قوانین گوس‌وگامبل و فرمول فرلراکتفا میشود و جهت‌استفاده از سایر قوانین، افراد علاقمندمیتوانند به کتب فنی مربوطه، مراجعه نمایند .

الف ـ طرز استفاده از قانون گوس

طرز استفاده از قانون گوس‌در مورد پیش‌بینی بارندگی‌های‌سالیانه با ذکر مثال قبلا توضیح‌داده شده‌و استفاده از این‌قانون‌درموردپیش‌بینی سیل یك حوضه آبریز عینا شبیه محاسبات انجام شده در مورد



ش ۴۴ ــ منحنی مجموع جریان در دوره ۴۵ ــ ۱۳۴۲

بارندگی میباشد. بدین معنی که سیل‌های حداکثر سالیانه را بترتیب نزولی طبقه‌بندی نموده وفرکانس آنها را پس از محاسبه برروی کاغذ گوس منتقل مینمایند، درصورتیکه پخش‌سیل ازقانون‌گوس‌تبعیت نماید با استفاده از فرمول‌هائیکه قبلا ذکرگردید (پیش‌بینی باران) برای پیش‌بینی سیل با زمان‌های برگشت مختلف استفاده مینمایند و جهت جلوگیری از تکرار مکررات از ذکر مثالی در این‌مورد خودداری میشود.

ب ـ طرز استفاده از قانون گامبل:

از قانون‌گامبل برای‌پیش‌بینی‌سیل حداکثر رودخانه لار درایستگاه پلور بشرح زیر استفاده شده است :

دبی‌های حداکثر سالیانه این ایستگاه را برای دوره ۱۳۴۸ ـ ۱۳۲٤ مطابق جدول شماره ۱۰ بترتیب نزولی طبقه‌بندی نموده وفرکانس‌وقوع $(\frac{100\ m}{n+1})$ و عدم وقوع $(100-\frac{100\ m}{n+1})$ و $(x_i-\bar{x})^2$ آنها را در ستونهای مربوطه پس از محاسبه مینویسیم .

نتایج زیر از محاسبات مربوطه بدست آمده است:

میانگین دبی : $\bar{x}=82 m^3/s$

تعداد سالهائیکه آمار در دست میباشد: $n=24$ سال

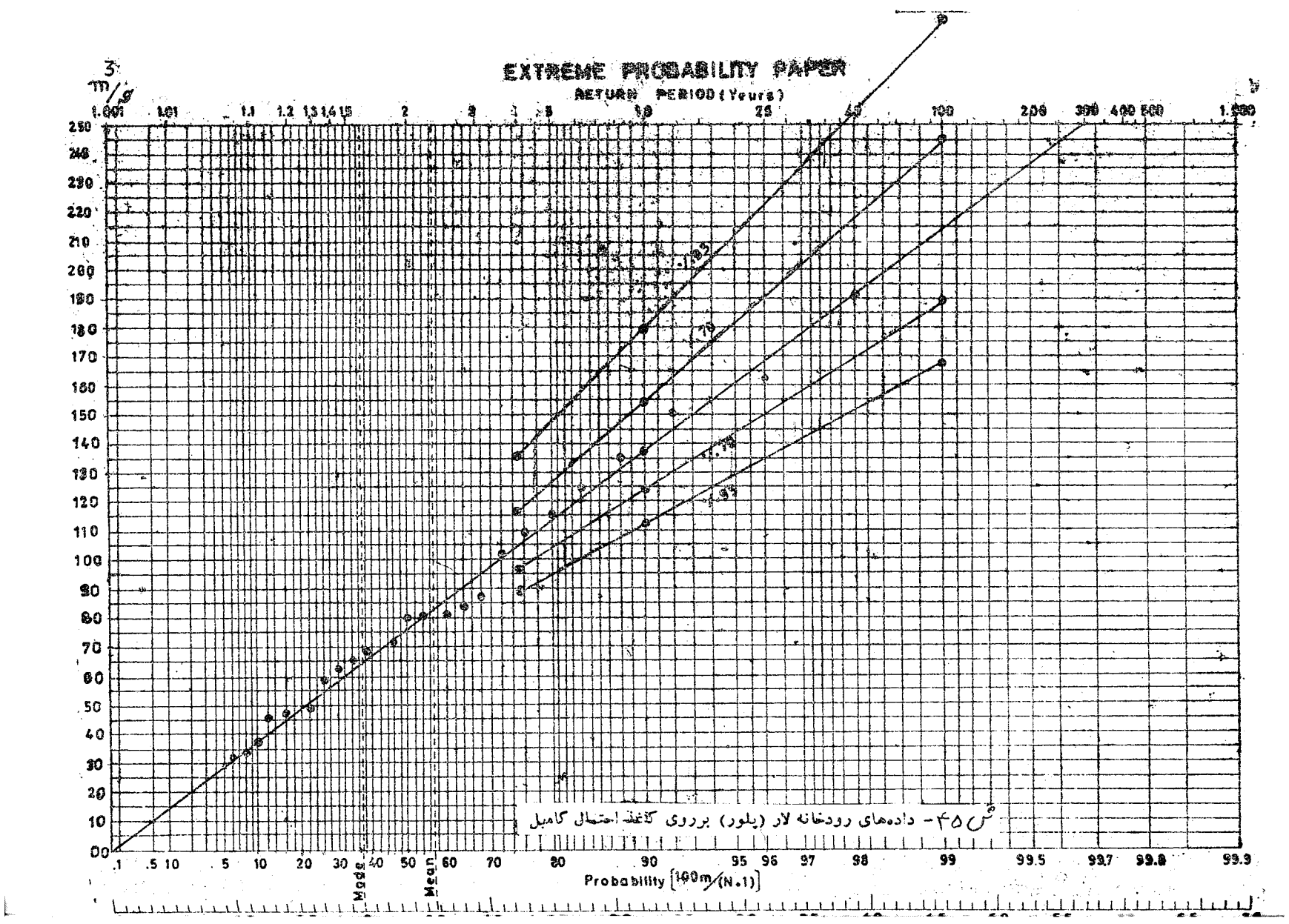
انحراف معیار: $\sigma=35/3$

داده‌های ستون سوم و پنجم جدول شماره ۱۰ را به‌کاغذ گامبل منتقل نموده و مطابق شکل ٤٥ مشاهده میشودکه میتوان خط مستقیمی که نمایش دهنده نقاط بدست آمده است، رسم نمود .

از روی شکل ٤٥ میتوان دبی‌های حداکثر را برای زمان‌های برگشت ۱۰۰۰ و ۱۰۰ و ۱۰ و ٤ سال بشرح زیر تعیین نمود:

No	سال	Q m^3/sec	$\frac{m}{n+1}$	$100-100\frac{m}{n+1}$	$X_1-\bar{X}$	$(X_1-\bar{X})^2$
1	47-48	162	4	96	80	6400
2	27-28	150	8	92	68	4624
3	46-47	135	12	88	53	2809
4	32-33	124	16	84	42	1764
5	28-29	115	20	80	33	1089
6	36-37	109	24	76	27	729
7	24-25	102	28	72	20	400
8	43-44	87	32	68	5	25
9	34-35	84	36	64	2	4
10	26-27	82	40	60	0	0
11	30-31	81	44	56	-1	1
12	35-36	80	48	52	-2	4
13	45-46	72	52	48	-10	100
14	42-43	72	56	44	-10	100
15	41-42	68	60	40	-14	196
16	25-26	65	64	36	-17	289
17	33-34	63	68	32	-19	361
18	31-32	59	72	28	-23	529
19	40-41	49	76	24	-33	1089
20	37-38	49	80	20	-33	1089
21	44-45	48	84	16	-34	1156
22	29-30	46	88	12	-36	1296
23	38-39	34	92	8	-48	2304
24	39-40	33	96	4	-49	2401

جدول شماره ۱۰



شکل ۴۵- داده‌های رودخانه لار (پلور) برروی کاغذ احتمال گامبل

$T = ۱۰۰۰$ سال

$Q_{۱۰۰۰} = ۲۹۰ m^3/s$

$T = ۱۰۰$ سال

$Q_{۱۰۰} = ۲۱۴ \quad m^3/s$

$T = ۱۰$ سال

$Q_{۱۰} = ۱۲ \quad m^3/s$

$T = ۴$ سال

$Q_{۴} = ۱۰٫۵ \quad m^3/s$

برای تعیین حدبالا و پائین دبی‌های اشاره شده‌برای حدود اطمیان ۹۵٪ و ۷۰٪ از شکل ٤٦ و ٤٧ واز رابطه زیر استفاده میشود :

$$Q+\sigma T_2 < Q_i < Q+\sigma T_1$$

در این‌فرمول Q عبارتست از دبی بدست‌آمده ازکاغذگامبل‌برای زمان‌های برگشت ۱۰۰۰ و ۱۰۰ و ۱۰ و ٤ سال و σ عبارتست از انحراف معیارکه قبلا محاسبه شده (۳۵٫۳ = σ) و Q_i عبارتست از دبی سیل موردنظر برای‌حدوداطمینان ۹۵ و ۷۰٪ n درشکل ٤٦ و ٤٧ عبارتست از تعداد سالهائیکه آمار دراختیار میباشد ومقدار آنرا برروی‌محور طول های‌شکل ٤٦ و ٤٧ منتقل نموده واز آنجا خطی بموازات محور عرض‌ها رسم نموده این خط، منحنی‌های λ راکه هریك مربوط‌به زمان‌برگشت معینی‌هستند، قطع‌مینماید. ازنقاط‌بدست‌آمده خطی‌بموازات‌محورطول‌ها رسم نموده تا T_1, T_2 های مربوط به زمان‌های برگشت مورد نظر را بدست آورند.

جدول‌های شماره ۱۱ و شماره ۱۲ از این محاسبات نتیجه شده‌اند.

با استفاده از این دو جدول میتوان مقدار Q_i را برای حدود اطمینان ۹۵٪ و ۷۰٪ برای زمان‌های برگشت بشرح زیر محاسبه نمود:

الف ـ حدود اطمینان ۹۵٪

۱ ــ برای زمان برگشت ۱۰۰۰ سال : $۲۲۱/۵۲ < Q_i > ۳۹۰/۲۵ m^3/s$

۲ ــ برای زمان برگشت ۱۰۰ سال : « $۱۶۷/۴۰ < Q_i < ۲۸۸/۱۳$

۳ ــ برای زمان برگشت ۱۰ سال : « $۱۱۲/۲۹ < Q_i < ۱۷۹/۳۶$

٤ ــ برای زمان برگشت ٤ سال : « $۸۹/۴۷ < Q_i < ۱۳۶/۷۷$

ب ــ حدود اطمینان ۷۰٪

۱ ــ برای زمان برگشت ۱۰۰ سال : $۱۸۹/۲۹ < Q_i < ۲۴۵/۷۷ m^3/s$

۲ ــ برای زمان برگشت ۱۰ سال : « $۱۲۳/۹۴ < Q_i < ۱۵۳/۹۴$

۳ ــ برای زمان برگشت ٤ سال : « $۹۶/۵۳ < Q_i < ۱۱۵/۹۴$

اگر ارقام حاصل برروی کاغذ احتمالات برده شوند، همانطورکه ازشکل شماره ٤٥ مشاهده میشود میتوان خطوط مربوط به حدود اطمینان ۹۵٪ و ۷۰٪ را رسم نمود.

ج ــ **طرز استفاده از فرمول فولر** Fuller

فرمول فولر عبارتست از : $Q_t = Q_m (1 + 0/8 \log t)$

مقدار دبی برای زمان برگشت مورد نظر $= Q_t$

متوسط دبی‌های حداکثر مشاهده شده $= Q_m$

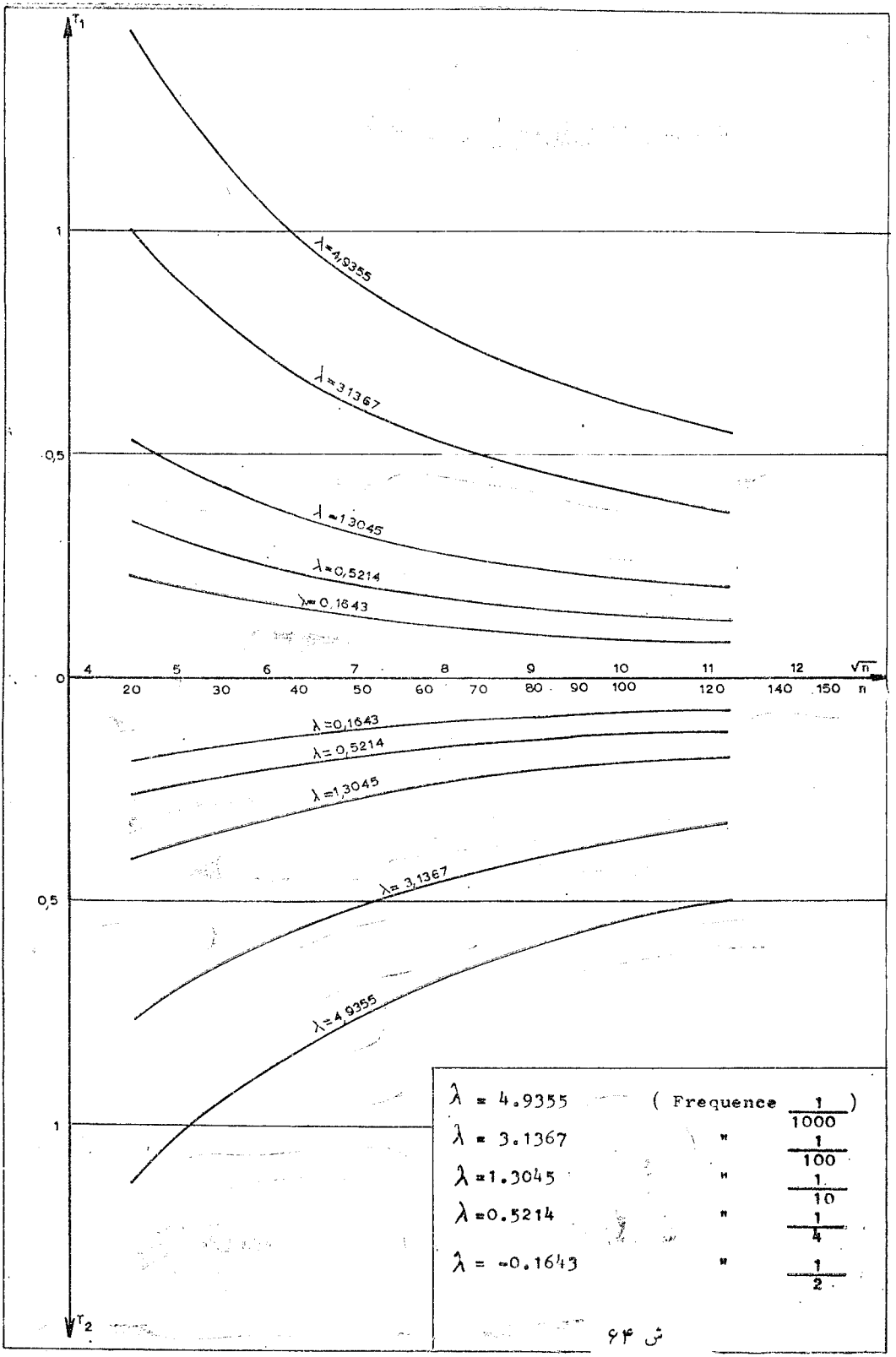
زمان برگشت مورد نظر $= t$

مقدار متوسط Q_m مشاهده شده برای رودخانه لار در ایستگاه پلور در مدت ۲٤ سال مساوی با $۸۲ m^3/s$ است بنابراین :

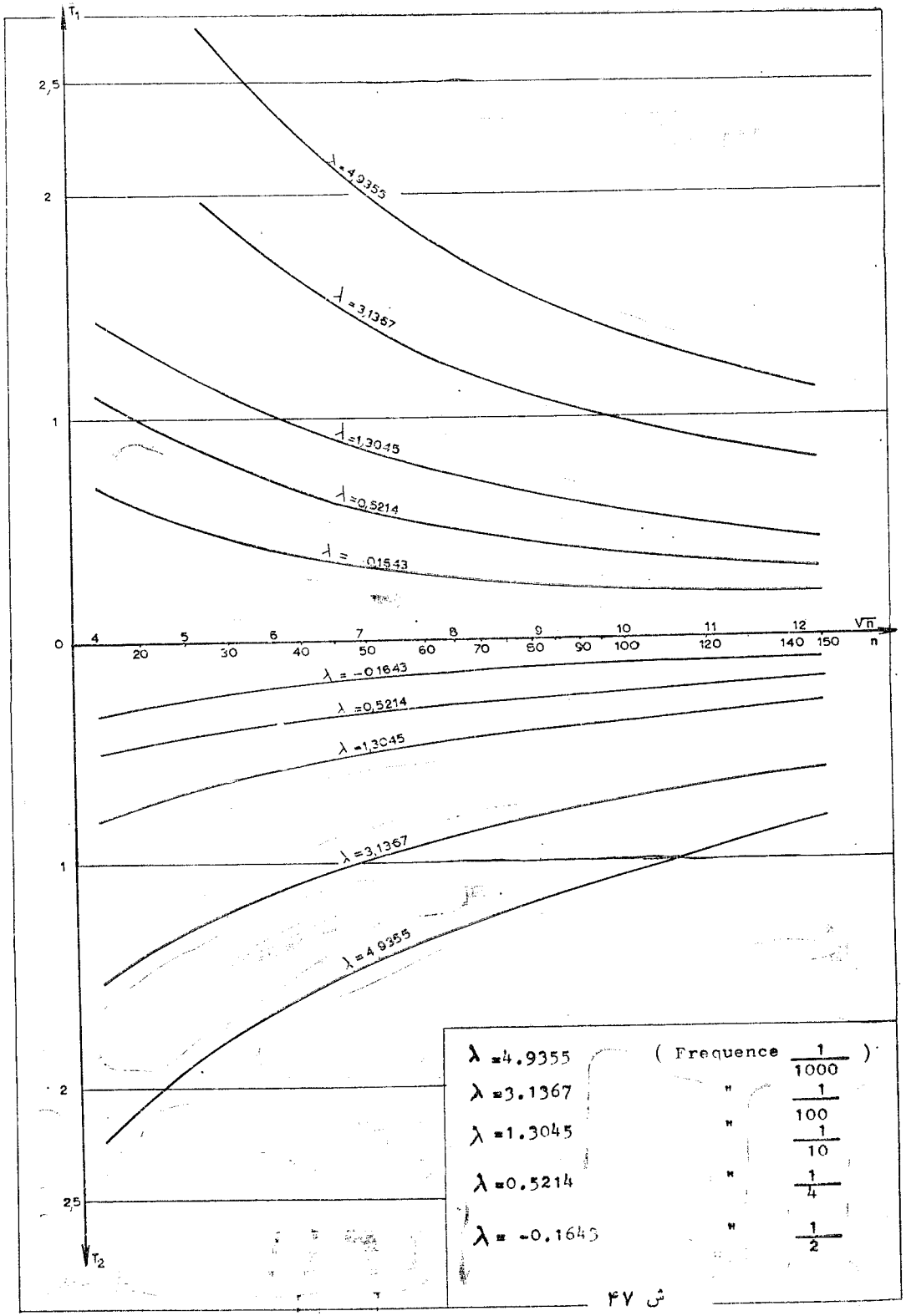
$Q_t = ۸۲ (1 + 0/8 \log t)$

$Q_{100} = ۲۱۳/۲ m^3/s$

$Q_{10} = ۱۴۷ m^3/s$


T_1
1
0,5
0
λ=4,9355
λ=3,1367
λ=1,3045
λ=0,5214
λ=0,1643
4 5 6 7 8 9 10 11 12 $\sqrt{n}$
20 30 40 50 60 70 80 90 100 120 140 150 n
λ=0,1643
λ=0,5214
λ=1,3045
λ=3,1367
λ=4,9355
0,5
1
T_2
λ = 4.9355 (Frequence $\frac{1}{1000}$)
λ = 3.1367 " $\frac{1}{100}$
λ =1.3045 " $\frac{1}{10}$
λ =0.5214 " $\frac{1}{4}$
λ = =0.1643 " $\frac{1}{2}$

ش ۶۴


T1
2,5
2
1
0
λ=4,9355
λ=3,1367
λ=1,3045
λ=0,5214
λ= 0,1643
4 5 6 7 8 9 10 11 12 √n
20 30 40 50 60 70 80 90 100 120 140 150 n
λ = -0,1643
λ =0,5214
λ =1,3045
λ =3,1367
λ =4,9355
1
2
2,5
T2
λ =4.9355 (Frequence 1/1000)
λ =3.1367 " 1/100
λ =1.3045 " 1/10
λ =0.5214 " 1/4
λ = -0.1643 " 1/2

ش ۴۷

No	F	P	λ	T_1	T_2
1	$\frac{1}{1000}$	%95	4.9355	2.84	-1.94
2	$\frac{1}{100}$	%95	3.1367	2.10	-1.32
3	$\frac{1}{10}$	%95	1.3045	1.20	-0.70
4	$\frac{1}{4}$	%95	0.5214	0.90	-0.44

جدول شماره ۱۱

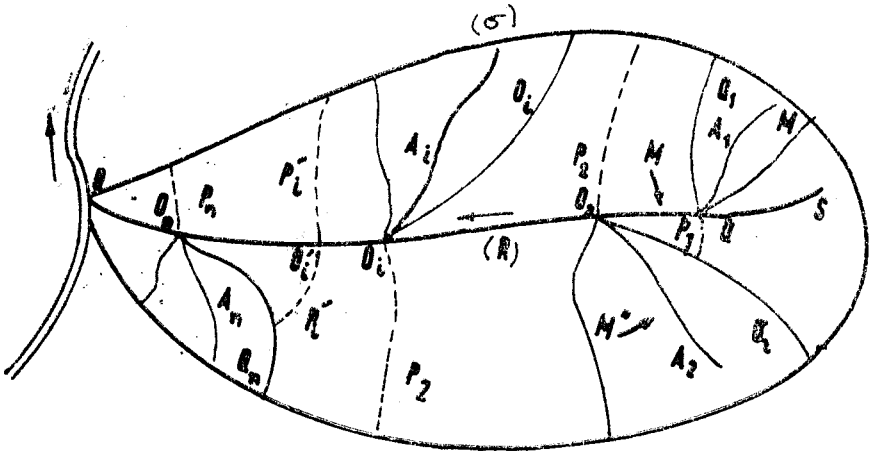
No	F	P	λ	T_1	T_2
1	$\frac{1}{1000}$	%70	4.9355	1.31	-1.03
2	$\frac{1}{100}$	%70	3.1367	0.90	-0.70
3	$\frac{1}{10}$	%70	1.3045	0.48	-0.37
4	$\frac{1}{4}$	%70	0.5214	0.31	-0.24

جدول شماره ۱۲

۹ ـ حوضه‌های آبریز

تعریف ـ حوضه آبریز Bassin Versant

رودخانه R در شکل ٤٨ از نقطه s سرچشمه‌گرفته، پس ازعبور ازمسیر so وارد رودخانه مهمتری درنقطه o میشود، حوضه‌آبریز این‌رودخانه در نقطه o عبارتست ازمجموع سطحی‌که‌باران ازآن سطح وارد رودخانه R میشود و حد این سطح بوسیله خطالراس σ مشخص میگردد و اگر

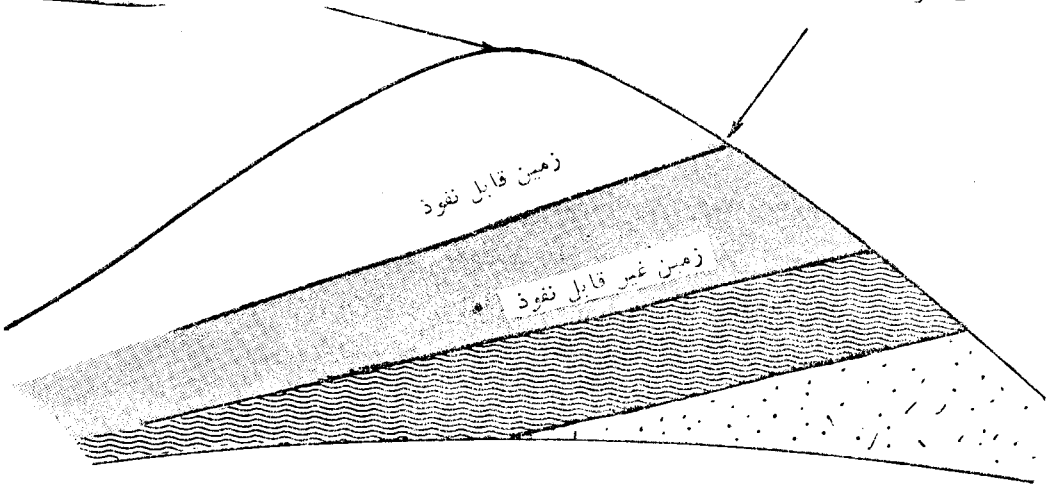


ش ۴۸ ــ حوضه آبریز یك رودخانه و تقسیمات فرعی آن

آب از حوضه آبریز دیگری توسط جریانهای زیر زمینی باین حوضه وارد شود در این حالت حد حوضه‌خط‌الراس ٥ نخواهد بود (ش ــ ٤٩).

حد حوضه از نظر پستی وبلندی

حد حوضه از نظر زمین شناسی



ش ۴۹ ــ وضعیت‌های مختلف حدیك‌حوضه آبریز از نظر پستی‌و بلندی‌وزمین‌شناسی

لیکن این موضوع استثنائا در زمینهای شنی، آهکی و بازالت مشاهده میگردد.

آب به دو طریق در اثر جریانهای سطحی وارد رودخانه R میشود.

ـ توسط رودخانه‌های فرعی مثل A_1 و A_2

ـ ورود مستقیم آب به رودخانه R

چنانچه درنظر باشد که حوضه آبریز قسمتی ازرودخانه (بعنوان مثال o_2 o) مورد مطالعه قرارگیرد در این صورت مقدارآب وارد شده از اراضی بالا دست را در محل o_2 تعیین نموده و با تفریق از آب خارج شده در o مقدار آب مربوط به حوضه oo_2 را مشخص میکنند، بنابراین حوضه آبریز اصلی تشکیل شده از حوضه‌های آبریز فرعی (A_1و A_2 وغیره) که هر یك از آنها را میتوان بصورت یك حوضه آبریز مستقل فرض نمود.

حد حوضه‌های آبریز فرعی از نوع (الف) بوسیله خطالراس‌های فرعی (σ_1 و σ_2) و یك قسمت از خطالراس اصلی σ و حد حوضه‌های آبریز از نوع (ب) بوسیله خطالراس‌های فرعی (σ_2 و σ_1) و محتملا یك قسمت از خطالراس اصلی σ و بعلاوه بوسیله خط بزرگترین شیب معین میشوند.

(هدف از ترسیم خطوط بزرگترین شیب که در جهت عمود برخط میزان منحنی قرار دارند، تعیین سطحی از حوضه اصلی است که آب مستقیماً در قسمتی از رودخانه مثل $o_2 o_i$ و یا $o_2 o_1$ میریزد).

بنابرآنچه که گفته شد، حوضه آبریز یك جمع کننده‌ایست که آب حاصله ازنزولات آسمانی را جمع نموده و ازمخزنی شبیه o خارج مینماید. در این تحولات مسلما مقداری آب تلف میشود که با فاکتورهای هوا و مشخصات فیزیکی زمین رابطه دارد. از نظر هیدرولوژی مقدار کل آب تخلیه شده و وضعیتی که این آب درزمانهای مختلف بخود میگیرد تا خارج شود (Hydrogramme) قابل اهمیت هستند.

حوضه‌های آبریز را بـا مشخصات مرفولـوژی (پستی و بلندی ـ شبکه‌های زهکشی) و جنس خاك و پوشش نباتی مشخص مینمایند.

الف ـ مشخصات فیزیکی حوضه‌های آبریز :

مشخصات فیزیکی یك حـوضه‌آبریز توسط عوامل زیـر مشخص میشوند:

ـ حدود و سطح حوضه آبریـز

ـ اندیس کشیدگـی

ـ منحنی فرکانس‌تراکمی سطح حوضه‌برحسب ارتفاع (منحنی‌هیپسو ـ متری)

ـ منحنی پخش‌سطح حوضه برحسب ارتفاع (منحنی آلتی متری)

ـ مستطیل معـادل

ـ اندیس شیب

ـ نیم رخ طولی رودخانه

حدود و سطح حوضه آبریز

حدود یك حوضه آبریز را همانطوریکه در تعریف حوضه آبریز ذکر شد میتوان بادرنظرگرفتن وضع‌توپوگرافی و وضع زمین‌شناسی رسم‌نمود. برای اندازه‌گیری محیط حوضه‌میتوان ازکورویمتر وبرای سطح حوضه از پلانیمتر ویا تبدیل آن بسطوح‌هندسی استفاده نمود .

اندیس کشیدگی

شکل حوضه برروی هیدروگرام رودخانه‌تاثیر زیادی دارد شکل هیدرو ـ گرام حوضه‌های مدور با حوضه‌هـای کشیده کاملا با یکدیگـر اختلاف دارند. اندیسی‌که شکل حوضه را مشخص میکند بنام ضریب‌گراولیوس Gravelius موسوم بوده و عبارتست از :

$$K = ۰/۲۸ \frac{P}{\sqrt{A}}$$

$P =$ محیط حوضه

$A =$ سطح حوضه

اگر حوضه کاملا شکل دایره باشد $K = ۱$ و هر اندازه کشیده‌تر باشد K نیز بزرگتر خواهد بود، در حقیقت این ضریب محیط حوضه را با شکل مدوری که دارای همان سطح باشد مقایسه میکند.

منحنی فرکانس تراکمی سطح حوضه برحسب ارتفاع (منحنی هیپسومتری)

برای رسم این منحنی لازم است که نقشه حوضه با خطوط میزان منحنی در اختیار باشد و از روی نقشه حوضه میتوان سطح حوضه را در بین ارتفاعات مورد نظر، برحسب کیلومتر مربع و یا درصد، مشخص نمود. جدول شماره ۱۳ توزیع ارتفاع حوضه دوآب‌مرگ (واقع درحوضه‌آبریز کرمانشاه) را برحسب درصد سطح حوضه و همچنین درصد تراکمی‌آن نشان میدهد اگر برروی محور طولها درصدتراکمی سطح حوضه و بر روی محورعرضها ارتفاعات‌برحسب متربرده شوند، منحنی هیپسومتری بدست‌میآید (شکل ۵۰). از روی این‌منحنی میتوان ارتفاع بافرکانس ۵۰٪ را تعیین نمودکه در مورد حوضه‌آبریز دوآب مرگ مساوی ۱۴۸۰ متر میباشد، اگر شیب این منحنی خیلی سریع باشد احتمال آمدن سیل در این حوضه بعلت ریزش سریع آب زیاد است .

توزیع ارتفاع حوزه دوآب مرگ (حوزه آبریز کرمانشاه)

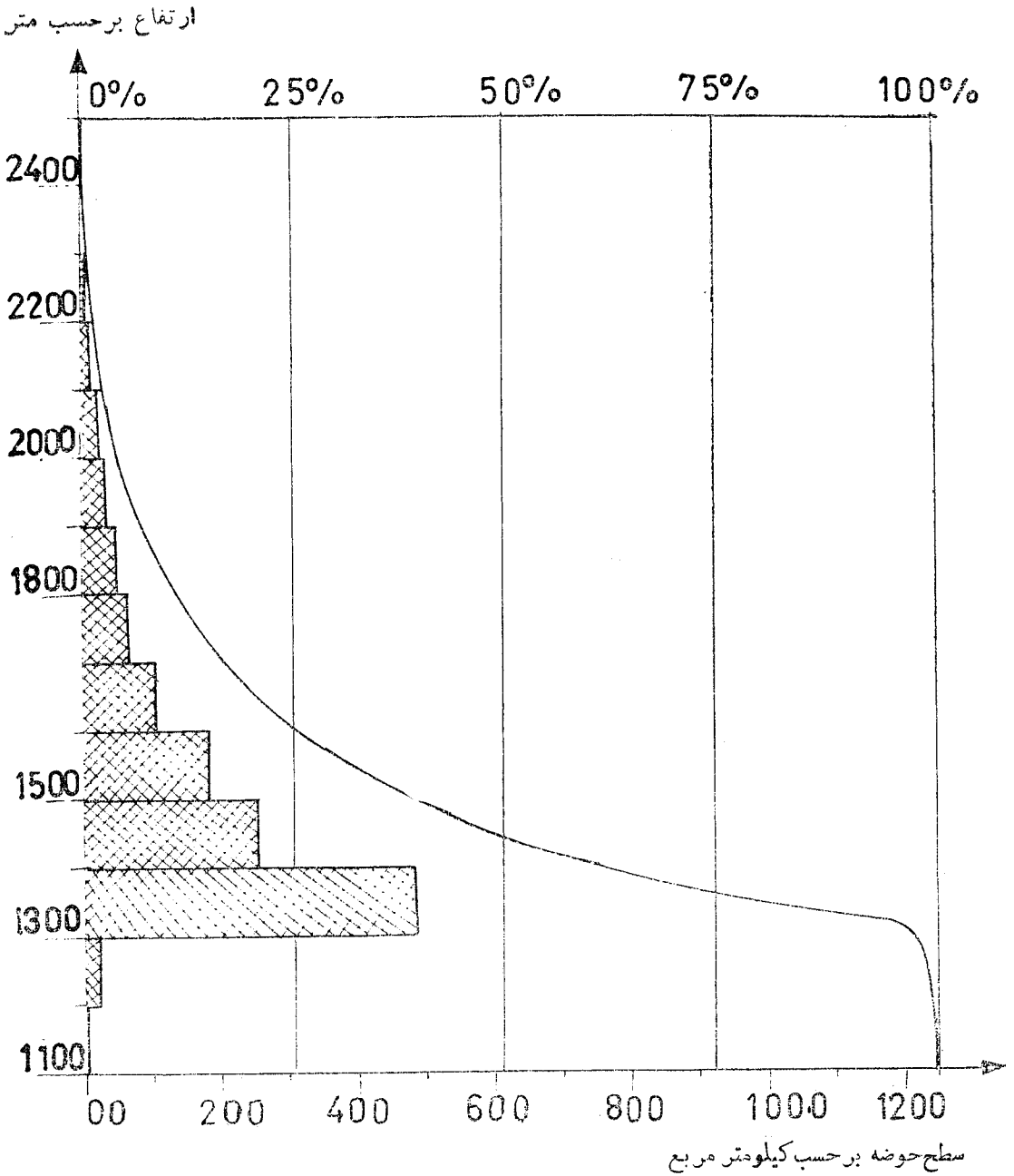
شماره	ترتفاع متر	سطح کیلومترمربع	درصد	درصد تراکمی
1	1200	1.1	0.09	99.97
2	1200-1300	11.9	0.95	99.88
3	1330_1400	484.9	39.05	98.93
4	1400_1500	2555.8	20.60	59.88
5	1500_1600	182.3	14.68	39.28
6	1600_1700	102.6	8.26	24.60
7	1700-1800	66.9	5.38	16.34
8	1800_1900	49	3.94	10.96
9	1900_2000	36.8	2.96	7.02
10	2000_2100	26.2	2.11	4.06
11	2100-2200	11.7	0.94	1.95
12	2200_2300	8.6	0.69	1.01
13	2300_2400	3.3	0.26	0.32
14	2400_2500	0.45	0.03	0.06

$\Sigma S_i = 1241.5$ کیلومترمربع

جدول شماره ۱۳

٤ ـ منحنی پخش سطح حوضه برحسب ارتفاع (منحنی آلتی‌متری)

اگر برروی محور عرضها سطح حوضه برحسب کیلومتر مربع وبرروی محور طولها ارتفاع برحسب متر برده شود منحنی پلکانی آلتی متری بدست میآید (شکل ۵۰). از روی این منحنی میتوان ارتفاعی که بیش



ش ۵۰ ــ منحنی آلتی‌متری و هیپسومتری حوضه آبریز دوآب مرك (واقع درحوضه آبریز کرمانشاه)

از سایر ارتفاعات سطح حوضه ر اشامل‌میشود، مشخص نمود. در مورد حوضه آبریز دوآب مـرگ ایـن ارتفاع ۱۴۰۰ ـ ۱۲۰۰ متر میباشد. ارتفاع متوسط‌حوضه‌رانیزمیتوان با استفاده‌از این منحنی تعیین نمود.

$$h_m = \frac{\Sigma_i \cdot S_i \cdot h'}{S}$$

$h_m =$ ارتفاع متوسط حوضه

$S_i =$ سطح‌حوضه‌که بین‌دو ارتفاع h_2 و h_1 قرارگرفته

$$h' = \frac{h_1 + h_2}{2}$$

مستطیل معادل Réctangle équivalent

مستطیل معادل‌برای مقایسه بین حوضه های آبـریز در چند سال اخیر مورد استفاده متخصصین هیدرولژی قرار گرفته است.

مستطیل معادل عبارتست از نمایش دهنده حوضه آبریزیکه محیط‌آن بشکل مستطیل تغییر شکل پیدا نموده، بشرط آنکه سطح حوضه وضریب گراولیوس ووضع منحنی‌هیپسومتریك درمستطیل‌اخیرتغییر ننماید وهم چنین تغییرات وضع‌خاك و پوشش نباتی‌درقسمتهای مختلف این‌مستطیل رعایت شده باشد . مسلما درچنین شرایطی وضع جریان تغییری پیدا نخواهد نمود.

خـطوط میزان منحنی در ایـن مستطیل بموازات مـحور عرض‌هـا رسم خواهند شد. بنابراین با توضیحات بالا:

$l =$ عرض مستطیل معادل

$L =$ طول مستطیل معادل

$K =$ ضریب گراولیوس

$$K = ۰/۲۸\frac{P}{\sqrt{A}}$$

$$۲(L+l) = P = \frac{K\sqrt{A}}{۰/۲۸}$$

$$Ll = A$$

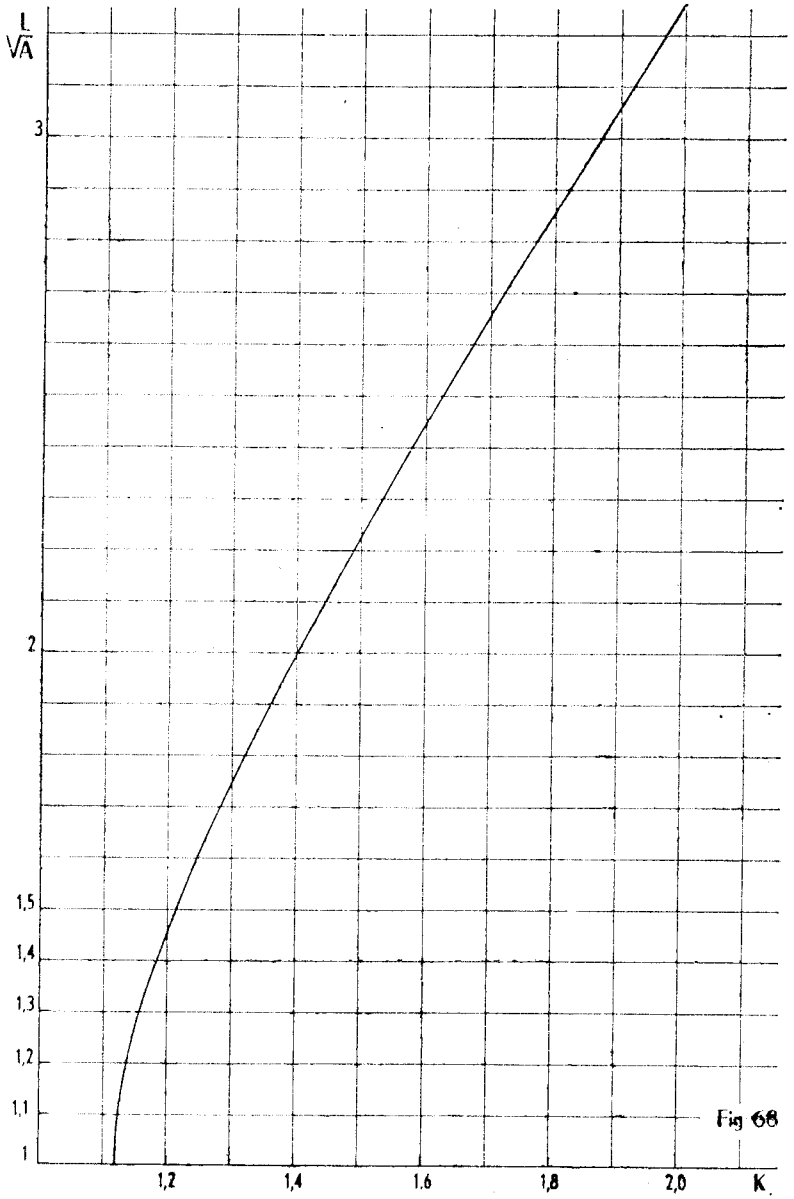
$$L = \frac{K\sqrt{A}}{۱/۱۲}\left[۱ + \sqrt{۱ - (\frac{۱/۱۲}{K})^{۲}}\right]$$

یـا

$$l = \frac{K\sqrt{A}}{۱/۱۲}\left[۱ - \sqrt{۱ - (\frac{۱/۱۲}{K})^{۲}}\right]$$

مشاهده میشود که $\frac{L}{\sqrt{A}}$ یك تابعی‌از K خواهد بود.

Roche منحنی تغییرات $\frac{L}{\sqrt{A}}$ را نسبت به K مطابق شکل ۵۱ تهیه‌نموده است .



ش ٥١ ــ تغييرات $\frac{L}{\sqrt{A}}$ برحسب K

در حوضه آبریز چالوس در پل ذغال

$P = ۱۸۲/۵$ Km

$A = ۱۵۶۰$ Km^2

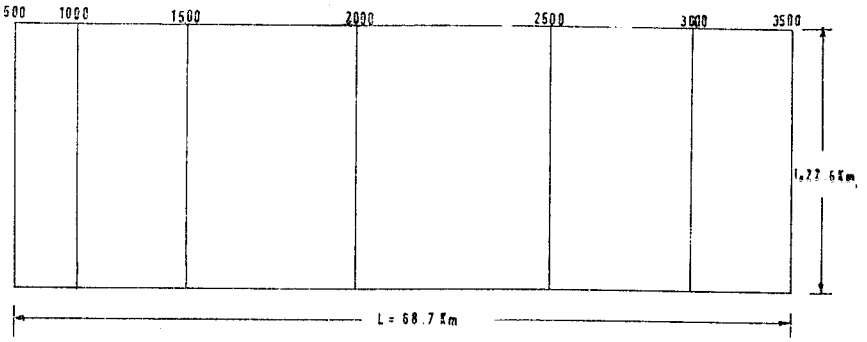
$$K = \frac{۰/۲۸ \times ۱۸۲/۵}{\sqrt{۱۵۶۰}} = ۱/۲$$

بااستفاده از شکل ۵۱ مقدار $\frac{L}{\sqrt{A}} = ۱/۷۴$ خواهد بود و یا نتیجتا

طول مستطیل معادل $L = ۱/۷۴ \times \sqrt{۱۵۶۰} = ۶۸/۷۲$ Km

عرض مستطیل معادل $l = \frac{A}{L} = \frac{۱۵۶۰}{۶۸/۷۲} = ۲۲/۶$ »

برای رسم خطوط میزان برروی مستطیل معادل میتوان از جدول در صد تراکمی منحنی هیپسو متریك استفاده نمود . شکل ۵۲ مشخصات هیپسومتری حوضه مربوطه را برروی مستطیل معادل نشان میدهد.



ش ۵۲ ــ مستطیل معادل رودخانه چالوس درپل‌ذغال

اندیس شیب

شیب هرقسمت از حوضه آبریز با قسمت دیگر اختلاف دارد، معمولا

برای اینکه وضع جریان را بطور کلـی تشخیص دهند، شیب متوسط حوضه را حساب میکنند. شیب یك نواری ازحوضه که بین دو خط میزان منحنی $n+1$ و n قرار دارد عبارتست از :

$$S_i = \frac{D_i}{d_i}$$

D_i = اختلاف ارتفاع بین دو میزان منحنی n و $n+1$

d_i = عرض متوسط نوار

یـا

$$S_i = \frac{D_i \cdot l_i}{a_i}$$

l_i = طول میزان منحنی n

a_i = سطح نوار

شیب متوسط تمام حوضه عبارت خواهد بوداز :

$$S = \Sigma \frac{D_i \cdot l_i}{a_i} = \frac{D \Sigma l_i}{A}$$ = شیب متوسط حوضه

D = اختلاف ارتفاع تمام‌حوضه

A = سطح کل حوضه

Σl_i = طول تمام خطوط میزان منحنی

تعیین $\Sigma 1_i$ مشکل‌بوده و معمولا بر حسب دقت مسئول محاسبه تغییر مینماید از این نظر از مستطیل معادل برای اندازه‌گیری شیب متوسط حوضه استفاده میکنند.

$$S_i = \frac{D_i}{d_i} = \frac{D_i l}{a_i}$$

$$S = \Sigma \frac{D_i l}{a_i} = \frac{l \Sigma D_i}{A} = \frac{l\ D}{A}$$

از طرفی

$$\frac{l}{A} = \frac{1}{L}$$

یـــا

$$S = \frac{D}{L}$$

شیب‌متوسط حوضه آبریز چالوس درپل ذغال عبارت خواهد بود:

$D = ۴۱۸۹ - ۳۷۰ = ۳۸۱۹$ متر

$S_m = \frac{۲۲/۶}{۱۵۶۰} \cdot ۳۸۱۹ \# ۵۵/۲$ متر درهرکیلومتر

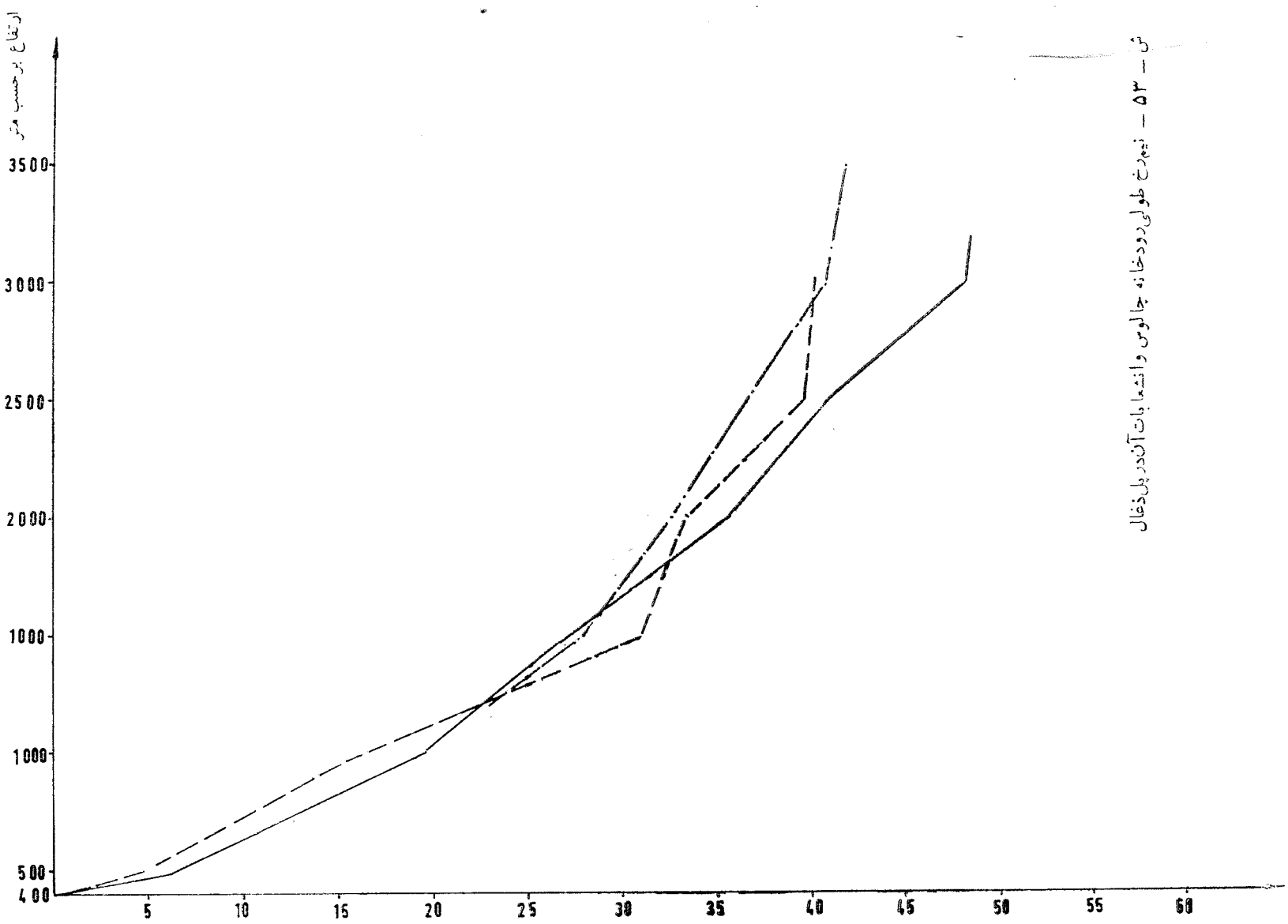
یـــا

$S_m = \%۵/۵۳$

نیم رخ طولی رودخانه Profil en long de la rivière

برای تعیین نیم رخ طولی رودخانه از نقشه توپوگرافی که ترجیح داده میشود مقیاس آن بزرگ باشد استفاده مینمایند.
برروی محور طولها، فواصل طولی نقاط مختلف رودخانه و برروی محور عرضها، ارتفاعات مربوطه را انتقال میدهند.
شکل شماره ۵۳ نیم رخ طولی رودخانه چالوس درپـــل ذغال را بـــرای

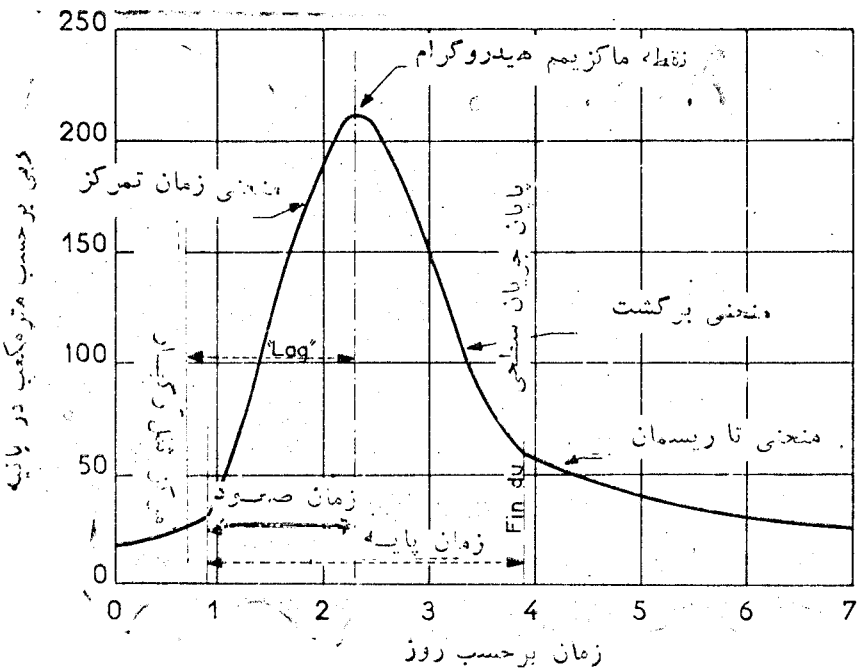
ش ـ ۵۳ ـ نیمرخ طولی رودخانه جالوس و انشعابات آن در پل‌ذغال



رودخانه اصلی ورودخانه‌های فرعی آن نشان میدهد واز روی این شکل بخوبی میتوان وضع تغییرات شیب رودخانه را مـلاحظه نمود، چنانچه درنظر باشد نیم رخ دقیقی از رودخانه تهیه نـمایند دراینصورت کف رودخانه را طرازیابی خواهند نمود.

ب ـ مطالعه هیدروگرام رودخانه و موارد استفاده از آن:

تعریف هیدروگرام: منحنی تغییرات دبی یك رودخانه را (در یك نقطه ثابت) با زمان هیدروگرام آن رودخانه مینامند، شکل ٥٤ هیدروگرام را در موقع سیل نشان میدهد. هیدروگـرام نقاط مختلف رودخانه در محاسبات مربوط به اگوسازی شهرها وتهیه‌طرح‌های زهکشی، تاسیسات آبی، مهندسی‌رودخانه‌ها اهمیت زیادی‌داردزیرالازم‌است که‌هیدروگرام سیل رودخانه قبل از وقوع آن پیش‌بینی شود.



ش ـ ٥۴ ـ قسمت‌های مختلف و مشخصه یك هیدروگرام

چنانچه در یك ایستگاه هیدرولژی تغییرات سطح آب را توسط دستگاه‌های ثبات از قبیل لیمنیوگراف بتوان ثبت نمود، ترسیم هیدروگرام بعد از یك رگبار آسان و دقیق خواهد بود، درصورتیکه ایستگاه فاقد دستگاههای ثبات باشد، لازم است که لااقل هر نیم ساعت یکبار تغییرات سطح آب را توسط اشل نصب شده در رودخانه پس از وقوع باران شدید قرائت کرد وسپس اقدام به‌رسم هیدروگرام نمود.

در بسیاری از موارد از هیتوگرام (منحنی تغییرات شدت بارندگی با زمان)، میتوان جهت رسم هیدروگرام استفاده نمود، مسلما این طریقه دارای دقت زیادی نیست، لیکن درصورتیکه امکان استفاده از دو طریقه قبلی نباشد بالاجبار بایستی از هیتوگرام استفاده نمود.

پس از وقوع یك بارندگی شدید آب حاصله از بارندگی (P) بقسمت‌های زیر تقسیم میشود:

$$P = I + E + (FS) + Pnet$$

I عبارتست از ارتفاع بارندگی یا برف که توسط شاخ وبرگ متوقف میشود، این قسمت بعدا توسط پدیده تبخیر به جو بر میگردد.

E عبارتست از ارتفاع آب تلف شده توسط پدیده تبخیر ازسطح خاك

F عبارتست از ارتفاع آب جذب‌شده در اثر نفوذ توسط قشر سطحی خاك، همانطورکه در فصل اول این کتاب (رابطه آب و خاك) گفته شد، دراوائل بارندگی مقدار نفوذ زیاد بوده لیکن بعدا به یك مقدار ثابتی تنزل مینماید.

S عبارتست از ارتفاع آب ذخیره شده در گودی‌های حوضه آبریز.

باران خالص عبارتست از قسمتی از بارندگی که بمصرف جریان سطحی رودخانه خواهد رسید و آنرا با Pnet نشان میدهند.

معمولا مقدار E.I درمقابل سایر عوامل نا چیز و قـابل صرفنظر کـردن هستند، لذا تلفات بارندگی بیشتر منحصر خواهد بود به:

(L=F+S)

مسلما مقدار از L بعدا توسط جریان‌های عقب افتاده (Hypodermique) وزیر زمینی (Souterrain) به مصرف تغذیه‌آب‌رودخانه خواهد رسید. بنابراین اولین قدمی که بمنظور تبدیل هیتوگرام به هیدروگرام باید برداشته شود عبارت خواهد بود از تعیین مقدار L.

در بسیاری ازطرح‌های مربوط به ساختن فرودگاه ویا اگوسازی، مقدار تلفات را در صد ثابتی از مقدار بارندگی در نظر میگیرند، لیکن ایـن موضوع در باره حوضه‌های آبریز طبیعی کـه شامل خاك و پوشش‌های مختلف نباتی میباشند، صدق نخواهد نمود و ضمنا مقدار L درمدت بارندگی متغیر است .

نفوذآب درخاك علاوه بر مقدار بارندگی به فاصله زمانی بابارندگی قبل رابطه دارد زیرا برحسب اینکه خاك تا چه اندازه رطـوبت داشته باشد، منحنی نفوذ نیز تغییر خواهد نمود. مشاهده میشود کـه تعیین مقدار تلفات بارندگی (L) کاربسیار مشکلی است زیرا بادرجه حرارت محیط، پوشش نباتی، شیب‌زمین، نوع‌خاك، رطوبت خاك رابطه دارد واین عوامل در قسمت‌های مختلف حوضه‌های آبریز متغیر هستند.

تعیین مقدار متوسط تلفات بارندگی تنها بادرنظر گرفتن ضریب‌جریان رودخانه مقدور خواهد بود.

مسیرهای مختلف ورود آب بداخل رودخانه:

آب حاصله از بارندگی ویا ذوب برف‌ها از ٤ مسیر مختلف وارد رودخانه

میشوندآبیکه ازهریك‌از مسیرهای‌فوق‌الذکر جریان‌مییابندموسوم‌اندبه:
جریان عقب افتاده

جـریـان سطحـی

جـریـان زیـر زمینی

نزولات‌آسمانی که‌مستقیما روی سطح آزاد آب نازل‌میشوند

ـ جـریان سطحی :

جریان‌های سطحی مهمترین قسمت تشکیل دهنده جـریان رودخانه یـا هیدروگرام میباشند واین قسمت از نظر تهیه طرح‌های زهکشی و یـا اگوسازی ویا ساختمان فرودگاهها اهمیت بسزائی دارد. آبهائیکه‌جریان سطحی هیدروگرام را تشکیل میدهند پس از اشباع خاك از سه مسیر مختلف‌وارد رودخانه میشوند .

اول ـ بصورت قشر نازك در روی‌سطح خاك جریان مییابد .

دوم ـ آب‌جریان‌یافته ازسطح‌در خط‌القعرهای طبیعی زمین‌جریان مییابد.

سوم ـ آب جریان‌یافته مـرحله دوم وارد رودخانـه اصلـی میشود، در این مرحله آب حاصله از جریان‌های سطحی با آب حاصله از قسمت‌های دیگر مخلوط میشود .

ـ جریان‌های عقب افتاده

این نوع جریان‌به جریان‌هائی اطلاق میشوند که آب حاصله پس ازنفوذ در زمین در جهت افقی حرکت نموده تا درکنار رودخانه‌های فرعی و یا اصلی ویا در سطح زمین (در محلی پائین‌تر از محل نفوذ آب باران بسطح زمین) خارج شوند .

مقدار آب عقب افتاده عبارتست از تفاضل مقدارآب نفوذ نموده و آب حاصله که بمصرف افزایش رطوبت خاك و سطح آب زیرزمینی میرسد. آب عقب افتاده با ساختمان خاك و وجود یك طبقه غیر قابل نفوذ که بفاصله کمی از سطح خاك قرار دارد بستگی دارد. این نوع جریان در نواحی حاره و درصورتیکه سطح خاك بوسیله شخم نرم شده باشد ویادارای یك پوشش زنده ویا مرده گیاهی (هوموس) باشد میتواند تا ۸۰٪ دبی رودخانه را شامل شود .

ـ جریان‌های زیر زمینی :

درصورتیکه رطوبت قشرهای سطحی خاك باندازه‌ای باشد که اجازه نفوذ عمیق آب، حاصله از بارندگی را بدهد، یك قسمت از آن بمصرف تغذیه سفرهای زیرزمینی خواهد رسید، مسلما مقدار آن با ساختمان خاك و وضع زمین‌شناسی حوضه آبریز رابطه دارد. معمولا آب زیرزمینی توسط باران‌های بهاره وپائیزه تغذیه میشوند درحالیکه بارانهای تابستانه قادر به تغذیه سفرها نیستند. زمان لازم برای اینکه آب نفوذ نموده در سفره‌های آب زیر زمینی وارد جریان رودخانه شوند خیلی بیشتر اززمانی است که آب جریان‌های سطحی ویا عقب افتاده واردجریان رودخانه‌میشود، البته برای حوضه‌های آهکی باشبکه‌درزوشکاف دار باید استثنا قائل شد. مشاهده میشود که آب حاصله از جریان‌های زیرزمینی تاثیر قابل ملاحظه‌ای در دبی حداکثر حاصل از یك رگبار ویا هیدروگرام رودخانه ندارد لیکن در مواقعیکه بارندگی خیلی کم و یااصلا وجود نداشته باشد، جریان‌های زیرزمینی منبع اصلی تغذیه آب رودخانه خواهند بود .

ـ نزولات آسمانی که مستقیماروی سطح آزاد آب نازل میشوند :

دبی رودخانه مربوط باین قسمت را میتوان بآسانی با محاسبه سطح آزاد آب (استخر، دریاچه و سطح رودخانه...) موجود در حوضه آبریز

مورد نظر تعیین نمود. مسلما این سطح ثابت نبوده وبا فصول مختلف متغیر است.
آب حاصله در این قسمت در همان اوائل بارندگی وارد رودخانه میشود.

ج ــ عوامل موثر در هیدروگرام یك حوضه آبریز:

اهم این‌عوامل عبارت‌اند از: باران بحرانی، ضریب‌جریان‌و زمان تمرکز

بـاران بحـرانی Pluie critique

شدت بارندگی عبارت است‌از: ارتفاع‌آب باران در واحد زمان (ساعت) و چون شدت در تمام مراحل بارندگی یـکسان نیست از اینجهت همیشه شدت متوسط را حساب میکنند.

هدف اصلی مطالعه در یك حوضه آبریز تعیین دبی یا حجم ماکزیمم آب حاصله‌ازیك بارندگی‌است تا از این ارقـام جهت محاسبه ابعاد نهر یا زهکشها بمنظور تخلیه در یك مدت معین (زمان قابل قبول استغراق) استفاده شود و این بارندگی همان باران بحرانی است کـه تـوسط سه فاکتور، شدت، مدت و تناوب آن مشخص میشود (بـاران بحرانی لازم نیست که حتما شدیدترین باران آن حوضه باشد).
تناوب‌باران بحرانی عبارتست از فاصله زمانی که در این فاصله بـاران فوق حداکثر یك مرتبه اتفاق میافتد. این تناوب ممکن است ٦ ماه یا یك سال یا بیشترباشد در آمریکا جهت کارهای عمرانی شهری تناوبهای ۱۰ ساله را در نظر میگیرند.
باران بحرانی دارای دو قانون عمومی بشرح زیر میباشد:
اول ــ یك بارندگی با تناوب معین هرقدر که مدت ریزش آن کمترباشد احتمال وقوع آن با شدت بیشتر اضافه میشود.
دوم ــ دریك ایستگاه مشخص هواشناسی و برای یك بارندگی بمدت‌معین هرقدر که شدت بارندگی زیادتر باشد احتمال وقوع آن کمتر بوده و در

حالت عکس این احتمال اضافه میشود .

ترکیب این‌دوقانون رامیتوان در جدول شماره ۱۴ که‌توسط De Montmarin و برای تونس درست شده مشاهده نمود:

شدت بارندگی = i = mm/h

مدت‌بارندگی	تناوب بارندگی					
	۱ سال	۲ سال	۵ سال	۱۰ سال	۲۰ سال	۴۲ سال
۲۰ دقیقه	۲۸	۳۲	۴۷	۵۱	۸۴	۱۲۰
۳۰ «	۲۲	۲۹	۳۵	۴۲	۶۶	۱۰۰
۱ ساعت	۱۳	۱۸	۲۲	۲۷	۴۱	۶۶
۲ «	۷/۶	۱۰	۱۳	۱۷	۲۱	۳۷
۴ «	۴/۴	۵/۷	۸/۸	۱۰	۱۷	۲۰
۶ «	۳/۴	۴/۶	۶/۴	۸/۱	۱۱	۱۵

جدول شماره ۱۴

ازنظرسهولت مطالعه باران‌بحرانی، این مطالعات‌را در ۳ قسمت‌و بشرح زیر انجام میدهند:

a ــ رابطه مقدار بارندگی با مدت آن

b ــ رابطه مقدار بارندگی با تناوب آن

c ــ رابطه مقدار بارندگی با سطح حوضه (اثر پراکندگی)

a ــ رابطه مقدار بارندگی با مدت آن

ارتفاع بارندگی رابطه مستقیم با مدت آن دارد . Montana برای یك منطقه و تناوب معین، فرمول زیر را داده است:

$h = a\ t^n$

$t =$ مدت بارندگی

$h =$ mm ارتفاع آب حاصله از بارندگی

a و n ضرائبی هستند که به محل و تناوب بارندگی بستگی دارند.

n معمولا بین ۰ر۶ ــ ۰ر۲ انتخاب‌میشوند وهر اندازه که تناوب بزرگتر شود n نیز افزایش خواهدیافت لیکن مقدار $n<1$ است چون هر اندازه که مدت بارندگی زیاد شود، شدت آن کم‌تر خواهد شد (رجـوع شود به قانون کلی باران بحرانی).

$i = \frac{h}{t} = at^{n-1}$ = شدت بارندگی

برای مشخص نمودن a و n در هرمحل میتوان از فرمول (۱) استفاده کرد.

$$\log h = \log a + n \log t \qquad (۱)$$

اگر در یك حوضه‌ا ی‌آمار بارندگی برای تناوب مورد نظر را داشته باشیم میتوان لگاریتم آنها رابرروی محورهای شکل ۵۵ منتقل و ایـن نقاط را مشخص نمود و از آنجا مقدار n،a را از روی نمودار ویا بـا استفاده از محاسبات آماری (Regression linéaire) تعیین نمود.

فرمول Talbot $i = \frac{a}{b+t}$ را برای بارندگی‌های کمتر از ۵ ساعت و

فرمول Richard $i = \frac{R}{t+1}$ را پیشنهاد نموده‌اند.

اگر مدت بارندگی‌از ۵ ساعت بیشتر باشد ازفرمول $i = \frac{a'}{\sqrt{t}}$ استفاده میشود. که بدوا مقدار i را ازفرمول $i = \frac{a}{b+t}$ معلوم نموده وسپس‌مقدار بدست آمده i رادر فرمول اخیر $i = \frac{a'}{\sqrt{t}}$ گذاشته و مقدار a' را با $t = ۵$ ساعت بدست میآورند، پس‌از تعیین i مقدار آنرا در فرمول $i = \frac{a'}{\sqrt{t}}$ که مقدار t مساوی زمان حقیقی بارندگی (بیشتر از ۵ ساعت است) گذاشته مقدار i را محاسبه میکنند. ضرائب R و a و b و n نسبت به محل حوضه و تناوب بارندگی تغییر مینماید، این ضرائب برای نقاط مختلف ایران باید محاسبه و تعیین شوند و درصورتیکه از ضرائب نقاط مشابه استفاده شود ارقام حاصله را باید با تقریب بسیار زیاد مورد استفاده قرار داد.

اگر i_{10} شدت بارندگی برای مدت t و تناوب ۱۰ ساله باشد از فرمول‌زیر میتوان‌مقدار شدت بارندگی را برای سایر تناوب‌ها بطور تقریب تعیین نمود :

$$i' = G. i_{10}$$

G ضریبی است که برای هر منطقه باید تعیین شود.

b ــ رابطه مقدار بارندگی با تناوب آن

بارندگیهائیکه منحصرا در فصل رویش‌نباتی‌نازل میشوند از نظرزهکشی مورد مطالعه قرار گیرند و این بارندگیها را مطابق جدول شماره ۱۵ باید طبقه بندی نمود :

مقدار بارندگی	تناوب	ارتفاع باران		
		۲۴ ساعت	۴۸ ساعت	۷۲ ساعت
I	$\frac{1}{N}$	h'_1	h''_1	h'''_1
II	$\frac{2}{N}$	h'_2	h''_2	h'''_2
III	$\frac{3}{N}$	h'_3	h''_3	h'''_3

$$h'''_1 > h'''_2 > h'''_3 \quad , \quad h''_1 > h''_2 > h''_3 \quad , \quad h'_1 > h'_2 > h'_3$$

جدول شماره ۱۵

N = تعداد سالهائیکه آمار بارندگی وجود دارد و معمولا باید بیش از ۳۰ سال باشد. با استفاده از ارقام این‌جدول میتوان برای تناوب‌های مختلف خطوطیکه رابطه بین h و t را مشخص میکنند، ترسیم نمود.

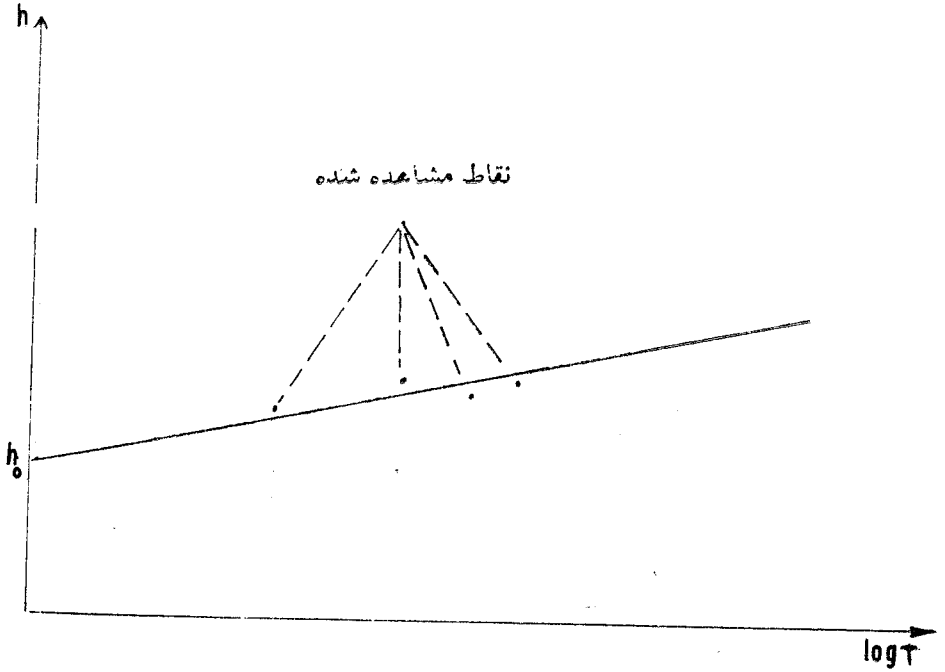
از جدول بالادر نظر گرفتن تناوب بارندگی مورد نظر، میتوان ردیف بارندگی را انتخاب کرد و n,a را نیز از روی خط رسم شده و یا محاسبات آماری تعیین نمود.

چنانچه در نظر باشد که ارتفاع آب حاصله از بارندگی بمدت T لیکن در تناوب صد ساله و یا ۱۰۰۰ ساله که آمار آن در دست نیست تهیه شود از جدول بالا بشرح زیر استفاده میکنند:

بارندگیهای ردیف I عبارتست از بارندگی‌هائیکه یك بار در N سال وبارندگی‌های ردیف II ، ۲بار درسال اتفاق میافتند، نتیجتا میتوان دوره‌های برگشت هر یك از ردیف‌های IوIIوIII ...راتعیین نمود .

لگاریتم دوره‌های برگشت را به محور طول‌ها و ارتفاع بارندگی‌های مربوط به این دوره‌ها را (زمان T بارندگی ثابت) برروی محورعرض‌ها منتقل نموده با استفاده از نقاط بدست آمده، خطی رسم خواهد شد که رابطه بین دوره‌های برگشت و ارتفاع بارندگی نظیر آن و ضرائب مربوط به فرمول زیررا، تعیین خواهد کرد (شکل ٥٦).

$$h = h_o (1 + k \log T)$$



ش ۵۶ ــ تعیین مقدار بارندگی برحسب تناوب آن (مدت بارندگی ثابت)

(برای تفهیم بهتر به مثال آخر قسمت مراجعه شود.)

c ــ رابطه مقدار بارندگی با سطح حوضه (اثر پراکندگی)

در یك حوضه آبریز به مساحت s وبرای یك تناوب معین بارندگی، شدت متوسط با سطح حوضه رابطه عکس دارد. اگر مدت بارندگی نیز کوتاه باشد، سطح حوضه اثر بیشتری روی شدت متوسط خواهد داشت.

آنچه تا کنون گفته شد محاسبه مقدار آب حاصله از بارندگی با استفاده

از آمارهای برداشت شده دریك نقطه (ایستگاه هواشناسی) بوده است، لیکن باید این محاسبات را برای تمام حوضه تعمیم داد وبرای این کار لازم است که اصلاحات لازم را انجام داد.

پس از آنکه از فرمول Montana $h=a.t^n$ ضرائب a و n معلوم شدند این ضرائب با استفاده از فرمول Puppini بشرح زیر با در نظر گرفتن سطح حوضه آبریز اصلاح میشوند:

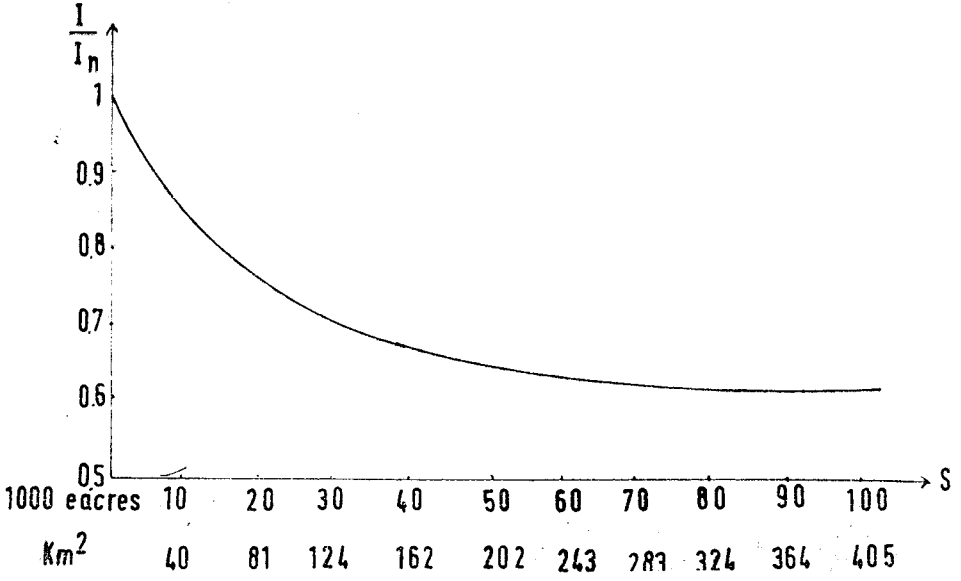
$$h'=a' t^{n'}$$

$$a'= a \left[1-0{,}084\frac{S}{100}+ 0{,}007 \left(\frac{S}{100}\right)^2 \right]$$

$$n'= n + \frac{S}{100}$$

S= سطح حوضه برحسب کیلومتر مربع

ضمنابرای اصلاح شدت متوسط بارندگی برحسب سطح حوضه میتوان از نمودار شکل ۵۷ برای حوضه‌های کوچك استفاده نمود.



ش ۵۷ ــ تغییرات $\frac{I}{I_n}$ برحسب سطح حوضه

ضریب جریان سطحی Coefficient d'écoulement superficiel

ضریب‌جریان عبارتست از: نسبت آب خارج شده از حوضه به آب حاصله از نزولات آسمانی. ضریب جریان با بافت، ساختمان، رطوبت، آبگذری خاك، درجه حرارت، رطوبت محیط و پوشش نباتی خاك رابطه داشته و برحسب محل و زمان تغییر مینماید و بهتر است که عملا درهر حوضه، اندازه‌گیری وتعیین شود ودر صورت عدم امکان میتوان‌از ارقام بشرح زیر وبصورت تقریب وبرای نواحی معتدله استفاده نمود:

در زمستان (خاك از رطوبت اشباع میباشد)

نواحی کوهستانی ۹ر۰ ـ ۸ر۰

دشت ویا دشت و کوهستان ۸ر۰ ـ ۷ر۰

در پائیز

نواحی کوهستانی ۸۵ر۰ ـ ٦ر۰

دشت و یا کوهستانهای کم ارتفاع ٤۵ر۰ ـ ٤ر۰

در تابستان

تقریبا معادل ۵ر۰

Richard ارقام زیر را برای تعیین ضریب جریان و در سیل‌های بزرگ پیشنهاد نموده است :

نوع حوضه آبریز	حوضه‌های بزرگ	حوضه‌های کوچك‌ودارای شیب تند
سنگی و غیر قابل نفوذ	۰/۸	۱
قابلیت نفوذ متوسط وبدون پوشش	۰/۶	۰/۸
قابلیت نفوذ متوسط و قسمتی دارای پوشش	۰/۴	۰/۶
کشت شده و قابل نفوذ	۰/۳	۰/۴
شنی	۰/۲	۰/۳
جنگل	۰/۱	۰/۲

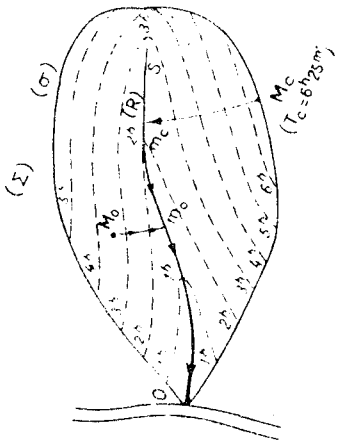
چون در قسمت تعیین فاصله‌های زهکشی‌های روباز از فرمول Kostiakov استفاده خواهد شد لذا ضریب جریان این فرمول در شرایط مختلف مطابق جدول ۱۶ نیز ذکر میشود.

نوع خاك حوضه آبریز	شیب حوضه آبریز		
	۰/۰۱	۰/۰۱-۰/۰۵	۰/۰۵
قابلیت نفوذزیاد	۰/۱-۰/۲	۰/۱۵-۰۲۵	۰/۲-۰/۳
» متوسط	۰/۱۵-۰/۲۵	۰/۲-۰/۳	۰/۲۵-۰/۴
» متوسط کم	۰/۲-۰/۳	۰/۲۵-۰/۴۵	۰/۳۵-۰/۶
» کم	۰/۲۵-۰/۴	۰/۳-۰/۶	۰/۵-۰/۷۵
خاك‌های نواحی یخبندان	۰/۳۵-۰/۶	۰/۴۰-۰/۷۵	۰/۸-۰/۹۵

جدول ۱۶

زمان تمرکز Temps de concentration

عبارتست از زمانیکه لازمست تا آب باران از دورترین نقطه حوضه به محل خروج آب از حوضه برسد و آنرا با T_c نشان میدهند. همانطورکه قبلا توضیح داده شد آب مسیرهای مختلفی را طی میکند تا به نقطه o برسد. حوضه آبریزی مطابق شکل ۵۸ در نظر گرفته و خطوط هم جریان یا Iso-ecoulement این حوضه را مطابق شکل ۵۸ رسم‌مینمائیم (خط‌هم‌جریان خطی‌است که‌زمان‌لازم برای حرکت یك‌قطره باران‌از تمام نقاط این خط تا مخرج حوضه، مقدار ثابتی‌باشد)، اگربارندگی در زمان



ش ۵۸ ــ وضع خطوط هم‌جریان در یک حوضه آبریز فرضی

$T=0$ شروع شود، آب حاصله از این بارندگی به‌قسمت‌های زیر تقسیم میشود :

ــ آبیکه از روی دامنه‌های جریان پیدا نموده و به‌رودخانه R میریزد

ــ آبیکه در گودیها جمع میشود

ــ آبیکه در زمین نفوذ نموده وجریان‌ها و یا منابع آب زیر زمینی را تشکیل میدهد

ــ آبیکه تبخیر شده و بجو باز میگردد

یک‌قطره باران برای اینکه‌از M_0 به O محل خروج ازحوضه‌آبریز برسد، لازم است دو فاز متفاوت زیر را طی کند.

اول ــ فاز M_0m_0 فاز اول جریان که در امتداد خط بزرگترین شیب است. سرعت آب دراین مسیر خیلی کم بوده ودر حدود چند سانتی متر درثانیه میباشد ودر زمان T'_0 این مسیر را طی میکند.

دوم ــ فاز m_0O (فاز دوم جریان) سرعت آب در این فاز خیلی بیشتر از حالت اول است (درحدود ۲ــ۱ m/s) و زمان لازم برای فاز دوم جریان

T''_o میباشد .

بنابراین زمان لازم برای اینکه یك قطره آب دو فاز مختلف جریان راطی نماید واگرنقطه M دورترین نقطه زمانی نسبت به مخرج حوضه باشد:

$$T'_o + T''_o = T_c$$

همانطور که مشاهده میشود T'_o خیلی از T''_o بزرگتر است.

محاسبه T'_o و T''_o

فرمولهائی وجود دارد که از روی آنها بطور تقریب میتوان T'_o را حساب نمود. دربعضی از این فرمولها شیب وناهمواری زمین ودر بعضی دیگر علاوه‌بر فاکتورهای ذکر شده عوامل جدیدی از قبیل شدت بارنـدگی و قابلیت نفوذ زمین را نیز در نظر گرفته‌اند. در مورد T''_o این زمان را با استفاده از قوانین هیدرولیك میتوان تعیین نمود.

لازم است تذکر داده شود که زمان تمرکز برحسب فصل و شدت‌بارندگی و پوشش خاك تغییر مینماید.

جهت محاسبه T_c از فرمولهائی بشرح زیـر ودر بعضی مـوارد میتوان استفاده نمود:

- فرمول Giadotti

$$T_c = \frac{۴\sqrt{S} + ۱/۵L}{۰/۸\sqrt{h}}$$

- فرمول Passini

$$T_c = \alpha \frac{\sqrt[۳]{S\,L}}{\sqrt{I}}$$

S سطح حوضه آبریز برحسب کیلومترمربع

L طویل ترین مسیر جریان آب حوضه

I شیب متوسط مسیریکه آب طی نموده است برحسب متر درکیلومتر

h اختلاف ارتفاع بین ارتفاع‌متوسط حوضه ومخرج‌حوضه (O) برحسب متر

اگر L از نظر شیب به چند قطعه $L_1, L_2 \cdots L_n$ تقسیم شود در این صورت از شیب متوسط Ponderee استفاده میکنند.

$$\sqrt{P} = \frac{L_1+L_2+L_3}{\frac{L_1}{\sqrt{P_1}}+\frac{L_2}{\sqrt{P_2}}+\frac{L_3}{\sqrt{P_3}}} = \frac{\Sigma L}{\Sigma \frac{L}{\sqrt{P}}}$$

از جدول ۱۷ نیز برای سهولت محاسبه استفاده میشود:

قطعات	درازا	شیب	$\frac{L}{\sqrt{P}}$	مجموع قطعات	ΣL	$\Sigma \frac{L}{\sqrt{P}}$	$\sqrt{P}$
A B	L_1	P_1	$\frac{L_1}{\sqrt{P_1}}$	A B	L_1	$\frac{L_1}{\sqrt{P_1}}$	$\sqrt{P_1}$
B C	L_2	P_2	$\frac{L_2}{\sqrt{P_2}}$	A C	L_1+L_2	$\frac{L_1}{\sqrt{P_1}}+\frac{L_2}{\sqrt{P_2}}$	$\frac{L_1+L_2}{\frac{L_1}{\sqrt{P_1}}+\frac{L_2}{\sqrt{P_2}}}$
—	—	—	—	—	—	—	—

جدول ۱۷

ضریب α برای نواحی Ferrare ایتالیا مساوی با ۰٫۱۰۸ توسط Passini انتخاب شد و برای نواحی کـه مطالعات لازم جهت تعیین ضریب α بعمل نیامده است ناچار از همان ۰٫۱۰۸ جهت محاسبات استفاده میکنند ویا اینکه اگر حوضه دیگری مشابه با حوضه مورد مطالعه وجود داشته که در

آن T_c, α تعیین شده باشد برای حوضه دوم نیز از همان α حوضه اول استفاده میکنند. فرمول Passini برای حوضه‌های آبریز بمساحت ۴۰۰۰ ـ ۲۰۰۰ کیلومتر مربع قابل قبول است ودر خارج از این دو حد از بکار بستن این فرمول باید خود داری نمود.

طریقه Richard برای اندازه‌گیری T_c

Richard جریان آب در قطعات را شبیه جریان آب در یك کانال بی‌نهایت عریض دانسته است دراین شرایط h ارتفاع آب مساوی با شعاع هیدرولیکی (به فصل چهارم مراجعه شود) بوده و خود h مسایست با

$h = rit$

$r =$ ضریب جریان

$i =$ شدت متوسط بارندگی

$t =$ فاصله زمانی جریان

Richard سرعت جریان آبرا بنا بفرمول بازن‌مساوی‌میداندبا : $V = c\sqrt{hp}$

$P =$ شیب متوسط حوضه

سرعت متوسط در زمان T_c عبارت خواهد بود از :

$$V_m = \frac{1}{T_c} \int_0^{T_c} c\sqrt{r \cdot i \cdot t \cdot p \cdot d}\, t$$

پس‌از گرفتن تابع‌اولیه $V_m = \frac{2}{3} c\sqrt{r \cdot i \cdot T_c \cdot P}$

$$T_c = \frac{L}{V_m}$$

$$T_c = \frac{3\,L}{2C\sqrt{r \cdot i \cdot T_c \cdot P}}$$

$$T_c^3 = \frac{9}{4c^2} \cdot \frac{L^2}{rip}$$

$$\frac{9}{4c^2} = C$$ اگر فرض نمائیم

$$T_c^3 = C\frac{L^2}{rip}$$

$$i = \frac{R}{t+1}$$

Richard شدت متوسط بارندگی را مساوی میداند با :

$$\frac{T^3 c}{t+1} = \frac{CL^2}{rPR}$$

C عبارتست از ضریب پراکندگی مربوط به سطح حوضه

قبلا طرز تعیین P,r, R توضیح داده شد وبرای تعیین ضریب C میتوان از جدول ۱۸ استفاده نمود.

r.R	C
۱۵/۲۵	۰/۰۳۶۵
۳۰/۵	۰/۰۲۱۶
۶۱	۰/۰۱۳۷
۱۲۲	۰/۰۰۹۶
۱۸۳	۰/۰۰۷۹
۲۴۴	۰/۰۰۷۱
۳۰۵	۰/۰۰۶۵
۳۶۶	۰/۰۰۶۰
۴۲۶	۰/۰۰۵۶
۴۸۸	۰/۰۰۵۴

جدول ۱۸

در فرمول (۱) لازم است که R درتناوب و مدت‌هـای مختلف بارندگـی معین شود و بهمین دلیل استفاده از این فرمول برای بیشتر مناطق قابل استفاده نیست.

Ramser در آمریکا برای حوضه‌هائیکـه دارای ناهمواری متوسط و شیب متوسط در حدود ۵٪ باشند، ارقام زیر را برای T_c پیشنهاد نموده است :

سطح حوضه آبریز برحسب هکتار	۱/۲	۴	۲۰	۴۰	۳۳۰	۴۰۰۰
T_c برحسب ساعت	۳	۴	۱۲	۱۷	۶۰	۷۵

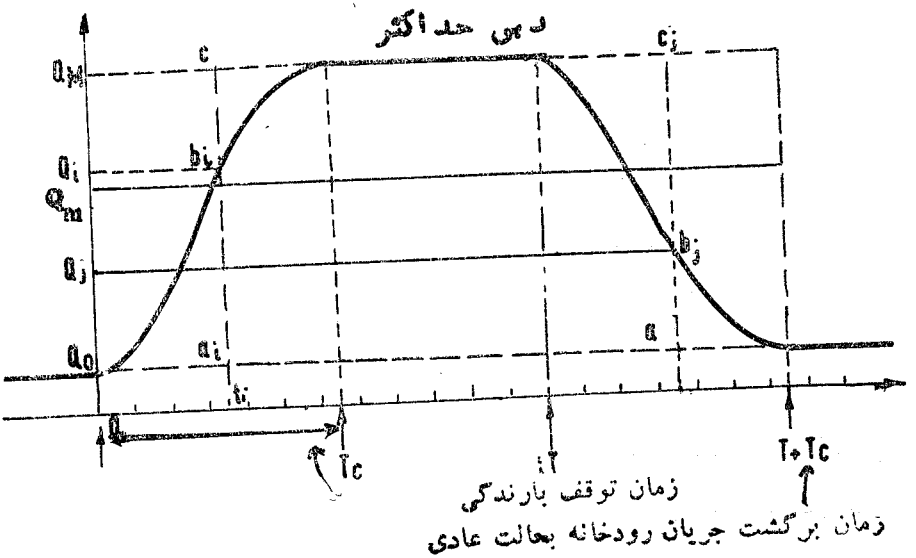
د ــ تغییرات هیدروگرام رودخانه برحسب نوع حوضه آبریز:

حالت اول ــ حوضه آبریز دارای شبکه زهکشی نمی‌باشد

در این حالت ممکن است مدت بارندگی از زمان تمرکـز بیشتر یا کمتر

باشد، بنابراین تغییرات هیدروگرام را در هر یك از دو شرایط زیر مورد مطالعه قرار میدهیم:

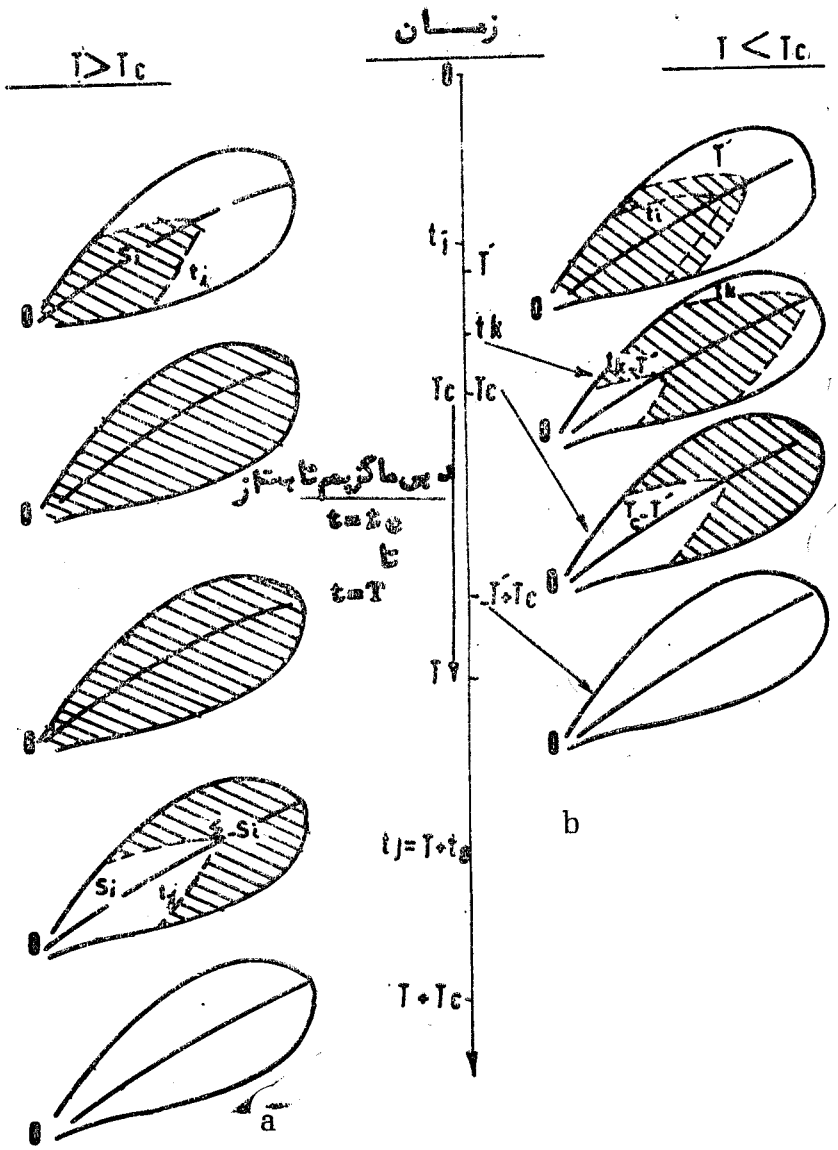
a) $T' > T_c$ (مدت بارندگی از زمان تمرکز بیشتر است ش ـ ۵۹)



ش ۵۹ ـ وضع هیدروگرام رودخانه درحالتیکه مدت بارندگی اززمان تمرکز بیشتر باشد

تغییرات دبی آب رودخانه را در محل o اززمان شروع بارندگی $T=0$ تا وقتیکه دبی رودخانه بحالت اولیه یعنی قبل از بارندگی برگردد، با در نظر گرفتن شکل‌های (a) ۶۰ بشرح زیر مورد مطالعه قرارخواهد گرفت:

در زمان $T=0$ رودخانه دارای یك‌دبی اولیه است که از چشمه‌های موجود ویا ذوب شدن برف تامین میشود. ولی چند لحظه بعداز آغاز بارندگی دبی رودخانه در نقطه o شروع به افزایش مینماید و علت آن‌نیز جاری شدن آب قسمتی از سطح حوضه آبریز است که در نزدیکی o قرار دارد. در زمان t_i تنها آب حوضه‌ایکه داخل منحنی هم‌جریان Iso-ecoulement



ش ـ ۶۰

(t_i)قرار گرفته باعث افزایش دبی Q_i در نقطه o میشود. اگر این سطح را مساوی S_i بگیریم سطح باقیمانده مساوی با $\Sigma S_i - S_i$ خواهد بود بنابراین :

$$Q_i = (S_i \cdot i \cdot r) + Q_o$$

با افزایش T (زمان بارندگی) Q نیز اضافه خواهد شد تا اینکه $T = T_c$ گردد، دراین موقع دبی در نقطه o بحد ماگزیمم خواهد رسید.

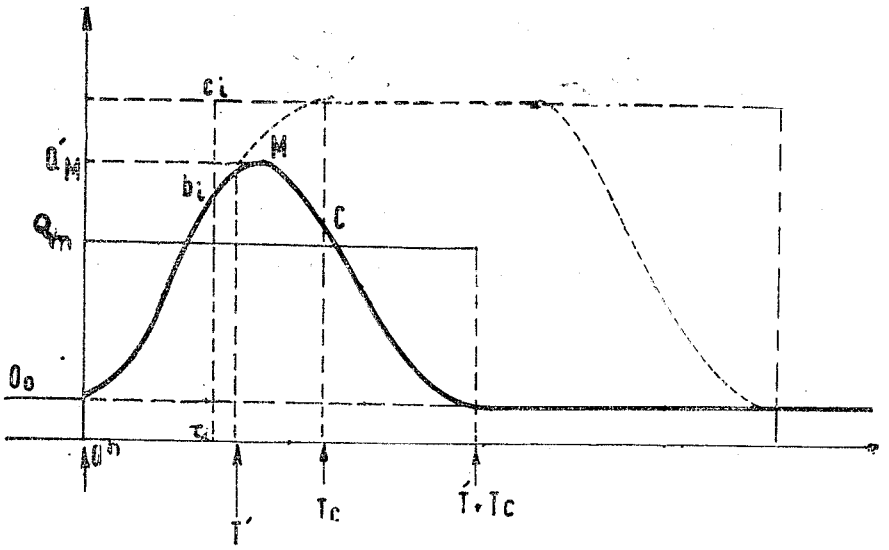
$$Q_M = \Sigma S_i \, i \cdot r + Q_o$$

این دبی ماگزیمم تا زمان قطع بارندگی ادامه خواهد داشت. بعد از اتمام بارندگی قسمتی از حوضه آبریز که باعث تغذیه آب رودخانه میشود بتدریج کم خواهد شد و جریان آب بداخل رودخانه از قسمتهائیکه نزدیك به o قرار دارند خیلی زودتر نسبت به قسمتهای دوراز نقطه o قطع خواهد شد. در زمان $t_j = T + t_i$ جریان آب از تمام سطح منحنی S_i (داخل منحنی) هم جریان قطع شده و آبی از این سطح وارد رودخانه R نمیشود .

در زمان $T + T_c$ جریان آب از تمام سطح حوضه قطع شده واگر از آب تاخیر افتاده که دیرتر از حد معمول جریان مییابد، صرفنظر شود، منبع تغذیه رودخانه مثل حالت قبل از بارندگی، تنها از محل چشمه‌ها و ذوب شدن برف‌ها تامین خواهد شد .

b $T' > T_c$ مدت بارندگی اززمان تمرکزکمتر است (ش - ۶۱)

با مطالعه شکلهای b ۶۰، وضعیت جریان در این حالت معلوم میشود.



زمان توقف بارندگی

ش ۶۱ وضع هیدروگرام رودخانه درحالیکه مدت بارندگی اززمان تمرکزکمتر باشد

در شکل (٦١) منحنی که با خط پر رسم شده وضع جریان را در حالت $T'<T_c$ ومنحنی نقطه چین وضع جریان را در حالت $T>T_c$ نشان میدهد. از زمان $T'=0$ تازمان T' هیچ‌چیزعوض نمیشود بنابراین دوقسمت منحنی‌رویهم منطبق میشوند ($T'=$ مدت بارندگی). بعداز شروع بارندگی عینا مثل حالت‌قبل دبی‌رودخانه در نقطه O شروع بافزایش مینماید، این‌افزایش دبی خصوصا بعداز زمان t_i خیلی مشخص است‌در این زمان قسمتی از حوضه‌که باعث تغذیه رودخانه R میشود در داخل منحنی هم جریان t_i قرار دارد. (شکل b ٦٠ قسمت اول).

در زمان $T=T'$ بارندگی قطع میشود ولی هنوز تمام حوضه باعث تغذیه رودخانه R نمیشود. از زمان T' تا T_c سطح قسمتی از حوضه که آب از آن جریان نموده و وارو رودخانه میشود دائما متغیر است. در زمان

t_k که $T' < t_k < T_c$ قسمتی از حوضه که رودخانه R را در نقطه O تغذیه میدهد از بالا به منحنی هم جریان t_k واز پائین به منحنی هم جریان $t_k - T'$ محدود است. چون آب از سطح زیر منحنی هم جریان $t_k - T'$ قبلا خارج شده‌است و بعد از زمان T_c بتدریج سطحی کـه آب از آنجا واردرودخانه R میشود، کم‌میگردد، نتیجتادبی‌پائین‌خواهدآمد، بنابراین‌با در نظر گرفتن مراتب بالا حداکثر دبی در بین زمانهای T_c, T' وجود دارد ولی دبی ماگزیمم در حالت دوم $Q'_M < Q_M$ است زیرا هرگز تمام حوضه در آن واحد باعث تغذیه رودخانه R در محل O نمیشود.

معمولا برای حوضه‌های آبریز با سطح کوچك دبی ماگزیمم کمی بعد از زمان قطع بارندگی است.

حالت دوم ـ حوضه آبریز دارای شبکه زهکشی میباشد:

اگر یك قسمت یا تمام حـوضه آبریز زهکشی شود، منحنی جـریان شکل عمومی خود را حفظ میکند ولی با این تفاوت که دامنه منحنی تغییر مینماید. متاسفانه تا کنون مطالعات مداوم و دامنه‌داری در خصوص‌اثر زهکشی بر روی رژیم رودخانه بعمل نیامده و حتی بعضی ازمتخصصین، زهکش‌ها را عاملی در تغییرات دامنه منحنی جریان نمیدانند.
بنظر میرسد که علت این عدم توافق مربوط به یك فنومن خیلی پیچیده است که با فاکتورهای مختلف میتواند تغییر نماید.
مهمترین این فاکتورها عبارتند از :
وضعیت باران قبلی و وضعیت زهکش و شدت باران که تولید سیل میکند .

موضوع قابل توجه اندازه گیری زمان تراکم T_c است که دقت اندازه‌گیری آن دراین حالت خیلی کم میباشد زیرا آبهای جریان یافته از سطح حوضه از راههای مختلف وارد رودخانه R شده و نتیجتا دارای T_c های مختلف خواهند بود .

سرعت آب در زهکشهای درجه ۱ (تقریبا موازی با خطوط میزان منحنی) ۰ر٤ m/s ودر زهکشهای درجه ۲ ۰ر۹ m/s است وزمان T_c را برای هر قطعه میتوان با این ارقام بطور تقریب محاسبه نمود .

زهکش‌ها ممکن است روباز و یا زیرزمینی باشند بنابراین بطور اختصار اثر هر یك‌از آنها، برروی جریان‌آب ودر نقطه O بررسی خواهند شد.

ـ زهکشی بوسیله زهکش‌های روباز (منحنی ۲ شکل ٦۲).

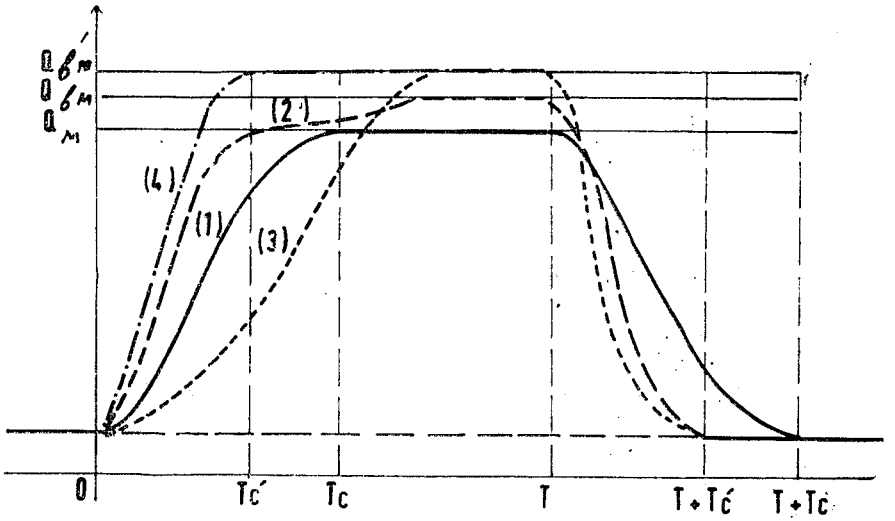
فاز اول جریان با سرعت خیلی بیشتری انجام میگیرد، چون‌قطرات باران پس‌از حرکت در روی یك مسیر کوتاه مستقیما وارد زهکش شده که از آنجابه‌زهکش اصلی وبالاخره‌به‌رودخانه میریزد، بنابراین‌این‌زمان‌تمرکز دراین حالت تنزل نموده وبمقدار T'_c میرسدودبی رودخانه درمحل O در همان اوائل بارندگی افزایش مییابد.

آبهای نفوذ نموده درداخل خاك نیز وارد زهکش‌ها شده وباعث افزایش دبی ماگزیمم میگردند. Q_{fM} دلیل آن نیز خیلی ساده است چون اگر زهکش وجود نمی‌داشت آبهای نفوذ نموده میبایستی یك مسیر طولانی‌تر را بپیمایند تا از طریق چشمه خارج شوند.

$r'=$ ضریب‌جریان در حالیکه زهکش‌وجود دارد بزرگتر از حالتی است که شبکه زهکش وجود نداشته باشد ($r'>r$) یا :

$$Q_{fM} = \Sigma\, i\, r'$$

منحنی جریان بصورت (منحنی ۲ شکل ٦۲ خواهد بود).



ش ۶۲ ــ هیدروگرام‌های یك‌حوضه آبریز درحالیکه حوضه دارای شبکه زهکش‌های روبازو یا زیرزمینی باشد

ــ زهکشی بوسیله زهکشهای زیر زمینی (منحنی ۳ شکل ٦۲).

زهکشی بوسیله لوله‌های زیر زمینی اثر مستقیمی روی جریان رودخانه ندارد تنها اثرات غیر مستقیم آن مهم بوده که اهم آنها عبارتند از:

ــ زهکش‌های زیر زمینی موجب خشك نمودن زمین میشوند. اگر فاصله زمانی بین دو بارندگی کوتاه باشد، بارندگی دوم، زمین غرقاب یا بارطوبت زیادی را در اختیار نخواهد داشت.

ــ زهکشی با طریقه فوق باعث افزایش خلل و فرج خاك شده و نتیجتا قدرت‌نگهداری رطوبت رازیاد میکند، بنابراین آبهای حاصله از اوائل بارندگی خیلی بآسانی در سطح خاك ذخیره شده وجریان نمییابند.

ازدلایل بالا میتوان نتیجه گرفت که در اوائل بارندگی مقدار دبی

رودخانه در محل O خیلی کمتر از حالات قبل بوده ولی پس از مدتی که جریان عادی آب‌درلوله‌های تامین‌شدوزهکش شروع بجریان عادی خود نمود دبی ماکزیمم در این حالت بیشتر از Q_M وحتی بزرگتر از Q_{fM} نیز خواهد شد یا $Q_{f'M}>Q_{fM}>Q_M$ ، زیرا تمام آب تبخیر نشده بطرف رودخانه خروجی جریان پیدا خواهد نمود.

Q_M عبارت است از دبی ماکزیمم رودخانه موقعیکه حوضه دارای شبکه زهکش نیست و Q_{fM} عبارت است از دبی ماکزیمم رودخانه موقعیکه حوضه دارای شبکه زهکش روبازاست و $Q_{f'M}$ عبارت است از دبی ماکزیمم رودخانه موقعیکه حوضه دارای شبکه زهکش زیر زمینی میباشد.

اگر بارندگیها منقطع و متوالی باشند، آب باسهولت بیشتری بطرف زهکش واز آنجا بطرف رودخانه جریان پیدا نموده و زمان T_c نیز خیلی کوتاه خواهد شد (منحنی ٤ شکل ٦٢).

اهمیت مطالعه اثر زهکشی روی جریان آب :

قبلا توضیح داده‌شد که دریك حوضه آبریز ممکن است دو نوع بارندگی با مشخصات $T>T_c$ و $T'<T_c$ نازل‌شود، ولی اگر حوضه دارای زهکش باشد آب با سهولت بیشتری در رودخانه جریان پیدا مینماید و تولید دبی ماکزیممی خواهد نمود که علیرغم اینکه بارندگی $T'>T_c$ است دبی حاصله میتواند بیشتر ویا معادل Q_M گردد.

م ــ رابطه دبی حوضه آبریز با مدت، شدت و تناوب بارندگی

دبی حداکثر برای بارندگیهای $T=T_c$ میباشد. اگر مدت بارندگی بیشتر از T_c باشد بنابقانون عمومی باران‌بحرانی، شدت بارندگی تنزل خواهد نمود و نتیجتا دبی حداکثر در این حالات از حالت $T=T_c$ کمترخواهد

بود واگر $T<T_c$ باشد دراین حالت شدت بارندگی اضافه میشود، لیکن تنها یك قسمت از سطح حوضه، باعث تغذیه جریان رودخانه خواهد شد. دبی ماکزیمم را توسط فرمول زیر میتوان محاسبه نمود:

$$q = \frac{r.\ i.\ ۱۰^{-۳}}{۳۶۰۰} \qquad m^3/s/km^2$$

$r =$ ضریب جریان

$i =$ میلیمتر درساعت

شدت بارندگی برای $T=T_c$ و با تناوب معادل با تناوب استغراق قابل قبول $i=$

$$i = \frac{h}{T_c}$$ ارتفاع بارندگی (برحسب میلیمتر) برزمان تمرکز (برحسب ساعت)

$$q = \frac{r.h}{T_c \cdot ۳/۶}$$

$$Q = \frac{r \cdot h.s}{T_c \cdot ۳/۶}$$

$T_c =$ بر حسب ساعت

$i =$ برحسب mm

$s =$ برحسب km^2

این محاسبات برای دبی حداکثر بوده یعنی که ابدا زمین مستغرق از آب نمیشود، لیکن در بیشتر مواقع اگر مدت مشخصی مثلا T_s زمین مستغرق

ازآب شود خسارت‌زیادی تولید نمیکند، بالعکس موجب کم شدن ابعاد کانال و نتیجتا پائین آمدن هزینه عملیات عمرانی خواهد شد. آب جریان یافته در اثر بارندگی عبارت خواهد بود از:

$V = k \cdot r \cdot s \cdot h$

$k =$ ضریب مربوط به‌سطح حوضه

$h = a\ t^n$

$V = k \cdot r \cdot s \cdot a \cdot t^n$

$k \cdot r \cdot s \cdot a = k'$

$V = k' t^n$ (۱)

شدت بارندگی رابطه عکس با مدت آن دارد، لیکن با توجه بفرمول (۱)، حجم کل آب جریان یافته، نسبت مستقیم با مدت بارندگی دارد.
دبی ماکزیمم یك حوضه ویا یك رودخانه بستگی به مدت‌بارندگی و خود مدت بارندگی بستگی‌به زمان قابل قبول استغراق دارد، بنابراین‌قبل‌از مطالعه تعیین مدت بارندگی برای یك طرح‌لازم است که توضیحاتی راجع بزمان قابل قبول استغراق داده شود.

م ــ دوره استغراق قابل قبول :

درفصل اول توضیح داده شد، که گیاه از کمی و زیادی آب صدمه میبینند. اگر مقدار رطوبت از حدی بیشتر باشد بطوریکه خاك از آب اشباع شود، برای بیشتر نباتات بجزگیاهان استثنائی از قبیل‌برنج، زیان آور بوده و باعث تقلیل عملکرد محصول میشود.

آزمایشاتی در این زمینه توسط Bertran بعمل آمده وثابت نموده که بالا آمدن آب زیر زمینی در فصل کشت (ژوئن تا ژوئیه) موجب پائین آمدن عمکرد نسبت به شاهد مطابق جدول زیر میشود :

ارتفاع آب زیر زمینی تاسطح زمین	تقلیل‌عملکرد محصول نسبت به شاهد
۰/۵ m	٪۲۵
۰/۲۵ «	٪۴۵
۰/۱ «	٪۷۰

پائین آمدن مقدار محصول نسبت به عملکرد اپتیمم، با مدت استغراق و تناوب آن‌رابطه‌دارد، مثلا دوره استغراق ۳ـ۱ روزه اگر چه باعث تنزل عمل‌کرد محصول‌میشود. ولی‌درمقایسه بااستغراق ۱۵ـ۷ روزه پائین‌آمدن راندمان خیلی کم‌تر است. این خسارات علاوه بر عوامل ذکر شده در بالا باموقع استغراق، مراحل مختلف رشد، نوع‌خاك ونوع‌نبات رابطه دارند. تحقیقات زیادی خصوصا در آمریکا، دراین‌زمینه بعمل‌آمده که از نتایج آنها میتوان دوره قابل‌قبول استغراق ورابطه‌آنرا با عملکرد محصول و برای نباتات‌مختلف‌وفصول‌زراعی سال تعیین نمود. مسلما این موضوع برای یك‌طرح‌زهکشی قابل اهمیت است، چون اگر θ زمان‌قابل‌قبول باشد ودر طرح‌زمان استغراق دیگری مساوی $\theta' < \theta$ انتخاب شود، خسارت حاصله از غرقاب شدن زمین کمتر بوده، لیکن بدلیل افزایش ابعادفاضل کش‌ها، هزینه زیاد خواهد شد .

اگر مهندس مامور تهیه طرح، زمان استغراق دیگری مثل $\theta'' > \theta$ را اختیار نماید خسارت حاصله از استغراق افزایش یافته درحالیکه مخارج تهیه زهکشی تنزل مییابد .

انتخاب زمان استغراق قابل قبول، بستگی کامل به عـوامل اقتصادی دارد و برای تعیین آن بشرح زیر عمل میکنند :

بدوا یك‌زمان T_s و تناوب N را انتخاب نموده و مقدار آب خـروجی از حوضه وهزینه لازم برای اجراء طرح را بطور تقریب محاسبه میکنند، اگر نسبت اضافه در آمد حاصله از اجرای طرح به هزینه طـرح، مقدار قابل توجهی نباشد، با تغییر T_s و N سعی میکنند که نسبت بالا تا حدامکان حـداکثـر بـاشد .

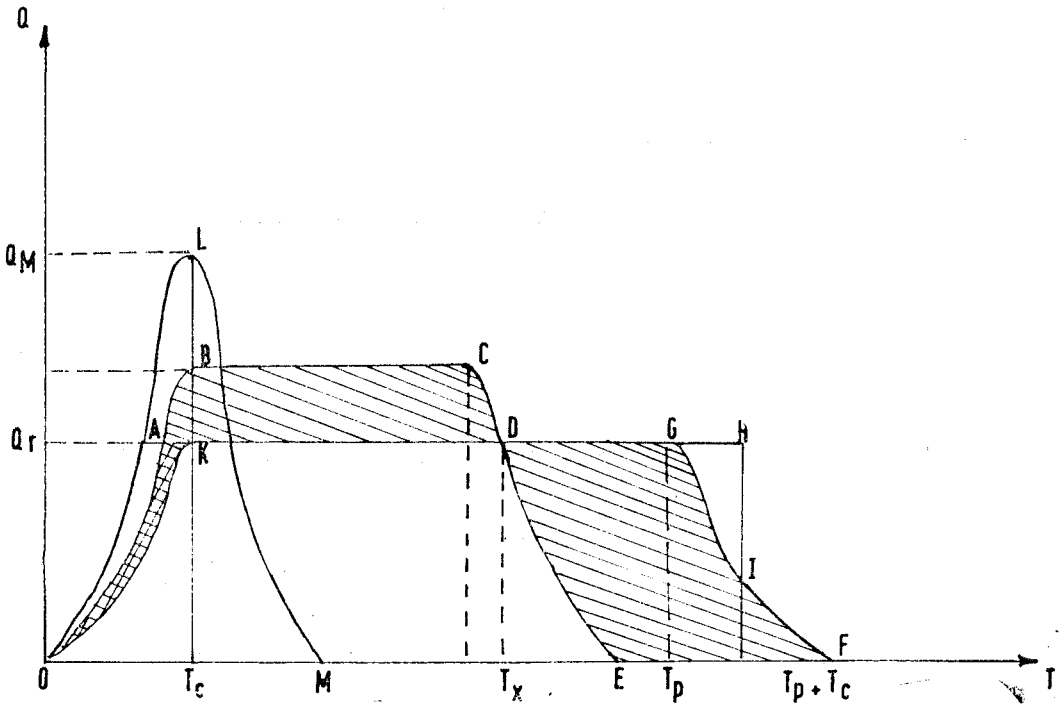
بنابراین جهت انتخاب θ، علاوه بر عوامل کشاورزی وفنی، موضوعات اقتصادی نیزحائز اهمیت‌میباشند. نتیجه مطالعات وتجربیات دانشمندان را در خصوص دوره قابل قبول استغراق و اثر آن روی راندمان محصول که در سومین کنگره بین‌المللی آبیاری و زهکشی ارائه شده در جـدول شماره ۱۹ ملاحظه میشود .

ماه	Décembre				Janvier				Février				Mars				Avril				Mai				Juin				Juillet				Août				Septembre				Octobre				Novembre			
تعدادروزهای مستقرق	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15	3	7	11	15
علوفه	-	-	5	10	-	-	5	10	-	-	5	10	-	10	20	30	10	25	40	60	10	30	50	100	10	40	70	100	10	40	70	100	10	30	50	80	10	30	50	70	-	10	20	30	-	-	5	10
مراتع	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	-	10	20	30	-	15	30	50	-	20	30	50	-	20	30	50	-	10	20	30	-	-	-	10	-	-	-	-	-	-	-	-
چغندر قند	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	-	10	20	30	-	15	30	50	-	20	30	50	-	20	30	50	-	10	20	30	-	-	-	10	-	-	-	-	-	-	-	-
چغندر علوفه‌ای	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	50	100	100	10	50	80	100	10	50	90	100	10	40	90	100	10	40	90	100	10	40	90	100	10	40	90	100	-	10	30	50	-	-	-	-
سیب زمینی	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	80	100	100	30	80	100	100	40	90	100	100	50	100	100	100	50	100	100	100	50	100	100	100	20	40	60	80	-	-	-	-	-	-	-	-
آفتاب‌گردان	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	20	40	80	10	30	60	100	10	40	80	100	10	40	60	80	-	10	30	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
شاهدانه	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	40	60	100	20	50	75	100	10	40	60	80	10	30	50	70	-	-	10	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
غلات پائیزه	-	5	10	20	-	5	10	15	-	5	10	20	5	15	30	50	10	25	40	70	20	40	70	100	20	50	80	100	-	-	10	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	10	20	-	5	10	20
غلات بهاره	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	20	40	100	15	40	75	100	15	50	75	100	20	50	75	100	-	-	10	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ذرت	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	80	100	100	10	50	80	100	10	40	75	100	-	10	50	80	-	10	40	60	-	10	20	30	-	-	10	10	-	-	-	

جدول ۱۹ ــ جدول نقصان عمل کرد برحسب درصد محصول اپتیمم در حالت هائیکــه خاك
۱۱،۷،۳ و یا ۱۵ روز مستقرق از آب باشد

ن ـ تعیین مدت بارندگی برای طرح :

در شکل ٦٣، هیدروگرام‌های ۳ بارندگی مختلف‌مشاهده میشود .



شکل ۶۳ ـ وضعیت‌های مختلف هیدروگرام یک‌رودخانه برحسب‌مدت بارندگی

هیدروگرام O L M مربوط به بارندگی مساوی بازمان T_c است که دبی‌حداکثری معادل Q_M تولید میکند وهیدروگرام O K G F مربوط بـه بارندگی T_p بادبی حداکثر Q_r است که برای محاسبه ابعادشبکه بکار میرود .

برای بارندگیهای بین T_p و T_c هیدروگرام O A B C D E حاصل میشود. دراین هیدروگرام دبی بعداز A بیشتراز Q_r بوده‌ونتیجتا زمین‌هـای اطراف از آب پوشیده خواهند شد و حجم آب اضافی معادل است با A B C D

که بعداز زمان T_x تخلیه خواهد شد (نقطه D) وچون در اوائل بارندگی، شبکه تخلیه‌آب، حداکثر آبی‌را که‌ظرفیت دارند، تخلیه‌نمیکنند، ازاین‌نظر آب اضافی تقریبا در زمانی معادل $T_p + \frac{T_c}{۲}$ تخلیه خواهد شد .

بنابراین

$$O\,A\,B\,C\,D\,E\,O < O\,K\,G\,F\,O$$

باکم نمودن‌سطح مشترك $O\,K\,D\,E\,O$ ازدو طرف‌معادله‌نتیجه‌میشود:

$$O\,A\,B\,C\,D\,K\,O < D\,G\,F\,E\,D$$

و

$$A\,B\,C\,D\,K\,A < D\,G\,F\,E\,D$$

سطح $A\,B\,C\,D\,K\,A$ نمایش دهنده حجم آبیست‌که شبکه بعداز زمان T_x تا $T_p + \frac{T_c}{2}$ اقدام به تخلیه آن مینماید .

وقتیکه $T_s > \frac{۳}{۲} T_c$ باشد مدت بارندگی عبارت خواهد بود از:

$$T_p = T_s - \frac{T_c}{۲}$$

ی ــ محاسبه دبی caractristique و ضریب udométrique

در محاسبات زهکشی احتیاج وافر به تعیین دو عامل بالا میباشد، زیرامطالعات زهکشی و یا سالم سازی یك منطقه شامل دو مرحله مختلف

است :

اول ـ مطالعه جمع‌آوری آب زیادی از سطح‌قطعات‌و تخلیه آنهابداخل جمع‌کننده‌های درجه‌دوم ودرجه‌اول (درباره جمع کننده‌ها درفصل پنجم توضیحا ت‌کافی داده خواهد شد).

برای انجام این مطالعات لازم‌است که بـدوا دبـی caractristique محاسبه شودکه عبارت است از مقـدار آبی که از سطح قطعات برحسب هکتار ولیترودر واحد زمان (ثانیه) تخلیه شود، اگر این‌دبی رابرحسب میلیمتر درروزنشان دهیم، معیار زهکشی (مقدارآبی که‌از زهکش‌ها در جریان ماندگار بایستی تخلیه‌شود) بدست می‌آید.

$$q_c = l/s/ha = \frac{1-e}{0/36} i$$

شدت بارندگی برحسب میلیمتر درساعت $i =$

ضریب تبخیر $e = \frac{E}{P}$

مقـدار تبخیر برحسب میلیمتر $E =$

مقـدار بارندگـی برحسب میلیمتر $P =$

ضریب تبخیر برای نواحی مختلف، متغیر بوده و برای مناطقی کـه مطالعات دقیقی در این خصوص انجام نگرفته است از ارقام زیر میتوان بطور تقریب استفاده نمود :

بـرای نواحی دشت $1-e = 0/4 - 0/5$

برای نـواحی کوهستانی $1-e = 0/7$

این ضریب حتی برای یك‌منطقه بـرحسب اینکـه آن منطقه دارای زهکش‌های روباز یا زیرزمینی باشد، نیز متغیر است، چون زهکش‌های روباز تقریبا تمام آب حاصله از جریان‌های سطحی راجمع‌آوری میکنند، لیکن یك قسمت زیادی از آب نفوذ نموده را نمیتوانند وصول نمایند.

زهکش‌های زیرزمینی تقریبا تمامی آب نفـوذ نموده را جمع‌آوری میکنند ولی برعکس یك‌قسمت عمده از جریان‌سطحی، از سطح‌زمین‌جریان پیدا نموده و وارد زهکش‌ها نخـواهد شد .

برای محاسبه q_c احتیاج بـه‌مدت بارندگی و دوره برگشت آن‌میباشد. مدت بارندگی باید باندازه‌ای‌باشد که نباتات کشت شده در طرح اززمان قابل قبول استغراق بیشتر مستغرق شوند، با مراجعه به جدول Salamin که در صفحات قبل ارائه شده میتوان θ را انتخاب نمود .

دوره برگشت را تهیه‌کننده طرح میتوانندبا تـوجه به احتیاجـات انتخاب‌نمایـد .

مثلا برای طرح‌های اگوسازی شهرها و فرودگاهها، دوره بـرگشت ۱۰ سال کافی بنظر می‌آید، درحالیکه برای محاسبه دبـی زهکش‌هـا، دوره برگشت یکسال‌انتخاب میشود.

مثال: محاسبه q_c بـرای غلات

بامراجعه به جدول Salamin مشاهده میشود کـه اگـر θ مساوی ۳ روز انتخاب شود، تلفات جـداکثر محصول معادل ۲۰٪خـواهد بـود.

برای محاسبه‌شدت بارندگی‌بمدت ۳ روز وزمان برگشت یکسال میتوان از فرمول Talbot کـه ضریب آن بـرای محل بدست آمـده بـاشد، استفاده نمود .

اگرامکان استفاده از فرمول Talbot مقـدور نباشد از فـرمول

$h=at^n$ استفاده میشود، بدین طریق که از روی آمار بارندگی‌منطقه یا مناطق شبیه‌به‌آن ورسم تغییرات‌مقدار h برحسب t (مدت بارندگی) مقدار h مربوط به‌روز $t=3$ بدست می‌آید وسپس $i=\frac{h}{3}$ شدت بارندگی محاسبه خواهد شد .

چون استفاده از طریق اخیر ($h=at^n$) در صفحه ۱۹۷ قبلا توضیح‌داده‌شد و برای محاسبه دبی udométrique نیز مسئله‌ای دراین‌مورد حل خواهد شد، بنابراین تنها باستفاده از طریقه Talbot اکتفا میگردد. فرض میشود که فرمول Talbot بادوره برگشت یکسال در منطقه‌ای بشرح زیر باشد :

برای بارندگی‌های کمتر از ۵ساعت

$$i=\frac{۸۳۰}{۵+t}$$

$$i=\frac{۸۳۰}{۳۰۴}=۲/۷۶ \quad mm/h$$

برای بارندگی‌های بیش‌از ۵ ساعت

$$i=\frac{a'}{\sqrt{t}}$$

$$a'=i\sqrt{t}=۴۸$$

$$i=\frac{۴۸}{\sqrt{۴۳۲۰}}=۰/۷۳ \quad mm/h$$

اگر $e=۰/۶$ — ۱ برای منطقه مورد بحث ، فرض شود

$$q_c=\frac{۰/۶}{۰/۳۶}\times ۰/۷۳=۱/۲۲ \quad l/s/Ha$$

دوم ـ مطالعه جمع‌آوری آب زیادی‌ازحوضه آبریز و یاجمع‌کننده‌های بزرگ زهکشی و یا فاضل‌کش حوضه .

در این مرحله بایدضریب udométrique محاسبه شود که عبارت است ازمقدار آبی که‌واحدسطح‌حوضه (هکتار) برحسب‌لیترودرواحدزمان (ثانیه) بایستی تخلیه نمایـد :

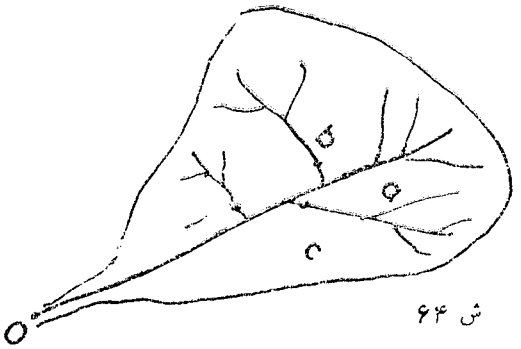
$$q_u = \frac{r}{0/36} \cdot i$$

r = ضریب جـریان سطحی

i = شدت بارندگی برحسب میلیمتر در ساعت

باید توجه نمود که اطلاق ضریب دراین مورد صحیح نیست، چـون نشان دهنده دبیِ در واحد سطح است، بنابراین یـك عدد بـدون بعدی نبوده و دارای بعد سرعت میباشد .

مقدار q_u از متوسط مقادیر q_c یك حوضه کوچکتر است، زیرااگـر شکل ٦٤، که در آن حوضه آبریز اصلی به حوضه فرعی d,c,b,a تقسیم شده است، در نظر بگیریم، مقدار دبی‌ماکزیمم هریك از این‌حوضه‌ها، با یك‌اختلاف‌فازی به‌محل‌مخرج‌حوضه‌آبریز (O) خواهند رسید .



ش ۶۴

طبق اصول بایستی زمان‌های تمرکز علیحده‌ای برای‌هریك از حوضه‌های فرعی با دوره برگشت ثابت، انتخاب نمود و مقدار دبی این حوضه‌ها را حساب‌کرد .

لیکن عملا امکان‌اتفاق بارندگی برای نقاط مختلف یك حوضه کوچك، با مدت‌های مختلف وجود ندارد و درعمل برای حوضه‌های آبریز باسطح کمتر از ۱۰۰۰۰ تا ۵۰۰۰ هکتار زمان تمرکزمساوی T_c انتخاب‌میکنند

و تنها یك باران بحرانی بـرای تمام حوضه‌های آبریز فـرعی، حـوضه اصلی درنظر میگیرندکـه زمان تمرکز برای تمام سطح‌حـوضه آبـریز خـواهد بـود .

اگر چه زمان تمرکز حوضه‌های‌فرعی‌کمتراز T_c میباشند واگرباران به‌مدت کمتری از T_c باریده‌شود،شدت‌آن‌از شدت باران بمدت T_c زیادتر شده ودبی درواحد زمان‌از مقدار محاسبه شده بیشتر خواهد بود، لیکن مدت استغراق از T_c بیشتر نخواهد بود، چون قسمت‌های پائین دست فاضل‌کش یارودخانه اصلی قادر هستند که این دبـی را تخلیه نمایند، بطورکلی لازم است که T_c با زمان قابل‌قبول استغراق ازنظـر کشاورزی (O) مقایسه شود. پس‌از محاسبه i (شدت بارندگـی) بادرنظر گـرفتن T_c و دوره برگشت همانطورکه‌قبلاتوضیح‌داده شد مقدار $q_u = \frac{r}{۰/۳۶} \cdot i$ بدست می‌آید ودبی در محل مخرج حوضه مساوی خواهد بود با :

$$Q = q_u \cdot s$$

$s =$ سطح حوضه آبـریز

مثال

برای تهیه طرح‌زهکشی در یکی از نواحی فرانسه بادرنظر گـرفتن مشخصات‌زیر به دبی ماکزیمم‌جهت تناوب‌های ۱۰ سال‌و ۱۰۰سال‌یکبار مورد احتیاج بوده است :

تعداد دفعات بارندگی	ارتفاع بارندگی برحسب میلیمتر		
	۲۴ ساعت	۴۸ ساعت	۷۲ ساعت
۱	۱۵۰	۲۲۱	۲۷۸٫۴
۲	۱۲۵	۱۷۷٫۲	۲۲۴
۳	۱۱۹٫۱	۱۶۶	—
۴	۱۱۶	۱۵۰	—
۵	۱۳۸	۱۱۴	—
۶	۱۳۳	۱۰۸	—

سال $N = ۵۴$

کیلومتر مربع ۶ = هکتار ۶۰۰ $= S$

$L = ۶$ km

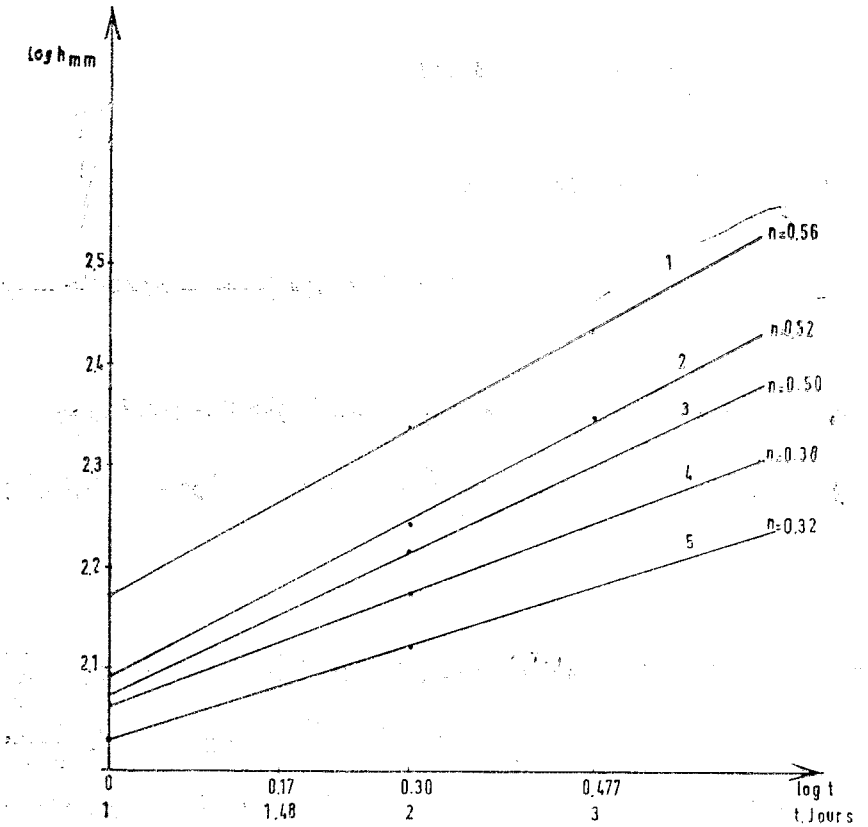
$P = ۰/۰۰۰۱$

$r = ۰/۴$

حالت اول ـ تعیین دبی برای تناوب $\frac{۱}{۱۰}$

$$T_c = \frac{۰/۱۰۸\sqrt[۳]{S \cdot L}}{\sqrt{P}} = ۳۵/۳۰ \text{ ساعت} = ۱/۴۸ \text{ روز}$$

شکل شماره ٦٥ با استفاده از جدول بالا تنظیم شده است وچـون تناوب $\frac{۱}{۱۰}$ مورد نظر است، بنابراین ردیف ٦ را باید انتخاب نمود.



ش ۶۵ ــ تعیین مقدار بارندگی برحسب‌مدت

$h = a\ t^{n}$

$a = ۰/۱۰۸$

$n = ۰/۳۲$

$t = ۱/۴۸$ روز

$h = ۰/۱۰۸\ (۱/۴۸)^{۰/۳۲} = ۱۲۲$ mm

$$q_u = ۲/۷۸ \frac{r \cdot h}{T_c} = ۳/۸ \quad l/s/Ha$$

$$Q = ۳/۸ \times ۶۰۰ = ۲۲۸۰ \quad l/s$$

ب ـ حالت‌دوم ـ تعیین دبی برای تناوب $\frac{۱}{۱۰۰}$

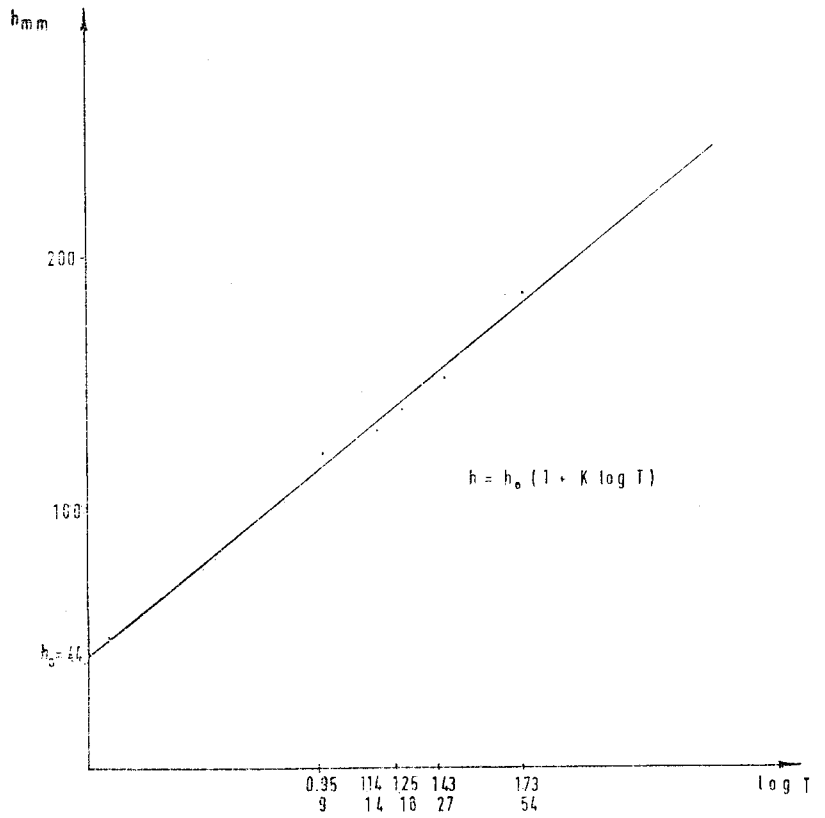
چون تعداد سال‌های انـدازه‌گیری شده از ٥٤ سال تـجاوز نمیکنند بنابراین از فرمول زیر استفاده میگردد:

$$h = h_o \ (1 + k \ log \ T)$$

لیکن بدوا با استفاده از فرمول $h = at^n$ بآزآء $t = ۳۵/۳۰$ (ساعت) مقادیر مختلف h رابااستفاده ازشکل ٦٥ (جهت استفاده از a و n) بدست آورده و جدول زیر را تهیه مینمائیم :

ردیف بارندگی	دوره برگشت	ارتفاع باران
۱	۵۴سال	۱۸۹
۲	« ۲۷	۱۵۵
۳	« ۱۸	۱۴۱
۴	« ۱۴	۱۴۵
۵	« ۹	۱۳۳

با استفاده از ارقام این جدول شکل ٦٦ رسم میشود که از روی این شکل



ش ۶۶ – تعیین مقدار بارندگی بر حسب تناوب (T)

ضریب K = ۱/۸ و مقدار h_o = ۴۴ تعیین میگردد.

اگر T = ۱۰۰ سال باشد بنابراین خواهیم داشت:

$$h = h_o (1 + K \log T)$$

$$h = ۴۴ (۱ + ۱/۸ \times ۲) = ۲۰۲ \quad mm$$

$$q_u = ۲/۷۸ \frac{r \cdot h}{T_c} = ۶/۳ \quad l/s/Ha$$

$$Q = ۶/۳ \times ۶۰۰ = ۳۷۸۰ \quad l/s$$

۱۰ ـ تجزیه هیدروگرام حاصله از یك رگبار

الف ـ طرق مختلف تجزیه هیدروگرام

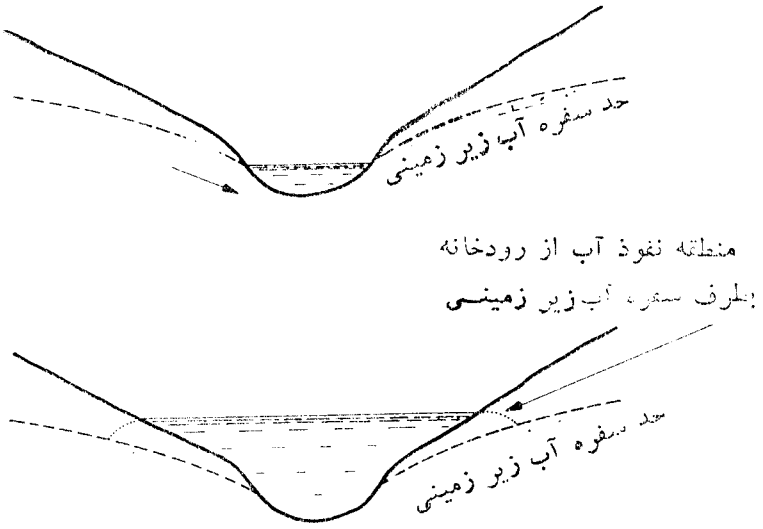
تمام طریقه‌هـای پیشنهادی جهت جدا نمودن جـریان‌هـای مختلف یك هیدروگرام، تقریبی هستند، چون هنوز طریقه دقیقی برای این منظور پیشنهاد نشده است .

جـریان‌های هیدروگـرام یك رودخانه را بـدو قسمت تقسیم میکنند:

ـ جریان مستقیم که شامل جریان‌های سطحی، عقب افتاده وریزش‌هـای جوی نازل شده برروی سطح آزاد آب میباشد .

ـ جریان‌های زیرزمینی .

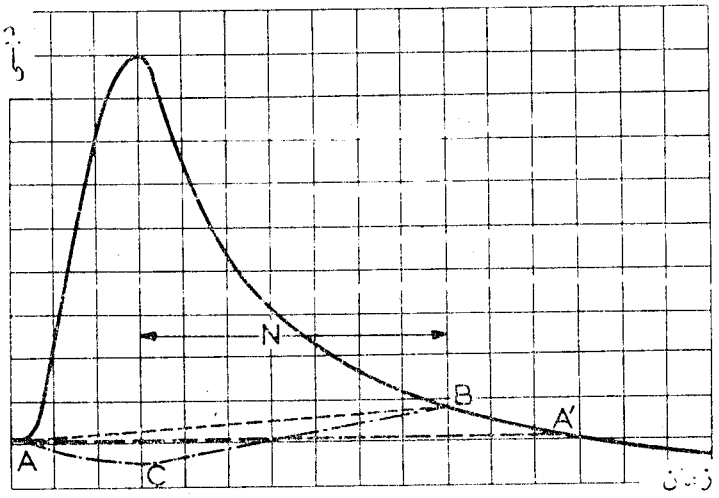
درحله اول باید مطالعه شود که چه رابطه‌ای بین سفره‌آب زیرزمینی و سطح آب در رودخانه وجود دارد، برای ایـن منظور (ش ٦٧) درنـظر گرفته میشود .



ش ۶۷ ـ جهت جریان زیرزمینی در مجاورت رودخانه

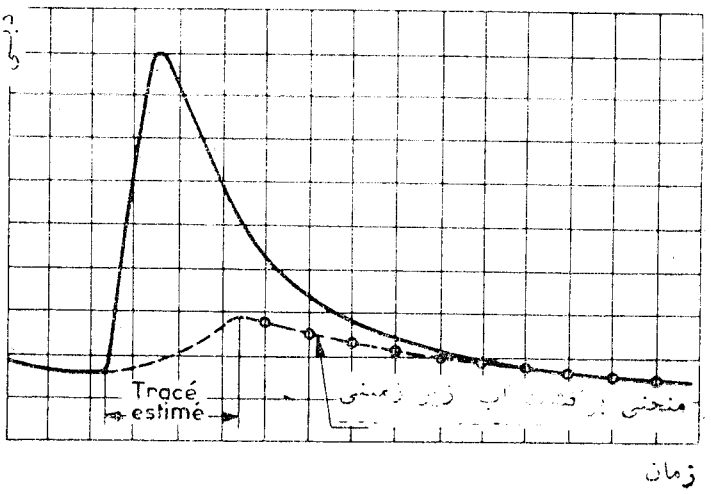
درمواقع کم‌آبی، میتوان فرض نمود که جـریان زیـر زمینی تنها منبع تغذیه رودخانه است و سطح آب در رودخانه تقریبا هم سطح سفره آب

زیر زمینی میباشد. سفره آب زیر زمینی قبل از اتصال برودخانه دارای شیبی است که بآبگذاری خاك اطراف رودخانه بستگی دارد.
در مواقع پرآبی، سطح آب درررودخانه بسرعت بالا آمده ورودخانه تغذیه سفره آب زیر زمینی را، موجب میگردد.
پس‌از آنکه هیدروگرام رودخانه‌به نقطه حداکثرخود رسید منحنی برگشت هیدروگرام آغاز شده ومقداری ازآب سفره زیرزمینی ازاین مرحله به‌بعد، وارد جریان رودخانه خواهد شد.
لیکن‌در حقیقت جریان خیلی پیچیده‌تر از توضیحات بالااست، چون امکان دارد که در یك موقع سال، اعم از مواقع پرآبی یا کم آبی در بعضی از قسمت‌های حوضه آبریز، سفره‌آب زیرزمینی رودخانه را تغذیه نماید و دربعضی از قسمت‌های دیگر، آب از رودخانه وارد سفره آب زیر زمینی شود.
توضیحات بالابما اجازه میدهدکه بطور کلی دو شکل مختلف جهت هیدروگرام جریان زیر زمینی در نظر بگیریم:
شکل اول ــ دراین حالت پس از شروع جریان رودخانه (دراثر بارندگی)، جریان آب زیرزمینی بتدریج کم میشود. پس‌از رسیدن هیدروگرام به نقطه ماکزیمم خود، منحنی جریان آب زیرزمینی صعود کرده (ش‌ــ۶۸)



ش ۶۸ ــ طریقه‌ساده جهت جدا نمودن جریان‌های تشکیل‌دهنده هیدروگرام

و بعدا بصورت منحنی تاریسمان جریان مییابد .
شکل دوم ــ دراین حالت اندکی پس‌از شروع بارندگی، جریان زیرزمینی شروع باضافه شدن مینماید تا زمانیکه هیدروگـرام رودخانـه به نقطه ماکزیمم خود برسد و پس‌از آن، جریان آب زیرزمینی طبق یك رابـطه اکسپنانسیل شروع به تنزل مینماید (ش ٦٩).



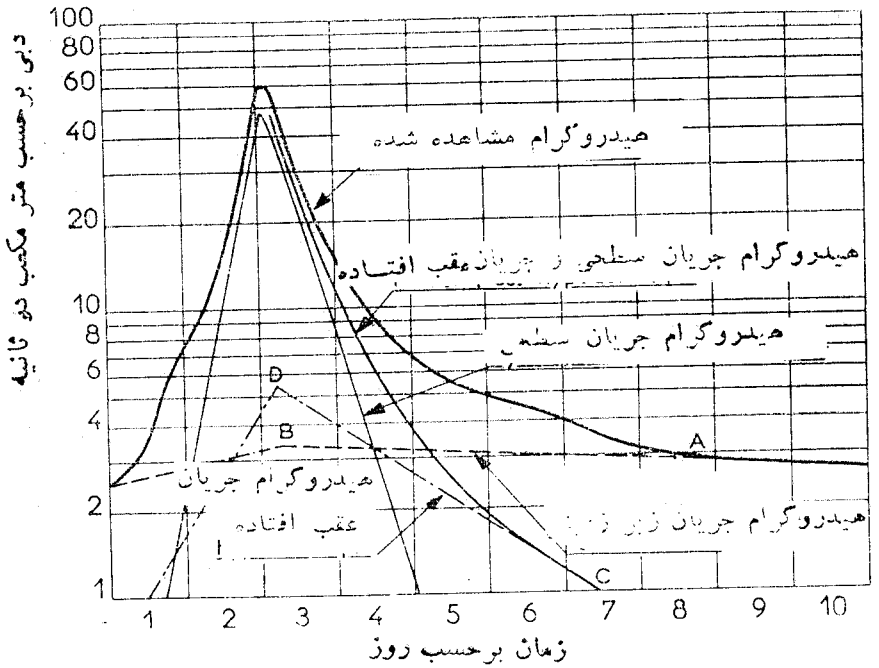
ش ۶۹ ــ استفاده از منحنی تاریسمان جهت جدانمودن جریان‌های تشکیل‌دهنده هیدروگرام

تمام طریقه‌های پیشنهادی برای جدا نمودن جریان‌های زیـر زمینی از جریان رودخانه به یکی از دو حالت ویا حد واسط آنها، مربوط میشوند.

حالت اول ــ سهل‌ترین طریقه برای جدا کردن جریان آب زیرزمینی‌عبارت است از رسم خطی بموازات محول طول‌ها (ش ــ ٦٨) نظیر خط $A A'$ لیکن عیب این طریقه در اینست که زمان پایه $T_p + T_c$ برای هیدروگرام خیلی زیاد در نظر گرفته میشود. در بعضی مواقع جهت جدا نمودن جریان زیر زمینی از جریان کل رودخانه نقطه A را به B متصل میکنند.

نقطه B در شکل فوق اتمام جریان‌های سطحی منحنی‌بر گشت هیدروگرام میباشد، نقطه B محلی است که شیب تند منحنی برگشت هیدروگرام بـر روی کاغذ نیمه لگاریتمی تبدیل بیك شیب ملایم میشود.

اگر منحنی تاریسمان هیدروگرام یك رودخانه با دقت کـافی رسم شده باشد میتوان قسمت مربوط به جریان‌های زیر زمینی را از هیدروگرام رودخانه مطابق شکل ۷۰ جدا نمود. برای جدا نمودن سه جریان مختلف



ش ۷۰ ــ تجزیه جریان‌های تشکیل‌دهنده هیدروگرامی‌که محور عرض‌های آن بصورت لگاریتمی میباشند

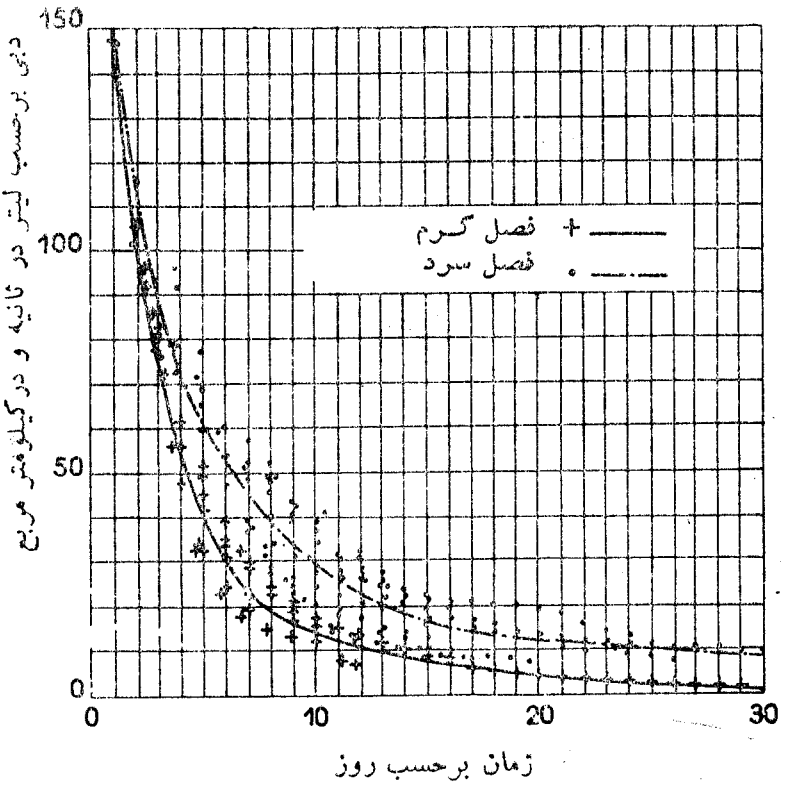
تشکیل دهنده هیدروگرام (سطحی، عقب افتاده و زیـر زمینی)، بـدوا هیدروگرام جریان زیرزمینی‌را از هیدروگرام تفریق‌نموده تاهیدروگرام مربوط به جریان سطحی و جریان عقب افتاده بدست آید. برروی منحنی

اخیر میتوان از محل شکستگی (حدفاصل منحنی جریان سطحی و عقب افتاده بر روی کاغذ نیمه لگاریتمی) هیدروگرام مربوط به جریان عقب افتاده را رسم و از آنجا هیدروگرام خالص‌جریان سطحی را مشخص‌نمود. رسم قسمت‌بالارونده هیدروگرام‌های‌مختلف، بیشتر به‌تبحرشخص‌مطالعه کننده بستگی دارد. برای دقت بیشتر امکان دارد که هیدروگرام یك رودخانه را با هیتوگرام رگبارهای مختلف مقایسه نمود و ازروی هیدروگرام مربوط به رگبارهائیکه جریان‌های سطحی نا چیزی تولید میکنند، میتوان‌یك ایده‌ای راجع به‌شکل هیدروگرام جریان‌های عقب افتاده و زیر زمینی بدست آورد.

ب ـ منحنی بر گشت هیدروگرام

منحنی برگشت هیدروگرام تنها قسمتی از منحنی هیدروگرام میباشد که توسط یك معادله ریاضی و تقریبی، قابل استفاده برای عده زیادی از رگبارها، میتوان بیان نمود. این منحنی با شدت بارندگی و نفوذ خاك رابطه‌ای نداشته، لیکن با مشخصات فیزیکی‌حوضه ومقدار آب جمع‌شده برروی آن، رابطه دارد.

مسلما اثر شدت بارندگی را کاملا ندیده نمیتوان گرفت چون بارندگی شدید ودر نزدیکی مخرج حوضه دارای منحنی برگشت سریع‌خواهدبود. جریان سطحی پس از قطع بارندگی نیز ادامه خواهد یافت و آب از نواحی دور بتدریج به محل مخرج حوضه میرسد، بنابراین منحنی بر گشت هیدروگرام تشکیل شده است از آب حاصله از جریان سطحی، عقب‌افتاده و جریان زیر زمینی (شکل ۷۱).



ش ۷۱ ــ منحنی تاریسمان

قسمت برگشت هیدروگرام یك رودخانه را میتوان شامل سه قسمت زیر دانست :

ــ قسمت مربوط به جریان‌های سطحی

ــ قسمت مربوط به جریان‌های عقب افتاده

ــ قسمت مربوط به جریان‌های زیر زمینی یا منحنی تاریسمان

هر کدام ازاین منحنی‌هارامیتوان بصورت معادله اکسپنانسیل معرفی نمود.

$$Q_t = Q_o \, e^{-\alpha t} \qquad (۱)$$

فرمول بالا را بشکل زیر میتوان نوشت :

$$log\ Q_t = log\ Q_o - \alpha\ t\ log\ e$$

این رابطه نشان میدهدکه اگر مقدار Q و t برروی کاغذ نیمه لگارتیمی برده شوند، نقاط بدست آمده دراطراف‌یك خطراست خواهند بود. اگر این رابطه برای منحنی تاریسمان بکار برده شود:

$$\alpha = \frac{log\ Q_t - log Q_o}{t\ log\ e}$$

α عبارت است‌از شیب منحنی تاریسمان و Q_t عبارت است از مـقدار دبی بعد از زمان t و Q_o عبارت است از دبی در زمان t_o، اگر مقادیر مربوط به منحنی بـرگشت هیدروگـرام، بـرروی کاغـذ نیمه لگـاریتمی بـرده شوند، منحنی برگشت تبدیل به سه خط مستقیم شده که هریك از آنها معرف یکی از انواع جریان‌های تشکیل دهنده منحنی برگشت هیدروگرام خواهند بود .

Q_o از محل تلاقی خط مربوط به جریان‌های زیرزمینی با جریان‌های عقب افتاده بدست میآید .

منحنی تاریسمان و تعیین ظرفیت سفره آب زیرزمینی

فرمول ۱ برای‌اولین بار در ۵۰ سال قبل‌توسط یك نفر مهندس‌فرانسوی بنام maillet ، برای تعیین دبی‌چشمه‌ها مورد استفاده قرار گرفته‌است و بنا بفرض چشمه‌ها دراین مدت نبایستی توسط‌منابع خارجی تغذیه‌شوند.

انتگرال معادله Maillet بین زمان $t_o = o$ و $t = \infty$ عبارت خواهد بود از :

$$W = \int_o^{\infty} Q_t \, dt = \int_o^{\infty} Q_o \, e^{-\alpha t} = \frac{Q_o}{\alpha}$$

واز این رابطه میتوان حجم سفره آب زیرزمینی را محاسبه نمود.

در این محاسبات مقدار α بر حسب $L^3 T^{-2}$ و Q_o بر حسب m^3/sec و t بر حسب ثانیه میباشد .

مثال: محاسبه حجم آب‌زیرزمینی در سال ۴۳ـ۴۲ حوضه آبریز رودخانه قره چای .

اگر دبی‌های رودخانه قره‌چای را که در ایستگاه بندشاه عباسی اندازه‌گیری شده است بر روی کاغذ نیمه لگارتیمی منتقل نمائیم شکل ۷۲ بدست میآید که میتوان سه‌قسمت مختلف جریان (سطحی، عقب افتاده و زیرزمینی) را مشخص نمود .

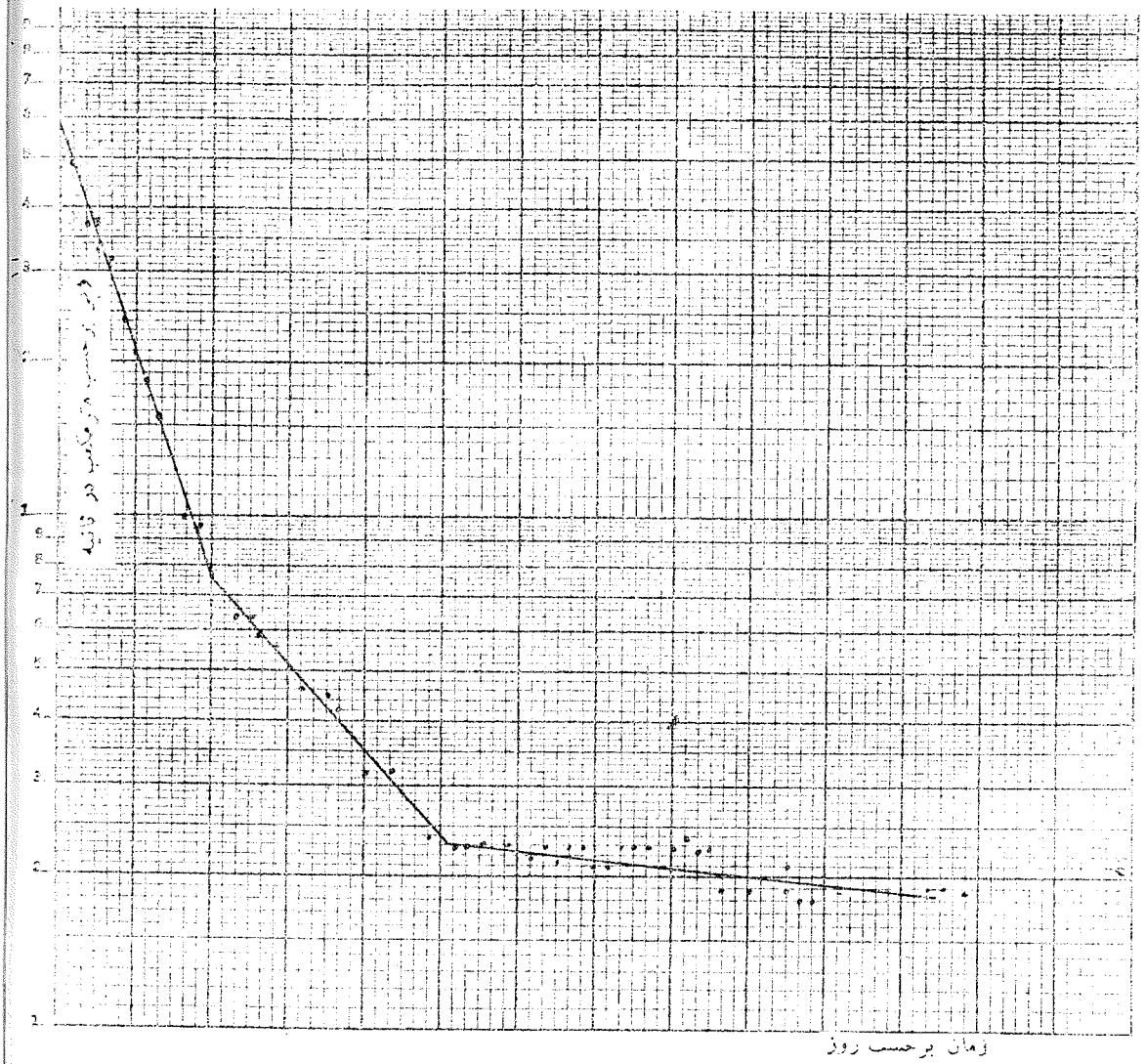
$\Delta T = ۱۲$ روز $= ۱۳ \times ۸۶۴۰۰ = ۱۰۳۶۸۰۰$ ثانیه

$Q_o = ۰/۲۳۵$ مترمکعب درثانیه

$Q_t = ۰/۲۲$,

$$\alpha = \frac{log\ Q_t - log\ Q_o}{t\ log\ e} = \frac{۶/۳۷۱۰۷ - ۶/۳۴۲۴۲}{۱۰۳۶۸۰۰ \times ۰/۴۳۶} = ۶/۳ \times ۱۰^{-۸}$$

$$W = \frac{Q_o}{\alpha} = \frac{۰/۲۳۵}{۶/۴} \times ۱۰^{۸} = ۴/۷ \times ۱۰^{۶}$$ مترمکعب



ش ۷۲ ــ منحنی تاریسمان رودخانه قره‌چای درایستگاه بندشاه‌عباسی برای سال آبی ۴۳ـ۱۳۴۲

۱۱ ـ هیدروگرام واحد جهت پیش بینی هیدروگرام حاصله از رگبار

هیدروگـرام واحـد Hydrogramme Unitaire توسط Sherman بمنظور مشخص کردن هیدروگرام جریان سطحی رودخانه از هیتوگرام یك رگبار

پیشنهاد شده است. هیدروگرام واحد خصوصا در آمریکا برای محاسبه دبی سیل، خیلی زیاد مورد استفاده قرار گرفته است، زیرا توسط این طریقه محاسبه تبدیل باران شدید (رگبار) به‌دبی رودخانه از محاسبه بطریقه منطقی Rationnelle (بعدا شرح داده خواهد شد) آسان‌تر ودقیق‌تر خواهدبود. لازم‌است‌توضیح داده‌شود که‌دراین طریقه، منظوراز باران عبارت است از باران خالص (Pluie nette) که از تفریق تلفات بارندگی (نفوذ و جمع شد نآب در گودی‌ها) از باران حاصل میشود. هیدروگرام حاصل از باران خالص نیز تنها جریان سطحی رودخانه را مشخص میکند و هیدروگرام‌های مربوط به جریان‌های عقب افتاده و زیر زمینی را باید به روش‌های دیگری محاسبه نمود تا از جمع سه هیدروگرام اشاره شده هیدروگرام کل رودخانه یا حوضه آبریز حاصل شود.

چون در موقع مطالعه هیدروگرام‌واحد ازواژه‌هائی استفاده خواهد شد لذا به تعریف هر یك ازآنها میپردازیم.

زمان پایه برای هیدروگرام

زمان پایه هیدروگرام عبارت است از فاصله زمانی بین شروع واتمام جریان سطحی. اگر T_r مدت بارندگی خالص و T_c زمان تمرکز حوضه باشد زمان پایه هیدروگرام مساوی با $T=T_r+T_c$ خواهد بود.

رگبار واحد

اگر یك سری رگبار و هیدروگرام‌های حاصله از این رگبار را مطالعه نمائیم، مشاهده خواهد شد که بتدریج که زمان رگبار کوتاه میشود بهمان نسبت زمان صعود هیدروگرام ودر نتیجه زمان پایه آنها نیزتنزل مییابد، لیکن اگر مدت رگبار بیك‌حدی نظیر T_o ویا کوچکتر از آن‌برسد

زمان صعود وزمان پایه هیدورگرام تقریبا ثابت خواهد بود .
برحسب تعریف و فرض Sherman رگبار واحد عبارتست از رگبار یك نواخت (در زمان ومکان) ودارای شدت بارندگی کافی جهت ایجاد یك جریان سطحی در تمام حوضه آبریز وبا مدت ریزش کمتر از T_c (این زمان معمولا $\frac{1}{4}$ تا $\frac{1}{5}$ زمان تمرکز انتخاب میشود)، چنین رگباری هیدروگرامی تولید خواهد کرد که حجم آب جریان یافته معادل هیدروگرام واحد خواهد بود .

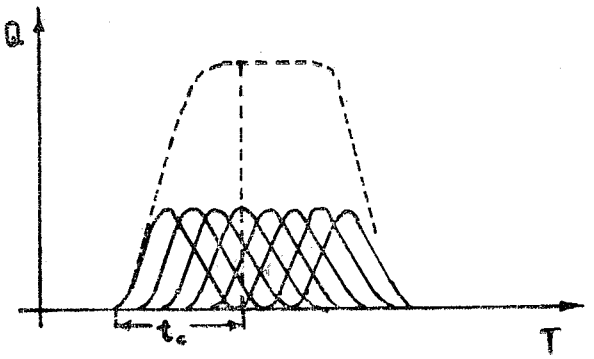
هیدروگرام واحد

هیدروگرام واحد عبارت است از هیدروگرامی که آب جریان یافته از آن معادل حجم یك واحد ارتفاع برروی تمام حوضه آبریز باشد مثلا معادل یك میلیمتر آب برروی تمام حوضه آبریز .
الف ـ اصولی که جهت تشکیل هیدروگرام واحد بایستی در نظر گرفته شوند .
مبتکر هیدروگرام واحد، اساس کار خود را برروی سه اصل زیر بنیان نهاده است :
اول ـ دریك حوضه آبریز، رگبارهای یك نواخت و با زمانهای مساوی، هیدروگرامهای مشابهی تولید خواهند کرد .
دوم ـ از دو رگبار با مدت مساوی ولی شدتهای مختلف (I_1 و I_2) دو هیدروگرام مختلف بدست میآید که عرضهای نقاط آنها، به نسبت $\frac{I_2}{I_1}$ خواهند بود .
بعنوان مثال اگر رگبار با شدت I_1 هیدروگرام V_1 ورگبار با شدت I_2

هیدروگرام V_2 را تولید نماید، نسبت $\frac{Y_2}{Y_1}$ نقاط مختلف مساوی با نسبت $\frac{I_2}{I_1}$ خواهد بود.

سوم ـ اگر مدت یك رگبار بیشتر از مدت T_o رگبار واحد مثلا مساوی T باشد میتوان این رگبار را به n رگبار تقسیم نمود بطوریکه $T = nT_o$ باشد.

برای هریك از T_o های بدست آمده میتوان یك هیدروگرام واحد وبرای n رگبار n هیدروگرام رسم نمود بطوریکه اختلاف زمانی بین هریك‌از آنها معادل T_o باشد و هیدروگرام کل از مجموع این هیدروگرام‌ها حاصل خواهد شد (ش ـ ۷۳).

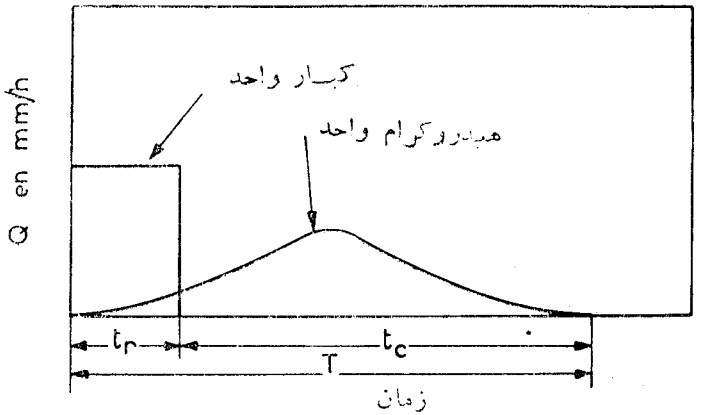


ش ۷۳ ـ هیدروگرام نتیجه‌شده ازرگباری‌که مدت آن n برابر رگبار واحد باشد

چون قسمتی از این هیدروگرام در فاصله زمانی شروع جریان تا انتها زمان تمرکز، بشکل S میباشد، بنام منحنی S نیز نامیده میشود. بعداز منحنی S ، هیدروگرام بصورت یك‌خط‌تقریبا مستقیم وپس‌ازآن بصورت یك منحنی نزولی (منحنی برگشت هیدروگرام) خواهد بود.

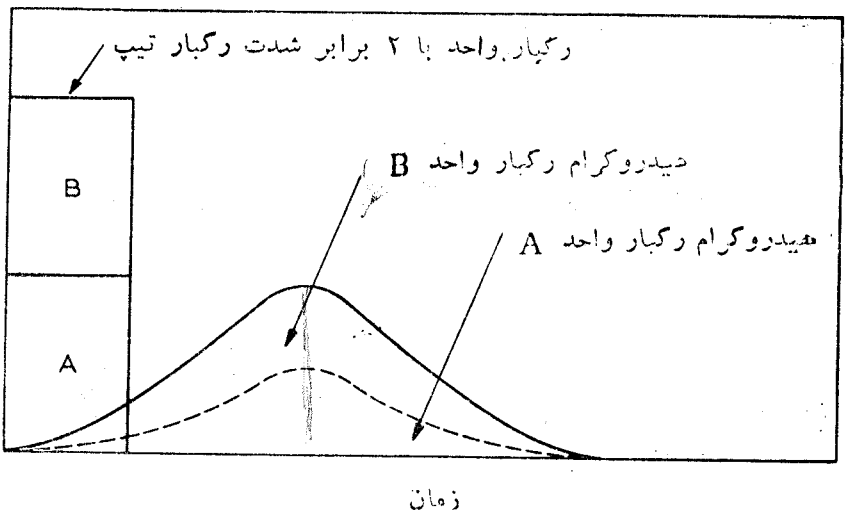
باتوجه به توضیحات بالا استفاده از هیدروگرام یك رگبار جهت تهیه هیدروگرام حوضه، درسه حالت زیر مقدور میباشد :

ـ مدت رگبار وشدت آن مساوی رگبار واحد است، هیدروگرام نتیجه شده هیدروگرام واحد خواهد بود (ش ٧٤).



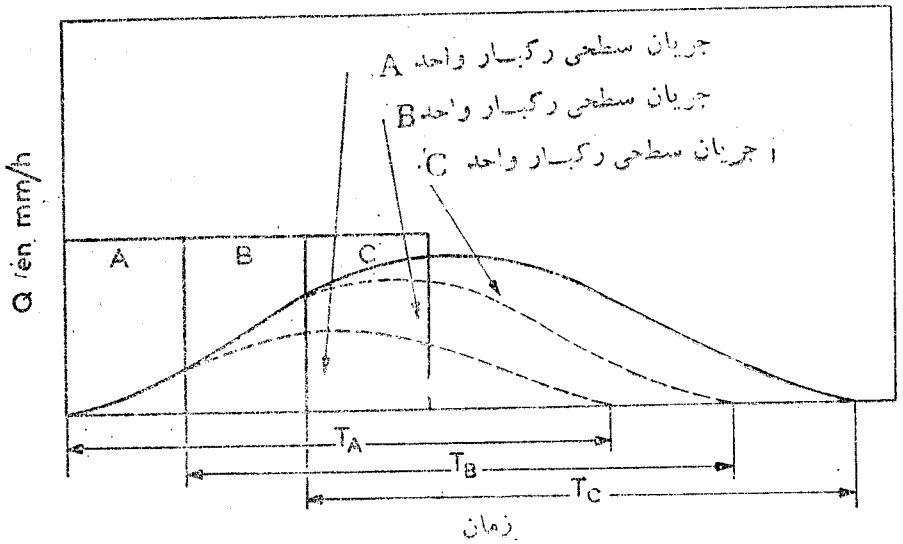
ش ٧۴ ـ رگبارواحد وهیدروگرام واحد

ـ مدت رگبار مساوی رگبار واحد لیکن شدت آن دو و یا چند برابر رگبار واحد است، هیدروگرام مربوطه مطابق شکل ٧٥ خواهد بود.



ش ٧٥ ـ محاسبه هیدروگرام رگباری که شدت آن دو برابر شدت رگبارواحد است

ـ مدت رگبار دو یـاچند برابر مدت رگبار واحـد و شدت آن مساوی رگبار واحد است، هیدروگرام مربوطه مطابق شکل ۷۶ خواهد بود.



ش ۷۶ ـ محاسبه هیدروگرام رگباری که مدت آن سه‌برابر رگبار واحد است

ب ـ طرز تهیه هیدروگرام واحـد

هیدروگرام واحد را در دوحالت میتوان تهیه نمود:

حالت اول ـ هیدروگرام‌های مربوط به رگبارهای مختلف دراختیار می‌باشد

از آمار استخراج شده رودخانه تا آنجا که امکـان دارد، اقـدام به تهیه هیدروگرام باران‌هائی را مینمایند که دارای شرایط رگبار واحد باشند. بامطالعات انجام شده برروی آمار بارندگی رودخانه میتوان‌زمان تمرکز حوضه را تعیین نمود. برای رسم هیدروگرام واحد در چنین شرایطی لازم است که مطالعاتی بشرح زیر برروی هیدروگرام وهیتوگرام انجام گیرد:

ـ تجزیه و تحلیل هیتوگرام‌های مربوط به رگبار واحد

این تجزیه و تحلیل شامل نکات زیر میباشد :

a ـ مدت رگبار، فاصله زمانی بین ایـن رگبار و رگبار قبلی (تعیین رطـوبت خـاك) .

b ـ ارتفاع متوسط آبی که توسط رگبار بتمام حوضه میرسد(روش تیسن یارسم خطوط هـم‌باران) .

محاسبه اندیس ناهمگنی رگبار، با استفاده ازآمار باران سنج‌های مختلفی که در حوضه نصب شده‌اند :

$$\frac{P_{max} - P_{min}}{P_{moy}}$$

c ـ ارتفاع حداکثر باران کل و باران‌خالص وتخمین‌مقدارمتوسط نفوذ.

d ـ مدت رگبار خالص بادرنظر گرفتن هیدروگرام های برداشت‌شده از نقاط مختلف حوضه و هیتوگرام های مشاهده شده مـربوط بـه این رگبارهـا .

ـ تجزیه و تحلیل هیدروگرام های مربوط برگبار واحد

a ـ زمان پایه، زمان جواب (فاصله زمانـی بین ماکزیمم هیدروگـرام و مرکز ثقل باران خالص)، زمان صعود هیدروگرام .

b ـ تجزیه قسمت‌های مختلف جریان های تشکیل دهنده هیدروگرام رودخانه (سطحی، عقب افتاده، زیـرزمینی) .

c ـ ضریب جـریان رگبار : $C_r = \frac{V_r}{V_a}$

V_r = آب حاصله از هیدروگرام

V_a = آب حاصله از رگبار

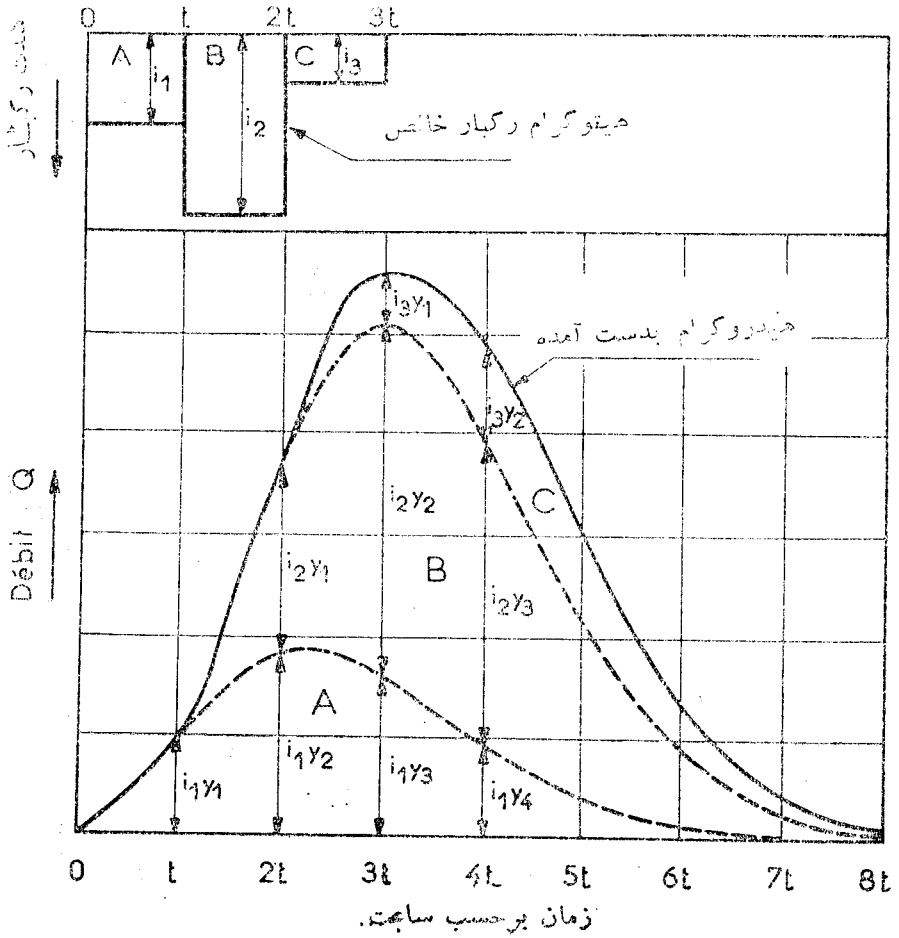
ـ رسم متوسط هیدروگرام‌ها

برای اینکه اشتباهات بحداقل تنزل یابند، هیدروگرام متوسط چند هیدروگرام را رسم نموده و سپس از این هیدروگرام، هیدروگرام واحد رابشرح زیر تعیین میکنند :

اگر متوسط هیدروگرام‌ها برای رگبارهای بشدت مثلا ۲۰میلیمتر در ساعت تولید جریان سطحی معادل ۲ میلیمتر آب درتمام سطح حوضه نماید، با نصف نمودن تمام عرض‌های‌نقاط واقع بر منحنی‌هیدروگرام، هیدروگرام واحد برای رگبار واحد با شدت متوسط ۱۰ میلیمتر در ساعت بدست خواهد آمد .

ـ استفاده‌از هیدروگرام‌های بامدت زیادتر از زمان تمرکز

در بعضی مواقع تهیه هیتوگرام های رگبارهائیکه دارای فواصل زمانی از یکدیگر میباشند غیر مقدور است،دراین شرایط ازهیتوگرام های رگبار بمدت زیاد استفاده میکنند. مثال زیر طرز استفاده از این نوع هیتوگرام ها را برای تهیه هیدروگرام واحد روشن میسازد .
فرض مینمائیم که مطالعات انجام شده وهیتوگرام باران خالص‌و هیدروگرام یك حوضه آبریز مطابق شکل ۷۷ باشد .



ش ۷۷ ــ هیدروگرام وهیتوگرام مربوط به‌یك رگبار غیریکنواخت

سیل مربوطه از یك‌رگبار بشدت‌های مختلف و مدت زمانی معادل معادل ۳ برابر رگبار واحد نتیجه‌شده است،این رگبار رابه‌سه‌رگبار فرعی میتوان تجزیه نمود، هیدروگرام مشاهده شده رودخانه که در اختیار میباشد از جمع این ۳ رگبار فرعی که دارای شدتهای i_3, i_2, i_1 هستند، نتیجه شده‌اند .

فرض نمائیم، مسائل مربوط حل شده وهیدروگرام واحد موردنظر

دارای عرض‌های $i_1 y_1$ و $i_1 y_2$ و $i_1 y_3$ برای زمان‌های $t, 2t, 3t$ باشد.

رگبارهای فرعی دوم و سوم بشدت‌هـای i_2, i_3 نیـز هیدروگرام هائی‌را تولید خواهند نمود که عرض‌های هیدروگرام رگبار دوم‌درزمان های $2t$ ، $3t$ ، $4t$ مساوی $i_2 y_1$، $i_2 y_2$ و $i_2 y_3$ و عرض های هیدروگرام رگبار سوم در زمان‌های $3t$ ، $4t$ ، $5t$ مساوی $i_3 y_1$ ، $i_3 y_2$ ، $i_3 y_3$ خواهند بود .

اگر این دبی در زمان های t ، $2t$ ، $3t$ ، $4t$ مساوی q_1 ، q_2 ، q_3 ، q_4 از روی هیدروگرام مشاهده شده باشد، معادلات زیر نتیجه‌خواهندشد:

$$q_1 = i_1 y_1$$

$$q_2 = i_1 y_2 + i_2 y_1$$

$$q_3 = i_1 y_3 + i_2 y_2 + i_3 y_1$$

$$q_4 = i_1 y_4 + i_2 y_3 , i_3 y_2$$

چون در این معادلات q_1 ، q_2 ، q_3 ، q_4 و i_1 ، i_2 ، i_3 ، i_4 معلوم هستند بنابراین میتوانیم y_1 ، y_2 ، y_3 ، y_4 را محاسبه نمائیم وبا این‌ترتیب مختصات هیدروگرام مربوط به رگبار i_1 وازآنجا هیدروگرام ورگبارواحد بدست‌خواهدآمد.

حالت‌دوم ـ تهیه هیدروگرام‌واحد درحالتیکه هیدروگرام رودخانه‌در اختیار نباشد

در بعضی مواقع لازم است که هیدروگرام رودخـانه را در حـالتیکه هیچگونه اندازه‌گیری دبی برروی انجام نشده باشد، در نقاط مختلـف آن پیش‌بینی نمود .

متخصصین آمریکائی بیش از متخصصین سایر کشورها در این زمینه کوشش نموده‌اند تا عوامل مهم هیدروگرام را از قبیل، دبی ماکزیمم، زمان تمرکز، زمان پایه، زمان جواب به رگبار، توسط فرمول‌هائی از روی مشخصات فیزیکی حوضه (شیب متوسط حوضه، سطح، طول و شیب متوسط رودخانه) تعیین کنند. لیکن تمام این محاسبات عوامل مورد احتیاج را بطور تقریب تهیه میکنند و نتایج حاصله از یك حوضه را نیز نمیتوان با دقت کافی برای حوضه‌های با مشخصات متفاوت، تعمیم داد.

Synder برای نواحی Applaches فرمول‌های زیررا برای عوامل تشکیل دهنده هیدروگرام، پیشنهاد نموده است :

$$t_p = 1/8 \text{ تا } 1/5 \ (L \cdot Lg)^{0/3}$$

$t_p =$ زمان جواب یا فاصله زمانی بین مرکز ثقل باران خالص و ماکزیمم هیدروگرام بر حسب ساعت

$Lg =$ فاصله رودخانه اصلی برحسب مایل ازمحل اندازه گیری تامرکز ثقل حوضه

$L =$ طول رودخانه اصلی برحسب مایل ازمحل اندازه گیری تاخط الراس حوضه

اگر مقادیر فوق برحسب کیلومتر گذاشته شود. فرمول زیرحاصل میشود.

$$t_p = 1/1 \text{ تا } 1/4 \ (L \cdot Lg)^{0/3}$$

اگر مدت بارندگی خالص باندازه Δt_c از زمان تمرکز (T_c) بیشتر باشد در اینصورت :

$$t'_p = t_p + \frac{\Delta t_c}{4}$$

دبی ماکزیمم هیدروگرام در دوحالت فوق از رگباری که تولید جریان سطحی معادل یك اینچ مینماید، عبارت خواهد بود از :

$$q_p = \frac{640\ C_p\ A}{t_p}$$

$$q'_p = \frac{275\ C_p}{t_p}$$

C_p ضریب تجربی است که تغییرات آن بین ۰ر۶۹ تا ۰ر۵۶ بوده و A سطح حوضه برحسب مایل مربع و q_p و یا q'_p برحسب پای مکعب در ثانیه میباشد .

برای محاسبه زمان تمرکز از فرمول Passini که قبلا گفته شد ویا فرمول ویلیامز میتوان استفاده نمود .

$$T_c = \alpha \frac{(AL)^{1/3}}{\sqrt{I}}$$ فرمول Passini

α = ضریب مشخصه‌حوضه

(برای ناحیه Ferrare ایطالیامساوی ۰ر۱۰۸ است)

A = سطح حوضه آبریز برحسب کیلومتر مربع

L = طول‌ترین مسیر جریان آب در حوضه‌برحسب کیلومتر

I = شیب متوسط L

T_c = زمان تمرکز برحسب ساعت

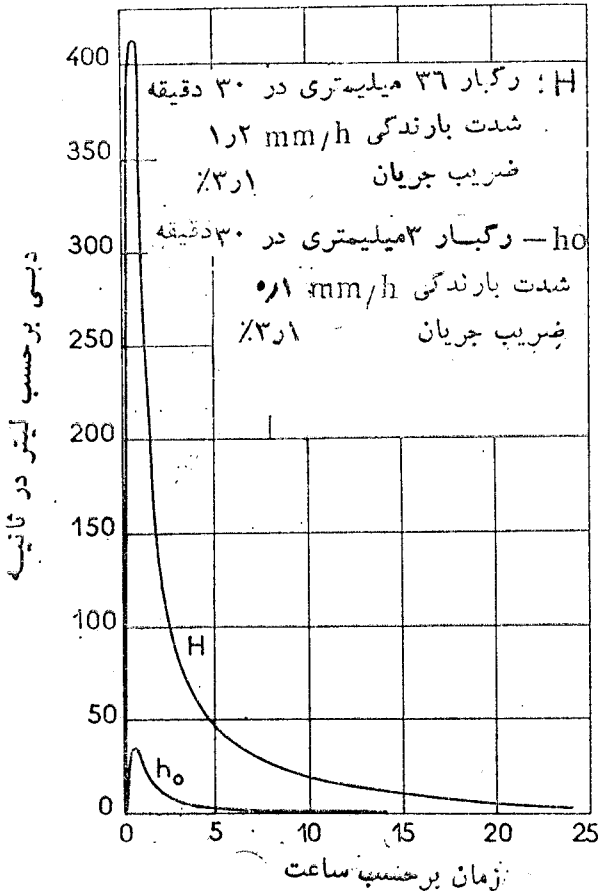
$$T_c = \frac{L}{D}\left(\frac{A}{I}\right)^{20/2}$$

فرمول ویلیامز

برای L و A و T_c میتوان همان تعاریف فرمول Passini را قبول نمود لیکن در فرمول ویلیامز L برحسب مایل و A برحسب مایل مربع و I شیب متوسط حوضه و D قطر دایره‌ایست که سطح آن مساوی سطح حوضه آبریز باشد .

مثال ۱ ــ هیدروگرام واحد حوضه Alrance در فرانسه

هیدروگرام رودخانه پس‌ازجدا کردن جریان‌های عقب افتاده وزیر زمینی توسط E.D.F برای حوضه آبریز Alrance مطابق شکل ۷۸ بـرای یك



ش ۷.۸ ــ هیدروگرام واحد حوضه آبریز آزمایشی آلرانس بمساحت ۳٫۲ کیلومترمربع

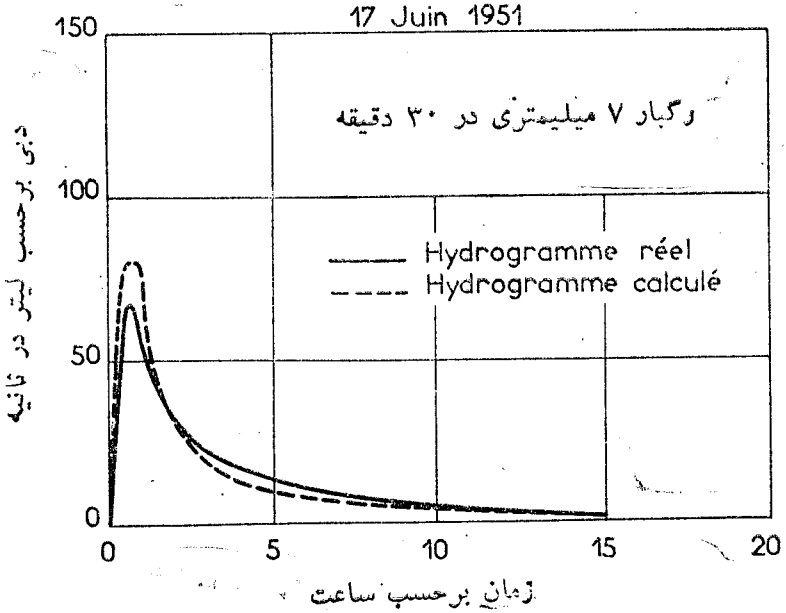
باران ۳۶ میلیمتری در مدت ۳۰ دقیقه (میلیمتر در دقیقه ۲ر۱ = شدت متوسط بارندگی) که با ضریب جریان سطحی ۱ر۳٪ برای حوضه‌آبریز بمساحت ۱۵ر۳ کیلومترمربع، رسم‌شده است.

هیدروگرام واحد این‌هیدروگرام با تقسیم عرض‌های نقاط‌به ۱۰ بدست میآید، بنابراین مشخصات هیدروگرام واحد عبارت خواهد بود از: یك بارندگی ۳ میلیمتری در ۳۰دقیقه (میلیمتر دردقیقه $i=0/1$)وضریب جریان سطحی ۱ر۳٪ .

باران‌هائی درهمین حوضه بارتفاع ۷ میلیمتر بمدت ۳۰ دقیقه و ۲۰ میلیمتر در مدت ۱۸۰ دقیقه و ٤ باران منقطع بمدت ۵ر۵ ساعت باریده است. نتایج حاصله رادرهریك از ۳ حالت فوق‌بشرح‌زیر بررسی مینمائیم :

حالت‌اول – $h=7mm$ و دقیقه $T=30$ ، میلیمتر در دقیقه $i=2/3$

دراین حالت کافیست که عرض نقاط هیدروگرام واحد را در ضریب‌ثابت $\frac{7}{3}$ ضرب نمود، هیدروگرام‌حاصله‌مطابق‌شکل ۷۹ خواهد بودومشاهده

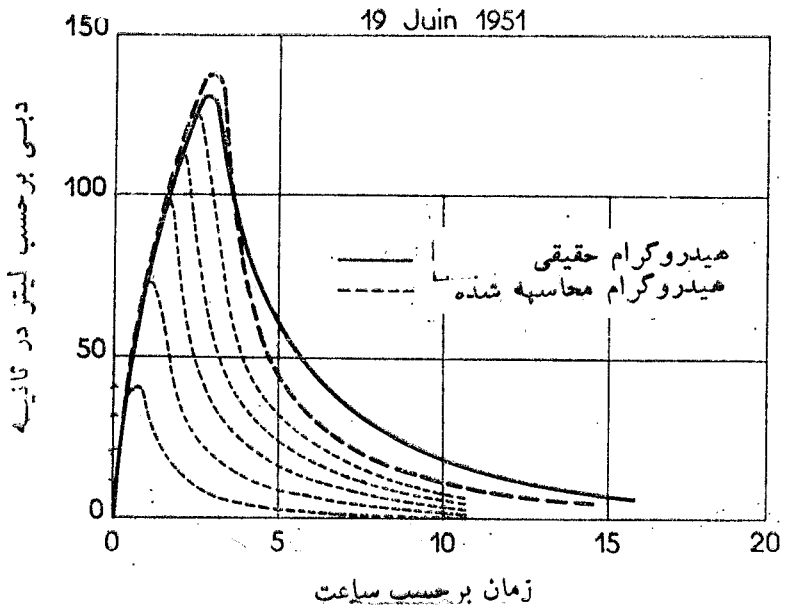


شکل ۷۹ – مقایسه بین‌هیدروگرام‌مشاهده شده‌وهیدروگرام‌محاسبه‌شده حوضه آبریز آزمایشی آلرانس

میشود که بین هیدروگرام تئوری و هیدروگرام مشاهده شده اختلاف زیادی موجود نیست.

حالت دوم ـ $h = ۲۰mm$ و دقیقه $T = ۱۸۰$ و میلیمتر در دقیقه $i = ۰/۱$

اگر رگبار مشاهده شده را به ٦ قسمت تقسیم نمائیم بنابراین مدت رگبار برای هریك مساوی ۳۰ دقیقه خواهد بود. بنابراین هرگاه بفاصله زمانی ۳۰ دقیقه یك هیدروگرام واحد رسم نمائیم از جمع نمودن ٦ هیدروگرام فوق‌الذکر هیدروگرام رودخانه برای رگبار ۱۸۰ دقیقه‌ای مطابق شکل ۸۰ بدست خواهد آمد.



ش ۸۰ ـ مقایسه بین هیدروگرام مشاهده شده ومحاسبه شده حوضه آبریز آزمایشی آلرانس
(رگبار طولانی)

هیدروگرام محاسبه شده باهیدروگرام مشاهده شده جز در قسمت انتهاء هیدروگرام اختلاف زیادی ندارند.

حالت سوم- ٤رگباربه مشخصات وزمان‌های زیرباریده است.

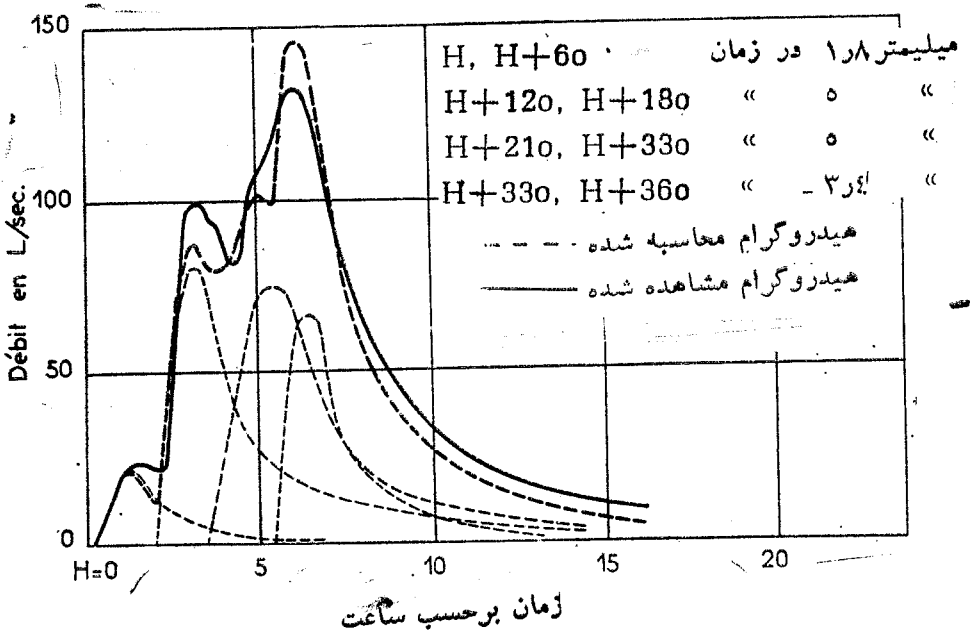
$h_1 = ۱/۸$ mm — در زمان ، دقیقه $H + 60$ ، H $(H = o)$

$h_2 = ۵/$mm — در زمان ، دقیقه $H + ۱۲۰$ ، $H + ۱۸۰$

$h_3 = ۵$ mm — در زمان ، دقیقه $H + ۲۱۰$ ، $H + ۳۳۰$

$h_4 = ۳/۴$ mm — در زمان ، دقیقه $H + ۳۳۰$ ، $H + ۳۶۰$

اگر مقادیر فوق‌الذکر را بادرنظر گرفتن آنچه قبلا توضیح داده شده برروی هیدروگرام واحد بادر نظر گرفتن فواصل زمانی که بین ٤ رگبار بالا موجود است منتقل نمائیم، از جمع ٤ هیدروگرام بدست آمده هیدروگرام کل محاسبه شده بدست می‌آید که‌با هیدروگرام مشاهده شده اختلاف زیادی ندارد (شکل ۸۱).



۸۱ — مقایسه بین‌هیدروگرام مشاهده‌شده ومحاسبه شده آلرانس (رگبارغیریکنواخت)

مثال ۲ ــ هیدروگرام واحد برای حوضه آبریز لار.

برای رسم هیدروگرام واحد حوضه لار محاسباتی بشرح زیر انجام شده است:

ــ تعیین زمان تمرکز با استفاده از فرمول ویلیامز $T_c = \frac{L}{D}\left(\frac{A}{I}\right)^{0/2}$

$L =$ طول حوضه تا ایستگاه اندازه‌گیری آب برحسب مایل

$D =$ قطر دایره‌ای که سطح آن مساوی سطح حوضه آبریز باشد

$A =$ سطح حوضه آبریز برحسب مایل مربع

$I =$ شیب متوسط حوضه آبریز برحسب درصد

$T_c =$ زمان تمرکز برحسب ساعت

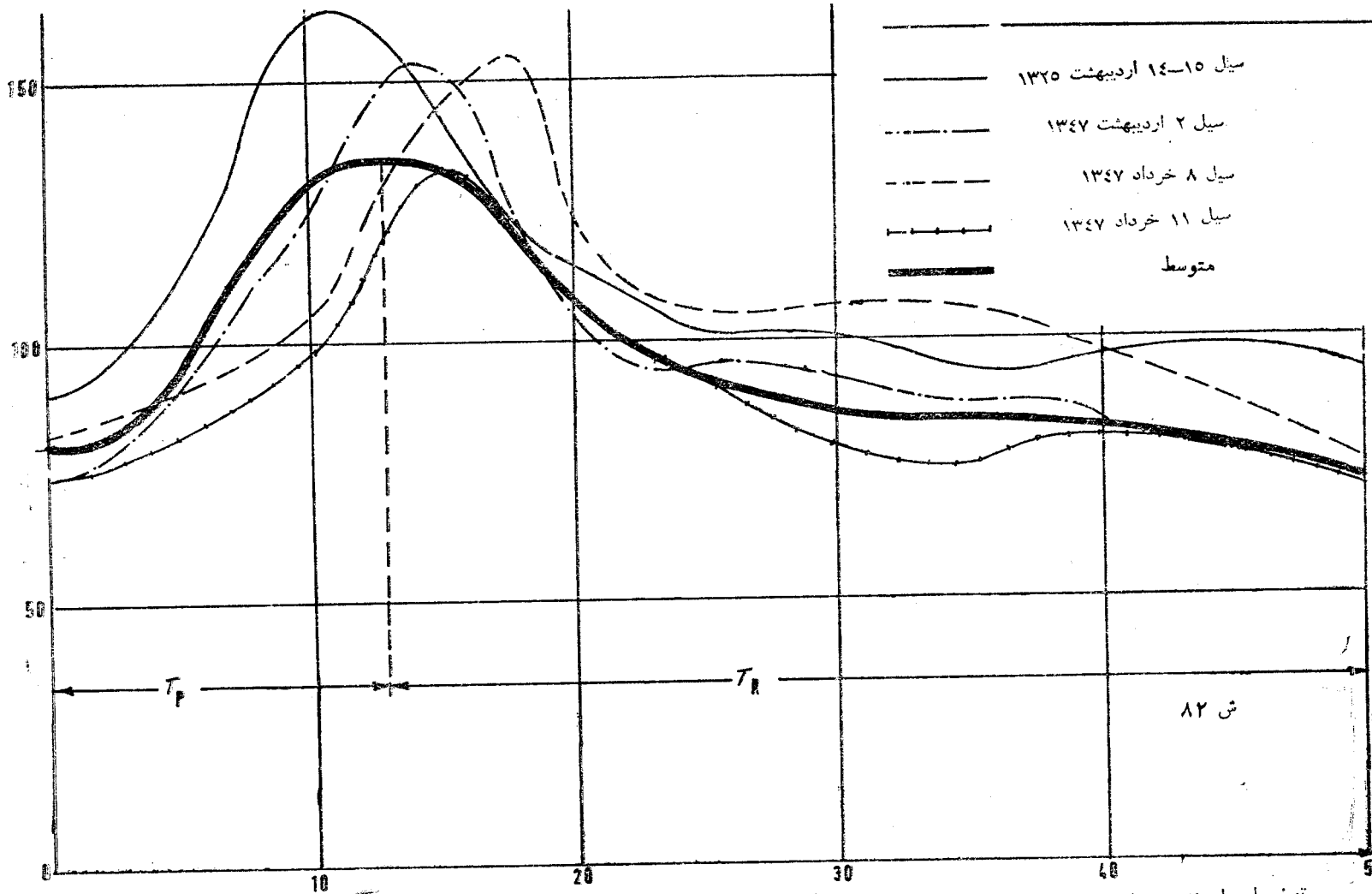
$T_c =$ برای حوضه آبریز لار ساعت ۲۷٫۸

شکل ۸۲ هیدروگرام ٤ سیل که زمان پایه آنها مساوی ۳۰ ساعت بوده، رسم شده است.

$۳۰ = T_c + T_r \qquad = ۲۷/۸ + T_r$

$T_r = ۲/۲$ ساعت

بنابراین هیدروگرام واحدی که بعدا رسم خواهدشد برای بارندگی‌های بمدت ۲٫۲ ساعت خواهد بود. برای هریك از ٥ هیدروگرام اشاره شده دبی جریان‌های زیر زمینی بطر زیر مشخص گردیده‌اند:



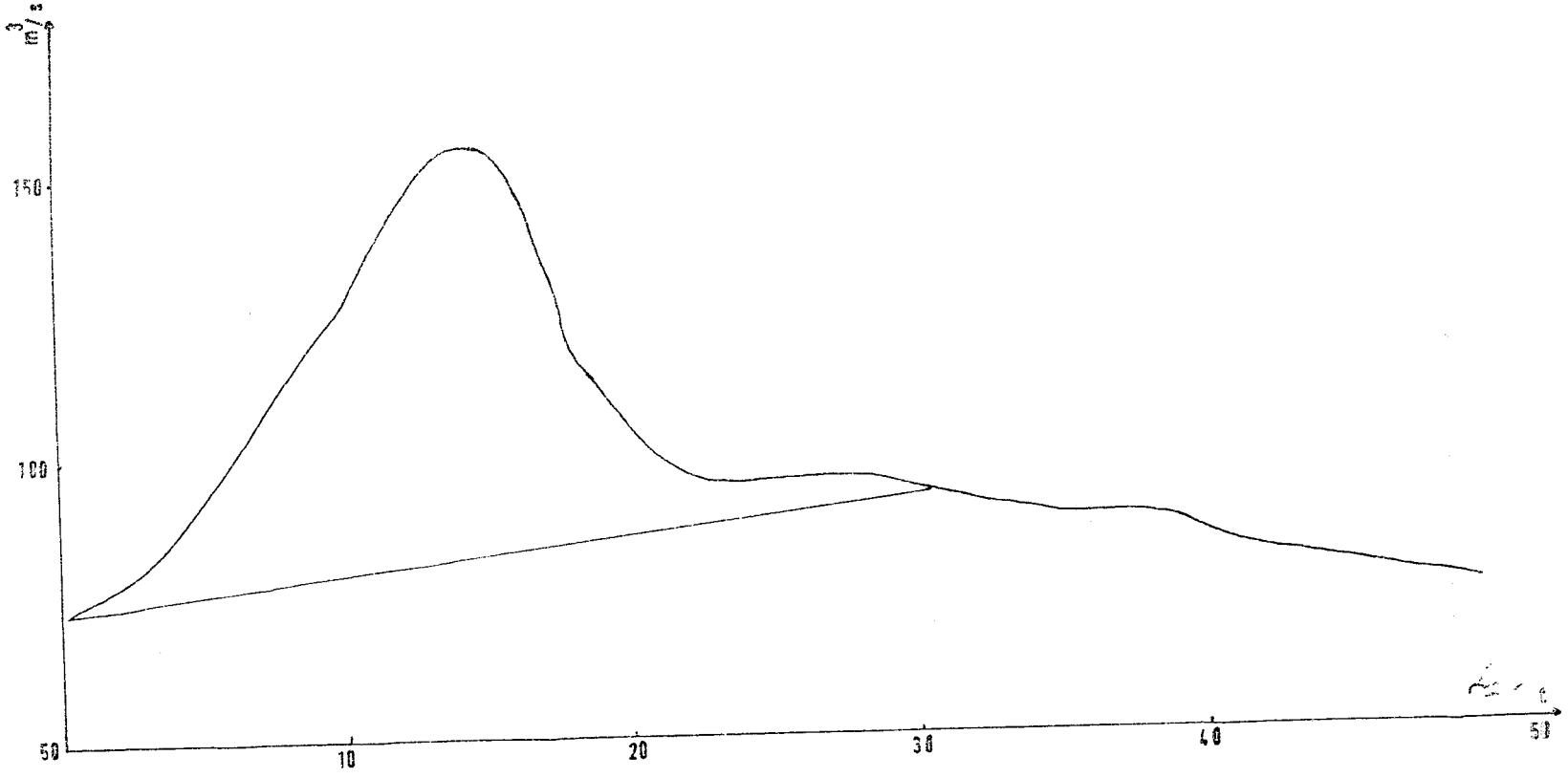
ش ۸۲

توضیحا سیل ۲۹ـ۲۸ فروردین ۱۳۴۷ رسم نشده است

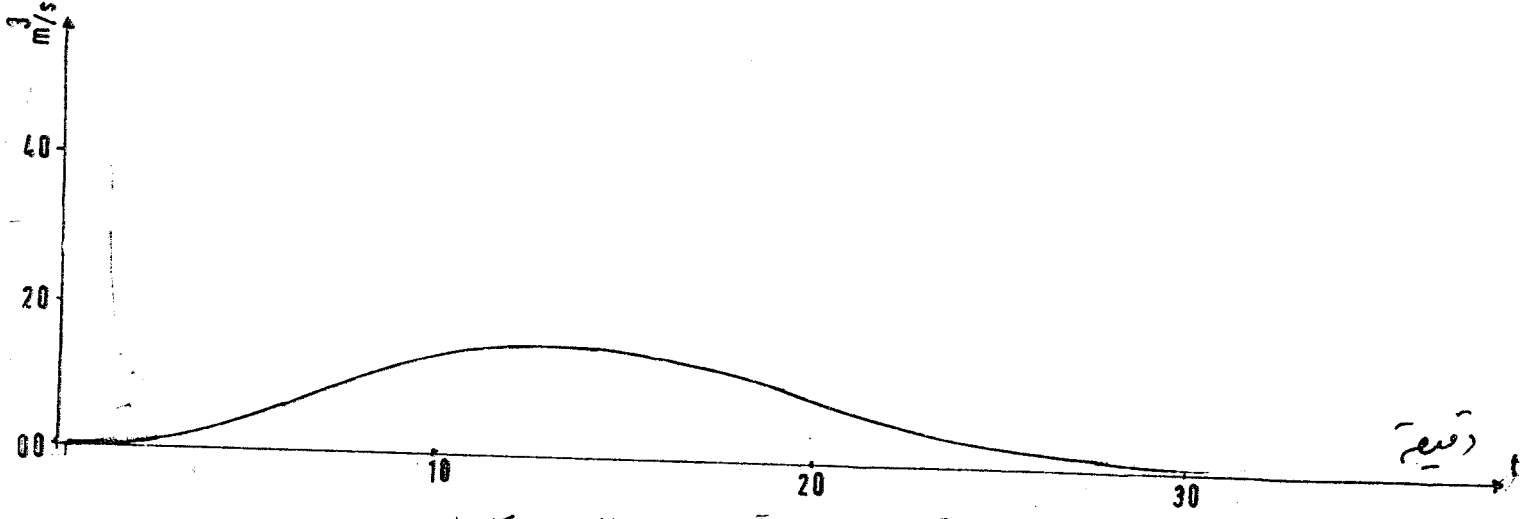
همانطور که قبلا توضیح داده شد بایستی داده‌ها را برروی یك کاغذنیمه لگاریتمی منتقل نمود باترسیم دو خط مستقیم یکی مربوط به جریان‌های عقب افتاده و دیگری مربوط به قسمت تاریسمان، مقدار Q_0 مشخص میگردد. برای سیل مربوط‌به سال ٤٧ (١١ خرداد) این مقدار معادل $\frac{٣٠/٥}{٨٨}$ Q_0 بوده است.

اگر این نقطه را برروی هیدروگرام سیل فوق منتقل نمائیم (ش ـ ٨٣)، بادر نظر گرفتن آنچه قبلا توضیح داده شد میتوان هیدروگرام جریان‌زیر زمینی را از هیدروگرام کل جدا نمود.

با پلانیمتر نمودن سطح جریان سطحی (از جریان عقب افتاده صرفنظر کرده) وتقسیم نمودن آب سطح حوضه، ارتفاع آب جریان یافته یاارتفاع باران خالص بدست میآید ($h = ٥/٣mm$) اگر عرض نقاط را به ٣ر٥ تقسیم نمائیم هیدروگرام واحد، برای سیل‌فوق بدست میآید. این محاسبات برای ٥ سیل تکرار شده و متوسط ٥ هیدروگرام مطابق شکل ٨٤ رسم گردید.



ش ۸۳ ــ هیدروگرام سیل ۱۱ خرداد ۱۳۴۷ حوضه آبریز لار و تجزیه جریان زیرزمینی ازهیدروگرام



ش ۸۴ ــ هیدروگرام واحد حوضه آبریز رودخانه لار در ایستگاه پلور

۱۲ ـ طریقه منطقی و ترکیب هیدروگرام جهت پیش‌بینی سیل

الف ـ طریقه منطقی Methode rationnelle

این طریقه قبل از طریقه هیدروگرام واحد خصوصا جهت تعیین دبی ماکزیمم سطوح کوچك از قبیل فرودگاه ویا تهیه طرح اگو یك شهر مورد استفاده قرار میگرفت. طرز استفاده از این طریقه، درصفحات قبل هنگام بحث در باره هیدروگرام یك رودخانه توضیح‌داده شده است، معذالك مجددا بشرح مختصری دراین باره میپردازیم.

اگر حوضه آبریز را به قطعاتی شبیه $A_1, A_2, A_3 \cdots$ توسط خطوط هم زمان تقسیم نمائیم بطوریکه مدت زمانی که لازم است تایك قطره آب از تمام نقاط مختلف سطح A_1 به محل مخرج حوضه برسد، ثابت باشد. با فرض بالا اگر باران خالصی (P_{net}) بمدت یك دقیقه (واحد زمان یك دقیقه فرض شده‌است) باریده شود آب از تمام نقاط قطعه A_1 درمدت زمانی برابر یك دقیقه وآب‌قطعه دوم در مدت‌دو دقیقه به مخرج حوضه خواهندرسید، هیدروگرام رودخانه از یك منحنی پله‌کانی تشکیل خواهد شد که هرپله آن، نمایش‌دهنده آب‌جریان یافته از یك‌سطح‌خواهد بود. اگر مدت بارندگی دو دقیقه باشد، دارای دومنحنی پله‌کانی خواهیم بود که این دو منحنی باهمدیگر باندازه یك دقیقه اختلاف فاز خواهندداشت.

با توضیحاتی که در صفحات‌قبل داده شده است، حداکثر دبی رودخانه موقعی وجود خواهد داشت که مدت بارندگی برابر زمان تمرکز باشد.

اگر زمان تمرکز برابر n دقیقه‌باشد، دبی ماکزیمم عبارت خواهد بود از :

$$Q = q_1 + q_2 + q_3 + \ldots + q_n$$

$$Q = \Sigma_{i=1}^{i=n} q_i = \Sigma_{i=1}^{i=n} CiA_1$$

i = شدت رگبار یا باران خالص

A_i = سطح هر قطعه

C = ضریب جریان

ضریب جریان از جدول شماره ۲۰ بدست میآید.

جدول ۲۰ ـ ضرایب جریان آب در حوضه‌های مختلف آبریز

نوع حوضه آبریز	ضریب جریان C
۱ـ زمین‌های چمنی	
خاك شنی، تخت یا با شیب ۲٪	۰/۱۰ـ۰/۰۵
خاك شنی ، متوسط با شیب ۲٪ تا ۷٪	۰/۱۵ـ۰/۱۰
خاك شنی، با شیب بیش از ۷٪	۰/۲۰ـ۰/۱۵
خاك سنگین، با شیب ۲٪	۰/۱۷ـ۰/۱۳
خاك سنگین ، متوسط با شیب ۲٪ تا ۷٪	۰/۲۲ـ۰/۱۸
خاك سنگین، با شیب بیش از ۷٪	۰/۳۵ـ۰/۲۵
۲ـ محل کار و مناطق مسکونی	
سطوح پائین شهر	۰/۹۵ـ۰/۷۰
سطوح مجاور	۰/۷۰ـ۰/۵۰

نوع حوضه آبریز	ضریب جریان C
۳ـ مناطق مسکونی	
منازل مسکونی با ساختمانهای منفرد	۰/۵۰ـ۰/۳۰
چند واحد آپارتمان جدا و مستقل	۰/۶۰ـ۰/۴۰
چند واحد بهم پیوسته	۰/۷۰ـ۰/۵۰
حومه شهر	۰/۴۰ـ۰/۲۵
سطوح آپارتمانهای مسکونی	۰/۷۰ـ۰/۵۰
٤ـ مناطق صنعتی	
سطوح سبك	۰/۸۰ـ۰/۵۰
سطوح سنگین	۰/۹۰ـ۰/۶۰
پارکها، گورستانها	۰/۲۵ـ۰/۱۰
زمین‌های بازی	۰/۳۵ـ۰/۲۰
محوطه راه‌آهن	۰/۴۰ـ۰/۲۰
زمین‌های پوشش نیافته	۰/۳۰ـ۰/۱۰
۵ـ خیابانها	
خیابانهای اسفالته	۰/۹۵ـ۰/۷۰
خیابانهای بتنی	۰/۹۵ـ۰/۸۰
خیابانهای آجری	۰/۸۵ـ۰/۷۰
پیاده روها، گردشگاهها	۰/۸۵ـ۰/۷۵

ب- ترکیب هیدروگرام

در بحث‌های قبلی توضیح داده شدکه حداکثر سیل یك رگبار، موقعی صورت میگیرد که مدت رگبار مساوی با زمان تمرکز حوضه باشد، هراندازه که حوضه کوچکتر باشد، بهمان اندازه زمان تمرکز آنها کوچکتر ود ر نتیجه فرض ثابت بودن شدت رگبار در مدت‌ریزش باحتمال زیادتری وجود خواهد داشت، بنابراین حوضه‌های فرعی‌آبریز را بچند قسمت مساوی تقسیم نموده‌و مدت‌ریزش رگبار را مساوی‌زمان تمرکز هریك از حوضه‌های تقسیم شده درنظر میگیریم و چون احتمال اینکه شدت رگبار و یا بارندگی شدید حتی در مدت زمانی، مساوی‌زمان تمرکز حوضه‌های فرعی ثابت باشد، خیلی ضعیف است و بنابراین‌برای اینکه محاسبات دارای دقت بیشتری باشد مدت ریزش رگبار را به‌یك یا چند حالت تقسیم نموده و شدت بارندگی را از روی منحنی‌های شدت و تناوب و مدت در زمان‌های اشاره شده بدست‌میآوریم، سپس بادرنظر گرفتن ضریب فرمول‌منطقی وسطح موثر حوضه مقدار دبی خروجی‌هریك از آنها را مشخص مینمائیم .

اگر حوضه آبریز فرعی مثلا به٤حوضه‌تقسیم‌شده‌باشد،حوضه فوق‌الذکر ٤هیدروگرام‌مختلف‌خواهد داشت،لیکن موضوعی‌که مطرح‌خواهد شد اینستکه این ٤ هیدروگرام بچه‌وضعی ازیکدیگر قرار خواهندگرفت مبداء و ماکزیمم یك هیدروگرام نسبت به هیدروگرام قبلی و بعدی خود بچه صورت خواهد بود؟ و بالاخره هیدروگرام کل رودخانه‌حوضه فرعی چگونه از ٤ هیدروگرام اشاره شده بدست خواهد آمد؟

اگر روش کاربشرح زیر پایه‌گذاری شود به کلیه سئوالات بالاجواب داده خواهدشد :

میتوان فرض نمود که حوضه‌های تقسیم‌شده یك حوضه فرعی در امتداد یکدیگر قرار داشته بطوریکه آب جریان‌یافته از حوضه تقسیم‌شده آخری، به‌حوضه تقسیم شده‌مابعد آخر و بهمین ترتیب تا مخرج حوضه آبریز فرعی وارد شوند، بنابراین حوضه تقسیم شده‌ای که درنزدیك مخرج‌حوضه‌قراردارد، پس‌ازشروع‌رگبارآب‌حاصله بتدریج توسط‌مخرج O تخلیه شده ودبی خروجی‌در زمانی برابر زمان تمرکز حوضه تقسیم‌شده بحداکثر خواهد رسید و سپس‌چون‌رگبار ، مساوی‌زمان‌تمرکز،انتخاب شده بنابراین‌دبی رودخانه بتدریج بحالت اول خودبرگشت مینماید. لیکن‌آب حوضه قبل نیز بعد از زمان تمرکز بتدریج‌وارد مخرج حوضه آبریزفرعی میشود و چون تغییرات شدت و سطح ومدت رگباربرای‌این حوضه‌نظیرحوضه‌اول درنظر گرفته شده ،بنابراین‌هیدروگرام حوضه تقسیم شده دوم، نظیر حوضه تقسیم‌شده اول خواهد بود .

با توضیحات بالا یك‌سری‌هیدروگرام‌بدست‌میآید که با جمع نمودن عرض این هیدروگرام‌ها، هیدروگرام کل حوضه فرعی آبریز بدست می‌آید، بنابراین‌هیدروگرام ترکیبی عبارت‌خواهد بود از هیدروگرامی که از جمع نمودن چند هیدروگرام فرعی حاصل شده باشد .

مثال ـ آنالیز رگبارهای تهران جهت تعیین دبی سیل‌های‌احتمالی در نقاط مختلف شهر تهران

برای انجام این مطالعات‌از ایستگاههای‌باران‌نگار باید استفاده‌نمود ومتاسفانه در حوضه آبریز تهران تنها د وایستگاه باران سنج ثبات (مهرآباد و کاخ سعدآباد) وجود دارد .

ایستگاه باران سنج مهرآباد میتواند بعنوان معرف بارندگی‌های شهر تهران وایستگاه باران‌سنج سعدآباد، معرف بارندگی‌های مناطق کوهستانی اطراف تهران باشد.

شدیدترین باران‌های سالیانه‌تهران‌را برای مدت ۱۹۶۲تا ۱۹۷۰ که آمارآنهادر دست است و برای زمان‌های مختلف بارندگی مطابق جدول ۲۱و ۲۲طبقه‌بندی گردیدندو برای سال‌هائیکه‌آمار دراختیارنمیباشدبا استفاده از محاسبات آماری (Corelation) آمارلازم تعیین شد. سپس جداول شماره ۲۳ و ۲٤ که احتمال وقوع آنها را دردوره‌اندازه گیری نشان میدهد، تهیه گردید، ارقام جداول اخیر را بر روی کاغذ های نمه لگاریتمی منتقل نموده تاشکل‌های شماره ۸۵و۸٦ بدست آیند.

سال	مدت بارندگی به دقیقه							
	۱۵	۳۰	۴۵	۶۰	۹۰	۱۲۰	۱۵۰	۱۸۰
۱۹۶۲	۲۸E	۱۶E	۱۶E	۱۲E	۱۱E	۸E	۶E	۶E
۱۹۶۳	۱۲E	۱۱E	۱۰E	۷E	۶E	۴E	۴E	۴E
۱۹۶۴	۱۳	۸	۷	۵	۵	۴	۴	۳
۱۹۶۵	۲۰	۱۲	۱۰	۸	۷	۶	۵	۴
۱۹۶۶	۱۹	۱۰	۸	۵	۵	۳	۳	۲
۱۹۶۷	۲۴	۱۴	۱۳	۹	۷	۵	۵	۴
۱۹۶۸	۳۲	۱۸E	۱۷E	۱۲	۹	۷	۷	۶
۱۹۶۹	۴۴	۲۴E	۲۴E	۱۴	۱۲	۹	۸	۶
۱۹۷۰	۲۴	۱۳E	۱۱E	۹	۷	۵	۵	۴

E علامت اینست که عدد مزبور با استفاده از همبستگی بین دسته‌جات ساخته شده است.

ماگزیمم سالیانه شدت و رگبار درایستگاه‌کاخ سعدآباد (میلیمتردرساعت)

جدول شماره ۲۱

سال	مدت بارندگی به دقیقه							
	۱۵	۳۰	۴۵	۶۰	۹۰	۱۲۰	۱۵۰	۱۸۰
۱۹۶۲	۱۰	۶	۵	۳	۳	۲	۲	۱
۱۹۶۳	۲۸	۱۷	۱۵	۹	۷	۵	۴	۴
۱۹۶۴	۲۶	۱۷	۱۴	۱۰	۹	۷	۶	۵
۱۹۶۵	۲۰	۱۱	۹	۶	۵	۴	۳	۳
۱۹۶۶	۱۹E *	۹E	۸E	۶E	۵E	۳E	E۳	۲E
۱۹۶۷	۱۹	۱۰	۸	۶	۵	۳	۳ *	۳
۱۹۶۸	۲۰	۱۰	۸	۶	۵	۳	۳	۳
۱۹۶۹	۲۰	۱۲	۱۰	۷	۶	۴	۴	۳
۱۹۷۰	۱۲	۷	۶	۴	۴	۳	۳	۲

* E علامت این است که رقم مزبور بروش همبستگی آماری برآورد شده است .

ماکزیمم‌سالیانه شدت رگبار درایستگاه فرودگاه مهرآباد(میلیمتر درساعت)

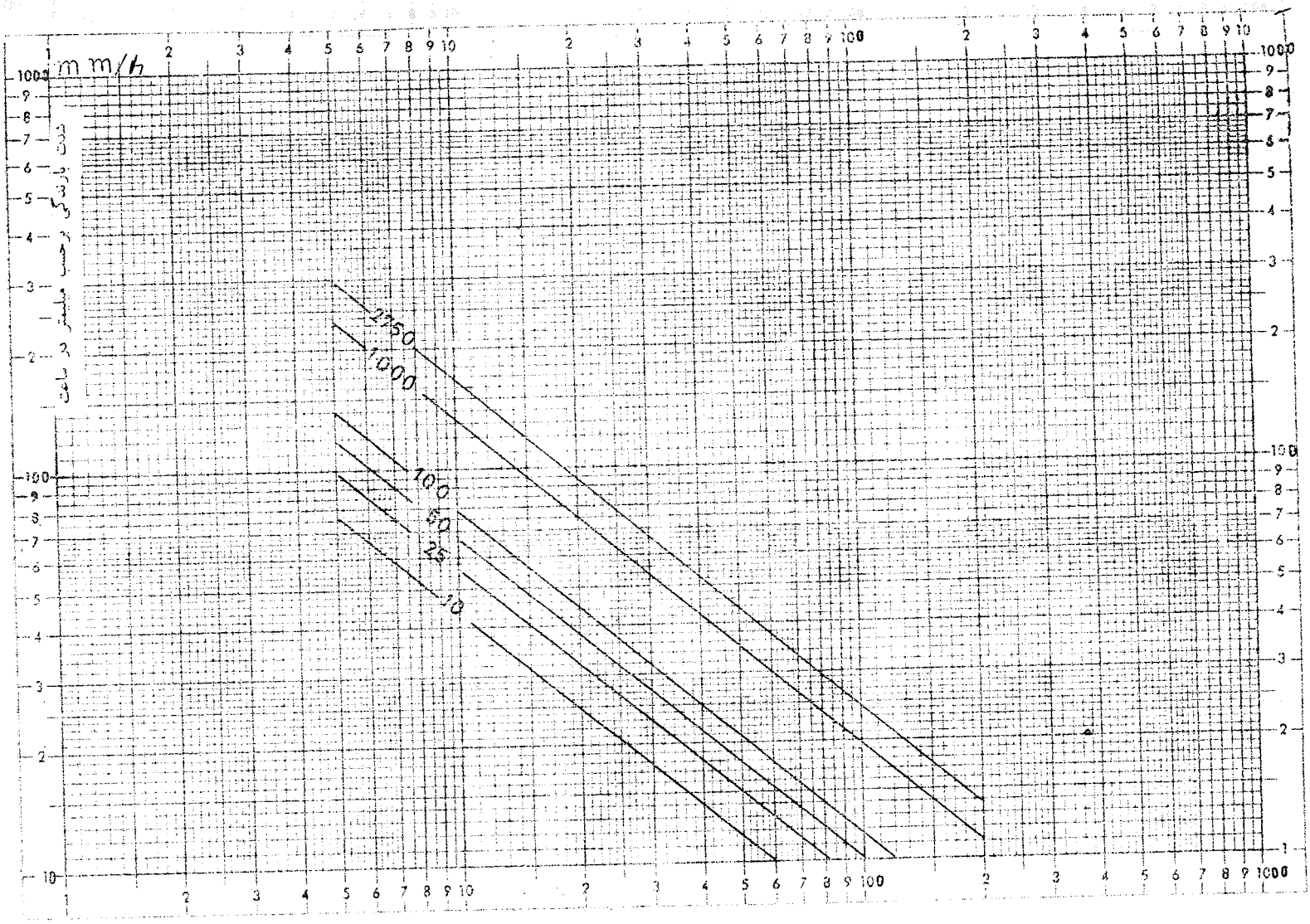
جدول شماره ۲۲

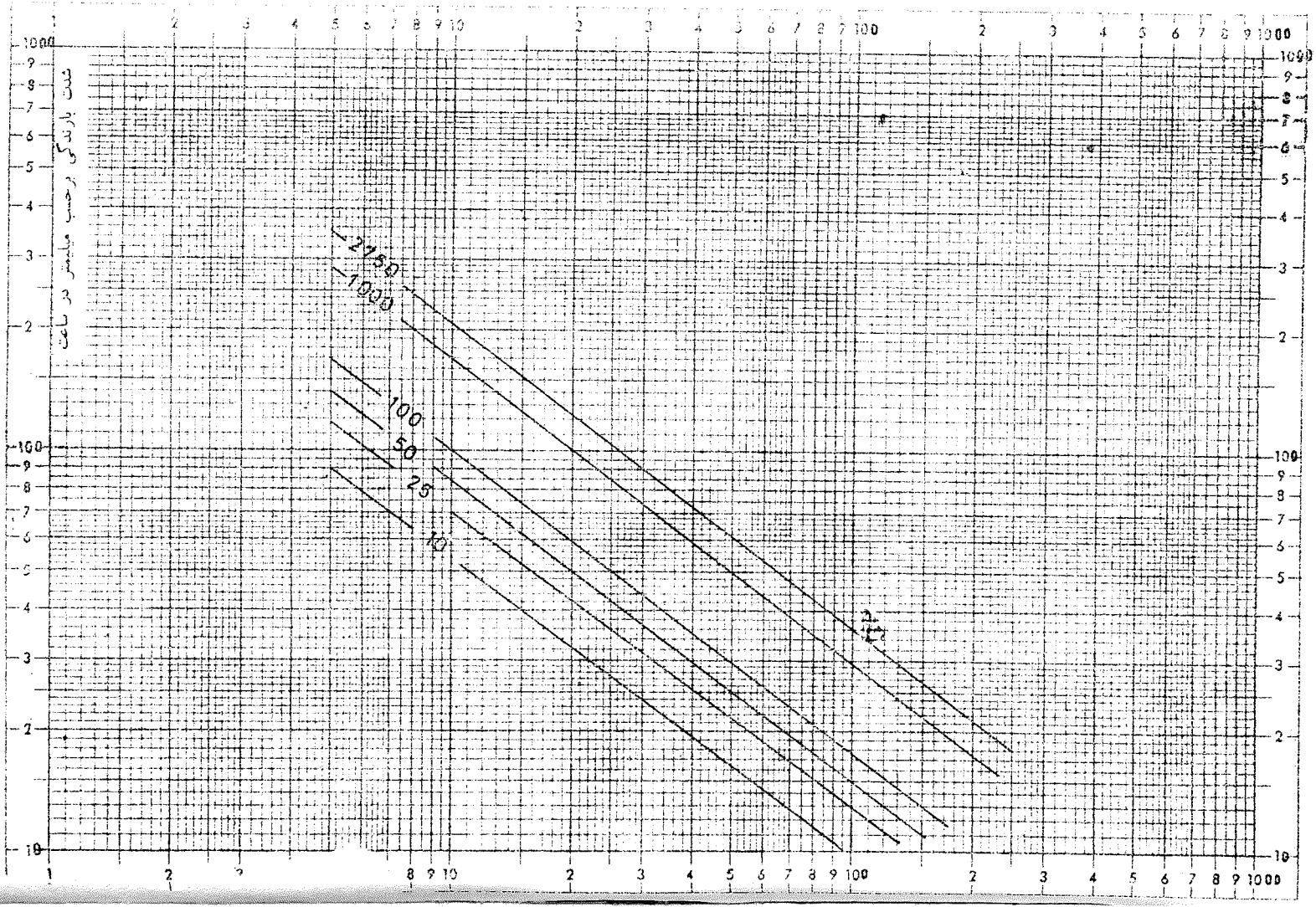
احتمال وقوع بارندگی	۱۵	۳۰	۳۵	۶۰	۹۰	۱۲۰	۱۵۰	۱۸۰
۰ر۴۰	۹۲	۵۱	۴۵	۳۰	۲۶	۱۹	۱۷	۱۵
۱ر۰۸	۷۳	۴۱	۳۶	۲۴	۲۱	۱۵	۱۳	۱۲
۳ر۱۲	۵۵	۳۱	۲۷	۱۹	۱۶	۱۲	۱۰	۹
۸ر۱۷	۴۳	۲۴	۲۱	۱۵	۱۳	۹	۸	۷
۱۳ر۱۷	۳۷	۲۱	۱۹	۱۳	۱۱	۸	۷	۶
۳۱ر۸۷	۲۸	۱۶	۱۴	۱۰	۹	۶	۶	۵
۵۰ر۰۰	۲۳	۱۳	۱۲	۸	۷	۵	۵	۴
۶۸ر۱۳	۱۹	۱۱	۱۰	۷	۶	۵	۴	۴
۸۶ر۸۳	۱۵	۹	۸	۵	۵	۴	۳	۳
۹۱ر۸۳	۱۳	۷	۷	۵	۴	۳	۳	۹
۹۶ر۸۸	۱۰	۶	۵	۴	۳	۲	۲	۲
۲۸ر۹۲	۷	۴	۴	۳	۲	۲	۲	۲
۹۹ر۶۰	۶	۴	۳	۲	۲	۲	۱	۱

جدول ۲۳ـ شدتهای مرتب‌شده بارندگی سالیانه و احتمال وقوع بارندگی درایستگاه سعدآباد

احتمال وقوع بارندگی۲	۱۵	۳۰	۴۵	۶۰	۹۰	۱۲۰	۱۵۰	۱۸۰
۰/۳۹	۷۰	۳۸	۳۲	۲۲	۱۹	۱۳	۱۱	۱۰
۱/۰۵	۵۶	۳۱	۲۵	۱۷	۱۵	۱۰	۹	۸
۳/۰۷	۴۳	۲۳	۱۹	۱۳	۱۱	۸	۷	۶
۸/۱۱	۳۳	۱۸	۱۵	۱۰	۹	۶	۵	۵
۱۳/۱۱	۲۹	۱۶	۱۳	۹	۸	۶	۵	۴
۳۱/۸۴	۲۲	۱۲	۱۰	۷	۶	۴	۴	۳
۵۰/۰۰	۱۹	۱۰	۸	۶	۵	۴	۳	۳
۶۸/۱۶	۱۵	۹	۷	۵	۴	۳	۳	۲
۸۶/۸۹	۱۲	۷	۵	۴	۳	۲	۲	۲
۹۱/۸۹	۱۰	۶	۵	۳	۳	۲	۲	۱
۹۶/۹۳	۸	۴	۴	۳	۲	۲	۱	۱
۹۸/۹۵	۶	۳	۳	۲	۲	۱	۱	۱
۹۹/۶۱	۵	۳	۲	۲	۱	۱	۱	۱

جدول ۲۴ ـ شدتهای بارندگی مرتب شده و احتمال وقوع بارندگی برای ایستگاه مهرآباد


mm/h
m³/h
2250
1000
100
50
25
10


شدت بارندگی برحسب میلیمتر در ساعت
2250
1000
100
50
25
10
T=2

با استفاده از شکل‌های اخیرالذکر ، میتوان‌شکل‌های ۸۷و۸۸راکه موسوم به منحنی‌های شدت، مدت، دوره برگشت میباشند، تهیه نمود. برای رسم آنها ابتدابرروی محورافقی، فرکانس رویدادها را بـه دوره برگشت $\left(T=\frac{I}{F}\right)$ تبدیل نموده بعدا برای هردوره برگشت،شدت‌هر رگبار را برای هر مدت بارندگی از محور عرضی‌ها قرائت نموده‌و بـر روی کاغذ نیمه‌لگاریتمی منتقل کـرد .

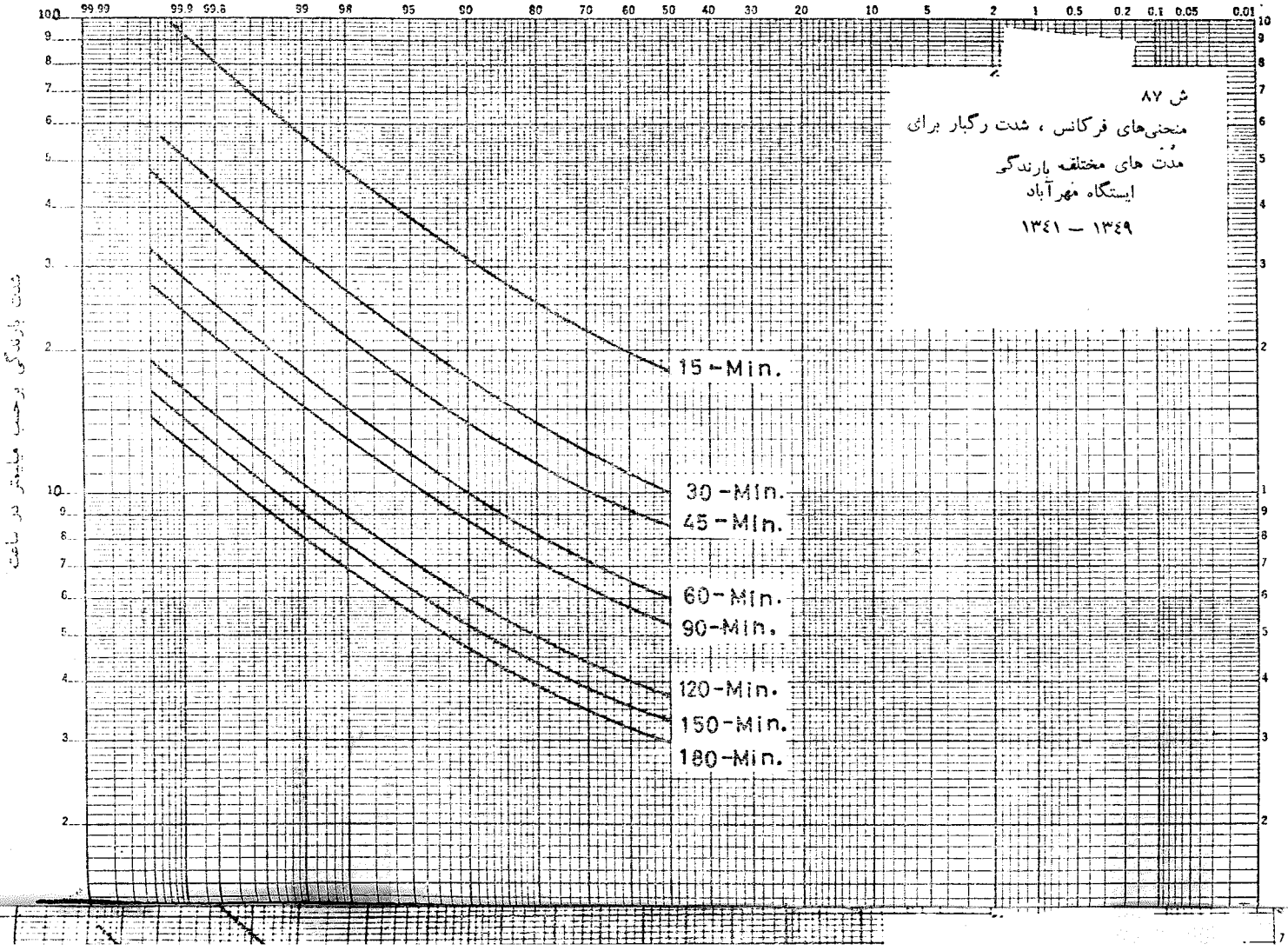
حوضه آبریز شهر تهران با درنظر گرفتن وضع توپو گرافی‌ورود‌ـ خانه‌های موجود، بچند حوضه فرعی تقسیم میشود ودبی هرچندحوضه فرعی با یکدیگر جمع شده و از محلی خارج میشونـد .

دراین‌مثال به‌محاسبه دبی‌سیل درحوضه‌فرعی فرح‌زاد اکتفامینمائیم چون محاسبه‌دبی سایر حوضه‌های آبریـز شهر تهـران شبیه محاسبات مربوط به حوضه‌فرح‌زاد میباشد .

حوضه فرح‌زاد درشمال‌غرب وغرب تهران‌قرار دارد، این حوضه‌مطابق‌خط فرضی به چهار قسمت‌مساوی تقسیم شده کـه قسمت اول در نـواحـی کـوهستانی و سه قسمت دیـگر در منطقه دشت قـرار دارد، بنابـراین تعیین هیدروگرام قطعه اول از آمار و منحنی‌های مـربوط‌به ایستگـاه سعدآباد و برای سه قطعه بعدی از آمار و منحنی‌های مربوط‌به‌ایستگاه مهرآباد استفاده شده‌است.

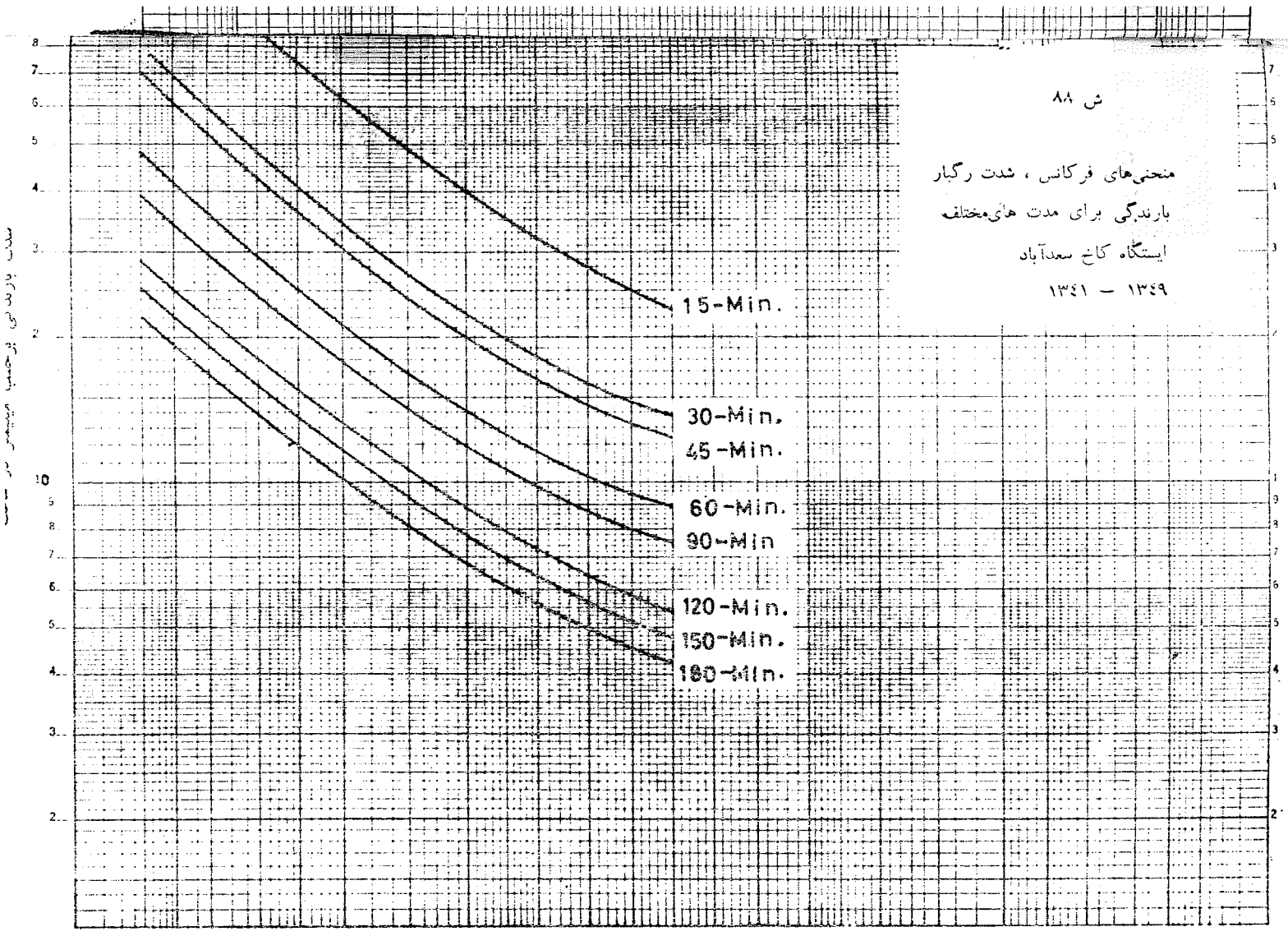
زمان تمرکز برای تمام حوضه‌آبریز فرح‌زاد با استفاده ازفرمول‌ویلیامز بشرح‌زیـر محاسبه گردیده است:

$$T_c=\frac{L}{D}\cdot\left(\frac{A}{I}\right)^{۰/۲}$$



ش ۸۷

منحنی‌های فرکانس ، شدت رگبار برای
مدت های مختلفه بارندگی
ایستگاه مهرآباد
۱۳۴۹ — ۱۳۴۱


ش ۸۸
منحنی‌های فرکانس ، شدت رگبار
بارندگی برای مدت های‌مختلف
ایستگاه کاخ سعدآباد
۱۳۴۹ — ۱۳۴۱
15-Min.
30-Min.
45-Min.
60-Min.
90-Min
120-Min.
150-Min.
180-Min.

طول رودخانه برحسب مایل ۱۰٫۵۵ = L

سطح حوضه آبریز برحسب مایل‌مربع ۱۶٫۶۶ = A

قطر ظاهری حوضه آبریز D =

$$D = \left(\frac{4A}{\pi}\right)^{0.5}$$

شیب متوسط حوضه I = ٪۱۰٫۵

T_c = ۲۶۶ دقیقه

با استفاده از منحنی‌های شدت، مدت، و دوره‌برگشت (شکل‌های ۸۷ و ۸۸) و با استفاده از ضریب C و K مطابق جدول ۲۵

شماره قطعه / ضریب	۱	۲	۳	۴
C	٪۴۰	٪۵۰	٪۶۰	٪۸۰
K	٪۶۰	٪۷۰	٪۸۰	٪۸۰

جدول ۲۵

مقدار دبی برای هر حوضه تقسیم شده از حوضه فرعی فرح‌زاد، مطابق جدول ۲۶ محاسبه میشود .

(C و K عبارت‌اند از ضریب جریان و ضریب شرکت سطح در جریان هیدروگرام)

$Q_1 = ۰/۲۷۵ \times ۰/۴ \times ۱۰/۷۹ \times ۰/۶ \times ۳۵ = ۲۴/۸۵$ متر مکعب درثانیه

» $\times ۵ = ۳/۵۵$ »

» $\times ۳/۵۵ = ۲/۵۰$ »

» $\times ۲/۴۵ = ۱/۷$ »

$Q_2 = ۰/۲۷۵ \times ۰/۵ \times ۱۰/۷۹ \times ۰/۷ \times ۳۵ = ۳۷/۱$ »

» $\times ۵ = ۵/۳$ »

» $\times ۵ = ۳/۷۶$ »

» $\times ۲/۴۵ = ۲/۶$ »

$Q_3 = ۰/۲۷۵ \times ۰/۶ \times ۱۰/۷۹ \times ۰/۸ \times ۴۵ = ۵۱$ »

» $\times ۵ = ۷/۳$ »

» $\times ۳/۵۵ = ۵/۳$ »

» $\times ۲/۴۵ = ۳/۵۸$ »

$Q_4 = ۰/۲۷۵ \times ۰/۸ \times ۱۰/۷۹ \times ۰/۸ \times ۵۰ = ۹۵$ »

» $\times ۱۰ = ۱۹$ »

» $\times ۶ = ۱۱/۴$ »

» $\times ۴ = ۷/۶$ »

جدول ۲۶

ضریب کاهش جریان برای قطعات دوم و سوم و چهارم (که در منطقه دشت واقع شده‌اند) از فرمول زیر محاسبه میشود :

$$F_t = \frac{2t}{2t+0/8} \frac{L}{V}$$

t = مدت بارندگی (برابر زمان تمرکز)

L = طول رودخانه بر حسب متر

V = سرعت متوسط جریان آب به دقیقه

$F_{t_2} = F_{t_3} = ۰/۹۴$ $\qquad$ $F_{t_4} = ۰/۹۸$

جدول شماره ۲۷ با استفاده از این محاسبات تهیه شده است:

$Q_۲ =$	۰/۹۴×۳۷/۱ = ۳۴/۹	مترمکعب در ثانیه	
	» ×۵/۳ = ۵/۰	»	
	» ×۳/۷۶ = ۳/۵	»	
	» ×۲/۶ = ۲/۴	»	
$Q_۳ =$	۰/۹۴ × ۵۱ = ۴۸	»	
	» ×۷/۳ = ۶/۸۶	»	
	» ×۵/۳ = ۴/۹	»	
	» ×۳/۵۸ = ۳/۴	»	
$Q_۴ =$	۰/۹۸ × ۹۵ = ۹۳	»	
	» ×۱۹ = ۱۸/۶	»	
	» ×۱۱/۴ = ۱۱/۲	»	
	» ×۷/۶ = ۷/۳	»	

جدول ۲۷

با استفاده از داده‌های بالا، هیدروگرام هر حوضه فرعی مطابق شکل ۸۹ رسم‌میشودوازجمع نمودن‌هیدروگرام‌های ٤ حوضه‌تقسیم‌شده، هیدروگرام حوضه آبریزه فرح‌زاد بدست‌می‌آید، اگر همین محاسبات‌را برای سایر حوضه‌های‌فرعی‌تهران‌وبرای‌دوره برگشت ۲۵۰۰ساله‌یکبار انجام دهیم، دبی احتمالی سیل در نقاط شهر تهران بدست می‌آید .

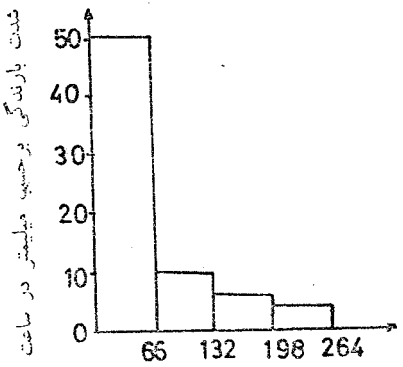
۱۳ ـ فرمول‌های‌تجربی‌که‌بصورت تقریب‌مقدارجریان آب‌یك‌حوضه را مشخص میکنند

الف‌ـ فرمول تالیوت Talliot

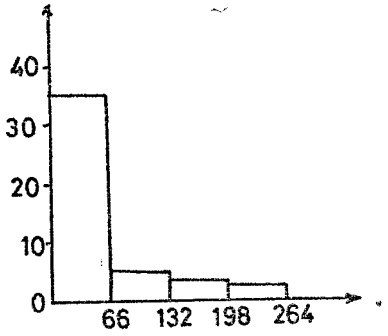
از این فرمول‌برای سطح مقطع یك‌پل استفاده میکنند .

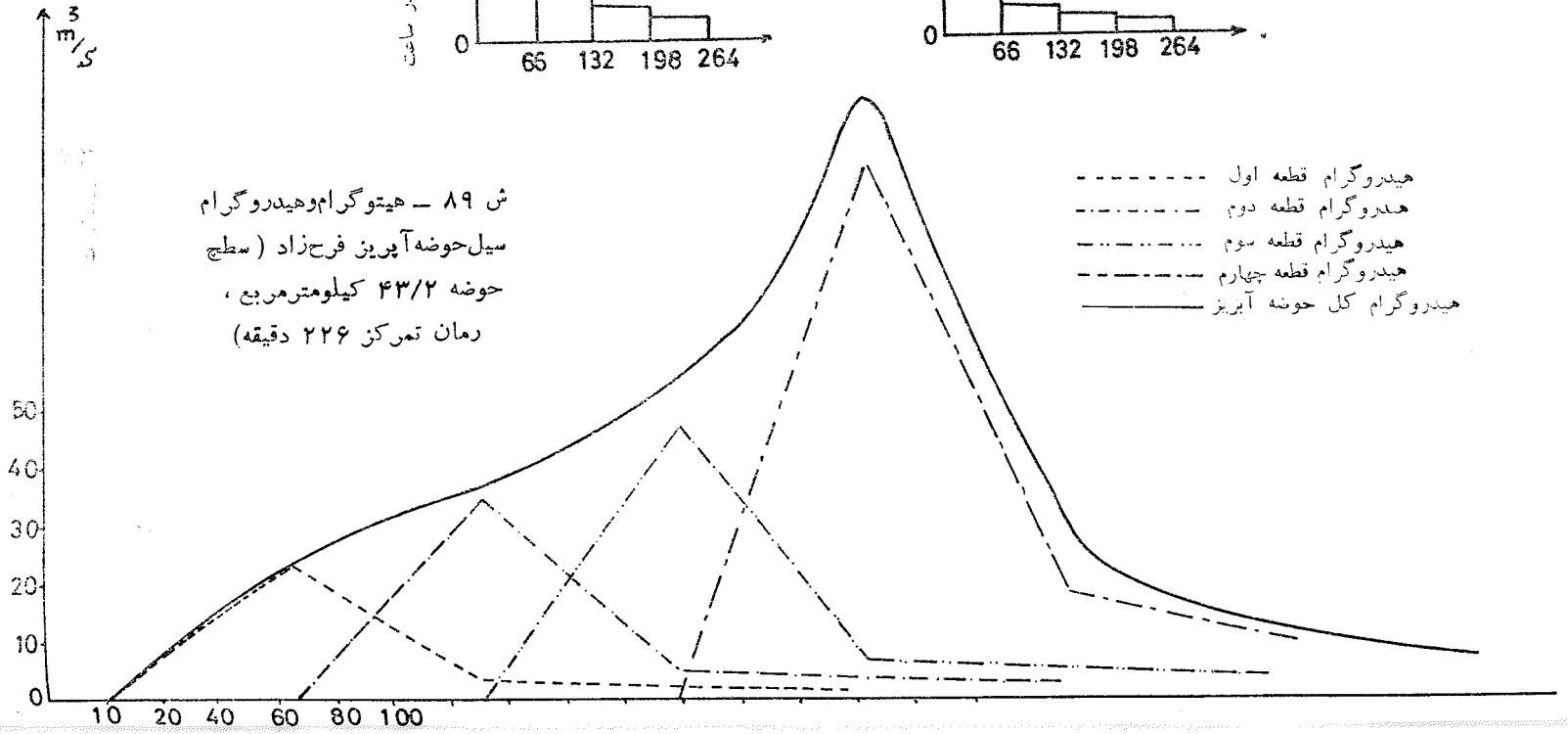
$$a = C\sqrt{A^3}$$

پخش زمانی بارندگی در ناحیه کوهستانی



پخش زمانی بارندگی در ناحیه جلگه‌ای





ش ۸۹ ــ هیتوگرام‌وهیدروگرام سیل‌حوضه‌آبریز فرح‌زاد (سطح حوضه ۴۳/۲ کیلومترمربع ، زمان تمرکز ۲۲۶ دقیقه)

A = سطح آبریز برحسب اکر

a = سطح لازم برای تخلیه‌آب‌برحسب فوت مربع

C = ضریب تالیوت که بستگی به وضعیت فیزیکی حوضه دارد

	C
نوع زمین	
کوهستانی	۱
شبه ماهور	۰٫۶ـ۰٫۸
دشت ناهموار	۰٫۴ـ۰٫۵
دشت هموار	۰٫۲ـ۰٫۳

ب ـ فرمول فورتی Forti

فورتی ۲ رابطه بشرح‌زیر پیشنهاد نموده است :

$$q_1 = ۲/۳۵ \frac{۵۰۰}{A+۱۲۵} + ۰/۵$$

$$q_2 = ۳/۲۵ \frac{۵۰۰}{A+۱۲۵} + ۰/۵$$

رابطه اول برای بارندگی‌های تا ۲۰۰میلیمتردر ۲۴ ساعت ورابطه دوم برای بارندگی‌های بین ۴۰۰ـ۲۰۰ میلیمتر در ۲۴ساعت‌میباشد.

q = دبی برحسب مترمکعب در ثانیه وکیلومترمربع‌حوضه آبریز

A = سطح حوضه برحسب کیلومتر مربع

ج ـ فرمول مک‌مت Mc. Math

$$q = A \cdot C.I \sqrt[5]{\frac{S}{A}}$$

$q =$ دبی بر حسب فوت مکعب در ثانیه

$A =$ سطح حوضه آبریز بـرحسب اکر

$I =$ شدت رگبار برحسب اینچ درساعت (برای رگبارهای حداقل بمدت ۲۰ دقیقه)

$C =$ ضریب جریان سطحی که بستگی به‌جنس سطح حوضه‌دارد

$S =$ شیب خط‌القعر در هـزار

د ــ فرمول برکلی زیگلر Burkli Ziegler

$$q = C \cdot R.A \sqrt[4]{\frac{S}{A}}$$

$q =$ دبی برحسب فـوت مکعب در ثانیه

$C =$ ضریب جـریان سطحی

$R =$ حداکثر بارندگی سالیانه برحسب اینچ درساعت

$A =$ سطح حـوضه بـر حسب اکر

۲ ــ فـرمول هـاف‌بـور Hafbaure

$$q = \beta \sqrt{A}$$

دبی برحسب متر مکعب در ثانیه $q=$

سطح حوضه برحسب کیلومتر مربع $A=$

ضریب حوضه $\beta=$

حوضه	β
دشت هموار	۰٫۲۵ ـ ۰٫۳۵
تپه ماهور	۰٫۳۵ ـ ۰٫۵
کوهستان	۰٫۵ ـ ۰٫۷

ن ـ طریقه Cook

در این طریقه مقدار سیل بستگی بعوامل زیر دارد :

اول ـ متوسط بارندگی سالیانه

دوم ـ ضریب Cook

سوم ـ پستی و بلندی ناحیه (R)

چهارم ـ نفوذپذیری زمین (I)

پنجم ـ پوشش گیاهی (V)

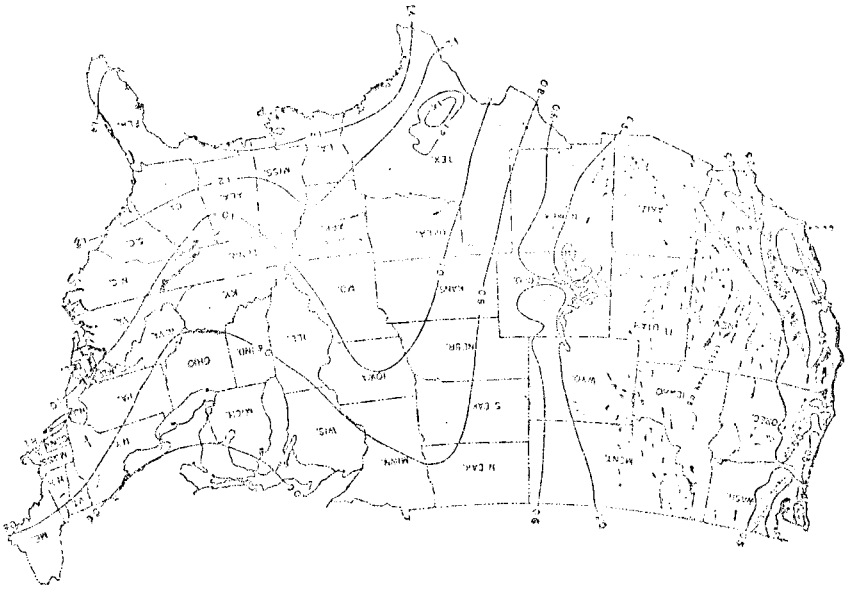
ششم ـ ذخائر سطحی (S)

اول ـ متوسط بارندگی سالیانه

متوسط بارندگی سالیانه با استفاده از آمار بارندگی سال‌هائیکه دراختیار میباشد، تهیه میشود .

دوم ـ تعیین ضریب Cook

این‌ضریب مطابق شکل (۹۰) برای نواحی مختلف آمریکا تهیه ورسم



ش ۹۰ ــ ضریب کوك برای نواحی مختلف آمریکا

شده است درکشورهائیکه بـرای تعیین این ضریب مطالعاتـی انـجام نگرفته است، میتوان با تطبیق با یکی از نقاط آمریکا ضریب مربوطه‌را با تقریب برای آن منطقه تعیین نمود.

جهت محاسبات مربوط به دبی سیل‌هائیکه وارد رودخانه‌طالقان (درمنطقه‌دشت قزوین) میشوند، معادل ۰٫۵ (ضریب‌نواحی‌غرب آمریکا) انتخاب گردید.

مقادیر ۳و٤و٥و٦ بااستفاده از جدول شماره ۲۸ بدست میآیند.

مثال ــ بمنظور تامین آب مورد احتیاج برای طرح عمران قزوین سدی برروی رودخانه طالقان احـداث گردید. آب‌این سد توسط کانـالی با دبـی بمیزان ۳۰ متر مکعب در ثانیه وارد دشت قـزوین خـواهد شد .

چون این کانال از مسیری عبور مینماید که در مواقع بارندگی‌های شدید، مقدار قابل توجهی آب به آن برخورد مینماید، لذا برای جلوگیری از خسارات حاصله بایستی مقدار آبی را که از خط‌القعرهای مختلف حوضه‌های دو طرف مسیر این کانال عبور مینماید، قبلا محاسبه شود.

از طریقه Cook برای محاسبه مقادیر آب فوق‌الذکر بشرح زیر استفاده گردیده است.

همانطوریکه شرح داده شد برای استفاده از روش‌کوك در یك حوضه آبریز باید مجموع مقدار عوامل شماره ۳ تا ٦ را با استفاده از جدول‌زیر تعیین کرده و سپس با داشتن $W=R+I+C+S$ برای یك دوره‌معین سیل حداکثر را تخمین زد.

عوامل مؤثر	مشخصات حوضه آبریز	مقدار
وضعیت‌طبیعی زمین (R)	ـ زمین‌های کوهستانی با شیب متوسط بیش‌از ۳۰٪	۴۰
	ـ زمین‌های تپه ماهوری با شیب متوسط (۳۰ ـ ۱۰)٪	۳۰
	ـ زمین‌های ناهموار با شیب متوسط (۱۰ ـ ۵) ٪	۲۰
	ـ زمین‌های نسبتا ناهموار با شیب متوسط (۵ـ۰) ٪	۱۰
میزان‌نفوذ پذیری (I)	ـ زمین‌های با قابلیت نفوذ پذیری خیلی کم	۳۰
	ـ « « « کم	۱۵
	ـ « « « متوسط	۱۰
	ـ « « « بسیار زیاد	۵

پوشش گیاهی (C)	ـ بدون پوشش گیاهی قابل ملاحظه	۲۰
	ـ باپوشش گیاهی کم وزمین‌های کشاورزی یا ۱۰ـ۰ درصد حوضه آبگیر زیر پوشش گیاهی است	۱۵
	ـ درموردی که ۵۰ـ۱۰ درصد حوضه آبگیر زیر پوشش گیاهی است	۱۰
	ـ درموردی که ۹۰ـ۵۰ درصد حوضه آبگیر زیر پوشش گیاهی است	۵
ذخایرسطحی (S)	ـ سطوح غیر قابل ملاحظه جهت ذخیره آب	۲۰
	ـ سیستم تخلیه مناسب با ظرفیت کم	۱۵
	ـ سطوح ذخیره قابل ملاحظه که ۲درصد آنرا دریاچه ومرداب تشکیل داده است	۱۰
	ذخایر سطحی زیاد و سیستم تخلیه نامناسب شامل سطوح زیاد دریاچه‌و مرداب	۵

جدول شماره ۲۸

ـ ضریب Cook همانطورکه قبلا اشاره گردید معادل ۵ر۰ تعیین شد.

ـ مقدار متوسط باران سالیانه با استفاده از آمار بارندگی‌های موجود ۳۰۰ میلیمتر در سال انتخاب شد .

ـ مقدار W بااستفاده از جدول شماره ۲۸ وبشرح زیر تعیین گردید:

R = 2o

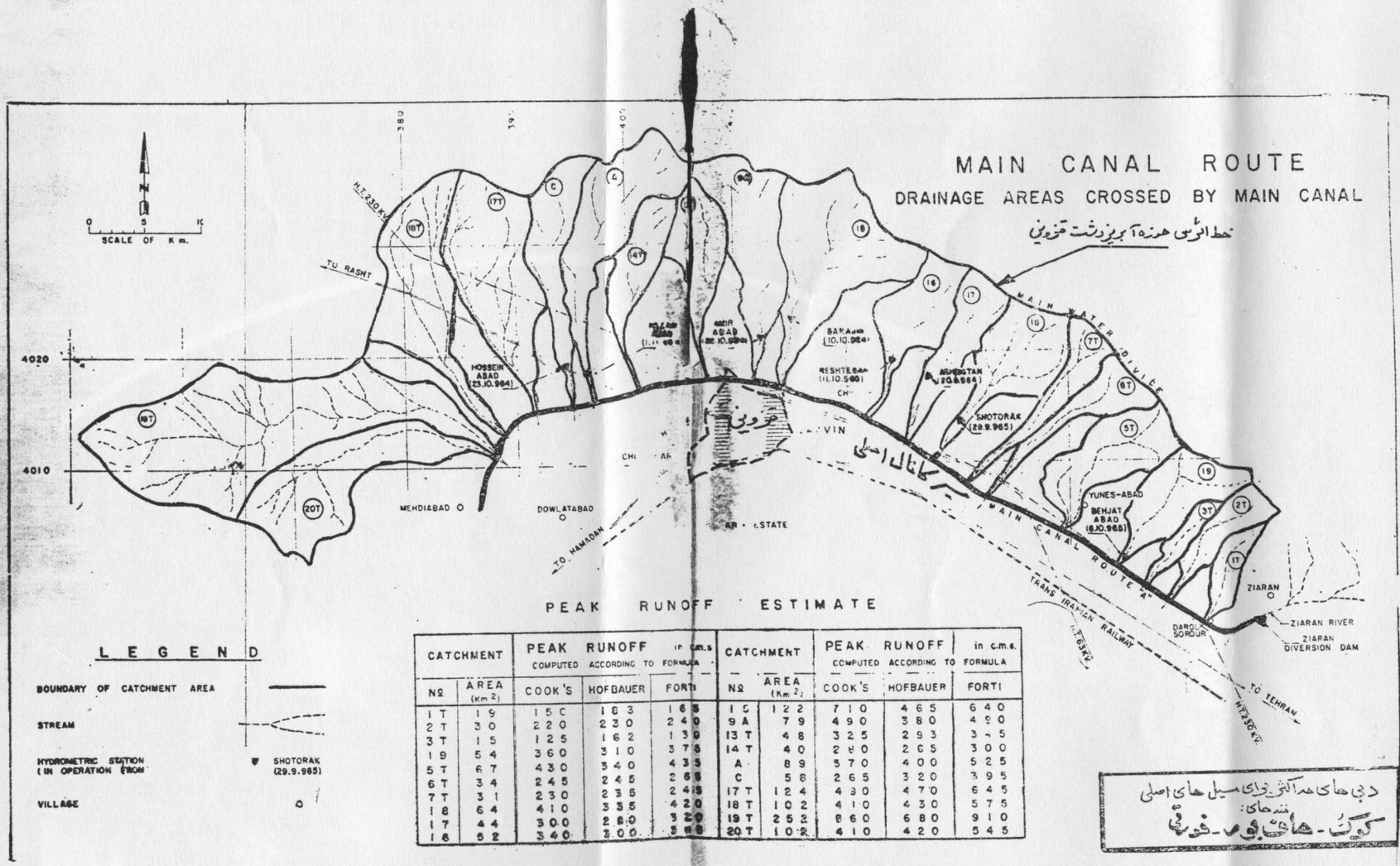
I = 15

C = 2o

S = 2o

W = 75

بادر نظر گرفتن سطح حوضه‌های فرعی و مقدار W وبااستفاده از شکل



PEAK RUNOFF ESTIMATE

CATCHMENT		PEAK RUNOFF in c.m.s. COMPUTED ACCORDING TO FORMULA			CATCHMENT		PEAK RUNOFF in c.m.s. COMPUTED ACCORDING TO FORMULA		
NO	AREA (Km²)	COOK'S	HOFBAUER	FORTI	NO	AREA (Km²)	COOK'S	HOFBAUER	FORTI
1 T	1 9	1 5 C	1 8 3	1 6 5	1 5	1 2 2	7 1 0	4 6 5	6 4 0
2 T	3 0	2 2 0	2 3 0	2 4 0	9 A	7 9	4 9 0	3 8 0	4 9 0
3 T	1 5	1 2 5	1 6 2	1 3 0	13 T	4 8	3 2 5	2 9 3	3 ~ 5
1 9	5 4	3 6 0	3 1 0	3 7 5	14 T	4 0	2 8 0	2 6 5	3 0 0
5 T	6 7	4 3 0	3 4 0	4 3 5	A	8 9	5 7 0	4 0 0	5 2 5
6 T	3 4	2 4 5	2 4 5	2 6 5	C	5 8	2 6 5	3 2 0	3 9 5
7 T	3 1	2 3 0	2 3 5	2 4 5	17 T	1 2 4	4 3 0	4 7 0	6 4 5
1 8	6 4	4 1 0	3 3 5	4 2 0	18 T	1 0 2	4 1 0	4 3 0	5 7 5
1 7	4 4	3 0 0	2 8 0	3 2 0	19 T	2 5 2	8 6 0	6 8 0	9 1 0
1 6	5 2	3 4 0	3 0 0	3 6 5	20 T	1 0 2	4 1 0	4 2 0	5 4 5

LEGEND

BOUNDARY OF CATCHMENT AREA

STREAM

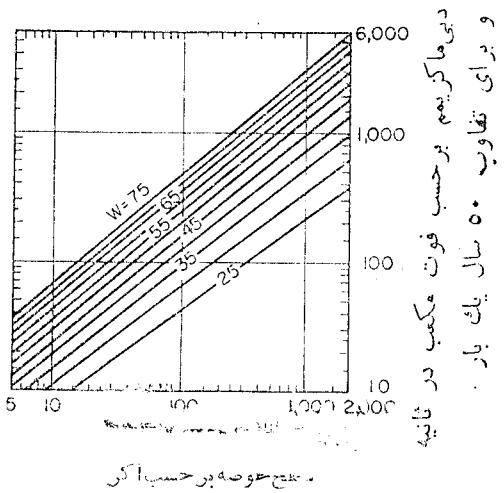
HYDROMETRIC STATION (IN OPERATION (FROM — SHOTORAK (29.9.965)

VILLAGE

دبی های حداکثر ای سیل های اصلی
شده های:
کوک - هافباوم - فورتی

ش ۹۲ ـ حوضه‌های آبریز کانال طالقان

۹۱ مقدار دبی حداکثر پس‌از ضرب نمودن در ضریب Cook برای فرکانس ۵۰ سال تعیین میشود.



ش ۹۱ ــ تعیین دبی حداکثر برای تناوب ۵۰ سال یك‌بار

اگر هدف تعیین دبی حداکثر برای تناوب ۱۰ سال و یا ۲۵ سال یك بار باشد میتوان با استفاده از ضرایب جدول شماره ۲۹ دبی‌های مربوطه را تعیین‌نمود. شکل شماره ۹۲و جدول ضمیمه آن مسیر کانال طالقان و مسیر و رود آب از حوضه‌های فرعی بداخل کانال و مقادیر آب ورودی از هر یك از این حوضه‌های فرعی را مشخص میکند.

I+C	متوسط باردگی سالیانه به ایپج					
	10	20	30	40	60	80
نسبت ۲۵ سال به ۵۰ سال						
5	0.31	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51
10	0.41	0.50	0.55	0.58	0.63	0.66
15	0.50	0.59	0.64	0.68	0.73	0.77
20	0.55	0.65	0.71	0.76	0.82	0.87
25	0.60	0.71	0.78	0.83	0.90	0.92
30	0.64	0.76	0.83	0.89	0.92	0.92
35	0.67	0.81	0.89	0.92	0.92	0.92
40	0.71	0.85	0.92	0.92	0.92	0.92
نسبت ۱۰ سال به ۵۰ سال						
5	0.05	0.08	0.10	0.12	0.15	0.17
10	0.10	0.16	0.21	0.24	0.30	0.34
15	0.16	0.25	0.31	0.37	0.45	0.51
20	0.21	0.33	0.42	0.49	0.60	0.68
25	0.26	0.41	0.52	0.61	0.75	0.80
30	0.31	0.49	0.62	0.74	0.80	0.80
35	0.36	0.58	0.73	0.80	0.80	0.80
40	0.42	0.66	0.80	0.80	0.80	0.80

جدول شماره ۲۹

فصل سوم

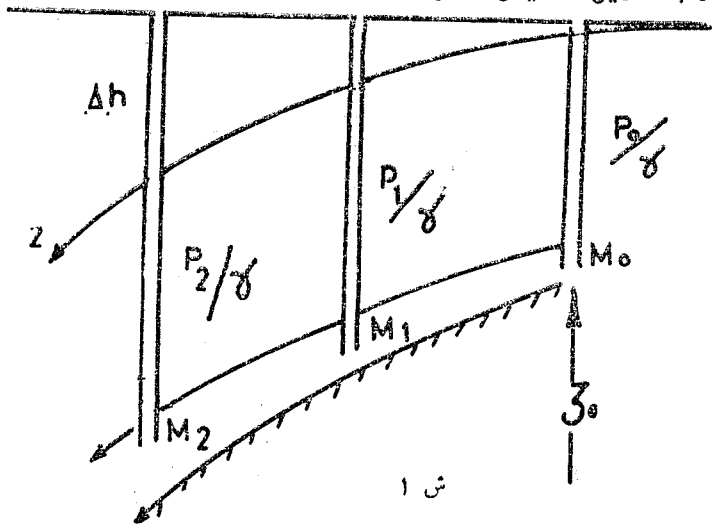
هیدرولیك آبهای زیرزمینی از نظر زهکشی

حرکت آب در داخل خاك و نفوذ آن در زهکشهای روباز و یا زیرزمینی تابع قوانین هیدرولیك آبهای زیرزمینی میباشد، لذا در این فصل ابتدا اصول کلی هیدرولیك آبهای زیر زمینی بررسی گردیده، سپس به راه حلها و محاسبات نتیجه شده از این اصول، که برای تعیین فاصله بین زهکشها بکار میرود، اشاره خواهد شد .

۱ ـ جریانهای زیرزمینی

الف ـ ارتفاع و سطح پیز ومتری Piézométrie

شکل (۱) رادرنظر گرفته و به موجب قانون برنوئی برای هر نقطه جریان رابطه زیر را میتوان نوشت :



ش ۱

$$\frac{p}{\gamma} + Z + \frac{V^2}{2g} + \Delta Z_e = ct$$

$\frac{P}{\gamma}$ = ارتفاع نظیر فشار

Z = ارتفاع ذره‌ی‌آب از خط مبداء

$\frac{V^2}{2g}$ = ارتفاع نظیر سرعت

ΔZ_e = ارتفاع نظیر انرژی تلف شده

چون در جریان آبهای زیرزمینی مقدار $\frac{V^2}{2g}$ کوچك است، لذا میتوان از آن صرفنظر نمودونتیجتابرای‌نقاط مختلف یك مقطع‌عمودی، ارتفاع نظیر فشار پیزومتری با ارتفاع نظیر انرژی برابر و بوسیله فرمول زیر بیان شود :

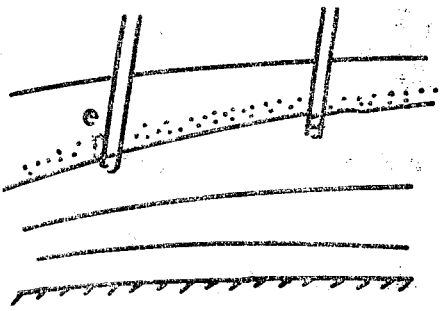
$$h = \frac{P}{\gamma} + Z$$

برای تعیین h از پیزومترهائی بقطر $\frac{1}{4}$ — ۱ استفاده میشود که پس از جاگذاری، ارتفاع سطح آزاد آبرا (h) ، نسبت به سطح افقی، میتوان محاسبه نمود .

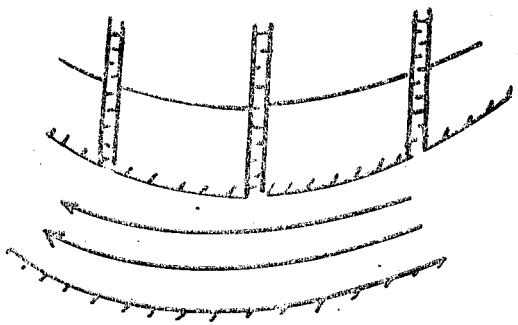
بتدریج که آب جریان میبابد، فاصله بین سطح آب تا سطح افقی بیشتر میشود، از اختلاف ارتفاع حاصله میتوان مسیرهای جریان و یا سطح پیزومتری‌را مشخص نمود .

غالبا سطح پیزومتری با سطح آب آزاد اشتباه میشود، زیرا سطح آب پیزومتری بر اثر نیروی کاپیلا ریته فضاهای بین ذرات، باندازه e بالا میاید (شکل۲).

اگر سفره آب زیرزمینی تحت‌فشار باشد(بین‌دولایه غیرقابل‌نفوذ قرار گیرد) دراین حالت‌سطح‌پیزومتری‌بالاتر از سطح‌ظاهری‌آب‌خواهد بود (شکل۳).

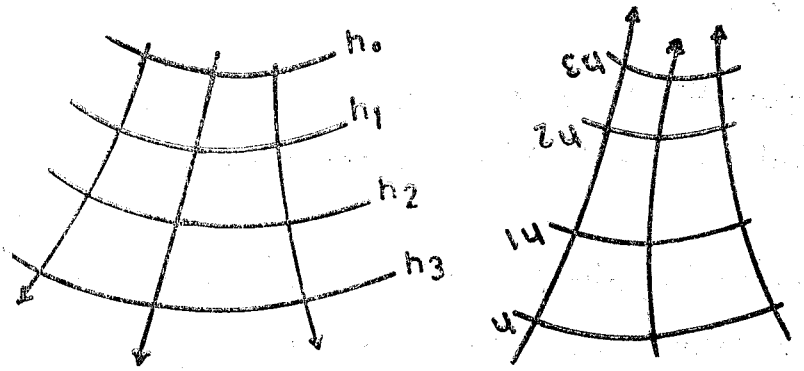


ش ۲



ش ۳

پس‌ازآنکه‌درهر نقطه ارتفاع نظیر انرژی منتقل‌گردید، میتوان از اتصال نقاطی‌که دارای پتانسیل یکسانند، خطوط هم باریا Equip otentiel رامشخص نمود (ش٤) .



ش ۴

دریك‌جریان ورقه‌ای خطوط همبار از فصل مشترك سطوح همبار با صفحات جریان بدست میآید، سطوح همبارعمود بر سطح‌آزاد آب و طبقه غیر قـابل نفوذ کف میباشند .

این سطوح برای تعیین سفره آب زیر زمینی و سرعت جـریان مورد استفاده قرار خواهند گرفت. پیزومترها را در رئوس شبکه‌هائی‌بشکل مـربع و به ابعاد ۵۰ یا ۱۰۰ متر قـرار میدهند .

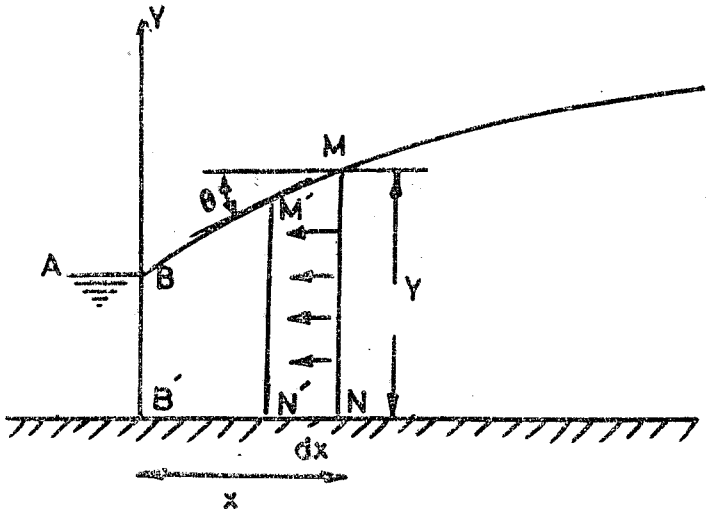
یکی از ابعاد این شبکه‌بایستی درامتداد مسیرجـریان و یا خطوط پیزومتری باشد که مطالعات مقدماتی انجام ایـن عمل را میسر میسازد. برای اندازه‌گیری سطح آب از وسائلی نظیر فلوتـر، زنجیر مخصوص وسوند الکتریکی‌استفاده میکنند . بااستفاده ازاین انـدازه‌گیری‌هـا میتوان سطوح جریان و سطوح هم‌بار وفصولیکه سطح آب‌زیـرزمینی بمقدار حداکثر خود بالا میآید، تعیین کرد .

همراه این مطالعات‌لازم‌است که مطالعات‌پدولژی (بافت،ساختمان و آبگذاری طبقات مختلف خاك تا طبقه غیرقابل نفوذ)،ترازیابی‌چاههای پیزومتری و منابع مورد تغذیه سفره آب زیرزمینی، انجام گیرد .

۲ ـ مهمترین‌نظریه‌ها راجع بجریان‌های آب زیرزمینی

الفـ نظریه Dupuit درباره جـریان‌های‌زیرزمینی

شکل ۵ رادرنظر گرفته و بوسیله‌ای، دبی مـعادل Q رااز زهکش خارج مینمایند، Dupuit رابطه‌ای بین وضع‌سفره آب و جنس‌خاك و Q بدست آورده که بعدا بشرح آن مبادرت خواهد شد .



ش ۵ ــ وضع سفره‌آب زیرزمینی‌در مجاورت یك‌رشته زهکش (جریان‌دوبعدی)

لیکن نظریه Dupuit بر اساس یك مقدار فرض جهت ساده نمودن مسئله گذارده شده، که عبارت‌اند از :

ــ جریـان ماندگـار است (Permanent)

ــ آب و سفره‌آب زیرزمینی قابل تراکم میباشند .

ــ سطوح هم‌بار مستقیم بوده و مولفه افقی سرعت در تمام رشته های جریان که از یك مقطع عمودی میگـذرند،مساوی هستند(خطوط هم‌بار از فصل مشترك سطوح هم‌بار باسطح‌آزاد آب حاصل میشوند).

ــ خاك مورد نظر یك‌نواخت و آبگذری آن زیاد نیست و قـانون دارسی قابل استفاده میباشد .

ــ مولفه عمودی سرعت نسبت به مولفه‌افقی آن قابل صرفنظرکردن است، نتیجتاً سطح پیزومتری افقی و یادارای شیب بسیار جزئی‌است.

ــ شعاع موثر ثابت است (شعاع موثرعبارت از فاصله‌ایست که چاه و یا زهکش برروی سفره آب زیرزمینی موثر میباشد) .

ـ افت فشار بین دو نقطه‌مساوی است با $y = \frac{dy}{dx} = tg\,\theta$

بنابراین بطور کلی شرایط حدی Dupuit برای حل معادلات عبارت خواهند بود :

ـ در هرمقطع اگر انحناءسطح‌ایستابی کم باشد،جریان افقی‌است.

ـ سرعت جریان‌متناسب با $\frac{dh}{dx}$ است .

ـسرعت جریان مستقل از عمق جریان است .

Dupuit دو نوع سفره آب زیر زمینی و بشرح‌زیر تشخیص داده است:

ـ سفره‌های استوانه‌ای Nappes cylindriques (ریزش‌دوبعدی)

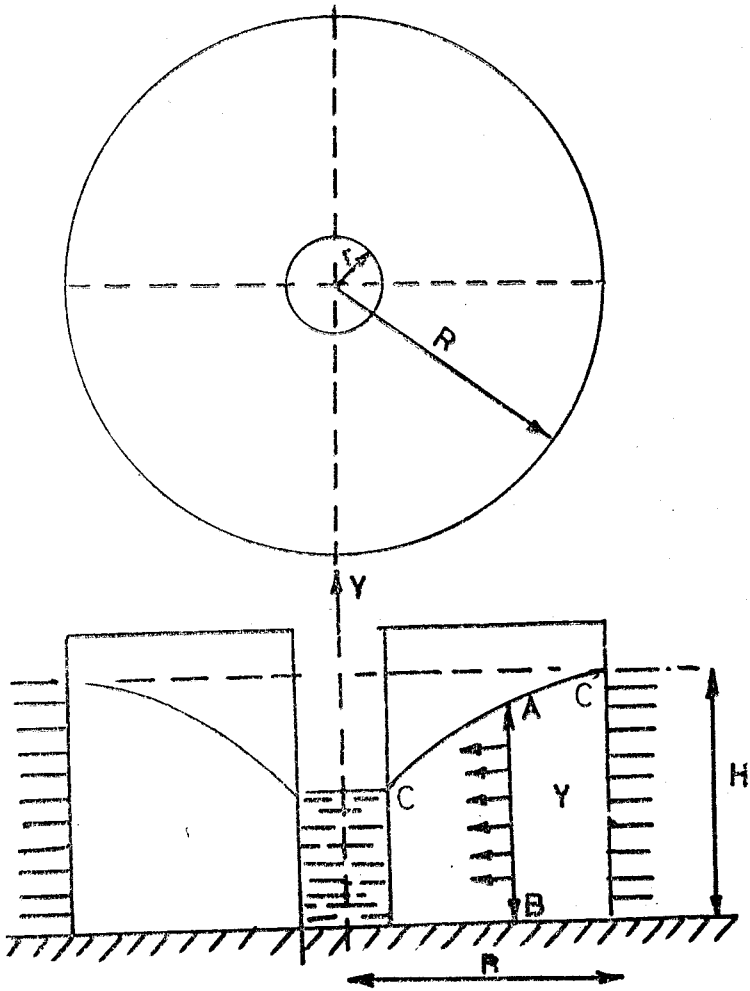
آب در این سفره‌ها بصورت رشته‌های موازی جریان پیدا نموده که آنها را میتوان‌درسیستم مختصات با دوبعدمورد مطالعه قرار داد. این‌حالت در سفره‌هائی مشاهده میشود که آب آنها توسط یك رشته زهکش خارج‌میشوند (ش۵) .

ـ سفره‌های با رشته‌های جریان جمع شونده Nappes á filets convergents (ریزش ۳بعدی)

یك سفره آب زیرزمینی که در کف آن یك طبقه غیرقابل‌نفوذ قرار دارد ویك چاه نیز مطابق‌شکل ٦درآن حفر شده، درنظر گرفته میشود.

اگر آب این چاه با دبی معادل Q خارج شود، پس‌از برقرار شدن رژیم ماندگار، هراندازه که سطح آب به‌چاه نزدیك‌شود، بهمان نسبت سطح پیزومتری پائین میآید، بطوریکه سفره آب‌زیرزمینی در اطراف چاه بحالت یك مخروط افکنه مشاهده خواهد شد .

فصل‌مشترك این مخروط‌باصفحات افقی بصورت سفره‌های بارشته های جریان جمع شونده تبدیل میشوند، که آنها را بایستی در سیستم مختصات با ۳بعد مورد مطالعه قرار داد (ش٦) .



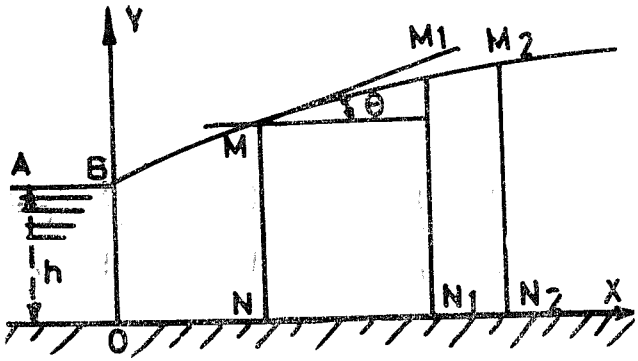
ش ۶ ــ سفره آزاد آب زیرزمینی با رشته‌های جمع‌شونده (جریان‌سه‌بعدی)

نظریه وفرمول Dupuit درباره‌سفره‌های‌نوع‌اول (سفره‌های‌استوانه‌ای) بشرح زیر میباشد :

حالت اول ــ طبقه غیرقابل نفوذدارای شیب نمی‌باشد

شکل ۷ یك رشته‌زهکش را بعرض یك متر که تا طبقه غیرقابل نفوذ حفر

شده،) نشان میدهـد.



ش ۷

مطابـق نظـریه Dupuit سرعت نقاط مختلف یك مقطع $MN=y$ ثابت و مساوی است با :

$$V = K\text{tg}\,\theta = K\frac{dy}{dx}$$

دبی واحد طول زهکش عبارت خـواهد بود از :

$$Q = Ky\frac{dy}{dx}$$

چون با درنظرگرفتن فرضیه‌های بالا K و Q ثابت هستند، بنابرـ این انتگرال رابطه بالا عبارت خـواهد بود از :

$$Qx = K\frac{y^2}{2} + ct$$

بنابراین معادله سطح جـریان آب عبارت خواهد بود از یك معادله درجه دوم. برای مشخص کردن مقدار ثابت به $y=h$ و $x=0$ داده میشود.

$$Ct = -K\frac{h^2}{2}$$

$$Qx = \frac{K}{S}(y^2 - h^2)$$

اگر دو مقطع M_1N_1 و M_2N_2 که فاصله آنها از محور y ها بترتیب x_1 و x_2 و ازمحور x ها بترتیب Y_2 و Y_1 باشند، انتخاب شوند :

$$Q(x_2 - x_1) = \frac{K}{2}(y_2^2 - y_1^2)$$

این فرمول رابطه بین جنس خاك و وضع منحنی سفره آب و دبی که اززهکش خارج میشود، مشخص میکند و با اندازه‌گیری y و x و Q بآسانی میتوان مقدار K رامعین نمود .

معایب تئوری Dupuit

Dupuit - a سرعت را معادل $V = K\frac{dy}{dx}$ یا $V = K\,tg\,\theta$ درنظرمی‌گیرد، درحالیکه این موضوع اگر شیب سطح آب خیلی جزئی بوده و یا نقطه انتخاب شده خیلی دور از زهکش باشد، صحیح است واگرشیب زیاد باشد :

$$V = K\frac{dy}{dl} = K\sin\theta$$

آزمایشات متعدد ثابت نموده که فرمول Dupuit دارای ۵ تا ۵۰٪ اشتباه است .

b ـ آزمایشات متعدد وجود یك سطح افت‌آب در جدار چاه Suintement (ش‌ـ۸) مساوی با h_1 را ثابت‌نموده است، درحالیکه Dupuit این سطح رادر نظریه خود منظور ننموده است، بدین معنی که سطح حقیقی سفره آب زیرزمینی قبل از زهکشی و یا پمپاژ آب از چاه‌بصورت BF (ش‌ـ۸) خواهد بود، درحالیکه Dupuit سطح آب زیرزمینی رابعد از زهکشی‌یاپمپاژ بصورت EF میداند.

برای محاسبه h_1، Vibert ،Ehrenberger بترتیب فرمول‌های زیر را پیشنهاد نموده‌اند :

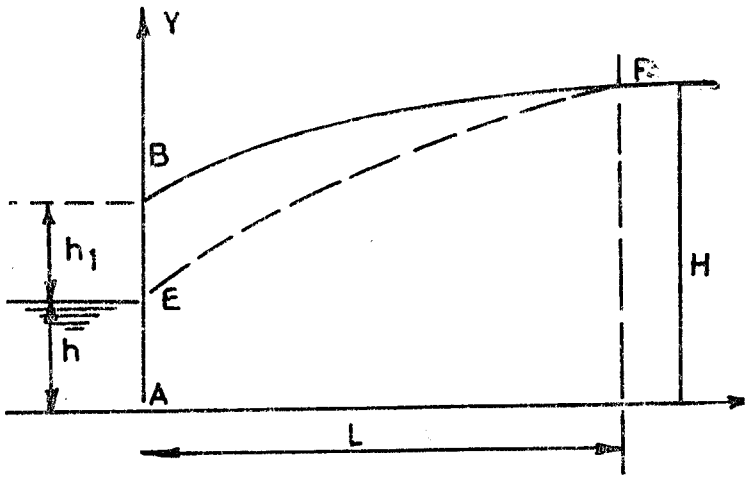
$$y = h + \sqrt{h_1(x+h_1)}$$

معادله BF

$$h_1 = \frac{-L+\sqrt{L^2+4(H^2-h^2)}}{2}$$

یا

$$h_1 = 0/5\,\frac{(H-h)^2}{H}$$



ش ۸ ــ سطح افت آب درجدار چاه

L مساویست بافاصله بین‌زهکش‌هاتا نقطه‌ایکه زهکش‌اثری‌بر روی سفره آب زیرزمینی ندارد (شعاع‌عمل) .

h مساویست با ارتفاع آب در زهکش و یا چاه پس از آنکه رژیم ماندگار بر قرار شد .

اگردراثرپمپاژ شدید $h = o$ یعنی‌چاه‌خشك شود سرعت‌بنابفرضیه Dupuit مساوی با $V = K \frac{dy}{dx}$ است زیرا افت فشار زیاد شده و سرعت ورود آب به چاه نیز زیاد خواهدشد در حالیکه عملا چاه خشك است .

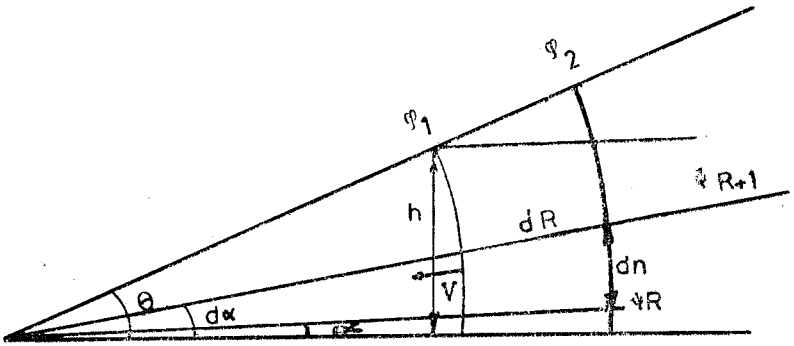
c ـ Dupuit شعاع عمل را ثابت نموده، درحالیکه این موضوع عملا باثبات نرسیده است، چون مخروط افکنه‌ای‌که مثلا در اثر پمپاژ در چاه تشکیل‌میشود، خیلی دیربحالت‌پایداردر میآید. معمولاافت‌سطح آب زیرزمینی دراوائل پمپاژ وبا زهکشی شدید بوده و بعدا بتدریج‌کم میشود.اگر چه‌در اثر پمپاژ یا زهکشی ممکن است تا نواحی خیلی دور از مرکز چاه و یا زهکشی افت سطح آب‌زیرزمینی وجود داشته باشد، لیکن معمولا بعداز یك فاصله‌ای این اثر ناچیزاست وهمانطور که‌قبلا توضیح داده شد، این فاصله را شعاع عمل یا شعاع موثر مینامند .

ب ـ نظریه Jaeger

چنانچه شیب‌سطح آزاد آب‌زیاد باشد، دراینصورت استفاده از نظریه Dupuit مقدور نخواهد بود.

Jaeger برای رفع این عیب نظریه وفرمول زیر را پیشنهاد نموده است: است :

خطوط هم‌بار قسمتی از دایره‌های متحدالمرکزی هستند که عمود بر سطح آزاد آب و طبقه غیر قابل نفوذ میباشند .



ش ۹

برای دو خط هم‌بار φ_1 و φ_1 نزدیک بیکدیگر، برطبق تئوری پتانسیل خواهیم داشت :

$$V = \frac{d\psi}{dn} = \frac{d\varphi}{dR}$$

خطوط ψ هاخطوط‌جریان‌رانشان‌میدهند، چون dn مقدار ثابتی است، بنابراین مقادیر سرعت در طول خط هم‌بار φ_1و یا φ_2، ثابت خواهند بود .

از طرفی سرعت سطح آزاد آب مساوی است‌با:

$$V = k \sin \theta$$

$$dq = Rd\alpha \cdot k \sin\theta$$

یا

$$q = Rk \sin\theta \cdot \theta$$

$R \sin \theta = k$ ازطرفی

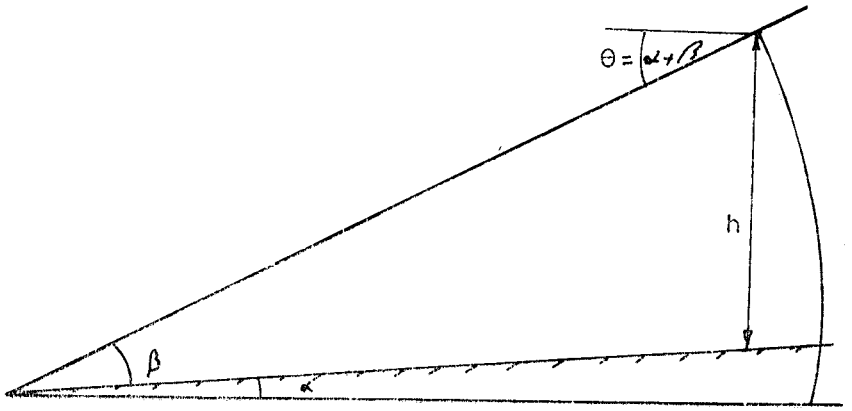
پس

$q = kh\ \theta$

درحالیکه براساس نظریه Dupuit

$q = kh\ tg\ \theta$

حالت دوم ـ طبقه غیر قابل نفوذ دارای شیبی مساوی α میباشد .



س ۱۰

$$q = Kh\left(\cos\alpha + \frac{\sin\alpha \cos\alpha}{tg\ \beta}\right) tg\ \beta$$ براساس نظریه Dupuit

$\theta = \alpha + \beta$

براساس نظریه Jaeger

$$q = Kh\left(\cos^{2}\alpha + \frac{\sin\alpha \cos\alpha}{tg\ \beta}\right) \beta$$

حالت سوم ـ زهکش بالاتر از طبقه غیر قابل نفوذ قرار دارد

شکل ۱۱ درنظر گرفته و مشاهده میشود که دبی قبل از زهکش را بدوقسمت Q_1 و Q_2 میتوان تقسیم نمود.

قسمتی از Q_1 بصورت Q_3 دراثر نفوذ از زهکش در اراضی پائین دست جریان میيابد .

قسمتی‌از Q_2 نیز بصورت Q_4 از زیرزهکش جریان میيابد،ملاحظه میشود که ارتباط این ٤ دبی بیکدیگر کاملا مشکل وهنوز فرمول دقیقی برای این منظور پیشنهاد نشده است .

دبی Q_3 قابل صرفنظر کردن است، چون پس‌از مدتی در اثر پـر شدن‌فضای خالی‌بین ذرات خاك این دبی تقلیل میيابد .

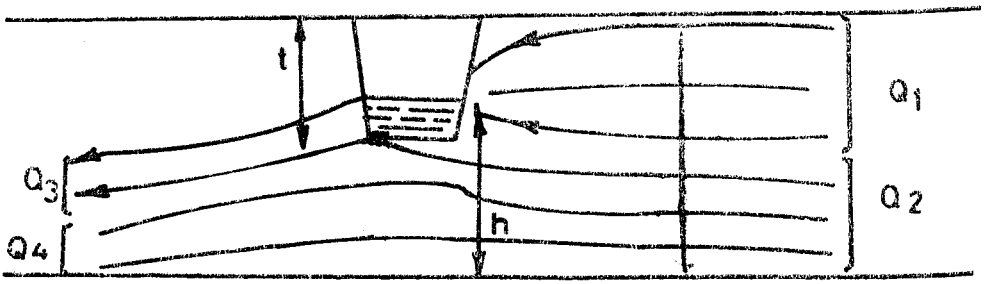
دبی Q_1 که توسط زهکش‌ها تخلیه خواهد شد با $h_1 - h_2$ رابطه دارد .

ارتفاع کف زهکش‌تا طبقه غیرقابل‌نفوذ $= h_2$

ارتفاع سطح آب سفره زیرزمینی‌تاطبقه غیـر قـابل نفوذ $= h_1$

عمق زهکش $= h_3$

برای محاسبه دبی دراین حالت از فرمول‌های هوخهات‌وارنست که بعدا گفته خواهد شد تا اندازه‌ای میتوان استفاده نمود .



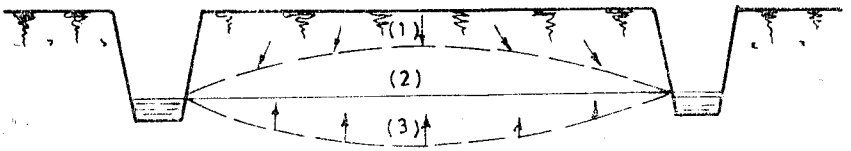
ش ۱۱ ـ وضع‌جریان زیرزمینی درحالتیکه زهکش ، بالاترازطبقه غیرقابل‌نفوذقرار دارد

۳ ـ مطالعه آزمایشی سطح سفره آب‌زیرزمینی و حرکت آب در خاک‌های زهکشی شده (شکل شماره ۱۲)

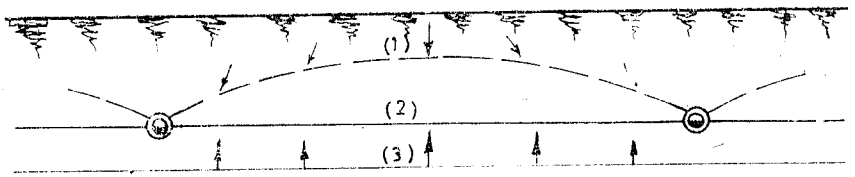
عدم جریان آب اشباعی باعث مسمومیت خاک ازنظر ریشه‌های نباتی میشود. پس‌ازمدتی که از احداث زهکش‌ها گذشت، چنانچه آبی از خارج وارد نشود سطح‌آب‌زیرزمینی‌بصورت یك سطح محدب،دربین رشته‌های زهکشی مشاهده خواهد شد.

درتابستان در اثر نیروی کاپیلاریته مقداری‌از آب موجود درزمین در اثر تبخیر و تعریق‌ازبین‌میرود و سطح آب زیرزمینی، به‌یك منحنی متعر تبدیل میگردد .

با نصب دریچه‌هائی برروی‌مسیر زهکش‌های‌روباز میتوان‌مانع‌از پائین آمدن سطح آب گردید (نصب این‌دریچه‌ها برروی زهکشی‌های زیرزمینی‌غیر ممکن‌است)،



a)



b)

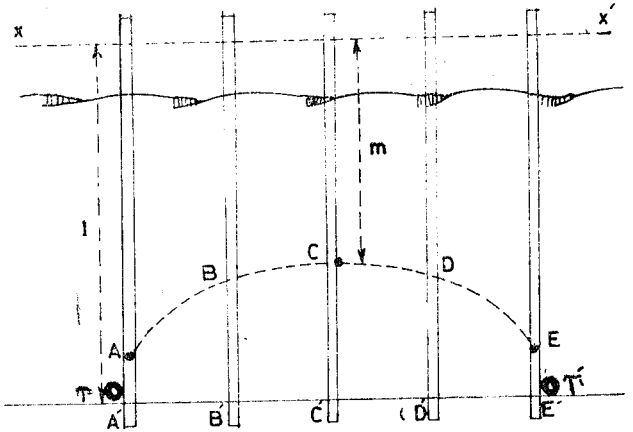
ش ۱۲ ــ وضعیت‌های مختلف‌جریان زیرزمینی‌دردوحالت زهکش‌های روبار (a) و زهکش‌های زیرزمینی (b)، منحنی ۱مقطع سطح سفره آب‌زیرزمینی را پس ازیك‌بارندگی‌ومنحنی ۳ مقطع سطح سفره آب زیرزمینی را پس‌از یك‌دوره طولانی‌که بارندگی یاآبیاری صورت‌نگرفته نشان میدهد

ایتالیائی‌ها از چندسال پیش‌شروع به مطالعاتی درباره‌زهکش‌های زیر زمینی بمنظور استفاده، دو جانبه از آنها و بشرح زیر نموده‌اند:

در مواقعی که سطح سفره آب زیرزمینی بالا است، بوسیله‌زهکش ها آب اضافی را خارج مینمایند، بالعکس در مواقعیکه سطح سفره آب زیرزمینی پائین است، آب وارد زهکش‌ها میکنند تا آب از آنجابداخل خاك نفوذ نموده و رطوبت خاك را تامین نماید.

آنچه ازنظر زهکشی مهم است بالا آمدن‌سطح سفره آب زیرزمینی در اثر آبیاری، شستشوی اراضی شور، باران‌های شدید و یا تغذیه آب در اثر جریان های جانبی زیر زمینی است.

آزمایشی بشرح زیر، توسط Delarcoix (شکل۱۳)، جهت فرم سطح آب زیرزمینی انجام شده است:



ش ۱۳ ــ آزمایش Delarcoix جهت تعیین شکل منحنی‌آب زیرزمینی

در یك صفحه‌عمود برزهکش‌ها، پنج‌لوله آهنی بقطر ۵سانتی‌مترو بفواصل مساوی‌بین دو رشته زهکش (T و T') گذاشته شده، دهانه پائین آنها بسته و دهانه بالائی دارای درپوشی‌است تا از ورود مواد

خارجی بداخل لوله‌ها جلوگیری‌نمایند. جهت نفوذ آب سوراخ‌هائی‌در پائین لوله‌ها ایجادشده که انتهای آنها مطابق شکل۱۳، چندسانتی متر پائین‌تر ازامتداد TT′ قراردارند. ارتفاع آب‌درلوله‌هارابیکی‌ازطرقی که در مبحث آب و خاك شاره شده، میتوان اندازه‌گیری کرد .

اگر ارتفاع آب رابا مقیاسی روی صفحه کاغذی برده و آنها رابه‌ـ همدیگر متصل نمائیم، شکل‌سفره‌آب‌زیرزمینی بین‌دورشته‌زهکش‌مشخص میشود Delarcoix ، AA′ و BB′ و CC′ را فشار آب نامید.

جهت تعیین فشار حقیقی آب درنقاط‌اشاره شده، بایستی از ارتفاعات اندازه‌گیری شده، ارتفاع معادل فشار کاپیلاریته را کم نمود .

Delarcoix ازآزمایشات خود نتیجه گرفت که‌شکل‌وارتفاع‌سطح‌آب زیرزمینی با عوامل زیر رابطه دارد :

ـ بافت خاك

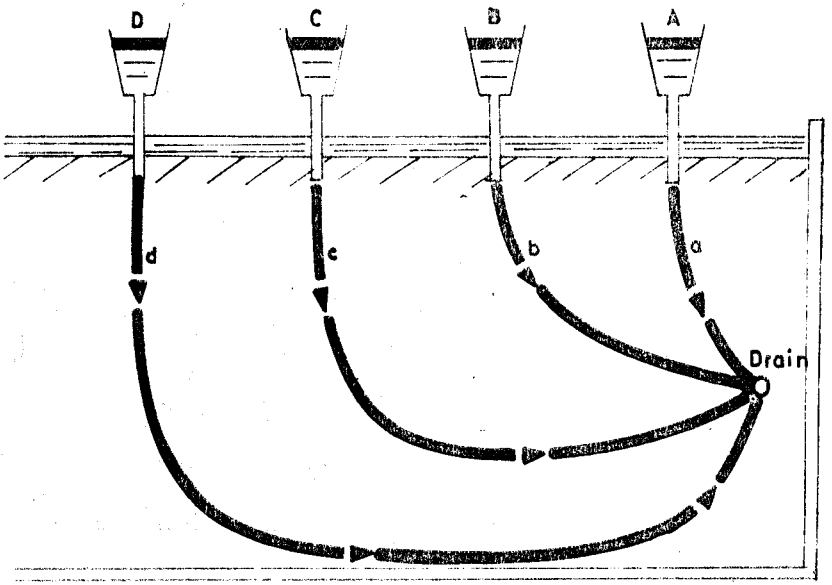
ارتفاع آب‌زیرزمینی درزمین‌های سبك نسبت بزمین‌های سنگین (عمق و فاصله‌ها ثابت) پائین‌تـر است .

ـ شدت‌جریانی که باعث تغذیه سفره‌آب زیرزمینی میشوند.

اگر مقدار آب وارد شده بحوضه زیاد باشد، نقطه C حتی تا نزدیکی سطح خـاك بالا میآید .

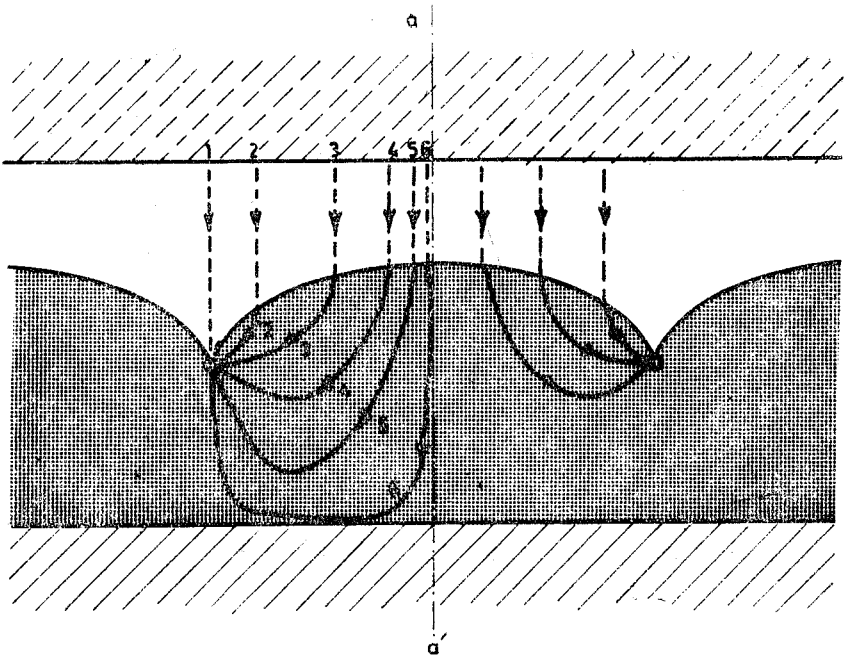
ـ ارتفاع آب زیرزمینی بایك عمق‌ثابت‌زهکش‌هابا فاصله بین‌آنها تغییر میکند .

آزمایشات این‌دانشمند با تمام محسناتی که دارد، مسیر جریان را مشخص نمیکند، برای اینکه مسیرهای جریان معلوم شوند،آزمایشی‌که در ایالت اهایو امریکا مطابق شکل۱٤ انجام گرفته ،شرح داده میشود:



ش ۱۴ ــ آزمایش انجام‌شده در ایالت اهایو آمریکا . جهت تعیین مسیرهای ورود آب بداخل زهکش

دریك جعبه شیشه‌ای مملو از ماسه که‌یك لوله افقی در عمقی معادل $\frac{۳}{۵}$ ارتفاع جعبه قرار دارد، پس‌ازاشباع‌خاك، یك جریان آب‌درلوله‌مشاهده میشود، بـرای‌اینکه مسیرهای جـریان آب را مشخص نمایند بـه ٤ ظرف A,B,C,D، ٤ماده‌رنگی‌مختلف‌اضافه مینمایند، درنتیجه‌ومطابق‌شکل ١٤، سه‌نوع‌جریان عمودی، افقی و شعاعی، میتوان مشاهده نمود، مثلا جریانی که با d مشخص شده با سایر جریان‌ها اختلاف دارد چون ایـن جریان از یك قسمت عمودی ویك قسمت افقی ویك قسمت بالارونـده درست شده است. اگر خاك رس جانشین خاك‌شنی شود هرچند مقدار دبی زهکش کم‌میشود، ولی وضع رشته‌های جریان تغییر نخواهد نمود. شکل ١٥ حرکت آب در خاك‌هائیکه‌زهکش نصب شده و پس‌از یك بارنـدگی شدید، نشان میدهد .



ش ۱۵ ــ مسیرهای مختلف جریان آب بطرف زهکش پس‌از یك‌بارندگی شدید

لازم است توضیح داده شودکه در این آزمایش جریان ماندگار برقرار بوده یعنی مقدارآب وارد شده با آب‌خارج‌شده مساوی است.

فاصله‌بین زهکش‌هاباید بطرزی محاسبه شود که اولاسطح‌آب زیرزمینی ازحدی پائین‌ترنرود، تاآب‌کاپیلاریته‌بالا آمده ودراختیارریشه‌قرارگیرد، چون اگرسطح آب زیرزمینی خیلی پائین رود، ریشه‌ها نمیتواند از آب کاپیلاریته استفاده نمایند ثـانیا سطح آب زیر زمینی در موقع بـاران بحرانی از یك ارتفاع مجاز تجاوز ننماید.

درموقع بارندگی بحرانی ممکن است تمام سطح خاك از آب اشباع باشد، لیکن ترجیح میدهند که سطح آب از ارتفاعاتی بشرح زیر نسبت بسطح زمین تجاوز ننماید.

مراتع	متر ۳ر۰ ــ ۲ر۰
زراعت	متر ۵ر۰
باغهای میوه	متر ۸ر۰

۴ ــ فرمول‌های مورد استفاده درزهکشی

درقسمت ۱ تا ۳ این فصل اصول کلی هیدرولیك آب‌های زیر زمینی و در قسمت ۳ حرکت رشته‌های جریان آب در خاك‌های‌زهکشی شده مورد مطالعه قرار گرفته است. اکنون با استفاده از این‌مطالعات، فرمول و راه حل‌هائی استنتاج میشوند، که بر اساس این فرمول و قواعد، فواصل و عمق زهکش‌ها تعیین خواهند شد.

کلیه‌فرمول‌های مورداستفاده درزهکشی رامیتوان‌به دودسته‌تقسیم‌نمود:

اول : فرمول‌هائی که‌براساس جریان ماندگار تهیه شده‌اند.

دوم : فرمول‌هائی که براساس جریان غیر ماندگار تهیه شده‌اند.

تعریف جریان ماندگار Ecoulement permanent

این نوع‌جریان به‌جریان‌هائی‌اطلاق‌میشود که‌درهر نقطه انتخابی مثلادر سفره‌آب‌زیرزمینی، مشخصات‌فیزیکی‌جریان (سرعت، ارتفاع پیزومتری) از نظر مقدار وجهت‌بازمان تغییر ننماید، درحقیقت برطبق این نظریه یك تغذیه دائمی برای سفره آب زیرزمینی موجود خواهد بود.

تعریف جریانهای غیر ماندگار Ecoulement non permanent

چنانچه مشخصات توضیح داده شده در جریان‌های ماندگار بازمان تغییر نماید، جریان را غیر ماندگار مینامند.

طبق قانون باران بحرانی، شدت بارندگی با مدت آن رابطه عکس دارد. اگر باران در یك منطقه‌ای ودر مدت کوتاهی باریده شود، بموجب‌قانون فوق شدت بارندگی زیاد بوده ومقدار زیادی آب در این مدت‌بسطح‌زمین نازل خـواهد شد. قسمتی از آب بـاران تبخیر وقسمتی در سطح زمین جریان مییابد تا قسمتی از جریان‌های سطحی حوضه آبریز را تشکیل دهد. لیکن یك قسمت مهم آب‌حاصله از بارندگی از سطح‌زمین باعماق نفوذ نموده موجب بالا آمدن سطح آب زیرزمینی میشود و چـون ریشه گیاهان علاوه بر آب به هوا نیز احتیاج دارند، لذا در موارد ضروری با اجراء طرح‌های زهکشی، سطح‌آب زیرزمینی را درمدت زمانی کـه‌قبلا انتخاب میشود، پائین بـرده ودر یك ارتـفاع مشخصی از سطح زمین نگاه میدارند.

جریان‌های مانـدگار در زهکشی در مواقعی وجود دارد کـه شدت بارندگی کم ویامدت‌آن زیاد بوده ومقدار آب ورودی مساوی‌آب خروجی از زهکش‌ها باشد وسطح آب زیرزمینی تغییر ننماید، لیکن درمناطقیکه مدت بارندگی کوتاه و طبق قانون باران بحرانی شدت آن زیاد خواهد بود، باید ازفرمول‌های حاصله از جریان‌های غیر ماندگار استفاده نمود وچون دبی ورودی بادبی خروجی ثـابت نیست در نتیجه سطح آب زیر زمینی ثابت نمانده وارتفاع این سطح تابعی از زمان خواهد بود، ضمنا در مـوارد آبیاری ویا شستشوی اراضی نیز باید از فـرمول‌های اخیر استفاده نمود.

درمواردیکه محاسبه فاکتورهای مورد احتیاج در فرمول‌های زهکشی در جریان‌های غیر ماندگار مقدور نباشد، بالاجبار ازفرمول‌های زهکشی در جریان‌های ماندگار باید استفاده کرد .

الف ـ حالت اول جریان‌های ماندگار

مطالعه تئوری در حالت مخصوصی که زهکش‌ها روی یك طبقه غیر قابل نفوذ قرار گرفته‌اند.

شکل ۱۶ یك صفحه عمود بر جهت جریان را نشان میدهد، حالت فوق‌در بیشتر موارد، در زهکشی دیده میشود، چون‌طبقه غیرقابل‌نفوذ معمولا در فاصله کمی از سطح زمین قرار دارد و مجبورند که‌زهکش‌ها را روی سطح غیر قابل نفوذ قرار دهند. دراین حالت ضریب آبگذری K_s در تمام عمق ودر جهات مختلف‌خاك تاقشر غیر قابل نفوذ ثابت ورشته‌های زهکش، توسط جریان عمودی و افقی تغذیه میشوند وهیچگونه جریان شعاعی وجود ندارد، دراین شرایط میتوان رابطه‌ای بین E (فاصله بین زهکش‌ها) و h (ارتفاع سطح آب زیر زمینی) با q_c (دبی Caractéristique) پیدا نمود .

$$Q = k.S.I \qquad K = k_s$$

دبی که از صفحه عمود بر شکل که از فاصله طولی x از محور O میگذرد عبارت است از:

$$Q = K_s \cdot y \cdot 1 \quad \left(-\frac{dy}{dx}\right)$$

چون جریان ماندگار است بنابراین آبی که وارد میشود مساوی با آبی که خارج خواهد شد. مقدار وارد شده با مشخص‌بودن q_c عبارت است از :

$$Q = q_c \cdot x \cdot 1$$

بنابراین $-K_s \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} = q_c \cdot x$

اگـر از این‌رابطه انتگرال بگیریم $-K_s \cdot y \cdot dy = q_c \cdot x \cdot dx$

$$K_s y^2 + q_c x^2 = ct \qquad (1)$$

برای تعین‌مقدار ثابت یك‌دفعه $x = 0$ را قرارداده، دراین صـورت $y = h$ خواهد بود و نتیجتا

$$K_s h^2 = ct$$

دفعه دوم $y = 0$ راقرار داده، $x = L$ خواهد بود، بنابراین

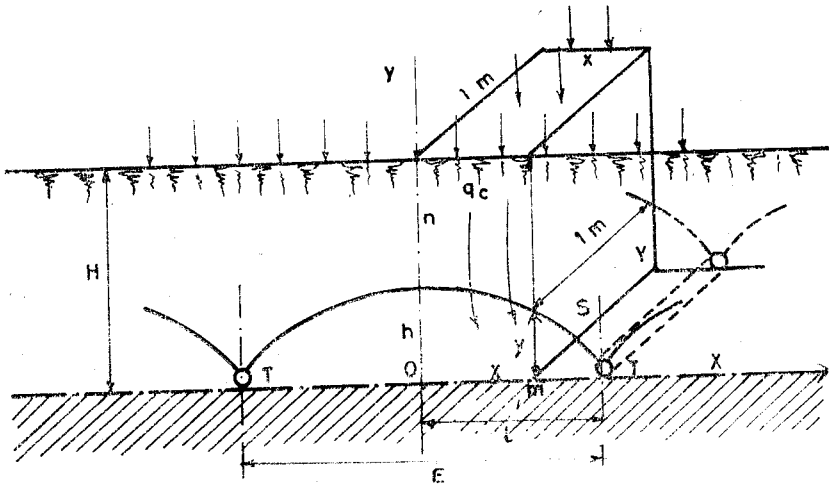
$$q_c L^2 = ct$$

اگر رابطه اخیر را در فرمول (۱) قرار دهیم خواهیم داشت:

$$K_s y^2 + q_c x^2 = q_c L^2$$

$$\frac{x^2}{L^2} + \frac{y^2}{h^2} = 1$$

که معادله بالا معادله بیضی (یك نصف بیضی) است .



ش ۱۶ ــ حالت مخصوصی که زهکش‌ها برروی طبقه غیرقابل نفوذقراردارند

$$q_c L^2 = K_s h^2$$

چون $۲L = E$ و $۴K_s h^2 = q_c E^2$

$$E^2 = \frac{۴K_s h^2}{q_c} \quad \text{یا} \quad E = ۲h\sqrt{\frac{k_s}{q_c}}$$

فرمول تازه‌تری با در نظر گرفتن $q_c = ۱ \text{ lit/s/Ha}$ توسط Blanc بشرح زیر داده شده است :

$$E = ۶/۳۲۰ (H - n_۱ - \lambda) \sqrt{k_s}$$

λ = ارتفاع‌معادل نیروی کاپیلاریته

$n_۱$ = فاصله سطح آب زیر زمینی تا سطح زمین

H = عمق زهکش =

$h = (H - n - \lambda)$

اگر شدت بارندگی کمتر از باران بحرانی باشد، فشار h خیلی کمتر از حالت باران بحرانی بوده وسطح آب زیرزمینی در فاصله نسبتا زیادی از سطح خاك قرار خواهد گرفت، برعکس اگر شدت باران از شدت باران بحرانی تجاوز نماید، سطح آب بالا آمده نتیجتا فشار h اضافه میشودو در اثر افزایش فشارمقدار دبی که توسط زهکش‌ها تخلیه میشوند، نیز اضافه خواهد شد، ولی درحالت اخیر باید توجه داشت که آیا لوله‌ها ویا کانال‌هائی که برای زهکشی در نظر گرفته شده‌اند، ظرفیت کافی برای تخلیه چنین آبی خواهند داشت؟

نموگرافی مطابق شکل ۱۷ تهیه شده که از روی آن با مشخص بودن دو عامل h و $\frac{k_s}{q_c}$ میتوان عامل سوم (فاصله بین زهکش‌ها) را تعیین نمود.

ـ حالت مخصوصی که یك جریان جانبی باعث بالا آمدن سطح آب زیر زمینی میشود.

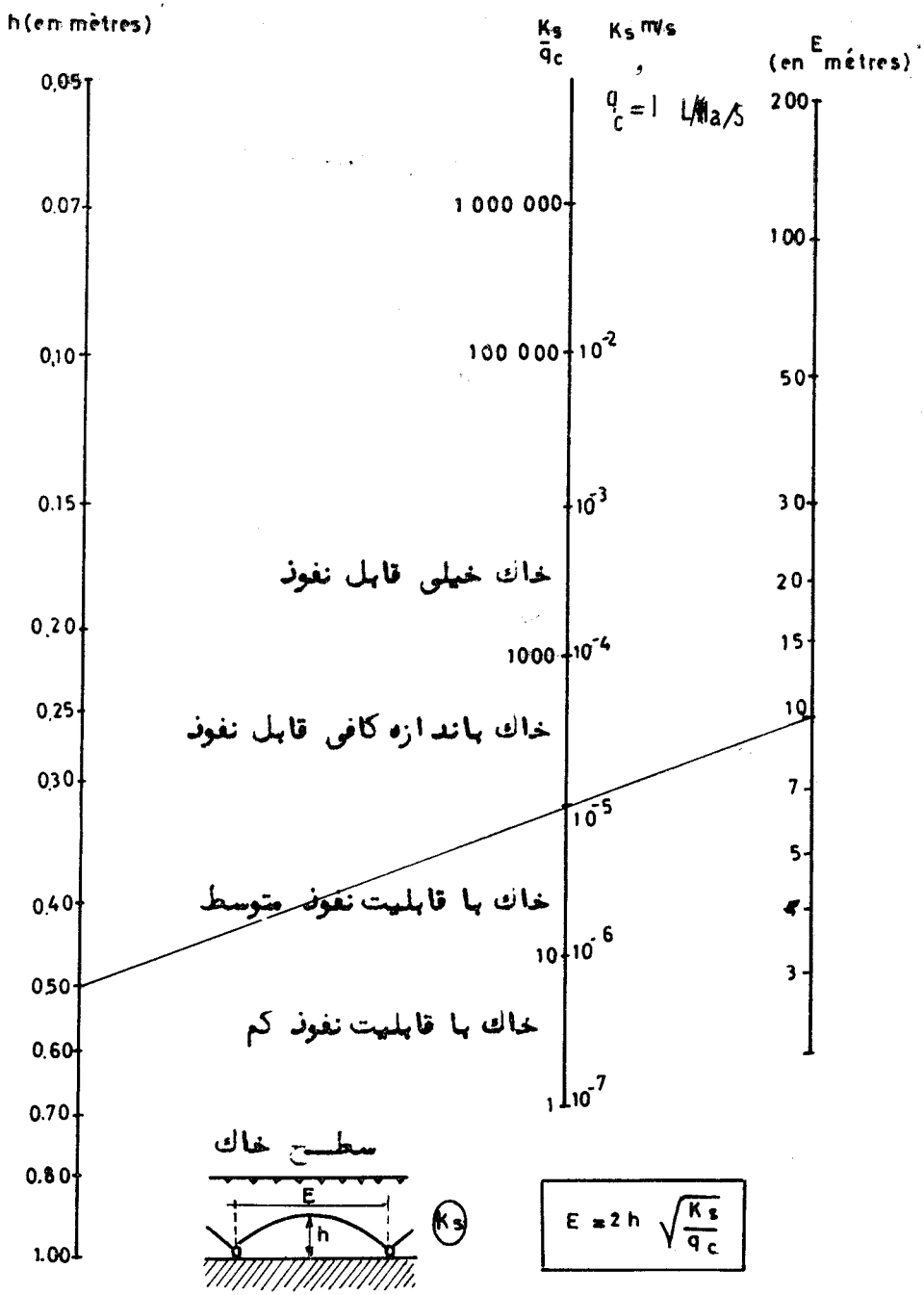
در این حالت مقدار آبی را که از صفحه‌ای بطول y وبعرض $L = 1m$ مطابق شکل ۱۸ میگذرد، میتوان بااستفاده از رابطه دارسی محاسبه نمود:

$$Q = -K \cdot y \cdot 1 \cdot \frac{dy}{dx}$$

اگر از این رابطه بالا انتگرال بگیریم.

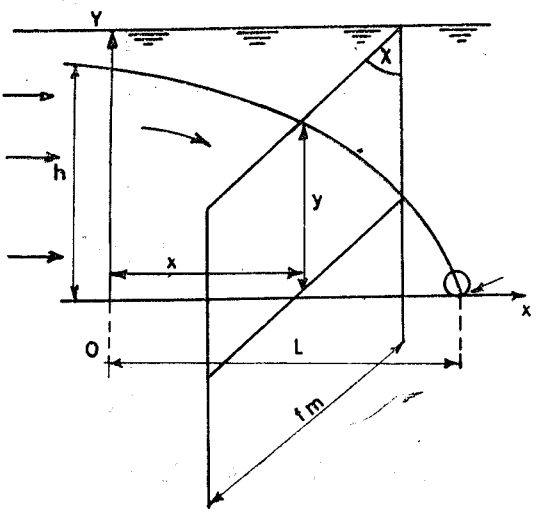
$$Q\,dx = -Ky\,dy$$

$$Qx = -\frac{1}{2} Ky^2 + ct$$



س ۱۷ ــ نموگراف برای تعیین فاصله زهکش‌هائیکه برروی طبقه‌غیرقابل‌نفوذقرارگرفته‌باشند

برای مشخص کردن مقدار ct یک‌دفعه به $x=0$ و دفعه دیگر به $y=0$ داده خواهد شد.



ش ۱۸ ــ اثر زهکش برروی سفره آب زیرزمینی با یک‌جریان جانبی

$x = 0$

$y = h$

$ct = Kh^2$

اگر $x = L$

$y = 0$

$2QL = ct$

$2QL = Kh^2$

$$L = \frac{Kh^2}{2Q}$$

قبلا توضیحات کافی دراین‌فصل جهت مشخص‌نمودن مقدار Q داده شده است .

ـ فرمول هوخهات Hooghout

درحالت‌های قبل، خاك ازیك طبقه با آبگذری ثابت فرض شده بود، لیکن با استفاده از فرمول هوخهات و فرمول ارنست Ernst (که بعدا شرح داده خواهد شد) حل مسائل زهکشی در مواردیکه خاك تا طبقه غیر قابل نفوذ از چندین طبقه با آبگذری‌های مختلف، تشکیل شده باشد نیز امکان پذیر خواهد بود. فرمول هوخهات در باره کلیه انواع زهکش‌ها (زیر زمینی و روباز) وبرای جریان‌های ماندگار قابل استفاده است.
هوخهات تنها جریان‌هـای افقی و شعاعی را درنظر گرفته واز جـریان عمودی چون خیلی کوچك است، صرفنظر نموده است.
از نظر اهمیتی که فرمول‌هوخهات در محاسبات زهکشی دارد، اثبات‌این فرمول شرح داده میشود :
مقدار آبـی که از یك مقطع بفاصله x از زهـکش (مبداء مختصات) و بعرض واحد میگذرد مساویست با :

$$q = -V \cdot y \cdot 1$$

$$V = KI$$

$$I = \frac{dy}{dx}$$ وبنا بفرضیه Dupuit

بنابراین‌مقدار جریان از جهت منفی محور x عبارت خواهد بود :

$$q = k \frac{dy}{dx} \cdot y \qquad (1)$$

چون جریان ماندگار است بنابراین

$$q = \frac{L-x}{L} \cdot q_c \qquad (۲)$$

q_c عبارتست از دبی caractéristique (به فصل دوم مراجعه شود).

زیرا اگر $x = ۰$ باشد $q = q_c$ خواهد بود، یعنی دبی ورودی با دبی‌خروجی مساوی است و جریان ماندگار خواهد بود.

اگر طرفین معادله (۱) و (۲) را مساوی هم قرار دهیم، نتیجه‌خواهدشد.

$$\frac{k dy}{dx} \cdot y = \frac{L-x}{L} \cdot q_c \qquad (۳)$$

یا

$$\frac{q_c (L-x)\, dx}{Lk} = y \cdot dy$$

اگر

$$\begin{cases} x = ۰ \\ y = D_o \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = L \\ y = h_m \end{cases}$$

اگراز معادله (۳) انتگرال بگیریم.

$$\frac{q_c}{LK} \int_{۰}^{L} (L-x)\, dx = \int_{D_o}^{hm} y dy$$

$$\frac{q}{K} \cdot L = (h_m^{۲} - D_o^{۲})$$

$$q = q_c L$$

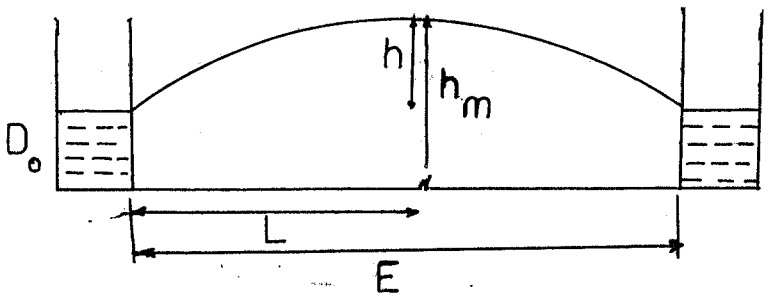
q_c (دبی مشخصه) مساوی با شدت بارندگی است .

$$\frac{q_c L^2}{K} = (h_m^2 - D_o^2)$$

بنابراین $L = \frac{1}{2} E$

$$q_c = \frac{4K(h_m^2 - D_o^2)}{E^2}$$

بادر نظر گرفتن شکل ۱۹ میتوان نوشت



ش ۱۹

$$(h_m^2 - D_o^2) = (h_m + D_o)(h_m - D_o)$$

$$(h_m^2 - D_o^2) = (2D_o + h)(h)$$

$$q_c = \frac{۴ K (۲D_o + h) (h)}{E^۲}$$

$$q_c = \frac{۸KD_o h + ۴kh^۲}{E^۲} \qquad (۴)$$

اگر $D_o = ۰$ باشد دراینصورت

$$q_c = \frac{۴kh^۲}{E^۲}$$

بنابراین در رابطه ٤، قسمت اول مربوط به جریان آب از زیر زهکش‌ها وقسمت دوم مربوط به جریان آب ازبالای زهکش‌ها میباشد.

اگر بجای یك زهکش روباز، زهکش زیرزمینی درنظر بگیریم مقدار h خیلی کوچك خواهد شد. آنچه مسلم است مقاومتی که در مقابل جریان شعاعی وجود دارد خیلی بیشتر از آن مقاومت در مقابل جریان افقی است. چون مسیر آب در جریان اول بیشتر ازمسیر آب درجریان دوم میباشد. بنابراین اگر یك مقدار معینی آب ازطریق جریان افقی وارد زهکش‌ها بشود مدت زمان کوتاه‌تری احتیاج دارد تا اینکه اگر همین مقدار آب از طریق جریان شعاعی وارد شود، نتیجتا در فاصله بین زهکش‌ها اثر خواهند گذاشت، بهمین دلیل است که در فرمول هوخهات در عمق قشریکه در زیر زهکش‌ها قرار دارد، اصلاحی انجام گردیده وبجای آن، لایه‌ای بنام لایه معادل φ (کوچکتراز D_o) قرارداده‌شده‌است. فرمول هوخهات، اگر فاصله طبقه قابل نفوذ زیر زهکش‌ها کمتر از $\frac{۱}{٤}$ فاصله بین دوزهکش باشد، دارای دقت بیشتری است .

$$q_c = \frac{8K\varphi h + 4khh^2}{E^2}$$

$$E^2 = \frac{8K\varphi h + 4kh^2}{q_c}$$

اگر زهکش درحد فاصل دوطبقه باضریب آبگذری مختلف قرارداده شود :

بنا براین

$$E^2 = \frac{8K_2\varphi h + 4k_1h^2}{q_c}$$

هوخهات تا فاصله $0/7h$ جریان را افقی و ازاین فاصله تا محل زهکش‌ها جریان را شعاعی میداند.

اندیکس φ (لایه معادل)، تابعی است از p (عمق) و E (فاصله) و r (شعاع) زهکش‌ها است. اگر r ثابت باشد بنابراین φ تابعی خواهد بوداز p و E (اگرچه تغییرات r تغییر زیادی درمقدار φ تولیدنمیکند) جدول ۱ برای تعیین φ با ($r=10$ سانتی‌متر) تهیه شده است .

فاصله بین زهکش‌ها (E)

۱	40	50	75	80	85	90	95	100	150	200
1.00	0.96	0.96	0.97	0,97	0.97	0.98	0.98	0.98	0,99	0.99
2.00	1.66	1.72	1.80	1.82	1.82	1.83	1.84	1.85	1.90	1.92
3.00	2.16	2.29	2.49	2.52	2.54	2.56	2.58	2.60	2.72	2.79
4.00	2.51	2.71	3.04	3.08	3.12	3.16	3.20	3.24	3.46	3.58
5.00	2.75	3.02	3.49	3.55	3.61	3.67	3.73	3.78	4.12	4.31
6.00	2.92	3.26	3.85	3.93	4.00	4.08	4.15	4.23	4.70	4.97
7.00	3.03	3.43	4.14	4.23	4.33	4.42	4.52	4.62	5.22	5.57
8.00	3.13	3.56	4.38	4.49	4.61	4.72	4.84	4.95	5.68	6.13
9.00	3.18	3.66	4.57	4.70	4.82	4.95	5.12	5.23	6.09	6.63
10.00	3.23	3.74	4.74	4.89	5.04	5.18	5.34	5.47	6.45	7.09
12.50		3.81	5.02	5.20	5.38	5.56	5.74	5.92	7.20	8,06
15.00		3.85	5.20	5.40	5.60	5.80	6.12	6.25	7.76	8.84
17.50			5.30	5.53	5.76	5.99	6.22	6.44	8.20	9.47
20.00			5.37	5.62	5.87	6.12	6.37	6.60	8.54	9.97
25.00				5.74	6.00	6.26	6.52	6.79	8.99	10.7
30.00									9.27	11.3
35.00									9.44	11.6
40.00										11.8
45.00										12.0
50.00										12.1
60.00										
∞	3.24	3.88	5.38	5.67	5.96	6.25	6.54	6.82	9.55	12.2

جدول‌شماره ۱ ـ تعیین مقدار φ برحسب E و D_o وبرای‌زهکش‌های‌بقطر ۲۰ سانتی‌متر

q_C معادل است باضریب زهکشی که برحسب متر در روزو یامتر مکعب در متر مربع زمین زهکشی، محاسبه میشود. مثلا اگر متر درروز ۰٫۰۰۵ = q_C باشد این مقدار برابر است با ۰٫۰۰۵ متر مکعب درهر متر مربع زمین موردنظر، طرز محاسبه q_C درفصل دوم این کتاب دبی Caractéristique توضیحات کافی داده شده است. اگر فاصله دو زهکش ۵۰ متر وطول آنها ۲۰۰ متر باشد، در اینصورت :

متر مکعب در روز ۰٫۲۵۰ = ۵۰ × ۰٫۰۰۵ ×

دبی هرزهکش برحسب متر مکعب در روز ۵۰ = ۲۰۰ × ۰٫۲۵

متر مکعب در روز درهر هکتار $\frac{۱۰۰۰۰}{۲۰۰ \times ۵۰} \times ۵۰ = ۵۰$

ویا بده زهکش در هرهکتار برابر است با ۰٫۵۸ لیتر در ثانیه.

موارد استعمال فرمول هوخهات:

اگر چه فرمول هوخهات خیلی ساده بوده، لیکن محاسبه آن تا اندازه‌ای مشکل است، اول باید مقداری برای E انتخاب نمود وبا درنظر گرفتن عمق زهکش ، φ (لایه معادل) را از روی جدول اشاره شده بدست آورد، طرفین معادله بعداز گذاشتن معلومات درفرمول هوخهات بایدمساوی باشند ودر غیر اینصورت باکم ویازیاد نمودن E انتخابی طرفین معادله مساوی خواهند شد. لیکن نموگرافی مطابق شکل ۲۰ تهیه شده که کارمحاسبه

را بنحو زیادی آسان مینماید. دراین نموگـراف $\frac{۴k_۱h}{q}$ و $\frac{۸k_۲h}{q}$

محاسبه و بوسیله خطی بیکدیگر متصل مینمائیم. خط اخیر خط D (عمق زهکش تا طبقه غیر قابل نفوذ) مربوط به زمین‌مورد نظر را قطع‌مینماید واز آنجا L فاصله بین زهکش‌ها مشخص میشود.

مثـال: q_c = ۵۰ میلیمتر در روز

h = ۰٫۶ متر

$K_۲$ = ۱ متر در روز

$K_۱$ = ۰٫۵ متر در روز

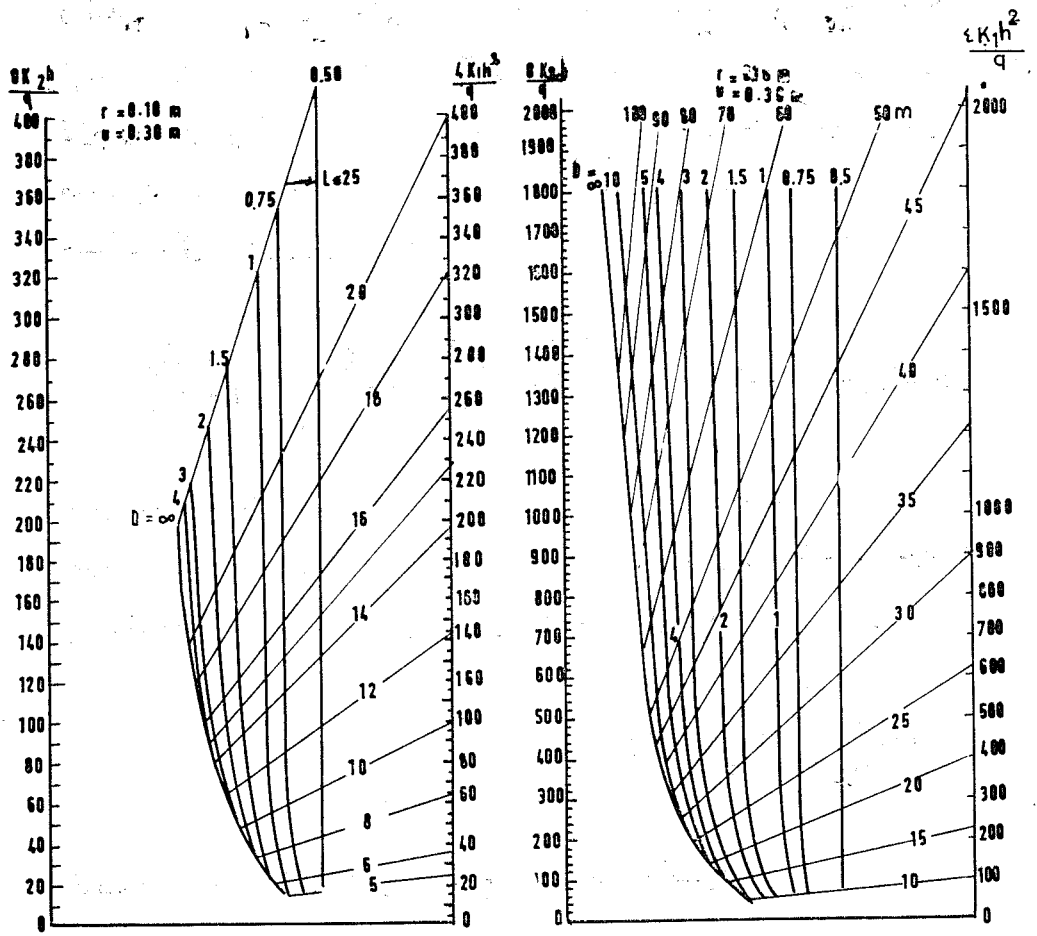
D = ۳ متـر

u = ۰٫۱ متر (محیط خیس شده زهکش)

$$\frac{۸K_۲h}{q_c} = ۹۶۰$$

$$\frac{۴K_۱h^۲}{q_c} = ۱۴۵$$

با توضیحات بالا وبا استفاده‌از نموگراف‌شماره ۲۰ فاصله بین‌زهکش‌ها مساوی با ۴۷٫۵ متر خواهد بود.



ش ۲۰ ــ نموگراف برای تعیین فاصله بین‌زهکش‌ها که با استفاده از فرمول هوخهات تهیه شده است

ـ فرمول ارنست $(D<\frac{1}{4}E)$

همانطور که قبلا گفته‌شد جریان‌آب زیرزمینی را بسه مولفه عمودی (V) و افقی (H) وجریان شعاعی (R)میتوان تقسیم نمود. اگـر یك فاصله فرضی بین دو رشته زهکش انتخاب شود و سپس بارآبی یاهیدرولیکی لازم را، در هریك از حالات حساب نمائیم، نتیجتا ارتـفاع هیدرولیکی موجـود (h) باید بـا مجموع ارتفاع هیدرولیکی در هـریك از سه حـالت ذکر شده برابر باشد یعنی :

$$h=h_V+h_H+h_R=\frac{q_c D_V}{K_1}+\frac{q_c E^2}{8KD}+\frac{q_c E}{\pi K_{1\text{یا}2}}\ log\ \frac{D_o}{u}$$

وبراساس همین تئوری فرمول ارنست بدست آمده است.
فرمول ارنست رادرسه حالت مختلف‌بشرح‌زیـر،میتوان استفاده نمود:

a ـ خاك تا طبقه غیرقابل نفوذ یك‌نواخت است (ش ـ ۲۱)

$$h=\frac{q_c E^2}{8K_1 D_1}+\frac{q_c E}{\pi K_1}\ log\ \frac{D_o}{u}$$

h = فاصله سطح آب زیرزمینی تاسطح آب داخل زهکش‌ها

D_V = فاصله سطح آب زیرزمینی تاکف زهکش‌ها

D_o = فاصله سطح‌آب از زهکش تا طبقه غیر قابل نفوذ

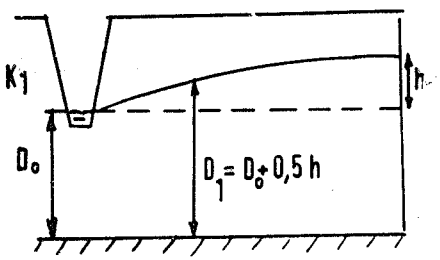
u = محیط خیس شده زهکش

K_1= ضریب نفوذ پذیری

L = فاصله بین زهکش‌ها

q_c= معیار زهکشی

$D_1 = D_o + ۰/۵h$



ش ۲۱

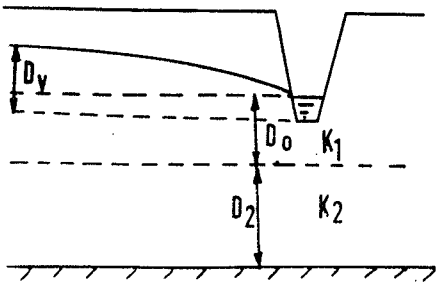
b ـ زهکش‌ها درمحل تماس دولایه با ضریب نفوذپذیری مختلف قرار داده شده‌اند (ش ـ ۲۲)

$$K_1 \rangle\langle K_2 \qquad h = \frac{q_c E^2}{8(K_1 D_1 + K_2 D_2)} + \frac{q_c E}{\pi K_2} \log \frac{D_o}{u}$$

$$K_1 \langle\langle K_2 \qquad h = \frac{q_c D_v}{K_1} + \frac{q_c E^2}{8 k_2 D_2} + \frac{q_c E}{\pi k_2} \log \frac{D_o}{u}$$

D_v = ارتفاع سطح آب زیرزمینی بین دو رشته زهکش

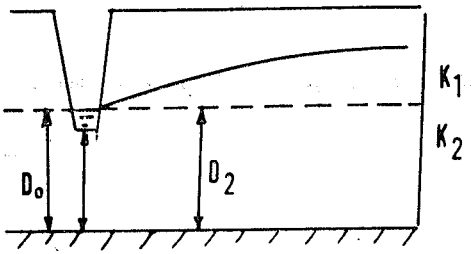
$D_1 = ۰/۵h$



ش ۲۲

c ـ زهکش‌ها، کاملا در طبقات بالائی قرار دارند (ش ـ ۲۳)

$$h = \frac{q_c D_V}{K_1} + \frac{q_c E^2}{8(K_1 D_1 + K_2 D_2)} + \frac{q_c E}{\pi K_1} \log \frac{aD_o}{u}$$



ش ۲۳

D_V = ارتفاع سطح آب زیرزمینی بین دو رشته زهکش تا کف‌زهکش

D_2 = ضخامت‌طبقه دوم تاقشر غیرقابل نفوذ

$D_1 = D_o + 0/5h$

در اغلب مواقع مولفه عمودی جریان خیلی کوچك و قابل صرفنظرکردن میباشد .

ولی اگر قابلیت نفوذ طبقه روئی نسبت به طبقه زیری خیلی کم باشد دراین صورت نمی‌توان از مولفه عمودی صرفنظر نمود. هوخهات جریان افقی را در فاصله ۰/۷h درنظر میگیرد، درحالیکه ارنست این جریان را برای تمام طول‌اعمال میکند، لیکن بطور کلی مجموع مقاومت های‌افقی و شعاعی محاسبه شده‌توسط فرمول هوخهات‌ویا ارنست‌شبیه یکدیگر میباشند .

d–حالت مخصوص که قشر غیرقابل نفوذ در عمقی بیش از $\frac{۱}{۴}$ فاصله بین زهکش ها واقع شده باشد .

دراین حالت فرمول $h = \frac{q_c E}{\pi K} \cdot log \frac{E}{u}$

از نموگراف شماره ۲۶ که‌برای همین منظور تهیه‌شده، استفاده میشود.

چون استفاده از فرمول‌ها مشکل و متضمن وقت زیادی است، ازاین نظر نموگراف‌هائی مطابق‌شکل ۲۴ و شکل ۲۵ درست نموده‌اند. جهت تفهیم بهتر مطلب چند مساله زیر حل میشود :

مثال – مطلوب است فاصله بین‌زهکش‌ها درصورتیکه عوامل زیر معلوم باشند :

$q_c = ۰/۰۰۵$ متر در روز

$h = ۰/۶$ متر

$K_1 = ۰/۵$ متر در روز

$D_o = ۳$ متر

$u = ۰/۷۵$ متر

$D_۱ = D_o + ۰/۵h \quad = ۳/۳۰$

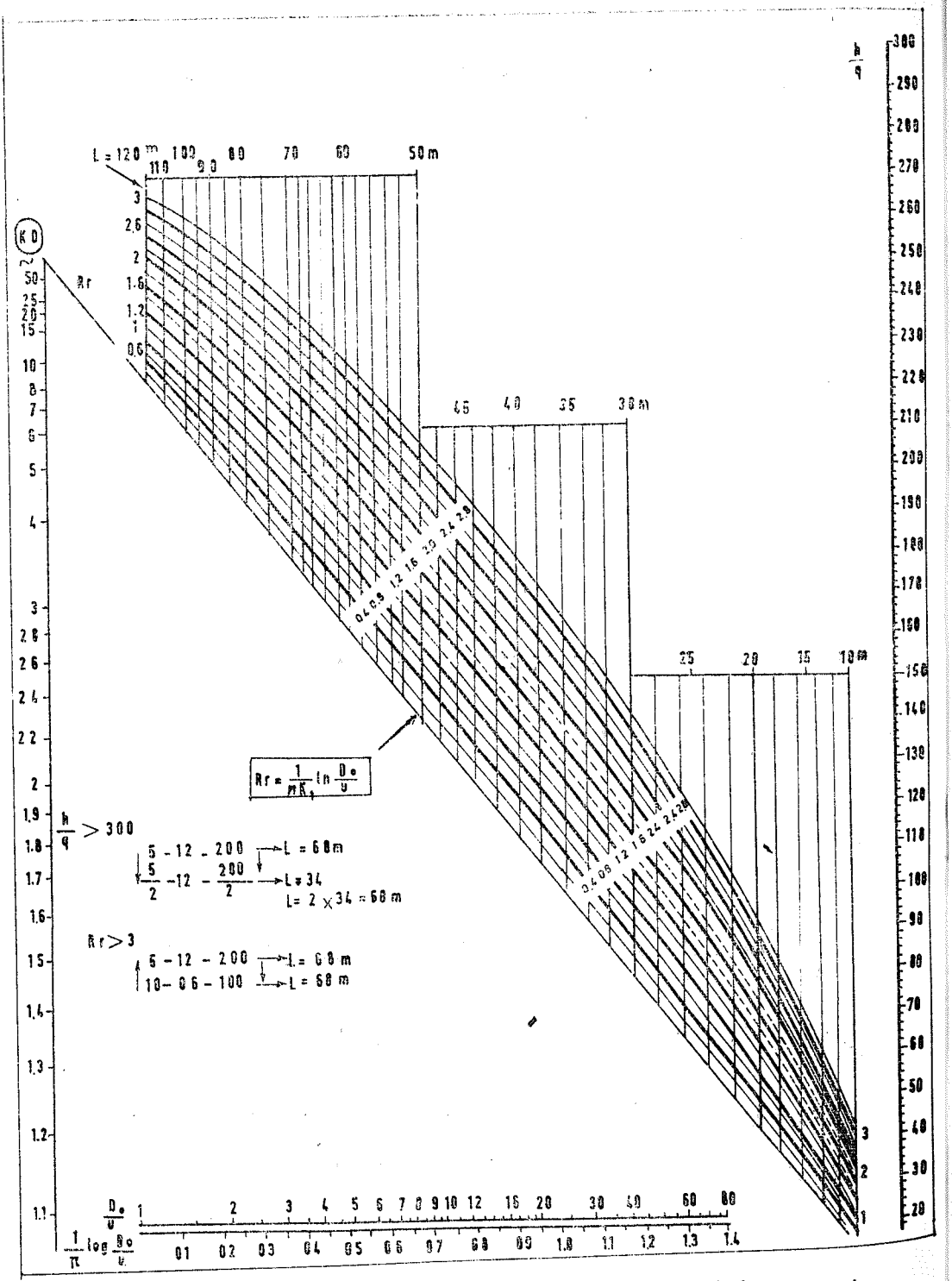
$KD_۱ = ۰/۵ \times ۳/۳ = ۱/۶۵$

$$\frac{h}{q_c} = \frac{۰/۶}{۰/۰۰۵} = ۱۲۰$$

$$\frac{D_o}{u} = \frac{۳}{۰/۷۵} = ۴$$

با استفاده از انتهای نموگـراف شماره ۲۴ ازروی $\frac{D_o}{u}$ مقـدار $\frac{1}{\pi} log \frac{D_o}{u} = ۰/۴۴$ رامیتوان بـدست آورد .

اگر دو مقدار $\frac{h}{q}$ و KD را بیکدیگر متصل نمائیم خط اخیر خط $R_r = \frac{۱}{\pi K_۲} log \frac{D_o}{u} = ۰/۸۸$ را درنقطه‌ای قطع میکند،که اگر ازاین نقطه‌خطی بموازات محور y ها رسم نمائیم فاصله بین زهکش‌ها برابر ۳۴ متر بدست‌میآید. درصورتیکه اعدادبدست‌آمده ($\frac{H}{q}$ و KD و R_r) خارج‌از حد محورهای مربوطه باشند، در اینصورت اعداد حاصله را همانطور کـه در نموگراف شماره ۲۴ مشخص شده، بزرگ و یا کوچك مینمایند.



ش ۲۴ ــ نمو گراف برای تعیین فاصله بین زهکشها که با استفاده از فرمول ارنست تهیه شده است

مثال: مطلوب است فاصله بین زهکش‌ها درصورتیکه عوامل زیر معلوم باشند :

$q = ۰/۰۰۵$ متر در روز

$h = ۰/۶$ متر

$K_۱ = ۰/۵$ متر در روز

$K_۲ = ۱$ متر در روز

$D_o = ۳$ متر

$u = ۰/۳$ متر

$$D_۱ = D_o + ۰/۵\, h = ۰/۳$$

$$KD = ۰/۵ \times ۰/۳ + ۱ \times ۳ = ۳/۱۵$$

$$\frac{h}{q} = \frac{۰/۶}{۰/۰۰۵} = ۱۲۰$$

$$\frac{D_o}{u} = \frac{۳}{۰/۳۰} = ۱۰$$

با استفاده از انتهای نموگراف شماره ۲۴ $\frac{۱}{\pi} \log \frac{D_o}{u} = ۰ر۷۳$ و

$R_r = \frac{۰/۷۳}{K_۲} = ۰ر۷۳$ بدست میآید و همانطورکه درحالت اول‌گفته شد اگر از نموگراف استفاده نمائیم فاصله بین‌زهکش‌ها مساوی با ۴۷ متر خواهدبود .

مثال : مطلوب است فاصله بین زهکش‌ها، درصورتیکه عوامل زیر معلوم باشند :

$q = ۰/۱$ متر در روز

$h = ۱/۲۰$ متر

$D_o = ۰/۶$ متر

$D_۲ = ۳$ متر

$u = ۰/۹$ متر

$K_۱ = ۰/۲$ متر دز روز

$K_۲ = ۲$ متر در روز

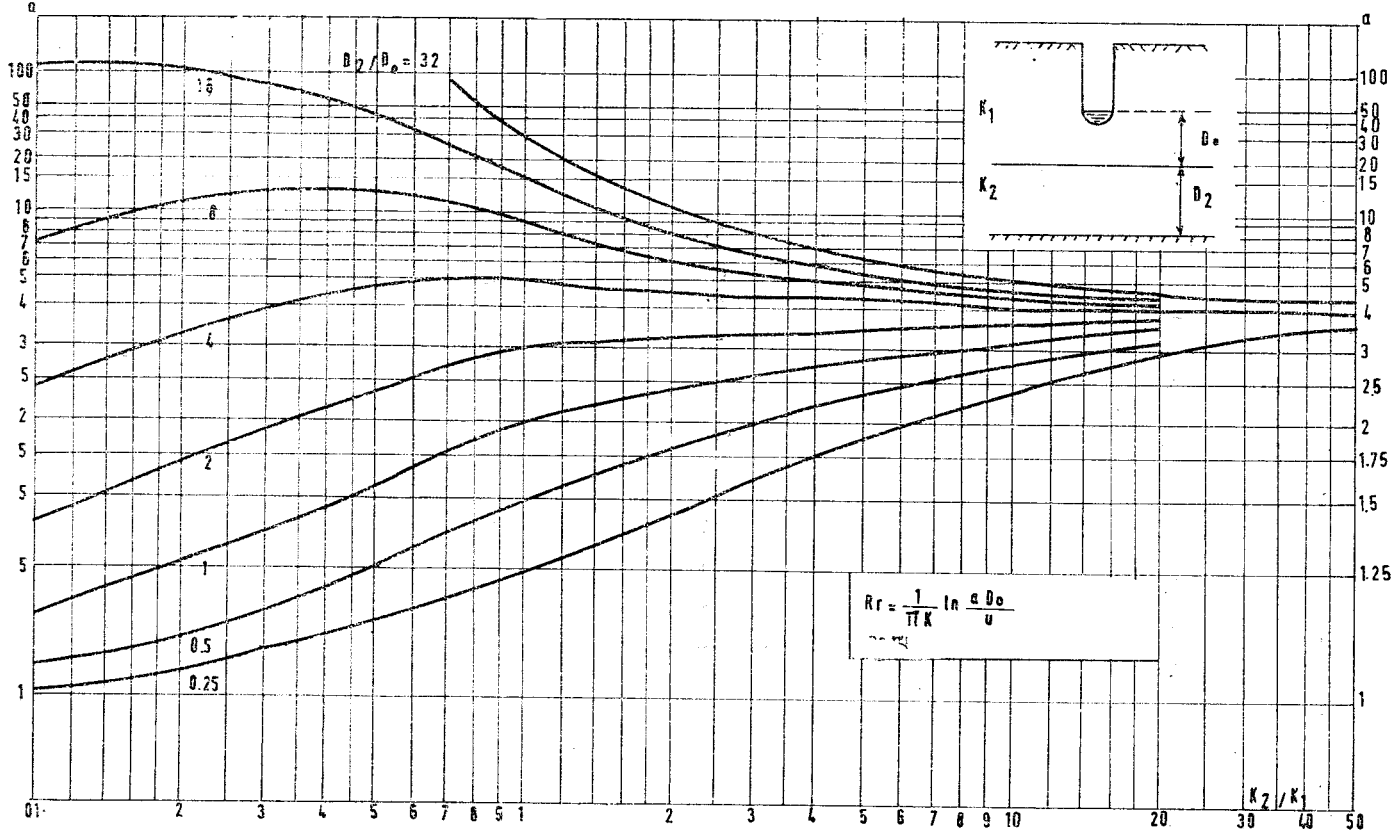
دراین حالت باید از نموگراف شماره ۲۵ استفاده نمود .

$$\frac{K_۲}{K_۱} = \frac{۳}{۰/۲} = ۱۰$$

$$\frac{D_۲}{D_o} = \frac{۳}{۰/۶} = ۵$$

مقدار a از نموگراف شماره ۲۵ برابر با ٤بدست خواهد آمد .

دراین حالت‌بجای $\frac{D_o}{u}$ بایستی $\frac{aD_o}{u}$ را محاسبه نمود .



ش ۲۵ ــ نموگراف برای تعیین فاصله زهکش‌ها که با استفاده از فرمول ارنست تهیه شده است (حالت‌سوم)

$$\frac{a\ D_o}{u} = \frac{۴/۳ \times ۰/۶}{۰/۹} = ۲/۹$$

و از روی انتهای نموگراف شماره ۲٤ مقدار $\frac{۱}{\pi} log \frac{aD_o}{u}$ رابرابر با ۰ر۳٤ بدست میآوریم

$$R = \frac{۰/۳۴}{K_۱} = \frac{۰/۳۴}{۰/۲} = ۱/۷$$

$$KD = K_۱ D_۱ + K_۲ D_۲$$

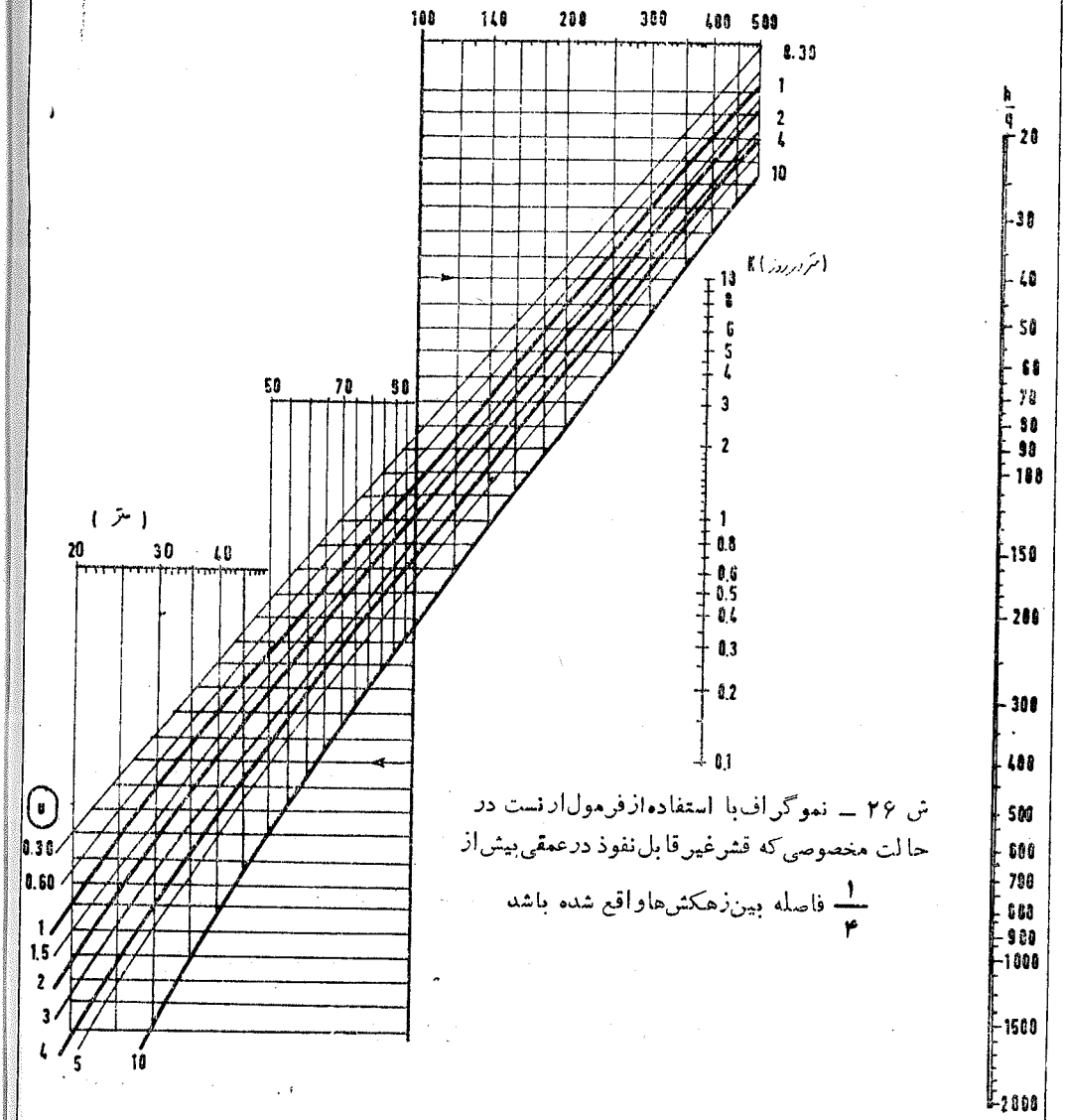
$$D_۱ = D_o + ۰/۵ h = ۰/۶ + ۰/۵ \times ۰/۲۰ = ۱/۶$$

$$KD = ۰/۲ \times ۱/۶ + ۲ \times ۳ = ۹/۲۰$$

$$\frac{h}{q} = \frac{۱/۲}{۰/۰۱} = ۱۲۰$$

با استفاده از نموگراف شماره ۲٤ فاصله بین زهکشهامساوی ٤٥متر بدست خواهد آمد .

همانطور که قبلا در فرمول هوخهات گفتهشده مقدار φ یا لایه معادل بستگی به قطر زهکشها دارد وبرحسب قطرهای مختلف لازم، جداولی تهیه نمودهاند درحالیکه در فرمول ارنست u (محیط خیس شده) درنظر گرفته شدهاست، بنابراین احتیاجی به تهیه جداول مختلف نمیباشد.



ش ۲۶ ــ نموگراف با استفاده از فرمول ارنست در حالت مخصوصی که قشر غیر قابل نفوذ در عمقی بیش از $\frac{1}{4}$ فاصله بین زهکش‌ها واقع شده باشد

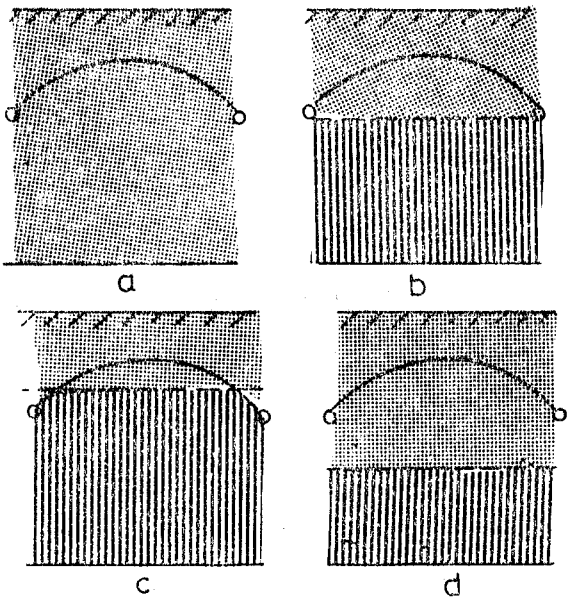
مثال ـ مطلوب است فاصله بین زهکش‌ها در صورتیکه $D > \frac{1}{4}E$ ومقادیر زیـر نیز معلـوم باشد

$q = ۰/۰۰۲$	متر در روز	
$h = ۱/۲$	متر	
$K = ۰/۸$	متر درروز	
$u = ۱/۵$	متر	

$$\frac{h}{q} = \frac{۱/۲}{۰/۰۰۲} = ۶۰۰$$

حال با استفاده از نموگراف شماره ۲۶ نقطه ۶۰۰ را به ۸ر۰ متصل میکنیم وایـن خط را ادامه داده تـا منحنی $u=۱/۵$ را قـطع کند واز نقطه‌اخیرخطی‌بموازات‌محور yها رسم نموده تا فاصله‌بین‌زهکش بدست آید، این فاصله مساوی با ۱۷۰ متر میباشد .

شکل‌های شماره ۲۷ مواردی راکه برای محاسبه فواصل زهکش‌ها از فـرمول ارنست ویا هـوخهات میتوان استفاده نمود، نشان میدهند



ش ۲۷ ـ موارد استفاده از فرمول هوخهات و یا ارنست

حالت دوم ــ جریان‌های غیر ماندگار Ecoulement en regime non permanent

در مواردی که بارندگی شدید باشدو یامقدار آب نسبتازیادی‌برای آبیاری و یا شستشوی اراضی وارد زمین نمایند، سطح آب زیرزمینی بالا آمده و بعدا در اثر خروج آب از زهکش‌ها،سطح آب بتدریج پائین میرود .

همانطور که قبلا توضیح داده شد، فرمول‌هائی کـه جهت محاسبه فواصل و عمق زهکشی، توسطدانشمندانی‌نظیر هوخهات Hooghout ویا ارنست Ernst در اختیار متخصصین گذاشته شده، براساس جـریان های ماندگار تهیه شده‌اند. در حقیقت این عده از دانشمندان سطح‌آب زیرزمینی را ثابت اختیار مینمایند، چون بعقیده آنها دبی ورودی‌بـا دبی خروجی مساوی میباشد، درحالیکه این موضوع ممکن است بـرای نواحی با بارندگی های بامدت طولانی تا اندازه‌ای تحقق داشته بـاشد (مثلا شمال ایران)،لیکن در اکثر موارد جریان های ماندگار در زهکشی وجـود ندارد وبالعکس جریان‌های غیر ماندگار، در زهکشی وجـود خـواهد داشت .

استفاده از جریان‌های‌غیر ماندگار یکی از مباحـث مهم و مشکـل هیدرولیك آبهای‌زیرزمینی میباشد و تاکنون کلیه فـرمول‌هـا و یـا آزمایشات انجام شده نظریه M.J. Boussinesq(۱۹۰٤) را محقق‌میسازد، بنابراین با توجه باهمیت این نظریه لازم است که بطور خلاصه بـاین نظریه و فرمول‌های نتیجه شده ازآن جهت محاسبات مربوط‌به زهکشی و آزمایشات انجام شده (جهت تحقق‌در صحت‌این فرمول‌ها) اشاره‌شود، لیکن چون تشریح دقیق این نظریه احتیاج‌به اطلاعات وسیع ریاضـی دارد، لذابمنظور استفاده عده بیشتری، از بحث‌های مشکل ریاضی در

این‌مورد خـودداری میشود .

قبل از تشریح این نظریه لازم است توضیح‌داده شود که‌چه‌عواملی در زمین بایستی مـوجود باشند تـا یك سفره آب زیـر زمینی تشکیل شود، اهم این عوامل عبارت از :

ـ وجود یك طبقه‌قابل‌نفوذ تا آب‌درداخل‌خلل‌و فرج‌آن‌هاذخیره‌شود.

ـ وجود یك طبقه غیرقابل نفوذ که مانع نفوذ آب باعماق گردد .

حرکت آب در طبقه‌قابل‌نفوذدارای سرعت‌کمی میباشد. اگرمقطعی بطور عمود بریك رشته خط جریان های موازی درنظر گـرفته شود، تغییر فشاردر این مقطع از قانون هیدروستاتیك تبعیت مینماید .

ارتفاع پیزومتری : ارتفاع پیزومتری هرنقطه از جریان‌عبارتست از حاصل جمع ارتفاع‌هندسی نقطه مزبـور نسبت‌به‌یك مبداء افقـی و ارتفاع نظیر فشار همان نقطه .

ازتعریف بالا چنین‌استنباط‌میشودکه ارتفاع نظیر فشارپیزومتری جمیع نقاط مقطعی‌که‌خطوط‌جریان‌را بطور قائم‌قطع‌مینماید ثابت‌است.

حـرکت آب سفره‌های آب زیـرزمینی: اگـر ارتفاع نظیر فشار پیزومتری که از یك صفحه افقی اندازه‌گیری‌میشود برای هرنقطه‌به‌ـ وسیله تابعی مانند φ بـرحسب مختصات x,y,z همـان نقطه بیان گردد چنین استنباط میشود که جریان باید بنحوی صورت گیرد کـه راساً به صفحات $\varphi=ct$ عمود بـاشد .

اینك فرض مینمائیم که ابعاد افقی سفره آب، در مقاتسه باضخامت قائم قشرمزبور، زیاد باشد. این فرض در اغلب مـوارد صورت تحقق پیدا میکند. شیب زمین غیرقـابل نفوذ و شیب سطح آزاد آب عمومـا اندك است. نظر به قلت ضخامت نسبی‌اگر تلاقی خطوط جریان با یـك

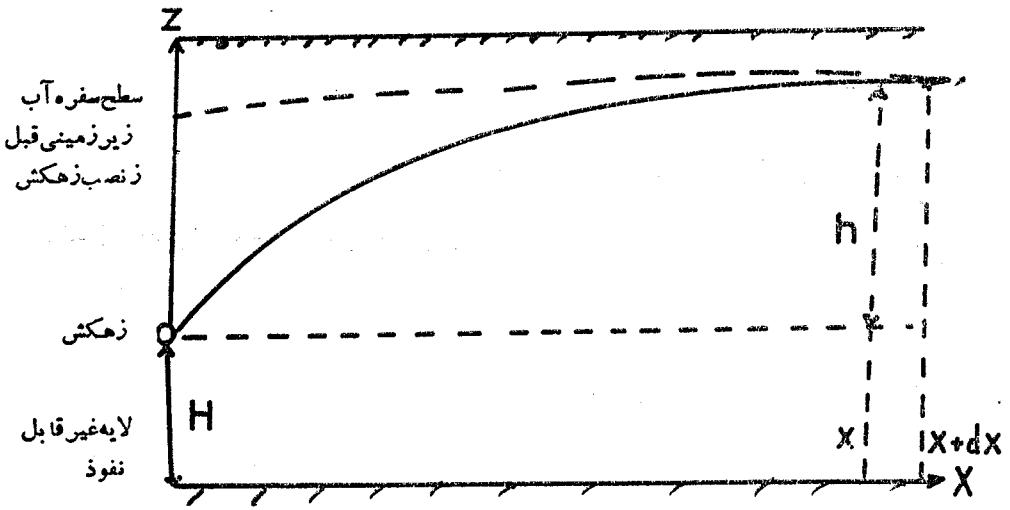
مقطع قائم درنظر گرفته شود، مشاهده‌میگردد که‌کلیه‌ی خطوط جریان واقع‌بین خط جریان‌تحتانی روی‌قشر غیرقابل‌نفوذ الی‌خط جریانی که‌در سطح فوقانی قرار دارد با یکدیگر موازی بوده و همگی تقریبا افقی میباشد و سطوح متحدالفشار φ که به‌این خطوط جریان عمود میباشند، تقریبا با سطوح استوانه‌ای با مولدهای قائم منطبق میگردند. فشار پیزومتری φ دریك نقطه‌ای مفروض درزمان معین با اندازه‌ی فشار پیزومتری نقطه‌ی تلاقی‌قائم‌مار بر نقطه‌ی مفروض با سطح فوقانی در همان لحظه تقریبا برابر است وبنابراین‌اندازه آب برابر خواهد بود با ارتفاع سطح آزاد سفره که در روی این خطوط عمود تعیین گردیده و با h مشخص میگردد. طول مزبور با مختصات z سطح آزاد منطبق میگردد. اگر چنانچه صفحه xy صفحه‌ی افقی برای مقایسه‌ی ارتفاعات درنظر گرفته شود، بنابراین در همه جا $\varphi = h$ خواهد بود. عمق سفره نسبت به‌یك صفحه‌ی مقایسه به‌وسیله‌ی H بیان میگردد که جهت مثبت آن ازبالابپائین است بنحوی که ضخامت سفره واقع‌بین زمین غیرقابل نفوذ و سطح آزاد برابر است با $(H+h)$. دوارتفاع H و h توابعی از مختصات z و x میباشند.

طول ارتفاع H برای‌جمیع نقاط معین بوده و جزو معلومات‌مسئله تلقی میگردد برعکس طول‌ارتفاع h با زمان تغییر مینماید و هدف مطالعه ما تجزیه و تحلیل تغییر این ارتفاع با زمان است .

برای تسهیل مسئله فرض میشود که شکل سفره آب منظم باشد، بنحوی که سطح زمین غیرقابل نفوذی که روی آن سفره‌ی آب قرار گرفته است با صفحه‌ی افقی منطبق گردد در چنین صورتی مقدارعمق H ثابت میگردد. همچنین فرض میشود که عرض سفره‌ی‌آب همگن‌در

امتداد محور y ها بینهایت باشد، بنحوی که تاثیرجدار y قابل صرفنظر تلقی شود، بنابراین تمام نقاط واقع روی یک خط مستقیم بموازات محور y ها در هر نقطه دائماً در تحت یکنوع شرایط مشترك جریان پیدا خواهند نمود. درچنین صورتی فرمول مستقل از مختصات y ها گردیده و جریان صفحه‌ای فقط بستگی به مختصات z,x نقاط خواهد داشت. استوانه‌های با مولدهای قائم که سطوحی بودند عمود بر امتداد جریان تبدیل میشوند به یك عده صفحات قائم عمود بر محور x ها. اینك عنصری واقع بین چنین دوصفحه‌ی قائم و بین دو ارتفاع مجاور به طول (H+h)` و بعرض واحد انتخاب میگردد.

همانطورکه قبلا توضیح‌داده شد جریان آب زیرزمینی در سیستم مختصات با دوبعد مورد مطالعه قرار داده خواهد شد، شکل ۲۸ وضع جریان آب زیرزمینی را پس‌از نصب یك رشته زهکش نشان میدهد .



ش ۲۸

مقدار حجم آبی که در واحد زمان از حجمی از خاك بعرض واحد که دربین دو صفحه قائم فوق الذکر عبور مینماید ، با $V(H+h)$ (سرعت عبور آب) رابطه خواهد داشت اگر این حجم از خاك در فاصله $x,x+dx$ قرار داشته باشد، بنابراین مقدار آبی که از صفحه قائم مقطعی بفاصله x و $x+dx$ عبور مینماید مساویست با :

$$q_x = V(H+h) \cdot 1$$

طبق قانون دارسی:
که دراین فرمول k مساویست باضریب آبگذری خاك و I مساویست با شیب آبی

$$V = kI = k\frac{dh}{dx}$$

و یا

$$q_x = k\,(H+h)\frac{dh}{dx}$$

مقدار آبی که از صفحه قائم و بفاصله $x+dx$ وبعرض واحد عبور میکند عبارتست از q_x بعلاوه دیفرانسیل آن نسبت به x یا

$$\frac{d}{dx}\left[k\,(H+h)\frac{dh}{dx}\right]dx$$

مقدار آب موجود بین این دو صفحه قائم بفاصله dx درواحد زمان باندازه همین مقدار دیفرانسیل زیادتر خواهد شد، در زمان dt مقدار حجمی که زیاد میشود برابر است با :

یا

$$\frac{d}{dx}\left[k\,(H+h)\frac{dh}{dx}\right]dxdt$$

اگر k ثابت فرض شود

$$k\frac{d}{dx}\left[(H+h)\frac{dh}{dx}\right]dxdt \qquad (1)$$

اما برای اینکه حجم آب واقع‌بین دو صفحه قائم بفاصله dx بـه‌اندازه مقدار فوق اضافه شود لازم است کـه سطح آب زیرزمینی بـالا بیاید. اگرچنانچه ارتـفاع اولیه آب h فـرض شود ارتفاع مـزبور بعداز گذشت زمان dt باندازه $\frac{dh}{dt}$ بالاتر میآید. حجم ظاهری نظیر این ازدیاد ارتفاع عبارتست از :

$\frac{dh}{dt}dt\,dx$ ومقداری ازاین حجم که بوسیله آب اشتغال میگرددعبارتست از :

$$p' \frac{dh}{dt} dt\, dx \qquad (۲)$$

p' عبارتست از تخلخل موثر که بعدا شرح داده خواهد شد .

$$p' \frac{dh}{dt} = k \frac{d}{dx}\left[(H+dh) \frac{dh}{dx} \right] \qquad (۳)$$

یـا

$$\frac{dh}{dt} = \frac{kd}{p'dx}\left[(H+dh) \frac{dh}{dx} \right] \qquad (۴)$$

معادله (٤) معادله بسیار مهمی میباشد که درتمام موارد، مورداستفاده قـرار خواهد گرفـت .

اگر ارتفاع h یك نقطه‌درلحظه $(t=.)$ معلوم باشد، مقدار ارتفاع مزبور را میتوان در زمان (t) از معادله ۳ پیدا نمود. لیکن بـه‌معادله مزبور یك شرط معینی راکه مختص به هـرنقطه از محیط‌سفره بـاشد بایستی علاوه نمود، برای اینکه شرط فوق به ساده‌ترین شکل‌ممکن در آید و با فرمول ساده‌ای بیان گردد فرض میشود که یك انتهای‌سفره

آب به صفحه $x = L$ دیوار قائم غیر قابل نفوذ (فرضی) محدود گردد، و تغییرات $\frac{dh}{dx}$ بازاء $x=L$ تقریباً صفر باشد، بنابراین شرطی که در یك طرف جریان بایستی رعایت شود، عبارت خواهد بود از:

$$x = L \text{ و } \frac{dh}{dx} = ۰$$

انتهای دیگر سفره آب زیرزمینی عبارتست از $x=۰$ که محیط آزاد آب را تشکیل میدهد که محل نصب زهکش‌های زیرزمینی یا کمی بالاتر از سطح آب در زهکش‌ها خواهد بود و شرایط حد که در این قسمت جریان باید رعایت شود عبارتند از :

$$\begin{cases} x = ۰ \\ h = ۰ \end{cases}$$

بطور کلی شرایط حدی عبارت‌اند از :

$$\left.\begin{cases} x = ۰ \\ h = ۰ \end{cases} \right\} \qquad (۵)$$

$$\left.\begin{cases} x = L \\ \frac{dh}{dx} = ۰ \end{cases} \right\}$$

مقدار حجم آبی که در فاصله کمی از محل خروج آب خارج میشود عبارتست از :

$$q = \left[k\,(H+h)\,\frac{dh}{dx} \right]_{x=۰}$$

معادلات اشاره شده فقط در دو حالت زیر قابل حل میباشند :

$h \ll H$ حالت اول

$H \ll h$ حالت ددم

حالت اول $h \ll H$

دراین حالت یا مقدار H خیلی زیاداست و یا اینکه زهکش‌ها در نزدیکی سطح سفره آب‌زیرزمینی قرار دارند. بنابراین معادله (۳) تبدیل میشودبه :

$$p' \frac{dh}{dt} = kH \frac{d^2h}{dx^2} \qquad (۶)$$

شرایط حد توسط معادلات (۵) بیان شده است .

حالت دوم $H \ll h$

دراین حالت میتوانیم فرض نمائیم که قسمت اعظم سفره‌آب‌بالاتر از صفحه‌افقی ماربر محل نصب زهکش میباشد. بنابراین $H = ۰$ میشود اگر طرفین معادله را در ۲ ضرب نمائیم

$$۲ p' \frac{dh}{dt} = k \frac{d}{dx} \cdot \frac{dh^2}{dx^2} \qquad (۷)$$

شرایط حد عیناً همان معادلات (۵) میباشند .

چون معادله (۷) خطی‌نیست چنین بنظر میرسد که انتگرال‌عمومی آن غیر مقدور میباشد. اما میتوان برای آن یك جواب خاص پیدانمود. جواب خاص مزبور میتواند بیان کند که آیا سطح آزادمزبور مانند حالت قبل شکل منحنی را دارد یا خیر؟

این‌شکل حد را بعنوان حالت اولیه قبول نموده وآنرا با h_o نشان میدهیم و h_o مقداریست که ارتفاع h آب در یك‌زمان به آن‌میرسد بنابراین ارتفاع آب را در هرلحظه میتوان با حاصل‌ضرب h_o ویـك تـابع از زمـان بیان نمود .

اگرچنانچه‌این‌تابع با T نشان‌داده شودنتیجه‌میشودکه $h=h_oT$ و اگر این مقدار در معادله (۷) قرار داده شود .

معادله (۷)
$$۲p'\frac{dh}{dt}=k\frac{d}{dx}\cdot\frac{d(h_oT)^۲}{dx}$$

$$۲p'\frac{dh_oT}{dt}=T^۲k\cdot\frac{dh_o^۲}{dx}$$

$$\frac{۲}{T^۲}\cdot\frac{dT}{dt}=\frac{k}{p'h_o}\cdot\frac{dh_o^۲}{dx} \qquad (۸)$$

جمله سمت چپ مستقل از طول x وجمله سمت راست مستقل از زمان میباشد .

بنابراین اجبارا هر دو طرف معادله برابر مقدار ثابت -۲α خواهد بود و از انتگرال‌آنها نتیجه‌میشود .

$$\frac{۱}{T}=۱+\alpha t \quad \text{یا} \quad T=\frac{۱}{۱+\alpha t} \qquad h=\frac{h_o}{۱+\alpha t}$$

برای تعیین h_o از مادله (۸) وشرایط حد معادلات (۵) استفاده میشود .

$$\frac{d^۲h_o^۲}{dx^۲}+۲\alpha ph'_o=۰$$

دراین فرمول h_o جانشین h گردیده‌وانتگرال آن منتهی‌بتوابع بیضوی میگـردد .

مقدار دبی در واحد طول مقاطع قائم سفره آب زیرزمینی‌بااستفاده از معادله زیر که قبلا بیان شد :

$$q = \left[\frac{k}{p'}(H+h)\frac{dh}{dx}\right]_{x=0}$$

برابر خواهد بود با :

$$q = \left[\frac{k}{p'}\left(\frac{dh}{dx}\ h\right)\right]$$

لیکن

$$h = \frac{h_o}{(1+\alpha t)} = h_o T \quad و \quad q = \frac{k}{p'}\left(\frac{dh_o}{dx} h_o T^2\right)$$

$$q_o = \frac{k}{p'}\ \frac{dh_o}{dx} h_o \quad پس \quad q = \frac{q_o}{(1+\alpha t)^2}$$

فاصله‌بین دو زهکش $E=2L$ است

اگر تغییرات سطح آب زیرزمینی را در زمان t مساوی d اختیار نمائیم بنابـراین :

$$h_o - d = h = \frac{h_o}{(1+\alpha t)} \qquad (10)$$

محاسبات انجام شده ثابت‌مینماید کـه

$$\alpha = 4/6 \frac{k h_o}{p' E^2}$$

اگر بجای α درمعادله ۱۰ مقادیر آن قرار داده شود .

$$h_o - d = \frac{h_o}{1 + 3/6 \frac{k h_o}{p' E^2}}$$

$$E^2 = \frac{4/6 k h_o (h_o - d)\, t}{p' d} \qquad \text{یا} \qquad (11)$$

$$t = \frac{E^2 p' d}{4/6 k h_o (h_o - d)} \qquad \text{یا} \qquad (12)$$

معادله ۱۱ برای محاسبه زمان لازم برای اینکه‌سطح آب‌زیر زمینی باندازه d تنزل نماید و معادله ۲۱ برای محاسبه‌فاصله بین زهکش ها مورد استفاده قرار خواهد گرفت .

در این معادلات برحسب متر $d = h_o - h$

زمان برحسب ساعت $t =$

برحسب متردر ساعت $k =$

برحسب متر $E =$

طرزاندازه‌گیری تخلخل موثر (P')

تمام تخلخل خاك در حرکت آب در خاك تاثیر ندارد، چون باطراف ذرات خاك، قشری ازآب با نیروی بسیار زیادی چسبیده شده، بنابر- این فقط قسمتی از تخلخل خاك میتواند برای عبور آب موثر باشد و تخلخل موثر این حجم را مشخص مینماید و بوسیله تخلخل موثر میتوان محاسبه کرد که اگر مثلا ۱۰ میلیمتر، آب بسفره آب زیرزمینی‌اضافه شود، چند میلیمتر سطح آب زیرزمینی بالا خواهد آمد .تخلخل موثر را میتوان‌از نسبت سرعت ظاهری آب (V_1) به‌سرعت‌حقیقی عبور آب‌از بین ذرات خاك (V_2) مشخص‌نمود .

$$p' = \frac{V_1}{V_2}$$

طبق قـانون دارسی

$$V_1 = K \frac{dh}{dx}$$

تعیین سرعت حقیقی عبور آب ازبین ذرات خاك خیلی مشکل است، لذا قسمت هیدرولیك کشاورزی فرانسه فرمول زیر را برای محاسبه p' پیشنهاد نموده است :

$$p' = \frac{d_r - d_a}{d_r} - d_a \frac{He}{100}$$

d_r = وزن مخصوص حقیقی خاك

d_a = وزن مخصوص ظاهری خاك

He = ظرفیت نگهداری آب در خاك

اگـر در خـاکی

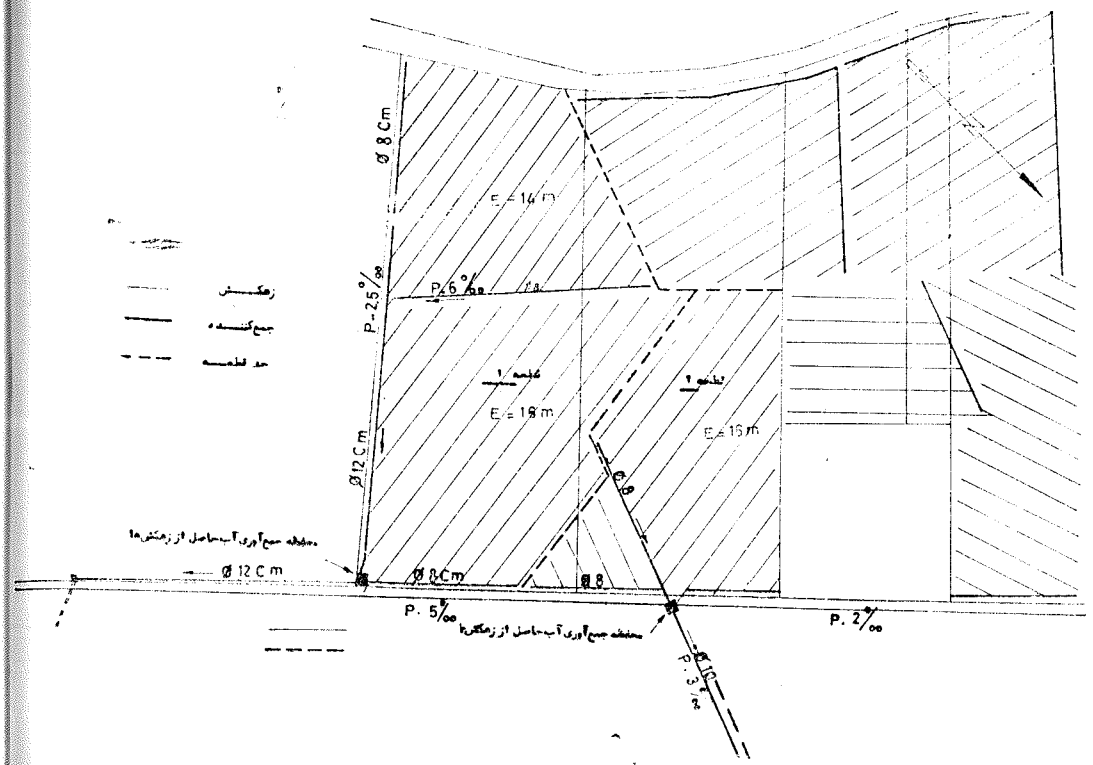
$d_r = 2/6$

$d_a = 1/5$

$He = 24\%$

$p' = 6\%$ خواهد بود .

قسمت هیدرولیك کشاورزی فرانسه آزمایشاتی در محل Seint—et—oise برای تحقیق در صحت فرمول Boussinesq مطابق شکل ۲۹ انجام داده است. مشخصات قطعه زمین مورد آزمایش عبارتند از :



ش ۲۹

مساحت زمین مساوی ۷٫۸۹ هکتار و طبقه غیرقابل نفوذ بطور متوسط در عمق ۰٫۸ متری زمین واقع شده‌وطبقه قابل نفوذکه ازسطح زمین تا طبقه غیرقابل نفوذ قراردارد، دارای بافت یك‌نواخت‌میباشد.

قطر زهکش‌ها مساوی ٦ سانتی متر و قطر جمع کننده‌ها ۱۲ـ۱۰ ۸ سانتی متر با شیب متوسط ۲ در هزار و بطور متوسط در عمق ۹۰ تا ۷۰ سانتی‌متری‌و بفواصل ۱٦ـ ۱٤ متر از یکدیگر قرار گرفته‌اند .

از آبیاری بارانی بجای‌بارندگی‌استفاده شده‌بانصب چند باران‌سنج بر روی قطعات، میزان دقیق و پخش آب وارد شده را اندازه‌گیری

نموده‌انـد .

زمان $t=0$ برای شروع تخلیه آب توسط زهکش‌ها، در تـمام موارد ۲ ساعت پس از اتمام آبیاری بارانی درنظر گرفته شد.

شکل‌های شماره ۳۰و۳۱و۳۲ برای جمع کننده اصلی قطعه شماره۲ و شکل شماره ۳۳ برای جمع کننده قطعه شماره ۱ رسم گردیده است.

مقدار α عملا از رابطه زیر محاسبه گردید :

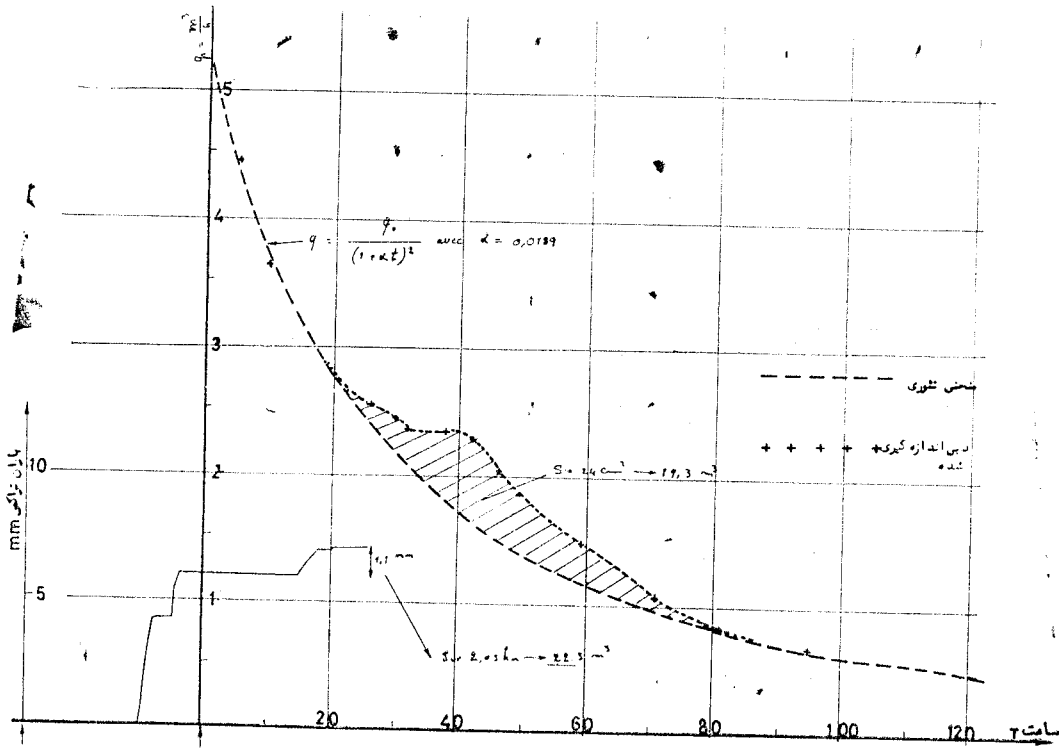
$$q = \frac{q_0}{(1+\alpha t)^2}$$

$$\alpha = \frac{1}{t}\left(\sqrt{\frac{q_0}{q}} - 1\right)$$

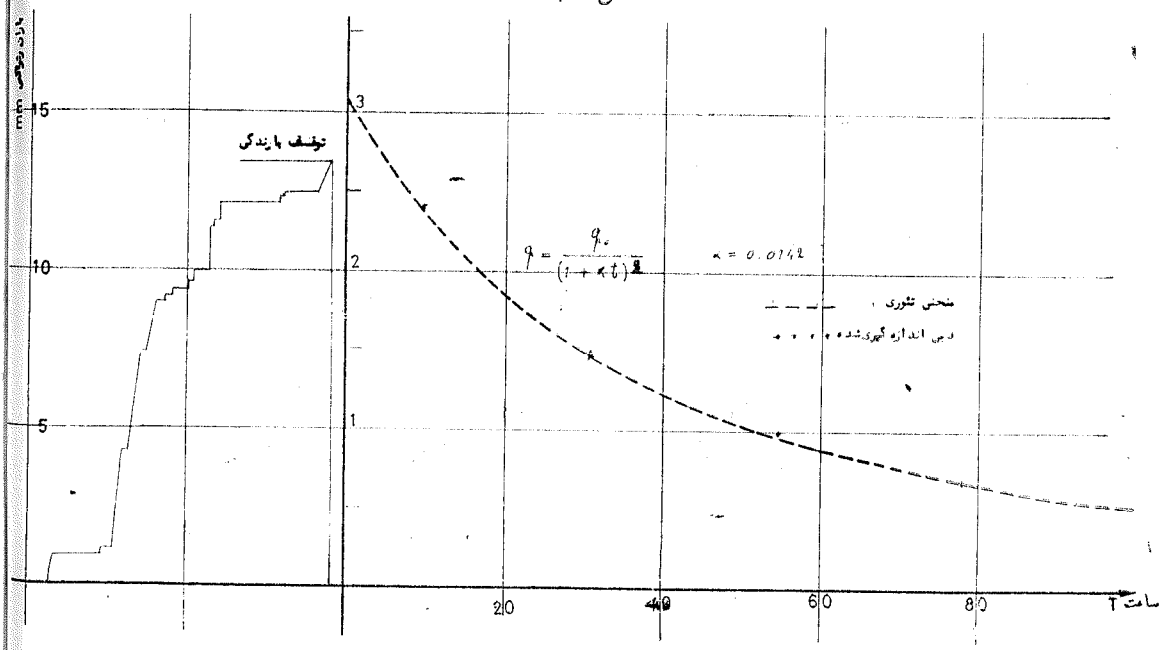
چون مقدار q در فواصل زمان‌های مختلف انـدازه‌گیری میشود، بنابراین α مقدار ثابتی نمیتواند داشته باشد ، ازاین نظر مقدار α درهر مورد محاسبه گردیده‌و مقدارمتوسط‌آن درنظر گرفته شده‌است، با در نظر گرفتن q_0 ومقدار متوسط α مقدار q تئوری‌از رابطه۱۳محاسبه شده و سپس منحنی تغییرات q با t مطابق شکل‌های ۳۰و۳۱و۳۲رسم گـردید.

نتایج حاصله از آزمایشات در باره صحت فرمول Boussinesq

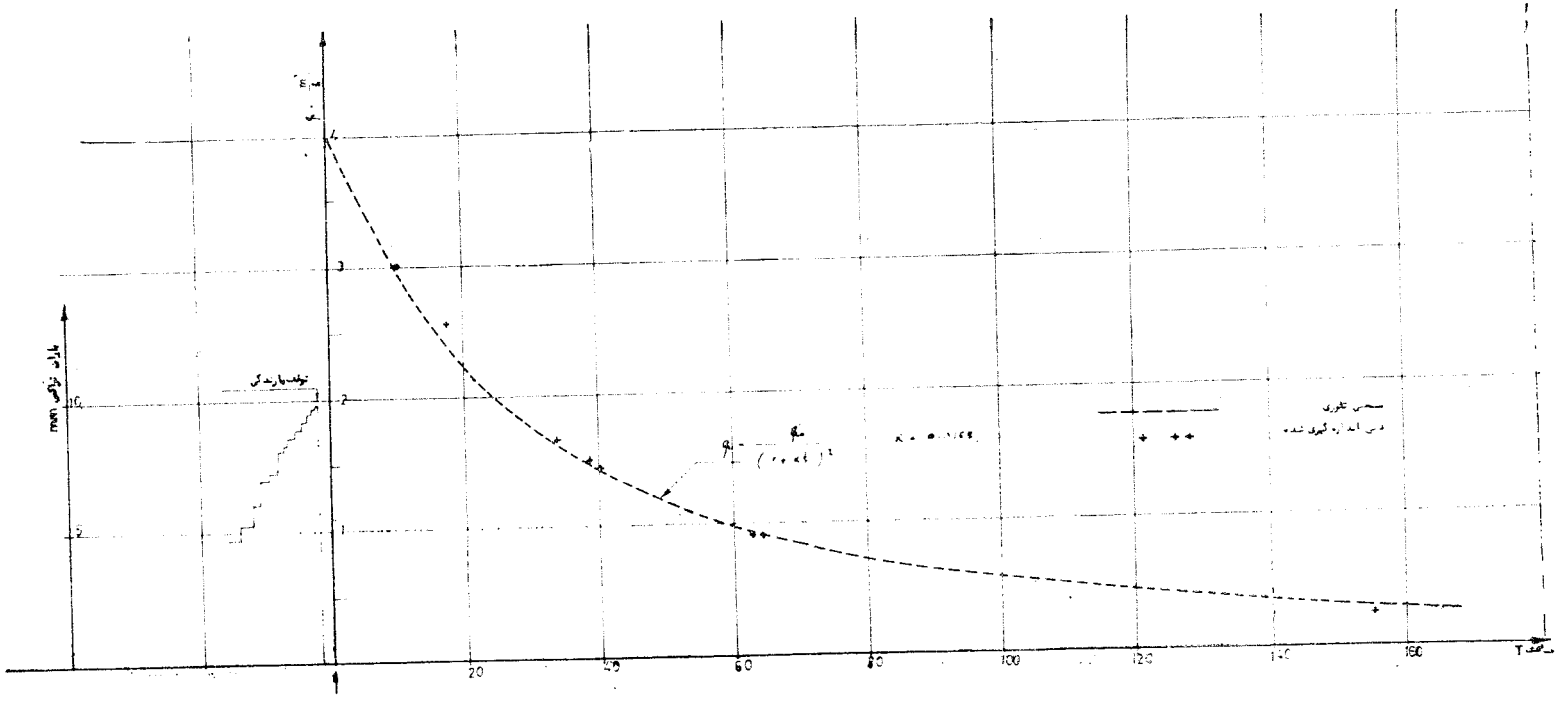
ـ شکل‌های شماره ۳۰و۳۱و۳۲ بخوبی نشان میدهند که مقدار q اندازه‌گیری‌شده بخوبی بر روی منحنی تئوری تطبیق مینماید .


$q = \frac{q_0}{(1+\alpha t)^2}$ avec $\alpha = 0,0189$
منحنی تئوری
دبی اندازه گیری شده
باران برحسب mm
ساعت T

ش ۳۰


توقف بارندگی
$q = \frac{q_0}{(1+\alpha t)^2}$ $\alpha = 0.0142$
منحنی تئوری
دبی اندازه گیری شده
ساعت T

ش ۳۱



ش ۳۲

مقدار α بستگی به $\sqrt{q_o}$ وخود q_o بستگی بارتفاع h (شکل شماره ۲۸ مراجعه شود) داردبنابراین نسبت مقدار α هابایستی بستگی به $\sqrt{q_o}$ های آنها داشته باشد یا

$$\frac{\alpha}{\alpha'} = \sqrt{\frac{q_o}{q'_o}}$$

نتایج حاصله از آزمایشات بایستی رابطه فوق را مدلل سازد .
از شکل‌های ۳۰و۳۱و۳۲ که برای جمع کننده‌شماره ۲ و در زمـان‌های مختلف تهیه شده جدول‌زیـر استنتاج میشود .

شماره‌گذاری	$\sqrt{q_o}$	q_o	α	تاریخ
a	۱/۷۵۵	۳/۰۸	۰/۰۱۴۲	۶۰/۱۱/۲۸
b	۲/۰	۴/۰	۰/۰۱۶۸	۶۰/۱۲/۷
c	۲/۲۸۳	۵/۲۰۸	۰/۰۱۸۹	۶۱/۲/۴

برای $\frac{a}{b}$ ها α ——— ۰/۸۴۵

« ها $\sqrt{q_o}$ ——— ۰/۸۷۵

برای $\frac{a}{c}$ ها α ——— ۰/۷۵۱

« ها $\sqrt{q_o}$ ——— ۰/۷۶۹

برای $\frac{b}{c}$ ها α ——— ۰/۸۸۹

« ها $\sqrt{q_o}$ ——— ۰/۸۸۷

ملاحظه میشود که نسبت α هابه نسبت $\sqrt{q}$ هـا خیلی‌نزدیك میباشند .

ـ بمنظورتحقق در باره علت کـوچك بـودن α قطعه شماره ۱، نسبت به قطعه شماره ۲، مقدار سرعت آبگذری آنها اندازه‌گیری‌شده است:

$K = ۸ \times ۱۰^{-۴}$ cm/s (متوسط برای قطعه شماره ۱)

$K = ۱۴ \times ۱۰^{-۴}$ cm/s (متوسط برای قطعه شماره ۲)

اگـر چه K اندازه‌گیری شده در جهت عمودی است وبهتربوده‌که مقدار k درجهت افقی اندازه‌گیری شود معذلك تغییر مقدارαرا میتوان با تغییر مقدار K آنها مربوط دانست .

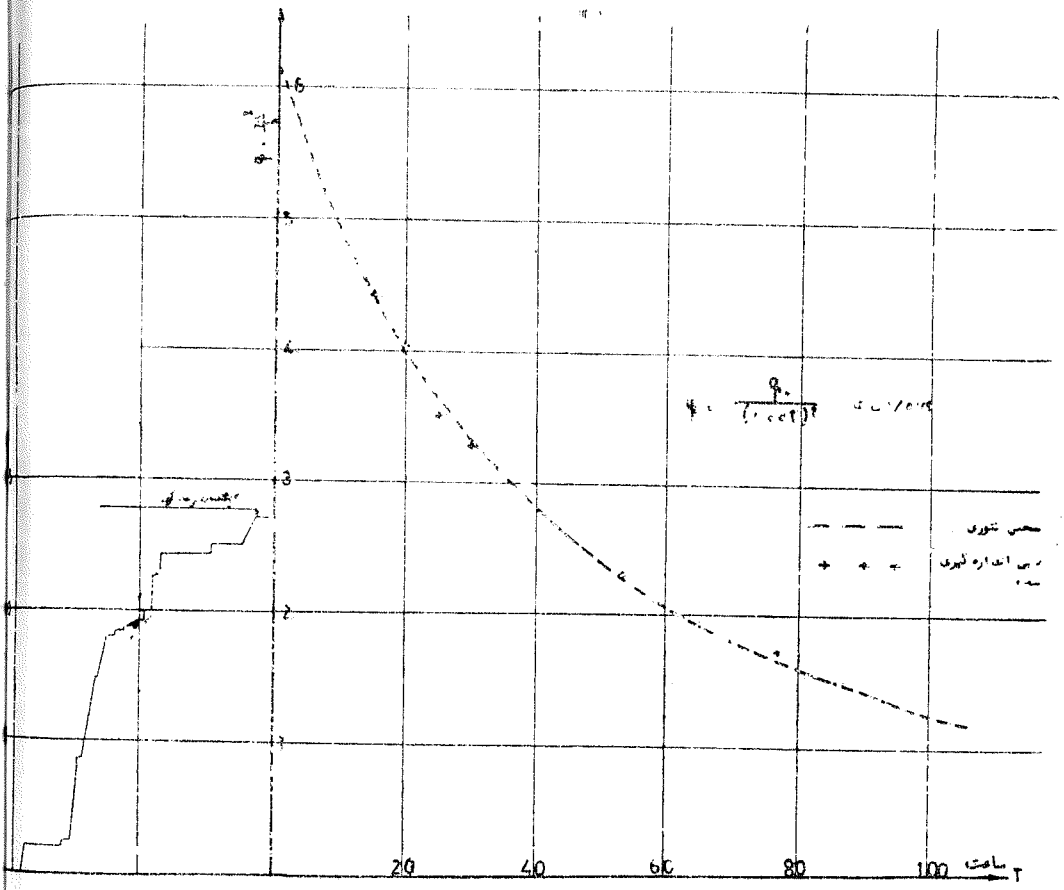
برای رسم شکل شماره ۳۳ مقدار q_o از رابطه $q_o = q(1+\alpha t)^۲$ بـرای هراندازه‌گیری q' محاسبه شده و سپس از مقدار متوسط q_o مقـدار q تئوری محاسبه گردید .

همانطور که‌از اشکـال اشاره شده، مشاهـده میشود، مقدار q اندازه گیری شده بخوبی بر روی منحنی حاصله از فرمول Boussinesq تطبیق مینمایـد.

درشکل شماره ۳۲ مقدار q اندازه گیری شده بر روی منحنی حاصله از تئوری تطبیق نمینماید و علت آن بارندگی‌بارتفاع ۱ر۱ میلیمتـر است‌که در محاسبات منظور نشده است. اختلاف بین منحنـی تئوری و منحنی تجربی ۱۹ر۳ مترمکعب‌آب را نشان میدهد، درحالیکه مقدار

آب حاصله از ۱ر۱ میلیمتر بارندگی بر روی قطعه شماره ۲ معادل ۳ر۲۲ متر مکعب میباشد واختلاف ۳ متر مکعب ناچیز وقابل صرفنظر کردن است .

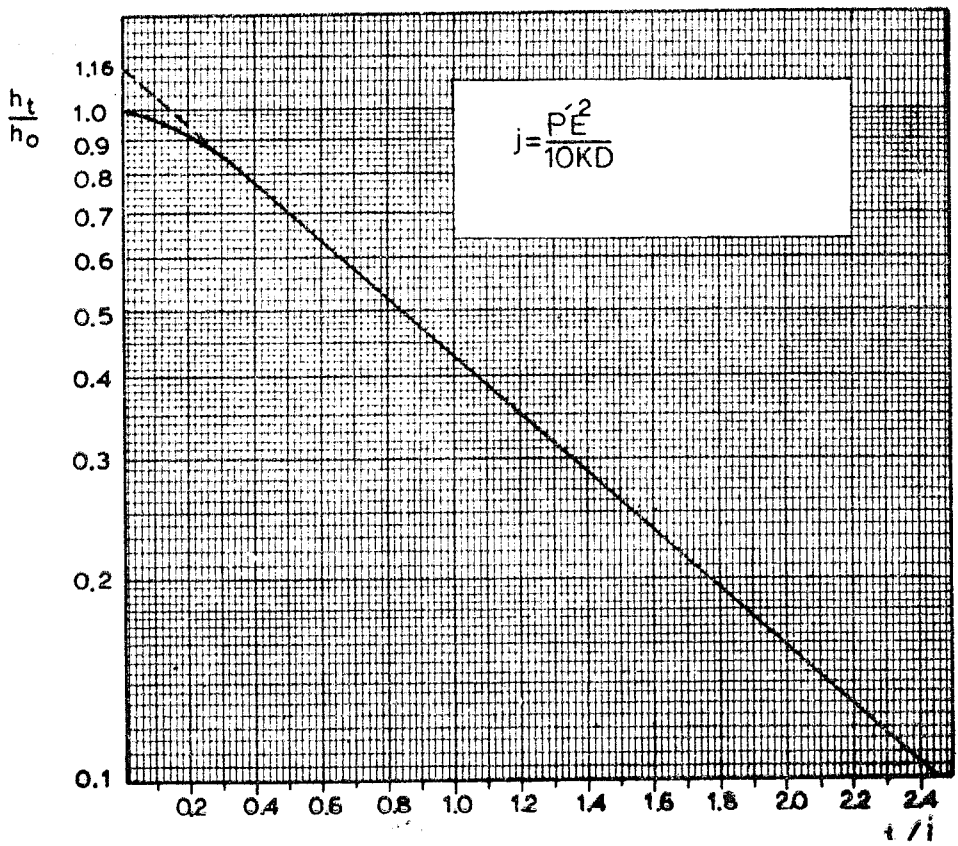
با درنظر گرفتن نتایج حاصله میتوان اظهارنظر نمود که فرمول های ۱۱ و ۱۲ برای محاسبه مربوط به زهکشی قابل استفاده میباشند.



۳۳ ش

استفاده از نموگراف برای محاسبه فواصل بین زهکش‌ها در جریان های غیر ماندگار

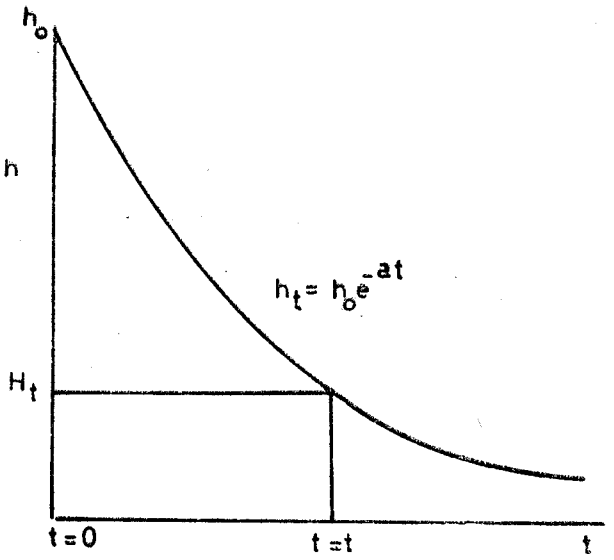
نموگرافی مطابق شکل ۳٤ توسط Dumm ' بادرنظر گرفتن عامل جدیدی بنام ضریب مخزن که مساوی است با $J = \frac{P'E^{2}}{10KD}$ تهیه شده است.



ش ۳۴

P' عبارت است از تخلخل مؤثر و E فاصله بین زهکش‌ها برحسب متر و $D=D_0+\frac{h_0+h_t}{۴}$ عمق متوسط برحسب متر و K ضریب آبگذری بر حسب متر در روز میباشد .

اگر تغییرات h_0 (بارآبی درزمان $t=0$) را نسبت‌زمان‌رسم‌نمائیم ، منحنی شکل ۳۵ حاصل میشود :



ش ۳۵

که میتوان آنرا با معادله زیر نشان داد :

$$h_t = h_0 e^{a-t}$$

نظیر این منحنی را میتوان با رسم تغییرات q_0 (مقدار دبی زهکش‌ها برحسب میلیمتر در روز و برای $t=0$) نسبت به‌زمان رسم‌نمائیم، معادله این‌منحنی عبارت خواهدبود از :

$$q_t = q_o e^{-at}$$

$$a = \frac{1}{J}$$ سرعت تخلیه آب از زهکش‌هـا

این معادلات توسط Dumm در سال ۱۹۶۰ ارائه شد. درصفحات بعد، بمنظور طرز استفاده از این معادلات مسئله‌ای حل خواهد گردید.

$$q_t = q_o e^{-at}$$

$$a = \frac{1}{J}$$ سرعت تخلیه آب از زهکش‌ها

تعریف ضریب مخزن: ضریب مخزن عبارتست از نسبت آب ذخیره شده به مقدار آب خارج شده توسط زهکش‌ها .

واحد ضریب مخزن برحسب روز میباشد وهرچه مقدار عـددی آن بزرگتر باشد دلیل براین موضوع است‌که سطح ایستابی بآرامی‌تنزل میبابـد .

پس از تعیین $\frac{h_t}{h_o}$ مقدار J راازرابطه $\frac{t}{J}$ بـالا میتوان تعیین نمود (مقـدار t اختیاری و برحسب روز است) .

مثال، مطلوبست فاصله بین‌زهکشهادرصورتیکه عوامل‌زیر معلوم‌باشد:

$K = ۰/۲۵$ ضریب آبگذری برحسب متردر روز

$P' = ٪۵$ تخلخل مؤثر

$D_o = ۵$ فاصله‌زهکش‌ها تاطبقه‌غیرقابل نفوذ برحسب‌متر

$u = ۰/۳$ محیط خیس شده زهکش

$h_o = ۱/۳$ حداکثر ارتفاع سطح ایستابی برحسب متر

$h_t = ۰/۶$ » » »

$t = ۱۵$ مدت‌زمانی که‌لازم‌است‌تاسطح ایستابی‌پائین‌بیاید (برحسب روز)

$$\frac{h_t}{h_o} = ۰/۵$$

$$\frac{t}{J} = ۰/۸۵$$ از روی نمو گراف شماره ۳۱

$J = ۱۷/۹$

$$D = D_o + \frac{۱/۲ + ۰/۶}{۴} = ۵/۴۵$$

$$E' = \frac{۱۰ K D J}{P'} = \frac{۱۰ \times ۰/۲۵ \times ۵/۴۵ \times ۱۷/۹}{۰/۰۵}$$

$E = ۷۰$ متر

درجریانهای غیر ماندگار تنها مقاومت افقی در نظر گرفته شده‌اند درحالیکه جـریان شعاعی نیز وجـود دارد، از این نظراصلاحی بشرح زیر باید انجام داد:

$$E = E_o + D_o \log \frac{D_o}{u}$$

مقاومت‌شعاعی $= D_o \log \frac{D_o}{u} = \log \frac{۵}{۰/۳} =$ ۱۴ متر

$E = ۷۰ - ۱۴ = ۵۶$ متر

چنانچه زهکش‌ها در محل طبقه غیر قابل نفوذ قرار گرفته باشند، از فرمول زیر میتوان استفاده نمود :

$$E = \frac{4/5\ t.k.h_o.h_t}{P'(h_o - h_t)}$$

۵ ـ عمق زهکش

راجع به‌عمق زهکشها، مطالعات بسیار زیادی در زمینهای مختلف انجام شده، بطور کلی زهکشها راازنظرعمق بدودسته تقسیم‌مینمایند:

ـ زهکشهای عمیق (۱ر۲۰ متر)

ـ زهکشهای کم عمق (۰ر۷۵ متر).

از ارقام زیر بیشتر جهت عمق زهکشها استفاده میشود:

نوع زمین	عمق زهکش
چمنزارها	متر ۱ـ۰ر۸
زراعتهای مختلف	متر ۱ر۲۵ـ۱
درختان میوه	متر ۱ر۵ـ۱ر۳۰

اصولا هر اندازه که عمق زهکش‌ها اضافه شود، فاصله بین آنها رامیتوان اضافه نمود .

اگر درنظر باشد که ارتفاع سطح ایستابی ازیك سطحی بالاتر نیاید، زهکش‌ها باید در عمقی قرار گیرند تا پس‌از اضافه شدن آب آبیاری یا آب باران ،سطح‌آب زیرزمینی ازحد پیش‌بینی شده تجاوز ننماید . مثلا اگر تخلخل موثر زمینی ۵٪ باشد ودر اثر آبیاری و یا بارندگی ۴۰ میلیمتر آب از منطقه توسعه ریشه‌های نباتی خارج شود، دراینصورت ارتفاع ایستابی، میلیمتر $\frac{۴۰}{۰/۰۵} = ۸۰۰$ اضافه خواهد شد .

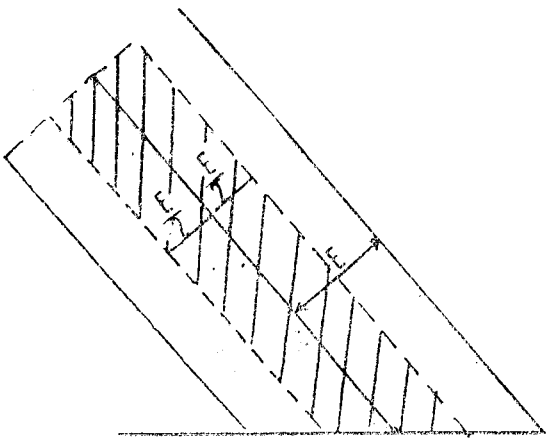
اگر درنظر باشدکه سطح ایستابی در ارتفاع ۱ر۲۰ متری از سطح

خاك قرار گیرد، بنابراین زهکش‌ها باید در عمق ۲متری از سطح خاك نصب شونـد .

۶ـ تعیین طول زهکش‌های زیرزمینی

طول زهکشهای زیرزمینی از حدی نباید تجاوز نماید، چون بتدریج که طول آنها اضافه میشود نتیجتا مقدار آب وارد شده در لـوله‌هـای زهکشی نیز اضافه خواهدشد و ممکن است لوله‌هـای زهکشی نتوانند این مقدار آب را تخلیه نمایند(دبی‌هر لوله با قطروشیب‌آن‌رابطه‌دارد)،

اگر L طول لوله‌ها و فـاصله‌بین‌دورشته زهکش مساوی E باشد، سطحی راکه هررشته زهکش میتواند زهکشی نماید بادرنظر گرفتن شکل شماره ۳۶ مساوی خـواهد بود با :



ش ۳۶

$$S = L \cdot E$$

q_e = معیارزهکشی درجریان‌های ماندگار

$$L_M = \frac{Q}{q_e \times E}$$

$$Q = S \times q_c$$

$$Q = Q_M$$

$$L_M \cdot E \cdot q_c = Q$$

مثال ـ مطلوب است طول، ماکزیمم زهکش‌ها، درصورتیکه دبی حداکثر $Q_M = ۰/۴۴۹ lit/s$، شیب ۳درهزار، قطرزهکش‌ها ۵سانتی‌متر، وفاصله بین رشته هـای زهکشی ۲۰ متـر باشد .

$$L_M = \frac{۰/۴۴۹ \times ۱۰۰۰۰}{۱ \times ۲۰} = ۲۲۵$$

در خصوص طول زهکش‌ها در فصل پنجم توضیحات بیشتری داده خواهدشد.

۷ ـ محاسبات زهکشی برای اراضی که آبیاری میشوند

در اثر آبیاری سطح آب زیرزمینی بالا آمده و بعدا در زمان t که بستگی به نوع نبات، جنس خاك و شرایط اقلیمی دارد، سطح آب زیر زمینی بایستی بعمق درنظر گرفته شده اولیه، پائین برده شود .

اکثرا در مناطق خشك غلظت املاك خاك زیاد است و برای اینکه‌این املاح کم شده و یا درحد معینی نگاهداشته‌شوند، آب آبیاری را زیادتر ازحد لازم در نظر میگیرنـد .

در اینگونه موارد سطح آب زیرزمینی بالا آمده را میتوان بادرنظر گرفتن تخلخل موثر و سطح آب زیرزمینی تثبیت شده و مقدارآب وارد شده محاسبه نموده و عمق زه‌کش‌هارا تعیین کرد .

در فصل اول (رابطه آب وخاك) توضیح داده شد که همیشه مقدار زیادتری آب از آب موردلزوم حقیقی نبات وارد خاك میکنند.در شرایط

مختلف راندمان پخش آب‌درمزرعه از ۸۰ـ۲۵٪ تغییر مینماید، نتیجتاً همیشه مقداری آب اشباعی از منطقه‌توسعه ریشه نباتی خارج شده و بـاعماق نفوذ مینمایـد .

از مقدار آب لازم برای شستشوی املاح خاك باید مقدارآب‌اشباعی که در اثر نفوذ عمقی‌جزء تلفات‌آب آبیاری محسوب میشود، کسر نمود.

چنانچه‌مقدار آب نفوذی بیشتر ویامساوی آب لازم برای‌شستشوی خاك باشد، احتیاجی باضافه نمودن آب‌آبیاری برای منظور اخیرنخواهد بـود.

۸ ـ آزمایشات زهکشی

پس از تعیین عمق زهکش‌ها، فواصل بین‌زهکش‌ها از روی فاکتور هائی از قبیل K (ضریب آبگذری) و D` (عمق‌متوسط‌که‌برابراست بـا $D = D_0 + \frac{h_0 + h_1}{۴}$ که D_0 فاصله‌زهکش‌ها تـا طبقه غیرقابل نفوذ میباشد) محاسبه میشود .

چنانچه چند رشته زهکش بطور آزمایشی، در زمین حفر شود و اثر آنها بر روی سطح ایستابی مطالعه گردد، میتوان ازاین مطالعات مقدار حقیقی K` و یا D` ویا سایر عوامل و فرضیات مربوط به‌محاسبات را عملا تعیین نمود و در ردو یا قبول آنها اظهارنظر کرد .

چون در هر آزمایش مقداری خطا وجود دارد، از این نظر برای اینکه اثر این خطاها بر روی نتایج حـاصله معلوم شونـد، بهتر است کـه آزمایشات در یك یا چند تکرار انجام‌شوند.هراندازه که تعدادتکرارها بیشتر شوند، هزینه آزمایشات اضافه شده و اثر خطاها بر روی نتایج آزمایشات تقلیل پیدا خـواهد نمود .

فواصل بین زهکش‌ها که از محاسبات تئوری بدست میآیند در دو یا چند تکرار در مزرعه آزمایشی پیاده میشوند .

قطعه زمین مورد آزمایش تاآنجا که امکان دارد بایستی معرف‌زمین اصلی بوده واز نظر طبقات خاك‌در نقاط مختلف‌همگن‌باشد.

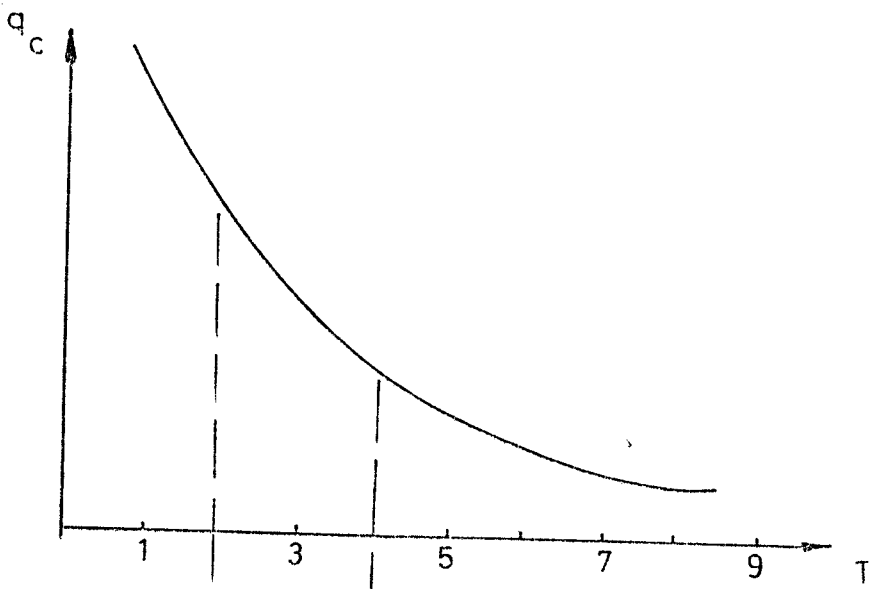
بهتر است یك یاچند رشته زهکش که فواصل آنها بیشتر و کمتر از فواصل بدست آمده‌از محاسبات‌تئوری‌باشد، نیز در قطعات‌آزمایشی حفر گردند و اثر این زهکش‌ها بر روی سطح سفره آب زیرزمینی نیز مـورد مطالعه قـرار گیرد .

ارتفاع سطح ایستابی‌در نقاط مختلف (وسط بین‌دو رشته زهکش و در مجاورت زهکش‌ها) توسط چاههای‌مطالعاتی و یا نصب پیزومترها انجام خـواهد گـرفت .

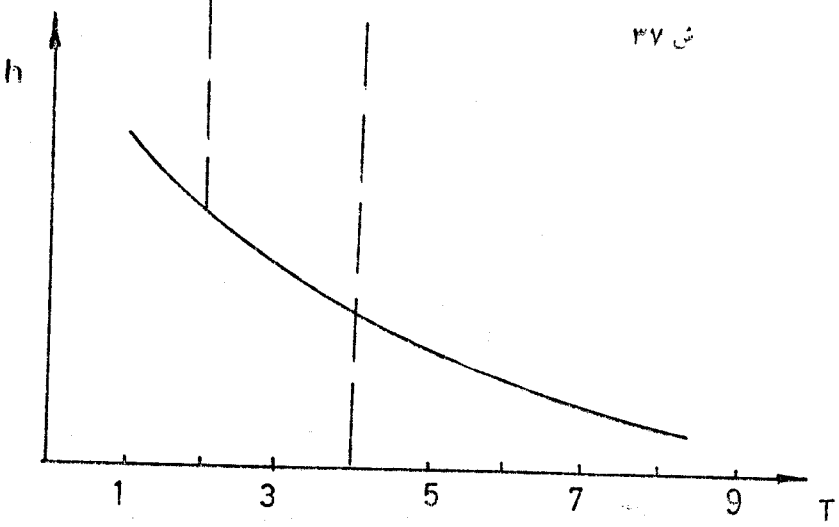
سطح‌ایستابی بهتر است روزانه حداقل یك‌بار و همچنین درایام بارندگی و آبیاری اندازه‌گیری شود ودبی زهکش‌هانیز هریـك بطور جداگانه تعیین گـردد .

اول ـ نتایج آزمایشات زهکشی در حالت جریان های ماندگار

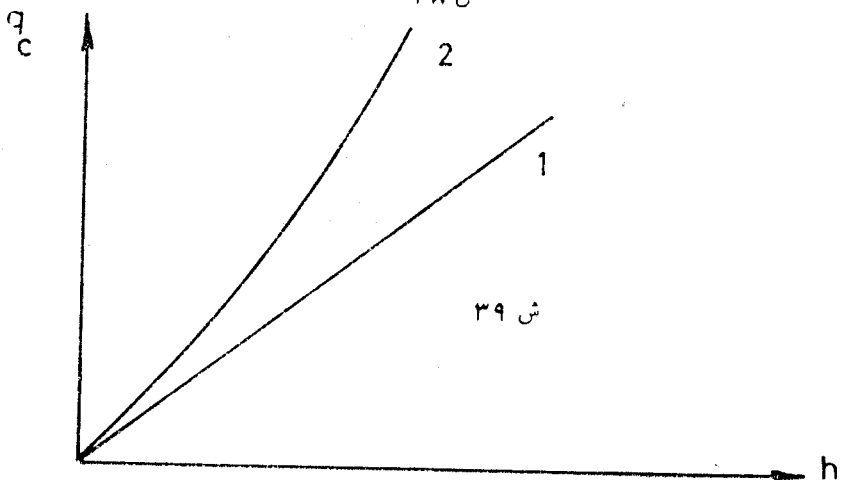
شکل‌های ۳۷و۳۸و۳۹ از این آزمایشات نتیجه خواهند شد. درشکل ۳۷ رابطه بین دبی زهکش‌ها و زمان و در شکل ۳۸ رابطـه بین بـارآبی و زمان و در شکل ۳۹ رابطه بین دبی زهکش‌ها و بارآبی را در حالتی که جریان آب از بالای زهکش‌ها قابل ملاحظه نباشد (۱) ویا برعکس‌قابل ملاحظه باشد، نشان داده شده است .



ش ۳۷



ش ۳۸



ش ۳۹

فرمول هوخهات که براساس جریان‌های ماندگار تهیه گردیده (در اوایل این فصل بآن اشاره)و برای محاسبه فواصل‌بین زهکش‌هـا بکار میرود، بشرح زیر است :

اگـر خاك همگن باشد $E^2 = \frac{8K\varphi h + 4Kh^2}{q_e}$ (۱)

$E =$ فاصله بین زهکش‌ها برحسب متر

$K =$ ضریب آبگذری برحسب متر در روز

$\varphi =$ لایـه معادل

$h =$ ارتفاع سطح‌ایستابی‌در وسط‌دوزهکش‌تا سطح زهکش‌برحسب‌متر

$q_e =$ دبی زهکش برحسب میلیمتر در روز

معادله (۱) را بصورت زیر نیز میتوان نوشت :

$$q_e = \frac{8K\varphi h}{E^2} + \frac{4Kh^2}{E^2}$$

اگر از q_e نسبت h مشتق بگیریم معادله (۲) نتیجه خواهد شد.

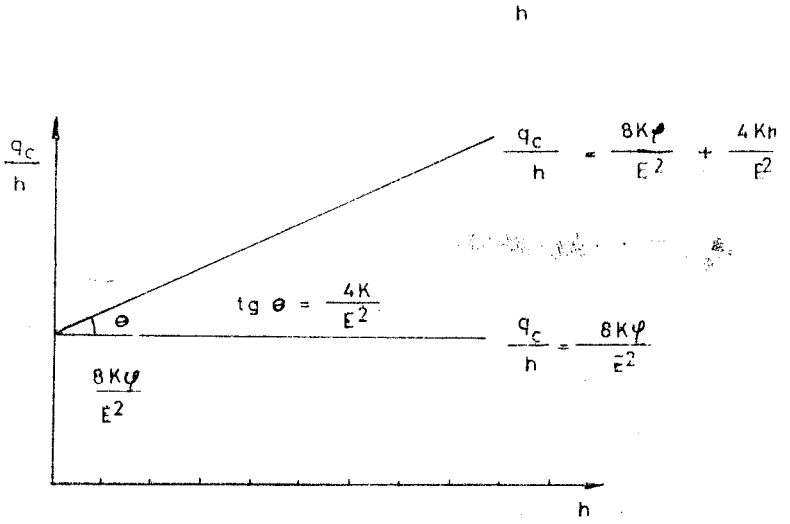
$$\frac{dq_e}{dh} = \frac{8k\varphi}{E^2} + \frac{4kh}{E^2} \qquad (۲)$$

همانطور که ملاحظه میشود مقدار آن مثبت‌است، بنابراین منحنـی که از آن نتیجه میشود،، صعودی خواهد بود .

اگر جزء دوم معادله (۲) یعنی $\frac{4kh}{E^2}$ نسبت‌به‌جزء اول آن $\frac{8\varphi k}{E^2}$ ناچیز باشد، منحنی که از معادله (۲) بدست میآید تبدیل‌به‌یك‌خط خواهدشد.

موقعی میتوان گفت جزء دوم معادله (۲) نسبت بـه جزء اول آن ناچیز است که جریان در قسمت‌بالای‌محل‌زهکش‌ها تقریبا ناچیز باشد، اگر جریان اخیر زیاد باشد، نمیتوان ازآن صرفنظر نمود وهمانطور که قبلا گفته شدیك منحنی‌از معادله (۲) بدست خواهد آمد .

اگر بجای تغییرات q_c نسبت به h ، تغییرات $\frac{q_c}{h}$ نسبت بـه h را رسم نمائیم، مطابق شکل ٤٠ دارای یك خط خواهیم بود :



ش ۴۰

$$\frac{q_c}{h} = \frac{8k\varphi}{E^2} + \frac{4kh}{E^2}$$

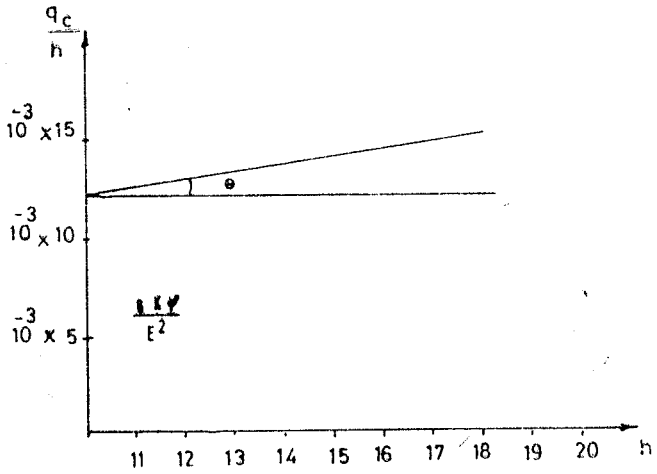
خط اخیر با محور طول‌ها زاویه معادل θ راتشکیل خواهد داد که مقدار آن برابر است با :

$$tg\theta = \frac{4k}{E^2}$$

مثال ـ آزمایشات زهکشی‌در منطقه‌ای‌باخاك‌همگن که فواصل‌زهکش‌ها $E = ۲۰$ متر بوده انجام‌شده و مشاهداتی‌بشرح‌زیر انجام‌گرفته‌است:

$h = ۰/۸$ m	$q_e = ۱۲$	میلیمتر در روز
$h = ۰/۶$ »	$q_e = ۸/۵$	»
$h = ۰/۵$ »	$q_e = ۷$	»
$h = ۰/۴$ »	$q_e = ۵/۵$	»
$h = ۰/۲$ »	$q_e = ۲/۶$	»

اگر نسبت‌های $\frac{q_e}{h}$ را برروی محورها عرض‌ها ومقادیر مربوط به h آنها را بر روی محور طول‌ها منتقل نمائیم شکل ٤١ حاصل خواهد شد.



ش ۴۱

شیب خط حاصل مساوی است با $۳٫۳\times۱۰^{-۳}$ و معادل با $tg\theta = \frac{۴k}{E^۲}$ خواهد بـود .

مقدار $\frac{۸k\varphi}{E^۲}$ همانطورکه در شکل ٤١مشاهده میشود، عبارتست‌ازفاصله بین محورمختصات ونقطه‌تلاقی‌خط‌ترسیم‌شده با محور عرض‌ها $\left(\frac{q_e}{h}\right)$

$$\frac{4k}{E^2} = 3/3 \times 10^{-3}$$

$$\frac{4k}{400} = 3/3 \times 10^{-3}$$

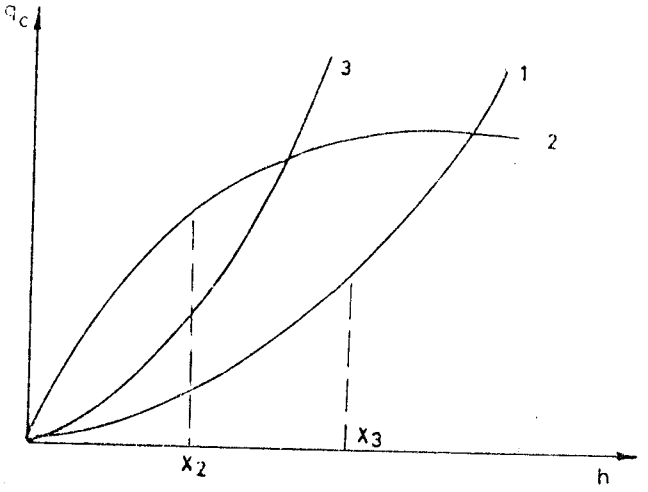
$K = 0/33$ متر درروز

$$\frac{8k\varphi}{E^2} = 12 \times 10^{-2}$$

$\varphi = 1/8$ متر

ملاحظه میشود که عملا مقدار k و φ رابدست آورده‌ایم .

همانطور که دراین مثال توضیح داده شد، خاك زمین موردآزمایش همگن بوده‌است. لیکن اگر خـاك طبقات مختلف، هـمگن نباشد، بجای خط مستقیم که در شکل ۳۹ مشاهده گردید، منحنی های مختلفی‌بدست خواهد آمد که تفسیرهای لازم را میتوان در باره آنها انجام داد.



ش ۴۲

در شکل ٤٢سه نوع از این منحنی‌ها مشاهده میشود

منحنی ۱ نشان دهنده این موضوع است کـه آبی کـه از قسمت بالای زهکش‌ها وارد زهکش‌ها میگردد، قابل ملاحظه است. در منحنی ۲ همان تفسیر منحنی ۱ را میتوان نمود، لیکن اگر بارآبی (h) ازمقدار x_2 کوچکتر شود، مقداردبی‌زهکش‌ها q_c خیلی کم خواهد شد،بنابر این میتوان گفت که دراین عمق لایه‌ای با آبگذری خیلی کم وجود دارد کـه مانع جریان سریع آب میشود .

درمنحنی ۳ مشاهده میشود که‌اگر h اضافه شود، مقدار q_c به‌شدت اضافه میشود، بنابراین‌مقدار آبی که از بالای زهکش‌ها بداخل زهکش‌ها جریان‌مییابد، قابـل ملاحظه است وآبی کـه ازطبقات‌تحتانی وارد زهکش‌ها میشود، چندان زیاد نیست .

دوم ـ نتایج آزمایشات زهکشی در حالت جریان های غیر ماندگار

قبلا با استفاده از نموگراف Dumm برای محاسبه فواصل بین‌زهکش‌ها در جریان‌های غیر ماندگار اشاره‌شد،که درآن J ضریب مخزن‌مساوی است با

$$J = \frac{P' E^2}{10 KD}$$

(P' تخلخل‌موثر و E فاصله‌بین زهکش‌ها و K ضریب آبگـذری و D عمق متوسط)

Kraijenhoff won de leur نیز درباره جریان‌های‌غیرماندگار مطالعاتی انجام داده و لازم است که دراین قسمت اشاره‌ای‌به فـرمول دانشمند فوق‌الذکر بشرح زیر بشود :

$$q_c = \frac{8}{\pi^2} \cdot R \sum_{n=1و3و5}^{n=\infty} \frac{1}{n^2} (1 - e^{-n^2 \cdot at}) \qquad (1)$$

$$h = \frac{۴}{\pi n a P'} \cdot R \sum_{n=۱,۳,۵,\ldots}^{n=\infty} \frac{۱}{n^۳} \left(۱ - e^{-n^۲ \cdot a t}\right) \qquad (۲)$$

در این معادلات

$q_c =$ دبی زهکش‌ها برحسب میلیمتر در روز

$R =$ شدت بارندگی برحسب میلیمتر در روز

$E =$ فاصله بین زهکش‌ها برحسب متر

$k =$ ضریب آبگذری برحسب متر در روز

$T =$ زمان بارندگی برحسب روز

$a = \frac{۱}{J}$ سرعت تخلیه آب از زهکش‌ها

$J =$ ضریب مخزن

$D =$ عمق متوسط برحسب متر

$P' =$ تخلخل موثر

$h =$ بارآبی برحسب متر

معادلات ۱ و ۲ را بصورت زیر نیز میتوان نوشت :

$$q = C_۱ R$$

$$h = C_۲ \cdot \frac{۱}{a P'} \cdot R$$

در جدول شماره ۲ مقادیر $C_۲$ و $C_۱$ برحسب مقادیر $a \cdot t$ حساب شده است .

a.t	c_1	c_2	a.t	c_1	c_2	a.t	c_1	c_2
0.01	0.072	0.010	0.48	0.497	0.447	1.10	0.730	0.809
.02	.102	0.020	.50	.507	0.463	1.15	.743	0.830
.03	.125	0.030	.52	.518	0.477	1.20	.756	0.850
.04	.143	0.039	.54	.528	0.492	1.25	.767	0.869
.05	.161	0.049	.56	.537	0.507	1.30	.779	0.887
.06	.176	0.060	.58	.546	0.521	1.35	.790	0.903
.07	.190	0.070	.60	.554	0.535	1.40	.800	0.920
.08	.203	0.080	.62	.563	0.549	1.45	.810	0.935
.09	.215	0.090	.64	.572	0.563	1.50	.819	0.950
.10	.227	0.100	.66	.580	0.576	1.55	.828	0.964
.12	.249	0.120	.68	.588	0.588	1.60	.836	0.977
.14	.269	0.139	.70	.597	0.602	1.65	.844	0.989
.16	.288	0.159	.72	.605	0.614	1.70	.852	1.002
.18	.305	0.179	.74	.612	0.627	1.75	.859	1.012
.20	.321	0.199	.76	.620	0.638	1.80	.866	1.023
.22	.337	0.218	.78	.628	0.650	1.85	.872	1.033
.24	.352	0.238	.80	.636	0.661	1.90	.879	1.044
.26	.367	0.257	.82	.643	0.672	1.95	.885	1.052
.28	.380	0.275	.84	.650	0.683	2.00	.890	1.061
.30	.393	0.294	.86	.657	0.695	2.10	.901	1.078
.32	.406	0.312	.88	.663	0.706	2.20	.910	1.093
.34	.419	0.329	.90	.670	0.717	2.30	.919	1.107
.36	.430	0.347	.92	.677	0.727	2.40	.927	1.118
.38	.442	0.364	.94	.683	0.737	3.00	.960	1.171
.40	.454	0.381	.96	.689	0.746	4.00	.985	1.210
.42	.465	0.398	.98	.696	0.756	5.00	.995	1.226
.44	.476	0.415	1.00	.702	0.765			
.46	.487	0.431	1.05	.715	0.787			

جدول شماره ۲

اگر در معادلات ۱و۲ بجای ۱ n گذاشته شود

$$q = \frac{۱}{\pi^{۲}} \cdot R\,(۱ - e^{-at})$$

$$h = \frac{۴}{\pi a P'} \cdot R\,(۱ - e^{-at})$$

اگر q برحسب h نوشته شود

$$q = \frac{۲aP'}{\pi} \cdot h \qquad (۳)$$

لیکن

$$a = \frac{۱}{J} = \frac{۱۰kD}{P'E^{۲}}$$

بنابراین

$$q = \frac{۲\pi kD}{E^{۲}} \cdot h \qquad (۴)$$

مثال: دریك آزمایش زهکشی با مشخصات :

عمق زهکش تا طبقه غیرقابل نفوذ $D_o = ۳$ متر

فاصله بین زهکش‌ها $E = ۳۰$ متر

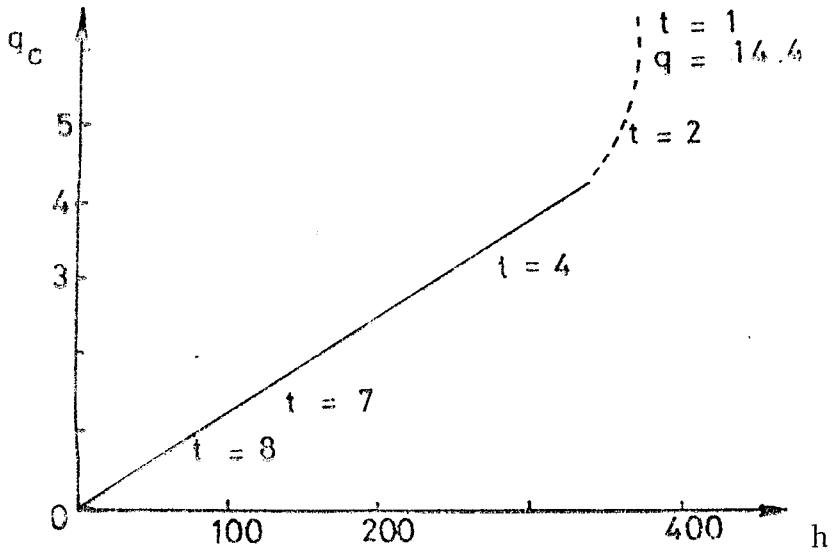
شعاع زهکش‌ها $r = ۰/۱$ »

ارتفاع بارندگی در اولین روز آزمایش $R = ۴۰$ میلیمتر

اندازه‌گیری هائی بشرح زیر انجام گرفته است :

t = روز	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
q_t = میلیمتر در روز	۱۴/۴	۵/۹	۴/۴	۳/۳	۲/۶	۲	۱/۶	۱/۲
h = میلیمتر	۴۹۵	۴۳۰	۳۴۰	۲۶۵	۲۰۵	۱۶۰	۱۲۵	۱۰۰

تغییرات q_t رابرحسب h مطابق شکل ۴۳ رسم مینمائیم :



ش ۴۳

منحنی بدست آمده از دو قسمت که قسمت اول شامل یك خطمستقیم و قسمت دوم از یك صعودی تشکیل شده است .

شیب خط مستقیم $\frac{q}{h} = ۰/۰۱۲۷$ است و با استفاده از معادله (٤)

$$\frac{q}{h} = \frac{۲\pi kD}{E^{۲}} = ۰/۰۱۲۷$$

$kD = ۱/۸$ مترمربع درروز

همانطور کـه قبلا اشاره شد بموجب محاسبات Dumm

$$h_t = h_o e^{-at} \qquad (۵)$$

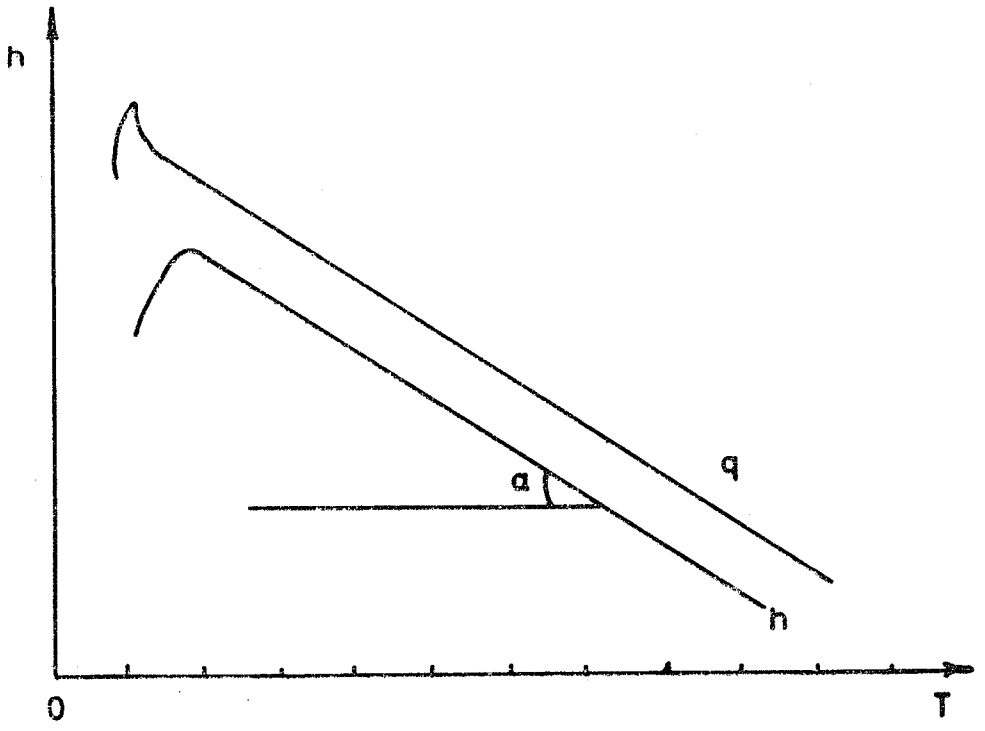
$$q_t = q_o e^{-at} \qquad (۶)$$

$$\log_n = \log_n h_o - at$$

$$a = \frac{۲/۳۰۳(\log h_o - \log h_t)}{t}$$

$$a = ۲/۳۰۳ \operatorname{tg} a$$

اگر تغییرات h را نسبت به t مطابق شکل ٤٤ رسم نمائیم



ش ۴۴

$$\operatorname{tg} a = \frac{h}{t} = ۰/۱۰۵$$

$$a = ۲/۳۰۳ \times ۰/۱۰۵ = ۰/۰۳۴$$

با توجه به معادله (٤) که عبارتست از:

$$q = \frac{2\pi kD}{E^2} \cdot h$$

و چون

$$a = \frac{1}{J} = \frac{\pi^2 kD}{P' E^2}$$

بنابراین

$$\frac{q}{h} = \frac{2P'}{\pi} \cdot a$$

$$P' = \frac{\pi}{2a} \cdot \frac{q}{h} \qquad (٧)$$

مقدار $\frac{q}{h}$ قبلا تعیین شده و برابر است با ۰٫۱۲۷، پس‌ازگذاشتن مقادیر معلوم در معادله (۷) مقدار تخلخل موثر $P' =$ ۰٫۰۸ خواهدبود برای تعیین k باید بجای D_0 مقدار φ عمق‌لایه‌معادل رادرمحاسبات منظور نمود.

از روی جدول شماره۱ و بادرنظر گرفتن متر ۱٫۰ $= r$ ومتر ۳۰ $= E$ و مترو ۳ $= D_0$ مقدار ۱٫۹۷ $= \varphi$ خواهد بود.

$$D = \varphi + \frac{h_0 + h_1}{4}$$

$$D = ۱٫۹۷ + \frac{۰٫۵ + ۰٫۱}{۴} = ۲٫۱۲ \text{ متر}$$

$$kD = ۱٫۸ \text{ متر درروز}$$

$$k = ۰٫۸۷$$

ملاحظه میشود که با استفاده از نتایج‌آزمایشات زهکشی‌درجریان های غیر ماندگار، مقدار K و D و P' عملا محاسبه شده است

و مقادیر اخیر را میتوان با آنچه برای این مقادیـر قبلا در محاسبات درنظر گرفته شده بـودند، مقایسه نمـود و تغییرات لازم‌را چنانچـه ضروری بـاشد، انجام داد .

اکنون مقدار q_1 را از طریقه محاسبه در مورد مثال ذکرشده‌تعیین نموده و آنرا با مقادیر q_1 اندازه‌گیری شده مقایسه خواهیم نمود.

$q = C_1 R$

$t = 1$ روز

$at = ۱ \times ۰/۲۴۲ = ۰/۲۴۲$

اگر $a_t = ۰$ر۲۴۲ باشدبا مراجعه‌به‌جدول‌شماره ۲مقدار $C_1 = ۰$ر۳۵٤ خـواهد بود

$R = ۴۰$ میلیمتر

q'_1 دبی‌محاسبه‌شده بر حسب میلیمتر در روز ۱٤ر۲

q_1 = ۱٤ر٤ دبی‌اندازه‌گیری شده برحسب میلیمتردرروز

$t = ۲$ روز

$at = ۲ \times ۰/۲۴۲ = ۰/۴۸۴$

با مراجعه‌به جدول‌شماره $at = ۰$ر٤۸٤،۲ و مقدار $C_2 = ۰$ر۵۰۲ خواهد بود. فـرض میشود کـه در روز دوم‌نیز ٤۰ میلیمتر بارنـدگی صورت گرفته باشد، لیکن چون چنین چیزی واقعیت‌ندارد، بنابراین‌از دبی محاسبه شده باید مقداری‌کاسته‌گردد، که این مقدار مساوی‌است‌با

۱۴٫۱۶ = ۰/۳۵۴×۴۰ بنابراین دبی محاسبه شده در دومین روز آزمایش عبارت خواهد بود با:

میلیمتر در روز ۵٫۹ = ۱۴٫۱۶ـ۰٫۵۰۲×۴۰ = q'_2

دبی اندازه‌گیری شده در دومین روز آزمایش برحسب میلیمتر درروز ۵٫۹ = q_2 بوده است.

اگر محاسبه را بهمین ترتیب ادامه دهیم ارقام زیر نتیجه خواهند شد:

$q'_3 = 4/2$	$q_3 = 4/4$
$q'_4 = 3/4$	$q_4 = 3/4$
$q'_5 = 2/6$	$q_5 = 2/6$
$q'_6 = 2/1$	$q_6 = 2$
$q'_7 = 1/7$	$q_7 = 1/6$
$q'_8 = 1/3$	$q_8 = 1/2$

با مقایسه دبی‌های محاسبه شده و اندازه‌گیری شده، درجه دقت محاسبات زهکشی در جریان‌های غیر ماندگار ثابت میشود.

سوم ـ نتایج آزمایشات زهکشی جهت تعیین بهترین عمق زهکش‌ها

زهکشها باید در عمقی قرار گیرند که ریشه‌های نباتی بتوانند از آبی که در اثر نیروی کاپیلاریته بالا میآید، استفاده کنند. از طرفی هدف اصلی از حفرزهکش‌های روبازو یا زهکش‌های زیرزمینی اینستکه سطح ایستابی پائین برده‌شود، بنابراین تعیین بهترین عمق برای زهکش‌ها،

مسئله غامضی را مطرح خواهد ساخت .

مقدار آبی که تحت‌اثر نیروی کاپیلاریته بالا آورده میشود، بستگی بارتفاع آب کاپیلاریته در خاك دارد و عامل اخیر نیز با بافت خاك‌رابطه‌دارد. هر اندازه‌که‌بافت‌خاك‌از ذرات ریزتری تشکیل‌شده‌باشد، ارتفاع آبی که در اثر این نیرو بالا آورده میشود، بیشتر خواهد بود. لیکن‌اگر ذرات خیلی ریز باشند،چون حجم آب بالا آورده نقصان‌مییابد. بنابراین مقدار آب حاصل ازاین‌نیرونیز تقلیل پیدا خواهد نمود. لیمون درشت بهترین نوع خاك برای این منظور محسوب میشود، برای‌خاکهای با بافت درشت‌ترویاریزتر از آن،مقداردبی کاپیلاریته کمترخواهدشد.

با توجه بتوضیحات بالا، مشاهده میشود که زهکش هابایستی در عمق اپتیمم قرار گیرند که از طرفی مانع بالا آمدن سطح ایستابی شده تا محیط هوازی برای فعالیت میکرو ارگانیسم تهیه گردد و از طرفی آنقدر پائین برده نشوند تا ریشه‌های نباتی نتوانند از آب کاپیلاریته استفاده نمایند.

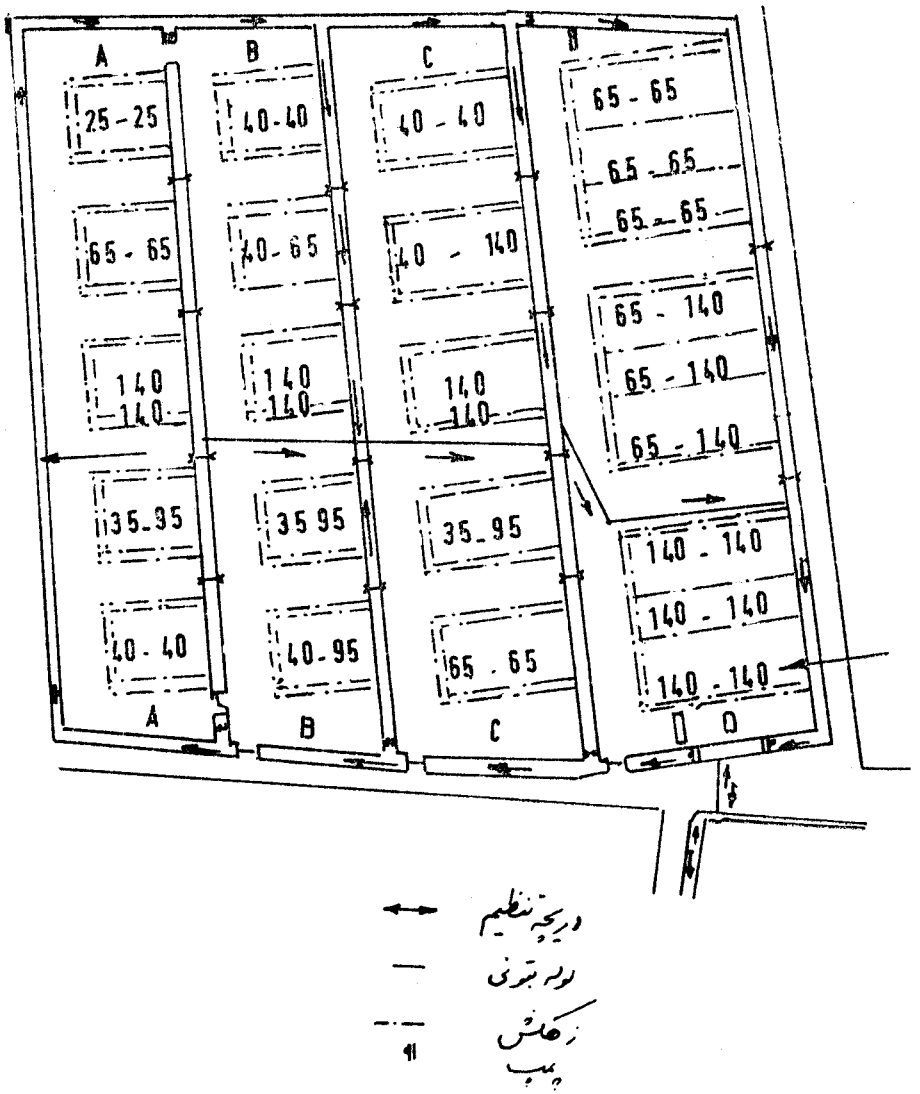
عمق اپتیمم برای‌زهکش‌ها بستگی بنوع نبات، فصل، نوع خاك و شرایط اقلیمی دارد و تنها از طریق آزمایش امکان تعیین دقیق آن مقدور است .

آزمایشات متعددی در کشورهای مختلف برای‌تعیین عمق زهکش‌ها انجام یافته است که لازم است شرح مختصری بچگونگی انجام این آزمایشات داده شود .

ایستگاههای آزمایشی جهت تعیین عمق زهکش‌ها

شکل ٤٥ یکی از این نوع ایستگاهها را در De Vlierd کشور

هلند نشان میدهد. مساحت این ایستگاه‌درحدود ٦ر٢٥ هکتار وقطعات آزمایشی در ٤ بلوك D و C و B و A قرار دارند .



ش۴۵ــ ایستگاه آزمایشی در De Vlierd هلند

در بلوکهای A و B علوفه‌و در بلوك D سیب‌زمینی کشت شده است.

هریك از بلوکها بچند قطعه تقسیم شده که هریك از آنها ازسه طرف توسط چند رشته زهکش زیر زمینی احاطه شده‌که توسط آنها سطح ایستابی را در ارتفاع‌معینی‌برقرارمینمایند. امکان تغییرسطح‌ایستابی در تابستان یا زمستان بکمك زهکش‌ها مقدور خواهد بود. همانطورکه در شکل ٤٥ملاحظه‌میشودایستگاه‌آزمایشی مجهز بدودستگاه‌موتورمیباشد. پمپ اول بطور خودکار همینکه سطح آب‌ازحدمعینی پائین‌تر آمدشروع بکار نموده و آبرا در کانال بالادست که در ارتفاع بیشتری نسبت‌به‌سایر کانالها قرار دارد، واردمینماید. قطعات‌چوبی که در مسیرکانالها رویهم قرار دارند موجب ثابت ماندن ارتفاع آب در آنها میشوند .

پس ورود مقداری آب از کانالها بداخل زهکش‌ها، سطح آب‌درآنها پائین آمده که با ورود آب از کانال بالادست (که قبلا اشاره شده) به کانال‌های پائین دست، ارتفاع آب مجددا بمقدار ثابت شده، برقرار میگردد. و پمپ اول جبران آب تخلیه شده از کانال بالادست را خواهد نمود .

چنانچه ارتفاع آب در کانال‌پائین‌دست از حدی بالاترباشدپمپ‌دوم، آب اضافی را تخلیه خواهد کرد .

مشاهده میشود که تنظیم سطح ایستابی بکمك نوسان ارتفاع‌آب در کانالها تامین خواهد شد. زهکش‌های زیرزمینی که در اطراف‌هر قطعه قرار دارند تشکیل یافته‌اند از لوله‌هائی بقطر ٦ سانتیمتر که در عمق ١ر٦٥ و بفواصل ٣ متر از یکدیگر قرار دارند .

هر قطعه از قطعه مجاور خود توسط یك مرز جدا شده است.طرز

کشت قطعات یك بلوك از هر نظر شبیه یکدیگر بوده تا تنها اختلاف بین آنها، ارتفاع سطح‌آب زیرزمینی باشد .

اعدادی که در داخل هر قطعه شکل ٥ ٤ نوشته شده، عبارت‌اند از ارتفاع سطح ایستابی در آن قطعه .

نتایج حاصله از آزمایشات در این ایستگاه‌و ایستگاههای شبیه بآن و در کشورهای مختلف ،نشان میدهندکه از نتایج حاصله میتوان برای همان نوع خاك واقلیم استفاده نمود، لیکن نتایج کلی از این آزمایشات ثابت مینماید که بهترین راندمان محصول با عمق اپتیمم زهکش‌ها، عاید خواهد شد و هم‌چنین بتدریج که گیاه رشد مینماید بهتر است که سطح‌ایستابی پائین‌تر برده شود .

جداول شماره ۳و٤ نتایج حاصله از آزمایشات دانشمندان‌شوروی را در ایستگاههای minsk و Novgrod نشان میدهند .

نوع محصول : چاودار

سطح ایستابی به‌متر (اپتیمم)	مرحله رشد نباتی
۰/۴	بذرپاشی
۰/۵	خوشه زدن
۰/۶	تلقیح
۰/۷	برداشت
۰/۸	

جدول شماره ۳

راندمان محصول		سطح ایستابی به‌متر
جو سیاه	مراتع	
۱۳٪	۳۶٪	۰/۲
۶۷٪	۸۷٪	۰/۴
۱۰۰٪	۱۰۰٪	۰/۶
۹۰٪	۹۰٪	۰/۸

جدول‌شماره ۴

جدول شماره ۵ اثر نوع خاك را برروی‌عمق اپتیمم زهکش‌ها کـه‌از آزمایشات Tcherkassov در شوروی نتیجـه‌گیـری شده است، نشان میدهد .

خاك‌های رسی	خاك‌های رس‌وشنی	خاك‌های شنی	خاك‌های توربی	نـوع محصول
۰/۵–/۵۵	۰/۴۵–۰/۶	۰/۴–۰/۵	۰/۵–۰/۶	جوسیاه، علوفه‌سالیانه
۰/۸–۰/۸۵	۰/۷–۰/۸	۰/۵–۰/۷	۰/۸–۰/۹	علوفه‌چندین‌ساله
۰/۷–۰/۷۵	۰/۶–۰/۸	۰/۵–۰/۶۵	۰/۷–۰/۹	غلات
۰/۸–۰/۹	۰/۷–۱	۰/۵۵–۰/۸	۰/۸–۰/۹	سیب زمینی
۰۸۵–۰/۹۵	۰/۸–۱	۰/۶–۰/۸۵	۰/۸–۱	محصولات‌باریشه‌عمیق
۱–۱/۱	۰/۹–۱/۲۵	۰/۸–۰/۹۵	۱–۱/۲۵	درختچه‌ودرختان‌میوه

جدول‌شماره ۵

در موقع بذر افشانی سطح ایستابی باید ٪۳۰ـ۲۰ از ارقام مشروحه در این جدول کمتر باشد.

مجددا این موضوع تذکر داده میشود که ارقام جداولی نظیر جدول بالا تنها ارزش مقایسه‌ای دارنـد .

جدول شماره ٦ توسط Rolly و برای مناطق معتدله و بشرح زیـر داده شده است :

مراتـع	زراعت	نوع خاك
۰/۵ـ۰/۸	۰/۷ـ۱/۲	خاك‌های رسی فشرده شده
۰/۴ـ۰/۶	۰/۶ـ۱	خاك‌های سبك
۰/۳ـ۰/۵	۰/۶ـ۰/۸	خاك‌های شنی
۰/۳ـ۰/۴	۰/۶ـ۰/۸	خاك‌های توربی

جدول شماره ۶

بطور کلی میتوان نتایج زیر را از آزمایشات انجام شده در ایستگاه‌های مختلف بدست آورد:

سطح ایستابی برای درختان میوه باید پائین باشد، لیکن این عمق برحسب نوع درخت تغییر مینماید، مثلا برای درختان هسته‌دار عمق اپتیمم ۲ر۵متر و برای اکثر درختان مثمره این عمق در حدود ۲متـر میباشد، درحالیکه دانشمندان روسی این عمق را معادل ۱ر۲متر میدانند.

برای گیاهان از خانواده لگومینوز بـایستی سطح آب زیـرزمینی نسبتاً نزدیك بسطح زمین باشد (سیب‌زمینی ۳۵ر۰ مترو کلم ۹ر۰متر)، لیکن اگر سطح ایستابی درعمق کمی واقع شود، احتمال بیماری زنگ برای

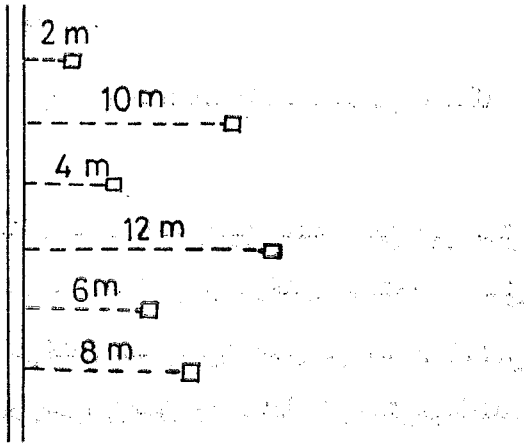
اکثر نباتات موجودخواهد بود، اکثردانشمندان‌عمق سطح‌ایستابی‌اپتیمم را برای این نوع محصولات در حدود ٦ر٠ ـ ٤ر٠ متر توصیه میکنند.

چهارم ـ تعیین فواصل بین زهکش‌ها بطریقه آزمایشی

بدوا یك زهکش را در جهت‌انتخاب‌شده به عمق h حفر مینمایند بعدا حفره‌هائی بفواصل ٢و٤و٨و١٠ و١٢ متر مطابق شکل ٤٧ در طرف راست ویا چپ‌زهکش‌به قطر ٥ر٠ متر وبعمق h ایجاد میکنند. فاصله عرضی هریك ازاین حفره‌ها از حفره مجاور معادل نصف‌فاصله‌ای است‌که از طریقه تئوری برای فاصله‌بین زهکش‌ها محاسبه‌شده‌است. برای کم نمودن اثر تبخیر، این حفره و زهکش‌ها را میپوشانند .

ارتفاع آب درهر یك از حفره‌ها روزی‌یك یا دوبار وپس‌از هربارندگی قرائت میشود. چنانچه ارتفاع آب در دوحفره مساوی باشد میتوان استنباط نمود که زهکش اثری بر روی حفره دومی ندارد.

فاصله زهکش تا حفره را اندازه‌گیری نموده تا نصف فاصله بین زهکش‌ها بدست آید .



ش ٤٧ـ طریقه آزمایشی جهت تعیین فاصله بین زهکش‌ها

این طریقه تقریبا دقیق و از هرنظر باشرایط زمین تطبیق میکند لیکن احتیاج به وقت و دقت کافی دارد .

فصل چهارم

هیدرولیك کانال‌ها

جهت تهیه طرح‌هـای آبیاری، زهکشی واگوسازی از فـرمول‌های عملی جریان‌های سطحی‌استفاده‌میکنند،لذا بسیار ضروری است‌که‌باهم این فرمول‌ها که به‌آنها احتیاج پیدا خـواهد شد، بطـور مختصر اشاره شود. مقطع‌و شیب کف رودخانه‌های طبیعی‌در طول مسیر متغیر بوده واجرای قوانین هیدرولیك در این موارد مشکل است، لیکن در مـورد انهارساخته شده‌که دو فاکتور بالا در طول نسبتا زیـاد، تقریبا ثـابت است، میتوان از همان فرمول‌ها با تقریب‌کافی‌استفاده نمود. بنابراین دراین مبحث‌فرمول‌های مربوط به انهار ساخته شده ودررژیم یك‌نواخت (Uniforme) شرح داده خـواهند شد .

(مشخصات فیزیکی جریان درمقاطع مختلف یك‌کانال، در رژیم‌های‌یك نواخت، ثابت میباشند، بنابراین در این نـوع رژیم‌ها، شیب سطح آب با شیب کف کانال مساوی خواهد بود).

۱ ـ تغییرات سرعت درمقطع عرضی یك‌کانال

۱ ـ رشته‌های‌مختلف جریان آب کـه از یك مقطع میگذرنـد دارای

سرعت ثابتی نیستند، سرعت‌رشته‌های جریان دراثر تماس باجدارانهار، کم شده و این تنزل سرعت به مولکولهای مجـاور در اثـر تماس منتقل میگردد. بطور کلی‌تنزل‌سرعت‌رابطه‌عکس‌بافاصله از جدار کانال دارد. سرعت ماکزیمم در وسط‌ودر فاصله کمی از زیر سطح‌آب بوده که‌باعرض و عمق نهر رابطه دارد و معمولا در ارتفاع تقریبی $\frac{1}{4}$ از سطح آب‌کانال قرار دارد.

روابط ساده زیر مقادیر مختلف سرعت را دریك مقطع، نشان میدهند

$V =$ سرعت متوسط دریك مقطع

$u =$ سرعت ماکزیمم در سطح

$W =$ سرعت در نزدیکی‌های کف

$V = ۰/۸ u$

$W = ۰/۶ u$

در رژیم‌های یکنواخت سرعت متوسط را درنـظر میگیرند و دبـی از فرمول‌زیر تعیین میشود:

$Q = S . V$

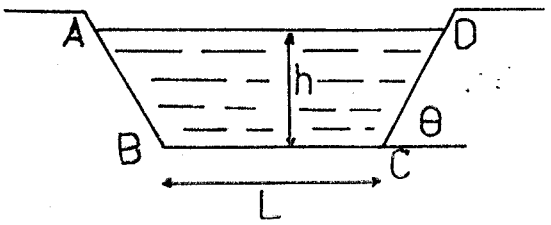
$s =$ سطح خیس شده مقطع کانال

$Q =$ دبی یا حجم آبیکه در واحد زمان از مقطع S میگذرد

Darcy و Bazin ثابت کرده‌اند که مقاومت جدار در مقابل جریان آب بـا سطح خیس شده وسرعت‌آب و جنس‌پوشش رابطه مستقیم دارد.

۲ ـ فرمولهای عمومی جریان آب در رژیم یك نواخت

شکل ۱ درنظـر گرفته میشود :



ش ۱

سطح خیس شده $S = ABCD$

محیط خیس شده $P = AB+BC+CD$

شعاع آبی یا هیدرولیکی $\frac{S}{P} = R$

شیب سطح آب $I =$

سرعت متوسط آب $V =$

در رژیم‌های ماندگار یکنواخت ثابت کرده‌اند که:

$$R\,I = \frac{S}{P} I = f(V)$$

الف ـ فرمول Darcy و Bazin

دو مهندس فون‌الذکر آزمایشات زیادی‌روی کانالهای باجدارهای خاکی

چوبی، سیمانی، سنگی و آجری با مقاطع عرضی مختلف و شیبهای بین ۰٫۱ ـ ۰٫۰۰۱ انجام‌داده ورابطه زیر را بدست آورده‌اند:

$$f(V) = (\alpha + \frac{\beta}{R})V^{2}$$

α و β با جنس جـدارهای نهر تغییر میکند و میتوان مقادیـر آنهارا از جدول شماره ۱ بدست آورد .

جنس جـدار	α	β
طبقه اول ـ جدارهای سیمانی صاف	۰٫۰۰۰۱۵	۰٫۰۰۰۰۰۴۵
طبقه دوم ـ جدارهای سنگی یاآجری	۰٫۰۰۰۱۹	۰٫۰۰۰۰۰۱۳۳
طبقه سوم ـ جدارهای سنگی (قطعات کوچك)	۰٫۰۰۰۲۴	۰٫۰۰۰۰۶
طبقه چهارم ـ جدارهای خاکی	۰٫۰۰۰۲۸	۰٫۰۰۰۳۵
طبقه پنجم ـ جدارهای ازقلوه سنگ یا از سنگهای آبرفتی	۰٫۰۰۰۴	۰٫۰۰۰۷

جدول شماره ۱

فرمول‌بالا را بصورت ساده زیر نیز میتوان نوشت :

$$b = \alpha + \frac{\beta}{R}$$

$$RI = bV^{2}$$

$$C = \frac{1}{\sqrt{b}}$$

فرض‌میشود

ضریب b دارای مقادیر زیر میباشد:

برای کانالهای با پوششهای طبقه اول $b = ۰/۰۰۰۱۵ \left(۱ + \frac{۰/۰۳}{R}\right)$

برای کانالهای با پوششهای طبقه دوم $b = ۰/۰۰۰۱۹ \left(۱ + \frac{۰/۰۷}{R}\right)$

برای کانالهای با پوششهای طبقه سوم $b = ۰/۰۰۰۲۴ \left(۱ + \frac{۰/۲۵}{R}\right)$

برای کانالهای با پوششهای طبقه چهارم $b = ۰/۰۰۰۲۸ \left(۱ + \frac{۱/۲۵}{R}\right)$

چون $b = \frac{RI}{V^۲}$

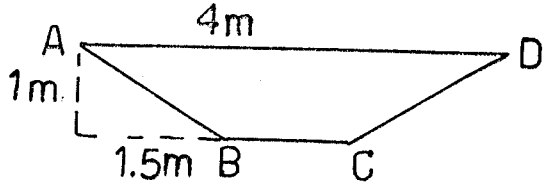
در موارد زیر میتوان از فرمول دارسی وبازن استفاده نمود:

- تعیین دبی وقتیکه مقطع عرضی و شیب و ارتفاع آب مشخص است
- تعیین شیب وقتیکه مقطع عرضی و ارتفاع آب‌ودبی مشخص است
- تعیین ارتفاع آب وقتیکه مقطع عرضی و شیب ودبی معلوم است
- تعیین ارتفاع آب وقتیکه مقطع عرضی و شیب دبی مشخص است
- تعیین مقطع عرضی وقتیکه دبی و شیب معین است .

مثال ـ تعیین دبی :

تعیین دبی در بیشتر موارد مورد احتیاج است، چون شیب و مقطع و ارتفاع آب در کانال مشخص‌بوده‌واز مشخصات داده شده بایستی‌دبی‌را **تعیین نمود.**

مطلوب است تعیین دبی درکانال خاکی‌بامشخصات شکل شماره ۲و با شیب ۲ در هزار .



ش ۲

$$S = \frac{۴ + ۱}{۲} \times ۱ = ۲/۵۰ \quad m^{۲}$$

$$P = ۱ + ۲\sqrt{۱^{۲} + ۱/۵^{۲}} = ۴/۶ \quad m$$

$$R = \frac{۲/۵۰}{۴/۶} = ۰/۵۴$$

$$b = ۰/۰۰۰۲۸ \left(۱ + \frac{۱/۲۵}{۰/۵۴} \right) = ۰/۰۰۰۹۲۸$$

$$b = \frac{R \cdot I}{V^{۲}} = ۰/۰۰۰۹۲۸$$

$$V^{۲} = \frac{۰/۵۴ \times ۰/۰۰۰۲}{۰/۰۰۰۹۲۸} = ۰/۱۱۶$$

$$V = ۰/۳۴ \quad m/s$$

$$Q = ۲/۵ \times ۰/۳۴ = ۰/۸۵ \quad m^{۳}/s$$

اگر دبی محاسبه شده با دبی مورد نظر، اختلاف زیادی نداشته باشد، در اینصورت مشخصات داده شده برای طرح کانال در نظر گرفته میشوند ودر غیر اینصورت ابعادمقطع کانالرا بایستی تغییر داد تا دبی مورد نظر بدست آید .

ب ـ فرمول Kutter و Ganguillet

این فرمول بیشتر در آلمان، انگلستان و اتازونی مورد استعمال دارد و دارای شکل عمومی زیر است :

$$V = C\sqrt{RI}$$

$$C = \frac{۲۳ + \frac{۰/۰۰۱۵}{I} \cdot \frac{۱}{n}}{۱ + (۲۳ + \frac{۰/۰۰۱۵۵}{I})\frac{n}{\sqrt{R}}}$$

همانطور که‌مشاهده میشود،Cبا ۳ فاکتور، شیب، شعاع‌آبی وn(ضریب ناهمواری جدار) رابطه دارد.

$n = ۰/۰۲۵$ برای نهرهای خاکی

اگر مثال قبلی در نظرگرفته شود

$$C = \frac{۲۳ + \frac{۰/۰۰۱۵۵}{۰/۰۰۰۲} + \frac{۱}{۰/۰۲۵}}{۱ + (۲۳ + \frac{۰/۰۰۱۵۵}{۰/۰۰۰۲})\frac{۰/۰۲۵}{\sqrt{۰/۵۴}}} = \frac{۷۰/۷۵}{۲/۰۵} = ۳۴/۵$$

$$V = ۳۴/۵\ \sqrt{۰/۵۴ \times ۰/۰۰۰۲} = ۰/۳۵ \quad m/s$$

$$Q = ۲/۵۰ \times ۰/۳۵ = ۰/۸۷۵ \quad m^3/s$$

با استفاده از فرمول اخیر، مقدار دبی از مقداریکه بوسیله فرمول دارسی و بازن بدست آمده بود، بیشتر است .

ضریب C را ازفرمول زیر که بصورت ساده‌تری است، نیز میتوان محاسبه نمود (این‌فرمول برای کانال‌های کوچك دارای‌دقت کافی‌میباشد).

$$C = \frac{100\sqrt{R}}{m+\sqrt{R}}$$

برای کانالهائی که خوب نگاهداری شده وبدون علف‌هـای هرز روی جـدار $m = 1/50$

برای کانالهائی که‌خیلی‌بدنگاهداری‌شده و شامل علف‌های‌هرزروی‌جدار $m = 1/75$

برای کانالهائی که خیلی بد نگاهداری شده و شامل مقدار زیاد علف‌های هرز بر روی جدار $m = 2$

برای کانالهائی که خیلی بدنگاهداری شده‌و کف نهر باریك است $m = 2/50$

اگـر مثال قبل با فرمول جدید برای ضریب C محاسبه شود

$$C = \frac{100\sqrt{0/54}}{1/5+\sqrt{0/54}} = \frac{74}{2/24} = 33$$

$$V = 33\sqrt{0/54 \times 0/0002} = 0/33 \quad m/s$$

$$Q = 2/5 \times 0/33 = 0/825 \quad m^3/s$$

ج ـ فـرمول Bazin

از این فرمول بعلت دقت کـافی جهت محاسبه کـانالهائیکه جـدیدا ساخته شده، استفاده نموده‌اند.

فرمول بازن نتیجه ۷۰۰ آزمایشی است که در کشور های‌اروپائی و امریکائی بر روی کانالهای با مقاطع مختلف (مستطیلی، ذوذنقـه‌ای، دایـره و نیم دایـره‌ای) انجام شده است .

$$Q = S \cdot V$$

$$V = C\sqrt{RI}$$

$$C = \frac{۸۷}{۱ + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

γ برحسب نوع جدارمتغیربوده و برای ٦ نوع جداربشرح‌زیراست:

ـ کانال های نوع اول: دارای پوشش‌های بهم فشرده (سیمانی)، با آب صاف ۰/۰۶

ـ کانال‌های نوع دوم: دارای پوشش‌هائی ازقبیل ،آجری، سنگی، با آب گل‌آلود ۰/۰۱۶

ـ کانال‌های نوع سوم: دارای پوشش‌هائی از قبیل‌سنگ‌های کوچك که بامصالح بنائی بهمدیگر متصل شده، باآب‌صاف ۰/۴۶

ـ کانال‌های‌نوع چهارم: کانال‌های‌خاکی که‌از یك‌طبقه‌ریك‌پوشش‌یافته‌و کف آنها بعلت وجود یك‌طبقه‌گل،صاف‌بوده و بر روی جـدار، علف‌های هرز وجـود ندارند . ۰/۸۵

ـ کانال‌های نوع‌پنجم: کانال‌های خاکی، بدون علف‌های‌هرز ۱ر۳

ـ کانال‌های نوع ششم: کانال‌های خاکی، مملو ازعلف‌هـای هرز ۱ر۷۵

از جدول شماره ۲، میتوان مستقیما مقدار C را تعیین نمود، ضمنا نموگراف شکل ۳، بطرز ساده و بشرح زیر، امکـان استفاده از فـرمول بازن را مقدور میسازد :

اگر نقاط تعیین شده برروی محور γ و R ، بوسیله‌خطی بهم متصل شوند، این خط محور درجه بندی نشده را در نقطه‌ای مانند C قطع مینماید، سپس این خط را درحول C حرکت داده، تامحورمربوط به شیب را در نقطه‌ای، قطع نماید، امتداداین خط محور شیب‌ها راقطع نموده و از آنجا سرعت آب درکانال مشخص میشود.

د ـ فـرمـول Tadini

برای کانال‌هائی با ابعادکوچك‌میتوان‌از این‌فرمول استفاده‌نمود:

$$V = ۵۰ \sqrt{RI}$$

$$V = K \sqrt{RI}$$

فـرم دیگر این فرمول عبارت است از:

$$K = \frac{۱۰۰ \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

m دارای همان مقادیری است که در فرم ساده شده Kutter و Gangnillet گفته شد .

از شکل ۴ میتوان جهت سهولت‌محاسبه برای لوله‌های بتونی‌استفاده نمود.

م ـ فـرمول Manning Strickler

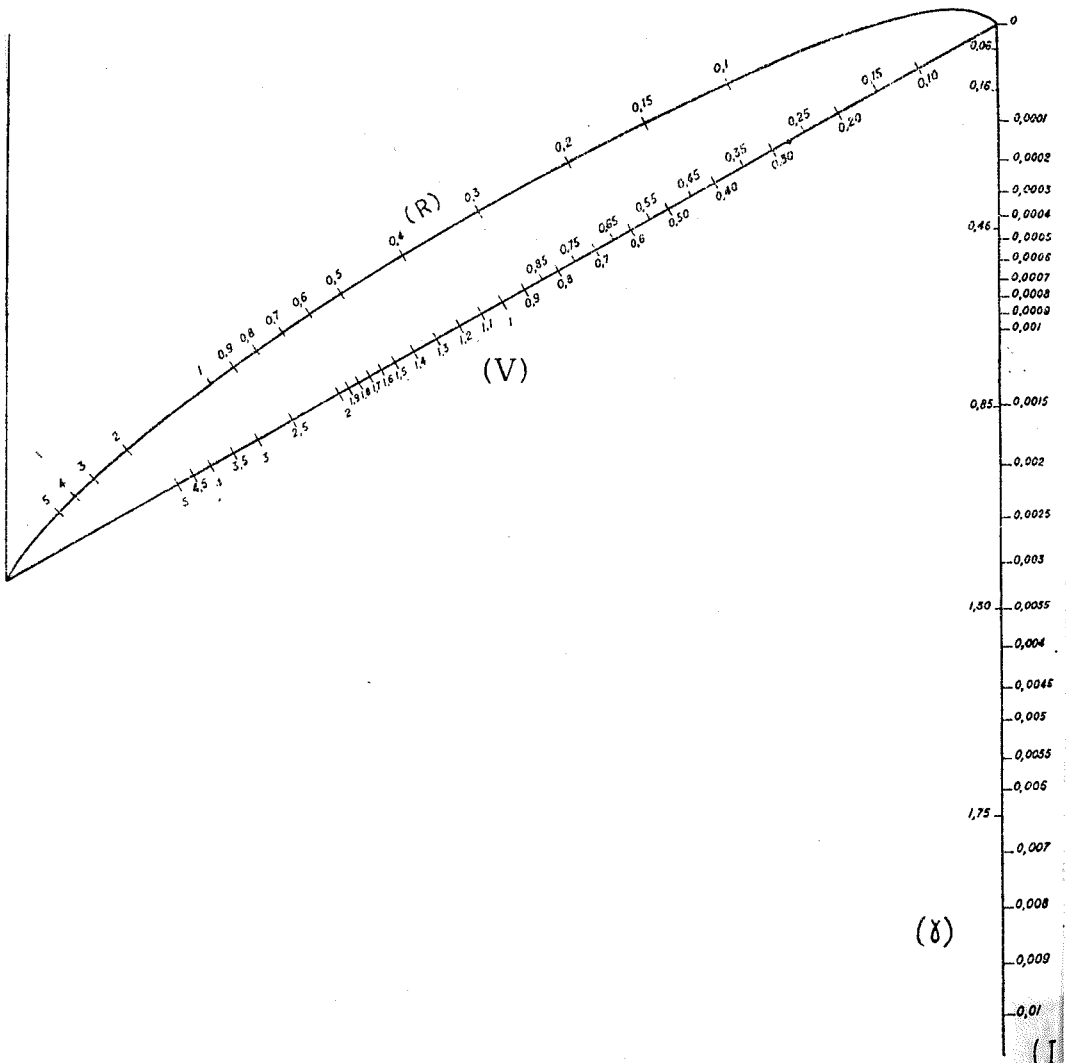
فـرمول بازن در فرانسه جهت محاسبه کانال‌ها و مخرج‌هـای زهکش

Rayons Moyens R	categorie N : 1	categ N : 2	categorie N : 3	categorie N : 3 bis	categorie N : 4	categorie N : 5	cat. N : 1	cat. N : 2	cat. N : 3	cat. N : 3 bis	cat. N : 4	cat. N : 5
0.70	0.0123	0.0137	0.0178	0.0238	0.0294	0.0356	81.1	73.0	56.1	43.1	34.1	28.1
0.75	0.0123	0.0136	0.0176	0.0232	0.0288	0.0347	81.3	73.4	56.8	43.9	34.8	28.8
0.80	0.0122	0.0135	0.0174	0.0224	0.0282	0.0340	81.5	73.8	57.8	44.6	35.5	29.4
0.85	0.0122	0.0135	0.0172	0.0221	0.0277	0.0333	81.7	74.1	58.0	45.2	36.1	30.0
0.90	0.0122	0.0134	0.0171	0.0218	0.0270	0.0327	81.8	74.4	58.6	45.9	36.7	30.6
0.95	0.0122	0.0134	0.0169	0.0215	0.0267	0.0321	81.9	74.7	59.1	46.5	37.3	31.1
1.00	0.0122	0.0133	0.0168	0.0213	0.0265	0.0316	82.0	75.0	59.6	47.0	37.3	31.6
1.10	0.0121	0.0133	0.0165	0.0208	0.0258	0.0307	82.2	75.4	60.5	48.0	38.8	32.6
1.20	0.0121	0.0132	0.0163	0.0204	0.0251	0.029	82.4	75.9	61.3	48.9	39.7	33.5
1.30	0.0121	0.0131	0.0161	0.0201	0.0246	0.0291	82.6	76.3	62.0	49.8	40.6	34.3
1.40	0.0121	0.0131	0.0160	0.0198	0.0241	0.028	82.8	76.6	62.6	50.6	41.4	35.1
1.50	0.0121	0.0130	0.0158	0.0195	0.0237	0.0279	82.9	76.9	63.2	51.3	42.2	35.8
1.60	0.0120	0.0130	0.0157	0.0192	0.0233	0.0274	83.0	77.2	63.8	52.0	42.9	36.5
1.70	0.0120	0.0129	0.0156	0.0190	0.0230	0.0269	83.1	77.5	64.3	52.6	43.6	37.1
1.80	0.0120	0.0129	0.0154	0.0188	0.0226	0.0265	83.2	77.7	64.8	53.2	44.2	37.7
1.90	0.0120	0.0128	0.0153	0.0186	0.0223	0.0261	83.3	77.9	65.2	53.8	44.8	38.4
2.00	0.0120	0.0128	0.0152	0.0184	0.0221	0.0257	83.4	78.1	65.6	54.3	45.3	38.9
2.20	0.0120	0.0127	0.0151	0.0181	0.0216	0.0251	83.6	78.5	66.4	55.3	46.4	39.9
2.40	0.0119	0.0126	0.0149	0.0178	0.0212	0.0245	83.7	78.8	67.1	56.0	47.3	40.8
2.60	0.0119	0.0126	0.0148	0.0175	0.0205	0.0240	83.8	79.1	67.7	57.0	48.1	41.7
2.80	0.0119	0.0126	0.0147	0.0173	0.0204	0.0236	83.9	79.4	68.2	57.7	48.9	42.5
3.00	0.0119	0.0126	0.0146	0.0171	0.0201	0.0231	84.0	79.6	68.7	58.3	49.7	43.3
3.20	0.0119	0.0125	0.0145	0.0170	0.0199	0.0227	84.1	79.8	69.2	58.9	50.4	44.0
3.40	0.0119	0.0125	0.0144	0.0168	0.0195	0.0224	84.2	80.0	69.6	59.5	51.0	44.6
3.60	0.0119	0.0125	0.0143	0.0167	0.0194	0.0221	84.3	80.2	70.0	60.1	51.6	45.2
3.80	0.0119	0.0124	0.0142	0.0165	0.0192	0.0218	84.4	80.4	70.4	60.6	52.2	45.8
4.00	0.0119	0.0124	0.0141	0.0164	0.0190	0.0216	84.4	80.5	70.7	61.0	52.7	46.4
4.50	0.0118	0.0124	0.0140	0.0161	0.0186	0.0210	84.6	80.9	71.5	62.1	53.9	47.6
5.00	0.0118	0.0123	0.0139	0.0159	0.0182	0.0205	84.7	81.2	72.1	63.8	55.5	48.8
5.50	0.0118	0.0123	0.0138	0.0157	0.0179	0.0201	84.8	81.4	72.7	63.8	56.0	49.3
6.00	0.0118	0.0123	0.0137	0.0155	0.0176	0.0197	84.9	81.6	73.2	64.6	56.8	50.7
6.50	0.0118	0.0122	0.0136	0.0153	0.0174	0.0194	85.0	81.8	73.7	65.2	57.6	51.6
7.00	0.0118	0.0122	0.0135	0.0152	0.0172	0.0191	85.0	82.0	74.1	65.8	58.3	52.3
7.50	0.0118	0.0122	0.0134	0.0151	0.0170	0.0189	85.1	82.2	74.5	66.4	58.9	53.0
8.00	0.0117	0.0122	0.0134	0.0150	0.0168	0.0186	85.2	82.3	74.8	66.9	59.5	53.7
8.50	0.0117	0.0121	0.0133	0.0149	0.0166	0.0184	85.2	82.4	75.1	67.4	60.1	54.3
9.00	0.0117	0.0121	0.0132	0.0148	0.0165	0.0182	85.3	82.6	75.4	67.8	60.7	54.9
9.50	0.0117	0.0121	0.0132	0.0147	0.0163	0.0180	85.3	82.7	75.7	68.2	61.2	55.6
10.50	0.0117	0.0121	0.0132	0.0146	0.0162	0.0179	85.3	82.8	75.9	68.5	61.6	56.0
11.00	0.0117	0.0121	0.0131	0.0144	0.0160	0.0176	85.4	83.0	76.4	69.2	62.5	57.0
12.00	0.0117	0.0120	0.0130	0.0143	0.0158	0.0173	85.5	83.1	76.8	69.9	63.3	57.8
13.00	0.0117	0.0120	0.0130	0.0142	0.0156	0.0171	85.5	83.3	77.1	70.4	63.9	58.6
14.00	0.0117	0.0120	0.0129	0.0141	0.0156	0.0169	85.6	83.4	77.4	70.9	64.6	59.3
15.00	0.0117	0.0120	0.0128	0.0140	0.0154	0.0167	85.6	83.5	77.7	71.3	65.1	59.9
16.00	0.0117	0.0120	0.0128	0.0139	0.0152	0.0165	85.7	83.6	78.0	71.7	65.6	60.5
17.00	0.0117	0.0119	0.0128	0.0139	0.0151	0.0164	85.7	83.7	78.3	72.1	66.1	61.1
18.00	0.0117	0.0119	0.0127	0.0138	0.0150	0.0162	85.7	83.8	78.5	72.5	66.6	61.6
19.00	0.0117	0.0119	0.0127	0.0137	0.0149	0.0161	85.8	83.9	78.7	72.8	67.0	62.2
20.00	0.0117	0.0119	0.0127	0.0137	0.0148	0.0161	85.8	84.0	78.8	73.1	67.3	62.6

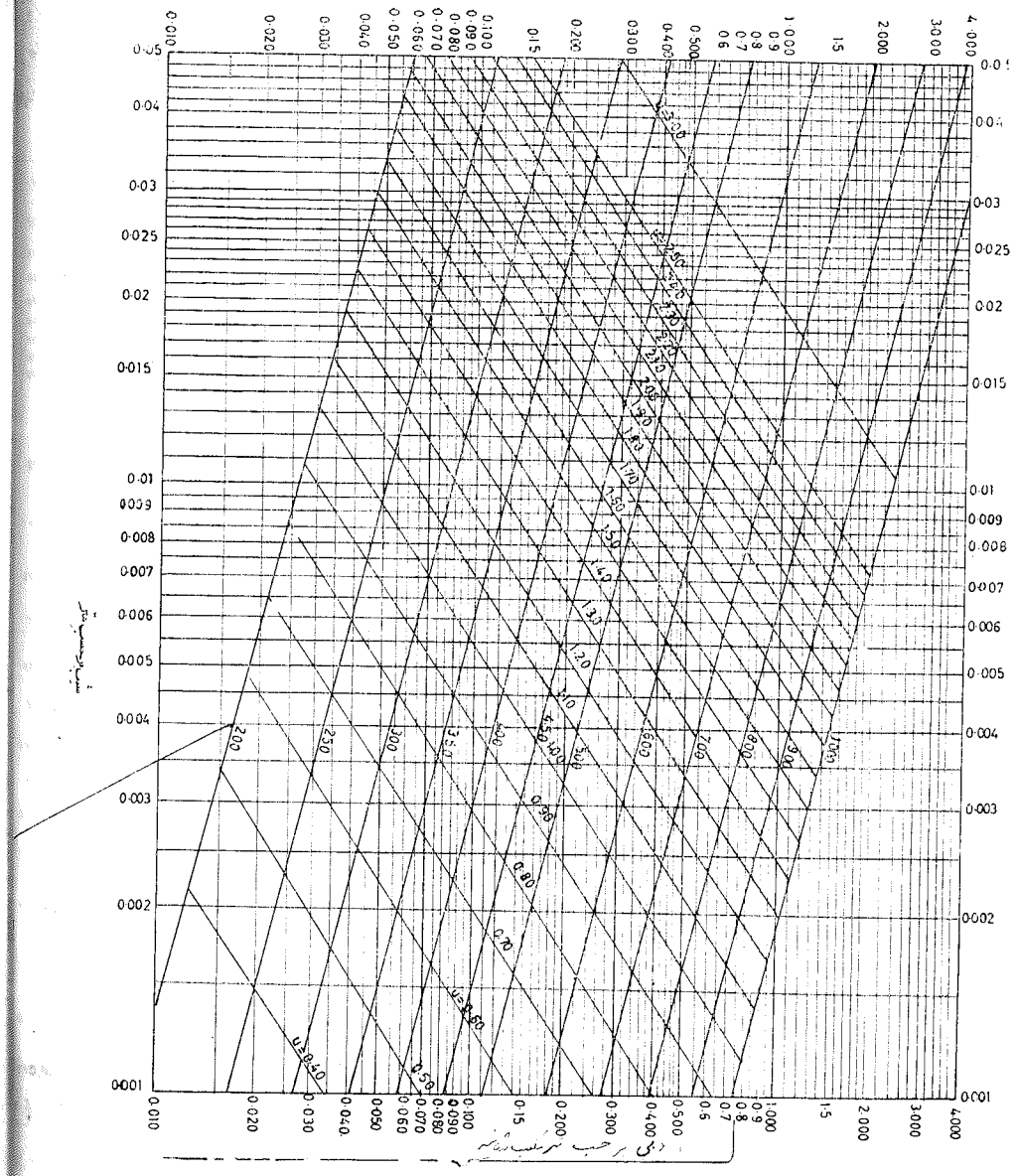
Rayons Moyens R	$\frac{\sqrt{RI}}{V}$						$\frac{V}{\sqrt{RI}}$					
	categorie N : 1	categ. N : 2	categorie N : 3	categorie N : 3	categorie N : 4	categorie N : 5	cat N : 1	cat. N : 2	cat. N : 3	cat. N : 3 6	cat. N : 4	cat. N : 5
0.05	0.0146	0.0197	0.0352	0.0552	0.0734	0.1015	68.5	50.7	28.4	18.1	12.8	9.9
0.06	0.0143	0.0190	0.0331	0.0514	0.0725	0.0937	69.8	52.6	30.2	19.4	13 8	10.7
0.07	0.0141	0.0158	0.0315	0.0484	0.0680	0.0876	70.9	54.2	31.7	20.6	14.7	11.4
0.08	0.0139	0.0180	0.0302	0.0461	0.0644	0.0827	55.6	55.6	33.1	21.7	15.5	12.1
0.09	0.0138	0.0176	0.0291	0.0441	0.0613	0.0786	72.5	56.7	34.4	22.7	16.3	12.7
0.10	0.0137	0.0173	0.0282	0.0427	0.0588	0.0751	73.1	57.7	35.5	23.6	17.0	13.3
0.11	0.0136	0.0170	0.0274	0.0274	0.0566	0.0722	73.6	58.7	36.5	24.4	17.7	13.9
0.12	0.0135	0.0168	0.0268	0.0397	0.0547	0.0696	74.1	59.5	37.4	25.2	18.3	14.4
0.13	0.0134	0.0166	0.0262	0.0386	0.0530	0.0673	74.6	60.2	38.2	25.9	18.9	14.9
0.14	0.0133	0.0164	0.0256	0.0376	0.0515	0.0653	75.0	609	39.0	26.7	19.4	15.3
0.15	0.0132	0.0163	0.0252	0.0367	0.0501	0.0635	75.3	61.5	39.7	27.2	19.9	15.8
0.16	0.0132	0.0161	0.0247	0.0359	0.0489	0.0618	75.6	62.1	40.5	27.8	20.4	16.2
0.17	0.0132	0.0160	0.0243	0.0352	0.0478	0.0603	75.9	62.7	41.2	28.4	20.9	16.6
0.18	0.0131	0.0158	0.0240	0.0345	0.0467	0.0589	76.2	63.2	41.8	29.0	21.4	17.0
0.19	0.0131	0.0157	0.0236	0.0339	0.0458	0.0577	76.5	63.6	42.4	29.5	21.8	17.3
0.20	0.0130	0.0156	0.0233	0.0334	0.0449	0.0565	76.7	64.1	42.9	30.0	22.3	17.7
0.21	0.0130	0.0155	0.0230	0.0328	0.0441	0.0554	76.9	64.5	43.5	30.5	22.7	18.1
0.22	0.0130	0.0154	0.0228	0.0323	0.0434	0.0544	77.1	64.9	44.0	30.9	23.1	18.4
0.23	0.0129	0.0153	0.0225	0.0319	0.0427	0.0535	77.3	65.2	44.4	31.4	23.4	18.7
0.24	0.0129	0.0153	0.0223	0.0315	0.0420	0.0526	77.5	65.5	44.8	31.8	23.8	19.0
0.25	0.0129	0.0152	0.0221	0.0310	0.0414	0.0518	77.6	65.9	45.3	32.2	24.2	19.3
0.26	0.0129	0.0151	0.0219	0.0307	0.0406	0.0510	77.8	66.2	45.7	32.6	24.5	19.6
0.27	0.0128	0.0150	0.0217	0.0303	0.0403	0.0502	78.0	66.5	46.1	33.0	24.8	19.9
0.28	0.0128	0.0150	0.0215	0.0300	0.0397	0.0495	78.1	66.8	46.5	33.4	25.2	20.2
0.29	0.0128	0.0149	0.0213	0.0297	0.0393	0.0489	78.3	67.0	46.2	33.7	25.5	20.5
0.30	0.0128	0.0149	0.0211	0.0293	0.0388	0.0482	78.4	67.3	47.3	34.1	25.8	20.7
0.31	0.0128	0.0148	0.0210	0.0291	0.0383	0.0476	78.6	67.6	47.6	34.3	26.1	21.0
0.32	0.0127	0.0148	0.0209	0.0288	0.0379	0.0471	78.6	67.8	47.9	34.7	26.4	21.2
0.33	0.0127	0.0147	0.0208	0.0285	0.0375	0.0465	78.8	68.0	48.2	35.1	26.5	21.5
0.34	0.0127	0.0147	0.0206	0.0283	0.0371	0.0460	78.9	68.2	48.5	35.4	26.9	21.7
0.35	0.0127	0.0146	0.0204	0.0280	0.0368	0.0455	79.0	68.4	48.8	35.7	27.2	22.0
0.36	0.0127	0.0146	0.0203	0.0278	0.0364	0.0450	79.1	68.6	49.2	36.0	27.5	22.2
0.37	0.0126	0.0145	0.0202	0.0276	0.0361	0.0446	79.2	68.8	49.5	36.3	27.7	22.4
0.38	0.0126	0.0145	0.0201	0.0274	0.0357	0.0441	79.2	69.0	49.8	36.6	28.0	22.7
0.39	0.0126	0.0144	0.0200	0.0272	0.0354	0.0437	79.3	69.2	50.1	36.8	28.2	22.9
0.40	0.0126	0.0144	0.0199	0.0270	0.0351	0.0433	79.4	69.4	50.4	37.1	28.5	23.1
0.41	0.0126	0.0144	0.0199	0.0268	0.0349	0.0429	79.5	69.6	50.6	37.4	28.7	23.3
0.42	0.0126	0.0143	0.0197	0.0266	0.0346	0.0426	79.5	69.7	50.9	37.6	28.9	23.5
0.43	0.0126	0.0143	0.0196	0.0264	0.0343	0.0422	79.7	69.9	51.1	37.9	29.2	23.7
0.44	0.0125	0.0143	0.0195	0.0263	0.0340	0.0418	79.7	70.1	51.4	38.1	29.4	23.9
0.45	0.0125	0.0143	0.0194	0.0261	0.0338	0.0415	79.8	70.2	51.6	38.4	29.6	24.1
0.46	0.0125	0.0143	0.0193	0.0259	0.0335	0.0412	79.9	70.4	51.8	38.6	29.8	24.3
0.47	0.0125	0.0143	0.0192	0.0258	0.0333	0.0409	80.0	70.5	52.0	38.8	30.0	24.5
0.48	0.0125	0.0142	0.0191	0.0256	0.0331	0.0405	80.0	70.6	52.3	39.1	30.2	24.7
0.49	0.0125	0.0141	0.0191	0.0256	0.0329	0.0403	80.1	70.8	52.5	39.3	30.4	24.8
0.50	0.0125	0.0141	0.0190	0.0253	0.0326	0.0400	80.2	70.9	52.7	39.5	30.6	25.0
0.55	0.0124	0.0140	0.0186	0.0274	0.0317	0.0386	80.4	71.5	53.7	40.5	31.6	25.9
0.60	0.0124	0.0139	0.0183	0.0241	0.0308	0.0375	80.7	72.1	54.6	41.4	32.5	26.7
0.65	0.0124	0.0138	0.0181	0.0236	0.0300	0.0365	80.9	72.6	55.4	42.3	33.3	27.4

0,0001 0,0002 0,0003 0,0004 0,0005 0,0006 0,0007 0,0008 0,0009 0,001 0,0015 0,002 0,0025 0,003 0,0035 0,004 0,0045 0,005 0,0055 0,006 0,007 0,008 0,009 0,01

جدول شماره ۲



ش ۳ ــ نموگراف‌که با استفاده از فرمول بازن تهیه شده است



ش ۴ ــ نموگراف که با استفاده از فرمول Tadini وبرای لوله‌های بتونی تهیه شده است

مورد استعمال زیاد دارد و فرمول مانینگ‌درانگلستان و دربعضی‌دیگر از کشور های اروپائی مورد استفاده میباشد :

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

برای کانالهای باپوشش بتونی $n = 0/15$

برای زهکشهای روباز و خاکی $n = 0/25$

برای کانالهای حفر شده که روی جدار $n = 0/04$

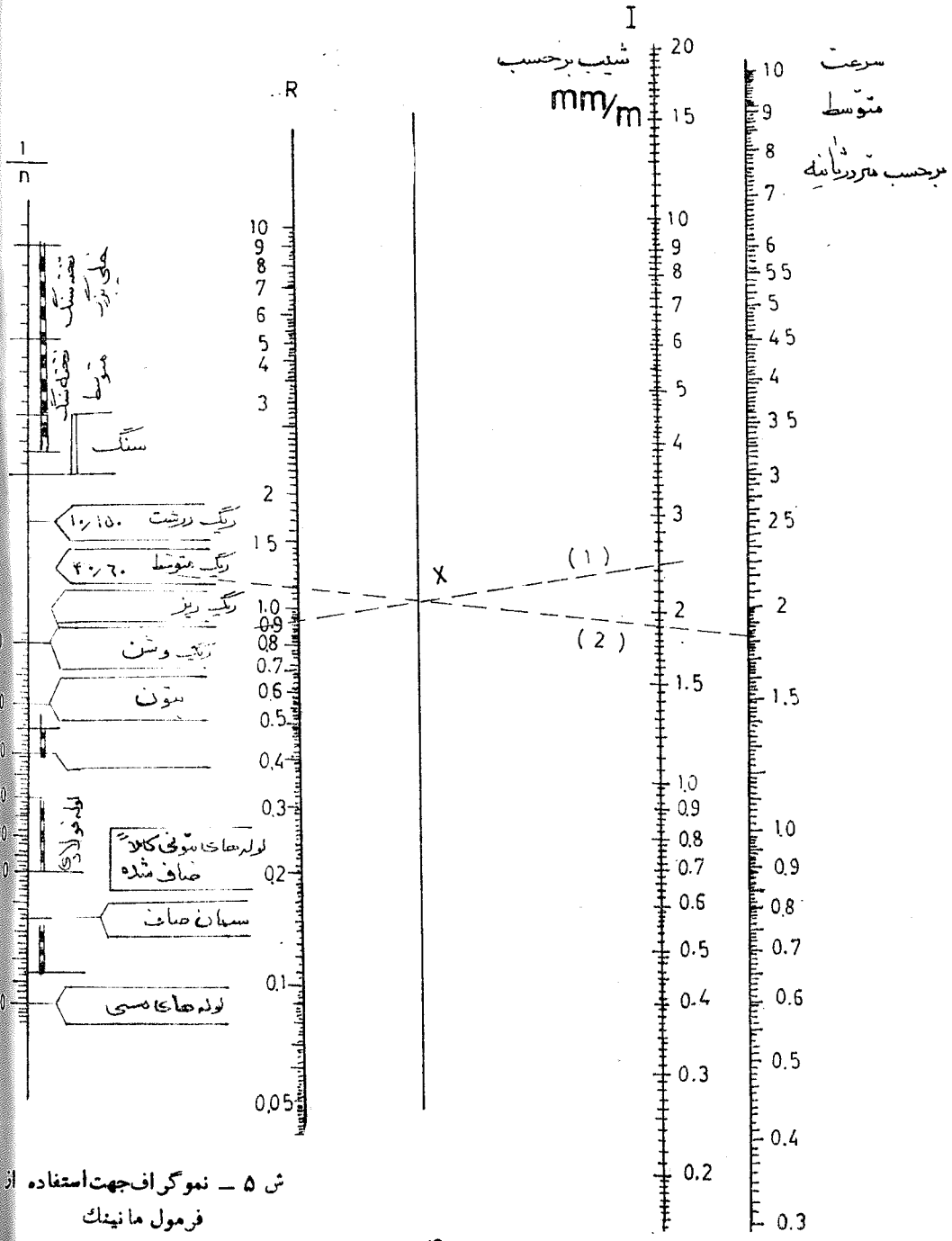
آنها مقدار زیادی علفهای هرز رشد نموده‌اند

نموگرافی مطابق شکل ۵ جهت‌استفاده‌از فرمول مانینگ استریکلر تهیه شده است که طرزاستفاده از آن بشرح زیر میباشد:

دو نقطه مشخص روی محور I و R را بوسیله خطی بهم متصل نموده واین خط‌محور بدون درجه‌بندی را درنقطه‌ای مثل C قطع خواهد نمود، اگراین نقطه‌را وسیله یك‌خط دیگر به‌محور $\frac{1}{n}$ که‌با نوع جدار کانال‌رابطه‌دارد مربوط نمائیم، این خط محور V هارادر نقطه‌ای قطع مینماید که از آنجا میتوان سرعت مورد نظررا تعیین نمود .

ـ فرمول Vincent (حالت مخصوص جهت جریان آب در لوله‌ـ های زهکشی)

مهندسینی که از اواسط قرن نوزدهم بکارهای زهکشی اشتغال داشتند، گمان مینمودند که‌جریان آب درلوله‌های زهکشی شبیه جریان آب تحت‌فشار بوده واز فرمولهای مربوطه استفاده میکردند. شناخته‌ترین‌این‌نوع‌فرمول‌هاعبارت‌بوده‌اند ازفرمول Prony و Eytelwein



ش ۵ ــ نموگراف جهت استفاده از فرمول مانینگ

$$v = ۳/۵۹۶\sqrt{\frac{۵۰\ dh}{L+۵۰\ d}}$$

لیکن دراین فرمول رابطه بین اصطکاك و قطر لوله‌ها در نظر گرفته نشده بود. Vincent با وارد نمودن یك ضریبی که با قطر لوله‌ها رابطه دارد، فرمول بالا را بشرح زیر اصلاح نمود:

$$v = ۳/۵۹\frac{a}{b}\sqrt{\frac{۵۰\ dh}{L+۵۰d}}$$

$L =$ طول‌لوله برحسب متر

$v =$ سرعت متوسط آب در لوله‌ها برحسب متر در ثانیه

$d =$ قطر داخلی لوله‌ها بر حسب متر

$h =$ اختلاف ارتفاع در مسافت L بر حسب متر

$\frac{a}{b} =$ ضریب اصطکاك لوله‌ها که همیشه از واحد کوچکتر است و هر قدر قطر لوله کمتر باشد این ضریب کوچکتر میشود .

Vincent مقادیر زیر را برای مقادیر مختلف d پیشنهاد نموده است:

d m	$\frac{a}{b}$
۰/۰۴	۰/۷۱
۰/۰۵	۰/۷۵
۰/۰۶	۰/۷۷
۰/۰۸	۰/۸۰
۰/۱۰	۰/۸۳
۰/۱۲	۰/۸۵
۰/۱۶	۰/۸۸
۰/۱۸	۰/۹۰
۰/۲۲	۰/۹۳

مثال ـ مطلوب‌است محاسبه سرعت‌آب درلوله‌های یك شبکه زهکشی با مشخصات زیر :

$L = ۱۰۰ \quad m$

$h = ۱ \quad m$

$d = ۰/۰۸ \quad m$

$$v = ۳/۵۹ \times ۰/۸ \sqrt{\frac{۵۰ \times ۰/۸ \times ۱}{۱۰۰ + ۵۰ \times ۰/۰۸}} = ۰/۵۶ \quad m/s$$

این فرمول اساس تابلو و گرافیك‌هائی است که برای تعیین‌قطر زهکش‌های زیرزمینی بکار میروند .

لیکن باید توجه‌داشت که جریان آب در لوله‌های زهکشی که آب در آنها تحت فشار نیست، باجریان آب در لوله‌های تحت‌فشار نمیتواند، شباهتی‌داشته‌باشد، مضافاضریب اصطکاك‌درلوله‌های‌زهکشی‌بطول ۳۳ر۰ متر و باداشتن جدار ناصاف، خیلی بیشتر از لوله‌های معمولی است ، بنابراین میتوان جریان آب در لـوله های زهکشی راشبیه‌جـریان آب در یك کانال سربسته‌فرض‌نمود. بااستفاده از فرمول کلی‌دارسی‌وبازن:

$$RI = bV^{۲}$$

$$R = \frac{\frac{\pi D^{۲}}{۴}}{\pi D} = \frac{\pi D^{۲}}{۴\pi D} = \frac{D}{۴}$$

$$\frac{D}{۴} I = bV^{۲}$$

$$V = \sqrt{\frac{DI}{4b}} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{DI}{b}} = \frac{1}{2\sqrt{b}}\sqrt{DI}$$

Freidrich این‌فرمول را باجریان آب درلوله‌های زهکشی، انطباق‌داد و مقدار $b = 0.0006$ را برای لوله‌های بقطر داخلی $0.20\,m$ ـ 0.050 در نظـر گرفت، بنابراین :

$$V = 20\sqrt{DI}$$

اگر از فرمول Bazin استفاده شود :

$$V = C\sqrt{RI}$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{R}}$$

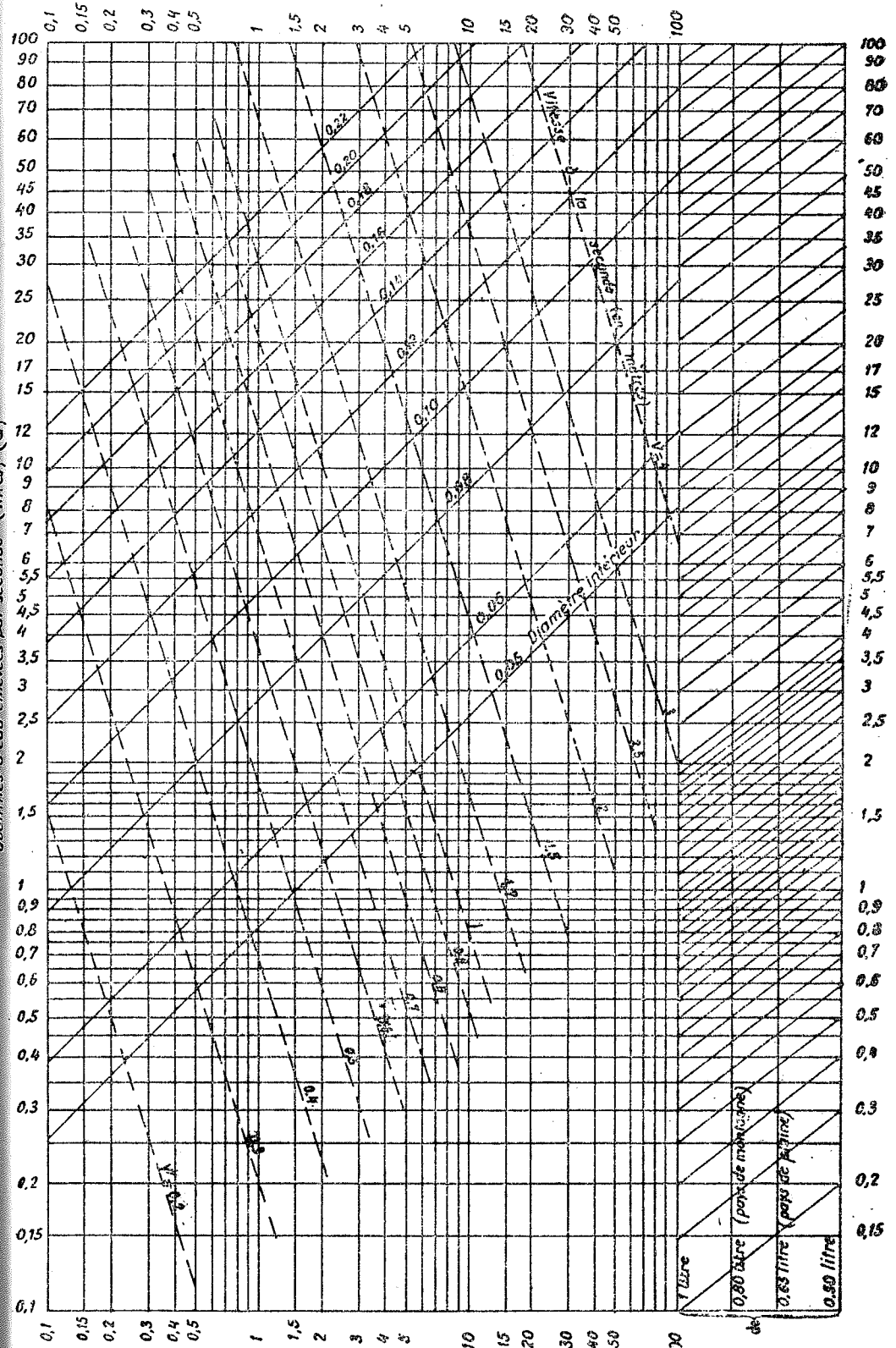
$$\gamma = 0.46$$

اگر از فرمول Kutter و Ganguiller استفاده شود :

$$C = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

$$m = 0.27$$

از نموگراف شکل ٦ بمنظور استفاده از فـرمول و نسان استفاده میشود : بوسیله خط مستقیمی شیب‌لوله‌را به قطر داخلی لـوله (روی خطوط مورب) متصل نموده و از نقطه تقاطع سرعت آب در لـوله ودبی مربوطه مشخص میشود، از رابطه زیر قطر لوله نیز معلوم خواهدشد:



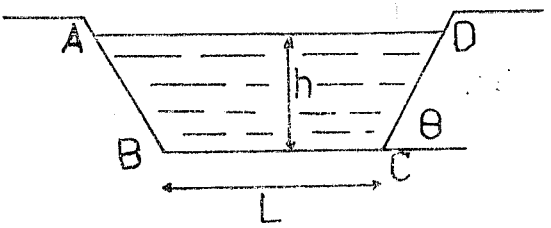
ش ۶ ــ نموگراف با استفاده ازفرمول ونسان برای تعیین سرعت آب درلوله‌های زهکشی

$$Q = \frac{\pi d^{۲}}{۴} \cdot V$$

۳ ـ فرمهای مختلف مقطع کانال‌ها

مقطع کانال‌های ساخته‌شده،دارای یك فرم هندسی میباشند،درکانال‌های خاکی این فرم معمولا بشکل ذوذنقه و در کانالهای دارای پوشش(بتون یا سایر مصالح بنائی) مقطع میتواند بشکل نیمدایره یا مربع‌مستطیل باشد .

الف ـ مقطع ذوذنقه‌ای ـ بیشتر کانال‌های خاکی دارای این فرم‌هستند



ش ۷

عمق آب	$h =$
عرض کف کانال	$BC = L$
شیب جدار	$\theta =$
سطح خیس شده	$S =$
سرعت متوسط آب‌در کانال	$V =$

Quantités d'eau entrées par seconde (litres) (Q)

$$ED = h \cdot \cot g\,\theta$$

$$h = CD \cdot \sin\theta$$

$$S = (AD + L)\frac{h}{۲} = (L + h\,\cot g\,\theta)\,h$$

$$R = \frac{S}{P} = \frac{(L + h\,\cot g\,\theta)\,h}{L + \frac{۲h}{\sin\theta}} = \frac{h(\sin\theta\, L + h\cos\theta)}{L\sin\theta + ۲h}$$

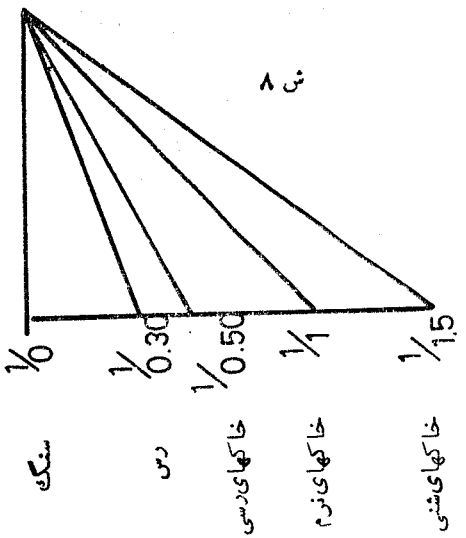
$$R = \frac{h\left(\frac{\sqrt{۲}}{۲}L + h\,\frac{\sqrt{۲}}{۲}\right)}{L\frac{\sqrt{۲}}{۲} + ۲h} \qquad \theta = ۴۵^{\circ}$$

$$R = \frac{h(L + h)}{L + ۲\sqrt{۲}\,h}$$

شیب جدار کانال (شیب‌شیروانی)را برای سهولت‌بصورت $\frac{۱}{m}$ نمایش میدهند. مثلا شیب $\frac{۱}{۱}$ شیبی است که ارتفاع وقاعـده‌اش ۱ باشد و دراین حالت $tg\,\theta = ۱$

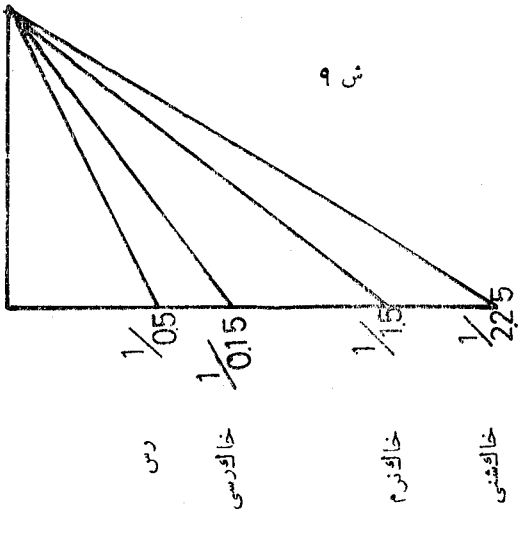
شیب جدار برای کانال های خـاکبرداری شده و خاکـریزی شده حتی برای یك نوع خاك، ثابت‌نیست‌چون‌چسبندگی جدارکانال‌درحالت خاکریزی شده خیلی کمتر ازحالت خـاکبرداری شده‌است .اگـر شیب، جدار برای حالت‌اول $\frac{۱}{m}$ باشد درحالت‌دوم $\frac{۱}{m + \frac{m}{۲}}$ خواهد بود.

اشکال ۸و۹ شیبهای مناسب‌برای‌خاکهای مختلف‌ودر دوحالت‌فوق میباشند



شیب‌جدار برای کانال‌های خاکبرداری‌شده

$$\frac{1}{m}$$



شیب‌جدار برای کانال‌های خاکریزی‌شده

$$\frac{1}{m+\frac{m}{2}}$$

مقطع مناسب با دبی ماکزیمم

جهت کانالهای آبیاری ،بمنظور پائین آوردن هزینه اجرا ،تاآنجا که امکان دارد حجم خاکبرداری را پائین می‌آورند، لیکن‌این‌عمل‌نبایستی موجب تنزل دبی شود، بنابراین‌مقطع‌مناسب‌عبارت خواهد بود ازمقطعی که با سطح ثابت دبی ماکزیمم از آن جریان نماید. این امـر با تغییر مقادیر L و h ،صورت تحقق میگیرد .

دبی با شعاع هیدرولیکی رابطه مستقیم دارد و از طرفی $R = \frac{S}{P}$ است، نتیجتا دبی با $\frac{1}{\sqrt{P}}$ نسبت مستقیم خـواهد داشت، یعنی هرچه محیط خیس شده کوچکتر شود شعاع هیدرولیکی بزرگتر خـواهدشد،

بنابراین برای دبی‌ماکزیمم و با هزینه کم، محیط خیس شده‌بایدمینیمم باشد .

در چه شرایطی محیط خیس شده مینیم است؟

با درنظر گرفتن شکل ۷ خواهیم داشت :

$$S = h\,(L + h\,\mathrm{cotg}\,\theta) \qquad (۱)$$

$$S = Lh + h^{۲}\,\mathrm{cotg}\,\theta$$

$$L = \frac{S}{h} - h\,\mathrm{cotg}\,\theta$$

$$P = L + \frac{۲h}{\sin\theta} \qquad (۲)$$

$$P = \frac{S}{h} - h\,\mathrm{cotg}\,\theta + \frac{۲h}{\sin\theta}$$

محیط خیس شده، موقعی مینیمم است که مشتق آن نسبت به h مساوی صفر شود .

بنابراین

$$-\frac{S}{h^{۲}} - \frac{۱}{\mathrm{tg}\,\theta} + \frac{۲}{\sin\theta} = ۰$$

$$\frac{S}{h^{۲}} = \frac{۲}{\sin\theta} - \frac{۱}{\mathrm{tg}\theta}$$

$$S = \frac{۲h^{۲}}{\sin\theta} - \frac{h^{۲}}{\mathrm{tg}\,\theta} = h^{۲}\left(\frac{۲}{\sin\theta} - \frac{۱}{\mathrm{tg}\,\theta}\right)$$

$$h^2 = \frac{S}{\frac{2}{\sin\theta} - \frac{1}{\operatorname{tg}\theta}} = \frac{S \cdot \sin\theta}{2 - \cos\theta} \qquad (3)$$

$$S = h^2\left(\frac{2}{\sin\theta} - \operatorname{cotg}\theta\right)$$ یا

اگر رابطه (۱) درنظر گرفته شود :

$$h^2\left(\frac{2}{\sin\theta} - \operatorname{cotg}\theta\right) = h\,(L + h\operatorname{cotg}\theta)$$

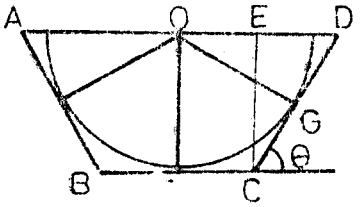
یا

$$L + 2h\operatorname{cotg}\theta = \frac{2h}{\sin\theta} \qquad (4)$$

$$L + 2h\operatorname{cotg}\theta = AD = \frac{2h}{\sin\theta} = 2DC$$

یعنی $AD = 2DC$

یا $OD = DC$



$BG = L$

ش ۱۰

با درنظر گرفتن شکل ۱۰، مشاهده میشود که مثلث OCD ، متساوی‌الساقین است و دوعمود CE و OG مساوی خواهند بود واگر دایره‌ای از مرکز O وبه شعاع OG رسم‌شود، نیم‌دایره بر خطوط CD و

BC و AB مماس خواهد بود یعنی نیم دایره بـر مقطع ذوذنقه‌ای‌محاط خواهد شد، یا میتوان گفت کـه محیط ذوذنقه محیط شده در نیم‌دایره مینیمم است .قبلا رابطه زیـر ثابت شده بود :

$$R = \frac{h\,(L + h\,\mathrm{cotg}\,\theta)}{L + \frac{۲h}{\sin\theta}}$$

بـا استفاده از رابطه (٤)

$$R = \frac{h\,(L + h\,\mathrm{cotg}\,\theta)}{L + L + ۲h\,\mathrm{cotg}\,\theta}$$

$$R = \frac{h\,(L + h\,\mathrm{cotg}\,\theta)}{۲\,(L + h\,\mathrm{cotg}\,\theta)}$$

$$R = \frac{h}{۲}$$

بنابراین

لیکن درعمل مقطع مناسب (محیط‌درنیم‌دایره) همیشه‌نمیتواندقابل اجرا باشد، این اشکالات در موقع ساختن کانال، مطرح خواهند شد.
از جمله عمق آب در کانال‌ها بیشتراز ۳ـ۲ متر انتخاب نمیشود،

اگر عمق کانال زیادتر باشد، خاکبرداری‌مشکل و هزینه‌زیادتری را موجب خواهد شد. جداول شماره ۳و٤ محاسبه مقطع مناسب را بطرز رضایت بخشی‌ساده مینمایند، همانطورکه‌در این‌جداول مشاهده میشود، بـر حسب مـقادیـر مـناسب L و h تـعیین میشـود . ایـن ارقـام

برای واحد سطح بوده و برای سطح تمام مقطع باید مقادیر L و h را در $\sqrt{S}$ ضرب نمود .

مقادیر مختلف ابعاد یک کانال برحسب مقادیر مختلف θ

θ برحسب درجه	L	h	h cotg	عرض بالای نهر $L+2h\cot g\theta$	محیط خیس شده
۹۰	۱/۴۱۴	۰/۷۰۷	—	۱/۴۱۴	۲/۸۲۸
۶۰	۰/۸۷۷	۰/۷۶۰	۰/۴۳۹	۱/۷۵۵	۲/۷۳۲
۴۵	۰/۶۱۳	۰/۷۴۰	۰/۷۴۰	۲/۰۹۲	۲/۷۰۴
۴۰	۰/۵۲۵	۰/۷۲۲	۰/۸۶۰	۲/۲۴۶	۲/۷۷۱
۳۶/۵۲	۰/۴۷۱	۰/۷۰۷	۰/۹۴۳	۲/۳۵۷	۲/۸۲۸
۳۵	۰/۴۳۹	۰/۶۹۷	۰/۹۹۵	۲/۴۳۰	۲/۸۷۰
۳۰	۰/۳۳۶	۰/۶۶۴	۱/۱۵۰	۲/۶۵۶	۳/۰۱۲
۲۶/۳۴	۰/۳۰۰	۰/۶۳۶	۱/۲۷۲	۲/۸۴۴	۳/۱۴۴
نیم دایره	—	۰/۷۹۸	—	۱/۵۹۶	۲/۵۰۸

جدول شماره ۳

مقادیر مختلف مثلثاتی θ برحسب شیبهائی که عملا مورد استفاده قرار میگیرند :

قاعده نسبت ارتفاع	θ برحسب درجه	$\sin\theta$	$\cos\theta$	$\mathrm{tg}\,\theta$	$\mathrm{cotg}\,\theta$
۰	۹۰	۱/۰۰۰	۰	∞	۰
۱:۱۰	۸۴/۱۷	۰/۹۹۵	۰/۰۹۹	۱۰/۰۰	۰/۱۰
۱:۵	۷۸/۴۱	۰/۹۸۰	۰/۱۹۶	۵/۰	۰/۲۰
۱:۴	۷۵/۵۷	۰/۹۷۰	۰/۲۴۳	۴/۰	۰/۲۵
۱:۳	۷۱/۳۴	۰/۹۴۹	۰/۳۱۶	۳/۰	۰/۳۳۳
۱:۲	۶۳/۲۶	۰/۸۹۴	۰/۴۴۷	۲/۰	۰/۵۰
۳:۴	۵۳/۲۰	۰/۷۹۹	۰/۶۰۱	۱/۳۳۳	۰/۷۵
۱:۱	۴۵	۰/۷۰۷	۰/۷۰۷	۱/۰۰	۱/۰۰
۱:۱/۵	۳۳/۴۱	۰/۵۵۵	۰/۸۳۲	۰/۶۶۶	۱/۵۰
۲:۱	۲۶/۳۴	۰/۴۴۷	۰/۸۹۴	۰/۵۰۰	۲/۰

جدول‌شماره ۴

اثر مواد رسوبی و گیاهان آبی

سطح کانال در اثر گل‌ولای و لجن کم میشود، بنابراین در موقع‌محاسبه یك‌چهارم بسطح عرضی کانال اضافه مینمایند .

گیاهان آبی نیز برروی جدارهای کانال رشد نموده و در بعضی مواقع‌حتی تا سطح‌آب بالا می‌آیند ومعلوم است که هرچه رشد ونمو آنها زیادتر باشد سرعت آب و مقدار دبی نیز بهمان اندازه‌کم میشوند (مقدار γ را درفرمول بازن در بیشتر مواقع از نظر احتیاط ۱٫۷۵ در نظر میگیرند) .

ب- مقطع مستطیلی :

اگرسطح کانال از مصالح بنائی ازقبیل بتون‌سنگ و غیره‌پوشش یافته باشد امکان استفاده از مقاطع مستطیلی‌شکل مقدورخواهد بود. محاسبه ابعاد این نوع مقطع‌ساده‌است. برای مقطع مناسب $L = 2h$ بوده در اینصورت میتوان L رابامعلوم‌بودن‌شیب‌ودبی کانال محاسبه‌نمود.

جهت محاسبه L با استفاده از فرمول دارسی، فرمول زیر نتیجه خواهد شد :

$$L^5 = \frac{16\ b\ Q^2}{I}$$

(محاسبه L بااستفاده از تابلوهای لگاریتمی خیلی آسان است).

برای انهار کوچك $b = 0/0004$

برای انهار متوسط $b = 0/0003$

برای انهار بزرگ $b = 0/0002$

مثال مطلوب‌است‌ابعادوسرعت‌یك‌کانال با مقطع مستطیلی‌ومشخصات‌زیر:

$I = 0/00033$

$Q = 0/012 \quad m^3/s$

$b = 0/0004$

$$L^5 = \frac{16 \times 0/0004 \times 0/012^2}{0/00033} = 0/00028$$

$L = ۰/۳۱$

$h = ۰/۱۵۵$

$$V = \frac{۰/۰۱۲}{۰/۳۱ \times ۰/۱۵۵} = ۰/۰۴۸ \quad m/s$$

ج ـ مقطع نیم دایـره‌ای :

بهترین مقطع با سطح ثابت و محیط خیس شده مینیمم عبارتست از مقطع نیم‌دایره‌ای شکل. اگر r شعاع این نیم دایره باشد، دراینصورت:

$$r^{۵} = \frac{۸ b Q^{۲}}{\pi^{۲} \cdot I}$$

محاسبه مثل حالت قبل با مشخص بودن Q و I خواهد بود. بـعداز تعیین r میتوان آنـرا کنترل نمود که آیـا شعاع بدست آمـده دبی مـوردنظر بدست خواهد آمد؟

مثال ـ مطلوب است شعاع وسرعت آب در یك کانال با مقطع نیم‌دایره‌ای و مشخصات زیـر :

$Q = ۰/۲۰۰ \quad m^{۳}/s$

$I = ۰/۰۰۰۱$

$b = ۰/۰۰۰۳$

$$r^{۵} = \frac{۸ \times ۰/۰۰۰۳ \times ۰/۲۰۰^{۲}}{۳/۱۴۱۶ \times ۰/۰۰۰۱^{۲}} = ۰/۰۹۷۲$$

$r = ۰/۶۳$ m

$$S = \frac{۳/۱۴۱۶ \times ۰/۶۳^{۲}}{۲} = ۰/۶۲۳ \quad m^{۲}$$

$$P = ۳/۱۴۱۶ \times ۰/۶۳ = ۱/۹۸ \quad m$$

$$R = \frac{S}{P} = \frac{۰/۶۲۳}{۱/۹۸} = ۰/۳۱ \quad m$$

$$V = \frac{۰/۲۰۰}{۰/۶۲۳} = ۰/۳۲ \quad m/s$$

کنترل

برای جدارهای یکنواخت مثل بتون $C = ۶۵/۵$

$$V = ۶۵/۵\sqrt{۰/۳۱ \times ۰/۰۰۰۱} = ۰/۳۶ \quad m/s$$

$$Q = ۰/۶۲۳ \times ۰/۳۶ = ۰/۲۲۴ \quad m^{۳}/s$$

ملاحظه میشود، دبی که‌باشعاع ۰ر۶۳ = r با استفاده‌از فرمول دارسی وبازن‌بدست می‌آید با دبی اولی اختلاف زیاد ندارد واگر لازم باشد که دبی از $m^{۳}/s$ ۰ر۲ تجاوز نکند، بایستی شعاع نیم دایـره را از ۰ر۶۳ کـوچکتر انتخاب نمود .

۴ ـ آکدوکها

انواع مقاطع (مستطیلی ـ نیم‌دایره‌ای ـ دایره‌ای) رابرای این‌نوع کـانال، میتوان ساخت .

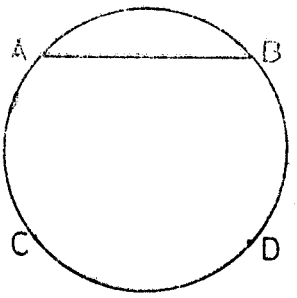
در مقطع دایره‌ای شکل چون محیط خیس شده برای سطح ثـابت کم است بنابراین‌هزینه عملکرد نیز پائین خواهد آمد .

مقطع آبرسان با مشخص‌بودن r و محیط‌خیس‌شده ($r\theta$) محاسبه‌میشود.

محیط خیس‌شده Arc mouillé

اگر سطح آب‌درشکل شماره ۱۱ ،AB باشد،کمان ACDB را محیط خیس شده مینامند .

موضوعی‌که‌دربیشتر مواقع استفاده‌میشودعبارت است ازمحاسبه دبی در صورتیکه شعاع و شیب کانال‌معلوم باشند .



ش ۱۱

اگر r شعاع و $r\theta$ محیط‌خیس‌شده‌و I شیب کانال باشد دبـی را میتوان از رابطه زیر تعیین نمود :

$$S = \frac{r^2}{2}(\theta - \sin\theta)$$

$$P = r\,\theta$$

$$R = \frac{S}{P}$$

سرعت با استفاده از فـرمول $V = C\sqrt{RI}$ محاسبه شده و سپس دبـی مشخص‌میشود، در بیشتر موارد r را بامعلوم بودن θ , Q , I محاسبه‌مینمایند. θ رابر حسب قرار داد ۲۴۰ یا ۳۰۸ یـا ۳۶۰ درجـه انتخاب میکنند.

الف ـ $\theta = ۲۴۰^{\circ}$

معمولادر محاسبات θ رامعادل ۲۴۰ درجه‌درنظر میگیرند ولی‌دبی ماکزیمم وقتی بدست می‌آید که $\theta = ۳۰۸^{\circ}$ باشد.اگر θ را ۲۴۰° انتخاب‌نمایند ۱۲۰ درجه بالای نهر زیرزمینی‌اختصاص به مواد معلق‌داده خواهدشد.

$\theta =$ برحسب رادیان

$S = ۲/۵۲۸۰\ r^{۲}$

$P = ۴/۱۸۹\ r$

$R = \frac{۲/۵۲۸\ r^{۲}}{۴/۱۸۹\ r} = ۰/۶۰\ r$

$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{۲/۵۲۸\ r^{۲}}$

$Rl = bV^{۲}$

اگـر این مقادیر در فرمول دارسی وبازن برده شوند

$$0/60\ r = \frac{b \cdot Q^{2}}{2/528 \cdot r^{4}}$$

ازآنجا

$$r^{5} = \frac{0/261\ b\ Q^{2}}{I} \qquad (1)$$

با استفاده از تابلوهای لگاریتمی محاسبه آسان است. بآسانی میتوان ثابت نمود که ارتفاع قسمت خیس نشده برابر است با: $h' = 0/5r$

با استفاده از فرمول (۱) امکان محاسبه دبی یا شیب کانال، اگر دوعامل دیگر معلوم باشند، مقدور خواهد بود.

مثال: مطلوب است محاسبه شعاع یك aqueduc دایره‌ای شکل با معلومات زیر:

$Q = 2/05 \quad m^{3}/s$

$\theta = 240^{\circ}$

$I = 0/0004$

$b = 0/0002$

برای انهار بزرك

$$r^{5} = \frac{0/261 \times 0/0002 \times 2/05^{2}}{0/0004}$$

$r = 0/88 \quad m$

درعمل، ساختن لوله‌های بشعاع ۸۸ سانتی‌متر استاندارد نبوده لذا بجای آنها، لوله‌هاع بشعاع ۸۵ سانتی‌متر در نظر میگیرند.

$$r = ۰/۸۵ \quad m$$

$$S = ۲/۵۲۸ \times ۰/۸۵^{۲} = ۱/۸۲۵ \quad m^{۲}$$

$$P = ۴/۱۸۹ \times ۰/۸۵ = ۳/۵۶۱$$

$$R = \frac{۱/۸۲۵}{۳/۵۶۱} = ۰/۵۱$$

$$V = \frac{۲/۰۵}{۱/۸۲۵} = ۱/۱۲ \quad m/s$$

ارتفاع قسمت خیس‌نشده $h' = ۰/۵ \times ۰/۸۵ = ۰/۴۲۵ \quad m$

ارتفاع قسمت خیس‌شده $h = ۲ \times ۰/۸۵ - ۰/۴۲۵ = ۱/۲۷۵ \quad m$

ب ـ $\theta = ۳۰۸^{\circ}$

در این‌حالت خواهیم داشت :

$$P = ۵/۳۷۵ \, r$$

$$R = ۰/۵۷۳ \, r$$

$$S = ۳/۰۸۲ \, r^{۲}$$

$$r^{۵} = \frac{۰/۸۳۷ \, b \, Q^{۳}}{I}$$

اگر مثال‌قبلی درنظرگرفته شود ($r = ۰/۸۵$ cm و $I = ۰/۰۰۰۴$)، دبی دراین حالت مساوی $۲/۴۵۰ m^{۳}/s$ خواهد بود. با استفاده از فرمولهای کلی زیر میتوان مقادیر دبی را در حالتهای مختلف تعیین نمود:

الف — $\theta = ۲۴۰^{\circ}$ $Q = ۱/۹۹\ r^{\frac{۲}{۳}}\sqrt{\frac{rI}{b}}$

ب — $\theta = ۳۰۸^{\circ}$ $Q = ۲/۳۴\ r^{\frac{۲}{۳}}\sqrt{\frac{rI}{b}}$

ج — $\theta = ۳۶۰^{\circ}$ $Q = ۲/۲۳\ r^{\frac{۲}{۳}}\sqrt{\frac{rI}{b}}$

ملاحظه میشود که‌دبی ماکزیمم درحالت $\theta = ۳۰۸$ درجه وجـود دارد و این مقدار دبی بترتیب ۵٪ و ۱۸٪ بیشتر از دو حالت $\theta = ۲۴۰$ درجـه و $\theta = ۳۶۰$ درجه میباشد .

۵ ـ شیب و سرعت آب درکانال‌ها

الف ـ کانالهای روباز

شیب کانال‌ها تابع شیب زمین و نوع پوشش میباشد، ایـن شیب برای کانالهای‌فرانسوی‌بین۲ـ ۱۵ر۰ در کیلومتر (۰۰۲ر۰ـ۰۰۰۱۵ر۰ متر در متـر) تغییر مینماید .

اگر شیب زمین در طول مسیر کانال‌یك نـواخت نباشد، درطـول مسیر شیب‌های مختلفی‌بآن‌داده میشود. بامقطع ثابت هرقدر که شیب‌کف‌کانال اضافه شود بهمان نسبت دبی کانال افزوده شده در نتیجه هزینه به‌مقدار زیادی تقلیل خواهد یافت. اما افزایش شیب ، موجب اضافه شدن سرعت و فرسایش‌خاك میشود، بنابراین شیب و سرعت آب‌در کانال ازحـدی نباید تجاوز نماید، بطور کلی در پروژه‌هـای آبیاری‌حـداکثر شیب را یك متر در کیلومتر درنظر میگیرند .

۱/۱۰۰۰

درهر حال باید ترکیب صحیحی بین ۳ فـاکتور V,I,S تنظیم نمود تا دبی مورد نظر با در نظر گرفتن شرایطی کـه درمسیر وجـود دارد، بدست آید. همانطورکه‌سرعت آب‌درکانال‌ازحدی نباید تجاوزنماید، از حدی نیز نباید کمترباشد، چون امکان رسوب مواد معلق و رشد علف‌های هرز وجود داشته و واضح است‌که دراین‌حالت، اضافه‌نمودن‌سطح‌مقطع ضروری خواهد بود که خود هزینه‌زیادتـری‌را برای دبی ثـابت در بر خواهد داشت .

سرعت‌های ماکزیمم برای خاك‌های مختلف‌را از جدول شماره ۵ میتوان تعیین نمود:

جنس بستر کانال	سرعت ماکزیمم آب m/s		
	سرعت درسطح	سرعت‌متوسط	سرعت درعمق
خاکهای رسی	۱۵ر۰	۱۱ر۰	۰۸ر۰
خاکهای شنی	۶۰ر۰	۴۶ر۰	۳۱ر۰
خاکهای دارای ریگ	۱ر۲۲	۹۶ر۰	۷۱ر۰
شیستهای‌نرم وخاکهائیکه دارای سنگ ریزه زیاد باشند .	۲ر۲۲	۱ر۸۶	۱ر۴۹
سنگهای نرم	۲ر۷۵	۲ر۲۷	۱ر۸۲
سنگهای سخت	۴ر۲۷	۳ر۶۹	۳ر۱۴

جدول‌شماره ۵

بموجب آزمایشات انجام شده در دانشگاه lowa ، اگـر سرعت آب از (V_o) تجاوز نماید، ذرات شن‌شروع بحرکت مینمایند،سرعت‌فوق‌توسط فـرمول زیر داده میشود :

$$V_o = \frac{۰/۱۳}{۲} \; d^{\frac{۴}{۹}} \; (da - ۱)^{\frac{۱}{۲}}$$

$V_o =$ برحسب متر درثانیه

$d =$ قطر ذرات شن برحسب‌میلیمتر

$da =$ وزن‌مخصوص ظاهری ذرات‌شن

برای اگوها، همیشه سرعت ماکزیمم در نظر گرفته میشود تا گل و لای بآسانی عبور نموده و باعث مسدود شدن اگوها نشوند. لازم است که‌در تمام موارد از تغییرات ناگهانی شیب که موجب بالا آمدن سطح آب و یاته نشین شدن مواد معلق میشود، خودداری نمود. بطـور کلی سرعت آب در اگوها بین ۵ر۱ـ۵ر۰ متر در ثانیه،تغییر مینماید.اگر ذرات لیمون درآب کانال وجود داشته باشد، بدودلیل زیر ترجیح میدهند که از ته‌ـ نشین شدن آنها در کانال‌های انتقال آب خودداری شود:

ـ بمنظور جلوگیری از تولید لجن

ـ بمنظـور تـه‌نشین شدن لیمون در سطح مـزرعه بـرای افـزایش حـاصل خیزی خـاك. لیکـن چنانچه لیمون فـوق‌الـذکـر از انـواع مفید برای خاك منطقه نباشد، در این صورت تـرجیح میدهند کـه در کانال ته نشین شده، و سپس بوسیله لایروبی یا باز نمودن دریچه‌های مخصوصی که بهمین منظوردرکانال تعبیه شده‌اند، آنهارا خارج نمایند. اگر قطرلیمون خیلی‌کم باشدجهت جلوگیری‌ازرسوب، سرعت‌آب‌نبایداز ۲ر۰ متردرثانیه‌کمترگردد و برای، ذرات‌لیمون‌نسبتا بزرگ،سرعت‌آب میتوانـد تا ٤ر۰ متر در ثـانیه، برسد. بـرای آبهـای صاف سرعت

۸ر۰ ـ ۵ر۰ متر درثانیه، جهت جلوگیری از رسوب ذرات‌معلق و رشد علفهای هـرز کافی بنظر میآید .

۶ ـ کانال‌های پوشیده‌شده وزهکش‌های زیرزمینی

شیب این‌مجاری باید از نظر تئوری تاحدامکان‌زیادباشد، چون همانطور که قبلا توضیح داده شد بااضافه‌نمودن شیب،سرعت‌آب افزایش‌مییابد. دراین حالت از سطح مقطع‌ودرموردلوله‌ها ازقطر آنها کاسته ودرنتیجه هزینه اجـراء طرح تنزل خواهد یـافت .

در فصل‌پنجم مشاهده خواهد شد، که لوله‌های زهکشی در بیشتر موارد از لوله‌های سفالی بطول ۳۳ر۰ متر تشکیل‌یافته‌اند که محل اتصال آن‌ها غیرقابل نفوذ نشده‌اند، بنابراین اگر سرعت آب زیادباشد ممکنست‌که آب، زمین رادر محل اتصال لوله‌ها کنده وباعث اختلالاتی دراین مورد بشود. در این مورد نیز جنس‌خاك عامل مهم تعیین‌کننده‌سرعت‌ماکزیمم آب میباشد، تعیین دقیق آن کاربسیار مشکلی است، عملا مهندسین این سرعت را معادل ۵۸ر۱ـ۱متر درثانیه انتخاب میکنند. برای‌تعیین‌شیب ماکزیمم قابل‌قبول برای‌مجاری که از سفال ساخته شده و برحسب‌مقادیر مختلف قطر داخلی‌لوله‌ها از فـرمول (Vincent) کـه قبلا شرح آن داده شد، استفاده میشود .

$$v = ۳/۵۹ \frac{a}{b} \sqrt{\frac{۵۰\, dh}{L + ۵۰\, d}}$$

$$h = \frac{v^{۲} (L + ۵۰\, d)}{۳/۵۹ \left(\frac{a}{b}\right)^{۲}\, ۵۰\, d^{۲}}$$

اختلاف ارتفاع بین دو نقطه مبدا و انتهای زهکش بطـول L متربا h نشان داده میشود و اگر این طول ۱۰۰ متر فرض شود:

$$h = \frac{v^{۲}\,(۱۰۰ + ۵۰\ d)}{(۶۴۴/۵\ d\ \frac{a}{b})^{۲}}$$

اگر بجای سرعت، مقادیر ۵۸ر۱و۱متر در ثانیه در فرمول بالا گذاشته شود، برحسب مقادیر مختلف d شیب زهکش برحسب سانتی متر درمتر طولی بدست خواهد آمد (جدول شماره ٦).

قطر داخلی لوله‌ها برحسب‌متر	شیب ها کزیمم قابل قبول برحسب سانتیمتر در متر	
	$v = ۱/۵۸$ m/s	$v = ۱$ m/s
۰ر۰۵	۱۴ر۰	۵ر۶۸
۰ر۰۶	۱۰ر۳	۴ر۵۰
۰ر۰۸	۸ر۰	۳ر۵۰
۰ر۱۰	۶ر۰	۲ر۴۰
۰ر۱۲	۴ر۹	۱ر۹۴
۰ر۱۶	۳ر۴	۱ر۳۶
۰ر۱۸	۲ر۷	۱ر۰۸
۰ر۲۰	۲ر۵	۱ر۰۲

جدول‌شماره ۶

بنابراین با انتخاب d مسیر زهکش‌ها رابطرزی انتخاب میکنند که‌شیب آنها از مقادیر داده شده در جدول شماره ٦ تجاوز ننماید .

درزهکشی کمی‌شیب، بیش‌اززیادی‌آن بنابدلایل زیرتولید اشکال‌مینماید:

ـ پرشدن لوله‌ها در اثر رسوب مواد معلق درآب

ـ ته‌نشین شدن اکسید آهن که منجر به گرفتگی لوله‌ها دربعضی مواقع میشود .

بموجب آزمایشات‌انجام شده سرعت مینیمم‌آب نباید از ۲ر۰ ـ۱۶ر۰متر در ثانیه‌کمتر باشد، شیب مینیمم‌رااز جدول شماره ۷ میتوان‌تعیین‌نمود.

قطر داخلی لوله‌ها برحسب متر	شیب‌مینیمم‌قابل قبول برحسب سانتیمتر در متر	
	v = ۰/۲m/s	v = ۰/۱۶m/s
۰ر۰۵	۰ر۲۳	۰ر۱۴
۰ر۰۶	۰ر۱۹	۰ر۱۲
۰ر۰۸	۰ر۱۳	۰ر۰۸
۰ر۱۰	۰ر۰۹	۰ر۰۶
۰ر۱۲	۰ر۰۶	۰ر۰۵
۰ر۱۶	۰ر۰۵	۰ر۰۳۴
۰ر۱۸	۰ر۰۴۶	۰ر۰۲۸
۰ر۲۰	۰ر۰۴۲	۰ر۰۲۵

جدول‌شماره ۷

معمولا ارقام زیر را انتخاب مینمایند :

d بر حسب متر	اختلاف ارتفاع‌برای۱۰۰ متربرحسب‌متر
۰/۰۵ ـ ۰/۰۶	۰/۲۰
۰/۰۸ ـ ۰/۱۲	۰/۱۰
بیشتر از ۰/۱۲	۰/۰۵

چنانچه شیب زهکش‌ها خیلی کم باشد، احتمال مسدود شدن آن‌ها در اثر رسوب مواد معلق وجودداشته‌وضمناجاگذاری لوله ها دراین شرایط‌نیز مشکل است .

درمورد زهکشهای جمع‌کننده، محاسبه شیب آن‌ها بهمان ترتیب است‌که بالا گفته شد و قطری را انتخاب مینمایند تـابآسانی دبی مـورد نظررا تخلیه نمایند.

برای اینکه فرمول‌های داده‌شده‌جهت محاسبه کانال‌هـابهترتفهیم‌شوند، به حل چند مسئله زیر میپردازیم :

مثال ۱ ـ محاسبه دبی :

با داشتن مقطع‌عرضی یك کانال و شیب آن‌میتوان سرعت‌ودبی‌آنرا محاسبه نمود اگر دبی فوق‌الذکر با دبی مورد نظر اختلاف زیادی‌داشته باشد با تغییر I ویا L ویا h ویاهردو آنها این اختلاف را از بین میبرند :

مطلوب است دبی کانالـی با مقطع ذوذنقه‌ای شکل وبا جـدار خـاکی و مشخصات زیـر:

$\theta = ۳۳/۴۱^{\circ}$ $\quad \cot g\,\theta = ۱/۵۰$ $\quad \sin\theta = ۰/۵۵۵$

$L = ۳\ m$ $\quad I = ۰/۰۰۰۴$ متردرمتر $\quad h = ۱/۵\ m$

$\gamma = ۱/۳۰$

$$S = ۱/۵۰\,(۳ + ۱/۵۰ \times ۱/۵۰) = ۷/۸۷۵\ m^{۲}$$

$$P = ۳ + \frac{۲ \times ۱/۵}{۰/۵۵۵} = ۸/۴۰ \quad m$$

$$R = \frac{۷/۸۷۵}{۸/۴۰} = ۰/۹۴ \quad m$$

$C = ۳۷/۲$ با استفاده ازجدول شماره ۲

$$V = C\sqrt{RI} = ۳۷/۲\sqrt{۰/۹۴ \times ۰/۰۰۰۴} = ۰/۷۵ \quad m/s$$

$$Q = ۷/۸۸ \times ۰/۷۵ = ۵/۹۰۰ \quad m^3/s$$

اگر لازم باشد که دبی‌زیادتـری مثلا مساوی ٦ر۰ متر مکعب در ثـانیه از کانال عبور داده شود، با افزایش عرض کـف کانال، میتوان مقطع مناسب را تعیین نمود :

$$L = ۳/۱۲ \quad m$$

$$h = ۱/۵۰ \quad m$$

$$S = ۱/۵ (۳/۱۲ + ۲/۲۵) = ۸/۰۵ \quad m^2$$

$$P = ۸/۵۲ \quad m$$

$$R = \frac{۸/۰۵}{۸/۵۲} = ۰/۹۴ \quad m$$

$$V = ۳۷/۲\sqrt{۰/۹۴ \times ۰/۰۰۰۴} = ۰/۷۵ \quad m/s$$

$$Q = ۸/۰۵ \times ۰/۷۵ = ۶/۰۳۷۵ \quad m^3/s$$

مثال ۲ ــ محاسبه شیب کانال:

بادانستن ابعادکانال ودبی آن میتوانیم سرعت‌متوسط وسپس شیب

طولی کانال را محاسبه نمود:

بااستفاده از فرمول‌های $V = \frac{Q}{S}$ و $V = C\sqrt{RI}$ سرعت‌متوسط و شیب کانال بدست خواهند آمد.

مثال ۳ ـ محاسبه ارتفاع آب در کانال:

بامعلوم بودن مقطع، شیب ودبی یك کانال میتوان، سرعت متوسط و سپس ارتفاع آب در کـانال را محاسبه نمود .

جهت ایـن منظور باید از فـرمولهای زیر که قـبلا شرح آنها داده شده، استفاده شوند :

$$R = \frac{h\,(L + h\,\mathrm{cotg}\,\theta)\,\sin\theta}{L\sin\theta + 2h}$$

$$Q = S \cdot V = h\,(L + h\,\mathrm{cotg}\,\theta)\,V$$

$$V = \frac{Q}{h\,(L + h\,\mathrm{cotg}\,\theta)}$$

اگر V R در فرمول‌دارسی وبازن برده شوند:

$$RI = bV^2$$

$$I \cdot \frac{h\,(+ h\,\mathrm{cotg}\,\theta)\,\sin\theta}{L\sin\theta + 2h} = \frac{b\,Q^2}{h^2\,(L + h\,\mathrm{cotg}\,\theta)^2}$$

یك رابطه درجه ٦ از h حاصل شود که‌حل کردن تا اندازه‌ای مشکل‌میباشد لیکن اگر از طریقه‌زیر استفاده شود، حل این مسئله آسان‌تر خواهدبود.

به h یك مقدار فرضی مثل h_1 میدهند و اگردبی مـربوط به h_1 از دبی مورد نظر (Q) کوچکتر باشددر وهله دوم یك مقدار دیـگری به h میدهند بطوریکه h_1 / h_2 باشد، اگـر باز هم Q_2 با دبی مـورد نظر اختلاف داشته باشد، آنقدر به h مقادیر زیادتری دادهمیشود تـااینکه دبی مورد نظر بدست آید. برای آنکه زودتر نتیجه لازم اخذ شودبشرح زیر عمل میشود :

$$\Delta_2 = Q_2 - Q$$

$$\Delta_1 = Q_1 - Q$$

Δ هارا بهمحور x ها و h_1 ، h_2 . . . . . h_n را به محور y ها منتقل نموده و نقاطی مثل P_1 و P_2 . . . . P_n بدست خواهندآمدکه اگر بهمدیگر وصل شوند منحنی P_n . . . P_2 ، P_1 نتیجه خواهد شد ، این منحنی ، محور y را در نقطهای مثل h قطع خواهد نمود که Oh همان h مورد نظر میباشد .

ـ مهندس Girard جهت کانال بتونی L'ourcq مقادیر زیر را درنظر گرفته بود:

$$Q = ۲ \quad m^3/s$$

$$L = ۳٫۵۰ \quad m$$

$$\theta = ۳۳٫۴۱^\circ$$

$$I = ۰٫۱۲۳۶ \quad \text{متردرکیلومتر}$$

جهت تعیین ارتفاع آب محاسبه زیر انجام گردید :

دفعه اول $h = ۱\ m$ فرض شد

$$S = ۱ (۳ر۵۰ + ۱ \times ۱ر۵۰) = ۵ \quad m^۲$$

$$P = ۳ر۵۰ + \frac{۲}{۰ر۵۵۵} = ۷ر۱۱ \quad m$$

با استفاده از جدول شماره۲ ، $C = ۳۴ر۱$ میباشد

$$R = \frac{۵}{۷ر۱۱} = ۰ر۷۰ \quad m$$

$$V = ۳۴\sqrt{۰ر۷۰ \times ۰ر۰۰۰۱۲۳۶} = ۰ر۳۵ \quad m/s$$

$$Q_۱ = ۵ \times ۰ر۳۵ = ۱ر۶۷۵ \quad m^۳/s$$

$$\Delta_۱ = ۱ر۶۷۵ - ۳ = - ۱ر۳۲۵$$

دفعه دوم $h = ۲m$ فرض شد

$$S = ۱۳ \quad m^۲ \qquad C = ۴۲$$

$$R = ۱ر۲۱ \qquad P = ۱۰ر۷۲$$

$$Q_۳ = ۶ر۶۰ \quad m^۳/s$$

$$\Delta_۲ = ۶ر۶۶ - ۳ = + ۳ر۶۶$$

دفعه سوم $h = ۱ر۵۰\ m$ فرض شد

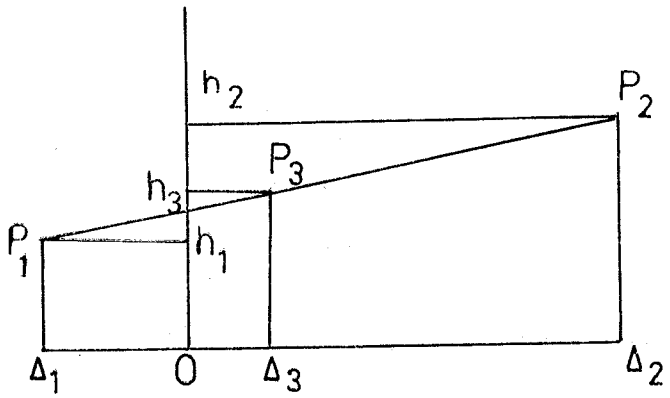
$S = ۸٫۶۳ \ m^2$ $\quad R = ۰٫۹۷$

$P = ۸٫۹۰ \ m$ $\quad C = ۳۹٫۵$

$Q_۳ = ۳٫۷۳ \ m^3/s$

$\Delta_۳ = ۳٫۷۴ - ۳ = + ۰٫۷۳$

با توضیحات داده شده در بالا ،منحنی $P_۲ P_۳ P_۱$ مطابـق‌شکل ۱۲ رسم میشود .



ش ۱۲

این منحنی محور y هارا درنقطه h بطول ۱٫٤۰ m قطع‌میکند، اگر محاسبه را با h جدید انجام داده‌شود :

$S = ۷٫۸۴ \ m^2$ $\quad R = ۰٫۹۲$

$P = ۸٫۵۵ \quad m \qquad C = ۳۷$

$$Q = ۳٫۲۱۴ \quad m^3/s$$

مثال ٤ ـ محاسبه مقطع:

با داشتن دبی و شیب جهت‌یك کانال، مقطع عرضی و سرعت متوسط‌آنرا میتوان محاسبه نمود، بنابراین معلومات مسئله عبارت خواهندبوداز:

$$Q \cdot I \cdot \theta$$

و مجهولات مسئله عبارت خواهند بود از:

$$L \cdot h \cdot V$$

ـ مطلوبست مقطع عرضی یـك کانال خاکی در صورتیکه :

$$\theta = ۴۵^\circ \qquad I = ۰٫۰۰۲ \quad \text{مترد‌رمتر} \qquad Q = ۰٫۶ \ m^3/s \qquad \gamma = ۱٫۷۵$$

برای حل این‌مسئله به h مقادیر مختلفی داده میشود تا دبی مـورد نظر بدست آید

دفعه اول $h = ۰٫۵ \ m$ فرض میشود .

$$S = h^2\left(\frac{۲}{\sin\theta} - \cot g\,\theta\right) = ۰٫۵^2\left(\frac{۲}{۰٫۷۰۷} - ۱\right) \qquad \text{داشتیم}$$

$$S = ۰٫۴۳ \quad m^2$$

$$R = \frac{h}{۲} = ۰٫۲۵ \quad m$$

با استفاده از جدول شماره ۲، $C = ۱۹٫۳$ نتیجه خواهد شد .

$$V = ۱۹٫۳ \times \sqrt{۰٫۲۵ \times ۰٫۰۰۲} = ۰٫۴۳ \quad m/s$$

$$Q = ۰٫۴۳ \times ۰٫۴۳ = ۰٫۱۸۵ \quad m^{۳}/s$$

ملاحظه میشودکه دبی بدست آمده ازدبی‌مورد نظر خیلی کمتر میباشد.

دفعه دوم $h = ۰٫۷ \ m$ فرض میشود .

$$R = ۰٫۳۵ \quad m$$

$$V = ۲۲\sqrt{۰٫۳۵ \times ۰٫۰۰۲} = ۰٫۵۷ \quad m/s$$

$$S = ۰٫۷ \times ۱٫۸۲ = ۰٫۸۹۱ \quad m^{۲}$$

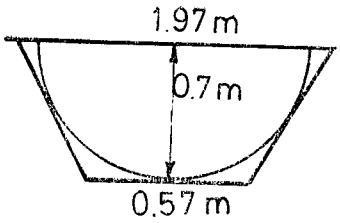
$$Q = ۰٫۵۷ \times ۰٫۸۹۱ = ۰٫۵۰۷ \quad m^{۳}/s$$

اختلاف دبی بدست‌آمده با دبی موردنظر زیاد نمیباشد .

$$\frac{S}{h} = \frac{L + L + ۲h \cot g \theta}{۲} = L + h \cot g \theta$$

$$L = \frac{S}{h} - h \cot g \theta = \frac{۰٫۸۹}{۰۱۷} - ۰٫۷ = ۰٫۵۷ \quad m$$

بنابراین مقطع کانال مطابق شکل ۱۳ خواهد بود .



ش ۱۳

محاسبه S با مقادیر مختلف h مشکل نیست چون مقدار

$$\frac{۲}{\sin\theta} - \cot g\,\theta = Ct$$

مثال ۵ ـ محاسبه مقطع و شیب طولی یك كانال

با دانستن دبی و سرعت متوسط یك كانال میتوان، مقطع‌وشیب‌آنرا محاسبه نمود، بنابراین داده‌های مسئله عبارت خواهند بود از:

$$\theta \cdot Q \cdot V$$

و مجهولات :

$$h \cdot L \cdot I$$

این محاسبه را در دو حالت میتوان انجام داد:

الف ـ اگر مقطع مناسب مورد نظر باشد در اینصورت از فرمولهای زیر استفاده میشود.

$$S = \frac{Q}{V}$$

$$h = \sqrt{\frac{S \sin\theta}{۲ - \cos\theta}}$$

$$L = \frac{S}{h} - h \cot g\, \theta$$

$$R = \frac{h}{۲}$$

حـل مسئله عیناً شبیه مثال ۲ خـواهد بود .

ب ـ اگر ارتفاع آب در کانال از یك حدی نبایستی تجاوز نماید.

دراین حالت با معلوم بودن S,h,θ میتوان L را مشخص نمود و جهت تعیین شیب، بهمان روش مسئله ۲ عمل کرد .

ـ مطلـوب است I,h,L یك کانال با مشخصات زیر:

$Q = ۱/۲۰۰ \quad m^۳/s$ $\qquad$ $V = ۰/۵ \quad m/s$

$C = ۳۲$ $\qquad$ $\theta = ۴۵^\circ$

بدو طریق این مسئله را میتوان حل نمود :

الف ـ محاسبه h ، L با استفاده از جدول شماره ۴ :

$$S = \frac{۱/۲۰۰}{۰/۵۰} = ۲/۴۰۰ \quad m^۲$$

$$L = ۰/۶۱۳ \sqrt{۲/۴۰} = ۰/۹۴ \quad m$$

$$h = ۰/۷۴ \sqrt{۲/۴۰} = ۱/۱۴ \quad m$$

$$P = ۲/۷۰۴ \sqrt{۲/۴۰} = ۴/۱۶ \quad m$$

$$R = \frac{h}{۲} = \frac{۱/۱۴}{۲} = ۰/۵۷ \quad m$$

$$V = C \sqrt{RI}$$

$$I = \frac{\frac{V^{۲}}{۲}}{C R} = \frac{\frac{۰/۵۰^{۲}}{۲}}{۳۲ \times ۰/۵۷} = ۰/۰۰۰۳۹$$

ب ـ محاسبه $h ، L$ با استفاده از فرمول دارسی و بازن:

$$h = \sqrt{\frac{S \sin\theta}{۲ - \cos\theta}}$$

$$h = \sqrt{\frac{۲/۴۰ \times ۰/۷۰۷}{۲ - ۰/۷۰۷}} = ۱/۱۴ \text{ m}$$

$$L = \frac{۲/۴}{۱/۱۴} - ۱/۱۴ \times ۱ = ۰/۹۶$$

$$I = ۰/۰۰۰۴$$

$$R = \frac{۱/۱۴}{۲} = ۰/۵۷$$

مثال ٦ ـ باداشتن مقطع وسرعت متوسط يك كانال ميتوان دبی و شيب آنرا محاسبه نمود بنابراين اين داده‌ها عبارت‌اند از: $L ، h ، \theta ، U$

و مجهولات عبارت‌اند از : $I ، Q$

S. P.R را میتوان بآسانی بدست آورد وبا استفاده از فرمولهای:

$$Q = S \cdot V \ , \ = C\sqrt{RI}$$

دبـی و شیب آنرا مشخص کرد .

ـ مطلوب است دبی و شیب یك كانال با مشخصات زیر :

$L = ۰/۷\ m \qquad \theta = ۶۳^{\circ}/۲۶ \qquad \gamma = ۱/۳۰$

$h = ۰/۵ \qquad \cot g\,\theta = ۰/۵۰ \quad V = ۰/۵۱۴ \quad m/s$

$S = ۰/۴۱۳ \quad m^{۲}$

$P = ۱/۷۶ \quad m$

$$R = \frac{S}{P} = \frac{۰/۴۱۳}{۱/۷۶} = ۰/۲۳۴$$

$$Q = ۰/۴۱۳ \times ۰/۵۱۴ = ۰/۲۱۲ \quad m^{۳}/s$$

$V = C\sqrt{RI} \qquad C = ۲۳/۵$

$I = ۰/۰۰۲$ متر درمتر

۷ ـ استفاده از نموگراف، جهت محاسبه کانال‌ها در رژیم‌های مختلف جریان

بـا استفاده از نموگـراف‌ها، حل مسائل مربوط به کـانال، بطرز ساده‌ای انجام خواهد گرفت. از دو نوع نموگراف بـرای این موضوع استفاده خـواهد شد :

ـ نموگراف برای رژیم آرام و یك نواخت

ـ نموگراف برای رژیم بحرانی و یك‌نواخت

قبل از معرفی هریك از این دونوع نموگراف، لازم است که رژیم آرام و بحرانی و عوامل، مربوط بـاین دو نوع رژیم، شرح داده شوند:

الف ـ انرژی مخصوص Energie spécifique

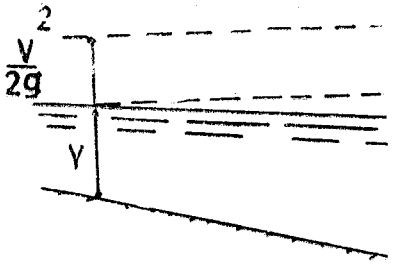
اگر کف کانال، بعنوان سطح مقایسه در نظر گرفته شود، انرژی مخصوص هر نقطه از جریان مساویست با:

$$H = y + \frac{V^2}{2g}$$

y عبارتست از فاصله نقطه انتخابی تا کف کانال

$\frac{V^2}{2g}$ عبارتست از ارتفاع نمایش دهنده سرعت

اگر نقطه انتخابی در سطح آب کانال فرض شود، این مقدار مساوی خواهد بود با فاصله سطح آب تا خط انـرژی (شکل ۱٤) .



ش ۱۴

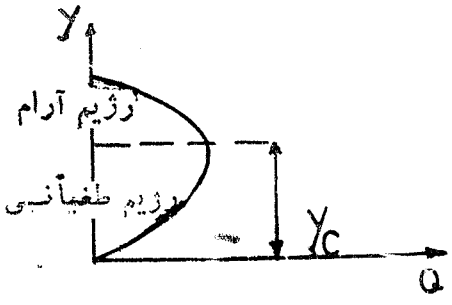
ب ـ دیاگرام انـرژی مخصوص (شکل ۱۵ و ۱۶)

هر نقطه انتخابی دارای انرژی مخصوصی است که مقدار آن مساویست با:

$$H = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gS^2} \quad (1) \qquad \text{با} \quad V = \frac{Q}{S}$$

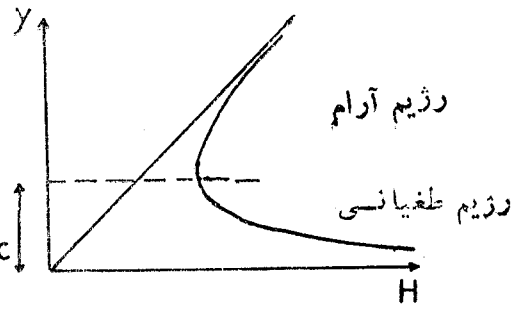
اگر تغییرات انرژی مخصوص را برحسب عمق آب با ثابت بودن مقدار دبی رسم نمائیم شکل ۱۵ حـاصل میشود و اگر تغییرات دبـی‌را برحسب عمق آب در صورتیکه انرژی‌مخصوص ثابت باشد، رسم گردد، شکـل ۱۶ بـدست می‌آید.

دبـی ثـابت



ش ۱۵

انـرژی مخصوص ثابت



ش ۱۶

در شکل ۱۵ مشاهده میشود، که‌منحنی دارای یك نقطه می‌نیمم‌است، یعنی دراین نقطه می‌نیمم، آب در کانال‌دارای ارتفاعی معادل y_c خواهد بود که با ایـن ارتفاع مقدار ثابت دبی از کانال عبور خواهد نمود، این

عمق بعنوان عمق بحرانی نامیده میشود .

اگر عمق آب در کانال از مقدار y_c بیشتر باشد، رژیم را آرام ودر صورتیکه کمتر از y_c باشد، رژیم را طغیانی و در حالیکه‌مساوی با y_c باشد، رژیم را بحرانی مینامند .

بطور کلی رژیم بحرانی دارای مشخصاتی بشرح زیر است:

ـ انرژی مخصوص برای دبی ثابت، می‌نیمم است

ـ دبی برای انرژی مخصوص ثابت، ماکزیمم است

ـ ارتفاع نمایش‌دهنده‌سرعت‌مساوی نصف‌ارتفاع آب درکانال‌است

ـ عدد فـرود معادل یك است :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy_c}} = 1$$

ج ـ نموگراف برای رژیم آرام ویك‌نواخت

متخصصین هیدرولیك فرمول عمومی زیر را برای محاسبه سرعت بکـار میبرند :

$$V = C \cdot R^{x} \cdot I^{y}$$

R عبارتست از شعاع هیدرولیکی یا آبـی

I شیب خط انـرژی

C ضریبی است که با نوع جدار، شعاع آبی، لزجت‌و تعدادی دیگر از فاکتورهـا، رابطه دارد .

x و y عبارت‌اند از توان های، شعاع آبی وشیب خط انرژی

$$Q = S \cdot V = C \cdot S \cdot R^{x} \cdot I^{y}$$

S عبارتست از سطح خیس شده

اگر

$$K = C \cdot S \cdot R^{x}$$

بنابراین K بادبی رابطه مستقیم دارد و در فرمول Chézy مقدار

$x = \frac{۱}{۲}$ و $y = \frac{۱}{۲}$ میباشد .

$$Q = K\sqrt{I}$$

$$K = \frac{Q}{\sqrt{I}}$$

در فرمول شزی

$$K = C \cdot S \cdot R^{\frac{۱}{۲}}$$

در فرمول مانینگ و در سیستم متریك

$$K = \frac{۱}{n} \cdot S \cdot R^{\frac{۲}{۳}}$$

n عبارتست از ضـــریب زبری جدار

یـا

$$S \cdot R^{\frac{۲}{۳}} = n \cdot K = \frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}}$$

قسمت راست رابطه بالا با ضریب زیری جـدار، دبی و شیب خط انرژی و قسمت چپ آن تنها با سطح خیس شده و شعاع آبی رابطه‌دارد،

بنابراین اگر عرض کف کانال، قبلا انتخاب شده باشد فقط یك عمق y میتواند وجود داشته باشد، تارابطه‌بالا را مدلل سازد، این عمق درجریان آرام بنام عمق معمولی نامیده میشود.

با معلوم بودن ضریب زبری جدار ودبی وشیب خط انرژی کـه در جریان های یك‌نواخت مساوی‌شیب کف‌کانال است، میتوان سمت‌راست رابطه بالا را محاسبه و در نتیجه مقدار $S.R^{\frac{2}{3}}$ رامعلوم نمود.

برای سهولت در محاسبه از نموگراف شکل ۱۷، برای محاسبه‌عمق معمولی آب در کانال استفاده میشود، همانطور که در این شکل ملاحظه میگردد، مقـدار $\frac{S.R^{\frac{2}{3}}}{b^{\frac{8}{3}}}$ راقبلا بایستی محاسبه کرد.

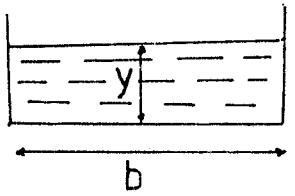
طرز محاسبه صورت این‌کسر ، توضیح داده شده و برای محاسبه مخرج این کسر از شکل ۱۸ استفاده میشود. اگر نتیجه این کسر رابه محور طول‌های شکل ۱۷ منتقل نمائیم مقدار $\frac{y}{b}$ بدست می‌آید.

از شکل ۱۷ برای محاسبه انواع کـانال‌ها با شیب‌های جـداری و مقاطع مختلف، استفاده میشود.

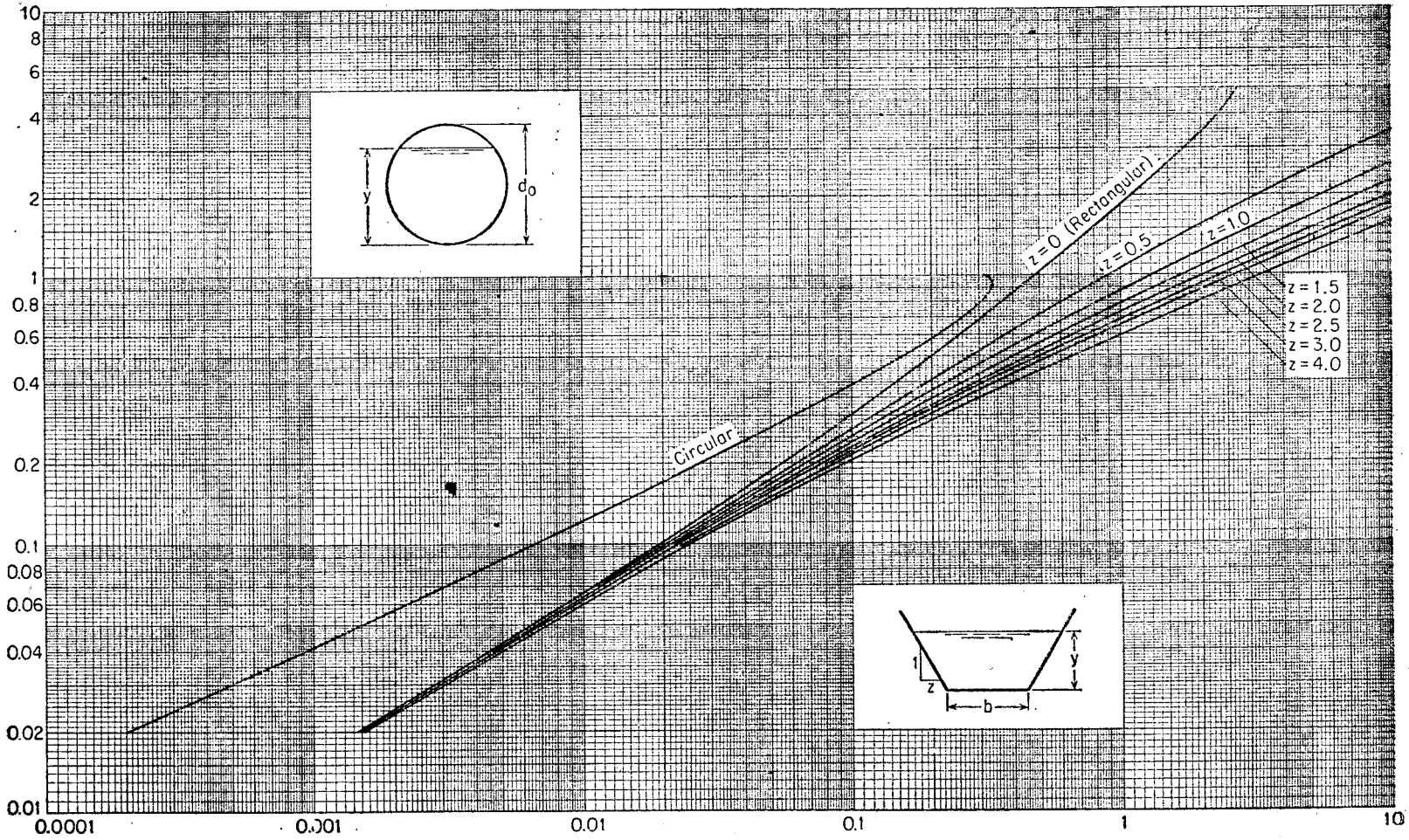
د ــ نموگراف برای رژیم بحرانی ویك نواخت

حالت اول مقطع مستطیلی شکل (شکل ۱۹)

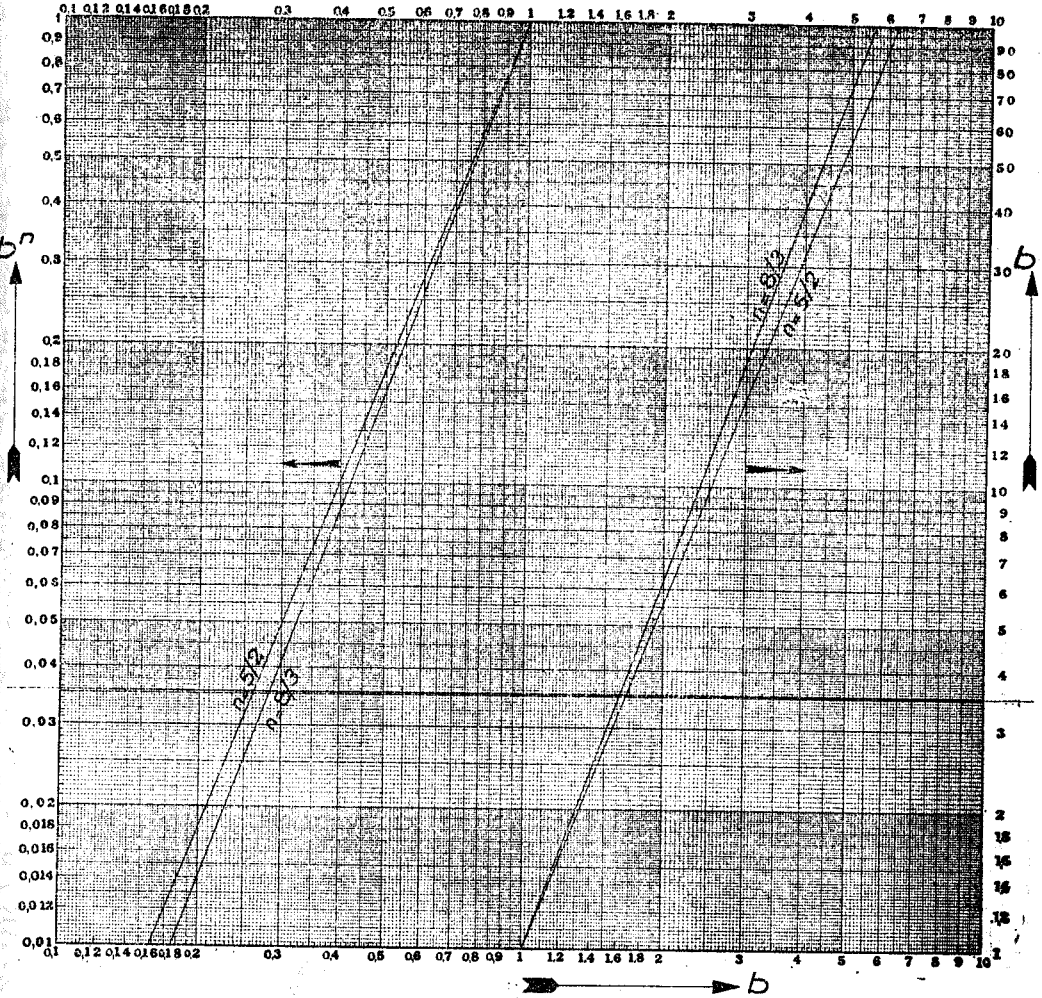
در اینحالت محاسبات مربوط بطرز ساده‌ای انجام خواهد گرفت :



ش ۱۹



ش ۱۷ ــ نموگراف جهت محاسبه عمق‌معمولی آب درکانال(برروی محور x ها مقدار $\frac{2}{3}$ $\frac{8}{3}$ AR / b وبرروی محور y ها مقدار y / b انتقال‌داده میشود)



ش ۱۸ ــ نمو کراف جهت محاسبه $b^{\frac{5}{2}}$ و یا $b^{\frac{8}{3}}$

$$S = b \cdot y$$

$$H = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{1}{2g}\left(\frac{bq}{by}\right)^2 = \frac{1}{2g}\left(\frac{q}{y}\right)^2 + y$$

q عبارتست از دبی واحد عرض کانال

اگر مشتق رابطه بالارا نسبت y مساوی صفر قرار دهیم، عمق بحرانی محاسبه خواهد شد :

$$\frac{dH}{dy} = \frac{dy}{dy} + \frac{q^2}{2g\ y^2} = 1 - \frac{q^2}{2g}\left(\frac{2}{3}\right) = 0$$

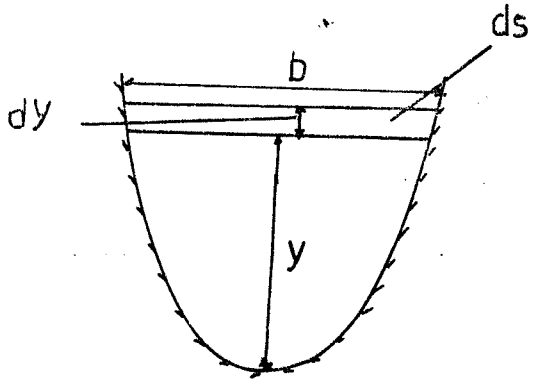
$$y_c^2$$

یا

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$q^2 = g\ y_c^3$$

حالت دوم ـ مقطع بشکل غیر مشخص (شکل ۲۰)



ش ۲۰

مقطع غیر مشخصی را مطابق شکل ۲۰ در نظر میگیریم. برای تعیین عمق بحرانی کافیست که‌مشتق انرژی مخصوص رامساوی‌صفرقراردهیم:

$$H = y + \frac{Q^{۲}}{۲g} \cdot \frac{۱}{S^{۲}}$$

$$\frac{dH}{dy} = ۱ + \frac{Q^{۲}}{۲g}\left(\frac{-۲S}{S^{۳}} \cdot \frac{dS}{dy}\right)$$

$$dS = dy \cdot b$$

$$\frac{dS}{dy} = b$$

$$\frac{dH}{dy} = ۱ + \frac{Q^{۲}}{۲g}\left(\frac{-۲b}{S^{۳}}\right)$$

$$۱ + \frac{Q^{۲}}{۲g}\left(\frac{-۲b}{S^{۳}}\right) = ۰$$

$$\frac{Q^{۲}}{g} = \frac{S^{۳}}{b}$$

اگر Qوb معلوم باشند مقدار $\frac{Q^{۲}}{g}$ را میتوان محاسبه نمود ، سپس باقرار دادن مقادیر مختلف برای y_c ، مقدار $\frac{S^{۳}}{b}$ را بدست میآوریم ، اگر عدد حاصله از این

کسر با مقدار $\frac{Q^2}{g}$ اختلاف داشته باشد، مقدار دیگری بـه y_c داده تـا نسبت $\frac{S^3}{b}$ مساوی $\frac{Q^2}{g}$ شود.

اگر از نموگراف، برای محاسبه y_c استفاده گردد، سرعت عمل اضـافه خواهد شد.

با ادامه محاسبات بالا خواهیم داشت:

$$\frac{S}{b} = y \quad \text{یا} \quad S = y \cdot b$$

$$\frac{V^2 \cdot S^2}{g} = \frac{S^2 \cdot y \cdot b}{b}$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{y}{2} \quad \text{یا} \quad V = \sqrt{gy}$$

بنابراین اگر عدد فرود مساوی یك باشد، رژیم بحرانی‌است.

عـدد فـرود $$\frac{V}{\sqrt{gy}} = 1 = F$$

اگرفرض شود $$Z = S\sqrt{y}$$

$$y = \frac{Z^2}{S^2}$$

$$V = \frac{Q}{S}$$

$$\frac{Q^2}{2g \cdot S^2} = \frac{Z^2}{S^2}$$

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}} \quad \text{یا} \quad Q = Z\sqrt{g}$$

اگر ضریب انرژی (α) مساوی واحد نباشد $Z = \frac{Q}{\sqrt{g/\alpha}}$

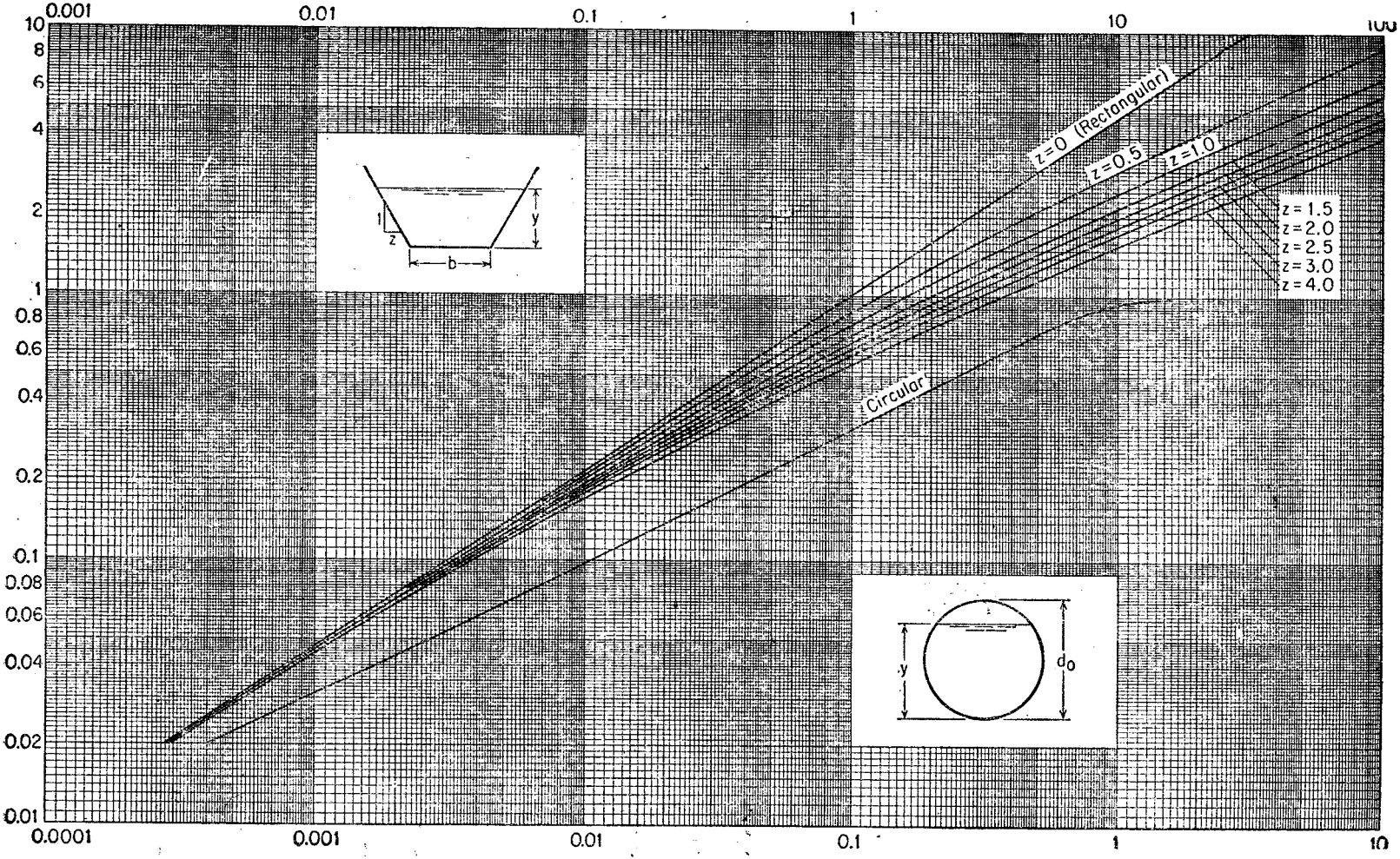
چون دبی مشخص است، بنابراین محاسبه Z مقدور میباشد. در رژیم‌های بحرانی مقادیر Q و Z و y بصورت O_c و Z_c و y_c خواهند بود.

با استفاده از شکل ۲۱ به آسانی میتوان مقدار $\frac{Z}{b^{2/5}}$ رامشخص نمود، لیکن قبلا بایستی مقدار $b^{\frac{5}{2}}$ را محاسبه‌کرد. برای محاسبه از شکل ۱۸ استفاده میشود .

سرعت بحرانی Vitesse critique

اگر عمق آب در کانال مساوی عمق بحرانی باشد، سرعت جـریان همان سرعت بحرانی خواهد بود :

$$V_c = \frac{Q}{S_c}$$



۲/۵

ش ۲۱ ــ نموگراف جهت محاسبه عمق بحرانی آب درکانال (برروی‌محور x ها مقدار Z/b وبرروی محور y ها مقدار y/b انتقال داده‌میشود)

شیب بحـرانی Pente critique

شیب بحرانی شیبی است که باعث بوجود آوردن سرعت بحرانی بشود.

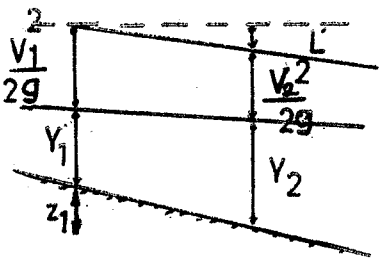
م ـ جریان غیر یك‌نواخت Econlement en regime variée

در جریان غیر یك‌نواخت، ارتفاع آب در طول مسیر کانال متغیر است، در این حالت میتوان محاسبات مربوطه را شبیه جریان های یك‌ـ نواخت ولـی با فرض‌های زیر انجام داد :

ـ افت انرژی بین دو مقطع و بفاصله ΔL مساوی است باافـت انرژی در حالت جریان یك نواخت در صورتیکه سرعت هریك از رشته هـای جریان مساوی متوسط سرعت همان رشته جـریان ،در دومقطع انتخابـی باشد .

ـ شعاع هیدرولیکی یا آبی جریان مساوی متوسط عـددی این دو شعاع در مقاطع y_1 و y_2 باشد .

با استفاده از شکل ۲۲ میتوان روابط زیر را نوشت :



ش ۲۲

$$Z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + L'$$

$$Z_1 = I \cdot \Delta L$$

$$L' = I' \Delta L$$

I عبارتست از شیب کف کانال

I′ عبارتست از شیب خط انرژی

یا

$$I \Delta L + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + I' \Delta L$$

$$\Delta L = \frac{\left(y_1 + \frac{V_1^2}{2g}\right) - \left(y_2 + \frac{V_2^2}{2g}\right)}{I' - I} \qquad (1)$$

اگر

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

$$R_m = \frac{R_1 + R_2}{2}$$

$$V_m = \frac{1}{n} \cdot R_m^{\frac{2}{3}} \cdot I'^{\frac{1}{2}} \qquad (2)$$

$$I' = \left(\frac{n \cdot V_m}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \qquad (۳)$$

اگر عمق آب دریك مقطع‌معادل y_2 باشد، فاصله ΔL راکه عمق آب مساوی y_1 خواهد بود، میتوان محاسبه نمود، سرعت آب درمقطع y_2 مساوی Q/S_2 و در مقطع y_1 مساوی Q/S_1 خواهد بود، سپس مقدار V_m و R_m را پیدا نموده و با استفاده از روابـط (۲) و (۳) مقدار I' یاشیب‌خط‌انرژی رابدست می‌آوریم. ازروی‌رابطه (۱) مقدار ΔL ونیم رخ طولی سطح آب رودخانه و یا کانال تعیین خواهد شد .

۸ ـ کانال‌های‌خاکی

کانال‌های خاکی درطرح زهکش‌های‌روباز مورد استفاده‌قرار میگیرند اساس تهیه طرح کانال‌های خاکی برای زهکشی و آبیاری یکسان است با این تفاوت که در مورد طرح‌ها ی‌آبیاری، آب از کانال‌هـا وارد زمین میشود، در حالیکه درطرح‌های زهکشی روباز، آب اززمین وارد کانال‌ها میگردد، بزبان سادهتر میتوان‌گفت که در مورد طرح‌های‌نوع اول،آب بزمین سوار شده در حـالیکه در طرح‌های نـوع دوم، زمین بآب سوار میشود. چون دراکثر موارد تهیه طرح‌های زهکشی همگام با تهیه طرح‌های آبیاری میباشد، از این نظر اگر چه هدف اصلی از کانال‌های خاکی دراین کتاب برای طرح‌های زهکشی است، لیکن با توجه به‌مراتب بالا توضیحاتی درمورد کانال‌های‌آبیاری نیز باین‌مبحث اضافه گردیده‌است.

الـف ـ تـعیین مسیـر

پس از تعیین‌مسیر کانال‌های اصلی‌و فرعـی روی نقشه‌های بـا مقیاس $\frac{1}{2500}$ و یا $\frac{1}{1000}$ ویا با مقیاس‌های دیگـر، لازم است کـه قبل از ترازیابی‌و تهیه نیم‌رخ زمین از مسیر انتخاب شده، از محل‌بازدید نمود. این عمل‌بسیار ضروری است، چون احتمال داردکـه مسیر انتخاب شده مناسب نبوده و دارای عوارضی باشد که روی نقشه معلوم نباشد. مثلا درنقشه‌های توپوگرافی جنس زمین مشخص نیست، اگـر مسیر کانال استثنائاً از زمینی که قابلیت‌نفوذآن‌زیاد و یا از قنات‌های مخروبه‌عبور نماید، در این شرایط نسبت به تغییر مسیر کانال و یا تامین پـوشش مناسب بایستی تصمیم لازم اتخاذ نمود.

اگـر در انتخاب مسیر کانـال دقت کافی بعمل آیـد، بسیاری از مشکلات مربوط به اجراء طرح ازبین‌خواهدرفت. این مسیر باید طوری انتخاب شود که از خاکریزی زیاد (کانال‌های آبیاری) ویا ایجاد زوایای تند، تا آنجا که امکان دارد جلوگیری شود. تهیه کننده طرح، در مسیرـ های مختلف انتخابی، بایستی به مسئله حجم خاکریزی و طـول کانال، توجه داشته باشد، مثلا ممکن است دو مسیر مختلف در نظر گرفته شود که مسیر اول طول آن زیاد ولی حجم کل خاکریزی کم بوده و مسیر دوم برعکس طول آن کم ولی حجم خاکریزی آن زیادباشد. انتخاب یکی ازدو مسیر بستگی کامل به محاسبه اقتصادی وسهل‌بودن طرز اجراء آن دارد.

ب ـ برداشت مسیر (ترازیابی)

درتهیه یك شبکه آبیاری و زهکش ترجیح داده میشود که اول طرح کانال‌های درجه ۳ و بعد درجه ۲ و سپس درجه ۱ داده شود. چون بااین ترتیب معلوم میشود که ارتفاع کف کانال در جه ۲ ودرجه ۳ چه اندازه باید باشد تا آب‌بآسانی از کانال‌درجه ۲ به درجه ۳ وارد گرددوازروی ارتفاع کف کانال‌درجه ۲ میتوان ارتفاع کف کانال درجه ۱ را بآسانی محاسبه نمود. اگر این اصل رعایت نشود یعنی طرح کانال‌های درجه ۱ قبل از طرح کانال‌های درجه ۲ داده‌شود، در موقع‌آبیاری یا زهکشی‌ممکن است اشکالاتی‌تولید گردد.

از روی نقشه‌ای که مسیر کانال‌هامشخص شده‌اند، میتوان نیم‌رخ های مربوطه را (اگر خطوط میزان داشته‌باشند) رسم نمود، ولی‌بعلت آنکه دقت عمل کافی نیست‌ازاین نظر به ترازیابی مسیر انتخاب شده مبادرت میکنند فواصل برداشت از ۱۰ تا ۵۰ مترتغییر مینماید. جهت سهولت کار بهتر است که اول مسیر کانال‌های درجه ۱ و بعدا درجه ۲ و سپس درجه ۳ برداشت شوند.

درصورتیکه زمین دارای شیب زیاد ویا در دامنه‌واقع شده باشد درهر یك از فواصل بالا باید ارتفاع ۳ نقطه راکه بترتیب در یك امتداد قرار خواهند گرفت، تعیین نمود.

فاصله نقطه اول وسوم بستگی بوضعیت کانال و عرض کف کانال دارد، هر اندازه که کانال بزرگتر باشد بهمان نسبت این فاصله زیادتر خواهد شد. برای‌انهارآبیاری این‌فاصله درحدود ٤ متر کافی‌بنظرمیرسد.

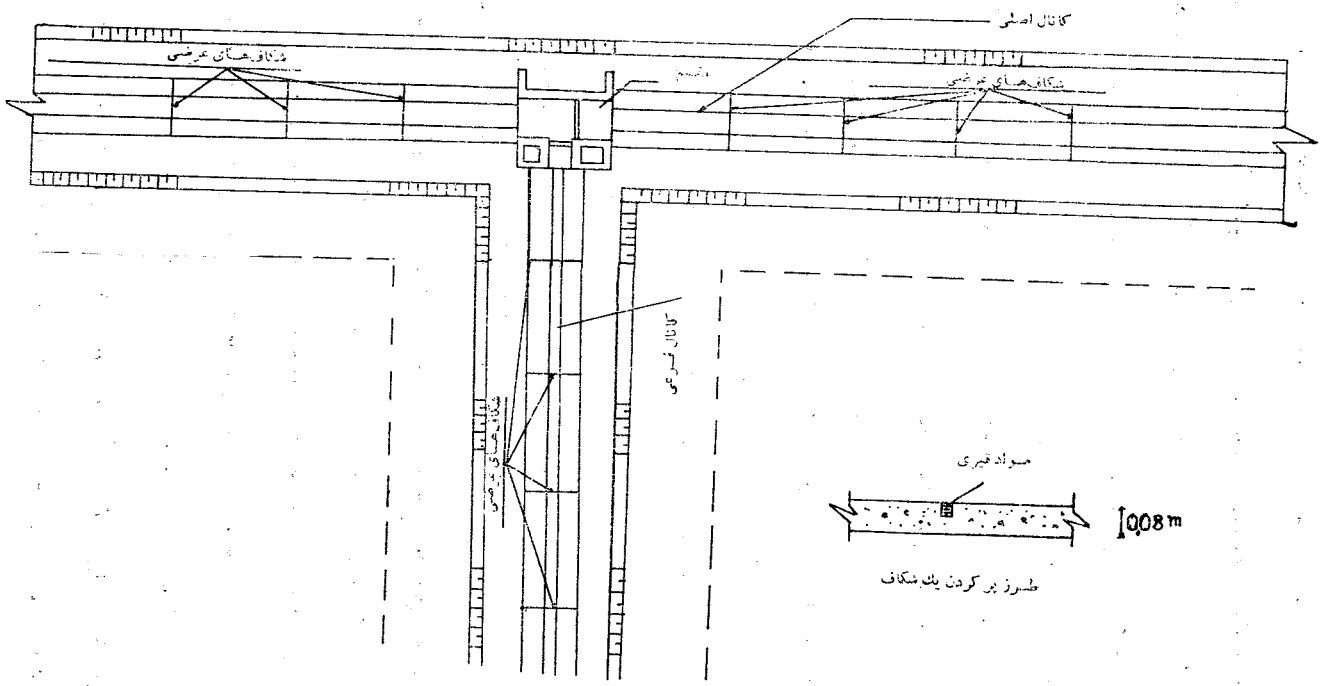
تمامی ارتفاعات برداشت شده باید بر حسب ارتفاع (روپر) نقشه قبلی که مسیر کانال‌ها روی آن مشخص شده‌اند، باشد تا بتوان بعدا اطلاعات مورد نیازرا از نقشه بدست آورده وباوضعیت کانال تطبیق‌داد.

درهنگام برداشت مسیر کانال، هرگونه عوارضی که‌در مسیر آن ویا فاصله ۱۵ متری ازآن قرار دارند، ازقبیل ساختمان، آبرفت، نهرهای پوشیده یا روباز، راه آهن و غیره بایستی با دقت برداشت شوند تا بر روی نیم رخی که بعدا تهیه خواهد شد، مشخص گردند.

در مورد برداشت کانال‌های فرعی‌آبیاری بایستی علاوه‌بر نقاطی که دربالا اشاره شدند، دو نقطه دیگر که‌در طرفین آن قرار دارند، نیز بر داشت نمود. این دو نقطه عبارتند از ارتفاع اولین ردیف کشت‌درطرف راست وطرف چپ‌کانال، اگر کانال یك طرفه‌باشد برداشت یك طرف کافی خواهد بود (شکل ۲۳).

نقاط مختلفی که در فواصل اشاره شده باید برداشت شوند بوسیله میخ‌های چوبی مشخص شده تا بعداارتفاع خاکریزی‌یا خاك برداری پس از محاسبه برروی آنها پیاده شوند، (ارتفاع میخ‌های چوبی در حدود ۸۰ سانتی متر است که ۲۰ سانتی‌متر آن باید در زمین فرو برده شوند).

چون معمولا مدتی طول میکشد تا طرح تهیه و پیاده واجرا گردد ودر این‌مدت امکان از بین‌رفتن میخ‌های چوبی وجود دارد، بهتر است که‌از کوبیدن‌میخ‌های‌چوبی در فواصل بالا خود داری نمود و تنها اقدام به کوبیدن میخ‌های آهنی در هرصد متر اکتفا کرد وفواصل مربوطه که ۱۰ متر یا بیشتر خواهد بود بدون کوبیدن میخ چوبی برداشت میشوند ودر موقع پیاده‌نمودن طرح فواصل بالا رامیتوان با کوبیدن میخ‌های چوبی



ش ۲۳ ــ کانال اصلی و فرعی شریف‌آباد (دشت قزوین)

مشخص نمود .

میخ‌های آهنی بطول ۸۰ سانتی‌متر بوده که ۷۰ سانتیمتر آن‌هادر زمین فرو برده میشوند، این میخ‌ها در ابتدا و انتهای کـانال و محل انشعاب و نقاطی که کانال تغییر مسیر میدهد، نیز کوبیده میشوند.

ج ـ تهیه طـرح

پس از برداشت مسیر، ارتفاعات نقاط را جهت تهیه طرح بادرنظر گرفتن فواصل بر روی کاغذ میلیمتری، منتقل مینماید (شکل ۲٤) تا با استفاده از آنها محاسباتی جهت موضوعات زیر انجام شود:

ـ تعیین ارتفاع کف کانال

ـ تعیین ارتفاع تـاج نهر

ـ تعیین شیب کف کـانال

ـ تعیین ارتفـاع سطح آب

ـ تعیین ارتفاع خـاکریز

تهیه طرح جهت کانال‌های آبیاری

ارتفاعات اولین ردیف دست راست را با نقاط قرمز ونقاط‌مشابه‌در طرف‌دست چپ کانال‌را با نقاط‌آبی، روی نیم‌رخ مسیر مشخص میکنند. سطح‌آب‌در کانال‌های‌فرعی آبیاری‌لازم‌است‌که ۲۰ـ۱۵ سانتیمتر بالاتراز این نقاط باشد، تاآب بآسانی بتواند زمین‌های دست چپ ودست راست کانال را مشروب نماید. ارتفاع‌تاج‌نهر باید ۲۰ سانتیمتر بالاترازسطح آب کانال باشد تا در مواردیکه آب در کانال اضافه‌میشود، آب از تاج کـانال بـاطراف ریخته نشود.

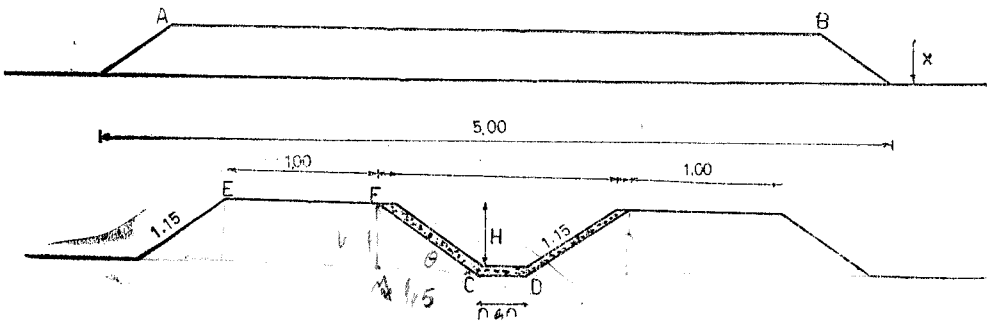
ش ۲۴ — طرح کانال اصلی آبیاری سلطان‌آباد (دشت قزوین)

ارتفاع سطح آزاد آب تا کف کانال را از روی محاسباتی که در ابتدا این فصل گفته شد، میتوان تعیین نمود (شیب کف کانال مساوی است با شیب سطح آزاد آب در رژیم‌های یك‌نواخت).

شیب کف کانال را با وضع موجود زمین میتوان تغییر داد تا طرح احتیاج به خاکبرداری و یا خاکریزی زیاد نداشته باشد.

اگر کانال احتیاج به خاکریزی داشته باشد یعنی تاج نهر بالاتر از سطح زمین قرار گیرد از نظر اقتصادی وسهولت کار حجم حاصله از خاکبرداری طوری بایدانجام گیردکه کف کانال ، از ارتفاع محاسبه شده پائین‌تر نرود .

شکل ۲۵ مقطع عرضی یك کانال فرعی آبیاری را نشان میدهد .



ش ۲۵

اگر

$$\cot g\,\theta = \frac{x}{b} = \frac{۱٫۵}{۱}$$

$$CD = ۴۰ \quad cm$$

$$EF = ۱۰۰ \quad »$$

$$\text{حجم خاکبرداری} = (۴۰ + ۴۰ + ۲ \times \frac{۱٫۵}{۱} x)\frac{x}{۲}$$

$$\text{حجم خاکریزی دوطرف} = ۲\left[۱۰۰ + ۱۰۰ + ۲ \times \frac{۱/۵}{۱}(H-x)\left(\frac{H-x}{۲}\right)\right]$$

بعلت اینکه حجم خاکریزی پس از مدتی کاسته میشود از این لحاظ حجم خاکریزی را ۲۰٪ بیشتر از حجم خاکبرداری‌در نظر میگیرند، بنابراین:

$$(۴۰+۴۰+۲\times۱/۵x)\frac{x}{۲} = ۲/۴\left[۱۰۰+۱۰۰+۲\times(H-x)\left(\frac{H-x}{۲}\right)\right]$$

$$۴/۲x^{۲} - ۱۱۳۶x + ۳۱۷۲۰ = ۰$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^{۲} - ۴ac}}{۲a}$$

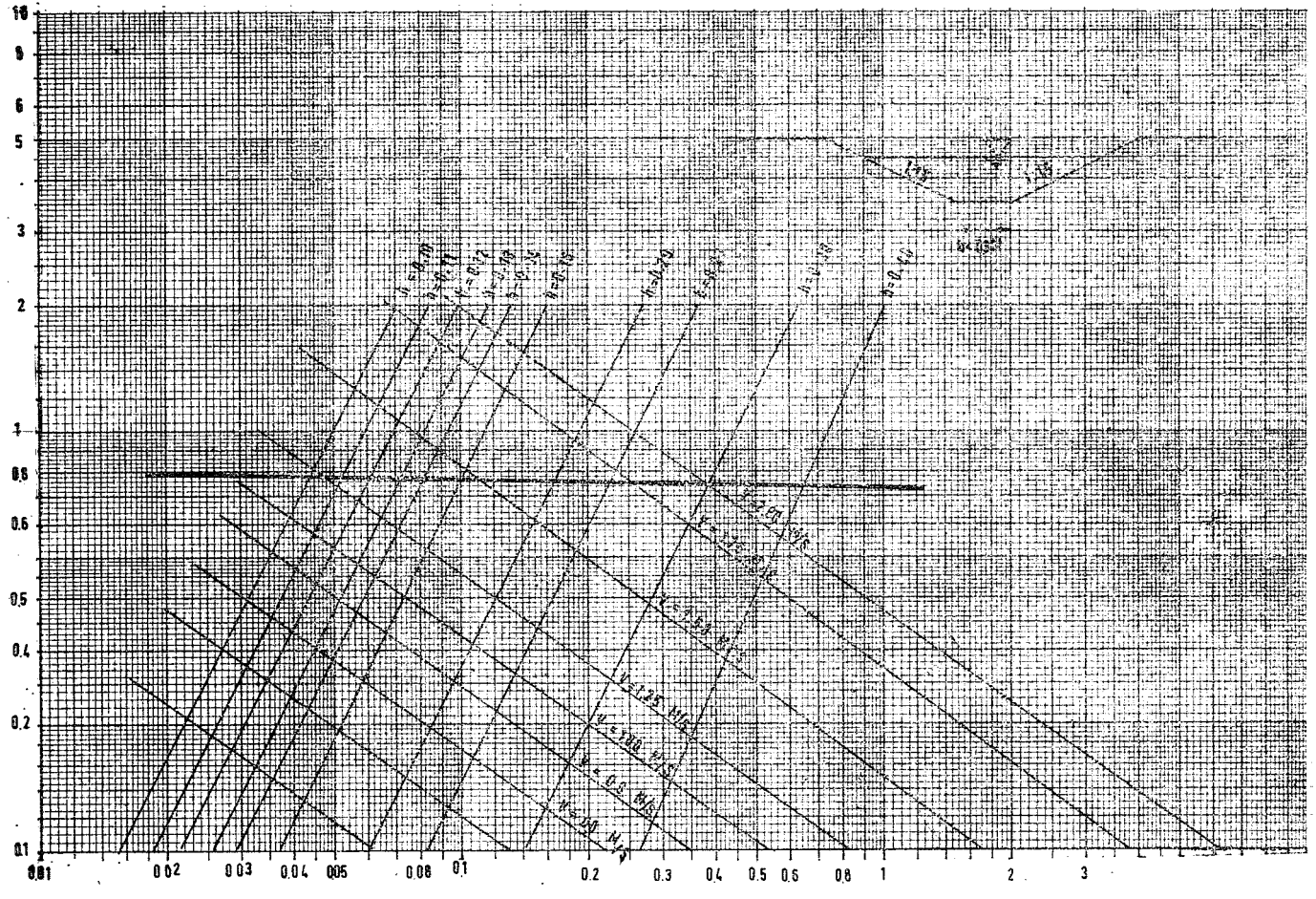
x دارای دو جواب خواهد بود یکی منفی که قابل قبول‌نیست و دیگری مثبت که قابل قبول است.

AB عبارت است از سطح‌خاکریزی کـه‌با محاسبه x وبـا دردست داشتن ارتفاع کف کانال، ارتفاع آنرا رامیتوان‌مشخص نمود. بنابرایـن باید آنقدر خاکریزی کرد، تاسطح خاکریز به سطح AB برسد.

ارتفاع سطح AB = عمق‌کانال − x

توضیح: در عمران دشت قزوین جهت‌محاسبه ارتفاع آب نموگراف‌هائی نظیرشکل ۲۶ برای کانال‌های اصلی و کانال‌های فرعی تهیه‌نموده‌اند.

طرز اجراء: اگرجهت‌خاکریزی‌ازاسکرپر استفاده شود چون‌کاردك‌اسکرپر در طرف چپ آن وبا ارتفـاع ۳۰ سانتیمتری از سطح زمین قـرار دارد بنابراین ۳۰ سانتیمتری بالای زمین را روی میخ‌های چوبی یك طرف



ش ۲۶ استفاده از نموگراف در کانال‌های استاندارد دشت‌قزوین (برروی‌محور x ها ،مقداردبی‌برحسب لیتردرثانیه وبرروی محور y ها مقدار شیب برحسب درصد انتقال داده میشود)

مسیر مشخص میکنند. اگرلازم باشد h سانتیمتر ارتفاع خاکریزی باشد، ارتفاع h' را با نوار آبی برروی میخ‌چوبی علامت گذاری مینمایند.

دربعضی موارد لازم است که h' سانتی‌متر از سطح زمین خاکبرداری‌شود تاارتفاع سطح AB بدست آید، دراین صورت ارتفاع h'رابا دونوار قرمز مشخص میکنند.

ارتفاع تاج‌نهر در نقاط مختلف را نیز میتوان با نوار دیگری، بر روی میخ‌های ردیف اول و سوم،مشخص نمود.

جهت خاکریزی یا خاکبرداری‌تا ارتفاع AB از یك اسکرپر استفاده‌میکنند عملیات خاکریزی بهتر است با خیس نمودن زمین وکوبیدن آن‌باغلطك‌های دندانه‌دار انجام گیرد .

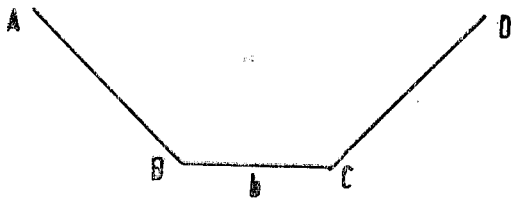
بوسیله یك‌نهرکن که عمق آن قبلا تنظیم شده، اقدام به حفر کانال مینمایند، خاك حاصله از خاکبرداری،دردوطرف آن ریخته‌میشود خاکریزی باید تا ارتفاعی که برای تاج نهر در طرح پیش‌بینی گردیده و بر روی میخ‌های چوبی علامت گذاشته شده، انجام گیرد . جهت انجام کار و دقت عمل بطریق زیر، عملیات بالا را در زمین کنترل میکنند:

چنانچه امکان استفاده‌ازمیخ‌های کوبیده برروی نهرموجودنباشد، بفواصل ۱۰۰ متری، میخ‌هائی بر روی تاج نهر میکوبند .

اگر ارتفاع پیش‌بینی شده در طرح راکه برروی میخ‌های چوبی انتقال داده شده، بوسیله ریسمانی بیکدیگرمتصل نمایند بآسانی‌نقاطی که باید مجددا خاکریزی و یاخاکبرداری شوند، مشخص خواهندگردید.

راجع به شیب مناسب جهت جدارهای کانال که رابطه‌مستقیم با جنس خاك دارد، در اوایل‌این فصل، باندازه‌کافی‌توضیح داده شده واز تکرار مطالب خودداری میشود .

با آهن نبشی میتوان قالبی که مشخص‌کننده،مقطع کانال باشد مطابق شکل ۲۷ ساخت .



ش ۲۷

اگر بازوهای CD و AB این‌قالب را بر روی ریسمانی که در دو طرف تاج‌نهر بشرحی که دربالا گفته شد، قرار گیرند، درصورتیکه خاکبرداری و خاکریزی مطابق‌طرح انجام یافته باشد، کف قالب(b) مماس برروی زمین خواهدبود، ودرغیر اینصورت باید خاك‌برداری ویا خاکریزی انجام گیرد. بایك ترازیابی ساده کف کانال نیز، میتوان نسبت به تصحیح آن اقدام نمود .

تهیه طرح جهت کانال‌های زهکشی

پس‌از تعیین مسیر و ترازیابی، نیم‌رخ مسیر را بر روی کاغذ میلیمتری رسم مینمایند .

ارتفاع کف زهکش را میتوان بادرنظرگرفتن‌مطالب فصل‌سوم‌تعیین نمود بنابراین با اسکرپر و یا وسایل دیگر آنقدر خاکبرداری‌مینمایند تا عمق موردنظر بدست آید .

همانطورکه قبلا گفته‌شد، کف کانال یا زهکش‌های درجه ۳بالاتر از کف کانال و یا زهکش‌های درجه ۲ و بهمین ترتیب‌کف کانال‌های

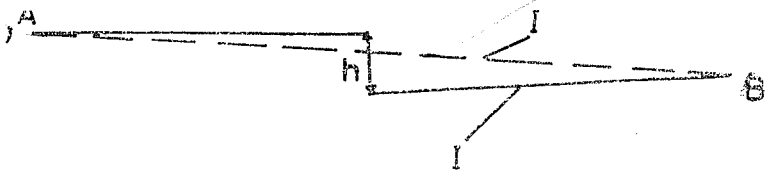
درجه ۲ بالاتر از درجـه ۱ خـواهند بود .

پس از تهیه طرح‌های زهکشی بایستی‌دقت نمود تا ارتفاع‌انتهای‌کف زهکش‌های درجه ۱ (مخرج‌زهکش)درارتفاعی‌بالاتر ازسطح‌آب‌رودخانه قرار گیرد (اگر مخرج زهکش در یك رودخانه بازشود)، چون در غیر اینصورت مقداری از آب رودخانه‌واردزهکش‌های درجه ۱ و ممکن‌است از آنجا به زهکش‌های درجه ۲ ویا ۳ وارد شوند، دراینحالت علاوه بـر آنکه دراصلاح زمین گامی برداشته نشده بالعکس به باتـلاقی نمـودن بیشتر زمین نیز کمك شده است .

۹ ـ شیب‌شکن‌ها Chuttes

چنانچه شیب‌کف کانال‌از حدلازم زیادتر، باشد بایستی‌شیب‌این‌نوع کانال‌ها را باشیب شکن‌ها تقلیل داد، شکل ۲۸ وضع کلی یك شیب‌شکن را نشان میدهد .

شیب شکن‌ها ممکن است موقتی و یا دائمی باشند



ش ۲۸

الف ـ شیب شکن‌هـای موقتی

این نوع شیب شکن‌ها بانواع مختلف ساخته میشوند که مهمترین آنهـا عبارت‌انـد از:

ـ در داخل کیسه هـای کنفی و یا بارازینتی، خاك و قلـوه‌سنگ ریخته و از آنهـا بعنوان شیب‌شکن استفاده میکنند، مـدت دوام آنهـا از یکسال تجاوز ننموده و تعداد آنها بستگی به‌شیب زمین دارد و بطور متوسط بفواصل ۵۰ـ ۳۰ متر از یکدیگر قـرار میدهند .

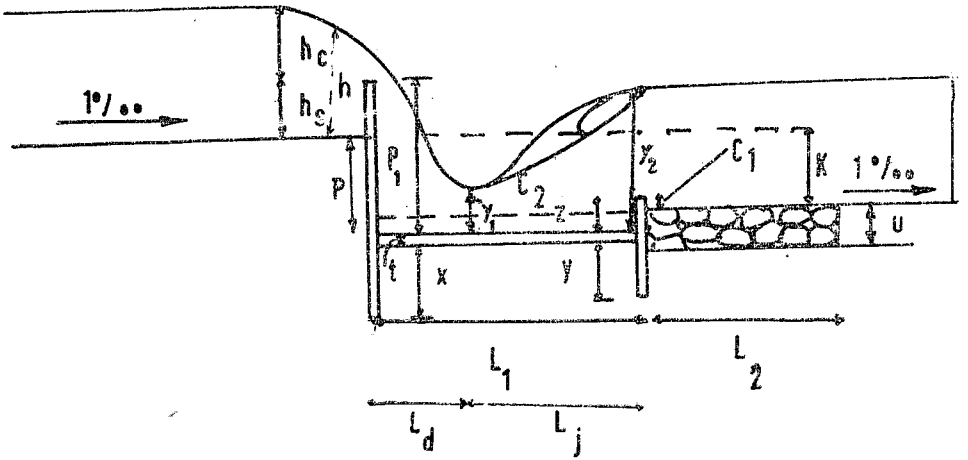
ـ جهت جلوگیری از فرسایش خاك در محـل شیب‌شکن، بقایای نباتات ویا لاشه سنگ میریزند .

شیب شکن‌های موقتی اگر چه بظـاهر ارزان تمام میشوند،لیکن بدلیل فرسایش خاك و تجدید دائمی آنها، بهتر است، ازشیب‌شکن‌های دائمی استفاده گـردد .

ب ـ شیب‌شکن‌هـای دائمی

این نوع شیب شکن از مصالح‌ساختمانی‌از قبیل آجر، سنگ‌وبتون ساخته میشوند، تقریبا در اکثرموارد شیب‌شکن‌های بتونی بسایرانواع ترجیح داده‌میشود.

شکل ۲۹ شمای یك‌نوع‌شیب‌شکن‌دائمی (بتونـی) را نشان میدهد،جهت ساختن یك شیب‌شکن عوامل زیر را باید محاسبه نمود :



ش ۲۴ ـ قسمت‌های مختلف یك شیب‌شکن

P ـ (اختلاف ارتفاع کف کانال و حوضچه آرام‌کننده)

چون سقوط آب بصورت آزاد صـورت میگیرد، بنابرایـن رژیم، بحالت بحرانـی خواهد بود .

$$P_1 = h_s + P$$

$$h_s = h - h_c$$

- h_s (ارتفاع پاشنه)
- h (ارتفاع معمولی آب در کانال)
- h_c (ارتفاع بحرانی آب در کانال)
- k (اختلاف ارتفاع بین دوکف کانال)

روابط تجربی زیر، بین قسمت‌های مختلف یك شیب‌شکن، وجود دارند:

$$D = \frac{q^{۲}}{h_s P^{۳}}$$

$$\frac{L_d}{P} = ۴/۳ D^{۰/۲۷}$$

$$\frac{y_۱}{P} = ۰/۵۴ D^{۰/۴۲۵}$$

$$\frac{y_۲}{P} = ۱/۶۶ D^{۰/۲۷}$$

$$L_j = ۶/۹ (y_۲ - y_۱)$$

در صورتیکه مقطع شیب شکن بصورت مستطیل باشد $V_1 = \frac{q}{y_1}$

عدد فـرود $F = \frac{V}{\sqrt{gy_1}}$

هریك از علامات اختصاری در روابط بالادرشکل ۲۹ مشاهده میشوند. در اشکال شماره ۳۰ مشخصات شیب‌شکن‌ها کـه بصـورت استانـدارد برای کانال‌های آبیاری دشت قزوین و بظرفیت ۳۰۰ متر مکعب درساعت ساخته‌شده‌اند، مشاهـده میشوند .

مثال: مطلوب است محاسبه یك شیب‌شکن با مشخصات زیـر:

$Q = ۰/۰۸۳۴$ مترمکعب در ثانیه

$b = ۰/٤$ عرض شیب‌شکن برحسب متر

$P = ۰/۸$ متر

با استفاده از روابط تجربی ذکـر شده در بالا خواهیم داشت :

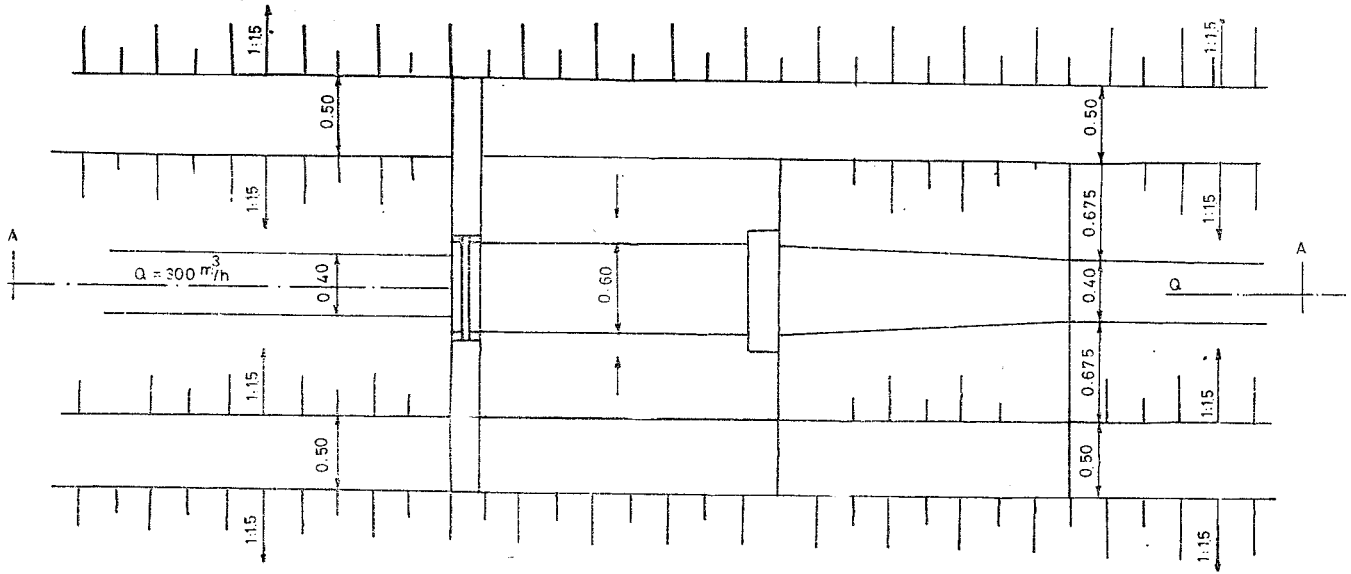
$q = \frac{۰/۰۸۳۴}{۰/۴} = ۰/۲۰۸$

$D = ۰/۰۰۸۷$ متر

$L_d = ۰/۹۶$ »

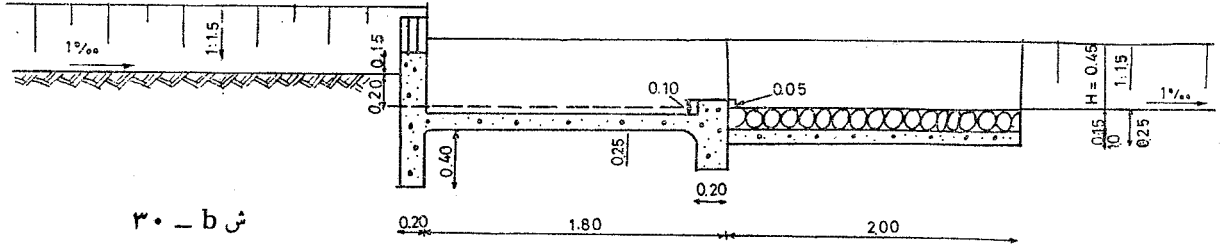
$y_1 = ۰/۰۵۷۵$ »

$y_2 = ۰/۳۶۹$

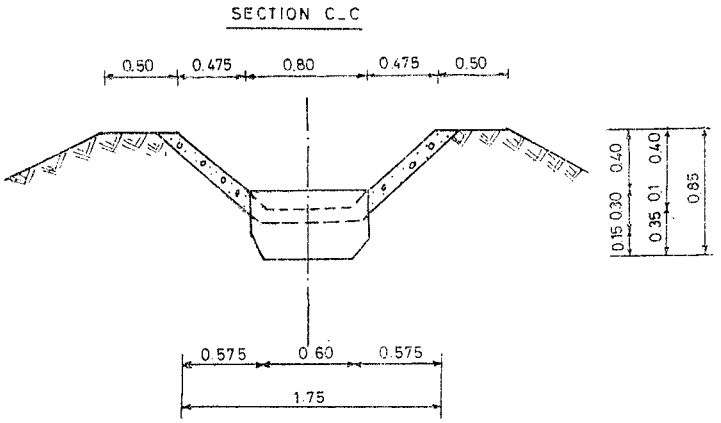


ش a ـ ٣٠

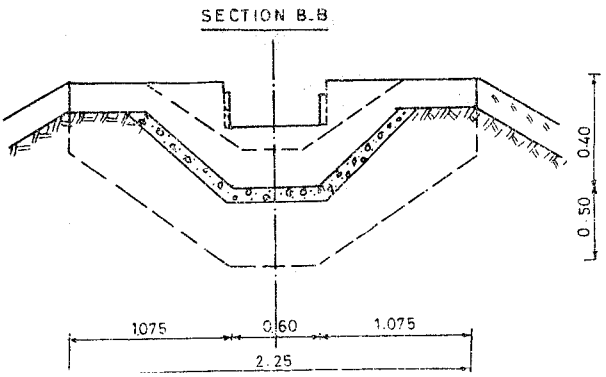
SECTION A-A



ش b ـ ٣٠


SECTION C_C
0.50
0.475
0.80
0.475
0.50
0.40
0.40
0.85
0.15
0.30
0.35
0.1
0.575
0.60
0.575
1.75

ش c _ ٣٠


SECTION B.B
0.40
0.50
1.075
0.60
1.075
2.25

ش d _ ٣٠

$$F = \frac{۳/۶۲}{۰/۷۵} = ۴/۸$$ عدد فرود

$$L_j = ۲/۱۴$$ متر

$$L_d + L_j = ۳/۱$$ متر

ج- ارتفاع شیب شکن‌ها در کانال‌های آبیاری و یا زهکش‌ها

این شیب‌شکن را بدودسته میتوان تقسیم نمود :

- شیب‌شکن‌هائی که برروی کانال اصلی ساخته میشوند ارتفاع آنها حداقل ۵۰ سانتی‌متر و حداکثر یك‌متر می‌باشند .

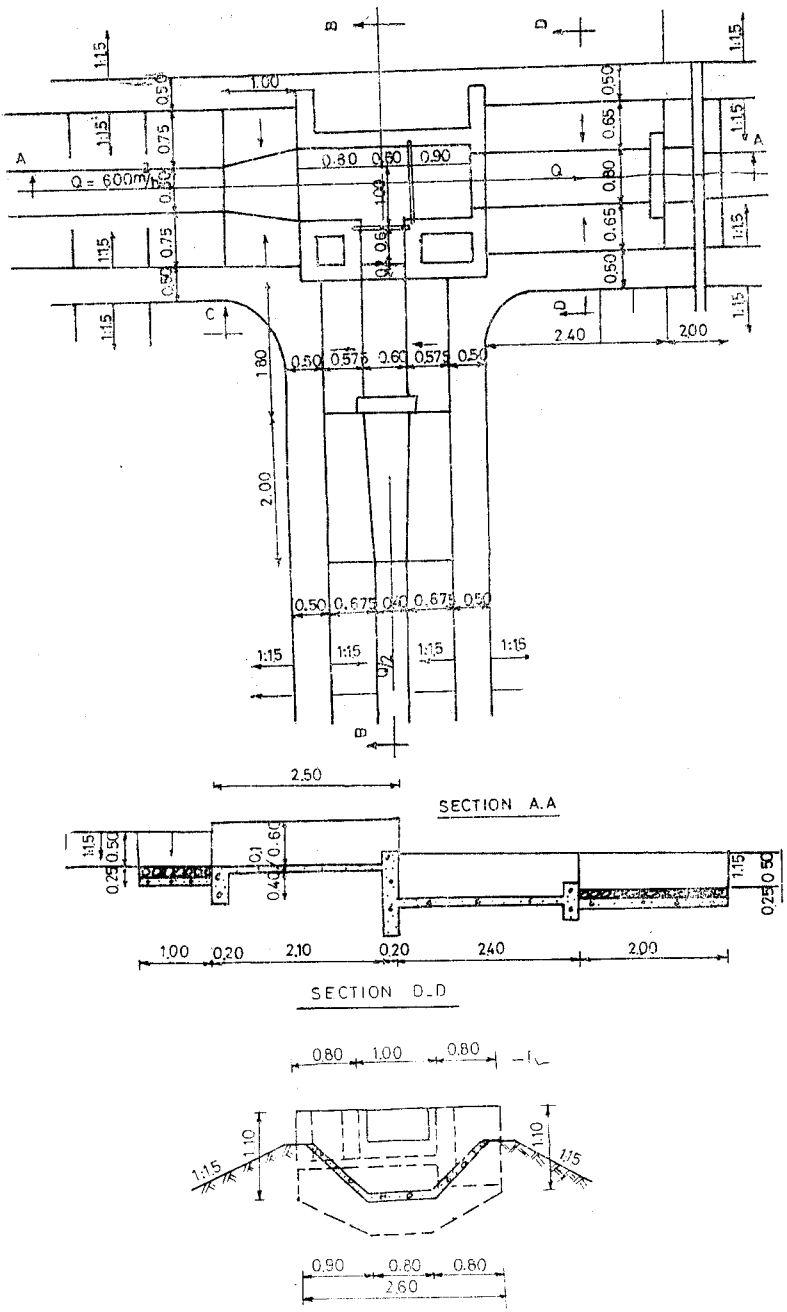
- شیب شکن‌هائی که برروی کانال فرعی ساخته میشوند که ارتفاع‌آنها حداقل ۲۰ سانتی‌متر و حداکثر ۷۰ سانتی‌متر می‌باشند .

اگر ارتفاع شیب‌شکن از ٤٠ سانتی متر کمتر باشد عدد فرود از٤ کوچکتر خواهد بود. عدد فرود را تا ٦ میتوان برای شیب‌شکن‌ها مورد استفاده قرار داد .

چنانچه در نتیجه محاسبات معلوم شود که عدد فرود از حد تعیین شده تجاوز مینماید، با تغییر سایر فاکتورها، میتوان، این عدد را تنزل داد .

۱۰ - مقسم‌ها

جهت تقسیم آب از مقسم‌ها استفاده‌میکنند، در بعضی مواردمقسم‌ها عمل شیب‌شکن را نیز انجام میدهند، در اشکال ۳۱، یکی از انواع‌مقسم وشیب‌شکن، که‌دردشت‌قزوین‌مورد استفاده‌قرارگرفته‌است، ملاحظه‌میشود.



ش ۳۱ ــ مقسم وشیب‌شکن استاندارد شده، که‌در دشت‌قزوین مورد استفاده قرارگرفته است

۱۱ ـ پوشش کانال‌ها

اگر آبگذری خاك نسبتا زیاد باشد، مقداری از آب کانـال‌و نهرها، از جدار و کف آنها نفوذ نموده و موجب افزایش سطح ایستابی،درزمین های نزدیك باین مجاری میشود، بنابراین جهت جلوگیری ازبالاآمدن سطح ایستابی و تلفات آب اقدام به پوشش مجاری انتقال آب مینمایند، لیکن قبل از تشریح طریقه‌های مختلف که جهت پوشش کانال‌هاوجود دارد، لازم است که‌توضیحاتی‌راجع به تلفات آب وطرز اندازه‌گیری‌آن داده شود.

تلفات آب

تلفات در اثر نفوذ ـ این تلفات با عوامل زیر رابطه دارد:

بافت خاك: هراندازه که بافت خاك درشتر باشد، بهمان‌نسبت‌تلفات‌آب در اثر نفوذ زیـادتر میگردد .

Wilson و Davis مهندسین آمریکائی‌فرمول زیر راجهت‌محاسبه‌تلفات آب پیشنهاد کـرده‌اند :

$$P = ۰/۴۵\ C \frac{x \cdot L}{۴۰۰۰۰۰۰ \times ۳۶۵۰ \sqrt{V}} \cdot \sqrt[۳]{d}$$

تلفات آب در اثر نفوذ ودر طول L متر از کانال $= P$

بـر حسب متر مکعب در ثـانیه

ارتفاع آب در کانال برحسب متر $= d$

سرعت متوسط آب در کانال برحسب متر در ثانیه $= V$

ضریبی است که بر حسب نوع جدار تغییر میکند C

برای کانال‌های با پوشش بتونی بضخامت ۷۵ میلیمتر $C = ۱$

برای کانال‌های با پوشش رسی، بضخامت ۱۵۰ میلیمتر $C = ۴$

برای کانال‌های با مصالح قیری $C = ۵$

برای کانال‌های با پوشش رسی کوبیده شده، بضخامت ۷۵میلیمتر $C = ۸$

برای کانال‌های با مصالح قیری نازك $C = ۱۰$

برای کانال‌های پوشش نشده، در خاك‌های رسی $C = ۱۲$

برای کانال‌های پوشش نشده، در خاك‌های لیمون رسی $C = ۱۵$

برای کانال‌های پوشش نشده، در خاك‌های لیمونی $C = ۲۰$

برای کانال‌های پوشش نشده، در خاك‌های لیمون شنی $C = ۲۵$

برای کانال‌های پوشش نشده، در خاك‌های شن ولیمونی $C = ۳۰$

برای کانال‌های پوشش نشده، در خاك‌های شن‌ریز $C = ۴۰$

برای کانال‌های پوشش نشده، در خاك‌های شن درشت $C = ۵۰$

برای کانال‌های پوشش نشده، شن و ریگ $C = ۷۰$

درآمریکا مقدار تلفات آب را از جدول شماره ۸ تعیین میکنند، حد بالای اعداد در این جدول‌برای کانال‌های تازه و حـد پائین آنها بـرای

کانال‌های قدیمی است که قسمتی از فضای بین ذرات خاك، در اثر رسوب مواد معلق پر شده باشد .

جنس خاك‌های مسیر کانال	مقدار آب تلف‌شده برحسب متر مکعب در ثانیه ودر یك متر مربع سطح خیس شده کانال در ۲۴ ساعت
رس ولیمونی غیرقابل نفوذ	۰٫۱۰۷ تا ۰٫۰۷۶
رس ولیمونی متوسط باطبقه غیرقابل نفوذ که حداقل درعمق ۱ـ۰٫۶ متری زیر کف کانال وجود داشته باشد	۰٫۱۵۲ تا ۰٫۱۰۷
رس ولیمون معمولی و زمین‌هائیکه ازتجزیه‌سنگهای آتشفشانی بدست آمده‌اند	۰٫۲۲۸ تا ۰٫۱۵۲
رس وشن و کنگلومرا	۰٫۳۰۵ تا ۰٫۲۲۸
شن و رسی	۰٫۴۵۷ تا ۰٫۳۰۵
شنی	۰٫۵۵۳ تا ۰٫۴۵۷
آبرفتی همراه باشن وریگ	۰٫۷۶۲ تا ۰٫۶۰۹
شن‌خیلی متخلخل	۰٫۹۱۴ تا ۰٫۷۶۲
ریگی وخیلی قابل نفوذ	۱٫۸۲۹ تا ۰٫۹۱۴

جدول‌شماره ۸

اگرسطح ایستابی باندازه کافی در زیر سطح کف کانال باشد، میتوان از ارقام جدول فوق استفاده نمود، چنانچه سطح ایستابی در نزدیکی‌های کف کانال باشد، چون مقدار آب نفوذ نموده ناچیز است بنابراین از آن میتوان صرفنظر نمود.

حرارت آب وخاك: لزجت با حرارت رابطه عکس دارد. بموجب آزمایشات انجام شده توسط kennedy در pundjab تلفات آب در ٦ ماهه‌گرم سال (آوریل تا سپتامبر) ۵۰ درصد بیشتر ازاین تلفات در ٦ماهه‌سرد

سال (اکتبر تا مارس) بوده است، بنابراین از نظر اثر حرارت، هر اندازه که عمق آب کمتر باشد، چون آب زودتر گرم میشود، نتیجتا تلفات نفوذ آب بیشتر خواهد شد.

سرعت آب: سرعت آب در کانال، با مقدار آب نفوذ نموده رابطه عکس دارد، لیکن اگر سرعت آب از حدی تجاوز نماید، موجب فرسایش جدارهای کانال میشود. درسرعت‌های زیاد، مواد معلق درآب، خیلی بتأنی رسوب میکنند. این مواد بدلیل نفوذ تدریجی در فضای بین ذرات خاك و کم نمودن آبگذری خاك، تلفات نفوذی آبرا کم خواهند نمود.

مقطع کانال: شیب کم جدارهای کانال‌ها، موجب افزایش سطح اصطکاك آب با کانال شده ودرنتیجه مقدار تلفات نفوذی آب، اضافه خواهد شد.

علف‌های هرز مسیر کانال: در مسیرکانال، همیشه یك عده از نباتات آبزی رشد ونمو میکنند که مقدار قابل توجهی از آبرا بمصرف تبخیر و تعریق خود رسانده و مقطع موثر کانال را نیز کم میکنند. در مواقع مناسب میتوان با قطع‌آب درکانال اقدام به‌سوزانیدن ویا بریدن این نوع نباتات نمود، لیکن اگر ریشه آنها در بین گل‌ولای کف کانال‌وجود داشته باشد، بایستی بوسایل مکانیکی ویاشیمیائی ریشه‌کن شوند.

اکنون از علف‌کش‌ها برای از بین بردن آنها استفاده میکنند، این سموم بدو دسته تقسیم میشوند:

اول سموم تماسی که در اثر تماس موجب ازبین رفتن نبات‌میشوند، که مهمترین آنها عبارت‌اند از:

diquat (با حلالیت زیاد در آب)

dnoc (غیر قابل حل در آب)

دوم سموم انتقالی کـه پس از ورود دریك قسمت از انساج نباتـی بتدریج در قسمتهای دیگر انساج نیز نفوذ مینمایند کـه مهمترین آنها عبارت‌اند از:

dichlobenil (حلالیت درآب کم، تاثیر از طریق ریشه‌ها)

2,4-d amine (حلالیت درآب زیاد تاثیر از طریق برگ‌ها)

تلفات در اثر صعود کاپیلاریته : در مواقع جـریان آب در کانـال، مقداری از آب آن بجدارهانفوذنموده که در اثر نیروی‌کاپیلاریته بسطح خاك بالاآمده وسپس تبخیر شده بجو برمیگردد (این‌مقدار باتوجه‌به تلفات نفوذ آب نـاچیز است).

تلفات در اثر تبخیر: مقداری آب بصورت تبخیر از سطح آزاد کانال بجو برمیگردد که مقدار آن از ۲ـ۵ر۱ درصد تلفات‌نفوذ تجاوز نمیکند، لیکن در دریاچه‌های‌مصنوعی‌ودر مناطق گرم،این تلفات‌مقدار قابل‌توجهی‌میباشد.

آزمایشاتی جهت جلوگیری از تبخیر توسط مواد پتروشیمی در کشورهای مختلف در دست اجراء است. ژاپنی‌ها مـاده‌ای بنام اکسی اتلین دواکسیل‌اتر(O.E.D)را بمیزان ۱۰۰ میلی‌گرام برای هرمتر مربع سطح آزاد آب توصیه میکنند. هراندازه‌که سطح افزایش یابد،بهمان

نسبت از تاثیر این ماده کاسته‌میشود، بطوریکه در سطح ۵ر۰ کیلومتر مربع تقلیل تبخیر ٦۰ درصد و برای سطح ۱۰کیلومتر مربع این مقدار ۹ درصد بوده است .

دو طریقه ساده اندازه‌گیری تلفات آب عبارت‌اند از :

ـ مقدار آب ورودی و خروجی را دریك مسیر انتخابی، اندازه گیری نموده و از روی اختلاف مقدار آب جریان یافته ،تلفات آبرا مشخص میکنند .

ـورود و خروج آب را توسط ۲ مانع موقتی دریك طول‌انتخابی قطع نموده و از روی تغییرات‌ارتفاع آب، تلفات آبرا معین مینمایند.

انواع مختلف پوشش

الف ـ پوشش بتونی

ازاین نوع پوشش بدلیل محاسنی بشرح زیر، بیش‌از سایرانواع پوشش‌ها جهت کانال‌ها، استفاده شده است:

ـ ضریب زبری جدار پائین بوده، بنابراین سطح مقطع کانال را میتوان کوچکتر انتخاب نمود .

ـ سرعت آب تا ۵ـ٤ متر در ثانیه بدون تولید خوردگی و یا فرسایش در جدار، میتواند برسد .

ـ علف‌های هرز بآسانی رشد نمیکنند .

ـ چنانچه دقت‌های لازم در موقع اجراء طرح (که بعدا توضیح داده خواهد شد) رعایت شده‌باشد، تغییرات هوا از قبیل یخبندان، گرما

باعث خرابی این نوع پوشش نخواهند شد .

ـ نسبت به فعالیت های انسان و حیوان مقاوم میباشند .

ـ تلفات آب از ۱۵ لیتر درمترمربع سطح خیس‌شده ودر ۲۴ ساعت، تجاوز نمیکند .

ـ عمر پوشش‌های خوب بتونی ۵۰ـ۴۰ سال میباشد

مطالعاتی که قبل‌از انجام پوشش‌های بتونی باید انجام داد:

ـ وضع طبقه‌ایکه در زیر پوشش بتونی‌قرار خواهد گرفت. قسمت‌های خاکریزی در جدار کانال، بایستی خوب کوبیده شده، تا از ریزش‌های احتمالی جلوگیری شود. اگر طبقه زیر پوشش بتونی بعللی مناسب نباشد، بهتراست ازسایر انواع پوشش‌ها از جمله‌پوشش های قیری استفاده گردد .

بعضی از اقسام رس، قابل تورم بوده که در اثر افزایش رطوبت، ازدیاد حجم پیدا میکنند، اگر مقدارآن در خاك جدار کانال زیاد باشد، در اثر افزایش حجم باعث خرابی پوشش بتونی خواهدشد، دراین قبیل موارد یك فیلتر (از موادمتخلخل) بضخامت‌کافی در زیر بتون‌پیش‌بینی میکنند.

از احداث کانال‌های‌عمیق در خاك‌های ریزش‌دار، بایستی‌خودداری‌نمود.

ـ شیب جدارها

حداکثر شیب‌جدارهارابرای پوشش بتونی $\frac{۳}{۲}$ انتخاب‌مینمایند،

ـ ضخامت بتون

ضخامت پوشش‌های بتونی که مستقیما بـر روی کانال ساخته میشود ۱۰ـ۸ سانتی متر و برای پوشش‌های‌بتونی ازپیش ساخته‌شده ۱۵ سانتی متر میباشد .

ـ مقدار سیمان

اگرچه با افزایش سیمان، قابلیت نفوذ بتون کم و استحکام آن زیاد میشود، لیکن مقداردقیق سیمان با دانه‌بندی بتون رابطه‌دارد.

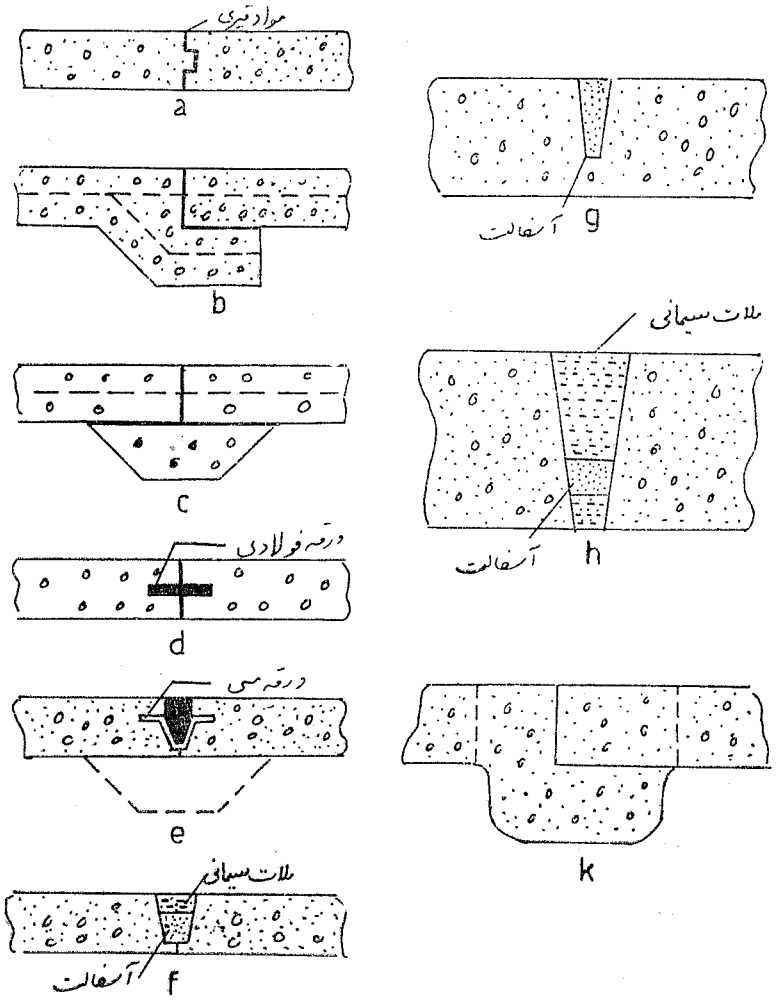
در بیشتر کانال‌ها مقدار سیمان را ۲۰۰ کیلوگـرام درمتر مکعب درنظر میگیرند ولی بهتر است‌که‌تا۳۰۰کیلوگرام درمتر مکعب‌مصرف شود.

ـ انقباض و انسباط بتون

حجم بتون در اثر افزایش درجه حرارت، زیـاد میشود قسمت زیری بتون که در مجاورت خاك میباشد، تغییرات درجه حرارت را در مواقع خالی بودن کانال از آب، بهتر از قسمت‌روئی بتون تحمل میکند.

برای جلوگیری از ضایعات مربوط به انقباض و انسباط بتون شکاف‌هائی (joint)دراین نوع پوشش برقـرار میکنند، شکـل ۳۲ چند نوع از این شکاف‌هاراکه‌بعدا باملات سیمانی و یا اسفالت‌ویاقیرپر خواهند شد، نشان میدهد .

اگر چه بنظر میآید که شکاف‌هاباید درطول و عرض پوشش‌کانال درنظر گرفته شوند ولی اگر ابعاد کانال زیاد نباشد تنها شکاف هـای عـرضی و در فواصل ٦ متری کافی خواهند بود.



ش ۳۲ ــ مقطع چندنوع شکاف درپوشش‌های بتونی کانال‌ها

ـ فشار آب در زیـر پوشش

ممکن است که مقداری آب، در اثر عوامل مختلف در زیر پوشش بتونی کانال جمع شود، فشاراین‌آب به پوشش،غالبا باعث خرابی آن میگردد، بنابراین لازم است که بطرق مختلف از این خسارت جلوگیری نمود.

حالت اول ـ سطح‌آب زیرزمینی حداقل مساوی باحداکثر ارتفاع آب در کانال است .

اگـر کیفیت آب زیرزمینی مناسب باشد میتوان با احداث‌منفذهائی بر روی پوشش، امکان ارتباط آب زیرزمینی را بـا آب کانال فـراهم ساخت با این ترتیب فشار در دوقسمت رو وزیر پوشش، یکسان‌خواهد شد .

حالت دوم ـ سطح‌آب‌درکانال بالاتر از سطح‌آب زیرزمینی‌است

اگرچه در اینحالت خطری متوجه کانال نخواهد بود، معهذا لازم است که بدوخطر زیر توجه نمود :

ـ تجارب متعدد نشان داده که آب باران میتوانـد در فضای بین آستر و پوشش بتونی نفوذ نموده و پس از تجمع، دراثر فشار تـولید شده، به پوشش‌صدمه‌برساند،برای جلوگیری ازاین‌خسارت‌بایستی‌پشته بالای بازوهای کانال از یك قشر رسی پوشانیده شود وضمنا آب‌بـاران را از قسمت خارجی جدار با ایجاد شیب مناسب بسرعت تخلیه نمود.

ملاحظه میشود که با اینگونه پیش‌گیریها امکان نفوذ آب‌در بازو های کانال بحداقل تقلیل پیدا خواهد نمود .

اگرپوشش بتونی بعلت وجود ترك و یا بعلت وضع دانه‌بندی‌آن ویا پر ننمودن شکاف‌های انقباض وانسباط، قابل نفوذباشد، آب از یك قسمت کانال نفوذ نموده و درپشت پوشش‌جمع میشود، واین‌عمل‌باعث خرابیهائی در سطح پوشش،خصوصا در مواقعیکه کانال فاقد آب‌است، خـواهد شد .

دراین مورد میتوان قسمت‌هائی راکـه باعث نفـوذ آب میشود، مرمت نمود .

معمولا در موقع ساختن پوشش بتونی منفذهائی در جدارهای‌کانال تعبیه میکنند که آب جمع شده در پشت پوشش‌هـا در محلی بـالاتر از سطح آب، وارد کانال گردد .

حالت سوم ـ سطح آب زیرزمینی بالاتر از ارتفاع آب در کانال است .

پیش‌بینی زهکش جهت خارج‌نمودن آب زیر پوشش‌ضروری‌بوده و بشرح زیـر عمل‌میکنند :

یك طبقه فیلتر بضخامت چند سانتی متر (ریگ‌وشن) در زیـر پوشش قرار میدهند. لوله‌هائی که قطرآن‌ها متناسب باسفره آب زیـر زمینی است دردو ردیف ودر زیرپوشش‌قرارمیدهند، این لوله‌هاممکن است مشبك بوده تا آب زیرزمینی از این منافـذ وارد لوله‌ها بشوند. چنانچه فاصله‌ای بین محل اتصال لوله‌ها وجود داشته باشد، از لوله‌های مشبك میتوان‌صرفنظر نمود .

آب نفوذ نموده و جریان یافته در این لوله‌ها مستقیما وارد یـك زهکش طبیعی شده و یا اینکه در پائین دست کانال و در محلی بالاتراز

سطح آب، وارد کانال خواهند شد.

طرز ساختن پوشش‌های بتونی

حالت اول بوسیله کفراژ :

قبلا کف کانال بتون ریزی میشود، سپس جدارهای کانال را بوسیله تخته‌هائی که در عرض کانال قرار میگیرند، تقسیم‌بندی‌کرده و در این تقسیمات اقدام به بتون ریزی مینمایند . شکاف‌های عرضی (برای انقباض و انبساط) توسط همین تخته‌ها ایجاد میشوند،سرعت کار حداکثر ۳۰ متر در روز میباشد .

حالت دوم ـ استفاده از قالب لغزنده :

دراین حالت عرض کانال‌بایدمناسب با اندازه قالب باشد.سرعت کار دراین حالت زیاد بوده وبرای کانال‌های‌بزرگ، این طریقه کاملا مقرون بصرفه خواهد بود. بعنوان مثال کانال بیت‌نتوفا (دراسرائیل) که با استفاده از این طریقه عملیات ساختمانی آن انجام شده، شرح‌داده میشود :

ابعاد مقطع کانال مطابق اشکال ۳۳و۳٤ عبارت‌اند از:

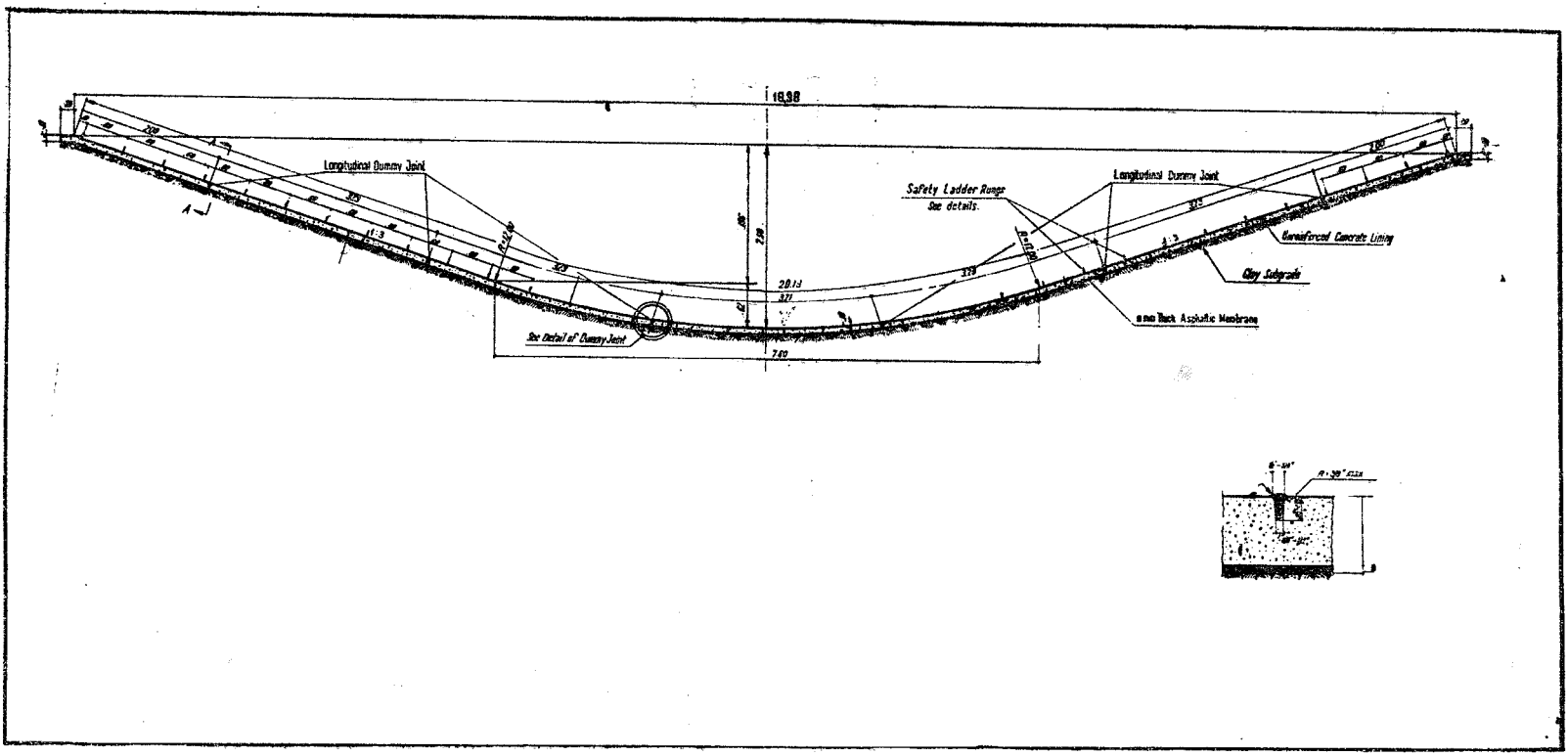
عرض بالای کانال = ۱۹ر۳٦متر

عمق کانال = ۲ر۵۸ متر

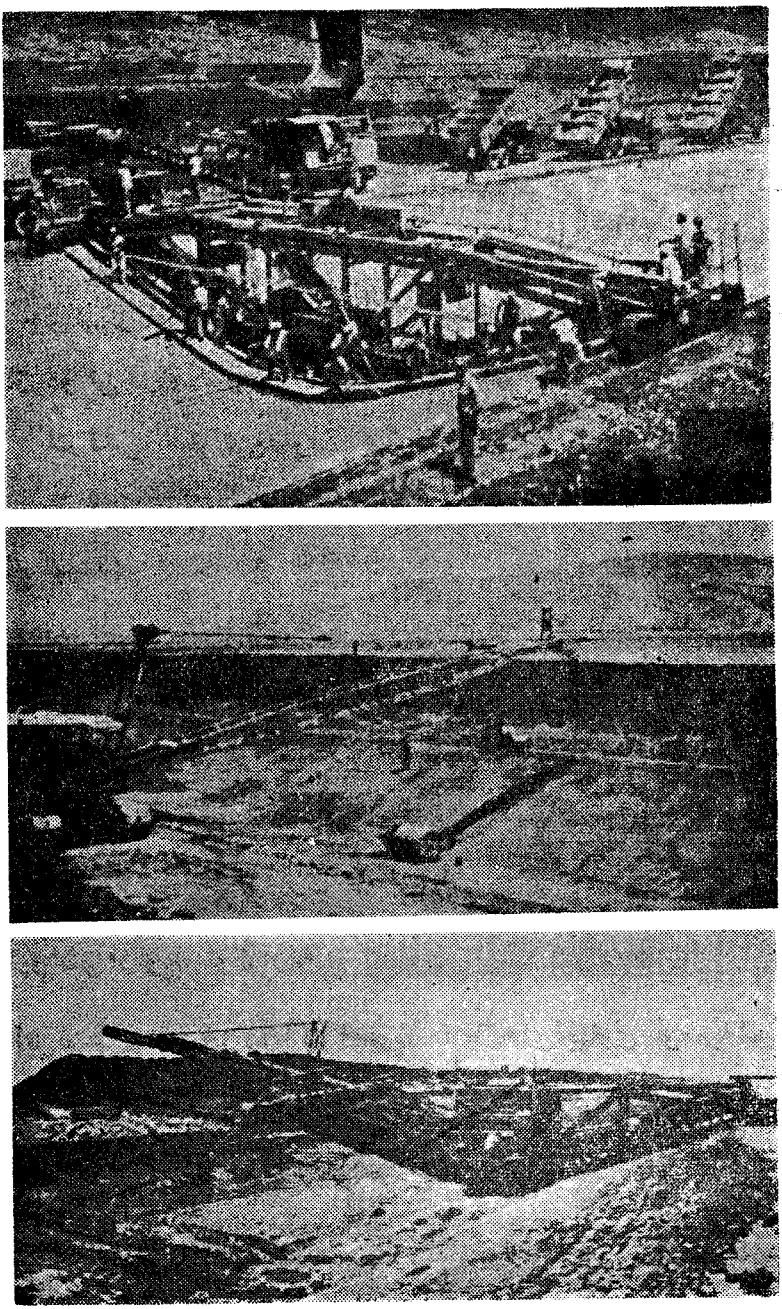
کانال دارای کف‌گردبا عرض = ٦ر۷متر

بەشکل ۳۳ مراجعەشود

شعاع =۱۲متر



ش ۳۳ ـ مقطع کانال بیت‌نتوفا در اسرائیل



شکل ۳۴ ــ استفاده ازماشین‌های مختلف جهت ساختن کانال بیت‌نتوفا

عملیات ساختمانـی :

توسط یك دستگـاه رگلاژ بنام Trimming Machine مقطع کانال صاف و تراشیده شده و سپس توسط یك غلطك ۵ر۲ تنی سطح کـانال کـوبیده گردید .

جهت جلوگیری از رشد گیاهان خودرو ماده‌ای بنام Poly Borchlorate بمیزان دو تن در هکتار در محل کانال پاشیده شد .

یك قشر آسفالتی بعنوان آستر پوشش بتونی بضخامت ۸میلیمتر در ۳ ـ ۲ نوبت ریخته شد (ممکن است در بعضی شرایـط این پـوشش احتیاج نباشد).

معمولادردوطرف پشته‌این‌نوع کانال‌ها، ریل‌هائی قراردارد که‌قالب‌لغزنده برروی آن‌هاحرکت‌میکند، یك تراکتورحرکت این قالب رامقدورمیسازد.

پوشش بتونی توسط این قالب بضخامت ۸ سانتـی‌متر انجـام گردید، شیارهای عرضی وطولی انقباض وانسباط‌با ابزار دستی ایجاد شد که بعدا توسط مواد قیری پر گردید .

ب ـ پوشش ازنوع بتون آرمه :

این‌نوع پوشش‌ها را اکثرا جهت کانال‌های‌آبیاری توصیه‌نمیکنند، در مواقعی که بستر پوشش دارای رس‌متورم ویـا نشست سریع باشد، میتوان این نوع پوشش را مصرف نمود .

میله‌های آهنی را در جهت طولی ودر جهت عرضی قـرار میدهند. اگر این نوع پوشش خوب انجام شده باشد از ایجاد شکاف‌های انقباض و انبساط میتوان صرفنظر نـمود .

چنانچه درنظر باشد که شکاف‌های فوق در مقطع عرضی ایجاد شود، در محل‌هائیکه بایستی شکاف راایجاد نمود، میله‌های طولی را قطع میکنند .

ج ـ پوشش‌های ساخته شده

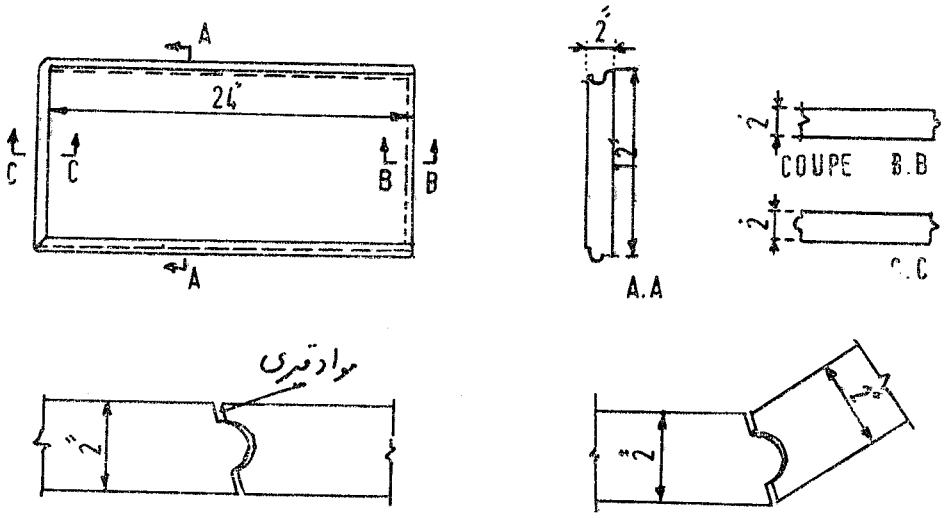
این نوع پوشش‌ها را قبلا در کارخانه ساخته و سپس آنها رابه محل کانال منتقل نموده و توسط یك ماده قیری بهم متصل میکنند.
اشکال شماره ۳۵ طرز اتصال این قطعات را نشان میدهند .

برای انجام کار در حداقل زمانو یابرای‌مناطقیکه درجه حرارت در زمستان پائین بوده وبنابراین امکان گرفتگی خوب بتون بر روی کانال مقدور نمیباشد، از این نوع پوشش استفاده میکنند .
شکاف‌های انقباض وانبساطرا بصورت خط‌مستقیم درنظر میگیرند.
دربین اشکال شماره ۳۵، تنها تیپ A درآمریکا توصیه شده است .

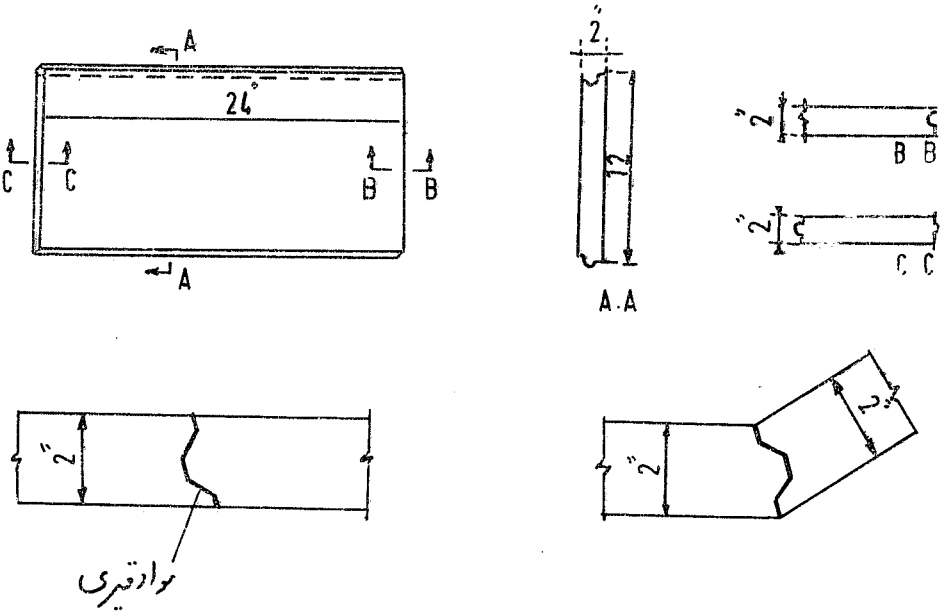
ج ـ پوشش یا بتون فشاری

در این طریقه ملات سیمان حاوی مقدار نسبتا زیادی آب، با فشار روی بدنه کانال پاشیده میشود. تنظیم مقطع دقیق کانال قبل‌از انجام با این نوع پوشش، ضروری است. قبل‌از پاشیده شدن ملات، بدنه کانال بایستی مرطوب شود تا آب ملات را جذب ننماید .
ضخامت این نوع پوشش ۵۰ـ۲۵ میلیمتر است، بعضی ازمهندسین نصب آهن آرماتور را توصیه نمیکنند، این تناقص در مورد شکاف‌های انقباض و انبساط نیزدر بین متخصصین وجود دارد .
از این نوع پوشش بیشتر برای کانال های با جدار سنگی که

TYPE A



TYPE B



شکل ۳۵ ــ طرز اتصال پوشش‌های پیش‌ساخته شده

صاف کردن آنها مشکل‌بوده‌ویا برای‌کانال‌های بتونی که خراب‌شده‌اند، استفاده مینمایند .

پوشش‌های بابتون فشاری ، نسبت بـه نشست خـاك و یا آب تحت فشار، حساس بوده و شبیه کلیه انواع پـوشش با ضخامت کـم، خیلی زود تحت اثر این عوامل نا مساعد، خراب میشوند .

د ـ پوشش با استفاده از مصالح قیری

این نوع پوششها از قیروریگ وشن درست شده‌اند وبمنظور حفاظت و یا غیر قابل نفوذ نمودن جدارهای کانال مصرف میگردند .

محـاسن :

خاصیت پلاستیکی: این پوششها نسبت به پوششهای بتونی نرم‌تر وقابل انعطاف‌تر هستند واگر در سطح جدار کانال تغییراتی داده شود (مثلا تورم رس‌یا نشست کردن خاك)، این پوششها قادرند که تا حدی از این تغییرات تبعیت نمایند، ولی درصورتیکه دامنه این تغییرات زیاد باشد، منجربه پاره شدن پوشش خواهد شد .

اصولا خاصیت پلاستیکی‌این نـوع پوشش رابطه دارد با :

قطر ذرات ریك و شن

حـرارت محیط

سختی قیر

بنابراین قیر انتخاب شده باید هم‌آهنگ با ۲ فاکتور اول ودوم باشد .

ـ یکنواختی پوشش: در پوششهای بتونی شکافهائی با فـواصل معین جهت انبساط و انقباض گذاشته میشوند ولی در پوشش‌با مصالح

قیری، الزامی برای ساختن آن، وجود نداشته و بطور یکنواخت میتوان کانال را پوشش نمود، چون انبساط ویا انقباض آن باعث شکستگی نخواهد شد .

ـ کارکردن بوسیله ماشین: امکان پوشش کانال بوسیله ماشین کاملا مقدور بوده و از این نظر در سرعت عمل و پائین آوردن هزینه تاثیرمهمی دارد. مرمت این‌نوع پوشش نیز تقریبا آسان است چون‌اگر قسمتی نشست نموده ویاخراب‌شده‌باشد، میتوان بآسانی قسمت‌صدمه دیده‌را با پوشش جدیدی ازاین مصالح اصلاح نمود .

ـ غیر قابل نفوذ بودن:این‌خاصیت‌دراین نوع از پوشش‌هانظیر سایر انواع پوششها، خوب ورضایت بخش است.

معایب :

چسبندگی این‌نوع پوشش با آستر (گاهی‌زمین طبیعی‌کانال) بتدریج کم میشود، برای رفع این عیب بعضی از متخصصین استعمال ۲درصد مواد آهکی به مخلوط و یا اندودنمودن آستر را با آهك توصیه میکنند.

ـ مقاومت این نوع پوشش نسبت به فشار خاکریزی جدارخیلی کمتر از پوشش‌های بتونی است. فشار آب جمع شده در زیر پوشش با مصالح قیری، باعث پاره شدن‌آن‌میگردد، لیکن این عیب در سایرانواع پوشش‌ها نیز وجود دارد .

با تهیه یك رشته زهکش درجدار کانال‌میتوان از خسارات فوق‌الذکر جلوگیری نمود .

ـ رشد علف های هرز یکی از معایب بزرگ این نـوع پوشش، محسوب میشود، که‌بآسانی میتوانند قشر پـوشش را سوراخ نمـوده (خصوصا علف‌های هرز یکساله و نوع‌ریزم‌دار) و ازآن خارج شوند.

بعضی ازایـن علـف هـای هرز نظیر chiendent ،حتی میتوانند در سطح پوشش نیز سبز شوند، زیرا اگر مقدار کمی لیمون درفرو رفتگی‌های سطحی پوشش جمع گردد، ریشه‌های این گیاه در این محل قادر به رشد خواهند بود. برای جلوگیری از رشد علف‌های هرز،از مواد علف‌کش نظیر «براکس» بصورت پودر و بمقدار ۳ـ۲ گرام‌و یـا کلریت‌دوبر بمقدار ۱ـ۵ر۰ کیلوگرام در هر ۱۰ متر مـربع (بـرای علف‌های هرز یکساله) و ۲ـ۱ کیلوگرام (بـرای علف‌های دائمـی) و ۳ـ۲ کیلوگرام (برای از بین بردن ریزم علف‌های هرز) در هر ۱۰متر مربع، در زیر پوشش استفاده میکنند .

ـ مدت دوام این نوع پوشش نسبت به پوشش های بتونی‌خیلی کمتر میباشد، چون با گذشت زمان‌بتدریج پیرشده و چسبندگی‌آن‌کمتر میگـردد .

پیر شدن پوشش مربوطه به اکسیده وپلیمریزه شدن آن در مجاورت هواوخورشید است. این فعل وانفعالات در قسمت‌هائی از پوشش کـه خارج از آب قرار گرفته‌اند خیلی بیشتر از قسمت‌هائی هستند کـه در داخل آب میباشند .

انواع مختلف پوشش با مصالح قیری

پوشش گرم ـ این نوع پوشش از مخلوطی از قیر، شن، مـاسه و ریگ تشکیل یافته که بنام béton bitimineux موسوم است .

هراندازه کـه مقدار درصدش وماسه کـاسته شود و بمقدار ریگ اضافه شود، بهمان نسبت قابلیت نفوذ پوشش زیاد خواهد شد .

شیب جدارها را معمولا $\frac{2}{3}$ انتخاب میکنند، بـرای تهیه آن بـدوا در نزدیکی‌هـای محل کـانال، مخلوط فـوق را پخته وسپس بـا استفاده از قالب‌های لغزنده، قشرّی از آن را برروی جدار کانال‌ها میریزند وبا عبور غلطك، چسبندگی بین ذرات را زیاد نموده تا ضخامت آن‌هـا پس از کوبیدگی به ۷ـ۵ سانتی متر برسد. مقدار قیر مصرفی دراین نوع پوشش در حدود ۹ـ۷ درصد بوده و بنابراین بیشتر از مقـدار قیری است که در اسفالت جاده‌ها مصرف میشود .

از مواد علف‌کش برای ازبین بردن‌علف‌های هرز، قبل ازریختن پوشش، بایستی استفاده گردد .

پوشش سرد: این نوع پوشش در حرارت ۲۶ـ۱۸ درجه سانتـی گراد تهیه میشود، بنابرایـن احتیاج بوسایل ساده‌ای بـرای این منظور خواهد بود .

اگر چه پوشش‌های گرم با استفاده ازمصالح قیری کمی گران‌تر از پوشش های سرد است، لیکن دوام آنها از پوشش های اخیر بیشتر میباشد .

در بیشتر مواقع برای پوشش های گرم و یا سرد، قبلا بمیزان ۳ـ۲ کیلو گرام درمتر مربع قیر مذاب‌برروی خاك جدار ریخته میشود تا چسبندگی بین پوشش و خاك برقرار شود .

پـوشش با قیر مـذاب :

در این طریقه از نوعی از قیرمذاب‌استفاده میگردد که درحرارت

۴۰۰ درجه فارنهایت ذوب میشود. این نوع قیر با فشار ۳ کیلوگرام بر سانتی متر مربع و بضخامت $\frac{۳}{۴} - \frac{۱}{۴}$ اینچ بر روی جدارهای کانال با شیب $\frac{۲}{۳}$ ویا $\frac{۱}{۳}$ پاشیده میشود. این طبقه را با قشری از خاك ویاشن و ماسه بضخامت ۳۰ سانتی‌متر جهت‌حفاظت از عوامل جوی‌وفرسایش آب و عوامل انسانی ویا حیوانی میپوشانند .

بعضی از این پوششها، پوشانیده نشده و مستقیما در معرض عوامل جوی قرار میگیرند و بشرح زیر ساخته میشوند :

اول بر روی خاك جدار کانال، ماده‌ای به نام Cut back از تیپ MF , SC ویا RC جهت استرلیزه‌کردن خاك و آمادگی برای قشر دوم بمیزان ۲٫۲۶ لیتر در متر مربع پاشیده میشود، سپس‌قشری از قیر با مخلوطی‌از خاك‌بمیزان۴٫۵ تا ۳٫۴ لیتر در متر مربع‌میریزند.

در مواقعکیه هوا گرم است، قیر ذوب شده و در نقاط پائین‌جمع میگردد، لذا این طریقه تقریبا متروك شده است .

پوشش با گونی قیر اندود:

ضخامت آنها در انواع نازك،بندرت از یك سانتی‌مترتجاوز میکند.

این نوع پوششهادرکارخانه‌ازمخلوطی‌ازشن‌و ماسه وقیروالیاف‌شیشه‌ویا کنفی ساخته شده، که برای نصب به محل، حمل میگردند. در موقع جا گذاری لبه آنها را با حرارت بیکدیگر متصل مینمایند .

این نوع پوشش توسط قشری از ریك و یا شن و بضخامت ۳۰ سانتی متر محافظت میشود .

در انواع ضخیم، ضخامت آنهادر حدود ۱٫۵ سانتی متر است، متاسفانه این نوع پوشش‌ها، ابدا در مقابل فرسایش و یا رشد علف‌های هرز مقاومتی نشان نمیدهند وبهمین دلیل جز درموارد بسیار استثنائی نمیتوان آنها را برای پوشش کانال‌ها توصیه نمود.

ج ـ پوشش با آجر

این نوع پوشش خصوصا در هندوستان متداول بوده، زیرادراین کشور دستمزد بسیار ارزان و تهیه سایر انواع پوشش بدلیل فقدان وسایل اولیه، ازنظر اقتصادی مقدور نبوده است .

در نواحی که دستمزد ارزان بوده و تهیه کوره‌های آجرپزی در نزدیکی‌های کانال مقدورباشد، میتوان‌از این نوع‌پوشش‌استفاده نمود.

آجرها را بطور عمودی قرار داده و بین آنها را با ملات سیمان پر مینمایند و سپس روی آنها را بندکشی نموده ویا با قشری‌از ملات سیمان بضخامت ٦ میلیمتر میپوشانند. این نوع پوشش در مقابل تغییرات حرارت خراب نمیشود، زیرا انبساط آنها معادل نصف‌انبساط پوشش‌های بتونی است، ضمنا بآسانی میتوان قسمت‌های‌خراب‌شده‌را ترمیم نمود .

د ـ پوشش با قلوه‌سنگ

در مناطقیکه قلوه‌سنگ بمقدار زیاد وجود داشته و شیب جدارها نیز زیاد باشد میتوان این نوع پوشش را توصیه نمود .

ضخامت این نوع جدار تقریبا ۳۰ سانتی متر بوده وشکاف بین آنها بایستی بـاملات سیمان پر شود .

م ـ پوشش باموادِ پلاستیك

این نوع پوشش از مواد پـلاستیکی ساخته میشوند وتا کنون فرـ آورده های زیر در بازار عرضه شده است :

ـ پولـی اتیلین

ـ وینیـل

ـ اتیلن، پروتیلن، ترپولیز (آی ـپی ـتـی)

ـ بوتیل (از نتیجه پولیمریزاسیون دو نوع گاز نفت وتـرکیب ایزوبوتیلن و ایزوپرن در ۱۵۰ درجه فارنهایت بدست میآید).

شیب جدارهای کانال $\frac{1}{2}$ و یا $\frac{1}{3}$ انتخاب شده و بایستی قبل از نصب پوشش‌های پلاستیکی، کف و بدنه کانال را منظم نمود .

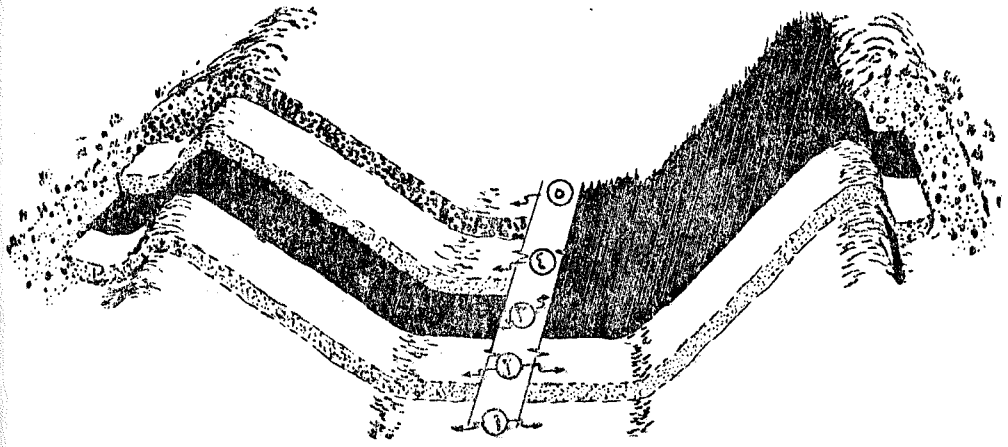
چون آبهای جمع شده‌زیراین‌نوع پوشش، خساراتی تولیدمیکنند از این نظر یك طبقه از مواد متخلخل در زیر آنها ریخته میشود . یـك قشر از شن بضخامت ۲۰ـ۱۰سانتی‌مترنیز جهت محافظت بر روی‌آن‌ها میریـزند .

شکل ۳۶ طرز پوشش با ورقه‌های بوتیل را نشان میدهد.

درزهای طـولی ویا عرضی ایـن نـوع پوشش را بـا چسب‌هـای مخصوصی میچسبانند .

ن ـ پوشش با استفاده از مصالح خاکی

این نوع پوشش خصوصا در امریکا مورد تحقیق و مطالعه قـرار



چگونگی نصب ورقه‌های ساخته شده‌از مواد پتروشیمی در بستروکناره کـانال

(۱) زیـر سازی

(۲) لایه با دانه‌بندی ریز

(۳)ورقه ساخته شده از مواد پتروشیمی

(٤) لایه بادانـه‌بندی ریز

(٥) لایه بادانه‌بندی درشت

ش ۳۶

گرفته است تا بدون استفاده‌ازپوشش‌های‌با مصالح سیمانی ویاقیری، قابلیت نفوذ خاك بستر کانال را کم نمایند، طریقه‌های زیر برای‌این منظور تاکنون پیشنهاد نموده‌اند :

کوبیدن خاك با اصلاح خاك طبیعی‌کانال

دراین طریقه خاك طبیعی کانال را تا عمق معینی باخاك‌های دیگری مخلوط میکنند تا پس ازکوبیدن چسبندگی بین ذرات زیاد شود، مثلا اگر خاك طبیعی کانال از جنس شنی باشد، خاك‌های رسی بآن اضافه مینمایند و در مورد بسترهای رسی، خاك شنی با آن مخلوط میکنند، زیرا در جدار این نوع کانال‌ها در مواقع خالی بودن از آب، بسرعت‌ترك ایجاد میشود، که نتیجتا مقدار زیادی از آب را هدر خواهند داد.

کوبیدن خاك با خاك‌های حمل شده

خاك مناسبی را در نزدیکی های محل کانال انتخاب نموده و در آزمایشگاه وزن مخصوص‌حداکثرآن‌رابا رطوبت اپتیمم تعیین‌مینمایند.

خاك انتخاب شده را بضخامت ۳۰ـ۱۵ سانتی متر برروی کانال میریزند، پس‌از مرطوب و کوبیدن‌آن‌با غلطك های مخصوص که بهتر است دندانه‌دارباشد، وزن مخصوص آنـرا به ۹۵ درصد وزن مخصوص حداکثر تعیین شده در آزمایشگاه میرسانند .

پس‌از اتمام کوبیدن خاك، سطح آن رابایك قشر محافظ (ریگ وشن) و بضخامت ۲۰ سانتی متر میپوشانند .

در بعضی از شرایط از کوبیدن خاك خودداری مینمایند، تا آب ذرات ریز را در داخل فضای درشت بین ذرات خـاك نموده و بتـدریج

نفوذ پذیری خاك را کم نماید،در چنین‌شرایطی احتیاجی به قشرمحافظ نخـواهد بود .

جهت کانال های بزرگ ضخامت قشر خاك ریزی شده گاهی بـه یك متر در کف و ۹۰ر۰ متردرجدارها میرسد .

درطـریقه اخیر قشر مـحافظ ریخته نمیشود، لیکن در نقـاطیکه سرعت آب زیاد است، کانال بایستی‌توسط مصالح ساختمانی پـوشش گـردد.

ی ـ پوشش بابنتونیت :

بنتونیت به خـاکی، اطلاق میشود کـه حـداقل دارای ۷۵ درصد از رس‌گروه Montmoraillonites بـاشد. ایـن نـوع رس مـقدار زیادی آب را جـذب نموده و متورم میشود. درآب‌نیز بـحالت معلق در آمده که در خلل و فرج ذرات خاك، بآسانی میتواند نفوذ نماید .

بدو طریق از این نوع خاك جهت پوشش کانال‌ها استفاده میکنند.

ـ بنتونیت را بضخامت ۷ـ۵ سانتی‌متر وبمیزان ۳۰ـ۱۵ درصد باخاك مرطوب بستر کانال مخلوط نموده وپس‌از کوبیده شدن باقشری بضخامت ۳۰ـ۱۵ سانتی متر (شن وریگ) محافظت مینمایند .

ـ بنتونیت را بضخامت ۵ـ۲ر۵ سانتی‌متر بر روی جدارها وکف کانال ریخته، سپس با قشر محافظ، میپوشانند.

فصل پنجم

روش‌های مختلف زهکشی

قسمت اول : مطالعات کلی جهت تهیهٔ طرح زهکشی

۱ ـ تشخیص زمینهای باتلاقی و مرطوب

تشخیص زمینهای باتلاقی برعکس زمینهای مرطوب، آسان است. ظاهر زمینهای‌مرطوب خشك‌بوده‌و بادید اول بهیچوجه نمیتوان آنهارا از نوع زمینهای‌بارطوبت‌زیاددانست. درصورت عبوراز خاکهای‌مرطوب مقداری گل به کفشهای عابر چسبیده و پس‌از مدتی در محل‌جای پاها، آب جمع میشود. گیاهانی از خانواده تیغی (Roseau) بطورخودرو،در این نوع زمینها رشد میکنند. زمینهای مرطوب در بهارتیره‌رنگ‌تراز زمینهای خشك بوده، بنابراین از روی رنگ سطح خاك، امکان‌تشخیص آنها از خاك‌های خشك مقدور خواهد بود.

۲ ـ فوائد و معایب و مشکلات زهکشی

الف ـ فوائد

در اثر خروج آب اضافی ریشه‌ها بآسانی در خاك رشد میکنند، ریشه‌هائیکه بعد از برداشت محصول در خاك باقی میمانند نیز پس از مدتی پوسیده و تبدیل به موادآلی‌میشوند. ضمنا نفوذ ریشه‌ها،مجاری‌بسیار باریکی درداخل خاك‌بوجود میآورندکه‌با افزایش آبگذری‌خاك به۳ جریان زیر کمك مینمایند:

جریان اول در موقع زهکشی انجام میگیرد آب اشباع‌واردزهکشها شده و هوا جایگزین آنها میگردد .

جریان دوم در اثر تابش خورشید صورت میگیرد، رطوبت‌سطح‌خاك‌در اثر تبخیر کم شده و آب تحت‌الارض در اثر اختلاف نیروی‌مکش‌ازاعماق بسطح خاك بالا میآید .

جریان سوم در اثر یك‌خاصیت ترمودینامیك و بشرح زیر است:

آب تحت اثر نیروی کاپیلاریته از اعماق بسطح‌خاك بالامیآید، درمناطق گرم همینکه آب به نزدیکی‌های سطح خاك رسید، تبخیر شده و مجددا بطرف اعماق جریان مییابد، زیرا بخار آب همیشه بطرف نقاط دارای درجه حرارت پائینتر حرکت میکند و چون در اعماق درجه حرارت‌پائین است لذا بخار آب از حد اشباع بیشتر بوده و تبدیل به آب‌میشود.این موضوع مبنای تئوری‌جدیدی‌راجع به تشکیل‌سفره آب زیرزمینی‌شیرین در مناطق شور و با مقدار کم بارندگی سالیانه میباشد .

همانطوریکه ملاحظه میشود جریانهای بالابا افزایش تعداد مجاری‌ظریف و باریك در داخل خاك شدت مییابند .

در بعضی نقاط با صرف هزینه گزاف وبا مشکلات فراوان آب باندازه کافی تهیه‌نمودند ولی بعلت مصرف‌بی‌رویه آب‌وعدم‌اطلاع درباره رابطه

آب‌وخاك، باعث بالا آمدن سطح‌آب زیـر زمینی شده وزمین‌هـای نسبتا خوب باراضی باتلاقی وشوره‌زار تبدیل گردیدند .

ارقام زیر نشان دهنده تاثیر زهکشی برروی عمل کرد محصول میباشند:

نوع محصول	اضافه‌عمکرد محصول در اثر زهکشی
گندم	۵۷٪
سیب زمینی	۸۰٪
مرتـع	۱۳۳٪

ب ـ معایب و مشکلات

ـ در اثر خروج دائمی آب از زمین یك مقدار از املاح شیمیائـی ومغذی خاك شسته شده و نتیجتا حاصلخیزی خاك کم میشود، لیکن در آمدحاصله از اضافه محصول خیلی بیشتر از هزینه مربوطه به ترمیم مـواد مغذی خاك میباشد. آ هك نسبت به سایر مواد مغذی خاك در زمینهای زهکشی شده سریع‌تر از بین میرود، لذا لازمست که خصوصا آهك به خاك بـر گشت داده شود .

ـ اختصاص دادن قسمتی از زمین برای زهکشهای روباز باعث کم‌نمودن سطح مَوثر زمین میشود.

ـ عدم‌وجود کارگران و شرکتهای متخصص وهزینه نسبتا زیـاد وفصل محدود برای کارگران موجب میشوند که کشاورزان رغبت زیادی برای اجراء طرح‌های زهکشی نشان ندهند .

۳ ـ برنامه مقدماتی جهت تهیه‌طرح زهکشی

الف: تهیه نقشه زمین: این نقشه بهتر است با مقیاس $\frac{۱}{۲۵۰۰}$ (تاکئومتری

و یاشبکه‌بندی) وبا خطوط‌میزان ۵۰سانتی‌متری‌تهیه شود. تمام‌اطلاعات لازم از قبیل نهرها (بامشخص نمودن ارتفاع کف و بالای نهر)،جاده‌ها محلهای نمونه‌برداری برای اندازه‌گیری آبگذری خاك، نوع کشت و چشمه‌ها بایستی روی نقشه مشخص باشند .

ب: مطالعات رابطه آب و خاك: این مطالعات شامل: طبقه‌بندی خاك و مطالعات مربوط به بافت Texture وساختمان (Structure) خاك و اندازه‌گیری تراوش هیدرولیکی خاك Hydraulic Conductivity خواهند بود .

ج ـ مطالعات کشاورزی: شامل: نوع کشت، عمق‌متوسط ریشه‌ها، زمان قابل قبول استغراق (غرقاب شدن زمین)

د ـ مطالعات هواشناسی و هیدرولوژی

۴ ـ مطالعه علت رطوبت اضافی خاك

اولین وظیفه اکیپ، تهیه‌طرح‌زهکشی، تعیین علت رطوبت‌اضافی خاك است. بعداز تعیین علت‌آن، باید بوسیله‌ای با منشاء این آب مزاحم مبارزه نمود و اگر امکان منع کامل ورودآنها نباشد، لااقل بایستی‌شدت ورودی آنرا کم نمایند در بعضی از مناطق مبارزه در چندین جبهه وجود خواهد داشت، زیرا اضافه شدن رطوبت خاك ممکن است علل مختلف داشته باشد .

اهم این عوامل عبارت‌اند از:

الف ـ وارد شدن آب از محیط اطراف بداخل محیط موردنظر .

این آب ممکن است در اثر جریان سطحی و یازیرزمینی اراضی بالادست، وارد حوضه شود ویا اینکه فاضل‌کش‌منطقه، قدرت تخلیه‌آب را نداشته و در نتیجه آب از رودخانه سرازیر شده و زمینهای اطراف‌را غرقاب نماید .

ب- جمع شدن آب در سطح زمین

آب در سطح زمین بدلیل فقدان شیب، عدم نفوذ پذیری سطح روئی خاك و یا وجود یك قشر غیرقابل نفوذ در نزدیکی سطح خاك، نیز ممکن است‌جمع شود .

اجرای‌طرح‌های زهکشی دراین گونه اراضی بسیار مشکل وهزینه زیادی خواهد داشت .

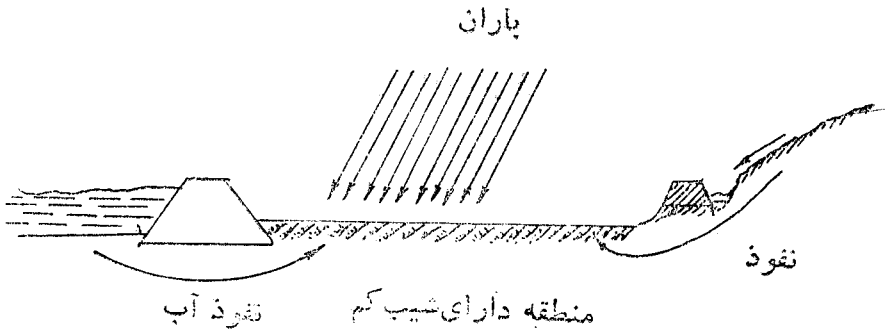
ج- موانعی جهت عبور جریان آب

- عوامل‌طبیعی: بالاآمدن کف رودخانه در اثر رسوب مواد معلق ویا کم‌شدن شیب، در اثرپیچش رودخانه.

- عوامل مصنوعی: ازقبیل سدها، دهانه پلها و یا موانعی جهت ورود آب به رودخانه .

معمولا در موقع لایروبی رودخانه‌هاگل ولای حاصله را روی تاج نهر میریزند، باین‌ترتیب مانعی برای ورود آب به‌داخل رودخانه بوجود میآورند .

در بعضی مواقع، چندین عامل مجتمعا باعث آب اضافی‌میشوند بعنوان مثال دراین‌مورد اراضی Polder هلند مورد مطالعه قرار میگیرد :



ش ۱ ــ عوامل مختلف درازدیاد رطوبت اراضی Polder

همانطوریکه از شکل (۱) ملاحظه میشود آب از سه‌راه مختلف وارد زمین میشود :

اول ــ آب‌باران بعلت شیب اراضی بالادست، جاری شده‌و به منطقه مورد بحث میرسد .

دوم ــ تجمع آب بعلت عدم وجود شیب .

سوم ــ آب در اثر اختلاف فشار هیدرواستاتیك از دریا به زمین مورد نظر نشت مینماید .

مهندسین آمریکائی اهمیت زیادی‌راجع به مطالعات اولیه میدهند چون عقیده دارند، چنانچه مطالعات اولیه بطور دقیق انجام گیرد از هزینه اجرائی بمقدار قابل ملاحظه‌ای‌کاسته خواهد شد . معمولامهندس مامور تهیه‌طرح با چندین عامل تولیدآب اضافی خاك مواجه میشود.

در بیشتر مواقع زهکشی، هنگامی ضروری است که علت اضافی رطوبت خاك مولود فعالیت چند فاکتور بصورت یکجا باشد .

۵ ـ طرق مختلف مبارزه

بعداز مشخص نمودن علت رطوبت اضافی خاك باید بفکر مبارزه باآن بود. در تمام موارد لازم است که‌علتهای‌مختلف اضافه شدن‌رطوبت خاك از یکدیگر تفلیك وبر حسب اهمیت، طبقه‌بندی گردند و باید معلوم نمودکه مبارزه باکدام یك ازآنهاآسان‌تر است، زیرا از بعضی‌از آنها بدلیل عدم اهمیت‌میتوان صرفنظر نمود .

جهت این مبارزه مسلما روش‌های مختلفی وجود داشته که بایستی بهترین طریقه انتخاب گردد و این موضوع موقعی صورت تحقق بخود میگیرد که مهندس مامور تهیه طرح بکلیه متدها آشنائی کامل داشته باشد، با این ترتیب میتوان با درنظر گرفتن شرایط، محیط کار، اعتبارات، استهلاك سرمایه، موثرترین طریقه را انتخاب نمود.

بطور کلی شکل ساده مبارزه عبارت خواهد بود از:

ـ جلوگیری از ورود آب‌های خارجی

ـ جمع‌آوری آبهائیکه مستقیما وارد حوضه میشوند

ـ جمع‌آوری تمام آبها و انتقال آنها به یك فاضل‌کش اصلی (فاضل‌کش ممکن است طبیعی و یا مصنوعی باشد).

۶ ـ عوامل مورد احتیاج در تهیه طرح‌های زهکشی

الف، سدهای خاکی: اگرچه این‌موضوع بیشتر به ساختمان‌های آبی و استخرهای ذخیره آب، مربوط میباشد، مع‌الوصف در این قسمت بشرح مختصری درباره آنها میپردازیم.

اگر آب از رودخانه و یا دریا وارد زمین شود، بااحداث این نوع سدها از ورود آنهابداخل منطقه جلوگیری خواهند نمود .

معمولا برای ساختن این نوع سدها ا زنظر اقتصادی از مصالح خاکی استفاده میگردد. مقطع سدهای خاکی برحسب شرایط، بفرم‌های مختلف ساخته میشود، مثلا برای اضافه نمودن مقاومت سد، شیب‌دیواره‌ها را کم ویا عرض سد را اضافه مینمایند .

ازنظر ساختمانی این سدها طوری باید ساخته شوند که مقاوم به نفوذ آب و یا فرسایش (در اثر حرکت آب ویا موج) باشند .

همانطورکه درقسمت رابطه آب و خاك گفته شد قابلیت نفوذ با جنس و یابافت خاك رابطه دارد، اگر خاکیکه برای ساختن سد خاکی در اختیار است دارای قابلیت نفوذ زیاد باشد وخاك با قابلیت نفوذکم در محل دوری وقع شده باشد، میتوان برای کم نمودن هزینه تنها به ساختن یك دیواره‌مرکزی از خاك غیرقابل نفوذ در وسط سد، اکتفاء نمود و الباقی سدرا از همان خاك (با قابلیت نفوذ زیاد) ساخت .

دربعضی مواقع خاك‌های غیرقابل نفوذ بصورت بلوك به محل‌حمل شده وبا ریختن‌آب و وارد نمودن فشار لازم، اتصال بین بلوك‌ها رابر قرار مینمایند .

خاکریزی‌این سدها بصورت طبقه به‌طبقه انجام میگیرد (مثلا۳۰ سانتیمتر) .

پس‌از ریختن یك طبقه خاك، ماشینهای‌سنگین و یا غلطك های دندانه‌دار از روی آنها عبور میدهند، نتیجتاوزن مخصوص خاك زیاد و اتصال ذرات بخوبی با یکدیگر تامین و قابلیت‌نفوذ خاك کم خواهدشد.

از طبقه‌درحال کوبیده شدن، مرتبا نمونه‌برداشته و آنها را برای‌تعیین وزن مخصوص بآزمایشگاه میبرند تـا تعیین شود که آیا وزن مخصوص خاك‌بحد لازم خود رسیده یا خیر؟ و چنانچه بحد موردنیاز رسیده باشد از غلطك زدن‌خودداری و اقدام به ریختن طبقه دیگر خواهند نمود.

اتصال این نوع سدها برروی بستر باید محکم و دربعضی مواقع آنها را تا طبقه نسبتا غیر قابل‌نفوذ پـائین میبرند .

ب- کانال‌هـای خاکی یا زهکش‌های روباز

کـانالها بوسیله ارتفاع، عـرض کف، شیب جـدار و شیب طولی مشخص میشوند، بطورکلی اگر کف زهکش ۵ر۰ متر باشد، برای تخلیه آب ۲۰-۱۵متر ازعرض‌زمین‌کافی‌خواهدبود. درخاکهای‌مختلف‌شیب‌های متناسبی برای کف و جدار کانال‌ها باید در نظر گرفت (به فصل چهارم مراجعه شود). مقطع عرضی آنها ممکن است ذوزنقه ویا مثلثو یا بیکی از اشکال دیگرباشد. این‌کانال‌ها آبهای‌سطحی یازیرزمینی راجمع‌آوری‌و به مـحل دیگـری منتقل میکنند .

در خصوص انتقال آب دراین مبحث اشاره‌ای نخواهد شد، زیـرا در فصل چهارم توضیحات کافی در این زمینه داده شده است .

طول زهکش‌های روباز از ۱۵۰ متر تا ۲ کیلـومتر متغیر است .

دربعضی مواقع درکف کانال، سنگ ویا شاخـه‌های درختان ریخته و سپس باخـاك آنها را میپوشانند، این نوع مجاری بنام زهکش‌هـا و یا کانال‌های پوشیده شده در زهکش موسوم‌اند. شیب‌کف کانال‌های‌پوشیده باید ازشیب کانالهای‌سرباز ویا لوله، جهت‌جریان‌بهتر آب، بیشترباشد.

بطور کلی این طریقه از نظر دوام و خوب کار کردن سیستم، زیاد جالب نیست، چون نمیتوان آنها را تحت کنترل قرار داد .

ج ـ لـوله‌هـا

لوله‌ها ممکن است از انواع مختلف باشند ازقبیل: گل پخته‌شده (تمبوشه)، سیمان، بتون و پلاستیك، دربیشتر مواقع از تمبوشه هادر کار های زهکشی استفاده میکنند که بقطرهای مختلف و بطول‌درحدود ۳۳ سانتیمتر ساخته میشوند .

تمبوشه‌هائیکه خوب پخته شده باشند در زیر ضربه صدای زنگ دار مخصوصی دارند، لوله‌هارا درامتداد یکدیگر بترتیبی قرار میدهند که بین آنها ۵ر۰ـ۱ میلیمتر فاصله باشد .

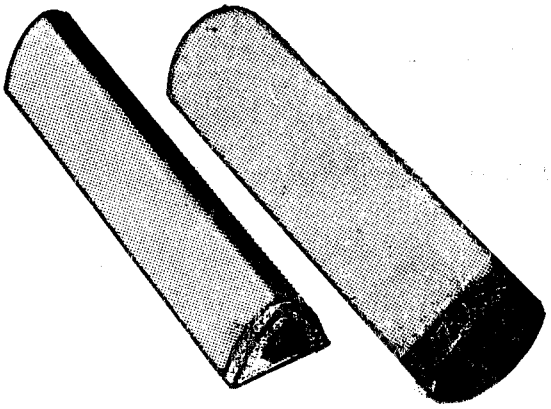
امتحان مرغوبیت تمبوشه: ابتداءآنها را در آب سرد خیس‌کرده پس از مدتی‌از آب بیرون میآورندوآنها را خشك میکنند، پس ازخشك نمودن، مجددا تمبوشه، را بمدت‌دوساعت در آب خیس میکنند، دراین موقع نباید بوزن آنها بیش از ۱۵٪ اضافـه شود .

اگر تمبوشه‌ها را بمدت ده دقیقه دریك محلول از یك قسمت آب و دو قسمت سولفات دوسود قرار داده و بعدا مدت چند روزدرمجاورت هـوای مرطوب قـرار دهند، در این مـدت حجم سفال در اثـر تشکیل کریستال های سولفات زیاد میشود .

لیکن این عمل در تمبوشه‌های‌مرغوب نباید تولیدترك و یاشکستگی نماید .

لوله‌های سیمانی: گاهی اوقات از لوله‌های بتونی با قطر زیاد، استفاده مینمایند. لوله‌های بتونـی را بیشتر اوقات بـرای زهـکشی

اتوبان‌ها و یا جهت جلوگیری از نشت آب بزمین های اطراف، مورد استفاده قرار میدهند. لوله‌های بتونی بشکل دایره و یا مثلث ممکن است ساخته شوند (ش۲).



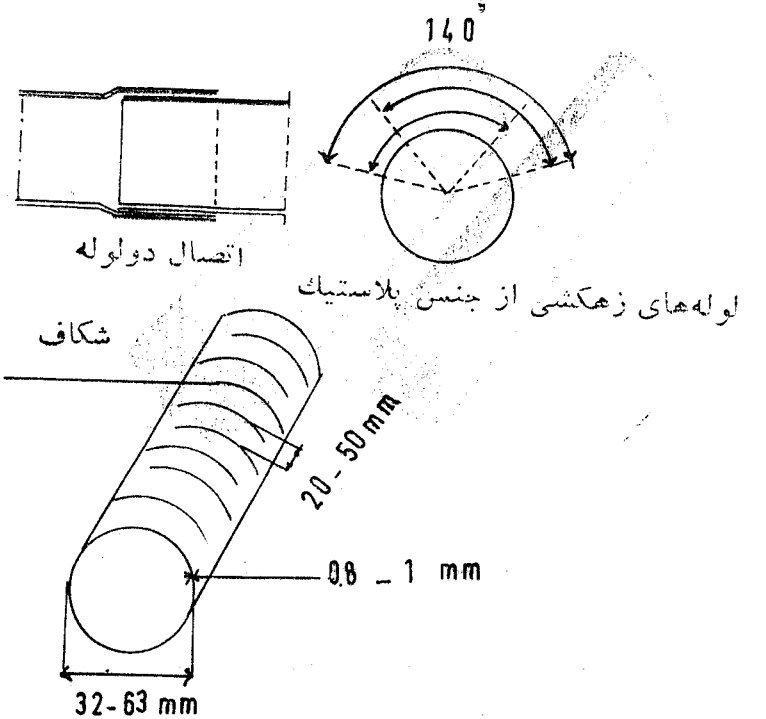
ش ۲ ــ لوله‌های بتونی مورد استفاده در زهکشی

جدارهای سیمانی، درخاك‌های اسید و سولفات‌دار، خرده میشوند، از این نظر از استعمال آنها در این گونه خاك‌ها باید خودداری نمود.

ــ لــوله های پلاستیکی :

از چند سال قبل شروع به استفاده از مــواد پلاستیکی بــرای کار های زهکشی نموده‌اند هرچند که مهندسین از این لوله‌ها هنوز کاملا درطرح‌ها استفاده نمیکنند ولی‌معذالك تاکنون لوله‌هائی بشرح زیــر ساخته شده است :

این لوله‌ها به درازی حداکثر ٦ متر که روی‌آن‌ها شکافهائی به درازی ٤٠ـ٣٥ وبه فواصل ٥٠ـ٢٠ وبقطر ٥ر٠ـ٨ر٠ میلیمتر وجود این شکافها نیز روی یك زاویه ١٤٠ درجه بصورت Quinconque قرار دارند. اتصال آنها مطابق شکل ٣ است .



ش ـ لوله‌های پلاستیکی مورد استفاده در زهکشی

همانطور که ملاحظه میشود در صورت شکستگی بسرعت میتوان آنها را تعویض نمود. کارخانه‌های سازنده این نوع لوله‌ها کاتولوك‌ـ هائی در اختیار تهیه کننده طرح قرار میدهند که در هر مورد میتوان وزن آنها را با قطرهای مورد نیاز بدست آورد .

د ـ ایستگاههای پمپاژ

در بعضی مواقع آب جمع‌آوری شده بعلت عدم شیب بـآسانـی جریان نمی‌یابد، در اینصورت لازم است که بوسایـل مکانیکی آبـرا داخل فاضل‌کش اصلی نمود، ممکن‌است شیب فاضل‌کش اصلی نیز کافی نباشد دراین صورت دریك و یـا چند نقطه فاضل‌کش اصلی‌نیز بـاید ایستگاههای پمپاژ نصب کرد .

اولین پمپها، آسیاب های هلندی بوده‌که آبرا ۲ـ۵ر۱ متر بالا میبردند و بعدا پیچ ارشمیدوس با زاویه ۲۵ درجه و بـا قطر ۲متـر و قدرت بالا بردن آب تا ٤مترساخته شد .

مثال ـ زمینی بمساحت ۱۰۰۰ هکتار تحت برنامه عمرانی است ودبی هرهکتار که باید تخلیه گردد در حـدود ۱ لیتر در ثانیه بوده و آبهای جمع‌آوری شده بایستی بارتفاع ۲ متر بالا برده شوند .

قدرت موتور پمپ بشرح زیر محاسبه میشود :

$۱۰۰۰ \times ۲ = ۲۰۰۰$ lit/s

راندمان تلمبه = ٪۸۵

موتور » = ٪۶۵

$$\frac{۲۰۰۰}{۷۵ \times ۰/۸۵ \times ۰/۶} = ۵۲ \quad CV$$

بعنوان ضریب اطمینان $۵۲ \times ٪۱۰ = ۵/۲$ CV

$۵۲ + ۵/۲ = ۵۷/۲$ CV

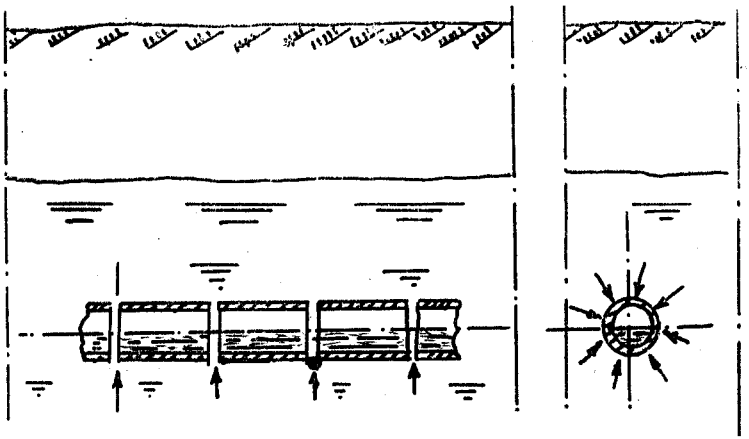
ی ـ چاههای جذب کننده آب

در بعضی از شرائط در نزدیکی منطقه‌ایکه طرح زهکشی باید پیاده شود، فاضل‌کش اصلی وجود ندارد و یا اینکه کافی نبودن شیب زمین مشکلات زیادی را در انتقال آب تولید میکنند، چنانچه در این حالت طبقه قابل نفوذی با ضخامت کافی و در عمق نسبتا کم‌از سطح زمین وجود داشته باشد، آبهای جمع شده را میتوان بداخل این طبقه تزریق نمود .

۷ ـ طرز کار زهکش‌ها

الف ـ طرز کار زهکشهای زیر زمینی

آب اضافی زمین از طریق‌جدار وارد لوله‌ها نشده بلکه از فاصله بین لوله‌ها (۰ر۰۵ ـ ۰ر۱ سانتیمتر)وارد میشود. حتی‌در تمبوشه‌هائیکه خوب پخته نشده و یا جدار آنها قابل‌نفوذباشند بازهم ۹۰٪ آب ورودی ازحد فاصل بین لوله‌ها، تامین خواهد شد. چون انتهای لوله‌ها منظم نیستند لذا حد فاصل آزاد بین لوله‌ها بخودی‌خود در موقع جاگذاری، بوجود میآید .



ش ۴ ـ طرزکار زهکش‌ها و نفوذ آب ازحد فاصل‌آزاد بین‌لوله‌ها

رشته‌های جریان از این فضاها بخوبی عبور نموده و بطرف نقاطی که فشار کم است جریان پیدا میکنند (شکل ٤). اگر یك رشته زهکش بقطر ٥سانتی‌متر باحدفاصل آزادبین لوله‌ها (١ر٠سانتی‌متر) در نظر گرفته شود :

$$r = D = ٥ \quad cm$$

$$n \pi D = \pi r^{٢}$$

$$e = ٠/١ \quad cm$$ حد فاصل آزاد بین‌لوله‌ها

$$n = \frac{r}{٢e} = \frac{٢/٥}{٠/٢} = ٢٥$$ لوله

مجموع‌سطح حاصل‌از فضای‌بین ٢٥ لوله معادل سطح دهانه لوله‌های زهکشی خواهد بود ونتیجه میشود که‌سطح‌آزاد بین‌لوله‌ها باندازه کافی میباشد .

سرعت عبور آب در داخل لوله‌ها ١ـ٢ر٠ متر در ثانیه و سرعت ورود آب بداخل لوله‌ها ١ر٠ـ٠٥ر٠است. درهرحال فضای بین لوله‌ها کافی برای عبور آب از خاك بداخل لوله‌ها است. حد فاصل بین لوله‌ها، شبیه چاه‌عمل کرده وسطح‌آب‌را تا یك شعاع محدودی در اطراف زهکشها، پائین میآورند.

اگر سرعت نفوذ آب $٠/٠٥ \ m/s$ و $e = ٠/٠٠١ \ m$ و $D = ٠/٠٥ \ m$ باشد مقدار آبی‌که از هریك از این‌حدفاصل‌ها عبور خواهدکرد .

$$٠/٠٥ \times ٠/٠٠١ \times ٠/٠٥ \times ٣/١٤ = ٧/٨٥ \times ١٠^{-٣} \quad lit/s$$

اگر دبی حوضه که باید تخلیه شود $q_c = ۲ \text{ lit/s/Hc}$ و $E = ۳۰ \text{ m}$ (فاصله بین زهکش‌ها) باشد .

اگر $q_i = ۲ \text{ l/s/Hc}$

$$q_i = \frac{۲}{۱۰۰۰۰} \times ۰/۳۳ \times ۳۰ = ۲ \times ۱۰^{-۳} \text{ lit/s/Hc}$$

بنابراین مشاهده میشود که حد فاصل بین لوله‌ها قادر هستند چهار برابر آنچه که محاسبه‌شده، تخلیه نمایند و نتیجتا این‌حد فاصل‌ها که درنظر اول کوچك وغیر کافی‌بنظر میرسیدند، جهت تخلیه آب اضافی زمین، سطح کافی در اختیار دارند .

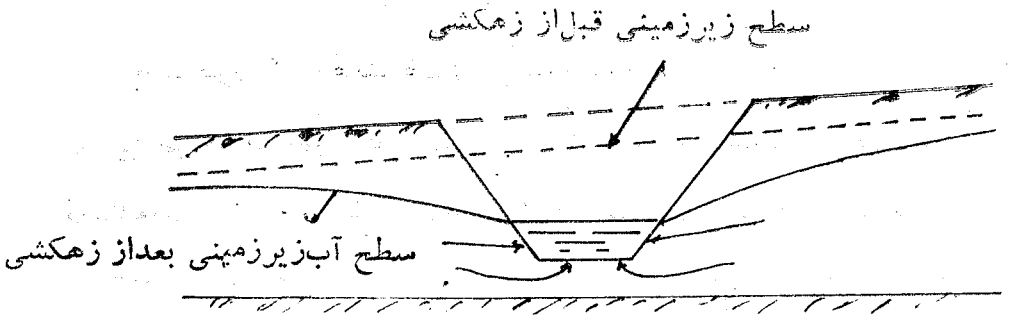
مقایسه‌ای بین لوله‌های پلاستیکی از جنس Chlorure de polivinyle با تمبوشه در شرائط یکسان و یکنواخت انجام و نتیجه‌ای بشرح زیر داده است:

جریان در لوله های پلاستیکی نسبت به‌تمبوشه‌ها، ۲۰٪ بیشتر است، قسمت اعظم این‌اختلاف‌مربوط به صاف بودن لوله‌های‌پلاستیکی است که جریان آب‌را بهتر عبور میدهند، و همچنین به طول لوله‌های پلاستیکی مربوط است، چون طول آنها در حدود ٦ متر بوده درحالیکه طول‌لوله‌ها تمبوشه‌ای در حدود ۳۳ر۰ متر است، بنابراین در هر ۳۳ر۰ متر بعلت تغییر یکنواختی جدار، یك افت فشار حاصل میشود .

چون قطر لوله‌های زهکشی‌زیادنیست بنابراین دبی آن‌هامحدود بوده وبرای دبی‌های زیاد، ترجیح داده میشود که از زهکش‌های رو باز، استفاده گردد .

ب ـ طرز کار زهکش‌هـای روباز

شکل ۵ یك زهکش روباز را نشان میدهد. این زهکش‌قادراست



ش ۵ ـ اثر زهکش‌های روباز در جمع‌آوری آبهای سطحی و زیرزمینی

اولا آب‌های سطحی حاصله از نزولات آسمانی ویا آبهای جـریان یافته اراضی بالادست راجمع‌آوری نماید، ثانیا عمل چاههای‌مکنده را نیـز انجام دهد، زیرا آب ازسفره آب زیر زمینی و یـا از فضای بین ذرات خاك حرکت نموده‌واز طریق‌جداروارد کانال‌خواهد شد.اگرمانعی‌درمسیر زهکش‌وجود داشته باشد، تامانع جریان‌آب گردد، سطح آب‌در زهکش بهمان ارتفاع سطح آب‌زیرزمینی‌خـواهد رسید، لیکن درصورتیکه‌آب جریان یابد، این عمل موجب‌پائین‌آمدن سطح آب زیرزمینی‌خواهدشد.

اگر شیب زهکش اجازه این جریان را ندهد، بوسیله یـك عـامل مکانیکی مثلا پمپ، آب را از کانال خارج مینمایند و نتیجتا تعادلی‌بین آب خارج شده وآب نفوذ نموده برقرار گشته، وارتفاع آب در کـانال بیك حـد ثابتی خواهد رسید .

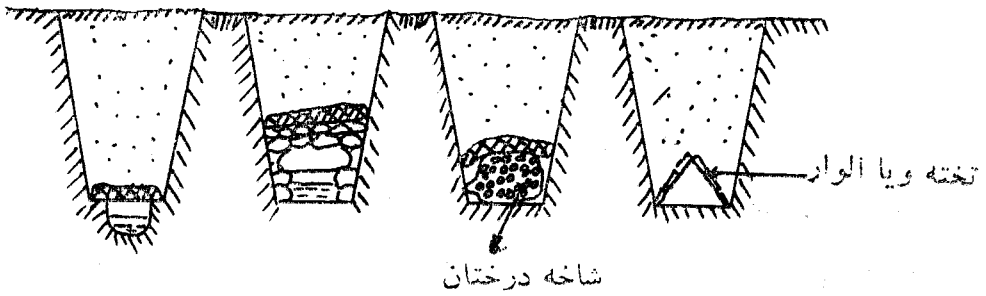
بنابراین تعریف زهکشی در این نوع از زهکش‌ها عبارت‌خواهد

بود از نشت آب از جدار بداخل کانال‌ها.

این زهکش‌ها در بعضی مواقع عمل عکس را انجام میدهند، یعنی آب از آنها بداخل خاك نفوذ مینماید.

ج ـ طرز کار زهکش‌هـای پوشیده شده

در این طریقه همانطور که ازشکل شماره ٦ مشاهده میشود، درکف کانال دسته‌هائی از شاخه درختان بقطر ۲۵ـ۱۵ سانتـی متر قرار میدهند، سپس روی آنها را بـا خاك پوشانیده تا آب ازبین آنها عبورنماید.



ش ۶ ـ انواع مختلف زهکش‌های پوشیده شده

د ـ طرز کـار جمع کننده یا Collecteurs

آب چندین زهکش وارد یك جمع‌کننده موسوم به Collecteur روباز میشود. این جمع کننده‌ها درعین‌حـال میتوانند عمل یك زهکش رااز مسیری که عبور میکنند، نیز انجام‌دهند. اگرزهکشها ازجنس‌پلاستیك باشند، جمع‌کننده‌ها نیز بایستی از همان جنس انتخاب شوند. دربعضی از شرائط مجبورند که آب حاصله از چند جمع کننده را وارد یك جمع

کننده اصلی نمایند (احتیاج به توضیح نیست که اگر زهکش‌ها روباز باشند جمع کننده‌ها نیز مسلما روباز خواهند بود).

م ـ جهت زهکش‌ها

پس‌از نقشه برداری و ترسیم خطوط میزان منحنی، میتوان مسیر زهکشها را برروی نقشه رسم نمود. معمولا زهکشها را در جهت عمود به شیب زمین و در امتداد خطوط میزان منحنی انتخاب میکنند.

اگر زهکش‌ها درجهت شیب زمین انتخاب شوند، بنابراین‌در جهت آب زیر زمینی واقع شده وآب کمتری بداخل آنها نشست خواهد کرد.

در حالیکه اگر در جهت عمود برشیب زمین (در امتداد خطوط میزان منحنی) واقع شوند ، درجهت عمودبرجریان زیرزمینی قرار گرفته وآب بیشتری بداخل آنها نشت خواهد نمود .

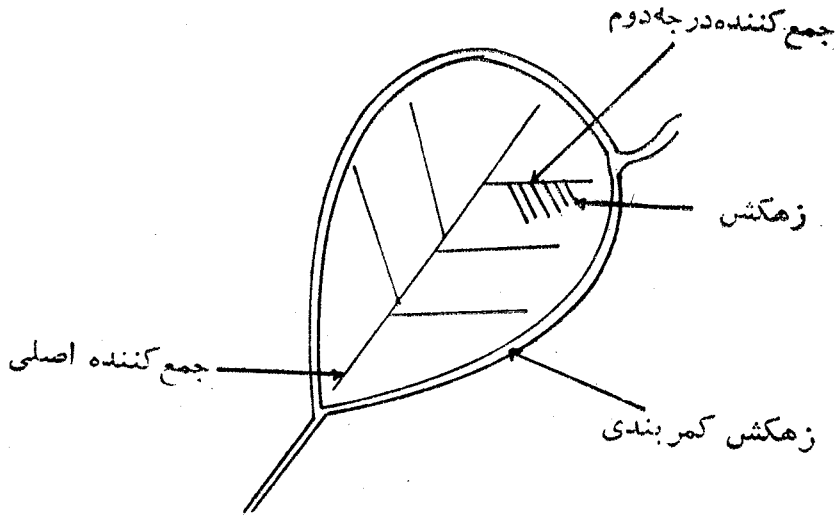
مقدارآب نشت‌نموده در ابتداء زهکشها زیاد نیست، لیکن پس از ورود چندزهکش درزهکش‌ثانوی (جمع‌کننده‌درجه‌دوم) دبی‌زهکش‌زیادمیشودو چون شیب زهکش‌های ثانوی درجهت بزرگترین شیب زمین و عمود بر خطوط میزان منحنی هستند، بنابراین سرعت آب زیادشده و مقدارآب زیادی را میتواند تخلیه نماید، یا بزبان ساده‌تر سرعت آب در ابتداء کم بوده ولی بعدا که مقدار آب زیاد میشود، سرعت آن نیز اضافه خواهد شد .

۹ ـ شکل عمومی یك شبکه زهکش

مهندس مامور تهیه طرح پس‌از اطلاع از کلیه عواملی که باعث اضافه شدن رطوبت خاك میشود لازم است طرحی تهیه نمایدتا به‌بهترین

وجهی با عوامل نامناسب مقابله و مبارزه نماید .

بطور کلی طرح‌های زهکشی دارای یك‌شکل عمومی مطابق شکل ۷ و بشرح زیر هستند .



ش ۷ ــ شکل عمومی یك‌شبکه زهکشی

الف ــ قسمتهای ساخته شده روی محیط منطقه

بوسیله ساختن سدهای خاکی و یا یك‌نهر کمربندی، ازورود آبهای خارجی به‌منطقه موردنظر جلوگیری مینمایند .

این ساختمانها ممکن است بصورت منقطع‌باشند، زیرا اگر تنها از بعضی نقاط، مثلا از خط القعرها آب وارد حوضه شود، کافیست‌که در مقابل خط القعرها موانعی‌ایجادنمودتا از ورود آنها جلوگیری‌بعمل‌آید.

ب ــ شبکه زهکشی

همانطوریکه قبلا گفته شد این شبکه از زهکشهای اولی (درجه سوم) و

ثانوی (درجه دوم) و اصلی (درجه اول) تشکیل یافته است.

ج ـ فاضل‌کش

فاضل‌کش ممکن است از یك نهر طبیعی و یا کانال و یا لوله های بقطر (حداقل ۱ متر) درست شده باشد .

فاضل‌کش گاهی مستقیما و گاهی بوسیله یك کانال و یا نهر مربوط کننده به جمع‌کننده اصلی متصل میشود. تخلیه آب بداخل فاضل‌کش معمولا بصورت مداوم صورت میگیرد ولی چنانچه آب‌های حاصله باید در دریاتخلیه شوند در اینحالت جهت جلوگیری از ضایعات جذرومددریا، عمل تخلیه بصورت غیرمداوم انجام خواهد گرفت .

م ـ قسمت‌های مختلف انجام کار

اگر بخواهند در منطقه وسیعی‌شبیه دشت خوزستان و یا گرگان عملیات عمرانی اراضی (زهکشی) را انجام دهند در اینصورت کارهای مربوطه را بشرح زیر میتوان طبقه‌بندی نمود :

کارهای درجه اول: اصلاح فاضل‌کش، ساختن جمع‌کننده اصلی و ارتباط دهنده

کارهای درجه دوم : احداث‌جمع کننده‌های ثانوی

کارهای درجه سوم: حفر زهکشها

معمولا کارهای درجه‌اول بوسیله دولت و کارهای درجه دوم بوسیله شرکتهای تعاونی، و کارهای درجه سوم به تنهائی توسط صاحبان زمین، انجام میگیرند.

در بعضی شرایط حتی در مـواردیکه سطح آب‌زیـر زمینی درعمق نسبتا پائینی قرار دارد، نیز لازم است که طرح زهکشی تهیه و اجراء شود، بنابراین تنها نباید در مناطقیکه سطح آب زیرزمینی بالا است، مورد توجه قرار گیرد .

شبکه زهکشی در موارد زیر بایستی تهیه شود :

ـ شستشو یا اصلاح اراضی: اگر املاح خاك زیاد باشد وتـوسط آبشوئی بایستی مقدار آنها را تقلیل‌داد و چنانچه زهکشی طبیعی‌زمین اجازه خروج آب حاصله‌ازشستشوی‌زمین‌را نـدهد، در اینصورت‌بایستی یك شبکه زهکش برای چنین منطقه‌ای درنظر گرفت .

ـ اراضی فاقد زهکشی‌طبیعی مناسب: فرض میشود که‌درمنطقه‌ای با تخلخل موثر ٥درصد، سفره‌آب زیرزمینی در ٤٠ متری‌ازسطح‌خاك باشد.

خاك این منطقه میتواند ۲۰۰۰ میلیمتر آب در خود ذخیره نماید اگر در هرسال ۲۰۰ میلیمتر آب دراثرتلفات آبیاری (نفـوذعمقی)،از منطقه توسعه ریشه نباتی‌خارج‌شود وزهکشی طبیعی‌زمین‌نیز ٥٠میلیمتر در سال باشد پس‌از مدت ١٤ سال سطح آب زیرزمینی به نزدیکی های سطح خاك مزرعه خواهد رسید (این محاسبه بطرز ساده‌ای انجام گرفته وبرای دقت‌بیشتر بهتر است ازجریان‌های غیر ماندگـار در این مـورد استفاده نمود).

قسمت دوم ـ زهکشی بالوله‌های زیرزمینی

دراین طریقه لوله‌ها(ازجنس‌سفال‌و یا بتون و ندرتا ازپلاستیك) رادر عمق مناسبی اززمین قرارمیدهند. درنتیجه زهکشی، هوادر اثـر خروج آب اضافی وارد زمین شده و عمل تهویه بخوبی انجام میگیرد . دراین طریقه شبکه زهکشی تشکیل شده از:

ـ لوله های باقطر کوچك (زهکش‌ها)

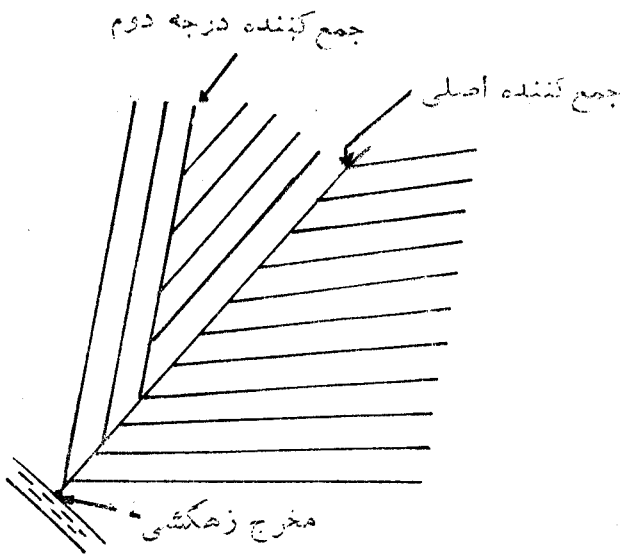
ـ لوله‌های باقطر بزرگ (جمع کننده‌ها)

زهکش‌ها که معمولا بموازات خطوط میزان منحنی قرارمیگیرند به‌جمع‌کننده‌ثانوی (درجه‌دوم) منتهی‌میشوند وهرچند جمع‌کننده ثانوی وارد یك جمع‌کننده اصلی (درجه اول) شده وآب از جمع‌کننده اصلی در محلی بنام مخرج زهکشی، به فاضل‌کش میریزد .

مجموعه زهکش‌ها و جمع کننده و یك مخرج زهکش را کـلاسیستم زهکشی مینامند، بنابراین دریك‌طرح، بتعدادمخرج زهکشی، سیستم‌وجود خواهد داشت. چون در عمل این مخرج‌ها اشکالات زیادی جهـت تخلیه آب‌تولید میکنند، لذا تاآنجا که امکان‌دارد به‌یك سیستم زهکشی سطح

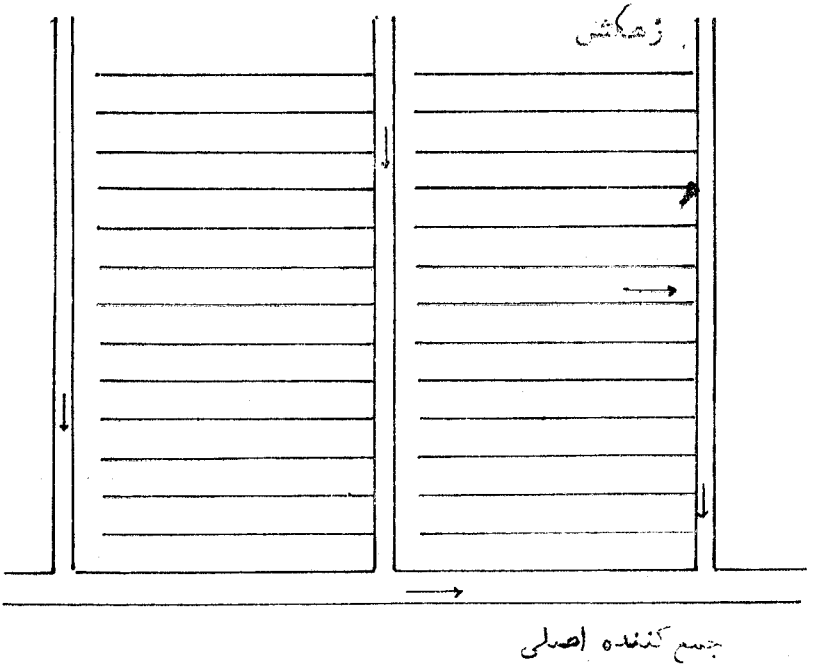
زیادتری را اختصاص میدهند تااز تعداد مخرج‌های‌زهکشی کاسته‌شود.

قطر لوله‌های جمع کننده از ۲۰ ـ ۱۸سانتی‌متر وندرتا تا ۴۰ـ۳۰ سانتی‌متر (بتونی) متغیراست. معمولایك‌یا چند جمع‌کننده ثانوی دریك محفظه ارتباط دهنده وارد شده و آب از آنجا وارد جمع کننده اصلی میشود (شکل ۸) .



ش ۸ ــ شبکه‌زهکشی غیرمستقیم (زهکش و جمع کننده‌ها ازلوله میباشند)

در مناطقی که شیب کافی وجود دارد،میتوان از زهکشی‌غیرمستقیم استفاده نمود و بالعکس در مناطقی که شیب باندازه کافی وجود ندارد از زهکشی مستقیم استفاده خواهند نمود، در طریقه اخیر آب زهکش‌ها به جمع کننده‌های روباز وارد میشود (شکل ۹).



ش ۹ ـ شبکه زهکشی مستقیم (زهکش‌ها از لوله وجمع کننده‌ها از کانالهای روباز میباشند)

۱ ـ مطالعه جهت تهیه‌طرح زهکشی بوسیله لوله

این مطالعات عبارت خواهند بود از:

ـ تشخیص علت رطوبت اضافی خاك

ـ انتخاب سطح اپتیمم سفره آب زیرزمینی برای بعداز زهکشی

ـ تعیین جنس خاك، مخصوصا از نظر آبگذری خاك

ـ تعیین دبی مشخصه یا دبی واحد سطح که شبکه زهکشی قادر به تخلیه آنها خواهد بود

ـ تعیین دبی فاضل‌کش اصلی

۲ ـ اصولی که برای تهیه طرح زهکشی بوسیله لوله بایستی رعایت شوند

الف ـ طرح کلی

مهندس مامور تهیه طرح، پس از کسب تمام اطلاعات لازم و تهیه نقشه توپوگرافی زمین طرح خود را براساس قواعد تئوری و عملی تهیه خواهد نمود.

ب ـ ترسیم شبکه زهکشی

a ـ مطالعه نقشه توپوگرافی زمین:

اولین مرحله عبارت است از مطالعه نقشه توپوگرافی زمین. برای تفهیم بهتر نقشه، خطوط خط‌القعر اصلی و فرعی را با رنگ آبی و خط‌الراس‌ها را با رنگ قرمز مشخص میکنند.

b ـ ترسیم مسیر زهکش‌ها

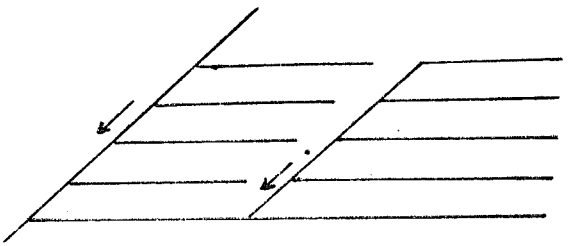
اساس کلی تهیه یك طرح زهکشی عبارت است از اینکه: جمع‌کننده‌ها در خط‌القعر قرار گرفته و زهکش‌ها در مسیری قرار گیرند که آب جاری شده از آنها بآسانی وارد جمع‌کننده‌ها شود.

مسیر زهکش‌ها را در جهت شیب و یادرجهت تقریبی خطوط میزان منحنی زمین قرار میدهند (راجع به معایب و مضار هر یك از این دونوع زهکشی قبلا بحث‌شد). هم چنین مسیر زهکش‌ها بایستی در جهت عمود بر خطوط شخم (خصوصا در زمین‌های با آبگذری کم) انتخاب شوند، چون باین ترتیب نفوذ آب بداخل زهکش‌ها بهتر انجام خواهدگرفت.

c- جمع کننده ها

جمع‌کننده‌ها بدو درجه تقسیم میشوند: درجه ۱ ودرجه ۲ جمع‌کننده‌های درجه ۲ در خطالقعرهای درجه ۲ وجمع‌کننده‌های درجه۱ در خطالقعرهای درجه ۱ حفر خواهند شد. اگر چه دربسیاری از موارد نمیتوان جمع‌کننده‌ها را از تمام پیچ وخم‌های خطالقعر عبور داد. ولی تا آنجا که امکان دارد اساس بالا را باید در نظر گرفت. در بعضی از شبکه‌های زهکشی، جمع‌کننده‌های‌درجه ۳ نیز موجود میباشند که در شرایط زیر از آنها استفاده میشود :

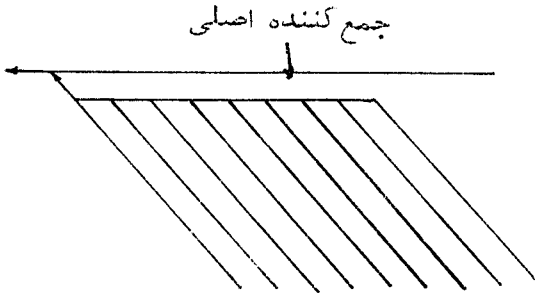
- درصورتیکه طول زهکش‌ها بیشتر ازحد ماکزیمم قابل قبول باشد (شکل ۱۰).



ش ۱۰ - یك‌شبکه زهکشی که‌جمع‌کننده‌های درجه‌دوم، زهکش‌های‌خیلی‌طویل‌راقطع میکنند

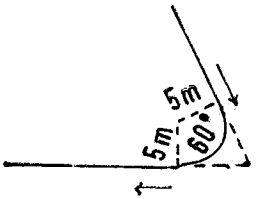
- درصورتیکه قطرجمع‌کننده زیادبوده وامکان ارتباط‌مستقیم‌زهکش‌ها با آنها مقدور نباشد (شکل ۱۱).

اتصال زهکش‌ها با جمع کننده‌ها باید با یك زاویه بزرگتر از ۳۰ درجه و کوچکتر از ۶۰ درجه انجام گیرد، بطور استثناء این‌زاویه‌راتا ۹۰درجه نیز میتوان قبول کرد .



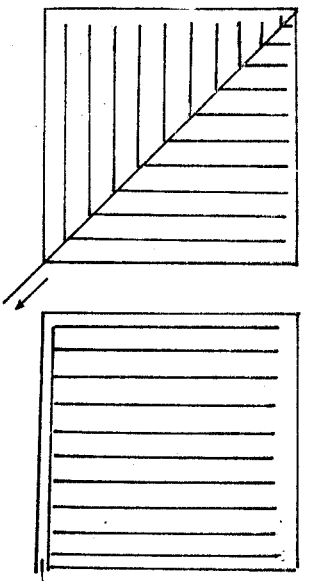
ش ۱۱ ــ جمع‌کننده ثانوی (درجه‌دوم) بموازات جمع‌کننده اصلی (باقطر زیاد)

چنانچه مسیر جمع‌کننده‌ها را باید منحرف نمود دراین صورت شعاع انحناء همانطور که شکل ۱۲ نشان میدهد نباید از ۵ متر کمتر انتخاب

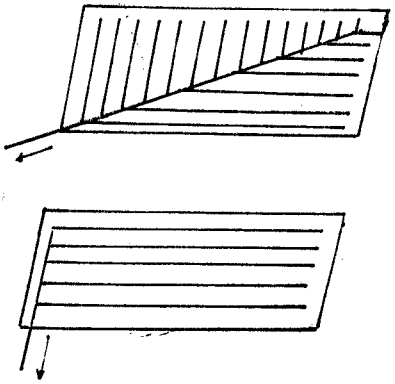


ش ۱۲

شود. شکل‌های ۱۳ و ۱٤ انواع مختلف سیستم زهکشی رانشان میدهند.



ش ۱۳ ــ تغییر مجموع‌طول‌زهکشها برحسب‌نوع‌طرح

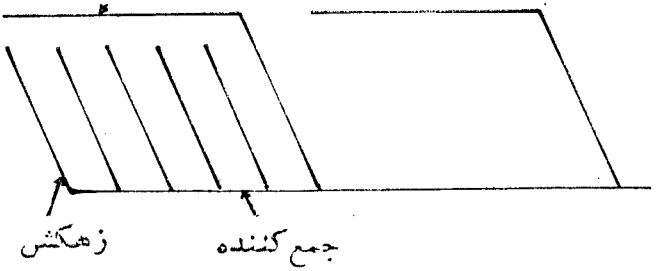


ش ۱۴ ــ تغییر مجموع‌طول‌زهکش‌ها برحسب‌نوع‌طرح

d ـ زهکش‌های مخصوص

این‌نوع زهکش‌ها، در موارد زیر مورد استفاده قرار میگیرند:

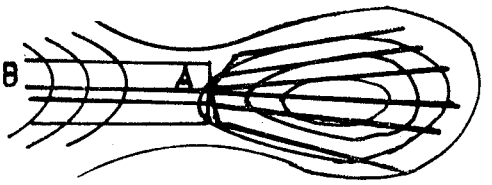
ـ زهکش‌های کمر بندی: همانطور که گفته شد این نوع زهکش‌ها به جمع‌کننده‌های درجه ۱ ویا ۲ مرتبط میشوند وفاصله بین این زهکش‌ها وحد زمین در حدود $\frac{1}{2}$ ویا $\frac{1}{4}$ فاصله بین زهکش‌هـا میباشد. از انتخاب مسیر طولانی‌برای آنها باید خودداری نمود وبهتر است که درهر ۱۰۰ـ ۵۰ متر، با جمع‌کننده مرتبط شوند (ش ۱۵). زهکش کمربندی



ش ۱۵ ـ ارتباط زهکش‌کمربندی با جمع‌کننده

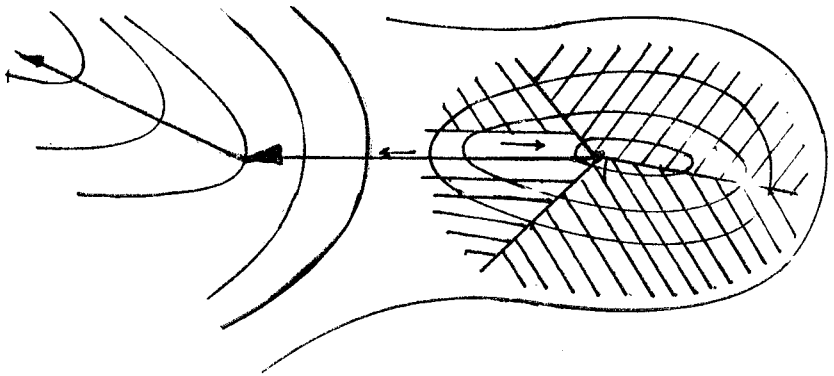
ـ قسمتی از زمین بصورت مقعر میباشد: در بعضی مـواقع قسمتی از زمین شکل یك‌نیم کـاسه را دارد و آبهای اطـراف تمامـا در وسط آن جمع میشوند.

دراین‌موارد طرح زهکشی را مطابق شکل ۱۶ میتوان تهیه نمود. در این



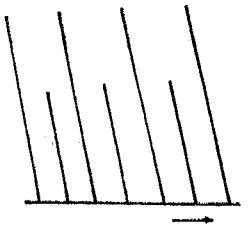
ش ۱۶ ـ زهکشی دراراضی که قسمتی ازآن گود میباشد

طرح،آبهای جریان یافته از لوله‌های زیرزمینی و جـریان‌های سطحی وارد جمع‌کننده A^B (روباز)میشوند.دربعضی شرایط میتوان‌طرح‌را مطابق شکل ۱۷ تهیه نمود که‌دراین طریقه پس‌از جمع‌آوری آبهای‌حاصله در وسطزمین، بوسیلـه یك جمع‌کننده (بـا عمق‌زیاد) آنها را خـارج

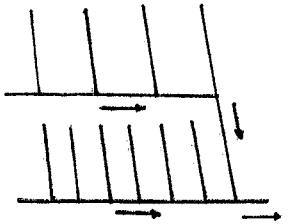


ش ۱۷ ــ زهکشی دراراضی وسیعی‌که نهرخ آنها به‌ورت مقعر میباشد

میکنند. چنانچه زمین مورد نظر برای زهکشی از نظر آبگذری یکنواخت نباشد، مطابق اشکال ۱۸و۱۹ اقدام به تهیه طرح زهکشی خواهندنمود.



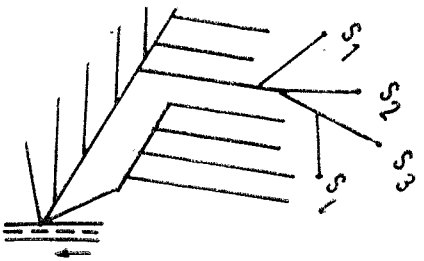
ش۱۸ ــ زهکشی‌دراراضی‌با آبگذری‌مختلف



ش۱۹ ــ زهکشی‌دراراضی‌با آبگذری‌مختلف

ــ وجود تعدادی چشمه در منطقه: در بعضی مواقع زمین‌هائی مشاهده میشوند که‌مناطقی از آنها مرطوب بوده‌واین رطوبت بعلت وجود چشمه‌ـ هائی است که در سطح زمین ظاهر میشوند .

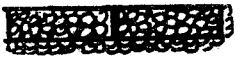
خارج نمودن این آب اضافی ،بطریقی کـه یکی اززهکش‌هـا با چشمه ارتباط مستقیم داشته و سپس مطابق شکل ۲۰ درجمع‌کننده ثانوی وارد شود بهیچوجه صحیح نیست .



ش ۲۰ ــ زهکشی در اراضی‌مرطوب که‌چندچشمه آب نیزوجود دارد

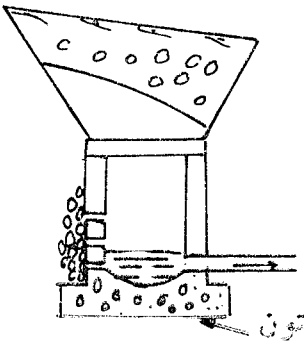
طریقه‌ای که برای این منظور باید در نظر گرفت بستگی کامل به نوع و مقدار آبدهی چشمه دارد.

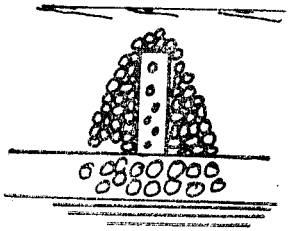
طریقه متداول عبارت است از اینکه: یك یاچند زهکش معمولی درنقاط مرطوب قرار داده و آبهای جریان یافته را در جمع‌کننده درجه ۲ وارد میکنند. بمنظور جلـوگیری از پر شدن منافذ لوله‌ها، آنها را باسنگـ های شکسته شده میپوشانند ودرصورتی که آبدهی چشمه‌هازیاد بـاشد برای سهولت نفوذآب، ازلوله‌های‌مشبك استفاده‌خواهندنمود (شکل ۲۱).



ش ۲۱

دربعضی شرایط از زهکش‌های عمودی نیز استفاده میکنند (شکل ۲۲). چنانچه آبدهی این چشمه‌ها خیلی زیاد باشد میتوان مطابق شکل ۲۳ آب چشمه‌ها را جمع‌آوری واز منطقه خارج نمود.





ش۲۲ ـ جمع‌آوری آب چشمه‌ها بوسیله زهکش عمودی ش۲۳ ـ جمع‌آوری آب چشمه‌های بادبی‌زیاد

۳ ـ تعیین عمق زهکش‌های زیرزمینی

درفصل سوم، توضیحات کافی در خصوص محاسبه عمق لازم برای زهکش‌ها داده شد ومجددا دراین فصل توضیحات تکمیلی در این مورد داده میشود :

الف ـ انتخاب عمق مناسب از طریقه آزمایش

درجهتی که باید زهکش‌ها حفر شوند چند زهکش بصورت آزمایش وبترتیبی که عمق آنها بتدریج اضافه گردد (حداکثر تا ۲ متر)، حفر میکنند .

این‌زهکش‌ها رامعمولا بوسیله حصیر ویاشاخه درختان میپوشانند تا اثر عواملی مانند باد، درجه حرارت که باعث تبخیر سریع جدارهای زمین میشوند، تقلیل یابند .

هر صبح قبل‌از تابش آفتاب وضع نشت جریان آب را مطالعه‌و نتیجتا طبقات خاك را از نظر آبگذری از یکدیگر متمایز میکنند. ازنتایج حاصله وبا درنظر گرفتن نوع گیاهی که کشت خواهد شد عمق مناسب، تعیین میشوند. زهکش‌ها باید بالاتر ازطبقه با آبگذری کم قرار گیرند، چنانچه درزیر این طبقه در نظر گرفته شوند، زهکشی اثر محسوسی در اصلاح‌زمین نخواهد داشت .

از نظر عمق، زهکش‌ها را بدو دسته تقسیم میکنند:

زهکش‌های سطحی ۰ر۷ ـ ۰ر٦ متر

زهکش‌های عمیق ۲ـ۱ر۲ متر

زهکش‌های عمیق به زهکش‌های سطحی بدلایل زیر رجحان دارند:

ـ در زهکش‌های عمیق، سطح آب زیرزمینی بآسانی پائین میآید، لیکن در زهکش‌های سطحی ودر زمین‌های با قابلیت نفوذ کم، سطح آب بحد کافی پائین نمیآید، ضمنا یادآور میشود که سطح آب زیر زمینی در نواحی معتدله حداقل بایستی در ۰ر۸ ـ ۰ر٦ متری از سطح‌خاك باشد.

ـ هرقدر زهکش‌ها عمیق‌تر باشند بهمان نسبت فاصله بین زهکش‌ها اضافه شده ونتیجتا هزینه اجراء طرح تنزل خواهد یافت.

ـ زهکش‌های سطحی معمولا در اثر فعالیت‌ریشه‌ها مسدود میشوند، لیکن احتمال مسدود شدن زهکش‌های عمیق کمتر وجود دارد.

ـ زهکش‌های عمیق نسبت به یخبندان کمتر از زهکش‌های سطحی صدمه میبینند.

از ارقام زیر برای عمق زهکش‌ها درزمین‌های متوسط‌از نظر آبگـذری عملا استفاده میشود :

۱ ــ ۰٫۸ متر برای مراتــع

۱٫۲۵ ــ ۱ متر برای زراعت

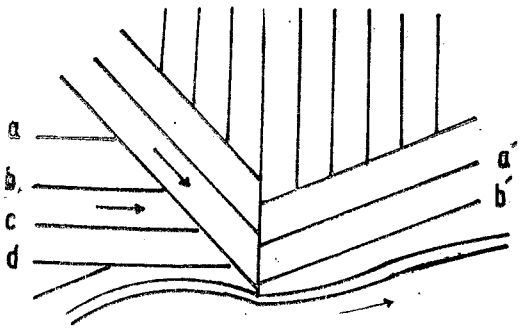
۱٫۵ ــ ۱٫۲۵ متر برای درختان میوه

ب ــ تغییر عمق زهکش برای موارد استثنائی

ــ جمع‌کننده‌ها بتدریج که‌به‌مخرج زهکش نزدیك میشوند، به‌عمق آنها اضافه میگردد و اگـر زمین دارای شیب کمی باشد مخـرج زهکش در ارتفاعی پائین تراز سطح آب فاضل‌کش قرار خواهد گرفت. برای رفع این اشکال،مخرج زهکش‌را در عمق‌مناسب‌قرار داده‌وارتفاع‌لازم برای جمع‌کننده وزهکش‌ها رابا درنظر گرفتن شیب‌زمین محاسبه خواهندکرد.

ــ اگر قسمت پائین دست منطقه‌ای که طرح زهکشی بـرای آن بایستی تهیه شود، درگودی قرار گرفته باشد، تخلیه‌آب ایـن قسمت مسلما بـا اشکالات زیادی مواجه خواهد شد، زیرا چنانچه جمع‌کننده اصلی باهمان شیب طبیعی خود وارد زهـکش‌شود، مخرج زهکش درپـائین سطح آب فاصل‌کش قـرار خواهد گرفت .

برای رفع این عیب، کف جمع‌کننده اصلی دراین قسمت از منطقه رابالا آورده وبهمان‌نسبت، عمق وشیب‌زهکش‌های واقع در اطراف‌آنراتقلیل میدهند، لیکن اولین جمع‌کننده کـه از فاصله دوری از مخرج زهکش قرار دارد، دارای شیب و عمق طبیعی خواهد بود (شکل ۲٤) .



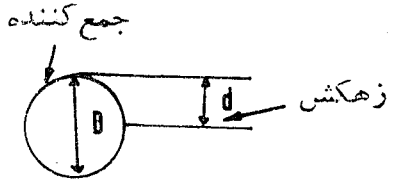
ش ۲۴ ــ عمق‌وشیب زهکش‌هائی‌نظیر a,b,c,d,a'وb' که‌درقسمت‌گود منطقه قرار گرفته‌اند ، کمتر ازحدمعمول‌انتخاب میشوند

ــ اگر درزیر طبقه نفوذ پذیرروئی یك طبقه غیر قابل نفوذ باشد زهکش‌ها نباید در زیر طبقه اخیر قرار گیرند .

ــ ضخامت زمین‌های توربی پس‌از خشك شدن به $\frac{1}{6}$ ــ $\frac{1}{5}$ تنزل مینماید واین امر باعث شکسته‌شدن لوله‌های‌زهکشی خواهد شد، بنابراین‌دراین حالت‌لوله‌های زهکشی‌را روی یك طبقه‌ماسه‌ای ویا باآبگذری زیاد، قرار میدهند .

۴ ــ تعیین عمق جمع‌کننده‌ها

جمع‌کننده‌ها درعمقی باید باشند که مطابق شکل ۲۵ جدار بالائی زهکش و جمع‌کننده دریك سطح قرارگیرند. معمولا زهکش‌ها را با جمع



ش ۲۵

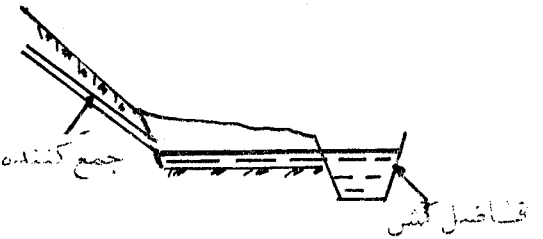
کننده‌های باقطر زیادمرتبط نمیکنند، $D - d = 0.05$ cm در بیشترطرح‌های زهکشی انتخاب میشود .

D = قطرجمع‌کننده

d = قطرزهکش

لازم است‌نیم رخ طولی جمع‌کننده نیز تهیه شود وچون جمع‌کننده‌ها اثر چندانی درامر زهکشی ندارند، بنابراین‌الزامی نیست که‌این‌نیم‌رخ‌هااز پستی وبلندی زمین تبعیت نمایند و تا حدامکان شیب آنها در طول‌نسبتا زیادی بایستی یکنواخت باشد.

مخرج زهکشی حداقل ۱۰سانتی‌بالاتر از سطح متوسط آب درفاضل‌کش قرار میگیرد وبهمین علت گاهی مخرج زهکشی را درپائین دست فاضل‌کش در نظر میگیرند وگاهی نیز شیب‌جمع‌کننده را درمجاورت فاضل‌کش تقلیل میدهند که در نتیجه عمق جمع‌کننده کم خواهد شد واگر هیچیك از طریقه‌های بالا عملی نباشد اجبارا مخرج زهکش را درمحلی که شیب زمین بشدت تغییر مینماید قرار داده و بعدا بوسیله یك کانال‌واسط، مخرج زهکشی را به فاضل‌کش مرتبط خواهند نمود (شکل ۲۶).



ش ۲۶ ــ کانال رابط درمنطقه‌ای‌که شیب بشدت تغییر میکند

۵ ـ فاصله بین زهکش‌ها

در این‌مورد درفصل سوم بحد کافی بحث شده است وبطور کلی فاصله زهکش‌ها رابطـه دارد با :

ـ عمق انتخاب شده برای زهکش‌ها

ـ شیب زمین

ـ سیستم زهکشی (درجهت خطوط میزان ویا درجهت شیب)

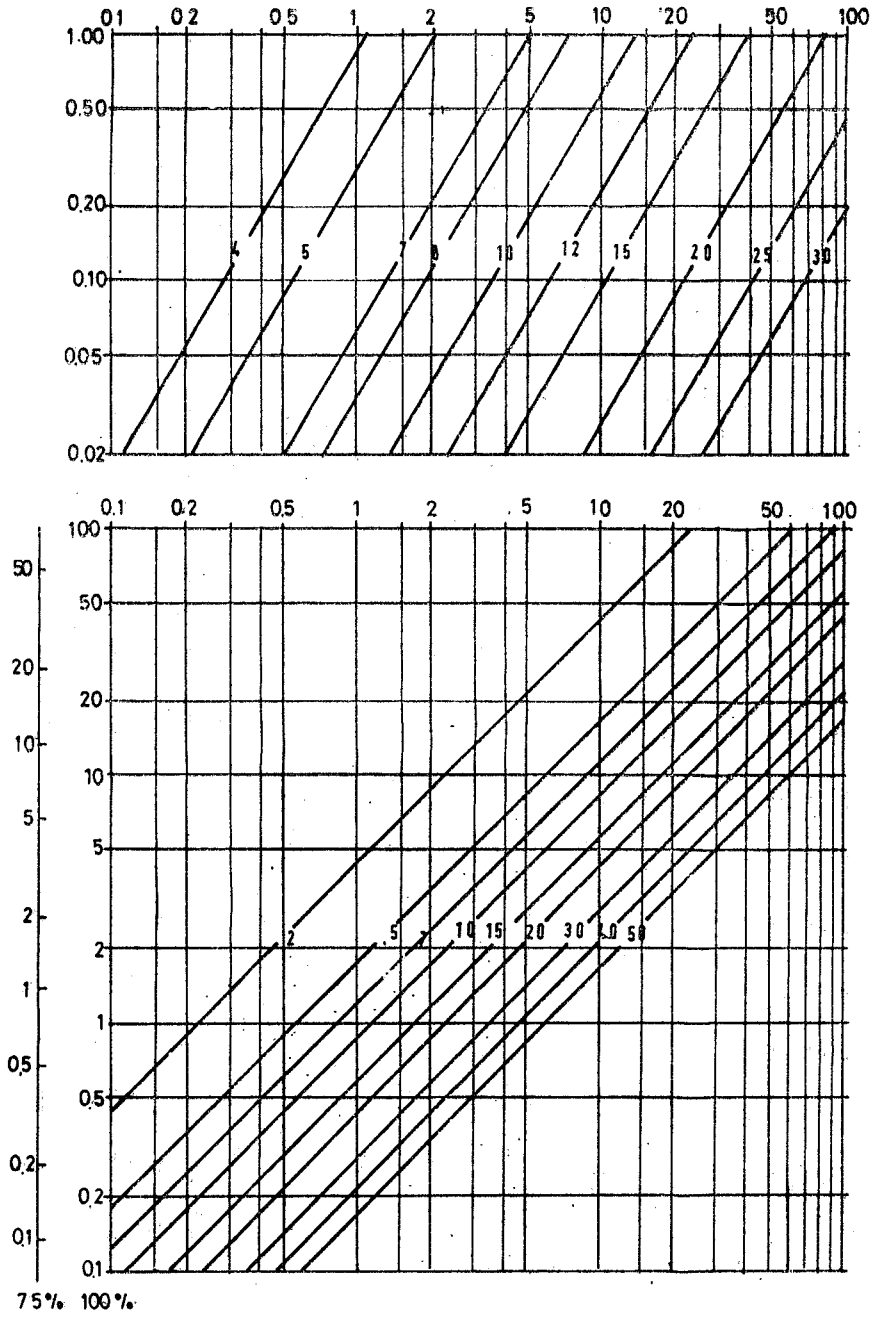
ـ جنس خـاك

۶ ـ محاسبه‌قطر لوله‌های زهکش و جمع کننده

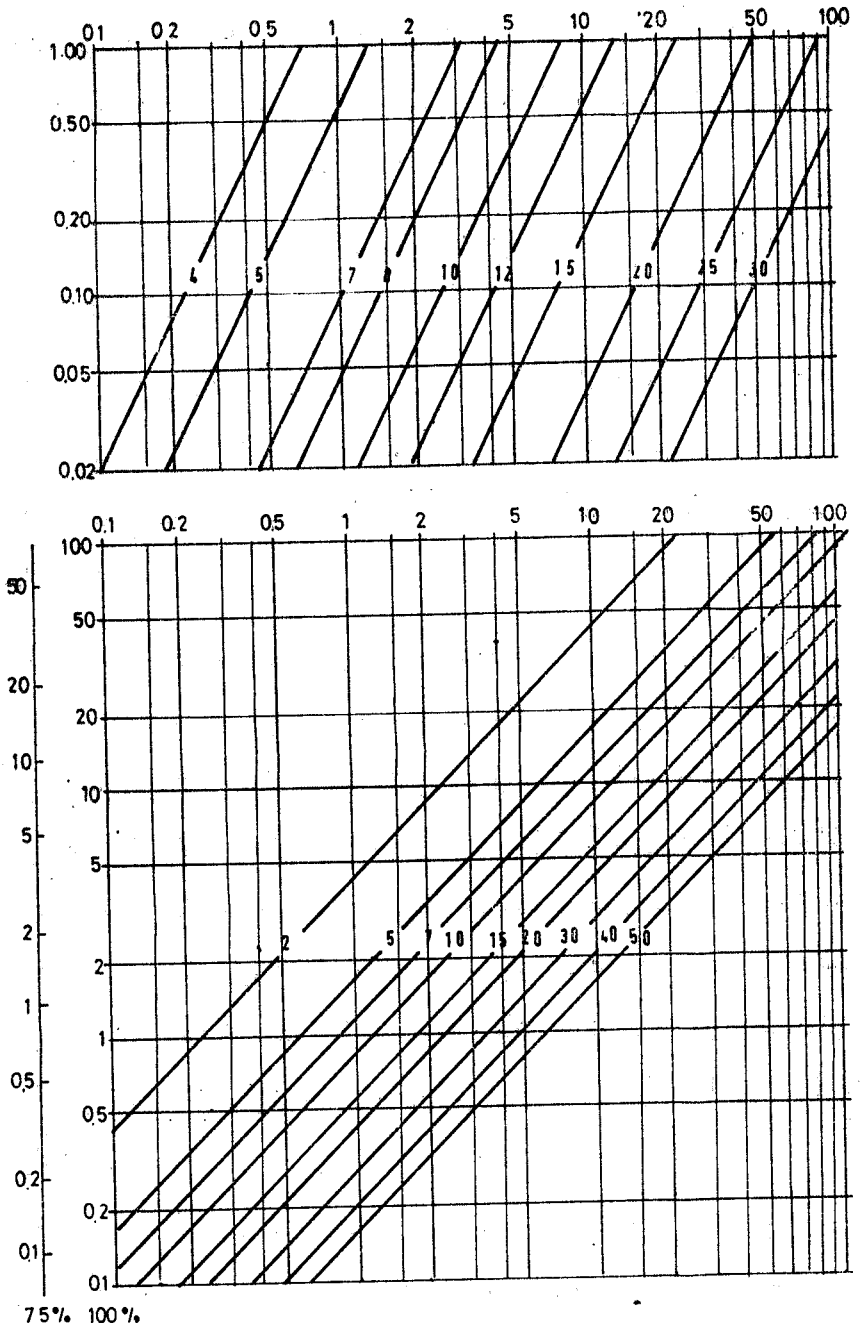
الف ـ محاسبه قطر لوله‌های زهکش

درتهیه طرح‌های زهکشی، معمولا قطر مشخصی برای لوله‌های زهکش در نظر میگیرند، بنابراین قطر آنها ثابت و طول آنها متغیر خواهدبود. درفصل سوم‌این کتاب فرمول‌ونسان‌جهت مطالعه جریان آب‌درلوله‌های زهکشی شرح داده شد، و مجددا یادآوری میگردد که جریان آب درلوله‌های زهکشی با جـریان آب در لوله‌هـای تحت فشار مشابهتی ندارند، بنابراین از ضرایب و جداول‌ونموگراف‌های خاصی که در خصوص‌لوله‌های زهکشی تهیه شده‌اند، باید استفاده نمود. اگر از فرمول مانینگ، جهت محاسبه جریان‌آب در لوله‌های زهکشی استفاده شود، ضریب $\frac{۱}{n}$ را باید معادل ۷۵ ـ ۵۰ انتخاب نمود .

نموگرافی مطابق اشکال ۲۷ و ۲۸ توسط Zuidema هلندی برای‌لوله‌های با جدار داخلی صاف وزبر تهیه شده‌است، چون‌بتدریج بر اثر رسوب‌مواد



ش ۲۷ ــ نموگراف برای لوله‌های باجدار داخلی صاف



ش ۲۸ ــ نموگراف برای لوله‌های باجدار داخلی زبر

معلق، در داخل لوله‌های زهکشی، ازظرفیت موثر آنها کاسته‌میشود، لذا ظرفیت زهکش‌ها همیشه ۲۵٪ کمتر از مقدار ظرفیت تئوری (برای اطمینان بیشتر) محاسبه خواهد شد .

مقیاس دیگری که‌دراین نموگراف‌ها وجود دارند، این نظر را تامین مینماید .

مثال ۱ ــ اگردریك شبکه زهکشی، قطروشیب لوله‌های‌زهکش بترتیب ۷سانتی‌متر و ۲ر۰درصدباشد ومعیارزهکشی ۱۰میلیمتردرروزوفاصله بین زهکش‌ها ٤۰ متر انتخاب شود، حداکثر طول خط زهکشی را محاسبه نمائید .

از نموگراف شکل ۲۷ بطرز زیر جهت محاسبه استفاده میشود :
شیب ۲ر۰ درصد را بوسیله یك خط مستقیم به خطی که نمایش دهنده قطر ۷ سانتی‌متر است، متصل نموده واز نقطه تقاطع توسط یك خط عمودی، خط نشان دهنده ۱۰ میلیمتر معیار زهکشی را قطع مینمائیم، اگر از نقطه تقاطع توسط یك خط مستقیم، محور مربوط به سطح زهکشی شده برحسب هکتار را قطع نمائیم، عدد ۲ر۱ هکتار بدست میآید، یعنی بامشخصات بالا یك لوله زهکش‌میتواند ۲ر۱ هکتار را زهکشی نماید بنابراین طول حداکثر لوله زهکش مساوی ۳۰۰ متر خواهد بود .

مثال ۲ ــ اگر دریك شبکه زهکشی، طول لوله زهکش ۳۰۰ متر ومعیار زهکشی ۱۰ میلیمتر درروز و فاصله بین دورشته زهکش ٤۰ متر وشیب لوله ۲٪ باشد، قطر لوله‌زهکش (تمبوشه باجدارصاف) رامحاسبه‌نمائید.

برای اینکه ضریب اطمینان۲۵٪ ملحوظشود، از محور ۷۵٪سطح‌زهکشی استفاده میشود. با استفاده از شکل ۲۷، قطر ۷ سانتی‌متر برای‌لوله موردنظر، تعیین میگردد. اگرچه عملا قطر لوله‌های زهکشی را ثابت اختیار مینمایند، لیکن اگر طول لوله‌های زهکش زیاد باشد، میتوان‌از لوله‌های بقطرهای مختلف در طول این مسیر استفاده نمود .

Van Der Molen جدول شماره ۱ را برای این منظور تهیه نموده است. دراین جدول ۷ ترکیب مختلف از لوله‌های بقطر ۵۰ـ۵ سانتی‌متر وجود دارد، در بدو امر یکی از انواع این ترکیب‌ها را با قطر لوله‌هائی که باید مصرف شوند، تطبیق میدهند. پس ازآنکه از اشکال ۲۷ ویا ۲۸ طول حداکثر برای اولین قطر تعیین شد از ستون چهارم جدول شماره ۱ طول مناسب برای سایر قطعات محاسبه خواهد گردید .

مثال ۳ ـ اگر دریك شبکه‌زهکشی، طول هررشته زهکش ۶۰۰ مترومعیار زهکش ۱۰ میلیمتر در روز وفاصله دو زهکش ۰ ٤متر وشیب زهکش‌ها ۲٪ولوله‌های مورد مصرف‌باقطار ۸و ۱۲سانتی‌متر (جدار داخلی‌صاف) باشد، طول حداکثر هریك از دو نوع لوله را محاسبه نمائید .

با استفاده از شکل ۲۷ با لوله بقطر ۸سانتی متر میتوان‌پس‌از در نظر گرفتن ضریب اطمینان، ۹ر۱ هکتار را زهکشی نمود، بنابراین طول حداکثر لوله بقطر ۸سانتی‌متری، ٤۷۵ متر خواهد بود.

اگر از ترکیب B' استفاده شود، طول لوله بقطر ۱۲ سانتی‌متر مساوی خواهد بود با:

نوع ترکیب	شماره قطعه	قطر (سانتیمتر)	طول نسبی هر قطعه
A	۱	۵	۱
	۲	۸	۱/۹
	۳	۱۲	۵/۷
	۴	۱۵	۴/۳
	۵	۲۰	۱۹/۴
B	۱	۸	۱
	۲	۱۲	۱/۳
	۳	۱۵	۱/۵
	۴	۲۰	۵/۳
	۵	۳۰	۱۹/۳
C	۱	۸	۱
	۲	۱۲	۱/۳
	۳	۲۰	۷/۹
	۴	۳۰	۱۷/۵
D	۱	۱۲	۱
	۲	۲۰	۲/۳
	۳	۳۰	۶/۲
	۴	۴۰	۹/۱
	۵	۵۰	۱۴/۰
E	۱	۱۵	۱
	۲	۲۰	۰/۵
	۳	۳۰	۴/۰
	۴	۴۰	۴/۶
	۵	۵۰	۸/۱
F	۱	۲۰	۱
	۲	۳۰	۱/۳
	۳	۴۰	۲/۶
	۴	۵۰	۳/۴
G	۱	۱۰	۱
	۲	۱۵	۱/۳
	۳	۲۰	۲/۶
	۴	۳۰	۱۰/۹
	۵	۴۰	۱۴/۵

جدول‌شماره ۱

۴۷۵ × ۱/۳ = ۶۱۷ متر

لیکن، حداکثر طول زهکش ۶۰۰ متر میباشد، بنابراین برای ۱۲۵ متر الباقی، از لوله‌های بقطر ۱۲ سانتی متر استفاده خواهد شد.

ب ـ محاسبه قطر لوله‌های جمع‌کننده

امکان تغییر طول لوله‌های جمع کننده تقریبا در یک سیستم زهکشی مقدور نیست، بنابراین‌لازم است که قطر آنها در مواردضروری تغییر داده شود .

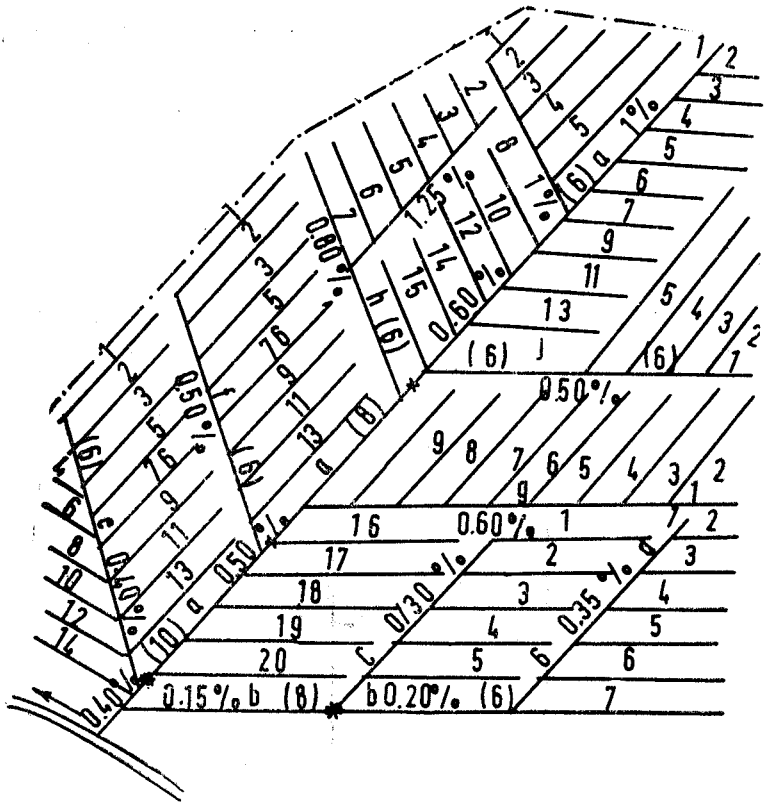
قطر لوله‌های جمع‌کننده درطول مسیر ثابت نخواهد بود، زیرا بتدریج تعداد لوله‌های زهکش که‌به جمع‌کننده داخل میشوند، اضافه شده و بهمان نسبت دبی جریان نیز افزایش خواهد یافت، بنابراین قطر جمع‌کننده را درطول مسیر بایستی تغییر داد، بنحوی که هرچه بطرف مخرج زهکشی نزدیک‌تر شویم، بهمان نسبت قطرجمع‌کننده زیادتر گردد .

جدول شماره ۲ برای تعیین قطر جمع کننده‌ها با در نظر گرفتن شیب آنها تهیه شده است، با استفاده از این جدول میتوان بتدریج که در اثر ورود زهکش‌ها بداخل جمع‌کننده،دبی آن افزایش‌مییابد، قطر مناسب برای جمع‌کننده را معین کرد .

شکل شماره ۲۹ قطر لازم‌برای رشته‌های زهکش وجمع‌کننده‌هاراکه‌برای یکی از شبکه‌های زهکشی محاسبه شده، نشان میدهد .

شیب (cm/m)	قطر برحسب متر												شیب mm/m
	0,05	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,25	0,30	
0,05	-	-	-	-	1,70	2,35	3,86	5,28	6,95	8,40	11,3	16,5	0,5
0,10	-	-	0,90	1,62	2,60	3,92	5,46	7,47	9,88	11,9	16,4	26,2	1
0,15	-	-	1,10	1,98	3,16	4,80	6,70	9,14	12,03	14,5	21,2	32,1	1,5
0,20	0,37	0,59	1,26	2,28	3,67	5,64	7,73	10,56	13,90	16,8	23,2	36,4	2
0,25	0,41	0,66	1,42	2,55	4,10	6,20	8,63	11,81	15,54	18,7	26,0	41,4	2,5
0,30	0,45	0,73	1,55	2,79	4,50	6,79	9,46	12,94	17,02	20,6	28,3	46,0	3
0,35	0,49	0,79	1,68	3,02	4,86	7,34	10,22	13,87	18,39	22,2	30,7	48,9	3,5
0,40	0,52	0,85	1,78	3,22	5,19	7,84	10,93	14,94	19,66	23,8	32,8	52,4	4
0,45	0,55	0,90	1,90	3,42	5,51	8,34	11,59	15,85	20,84	25,1	34,9	55,6	4,5
0,50	0,58	0,94	2,00	3,61	5,81	8,76	12,32	16,70	21,98	26,5	36,5	58,5	5
0,55	0,61	0,99	2,10	3,78	6,09	9,19	12,82	17,52	23,05	27,8	38,5	61,4	5,5
0,60	0,64	1,03	2,18	3,95	6,36	9,60	13,33	18,30	24,07	29,0	40,2	62,9	6
0,65	0,66	1,08	2,28	4,11	6,52	9,99	13,83	19,04	25,16	30,3	41,9	66,7	6,5
0,70	0,69	1,12	2,37	4,27	6,87	10,37	14,46	19,78	26,90	31,4	43,5	68,6	7
0,75	0,71	1,15	2,45	4,42	7,11	10,74	14,97	20,45	26,92	32,5	45,1	71,5	7,5
0,80	0,74	1,20	2,53	4,56	7,34	11,08	15,46	21,12	27,80	33,6	46,5	72,8	8
0,85	0,76	1,23	2,61	4,71	7,57	11,43	15,93	21,40	28,65	34,6	48,0	76,0	8,5
0,90	0,78	1,27	2,68	4,84	7,79	11,76	16,39	22,40	29,48	35,5	49,3	77,8	9
0,95	0,80	1,30	2,76	4,97	8,00	12,08	16,84	23,02	30,30	36,6	50,7	80,5	9,5
1,00	0,82	1,34	2,83	5,05	8,21	12,39	17,39	23,62	31,08	37,5	51,6	82,1	10,
1,25	0,92	1,49	3,16	5,71	9,18	13,86	19,32	26,42	34,75				
1,50	1,01	1,65	3,46	6,27	10,06	15,18	21,17	28,93	38,06				
1,75	1,09	1,77	3,74	6,75	10,86	16,40	22,87	31,25	41,03				
2,00	1,17	1,89	3,99	7,22	11,61	17,52	24,45	35,41	43,32				
2,50	1,39	2,11	4,47	8,07	12,97	19,60	27,33	37,35	49,14				
3,00	1,42	2,31	4,89	8,84	14,18	21,48	29,94						
3,50	1,54	2,50	5,30	9,55	15,36	23,19	32,34						
4,00	1,65	2,67	5,66	10,21	16,41	24,79	34,58						
4,50	1,75	2,83	6,00	10,75	17,42	26,30	36,67						
5,00	1,81	2,98	6,31	11,42	18,36	27,72	38,65						
6,00	2,02	3,27	6,93	12,50	20,11	30,36	43,33						
7,00	2,18	3,54	7,49	13,51	21,72	32,79	45,74						
8,00	2,34	3,78	8,01	14,44	23,22	35,06	48,90						
9,00	2,47	4,00	8,49	15,30	24,63	37,50	51,86						
10,00	2,61	4,22	8,95	16,30	25,96	39,30	54,66						

جدول شماره ۲ ــ محاسبه دبی جمع‌کننده‌ها برحسب لیتر در ثانیه



ش ۲۹ ــ طرح یك شبکه زهکشی که قطر لوله و شیب قسمت‌های مختلف جمع کننده، بر روی آن مشخص شده است

سرعت آب در جمع‌کننده نباید از ۲ر۰ متر در ثانیه کمتر و از ۵ر۱ــ۱ متر در ثانیه بیشتر باشد.

اگر سرعت آب در قسمتی از مسیر بعلت کم شدن شیب، تنزل یابد، قطر بیشتری برای لوله‌ها در نظر میگیرند، تا تخلیه آب بخوبی انجام گیرد.

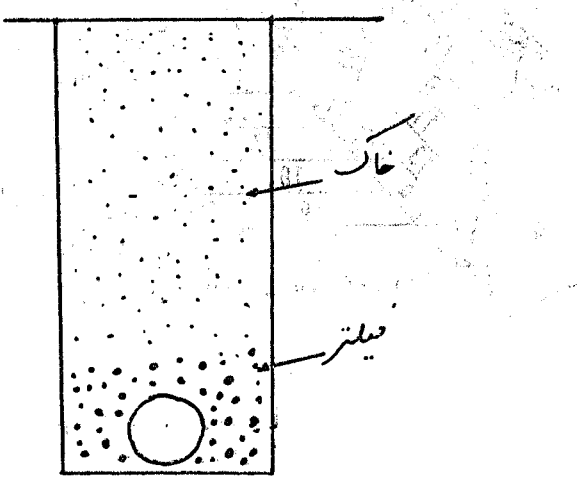
۷ ــ استفاده از مواد متخلخل

از مواد متخلخل از قبیل، شن، ریگ، جهت پوشانیدن لوله

های زهکشی استفاده میکنند.

چنانچه لوله‌های زهکشی با ضخامت مناسبی توسط این مواد پوشش یابند، از گرفتگی لوله‌هاجلوگیری شده و ضمنا هدایت جریان آب بنحو بهتری انجام خواهد شد.

شکل ۳۰ نحوه استفاده از مواد متخلخل در زهکشی با لوله‌های زیرزمینی را نشان میدهد.



ش ۳۰ ــ طرز استفاده از فیلتر در زهکشی

ضخامت مواد متخلخل برای پوشش لوله‌ها بستگی به درشتی‌مواد متخلخل و ذرات خاك دارد، اگر A نسبت (D_{50})مواد متخلخل به ذرات خاك باشد (D_{50} عبارت از قطری است که ۵۰ درصد ذرات خاك از آن بیشتر و یا کمتر باشند)، ضخامت فیلتر مورد احتیاج را از جدول شماره ۲ میتوان تعیین نمود.

ضخامت فیلتر	$\frac{A}{B}$
۱/۵ — ۲/۵ سانتی‌متر	۱۲
۸ »	۱۲ — ۲۴
۱۵ »	۲۴ — ۲۸
۲۲ »	۲۸ — ۴۰

جدول شماره ۲

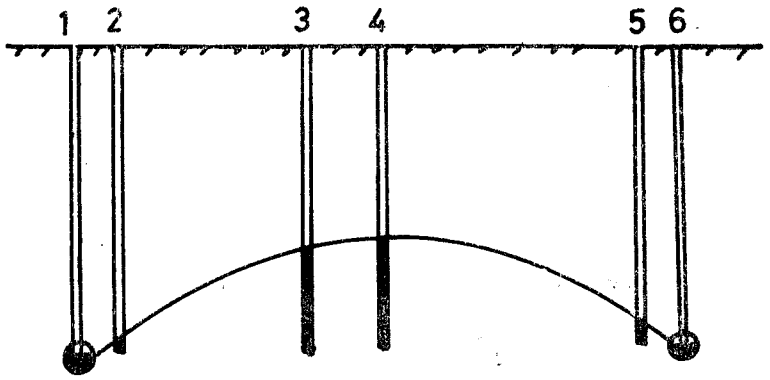
۸ - کنترل طرز کار زهکش‌های زیرزمینی

پس‌از اجراء یك طرح زهکشی،ممکن است که نتایج حاصله‌جهت اصلاح زمین، رضایت‌بخش نباشد دراین گونه موارد لازم است که به نحوه کار زهکش‌ها رسیدگی شود .

درفصل سوم توضیح داده شد که آب برای‌اینکه وارد لوله‌های زهکشی شود، لازم است که جریان های عمودی، افقی و شعاعی را طی نماید وپس‌از طی‌این‌سه‌مرحله،آب‌درلوله‌های زهکشی‌جریان‌خواهدیافت.

مسلما درهریك ازاین مراحل، مقاومت‌هائی جهت جریان آب‌وجود دارد. اگر مقاومت‌های مربوطه دریکی‌از ٤ حالت اشاره شده، زیادباشد، آب در سطح خاك مشاهده گردیده‌و زهکشها برطبق‌آنچه قبلا پیش‌بینی شده بودند ،کار نخواهند نمود .

شکل ۳۱، ارتفاع آب در ٦ پیزومتری که در فاصله بین دو رشته زهکش نصب شده‌اند، نشان میدهد .

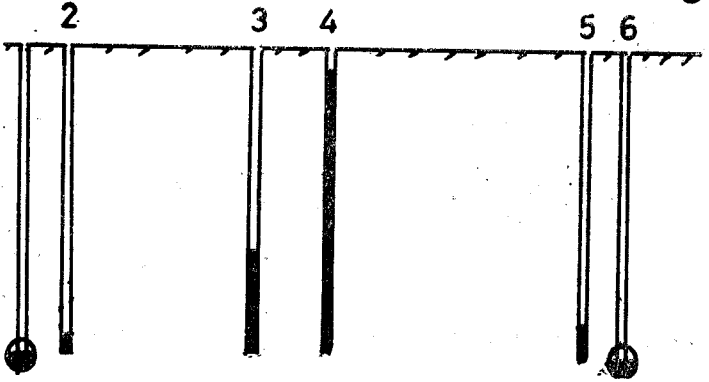


ش ۳۱ ــ وضع سفره آب زیرزمینی درحالتیکه موانعی جهت جریان آب درهیچیك از مراحل وجود نداشته باشد

اگر جریان آب درهریك از ٤ مرحلــه اشاره شده، رضایــت بخش باشد، سطح ایستابی در فاصله بین دو رشته زهکش شکل یك منحنی را مطابق شکل خــواهد داشت .

اکنون همین پیزومترها را در حالیکه معایبی در آن‌ها وجــود داشته بــاشد، مطالعه مینمائیم:

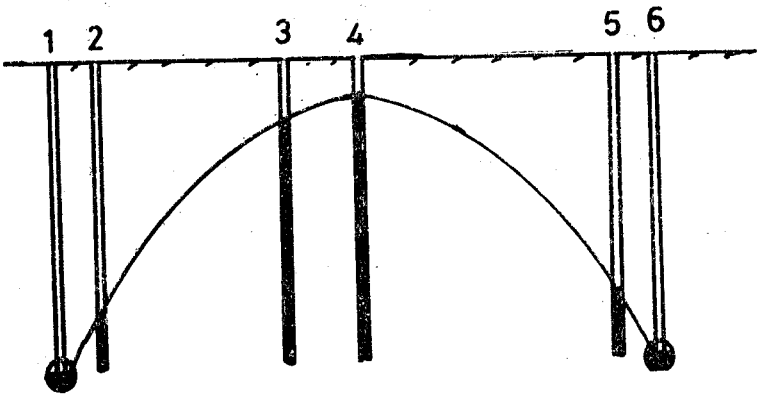
ــ ارتفاع آب در پیزومتر ٤ زیاد و تا نزدیکی سطح زمین بــوده و ارتفاع آب در سایر پیزومترهای طبیعی میباشد (ش ۳۲).



ش ۳۲ ــ مقاومت جریان عمودی زیاد است

دراین حالت میتوان اینطور تفسیر نمودکه مقاومت جریان آب در مرحله اول (عمودی) زیاد میباشد، بنابراین باید تغییراتی در سطح خاك انجام داد تا از مقاومت زیاد جریان در برابر جریان عمودی، کاسته گردد.

ـ ارتفاع آب در پیزومترهائی که در فاصله بین وسط زهکش‌ها ولوله‌های زهکشی نصب شده‌اند (مثلا پیزومتر ۳) زیادمیباشد (شکل۳۳).

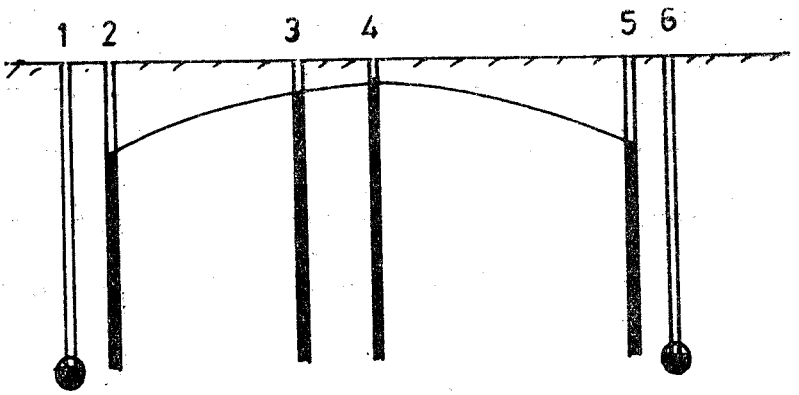


ش ۳۳ ـ ضریب آبگذری کمتر از واقعیت درنظر گرفته شده است

در این مورد ضریب آبگذری کم بوده و مقاومت جریان در برابر جریان‌های افقی و شعاعی زیاد است .

دراین حالت بایستی، زهکش جدیدی بین دو رشته زهکش قبلی ایجاد نمود.

ـ ارتفاع آب در پیزومترهائی که در نزدیکی زهکش واقع شده‌اند (۵و۲) زیاد میباشد، تنهاارتفاع آب در پیزومترهائی که برروی لوله زهکش قرار دارند، حالت طبیعی دارند (شکل ۳٤).



ش ۳۴ ــ عدم وجود فیلتر مناسب در اطراف زهکش‌ها

دراین حالت میتوان اظهارنظرنمودکه بعللی جریان آب از خاك‌به داخل زهکش‌ها با مقاومت‌زیادی‌مواجه میشود و بایستی زهکش‌جدیدی برقرار نمود

ــ ارتفاع آب در کلیه پیزومترها زیاد است

مسلما دراین شرایط، آب در لوله‌ها قادر به جریان نبوده وگرفتگی لوله، ممکن است یکی از دلایل عـدم جریان آب باشد .

بهترین راه مبارزه برای جلوگیری از گرفتگی لوله‌ها در اثر رسوب مواد معلق، پوشش آن‌ها با فیلترهای (مواد متخلخل) مناسب است .

۸ ــ ساختمان‌های مربوط به‌زهکشی

الف ــ مخرج زهکشی

مخرج زهکشی مهمترین موضوعی است که بایستی مورد توجه قـرار گیرد. سطح پائین آن، حداقل ۱۰سانتی‌متر باید بالاتر از سطح‌متوسط آب رودخانـه باشد، اگـر چه امکـان دارد کـه در مـواقع سیلاب آب

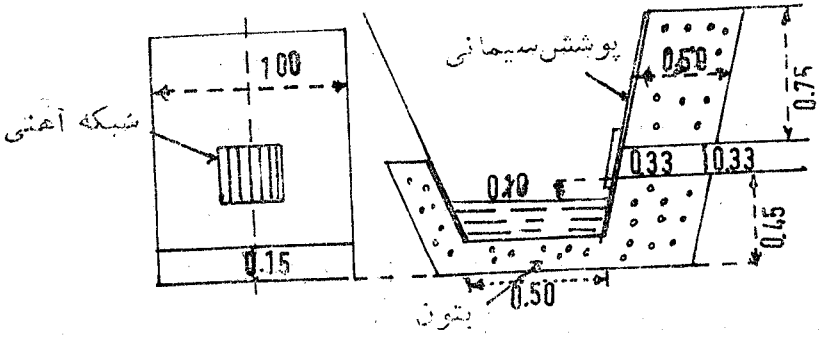
وارد مخرج زهکشی و از آنجا وارد جمع‌کننده و زهکش‌های نزدیک بآن شود، ولی پس‌از فرو نشستن سیل، آب مجددا بطرف فاضل‌کش اصلی جریان پیدا خواهد نمود. برای جلوگیری از ورود آب در مواقع سیلابی ممکن است که بوسیله دریچه‌ای از ورود آب به جمع کننده اصلی جلوگیری نمود و طریقه‌دیگرعبارتست‌ازعمیق نمودن‌فاضل‌کش اصلی، تا مخرج زهکشی در بالای سطح‌آب‌فاضل‌کش‌اصلی قرارگیرد لیکن انجام این عمل مستلزم هزینه زیادی است و بهمین‌علت این طریقه‌خیلی بندرت توصیه میشود .

جهت ساختن مخرج زهکش لازم‌است که به نکات زیر توجه شود:

درزهای حد فاصل بین لوله‌ها (حداقل در طول ۱ر۵ متر قبل از ورود به مخرج زهکشی)، بوسیله‌ای غیر قابل نفوذ گردند .

ـ جدار فاضل‌کش بعرض یك‌متر و بضخامت ۵ر۰ سانتیمتر باسنگ های درشت بابعاد ۲۵ سانتیمتر پوشش شده وروی آنها نیز یك ملات سیمان بضخامت ۲ر۵ سانتیمتر کشیده شود .

ـ جهت جلوگیری از ورود حیوانات بداخل جمع‌کننده اصلی، غالبا مخرج زهکشی را با صفحه مشبکی (۰۰٤ر۰ متر) میپوشانند (شکل۳۵).



ش ۳۵ ـ مخرج زهکشی

ب ـ محفظه های بازرسی

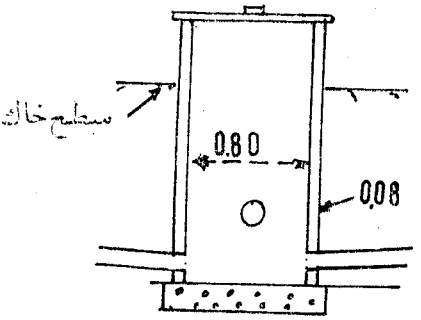
این محفظه‌ها برای چند نظر ساخته میشوند که عبارتند از:

ـ بازرسی وضع جریان آب در جمع‌کننده‌ها

ـ جلوگیری از رسوب مواد معلق در جمع‌کننده‌ها و در مناطقی‌که شیب بشدت کم میشود.

ـ وارد نمودن چندین جمع‌کننده‌دریك محل

این محفظه‌هااز سیمان و یا سنگ و یـا آجـر ممکن است ساخته شوند. بعلت‌اینکه سرعت آب‌پس‌ازورود درآنهاکم میشود، لذامقداری‌از مواد معلق آب دراین محل ته‌نشین میشود، بنابراین نسبت به لایروبی آن‌ها در مواقع لزوم باید اقدام نمود (شکل ۳۶).

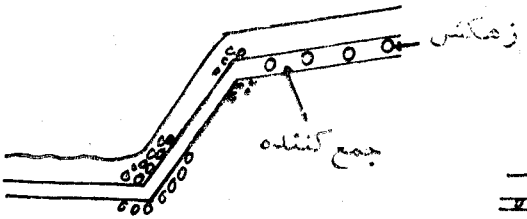


ش ۳۶ ـ ورود چندزهکش بداخل یك‌محفظه ارتباط دهنده

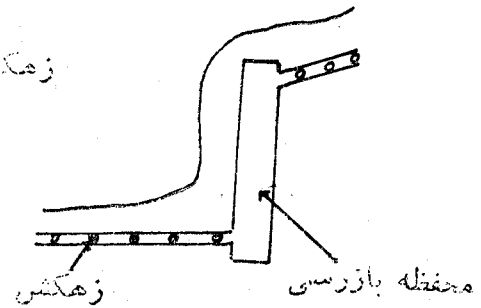
ج ـ لوله‌های واسط در مواردیکه شیب زمین مناسب نباشد

در مناطقی که شیب بشدت عـوض میشود، ضـروری است کـه زهکش‌ها را دراین مناطق وارد یك‌جمع‌کننده نموده تا آب ازاین جمع کننده پس‌از عبور از یك لولـه واسط به جمـع‌کننده دوم دارای شیب

مناسب وارد شود. این لوله حد واسط مطابق‌اشکال ۳۸و۳۷ به‌دو ترتیب ممکن است، تهیه شود :



ش ۳۷



ش ۳۸

ـ یك لوله با زاویه ٤٥درجه، دو جمع‌کننده رابهم متصل نموده و محل اتصال‌بوسیله سیمان محکم و غیرقابل نفوذ گردد .

ـ استفاده از لوله‌های شبیه محفظه‌های بازرسی (در این حالت امکان رسوب نمودن مواد معلق بعلت سرعت‌زیاد آب وجود ندارد).

د ـ محافظت زهکش‌ها از عوامل نامناسب:

معمولا ریشه درختان وارد لوله‌های زهکشی میشوند و برای حفاظت زهکش‌ها دراین‌قبیل مواردآنها را ۲۰ متر دورتراز درختان غیر مثمره و ۱۵ متر دورتر از درختان مثمره قرار میدهند. چنانچه انجام‌این عمل مقدور نباشد در اینصورت زهکش‌هائی حفر مینمایند که‌تاعمق لازم از قلوه‌سنگ پرشده و پس‌ازخاك‌ریزی دو طرف این نوع زهکش‌را به سیستم زهکشی متصل مینمایند، بااین طریقه از انسداد مجاری زهکشی توسط ریشه درختان جلوگیری میشود .

۹ ـ زهکش‌های ارزان‌قیمت

الف ـ از مخروطی بشکل خمپاره که به دنباله یك سوسولز ویا تیرگ گاوآهن متصل‌میشود، استفاده میکنند .

طول این مخروط ۷۵ سانتی‌متر و قطر آن در حدود ۱۵ـ۱۰ سانتی متر میباشد .

این مخروط به عمق دلخواه، نقب‌های کوچکی‌در زمین احداث‌کرده که آب بدوا دراین نقب‌ها نفوذ نموده‌و سپس در جمع‌کننده‌های درجه دوم (روبازو یا زیرزمینی)، جریان مییابد.

عمر مفید این نوع سیستم زهکشی از ۱۵ ـ۱۰ سال تجاوزنمیکند. خاك‌های رسی بهترین نوع خاك‌برای این منظور محسوب میشوند، بطور کلی لازم است که‌مقداررس‌درنمونه‌خاك‌بیشتر از ۵۰ـ۳۰درصد، وجود داشته باشد.

در موقع شروع کار رطوبت خاك باید درحد نقطه نگاهداری‌باشد زیرا اگر رطوبت از این حد تجاوز نماید، نقب‌های ایجاد شده، باگل‌ولای پر میشوند و اگر زمین کاملا خشك باشد، در اثر ریزش‌خاك، نقب‌ها مسدود میگردند .

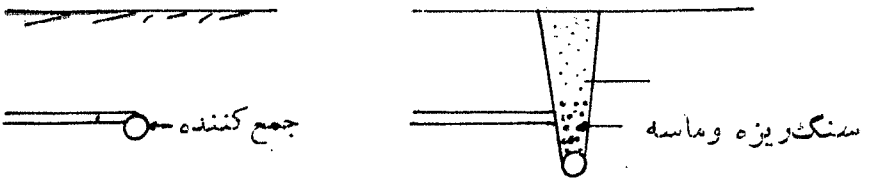
شیب لازم در حدود ۲ ـ۱ درصد و فاصله‌بین نقب‌ها ٦ ـ ۲ متر توصیه میشود .

این طریقه زهکشی در زمین های کمی سبك و سنگین ومرطوب وفاقد سنگ‌ریزه قابل اجرا است، نیروی کششی برای زمین‌های رسی بشرح زیر محاسبه شده است :

عمق		نیرو	
متر	۰/۴	کیلوگرام	۱۵۰۰
»	۰/۵	»	۱۸۰۰ — ۲۰۰۰
»	۰/۶	»	۲۵۰۰ — ۳۰۰۰
»	۰/۷	»	۳۵۰۰ — ۴۰۰۰

اشکال شماره ۴۰و۳۹ ارتباط این نقب‌ها را باجمع‌کننده، نشان میدهند.

معمولا دراین طریقه زهکشی، جمع‌کننده‌ها راپس‌ازاحداث زهکش‌ها حفر میکنند.

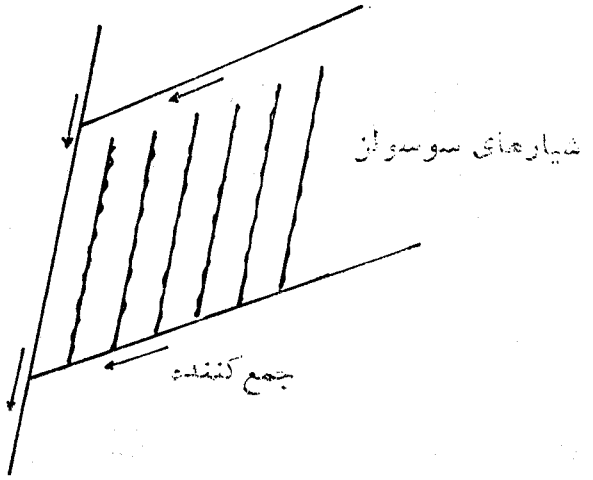


ش ۳۹ ــ ارتباط یك نقب باجمع‌کننده از نوع تمبوشه‌ای

ب ــ سوسولززدن ــ درموقعی که‌زمین کاملا خشك است، زمین را سوسولز میزنند تادر اثر این‌عمل، که هدف آن بهم زدن خاك غیر قابل نفوذ طبقه زیرین است، بیشتر شود، چنانچه سوسولز زدن درجهت شیب زمین و یا بطور مورب نسبت به شیب انجام شده باشد، پس از

بارندگی، آب ازطبقه سطحی نفوذ نموده و بطرف طبقات تحت‌الارض، جریان پیدا خواهدنمود. اگر آب درحین عبور به‌یک‌شبکه جمع‌کننده برخورد نماید این شبکه همان عمل جمع‌کننده‌های درجه دوم در مقابل زهکش‌های زیرزمینی را انجام خواهد داد .

شکل ٤٠ یك شبکه زهکشی با استفاده از طریقه سوسولز زدن نشان میدهد .



ش ۴۰ــ زهکشی بوسیله سوسولزدن

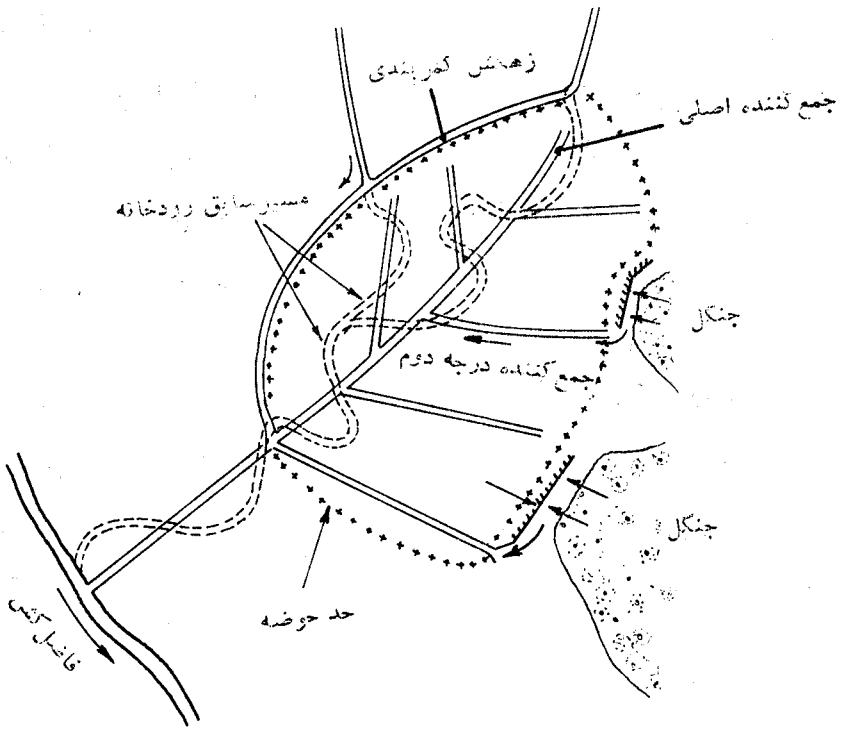
قطر جمع‌کننده‌ها راکمی باید بیشتر از قطر محاسبه شده درنظر گرفت، تا درآینده امکان زهکشی با لوله‌های زیرزمینی و با استفاده‌از جمع‌کننده‌های قبلی مقدورباشد. جمع‌کننده‌هارا ۳ر۰ــ۲ر۰ مترپائین‌تر از عمق سوسولز قرار میدهند، فاصله بین شیارها در حدود ۱۰ متر است .

هزینه: هزینه جمع‌کننده در حدود $\frac{1}{5}$ هزینه کل زهکشی با

استفاده ازطریقه‌زهکشی با لوله‌های زیرزمینی‌است ودرمورد سوسولز زدن یك تراکتور ۴۰ـ۳۵ اسب، میتواند ۲ هکتار زمین را بطور متوسط سوسولز بزند (بهتراست که سوسولز زدن هر ۵سال یکبار تکرار شود) .

قسمت‌سوم - زهکش‌های رو باز

این نوع شبکه زهکشی، شبیه زهکشی زیرزمینی بوده واز زهکش و جمع کننده و فاضل‌کش‌تشکیل یافته است. شبکه فوق میتواند بوسیله یك‌رشته زهکش‌کمربندی‌بطورکامل و یا ناقص تکمیل‌شود(شکل ۴۱) . با پیشرفت کشاورزی مکانیزه این طریقه اکنون خیلی کم مورد



ش ۴۱ ــ شبکه زهکشی‌روباز

استعمال دارد ولی برای تخلیه مقدار زیاد آبهای سطحی بهترین طریقه محسوب میشود .

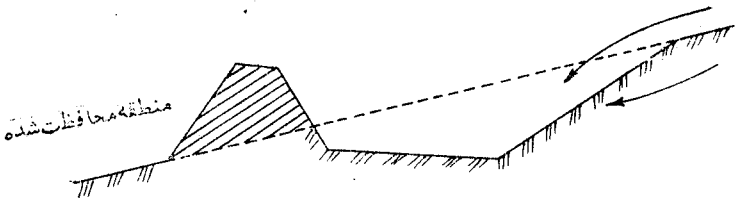
زهکش‌های روباز به دو دسته تقسیم میشوند :

ـ زهکش های منظم که فاصله بین زهکش‌ها ثابت است

ـ زهکش‌های غیرمنظم که فاصله‌بین‌زهکش‌ها ثابت نبوده و زهکش‌ها را در مسیرهائی که آب بطور طبیعی (خط‌القعر) جریان‌پیدامیکند،حفر مینمایند، بنابراین فاصله بین زهکش‌هاثابت نبوده و بستگی به‌پستی وبلندی زمین خواهد داشت و اصولا دراین طریقه از حفر زهکش‌ها خودداری نموده وجمع‌آوری‌آبهای زائد،توسط جمع‌کننده‌ها انجام‌خواهد گرفت .

راجع به طرز عمل‌زهکش‌های کمربندی همانطورکه توضیح‌داده شد، این زهکش‌ها از ورود آبهای خارج به منطقه موردنظر، جلوگیری مینمایند و برای تعیین ابعادآن،باید مقدار آب ورودی سطحی و یازیر زمینی را محاسبه نمود .

اگر آب از دامنه های‌باشیب زیاد جاری شود، جهت جلوگیری از ورود آب لازم است که‌کانال‌هائی باابعاد نسبتا بزرگ درجهت عمود برشیب مطابق شکل ٤٢ ساخته شود تاآب ازاین کانال‌ها به کانال‌های اصلی هدایت شده و با اینکه در محل های مخصوصی ذخیره گردد .



ش ۴۲ ــ طریقه‌جلوگیری از جریان آبهای سطحی اراضی بالادست

۱ ـ فاصله بین‌زهکش‌ها

فاصله بین‌زهکش‌های روباز تابع چندین عامل است. اگر منظور، تخلیه آبهای سطحی باشد در اینصورت زهکش‌ها کم عمق و بفواصل‌زیاد از یکدیگر قـرار خواهند گرفت .

چنانچه هدف جمع‌آوری آبهای سطحی و زیرزمینی تـواما باشد در این حالت آنها را عمیق و نزدیك بیکدیگر قرار میدهند .

جهت محاسبه فـواصل بین زهکش‌هـا میتوان از فرمول‌هـای داده شده در فصل سوم این کتاب استفاده نمود، لیکن این فرمولها براساس تخلیه آبهای زیرزمینی تهیه شده‌اند و نمیتوانند برای تخلیه یك مقدار زیاد آب‌های سطحی نیز صادق باشند .

اخیرا فرمولی توسط یکی از دانشمندان‌کشور روسیه بنام A. N. Kosiiaka تهیه شده که یك فرمول نیمه آزمایشی است .

$$E = \frac{۷۸}{\gamma} d \cdot i \cdot T^{۲} \cdot \sqrt{I}$$

فاصله بین زهکش‌هـا برحسب‌متر $= E$

ضـریب ناهمواری $= \gamma$

شدت بـارندگی $= i$ mm/h

زمان‌قابل قبول استغراق $= T$

شیب زمین $= I$

ضـریب جریان $= d$

شدت بارندگی را از یك‌باران تابستابی کـه معمولا دارای سرعت بین ۳ـ۱ mm/h باشد، انتخاب مینمایند .

نـوع زمین	γ
زمین هـای توربی	۵ — ۱
چمن زارهـای باتلاقـی	۱۰ — ۵
زمین هـای کشت شده	۱۵ — ۱۰

نـوع زمین	d
شیب یکنواخت و جریان آب بآسانی صورت میگیرد	۰/۳—۰/۴
شیب یکنواخت و جریان‌آب تقریبا بآسانی صورت میگیرد	۰/۴—۰/۵
اراضی جنگلی و آب‌خیلی ملایم جریان می‌یابد	۰/۵—۰/۶۵
شیب‌هـای تند	۰/۶۵—۰/۸
جریان آب در بهار و بر روی زمین‌های یخ‌بندان	۰/۸—۰/۸۵

فرمول دیگری توسط Tcherkassy تهیه شده که‌خیلی‌بیشتر از فرمول اول براساس تجربه بنیان‌گذاری شده است :

$$E = \beta Fo$$

در این فرمول E فاصله اپتیمی است که باشیب‌زمین و نـوع کشت رابطه دارد و برای تعمیم آن درنواحی مختلف یك ضریب‌اصلاحی هواشناسی (β) درنظر گرفته شده است. این ضریب از ۲ـ۵ر۰ تغییر

میکند و هرقدر که مقدار تبخیر بیشتر باشد این ضریب بهمان اندازه بزرگتر خـواهد بود .

بموجب تحقیقاتی که در فرانسه انجام داده‌اند این ضریب بـرای نواحی آتلانتیك آن کشور ۱ و برای منطقه‌مدیترانه در حدود۲میباشد.

آنچه‌که تاکنون در مورد فاصله بین‌زهکش‌ها گفته شد براساس محاسبات تئوری بوده لیکن از طریق آزمایش نیز فاصله بین آنها رابه شرح زیر میتوان تعیین نمود :

فاصله‌ای راکه‌از طریق محاسبه بدست آمده دو برابر نمود، ودر فاصله اخیر دو رشته زهکش‌روباز در نقاط مرطوب حفرمیکنند،این‌نقاط را میتوان از وضع ظاهری زمین و یا نوع گیاهان خودروئی که در آنجـا بخوبی رشد میکنند، به‌آسانی تشخیص‌داد. اگـر نتیجه‌کار رضایتبخش نبود در فاصله‌ای که‌توسط محاسبه تئوری بدست آمده زهکش جدیدی حفر میکنند وچنانچه فاصله اخیر نیز قابل قبول نبود زهکش دیگـری با درنظر گرفتن نتایج قبلی حفر خواهند نمود .

کف زهکش‌ها را حداقل ۲۰ سانتیمتر پائین‌تر از ارتفاعی کـه مورد نظر است تا سطح آب زیرزمینی پائین رود، قرار میدهند.

درصورتیکه بخواهند تلفات زمین‌راکه جهت زهکش‌ها اختصاص داده میشوند، بحداقل برسانند، مقطع‌عرضی‌را عریض‌درنظر گرفته‌تا از سطح جانبی بـرای کشت استفاده شود .

۲ ـ معایب زهکش‌های روباز

ـ در حدود $\frac{1}{10}$ از زمین بدون استفاده میماند .

ـ جهت عبور ماشین‌آلات کشاورزی لازم است کـه پل‌هـائی بـر روی زهکش‌ها ساخته شود و این امر باعث افزایش هزینه کشت‌وزرع خـواهد شد .

ـ لایـروبی و دفع علف‌هـای هرز لااقل یك‌بار در هرسال بـاید انجـام گیرد .

۳ ـ موارد استفاده زهکش‌های روباز

الف ـ اگر لازم باشد که‌در مدت‌کوتاهی مقدار زیادی از آبهای سطحی را از سطح زمین تخلیه‌نمایند این عمل توسط زهکش‌های‌روباز نسبت به زهکش‌های زیرزمینی بهتر انجام میگیرد .

ب ـ در بعضی از مناطـق در فصول مـرطـوب لازم است کـه آب اضافی زمین خارج شود و بالعکس در تابستان بایستی رطوبت زمین را زیاد نمایند. امکان آبیاری زیرزمینی توسط زهکش‌های روباز عملـی است، چون در زمستان آب اضافی‌راخارج نموده و در تابستان‌آب‌وارد زهکش‌ها مینمایند تا از آنجابطریق‌جانبی،آب بداخل زمین نشت‌نماید.

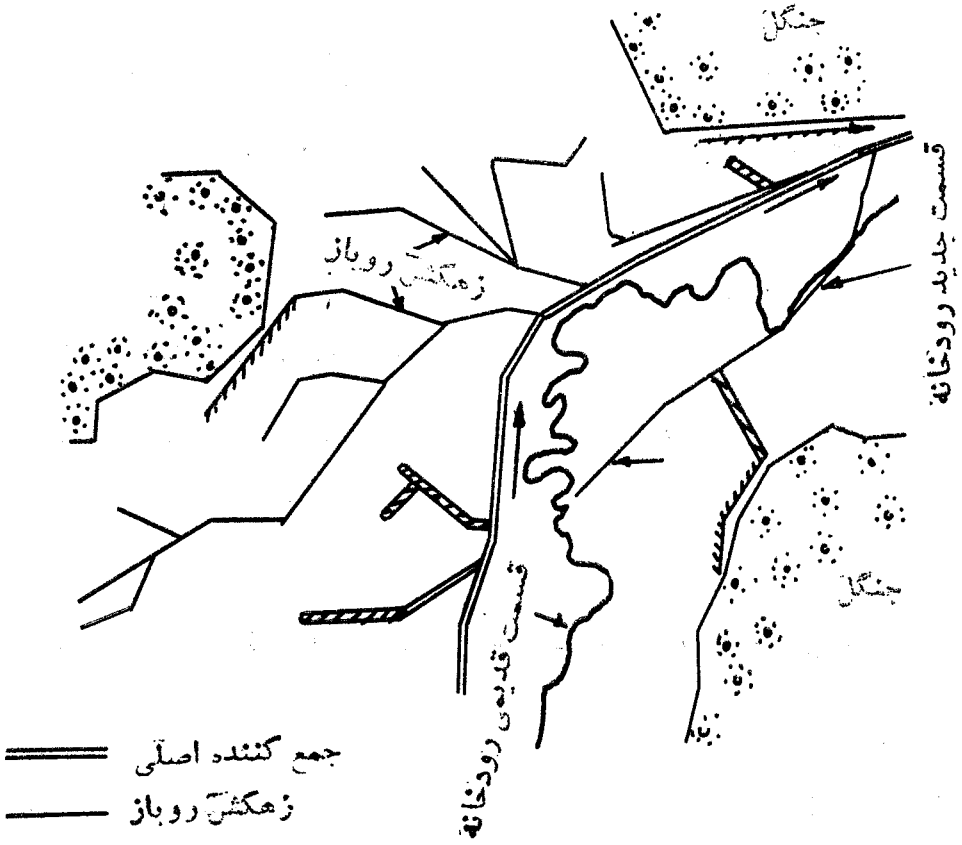
ج‌ـ درصورتیکه شیب زمین کم باشد انجام زهکشی بطریق زیـر زمینی با اشکالاتی‌مواجه‌خواهد شد، درحالیکه با زهکش‌های روباز این نظر بهتر انجام خـواهد گرفت .

د ـ درمناطقی که زمین دارای ارزش زیادی نیست زهکش‌هـای روباز میتوانند قابل‌توصیه باشند .

م ـ زمین‌هائی که در هلند از دریا گـرفته میشوند، بدلیل زیـادی

نمك احتیاج به شستشوی خاك دارندو برای اینکه شستشوی اراضی با سرعت زیادتری انجام گیرد درسال های اول از زهکش‌های روباز استفاده نموده و برای سالهای بعدی‌بانصب لوله‌های زهکشی،زهکش‌ها را میپوشانند لیکن جمع‌کننده‌های کماکان روباز باقی میمانند .

جهت روشن شدن بهتر مطلب، طرحی راکه در Alabama آمریکا و برای ۳۰۰ هکتار (شکل شماره ٤۳) تهیه‌شده شرح داده میشود .



ش ۴۳ ــ شبکه زهکشی برای ۳۰۰ هکتار از اراضی Alabama

شبکه زهکش‌ها بطول ۱۰ کیلو متر بوده و خارج نمودن آب اضافی زمین موجب افزایش راندمان کشاورزی گردیده است (شبکه زهکشی غیر منظم است).

رطوبت اضافی خاك از دو منبع تامین میشده که منبع اول جریان سریع آبها از جنگل‌های اطراف و منبع دوم فقدان شیب کافی زمین و هم‌چنین پیچ‌های زیاد رودخانه بوده که موجب عدم تخلیه سریع آب، میشدند.

کارهای انجام شده عبارت بوده‌اند از :

ـ مسیر جریان سابق رودخانه را کنار گذاشته شده و مسیرجدیدی با عبور از خط‌القعر، حفر نمودند.

ـ ایجاد زهکش‌های کمربندی بطور ناقص، برای جلوگیری ازورودآب **از خارج بداخل زمین مورد زهکشی.**

ـ ایجاد زهکش‌ها غیر منظم درمحل‌های تجمع آب‌وهدایت این‌زهکش‌ها بطرف جمع‌کننده اصلی.

قسمت چهارم ـ زهکش‌های عمودی و تغذیه مصنوعی سفره‌های آب زیر زمینی

فاضل‌کش اصلی‌که جهت تخلیه آبهای سطحی و یا زیرزمینی مورد استفاده قرار میگیرد،در بعضی‌از مناطق در نزدیکی های‌منطقه‌ایکه‌باید طرح‌زهکشی‌تهیه شود، وجودنداردویااینکه‌شیب‌زمین‌مشکلاتی‌تولیدمیکند. **دراین شرائط، چنانچه طبقه‌قابل نفوذی درعمق نسبتا کم از سطح‌زمین**

وجود داشته باشد، میتوان آبهای جمع شده (سطحی وزیرزمینی) راباین طبقه وارد نمود .

ورود آبهای خارجی بسفره آبهای زیرزمینی و یا طبقه قابل نفوذ، عمل عکس‌زهکشی است. چون در زهکشی، سطح آب سفره زیرزمینی را پائین میبرند،درحالیکه‌درتغذیه‌مصنوعی‌و یا زهکشی بطریقه‌عمودی، سطح آب را بالا میبرند (سطح آب باهدف تهیه طرح رابطه داشته واز حـدی نبایـد تجاوز نماید).

وارد نمودن آب بداخل طبقات زمین در موارد زیـر ممکن است مورد استفاده باشد:

ـ تخلیه آبهای سطحی

ـ تخلیه آبهای زیرزمینی اراضی بالادست

ـ ترمیم سفره‌های آب زیرزمینی که زیادتر از حد معمول بهره‌برداری شده باشند

ـ تنظیم آبدهی سفره‌های آب زیرزمینی

ـ تصفیه طبیعی آبهای سطحی

ـ جلوگیری از پخش آبهای آلوده کارخانجات صنعتی

ـ تخلیه‌فاضل آبها

همانطورکه‌ملاحظه‌میشود در موارد مختلفی میتوان از این طریقه استفاده نمود .

با توجه به‌اینکه تزریق آب بسفره‌های آب زیـرزمینی مـوضوع جدیدی نیست، مع‌الوصف هنوز در کشورهای اروپائی توسعه زیادی نیافته و در حال تکامل میباشد.

تزریق آب بسفره آبهای زیرزمینی ممکن است دارای چند هدف مشترك باشد، مثلا از طرفی آب اضافی اراضی بالادست تخلیه شود واز طرف دیگر آبهای حاصله با وارد شدن در استخرهای رسوب و نفوذ دهنده و با عبور ازطبقات‌خاك و تصفیه‌طبیعی،دریك طبقه با تخلخل‌زیاد جمع‌آوری شوند.

آبهای جمع‌آوری شده‌دراین طبقه تشکیل یك سفره‌آب زیرزمینی را داده که با حفر چاه و پمپاژ، میتوان از آنها برای مصارف آب آشامیدنی و یا کشاورزی استفاده نمود. هرچند مثال بالا عملاخیلی کم اتفاق میافتدولی بهرحال مهندس مامور تهیه طرح باید اطلاعات کافی از تمام این موضوعات داشته باشد، مثلاآبهای حاصله از زهکشی بعضی‌اراضی، معمولا بدر دشرب نمیخورند، چنانچه درطرح، این آبها بایستی واردسفره آب‌زیرزمینی‌شوند که ازآنجا آب‌آشامیدنی اهالی‌تامین میشود، مسلما مامور تهیه طرح باید در طرح خوداز واردنمودن آبهای حاصله از زهکشی در سفره آب زیرزمینی اراضی پائین‌دست صرفنظر نموده و یا عملیات‌لازم جهت‌جلوگیری از آلوده شدن سفره آب‌زیرزمینی در طرح کلی خود پیش‌بینی نماید .

از طرف دیگر هدف از زهکشی ، عمران اراضی مرطوب وباتلاقی است و تهیه آب نیز خود یکی از مباحث‌مهم عمران‌هر منطقه میباشد. دربیشتر مناطق عمل‌آبیاری‌توسط‌استفاده از پمپاژ چاه‌ها انجام‌میگیرد و بعلت استفاده زیاد و یا محدودبودن آب زیرزمینی، پس‌از مدت کوتاهی سطح‌سفره تنزل مییابد.چنانچه آبهای سطحی غیرقابل‌استفاده و در فصول غیر زراعی در اختیار باشد، میتوان با تغذیه مصنوعی در

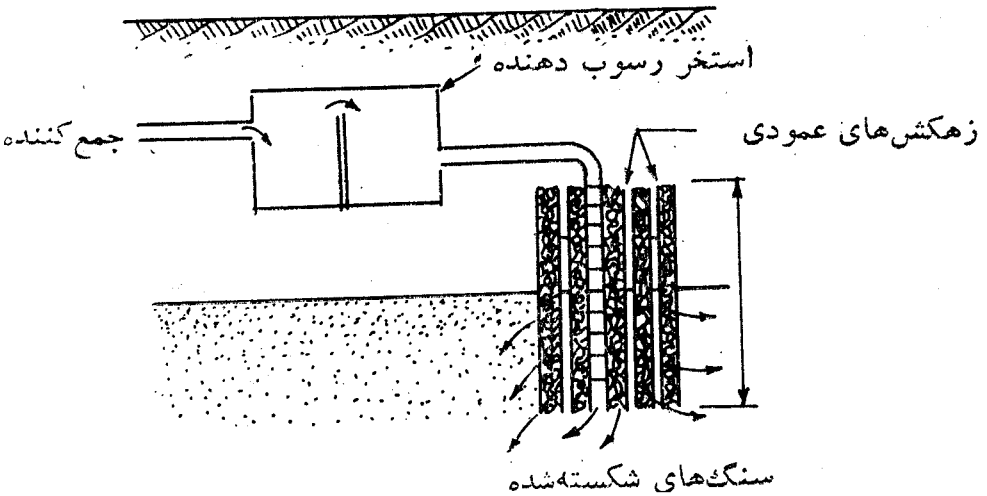
سفره آب زیرزمینی حجم آب ذخیره شده راافزایش داد. با توجه به اهمیتی که این طریقه خصوصا در تصفیه طبیعی آب دارد لذا توضیح مختصری راجع باستفاده ازاین موضوع در موارد مختلف داده میشود.

۱ ـ تزریق آب به‌طبقه با تخلخل زیاد بدون درنظر گرفتن آلودگی آب

طبقه موردنظر ممکن است اصولا تشکیل یك سفره‌آب زیرزمینی را ندهد. چنانچه منظورفقط تخلیه آب باشد هراندازه که تخلخل این طبقه زیاد بوده و یا در نزدیکی سطح‌زمین یافت شود، با هزینه کمتر و سرعت بیشتری میتوان آبهای اضافی را تخلیه نمود و ازاین نظر طبقات‌دارای‌قلوه‌سنگ، ریگ‌ویاماسه، برای‌این‌هدف‌ترجیح‌داده‌میشوند.

دراین طریقه‌چاههائی با عمق معین در زمین حفر میکنند، آب از این چاهها عبور نموده‌وواردطبقه‌موردنظر میشود (باین چاهها اصطلاح چاههای جذب‌کننده‌آب‌داده‌اند)، چنانچه آب‌های جمع‌آوری‌شده که‌باید داخل چاهها شوند، دارای مقدار زیادی مواد معلق باشد، بهتر است‌مدتی در اطاقهای رسوب دهنده بحال سکون گذاشته شوند تا مواد معلق ته‌نشین گردند. چاههای جذب کننده آب گاهی از یك چاه و گاهی جهت سهولت نفوذ،از چند چاه مطابق شکل٤٤تشکیل یافته‌اند. جهت‌جلوگیری از پر شدن چاهها میتوان آنها را با سنگهای شکسته شده پر نمود. در بعضی مواقع جهت‌نفوذبهتر، چند لوله‌عمودی‌مطابق‌شکل٤٤دراین‌چاهها قرار میدهند.

بجای پر نمودن چاه با سنگهای شکسته‌شده میتوان لوله‌هائی مشبکی در آن‌ها قرار داد. برای تهیه طرح‌لازم است که قدرت جذب کنندگی طبقه نفوذپذیر مشخص شود. اگر قابلیت جذب کنندگی این طبقه ۸ر۰



ش ۴۴ ـ زهکشی عمودی

لیتر در ثانیه در متر مربع ودبی راکه هرهکتار باید تخلیه نمایند، یك لیتر در ثانیه باشد، سطح جانبی چاههادر هکتار مساوی خواهد بودبا: ۱ر۲۵ = $\frac{۱}{۰٫۸}$ متر مربع و بامعلوم بودن قطر و عمق چاهها، تعداد آنها معین خواهند شد .

در بعضی از شرایط مخصوص میتوان آبهای فاضل آب را وارد غارهای زیرزمینی‌و یا تونلهای غیرقابل استفاده نیز نمود .

چنانچه طبقه غیرقابل نفوذی (بضخامت‌کم) و درنزدیکی‌های‌سطح زمین،وجود داشته باشد، بطوریکه مانع از نفوذ آب بطبقه قابـل نفوذ گردد، دراین صورت‌میتوان‌از طریقه‌هلندیها و بشرح زیراستفاده‌کرد:

شبکه زهکشی فاقد جمع‌کننده بـوده و آب مستقیما اززهکش‌هـا بوسیله چاههای عمودی وارد طبقه نفوذپذیر زیری میشود .

اجراء این طریقه‌احتیاج به مطالعات هیدرولـوژی‌وهیدروژئولـژی و زمین‌شناسی دقیق دارد، زیرا قابلیت‌جذب کنندگی‌طبقه نفوذپذیـر باید کافی باشد تا آب بآسانی‌درچاهها، نفوذ نموده و ضمنا سطح‌آب‌از حـدی بالاتر نیاید .

۲ ـ تزریق آب به طبقات عمیق و با فشار

هزینه این طریقه خیلی زیاد بوده و معمولا آبهای آلوده‌کارخانجات صنعتی را با این طریق بداخل‌طبقاتی (با شرائط‌مخصوص) واردمیکنند.

هرچندکه بیش‌از ۱۰۰ کارخانه در آمریکا ازاین طـریقه‌برای ازبین بردن آب‌های آلوده خود استفاده میکنند، لیکن درموردتخلیه‌آب های زهکشی و یا بالا بردن سطح سفره آب (جز در موارد ضروری)**این طریقه قابل توصیه نیست .**

درصورت استفاده ازاین طریقه‌لازم است مطالعاتی بشرح زیـر **انجام داد :**

الف ـ مطالعه طبقه‌ایکه آب باید در آنجا جمع شود

قبـل از انجـام سایر مطالعات بـاید معلوم شود، آیـا طبقه‌ایکـه قادرباشدتاآب‌واردشده با فشار رادرخود جای‌دهد، اصولا وجـود دارد؟ **معلوم است که برای جواب به‌این سوال بایستی مطالعات زمین شناسی را انجـام داد و هم‌چنین تـراوش هیدرولیکـی طبقـه قابـل نفوذ** موردنظر و طبقاتیکه آنرا احاطه میکنند، معلوم نمود .

آب بعضی از طبقات ممکن است مورد استفاده‌آب آشامیدنی‌قرار گیرد، بنابراین،این سفره‌ها نیز باید مشخص شوند تا آب آلوده راوارد

آنها ننمود. برای تعیین فشار مورد لزوم جهت تزریق‌آب، لازم‌است‌که فشار موجود در سفره‌ایکه آب به‌آن سفره باید وارد شود قبلا تعیین‌شده باشد.

ب ـ مطالعات‌مربوط به هیدرودینامیك طبقات خاك

همانطور که قبلا اشاره شدمسئله‌ظرفیت نگاهداری آب درطبقه‌ـ ایکه آب باید وارد شود بسیار مهم و قابل توجه است، زیرا این‌احتمال نباید وجود داشته باشد که‌آب‌دراثر فشار ازطبقه مورد نظرخارج شده‌و طبقات دیگر را آلوده نماید و یا اینکه بسطح زمین برگردد (نفوذآب به طبقات دیگر ممکن است در اثر فعل و انفعالات شیمیائی نیزباشد).

راجع به حرکت آب در داخل سفره آب زیرزمینی بایستی به‌نکات زیـر توجه نمود:

ـ آب تزریق شده بطبقه قابل نفوذ در فاصله کمی از چاه جمع و ذخیره میشود و بنا به آزمایشات انجام‌شده‌اگر آب دریك طبقه ماسه بضخامت ۲۰ متر و با ۲۰٪ تخلخل به مقدار ۱۰۰۰ مترمکعب در روز تزریق‌شود، آبهای وارده در یك استوانه‌ای‌به شعاع ۱۷۰ متر(چاه در مرکز آن‌قرار دارد)، جمع میشوند.

ـ سرعت حرکت آبهای تزریق شده بطـور طبیعی از چند ده‌متر درسال تجاوز نمیکند.

مقدار آب وارد شده با اختلاف فشار تزریق و فشار آب موجود در سفره زیرزمینی نسبت مستقیم دارد.

برای طبقاتی با سرعت آبگذری کم، فشار نسبتازیادی لازم میباشد، درحالیکه برای طبقات با سرعت آبگذری زیاد،این فشار خیلیجزئیویا اصولا مورد احتیاج نخواهد بود .

ج ـ کیفیت آب

آبیکه‌برای تزریق‌مورداستفاده‌قرار میگیرد نبایدمستقیما ویا دراثر مخلوطشدن باآبیکه‌در سفره‌آب زیرزمینی وجود دارد،، تولیدرسوباتی بنماید. اگرمثلا رس‌متورم درطبقه‌قابل نفوذوجودداشته‌باشد، دراثرورود آب حجم آنها اضافه شده و فضای بین ذرات را کم خواهدنمود، ازاین لحاظ لازم است که مطالعات کاملی برای موارد بالا صورت گیردوغالبا قبل از تزریق، عملیات مقدماتی، جهت رسوب یون‌های آهن‌ومنیزیوم‌و مـواد معلق جامد انجام میدهند .

۳ ـ نفوذ آب بطریقه سطحی

دراین طریقه آب در ابتدا وارد استخرهائی‌شده‌وسپس‌دراثـر نفوذ در طبقه یا سفره نزدیك بسطح زمین، ذخیره میشود، بنابراین‌آبهای سطحی مستقیما با آبهای زیرزمینی تماس ندارند .

چنانچه یك طبقه غیرقابل نفوذ و بضخامت کم (مانع‌جهت‌نفوذآب) وجـود داشته باشد، لازم است ایـن طبقه باندازه سطح کف استخـر بـرداشته شود .

موارد استعمال این طریقه، برای سفره‌های آب زیرزمینی سطحی و یا آبرفتی و مخصوصا برای تصفیه آبها میباشد، مطالعاتی که درباره این طریقه انجام‌داده‌اندخیلی‌کمترازطریقه دوم (تزریق با فشار)است،

لیکن برتری‌های زیادی بطریقه‌دوم دارد، از قبیل اینکه اگر طبقه قابل نفوذ در اثر رسوب مواد از حیزانتفاع‌خارج شده باشد، باخشك‌نمودن آب استخرهای نفوذ دهنده میتوان آنها را مرمت نمود ، درحالیکه در صورت بسته شدن خلل و فرج قسمت فعال چاهها، امکان‌ترمیم آنها از نظر ازدیاد سرعت آبگذری،مقـدور نیست و ضمنا احداث آنها ساده‌و با مقایسه با طریقه دوم هزینه کمتری احتیاج دارد .

برای اجراء این طریقه باید مسائل زیر روشن شوند :

ـ شکل وابعاد استخرهای نفوذ آب بچه‌ترتیب باید باشند؟

ـ آیا وجود یك فیلتر در کـف استخرها ضـروری است؟ و درصورت لزوم، بافت و قابلیت نفوذپذیری و ضخامت آنها چه اندازه بایدباشند؟

ـ بهترین فاصله بین کف‌استخرنفوذ آب و سطح آب‌زیرزمینی‌وارتفاع آب دراین استخرها چه مقدار باید باشند ؟

الف ـ قسمتهای مختلف یك استخر نفوذ آب

این استخرها تشکیل شده‌اند از: خندق، کانال و حوضچه هـای بزرگ ساخته شده و یا گودیهای‌مربوط‌به انشعاباب قدیمی رودخانه‌ها که تغییراتی در کف آنها داده میشود .

معمولا کف این استخرها از یـك طبقه شن بـه ضخامت ۱ ـ۱۵ر۰ مترو باقطر موثر(D_{10})۲ر۰ـ۳ر۰میلیمتر پوشیده‌میشود (ندرتاجدارها نیز بااین طبقه پوشش داده میشوند)، طبقه‌شن دراین‌حالت، عمل یـك تصفیه‌کننده مکانیکی و بیوشیمی را انجام‌میدهد. این طبقه که حائلی بین آب وزمین است،مانع‌عبور موادجامد آب‌شده و بتدریج از قشری‌از

این مواد پوشیده میشود، بنابراین در دوره‌های مشخصی که باشرائط اقلیمی رابطه دارد (چون در رشدآلك‌ها موثراست) اقدام به اصلاح این طبقه خـواهند نمود.

دبی نفوذ، که بوسیله ارتفاع آب در واحد زمان مشخص میشود، بطور تقریب پیش‌بینی میگردد و درنظر اول تصور میشود کـه‌دبی با سطح کف استخر رابطه دارد، درحالیکه ایـن موضوع همیشه صـادق نیست وبعلاوه‌مقداری‌آب توسط جدارها نیز نفوذ مینماید (مقدار نشت‌آب بین ٥ تا ١ متر در روز است). برای جلوگیری از فرسایش جدارها در اثر موج آب (که خود مولود وزش باد است) آنهـا رابایـك قشری از سنگهای شکسته شده ویا قلـوه سنگ بـه ضخامت ٢ر٠ ـ ١٥ر٠ متر میپوشانند.

این استخرها بشکلهای مختلف ساخته میشوند از قبیل: دایـره، مربع و اکثرا مربع مستطیل.

ارتفاع آب وارد شده دراین مخازن ٤ر٠متر (Dortmund) تـا ٦ متر (در بعضی از نواحی سوئد) میباشد.

اگر مقدار نفوذ در حدود ٢ متر در روز و ابعاد حوضچـه نفـوذ ١٠٠×١٠٠ متر (سطح‌این حوضچه‌هـااز یك هکتار تا ده‌هکتار است) باشدهریك از آنها میتوانند ٢٠٠٠٠ متر مکعب در روز و یا ٨٠٠ متـر مکعب آب در ساعت را نفوذ دهند.

ب ـ تصفیه آب در استخرها

تصفیه آب دراین طریقه‌درسه‌مرحله و بطور زنجیری انجام‌میگیرد:

ـ تصفیه آب در استخر

ـ تصفیه آب در اثر نفوذ در طبقه شن کف استخر

ـ تصفیه آب در اثر عبور از فضای بین ذرات زمین

برای عمل تصفیه درهریك از سه مراحل بالا احتیاج به مقداری اکسیژن است و بهمین دلیل آب به کمك آبشارهائی در استخرها وارد میشود، تا مقداری از اکسیژن هوا وارد آب گردد .

درطریقه نفوذ عمیق و با فشار، احتیاجی به اکسیژن نیست و اکسیژن زیاد باعث میشود که خلل و فرج بین ذرات خاك گرفته شده و ضمنا تولید رسوبات اکسیدی بنماید. بمنظور تمیز کردن کف استخرها که قبلا به آنها اشاره شد، تا آنجا که امکان داردکف باید بالاتر از سطح سفره آب قرار گیرد و این ارتفاع حداکثر ۲۵ متر ولی معمولا ۵ـ۲ متر و گاهی کمتر میباشد.

در شروع نفوذ، خاك حدفاصل بین کف استخر و سطح آب زیر ـ زمینی اشباع نیست بنابراین مقدار نفوذ بتدریج در بعضی مواقع زیاد میشود.

جهت افزایش سرعت نفوذ، احداث چاههای تخلیه هوا در کف استخر ها را توصیه میکنند، زیرا بوسیله این چاهها هوای بین ذرات خاك خارج گردیده وسرعت جریان آب اضافه خواهد شد. قدرت تصفیه کنندگی استخرهای نفوذ آب با کم شدن سرعت نفوذ افزایش مییابد .

معمولا از کانالها، خیلی کمتر جهت نفوذ آب استفاده میکنند (در Bale یك کانال بطول ۵ کیلومتر برای این منظور حفر کرده‌اند).

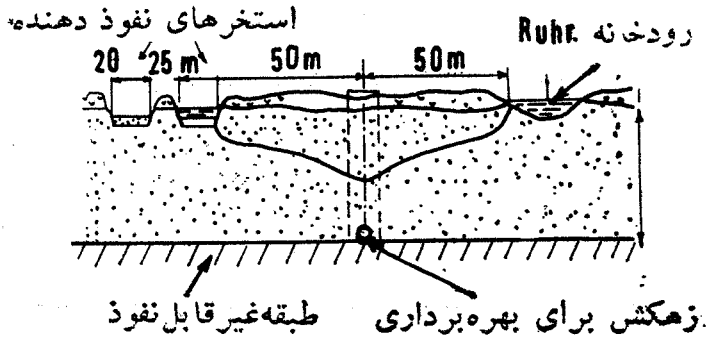
برای اینکه اصول این کار بهتر روشن شود، عملیاتی را که دراین خصوص در دومنطقه Dortmund (Ruher) و Croissy – sur – Seine

انجام داده‌اند، بطور مختصر شرح داده میشود :

اول ـ استخرهای نفوذ آب در Dortmund (Ruher)

از سفره آبرفت Ruher از ۱۹۳۵ ـ ۱۹۱۰ به کمك پمپاژ استفاده میکردند که منبع تغذیه آن، رودخانه Ruher بوده است .

آلوده بودن آب رودخانه Ruher و کم شدن نفوذ آب (بعلت پرشدن فضای بین ذرات خاك‌جدار نهر بامواد معلق‌جامد در آب)، ایجادتغییراتی دراساس بهره‌برداری، توسط‌متخصصین‌ضروری تشخیص‌داده‌شد، ازاین‌نظر اولین استخر نفوذ آب درسال ۱۹۳۵ احداث گردید. همانطور که از شکل ٤٥ ملاحظه میشود این استخرها بفاصله ۵۰متری از زهکش ویا ۱۰۰ متری از رودخانه Ruher حفر شده‌اند (زهکش بر روی طبقه غیر قابل نفوذ قرار دارد).



ش ۴۵ ـ استخرهای نفوذ دهنده در Dortmund

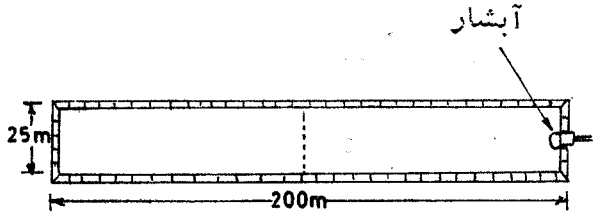
ضخامت بین طبقه غیر قابل نفوذ و سطح زمین (قلوه سنگ وشن) ٦ـ۵ متر است .

درهر سال ۱۰۰ میلیون متر مکعب آب (۳ متر مکعب در ثانیه) از این سفره پمپاژ میشود که‌آبها در اثر نفوذمستقیم از جدار رودخانه ونفوذ از استخرهای نفوذ دهنده بطبقه قابل نفوذ جبران میشوند. استفاده از استخرهای‌نفوذدهنده علاوه‌برافزایش دبی‌پمپاژ، باعث‌اصلاح کیفیت‌آب نیز گردید (آب رودخانه Ruher بعلت اضافه شدن روغنهای معدنی غالبا آلوده است). عملیات قبلی دراین استخرها صورت نگرفته وتنها بعداز پمپاژ، کلر جهت تصفیه به آب اضافه مینمایند. استخرهای‌نفوذ آب در Dortmund همیشه درحال تکامل وتوسعه‌است وانواع مختلف استخرهای آزمایشی در سه مرحله‌پی‌درپی ساخته شده‌اند.

درهریك از این مراحل بعلت تکاملی که پیدا کرده بودند راندمان کار بطرز محسوسی افزایش یافت، درتمام این مراحل یك مخزن رسوب‌آب وجود دارد که‌آب بدوا در آن وارد شده ومقداری از مواد معلق جامدخود را در آن ته‌نشین مینماید، بطوریکه در موقع خروج، موادجامد آن از ۱۰۰ گرام‌درلیتر تجاوز نمیکند. استخرهای‌آزمایشی‌ساخته‌شده‌در Dortmund عبارت‌اند از :

a ــ استخرهای ساده

این نوع‌استخرهامطابق‌شکل ٤٦ تشکیل یافته‌اند از حوضچه‌هائی به‌ابعاد



ش ۴۶ ــ استخر نفوذ دهنده

۲۵×۲۰۰ متر کـه‌در کف‌آن طبقه شن‌با قطر مـوثر ($D_{۱۰}$)۳ر۰ـ۲ر۰ میلیمتر و بضخامت ۵ر۰متر قرار دارد (طبقه لیمونی قبلابرداشته‌شده است).

دبی نفوذ با فشار استاتیک٤ر۰ـ۳ر۰ متر،در حدود ۲ر۰ متردرساعت است وآب بوسیله آبشاری از طرف عرض بداخل استخر وارد میشود.

تغییراتـی کـه‌آب درحین عـبور ازطـبقه شن پیدا میکند عبارتند از:

ـ رسوب مواد معلق جامد

ـ جذب یك مقدار نمك آب بوسیله آلگها وباکتری‌ها

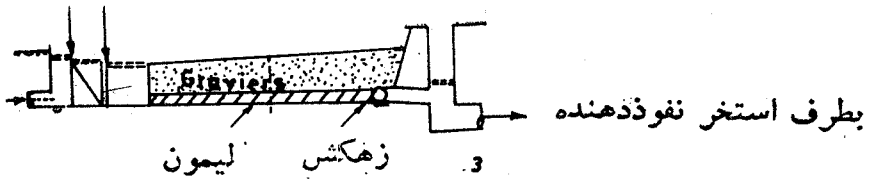
ـ اضافه شدن نمك‌آب در اثر تبدیل مواد آلی به مواد معدنـی تـوسط باکتری‌ها

ایـن نـوع مـخازن بیش از ۸ـ٦ هفته مفید نبودند، از ایـن نـظر مورد توجه قرار نگرفتند.

b ـ استخر با صافی اضافی

صافی‌های اضافی، نوعی‌از مخازنی‌هستند که قبل‌از استخرهای نـفوذ دهنده ساخته میشوند و مشخصات آنها عبارت‌اند از:

ـ بشکل‌مربع وبمساحت ٤۰۰۰ متر مربع که مستقیما برروی لیمون‌قرار گرفته (شکل٤۷)واز سنگریزه رودخانه Ruher بابـعاد ۱۲ـ۵ میلیمتر و به ضخامت ۷ر۱ ـ ۵ر۱ متر پر شده است (تعویض آن با تناوب‌های ٤ـ۳ ساله انـجام میگیرد). یك قسمت از عملیات تصفیه دراین مخازن انجام شده و یك قسمت‌نیز در استخر نفـوذدهنده انـجام خـواهد شد و درنتیجـه عمر استخر نفوذ آب زیادمیشود، لیکن باتمام این اوصاف این طریقه نیز مورد تـوجه قرار نـگرفته است (شکل ٤۷ طرز کـار را نشان میدهد).



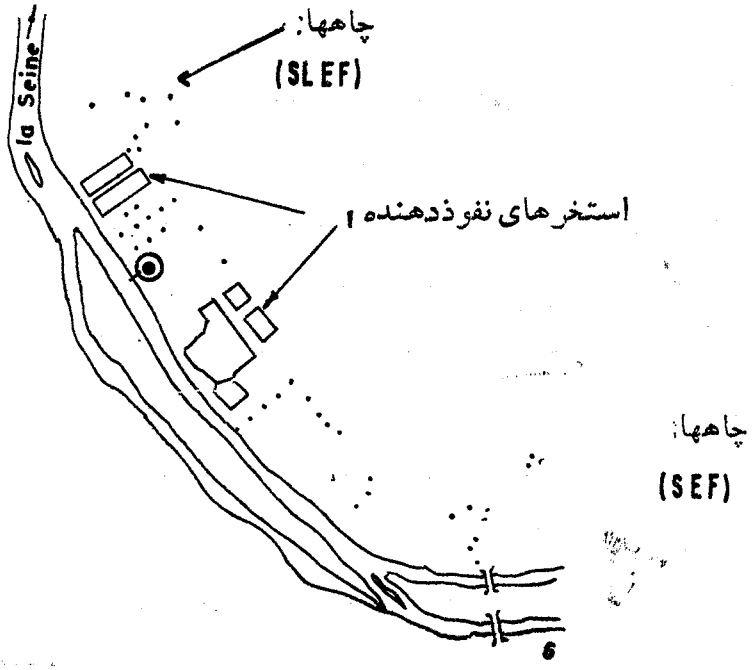
ش ۴۷ ــ استخرهای باصافی اضافی

c ــ استخرهائیکه آب بطور متناوب درآنها وارد میشود

تجربه نشان داده است چنانچه آب بطور متناوب یعنی پس از خشك‌شدن وخراش داد کف استخر وارد شود، آلك‌ها خیلی نقصان مییابند .

با استفاده از این طریقه‌عمر استخرهـای نفوذ آب تا ۳ سال افـزایش خواهد یافت، لیکن موارد استعمال‌آنها محدود به مناطقی است که سطح سفره آب زیرزمینی باندازه‌کـافی پائین باشد تا مانـع خشك‌شدن کف استخر نگـردد .

دوم ــ استخرهای نفوذ دهنده در Croissy sur seine



ش ۴۸ ــ استخرهای نفوذ دهنده در Croissy sur seine

این‌استخرها در پائین‌دست شهرپاریس ودرکنار رودخانه Seine قرار دارند، شرکتهای مختلفی از قبیل S.L.E.F از آب سفره زیر زمینی این منطقه با دبی زیاد استفاده میکنند .

سفره آب زیر زمینی بـه کمك نفوذ آب از seine تغذیه میشود. لیکن‌درماههای‌اوت‌واکتبر که‌رودخانه seine دارای‌دبی حداقل‌است، آلودگی‌آب از حدمجاز تجاوز میکند (دراین موقع ٤٠٪ آب seine از آگوها تامین میشود). سفره آب زیرزمینی فوق تشکیل شده‌از آبرفتهای دوران چهارم بضخامت ۱۵ ــ ۸ متر کـه بر روی سنگهای گچی تـرك دار قـرار دارند .

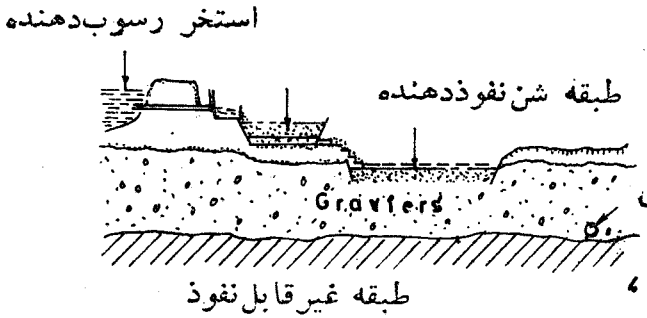
افزایش بهره‌برداری (در سال ۱۹۵۹ به ۵۰ میلیون متر مکعب‌در سال رسید) و نفوذ آب از seine ،باعث پائین آمدن کیفیت ومزه‌آب گردید واین امر موجب شد که موضوع تزریق مصنوعی سفره آب زیرـ زمینی مـورد مطالعه قرار گیرد .

علت شروع مطالعه دراین خصوص، یك طغیان غیر منتظره seine بوده که‌با بالاآمدن سطح آب‌زیرزمینی و بهبـودی در کیفیت آبهـای پمپاژ شده، همراه بوده است.

اولین استخر نفوذ در مجاری قدیمی رودخانه کـه بصورت یـك حوضچه بودند، مورد استفاده قرار گرفت‌و بعـدا بتدریج استخرهای دیگـری حفر شدند .

طبقه نفوذ دهنده عبارت‌انداز خاکهای‌ماسه‌ای و رسی که‌در محل وجـود دارند .

استخرهـای نفوذ مطابق شکل ٤٩ در نزدیکی seine قـرار دارنـد که‌سطح کلی‌آنها ١١ هکتار است ومیتوان‌آن‌هارا بدو پلاژ نـفوذ ٢ر٧ هکتاری (بالادست) و ٣ر٧ هکتاری (پائین‌دست) تقسیم نمود.



ش ٤٩ ــ استخرهای نفوذ دهنده درکنار رودخانه seine

سطح سفر آب زیرزمینی قبل‌از تغذیه مصنوعـی ٤ متر تا کـف استخر بوده است .

کف استخر دارای شیب مختصری است که در قسمت پائین آن پمپی قرار دارد تا در انتهای کار که دبی‌نفوذ خیلی پائین میآیدباخارج نمودن آب،در خشکی کف استخر تسریع کنند (آب از قسمت پائین‌نیز وارد استخرمیشود). جدارها بایك قشری از سنگهای‌شکسته‌شده، بقطر ٦٠ــ٣میلیمتروبضخامت ١٠ــ٥سانتی‌متر جهت جلوگیری از فرسایش (اثر موج) پوشانیده شده‌اند. دبی نفوذ ٠٤ر٠ ــ ٠٢ر٠ متر در ساعت (٥ تا ١٠ مرتبه‌کمتر از Dortmund) وارتفاع آب در استخر نفوذ ٣ متریابیشتر میباشد .

پس‌از تشکیل یك طبقه غیرقابل نفوذ در کف استخر، آنها راهـر چندوقت یکبار با لوازم دستی‌برمیدارند. آب وارد شده در استخرهای

نفوذ عاری از مواد معلق جامد بوده است .

۴ ـ اثر استخر برروی کیفیت آب

آب در استخر ازنظر تصفیه مهم و قابل توجه است، دراین استخرها الگها توسعه یافته که از یکطرف بعلت تولید اکسیژن مفید بوده‌و از طرف‌دیگر بعلت‌بسته نمودن فضای بین ذرات خاك و تولید مواد آلی در اثر پوسیده شدن (چنانچه‌بتدریج از استخر خارج‌نشوند) مضر هستند .

ورود آب در استخرتوسط‌آبشارهائی صورت میگیردتااکسیژن کافی وارد آب شود و این مقدار اکسیژن برای مدت تقریبی ۱۵ روز (که آب دراستخر میماند) وبرای تجزیه باکتریها کافی بنظر میرسد.

پلانکتونها (مجموع موجودات ذره‌بینی که بحالت معلق در آب دریاها موجودند) در اثر عمل کلروفیلی مقدار زیادی اکسیژن تولید کرده و CO^2 را تجزیه میکنند .

الف ـ اثر ارتفاع آب برروی تصفیه و مقدار نفوذ

ارتفاع آب بستگی به دو عامل‌دارد یکی رشد پلانکتون ودیگری نفوذ آب .

ـ رشد پلانکتونها

عده‌ای ازدانشمندان ارتفاع‌آب‌رابرروی‌رشد پلانکتون‌هاموثر میدانند.

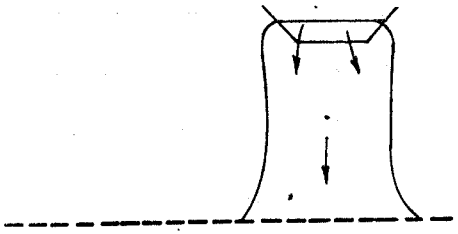
شرایط رشد پلانکتونها دقیقا باید مطالعه شود، چون نتایج‌حاصله

حتی در استخرهای نزدیك بیکدیگر قابل‌تعمیم نیستند . بذر افشانی برای گیاهان مخصوص در croissy موردمطالعه قرار گرفته ولی‌هنوز نتایج حاصله از آنها جهت ترویج در اشلهای بزرگ رضایت‌بخش‌نبوده است .

ـ اثر ارتفاع آب برروی مقدار نفوذ

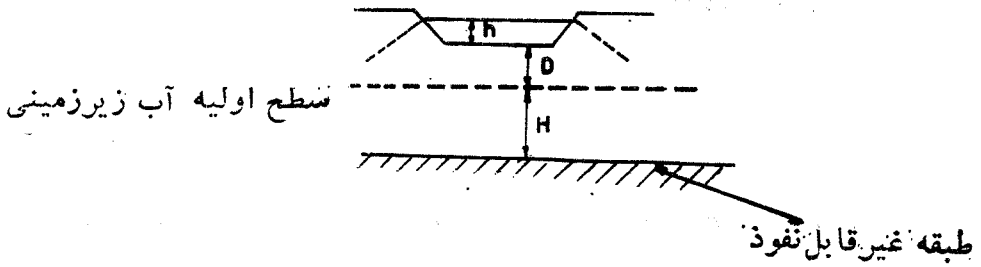
a ـ سفره آب زیرزمینی در عمق زیادی قرار گرفته است

دراین حالت جریان نفوذبطور عمودی صورت گرفته و شیب هیدرولیکی نزدیك به‌یك‌است (شکل ۵۰). دبی‌نفوذبا استفاده از قانون دارسی مساوی‌با $Q = K . S$ ومشاهده‌میشود که‌دبی‌نفوذتاحدی تابع ارتفاع آب نبوده و متناسب با سطح استخر خواهد بود .



ش ۵۰ ـ سطح آب زیرزمینی تاکف استخر زیاد میباشد

b ـ سفره آب زیرزمینی در عمق کمی قرار گرفته است (شکل ٥٤)



ش ۵۱ ـ فاصله سطح آب زیرزمینی تاکف استخر زیاد نمیباشد

دراین حالت مقدار زیادی از آب توسط جدارها نفوذ خواهد یافت .

ب ــ نفوذ آب از جدار و کف استخر

بنابه‌آزمایشات Aisenstien مقدار نفوذ در واحد زمان ودر واحد طولی جدار مساویست با :

$$q = \frac{1}{2}(h+D)\sqrt{\frac{(h+D+H)\ k \cdot P}{t}}$$

K = تراوش هیدرولیکی

P = تخلخل

t = زمان‌اندازه‌گیری(بعداز اشباع‌زمین)

h = ارتفاع آب

H = ضخامت‌سفره آب‌زیرزمینی

D = فاصله بین‌کف‌کانال تاسفره آب زیرزمینی

به موجب آزمایشات انجام شده در Peoria نصف بیشتر نفوذ توسط جدارها انجام میگیرد و آبیکه توسط کف نفوذمینماید، متناسب با جذر سطح استخر است .

اگر سطح آب زیرزمینی بالا باشد، سطح وفرم استخر در مقدار نفوذتاثیردارد، لیکن اگراین ابعاد ازیك‌حدی تجاوز نمایندرافزایش مقدار آب نفوذ نموده (حداقل با مقایسه با اضافه هزینه تولید شده) تاثیر زیادی ندارند .

فصل ششم

تنظیم جریان آب در رودخانه و اصلاح اراضی

(طرح‌های وابسته به زهکشی)

در فصل دوم، توضیحات کافی در خصوص محاسبه دبی سیل‌های یك حوضه با زمان‌های برگشت مختلف داده شده است، دبی های پیش‌بینی شده بایستی از رودخانه ویا فاضل‌کش‌ها عبور نمایند، اگر ابعاد آنها باندازه‌ای نباشند، که آب جاری شده ازاراضی را تخلیه نمایند، بایستی بمنظور حفاظت اراضی، نسبت به اصلاح وضع آنها اقدام نمود.

دربعضی موارد، رودخانه ویافاضل‌کش‌ها، قادرند که‌آب‌های جاری شده‌از باران ویاذوب برف‌ها را تخلیه نمایند، لیکن اگر سطح‌سفره آب زیرزمینی بالاباشد پس‌از اجراء زهکشی، رودخانه‌بایستی‌علاوه‌برآب‌های جاری شده سطحی، آبهای زیرزمینی رانیز تخلیه نماید، درچنین شرایطی با احتمال زیادبایستی ابعاد مقطع‌فاضل‌کش را زیاد نمود (جهت محاسبه ابعاد لازم برای‌مقطع یك کانال وبا دبی مشخص، به فصل چهارم‌مراجعه شود).

طرح‌هائی نظیر تنظیم جریان‌آب‌رودخانه ویافاضل‌کش‌ها واصلاح اراضی

را غالبا بنام طرح‌های وابسته به زهکشی، مینامند، زیرادراکثر موارد، تخلیه سیلاب‌ها و کم نمودن املاح اراضی، بهمان‌اهمیت پائین بـردن سطح آب زیرزمینی بوده‌و بهمان‌نسبت‌درعمل‌کرد محصول‌موثرهستند.

مطالعات هیدرولژی درمطالعات‌مربوط به تهیه طرح‌های‌زهکشی اهمیت بسزائی دارند. توسط‌این‌مطالعات،اولا معیار زهکشی(ارتفاع آب در روز که در اثر ریزش‌های‌جوی توسط زهکش‌ها بایستی‌تخلیه شوند)، ثانیا مقدار دبی‌رودخانه ویا فاضل‌کش در اثر باران‌های شدید و یا ذوب شدن‌سریع برف‌ها (سیلاب)، معلوم میشوند .

قسمت اول ـ تنظیم جریان آب در رودخانه و فاضل کش‌ها

۱ ـ تعریف فاضل کش‌ها

فاضل‌کشها عبارتند از: رودخانه طبیعی یا کانال ساخته شده ویا لوله‌های زیرزمینی (باقطربزرگ) کـه عمل انتقال آب از یـك منطقه زهکشی شده (زیرزمینی ویـا سطحی) رابه رودخانـه ویا دریا بعهده دارند .

اگر رودخانه طبیعی و یاکانال ساخته شده، آب حوضه زهکشی نشده را نیز تخلیه کند، میتوان اصطلاح فاضل‌کش را برای رودخانه یا کانال فوق استعمال نمود .

رودخانه‌های طبیعی‌ویا فاضل‌کشهای‌یك‌حوضه آبریزغالبا نمیتوانندآبهای جریان یافته حوضه مربوطه راکاملا تخلیه کنند وعلل آن‌ممکن‌است‌براثر رسوب مواد معلق موجود در آب و یا عوامـل انسانی (ازقبیل‌ساختمان

هائی نظیر پل وسد) ویاعدم‌مراقبت‌کافی و یا کم شدن شیب رودخانه‌ها باشند (رودخانه‌ها سعی میکنند بمرور زمان شیب خودرااصلاح کرده وبحال تعادل در آیند).

بدین جهت رودخانه‌ها با اضافه نمودن طول مسیر، شیب را کم‌نموده واین عمل را با ایجاد پیچ وخمهای رودخانه انجام میدهند. غرقاب‌شدن زمینهای مجاور رودخانه در نتیجه عدم توانائی کافی برای تخلیه آبهای وارده، بوجود میآید.

تهیه طرح‌زهکشی برای منطقه‌ای که آبهای حاصله باید واردچنین رودخانه‌هائی بشوند، اصولاصحیح‌نیست، زیرا جزآنکه وضع موجود رابیشتر به‌مخاطره بیاندازد نتیجه دیگری عاید نمیشود، دیگر آنکه طرحهای زهکشی‌درچنین شرائطی کاملا نمیتوانند قابل استفاده باشند، زیرا آبهای حاصله از زهکشی بسرعت تخلیه نخواهند شد.

گاهی زمینهای باتلاقی موقعی بوجود می‌آیند که موانعی در سر راه جریان آب وجود داشته باشد، بنابراین‌وضع رودخانه ازنظرشیب وابعاد و برداشتن موانع در شرائط بالا ضروری بنظر میرسد.

اصلاح وضع رودخانه‌ها همیشه منتج به نتایج کاملا مثبتی نمی‌شود مثلا با اصلاح وضع رودخانه (فاضل‌کش) که دردامنه وچند متر بالاتر از خط‌القعر وجود دارد موجب تخلیه آبهائیکه در خط‌القعر دره جریان دارند، نمی‌گردد. از این نظر حفر یك کانال اضافی در خط‌القعر دره مفید خواهد بود.

در بعضی‌مواقع‌درزمین‌های‌باشیب‌کم‌مجبور به حفرچندین‌کانال‌خواهندبود زیرا هرکانال‌تنها میتواند آب قسمت‌محدودی از زمینهای اطراف خودرا

تخلیه نماید وآب‌های حاصله از زمینهای دورتر بعلت کمی شیب نمیتوانند وارد آن شوند. در مناطقیکه کشاورزی مکانیزه وجود دارد خندق وکانال عامل مهمی جهت عدم پیشرفت سریع کار وعمل ماشینهای مربوطه می‌باشند. از این نظر لوله‌ها ی‌زیرزمینی را جانشین کانالهای ویا انهار روباز مینمایند. عملیات اجرائی که برای منظورهای بالا باید انجام‌شود ممکن است شامل یك یا چند طریقه بشرح زیر باشند :

ـ تغییر ابعاد رودخانه طبیعی

ـ احداث کانال

ـ تبدیل نهر ویا فاضل کشها ی‌کوچك به لوله‌های زیرزمینی

۲ ـ مطالعه مقدماتی

قبل‌از تهیه واجرای طرح، مهندس مامور تهیه طرح باید مطالعات مقدماتی را انجام دهد. فرض میشود که مطالعات کشاورزی وزمین شناسی وهوا شناسی و تعیین سطح منطقه‌ای که زهکشی انجام‌شده ویاخواهدشد، با دبی‌های مشخص، ملحوظ، محسوب ویامعین شده‌باشند، بنابراین باید مطالعات هیدرولوژی را تکمیل نموده و وضع پستی وبلندیها وخصوصا نیم‌رخ‌های‌مربوطه‌را که‌مورداصلاح ویامسیر جدید فاضل‌کش خواهندبود، تهیه‌نمود. اساس‌این مطالعات درتمام‌موارد یکسان‌وعبارت‌انداز: تعیین مقدار دبی موردتخلیه درنقاط مختلف فاضل‌کش (مطالعات هیدرولوژی) وهم چنین تهیه نقشه‌های نیولمان برای خط‌القعرها که فاضل‌کشها روی آنها باید حفر گردند و علاوه براین تهیه‌نیمرخهای رودخانه‌هائی که‌وجود دارند ولی وضع‌آنها باید اصلاح‌شوند. نتیجه مطالعات هیدرولوژی را

بوسیله جدول یامنحنی میتوان عرضه نمود. این جداول ویا منحنی‌هامقدار دبی‌را درنقاط مختلف زهکشی (که باید تخلیه شوند) مشخص میکنند، طرز اندازه‌گیری دبی‌درنقاط مختلف‌مسیر فاضل‌کش درفصل دوم باندازه کافی شرح داده شدوحالا طرز تهیه تابلوها ومنحنی‌های اشاره شده در بالا توضیح داده میشود.

در مرحلـه اول باید حوضه‌های فرعی ومنطقه‌های زهکشی شده دریـك حوضه‌بزرگ‌وکلی‌را ازیکدیگرمجزانمود واین عملیات‌رابشرح‌زیرمیتوان انجام داد :

الف ــ تعیین نقاط مهم

مهندس مامـور تهیه طرح، بعداز آشنائی از وضع جریان فـاضل‌کش‌و مطالعه‌نقشه‌های موجود، نقاط‌مهم‌رادر روی مسیرفاضل‌کش معین‌میکند. این نقاط دردرجه اول درمحل ورود انشعابات رودخانه‌هـای مربوط به حوضه‌های فرعی در محلهائی مثل O_3وO_2وO_1بوده(به شکل ٤٨ صفحه ١٧٧ مراجعه شود) ودر درجه دوم درمحل ورود جمع‌کننده زهکش‌به فاضل کش میباشد. همچنین ممکن است تقاطع خط‌القعرهـا را با فاضل‌کش بعنوان نقاط مهم در نظر گرفت، حتی اگر از این خط‌القعرها همیشه‌آب بطور مداوم جریان‌پیدا نکند. اگر نقاط فوق‌الـذکر خیلی از یکدیـگر فاصله داشته باشندیك عده نقاط واسط بنام‌نقاط ارتباط دهنده انتخاب میکنند. این نقاط ارتباط دهند مثلا ممکـن است محل ساختمان پـل‌ها برروی فاضل‌کش باشند.

ب ــ مشخص کردن حوضه‌ها

بعداز تعیین نقاط مهم لازمست کـه حوضه‌ایکه مـوجب دبی ایـن نقاط میگردند تعیین، وحدودشان معلوم شونـد. برای این‌هـدف میتوان از

عکسهای هوائی یا نقشه‌هائی بااشل $\frac{1}{5000}$ و یا $\frac{1}{20000}$ که دارای‌خطوط میـزان منحنی هستند، استفاده نمود (ممکن است اشل بـزرگتری نیز انتخاب گردد).

جهت تفهیم بهتر نقشه لازمست که انشعابات را با رنگ آبی‌وحدود کل حوضه را با رنگ سیاه مشخص نمود.

ج- تعیین حدودحوضه‌هائیکه‌مستقیما موجب تغذیه فاضل‌کش میشوند

حدود این حوضه‌ها را باخطوط بزرگترین شیب زمین میتوان‌تعیین کرد چنانچه قرار باشد که یك‌قسمت تعیین شده‌از فاضل‌کش اصلاح‌ومرمت شود، لازمست که حوضه‌های بالادست این قسمت معلوم شوند تا مقدار آبی که‌ازحوضه‌های‌بالا دست‌باین قطعه سرازیر میشود، مشخص گردد.

۳ ـ تهیه جدول و منحنی نمایش دبی فاضل‌کش

انشعاباتیکه وارد فاضل‌کش میشوند ممکن است بـاعث افزایش دبـی ناگهانی فاضل‌کش‌شوند، ازاین نظر دبـی فاضل‌کش را در بالادست‌و پائین‌دست و محل ورود این انشعابات اندازه‌گیری میکنند.

اگر دبی تراکمی نقاط مهم فـاضل‌کش ویا رودخـانه، ازمبداء تـا انتهاء وبر روی‌نیم‌رخ‌های آنها برده‌شوند، میتوان از مقدار آبی‌که از نقاط موردنظر مسیر عبور مینماید، اطلاع حاصل نمود.

۳ ـ تهیه نقشه زمین

الف ـ تهیه نیمرخ طولی رودخـانه: چنانچه ارتفـاع سطح متوسط و حداکثرآب وهم‌چنین ساختمان‌های‌روی رودخانه ومحل ریزش‌زهکش‌ها،

بر روی نیمرخ طولی رودخانه برده شوند، استفاده بیشتری از آنها خواهد شد (برای مقیاس عمودی غالبا $\frac{1}{100}$ را انتخاب مینمایند).

ب ـ نیمرخ عرضی رودخانه: این نیمرخ از نقاطیکه درموقع مطالعه هیدرولوژی بعنوان نقاط مهم علامت گذاری شده‌اند، تهیه میشود. چنانچه این نقاط محل ریزش انشعابات به رودخانه باشند دو نیمرخ عرضی برداشته میشوند، که بترتیب کمی بالادست و کمی پائین دست خواهند بود. فاصله بین نیمرخهای عرضی بستگی به دقت تهیه طرح دارد واز ۲۰۰ـ ۵۰ متر نباید تجاوز نماید. یعنی در طرحهای دقیق این فاصله در حدود ۵۰ متر و در طرحهای با دقت کمتر، از ۲۰۰ متر بیشتر نخواهد بود. درصورتیکه تعداد نیمرخهای عرضی کافی نباشد، همانطوریکه در بحثهای قبلی اشاره شد میتوان یك عده نقاط حد واسط انتخاب نمود.

ج ـ تهیه نقشه مسطحه

این نقشه بایستی دارای خطوط میزان منحنی با فواصل ۵ر۰ متر باشد و ضمنا سطوح زیر کشت نیز روی آن باید مشخص گردد. چنانچه بخواهند علاوه بر نهر طبیعی موجود یك کانال دیگر نیز حفر نمایند، جهت ترسیم مسیر جدید تهیه این نقشه خیلی ضروری خواهد بود این نقشه‌ها را معمولا با مقیاس $\frac{1}{2000}$ و یا $\frac{1}{5000}$ تهیه میکنند.

۴ ـ مطالعه طرح

بعداز انجام کارهای مقدماتی و تهیه نقشه‌ها ومدارك لازم در دفتر کار، مامور تهیه طرح قبل از اتخاذ تصمیم قاطع یك محاسبه ساده و سریع

باید انجام دهد تا مثلا مقطع‌لازم برای تخلیه دبی موردنظر، محاسبه شود. درتهیه طرح باید سعی گردد که‌برای مقطع مورد نظر، ازخاك‌ریزی ویاخاکبرداری‌زیاد، جلوگیری‌شود، زیراطرح بایستی ازنظراقتصادی‌قابل توصیه باشد، چنانچه مقطع کانال خیلی بزرگ محاسبه شده باشد برای کم نمودن هزینه، میتوان احتمال وقوع‌دبی را بزرگتر انتخاب نمود.
گاهی از نظر اقتصادی، بیشتر مقرون بصرفه است که یك کانال علاوه بر نهر طبیعی موجود حفر شود،زیراغالبا نهرطبیعی‌درخط‌القعرنبوده‌ویا اینکه تعریض و عمیق نمودن نهر موجود بعلت وجود اشکالاتی (از قبیل تعداد زیادی درخت وساختمانهای ساخته‌شده برروی نهر) هزینه‌زیادی خواهد داشت .

پس‌از آنکه اطلاعات مقدماتی نشان داد که اصلاح مسیر جریان آب رودخانه میسر واز نظر اقتصادی قابل توصیه است بایستی در کادر برنامه، اصلاح وضع رودخانه را طرح ریزی کنند .
فرض میشود که در اثر مطالعات، علل جریان نامناسب رودخانه و محل نقاطیکه درآن نقاط، جریان آب بسهولت انجام نمیگیرد (از قبیل‌پل با دهانه باریك و یا کف بالا آمده ویا جدارهای ریخته وخراب شده)معین گردیدند، بنابراین باید طرحهائی تنظیم نمود که در نتیجه آنهاجریان آب به آسانی انجام گیرد واین کار ممکن است با اصلاح عوامل نامناسب بالا، طراحی گردد.

برای افزایش مقدار آبیکه از نهر جریان مییابد بدو طریق میتوان اقدام نمود :

ـ افزایش شیب کف و بالنتیجه افزایش سرعت آب

ـ افزایش مقطع جریان

عملا برای تنظیم جریان آب رودخانـه از هردو مـورد استفاده میکنند.

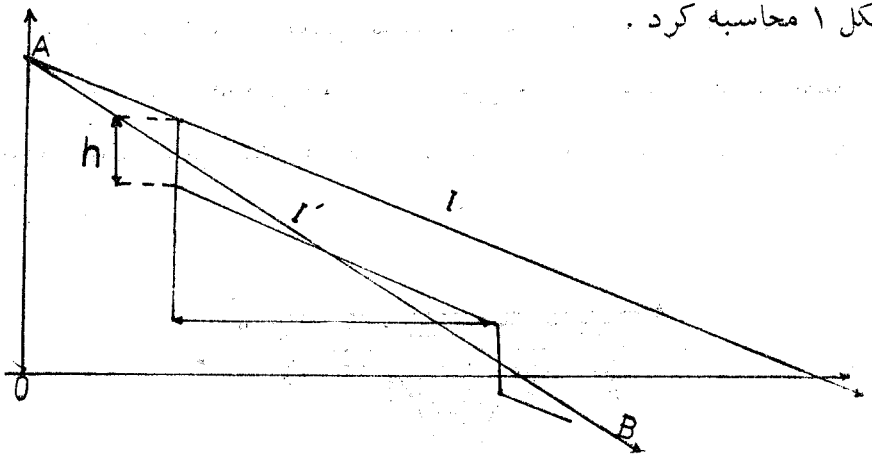
الف ـ اصلاح شیب نهر

ـ اگر ساختمانهائی از قبیل پل یا سرریز وجود داشته که جریان آب را متوقف نموده و باعث اضافه‌شدن ارتفاع آب گردند و ضمنا استفاده زیادی از آنها نشود، دراینصورت توصیه میشود که آنها را خراب نمایند. شیب انهار را از مبداء تا محل ریزش به رودخانه ویا دریـا دریـك طول معین از نهر بشرح زیر میتوان اصلاح نمود :

ـ اگر آب بصورت مارپیچ از مسیری جریان یابد واز نظر فنی وقانونی امکان پیاده نمودن مسیر مستقیم وجدیدی، وجود داشته باشد، در ایـن صورت با ازبین بردن پیچ وخم نهر، شیب کف و سرعت آب در نـهر را اضافه مینمایند، زیرا اختلاف ارتفاع بین مبداء وانتها، ثابت بوده و باکم نمودن طول مسیر شیب زیاد خواهـد شد، لیکن شیب کف نهر از حـدی نباید تجاوز کند که تولید فرسایش نماید. درفصل چهارم توضیح داده شده که شیب نهرو سرعت آب باقدرت چسبندگی ذرات خاك رابطه دارد وقدرت چسبندگی ذرات نیز تابعی از بافت خاك میباشد، بنابراین برای محافظت نهر نسبت به فرسایش ،یکی از دو طرح زیر را انتخاب میکنند :

a ـ کم نمودن شیب کف نهر. اگر شیب نهر قبل از اصلاح I واین شیب بعد از تعیین مسیر جدید $I' > I$ باشد، چنانچه بدلیل بافت خاك باید

همان شیب را برقرار نمود، دراین صورت با ساختن شیب‌شکن، شیب I را مجددا تثبیت میکنندو فاصله‌بین‌شیب‌شکن را میتوان با در نظرگرفتن شکل ۱ محاسبه کرد .



ش ۱ ــ محاسبه فاصله بین دوشیب‌شکن

$$l\,I + h = I'\,l$$

$$l = \frac{h}{I' - I} = \text{فاصلهٔ تبدیل به افق شده}$$

با انتخاب یکی از دوفاکتور h و l امکان دارد که فاکتور دوم رامحاسبه نمود. عملا هر شیب‌شکن باید درقبال ضربه‌های حاصله ازریزش آب مقاومت نماید. این محافظت بوسیله بتون، بتون‌آرمه،وسنگ‌چین‌صورت میگیرد. اگر ارتفاع شیب‌شکن از ۳ر۰ متر بیشتر باشد در این صورت‌در پای شیب‌شکن حوضچه کوچکی میسازند تا ضربه‌های حاصله از ریزش آب دراین حوضچه‌ها خنثی گردند .

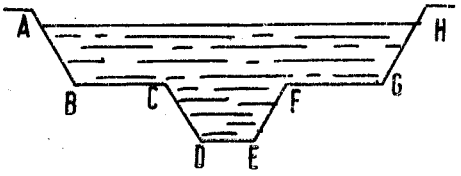
b ــ پوشش‌نهر بوسیله بتون، اسفالت،سنگ‌چین وغیره ...

ب ــ افزایش مقطع ــبعد از انتخاب شیب و عمق مناسب لازمست که

مقطع مناسبی برای دبی ماکزیمم در نظر گرفته شود .

باداشتن اطلاعات بالا (شیب و عمق)، جهت تعیین ابعاد کافیست که عرض کف کانال را معین نمایند (به فصل چهارم مراجعه شود).

درصورتیکه دبی طغیان و یا سیل خیلی بیشتر از دبی معمولی باشد، غالبامطابق شکل ۲، دوبستر در نظر میگیرند، بستر بزرگ و بستر کوچك .



ش ۲

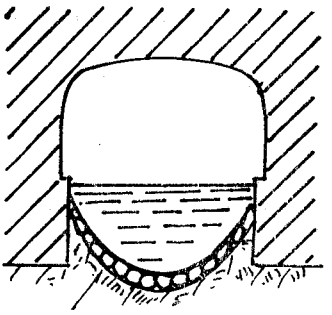
با این طریقه حتی در فصول خشك، آب با ارتفاع مناسبی دربستر کوچك جریان مییابد، ضمنا دراین فصل میتوانند اقدام به پاك کردن ولایروبی بستر بزرگ نیز بنمایند .

۵ ـ تغییرات و اصلاح ساختمانهائیکه در مسیر نهر وجود دارند

غالبا تغییرات و اصلاحاتیکه در شیب و عمق و مقطع نهر داده میشود با تغییر و اصلاح ساختمانهائیکه در مسیر نهر ساخته شده‌اند، نیز همراه است .

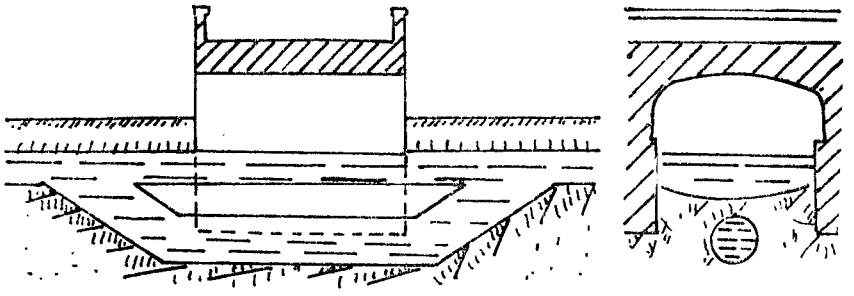
در این گونه موارد بهتر است که هرگونه تصمیم بطور دستجمعی و بوسیله چند اداره ذینفع درامر رودخانه، اتخاذ شود. یکی از این‌موانع عدم عرض کافی نهر میباشد ودر اغلب موارد چنانچه پلهای قدیمی‌وجود

داشته باشند، تصمیم به خراب نمودن آنها میگیرنـد، لیکن در بعضی مواقع افزایش عمق دهانه پل، کفایت نموده و احتیاجی به خراب نمودن پل قدیمی‌واحداث‌پل جدید نخواهدبود، ولی‌این افزایش عمق، بایدهمراه با پوشش مقطع جدید مطابق شکل ۳، با مصالح بنائی باشد .در بعضی



ش ۳ ـ عمیق‌نمودن دهانه پل

از شرائط با گذاشتن لوله‌های سیمانی در زیر کف دهنه پل، سطح‌عبور آب را زیاد میکنند، بنابراین قسمت‌ابتداء وانتهای لولـه‌که در قسمت بالا و پائین‌دست پل قرار دارند با یك زاویه‌ای خم شده تا آب بالادست را بطرف پائین دست تخلیه نمایند، در این صورت لـوله مثل سیفون عمل خـواهد کرد (ش٤).

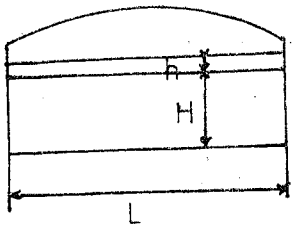


ش ۴ ـ افزایش سطح عبور آب در زیر پل

معمولا دریچه‌هائی برروی سدهای احداث‌شده در مسیر نهر در نظر میگیرند تا در مواقع طغیان، با بالا آوردن این دریچه‌ها از غرقاب شدن زمین‌های اطراف جلوگیری کنند.

الف ـ محاسبه دهانه تقریبی پل

جهت اطمینان بیشتر از نظر جلوگیری از غرقاب شد نزمین‌های اطراف محل پل، بهتر است که عرض دهانه پل معادل عرض نهر انتخاب‌شود، لیکن این عمل از نظر اقتصادی مقرون بصرفه نیست. عملا عرض دهانه پل از عرض رودخانه کوچکتر بوده و در نتیجه در اثر احداث پل، سطح آب‌در رودخانه بالاآمده وسرعت آب‌نیزافزایش خواهدیافت. باانتخاب یك عرض‌فرضی (L) برای دهانه‌پل، ارتفاع بالاآمدن آب را در یك طول مشخص، بشرح زیر میتوان بطور تقریب محاسبه نمود :



ش ۵

$Q =$ دبی طغیان

$V =$ سرعت‌متوسط عبورآب درنهر درصورت فقدان پل

$H =$ ارتفاع‌آب » » »

$W =$ سرعت عبور آب درنزدیکی‌های کف

$H + h =$ ارتفاع آب درزیرپل

$u =$ ضریب بهم فشردگی که بین ۰/۹ — ۰/۸۵ تغییر میکنند .

$$Q = u\ V\ L(H+h)$$

$u = ۰/۹$ بطور متوسط

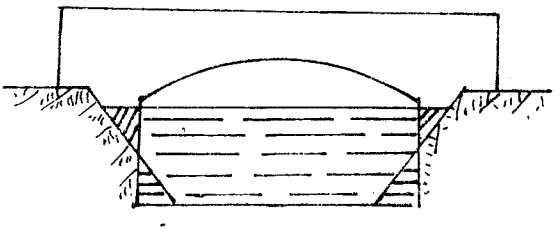
$$V = \frac{Q}{۰/۹\ L\ (H+h)} \qquad (۱)$$

نوع زمین	W برحسب متر درثانیه
رس	۰/۱۵-۰/۴
ماسه	۰/۳-۰/۵
شن	۰/۶-۰/۹
قلوه سنك	۰/۹-۱/۰
سنك‌های‌شکسته‌شده	۱-۱/۲۰
شیست‌نرم	۱/۵-۱/۸۰
سنك‌های ورقه‌ای	۱/۸-۳/
سنك‌های سخت	۳-۴

V سرعت متوسط آب و W سرعت آب در نزدیکی‌های کف رودخانه میباشد .

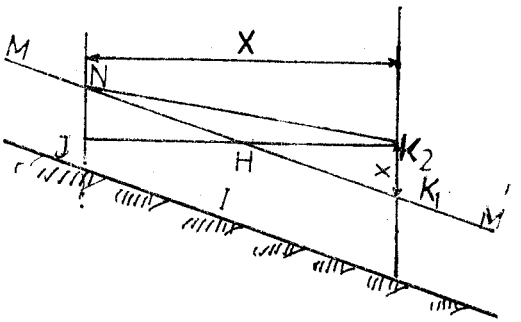
مقدار W از حدی که با جنس خاك رابطه دارد، بدلیل بوجودآوردن فرسایش، نباید تجاوز نماید .

پس‌از انتخاب سرعت متوسط‌آب درزیر پل، مقدار h را ازفرمول (۱) میتوان تعیین نمود، اگـر h زیاد باشد، بـایستی L را تغییر داد. در صورت امکان ،بهتر است مطابق شکل ٦، سطح دهانه زیر پل، معادل سطح خیس شده بالا دست آن باشد .



ش ۶

از روی شکل ۷ و محـاسبات مـربـوط میتوان تعیین نمود کـه تا چه طولی بالا آمدن سطح آب رودخانه در اثر احـداث موانعی از قبیل پل، محسوس‌خواهد بود .



ش ۷

اگر MM´ سطح آب وHارتفاع آب در نهر و در صورت فقدان پل باشد ، وجود پل باعث بالا آمدن سطح آب باندازه $x = K_1 K_2$ خواهد شد :

اگر از نقطه K_2 خط افقی‌رسم‌گردد ، بطوریکه MM' را در نقطه H قطع نماید و سپس این خط تا نقطه J ادامه داده شود ($JH=HK_2$) ، نقطه J در امتداد نقطه N واقع بوده و نقطه N نقطه‌ای است که از آن نقطه به بعد بالا آمدن سطح آب زیاد محسوس نخواهد بود .

$$tg\ I = \frac{K_1 K_2}{K_2 H} = \frac{x}{\frac{X}{2}}$$

$$X = \frac{2x}{tg\ I}$$

ب ــ از بین بردن مــوانع

تعداد این موانع زیاد بوده و مهمترین آنها عبارت‌اند از: سدهای انحرافی، پل، دهانه‌های تنگ‌کننده رودخانه .

قبل از خراب نمودن این موانع، لازم است که این عمل‌با مطالعــه کافی انجام گیرد، تا در آینده اشکالاتی بوجود نیاورند .

بعنوان مثال خراب‌نمودن کف سنگی رودخانه Roan فــرانسه، بمنظور اضافه نمودن عمق آب را میتوان ذکر نمود، وضع کف‌سنگی‌این رودخانه بنحوی بوده که سرعت آب پس‌از جریان تقلیل حاصل‌مینمود.

چون پس‌از خراب نمودن کف سنگی این رودخانه، فرسایش‌قابل ملاحظه بوده، مجبور گردیدند که‌مجددا، رودخانه را با مصالح‌ساختمانی پوشش نمایند .

در فصل چهارم این کتاب، توضیح داده شد، که هرقدر جدار کانال

صاف‌تر باشد، بهمان نسبت سرعت آب افزایش خواهدیافت، بنابراین با پوشش کانال‌ها، دبی جریان را میتوان با سطح مقطع ثابت اضافه نمود. اگر افزایش عمق کانال در یك طول نسبتا زیاد انجام گیرد، این عمل در افزایش قدرت تخلیه کانال موثر خواهد بود .

۶ ـ درختکاری و یا ایجاد مراتع درحوضه‌های آبریز

حوضه‌هائیکه دارای یك پوشش نباتی باشند،بطور موثری‌میتوانند از طغیان آب رودخانه جلوگیری نمایند. چون اولا در اثر برخوردآب باتنه درختان و یا ساقه‌های چمن از سرعت آنها کاسته شده و بهتر در زمین نفوذمیکنند، ثانیا ریشه‌های‌گیاهان‌در اثر تبخیر وتعرق، رطوبت زمین را تقلیل داده و نتیجتا خاك حوضه برای سیلهای بعدی آمادگی نفوذ یك مقدار زیادتری از آب را خواهدداشت، ثالثا تنزل سرعت‌آب، موجب تقلیل فرسایش خاك میشود .

فرسایش‌خاك یکی ازمسائل مهم در بهره‌برداری و مدت استهلاك سدها میباشد .

طبق اندازه‌گیری ومحاسبات انجام شده درسال ۴۸ـ۴۷، ۶ر۲ میلیون‌تن مواد معلق وارد رودخانه و یا دریاچه پشت سد (در محل ایستگاه‌سیرا) کرج‌شده‌است. ازاین‌نظر برنامه وسیعی جهت مبارزه‌با فرسایش برای ۸۱ر۰۰۰ هکتاراز اراضی حوضه در دست اقدام بوده وتاکنون در ۱۰۰ هکتار، اقدام به تراس‌بندی وکشت‌نهال واحداث آبشار نموده‌اند وجهت جلوگیری‌از بین نرفتن پوشش نباتی، چرای دام راممنوع اعلام کرده‌اند .

در صورتیکه حوضه بدون پوشش نباتی باشد، مقدار زیادی‌مواد سطحی خاك‌شسته‌شده وبتدریج‌در مسیرهای باشیب‌کم، ته‌نشین‌میگردند.

قسمت اعظم‌مواد رسوبی توسط سیلها حمل میشوند و نسبت مواد حمل شده توسط‌سیل به‌کل مواد حمل شده در سال گاهی به $\frac{1}{4}$ و$\frac{1}{3}$ و حتی $\frac{1}{2}$ نیز میرسد .

در مواردی که آب‌های حاصله دارای مقدار زیادی لیمون باشند، قبل از داخل شدن در دریاچه پشت سد آنها را در ذخائر دیگری وارد نموده تا قبلا مواد رسوبی ته‌نشین شده و بعدابه‌دریاچه پشت سدوارد شوند، البته امکان انجام این طریقه در عمل خیلی کم است .

هر زارع چینی موظف است‌که سطحی‌زیادی‌ازاراضی‌خودرااختصاص به ذخیره‌آب در مواقع سیلابی دهد، این عمل با اضافه نمودن ارتفاع مرزها با هزینه کمی صورت میگیرد و بعلت‌ته‌نشین شدن مواد لیمونی اولا به حاصل‌خیزی خاك کمك شده، ثانیا مجموع مملکت نیز از خطر سیل در امان خواهد بود .

مقدار زیادی از مواد معلق توسط رودخانه بدریا ریخته شده و تشکیل دلتاها را میدهند، لیکن قسمت‌زیادی نیز در طول مسیر در در اثر تقلیل سرعت آب، رسوب مینمایند.بنابراین نیم‌رخ طولی‌زمین کم‌کم‌بالا می‌آید. اضافه شدن نیم‌رخ طولی رودخانه بستگی به دبی آب، مقدار مواد جامد، جنس بستر بزرگ و بستر کوچك دارد .

۶ ـ ذخائر مصنوعی و یا طبیعی آب و احداث سد ودیواره

الف ـ ذخائر مصنوعی آب

ایده‌آل اینست که آب‌های حاصله از سیلها را در استخر و دریاچه‌های مصنوعی یا طبیعی وارد نمایند، لیکن عملا در بیشتر مواقع حجم آب

نتیجه‌شده ازسیل واین ذخائر مساوی نیست، نتیجتا باید باین موضوع راضی شد که تنها یك قسمت‌از آب‌های‌حاصله از سیل‌ها در این مخازن ذخیره شوند .

پس‌از پر شدن این مخازن در مواقع مناسب بایـد آب آنها را در رودخانه تخلیه کرد تاذخائرفوق‌برای‌سیلهای‌بعدی آمادگی داشته‌باشند. این ذخائر نبایـد خیلی در بالادست نهر ساخته شوند،چون قسمتهای پائین حوضه از سیل درامان نخواهند بود.

ب ــ احداث سد و دیواره

چنانچه یك رودخانه سیلابی را بوسیله دیواره یا سدهای خاکی اززمین های اطراف مـجزا کنند، درایـن‌صورت خطـرات سیل، کمتر خواهند بود، لیکن بادر نظر گرفتن اینکه ارتفاع دیـواره‌های خـاکی باید باندازه‌ای باشد کـه‌ارتفاع‌ماکزیمم‌آب‌از آن تجاوز ننماید،مسلما با این‌شرائط ارتفاع دیواره زیادبوده وهزینه اجراء نیز زیادخواهدبود.

خطر شکسته شدن این دیواره‌ها نیز موضوع غامضی را مطـرح میسازد، زیرا درایـن مـورد تنها مسئله مـادی مطرح نخواهد بـود.

۱ ـ زهکشی جهت شیرین کردن اراضی

چنانچه املاح موجود در خاك از حدی بیشتر باشند، این نوع خاکها قابلیت کشت و زرع را نداشته وباید نسبت به اصلاح آنها اقدام نمود.

توسط شستشوی اراضی میتوان مقداری از املاح مضره خاکهای شور، قلیائی وشوروقلیائی رااز خاك خارج نمود، چون در اکثر موارد وضعیت زهکشی طبیعی زمین بنحوی نمیباشد که آب اضافی راخارج نماید، لذا مجبور به اجرای طرحهای زهکشی در این قبیل موارد میباشند.

عصاره خاك

برای اندازه‌گیری هدایت مخصوص الکتریکی (EC) و میزان درصد سدیم قابل تبادل به ظرفیت کل تبادل کاتیون‌های خاك (ESP) و اسیدیته خاك از عصاره‌خاك استفاده میکنند، چون این مقادیر درعصاره اشباع خاك با میزان املاح محلول آن متناسب است، ازاین نظر عصاره‌خاك را مبنای مقایسه قرار داده‌اند .

برای بدست‌آوردن عصاره‌خاك بدوا خاك را با اضافه نمودن آب، بحالت اشباع در آورده و سپس بوسیله صافی، عصاره خاك را از خاك جدا مینمایند. بین فاکتورهائی که املاح خاك را مشخص می‌کنند، روابط زیر برقرار است :

$$ESP = \frac{۱۰۰ (۰/۰۱۴۷۵ \ SAR - ۰/۰۱۲۶)}{۱ + ۰/۰۱۴۷۵ \ SAR - ۰/۰۱۲۶}$$

$$ESP = \frac{\text{(برحسب میلی اکی والان در ۱۰۰ گرم خاك) ظرفیت تبادل سدیم}}{\text{(برحسب میلی اکی والان در ۱۰۰ گرم خاك) ظرفیت تبادلی کاتیون های خاك (CEC)}}$$

$$SAR = \frac{Na}{\sqrt{\frac{Ca+Mg}{۲}}}$$

نسبت سدیم قابل جذب

دراین فرمول سدیم، کلسیم و منیزیوم برحسب میلی اکی ولان در لیتر میباشد، روابطی بشرح زیر بین هدایت مخصوص الکتریکی عصاره خاك ودرصد نمك آن موجود است :

بموجب آزمایشات انجام شده در امریکا بازاءهر یك m mhos مقدار ۰٫۰٦٤ درصد نمك درعصاره خاك موجود میباشد، یعنی اگر هدایت مخصوص الکتریکی خاك ٤ باشد مقدار نمك عصاره خاك ۰٫۲٥٦ = ٤ × ۰٫۰٦٤ درصد یا p P m ۲٦٥۰ خواهد بود .

اگر درصد اشباع خاك ۷٥ باشد، بنابراین مقدار نمك خاك عبارت خواهد بود از :

۰/۰۰۲٥۶ × ۰/۷٥ = ۰/۱۹۲٪

ملاحظه میشود که درصد اشباع در میزان نمك خاك موثر است، چون اگر هدایت الکتریکی عصاره دو نوع خاك (دارای درصد اشباع مختلف) یك مقدار باشد، مقدار درصد نمك آنها مختلف خواهد بود، بنابراین لازم است که پس از تعیین هدایت مخصوص الکتریکی عصاره مقادیر بدست آمده را به میزان درصد نمك خاك تبدیل نمایند .

الف- مشخصات خاك‌های شور، قلیائی وشوروقلیائی و طرز اصلاح‌آنها

مشخصات خاکهای شور

$EC > ۴$ m mhos/cm ۲۵ درجه‌سانتی‌گراد

$ESP < ۱۵$

$PH < ۸/۵$

در سطح این گونه خاك‌ها، یك طبقه سفیدرنگ مشاهده میشود. آبگذری آنها نسبت بخاك‌های مشابه خودبیشتر بوده وتوسط‌شستشوی اراضی،املاح‌سدیم به آسانی خارج‌خواهندشد.

خاك‌های قلیائی

$EC < ۴$ m mhos/cm (۲۵درجه سانتی‌گراد)

$ESP > ۱۵$

$۱۰ > PH > ۸/۵$

سدیم بحالت پراکنده‌دراین نوع خاك وجوددارد و آبگذری آنها نسبت بخاکهای مشابه کمتر بوده و برای اصلاح آن‌ها بهتراست اول با اضافه نمودن کلسیم، آبگذری آنها رازیاد نموده وسپس توسط شستشوی اراضی، آنها را اصلاح کرد .

اصلاح ساختمان خاك‌قبل‌ازاحداث‌سیستم زهکشی بایستی‌درنظر گرفته شود، بنابراین با عملیاتی‌ازقبیل شخم‌عمیق و اضافه‌نمودن‌کلسیم و منیزیوم ضریب آبگذری آنها را بالا میبرند .

در آمریکا این نوع خاك‌ها را، قلیاسیاه اسم‌گذاری نموده‌اند که بعلت انحلال موادآلی در $PH = ۱۰$ میباشد، چون سدیم به آسانی

رطوبت را جذب مینماید ازاین نظر در نقاط مختلف مزرعه‌لکه‌هائی به مساحت ۳ـ۲ متر مربع وبرنگ سیاه مشاهده میشوند.

در آمریکا آب‌های محتوی املاح را برای اصلاح اراضی قلیائی پیشنهاد کرده‌اند.

مشخصات خاک‌های شور و قلیائی:

EC> ۴ m mhos/cm

ESP> ۱۵

اگر کلسیم و منیزیوم کم و سدیم زیاد بوده و اسیدیته کمتر از ۸ر۵ باشد، خاصیت خاك نزدیك به خاکهای شور است.

اگر مقدار سدیم از کلسیم و منیزیوم بیشتر بوده و اسیدیته بزرگتر از ۸ر۵ باشد (این امر بندرت صورت میگیرد)، خاصیت خاك نزدیك به خاکهای قلیائی است.

ب ـ طبقه بندی آب

ـ طبقه بندی آب‌از نظر هدایت الکتریکی

گروه	درجه شوری	EC برحسب micro mhos/cm ۲۵ دزجه‌سانتی گراد	
۱	کم	۱۰۰ — ۲۵۰	C_1
۲	متوسط	۲۵۰ — ۷۵۰	C_2
۳	زیاد	۷۵۰ — ۲۲۵۰	C_3

۴	خیلی زیاد	بیش‌از ۲۲۵۰	$C_۴$

ـ طبقه‌بندی آب از نظر سدیم قابل تبدیل

$$SAR = \frac{Na}{\sqrt{\frac{C_a + M_g}{۲}}}$$

گروه	SAR برحسب میلی‌اکی‌والان	
۱	۰ — ۱۰	کم
۲	۱۰ — ۱۸	متوسط
۳	۱۸ — ۲۶	زیاد
۴	بیش‌از ۲۶	خیلی زیاد

ج ـ طبقه‌بندی شوری خاك از روی هدایت الکتریکی عصاره خاك

گروه	درجه شوری	هدایت مخصوص الکتریکی برحسب m mhos/cm
۱	خیلی کم	۰ — ۲
۲	کم	۲ — ۴
۳	متوسط	۴ — ۸
۴	زیاد	۸ — ۱۶
۵	خیلی زیاد	بیش‌از ۱۶

د ـ اصلاح اراضی شور و قلیائی

ساختمان خاك ممکن است قبل‌از انجام عملیات شستشوی زمین تقریبا مناسب باشد. لیکن با عمل‌شستشو، املاح به اعماق خاك‌مهاجرت نموده و کلوئیدهای خاك نظیر رس بحالت انتشار در می‌آیند وضریب آبگذری خاك تقلیل پیدا خواهد کرد. بهتر است که عملیات شستشوی زمین بطور متناوب انجام گیرد، چون در اثر این عملیات، املاح باعماق مهاجرت مینمایند ولی سدیم در قشر توسعه نباتی باقی میماند، بنابراین سدیم‌راباکاتیون‌هائی‌ازقبیل کلسیم تعویض‌مینمایند، از ترکیبات مختلف‌کلسیم‌ازقبیل‌گچ، کلرور کلسیم، پلی‌سولفورکلسیم، سنگ‌آهك نیز استفاده میکنند. برای محاسبه گچ مورد احتیاج از فرمول زیر میتوان استفاده نمود :

$$X_z = \frac{ESP_i - ESP_f}{۱۰۰} \cdot CEC \cdot y$$

X_z = مقدارگچ آبدار مورد احتیاج تا عمق z در هکتار

ESP_i = ظرفیت تبادل سدیم به‌ظرفیت تبادلی‌کاتیون‌های خاك قبل از شستشو

ESP_f = » » » » » مورد نظر

CEC = ظرفیت تبادلی کاتیون‌های خاك‌برحسب میلی اکی‌والان

مقدارسولفات کلسیم آبدار که جانشین یك‌میلی‌اکی‌والان سدیم‌درصد گرم ودریك هکتار در عمق z مشاهده میشود .

اگر وزن مخصوص‌ظاهری‌خاك ۱٫٤باشد، بایك‌محاسبه ساده،مقدار سولفات‌کلسیم آبدار درقشر ۱٫۰متری خاك، ۱۲۰٤ کیلوگرام درهکتار

خواهد بود، لیکن در عمل بعلت‌عدم یك نواختی‌پخش گچ وازبین رفتن مقداری ازآن در اثر شستشوی زمین، بیشتر از مقدار محاسبه شده، مصرف میشود .

اگردرنظر باشد که از سایر ترکیبات برای اصلاح‌زمین استفاده گردد از جدول زیر مقادیرآنها بدست می‌آید :

گچ	۱	تن
کلروکلسیم	۰/۸۵	»
پلی‌سولفورکلسیم	۰/۷۷	»
سنگ آهك	۰/۵۸	»
اسیدسولفوریك	۰/۵۷	»
گوگرد	۰/۱۹	»
سولفات آهن	۱/۶۲	»
سولفات‌آلومینیوم	۱/۲۹	»

م ــ محاسبه آب لازم جهت شستشوی زمین

نسبت آب لازم برای‌شستشوی زمین به‌آب لازم‌برای آبیاری را با LR نشان میدهند

$$LR = \frac{\text{ارتفاع آب لازم‌برای شستشوی زمین}}{\text{ارتفاع‌آب لازم‌برای‌آبیاری‌وشستشوی‌زمین}} = D_{dw}$$

اگر فرض شود، املاحی که توسط آب آبیاری وارد زمین میشوند، معادل املاح خارج شده‌توسط زهکش‌ها باشند، دراینصورت مقدار املاح خاك ثابت میماند .

$$D_{iw} \cdot EC_{iw} = D_{dw} \cdot EC_{dw}$$

EC_{iw} = هدایت الکتریکی آب برای آبیاری

EC_{dw} = هدایت الکتریکی آب زهکشی شده

$$LR = \frac{D_{dw}}{D_{iw}} = \frac{EC_{iw}}{EC_{dw}}$$

$$D_{iw} = D_{Cw} + D_{dw} \qquad (۱)$$

D_{iw} = آب مورداحتیاج گیاه (تبخیر و تعرق)

$$LR = \frac{D_{dw}}{D_{iw}} = \frac{D_{dw}}{D_{cw} + D_{dw}} = \frac{EC_{iw}}{EC_{dw}}$$

$$D_{dw} \cdot EC_{dw} = D_{cw} \cdot EC_{iw} + D_{dw} \cdot EC_{iw}$$

$$D_{dw}(EC_{dw} - EC_{iw}) = D_{cw} \cdot EC_{iw}$$

$$D_{dw} = \frac{EC_{iw}}{(EC_{dw} - EC_{iw})} \cdot D_{cw} \qquad (۲)$$

مثال: اگر مصرف آب مورداحتیاج‌زراعت موردنظر ۱۰۰۰میلیمتر و مقاومت آن نسبت به شوری **m** mhos/cm ٤وآب آبیاری دارای هدایت مخصوص الکتریکی معادل **m** mhos/cm ۱ باشد، مقدار آب مورد احتیاج برای اینکه در اثر آبیاری‌املاح خاك زیاد نشوند ویا بزبان ساده‌تر املاحی که توسط آبیاری وارد زمین میشوند تماما

خارج گردند، عبارت خـواهد بود از :

$$D_{dw} = \frac{۱}{۴-۱} \times ۱۰۰۰ = ۳۳۳ \text{ میلیمتر}$$

بنابراین علاوه بر ۱۰۰۰ میلیمتر آب آبیاری معادل ۳۳۳ میلیمتر آب، جهت جلوگیری از شور شدن خاك بایستی اضافه نمود .

در این محاسبه غلظت آب زهکشی شده، معـادل غلظت عصاره خاك فرض گردید که این امر ندرتا اتفاق مـی‌افتد، چون امکـان دارد آب آبیاری در قسمت‌هائی ازخاك کاملا باآن امتزاج حاصل ننموده وخارج شود، در اینصورت آب خارج شده دارای همان غلظت عصاره خاك نخواهد بود، بنابراین لازم است که مخرج رابطه ۲ را در ضریب آبشوئی (f) که بین صفر تا یك متغیر است، ضرب نمود:

$$D_{dw} = \frac{EC_{iw}}{f\,(EC_{dw} - EC_{iw})} \cdot D_{cw}$$

مقدار f	نوع خاك
۰/۸-۰/۷	شنی
۰/۶-۰/۵	سیلت لومی ـ لومی
۰/۵-۰/۴	لومی ، سیلت ، رس ، لومی
۰/۳-۰/۲	رسی

اگر ۰٫۶ = f انتخاب شود، مقدار آب مورد لزوم برای شستشوی زمین در مثال قبلی مساوی خـواهد بود با :

$$D_{dw} = \frac{۱}{۰/۶(۴-۱)} \times ۱۰۰۰ = ۴۷۶$$ میلیمتر

رابطه بالا مقدار آب مورد لزوم برای شستشوی خاك دریك سال را نشان میدهد ومقدار املاح محلول در ظرفیت اشباع در نظر گرفته شده‌اند. چنانچه درنظر باشد که توسط آبیاری عمل شستشوی خاك نیزانجام گیرد، بنابراین املاح محلول خاك‌درظرفیت نگهداری باید محاسبه شوند، دراین حالت مقدارهدایت الکتریکی املاح آب‌زهکشی‌شده در نقطه نگهداری عبارت خواهد بود از:

$$EC_{ex} = \frac{P\cdot s}{P\cdot r} \cdot EC_{dw}$$

$P\cdot s =$ نقطه اشباع

$P\cdot r =$ نقطه‌نگهداری

مثال: میخواهیم عمق‌زهکش‌هارا در منطقه‌ای که با شرایط زیرآبیاری میشود، تعیین نمائیم :

ـ شوری قابل تحمل در عصاره اشباع خاك برای نباتی که قرار است در زمین‌مورد اصلاح کشت شود مساوی با ٤ m mhos/cm میباشد

ـ آب آبیاری دارای هدایت مخصوص الکتریکی ۱ m mhos/cm است .

ـ راندمان شستشوی زمین ٦/ ۰ فرض شده است

ـ تخلخل موثر خاك ۱/ ۰ است

ـ ضریب آبگذری خاك یك‌متر در روز میباشد

ـ سطح آب زیرزمینی از ۱٫۲ متر نبایستی کمتر باشد

ـ مقدار رطوبت برای نقطه‌نگهد اری آب در خـاك ٤٠٪ و بـرای نقطه‌پژمردگی ۱۵٪ حجمی است

ـ مقدار رطوبت در حد اشباع خاك ٦٠٪ حجمی است

ـ راندمان آبیاری ٦٠٪ فرض میشود

ـ مقدار آب حقیقـی مـورد احتیاج نبـات در گرمتریـن ماههای فصل کشت ۲۱۰ میلیمتر (۷میلیمتر در روز) میباشد

ـ شروع آبیاری پس‌ازمصرف ٦٠٪از رطوبت قابل‌استفاده‌خواهدبود

ـ عمق ریشه نباتی حداکثر ۰٫۸ متر است

رطوبت قابل استفاده ۳۵٪=۱۵ـ٤٠

آب مورد احتیاج در ۰٫۸ مترخاك ، برحسب میلیمتر $۳۵ \times ۰/۸ = ۲۸۰$

آب مورد احتیاج درهر نوبت آبیاری، برحسب میلیمتر $۲۸۰ \times ۰/٦ = ۱٦۸$

« « « « با راندمان پخش $\frac{۱٦۸}{۰/٦} = ۲۸۰$

مقدار آب مورد احتیاج برای شستشوی خاك

$$D_{dw} = \frac{EC_{iw}}{f\,(EC_{ex} - EC_{iw})} \cdot D_{cw}$$

$$EC_{ex} = \frac{P{\cdot}s}{P{\cdot}r} \cdot EC_{dw} = \frac{۰/٦}{۰/۴} \cdot ۴ = ٦ \quad m\ mhos/cm$$

$$D_{dw} = \frac{۱}{۰/٦(٦-۱)}\ ۲۱۰ = ۷۰ \quad mm$$

$۲۸۰ - ۱۶۸ = ۱۱۲$ mm

ملاحظه میشود که آب حاصل در اثر تلفات آبیاری (نفوذعمقی) بیش از آب مورد احتیاج برای شستشوی‌خاك‌میباشد، بنابراین احتیاجی نخواهد بود تابه آب‌آبیاری، مقداری آب جهت شستشوی خاك اضافه نمائیم .

ارتفاع سطح آب زیر زمینی که در هر نوبت آبیاری بالا می‌آید برحسب میلیمتر

$\frac{۱۱۲}{۰/۱} = ۱۲۰$ mm

عمق‌زهکش‌ها

$۱/۲ + ۱/۱۲ = ۲/۳۴$ m

۲ ـ زهکشی تورب‌زارها

مقدار مواد آلی دراین نوع خاك‌ها کم‌بوده و در اراضی مرطوب بدلیل وجودآب زیاد تجزیه موادآلی‌خیلی بکندی انجام میگیرد .

مواد آلی‌گاهی تا ۸۰٪ وزن خاك‌های توربی را شامل میشود و هریك گرم آن میتواند ۹گرم‌در مناطق‌خشك و تا ۱۶ گرم در مناطق مرطوب، آب جذب نماید .

تورب‌زارهائی که مقدار مواد معدنی آنها قابل ملاحظه باشند، پس‌از آنکه بکمك زهکشی آب زیادی آنرا خارج نمودند، قابل بهره‌برداری برای کشاورزی خواهند بود .

در اثر زهکشی،ضخامت‌طبقه‌زهکشی‌شده دراین گونه اراضی‌تا ۳۰٪ در اثر نشست کم میشود .

تورب زارها پس از خشك شدن بزحمت مجددا آب را جذب مینمایند،

این نوع اراضی معمولا از نظر کشاورزی اراضی سرد محسوب میشوند.

پس از زهکشی نمودن، تورب زارها مستعد آتش گرفتن هستند و خاموش نمودن آنها نیز بسیار مشکل است.

فاصله بین زهکش‌ها دراین اراضی ۲۰ـ ۱۰ متر درنظر گرفته میشود.

۳ ـ زهکشی اراضی بدست‌آمده از دریا

هلندی‌ها بیش از سایر ممالك در اصلاح این گونه اراضی تبحر دارند، چون با احداث سدهای بزرگ مقدار زیادی زمین ازدریاخارج نموده و پس از اصلاح، بامرکشاورزی‌در این‌گونه اراضی‌اشتغال‌دارند.

مشکل بزرگ دراین گونه اراضی وجود رسوبات دریائی‌میباشد که درمجاورت آب بصورت گل‌ولای درمی‌آیند، ضریب آبگذری دراین گونه خاك‌ها فوق‌العاده کم است.

پس‌از خارج‌نمودن این اراضی از دریا، گل‌ولای‌بتدریج خشك میشوند و با ایجاد شبکه درزوشکاف، ضریب آبگذری آنها اضافه میگردد، دراین موقع میتوان‌با احداث‌زهکش‌های روباز بفواصل ۳۰ـ ۲۰ متر نسبت به خارج نمودن‌آب اضافی زمین اقدام نمود.

از احداث زهکش‌های زیرزمینی، جدا باید احتراز نمود و در صورتیکه قیمت اراضی زیاد باشد میتوان از سیستم‌مخلوطی‌از زهکش های روباز و زیرزمینی استفاده نمود.

۴ ـ زهکشی اراضی اسیدسولفات

این اراضی که‌معمولا ازسواحل‌گرفته‌میشوند، در سال اول‌کشت

PH>۷ است، لیکن درسال دوم کشت به PH<۴ تنزل مییابند.

علت تشکیل این اراضی بشرح زیر است :

سولفور آهن در اثر شرایط معینی در رسوبات دریائی وجود دارد، پس‌از زهکشی، سولفورآهن اکسیده شده و تولید اسید سولفوریک همراه با سولفات‌های‌آهن و آلومینیوم مینماید که PH خیلی‌اسیدی رادر خاك، موجب میشوند.

اگر در خاك کلسیم وجود داشته باشد، اسید سولفوریك با کلسیم‌ترکیب شده‌وتولیدگچ نموده وازتنزل‌شدید PH خاك جلوگیری خواهد نمود، بنابراین تولید این گونه خاك‌ها بستگی به نسبت سولفور آهن و کربنات کلسیم دارد.

اراضیکه از دریا گرفته نشده‌اند در حدود ۳ر۰تا۱ر۰ درصدو اراضی‌که از دریاگرفته‌شده‌اند در حدود ۵ــ ٤درصد حاوی سولفور آهن میباشند .

منشاء تشکیل سولفور آهن در رسوبات دریائی، آب‌دریا است که در هرلیتر آن ۲ گرم گوگرد بصورت سولفات وجود دارد .

برای اصلاح این‌گونه اراضی آهك بخاك اضافه میکنند، لیکن مقدار آهك در سال‌های مختلف بتدریج تنزل‌مییابد، درهلند در سال اول ۱۵۰ تا ۱۲۰تن آهك و درسال‌های بعدی ۳۰ تا ۲۵ تن آهك در هکتار به خاك اضافه میکنند .

در خاك‌های شور، سولفات سدیم و منیزیم نیز وجود دارد و برای تقلیل این‌املاح، ازطریقه شستشوی زمین (بعضی‌مواقع همراه باآبیاری) استفاده میکنند.

فصل هفتم

تاثیر عوامل اقتصادی در انتخاب طرح

معمولا در تهیه طرح‌ها، علاوه بر نکات فنی موضوعات‌اقتصادی رانیز درنظر میگیرند و هدف ازاین مطالعات عبارت‌اند از:

مقایسه بین هزینه‌ها (تهیه،اجرا، نگاهداری و پرسنل طرح) با درآمدهای حاصله از اجراء طرح،جداکردن خسارت ودرآمد ازیکدیگر در طرحهای مربوط به‌تنظیم جریان‌آب رودخانه و یا زهکشی مشکل‌ودر بعضی مواقع غیر مقدور است. برای روشن شدن مطلب، هریك از آنها را تعریف مینمائیم .

ـ خسارات حاصله در صورت عدم اجراء طرح عبارت خواهند بود از:

ـ خسارات جسمانی و خسارات به ساختمان و راهها

ـ خسارات به تولید کنندگان محصولات کشاورزی

ـ خسارت به تاسیسات صنعتی و تجاری

در اثر اجراء طرح علاوه برآنکه خسارات فوق‌الذکر صورت نخواهد گرفت که بایستی جزءدرآمدهای‌طرح محسوب شوند،عمل‌کرد محصولات کشاورزی و راندمان کار نیز اضافه خواهند شد .

در بعضی شرائط، اثر نامساعد طغیان آب رودخانه‌ممکن‌است تا اندازه‌ای بوسیله تاثیرات مثبت‌آن‌تقلیل‌یابد، مثلا افزایش حاصلخیزی

خاك در اثر رسوب مواد لیمونی، حفاظت برضد یخ‌بندان، از بین‌بردن تخم و لارو حشرات. هزینه‌های انجام شده رابطه مستقیم با دبی‌طغیان دارد که خوددبی طغیان تابعی‌از تناوب‌طغیان است، بنابراین‌میتوان منحنی هزینه مورد لزوم را با تناوب ظهورسیل وهمچنین منحنی های خسارات را قبل از اجراءو بعدازاجراء طرح رسم نمود، تادرآمدحاصله از اجراء طرح بررسی شود .

۱ ـ تعیین درآمد وهزینه

معمولا سیلی راکه در گذشته اتفاق افتاده که باعث‌غرقاب‌شدن، زمین‌های مجاور خود شده ودبی آن معادل با دبی سیلی است که با تناوب موردنظر تطبیق میکند، ماخذ قرار داده و اقدام به جمع‌آوری اطلاعات لازم با مراجعه به شرکتهای بیمه یا سوال کردن از ساکنین حوضه و بازدید از محل مینمایند.

پس از تعیین خسارت، اقدام به مشخص نمودن درآمد حاصل از اجراء طرح (تنظیم جریان‌آب رودخانه‌وجلوگیری از طغیان‌ویازهکشی) مینمایند. لیکن این‌درآمد در سالهای مختلف تولید میشود و ارزش‌پول در سالهای مختلف یکسان نیست، بنابراین برای اینکه نسبت منافع سنجیده شوند، بایستی درآمدهای حاصله در سالهای آینده را تبدیل‌به زمان حال نمود، بزبان ساده‌تر باید معین نمود که مثلا یك ریال در ۱۰ سال آینده معادل چه مبلغی در زمان حال میباشد .

برای سنجش هزینه و یادرآمد مسائل زیر باید روشن شوند:

الف ـ تعیین عمر مفید تاسیسات

ب ـ استهلاك وام گرفته شده و یا اعتبار تخصیص داده شده برای اجراء طـرح

ج ـ محاسبه تبدیل درآمد حاصله در زمانهای آینده به زمان حال

د ـ مقایسه بین هزینه و درآمد و اخذ تصمیم

الف ـ عمر مفید

عمر مفید عبارت ازمدتی است که پس از آن مدت بدلائل اقتصادی ترجیح داده میشود که اقدام به ساختن مجدد تاسیسات نمود، یا میتوان گفت که، پس از انقضاء عمر مفید، هزینه نگهداری خیلی بیشتر ازدرآمد های تولید شده خواهد بود. درمورد پرشدن سدهـا، عمر مفید آنهـا بستگی به موقعیت محل وفرسایش خاك و حوضه آبریزداشته و ۶۰ـ۵۰ ویا ۱۰۰ سال در نظر میگیرند، پس ازمدت محاسبه شده، سددر اثر رسوب مواد جامد تقریبا پر خواهد شد. در موردطرحهای مربوط به جلوگیری از طغیان آب رودخانه و زهکشی اراضی، مثال بـالا میتوانـد مـورد استفاده قرار گیرد، زیرایك قسمت ازاین تاسیسات شامل مخزنهای ذخیره آب (برای مواقع سیلابی) و قسمتهای دیگر شامل اصلاح مسیر و حفر کانالهای جدید وحفر زهکش‌های روباز و زیرزمینی خواهند بود .

با اندازه‌گیری مواد معلـق در آب و در فصول مختلف، میتوان مقدار مواد جامـد قـابل رسوب در مخزن را محاسبه نمود. در مـورد کانالهای انتقال آب در صورتیکه دارای یك پوشش بتونی باشند عمـر مفید آنها را در حدود ۵۰ سال و برای کانالهای خاکی ۲۵ـ۱۰ سال و بندرت تا ۳۰ سال برآورد میکنند .

ب ـ استهلاك وام گرفته شده و یا اعتبار تخصیص داده‌شده برای طرح

در بیشتر مواقع برای اجرای یك طرح مجبورند اعتبار موردنیاز را از صندوق های داخلی و یا خارجی وام‌گرفته‌و مبلغ وام و بهره آنرا در مدت مشخصی و بتدریج‌مستهلك‌نمایند. برای محاسبه قسط‌سالیانه از فرمول زیر و یا جدول شماره (۱) میتوان استفاده نمود :

$$C_n = \frac{P \times a}{1-(1+a)^{-n}}$$

مـدت برگشت‌وام = n　　نـرخ بهره = P

قسط سالیانه وام و بهره = Cn　　مبلغ وام = a

مثال ۱ ـ وامی به مبلغ بیست میلیون ریال با منفعت ۵ درصد و بـرای ۲۰ سال داده شده است، اقساط‌سالیانه (اصـل‌وبهـره‌وام) محاسبه نمائید .

$$۲۰۰۰۰۰۰۰ \times \frac{a}{1-(1+a)^{-n}}$$

مقدار $\frac{a}{1-(1+a)^{-n}}$ را که ضریب برگشت سرمایه نیز میگویند با استفاده از جدول (۱) مساوی با ۰٫۰۸۰۲ خواهد بود .

بنابراین　　۲۰۰۰۰۰۰۰ × ۰٫۰۸۰۲ = ۱۶۰۴۰۰۰

(توضیحا جدول فوق بجای یك ریال برای ۱۰۰ ریال محاسبه‌شده است)

مثال ۲ــ دو طرح A ، B برای یك منظور و به‌مشخصات‌زیر ارائــه شده است :

طرح A شامل اصلاح مسیر (عمق، شیب و عرض رودخانــه) و تعریض‌دهانه پل با هزینه‌ای معادل مبلغ ۳۰٫۰۰۰٫۰۰۰ ریال و هزینه تعمیر و نگهداری و بهره‌برداری‌سالیانه به‌مبلغ ۵۰۰٫۰۰۰ ریال‌وعمر مفید ۳۰ سال است .

طرح B شامل احداث یك کانال خاکی جدید با هزینه‌ای معــادل مبلغ ۳۵٫۰۰۰٫۰۰۰ ریال‌و هزینه تعمیر و نگهداری‌سالیانه ۱۰۰٫۰۰۰ ریال و عمر مفید ۳۰ سال است .

کدام یك ازدو طرح ازنظر اقتصادی قابل توصیه میباشد ؟

برای اجرای هریك از دو طرح لازم است که وامی با بهره ۳درصد گــرفته شود .

با استفاده از جــدول ۱ قسط سالیانه هریك از دوطرح عبارت خــواهد بود از :

الف ــ طرح A

استهلاك وام و بهره	۳۰۰۰۰۰۰۰ × ۰/۰۵۱ = ۱۵۳۰۰۰۰
هزینه سالیانه نگهداری	۵۰۰۰۰۰
جمع کل‌هزینه سالیانه	۲۰۳۰۰۰۰

ب ــ طرح B

استهلاك وام و بهره	۳۵۰۰۰۰۰۰ × ۰/۰۵۱ = ۱۷۸۵۰۰۰
هزینه سالیانه نگهداری	۱۰۰۰۰۰
جمع کل‌هزینه سالیانه	۱۸۸۵۰۰۰

همانطوریکه‌ملاحظه میشودبا آنکه هزینه اولیه طرح B ازطرح A بیشتر است لیکن جمع کل‌هزینه‌سالیانه طرح B از طرح A کمتر است بنابراین طرح B ازنظر اقتصادی به طرح A ترجیح دارد.

دراین محاسبات نرخ بهره را نباید ازنظر دور داشت ،زیرا با تغییر نرخ بهره،جمع کل‌هزینه‌نیز تغییر خواهد کرد. در مثال بالا اگر نرخ بهره ۷درصد درنظر گرفته شود طرح A ازنظراقتصادی به طرح B رجحان خواهد داشت .

ج ــ محاسبه تبدیل درآمد حاصله در زمانهای آینده بزمان حال

همانطور که در مقدمه این فصل اشاره شد هدف از محاسبات اقتصادی عبارت است از مقایسه بین هزینه و درآمد حاصله در چند سال که با عمر مفید تاسیسات رابطه دارد .

اگر تمام هزینه در سال‌اول‌اجرا شده باشد و مجموع درآمدحاصله را بااین هزینه بسنجیم عمل اشتباهی‌انجام داده‌ایم، زیرا بهره‌سرمایه خرج‌شده را درسالهای‌مختلف(عمرمفید)درنظر نگرفته‌ایم وازاین‌لحاظ‌در محاسبات مربوطه‌مجموع‌درآمدها راکه درسالهای مختلف‌حاصل‌میشودبه سال اختتام طرح و یا سال اتمام هزینه تاسیسات تبدیل مینمایند، بزبان ساده‌تر میتوان گفت که هدف از این محاسبات این است‌که‌مثلا ۱۰۰ ریال که در ۱۰ سال آینده‌بتدریج حاصل میشود معادل چندریال زمان حال میباشد.

اگر این مبلغ x ریال باشد و آنرا با نرخ P % به مرابحه بگذارند بعداز ۱۰ سال مبلغ ۱۰۰ ریال حاصل بشود. جدول شماره ۲

عمل تبدیل را برای نرخ‌های متغیر و سالهای مختلف بآسانی میسر میسازد.

موضوع تبدیل مبلغی که در آینده بدست میآید بزمان حال، تنها برای درآمد نیست بلکه در بعضی مواقع برای هزینه‌ها نیز صادق است.

مثال ــ برای حفاظت شهری در مقابل سیل احتیاج به ساختن یك سیل‌بند و یك مخزن ذخیره آب است ولی مخزن ذخیره آب ۷ سال پس از احداث سیل‌بند ساخته خواهد شد. چنانچه هزینه ساختن سیل‌بند مبلغ ۳۰٬۰۰۰٬۰۰۰ ریال و هزینه ساختن مخزن ۱۰٬۰۰۰٬۰۰۰ ریال باشد مبلغ کل هزینه با بهره ٤ درصد با درنظر گرفتن تاریخ زمان اتمام سیل‌بند و استفاده از جدول شماره ۲ مساوی خواهد بود با :

$$۱۰۰٬۰۰۰٬۰۰۰ \times ۰/۷۶ = ۷۶٬۰۰۰٬۰۰۰ \quad \text{ریال}$$

$$۳۰۰۰۰۰۰ + ۷۶۰۰۰۰۰ = ۳۷۶۰۰۰۰۰ \quad \text{ریال}$$

د ــ مقایسه بین هزینه و درآمد واخذ تصمیم نهائی

اگر I هزینه انجام شده و $B_۱ B_۲ \cdots B_n$ درآمد خالص سالیانه باشند ($B = R - D$ R درآمد ناخالص و D هزینه سالیانه است) مقدار کل درآمد خالص پس از تبدیل آن نسبت بزمان حال مساویست با :

$$B = -I + \frac{B_۱}{(۱+a)} + \frac{B_۲}{(۱+a)^۲} + \cdots\cdots + \frac{B_n}{(۱+a)^n}$$

$$\bar{B} = -I + \sum_{t=۱}^{n} \frac{B_t}{(۱+a)^n}$$

اگر استفاده خالص در سالهای مختلف یکسان باشد در اینصورت:

$$B = -I + \sum_{t=1}^{n} \frac{1}{(1+a)^n}$$

$$g_n = \sum_{t=1}^{n} \frac{1}{(1+a)^n} \qquad \text{پس} \qquad \bar{B} = -I + g_n B$$

با استفاده از جدول شماره ۳ مقادیر g_n را برای یک‌ریال و با درنظر گرفتن نرخهای بهره متغیر و سالهای مختلف میتوان معین کرد .

با ذکر چند مثال موضوعات بالا بهتر تفهیم خواهندشد. بطورکلی جهت مقایسه چند پروژه و اخذ تصمیم جهت انتخاب یکی از آنها سه حالت تشخیص داده میشود :

حالت اول اگر درآمدها ثابت باشند، دراینصورت هزینه‌های مربوطه را با یکدیگر مقایسه مینمایند .

حالت دوم اگر هزینه‌ها و درآمدهای آنها مختلف باشند، دراین حالت، استفاده خالص یعنی $B=I-R$ درنظر گرفته خواهد شد .

حالت سوم اگر هزینه ثابت و درآمد مختلف باشد، دراین‌صورت درآمدها ماخذ قرار خواهند گرفت ولی درهر حال و در مورد انتخاب هر پروژه لازم است که . $B=(I-R)>$ باشد .

مثال ۳ ـ برای تامین آب مورد احتیاج جهت مصادف کشاورزی به میزان ۱۲ هزارمتر مکعب در روز دو طرح زیر پیشنهاد شده‌است:

طرح A ـ انتقال‌آب بااستفاده ازشیب زمین که هزینه‌تاسیسات معادل ٦ میلیون ریال و هزینه نگهداری سالیانه ۳۰٫۰۰۰ ریال است

طرح B ـ انتقال آب با استفاده از لوله‌های فولادی و یک ایستگاه پمپاژ که هزینه تاسیسات ٤ میلیون ریال وهزینه نگهداری سوخت و مراقبت سالیانه ۱۵۰٫۰۰۰ ریال است .

عمر مفید هردو طرح ۵۰ سال و نرخ بهره ۷٪درنظر گرفته شده است.

$$\text{هزینه کل } \bar{D} = I + \sum_{t=1}^{n} \frac{D_t}{(1+a)^t} = I + D\sum_{t=1}^{50} \frac{1}{(1+a)^t}$$

با استفاده از جدول شماره ۳

$$D_1 = ۶۰۰۰۰۰۰ + ۳۰۰۰۰ \times ۱۳/۸ = ۶۴۱۴۰۰۰$$

$$D_2 = ۴۰۰۰۰۰۰ + ۱۵۰۰۰۰ \times ۱۳/۸ = ۶۰۷۰۰۰۰ \text{ ریال}$$

همانطوریکه ملاحظه میشود با آنکه هزینه سالیانه طرح دوم بیشتر ازطرح A میباشد،لیکن کل هزینه (بادرنظرگرفتن مخارج سالیانه آینده تبدیل شده بزمان‌حال) طرح B از طرح A کمتر است بنابراین طرح B را بعنوان یك طرح اقتصادی‌تر از طرح A انتخاب میکنند .

مثال ٤ ـ مقدار آب مورد احتیاج یك شهر هر سال ۱۰ هزار متر مکعب در روز افزایش مییابد.

در ۱۰۰ کیلومتری این شهر مخزن آبی وجود دارد که به‌میزان ۱۰۰ هزارمتر مکعب درروز میتوان از آن استفاده نمود .

جهت تامین مصرف آب برای۱۰سال آینده دو طرح زیر پیشنهاد

شده است :

طرح A انتقال تمام ۱۰۰هزارمترمکعب آب در روز بایك‌کانال با هزینه‌ای معادل ۹۰ میلیون ریال .

طرح B انتقال ۵۰ هزار متر مکعب آب در روز با یك کانال و انتقال ۵۰هزار متر مکعب الباقی در ۵ سال آینده و بایك کانال دیگرو هزینه لازم برای انتقال ۵۰هزارمتر مکعب آب در روز ۵۰ میلیون‌ریال برآورد شده است .

نرخ بهره ۷ درصد و هزینه بهره‌برداری برای هر متر مکعب‌آب ۰٫۰۲ ریال پیش بینی شده است .

چون هزینه بهره‌برداری برای هر متر مکعب در هردو طرح یکسان است و علاوه برآن‌فروش‌آب نیز برای یك محل میباشدبنابراین کافی است که هزینه هردو طرح را تبدیل بزمان حال بنمائیم

هزینه‌کل ریال طرح A = ۹۰۰۰۰۰۰۰

با استفاده از جدول شماره (۱)

طرح B = ۵۰۰۰۰۰۰۰ + ۵۰۰۰۰۰۰۰ × ۰٫۷۱ = ۸۵۵۰۰۰۰۰ ریال

همانطوریکه ملاحظه میشود طرح B بر طرح A ترجیح دارد .

۲ ـ طبقه‌بندی طرح‌ها

الف ـ طرحهای مستقل Projets independants

اجرا و یاعدم اجرایکی‌ازاین‌طرح‌ها، بدیگری ربطی‌ندارند. دراین حالت کافی است که بهره تبدیل شده بزمان حال (پس‌ازکسرهزینه‌ها) مثبت بـاشد .

ب ـ طرحهای غیرقابل جمع شدن Projets incompatibles

دراثر اجرای یکی ازاین طرحها، الباقی آنها را نمیتوان‌اجراءنمود. مثلا در صورتیکه برای محلی تنها احتیاج به‌یك سد باشد، بـا وجـود چندین طـرح سد، تنهـا یکـی از آنهـا را میتوان اجـراء نمـود، بنابرین بایستی طرحی انتخاب شود که رقم بهره تبدیل شده بزمان‌حال (پس‌ازکسرهزینه‌ها) بزرگترین مقداررا نسبت به سایر طرح‌هاداشته داشته بـاشد .

چنانچه درآمدهای حاصله در سالهای مختلف یکسان باشند،دراین صورت کافیست که هزینه‌های‌تبدیل شده بزمان‌حال‌با یکدیگر مقایسه شونـد .

اگر هزینه‌ها یکسان‌باشند، کافی است کـه درآمدهای‌تبدیل‌شده بزمان‌حال طرحهای مختلف با یکدیگر مقایسه گردند .

اگر بهره وهزینه طرح‌ها مختلف باشند، لازم است که درآمدیك طرح را بعنوان ماخذ قرار داده و همانطور که در صفحات قبل‌گفته‌شد سایـر طرح‌ها را نسبت به این مأخذ سنجید .

ج ـ طرحهای تابع Projets dépendants

طرحهائی هستند که اجرای‌یکی از آنها باعث میشود که دربهره

برداری طرح دیگر تاثیر داشته‌باشداین‌تاثیر ممکن است مثبت (پروژه های تکمیلی) ویامنفی باشد، بنابراین مثل طرحهای غیرقابل جمع شدن هریك از آنها بایستی جداگانه حساب شده و بعدا بهترین ترکیب رابین دو و یا چند طرح انتخاب نمود.

تابحال آنچه که گفته شد تبدیل درآمدهای حاصل در سالهای‌آینده بزمان‌حال بوده و فرض‌شده‌بود که هزینه تاسیسات کاملا در سال اول انجام شود لیکن در اکثرمواردهزینه تاسیسات درچندسال‌صورت میگیرد، بنابراین لازم است که هزینه‌های انجام شده نیز تبدیل‌بزمان حال گردند. مثلا اگر کارهای مربوط به‌یك طرح ۲سال طول بکشد، هزینه‌های انجام شده در سال اول I ودوم j باشند و اگرمحاسبات انجام شده بر اساس زمان اتمام طرح‌باشد، بنابراین درآمد و هزینه تبدیل شده باین زمان عبارت خواهند بوداز:

$$B = -I(1+a) - j + \sum_{t=1}^{n} \frac{B_t}{(1+a)^t}$$

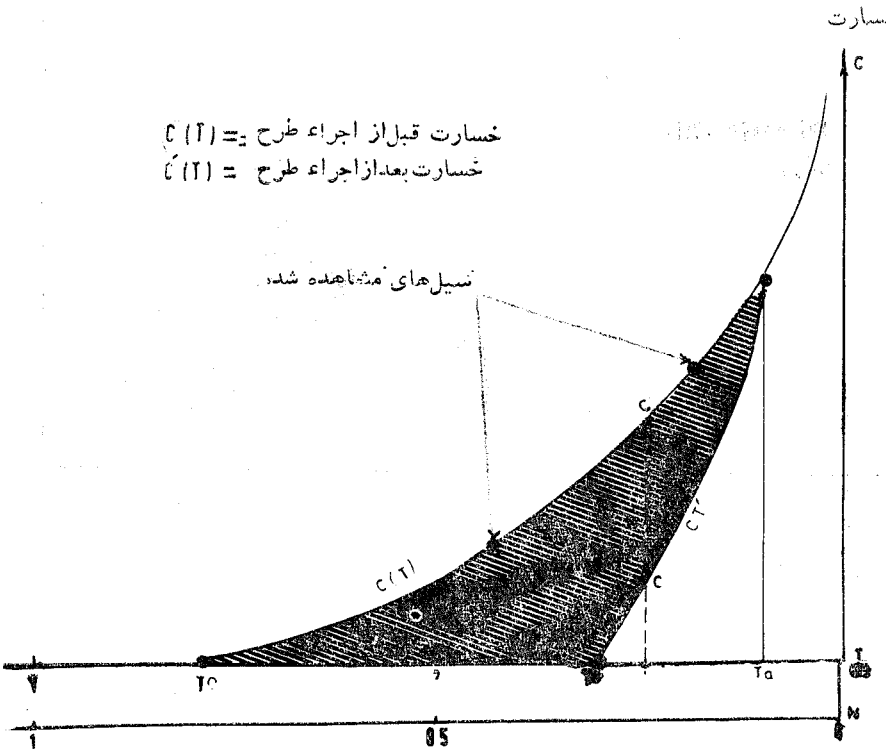
۳ـ ترسیم منحنی هزینه و درآمد

خسارات حاصله از طغیان رودخانه را قبل وبعداز اجراء طرح زهکشی و یا تنظیم آب رودخانه از روی شکل ۱ میتوان‌استنباط‌نمود. خسارات تولید شده برروی محور y ها و زمان برگشت سیل (تناوب) را بر روی محور x ها برده‌میشوند. برای یك جریان رودخانه‌هرقدر

که زمان برگشت (تناوب) سیل بزرگتر باشد، بهمان انـدازه‌خسارات حاصله نیز افزایش خواهد یافت زیرا هرقدر زمان برگشت‌بیشترباشد بهمان اندازه دبـی نیز اضافه خواهد شد .

بوسیله این منحنی تناوب To که در آن تناوب ابدا خسارتی‌بـه حوضه وارد نمیشود، مشخص میشود و همچنین خسارات مربوط بـه طغیان ماخذ با تناوب T_1 ، T_2 که از روی آن‌ها منحنی رسم شده‌است مشاهـده میشونـد .

بعداز اجرا طرح تنظیم جریان رودخـانه، مشخصات‌هیدرولوژی و اقتصادی رودخانه تغییر میکند و خسارات حاصله بـه مقدار قـابل ملاحظه‌ای پائین میایند و منحنی‌خسارت‌بعداز اجراء طرح رامطابق‌شکل ۱ میتوان رسم نمودوهمانطوریکه‌از شکل ۱ معلوم است، برای‌یك‌تناوب



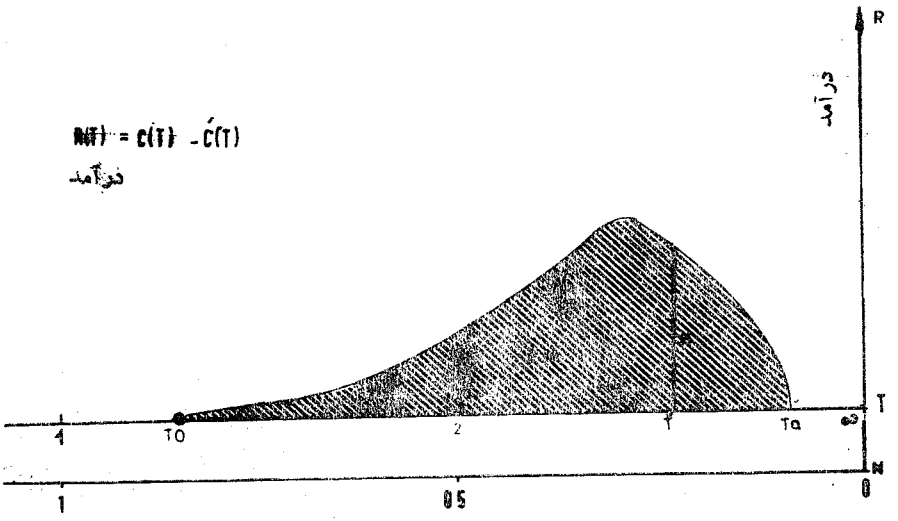
ش ۱

معین سیل، خسارت تولیدشده بعداز اجراء طرح از C به C′ تنزل‌میکند و ضمنا بعداز تناوب T_a که تاسیسات مربوط‌به تنظیم جریان آب رودخانه نمیتوانند موثر باشند، مشخص میشوند .

برای ترسیم منحنی در آمد حاصله‌در اثر اجراء طرح از معادله زیر استفاده شده است :

$$R(T) = C(T) - C'(T)$$

C (T), C′T خسارات تولید شده قبل و بعد از اجرای طرح با تناوب T برگشت‌سیل و R(T) درآمدحاصله‌از اجراء پروژه‌میباشند (شکل ۲) .



ش ۲

$$C_n = \frac{١٠٠a}{١-(١+a)^{-n}}$$

n \ a	۱ %	۲ %	۳ %	۴ %	۵ %	۶ %	۷ %	۸ %	۹ %	۱۰ %	۱۲ %	۱۴ %	۱۶ %	۱۸ %	۲۰ %
۱	۱۰۱,۰۰	۱۰۲,۰۰	۱۰۳,۰۰	۱۰۴,۰۰	۱۰۵,۰۰	۱۰۶,۰۰	۱۰۷,۰۰	۱۰۸,۰۰	۱۰۹,۰۰	۱۱۰,۰۰	۱۱۲,۰۰	۱۱۴,۰۰	۱۱۶,۰۰	۱۱۸,۰۰	۱۲۰,۰۰
۲	۵۰,۷۵	۵۱,۵۱	۵۲,۲۶	۵۳,۰۲	۵۳,۷۸	۵۴,۵۴	۵۵,۳۱	۵۶,۰۸	۵۶,۸۵	۵۷,۶۲	۵۹,۱۷	۶۰,۷۳	۶۲,۳۰	۶۳,۸۷	۶۵,۴۵
۳	۳۴,۰۰	۳۴,۶۸	۳۵,۳۵	۳۶,۰۳	۳۶,۷۲	۳۷,۴۱	۳۸,۱۱	۳۸,۸۰	۳۹,۵۱	۴۰,۲۱	۴۱,۶۳	۴۳,۰۷	۴۴,۵۳	۴۵,۹۹	۴۷,۴۷
۴	۲۵,۶۳	۲۶,۲۶	۲۶,۹۰	۲۹,۵۵	۲۸,۲۰	۲۸,۸۶	۲۹,۵۲	۳۰,۱۹	۳۰,۸۷	۳۱,۵۵	۳۲,۹۲	۳۴,۳۲	۳۵,۷۴	۳۷,۱۷	۳۹,۶۳
۵	۲۰,۶۰	۲۱,۲۲	۲۱,۸۳	۲۲,۴۶	۲۳,۱۰	۲۳,۷۴	۲۴,۳۹	۲۵,۰۵	۲۵,۷۱	۲۶,۳۸	۲۷,۷۴	۲۹,۱۳	۳۰,۵۴	۳۱,۹۳	۳۳,۴۴
۶	۱۷,۲۵	۱۷,۸۵	۱۸,۴۶	۱۹,۰۸	۱۹,۷۰	۲۰,۳۴	۲۰,۹۸	۲۱,۶۳	۲۲,۲۹	۲۲,۹۶	۲۴,۳۲	۲۵,۷۲	۲۷,۱۴	۲۸,۵۹	۳۰,۰۷
۷	۱۴,۸۶	۱۵,۴۵	۱۶,۰۵	۱۶,۶۶	۱۷,۲۸	۱۷,۹۱	۱۸,۵۶	۱۹,۲۱	۱۹,۸۷	۲۰,۵۴	۲۱,۹۱	۲۳,۳۲	۲۴,۷۶	۲۶,۲۴	۲۷,۷۴
۸	۱۳,۰۷	۱۳,۶۵	۱۴,۲۵	۱۴,۸۵	۱۵,۴۷	۱۶,۱۰	۱۶,۷۵	۱۷,۴۰	۱۸,۰۷	۱۸,۷۴	۲۰,۱۳	۲۱,۵۶	۲۳,۰۲	۲۴,۵۲	۲۶,۰۶
۹	۱۱,۶۷	۱۲,۲۵	۱۲,۸۴	۱۳,۴۵	۱۴,۰۷	۱۴,۷۰	۱۵,۳۵	۱۶,۰۱	۱۶,۶۸	۱۷,۳۶	۱۸,۷۷	۲۰,۲۲	۲۱,۷۱	۲۳,۲۶	۲۴,۸۱
۱۰	۱۰,۵۶	۱۱,۱۳	۱۱,۷۲	۱۲,۳۳	۱۲,۹۵	۱۳,۵۹	۱۴,۲۴	۱۴,۹۰	۱۵,۵۸	۱۶,۲۷	۱۷,۷۰	۱۹,۱۷	۲۰,۶۹	۲۲,۲۵	۲۳,۸۵
۱۱	۹,۶۴	۱۰,۲۲	۱۰,۸۱	۱۱,۴۱	۱۲,۰۴	۱۲,۶۸	۱۳,۳۴	۱۴,۰۱	۱۴,۶۹	۱۵,۴۰	۱۶,۸۴	۱۸,۳۴	۱۹,۸۹	۲۱,۴۸	۲۳,۱۱
۱۲	۸,۸۸	۹,۴۶	۱۰,۰۵	۱۰,۶۶	۱۱,۲۸	۱۱,۹۳	۱۲,۵۹	۱۳,۲۷	۱۳,۹۷	۱۴,۶۸	۱۶,۱۴	۱۷,۶۷	۱۹,۲۴	۲۰,۸۶	۲۲,۵۳
۱۳	۸,۲۴	۸,۸۱	۹,۴۰	۱۰,۰۱	۱۰,۶۵	۱۱,۳۰	۱۱,۹۷	۱۲,۶۵	۱۳,۳۶	۱۴,۰۸	۱۵,۵۷	۱۷,۱۲	۱۸,۷۲	۲۰,۳۷	۲۲,۰۶
۱۴	۷,۶۹	۸,۲۶	۸,۸۵	۹,۴۷	۱۰,۱۰	۱۰,۷۶	۱۱,۴۳	۱۲,۱۳	۱۲,۸۴	۱۳,۵۷	۱۵,۰۹	۱۶,۶۶	۱۸,۲۹	۱۹,۹۷	۲۱,۶۹
۱۵	۷,۲۱	۷,۷۸	۸,۳۸	۸,۹۹	۹,۶۳	۱۰,۳۰	۱۰,۹۸	۱۱,۶۹	۱۲,۴۱	۱۳,۱۵	۱۴,۶۳	۱۶,۲۸	۱۷,۹۴	۱۹,۶۴	۲۱,۳۹
۱۶	۶,۷۹	۷,۳۷	۷,۹۶	۸,۵۸	۹,۲۳	۹,۹۰	۱۰,۵۹	۱۱,۳۰	۱۲,۰۳	۱۲,۷۸	۱۴,۳۴	۱۵,۹۶	۱۷,۶۴	۱۹,۳۷	۲۱,۱۴
۱۷	۶,۴۳	۷,۰۰	۷,۶۰	۸,۲۲	۸,۸۷	۹,۵۴	۱۰,۲۴	۱۰,۹۶	۱۱,۷۰	۱۲,۴۷	۱۴,۰۵	۱۵,۶۹	۱۷,۴۰	۱۹,۱۵	۲۰,۹۴
۱۸	۶,۱۰	۶,۶۷	۷,۲۷	۷,۹۰	۸,۵۳	۹,۲۴	۹,۹۱	۱۰,۶۷	۱۱,۴۲	۱۲,۱۹	۱۳,۷۹	۱۵,۴۶	۱۷,۱۹	۱۸,۹۶	۲۰,۷۸
۱۹	۵,۸۱	۶,۳۸	۶,۹۸	۷,۶۱	۸,۲۷	۸,۹۶	۹,۶۶	۱۰,۴۱	۱۱,۱۷	۱۱,۹۵	۱۳,۵۸	۱۵,۲۷	۱۷,۰۱	۱۸,۸۱	۲۰,۶۵
۲۰	۵,۵۴	۶,۱۲	۶,۷۲	۷,۳۶	۸,۰۲	۸,۷۲	۹,۴۴	۱۰,۱۹	۱۰,۹۵	۱۱,۷۵	۱۳,۳۹	۱۵,۱۰	۱۶,۸۷	۱۸,۶۸	۲۰,۵۴
۲۱	۵,۳۰	۵,۸۸	۶,۴۹	۷,۱۳	۷,۸۰	۸,۵۰	۹,۲۳	۹,۹۸	۱۰,۷۶	۱۱,۵۶	۱۳,۲۲	۱۴,۹۵	۱۶,۷۴	۱۸,۵۷	۲۰,۴۴
۲۲	۵,۰۹	۵,۶۶	۶,۲۷	۶,۹۲	۷,۶۰	۸,۳۰	۹,۰۴	۹,۸۰	۱۰,۵۹	۱۱,۴۰	۱۳,۰۸	۱۴,۸۳	۱۶,۶۴	۱۸,۴۸	۲۰,۳۷
۲۳	۴,۸۹	۵,۴۷	۶,۰۸	۶,۷۳	۷,۴۱	۸,۱۳	۸,۸۷	۹,۶۴	۱۰,۴۴	۱۱,۲۶	۱۲,۹۶	۱۴,۷۲	۱۶,۵۴	۱۸,۴۱	۲۰,۳۱
۲۴	۴,۷۱	۵,۲۹	۵,۹۰	۶,۵۶	۷,۲۵	۷,۹۷	۸,۷۲	۹,۵۰	۱۰,۳۰	۱۱,۱۳	۱۲,۸۵	۱۴,۶۳	۱۶,۴۷	۱۸,۳۵	۲۰,۲۵
۲۵	۴,۵۴	۵,۱۲	۵,۷۴	۶,۴۰	۷,۱۰	۷,۸۲	۸,۵۸	۹,۳۷	۱۰,۱۸	۱۱,۰۲	۱۲,۷۵	۱۴,۵۵	۱۶,۴۰	۱۸,۲۹	۲۰,۲۱
۲۶	۴,۳۹	۴,۹۷	۵,۵۹	۶,۲۶	۶,۹۶	۷,۶۹	۸,۴۶	۹,۲۵	۱۰,۰۷	۱۰,۹۲	۱۲,۶۷	۱۴,۴۸	۱۶,۳۴	۱۸,۲۵	۲۰,۱۸
۲۷	۴,۲۴	۴,۸۳	۵,۴۶	۶,۱۲	۶,۸۳	۷,۵۷	۸,۳۴	۹,۱۴	۹,۹۷	۱۰,۸۳	۱۲,۵۹	۱۴,۴۲	۱۶,۳۰	۱۸,۲۱	۲۰,۱۵
۲۸	۴,۱۱	۴,۷۰	۵,۳۳	۶,۰۰	۶,۷۱	۷,۴۶	۸,۲۴	۹,۰۵	۹,۸۹	۱۰,۷۵	۱۲,۵۲	۱۴,۳۷	۱۶,۲۵	۱۸,۱۸	۲۰,۱۲
۲۹	۳,۹۹	۴,۵۸	۵,۲۱	۵,۸۹	۶,۶۰	۷,۳۶	۸,۱۴	۸,۹۶	۹,۸۱	۱۰,۶۷	۱۲,۴۷	۱۴,۳۲	۱۶,۲۲	۱۸,۱۵	۲۰,۱۰
۳۰	۳,۸۷	۴,۴۷	۵,۱۰	۵,۷۸	۶,۵۱	۷,۲۶	۸,۰۶	۸,۸۸	۹,۷۳	۱۰,۶۱	۱۲,۴۱	۱۴,۲۸	۱۶,۱۹	۱۸,۱۳	۲۰,۰۸
۳۱	۳,۷۷	۴,۳۶	۵,۰۰	۵,۶۹	۶,۴۱	۷,۱۸	۷,۹۸	۸,۸۱	۹,۶۷	۱۰,۵۵	۱۲,۳۷	۱۴,۲۵	۱۶,۱۶	۱۸,۱۱	۲۰,۰۷
۳۲	۳,۶۷	۴,۲۶	۴,۹۰	۵,۵۹	۶,۳۳	۷,۱۰	۷,۹۱	۸,۷۵	۹,۶۱	۱۰,۵۰	۱۲,۳۳	۱۴,۲۱	۱۶,۱۴	۱۸,۰۹	۲۰,۰۶
۳۳	۳,۵۷	۴,۱۷	۴,۸۲	۵,۵۱	۶,۲۵	۷,۰۳	۷,۸۴	۸,۶۹	۹,۵۶	۱۰,۴۵	۱۲,۲۹	۱۴,۱۹	۱۶,۱۲	۱۸,۰۸	۲۰,۰۵
۳۴	۳,۴۸	۴,۰۸	۴,۷۳	۵,۴۳	۶,۱۸	۶,۹۶	۷,۷۸	۸,۶۳	۹,۵۱	۱۰,۴۱	۱۲,۲۶	۱۴,۱۶	۱۶,۱۰	۱۸,۰۷	۲۰,۰۴
۳۵	۳,۴۰	۴,۰۰	۴,۶۵	۵,۳۶	۶,۱۱	۶,۹۰	۷,۷۲	۸,۵۸	۹,۴۶	۱۰,۳۷	۱۲,۲۳	۱۴,۱۴	۱۶,۰۹	۱۸,۰۶	۲۰,۰۳
۴۰	۳,۰۵	۳,۶۶	۴,۳۳	۵,۰۵	۵,۸۳	۶,۶۵	۷,۵۰	۸,۳۹	۹,۳۰	۱۰,۲۳	۱۲,۱۳	۱۴,۰۷	۱۶,۰۴	۱۸,۰۲	۲۰,۰۱
۴۵	۲,۷۷	۳,۳۹	۴,۰۸	۴,۸۳	۵,۶۳	۶,۴۷	۷,۳۵	۸,۲۶	۹,۱۹	۱۰,۱۴	۱۲,۰۷	۱۴,۰۴	۱۶,۰۲	۱۸,۰۱	۲۰,۰۱
۵۰	۲,۵۵	۳,۱۸	۳,۸۹	۴,۶۶	۵,۴۸	۶,۳۴	۷,۲۵	۸,۱۷	۹,۱۲	۱۰,۰۹	۱۲,۰۴	۱۴,۰۲	۱۶,۰۱	۱۸,۰۰	۲۰,۰۰
۵۵	۲,۳۷	۳,۰۱	۳,۷۳	۴,۵۲	۵,۳۷	۶,۲۵	۷,۱۷	۸,۱۲	۹,۰۸	۱۰,۰۵	۱۲,۰۲	۱۴,۰۱	۱۶,۰۰	۱۸,۰۰	۲۰,۰۰
۶۰	۲,۲۲	۲,۸۸	۳,۶۱	۴,۴۲	۵,۲۸	۶,۱۹	۷,۱۲	۸,۰۸	۹,۰۵	۱۰,۰۳	۱۲,۰۱	۱۴,۰۱	۱۶,۰۰	۱۸,۰۰	۲۰,۰۰
۶۵	۲,۱۰	۲,۷۰	۳,۵۱	۴,۳۴	۵,۲۲	۶,۱۴	۷,۰۹	۸,۰۵	۹,۰۳	۱۰,۰۲	۱۲,۰۱	۱۴,۰۰	۱۶,۰۰	۱۸,۰۰	۲۰,۰۰
۷۰	۱,۹۹	۲,۶۷	۳,۴۳	۴,۲۷	۵,۱۷	۶,۱۰	۷,۰۶	۸,۰۴	۹,۰۲	۱۰,۰۱	۱۲,۰۰	۱۴,۰۰	۱۶,۰۰	۱۸,۰۰	۲۰,۰۰
۷۵	۱,۹۰	۲,۵۹	۳,۳۷	۴,۲۲	۵,۱۳	۶,۰۶	۷,۰۴	۸,۰۳	۹,۰۱	۱۰,۰۱	۱۲,۰۰	۱۴,۰۰	۱۶,۰۰	۱۸,۰۰	۲۰,۰۰
۸۰	۱,۸۲	۲,۵۲	۳,۳۱	۴,۱۸	۵,۱۰	۶,۰۶	۷,۰۳	۸,۰۲	۹,۰۱	۱۰,۰۰	۱۲,۰۰	۱۴,۰۰	۱۶,۰۰	۱۸,۰۰	۲۰,۰۰
۸۵	۱,۷۵	۲,۴۶	۳,۲۶	۴,۱۵	۵,۰۸	۶,۰۴	۷,۰۲	۸,۰۱	۹,۰۱	۱۰,۰۰	۱۲,۰۰	۱۴,۰۰	۱۶,۰۰	۱۸,۰۰	۲۰,۰۰
۹۰	۱,۶۹	۲,۴۰	۳,۲۳	۴,۱۲	۵,۰۶	۶,۰۳	۷,۰۲	۸,۰۱	۹,۰۰	۱۰,۰۰	۱۲,۰۰	۱۴,۰۰	۱۶,۰۰	۱۸,۰۰	۲۰,۰۰
۹۵	۱,۶۴	۲,۳۸	۳,۱۹	۴,۱۰	۵,۰۵	۶,۰۲	۷,۰۱	۸,۰۱	۹,۰۰	۱۰,۰۰	۱۲,۰۰	۱۴,۰۰	۱۶,۰۰	۱۸,۰۰	۲۰,۰۰
۱۰۰	۱,۵۹	۲,۳۲	۳,۱۶	۴,۰۸	۵,۰۴	۶,۰۲	۷,۰۱	۸,۰۰	۹,۰۰	۱۰,۰۰	۱۲,۰۰	۱۴,۰۰	۱۶,۰۰	۱۸,۰۰	۲۰,۰۰

جدول شماره ۱

$$a_n = \frac{1}{(1+a)^n}$$

n \ a	1 %	2 %	3 %	4 %	5 %	6 %	7 %	8 %	9 %	10 %	12 %	14 %	16 %	18 %	20 %
1	990	980	971	962	952	943	935	926	917	909	893	877	862	847	833
2	980	961	943	925	907	890	873	857	842	826	797	769	743	718	694
3	971	942	915	889	864	840	816	794	772	751	712	675	641	609	579
4	961	924	888	855	823	792	763	735	708	863	636	592	552	516	482
5	951	906	863	822	784	747	713	681	650	621	567	519	476	437	402
6	942	888	837	790	746	705	666	630	596	564	507	456	410	370	335
7	933	871	813	760	711	665	623	583	547	513	452	400	354	314	279
8	923	853	789	731	677	627	582	540	502	467	404	351	305	266	233
9	914	837	766	703	645	592	544	500	460	424	361	308	263	225	194
10	905	820	744	676	614	558	508	463	422	386	322	270	227	191	162
11	896	804	722	650	585	527	475	429	388	350	287	237	195	162	135
12	887	788	701	625	557	497	444	397	356	319	257	208	168	137	112
13	879	773	681	601	530	469	415	368	326	290	229	182	145	116	93
14	870	758	661	577	505	442	388	340	299	263	205	160	125	99	78
15	861	743	642	555	481	417	362	315	275	239	183	140	108	84	65
16	853	728	623	534	458	394	339	292	252	218	163	123	93	71	54
17	844	714	605	513	436	371	317	270	231	198	146	108	80	60	45
18	836	700	587	494	416	350	296	250	212	180	130	95	69	51	38
19	828	686	570	475	396	331	277	232	194	164	116	83	60	43	31
20	820	673	554	456	377	312	258	215	178	149	104	73	51	37	26
21	811	660	538	439	359	294	242	199	164	135	93	64	44	31	22
22	803	647	522	422	342	278	226	184	150	123	83	56	38	26	18
23	795	634	507	406	326	262	211	170	138	112	74	49	33	22	15
24	788	622	492	390	310	247	197	158	126	102	66	43	28	19	13
25	780	610	478	375	295	233	184	146	116	92	59	38	24	16	10
26	772	598	464	361	281	220	172	135	106	84	53	33	21	14	9
27	764	586	450	347	268	207	161	125	98	76	47	29	18	11	7
28	757	574	437	333	255	196	150	116	90	69	42	26	16	10	6
29	749	563	424	321	243	185	141	107	82	63	37	22	14	8	5
30	742	552	412	308	231	174	131	99	75	57	33	20	12	7	4
31	735	541	400	296	220	164	123	92	69	52	30	17	10	6	4
32	727	531	388	285	210	155	115	85	63	47	27	15	9	5	3
33	720	520	377	274	200	146	107	79	58	43	24	13	7	4	2
34	713	510	366	264	190	138	100	73	53	39	21	12	6	4	2
35	706	500	355	253	181	130	94	68	49	36	19	10	6	3	2
40	672	453	307	208	142	97	67	46	32	22	11	5	3	1	1
45	639	410	264	171	111	73	48	31	21	14	6	3	1	1	0
50	608	372	228	141	87	54	34	21	13	9	3	1	1	0	0
55	579	337	197	116	68	41	24	15	9	5	2	1	0	0	0
60	550	305	170	95	54	30	17	10	6	3	1	0	0	0	0
65	524	276	146	78	42	23	12	7	4	2	1	0	0	0	0
70	498	250	126	64	33	17	9	5	2	1	0	0	0	0	0
75	474	226	109	53	26	13	6	3	2	1	0	0	0	0	0
80	451	205	94	43	20	9	4	2	1	0	0	0	0	0	0
85	429	186	81	36	16	7	3	1	1	0	0	0	0	0	0
90	408	168	70	29	12	5	2	1	0	0	0	0	0	0	0
95	389	152	60	24	10	4	2	1	0	0	0	0	0	0	0
100	370	138	52	20	8	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0

جدول شماره ۲

$$g_n = \frac{1-(1+a)^{-n}}{a}$$

n \ a	1 %	2 %	3 %	4 %	5 %	6 %	7 %	8 %	9 %	10 %	12 %	14 %	16 %	18 %	20 %
1	0,99	0,98	0,97	0,96	0,95	0,94	0,93	0,93	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,85	0,83
2	1,97	1,94	1,91	1,89	1,86	1,83	1,81	1,78	1,76	1,74	1,69	1,65	1,61	1,57	1,53
3	2,94	2,88	2,83	2,78	2,72	2,67	2,62	2,58	2,53	2,49	2,40	2,32	2,25	2,17	2,11
4	3,90	3,81	3,72	3,63	3,55	3,47	3,39	3,31	3,24	3,17	3,04	2,91	2,80	2,69	2,59
5	4,65	4,71	4,58	4,45	4,33	4,21	4,10	3,99	3,89	3,79	3,60	3,43	3,27	3,13	2,99
6	5,80	5,60	5,42	5,24	5,08	4,92	4,77	4,62	4,49	4,36	4,11	3,89	3,68	3,50	3,33
7	6,73	6,47	6,23	6,00	5,79	5,58	5,39	5,21	5,03	4,87	4,56	4,29	4,04	3,81	3,60
8	7,65	7,33	7,02	6,73	6,46	6,21	5,97	5,75	5,53	5,33	4,97	4,64	4,35	4,08	3,84
9	8,57	8,16	7,79	7,44	7,11	6,80	6,52	6,25	6,00	5,76	5,33	4,95	4,61	4,30	4,03
10	9,47	8,98	8,53	8,11	7,72	7,36	7,02	6,71	6,42	6,14	5,65	5,22	4,83	4,49	4,19
11	10,37	9,79	9,25	8,76	8,31	7,89	7,50	7,14	6,81	6,50	5,94	5,45	5,03	4,66	4,33
12	11,26	10,58	9,95	9,39	8,86	8,38	7,94	7,54	7,16	6,81	6,19	5,66	5,20	4,79	4,44
13	12,13	11,35	10,63	9,99	9,39	8,85	8,36	7,90	7,49	7,10	6,42	5,84	5,34	4,91	4,53
14	13,00	12,11	11,30	10,56	9,90	9,29	8,75	8,24	7,79	7,37	6,63	6,00	5,47	5,01	4,61
15	13,87	12,85	11,94	11,12	10,38	9,71	9,11	8,56	8,06	7,61	6,81	6,14	5,58	5,09	4,68
16	14,72	13,58	12,56	11,65	10,84	10,11	9,45	8,85	8,31	7,82	6,97	6,27	5,67	5,16	4,73
17	15,56	14,29	13,17	12,17	11,27	10,48	9,76	9,12	8,54	8,02	7,12	6,37	5,75	5,22	4,77
18	16,40	14,99	13,75	12,66	11,69	10,83	10,06	9,37	8,76	8,20	7,25	6,47	5,82	5,27	4,81
19	17,23	15,68	14,32	13,13	12,09	11,16	10,34	9,60	8,95	8,36	7,37	6,55	5,88	5,32	4,84
20	18,05	16,35	14,88	13,59	12,46	11,47	10,59	9,82	9,13	8,51	7,47	6,62	5,93	5,35	4,87
21	18,86	17,01	15,42	14,03	12,82	11,76	10,84	10,02	9,29	8,65	7,56	6,69	5,97	5,38	4,89
22	19,66	17,66	15,94	14,45	13,16	12,04	11,06	10,20	9,44	8,77	7,64	6,74	6,01	5,41	4,91
23	20,46	18,29	16,44	14,86	13,49	12,30	11,27	10,37	9,58	8,88	7,72	6,79	6,04	5,43	4,92
24	21,24	18,91	16,94	15,25	13,80	12,55	11,47	10,53	9,71	8,98	7,78	6,84	6,07	5,45	4,94
25	22,02	19,52	17,41	15,62	14,09	12,78	11,65	10,67	9,82	9,08	7,84	6,87	6,10	5,47	4,95
26	22,80	20,12	17,88	15,98	14,38	13,00	11,83	10,81	9,93	9,16	7,90	6,91	6,12	5,48	4,96
27	23,56	20,71	18,33	16,33	14,64	13,21	11,99	10,94	10,03	9,24	7,94	6,94	6,14	5,49	4,96
28	24,32	21,28	18,76	16,66	14,90	13,41	12,14	11,05	10,12	9,31	7,98	6,96	6,15	5,50	4,97
29	25,07	21,84	19,19	16,98	15,14	13,59	12,28	11,16	10,20	9,37	8,02	6,98	6,17	5,51	4,97
30	25,81	22,40	19,60	17,29	15,37	13,76	12,41	11,26	10,27	9,43	8,06	7,00	6,18	5,52	4,98
31	26,54	22,94	20,00	17,59	15,59	13,93	12,53	11,35	10,34	9,48	8,08	7,02	6,19	5,52	4,98
32	27,27	23,47	20,39	17,87	15,80	14,08	12,65	11,43	10,41	9,53	8,11	7,03	6,20	5,53	4,99
33	27,99	23,99	20,77	18,15	16,00	14,23	12,75	11,51	10,46	9,57	8,14	7,05	6,20	5,53	4,99
34	28,70	24,50	21,13	18,41	16,19	14,37	12,85	11,59	10,52	9,61	8,16	7,06	6,21	5,54	4,99
35	29,41	25,00	21,49	18,66	16,37	14,50	12,95	11,65	10,57	9,64	8,18	7,07	6,22	5,54	4,99
40	32,83	27,36	23,11	19,79	17,16	15,05	13,33	11,92	10,76	9,78	8,24	7,11	6,23	5,55	5,00
45	36,09	29,49	24,52	20,72	17,77	15,46	13,61	12,11	10,88	9,86	8,28	7,12	6,24	5,55	5,00
50	39,20	31,42	25,73	21,48	18,26	15,76	13,80	12,23	10,96	9,91	8,30	7,13	6,25	5,55	5,00
55	42,15	33,17	26,77	22,11	18,63	15,99	13,94	12,33	11,01	9,95	8,32	7,14	6,25	5,55	5,00
60	44,96	34,76	27,68	22,62	18,93	16,16	14,04	12,38	11,05	9,97	8,32	7,14	6,25	5,55	5,00
65	47,63	36,20	28,45	23,05	19,16	16,29	14,11	12,42	11,07	9,98	8,33	7,14	6,25	5,55	5,00
70	50,17	37,50	29,12	23,39	19,34	16,38	14,16	12,44	11,08	9,99	8,33	7,14	6,25	5,55	5,00
75	52,59	38,68	29,70	23,68	19,48	16,46	14,20	12,46	11,09	9,99	8,33	7,14	6,25	5,55	5,00
80	54,89	39,74	30,20	23,92	19,60	16,51	14,22	12,47	11,10	10,00	8,33	7,14	6,25	5,55	5,00
85	57,08	40,71	30,63	24,11	19,68	16,55	14,24	12,48	11,10	10,00	8,33	7,14	6,25	5,55	5,00
90	59,16	41,59	31,00	24,27	19,75	16,58	14,25	12,49	11,11	10,00	8,33	7,14	6,25	5,55	5,00
95	61,14	42,38	31,32	24,40	19,81	16,60	14,26	12,49	11,11	10,00	8,33	7,14	6,25	5,53	5,00
00	63,03	43,10	31,60	24,51	19,85	16,62	14,27	12,49	11,11	10,00	8,33	7,14	6,25	5,55	5,00

جدول شماره ۳

۱ ـ آذرینا، اصغر ـ روش چاهک‌های آزمایشی برای اندازه‌گیری تراوش هیدرولیکی خاك، مجله آب (۱۳٤۱) .

۲ ـ جناب، کمال‌الدین ـ مکانیك فیزیك، انتشارات دانشگاه تهران (۱۳٤۲) .

۳ ـ روحانی، منصور ـ توسعه منابع آب ایران، راه حل‌ها و مشکلات.

٤ ـ روح‌الله، فرزانه ـ آبیاری (پلی کپی)، انتشارات دانشکده کشاورزی کرج .

٥ ـ سعادت، ناصر وزرین کفش، منوچهر ـ علوم خاکشناسی، انتشارات ابوریحان (۱۳٤۸) .

6 — Baurrier, J — Considération sur la mesure de l'humidité du sol, pour la conduite des irrigation. Bulletin Technique du Génie Rural, Antony.

7 — Beers, W.F.J., van — The auger hole method, IIle. Bull, No. 1 Wageningen (1963).

8 — Demolon, Albert — Dynamique du sol, Dunod, Paris (1966).

9 — De Casanova, Arighi, M.G — Cours d'irrigation (première partie) principe et pratique de l'irrigation. Ecole Nationale du Génie Rural Paris (1961).

10 — Deloye, M et, Reliour, H — L'irrigation en grand culture La maison Rustique.

11 — Feodoroff, A et Rafi, M — Evaporation de l'eau à partir du sol nu INRA, Paris (1963).

12 — Feodoroff, A — Etude Exprimentale de l'infiltration de l'eau non saturée. INRA, Paris (1965).

13 — Larras, J — L'aménagement des cours d'eau, Que sais-je?. Presses Universitaires de France (1965).

14 — Poirée, M et Ollier, Ch — Irrigation. Eyrolles, Paris (1966).

۱ ـ اخوت، یعقوب ـ پایان نامه فوق لیسانس: مطالعه اثر سیلاب‌ها برروی کانال‌آبیاری طالقان وروش‌های کنترل‌آن (مرداد ۱۳٤۹).
۲ ـ الهی پناه، نعمت‌اله ـ پایان نامه فوق لیسانس: تجزیه و تحلیل آمار رودخانه قره‌سو در ایستگاه دوآب‌مرگ (شهریور ۱۳٤۹) .
۳ ـ برومندفر، ابوالقاسم ـ پایان‌نامه فوق لیسانس: هیدرولژی‌حوضه آبریز رودخانه هراز در ایستگاه کره‌سنگ (تیرماه ۱۳٤۹) .
٤ ـ جهانی، عباسقلی ـ پایان نامه فوق لیسانس: تجزیه و تحلیل آمار رودخانه لار درپلور (شهریور ۱۳٤۹).
٥ ـ رجائی، مسعود ـ پایان نامه فوق لیسانس: تجزیه وتحلیل آمار رودخانه گلپایگان در ایستگاههای اختخوان و سرآب‌هنده (شهریور ۱۳٤۹) .
٦ ـ سیمافر، شجاع‌الدین ـ پایان نامه فوق لیسانس: تجزیه وتحلیل حوضه‌رودخانه زرینه‌رود درایستگاه‌ساری‌قیمش (تیرماه ۱۳٤۹).
۷ ـ طلائی، حسینعلی ـ پایان نامه فوق لیسانس: آنالیز رگبارهای منطقه تهران و پیش‌بینی سیلابهای ناشی از باران‌های شدید (شهریور ۱۳٤۹) .
۸ ـ لحنی، محسن ـ پایان نامه فوق لیسانس: هیدرولژی حوضه‌آبریز رودخانه قره‌چای (اسفند ۱۳٤۹) .
۹ ـ موسوی، کاظم ـ پایان نامه فوق لیسانس: مطالعه هیدرولژی حوضه آبریز رودخانه چالوس درپل ذغال (اسفند ۱۳٤۹) .
۱۰ ـ نیک‌صفت، غلامرضا ـ پایان نامه فوق لیسانس: هیدرولژی و مطالعات رسوب رودخانه ارس (مهر ۱۳٤۹) .
۱۱ ـ وزارت آب وبرق ـ بیلان آبهای سطحی بر اساس آمار بارندگی سالهای آبی ٤۸ ـ ۱۳٤٤ (انتشار در ۱۳٥۰) .
12 — Bastiss, E.M — Dix huit années d'études lysimétriques appli-

quées à l'agronomie, INRA, première mémoire (1951), deuxième mémoire (1953).
13 — Mohsseneian. M.R — Effet du paillage sur l'économie de l'eau, influence des facteurs météorologiques, Paris (1966).
14 — Michaux, M — D'aménagement des marais de l'Ouest. Bull Tech du Génie Rural, 41-18, (1960).
15 — Rémenieras, G. Hydrologie de l'ingénieur - Eyrolles, Paris (1963).
16 — Roche, M — Hydrologie de surface, ORSTOM, Paris (1963).
17 — Rieul, L—Estimation des débits à évacuer dans un reseau d'assainissement par drainage superficiel. Bull, Tech du Génie Rural.
18 — Turc, D — Le bilan d'eau de sols, relation entre les précipitations, l'évaporation et l'écoulément. INRA, Paris (1953).
19 — Vessereau, A — La statistique, que sais-je? Presse Universitaires de France (1964).

منابع مورد استفاده فصل سوم

۱ ـ بای‌بوردی، محمد ـ زهکشی واصلاح‌اراضی (پلی‌کپی) از انتشارات دانشکده کشاورزی کـرج .
2 — Beers, W.F.J., Van — Some nomographs for the calculation of drain, IIlc, Bull, 8, wageningon (1965).
3 — Boussinesq, M,J — Recherche théorique sur l'écoulement des nappes d'eau infiltrées dans le sol et sur le débit des sources. Journal de mathématiques pure et appliquée, cinquième série tome X.
4 — Castany, G — Traité pratique des eaux souterraines. Dunod, Paris (1963).
5 — Carlier, M — Hrdraulique souterraine, Riber, Paris (1965).
6 — Labye, Y — Note sur la formule de Hooghoudt. Bull Tech du Génie Rural, No. 49, Paris (1960).
7 — Lechapt, L — Le probléme du drainage des nappes. Bull Tech de Génie Rural No. H-s, 41 - 9, Paris (1961).

منابع مورد استفاده فصل چهارم

۱ ـ تربیت، فیروز ـ هیدرولیك، جلد اول، انتشارات دانشگاه تهران (۱۳٤٦).

۲ ـ تربیت، فیروز ـ هیدرولیك، جلد دوم، انتشارات دانشگاه تهران (۱۳٤٦).

۳ ـ مهندسین مشاور تهال ـ جدار داخلی بتونی کانال‌ها درخاك رسی، سمینار آبیاری و زهکشی تهران (۱۳٤۹).

٤ ـ مهندسین مشاور کاژه‌سانیو ـ استفاده از مواد پتروشیمی برای پوشش جدار وکف شبکه‌های آبیاری، سمینار آبیاری وزهکشی تهران (۱۳٤۹).

5 — Carlier, M — Ecoulément en surface libre. Riber, Paris (1965).

6 — Chow, ven, to — Open channel, hydraulics. Mc graw-hiell book Company, New - York.

7 — Bauzil, V — Traité d'irrigation, Eyrolles. Paris (1952).

8 — Bauzil, V — Traité d'irrigation (atlas). Eyrolles. Paris (1952).

9 — Henderson, E,M — Open channel flow, Macmillan, Company, New York.

10 — Leladeux, G — Revêtement des canaux en béton de ciment, Compagnie Nationale d'aménagement de la région du Bas Rhone et du Languedoc.

11 — Nekrassov, B — Cours d'hydraulique. Edtion en langues etrangéres, Moscou.

12 — Surpin, I — Orchards design of irrigation ditches and canals, Ghazvin area Development Project.

منابع مورد استفاده فصل پنجم

1 — Archambault, J, et Margat, J, et Massoulie, G — Données sur l'emploi des bassins d'infiltration pour l'alimentation artificielle des nappes soutterraines, L'eau No. 3 (mars 1968).

2 — Feodoroff, A — Aptitude des terraines à recevoire un drainage

taupe, INRA, Versailles (1964).
3 — Ollier, Ch — La réalisation des travaux de drainage par tuyaux Bull Tech du Génie Rural, No H-s, 41 - 14, Paris (1961).
4 — Poirée, M et Ollier, Ch — Assainissement agricole, Eyrolles, Paris (1965).

منابع مورد استفاده فصل ششم

۱ ــ تمدنی، قدرت‌الله ــ استفاده از آب و خاك شور وقلیائی درآبیاری از انتشارات دانشکده کشاورزی کرج (۱۳٤٥) .
۲ ــ عابدی، محمد جواد ــ تجزیه آبها از نظر آبیاری و کشاورزی (پلی کپی) از انتشارات‌دانشکده کشاورزی کــرج .
3 — U,S, Salinity Staff Deagnosis and improvment of Salin and Alkali Soils, Calif (1954).

منابع مورد استفاده فصل هفتم

۱ ــ مزینی، مصطفی ــ اقتصاد تاسیسات آبی (پلی‌کپی) از انتشارات دانشکده فنی تهران .
2 — Maistre, P — Bilan économique des ouvrages de défenses. Cours international d'hydrologie et d'aménagement des eaux, Paris (1969).
3 — Simeon, P — Approche économique de la lutte contre les inondation, le coût de crues. Cours international et d'aménagement des eaux. Paris (1969).

غلطنامه

صفحه	سطر	غلط	صحیح
۱۲	۸	دارند	دارد
۱۲	۱۶	میکنند	میکند
۱۷	۱۶	Granulometrique	Granulométrie
۱۹	۱۴	خشك خاك	خاك خشك
۲۰	۱۰	اتو	اتوو
۲۱	۱۱	طریقه رسوب	طریقه تعلیق
۲۲	۲	۲۱۰	۱۰
۲۹	۱۷	میروند	میرود
۳۵	۴	میخواهند ، بکشند	میخواهد، بکشد
۳۷	۱۸	ریشه	ریشه‌های
۳۷	۲۰	خواهند	خواهد
۳۸	۱۲	میروند	میرود
۴۰	۱۲	آنرا	آبرا
۴۱	۲	مکش رطوبت خاك	۹ـ مکش رطوبت خاك
۴۲	۲۱,۱۹,۱۷,۱۵	ماسه‌ای	شنی
۴۴	۷	میکنید	میکنند
۴۷	۶ و ۵	ماندگار	آرام
۵۰	۱۲	xها و yها	yها و xها
۵۲	۱	الف –	a –
۵۲	۸	ب –	b –
۶۷	۱۳	خواهد	خواهند
۷۱	۱۴	میشود	میشوند
۸۱	۲	کمتر	زیادتر
۸۲	۲۲	گردد	گردند
۸۶	۳	میباشد	میباشند
۹۶	۱۰	انحراف معیارکوچك شده	خطای انحراف معیارکوچك شده
۹۶	۲۰	قراردارند	قرار دارد
۱۰۲	۵	منحنی Si	منحنی و Si
۱۰۸	۲	E.T.R	E.T.P
۱۰۸	۳	E.T.P	E.T.R
۱۰۹	۲۰	کشش بخاری اشباع در حرارت	کشش بخاراشباع دردرجه حرارت
۱۱۰	۱۳	ی ـ اندازه گیری تبخیر	ـ اندازه گیری تبخیر :

صفحه	سطر	غلط	صحیح
۱۱۱	۸	تبخیرها	تبخیر سنج‌ها
۱۱۹	۷	TEP	ETP
۱۲۰	۱	مقدار عبارت	مقدار a عبارت
۱۲۰	۵	$ETP = ۱/۴(\frac{t}{l})^a$	$ETP = ۱/۶(\frac{t}{l})^a$
۱۲۳	۳	l g	I g
۱۲۴	۷	t عبارتست از	t عبارتست از متوسط
۱۲۷	۹	ن ـ	ـ
۱۳۰	۳	$5 < d < ۱۰۰$	$5 < d < ۱۰$
۱۳۰	۴	d = قطر ذرات خاك	d = قطرخاك دانه
۱۳۲	۶	فرمول‌های تجربی	ن ـ فرمول‌های تجربی
۱۳۵	۱	ه ـ تبخیر از سطح	ی ـ تبخیر از سطح
۱۳۵	۹	۶ ـ کمبود جریان	ـ کمبود جریان
۱۴۲	۵	باشد	باشند
۱۴۶	۱	محفظ	محفظه
۱۴۶	۱۲	مراغبت	مراقبت
۱۴۹	۲۴	برای اینکه وزنه	برای اینکه بین وزنه
۱۵۸	۱۶	مانینك میتوان	مانینك با تقریب میتوان
۱۵۹	۸	تعین	تعیین
۱۵۹	۲۱	۲۵	٪۲۵
۱۸۱	۱	۴ ـ منحنی	ـ منحنی
۱۹۲	۴	مقدار از	مقداری از
۲۰۳	۱۳	نقطه حوضه	نقطه زمانی حوضه
۲۰۵	۱۹	جریان آب حوضه	جریان‌آب حوضه برحسب کیلومتر
۲۰۸	۷	$T_c = \frac{3L}{2C_1\sqrt{r_0 i . T_c . P}}$	$T_c = \frac{3L}{2c\sqrt{r_0 i . T_c . P}}$
۲۰۸	۷	$\frac{T_c^3}{t+۱} = \frac{CL^2}{rpR}$	$\frac{T_c^3}{t+۱} = \frac{CL^2}{rpR}$ (۱)
۲۱۰	۳	$T' > T_c$	$T > T_c$
۲۱۰	۱۲	i^t	t_i
۲۱۲	۱۸	$T' > T_c < b$	$T' < T_c$ (b
۲۱۳	۱۳	وارو	وارد رودخانه
۲۱۴	۹	ماگزیمم	ماکزیمم
۲۱۷	۲	لوله‌های	لوله

صفحه	سطر	غلط	صحیح
		۳ -	۳
۲۱۸	۴	$q=\frac{r.\ i.\ 10}{3600}$	$q=\frac{r.\ i.\ 10}{3600}$
۲۱۹	۱۶	م ـ دوره استفراق قابل قبول	ـ دوره استفراق قابل قبول
۲۲۴	۱۲	ی ـ محاسبه	و ـ محاسبه
۲۲۵	۶	شود	گردد
۲۲۶	۱۰	مستقرق‌شوند	مستغرق‌نشوند
۲۲۹	۱۱	T_5	T_c
۲۴۴	۶	معادل هیدروگرام	معادل مضربی از هیدروگرام
۲۵۰	۵	i_2,i_2,i_1	i_3,i_2,i_1
۲۵۱	۱۱	$q_4=i_1y_4+i_2y_3,i_3y_2$	$q_4=i_1y_4+i_2y_3+i_3y_2$
۲۵۱	۱۲	i_4,i_3	i_3
۲۵۱	۱۴	هیدروگرام و رگبار	هیدروگرام رگبار
۲۵۳	۴	$q'_p=\frac{275c_p}{t_p}$	$q'_p=\frac{275c_p}{t'_p}\ .\ A$
۲۵۴	۱۳	طول‌ترین	طویل‌ترین
۲۵۵	۴	عرض‌های	طول‌های
۲۵۸	۱۶	بطر زیر	بطرز زیر
۲۶۰	۹	سطح جریان سطحی	سطح زیرمنحنی جریان سطحی
۲۶۰	۱۰	آب سطح حوضه	آن بسطح‌حوضه
۲۶۳	ش ۸۳	دقیقه	ساعت
۲۶۴	۲	A_1	A_i
۲۶۴	۱۸	سطوح مجاور	سطوح مجاور شهرها
۲۶۷	۳	ما بعدآخر	ماقبل‌آخر
۲۷۳	۱۵	دارد	دارند
۲۷۷	۲۳	جریان آب به دقیقه	جریان آب به متر در دقیقه
۲۸۹	۱۰	۱-$\frac{1}{2}$	۱-$\frac{1}{2}$ اینچ
۲۹۱	۲	میآید	میآیند
۳۰۱	ش ۱۱	h	h_1
۳۰۱	ش ۱۱	t	h_3
۳۰۸	۱۷	ثابت	مساوی
۳۰۹	۱۸	مقدار وارد شده	مقدار آب وارد شده

صفحه	سطر	غلط	صحیح	صفحه
۳۲۸	۱	L	E	۴۸۷
۳۳۶	۱	حالت دوم	ب ـ حالت دوم	۴۸۹
۳۳۶	۱۸	میسازد	میسازند	۴۹۷
۳۳۷	۲۰	مقاتسه	مقایسه	۴۹۸
۳۴۴	۱۵	مادله	معادله	۵۰۷
۳۶۵	۱۲	نسبت h	نسبت به h	۵۱۲
۳۷۲	۱	m ۱	m=۱	۵۱۲
۳۷۳	۲	یك صعودی	یك منحنی صعودی	۵۱۰
۳۸۵	۱۶	۱ ـ رشته‌های مختلف	ـ رشته‌های مختلف	۵۱
۳۹۹	۱۵	ـ فرمول	ن ـ فرمول	۵۱۷
۴۰۶	۱۱	چسبندگی جدار	چسبندگی خاك جدار	۵۲۴
۴۱۰	۱	ذوزنقه‌ای	ذوذنقه	۵۳۰
۴۱۰	۱۵	برحسب مقادیر مناسب c و h تعیین میشود	برحسب مقادیر θ، مقادیر مناسب	۵۳۰
			تعیین میشدند	۵۳۱
۴۱۴	۹	شعاع	از شعاع	۵۴۳
۴۲۰	۸	الف ـ کانال‌های روباز	کانال‌های روباز	۵۲۵
۴۲۶	۱۲	٦ ویا q	L و یا h	۵۴۶
۴۲۸	۱۳	$RI=hv^2$	$RI=bv^2$	۵۴۸
۴۴۰	۱	yc	yc	۵۵۲
		$\frac{2}{3}$	$\frac{2}{3}$	۵۵۶
۴۴۲	۹	$\frac{S.R}{\frac{3}{b}}$	$\frac{S.R}{\frac{8}{3}}$	۵۵۸
			b	۵۶۵
۴۵۰	۳	Econlement	Ecoulement	۵۷۹
۴۵۲	۴	y1	y_1	۵۸۵
۴۵۲	۱۳	سادهتر	ساده‌تر	۵۸۹
۴۵۴	۴	در جه	درجه	۶۰۲
۴۵۹	۶	تاج بهر	تاج نهر	۶۰۲
۴۶۵	۸	میشوند	میشود	۶۱۲
۴۷۸	۱۱	انسباط	انبساط	۶۲۰
۴۸۱	۱۷	شود	شوند	۶۲۱
۴۸۲	۶	میشود	میشوند	۶۲۶
۴۸۶	۱۰	قرار دارد	قرار دارند	

صفحه	سطر	غلط	صحیح
۴۸۷	۱۳	ج ـ پوشش	د ـ پوشش
۴۸۹	۶	د ـ پوشش	۵ ـ پوشش
۴۹۷	۱۶	باشد	باشند
۴۹۸	۱۰	Montmoraillonites	Montmorillonites
۵۰۷	۱۲	ذوزنقه	ذوذنقه
۵۱۲	۴	میکنند	میکند
۵۱۲	۱۲	۰/۰۱ ـ ۰/۰۵ است	۰/۰۱ ـ ۰/۰۵ متردرثانیه است
۵۱۰	۴	1it/s/hc	1it/s
۵۱	۱۲	ابتداء	ابتدای
۵۱۷	۱۹	۹ ـ شکل عمومی	۸ ـ شکل عمومی
۵۲۴	۹	خطوط خطاالقعر	خطوط خطاالقعرهای
۵۳۰	۹	آزمایش	آزمایشی
۵۳۰	۱۳	سریع جدارهای	سریع رطوبت جدارهای
۵۳۱	۴	میشوند	میشود
۵۴۳	۱۴	ندارند	ندارد
۵۲۵	۲۱	۴۳۵	۵۳۵
۵۴۶	۹	پیزومترهای	پیزومترها
۵۴۸	۱۰	۸ ـ ساختمان‌های	۹ ـ ساختمان‌های
۵۵۲	۱	۹ ـ زهکش‌های	۱۰ ـ زهکش‌های
۵۵۶	۱۷	شود	شوند
۵۵۸	۱۵	اپتیمی	اپتیممی
۵۶۵	۱۳	باشد	باشند
۵۷۹	۳	آب	تجمع آب
۵۸۵	۱۰	۲ـ مطالعه مقدماتی	۲ـ مطالعات مقدماتی
۵۸۹	۱۷	تنظیم	تهیه
۶۰۲	۴	میباشد	میباشند
۶۰۲	۱۶	عصاره	عصاره خاك
۶۱۲	۱۱	میشود	میشوند
۶۲۰	۲۱	شود	میشود
۶۲۱	۱۲	درآ دم	درآمد
۶۲۶	۳	شده	کرده

UBLICATION No-4

COMITE NATIONAL IRANIEN
D'IRRIGATION ET DE DRAINAGE

AMENAGEMENT AGRAIRE

TOME I

PRINCIPE DE CALCUL DE DRAINAGE

VACUATION DES EAUX DE RUISSELLEMENT ET DES EAUX SOUTERRAINES)

par

Dr. M.R. MOHSSENEIAN

(MARS 1972)

٣١٣٥

شرکت مهندسی مشاور مهاب قدس

PUBLICATION DU MINISTERE
DES EAUX ET DE L'ENERGIE